

建築研究資料

Building Research Data

No. 210

January 2024

既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造 技術に関する研究

Development on Skeleton Remodeling Techniques for Existing R/C
Buildings

向井智久, 中村聡宏, 有木克良, 南部禎士, 田沼毅彦, 釜瀧和也, 塚本英司
香取慶一, 岡部喜裕, 高光宏明, 秋山友昭, 沼田卓也, 北堀隆司
Tomohisa MUKAI, Akihiro NAKAMURA, Katsuyoshi ARIKI, Yuji NANBU
Takehiko TANUMA, Kazuya KAMATAKI, Eiji TAUKMOTO, Keiichi KATORI
Yoshihiro OKABE, Hiroaki TAKAMITSU, Tomoaki AKIYAMA,
Takuya NUMATA, Takashi KITAHORI

国立研究開発法人 建築研究所

Published by

Building Research Institute

National Research and Development Agency, Japan

国立研究開発法人建築研究所、関係機関及び著者は、
読者の皆様が本資料の内容を利用することで生じた
いかなる損害に対しても、一切の責任を負うもの
ではありません。

はしがき

人口減少・少子高齢化および未使用既存住戸（空き家）の顕著化等の社会問題を背景に、スクラップ&ビルドを脱却し、優良な既存ストックを有効活用することが望まれている。また、2050年のカーボンニュートラル社会の実現を標榜しており、既存ストックの有効活用による建築物の長寿命化は、有効な解決策の一つと位置づけられる。既存ストックを長期にわたって活用するにあたり、社会的な生活スタイルの変化に対応するための空間改造の需要があり、戸境壁への開口設置や床スラブの増設・撤去など、建築物の構造性能に影響を与えうる躯体改造に関する技術開発が求められる。

これまでに建築研究所では、第2期中期計画（平成18～22年度）において、既存建築ストックの再生・活用手法に関する研究が実施され、構造安全性能を向上させる技術について個別技術の可能性が検討された。検討における基本方針として「空間改造を行った後も元の部材の構造性能を確保する」を挙げており、そのことが自由な空間確保の制限となることから、空間改造後に構造物全体の構造性能を評価する方法の確立が必要とされた。

一方で、躯体改造において有用な新技術として、従来耐震改修に用いられていたあと施工アンカーの活用が検討された。建築研究所では、第3期中期計画（平成23～27年度）で、新設される床の端部定着筋としてあと施工アンカーを用いることを想定し、あと施工アンカー単体の長期応力載荷試験法の開発等が実施された。また、平成27～29年度に建築基準整備促進事業「あと施工アンカーを用いた部材の構造性能確認方法に関する検討」による調査・研究が行われ、あと施工アンカーの施工品質管理に関する検討が行われた。さらに、第4期中長期計画（平成28～令和3年度）の「共同住宅の躯体改修においてあと施工アンカーを用いた部材の構造性能に関する研究」においては、低騒音・低振動あと施工アンカーを用いた部材の構造性能評価の検討が行われ、これらの技術的な背景に基づき、令和4年3月31日に平成13年国交告第1024号の一部が改正され、鉄筋コンクリート造等の部材と構造耐力上主要な部分である部材との接合に用いるあと施工アンカーについて強度指定を行うことができるようになった。

本稿では、主に建築研究所第4期中長期計画（平成28～令和3年度）期間に実施された一般課題「既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の空間拡大技術の開発」「既存ストック有効活用に向けた既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造技術の開発」における研究成果について取り纏め、既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の機能性を向上させることで、既存ストック活用を促進するための技術開発結果について報告する。

令和6年1月

国立研究開発法人 建築研究所
澤地 孝男（理事長）

既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究

概要

人口減少・高齢化・未使用既存住宅（空き家）が顕著化する一方で、気候変動の影響による自然災害が頻発していることから、2050年のカーボンニュートラル社会の実現を標榜しており、既存ストックの有効活用、建築物の長寿命化が求められている。

本稿では、既存中低層壁式鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建築物の機能性を向上させることで、既存ストック活用を促進するための技術開発結果について報告する。本研究においては、水平方向への面積規模拡大やエレベーターの増設に合わせた住棟内共用廊下の新設などを目的とした耐力壁への開口新設、および、居住性能を高めることを目的とした床スラブの新設について検討した。

床スラブの新設については、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた場合の長期性能および終局性能について、長期載荷実験および短期載荷実験により実験的に確認した。

また、耐力壁への開口の新設については、新設開口設置に伴い必要となる周辺部材の補強として、耐力壁端部の曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いる方法、および、壁梁部分の外付け壁梁による補強を提案し、その補強の有効性について部材実験・架構実験により確認している。また、新設開口設置および周辺部材の補強工事における、適切な品質管理体制について、実験試験体および実建物における新設開口施工実験を通じて明らかにしている。

壁式 RC 造建築物の躯体改造において、新設開口設置前後の建築物全体の構造性能を評価しうるモデル化手法について検討し、実験結果を再現できること、既存の RC 造共同住宅の構造性能を評価できることを示している。

最後に、これまで検討結果を踏まえ、構造耐力上の危険性が増大しないことを確認する方法として、適切にモデル化された建物解析モデルに基づく保有水平耐力計算により確認する方法を提案する。

Summary

On the back of recognized social problems of depopulation, aging population and increasing vacant houses and profession of carbon neutral in 2050, effective use and prolongation of existing building stocks is required.

In this study, skeleton remodeling techniques for existing reinforced concrete buildings to improve building function is proposed to promote effective using of the building stock. Specifically, skeleton remodeling techniques for newly openings construct on structural wall to expand dwelling unit area and extend elevator hole, and newly floor-slab to improve residential environment is studied.

The long-term loading tests of newly floor-slab using post-installed adhesive anchors for main reinforcement anchorage was conducted on laboratory and existing building. Then, short-term loading tests to clarify seismic performance of these slabs was conducted.

When a newly openings constructed on structural shear wall, seismic retrofit for surrounding members is required. Seismic retrofit using post-installed adhesive anchors on the side wall of openings was proposed, and structural tests to clarify seismic performance of structural wall adopted proposed seismic retrofit was conducted. Seismic retrofit with external beams for the wall between a couple of openings was also proposed, and structural tests of wall beam with external beams was conducted. And then, construction and structural test of multi-story real-scale multi-story wall with multi-story newly openings and proposed seismic retrofit was conducted.

A modeling technique for existing wall building which is represented seismic performance of whole buildings was studied based on the experimental results and proposed.

Finally, to confirm seismic performance of existing RC wall building before and behind skeleton remodeling, seismic evaluation methods using the calculation of response and limit strength based on relevant modeling was proposed.

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1-2
1.2 研究の目的.....	1-5
1.3 各章の概要.....	1-6

第2章 本研究で想定している改造時のあと施工アンカーの使用手法例

2.1 2章の概要.....	2-2
2.2 床スラブ新設.....	2-2
2.2.1 想定される改造計画.....	2-2
2.2.2 想定事例と実証実験の事例.....	2-4
2.3 耐力壁への開口新設.....	2-9
2.3.1 想定される改修計画.....	2-9
2.3.2 想定事例と実証実験の事例.....	2-11

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価

3.1 実験の趣旨・概要.....	3-2
3.2 実大RC造試験体における長期荷重が作用した増設スラブの実験.....	3-4
3.2.1 実験計画.....	3-4
3.2.2 計画方針.....	3-4
3.2.3 設計方針・計算例.....	3-6
3.2.4 試験体計画・製作概要.....	3-11
3.2.5 加力・測定方法.....	3-23
3.2.6 実験結果.....	3-42
3.2.7 考察.....	3-97
3.2.8 まとめ.....	3-123
3.3 実建築物における実験結果.....	3-125
3.3.1 実験の主旨・概要.....	3-125
3.3.2 計画方針.....	3-125
3.3.3 設計方針・計算例.....	3-127
3.3.4 試験体計画・製作概要.....	3-127
3.3.5 加力・計測方法.....	3-134
3.3.6 実験結果.....	3-147
3.3.7 考察.....	3-182
3.3.8 まとめ.....	3-205
3.4 スラブ増設に用いる接着系あと施工アンカーの引張特性.....	3-207
3.4.1 試験の目的・概要.....	3-207
3.4.2 試験体.....	3-208

3.4.3	試験方法・加力方法	3-213
3.4.4	測定方法	3-214
3.4.5	設計荷重について	3-217
3.4.6	実験結果	3-220
3.4.7	考察	3-273
3.4.8	まとめ	3-282
3.5	まとめ	3-283

第4章 既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性

4.1	目的	4-2
4.2	あと施工アンカーの引張実験概要	4-2
4.2.1	定着用試験体概要	4-2
4.2.2	あと施工アンカー試験体概要	4-3
4.2.3	使用材料の特性	4-6
4.2.4	加力方法	4-10
4.2.5	あと施工アンカーの設計	4-11
4.3	あと施工アンカーの引張実験結果	4-13
4.3.1	荷重変形関係および破壊性状	4-13
4.3.2	実験結果の比較	4-21
4.3.3	あと施工アンカーの耐力評価	4-23
4.3.4	アンカー筋の付着性状	4-24
4.3.5	抜け出し変位の分析	4-28
4.4	実構造物におけるあと施工アンカーの引張実験概要	4-29
4.4.1	対象構造物の概要	4-29
4.4.2	あと施工アンカー試験体概要	4-30
4.4.3	あと施工アンカーの特性	4-31
4.4.4	既存躯体コアの材料特性	4-32
4.4.5	加力方法	4-33
4.5	実構造物におけるあと施工アンカーの引張実験結果	4-34
4.5.1	荷重変形関係および破壊性状	4-34
4.5.2	あと施工アンカーの耐力評価	4-35
4.5.3	実験室試験体との比較	4-36
4.6	まとめ	4-37
	参考文献	4-37

第5章 壁式架構における新設開口設置に伴う補強部材の構造性能

5.1	はじめに	5-2
5.2	短辺耐力壁実験	5-3
5.2.1	試験体概要	5-3

5.2.2.	加力計画	5-7
5.2.3.	計測計画	5-8
5.2.4.	実験結果	5-15
5.2.5.	実験に基づく考察	5-145
	参考文献	5-172
5.3	長辺耐力壁実験	5-173
5.3.1.	試験体概要	5-173
5.3.2.	加力計画	5-176
5.3.3.	計測計画	5-177
5.3.4.	実験結果	5-187
5.3.5.	実験に基づく考察	5-263
	参考文献	5-304
5.4.	壁梁実験	5-305
5.4.1.	試験体概要	5-305
5.4.2.	加力計画	5-307
5.4.3.	計測計画	5-308
5.4.4.	実験結果	5-313
5.4.5.	実験結果に基づく考察	5-379
	参考文献	5-390
5.5.	せん断要素実験	5-391
5.5.1.	実験目的	5-391
5.5.2.	試験体概要	5-391
5.5.3.	加力計画	5-395
5.5.4.	計測計画	5-396
5.5.5.	実験結果	5-396
5.5.6.	実験結果に基づく考察	5-402
	参考文献	5-407
第6章 新設開口設置に伴い補強された壁式架構の構造性能		
6.1	はじめに	6-2
6.2	実験計画	6-2
6.2.1	試験体概要	6-2
6.2.2	加力計画	6-10
6.2.3	計測計画	6-11
6.3	実験結果	6-17
6.3.1	荷重変形関係と損傷経過	6-17
6.3.2	あと施工アンカーが負担した付着応力	6-99
6.3.3	あと施工アンカーの引張耐力の算定	6-105
6.4	解析における検討	6-107

6.4.1 解析概要.....	6-107
6.4.2 架構のモデル化.....	6-108
6.4.3 部材のモデル化.....	6-115
6.4.4 各部材の骨格曲線.....	6-144
6.4.5 解析結果.....	6-154
6.4.5.2 実験結果と解析結果の比較.....	6-155
6.4.5.2.1 1本柱置換モデルにおける耐力壁の構造芯・せん断形状係数の比較.....	6-155
6.4.5.2.2 1本・3本柱置換モデルおよびMSモデルの比較.....	6-164
6.5 まとめ.....	6-167
参考文献.....	6-168

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

7.1. 検討目的・内容.....	7-2
7.2. 建築物概要.....	7-3
7.2.1 材料強度.....	7-3
7.2.2 建築物情報.....	7-4
7.3. 各部材配筋.....	7-9
7.3.1 耐力壁部材.....	7-9
7.3.2 壁梁配筋図.....	7-20
7.3.3 スラブ.....	7-32
7.4. 耐力壁軸力，地震時水平力の算定.....	7-35
7.5. 躯体改造前の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証.....	7-39
7.5.1 解析概要.....	7-39
7.5.2 部分モデル解析結果.....	7-85
7.5.3 全体モデルの桁行方向解析結果.....	7-87
7.5.4 全体モデルの張間方向解析結果.....	7-103
7.6. 躯体改造後の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証.....	7-118
7.6.1 躯体改造方針.....	7-118
7.6.2 新設開口周辺部材の補強方法.....	7-120
7.6.3 開口補強後の各部材配筋.....	7-122
7.6.4 あと施工アンカーの埋め込み長さの検討.....	7-125
7.6.5 解析概要.....	7-133
7.6.6 開口設置後における張間方向解析結果.....	7-135
7.7 まとめ.....	7-144
参考文献.....	7-145

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

8.1 はじめに.....	8-2
8.2 施工手順と管理手法.....	8-2

8.2.1 壁式架構試験体を対象とした検討.....	8-2
8.2.2. T 団地住棟を対象とした検討	8-16
8.3 あと施工アンカーの検査手法の検討.....	8-71
8.3.1. 壁式架構試験体を対象とした検討.....	8-71
8.3.2. T 団地住棟を対象とした検討	8-90
8.4 まとめ.....	8-135
参考文献.....	8-137

第9章 躯体改造のための構造設計指針

9.1 序論.....	9-2
9.2 建築物全体の検討	9-4
9.2.1 検討方針と方法	9-4
9.3 解析モデルを用いた構造性能の検証.....	9-7
9.3.1 架構のモデル化	9-7
9.3.2 部材のモデル化	9-10
9.4 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算).....	9-34
9.4.1 使用材料および許容応力度	9-34
9.4.2 応力および変形解析	9-36
9.4.3 使用性・損傷制御性の確認	9-38
9.5 安全性の確認	9-39
9.5.1 耐震診断法	9-39
9.5.2 保有水平耐力計算法	9-42
9.6 基礎構造の検討.....	9-49
9.7 壁梁せい低減	9-50
9.7.1 梁せい低減方法.....	9-50
9.8 戸境耐力壁への出入り口開口設置	9-51
9.8.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法.....	9-51
参考文献.....	9-55

第10章 結論

10.1 まとめ.....	10-2
10.2 今後の課題.....	10-7

付録1 壁式架構における新設開口設置に伴い補強された壁梁部の構造性能

付 1.1. はじめに.....	A1-2
付 1.2. 補修前実験.....	A1-2
付 1.2.1. 補修前実験試験体概要.....	A1-2
付 1.2.2 補修前実験加力計画.....	A1-4
付 1.2.3. 補修前実験計測計画.....	A1-5

付 1.2.4. 補修前実験結果.....	A1-8
付 1.3. 補修後実験.....	A1-36
付 1.3.1. 補修方法.....	A1-36
付 1.3.2. 補修後実験試験体概要.....	A1-38
付 1.3.3. 補修後実験加力計画.....	A1-39
付 1.3.4. 補修後実験計測計画.....	A1-40
付 1.3.5. 補修後実験結果.....	A1-46
付 1.4. 実験結果に基づく考察.....	A1-117
付 1.4.1. 破壊モードに関する考察.....	A1-117
付 1.4.2. 荷重変形関係の骨格曲線評価.....	A1-119
付 1.4.3. B-2'と B-3'の正載荷時における靱性能に関する考察.....	A1-127
付 1.4.4. 許容耐力時の損傷について.....	A1-128
付 1.5. まとめ.....	A1-132
参考文献.....	A1-132

付録 2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における保有水平耐力計算と耐震診断の留意点

付 2.1 はじめに.....	A2-2
付 2.2 既存 WRC 造建築物の保有水平耐力計算と耐震診断計算の比較.....	A2-2
付 2.2.1 建物概要.....	A2-2
付 2.2.2 準拠基規準、使用プログラム、材料強度、計算方針の概要.....	A2-7
付 2.2.4 保有水平耐力計算結果と耐震診断結果の比較.....	A2-8
付 2.3 保有水平耐力計算と耐震診断計算の留意点.....	A2-16
付 2.4 まとめ.....	A2-16

付録 3 UR 壁式賃貸住宅の躯体改造指針（案）（在来構造編）

付録 4 壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）

執筆者一覧

第1章	向井智久（建築研究所／国土技術政策総合研究所），中村聡宏（建築研究所）
第2章	有木克良（建築研究所）
第3章	有木克良（前掲），香取慶一（東洋大学）
第4章	中村聡宏（前掲），有木克良（前掲），秋山友昭（東京ソイルリサーチ），沼田卓也（東京ソイルリサーチ）
第5章	向井智久（前掲），中村聡宏（前掲）
第6章	向井智久（前掲），中村聡宏（前掲）
第7章	向井智久（前掲）
第8章	中村聡宏（前掲），有木克良（前掲），北堀隆司（UR リンケージ），釜瀧和也（UR 都市機構）
第9章	向井智久（前掲），有木克良（前掲），南部禎士（UR 都市機構），田沼毅彦（UR 都市機構），岡部喜裕（力体工房），高光宏明（エスアンドエイチ）
第10章	向井智久（前掲），中村聡宏（前掲）
付録1	向井智久（前掲），中村聡宏（前掲）
付録2	塚本英司（UR 都市機構），釜瀧和也（前掲）
付録4	向井智久（前掲），中村聡宏（前掲）

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

人口減少・高齢化・未使用既存住宅（空き屋）が顕著化する昨今，地域の活力を維持しながら生活機能を確保し，高齢者が安心して暮らせるよう地域公共交通と連携したコンパクトに集約された都市形成の促進が近年強く求められている。一方で，気候変動の影響による自然災害が頻発していることから，2050年のカーボンニュートラル社会の実現を標榜しており，既存ストックの有効活用，建築物の長寿命化が求められている。しかし，その多くはまだ十分にストックとして活用されていない。その主たる理由として，以下が挙げられる。

- 1) 建築物の間取りや設備が古く，機能が陳腐化している
- 2) 構造性能，耐久性，耐火性，環境性能等の総合的な室内性能が低い

現行の建築基準法制度（以下，現行基準）においては，既存不適格建築物の増改築を行う場合に，増改築部分は原則現行法適合が要求される一方で，既存部分については建築基準法施行令第137条の2において増改築の規模に応じた緩和規定（ケース1～5）が定められている（図1.1-1）。その中で，増改築部分の床面積が建築物の延べ面積の1/20かつ50m²以内の小規模増改築の場合（ケース5）は，既存部分は「構造耐力上の危険性が增大しない」ことを確認すればよいこととされている。文献[1-1]においては，「構造耐力上の危険性の増大」について，”既存不適格建築物の既存不適格の部分の規定の不適合の割合が大きくなることや，現行法適合の部分の規定が法不適合となることを指しているものであり，増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部材にかかる許容応力度以下の場合，検定比が大きくなったとしても，そのことをもって危険性が増大するとは扱わない。なお，これらの判断にあたっては，当該増改築により影響を及ぼす規定について適切に検証する必要がある。”とされている。

しかし，設計当時の基準と現行基準の相違の影響で再検証が困難な場合がある。今後，様々なニーズに対応したリノベーションを促進させていくためには，令第137条の2における規模によるケース分けや，既存部分の耐震性の検証方法を多様化し，柔軟に運用していくことが可能となるように整備していく必要がある。

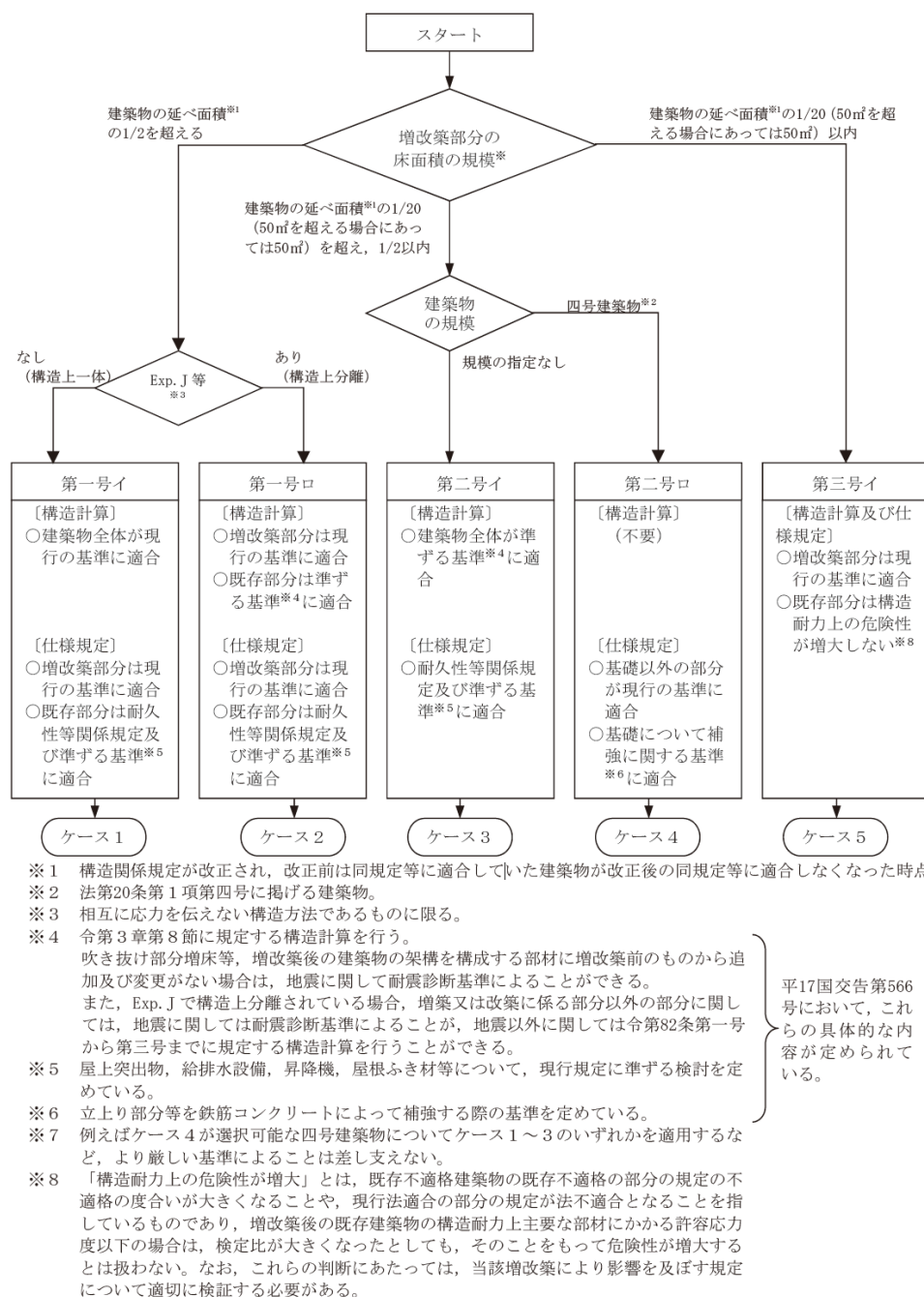


図 1.1-1 増改築の規模に応じた規定の適用の概要^[1-1]

これまでに建築研究所では、第2期中期計画（平成18～22年度）において「耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発」や「既存建築ストックの再生・活用手法に関する研究」を積極的に実施し、構造安全性能を向上させる技術について個別技術の可能性が検討された。既存梁せいを低減した場合に、元の剛性・耐力を確保するための補強技術について実験的に検討し、剛性・耐力が確保できることを明らかにした^[1-2]。また、隣接する2住戸空間を1つの住戸空間とする躯体改造（以降、水平2戸1化とする）を想定した場合に戸境耐力壁に新設開口を設ける際の新設開口周辺の補強技術として、炭素繊維シート（CFシート）貼付による補強につい

て検討された^[1-3]。炭素繊維シートの定着長が十分に確保できないため、リダブル工法と呼ばれる、定着金物・アンカーボルトを用いた定着方法を採用し、開口補強として有用であることを確認したものの、リダブル金物に面外曲げが作用することにより補強効果が十分に発揮されないなどの課題も確認された。梁のあと抜き貫通孔に対する補強については、CFシートによる補強が検討され、元の剛性・耐力が確保できることが確認された^[1-4]。経年劣化したスラブのたわみや振動性状の改善について、床上下面にCFシートを貼付する補強方法が検討され、劣化を模擬した損傷により低下した固有振動数が、上下面補強することで90%程度まで回復することが確認された^[1-5]。また、たわみについても、補強前に比べて長期たわみ・クリープたわみともに改善することが確認された。これらの検討された技術については、UR都市機構において、ルネサンス計画として、ひばりが丘団地や向ヶ丘団地でのストック再生実証実験^[1-6]が実施され、実際の施工方法や施工監理方法を整理し、施工上の課題についても明らかにしている。検討における基本方針として「空間改造を行った後も元の部材の構造性能を確保する」を挙げており、そのことが自由な空間確保の制限となることから、空間改造後に構造物全体の構造性能を評価する方法の確立が必要とされている。このプロジェクトの成果として、UR壁式賃貸住宅の躯体改造に活用するための設計指針がUR壁式賃貸住宅の躯体改造検討委員会（平成24～26年度）において検討され、UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針（案）（在来構造編）が策定された。参考として、本資料付録3に掲載した。

国土技術政策総合研究所では、総合技術開発プロジェクト「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」（平成30～令和4年度）において、壁式構造のマンションを対象とした水平2戸1化改修のための、戸境壁の改修方法の提案を目的とした研究開発を実施している^[1-7]。公的賃貸住宅と異なり、マンションの場合は改修時に他の区分所有者の合意を得る必要があるため、改修後も構造性能を回復することを前提となる。同プロジェクトでは、開口形成による戸境壁の剛性低下やそれに伴う周辺部材の負担応力の増加はある程度許容しつつ、大地震時における建築物全体の崩壊形や保有水平耐力に及ぼす影響を最小とするための、鉄骨枠を用いた開口周辺の補強方法や構造安全性の確認方法の開発を行っている。

また、日本建築学会においては、2008年度から鉄筋コンクリート構造運営委員会に「既存RC建物の空間拡大技術検討WG」が設置された、WGでの成果は、2009年11月に開催された鉄筋コンクリート構造シンポジウム「既存鉄筋コンクリート系建物の再生活用と躯体改造技術」において報告され、既存ストックの再生活用に関するソフト面・ハード面での取り組みや、既存RC系建物の再生活用の事例紹介がなされている^[1-8]。

一方で、躯体改造において有用なあと施工アンカーの利用については、第3期中期計画（平成23～27年度）の「既存建築ストックの再生・活用を促進するための制度的課題の解明と技術基準に関する研究」の中で、新設される床の端部定着筋としてあと施工アンカーを用いることを想定し、あと施工アンカー単体の長期応力載荷

試験法の開発等が実施された。また、あと施工アンカーの適用範囲拡大の条件の整備及びあと施工アンカーを用いた部材の構造性能の確認方法に関する技術的知見の取り纏めを行うため、平成27～29年度に建築基準整備促進事業「あと施工アンカーを用いた部材の構造性能確認方法に関する検討」による調査・研究が行われ、あと施工アンカーの施工品質管理に関する検討が行われた。さらに、第4期中長期計画（平成28～令和3年度）の「既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の空間拡大技術の開発」「既存ストック有効活用に向けた既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造技術の開発」「共同住宅の躯体改修においてあと施工アンカーを用いた部材の構造性能に関する研究」においては、低騒音・低振動あと施工アンカーを用いた部材の構造性能評価の検討が行われ、これらの技術的な背景に基づき、令和4年3月31日に平成13年国交告第1024号の一部が改正され、鉄筋コンクリート造等の部材と構造耐力上主要な部分である部材との接合に用いるあと施工アンカーについて強度指定を行うことができるようになった。また、接着系あと施工アンカーについて、技術的知見に基づいた「接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン」¹¹⁾が策定された。

1.2 研究の目的

本稿では、主に建築研究所第4期中長期計画（平成28～令和3年度）期間に実施された技術開発について取り纏め、既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の機能性を向上させることで、既存ストック活用を促進するための技術開発結果について報告する。

また、構造耐力上の危険性が增大しないことを確認する方法としては、構造計算を必要としない仕様規定による判定方法が望ましいが、本稿においては、保有水平耐力計算により構造耐力上の危険性の増大がないことを確認する方法を提案する。

1.3 各章の概要

各章の概要を示す。

第2章では、本研究で想定する既存建築物の躯体改造として、床スラブの新設、居住性能や環境性能を高めることを目的とした住戸スラブの付け替え、中層階段室型住棟のバリアフリー化を図ることを目的としたEV棟の一体増築および共用廊下の新設（図1.3-1）、水平方向への面積規模拡大やエレベーターの増設に合わせた住棟内共用廊下の新設などを目的とした耐力壁への開口新設について、その概要や事例を紹介する。

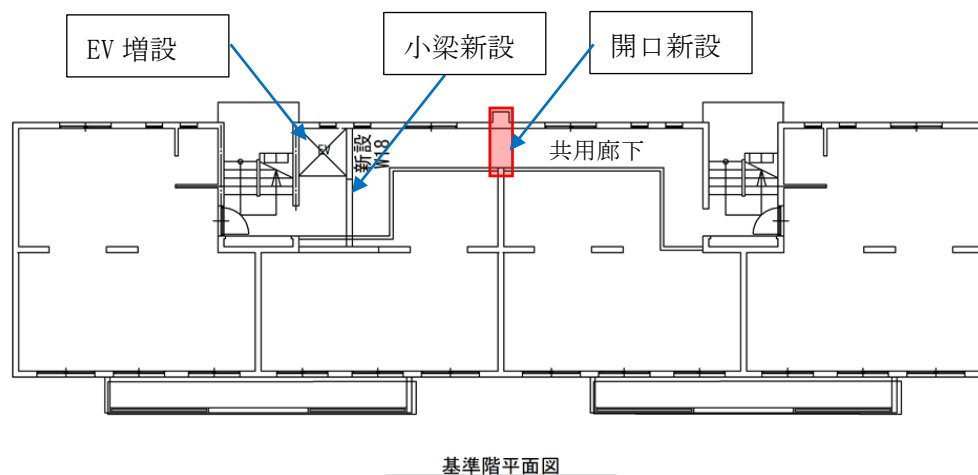


図 1.3-1 住戸内共用廊下新設の手法

第3章では、あと施工アンカーを用いた構造部材の長期性能を確認する一例として、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた両端固定一方向スラブならびに片持ちスラブについて、通常の前付け工法の定着方法によるスラブと比較し、その長期性状を明らかにする。

3.2 節では、壁式鉄筋コンクリート造の共同住宅において鉄筋コンクリート造の床スラブを増設することを想定して、両端固定一方向スラブならびに片持ちスラブについて、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた試験体ならびに通常の前付け定着筋工法の定着の試験体を製作し、長期性能の確認を行うために長期荷重を約6年載荷した。長期たわみ増大率、ひび割れ性状、乾燥収縮、鉄筋ひずみ性状および固有振動数の推移について検討し、主筋の定着の違いによる各種性状の違いについて明らかにする。

3.3 節では、実建築物における新設スラブの主筋定着に接着系あと施工アンカーを用いた場合の当該スラブの長期性状を把握することを目的として、実建築物の壁に支持した1m幅の新設スラブ試験体に対して、長期載荷実験を実施した。約4年の長期載荷によるたわみ性状を明らかにし、短期曲げ試験を実施した。

3.4 節では、長期載荷試験体の終局破壊状況の予測を行うため、長期載荷試験体の床スラブ—周囲梁接合部を抜き出した要素試験体を製作し、短期載荷実験を実施した。

併せて、形状寸法は同じであるが、アンカー筋の本数や埋め込み長さなどを変えた試験体も製作し、それらが試験体の力学的性質や最終破壊性状などに与える影響についても明らかにする。



写真 1.3-1 実構造物の新設スラブ

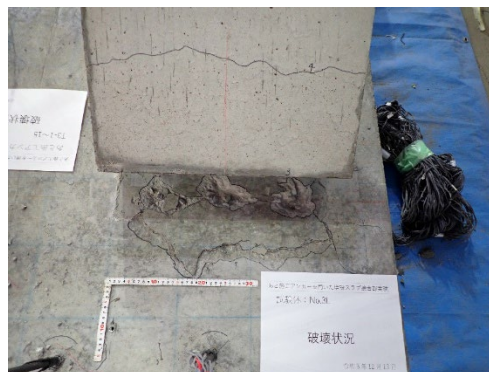


写真 1.3-2 要素試験体の短期載荷

第4章では、壁式RC造共同住宅の戸境壁に新設開口を設ける場合を想定し、新設開口周辺の壁端部に曲げ補強筋としてあと施工アンカーを用いる場合に、定着部が壁面内となることから、下階壁面内に定着されるあと施工アンカーの引張特性を確認するための引張実験結果について報告する。

実験棟にて、下階壁および床スラブを想定したベース試験体を製作し、あと施工アンカーを施工し、その非拘束引張実験を実施している。実験結果から、あと施工アンカーの引張力による破壊性状や、下階壁のへりあき、床スラブの影響を明らかにする。また、実構造物においても同様にあと施工アンカーを施工し非拘束引張実験を実施している。



写真 1.3-3 実験棟でのアンカー実験



写真 1.3-4 実構造物でのアンカー実験

第5章では、壁式RC造共同住宅の戸境壁に新設開口を設ける場合の、新設開口周辺の部材の補強方法の提案、および、その有効性を確認するために実施した部材実験結果について報告する。

5.2節では、開口が偏在するようなケースを想定し、せいの短い壁の実験について報告する。新設開口側壁端部の曲げ補強筋を先付け鉄筋とした試験体と、あと施工アンカーとした試験体の載荷実験を実施し、あと施工アンカーの曲げ補強筋としての有効性を確認する。

5.3節では、せいの長い壁の実験について報告する。壁端部補強部分について、あと施工アンカー量およびコンクリート強度をパラメータとして、それらのパラメータが部材の構造性能や靱性能に与える影響について明らかにする。

5.4節では、上下開口に囲まれた耐力壁部分について外付け壁梁による補強を施した実験について報告する。実験結果から、補強により構造性能が向上することを確認する。

5.5節では、補強に際して既存部と補強部の一体性を確保することが重要であるため、その接合部分を模した要素実験について報告する。接合筋として先付け鉄筋とあと施工アンカーの場合、および、目荒らしの有無等をパラメータとし、各種パラメータと接合部の性能の関係を明らかにする。



写真 1.3-5 せいの短い壁の実験

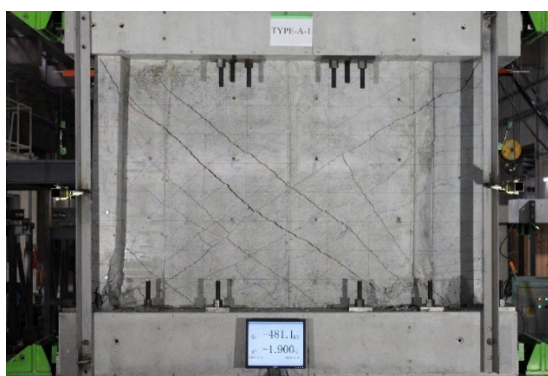


写真 1.3-6 せいの長い壁の実験

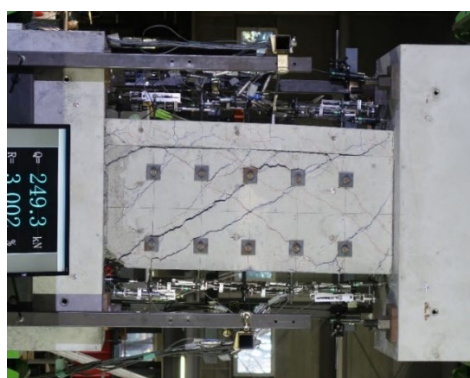


写真 1.3-7 外付け壁梁による補強実験

第6章では、第5章で検討した新設開口周辺部材の補強技術を適用した場合の架構の構造性能を明らかにするため、2.5層実大壁式架構を対象として、連層に新設開口を設け、その周辺を補強した場合の構造実験結果について報告する。実験結果から、架構としての破壊性状や、補強の有効性について明らかにする。また、架構の構造性能を評価するための適切なモデル化手法についても検討する。



写真 1.3-8 新設開口を設けた2.5層実大壁式架構の構造実験

第7章では、既存の5階建ての壁式RC造共同住宅を対象とし、その躯体改造計画と躯体改造前後の建築物全体の構造性能について、解析的に検討した結果を報告する。

戸境壁に連層開口を設ける躯体改造を想定し、疑似立体モデルにより建築物全体の構造性能を把握する。その際に、耐力壁に開口がある場合のモデル化が解析結果に与える影響を検討する。

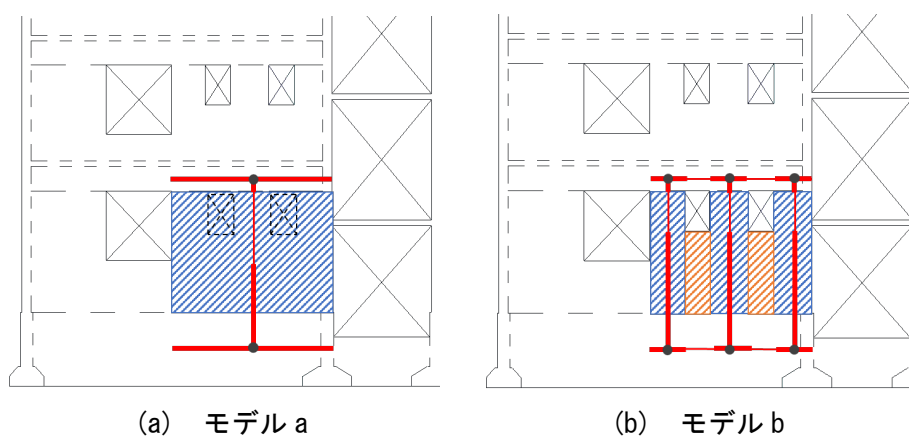


図 1.3-1 開口付き壁のモデル図

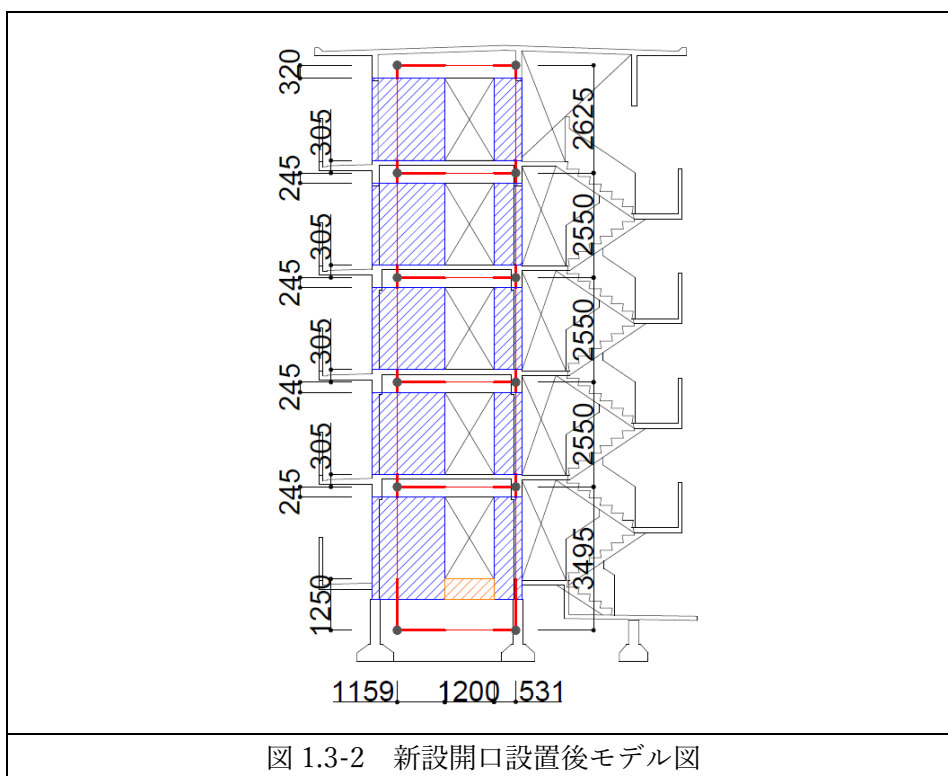


図 1.3-2 新設開口設置後モデル図

第8章では、第6章で報告する2.5層実大壁式架構試験体における新設開口施工実験、および、5階建て壁式構造共同住宅（T団地）における新設開口周辺補強施工実験結果について報告し、あと施工アンカー工事を伴う躯体改造工事における施工監理上の留意点について明らかにする。



写真 8.2.2-39 壁柱補強用配筋検査



写真 8.2.2-40 壁柱補強部配筋

第9章では、ここまでに得られた知見をもとに、壁式鉄筋コンクリート造共同住宅を対象とした躯体改造設計指針として策定された「UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針（案）（在来構造編）」（付録3に掲載）の拡充を図り、躯体改造後の建築物の構造安全性を検証する方法として保有水平耐力計算に基づく設計法を提案する。

付録1では、関連して実施した、上下開口に囲まれた耐力壁部分について外付け壁梁による補強を施した実験について報告する。先だって実施された実験（補修前実験）においては試験対象を既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁と耐力壁の接合部としていたが、壁梁部材よりも耐力壁部材の破壊が先行してしまったため、壁梁の補修および耐力壁接合部の補修補強を行い、再度載荷を行った（補修後実験）。本資料においては参考情報となるため、付録とした。

付録2では、旧耐震基準で設計された壁式鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造後の大地震時の安全性の評価について、保有水平耐力計算による場合と耐震診断による場合のモデル化や計算結果の相違について比較検討し、それぞれの計算方法を用いる場合の留意点についてまとめている。

付録3、UR壁式賃貸住宅の躯体改造検討委員会（平成24～26年度）において検討されたUR壁式賃貸住宅の躯体改造指針（案）（在来構造編）であり、参考に掲載している。

また、本建研資料で提案する付録3の修正案を反映した、壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）を付録4として掲載した。

参考文献

- [1-1] 構造関係技術基準解説書, 2020
- [1-2] 日比野陽, 勅使川原正臣, 福山洋, 井上芳生, 村瀬広導, 川西泰一郎: 既存 RC 梁の梁せい低減に対する補強方法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.97-100, 2008.9
- [1-3] 石川星児, 田才晃, 楠浩一: 耐力壁に設けたあと施工開口の炭素繊維シートを用いた開口補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.93-98, 2010.3
- [1-4] 中村洋行, 鈴木秀之, 福山洋, 上田正生: 連続繊維シートと鋼管により開孔補強された既存梁のせん断耐力評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1627-1632, 2007.7
- [1-5] 高橋茂治, 福山洋, 鈴木英之, 中村洋行: 定着金物を用いた連続繊維シートによる劣化スラブの補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.481-486, 2008.7
- [1-6] UR 都市機構: ルネサンス計画, <https://www.ur-net.go.jp/rd/rn1/index.html>
- [1-7] 国土交通省: 総合技術開発プロジェクト 建設技術研究開発評価委員会(令和3年3月8日開催) 中間評価資料, <https://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/gaihyou.html>
- [1-8] 日本建築学会, 活動レポート, 建築雑誌, 2010年3月号, pp.64-66
- [1-9] 日本建築防災協会: 接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン, 2022.3

第 2 章

本研究で想定している改造時のあと施工アンカーの使用方法例

2.1 2章の概要

本章では、既存壁式RC造共同住宅において実際に想定される躯体改造技術において、あと施工アンカーの使用が考えられるケースについて示している。

なお、2.2に示す「床スラブの新設」に必要な躯体改造技術については、第3章「あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価」に詳細を示している。また、2.3に示す「耐力壁への開口新設」に必要な躯体改造技術については、第4章「既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性」、第5章「壁式架構における新設開口設置に伴う補強部材の構造性能」、第6章「新設開口設置に伴い補強された壁式架構の構造性能」に詳細を示している。

2.2 床スラブ新設

2.2.1 想定される改造計画

既存建築物に床スラブを新設することで建築物の活用方法のバリエーションを広げることができる。その活用方法のイメージを図2.2.1-1に示す。

床スラブの新設には、木造床や既存RC床スラブを撤去して新たなRC床スラブに付け替える改造や共用廊下等の床スラブを新設することなどが想定される。

これらの新設は、あと施工アンカーを用いない場合、主要構造部材である梁を大きくはつりとり、スラブ筋を定着させる必要がある。この接合筋にあと施工アンカーを用いることで、合理的な施工を行うことができる。

なお、本章で扱う改造は50㎡かつ1/20未満の改修で建物全体の危険性が増大しない範囲の改修を想定しているが、次項の事例はその限りではない。

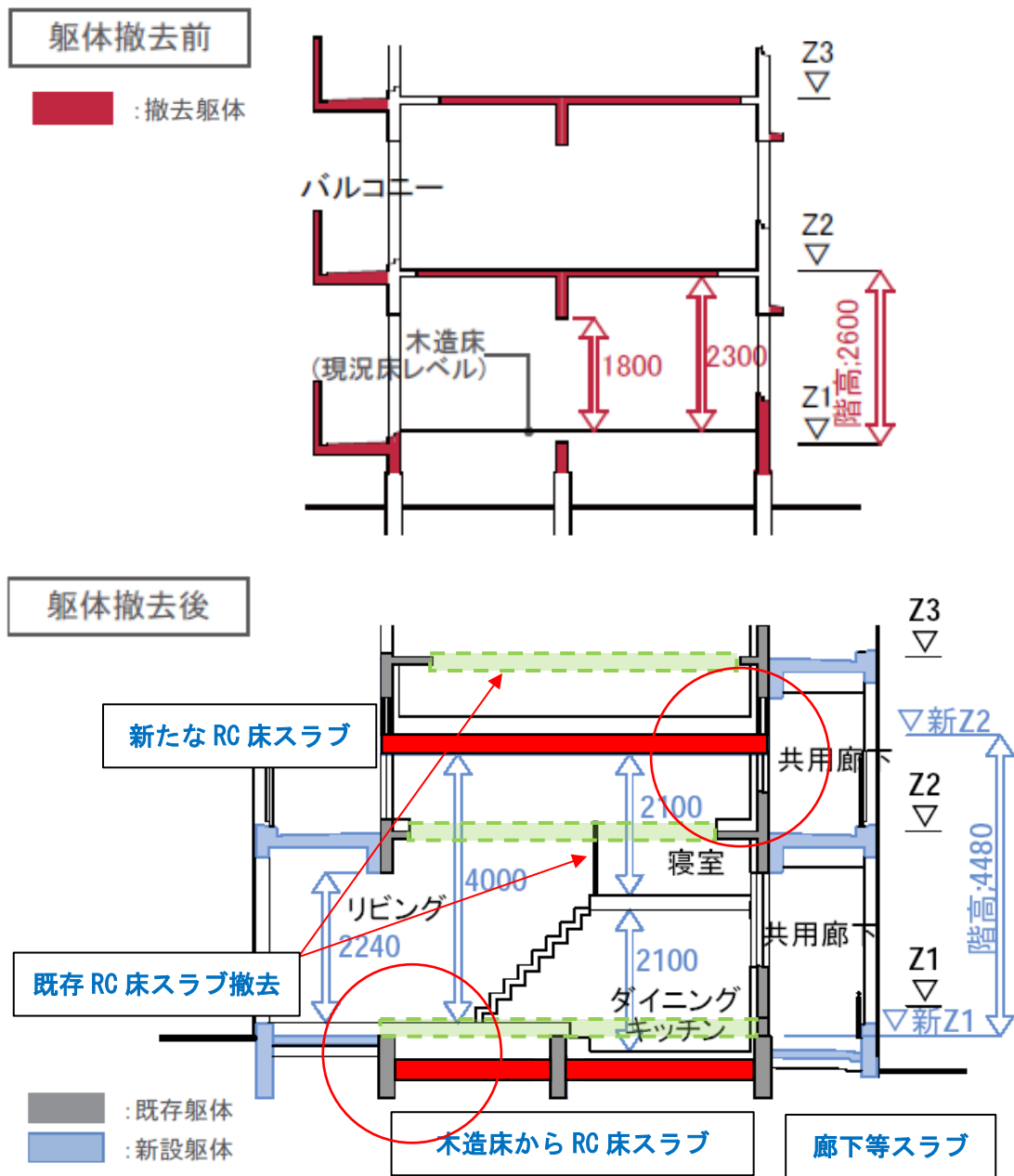


図 2.2.1-1 床スラブ新設による建築物の活用方法のイメージ

2.2.2 想定事例と実証実験の事例

2.2.2-1 住戸スラブの付け替え

既存建築物の床スラブを付け替えることで、居住性能や環境性能を高めることが可能である。また、住戸のみではなく施設併用型の住宅においては、施設部分の用途変更など積載荷重を変える改修が可能になり、住棟活用のバリエーションを増やすことができる。

図 2.2.2-1 に木造スラブから RC スラブに付け替えた改造事例を示す。木造スラブから RC スラブに付け替えることで、重量物を載せることが出来るようになるほか、湿気などの環境対策を行うことができる。また、1階床スラブではスラブ位置を下げることで、室内高を高くとることが出来るなどの改造が期待される。なお、この改造事例は実証実験として行ったものである。



図 2.2.2-1 木造スラブから RC スラブへの付け替え事例

図 2.2.2-2 に中間階の RC スラブを撤去して新たな層を RC スラブで設ける改造事例を示す。2 層を 1 層としたり、3 層を 2 層としたりすることで、既存 RC 造の共同住宅の室内高さが低い問題を解決するとともに間取りの魅力アップを図れる改造である。なお、この改造事例は実証実験として行ったものである。

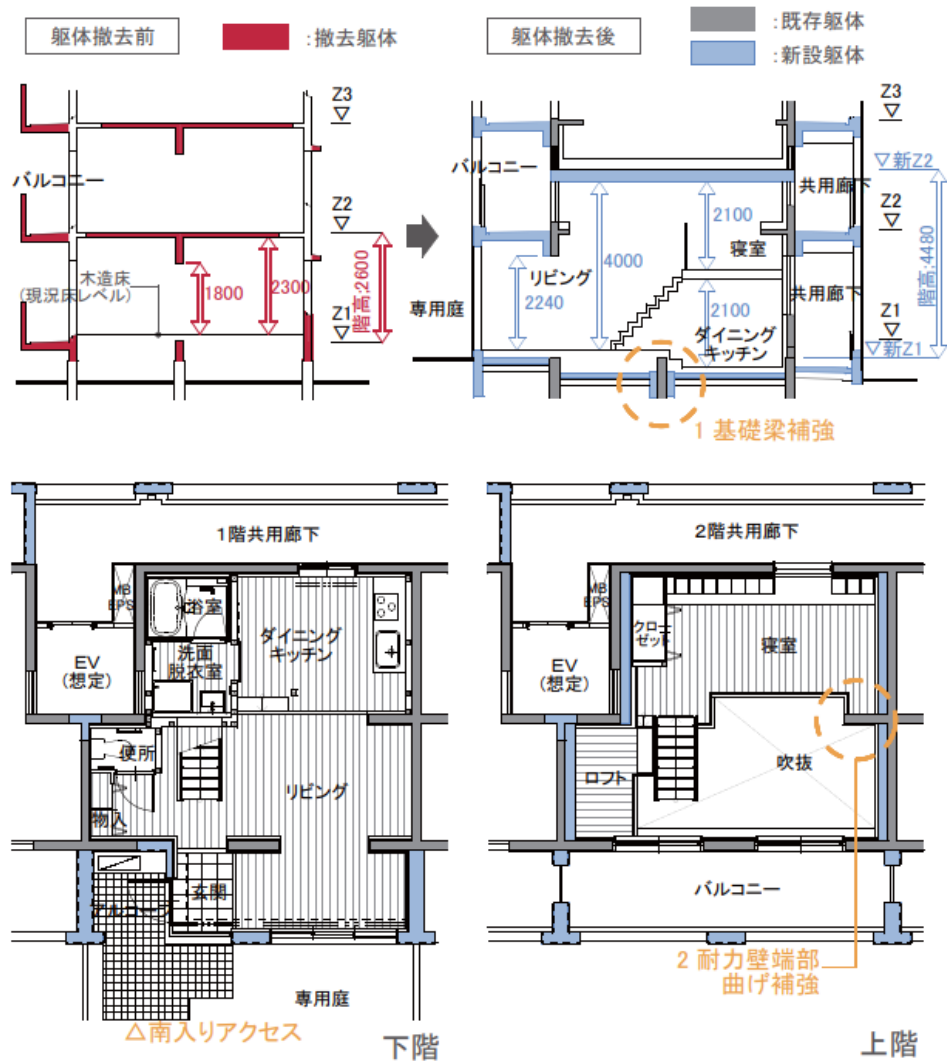


図 2.2.2-2 RC スラブの付け替え事例

2.2.2-2 共用廊下の新設

中層階段室型住棟のバリアフリー化を図ることを目的として、エレベーターおよび共用廊下等を新設することで住棟活用のバリエーションを増やすことができる。

図 2.2.2-3 に共用廊下を新設した改造事例を示す。また、図 2.2.2-4 に接合部の改造事例を示す。なお、この改造事例は、過去に実証実験として作られたものであり、当時の建築基準法下で設計するには多くの課題が残るものである。その中で、あと施工アンカーが法的に使用できるようになった際には、新たな改修技術として可能性が広がる改修として考えられており、構造耐力上主要な部分に用いるためのあと施工アンカーの告示改正によって、実現可能な施工になった。その一例を紹介する。

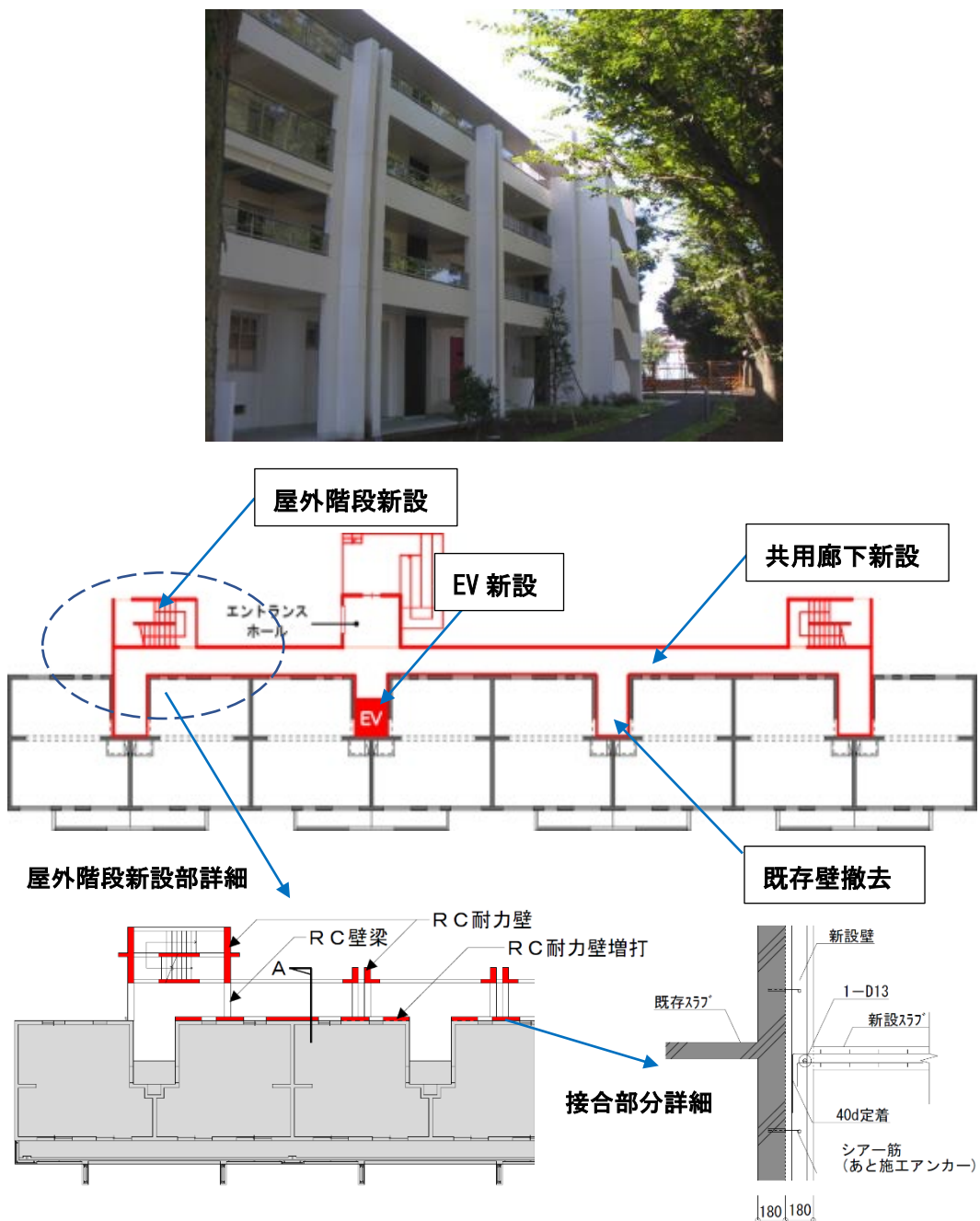
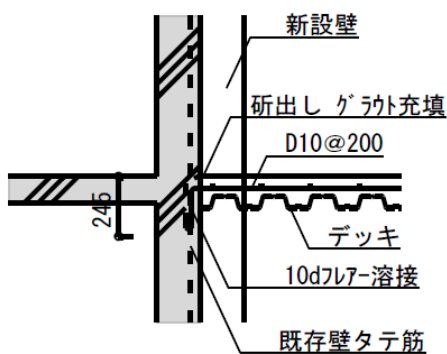
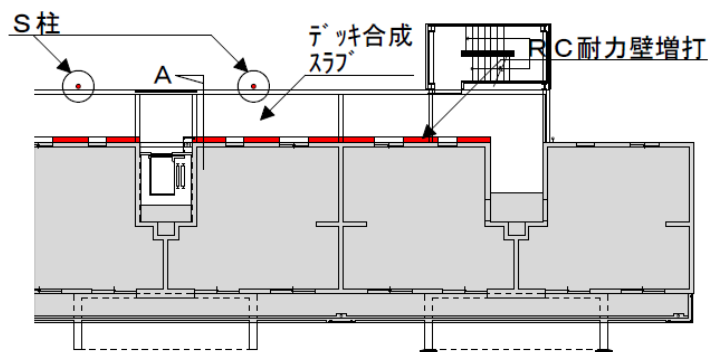
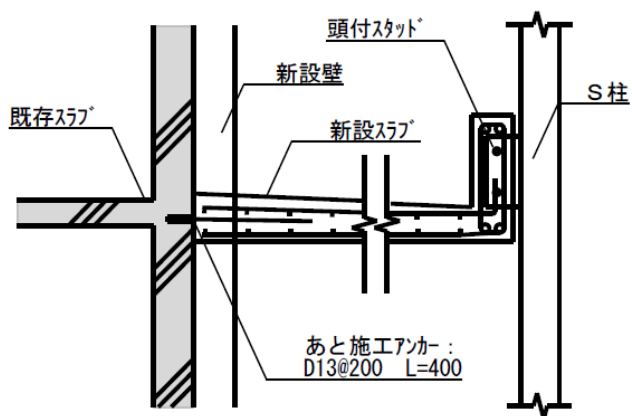
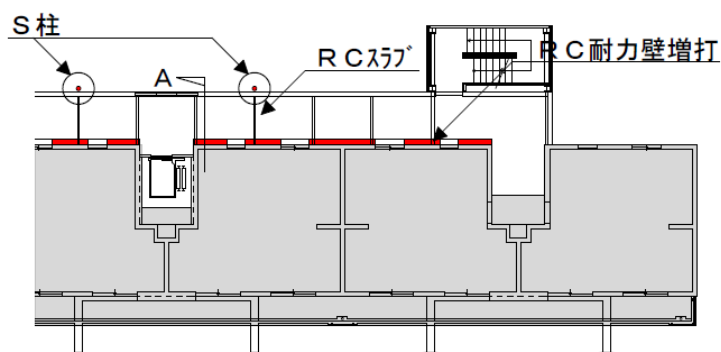


図-2.2.2-3 共用廊下を新設した事例



(a)デッキ合成スラブでの施工事例



(b)RC スラブでの施工事例

図 2.2.2-4 共用廊下新設のための接合方法のバリエーション

2.2.2-3 EV棟の一体増築

中層階段室型住棟のバリアフリー化を図ることを目的としたエレベーターの増築では、エレベーターシャフトを既存建築物と一体で新設することで、基礎工事の軽減などからコスト低減を図ることが可能である。

図 2.2.2-5 にエレベーターシャフトを一体増築した際のイメージを示す。なお、この改造事例は、構造耐力上主要な部分に用いるためのあと施工アンカーの告示改正によって、実現可能な工法と考えられるものであり、今後、新たな改造技術として期待される。

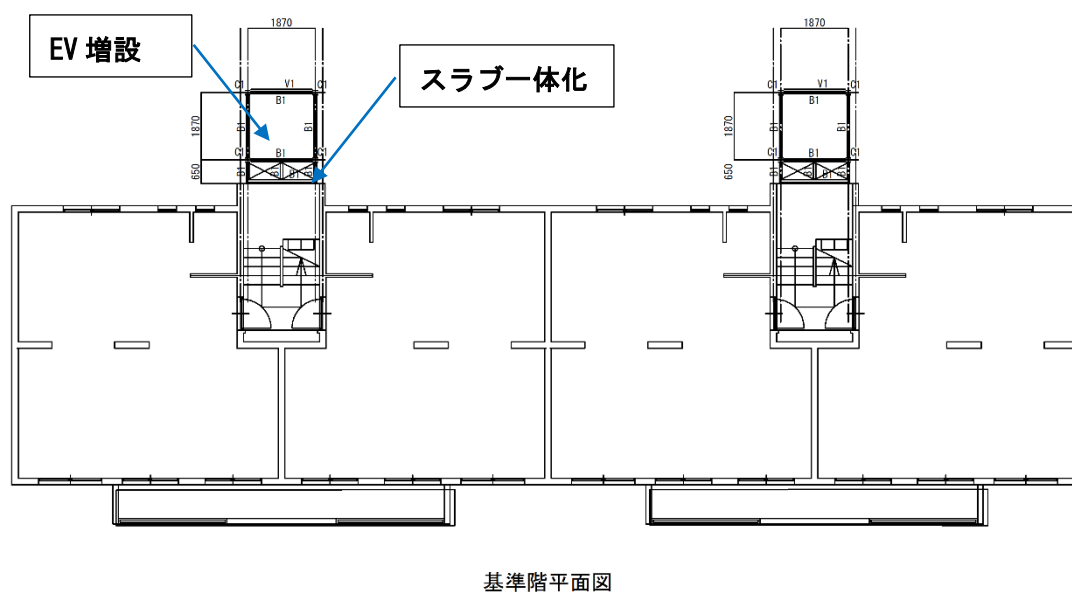


図 2.2.2-5 エレベーターシャフト一体増築のイメージ

2.3 耐力壁への開口新設

2.3.1 想定される改修計画

隣り合わせた2住戸の既存戸境壁（耐力壁）を撤去し1住戸として、水平方向への面積規模拡大やエレベーターの増設に合わせた住棟内共用廊下の新設などを目的とし、団地の資産向上を図る。利用例としては、面積規模拡大によるファミリー向けの住宅やバリアフリー住宅の供給や集会所等への用途変更(コンバージョン)などが考えられる。また、店舗施設の面積規模拡大を図ることも可能である。

図2.3.1-1～3に面積規模拡大の手法、図2.3.1-4に住棟内共用廊下設置の手法について示す。

【2戸1化】

既存2住戸の戸境壁を撤去し、大規模(ファミリー向けなど)な住戸に改修

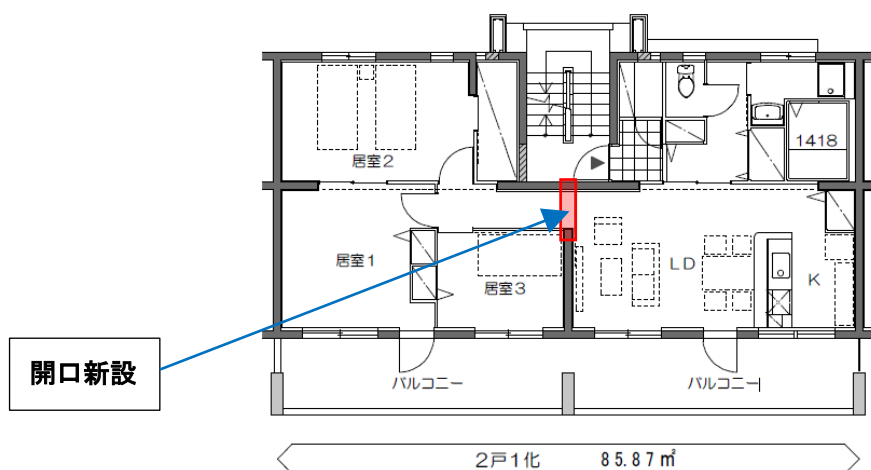


図 2.3.1-1 住戸面積拡大の手法 (2戸1化)

【2戸2化】

既存2住戸の戸境壁を撤去し、目的の異なる2戸の(単身+夫婦向けなど)住戸に改修

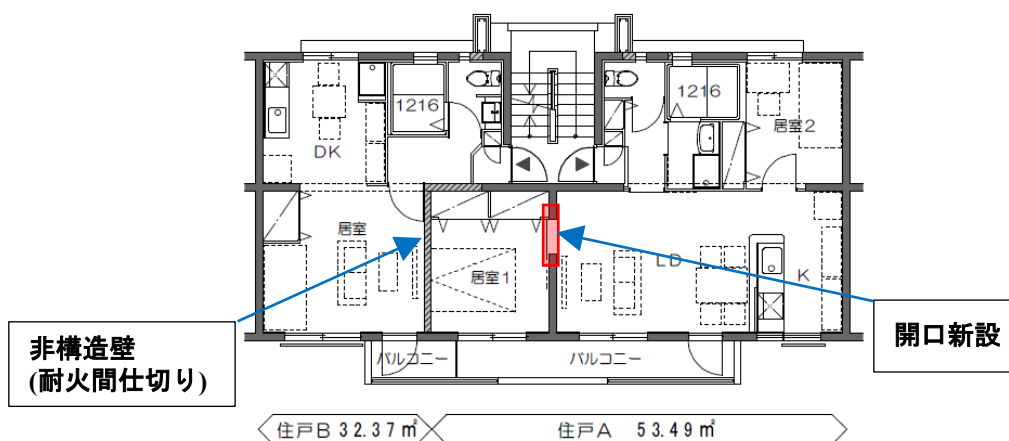


図 2.3.1-2 住戸面積拡大の手法 (2戸2化)

【3戸2化】

既存3住戸の戸境壁を撤去し、目的の異なる2戸の(ファミリー+夫婦向けなど)住戸に改修

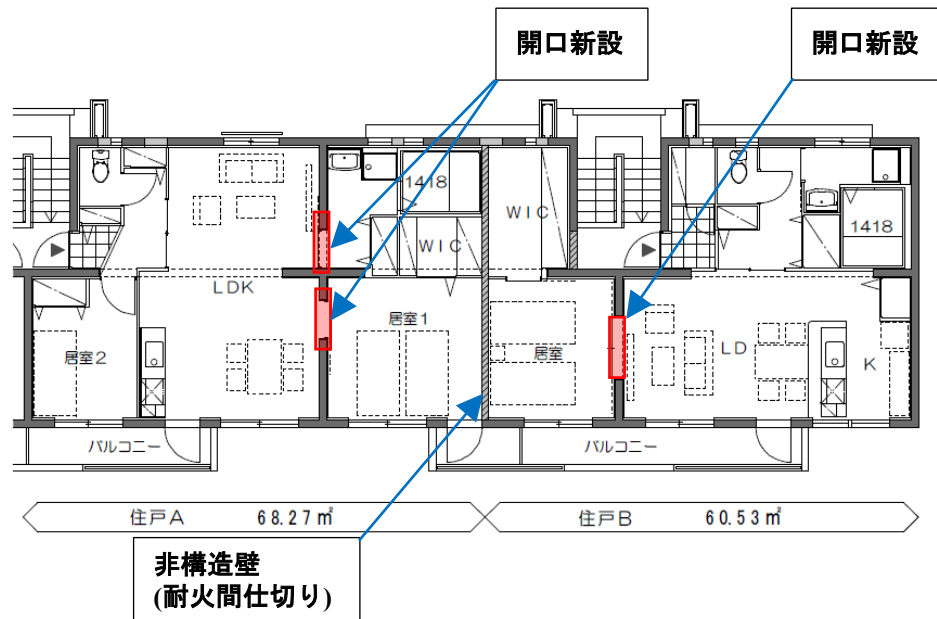


図 2.3.1-3 住戸面積拡大の手法 (3戸2化)

【共用廊下設置】

既存の2つの階段室を住棟内で共用廊下で繋ぐために、既存の住戸内の壁に新設開口を設ける改修

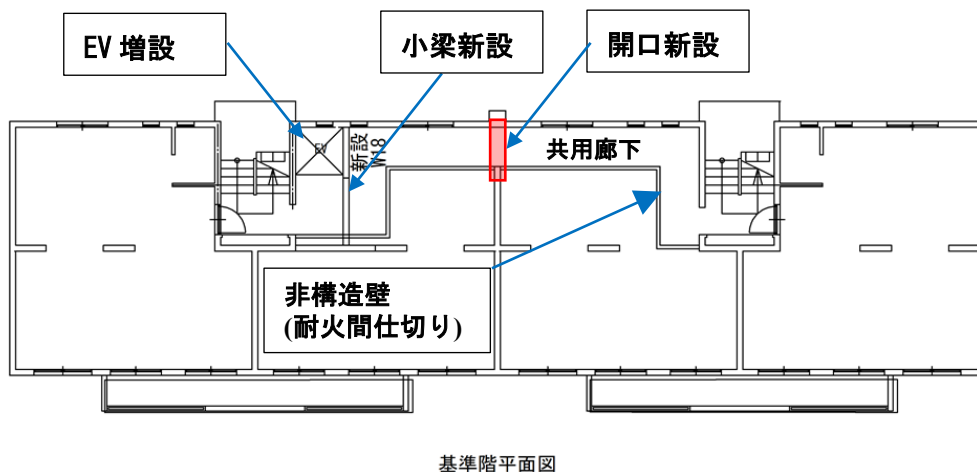


図 2.3.1-4 住戸内共用廊下新設の手法

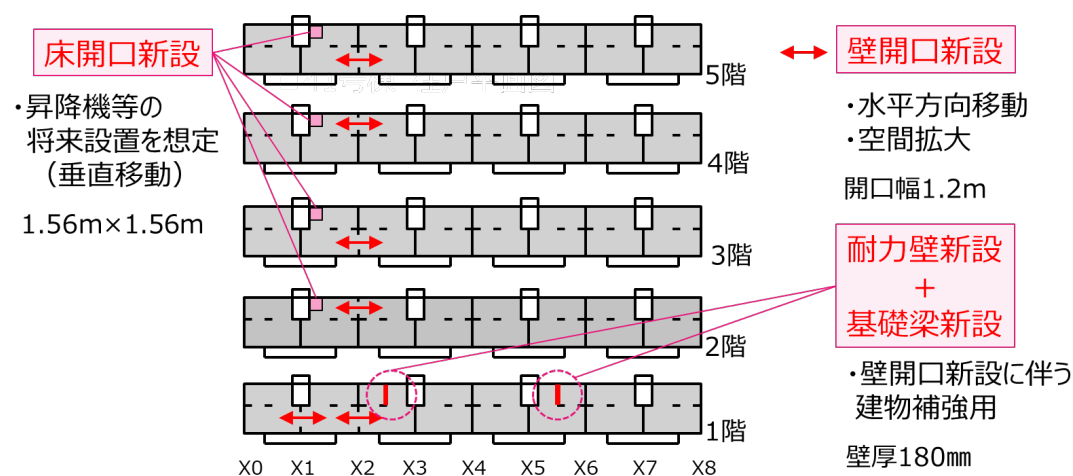
2.3.2 想定事例と実証実験の事例

2.3.2-1 あと施工アンカーの活用が望まれる改造事例

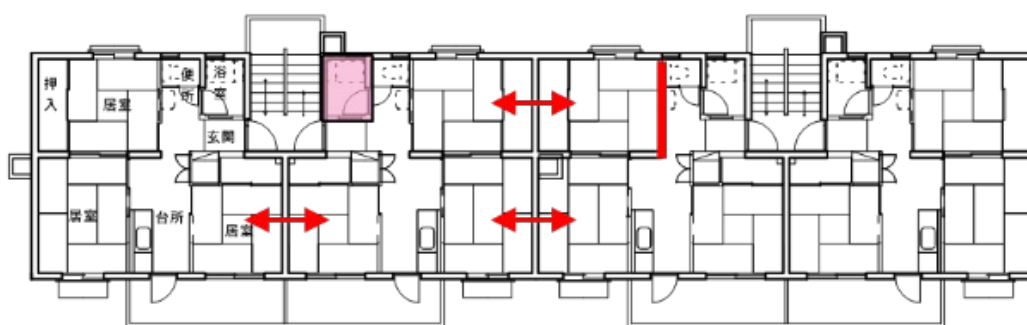
図 2.3.2-1 に壁式鉄筋コンクリート造の共同住宅の耐力壁の開口新設を伴う改造した事例を示す。

本事例における開口新設は、開口補強筋は既存躯体を大きくはつとり、鉄筋を配筋する方法をとっており、構造躯体への損傷の影響や騒音・粉じんなどの環境影響が存在する。これらを減らすことを考えるとあと施工アンカーによる施工が望ましい事例である。今般、構造耐力上主要な部分に用いるためのあと施工アンカーの告示が改正されたことで、今後の活用が望まれる改造事例の一つであると考え。

また、本事例では壁開口を新設することで失われた耐力壁の壁量を担保するために耐力壁と基礎梁の新設や将来的なEV増築のための床開口の新設も行っている。



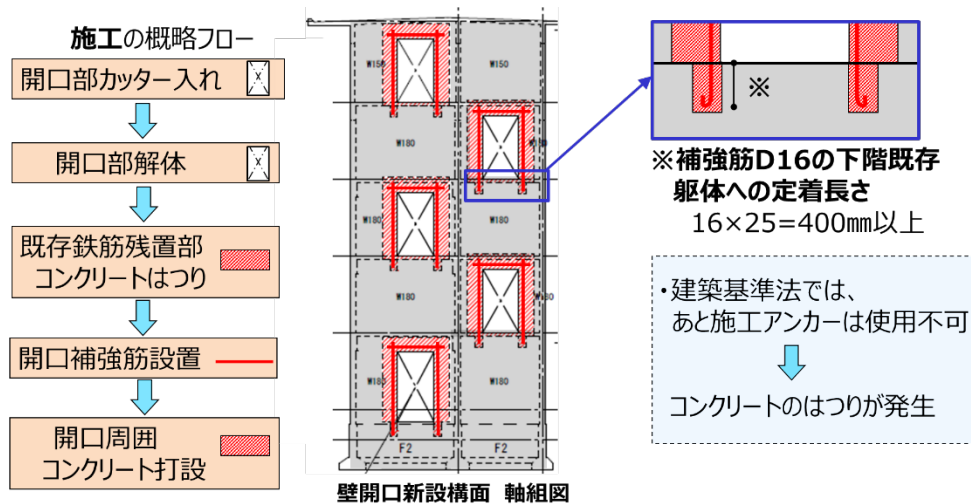
(a)改造概要



(b)平面図 (1階_X0-X4間)

図 2.3.2-1 耐力壁の開口新設を伴う改造した事例

図 2.3.2-2 に壁開口新設部の概略図と施工状況を示す。施工時はあと施工アンカーの使用が不可であったため、コンクリートをはつり、D16 の開口補強筋を 180 度折り曲げ定着で 25da の定着長を確保するために、400mm 以上のコンクリートをはつり取って定着している。



(a)壁開口新設概要



(b)壁開口施工状況（左：施工前、右：施工中）



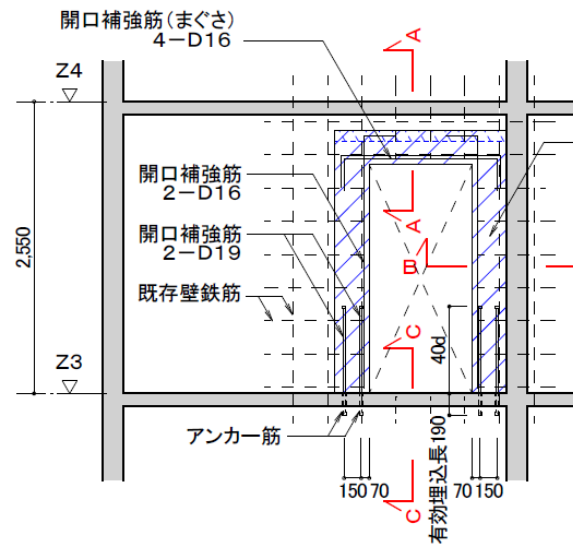
(c)壁開口施工状況(完成例)

図 2.3.2-2 耐力壁の開口新設を伴う改造した事例

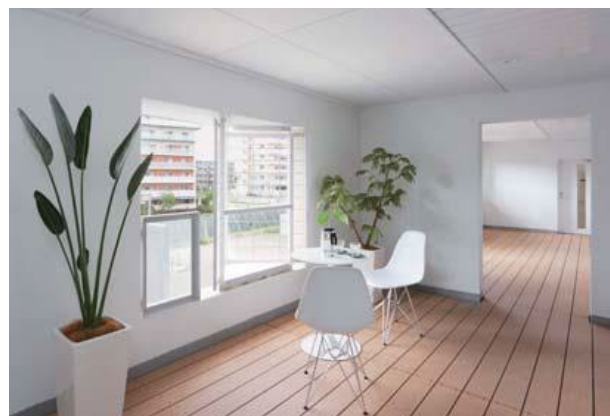
2.3.2-2 実証実験による実施事例

図 2.3.2-2 に壁式鉄筋コンクリート造の共同住宅の耐力壁にあと施工アンカーを用いて開口新設を行った実証実験の事例を示す。

この実証実験では、D19 の開口補強筋をあと施工アンカーで埋込長さ 10da の 190 mm の深さまで施工している。施工の合理化を目的に実験後に解体されているため埋込長さが短い、改正された告示に準拠する場合、埋込長さが長くなる可能性はあると考えられるが、あと施工アンカーによる効率の良い施工が可能な事例の一つではある。



(a) 壁開口新設概要



(b) 開口施工状況(完成例)

図 2.3.2-2 耐力壁に新設開口を設けた事例

第3章

あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の 構造性能評価

3.1 実験の趣旨・概要

本実験は、2.2 で示した「床スラブの新設」のうち、既存壁式 RC 造壁式構造の耐力壁を接合先とした床スラブ新設や1階木造床スラブを RC 造床スラブに付け替えるために基礎梁を接合先とした場合の接合筋にあと施工アンカーを用いることを想定しており、あと施工アンカーを用いた構造部材の長期性能を確認する一例として、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた両端固定一方向スラブについて、あと施工アンカーを用いない通常の先付け工法の定着方法によるスラブとの比較により長期たわみ量、鉄筋ひずみ、ひび割れ性状、振動数について検証することを目的とする。なお、定着部の破壊性状および接合部分の強度については、一般的なスラブの設計では用いない短期荷重や終局状態を想定した荷重の載荷を行っても接着系あと施工アンカーを用いたスラブが先付け工法の鉄筋と同様の性能（スラブが落ちない）であるかに着目して実験を行っている。

なお、本スラブ実験で想定しているスラブにおけるあと施工アンカーの使用方法としては、平成 22 年度に行われた建築基準整備促進事業「あと施工アンカーの長期許容応力度に関する検討調査」の最終成果報告書 7-2 節「長期応力に対する設計方針とその留意点」で述べられている以下の内容をその前提条件として考えている。

1. 引張クリープ実験結果より、あと施工アンカーの付着機構は、先付けコンクリートのそれと同じであることが予想される。従って構造部材の主筋に適用する場合には、通常の鉄筋と同様の定着が必要である。また鉄筋コンクリート造のスラブや小梁へ適用する場合においては、適用範囲を限定することで現行基準よりも短い定着長とすることができるものと考えられる。
2. 引張クリープ実験結果より、変位量が収束しなかった事例があるため、引張応力を負担する箇所現時点で本式を利用する際には、引張応力をあと施工アンカーが負担できなくなった状態を想定して、あと施工アンカーを適用した部材の設計を実施し、当該部材が脱落することがないことを確認する必要がある。
3. 今回の各国基準の文献調査より、各国ではひび割れに対して強度の低減を行っているが、実施した試験体はひび割れのないコンクリートへ適用されていることから、ひび割れの影響がない箇所への適用が原則である。ただし、ひび割れ防止に有効な方策が確認されている場合はその限りではない。
4. 今回の実験においては、有機系接着剤を用いたカプセル型のあと施工アンカーが用いられた。実際の部材への適用に際しては、使用するあと施工アンカーがこれと同等の性能を有することを確認する必要がある。
5. へりあき寸法は、FEM 解析結果より、埋め込み深さによって付着応力度分布が変化することが確認されている。従って、埋め込み深さが $7d_a$ 以上確保されている場合においては、へりあきの最小値は $10d_a$ 以上確保されていることを基本とする。
6. 火災による影響のある部位に適用する場合においては、当該熱応力によって適用した部材が脱落しないことを確認する必要がある。

上記 2.および 6.で記載されているような、引張応力をあと施工アンカーが負担できなくなった状態を想定した場合や熱応力によっても部材が脱落しないことの確認は、本スラブ実験では、その目的があと施工アンカーを使用した部材の長期性状の把握にあるため省略している。しかし、実際の使用方法としては、上記要件を満たすようなあと施工アンカーの代わりに応力を負担できる受梁など何らかの脱落防止措置を施すことを想定している。また、片持ちスラブ試験体でも長期載荷実験を行うが、これは将来的に長期載荷後の破壊性状を確認するための加力実験を行いやすくするという観点で製作した試験体であり、試験方法の都合上行うもので、片持ちスラブにおけるあと施工アンカーの使用を目指しているものではない。

平成 28 年 2 月 26 日に試験体の載荷を開始し、一部を除き令和 4 年 9 月 29 日までの各種観察・測定結果をもとにまとめられている。

3.2 実大 RC 造試験体における長期荷重が作用した増設スラブの実験

3.2.1 実験計画

本実験では、壁式鉄筋コンクリート造の共同住宅に鉄筋コンクリート造の床スラブを増設することを想定して、両端固定一方向スラブならびに片持ちスラブについて、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた試験体ならびに通常の先付け定着筋工法の定着の試験体を製作し、長期性能の確認を行うために長期荷重を載荷し、約6年の実験結果を用いて先付け定着筋に対してあと施工アンカーの使用による差がないかについて検証することを目的とする。

また、長期荷重を載荷したあと施工アンカーを用いた試験体のうち1体について、一般的なスラブの設計では用いない短期荷重や終局状態を想定した荷重の載荷を行い、接着系あと施工アンカーを用いたスラブへの影響の有無についての確認を行う。

3.2.2 計画方針

試験体は、国立研究開発法人 建築研究所の実大構造物実験棟内に、スパン 5,760 mm、幅 1,000 mm、厚さ 200 mm の両端固定一方向スラブならびに、スパン 2350 mm、幅 1,000 mm、厚さ 200 mm の片持ちスラブの接着系あと施工アンカー定着によるスラブおよび標準定着によるスラブを製作し、居室相当の載荷荷重(2.5 kN/m²)を床スラブ上面に載荷用の鉄筋束を木片を介して等分布荷重積載相当になるように配して、長期たわみ性状を把握することとした。実験方法の概要を図 3.2.2-1, 3.2.2-2 に示す。

平成 28 年 2 月 16 日に床スラブ部分の型枠脱型および床スラブ上面への長期荷重としての鉄筋載荷を開始し、試験体のひび割れの観察およびデータロガーからの測定データの回収等を表 3.2.2-1 に示す日に実施した。なお、床スラブ上面に鉄筋載荷を行った後は、ひび割れの観察は床スラブ下面およびスタブ部分を中心に行い、床スラブ上面は振動実験などの実施により載荷用鉄筋を移動させた時など、限られた機会にのみ行った。

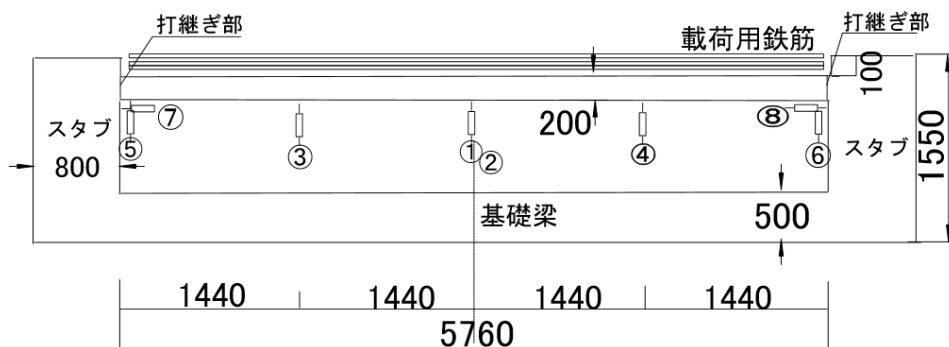


図 3.2.2-1 実験方法の概要 (両端固定スラブ)

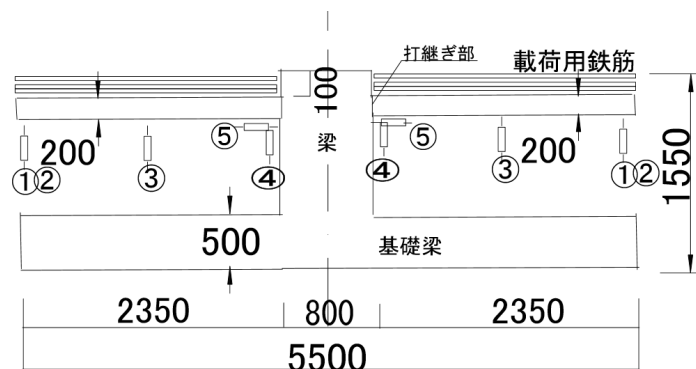


図 3.2.2-2 実験方法の概要 (片持ちスラブ)

表 3.2.2-1 実験スケジュール

No.	年月日	計測項目	No.	年月日	計測項目
1	H28.2.16	振動測定(鉄筋荷前・後)	16	H29.2.16	ひび割れ観察
2	H28.3.1	ひび割れ観察, 振動測定	17	H29.4.20	ひび割れ観察
3	H28.3.15	ひび割れ観察, 振動測定	18	H29.5.11	ひび割れ観察
4	H28.4.18	ひび割れ観察	19	H29.6.15	ひび割れ観察
5	H28.4.26	ひび割れ観察	20	H29.7.20	ひび割れ観察
6	H28.5.21	ひび割れ観察, 振動測定	21	H29.8.9	ひび割れ観察, 振動測定
7	H28.6.2	ひび割れ観測	22	H29.8.24	ひび割れ観察
8	H28.6.28	ひび割れ観察	23	H29.10.26	ひび割れ観察
9	H28.7.14	ひび割れ観察	24	H29.12.21	ひび割れ観察
10	H28.8.1	ひび割れ観察	25	H30.2.9	ひび割れ観察, 振動測定
11	H28.8.16	ひび割れ観察, 振動測定	26	H30.8.10	ひび割れ観察
12	H28.9.1	ひび割れ観察	27	H31.2.15	ひび割れ観察, 振動測定
13	H28.11.2	ひび割れ観察	28	R2.2.14	ひび割れ観察, 振動測定
14	H28.12.7	ひび割れ観察	29	R3.2.13	ひび割れ観察, 振動測定
15	H29.2.7	ひび割れ観察, 振動測定	30	R4.2.15	ひび割れ観察, 振動測定

※：試験体製作「基礎梁」部分コンクリート打設：平成27年12月11日
「スタブ」部分コンクリート打設：平成27年12月19日
「床スラブ」部分コンクリート打設：平成28年1月18日

3.2.3 設計方針・計算例

(1) 設計方針

通常定着方法(先付け定着方法)のスラブ上端筋の定着は、許容付着応力度による所要定着長さ「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1991)(29)式」による。

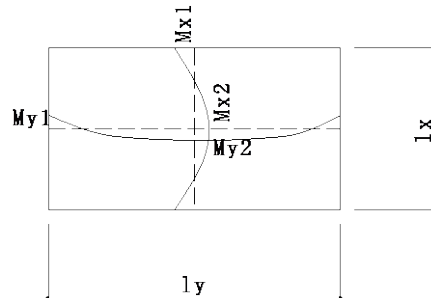
接着系あと施工アンカーを用いたスラブ上端筋のアンカー筋の定着は、アンカー筋に生じる長期許容引張力に対して長期許容付着力および長期許容コーン状破壊耐力を満たす有効埋込み長さを確保する。

(2) 計算例

計算例は、実際の建築物を想定してスラブの断面算定およびたわみ・ひび割れに対するチェックを行っている。なお、想定しているスラブは「3.3 実建築物における実験結果」の図 3.3.2-1 実験スラブ配置図に示す北側居室のスラブについて算定する。

1) 基本事項

仕上げ荷重 0.7 kN/m^2
 積載荷重 1.8 kN/m^2 } $W_p = 2.5 \text{ kN/m}^2$
 短辺方向スパン $\ell_x = 2920 \text{ mm}$
 長辺方向スパン $\ell_y = 5760 \text{ mm}$ } $\lambda = 1.97$
 スラブ厚 $T = 200 \text{ mm}$



コンクリート縁から鉄筋中心までの距離

上端かぶり厚 30 mm 短辺方向上端筋 $d_1 = 35.0 \text{ mm}$ 短辺方向下端筋 $d_2 = 45 \text{ mm}$

下端かぶり厚 30 mm 長辺方向上端筋 $d_3 = 46.5 \text{ mm}$ 長辺方向下端筋 $d_4 = 35 \text{ mm}$

コンクリート強度 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ ($\gamma = 23$) ヤング係数 $E_c = 21.5 \text{ kN/mm}^2$

鉄筋 SD295A

2) 応力の算出

$$w = 7.3 \text{ kN/m}^2$$

$$w_x = \ell_y^4 / (\ell_x^4 + \ell_y^4) \times w = 0.45 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{x1} = 1 / 12 \times w_x \times \ell_x^2 = 1.24 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{x2} = 1 / 18 \times w_x \times \ell_x^2 = 0.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y1} = 1 / 24 \times w \times \ell_x^2 = 10.09 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{y2} = 1 / 36 \times w \times \ell_x^2 = 6.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 断面算定

$$\text{短辺方向上端筋 } a_t = M_{x1} / f_t \cdot j = 42.9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D10@200(355) OK}$$

$$\text{短辺方向下端筋 } a_t = M_{x2} / f_t \cdot j = 30.6 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D10@200(355) OK}$$

$$\text{長辺方向上端筋 } a_t = M_{y1} / f_t \cdot j = 375.6 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D10D13@250(396)OK}$$

$$\text{長辺方向下端筋 } a_t = M_{y2} / f_t \cdot j = 233.1 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D10@250(284)OK}$$

4) たわみに対する検討

$$\delta_e = \frac{1}{32} \cdot \frac{\lambda^4}{1 + \lambda^4} \cdot \frac{w \cdot \ell_x^4}{E \cdot T^4} = 1.368 \text{ mm}$$

$$\text{変形増大率 } \kappa = 16 \quad \text{長期たわみ } \delta_L = 16 \times \delta_e = 21.89 \text{ mm}$$

$$\text{たわみ率 } \delta_L / \ell_x = 1/263 \leq 1/250 \quad \text{OK}$$

5) ひび割れに対する検討

$$\text{端部上端 } \sigma_t = {}_tM_{max} / Z = 10,090,000 / 6,666,667$$

$$= 1.51 \text{ N/mm}^2 \leq 0.38\sqrt{F_c} = 1.74 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{中央部下端 } \sigma_t = {}_cM_{max} / Z = 6,730,000 / 6,666,667 = 1.01 \text{ N/mm}^2 \leq 0.38\sqrt{F_c}$$

$$= 1.74 \text{ N/mm}^2 \text{ OK}$$

6) 試験体スラブの設計

(i) 両端固定一方向の応力

$$w = 7.3 \text{ kN/m}^2 \quad \ell_x = 5760 \text{ mm}$$

$$M_{x1} = 1/12 \times w \times \ell_x^2 = 20.18 \text{ kN.m} \quad , \quad M_{x2} = 1/18 \times w \times \ell_x^2 = 13.46 \text{ kN.m}$$

$$Q_{x1} = 1/2 \times w \times \ell_x = 21.0 \text{ kN}$$

$$\text{短辺方向上端筋 } a_t = M_{x1} / f_t \cdot j = 705.3 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D13@150(846.7)} \quad \text{OK}$$

$$\text{短辺方向下端筋 } a_t = M_{x2} / f_t \cdot j = 466.1 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{D10@150(473.3)} \quad \text{OK}$$

(ii) たわみに対する検討

$$\text{単純支持一方向たわみ } \delta_e = \frac{15}{384} \cdot \frac{w \cdot \ell_x^4}{E \cdot T^3 / 12} = 7.29 \text{ mm}$$

$$\text{両端固定一方向たわみ } \delta_e = \frac{1}{384} \cdot \frac{w \cdot \ell_x^4}{E \cdot T^3 / 12} = 1.46 \text{ mm}$$

$$\text{変形増大率 } \kappa = 16 \quad \text{長期たわみ } \delta_L = 16 \times \delta_e = 23.3 \text{ mm}$$

$$\text{たわみ率 } \delta_L / \ell_x = 1/247$$

(3) 通常定着方法(先付け定着方法)のスラブ上端筋の定着検討

1) 許容付着応力度による所要定着長さ「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1991)(29)式」

(i) 計算条件

- ・使用するコンクリートの設計基準強度： $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
- ・スラブ上端筋：D13 SD295A
- ・スラブ上端筋のコンクリートに対する許容付着応力度：

$${}_t f_a = \min(21/15, 0.9 + 2 \times 21/75) = \min(1.40, 1.46) = 1.40 \text{ N/mm}^2 \text{ *1}$$

[注] *1：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1991)によれば、圧縮力を受ける場合および、付着破壊のおそれのない領域へ定着する場合は、1.5倍の数値としてよいとあるが、本資料では適用していない。また、平12建告第1450号に規定の長期許容付着応力度は、はりの上端筋以外は「その他の鉄筋」の数値を用いることができるが、ここでは適用していない。

(ii) 定着長さの検討

(a) 直線定着の場合

$$\ell \geq \frac{f_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = 195 \times d_b / (4 \times 1.40) = 34.8 \times d_b = 34.8 \times 13 = 452.7 \text{ mm}$$

(b)標準フック付き折曲げ定着の場合

$$\ell \geq \frac{2}{3} \times \frac{f_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = 2/3 \times 195 \times d_b / (4 \times 1.40) = 23.2 \times d_b = 23.2 \times 13 = 301.8 \text{ mm}$$

2)RC 規準(2010)17条「定着」による所要定着長さ

(i)計算条件

- ・使用するコンクリートの設計基準強度： $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
- ・スラブ上端筋：D13 SD295A
- ・付着割裂の基準となる強度： $f_b = 0.9 + 21/40 = 1.425 \text{ N/mm}^2$

$$\text{・必要定着長さ算定式：} \ell_{ab} = \alpha \cdot \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 f_b}$$

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)(17.2)式」

- ・スラブ端筋定着部の拘束の有無：スラブ上端筋を、当該スラブを支持する梁の上端筋の下に定着するディテールとすることで、拘束領域への定着とする($\alpha = 1.0$).

(ii)定着長さの検討

(a)直線定着の場合

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 f_b} = 1.0 \times 1.0 \times 295 \times d_b / (10 \times 1.425) = 20.7 \times d_b = 20.7 \times 13 = 269.1 \text{ mm}$$

(b)標準フック付き折曲げ定着の場合

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 f_b} = 1.0 \times 0.5 \times 295 \times d_b / (10 \times 1.425) = 10.4 \times d_b = 10.4 \times 13 = 135.2 \text{ mm}$$

(4) 接着系あと施工アンカーを用いたスラブ上端筋のアンカー筋の定着検討

1)アンカー筋の所要有効埋込み長さの検討

(i)計算条件

- ・使用するコンクリートの設計基準強度： $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$
- ・スラブ上端筋：D13 SD295A
- ・接着系あと施工アンカーの付着強度： $\tau_{fu} = 15 \text{ N/mm}^2$

$$(\text{=} 15 \times \sqrt{\frac{\sigma_B}{21}} = 15 \times \sqrt{\frac{21}{21}})$$

- ・アンカー筋に生じる長期許容引張力に対して(3.2.3-1)式および(3.2.3-2)式を満たす有効埋込み長さを確保する.

$${}_D T_{L1} \leq T_{AL2} \dots\dots\dots (3.2.3-1) \text{式}$$

$${}_D T_{L1} \leq T_{AL3} \dots\dots\dots (3.2.3-2) \text{式}$$

記号 ${}_D T_{L1}$: アンカー筋に生じる長期荷重時引張力(N)で、次式による.

$${}_D T_{L1} = f_t \cdot a_t = 195 \times 127 = 24\,765 \text{ N} = 24.8 \text{ kN}$$

T_{AL2} : アンカー筋の長期許容付着力(N)で、次式による。アンカー筋のかぶり厚さが $1.5d_a$ 以上確保されていることから、付着強度の低減を行わない。

$$T_{AL2} = (\tau_{fu}/F) \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell_e \quad \dots\dots\dots (2.1.2.3)式$$

T_{AL3} : アンカー筋の長期許容コーン状破壊耐力(N)で、次式による。

$$T_{u3} = 0.23\sqrt{\sigma_B}/F \cdot A_c \quad \dots\dots\dots (2.1.2.4)式$$

τ_{fu} : 接着系あと施工アンカーの付着強度(N/mm²)で、15.0 N/mm²とする。

F : 安全係数で、3(CASE1)および4.5(CASE2)とする。

ℓ_e : アンカー筋有効埋込み長さ(mm)

σ_B : アンカー筋定着部のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)で、設計基準強度とする。

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)。本来であれば、アンカー筋のピッチ、はしあき、へりあきによるコーン状破壊面の重なり等を考慮した有効投影面積を算定する必要があるが、本資料においては考慮していない。

(ii)(3.2.3-1)式を満たすのに必要な有効埋込み長さの検討

(a)CASE1($F=3.0$)の場合

$${}_D T_{fL} = {}_D \sigma_{tL} \cdot \pi \cdot d_a^2 / 4 \leq T_{AL2} = 5.0 \times \pi \cdot d_a \cdot \ell_e \text{ より,}$$

$$\ell_e \geq {}_D \sigma_{tL} \cdot d_a / (4 \times 5) = 9.75 \times d_a (= 127 \text{ mm})$$

(b)CASE2($F=4.5$)の場合

$${}_D T_{fL} = {}_D \sigma_{tL} \cdot \pi \cdot d_a^2 / 4 \leq T_{AL2} = 3.3 \times \pi \cdot d_a \cdot \ell_e \text{ より,}$$

$$\ell_e \geq {}_D \sigma_{tL} \cdot d_a / (4 \times 3.3) = 14.7 \times d_a (= 191 \text{ mm})$$

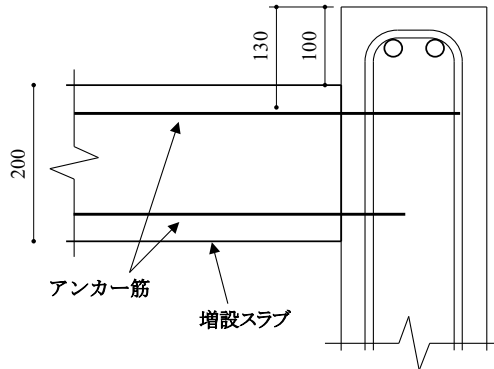


図 3.2.3-1 スラブ上端筋に使用するアンカー筋とスラブ支持梁の断面・配筋

(iii)(3.1.3-2)式を満たすに必要な有効埋込み長さの検討

(a)CASE1($F=3.0$)の場合

$${}_D T_{fL} = {}_D \sigma_{tL} \cdot \pi \cdot d_a^2 / 4 \leq T_{AL2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} / 3.0 \cdot A_c$$

有効埋込み長さを 130 mm 以上とし、コーン状破壊面の有効水平投影面積 A_c が次式で算定されるとする。

$$A_c = \pi \cdot \ell_e \cdot (\ell_e + d_a)$$

$$D\sigma_{tL} \cdot \pi \cdot d_a^2 / 4 \leq 0.23\sqrt{\sigma_B} / 3.0 \cdot \pi \cdot \ell_e \cdot (\ell_e + d_a) \text{ より,}$$

$$\ell_e \geq \frac{d_a}{2} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{D\sigma_{tL} \times 3 / (0.23 \sqrt{\sigma_B})} \right\} = \frac{d_a}{2} \times (-1 + 23.56)$$

$$= 11.3 \times d_a (= 146 \text{ mm})$$

(b) CASE2 (F=4.5) の場合

$$\ell_e \geq \frac{d_a}{2} \cdot \left\{ -1 + \sqrt{D\sigma_{tL} \times 4.5 / (0.23 \sqrt{\sigma_B})} \right\} = \frac{d_a}{2} \times (-1 + 28.86)$$

$$= 14.0 \times d_a (= 182 \text{ mm})$$

(5) 検討結果：表 3.2.3-1 を参照のこと。

表 3.2.3-1 増設スラブ上端筋の支持梁への定着長さおよびアンカー筋有効埋込み長さ

	通常定着方法		接着系あと施工アンカー筋			
	RC 規準 (1991) による場合	RC 規準 (2010) による場合	$\frac{D T_{L1}}{T_{AL2}} \leq 1$ となる 有効埋込み長さ		$\frac{D T_{D1}}{T_{AL3}} \leq 1$ となる 有効埋込み長さ	
			F=3.0	F=4.5	F=3.0	F=4.5
直線定着の場合	34.8 d_b (453 mm)	20.7 d_b (270 mm)				
標準フック付き 折曲げ定着の場 合	23.2 d_b (302 mm)	10.4 d_b (135 mm)	9.75 d_a (127 mm)	14.7 d_a (191 mm)	11.3 d_a (146 mm)	14.0 d_a (182 mm)
備考	<ul style="list-style-type: none"> 上端筋は、RC 規準(1991)による定着長さを確保することから、35d_a とする。 下端筋は 10d_b かつ 150 mm 以上とする。 		<ul style="list-style-type: none"> 実験であることから F=3.0 とする。 上端筋としてのアンカー筋の有効埋込み長さ 12 d_a (156 mm) とする。 下端筋としてのアンカー筋の有効埋込長は 7d_a (91 mm) とする。 実験では、長期許容コーン状破壊耐力 (T_{AL3}) に重なりによる面積の低減を考慮していない。 			

3.2.4 試験体計画・製作概要

(1) 試験体

両端固定一方向スラブの試験体数は2体とし、スラブの定着に接着系あと施工アンカーを用いたもの、および通常定着方法(先付け定着方法)を用いたもの各1体である。

試験体のスパンは、既存建築物における実大実験を参考に5,760 mmの内法とする。試験体幅は、既往の長期たわみ実験を参考に単位幅(1,000 mm)の一方向スラブとする。スラブ厚さは3.2.3項の計算結果から既存建築物のスラブを一方向スラブとして弾性たわみで1 mm以上となる厚さとして200 mmとした。

片持ちスラブの試験体数は2体とし、試験体中央にスタブを設け、スタブの両側に片持ちスラブを取り付け、主筋の定着に接着系あと施工アンカーを用いた片持ちスラブ試験体を梁の左側に、主筋の定着に通常定着方法(先付け定着方法)を用いた片持ちスラブ試験体を右側に設置した。

試験体のスパンは、両端固定とした試験体(内法スパン：5,760 mm)の固定端曲げモーメントと同値となる2,350 mmとし、試験体幅は単位幅(1,000 mm)とする。スラブ厚さは両端固定とした試験体と同一の200 mmとした。

試験体コンクリートの目標圧縮強度として、基礎梁は乾燥収縮ひずみを出来る限り小さくすべく36 N/mm²(呼び強度)とし、スタブおよびスラブは18 N/mm²(呼び強度)とした。

試験体一覧を表3.2.4-1、スラブの配筋リストを表3.2.4-2に示す。

試験体の基本形状を図3.2.4-1、図3.2.4-2に、スラブ端部のスタブとの接合部を図3.2.4-3、図3.2.4-4に、スラブの配筋図を図3.2.4-5、図3.2.4-6に、基礎梁およびスタブの配筋図を図3.2.4-7、図3.2.4-8に示す。

表 3.2.4-1 試験体一覧

試験体名	スラブ形状	施工方法
AH	両端固定(単位幅一方向)	接着系あと施工アンカー
BA	両端固定(単位幅一方向)	標準定着
AC	両端固定(単位幅一方向)	接着系あと施工アンカー (静充填型)
CA	片持ち	接着系あと施工アンカー
CB	片持ち	標準定着

表 3.2.4-2 スラブ配筋リスト

スラブ厚	位置	両端固定スラブ(AH, BA, AC)				片持ちスラブ(CA, CB)	
		主筋方向		配力筋方向		主筋方向	配力筋方向
		端部	中央	端部	中央		
200	上	D13@150	D13@300	D10@300	D10@300	D13@150	D10@300
	下	D10@300	D10@150	D10@300	D10@300	D10@300	D10@300

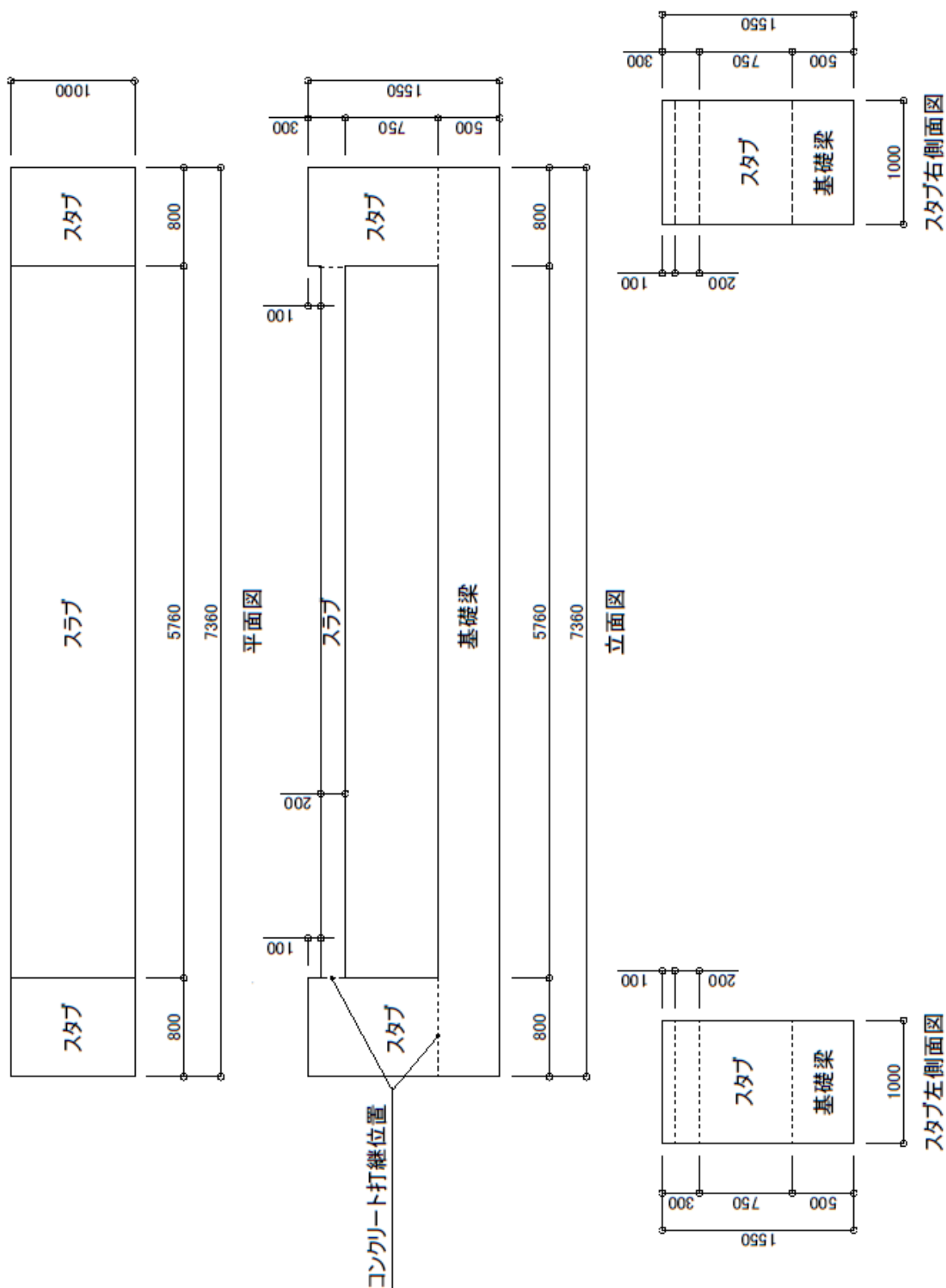


図 3.2.4-1 両端固定スラブ試験体(AH, BA 試験体)の基本形状

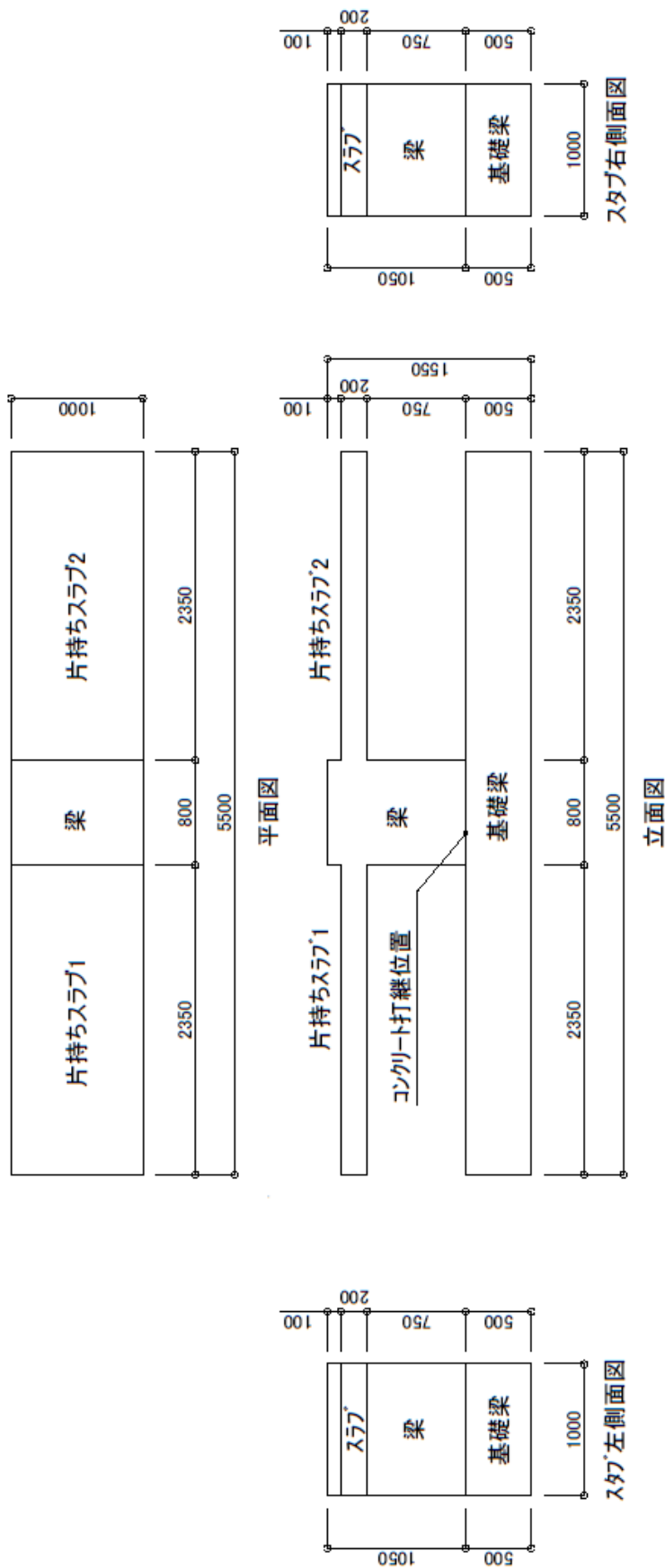


図 3.2.4-2 片持ちスラブ試験体(CA, CB 試験体)の基本形状

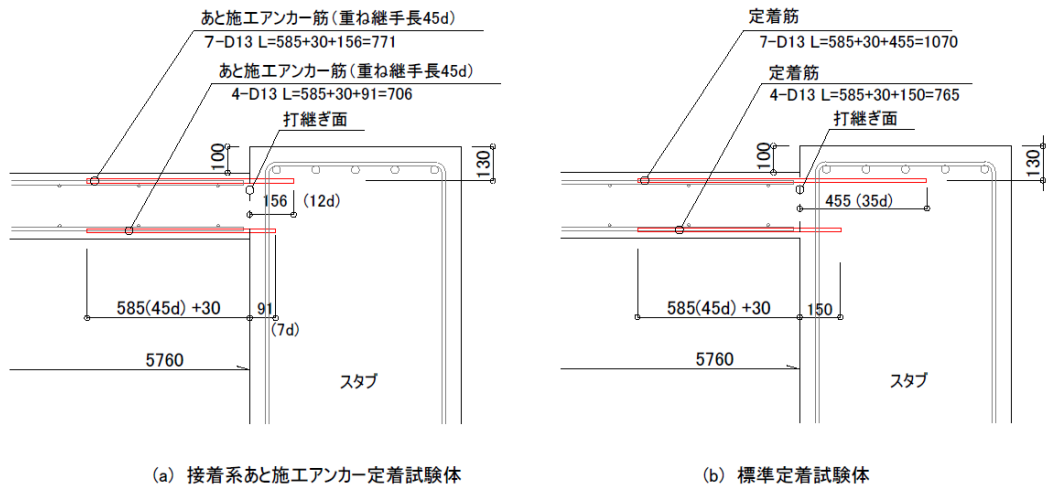


図 3.2.4-3 両端固定スラブ端部のスタブとの接合部(AH, BA, AC 試験体)

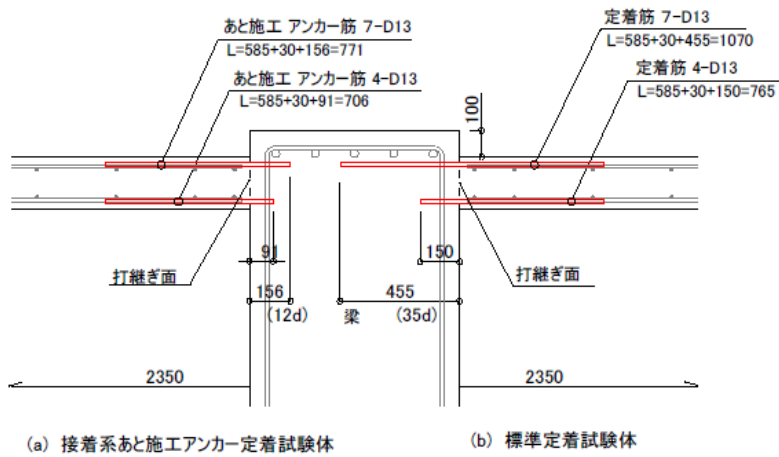


図 3.2.4-4 片持ちスラブと梁との接合部(CA, CB 試験体)

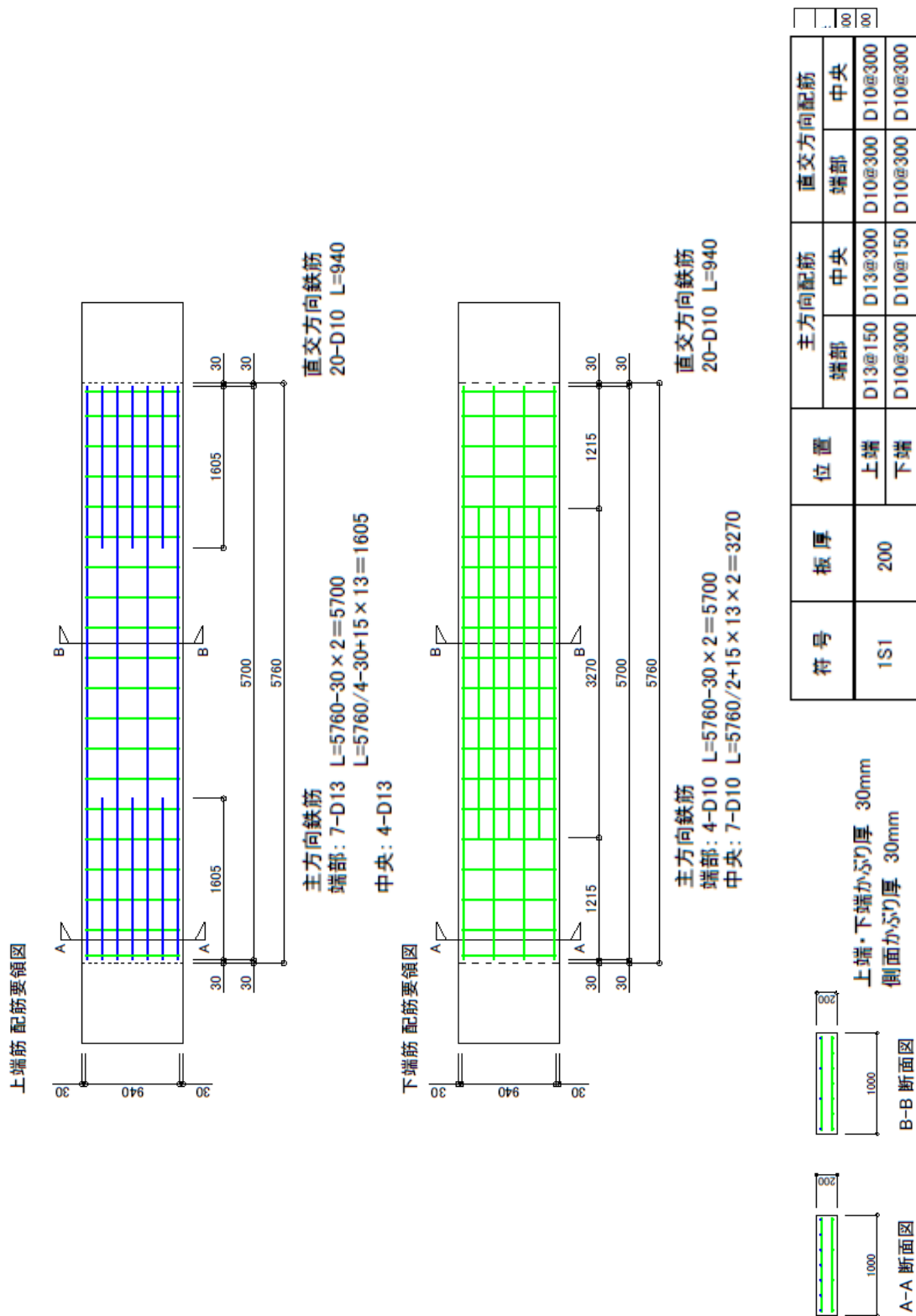


図 3.2.4-5 スラブ配筋図(AH, BA, AC 試験体)

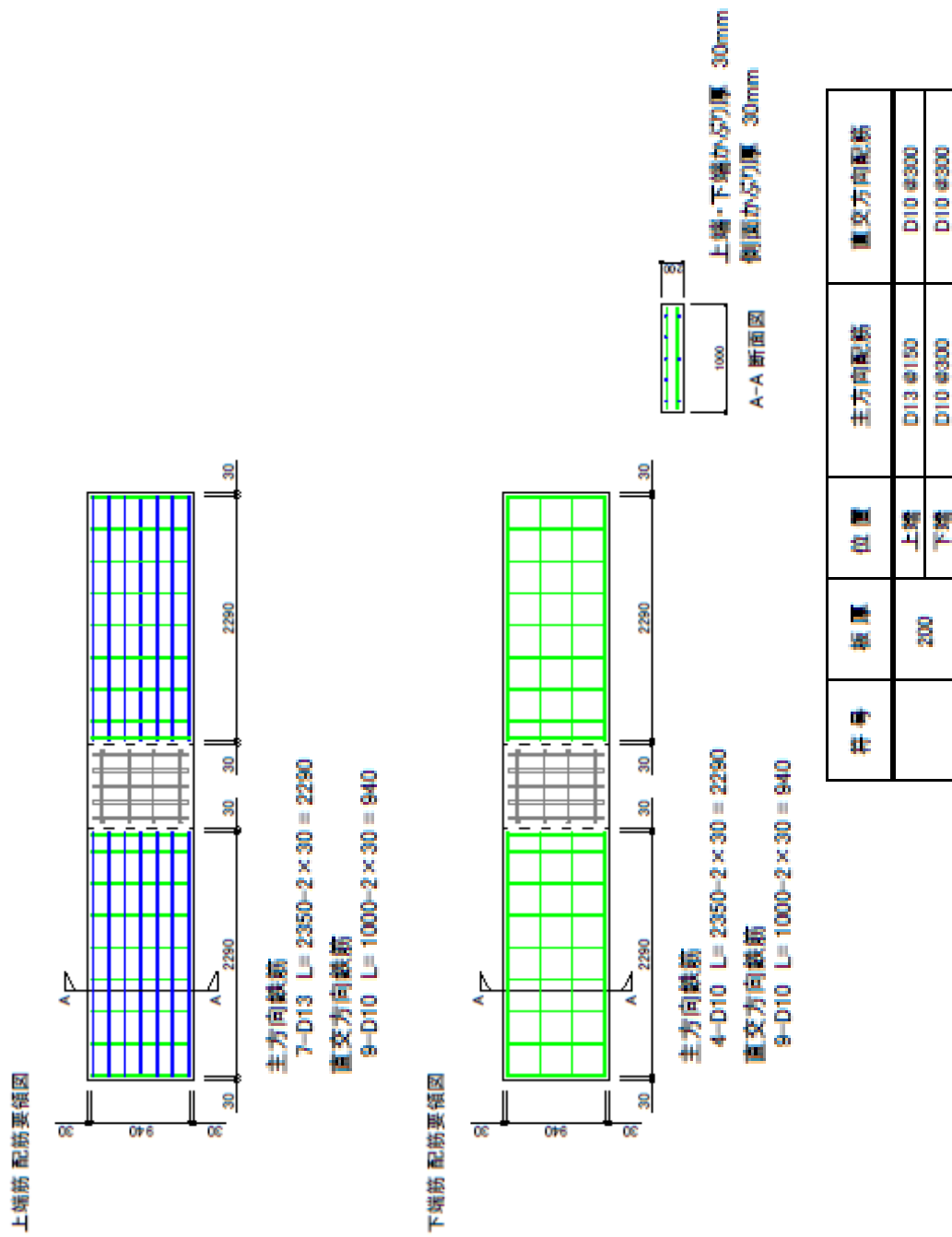


図 3.2.4-6 スラブ配筋図(CA, CB 試験体)

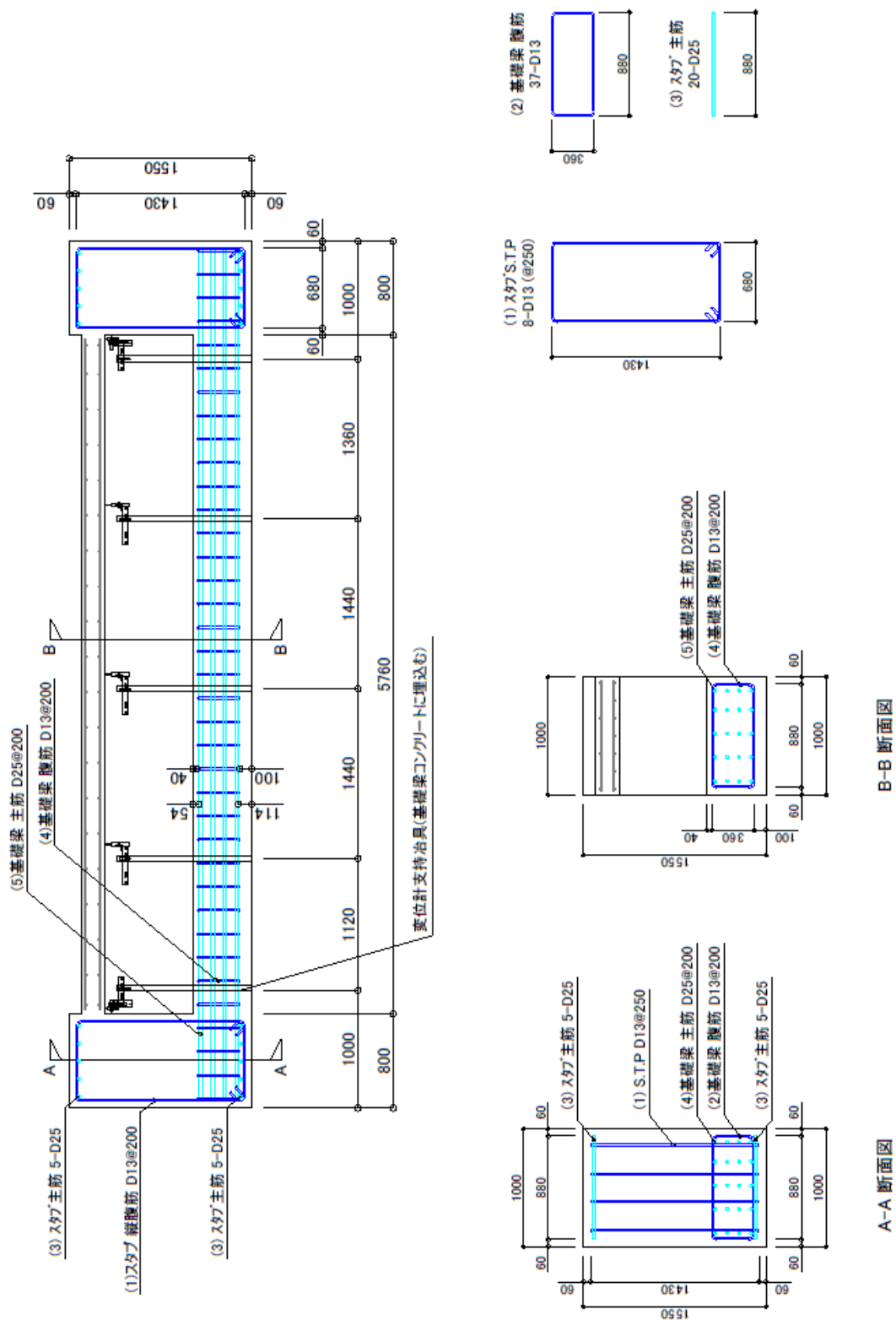


図 3.2.4-7 基礎梁・スタブ配筋図(AH, BA, AC 試験体)

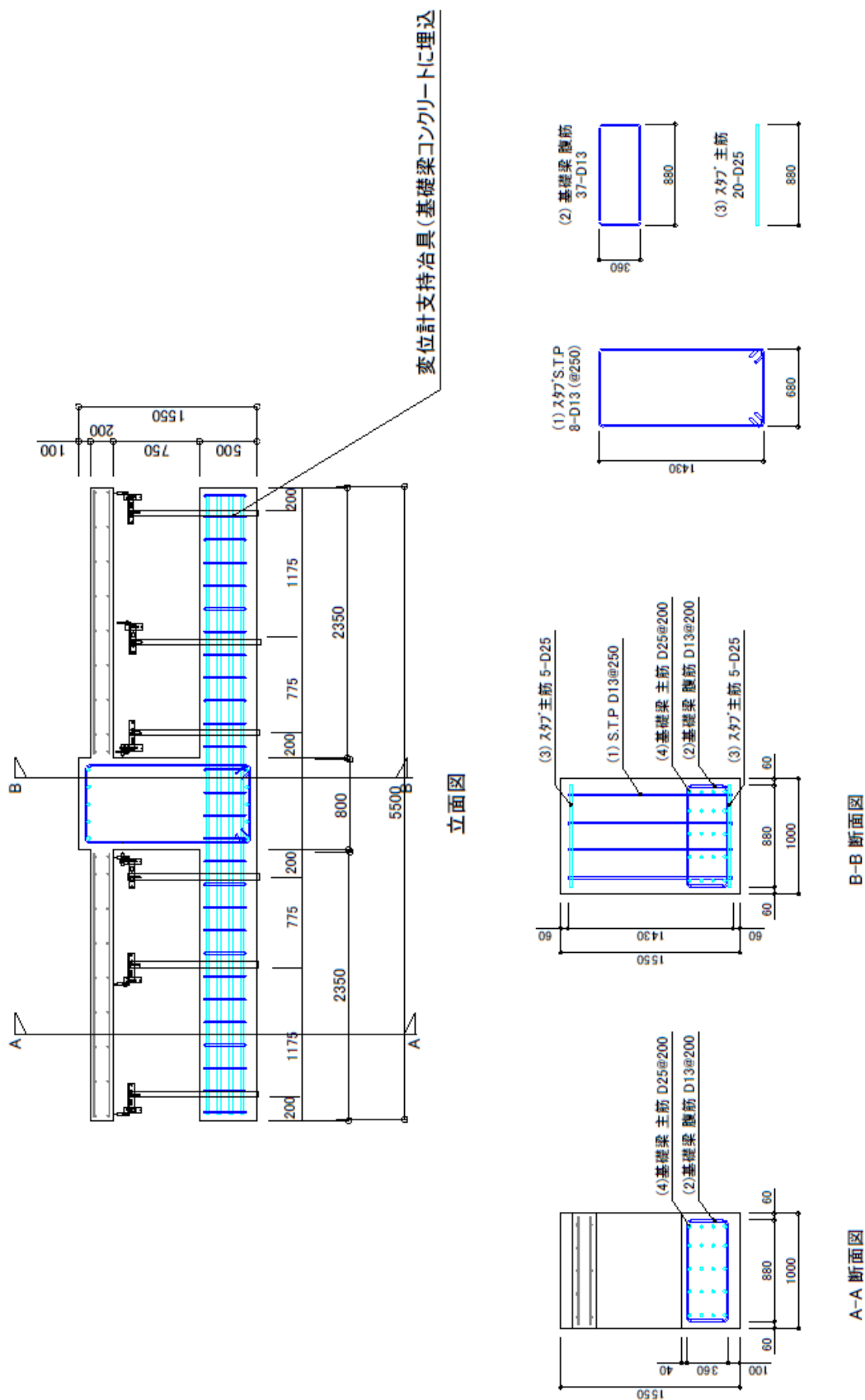


図 3.2.4-8 基礎梁および梁の配筋図(CA, CB 試験体)

(2) 使用材料

試験体に使用したコンクリートの材料試験結果を表 3.2.4-3、鉄筋の材料試験結果を表 3.2.4-4 に示す。また、接着系あと施工アンカー施工時の施工位置図を図 3.2.4-9 に、穿孔穴径、深さ、アンカー筋長さ、埋込み長さ、勾配等の施工時の記録を表 3.2.4-5～表 3.2.4-6 に示す。

表 3.2.4-3 コンクリート材料試験結果

床スラブ

材齢 (週)	番号 (No.)	直径 (mm)	整形後高さ (mm)	高さ/ 直径	質量 (g)	かさ比重 (g/cm ³)	最大荷重 (kN)	圧縮強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)
4 週	1	100.2	199.3	1.99	3497	2.23	166	21.1	---
	2	100.1	199.2	1.99	3470	2.21	171	21.8	---
	3	100.4	199.5	1.99	3500	2.22	175	22.1	---
13 週	1	100.20	200.40	2.00	3505	2.22	208	26.4	3.93
	2	100.20	201.20	2.01	3522	2.22	196	24.9	2.68
	3	100.10	201.30	2.01	3520	2.22	201	25.6	3.32
26 週	1	100.30	199.20	1.98	3476	2.21	225	28.5	---
	2	100.20	200.10	2.00	3488	2.21	227	28.8	3.14
	3	100.40	199.60	1.99	3475	2.20	229	29.0	2.78
103 週	1	100.17	200.68	2.00	3465	2.19	256	32.6	2.65
	2	100.04	198.98	1.98	3425	2.19	266	33.8	2.91
	3	100.22	199.77	1.99	3460	2.20	271	34.4	2.84

※平成 28 年 1 月 18 日打設：” --- “は不測定あるいは測定不能 ヤング係数は 1/3 割線剛性値

スタブ

材齢 (週)	番号 (No.)	直径 (mm)	整形後高さ (mm)	高さ/ 直径	質量 (g)	かさ比重 (g/cm ³)	最大荷重 (kN)	圧縮強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)
4 週	1	99.9	197.8	1.98	3560	2.30	190	24.3	---
	2	100.0	198.2	1.98	3609	2.32	195	24.8	---
	3	99.7	197.7	1.98	3596	2.33	178	22.8	---
13 週	1	100.20	198.00	1.98	3505	2.29	216	27.5	2.40
	2	99.80	198.30	1.99	3522	2.28	223	28.5	2.33
	3	100.20	198.90	1.99	3520	2.30	214	27.1	2.19
26 週	1	100.01	199.58	2.00	3528	2.25	238	30.3	2.48
	2	100.03	199.33	1.99	3533	2.26	258	32.8	2.30
	3	100.15	200.13	2.00	3533	2.24	256	32.5	2.31
108 週	1	100.27	198.59	1.98	3535	2.26	303	38.3	2.81
	2	100.16	197.79	1.97	3520	2.26	309	39.3	2.93
	3	100.21	199.06	1.99	3535	2.25	302	38.3	2.79
166 週	1	100.25	197.45	1.97	3495	2.24	343	34.3	2.82
	2	100.30	197.10	1.97	3493	2.24	352	35.2	3.00
	3	100.30	197.80	1.97	3492	2.24	371	37.1	2.95

※平成 27 年 12 月 19 日打設：” --- “は不測定あるいは測定不能 ヤング係数は 1/3 割線剛性値

基礎梁

材齢 (週)	番号 (No.)	直径 (mm)	整形後高さ (mm)	高さ/ 直径	質量 (g)	かさ比重 (g/cm ³)	最大荷重 (kN)	圧縮強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)
4 週	1	100.4	201.3	2.01	3645	2.29	372	47.0	---
	2	100.2	200.9	2.01	3633	2.29	356	45.1	---
	3	100.4	200.1	1.99	3639	2.30	372	47.0	---
13 週	1	100.05	201.98	2.02	3678	2.32	379	48.2	2.90
	2	100.05	201.11	2.01	3652	2.31	385	49.0	2.87
	3	100.05	200.86	2.01	3631	2.30	380	48.3	2.97
26 週	1	100.07	201.45	2.01	3613	2.28	358	45.5	2.94
	2	100.17	200.25	2.00	3588	2.27	423	53.7	3.01
	3	100.07	201.42	2.01	3608	2.28	423	53.8	1.60
109 週	1	100.08	201.41	2.01	3605	2.28	60.7	60.7	3.21
	2	100.17	200.92	2.01	3610	2.28	58.1	58.1	3.57
	3	100.16	201.19	2.01	3620	2.28	59.3	59.3	3.58
167 週	1	100.30	202.00	2.01	3610	2.26	60.0	60.0	3.29
	2	100.25	200.25	2.00	3581	2.27	62.5	62.5	3.41
	3	100.20	198.45	1.98	3552	2.27	58.5	58.5	3.57

※平成 27 年 12 月 11 日打設：” --- “は不測定あるいは測定不能 ヤング係数は 1/3 割線剛性値

表 3.2.4-4 鉄筋材料試験結果

D10 異形鉄筋 (SD295A)

番号 (No.)	公称断面積 (mm ²)	上降伏点応力度 (N/mm ²)	下降伏点応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)
1	71.33	368.1	346.8	491	20	1.74
2	71.33	366.6	355.8	469	14	1.50
3	71.33	371.9	350.3	493	18	1.79

D13 異形鉄筋 (SD295A)

番号 (No.)	公称断面積 (mm ²)	上降伏点応力度 (N/mm ²)	下降伏点応力度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)
1	126.7	362.3	344.1	491	22	1.79
2	126.7	359.9	344.9	489	23	1.78
3	126.7	359.1	344.1	488	22	1.79

表 3.2.4-5 接着系あと施工アンカー施工時の記録 (AH 試験体)

単位:mm											
AH: 南側	上端筋						下端筋				
番号は、手前(東)から	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
内径奥(平行)	16.2	16.2	16.1	16.2	16.3	16.4	16.2	16.1	16.1	16.0	16.4
内径奥(直角)	16.5	16.5	16.3	16.5	16.1	16.4	16.4	16.4	16.1	16.1	16.4
内径手前(平行)	16.3	16.3	16.9	16.3	16.3	16.3	16.3	16.4	16.5	16.7	16.5
内径手前(直角)	16.5	16.3	16.8	16.4	16.1	16.2	16.4	16.5	16.3	16.5	16.3
単位:mm											
深さ	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
	162.3	162.3	162.3	162.7	162.2	161.0	162.7	98.0	97.8	97.7	96.5
単位:°											
勾配	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
スラブ面に平行方向	88.3	89.7	90.9	91.0	91.3	91.2	91.7	90.8	89.2	89.8	90.9
スラブ面に直角方向	91.2	92.5	91.9	90.7	90.5	90.2	90.9	88.7	90.9	92.4	89.5
単位:mm											
アンカー筋の全長	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
	770	772	772	770	770	771	768	709	708	708	708
アンカー筋の出長さ	610	610	613	618	611	615	609	612	613	614	613
埋め込み長さ	160	162	159	152	159	156	159	97	95	94	95
単位:°											
アンカー筋勾配	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
スラブ面に平行方向	91.4	91.2	92.3	92	92.6	92	92.3	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	測定不可										

単位:mm											
AH: 北側	上端筋						下端筋				
番号は、手前(東)から	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11
内径奥(平行)	16.4	16.1	16.2	16.3	16.0	16.0	16.0	16.1	16.2	16.2	16.3
内径奥(直角)	16.1	16.2	16.2	15.9	16.3	16.2	16.1	16.1	16.2	16.3	16.4
内径手前(平行)	16.7	16.3	16.4	16.5	16.7	16.5	16.2	16.3	16.6	16.2	16.0
内径手前(直角)	16.3	16.3	16.5	16.4	16.9	16.4	16.7	16.5	16.8	16.7	16.6
単位:mm											
深さ	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11
	160.5	161.4	161.2	162.1	162.0	162.3	159.3	96.7	96.6	97.1	96.4
単位:°											
勾配	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11
スラブ面に平行方向	90.9	91.1	89.5	90.6	90.5	92.1	88.3	91.2	91.2	90.7	89.9
スラブ面に直角方向	91.1	89.2	90.4	92.2	90.9	93.0	90.9	92.1	89.1	89.1	89.6
単位:mm											
アンカー筋の全長	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11
	772	774	771	774	771	771	774	710	710	708	709
アンカー筋の出長さ	612	613	617	624	612	608	609	610	610	608	610
埋め込み長さ	160	161	154	150	159	163	165	100	100	100	99
単位:°											
アンカー筋勾配	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N10	N11
スラブ面に平行方向	90.1	---	91.4	---	90.1	91.6	91.1	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
	測定不可										

表 3.2.4-6 接着系あと施工アンカー施工時の記録 (CA 試験体)

単位: mm											
CA	上端筋							下端筋			
番号は手前(東)から	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
内径奥(平行)	15.7	16.2	16.5	16.1	16.0	16.5	15.8	16.3	16.1	16.3	16.4
内径奥(直角)	16.1	15.9	16.5	16.1	15.9	16.3	16.1	16.1	16.5	16.3	16.4
内径手前(平行)	16.0	16.4	16.3	16.6	16.7	15.9	16.4	16.5	16.0	16.5	15.9
内径手前(直角)	16.2	16.1	16.3	16.3	16.7	16.1	16.2	16.5	16.0	16.5	16.0
単位: mm											
深さ	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
	160.5	161.7	161.4	161.6	162.2	161.2	160.5	97.1	97.2	96.7	97.6
単位: °											
勾配	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
スラブ面に平行方向	91.3	90.0	89.0	89.0	89.6	89.5	89.4	91.7	91.9	88.4	89.3
スラブ面に直角方向	91.2	91.3	90.0	91.0	93.3	89.9	90.3	93.1	90.2	90.9	87.7
単位: mm											
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
アンカー筋の全長	773	771	772	772	772	773	773	710	710	710	710
アンカー筋の出長さ	611	612	610	612	609	613	610	617	613	615	611
埋め込み長さ	162	159	162	160	163	160	163	93	97	95	99
単位: °											
アンカー筋勾配	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11
スラブ面に平行方向	89.8	---	91.9	---	91	90.7	91	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
測定不可											



図 3.2.4-9 あと施工アンカー施工位置

(3) 乾燥収縮による基本物性の把握

コンクリートの乾燥収縮などの物性を確認するため、以下に示す基本試験体および供試体によりコンクリートの乾燥収縮ひずみを測定する。

1) 基本試験体

図 3.2.4-10 に基本試験体形状を示す。基本試験体は、1,000×1,000 mm、スラブ厚を 200 mm の形状とし、スラブ端部の配筋による試験体とする。また、基礎梁の乾燥収縮の状態を確認するために、幅×長さを 1,000×1,000 mm、厚さを 500 mm とした試験体も作成する。

スラブ上面に 950 mm を基準長さとした石英棒を用いた測定用器具に変位計を取付けて水平変位を測定する。

コンクリートのひずみは、埋込み型ひずみ計を、スラブ主筋方向と直交方向に各 1ヶ所設置して測定する。

2) JIS 規格供試体

供試体は、JIS A 1129 規格に準拠して 100×100×400 mm とし、試験体と同様に保

管した供試体2体とする。

供試体は，脱型後からは1時間毎とし，支保工撤去直前からは，試験体と同様の測定頻度にて水平変位の測定を行う。

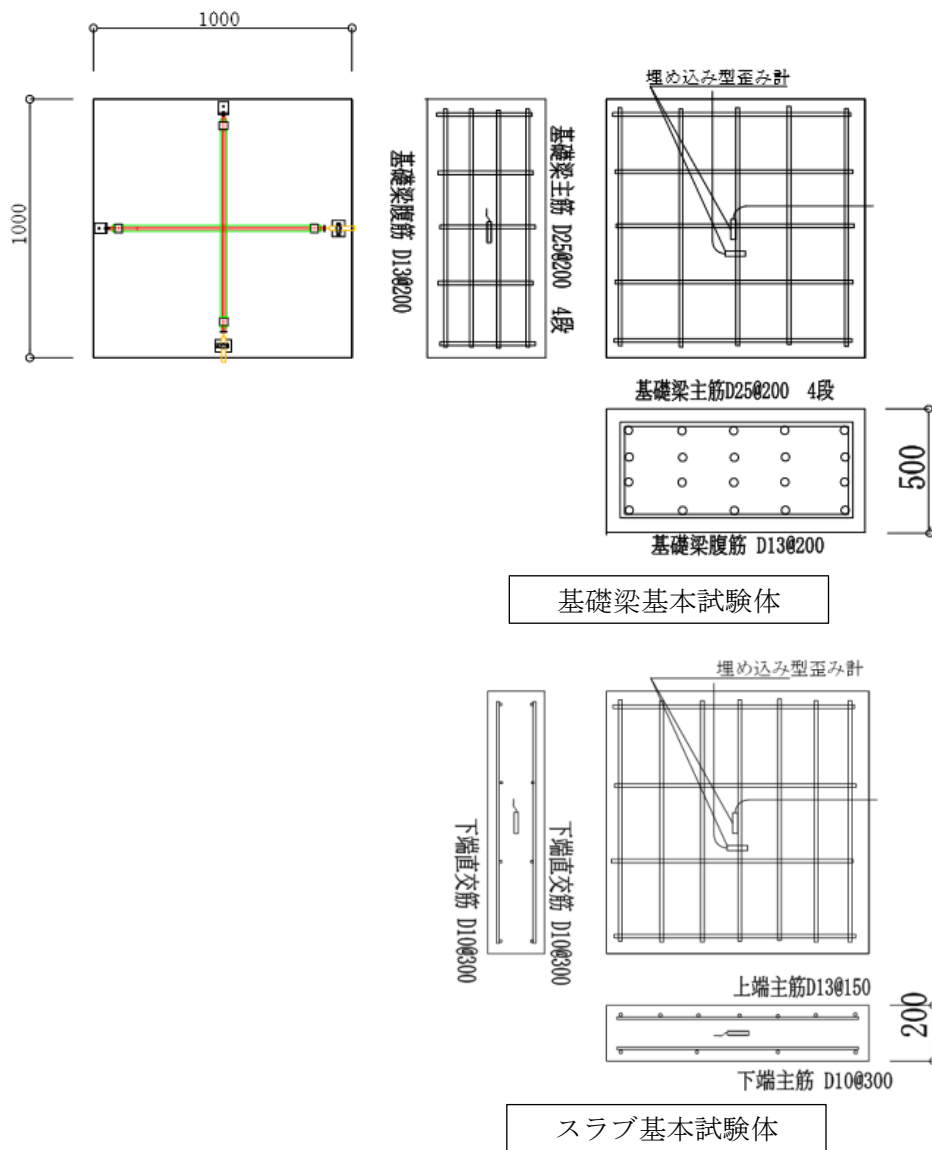


図 3.2.4-10 スラブおよび基礎梁基本試験体形状・断面

3.2.5 加力・測定方法

3.2.5-1 長期載荷実験における加力・測定方法

(1) 載荷計画

荷重は、積載荷重 1.8 kN/m^2 、仕上げ荷重 0.7 kN/m^2 の合計 2.5 kN/m^2 とする。

載荷方法は、鉄筋束を等分布荷重としてスラブ上面に均等に配置する。載荷は、支保工撤去後にスラブ自重(27.6 kN/m^2)のみによる変動を測定後、その直後から載荷を開始する。

(2) 水平変位・鉛直変位測定

試験体の水平変位・鉛直変位における測定位置図を図 3.2.5-1、図 3.2.5-2 に示す。各試験体のスラブの鉛直変位および、スタブの回転を確認するため、基礎梁に固定した固定治具に変位計を取り付け、基礎梁からの相対変位として、それぞれの鉛直変位および水平変位を測定する。

同様にスラブとスタブとの回転を測定するため、スタブから張り出した固定治具に変位計を取り付け、スタブからの相対変位として、スタブから 50 mm 離れた位置のスラブの鉛直変位を測定する(図 3.2.5-3、図 3.2.5-4 参照)。

測定は、歪ゲージ式変位計にて測定する。

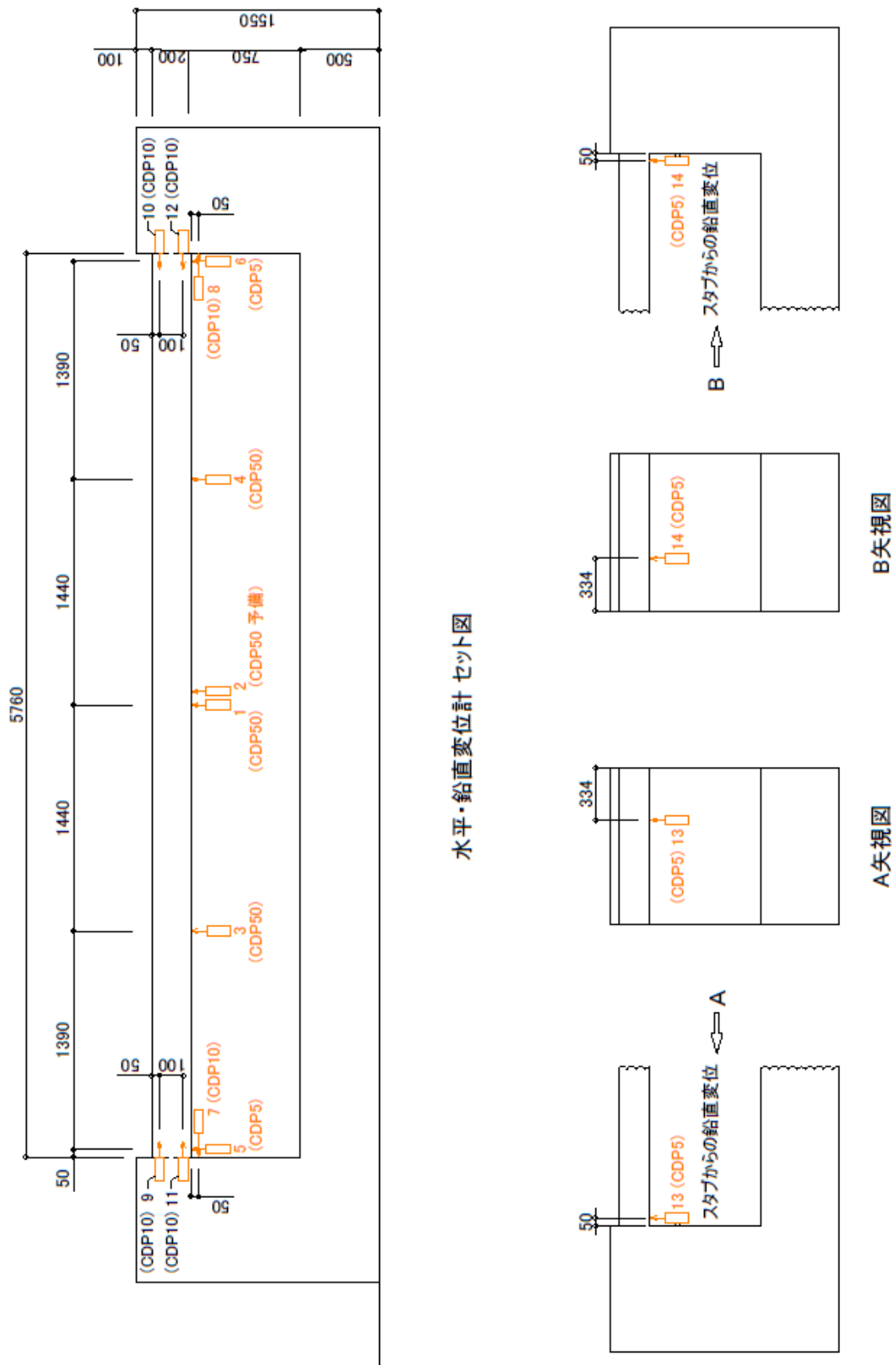


図 3.2.5-1 水平・鉛直変位測定位置図(AH, BA, AC 試験体)

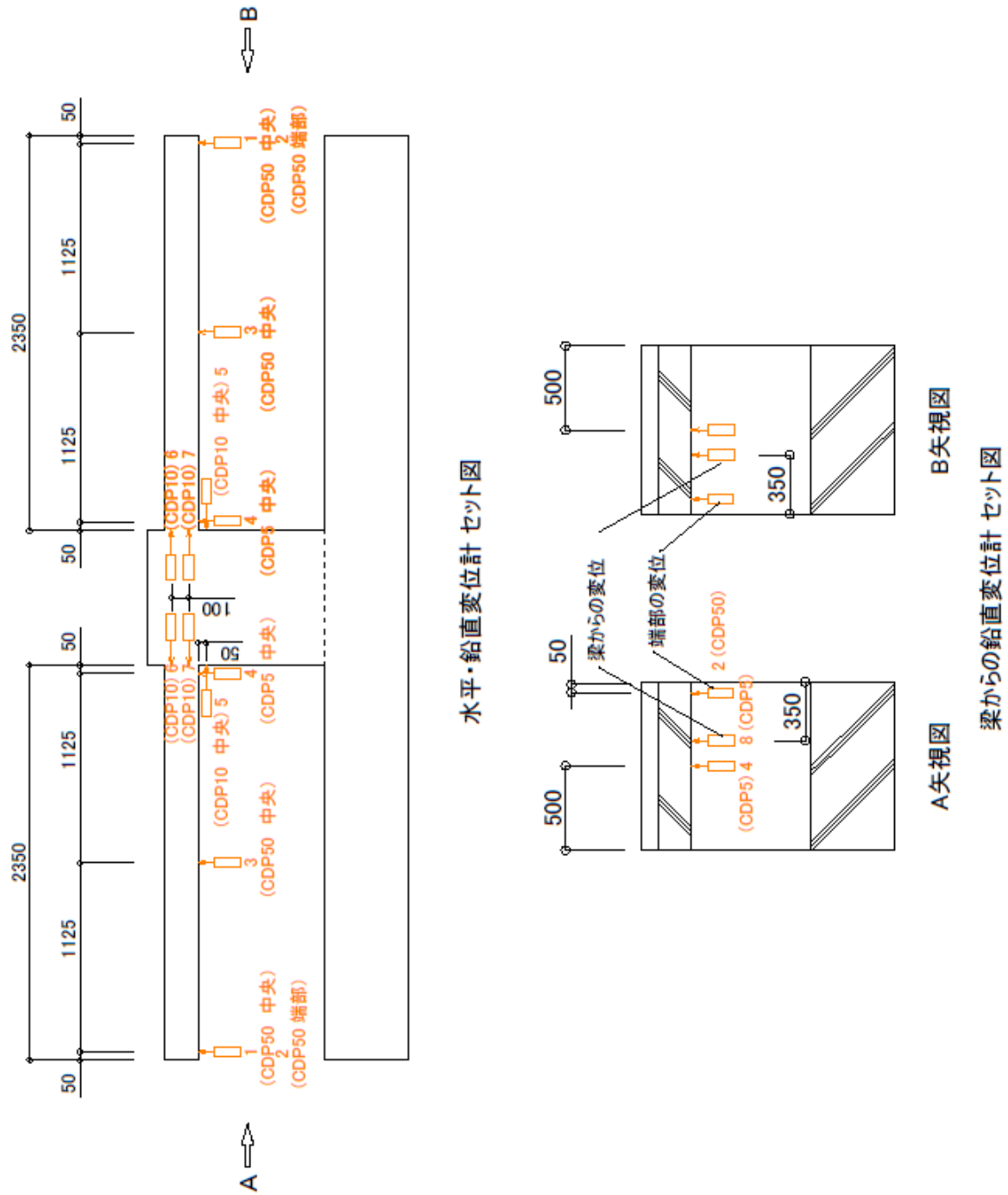


図 3.2.5-2 水平・鉛直変位測定位置図(CA, CB 試験体)

(3) スラブ水平変位測定

スラブに発生するひび割れ(発生時期, ひび割れ幅, 間隔), コンクリートの乾燥収縮, ひび割れによる鉄筋の拔出し, クリープなど, スラブの長期たわみの時間的変化を詳細に捉えるため, スラブ上面に 950 mm を基準長さとした石英棒を用いた測定用器具に変位計を取付けて水平変位を測定する.

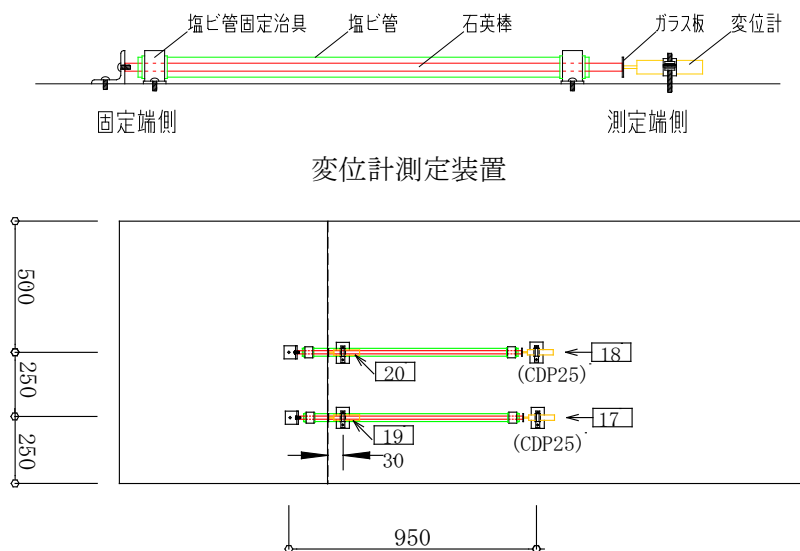


図 3.2.5-3 水平変位測定位置図

(4) スラブとスタブの打継ぎ部の水平変位測定

スラブとスタブの打ち継ぎ部の水平方向の変位測定を行い, 打ち継ぎ部の目開き量を測る(図 3.2.5-4 参照).

測定位置は, 図 3.2.5-3 の「測定番号: 19, 20」に示す位置である.

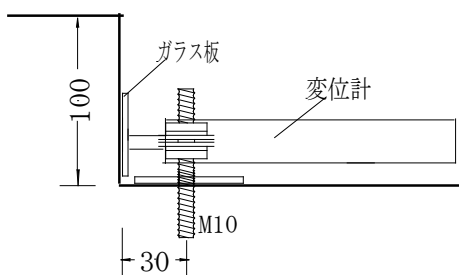


図 3.2.5-4 打ち継ぎ部の水平変位測定

(5) 鉄筋ひずみ測定

試験体のスラブ上端筋，下端筋，アンカー筋およびスラブ上端定着筋のひずみを測定する。鉄筋のひずみ測定位置を図 3.2.5-5～図 3.2.5-8 に示す。なお，ひずみゲージは鉄筋の上下に貼り付けている。

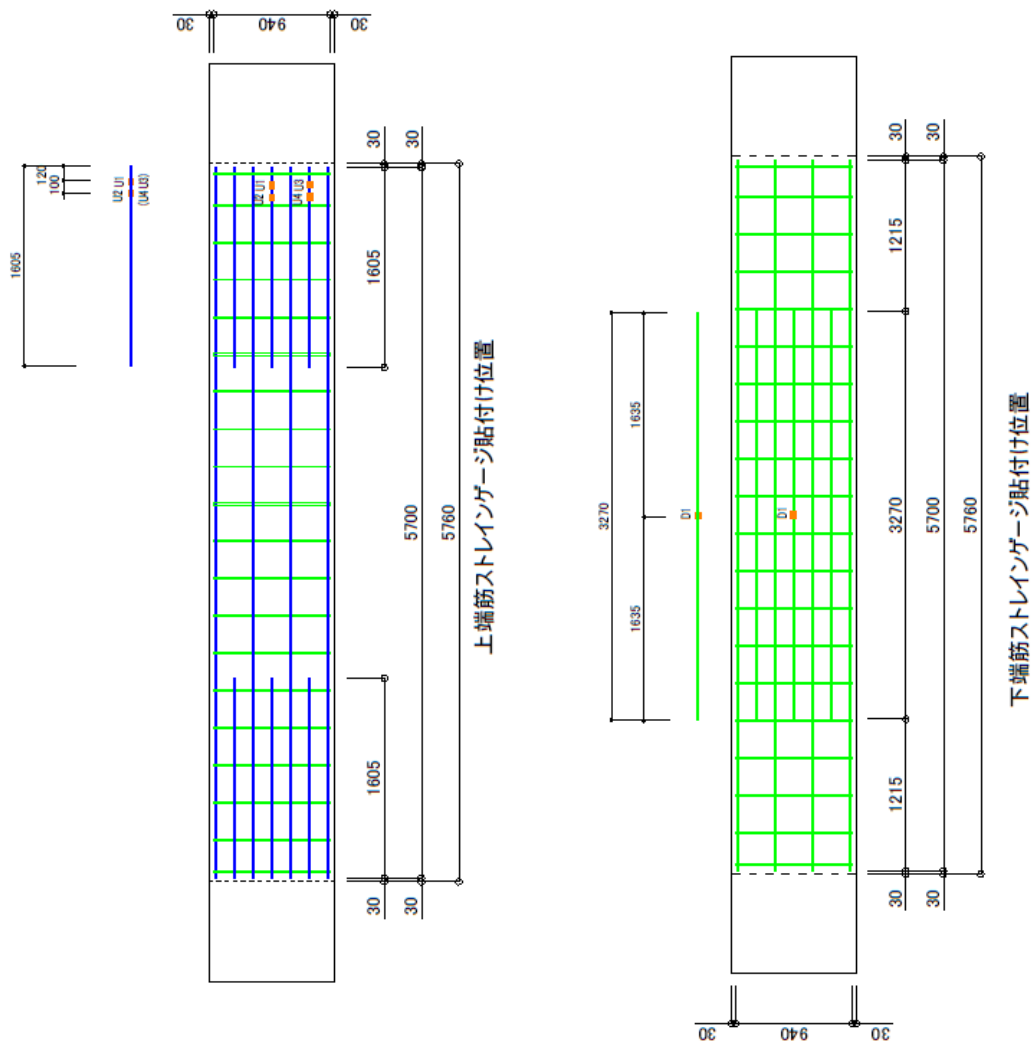


図 3.2.5-5 鉄筋(スラブ筋)ひずみ測定位置(AH, BA 試験体)

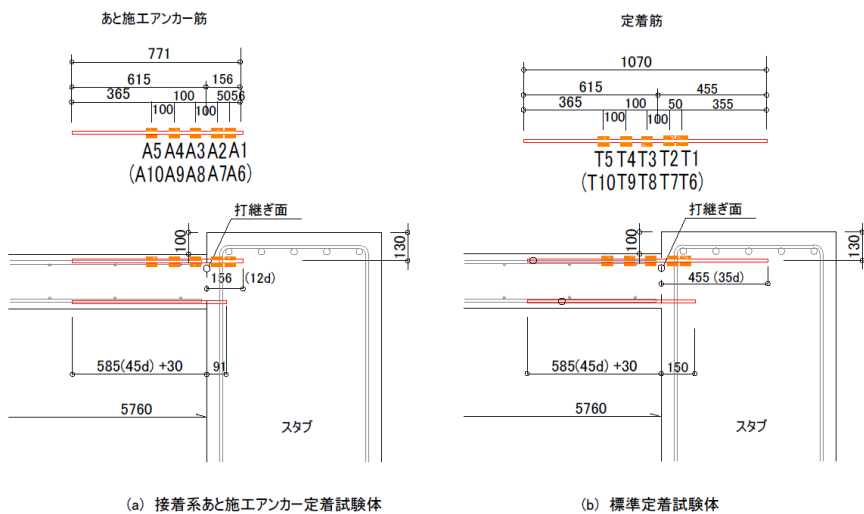


図 3.2.5-6 鉄筋(あと施工アンカー筋, 定着筋)ひずみ測定位置(AH, BA, AC 試験体)

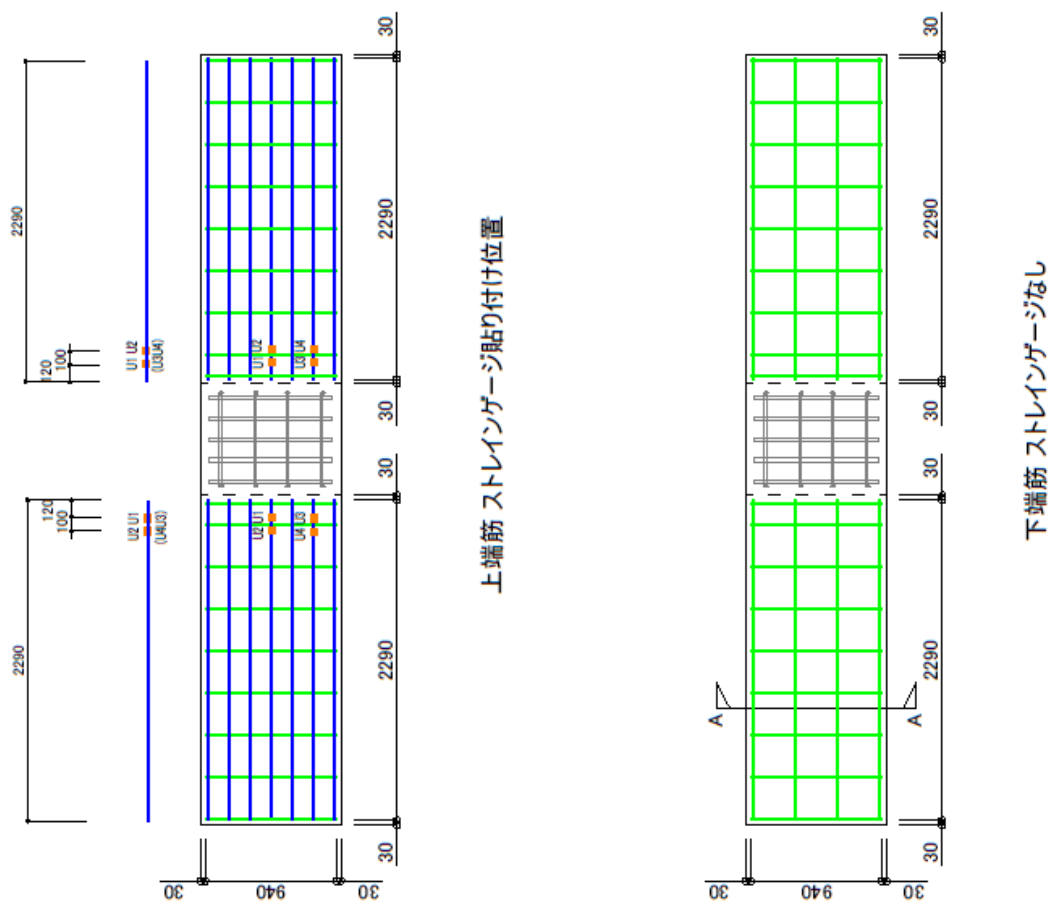
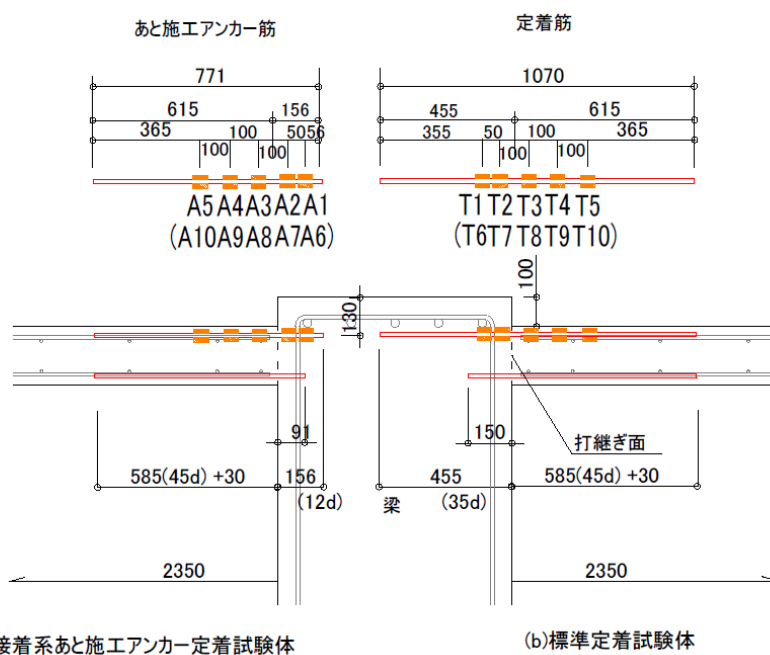


図 3.2.5-7 鉄筋(スラブ筋)ひずみ測定位置(CA, CB 試験体)



(a) 接着系あと施工アンカー定着試験体

(b) 標準定着試験体

図 3.2.5-8 鉄筋(あと施工アンカー筋, 定着筋)ひずみ測定位置(CA, CB 試験体)

(6) 測定間隔

各試験体の測定は、支保工撤去直前から実施する。測定間隔を表 3.2.5-1 に示す。

表 3.2.5-1 測定間隔

経過時間	測定間隔
支保工撤去から積載終了まで	随時
初期値測定後から1週間まで	1時間
1週間後から測定終了まで	6時間

(7) ひび割れの観測

スラブ、スタブに生じたひび割れの観測を行い、図面に記録する。

観測頻度は、支保工撤去前(乾燥収縮)、支保工撤去後(自重)、鉄筋載荷直後、載荷後2週、4週、およびその後は1か月に一度の頻度を目標に鉄筋載荷後2年まで行い、その後は1年ごとに観測を行った。なお、ひび割れ幅も、主なひび割れについて測定する。測定方法は、クラックスケールを用いる。

(8) コンクリート強度の測定

コンクリート強度の測定は、圧縮強度をコンクリート打設後、1週、4週(載荷)、13週、半年、2年の時点で行い、ヤング係数は、4週(載荷)、半年、2年の時点で行った。なお、終局載荷実験を行った際に別途コンクリート強度とヤング係数の測定を行った。

(9) スラブ振動測定

スラブ載荷前および載荷後の経過に合わせて振動実験を行い、振幅値、周波数ならびに、減衰定数の変化から剛性の変化等を確認する。

加振は、インパクトボールを高さ1 mで落下し、試験体を振動させ、加速度応答の測定を行う。打撃位置はピックアップの位置から約150 mmの位置とする。測定頻度は、支保工撤去後、鉄筋載荷直後、載荷後2週、4週、13週、半年、1年、1.5年、2年まで行い、その後は1年ごとに観測を行った。

3.2.5-2 短期荷重による曲げ実験における加力・測定方法

(1) 加力方法

短期荷重による曲げ実験の加力は、試験体の中央に油圧ジャッキ（容量：100kN）を用いて集中荷重を加える方法とした。

長期たわみ実験では積載荷重として、1800（スラブ用）+700（仕上げ用）の合計2500N/m²を載荷しているため、油圧ジャッキによる荷重は、積載荷重によるスラブ固定端部曲げモーメントに等しくなるような加力方法とし、加力に用いた加力ビーム及び加力プレート、ピンの重量を考慮した。なお、積載荷重用の鉄筋束は、加力に際して支障となるので撤去した。

加力サイクルは、積載荷重、積載荷重による変形の2倍、4倍、8倍、短期荷重（固定端部上端筋曲げ降伏時）までの片振りとする。

振動測定時の加振は、スラブにゴムボール（JISA1418-2:2000の衝撃力特性（2）に規定されている）を落下させた。ボール落下位置は加力用の鉄骨梁がある時にはスラブ端部から1200mmの位置（鉄骨梁の端部）、鉄骨梁を取り除いた場合には、加力フレームを避けた位置（中心から600mm）に落下させた。

加力装置を図3.2.5-9に示す。

(2) 測定方法

荷重はロードセル（容量：100kN）、変位は長期たわみ測定時に行っている変位計（容量：50,25,10mm）を使用した。

長期たわみ実験で用いている積載荷重用の鉄筋束を撤去したときの中央たわみは13.5mmであったので、本曲げ実験の開始時の変形は、この変形量とした。

アンカー筋の降伏ひずみは、材料試験より344（下降伏点応力）/1.79×10⁵（ヤング係数）N/mm²=1922μであるため、曲げ実験では1900μを上限とした。

ひび割れは、各サイクルの最大荷重時に観測した。

ひび割れ幅は、亀裂変位計（容量：5mm）および積載荷重時及び短期荷重時にマイクロSCOPEで測定した。

固有振動数は、油圧ジャッキによる加力開始前（加力ビーム及び加力プレート、ピンは積載）と各サイクルの除荷時に振動計（リオン製：VM-83）で測定した。測定用ピックアップは、スラブの中央に設置した。

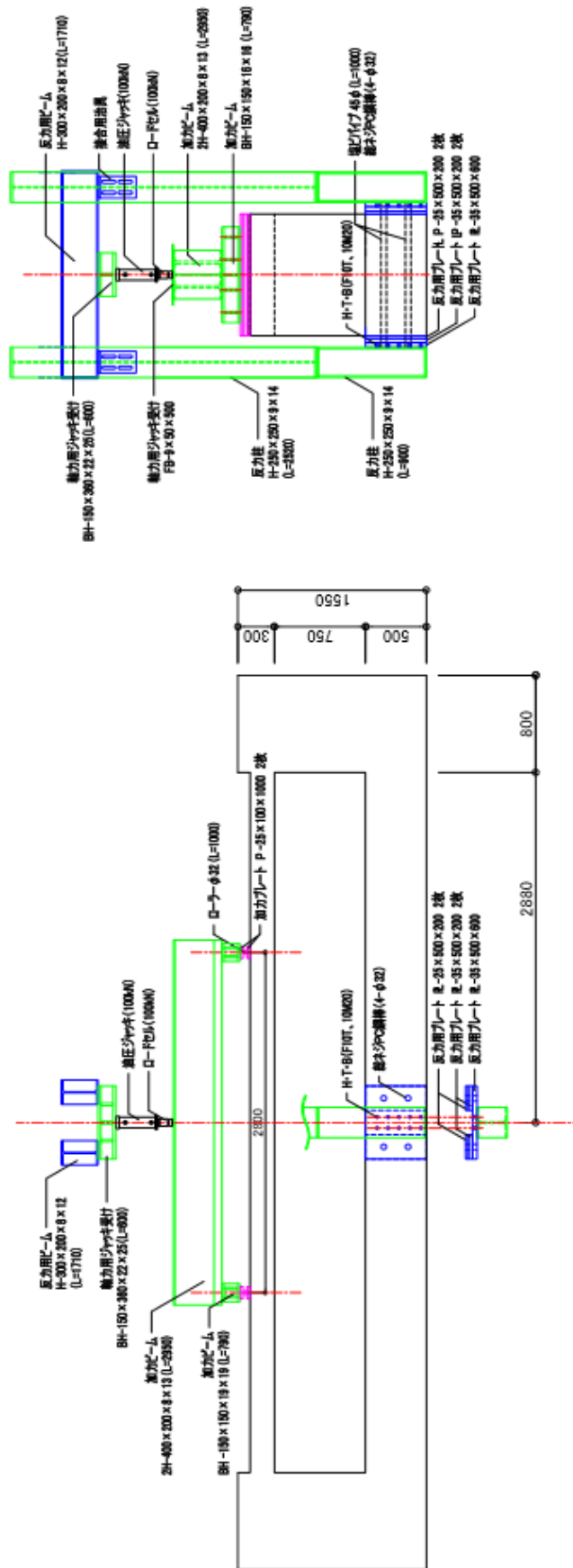


図 3.2.5-9 加力装置 (短期荷重)

(3) 短期荷重の計算値

スラブ固定端部および中央の曲げ降伏荷重を算定する。算定するための力学モデルを図 3.2.5-10 に示す。

アンカー筋のあるスラブ固定端部が中央より先に曲げ降伏荷重に達するように、加力位置を試験体スパンの 1/4 とした。

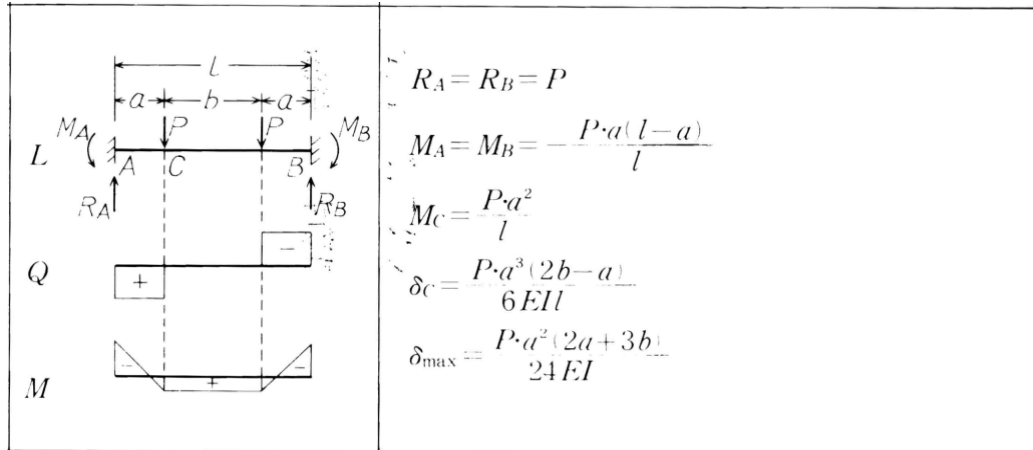


図 3.2.5-10 力学モデル図

端部配筋: at	7-D13
スラブ厚さ: t	200mm
鉄筋強度: σ_y	360 N/mm ² (材料試験結果)
端部曲げ降伏モーメント: My	
My = at * σ_y * j =	47650030 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント: Me	
Me = a * (L - a) / L * P	
My = Me. L = 5760 a = 1440 としてPを算定	
P = My * L / (a * (L - a)) =	44.1204 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、	88.24 kN

中央配筋: at	7-D10
スラブ厚さ: t	200mm
鉄筋強度: σ_y	369 N/mm ² (材料試験結果)
中央曲げ降伏モーメント: My	
My = at * σ_y * j =	27279709 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント: Mc	
Mc = a ² / L * P	
My = Mc. L = 5760 a = 1440 としてPを算定	
P = My * L / a ² =	75.77697 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので	151.6 kN

長期たわみ実験の積載荷重は、1,800(スラブ用)+700(仕上げ用)の合計 2,500N/m² を載荷しているので、積載荷重によるスラブ固定端部曲げモーメントに等しくなるような油圧ジャッキの荷重を算定する。この時加力に使用している加力ビーム、加力プレート、ピンの重量を考慮した。

積載荷重: $w = 2500 \text{ N/m}^2$
 スパン 5.76 m

等分布端部曲げモーメント: M_e $wM_e = 1/12 * w * L^2 = 6912 \text{ Nm}$ スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント: M_e $M_e = a * (L - a) / L * P$ $wM_e = M_e$ $L = 5.76$ $a = 1.44$ としてPを算定 $P = My * L / (a * (L - a)) = 6.4 \text{ kN}$
--

加力ビーム: 2H400*200 1.947 kN
 加力ビーム: BH150*150 0.559 kN 合計 2.8 kNを差し引く
 加力プレート、ピン 0.340 kN

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 7.1 kN

等分布中央曲げモーメント: M_c $wM_c = 1/24 * w * L^2 = 3456 \text{ Nm}$ スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント: M_c $M_c = a^2 / L * P$ $wM_c = M_c$ $L = 5.76$ $a = 1.44$ としてPを算定 $P = My * L / a^2 = 9.6 \text{ kN}$

加力ビーム: 2H400*200 1.947 kN
 加力ビーム: BH150*150 0.559 kN 合計 2.8 kNを差し引く
 加力プレート、ピン 0.340 kN

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 13.5 kN

3.2.5-3 終局荷重による曲げ実験における加力・測定方法

(1) 加力方法

曲げ実験の加力は、試験体の中央に油圧ジャッキ（容量：150kN）を用いて集中荷重を加える方法とした。

長期たわみ実験では積載荷重として、1,800(スラブ用)+700(仕上げ用)の合計2,500N/m²を載荷しているため、油圧ジャッキによる荷重は、積載荷重によるスラブ固定端部曲げモーメントに等しくなるような加力方法とし、加力に用いた加力ビーム及び加力プレート、ピンの重量を考慮した。

なお積載荷重用の鉄筋束は、加力に際して支障となるので撤去した。

加力サイクルは、積載荷重時の変形を基準にこの変形の倍数とし、変形制御による片振り加力とする。

振動測定時の加振は、スラブにゴムボール（JISA1418-2:2000の衝撃力特性（2）に規定されている）を落下させた。ボール落下位置は加力用の鉄骨梁がある時にはスラブ端部から1080mmの位置（鉄骨梁の端部）、鉄骨梁を取り除いた場合には、加力フレームを避けた位置（中心から600mm）に落下させた。

加力装置を図3.2.5-11に示す。

(2) 測定方法

荷重はロードセル（容量：200kN）、変位は長期たわみ測定時に行っている変位計（容量：50,5,10mm）では、曲げ終局時に容量が不足するので大きな容量の変位計に変更した。変更した変位測定位置および変位計を表3.2.5-2に示す。なお終局曲げ実験終了後の長期たわみ測定は、長期たわみ時の容量の変位計に戻した。

長期たわみ実験で用いている積載荷重用の鉄筋束を撤去したときの中央たわみは26.565mmであったので、本曲げ実験の開始時の変形は、この変形量とした。

ひび割れは、各サイクルの最大荷重時に観測した。幅は、亀裂変位計（容量：5mm）で測定した。

固有振動数は、載荷鉄筋を除荷した自重のみ、油圧ジャッキによる加力開始前（加力ビーム及び加力プレート、ピンは積載）と各サイクルの除荷時に振動計（リオン製：VM-53A）で測定した。測定用ピックアップは、スラブの中央に設置した。

変位および鉄筋ひずみ測定位置は長期載荷試験と同様である。

表 3.2.5-2 変位測定位置および変位計

ゲージNo	測定項目	長期たわみ	終局曲げ
1	中央鉛直	CDP50	CDP100
2	中央鉛直	CDP50	CDP100
3	1/4鉛直	CDP50	
4	1/4鉛直	CDP50	
5	端部鉛直	CDP5	CDP25
6	端部鉛直	CDP5	CDP25
7	端部水平	CDP10	CDP25
8	端部水平	CDP10	CDP25
9	端部回転	CDP10	CDP25
10	端部回転	CDP10	CDP25
11	端部回転	CDP10	CDP25
12	端部回転	CDP10	CDP25
13	スタブ回転	CDP5	CDP25
14	スタブ回転	CDP5	CDP25
15	ひび割れ幅	KG-5A	
16	ひび割れ幅	KG-5A	
17	ひび割れ幅	CDP25 (石英管)	
18	ひび割れ幅	CDP25 (石英管)	
19	打継水平	CDP25	
20	打継水平	CDP25	

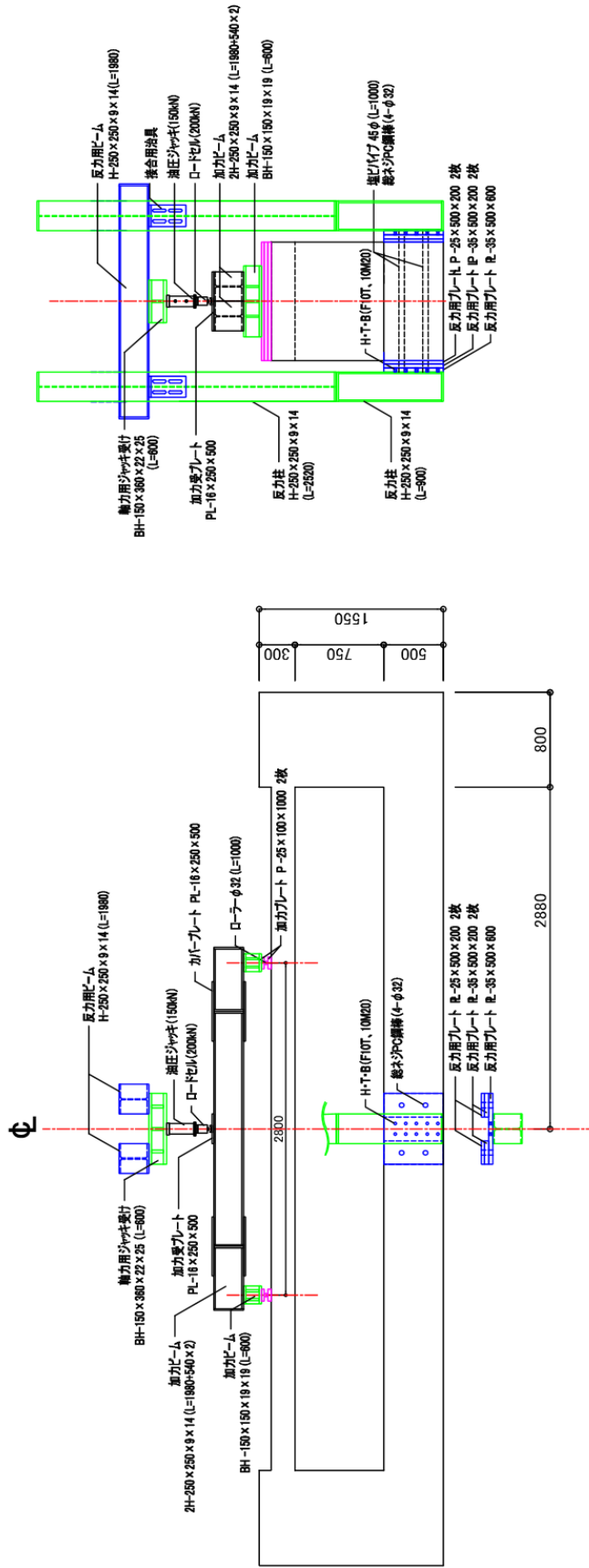


図 3.2.5-11 加力装置 (終局荷重)

(3) 曲げ降伏荷重の計算値

スラブ固定端部および中央の曲げ降伏荷重を算定する。算定するための力学モデルを図 3.2.5-12 に示す。

アンカー筋のあるスラブ固定端部が中央より先に曲げ降伏荷重に達するように、加力位置を試験体スパンの 1/4 とした。

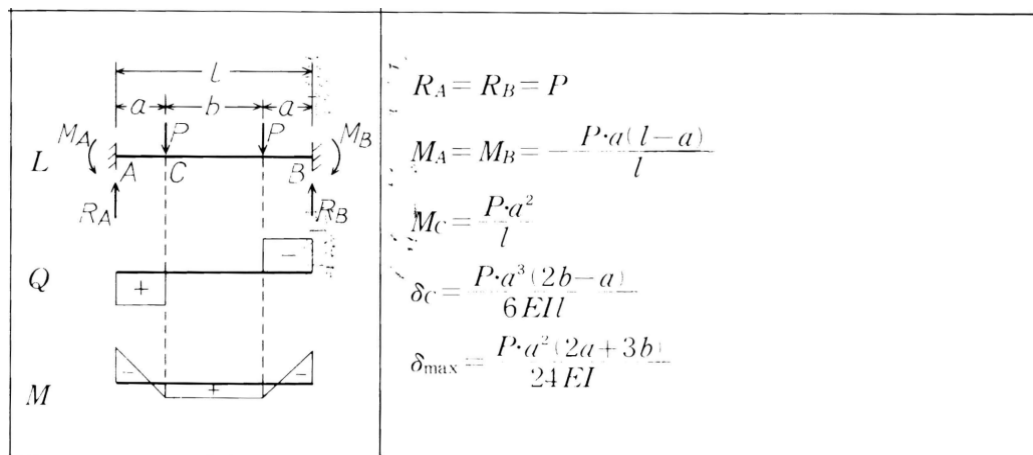


図 3.2.5-12 力学モデル

端部配筋: at	7-D13
スラブ厚さ: t	200mm
鉄筋強度: σ_y	360 N/mm ² (材料試験結果)
端部曲げ降伏モーメント: M_y	
$M_y = at * \sigma_y * j =$	47650030 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント: M_e	
$M_e = a * (L - a) / L * P$	
$M_y = M_e.$ L = 5760 a = 1440 としてPを算定	
$P = M_y * L / (a * (L - a)) =$	44.1204 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 88.24 kN	

中央配筋: at	7-D10
スラブ厚さ: t	200mm
鉄筋強度: σ_y	369 N/mm ² (材料試験結果)
中央曲げ降伏モーメント: M_y	
$M_y = at * \sigma_y * j =$	27279709 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント: M_c	
$M_c = a^2 / L * P$	
$M_y = M_c.$ L = 5760 a = 1440 としてPを算定	
$P = M_y * L / a^2 =$	75.77697 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので 151.6 kN	

長期たわみ実験の積載荷重は、1800（スラブ用）+700（仕上げ用）の合計2500N/m²を載荷しているのので、積載荷重によるスラブ固定端部曲げモーメントに等しくなるような油圧ジャッキの荷重を算定する。この時加力に使用している加力ビーム、加力プレート、ピンの重量を考慮した。

積載荷重:w= 2500 N/m²
 スパン 5.76 m

等分布端部曲げモーメント:Me
 $wMe = 1/12 * w * L^2 = 6912 \text{ Nm}$

スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント:Me
 $Me = a * (L - a) / L * P$
 $wMe = Me.$ L = 5.76 a = 1.44 としてPを算定
 $P = My * L / (a * (L - a)) = 6.4 \text{ kN}$

加力ビーム:2H250*250	2.215 kN			
加力ビーム: BH150*150	0.431 kN	合計	3.0 kNを差し引く	
加力プレート、ピン	0.340 kN			

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 6.8 kN

等分布中央曲げモーメント:Mc
 $wMc = 1/24 * w * L^2 = 3456 \text{ Nm}$

スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント:Mc
 $Mc = a^2 / L * P$
 $wMc = Mc.$ L = 5.76 a = 1.44 としてPを算定
 $P = My * L / a^2 = 9.6 \text{ kN}$

加力ビーム:2H250*250	2.215 kN			
加力ビーム: BH150*150	0.431 kN	合計	3.0 kNを差し引く	
加力プレート、ピン	0.340 kN			

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 13.2 kN

3.2.5-4 あと施工アンカー単体の各種実験

(1) 長期引張実験（クリープ試験）

スラブの長期載荷実験に併せて、接合部に用いているあと施工アンカーの長期載荷に対する引張性能を確認するために試験体の脇であと施工アンカー筋および先付け定着筋それぞれ1本のクリープ試験を実施する。

クリープ試験の試験体および試験装置を図 3.2.5-13 に示す。

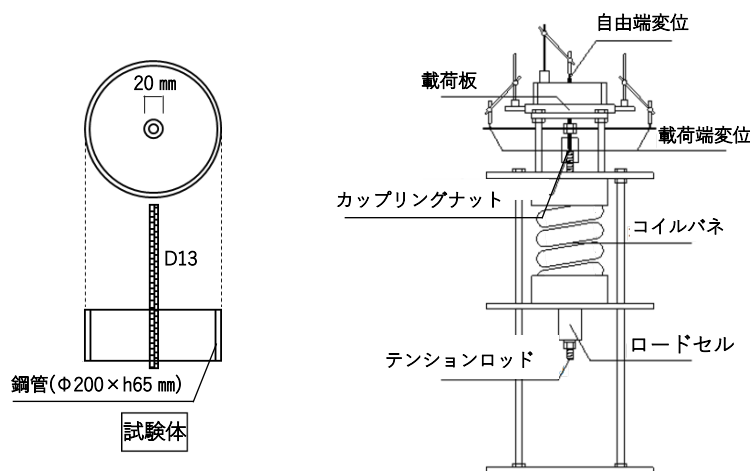


図 3.2.5-13 クリープ試験試験体および試験装置

(2) あと施工アンカー付着実験

両端固定スラブ試験体(AC 試験体)の製作に際して試験体でのあと施工アンカー単体の性能を確認するために施工したアンカー筋の付着試験を行う。

アンカー筋は、スラブに用いた鉄筋と同径の D13, 材料強度は MK785 で、埋込み長さを 65mm(5da)とした。南側スタブ 5 本の内の 1 本（試験体名：ACS-3）にひずみゲージを 2ヶ所貼付けて、ゲージの防水コーティングの影響を調べた。

あと施工アンカー筋施工時の穿孔孔径、深さ、アンカー筋長さ、埋込み長さ、角度を表 3.2.5-3 に示す。

付着実験の装置の状況を写真 3.2.5-1 に示す。

試験装置は試験体施工時は、センターホール型の油圧ジャッキ，ロードセルを用いたが，終局曲げ実験時は「あと施工アンカー用引張試験機」（スピードテスタ：SPEED200-50）を用いた。



試験体施工時（2016年1月）



終局曲げ実験時

写真 3.2.5-1 付着試験装置

表 3.2.5-3 アンカー施工時の穿孔孔径・深さ・アンカー筋長さ・埋込み長さ・勾配

					単位:mm
AC: 南側	上端筋				
番号は、手前(東)から	S1	S2	S3	S4	S5
内径奥(平行)	16.6	16.4	16.5	16.4	16.3
内径奥(直角)	16.3	16.3	16.5	16.3	16.3
内径手前(平行)	16.3	16.4	16.4	16.4	16.3
内径手前(直角)	16.3	16.5	16.3	16.4	16.4
					単位:mm
深さ	S1	S2	S3	S4	S5
	67.6	69.3	67.9	70.1	70.6
					単位:°
勾配	S1	S2	S3	S4	S5
スラブ面に平行方向	90.9	90.8	91.7	92.9	91.1
スラブ面に直角方向	90.3	89.8	88.7	89.2	88.5
					単位:mm
	S1	S2	S3	S4	S5
アンカー筋の全長	502	500	734	501	500
アンカー筋の出長さ	431	429	667	436	431
埋め込み長さ	71	71	67	65	69
			ゲージ		単位:°
アンカー筋勾配	S1	S2	S3	S4	S5
スラブ面に平行方向	---	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	92.4	93.4	93.7	94.3	93
					単位:mm
AC: 北側	上端筋				
番号は、手前(東)から	N1	N2	N3	N4	N5
内径奥(平行)	16.6	16.4	16.4	16.3	16.3
内径奥(直角)	16.6	16.4	16.3	16.3	16.4
内径手前(平行)	16.3	16.4	16.4	16.4	16.4
内径手前(直角)	16.5	16.5	16.3	16.4	16.5
					単位:mm
深さ	N1	N2	N3	N4	N5
	68.7	66.0	66.9	69.2	66.7
					単位:°
勾配	N1	N2	N3	N4	N5
スラブ面に平行方向	88.9	91.0	88.9	88.8	92.5
スラブ面に直角方向	87.4	86.1	88.5	89.2	87.8
					単位:mm
	N1	N2	N3	N4	N5
アンカー筋の全長	500	501	500	498	502
アンカー筋の出長さ	436	433	431	429	426
埋め込み長さ	64	68	69	69	76
					単位:°
アンカー筋勾配	N1	N2	N3	N4	N5
スラブ面に平行方向	---	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	97.1	96.6	94.9	93.5	96.1

3.2.6 実験結果

3.2.6-1 長期載荷実験結果

実験の経過報告として、床底板の型枠脱型を行った2016年2月16日から2022年9月29日までの実験結果を以下に示す。

(1) 試験体の変形

各試験体の中央のたわみ量(変位計 No.1)を図 3.2.6-1 に示す。載荷開始から約半年間はたわみが増加してきているが、2016年8月以降は増加が落ち着いてきていることが分かる。2017年に入ってからはその傾向が顕著に見られる。この傾向は、あと施工アンカーの使用の有無によらず、ほぼ同じとなっている。

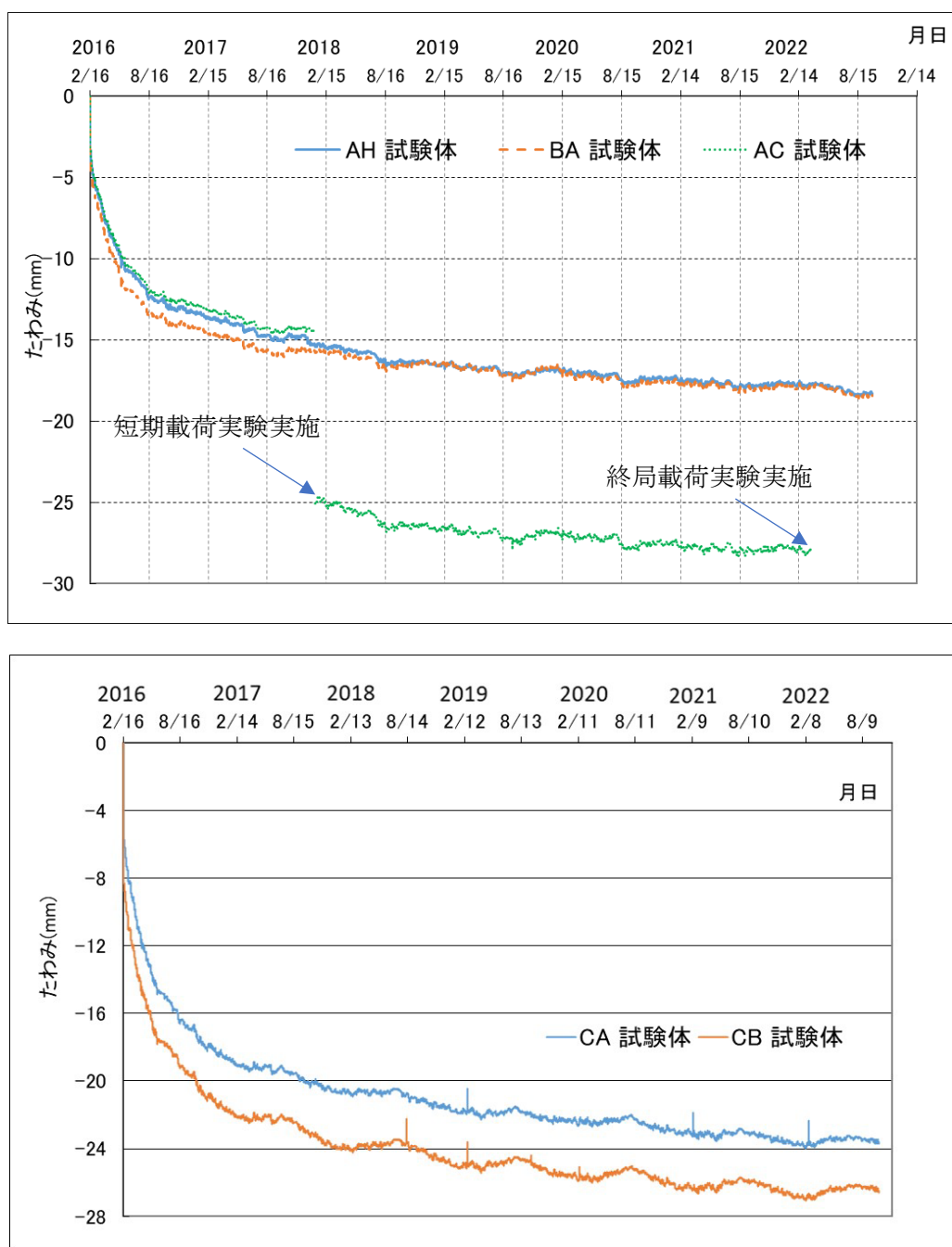
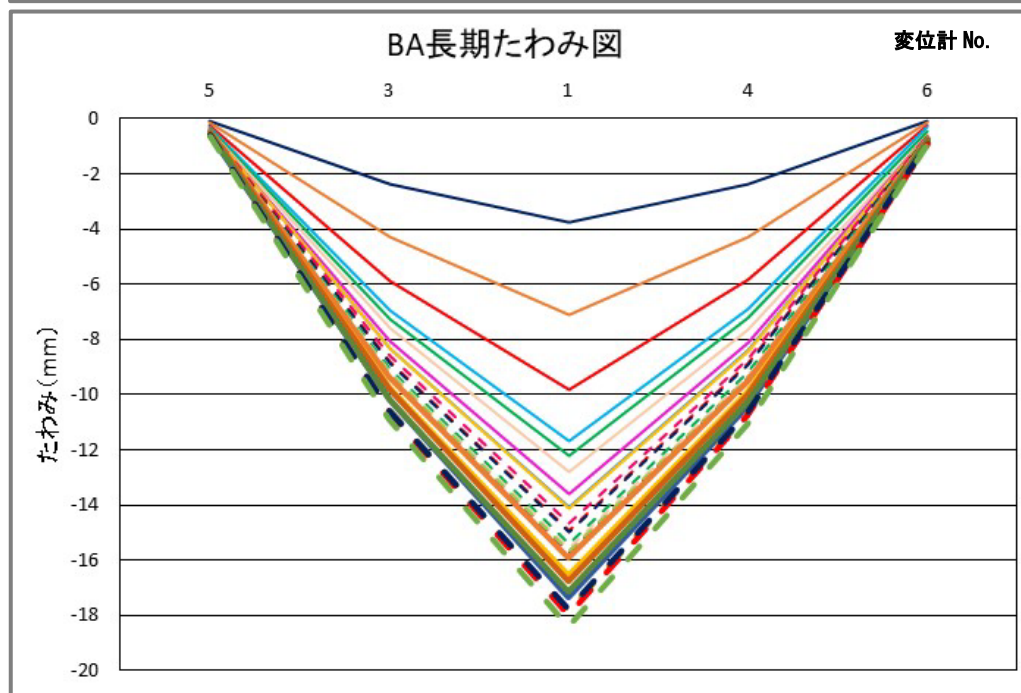
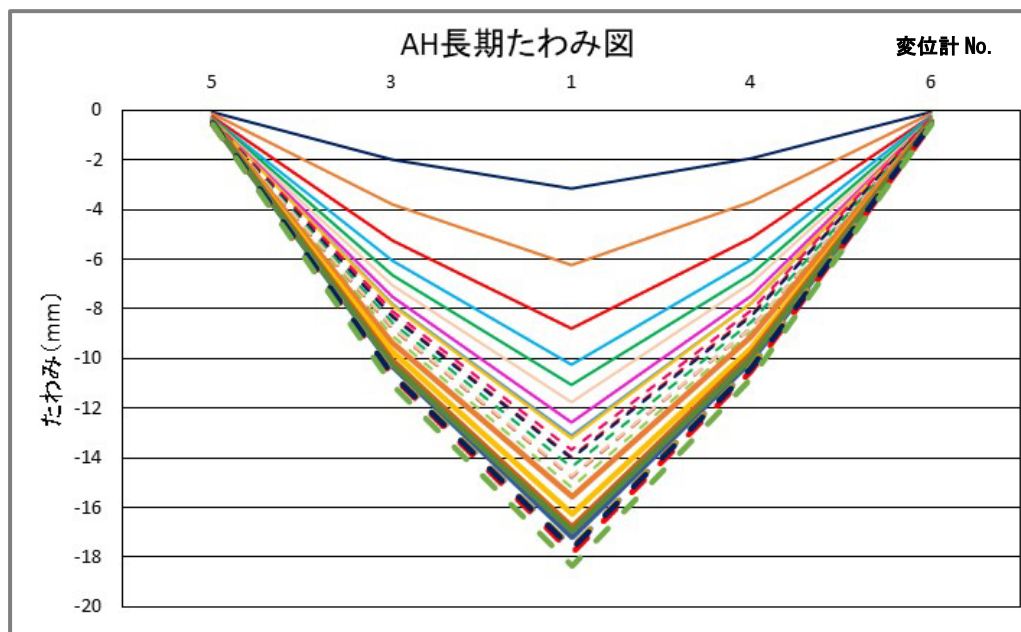


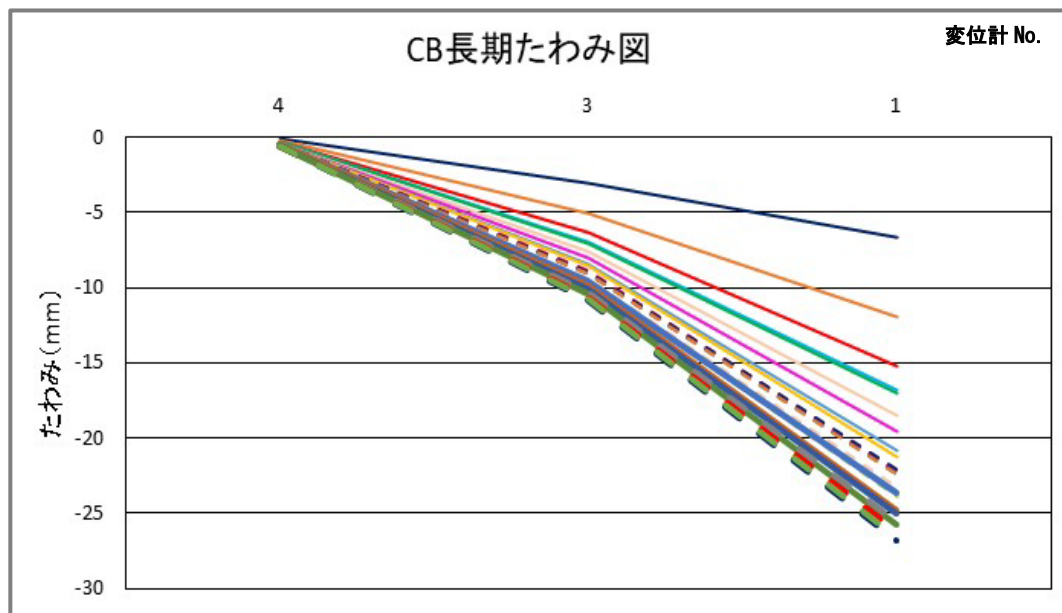
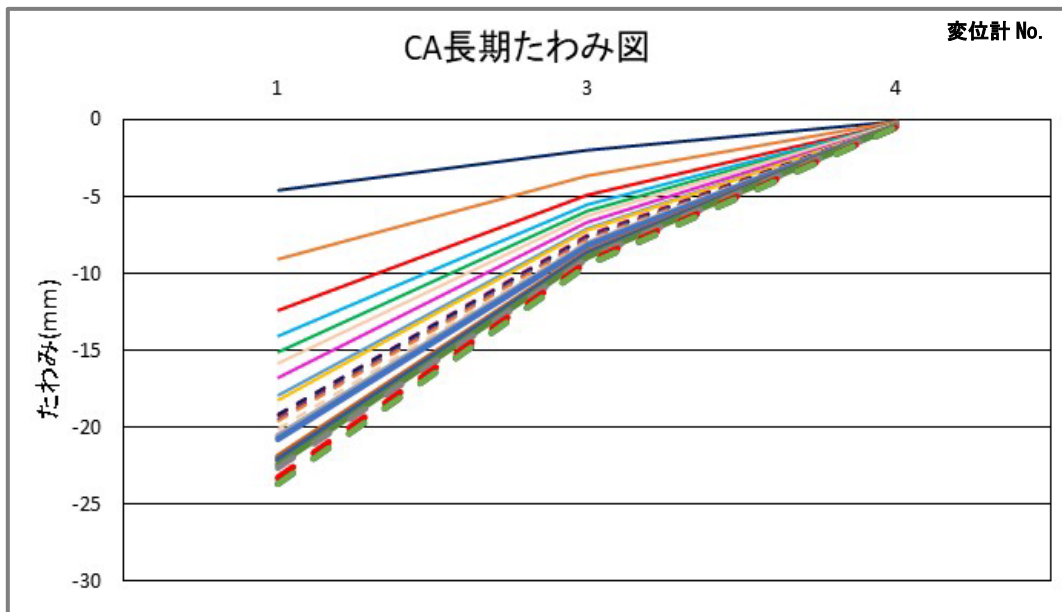
図 3.2.6-1 各試験体の中央のたわみ量 (上：両端固定，下：片持ち)

各試験体の試験体全体のたわみを図 3.2.6-2～図 3.2.6-4 に示す。各試験体のたわみの測定位置は図 3.2.5-1, 図 3.2.5-2 に示す。図 3.2.6-1 と同じく、載荷開始から約半年間はたわみが増加してきているが、2016 年 8 月以降は増加が落ち着いてきていることが分かる。これは、あと施工アンカーの使用の有無によらず、ほぼ同じとなっている。



- | | | | |
|------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| — 2016/2/16 | — 2016/3/15 | — 2016/4/26 | — 2016/5/21 |
| — 2016/6/28 | — 2016/8/1 | — 2016/9/1 | — 2016/11/2 |
| — 2016/12/7 | - - - 2017/2/16 | - - - 2017/4/20 | - - - 2017/5/11 |
| - - - 2017/6/15 | - - - 2017/7/20 | - - - 2017/8/24 | - - - 2017/10/26 |
| - - - 2017/12/21 | — 2018/4/25 | — 2018/8/15 | — 2019/2/15 |
| — 2019/9/30 | — 2020/3/1 | - - - 2020/9/15 | — 2021/3/1 |
| - - - 2021/9/7 | - - - 2022/1/13 | - - - 2022/9/29 | |

図 3.2.6-2 試験体 AH および試験体 BA の試験体全体の長期たわみ



- | | | | |
|------------------|-----------------|-----------------|------------------|
| — 2016/2/16 | — 2016/3/15 | — 2016/4/26 | — 2016/5/21 |
| — 2016/6/28 | — 2016/8/1 | — 2016/9/1 | — 2016/11/2 |
| — 2016/12/7 | - - - 2017/2/16 | - - - 2017/4/20 | - - - 2017/5/11 |
| - - - 2017/6/15 | - - - 2017/7/20 | - - - 2017/8/24 | - - - 2017/10/26 |
| - - - 2017/12/21 | — 2018/4/25 | — 2018/8/15 | — 2019/2/15 |
| — 2019/9/30 | — 2020/3/1 | - - - 2020/9/15 | — 2021/3/1 |
| - - - 2021/9/7 | - - - 2022/1/13 | - - - 2022/9/29 | |

図 3.2.6-3 試験体 CA および試験体 CB の試験体全体の長期たわみ

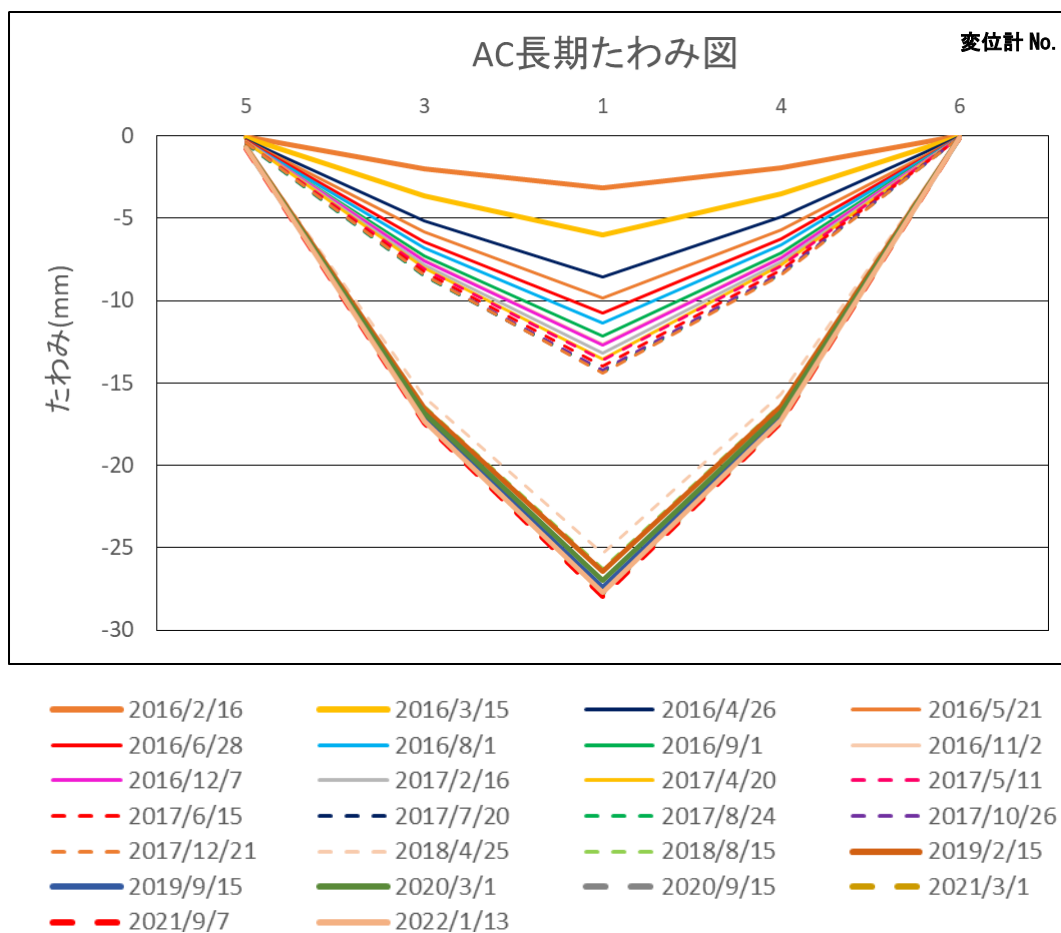


図 3.2.6-4 試験体 AC の試験体全体の長期たわみ

各試験体のスラブ全体の長期たわみの測定値を表 3.2.6-1～表 3.2.6-4 に示す。各試験体のたわみの測定位置は図 3.2.5-1, 図 3.2.5-2 に示す。試験体 AH, BA および AC については, 3.2.3 項の 6) で求めた弾性計算によるたわみの値 $\delta_e=1.46\text{ mm}$ に対するたわみ測定位置 1 番(すなわち床スラブ長さ中央位置)での測定値の比(すなわちたわみ増大率 κ に相当)を, あわせて示す。たわみ増大率は $\kappa=12.5$ 程度であり, これは, あと施工アンカーの使用の有無によらず, ほぼ同じとなっている。

表 3.2.6-1 AH 試験体の長期たわみ測定値(単位 : mm)

試験体	試験体 AH					
	測定位置					たわみ 増大率 κ
	5	3	1	4	6	
2016/2/16	0.0650	1.965	3.130	1.935	0.0575	2.14
2016/3/15	0.1145	3.760	6.245	3.685	0.1065	4.28
2016/4/26	0.2225	5.255	8.815	5.150	0.2125	6.04
2016/5/21	0.2725	6.065	10.225	6.010	0.2645	7.00
2016/6/28	0.3110	6.610	11.080	6.550	0.3130	7.59
2016/8/1	0.3600	7.025	11.730	6.955	0.3600	8.03
2016/9/1	0.3835	7.510	12.570	7.445	0.3795	8.61
2016/11/2	0.3645	7.800	13.105	7.720	0.3485	8.98
2016/12/7	0.3500	7.840	13.195	7.765	0.3305	9.04
2017/2/16	0.3500	8.115	13.685	8.045	0.3180	9.37
2017/4/20	0.3885	8.295	13.970	8.220	0.3595	9.57
2017/5/11	0.4075	8.335	14.030	8.260	0.3780	9.61
2017/6/15	0.4245	8.555	14.395	8.475	0.4005	9.86
2017/7/20	0.4470	8.795	14.780	8.720	0.4305	10.12
2017/8/24	0.4570	8.785	14.755	8.725	0.4425	10.11
2017/10/26	0.4255	8.760	14.730	8.705	0.4040	10.09
2017/12/21	0.4210	9.075	15.210	8.920	0.3775	10.42
2018/4/25	0.4625	9.325	15.560	9.125	0.4280	10.66
2018/8/15	0.5000	9.705	16.240	9.550	0.4825	11.12
2019/2/15	0.4560	10.030	16.770	9.800	0.423	11.49
2019/9/30	0.5255	10.290	17.210	10.125	0.50650	11.79
2020/3/1	0.5090	10.205	16.950	9.955	0.4760	11.61
2020/9/15	0.5455	10.525	17.590	10.360	0.5275	12.05
2021/3/1	0.5235	10.575	17.630	10.360	0.4910	12.08
2021/9/7	0.5570	10.680	17.830	10.510	0.5350	12.21
2022/1/13	0.5275	10.61	17.645	10.365	0.4965	12.09
2022/9/29	0.5865	11.005	18.34	10.815	0.562	12.56

表 3.2.6-2 BA 試験体の長期たわみ測定値(単位 : mm)

試験体	試験体 BA					
	測定位置					たわみ 増大率 κ
	5	3	1	4	6	
2016/2/16	0.0750	2.375	3.735	2.360	0.0750	2.56
2016/3/15	0.1270	4.300	7.110	4.280	0.1295	4.87
2016/4/26	0.2490	5.860	9.835	5.850	0.2375	6.74
2016/5/21	0.3080	6.930	11.695	6.905	0.3005	8.01
2016/6/28	0.3585	7.260	12.220	7.235	0.4460	8.37
2016/8/1	0.4115	7.595	12.810	7.625	0.5875	8.77
2016/9/1	0.4425	8.055	13.600	8.120	0.6345	9.32
2016/11/2	0.4115	8.305	14.070	8.385	0.6270	9.64
2016/12/7	0.3955	8.335	14.130	8.420	0.6170	9.68
2017/2/16	0.389	8.615	14.645	8.710	0.6075	10.03
2017/4/20	0.4330	8.780	14.915	8.875	0.6455	10.22
2017/5/11	0.4540	8.835	14.990	8.925	0.6630	10.27
2017/6/15	0.4780	9.065	15.385	9.165	0.6870	10.54
2017/7/20	0.5080	9.260	15.725	9.370	0.7200	10.77
2017/8/24	0.5195	9.225	15.645	9.355	0.7475	10.72
2017/10/26	0.4795	9.170	15.575	9.315	0.7185	10.67
2017/12/21	0.4340	9.210	15.680	9.375	0.6800	10.74
2018/4/25	0.4835	9.355	15.905	9.520	0.7245	10.89
2018/8/15	0.5465	9.735	16.555	9.920	0.7865	11.34
2019/2/15	0.4635	9.815	16.745	10.03	0.7255	11.47
2019/9/30	0.5630	10.175	17.335	10.405	0.8235	11.87
2020/3/1	0.5325	10.160	17.120	10.250	0.8070	11.73
2020/9/15	0.5935	10.515	17.800	10.670	0.8655	12.19
2021/3/1	0.5615	10.585	17.835	10.665	0.8345	12.22
2021/9/7	0.6065	10.645	17.985	10.775	0.8815	12.32
2022/1/13	0.569	10.595	17.795	10.65	0.8455	12.19
2022/9/29	0.635	10.92	18.42	11.06	0.914	12.62

表 3.2.6-3 AC 試験体の長期たわみ測定値(単位 : mm)

試験体	試験体 AC					
	測定位置					たわみ 増大率 κ
	5	3	1	4	6	
2016/2/16	0.0745	1.99	3.135	1.935	0.0115	2.29
2016/3/15	0.128	3.67	6.045	3.515	0.0305	4.42
2016/4/26	0.232	5.135	8.58	4.95	0.0715	6.27
2016/5/21	0.2815	5.855	9.82	5.7	0.1005	7.18
2016/6/28	0.328	6.415	10.77	6.255	0.1145	7.87
2016/8/1	0.3785	6.795	11.38	6.64	0.125	8.32
2016/9/1	0.4065	7.27	12.175	7.105	0.1355	8.90
2016/11/2	0.3825	7.535	12.65	7.36	0.126	9.25
2016/12/7	0.365	7.575	12.725	7.405	0.1185	9.30
2017/2/16	0.3515	7.845	13.205	7.675	0.121	9.65
2017/4/20	0.392	8.035	13.54	7.865	0.1255	9.90
2017/5/11	0.4145	8.08	13.605	7.91	0.1295	9.95
2017/6/15	0.437	8.28	13.955	8.115	0.137	10.20
2017/7/20	0.464	8.505	14.335	8.36	0.1405	10.48
2017/8/24	0.4755	8.485	14.305	8.37	0.139	10.46
2017/10/26	0.4385	8.44	14.225	8.325	0.1235	10.40
2017/12/21	0.3945	8.465	14.375	8.425	0.1175	10.51
短期荷重載荷						
2018/4/25	0.6655	15.87	25.325	15.675	0.1285	-
2018/8/15	0.71	16.405	26.265	16.305	0.1325	-
2019/2/15	0.6615	16.535	26.46	16.385	0.1275	-
2019/9/15	0.7335	17.115	27.44	17.06	0.136	-
2020/3/1	0.704	16.85	26.985	16.77	0.126	-
2020/9/15	0.7485	17.315	27.76	17.275	0.134	-
2021/3/1	0.729	17.405	27.89	17.37	0.136	-
2021/9/7	0.7585	17.425	27.945	17.41	0.1295	-
2022/1/13	0.73	17.315	27.75	17.295	0.125	-
終局荷重載荷						

表 3.2.6-4 片持ち試験体の長期たわみ測定値(単位：mm)

試験体	試験体 CA			試験体 CB		
	測定位置			測定位置		
測定日	1	3	4	4	3	1
2016/2/16	4.585	2.015	0.0655	0.1035	3.070	6.605
2016/3/15	9.035	3.620	0.1025	0.1735	5.105	11.910
2016/4/26	12.400	4.850	0.1740	0.2585	6.315	15.195
2016/5/21	14.050	5.485	0.2055	0.2955	6.915	16.780
2016/6/28	15.110	5.925	0.2210	0.3080	7.040	17.060
2016/8/1	15.785	6.240	0.2645	0.3640	7.625	18.485
2016/9/1	16.765	6.665	0.2860	0.3880	8.010	19.505
2016/11/2	17.935	7.120	0.2930	0.3945	8.465	20.850
2016/12/7	18.210	7.210	0.2880	0.3930	8.580	21.230
2017/2/16	19.120	7.530	0.2935	0.3995	8.905	22.175
2017/4/20	19.205	7.570	0.3120	0.4210	8.945	22.190
2017/5/11	19.140	7.560	0.3220	0.4305	8.925	22.090
2017/6/15	19.455	7.685	0.3340	0.4455	9.040	22.385
2017/7/20	19.500	7.710	0.3365	0.4510	9.035	22.295
2017/8/24	19.535	7.760	0.3500	0.4665	9.115	22.430
2017/10/26	20.105	7.965	0.3505	0.4680	9.375	23.230
2017/12/21	20.625	8.120	0.3300	0.4560	9.580	23.920
2018/4/25	20.540	8.105	0.3500	0.4715	9.540	23.665
2018/8/15	20.745	8.210	0.3690	0.4910	9.565	23.635
2019/2/15	21.915	8.620	0.3610	0.4860	9.920	24.820
2019/9/15	22.095	8.740	0.4020	0.5220	10.085	24.980
2020/3/1	22.405	8.880	0.4130	0.5430	10.365	25.740
2020/9/15	22.605	8.970	0.4240	0.5430	10.310	25.500
2021/3/1	23.350	9.250	0.4370	0.5595	10.660	26.550
2021/9/7	23.270	9.235	0.4520	0.5715	10.575	26.135
2022/1/13	23.7	9.38	0.455	0.5775	10.78	26.805
2022/9/29	23.695	9.415	0.4735	0.591	10.755	26.58

(2)あと施工アンカー筋および定着筋のひずみ

試験体AHのあと施工アンカー筋および試験体BAの標準定着筋のひずみを図3.2.6-5, 図3.2.6-6に示す. 载荷の瞬間に引張ひずみが生じた後, ひずみ度の値は季節による変動を繰り返してはいるが, ピーク値はほぼ一定値のまま推移している. ただし, 試験体 AH のあと施工アンカー孔口付近のひずみゲージ(A2a, A2b)の測定値は, 季節変動を繰り返しながら若干減少していることが分かる.

また, あと施工アンカーを用いた試験体のひずみ度が, 標準定着を用いた試験体のそれらより若干小さかった. 減少している原因については, 現状では判別できず, あと施工アンカーの抜出しとも考えられない.

なお, ひずみは, 各ひずみ測定位置の上下に貼りつけたゲージの平均とした.

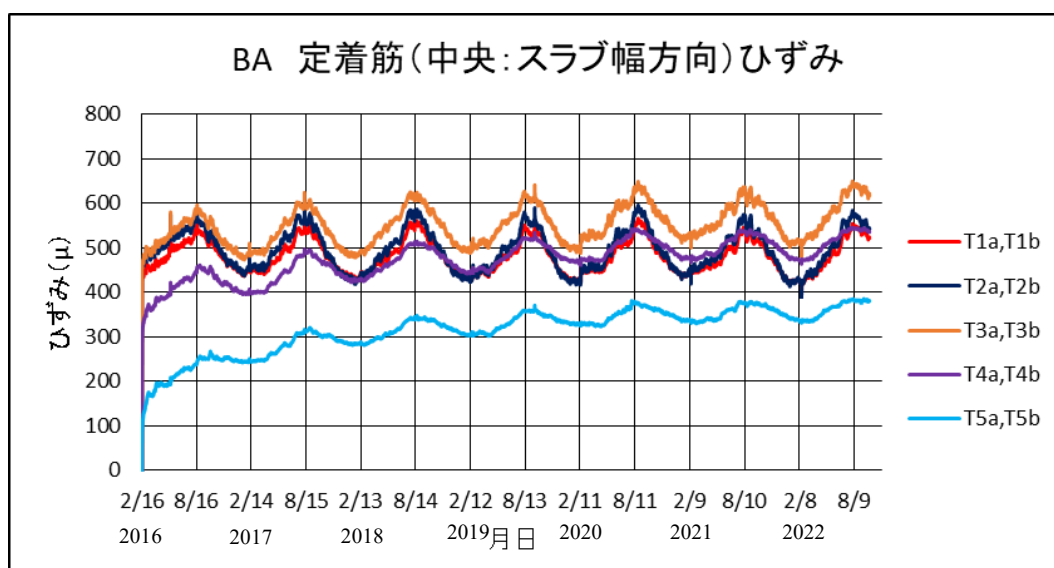
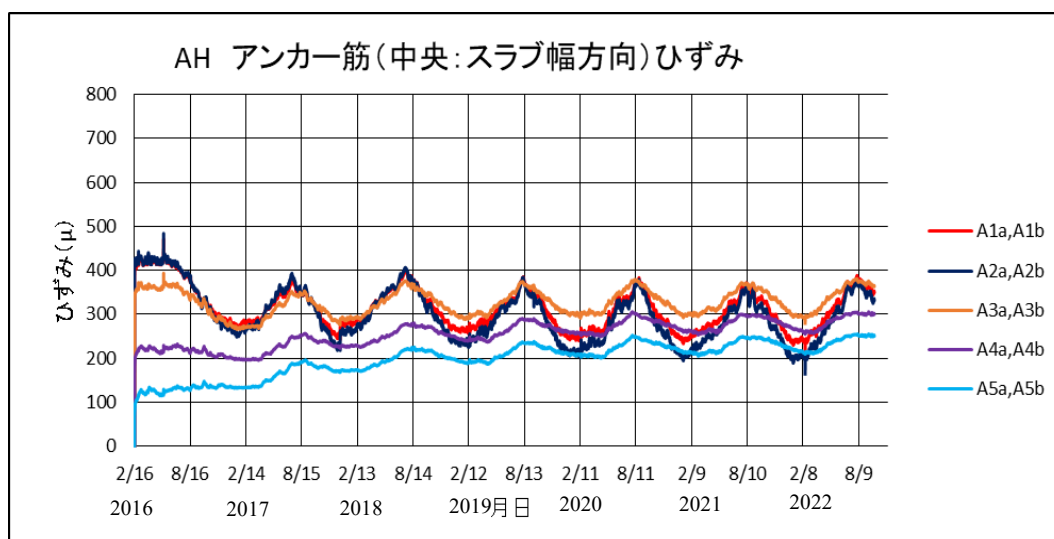


図 3.2.6-5 あと施工アンカー筋および標準定着筋のひずみ(中央：スラブ幅方向)

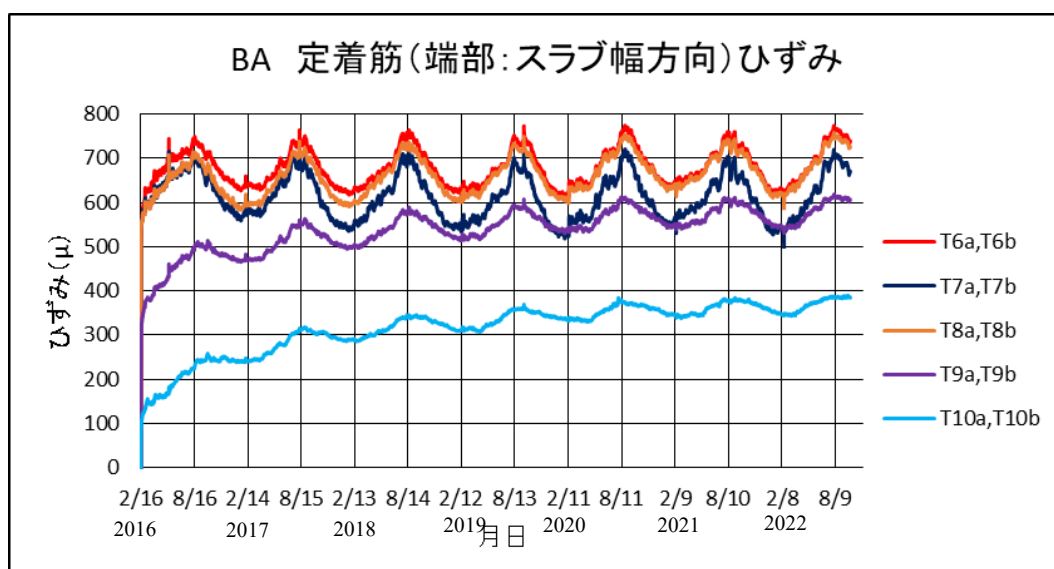
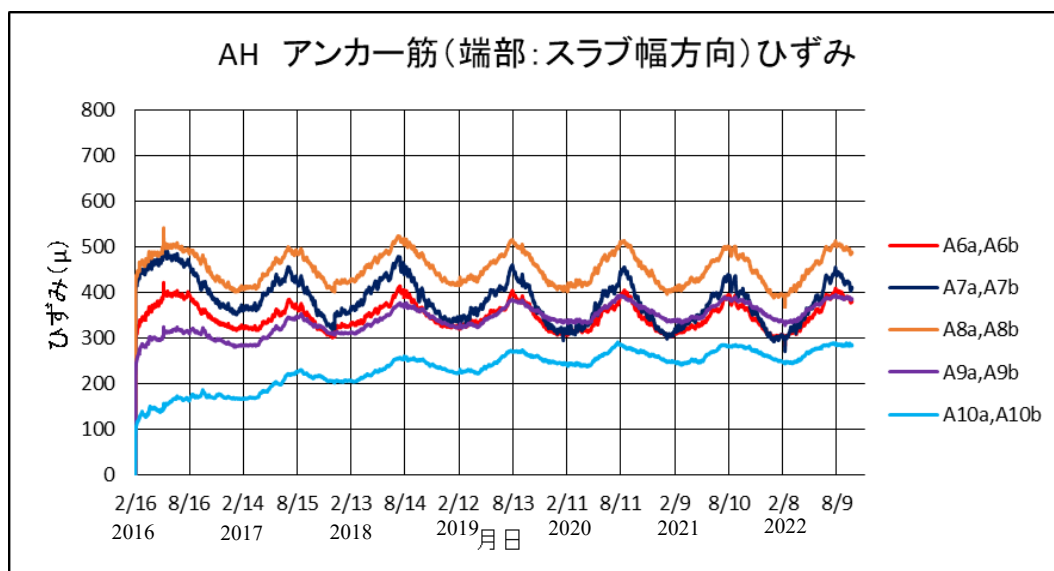


図 3.2.6-6 あと施工アンカー筋および標準定着筋のひずみ(端部:スラブ幅方向)

試験体 CA のあと施工アンカー筋および試験体 CB の標準定着筋のひずみを図 3.2.6-7, 図 3.2.6-8 に示す. 試験体 AH および BA で見られる傾向とほぼ同じ傾向が見られる.

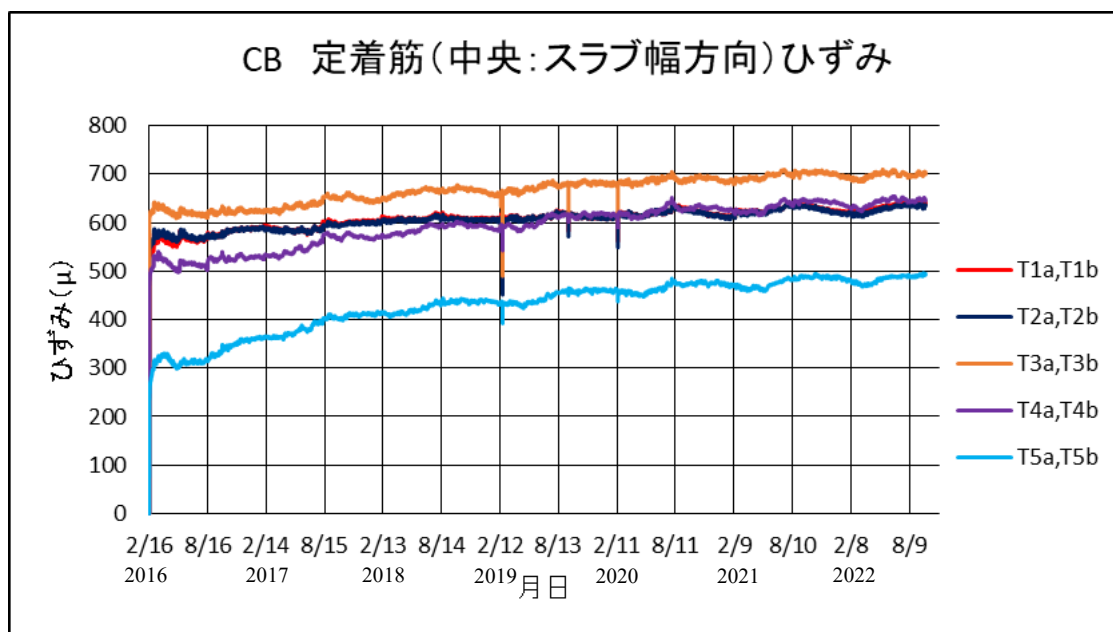
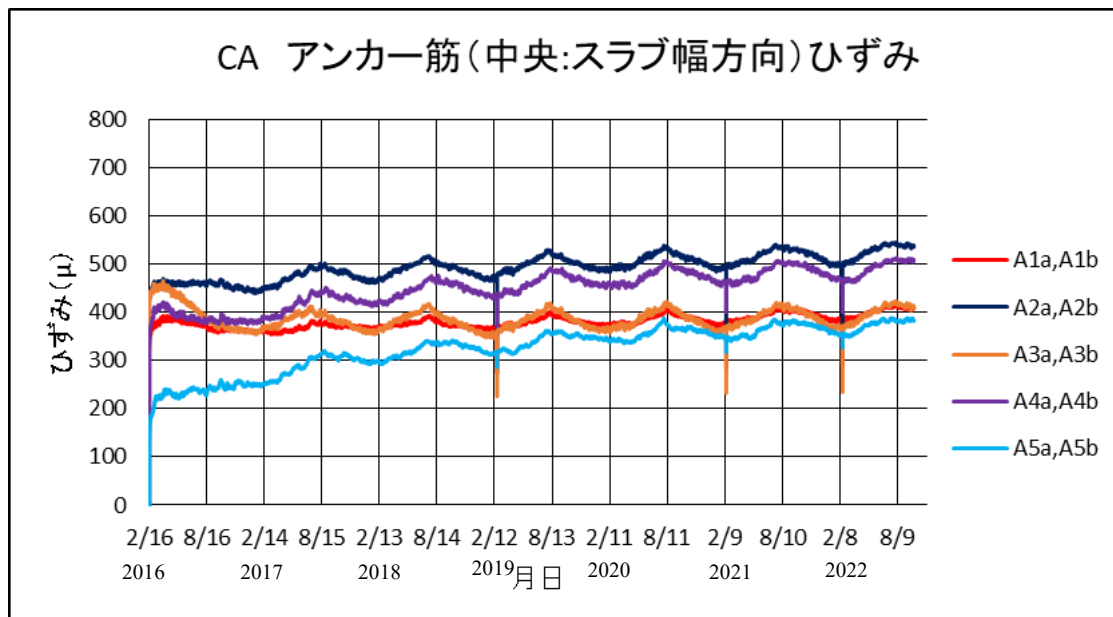


図 3.2.6-7 あと施工アンカー筋および標準定着筋のひずみ(中央:スラブ幅方向)

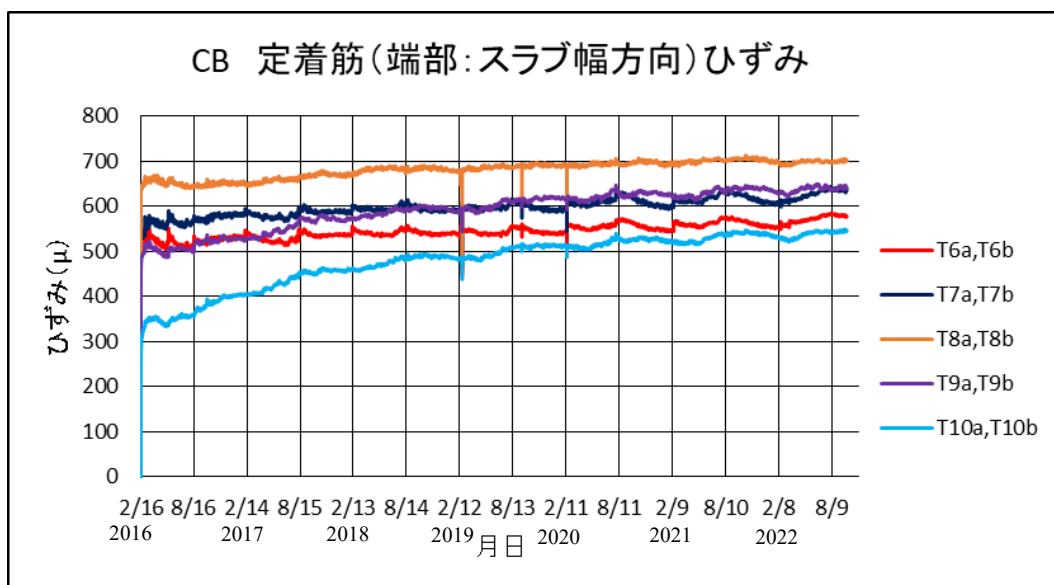
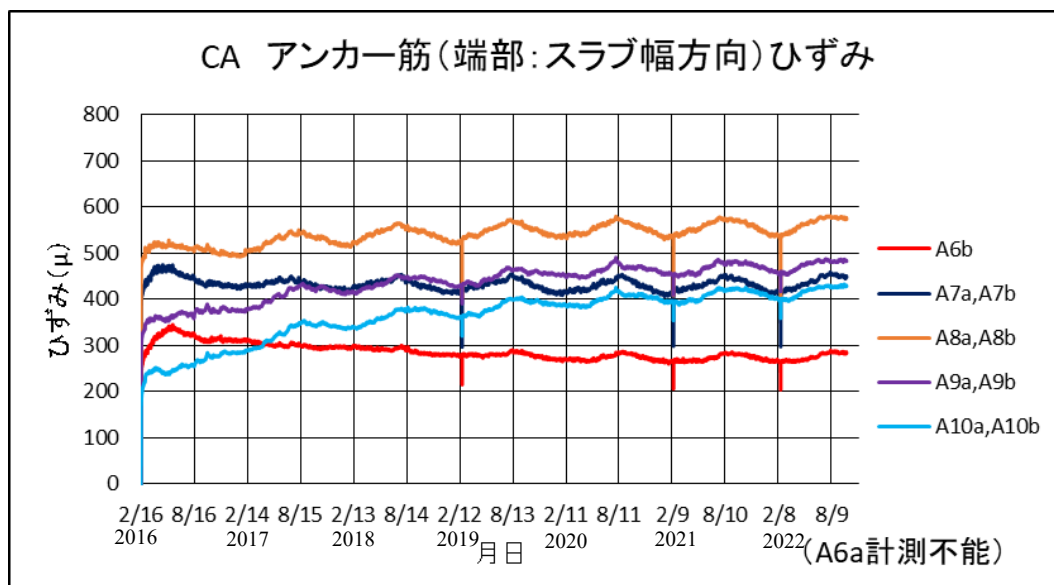


図 3.2.6-8 あと施工アンカー筋および標準定着筋のひずみ(端部:スラブ幅方向)

試験体 AC の終局荷重による曲げ実験までのあと施工アンカー筋のひずみを図 3.2.6-9 に示す。季節変動によってひずみが増減しているが、短期荷重による曲げ実験時に大きくなったひずみは、経年することによって季節変動しながら小さくなってきている。

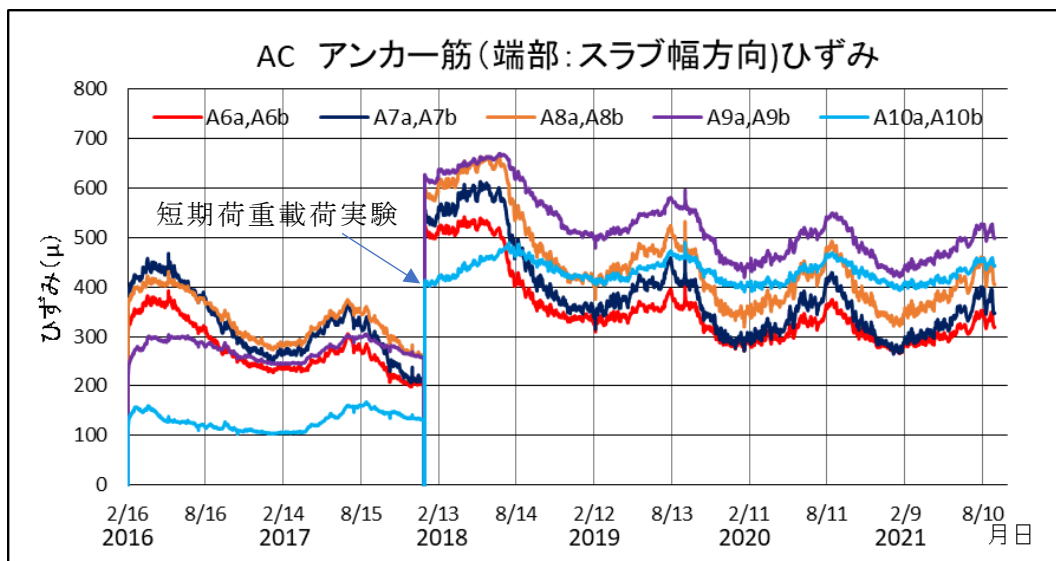
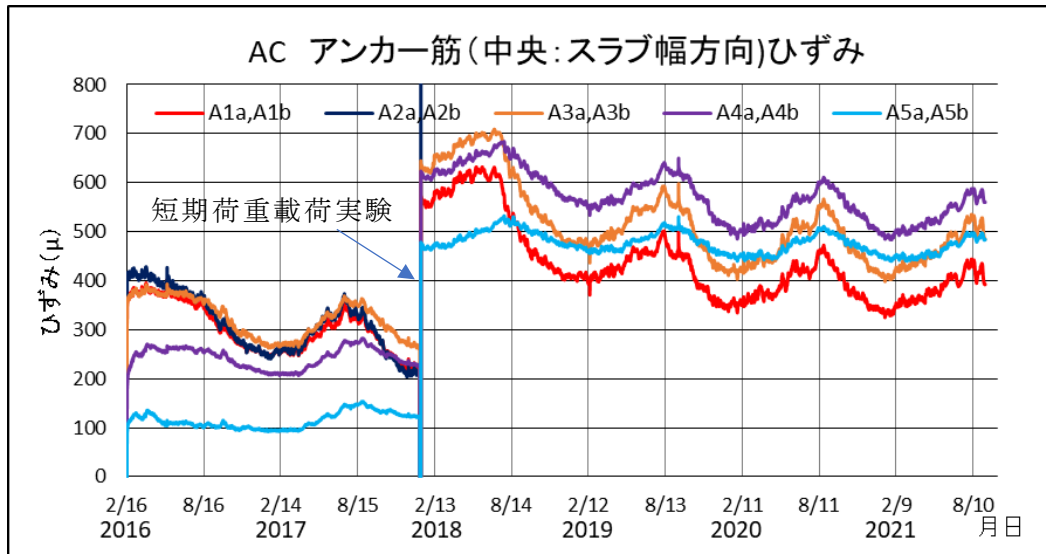


図 3.2.6-9 AC 試験体のあと施工アンカー筋のひずみ(上：中央，下：端部)

(3)試験体のひび割れ

各試験体のひび割れ図を図 3.2.6-10～図 3.2.6-13 に示す。ひび割れの発生のパターンについても、あと施工アンカーの使用の有無による違いは見られていない。

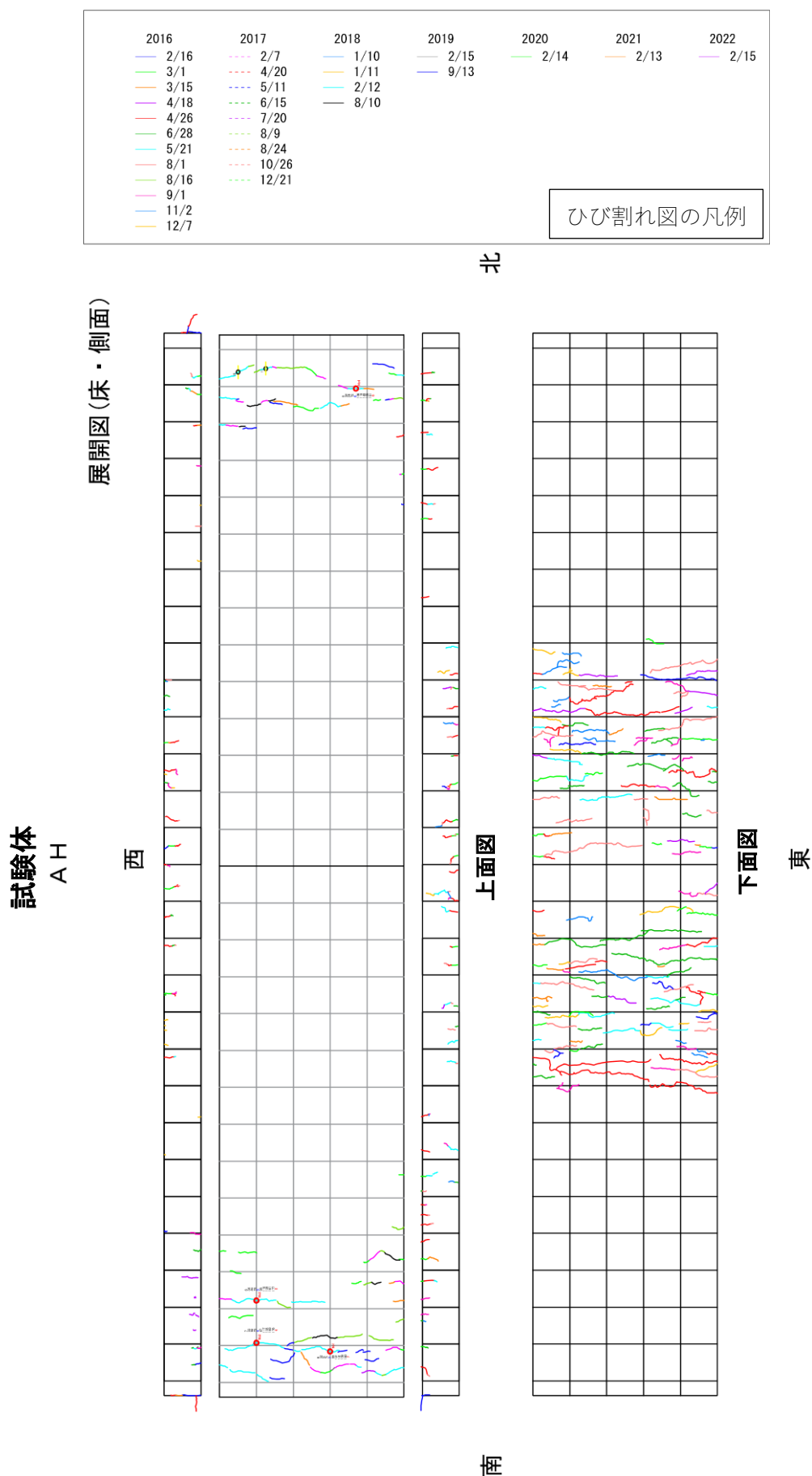


図 3.2.6-10 試験体 AH ひび割れ図

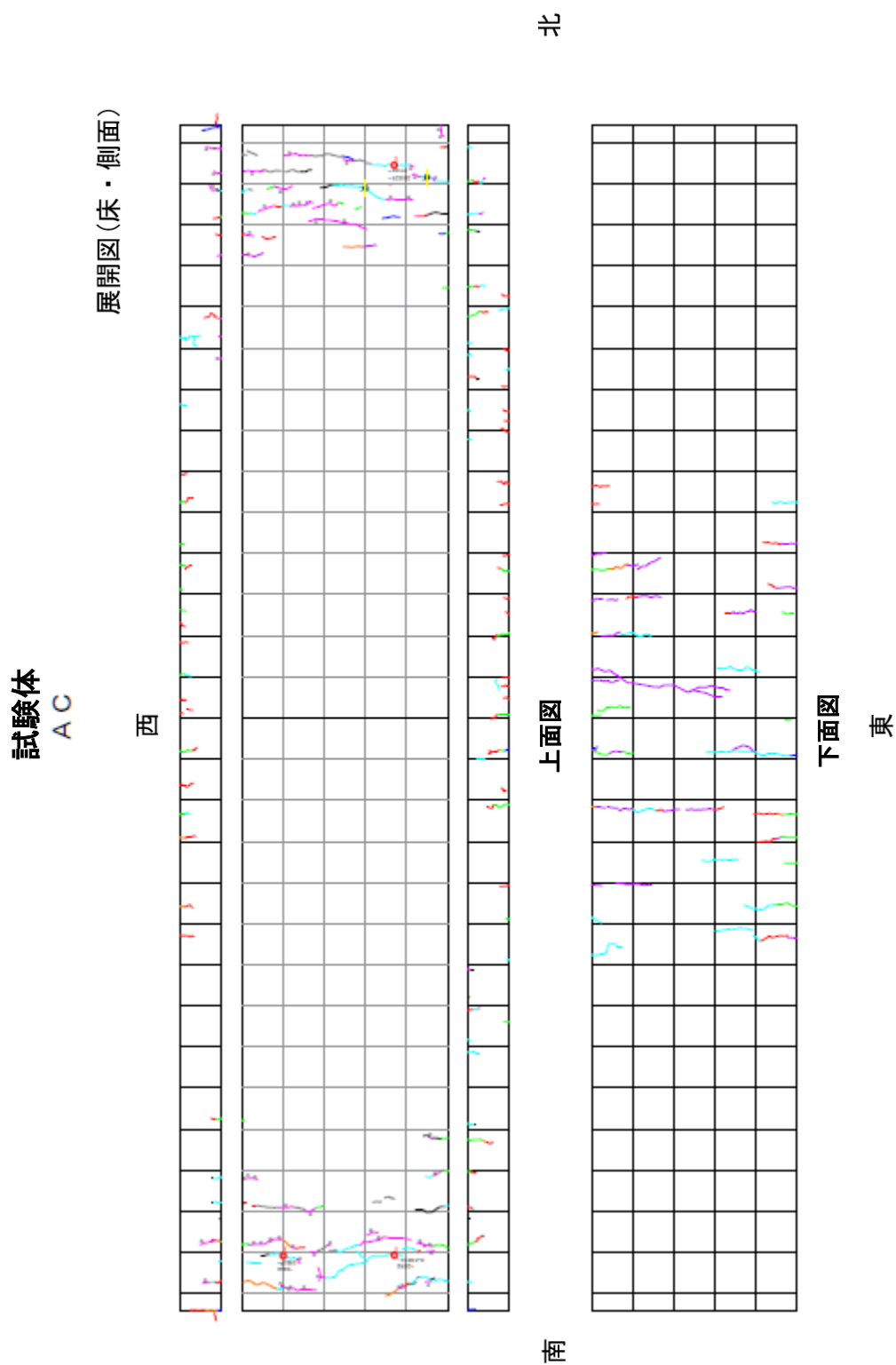


図 3.2.6-11 試験体 AC ひび割れ図

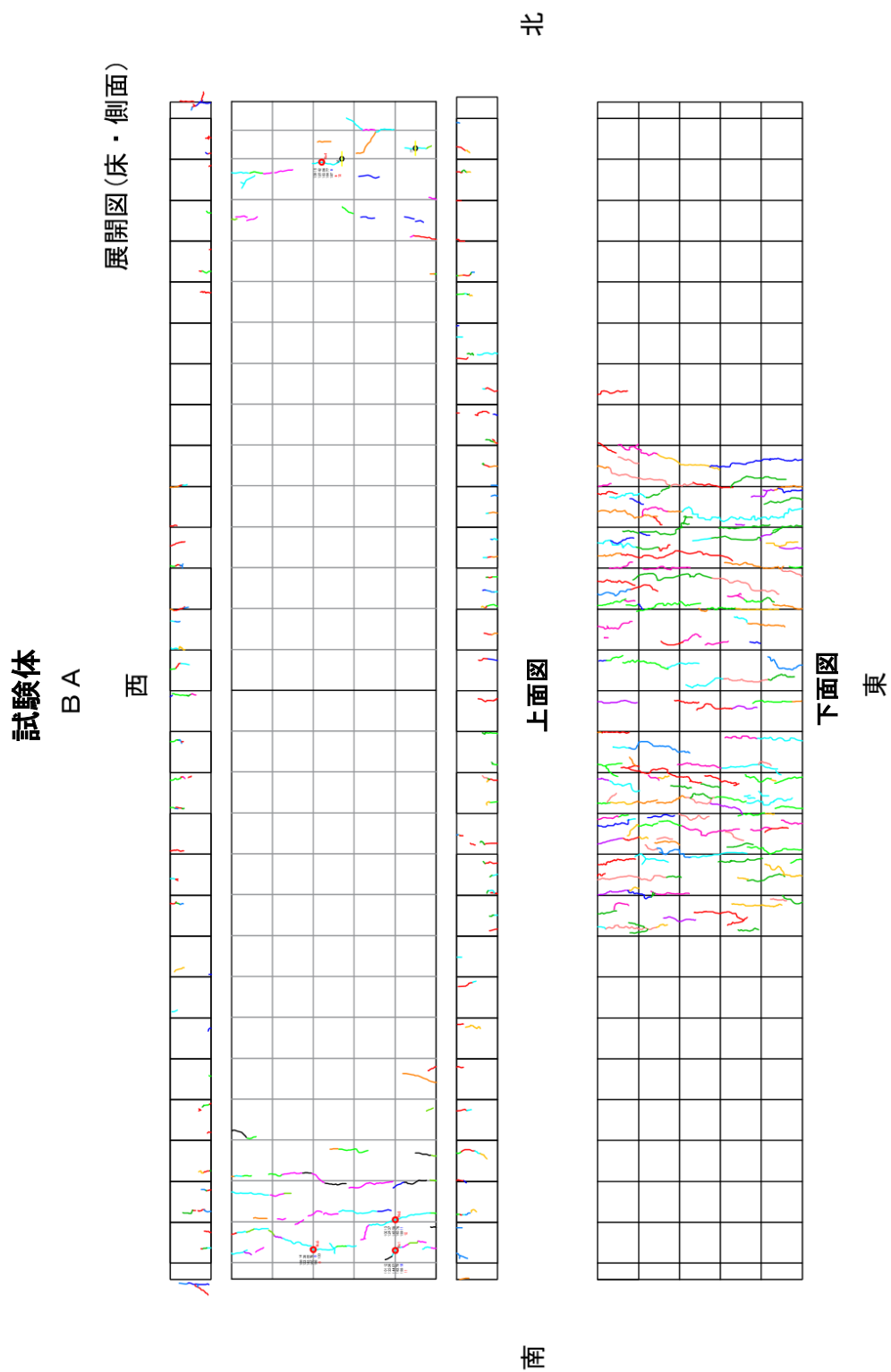


図 3.2.6-12 試験体 BA ひび割れ図

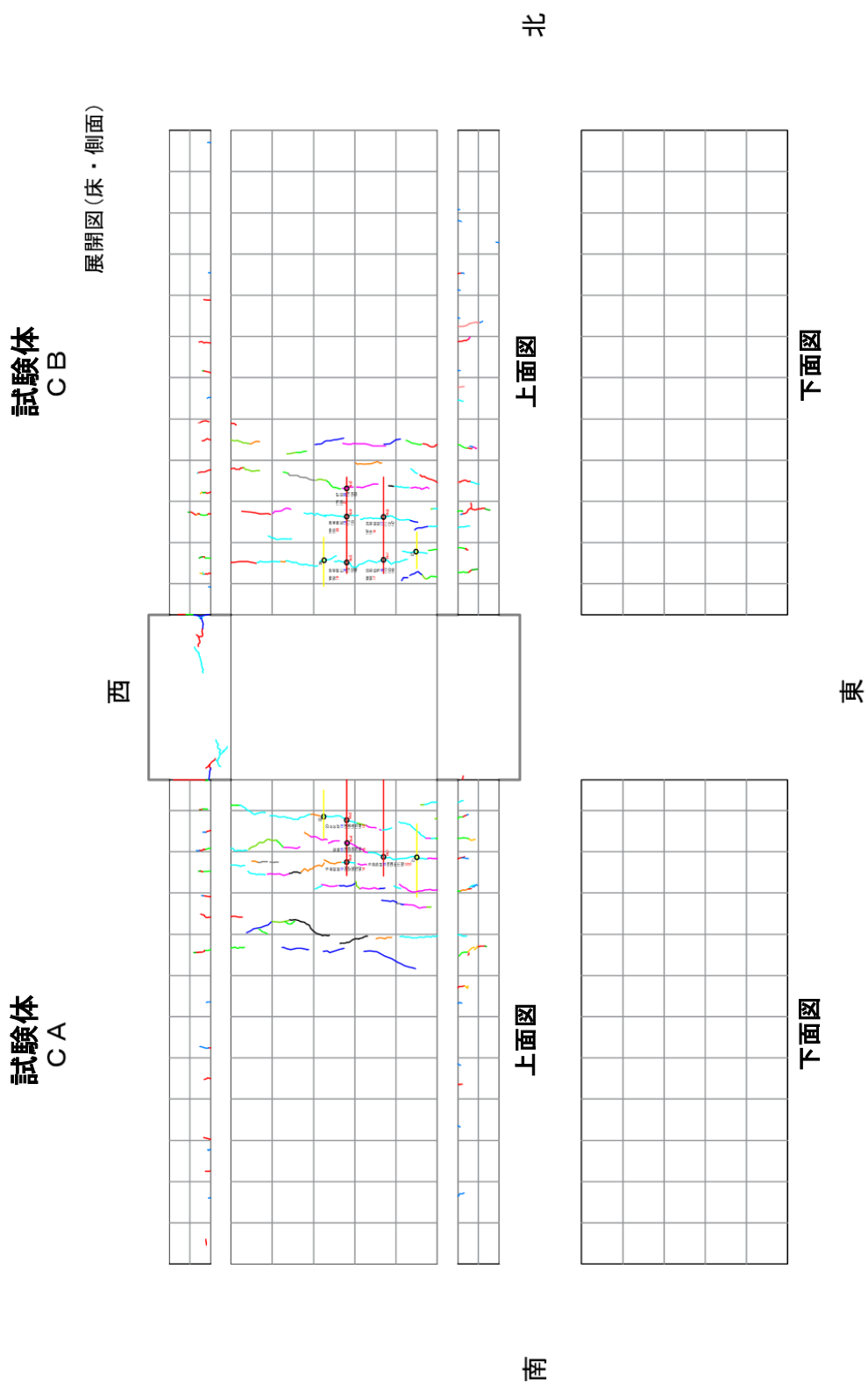
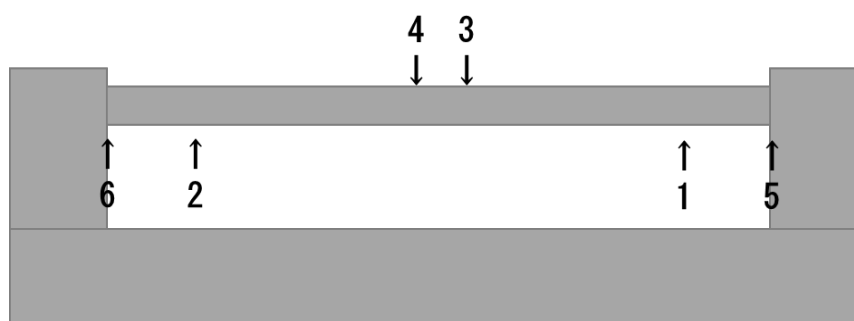
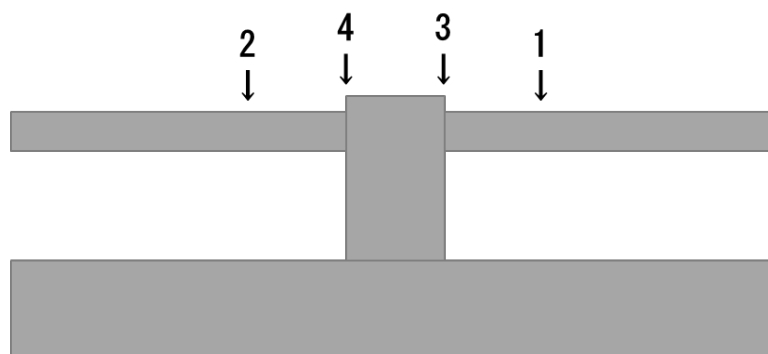


図 3.2.6-13 試験体 CA, CB ひび割れ図

各試験体の目視による観測のひび割れ幅を表 3.2.6-5 に示す。また、ひび割れ幅の測定位置を図 3.2.6-14 に示す。AH および BA 試験体では、位置 5 番と 6 番(すなわち床スラブとスタブの打継ぎ部の目開き)で 0.4 mm から 0.5 mm の幅が生じている。この点において、あと施工アンカーの使用の有無による違いは見られない。CA および CB 試験体では、位置 3 番と 4 番で 0.35 mm 程度のひび割れが生じており、こちらについてもあと施工アンカーの使用の有無による違いは見られない。



両端固定一方向スラブ (試験体 AH, BA)



片持ちスラブ (試験体 CA, CB)

図 3.2.6-14 ひび割れ幅測定位置

各試験体のスラブとスタブの打継ぎ部の水平変位を図 3.2.6-15、図 3.2.6-16 に示す。また、打継ぎ部の目開き量を表 3.2.6-6 に示す。載荷開始後、8月までは変位が増大していたが、8月以降は一転して増加が見られずほぼ一定値で推移した。あと施工アンカーの使用の有無による違いは見られない。なお、試験体 CB の No.11 変位計の測定値に特異な変化が見られるが、その理由は現状では判然としない。

表 3.2.6-5 各試験体の目視による観測のひび割れ幅(単位：mm)

試験体 測定日	試験体 AH 測定位置				試験体 BA 測定位置				試験体 CA 測定位置				試験体 CB 測定位置			
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	2	4	1	3*
2016/4/26	0.10	---	0.10	0.1未満	0.25	0.25	0.10	0.10	0.1未満	0.15	0.30	0.25	0.35	0.1未満	0.10	0.20
2016/5/21	0.10	---	0.15	0.1未満	0.25	0.25	0.1未満	0.1未満	0.1未満	0.15	0.30	0.25	0.25	0.10	0.10	0.20
2016/6/28	0.10	---	0.15	0.1未満	0.25	0.25	0.1未満	0.10	0.10	0.10	0.30	0.25	0.30	0.1未満	0.10	0.20
2016/8/1	0.10	---	0.10	0.10	0.25	0.30	0.10	0.10	0.10	0.10	0.35	0.30	0.10	0.15	0.10	0.35
2016/9/1	0.10	0.10	0.15	0.10	0.30	0.35	0.1未満	0.15	0.10	0.15	0.40	0.35	0.10	0.25	0.15	0.40
2016/11/ 2	0.15	0.08	0.20	0.15	0.40	0.40	0.04	0.15	0.15	0.15	0.45	0.50	0.10	0.30	0.15	0.45
2016/12/ 7	0.10	0.06	0.20	0.10	0.40	0.35	0.04	0.10	0.15	0.20	0.40	0.45	0.10	0.35	0.10	0.45
2017/4/20	0.10	0.00	0.10	0.05	0.60	0.30	0.00	0.10	0.20	0.10	0.65	0.45	0.04	0.30	0.06	0.40
2017/5/11	0.10	0.00	0.10	0.06	0.55	0.35	0.00	0.06	0.06	0.06	0.65	0.55	0.04	0.25	0.06	0.45
2017/6/15	0.10	0.00	0.15	0.10	1.00	0.30	0.00	0.06	0.10	0.04	0.65	0.85	0.06	0.25	0.06	0.45
2017/7/20	0.10	0.00	0.10	0.06	0.95	0.30	0.00	0.04	0.08	0.06	0.65	0.60	0.04	0.30	0.06	0.50
2017/8/24	0.06	0.00	0.20	0.15	0.65	0.40	0.00	0.04	0.06	0.08	0.65	0.60	0.04	0.25	0.06	0.65
2017/10/ 26	0.06	0.00	0.20	0.10	0.55	0.30	0.00	0.04	0.08	0.06	0.50	0.55	0.04	0.20	0.04	0.60
2017/12/ 21	0.06	0.00	0.25	0.10	0.60	0.35	0.00	0.04	0.08	0.08	0.55	0.60	0.04	0.30	0.08	0.65
2018/9/18	0.04	0.00	0.20	0.10	0.70	0.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

*：2017/6/15以降測定位置3を3'に移行
2019～2022は、測定なし

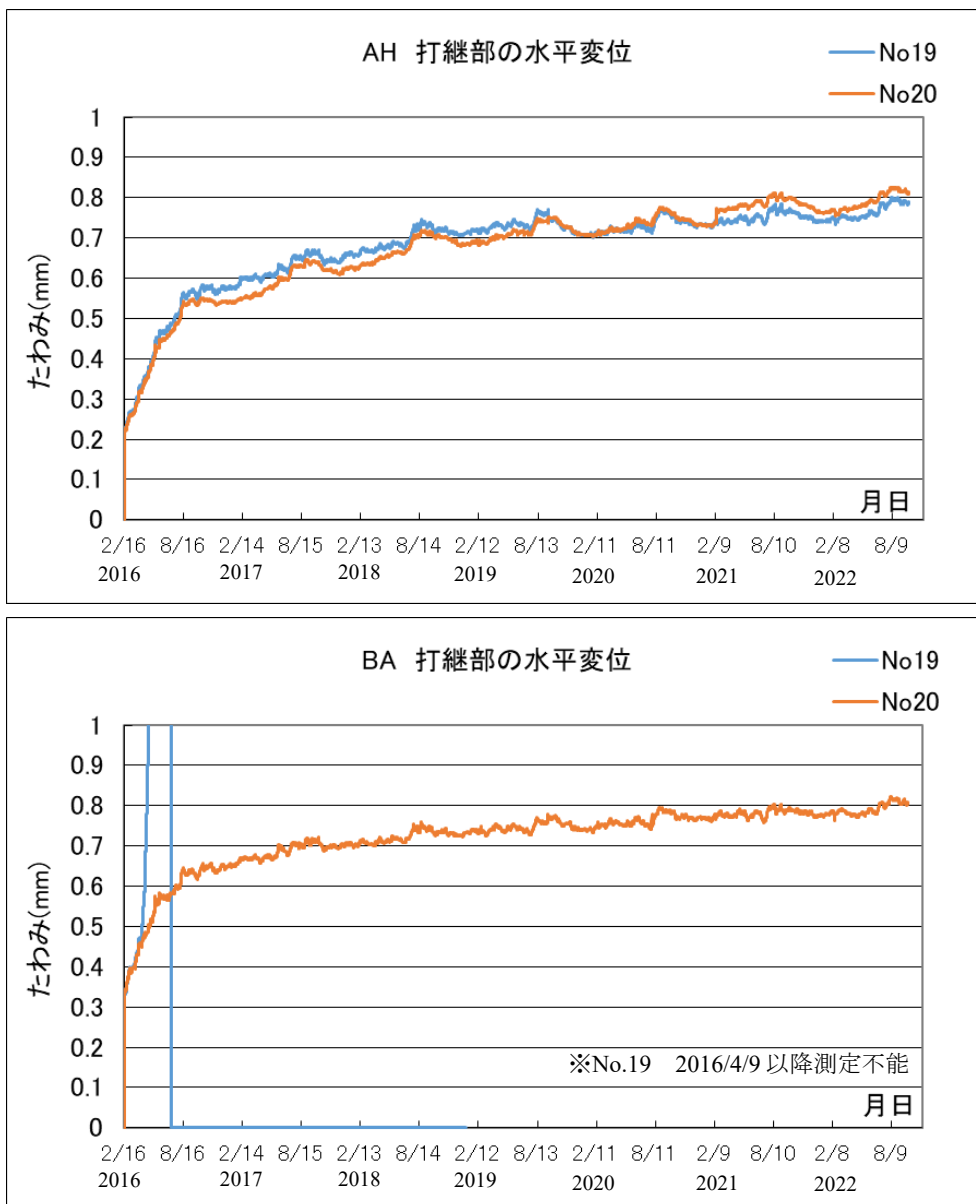


図 3.2.6-15 打継ぎ部の水平変位(その1 試験体 AH および BA)

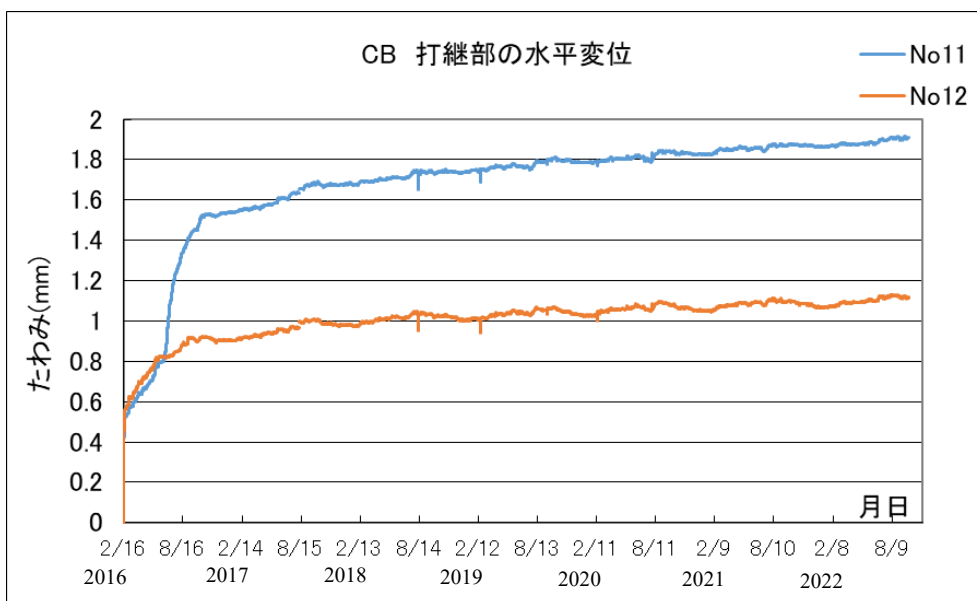
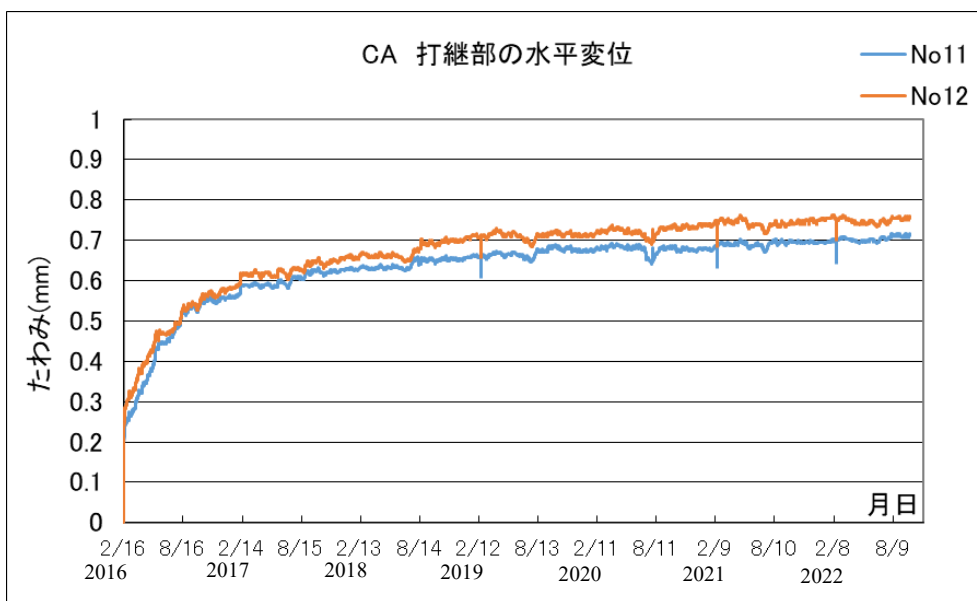


図 3.2.6-16 打継ぎ部の水平変位(その2 試験体 CA および CB)

表 3.2.6-6 スラブとスタブの打継ぎ部の目開き量(単位：mm)

試験体 測定日	試験体 AH 測定位置			試験体 BA 測定位置			試験体 CA 測定位置			試験体 CB 測定位置		
	5	No. 19	No. 20	5	No. 19	No. 20	4	No. 11	No. 12	3*	No. 11	No. 12
2016/4/26	0.25	0.362	0.354	0.30	0.806	0.486	0.1 _{未端}	0.354	0.402	0.20	0.674	0.730
2016/5/21	0.25	0.446	0.420	0.30	1.542	0.576	0.10	0.404	0.452	0.20	0.738	0.788
2016/6/28	0.25	0.480	0.458	0.30	+*****	0.578	0.1 _{未端}	0.456	0.474	0.20	0.924	0.824
2016/8/ 1	0.25	0.512	0.492	0.35	+*****	0.578	0.15	0.484	0.494	0.35	1.268	0.850
2016/9/ 1	0.30	0.564	0.542	0.40	+*****	0.636	0.25	0.530	0.538	0.40	1.268	0.850
2016/11/2	0.40	0.576	0.544	0.45	+*****	0.648	0.30	0.554	0.566	0.45	1.268	0.850
2016/12/7	0.40	0.572	0.538	0.40	+*****	0.644	0.35	0.554	0.568	0.45	1.530	0.906
2017/2/16	---	0.602	0.552	---	+*****	0.670	---	0.590	0.618	---	1.554	0.916
2017/4/20	0.60	0.606	0.568	0.65	+*****	0.670	0.30	0.590	0.620	0.40	1.570	0.934
2017/5/11	0.55	0.610	0.578	0.65	+*****	0.674	0.25	0.588	0.614	0.45	1.578	0.940
2017/6/15	1.00	0.626	0.596	0.65	+*****	0.694	0.25	0.596	0.624	0.45	1.606	0.956
2017/7/20	0.95	0.654	0.630	0.65	+*****	0.710	0.30	0.610	0.632	0.50	1.636	0.970
2017/8/24	0.65	0.650	0.632	0.65	+*****	0.698	0.25	0.606	0.624	0.65	1.658	0.994
2017/10/26	0.55	0.652	0.620	0.50	+*****	0.694	0.20	0.616	0.638	0.60	1.670	0.984
2017/12/21	0.60	0.656	0.622	0.55	+*****	0.704	0.30	0.628	0.658	0.65	1.678	0.978
2018/2/13	---	0.672	0.632	---	+*****	0.712	---	0.632	0.666	---	1.692	0.990
2018/4/10	---	0.680	0.648	---	+*****	0.716	---	0.636	0.666	---	1.702	1.008
2018/6/5	---	0.690	0.666	---	+*****	0.722	---	0.636	0.664	---	1.714	1.024
2018/7/31	---	0.718	0.698	---	+*****	0.740	---	0.648	0.670	---	1.736	1.036
2018/9/18	0.70	0.728	0.710	---	+*****	0.738	---	0.652	0.692	---	1.740	1.034
2018/11/20	---	0.714	0.694	---	+*****	0.732	---	0.654	0.700	---	1.742	1.018
2018/12/25	---	0.708	0.682	---	+*****	0.726	---	0.652	0.678	---	1.736	1.004
2019/2/12	---	0.712	0.684	---	+*****	0.742	---	0.662	0.710	---	1.736	0.998
2019/9/30	---	0.746	0.75	---	+*****	0.77	---	0.684	0.72	---	1.804	1.066
2020/3/1	---	0.714	0.714	---	+*****	0.752	---	0.682	0.726	---	1.796	1.048
2020/9/15	---	0.762	0.768	---	+*****	0.786	---	0.682	0.732	---	1.840	1.084
2021/3/1	---	0.746	0.770	---	+*****	0.784	---	0.696	0.754	---	1.852	1.074
2021/9/7	---	0.764	0.796	---	+*****	0.786	---	0.694	0.740	---	1.872	1.096
2022/1/13	---	0.742	0.762	---	+*****	0.776	---	0.694	0.752	---	1.864	1.068
2022/9/29	---	0.790	0.814	---	+*****	0.801	---	0.714	0.760	---	1.912	1.118

※ 「---」：計測未実施，「+*****」：測定不能

(4)試験体の振動測定

振動測定による各試験体の固有振動数の測定結果を表3.2.6-7、図3.2.6-17に示す。

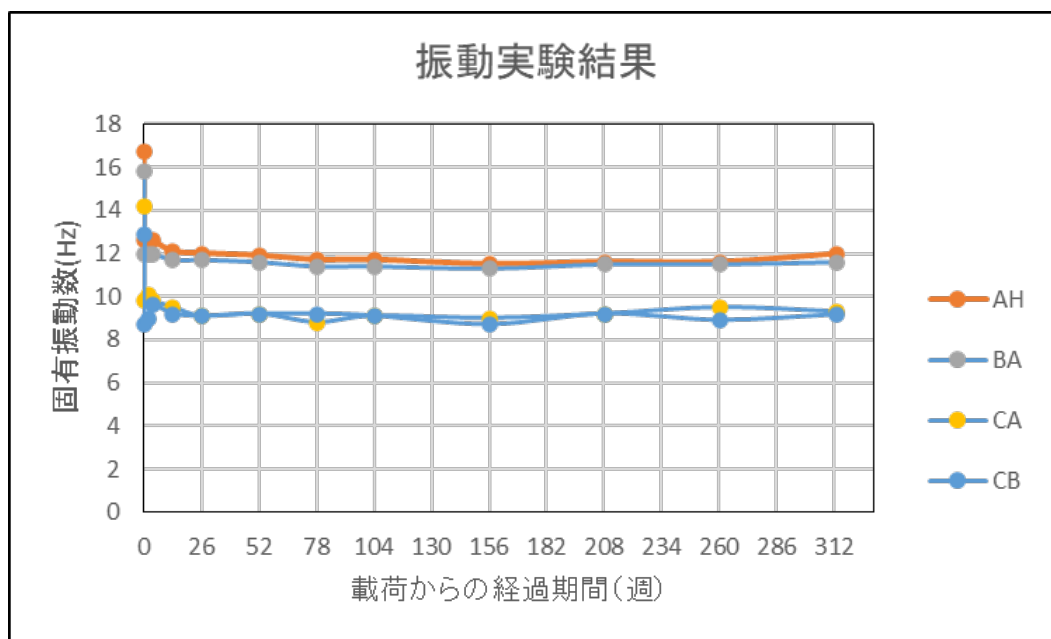
表 3.2.6-7 固有振動数の測定結果(単位 : Hz)

実験ケース	試験日		試験体名			
			AH	BA	CA	CB
鉄筋載荷前	2016/2/16	1回目	16.7	15.8	14.3	13.0
		2回目	16.7	15.8	14.2	12.9
		3回目	16.7	15.8	14.2	12.9
		4回目	16.7	15.8	14.3	13.0
		5回目	16.7	15.8	14.2	12.9
		平均	16.7	15.8	14.2	12.9
鉄筋載荷後	2016/2/16	1回目	12.6	12.0	9.8	8.7
		2回目	12.5	12.0	9.8	8.7
		3回目	12.6	12.0	9.9	8.7
		4回目	12.6	12.0	9.8	8.7
		5回目	12.5	12.0	9.9	8.7
		平均	12.6	12.0	9.8	8.7
載荷 2 週間後	2016/3/1	1回目	12.6	12.0	10.1	9.0
		2回目	12.6	12.0	10.1	9.1
		3回目	12.7	12.0	10.2	9.0
		4回目	12.7	12.0	10.0	9.1
		5回目	12.6	12.0	10.1	9.0
		平均	12.6	12.0	10.1	9.0
載荷 4 週間後	2016/3/15	1回目	12.7	12.0	9.8	9.6
		2回目	12.6	12.0	9.8	9.5
		3回目	12.6	12.0	9.7	9.6
		4回目	12.6	12.1	9.8	9.6
		5回目	12.6	12.0	9.8	9.6
		平均	12.6	12.0	9.8	9.6
載荷 3 か月後 (13 週後)	2016/5/21	1回目	12.1	11.7	9.5	9.2
		2回目	12.1	11.7	9.5	9.2
		3回目	12.1	11.7	9.5	9.2
		4回目	12.1	11.7	9.5	9.2
		5回目	12.1	11.7	9.5	9.2
		平均	12.1	11.7	9.5	9.2
載荷 6 か月後 (26 週後)	2016/8/16	1回目	12.0	11.7	9.1	9.1
		2回目	12.0	11.7	9.1	9.1
		3回目	12.0	11.7	9.1	9.1
		4回目	12.0	11.7	9.1	9.1
		5回目	12.0	11.7	9.1	9.1
		平均	12.0	11.7	9.1	9.1
載荷 1 年後 (52 週後)	2017/2/7	1回目	11.9	11.6	9.2	9.1
		2回目	11.9	11.6	9.2	9.2
		3回目	11.9	11.6	9.2	9.2
		4回目	11.9	11.6	9.2	9.2
		5回目	11.9	11.6	9.2	9.2
		平均	11.9	11.6	9.2	9.2
載荷 1 年半後 (78 週後)	2017/8/9	1回目	11.7	11.5	8.9	9.1
		2回目	11.7	11.5	8.8	9.2
		3回目	11.7	11.4	8.7	9.2
		4回目	11.7	11.4	8.7	9.2
		5回目	11.7	11.4	8.7	9.1
		平均	11.7	11.4	8.8	9.2
載荷 2 年後 (104 週後)	2018/2/9	1回目	11.7	11.5	9.1	9.1
		2回目	11.7	11.4	9.1	9.1
		3回目	11.7	11.4	9.1	9.1
		4回目	11.7	11.4	9.1	9.1
		5回目	11.7	11.4	9.1	9.1
		平均	11.7	11.4	9.1	9.1

表 3.2.6-7 固有振動数の測定結果(単位 : Hz) (続き)

実験ケース	試験日		試験体名			
			AH	BA	CA	CB
載荷 3 年後 (156 週後)	2019/2/15	1 回目	11.5	11.3	9	8.7
		2 回目	11.5	11.3	9	8.7
		3 回目	11.5	11.2	9	8.7
		4 回目	11.5	11.3	9	8.7
		5 回目	11.5	11.3	9	8.7
		平均	11.5	11.3	9	8.7
載荷 4 年後 (208 週後)	2020/2/14	1 回目	11.6	11.5	9.2	9.2
		2 回目	11.6	11.5	9.2	9.1
		3 回目	11.6	11.5	9.1	9.5
		4 回目	11.6	11.5	9.1	9.1
		5 回目	11.6	11.5	9.1	9.1
		平均	11.6	11.5	9.2	9.2
載荷 5 年後 (260 週後)	2021/2/13	1 回目	11.5	11.5	9.5	9.0
		2 回目	11.5	11.5	9.5	9.0
		3 回目	11.6	11.5	9.5	9.0
		4 回目	11.6	11.5	9.5	8.9
		5 回目	11.6	11.5	9.5	8.7
		平均	11.6	11.5	9.5	8.9
載荷 6 年後 (313 週後)	2022/2/15	1 回目	11.9	11.7	9.18	9.18
		2 回目	11.9	11.7	9.18	9.18
		3 回目	11.9	11.5	9.18	8.98
		4 回目	12.1	11.5	9.76	9.18
		5 回目	12.1	11.5	9.18	9.27
		平均	12.0	11.6	9.30	9.16

鉄筋載荷当初は標準定着の試験体(BA, CB 両試験体)よりもあと施工アンカー定着の試験体(AH, CA 両試験体)の方がやや固有振動数が大きく(すなわち硬い)なっていたが, すべての試験体とも日数の経過と共に固有振動数がわずかながら低下している。鉄筋載荷後 26 週(半年 : 2016 年 8 月)経過時以降は, 接合筋の定着方法の違いによる固有振動数の違いは, ほぼ見られなくなった。52 週(1 年 : 2017 年 2 月 7 日)から 313 週(6 年 : 2022 年 2 月 15 日)までの 5 年間もほぼ同じ傾向となっていることが確認された。



0 週	2016/2/16	2 週	2016/3/1	4 週	2016/3/15
13 週	2016/5/21	26 週	2016/8/16	52 週	2017/2/7
78 週	2017/8/9	104 週	2018/2/9	156 週	2019/2/15
208 週	2020/2/14	260 週	2021/2/13	313 週	2122/2/15

図 3.2.6-17 振動測定による各試験体の固有振動数の変化

3.2.6-2 短期荷重による曲げ実験結果

長期載荷実験を行っていた AC 試験体について、長期載荷期間が1年6ヶ月を過ぎたタイミングで短期荷重による載荷実験を行った。

(1) 荷重・変形関係

試験体の荷重と変形を測定位置毎に図 3.2.6-18～図 3.2.6-27 に示す。

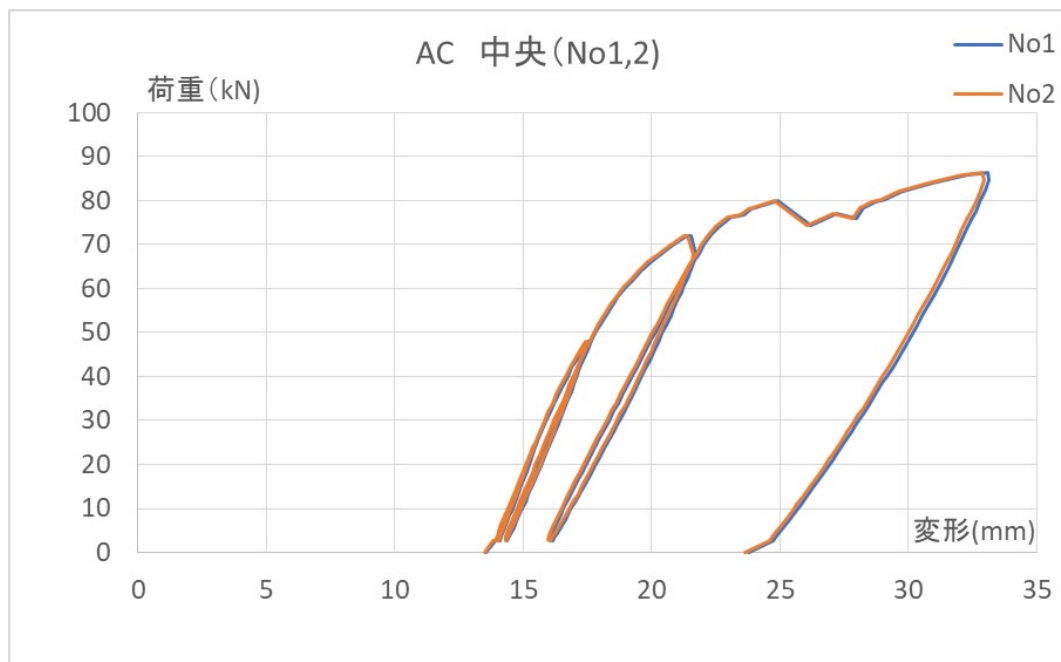


図 3.2.6-18 荷重－変形曲線 中央 (No1,2)

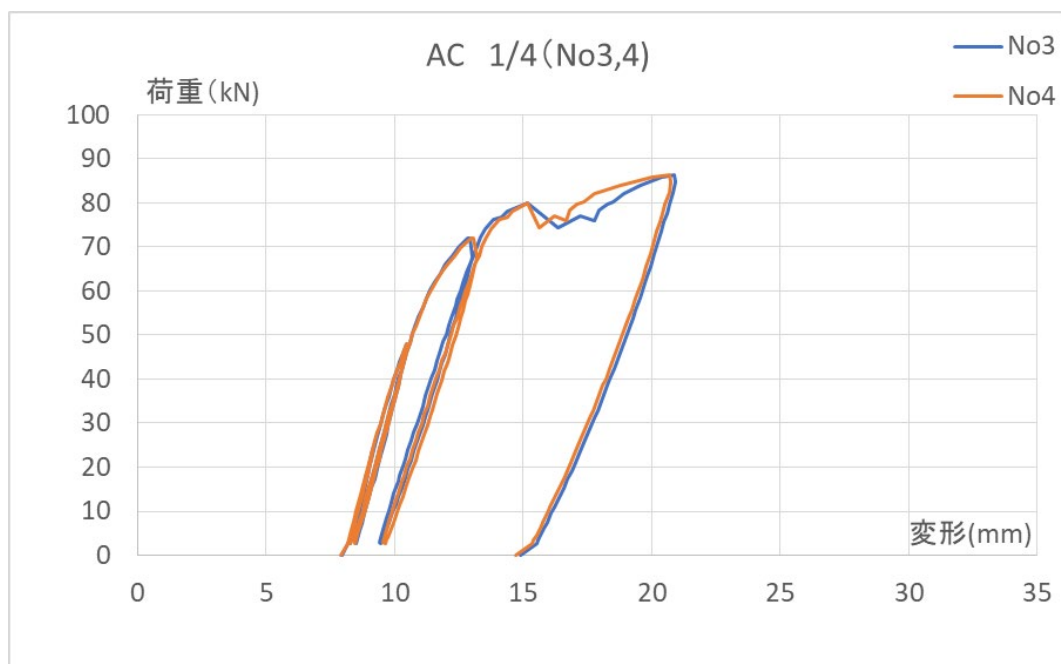


図 3.2.6-19 荷重－変形曲線 1/4 (No3,4)

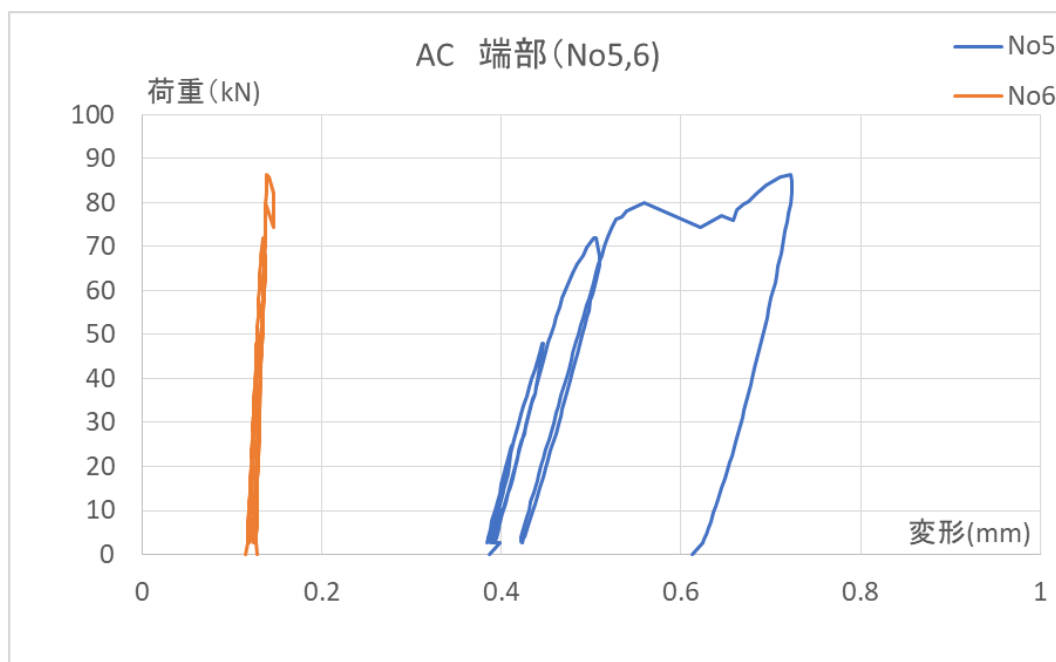


図 3.2.6-20 荷重—変形曲線 端部 (No5,6)

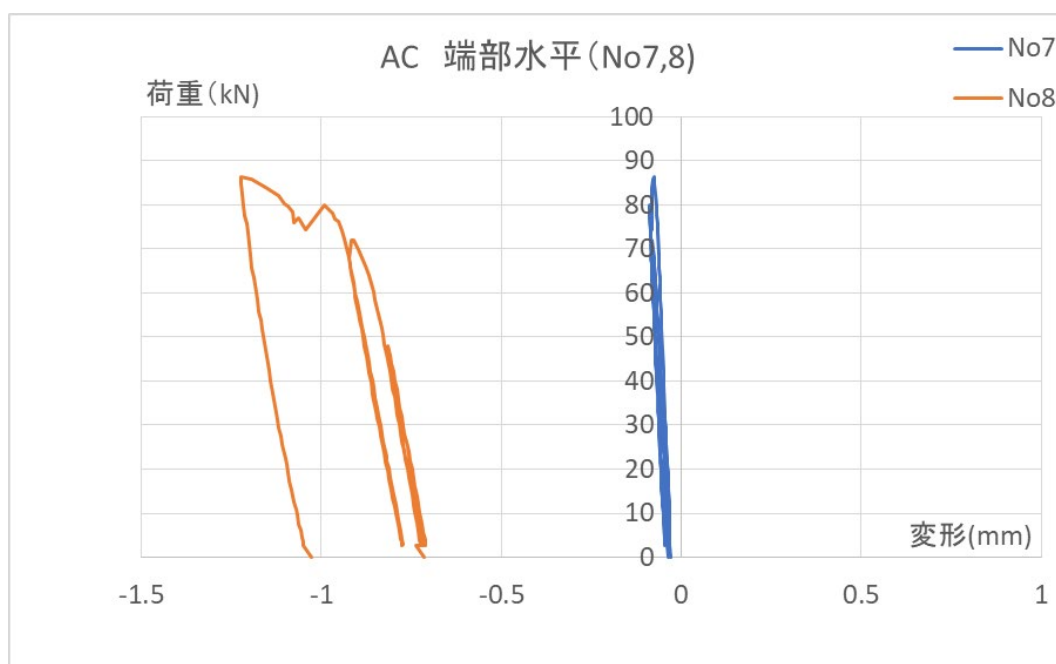
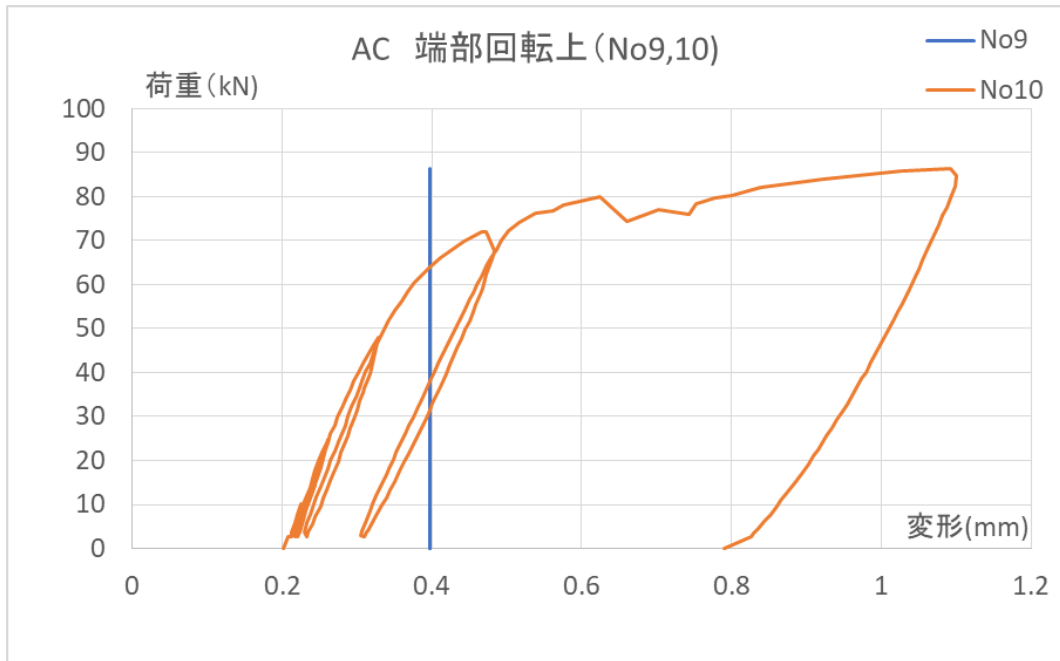


図 3.2.6-21 荷重—変形曲線 端部水平 (No7,8)



※No9 変位計不良

図 3.2.6-22 荷重－変形曲線 端部回転上 (No9,10)

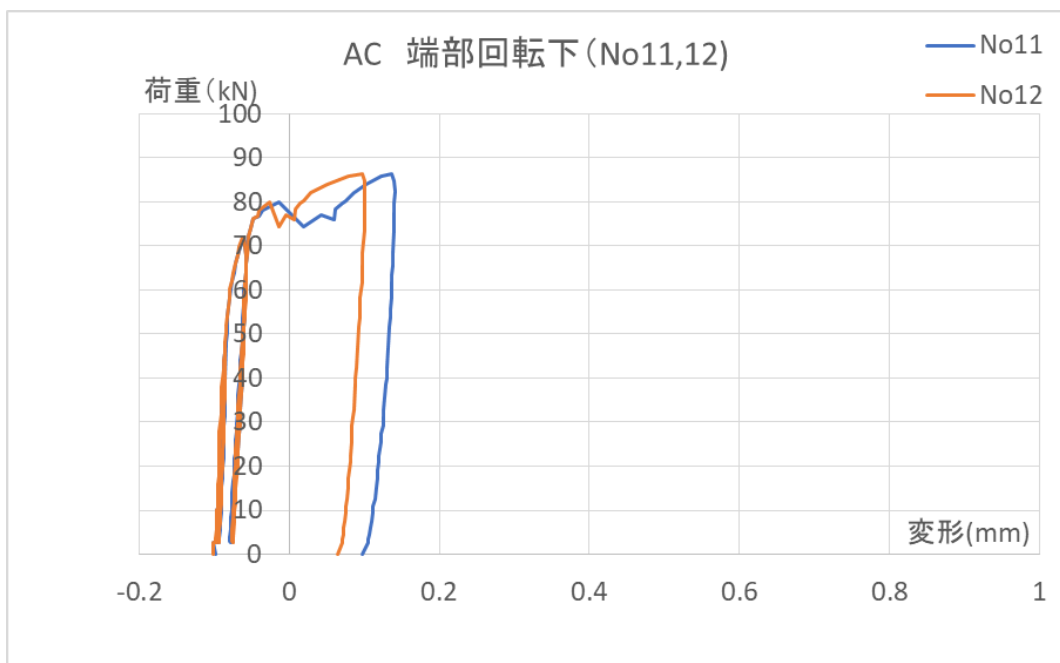


図 3.2.6-23 荷重－変形曲線 端部回転下 (No11,12)

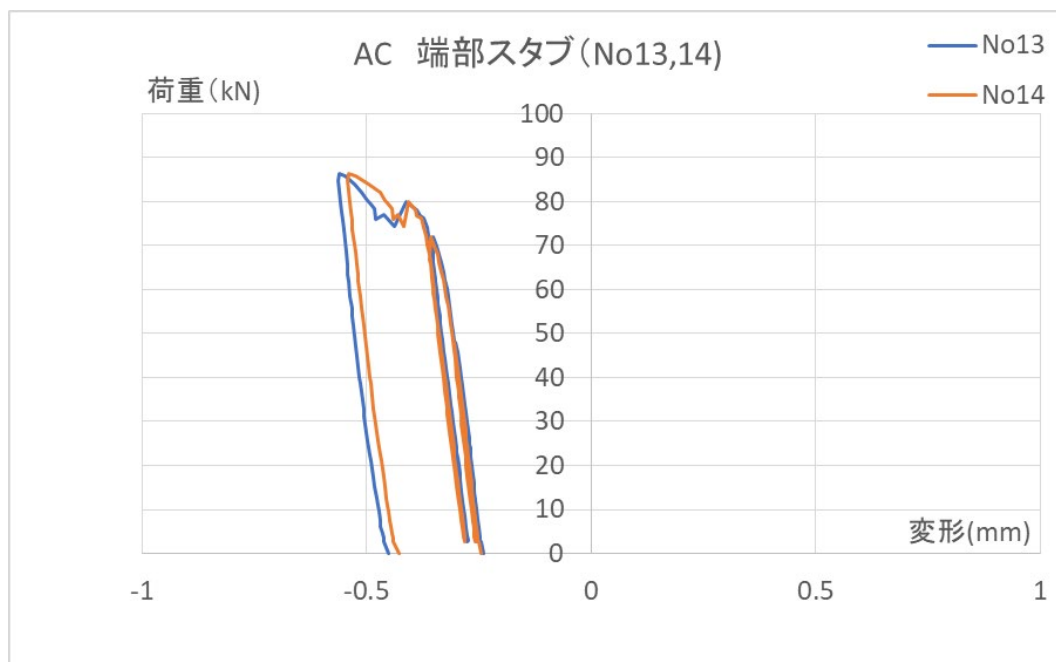


図 3.2.6-24 荷重-変形曲線 端部スタブ (No13,14)

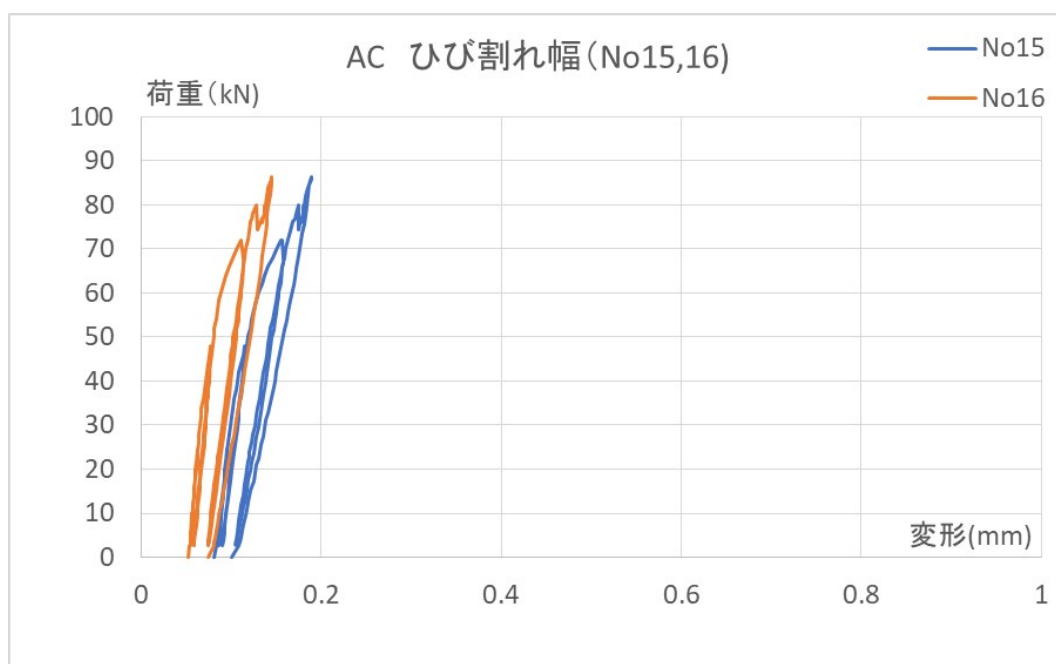


図 3.2.6-25 荷重-変形曲線 ひび割れ幅 (No15,16)

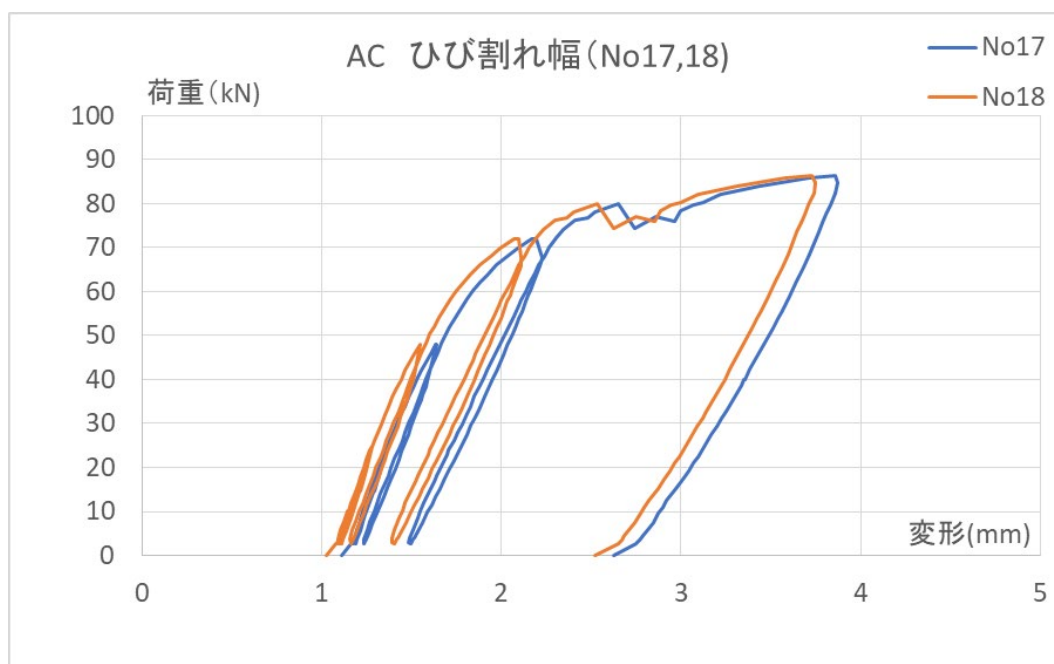


図 3.2.6-26 荷重－変形曲線 ひび割れ幅 (No17,18)

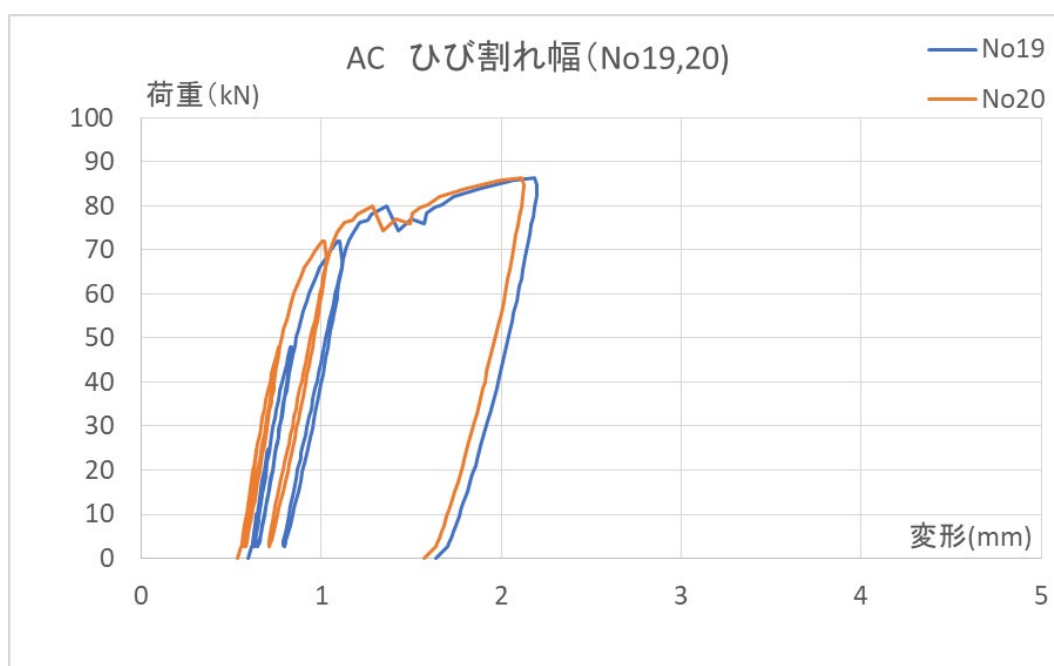


図 3.2.6-27 荷重－変形曲線 ひび割れ幅 (No19,20)

(2) 荷重・ひずみ関係

試験体の荷重とアンカー筋、上端筋、下端筋のひずみを測定位置毎に図 3.2.6-28～図 3.2.6-30 に示す。

ひずみは、アンカー筋の孔口付近が最も大きくなる傾向にあった。なお、設計荷重は短期載荷荷重であったが、アンカー筋の A2b で鉄筋降伏相当のひずみが確認されている。

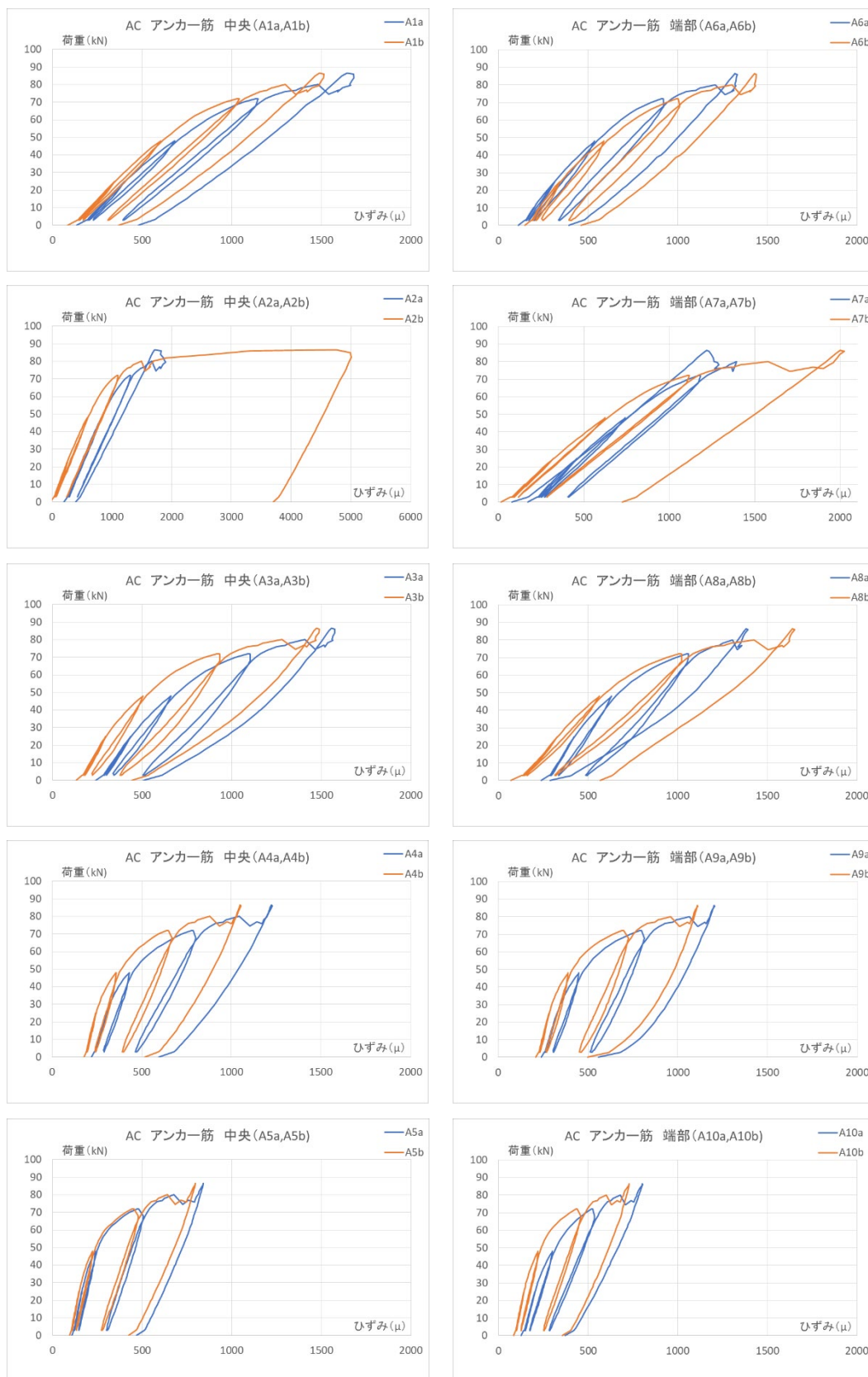


図 3.2.6-28 荷重－ひずみ曲線(アンカー筋)

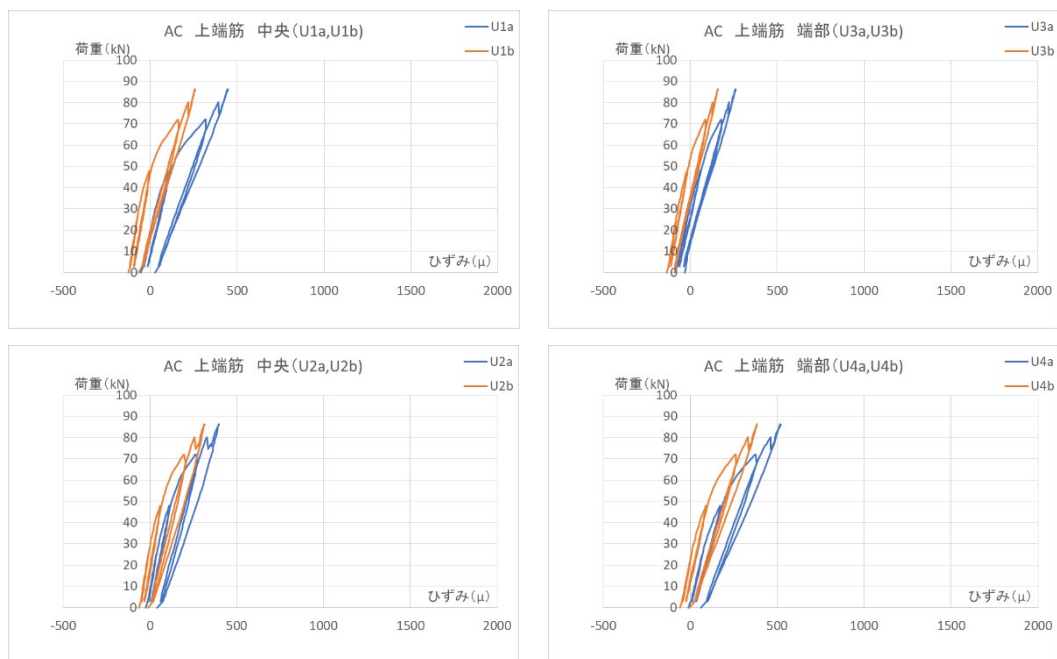


図 3.2.6-29 荷重－ひずみ曲線(上端筋)

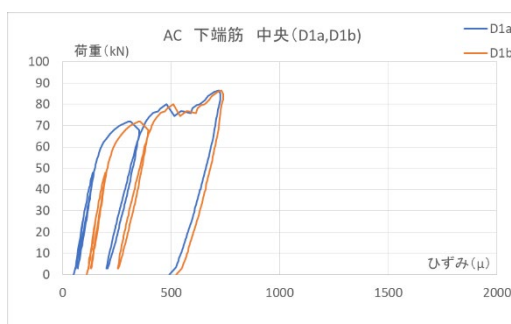


図 3.2.6-30 荷重－ひずみ曲線(下端筋)

(3) ひび割れ状況

試験体のひび割れ状況を図 3.2.6-31～図 3.2.6-33 に示す。

図 3.2.6-32,33 に示す黒丸番号は、曲げ実験時に発生したひび割れで、数字は各ループを示す。また、ひび割れ幅を測定している亀裂変位計（測定番号 No15,16）の位置を図 3.2.6-30 に示す。

亀裂変位計による測定状況を写真 3.2.6-1, 2 に示す。

デジタルマイクロSCOPE（スカラー(株)製：DG-3）によるひび割れ幅の測定位置（No1,2,3）を赤二重丸で示す。デジタルマイクロSCOPEによるひび割れ幅は、画像計測ソフト（同社製：マイクロメジャー）にて測定した。測定したひび割れ幅を写真 3.2.6-3 に示す。



写真 3.2.6-1 亀裂変位計測定位置 No.15 写真 3.2.6-2 亀裂変位計測定位置 No.16

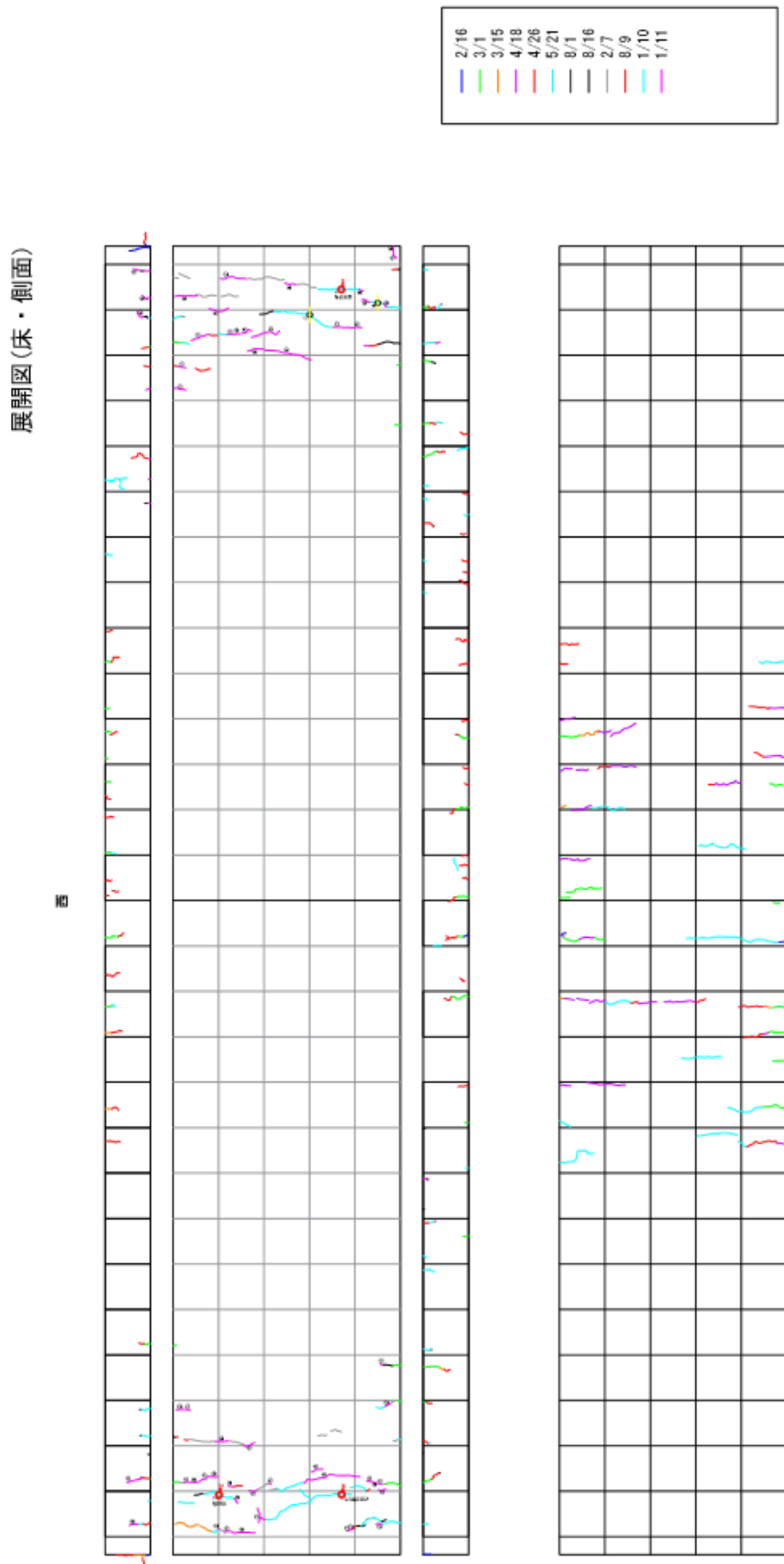


図 3.2.6-31 ひび割れ状況 (全体)

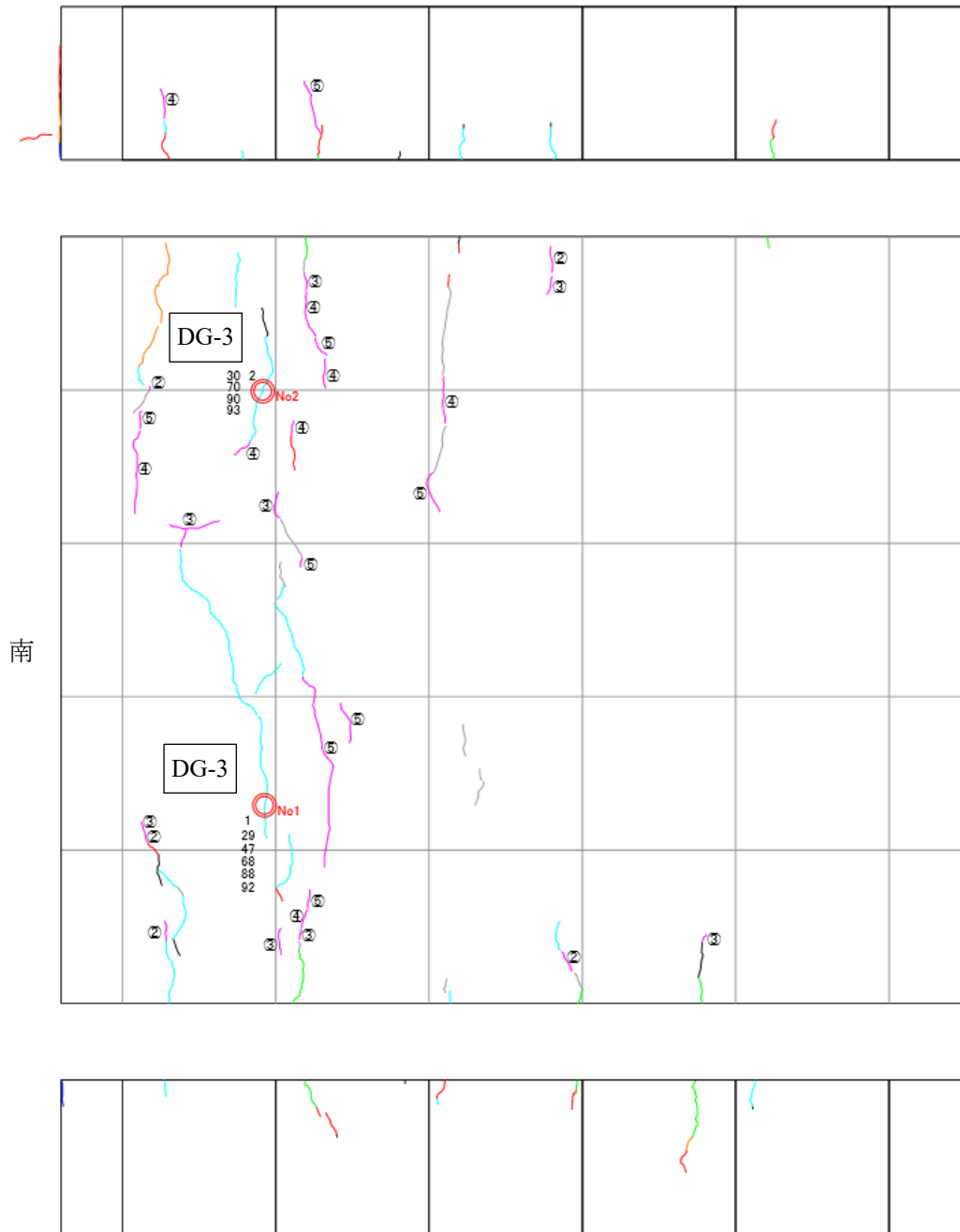


図 3.2.6-32 ひび割れ状況 (端部上面：南側)

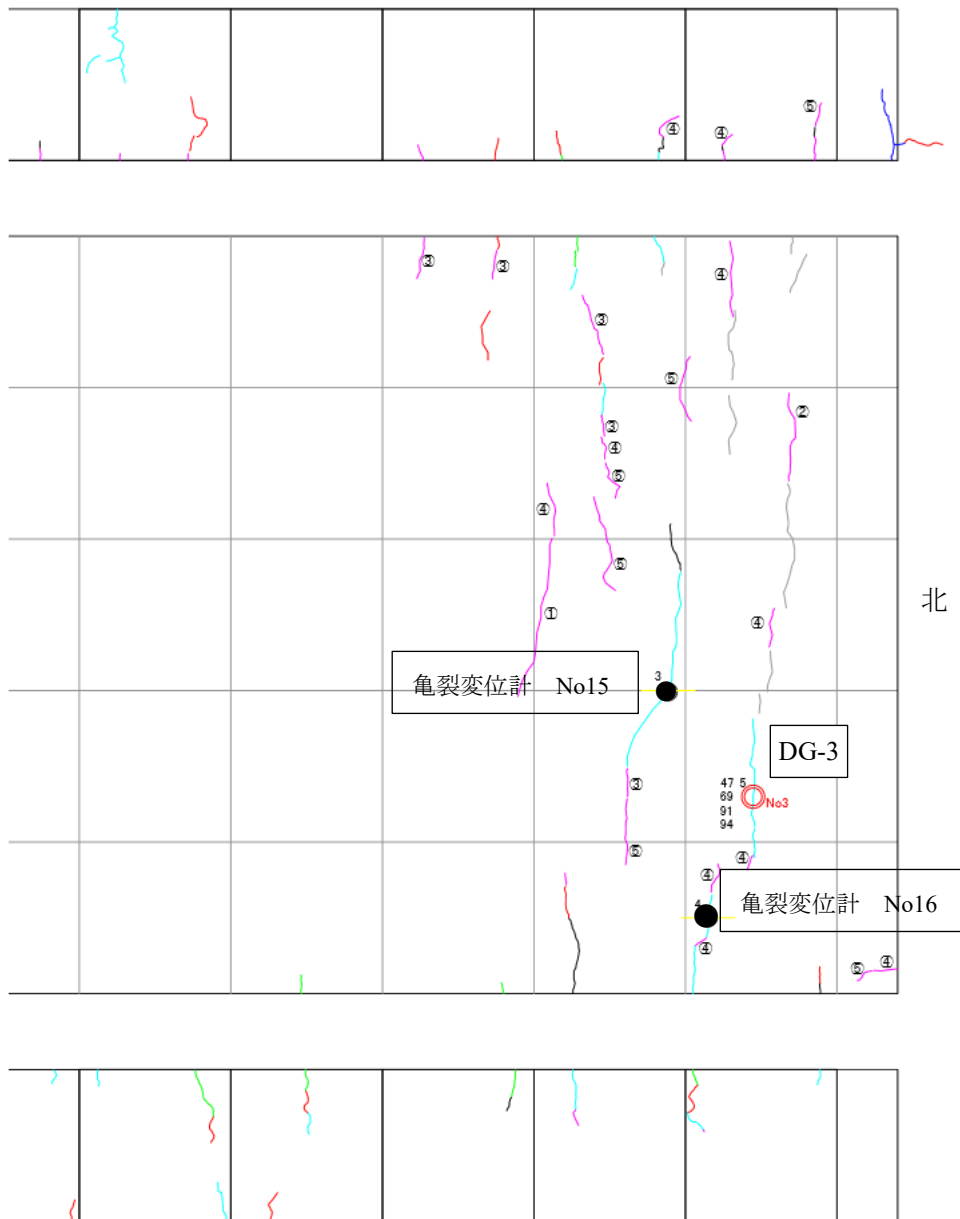
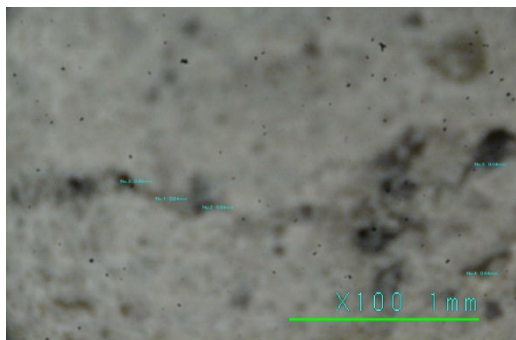
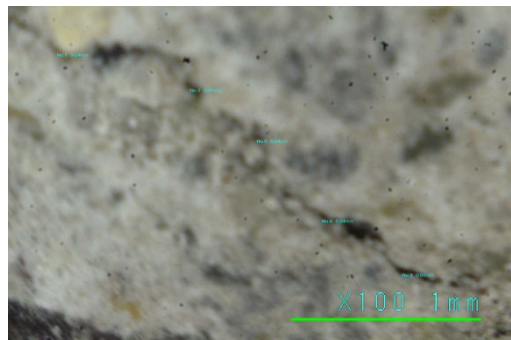


図 3.2.6-33 ひび割れ状況 (端部上面：北側)



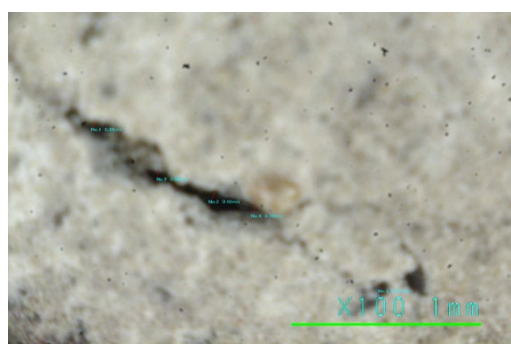
測定位置 No1 1/10



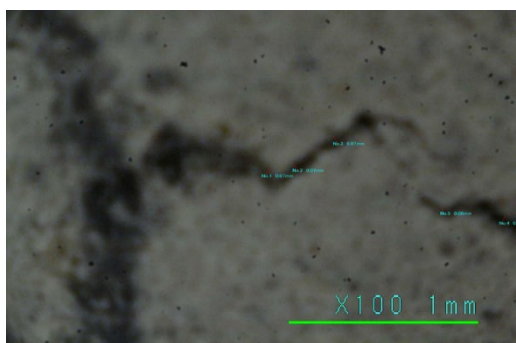
測定位置 No1 1/11



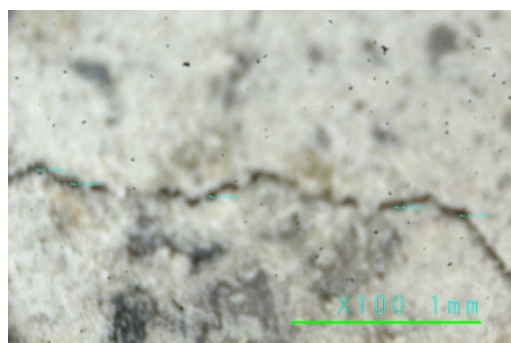
測定位置 No2 1/10



測定位置 No2 1/11



測定位置 No3 1/10



測定位置 No3 1/11

1/10 は、曲げ実験前、1/11 は曲げ実験後

写真 3.2.6-3 マイクロスコープ (DG-3) によるひび割れ幅の測定

(4) 試験体の振動測定

振動測定は、載荷荷重、載荷荷重時の変形の2倍,4倍,8倍、短期荷重（固定端部上端筋曲げ降伏時）の5タイプについて各ループ終了後、および加力ビーム撤去後、さらに長期載荷時の鉄筋(2,500N/m²)を載荷後の測定を行った。

各加力パターン終了後にボール落下試験を行った結果を表3.2.6-8に示す。

表3.2.6-8 各ループ後のAC試験体の固有振動数（2018.01.11）単位：Hz

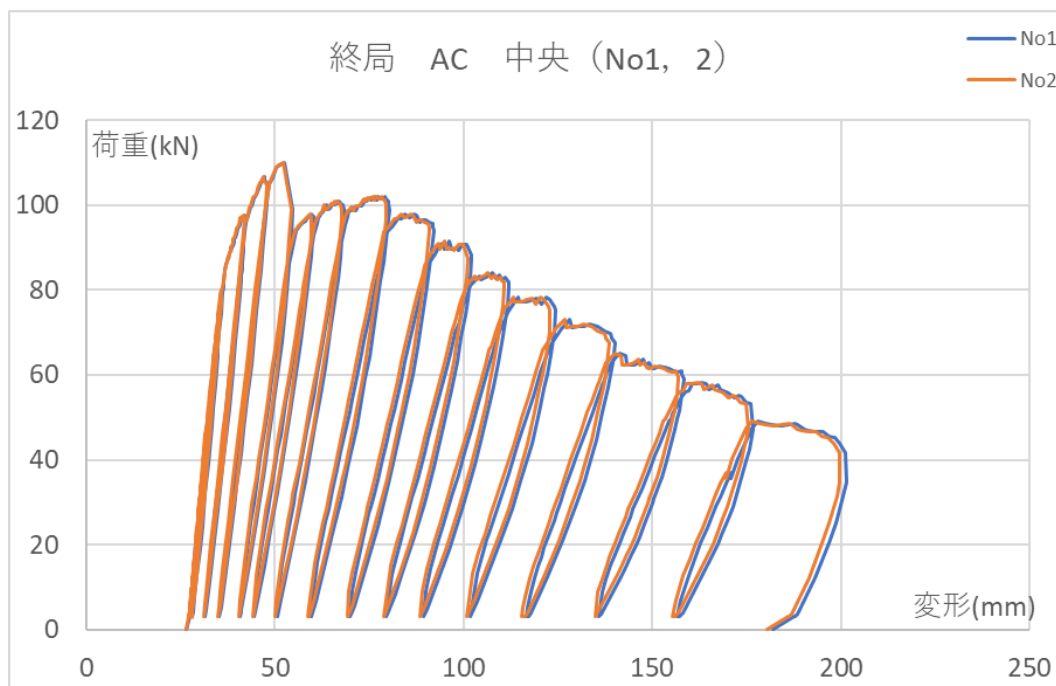
試験体内容	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	平均
ループ1：載荷荷重	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.4
ループ2：ループ1の2倍	13.41	13.41	13.41	13.41	13.41	13.4
ループ3：ループ1の4倍	13.29	13.29	13.29	13.29	13.29	13.3
ループ4：ループ1の8倍	12.81	12.81	12.81	12.81	12.81	12.8
ループ5：短期荷重	12.24	12.24	12.24	12.24	12.24	12.2
加力ビーム撤去後	13.29	13.29	13.29	13.29	13.29	13.3
鉄筋束による再載荷	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.0

3.2.6-3 終局荷重による曲げ実験結果

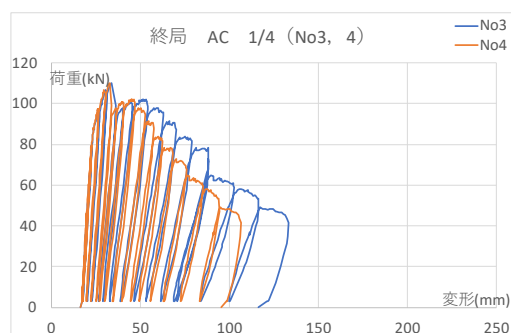
短期載荷実験を行った AC 試験体について、その後、長期載荷を継続(2022年2月まで)し、当初から6年を過ぎたタイミングで終局荷重による載荷実験を行った。

(1) 荷重・変形関係

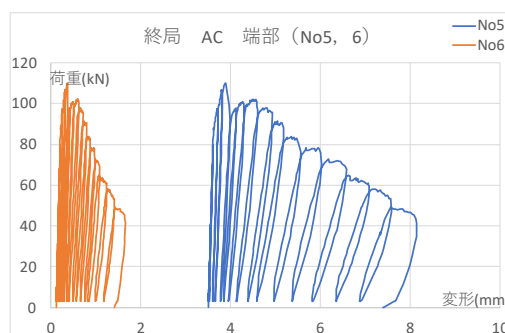
試験体の荷重と変形を測定位置毎に図 3.2.6-34～図 3.2.6-38 に示す。



たわみ中央 (No1,2)



1/4 (No3,4)



端部 (No5,6)

図 3.2.6-34 荷重—変形曲線 (たわみ)

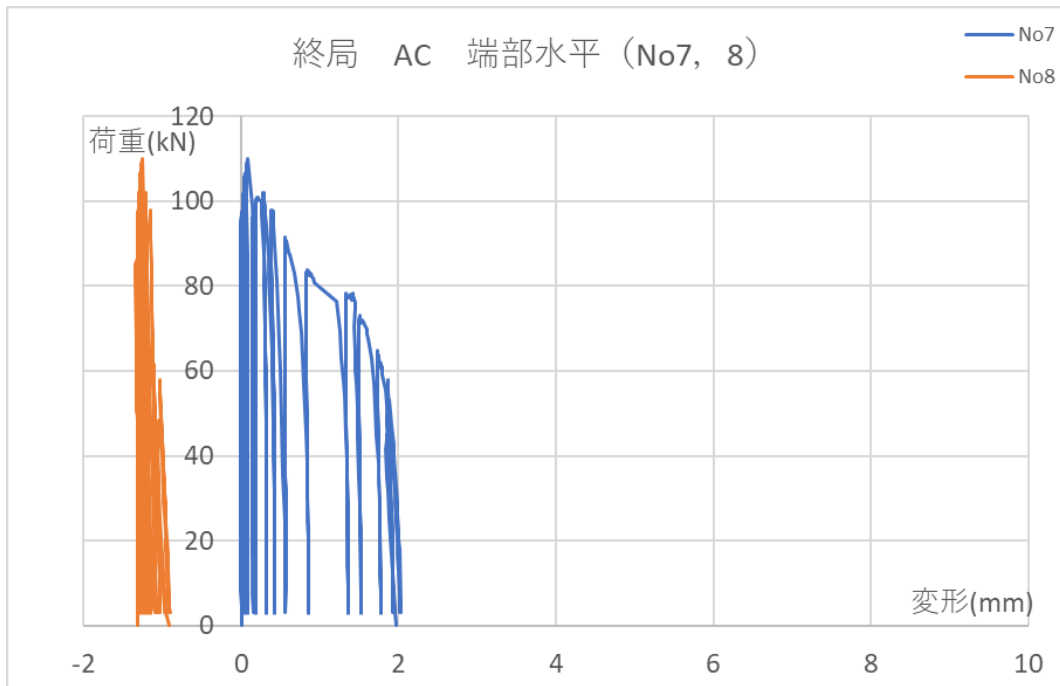


図 3.2.6-35 荷重－変形曲線 端部水平変位 (No7,8)

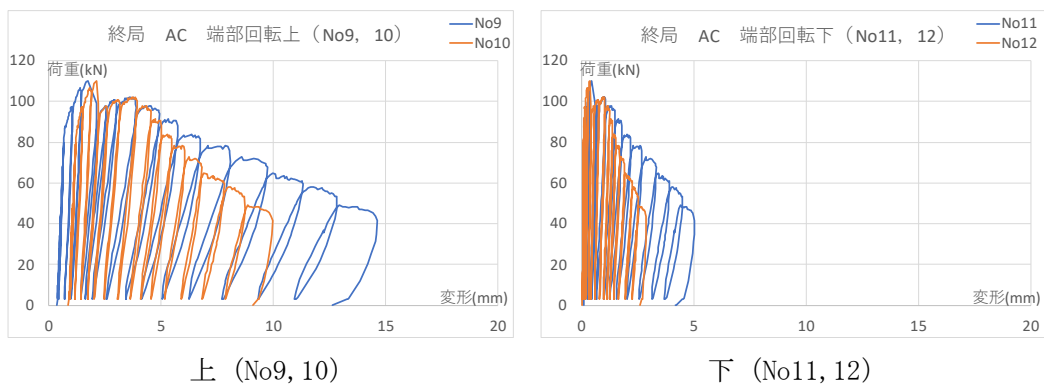


図 3.2.6-36 荷重－変形曲線 端部回転

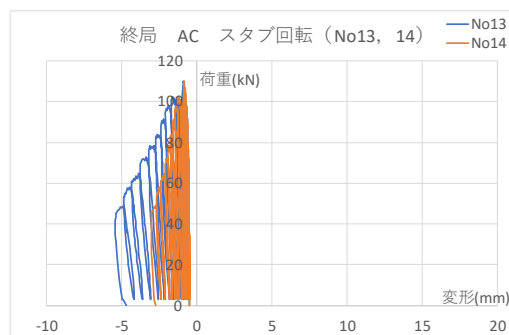


図 3.2.6-37 荷重－変形曲線 端部スタブ (No13,14)

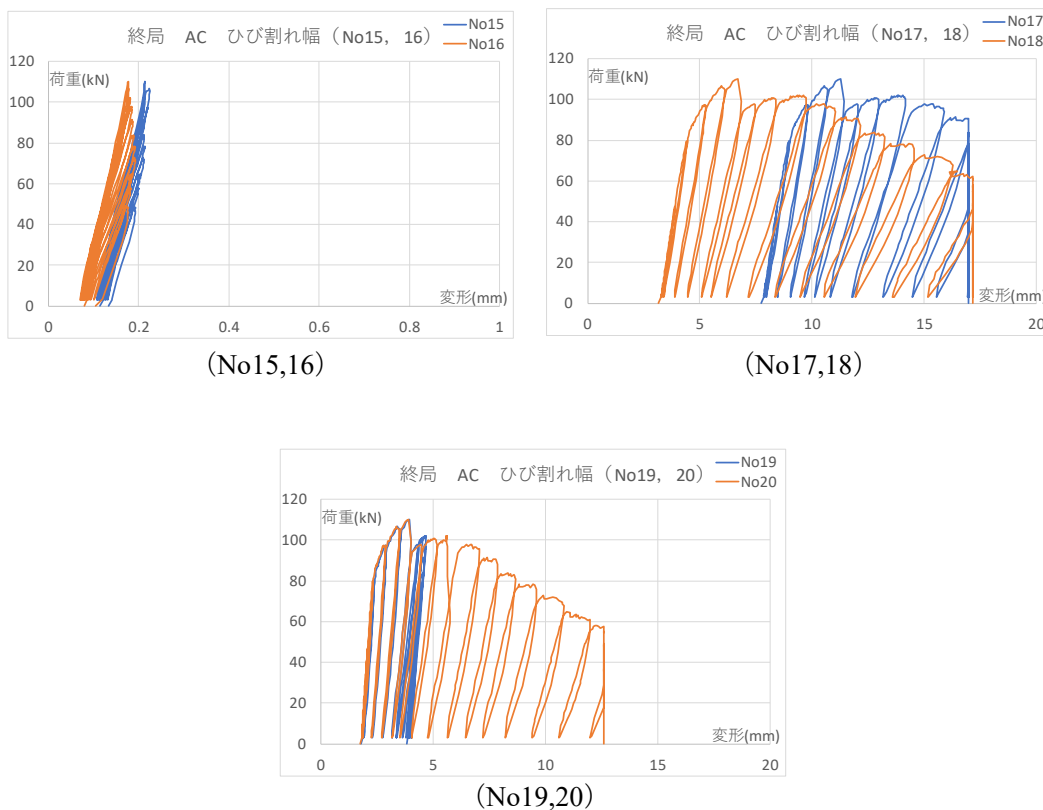


図 3.2.6-38 荷重—変形曲線 ひび割れ幅

試験体のたわみ分布を図 3.2.6-39 に示す。

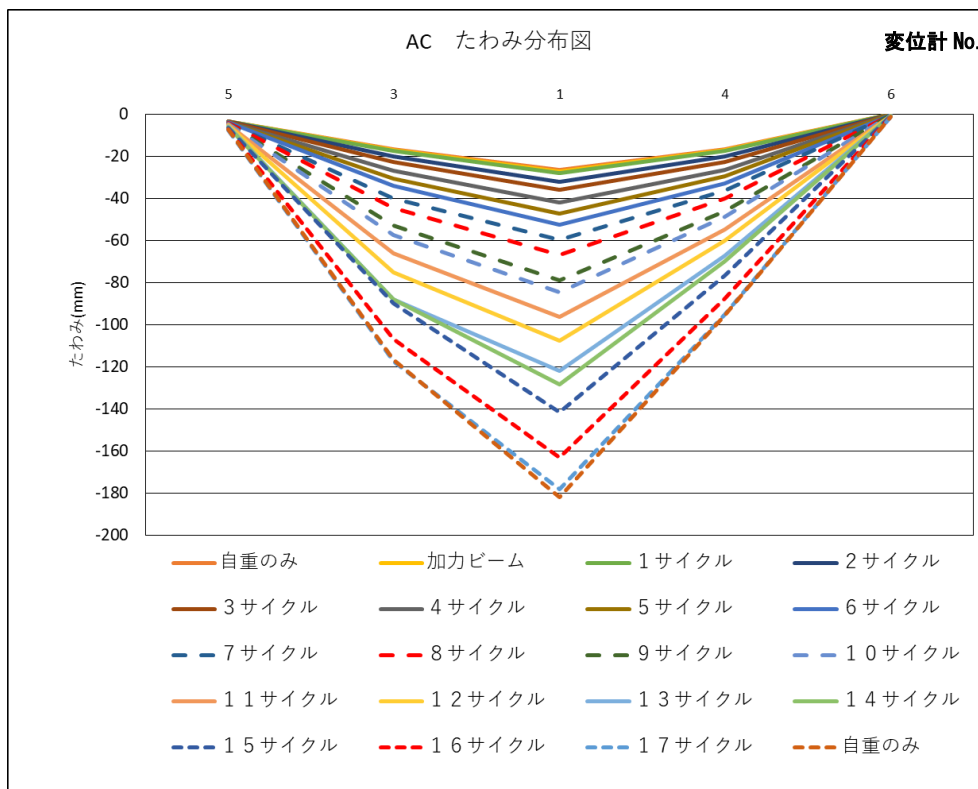


図 3.2.6-39 試験体のたわみ分布

(2)荷重・ひずみ関係

試験体の荷重とアンカー筋、上端筋、下端筋の平均ひずみを測定位置毎に、図3.2.6-40～図3.2.6-42に示す。

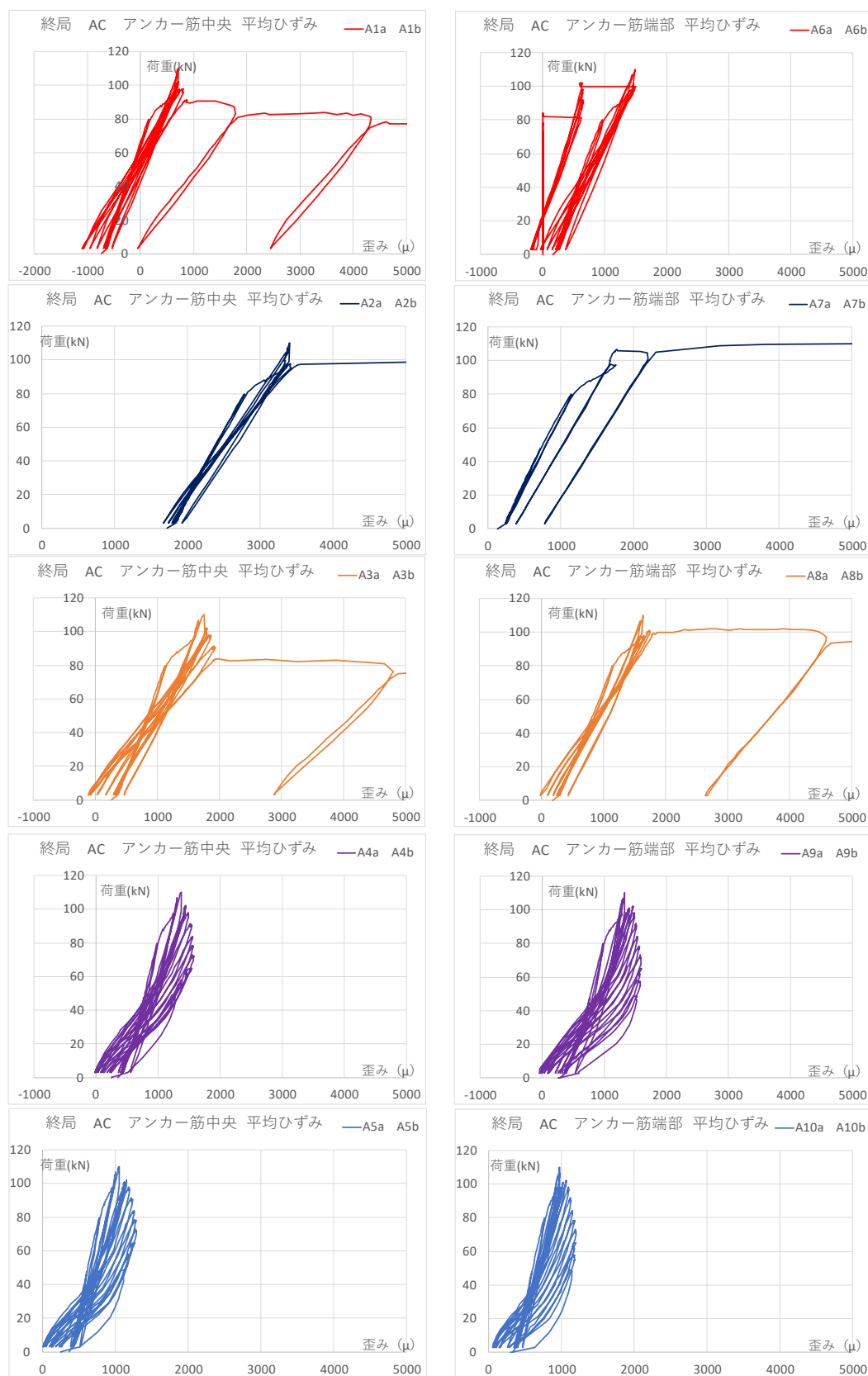


図 3.2.6-40 アンカー筋の平均ひずみ (左：中央，右：端部)

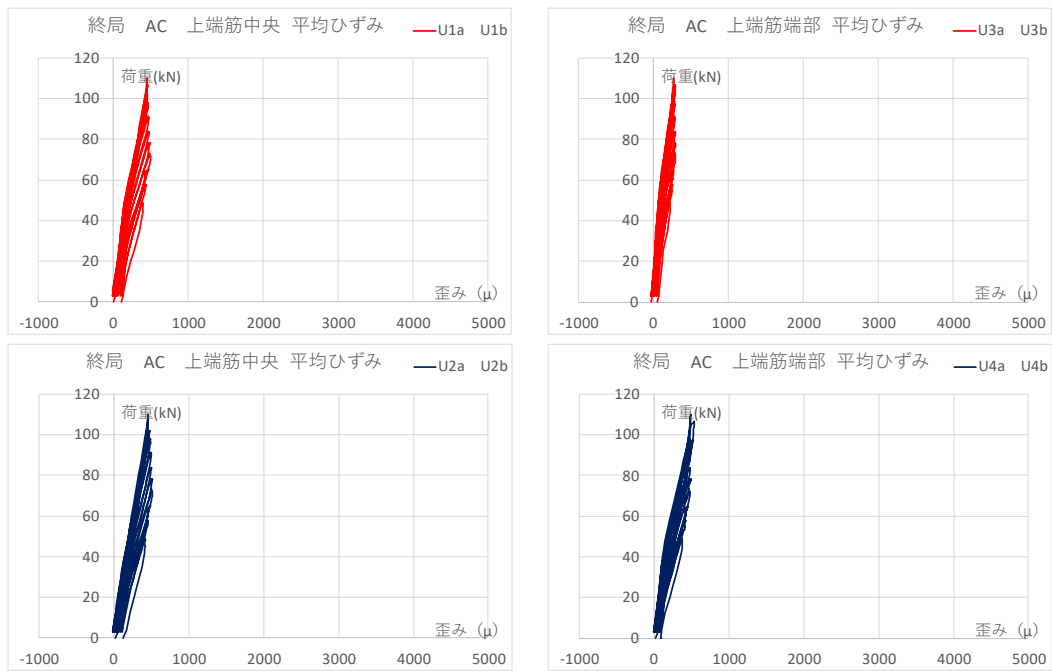


図 3.2.6-41 上端筋中央の平均ひずみ（左：中央，右：端部）

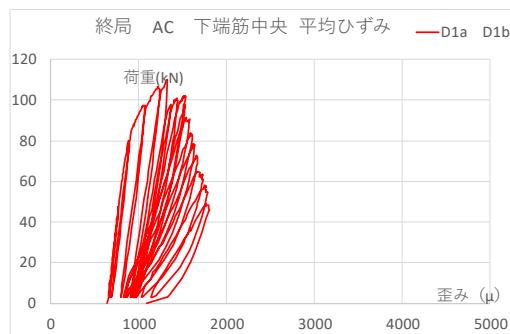


図 3.2.6-42 下端筋中央の平均ひずみ

(3)ひび割れ・最終破壊状況

試験体のひび割れ状況を図 3.2.6-43 に示す.

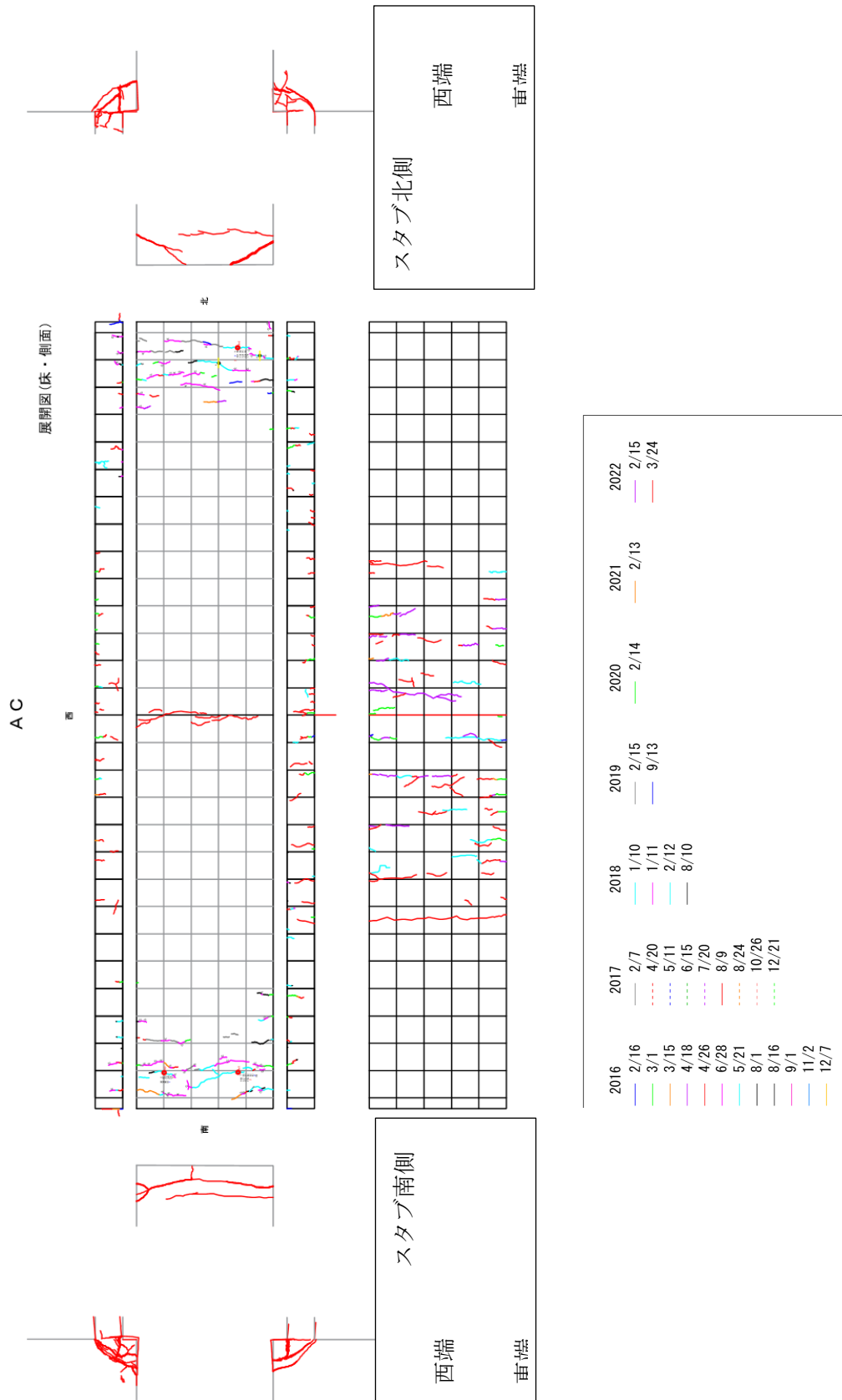
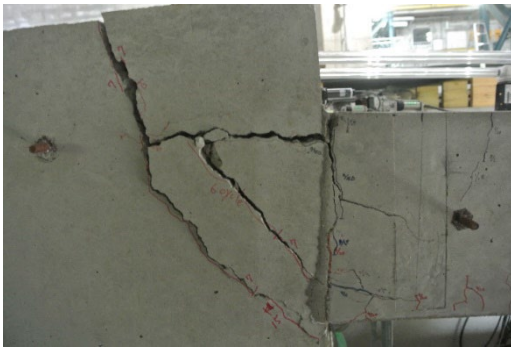


図 3.2.6-43 ひび割れ状況

試験体の最終破壊状況を、写真 3.2.6-5 に示す。



最終破壊状況 全景



北側西端



北側東端



南側西端



南側東端



中央上端の圧壊 (17サイクル)



基礎梁のひび割れ (8サイクル)

写真 3.2.6-5 最終破壊状況

AC試験体の最終破壊時におけるスタブとスラブ上端部との目開き幅を表3.2.6-9に示す，併せて端部の破壊状況を写真3.2.6-6に示す．また，端部接合筋をはつり出して接合部分の破壊状況を確認した結果を写真3.2.6-7に示す．

端部接合筋の破壊は，鉄筋降伏後にスタブ部分のコンクリートを掻き出すような破壊を示していたが，端部接合筋をはつり出して確認した端部接合筋も接合部分の鋼材が伸びて生じたと考えられるコンクリートの小さなコーン破壊を起こしてから最終破壊に至っていることが確認された．

表 3.2.6-9 スタブとスラブ上端部との目開き幅 (単位：mm)

試験体名	北側			南側		
	西端	中央	東端	西端	中央	東端
AC	7	9	9	3	8	8



北側上端



南側上端



北側西端



南側西端



北側中央



南側中央



北側東端



南側東端

写真 3.2.6-6 スタブとスラブ上端部との目開き幅



南側端部



南側端部 (詳細)



南側中央



南側中央 (詳細)



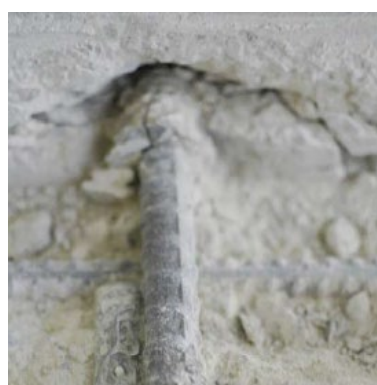
北側端部



北側端部 (詳細)



北側中央



北側中央 (詳細)

写真 3.2.6-7 端部接合筋の破壊状況

(4) 試験体の振動測定

振動測定は、自重、載荷荷重、載荷荷重時の変形の 2~18 倍で、各ループ終了後、および加力ビーム撤去後に測定を行った。各加力パターン終了後にボール落下による振動測定を行った結果を表 3.2.6-10 に示す。

表 3.2.6-10 AC 試験体 振動測定結果 (単位: Hz)

試験番号	試験内容	最大変形(mm)	最大変形時荷重(kN)	一次固有振動数 f_0 (Hz)					
				1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	Ave
1	自重のみ	26.6		13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0
2	加力ビーム	27.5	3.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0
3	1サイクル目	28.1	9.8	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
4	2サイクル目	32.0	44.6	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
5	3サイクル目	36.0	76.3	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
6	4サイクル目	42.1	93.8	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
7	5サイクル目	48.0	101.5	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9	10.9
8	6サイクル目	52.5	107.0	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6	10.6
9	7サイクル目	60.2	94.4	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
10	8サイクル目	68.2	94.7	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1
11	9サイクル目	80.0	98.0	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9	9.9
12	10サイクル目	92.2	91.0	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
13	11サイクル目	102.2	84.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
14	12サイクル目	112.1	77.9	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0	9.0
15	13サイクル目	124.1	67.4	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9
16	14サイクル目	140.1	64.6	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
17	15サイクル目	158.2	56.6	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9
18	16サイクル目	172.8	52.1	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4	7.4
19	17サイクル目	199.8	40.9	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
20	自重のみ	181.8		8.1	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1

AC 試験体の固有振動数の変化、固有振動数と変位及び載荷荷重との関係を、図 3.2.6-44~図 3.2.6-46 に示す。固有振動数は鉄骨ビーム載荷から 4 サイクルまではほぼ変化せず、その後変形量が増えると図 3.2.6-45 に示すように、固有振動数は低下していく。固有振動数は最大荷重時の 6 サイクルまで徐々に低下するが、最大荷重時以降は、図 3.2.6-46 に示すように荷重の低下とともに、固有振動数も低下していく。

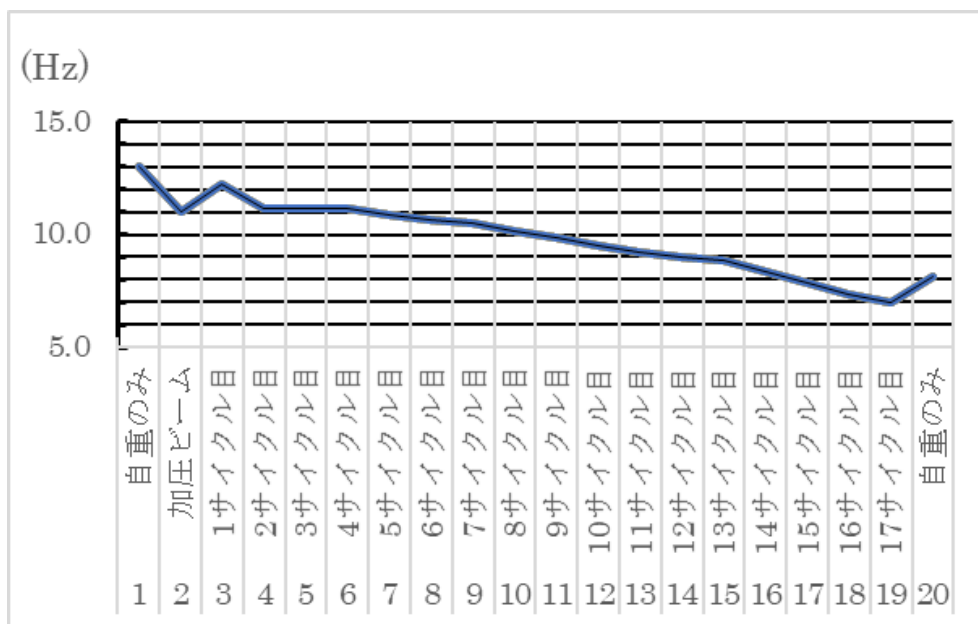


図 3.2.6-44 固有振動数の変化

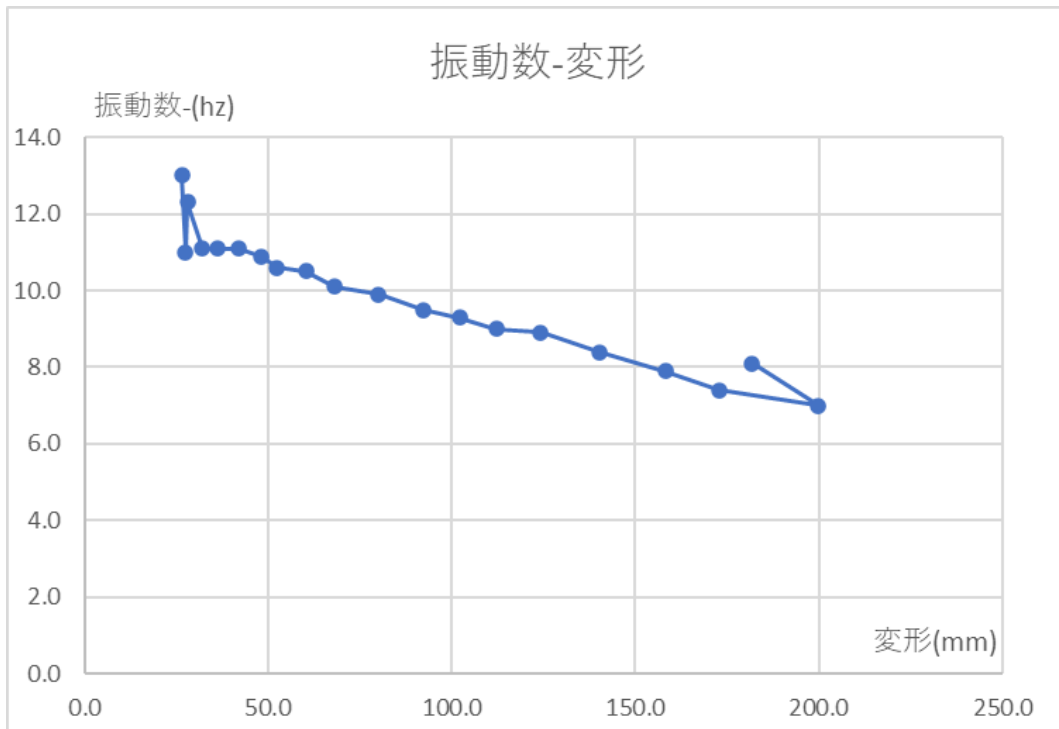


図 3.2.6-45 固有振動数と変形の関係

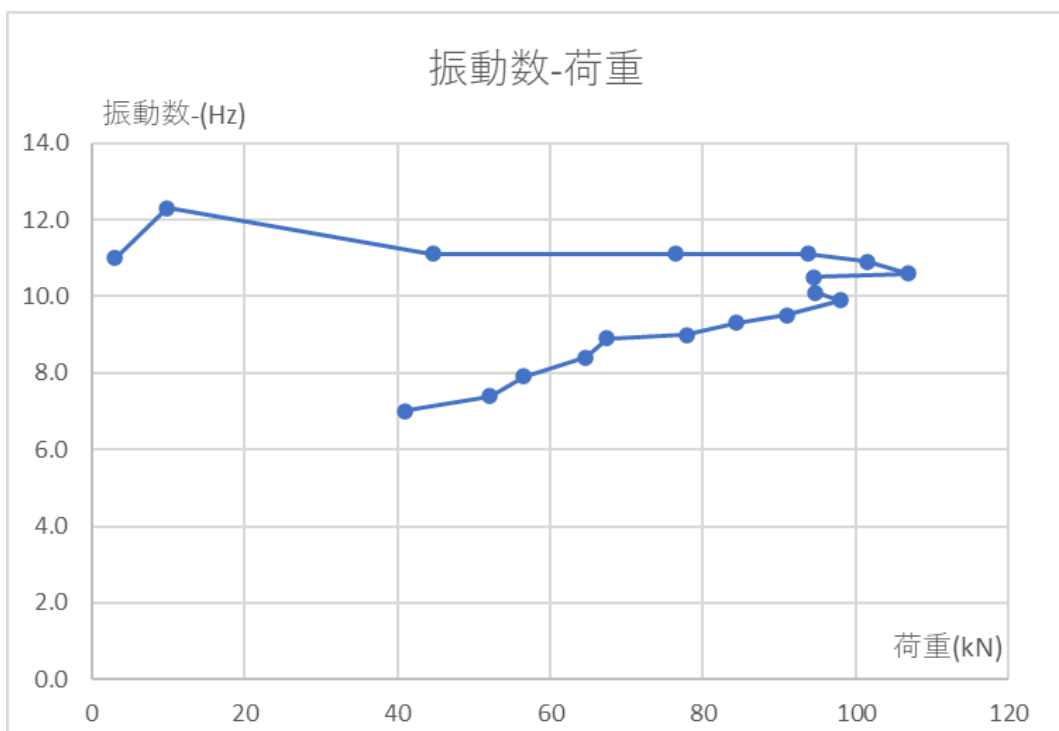


図 3.2.6-46 固有振動数と載荷荷重の関係

3.2.6-4 あと施工アンカー単体の実験結果

(1) 長期引張実験（クリープ試験）結果

あと施工アンカー筋および先付け定着筋のクリープ試験結果を図 3.2.6-47 に示す。初期荷重はあと施工アンカー筋が 33.8kN，先付け定着筋 31.0kN である。

クリープ試験の結果 5.5 年載荷時点での変形は，自由端変位は，あと施工アンカー筋で 0.05 mm から 0.19 mm，先付け定着筋で 0.09 mm から 0.45 mm に変形し，あと施工アンカー筋で計測している載荷端変位は 0.56 mm から 0.88 mm と変形量に置き換えるといずれも微小な変形であるが，先付け定着筋が若干変形が進んでいることが確認された。

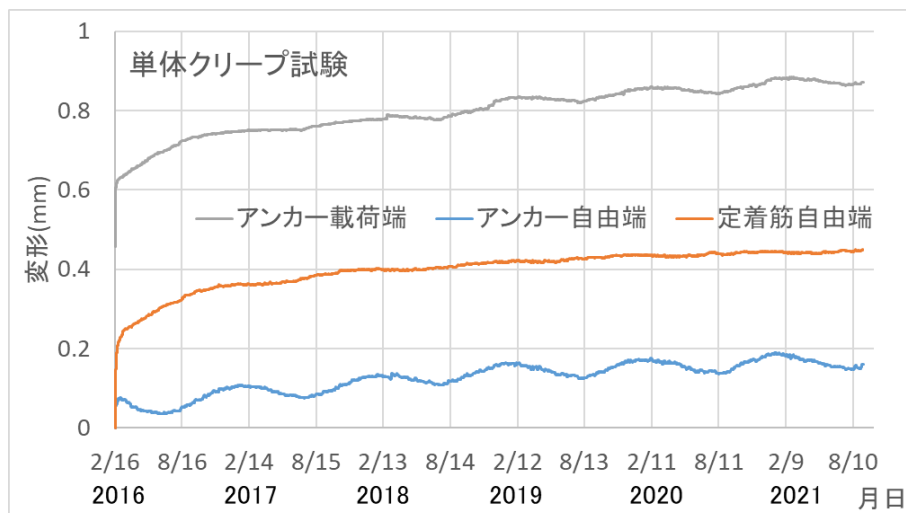


図 3.2.6-47 単体クリープ試験結果

(2) あと施工アンカー付着実験結果

接着系あと施工アンカーの付着試験として，あと施工アンカーを試験体のスラブが取り付く側と反対の南側および北側スタブに各 5 本ずつ施工し，付着試験を行った。

試験体南側のスタブのアンカー筋は試験体施工時の 2016 年 1 月に，北側のスタブのアンカー筋は，施工 6 年後の 2022 年 5 月に付着試験を行った。

付着実験の最大荷重と付着強度を表 3.2.7-11 に示す。

表 3.2.7-11 付着試験の最大荷重と付着強度

試験体名	ACS-1	ACS-2	ACS-3	ACS-4	ACS-5
最大荷重:kN	51.4	53.3	14.9	67.8	70.0
付着強度:N/mm ²	19.8	20.5	5.7	26.1	26.9

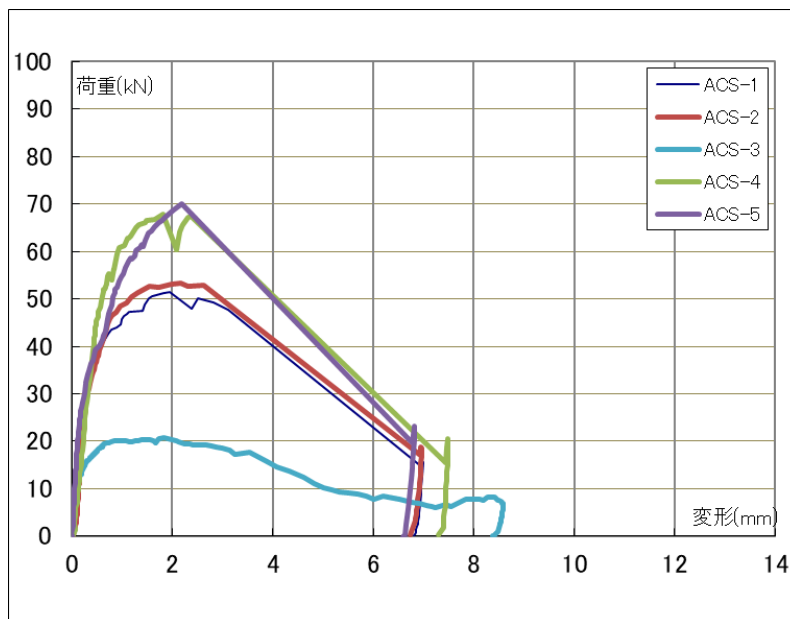
試験体名	ACN-1	ACN-2	ACN-3	ACN-4	ACN-5
最大荷重:kN	49.6	79.3	86.7	68.4	87.1
付着強度:N/mm ²	19.1	30.5	33.3	33.1	33.5

(付着強度=最大荷重/ (65×40) : 40 は D13 の周長)

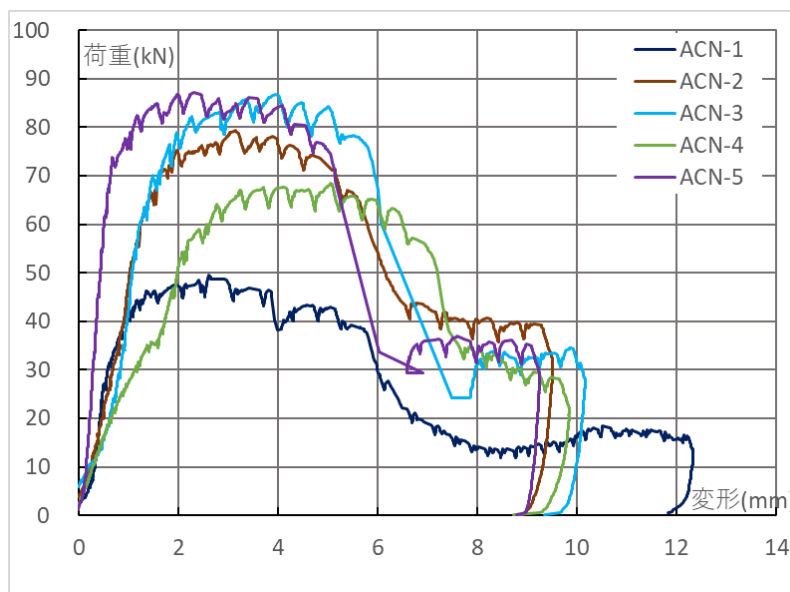
ひずみゲージの防水コーティングの長さは、1ヶ所25mm程度あり合計2ヶ所で50mmとなるので、アンカー筋の付着に有効な長さは15mm程度と考えられる。従って、ACS-3の付着強度は、有効長さで算定すると、 $14900\text{N}/(40 \times 15)\text{mm}^2 = 24.8\text{N}/\text{mm}^2$ となり、他の試験体と同等と考えられる。

付着試験の荷重-変形曲線を図3.2.6-48に示す。

試験体施工時の付着強度は、SCS-3を $24.8\text{N}/\text{mm}^2$ とすると、 $19.8 \sim 26.9\text{N}/\text{mm}^2$ の範囲にあり、5体の平均は $23.6\text{N}/\text{mm}^2$ であるのに対し、施工6年後の付着強度は、 $19.1 \sim 33.5\text{N}/\text{mm}^2$ の範囲にあり、5体の平均は $29.9\text{N}/\text{mm}^2$ と施工時の1.25倍程度となっている。



試験体施工時（2016年1月）



施工6年後（2022年5月）

図3.2.6-48 付着試験の荷重-変形曲線

3.2.6-5 コンクリートの乾燥収縮

試験体の留置環境(温度と湿度)を図 3.2.6-49 に示す。留置環境として、気温が氷点下になることや摂氏 30℃を超えることはなく、湿度についてもほぼ 30%から 90%の範囲内であった。

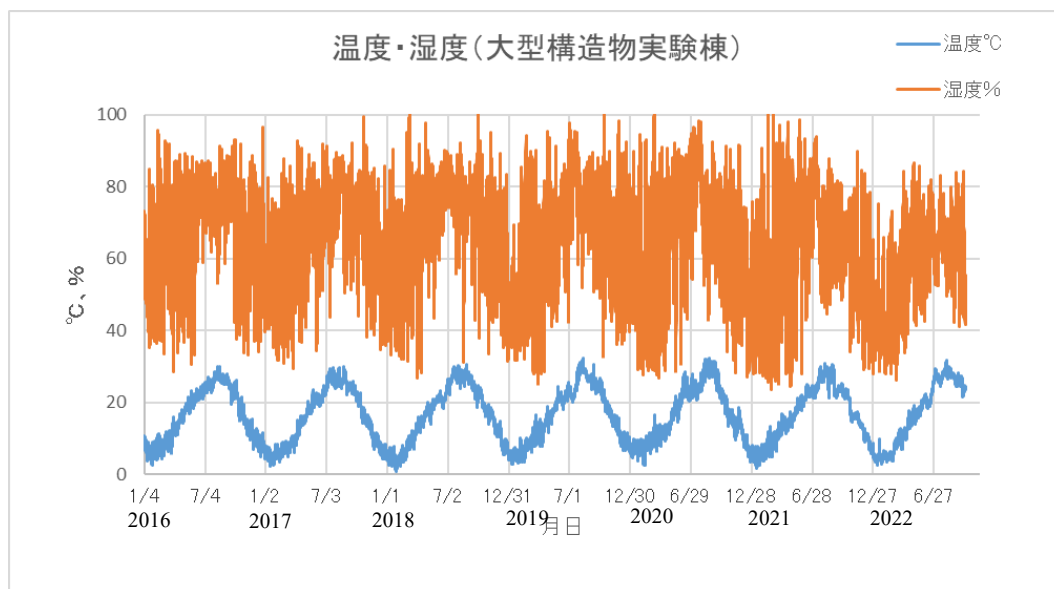


図 3.2.6-49 試験体設置位置の温湿度

基礎梁，スラブ，基本試験体および JIS 規格供試体に設置した埋込み型ひずみ計による乾燥収縮の測定経過を図 3.2.6-50 に示す。乾燥収縮のひずみ度は，最大で -400μ 程度の範囲に収まっている。

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造的な性能評価

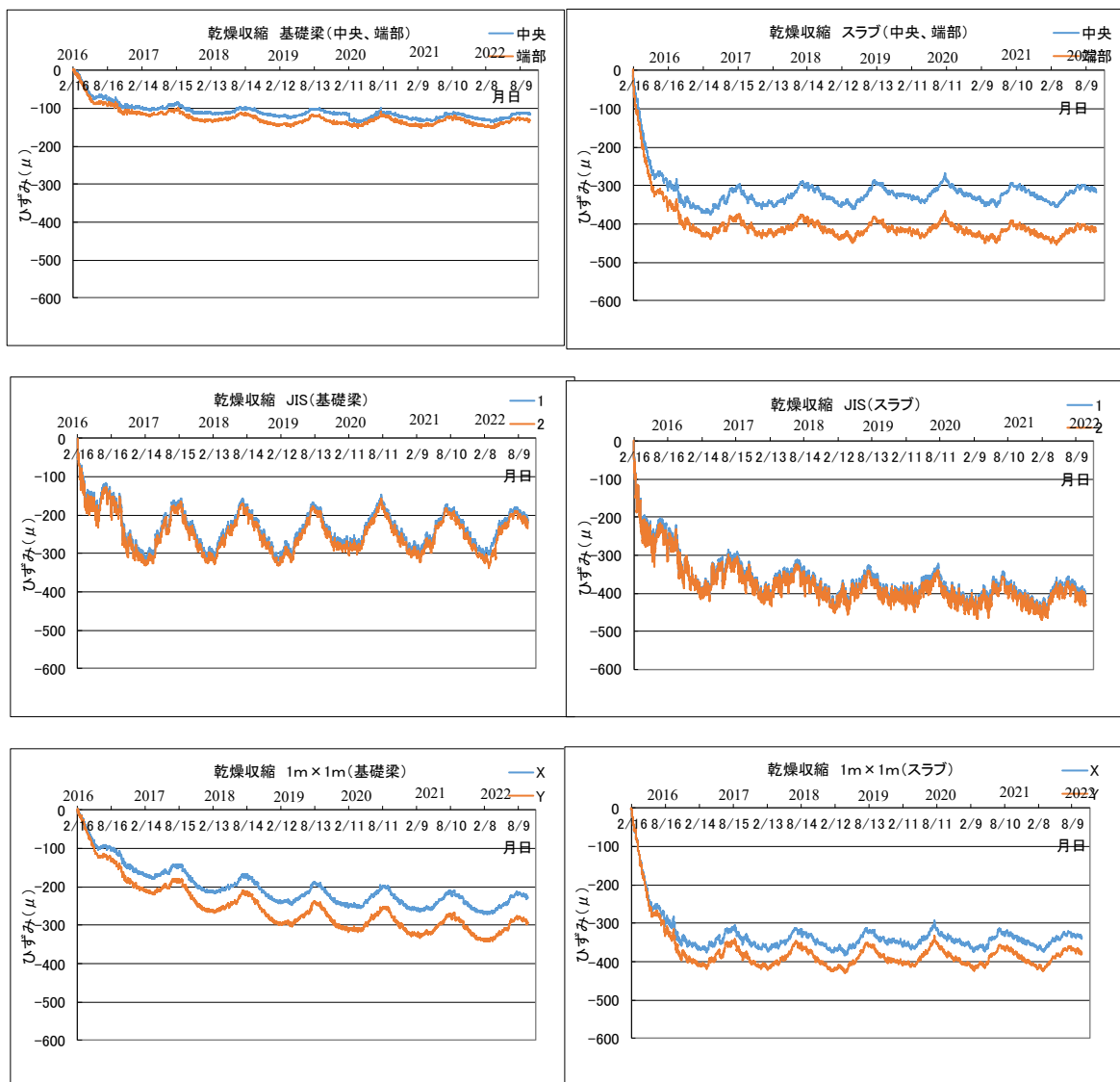


図 3.2.6-50 基礎梁，スラブ，基本試験体および JIS 規格供試体の乾燥収縮

3.2.7 考察

3.2.7-1 たわみ変化量の経過

ここでは実験結果から得られた中央部(端部)のたわみ量を半年ごとの変化量に分けて経過について考察する。

各試験体のたわみ変化量の経過を表 3.2.7-1 に示す。各試験体ともにたわみの傾向が鈍化する半年までは、急激にたわみ量が増加しているが、その後、載荷後 2.5 年が経過する 2018 年までは 1mm 前後のたわみ変化量で維持し、その後は 1mm 未満でかつ微小な増減を繰り返している。

両端固定スラブ試験体で6年から 6.5年の間で若干増加の傾向を示しているが、AH 試験体も BA 試験体も同様の傾向であることから、接合方法が異なることが原因ではないと推察されるため、今後も経過観察を実施する計画である。

表 3.2.7-1 各試験体のたわみ変化量の経過

経過年数	AH 試験体		BA 試験体	
	たわみ量(mm)	変化量(mm)	たわみ量(mm)	変化量(mm)
初期値	0.000	0.000	0.005	0.000
0.5年	-12.485	-12.485	-13.580	-13.585
1年	-13.665	-1.180	-14.620	-1.040
1.5年	-14.710	-1.045	-15.605	-0.985
2年	-15.480	-0.770	-15.830	-0.225
2.5年	-16.545	-1.065	-16.855	-1.025
3年	-16.510	0.035	-16.485	0.370
3.5年	-17.075	-0.565	-17.180	-0.695
4年	-16.895	0.180	-17.060	0.120
4.5年	-17.690	-0.795	-17.925	-0.865
5年	-17.385	0.305	-17.590	0.335
5.5年	-17.555	-0.170	-17.800	-0.210
6年	-17.820	-0.265	-17.995	-0.195
6.5年	-18.420	-0.600	-18.535	-0.540

経過年数	CA 試験体		CB 試験体	
	たわみ量(mm)	変化量(mm)	たわみ量(mm)	変化量(mm)
初期値	0.000	0.000	0.005	0.000
0.5年	-16.605	-16.605	-19.200	-19.205
1年	-19.115	-2.510	-22.170	-2.970
1.5年	-19.565	-0.450	-22.450	-0.280
2年	-20.775	-1.210	-24.055	-1.605
2.5年	-21.155	-0.380	-24.035	0.020
3年	-21.870	-0.715	-25.105	-1.070
3.5年	-21.855	0.015	-24.660	0.445
4年	-22.260	-0.405	-25.480	-0.820
4.5年	-22.500	-0.240	-25.410	0.070
5年	-23.010	-0.510	-26.135	-0.725
5.5年	-22.755	0.255	-25.460	0.675
6年	-23.855	-1.100	-27.000	-1.540
6.5年	-23.645	0.210	-26.450	0.550

3.2.7-2 スラブ端部接合筋の負担応力度

表-3.2.7-2 に 5.5 年経過時点で得られている各試験体のスラブ端部接合筋の最大ひずみから負担している応力度を算出した結果を示す。両端固定スラブのあと施工アンカー部分の長期許容応力度比は 49.1%から 50.5%となっている。なお、短期载荷を経験した AC 試験体は短期载荷実験で鉄筋が降伏ひずみに達しているため、参考値として示す。

また、片持ちスラブ試験体のあと施工アンカー部分の長期許容応力度比は 42.6%から 56.3%となっており、両端固定スラブ試験体と大きな差はないことが分かる。

表 3.2.7-2 スラブ端部接合筋の応力度

項目	AH試験体					BA試験体				
	アンカー部分		スラブ内			定着部分		スラブ内		
	A1	A2	A3	A4	A5	T1	T2	T3	T4	T5
ひずみ(μ)	471	484	393	306	253	566	596	649	542	381
推定応力度(N/mm ²)	96.6	99.2	80.6	62.7	51.8	116.0	122.1	132.9	111.1	78.1
鉄筋の降伏点強度比	0.327	0.336	0.273	0.213	0.175	0.393	0.414	0.451	0.377	0.265
長期許容応力度比	0.491	0.505	-	-	-	-	-	-	-	-
項目	AC試験体					鉄筋の降伏点強度=295(N/mm ²) 鉄筋のヤング係数=2.05($\times 10^5$ N/mm ²) アンカーの長期許容応力度=196.7(N/mm ²) ※AC 試験体の A2 は短期载荷によって降伏				
	アンカー部分		スラブ内							
	A1	A2	A3	A4	A5					
ひずみ(μ)	632	2278	709	684	533					
推定応力度(N/mm ²)	129.6	466.9	145.3	140.2	109.2					
鉄筋の降伏点強度比	0.439	1.583	0.493	0.475	0.370					
長期許容応力度比	0.659	2.374	-	-	-					
項目	CA試験体					CB試験体				
	アンカー部分		スラブ内			定着部分		スラブ内		
	A1	A2	A3	A4	A5	T1	T2	T3	T4	T5
ひずみ(μ)	409	541	466	507	388	641	638	710	652	491
推定応力度(N/mm ²)	83.7	110.8	95.4	103.9	79.4	131.3	130.8	145.4	133.6	100.6
鉄筋の降伏点強度比	0.284	0.376	0.323	0.352	0.269	0.445	0.443	0.493	0.453	0.341
長期許容応力度比	0.426	0.563	-	-	-	-	-	-	-	-

3.2.7-3 打継部の目開き量とたわみ量の関係

両端固定試験体の端部水平変位と中央部および1/4点のスラブたわみの最大値を図-3.2.7-1に示す。また、端部水平変位から推定した各点の変化量との比較を表-3.2.7-3に示す。

推定した各点の変化量は、図3.2.7-2に示すように下端の水平変位を0mmとして、スラブが剛体変形していることを仮定して、上端の端部水平変位から回転角を算出し、各点の距離をかけて変化量を推定した。

各試験体とも同じような傾向を示しており、あと施工アンカーの使用の有無による違いは見られなかった。また、端部水平変位から推定した変形と実際のたわみ量との間には差があるが、推定した変形量はスラブの変形を考慮していないためであり、実際に生じているたわみは、端部鉄筋の抜け出しによるものよりRCスラブの変形によるものが大きいものと推察される。これは、単体のクリープ試験の結果から端部鉄筋の変形は少ないことから言える。

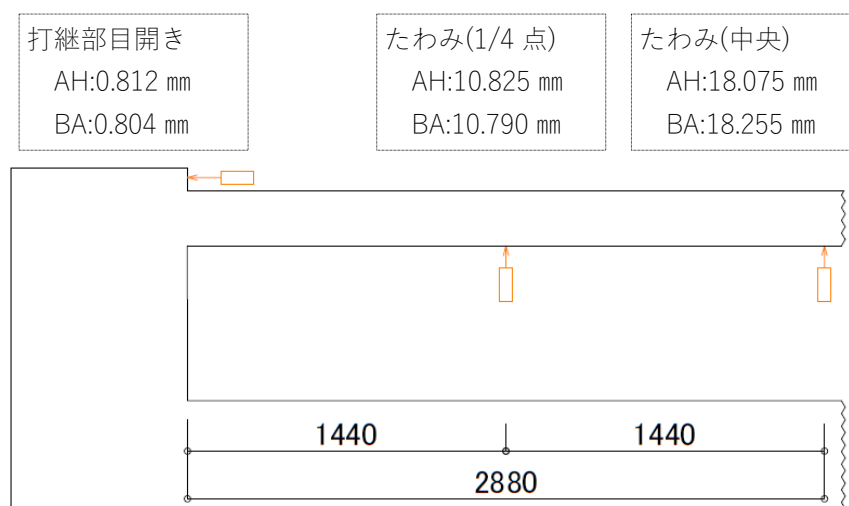


図 3.2.7-1 両端固定試験体の端部水平変位とたわみ

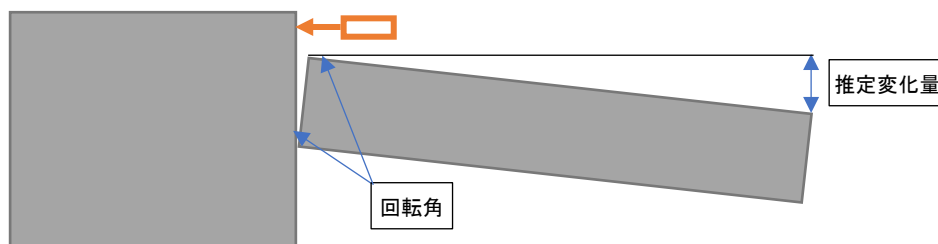


図 3.2.7-2 推定変形量算出の模式図

表 3.2.7-3 端部水平変位から推定される変形量とたわみ

試験体	端部水平変位 (mm)	回転角 (度)	推定変形量 (mm)	たわみ(最大値) (mm)
AH	0.812	0.230	11.561 (中央)	18.075 (中央)
			5.781 (1/4)	10.825 (1/4)
BA	0.804	0.230	11.561 (中央)	18.255 (中央)
			5.781 (1/4)	10.790 (1/4)

3.2.7-4 将来たわみ量および増大率の推定

(1) 将来たわみ量の推定

BA 試験体の計測データを基に将来のたわみ量を推定するために最小二乗法による対数近似を用いて 100 年後のたわみ量を推定した結果を図-3.2.7-3 および表-3.2.7-4 に示す。

使用したデータは、4.1 項のたわみ変化量の経過から載荷後 0.5 年を経過するとたわみ変化量が落ち着き、2.5 年を経過すると微小となることから、載荷後 0.5 年から 2.5 年を一区切りとし、2.5 年から 6 年のデータを用いた。計測は継続しているが、6 年から 6.5 年のデータを経過観察する必要があることから、6 年までのデータで将来たわみ量を推定しており、傾きの傾向から対数近似としている。

BA 試験体では 2.5 年までのデータで一般的なたわみ増大率($\gamma:16$)

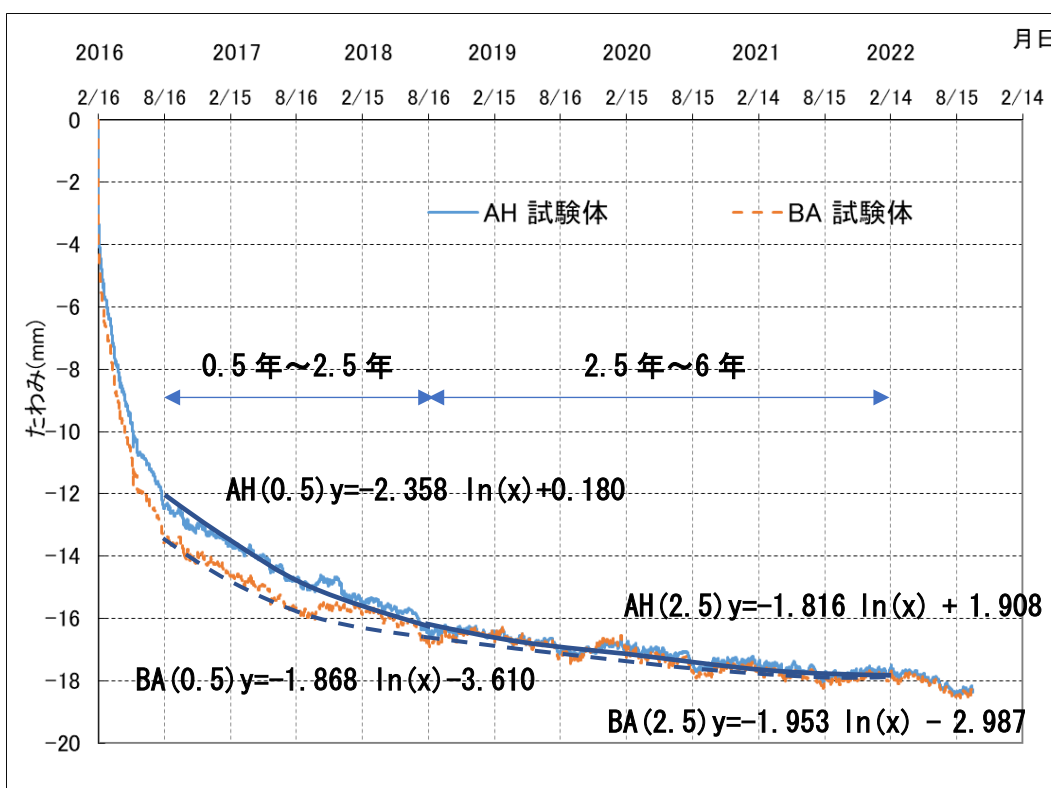


図 3.2.7-3 将来たわみの推定

表 3.2.7-4 100 年後のたわみ量の推定

試験体		0.5年～2.5年	2.5年～6年
AH	式	$y = -2.378 \ln(x) + 7.855$	$y = -1.816 \ln(x) + 1.908$
	100年後	-24.68	-22.94
BA	式	$y = -1.871 \ln(x) + 2.349$	$y = -1.968 \ln(x) + 3.378$
	100年後	-23.25	-23.55

※ x = 経過時間, y = 推定たわみ量 (mm)

赤字は一般的なたわみ増大率で算出された値(23.3 mm)を超える値

(2) たわみ増大率の推定

スラブ中央部のたわみ測定結果を用いて、(3.2.7-1)式に示す双曲線式から係数 A, B, C を求め、たわみ増大率を推定する。

$$Y_t = \frac{t}{A+B \cdot t} + C \quad \dots\dots\dots (3.2.7-1)式$$

ここで、 Y_t : 載荷開始後の任意時間 t までに生じる増大率
 t : 経過時間(鉄筋載荷日を基準とし、単位は日とする)
 A, B : 測定結果から決まる定数
 C : 載荷完了時の増大率

実験結果から(3.3.7-1)式の常数 A , B および C を決定するため、次に示す方法を用いた。

各測定時間 $t_1, t_2, t_3 \dots t_n$ における増大率を $Y_{t1}, Y_{t2}, Y_{t3} \dots Y_{tn}$ とする。

これらを(3.3.7-1)式に代入すると(3.3.7-2)式となる。

$$A + B \cdot t_i = \frac{t_i}{Y_{t_i}} \quad (i=1, 2, 3 \dots n) \quad \dots\dots\dots (3.2.7-2)式$$

これらの n 個の式を全て加算して(3.3.7-3)式を得る。

$$n \cdot A + B \sum_{i=1}^n t_i = \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{Y_{t_i}} \quad \dots\dots\dots (3.2.7-3)式$$

また、(3.2.7-2)式の両辺に t_i を乗ざると(3.3.7-4)式となる。

$$A \cdot t_i + B \cdot t_i^2 = \frac{t_i^2}{Y_{t_i}} \quad (i=1, 2, 3 \dots n) \quad \dots\dots\dots (3.2.7-4)式$$

これらの n 個の式を全て加算して(3.3.7-5)式を得る。

$$A \sum_{i=1}^n t_i + B \sum_{i=1}^n t_i^2 = \sum_{i=1}^n \frac{t_i^2}{Y_{t_i}} \quad \dots\dots\dots (3.2.7-5)式$$

(3.2.7-3)式と(3.2.7-5)式より A および B を求めると、(3.2.7-6)式および(3.2.7-7)式となる。

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n t_i^2 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{Y_{t_i}} - \sum_{i=1}^n t_i \cdot \sum_{i=1}^n \frac{t_i^2}{Y_{t_i}}}{n \cdot \sum_{i=1}^n t_i^2 - (\sum_{i=1}^n t_i)^2} \quad \dots\dots\dots (3.2.7-6)式$$

$$B = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n \frac{t_i^2}{Y_{t_i}} - \sum_{i=1}^n t_i \cdot \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{Y_{t_i}}}{n \cdot \sum_{i=1}^n t_i^2 - (\sum_{i=1}^n t_i)^2} \quad \dots\dots\dots (3.2.7-7)式$$

推定した結果を図 3.2.7-4 に示す。また、以下に推定倍率と推定変位を示す。

【AH 試験体】

a=	10.339	
b=	0.079	
c=	2.18	自重+積載

【BA 試験体】

a=	8.446	
b=	0.079	
c=	2.81	自重+積載

<予測年>	<倍率>	<変位>	<予測年>	<倍率>	<変位>
50年	14.73	20.15	50年	15.33	20.98
100年	14.78	20.22	100年	15.37	21.03

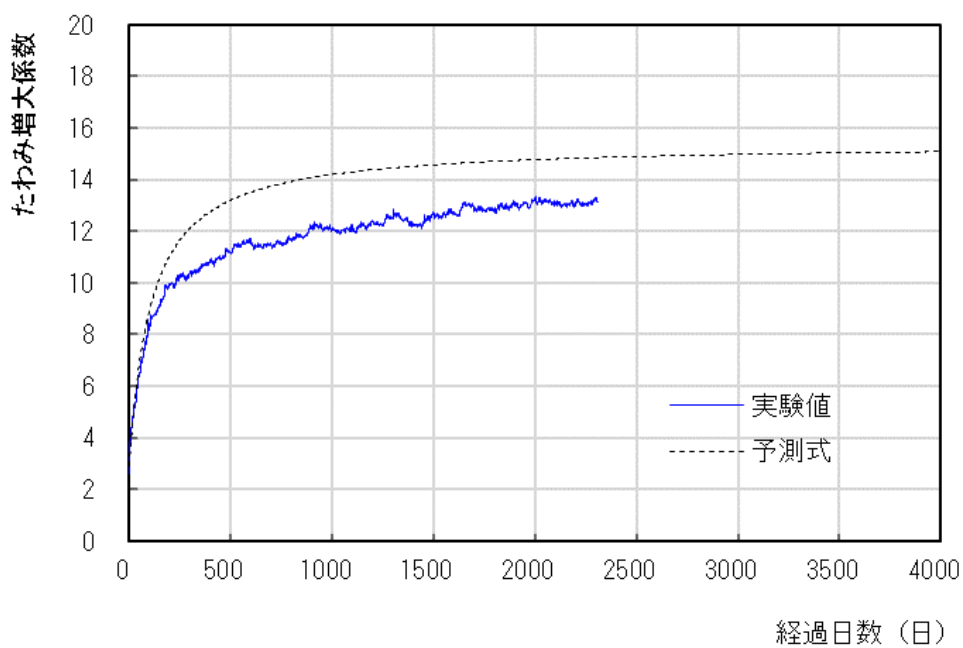
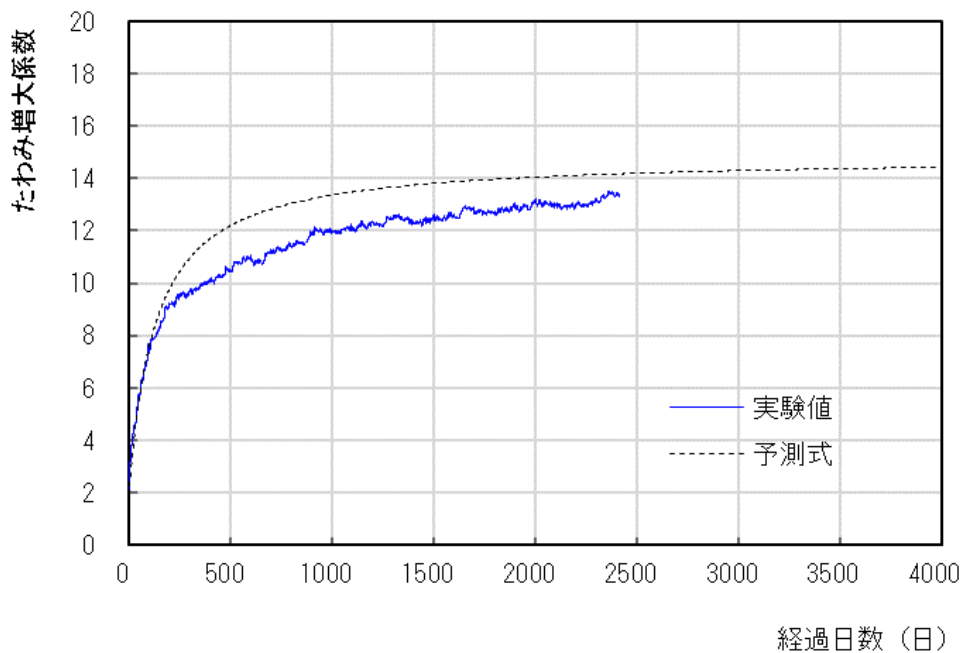


図 3.2.7-4 たわみ増大率の推定 (上：AH 試験体，下：BA 試験体)

3.2.7-5 穿孔方法の違いによる影響

あと施工アンカーを施工する際にコンクリートの穿孔に用いる機械が異なることによって増設スラブの長期性能に影響を与えるか確認するためにハンマードリルで穿孔した AH 試験体、湿式コアドリルで穿孔した AC 試験体および標準定着させた BA 試験体の長期たわみの比較を実施した。

比較は、長期荷重を開始した 2016 年 2 月から AC 試験体を短期荷重で荷重する前の約 2 年間の試験体の長期的な力学的性状を観察した。

3 試験体のスラブ中央部での長期たわみの経時変化を図 3.2.7-5 に示す。

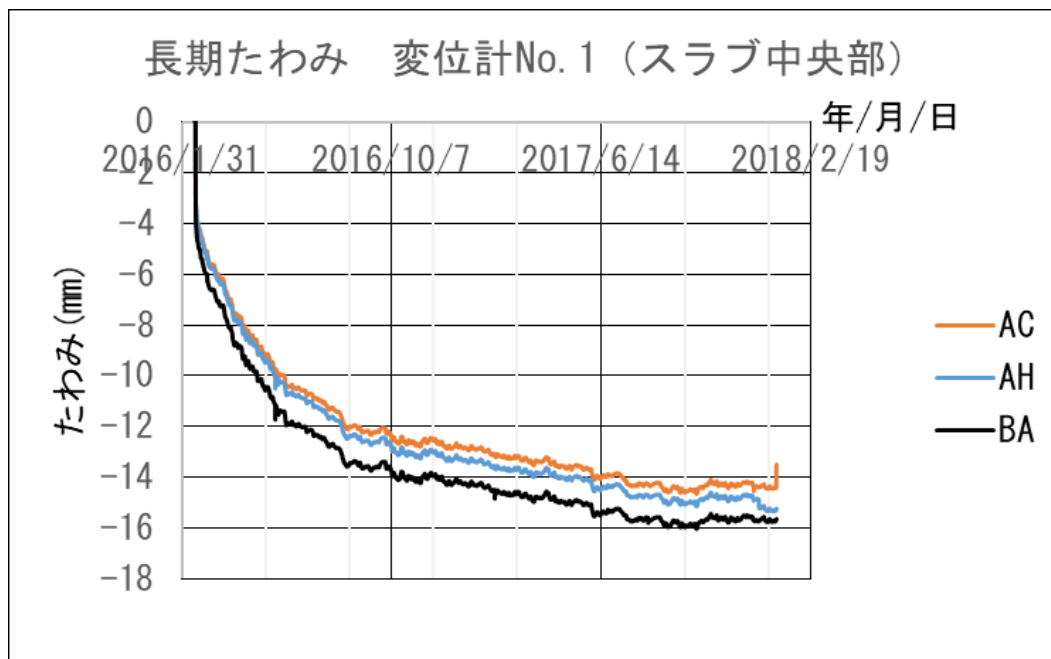


図 3.2.7-5 3 試験体の長期たわみの比較

標準定着試験体よりあと施工アンカーの両試験体の長期たわみの経時変化は小さい値を示しており、最初の半年間は大きくたわむが、その後の変形は3試験体ともほぼ同じような傾向を示している。これに加えて、3 試験体に生じたひび割れの観察結果やアンカー筋のひずみ度の経時変化などにも大きな差はなかった。

よって、3 試験体の上記期間内における長期荷重に対する力学的性質は、ほぼ同じであり、特にあと施工アンカー試験体同士の傾向は同様のものと推察される。

あと施工アンカー施工時の穿孔に湿式コアドリルを使用した AC 試験体と、ハンマードリルを使用した AH 試験体で、長期荷重による力学的性質にほとんど差はないと考えられる。

3.2.7-6 短期荷重による曲げ実験後のスラブ試験体の検討

(1) 荷重・変形の検討

AC 試験体の各ループおよび自重のみ、加力ビーム、プレート、ローラー積載時 (2.8kN) の荷重と変形を図 3.2.7-および表 3.2.7-5 に示す。

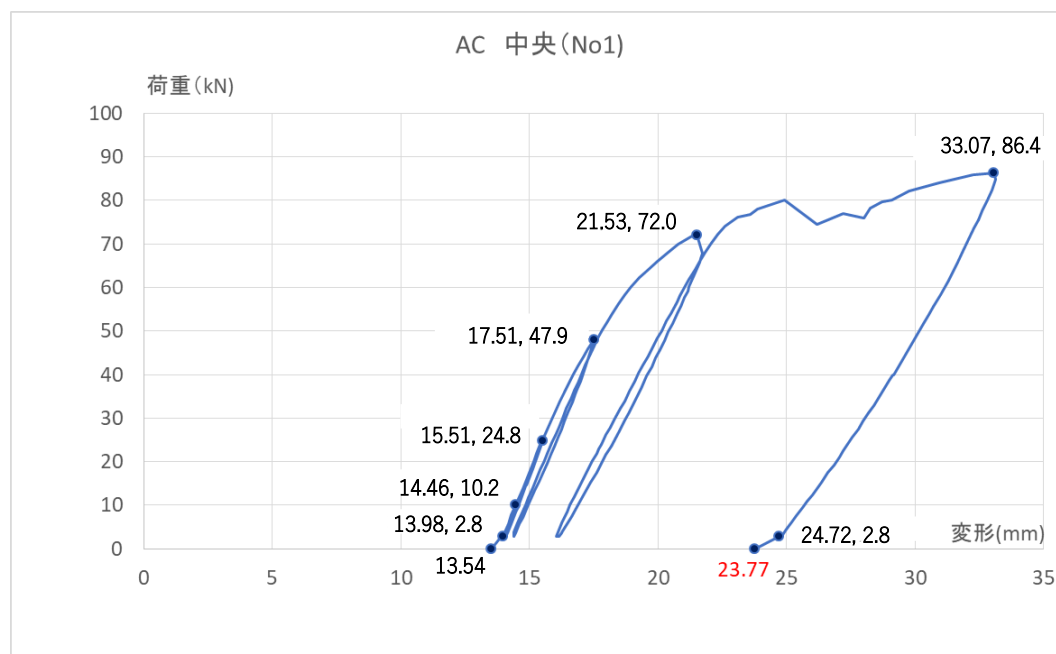


図 3.2.7-4 各ループの荷重—中央変形 (No.1)

表 3.2.7-5 各ループの荷重—中央変形 (No.1)

ループ	載荷・加力荷重	変形(mm)	荷重(kN)
	自重のみの変形	13.54	---
0	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	13.98	2.8
1	積載荷重相当のジャッキによる荷重による変形	14.46	10.2
2	ループ1の変形から自重のみの変形を差し引いた値 (14.455-13.535)=0.92--->1mmの2倍の変形	15.51	24.8
3	同上の3倍の変形： $14.37+1.26*3=18.15$ -->20	17.51	47.9
4	同上の6倍の変形： $14.37+1.26*6=21.93$ -->24	21.53	72.0
5	同上の140倍の変形： $14.37+1.26*140=190.77$ -->180	33.07	86.4
	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	24.72	2.8
	自重のみの変形	23.77	---

長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後の中央変形 (測定点 No1) および標準定着試験体 (BA), 積載荷重 $2,500\text{N/m}^2$ のたわみ計算値を図 3.2.7-5 に示す。曲げ実験前後のたわみ経過の拡大図を図 3.2.7-6 に示す。

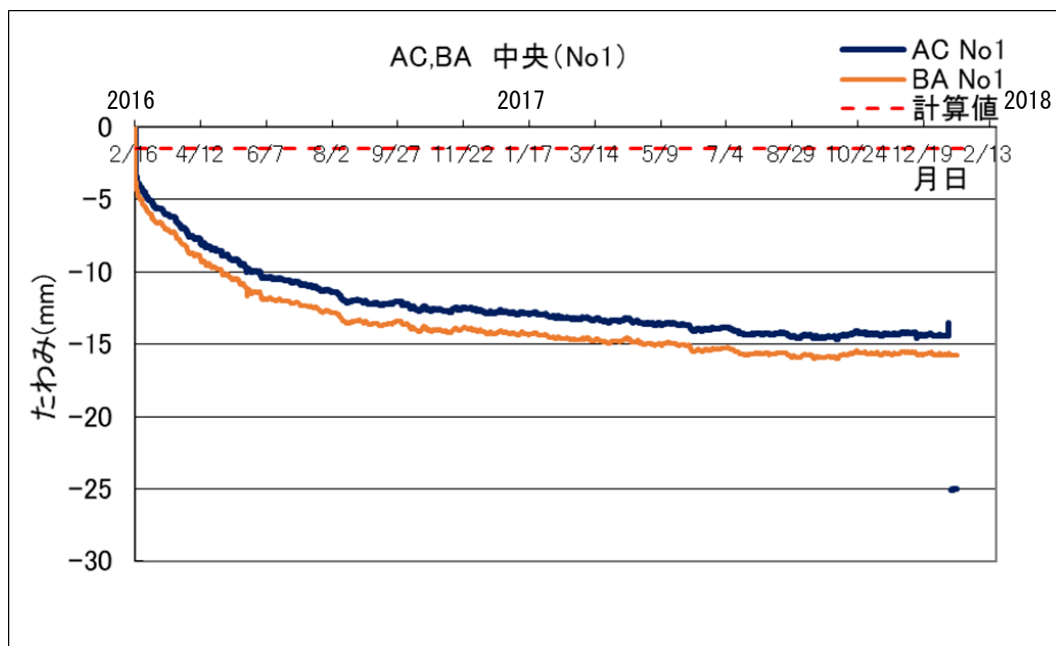


図 3.2.7-5 長期たわみ測定時の中央変形（測定点 No.1）

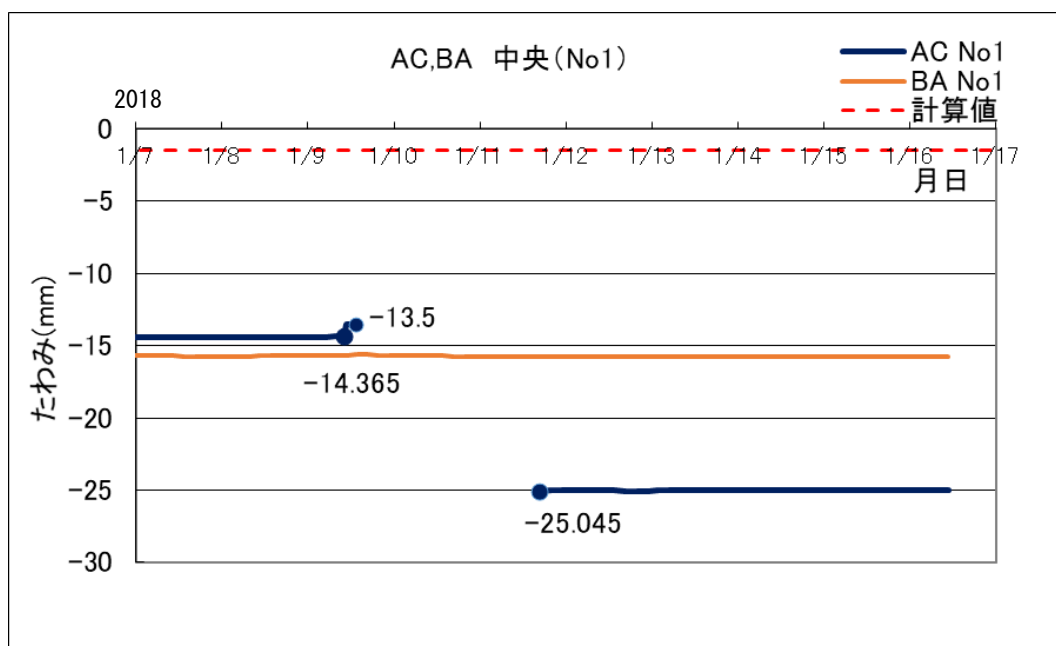


図 3.2.7-6 曲げ実験前後の長期たわみの中央変形（測定点 No1）

図 3.2.7-6 に示すように曲げ実験前の長期たわみは 14.365mm であった。また長期載荷用の鉄筋束の撤去後の自重のみのたわみは、13.5mm であった。

図 5.1 に示すように曲げ実験開始前の自重のみのたわみは 13.535mm，加力ビーム，プレート，ローラー積載時（2.8N）のたわみは 13.975mm であった。その後油圧ジャッキにより 1～5 ループの曲げ実験を行った。

1 ループの積載荷重相当の油圧ジャッキによる荷重(10.148kN)の変形は、14.455mm と曲げ実験前の長期たわみの 14.365mm に対する比率は 1.006 であった。

曲げ実験終了後の自重のみのたわみは、23.77mm であった。積載荷重用の鉄筋束

を再度載せた時のたわみは、25.045mm となった。

よって、曲げ実験によるたわみの増加量は、 $25.045 - 14.365 = 10.68\text{mm}$ となった。

(2)短期荷重の計算値に示すように、固定端部の降伏荷重はジャッキ荷重に換算すると、88.24kN であるので、最終の 5 ループのアンカー筋が短期荷重時のひずみ (1900 μ) まで変形させたときの荷重である 86.4kN との比率は、 $86.4/88.24 = 0.98$ であるので、ほぼアンカー筋が降伏近傍までに達していたと考えられる。

(2) 荷重・ひずみの検討

試験体固定端部に設置したアンカー筋のひずみについて、スラブ幅の中央および端部にあるアンカー筋の平均ひずみをまとめて図 3.2.7-7、図 3.2.7-8 に示す。各ひずみ測定位置の平均ひずみを図 3.2.7-9 に示す。

アンカー筋の平均ひずみの最大値は 3,300 μ (A2a,A2b) と、実験予定の 1,900 μ を超えて加力することとなった。この原因は A2b の歪みが、最終ループの加力時に加力プレートが滑りにより低下した荷重を超えるように加力している時に、A2b の歪みが 5,000 μ と急激に増大したためである。

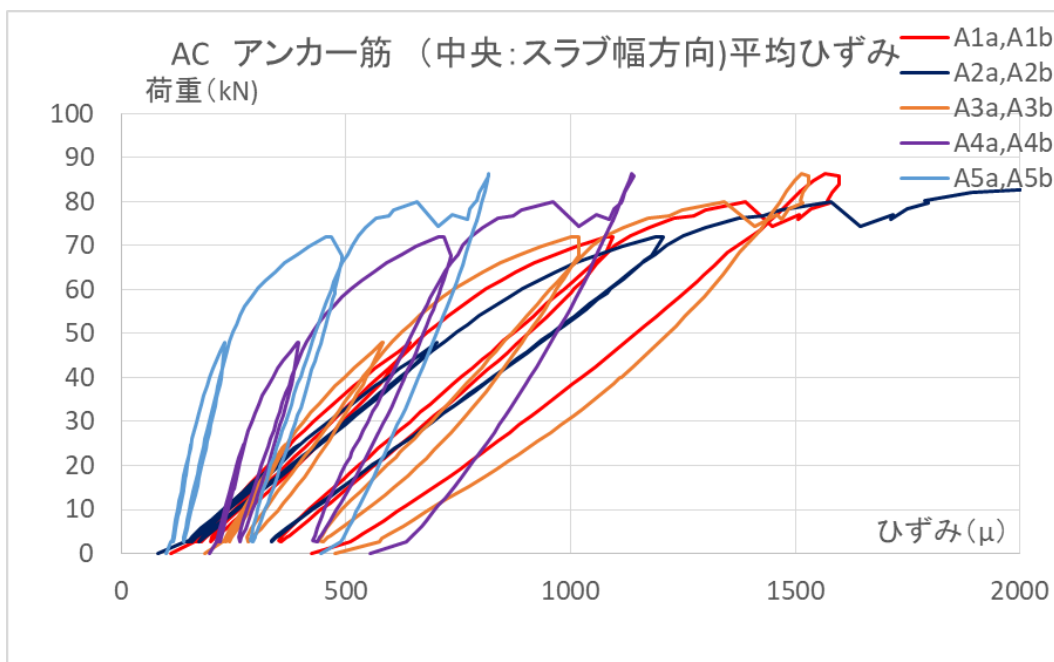


図 3.2.7-7 アンカー筋の全平均ひずみ (中央 スラブ幅方向)

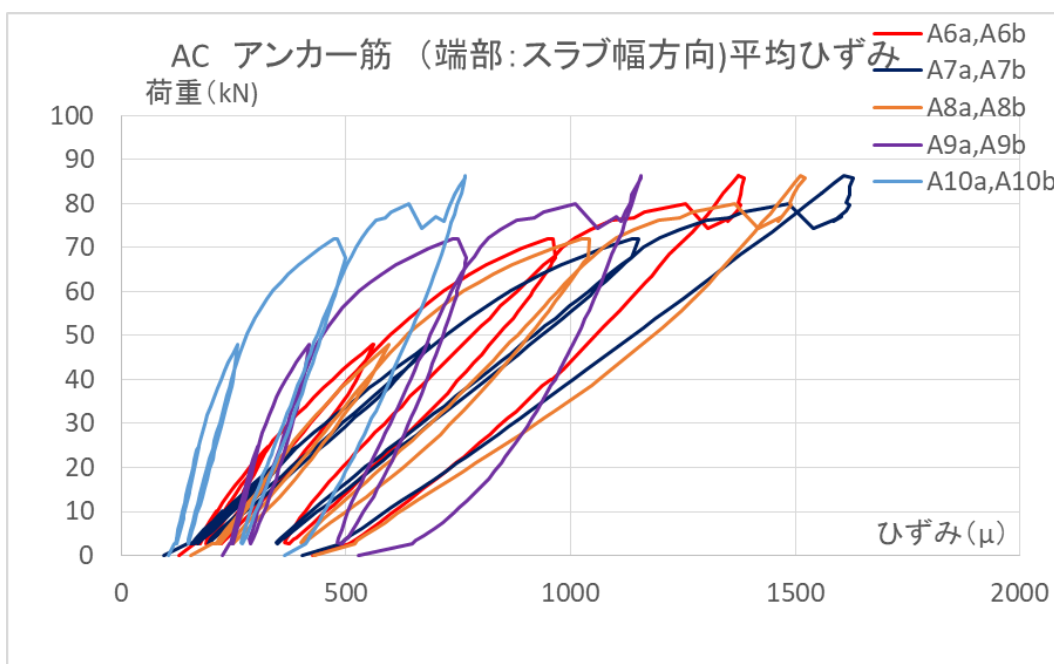


図 3.2.7-8 アンカー筋の全平均ひずみ (端部 スラブ幅方向)

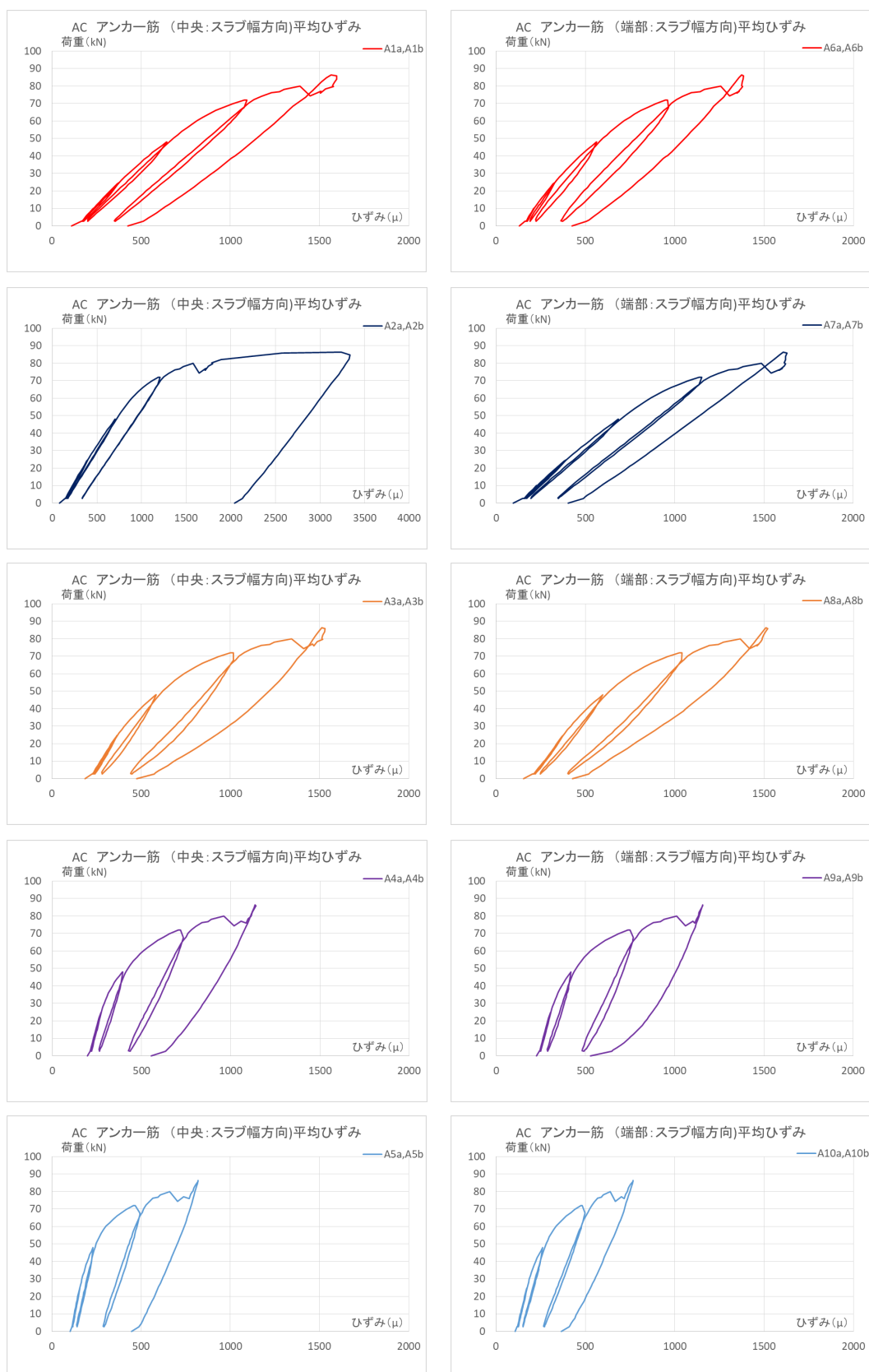


図 3.2.7-9 アンカー筋の各平均ひずみ

長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後のアンカー筋平均ひずみ（中央）および（端部）を図 3.2.7-10, 11 に示す。曲げ実験前後の平均ひずみ経過の拡大図を図 3.2.7-12, 13 に示す。

図 3.2.7-12, 13 に示すように曲げ実験前のアンカー筋平均ひずみは中央で 121~265 μ ，端部で 131~258 μ であった。

載荷用の鉄筋束を除荷したことにより，平均歪みは 20~120 μ 程度小さくなった。曲げ実験終了後，積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時の平均ひずみは中央で 478~644 μ となり，降伏歪みに達した A2 は 2235.5 μ と実験予定の 1900 μ を超えた。また端部の平均ひずみは 411~627 μ と 1900 μ には達していなかった。

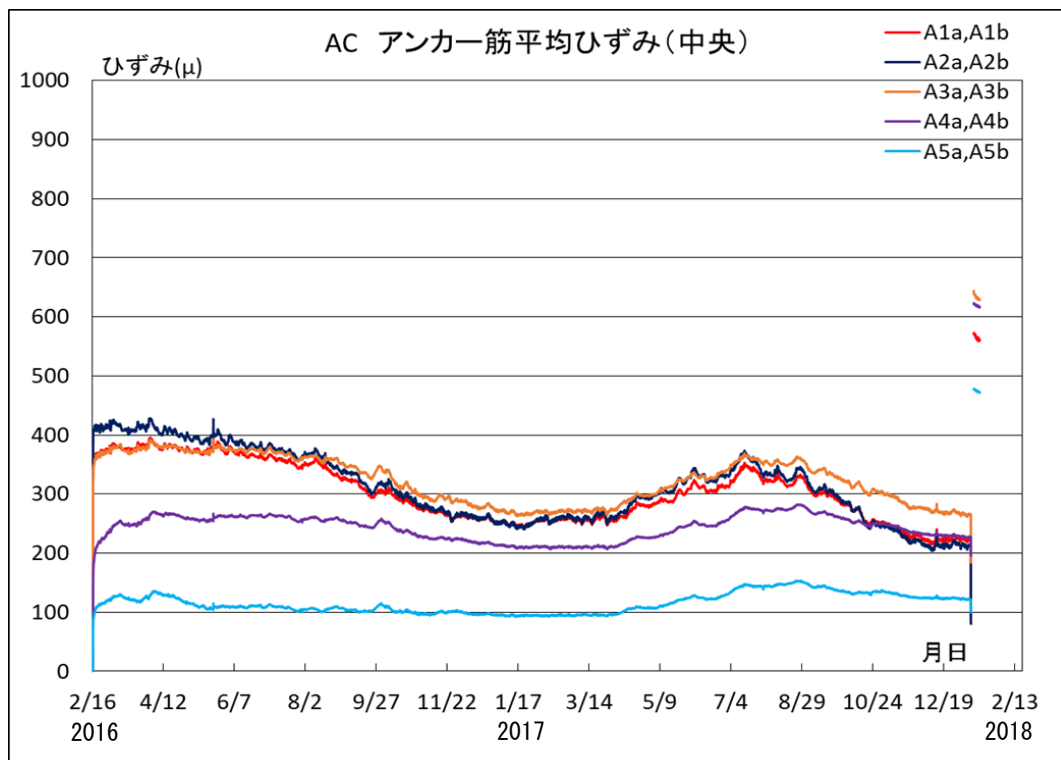


図 3.2.7-10 長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後のアンカー筋平均ひずみ(中央)

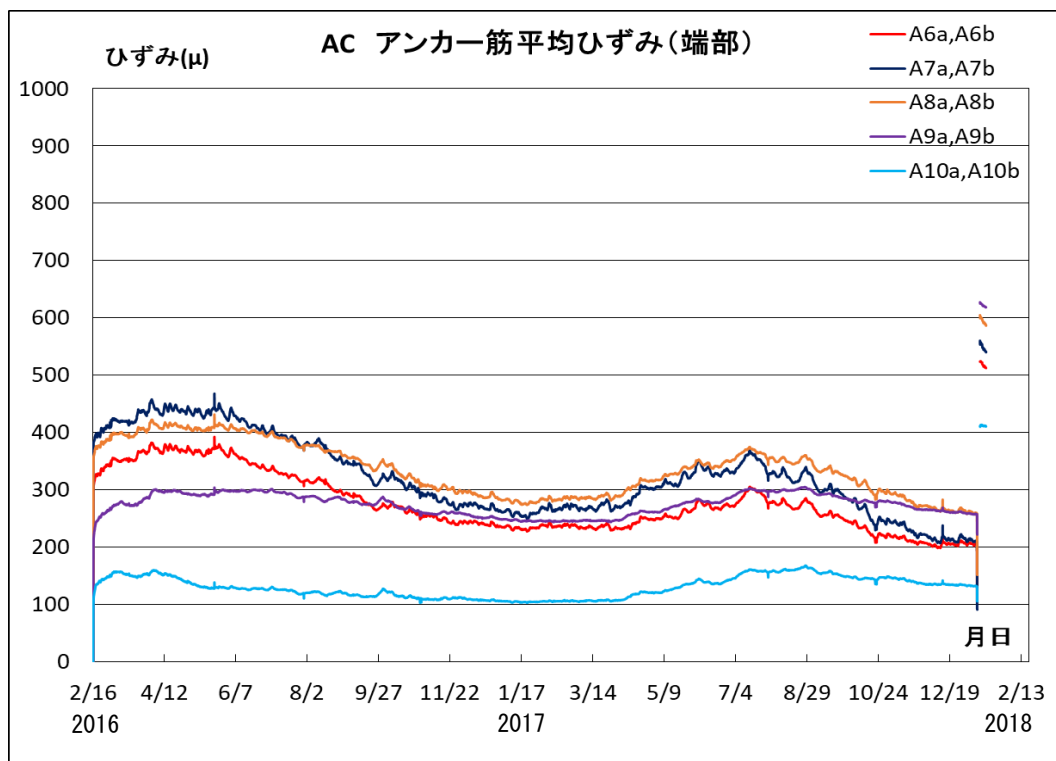


図 3.2.7-11 長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後のアンカー筋平均ひずみ(端部)

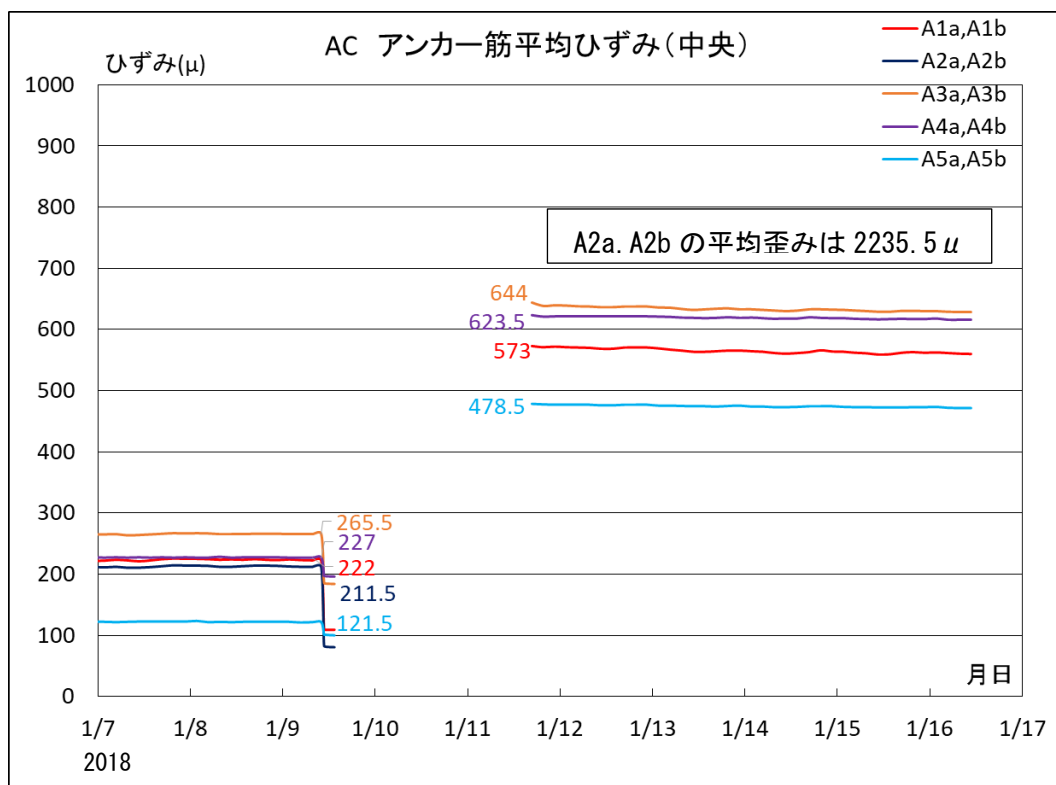


図 3.2.7-12 曲げ実験前後の平均ひずみ経過の拡大図 (中央)

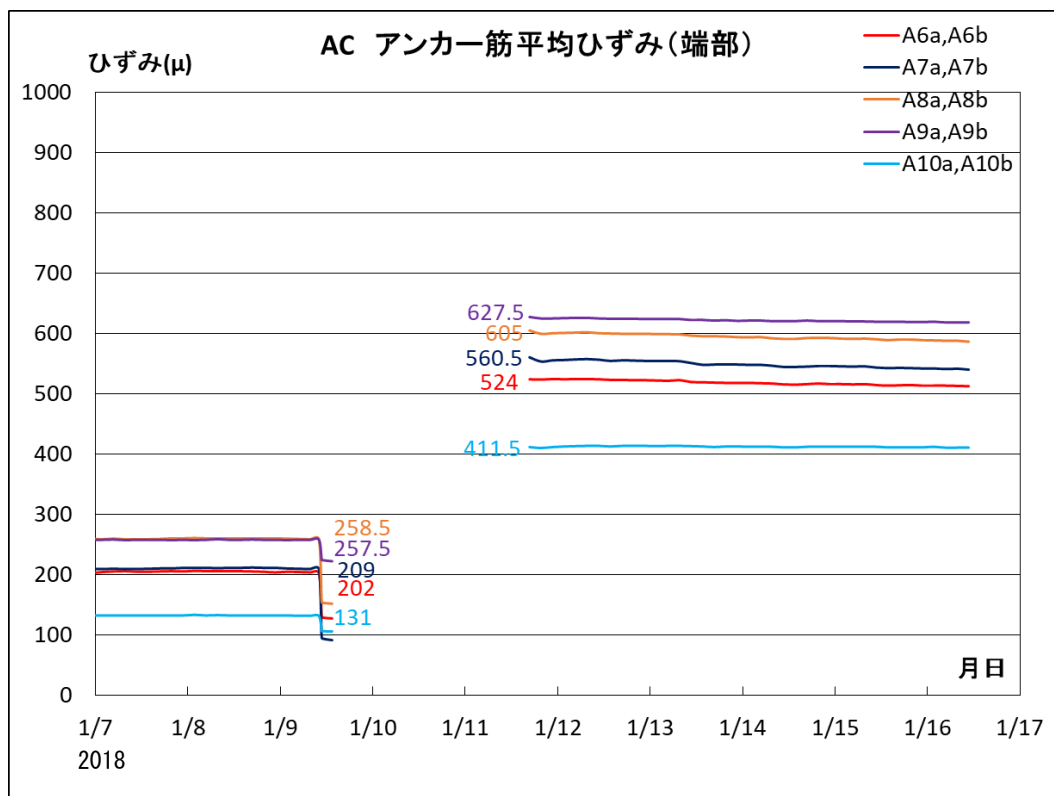


図 3.2.7-13 曲げ実験前後の平均ひずみ経過の拡大図 (端部)

(3) ひび割れの検討

ひび割れの検討は、(4)3)ひび割れ状況に示すマイクロスコープによるひび割れ幅、スラブとスタブとの目開き (変位測定 No.19,20) およびひび割れ発生後から測定している位置 (変位測定 No.15,16) のひび割れ幅について行う。

マイクロスコープによるひび割れ幅の測定結果を表 3.2.7-6 に示す。測定位置は、図 3.2.6-29, 30 ひび割れ状況に DG-3 と記した No1.~3 である。

表 3.2.7-6 マイクロスコープによるひび割れ幅の測定結果

測定位置 No. 1

曲げ実験前

曲げ実験後

No.	計測	値	値
1	距離-2点間	0.04mm	0.04mm
2	距離-2点間	0.04mm	0.05mm
3	距離-2点間	0.05mm	0.05mm
4	距離-2点間	0.04mm	0.04mm
5	距離-2点間	0.04mm	0.04mm
平均値		0.04mm	0.04mm

測定位置 No. 2

曲げ実験前

曲げ実験後

No.	計測	値	値
1	距離-2点間	0.07mm	0.06mm
2	距離-2点間	0.06mm	0.08mm
3	距離-2点間	0.05mm	0.10mm
4	距離-2点間	0.06mm	0.10mm
5	距離-2点間	0.06mm	0.07mm
平均値		0.06mm	0.08mm

測定位置 No. 3

曲げ実験前

曲げ実験後

No.	計測	値	値
1	距離-2点間	0.07mm	0.05mm
2	距離-2点間	0.07mm	0.06mm
3	距離-2点間	0.07mm	0.07mm
4	距離-2点間	0.07mm	0.06mm
5	距離-2点間	0.06mm	0.06mm
平均値		0.07mm	0.06mm

曲げ実験前後で、測定位置 No.1 では変わらず、No.2 では 0.02mm 増、No.3 では 0.01mm 減と測定位置により多少の違いはあるが、微小な差異であるので、マイクロスコープによるひび割れ幅の測定には変わらないと考えられる。

長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後のスラブとスタブとの目開き（変位測定 No.19,20）を図 3.2.7-14 に示す。曲げ実験前後のスラブとスタブとの目開きの拡大図を図 3.2.7-15 に示す。

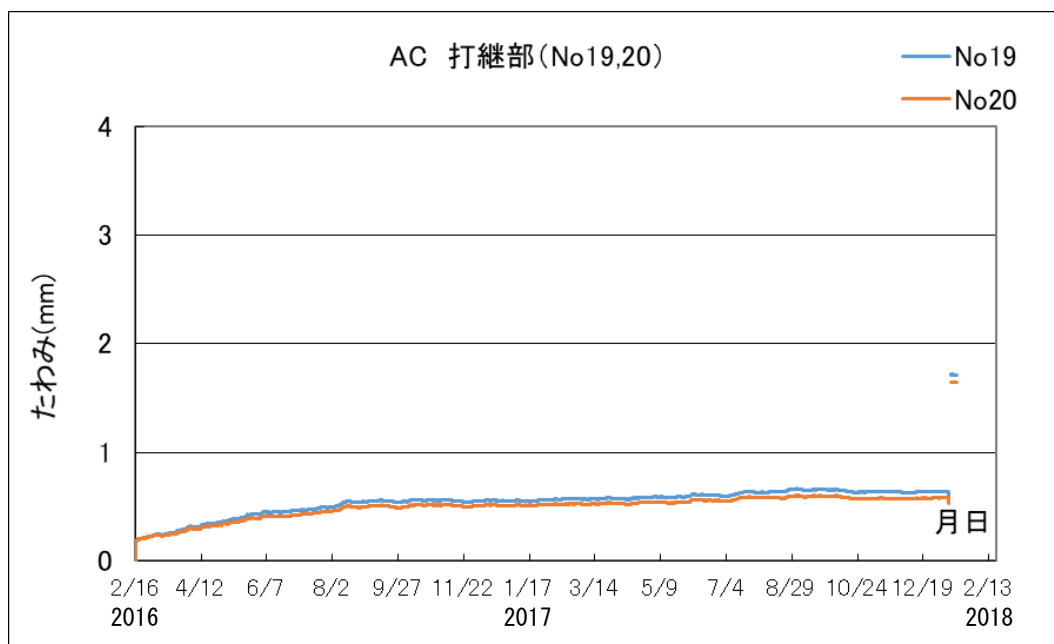


図 3.2.7-14 長期たわみ測定開始から曲げ実験終了後のスラブとスタブとの目開き

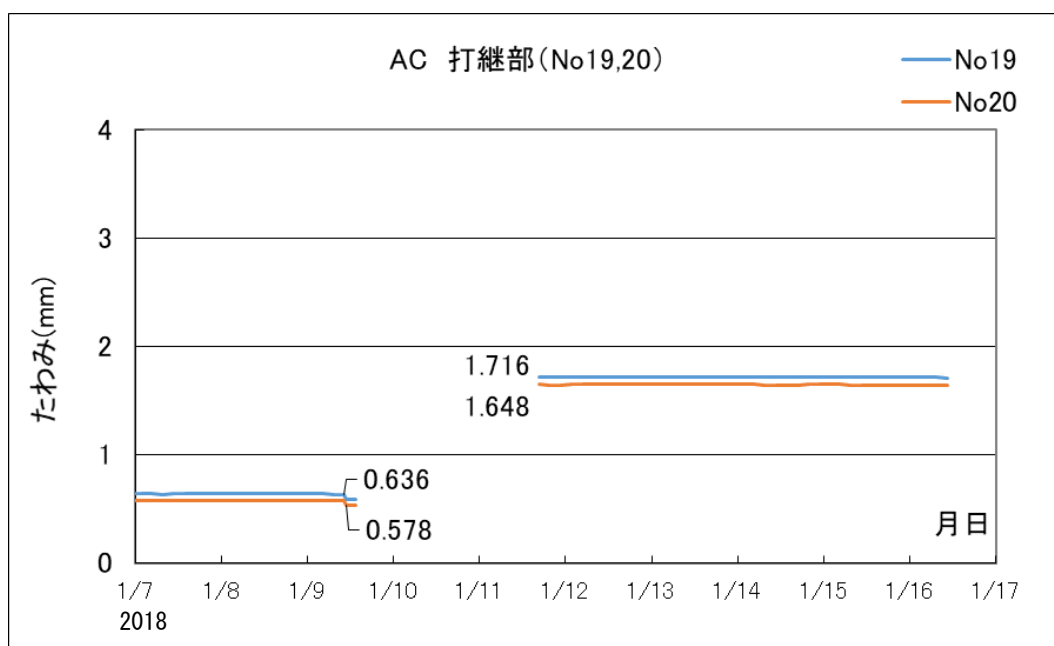


図 3.2.7-15 曲げ実験前後のスラブとスタブとの目開きの拡大図

図 3.2.7-15 に示すように曲げ実験前のスラブとスタブとの目開きは測定番号 No.19 で 0.636mm, No.20 で 0.578mm であった。

載荷用の鉄筋束を除荷したことにより, 目開きは 0.05mm 程度減少した。

曲げ実験終了後, 積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時のスラブとスタブとの目開きは No.19 で 1.716mm, No.20 で 1.648mm となったので, 曲げ実験による見開きの増大量は, No.19 で 1.08mm, No.20 で 1.07mm とほぼ同量であった。

ひび割れ幅について, 亀裂変位計を用いてひび割れ発生後 (5/21) から曲げ実験終

了後まで測定した結果を図 3.2.7-16 に示す。(変位測定番号 No.15,16)

曲げ実験前後のひび割れ幅の拡大図を図 3.2.7-17 に示す。

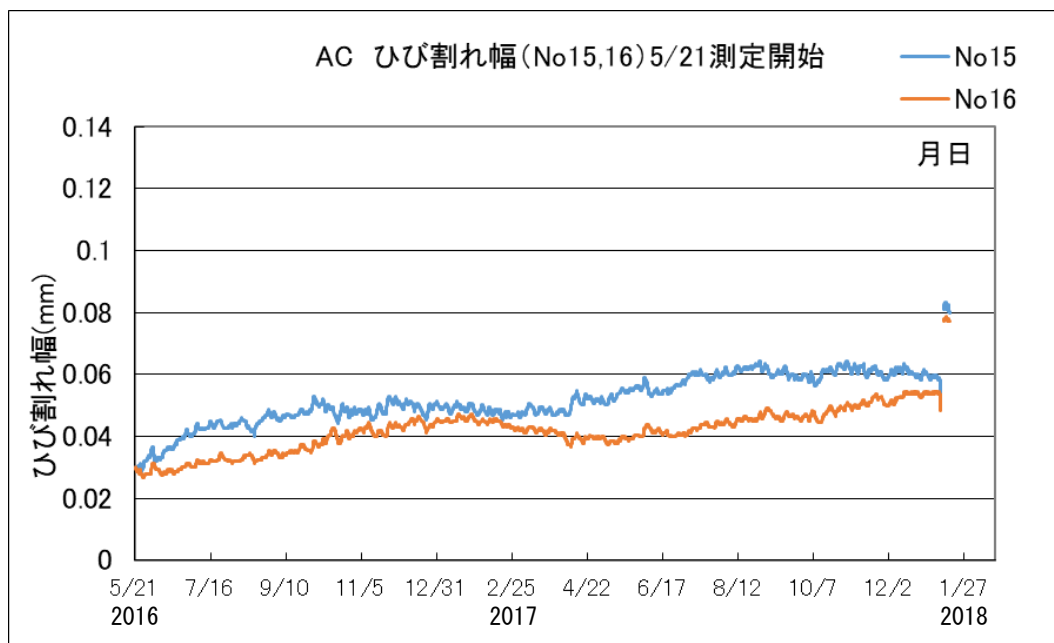


図 3.2.7-16 ひび割れ発生後(5/21)から曲げ実験終了後までのひび割れ幅

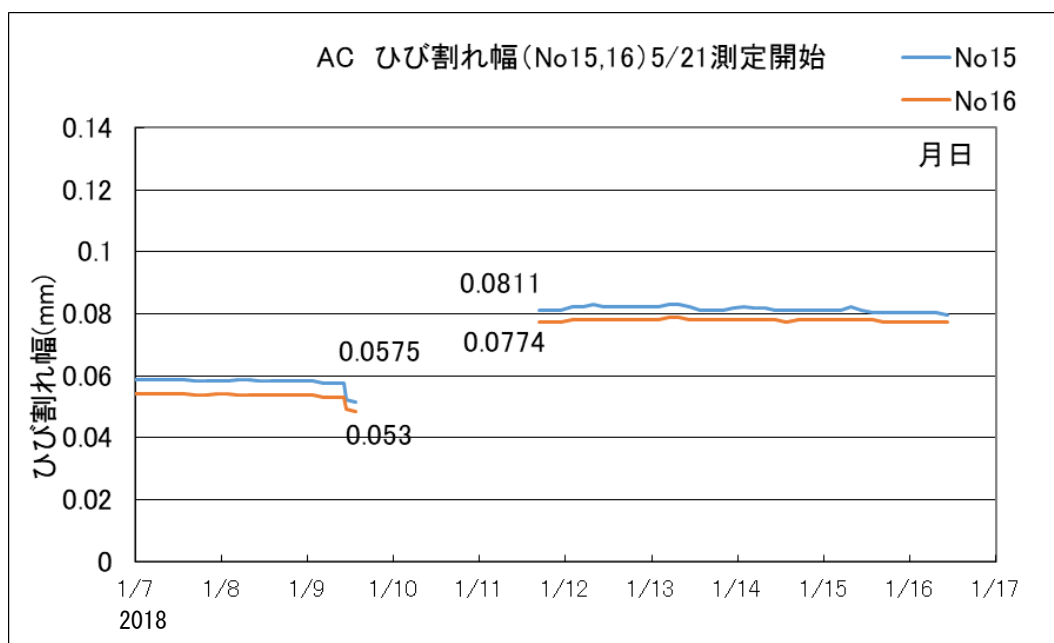


図 3.2.7-17 曲げ実験前後のひび割れ幅の拡大図

図 3.2.7-17 に示すように曲げ実験前のひび割れ幅は No.15 で 0.0575mm, No.16 で 0.053mm であった。

載荷用の鉄筋束を除荷したことにより, ひび割れ幅は 0.005mm 程度減少した。

曲げ実験終了後, 積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時のひび割れ幅は No.15 で 0.0811mm, No.16 で 0.0774mm となったので, 曲げ実験によるひび割れ幅の増大量は,

No.15,16ともに0.02mmと微量であった。

曲げ実験によるひび割れの変化は、ひび割れ状況を示す図4.29～図4.30に記載した黒丸番号（数字は各ループ）のひび割れが新たに生じたことと、スラブとスタブとの目開き量が、1.6～1.7mmとなり、曲げ実験により目開き量が1.1mm程度増大したことが挙げられる。

(4) 振動数の検討

表3.2.7-7にAC試験体の短期荷重までの固有振動数の変化を示す。長期荷重時の直近（2017.08.09）の固有振動数は11.9Hzであったが、今回最後の鉄筋束による再荷重時の結果は10.0Hzとなり、短期荷重によって1.9Hz固有振動数が低下した。

表3.2.7-7 長期荷重時から短期荷重時までのスラブ固有振動数の経時変化

試験体 タイプ	2016 2/16 無荷重	2016 2/16 荷重	2016 3/1 半月	2016 3/15 1か月	2016 5/21 3か月	2016 8/16 6か月	2017 2/7 1年	2017 8/9 1年半	短期 荷重
AC	16.7	12.6	12.6	12.7	12.2	12.1	12.0	11.9	10.0

(単位:Hz)

(5) 考察

長期たわみ実験経過時に実施した短期荷重による曲げ実験において以下の知見を得た。

① スラブ中央部のたわみ

積載荷重相当の油圧ジャッキによる荷重(10.148kN)のたわみは14.455mmと、曲げ実験前の積載荷重用の鉄筋束による長期たわみ14.365mmに対する比率は1.006であった。

曲げ実験終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時のたわみは25.045mmとなった。よって、曲げ実験によるたわみの増加量は、 $25.045 - 14.365 = 10.68\text{mm}$ となった。

② アンカー筋のひずみ

短期荷重の計算値は、固定端部のアンカー筋が降伏する88.24kNである。アンカー筋が短期荷重時のひずみ(1900 μ)まで変形させたときの荷重である86.4kNとの比率は、0.98であるのでアンカー筋は降伏近傍までに達していたと考えられる。

曲げ実験前のアンカー筋平均ひずみは試験体中央で121～265 μ 、端部で131～258 μ であった。

曲げ実験によるアンカー筋の平均ひずみの最大値は3300 μ と、実験予定の1900 μ を超えて加力することとなった。この原因は、最終ループの加力時に加力

プレートが滑りにより低下した荷重を超えるように加力している時に、ひずみ(A2b)が5000 μ と急激に増大したためである。

曲げ実験終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時の平均ひずみは中央で478~644 μ となり、降伏歪みに達したゲージ(A2b)のある平均ひずみは2235.5 μ と実験予定の1900 μ を超えた。また端部の平均ひずみは411~627 μ と1900 μ には達していなかった。

③ 試験体のひび割れ

ひび割れの検討は、マイクロスコープによるひび割れ幅、スラブとスタブとの目開きおよびひび割れ発生後から測定している位置のひび割れ幅について行った。

マイクロスコープによるひび割れ幅は曲げ実験前後で、測定位置により多少の違いはあるが、微小な差異(最大で0.02mm)であるので、マイクロスコープによるひび割れ幅の測定には変わらないと考えられる。

スラブとスタブとの曲げ実験前の目開きは0.636mm, 0.578mmであった。

曲げ実験終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時の目開きは1.716mm, 1.648mmとなったので、曲げ実験による見開きの増大量は、1.08mm, 1.07mmとほぼ同量であった。

ひび割れ発生後から測定している位置の曲げ実験前のひび割れ幅は0.0575mm, 0.053mmであった。

曲げ実験終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時のひび割れ幅は0.0811mm, 0.0774mmとなったので、曲げ実験によるひび割れ幅の増大量は、ともに0.02mmと微量であった。

曲げ実験によるひび割れの変化は、多少新たに生じたひび割れもあるが、長期たわみ実験時に生じたひび割れが伸びたことと、スラブとスタブとの目開き量が1.6~1.7mmとなり、曲げ実験により見開き量が1.1mm程度増大したことが挙げられる。

④ スラブの固有振動数

振動測定結果は、長期荷重時の直近(2017.08.09)の固有振動数は11.9Hzであったが、本実験最後の鉄筋束による再荷重時の結果は10.0Hzとなり、1.9Hz固有振動数が低下した。

3.2.7-7 終局荷重による曲げ実験後のスラブ試験体の検討

(1) 荷重・変形の検討

AC 試験体の各サイクルおよび自重のみ、加力ビーム、プレート、ローラー積載時 (3kN) の荷重と変形を図 3.2.7-18 および表 3.2.7-8 に示す。

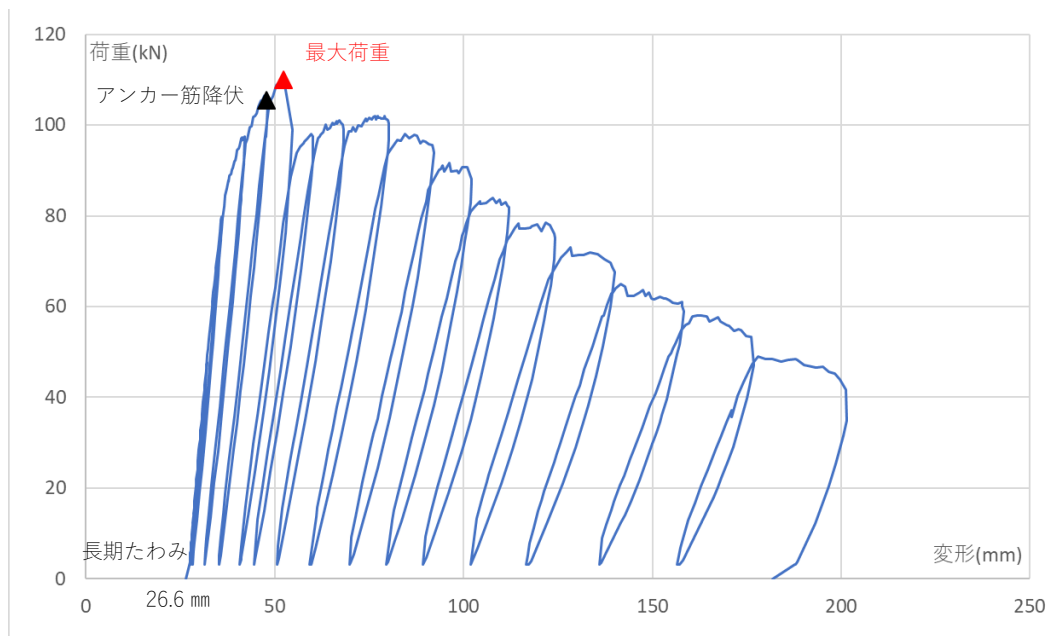


図 3.2.7-18 各サイクルの荷重—中央変形 (No.1)

表 3.2.7-8 各サイクルの荷重—中央変形 (No.1)

サイクル	目標変形(mm)：	変形(mm)	荷重(kN)
	自重のみの変形	26.57	---
0	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	27.47	3
1	積載荷重相当のジャッキによる荷重(6.8kN)による変形	28.13	9.8
	ループ1の変形から自重のみの変形を差し引いた値 (28.13-26.57) = 1.56mmの2倍の変形	---	---
	26.57+1.56*2=29.68--->1サイクルと同程度のため省略		
2	同上の3倍の変形：26.6+1.56*3=31.25--->32	32.01	44.6
3	同上の6倍の変形：26.6+1.56*6=35.93--->36	36.02	76.3
4	同上の10倍の変形：26.6+1.56*10=42.17--->42	42.09	93.8
5	同上の14倍の変形：26.6+1.56*14=48.41--->48	48.01	101.5
6	同上の18倍の変形：26.6+1.56*18=54.65--->54	52.51	107
7	同上の22倍の変形：26.6+1.56*22=60.89--->60	60.22	94.4
8	同上の26倍の変形：26.6+1.56*26=67.13--->68	68.22	94.7
9	同上の34倍の変形：26.6+1.56*34=79.61--->80	80.01	98
10	同上の42倍の変形：26.6+1.56*42=92.09--->92	92.16	91
11	同上の48倍の変形：26.6+1.56*48=101.45--->102	102.23	84.3
12	同上の54倍の変形：26.6+1.56*54=110.81--->112	112.14	77.9
13	同上の62倍の変形：26.6+1.56*62=123.29--->124	124.12	67.4
14	同上の72倍の変形：26.6+1.56*72=138.89--->140	140.1	64.6
15	同上の84倍の変形：26.6+1.56*84=157.07--->158	158.21	56.6
16	同上の98倍の変形：26.6+1.56*98=179.45--->180	172.85	52.1
17	同上の114倍の変形：26.6+1.56*114=204.41--->206	199.76	40.9
	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	187.59	3
	自重のみの変形	181.83	---
	最大荷重：109.9kN (6サイクル)、同変形：52.51mm		

AC 試験体は、部材角(中央部分のたわみ変形をスラブの内法スパンの半分で除した値)が 1/110 程度で定着先のスタブにアンカー筋がコンクリートを掻き上げることによって引張ひび割れが入り、最大荷重(109.9kN)となった。その後、部材角 1/30 程度まで載荷したところ、端部接合部は破壊したがスラブの脱落等は生じなかった。

(2)荷重・ひずみの検討

試験体固定端部に設置したアンカー筋のひずみについて、スラブ幅の中央および端部にあるアンカー筋の平均ひずみをまとめて図 3.2.7-19, 図 3.2.7-20 に示す。

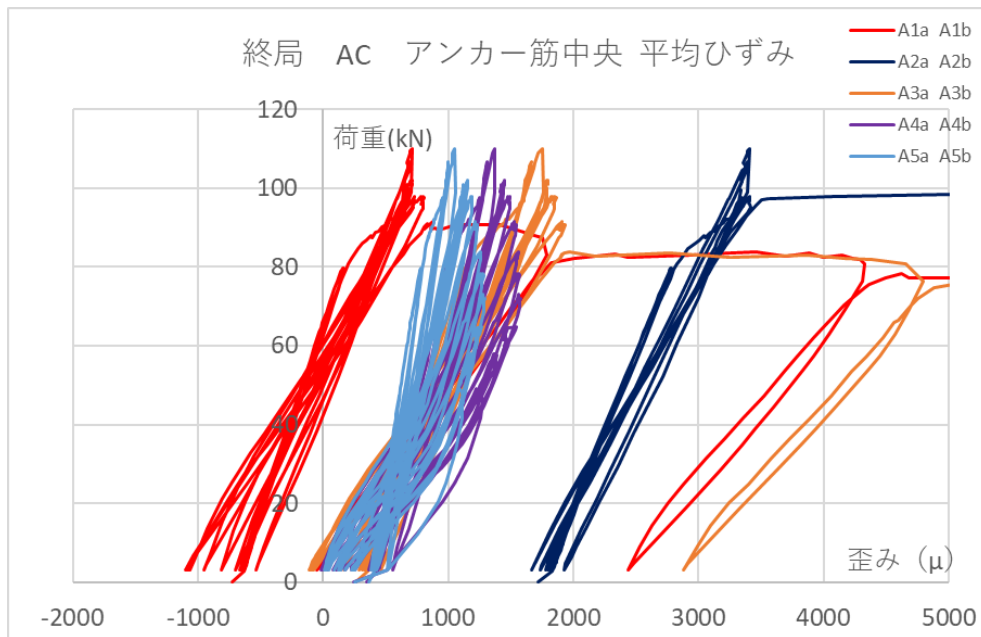


図 3.2.7-19 アンカー筋の全平均ひずみ (中央 スラブ幅方向)

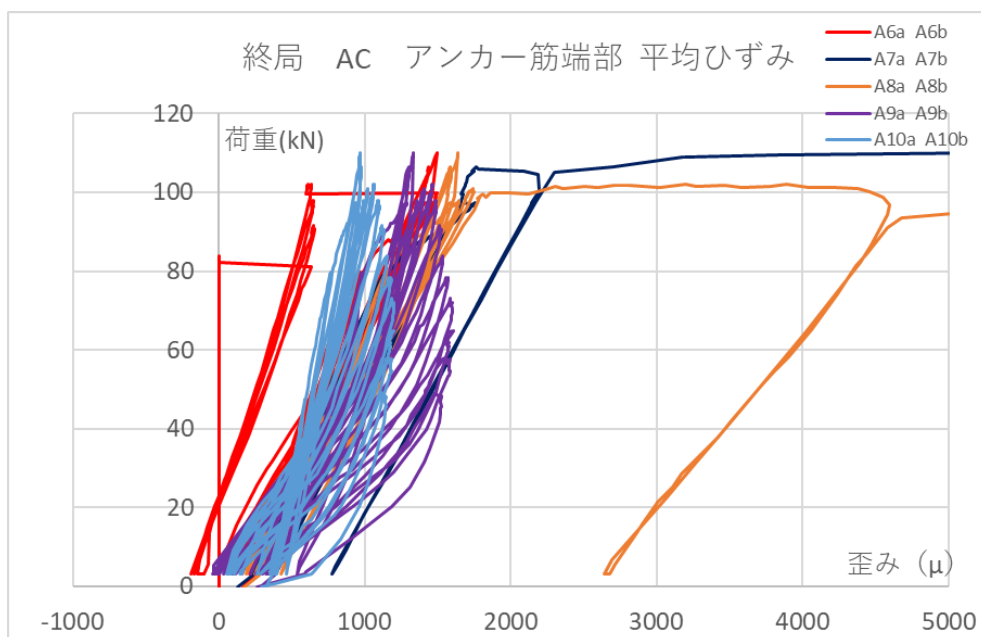


図 3.2.7-20 アンカー筋の全平均ひずみ (端部 スラブ幅方向)

端部あと施工アンカー筋は 105.4kN 程度の載荷時の部材角 1/120 程度で打継ぎ付近の試験体スタブ側のあと施工アンカー筋で降伏したが、3.3 に示す曲げ降伏荷重到達時は、鉄筋の降伏は確認されなかった。これらより、接合部の破壊はアンカー筋降伏後に起こった現象であることが確認された。なお、スラブ中央部下端の鉄筋は最終破壊時点でも降伏しなかった。(図 3.2.7-20 下端筋中央 平均歪み 参照)

(3)曲げ実験終了後の変形

曲げ実験終了後 3 週間の中央変形 (測定点 No1) を図 3.2.7-21 に示す。

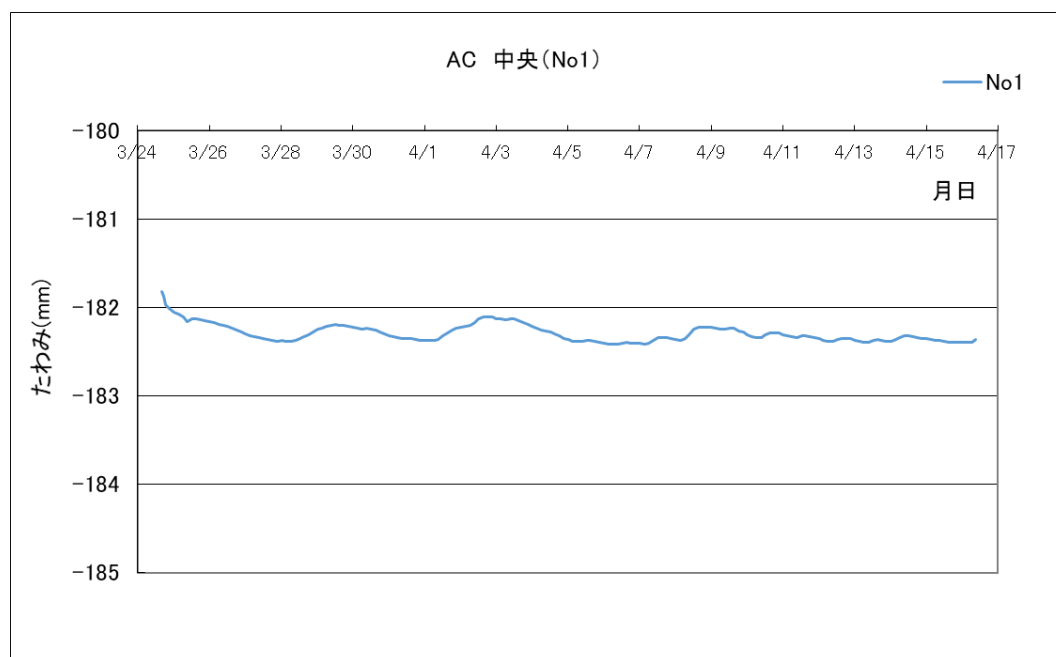


図 3.2.7-21 曲げ実験終了後の中央変形 (測定点 No1)

曲げ実験終了時の自重のみのたわみは、181.8mm であった。実験終了後 2 週間のたわみは、182~182.5mm の 0.5mm 程度の小さな範囲で変動していた。

曲げ実験終了後のスラブとスタブとの目開き(変位測定 No.19)を図 3.2.7-22 に示す。目開き(変位測定 No.20)は、実験途中より測定出来ていなかったため図示していない。

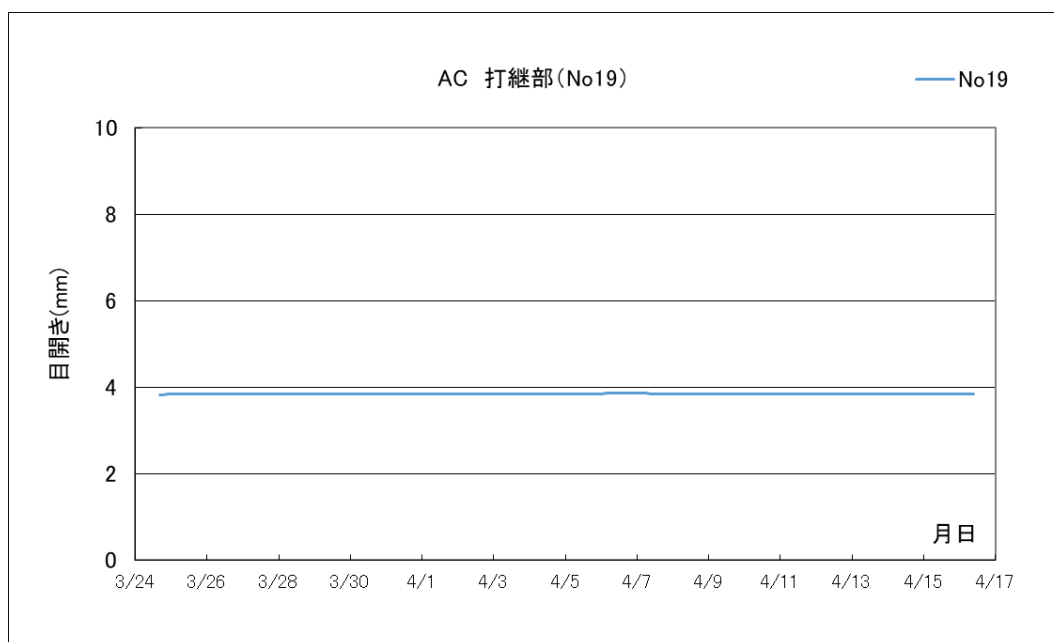


図 3.2.7-22 曲げ実験終了後のスラブとスタブとの目開き

スラブとスタブとの目開き量は曲げ実験開始前では 1.9mm であったのが、曲げ実験終了時には 3.8mm と大きく増大した。実験終了後 2 週間のたわみは 3.8mm と一定であった。

曲げ実験終了後、ひび割れ幅（変位測定番号 No15,16）について測定した結果を図 3.2.7-23 に示す。

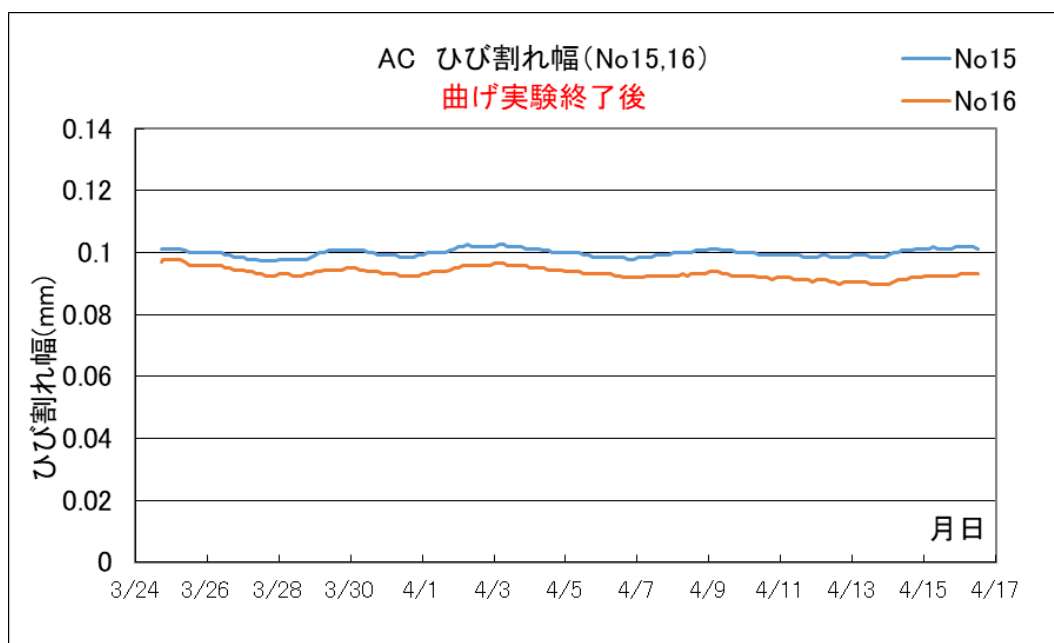


図 3.2.7-23 曲げ実験終了後のひび割れ幅

曲げ実験終了時のひび割れ幅は No15 で 0.10mm, No16 で 0.09mm となり、実験終了後 2 週間の変動も微小である。

(4)振動数の検討

表 3.2.7-9 に長期荷重から短期荷重を経て、終局荷重後のスラブの固有振動数を示す。

表 3.2.7-9 長期荷重時のスラブの固有振動数の経時変化 (単位:Hz)

試験体 タイプ	2016 2/16 無載荷	2016 2/16 載荷	2016 3/1 半月	2016 3/15 1か月	2016 5/21 3か月	2016 8/16 6か月	2017 2/7 1年	2017 8/9 1年半
AC	16.7	12.6	12.6	12.7	12.2	12.1	12	11.9

試験体 タイプ	2018 1/11 短期荷重	2018 2/9 2年	2019 2/15 3年	2020 2/14 4年	2021 2/13 5年	2022 3/17 6年	2022 3/24 終局
AC	10.0	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1	8.1

AC 試験体の固有振動数は、長期荷重時の直近（2017.8.9）では 11.9Hz であったが、短期荷重載荷後の鉄筋束による再荷重時（2018.1.11）の結果は 10.0Hz となり、1.9Hz 固有振動数が低下していた。

終局曲げ実験の直近（2022.3.17）の固有振動数は 10.1Hz であったが、終局曲げ実験後の自重のみの固有振動数は 8.1Hz となり 2Hz 低下していた。

(5) 考察

あと施工アンカーを用いた床スラブの長期たわみ試験体について、長期たわみ実験終了時に終局曲げ実験を実施し、破壊性状を確認した結果、以下の知見を得た。

① スラブ中央部のたわみ

曲げ実験終了時の自重のみのたわみは、181.8mm であった。実験終了後 2 週間のたわみは、182～182.5mm の 0.5mm 程度の小さな範囲で変動していた。スラブとスタブとの目開き量は曲げ実験開始前では、1.9mm であったのが、曲げ実験終了時には 3.8mm と大きく増大した。実験終了後 3 週間のたわみは、3.8mm と一定であった。

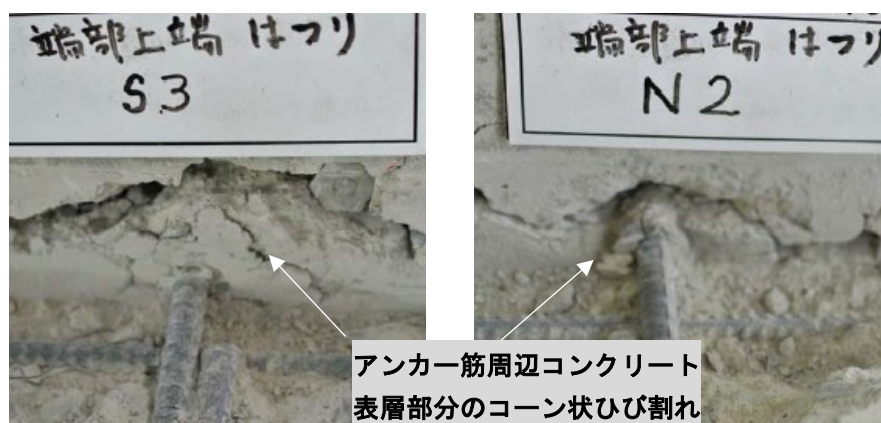
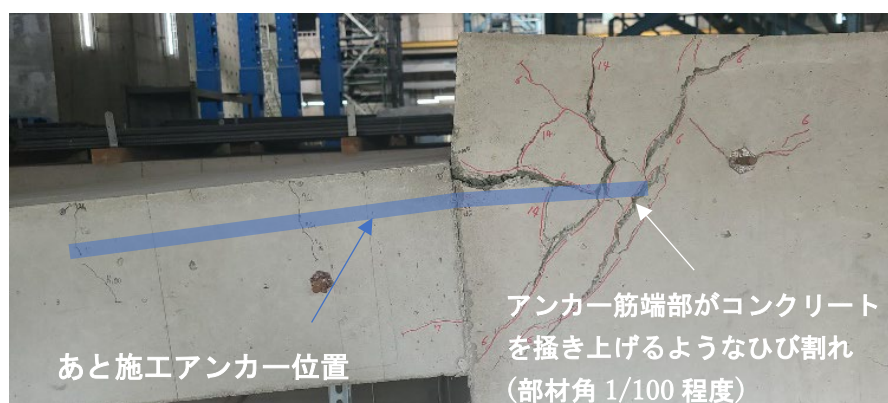
② アンカー筋のひずみ

端部あと施工アンカー筋は 105.4kN 程度の載荷時の部材角 1/120 程度で打継ぎ付近の試験体スタブ側のあと施工アンカー筋で降伏したが、計算値による曲げ降伏荷重到達時には、鉄筋の降伏は確認されなかった。これらより、接合部の破壊はアンカー筋降伏後に起こった現象であることが確認された。なお、スラブ中央部下端の鉄筋は最終破壊時点でも降伏しなかった。

③ 試験体のひび割れ

試験体の破壊過程は、アンカー筋が降伏した後、部材角が 1/110 程度で定着先のスタブにアンカー筋がコンクリートを掻き上げるひび割れが入り、最大荷重(109.9kN)となった。その後、部材角 1/30 程度まで載荷したところ、端部接合部は破壊したがスラブの脱落等は生じなかった。

また、端部接合部をはつり出して確認した結果、アンカー筋周辺のコンクリート表層の小さなコーン状のひび割れが確認されたことから、アンカー筋降伏後に接合部分の変形が進みスタブ部分にひび割れを生じさせたものと推察される。



④ スラブの固有振動数

終局曲げ実験の直近 (2022.3.17) の固有振動数は 10.1Hz であったが、終局曲げ実験後の自重のみの固有振動数は 8.1Hz となり 2Hz 低下していた。

本試験体では接合部のあと施工アンカーがコンクリートを掻き上げる破壊を起こし強度低下した。本試験体のように定着先にへりあきやはしあきがある場合、その影響も考慮したあと施工アンカーの埋込長さの設計および強度評価を行うことが肝要である。

3.2.8 まとめ

(1) 長期載荷実験

RC床スラブの増設を想定したスラブの長期性能の確認実験において、載荷後約6年の結果は、以下の知見を得た。

- ・試験体のたわみについて、載荷直後から半年間は大きく増大したが、半年以降はその増加が鈍化し、2.5年が経過した2017年以降は微小な増減を繰り返しながら少しずつ増加した。たわみの値や期間を経ることによる増大の傾向という点において、あと施工アンカーの使用の有無による大きな違いは現時点で見られていない。
- ・試験体に発生したひび割れの幅や床スラブとスタブの打継ぎ部の目開きの幅は、載荷後半年で幅が増幅した後は、その後もわずかながら増加を続けており、載荷5年半の経過時点のAH試験体で0.81mm程度、BA試験体で0.8mm程度であり、たわみと同様にあと施工アンカーの使用の有無による大きな違いはなかった。
- ・試験体のたわみから、弾性たわみに対する測定結果の比(たわみの増大率)を求めると、両端固定一方向スラブの試験体で12程度であり、現時点では安全側を示している。将来たわみの推定方法は、供用期間の設定や推定式について安全側となるよう適切に選択する必要がある。

(2) 短期載荷実験

長期載荷実験経過中に短期載荷による曲げ実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・曲げ実験終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時のたわみは25.045mmとなった。よって、曲げ実験によるたわみの増加量は、 $25.045 - 14.365 = 10.68\text{mm}$ となった。
- ・曲げ実験によるアンカー筋の平均ひずみの最大値は 3300μ と、実験予定の 1900μ を超えて加力することとなった。終了後、積載荷重用の鉄筋束を再度載せた時の平均ひずみは中央で $478 \sim 644\mu$ となり、降伏歪みに達したゲージ(A2b)のある平均ひずみは 2235.5μ と実験予定の 1900μ を超えた。また端部の平均ひずみは $411 \sim 627\mu$ と 1900μ には達していなかった。
- ・曲げ実験によるひび割れの変化は、多少新たに生じたひび割れもあるが、長期たわみ実験時に生じたひび割れが伸びたことと、スラブとスタブとの目開き量が $1.6 \sim 1.7\text{mm}$ となり、曲げ実験により見開き量が 1.1mm 程度増大したことが挙げられる。
- ・振動測定の結果、長期荷重時の直近の固有振動数は 11.9Hz に対して、本実験最後の鉄筋束による再荷重時の結果は 10.0Hz となり、 1.9Hz 固有振動数が低下した。

(3) 終局載荷実験

長期載荷実験終了時に終局曲げ実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ・試験体の破壊過程は、部材角が 1/110 程度で定着先のスタブにアンカー筋がコンクリートを掻き上げるひび割れが入り、最大荷重となったが、部材角 1/30 程度まで載荷しても端部接合部は破壊したがスラブの脱落等は生じなかった。
- ・接合部のあと施工アンカーがコンクリートを掻き上げる破壊を起し強度低下しており、本試験体のように定着先にへりあきやはしあきがある場合、その影響も考慮したあと施工アンカーの埋込長さの設計および強度評価を行うことが肝要である。

3.3 実建築物における実験結果

3.3.1 実験の主旨・概要

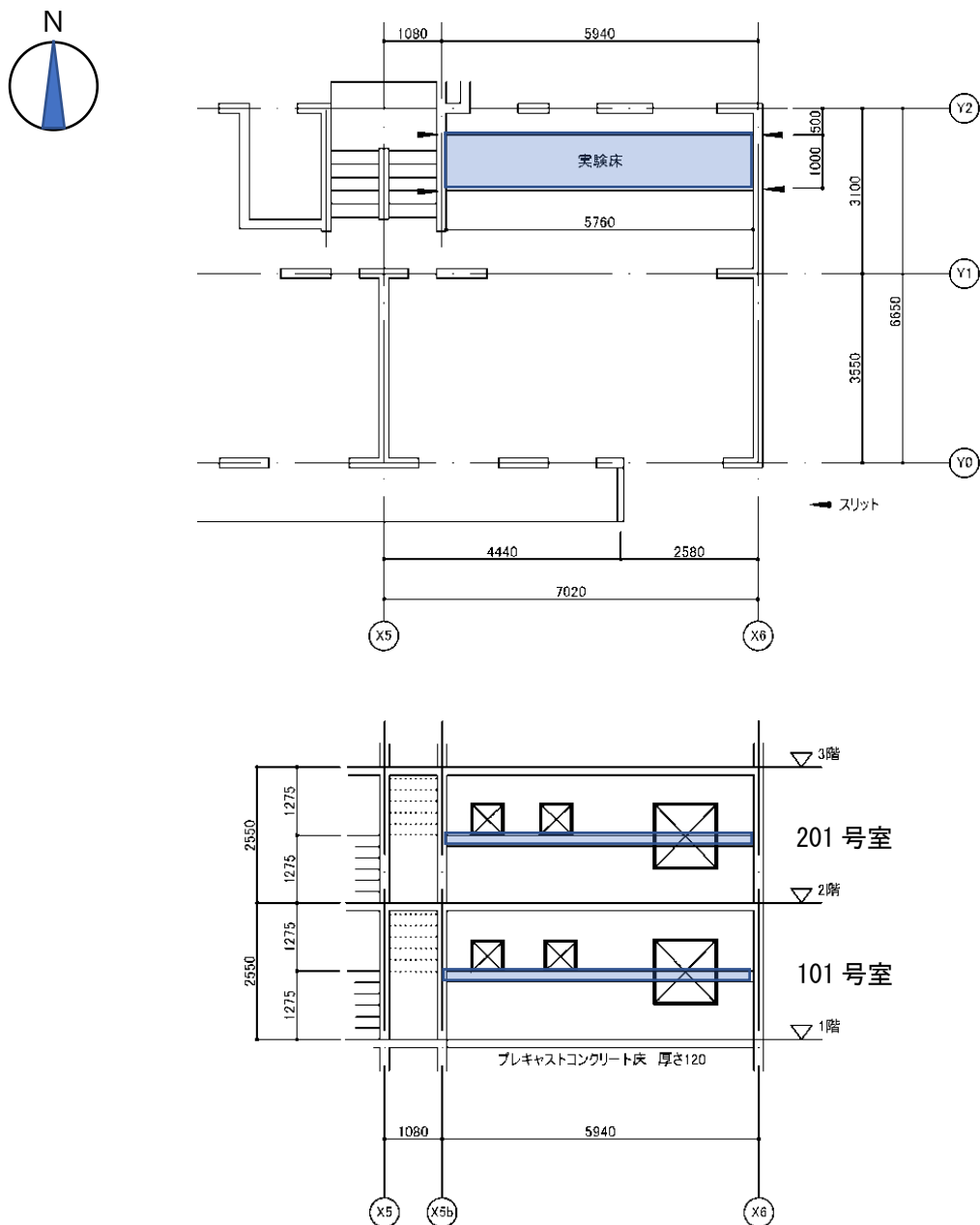
本実験は、実建築物における新設スラブの主筋定着に接着系あと施工アンカーを用いたときの当該スラブの長期性状を把握することを目的とした。実建築物の新設スラブでは、前節のスタブに固定した場合の試験条件と異なり、その支持部材の乾燥収縮は収束していることから、新設スラブのみ収縮が進行し、その影響によりあと施工アンカーに引張力が付加される可能性がある。また、壁式鉄筋コンクリート造建築物の耐力壁にあと施工アンカーを用いた場合、耐力壁の回転変形が新設スラブのたわみ性能に及ぼす影響が無視できない可能性もあるため、これを検証するために、実建築物の壁に支持した1m幅のスラブ試験体に対して長期荷重実験を行うこととした。

また、長期荷重を載荷した試験体について、一般的なスラブの設計では用いない終局状態を想定した荷重の載荷を行い、接着系あと施工アンカーを用いたスラブへの影響の有無についての確認を行う。

3.3.2 計画方針

実建築物として、独立行政法人 都市再生機構清瀬旭ヶ丘団地内の実験棟(壁式鉄筋コンクリート造5階建て建築物(1967年建設))の2階201号室および1階101号室の北側居室に、スパン5,940mm、幅1000mm、厚さ200mm、の接着系あと施工アンカー定着によるスラブおよび標準定着によるスラブを製作し、居室相当の載荷荷重(2.5kN/m²)を積載して、長期たわみ性状を把握することとした。

実験スラブ配置図を図3.3.2-1に示す。



接着系あと施工アンカー定着試験体(2階 201号室)

標準定着試験体(1階 101号室)

図 3.3.2-1 実験スラブ配置図

3.3.3 設計方針・計算例

設計方針・計算例は、3.2.3項参照。

3.3.4 試験体計画・製作概要

試験体は、新設スラブと既存壁との定着に接着系あと施工アンカーを用いたもの、および既存壁のコンクリートを一部撤去し、所要の定着長さを有する上端筋と下端筋を配筋した後にはつり部分にコンクリートを打ち込み、硬化後に新設スラブを作成したものとする。

新設スラブは、1階および2階の北側居室において階高の1/2の位置に設置する。この時、新設スラブが取り付く両側の耐力壁の新設スラブ際に縦方向にスリットを入れて、周囲の壁と切り離し影響を受けないようにする。

新設スラブのコンクリートの目標圧縮強度は、18 N/mm²(呼び強度)とした。

新設スラブの配筋リストを表3.3.4-1に示す。

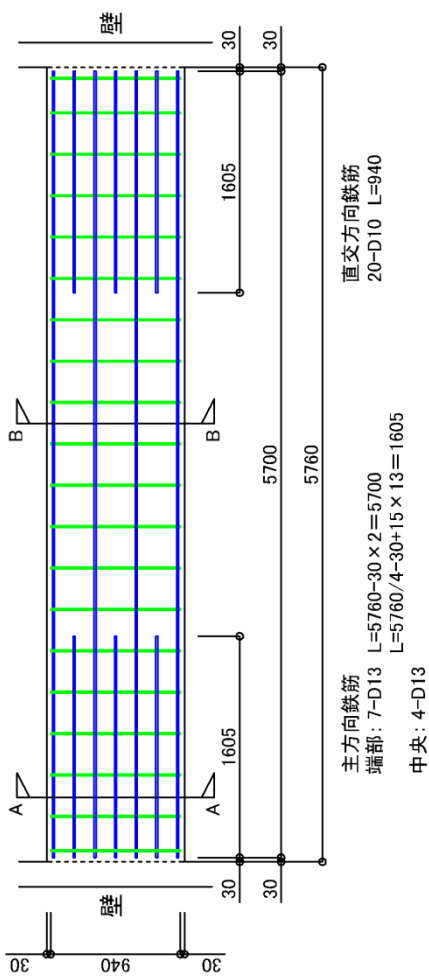
スラブ配筋図を図3.3.4-1、新設スラブと既存壁との接合詳細を図3.3.4-2に示す。

表 3.3.4-1 新設スラブの配筋リスト

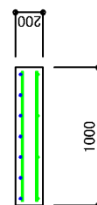
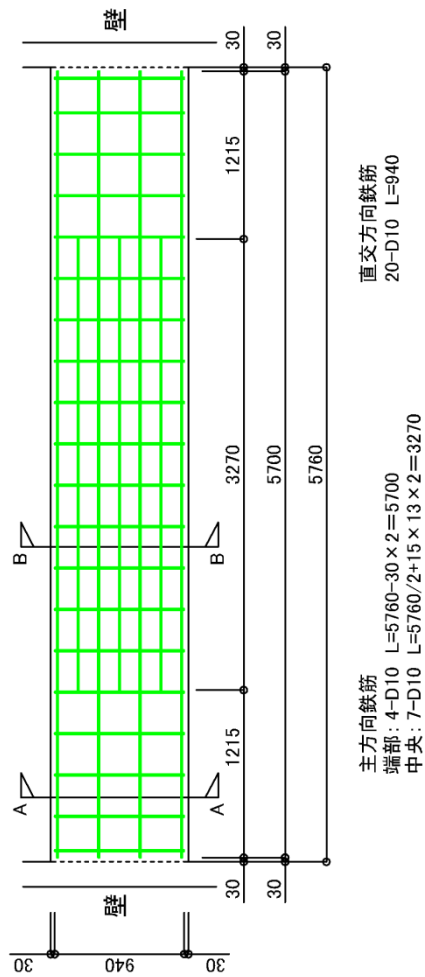
板厚	位置	主筋方向		配力筋方向	
		端部	中央	端部	中央
200	上	D13@150	D13@300	D10@300	D10@300
	下	D10@300	D10 @150	D10@300	D10@300

既存壁および新設スラブの材料試験結果を表3.3.4-2、表3.3.4-3に示す。

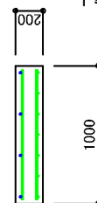
上端筋配筋要領図



下端筋配筋要領図



A-A 断面図



B-B 断面図

符号	板厚	位置	主方向配筋		直交方向配筋	
			端部	中央	端部	中央
1S1	200	上端	D13@150	D13@300	D10@300	D10@300
		下端	D10@300	D10@150	D10@300	D10@300

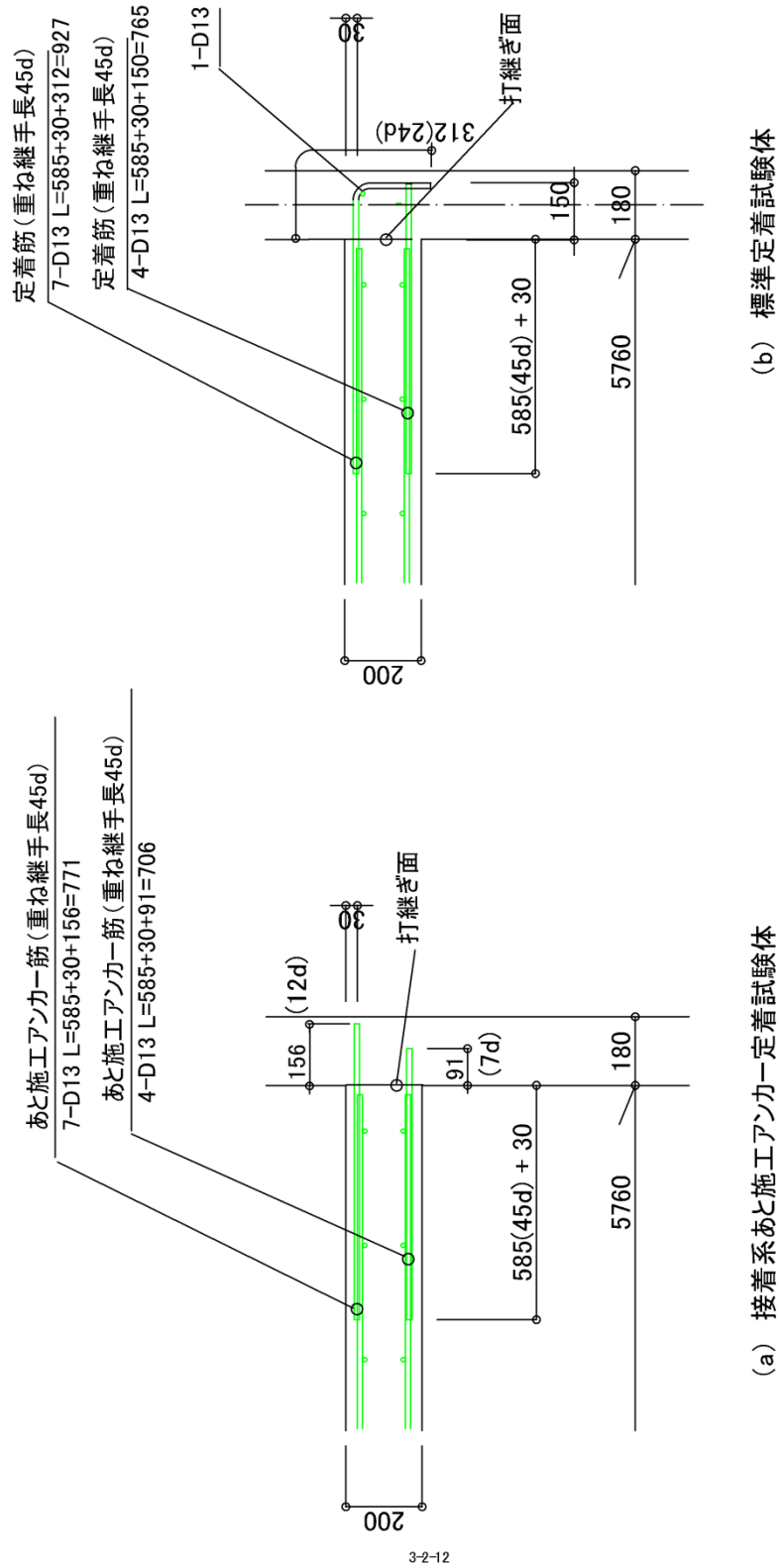


図 3.3.4-2 新設スラブと既存壁との接合詳細

表 3.3.4-2 コンクリート材料試験結果

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
101号室-右	7.61	15.45	2.030	1.000	45.48	1630	2.320	161.3	35.5	既存壁
101号室-左	7.61	15.29	2.009	1.000	45.48	1597	2.296	145.9	32.1	既存壁
201号室-右	7.61	15.22	2.000	1.000	45.48	1592	2.300	128.9	28.3	既存壁
201号室-左	7.61	15.45	2.030	1.000	45.48	1608	2.288	190.2	41.8	既存壁

試験実施日: 2015年12月21日(月)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
18-18-20N 1W No.1	10.00	19.92	1.992	1.000	78.54	3408	2.178	118.7	15.1	壁
18-18-20N 1W No.2	10.00	19.78	1.978	1.000	78.54	3378	2.174	123.3	15.7	
18-18-20N 1W No.3	10.00	19.97	1.997	1.000	78.54	3405	2.171	115.9	14.8	

試験実施日: 2015年12月29日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
18-18-20N 1W No.1	10.00	20.22	2.022	1.000	78.54	3595	2.264	149.1	19.0	スラブ
18-18-20N 1W No.2	10.00	20.27	2.027	1.000	78.54	3618	2.273	138.1	17.6	
18-18-20N 1W No.3	10.00	20.27	2.027	1.000	78.54	3615	2.271	156.3	19.9	

試験実施日: 2016年01月12日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
18-18-20N 4W No.1	10.00	19.68	1.968	1.000	78.54	3344	2.163	192.6	24.5	2.25	壁
18-18-20N 4W No.2	10.00	19.84	1.984	1.000	78.54	3380	2.169	188.6	24.0	2.59	
18-18-20N 4W No.3	10.00	19.91	1.991	1.000	78.54	3390	2.168	195.6	24.9	2.31	

試験実施日: 2016年01月19日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考	
18-18-20N 4W No.1	10.00	19.83	1.983	1.000	78.54	3534	2.269	226.2	28.8	2.79	スラブ	
18-18-20N 4W No.2	10.00	19.93	1.993	1.000	78.54	3566	2.278	227.8	29.0	3.02		
18-18-20N 4W No.3	10.00	19.78	1.978	1.000	78.54	3544	2.281	243.8	31.0	2.98		
									AVE=	29.6	2.93	

試験実施日: 2016年02月02日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
18-18-20N 6W No.1	10.00	19.88	1.988	1.000	78.54	3531	2.261	216.6	27.6	スラブ
18-18-20N 6W No.2	10.00	19.85	1.985	1.000	78.54	3515	2.255	237.4	30.2	
18-18-20N 6W No.3	10.00	19.87	1.987	1.000	78.54	3522	2.257	210.2	26.8	

試験実施日: 2016年03月15日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
清瀬壁 13W No.1	10.00	20.02	2.002	1.000	78.54	3399	2.162	199.8	25.4	壁
清瀬壁 13W No.2	10.00	19.93	1.993	1.000	78.54	3429	2.191	219.8	28.0	
清瀬壁 13W No.3	10.00	19.96	1.996	1.000	78.54	3431	2.189	218.8	27.9	

試験実施日: 2016年03月22日(火)

No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	備考
清瀬床 13W No.1	10.00	19.92	1.992	1.000	78.54	3522	2.251	253.4	32.3	スラブ
清瀬床 13W No.2	10.00	19.82	1.982	1.000	78.54	3507	2.253	248.0	31.6	
清瀬床 13W No.3	10.00	19.87	1.987	1.000	78.54	3553	2.277	255.6	32.5	

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価

表 3.3.4-2 コンクリート材料試験結果(続き)

試験実施日:2016年06月13日(月)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬壁 26W No.1	10.00	19.12	1.912	1.000	78.54	3279	2.184	237.4	30.2	2.67	壁
清瀬壁 26W No.2	10.00	19.02	1.902	1.000	78.54	3284	2.198	256.0	32.6	2.63	
清瀬壁 26W No.3	10.00	18.98	1.898	0.992	78.54	3260	2.187	246.2	31.1	2.75	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
試験実施日:2016年06月20日(月)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬床 26W No.1	10.00	19.89	1.989	1.000	78.54	3517	2.251	287.0	36.5	2.90	スラブ
清瀬床 26W No.2	10.00	19.88	1.988	1.000	78.54	3531	2.261	294.2	37.5	3.05	
清瀬床 26W No.3	10.00	19.77	1.977	1.000	78.54	3501	2.255	281.4	35.8	3.04	
									AVE=	36.6	3.00
試験実施日:2016年12月12日(月)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬壁 52W No.1	10.00	19.85	1.985	1.000	78.54	3414	2.190	263.5	33.5	2.93	壁
清瀬壁 52W No.2	10.00	19.97	1.997	1.000	78.54	3412	2.175	264.6	33.7	2.85	
清瀬壁 52W No.3	10.00	19.89	1.989	1.000	78.54	3417	2.187	270.6	34.5	2.97	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
試験実施日:2016年12月28日(水)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬床 53W No.1	10.00	19.89	1.989	1.000	78.54	3466	2.219	311.2	39.6	2.85	スラブ
清瀬床 53W No.2	10.00	19.79	1.979	1.000	78.54	3478	2.238	308.7	39.3	3.07	
清瀬床 53W No.3	10.00	19.96	1.996	1.000	78.54	3522	2.247	325.0	41.4	3.19	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
試験実施日:2018年2月6日(火)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬壁 112W No.1	10.00	19.64	1.964	1.000	78.54	3392	2.199	248.2	31.6	2.68	壁
清瀬壁 112W No.2	10.00	19.48	1.948	1.000	78.54	3384	2.212	261.0	33.2	2.92	
清瀬壁 112W No.3	10.00	19.70	1.970	1.000	78.54	3445	2.227	258.8	33.0	2.91	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
試験実施日:2018年2月6日(火)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬床 111W No.1	10.00	19.60	1.960	1.000	78.54	3489	2.266	293.4	37.4	2.86	スラブ
清瀬床 111W No.2	10.00	19.65	1.965	1.000	78.54	3522	2.282	313.6	39.9	3.12	
清瀬床 111W No.3	10.00	19.50	1.950	1.000	78.54	3539	2.311	329.6	42.0	3.15	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
試験実施日:2019年03月13日(水)											
No.	直径 (cm)	整形後高さ (cm)	高さ/直径	補正係数	断面積 (cm ²)	質量 (g)	かさ比重	最大荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)	備考
清瀬床 168W No.1	10.00	19.88	1.988	1.000	78.54	3484	2.231	311.8	39.7	3.04	スラブ
清瀬床 168W No.2	10.00	19.91	1.991	1.000	78.54	3470	2.219	302.8	38.6	2.94	
清瀬床 168W No.3	10.00	19.85	1.985	1.000	78.54	3508	2.250	305.8	38.9	3.04	
									※静弾性係数は×10 ⁴ N/mm ²		
壁コンクリート打設日:2015年12月14日(月)											
床コンクリート打設日:2015年12月22日(火)											

表 3.3.4-3 鉄筋材料試験結果

	異形鉄筋D10 (SD295)			異形鉄筋D13 (SD295)		
	I	II	III	I	II	III
公称直径(mm)	9.53	9.53	9.53	12.7	12.7	12.7
公称断面積(mm ²)	71.33	71.33	71.33	126.7	126.7	126.7
上降伏荷重(N)	27320	27180	26790	46270	45890	46680
上降伏点応力(N/mm ²)	383.0	381.0	375.6	365.2	362.2	368.4
下降伏荷重(N)	26180	26030	25990	44760	44380	44780
下降伏点応力(N/mm ²)	367.0	364.9	364.4	353.3	350.3	353.4
最大荷重(N)	36050	35600	35550	62200	62500	62600
引張強さ(N/mm ²)	505.4	499.1	498.4	490.9	493.3	494.1
標点間距離(mm)	91.7	92.8	91.6	101.1	102.2	101.1
試験後標点間距離(mm)	110.2	109.9	108.2	120.4	122.3	121.5
破断伸び(%)	20.2	18.4	18.1	19.1	19.6	20.2
静弾性係数(×10 ⁵ N/mm ²)	2.10	1.95	1.73	1.74	1.78	1.69
破断箇所	A	A	A	A	A	A

試験体施工時の接着系あと施工アンカーの施工位置を図 3.3.4-3 に示す。また施工時の穿孔穴径、深さ、アンカー筋長さ、埋込み長さ、勾配等の施工記録を表-3.3.4-5 に示す。

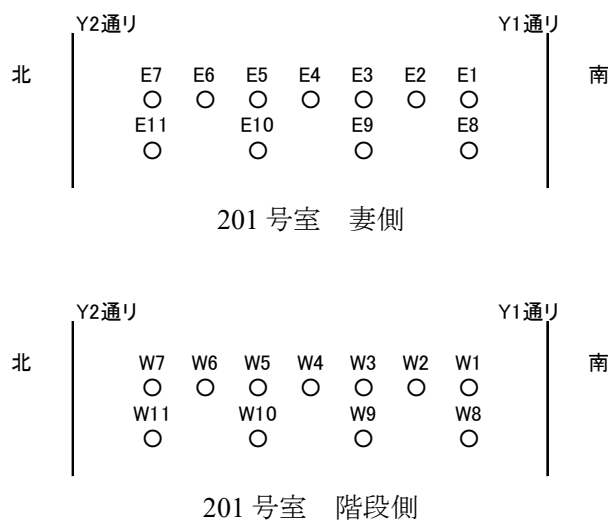


図 3.3.4-3 接着系あと施工アンカーの施工位置

表 3.3.4-5 接着系あと施工アンカー施工時の穿孔穴径、深さ、アンカー筋長さ、埋込み長さ、勾配

201号室:妻側											
番号は、手前(南)から	上端筋							下端筋			
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
内径奥(平行)	14.6	14.4	13.7	14.4	14.0	14.2	14.7	14.8	14.6	14.7	14.2
内径奥(直角)	15.5	15.6	14.5	15.2	14.1	14.3	15.2	13.9	13.7	14.6	14.4
内径手前(平行)	16.1	16.4	16.2	16.3	16.1	16.0	15.9	16.0	16.1	15.7	16.5
内径手前(直角)	16.3	15.9	15.8	16.1	16.4	16.1	16.1	16.6	19.7	16.0	16.1
単位:mm											
深さ	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
	167.5	166.0	162.4	162.3	162.2	161.3	161.4	97.4	101.2	101.3	98.8
単位:°											
勾配	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
スラブ面に平行方向	90.3	92.0	95.2	95.3	93.4	91.3	92.4	93.5	92.3	91.3	94.4
スラブ面に直角方向	92.2	90.4	92.2	90.1	91.4	92.2	89.1	91.2	93.1	92.2	89.5
単位:mm											
アンカー筋の全長	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
	775	776	775	774	773	774	774	710	710	710	711
アンカー筋の出長さ	612	623	615	613	619	616	629	614	613	612	615
埋め込み長さ	163	153	160	161	154	158	145	96	97	98	96
単位:°											
アンカー筋勾配	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
スラブ面に平行方向	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	89.7	89.6	89.7	89.8	90.3	89.3	88.2	---	---	---	---
測定不可											
201号室:階段側											
番号は、手前(南)から	上端筋							下端筋			
	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
内径奥(平行)	14.2	14.6	14.5	14.6	14.8	14.3	13.9	14.6	13.6	14.4	13.9
内径奥(直角)	15.2	14.4	14.6	15.2	14.7	14.2	12.8	15.1	15.9	15.2	12.8
内径手前(平行)	16.3	16.3	15.9	16.9	16.4	16.3	16.1	15.9	16.1	16.1	15.6
内径手前(直角)	16.4	16.1	16.2	19.5	20.0	16.4	18.0	15.7	16.3	15.8	15.2
単位:mm											
深さ	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
	163.4	169.4	166.4	貫通	168.2	貫通	161.2	99.1	99.9	100.2	97.1
貫通:アンカー筋の抜け出し測定のため、せん孔穴を貫通して開けた											
単位:°											
勾配	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
スラブ面に平行方向	96.1	92.6	95.3	91.5	92.1	92.6	92.3	93.5	95.2	94.4	98.1
スラブ面に直角方向	93.2	91.3	90.6	91.5	91.4	92.3	87.6	91.5	92.5	90.4	88.5
単位:mm											
アンカー筋の全長	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
	773	775	776	776	774	776	773	710	711	710	710
アンカー筋の出長さ	617	623	620	616	628	623	618	613	614	622	615
埋め込み長さ	156	152	156	160	146	153	155	97	97	88	95
単位:°											
アンカー筋勾配	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
スラブ面に平行方向	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
スラブ面に直角方向	91.4	91.5	91.8	88.3	90.4	89.7	91	---	---	---	---
測定不可											

3.3.5 加力・計測方法

3.3.5-1 長期載荷実験における加力・計測方法

(1)加力方法

加力は長期荷重の載荷として、スラブ面全体に一般的な居室の積載荷重に固定荷重を考慮した 2.5kN/m^2 (積載荷重 1.8kN/m^2 , 仕上げ荷重 0.7kN/m^2) の重量を等分布荷重相当として、鉄筋束を用いて加力する。

載荷は、支保工撤去後にスラブ自重(27.6kN/m^2)のみによる変動を測定後、その直後から載荷を開始する。

(2)スラブたわみと壁回転量測定

1階および2階に新設したスラブのたわみを、変位計を取り付けた測定用ビームを設置し測定する。(図 3.3.5-1 参照)

測定項目は、スラブの鉛直・水平変位、既存壁の水平変位、アンカー筋の拔出し量とする。(図 3.3.5-2, 図 3.3.5-3 参照)

測定位置番号と測定変位を以下に示す。

- ①～⑥ スラブの鉛直変位
- ⑦・⑧ 壁の水平変位
- ⑨・⑩ スラブの壁からの鉛直変位
- ⑪～⑱ 壁の水平変位(階段室壁：南側⑪・⑬ 北側⑮・⑰, 妻壁：南側⑫・⑭ 北側⑯・⑱)
- ⑲・⑳ 壁間の水平変位
- ㉑・㉒ アンカー筋の拔出し(201号室, 階段室側)
- ㉓～㉖ 壁のスラブからの水平変位(201号室㉓・㉔ 101号室㉕・㉖)

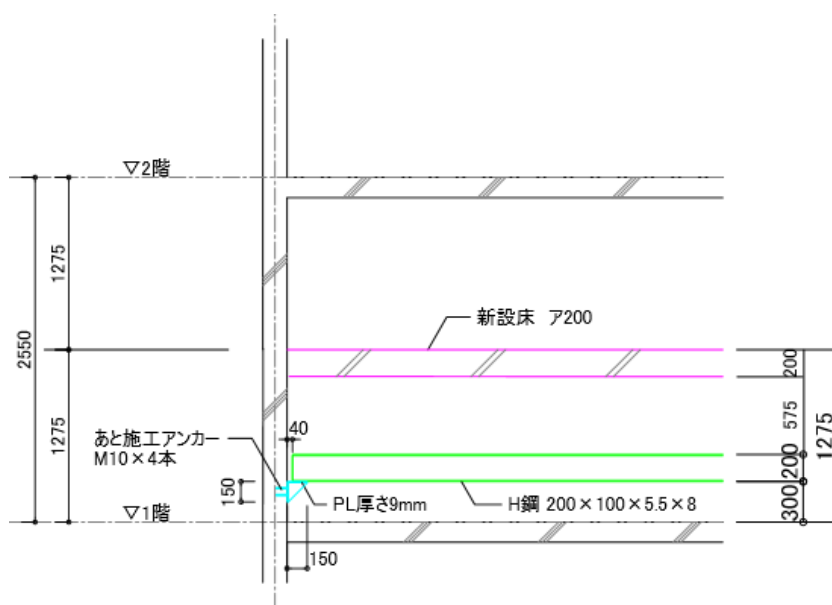


図 3.3.5-1 測定用ビーム設置位置

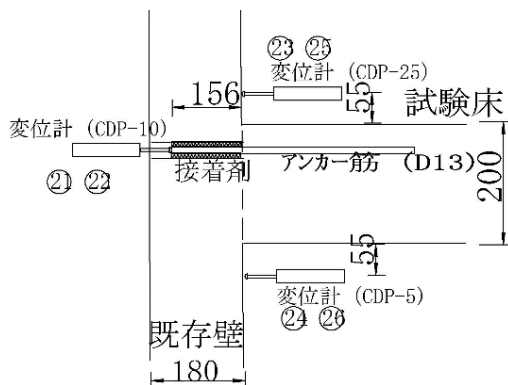


図 3.3.5-2 アンカー筋の拔出し量測定図(201号室, 階段室側)

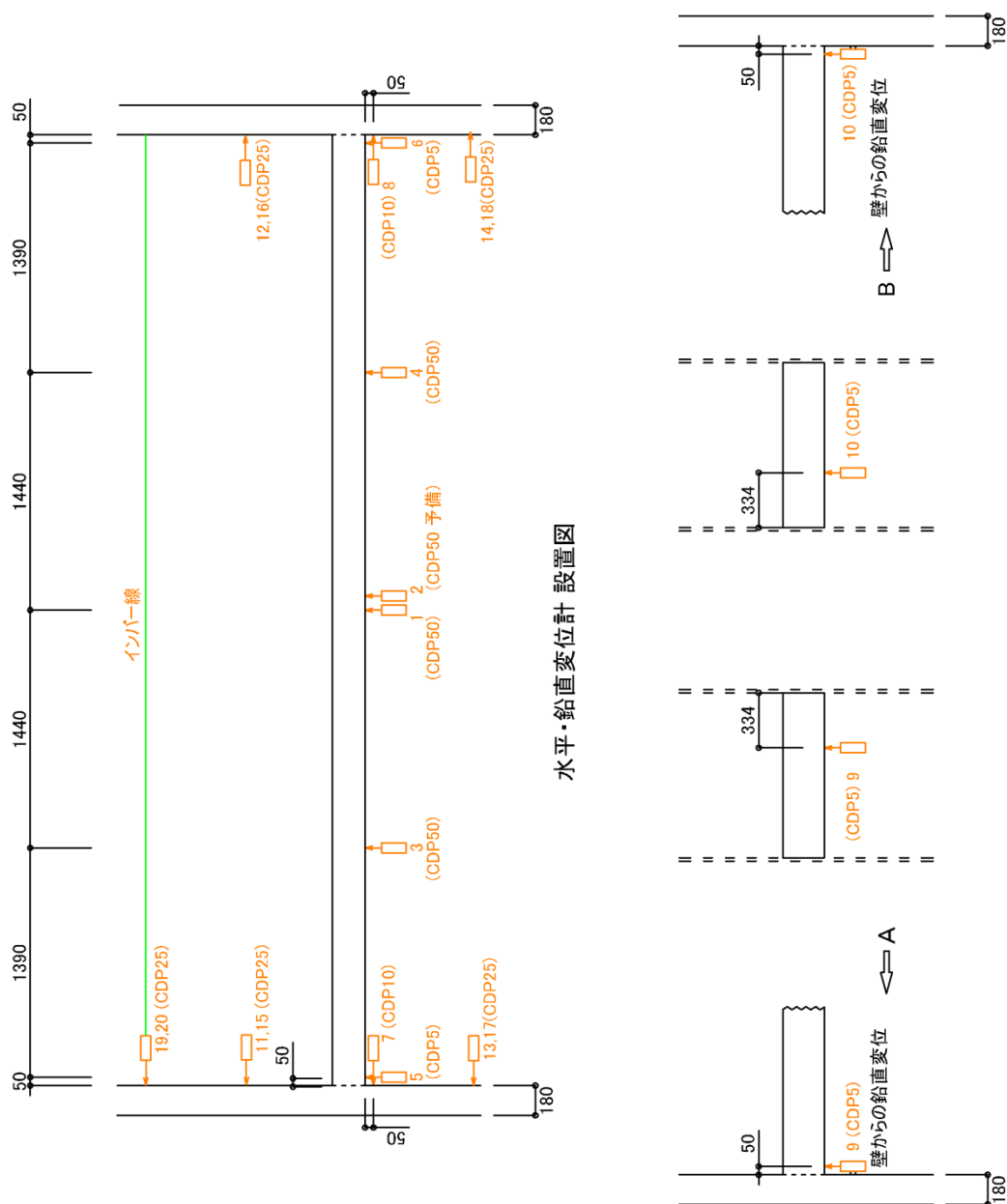


図 3.3.5-3 水平・鉛直変位測定位置図

(2)鉄筋ひずみの測定

スラブ筋、アンカー筋および定着筋のひずみの測定を行う。

鉄筋のひずみ測定位置を図 3.3.5-4～図 3.3.5-6 に示す。なお、ひずみゲージは鉄筋の上下面に貼付けている。

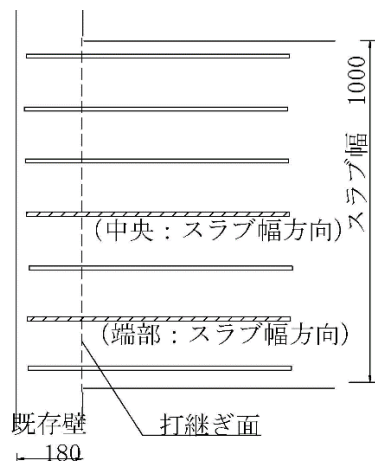


図 3.3.5-4 アンカー筋および定着筋のひずみ測定位置(平面図, 写真)

(3)その他の計測

3.2 項と同様にスラブ振動, 乾燥収縮, コンクリート強度の測定, およびひび割れの観測を, 定期的実施する。

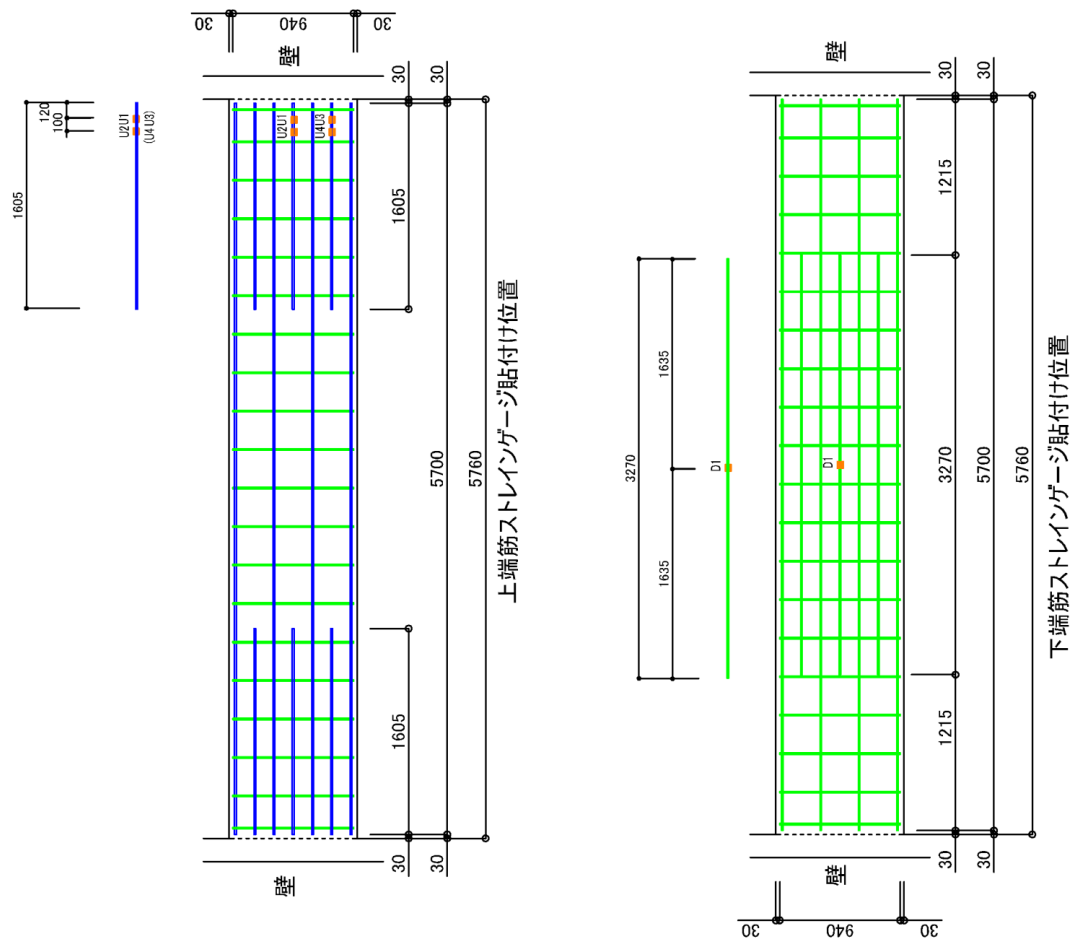


図 3.3.5-5 鉄筋(スラブ筋)ひずみ測定位置図

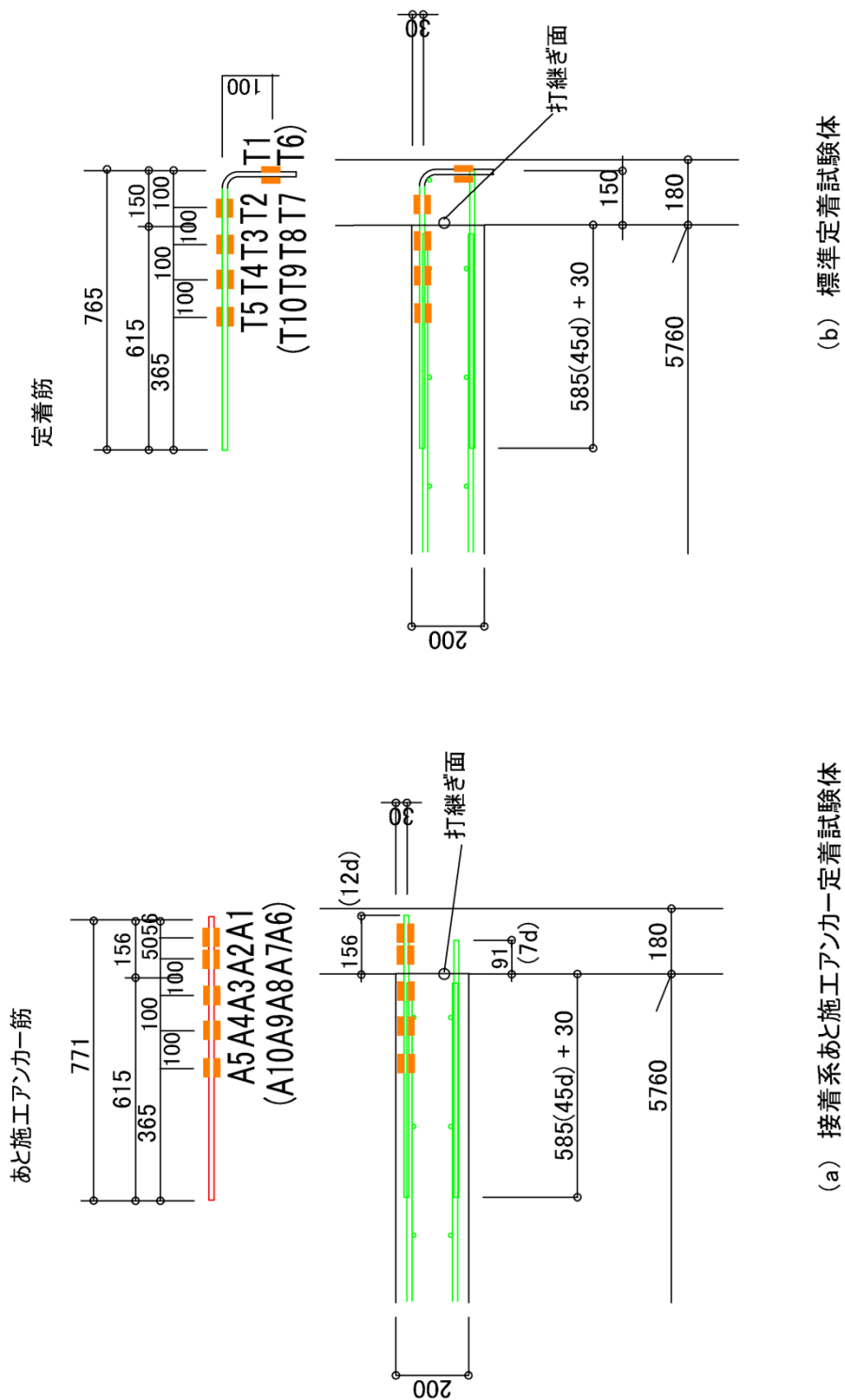


図 3.3.5-6 鉄筋(あと施工アンカー筋, 定着筋)ひずみ測定位置図

3.3.5-2 終局荷重による曲げ実験における加力・計測方法

(1) 加力方法

加力は、H型鋼を用いた門型フレームを長期たわみ試験体のスパン中央部に設置し、門型フレームの加力梁中央に取り付けた油圧ジャッキ（容量 100kN）を使用して、両端固定スラブのスパン 1/4 点に加力ビームを介して行った。

加力装置を図 3.2.5-11 に示す。

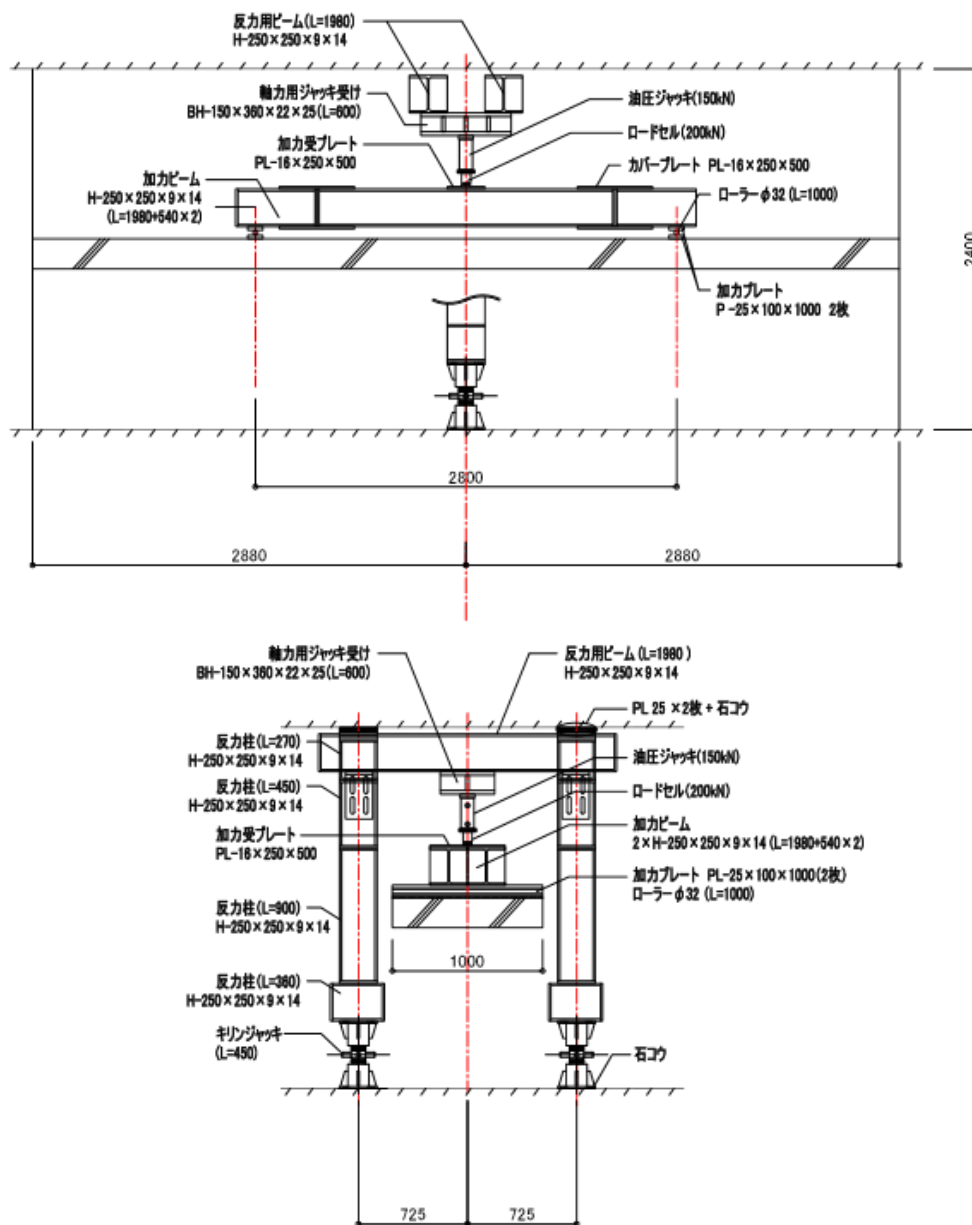


図 3.2.5-11 加力装置（上：側面図，下：断面図）

(2) 加力計画

加力は、長期たわみ実験により 16mm（部材角 1/360）程度変形しているのので、設計荷重，部材角 1/400，1/200，1/100，1/75，1/50 とし，1/25 程度（230mm）または最大荷重の低下まで一方向加力とする。

なお現在載荷してある鉄筋束は，加力ビームの設置に際して支障となるので撤去した。

設計荷重として、以下のスラブ固定端部および中央の曲げ降伏荷重を算定して決定した。算定するための力学モデルを図 3.3.5-12 に示す。

アンカー筋のあるスラブ固定端部が中央より先に曲げ降伏荷重に達するように、加力位置を試験体スパンの 1/4 とした。

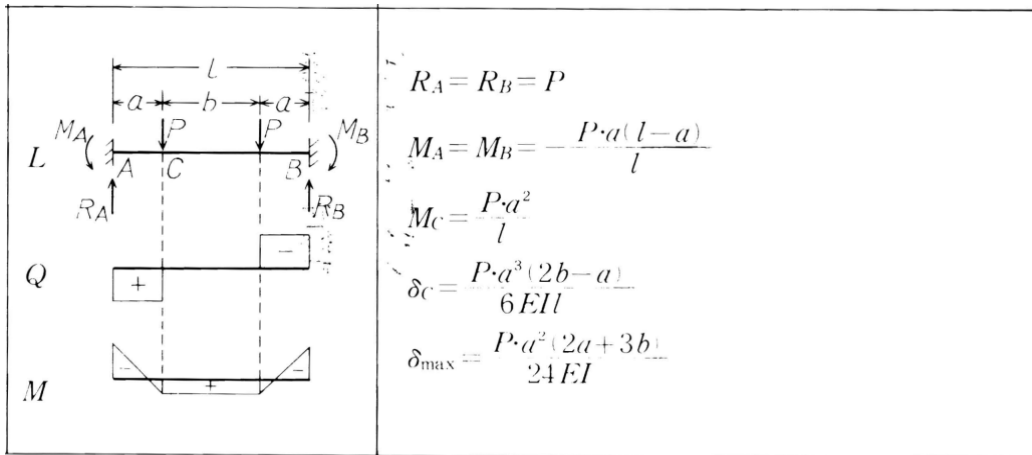


図 3.3.5-12 力学モデル

端部配筋:at	7-D13
スラブ厚さ:t	200mm
鉄筋強度:σy	352 N/mm ² (材料試験結果)
端部曲げ降伏モーメント:My	
My=at*σy*j=	46548040 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント:Me	
Me=a*(L-a)/L*P	
My=Me.	L= 5760 a= 1440 としてPを算定
P=My*L/(a*(L-a))=	43.10004 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 86.2 kN	

中央配筋:at	7-D10
スラブ厚さ:t	200mm
鉄筋強度:σy	365 N/mm ² (材料試験結果)
中央曲げ降伏モーメント:My	
My=at*σy*j=	26983994 N/mm ²
スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント:Mc	
Mc=a ² /L*P	
My=Mc.	L= 5760 a= 1440 としてPを算定
P=My*L/a ² =	74.95554 kN
加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので 149.9 kN	

長期たわみ実験の積載荷重は、1800（スラブ用）+700（仕上げ用）の合計2500N/m²を載荷しているのので、積載荷重によるスラブ固定端部曲げモーメントに等しくなるような油圧ジャッキの荷重を算定する。この時加力に使用している加力ビーム、加力プレート、ピンの重量を考慮した。

積載荷重: $w = 2500 \text{ N/m}^2$
 スパン $L = 5.76 \text{ m}$

等分布端部曲げモーメント: M_e
 $wM_e = 1/12 * w * L^2 = 6912 \text{ Nm}$

スパンLの1/4点に加力Pをしたときの端部固定端曲げモーメント: M_e
 $M_e = a * (L - a) / L * P$
 $wM_e = M_e$ $L = 5.76$ $a = 1.44$ としてPを算定
 $P = My * L / (a * (L - a)) = 6.4 \text{ kN}$

加力ビーム: 2H250*250 2.215 kN
 加力プレート、ピン 0.340 kN 合計 2.6 kNを差し引く

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 7.7 kN

等分布中央曲げモーメント: M_c
 $wM_c = 1/24 * w * L^2 = 3456 \text{ Nm}$

スパンLの1/4点に加力Pをしたときの中央曲げモーメント: M_c
 $M_c = a^2 / L * P$
 $wM_c = M_c$ $L = 5.76$ $a = 1.44$ としてPを算定
 $P = My * L / a^2 = 9.6 \text{ kN}$

加力ビーム: 2H250*250 2.215 kN
 加力プレート、ピン 0.340 kN 合計 2.6 kNを差し引く

加力用ジャッキ荷重は、2Pとなるので、 14.1 kN

(3) スラブたわみと壁回転量測定

スラブたわみおよび壁回転量の測定は、3.2.5-1 項の長期載荷実験に用いた変位計を使用するが、大きな変形まで計測できるように図 3.3.5-13 に示すように計測機器の変更および新たな計測位置の追加を行う。

測定位置番号と測定変位を以下に示す。

- ①～⑥ スラブの鉛直変位
- ⑦・⑧ 壁の水平変位
- ⑨・⑩ スラブの壁からの鉛直変位
- ⑪～⑬ 壁の水平変位(階段室壁：南側⑪・⑬ 北側⑮・⑰，妻壁：南側⑫・⑭ 北側⑯・⑱)
- ⑲・⑳ なし
- ㉑・㉒ アンカー筋の拔出し(201 号室，階段室側)
- ㉓～㉖ 壁のスラブからの水平変位(201 号室㉓・㉔ 101 号室㉕・㉖)
- ㉗・㉘ 壁の水平変位(階段室壁：中央部㉗,妻壁：中央部㉘)
- ㉙・㉚ 壁の鉛直変位(階段室壁：中央部㉙,妻壁：中央部㉚)

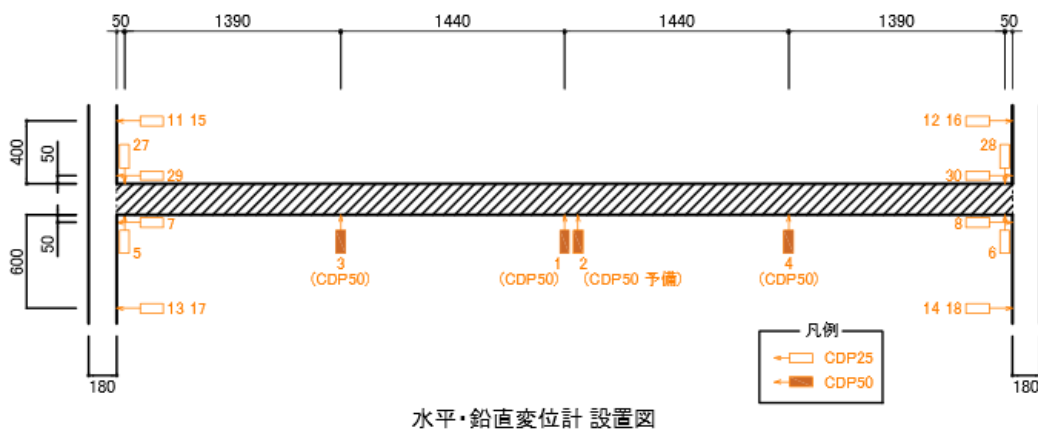


図 3.3.5-13 終局載荷実験における水平・鉛直変位測定位置図

(4) スラブの固有振動数

加力開始前と各ループの荷重除去時に固有振動数を振動計で測定する。

3.3.5-3 あと施工アンカー単体の各種実験

(1) 長期引張実験 (クリープ試験)

スラブの長期載荷実験に併せて、接合部に用いているあと施工アンカーの長期載荷に対する引張性能を確認するために現地でクリープ試験を実施する。

クリープ試験の諸元を以下に示す。

- ・ 載荷荷重(P) : アンカー筋のひずみ値より算定する。

$$P = a \times E \times \varepsilon_{max} = 1.74 \times 10^5 \times 350 \times 10^{-6} \times 127 = 7\,734 \text{ N} = 7.7 \text{ kN}$$

ここで、 ε_{max} : ひずみデータ測定値 350 μ

a : アンカー筋断面積(D13)127 mm^2

E : アンカー筋ヤング係数(引張試験による) $1.74 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

- ・ 接着剤種類 : 201号室のアンカー筋と同じ
- ・ 載荷時温度 : 室温
- ・ 試験体数 : 2体 ひずみゲージの有無
- ・ 試験場所 : 201号室でのアンカー筋施工は、現状の測定に影響があるので、隣室の202号室の階段室側壁で行う。

試験装置を図 3.3.5-7, 図 3.3.5-8, 写真 3.3.5-1 に示す。加力用チャック, ロードセル, 油圧ジャッキ, 加力用溝形鋼, 鋼管は載荷後撤去する。

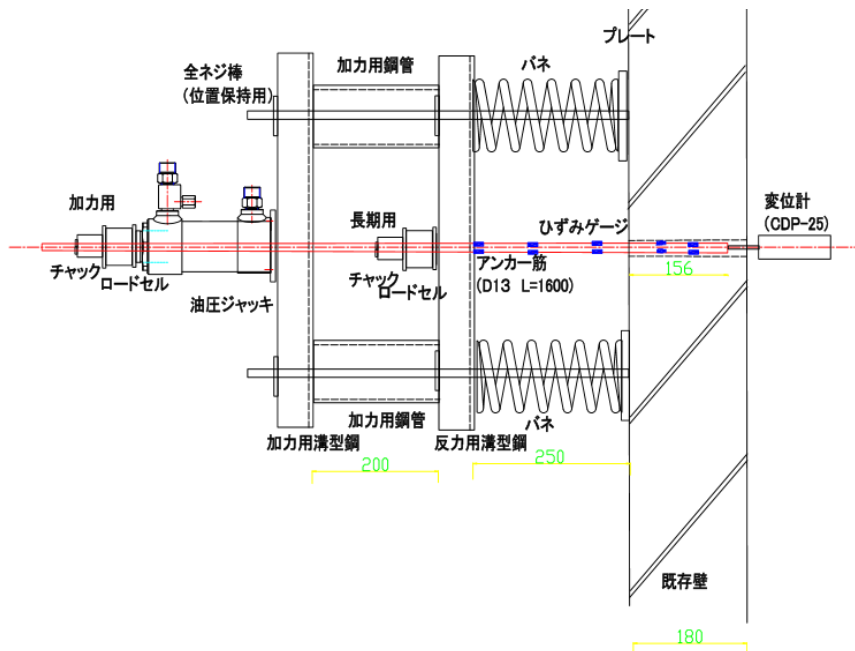


図 3.3.5-7 長期クリープ試験装置(平面図, 下側)

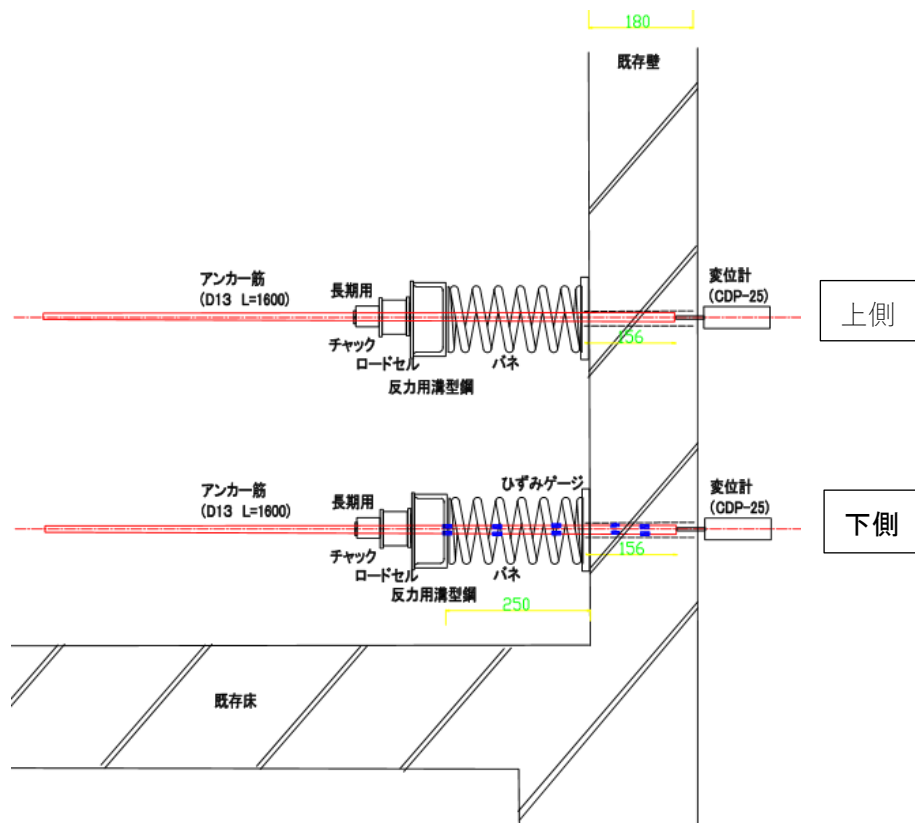


図 3.3.5-8 長期クリープ試験装置(立面図)



写真 3.3.5-1 長期クリープ試験装置(加力時)

(2)終局引張実験

長期たわみ実験終了時にあと施工アンカーの現地での性能を確認するために施工してあったアンカー筋 D1~D6, ア~オについて終局引張実験を行う。

施工記録の残っているアンカー筋 D1~D6 の穿孔穴径, 深さ, 勾配を表 3.3.5-1 に示す。併せて施工位置の関係を図 3.3.5-9 に示す。

また, 引抜き試験装置を図 3.3.7-10 および写真 3.3.5-2 に示す。

表 3.3.5-1 アンカー筋の穿孔穴径, 深さ, 勾配 単位:mm

引張試験	上端筋			下端筋		
	D1	D2	D3	D4	D5	D6
内径奥(平行)	14.81	14.69	14.65	14.26	14.25	14.2
内径奥(直角)	15.66	15.71	15.46	13.47	14.69	14.35
内径手前(平行)	16.2	16.03	16.13	16.06	15.96	16.04
内径手前(直角)	16.5	16.03	16.24	16.37	16.25	16.46

単位:mm

深さ	D1	D2	D3	D4	D5	D6
	165.04	166.41	162.86	99.89	101.24	97.76

単位:度

勾配	D1	D2	D3	D4	D5	D6
(平行)	94.39	93.56	91.44	92.49	91.49	89.19
(直角)	90.4	89.02	88.08	89.4	88.23	89.13

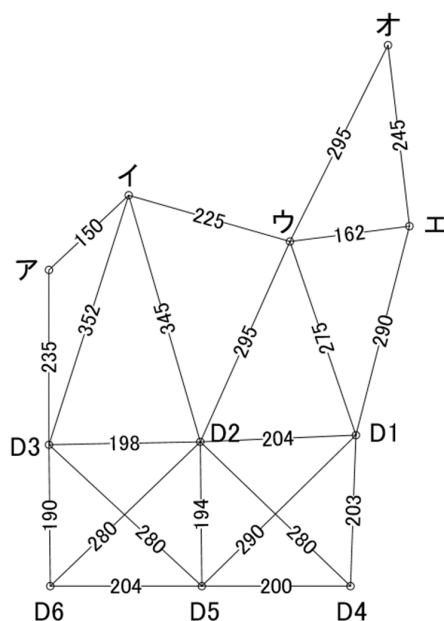


図 3.3.5-9 引抜き試験体名 D1~D6, ア~オの施工位置 (単位: mm)

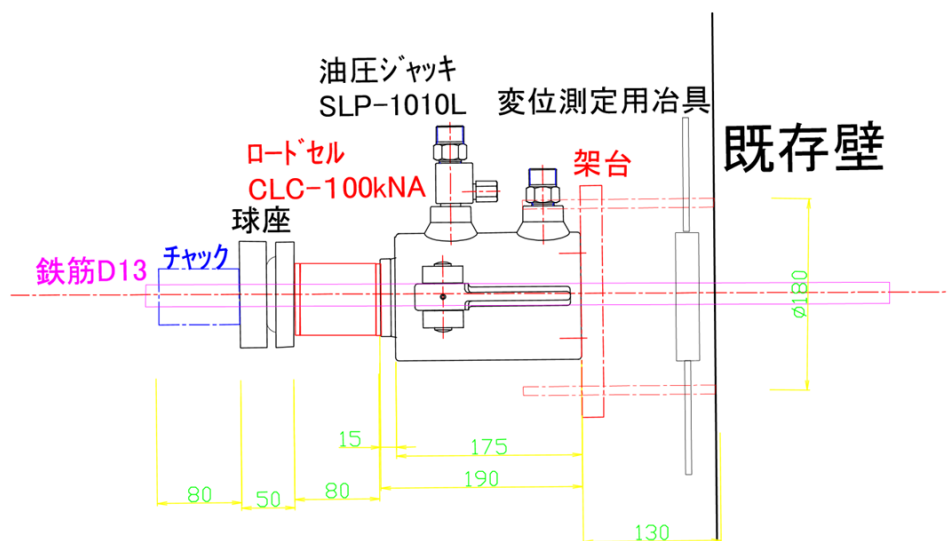


図 3.3.5-10 引抜き試験装置



写真 3.3.5-2 引抜き試験装置

3.3.6 実験結果

3.3.6-1 長期載荷実験の実験結果

長期載荷実験を行ったスラブ試験体の実験の経過報告として、床底板の型枠脱型を行った2016年1月29日から2020年1月31日(経過日数：1463日)までの実験結果を以下に示す。

(1) 試験体の変形

201, 101号室の中央のたわみ量を図3.3.6-1に、あと施工アンカー筋の拔出し(201号室, 階段室側)を図3.3.6-2に示す。両端固定の一方スラブの計算値(1.07mm)を示す。計算値に用いたコンクリートの静弾性係数は、材令4週の結果(2.93×10⁴ N/mm²)とした。

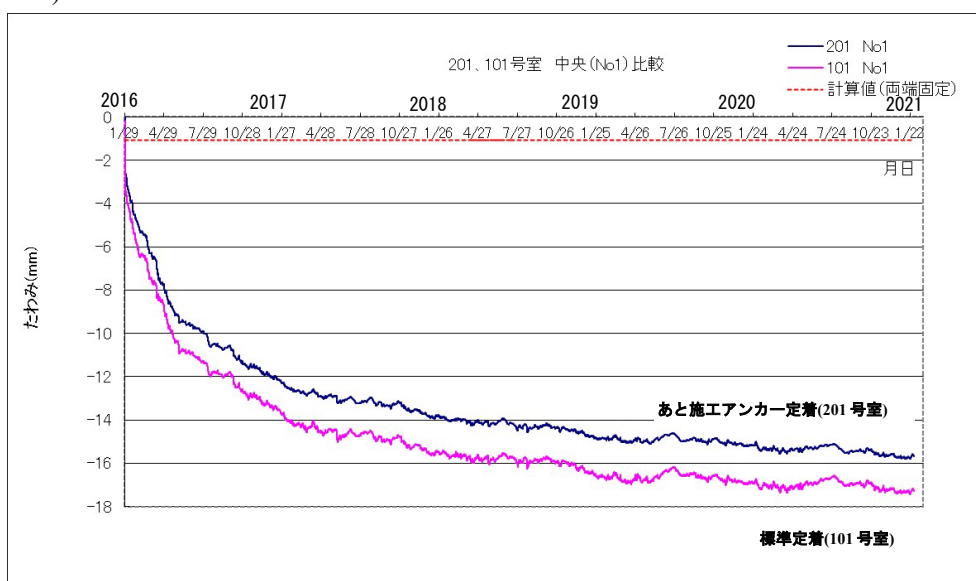


図 3.3.6-1 201, 101号室の中央のたわみ量

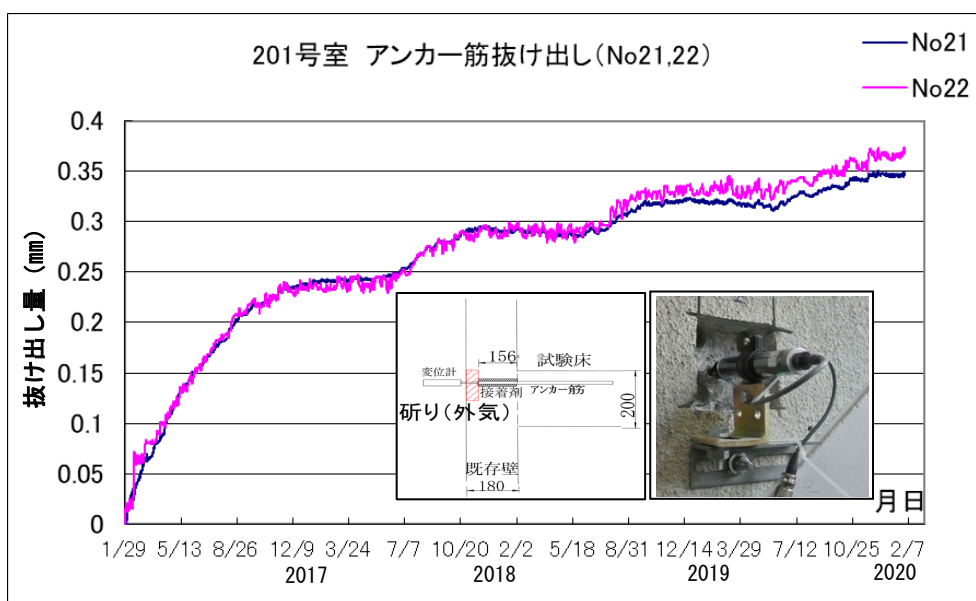


図 3.3.6-2 あと施工アンカー筋の拔出し(201号室, 階段室側)

201, 101号室のたわみ分布を図3.3.6-3に示す。

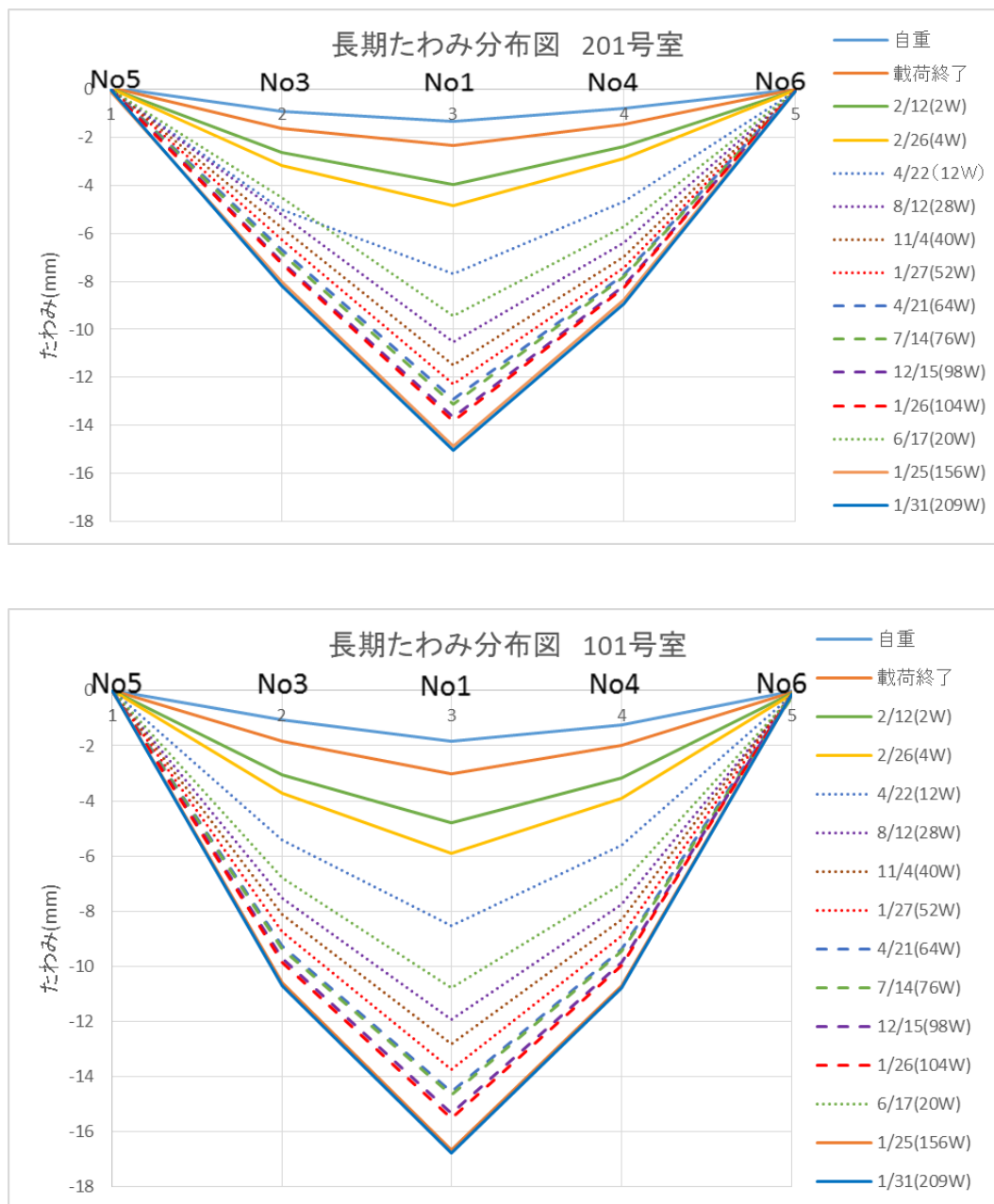


図 3.3.6-3 201, 101号室のたわみ分布

(2) あと施工アンカー筋および定着筋のひずみ

201号室のあと施工アンカー筋および101号室の標準定着筋のひずみを図3.3.6-4, 図3.3.6-5に示す。ひずみは、各ひずみ測定位置の上下に貼りつけたゲージの平均とした。

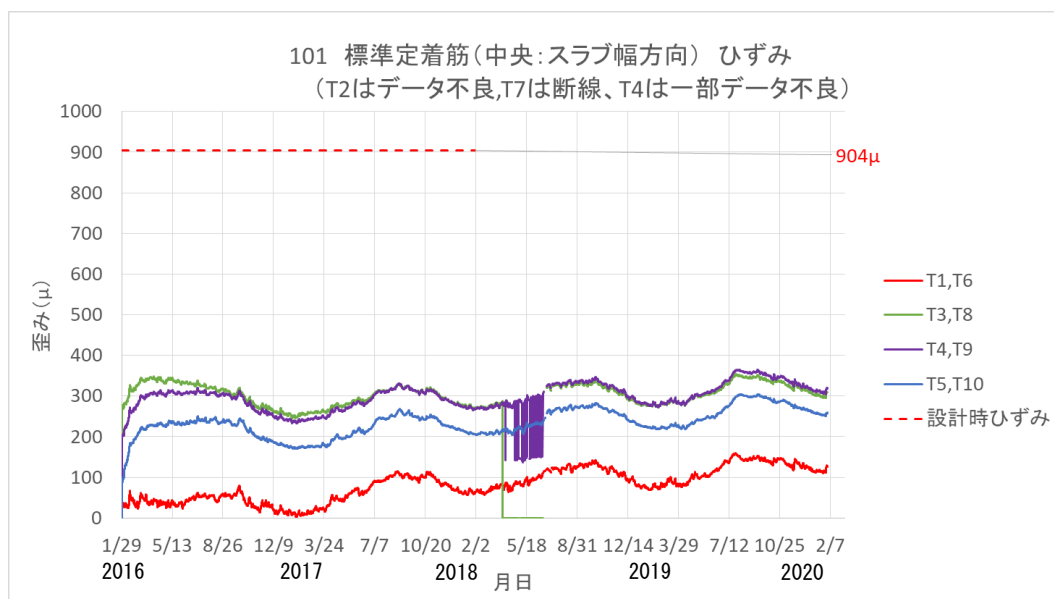
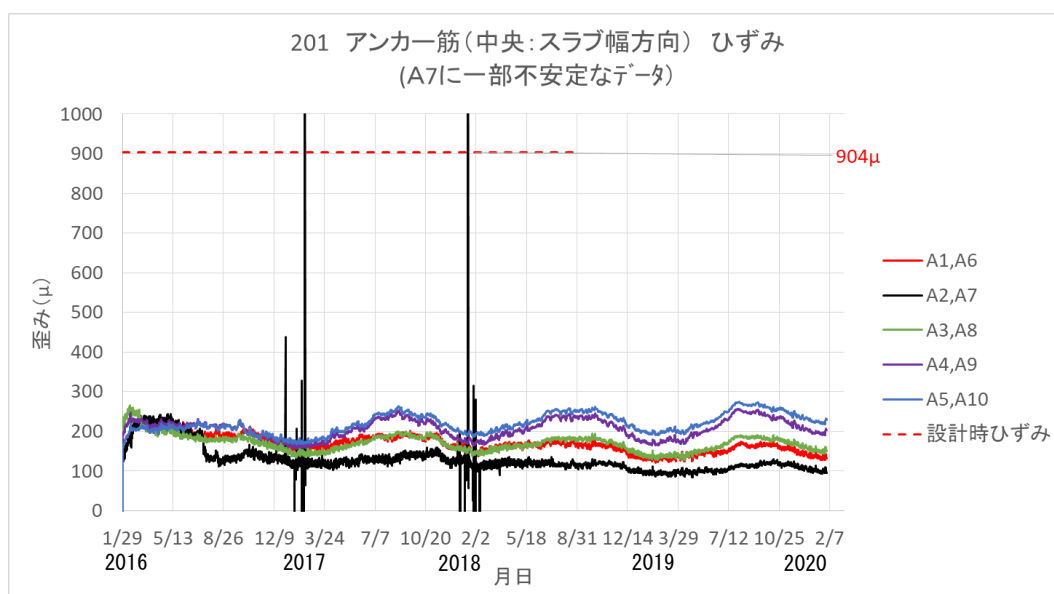
あと施工アンカー筋および標準定着筋の設計時ひずみは、3.2.3項の計算例より、実験スラブの端部上端(M_{x1})の応力を用いて以下のように定めた。

$$M_{x1} = 1/12 \times w \times \ell_x^2 = 20.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon = \sigma / E_s = M_{x1} / (a_t \times j) / E_s = 157 / 1.74 \times 10^5 = 90.4 \times 10^{-5} = \mathbf{904 \mu}$$

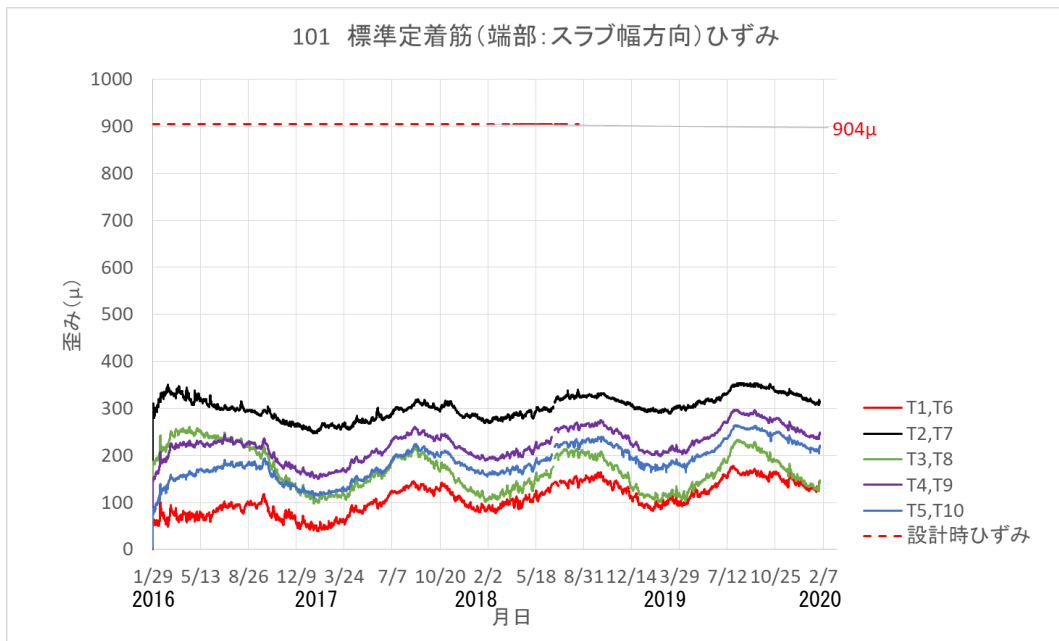
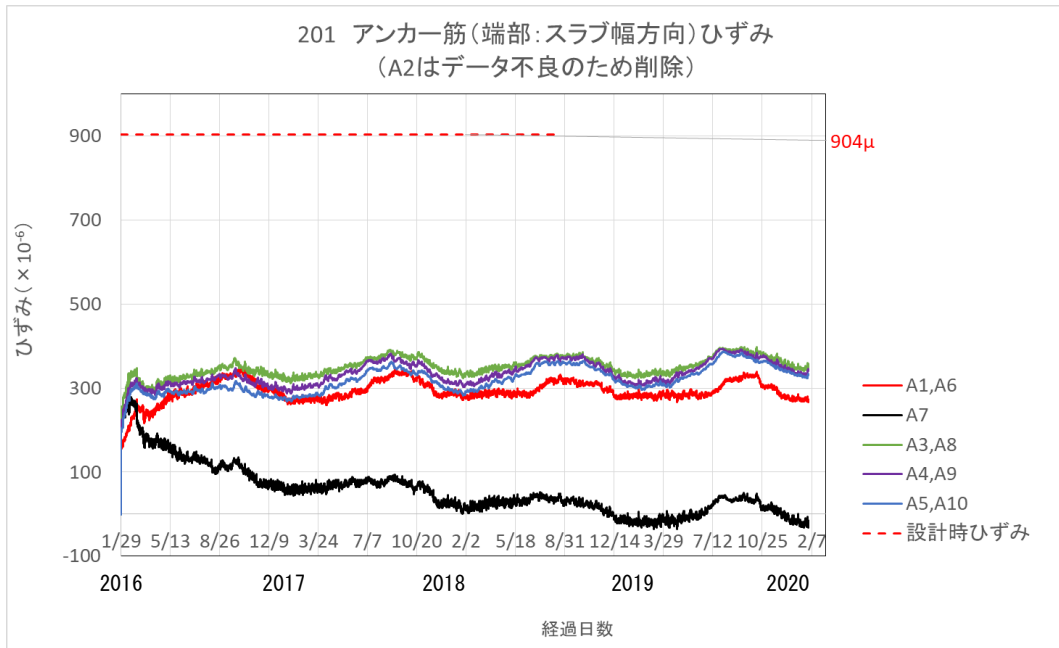
ここで、 a_t : 実験スラブのアンカー筋断面積 7-D13 ($a_t = 889 \text{ mm}^2$)

E_s : 鉄筋のヤング係数 $1.74 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (材料試験結果より)



(中央：スラブ幅方向)

図 3.3.6-4 201号室のあと施工アンカー筋および101号室の標準定着筋のひずみ



(端部:スラブ幅方向)

図 3.3.6-5 201号室のあと施工アンカー筋および101号室の標準定着筋のひずみ

(3) 試験体のひび割れ

201, 101号室のひび割れ図を図3.3.6-6, 図3.3.6-7に示す.

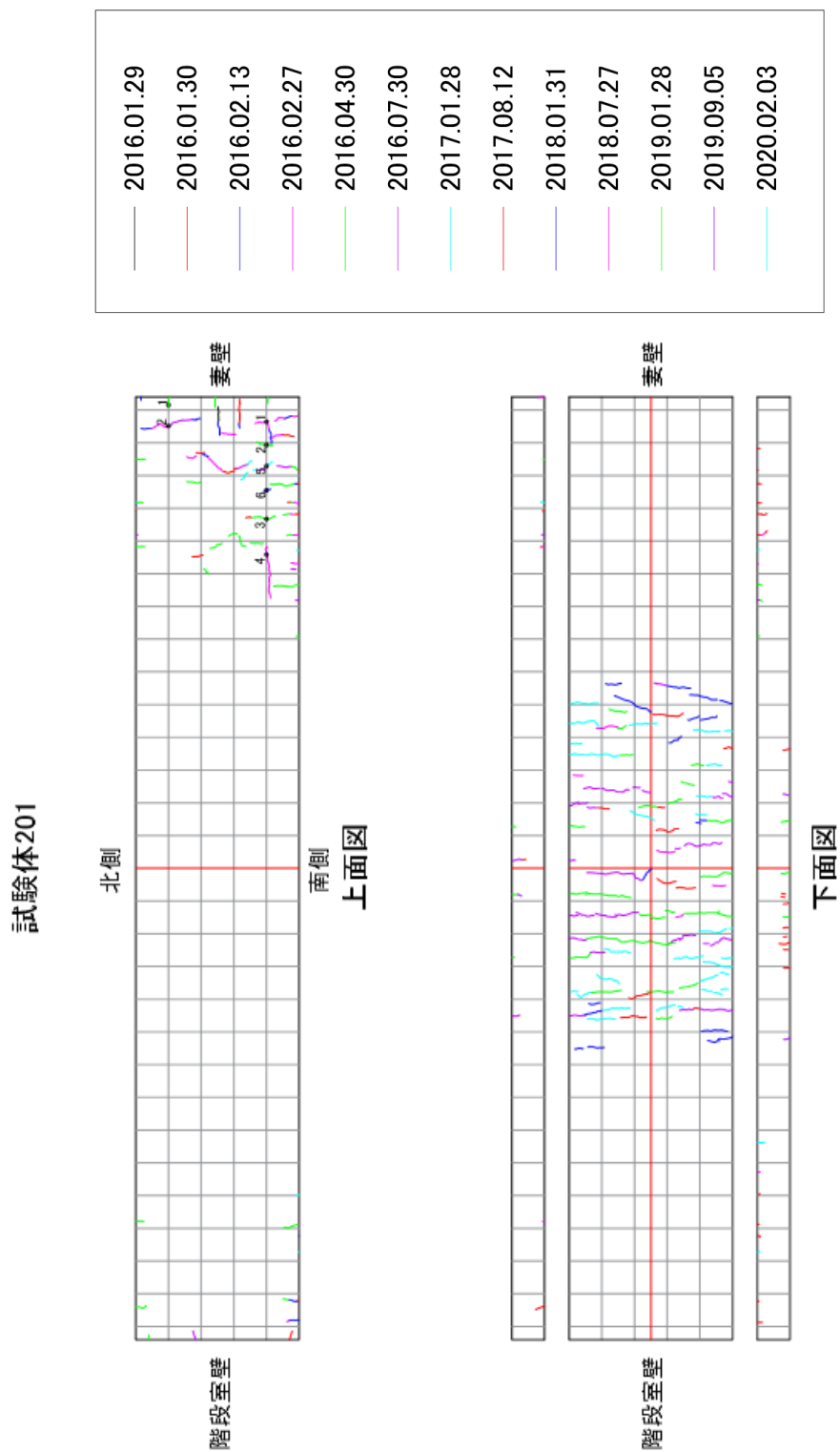


図 3.3.6-6 201号室 ひび割れ図

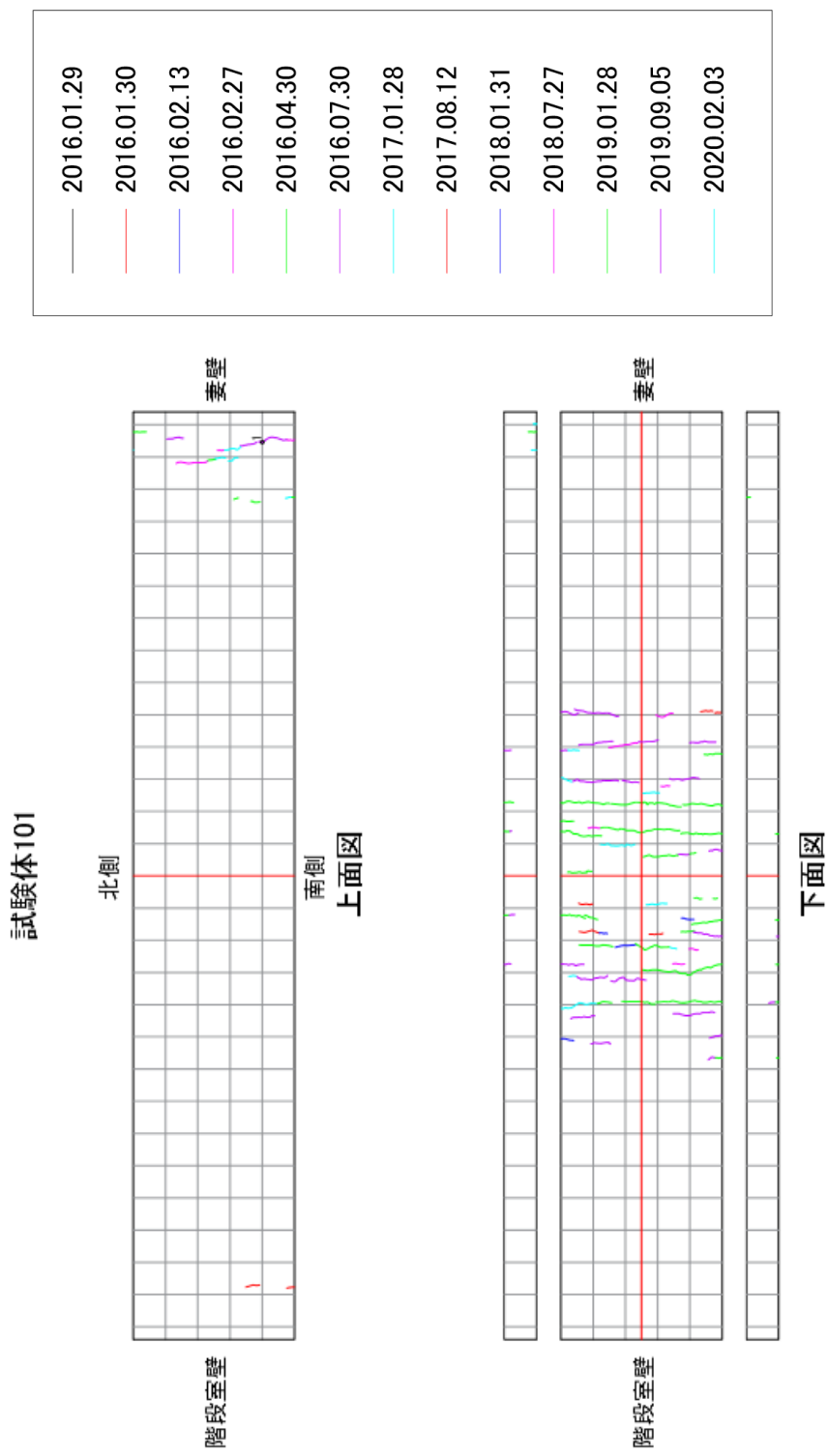


図 3.3.6-7 101 号室 ひび割れ図

201号室および101号室のひび割れ幅を、デジタルマイクロスコープを用いて測定を行った。測定位置は、201号室では妻壁の南側(測定位置1~6)および北側(測定位置1, 2)と、101号室では妻壁の南側(測定位置1)を、ひび割れ測定を行った日に測定した。

測定位置を、図3.3.6-6、図3.3.6-7に示す。ひびわれ幅の測定経過の一覧を表3.3.6-1に示す。デジタルマイクロスコープを用いて撮影した画像例(201号室 妻壁 南側測定位置1)を写真3.3.6-1に示す。ひびわれ幅は、専用ソフトを用いて各画像で5ヶ所ずつ計り平均値とした。

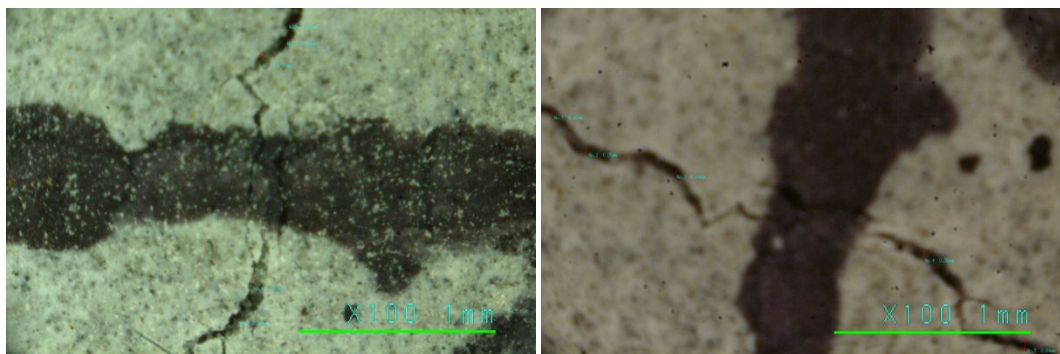
表 3.3.6-1 ひびわれ幅の測定経過の一覧 (単位：mm)

201号室 妻壁 南側								
測定位置	測定日							
	2016/4/30	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3
1	0.05	0.04	0.06	0.06	0.06	0.05	0.07	0.05
2	0.04	0.03	0.05	0.04	0.05	0.06	0.04	0.04
3	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03
4	0.05	0.04	0.04	0.05	0.04	0.06	0.04	0.04
5	----	----	----	0.05	0.05	0.04	0.04	0.03
6	----	----	----	----	0.05	0.06	0.06	0.05
201号室 妻壁 北側								
測定位置	測定日							
	2016/4/30	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3
1	----	0.05	0.06	0.05	0.04	0.06	0.05	0.04
2	----	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.05
101号室 妻壁 南側								
測定位置	測定日							
	2016/4/30	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3
1	----	0.04	0.05	0.04	0.04	0.06	0.06	0.05

201号室および101号室の既存壁と試験床との打ち継ぎ面に生じた目開きの幅を、クラックスケール等を用いて測定を行った。測定位置は、201号室および101号室の階段室側壁と妻側壁の南側および北側各1箇所を、ひび割れ測定を行った日に測定した。打ち継ぎ面の目開き幅の測定経過一覧を表3.3.6-2に示す。

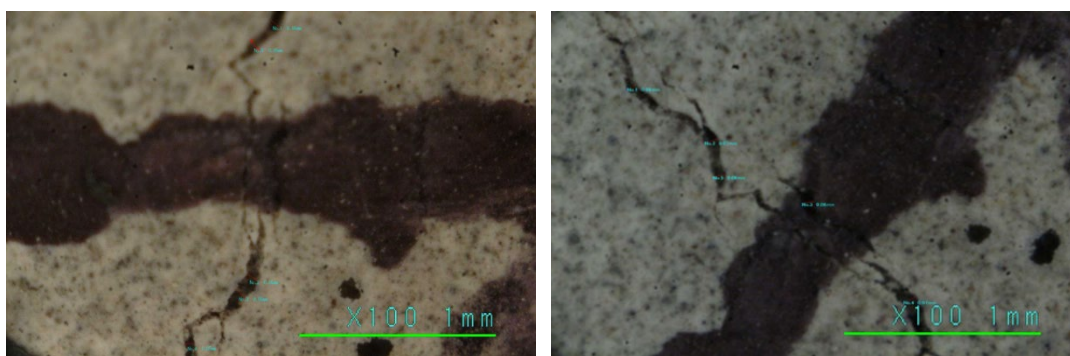
表 3.3.6-2 打ち継ぎ面の目開き幅 測定経過一覧(単位：mm)

201号室								
測定位置	測定日							
	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3	
階段室壁	南側	0.7	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0	1.1
	北側	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2	1.2	1.2
201号室								
測定位置	測定日							
	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3	
妻壁	南側	0.4	0.5	0.5	0.6	0.7	0.7	0.9
	北側	0.3	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.7
101号室								
測定位置	測定日							
	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3	
階段室壁	南側	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6	0.7	0.7
	北側	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.6	0.6
101号室								
測定位置	測定日							
	2016/7/30	2017/1/28	2017/8/12	2018/1/31	2018/7/27	2019/1/28	2020/2/3	
妻壁	南側	0.4	0.4	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6
	北側	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.5	0.5



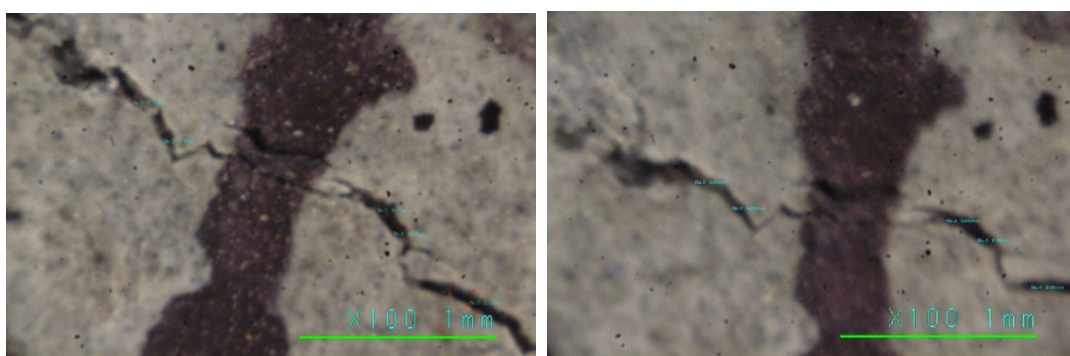
測定日 2016/4/30

測定日 2016/7/30



測定日 2017/1/28

測定日 2018/1/31



測定日 2019/1/28

測定日 2020/2/3

画像中の太い黒墨線はひび割れ測定用のマス目

(201号室 妻壁 南側 測定位置1)

写真 3.3.6-1 デジタルマイクロスコープによるひび割れ幅の撮影画像例

(4) 試験体の振動測定

201, 101号室の固有振動数の測定結果を表3.3.6-3に示す.

2018年1月31日以降に、振動測定は行っていない.

表 3.3.6-3 201, 101号室の固有振動数の測定結果

鉄筋載荷後	実験日	振動数(Hz)	
		201号室	101号室
4日	2016/2/2	12.5	15.6
18日	2016/2/16	12.5	14.1
33日(5W)	2016/3/2	12.2	13.6
89日(13W)	2016/4/27	11.6	13
194日(28W)	2016/8/10	11.4	12.2
369日(53W)	2017/2/1	11.3	12.5
550日(79W)	2017/8/1	11.4	11.7
733日(105W)	2018/1/31	11.1	12.5

3.3.6-2 終局荷重による曲げ実験結果

(1) 試験体の変形

101, 201号室の荷重－変形（中央のたわみ量）曲線を図 3.3.6-8, 表 3.3.6-4 に, 各室のたわみ分布を図 3.3.6-9 に示す.

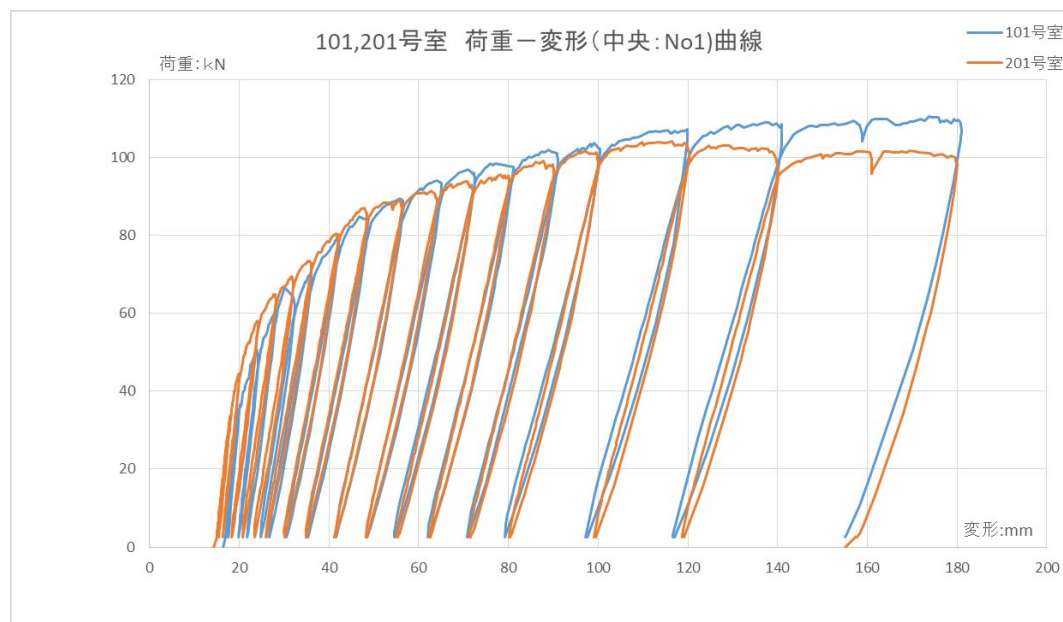


図 3.3.6-8 101, 201号室の荷重－変形（中央のたわみ量）曲線

表 3.3.6-4 101, 201号室の荷重-変形 (中央のたわみ量)

101号室			
ループ	目標変形(mm):	最大変形(mm)	最大変形時荷重(kN)
	自重のみの変形	16.34	---
0	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	16.9	2.6
1	積載荷重相当のジャッキによる荷重(7.7kN)による変形	17.51	10.5
2	ループ1の変形から自重のみの変形を差し引いた値 (17.51-16.34)=1.17--->1.17mmの2倍の変形 16.34+1.17*2=18.68-->18	18.1	18
3	同上の3倍の変形: 16.34+1.17*3=19.85-->20	20	35.5
4	同上の6倍の変形: 16.34+1.17*6=23.36-->24	24.3	48.4
5	同上の10倍の変形: 16.34+1.17*10=28.04-->28	28.1	59.8
6	同上の14倍の変形: 16.34+1.17*14=32.72-->32	32.4	61.9
7	同上の18倍の変形: 16.34+1.17*18=34.34-->36	36.1	70.2
8	同上の22倍の変形: 16.34+1.17*22=42.08-->42	42.2	78
9	同上の26倍の変形: 16.34+1.17*26=46.76-->48	48.7	84.1
10	同上の34倍の変形: 16.34+1.17*34=56.12-->56	56.5	87.1
11	同上の42倍の変形: 16.34+1.17*42=65.48-->64	65.1	92.4
12	同上の48倍の変形: 16.34+1.17*48=72.5-->72	72.5	94.9
13	同上の54倍の変形: 16.34+1.17*54=79.52-->80	81.1	97.2
14	同上の62倍の変形: 16.34+1.17*62=88.88-->90	91.1	99.4
15	同上の72倍の変形: 16.34+1.17*72=100.58-->100	100.5	101.4
16	同上の88倍の変形: 16.34+1.17*88=119.3-->120	120	104.3
17	同上の106倍の変形: 16.34+1.17*106=140.36-->140	140.9	106.3
18	同上の140倍の変形: 16.34+1.17*140=180.14-->180	181	106.4
	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	155	2.6
	自重のみの変形		---
最大荷重: 110.4kN(18ループ)、同変形: 173.8mm			

201号室			
ループ	目標変形(mm):	最大変形(mm)	最大変形時荷重(kN)
	自重のみの変形	14.37	---
0	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	14.97	2.6
1	積載荷重相当のジャッキによる荷重による変形	15.63	10.3
2	ループ1の変形から自重のみの変形を差し引いた値 (15.63-14.37)=1.26mmの2倍の変形 14.37+1.26*2=16.89-->18	18.02	33.48
3	同上の3倍の変形: 14.37+1.26*3=18.15-->20	20.04	44.15
4	同上の6倍の変形: 14.37+1.26*6=21.93-->24	24.11	57.29
5	同上の10倍の変形: 14.37+1.26*10=26.97-->28	28.18	63.43
6	同上の14倍の変形: 14.37+1.26*14=32.01-->32	32.1	68.03
7	同上の18倍の変形: 14.37+1.26*18=37.05-->36	36.11	72.5
8	同上の22倍の変形: 14.37+1.26*22=42.09-->42	42.13	79.51
9	同上の26倍の変形: 14.37+1.26*26=46.76-->48	48.51	84.71
10	同上の34倍の変形: 14.37+1.26*34=57.21-->56	56.2	86.98
11	同上の42倍の変形: 14.37+1.26*42=67.29-->64	64.06	88.84
12	同上の48倍の変形: 14.37+1.26*48=74.85-->72	72.07	91.38
13	同上の54倍の変形: 14.37+1.26*54=82.41-->80	80.14	93.85
14	同上の62倍の変形: 14.37+1.26*62=92.49-->90	90.12	97.05
15	同上の72倍の変形: 14.37+1.26*72=105.09-->100	100.06	98.65
16	同上の88倍の変形: 14.37+1.26*88=125.25-->120	120.23	99.78
17	同上の106倍の変形: 14.37+1.26*106=147.93-->140	140.13	95.18
18	同上の140倍の変形: 14.37+1.26*140=190.77-->180	180.1	97.98
	加力ビーム、プレート、ローラーの荷重による変形	157.8	2.6
	自重のみの変形	155	---
最大荷重: 103.9kN(16ループ)、同変形: 115.9mm 2ループ以降の目標変形は、101号室に合わせた			

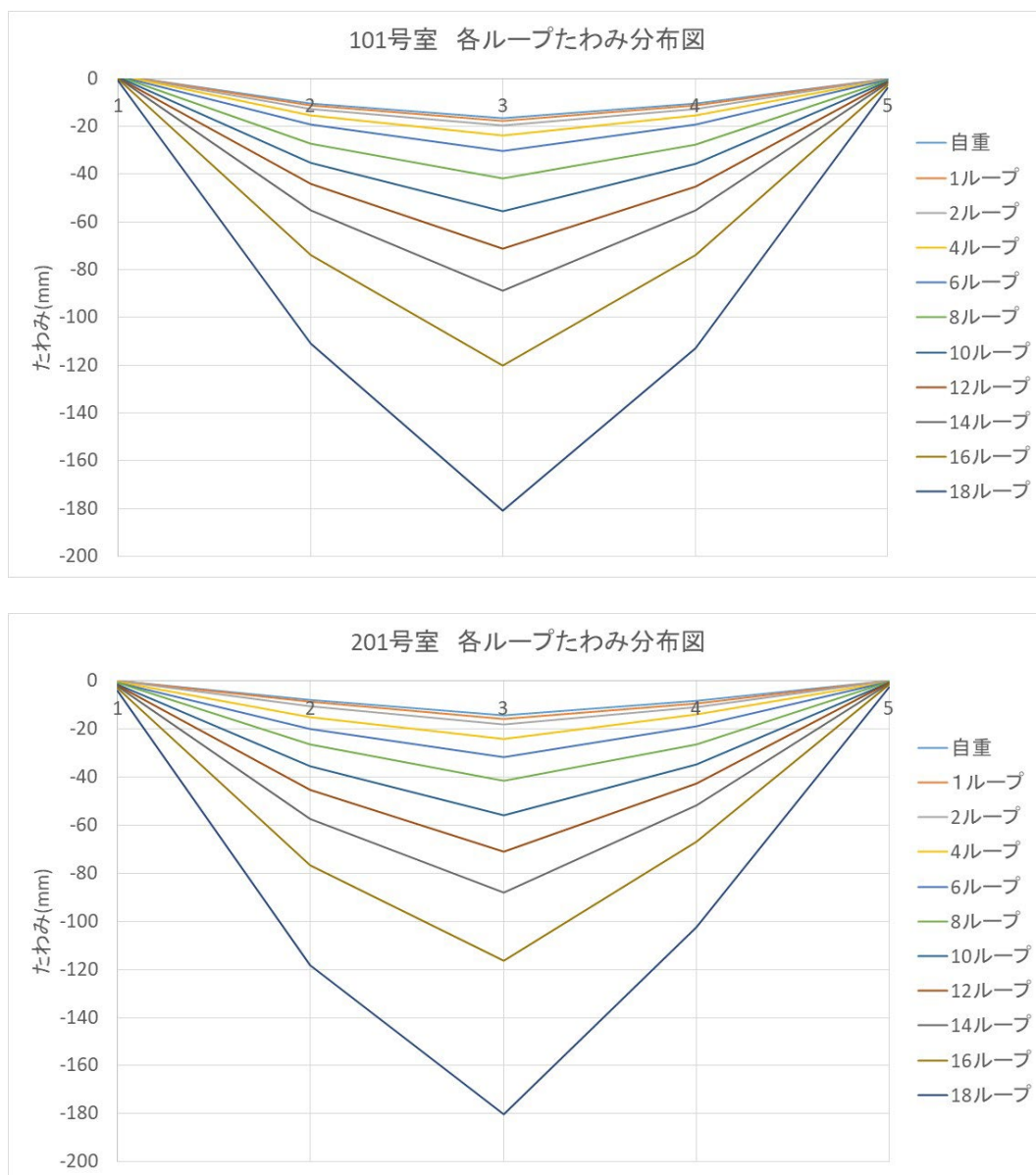


図 3.3.6-9 各室のたわみ分布図

あと施工アンカーの抜出し(201号室, 階段室側)を図3.3.6-10に示す.

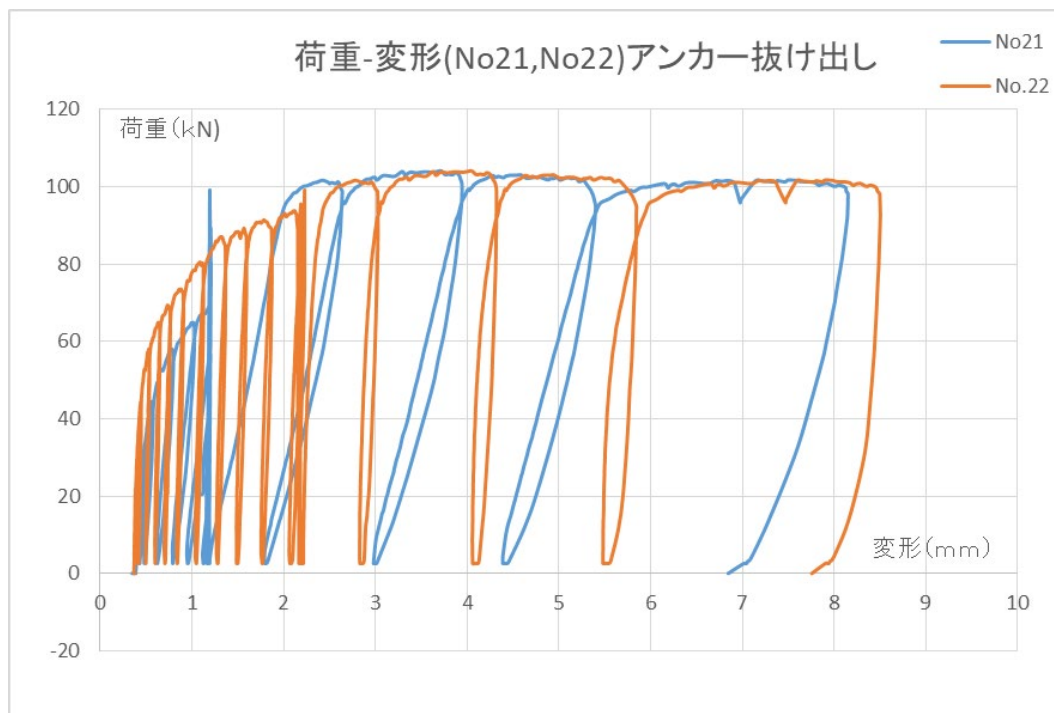


図 3.3.6-10 あと施工アンカー筋の抜出し(201号室, 階段室側)

No21 の変形は, 実験途中で変位計の測定子がコンクリートに引っかかり測定が止まってしまったが, 変位計用測定子を球付きに変えることにより測定を継続した.

(2) あと施工アンカー筋および定着筋のひずみ

101号室の標準定着筋 (T1c~T10c, T1e~T10e) および 201号室のあと施工アンカー筋 (A1c~A10c, A1e~A10e) のひずみを図3.3.6-11~図3.3.6-14に示す.

ひずみは, 各ひずみ測定位置の上下に貼りつけたゲージの平均とした.

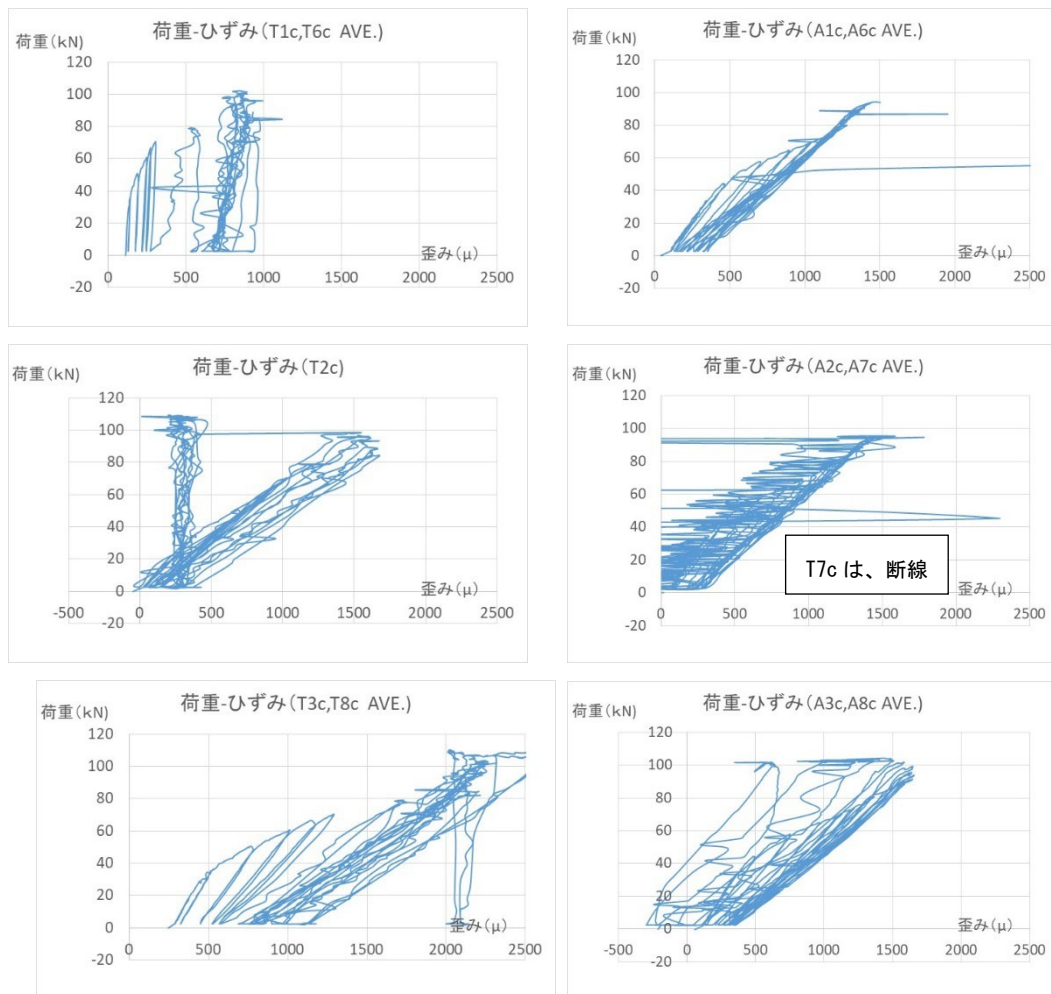


図 3.3.6-11 101 号室標準定着筋および 201 号室あと施工アンカーのひずみ

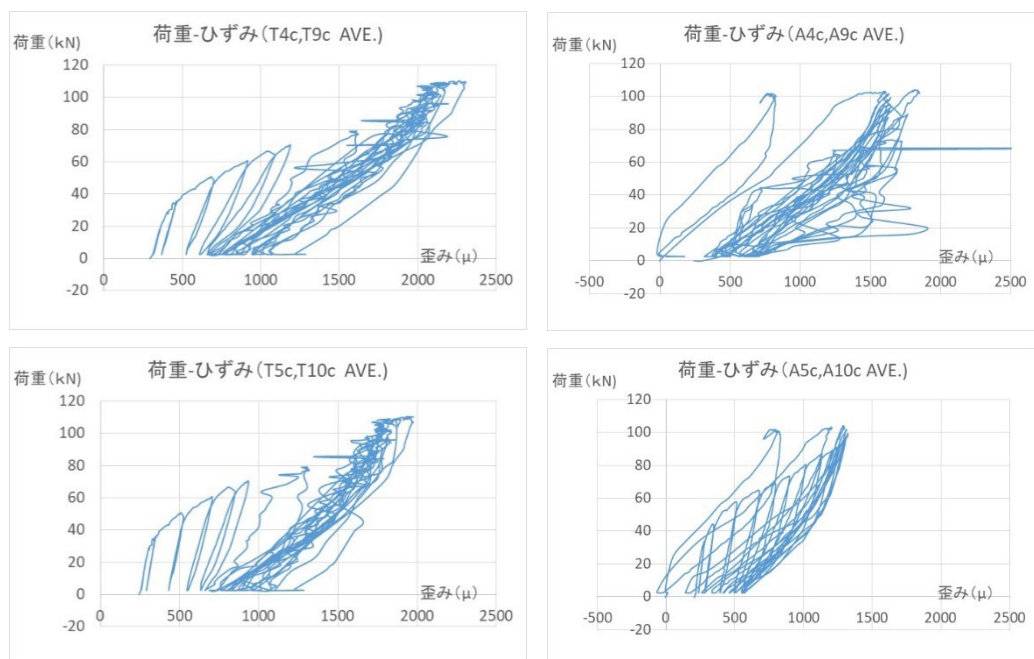


図 3.3.6-12 101 号室標準定着筋および 201 号室あと施工アンカーのひずみ

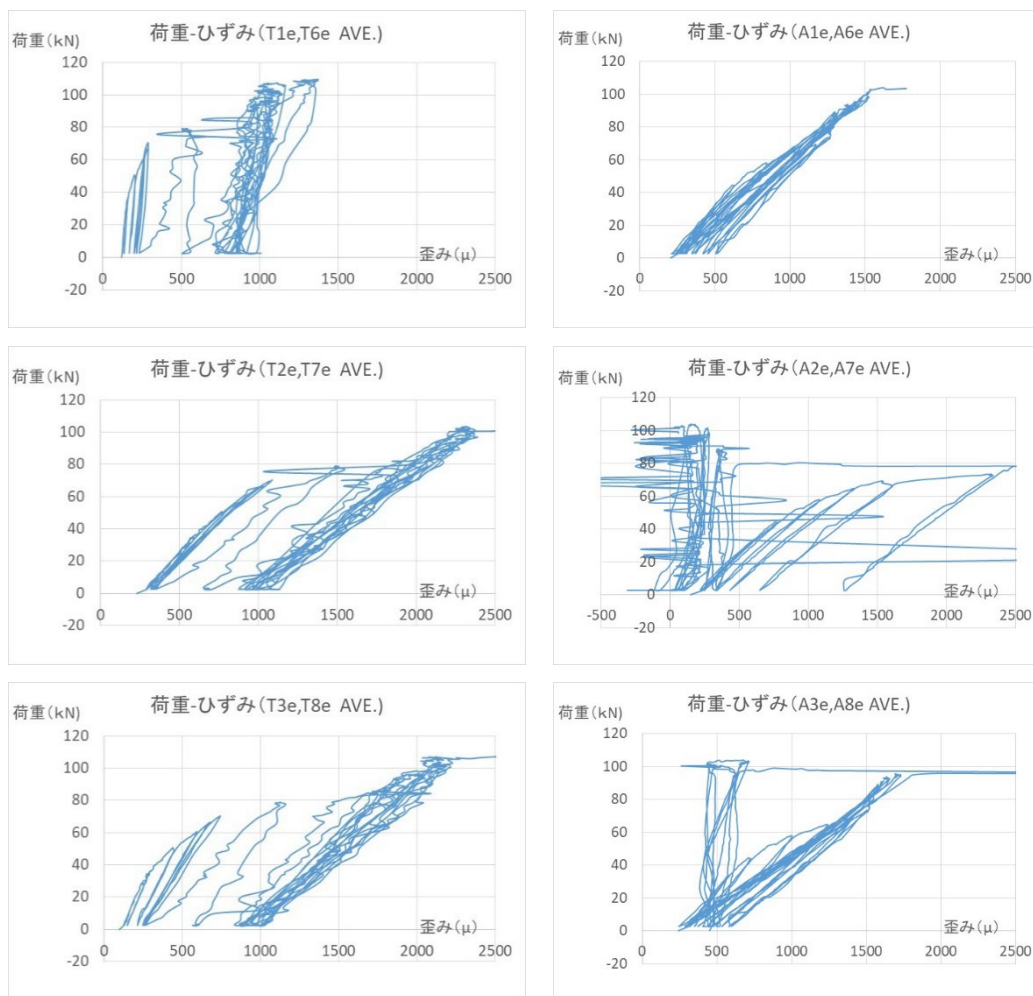


図 3.3.6-13 101 号室標準定着筋および 201 号室あと施工アンカーのひずみ

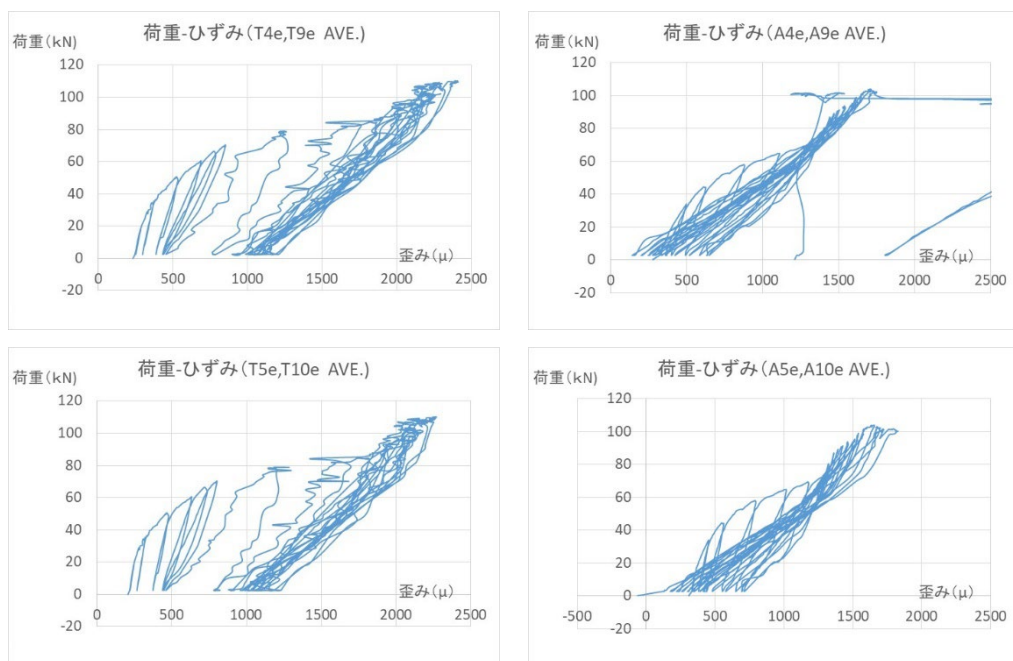


図 3.3.6-14 101 号室標準定着筋および 201 号室あと施工アンカーのひずみ

(3) 試験体のひび割れ・破壊状況

101号室, 201号室の曲げ実験終了後のひび割れ(赤線)を図3.3.6-15, 図3.3.6-16に示す.

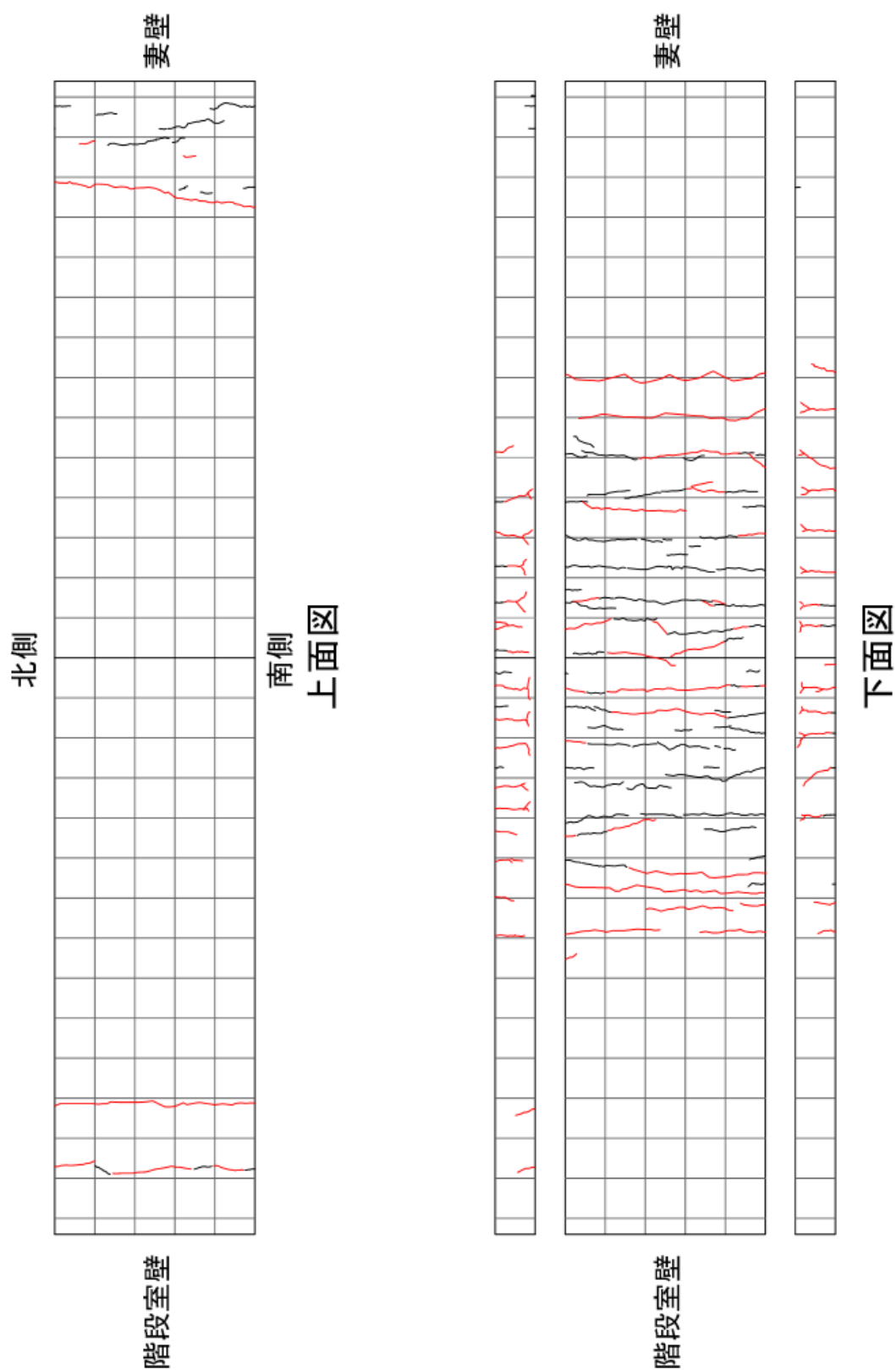


図 3.3.6-15 101号室 ひび割れ図

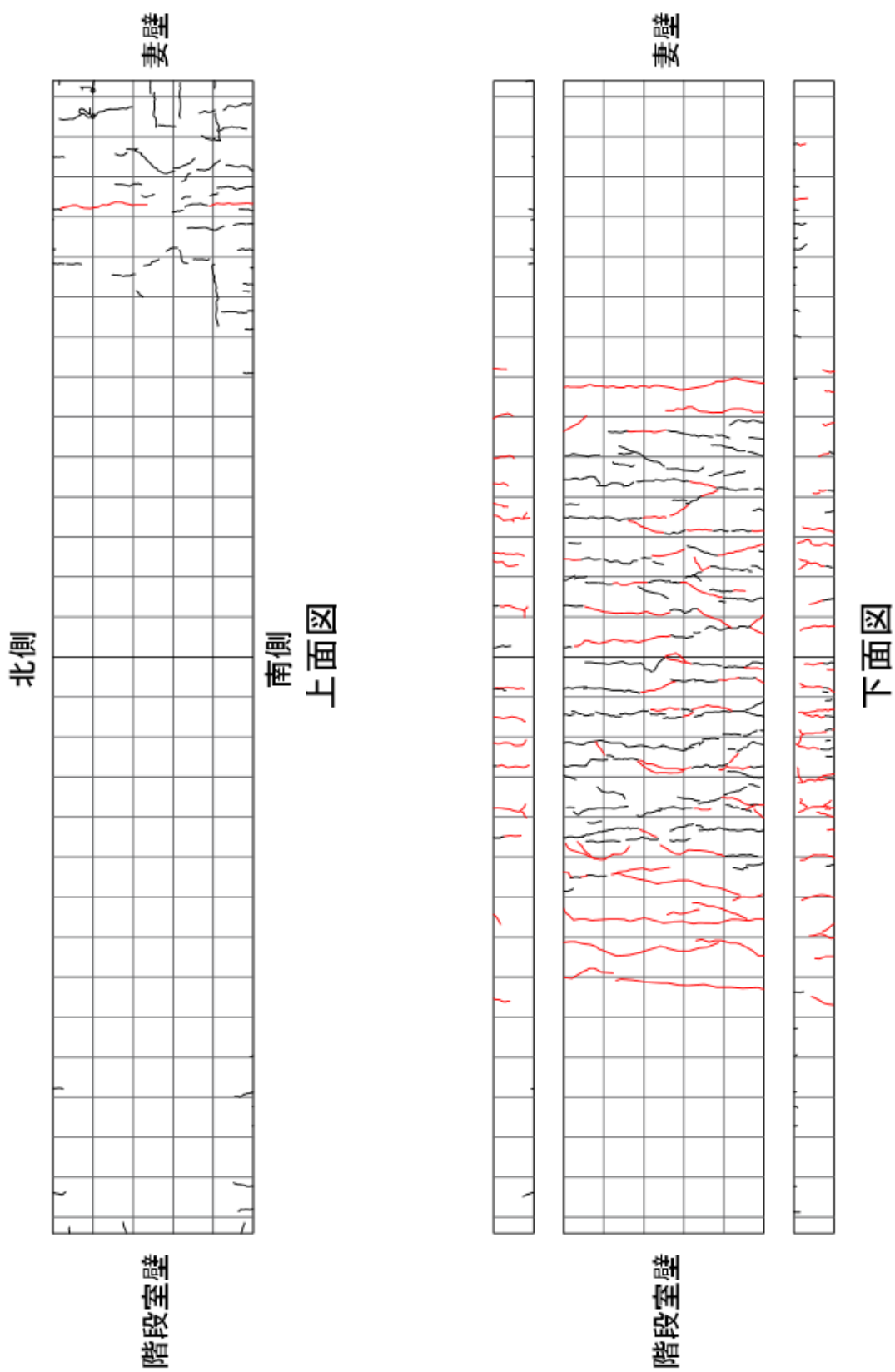


図 3.3.6-16 201 号室 ひび割れ図

101号室, 201号室の最終破壊状況を写真3.3.6-2, 写真3.3.6-3に示す。



写真 3.3.6-2 101号室 最終破壊状況



写真 3.3.6-3 201号室 最終破壊状況

101号室, 201号室の曲げ実験開始前と終了後における既存壁とスラブ上端部との目開き幅を, 表3.3.6-5, 写真3.3.6-4および写真3.3.6-5に示す。

表 3.3.6-5 既存壁とスラブ上端部との目開き幅 (単位:mm)

(曲げ実験開始前)

室名	階段室側			妻側		
	南側	中央	北側	南側	中央	北側
101	0.7	0.9	0.6	0.6	0.7	0.5
201	1.2	1.0	1.2	1.0	0.8	0.7

(曲げ実験終了後) (単位:mm)

室名	階段室側			妻側		
	南側	中央	北側	南側	中央	北側
101	9	8	10	8	8	10
201	11	12	10	10	10	10

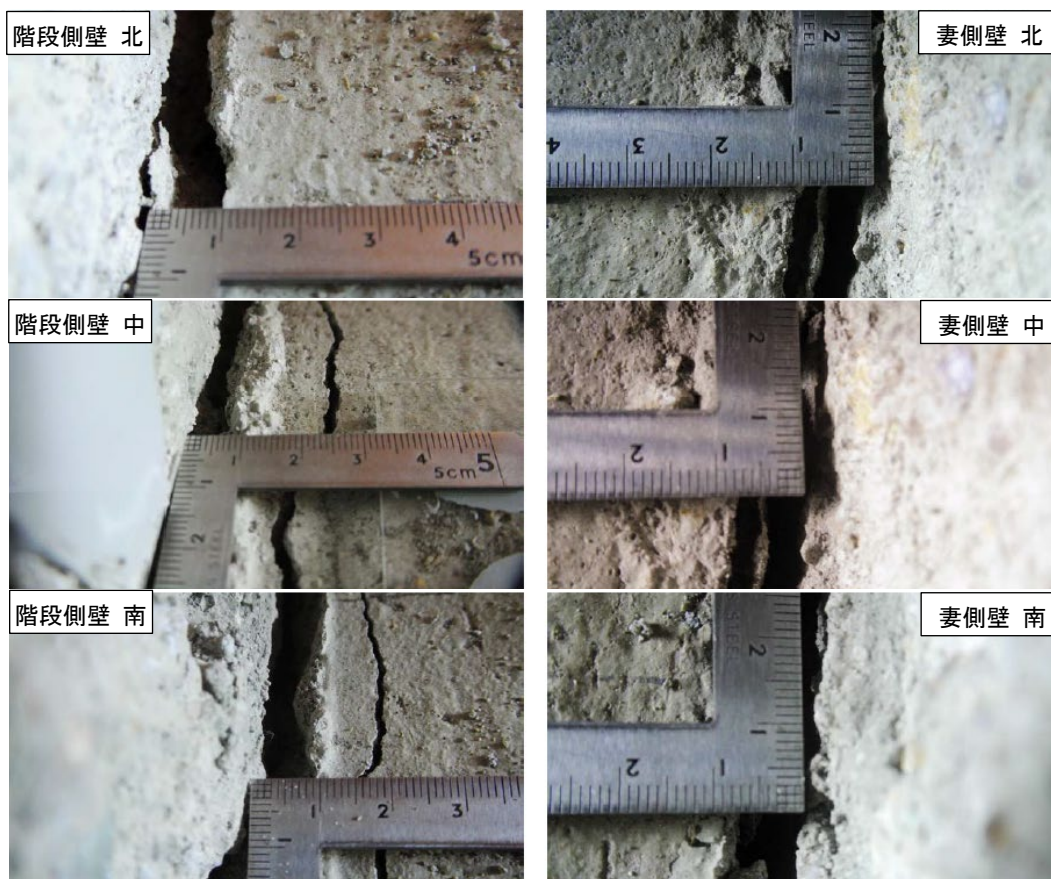


写真3.3.6-4 曲げ実験終了後の既存壁とスラブ上端部との目開き幅 (101号室)

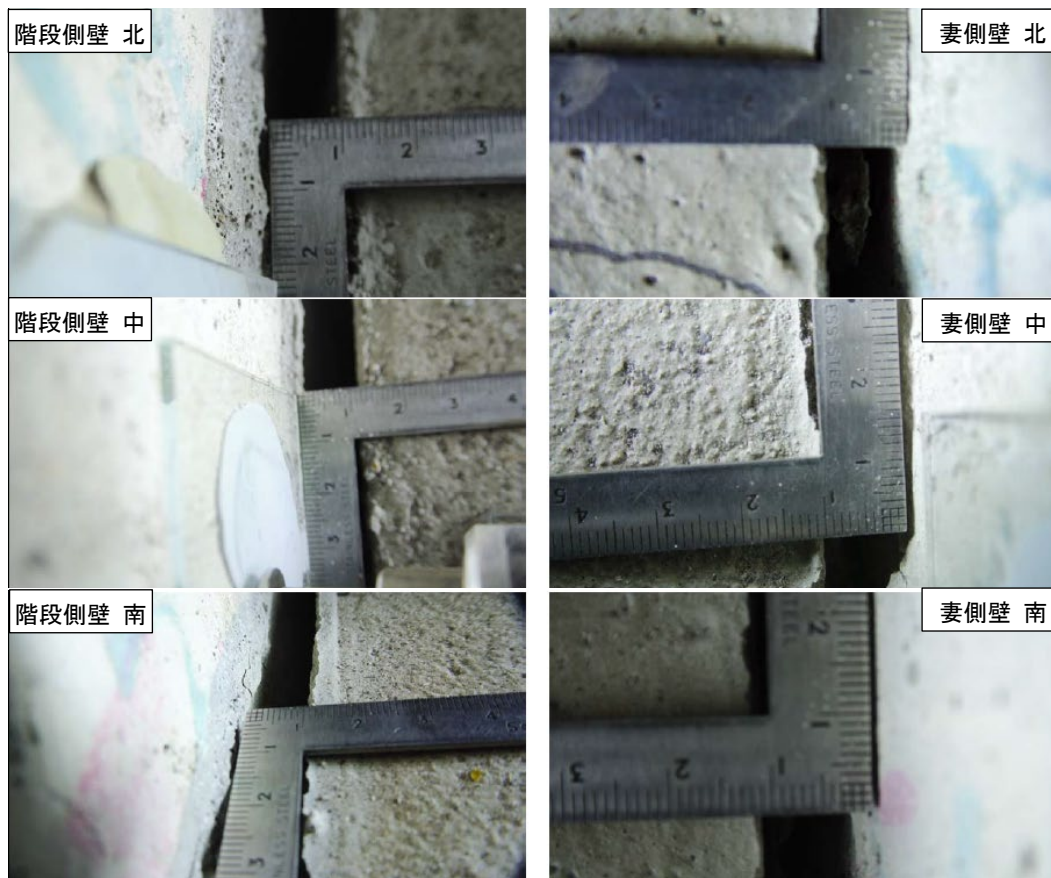


写真 3.3.6-5 曲げ実験終了後の既存壁とスラブ上端部との目開き幅 (201号室)

(4) 試験体の振動測定

振動測定は、自重、載荷荷重、載荷荷重時の変形の 2~18 倍で、耐力低下が見られるまで各ループ終了後、および加力ビーム撤去後に測定を行った。

各加力パターン終了後にボール落下による振動測定を行った結果を表 3.3.6-6、表 3.3.6-7 に示す。

表 3.3.6-6 101号室 振動測定結果 (単位: Hz)

		変位mm	kN	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	平均
ID1	CAL								
ID3	自重のみ			14.1595	14.3449	13.9764	14.1595	13.9764	14.1233
ID4	ビームのみ載荷			12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126
ID5	1ループ	17.05	7.7	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126
ID6	2ループ	18	14	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126
ID7	3ループ	20	33	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126	12.1126
ID8	4ループ	24	47.2	11.6488	11.6488	11.4983	11.6488	11.6488	11.6187
ID9	5ループ	28	57.9	11.3496	11.3496	11.3496	11.3496	11.3496	11.3496
ID10	6ループ	32	61.5	10.9151	10.9151	10.774	10.774	10.774	10.8304
ID11	7ループ	36	67.9	10.4972	10.4972	10.4972	10.4972	10.4972	10.4972
ID12	8ループ	42	76	10.3615	10.0954	10.0954	10.0954	10.0954	10.1486
ID13	9ループ	48	81.8	9.836	9.9649	9.836	9.836	9.9649	9.88756
ID14	10ループ	56	87.7	9.7089	9.7089	9.7089	9.7089	9.7089	9.7089
ID15	11ループ	64	91.6	9.5834	9.5834	9.5834	9.5834	9.5834	9.5834
ID16	12ループ	72	93.1	9.3372	9.3372	9.3372	9.3372	9.3372	9.3372
ID17	13ループ	80	96.1	9.2165	9.2165	9.0973	8.9797	9.0973	9.12146
ID18	14ループ	90	99.8	9.0973	9.0973	9.0973	9.0973	8.9797	9.07378
ID19	15ループ	100	99.7	8.9797	8.8636	8.8636	8.8636	8.8636	8.88682
ID20	16ループ	120	102.3	8.7491	8.636	8.7491	8.7491	8.7491	8.72648
ID22	17ループ	140	105.7	8.7491	8.636	8.5243	8.636	8.5243	8.61394
ID23	18ループ	180	106.9	8.5243	8.5243	8.5243	8.3053	8.5243	8.4805

表 3.3.6-7 201 号室 振動測定結果 (単位 : Hz)

		変位 mm	kN	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	平均
ID1	CAL								
ID2	自重のみ			13.6174	13.6174	13.6174	13.6174	13.6174	13.62
ID3	ビームのみ載荷			11.6488	11.6488	11.6488	11.6488	11.6488	11.65
ID4	1ループ	15.63	7.7	11.6488	11.6488	11.6488	11.6488	11.6488	11.65
ID5	2ループ	18	31.28	11.6488	11.6488	11.6488	11.6488	11.4983	11.62
ID6	3ループ	20	41.6	11.4983	11.4983	11.4983	11.4983	11.4983	11.50
ID7	4ループ	24	55.09	11.3496	11.2029	11.0581	11.0581	11.2029	11.17
ID8	5ループ	28	61.9	10.9151	10.9151	10.9151	10.9151	10.9151	10.92
ID9	6ループ	32	65.7	10.4972	10.4972	10.4972	10.4972	10.4972	10.50
ID10	7ループ	36	70.3	10.3615	10.3615	10.3615	10.3615	10.3615	10.36
ID11	8ループ	42	77.5	10.0954	10.0954	10.0954	9.9649	9.9649	10.04
ID12	9ループ	48	83.2	9.9649	9.836	9.836	9.836	9.7089	9.84
ID13	10ループ	56	85.5	9.7089	9.5834	9.5834	9.5834	9.5834	9.61
ID14	11ループ	64	86.5	9.5834	9.4595	9.3372	9.3372	9.3372	9.41
ID15	12ループ	72	88.9	9.3372	9.3372	9.2165	9.0973	9.0973	9.22
ID16	13ループ	80	92.1	9.0973	9.0973	9.0973	9.0973	8.9797	9.07
ID18	14ループ	90	94	8.9797	8.9797	8.8636	8.8636	8.8636	8.91
ID19	15ループ	100	96.4	8.8636	8.9797	8.9797	8.8636	8.8636	8.91
ID20	16ループ	120	99.6	8.7491	8.7491	8.7491	8.7491	8.7491	8.75
ID21	17ループ	140	95.1	8.636	8.5243	8.636	8.5243	8.5243	8.57
ID22	18ループ	180	95.5	8.5243	8.5243	8.5243	8.5243	8.4141	8.50
ID23	自重のみ (測定後)			9.7089	9.7089	9.7089	9.5834	9.7089	9.68

101,201 号室の固有振動数の変化, 固有振動数とスラブ中央部のたわみ変位及び載荷荷重との関係を, 図 3.3.6-17~3.3.6-19 に示す.

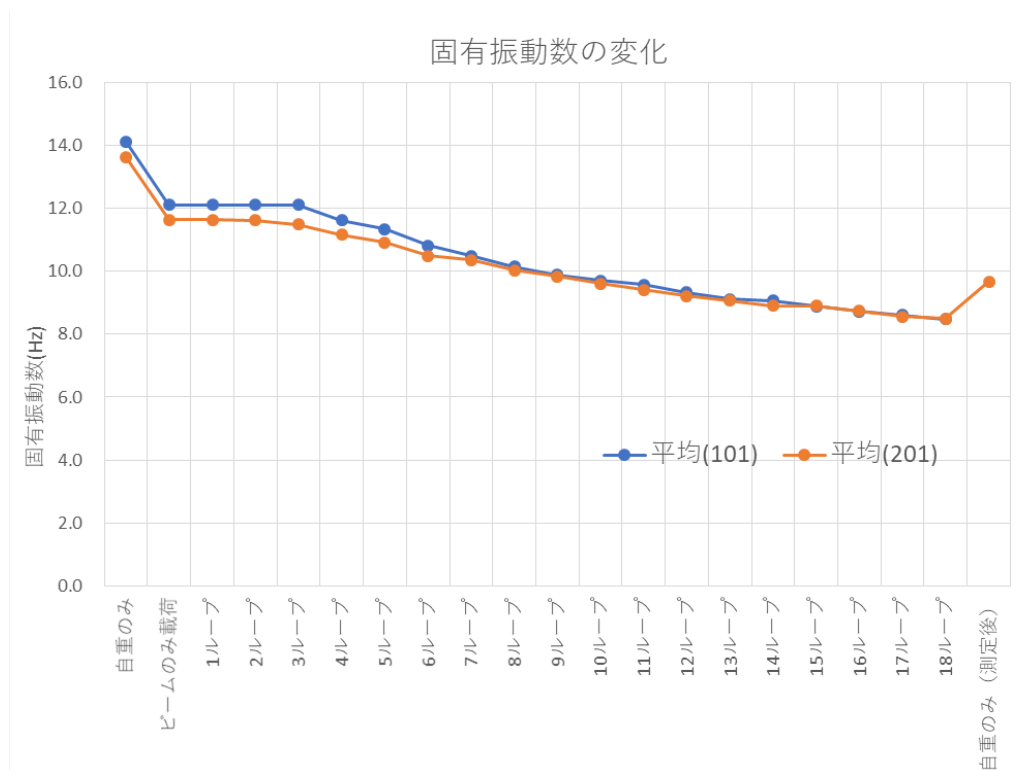


図 3.3.6-17 固有振動数の変化

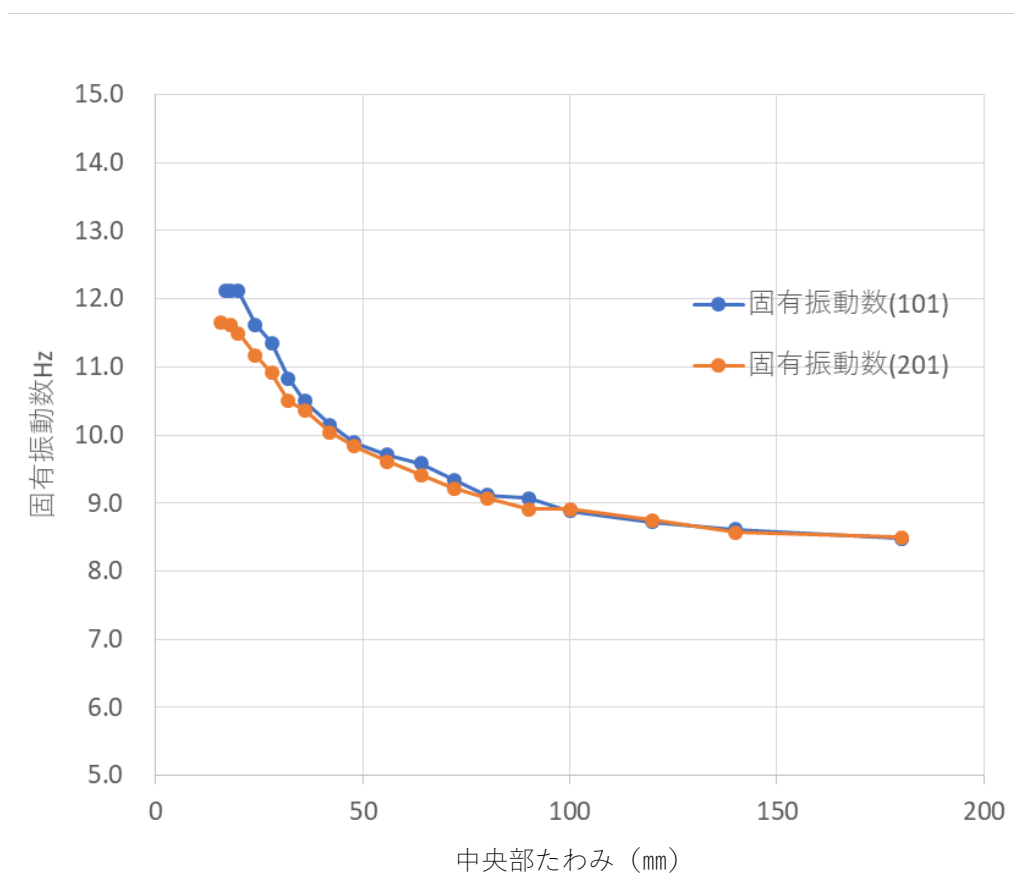


図 3.3.6-18 固有振動数と変位の関係

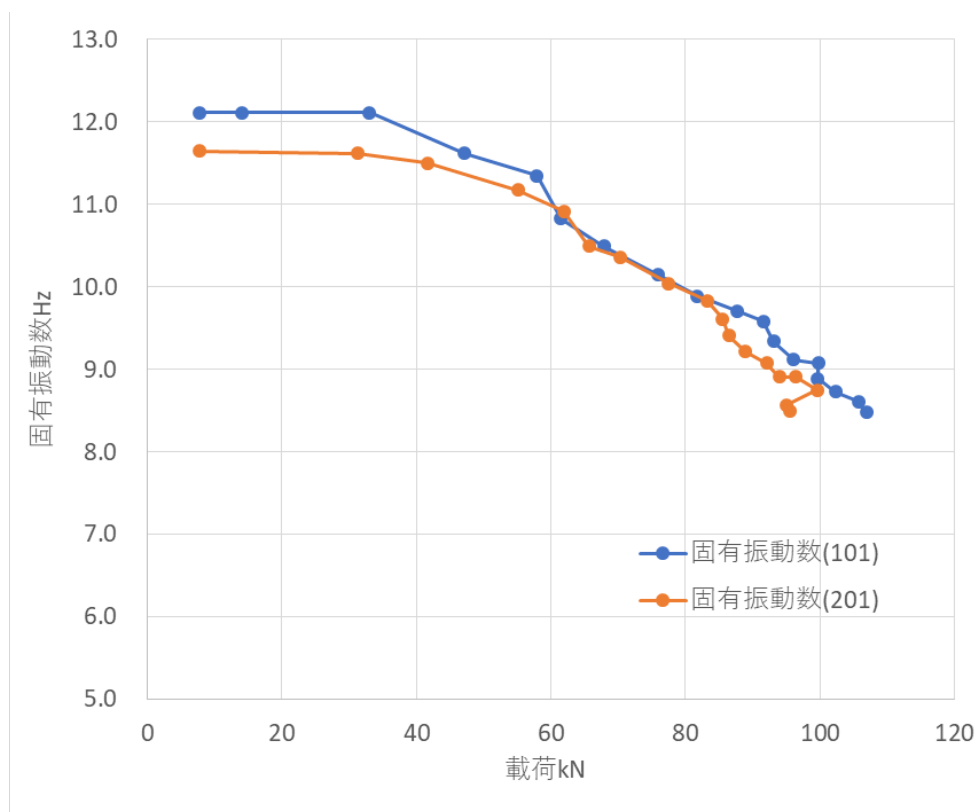


図 3.3.6-19 固有振動数と载荷荷重の関係

固有振動数は鉄骨ビーム载荷から 3 ループまではほぼ変化せず，その後载荷荷重が増えると図 3.3.6-19 に示すように，固有振動数は急激に変化するが，100mm を超えたところから大きな変化はしていない。この傾向は 101,201 号室共にほぼ同様の結果であった。

(5) あと施工アンカー定着部の観察

曲げ実験終了後、アンカー筋を打ち込んだ既存壁の状態についてスラブ上端部のコンクリートをはつり調査を実施した。コンクリートはつり後の状態を写真 3.3.6-5、写真 3.3.6-6 に示す。

アンカー筋は、階段室側 (W1~7) および妻壁側 (E1~7) に各 7 本ずつ打ち込んであり、階段室側の W4 と W6 には、歪みゲージを貼り付けていた。

アンカー筋の歪みは、既存壁内および打継ぎ面近傍では 2000μ まで達しているもので、アンカー筋は降伏していると考えられる。

アンカー筋周囲のコンクリートは、接着剤と共に剥離している程度で、コーン状の破壊は見られなかった。

このようなコンクリート破壊形状は、後述のアンカー筋の引抜き試験に示す試験体 (D1~D6) と同様な破壊形状であった。



写真3.3.6-5 終局曲げ実験後のあと施工アンカー孔口の状況（階段側壁）

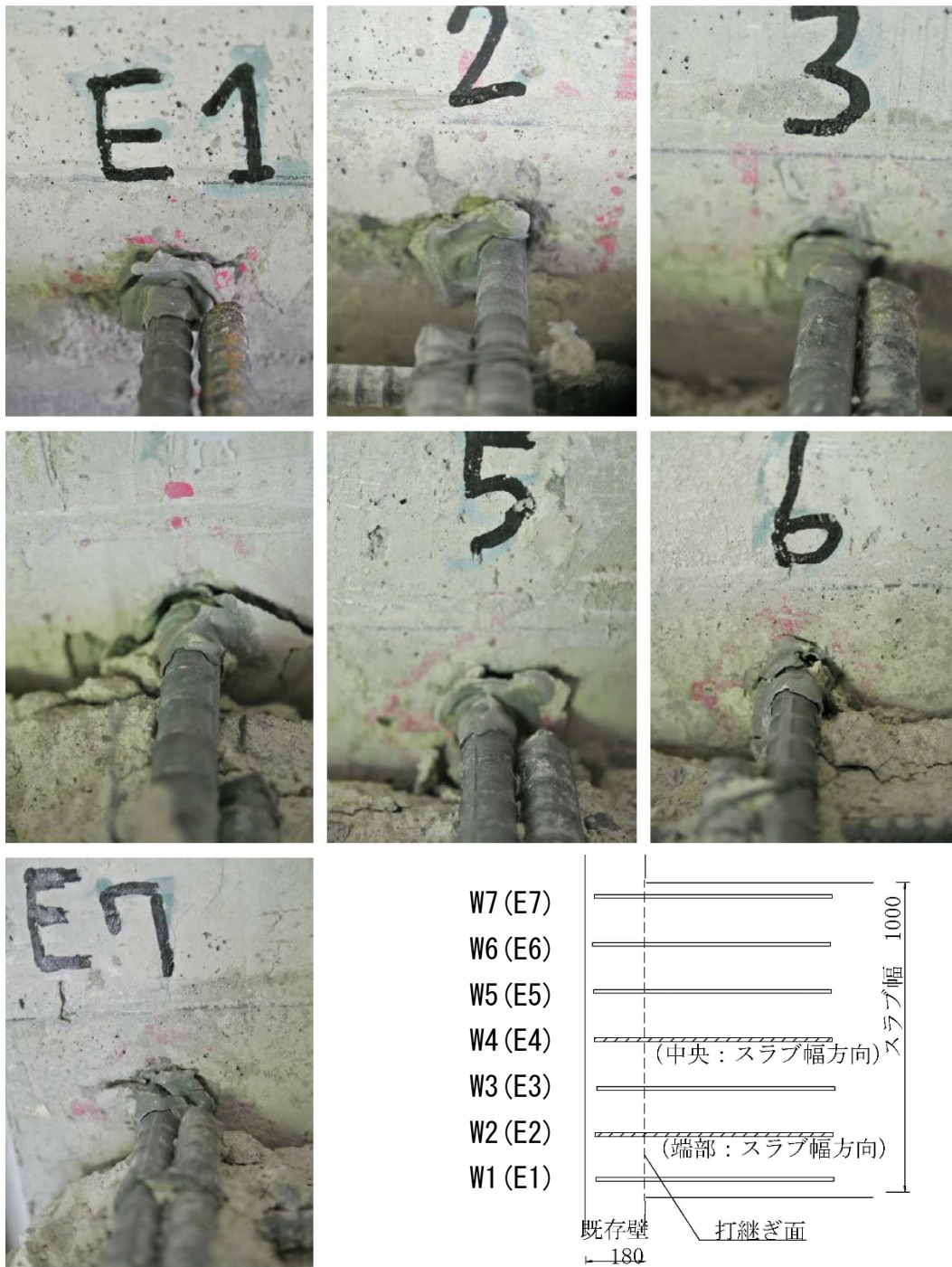


写真3.3.6-6 終局曲げ実験後のあと施工アンカー孔口の状況（妻側壁）

3.3.6-3 あと施工アンカー単体の各種実験結果

(1) 長期引張実験結果（クリープ試験）

スラブの長期載荷実験に併せて現地で計測したあと施工アンカー単体のクリープ実験結果として、図 3.3.6-20 にあと施工アンカー鉄筋の抜け出し変形量，図 3.3.6-21 にひずみ，およびクリープ試験中の荷重の変化を図 3.3.6-22 に示す。

また，試験体のある 201，101 号室の温湿度を図 3.3.6-23 に示す。

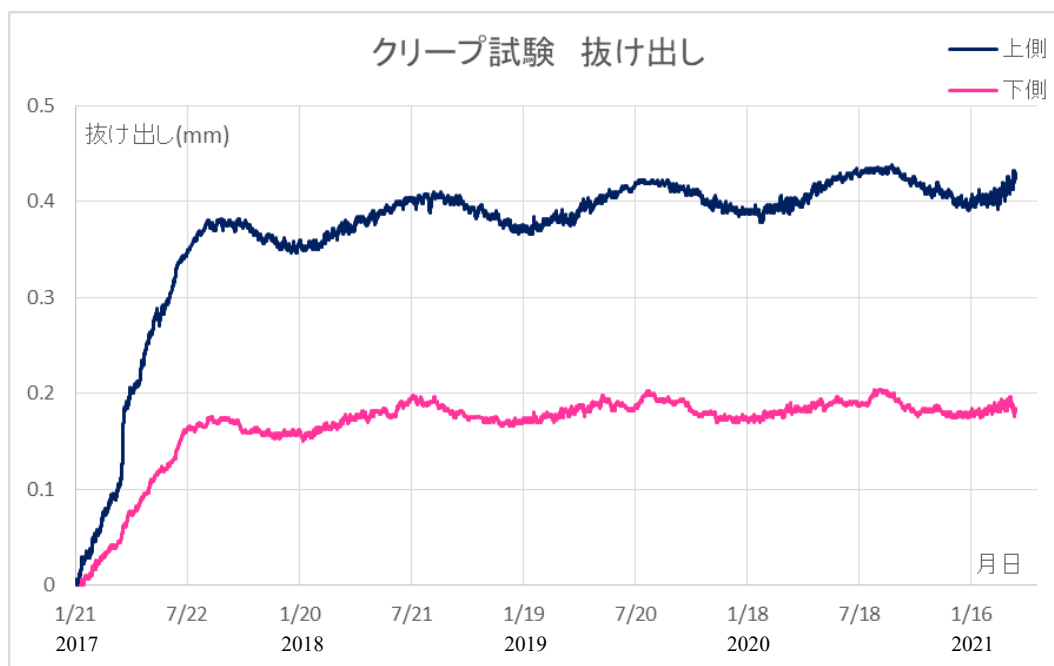


図 3.3.6-20 長期クリープ試験（抜け出し）

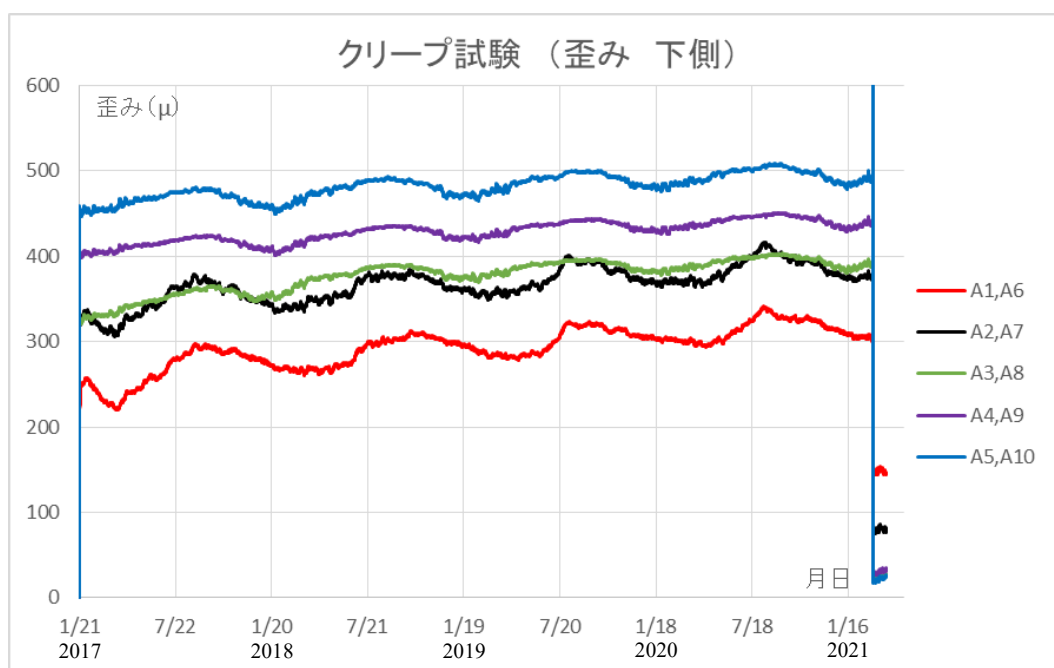


図 3.3.6-21 長期クリープ試験（歪み）

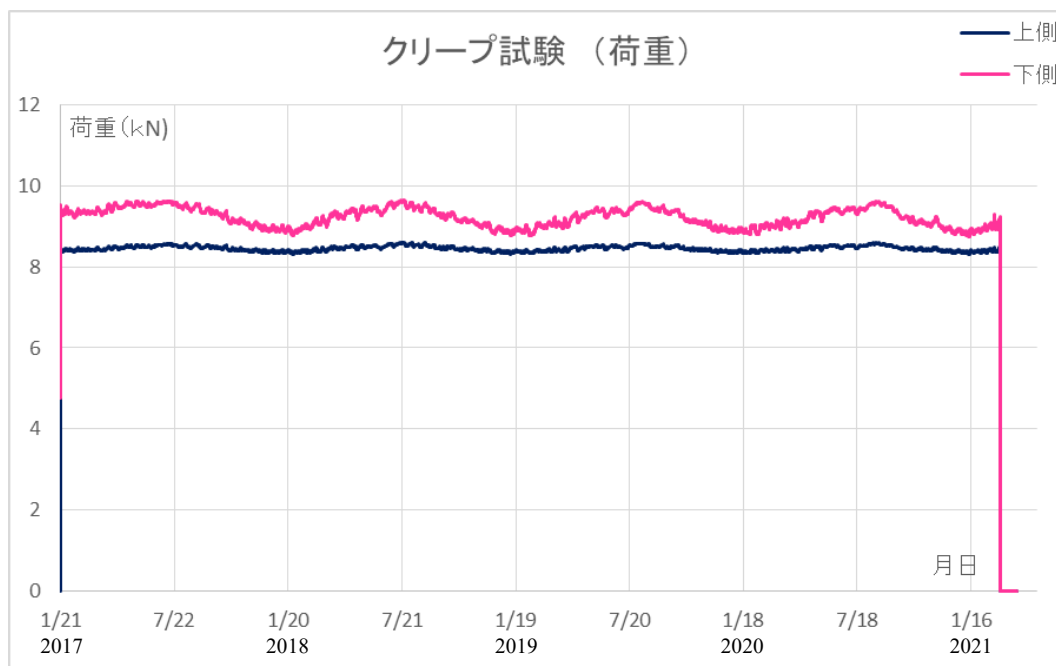


図 3.3.6-22 長期クリープ試験（荷重）

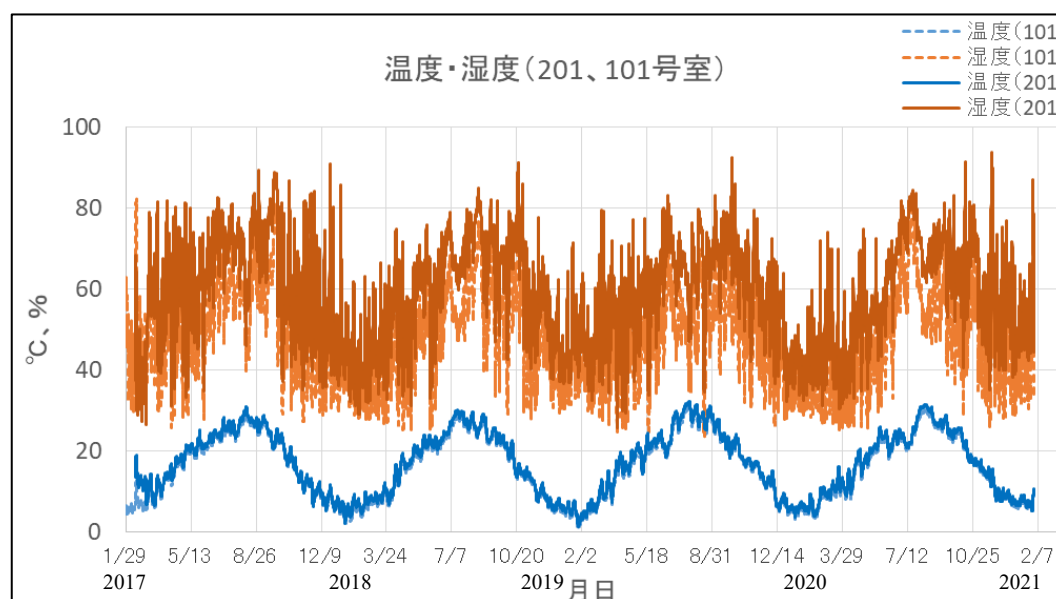


図 3.3.6-23 201, 101 号室の温湿度

抜け出し変形は、計測を開始して 6 ヶ月程度は変形が進み、その後は、夏と冬の温度変化による変形を繰り返しながら若干、抜け出している傾向を示しているが、0.5 mmにも満たない極小の変形量である。また、ひずみゲージを貼っている下側のあと施工アンカー筋の方が抜け出し変形量は小さく出ている。

ひずみ分布は載荷後、あと施工アンカー部分で $250 \mu \sim 350 \mu$ の値を示した後は変形と同様に夏と冬の温度変化による変形を繰り返しながらひずみが微増していた。

クリープ試験が終わったあと施工アンカー筋について、終局状態の引張試験を実施した。実験結果一覧を表 3.3.6-8 に、荷重-変形・ひずみ曲線を図 3.3.6-24～図 3.3.6-10 に示す。

表 3.3.6-8 引抜き試験結果一覧 (単位 : kN, mm)

試験体名	最大荷重	最大荷重時変形	終局荷重	終局荷重時変形	破壊モード
上	57.59	4.795	47.96	4.84	鉄筋降伏
下	52.36	3.66	46.26	3.775	

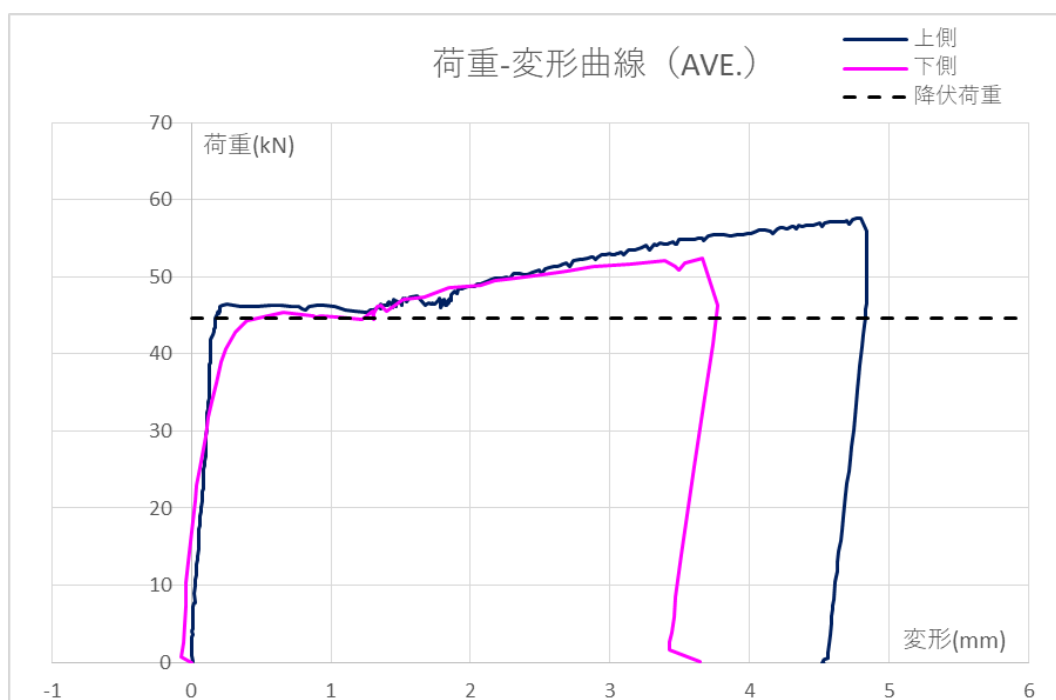


図 3.3.6-24 荷重-変形曲線

上側及び下側のアンカー筋は長期たわみ試験体に用いた鉄筋 (SD295) と同一であったため、破壊モードは鉄筋降伏となった。

アンカー筋 (D13)の降伏点荷重は、6.1 あと施工アンカーの引抜き試験の鉄筋材用試験結果と同様に 44.64kN とした。

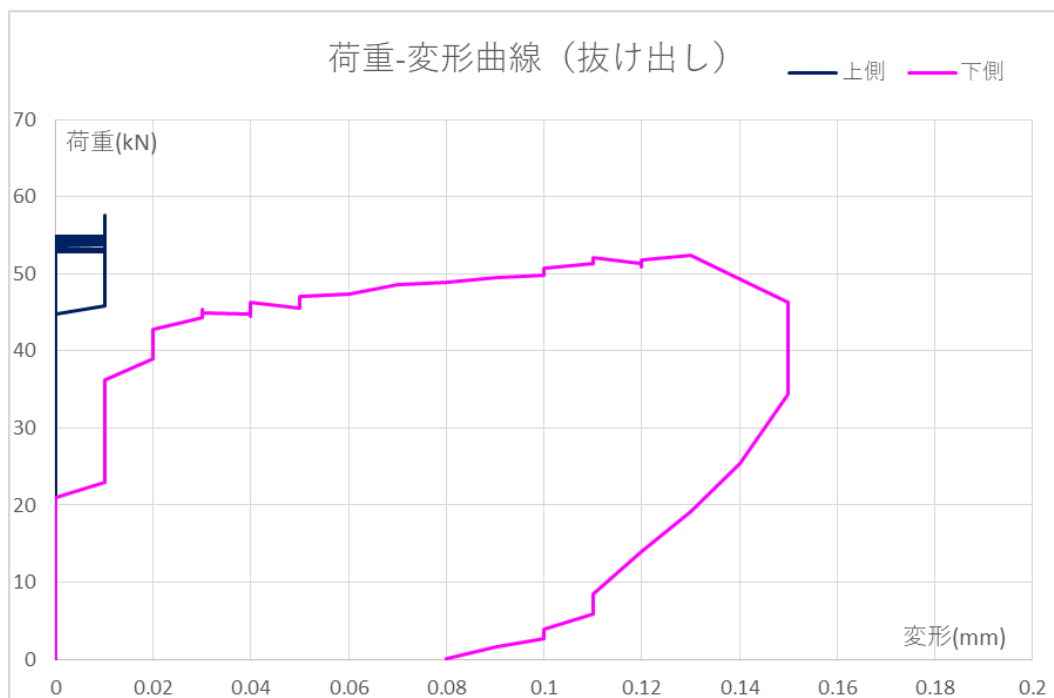


図 3.3.6-25 荷重－変形曲線（抜け出し）

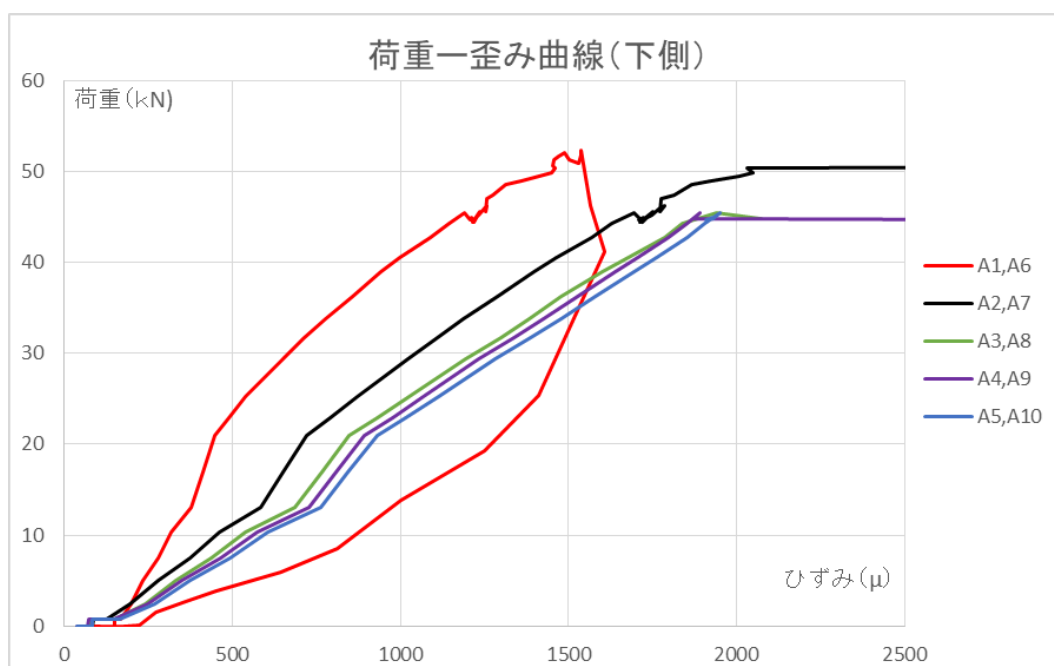


図 3.3.6-26 荷重－ひずみ曲線

アンカー筋の抜出しは、引抜き試験時の最大荷重時に上側では 0.01mm、下側では 0.15mm とクリープ試験時の上側 0.45mm、下側 0.2mm に比べ小さかった。

アンカー筋下側のひずみは、既存壁内のあと施工アンカー部分の A1,A6 のみ 2000 μ 以下の弾性範囲内であったが、これ以外の歪みは 2000 μ を超えており鉄筋降伏していることが確認された。

(2) 終局引張実験結果

アンカー筋引抜き試験の実験結果一覧を表 3.3.6-9, 荷重-変形曲線を図 3.3.6-27, 図 3.3.6-28 に示す.

表 3.3.6-9 アンカー筋引抜き試験の実験結果一覧

試験体名	最大荷重	最大荷重時変形	終局荷重	終局荷重時変形	破壊モード
D1	49.33	2.595	42.76	3.06	鉄筋降伏
D2	46.1	1.765	36.96	2.55	
D3	59.06	2.63	54.79	2.75	
D4	47.23	2.575	47.23	2.575	
D5	47.43	2.165	39.43	2.265	
D6	48.8	2.48	43.6	2.515	
ア	54.49	1.4	---	---	コーン破壊
イ	65.39	1.13			
ウ	47.73	4.19			
エ	50.89	1.405			
オ	45.23	0.45			

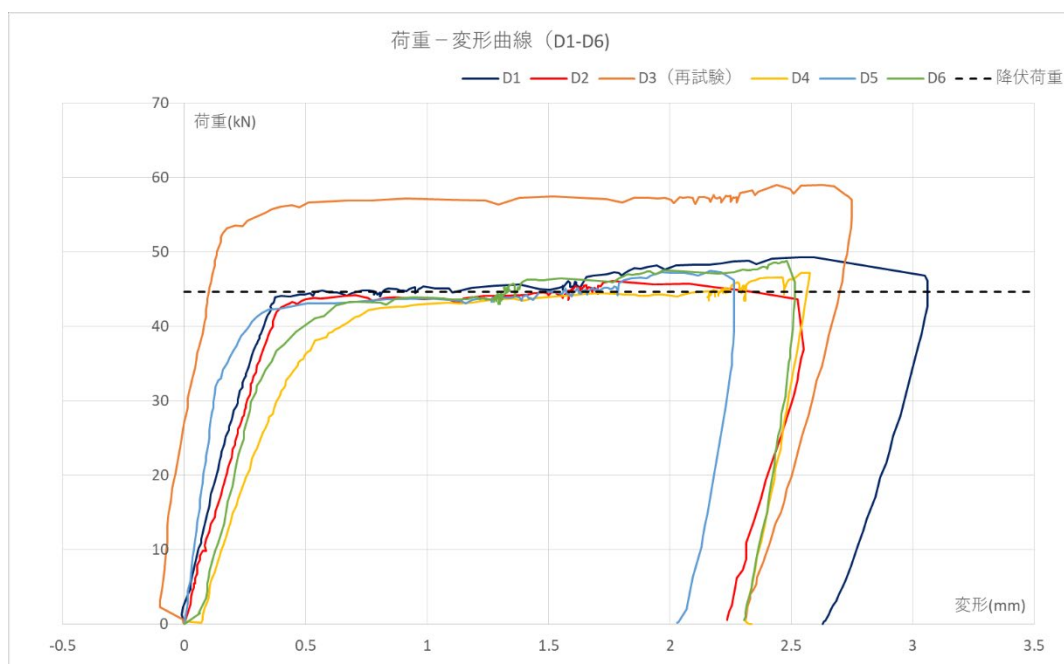


図 3.3.6-27 アンカー筋 (D1~D6) 引抜き試験の荷重-変形曲線

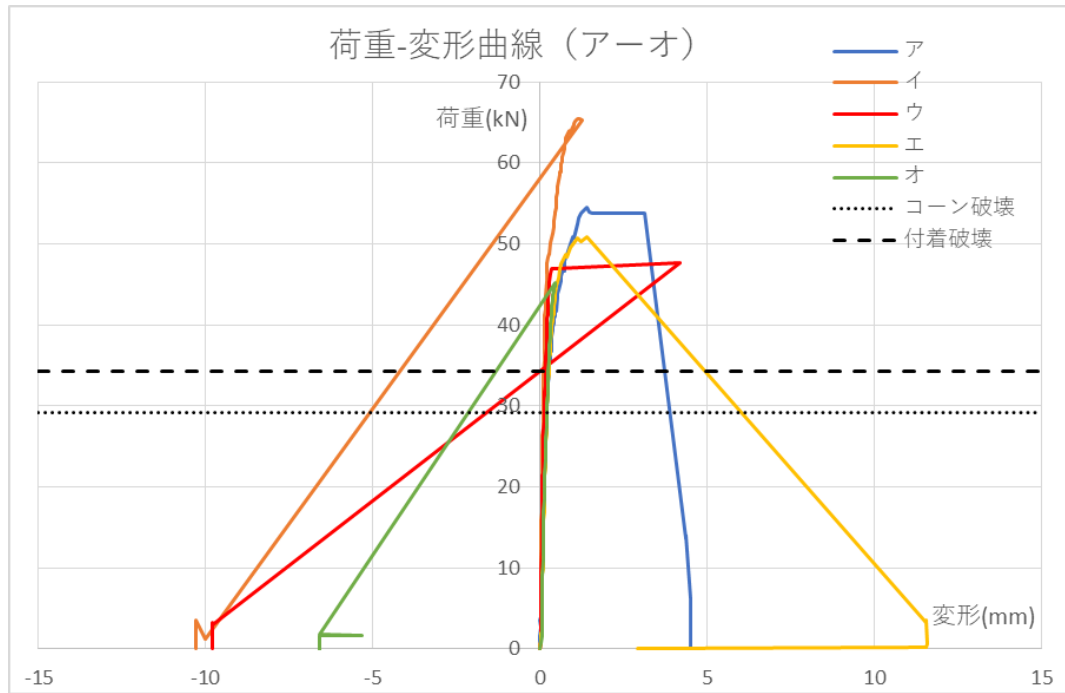


図 3.3.6-28 アンカー筋 (ア～オ) 引抜き試験の荷重-変形曲線

D1～D6 のアンカー筋は長期たわみ試験体に用いた鉄筋 (SD295) と同一であったため、破壊モードは鉄筋降伏となった。

アンカー筋 (D13) の下位降伏点荷重 (p1) は、鉄筋材用試験結果より、

$$p1 = (44.76 + 44.38 + 44.78) / 3 = 44.64 \text{ kN}$$

ア～オのアンカー筋には、高強度鉄筋 (MK785) を用い、埋め込み長さも 65mm (5da) 程度であったので、破壊モードはコーン破壊となった。(写真 3.3.6-7, 写真 3.3.6-8)

コンクリートのコーン破壊荷重 (p2) およびアンカー筋の付着破壊荷重 (p3) は、既存壁のコンクリート材料試験結果より、

$$p2 = 0.31 \sqrt{((28.3 + 41.8) / 2)} \times \pi \times 65 \times (65 + 13) = 29.23 \text{ kN}$$

$$p3 = 10 \sqrt{((28.3 + 41.8) / 2) / 21} \times \pi \times 13 \times 65 = 34.3 \text{ kN}$$

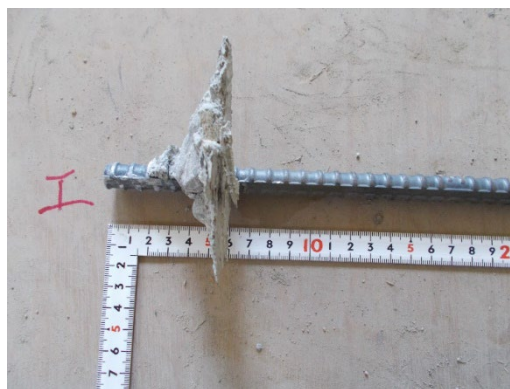


写真 3.3.6-7 高強度鉄筋 (MK785) 写真 3.3.6-8 埋込長さ (5da=65mm)

D1～D6 の破壊状況を写真 3.3.6-9 に示す。また、ア～オの破壊状況を写真 3.3.6-10 に示す。



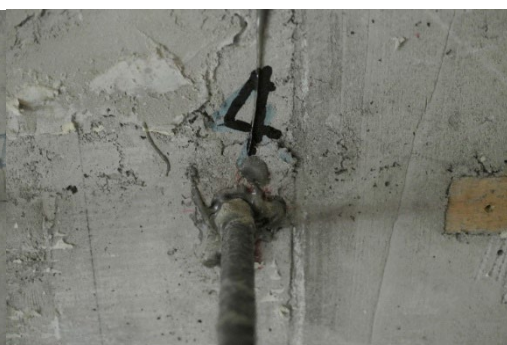
アンカー筋 (D 1)



アンカー筋 (D 2)



アンカー筋 (D 3)



アンカー筋 (D 4)



アンカー筋 (D 5)



アンカー筋 (D 6)

写真 3.3.6-9 破壊状況



アンカー筋 (ア)



アンカー筋 (イ)



アンカー筋 (ウ)



アンカー筋 (エ)



アンカー筋 (オ)

写真 3.3.6-10 破壊状況

3.3.7 考察

実建築物における新設スラブの主筋定着に接着系あと施工アンカーを用いたときの当該スラブの長期性状を把握することを目的として、長期載荷試験を実施した。鉄筋載荷直後の変形は、接着系あと施工アンカー定着によるスラブで 2.34 mm、標準定着によるスラブで 3.01 mm であった。

載荷後 4 年経過した時点での変形は、各々 15.1 mm、16.8 mm であった。両端固定の一方向スラブの計算値(1.07 mm)に対する長期たわみ増大率は、各々 14.1、15.7 であった。

3.3.7-1 スラブ中央の長期たわみ量と長期たわみ増大率

各試験体の現在(2018.1.31)までのスラブ中央の長期たわみ量(δ_L)および長期たわみ量の弾性たわみ(δ_e)に対する倍率(以下、増大率という)を表 3.3.7-1、図 3.3.7-1 に示す。

長期たわみ量は図 3.3.7-1 に示す変形量を用い、弾性たわみ(δ_e)は、スラブ内法スパン 5 760 mm で算定した 1.07 mm とする。

表 3.3.7-1 長期たわみ量および増大率

経過日数		自重	自重+積載	1W	2W	4W	8W(2ヶ月)	13W(3ヶ月)	26W(6ヶ月)
試験体名	月日	2016.1.29	2016.1.29	2016.2.5	2016.2.12	2016.2.26	2016.3.25	2016.4.29	2016.7.29
201号室	変位	1.24	2.34	3.32	3.95	4.82	6.21	7.84	9.89
	増大率	1.76	2.18	3.1	3.69	4.5	5.8	7.33	9.24
101号室	変位	1.73	3.01	4.04	4.8	5.91	7.31	8.88	11.3
	増大率	2.47	2.81	3.78	4.48	5.52	6.83	8.29	10.5
経過日数		54W	73W	105W	156W	209W			
試験体名	月日	2017.2.10	2017.6.23	2018.1.31	2019.1.25	2020.1.31			
201号室	変位	12.5	13.1	13.9	14.9	15.1			
	増大率	11.7	12.2	13.0	13.9	14.1			
101号室	変位	14.0	14.8	15.5	16.7	16.8			
	増大率	13.1	13.8	14.5	15.6	15.7			

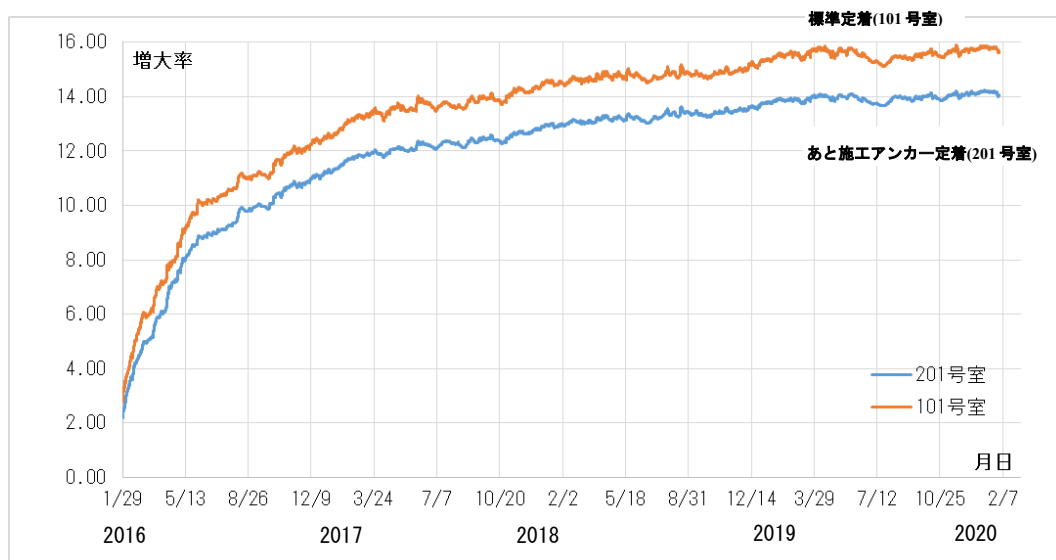


図 3.3.7-1 201, 101 号室の増大率

3.3.7-2 将来たわみ量および増大率の推定

(1) 将来たわみ量の推定

101号室の計測データを基に将来のたわみ量を推定するために最小二乗法による線形近似および対数近似を用いて100年後のたわみ量を推定した結果を図-3.3.7-2および表-3.3.7-2に示す。

使用したデータは、4.1項のたわみ変化量の経過から載荷後0.5年を経過するとたわみ変化量が落ちつき、2.5年を経過すると微小となることから、載荷後0.5年から2.5年を一区切りとし、2.5年から4.5年および4.5年から6年のデータを用いた。計測は継続しているが、6年から6.5年のデータを経過観察する必要があることから、6年までのデータで将来たわみ量を推定する。式は傾きの傾向から対数近似としている。

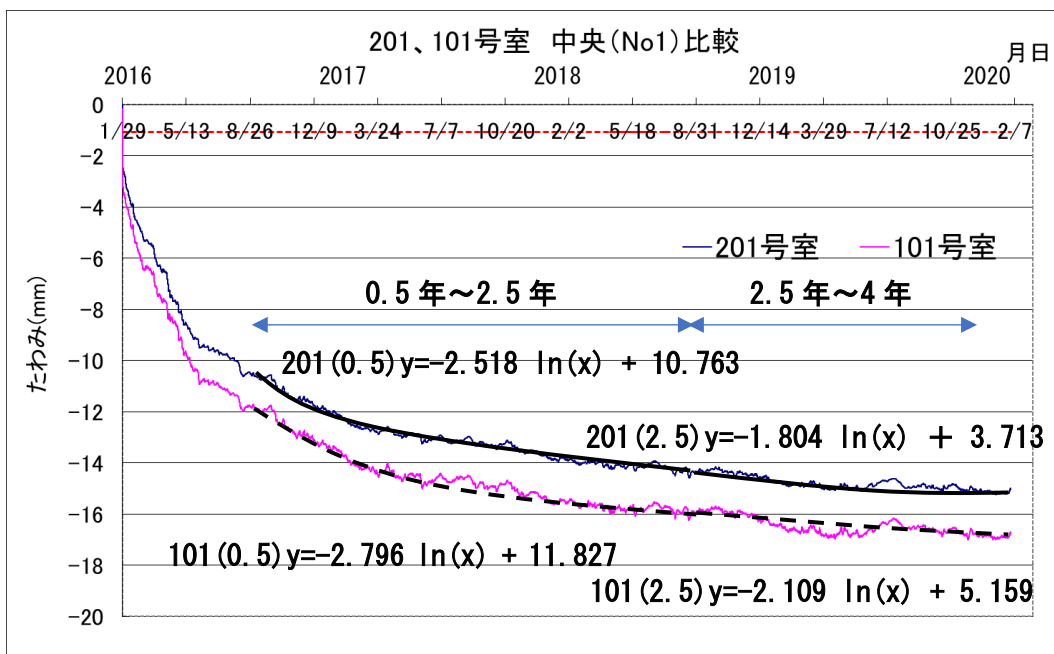


図 3.3.7-2 将来たわみの推定

表 3.3.7-2 100年後のたわみ量の推定

試験体		0.5年~2.5年	2.5年~4年
201	式	$y = -2.518 \ln(x) + 10.763$	$y = -1.804 \ln(x) + 3.713$
	100年後	-23.69	-20.97
101	式	$y = -2.796 \ln(x) + 11.827$	$y = -2.109 \ln(x) + 5.159$
	100年後	-26.43	-23.70

※ x = 経過時間, y = 推定たわみ量 (mm)

赤字は一般的なたわみ増大率で算出された値(21.9 mm)を超える値

(2) たわみ増大率の推定

計算方法は、3.2.7-4項による。

推定した結果を図3.3.7-3に示す。また、以下に推定倍率と推定変位を示す。

【201号室】

a=	7.379	
b=	0.073	
c=	2.18	自重+積載

【101号室】

a=	6.075	
b=	0.066	
c=	2.81	自重+積載

<予測年>	<倍率>	<変位>
50年	16.04	17.17
100年	16.09	17.21

<予測年>	<倍率>	<変位>
50年	18.28	19.56
100年	18.32	19.60

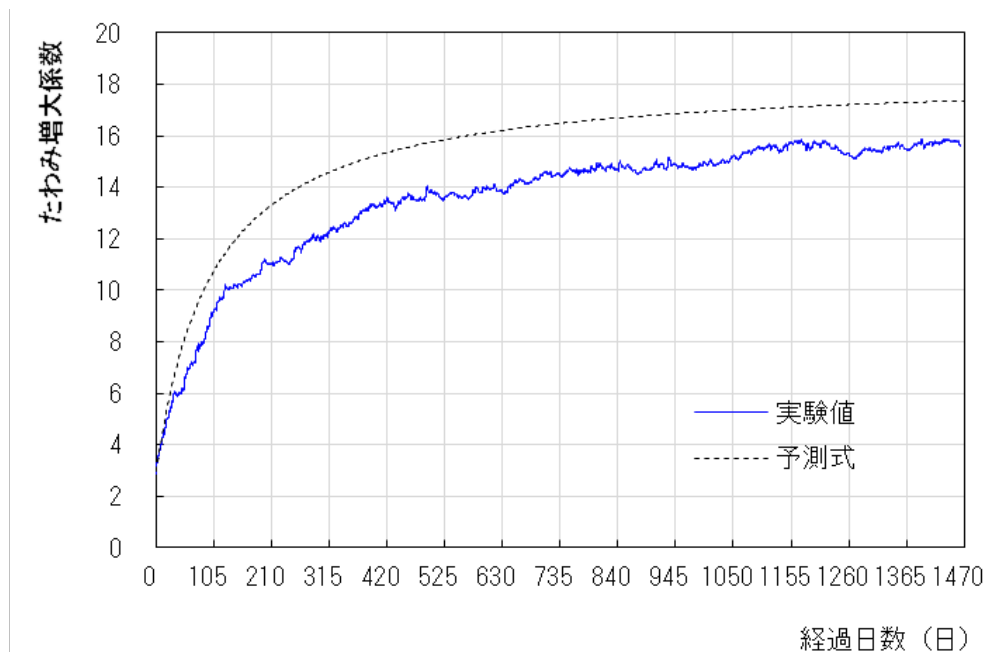
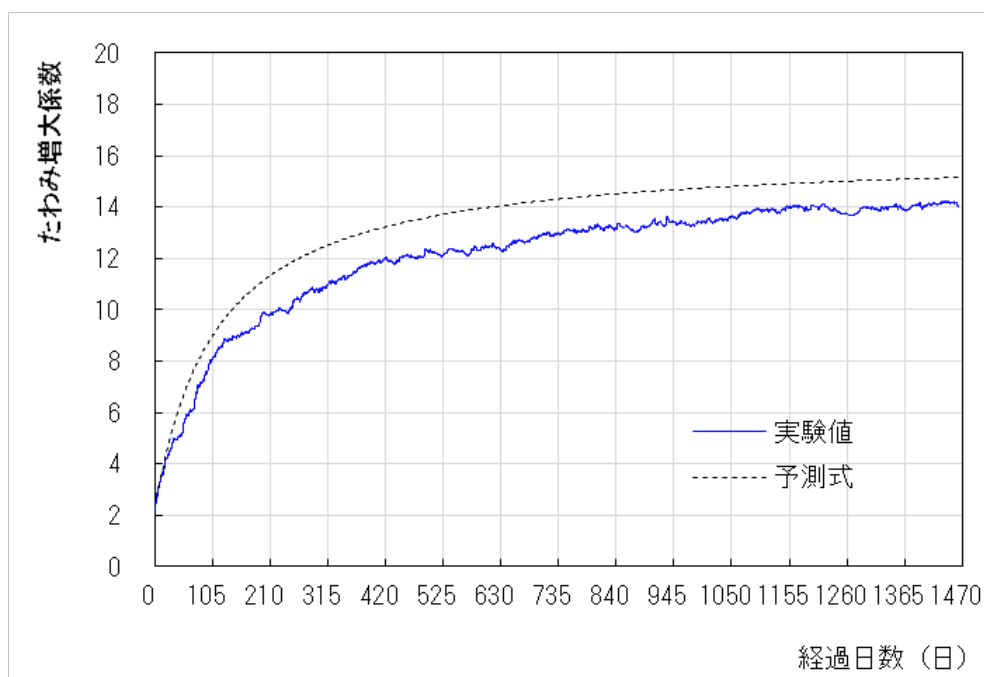


図 3.3.7-3 たわみ増大率の推定 (上: 201号室, 下: 101号室)

3.3.7-3 既存壁・スラブ端部の変形および回転角

(1) 長期載荷実験における結果

201号室および101号室の既存壁の変形測定方法を図3.3.7-4に示す。

201号室および101号室の既存壁の測定開始時からの変形を階段室壁の南側(測定番号⑪, ⑬), 北側(測定番号⑮, ⑰)および妻壁の南側(測定番号⑫, ⑭), 北側(測定番号⑯, ⑱)毎に図3.3.7-5～図3.3.7-9に示す。

201号室および101号室の階段室壁および妻壁の回転角を図3.3.7-10, 図3.3.7-11に示す。階段室壁の回転角は, 南側では測定番号⑪と⑬の差を, 北側では測定番号⑮と⑰の差を測定間距離(1,200 mm)で除して求めた。妻壁の回転角は, 南側では測定番号⑫と⑭の差を, 北側では測定番号⑯と⑱の差を測定間距離(1,200 mm)で除して求めた。階段室壁と妻壁間の伸縮は, 試験床上から 1,100 mm の位置にインバー線を変位計に取付けて, 南側(測定番号⑲), 北側(測定番号⑳)で測定した。

101号室の変位計取り換え後の2016/9/16～2020/1/31までの既存壁変形は, 階段室側で0.8 mm, 妻側で0.3 mm程度の変動である。

201号室の2016/9/16～2020/1/31までの既存壁変形は, 階段室側で1.0 mm, 妻側で0.6 mm程度の変動である。

101号室の変位計取り換え後の既存壁の動きには, 201号室と101号室で同時期の変動量に差異は見られるが, 変形としては微少な変形であり, 特に不測となる現象は見られなかった。

また, 今回は壁が変形できるようにスリットを入れているので, 実建物で用いる場合に懸念されるような結果得られなかった。

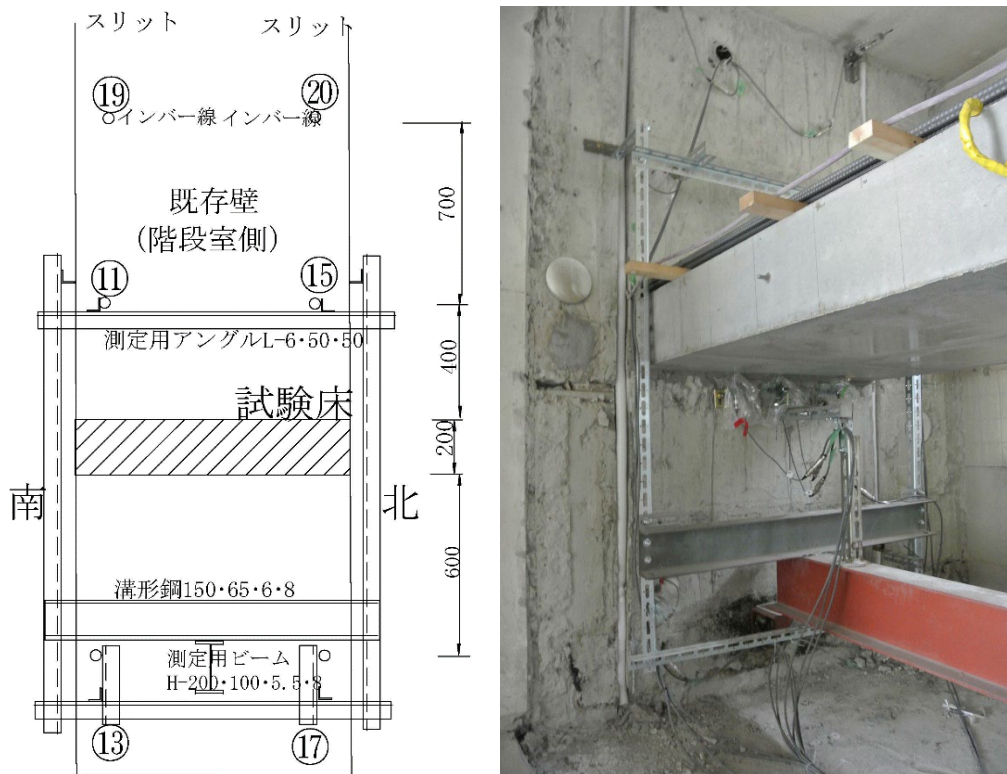


図 3.3.7-4 201, 101号室 階段室側壁の変形測定方法

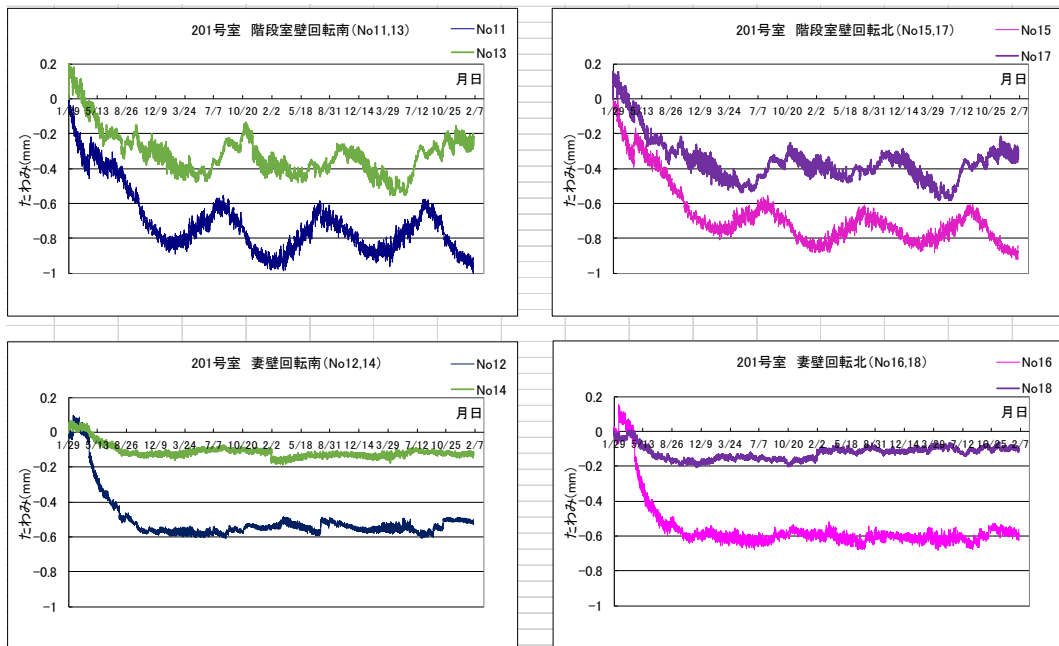


図 3.3.7-5 201号室の既存壁の変形

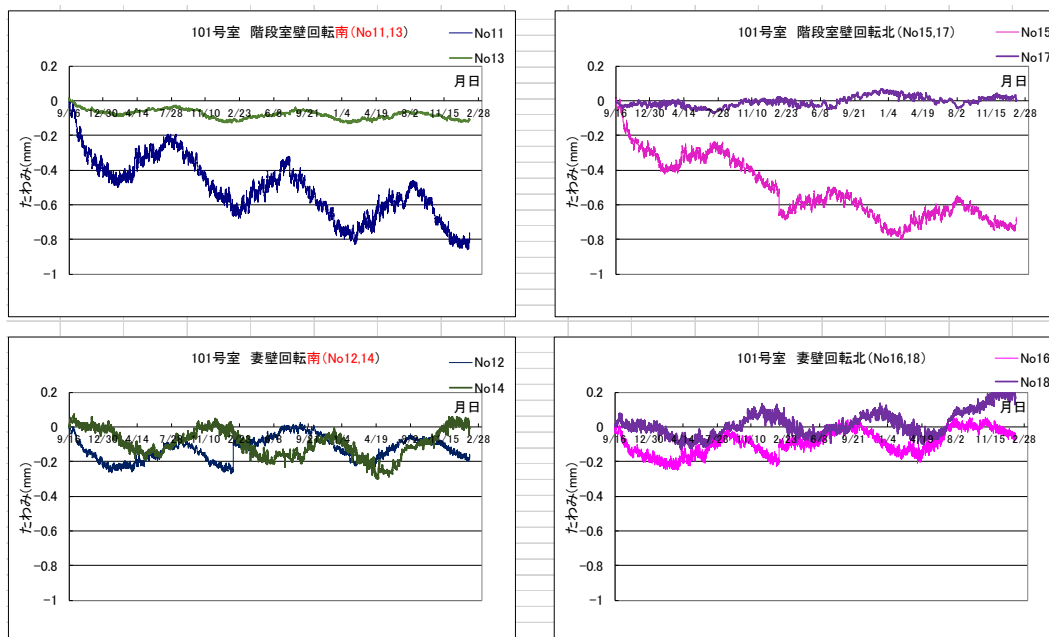


図 3.3.7-6 101号室の既存壁の変形(2016/9/16～2020/1/31)変位計取り換え後

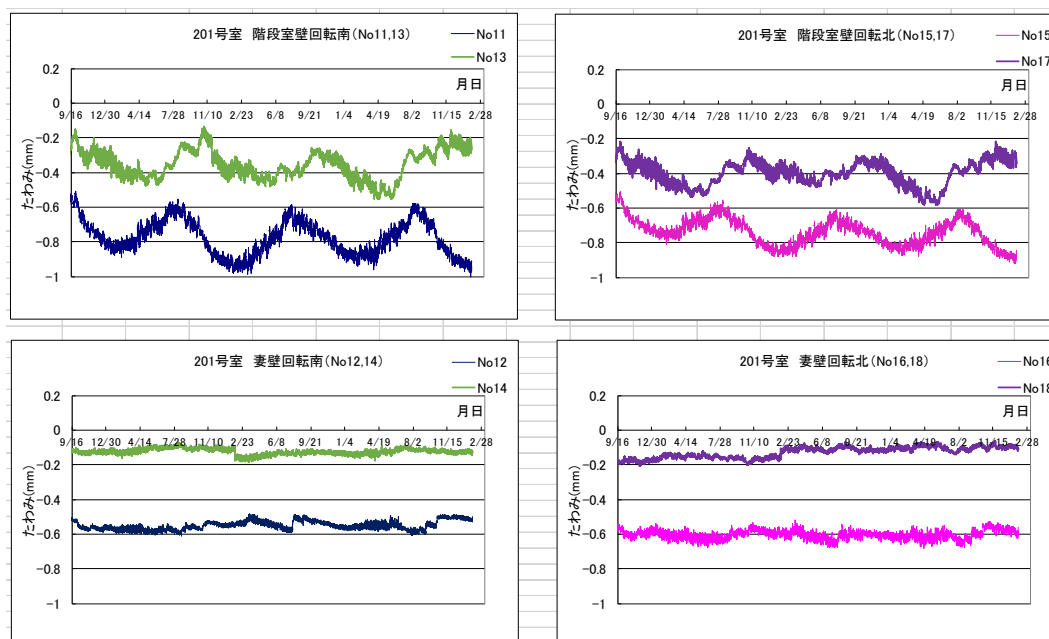


図 3.3.7-7 201号室の既存壁の変形(2016/9/16～2020/1/31)

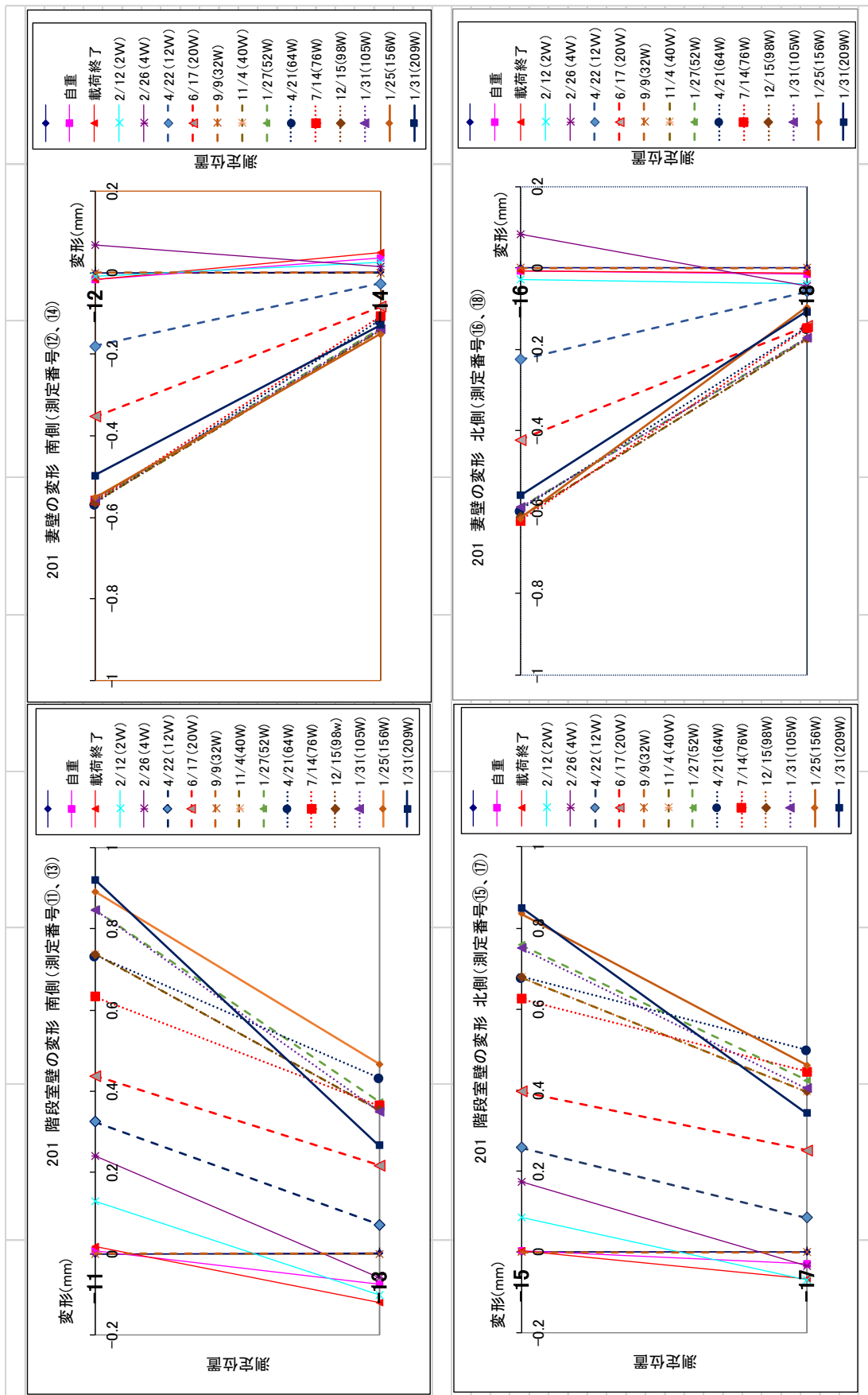


図 3.3.7-8 201号室の既存壁の測定位置毎

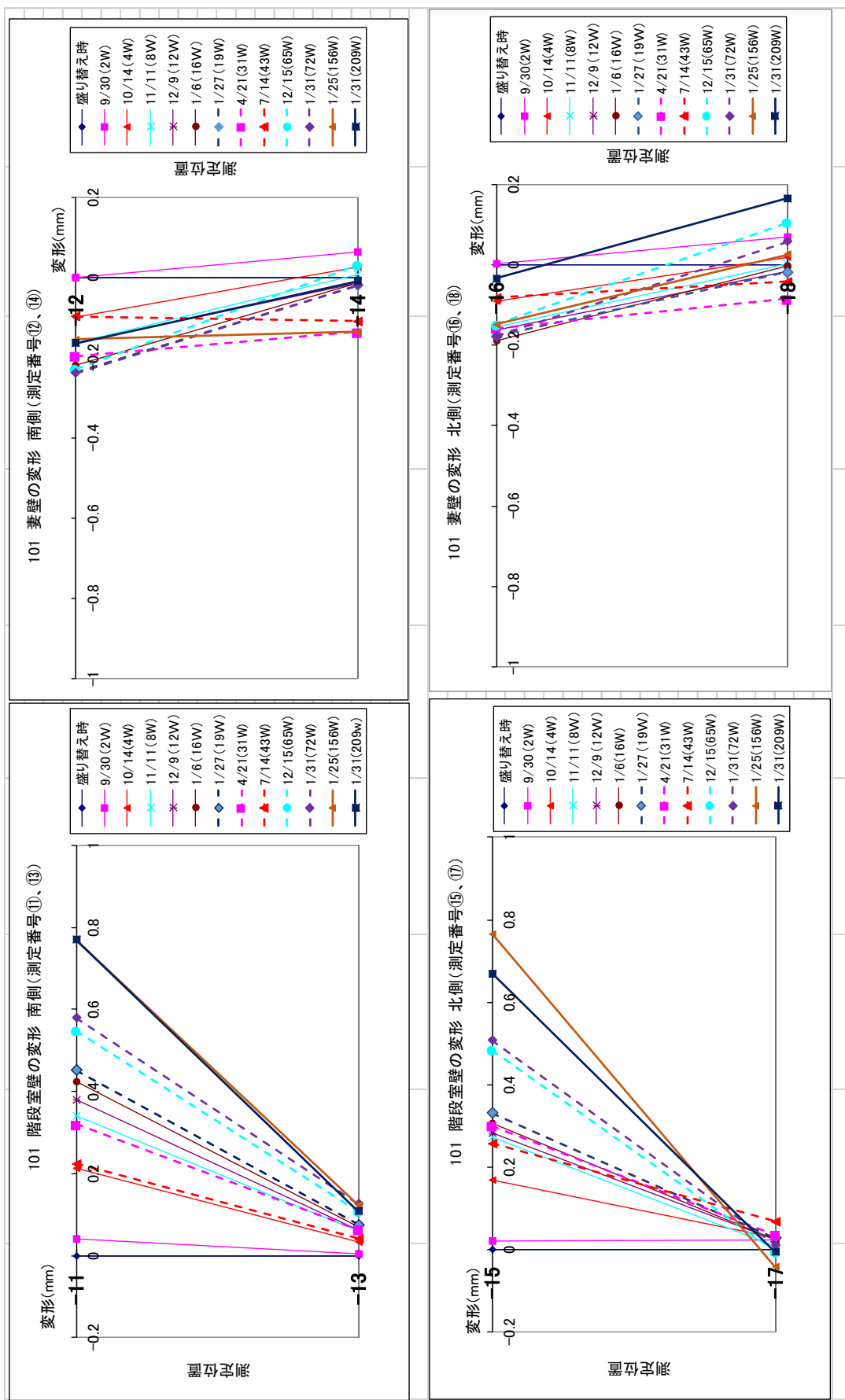


図 3.3.7-9 101号室の既存壁の測定位置毎の変形

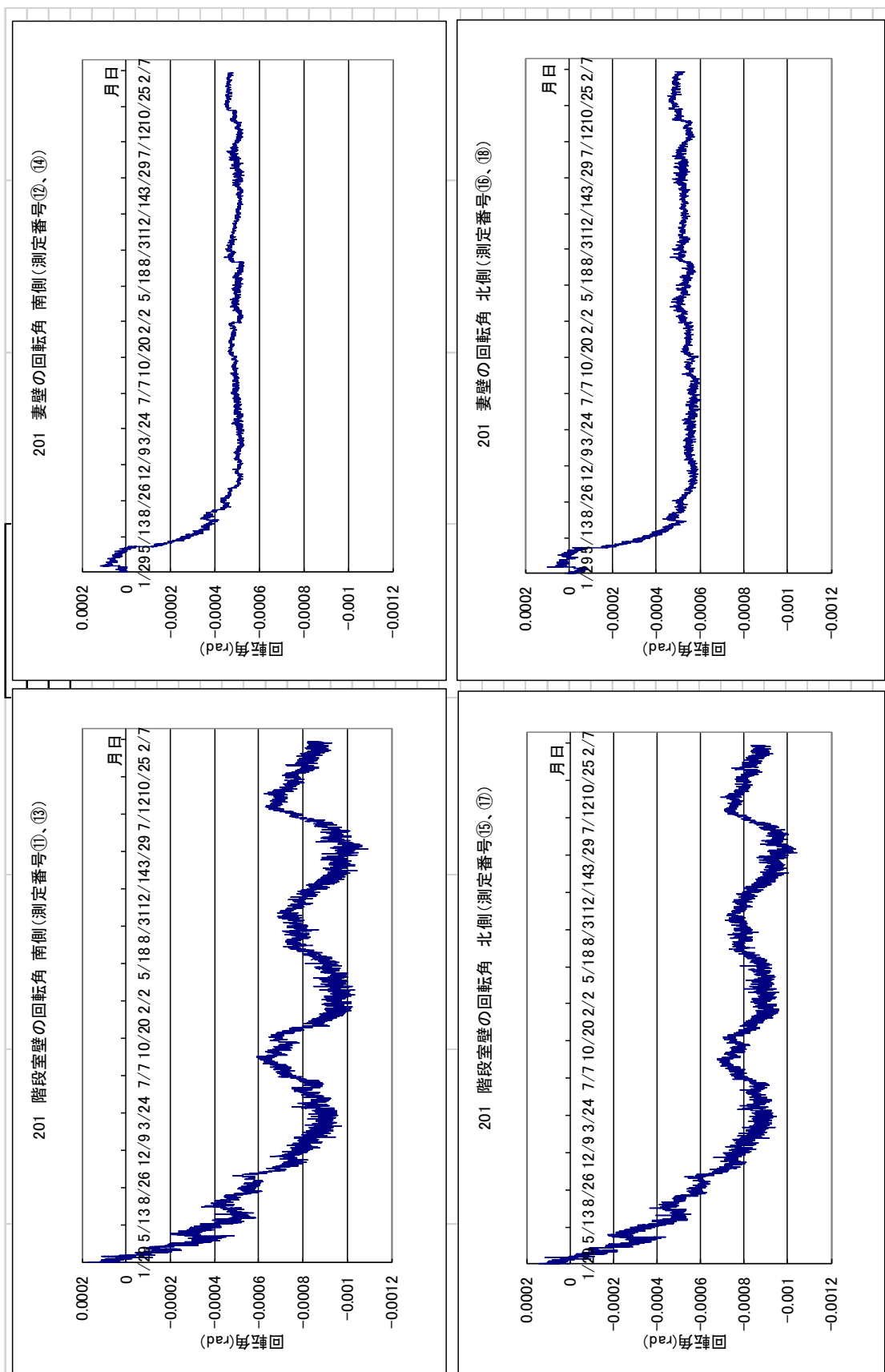


図 3.3.7-10 201号室の回転角

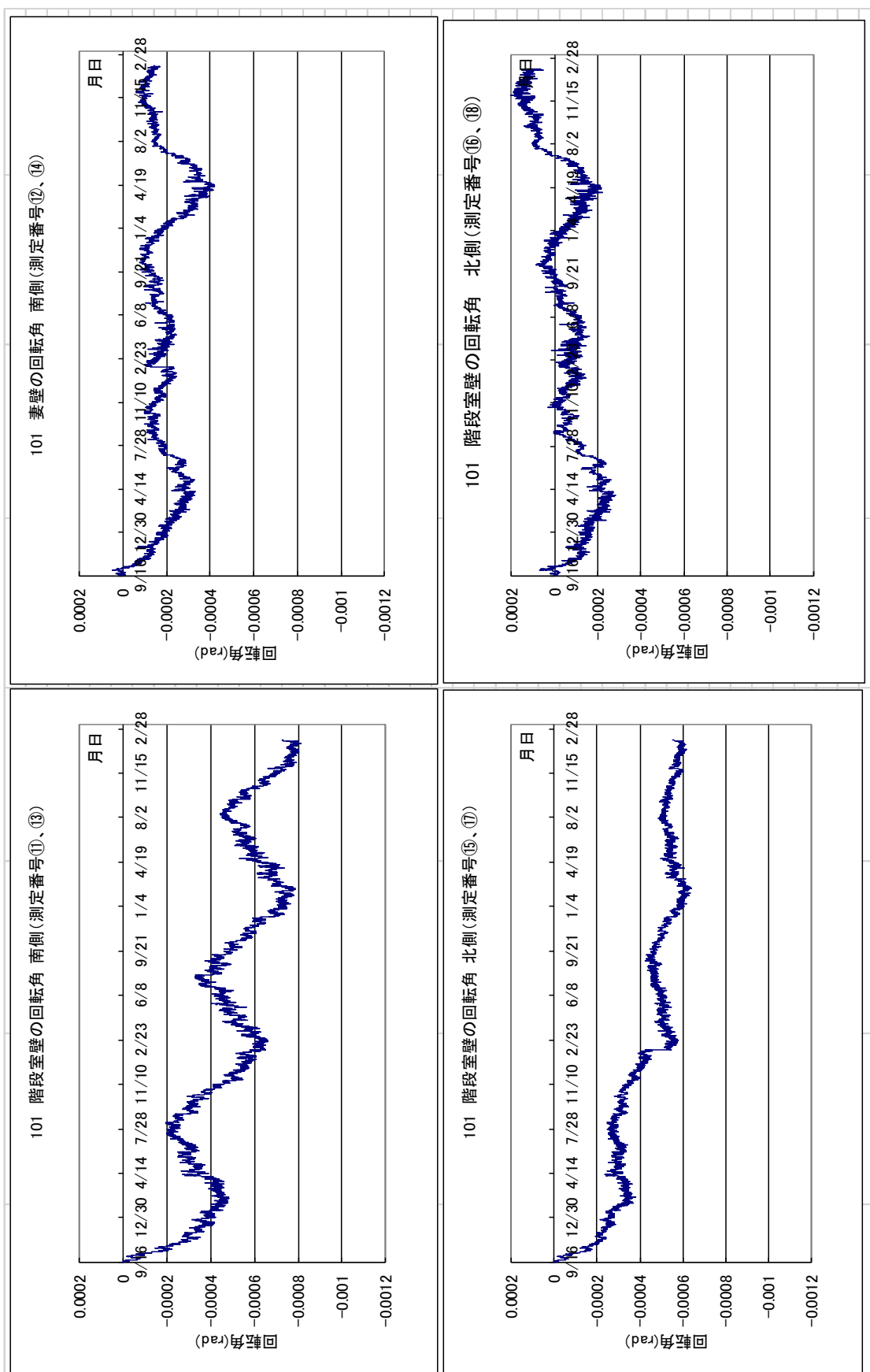


図 3.3.7-11 101号室の回転角

階段室壁のスラブ端部に対する変形および回転角を図 3.3.7-12, 図 3.3.7-13 に示す。スラブ端部の回転角は、測定番号⑳(㉓)と㉑(㉔)の差を測定間距離(310 mm)で除して求めた。

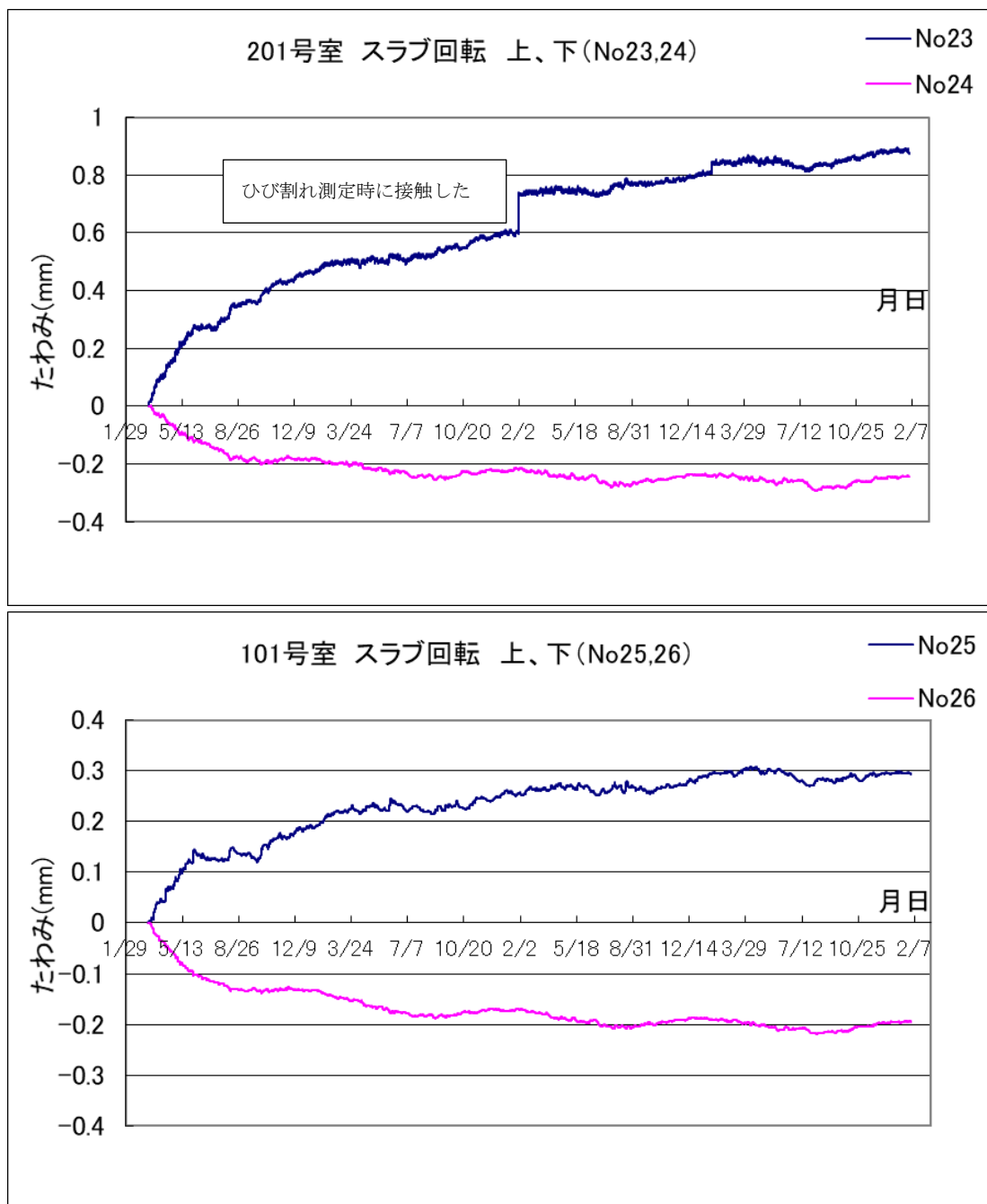


図 3.3.7-12 階段室壁のスラブ端部に対する変形

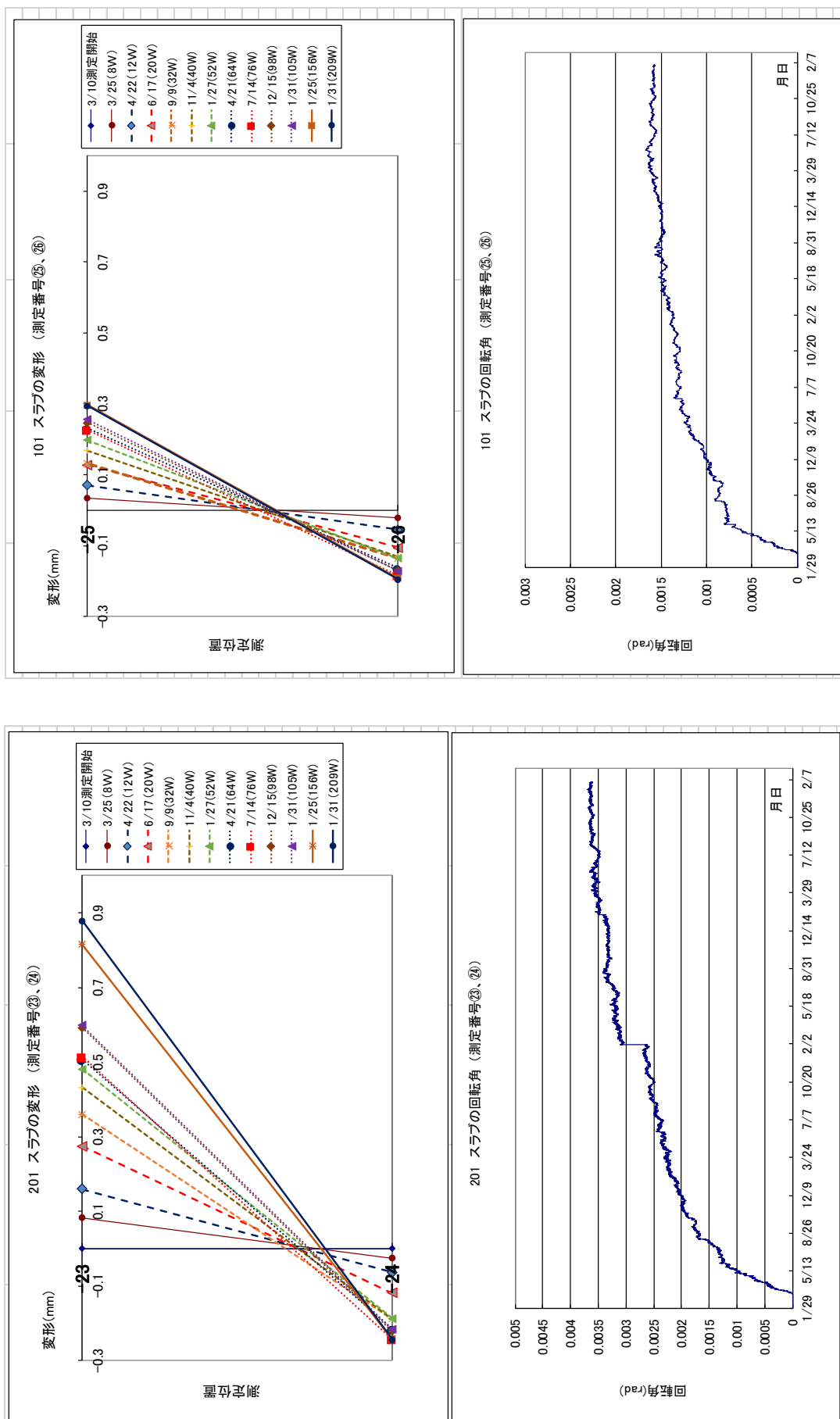


図 3.3.7-13 階段室壁のスラブ端部に対する測定位置毎の変形および回転角

階段室壁と妻壁間の伸縮(測定番号⑱, ⑳)を図 3.3.7-14 に示す。

階段室壁と妻壁間の温度変化量(Δt)による伸縮量(ΔL)の計算値は、(3.3.7-8)式により算定した。

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta t \quad \dots\dots\dots (3.3.7-8)式$$

- ここで、
- L : 階段室壁と妻壁間の距離 5,760 mm
 - A : 鉄筋およびコンクリートの線膨張係数 $1.0 \times 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$
 - Δt : 階段室壁と妻壁間の伸縮の測定を開始した時の温度(201号室 : 5.6°C , 101号室 : 6.5°C)と、図 5.2.3.8 に示す温度との差。すなわち測定開始時の ΔL を零としている。よって開始時の温度より低くなった場合は、 ΔL が負(収縮)となる。

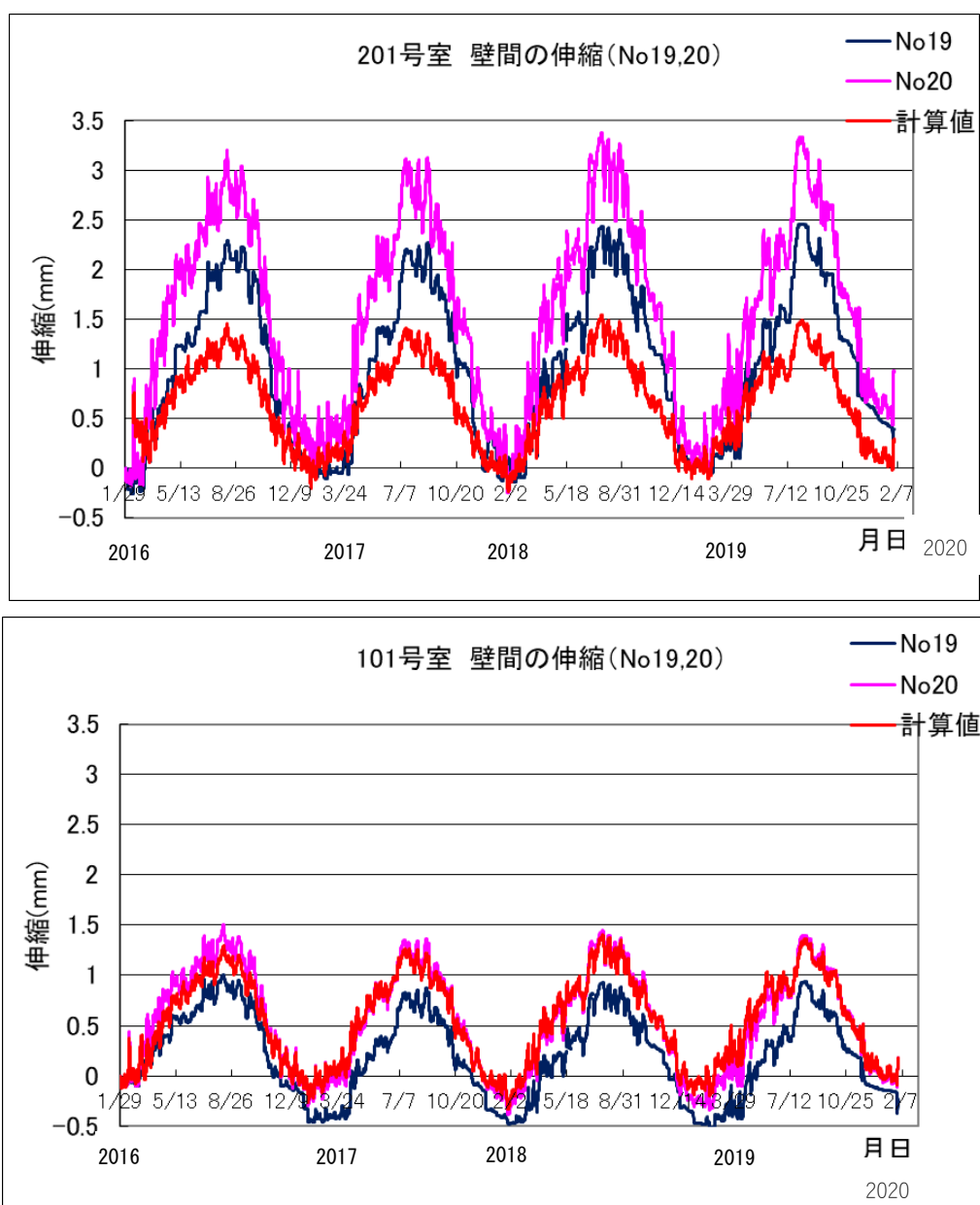


図 3.3.7-14 階段室壁と妻壁間の伸縮

(2) 終局荷重による曲げ実験の結果

101号室および201号室の既存壁の変形測定方法を図3.3.7-15、図3.3.7-16に示す。

101号室および201号室の既存壁の荷重—変形曲線および測定位置毎の変形を、階段室壁の南側(測定番号⑪, ⑬), 北側(測定番号⑮, ⑰), 中央部(測定番号⑦, ⑲)および妻壁の南側(測定番号⑫, ⑭), 北側(測定番号⑯, ⑳), 中央部(測定番号⑧, ⑳) 毎に図3.3.7-17～図3.3.7-19に示す。

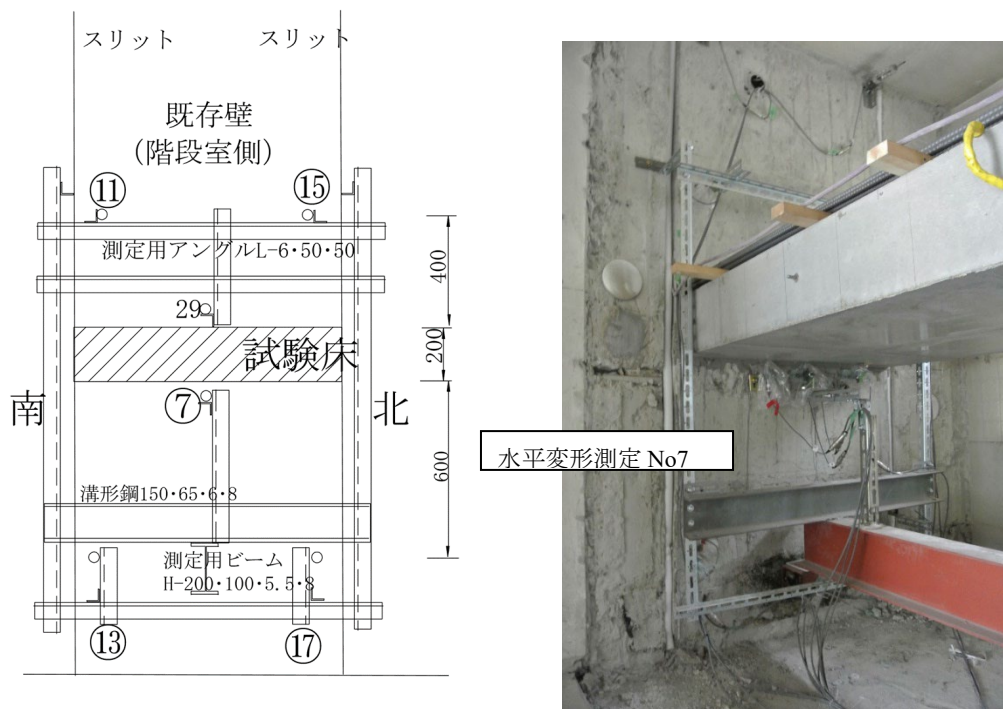


図 3.3.7-15 101, 201号室 階段室側壁の変形測定方法
階段室側壁の測定用ビームからの水平変形測定方法 (No.7)



図 3.3.7-16 階段室側壁の測定用ビーム (アンクル) からの水平変形測定方法 (No.29)



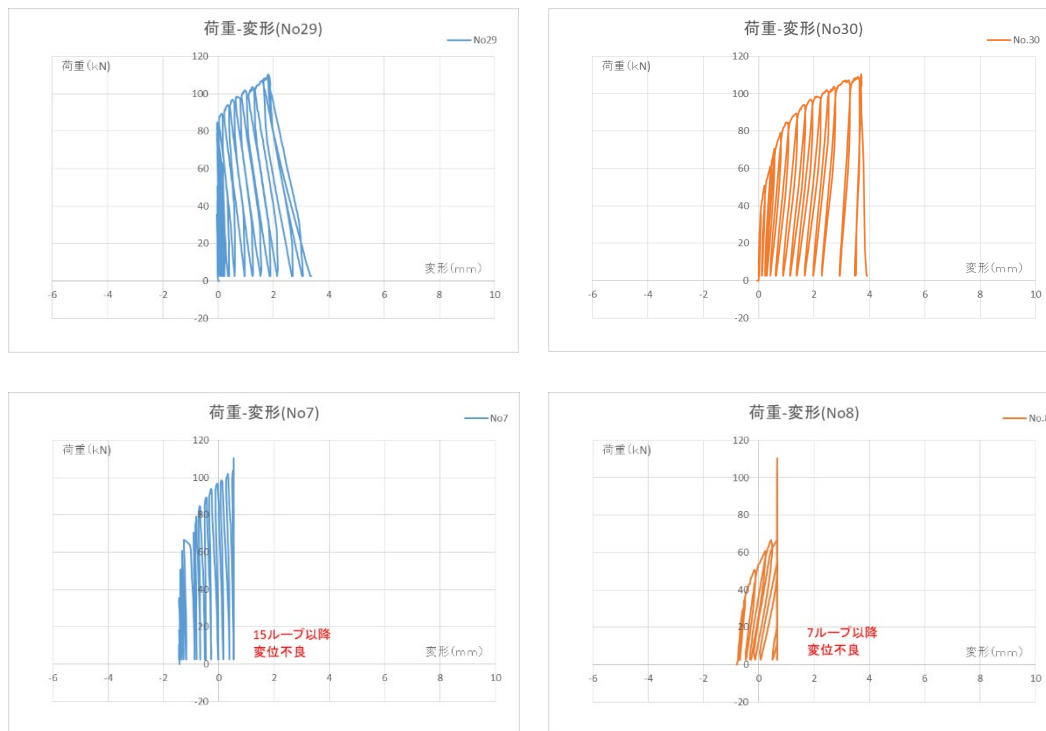
101号室 階段側壁の変形

101号室 妻側壁の変形

図 3.3.7-17 101号室 既存壁（階段室側，妻側）の荷重—変形曲線
（測定点 No.11～No.18）



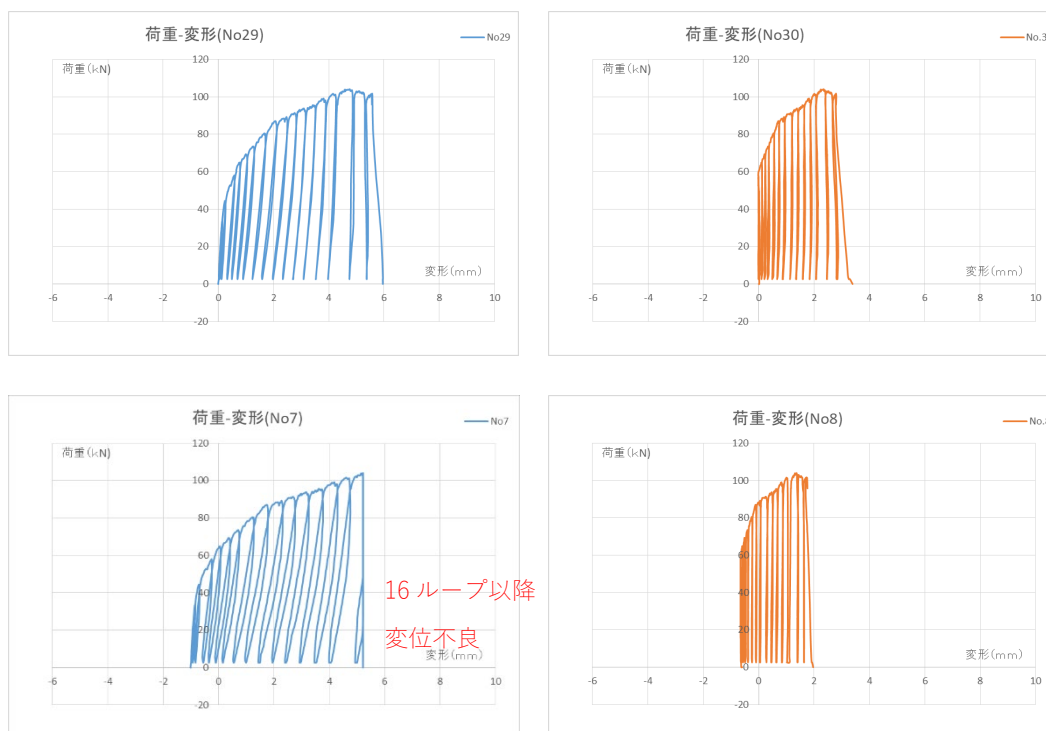
201号室 階段側壁の変形 201号室 妻側壁の変形
 図 3.3.7-18 201号室 既存壁（階段室側，妻側）の荷重—変形曲線
 （測定点 No.11～No.18）



階段室側

妻壁側

101号室 中央部



階段室側

妻壁側

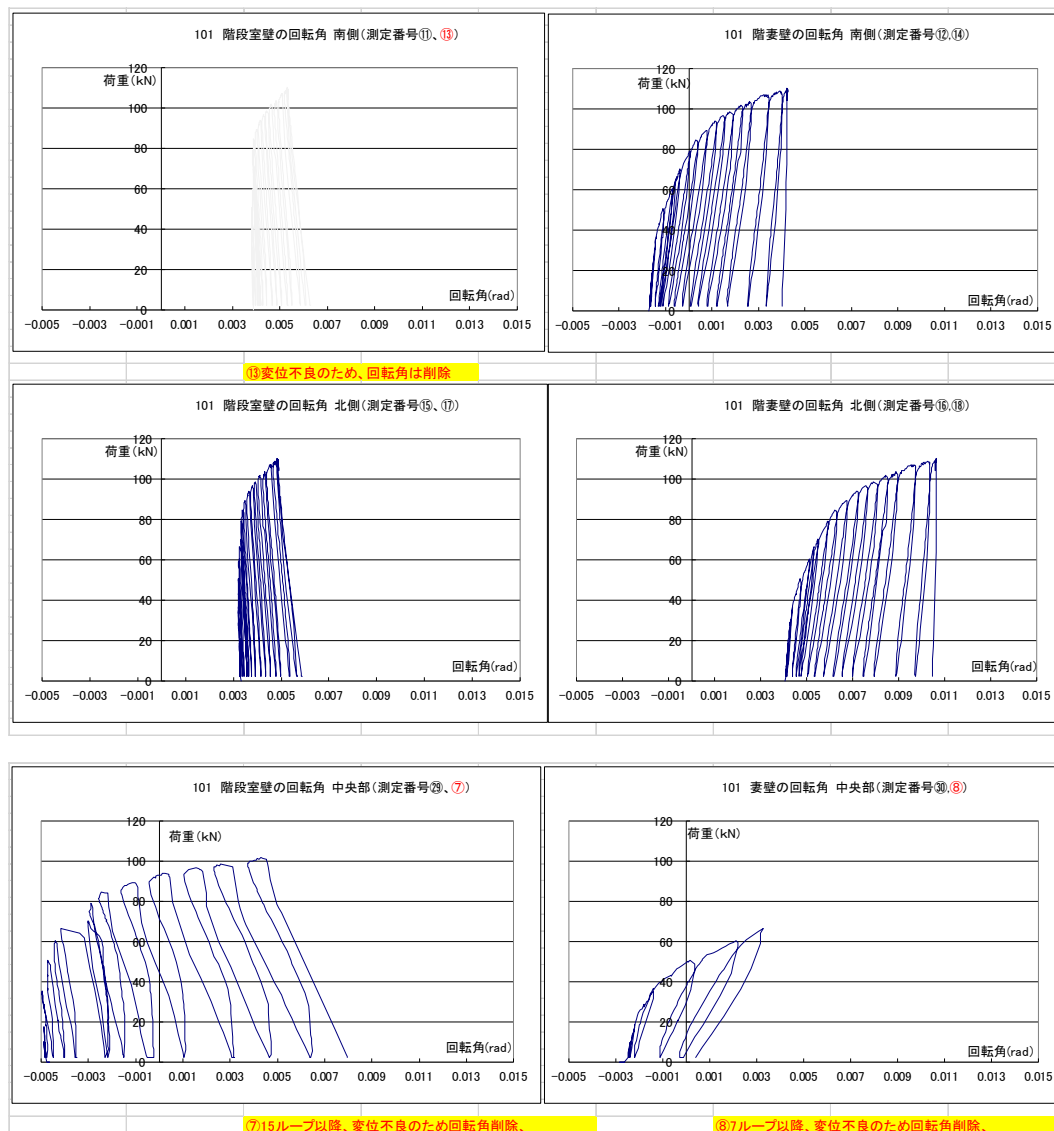
201号室 中央部

図 3.3.7-19 既存壁（階段室側，妻側）の荷重—変形曲線
(測定点 No.7,8,29,30)

101号室および201号室の階段室壁および妻壁の回転角を図3.3.7-20、図3.3.7-21に示す。

階段室壁の回転角は、南側では測定番号⑪と⑬の差を、北側では測定番号⑮と⑰の差を測定間距離(1,200 mm)で除して、中央部では測定番号⑦と⑲の差を測定間距離(300mm)で除して求めた。

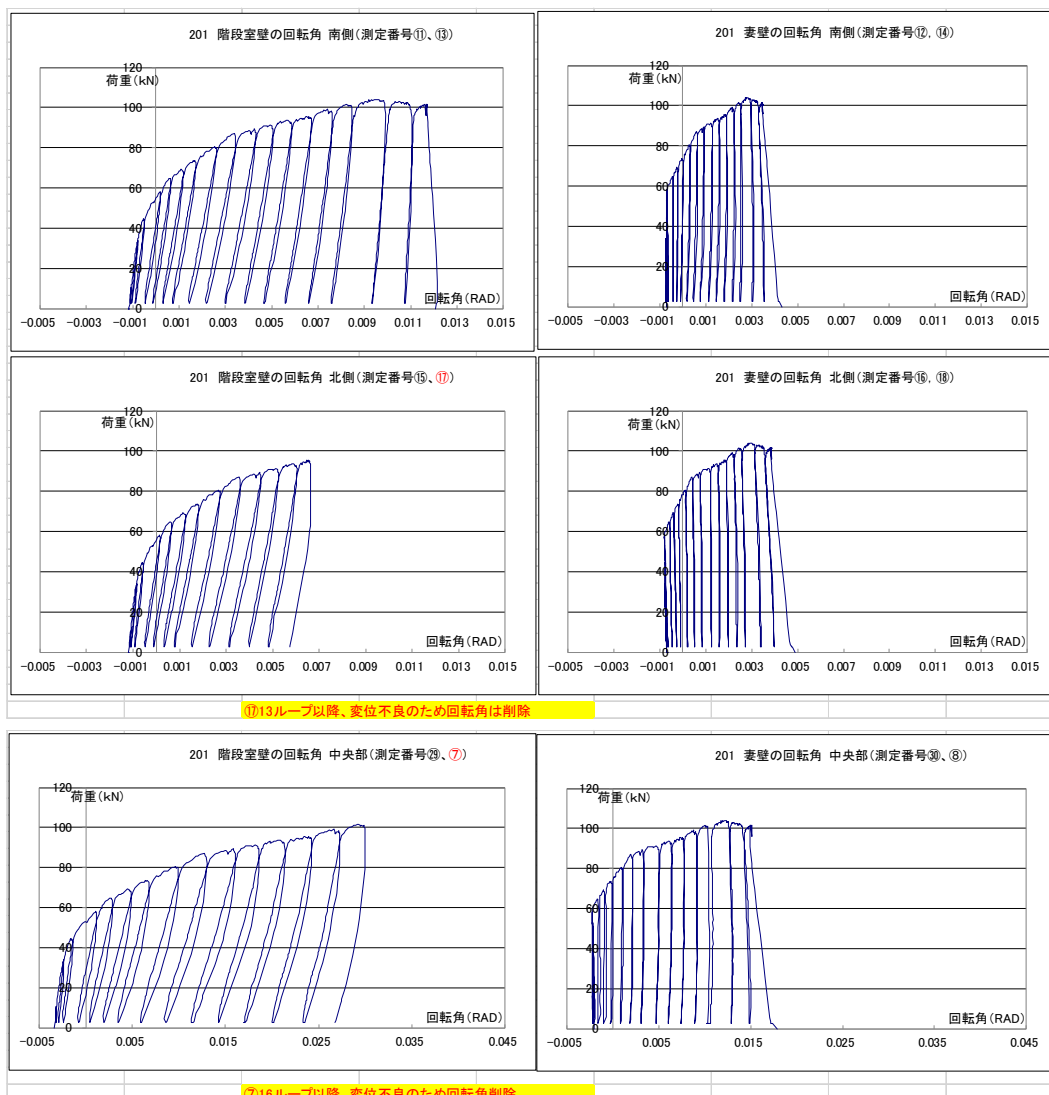
妻壁の回転角は、南側では測定番号⑫と⑭の差を、北側では測定番号⑯と⑳の差を測定間距離(1,200 mm)で除して、中央部では測定番号⑧と㉑の差を測定間距離(300mm)で除して求めた。



101号室 階段側壁の回転角

101号室 妻側壁の回転角

図3.3.7-20 101号室 既存壁（階段室側、妻側）の回転角



201号室 階段側壁の回転角

201号室 妻側壁の回転角

図 3.3.7-21 201号室 既存壁（階段室側，妻側）の回転角

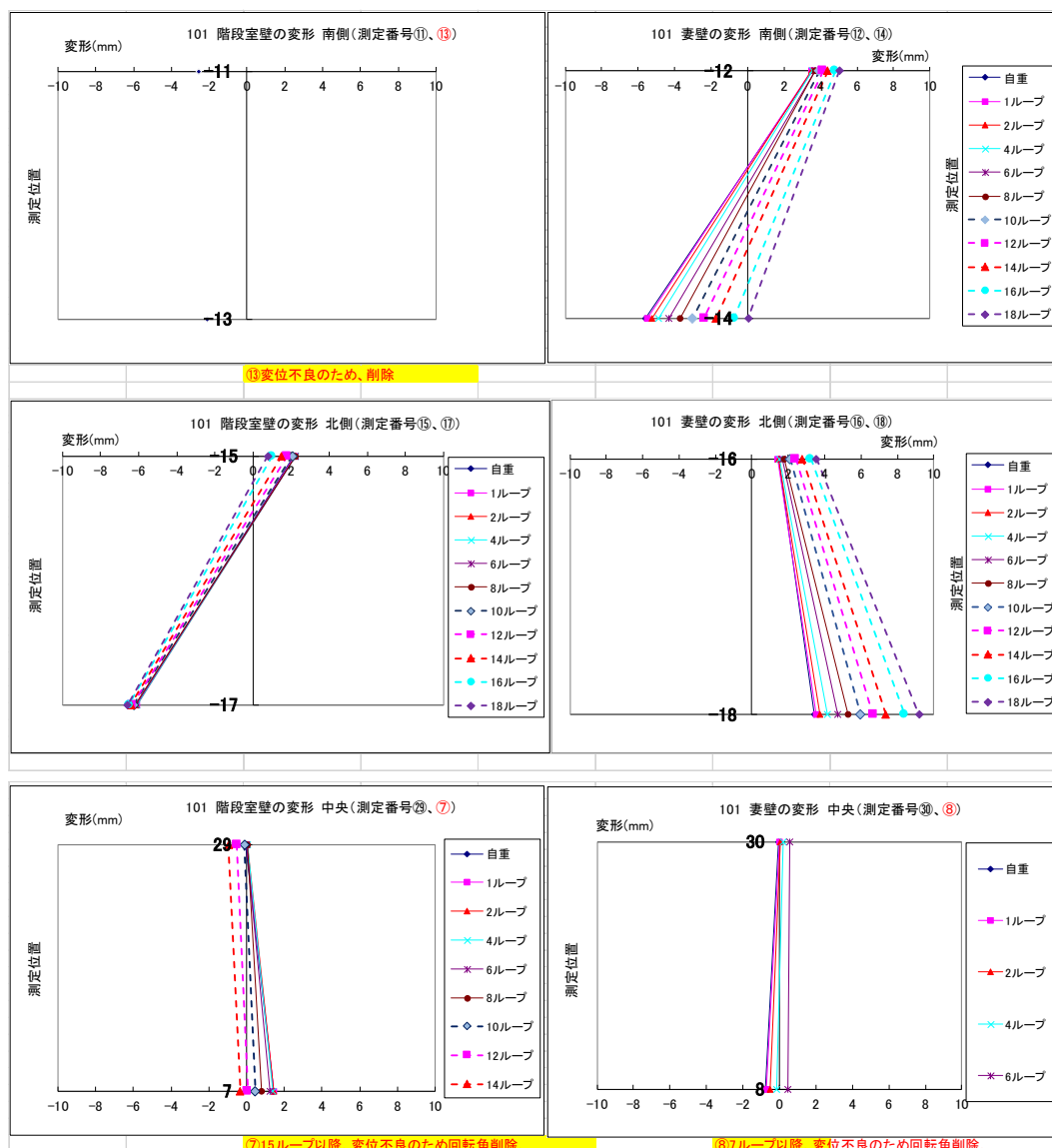
既存壁の回転角を測定した（測定番号⑪～⑱）については、201号室階段室側壁の回転角は、 $-0.001 \sim 0.005$ （変動量：0.006）と101号室の $0.003 \sim 0.006$ （変動量 0.003）に比べ大きく回転している。

201号室妻側壁の回転角は、 $-0.001 \sim 0.005$ （変動量：0.006）と101号室の $-0.002 \sim 0.004$ 、 $0.004 \sim 0.010$ （変動量：0.006）と同量であった。

階段室側壁の回転角を測定した（測定番号㉙，㉚）については、変位測定が不良となる前の比較では、201号室で $-0.003 \sim 0.03$ （変動量：0.033）と101号室の $-0.005 \sim 0.008$ （変動量 0.013）に比べ大きく回転している。

妻側壁の回転角を測定した（測定番号㉛，㉜）については、101号室の変位測定が不良であったので、201号室との比較は行えなかった。

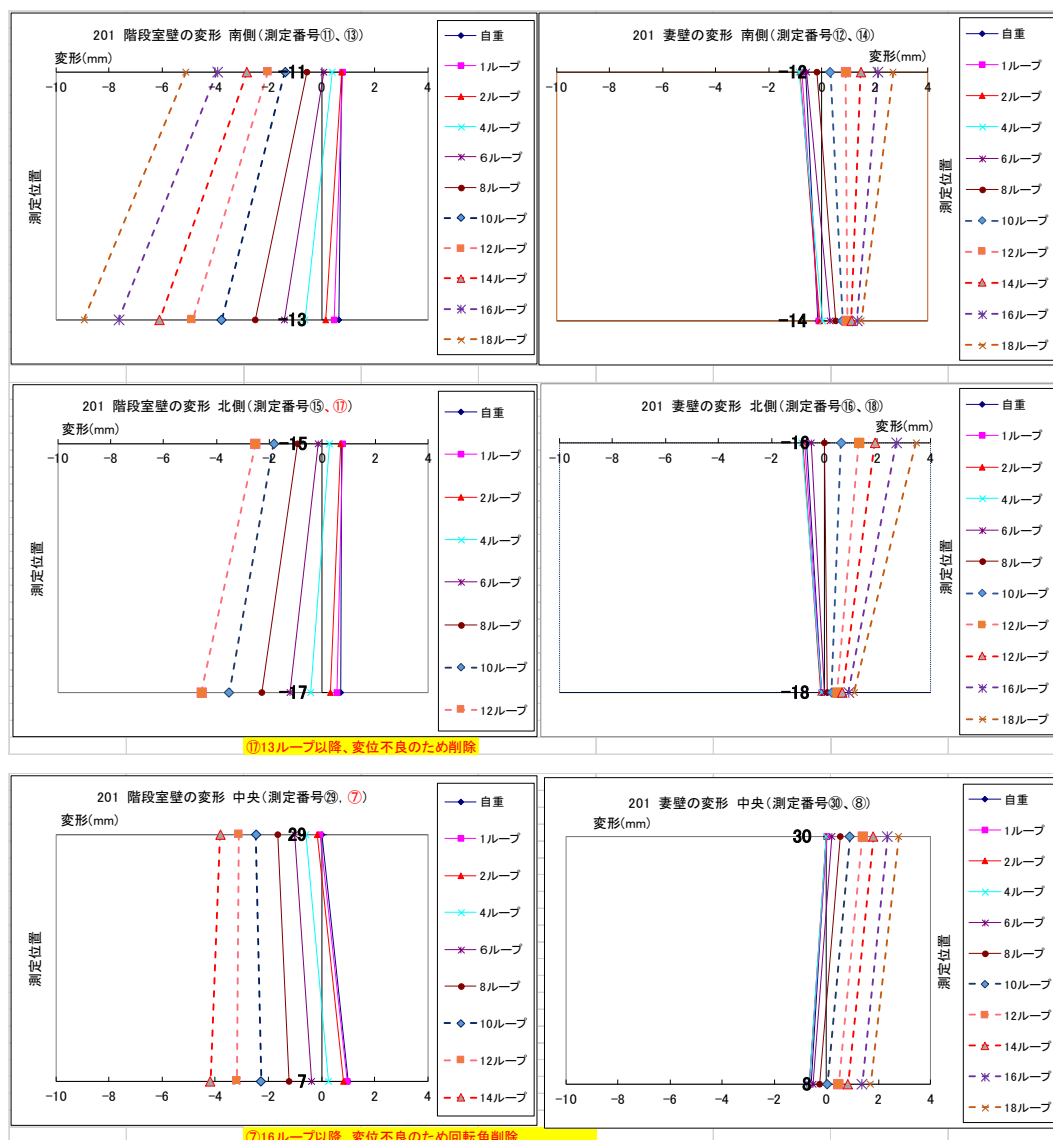
101号室および201号室の階段室壁および妻壁の変形測定位置における各ループの最大荷重時毎の変形を図 3.3.7-22，図 3.3.7-23 に示す。



101号室 階段室側壁

101号室 妻側壁

図 3.3.7-22 101号室 階段室壁および妻壁の変形測定位置における各ループの最大荷重時毎の変形



201号室 階段室側壁

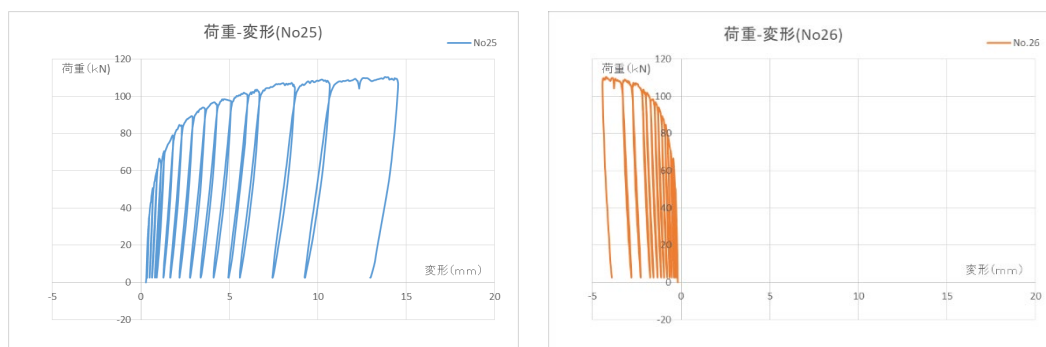
201号室 妻側壁

図 3.3.7-23 201号室 階段室壁および妻壁の変形測定位置における各ループの最大荷重時毎の変形

101号室および201号室の既存壁は、ループが大きくなるに連れて室外側に変形していく傾向があり、加力前の自重による長期たわみ時変形に対して平行に動く場合が多く見られ、ループが大きくなると上下の測定点間に差異が生じ壁回転による変形が表れてくる傾向が見られた。

なお、今回は壁が変形できるようにスリットを入れているので、実建物で同様の壁の変形が生じることを示している訳ではない。

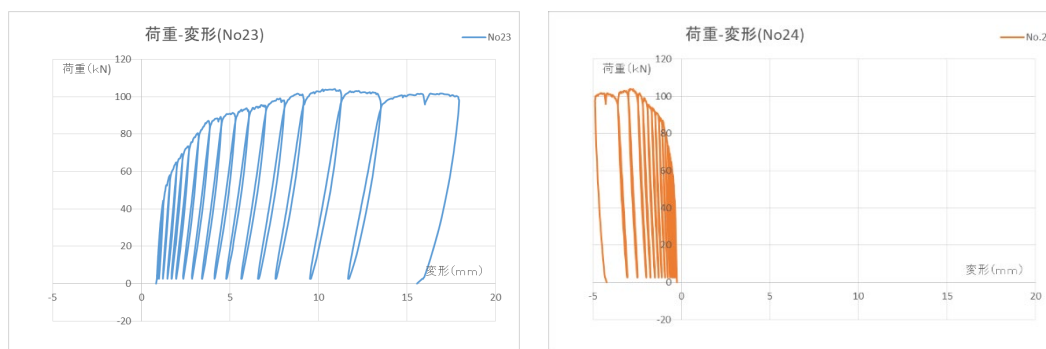
階段室壁のスラブ端部に対する変形を図 3.3.7-24 に示す。



スラブ回転上側

スラブ回転下側

101 号室 階段室側壁のスラブ端部に対する変形



スラブ回転上側

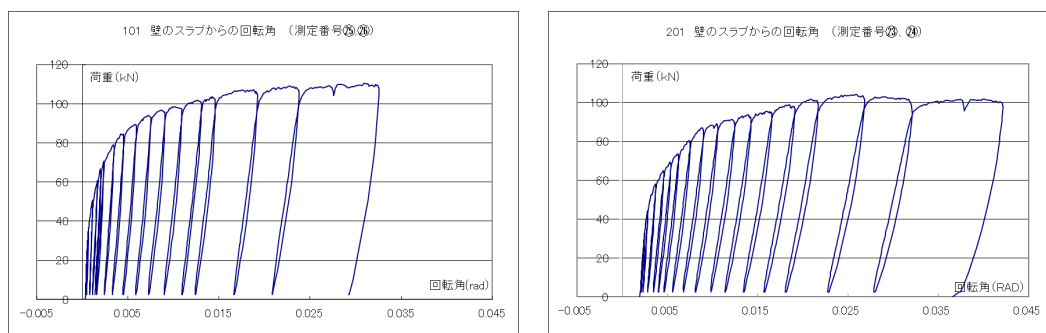
スラブ回転下側

201 号室 階段室側壁のスラブ端部に対する変形

図 3.3.7-24 階段室側壁のスラブ端部に対する荷重—変形曲線
(測定点 No.23～No.26)

101 号室および 201 号室の階段室壁のスラブ端部に対する回転角を図 3.3.7-25 に示す。

スラブ端部の回転角は、測定番号②③(⑤)と②④(⑥)の差を測定間距離(310 mm)で除して求めた。



101 号室

201 号室

図 3.3.7-25 階段室壁のスラブ端部に対する回転角

101号室および201号室の階段室壁の変形測定位置における各ループの最大荷重時毎の変形を図3.3.7-26に示す。

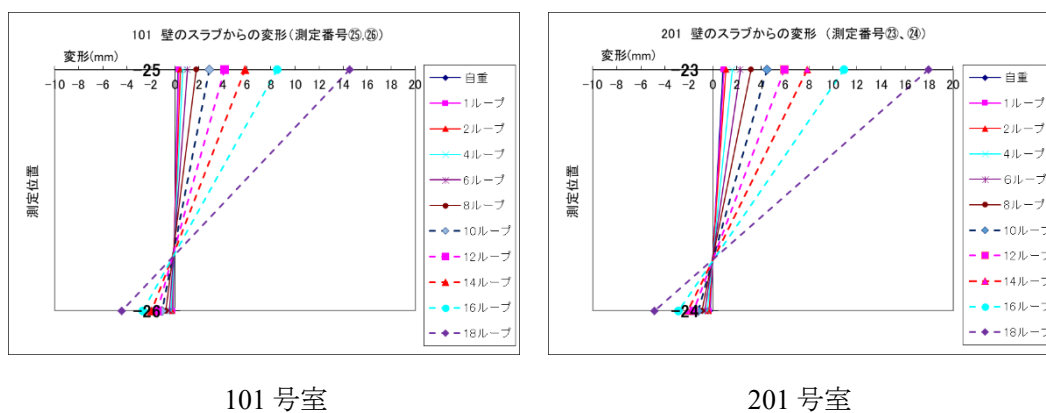


図 3.3.7-26 階段室壁の変形測定位置における各ループの最大荷重時毎の変形

3.3.8 まとめ

(1) 長期載荷実験

実建築物に増設された床スラブの構造性能確認実験で、載荷後約4年間の結果は、以下のとおりとなった。

- ・試験体のたわみについては、載荷直後から増大し始めたが、2016年8月以降はその増加が鈍った。2018年に入ってもこの傾向は変わらず、増加はさらに鈍化した。たわみの値や期間を経ることによる増大の傾向という点において、あと施工アンカーの使用の有無による大きな違いはなかった。
- ・鉄筋載荷直後の変形は、接着系あと施工アンカー定着によるスラブで2.34 mm、標準定着によるスラブで3.01 mmであった。
- ・載荷後4年経過した時点での変形は、各々15.1 mm、16.8 mmであった。両端固定の一方向スラブの計算値(1.07 mm)に対する長期たわみ増大率は、各々14.1、15.7であった。

(2) 終局載荷実験

接着系あと施工アンカー定着スラブおよび標準定着スラブについて実建築物の長期たわみ測定後、終局荷重による曲げ実験を実施し以下の知見を得た。

- ・接着系あと施工アンカー定着によるスラブおよび標準定着によるスラブ共に、破壊モードはスラブ上端部のアンカー筋および標準定着筋の引張降伏による曲げ破壊であった。
- ・接着系あと施工アンカー定着によるスラブの最大荷重は103.9kNで、最大荷重時のたわみは115.9mmでスパンのほぼ1/50であり、標準定着によるスラブの最大荷重は110.4kNで、最大荷重時のたわみは173.5mmでスパンのほぼ1/33であった。
- ・接着系あと施工アンカー定着によるスラブおよび標準定着によるスラブ共に、固有振動数は鉄骨ビーム載荷から3ループまではほぼ変化せず、その後載荷荷重が増えると固有振動数は急激に変化するが、スラブ中央たわみが100mmを超えたところから大きな変化は見られなかった。
- ・スラブを取り付けた既存壁は、ループが大きくなるに連れて室外側に変形していく傾向があり、加力前の自重による長期たわみ時変形に対して平行に動く場合が多く見られ、ループが大きくなると上下の測定点間に差異が生じ壁回転による変形が表れてくる傾向が見られた。

既存壁の回転角を測定した（測定番号⑪～⑱）については、接着系あと施工アンカー定着スラブの階段室側壁回転角は、-0.001～0.005（変動量：0.006）と標準定着スラブの0.003～0.006（変動量0.003）に比べ大きく回転している。

接着系あと施工アンカー定着スラブの妻側壁回転角は、-0.001～0.005（変動量：0.006）と標準定着スラブの-0.002～0.004、0.004～0.010（変動量：0.006）と同量であった。

スラブたわみに合わせて壁が回転しているが、今回は壁が変形できるようにス

リットを入れているため、現れているが、変形量は微少であった。

- 曲げ実験終了後、アンカー筋を打ち込んだ既存壁の状態についてスラブ上端部のコンクリートをはつり調査を実施したところ、アンカー筋周囲のコンクリートは、接着剤と共に剥離している程度で、コーン状の破壊は見られなかった。このような破壊形状は、別途実施したアンカー筋の引抜き試験と同様に、破壊モードは鉄筋降伏であった。

以上より、あと施工アンカーの使用の有無による長期性状に対する明確な違いは確認されなかったといえる。また、既存壁の乾燥収縮による新設スラブへの影響も顕著なものはなく、既存壁の回転が与える影響も大きくはなかった。

3.4 スラブ増設に用いる接着系あと施工アンカーの引張特性

3.4.1 試験の目的・概要

3.2 項で示す長期載荷スラブ試験体のうち一部については、今後オイルジャッキによる一点集中載荷で終局状態（破壊状態）とする実験（終局破壊実験）を行う予定である。この長期載荷スラブ試験体のあと施工アンカーの埋め込み長さは、定着に用いる D13 アンカー筋の直径の 12 倍（ $12d_a=156\text{ mm}$ ）と設定しており、試験体の設計当初は、「終局状態では引張によるアンカー筋周囲のコンクリートのコーン状破壊」になるものと想定した。しかしながら、アンカー筋に作用する軸方向引張力は床スラブの曲げモーメントに起因するもので単純な軸方向引張によるものとはいいがたく、またアンカー筋にはせん断力も作用しており、当初の設定とは異なる結果となることも考えられる。

実際に、先んじて実施した 3.2 項や 3.3 項に示す長期載荷スラブ試験体の終局状態の載荷実験結果では、端部接合部分のあと施工アンカーは、鋼材降伏後に表層部分のコーン破壊やスタブ部分のコンクリートを掻き上げるような破壊を示しており、長期載荷試験においてもアンカー筋の抜け出し量が 0.7 mm ほど生じていることから、「コーン状破壊ではなく、アンカー筋の抜け出しにより終局状態となる」可能性もあることが分かっている²⁾。

このため、長期載荷試験体の床スラブ—周囲梁接合部を抜き出した別の試験体を製作し載荷実験を行うこととした。パラメータとしてアンカー筋の本数や埋め込み長さなどを変えた試験体を製作し、それらが試験体の力学的性質や最終破壊性状などに与える影響についても明らかにすることとした。

3.4.2 試験体

(1) 試験体の形状・寸法

スラブ接合部試験体の一覧を表 3.4.2-1 に、あと施工アンカー単体試験体の一覧を表 3.4.2-2 に示す。試験体の形状寸法を図 3.4.2-1 に各試験体の平面図を図 3.4.2-2 に示す。試験体は、3.4.1 項で示したとおり、長期載荷試験体のあと施工アンカー使用部分（床スラブと周辺梁との接合部）を再現して製作している。既存建築物の周辺梁を想定した版状の鉄筋コンクリートスタブ部分に、増設床スラブの端部を想定した部分（以下、スラブ部分と呼ぶ）が接合されており、ちょうど実建築物の床スラブ—周辺梁接合部を 90 度回転したような形状となっている。スラブ部分は、幅 500 mm×厚さ 200 mm×高さ（長さに相当）700 mm で全試験体とも共通になっており、内部には床スラブの配筋に相当する SD295 D13 を使用した縦筋と横筋が配筋されている。この床スラブ縦筋に継手の長さ 520 mm で重ね継手をした接合筋（SD295 D13 を使用 以下、アンカー筋と呼ぶ）がスタブ部分に接着系あと施工アンカーを用いて定着されている。この仕様は、長期載荷試験体と同じである。

アンカー筋の定着に用いたあと施工アンカーは、8 体の試験体で設計上隣接するコーン状破壊領域が重複して群でコーン状破壊となるようになっている。長期載荷試験体では、アンカー筋の埋め込み長さ L をその直径（呼び名） d_a の 12 倍（ $13 \text{ mm} \times 12 = 156 \text{ mm}$ ）としていたこともあり、本研究の試験体でのアンカー筋の埋め込み深さは $12d_a = 156 \text{ mm}$ を基本とし、さらに、コーン状破壊を確実に誘発させるために $5d_a = 65 \text{ mm}$ とアンカー筋の引張降伏を誘発させるために $20d_a = 260 \text{ mm}$ の合計 3 水準で変化させている。なお、埋め込み長さの変化にあわせて、スタブ部分の厚さも変化させている。一部の試験体では、特定のアンカー筋に軸方向の溝切りを施したうえでひずみゲージを貼付しており、アンカー筋が引張降伏するかどうかの確認も行っている。よって、アンカー筋には「溝切りあり」「溝切りなし」が混在している。

一方、周辺梁内部には梁主筋や梁あばら筋があり、接合筋の配置位置によっては、あと施工アンカーの周囲に梁側の各種鉄筋が近接する状況が考えられる。これらの梁側の各種鉄筋があと施工アンカーのコーン状破壊領域付近にあると、当然ながらコーンの形成や破壊面の変化に影響を与えることが考えられる。そこで、スタブ部分に格子状鉄筋（SD345 D13）を配筋することで、想定されるコーン領域付近に格子状鉄筋がある、またはない状態を設定し、コーンに近接する鉄筋がコーン状破壊に与える影響を解明することとしている。

アンカー筋配筋間隔@150mm で埋め込み長さが $12d_a = 156 \text{ mm}$ の試験体（すなわち試験体 2L, 3L および 4L）が、長期載荷試験体に直接的に対応している。

なお、あと施工アンカー単体の試験体は、スラブ接合部試験体のあと施工アンカーと同様の仕様とすることで、比較を行えるようにしている。また、溝切り有無の影響について確認するために $12d_a$ 埋め込んだ試験体を用いた付着拘束試験用の試験体を用意している。

表-3.4.2-1 スラブ接合部試験体一覧

試験体名	アンカー筋※ (SD295)	アンカー筋の埋め込み長さ L	コーン状破壊領域の重複	スタブ部分 厚さ	スタブ部分 格子状鉄筋	アンカー筋への ひずみゲージ の貼付
1L	3-D13@150mm	20da=260mm	あり	350mm	あり(1)	あり
1R	2-D13@300mm					
2L	3-D13@150mm	12da=156mm	あり	250mm	あり(1)	あり
2R	2-D13@300mm					
3L	3-D13@150mm	12da=156mm	あり	250mm	あり(1)	なし
3R	2-D13@300mm					
4L	3-D13@150mm	12da=156mm	あり	250mm	なし	あり
4R	2-D13@300mm					
5L	3-D13@150mm	5da=65mm	なし	250mm	あり(2)	あり
5R	2-D13@300mm					
6L	3-D13@150mm	5da=65mm	なし	250mm	あり(2)	なし
6R	2-D13@300mm					

※載荷により引張側となるアンカー筋を示す。実際には、圧縮側にも同材種同径同本数のアンカー筋が打設されている。

(1)：コーン状破壊領域内に配筋 (2)：コーン状破壊領域外に配筋

表-3.4.2-2 あと施工アンカー単体試験体一覧

試験体名	試験方法	埋込長さ	ゲージ	拘束鉄筋	試験体名	試験方法	埋込長さ	ゲージ	拘束鉄筋
1T-1	引張試験	20da	無	有	3T-1	付着試験	12da	有	有
1T-2			有(溝)		3T-2			有	
1T-3			無		3T-3			有	
2T-1		12da	有(溝)	有	3T-4			有	
2T-2			有(溝)		3T-5			有	
2T-3			有(溝)		3T-6			有(溝)	
2T-4			無		3T-7			有(溝)	
2T-5			無		3T-8			有(溝)	
4T-1		12da	有(溝)	無	3T-9			有(溝)	
4T-2			有(溝)		3T-10			有(溝)	
4T-3			有(溝)		3T-11			無	
4T-4			無		3T-12			無	
4T-5			無		3T-13			無	
5T-1		5da	有(溝)	有	3T-14			無	
5T-2			有(溝)		3T-15			無	
5T-3	有(溝)								
5T-4	無								
5T-5	無								

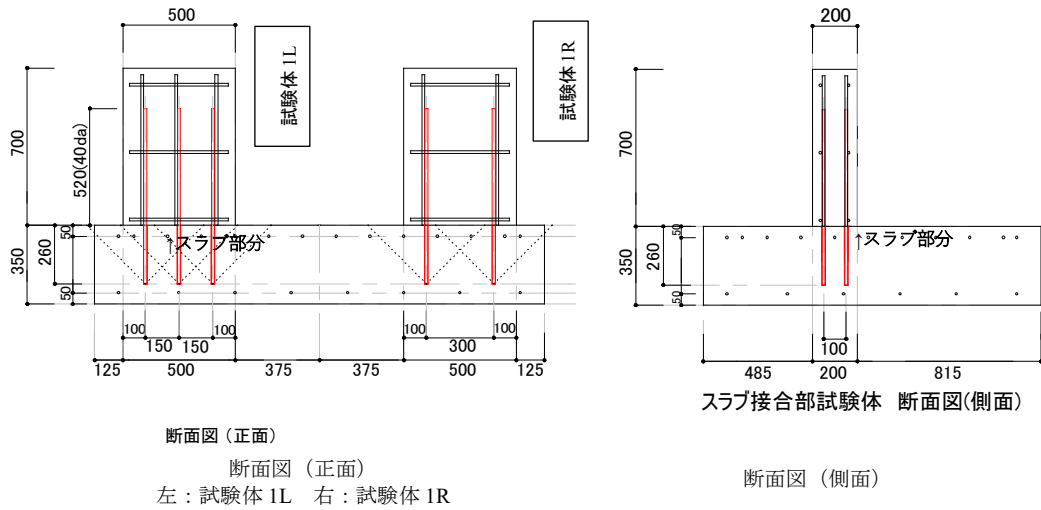
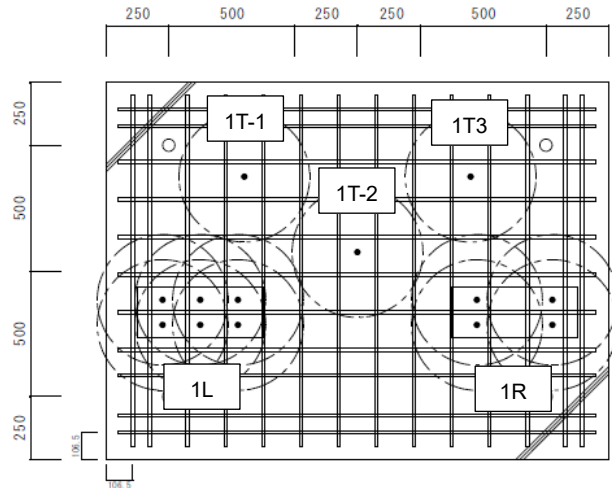
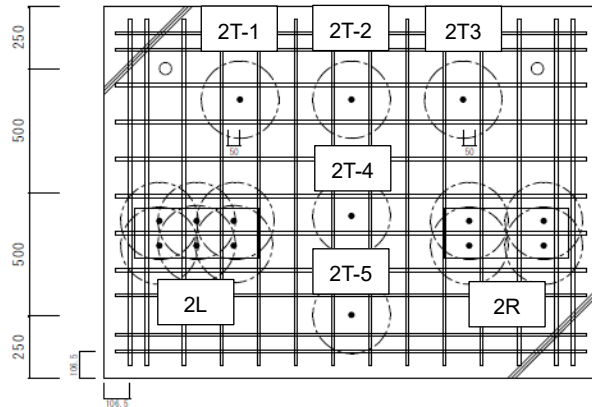


図 3.4.2-1 試験体形状寸法図

【No.1 試験体】
 スラブ接合部実験
 ・ 1L, 1R
 アンカー単体引張実験
 ・ 1T-1~1T-3



【No.2 試験体】
 スラブ接合部実験
 ・ 2L, 2R
 アンカー単体引張実験
 ・ 2T-1~2T-5



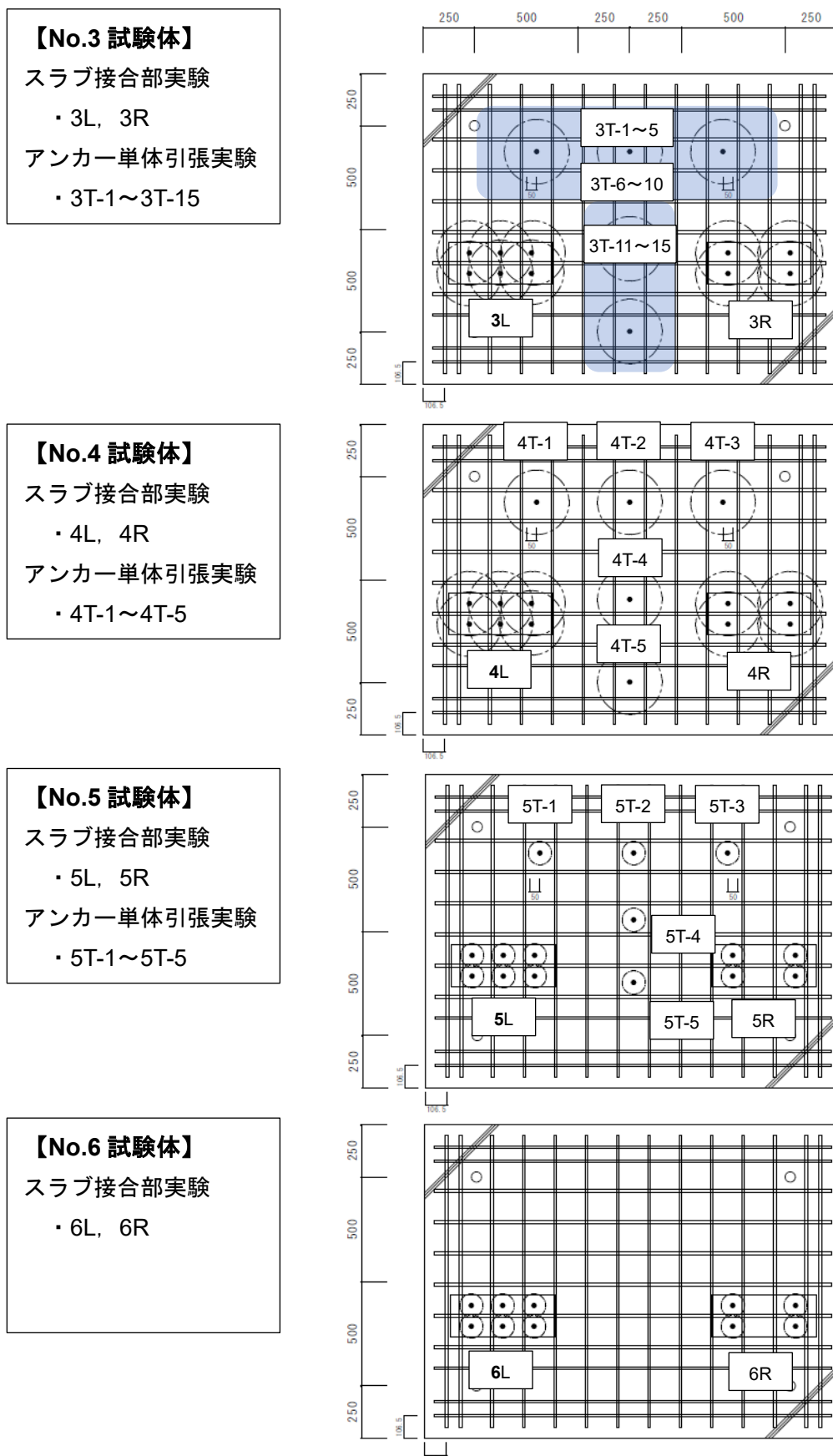


図 3.4.2-2 各試験体平面図

(2) 試験体の使用材料

試験体に使用したコンクリート、鉄筋およびあと施工アンカーについて記す。コンクリートの材料試験結果を表 3.4.2-3 に、鉄筋の材料試験結果を表 3.4.2-4 に示す。スタブ部分は既存建築物を想定して $F_c 15 \text{ N/mm}^2$ (呼び強度 15 N/mm^2 、スランプ値 18 mm 、粗骨材最大寸法 20 mm)、スラブ部分は増設スラブを想定して $F_c 24 \text{ N/mm}^2$ (呼び強度 24 N/mm^2 、スランプ値 18 mm 、粗骨材最大寸法 20 mm) のいずれも普通レディミクストコンクリートを使用する。

使用した接着系あと施工アンカー（接着剤）は、主剤がビスフェノール A/F 型エポキシ樹脂、硬化剤が変性脂肪族ポリアミンで構成される 2 成分混合型注入式である。

表 3.4.2-3 使用コンクリートの力学的性質

使用部分	圧縮強さ N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$
スラブ	34.4~38.1	2.65~2.71
スタブ	20.0~21.4	2.26~2.41

※「実験開始日の材料試験結果による値~実験終了日の材料試験結果による値」という形式で表示

表 3.4.2-4 使用鉄筋 (D13) の力学的性質

種別	降伏強さ N/mm^2	ヤング係数 $\times 10^5 \text{ N/mm}^2$	引張強さ N/mm^2
SD295 溝切りなし	345	1.98	502
SD295 溝切りあり	345	1.86	463
SD345 溝切りなし	378	1.98	508

※「SD295 溝切りあり」は、「SD295 溝切りなし」と同一ロットにつき、力学的性質は同じ。両者の降伏強さの比較から、SD295 溝切りあり D13 鉄筋の断面積は 118.6 mm^2 と推定する。

3.4.3 試験方法・加力方法

スラブ接合部実験の荷重装置図を図 3.4.3-1 に示す。

本実験では、長期荷重スラブ試験体の端部の終局状態を想定するため、試験体のスラブ部分の先端付近にオイルジャッキを取り付け、一方向繰返しによる静的荷重を行う。これにより、アンカー筋には曲げモーメントによる引張力とせん断力が作用することになる。荷重の各サイクルのピークはジャッキ取り付け位置におけるたわみ量で制御する。すなわち、ジャッキ高さ（変位測定位置高さ）575 mm に対してジャッキによって引張られたスラブ試験体の水平変形から部材角を算出して、 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/30, 1/15, 1/10$ をピーク値とし、各サイクル 1 回の荷重とする。サイクル図を図 3.4.3-3 に示す。

また、あと施工アンカー単体実験用の荷重装置図を図 3.4.3-2 に示す。単体実験では、単調荷重でアンカー筋を引き抜く引張試験と拘束条件を変えた付着試験の 2 種類を実施する。なお、荷重はロードセルで計測し、鉄筋に変位測定用の治具を設けて抜け出し変位を計測する。

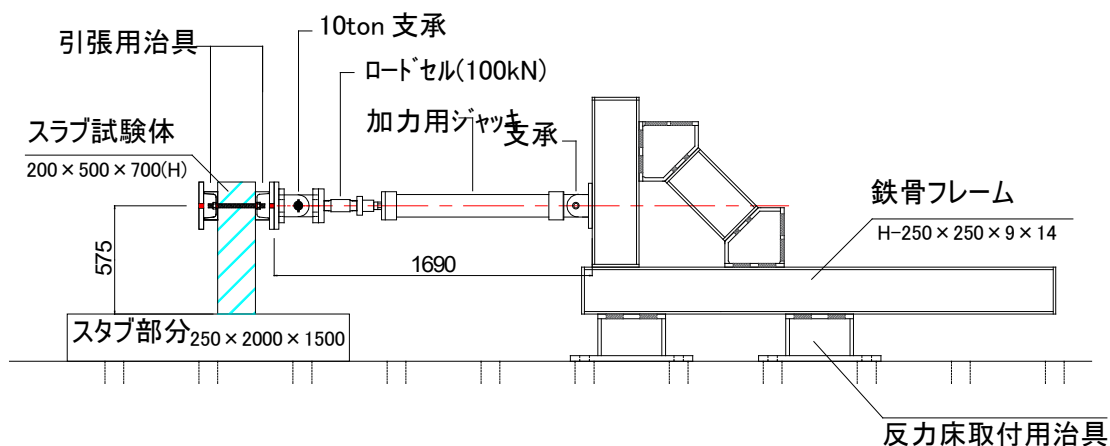


図 3.4.3-1 スラブ接合部実験荷重装置図

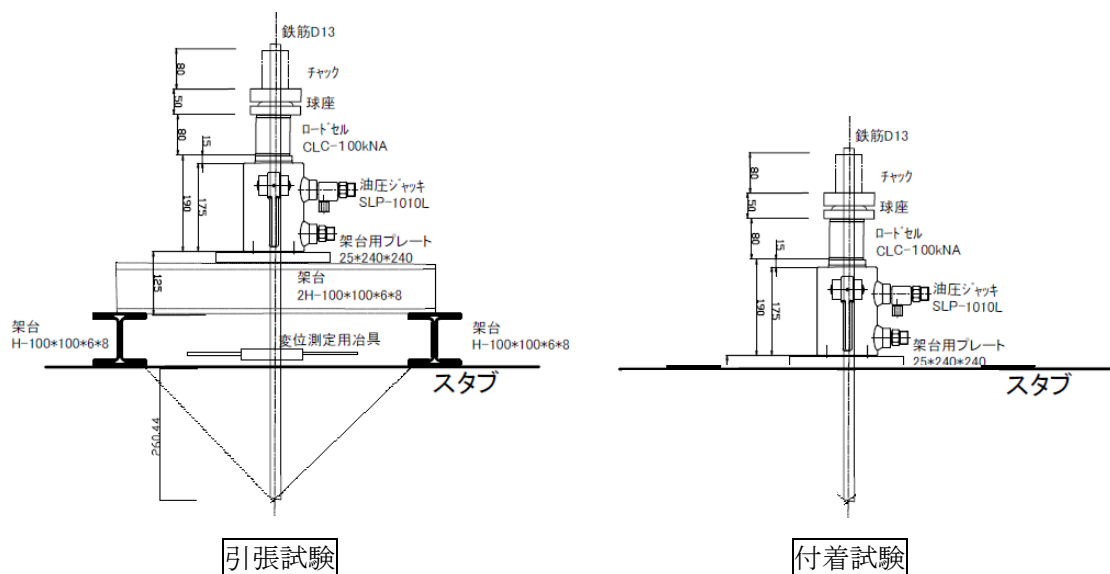


図 3.4.3-2 あと施工アンカー単体引張実験荷重装置図

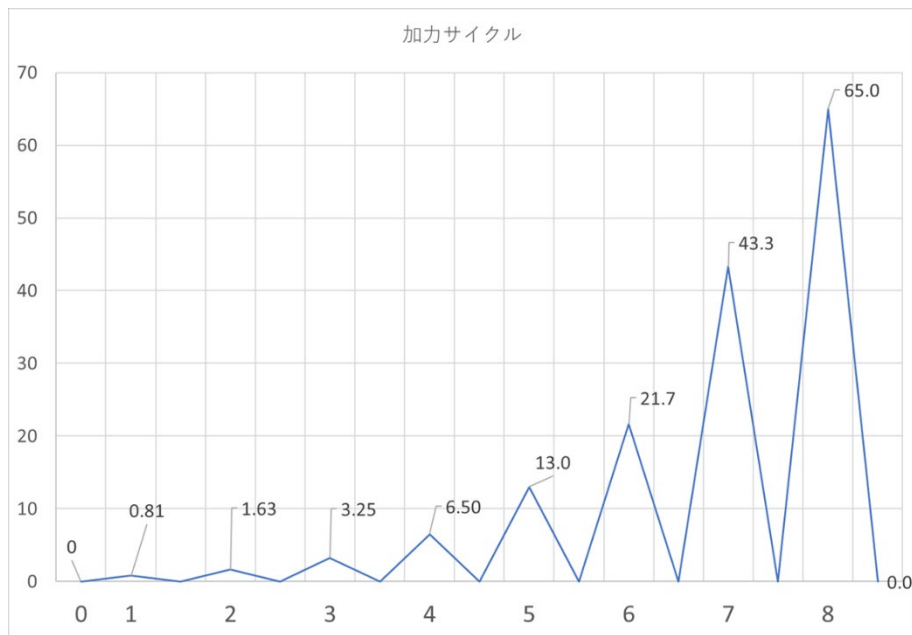


図 3.4.3-3 加力サイクル

3.4.4 測定方法

(1)変位測定

スラブ接合部実験の変位測定位置を図 3.4.4-1 に示す。各試験体のスラブの水平変位を高さごと(上段・中段・下段)に確認する。また、スタブとの回転を確認するための変位計(⑦~⑩)、およびスラブ試験体の鉛直方向の変形を確認するための変位計を用いて測定する。

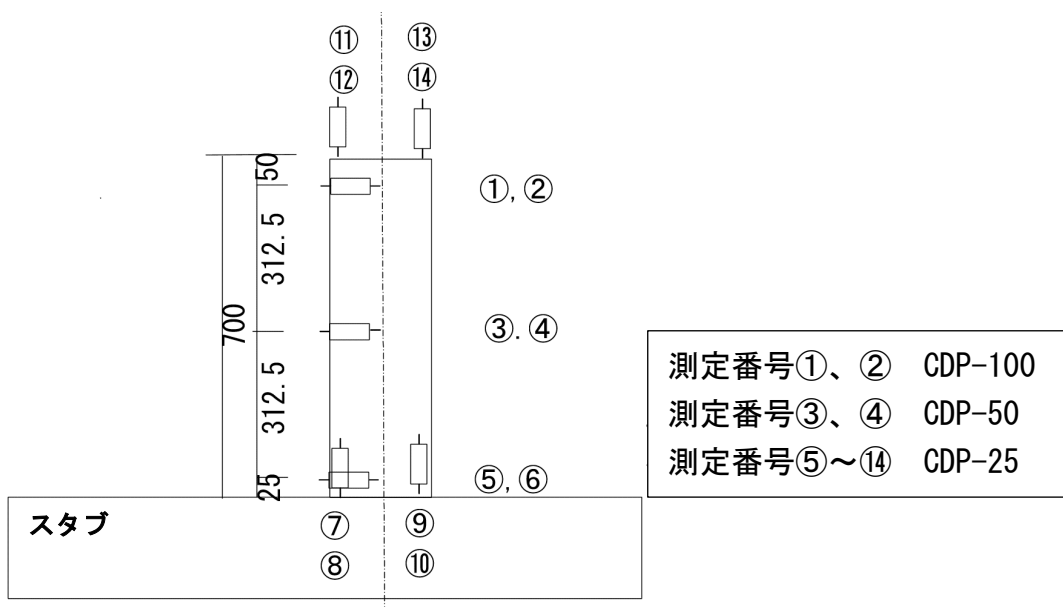


図 3.4.4-1 変位測定位置

(2)鉄筋ひずみ測定

試験体のあと施工アンカー筋のひずみを測定する。各試験体のひずみ計測を行っているアンカー筋の位置を図 3.4.4-2 に、あと施工アンカー筋のひずみ測定位置を図 3.4.4-3 に示す。ひずみ測定位置は、スラブ接合部実験およびあと施工アンカー単体実験ともに埋め込み深さごとに同様の位置にひずみゲージを貼り付けて計測する。

あと施工アンカー部分のひずみゲージは鉄筋の縦節部分に溝切り加工を施した鉄筋の溝部分に通常よりゲージ線の細いイミド線のみ 3 線ゲージを用いている。なお、孔口部分には 2 線ゲージを用いて、ひずみゲージの養生によってあと施工アンカーの性能に差が出ないように配慮した。溝切り鉄筋へのひずみゲージの貼り付けの状況を図 3.4.4-4 および写真 3.4.4-1 に示す。

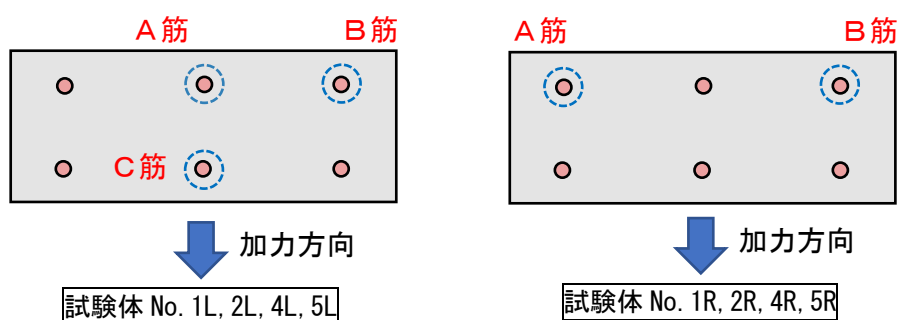


図 3.4.4-2 ひずみ計測あと施工アンカー筋位置

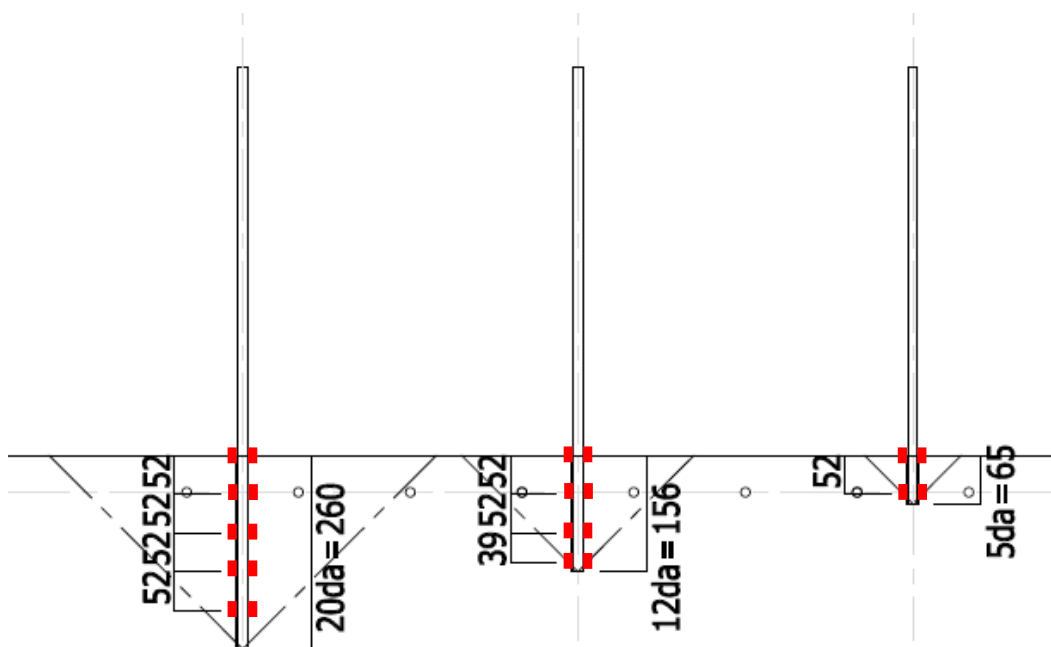


図 3.4.4-3 あと施工アンカーひずみ計測位置
(左 : 20da, 中 : 12da, 右 : 5da)

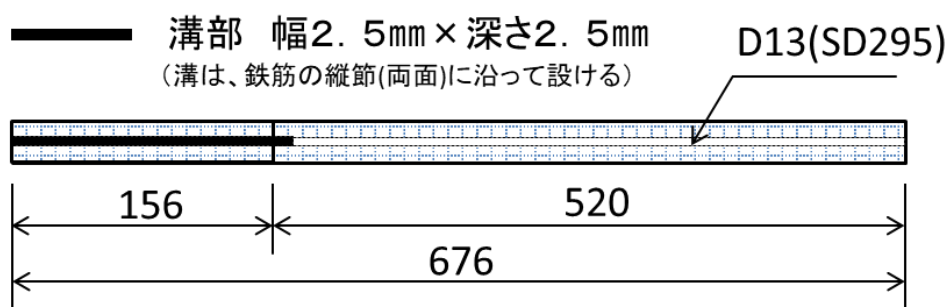


図 3.4.4-4 溝切り鉄筋

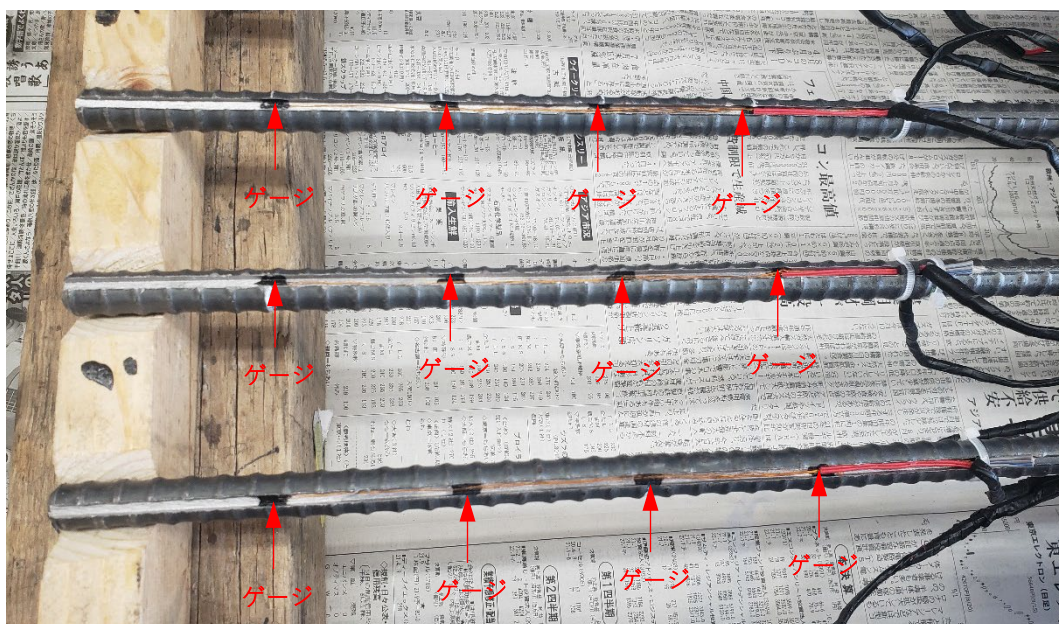


写真 3.4.4-1 溝切り鉄筋へのひずみゲージ貼り付け状況

3.4.5 設計荷重について

本実験では、あと施工アンカーで接合されたスラブ端部接合筋の引張側の鉄筋が載荷された荷重を全て負担するものと仮定して設計荷重を考えている。厳密に言えば曲げやせん断が入った上で全引張になっているが、あと施工アンカーの設計荷重を検討する段階では無視している。また、スラブ部分の変形についても剛体と仮定して考えている。

今回、終局状態の載荷としていることから、耐震改修設計指針¹⁾を参考に以下の3つの式のうち最小値を引張側のあと施工アンカー1本あたりの設計荷重と考えている。

(3.4.5-1)式「コンクリートのコーン状破壊で決まる（アンカー筋周囲のコンクリートのコーン状破壊で終局となる）場合」

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (3.4.5-1)$$

ここで、 T_{cc} ：コーン状破壊したあと施工アンカーの終局引張耐力計算値(N)，

σ_B ：試験体コンクリートの圧縮強さ(N/mm²)，

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

試験体1Lから4Rでは、各種合成構造設計指針¹⁾を参考に「コーン状破壊領域の重なり」を考慮した値とする。一方、破壊領域の重なりのない試験体5Lから6Rでは、耐震改修設計指針の $A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$ で求めた値とする。

l_e ：アンカー筋の有効埋込み長さ(mm)で、本来は $l_e = L - d_a$ となるが、本研究の試験体のアンカー筋は先端形状が寸切りなので $l_e = L$ となる。なお、 L ：アンカー筋の埋め込み長さ、 d_a ：アンカー筋の呼び径(mm)で、異形鉄筋の場合、呼び名に用いた数値である。

(3.4.5-2)式「付着力で決まる（アンカー筋の付着破壊で終局となる）場合」

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (3.4.5-2)$$

ここで、 T_{cb} ：付着破壊したあと施工アンカーの終局引張耐力計算値(N)

τ_a ：接着系あと施工アンカーの付着強度信頼値(N/mm²)次の式による。

$$\tau_a = 10 \sqrt{\frac{\sigma_B}{21}}$$

(3.4.5-3)式「鋼材の耐力で決まる（アンカー筋の引張破壊で終局となる）場合」

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot s a_e \quad (3.4.5-3)$$

ここで、 T_{mu} ：アンカー筋が引張破断したアンカーの終局引張耐力計算値(N)

$m\sigma_u$ ：アンカー筋の引張強さ(N/mm²)で $m\sigma_u = 1.1\sigma_y$

σ_y ：アンカー筋の規格降伏点(N/mm²)

$s a_e$ ：アンカー筋の公称断面積(mm)

この試験体では、 σ_B はスタブ側のコンクリート圧縮強さ19.8 N/mm²を採用する。各式の計算値を表3.4.5-1に示す。最大荷重時にアンカー筋に生じる軸方向力が、アンカー筋の耐力に相当する。また、あと施工アンカー単体の計算値を表3.4.5-5に示す。

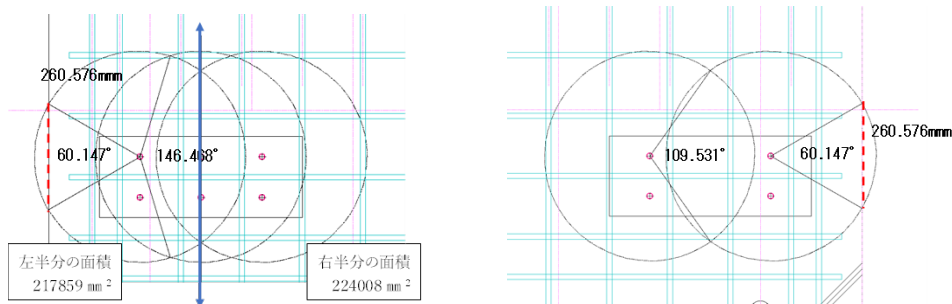
表 3.4.5-1 各試験体のあと施工アンカーの計算値

試験体名	L (mm)	L+da (mm)	A_c (mm ²)	T_{cc} (kN)	T_{cb} (kN)	T_{mu} (kN)
1L	20da	260+13	147289	151.5	103.6	41.2
1R	=260	=273	166585	171.3		
2L	12da	156+13	47156	48.5	62.2	41.2
2R	=156	=169	81408	83.7		
4L			47156	48.5		
4R			47156	48.5		
5L	5da	65+13	15920	16.3		
5R	=65	=78				

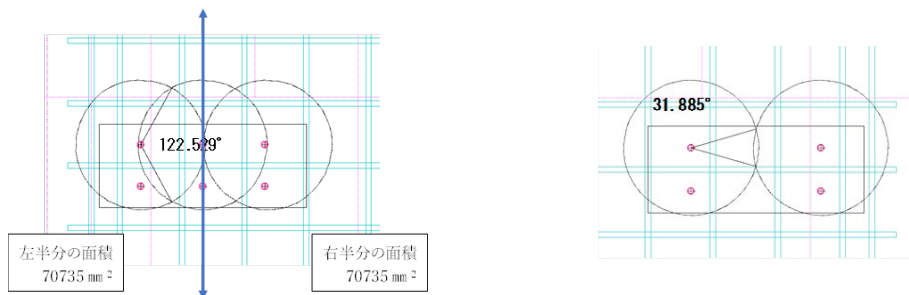
σ_B : スタブ側のコンクリート圧縮強さ 19.8 N/mm²を採用する。
 本研究の試験体のアンカー筋は先端形状が寸切りなので、 $l_e=L$ となる。
 各 L 試験体では、アンカー筋本数の $n=3$ 、各 R 試験体では $n=2$ となる。
 青字は「コーン状破壊領域の重なり」を考慮したコーン状破壊面の有効水平投影面積、およびそれを用いた T_{cc} の計算値である。
 赤字は T_{cc} 、 T_{cb} および T_{mu} で最小となる値である。

なお、コーン状破壊領域の重なりを考慮した A_c は各種合成構造指針を参考に引張側のあと施工アンカー筋を対象に以下のように複数本で算出した有効投影面積を1本あたりにした値としている。

【1L】1本当りの投影面積：147289 mm² 【1R】1本当りの投影面積：166585 mm²



【2,3,4L,4R】1本当りの投影面積：47156 mm² 【2,3R】1本当りの投影面積：81408 mm²



今回の試験体は、あと施工アンカーを用いたスラブ接合部のアンカーの性状を確認することを目的としていることから、実際の設計では、あと施工アンカーの許容応力度を用いた設計を行う必要がある。

接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン¹⁾を参考に、あと施工アンカーが負担する許容引張力について算出する。許容引張力を算出する式を表 3.4.5-2 に示す。また、表 3.4.5-3 に本実験で用いた各試験体のあと施工アンカー1本あたりが負担

する許容引張力を示す。

一覧のうち、赤字で示した値が各式で最小値を示した値になる。表 3.4.5-1 の終局状態の設計値と比較すると、有効埋め込み長さが 12da 以上の No.1~No.4 試験体は鋼材降伏が最小値になっていたが、許容引張力を算出するとあと施工アンカー固有の破壊形式で最小値が決まるケースが散見されている。これは、許容応力度を算出する際の余力の取り方などが起因しているものである。

表 3.4.5-2 あと施工アンカーが負担する許容引張力の計算式

種類 破壊形式	長期許容引張力(kN)		短期許容引張力(kN)	
	式	許容応力度 f_t	式	許容応力度 f_t
アンカー筋の鋼材降伏	$LT_{m,A} = f_t \cdot s_{ae}$	$\frac{\sigma_y}{1.5}$	$sT_{m,A} = f_t \cdot s_{ae}$	σ_y
コンクリートのコーン状破壊	$LT_{cc,A} = f_t \cdot \pi \cdot \ell_e (\ell_e + d_a)$	$\frac{0.23\sqrt{F}}{4.5}$	$sT_{cc,A} = f_t \cdot \pi \cdot \ell_e (\ell_e + d_a)$	$\frac{0.23\sqrt{F}}{2.25}$
あと施工アンカーの付着破壊	$LT_{cb,A} = f_t \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell$	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{4.5}$	$sT_{cb,A} = f_t \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell$	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{2.25}$

表 3.4.5-3 あと施工アンカーが負担する許容引張力一覧

試験体名	L (mm)	L+da (mm)	A_c (mm ²)	$LT_{m,A}$ (kN)	$LT_{cc,A}$ (kN)	$LT_{cb,A}$ (kN)	$sT_{m,A}$ (kN)	$sT_{cc,A}$ (kN)	$sT_{cb,A}$ (kN)
1L	20da =260	260+13 =273	147289	25.0	33.7	23.0	37.5	67.3	46.1
1R			166585		38.1				
2L	12da =156	156+13 =169	47156	25.0	10.8	13.8	37.5	21.6	27.6
2R			81408		18.6			37.2	27.6
4L			47156		10.8			21.6	27.6
4R			47156		10.8			21.6	27.6
5L	5da =65	65+13 =78	15920	25.0	3.6	5.8	37.5	7.3	11.5
5R									

表 3.4.5-4 あと施工アンカー単体の計算値

試験体	鉄筋径	埋込長さ	コンクリート圧縮強度	鉄筋引張強度	アンカー付着強度	コーン破壊面積	鉄筋断面積	コーン破壊 $T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_c} \cdot A_c$	付着破壊 $T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot \ell_e$ $\tau_a = 10\sqrt{\frac{\sigma_c}{21}}$	鉄筋降伏 $T_{mu} = m\sigma_u \cdot s_{ae}$ $m\sigma_u = 1.1\sigma_y$
	d_a	ℓ_e	σ_B	$m\sigma_u$	τ_a	A_c	s_{ae}			
20da(溝切り無)	13	260	20.7	345	22.8	212,372	127.0	222.2	242.1	43.8
20da(溝切り有)	13	260	20.7	345	22.8	212,372	118.6	222.2	242.1	40.9
12da(溝切り無)	13	156	20.7	345	22.8	76,454	127.0	80.0	145.3	43.8
12da(溝切り有)	13	156	20.7	345	22.8	76,454	118.6	80.0	145.3	40.9
5da(溝切り無)	13	65	20.7	345	22.8	13,273	127.0	13.9	60.5	43.8
5da(溝切り有)	13	65	20.7	345	22.8	13,273	118.6	13.9	60.5	40.9

3.4.6 実験結果

3.4.6-1 荷重・変形関係

実験結果のうち、最大荷重 P_{max} およびその時の載荷点位置でのたわみ変位 δ_{max} と試験体の最終破壊状況を表-3.4.6-1に、試験体の荷重-変位関係図を図-3.4.6-1～3.4.6-3に示す。

試験体 1L と 1R, 2L と 2R および 3L と 3R の組み合わせは、スタブ部分のコーン状破壊領域内に格子状鉄筋がある状況でのアンカー筋の本数の違いによる実験結果の比較が可能である。この6体では、アンカー筋の本数が多い各 L 試験体の最大荷重が本数の少ない各 R 試験体の最大荷重よりも 1.39 倍以上大きくなっており、アンカー筋の本数増加による最大荷重向上の効果が確認できる。後述するように、アンカー筋の埋め込み長さが 20da の 1L および 1R の両試験体でも最終破壊状況がアンカー筋周囲のスタブ側コンクリートのコーン状破壊となったこともあり、この6体の結果からは、アンカー筋の埋め込み長さが 12da 以上の範囲では、埋め込み長さを増やしても最大荷重に対する効果は現れなかったことになる。

試験体 4L と 4R は、アンカー筋の埋め込み長さは 12da で、スタブ部分に格子状鉄筋がないものである。この2体では、最大荷重がほぼ同じであり、荷重-変形関係図もほぼ似通った形状となっている。すなわち、スタブ側のアンカー筋周囲に補強用の格子状鉄筋がなければ、アンカー筋の本数が増えても、最大荷重の向上は期待できないという結果となっている。後述するように、スタブ側に格子状鉄筋がないと、アンカー筋周囲のコーン状破壊が左右でつながり、群としてのコーン状破壊を引き起こしやすくなるため、アンカー筋本数の違いによる最大荷重の違いが現れなかったものと思われる。

試験体 5L と 5R, 6L と 6R の組み合わせは、スタブ部分のコーン状破壊領域外に格子状鉄筋がある状況でのアンカー筋の本数の違いによる実験結果の比較が可能である。いずれも、20kN 程ピークに達すると荷重低下をともなって変位が増大するという状況を繰り返している。アンカー筋本数の多い各 L 試験体の方が、本数の少ない各 R 試験体よりの荷重低下の割合は少ないとはいえるが、最大荷重記録後の荷重低下が激しかったため、途中のサイクルで載荷終了としている。

試験体 2L および 3L と 2R および 3R, そして試験体 5L および 6L と 5R および 6R の比較から、アンカー筋に貼付したひずみゲージの有無は、最大荷重および荷重-変位関係には影響を与えないと判断される。

表 3.4.6-1 実験結果

試験体名	最大荷重 Pmax (kN)	Pmax 時の変位 δ max (mm)	各 R 試験体の Pmax に対する 各 L 試験体 の Pmax の比	最終破壊性状	コーン状破壊の形状
1L	54.1	58.99	1.51	AY→CC(s)	単独
1R	35.9	61.30		AY→CC(s)	単独
2L	53.0	63.68	1.51	AY→CC(s)	単独
2R	35.2	65.41		AY→CC(s)	単独
3L	54.1	64.02	1.39	AY*→CC(s)	単独
3R	38.9	62.69		AY*→CC(s)	単独
4L	45.6	40.28	0.97	AY→CC(s)	重複 (群コーン)
4R	47.3	41.92		AY→CC(s)	重複 (群コーン)
5L	19.9	4.74	1.08	CC	重複 (群コーン)
5R	18.5	5.72		CC	重複 (群コーン)
6L	21.8	4.41	1.21	CC**	重複 (群コーン)
6R	18.0	4.31		CC**	重複 (群コーン)

【最終破壊状況の表記説明】

CC=アンカー筋周囲のスタブ側コンクリートのコーン上破壊

CC(s)=表層部でのコーン状破壊

AY=アンカー筋の引張降伏

→は発生順序 (例えば AY→CC(s)は「アンカー筋の引張降伏が先行発生し、その後に表層部コンクリートのコーン状破壊が発生」の意味)

*印を付けた試験体は、アンカー筋にひずみゲージを貼付していないため、アンカー筋の引張降伏を直接確認することができない。しかし、類似の試験体との比較から、アンカー筋の引張降伏が先行して発生していたものと推定される。

**印を付けた試験体は、アンカー筋にひずみゲージを貼付していないため、アンカー筋の引張降伏を直接確認することができない。しかし、類似の試験体との比較から、アンカー筋の引張降伏が起きていなかったものと推定される。

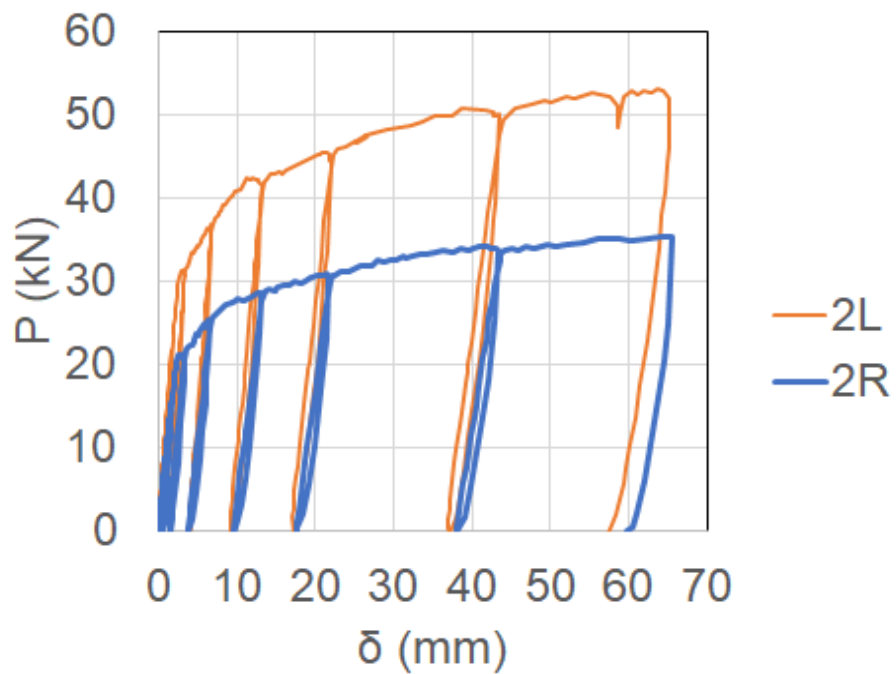
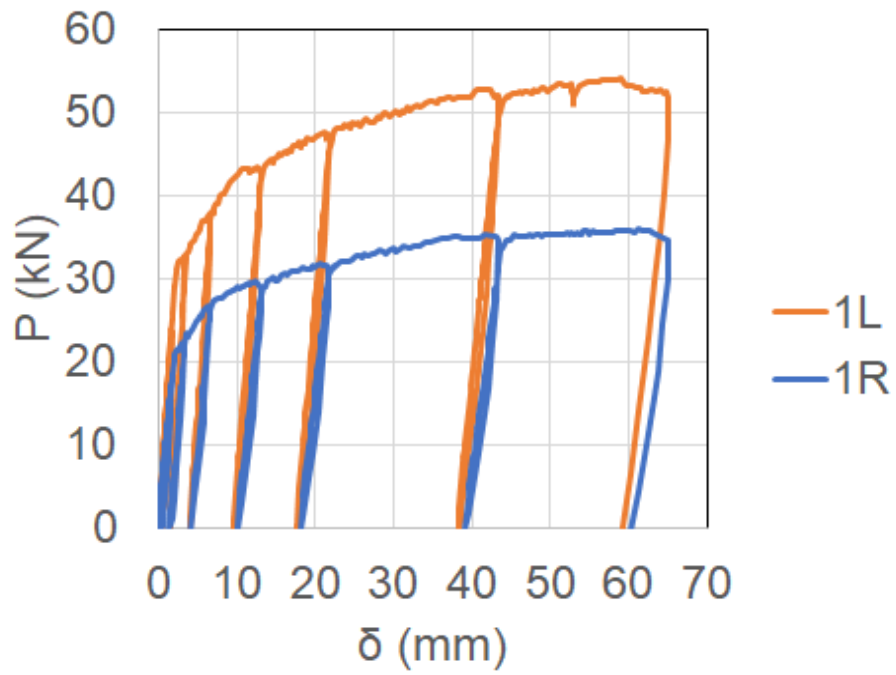


図 3.4.6-1 荷重-変位関係(上 : 1L1R, 下 1L1R)

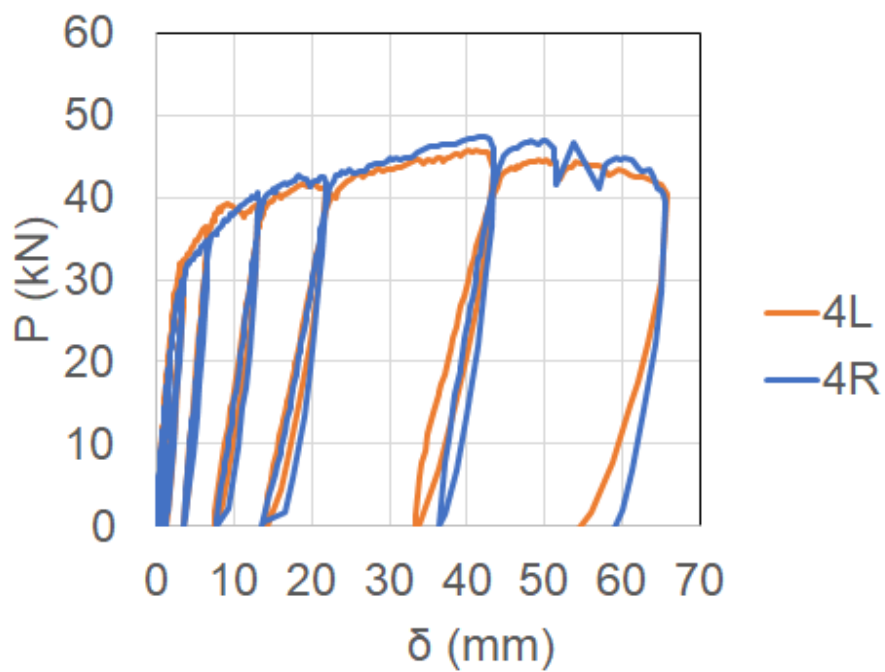
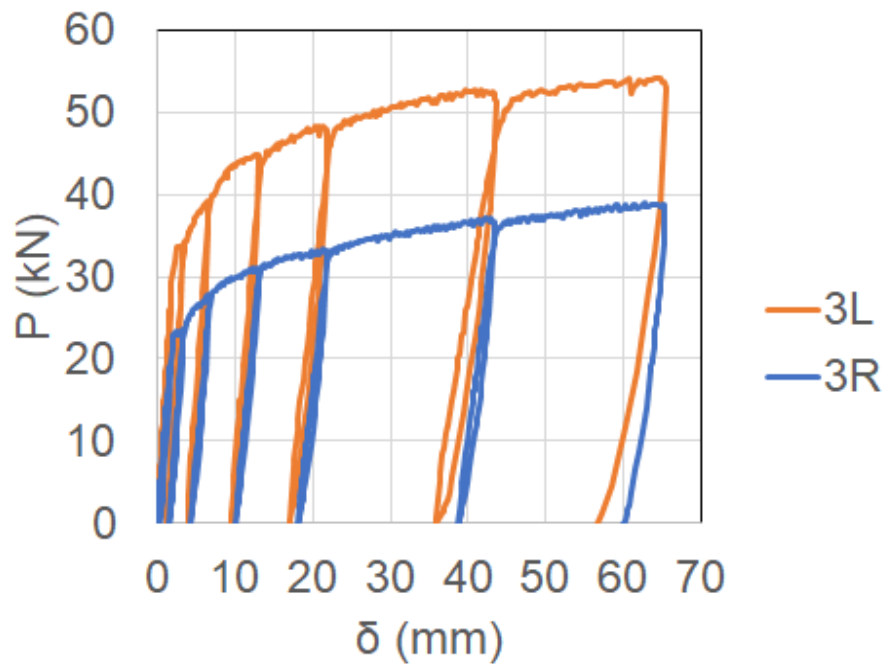


図 3.4.6-2 荷重-変位関係(上 : 3L3R, 下 4L4R)

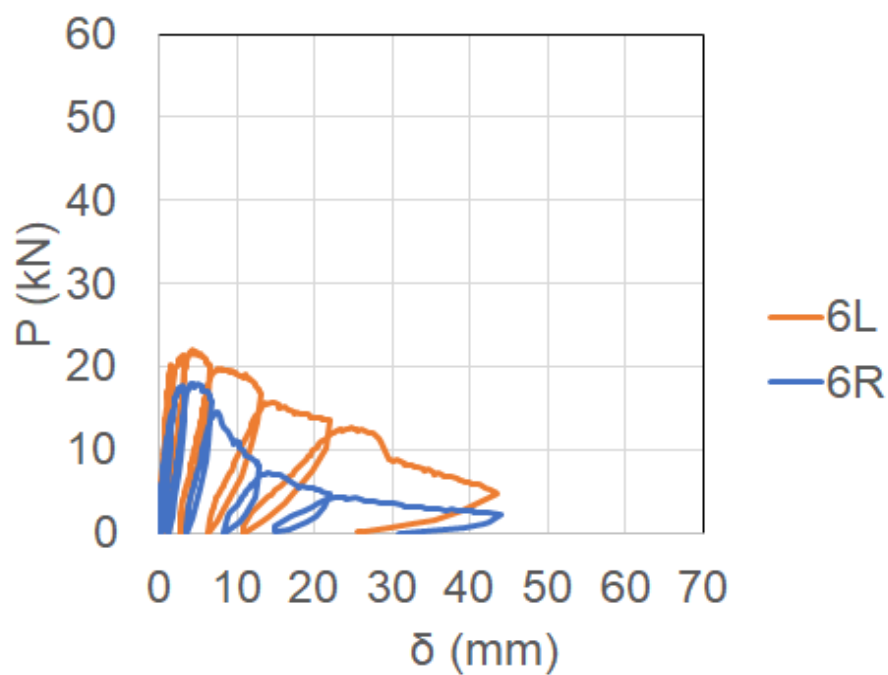
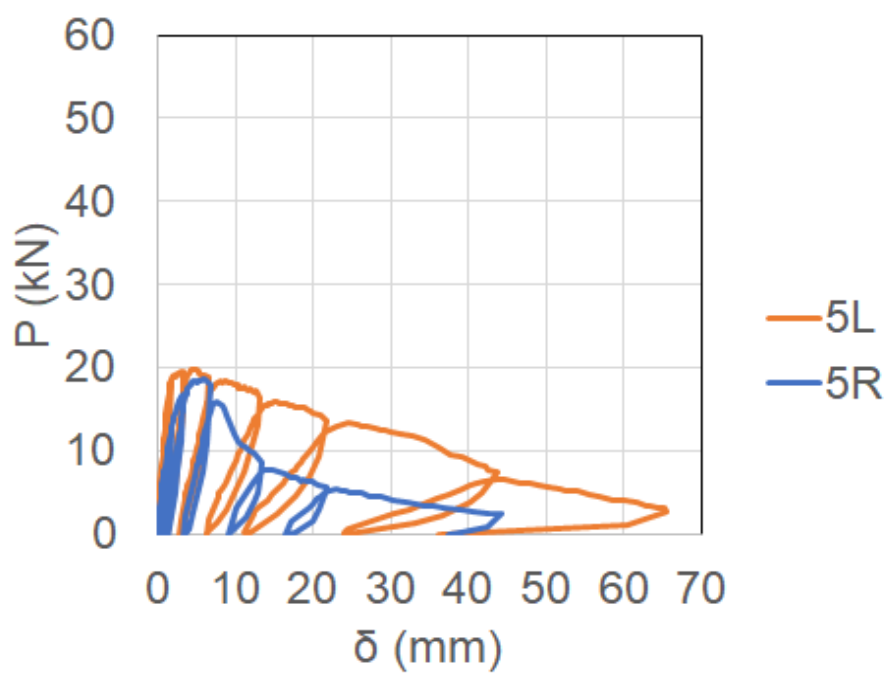


図 3.4.6-3 荷重-変位関係(上 : 5L5R, 下 6L6R)

3.4.6-2 荷重・ひずみ関係

水平荷重とあと施工アンカー筋に設置したひずみゲージで得られた荷重-ひずみ曲線を図 3.4.6-4～図 3.4.6-11 に示す。また、各変形角およびあと施工アンカー筋が降伏した時点のあと施工アンカー部分のひずみの一覧を表 3.4.6-2～表 3.4.6-9 にあと施工アンカー筋の深さ方向のひずみ分布を図 3.4.6-12～図 3.4.6-19 に示す。

あと施工アンカー筋は、有効埋め込み深さの浅い 5da の試験体(No.5L, 5R)を除き、全てあと施工アンカーの接合面である孔口の部分で鉄筋降伏が始まっている。なお、A筋およびB筋は引張り鉄筋側のあと施工アンカーであるのに対してC筋は内側のあと施工アンカー筋になるが、1/100 を超える過大な変形となると引張り鉄筋と同様に孔口から鉄筋降伏が始まることが確認された。

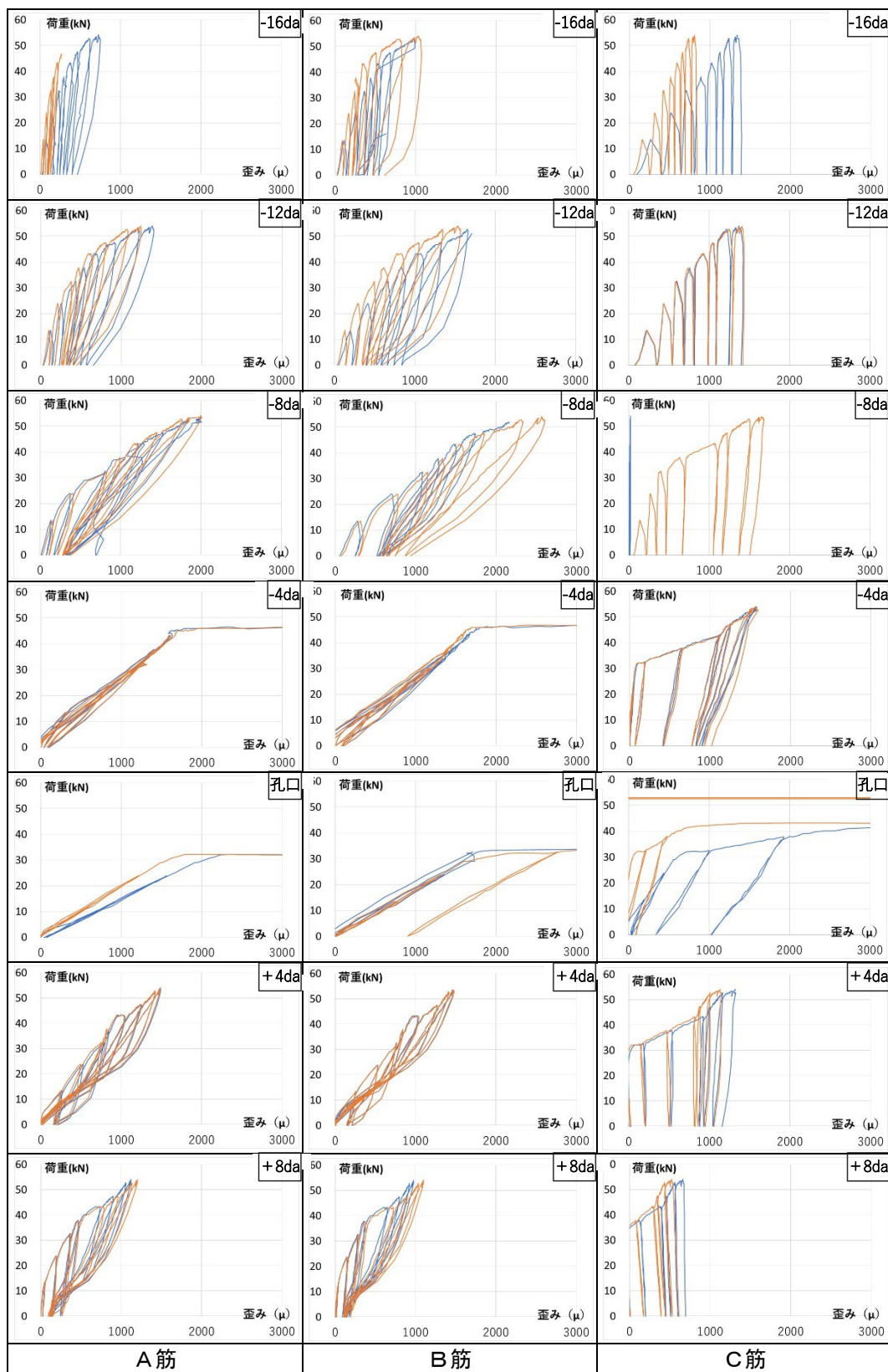


図 3.4.6-4 荷重-ひずみ曲線 (No.1L)

表 3.4.6-2 あと施工アンカー筋のひずみ (No.1L)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)														
			あと施工アンカー筋 A					あと施工アンカー筋 B					あと施工アンカー筋 C				
			孔口	-4da	-8da	-12da	-16da	孔口	-4da	-8da	-12da	-16da	孔口	-4da	-8da	-12da	-16da
1/800	13.50	0.83	795	318	147	111	57	736	452	297	166	101	68	10	70	226	213
1/400	23.74	1.62	1385	848	396	236	119	1333	897	746	361	213	225	48	138	437	418
A筋-孔口降伏	31.97	2.46	2002	1309	816	396	182	1914	1272	1089	564	300	407	96	191	582	557
B筋-孔口降伏	32.02	2.90	3077	1270	816	404	193	2142	1284	1105	574	302	537	146	198	588	561
1/200	32.66	3.27	7120	1266	819	407	186	2241	1300	1117	583	304	611	184	204	593	565
1/100	37.14	6.53	25958	1398	1021	506	233	17219	1426	1305	733	350	1199	647	326	750	702
C筋-孔口降伏	41.92	9.52	31593	1568	1178	607	277	18738	1572	1475	875	426	2212	1040	493	892	798
1/50	42.51	13.01	37082	1602	1250	666	304	14556	1591	1537	971	457	14923	1120	546	940	815
A筋-4da降伏	45.96	17.62	48508	2245	1393	774	352	14048	1859	1692	1100	545	19856	1193	593	1023	883
B筋-4da降伏	45.81	18.07	49634	3034	1404	781	355	13755	2071	1698	1110	551	19934	1194	595	1026	884
1/30	47.04	21.79	58292	12653	1490	871	471	11771	12805	1799	1195	600	20477	1253	620	1059	898
B筋-8da降伏	49.11	26.54	72612	21281	1619	974	524	10575	27600	2000	1330	688	21590	1356	667	1128	948
1/15	52.02	43.45	切断	31723	1800	1156	626	9130	51783	2336	1509	909	27576	1487	762	1247	992
A筋-8da降伏	53.64	55.01	切断	37248	2001	1303	726	8731	64057	2562	1522	1019	20655	1562	837	1382	1070
最大荷重	54.09	58.99	切断	38133	1993	1315	729	8791	67920	2573	1542	1040	20942	1569	844	1394	1077
1/10	46.85	65.08	切断	39075	1889	1304	743	8264	78641	2549	1553	1074	18804	1457	839	1427	1106

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造的な性能評価

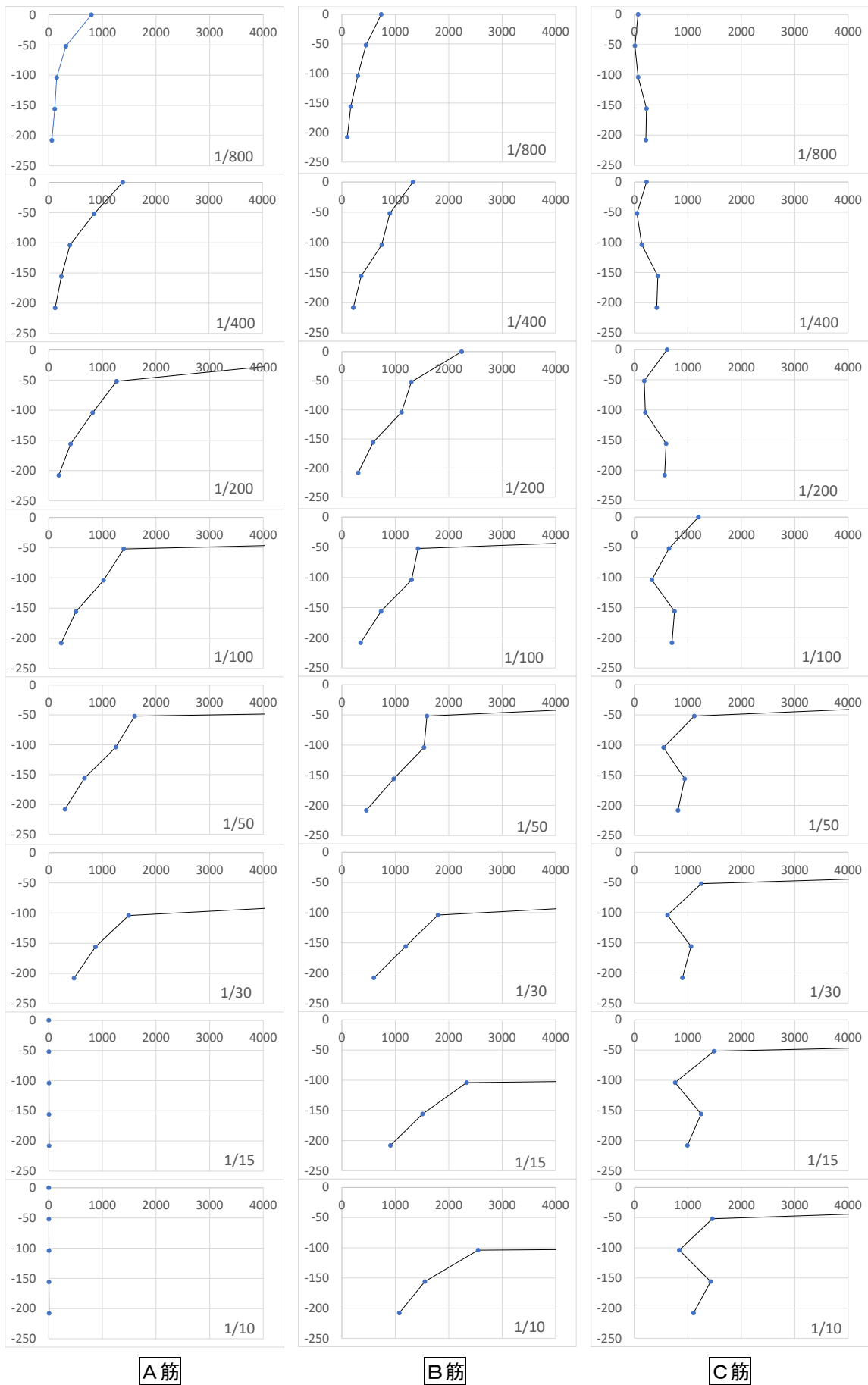


図 3.4.6-12 あと施工アンカーひずみ分布 (No.1L)

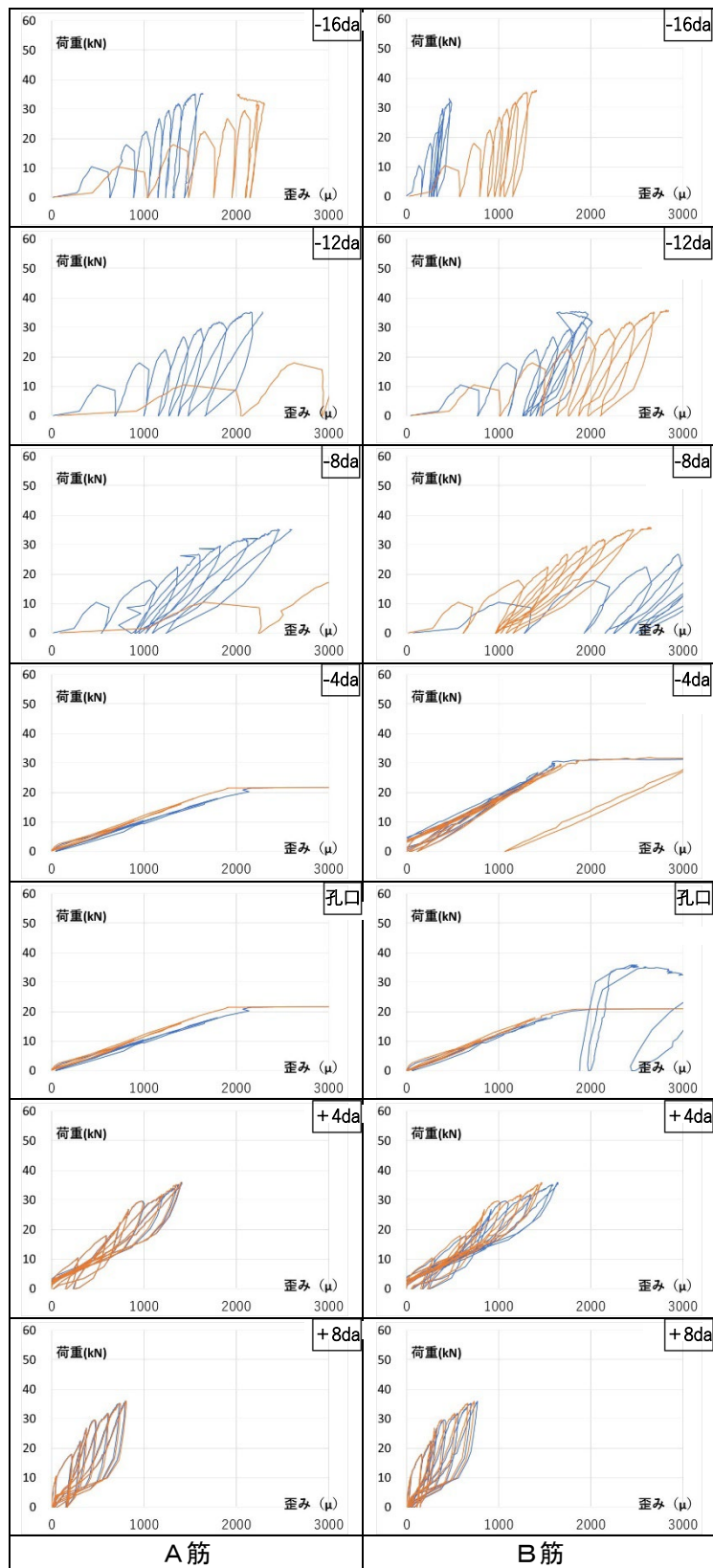


図 3.4.6-5 荷重-ひずみ曲線 (No.1R)

表 3.4.6-3 あと施工アンカー筋のひずみ (No.1R)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)														
			あと施工アンカー筋 A					あと施工アンカー筋 B					あと施工アンカー筋 C				
			孔口	-4da	-8da	-12da	-16da	孔口	-4da	-8da	-12da	-16da	孔口	-4da	-8da	-12da	-16da
1/800	10.39	0.84	942	496	1064	961	575	829	477	778	659	274					
1/400 A-8da降伏	17.88	1.64	1668	981	2080	1789	1065	1461	995	1620	1228	497					
A筋-12da降伏	17.98	1.70	1681	990	2414	2143	1278	1527	1038	1865	1444	578					
A筋B筋-孔口 B筋-8da降伏	21.43	2.30	2037	1181	2550	2222	1310	9392	1249	2022	1529	604					
1/200	22.31	3.28	11228	1184	2608	2284	1346	12701	1265	2071	1582	631					
1/100	26.21	6.54	28552	1367	2992	2628	1545	17623	1432	2355	1802	710					
1/50	28.77	13.04	39050	1490	3290	2889	1688	23367	1607	2615	1996	746					
B筋-12da降伏	26.16	13.00	38235	1373	3312	2954	1722	22666	1474	2610	2034	760					
B筋-4da降伏	30.89	17.74	47550	1923	3519	3113	1800	28874	2012	2793	2140	808					
A筋-4da降伏	31.18	18.09	48161	2289	3531	3118	1798	29351	2074	2795	2140	810					
1/30	29.51	21.76	50421	11250	3663	3264	1818	31846	4709	2873	2222	840					
1/15	34.58	43.46	切断	20077	2454	2170	1559	2512	28074	2907	2164	1312					
最大荷重	35.91	61.30	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断					
1/10	34.53	65.10	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断	切断					

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価

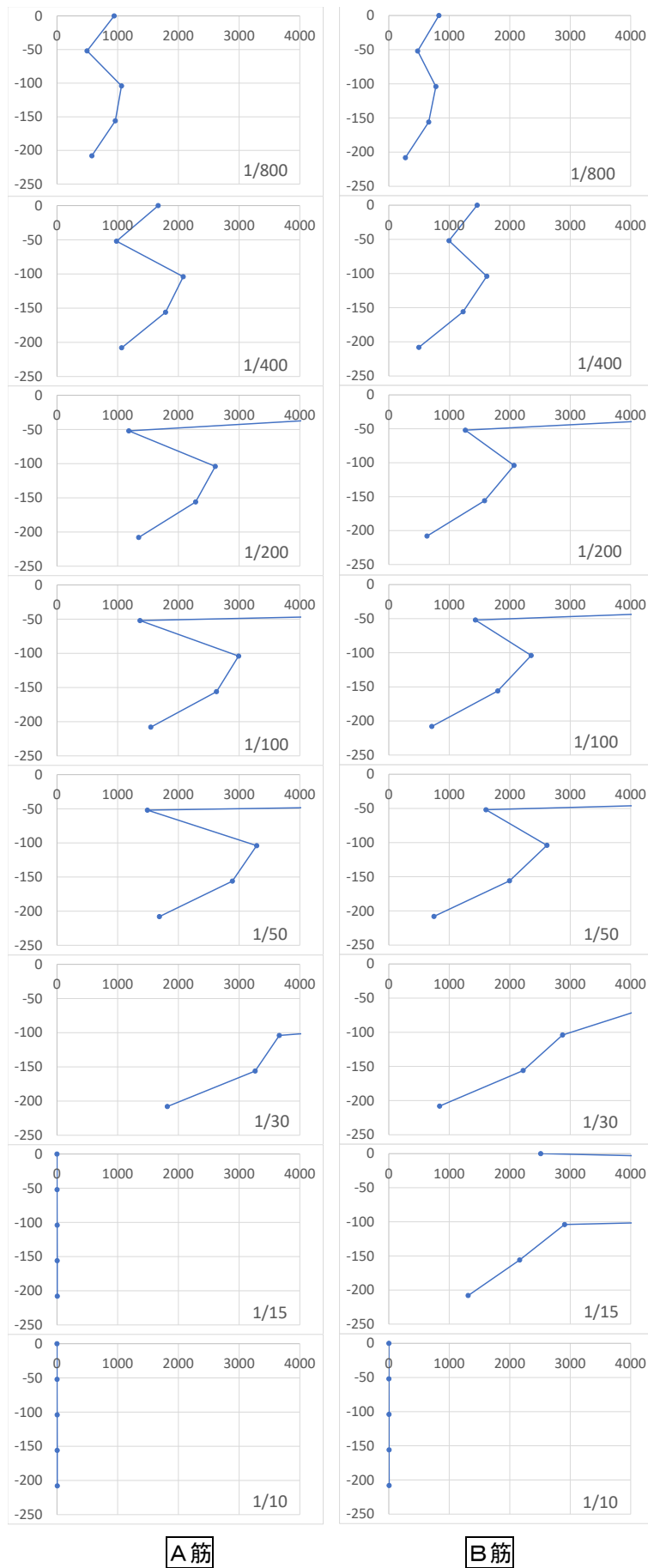


図 3.4.6-13 あと施工アンカーひずみ分布 (No.1R)

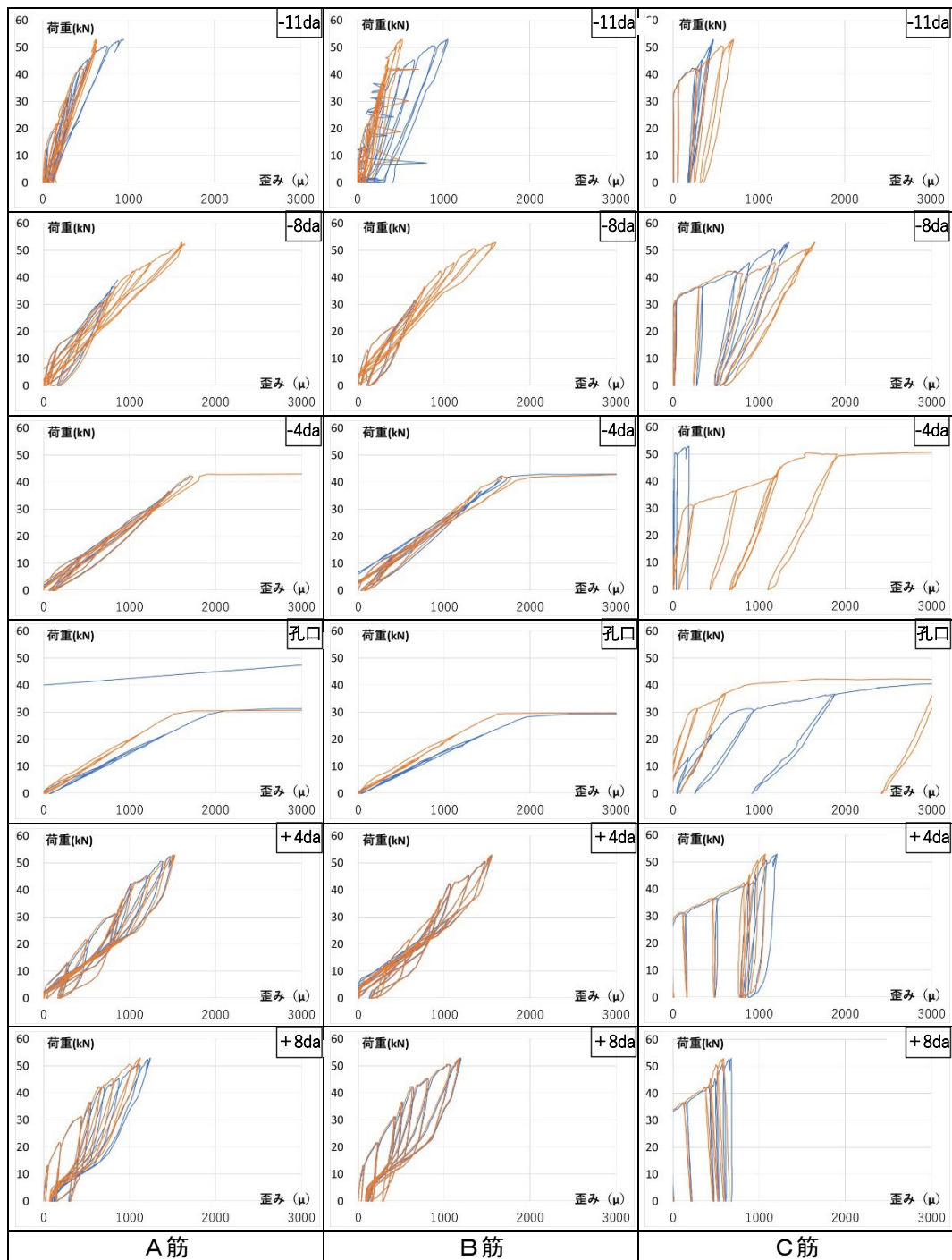


図 3.4.6-6 荷重-ひずみ曲線 (No.2L)

表 3.4.6-4 あと施工アンカー筋のひずみ (No.2L)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)													
			あと施工アンカー筋 A				あと施工アンカー筋 B				あと施工アンカー筋 C					
			孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da		
1/800	13.15	0.85	760	447	130	48		774	404	108	39		79	7	0	3
1/400	21.72	1.64	1259	831	468	182		1299	823	430	131		268	34	5	0
B筋-孔口降伏	29.36	2.41	1720	1161	619	246		2054	1196	662	263		418	62	9	-2
A筋-孔口降伏	31.23	2.95	4973	1347	725	287		13577	1241	655	243		546	97	25	1
1/200	30.84	3.27	10791	1314	714	286		16552	1226	653	242		608	118	36	4
1/100	36.70	6.67	19349	1467	817	337		30049	1398	776	230		1243	376	318	62
C筋-孔口降伏	40.74	9.78	21786	1638	977	397		34588	1622	913	386		2157	564	588	170
1/50	41.38	13.09	23457	1731	1050	455		40428	1729	975	422		7878	597	775	293
B筋-4da降伏	42.12	13.73	23440	1819	1060	463		41141	2064	1006	430		8040	607	860	299
A筋-4da降伏	45.07	20.34	28482	17685	1216	532		51377	18571	1097	495		16445	628	1013	360
1/30	43.94	21.93	29750	22784	1210	529		52999	23176	1098	505		18285	619	1027	364
1/15	50.05	43.47	46624	切断	1566	684		切断	40581	1370	679		30987	974	1378	513
C筋-4da降伏	51.23	47.57	67665	切断	1607	715		切断	45548	1455	708		32027	2036	1441	555
最大荷重	52.95	63.68	切断	切断	1602	782		切断	57045	1597	782		39289	7844	1495	589
1/10	51.77	65.09	切断	切断	1605	623		切断	57571	1583	781		39935	8190	1475	582

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造的な性能評価

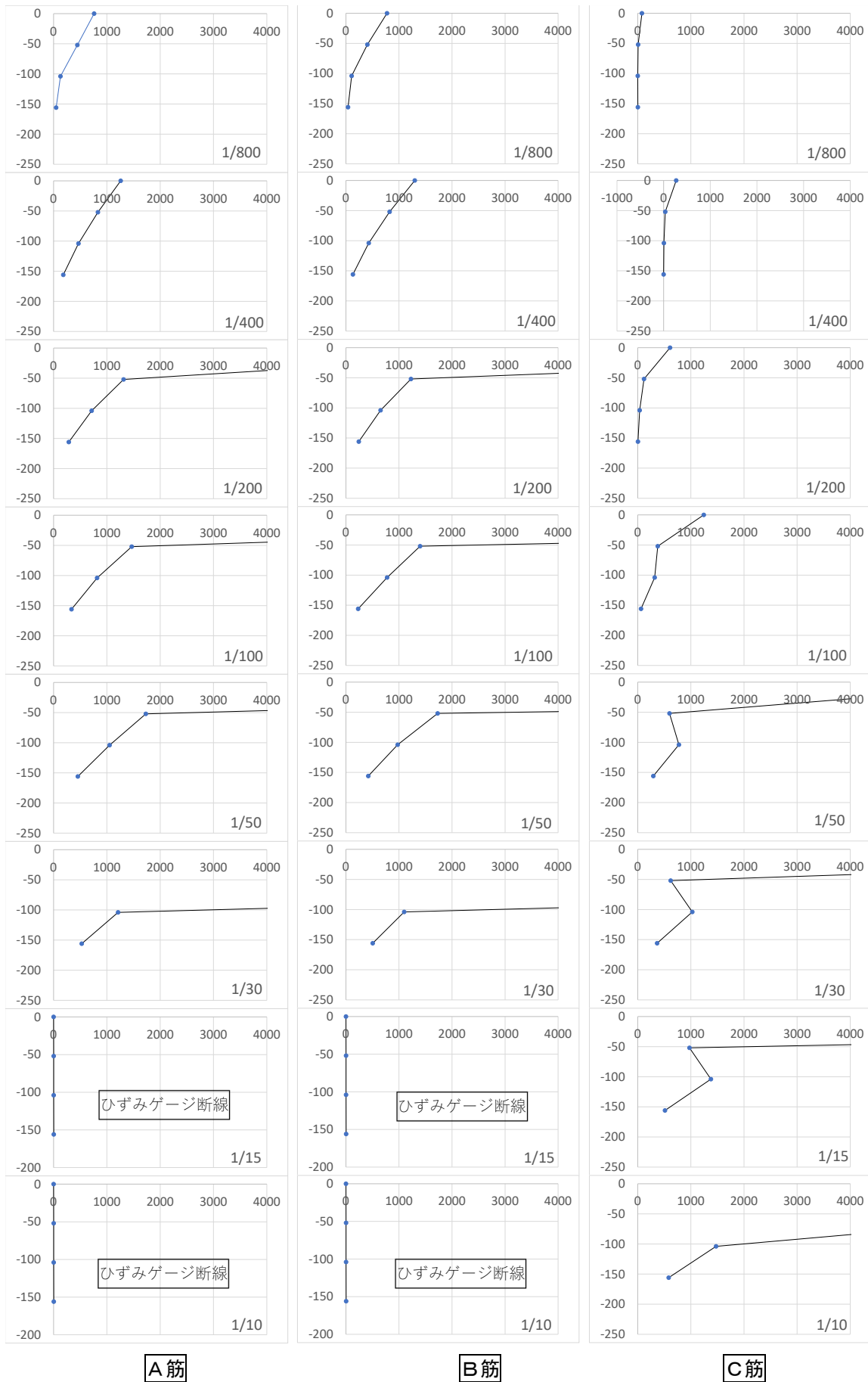


図 3.4.6-14 あと施工アンカーひずみ分布 (No.2L)

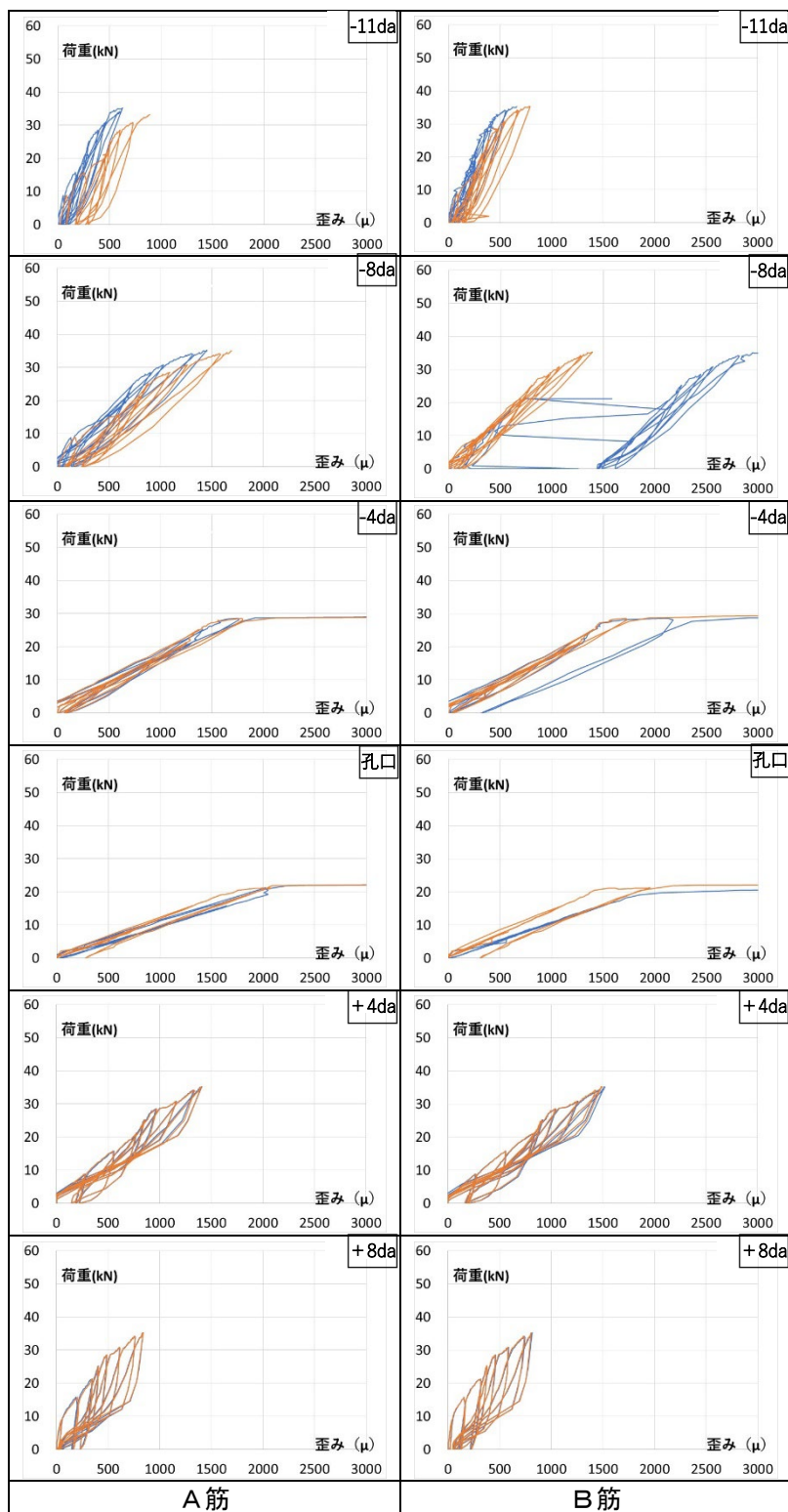


図 3.4.6-7 荷重-ひずみ曲線 (No.2R)

表 3.4.6-5 あと施工アンカー筋のひずみ (No.2R)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)													
			あと施工アンカー筋 A				あと施工アンカー筋 B				あと施工アンカー筋 C					
			孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da		
1/800	8.87	0.82	846	476	155	65		702	487	247	74					
1/400	15.76	1.64	1480	923	551	209		1294	907	531	252					
B筋-孔口降伏	20.49	2.34	1902	1259	748	375		2122	1224	677	285					
A筋-孔口降伏	20.98	2.94	2023	1263	729	358		7134	1272	709	299					
1/200	21.28	3.27	2040	1274	732	362		8794	1278	717	299					
1/100	25.12	6.53	27420	1388	809	402		23144	1393	1532	349					
1/50	28.13	13.05	41647	1782	992	492		31939	1955	1702	411					
B筋-4da降伏	27.63	13.10	41478	1803	1001	501		31490	2053	1708	423					
A筋-4da降伏	28.67	13.47	42341	2018	1028	513		32212	2423	1732	434					
1/30	30.54	21.71	58883	18656	1141	585		45179	15824	1815	482					
B筋-8da降伏	33.64	36.38	89109	29170	1383	583		68478	26226	2011	579					
1/15	33.69	43.37	切断	35351	1445	578		切断	30566	2047	611					
最大荷重 1/10	35.22	65.41	切断	48982	1453	626		切断	39992	1396	789					

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価

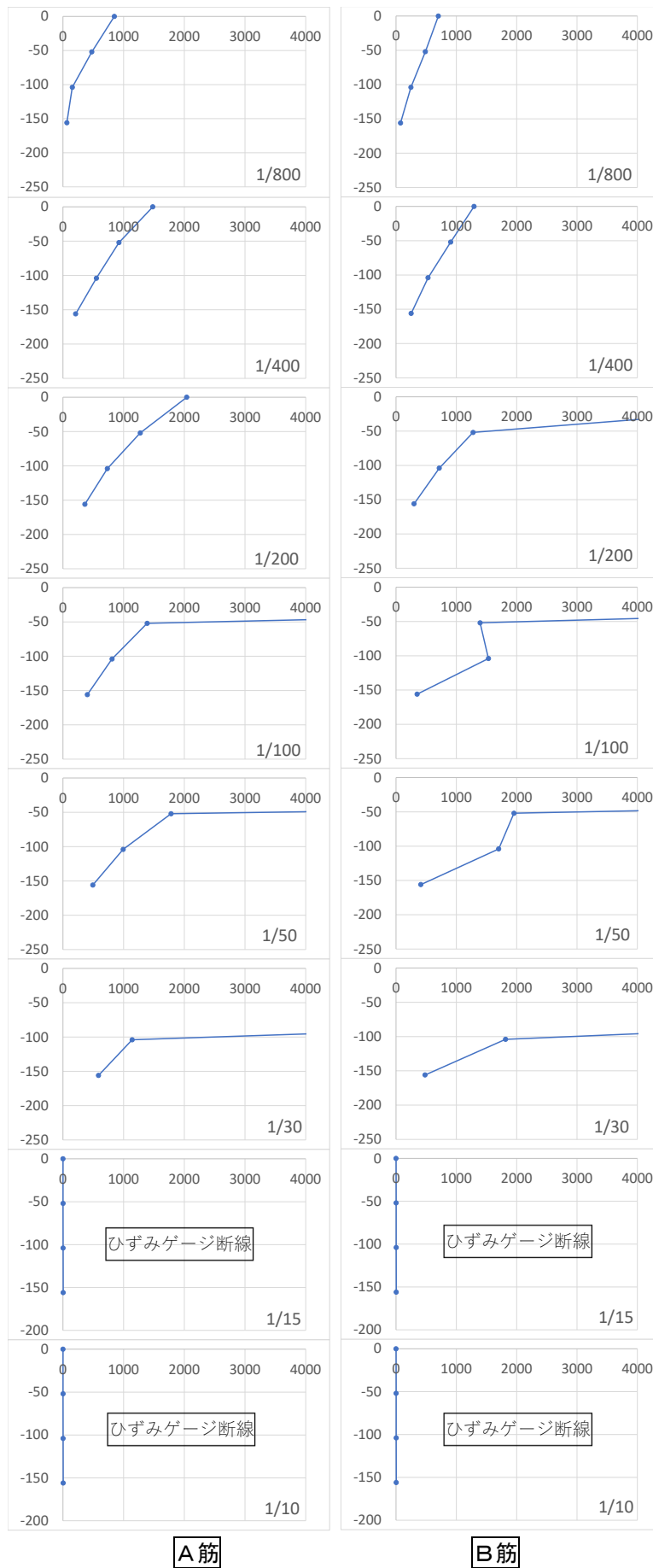


図 3.4.6-15 あと施工アンカーひずみ分布 (No.2R)

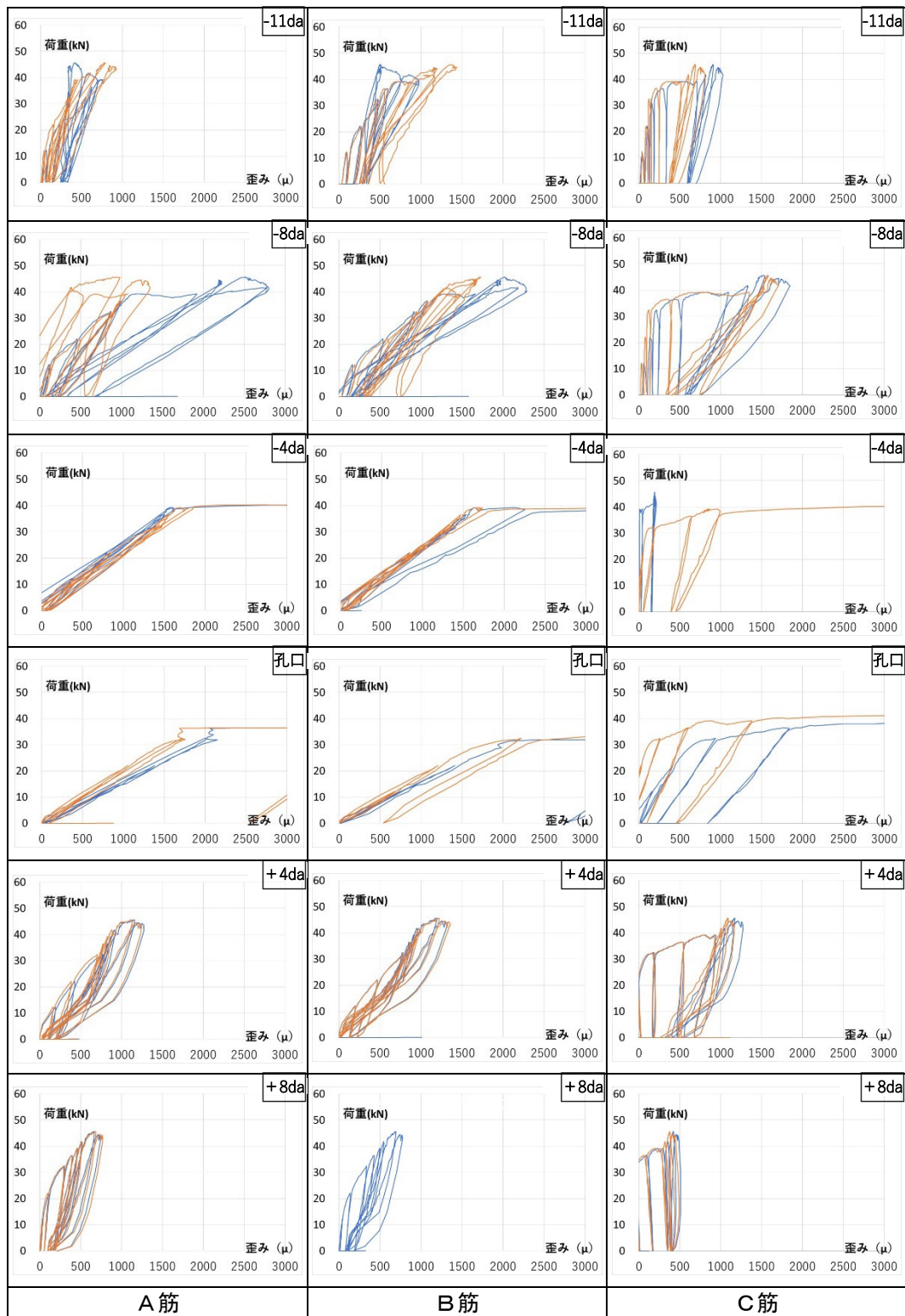
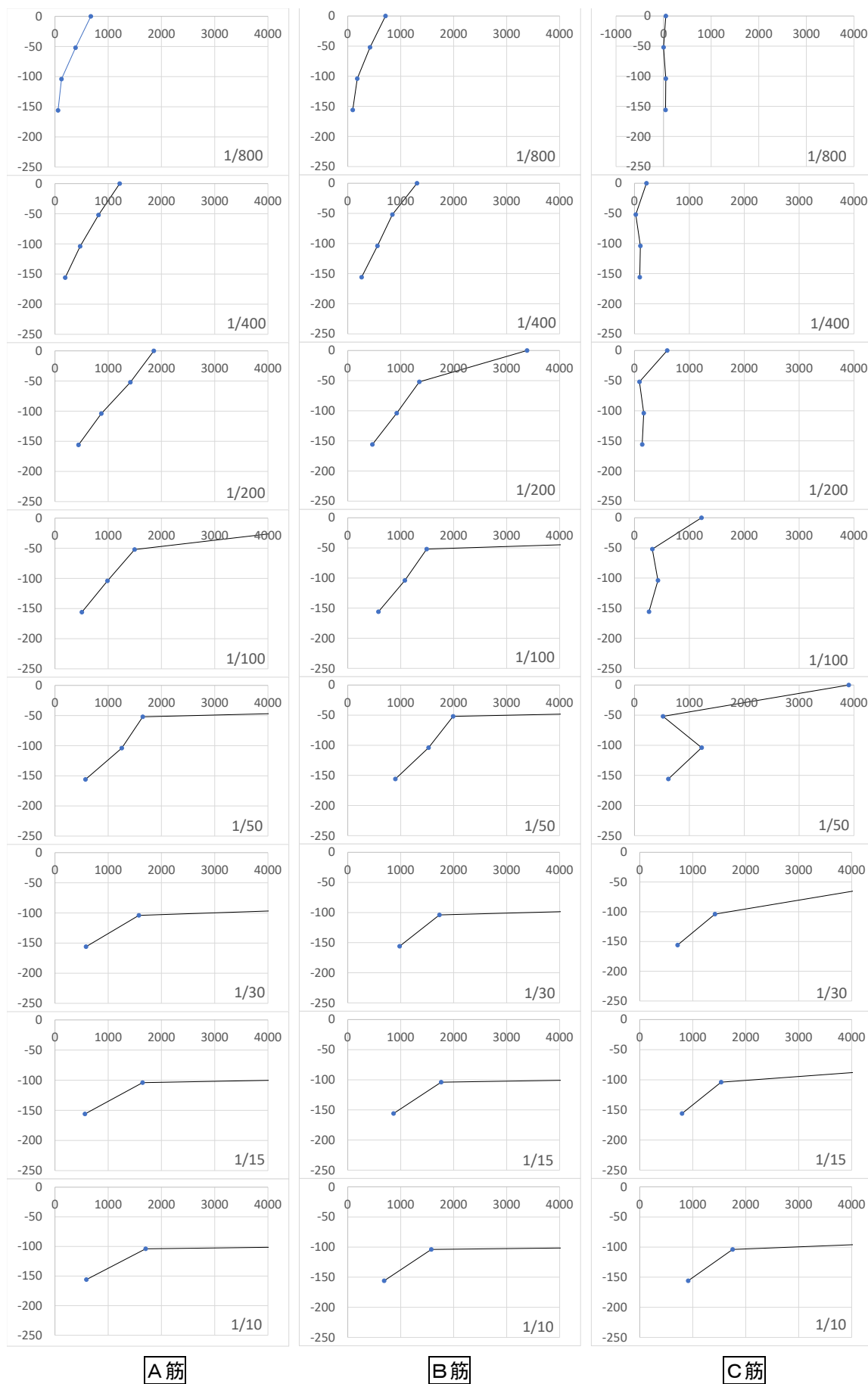


図 3.4.6-8 荷重-ひずみ曲線 (No.4L)

表 3.4.6-6 あと施工アンカー筋のひずみ (No.4L)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)															
			あと施工アンカー筋 A					あと施工アンカー筋 B					あと施工アンカー筋 C					
			孔口	-4da	-8da	-11da		孔口	-4da	-8da	-11da		孔口	-4da	-8da	-11da		
1/800	12.17	0.83	675	387	123	59		713	421	180	95		47	0	47	40		
1/400	22.02	1.69	1217	819	473	192		1308	844	561	262		217	22	106	96		
B筋-孔口降伏	31.43	2.92	1856	1367	820	425		2016	1375	930	464		456	56	150	136		
1/200	32.41	3.49	1857	1417	870	443		3385	1352	925	465		596	91	168	139		
A筋-孔口降伏	36.21	6.15	2026	1522	987	507		15994	1486	1064	559		1144	300	359	241		
1/100	36.30	6.59	6554	1497	986	506		19824	1491	1078	580		1221	325	427	263		
C筋-孔口降伏	38.62	8.06	22841	1577	1068	553		30163	1593	1209	670		2055	419	619	351		
1/50	38.42	13.13	25706	1650	1255	574		30715	1989	1526	900		3904	518	1223	617		
B筋-4da降伏	36.35	13.22	25173	1628	1220	565		30340	2011	1548	911		3891	512	1257	641		
A筋-4da降伏	39.75	15.08	25622	2119	1365	591		30680	11847	1649	973		4968	1266	1381	691		
C筋-4da降伏	40.44	16.50	25837	5173	1432	600		30782	19045	1686	994		7036	2160	1406	701		
1/30	41.18	21.82	29856	19007	1577	583		31972	23704	1732	980		14893	4929	1419	713		
最大荷重	45.61	41.13	40705	32347	1729	605		41289	37989	1878	945		27572	9246	1550	799		
1/15	43.30	43.37	41819	33834	1646	563		40213	39513	1763	866		27927	9619	1535	798		
1/10	40.29	65.68	52500	48536	1704	590		39389	54650	1578	687		33833	16763	1752	914		

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価



A筋

B筋

C筋

図 3.4.6-16 あと施工アンカーひずみ分布 (No.4L)

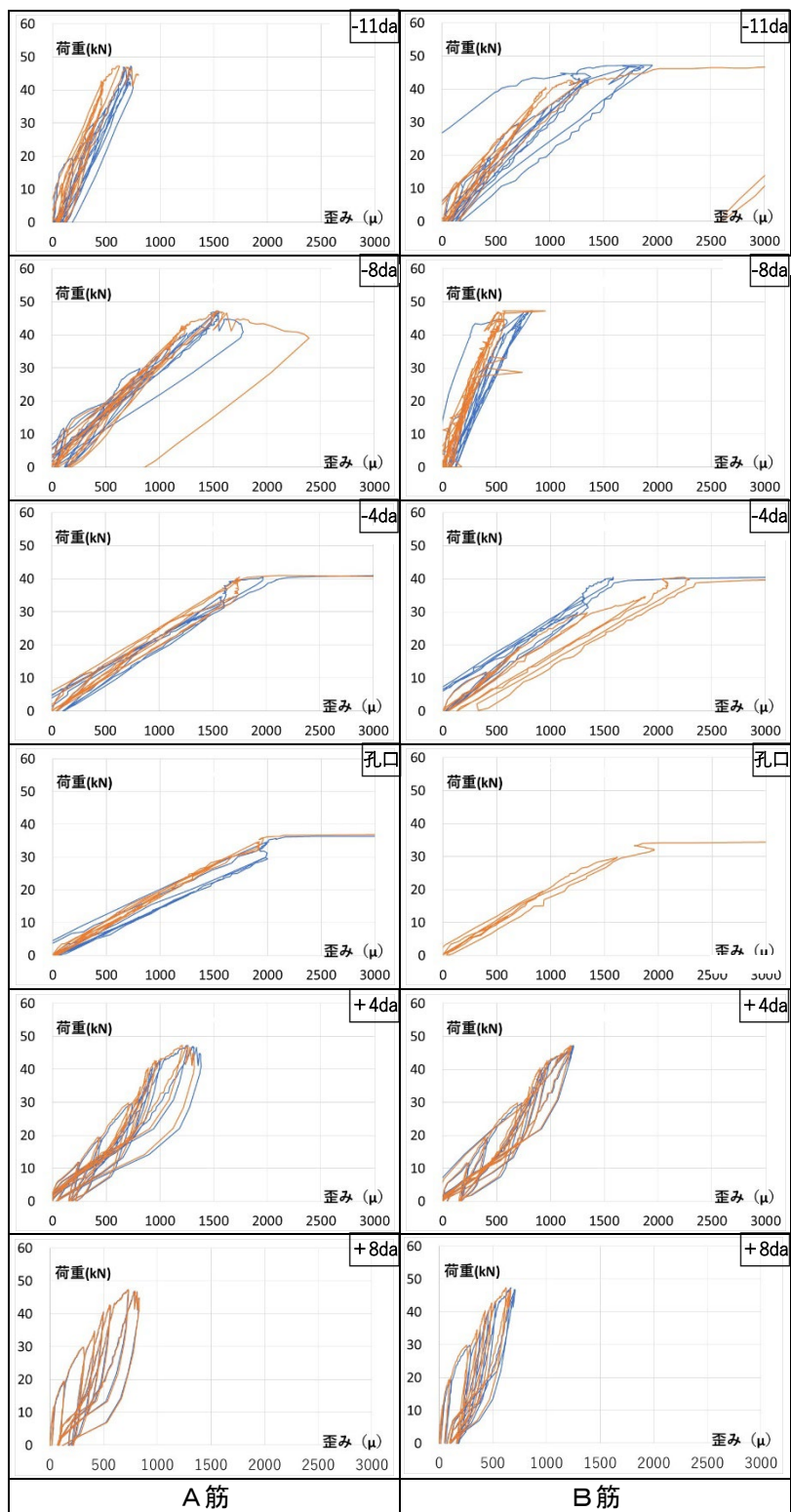
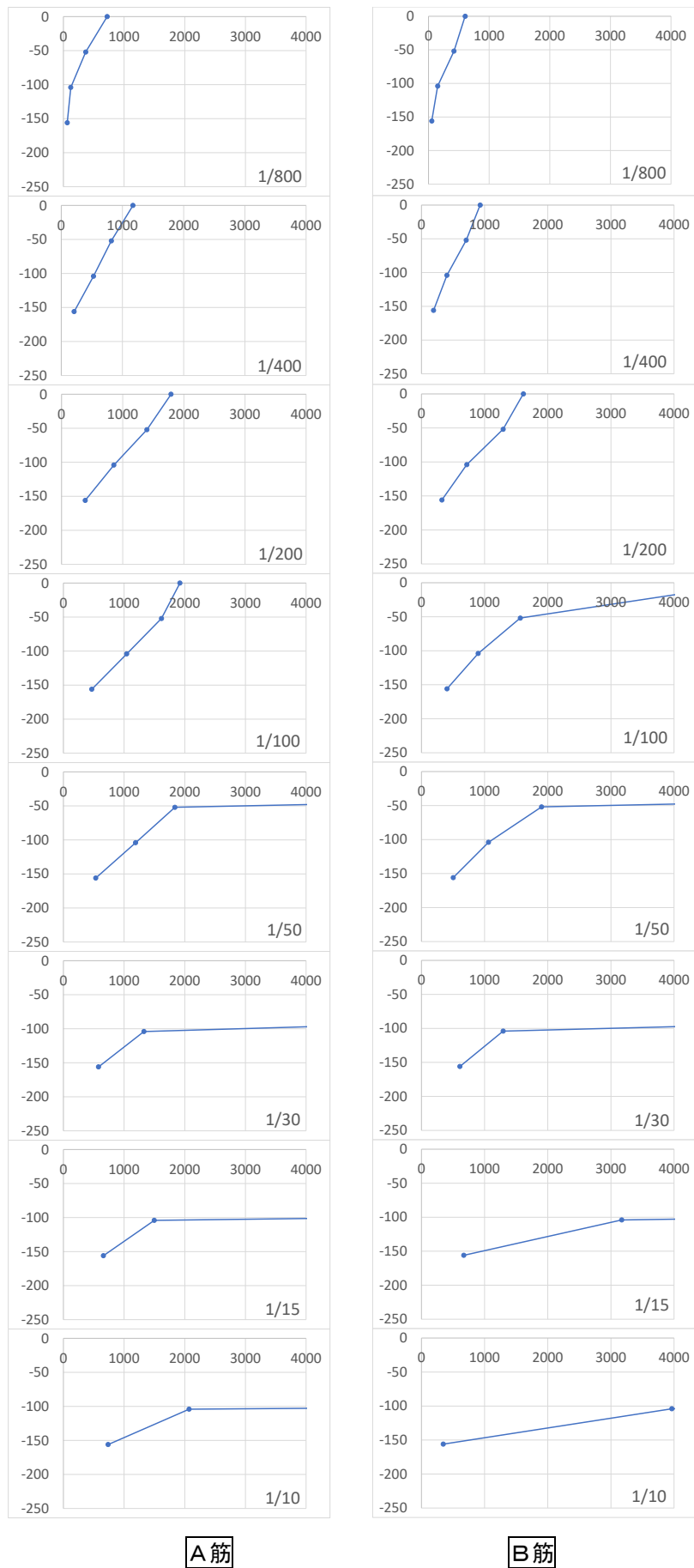


図 3.4.6-9 荷重-ひずみ曲線 (No.4R)

表 3.4.6-7 あと施工アンカー筋のひずみ (No.4R)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)														
			あと施工アンカー筋 A				あと施工アンカー筋 B				あと施工アンカー筋 C						
			孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da	孔口	-4da	-8da	-11da			
1/800	11.82	0.83	722	368	122	64		604	420	151	53						
1/400	19.46	1.63	1171	819	527	211		929	709	403	191						
1/200	29.56	3.31	1790	1396	855	386		1613	1293	718	323						
B筋-孔口降伏	34.19	6.00	1939	1610	1033	468		2011	1576	903	409						
1/100	34.14	6.57	1921	1617	1044	469		5274	1565	898	404						
A筋-孔口降伏	35.86	7.78	2039	1681	1092	490		17651	1654	947	417						
1/50	39.46	13.18	30327	1838	1190	534		28467	1901	1061	502						
B筋-4da降伏	38.92	13.59	29399	1887	1203	536		28530	2008	1106	527						
A筋-4da降伏	40.39	14.25	29722	2018	1226	545		28993	3592	1134	541						
1/30	41.82	21.76	34180	21211	1327	580		35642	22798	1293	609						
B筋-8da降伏	46.40	37.26	46809	39750	1522	644		52476	35412	2005	679						
最大荷重	47.29	42.44	67805	47864	1535	671		58657	40136	3040	692						
1/15	45.96	43.33	68630	49001	1498	660		58824	40457	3170	670						
A筋-8da降伏	40.7873	64.98	95670	79939	2032	749.8		56058	43090	4058	380.6						
1/10	38.9647	65.585	94990	80012	2072	737.4		55866	42879	3964	345						

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価



A筋

B筋

図 3.4.6-17 あと施工アンカーひずみ分布 (No.4R)

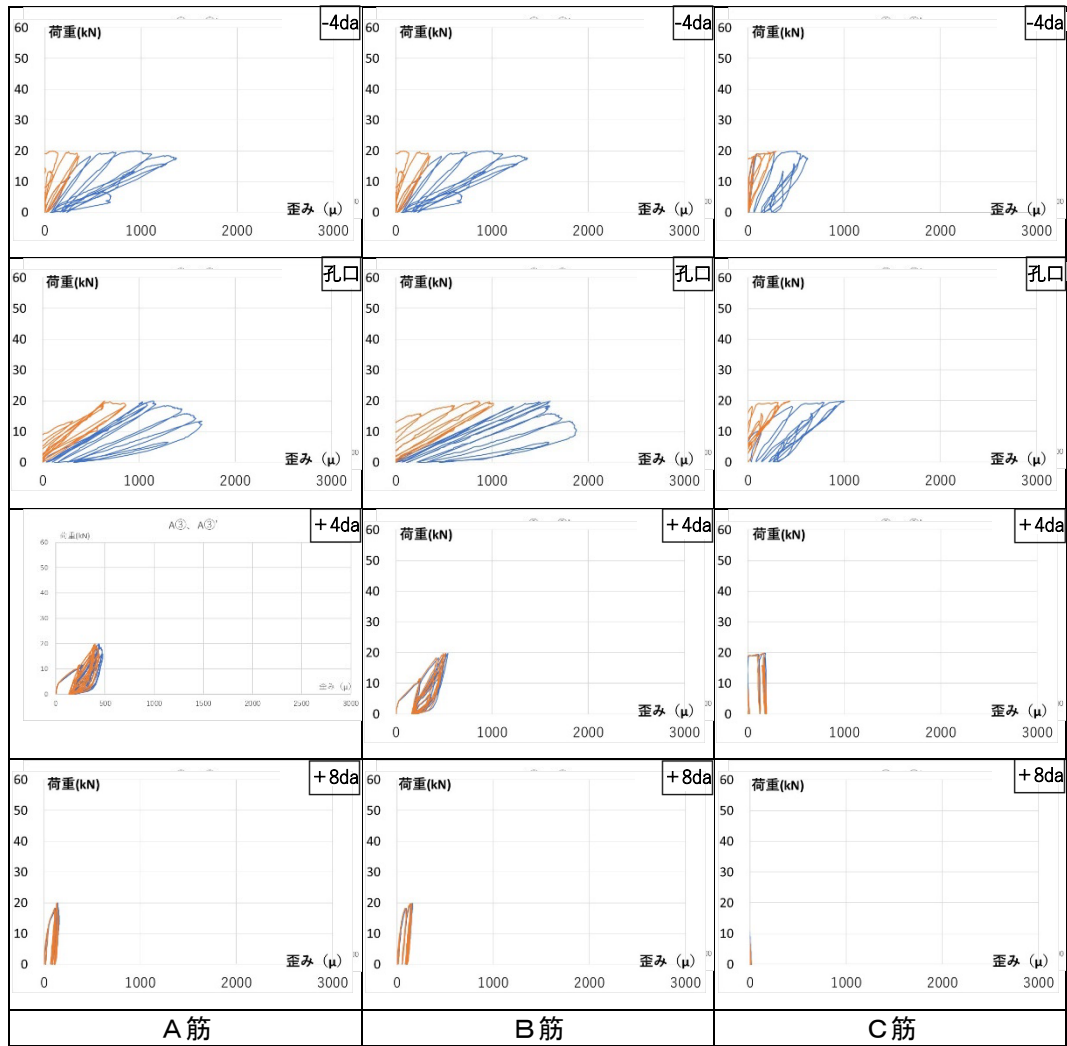
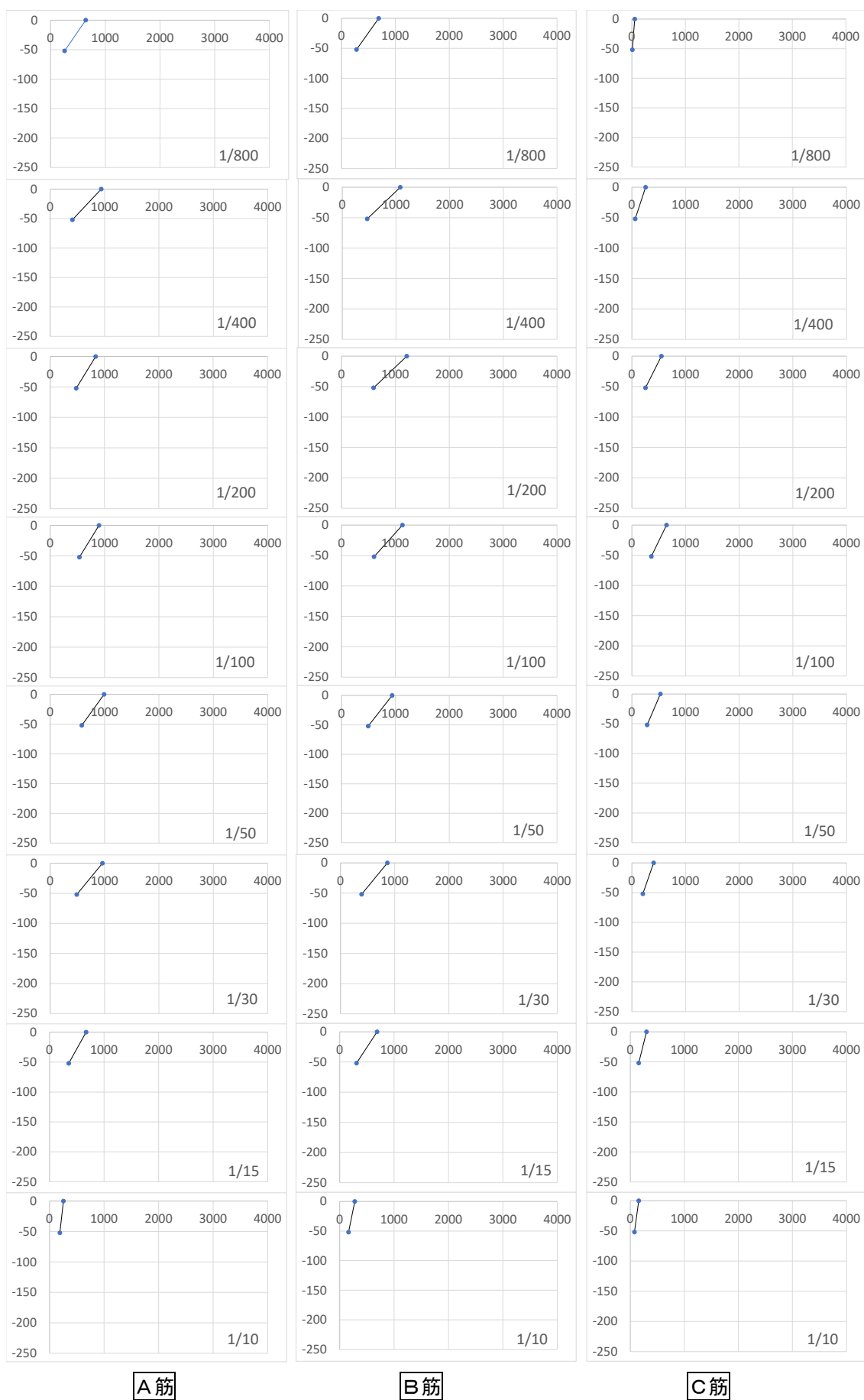


図 3.4.6-10 荷重-ひずみ曲線 (No.5L)

表 3.4.6-8 あと施工アンカー筋のひずみ (No.5L)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)													
			あと施工アンカー筋 A				あと施工アンカー筋 B				あと施工アンカー筋 C					
			孔口	-4da			孔口	-4da			孔口	-4da				
1/800	11.58	0.81	643	258				691	281				54	9		
1/400	17.83	1.65	939	408				1080	464				256	62		
ひずみ最大	19.46	3.20	854	483				1230	603				545	247		
1/200	19.31	3.32	839	479				1212	596				550	254		
最大荷重	19.85	4.74	891	514				1220	620				696	377		
1/100	18.82	6.52	898	538				1132	605				646	364		
1/50	16.31	13.10	991	582				942	498				532	284		
1/30	13.55	21.83	961	489				865	390				406	205		
1/15	7.44	43.72	671	353				687	310				299	155		
1/10	2.76	65.46	256	190				278	164				156	76		

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価



A筋

B筋

C筋

図 3.4.6-18 あと施工アンカーひずみ分布 (No.5L)

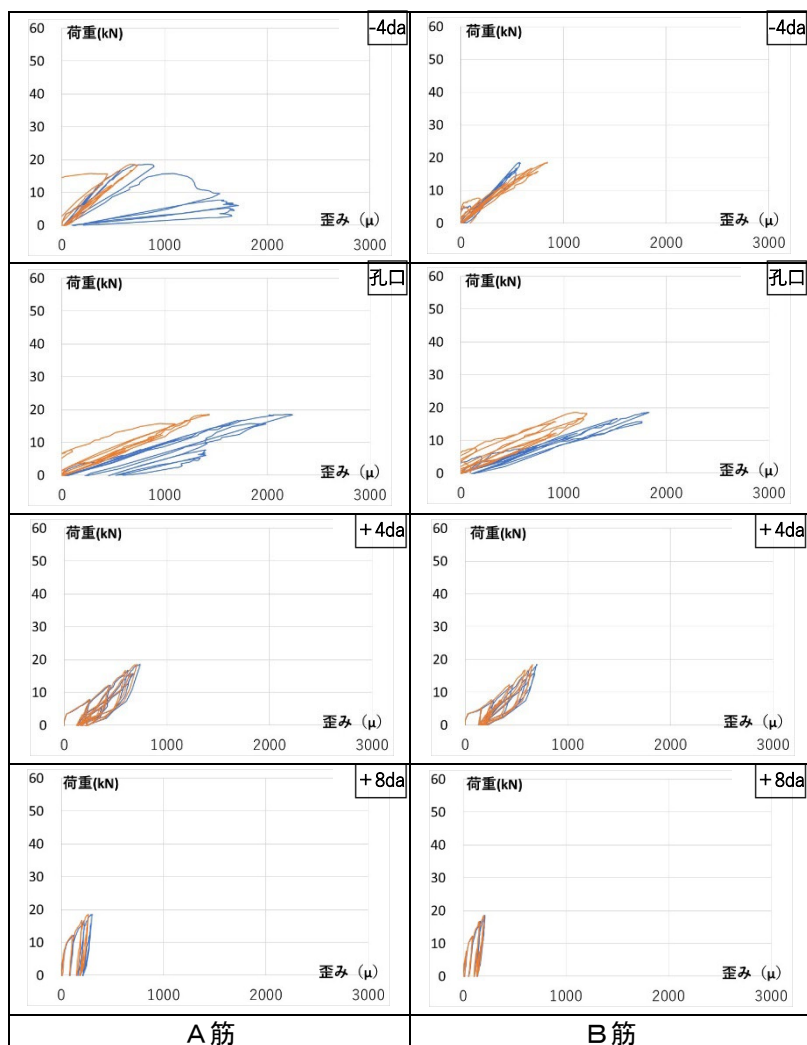


図 3.4.6-11 荷重-ひずみ曲線 (No.5R)

表 3.4.6-9 あと施工アンカー筋のひずみ (No.5R)

変形角 (イベント)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	あと施工アンカー筋のひずみ (μ)													
			あと施工アンカー筋 A				あと施工アンカー筋 B				あと施工アンカー筋 C					
			孔口	-4da			孔口	-4da			孔口	-4da				
1/800	7.78	0.84	690	259				669	270							
1/400	12.32	1.68	1108	424				1029	419							
1/200	16.70	3.26	1471	627				1348	614							
最大荷重	18.52	6.02	1831	767				1469	706							
ひずみ最大	18.47	6.40	1840	769				1445	695							
1/100	17.93	6.72	1766	758				1400	671							
1/50	8.47	13.37	735	426				502	300							
1/30	5.47	21.70	611	318				111	84							
1/15	2.32	44.14	341	39				-1	19							

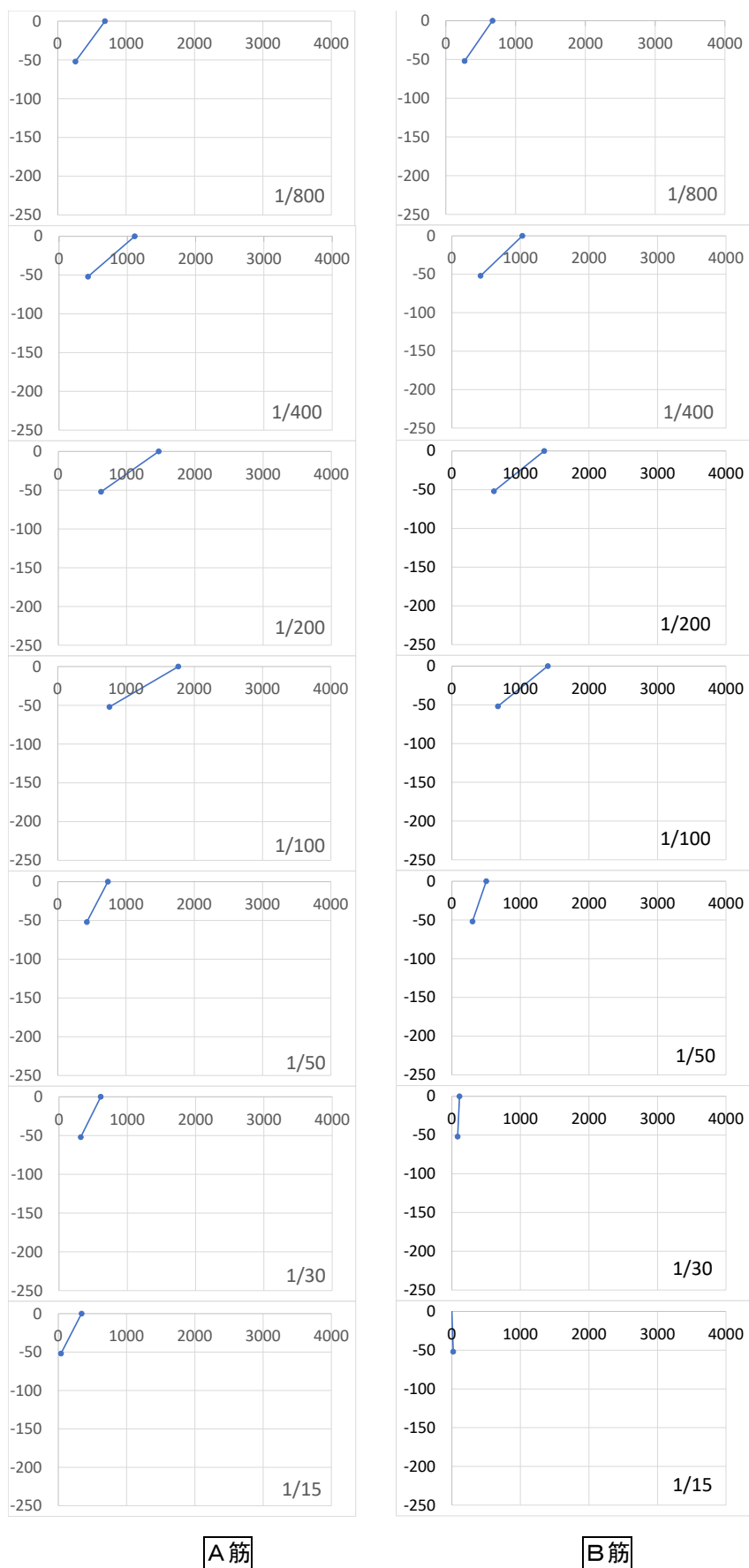


図 3.4.6-19 あと施工アンカーひずみ分布 (No.5R)

3.4.6-3 破壊状況

表-3.4.6-1 に示すとおり、試験体の最終破壊状況ではすべての試験体でスタブ側のアンカー筋周囲のコンクリートのコーン状破壊が見られている。しかしながら、試験体 1L から 2R および 4L と 4R の計 6 体では、アンカー筋の引張降伏が先行して発生し、その後にスタブ部分の表層のコンクリートがコーン状破壊を起こしている。図-3 に示す試験体 2L および 2R の荷重-変位関係図の形状との類似および両試験体でのアンカー筋の引張ひずみ度の測定結果から、アンカー筋にひずみゲージを貼付していない試験体 3L および 3R でも、アンカー筋の引張降伏が起きているものと推定される。試験体 4L および 4R では、群としてのコーン状破壊が起きている。一方、試験体 5L と 5R では、アンカー筋の引張降伏をともなわずに、群としてのコーン状破壊が起きている。試験体 6L と 6R でも、群としてのコーン状破壊が起き、アンカー筋の引張降伏はないものと推定される。

実験時の試験体のひび割れおよび載荷終了後に試験体を引き倒して、アンカー筋周囲のコーン状破壊の詳細を確認している。その状況を図 3.4.6-12～図 3.4.6-23 に示す。なお、載荷終了後にアンカー筋を人為的に切断している。

アンカー筋の引張降伏を誘発させるために埋め込み長さを $20d_a=260\text{ mm}$ とした試験体 1L および 1R でも、最終破壊状況はコーン状破壊となった。写真 3.4.6-1 は、コーン状破壊が 1 本のアンカー筋の周囲だけで起きているもの（すなわち、群でのコーン状破壊になっていないもの）の最終破壊状況である。各 L 試験体および 1R 試験体は隣接するコーン状破壊領域が重複して群でコーン状破壊となることが予想されていた。しかし、1L から 3R までの 6 体の試験体では、各アンカー筋周囲での単独のコーン状破壊となっている。これらは、スタブ部分に格子状鉄筋が配筋されており、想定されるコーン領域内に格子状鉄筋がある場合、コーン状破壊を起こす領域が小さくなることが分かる。

一方、群でのコーン状破壊が起きているものの最終破壊状況である。試験体 4L および 4R はスタブ内に格子状鉄筋の配筋がないもので、コーン状破壊領域内に格子状鉄筋の配筋がある 2L から 3R までの 4 体の試験体との比較から、コーン状破壊領域内の格子状鉄筋が群でのコーン状破壊を防止することが分かる。

5L から 6R までの 4 体の試験体では、コーン状破壊領域外に格子状鉄筋が配筋されている。写真を見ても明らかなように、格子状鉄筋より上側にあるコンクリートが浮き上がるようにして、群でのコーン状破壊が起きている。群でのコーン状破壊を防ぐためには、アンカー筋の埋め込み長さの範囲内に今回の格子状鉄筋のような補強用鉄筋の配筋が必要と思われる。

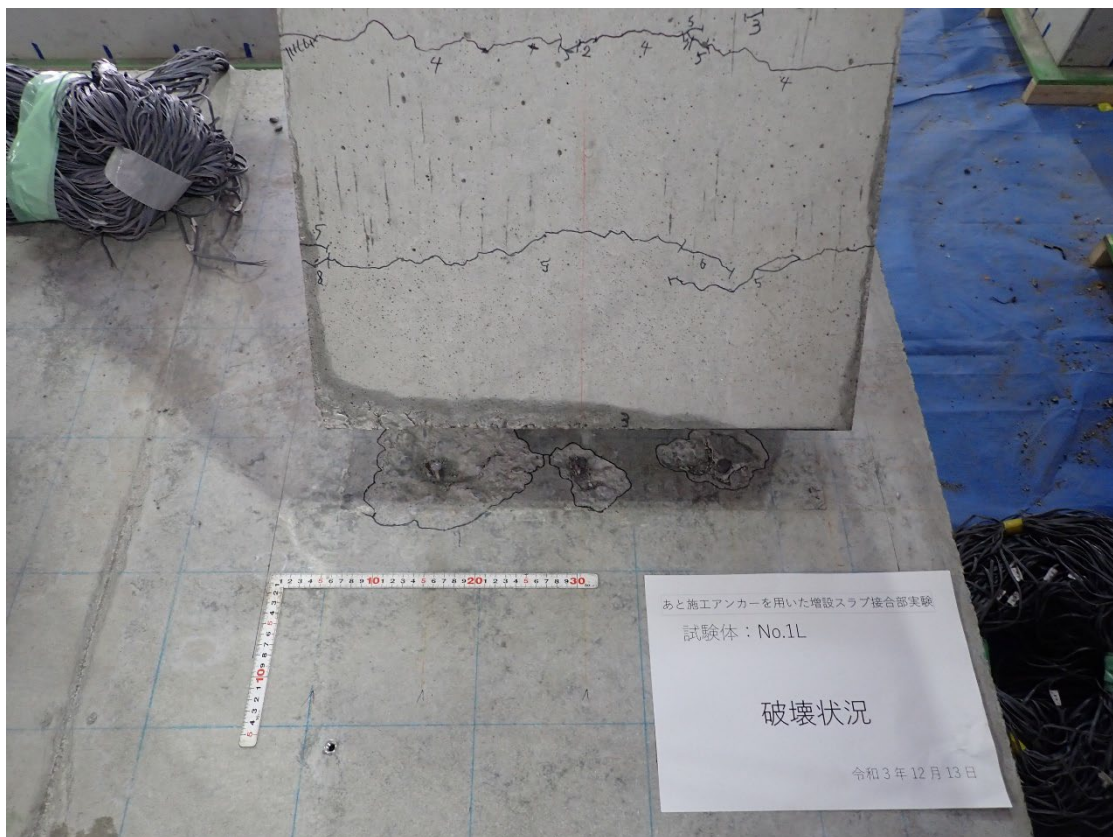
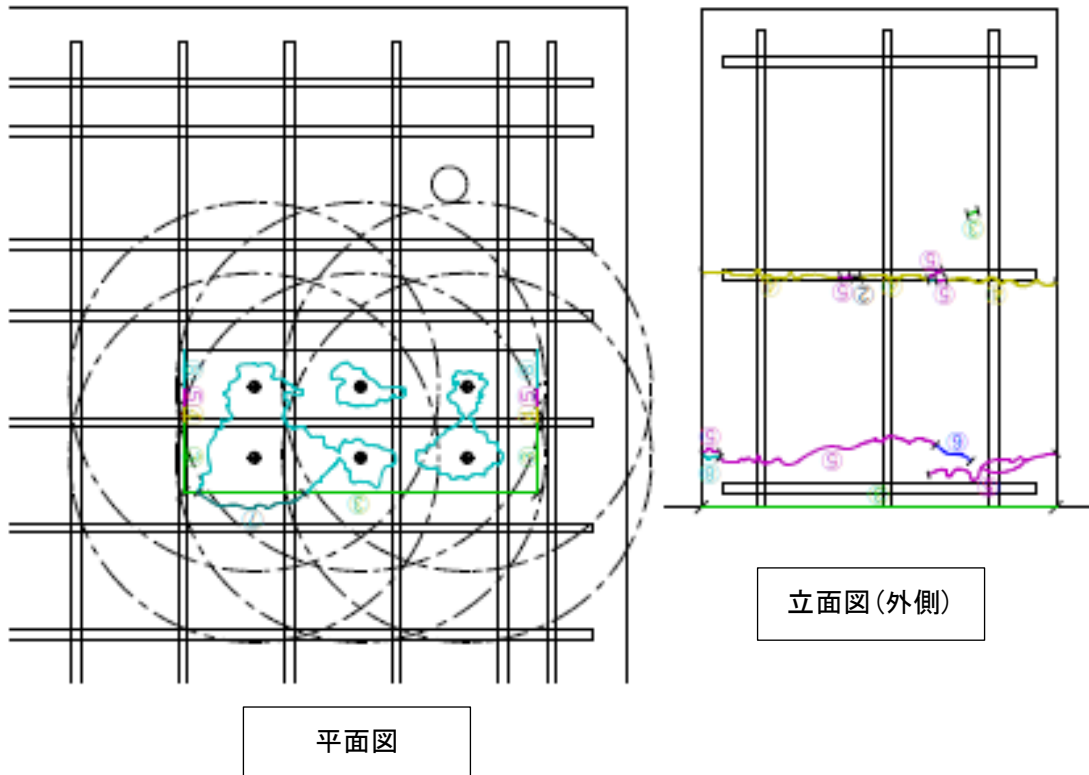


図 3.4.6-12 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.1L)

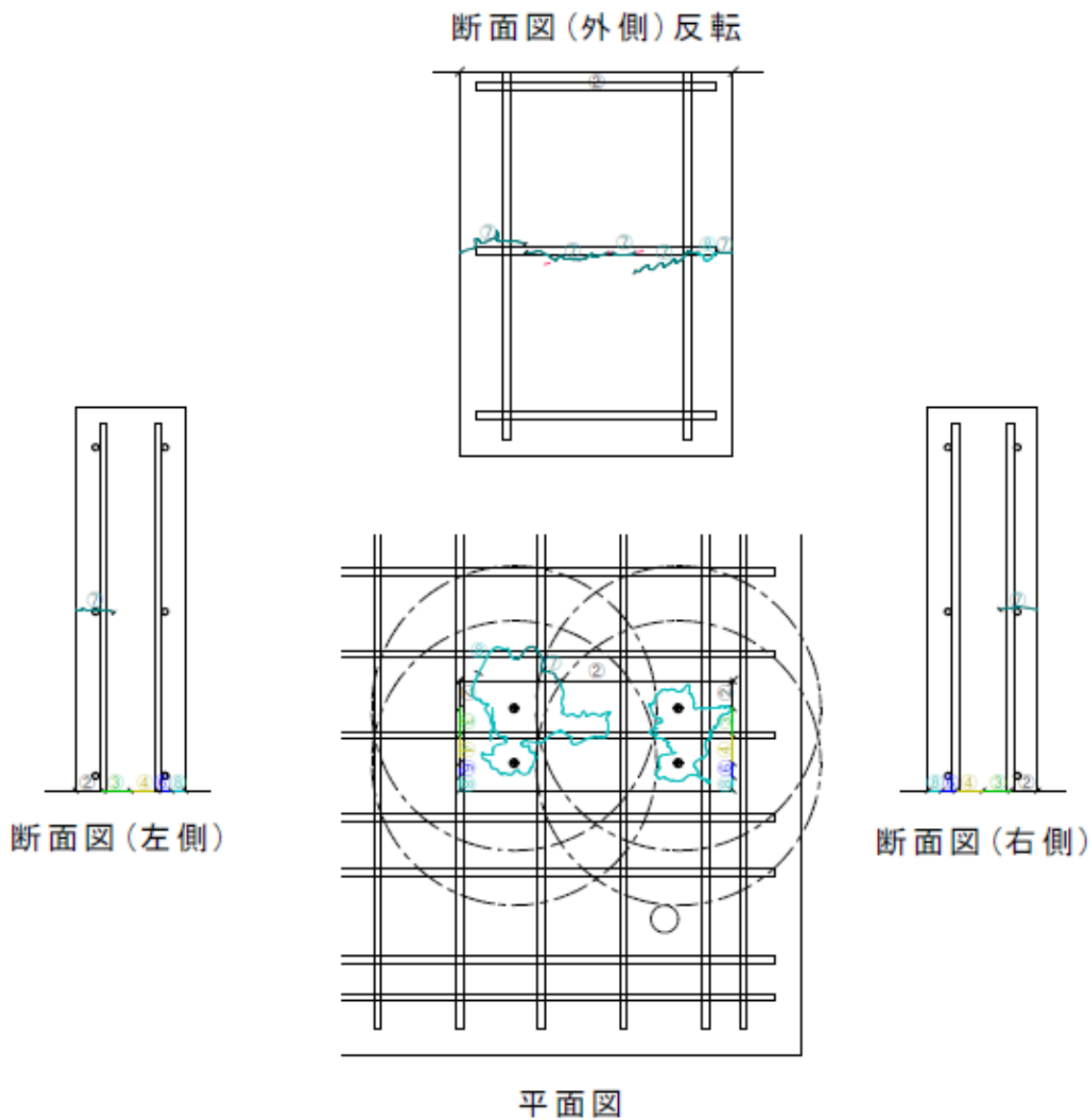


図 3.4.6-13 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.1R)

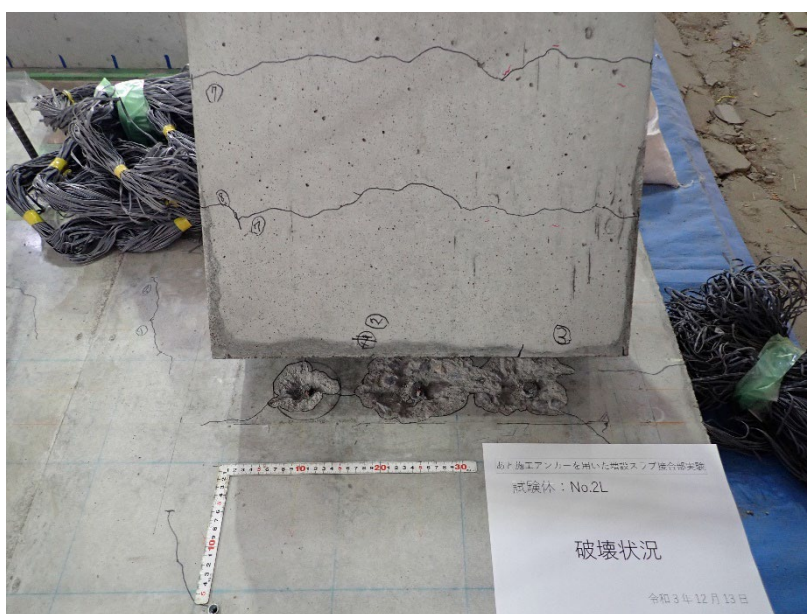
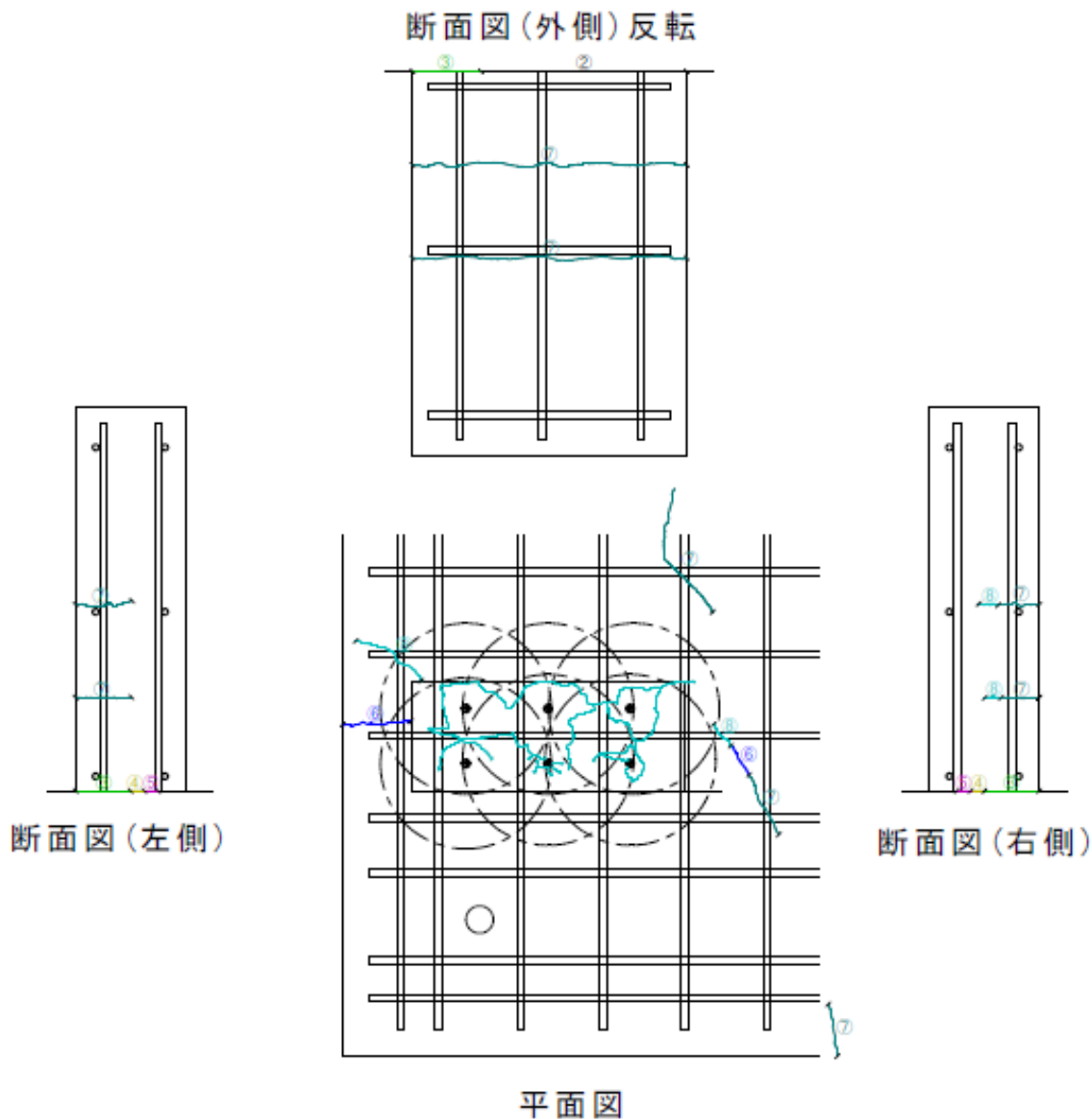


図 3.4.6-14 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.2L)

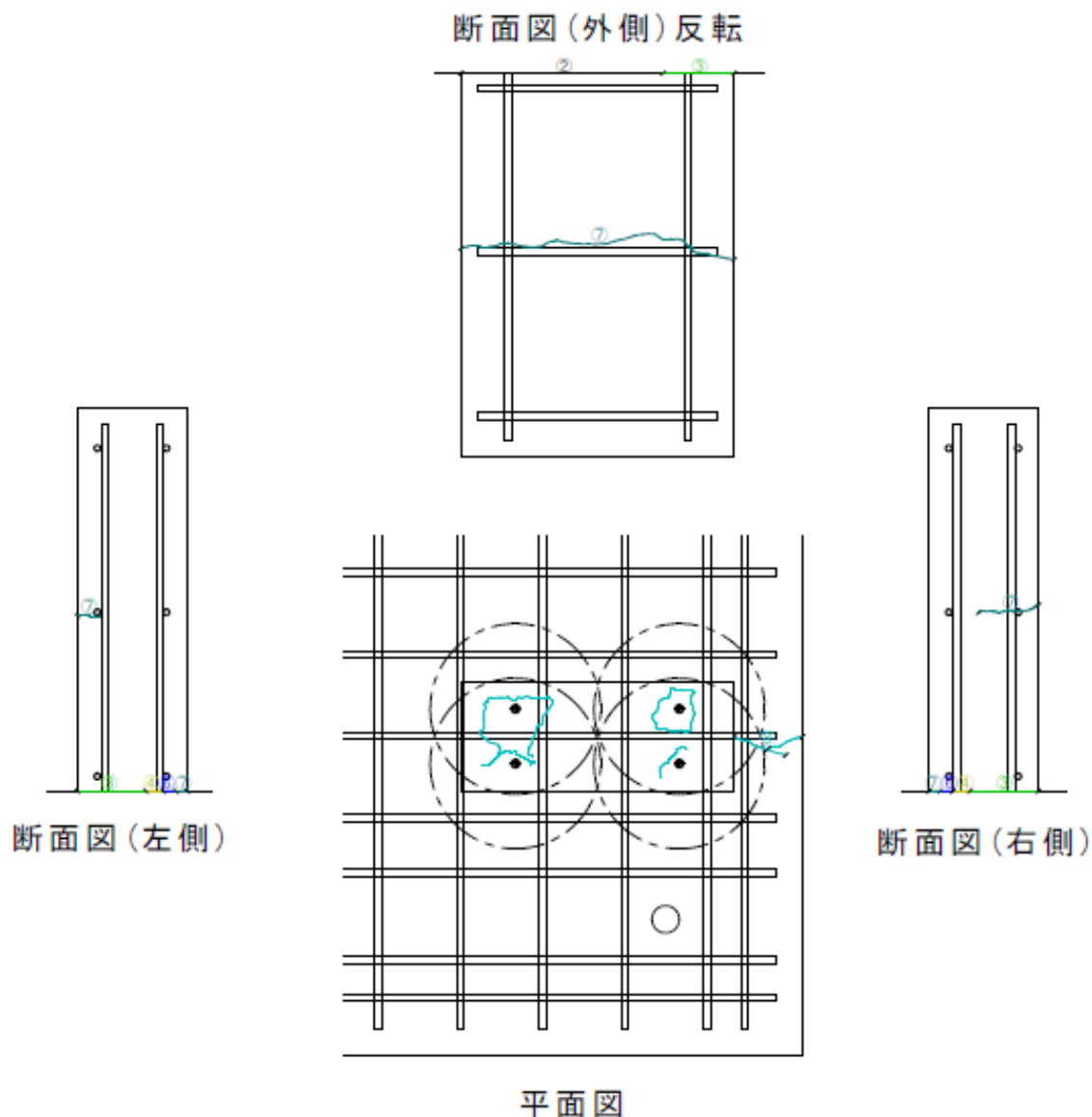


図 3.4.6-15 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.2R)

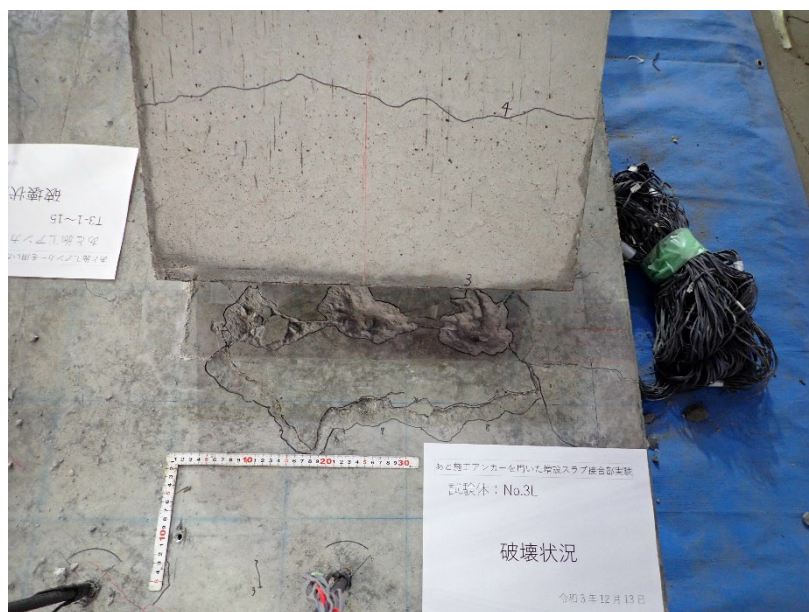
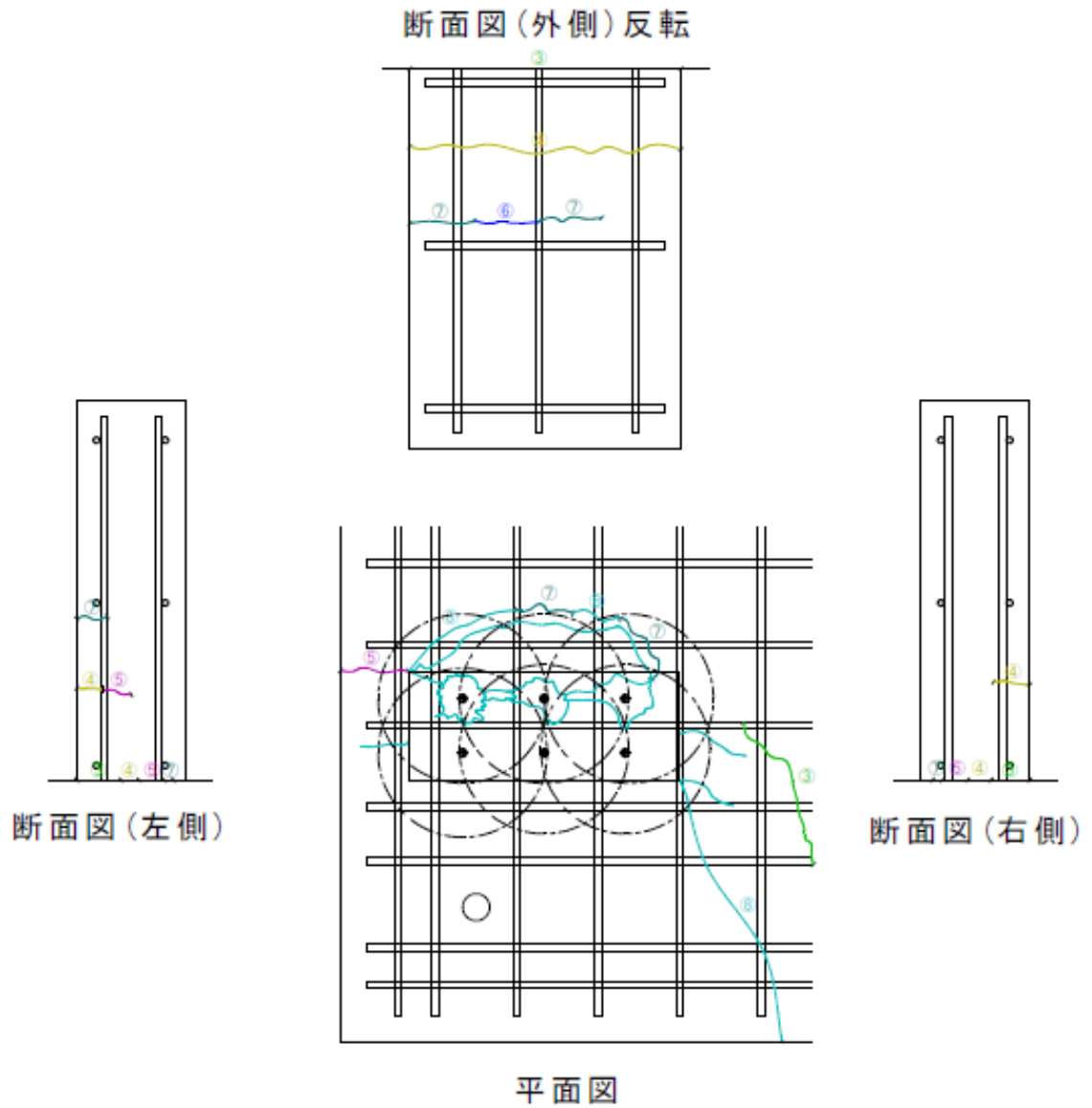


図 3.4.6-16 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.3L)

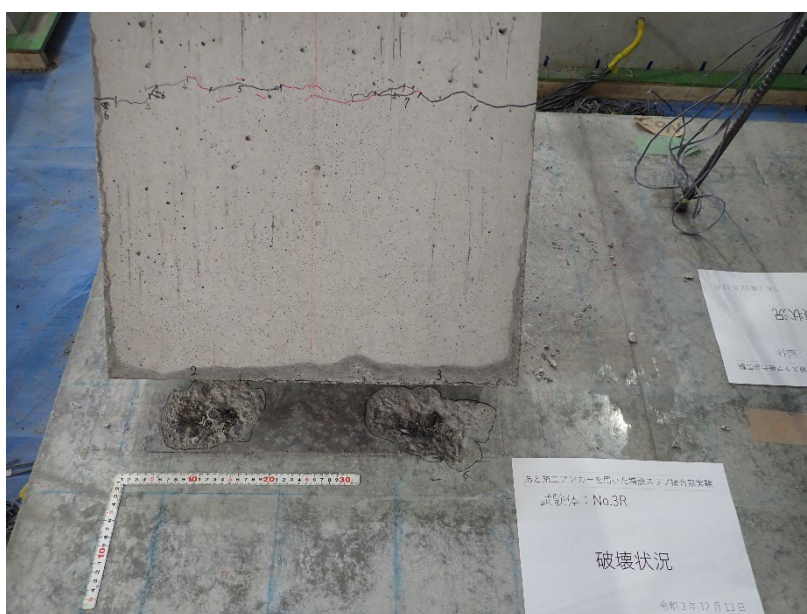
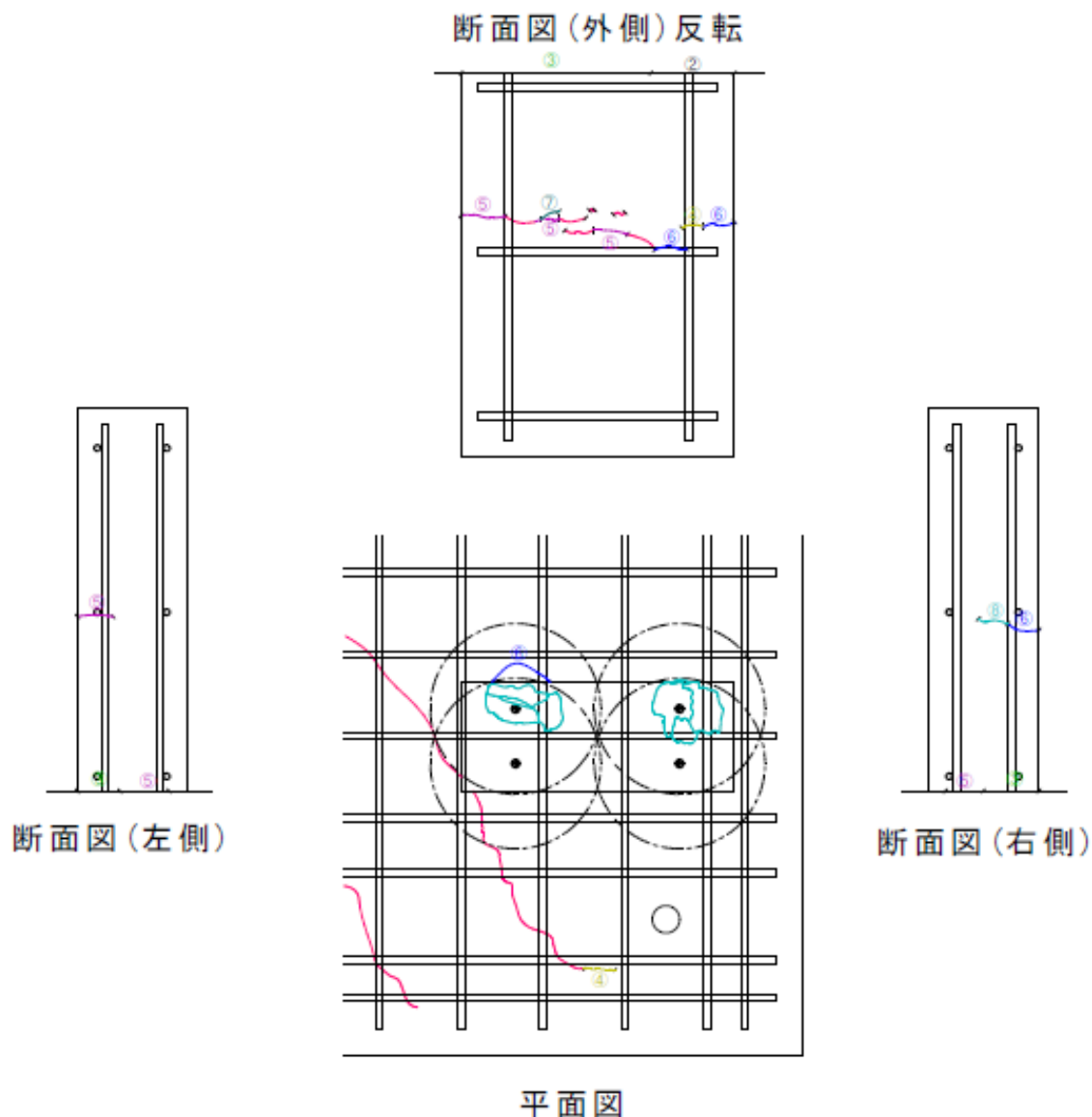


図 3.4.6-17 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.3R)

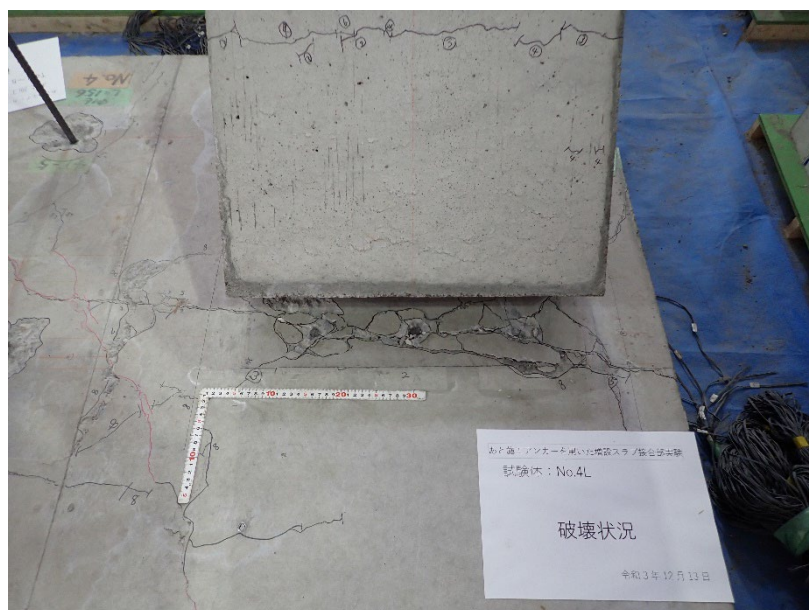
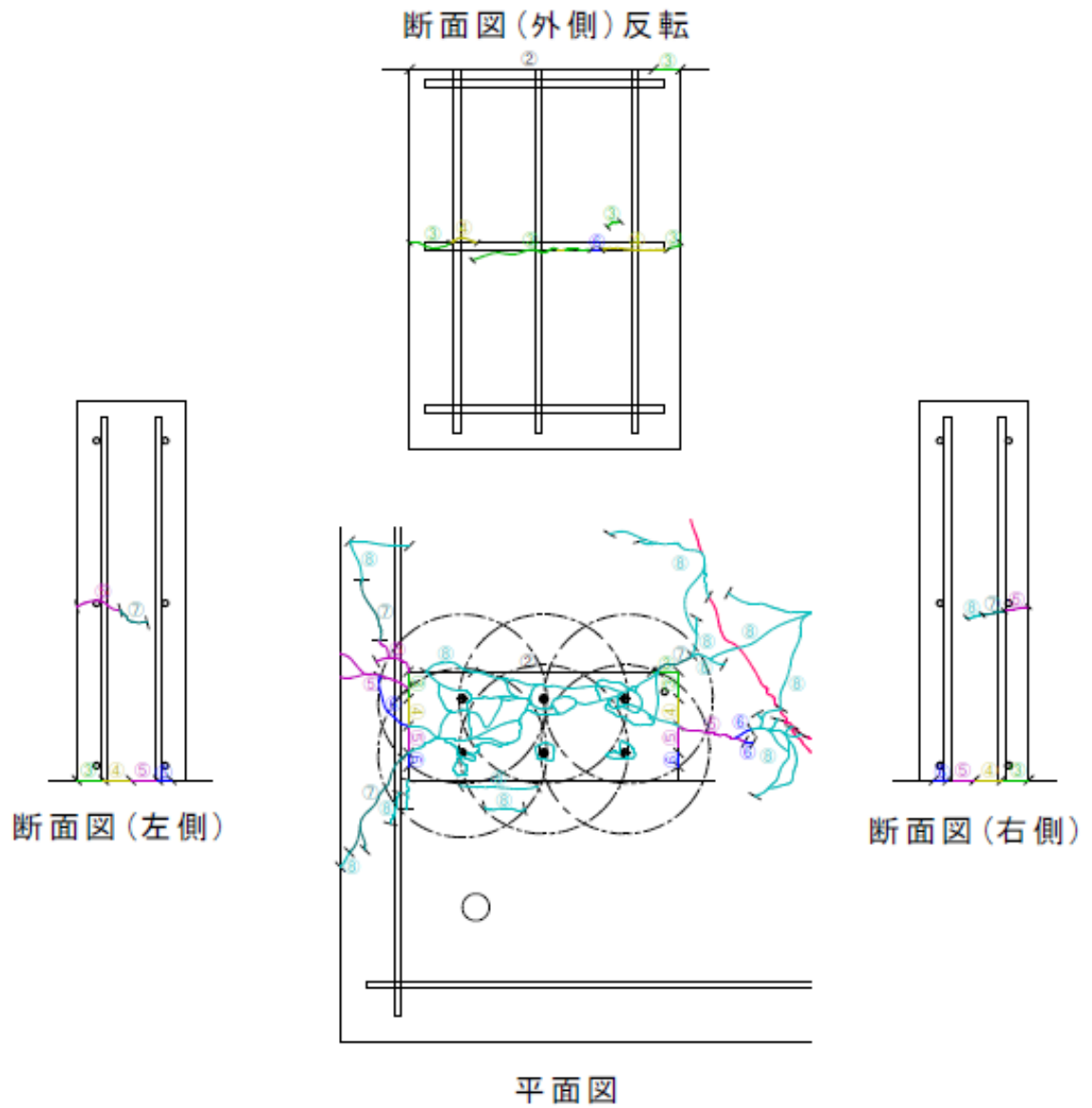


図 3.4.6-18 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.4L)

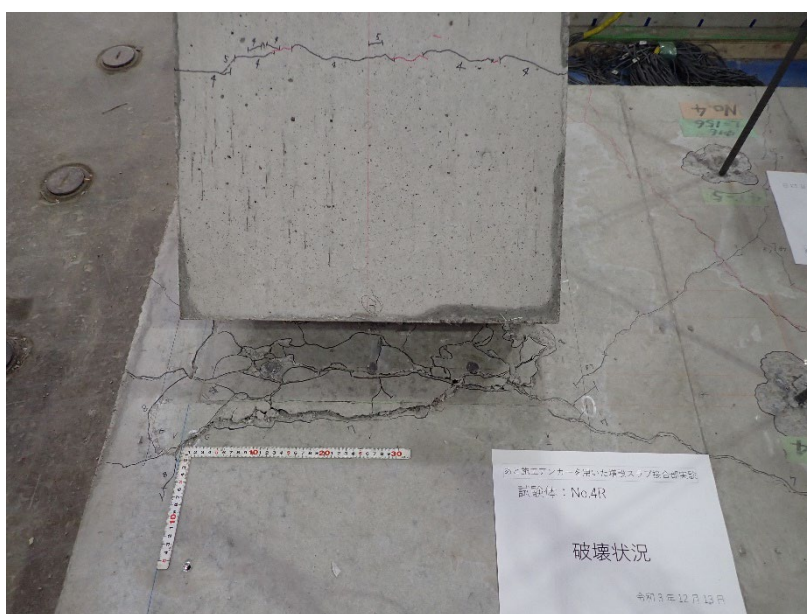
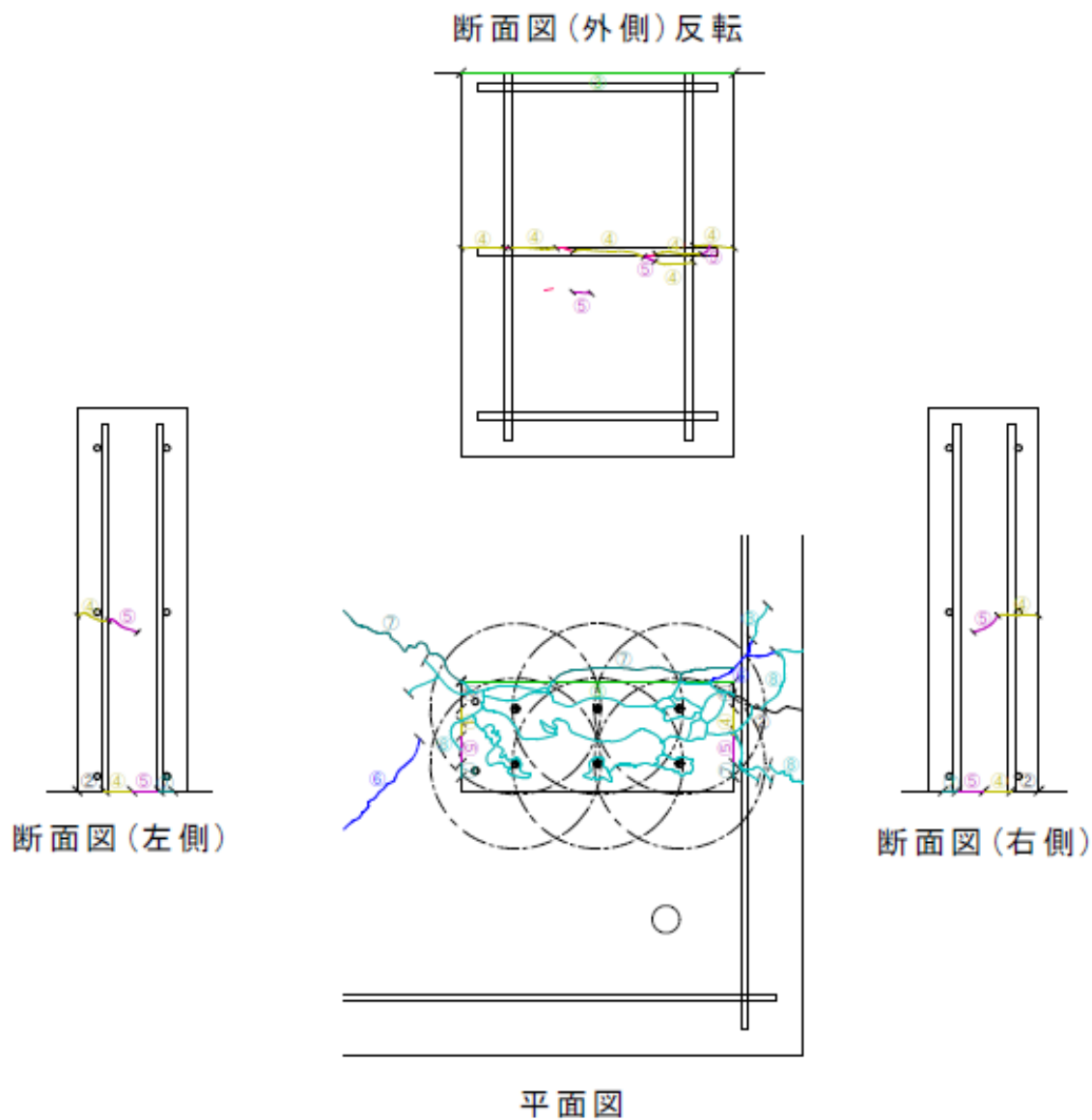


図 3.4.6-19 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.4R)

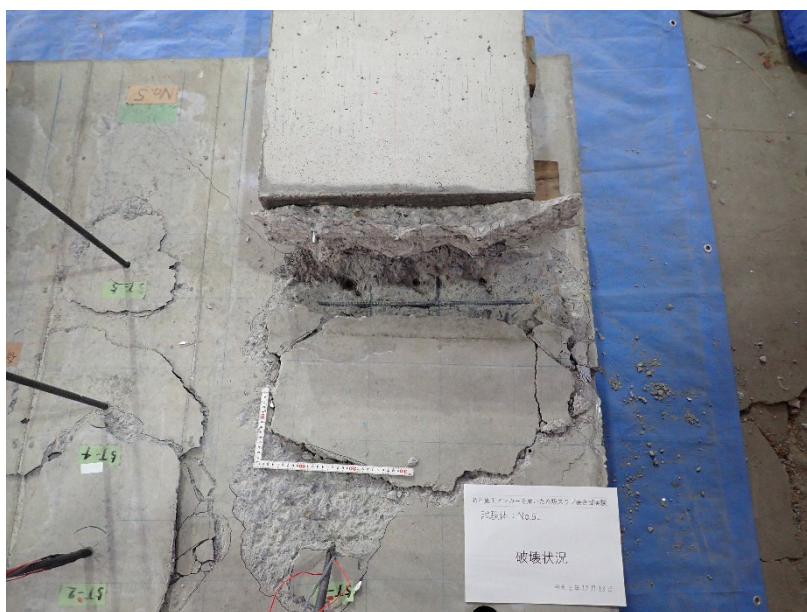
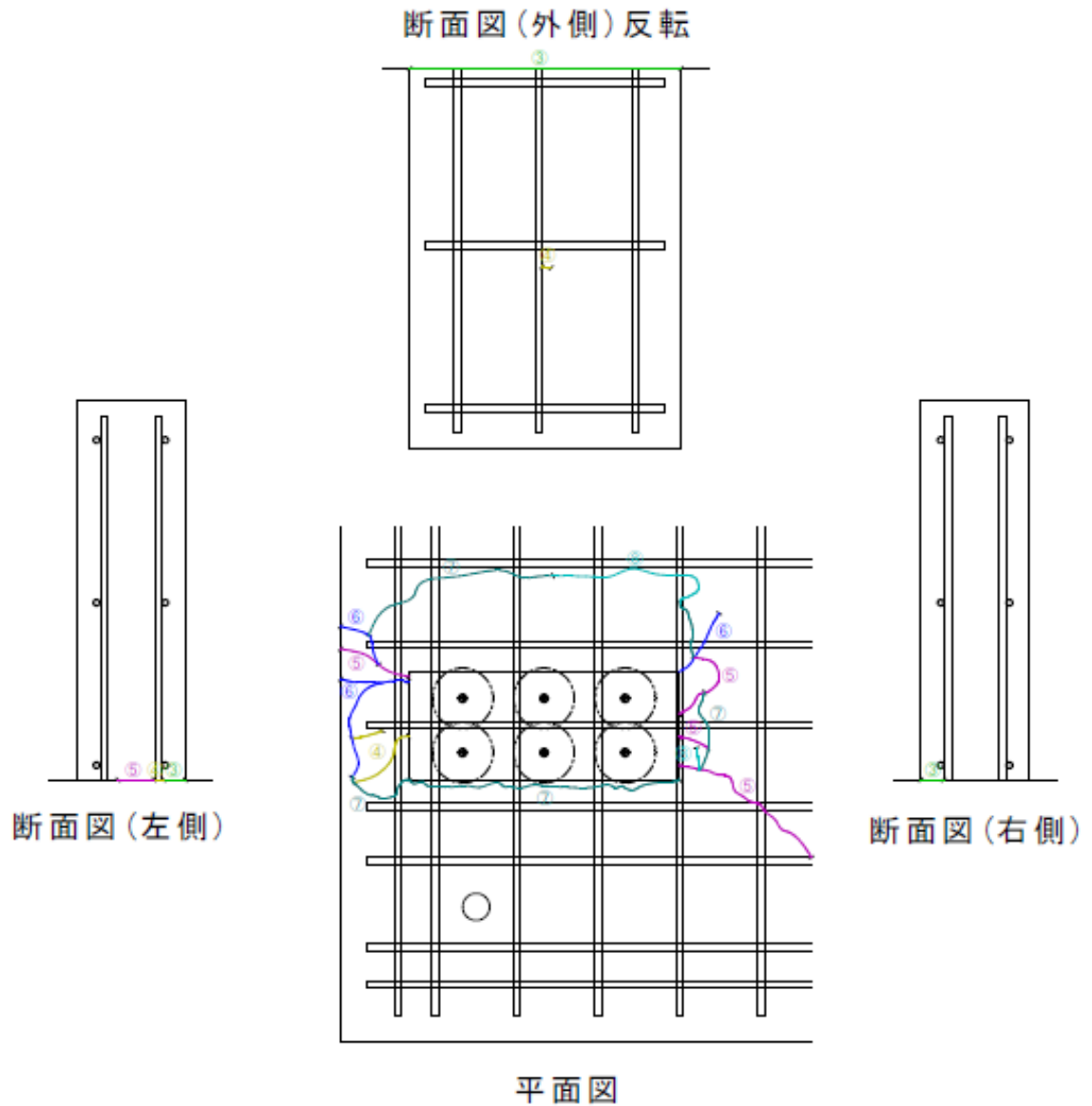


図 3.4.6-20 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.5L)

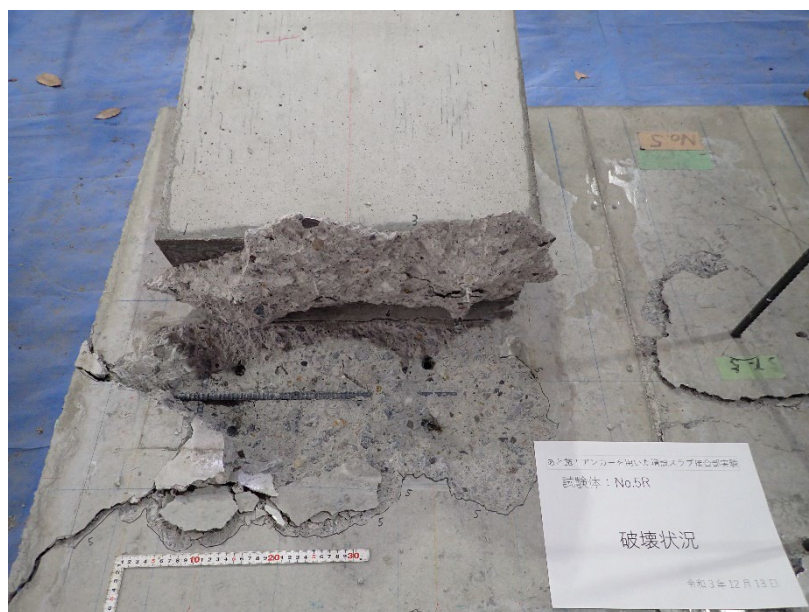
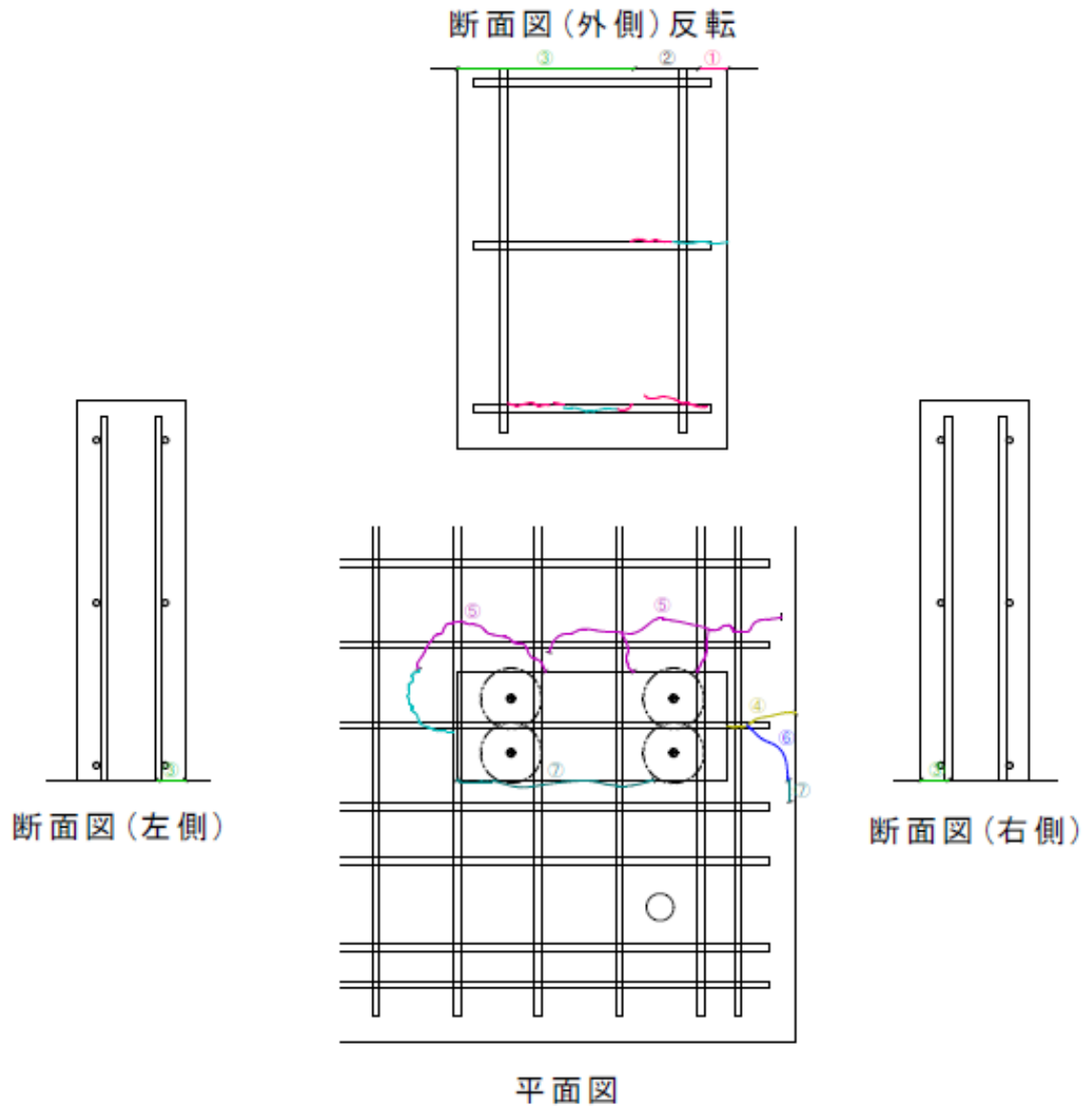


図 3.4.6-21 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.5R)

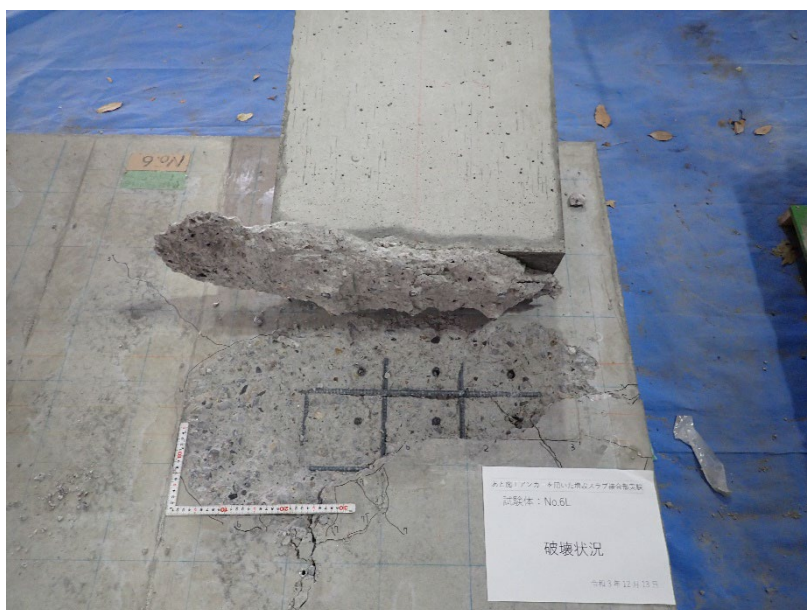
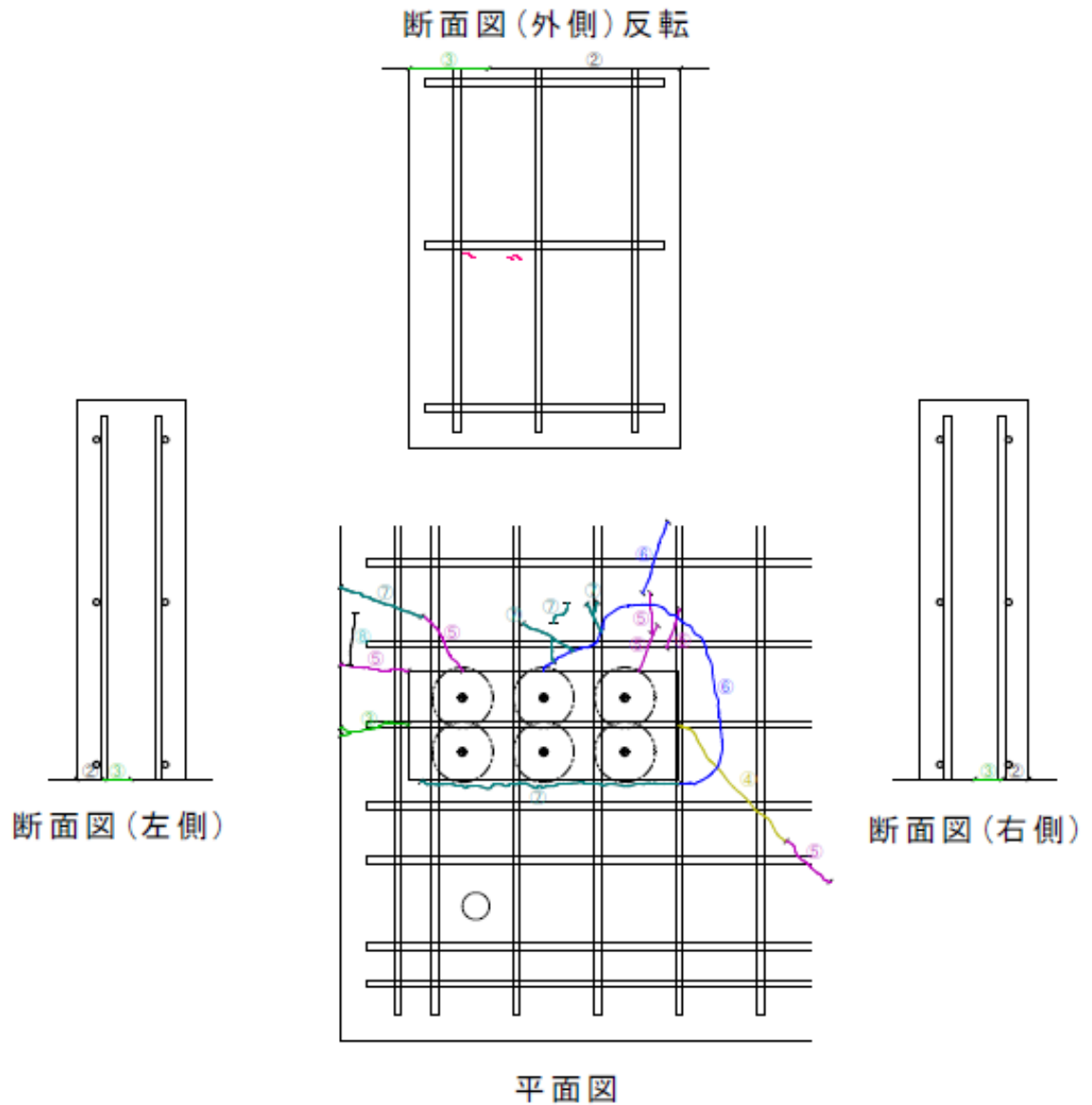


図 3.4.6-22 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.6L)

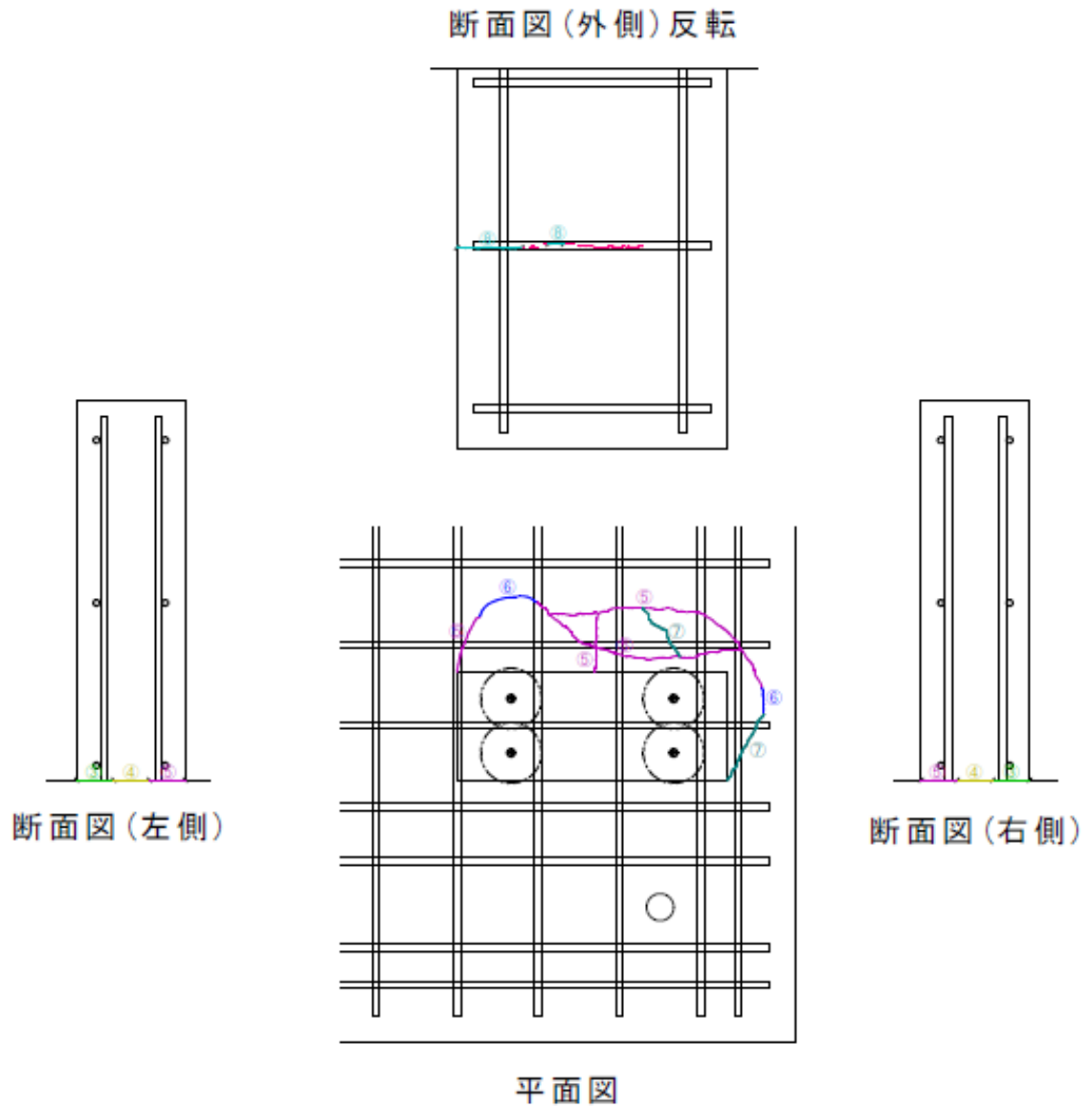


図 3.4.6-23 ひび割れ図および最終破壊状況写真 (No.6R)

3.4.6-4 あと施工アンカー単体引張実験結果

あと施工アンカー単体の引張実験は、単調載荷で、あと施工アンカーの鉄筋降伏が確認できるか載荷し、鉄筋降伏を超える試験体については、材料試験で確認されている鉄筋破断強度の手前まで載荷して除荷した。

(1)荷重・変形関係

単体引張実験結果のうち荷重、抜け出し変形および最終破壊形式に関する一覧を表3.4.6-3に示す。また、荷重-抜け出し変位の関係図を図3.4.6-24～図3.4.6-30に示す。

有効埋め込み長さが浅い5daの試験体を除き鋼材降伏の値を超える挙動を示していた。5daの試験体は、鋼材降伏前にコーン状破壊を示していた。

また、溝切り加工を施した試験体は降伏荷重が小さく出ているが、これは溝切りによって鉄筋の断面積が現象したことに起因したものである。その現象はひずみゲージの貼り方による違いを検証するために行った付着試験においても同様の結果となっている。

表 3.4.6-3 あと施工アンカー単体引張実験結果一覧（荷重・変位・破壊形式）

試験内容	試験体名	埋込長さ	ゲージ	拘束鉄筋	最大荷重			降伏荷重			最終破壊形状		
					荷重 (kN)	変位 (mm) 最大荷重時	平均値 (変位)	荷重 (kN)	変位 (mm) 降伏荷重時	平均値 (変位)			
引張試験	1T-1	20da	無	有	57.74	4.16	57.91	46.15	0.24	43.58	鋼材降伏+コーン(73*73)		
	1T-2		有(溝)		57.14	8.31		39.76	0.49		鋼材降伏+コーン(50*46)		
	1T-3		無		58.83	5.06		(5.84)	44.84		0.51	(0.41)	鋼材降伏+コーン(78*78)
	2T-1	12da	有(溝)	有	57.75	7.92	56.93	40.15	0.84	42.26	鋼材降伏+コーン(100*106)		
	2T-2		有(溝)		56.14	7.97		39.76	0.40		鋼材降伏+コーン(95*105)		
	2T-3		有(溝)		56.35	7.32		40.45	0.37		鋼材降伏+コーン(65*76)		
	2T-4		無		58.30	4.14		(6.15)	45.95		0.33	(0.43)	鋼材降伏+コーン(75*62)
	2T-5		無		56.09	3.42		45.02	0.23		鋼材降伏+コーン(94*84)		
	4T-1	12da	有(溝)	無	55.23	7.02	56.93	41.60	0.77	43.09	鋼材降伏+コーン(149*150)		
	4T-2		有(溝)		54.29	6.53		40.75	1.48		鋼材降伏+コーン(75*74)		
	4T-3		有(溝)		56.33	7.68		40.91	1.40		鋼材降伏+コーン(73*89)		
	4T-4		無		59.39	5.64		(6.7)	45.75		0.46	(1.2)	鋼材降伏+コーン(132*149)
	4T-5		無		59.39	6.66		46.44	1.91		鋼材降伏+コーン(128*117)		
	5T-1	5da	有(溝)	有	28.41	0.90	32.23	—	—	—	コーン(175*191)		
	5T-2		有(溝)		33.00	1.56		—	—		コーン(313*532)		
5T-3	有(溝)		30.55		1.33	—		—	コーン(391*309)				
5T-4	無		31.80		0.43	(1.04)		—	—		コーン(394*239)		
5T-5	無		37.40		0.99	—		—	—		コーン(234*272)		
付着試験	3T-1	12da	有	有	63.83	8.49	61.82	45.84	0.99	41.06	鋼材降伏		
	3T-2		有		62.94	7.98		46.25	1.20		鋼材降伏		
	3T-3		有		62.05	8.24		44.24	1.35		鋼材降伏		
	3T-4		有		60.19	7.92	(7.47)	30.36	1.67	(1.39)	鋼材降伏		
	3T-5		有		60.07	4.73	38.60	1.75	鋼材降伏				
	3T-6		有(溝)		56.55	6.82	56.74	34.35	1.04	37.60	鋼材降伏		
	3T-7		有(溝)		58.02	7.75		40.54	1.16		鋼材降伏		
	3T-8		有(溝)		56.05	7.92		32.25	1.59		鋼材降伏		
	3T-9		有(溝)		56.86	8.06	(7.58)	39.79	0.92	(1.06)	鋼材降伏		
	3T-10		有(溝)		56.24	7.32	41.05	0.59	鋼材降伏				
	3T-11		無		62.15	5.49	63.77	43.30	1.83	44.98	鋼材降伏		
	3T-12		無		64.06	5.76		44.95	0.97		鋼材降伏		
	3T-13		無		64.69	5.17		45.84	0.54		鋼材降伏		
	3T-14		無		64.03	6.33	(5.76)	45.26	1.28	(1.14)	鋼材降伏		
	3T-15		無		63.90	6.04	45.54	1.09	鋼材降伏				

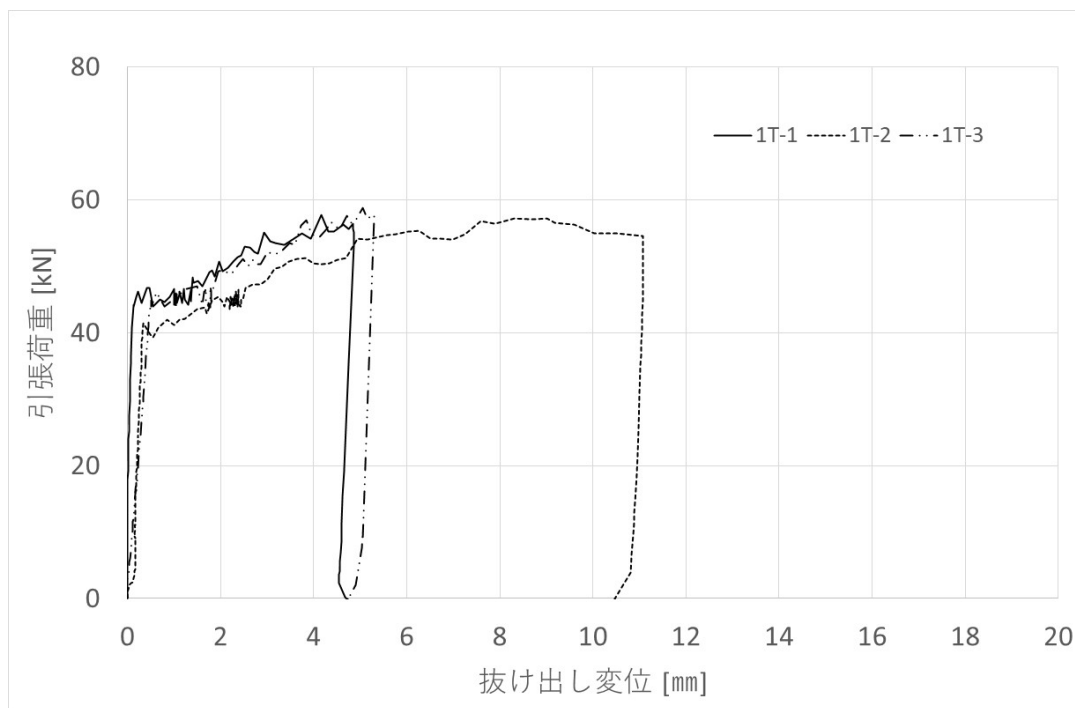


図 3.4.6-24 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(1T-1～1T-3)

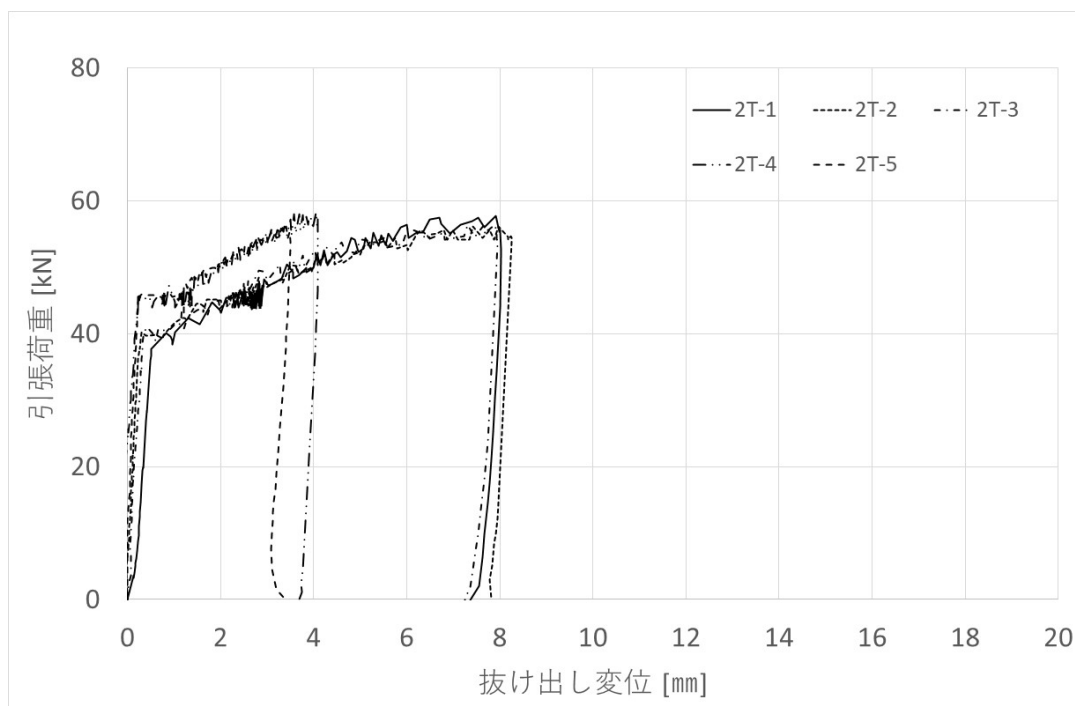


図 3.4.6-25 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(2T-1～2T-5)

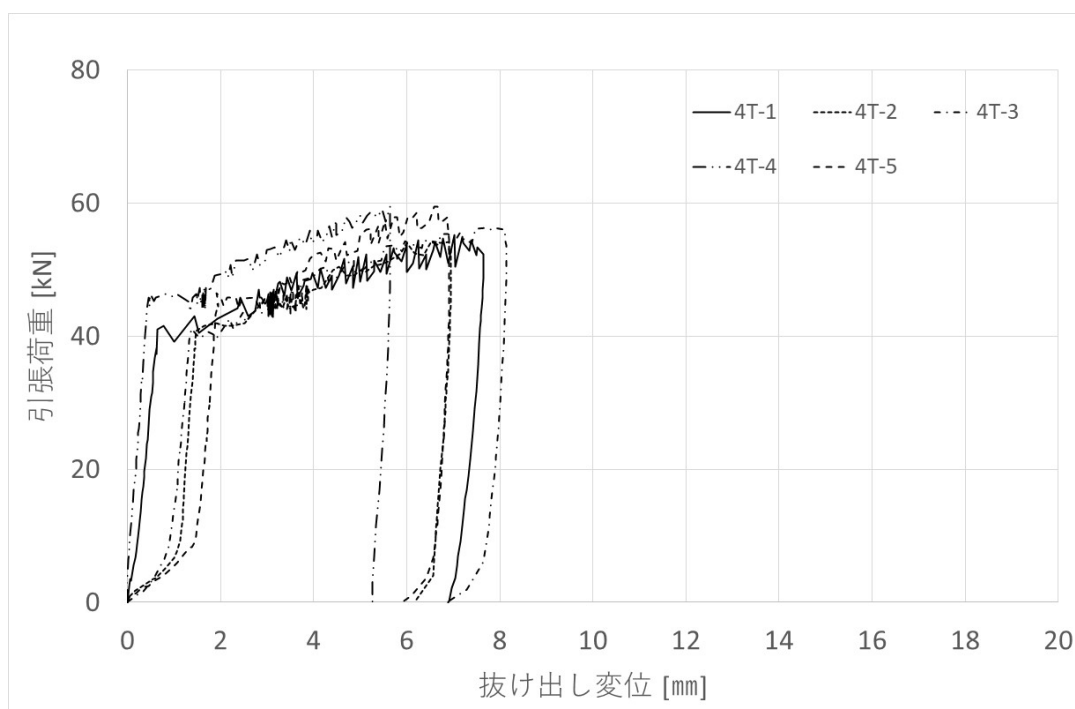


図 3.4.6-26 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(4T-1～4T-5)

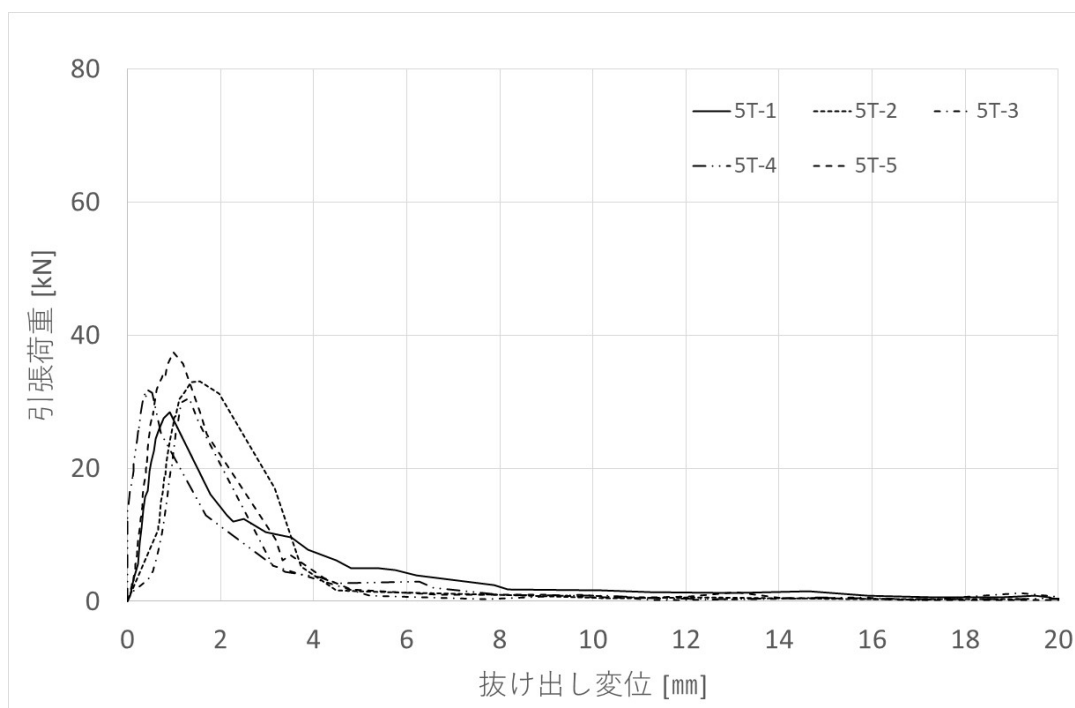


図 3.4.6-27 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(5T-1～5T-5)

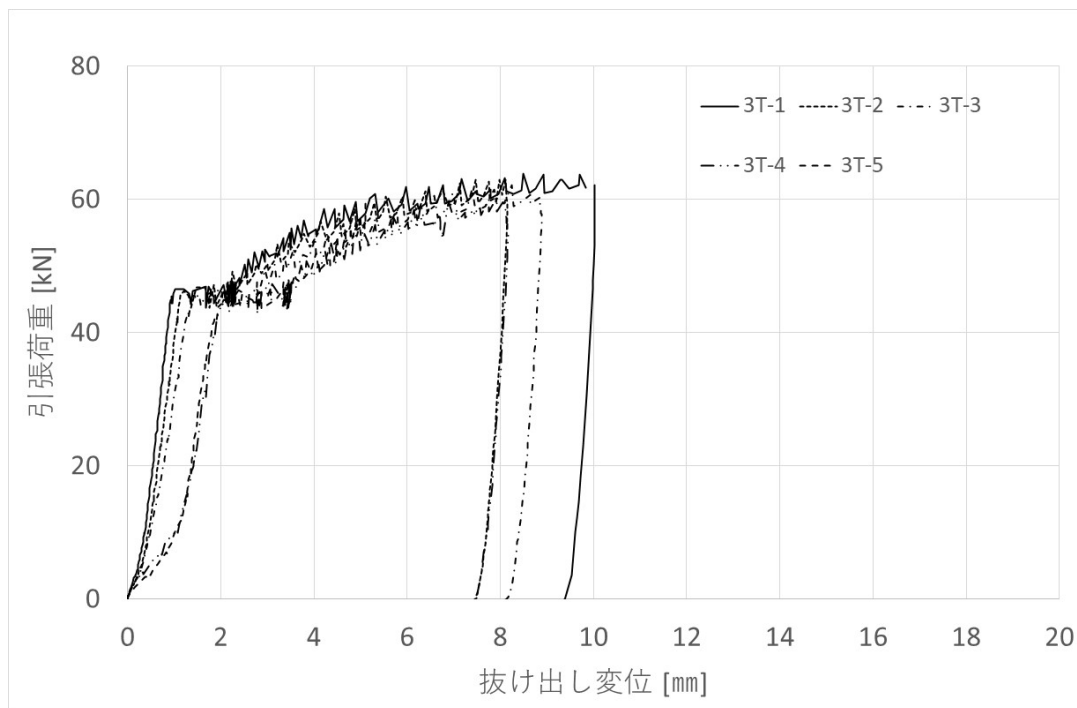


図 3.4.6-28 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(3T-1～3T-5)

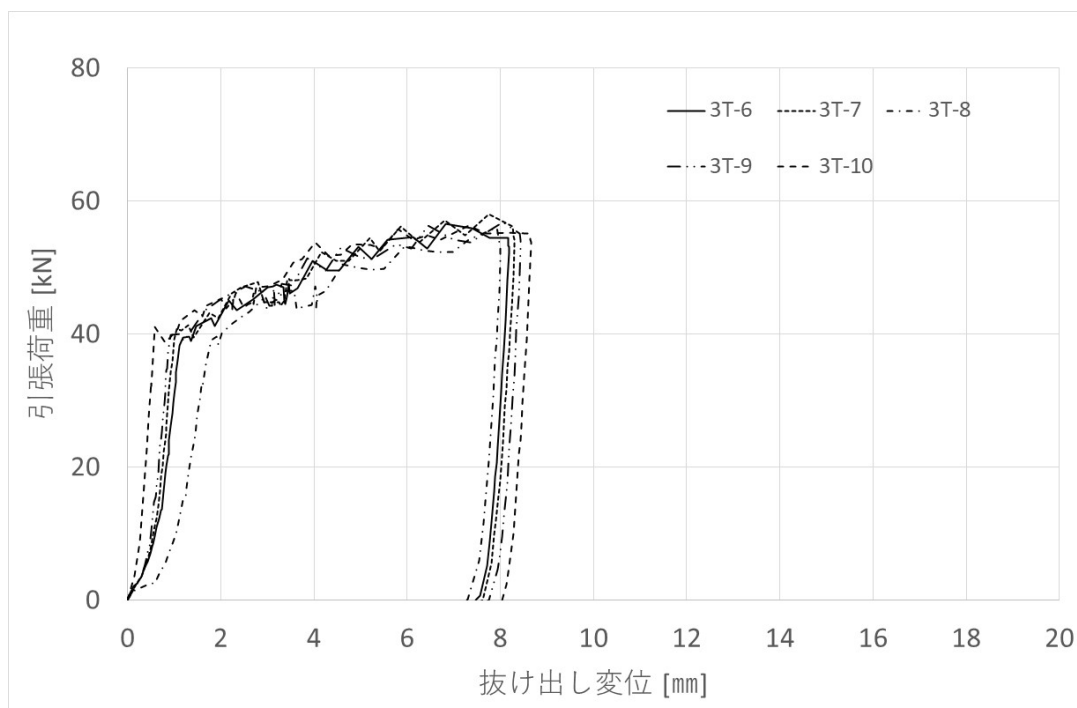


図 3.4.6-29 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(3T-6～3T-10)

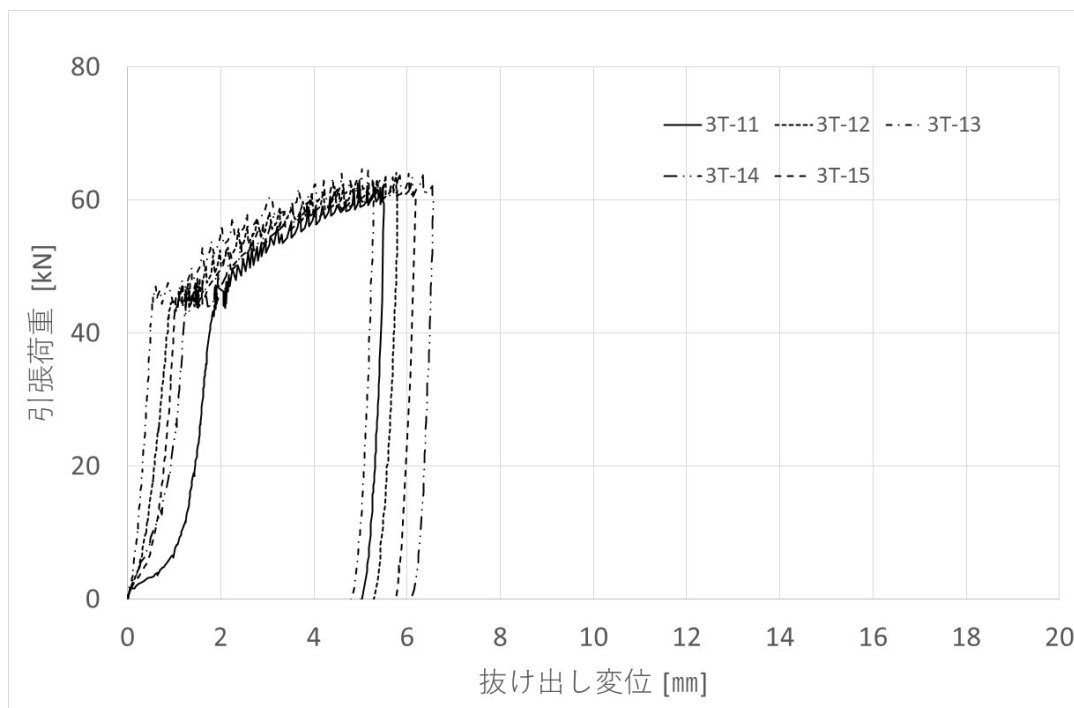


図 3.4.6-30 あと施工アンカー単体引張荷重－抜け出し変位関係(3T-11～3T-15)

(2) 荷重・ひずみ関係

あと施工アンカー単体の引張実験においてひずみを計測した試験体の結果一覧を表 3.4.6-4～表 3.4.6-5 に示す。また、各計測位置のひずみの関係を図 3.4.6-31～図 3.4.6-32 に示す。

ひずみは各試験体の降伏荷重時と終局荷重時を示している。埋込長さが 5da と浅い 5T-1～5T-3 の試験体を除き、埋込長さ方向のひずみ分布は同じような分布を示しており、鋼材降伏時は、孔口のひずみが降伏を示し、終局荷重時には、孔口から 4da まで降伏ひずみに達している。この傾向は、3T-1～3T-10 の付着試験体でも同様の傾向が確認されており、鋼材降伏する長さが埋め込まれた試験体(12da 以上)では同様の傾向になると推察される。

表 3.4.6-4 あと施工アンカー単体引張実験におけるひずみ分布 (引張試験)

試験体名 埋込長さ		引張試験ひずみ(μ)									
		1T-2	2T-1	2T-2	2T-3	4T-1	4T-2	4T-3	5T-1	5T-2	5T-3
降伏荷重(kN)		39.76	40.15	39.76	40.45	41.60	40.75	40.91	—	—	—
終局荷重(kN)		57.14	57.75	56.14	56.35	55.23	54.29	56.33	28.41	33.00	30.55
降伏 荷重	孔口	10188	14951	2590	2087	10020	2059	3878	—	—	—
	-4da	1304	1256	1265	1235	1341	1251	1198	—	—	—
	-8da	715	529	600	576	580	556	585			
	-12da(11da)	266	233	216	195	217	202	200			
	-16da	79									
終局 荷重	孔口	切断	切断	切断	切断	88877	77024	切断	1266	1469	1397
	-4da	26778	切断	切断	切断	切断	切断	切断	568	635	536
	-8da	1301	1106	1197	1045	1237	954	1050			
	-12da	683	524	471	395	483	398	409			
	-16da	266									

表 3.4.6-4 あと施工アンカー単体引張実験におけるひずみ分布（付着試験）

試験体名 埋込長さ	付着試験ひずみ(μ)										
	一般的なゲージ					溝切り鉄筋によるゲージ					
	3T-1	3T-2	3T-3	3T-4	3T-5	3T-6	3T-7	3T-8	3T-9	3T-10	
降伏荷重(kN)	45.84	46.25	44.24	30.36	38.60	34.35	40.54	32.25	39.79	41.05	
終局荷重(kN)	63.83	62.94	62.05	60.19	60.07	56.55	58.02	56.05	56.86	56.24	
降伏 荷重	孔口	3101	6613	2001	2086	2063	2022	2303	2057	2565	2227
	-4da	1359	1334	1287	866	955	812	1301	897	974	1203
	-8da	644	695	641	367	426	419	631	434	452	553
	-12da(11da)	132	228	131	106	105	128	195	111	118	192
	-16da										
終局 荷重	孔口	切断	66193	45853	52048	37525	切断	125879	116585	切断	94915
	-4da	29895	24680	26564	18592	1735	切断	切断	切断	切断	切断
	-8da	1060	1039	970	795	747	切断	切断	960	788	950
	-12da	203	342	178	155	142	343	切断	切断	269	384
	-16da										

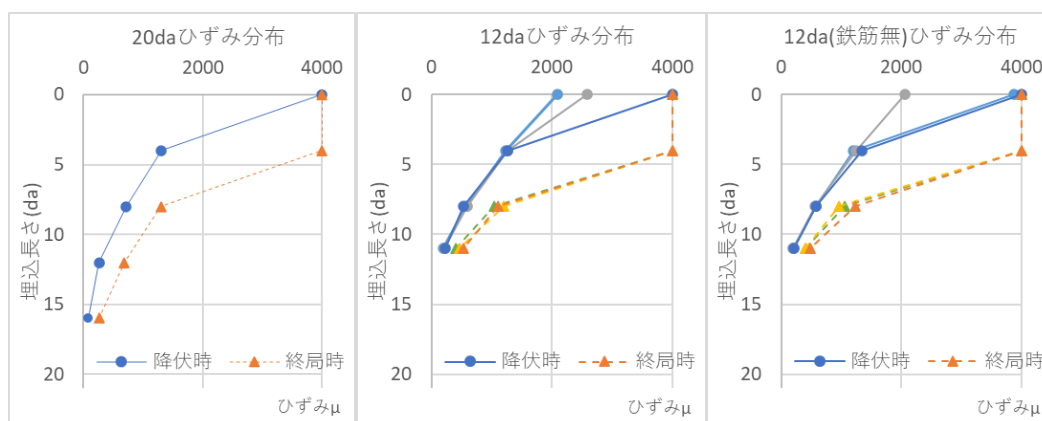


図 3.4.6-30 あと施工アンカー単体引張実験におけるひずみ分布図（鋼材降伏）

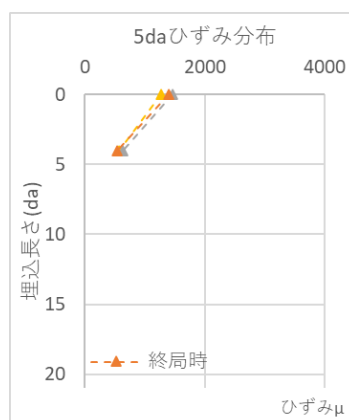


図 3.4.6-31 あと施工アンカー単体引張実験におけるひずみ分布図（コーン破壊）

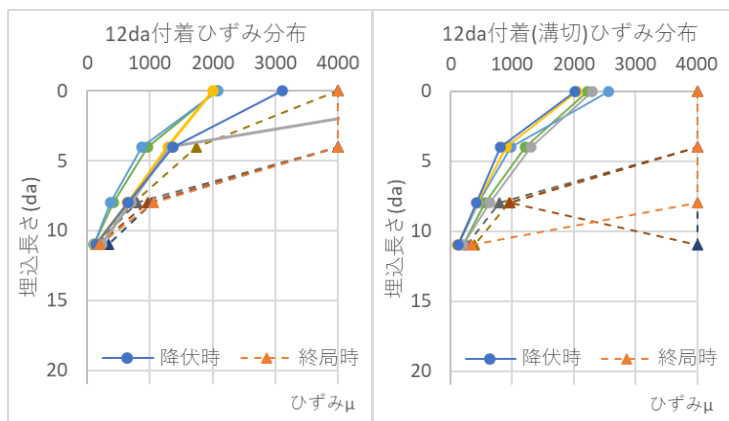


図 3.4.6-32 あと施工アンカー単体引張実験におけるひずみ分布図 (付着試験)

(3) 破壊状況

あと施工アンカー単体の引張実験の最終破壊状況について写真 3.4.6-1～写真 3.4.6-5 に示す。

埋込長さが長い(12da 以上)引張試験体(1T-1～1T-3, 2T-1～2T-5, 4T-1～4T-5)については、鋼材降伏後のコーン破壊が確認される。また、埋込長さが浅い(5da)引張試験体(5T-1～5T-5)については大きなコーン破壊が確認される。なお、付着試験体(3T-1～3T-15)については、目に見える破壊は確認されなかった。

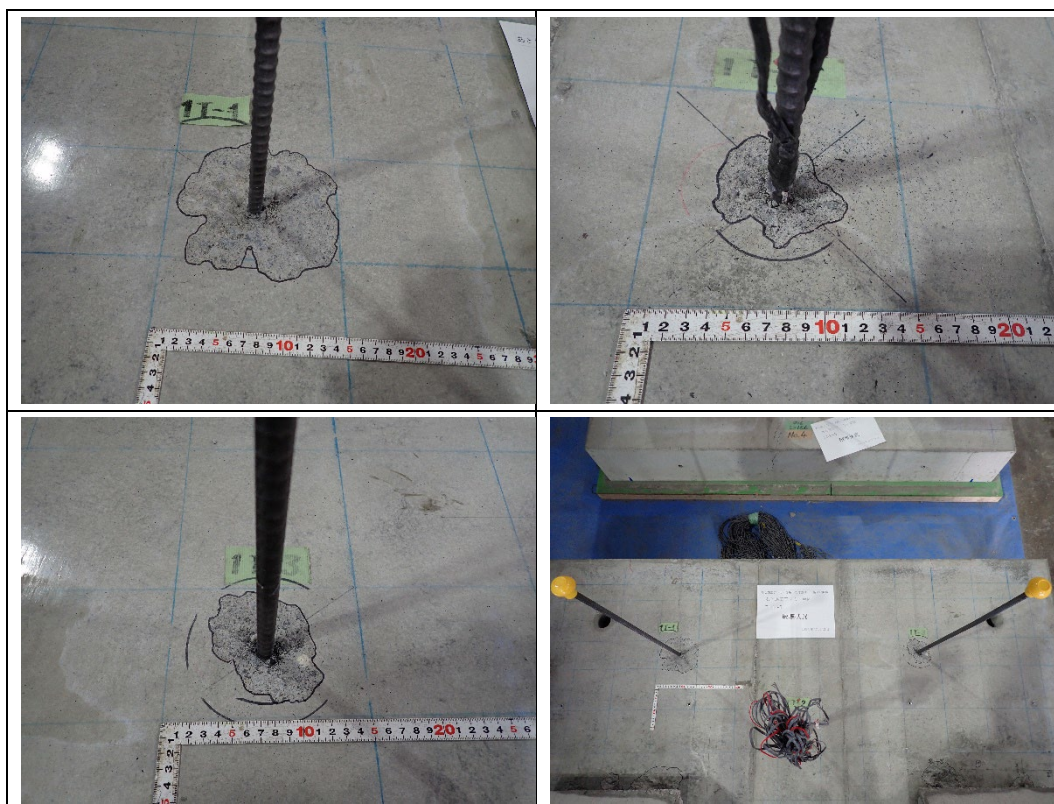


写真 3.4.6-1 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (1T-1～1T-3)

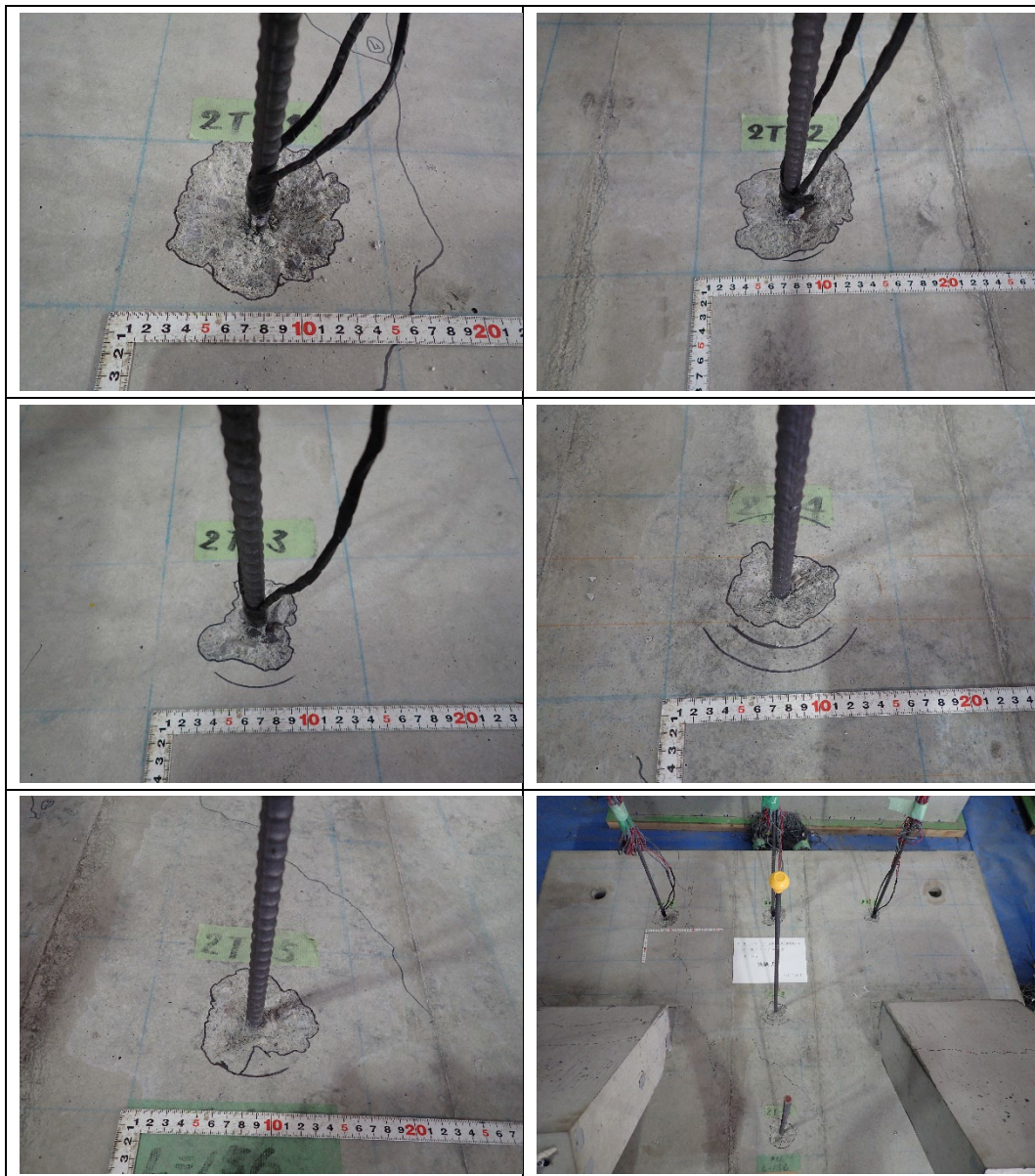


写真 3.4.6-2 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (2T-1～2T-5)

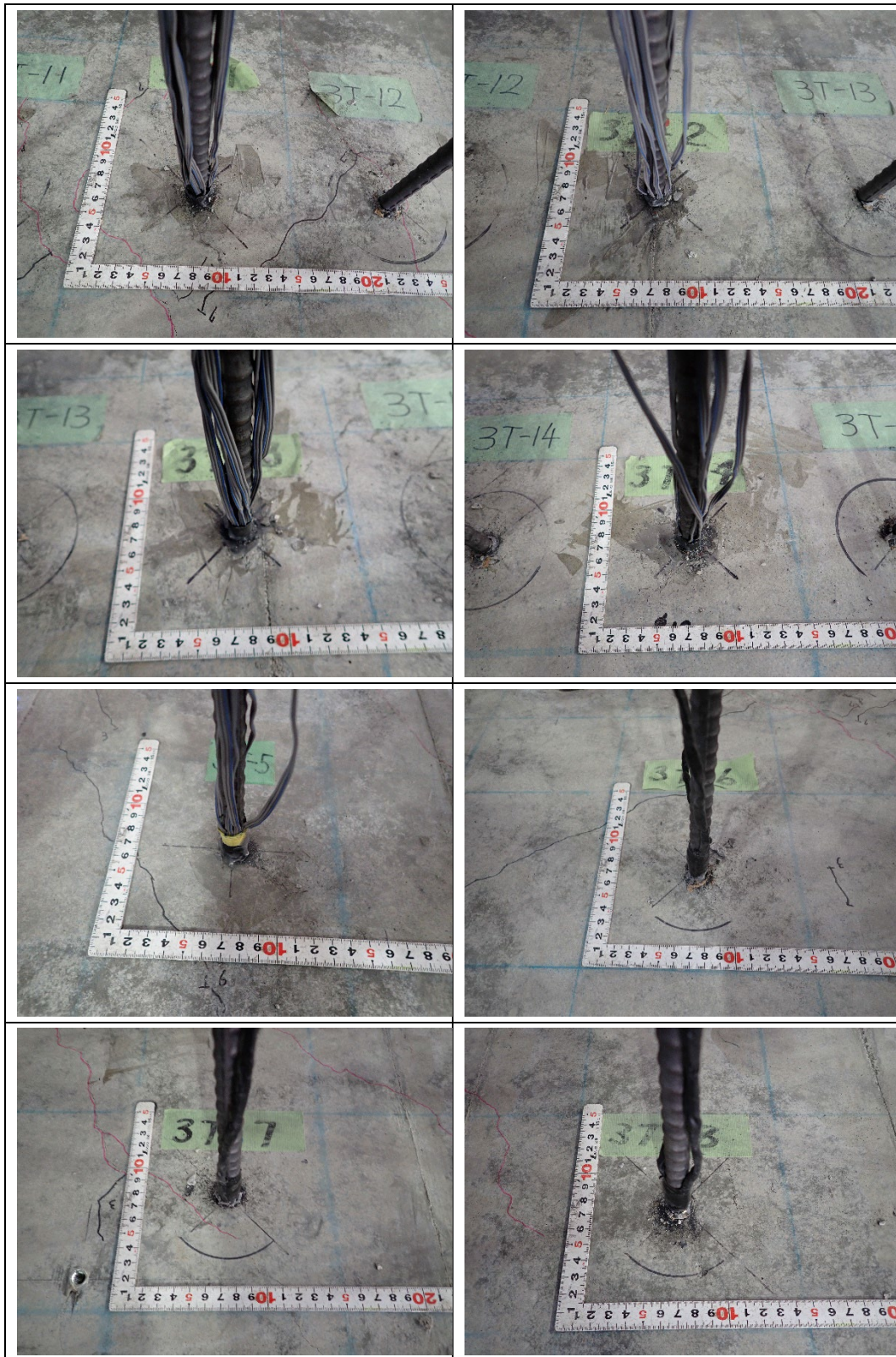


写真 3.4.6-3 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (3T-1～3T-8)

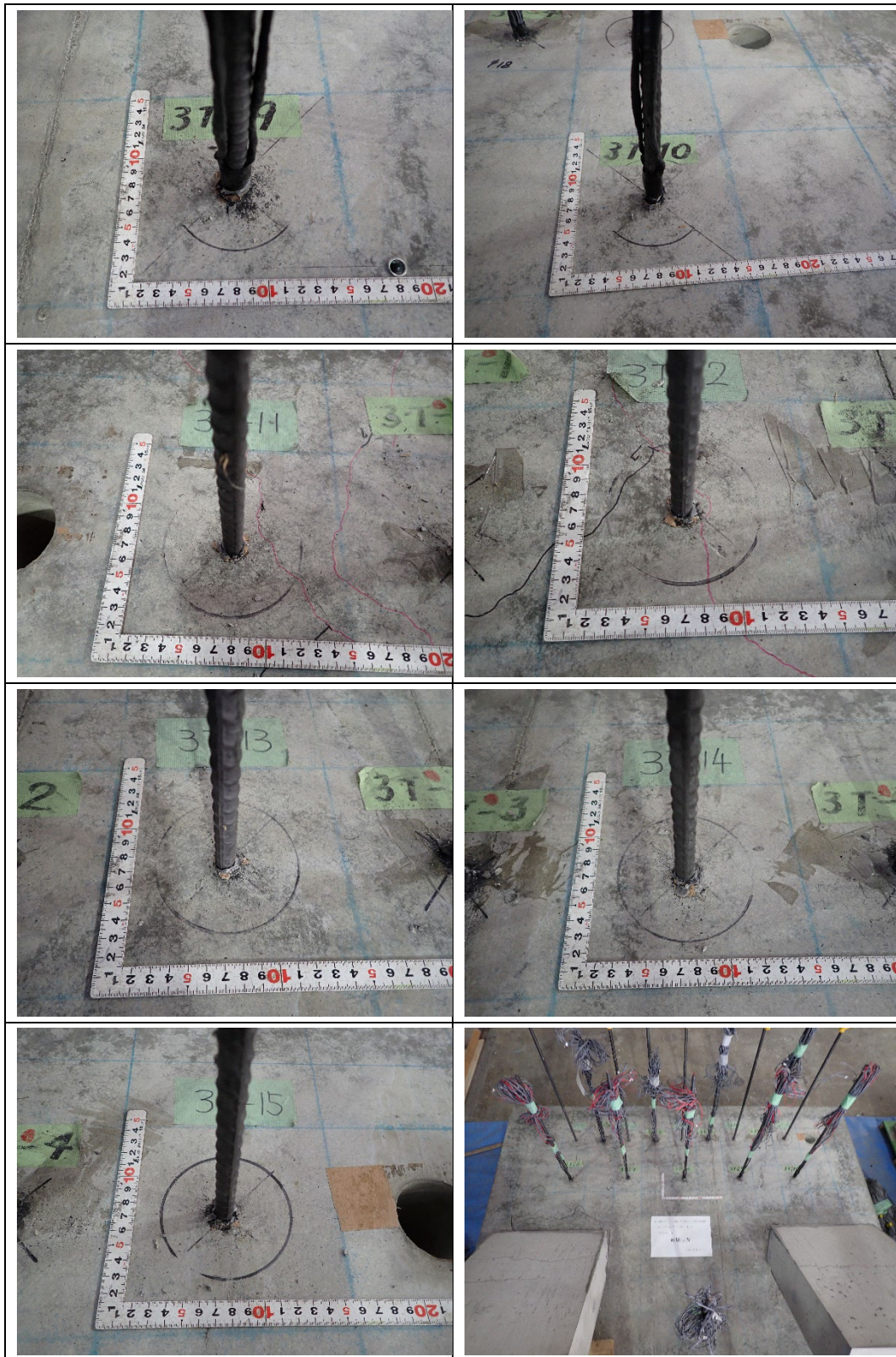


写真 3.4.6-4 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (3T-9～3T-15)

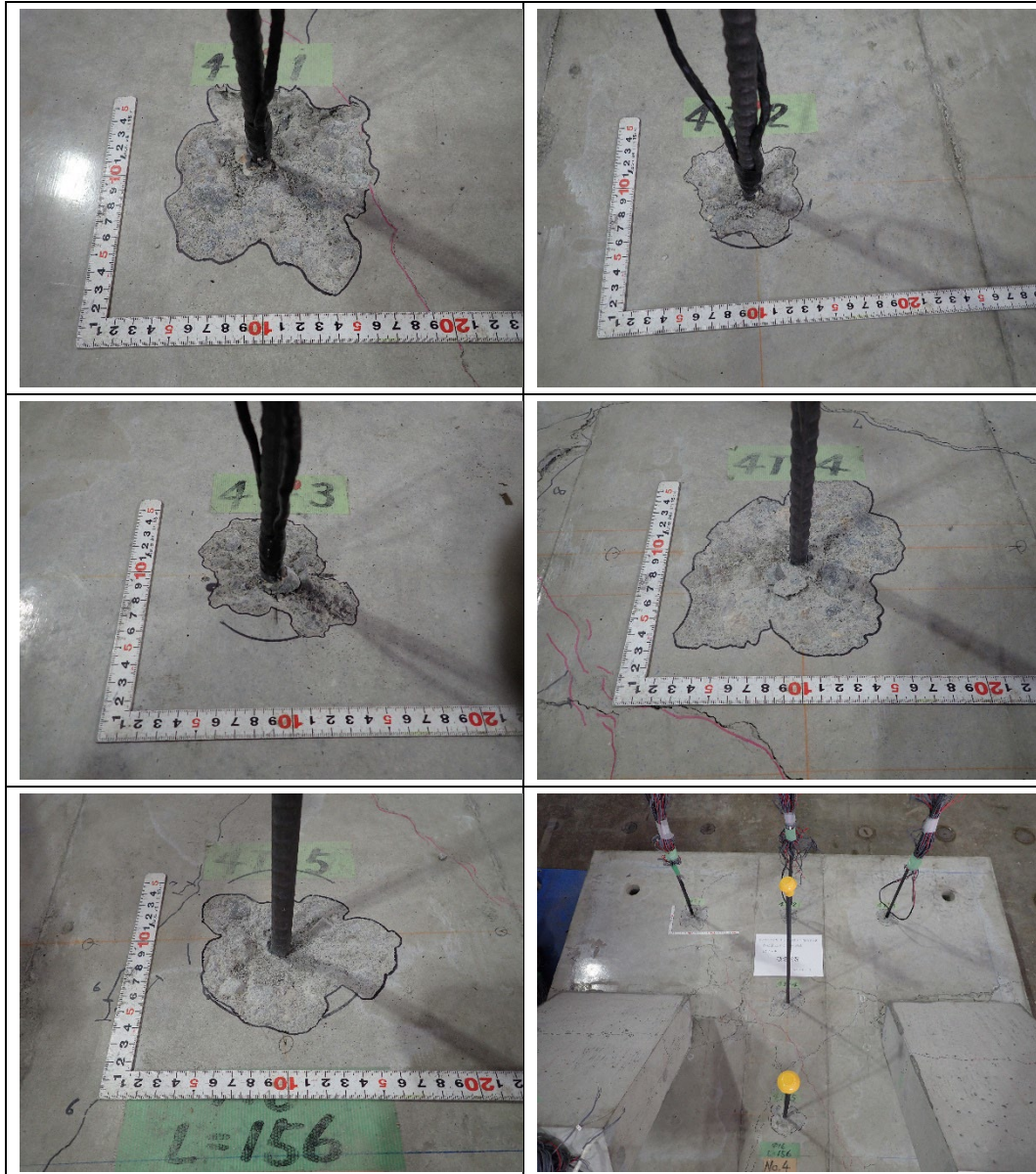


写真 3.4.6-5 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (4T-1～4T-5)

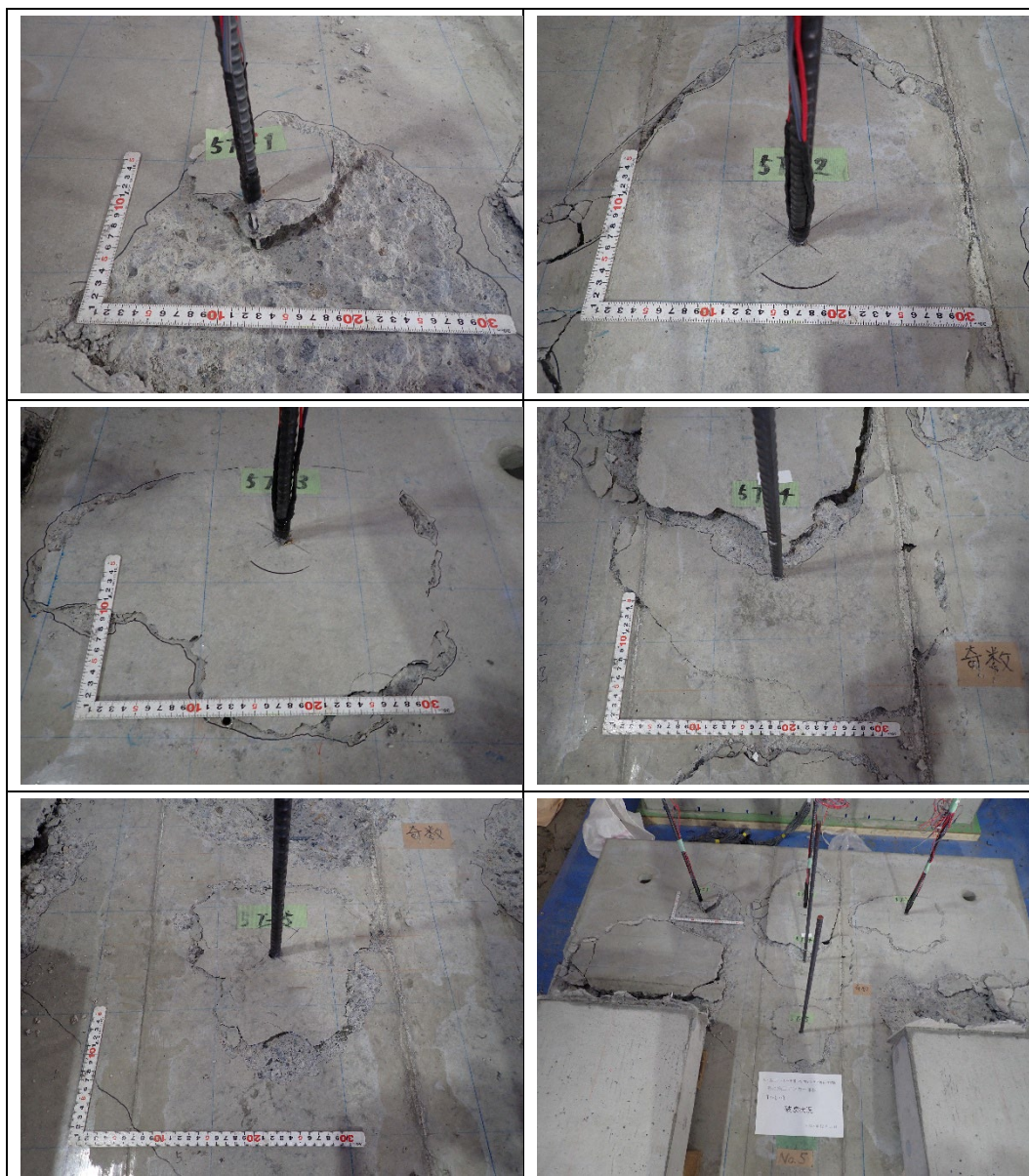


写真 3.4.6-6 あと施工アンカー単体実験破壊状況 (5T-1～5T-5)

3.4.7 考察

3.4.7-1 あと施工アンカー単体引張実験の各種比較

あと施工アンカー単体引張実験について、スラブ接合部実験の考察のために以下について考察する。

(1)計算値との比較

引張試験結果と計算値を比較した一覧を表 3.4.7-1 に示す。

最終破壊形状が鋼材降伏後にコーン破壊を起こしている試験体(埋込長さ 20da および 12da の全て)では、実験での降伏荷重が鉄筋の鋼材降伏から決まる設計値と比較して 0.97~1.06 倍の範囲でほぼ整合していると言える。若干下回った試験体は何れもゲージを貼り付けるために溝切り加工した試験体であり、溝切り加工のばらつきによって鋼材の断面積の違いが影響した可能性はあるが微小なばらつきであった。なお、降伏後の最大荷重のは、54.29~58.83kN であり、埋込長さやゲージ有無、鉄筋による拘束などの影響は微小で、どの試験体も同じような結果となった。

一方、最終破壊形状がコーン破壊の試験体(埋込長さが 5da と短い試験体)では、実験での最大荷重がコンクリートのコーン破壊で決まる設計値と比較して 2.05~2.69 倍の値が確認された。

表 3.4.7-1 引張試験結果と計算値の比較

試験内容	試験体名	埋込長さ	ゲージ	拘束鉄筋	最大荷重 (kN)	降伏荷重 (kN)	最終破壊形状	計算値 (kN)	実験値(最大) /計算値	実験値(降伏) /計算値
引張試験	1T-1	20da	無	有	57.74	46.15	鋼材降伏+コーン	43.82	1.32	1.05
	1T-2		有(溝)		57.14	39.76	鋼材降伏+コーン	40.92	1.40	0.97
	1T-3		無		58.83	44.84	鋼材降伏+コーン	43.82	1.34	1.02
	2T-1	12da	有(溝)	有	57.75	40.15	鋼材降伏+コーン	40.92	1.41	0.98
	2T-2		有(溝)		56.14	39.76	鋼材降伏+コーン	40.92	1.37	0.97
	2T-3		有(溝)		56.35	40.45	鋼材降伏+コーン	40.92	1.38	0.99
	2T-4		無		58.30	45.95	鋼材降伏+コーン	43.82	1.33	1.05
	2T-5		無		56.09	45.02	鋼材降伏+コーン	43.82	1.28	1.03
	4T-1	12da	有(溝)	無	55.23	41.60	鋼材降伏+コーン	40.92	1.35	1.02
	4T-2		有(溝)		54.29	40.75	鋼材降伏+コーン	40.92	1.33	1.00
	4T-3		有(溝)		56.33	40.91	鋼材降伏+コーン	40.92	1.38	1.00
	4T-4		無		59.39	45.75	鋼材降伏+コーン	43.82	1.36	1.04
	4T-5		無		59.39	46.44	鋼材降伏+コーン	43.82	1.36	1.06
	5T-1	5da	有(溝)	有	28.41	-	コーン	13.89	2.05	-
	5T-2		有(溝)		33.00	-	コーン	13.89	2.38	-
	5T-3		有(溝)		30.55	-	コーン	13.89	2.20	-
	5T-4		無		31.80	-	コーン	13.89	2.29	-
	5T-5		無		37.40	-	コーン	13.89	2.69	-

(2)コーン破壊による影響

引張試験のいずれの試験体でもコーン破壊が確認されたため、実測されたコーン破壊面積による実測値とコーン破壊の計算値を比較した結果を表 3.4.7-2 に示す。

鋼材降伏後にコーン破壊している試験体において確認されたコーン破壊面積は計算上のコーン破壊面積に比べて著しく小さいため、計算値と比較すると埋込長さが 20da のもので 0.01~0.02 倍と極めて小さく、12da のものでも 0.05~0.23 倍と同様に小さい値となった。しかし、実際に計測された最大荷重はコーン破壊面積によらず、

ほぼ材料試験における鋼材の引張強度を示しており、また付着試験においても同様の結果になっていることから、鋼材降伏後に見られたコーン破壊は鋼材降伏時に孔口から 4da 付近で確認された鉄筋の伸び変形(表 3.4.6-1 および図 3.4.6-1 参照)によって、鋼材降伏後にコンクリート表面をコーン破壊させたものではないかと推察される。そのことを踏まえると埋込長さが長い試験体では、表層部分のコーン破壊は見られるが、鋼材降伏強度から求まる計算値が実測値に近いと考えられる。

一方、最終破壊形状がコーン破壊の試験体において確認されたコーン破壊面積は計算上のコーン破壊面積に比べて著しく大きいため、計算値と比較すると 1.98~9.85 倍と大きく、ばらつきも大きい値となった。しかし、実際に計測された最大荷重はコーン破壊実測値ほどばらつきがないことから、コーン破壊のみの計算値で実験値が評価できないことが確認された。

表 3.4.7-2 コーン破壊を考慮した計算値と実験値の比較

試験内容	試験体名	埋込長さ	ゲージ	拘束鉄筋	最大荷重 (kN)	最終破壊形状 (コーン直径(mm))	コーン破壊実測面積 (mm ²)	コーン破壊実測値 (kN)	コーン破壊計算値 (kN)	コーン破壊実測値 / 計算値		
引張試験	1T-1	20da	無	有	57.74	鋼材降伏+コーン(73*73)	4185	4.38	222.23	0.02		
	1T-2		有(溝)		57.14	鋼材降伏+コーン(50*46)	1806	1.89	222.23	0.01		
	1T-3		無		58.83	鋼材降伏+コーン(78*78)	4778	5.00	222.23	0.02		
	2T-1	12da	有(溝)	有	57.75	鋼材降伏+コーン(100*106)	8325	8.71	80.00	0.11		
	2T-2		有(溝)		56.14	鋼材降伏+コーン(95*105)	7834	8.20	80.00	0.10		
	2T-3		有(溝)		56.35	鋼材降伏+コーン(65*76)	3880	4.06	80.00	0.05		
	2T-4		無		58.30	鋼材降伏+コーン(75*62)	3652	3.82	80.00	0.05		
	2T-5		無		56.09	鋼材降伏+コーン(94*84)	6202	6.49	80.00	0.08		
	4T-1		12da		有(溝)	無	55.23	鋼材降伏+コーン(149*150)	17554	18.37	80.00	0.23
	4T-2				有(溝)		54.29	鋼材降伏+コーン(75*74)	4359	4.56	80.00	0.06
	4T-3	有(溝)		56.33	鋼材降伏+コーン(73*89)		5103	5.34	80.00	0.07		
	4T-4	無		59.39	鋼材降伏+コーン(132*149)		15447	16.16	80.00	0.20		
	4T-5	無		59.39	鋼材降伏+コーン(128*117)		11762	12.31	80.00	0.15		
	5T-1	5da	有(溝)	有	28.41	コーン(175*191)	26252	27.47	13.89	1.98		
	5T-2		有(溝)		33.00	コーン(313*532)	130781	136.85	13.89	9.85		
	5T-3		有(溝)		30.55	コーン(391*309)	94891	99.30	13.89	7.15		
	5T-4		無		31.80	コーン(394*239)	73958	77.39	13.89	5.57		
	5T-5		無		37.40	コーン(234*272)	49989	52.31	13.89	3.77		

(3)あと施工アンカーにおけるひずみゲージの貼り方の検証

あと施工アンカーの孔内の鉄筋のひずみを計測する場合、孔内の接着剤と鉄筋の間に防水テープなどの養生やリード線などによってひずみゲージを貼らない場合と条件が異なっているのが現状である。その問題の解決のため、本実験では、接合部実験で計測したあと施工アンカー内のひずみはひずみゲージを異形鉄筋の縦筋に溝切り加工を施して貼り付けて計測を行っている。

それらのひずみゲージの貼り方による違いを検証するために行ったあと施工アンカー単体の付着試験結果一覧を表 3.4.7-3 に示す。

実験値と計算値を比較した結果、ひずみゲージを貼っていない試験体は降伏荷重に対して 0.99~1.05 倍とほぼ整合しているのに対して、通常のひずみゲージを貼った試験体は 0.69~1.06 倍、溝切り鉄筋にひずみゲージを貼った試験体は 0.79~1.00 倍とばらつきが大きく低い強度になっていることが確認された。ただし、最大強度はい

ずれの試験体もばらつきが少なく、ほぼ材料試験における鋼材の引張強度を示している。

今回実施した埋込長さであれば、溝切り加工によって鋼材の断面積が小さいため強度の違いはあるが、設計値で断面欠損分を考慮すれば、最大荷重時の評価に影響はなく、降伏荷重時を評価する場合は、ばらつきがあることが分かった。これは、ひずみゲージを貼るか貼らないかの違いであり、貼り方による影響は確認されなかった。ただし、溝切り鉄筋にゲージを貼り付ける場合、リード線が細いことから鉄筋の伸びが大きくなると断線してしまうため、試験体製作の工夫は必要であると考えられる。

表 3.4.7-3 付着試験結果一覧

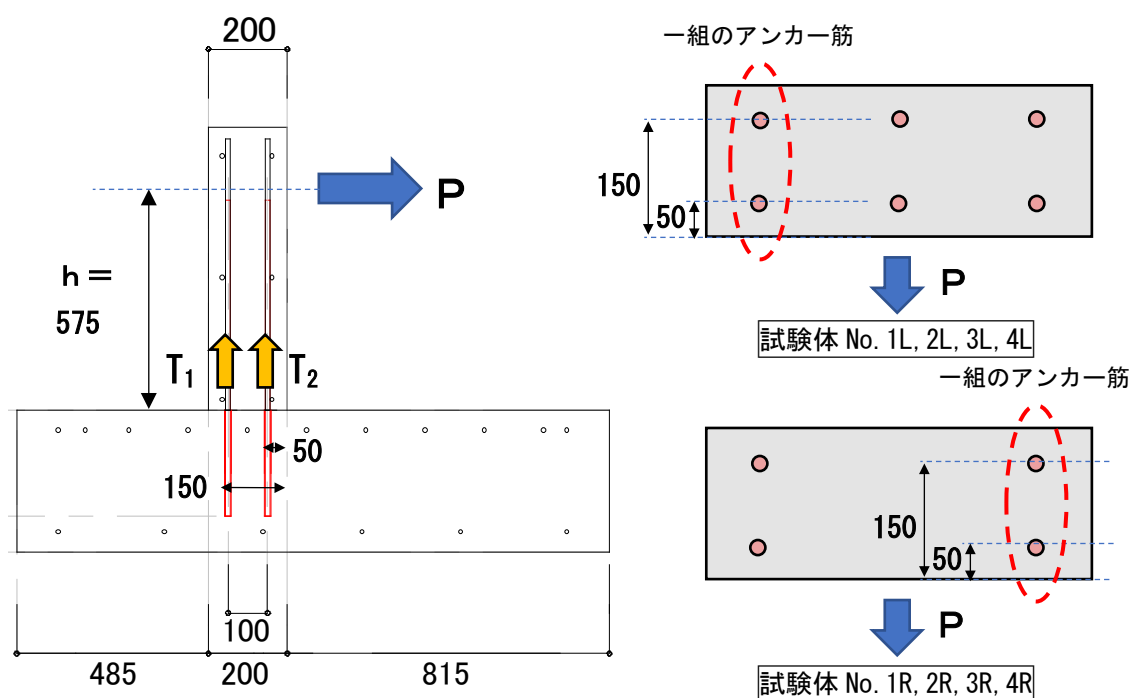
試験内容	試験体名	埋込長さ	ゲージ	最大荷重		降伏荷重		最終破壊形状	計算値 (kN)	実験値(降伏) /計算値
				荷重 (kN)	変位 (mm) 最大荷重時	荷重 (kN)	変位 (mm) 降伏荷重時			
付着試験	3T-1	12da	有	63.83	8.49	45.84	0.99	鋼材降伏	43.82	1.05
	3T-2		有	62.94	7.98	46.25	1.20	鋼材降伏	43.82	1.06
	3T-3		有	62.05	8.24	44.24	1.35	鋼材降伏	43.82	1.01
	3T-4		有	60.19	7.92	30.36	1.67	鋼材降伏	43.82	0.69
	3T-5		有	60.07	4.73	38.60	1.75	鋼材降伏	43.82	0.88
	3T-6		有(溝)	56.55	6.82	34.35	1.04	鋼材降伏	40.92	0.84
	3T-7		有(溝)	58.02	7.75	40.54	1.16	鋼材降伏	40.92	0.99
	3T-8		有(溝)	56.05	7.92	32.25	1.59	鋼材降伏	40.92	0.79
	3T-9		有(溝)	56.86	8.06	39.79	0.92	鋼材降伏	40.92	0.97
	3T-10		有(溝)	56.24	7.32	41.05	0.59	鋼材降伏	40.92	1.00
	3T-11		無	62.15	5.49	43.30	1.83	鋼材降伏	43.82	0.99
	3T-12		無	64.06	5.76	44.95	0.97	鋼材降伏	43.82	1.03
	3T-13		無	64.69	5.17	45.84	0.54	鋼材降伏	43.82	1.05
	3T-14		無	64.03	6.33	45.26	1.28	鋼材降伏	43.82	1.03
	3T-15		無	63.90	6.04	45.54	1.09	鋼材降伏	43.82	1.04

3.4.7-2 スラブ接合部実験における実験値と計算値との比較

あと施工アンカー単体の実験結果を用いて、スラブ接合部実験におけるあと施工アンカーの実験値と計算値の比較を行った。

図3.4.7-2に検討の模式図を示す。

本検討は、1Lから4Rまでの8試験体について、接合部実験で最大荷重時に全てのあと施工アンカー筋(引張側も圧縮側も)のひずみが引張降伏していることが確認されたことから、最大荷重時にスラブ接合部に生じる力は全てあと施工アンカー筋が負担すると仮定して、最大荷重から算出した全体曲げモーメントを内側と外側のそれぞれのあと施工アンカーがスラブ端部を起点に発生するモーメントで負担すると考え、あと施工アンカー単体の引張実験結果から計算値を算出して比較を行った。あと施工アンカー単体の降伏荷重を表3.4.7-2に示す。比較した結果を表3.4.7-3に示す。



$$(P \times h)/3 = T_1 \times 150 + T_2 \times 50 \quad (\text{No. 1~4L 試験体})$$

$$(P \times h)/2 = T_1 \times 150 + T_2 \times 50 \quad (\text{No. 1~4R 試験体})$$

$$h = 575 \text{ mm}$$

$$T_1 = T_2 = \text{あと施工アンカー単体引張降伏荷重}$$

図3.4.7-2 スラブ接合部実験の計算値算出模式図

表3.4.7-2 計算値に使用したあと施工アンカー降伏荷重

試験体名	溝切り有無混合	溝切り無
No. 1L, R	42.6kN	-
No. 2L, R	42.7kN	-
No. 3L, R	-	44.9kN
No. 4L, R	43.6kN	-

No.1L～No.3R の試験体は、計算値と比べて 1.15～1.24 倍の実験結果となっている。模式図のように純粋な引張ではなく曲げが加わっていることから、計算値を算出する際に用いているあと施工アンカー単体の降伏荷重よりは大きな値になると考えられる。なお、スラブ接合部実験では、最大荷重時には引張側のあと施工アンカーは深い位置(孔口から 8da)まで降伏しているのに対して、単体の降伏荷重は孔口の降伏で決定しているので、実際には降伏荷重よりは高い荷重であると考えられる。

また、No.4L～No.4R の試験体は、計算値と比べて 1.00～1.04 倍の実験結果となっているが、前述した通り、あと施工アンカー単体の降伏荷重がもう少し大きい可能性があり、安全側の評価にはなっていない。また、最終破壊形状が鋼材降伏後に表層のコーン破壊を起こしていることも関係していると考えられる。この理由としては、コンクリート母材側に鉄筋がない試験体であることが起因している。

表 3.4.7-3 スラブ接合部の計算値と実験値の比較

試験体名	計算結果				実験結果			実験値/計算値
	アンカー単体の降伏荷重 (kN)	アンカー筋一組の負担モーメント (kN・mm)			水平荷重 (最大値) (kN)	全曲げモーメント (kN・mm)		
		外側	内側	合計		接合部全体	アンカー筋一組当り	
No.1L	42.6	6390.0	2130.0	8520.0	54.09	31100.31	10366.77	1.22
No.1R	42.6	6390.0	2130.0	8520.0	35.91	20648.54	10324.27	1.21
No.2L	42.7	6405.0	2135.0	8540.0	52.95	30448.84	10149.61	1.19
No.2R	42.7	6405.0	2135.0	8540.0	35.22	20252.02	10126.01	1.19
No.3L	44.9	6735.0	2245.0	8980.0	54.09	31100.31	10366.77	1.15
No.3R	44.9	6735.0	2245.0	8980.0	38.87	22348.01	11174.00	1.24
No.4L	43.6	6540.0	2180.0	8720.0	45.61	26228.51	8742.84	1.00
No.4R	43.6	6540.0	2180.0	8720.0	47.29	27191.52	9063.84	1.04

鋼材降伏はしていないが、接合部全体がコーン破壊している No. 5L～No. 6R の 4 体の試験体についても計算値を算出して実験値と比較した結果を表 3. 4. 7-4 に示す。

こちらは、実験結果が脆性的にコーン破壊しているので、外側(T_i)のあと施工アンカーが単体強度に達した段階で全体破壊すると仮定して計算値を算出している。

計算値と実験値を比較した結果、計算値と比べて 0.62～0.87 倍と危険側の評価になってしまった。これは、あと施工アンカー単体のコーン破壊荷重(30.7kN)が設計値の 2 倍以上の強度が出ており、設計値としてコーン破壊を評価できていないことが起因している。

表 3.4.7-4 スラブ接合部の計算値と実験値の比較

試験体名	計算結果				実験結果			実験値/計算値
	アンカー単体のコーン破壊荷重(kN)	アンカー筋一組の負担モーメント (kN・mm)			水平荷重 (最大値) (kN)	全曲げモーメント (kN・mm)		
		外側	内側	合計		接合部全体	アンカー筋一組当り	
No.5L	30.7	4597.5	-	4597.5	19.85	11414.79	3804.93	0.83
No.5R	30.7	4597.5	-	4597.5	18.52	10650.04	5325.02	1.16
No.6L	30.7	4597.5	-	4597.5	21.97	12632.75	4210.92	0.92
No.6R	30.7	4597.5	-	4597.5	17.98	10338.44	5169.22	1.12

No. 4L～No. 6R のように危険側の評価になっているのは、母材側に拘束する鉄筋がないことや埋込長さが浅い(5da) ことなど実際の使用では想定していない仕様であるが、このような破壊が生じることに注意は必要であると考えられる。

3.4.7-3 スラブ接合部実験におけるあと施工アンカー筋のひずみ分布に関する検討

あと施工アンカーの耐力の計算値と実験値の比較で述べたようにアンカー筋の鋼材降伏が確認された試験体では、降伏後に小さなコーン破壊を起こしたり、拘束鉄筋がない試験体では、群体でのコーン破壊を示していた。

各試験体のうち、あと施工アンカー筋の埋込長さ方向にひずみゲージを貼った鉄筋のうち引張側の鉄筋それぞれの変形角毎のひずみ分布を図 3.4.7-1～3.4.7-2 に示す。

埋込長さが 20da の No.1 試験体は、曲げ載荷実験の変形角で 1/200～1/100 程度で孔口の鉄筋降伏が見られており、4da 埋め込まれたあたりのひずみは大きく変化していないことが確認される。また更に深い位置の鉄筋でも同様に著しいひずみの増進は見られていない。これは、孔口から 4da のあたりの表層部分の鉄筋が伸びることで曲げ載荷実験の変位が伸びていることに起因していると推察される。そのため、最終破壊状況において、鉄筋降伏後に表層部分のコーン破壊となっており、このコーン破壊が鉄筋の表層部分の変形に依存しているものと推察される。

埋込長さが 12da の No.2 試験体は、曲げ載荷実験の変形角で 1/400～1/200 程度で孔口の鉄筋降伏が見られており、4da 以深の鉄筋に著しいひずみの増進は見られていない。これも孔口から 4da のあたりの表層部分の鉄筋が伸びることで曲げ載荷実験の変位が伸びていることに起因していると推察され、最終破壊状況についても同様に鉄筋降伏後に表層部分のコーン破壊となっており、このコーン破壊が鉄筋の表層部分の変形に依存しているものと推察される。

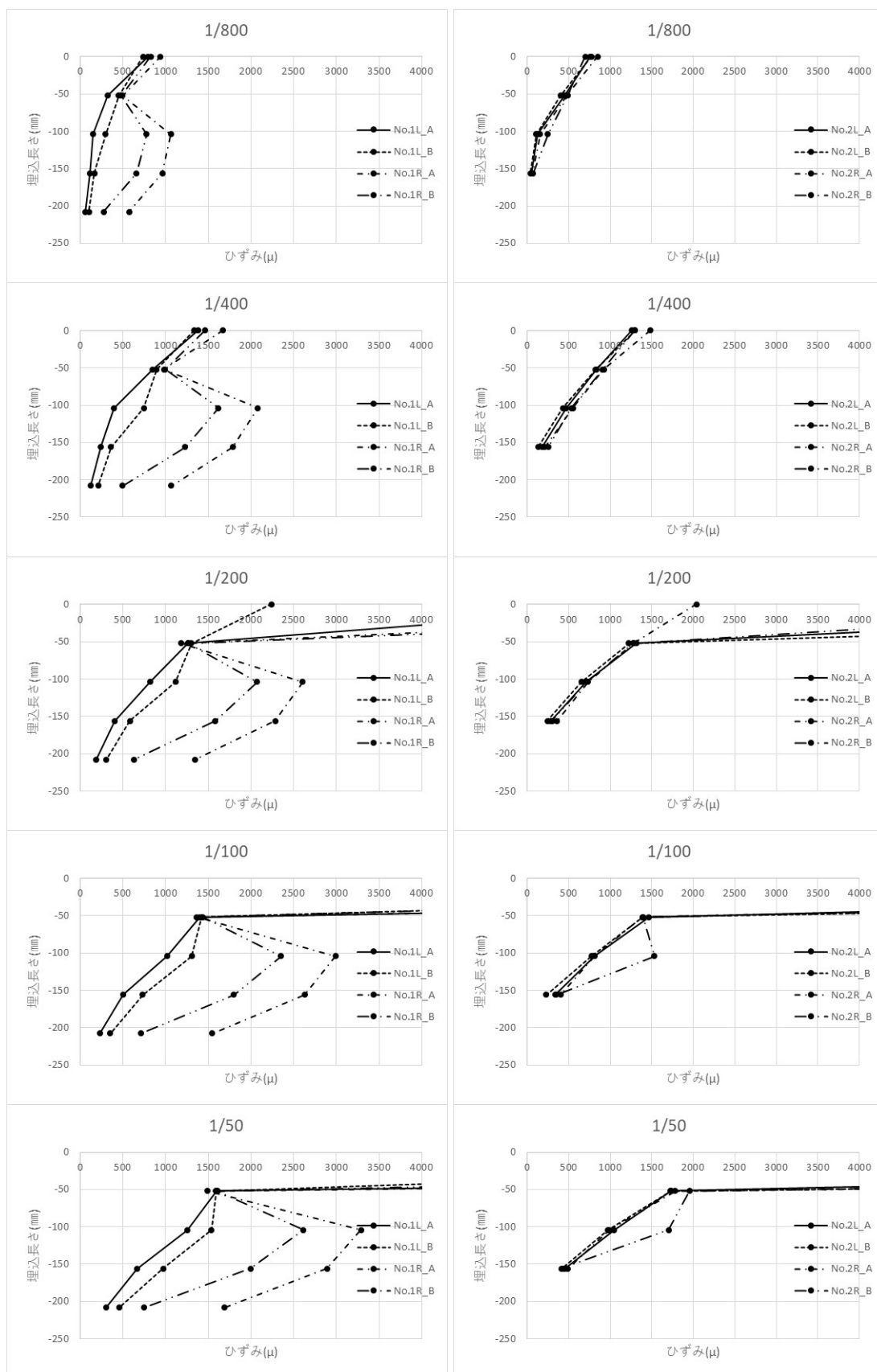
同様に埋込長さが 12da でアンカー筋の周りに拘束している鉄筋がない No.4 試験体は、曲げ載荷実験の変形角で 1/400～1/50 程度とバラつきが大きくなっている。これは、アンカー筋を拘束している鉄筋が無いことから、コンクリート部分に先にひび割れが入り、アンカー筋の降伏の前に変形が進んでいることが考えられる。ただし、いずれのアンカーも孔口での鉄筋降伏が確認されている。また、この試験体でも 4da 以深の鉄筋に著しいひずみの増進は見られていない。これは、孔口から 4da のあたりの表層部分の鉄筋の伸びとコンクリートのひび割れによって曲げ載荷実験の変位が伸びていることに起因していると推察される。

埋込長さが 5da の試験体は、鉄筋降伏せずにコンクリートのコーン破壊を起こしており、4da 埋め込んだ位置のひずみは大きく変わらず、孔口部分のひずみが増えて行き、最大耐力に達した後は、ひずみが減る傾向を示している。

上述したように、各試験体ともに埋込長さが 50 mm 程度の位置から孔口の中の鉄筋が伸びていることが確認されている。コンクリートに先にひび割れが入るかによって、最終的な破壊状況は異なるが、鉄筋降伏後に単体でコーン破壊を示した No.1 から No.3 の試験体の破壊状況は、直径 100 mm 程度のコーン破壊であり、埋込長さ 50

mm程度の鉄筋の変形が寄与していると考えたと鉄筋降伏後に表層部分の鉄筋の伸びによるその部分でのコーン破壊が生じているのではと推察される。

いずれの既往の計算式では考慮していない破壊形式であることから、今後の検討が必要であると考えられる。

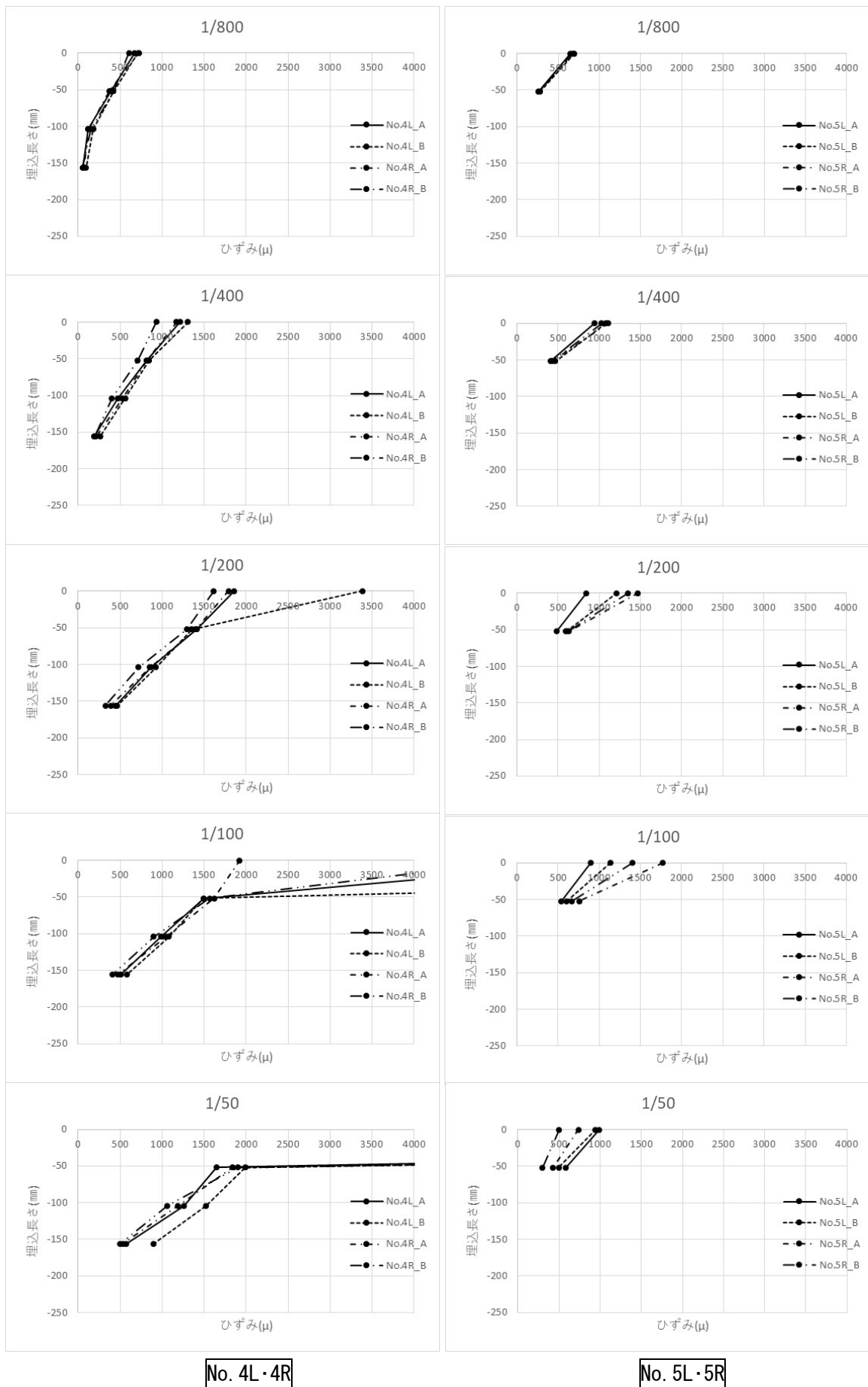


No. 1L・1R

No. 2L・2R

図 3.4.7-1 引張鉄筋側のあと施工アンカーのひずみ分布(No.1, No.2)

第3章 あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造的な性能評価



No. 4L・4R

No. 5L・5R

図 3.4.7-1 引張鉄筋側のあと施工アンカーのひずみ分布(No.4, No.5)

3.4.8 まとめ

スラブ接合部実験について以下の知見が得られた。

- ・有効埋込長さごとに比較すると、有効埋め込み深さの浅い $5d_a$ の試験体を除き、鉄筋降伏後の破壊が確認された。
- ・ひずみゲージの貼り付けの有無を比較すると、断面欠損分の強度低下が確認された。
- ・スタブ側の鉄筋の有無を比較すると、スタブ側に拘束する鉄筋がないと鉄筋降伏後に群でのコーン状破壊を示しており、拘束鉄筋の必要性について確認された。
- ・あと施工アンカー単体引張実験結果においては、スラブ接合部実験の破壊状況と同様の破壊を示している。
- ・設計値としての比較を行うと許容応力度レベルではコーン破壊となっている試験体も終局状態では鉄筋降伏を示しており、確認されたコーン破壊は、鉄筋降伏による変形に伴っているコーン破壊と推察される。なお、コーン破壊はアンカー固有の破壊形式であるが、終局状態で鋼材降伏を担保できているのであれば、許容応力度として用いる値がコーン破壊となったとしても最終的にはコーン破壊は起こさないものと考えられる。計算上ではあるが、終局時に降伏していることから靱性を担保することが出来ていると考えられる。

本研究で実施した試験体では、アンカー筋の埋め込み長さによらず、鉄筋降伏後であるが、最終的にコンクリートのコーン状破壊を示しているものがある。

長期載荷試験体に対応した試験体では、アンカー筋の引張降伏が先行した。既往の知見によるアンカーの引張耐力計算式で、今回実施した実験の最大荷重時におけるアンカー筋の耐力を直接評価することは難しかった。また、コーン状破壊に与える格子状鉄筋の効果が引張耐力計算式には見込めていないことも原因と考えられる。

この群でのコーン状破壊を防ぐためには、アンカー筋の埋め込み長さの範囲内に補強用鉄筋が配筋されることが必要と思われる。

また、これらの計算値を既往の式で求めることは難しく、計算式を作るための更なる実験的研究が必要であると思慮する。

3.5 まとめ

既存 RC 造建築物に RC 造の床スラブを増設するためにあと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価として、以下の知見が得られた。

実験室のスラブ試験体の長期載荷実験において、端部定着にあと施工アンカーを用いた場合と通常の RC 定着を用いた場合の 6 年間におよび長期載荷実験の結果、それぞれの接合方法の違いによる顕著な違いは見られなかった。また、最終的な破壊性状を確認するために実施した終局載荷実験においては、過大な変形が生じた際に端部接合部であと施工アンカー定着部のコンクリートの掻き出し破壊が生じたが、スラブ全体の脱落等は起きなかった。

実建築物におけるスラブ試験体の長期載荷実験では、実験室の試験体と同様に接合方法による顕著な違いは見られなかった。また、最終的な破壊性状の確認では、端部接合部において著しい破壊はなく、スラブ全体としても脱落等は生じなかった。

端部接合部部分のあと施工アンカー筋の破壊性状を確認するためにスラブ端部を模した試験体を用いて曲げ実験を実施した結果、スラブ試験体で用いたあと施工アンカーの定着長さであと施工アンカー筋の鉄筋降伏が起こることが確認され、最終的な破壊状況としては、孔口付近の鉄筋が降伏して伸びていることが起因され、鉄筋降伏後に小さなコーン破壊を示していた。

この傾向は、あと施工アンカー単体の引張実験結果においても同様の結果が見られ、埋込長さが長くなった際の鉄筋降伏後のコーン破壊の評価方法については、現状のコーン破壊の設計式では評価出来ないことが確認された。

RC 造床スラブを増設する場合、通常の RC 定着を用いた場合とあと施工アンカーを用いた場合で、大きな違いはないことから、2 辺固定以上で一般的な使い方を想定したスラブであれば、あと施工アンカーによる増設が可能であると考えられる。

第 4 章

既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施

エアンカーの引張特性

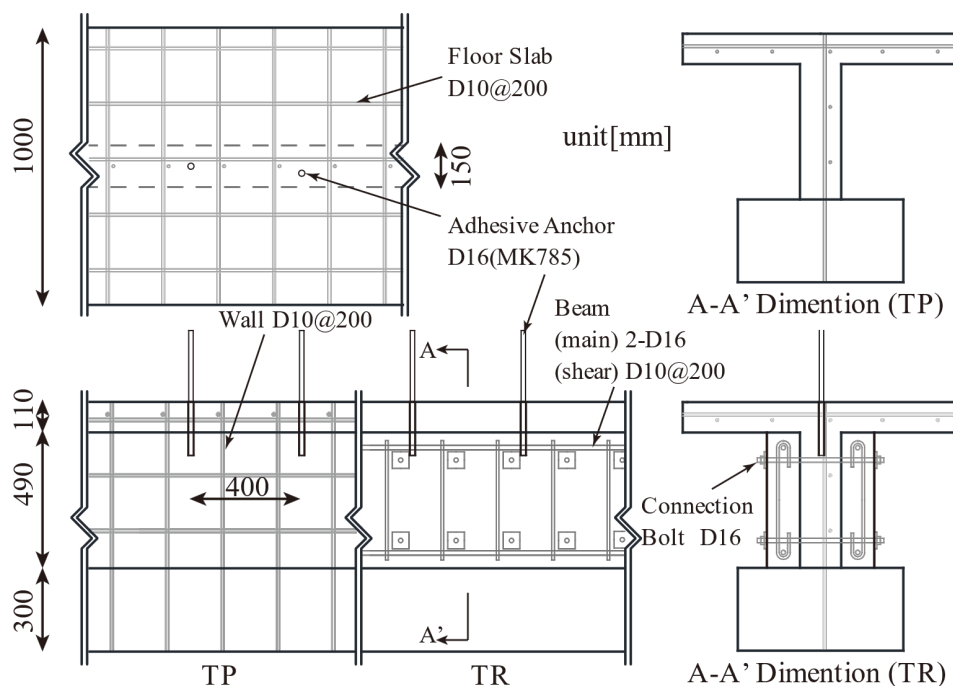
4.1 目的

既存壁式構造物の張間方向耐力壁に、新設開口を設ける場合に、開口脇の耐力壁に曲げ補強筋（開口補強筋）を配する必要がある。本研究で対象とする壁式構造建築物においては、曲げ補強筋として設けるあと施工アンカーは、図 4.2-1 のように厚さ 110mm の床スラブおよび壁厚 150mm の下階壁の打ち込まれることが想定される。壁面内方向に打ち込まれるあと施工アンカーは、へりあきが不十分となり、定着性能が低下することが懸念される。本検討では、床スラブおよび下階壁を想定した試験体を製作し、あと施工アンカーの定着性能を確認することを目的とする。

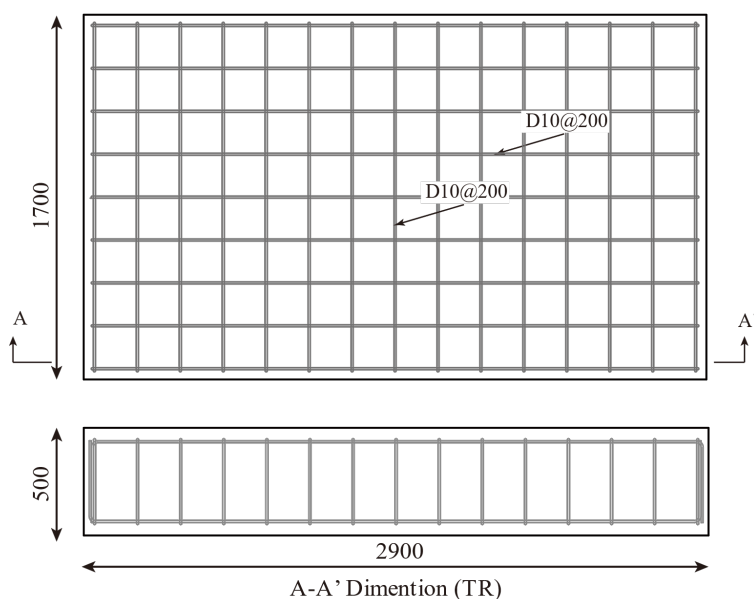
4.2 あと施工アンカーの引張実験概要

4.2.1 定着用試験体概要

あと施工アンカー定着用の試験体は、図 4.2-1 に示すように、壁厚 150mm・シングル配筋の下階壁、および、床厚 110mm の床スラブを模した T 型試験体を 2 体（TP, TR）、比較対象としてマットスタブ試験体 1 体（M）の計 3 体を製作した。T 型試験体のうち 1 体は、本資料第 5 章で提案している、新設開口を連層で設けた場合に上下の新設開口間の壁梁相当部分の外付け補強を設けている。



(a) T 型試験体



(b) マットスタブ試験体

図 4.2-1 アンカー定着用試験体配筋図

4.2.2 あと施工アンカー試験体概要

あと施工アンカー試験体のパラメーター一覧を表 4.2-1 に示す。また、T 型試験体のあと施工アンカー設置位置を図 4.2-2 に、マットスタブ試験体のあと施工アンカー設置位置を図 4.2-3 に示す。あと施工アンカーの間隔は 400mm 以上とした。

また、図 4.2-4 に示すように、内径 200mm、高さ 80mm(5d_a 相当)、板厚 8mm の鋼管に打設したコンクリート（スライス供試体）の中央位置に、あと施工アンカーを垂直に施工した拘束付着試験用試験体を 5 体製作した。併せて、図 4.2-5 に示すように、接着剤の性能確認用に、M20 の高ナット内に接着剤を充填し、M12 全ねじボルトを挿入した接着力試験体 5 体も製作した。

表 4.2-1 試験体一覧

フェイズ	埋め込み長さ	施工位置	TP	TR	M
1	20d _a	中央	3	3	3
	12d _a	偏心	3	3	3
2	20d _a *	中央	1	1	-
	12d _a *	中央	1	1	1
	5d _a	-	-	-	5

d_a: アンカー径, *: ひずみゲージ付き

試験体名【ベース試験体】-【埋め込み長さ比】【施工位置】-A,B,C

ベース試験体: TP・T型, TR・T型+梁補強, M・マットスタブ

埋め込み長さ: 20・20d_a, 12・12d_a, 5・5d_a

施工位置: C・中央(へりあき75mm-75mm)

E・偏心(へりあき50mm-100mm)

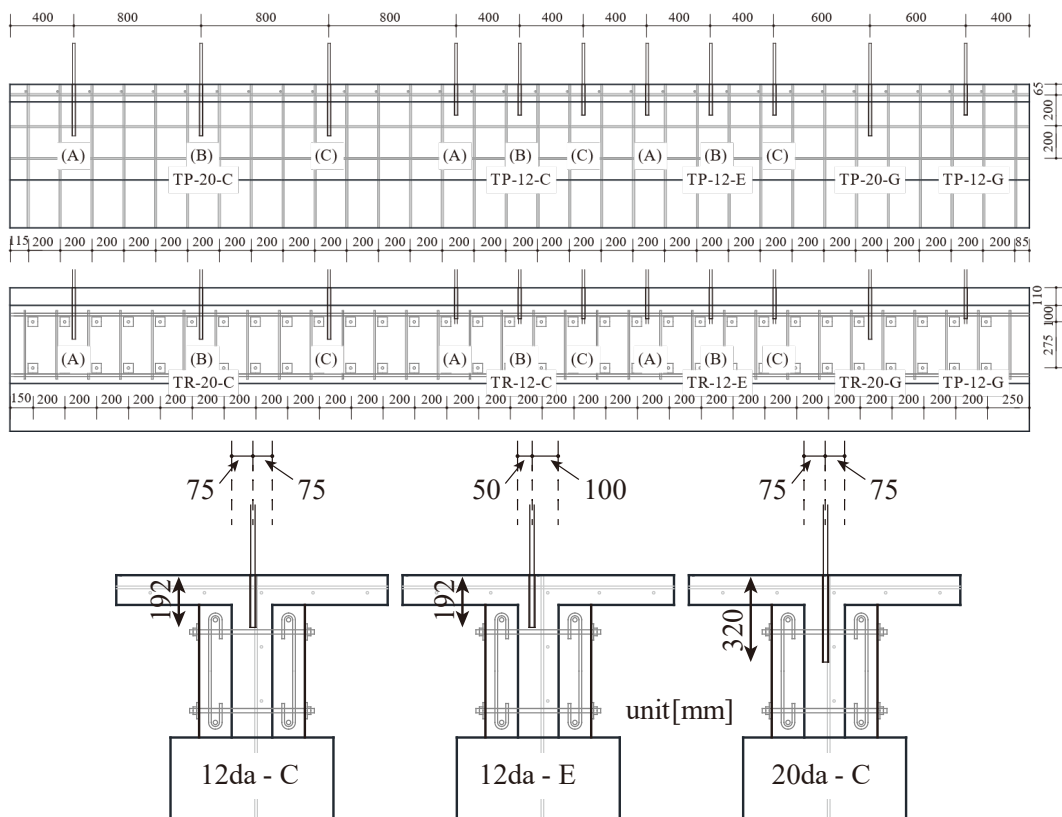


図 4.2-2 T 型試験体 あと施工アンカー設置位置図

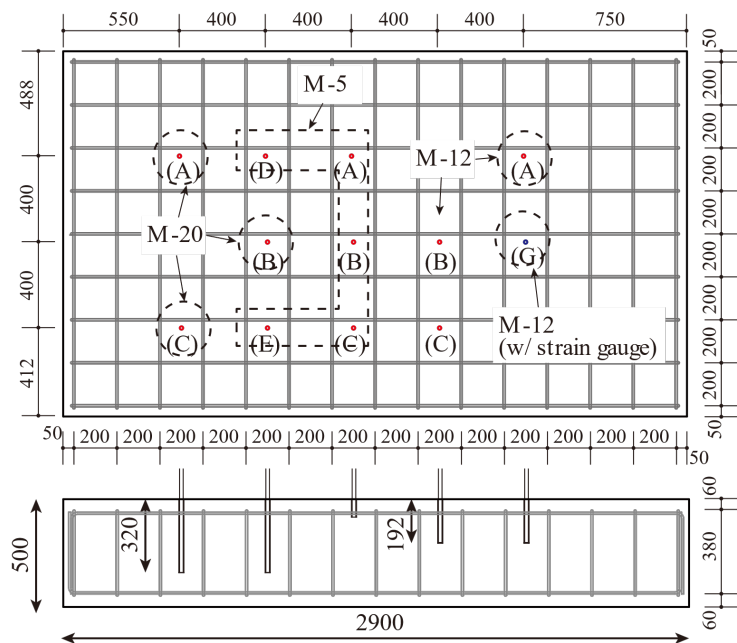


図 4.2-3 マットスタブ試験体 あと施工アンカー設置位置図

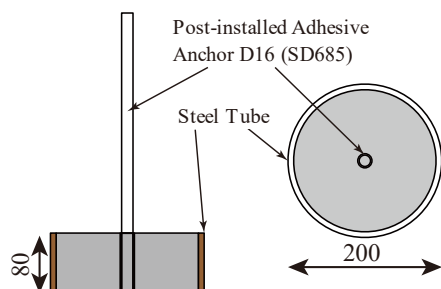


図 4.2-4 拘束付着引張試験用 アンカー供試体

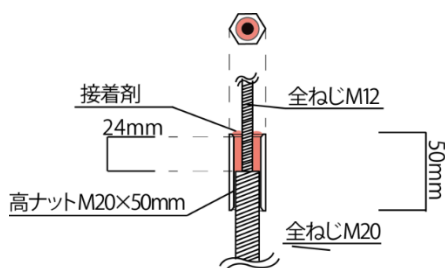


図 4.2-5 接着力試験体

使用したあと施工アンカーの諸元一覧を表 4.2-2 に示す。また、アンカー施工および引張試験の工程を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-2 アンカー諸元

接着剤		アンカー筋	
タイプ	EX-350 (エポキシ系)	サイズ・規格	D16・MK785
穿孔			
穿孔方法	コアドリル	穿孔径	20mm

表 4.2-3 実験工程 (2020 年)

	Con 打設	鉄筋 探查 墨出し	穿孔	アンカー 施工	引張実験 (アンカー施工後 経過日数)
フェイズ 1	既存部 1/18 補強部 2/1	2/11	2/13	2/14 (気温 9.3℃ 湿度 85%)	2/17, 19, 26 (3, 5, 12 日)
スライス供試体					2/25 (11 日)
接着力試験体		3/19 (33 日)			
フェイズ 2		3/4	3/6	3/9 (気温 10.2℃ 湿度 76%)	3/19, 23 (34, 38 日)

4.2.3 使用材料の特性

(1) コンクリートおよび鉄筋

コンクリートの材料試験結果を表 4.2-4 に示す。また、使用鉄筋の材料試験結果を表 4.2-5 に示す。

表 4.2-4 使用コンクリート材料試験結果

スラブ [cm]	空気量 [%]	Co温度 [°C]	実施日 2020年	材齢 [日]	使用部位	ヤング係数 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]
15.5	5.2	10.0	2/18	31	既存部	2.56×10^4	24.0	2.2
			3/23	65		2.56×10^4	26.5	2.2
16.5	5.5	13.0	2/18	17	補強部	2.81×10^4	29.0	3.0
			3/23	51		2.70×10^4	34.6	3.2

表 4.2-5 使用鉄筋材料試験結果

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]	[N/mm ²]
D16	MK785	1.99×10^5	841.5	4222	1034.9
D10	SD295A	1.73×10^5	356.9	2065	480.9
D16	SD345	1.80×10^5	376.8	2091	577.9

(2) あと施工アンカーと母材の付着

コンクリートとアンカーの付着性能を確認するための、アンカー付着試験を実施した。実験のセットアップ図を図 4.2-6 に示す。内径 200mm、高さ 80mm(5da 相当)、板厚 8mm の鋼管に打設したコンクリート（スライス供試体）の中央位置に、アンカー筋を垂直に施工した。施工したアンカーについて、孔周辺を耐圧板で拘束しながら引張試験を実施する拘束引張試験を実施した。アンカー付着試験の結果（最大荷重、最大荷重時抜け出し変位、付着基準強度(4.2.1)式）および荷重—自由端抜け出し変位関係を図 4.2-7 示す。

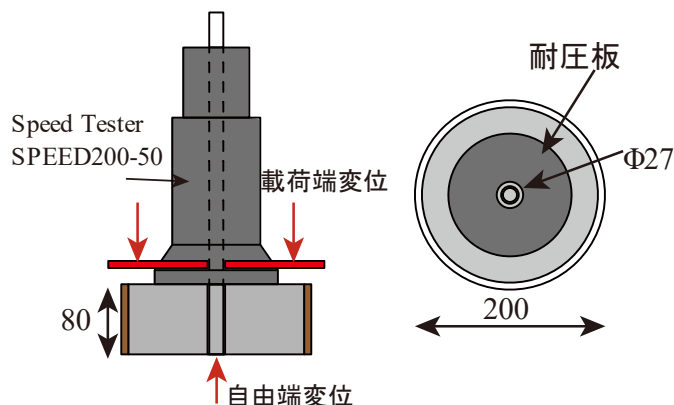


図 4.2-6 実験セットアップ図（単位：mm）

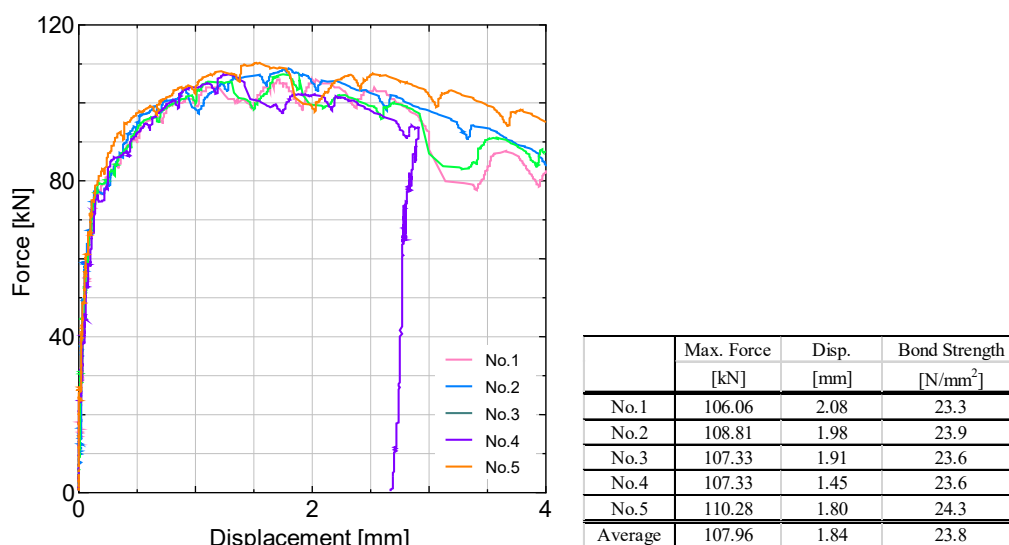


図 4.2-7 アンカー付着試験結果（スライス供試体）

また、マットスタブ試験体に、埋め込み長さ $5d_a$ としたあと施工アンカーを施工し、拘束引張試験を実施した。マットスタブ試験体のアンカー付着試験の結果および荷重—抜け出し変位関係を図 4.2-8 に示す。なお、図中の変位は、自由端側の変位が計測できないため、載荷端としている。

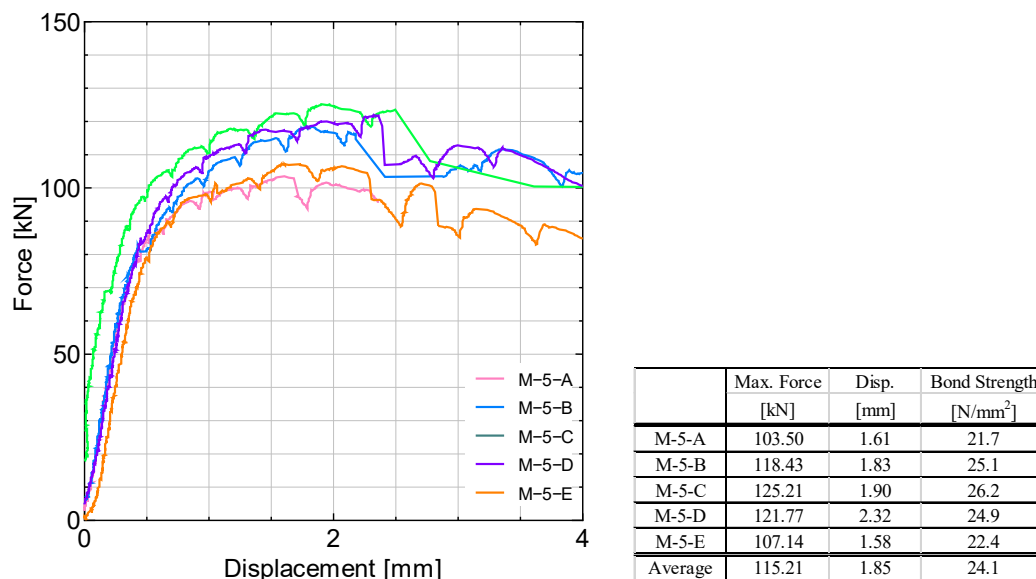


図 4.2-8 アンカー付着試験結果（マットスタブ試験体）

あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン[4-1]を参考に、付着基準強度の 95%信頼下限値を次式によって算定した。ただし、試験体数は 5 体となるため、 $t=2.132$ としている。 τ_{ave} はほぼ同程度だが、マットスタブの方がばらつきが大きいため、 $\tau_{0.95}$ はスライス供試体の方が大きい結果となった。

$$\tau_n = \frac{P_{max}}{\pi \cdot d_a \cdot \ell_e} \cdot \sqrt{\frac{21}{\sigma_B}} \quad (4.2.1)$$

$$\tau_{ave} = \sum \tau_n / N \quad \tau_{0.95} = \tau_{ave} - s \cdot t \quad s = \sqrt{\sum (\tau_{ave} - \tau_n)^2 / (N - 1)}$$

表 4.2-6 拘束付着試験結果

	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
スライス供試体	23.76	0.360	23.00
マットスタブ試験体	24.07	1.920	19.97

(3) 接着剤の接着力

アンカーに使用した接着剤（EX-350，エポキシ樹脂系）の物性確認のための接着力試験を実施した。試験体は，M20の高ナット内に接着剤を充填し，全ねじボルトM12を挿入して製作した（写真4.2-1参照）。全ねじボルトM12の接着長さは，約25mmである。試験は，サーボ試験機を用いた引張試験とし，接着部での抜け出し変形を計測した。

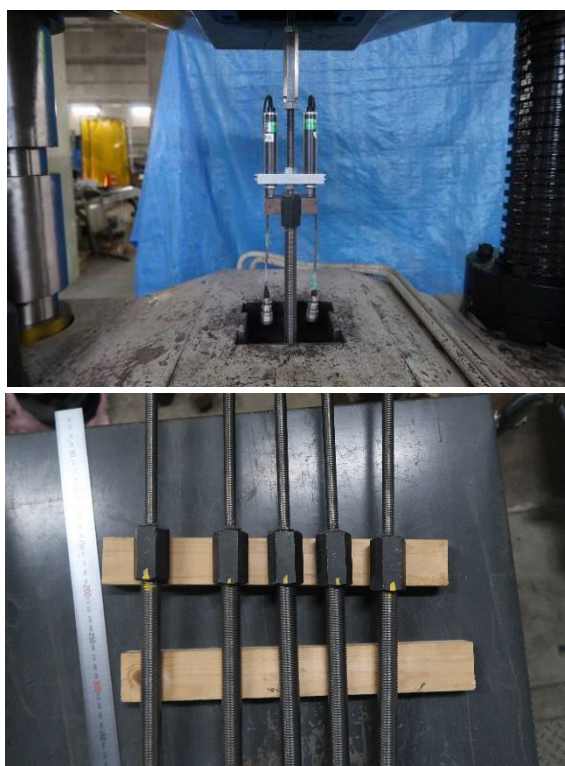


写真 4.2-1 接着力試験

接着力試験の結果（荷重—抜け出し変形関係，試験結果一覧）を図 4.2-9 示す。接着剤の付着強度 τ_b は次式で算定した。接着剤の付着強度 τ_b の平均値は 36.15N/mm^2 となった。これは、前節にしめしたスライス供試体を用いたあと施工アンカー拘束付着試験による付着基準強度の 1.5 倍以上であることから、適切な品質を持つ接着剤であると言える。

$$\tau_{ad} = \frac{P_{max}}{\pi \cdot d_{a,s} \cdot \ell_{e,s}} \quad (4.2.2)$$

ここに、 $d_{a,s}$: 全ねじボルト径, $\ell_{e,s}$: ボルト埋め込み長さ

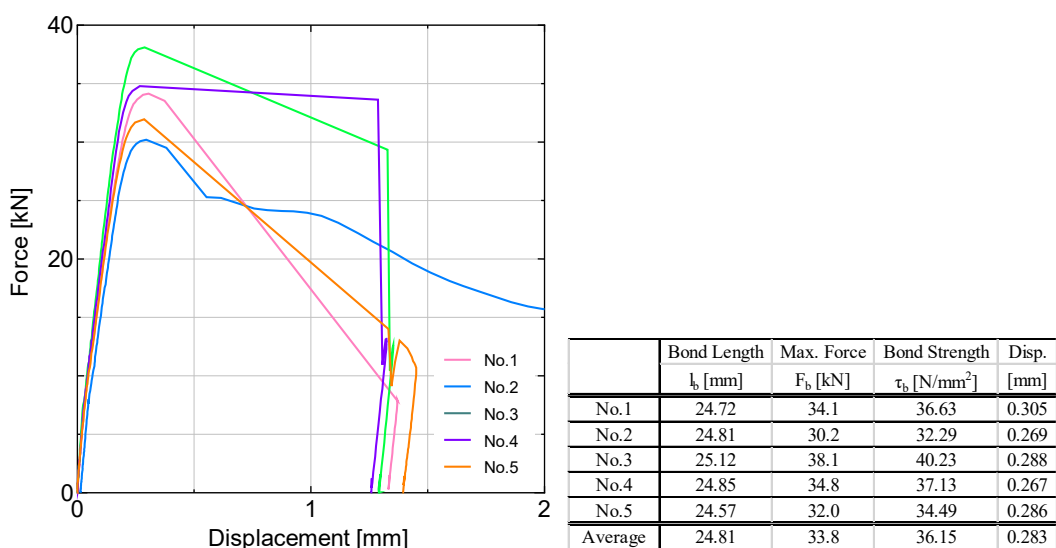


図 4.2-9 接着力試験結果一覧

4.2.4 加力方法

T型試験体およびマットスタブ試験体に打ち込んだあと施工アンカーの引張試験は、孔周辺の拘束は行わず、孔位置から埋め込み長さと同等以上に離れた位置（コーン破壊の投影面を超える位置）に支点を設けて、非拘束引張試験を実施した。セットアップ図を図4.2-10に示す。

あと施工アンカーから両側それぞれ325mm離れた位置に支点を設けた。支点上に、アンカーを挟むように加力梁（H-125×125×9×16）2本を設置し、その上に引張試験装置（オックスジャッキ製、スピードテスター、SPEED200-50）を設置した。

計測項目は、荷重および抜け出し変位とした。荷重はスピードテスター内蔵のロードセルにより計測した。抜け出し変位は、アンカー打設面直上に治具を設置し、その位置での変位を2点計測し、平均値を抜け出し変位とした。

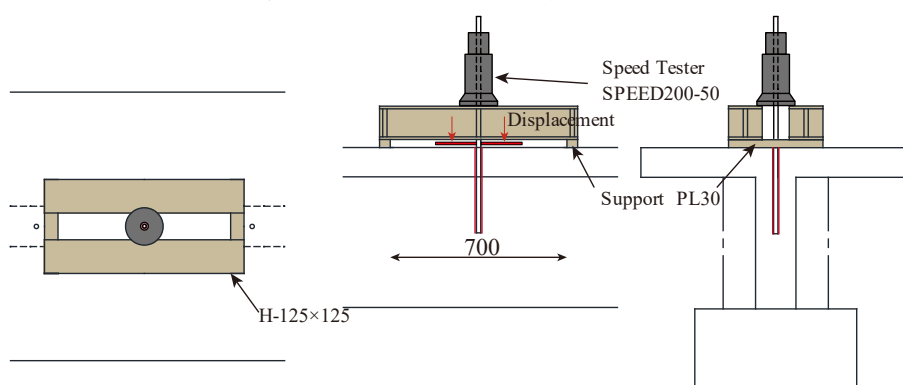


図 4.2-10 非拘束引張試験セットアップ図

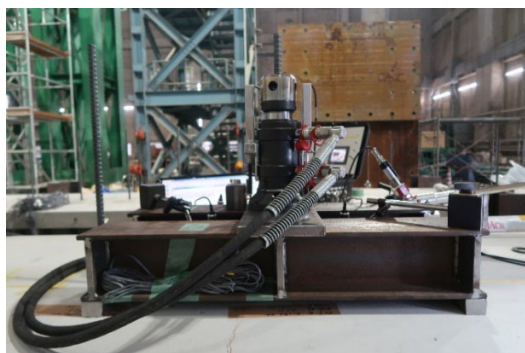


写真 4.2-2 試験セッティング



写真 4.2-3 変位計測用治具

4.2.5 あと施工アンカーの設計

想定する破壊モードは、アンカー筋の降伏 (T_{a1})、コーン破壊 (T_{a2})、付着破壊 (T_{a3}) の3種類とし、あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[4-1]、各種合成構造設計指針^[4-2]および耐震改修設計指針^[4-3]を参考に耐力を算定した。

(1) 鉄筋降伏 T_{a1}

$$T_{a1} = a_t \cdot \sigma_y \quad (4.2.3)$$

ここに、 a_t : アンカー筋の断面積、 σ_y : 降伏強度

(2) コーン破壊 T_{a2}

次式で算定する。

$$T_{a2} = \sigma_t \cdot A_c = 0.23\sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (4.2.4)$$

ただし、コーン破壊有効面積 A_c については、図 4.2-10 に示すように、埋め込み部端部から 45 度の拡がりを仮定し、コンクリートのない部分は投影面積として考慮しなかった。単体アンカーの場合は下記式のようになる。

$$A_c = \begin{cases} \pi \times l_e^2 & (l_e - t_s \leq \frac{t_w}{2}) \\ \pi \times l_e^2 - 4 \cdot \left(\frac{\theta}{2} \cdot (l_e - t_s)^2 - \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{2} (l_e - t_s) \cdot \sin\theta \right) & (l_e - t_s > \frac{t_w}{2}) \end{cases} \quad (4.2.5)$$

ここに、 l_e : 有効埋め込み長さ、 t_w : 下階壁厚さ、 t_s : 床スラブ厚さ、 θ : 下図参照 (単位 rad) である。

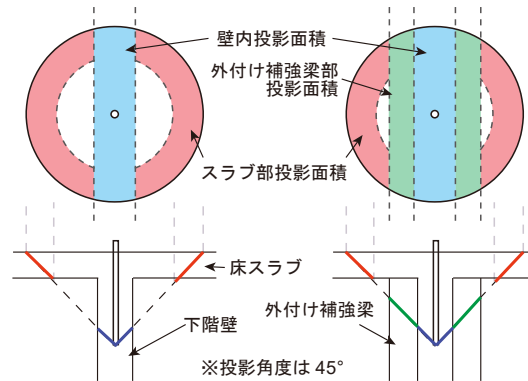


図 4.2-10 コーン破壊有効面積の考え方

(3) 付着破壊 T_{a3}

あと施工アンカーの付着破壊耐力について、耐震改修設計指針²⁾およびアンカー強度指定ガイドライン³⁾においては、次式で算定される。

$$T_{a3-1} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (4.2.6)$$

τ_a : 付着強度、 d_a : 鉄筋径、 l_e : 有効埋め込み長さ

なお、付着強度 τ_a については、次式で算定されるものとされており、付着基準強度は耐震改修設計指針²⁾においては 10MPa、アンカー強度指定ガイドライン³⁾においては最大で 15MPa を取ることができる。

$$\tau_a = 10\sqrt{F_c/21} \text{ or } 15\sqrt{F_c/21} \quad (4.2.7)$$

一方、各種合成構造設計指針¹⁾においては、へりあき等による付着強度の低減が考

慮された次式で算定される。なお、各種合成構造設計指針では、付着破壊 T_{a3} においてへりあき等による低減を考慮するため、コーン破壊 T_{a2} における検討は除外されていることに留意されたい。

$$T_{a3-2} = \phi_a \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (4.2.8)$$

ここに、 ϕ_a ：低減係数（終局評価のため 1.0）、 l_{ce} ：強度算定用埋め込み長さ（有効埋め込み長さ - $2d_a$ ）

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{ave} \quad (4.2.9)$$

$$\alpha_n = 0.5 \left(\frac{c_n}{l_e} \right) + 0.5 \quad (4.2.10)$$

$$\tau_{ave} = 10\sqrt{Fc/21} \text{ or } 15\sqrt{Fc/21} \quad (4.2.11)$$

ここに、 c_n ：へりあき，はしあき，ピッチ長さ， l_e ：有効埋め込み長さ

アンカーの各種耐力の算定結果と埋め込み長さ比（埋め込み長さ/アンカー筋径）の関係を図 4.2-11 に示す。

改修指針やガイドラインに従った場合には、 T_{a1} 、 T_{a2} 、 T_{a3-1} を比較することとなる。改修指針に従って付着基準強度を 10MPa とした場合には、埋め込み長さが $20d_a$ 以下の範囲では付着破壊 T_{a3} と判定される。一方で、ガイドラインに従って付着基準強度を 15MPa とすると、埋め込み長さが $13d_a$ を超えると鉄筋降伏 T_{a1} と判定される。

各種合成構造設計指針に従った場合、 T_{a1} と T_{a3-2} を比較することとなる。この場合、へりあきが十分な TR 試験体の場合で付着基準強度を 15MPa とすると、埋め込み長さが $15d_a$ を超えると鉄筋降伏 T_{a1} と判定されるが、それ以外の場合にはいずれも付着破壊 T_{a3} と判定される。

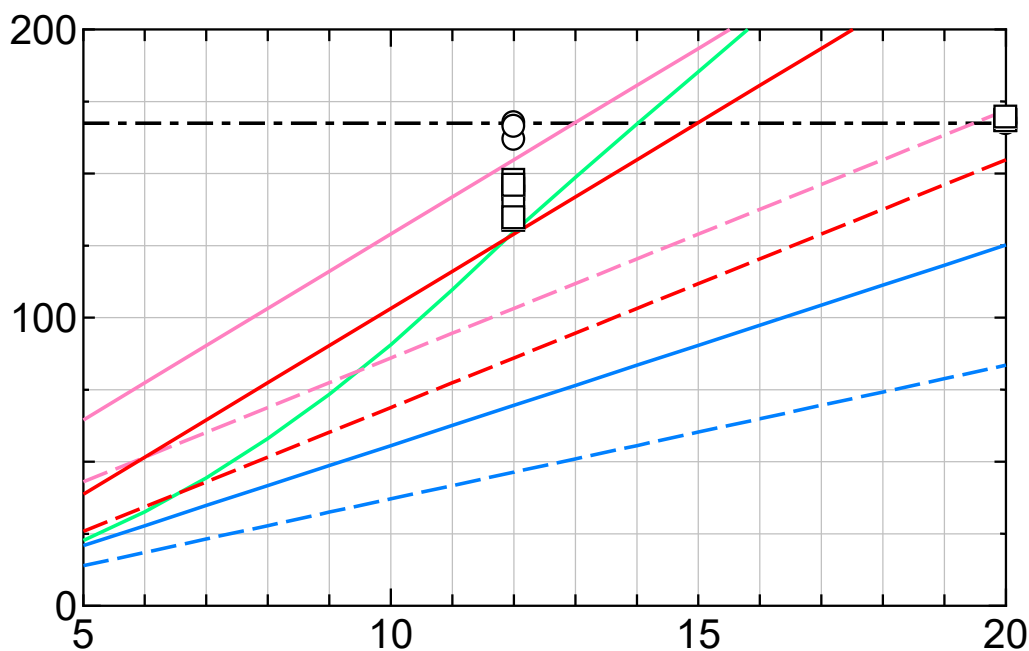


図 4.2-11 耐力計算結果

4.3. あと施工アンカーの引張実験結果

4.3.1 荷重変形関係および破壊性状

(1) マットスタブ試験体 (M シリーズ)

マットスタブ試験体に打ち込んだ埋め込み長さ $20d_a$ および $12d_a$ の試験体の荷重—抜け出し変位関係を図 4.3-1 に示す。

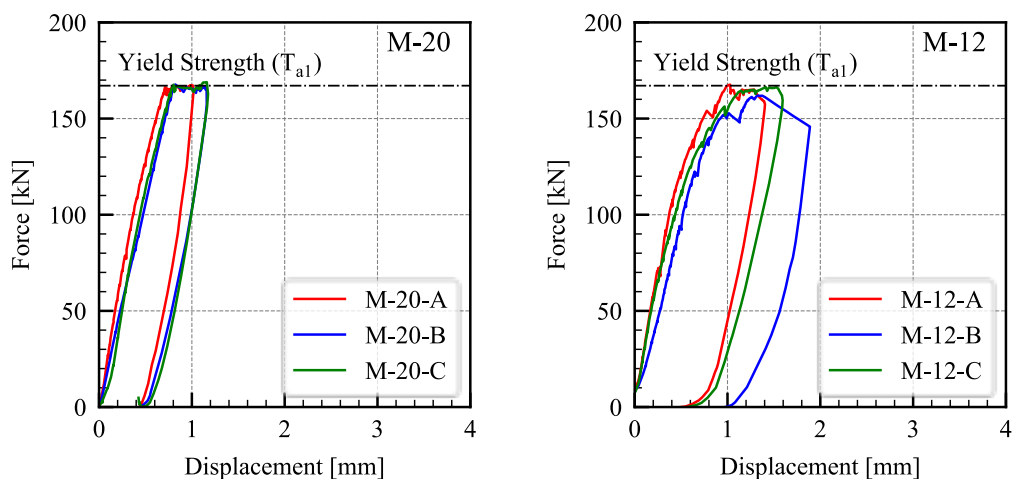


図 4.3-1 荷重—抜け出し変位関係 (マットスタブ試験体)

すべてのアンカーで、鉄筋の降伏が確認された。埋め込み長さ $20d_a$ のアンカーは概ね弾性挙動を示しているのに対し、埋め込み長さ $12d_a$ のアンカーはやや剛性が低下する様子が確認された。なお、試験体上面でのひび割れは確認されていない。

なお、M-12-B は、最初に引張試験を実施したアンカーだが、抜け出し変位計測の際の固定点を加力梁中央付近としてしまったため、治具のたわみ成分が抜け出し変形に含まれてしまった。たわみ計算値に応じて適切に処理した。



改善前

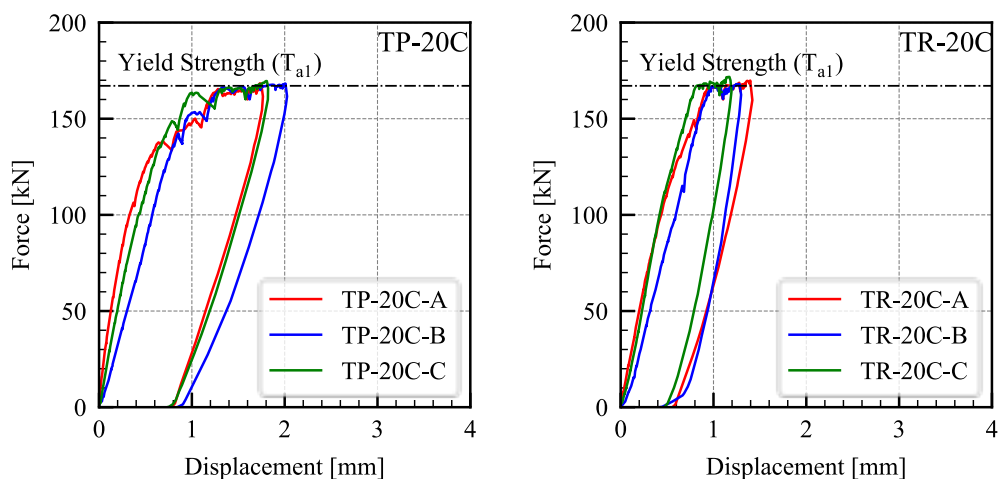
改善後

写真 4.3-1 計測方法の改善

(2) T型試験体(TP, TR シリーズ)

T型試験体・梁補強なし (TP) および梁補強あり (TR) の、埋め込み長さ $20d_a$ のアンカーの引張試験結果を図 4.3-2 に示す。また、ひび割れ状況を図 4.3-3 に示す。ひび割れ図は、上面から見たひび割れ図および側面から見たひび割れ図を示しており、赤線は見えている面 (上面および正面) のひび割れを、青線は透過した裏側の面 (下面および裏面) のひび割れを示している。

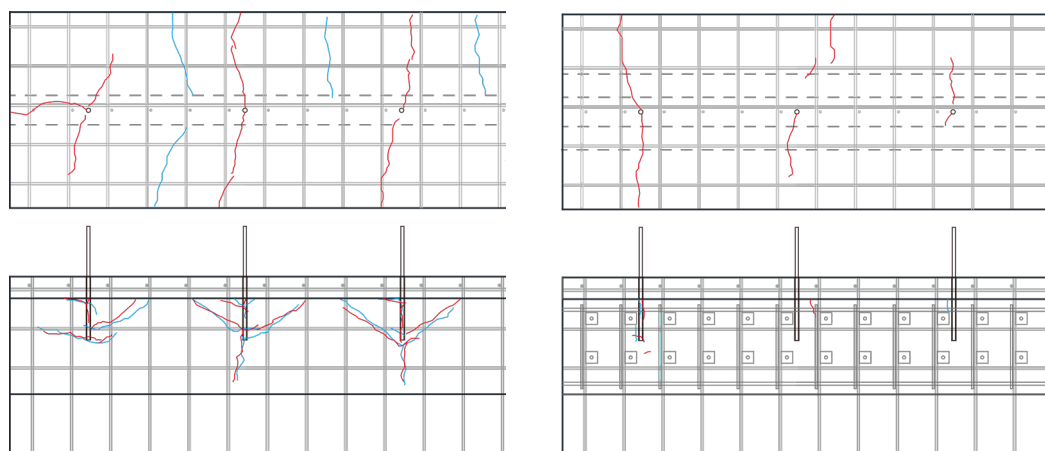
TP シリーズでは、140kN で試験体上面での埋め込み部からの放射状のひび割れを確認し、150kN で下層壁部に付着割裂ひび割れおよびコーン状ひび割れを確認したが、その後に鉄筋の降伏を確認した。TR シリーズでは、120kN で埋め込み部からの放射状のひび割れの発生を確認後、鉄筋降伏を確認した。床スラブと下層壁の境界面付近でのひび割れが確認されたが、補強梁面には特段ひび割れの発生は確認されなかった。補強梁の効果により下層壁でのひび割れが抑制されたために、ひび割れによる剛性低下が確認されなかったものと考えられる。



(a) TP シリーズ

(b) TR シリーズ

図 4.3-2 T型試験体, 埋め込み長さ $20d_a$



(a) TP シリーズ

(b) TR シリーズ

図 4.3-3 ひび割れ図・T型試験体, 埋め込み長さ $20d_a$

T型試験体・補強なし (TP) の埋め込み長さ $12d_a$ アンカーの試験結果を図 4.3-4 に示す。また、ひび割れ図を図 4.3-5 に示す。

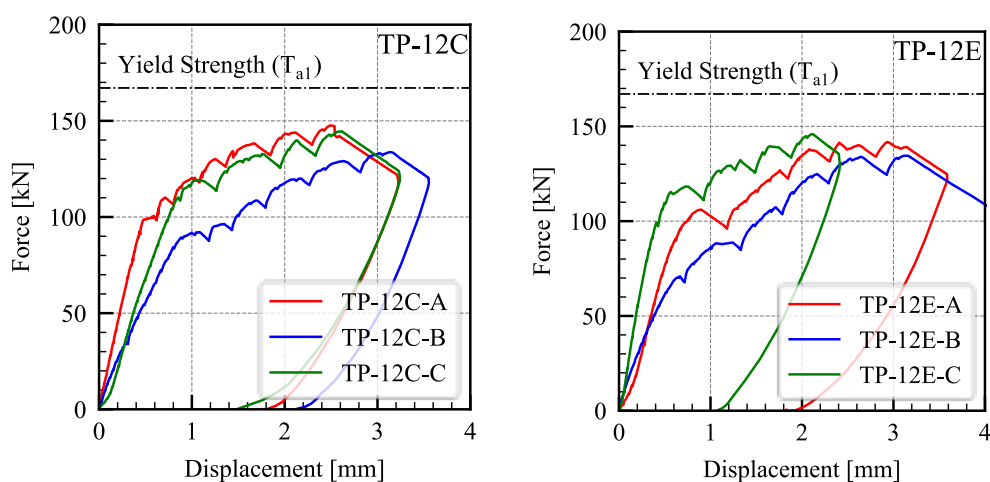
最小へりあき 75mm とした, TP-12C シリーズは, A→C→B の順番で試験を行った。TP-12C-A, C では, 100kN で鉄筋周辺の放射状のひび割れ発生後, 120kN で下層壁部でのコーン状のひび割れが確認され, その後, コーン状ひび割れ下から鉄筋に沿った縦ひび割れも確認され, 剛性が徐々に低下した。また, 支点下部の床スラブ下面の曲げひび割れの発生が確認された。この曲げひび割れは, 支点位置付近のアンカー筋の引張試験結果に影響しうると考え, 試験の順番を調整した。

TP-12C-B では, A, C の加力に伴って発生した床スラブ下面の曲げひび割れの影響が見られ, A, C よりも早くコーン状のひび割れ発生や耐力低下が起こり, 耐力低下した。

最小へりあきを 50mm とした TP-12E シリーズは, C→A→B の順で試験を行った。TP-12E-C はひび割れの影響がないアンカーであるが, TP-12E-A は TP-12C シリーズの影響が, TP-12E-B は A, C の試験の影響がある。

いずれの試験体も, TP-12C シリーズとほぼ同様の荷重変位関係を示したが, 床スラブ下面の曲げひび割れの影響の大きいアンカーほど, 剛性の低下が早いことが確認される。下層壁側面のコーン状のひび割れは, へりあきの小さい面の方が範囲の広いひび割れとなっていることが確認された。

TP-12E-B アンカーでは, 最大耐力直後に浅いコーン状破壊の兆候があり, 変位が進むにつれて浅いコーンの形状が見て取れるようになった。



(a) TP-12C シリーズ

(b) TP-12E シリーズ

図 4.3-4 荷重—抜け出し変位関係 (TP-12C シリーズ, TP-12E シリーズ)

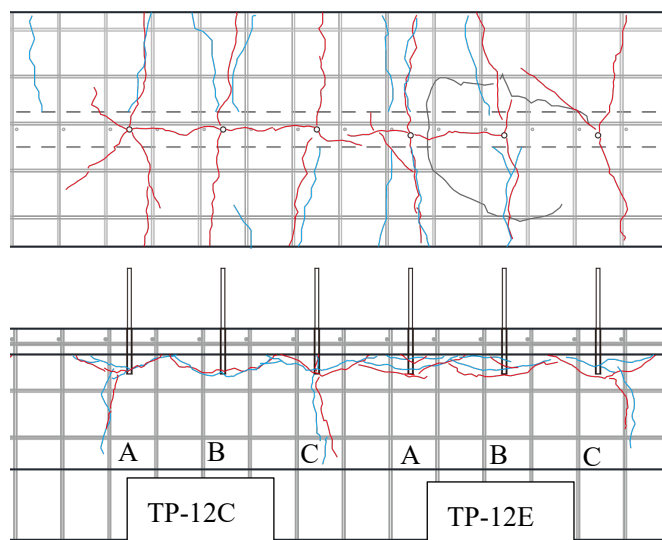


図 4.3-5 ひび割れ図 (TP-12C シリーズ, TP-12E シリーズ)

他のアンカー試験によるひび割れの影響のない、TP-12C-A および TP-12E-C について、アンカー周辺の鉄筋に張り付けたひずみゲージによるひずみ計測結果を示す。ひずみゲージは図 4.3-6 に示す位置に貼り付け、すべてのアンカーで相対的な位置関係は同じとなるようにしている。TP-12C-A および TP-12E-C の周辺鉄筋の荷重—ひずみ関係を図 4.3-7 に示す。図より、定性的には有意な差は見られないが、TP-12E シリーズの方が、へりあきの小さい方のスラブ筋の大きなひずみが生じており、破壊性状がへりあきの違いで若干異なることが推察される。

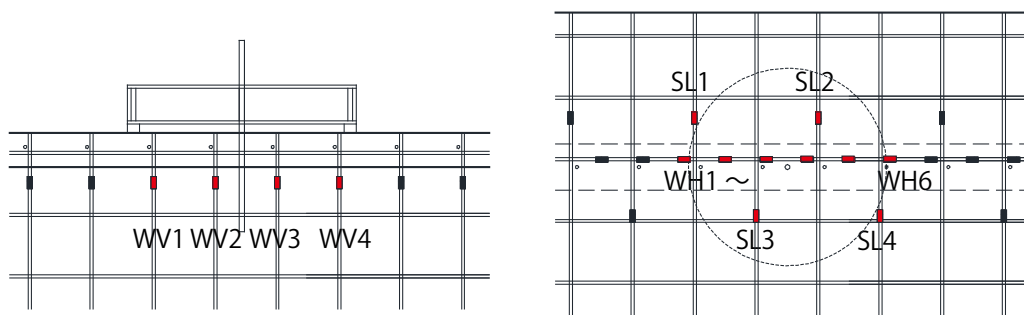


図 4.3-6 ひずみゲージ位置図

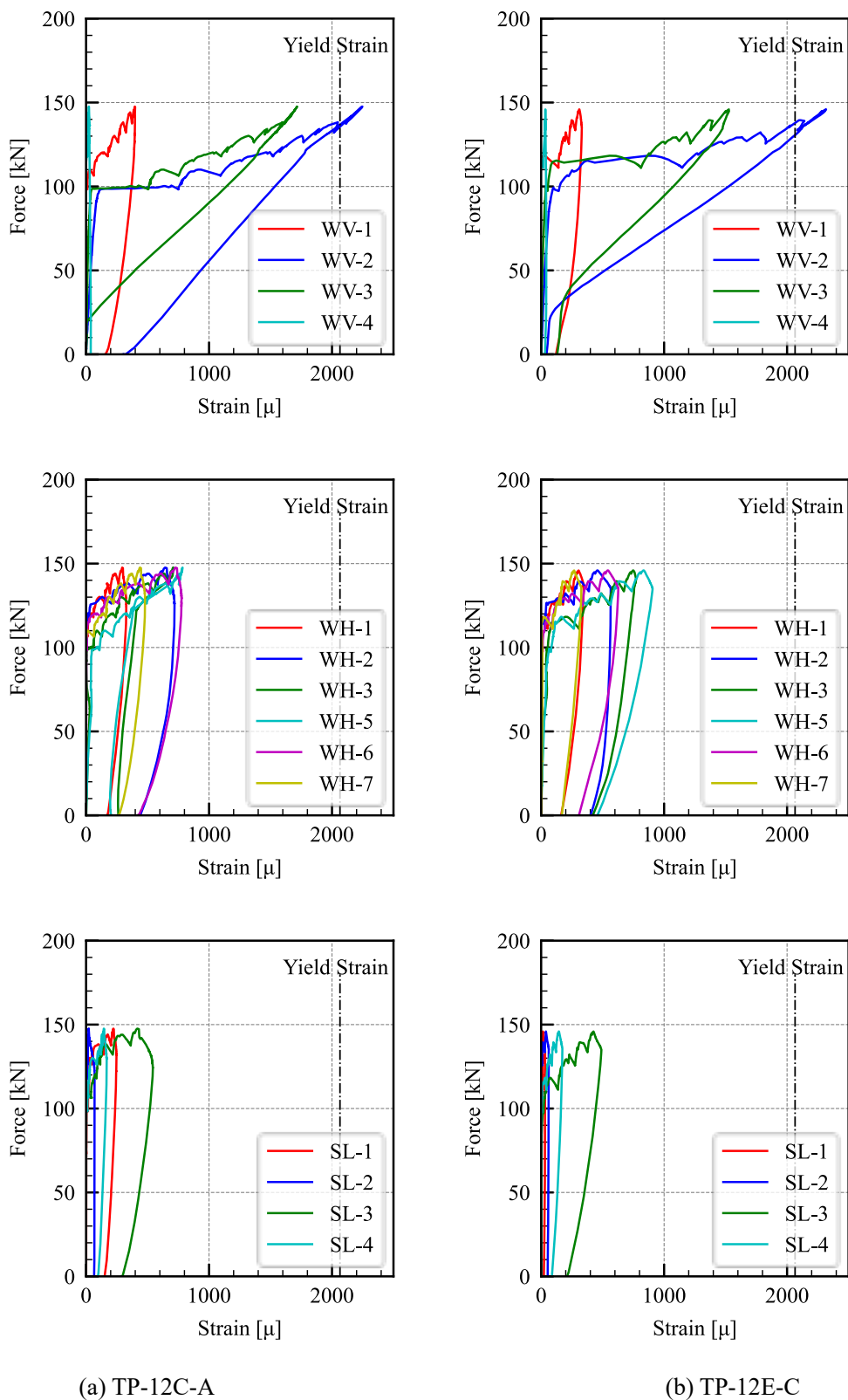
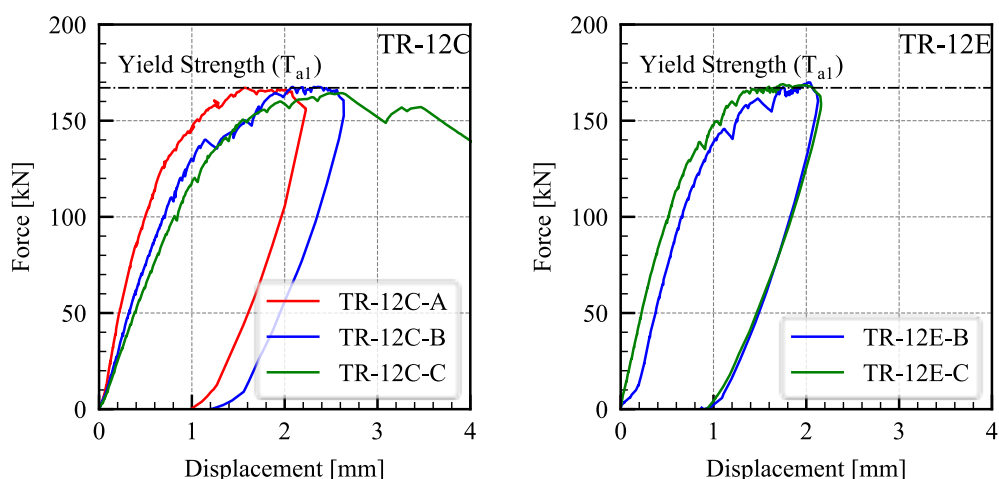


図 4.3-7 荷重—歪関係

続いて、T型試験体・補強なし（TR）の埋め込み長さ $12d_a$ アンカーの試験結果を図4.3-8に示す。

下層壁面でのへりあきを75mmとしたTR-12Cシリーズは、A→B→Cの順番で加力した。TR-12C-A、TR-12C-Bは、100kNでアンカー筋から放射状のひび割れが発生し、140kN付近で床スラブ下壁部に縦ひび割れの発生が確認されたが、剛性低下したが、最終的に鉄筋が降伏した。TR-12C-Cは、鉄筋降伏の直前の $\delta=3\text{mm}$ 付近でコーン状破壊の様相が見られ、抜け出し上部での浅いコーン破壊が確認され、耐力低下した。その後、 $\delta=5\text{mm}$ 付近で付着破断音が聞こえ、耐力低下した。

下層壁面でのへりあきを50mmとしたTR-12Eシリーズは、TR-12E-Aについては、隣接するTR-12C-Cのコーン状破壊の影響で支点を設置することができなかったため、試験を行わなかった。残りのアンカーについては、C→Bの順で加力した。いずれも、TR-12Cシリーズとほぼ同様の破壊過程を経て、鉄筋が降伏した。



(a) TR-12C シリーズ

(b) TR-12E シリーズ

図4.3-8 荷重—抜け出し変位関係（TR-12C シリーズ，TR-12E シリーズ）

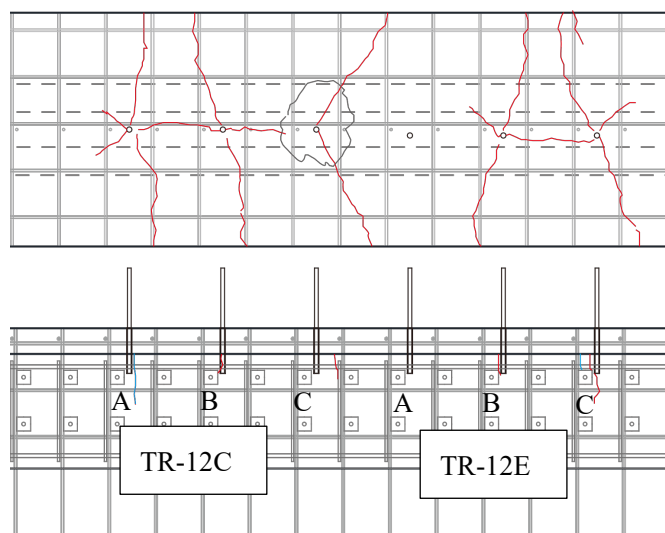


図4.3-9 ひび割れ図（TR-12C シリーズ，TR-12E シリーズ）

他のアンカー試験によるひび割れの影響のない、TR-12C-A および TR-12E-C について、アンカー周辺の鉄筋に張り付けたひずみゲージによるひずみ計測結果を図4.3-10に示す位置に貼り付け、すべてのアンカーで相対的な位置関係は同じとなるようにしている。TP-12C-A および TP-12E-C の周辺鉄筋の荷重—ひずみ関係を図4.3-11に示す。

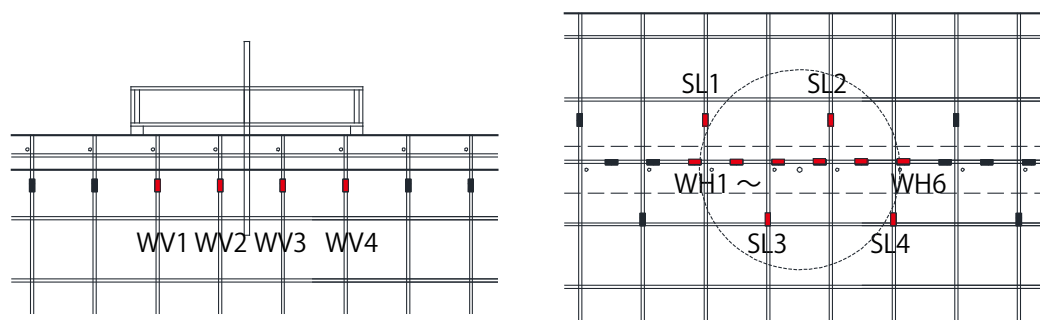
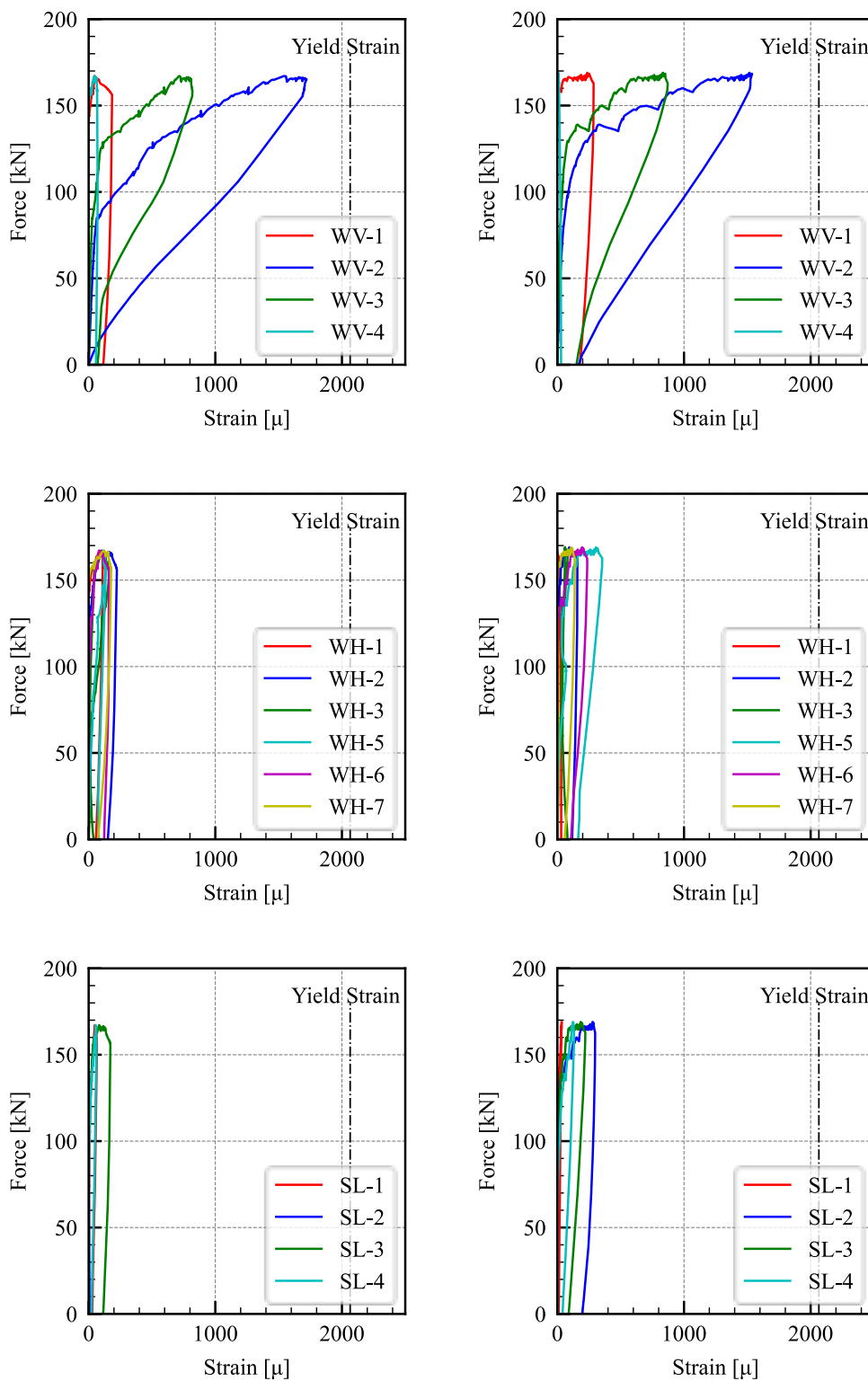


図 4.3-10 ひずみゲージ位置図



(a) TR-12C-A

(b) TR-12E-C

図 4.3-11 荷重—歪関係

4.3.2 実験結果の比較

全アンカー試験体の試験結果の一覧を表 4.3-1 に示す。初期剛性については、荷重 20kN から 50kN の間での荷重変形関係の傾きから算定した。また、破壊モードについては、鉄筋降伏を Y、付着破壊を B、浅部コーン破壊を伴う付着破壊を B+C とした。

表 4.3-1 実験結果一覧

	Stiff.	Max. Force	Failure		Stiff.	Max. Force	Failure		Stiff.	Max. Force	Failure
	[kN/mm]	[kN]	Mode		[kN/mm]	[kN]	Mode		[kN/mm]	[kN]	Mode
M-20-A	169.6	167.3	Y	TP-20C-A	177.7	168.4	Y	TR-20C-A	149.5	169.9	Y
M-20-B	141.0	167.7	Y	TP-20C-B	122.3	168.3	Y	TR-20C-B	127.4	168.0	Y
M-20-C	166.7	168.9	Y	TP-20C-C	153.8	169.6	Y	TR-20C-C	148.2	171.8	Y
M-12-A	166.7	167.6	Y	TP-12C-A	137.8	147.6	B	TR-12C-A	158.1	167.1	Y
M-12-B	81.1	161.9	Y	TP-12C-B	83.2	133.7	B	TR-12C-B	114.6	167.6	Y
M-12-C	159.8	166.4	Y	TP-12C-C	118.5	144.5	B	TR-12C-C	99.5	164.4	B+C
				TP-12E-A	127.0	141.8	B	TR-12E-A			
				TP-12E-B	87.8	134.6	B+C	TR-12E-B	135.9	169.9	Y
				TP-12E-C	165.4	145.9	B	TR-12E-C	136.0	169.0	Y

T 型試験体・補強無し (TP シリーズ) および T 型試験体・補強あり (TR シリーズ) について、床面下面のひび割れの影響がないと思われる試験体について、荷重-変形関係を比較した結果を図 4.3-12 に示す。いずれのシリーズも、初期剛性はほぼ同値であるが、埋め込み長さ $12d_a$ のアンカーに比べて、埋め込み長さ $20d_a$ のアンカーの方が、剛性低下が少ないことが分かる。TP シリーズでは埋め込み長さ $20d_a$ でも、ひび割れによる剛性低下が認められる。へりあきの異なるアンカーを比較すると、荷重変形関係では有意な差は認められない。

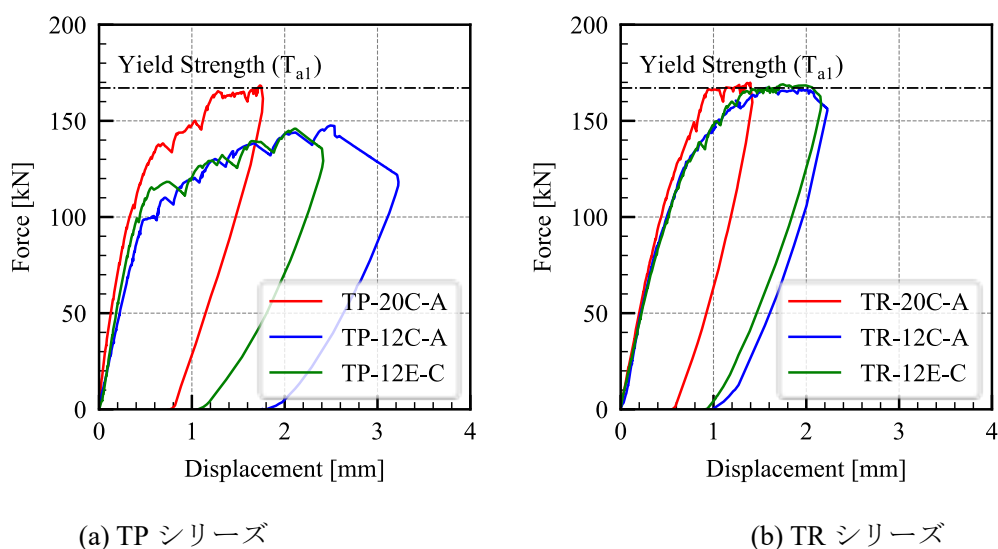
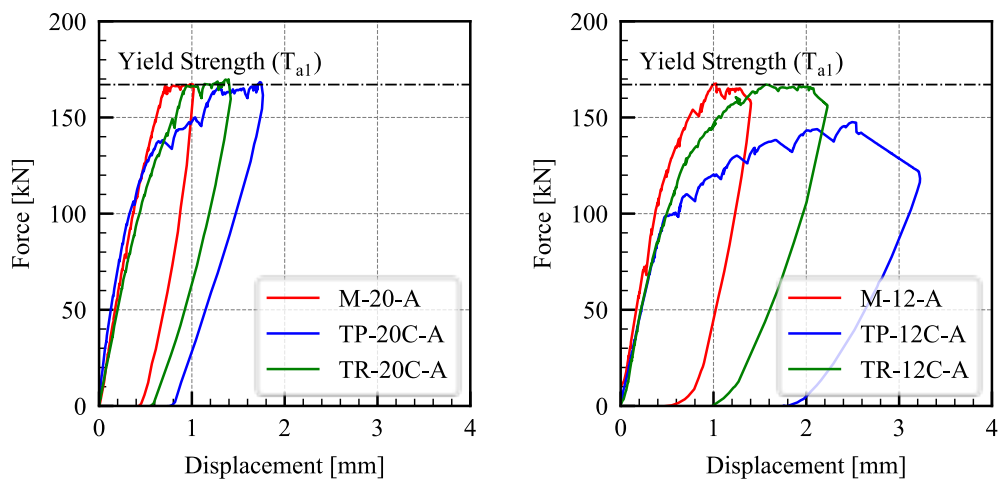


図 4.3-12 荷重変形関係の比較

埋め込み長さごとに荷重変形関係を比較した結果を図 4.3-13 に示す。埋め込み長さ $20d_a$ のアンカーでは、マットスタブ試験体のアンカーに比べると T 型試験体では若干の剛性低下が認められる。埋め込み長さ $12d_a$ では、へりあきの影響が顕著に見られる。



(a) 埋め込み深さ $20 d_a$

(b) 埋め込み深さ $12 d_a$

図 4.3-13 埋め込み長さごとの荷重変形関係の比較

4.3.3 あと施工アンカーの耐力評価

実験時の最大耐力と、4-2-5 節で示した耐力計算による計算値を比較した結果を図4.3-14に示す。浅部コーン破壊を伴う付着破壊となった TP-12 シリーズは、参考文献[4-1]に従った場合、最小値となるコーン破壊強度 T_{a2} により実験値をやや安全側に評価する。一方で、参考文献[4-2]に従った場合には、最小値となる付着破壊強度 T_{a3-2} は、実験値を過小評価している。鉄筋降伏した TR-12 シリーズでは、参考文献[4-1]に従った場合には、破壊モードはコーン破壊、参考文献[4-2]に従った場合には、付着破壊と判定され、実験とは異なる破壊モードで判定される。鉄筋降伏した TP-20 および TR-20 シリーズにおいては、参考文献[4-1]に従った場合には破壊モードを適切に評価できているのに対し、参考文献[4-2]に従った場合には、破壊モードは実験とは異なる付着破壊と判定される。

以上より、参考文献[4-1]に従う場合には、コーン破壊強度 T_{a2} がやや過小評価となっていると考えられ、一方で参考文献[4-2]に従う場合には、付着破壊強度 T_{a3-2} の評価において、へりあき等の影響を考慮した付着強度を過小評価していることが示唆される。

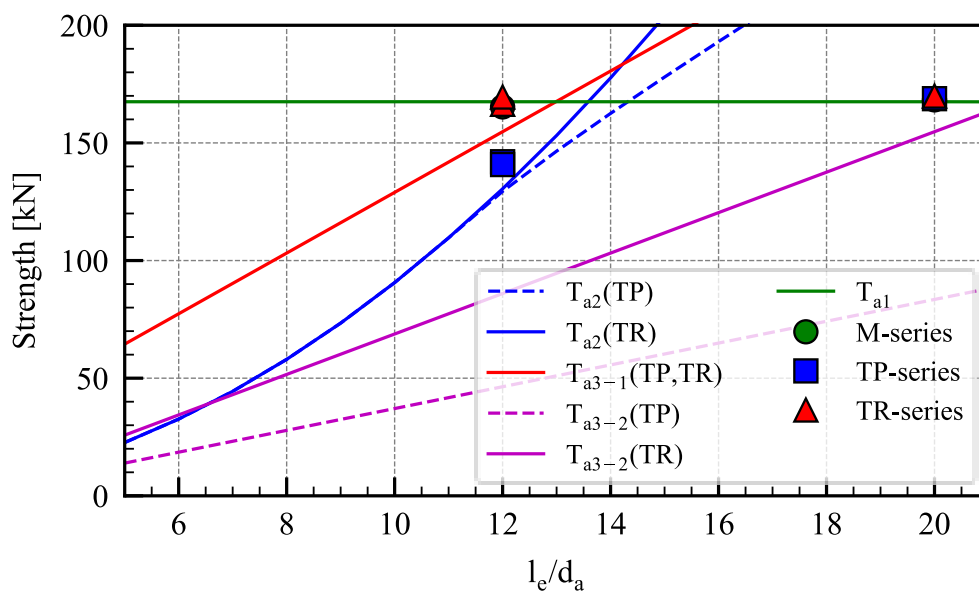


図 4.3-14 最大耐力の実験値と計算値の比較

4.3.4 アンカー筋の付着性状

フェイズ2で実施したひずみゲージ付きのあと施工アンカーのアンカー筋は、写真4.3-1に示すように、アンカー筋の両面に幅2mm、深さ3mmの溝を設け、その中に素線ゲージを貼り付け、配線を溝内部に収めて養生した。

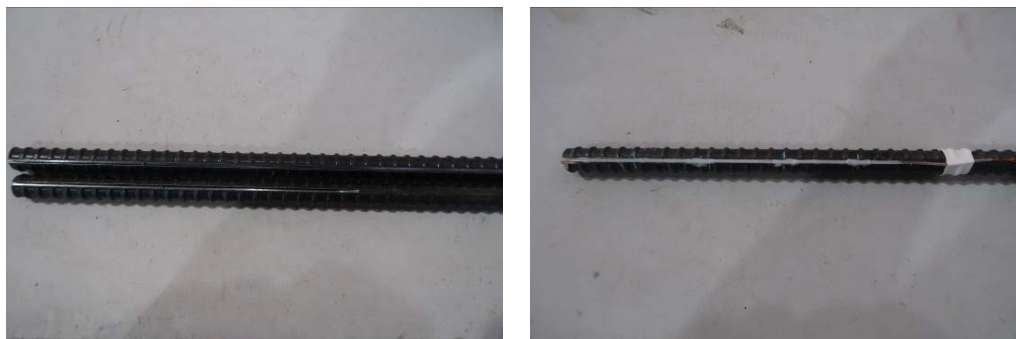


写真 4.3-1 溝切り鉄筋

フェイズ2として実施した、ひずみゲージ付きあと施工アンカーの非拘束付着試験における荷重変形関係を図4.3-15に示す。溝切りによる断面欠損の影響で、剛性・強度が低下しているが、埋め込み長さや梁補強の有無による荷重変形関係の差異は、4-3-2節で示した実験結果と定性的には同じとなっている。

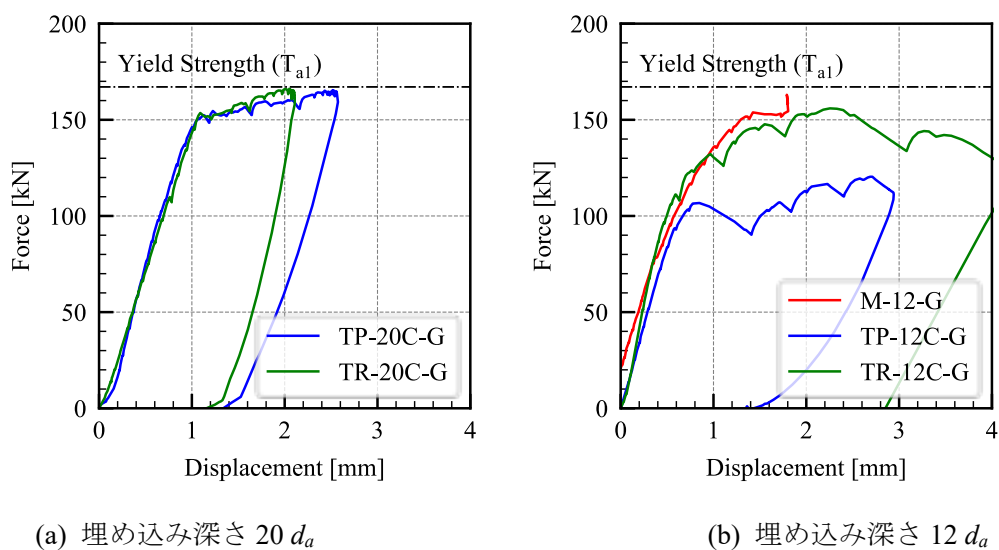
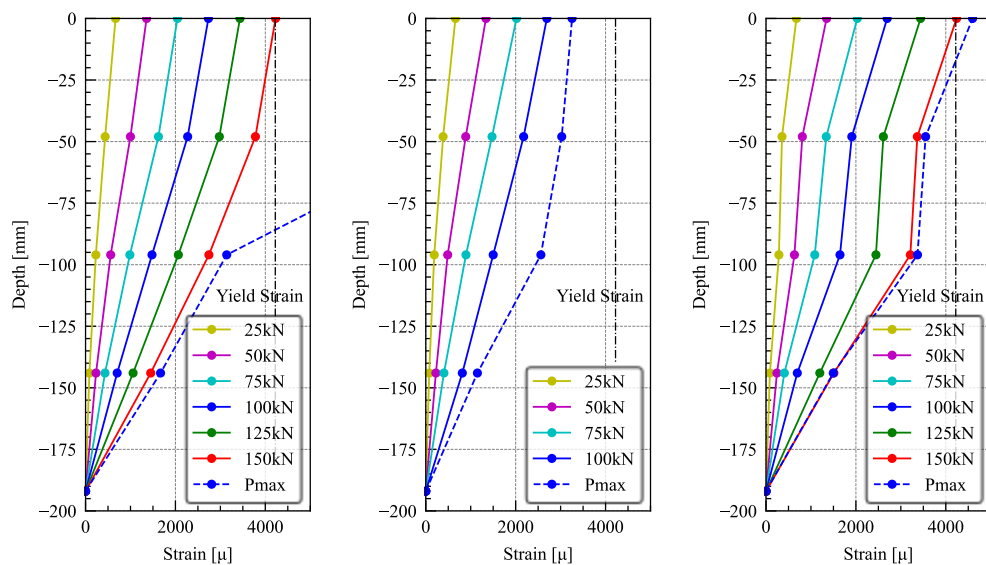


図 4.3-15 溝切りアンカーの荷重変形関係

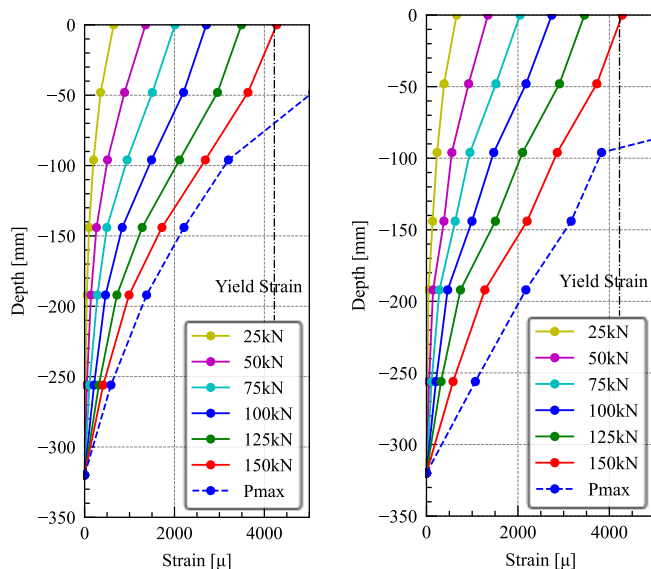
引張荷重 25kN ごとの各アンカーのひずみ分布を図 4.3-16 に示す。



(a) M-12-G

(b) TP-12C-G

(c) TR-12C-G



(d) TP-20C-G

(e) TR-20C-G

図 4.3-16 アンカー筋のひずみ分布

続いて、付着応力について検討する。ひずみから応力への変換は、応力ひずみ関係をバイリニア型と仮定し、ヤング係数および降伏強度を材料試験値 ($E_s=1.99 \times 10^5$ N/mm² および $f_y=841.7$ N/mm²) とする。応力の変化から、次式により計測区間での平均付着応力度を算定する。

$$e\tau_b = \frac{(\sigma_{i+1} - \sigma_i) \cdot A_s}{c \cdot l_{bi}} \quad (4.3.1)$$

ここに、 A_s : アンカー筋の公称断面積 (=198.6mm²)、 c : 周長 (=50mm)、 l_{bi} : 計測区間長

引張荷重 25kN ごとの各アンカーの付着応力度分布を図 4.3-18 に示す。また、荷重 50kN, 100kN, 150kN 時点での付着応力度分布を比較した結果を図 4.3-19 に示す。T 型試験体では、梁補強あり (TR シリーズ) の方が、梁補強なし (TP シリーズ) に比べて、床スラブと壁の境界付近 (深さ-110mm 前後) での付着応力が高くなっていることが分かる。

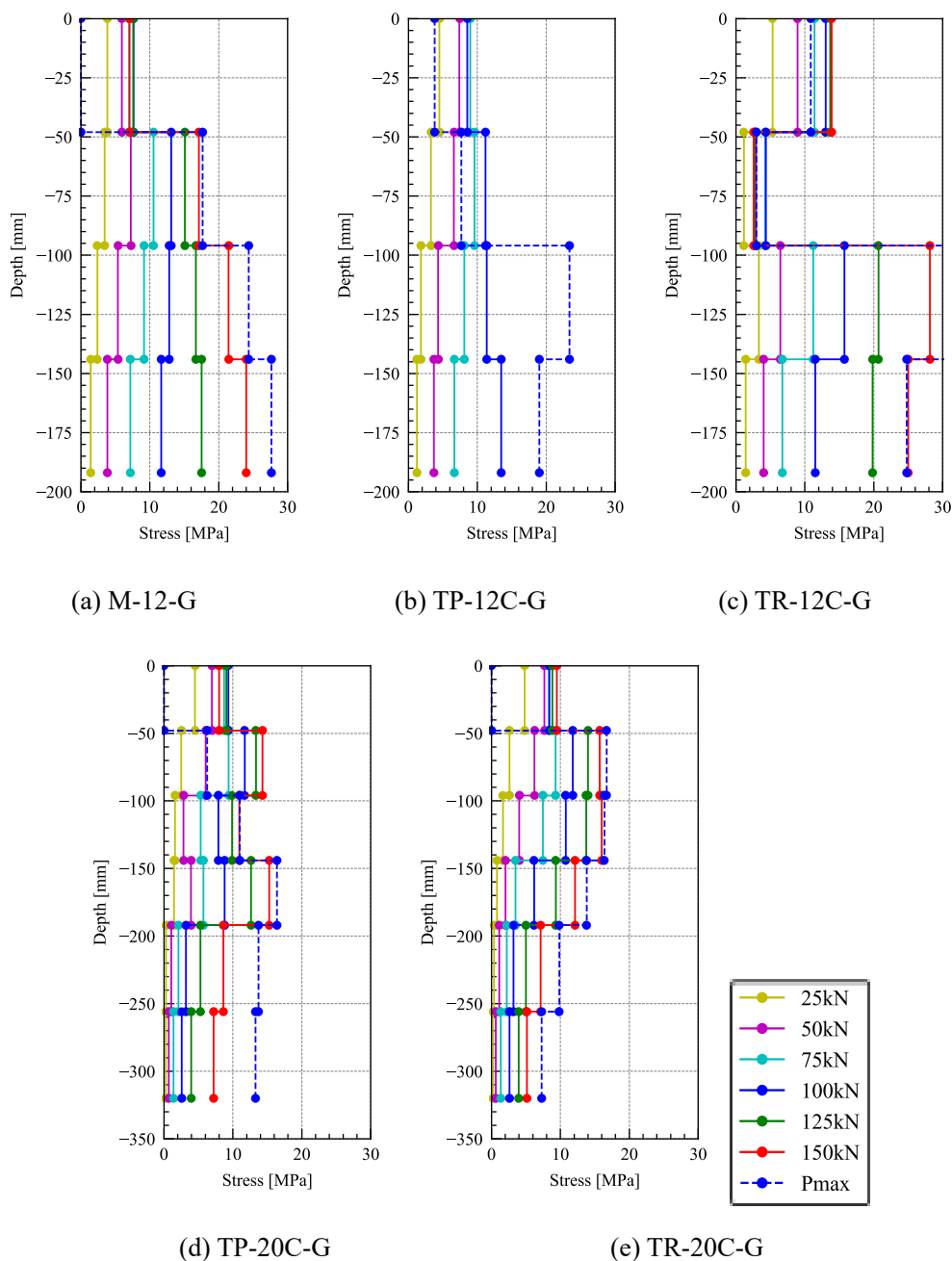
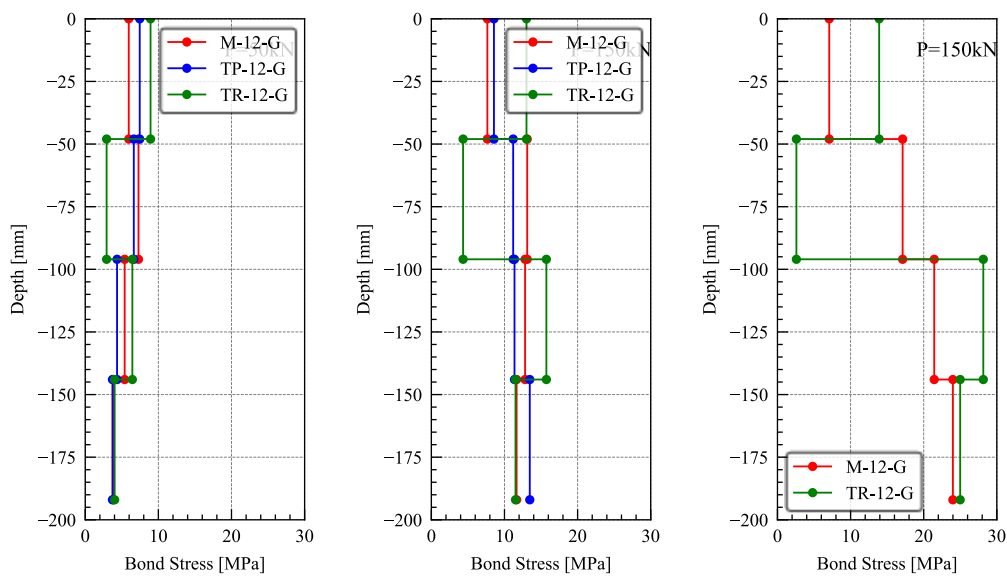
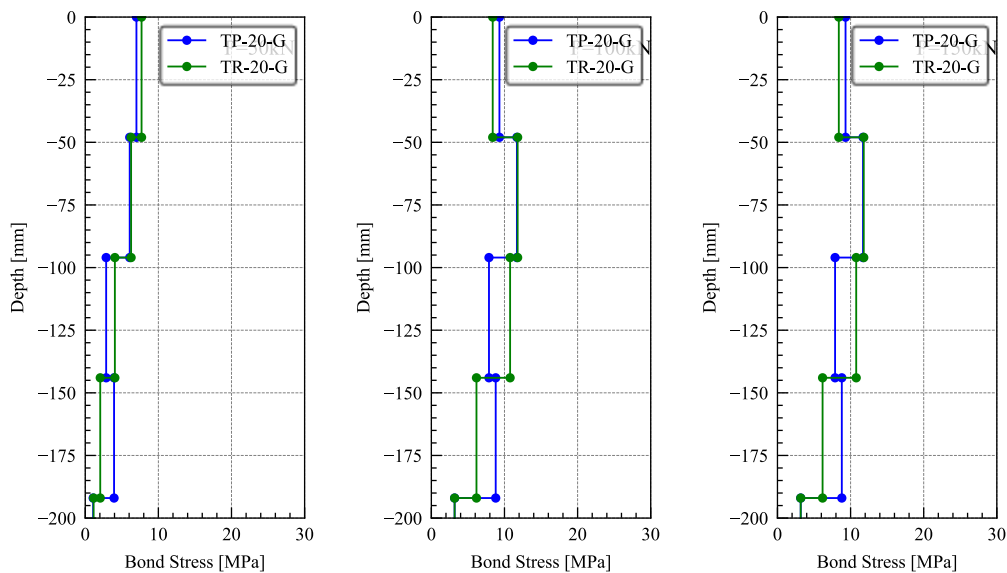


図 4.3-18 アンカー筋の付着応力度分布



(a) 埋め込み深さ 12da



(b) 埋め込み深さ 20da

図 4.3-19 荷重レベルごとのアンカー筋の付着応力度分布の比較

4.3.5 抜け出し変位の分析

あと施工アンカーの荷端側の抜け出し変位について、分析する。

アンカー筋に貼り付けたひずみゲージによる計測ひずみ値を用いて、図 4.3-20 に示すように先端部のひずみを 0 とし、計測点間のひずみ分布を線形であると仮定して、積分することで、鉄筋の伸び変形を算定した。なお、実験において使用した、荷端側の抜け出し変位計測用治具は、抜け出し界面から約 10mm の位置で固定されているため、界面でのひずみそのまま上部まで続いていると仮定して、積分値に累加している。

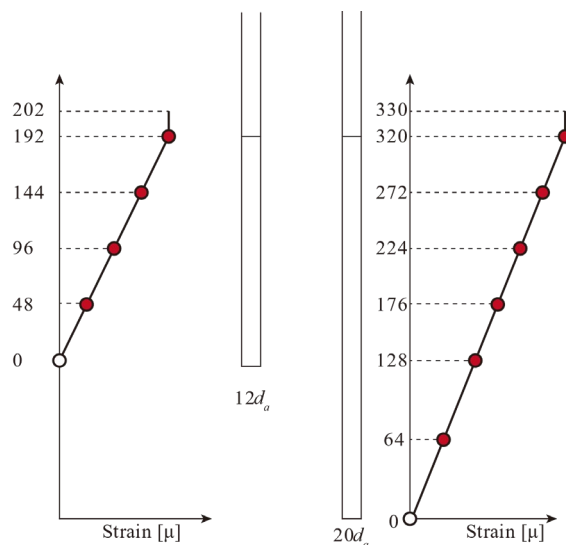


図 4.3-20 ひずみ分布の仮定

荷端側の抜け出し変位と、アンカー筋のひずみ積分値（鉄筋の伸び変位）を比較した結果を、図 4.3-21 に示す。図より、変位の小さい範囲では、抜け出し変位は鉄筋の伸び変位の 1.5 倍程度となっており、鉄筋の伸び以外の変位要因（鉄筋—接着剤、接着剤—コンクリート間の滑り）の影響が考えられる。

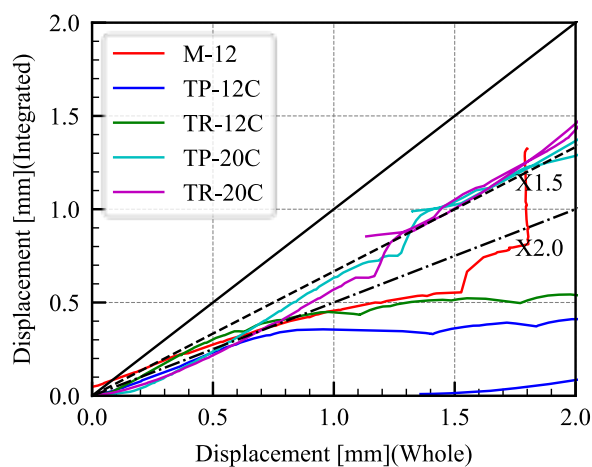


図 4.3-21 抜け出し変位計算値と実験値の比較

4.4 実構造物におけるあと施工アンカーの引張実験概要

4.4.1 対象構造物の概要

対象構造物は、5階建壁式構造物である。図4.4-1に示すように、過去に新設開口および周辺補強工事が行われている戸境壁を対象として、新設開口が設けられている3階および4階の開口位置下部において、あと施工アンカーを下向き施工した。なお、3階の開口周辺は、写真4.4-1に示すように開口周辺に鋼板による補強が行われている。ただし、補強の詳細は不明である。一方で、2階壁は補強されていないため、あと施工アンカー施工部のパラメータとしては、下階補強の有無となる。

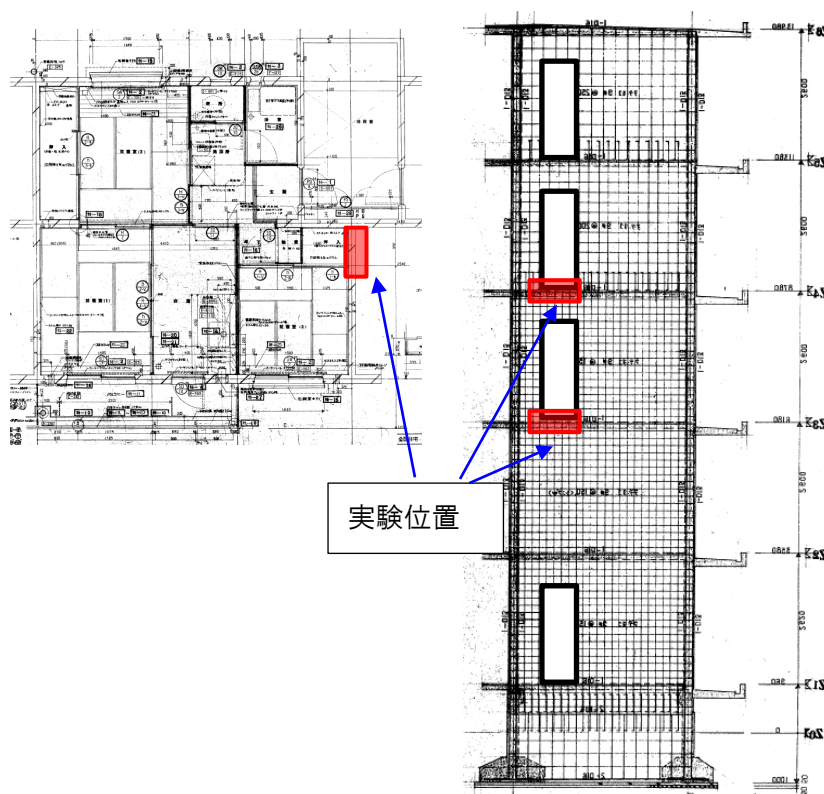


図 4.4-1 実験位置

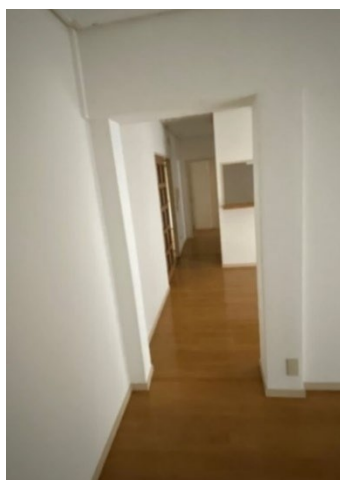


写真 4.4-1 開口周辺補強部

4.4.2 あと施工アンカー試験体概要

あと施工アンカー試験体の一覧を表 4.4-1 に、あと施工アンカー施工部の模式図を図 4.4-2 に示す。試験体のパラメータは、下階の補強の有無と、加力における拘束条件としている。下階の補強の有無については、4 階開口下部に施工したあと施工アンカーが下階補強あり (GR シリーズ), 3 階開口下部に施工したあと施工アンカーが下階補強なし (GP シリーズ) である。また、各階 2 本のあと施工アンカーを施工したが、1 本は開口端に近い位置となったため、加力において拘束位置が異なる。すなわち、拘束位置がアンカーから十分に離れた試験体 (-P), および、片側の拘束位置がアンカーに近い試験体 (-S) である。あと施工アンカーの有効埋め込み深さは $12d_a$ とした。

表 4.4-1 試験体一覧

	拘束なし	片側拘束
下階補強なし	GP-12C-P	GP-12C-S
下階補強あり	GR-12C-P	GR-12C-S

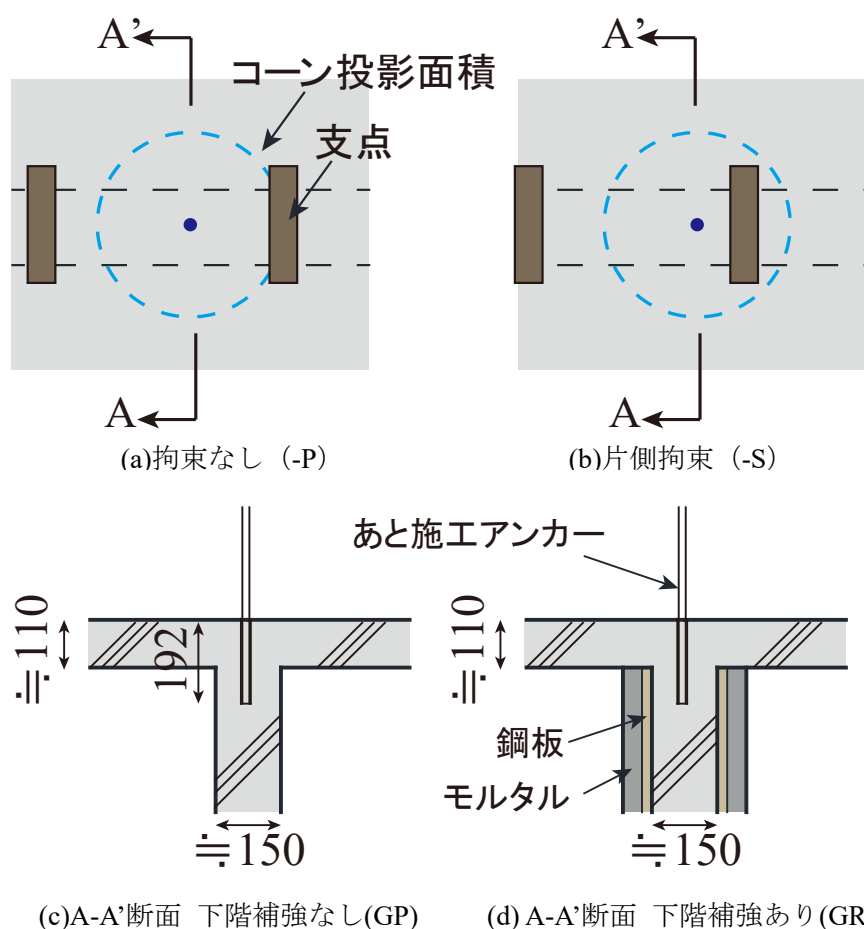


図 4.4-2 試験体模式図

4.4.3 あと施工アンカーの特性

使用したあと施工アンカーの諸元を表 4.4-2 に示す。また、アンカー筋の材料強度を表 4.4-3 に示す。アンカーの付着強度を確認するため、既存構造物から採取したコンクリートコアを用いてスライス供試体を作成し、拘束付着引張試験を実施した。

拘束付着引張試験に用いるスライス供試体は、アンカー施工面の壁(下階壁の上段・中段・下段)から採取したコンクリートコア(直径 100mm, 各 3 本)を実験室での拘束付着引張試験と同様に内径 200mm(および 150mm), 高さ 65mm(5da 相当), 板厚 8mm の鋼管に無収縮モルタルを充填して製作した(写真 4.4-2 参照)。そのスライス供試体にアンカー筋を垂直に施工して、スピードテスターを用いた拘束引張試験を実施した。アンカー付着試験の結果および荷重-自由端抜け出し変位関係を図 4.4-3 に示す。

試験の結果、平均付着応力度は 25.1N/mm^2 であった。特に供試体の鋼管径の大きさや採取箇所による顕著な違いは見られなかった。コンクリート強度が不明であるため基準付着強度を算定することはできないが、コンクリートの設計基準強度は 180kgf/cm^2 であることから、 15N/mm^2 以上の基準付着強度を期待できるものと考えられる。

表 4.4-2 あと施工アンカーの諸元

接着剤	エポキシ系 (EX-350)
アンカー筋	D16 (MK785)
穿孔方法	湿式コアドリル
穿孔径	20mm

表 4.4-3 アンカー筋の材料特性

規格	MK785
降伏強度	841.5 N/mm^2
引張強度	1034.9 N/mm^2
降伏時引張力	167.1kN



a) 供試体(内径 200 mm)

b) 供試体(内径 150 mm)

写真 4.4-2 既存構造物のコンクリートコアを用いた付着試験用供試体

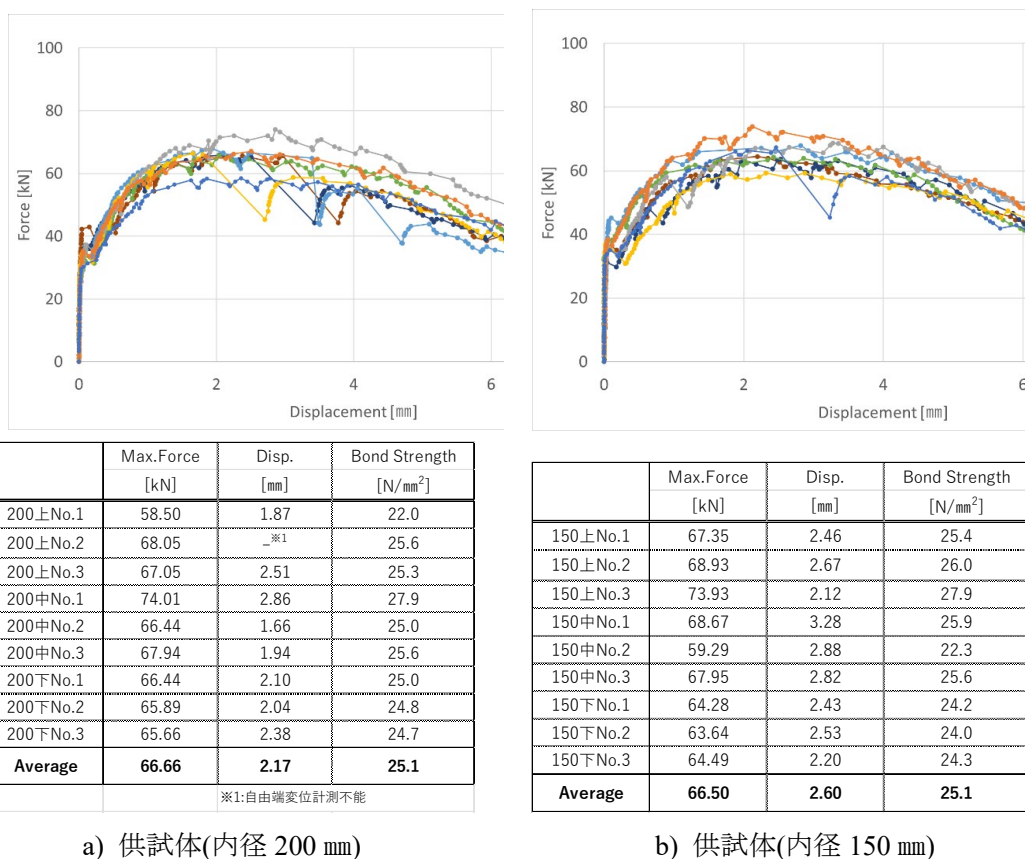


図 4.4-4 アンカー付着試験結果 (スライス供試体)

4.4.4 既存躯体コアの材料特性

既存構造物のコンクリート強度は、建設時の設計基準強度は 180 kg/cm²であるが、あと施工アンカーが定着される部分の現在のコンクリート強度を確認するために当時、同時に打設されたと考えられる同じ壁で 3 本のコア(φ100 mm)を採取し圧縮試験を行った。圧縮試験の結果を表 4.4-4 に示す。圧縮強度は、設計基準強度を大きく上回っており、既存構造物であるためのばらつきを踏まえて標準偏差を考慮しても、設計基準強度の 1.5 倍を上回っていたため、耐震診断等で用いる診断強度の考え方に準拠し、あと施工アンカーの耐力計算に用いるコンクリート強度を 27N/mm²とした。

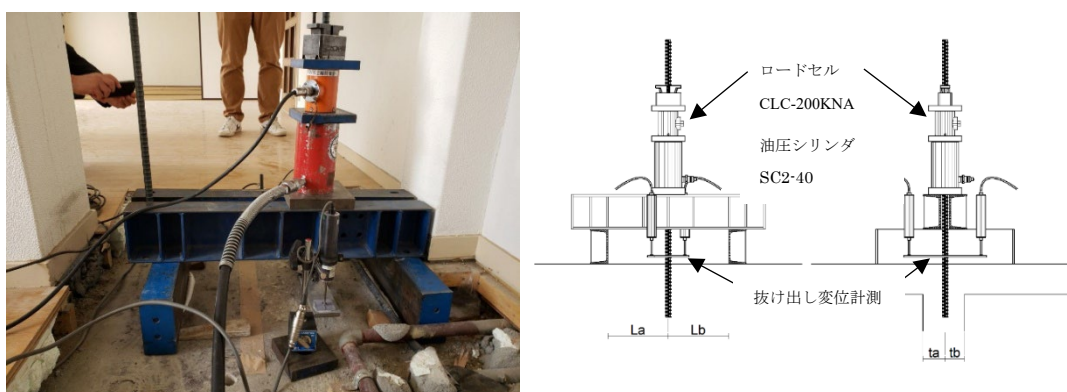
表 4.4-4 コアコンクリートの材料特性

補強	符号	補正後強度 [N/mm ²]	平均 Xi [N/mm ²]	標準偏差 σ_{n-1} [N/mm ²]	推定強度 $Xi-\sigma_{n-1}$ [N/mm ²]
無	201-1	31.1	32.6	2.01	30.6
	201-2	32.9			
	201-3	33.9			
有	301-1	34.2	34.2	1.69	32.5
	301-2	35.6			
	301-3	33.0			

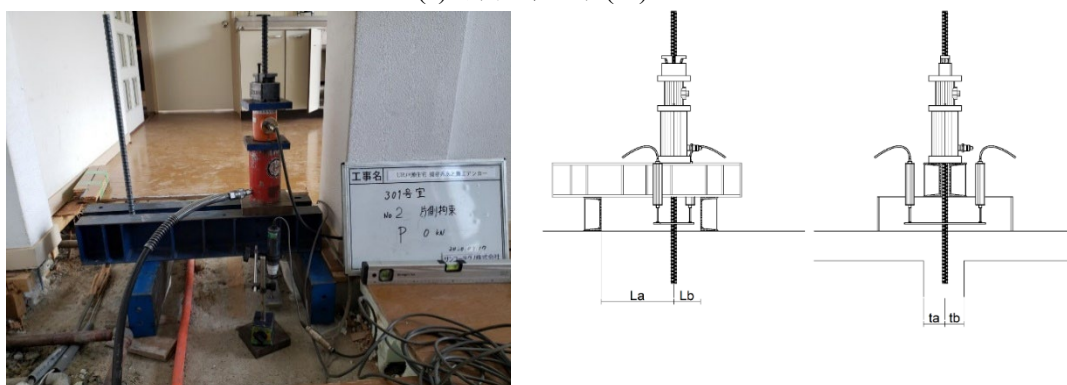
4.4.5 加力方法

拘束条件ごとの加力試験装置の概要を図4.4-3に示す。加力は、油圧ジャッキを用いて手動ポンプにて行った。荷重の計測は、ロードセルを用いて行い、変位の計測は、あと施工アンカーの抜け出し部分（コンクリートの表層に出ている部分の直上）にターゲットを用いて（水平にプレートを両側に出して）、コンクリート躯体から変位計（CDP-50）2本を出して計測した。

それぞれのあと施工アンカーの位置と、加力試験装置の支点位置の関係（ L_a 、 L_b ）および下階壁表面からのへりあき（ t_a 、 t_b ）を表4.4-5に示す。



(a) 非拘束試験(-P)



(b) 片側拘束試験(-S)

図4.4-5 加力試験装置概要

表4.4-5 試験体ごとのアンカー位置

	L_a [mm]	L_b [mm]	t_a [mm]	t_b [mm]
GP-12C-P	175	315	87	57
GR-12C-P	150	260	85	65
GP-12C-S	310	60	87	57
GR-12C-S	300	80	85	65

4.5 実構造物におけるあと施工アンカーの引張実験結果

4.5.1 荷重変形関係および破壊性状

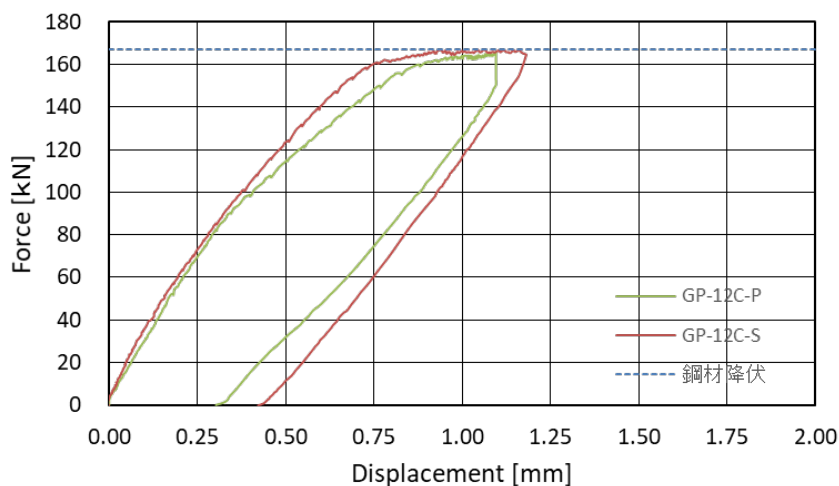
実験結果一覧を表 4.5-1 に、荷重-抜け出し変形の関係を図 4.5-1 に示す。

最大耐力はいずれの試験体も 167kN 前後であり、荷重-抜け出し変形の関係からもアンカー筋が降伏強度に達しているものと推察される。なお、GR-12C-S の初期の乱れは変位計測不良によるものである。

表 4.5-1 実験結果一覧

下階補強なし	最大耐力 [kN]	最大耐力時変位 [mm]	下階補強あり	最大耐力 [kN]	最大耐力時変位 [mm]
GP-12C-P	166.0	1.10	GR-12C-P	167.6	1.39
GP-12C-S	167.2	1.06	GR-12C-S	167.3	1.18

補強なし試験体



補強あり試験体

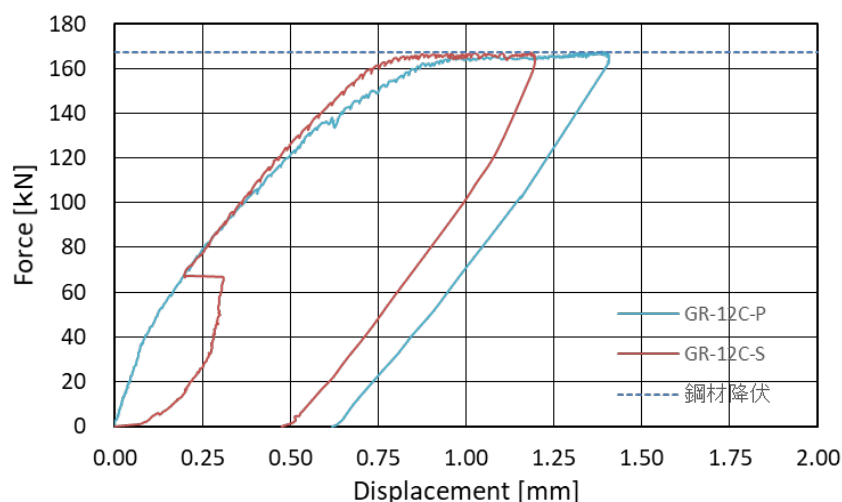


図 4.5-1 実験結果一覧

加力時に躯体コンクリートにひび割れが観測された、GP-12C-S のひび割れ状況を写真 4.5-1 に示す。ひび割れは、アンカー先端の壁面でへりあきが 57 mm と薄い側に

160kN 付近で確認されたが、荷重 - 抜け出し変位図からみると 100kN 付近からやや剛性の低下が確認できるため、表面にひび割れが発生する前に、内部でひび割れが入っていたなど、何らかの事象が起こっていたものと推察される。



写真 4.5-1 下階壁のひび割れ

4.5.2 あと施工アンカーの耐力評価

4.2.5 節と同様に、想定する破壊モードは、アンカー筋の降伏 (T_{a1})、コーン破壊 (T_{a2})、付着破壊 (T_{a3}) の 3 種類とし、あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[4-1]、各種合成構造設計指針^[4-2]および耐震改修設計指針^[4-3]を参考に耐力を算定した。

ただし、コーン破壊や付着破壊の算定に用いるコンクリート強度 F_c については 4.4.4 節に示すコア抜き試験結果から 27N/mm^2 とした。また、付着基準強度については、4.3.3 節のスライス供試体の拘束付着試験結果より、 15MPa 以上期待できると判断し、 10MPa または 15MPa で算定した。

実験値と計算値を比較した結果を表 4.5-2 に示す。参考文献[4-1]に従った場合、アンカー筋の降伏 (T_{a1})、コーン破壊 (T_{a2})、付着破壊 (T_{a3-1}) の最小値を取ることとなるが、GP シリーズで付着基準強度を 10MPa とした場合には付着破壊耐力 T_{a3-1} が最小となり、その他ではコーン破壊耐力 T_{a2} が最小となる。いずれの場合においても、実験値を安全側に評価する。参考文献[4-2]に従った場合には、アンカー筋の降伏 (T_{a1})、付着破壊 (T_{a3-2}) の最小値を取ることとなるが、いずれも付着破壊耐力 T_{a3-2} の計算値が最小値となり、実験結果に対して安全側の評価となった。実験では、いずれも鉄筋降伏が先行したものと考えられ、実験値は計算値に対して十分に余裕がある結果となった。

表 4.5-2 実験結果と計算結果の比較

試験体名	最大耐力 [kN]	T_{a1}	T_{a2}	10MPa		15MPa	
				T_{a3-1}	T_{a3-2}	T_{a3-1}	T_{a3-2}
GP-12C-P	166.0	167.5	136.2	109.4	47.7	164.1	71.6
GR-12C-P	167.2		130.2		49.1		73.6
GP-12C-S	167.6		96.3		47.7		71.6
GR-12C-S	167.3		104.8		49.1		73.6

4.5.3 実験室試験体との比較

4.2~4.3 節に示した、実験室で実施されたあと施工アンカー引張試験結果と、本節で示した実構造物で実施されたあと施工アンカー引張試験結果を比較する。下階補強の有無別に、荷重変形関係を比較した結果を図 4.5-2 に示す。なお、実構造物の下階補強の詳細は不明であり、詳細が分かっている実験室試験体の補強とは直接比較することは難しいが、ある程度の補強が施されているということで比較することとした。初期剛性が概ね一致しており、実験室の試験体と実構造物の試験体で同等の性能を有すると言える。

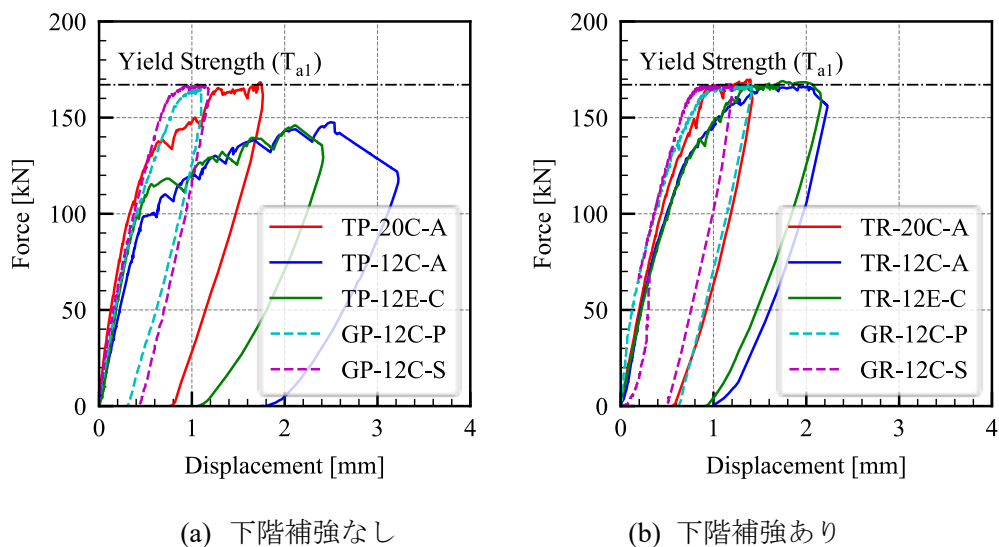


図 4.5-2 荷重変形関係の比較

4.6. まとめ

壁面内に施工されるあと施工アンカーの定着性能を明らかにすることを目的としたアンカー引張実験を実施し、以下の知見を得た。

- ① T型試験体に施工したあと施工アンカーについて、下部壁の外付け梁補強がなく、埋め込み長さを $12d_a$ とした場合には、浅部コーン破壊を伴う付着破壊が発生したが、梁補強がある場合や、埋込長さを $20d_a$ とした場合には鉄筋降伏が先行する破壊モードとなった。
- ② 壁内に定着するあと施工アンカーの耐力について既往の評価式を準用して評価したところ、安全側の評価となるものの、コーン破壊強度の評価や付着破壊強度の評価におけるへりあき等の影響考慮した付着強度について、過小評価している可能性が示唆された。
- ③ あと施工アンカーの埋め込み部におけるアンカー筋の付着応力分布は、荷重レベルが小さい範囲では、付着応力は施工面側に偏っているのに対し、荷重レベルが大きくなるにつれてアンカー筋先端側に付着応力が偏っていく傾向が見られた。
- ④ あと施工アンカーの抜け出し変形について、鉄筋の伸び変形だけでなく、異種材料間のすべりや周辺コンクリートの変形に起因する変形が生じる。埋め込み長さが短く、コーン状ひび割れや付着ひび割れが生じやすい試験体の方が、その割合が大きい。
- ⑤ 実際の壁式構造物に施工されたあと施工アンカーについても、実験室で確認されたアンカーの性能と同等の性能があることが確認された。

参考文献

- [4-1] 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.4
- [4-2] 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- [4-3] 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2017

第5章

壁式架構における新設開口設置に伴う補強部材の構造性能

5.1. はじめに

高度経済成長期に大量に建設された壁式鉄筋コンクリート造集合住宅建物は、過去の被害地震から高い耐震性が実証されているにも関わらず、現在の高い住居水準からすると、住戸専用面積などの問題から現代のニーズにそぐわないものとなっている。本研究ではこれらの既存ストックの有効活用方法を検討する。

既存建築物を有効活用する場合、現代のニーズに合わせるため既存の戸境壁に開口を設けることなどの躯体改造が必要となる。しかしこれらは建築物の構造耐力上主要な部分の構造性能を低下させることとなるため、躯体改造後の部材の構造性能を把握する必要がある。元来開口が少なく高い耐力がある梁間方向の壁に開口を設置することは構造性能上問題がないように思われるが、壁式構造としては開口上部に壁梁が必要であり新設開口上部の残存耐力壁を壁梁とする補強が必要である。またそれに伴い耐力壁に開口補強筋を配する補強が必要となる。これらの補強を行った部材の技術的な知見は少ないため、本研究ではこれらの構造性能を実験により把握し、既往の建物にそれらを取り入れた際の構造特性を解析により評価することを目的としている。

5.2. 短辺耐力壁実験

5.2.1. 試験体概要

図 5.2.1-1～5.2.1-4 に試験体 4 体の試験体配筋図と、表 5.2.1-1 に試験体諸元、表 5.2.1-2 にコンクリート材料試験結果、表 5.2.1-3 に鉄筋材料試験結果を示す。既存耐力壁に対して、直交壁近傍に新設開口を設けた場合の、短辺部（開口によって 2 枚に分かれた壁の壁長が短い方）の壁を対象とした。新設開口を設けた場合には、新たに壁端部となる新設開口周辺部に曲げ補強筋を設ける必要がある。本検討では、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いる。いずれの試験体も、壁柱部分が曲げ破壊型となるように設計した。

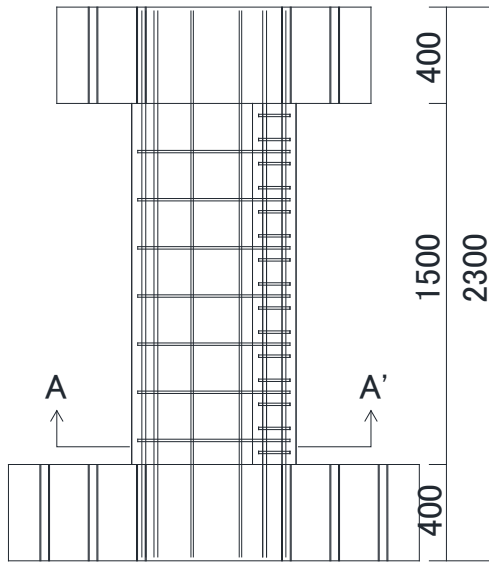
試験体 No.1 は既設開口周辺耐力壁試験体として、壁式構造設計指針で規定される開口補強筋(2-D16)が先付け鉄筋として配された基準試験体であり、先付け鉄筋は鋼板定着されている。想定する耐力壁は壁厚 150mm であり、壁縦横筋がシングル配筋されている。また、直交壁側については直交壁有効範囲を壁厚の 6 倍とした場合の有効鉄筋量と同等の縦筋を入れた柱型とした。

試験体 No.2 は試験体 No.1 と同等の曲げ補強量(2-D16)をあと施工アンカーにより導入した補強試験体である。補強部の厚さは既存部壁厚と同等とした。

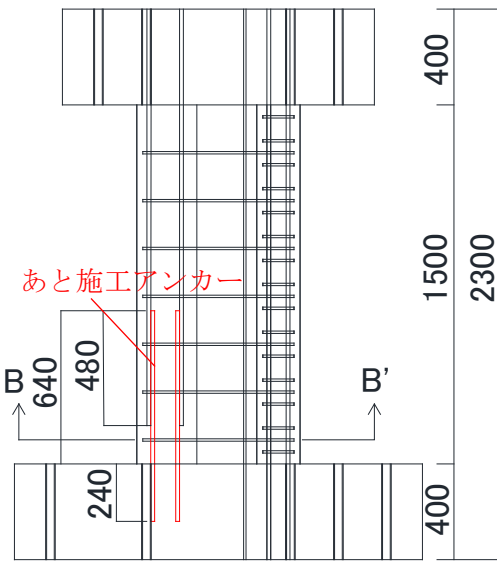
試験体 No.3 は補強側端部に試験体 No.1 よりも多く曲げ補強筋を配し(5-D16)、柱型を設けるとともに補強部をフープ筋により拘束した。

試験体 No.4 はあと施工アンカーを梁曲げ補強部に対して施工することを想定した試験体である。下階の壁梁相当部分に外付け補強をした壁曲げ補強部を壁柱下部に再現した。

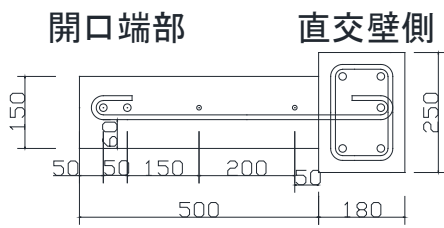
試験体 No.2～4 については新設開口周辺の施工において開口よりも大きくはつり出すことを想定して、壁端部をはつり出した状態を模した既存部試験体を作成し、補強部との接合面にチッピングによる目粗しを施した後に、試験体 No.2～3 ではスタブに、試験体 No.4 では壁梁部に接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂、注入式、コアドリル穿孔）を打ち込んだ。あと施工アンカーの有効埋め込み長さに関しては、アンカー母材が降伏する $15d_a$ (d_a : アンカー径)とした。製作手順は①既存部製作②壁端部・下向きアンカーの施工③壁端部、外付け壁梁の配筋④コンクリート打設（壁端部、外付け壁梁ともに）なお、既存部と補強部の接合面はすべて目荒らしを施し、一体化を図っており、梁曲げ補強部の面外方向の鉄筋（外付け壁梁と既存壁梁部の接合筋）は、試験体製作の都合上、先付鉄筋 D16 とした。



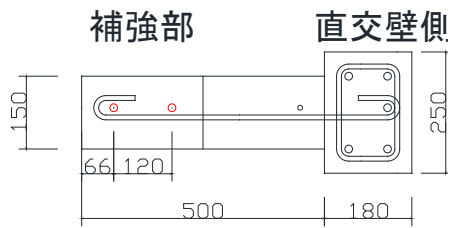
(a) 側面図



(a) 側面図



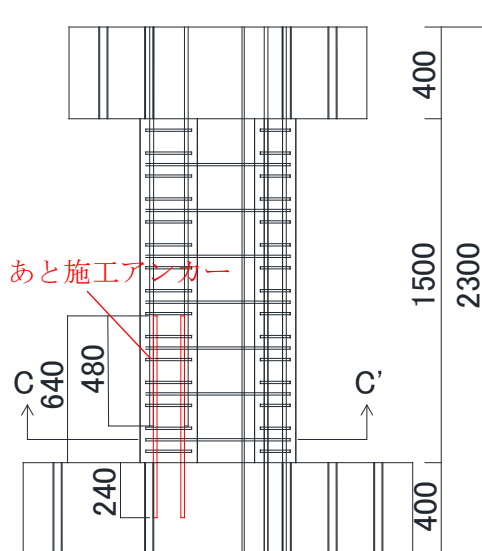
(b) A-A'断面図



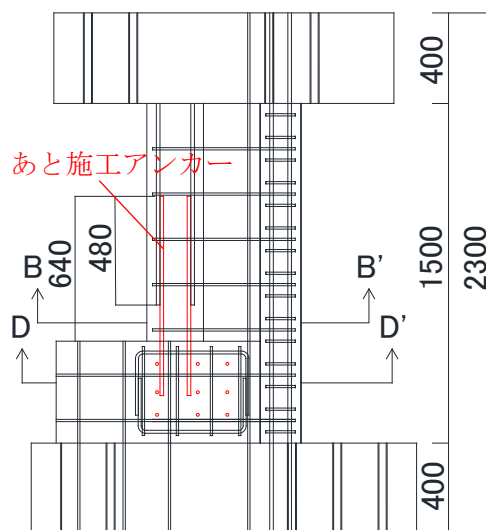
(b) B-B'断面図

図 5.2.1-1 試験体 No.1 配筋図

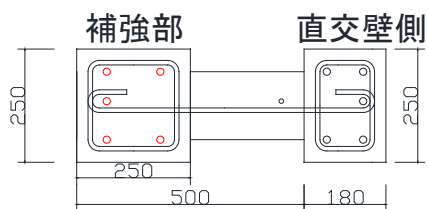
図 5.2.1-2 試験体 No.2 配筋図



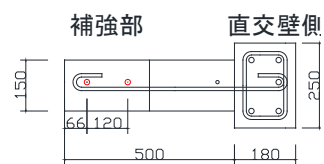
(a) 側面図



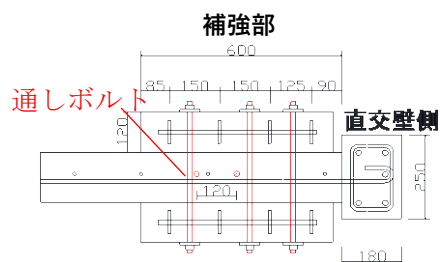
(a) 側面図



(b) C-C'断面図



(b) B-B'断面図



(c) D-D'断面図

図 5.2.1-3 試験体 No.3 配筋図

図 5.2.1-4 試験体 No.4 配筋図

表 5.2.1-1 試験体諸元

試験体名	試験体1	試験体2	試験体3	試験体4
壁厚(mm)	150			
壁長さ(mm)	500			
壁高さ(mm)	1500			
柱B×D	250×180			
柱主筋	D16(SD345)			
柱帯筋	D10(SD295A)@200			
壁縦筋				
壁横筋				
Fc既存部(N/mm ²)	21.6		22.7	
Fc新設部(N/mm ²)	—	36.3	37.5	
軸力比	0.075			

表 5.2.1-2 コンクリート材料試験結果

材料 試験体名	コンクリート(既存部)				コンクリート(新設部)			
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.1	No.2	No.3	No.4
圧縮強度[N/mm ²]	21.6		22.7		—	36.3	37.5	
割裂強度[N/mm ²]	2.15		2.30		—	3.27	3.04	
ヤング係数[×10 ³ N/mm ²]	21.6		22.4		—	28.1	28.3	

表 5.2.1-3 鉄筋材料試験結果

材料 部位	鉄筋			
	壁縦筋	壁横筋	柱主筋	柱帯筋
鉄筋径	D10	D10	D16	D10
材種	SD295A	SD295A	SD345	SD295A
ヤング係数[×10 ³ N/mm ²]	180	180	187	180
降伏強度[N/mm ²]	382	382	384	382
引張強度[N/mm ²]	529	529	569	529
降伏ひずみ	2174	2174	2155	2174

5.2.2. 加力計画

図 5.2.2-1 に荷重装置説明図を示す。荷重方式は、所定の軸力 194.4kN（全断面に対する軸力比 0.075）を作用させた状態での片持ち梁形式での正負交番静的繰返荷重とした。反曲点高さは 1500mm とした。加力サイクルは、相対変形角（以降 R，下スタブ上端位置に対する反曲点高さ位置の相対水平変位/反曲点高さ）制御とし，変形角 R=0.0625%，0.125%，0.25%，0.5%，0.75%，1.0%，1.5%，2.0%，3.0%の各サイクルを最大 2 回繰り返した。試験体 No.4 に関しては，変形角 2（壁中央頂部変形を壁内法高さで除した値で以降 R2 とする）を用いた。なお，左右の水平ジャッキは同圧制御としている。また，これらのジャッキは逆方向に傾くため加力梁の傾きは試験体に影響しない。

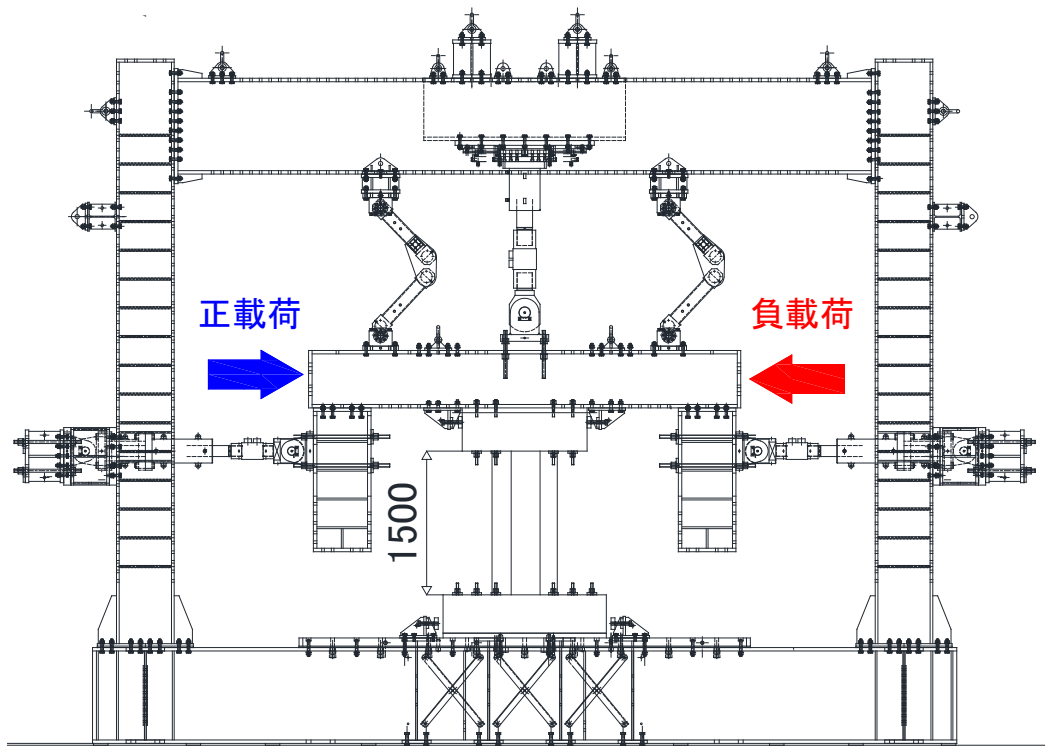


図 5.2.2-1 加力装置図

5.2.3. 計測計画

5.2.3.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として各試験体の変位計測状況および鉄筋のひずみゲージ貼り付け状況を図 5.2.3-1～図 5.2.3-4 に示す。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用のフレームを組み変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。全体部材角算出用の変位は上スタブ中央の標点で計測した。試験体の内部変位は試験体に埋め込んだインサートに全ネジボルトを通し、ロッドエンドを介して取り付けられた変位計により計測した。試験体に生じる荷重は加力ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。鉄筋のひずみは壁縦筋と壁横筋、曲げ補強筋、アンカー筋、柱主筋、柱せん断補強筋にそれぞれ貼り付けたひずみゲージにより計測した。

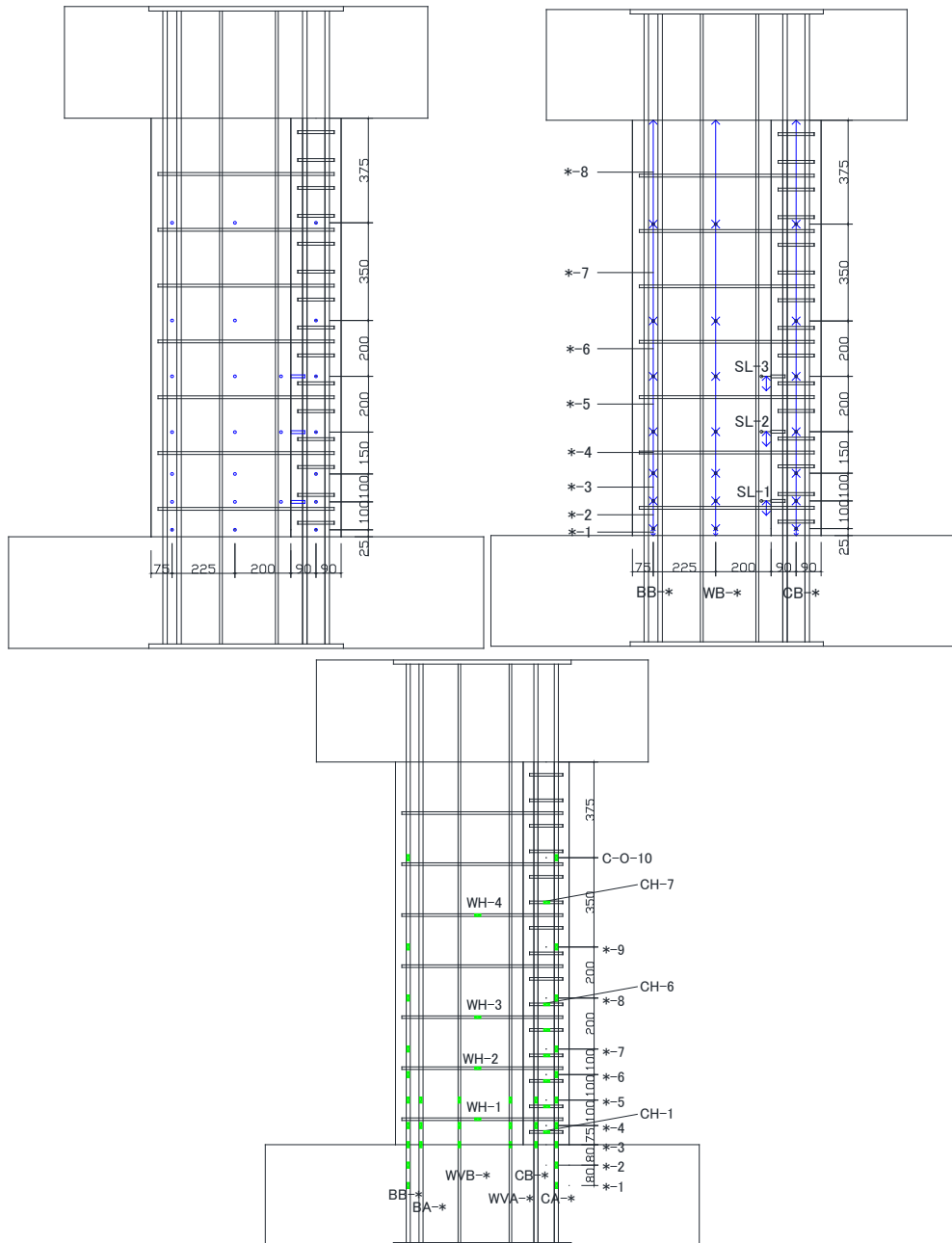


図 5.2.3-1 試験体 No.1 インサート，変位計，ひずみゲージ位置説明図

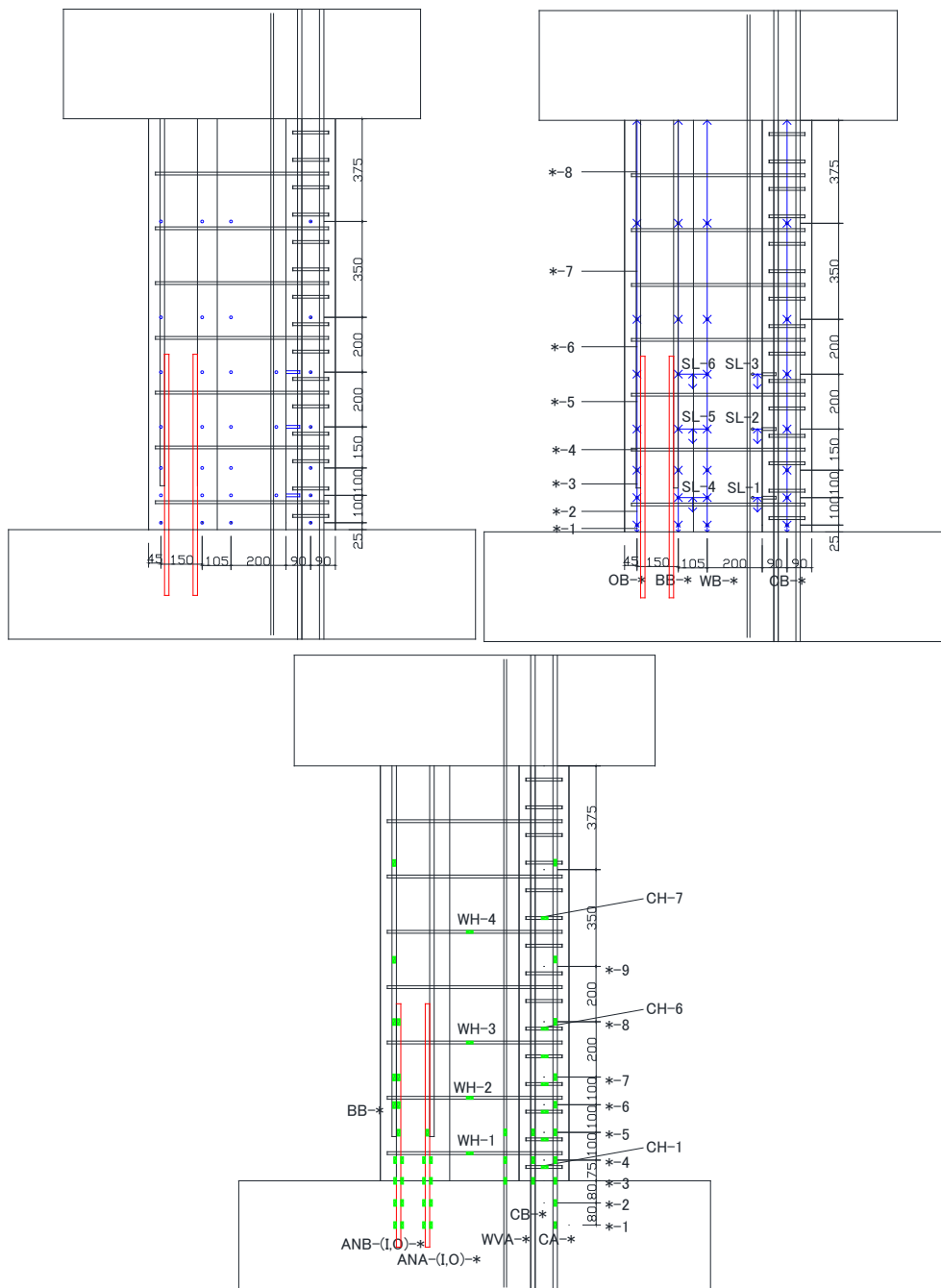


図 5.2.3-2 試験体 No.2 インサート，変位計，ひずみゲージ位置説明図

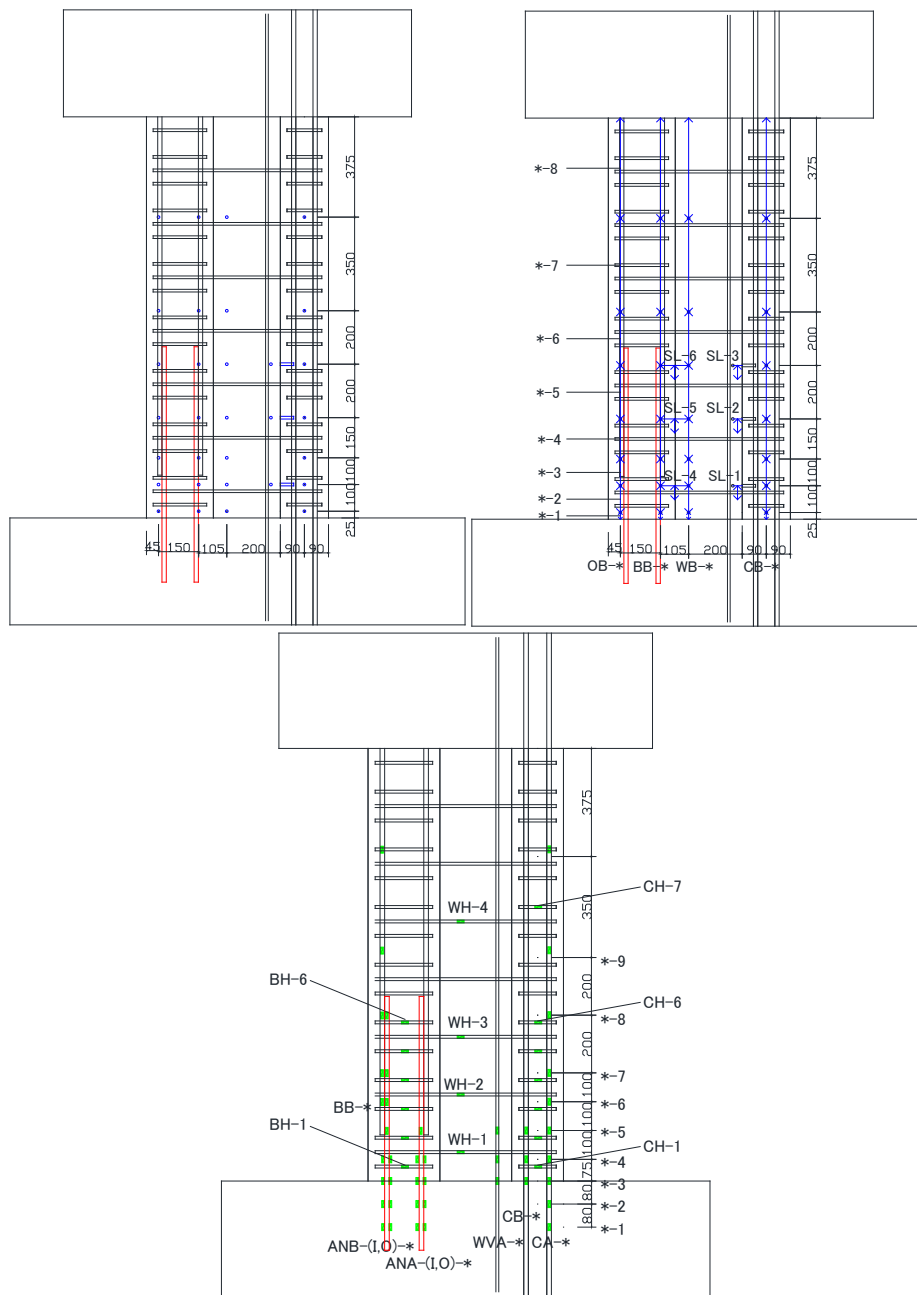


図 5.2.3-3 試験体 No.3 インサート，変位計，ひずみゲージ位置説明図

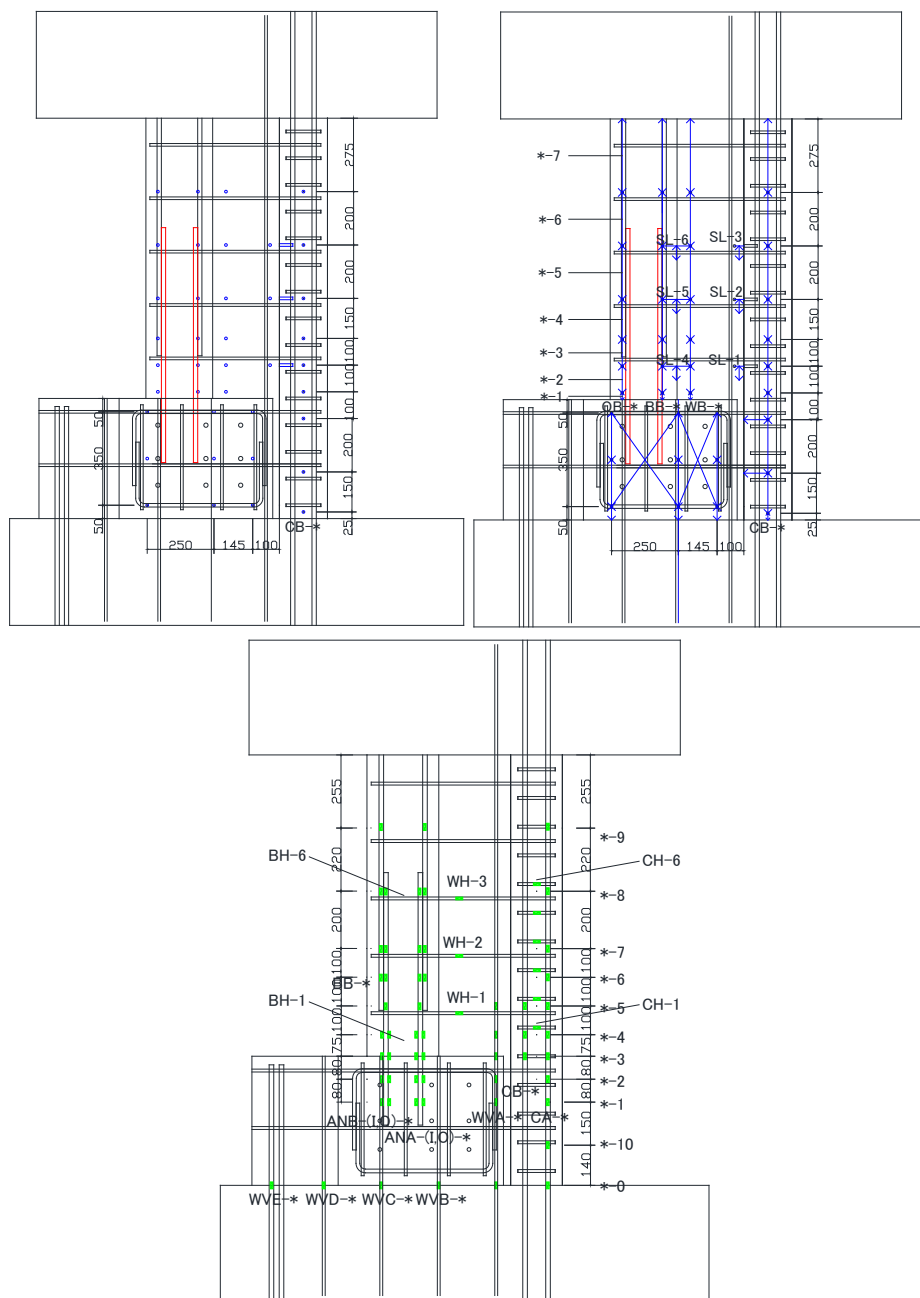


図 5.2.3-4 試験体 No.4 インサート，変位計，ひずみゲージ位置説明図

5.2.3.2. ひび割れ計測方法

試験体に引かれた各グリッドにつき曲げとせん断ひび割れ（各々1本ずつ）に対して最大ひび割れ幅を各変形角のピーク時と除荷時とで計測し、あらかじめ用意しておいたひび割れ幅記入表に記録する。ひび割れ幅の計測は目視により行い、使用するクランクスケールに示されている幅で表現する。（0.00～3.50mmで表現、それ以上は定規を使用）。ただし、目視により確認でき、かつ0.05mm未満のひび割れの場合はひび割れ幅を0.00mmと表記する。また、正載荷のピーク時に完全に閉じてしまった場合などは「閉じ」と表現してひび割れ幅記入表に示す。

異なる2本以上のひび割れが接続した場合には、1本のひび割れとみなして、最大ひび割れ幅を計測することとする。

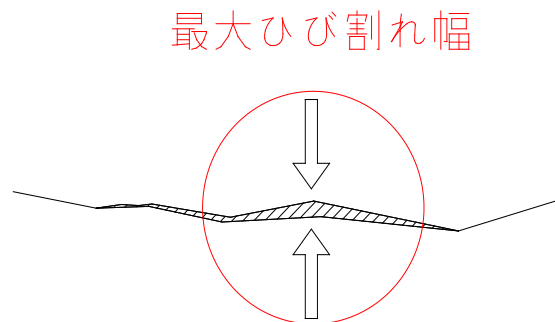


図 5.2.3-5 ひび割れ計測イメージ図

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行う。

1) 試験体のグリッド名の決定（全試験体共通）

本実験における計測方法は、発生した剥落に対し OHP シートを当てるため、載荷前に壁面に本実験で使用する A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線を記入する。以下の図 5.2.3-6 に試験体正面のグリッド番号とその位置を示す。青色の部分が直交壁部（図 5.2.3-6 のア～ク-5, 12）、緑色の部分が耐力壁既存部（図 5.2.3-6 のア～ク-3, 4）、橙色が耐力壁新設部（図 5.2.3-6 のア～ク-1, 2, 11）を示している。グリッドの振り分けは、基本 A4 サイズの横 297mm×縦 210mm とし、耐力壁新設部は横 100・150mm に分割、耐力壁既存部は横 150・100mm に分割、直交壁部は横 180mm とした。

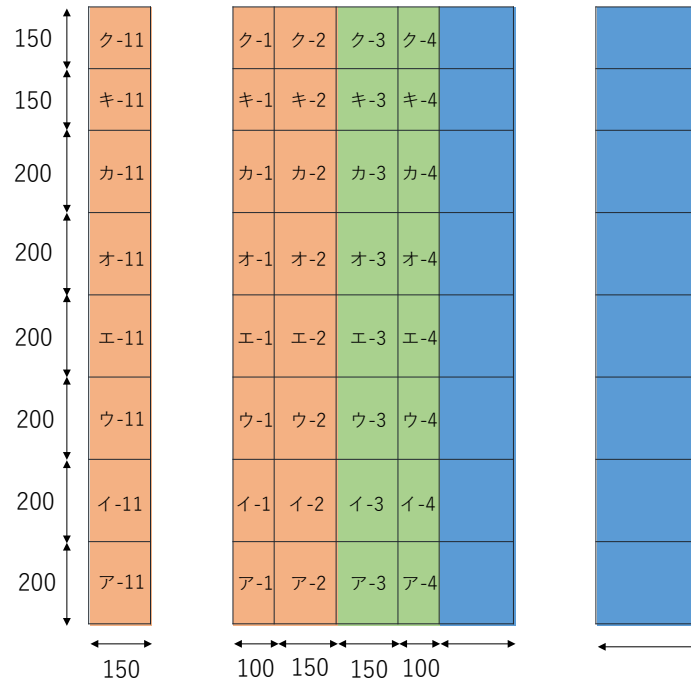


図 5.2.3-6 試験体グリッド図面

2)OHP シートの作成

各試験体において計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実験では要素 1 つに対して OHP シート 1 枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が一致していれば、A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが、要素の寸法が OHP シート寸法と異なる場合は、要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し、計測時はその線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また、シートの裏表や上下が混乱しないように各シートには要素番号を記入する。

3)ひび割れ、OHP シートの記入

各試験体において、油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入、また载荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時、初期ひび割れは黒ペンを、正载荷は青ペンを、負载荷は赤ペンを用いる。実際のひび割れから少しずらして記入する。

ひび割れを記入する際、ひび割れの近くに加カステップを記入し、ひび割れが進展した時は境界が分かるように印をつけてなぞり、加カステップを追加で記入する。試験終了時に剥落が発生した要素に対して OHP シートを当て、シートの上から剥落箇所の形状をトレースし内側は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。記入ミスがあった場合は、一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す(エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。

4)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時、計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また、本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため、曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。ここでは $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ、 $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。

各試験体において全グリッド毎に最大ひび割れ点を、曲げ・せん断・スタブ境界で1ヶ所ずつ計測を行う。

5)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時、除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し、これとは別に変形角ごとのピーク時に局部的な破壊の状態を写真に収める。これにより変形角ごとの局部的な破壊性状を記録する。

また各試験体においてひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各加力サイクルピーク時、除荷時に撮影する。

6)ひび割れ図作成

AutoCAD 上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み、ひび割れ図を作成する。各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真を用いてひび割れ図を作成する。

7)剥落面積の計算

ベクターを用いて剥落の面積を計測する。

各試験体において、剥落が生じた変形角の2サイクル目負荷除荷時のスナップ写真を用いて作成する。

5.2.4. 実験結果

5.2.4.1. 荷重変形関係

図 5.2.4-1～図 5.2.4.4 に 4 体の荷重変形関係、図 5.2.4-5 に包絡線化した 4 体の荷重変形関係比較を示す。

試験体 No.1 は正載荷では $R=+0.40\%$ サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引張降伏ひずみに達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では $R=-0.70\%$ サイクルで直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認された。 $R=-1.36\%$ サイクルで最大耐力を記録した。その後、 $R=-2.0\%$ サイクルの 2 回目に壁端部筋の座屈および圧縮側コンクリートの大きな剥落が確認された。

試験体 No.2 は正載荷では $R=+0.22\%$ サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引張降伏ひずみに達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では $R=-0.51\%$ サイクルで直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認された。 $R=-1.5\%$ サイクルで最大耐力を記録した。その後の耐力低下は試験体 No.1 に比べて緩やかであった。

試験体 No.3 は正載荷では $R=+0.61\%$ サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引張降伏ひずみに達した。 $R=+1.5\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが、 $R=+3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では $R=-0.66\%$ サイクルで直交壁縦筋が降伏し、圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが $R=-3.0\%$ まで耐力低下は確認されなかった。

試験体 No.4 は正載荷では $R_2=+0.42\%$ サイクルで壁端部筋が壁梁上端位置で引張降伏ひずみに達した。 $R_2=+0.72\%$ サイクルで壁梁縦筋が下スタブ上端位置で降伏し、壁梁と下スタブの境界面付近から進展した曲げひび割れが大きく広がる様子が確認され、 $R_2=+3.0\%$ サイクルまで耐力低下は確認されなかった。負載荷では $R_2=-0.75\%$ サイクルで直交壁縦筋が降伏し、 $R_2=-1.12\%$ サイクルで最大耐力を記録した。最大耐力時、圧縮側端部で圧壊が生じるとともに、斜めせん断ひび割れが拡幅し、耐力低下を起こした。なお、変形角 $2=1/133\text{rad}$ 時に発生した既存壁の損傷進展により、壁梁の破壊という想定していた破壊状況にならずに載荷終了となった。

試験体 No.1～3 と試験体 No.4 の正載荷側は曲げ破壊となり、試験体 No.4 の負載荷側は既存壁のせん断破壊となった。

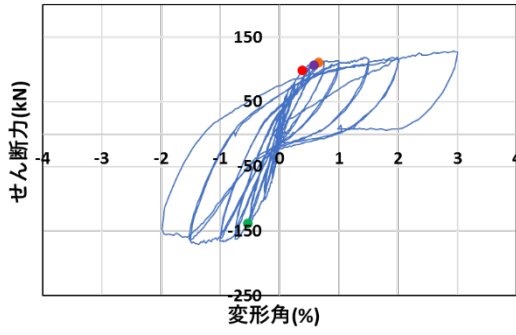


図 5.2.4-1 試験体 No.1

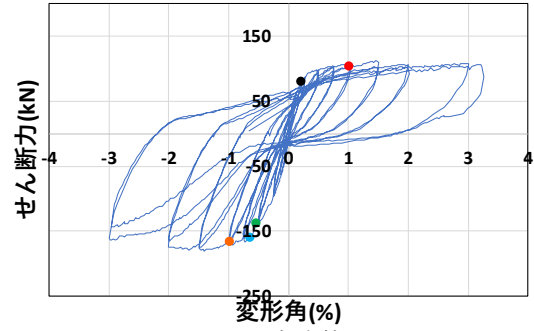


図 5.2.4-2 試験体 No.2

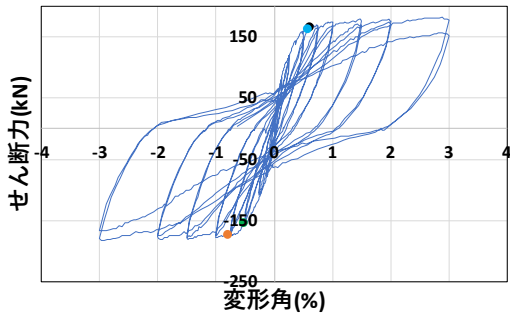


図 5.2.4-3 試験体 No.3

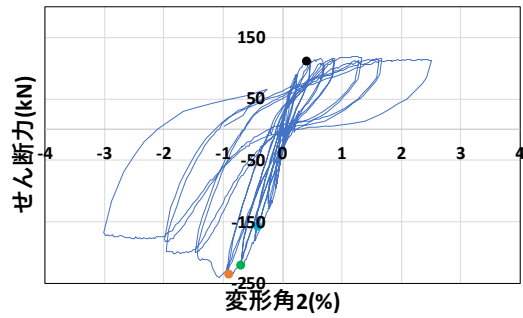


図 5.2.4-4 試験体 No.4

— 荷重変形関係 ● アンカー筋降伏点 ● 壁端部筋降伏点 ● 壁縦筋降伏点 ● 壁横筋降伏点 ● 柱主筋降伏点 ● 柱帯筋降伏点

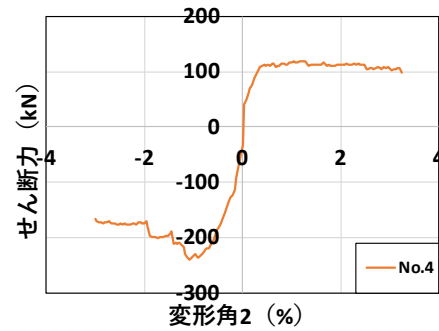
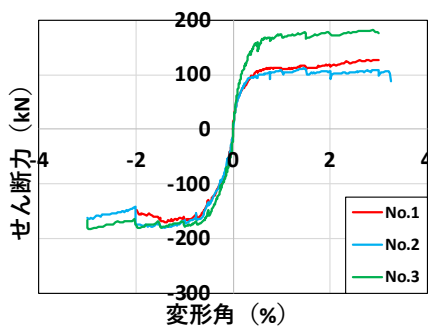


図 5.2.4-5 包絡線比較図

5.2.4.2. 試験体破壊推移

各試験体に関して、5.2.3.に示した手法を用いてひび割れ図の作成を行った。各サイクルピーク時の前景写真とひび割れ図を示す。

5.2.4.2.1. 試験体 No.1 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

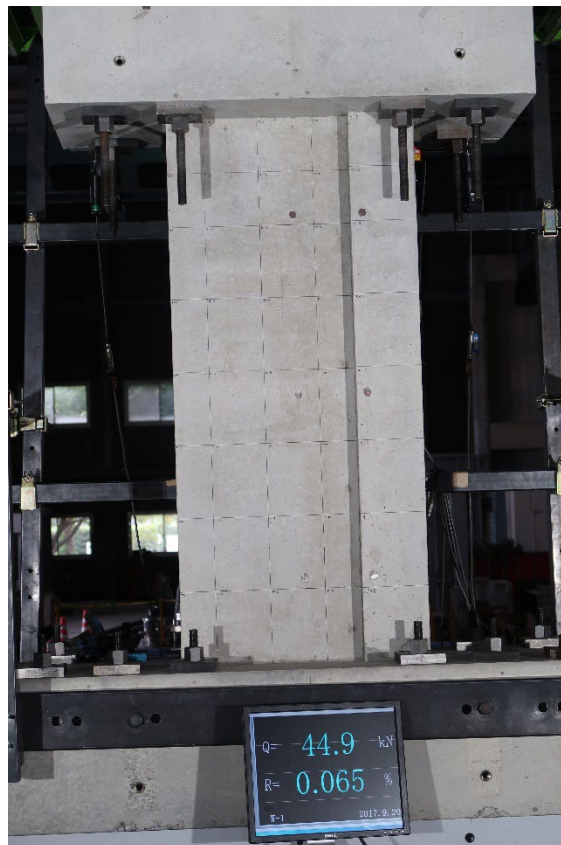


写真 5.2.4-1 R=1/1600 損傷写真

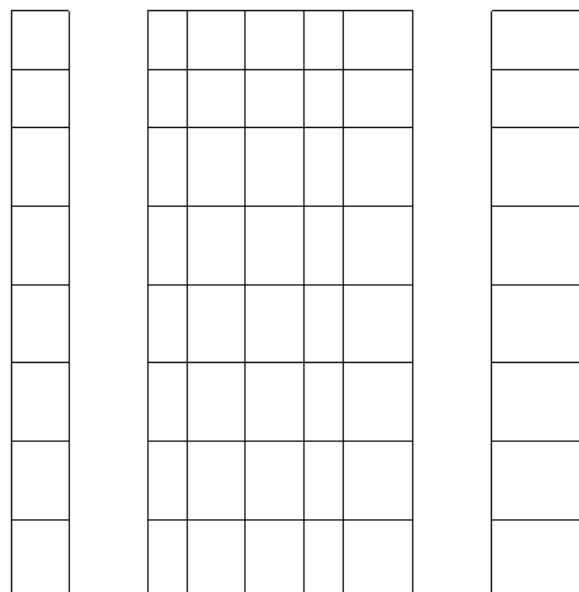


図 5.2.4-6 R=1/1600 ひび割れ図

R=-1/1600

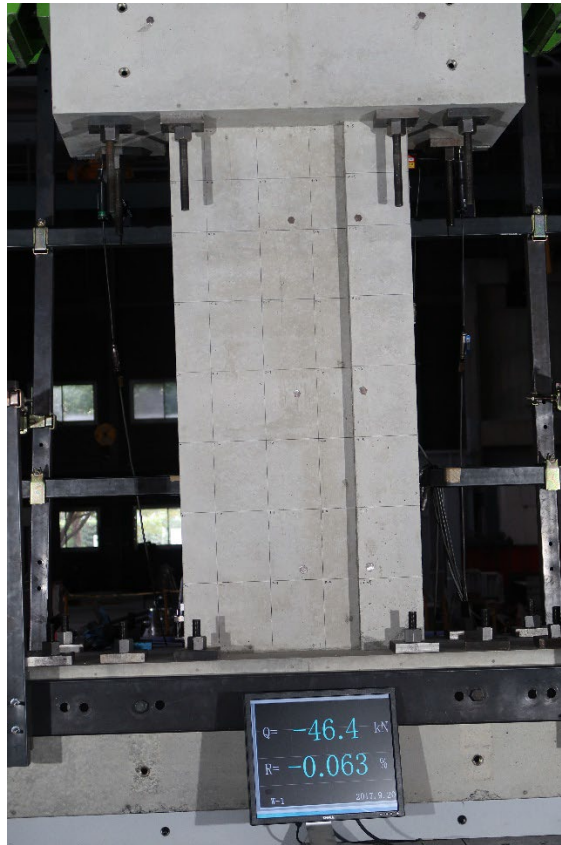


写真 5.2.4-2 R=-1/1600 損傷写真

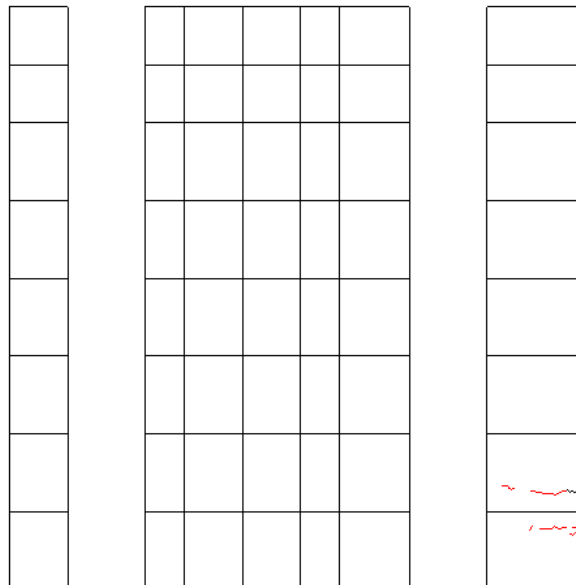


図 5.2.4-7 R=-1/1600 ひび割れ図

R=1/800

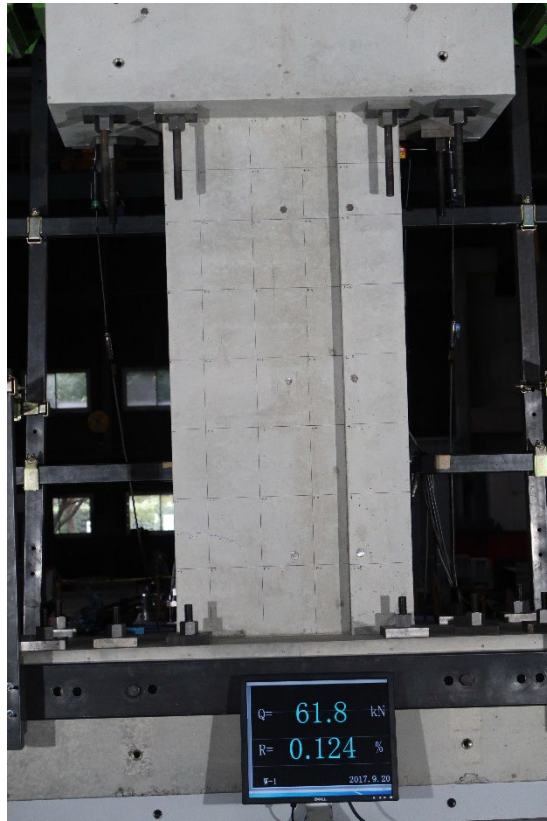


写真 5.2.4-3 R=1/800 損傷写真

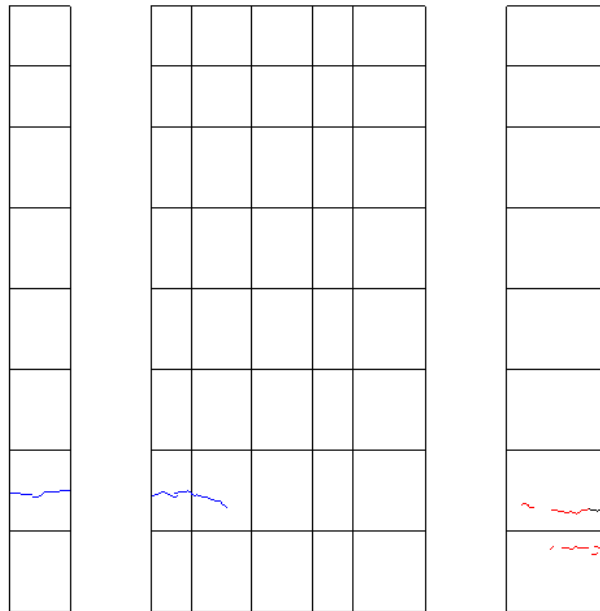


図 5.2.4-8 R=1/800 ひび割れ図

R=-1/800

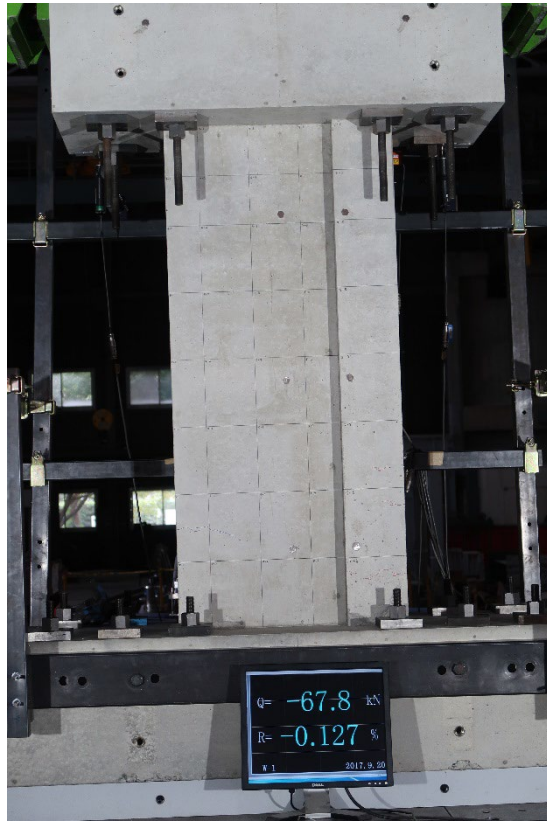


写真 5.2.4-4 R=-1/800 損傷写真

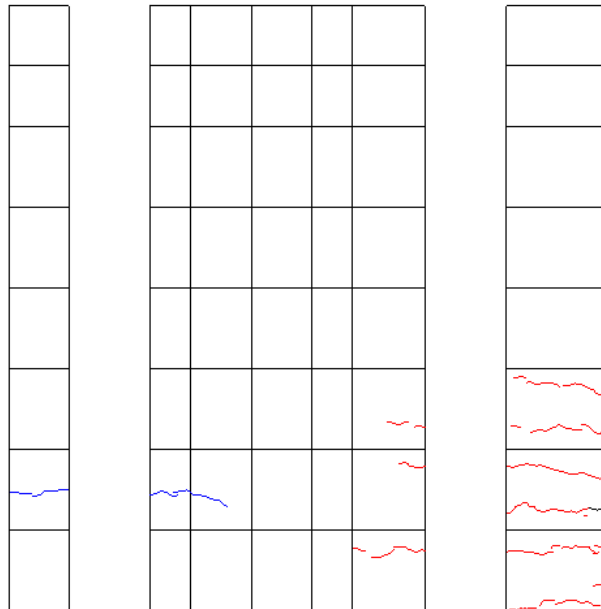


図 5.2.4-9 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①

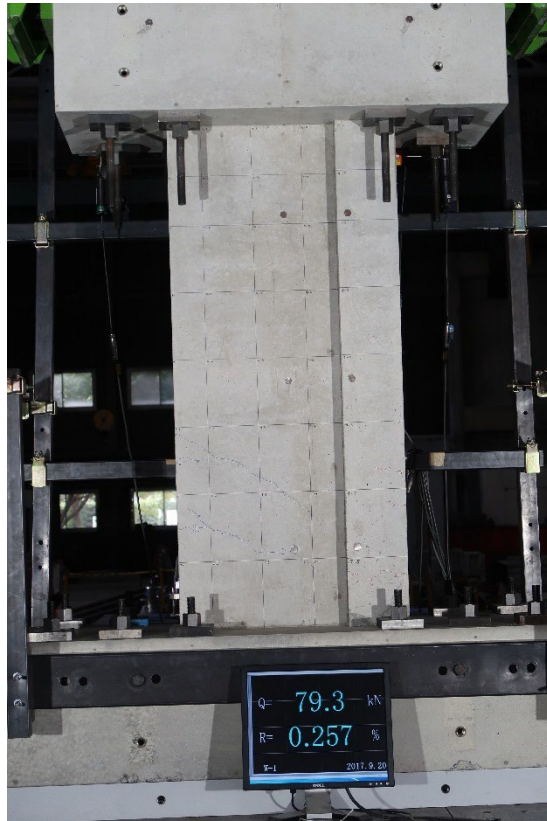


写真 5.2.4-5 R=1/400 損傷写真

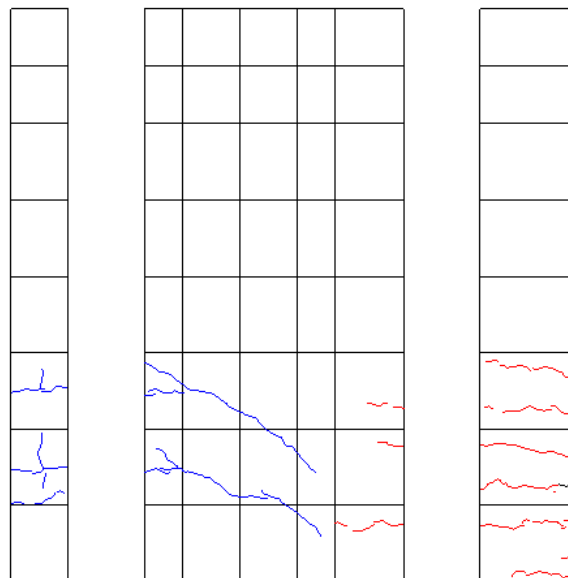


図 5.2.4-10 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①

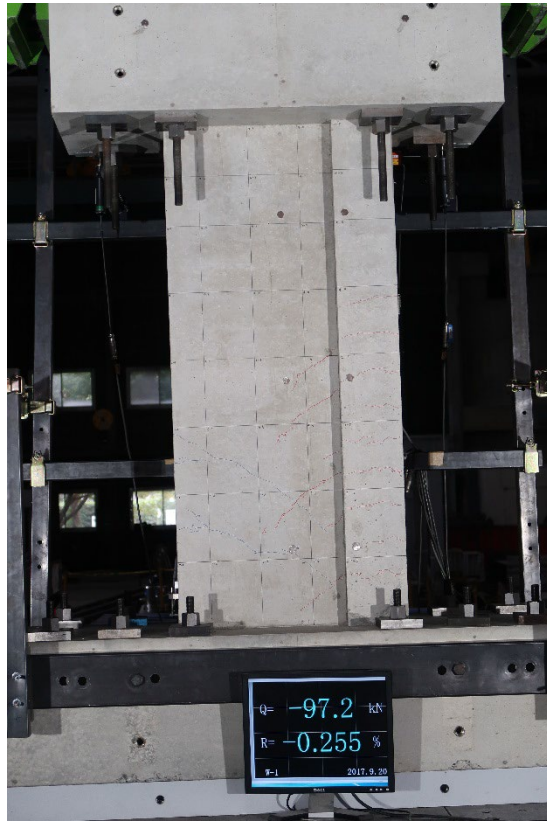


写真 5.2.4-6 R=-1/400 損傷写真

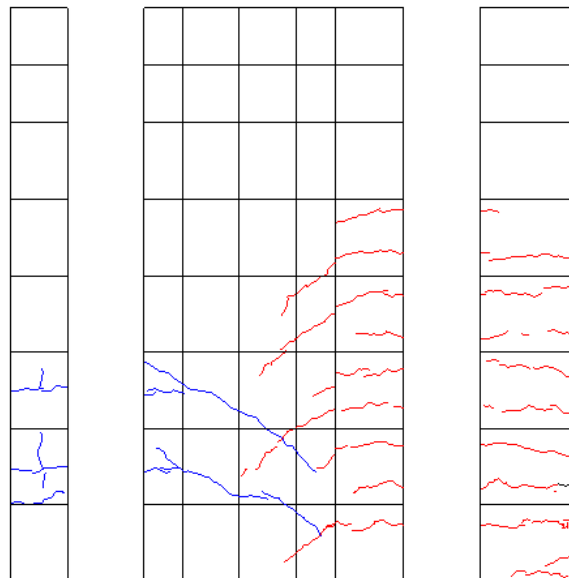


図 5.2.4-11 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②

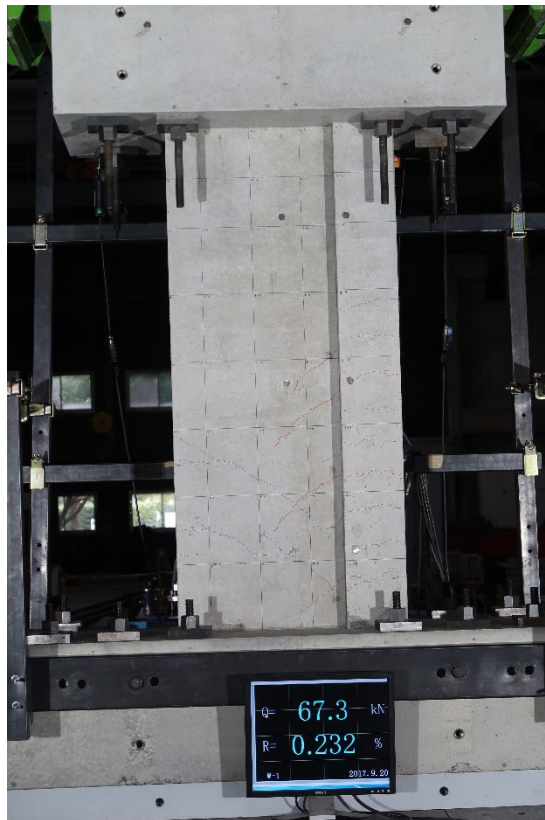


写真 5.2.4-7 R=1/400②損傷写真

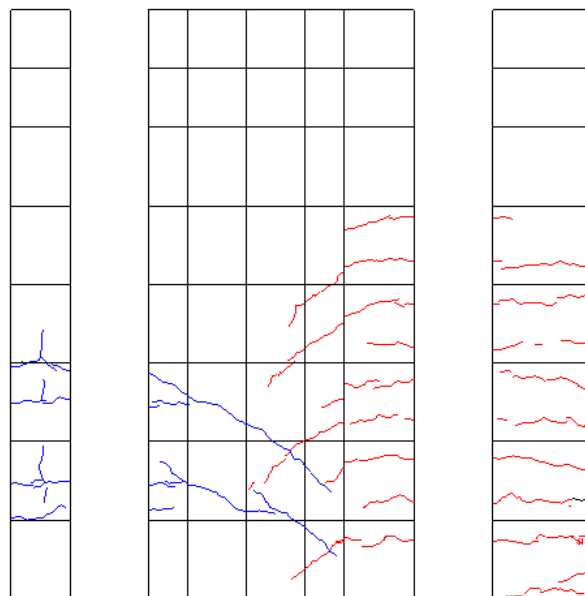


図 5.2.4-12 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②

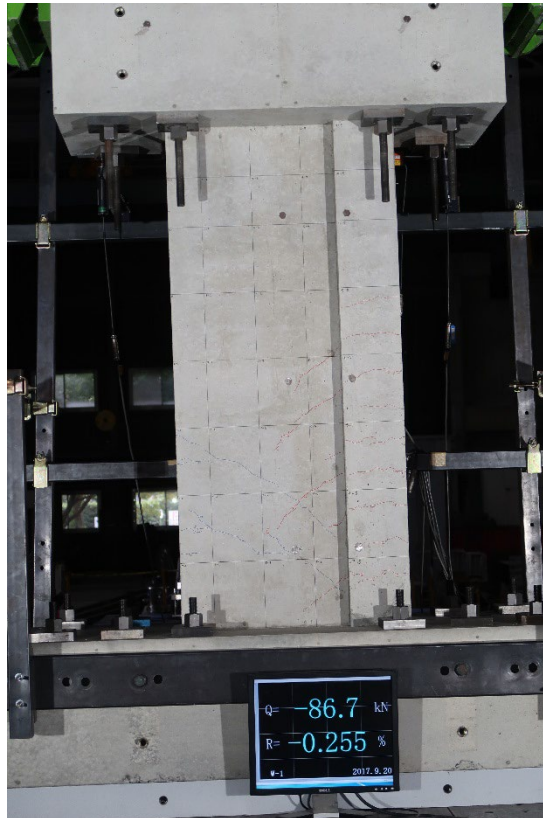


写真 5.2.4-8 R=-1/400②損傷写真

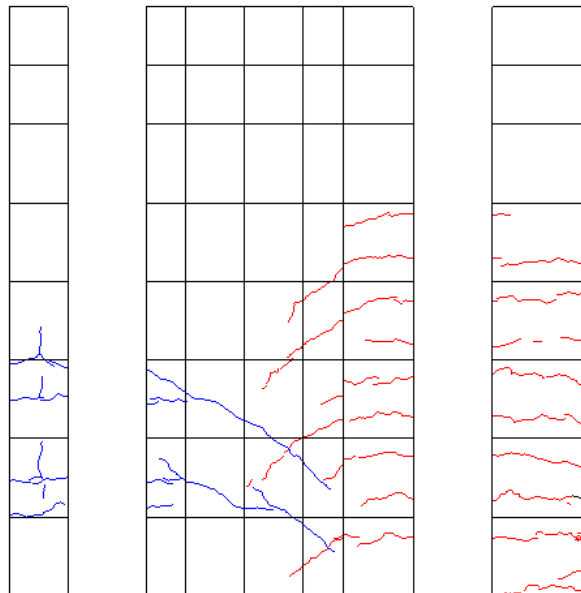


図 5.2.4-13 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①

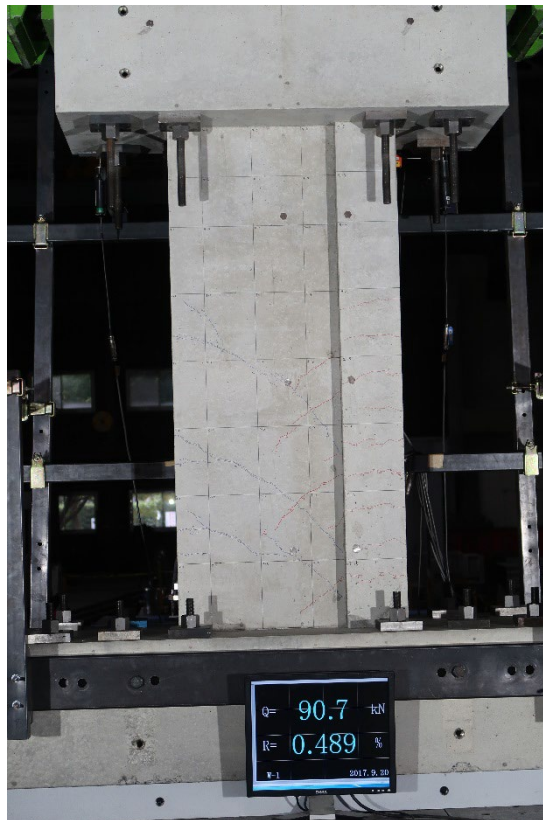


写真 5.2.4-9 R=1/200 損傷写真

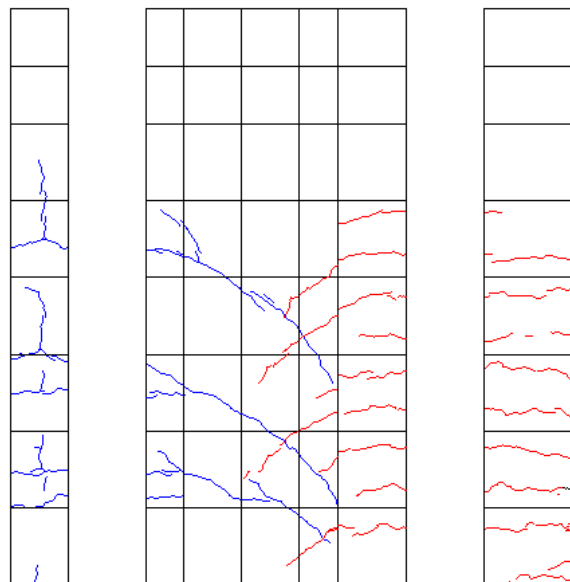


図 5.2.4-14 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①

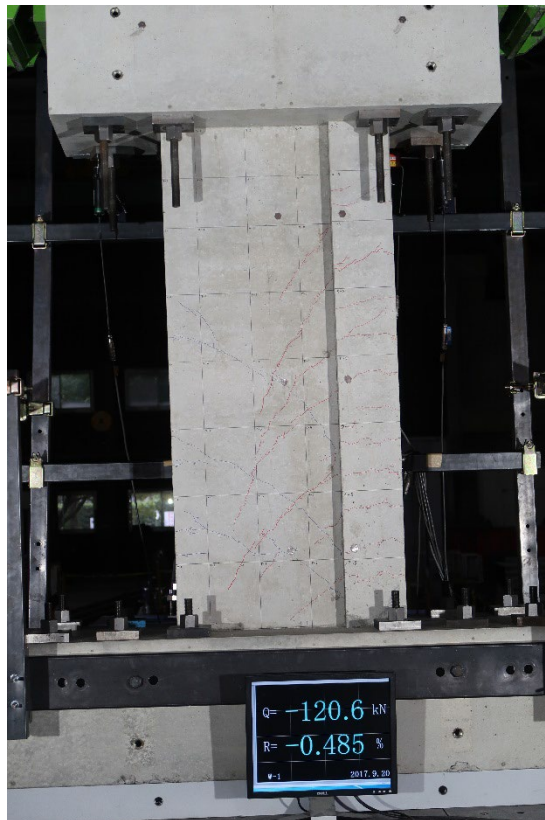


写真 5.2.4-10 R=-1/200 損傷写真

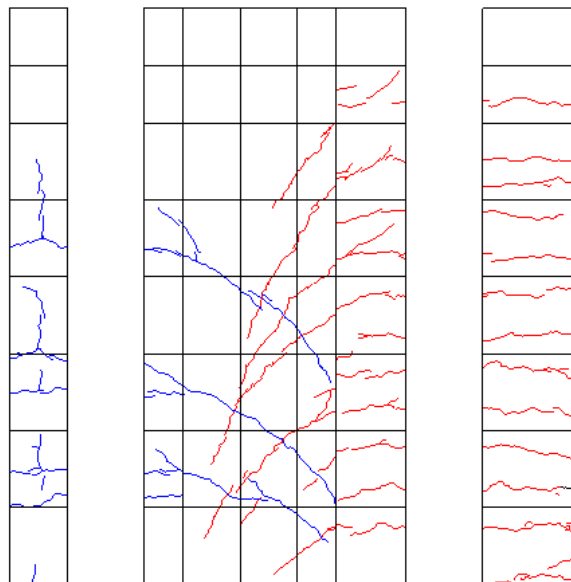


図 5.2.4-15 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②

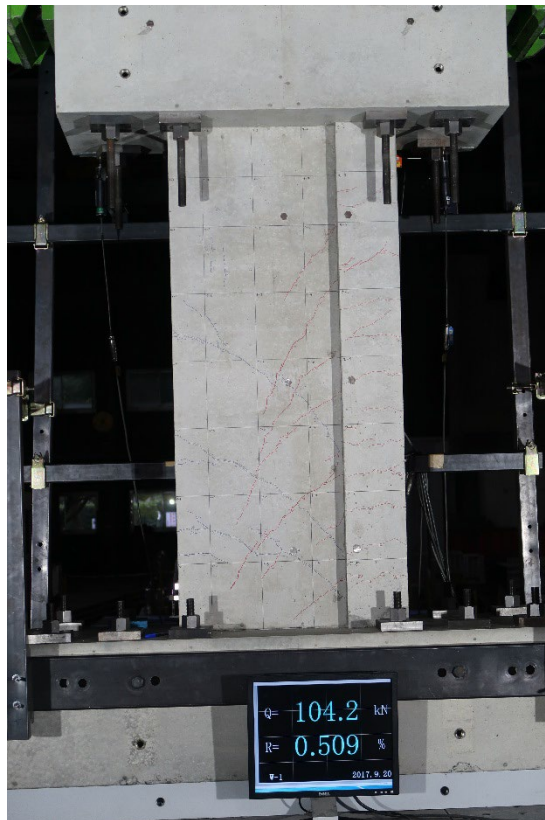


写真 5.2.4-11 R=1/200②損傷写真

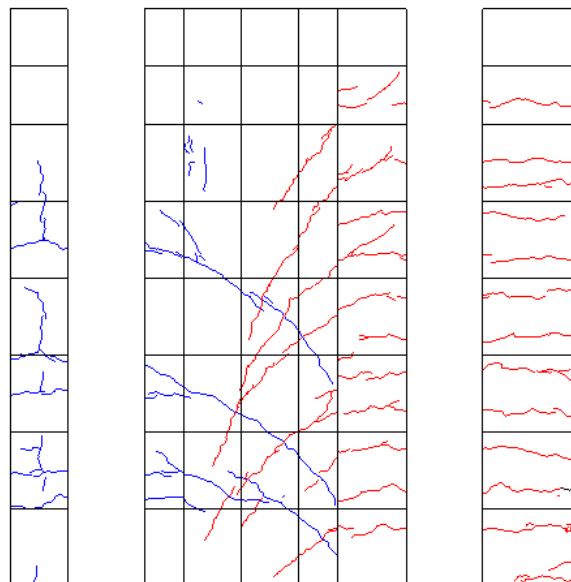


図 5.2.4-16 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②

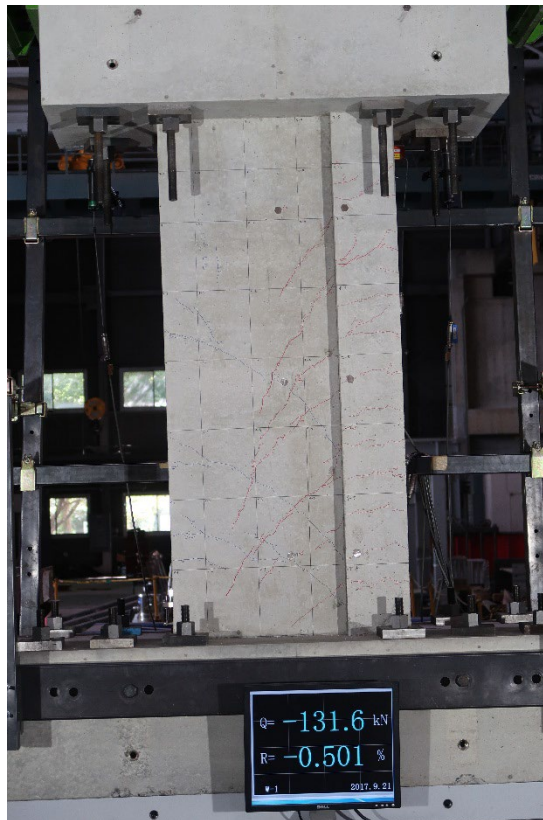


写真 5.2.4-12 R=-1/200②損傷写真

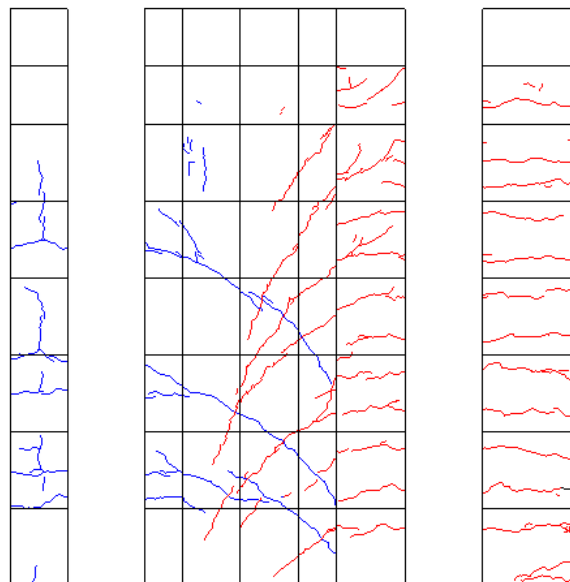


図 5.2.4-17 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①

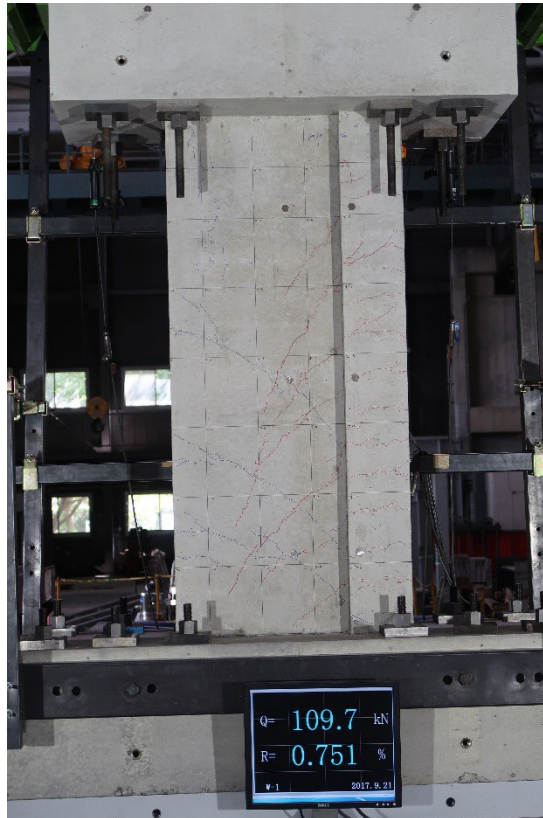


写真 5.2.4-13 R=1/133 損傷写真

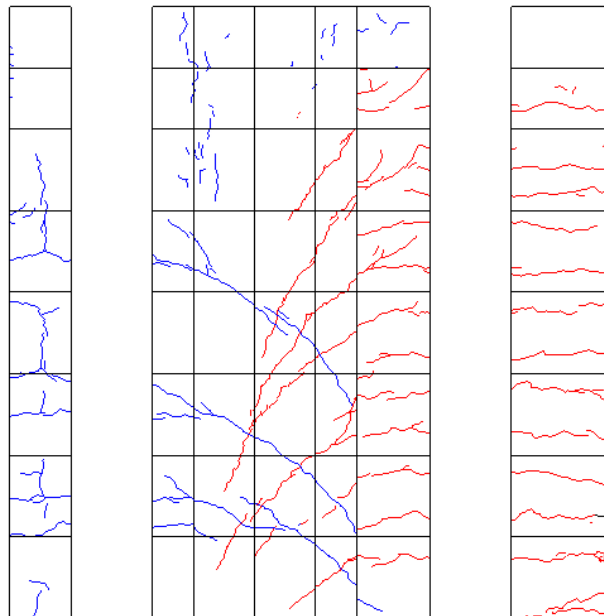


図 5.2.4-18 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①

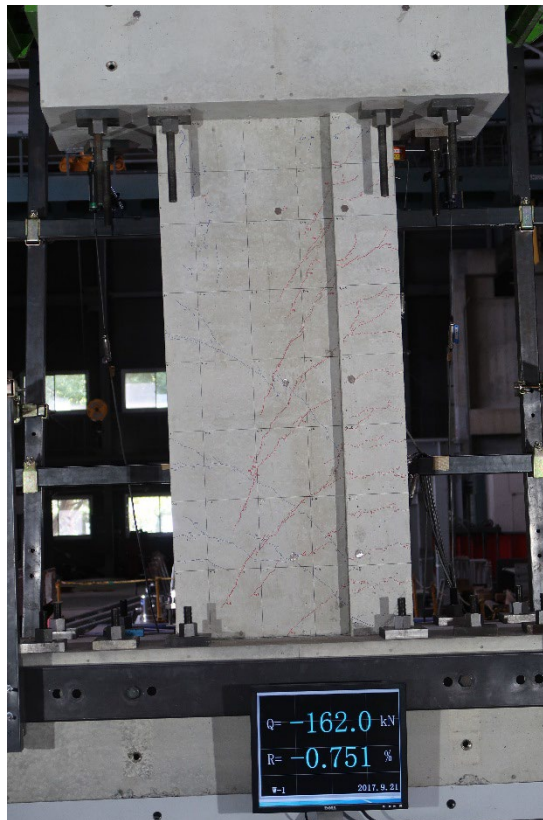


写真 5.2.4-14 R=-1/133 損傷写真

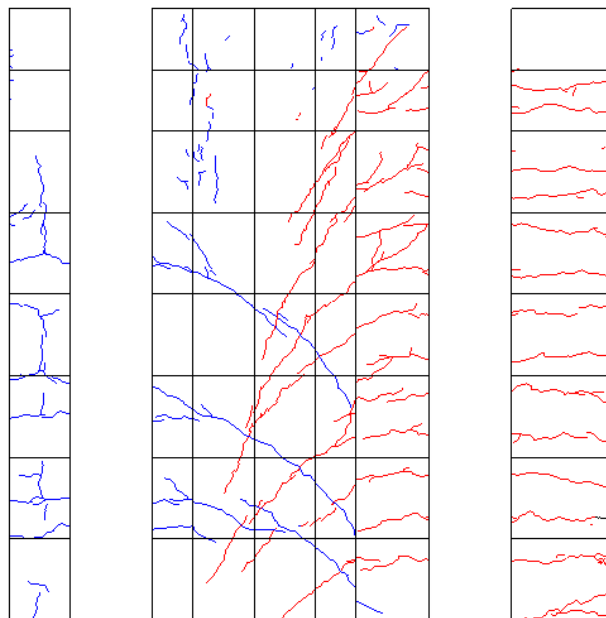


図 5.2.4-19 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②

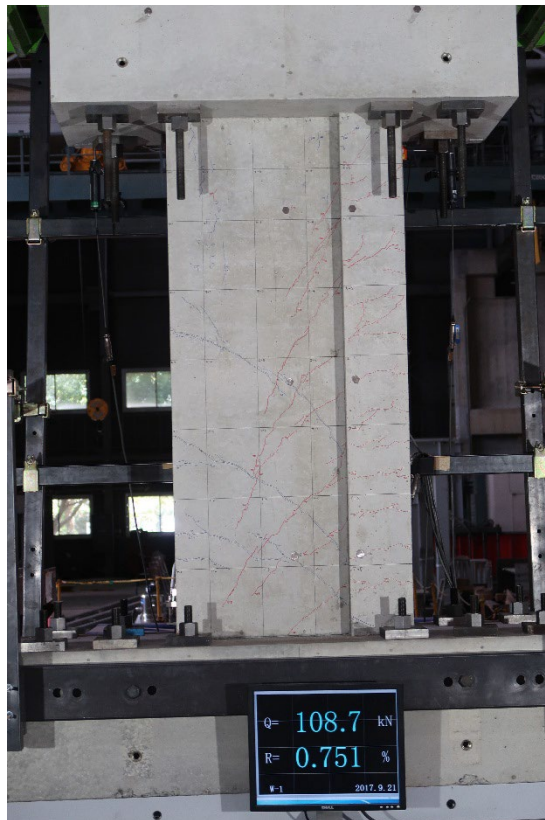


写真 5.2.4-15 R=1/133②損傷写真

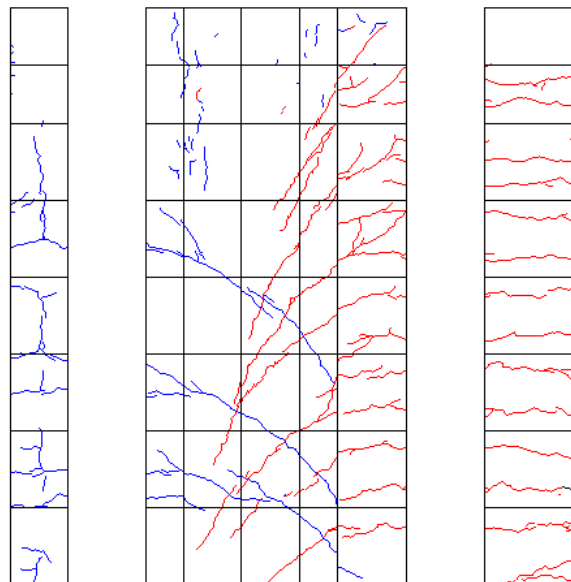


図 5.2.4-20 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②

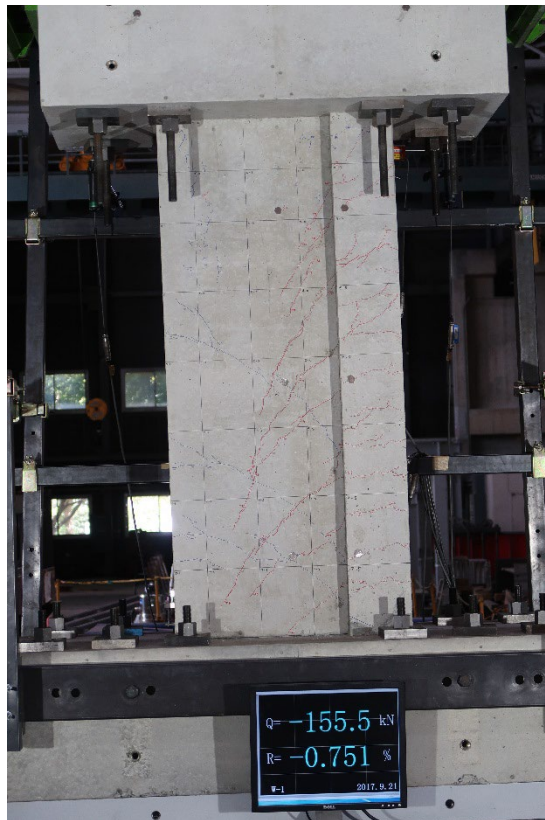


写真 5.2.4-16 R=-1/133②損傷写真

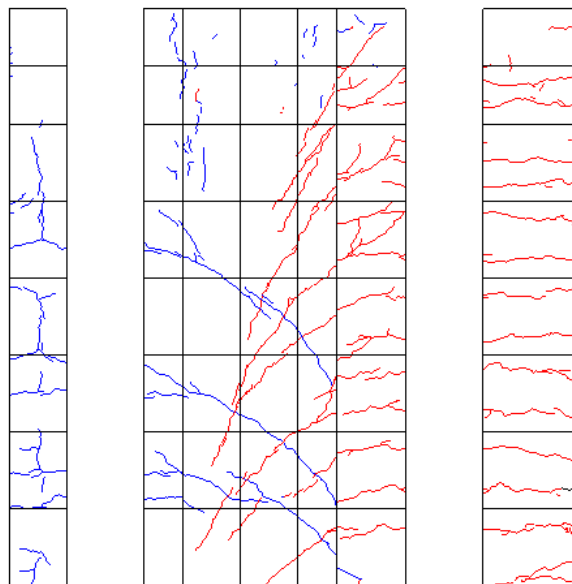


図 5.2.4-21 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①

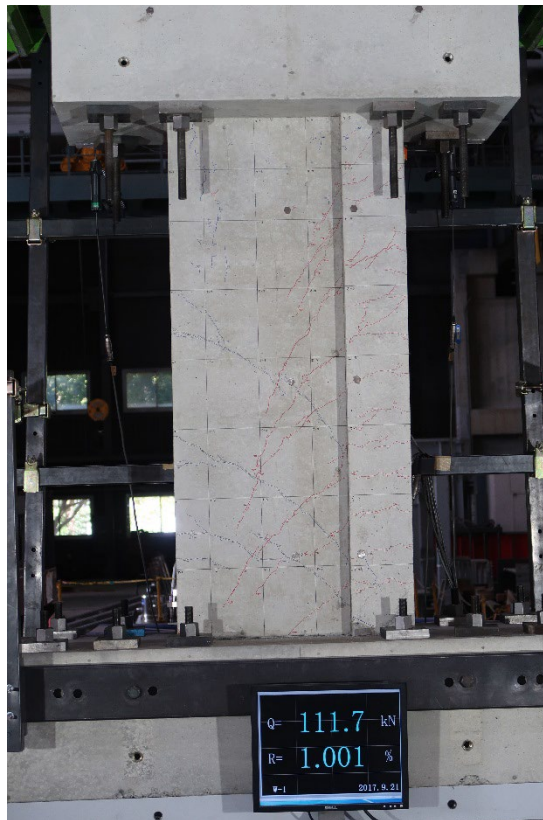


写真 5.2.4-17 R=1/100 損傷写真

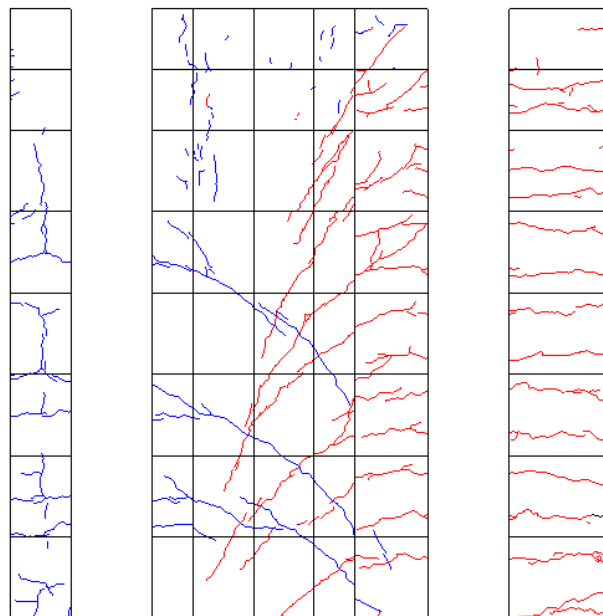


図 5.2.4-22 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①

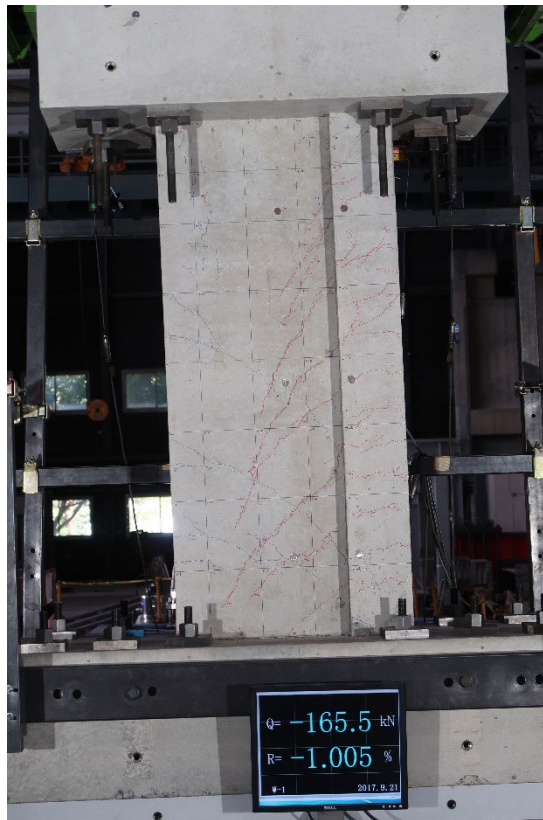


写真 5.2.4-18 R=-1/100 損傷写真

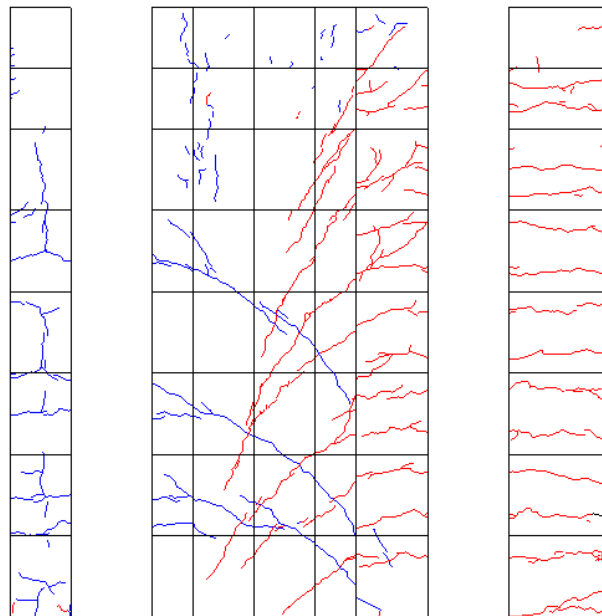


図 5.2.4-23 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②

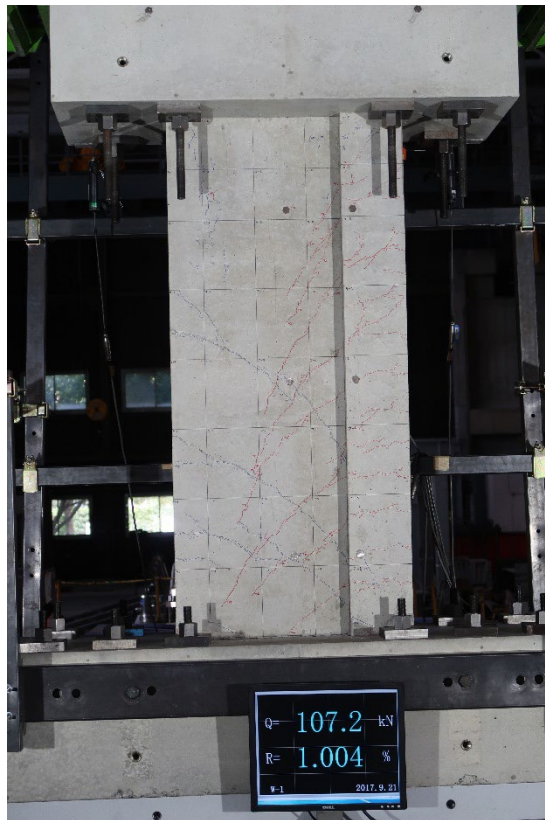


写真 5.2.4-19 R=1/100 損傷写真

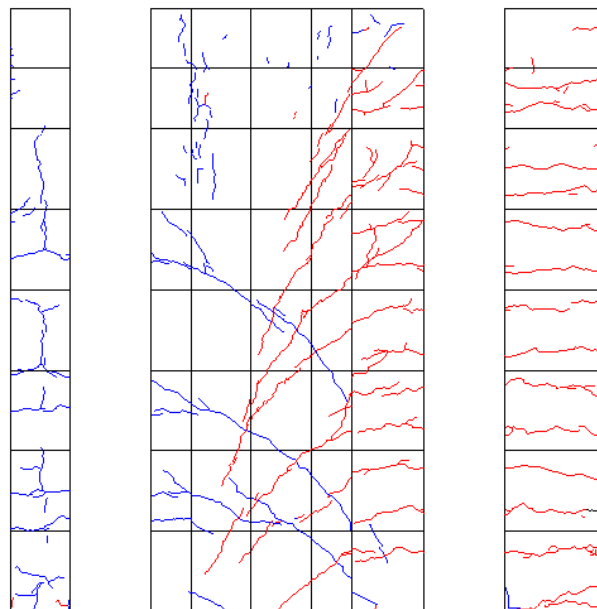


図 5.2.4-24 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ②

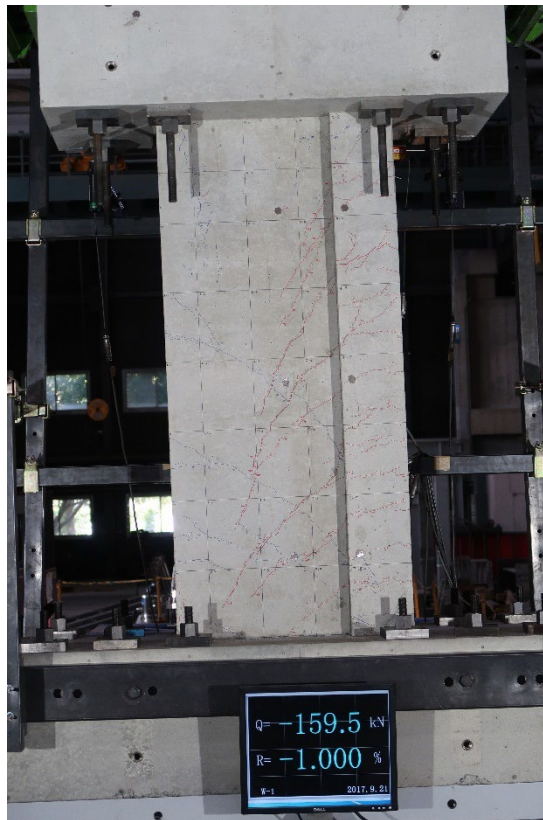


写真 5.2.4-20 R=-1/100 損傷写真

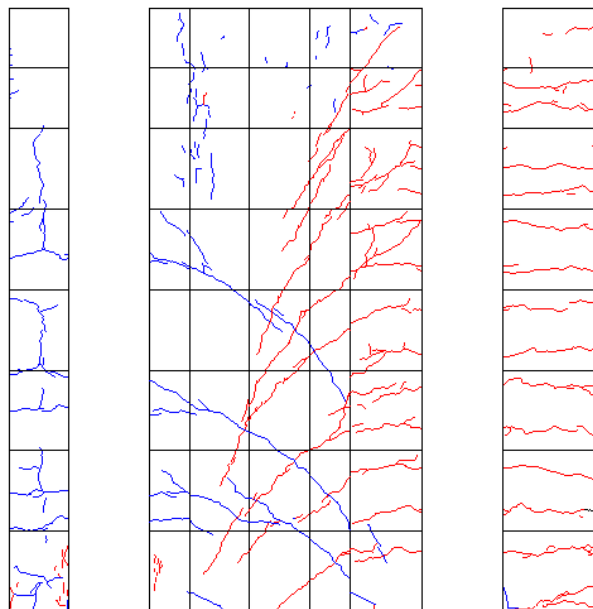


図 5.2.4-25 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/67 ①

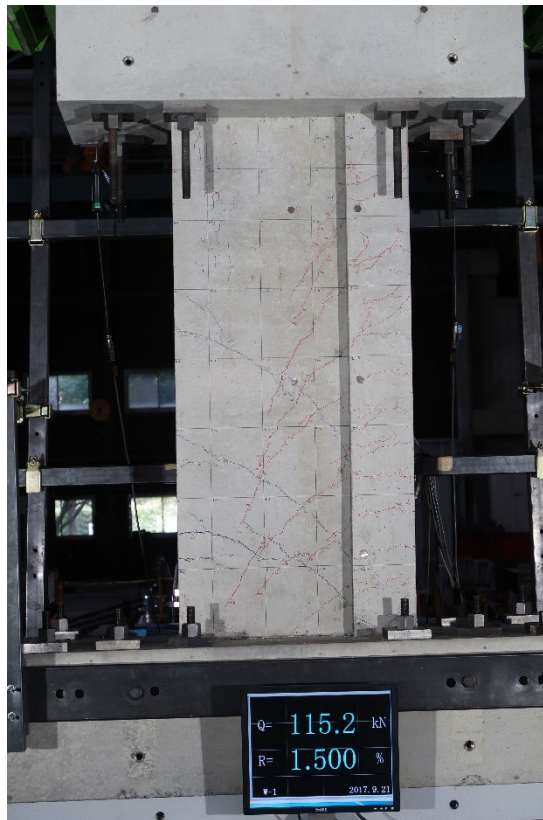


写真 5.2.4-21 R=1/67 損傷写真

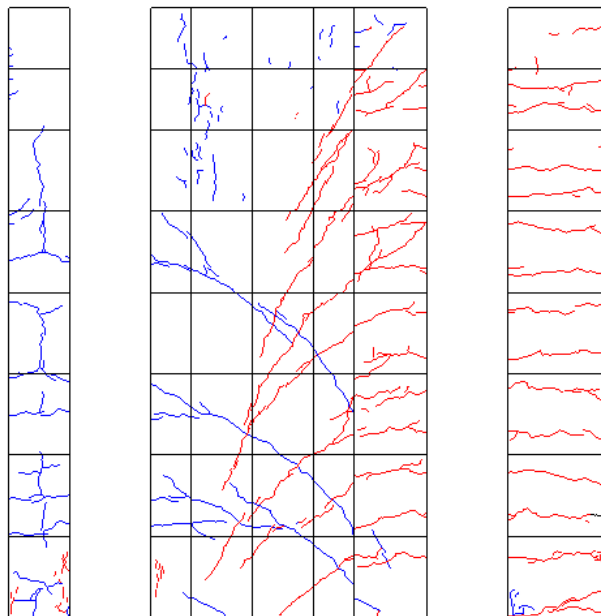


図 5.2.4-26 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①



写真 5.2.4-22 R=-1/67 損傷写真

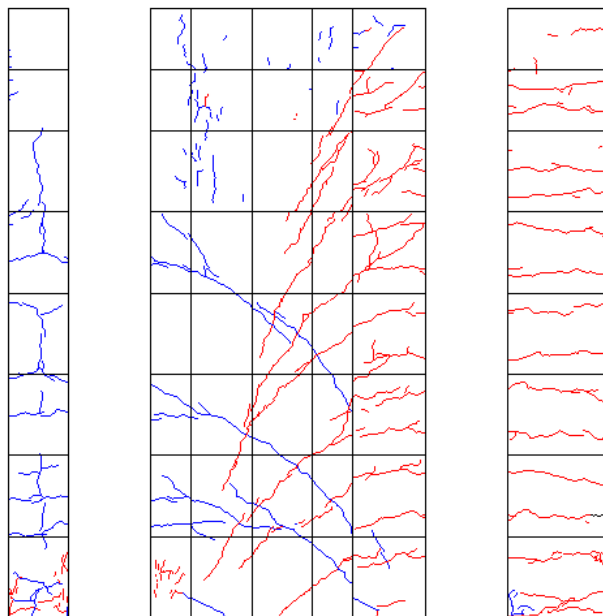


図 5.2.4-27 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②

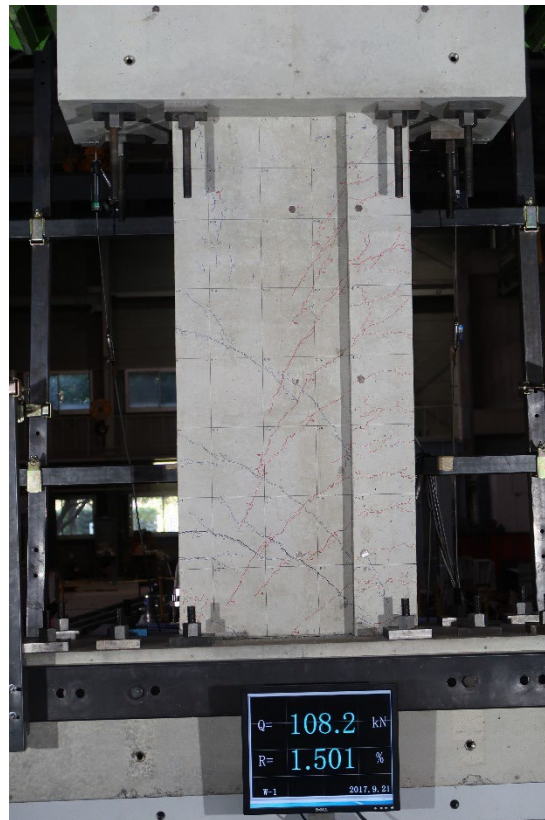


写真 5.2.4-23 R=1/67②損傷写真

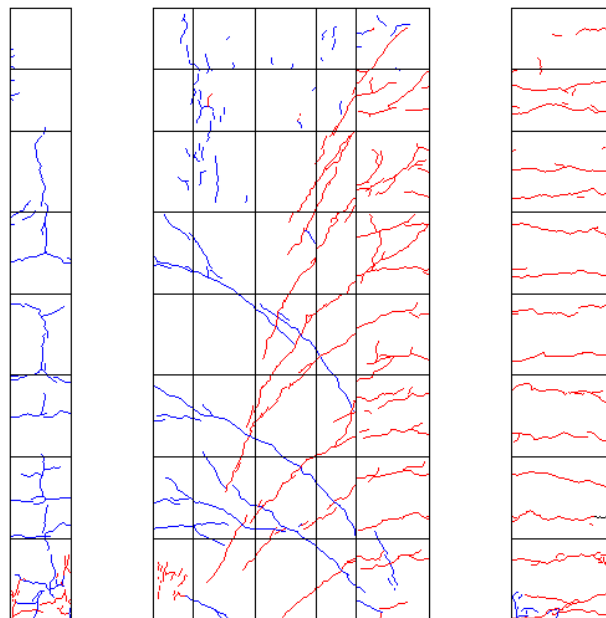


図 5.2.4-28 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②

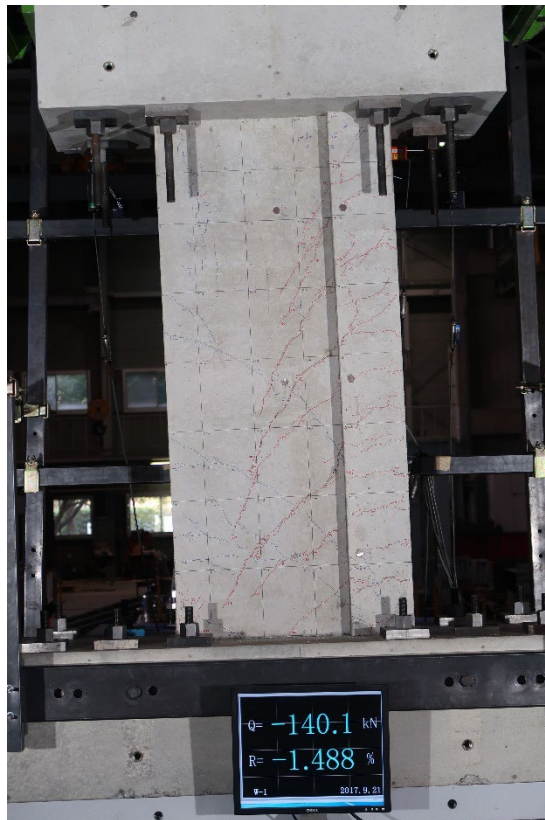


写真 5.2.4-24 R=-1/67②損傷写真

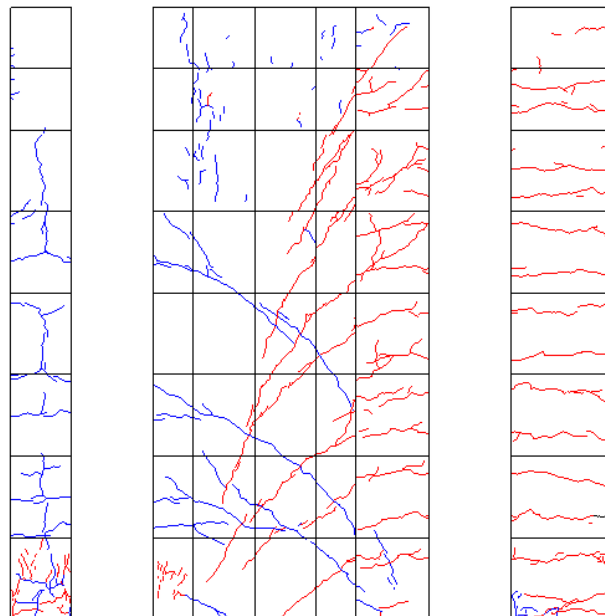


図 5.2.4-29 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①



写真 5.2.4-25 R=1/50 損傷写真

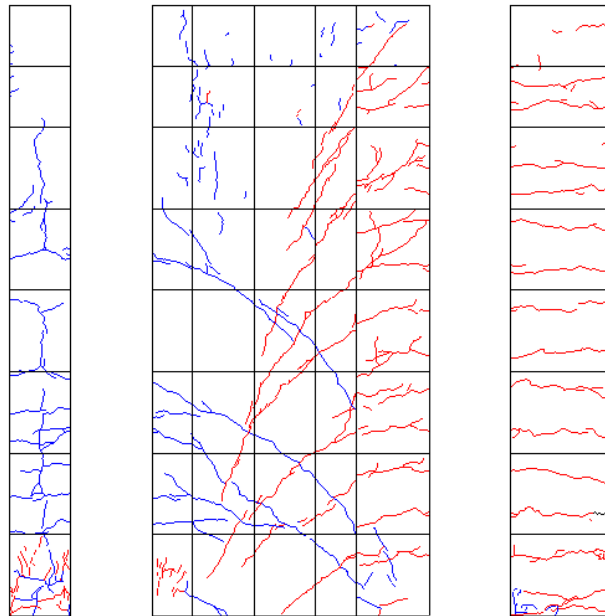


図 5.2.4-30 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①

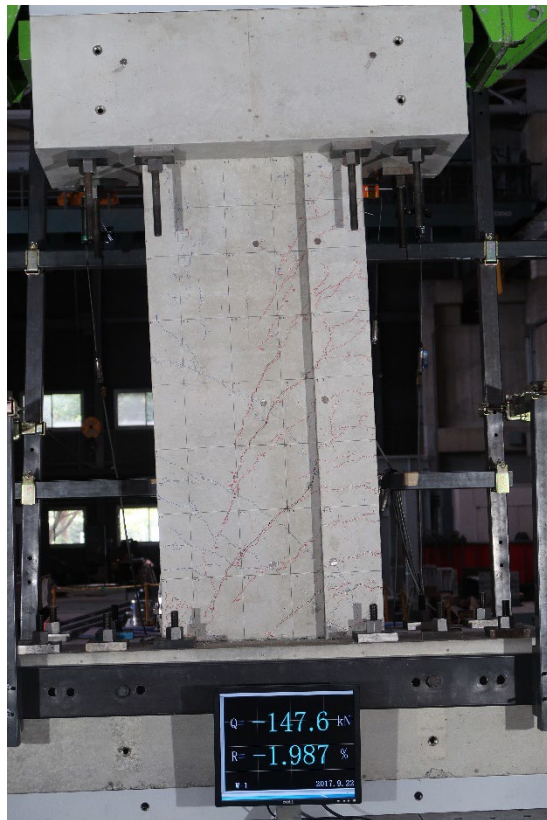


写真 5.2.4-26 R=-1/50 損傷写真

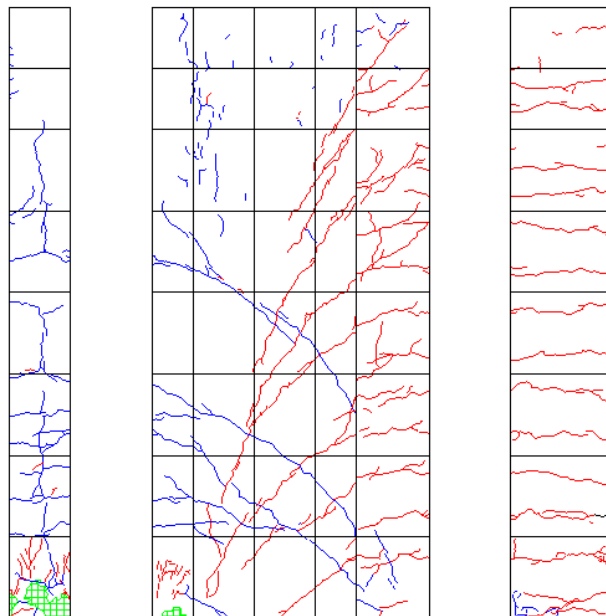


図 5.2.4-31 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②

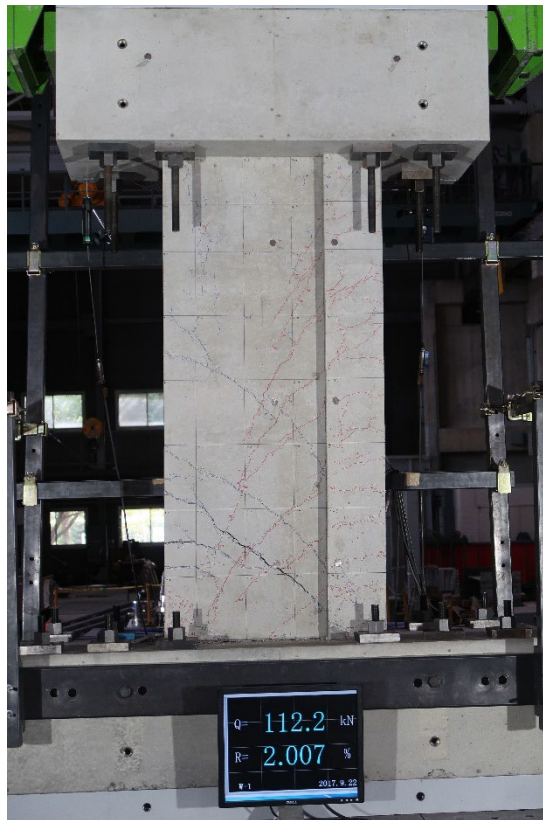


写真 5.2.4-27 R=1/50②損傷写真

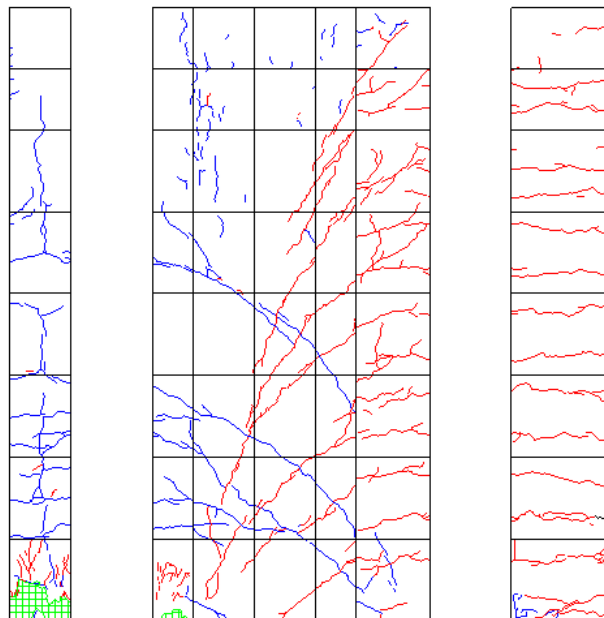


図 5.2.4-32 R=1/50②ひび割れ図

R=1/33



写真 5.2.4-28 R=1/33 損傷写真

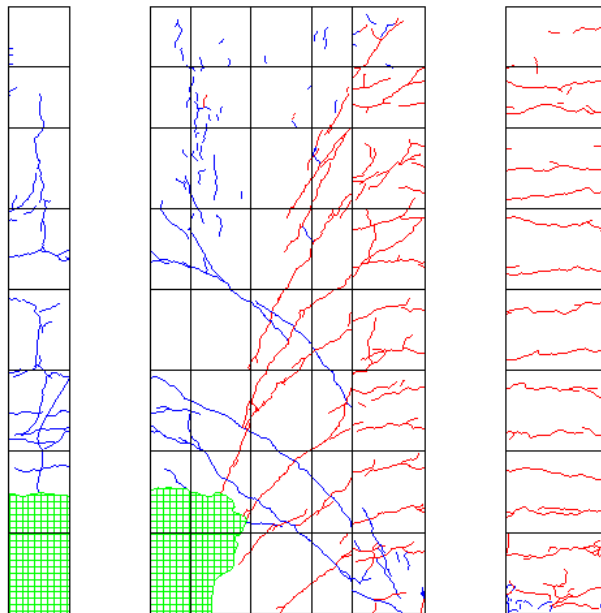


図 5.2.4-33 R=1/33 ひび割れ図

5.2.4.2.2. 試験体 No.2 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

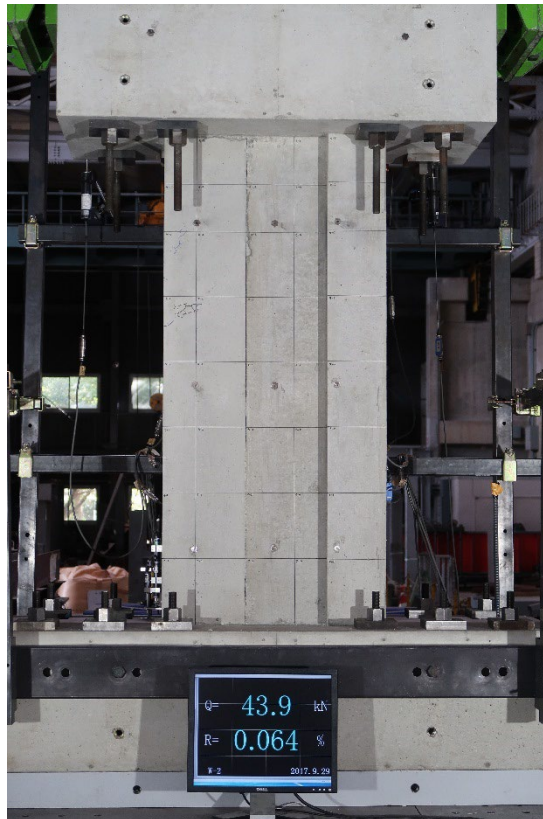


写真 5.2.4-29 R=1/1600 損傷写真

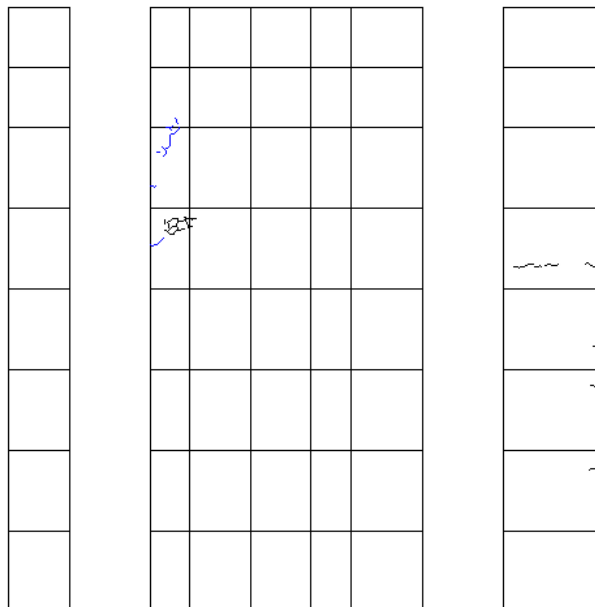


図 5.2.4-34 R=1/1600 ひび割れ図

R=-1/1600

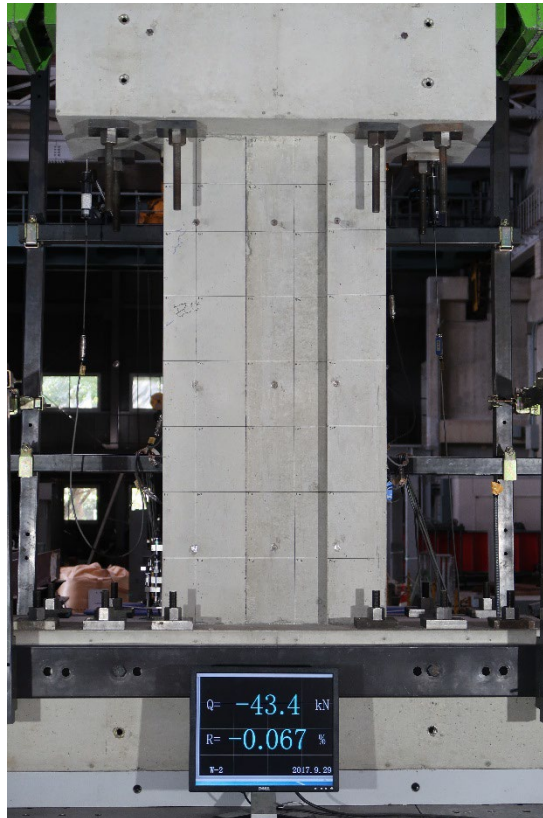


写真 5.2.4-30 R=-1/1600 損傷写真

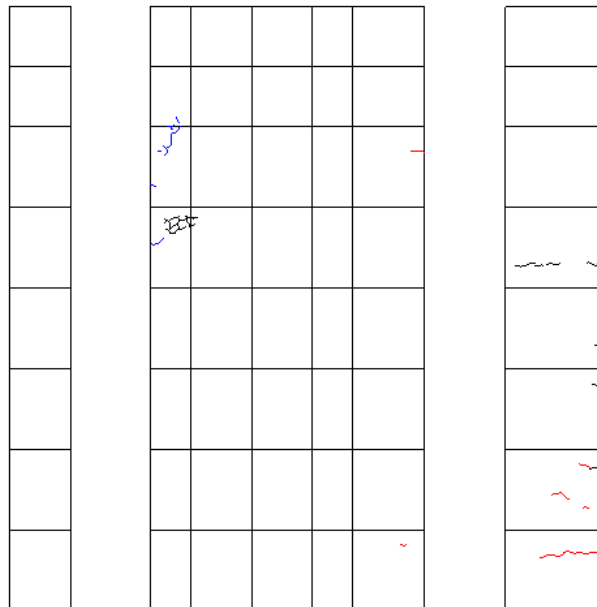


図 5.2.4-35 R=-1/1600 ひび割れ図

R=1/800



写真 5.2.4-31 R=1/800 損傷写真

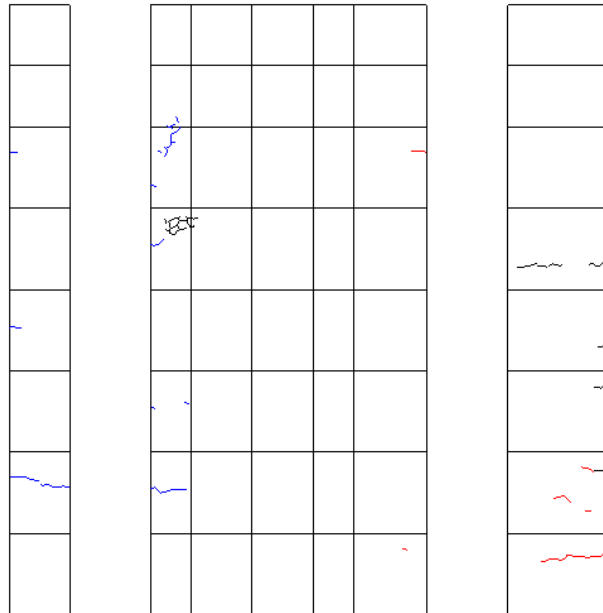


図 5.2.4-36 R=1/800 ひび割れ図

R=-1/800

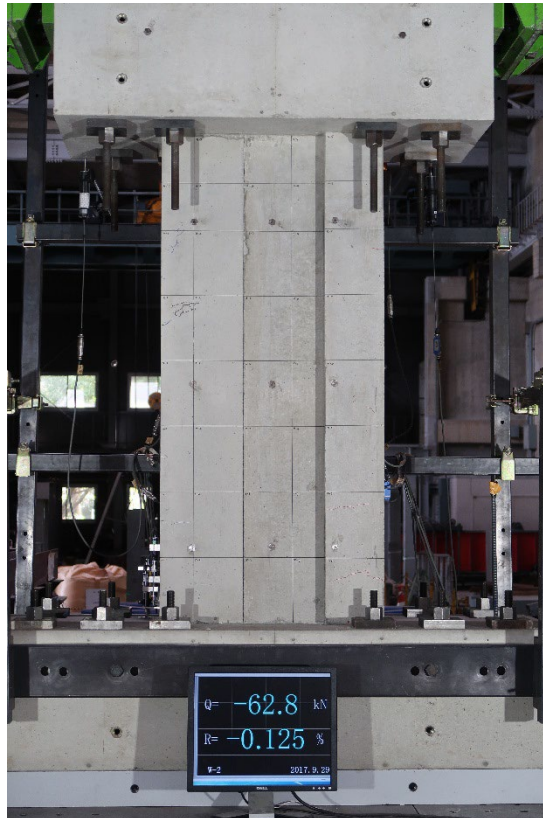


写真 5.2.4-32 R=-1/800 損傷写真

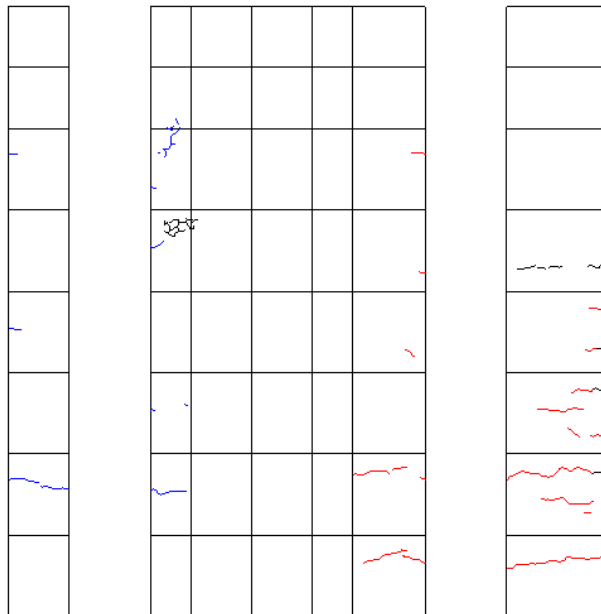


図 5.2.4-37 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①



写真 5.2.4-33 R=1/400 損傷写真

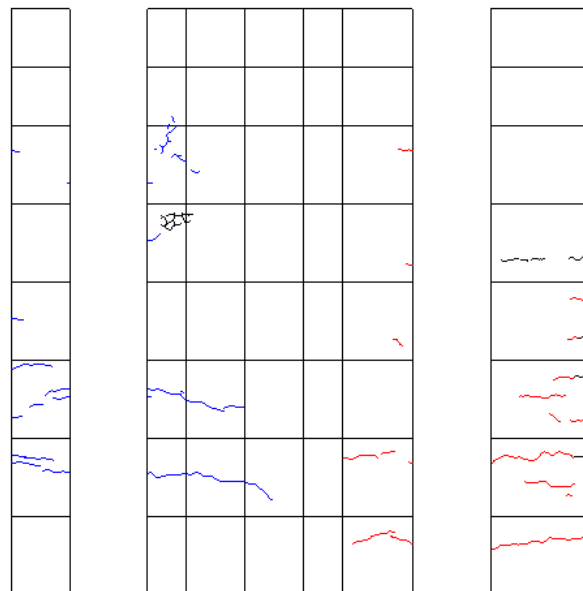


図 5.2.4-38 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①



写真 5.2.4-34 R=-1/400 損傷写真

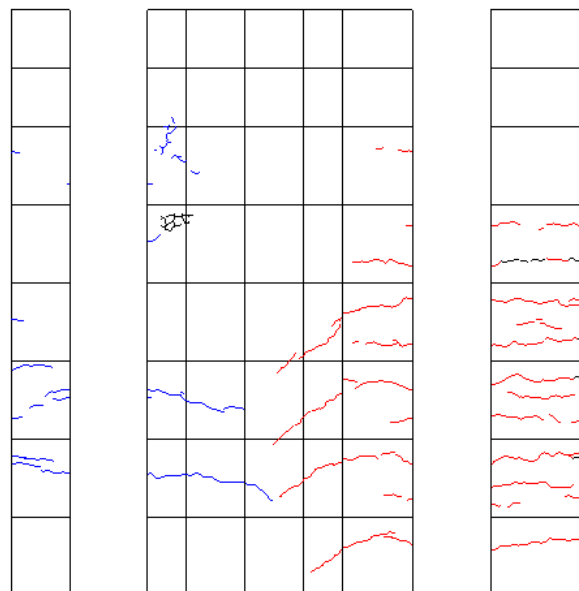


図 5.2.4-39 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②



写真 5.2.4-35 R=1/400②損傷写真

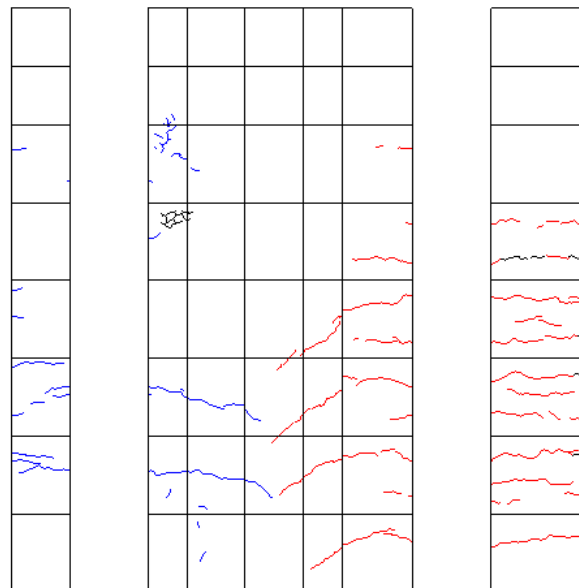


図 5.2.4-40 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②



写真 5.2.4-36 R=-1/400②損傷写真

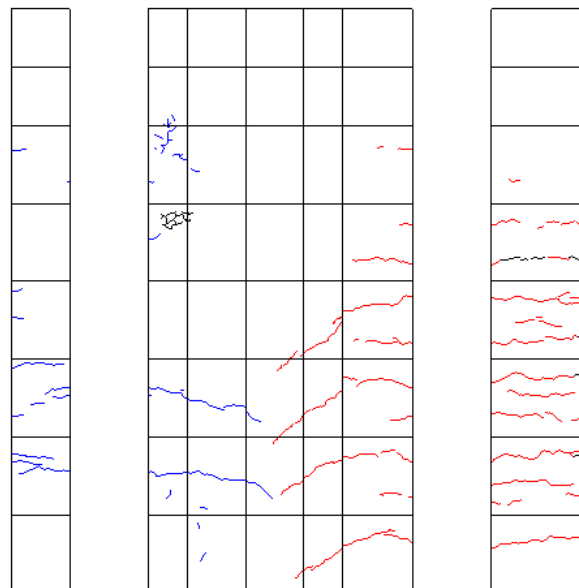


図 5.2.4-41 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①

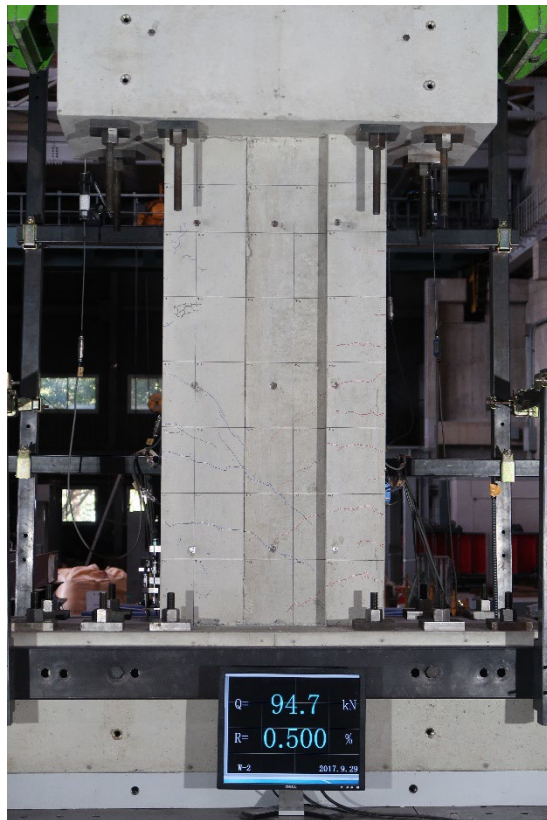


写真 5.2.4-37 R=1/200 損傷写真

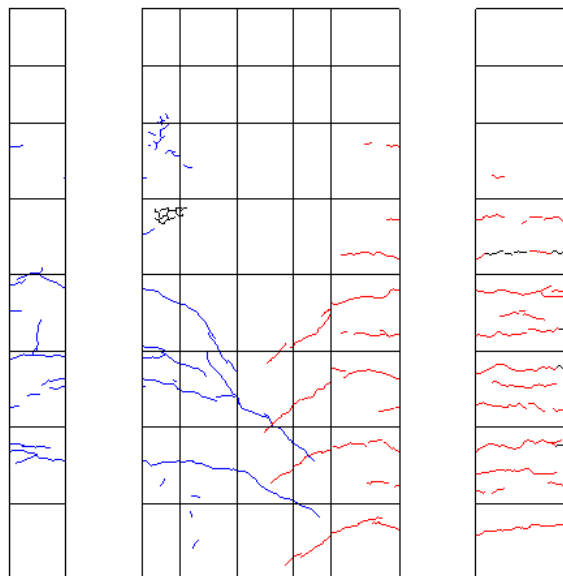


図 5.2.4-42 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①

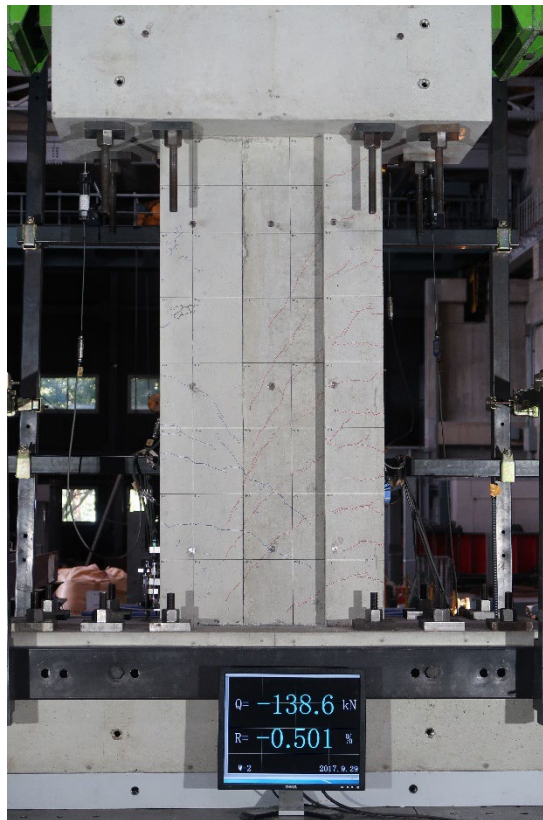


写真 5.2.4-38 R=-1/200 損傷写真

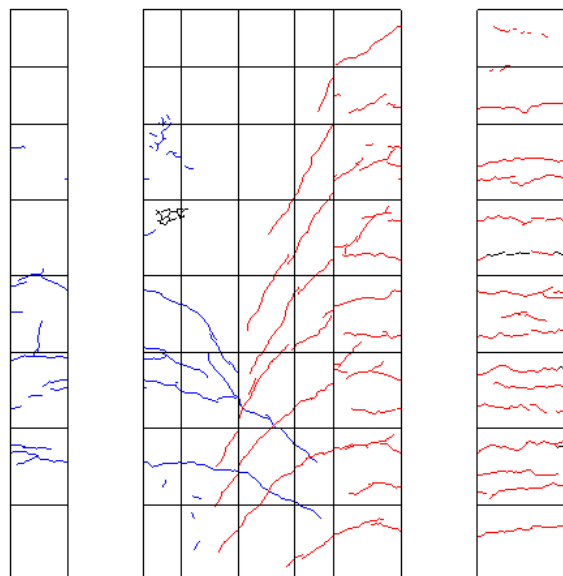


図 5.2.4-43 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②

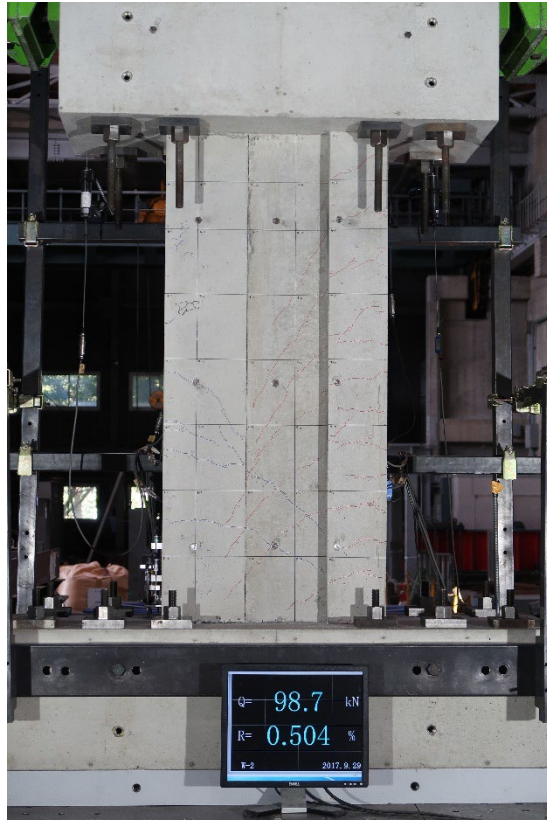


写真 5.2.4-39 R=1/200②損傷写真

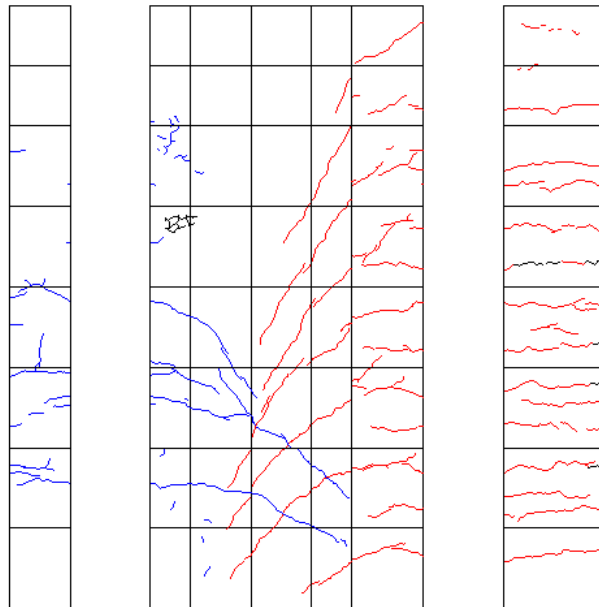


図 5.2.4-44 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②

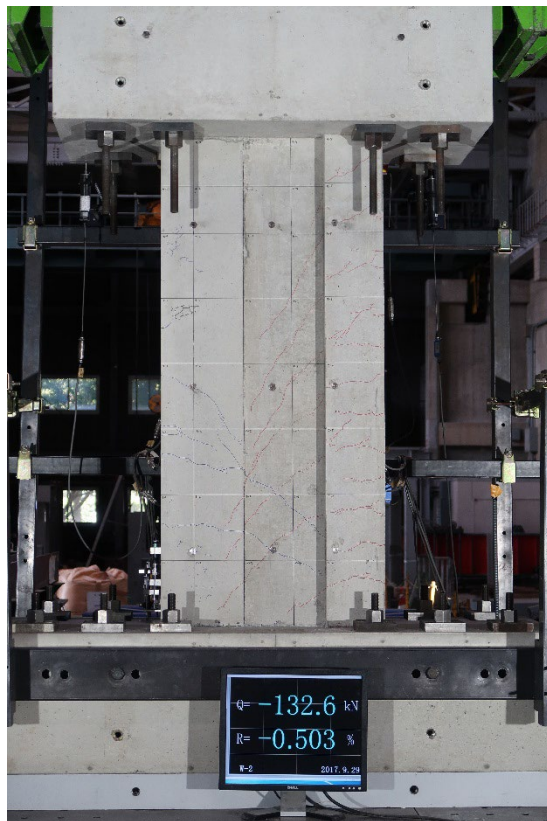


写真 5.2.4-40 R=-1/200②損傷写真

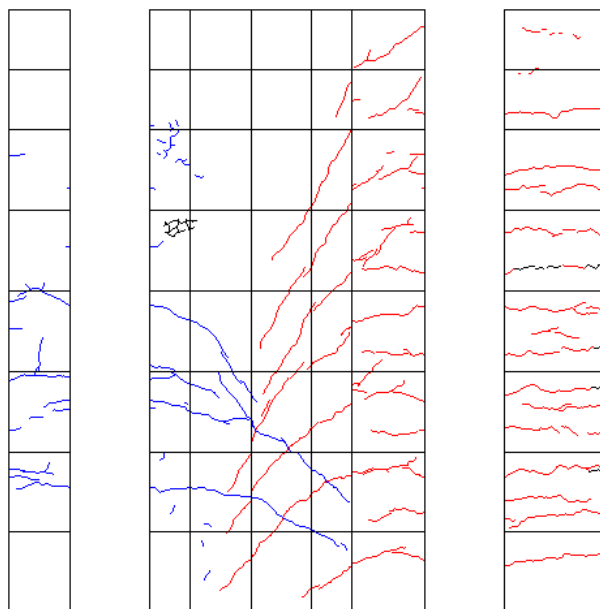


図 5.2.4-45 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①

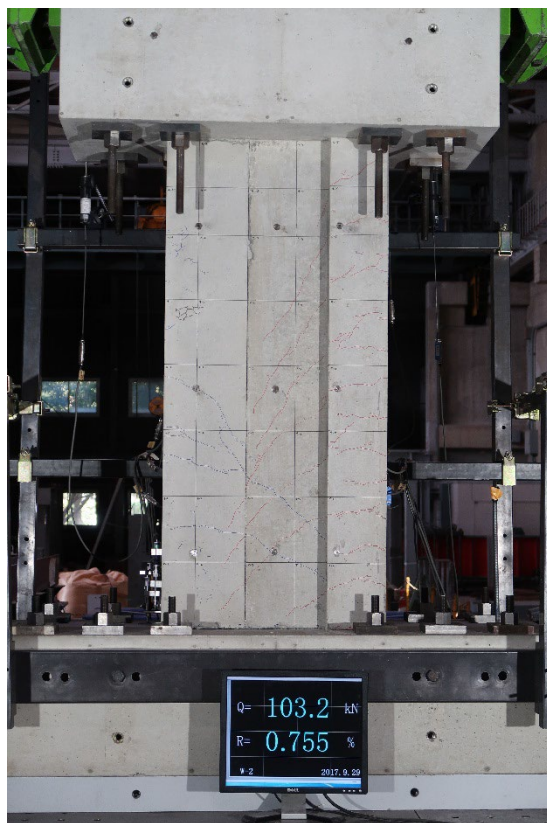


写真 5.2.4-41 R=1/133 損傷写真

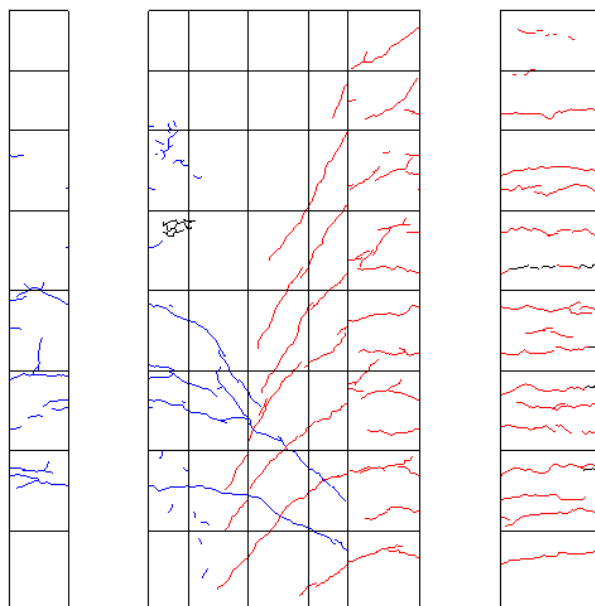


図 5.2.4-46 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①

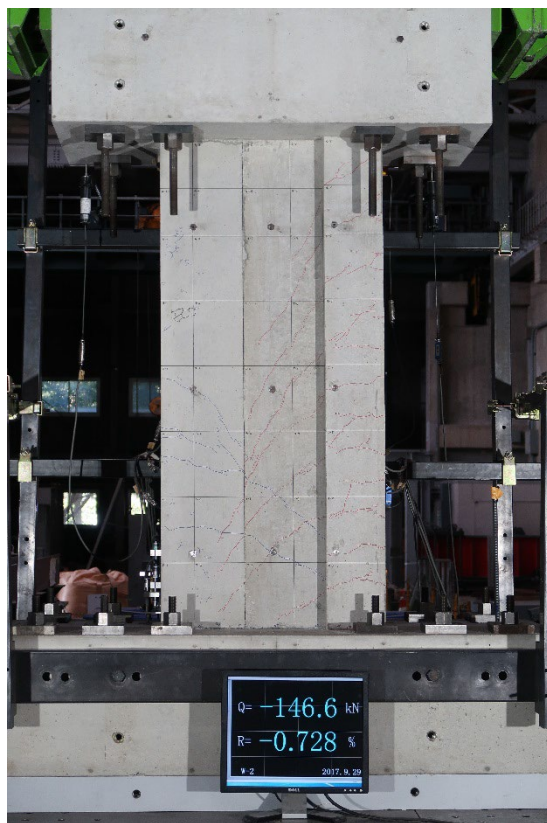


写真 5.2.4-42 R=-1/133 損傷写真

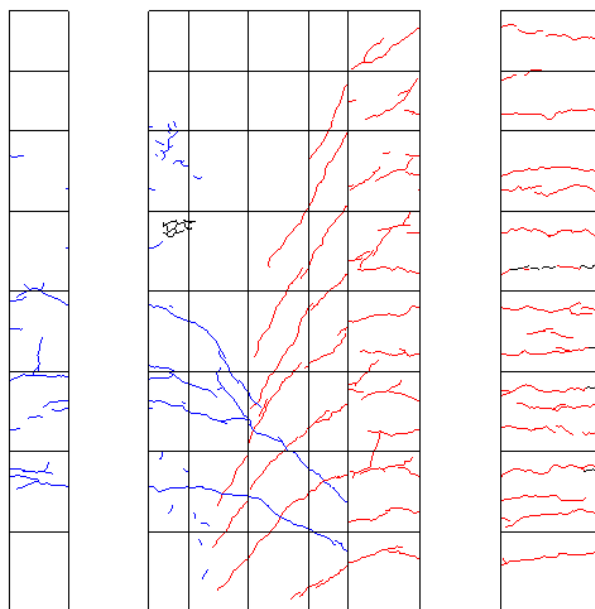


図 5.2.4-47 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②



写真 5.2.4-43 R=1/133②損傷写真

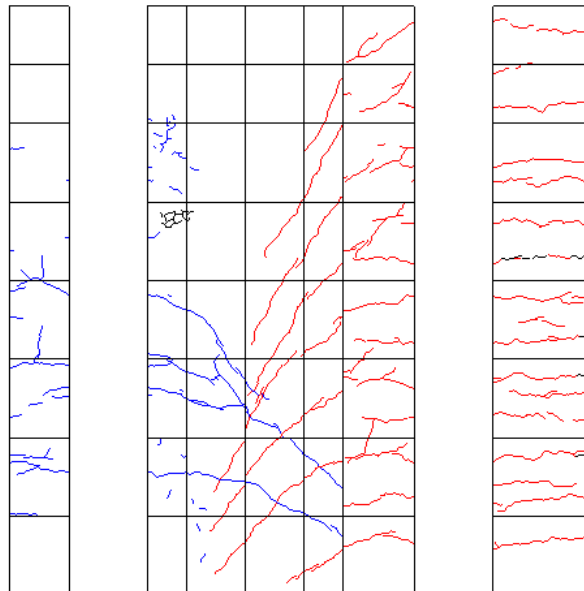


図 5.2.4-48 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②

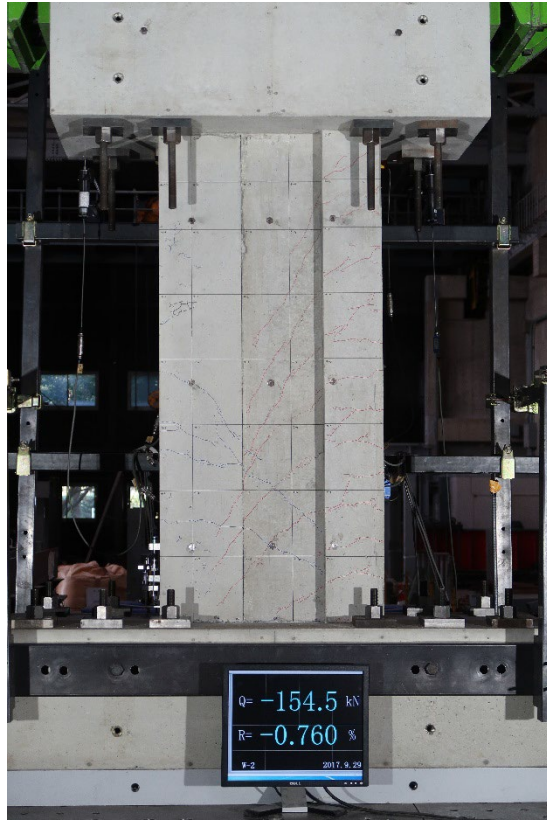


写真 5.2.4-44 R=-1/133②損傷写真

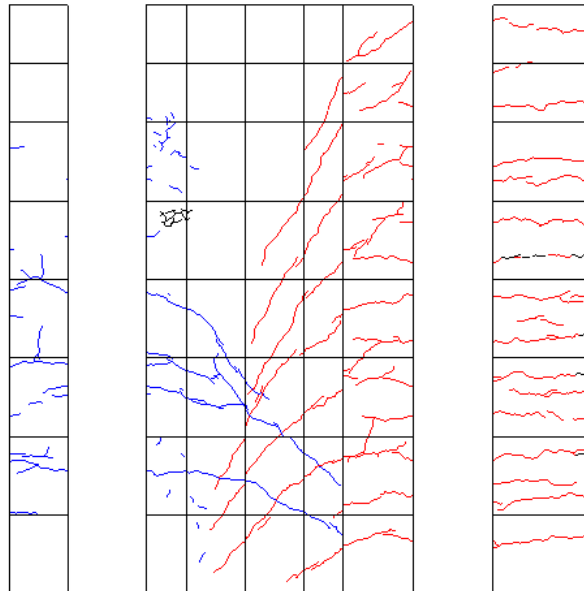


図 5.2.4-49 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①



写真 5.2.4-45 R=1/100 損傷写真

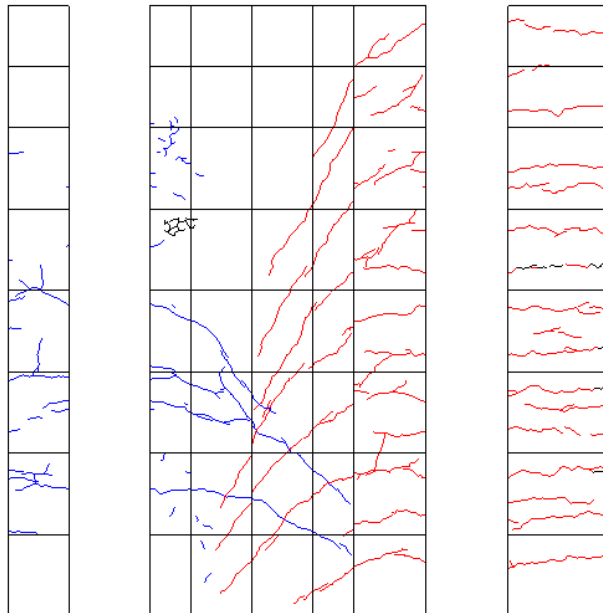


図 5.2.4-50 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①



写真 5.2.4-46 R=-1/100 損傷写真

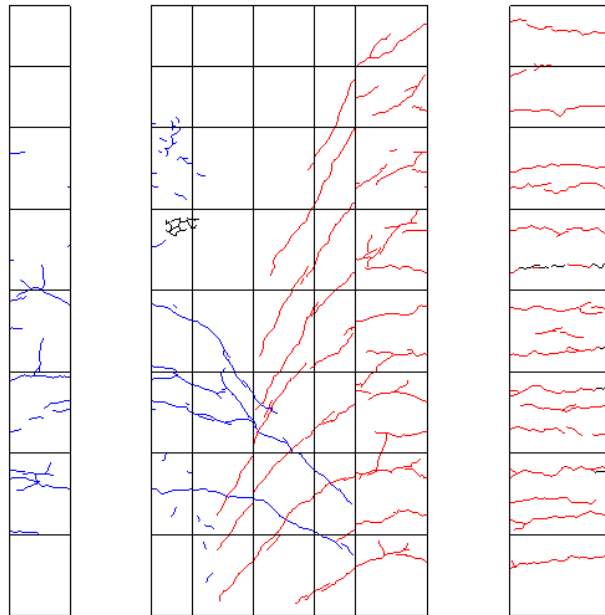


図 5.2.4-51 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②

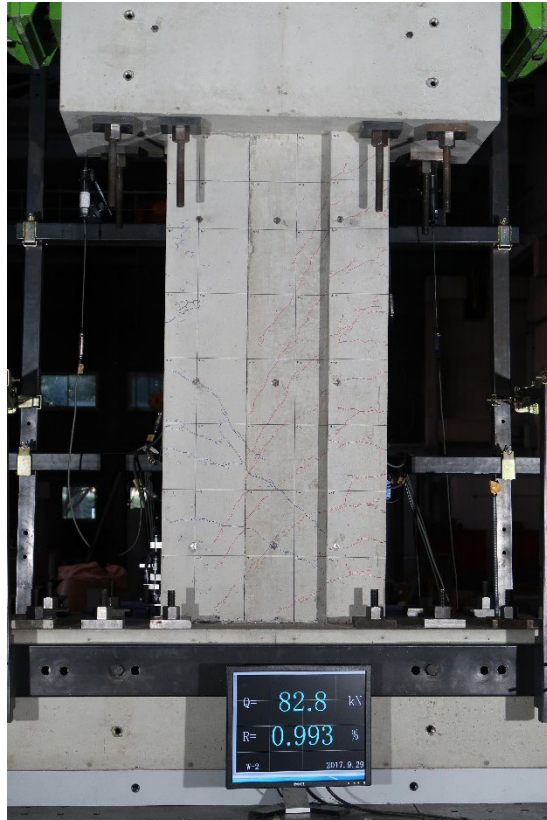


写真 5.2.4-47 R=1/100②損傷写真

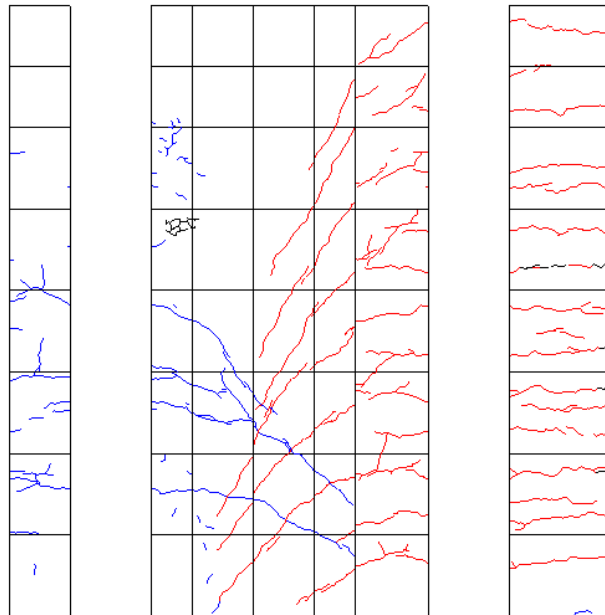


図 5.2.4-52 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②



写真 5.2.4-48 R=-1/100②損傷写真

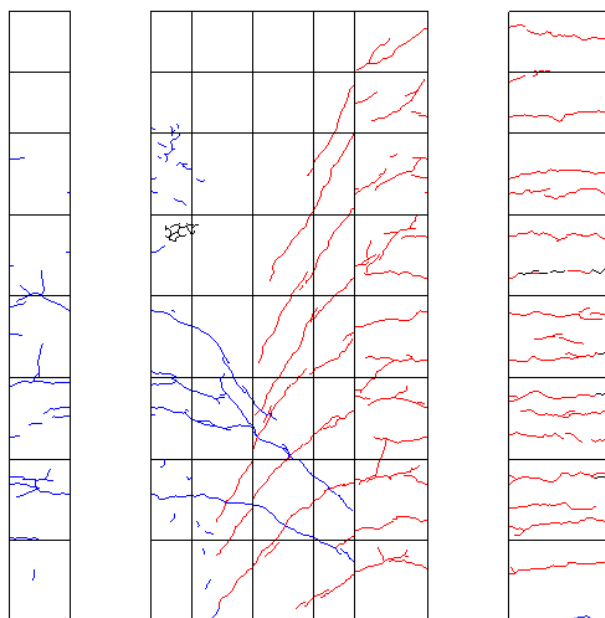


図 5.2.4-53 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①

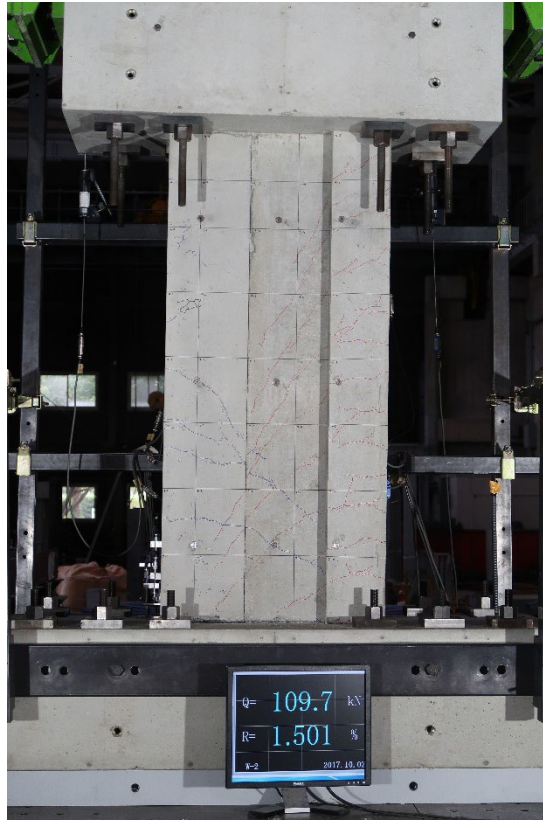


写真 5.2.4-49 R=1/67 損傷写真

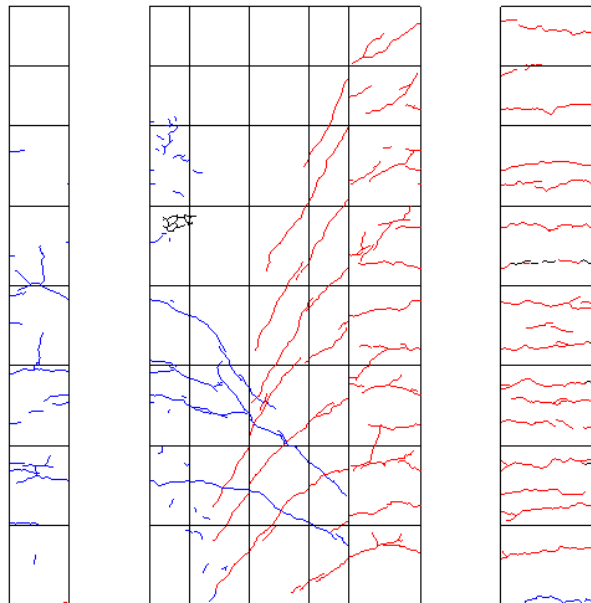


図 5.2.4-54 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①

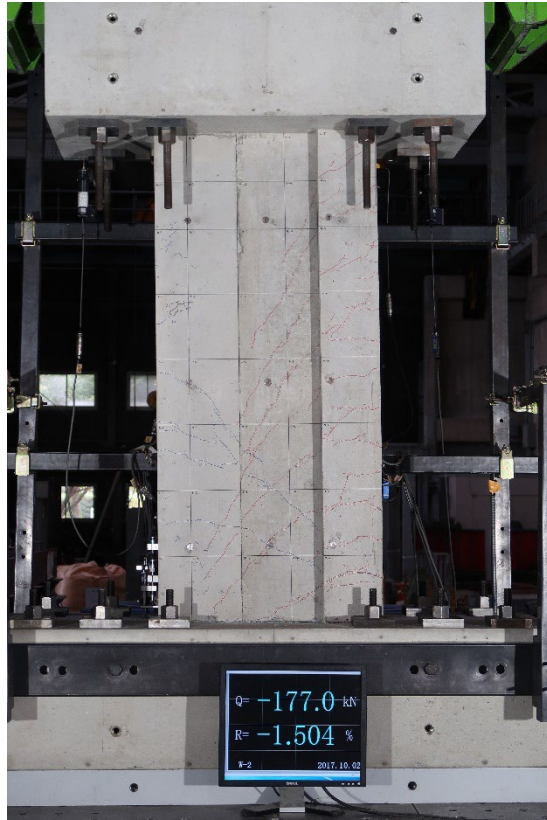


写真 5.2.4-50 R=-1/67 損傷写真

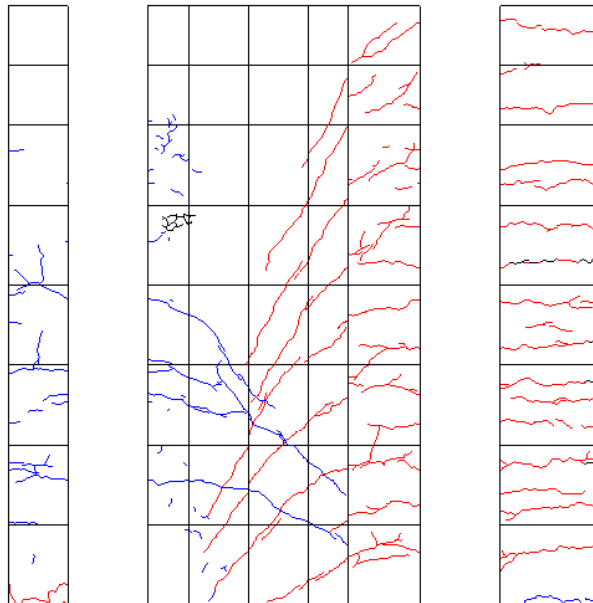


図 5.2.4-55 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②



写真 5.2.4-51 R=1/67②損傷写真

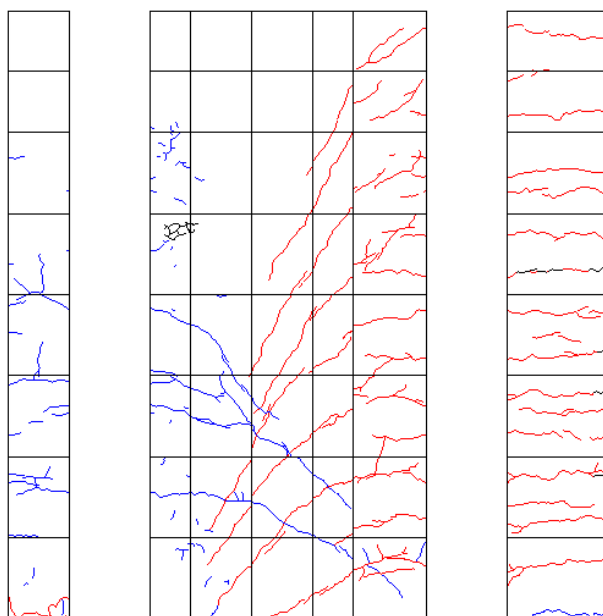


図 5.2.4-56 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②

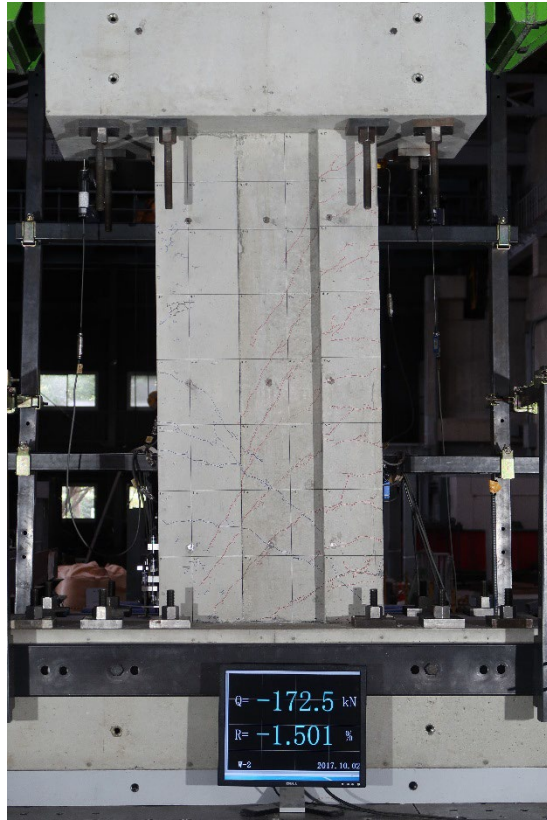


写真 5.2.4-52 R=-1/67②損傷写真

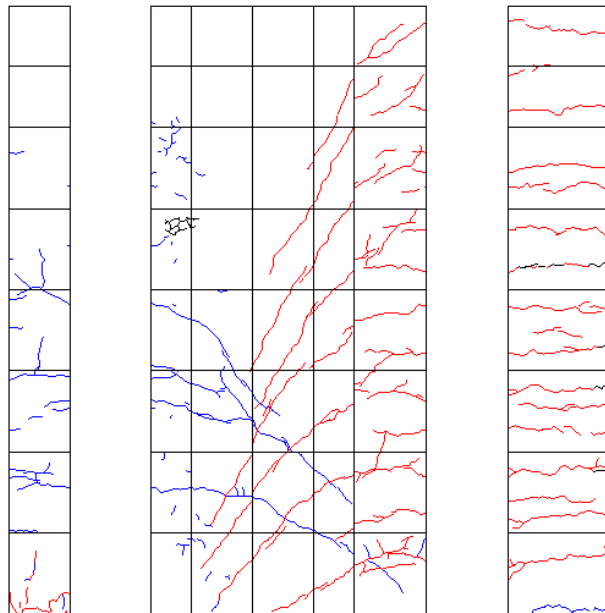


図 5.2.4-57 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①



写真 5.2.4-53 R=1/50 損傷写真

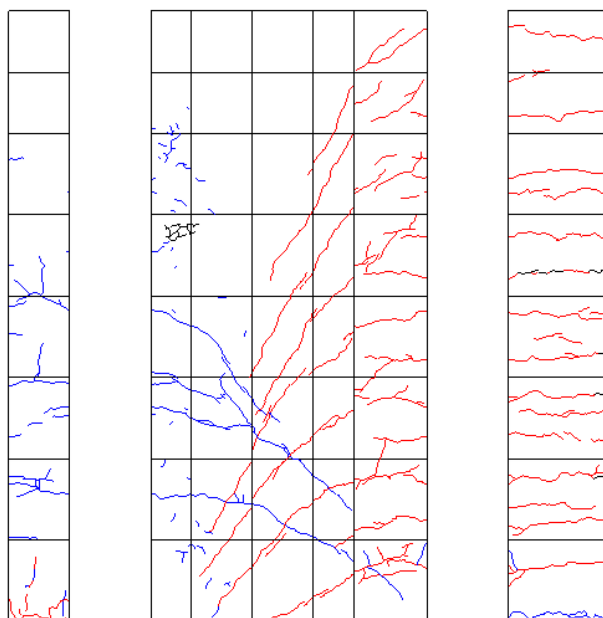


図 5.2.4-58 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①



写真 5.2.4-54 R=-1/50 損傷写真

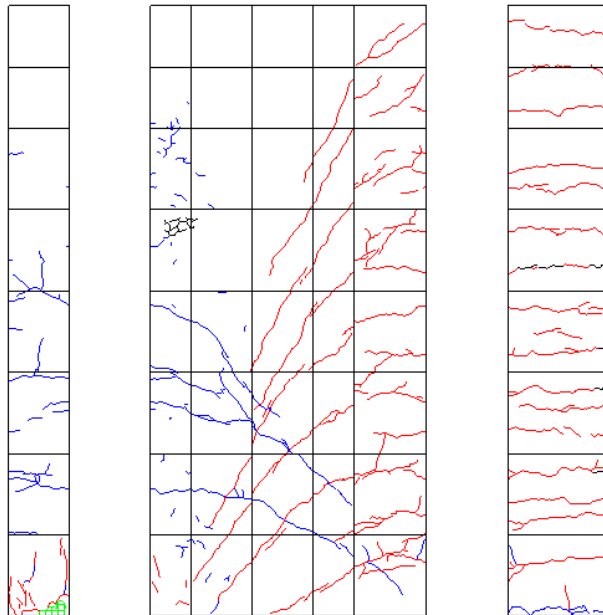


図 5.2.4-59 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②

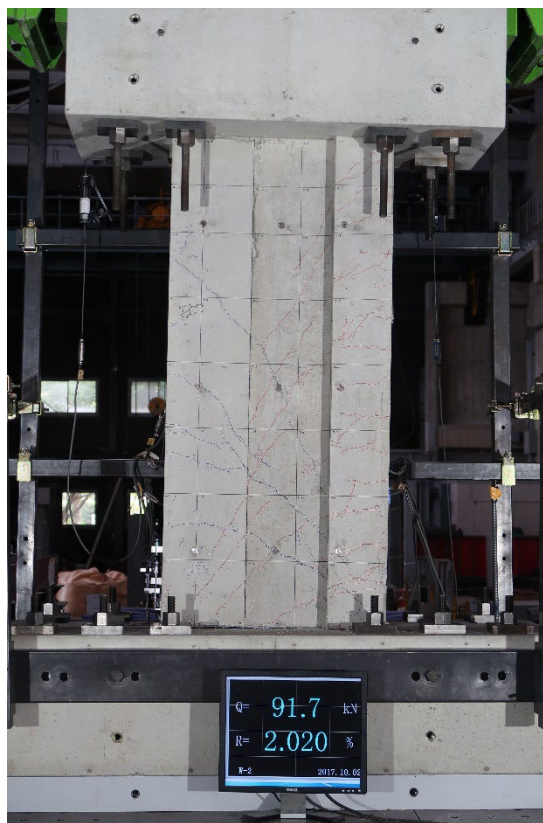


写真 5.2.4-55 R=1/50②損傷写真

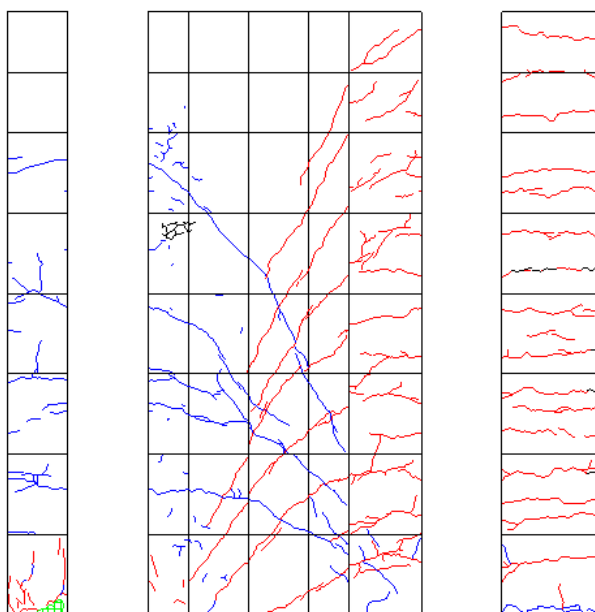


図 5.2.4-60 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②



写真 5.2.4-56 R=-1/50②損傷写真

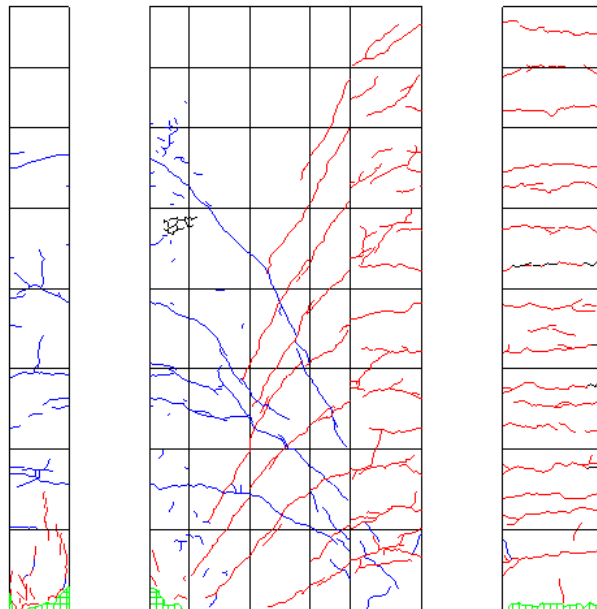


図 5.2.4-61 R=-1/50②ひび割れ図

R=1/33 ①

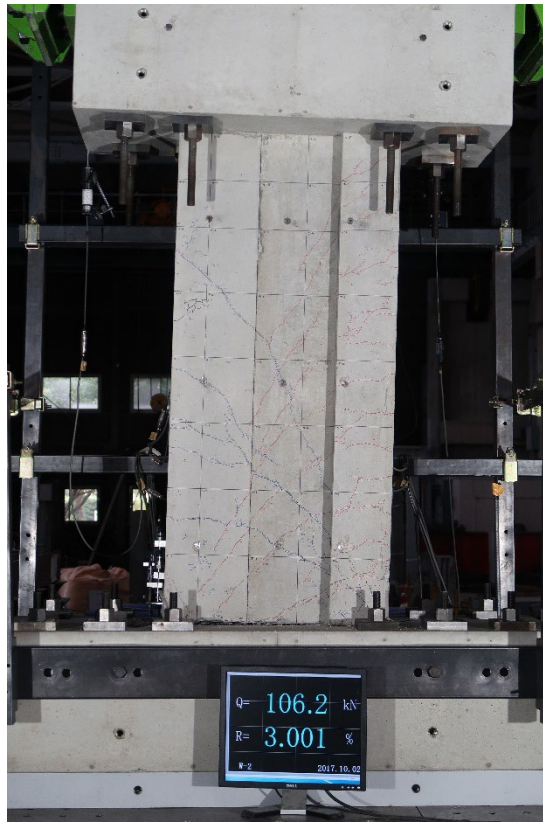


写真 5.2.4-57 R=1/33 損傷写真

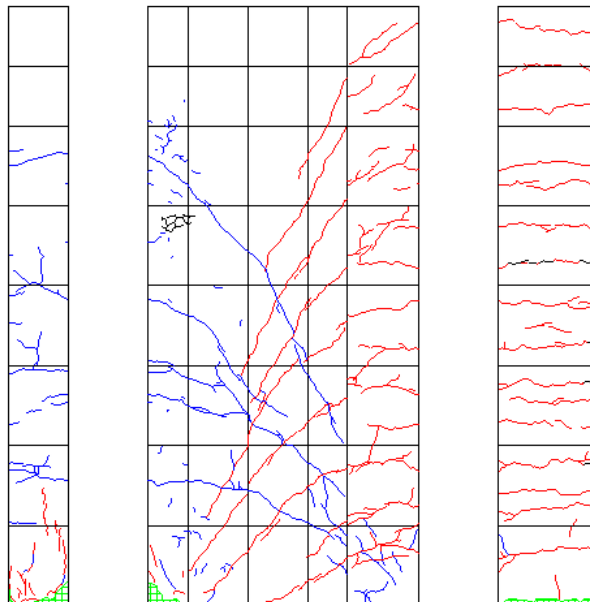


図 5.2.4-62 R=1/33 ひび割れ図

R=-1/33 ①

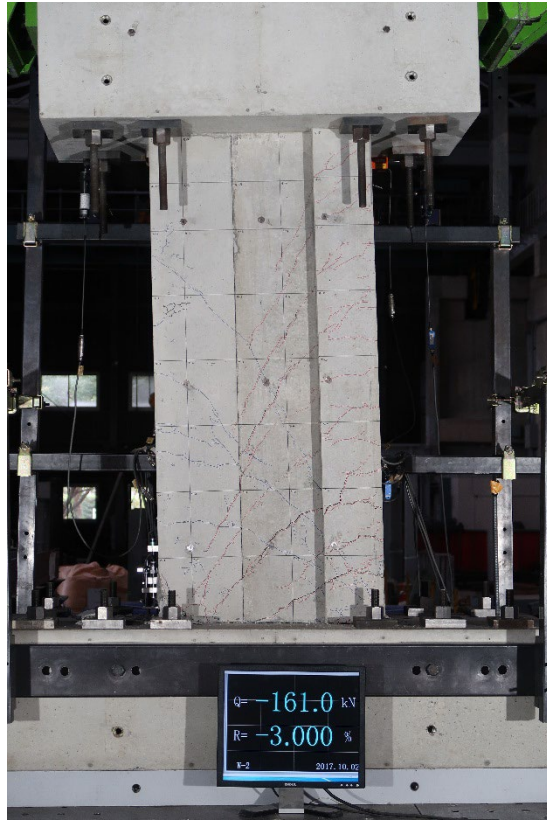


写真 5.2.4-58 R=-1/33 損傷写真

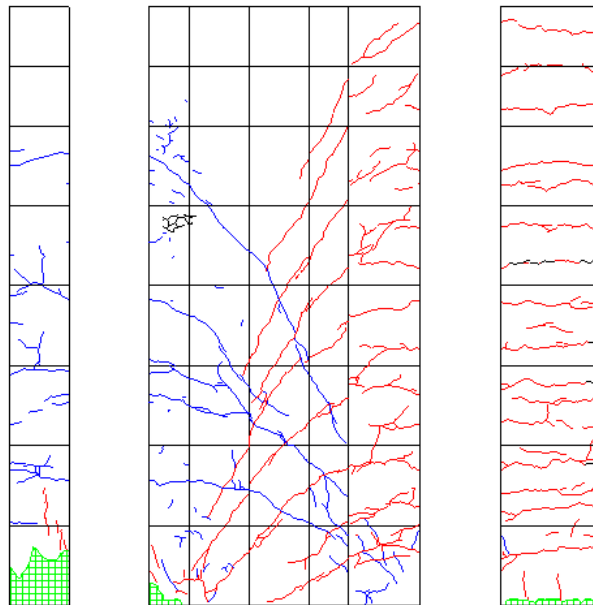


図 5.2.4-63 R=-1/33 ひび割れ図

R=1/33 ②



写真 5.2.4-59 R=1/33②損傷写真

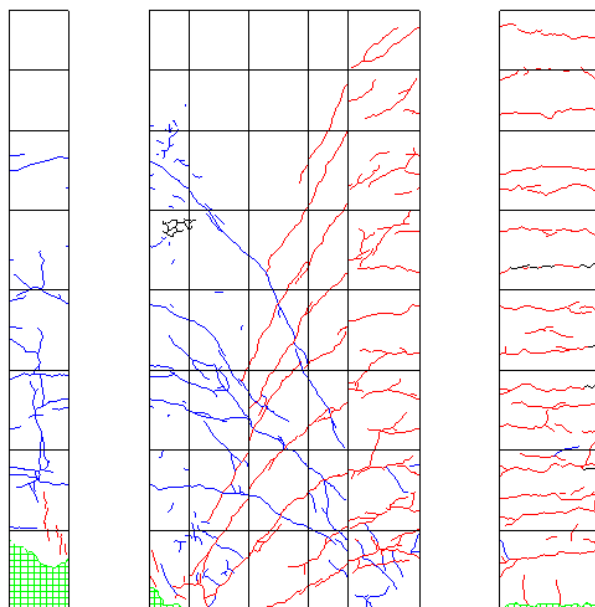


図 5.2.4-64 R=1/33②ひび割れ図

R=-1/33 ②



写真 5.2.4-60 R=-1/33②損傷写真

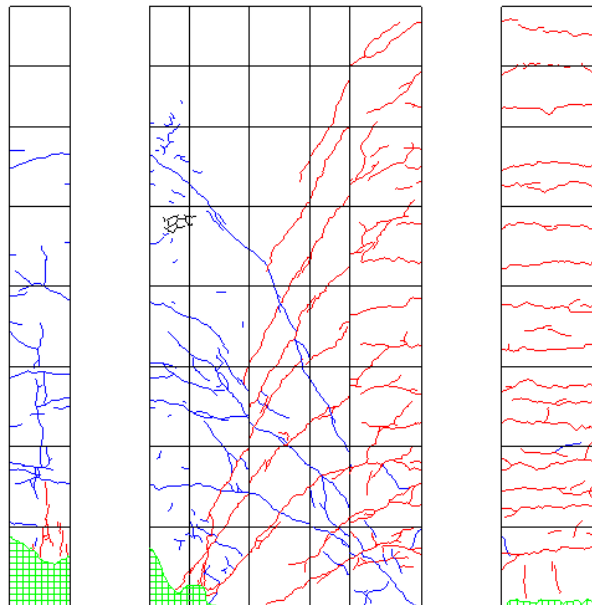


図 5.2.4-65 R=-1/33②ひび割れ図

5.2.4.2.3. 試験体 No.3 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

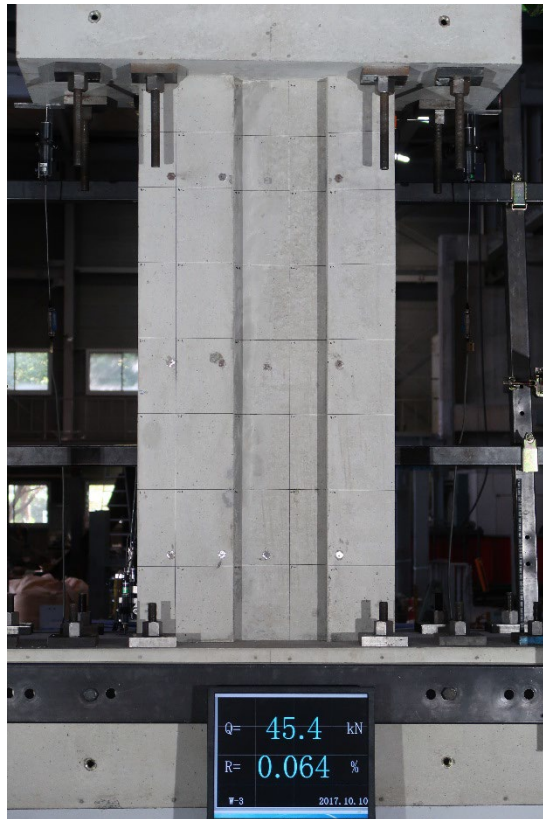


写真 5.2.4-61 R=1/1600 損傷写真

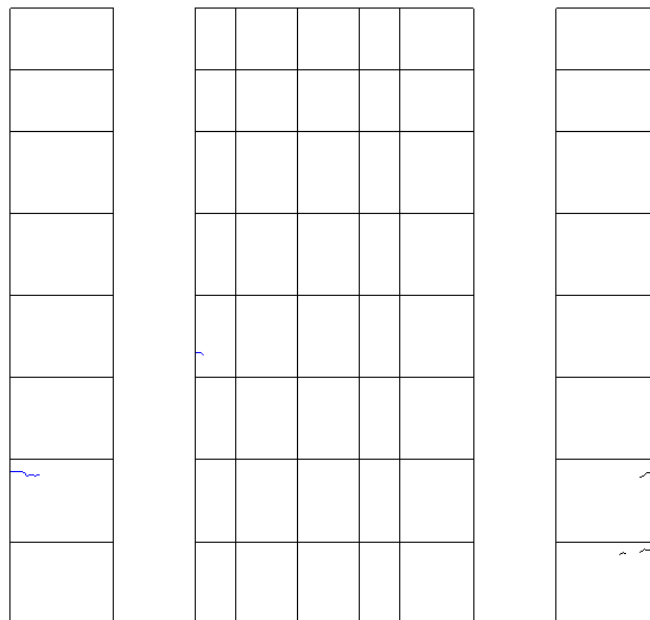


図 5.2.4-66 R=1/1600 ひび割れ図

R=-1/1600

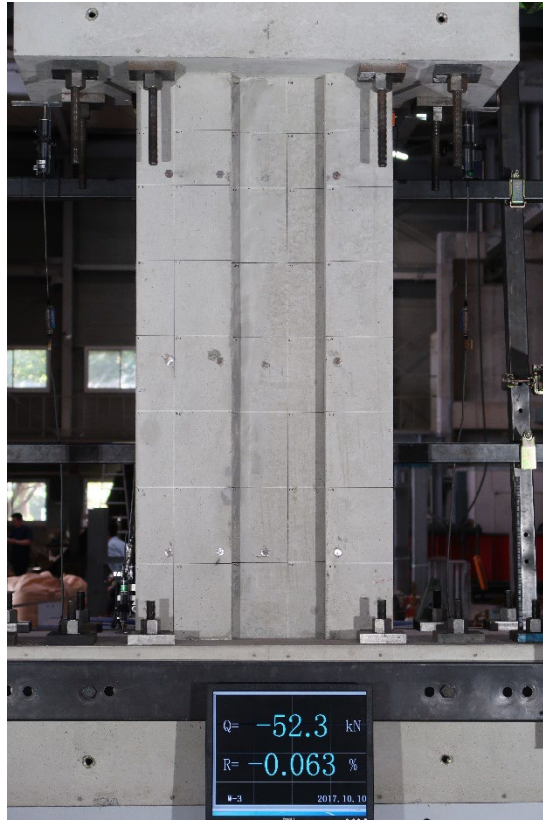


写真 5.2.4-62 R=-1/1600 損傷写真

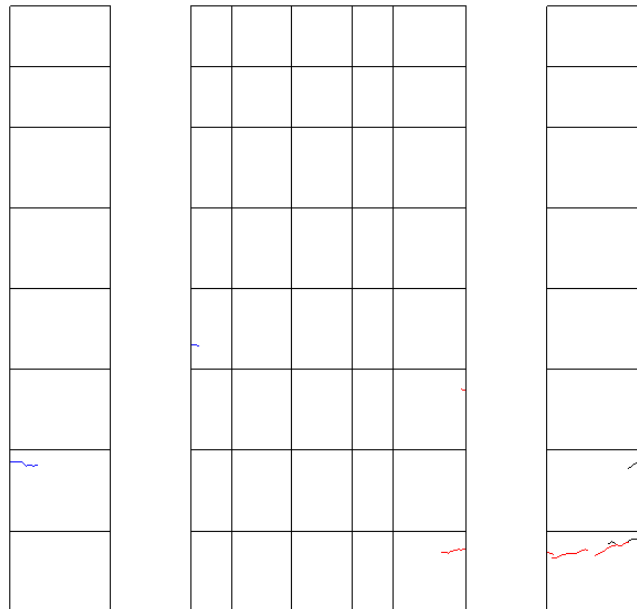


図 5.2.4-67 R=-1/1600 ひび割れ図

R=1/800

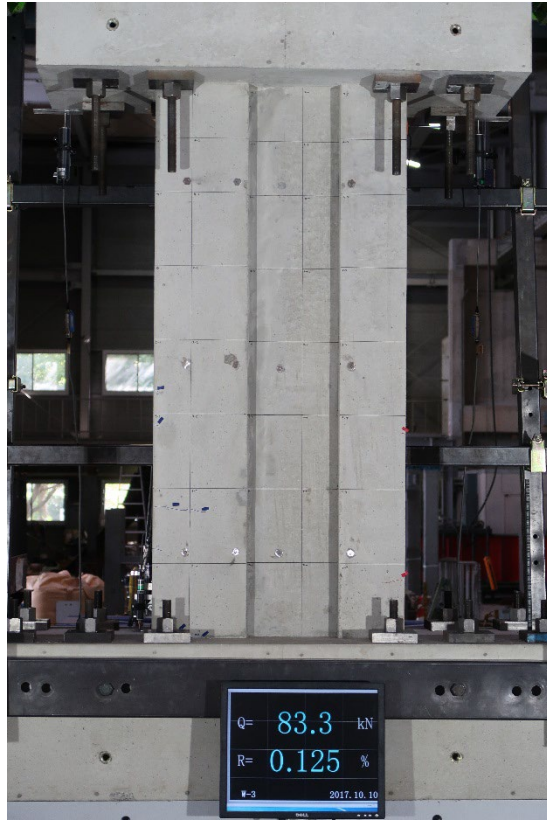


写真 5.2.4-63 R=1/800 損傷写真

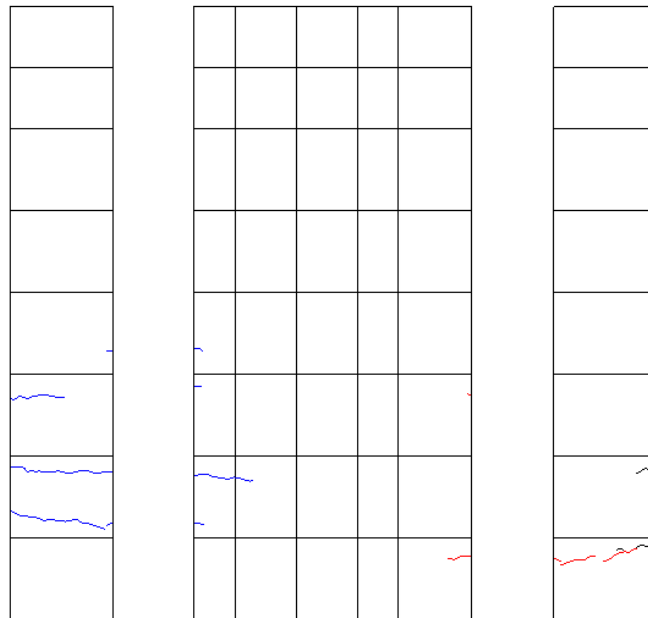


図 5.2.4-68 R=1/800 ひび割れ図

R=-1/800

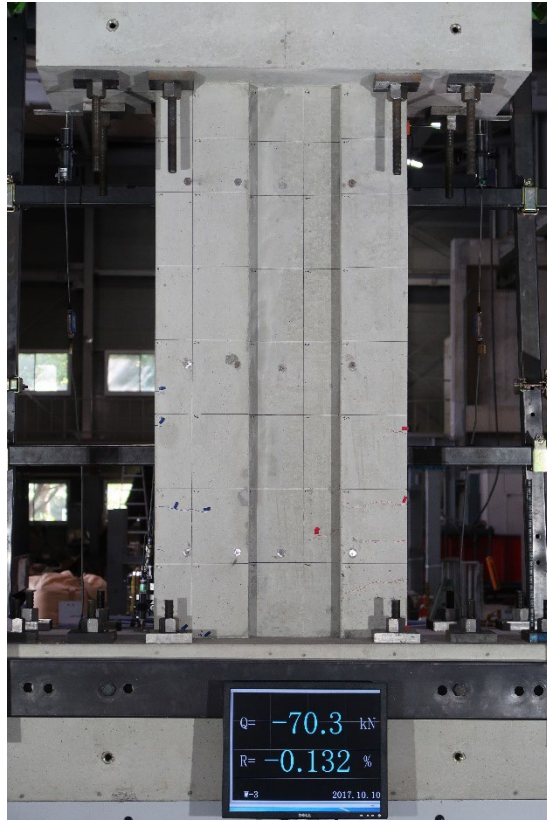


写真 5.2.4-64 R=-1/800 損傷写真

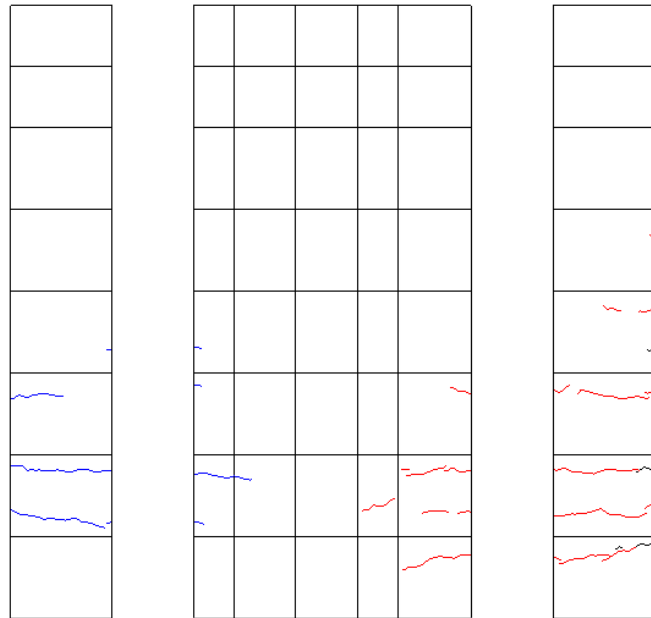


図 5.2.4-69 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①

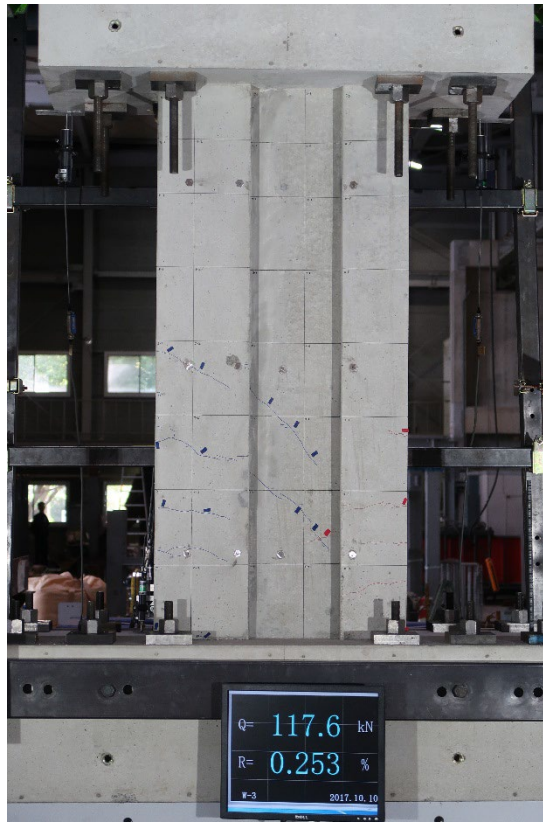


写真 5.2.4-65 R=1/400 損傷写真

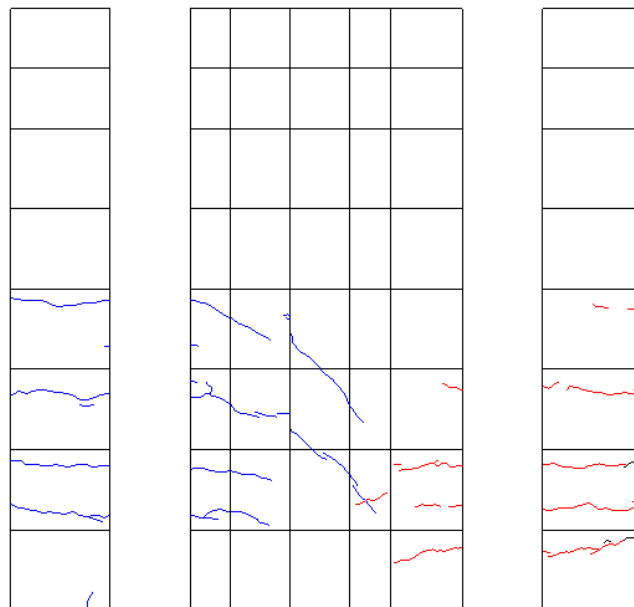


図 5.2.4-70 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①

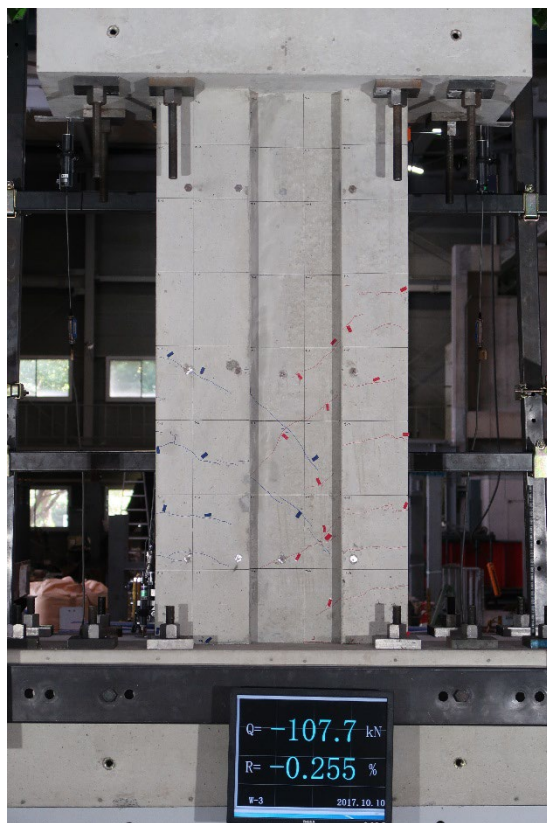


写真 5.2.4-66 R=-1/400 損傷写真

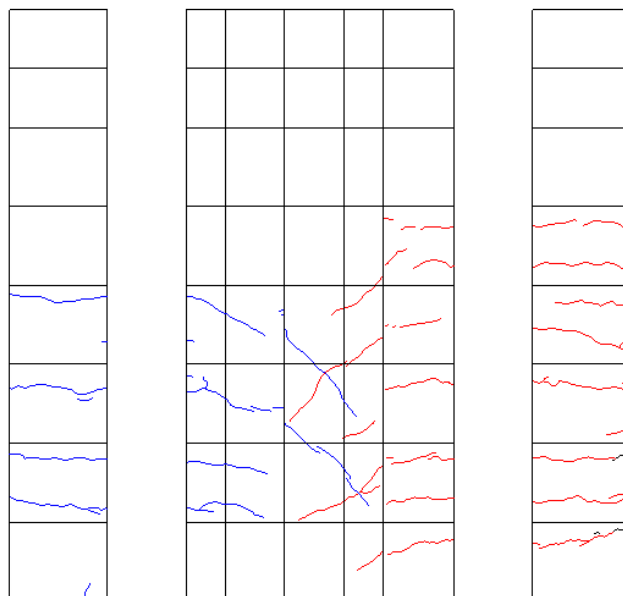


図 5.2.4-71 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②

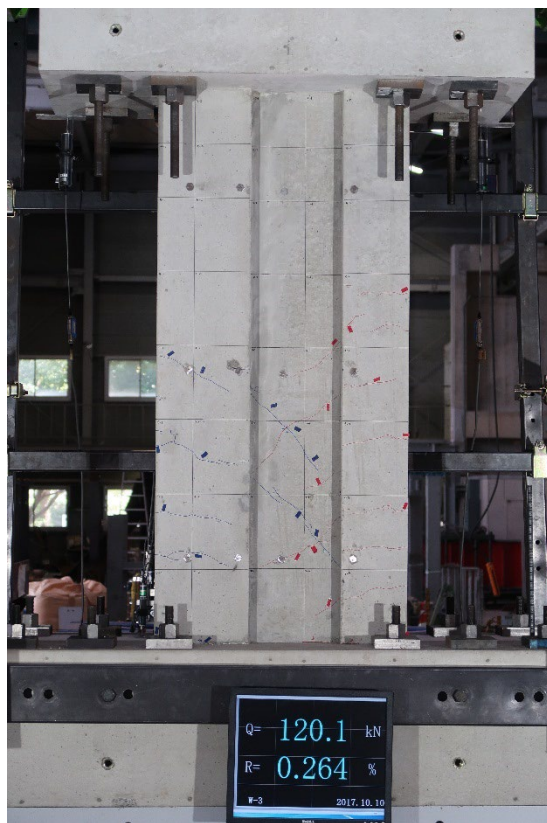


写真 5.2.4-67 R=1/400②損傷写真

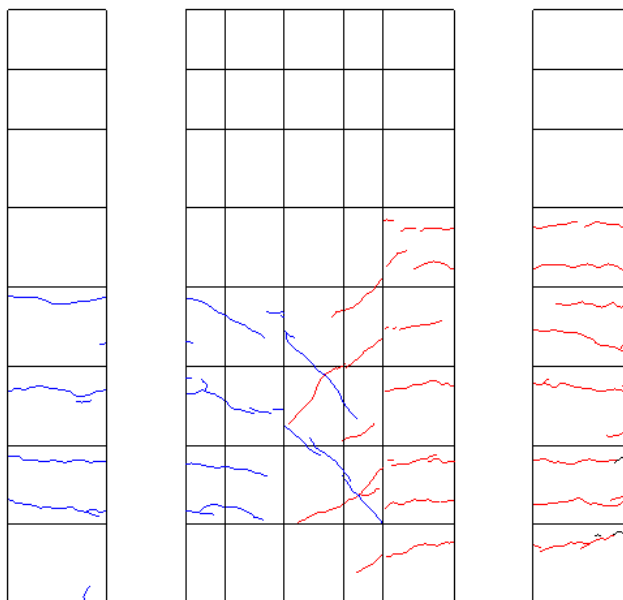


図 5.2.4-72 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②

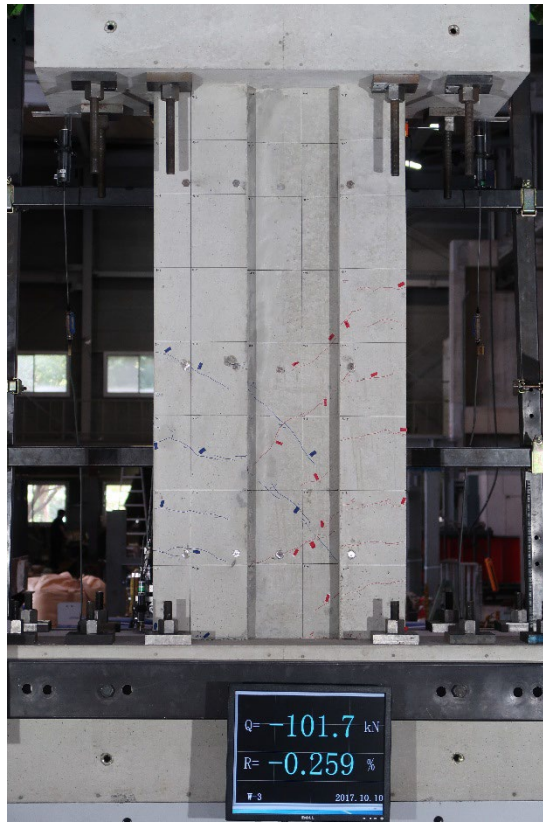


写真 5.2.4-68 R=-1/400②損傷写真

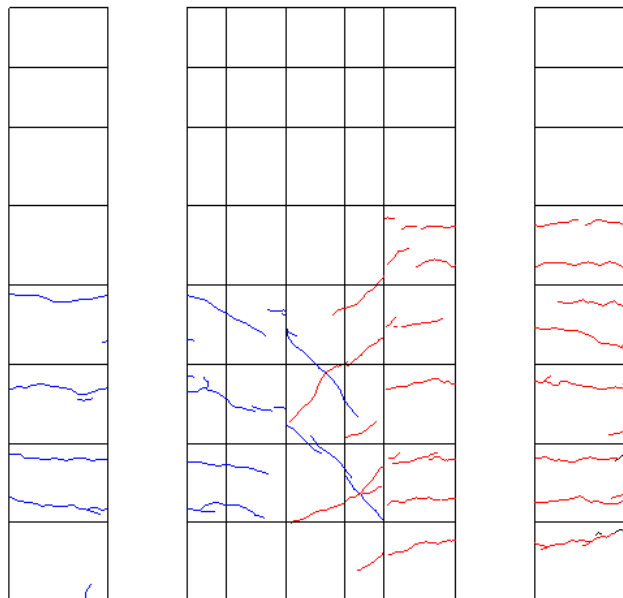


図 5.2.4-73 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①

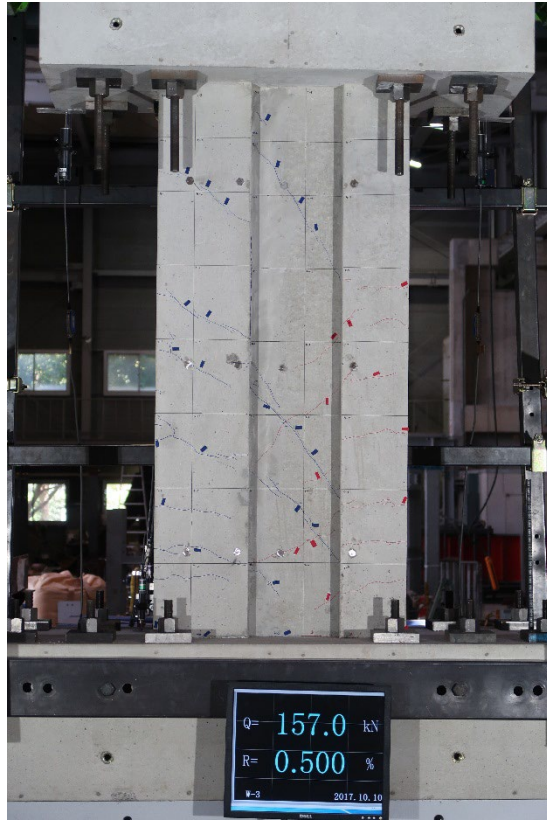


写真 5.2.4-69 R=1/200 損傷写真

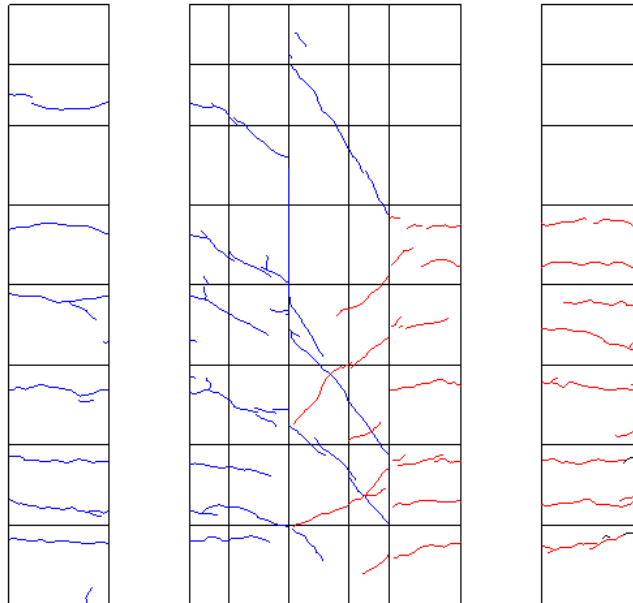


図 5.2.4-74 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①

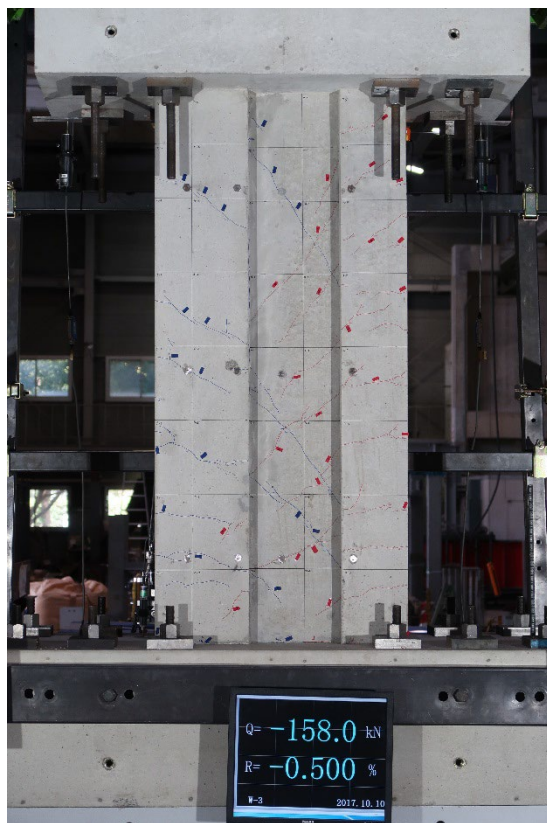


写真 5.2.4-70 R=-1/200 損傷写真

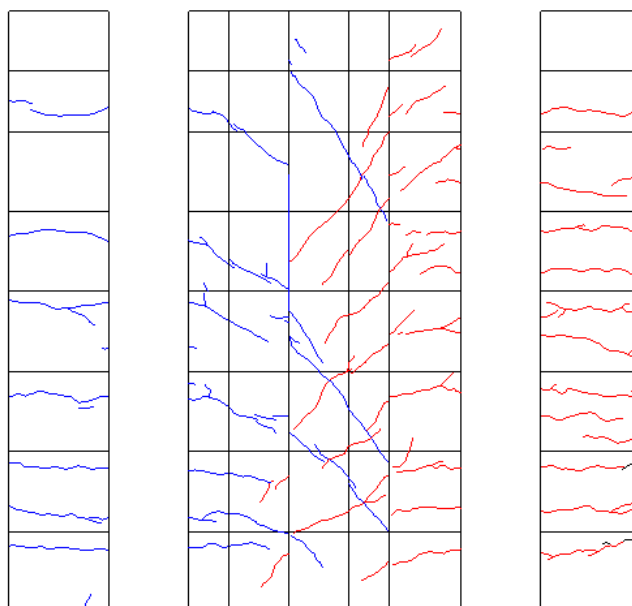


図 5.2.4-75 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②

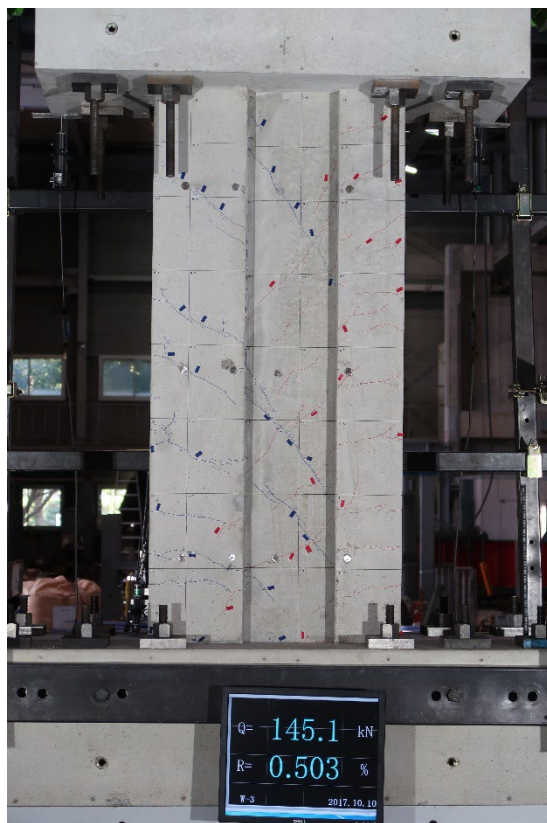


写真 5.2.4-71 R=1/200②損傷写真

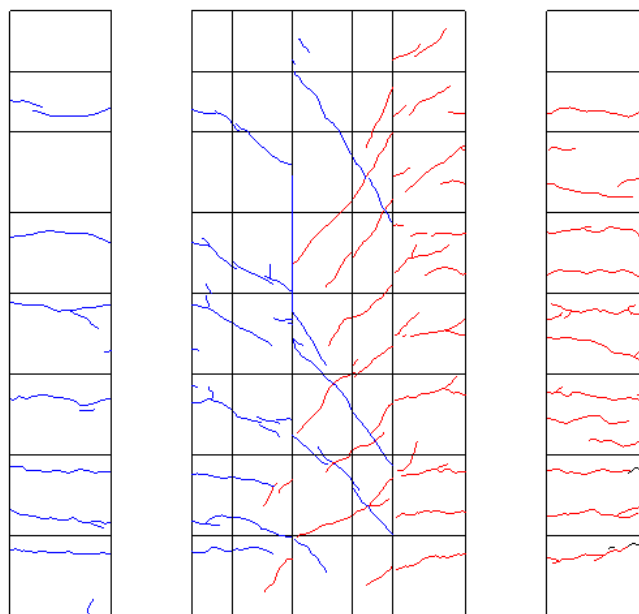


図 5.2.4-76 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②

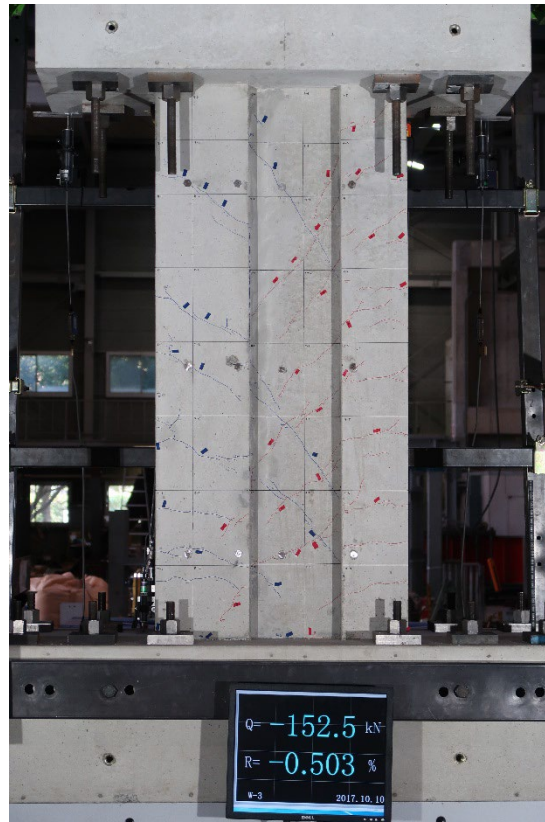


写真 5.2.4-72 R=-1/200②損傷写真

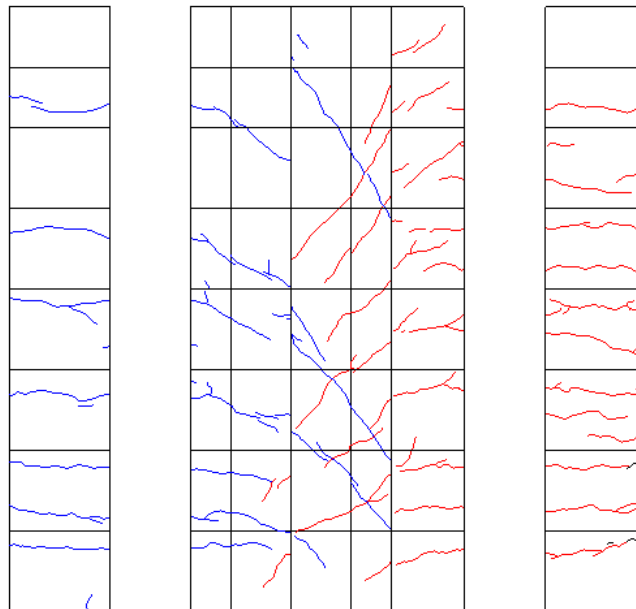


図 5.2.4-77 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①

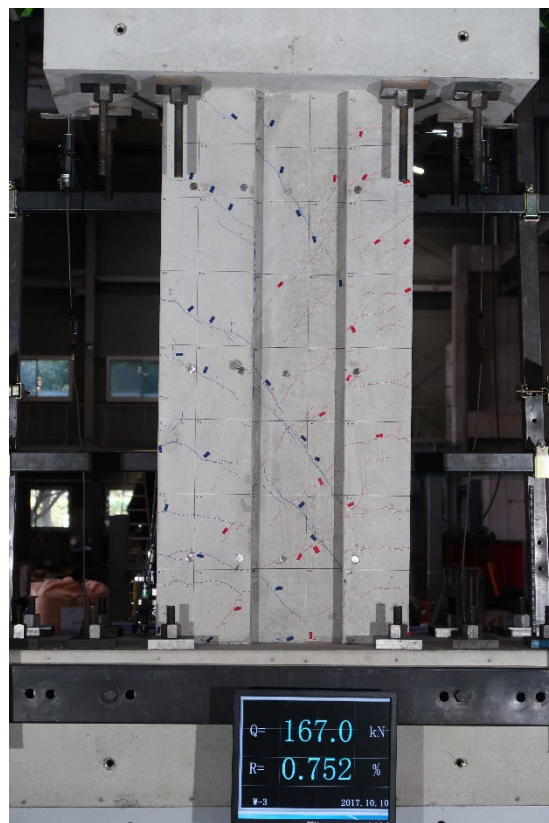


写真 5.2.4-73 R=1/133 損傷写真

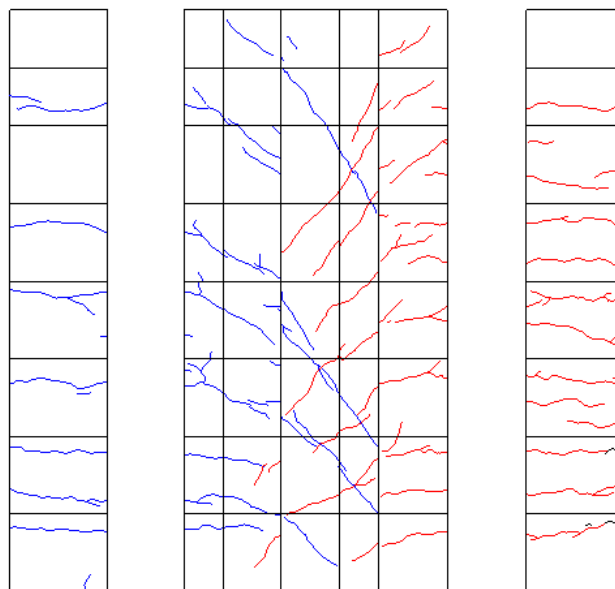


図 5.2.4-78 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①

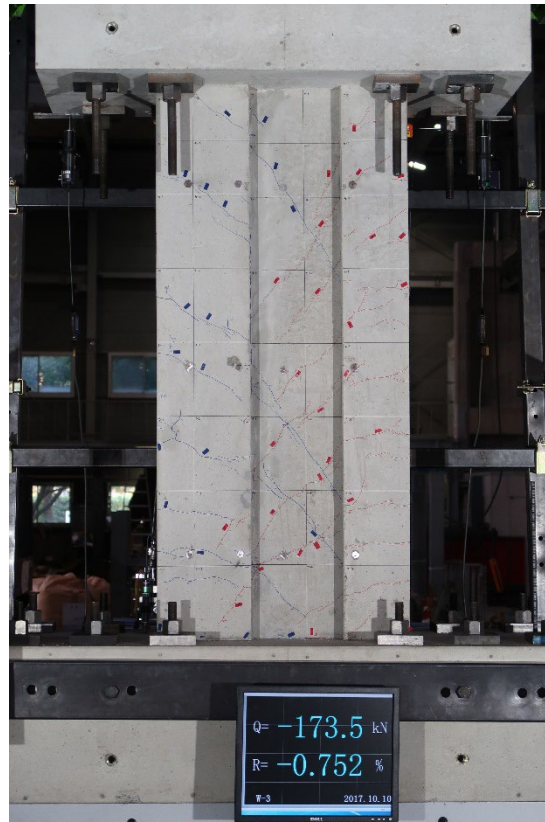


写真 5.2.4-74 R=-1/133 損傷写真

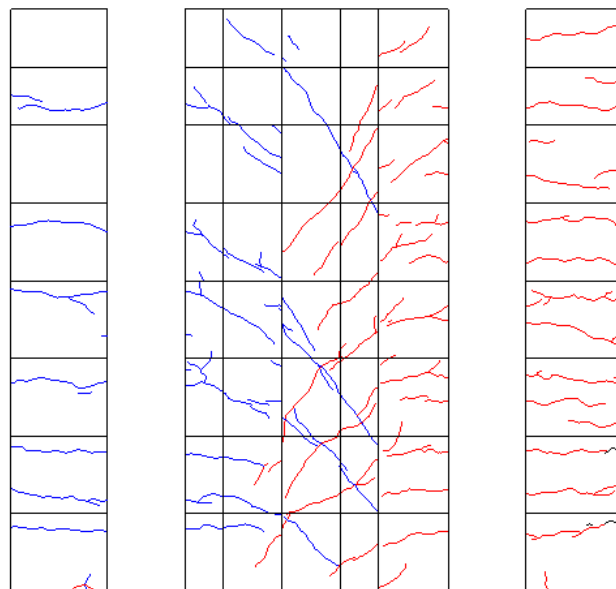


図 5.2.4-79 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②

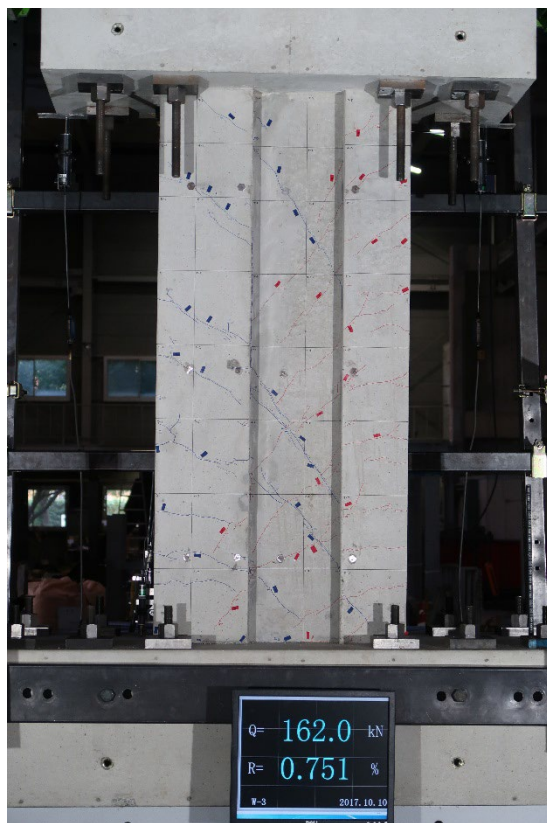


写真 5.2.4-75 R=1/133②損傷写真

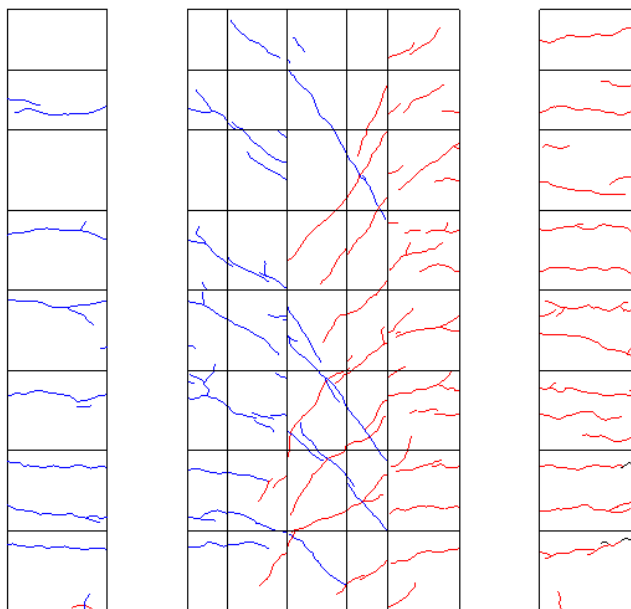


図 5.2.4-80 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②

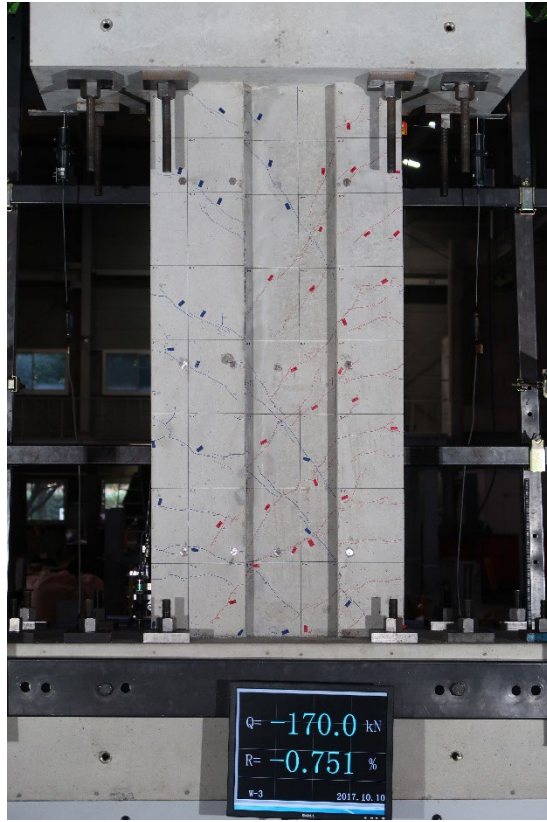


写真 5.2.4-76 R=-1/133②損傷写真

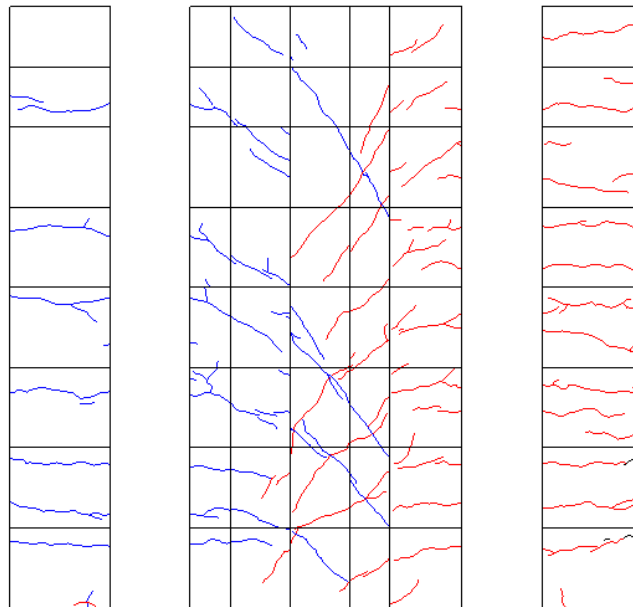


図 5.2.4-81 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①

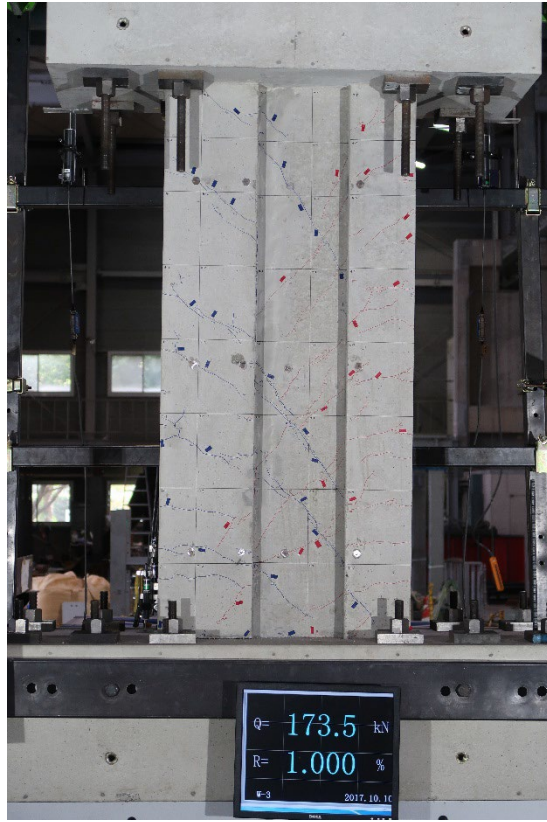


写真 5.2.4-77 R=1/100 損傷写真

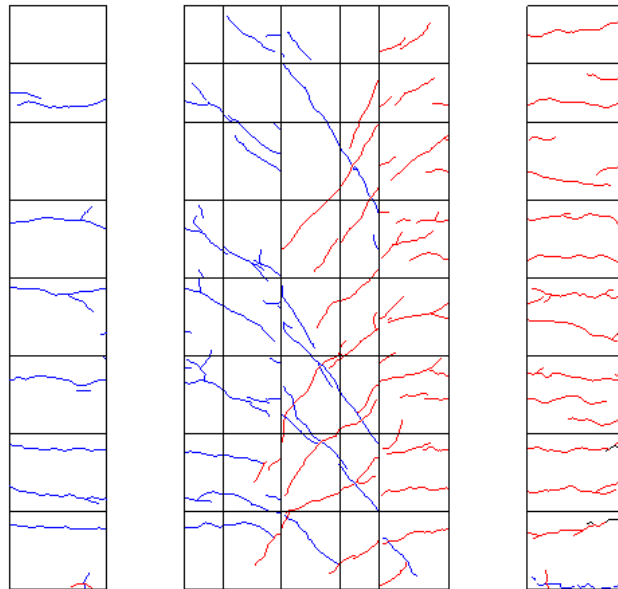


図 5.2.4-82 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①

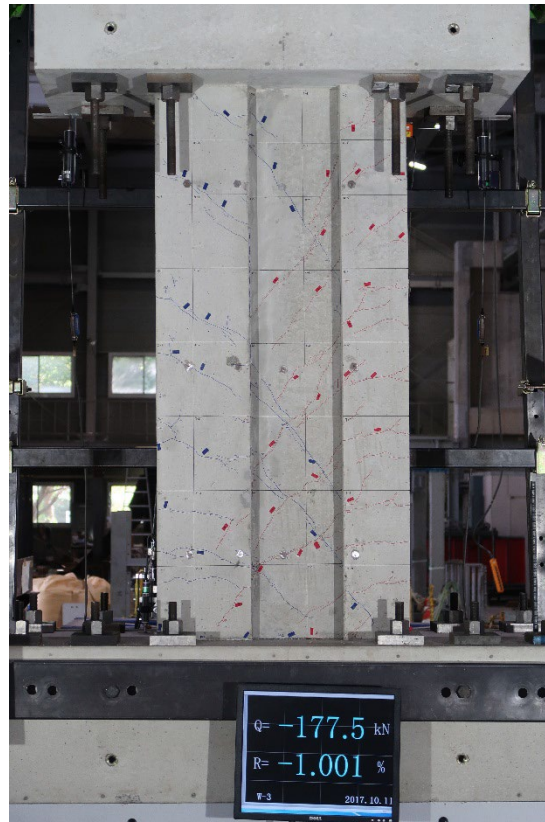


写真 5.2.4-78 R=-1/100 損傷写真

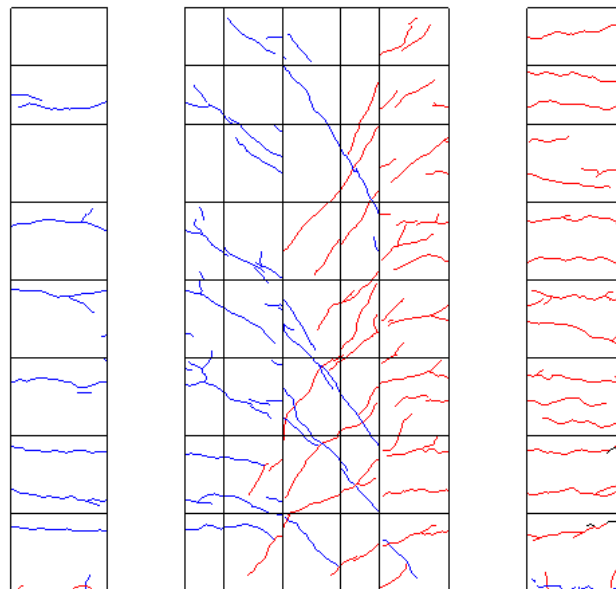


図 5.2.4-83 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②

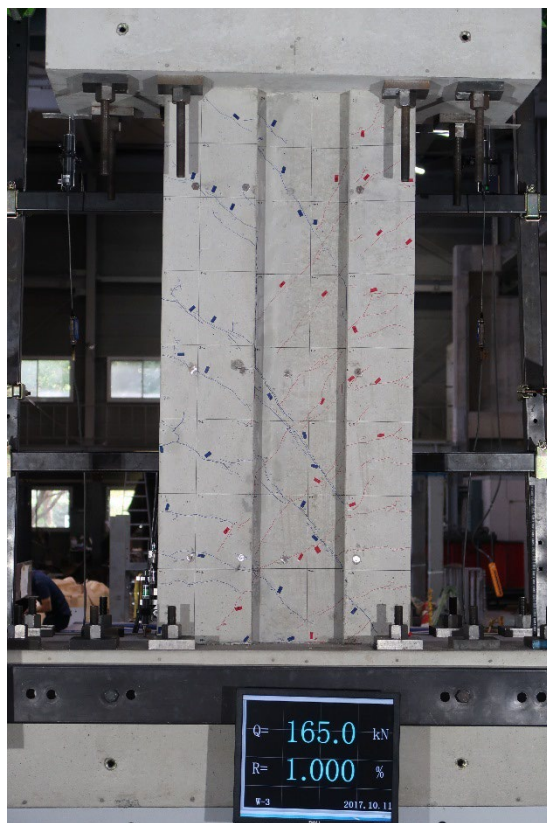


写真 5.2.4-79 R=1/100②損傷写真

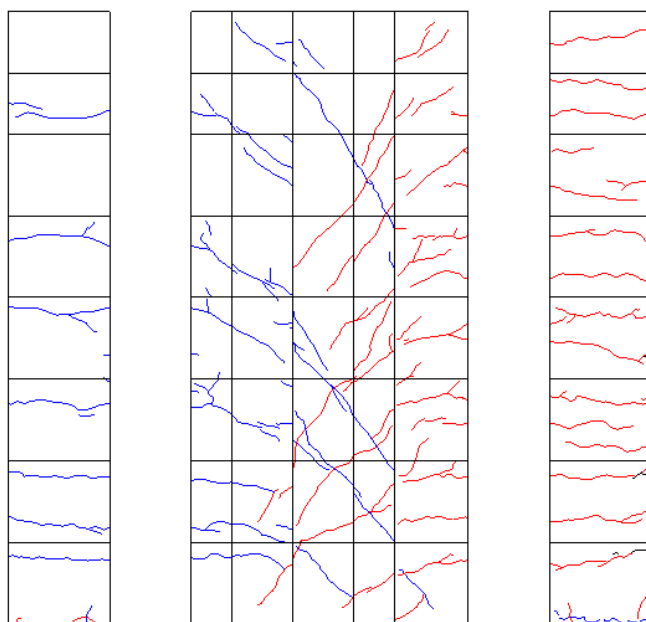


図 5.2.4-84 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②



写真 5.2.4-80 R=-1/100②損傷写真

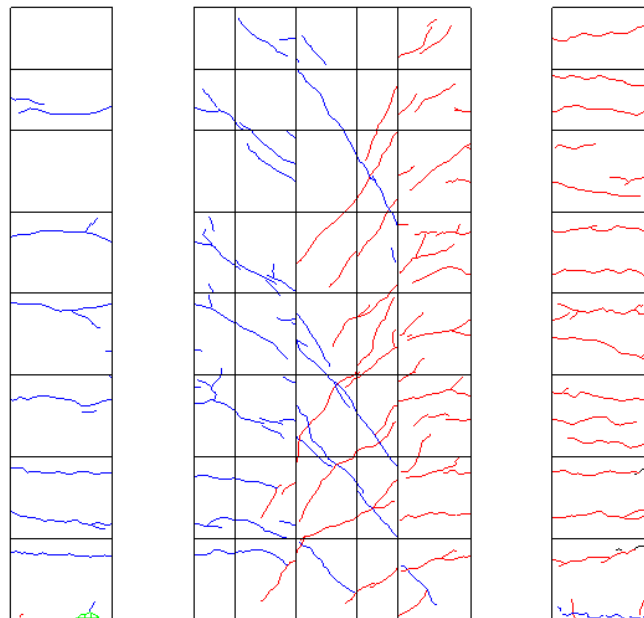


図 5.2.4-85 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①

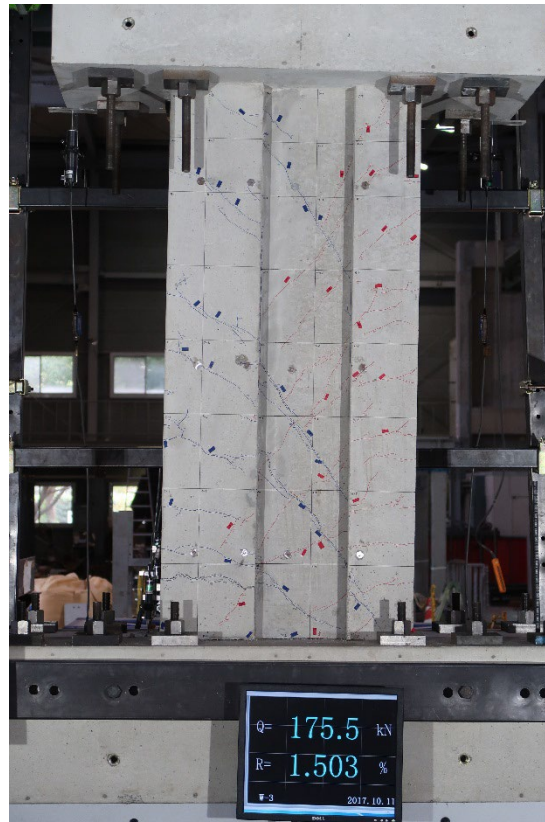


写真 5.2.4-81 R=1/67 損傷写真

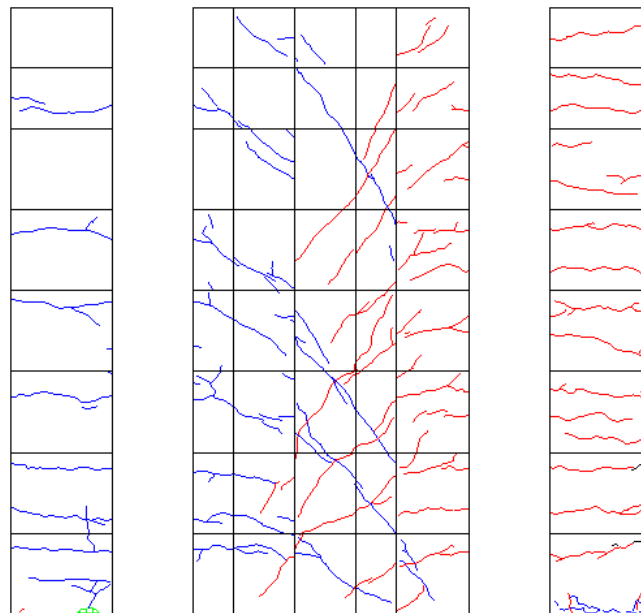


図 5.2.4-86 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①

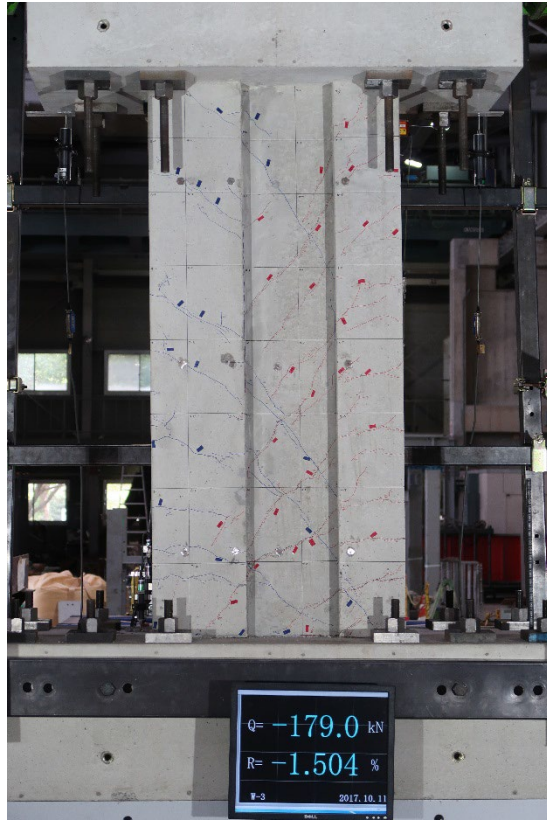


写真 5.2.4-82 R=-1/67 損傷写真

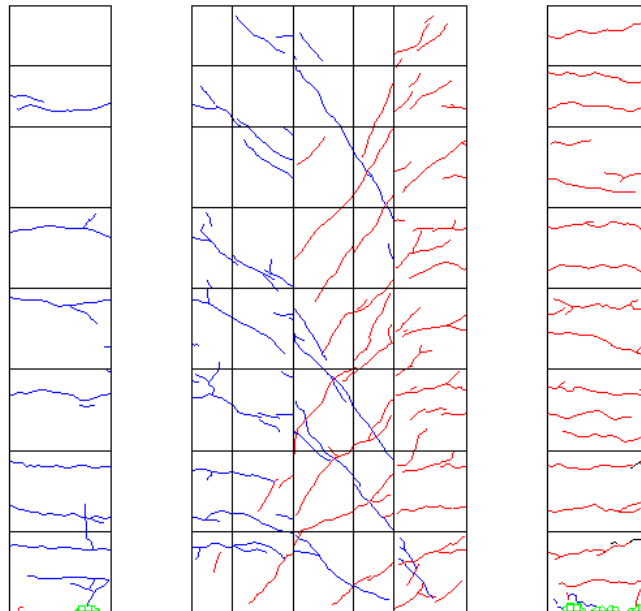


図 5.2.4-87 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②



写真 5.2.4-83 R=1/67②損傷写真

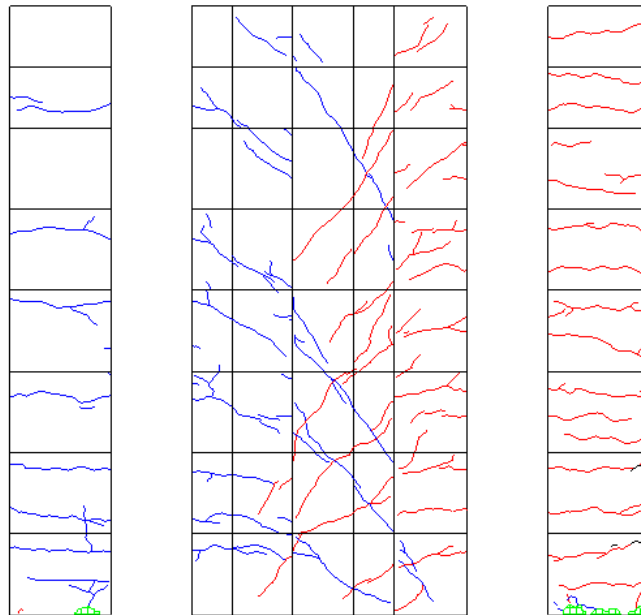


図 5.2.4-88 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②

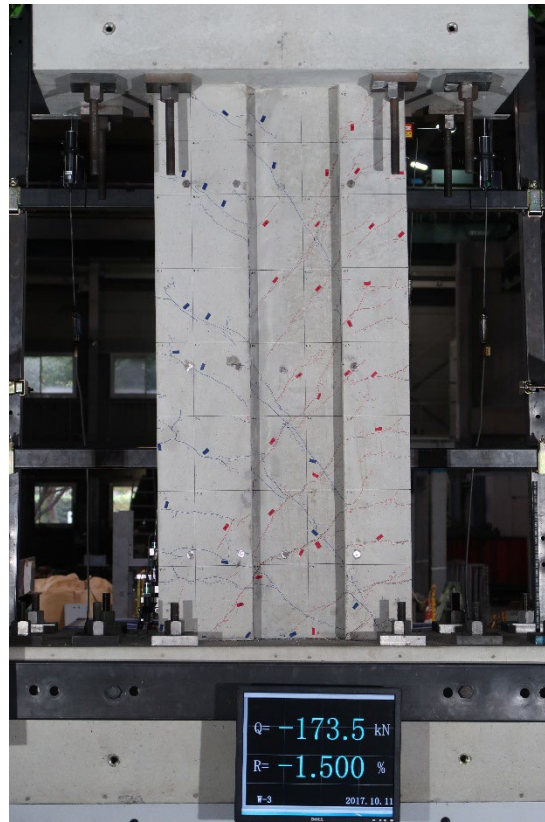


写真 5.2.4-84 R=-1/67②損傷写真

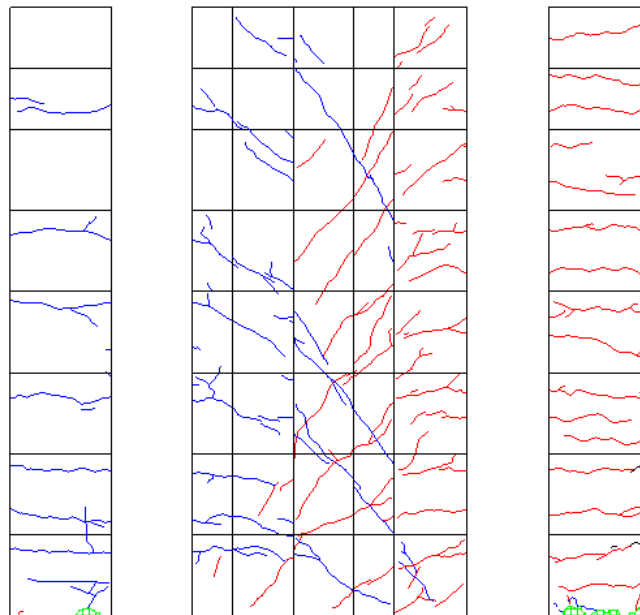


図 5.2.4-89 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①

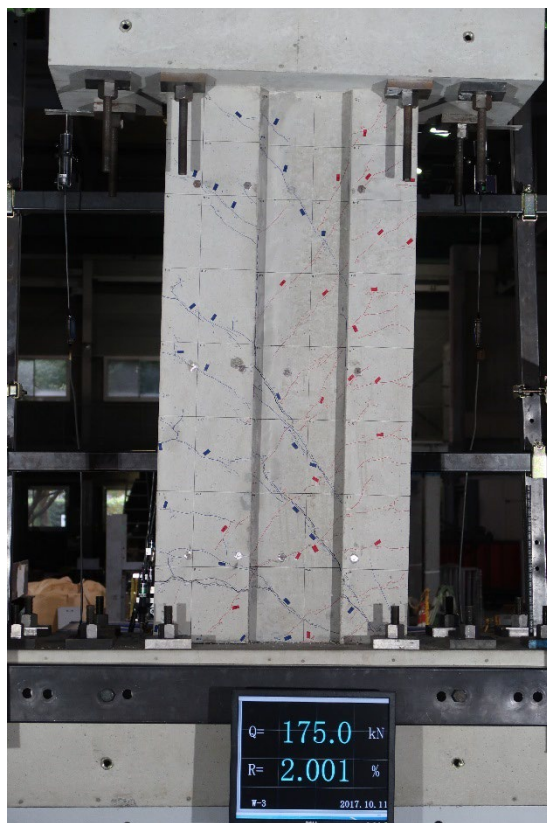


写真 5.2.4-85 R=1/50 損傷写真

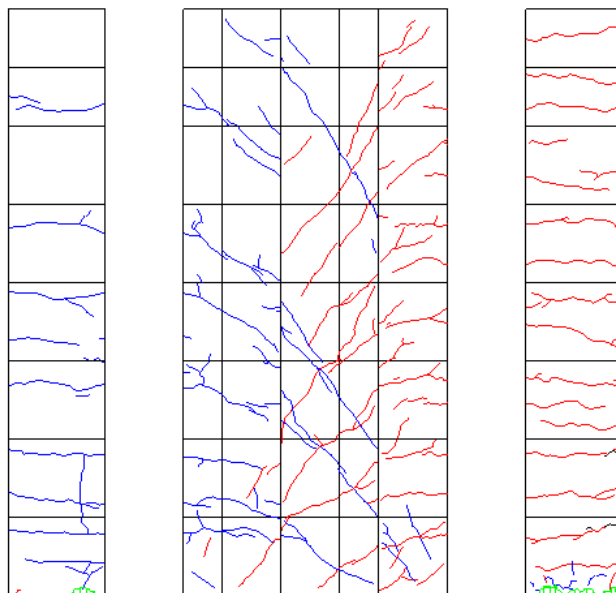


図 5.2.4-90 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①

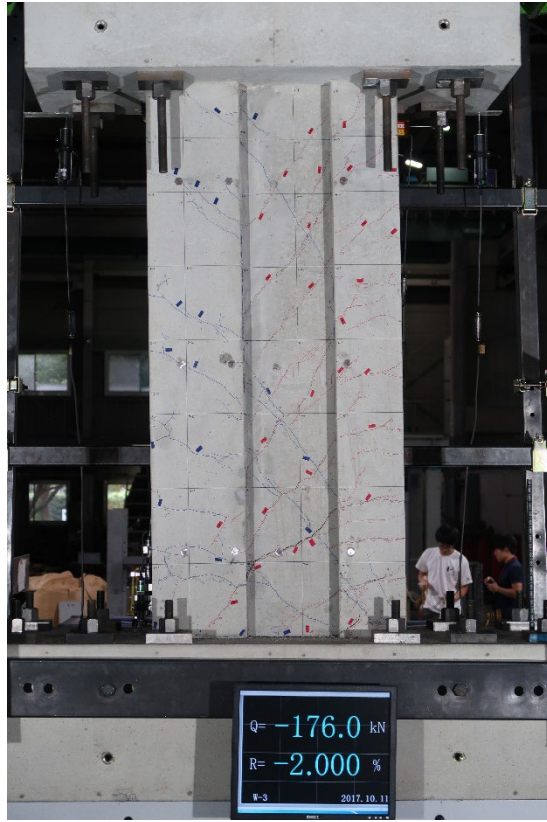


写真 5.2.4-86 R=-1/50 損傷写真

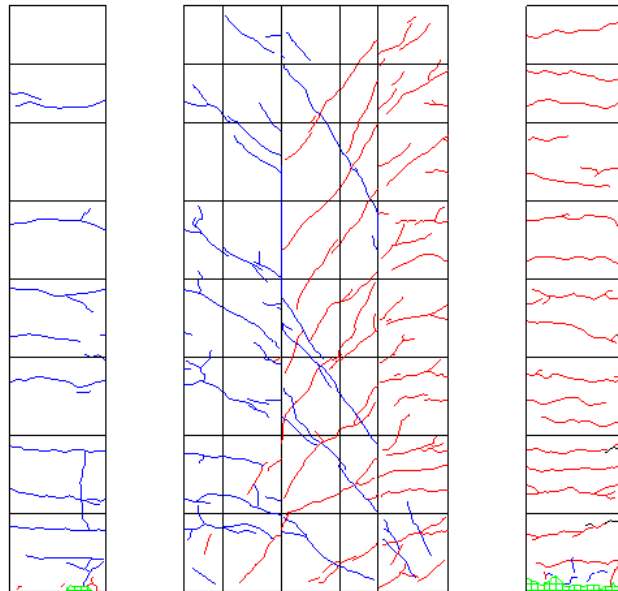


図 5.2.4-91 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②

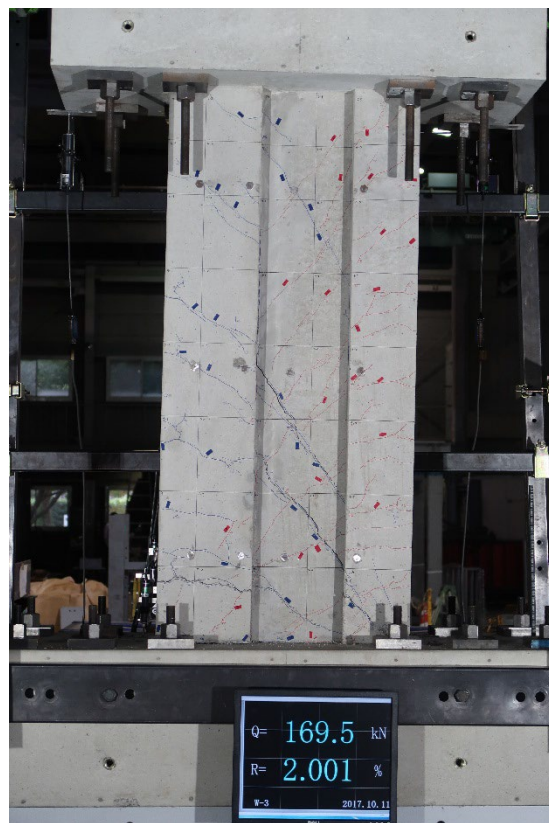


写真 5.2.4-87 R=1/50②損傷写真

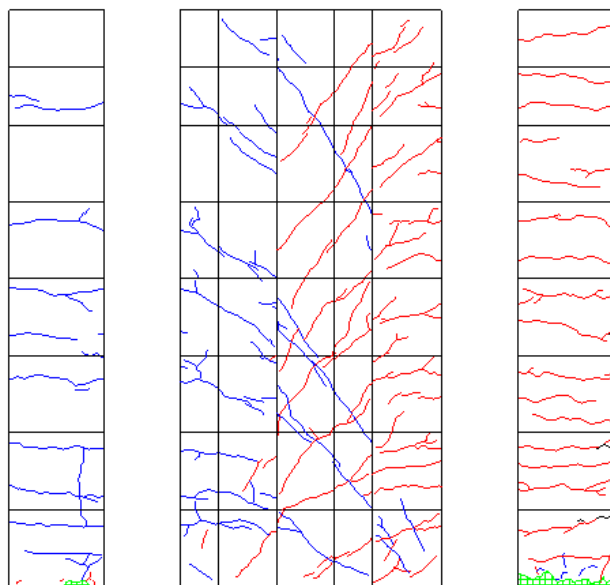


図 5.2.4-92 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②

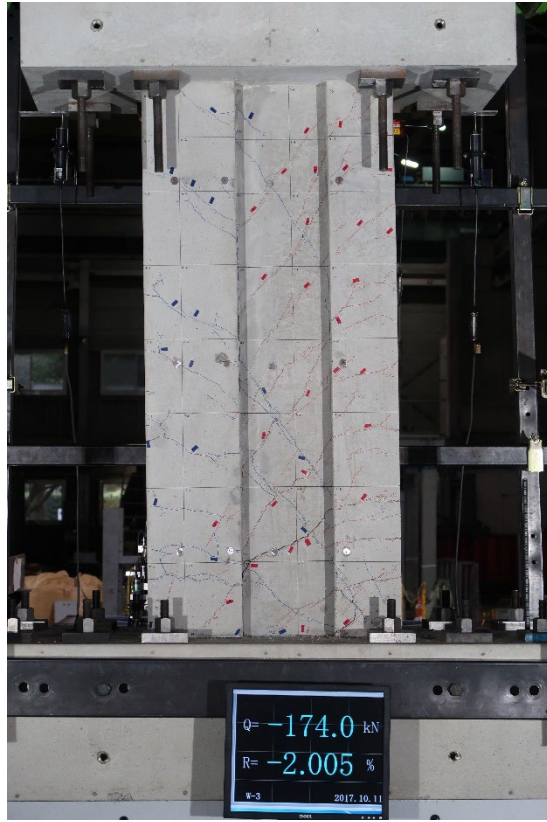


写真 5.2.4-88 R=-1/50②損傷写真

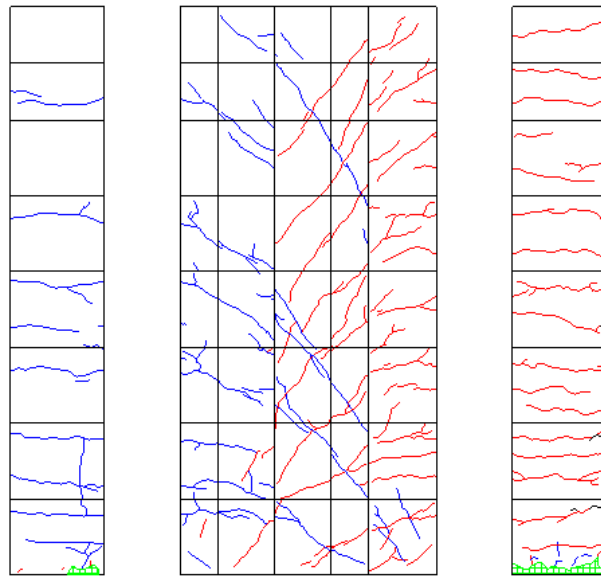


図 5.2.4-93 R=-1/50②ひび割れ図

R=1/33 ①

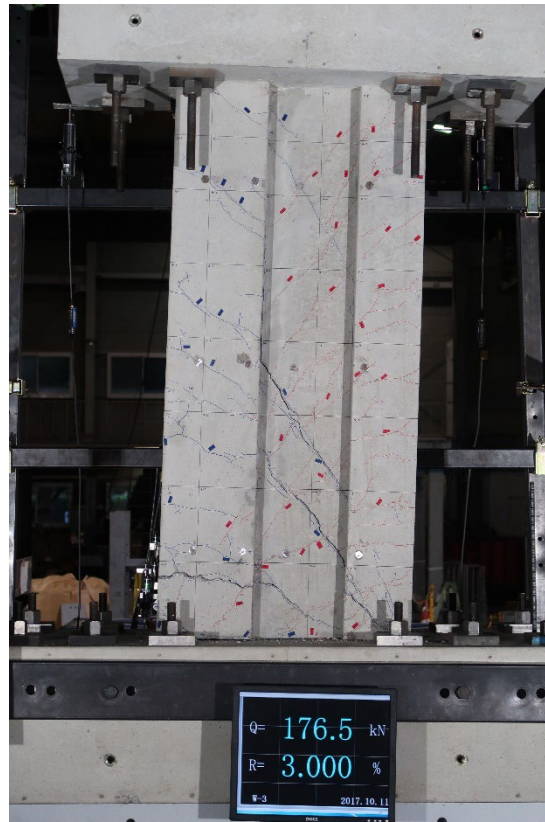


写真 5.2.4-89 R=1/33 損傷写真

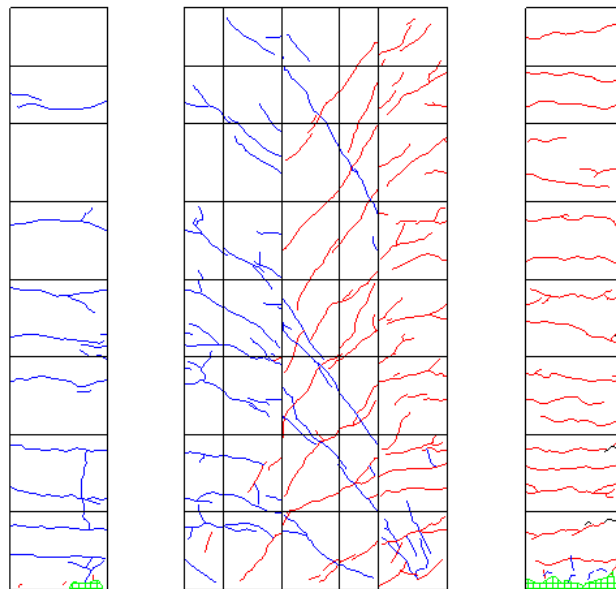


図 5.2.4-94 R=1/33 ひび割れ図

R=-1/33 ①

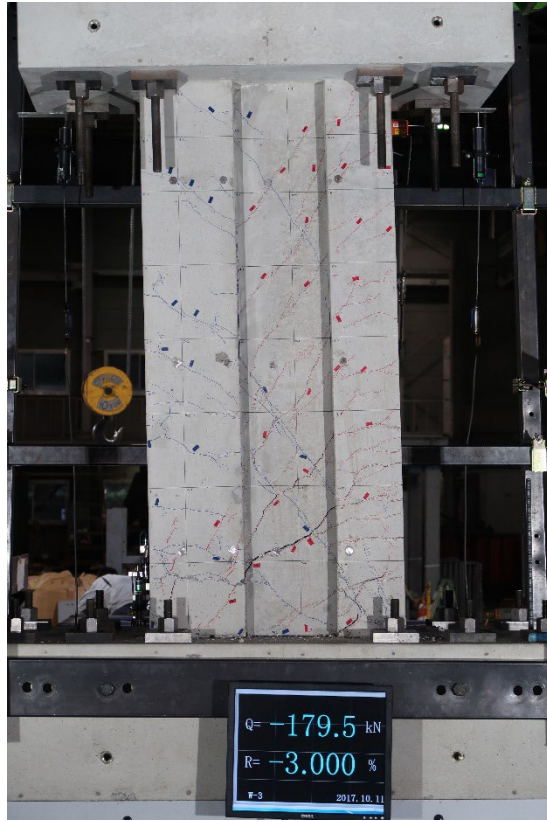


写真 5.2.4-90 R=-1/33 損傷写真

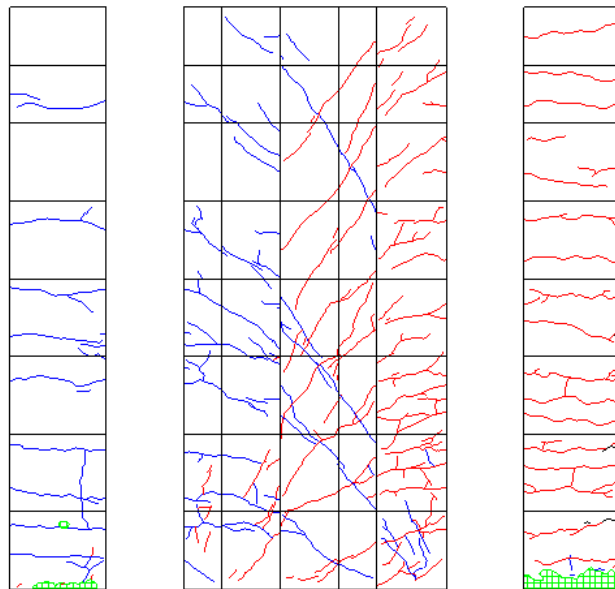


図 5.2.4-95 R=-1/33 ひび割れ図

R=1/33 ②

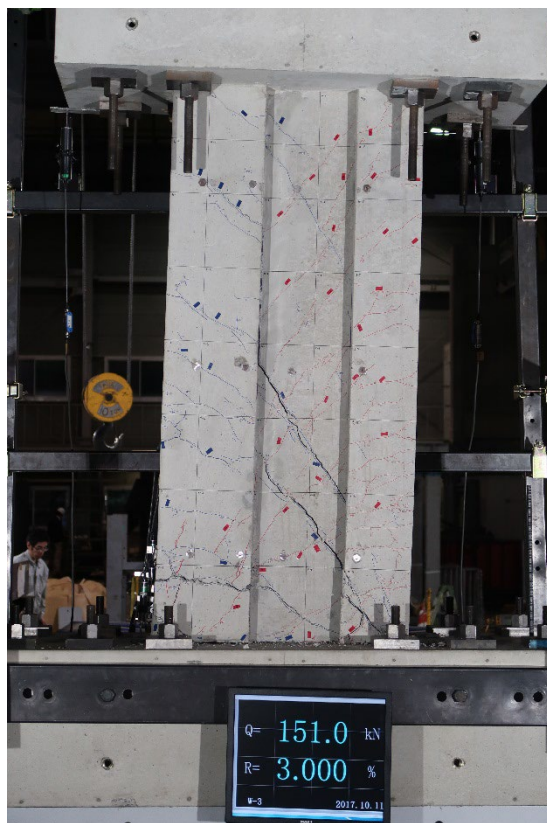


写真 5.2.4-91 R=1/33②損傷写真

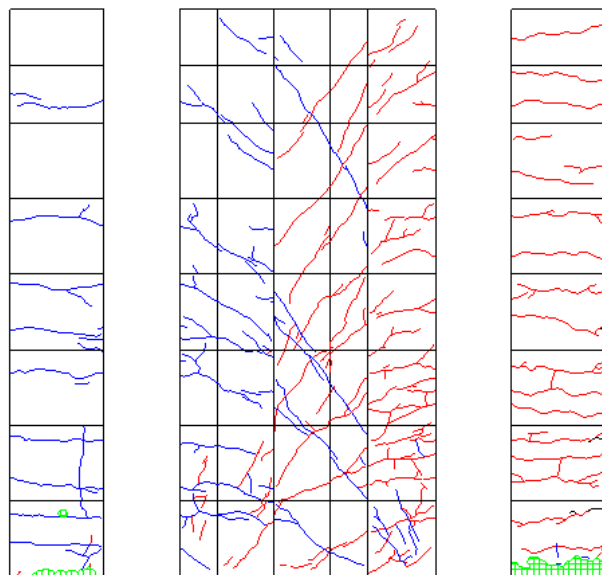


図 5.2.4-96 R=1/33②ひび割れ図

R=-1/33 ②

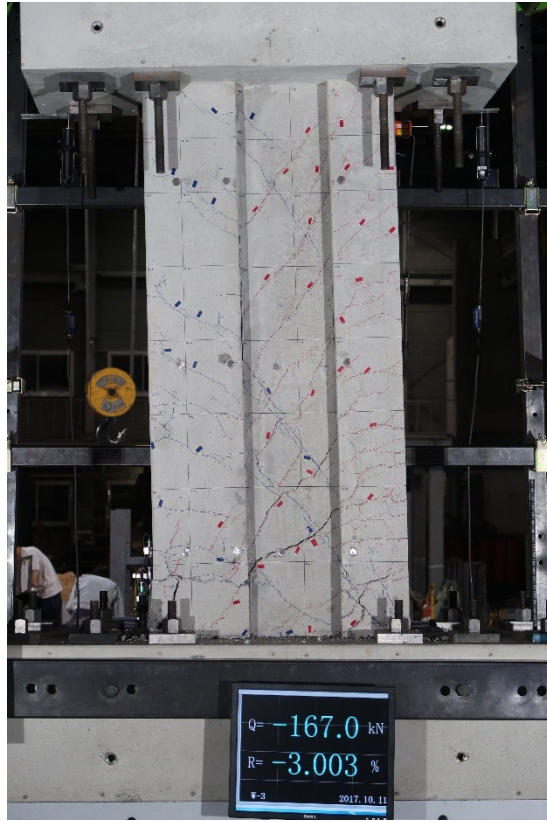


写真 5.2.4-92 R=-1/33②損傷写真

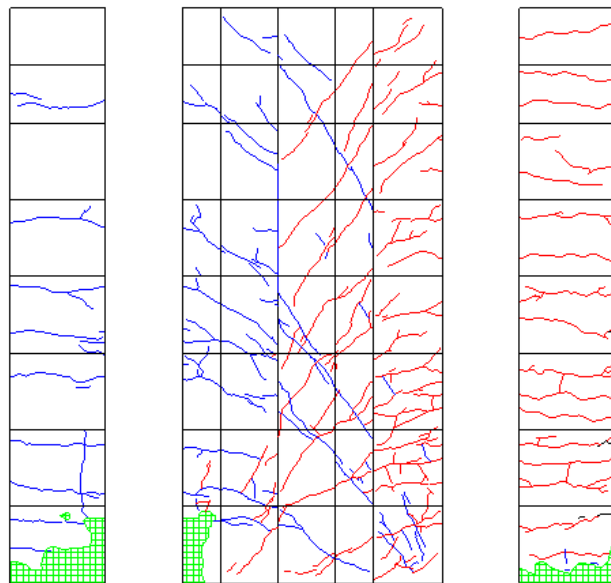


図 5.2.4-97 R=-1/33②ひび割れ図

5.2.4.2.4. 試験体 No.4 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

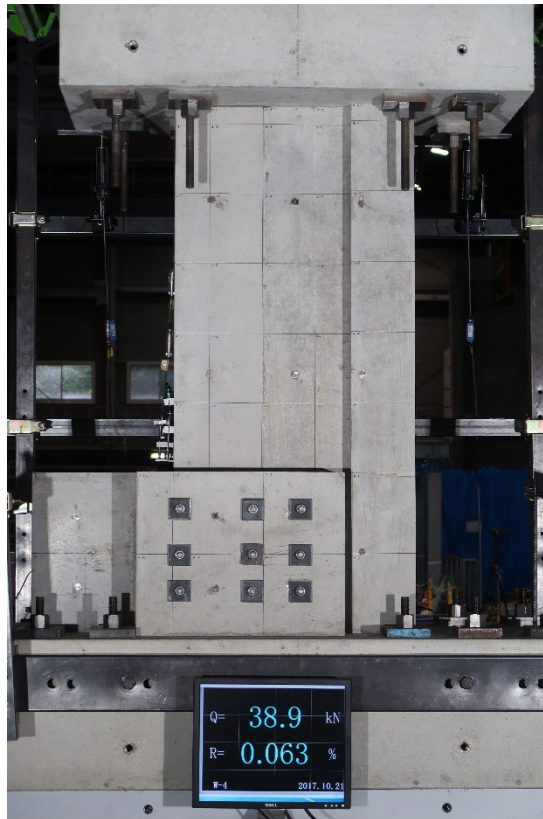


写真 5.2.4-93 R=1/1600 損傷写真

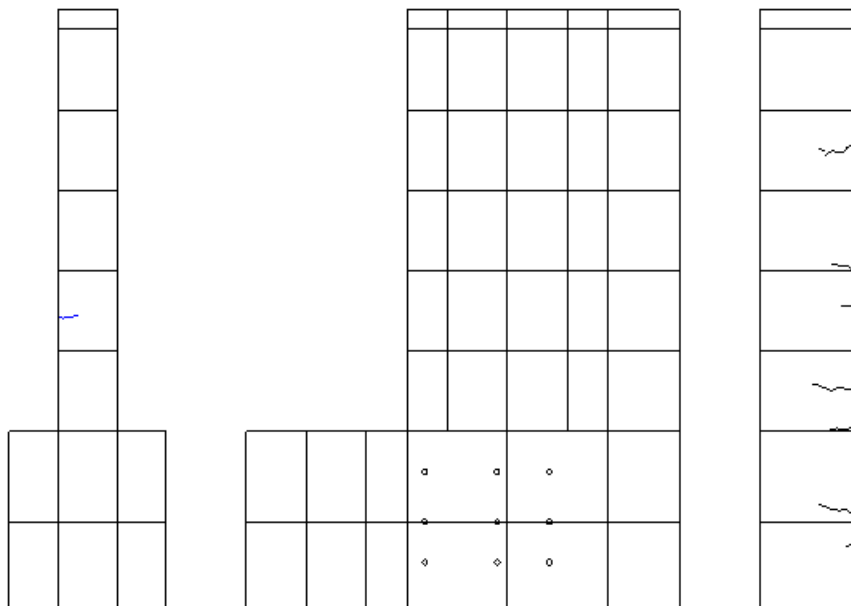


図 5.2.4-98 R=1/1600 ひび割れ図

R=-1/1600

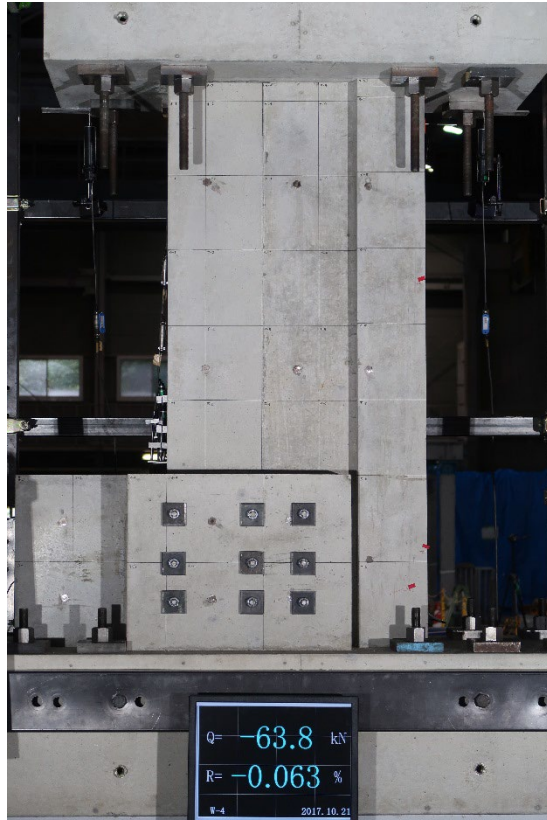


写真 5.2.4-94 R=-1/1600 損傷写真

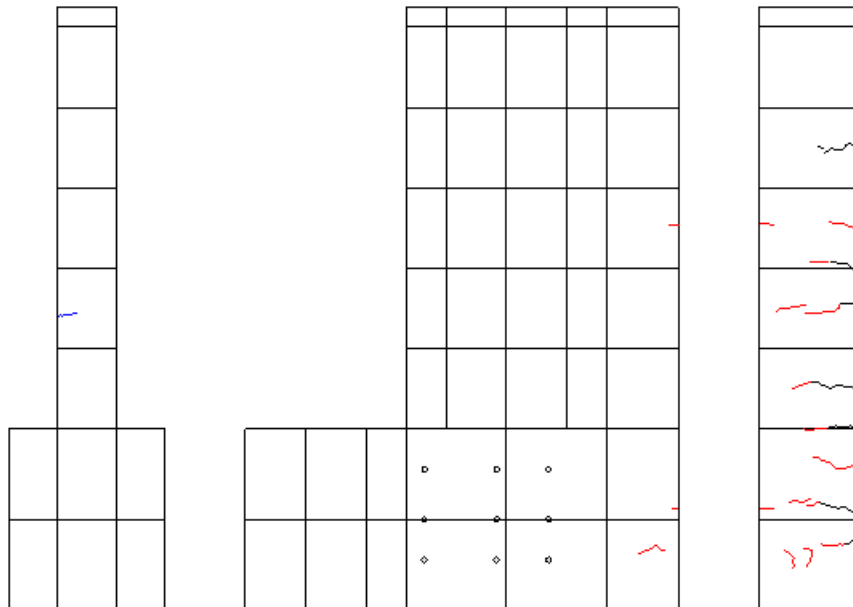


図 5.2.4-99 R=-1/1600 ひび割れ図

R=1/800

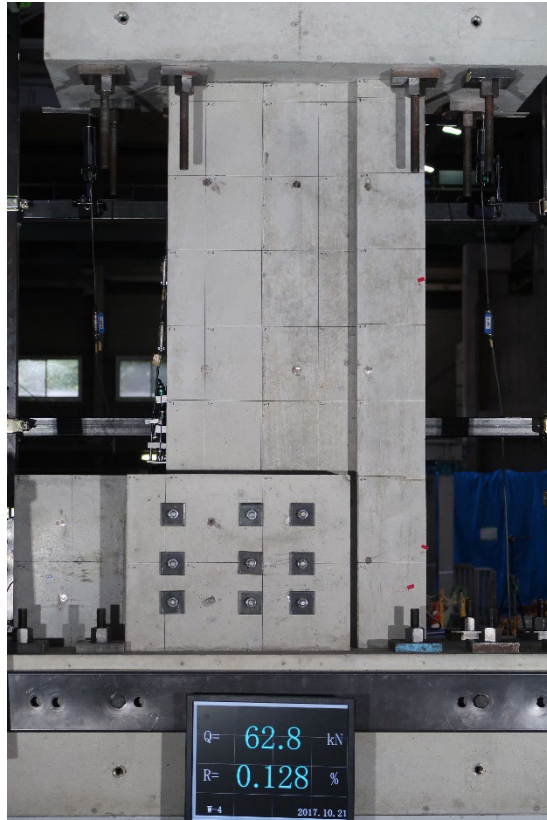


写真 5.2.4-95 R=1/800 損傷写真

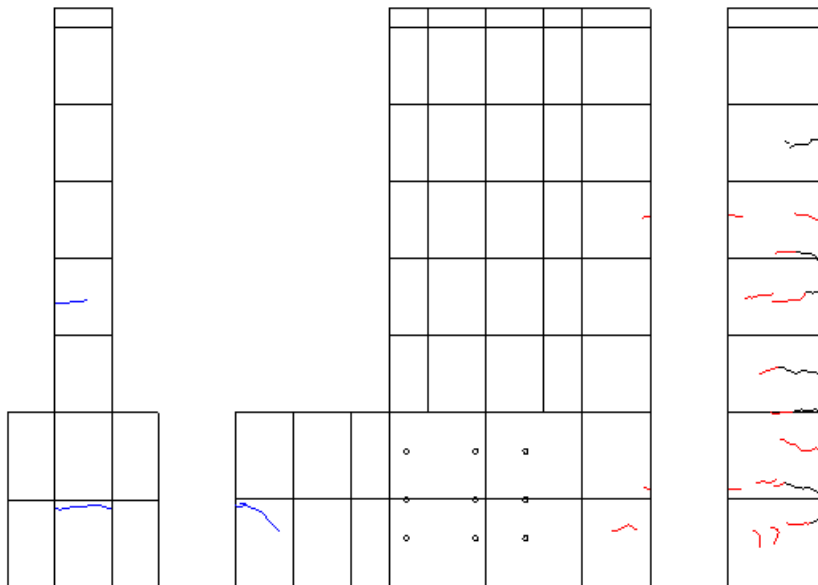


図 5.2.4-100 R=1/800 ひび割れ図

R=-1/800

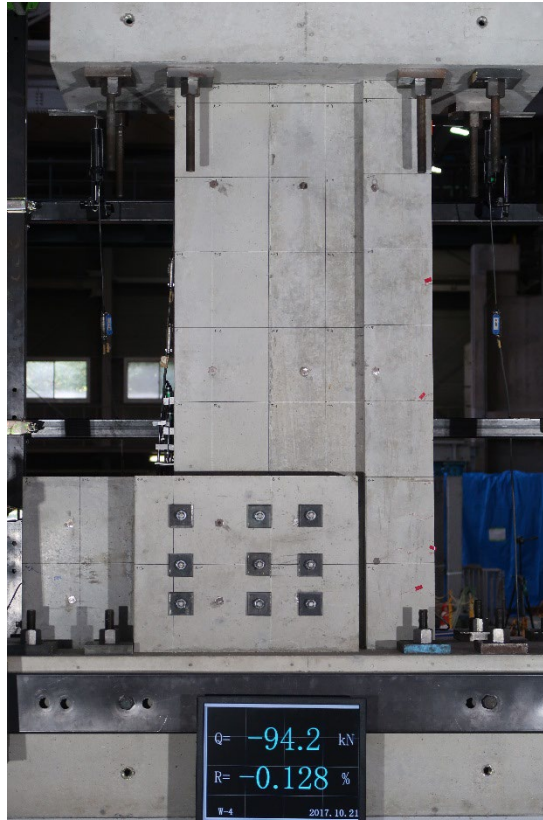


写真 5.2.4-96 R=-1/800 損傷写真

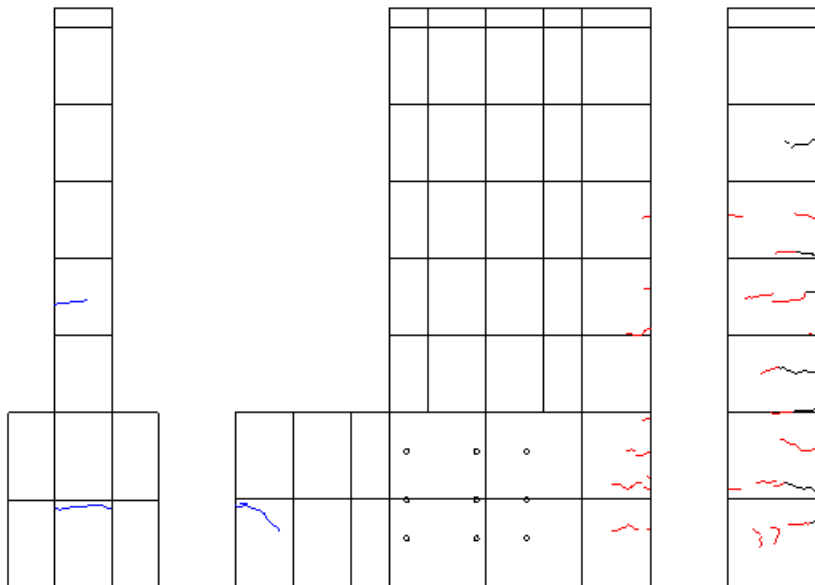


図 5.2.4-101 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①

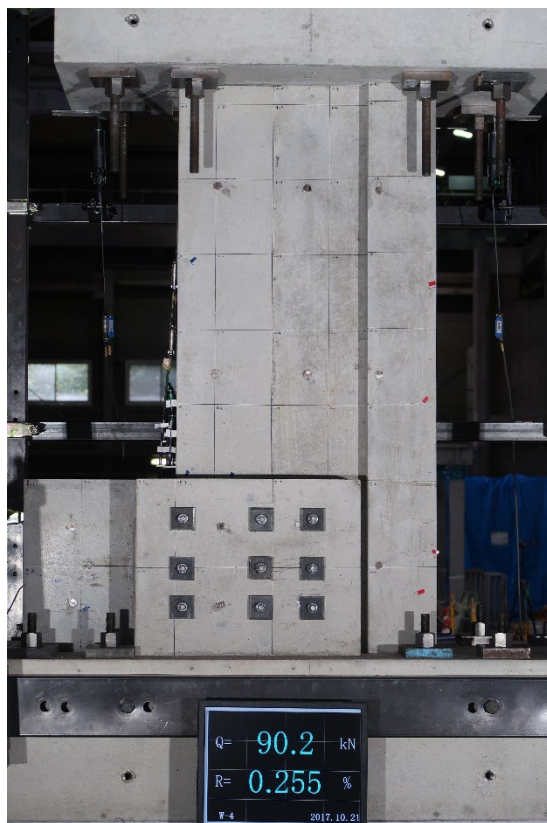


写真 5.2.4-97 R=1/400 損傷写真

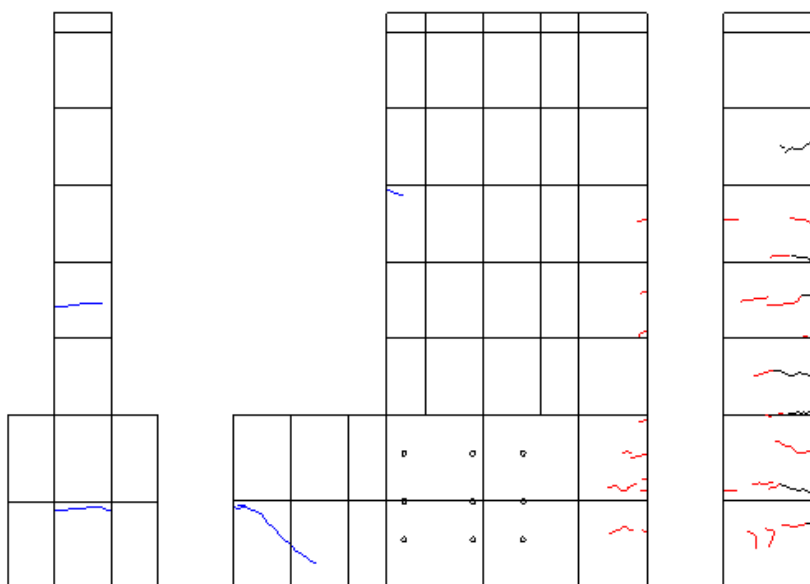


図 5.2.4-102 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①

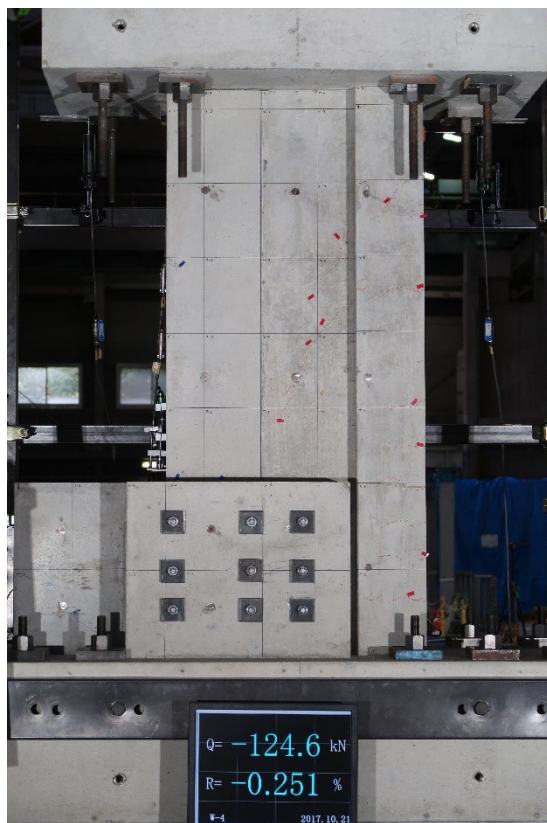


写真 5.2.4-98 R=-1/400 損傷写真

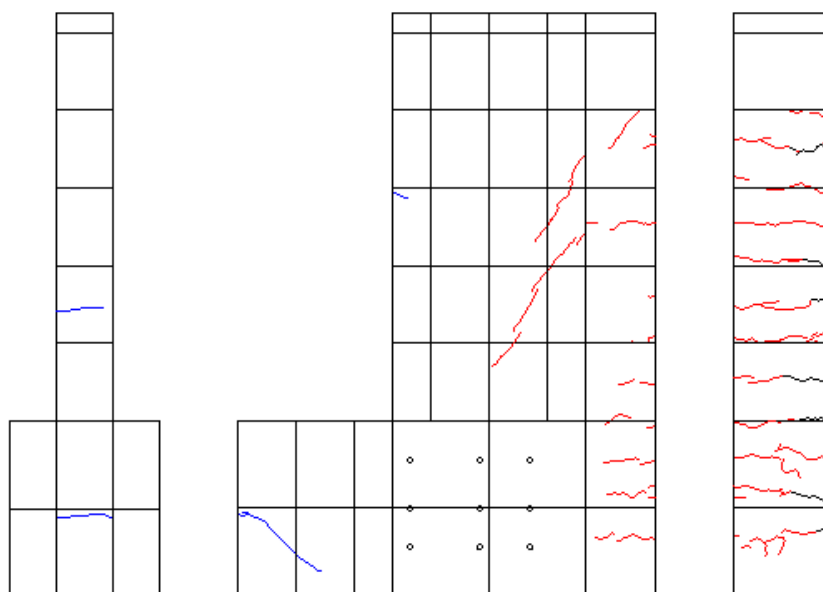


図 5.2.4-103 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②

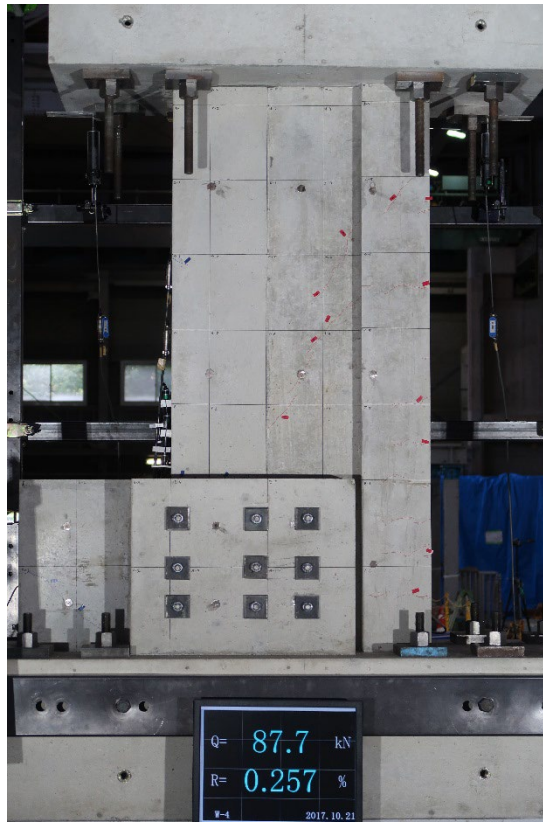


写真 5.2.4-99 R=1/400②損傷写真

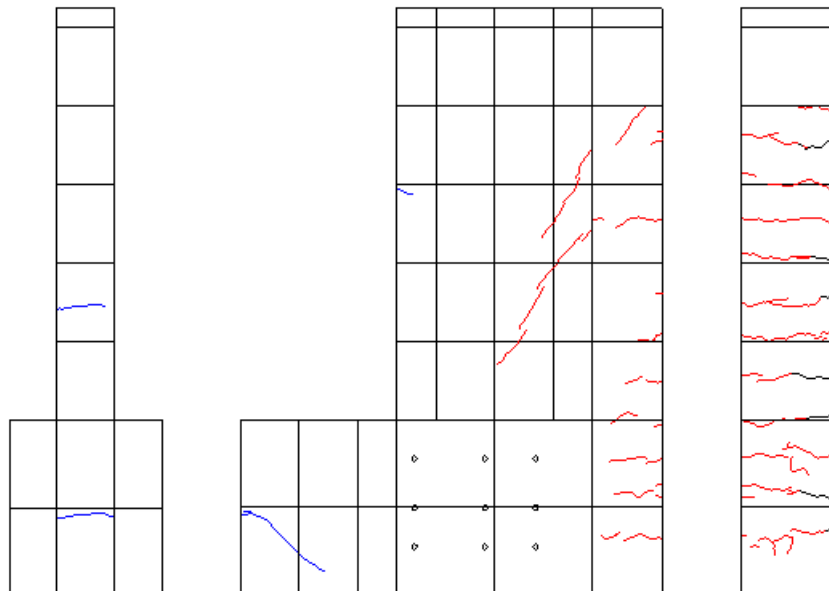


図 5.2.4-104 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②

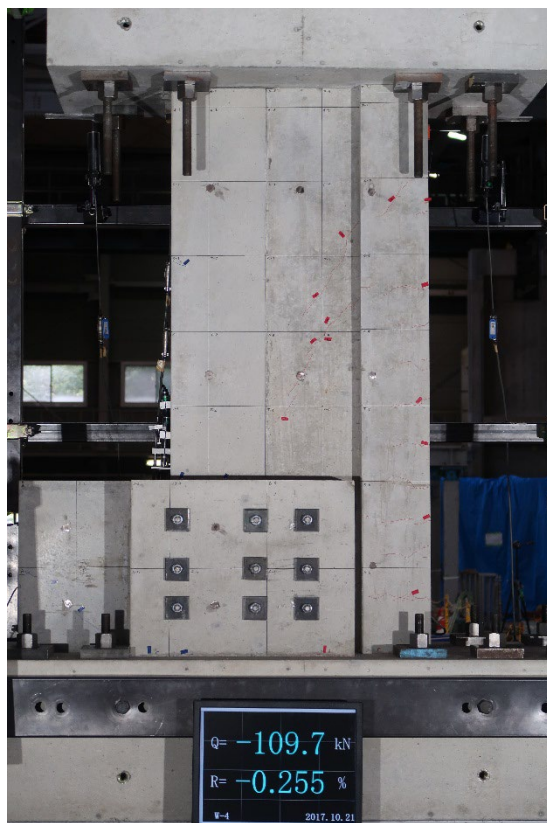


写真 5.2.4-100 R=-1/400②損傷写真

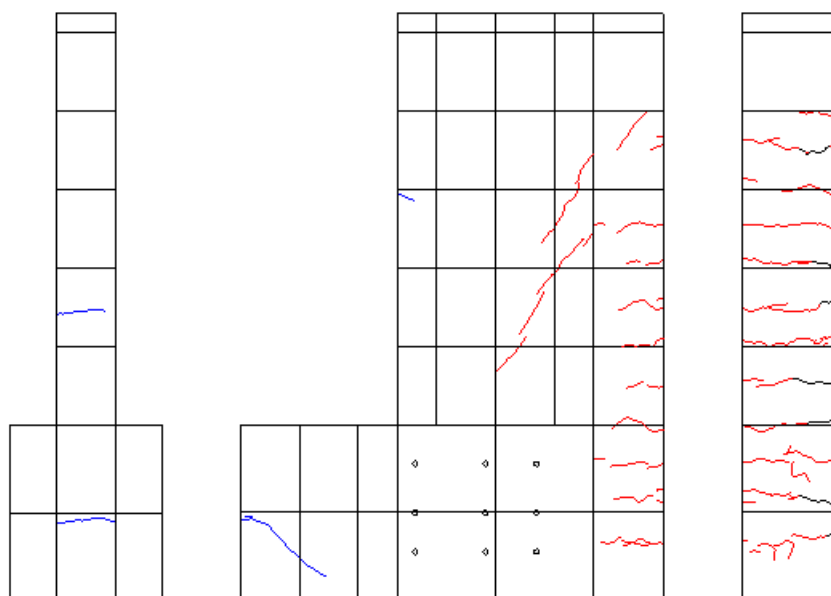


図 5.2.4-105 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①

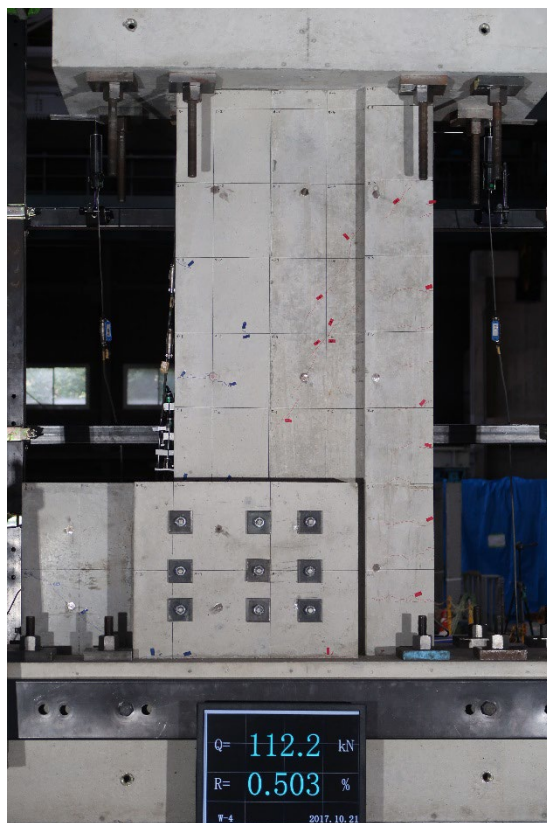


写真 5.2.4-101 R=1/200 損傷写真

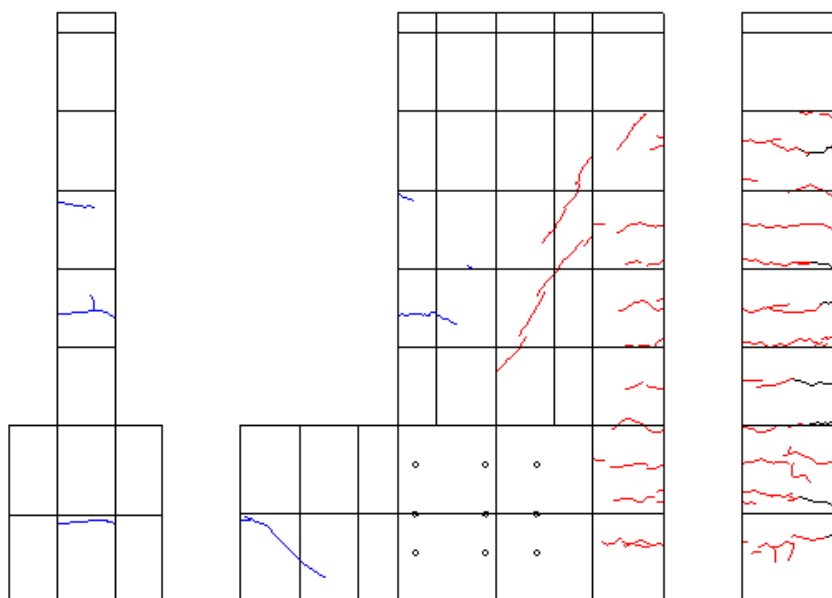


図 5.2.4-106 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①

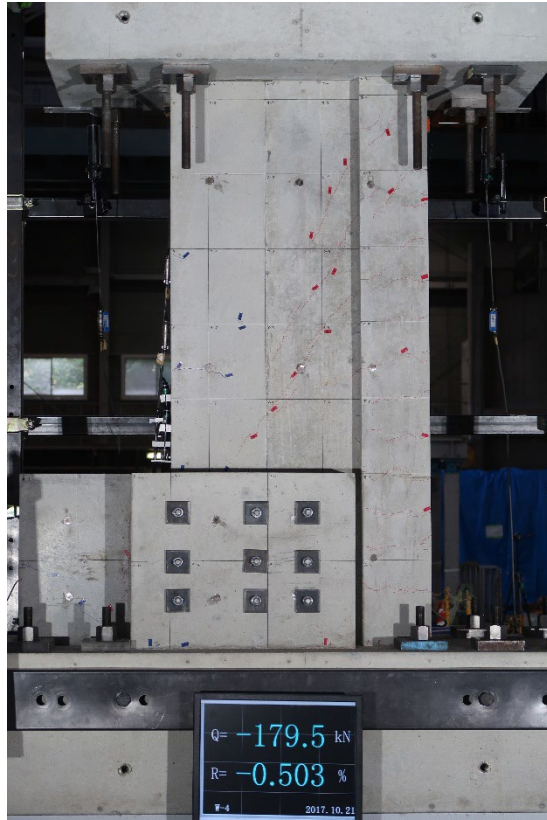


写真 5.2.4-102 R=-1/200 損傷写真

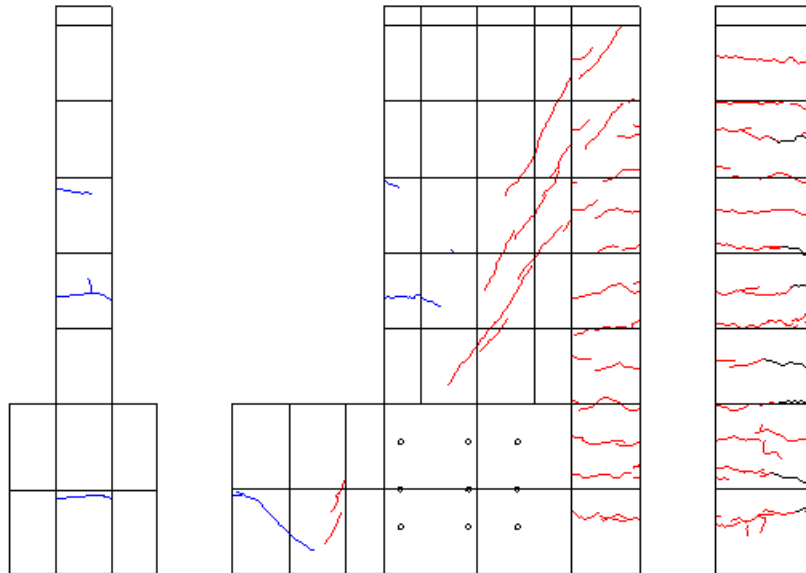


図 5.2.4-107 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②

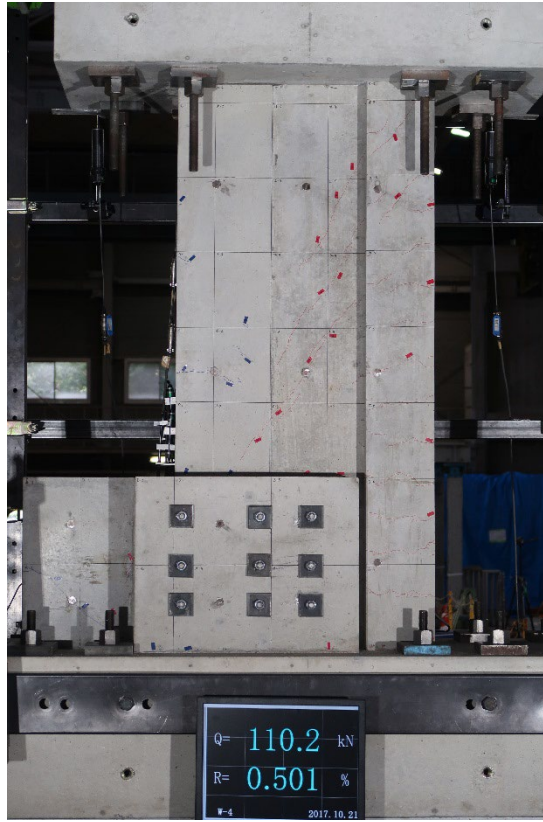


写真 5.2.4-103 R=1/200②損傷写真

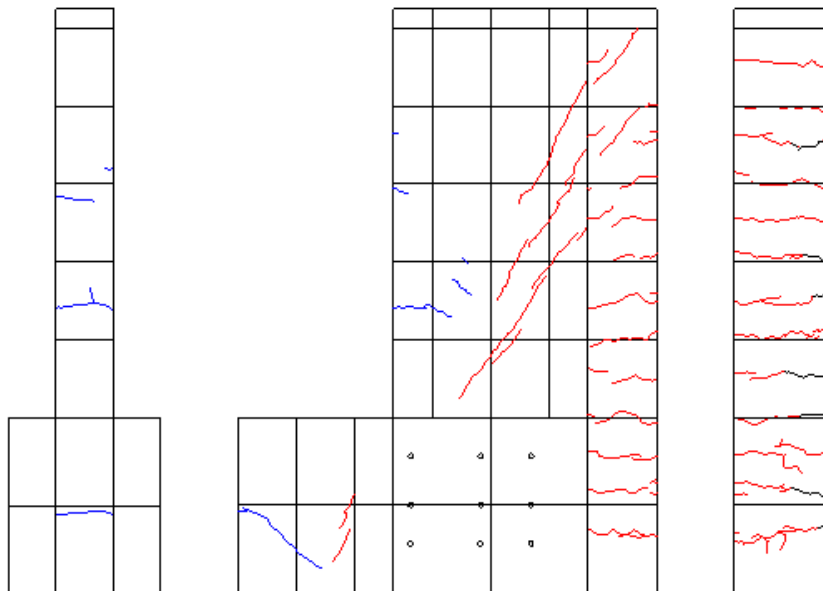


図 5.2.4-108 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②

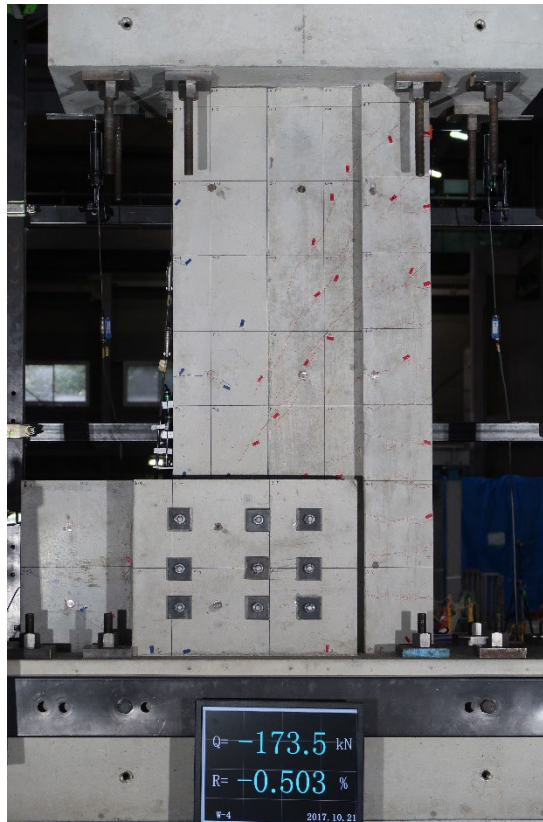


写真 5.2.4-104 R=-1/200②損傷写真

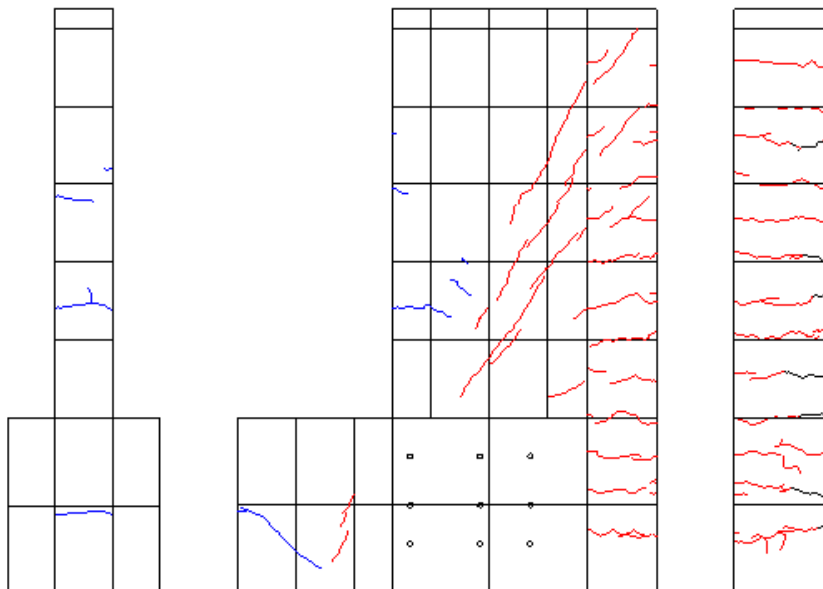


図 5.2.4-109 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①

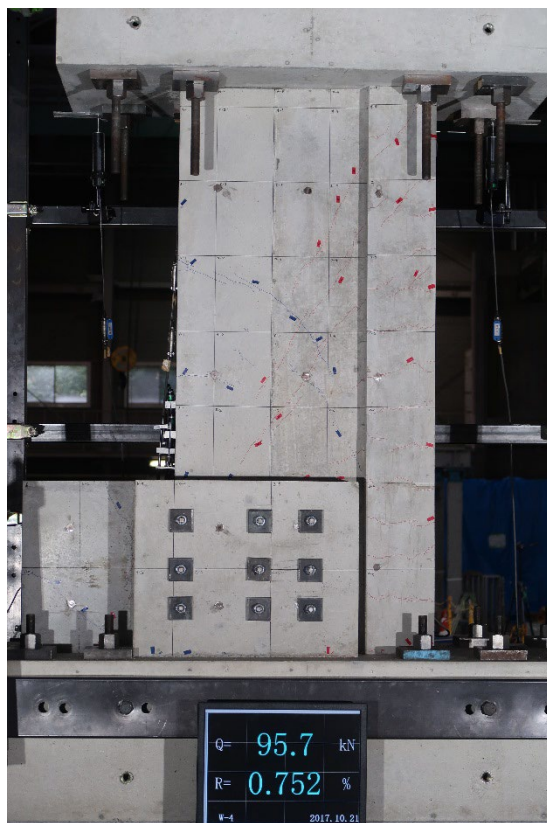


写真 5.2.4-105 R=1/133 損傷写真

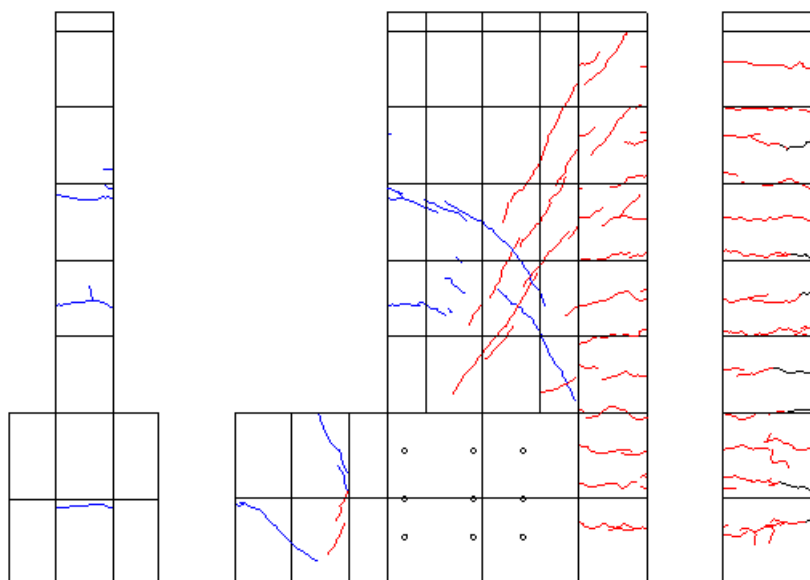


図 5.2.4-110 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①

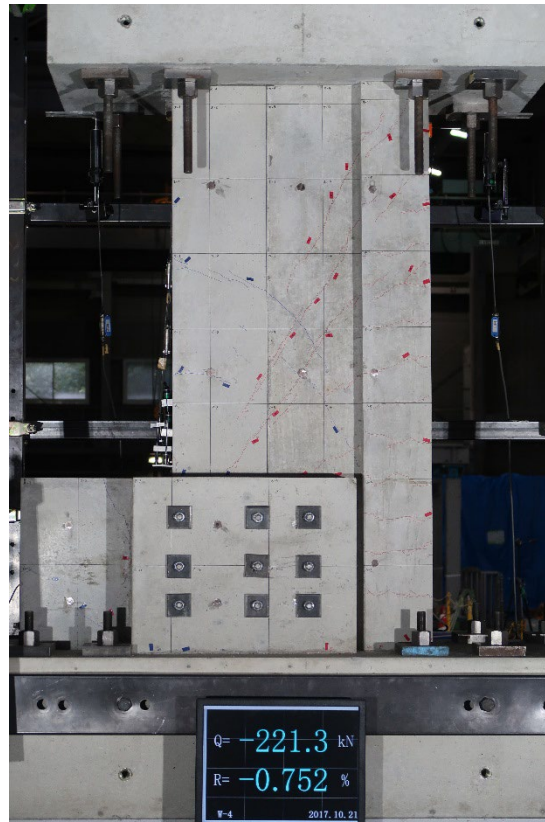


写真 5.2.4-106 R=-1/133 損傷写真

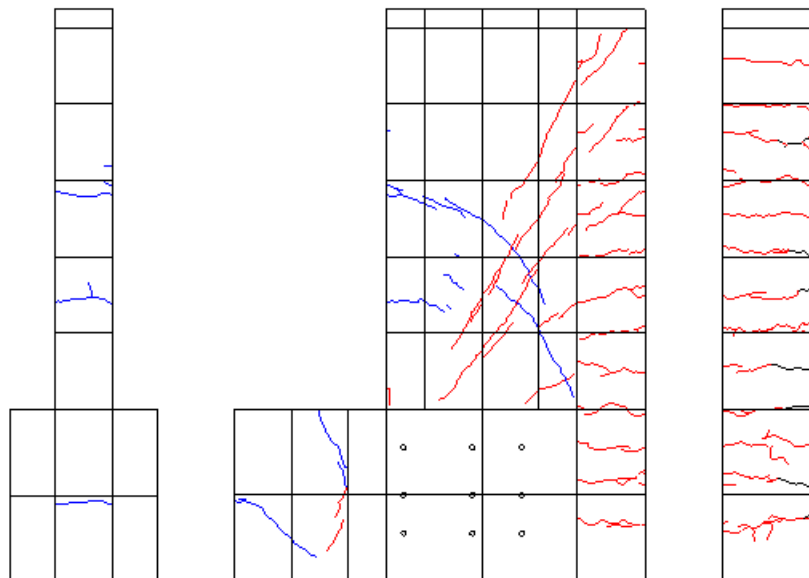


図 5.2.4-111 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②

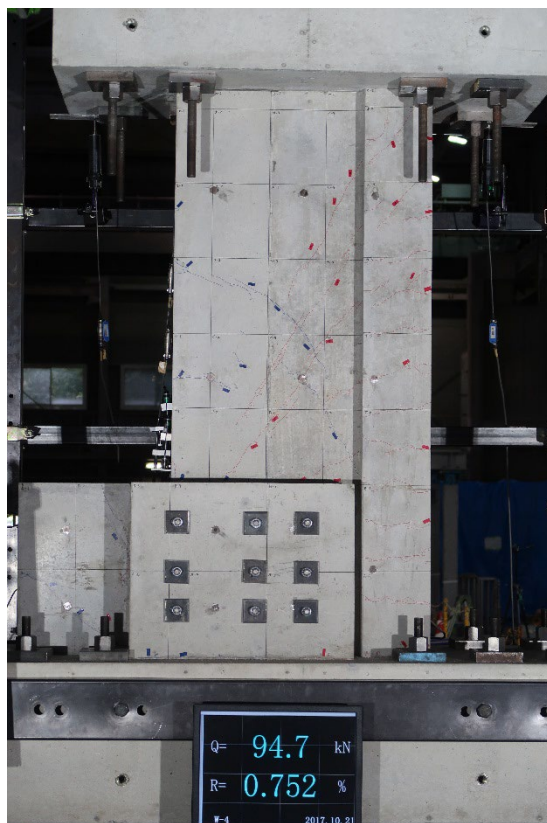


写真 5.2.4-107 R=1/133②損傷写真

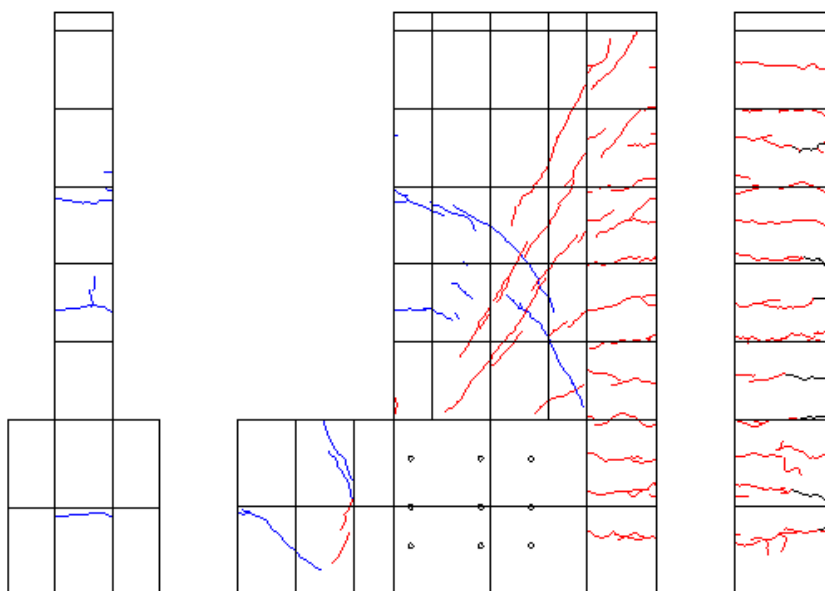


図 5.2.4-112 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②

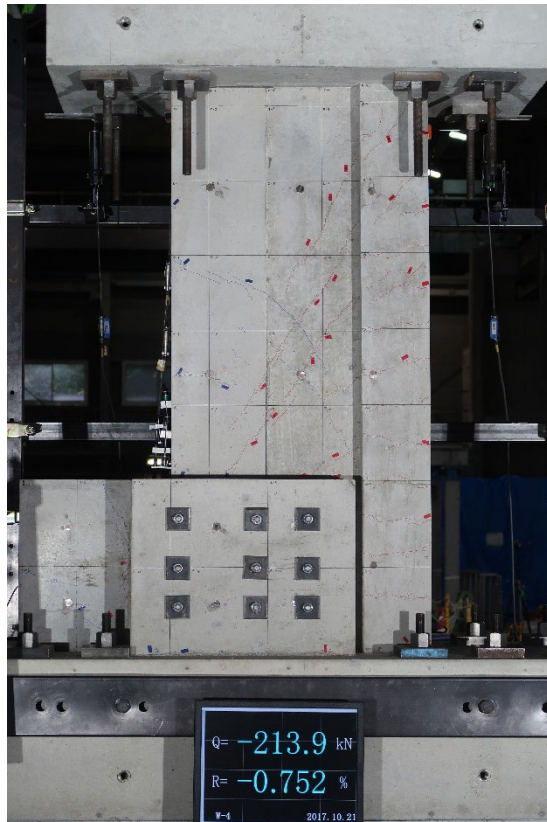


写真 5.2.4-108 R=-1/133②損傷写真

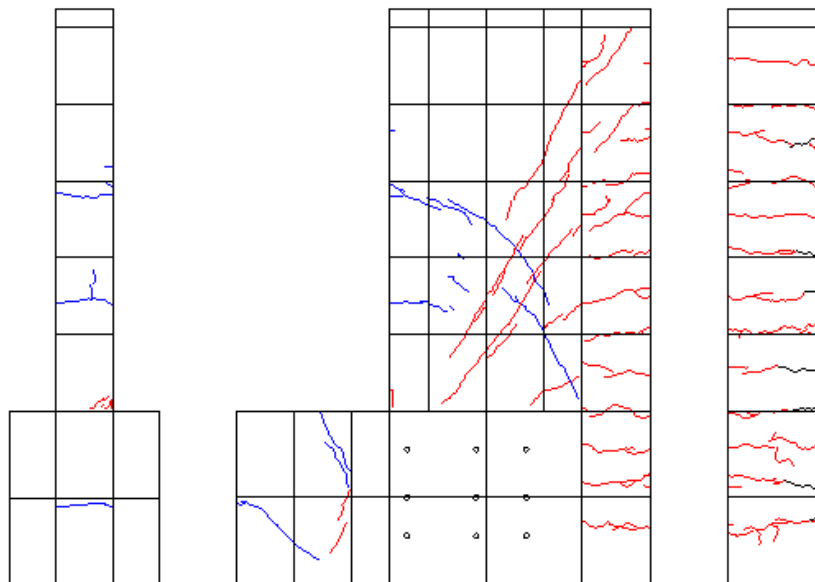


図 5.2.4-113 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①

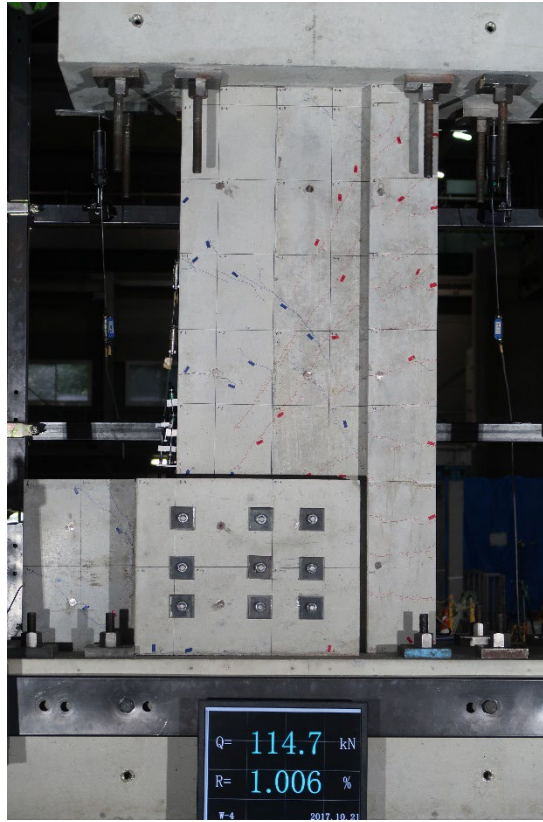


写真 5.2.4-109 R=1/100 損傷写真

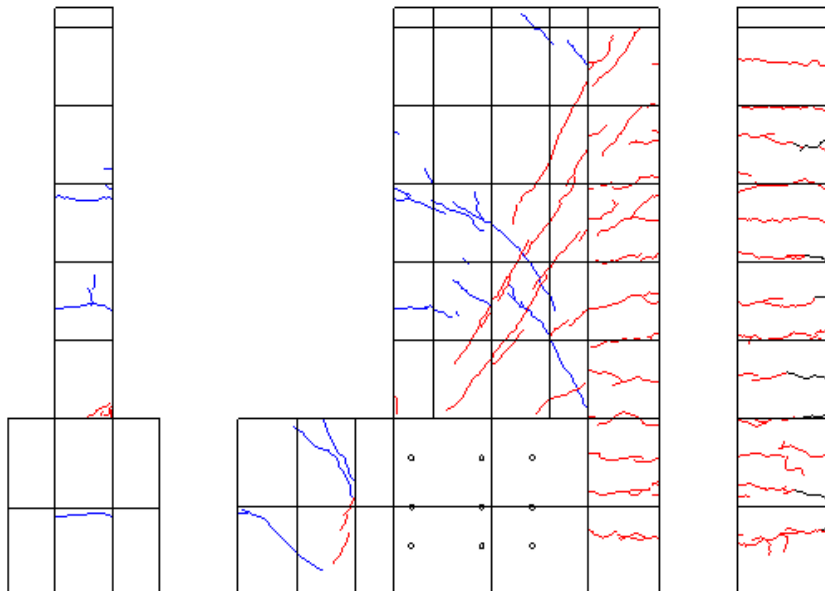


図 5.2.4-114 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①

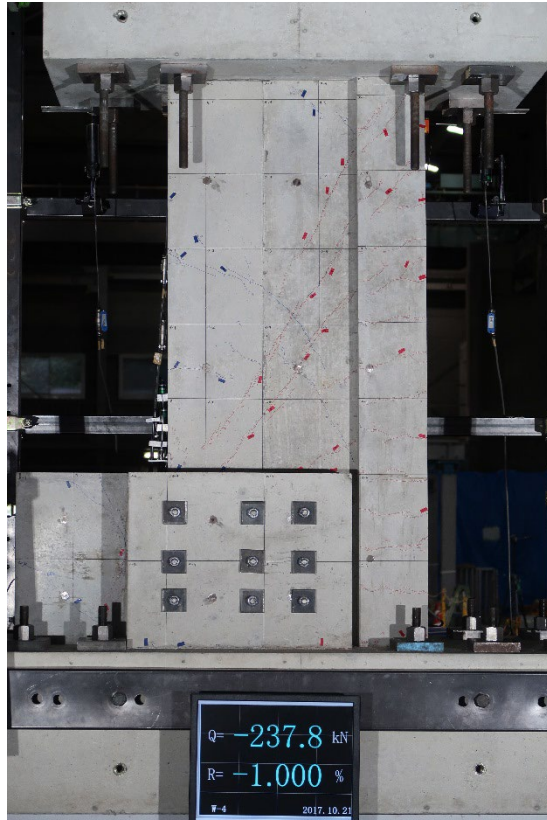


写真 5.2.4-110 R=-1/100 損傷写真

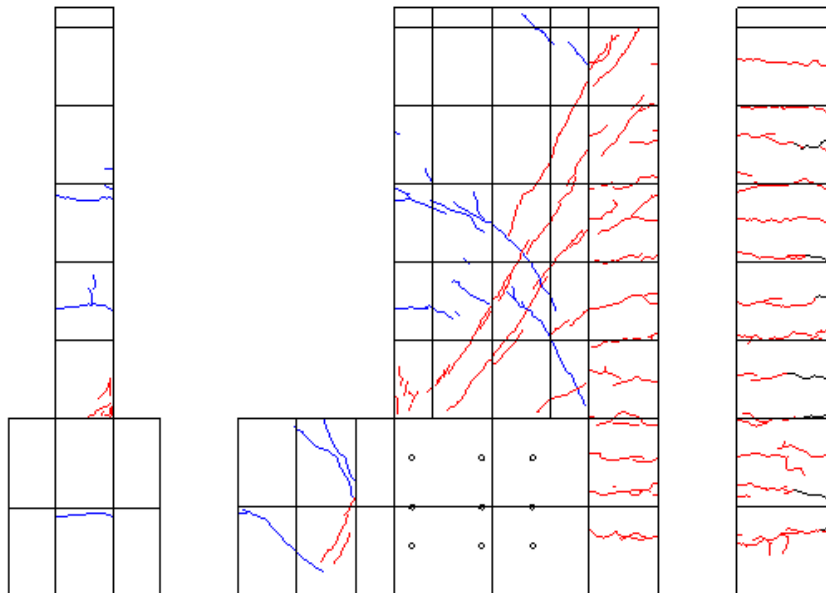


図 5.2.4-115 R=-1/10 ひび割れ図

R=1/100 ②

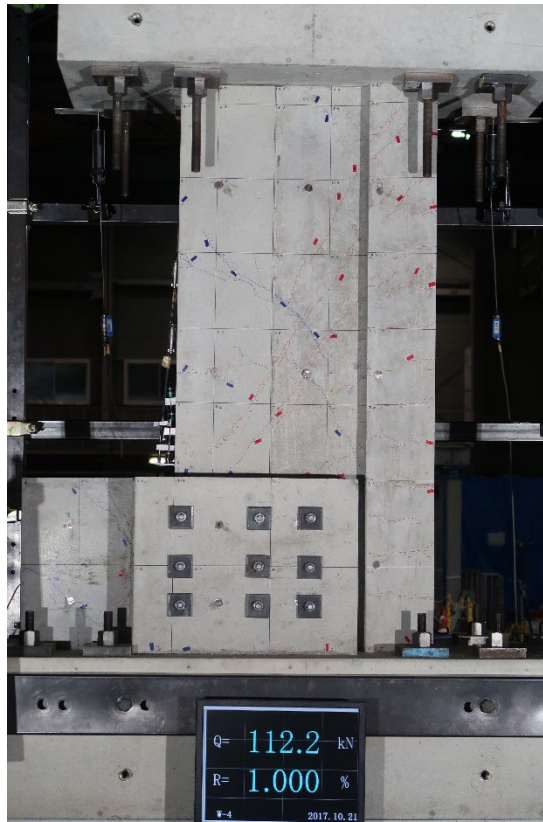


写真 5.2.4-111 R=1/100②損傷写真

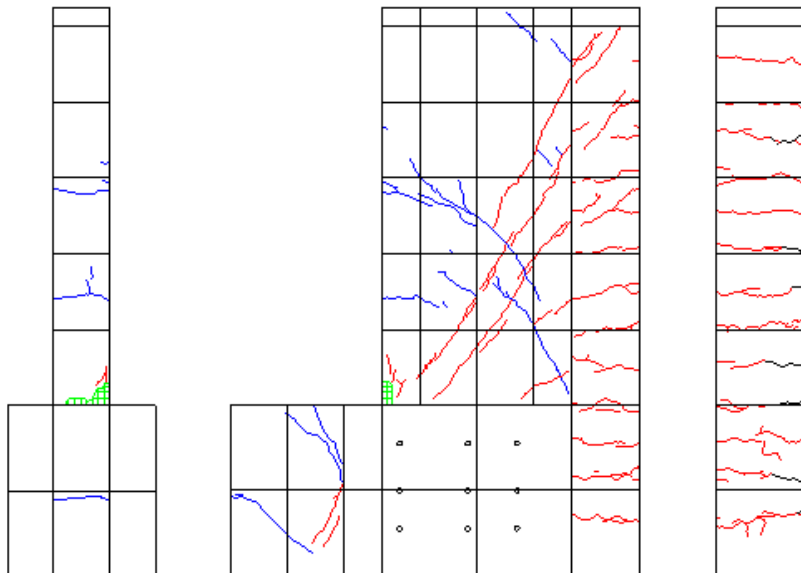


図 5.2.4-116 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②

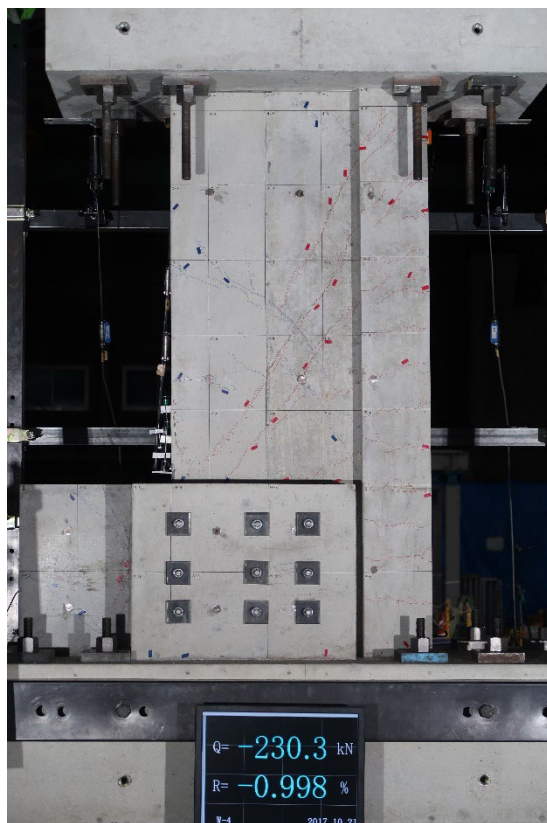


写真 5.2.4-112 R=-1/100②損傷写真

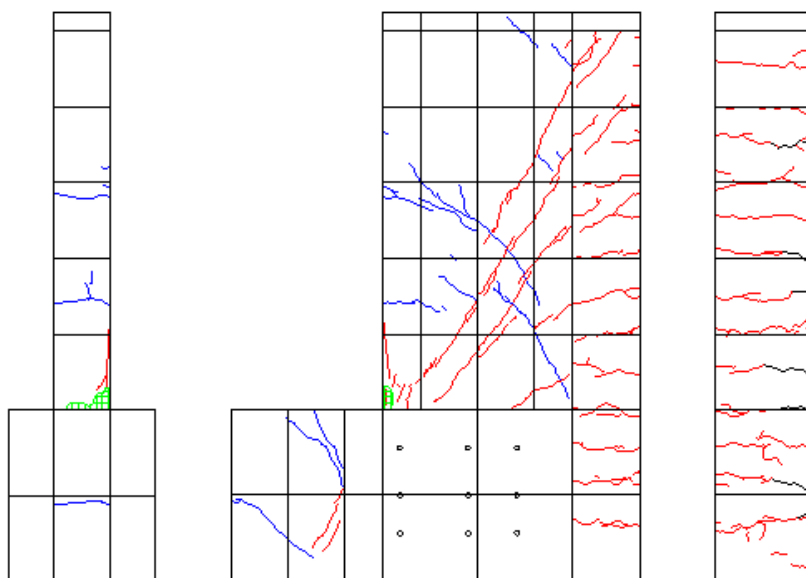


図 5.2.4-117 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①

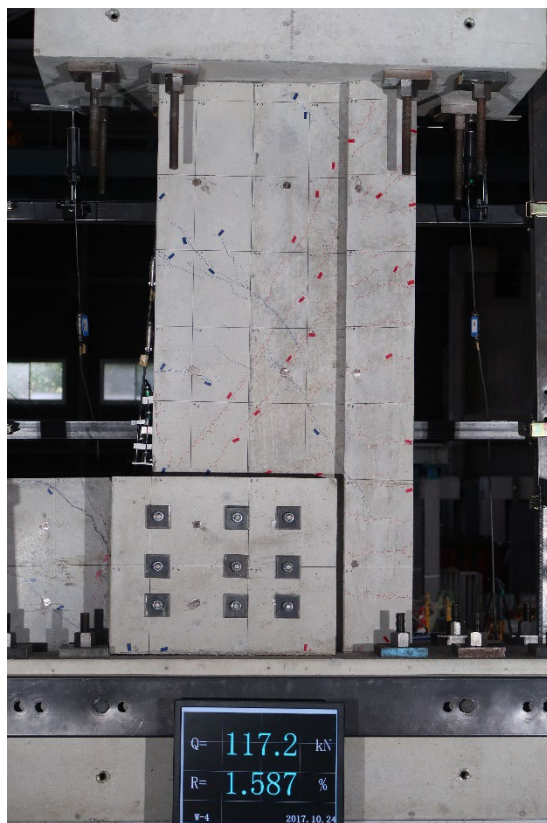


写真 5.2.4-113 R=1/67 損傷写真

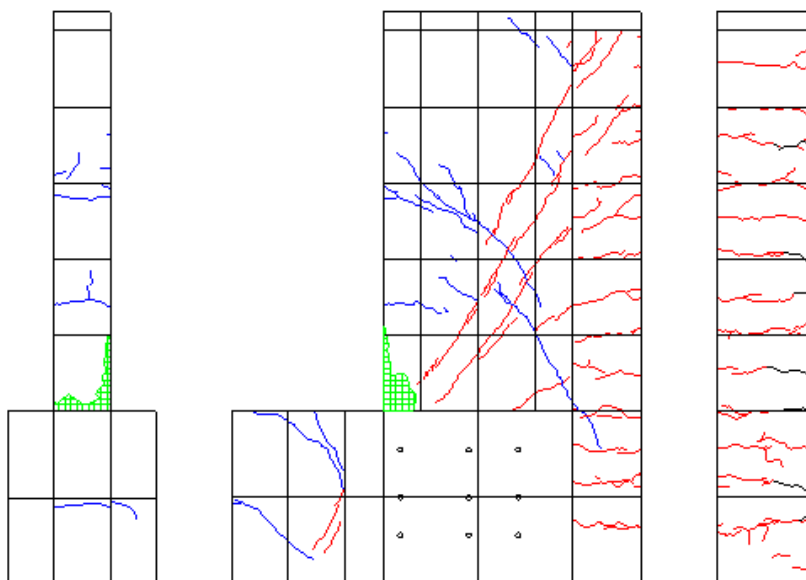


図 5.2.4-118 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①

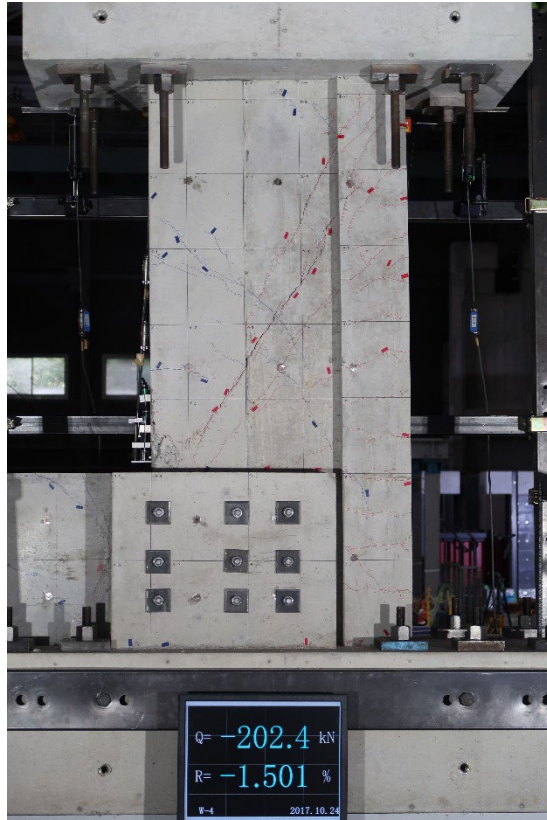


写真 5.2.4-114 R=-1/67 損傷写真

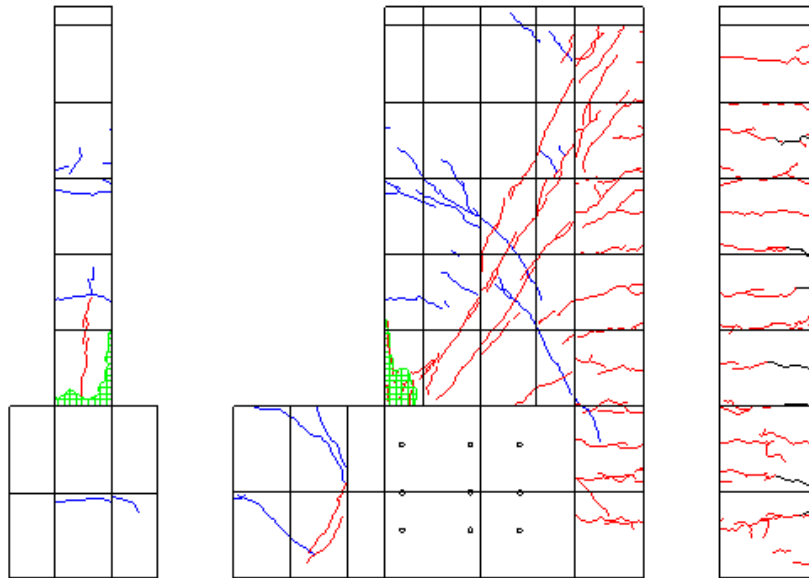


図 5.2.4-119 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②

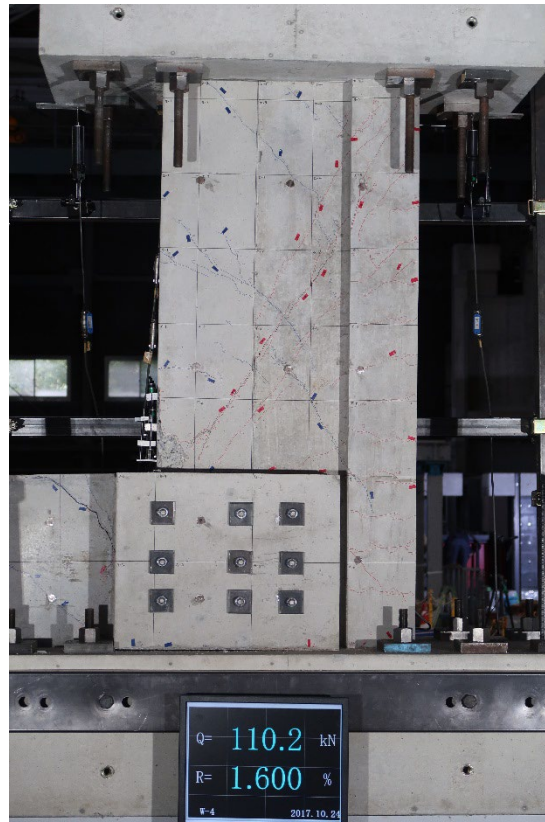


写真 5.2.4-115 R=1/67②損傷写真

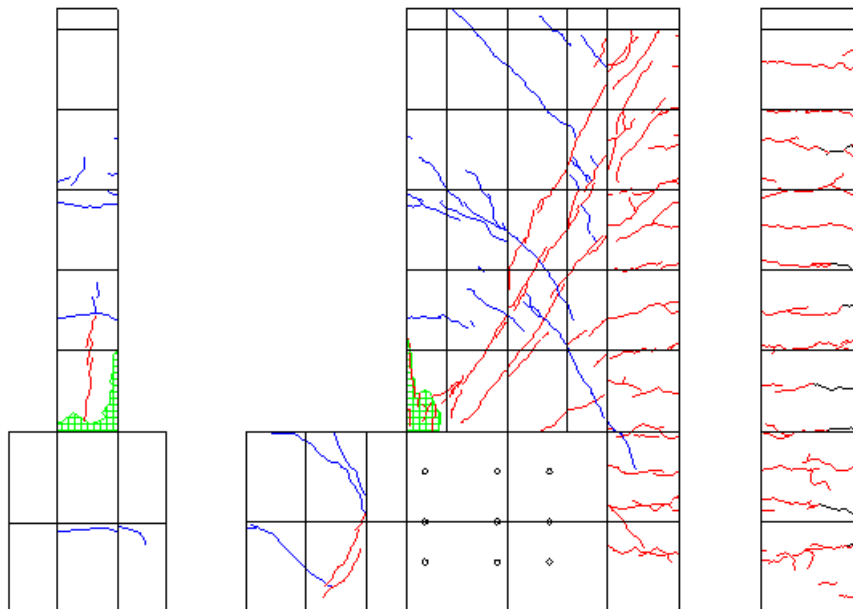


図 5.2.4-120 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②

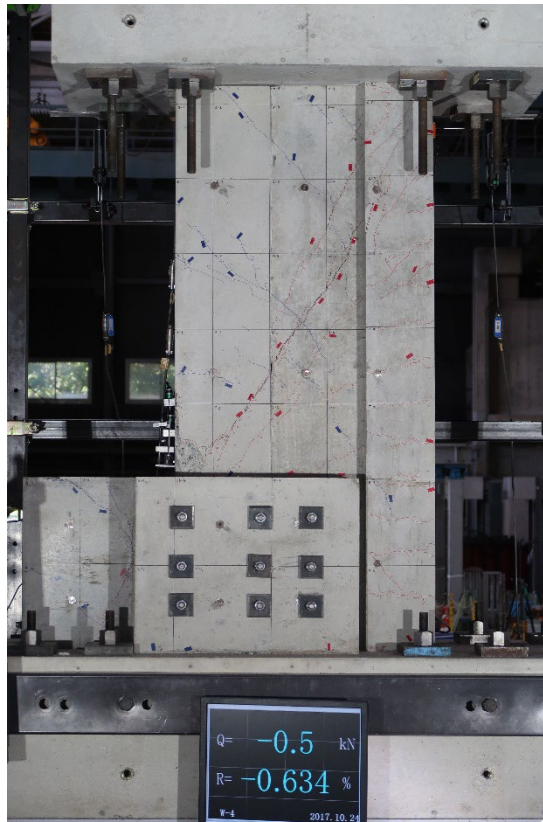


写真 5.2.4-116 R=-1/67②損傷写真

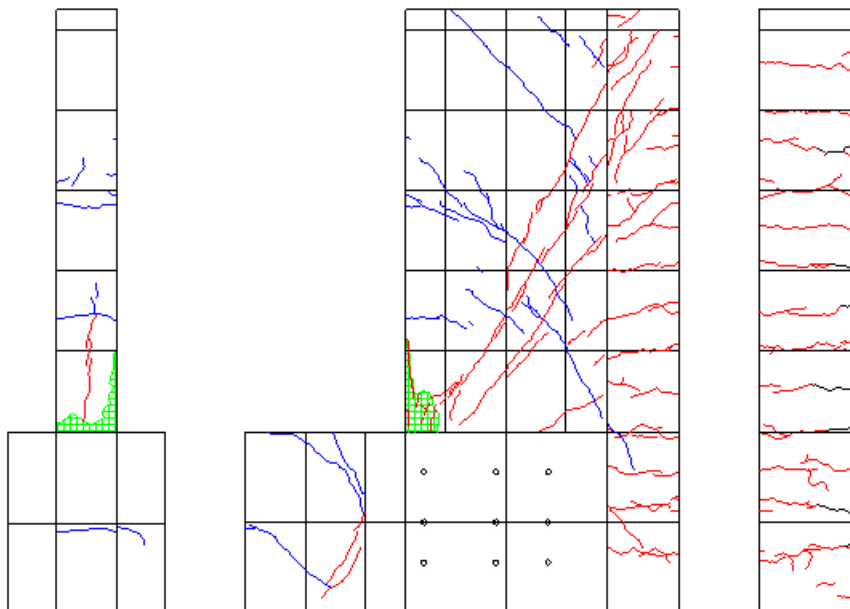


図 5.2.4-121 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①

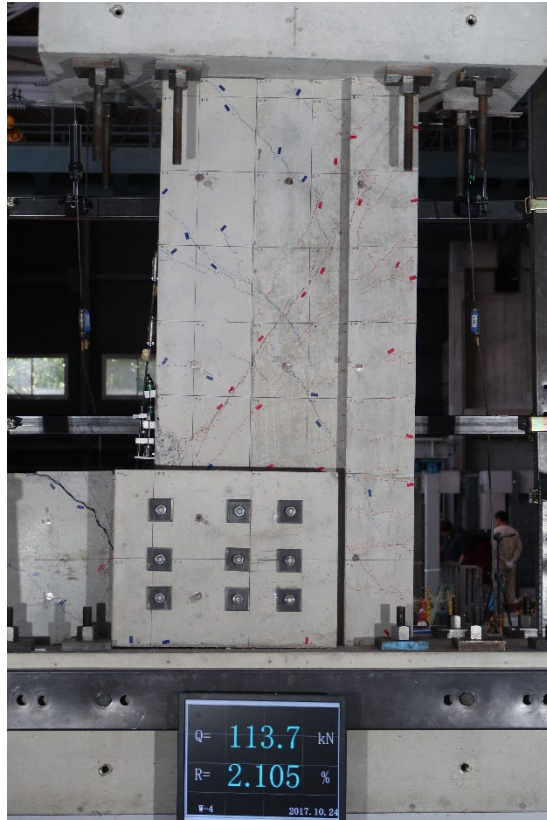


写真 5.2.4-117 R=1/50 損傷写真

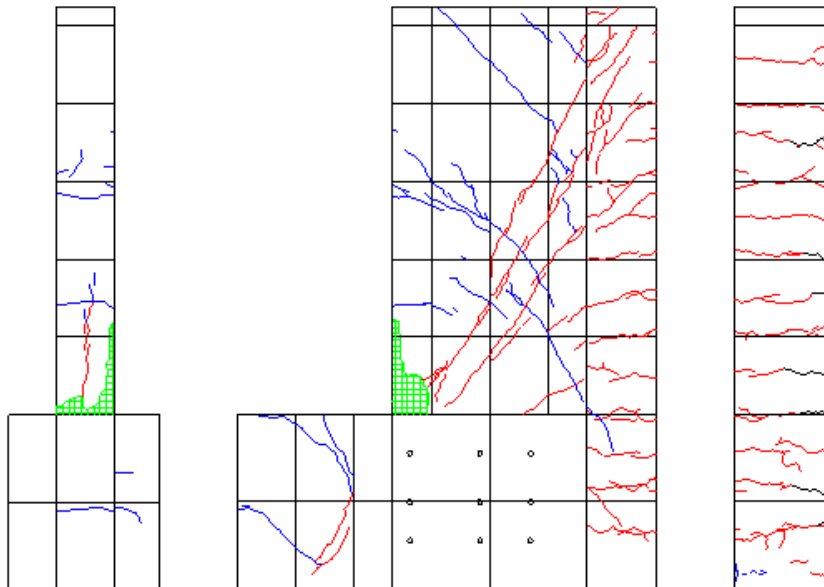


図 5.2.4-122 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①

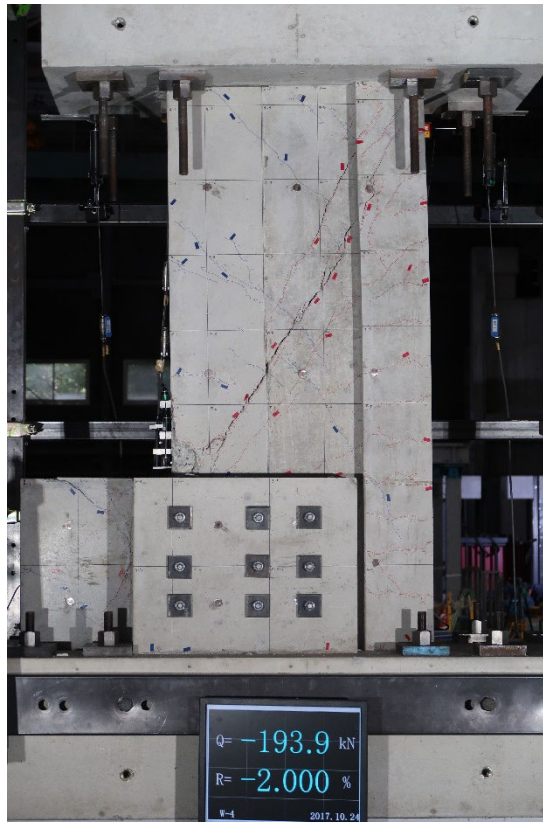


写真 5.2.4-118 R=-1/50 損傷写真

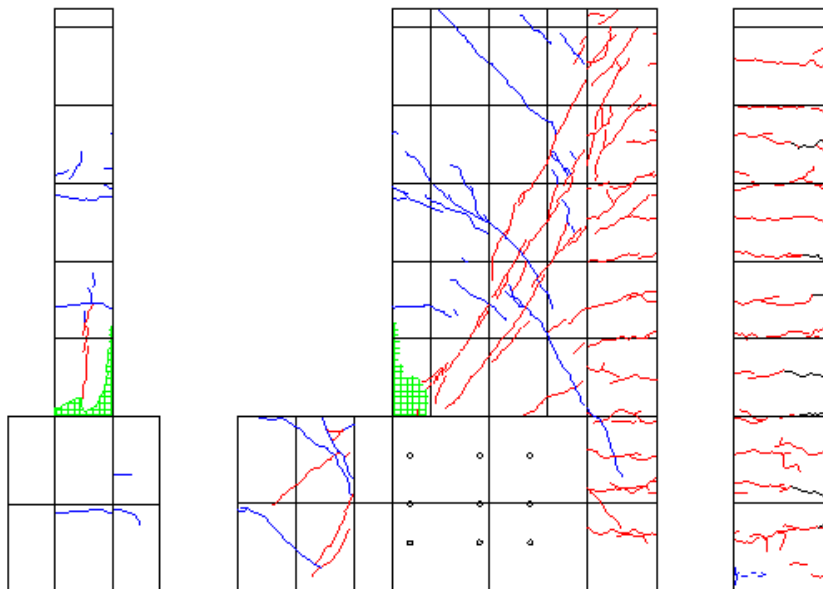


図 5.2.4-123 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②

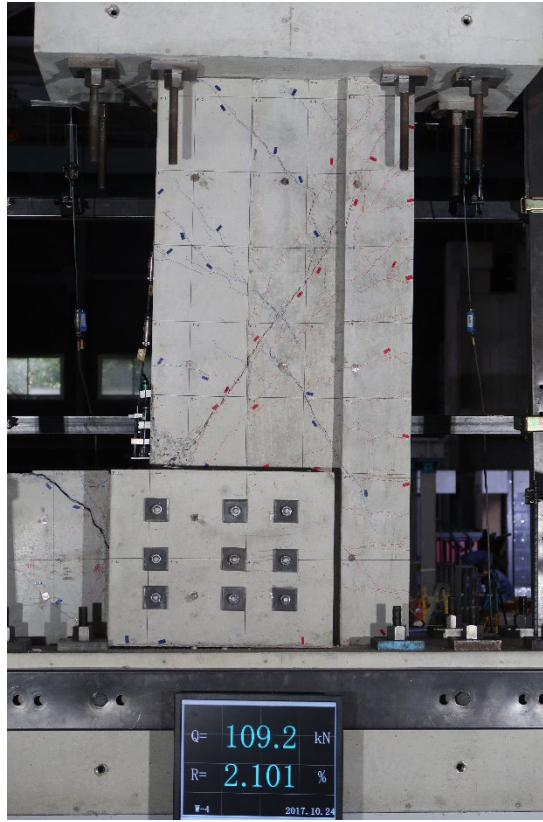


写真 5.2.4-119 R=1/50②損傷写真

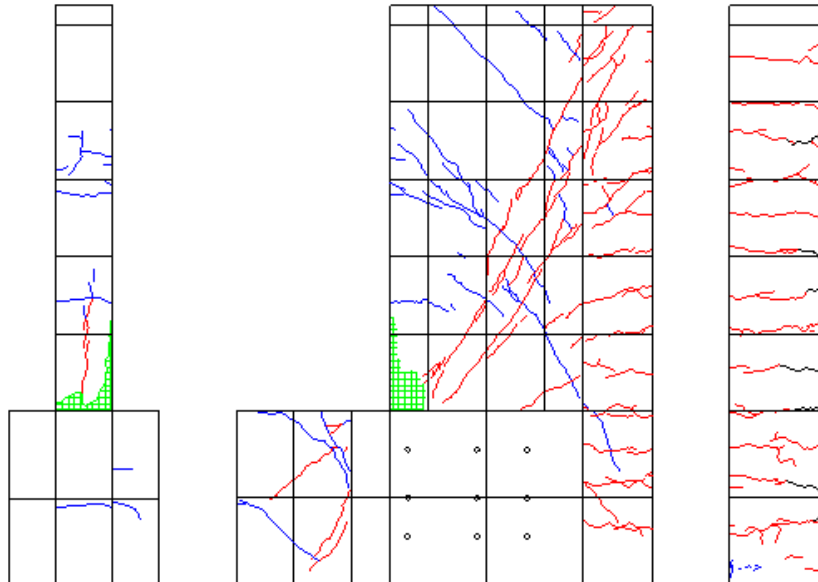


図 5.2.4-124 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②

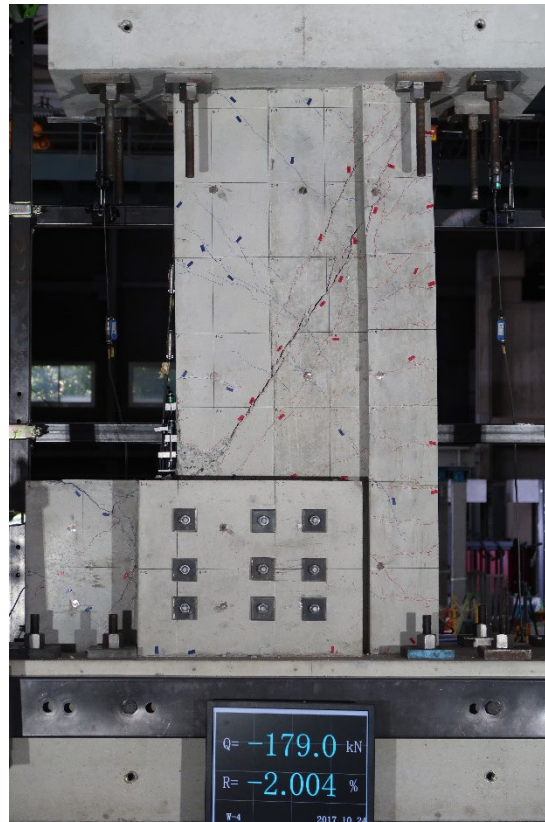


写真 5.2.4-120 R=-1/50②損傷写真

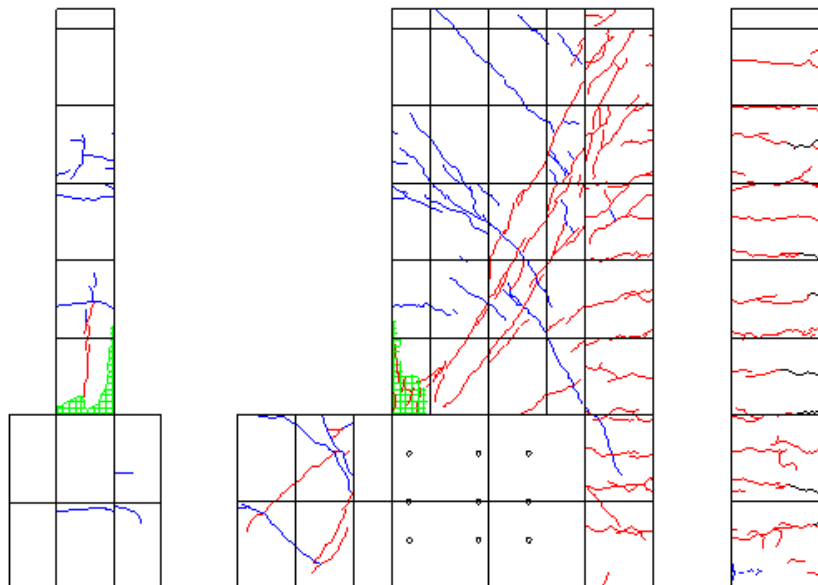


図 5.2.4-125 R=-1/50②ひび割れ図

R=1/33

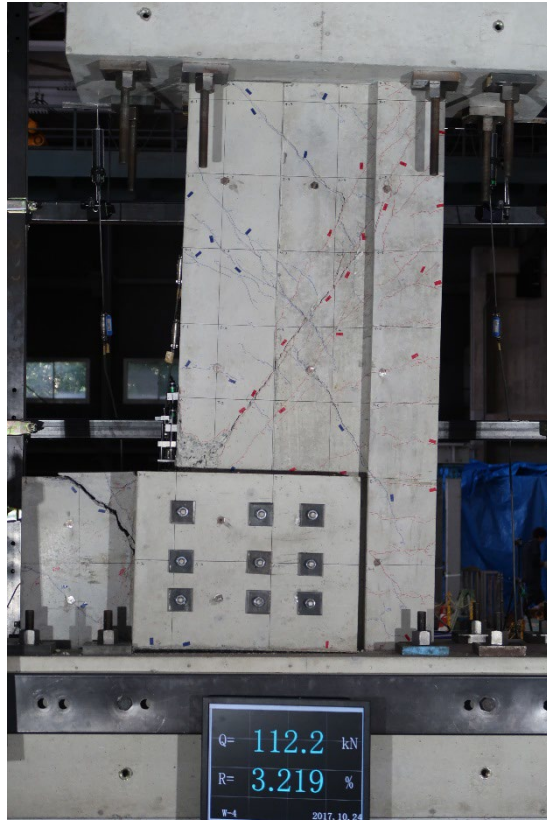


写真 5.2.4-121 R=1/33 損傷写真

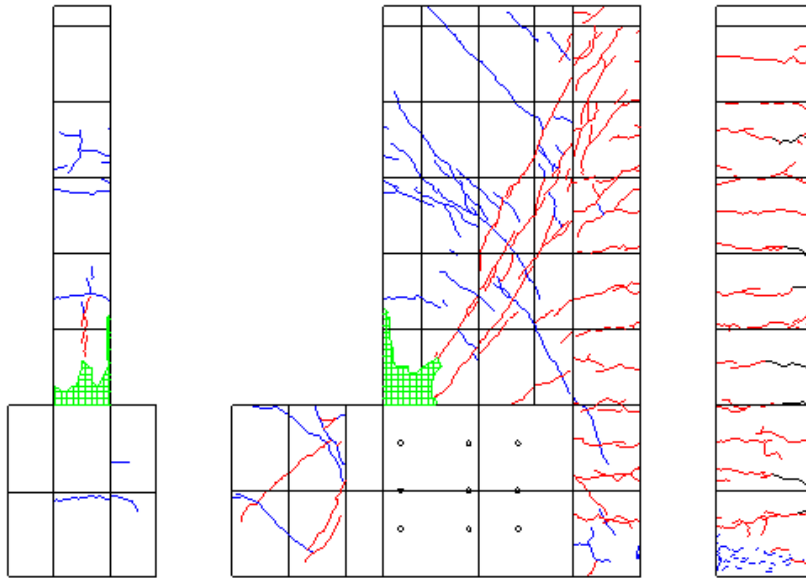


図 5.2.4-126 R=1/33 ひび割れ図

R=-1/33

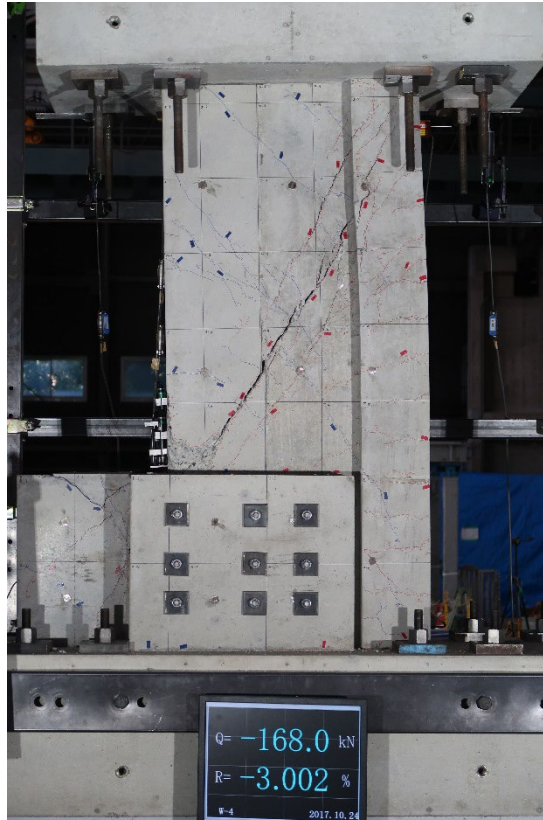


写真 5.2.4-122 R=-1/33 損傷写真

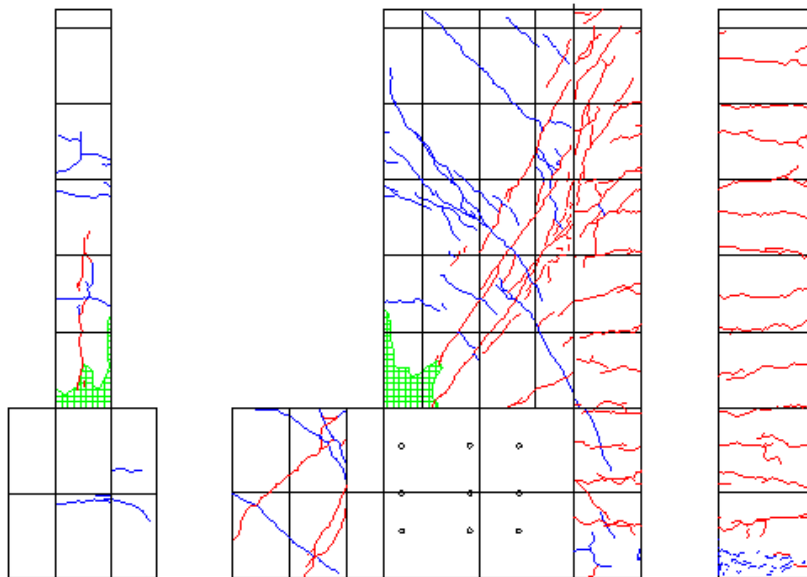


図 5.2.4-127 R=-1/33 ひび割れ図

5.2.4.3. ひび割れ幅の推移

各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を以下に示す。試験体 No.1, 試験体 No.2 は曲げひび割れとせん断ひび割れを区別して計測しておらず, 試験体 No.3, 試験体 No.4 は曲げひび割れとせん断ひび割れを区別して計測した。

5.2.4.3.1. 試験体 No.1

試験体 No.1 の各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を示す。

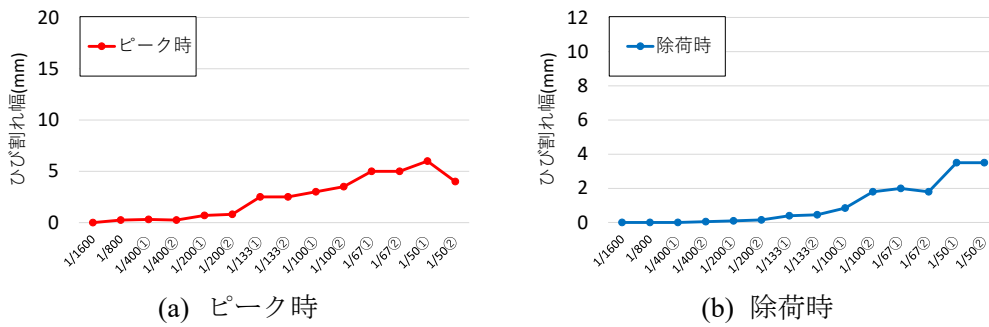


図 5.2.4-128 ひび割れ幅推移 (正載荷)

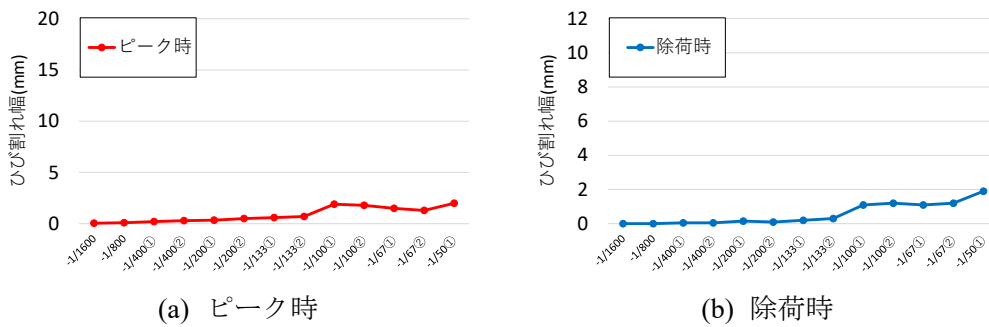


図 5.2.4-129 ひび割れ幅推移 (負載荷)

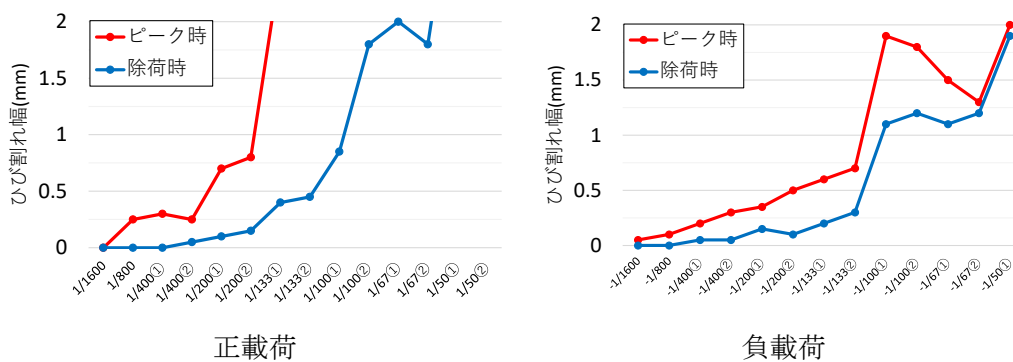


図 5.2.4-130 ひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)

5.2.4.3.2. 試験体 No.2

試験体 No.2 の各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を示す。

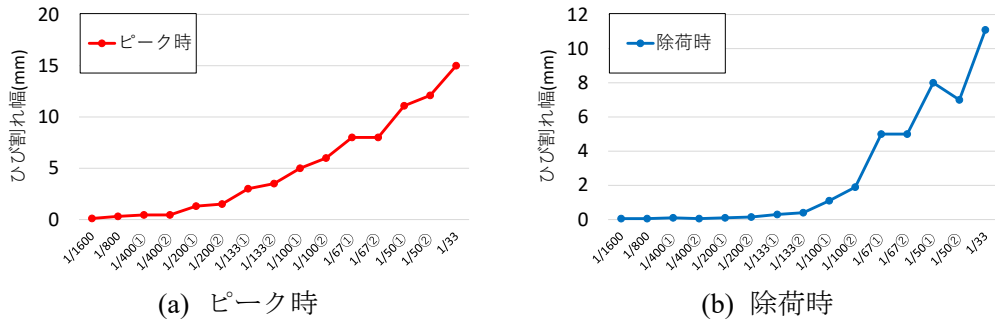


図 5.2.4-131 ひび割れ幅推移 (正載荷)

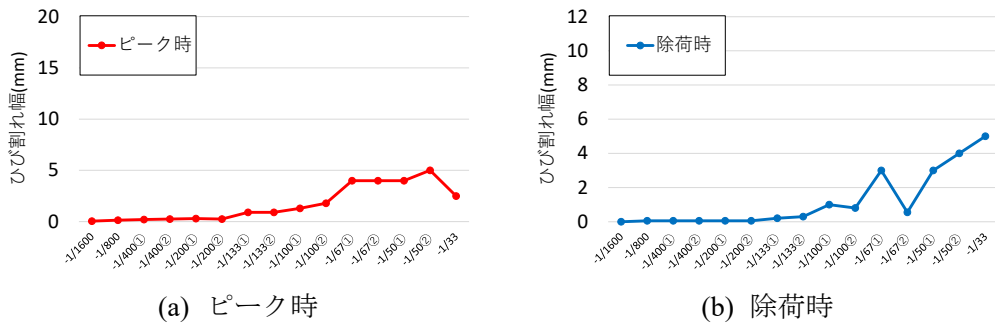


図 5.2.4-132 ひび割れ幅推移 (負載荷)

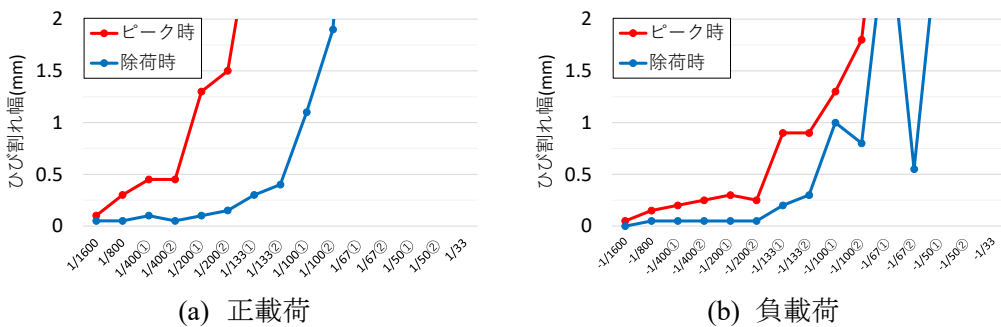


図 5.2.4-133 ひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)

5.2.4.3.3. 試験体 No.3

試験体 No.3 の各サイクルにおける最大曲げひび割れ幅の推移を図 5.2.4-134 から図 5.2.4-136 に、せん断ひび割れ幅の推移を図 5.2.4-137 から図 5.2.4-139 に示す。

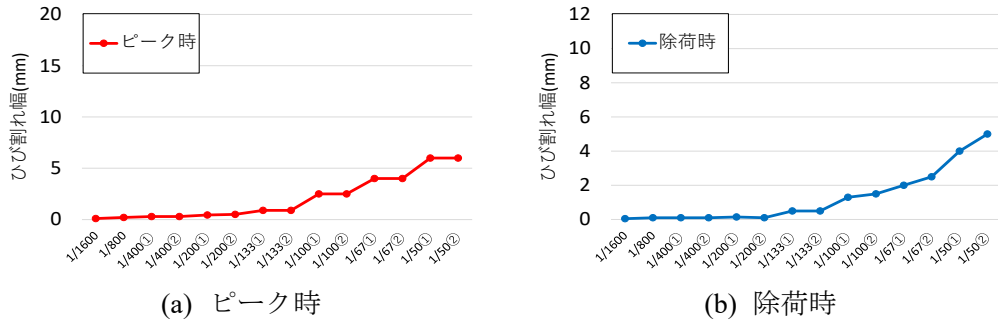


図 5.2.4-134 曲げひび割れ幅推移 (正載荷)

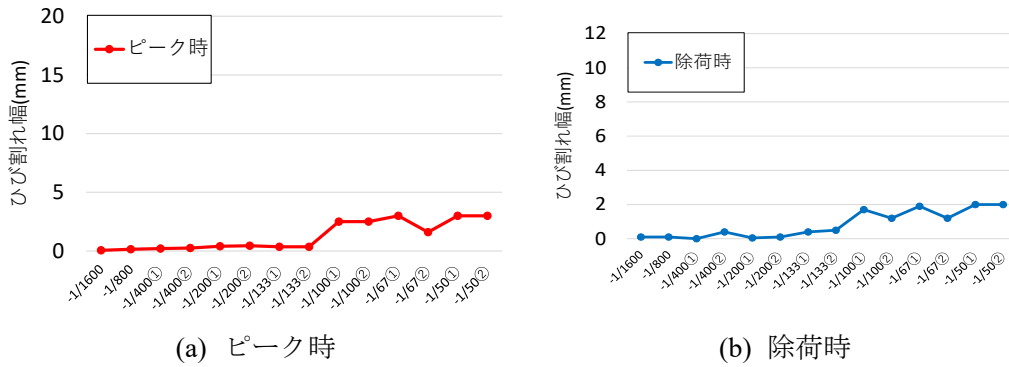


図 5.2.4-135 曲げひび割れ幅推移 (負載荷)

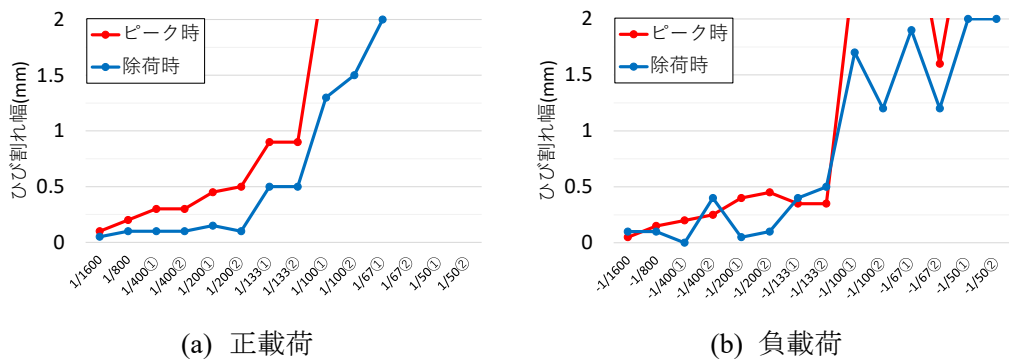
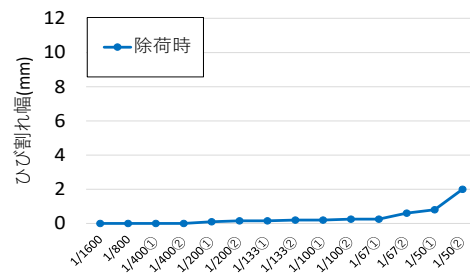
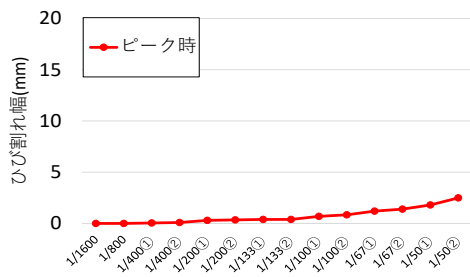


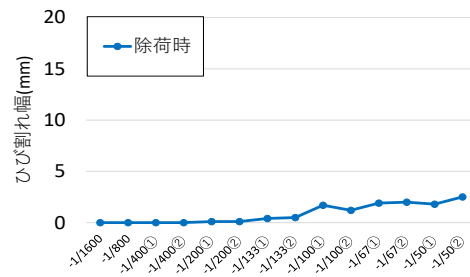
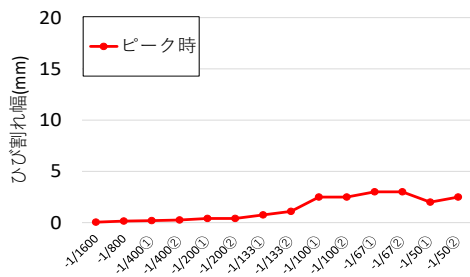
図 5.2.4-136 曲げひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)



(a) ピーク時

(b) 除荷時

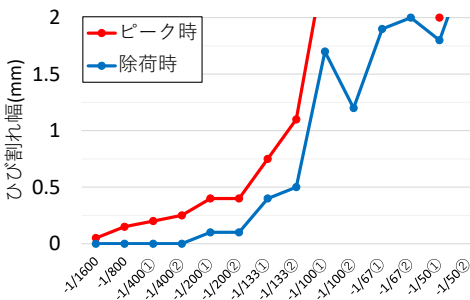
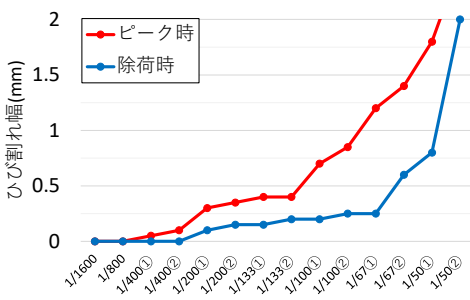
図 5.2.4-137 セン断ひび割れ幅推移 (正載荷)



(a) ピーク時

(b) 除荷時

図 5.2.4-138 セン断ひび割れ幅推移 (負載荷)



(a) 正載荷

(b) 負載荷

図 5.2.4-139 セン断ひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)

5.2.4.3.4. 試験体 No.4

試験体 No.3 の各サイクルにおける最大曲げひび割れ幅の推移を図 5.2.4-140 から図 5.2.4-142 に、せん断ひび割れ幅の推移を図 5.2.4-143 から図 5.2.4-145 に示す。

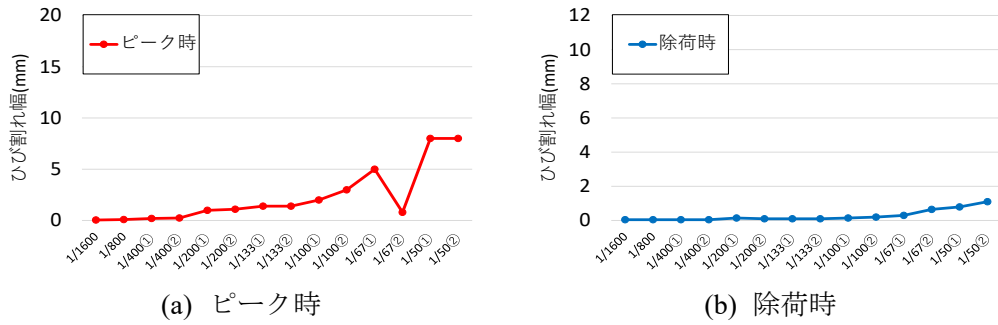


図 5.2.4-140 曲げひび割れ幅推移 (正載荷)

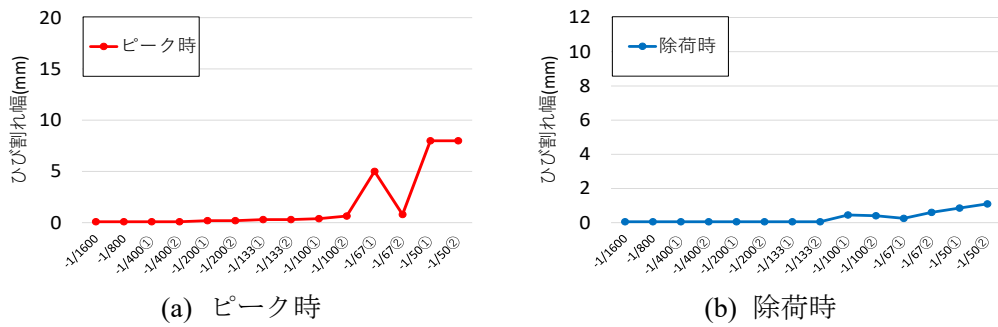


図 5.2.4-141 曲げひび割れ幅推移 (負載荷)

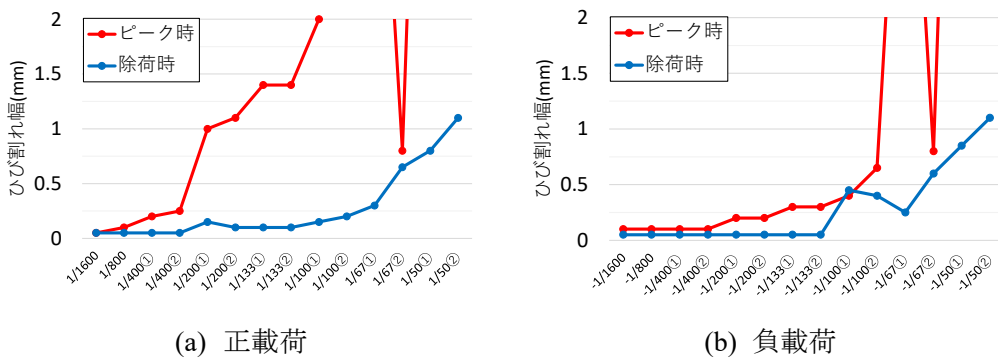
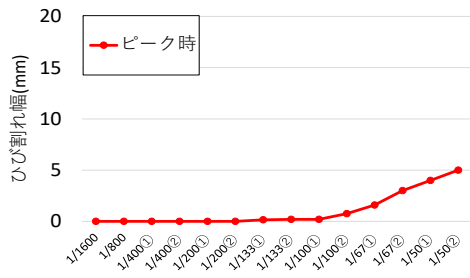
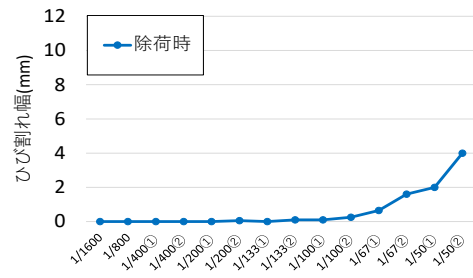


図 5.2.4-142 曲げひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)

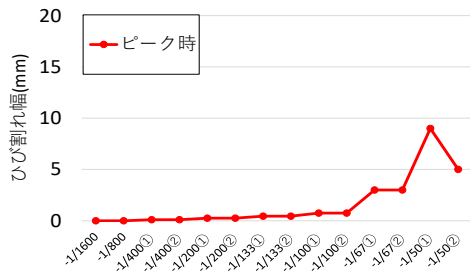


(a) ピーク時

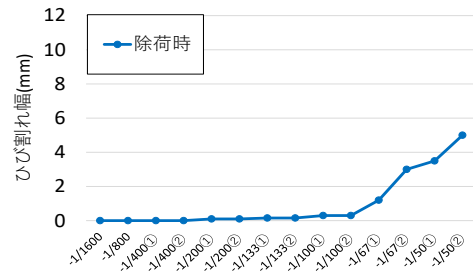


(b) 除荷時

図 5.2.4-143 セン断ひび割れ幅推移 (正載荷)

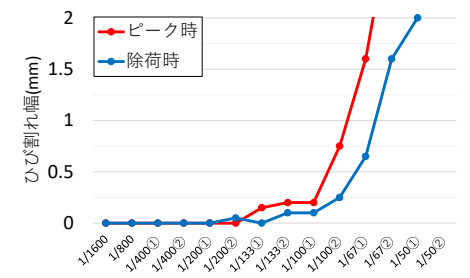


(a) ピーク時

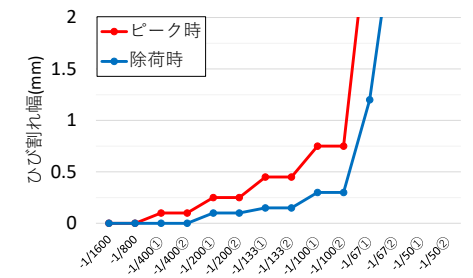


(b) 除荷時

図 5.2.4-144 セン断ひび割れ幅推移 (負載荷)



(a) 正載荷



(b) 負載荷

図 5.2.4-145 セン断ひび割れ幅推移比較 (縦軸最大値 2mm)

5.2.5. 実験に基づく考察

5.2.5.1. あと施工アンカーの検討

以下に既往の文献に即して試験体 No.2 と試験体 No.3 の継手長さ と定着長さを検討する。

図 5.2.5-1 に試験体情報を示す。

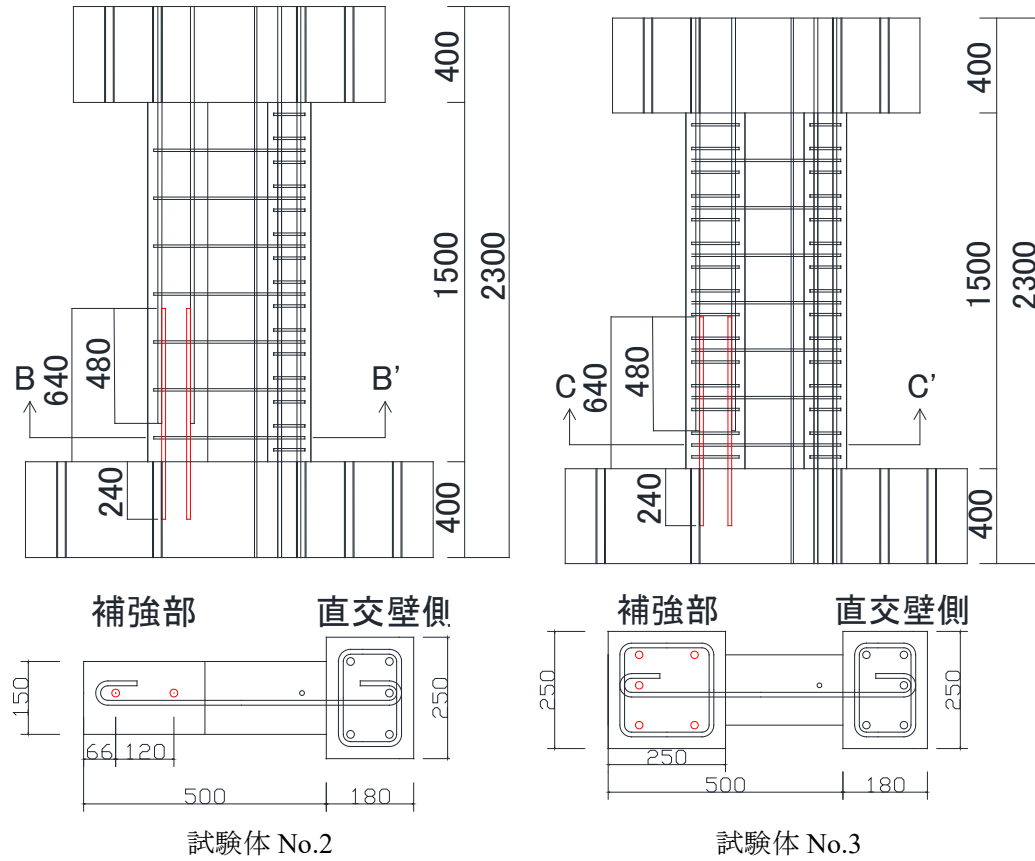


図 5.2.5-1 試験体情報

5.2.5.1.1. 既往の文献による継手長さの検討

RC 規準^{5.2.5-2)}による重ね継手に関する記載を以下に、表 5.2.5-1～3 に、許容付着応力度、付着割裂の規準となる強度、鉄筋の許容応力度を示す。

- 1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- 2) 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けるとし、同一断面で全引張鉄筋の継手（全数継手）としないことを原則とする。
- 3) 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、以下の各項を満足するように設定する。ただし、200mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
 - ① 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討は、引張鉄筋に対しては式(5.2.5-1)により、圧縮鉄筋に対しては式(5.2.5-2)により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \leq f_a \quad (5.2.5-1)$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \leq 1.5f_a \quad (5.2.5-2)$$

- ② 重ね継手の大地震動に対する安全性確保のための検討は、式(5.2.5-3)による。ただし、補正係数 K の算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着しない場合でも密着した継手と考えて係数 C を求め、鉄筋本数 N は想定される付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を減じた値とする。なお、付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋（D25 以下に限る）の重ね継手存在応力度の小さい箇所に設ける場合は、下式によらなくてもよい。

$$\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (5.2.5-3)$$

ここで

l ：継手の重ね長さ、鉄筋端に標準フックを設ける場合には、フックを除いた長さとする。(mm)

σ_t ：引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合には、その値の 2/3 倍とすることができる。(N/mm²)

σ_c ：圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度 (N/mm²)

σ_y ：引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる (N/mm²)

d_b ：曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする。(mm)

f_a ：許容付着応力度で、鉄筋の位置にかかわらず表 5.2.5-1 の上端筋に対する値を用いる。(N/mm²)

K ：鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、式(5.2.5-4)による。

$$K = 0.3 \cdot \left(\frac{c+w}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (5.2.5-4)$$

f_b ：付着割裂の基準となる強度で、表 5.2.5-2 による。

C : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき, または最小かぶり厚さの 3 倍のうち小さい方の数値で, $5d_a$ 以下とする。

W : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで, $2.5d_b$ 以下とする。

$$\left(= 80 \frac{A_{st}}{sN}\right)$$

A_{st} : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る 1 組の横補強筋全断面積。

S : 1 組の横補強筋の間隔。

N : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数。

- 4) 重ね継手は, 曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。
- 5) 溶接金網の重ね継手は, 重ね長さを最外端の横筋間で測った距離とし, 横筋間隔に 50mm を加えた長さ以上かつ 150mm 以上とする。

表 5.2.5-1 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 f_a (N/mm²)

	長期		短期
	上端筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$F_c/15$ かつ ($0.9+2F_c/75$)以下	$F_c/10$ かつ ($1.35+F_c/25$)以下	長期に対する値の
丸鋼	$4F_c/100$ かつ0.9以下	$6F_c/100$ かつ1.35以下	1.5倍

表 5.2.5-2 付着割裂の基準となる強度 f_b (N/mm²)

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times (F_c/40+0.9)$	$F_c/40+0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の0.8倍	

表 5.2.5-3 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

	長期		短期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SD295AおよびB	195	195	295	295
SD345	215(*195)	195	345	345
SD390	215(*195)	195	390	390
SD490	215(*195)	195	490	490
溶接金網	195	195	**295	295

[注] *D29以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。
**スラブ筋として引張鉄筋に用いる場合に限る。

上記に従い検討を行う。

[試験体 No.2 において]

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.2.5-4)における係数 C は次の通り。

$$C = \min(104\text{mm}, 42\text{mm} \times 3, 16\text{mm} \times 5) \\ = 80\text{mm}$$

また式(5.2.5-4)における係数 W は次の通り。

$$W = \min\left(80 \frac{A_{st}}{sN}, 2.5d_b\right) \\ = \min\left(80 \frac{201}{200 \cdot 1}, 2.5 \cdot 16\right) \\ = 40\text{mm}$$

したがって、 $K=2.65$

$K \leq 2.5$ でなければならないので $K=2.5$ とする。

$$\sigma_y = 384.2, d_b = 16, f_b = 36.3/40 + 0.9 = 1.8$$

よって必要継手長さは式(5.2.5-3)を変形すると

$$l \geq \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 2.5 \cdot 1.8} = 341.5\text{mm}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための
検討

引張鉄筋(短期)に関して

式(5.2.5-1)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \text{ となる。}$$

また、 $\sigma_t = 345$ (表 5.2.5-3 より)、 $d_b = 16$ 、 $f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.80$ (表 5.2.5-
1 より)

よって

$$l \geq 492.9\text{mm}$$

圧縮鉄筋(短期)に関して

式(5.2.5-2)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \text{ となる。}$$

また、 $\sigma_c = 345$ (表 5.2.5-3 より)、 $d_a = 16$ 、 $f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.80$ (表 5.2.5-
1 より)

よって

$$l \geq 328.6\text{mm}$$

[試験体 No.3 において]

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.2.5-4)における係数 C は次の通り。

$$C = \min(104\text{mm}, 42\text{mm} \times 3, 16\text{mm} \times 5) \\ = 80\text{mm}$$

また式(5.2.5-4)における係数 W は次の通り。

$$W = \min\left(80 \frac{A_{st}}{sN}, 2.5d_b\right) \\ = \min\left(80 \frac{201}{200 \cdot 1}, 2.5 \cdot 16\right) \\ = 40\text{mm}$$

したがって、 $K=2.65$

$K \leq 2.5$ より $K=2.5$ とする。

$$\sigma_y = 384.2, d_b = 16, f_b = 34.5/40 + 0.9 = 1.84$$

よって必要継手長さは式(5.2.5-3)を変形すると

$$l \geq \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 2.5 \cdot 1.84} = 334.1\text{mm}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討

引張鉄筋(短期)に関して

式 5.2.5-1)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_t = 345$ (表 5.2.5-3 より), $d_b = 16$, $f_a = 0.9 + 2 \cdot 37.5/75 = 2.85$ (表 5.2.5-1 より)

よって

$$l \geq 484.2\text{mm}$$

圧縮鉄筋(短期)に関して

式(5.2.5-2)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_c = 345$ (表 5.2.5-3 より), $d_a = 16$, $f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.85$ (表 5.2.5-1 より)

よって

$$l \geq 322.8\text{mm}$$

*1 鉄筋の重ね継手は部材応力および鉄筋応力度の小さい箇所に設けることを原則とし、同一断面で全引張鉄筋の継手(全数継手)とすることを避けるのが原則である。一方、施工の省力化、合理化の要求から梁端部位置の重ね継手や、全数継手の可能性に関する研究が蓄積され、これらの要求に応えられることが最近の研究

で示されており，1991年版の規準で認められていなかった全数継手，D29やD32などの太径鉄筋，梁端部ヒンジ域での重ね継手を許容する指針(案)^{5.2.5-3}が刊行されるに至っている。したがって，全数継手の要求に対してはこの指針(案)^{5.2.5-3}によって設計するのがよいが，以下に示す同指針(案)^{5.2.5-3}の構造規定を同時に満足させることを条件に，式(5.2.5-3)を満足するように定めた付着長さを，全数重ね継手とする場合の必要継手長さとしてもよい。

(重ね継手の全数継手設計指針(案)^{5.2.5-3}の規定)

- ・ 梁，柱の主筋を同一断面で全数継手とする場合には，せん断補強筋比 0.4%以上の横補強筋を重ね継手領域に主筋径の 5 倍以下の間隔で配置する。
- ・ 梁端部の降伏ヒンジとなる部位に全数継手を設ける場合には，梁端部断面から有効せいの領域にある重ね継手長さ，その半分の長さのみ継手長さに有効と考える。さらに，0.7%以上の横補強筋を主筋径の 5 倍以下の間隔で配し，すべての継手を直接拘束する。
- ・ 全数継手は，柱のヒンジ領域ならびに柱梁接合部内に設けてはならない。

5.2.5.1.2. 既往の文献による定着長さの検討

5.2.5.1.2.1. 既往の文献による検討

1) RC 規準^{5.2.5-2)}による場合

RC 規準における定着長さに関する記載を以下に示す。

定着破壊に対する安全性の確保を目標とし、異形鉄筋の仕口への定着を対象とする。異形鉄筋の仕口への定着は、式(5.2.5-5)により必要定着長さ l_{ab} 以上の定着長さ l_a を確保する。

$$l_a \geq l_{ab} \quad (5.2.5-5)$$

直線定着する場合の定着長さ l_a は、定着起点から当該鉄筋端までの長さとする。異形鉄筋による引張鉄筋の必要定着長さ l_{ab} は、式(5.2.5-6)により算定する。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \quad (5.2.5-6)$$

ここで

f_b : 付着割裂の基準となる強度で、表 5.2.5-2 のうちその他の鉄筋の数値(N/mm²)

σ_t : 仕口面における鉄筋の応力度。当該鉄筋の短期許容応力度を用いることを原則とする。(N/mm²)

d_b : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)

α : 横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合は 1.0, それ以外は 1.25 とする。

S : 必要定着長さの修正係数で、表 5.2.5-5 による。

表 5.2.5-5 必要定着長さの修正係数

種類		S
直線定着	耐震部材	1.25
	非耐震部材	
		上記以外
	その他の部材	
標準フックまたは 信頼できる機械式定着具	耐震部材	0.7
	非耐震部材	
		上記以外
	その他の部材	

上記に従い検討を行う。

$$f_b = \frac{36.5}{40} + 0.9 = 1.81, \quad \sigma_t = 345, \quad d_b = 16, \quad \alpha = 1.0, \quad S = 1.25 \text{ (表 5.2.5-5 より)}$$

よって(6)式を用いて

$$l_{ab} = 1.0 \cdot \frac{1.25 \cdot 345 \cdot 16}{10 \cdot 1.81} = 381.2 \text{mm} \rightarrow 381.2 \text{mm 以上確保できていればよい。}$$

2) 各種合成構造設計指針案^{5.2.5-4)}による場合

各種合成構造設計指針案における有効埋め込み長さに関する記載を以下に示す。

接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ l_e は式(5.2.5-7)による

$$l_e \geq \frac{\sigma_{pa} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_a} \quad (5.2.5-7)$$

ここで

$s\sigma_{pa}$: 接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度で

$s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ とする。(N/mm²)

σ_y : 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

d_a : 接着系アンカーボルトの径(mm)

l_e : 有効埋め込み長さ(mm)

τ_a : へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(5.2.5-8)による。(N/mm²)

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bavg} \quad (5.2.5-8)$$

α_n : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり、式(5.2.5-9)による(n=1,2,3).最も小さい寸法となる3面までを考慮する。

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{c_n}{l_e}\right) + 0.5 \quad (5.2.5-9)$$

ただし、 $\left(\frac{c_n}{l_e}\right) \geq 1.0$ の場合は $\left(\frac{c_n}{l_e}\right) = 1, l_e \geq 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

t_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着系および充填方式により表 5.2.5-6 に示す値とする。ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれの80%とした同表の値を用いるものとする。(N/mm²)

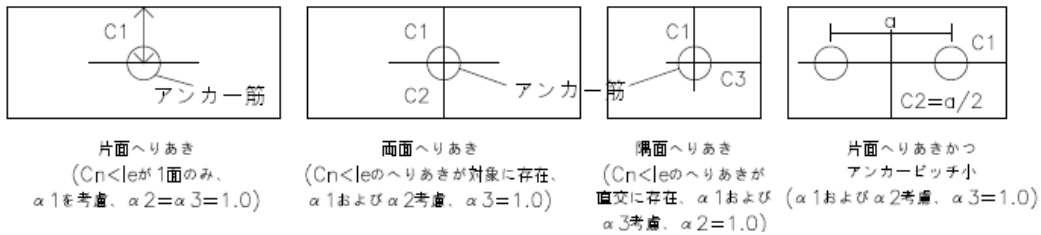


図 5.2.5-3 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

表 5.2.5-6 接着系アンカーの基本平均付着強度 t_{bavg} (N/mm²)

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

上記の方法で埋め込み長さを求める

[試験体 No.2 において]

$$s\sigma_y = 384.2, F_c = 36.3, d_a = 16, C_1 = 290, C_2 = 310, \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1, \tau_a = 9.20$$

式(5.2.5-7)により

$$l_e \geq \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 9.20} = 167.0 \text{ mm}$$

[試験体 No.3 において]

$$s\sigma_y = 384.2, F_c = 36.3, d_a = 16, C_1 = 225, C_3 = 576, \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1, \tau_a = 9.35$$

式(5.2.5-7)により

$$l_e \geq \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 9.35} = 164.4 \text{ mm}$$

5.2.5.1.2.2. 付着強度による検討

試験体の鉄筋に取り付けたひずみゲージから得られたデータを使用し検討を行った。ひずみゲージ取り付け位置に関しては 5.2.3 を参照されたい。

引き抜き試験概要

試験体 No.2 と試験体 No.3 のスタブにそれぞれ埋め込まれたアンカー筋 3 種類(図 5.2.5-4)とシリンダーに埋め込まれたアンカー筋 2 種類(図 5.2.5-5)の計 5 体の引き抜き試験をおこなった。



図 5.2.5-4 スタブに埋め込まれた
アンカー筋



図 5.2.5-5 シリンダーに埋め込まれた
アンカー筋

シリンダーについては、直径 10cm の通常のシリンダーとし、使用した鉄筋は D13(SD785)で埋め込み深さは 5da(65mm)とした。こてならしをした面にアンカー筋を施工しており、平滑度が懸念されたためその面にモルタルを打設した。

図 5.2.5-6 から図 5.2.5-10 に引き抜き試験結果を示す。シリンダーの試験結果はスタブの試験結果よりも高い荷重となった。

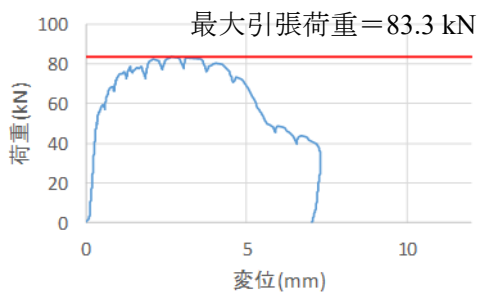


図 5.2.5-6 シリンダー(S-2)試験結果

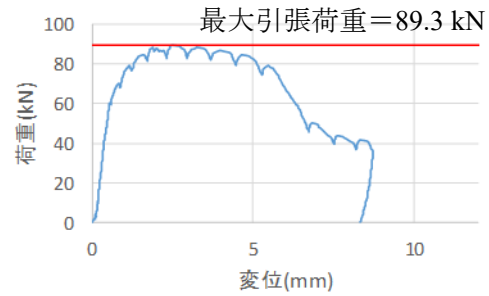


図 5.2.5-7 シリンダー(S-3)試験結果

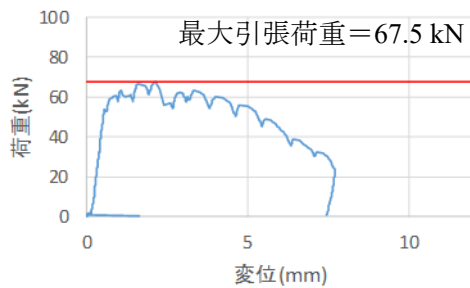


図 5.2.5-8 スタブ(W-1)試験結果

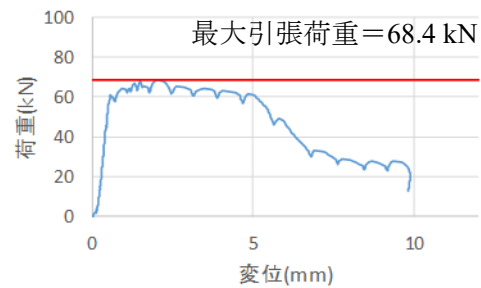


図 5.2.5-9 スタブ(W-2)試験結果

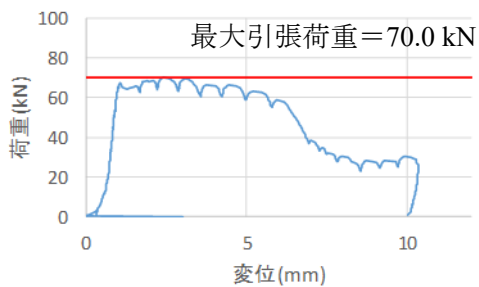


図 5.2.5-10 スタブ(W-3)試験結果

それぞれの試験体における付着応力の算定結果を表 5.2.5-7 に示す。シリンダー試験体では、スタブ試験体よりも、最大の付着応力が高い。なお、付着応力は、 $\text{付着応力} = \text{荷重} / (\pi \cdot \text{鉄筋径} \cdot \text{埋め込み深さ})$ で算定した。

表 5.2.5-7 算定した付着応力と平均値

試験体名	S-2	S-3	W-2	W-3	W-4	アンカー筋付着応力度	
						シリンダー	スタブ
付着応力度 (N/mm ²)	25.5	27.3	20.7	20.9	21.4	26.4	21.0

以下に各試験体のひずみ分布を示す。なお、黒線がサイクル1回目、緑線がサイクル2回目、赤線が鉄筋降伏ひずみを示している。

試験体 No.2 のひずみ分布を図 5.2.5-11 から図 5.2.5-16 に示す。1/400 サイクルで降伏ひずみに達した。

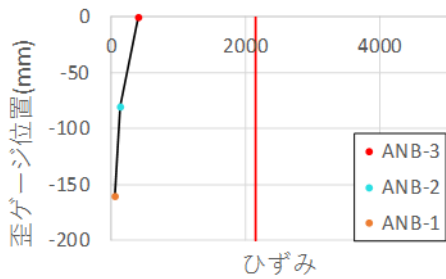


図 5.2.5-11 1/1600

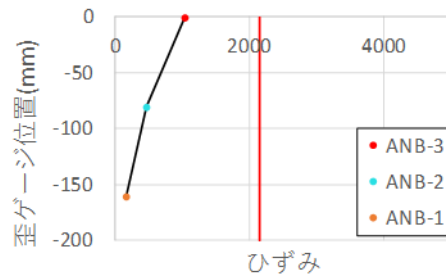


図 5.2.5-12 1/800

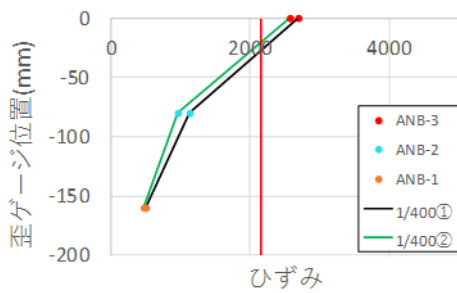


図 5.2.5-13 1/400①②

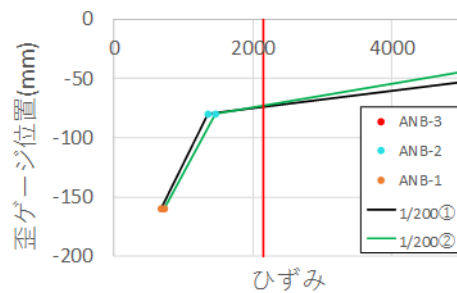


図 5.2.5-14 1/200①②

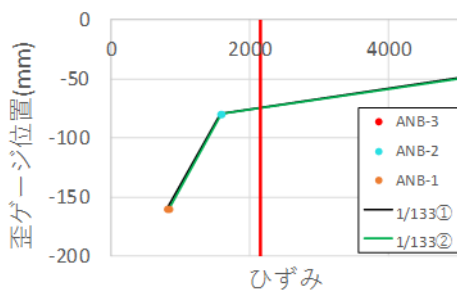


図 5.2.5-15 1/133①②

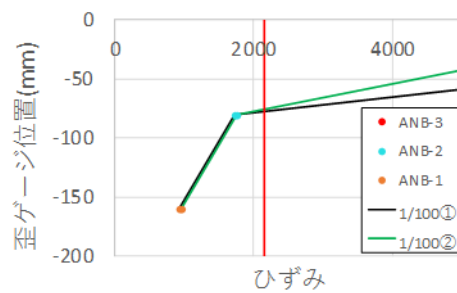


図 5.2.5-16 1/100①②

試験体 No.3 のひずみ分布を図 5.2.5-17 から図 5.2.5-24 に示す。1/133 サイクルで降伏ひずみに達した。

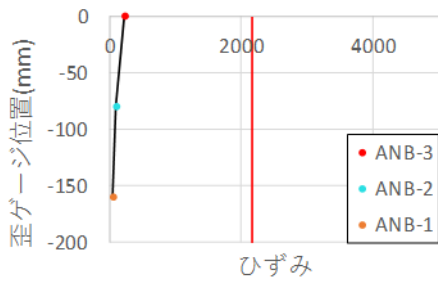


図 5.2.5-17 1/1600

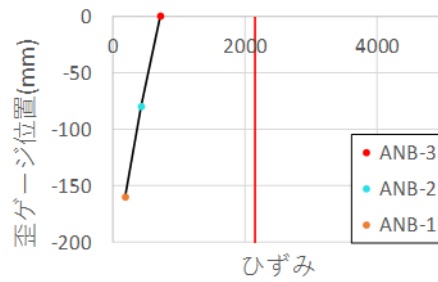


図 5.2.5-18 1/800

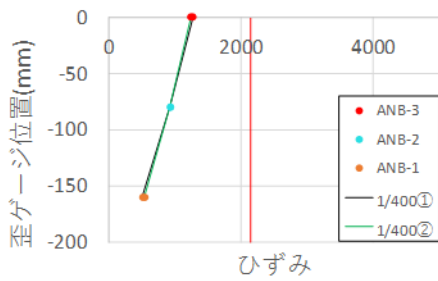


図 5.2.5-19 1/400①②

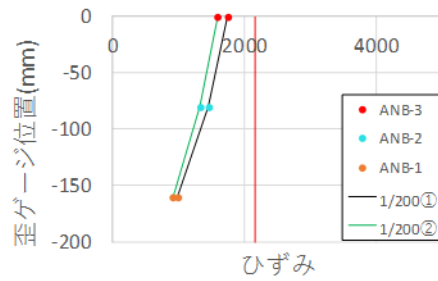


図 5.2.5-20 1/200①②

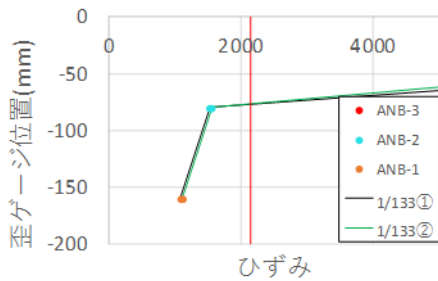


図 5.2.5-21 1/133①②

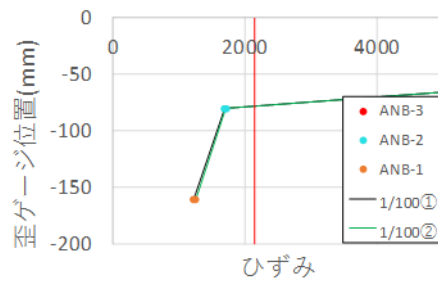


図 5.2.5-22 1/100①②

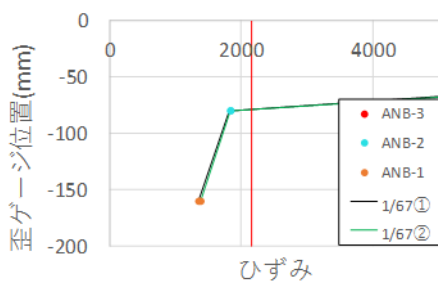


図 5.2.5-23 1/67①②

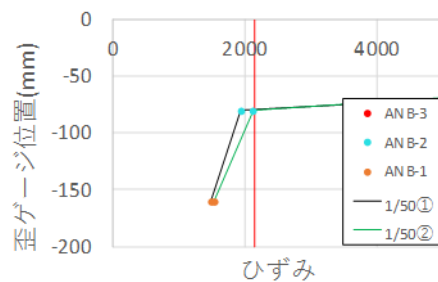


図 5.2.5-24 1/50①②

試験体 No.4 のひずみ分布を図 5.2.5-25 から図 5.2.5-32 に示す。1/200 サイクルで降伏ひずみに達した。

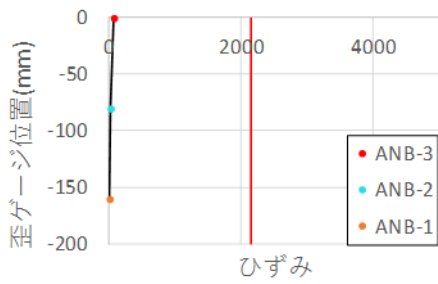


図 5.2.5-25 1/1600

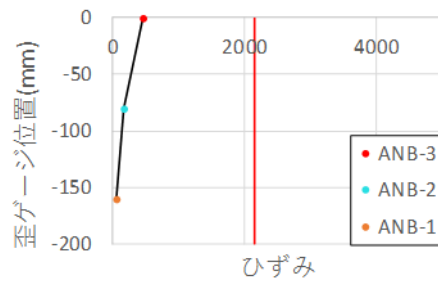


図 5.2.5-26 1/800

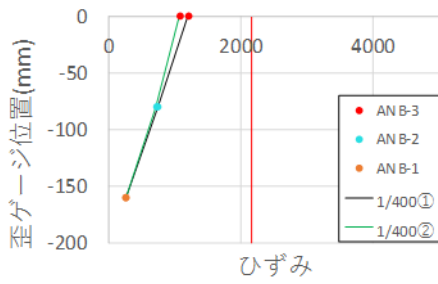


図 5.2.5-27 1/400①②

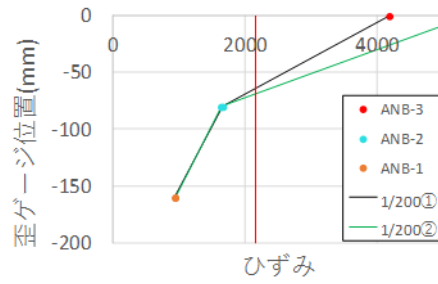


図 5.2.5-28 1/200①②

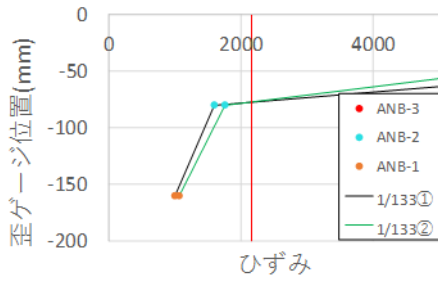


図 5.2.5-29 1/133①②

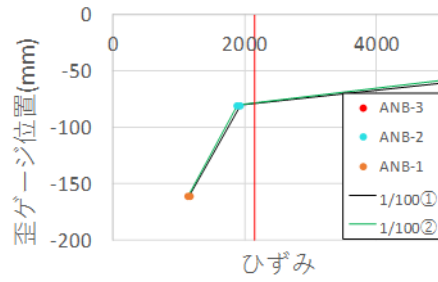


図 5.2.5-30 1/100①②

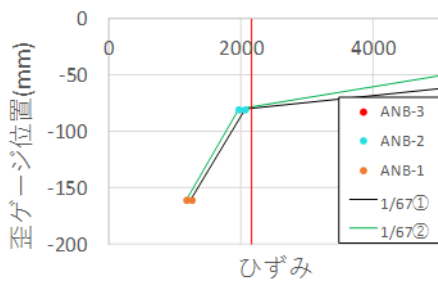


図 5.2.5-31 1/67①②

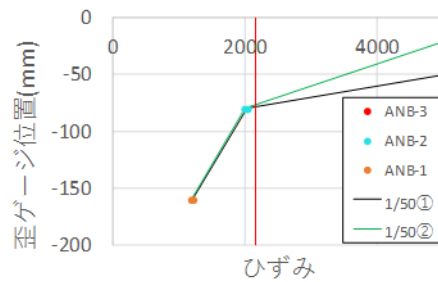


図 5.2.5-32 1/50①②

以下に付着応力度算定の概要を示す。

試験体には接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂，注入式，コアドリル穿孔）が採用されているため，付着面積を，鉄筋外周（直径 16mm）とした場合で検討を行う。付着応力実験値は，応力ひずみ関係を鉄筋材料試験値に基づくバイリニア型と仮定し，各計測位置でのひずみ履歴から応力に換算し，応力差から算定した。

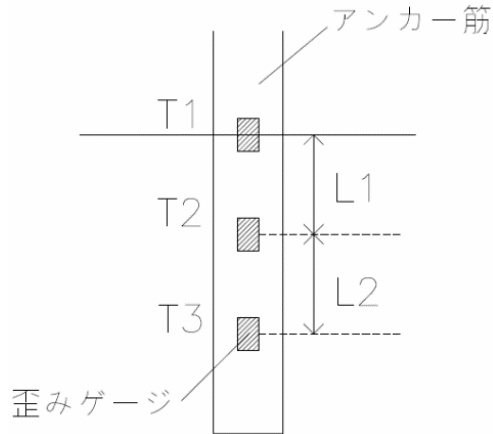


図 2.1.5-33 ひずみゲージ貼り付け位置

$\tau_1 \tau_2$: 付着応力度 (N/mm²)

$$\tau_1 = \frac{T_1 - T_2}{\pi D L_1} \quad \tau_2 = \frac{T_2 - T_3}{\pi D L_2}$$

T_i : T_i 地点での引張力 = $E_s A \mu_i$ (N)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

μ_i : 鉄筋の歪み (μ)

A : 鉄筋断面積 (mm²)

D : 鉄筋の周長 (mm)

$L_1 L_2$: 定着長さ = 80 (mm)

あと施工アンカー埋め込み部分の正載荷ピーク時の付着応力分布(R=1/1600～1/100)を示す。

試験体 No.2

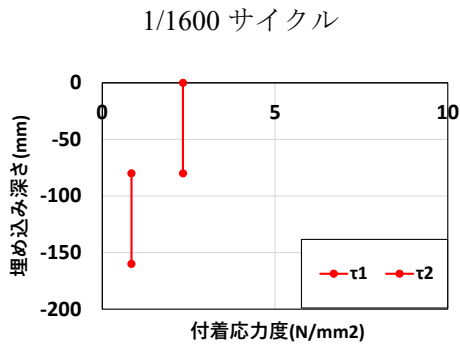


図 5.2.5-34 付着応力度分布

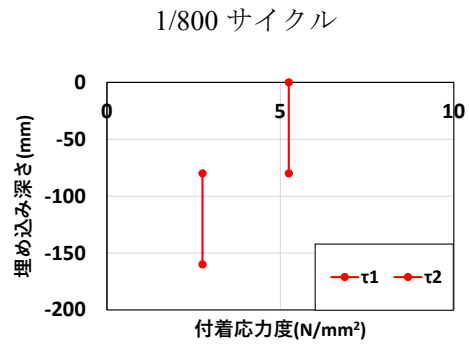


図 5.2.5-35 付着応力度分布

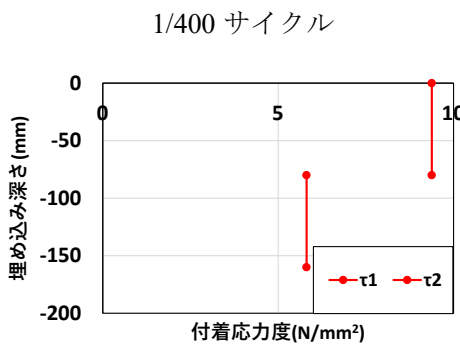


図 5.2.5-36 付着応力度分布

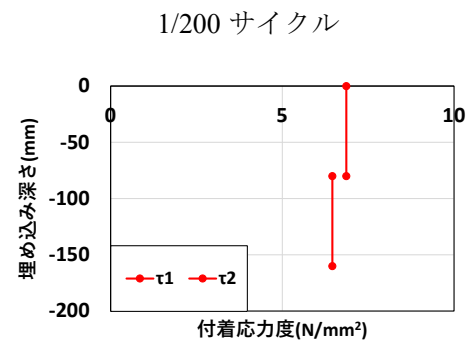


図 5.2.5-37 付着応力度分布

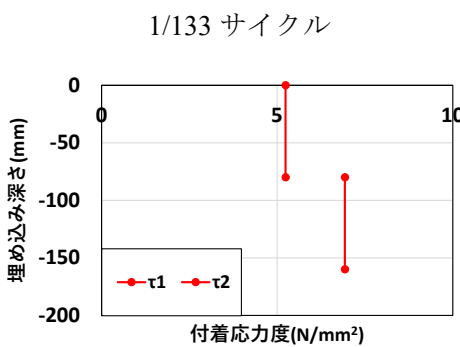


図 5.2.5-38 付着応力度分布

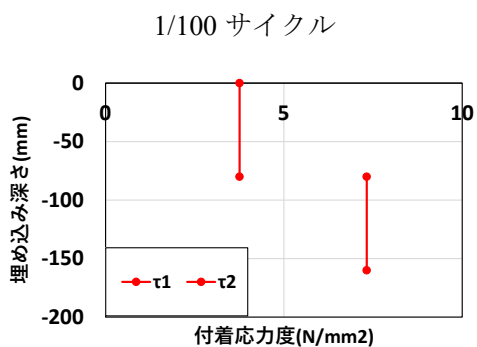


図 5.2.5-39 付着応力度分布

試験体 No.3

1/1600 サイクル

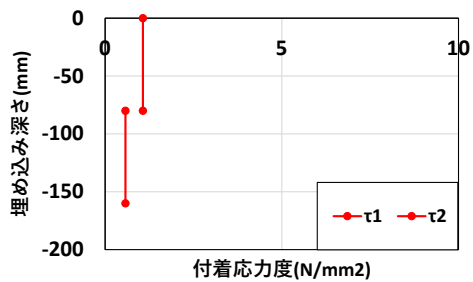


図 5.2.5-40 付着応力度分布

1/800 サイクル

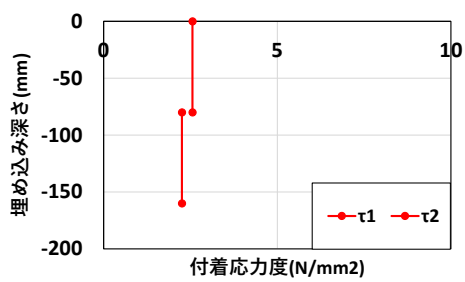


図 5.2.5-41 付着応力度分布

1/400 サイクル

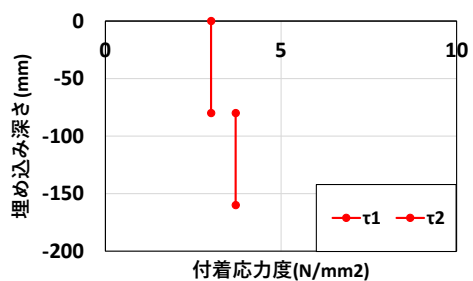


図 5.2.5-42 付着応力度分布

1/200 サイクル

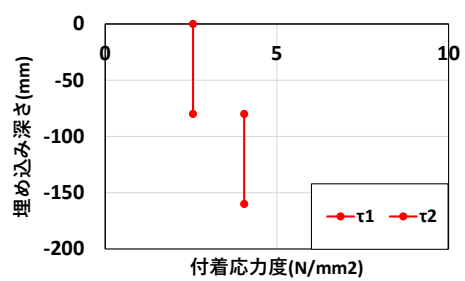


図 5.2.5-43 付着応力度分布

1/133 サイクル

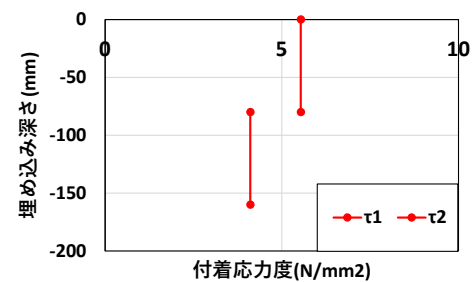


図 5.2.5-44 付着応力度分布

1/100 サイクル

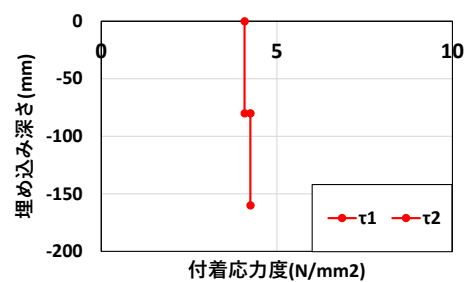


図 5.2.5-45 付着応力度分布

試験体 No.4

1/1600 サイクル

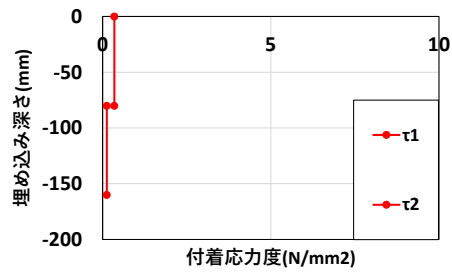


図 5.2.5-46 付着応力度分布

1/800 サイクル

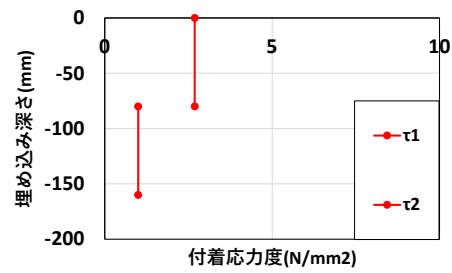


図 5.2.5-47 付着応力度分布

1/400 サイクル

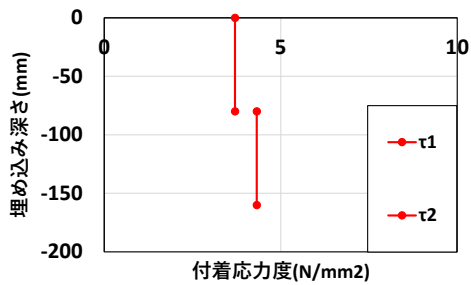


図 5.2.5-48 付着応力度分布

1/200 サイクル

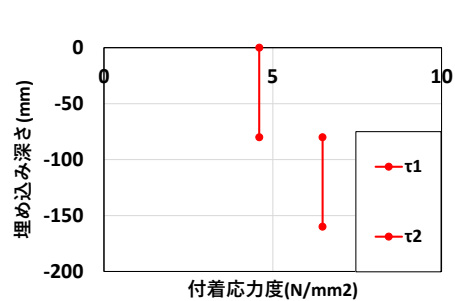


図 5.2.5-49 付着応力度分布

1/133 サイクル

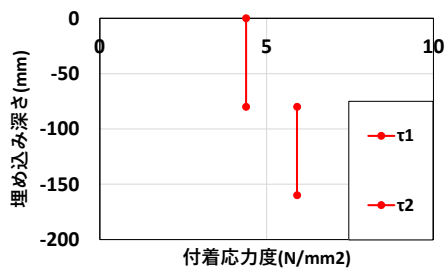


図 5.2.5-50 付着応力度分布

1/100 サイクル

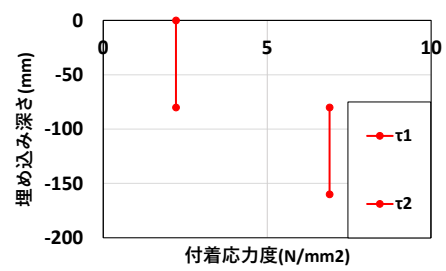


図 5.2.5-51 付着応力度分布

試験体 No.2 および試験体 No.4 の正載荷ピーク時のアンカー筋の付着応力分布 ($R=1/800\sim 1/133$)を示す。また、同図中に付着応力強度確認用に下スタブに別途打設したあと施工アンカー単体の拘束引張試験結果を点線で示す。

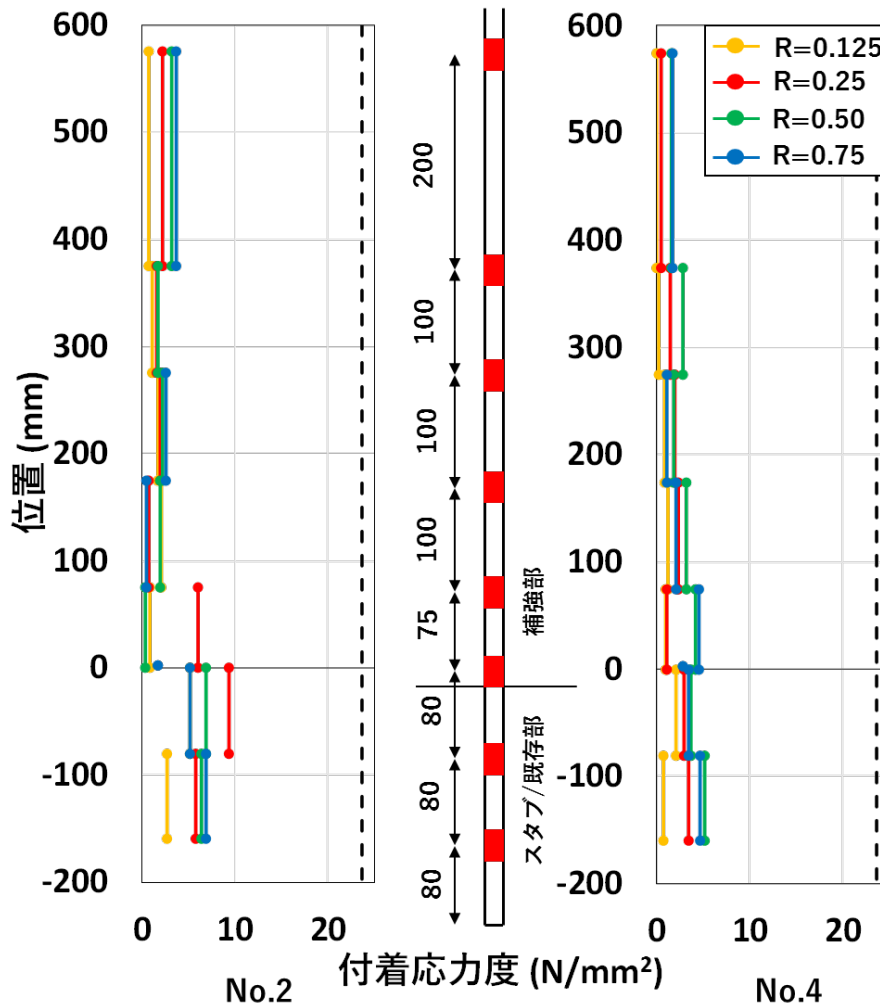


図 5.2.5-52 アンカー筋の付着応力分布

図より補強部と既存部の境界付近に比較的大きな付着応力が確認でき、壁梁内にアンカー筋を打設した No.4 においても付着が有効に働いていることが確認できた。また、いずれも付着応力は付着強度に到達しておらず、付着破壊は生じていないものと推察される。したがって、曲げ補強筋に接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂，注入式，コアドリル穿孔）を適用することは有効であるといえる。

5.2.5.2. 荷重変形関係の骨格曲線および剛性低下率の精度評価

5.2.5.2.1. 剛性・耐力算定方法

試験体の剛性・耐力等の骨格曲線は、補強部と直交壁側を柱と見立て、耐力壁の剛性・耐力算定法を適用して、評価した。

初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{3E_c I}{L} [\text{N/mm}] (\text{反曲点比 } 1.0) \quad (5.2.5-9)$$

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

I : 断面二次モーメント(有筋)[mm⁴]

L : 部材長さ[mm]

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} [\text{N/mm}] \quad (5.2.5-10)$$

G : せん断弾性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 部材断面積[mm²]

L : 部材長さ[mm]

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

ν : ポアソン比(=0.2)

κ : せん断形状係数

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15} \alpha \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^5 - \frac{1}{2} \alpha (1-\alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^4 + \frac{1}{4} \alpha (1-\alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{1}{4} (1-\alpha) \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8} \alpha \right) \right) \quad (5.2.5-11)$$

$$\alpha = \frac{b}{t_w} \quad (5.2.5-12)$$

$$\beta = \frac{D}{l_w} \quad (5.2.5-13)$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

初期剛性・曲げ, せん断考慮

$$K_0 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} \quad [\text{N/mm}] \quad (5.2.5-14)$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案) 5.2.5-5) より

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_o)Z_e \quad [\text{N}\cdot\text{mm}] \quad (5.2.5-15)$$

σ_o : 軸方向応力度(全断面積に対する値 : 圧縮を正) $[\text{N/mm}^2]$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 $[\text{N/mm}^2]$

Z_e : 鉄筋を考慮した壁板の等価断面係数 $[\text{mm}^3]$

せん断ひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案) 5.2.5-5) より

$${}_sQ_{cr} = \frac{{}_s\tau_{cr}t_w l_w}{\kappa_s} \quad [\text{N}] \quad (5.2.5-16)$$

${}_s\tau_{cr}$: せん断ひび割れ発生時せん断応力度 $[\text{N/mm}^2]$ で次式による。

$${}_s\tau_{cr} = \sqrt{{}_s\sigma_t^2 + {}_s\sigma_t \cdot \sigma_o} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.2.5-17)$$

σ_t : コンクリート引張強度で次式による。

$${}_s\sigma_t = 0.33\sqrt{F_c} \quad [\text{N/mm}^2]$$

κ : せん断の形状係数で、次式による。

$$\kappa = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-v)\}}{4\{1-u^3(1-v)\}}$$

$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \Sigma D_c}$$

$$v = \frac{t_w}{b}$$

l'_w : 壁板の柱の内法長さ $[\text{mm}]$

ΣD_c : 壁に取り付く全ての柱せいの合計 $[\text{mm}]$

b : 直交壁側柱または補強側柱の幅 $[\text{mm}]$

ここでは安全側に見て形状係数が大きくなる補強側柱の幅をとった。

t_w : 壁厚 $[\text{mm}]$

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率算定の際には想定する応力状態を①引張縁から 2 列目主筋降伏時、②引張縁から 3 列目縦筋降伏時 の 3 パターンで検討する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E_c I_w \varepsilon_y} \quad (5.2.5-18)$$

wM_y : 曲げモーメント算定の際に想定する応力状態は以下のいずれかとする。

1. 開口端部（補強端部）または直交壁側端部から 2 列目の縦筋降伏時の曲げモーメント [N・mm]
2. 開口端部（補強端部）または直交壁側端部から 3 列目の縦筋降伏時の曲げモーメント [N・mm]

C_n : 弾性中立軸から鉄筋までの距離で以下のいずれかとする。

1. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から 2 列目の縦筋降伏時の弾性中立軸から補強部（補強端部）または直交壁側端部 2 列目の縦筋までの距離 [mm]
2. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から 3 列目の縦筋降伏時の弾性中立論から補強部（補強端部）または直交壁側端部 3 列目の縦筋までの距離 (mm)

ε_y : 補強部（補強部）または直交壁側主筋の降伏ひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数 [N/mm²]

I_w : 断面二次モーメント [mm⁴]

せん断剛性低下率

$$\beta = \frac{0.46p_w\sigma_y}{F_c} + 0.14 \quad (5.2.5-19)$$

p_w : 壁筋比

σ_y : 壁筋の降伏強度 [N/mm²]

F_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

終局強度

曲げ降伏強度

*靱性指針^{5.2.5-6)}に基づき精算法により算定

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \cdot d_g - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 + Ng \quad (5.2.5-20)$$

せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\sqrt{M/(QD)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad [N] \quad (5.2.5-21)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) ($= \frac{100a_t}{t_e \cdot d}$)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度 (N/mm²)

p_{wh} : 横補強筋比 ($= \frac{a_w}{t_e \cdot s} \leq 0.012$)

σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)

t_e : 壁厚(mm)

j : 応力中心間距離 ($= \frac{7}{8}d$)

d : $0.95D$ (mm)

5.2.5.2.2 骨格曲線評価および剛性低下率の精度評価

骨格曲線の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。なお、A)から B)のパラメータは曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態である。パラメータによる第2折れ線の勾配に着目し、本試験体における最適な曲げ剛性低下率の算定手法を検討したい。

試験体 No.1

試験体 No.1 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において、正側と負側の両方向の载荷において引張縁から 3 本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率がより実験値を精度よく評価することが確認された。

A) 曲げ剛性低下率：引張縁から 2 列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

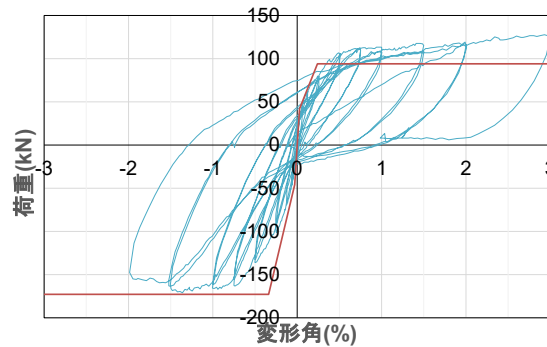


図 5.2.5-54 算定値と実験値の比較

B) 曲げ剛性低下率：引張縁から 3 列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

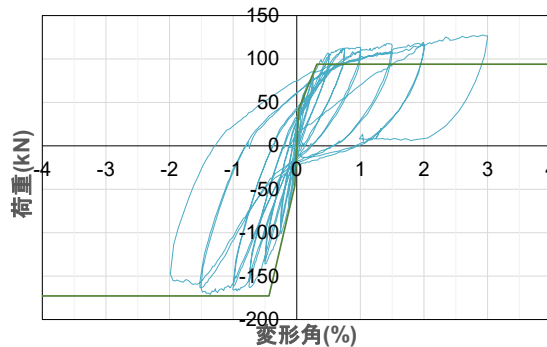


図 5.2.5-55 算定値と実験値の比較

耐力の精度を表 5.2.5-8 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-8 試験体 No.1 の耐力算定結果

試験体名	载荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
No.1	正	113.2	94.0	184.8	1.2
	負	176.5	172.8	224.4	1.0

試験体 No.2

試験体 No.2 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において、正側載荷では引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率が、負側載荷では引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率がより実験値を精度よく評価することが確認された。なお、引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率を用いる場合が両方向の載荷を同時に概ね評価した。

A) 曲げ剛性低下率：引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

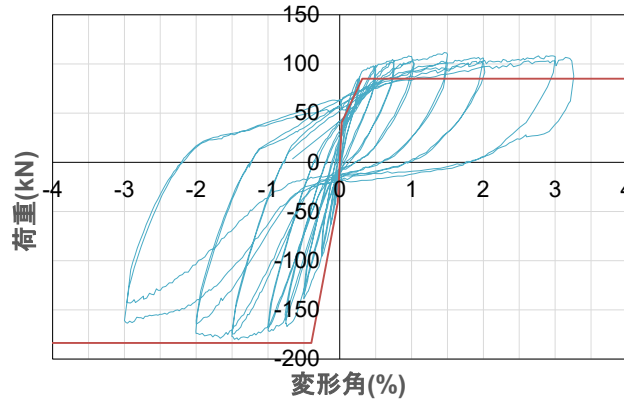


図 5.2.5-57 算定値と実験値の比較

B) 曲げ剛性低下率：引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

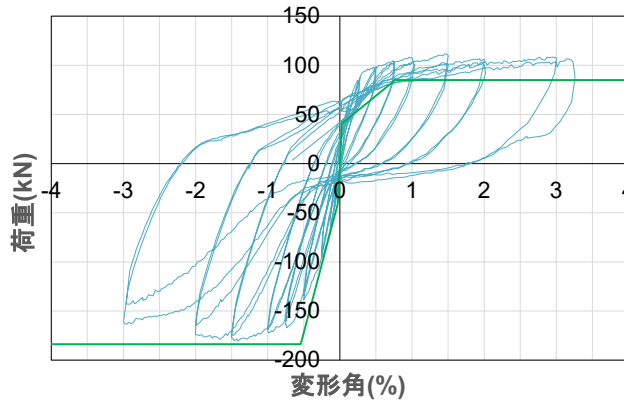


図 5.2.5-58 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-9 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-9 試験体 No.2 の耐力算定結果

試験体名	載荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
No.2	正	111.7	85.0	191.2	1.3
	負	180.4	183.7	241.5	1.0

試験体 No.3

試験体 No.3 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において、正側と負側の両方向の载荷において引張縁から 3 本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率がより実験値を精度よく評価することが確認された。

A) 曲げ剛性低下率：引張縁から 2 列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

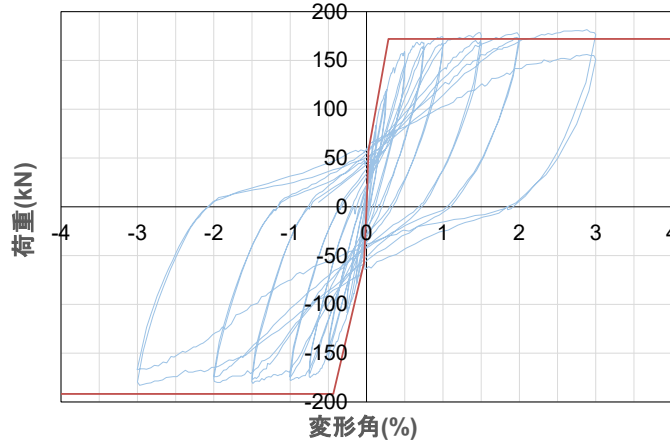


図 5.2.5-60 算定値と実験値の比較

B) 曲げ剛性低下率：引張縁から 3 列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

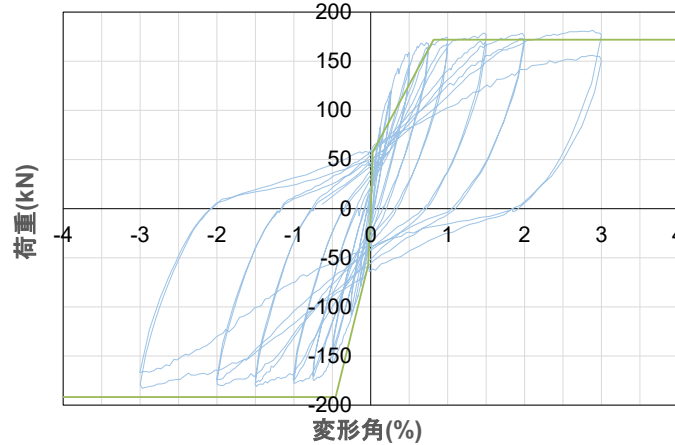


図 5.2.5-61 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-10 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-10 試験体 No.3 の耐力算定結果

試験体名	载荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
No.3	正	181.4	172.0	261.2	1.1
	負	182.9	191.7	248.3	1.0

試験体 No.4

試験体 No.3 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において、剛性については正側と負側の両方向の载荷において引張縁から 3 本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率が僅かに実験値を精度よく評価することが確認された。試験体の耐力については正側と負側どちらも実験値を安全側に評価した。

A) 曲げ剛性低下率：引張縁から 2 列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

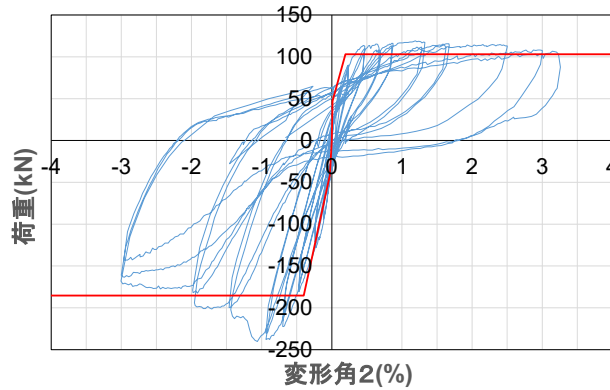


図 5.2.5-63 算定値と実験値の比較

B) 曲げ剛性低下率：引張縁から 3 列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

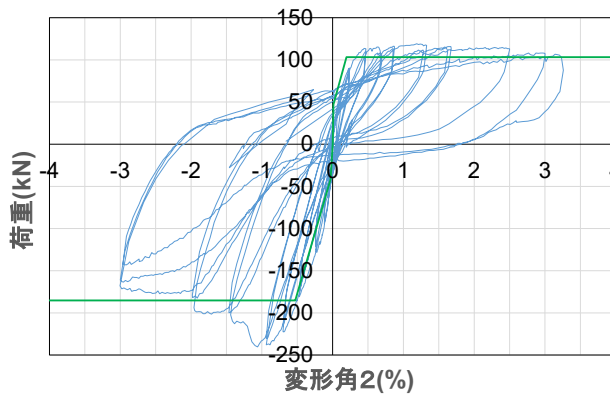


図 5.2.5-64 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-11 に示す。正側は概ね評価ができた。

表 5.2.5-11 試験体 No.4 の耐力算定結果

試験体名	载荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
No.2	正	119.2	103.2	194.4	1.2
	負	240.3	185.3	245.8	1.3

参考文献

- 5.2.5-1 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 5.2.5-2 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，202.6
- 5.2.5-3 日本建築学会：重ね継手の全数継手設計指針(案)・同解説，1996
- 5.2.5-4 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 5.2.5-5 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準（案）・同解説，2010
- 5.2.5-6 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999

5.3 長辺耐力壁実験

5.3.1. 試験体概要

図 5.3.1-1 及び図 5.3.1-2 に各試験体の配筋図を、表 5.3.1-1 に各試験体の諸元を、表 5.3.1-2 にコンクリート材料試験結果を、表 5.3.1-3 に鉄筋の材料試験結果を示す。本試験体は直交壁近傍に新設開口を設けた場合の長辺部（開口によって 2 枚に分かれた壁の壁長が長い方）の壁を対象とし、試験体は TYPE-A が 2 体、TYPE-B が 1 体の計 3 体とする。本試験体は既存の耐力壁に新設開口を設置することを想定しており、開口部周辺のコンクリートをはつりベルトサンダーで目荒らしを行い、開口補強筋(曲げ補強筋)を新たにあと施工アンカーを用いて設置し、コンクリートをあと打ちすることで新設開口端部を補強することを想定している。それに加え、横方向あと施工アンカーを新設し既存部と新設開口補強部との縦方向のズレを拘束する。なおスタブに打ち込むあと施工アンカーの埋め込み長さは $20d_a$ (d_a : アンカー径) とし、横方向あと施工アンカーの埋め込み長さは $15d_a$ とする。

TYPE-A の 2 体に関しては後打ちした部分のコンクリート強度が異なる（設計強度 60N/mm^2 と 27N/mm^2 ）。これは新設開口補強部のコンクリート強度をあげることでもう一方の試験体と比較し脆性的な破壊を避けることが可能かを検証するためである。また TYPE-A と TYPE-B に関しては開口補強筋の本数と鉄筋径が異なる(TYPE-A は D16 を 3 本、TYPE-B は D19 を 2 本とする)。これは開口補強筋の本数を減らし鉄筋径を大きくした場合でも、鉄筋の総断面積が同等であれば終局耐力が同一となるかの検討を行う。



写真 5.3.1-1 既存部の目荒らし状況



写真 5.3.1-2 スタブの目荒らし状況

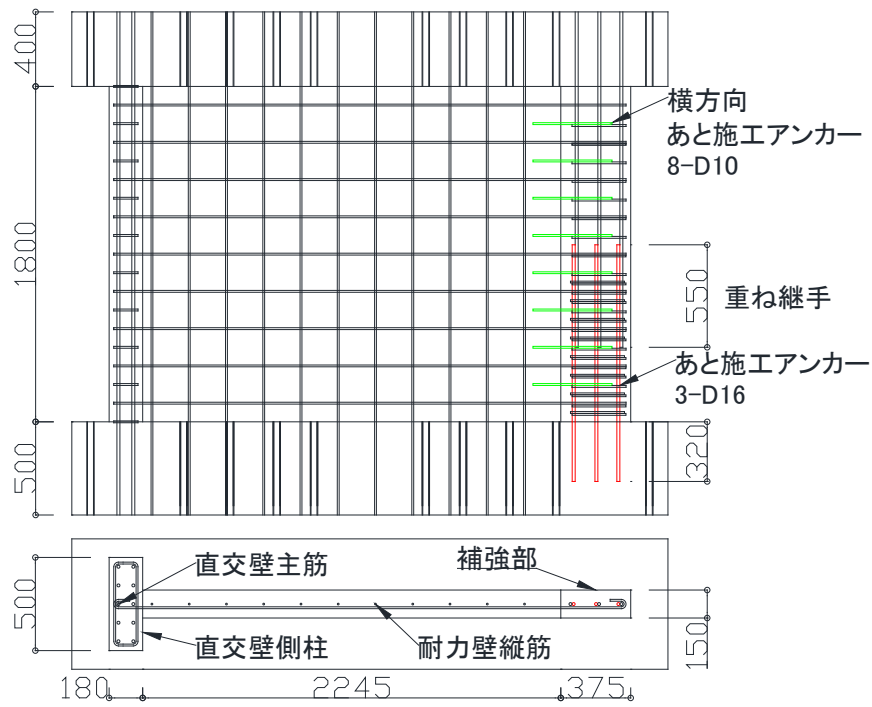


図 5.3.1-1 試験体 TYPE-A 配筋図

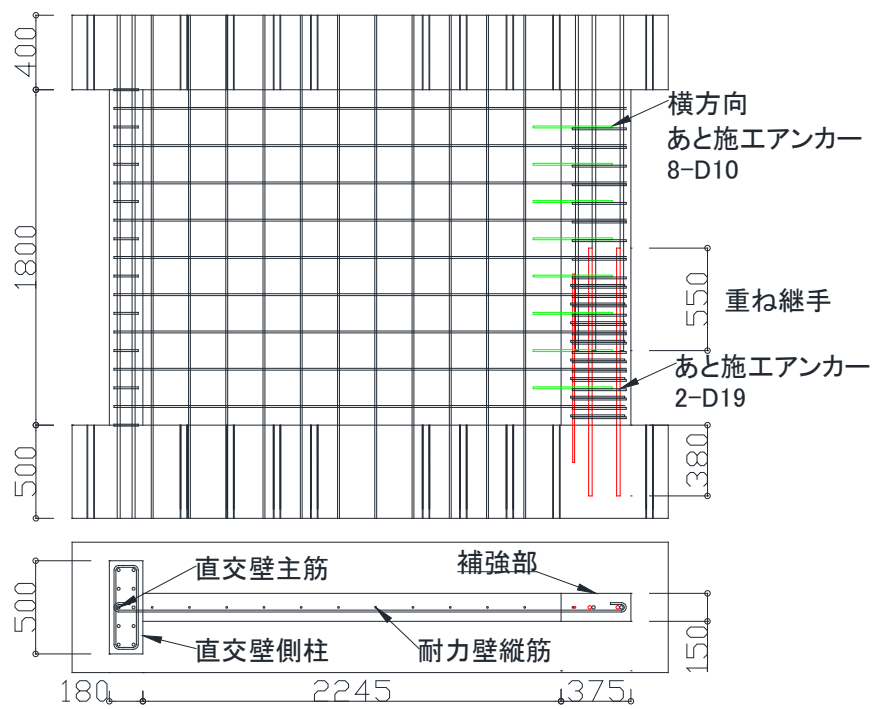


図 5.3.1-2 試験体 TYPE-B 配筋図

表 5.3.1-1 試験体諸元

試験体名	TYPE-A1	TYPE-A2	TYPE-B
直交壁側柱断面(mm×mm)	500×180		
耐力壁厚(mm)	150		
耐力壁長さ(mm)	2620		
壁高さ(mm)	1800		
直交壁側柱主筋	D16(SD345)		
直交壁側柱帯筋	D10(SD295A)@200		
耐力壁既存部縦筋	D10(SD295A)@200		
耐力壁既存部横筋	D10(SD295A)@200		
耐力壁開口補強部横筋	D10(SD295A)@50		
耐力壁開口補強部縦筋	3-D16(SD345)	2-D19(SD345)	
		1-D10(SD295A)	
既存部コンクリート強度(N/mm ²)	18		
開口補強部コンクリート強度(N/mm ²)	60	27	27

表 5.3.1-2 コンクリート材料試験結果

試験体	部位	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
TYPE-A1	既存部	27.6	25.3	2.56
	補強部	31.1	66.8	2.80
	下スタブ	27.0	34.4	2.40
TYPE-A2 TYPE-B	既存部	27.6	25.3	2.56
	補強部	24.3	36.3	3.17
	下スタブ	27.0	34.4	2.40

表 5.3.1-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋種類	ヤング係数 ($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏歪 (μ)
D10(SD295A)	181	356	487	1995
D16(SD345)	184	372	543	2064
D19(SD345)	179	373	554	2164

5.3.2. 加力計画

TYPE-A に関して、正負荷荷は図 5.3.2-1 のように定義する。ただし TYPE-B に関しては TYPE-A のジャッキの押し引きの正負を逆にする。荷荷方式は所定の軸力(全断面に対する軸力比 0.075)を作用させた状態での正負交番繰返荷荷とし、反曲点高さは 1800 mm とする。荷荷履歴は変形角 $R=\pm 1/1600$, $\pm 1/800$ を 1 サイクルずつ、変形角 $R=\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/133$, $\pm 1/100$, $\pm 1/67$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$ を最大 2 サイクルずつ行う。

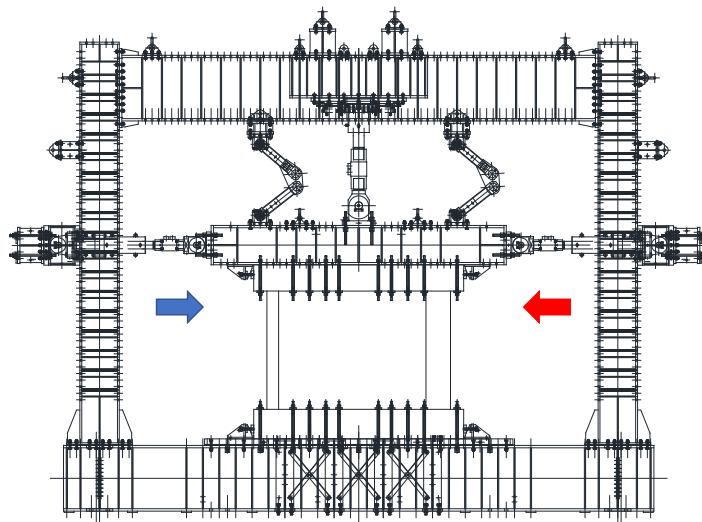
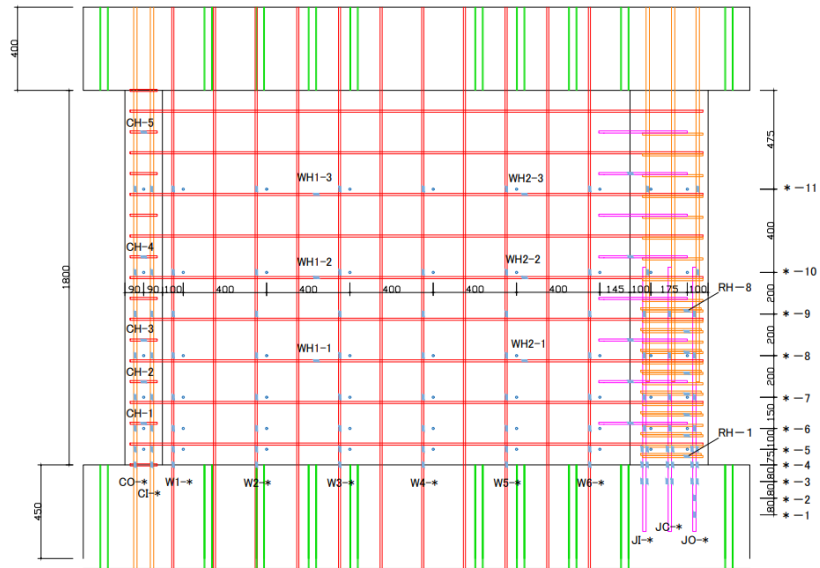


図 5.3.2-1 加力装置図

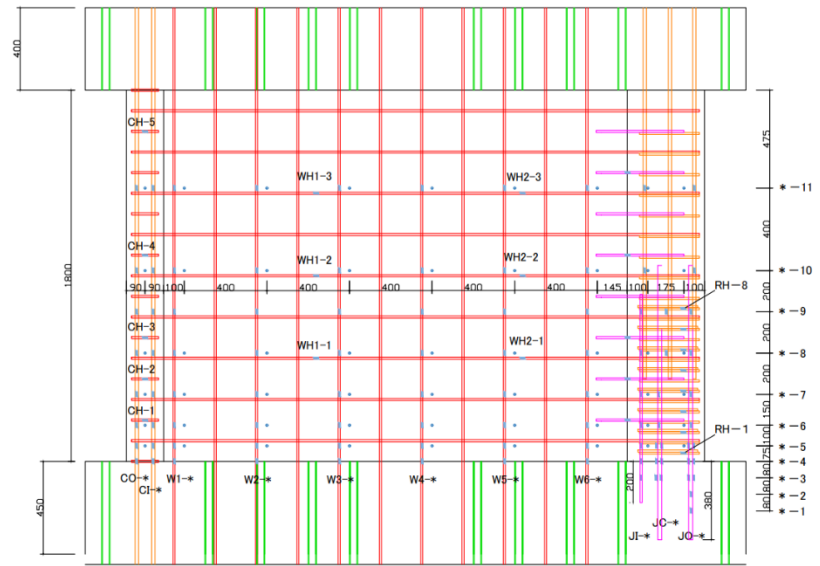
5.3.3. 計測計画

5.3.3.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として、図 5.3.3-1 に TYPE A1,2,B, のインサート歪みゲージ位置説明図を示し、図 5.3.3-2 に垂直変位計計測位置説明図を示す。また、表 5.3.3-1 に鉄筋毎のひずみゲージの枚数を纏める。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。試験体に生じる加力はジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。



TYPE-A1,2



TYPE-B

○	変位計測用インサート
—	歪みゲージ

図 5.3.3-1 TYPE A1,2 インサート, ひずみゲージ位置説明図

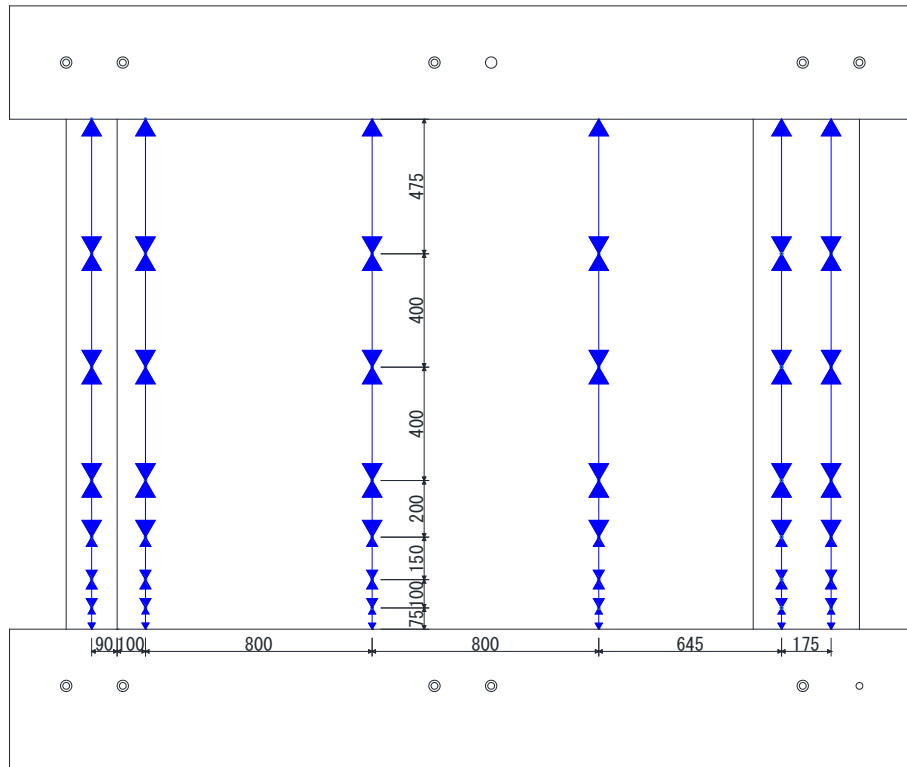


図 5.3.3-2 垂直変位計計測位置図

表 5.3.3-1 鉄筋毎ひずみゲージ枚数

壁縦筋	6箇所×8段 = 64枚
直交壁主筋	2箇所×8段 = 16枚
アンカー筋	内側2本 各10枚 外側1本 12枚
補強部主筋	2枚×2段 = 4枚
柱帯筋	5枚
壁横筋	2箇所×3段 = 6枚
直交アンカー筋	5枚
補強部内補強筋	8枚

5.3.3.2. ひび割れ計測方法

本実験では、ひび割れ計測方法として2つの計測方法を採用した。TYPE A1 及び TYPE B は人の目視によってひび割れを計測する方法(マニュアル計測)を用い、TYPE A2 はマニュアル計測と、高解像度カメラによる撮影にてひび割れを計測する方法(高解像度写真計測)を用いた。図 5.3.3-3,4,5 に試験体毎の作業フローを示し、表 5.3.3-2 に試験体毎の計測方法の違いをまとめる。

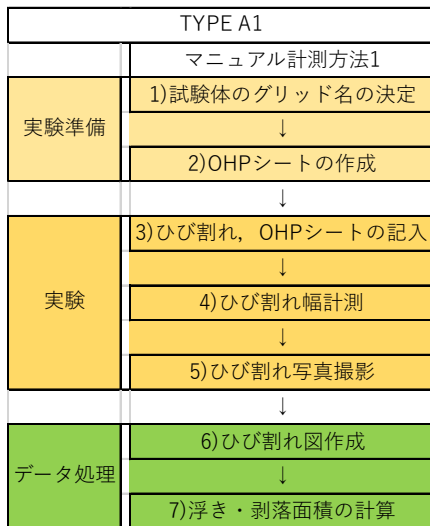


図 5.3.3-3 TYPE A1 各作業フロー

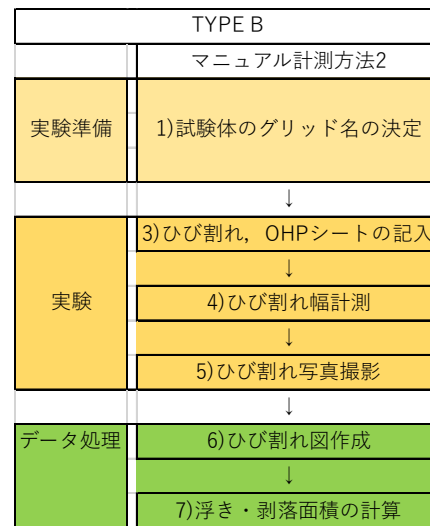


図 5.3.3-4 TYPE B 各作業フロー

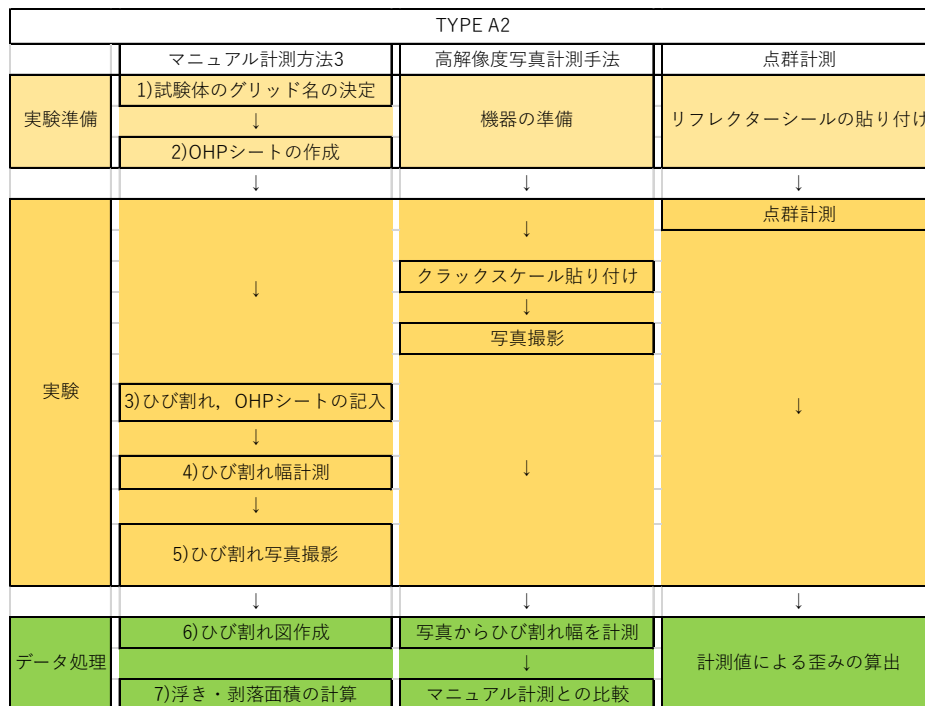


図 5.3.3-5 TYPE A2 各作業フロー

表 5.3.3-2 試験体毎の計測方法の違い

	TYPE A1	TYPE A2	TYPE B
グリッド名の決定	共通		
OHPシートの作成	共通		×
ひび割れの記入	初期ひび割れ 載荷ピーク時の ひび割れを記入	初期ひび割れのみ記入	初期ひび割れ 載荷ピーク時の ひび割れを記入
特定の変形角での OHP記入	1/400~1/67 2サイクル目 1/50 1サイクル目 負荷除荷時に記入	1/400~1/133 2サイクル目 1/100 1サイクル目 負荷除荷時に記入	試験終了時に 剥落のみ記入
ひび割れ幅計測	グリッド4エリア毎で 最大ひび割れ幅を計測	グリッド4エリア毎で 最大ひび割れ幅を計測	全グリッド毎で 最大ひび割れ幅を計測
ひび割れ写真撮影 (スナップ写真)	全グリッドを 除荷時に撮影	エリア毎の最大ひび割れ点を 計測したグリッドを ピークかつ除荷時に撮影	全グリッドを ピーク時に撮影
ひび割れ図作成	OHPシートと スナップ写真を用いて 全サイクル除荷時	OHPシートを用いて 1/400~1/133 2サイクル目 1/100 1サイクル目 負荷除荷時	スナップ写真を用いて 全サイクルピーク時
高解像度写真	×		1/1600 1サイクル目~ 1/200 2サイクル目除荷時

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行う。図 5.3.3-3,4,5 のマニュアル計測手順について、各項の内容と試験体毎の違いを以下に詳細を示す。

1)試験体のグリッド名の決定 (全試験体共通)

本実験における計測方法は、発生したひび割れに対し OHP シートを当てるため、多数の OHP シートを使用することとなる。そこで、載荷前に壁面に本実験で使用する A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線を記入する。以下の図 5.3.3-6 に試験体正面のグリッド番号とその位置を示す。青色の部分が直交壁部、緑色の部分が耐力壁既存部、橙色が耐力壁新設部を示している。グリッドの振り分けは、基本 A4 サイズの横 297mm×縦 210mm とし、1 列目の直交壁部は横 180mm、耐力壁既存部は 2~8 列目は横 297mm で 9 列目は端数の横 166mm、10~11 列目の耐力壁新設部は横 187・188mm の半分に分割した。

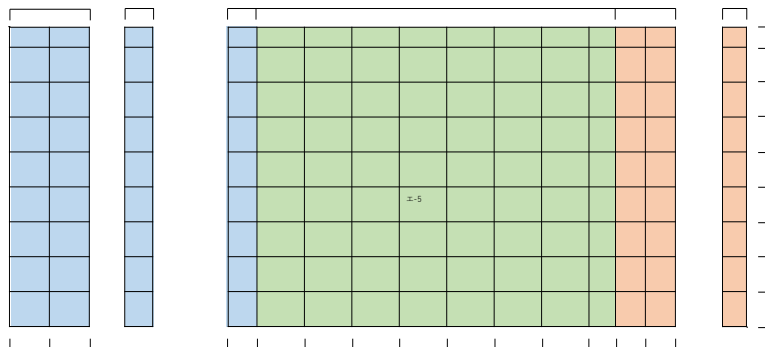


図 5.3.3-6 試験体グリッド図面

2)OHP シートの作成

i) 試験体 TYPE-A1,TYPE-A2

試験体 TYPE-A1,TYPE-A2 では計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実験では要素 1 つに対して OHP シート 1 枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が一致していれば、A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが、要素の寸法が OHP シート寸法と異なる場合は、要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し、計測時はその線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また、シートの裏表や上下が混乱しないように各シートには要素番号を記入する。

ii) 試験体 TYPE-B

試験体 TYPE-B では OHP シートを使用するのは剥落箇所を計測する場合のみであり、この作業は行わない。

3)ひび割れ、OHP シートの記入

i) 試験体 TYPE-A1

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入、また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時、初期ひび割れは黒ペンを、正載荷は青ペンを、負載荷は赤ペンを用いる。ただし、除荷時の OHP シートを用いた計測の障害とならないよう、実際のひび割れから少しずらして記入する。変形角 $R=-1/400$, $-1/200$, $-1/133$, $-1/100$, $-1/67$ の 2 サイクル目の除荷時と変形角 $R=-1/50$ の 1 サイクル目の除荷時に、ひび割れが発生した要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て、シートの上からひび割れをなぞったペンと同じ色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は、一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す(エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。また、ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング、剥落が発生した場合は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。

ii) 試験体 TYPE-A2

試験体 TYPE-A2 では軸力を加えた際にできる初期ひび割れのみを記入し、試験体へのその他のひび割れ記入は行わない。変形角 $R=-1/400$, $-1/200$, $-1/133$ の 2 サイクル目の除荷時と変形角 $R=-1/100$ の 1 サイクル目の除荷時に、ひび割れが発生した要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て、シートの上からひび割れを黒色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は、一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す(エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。また、ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング、剥落が発生した場合は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。

iii) 試験体 TYPE-B

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入，また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時，初期ひび割れは黒ペンを，正載荷は青ペンを，負載荷は赤ペンを用いる。ただし，除荷時に行う OHP シートを用いた計測の障害とならないよう，実際のひび割れから少しずらして記入する。

ひび割れを記入する際，ひび割れの近くに加力ステップを記入し，ひび割れが進展した時は境界が分かるように印をつけてなぞり，加力ステップを追加で記入する。試験終了時に剥落が発生した要素に対しては別途 OHP シートを当て，シートの上から剥落箇所の形状をトレースし内側は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。記入ミスがあった場合は，一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す（エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る）。

4)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時，計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また，本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため，曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は 5.2 章と同様に $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ， $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。

i) 試験体 TYPE-A1

エリア 1~5, 6~11, 21~22, 24 内での最大ひび割れ点を，曲げ・せん断・スタブ境界で 1 ヶ所ずつ計測する。

ii) 試験体 TYPE-A2

エリア 1~2, 3~5, 6~8, 9~11 内での最大ひび割れ点を，曲げ・せん断・スタブ境界で 1 ヶ所ずつ計測する。

iii) 試験体 TYPE-B

全グリッド毎に最大ひび割れ点を，曲げ・せん断・スタブ境界で 1 ヶ所ずつ計測を行う。

5)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時，除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し，これとは別に変形角ごとのピーク時に局所的な破壊の状態を写真に収める。これにより変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。また本実験ではひび割れ図を作成するにあたり写真より作成するものと OHP より作成するものがあるため，グリッドごとにひび割れ図作成用の写真を撮影する。

i) 試験体 TYPE-A1

ひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各加力サイクル除荷時に撮影する。

ii) 試験体 TYPE-A2

4)ひび割れ幅の計測で計測した各エリアの最大ひび割れ点を，ピーク時と除荷時に撮影する。

iii) 試験体 TYPE-B

ひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各加力サイクルピーク時に撮影する。

6)ひび割れ図作成

ベクター上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み，2 章と同様の方法でひび割れ図を作成する。

i) 試験体 TYPE-A1

各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真及び OHP シートを用いてひび割れ図を 2 種類作成する。

ii) 試験体 TYPE-A2

OHP シートを用いてひび割れ図を作成する。

iii) 試験体 TYPE-B

各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真を用いてひび割れ図を作成する。

7) 浮き・剥落面積の計算

ベクターを用いて作成したひび割れ図より、2章と同様の方法で浮き・剥落の面積を計測する。

i) 試験体 TYPE-A1

変形角 $1/1600 \sim 1/800$ の負荷荷除荷時、 $1/400 \sim 1/100$ の2サイクル目負荷荷除荷時の OHP シートより作成したひび割れ図を用いる。

ii) 試験体 TYPE-A2

変形角 $1/1600 \sim 1/800 \cdot 1/50$ の負荷荷除荷時、 $1/400 \sim 1/67$ の2サイクル目負荷荷除荷時の OHP シートより作成したひび割れ図を用いる。

iii) 試験体 TYPE-B

変形角 $1/1600 \sim 1/800$ の負荷荷除荷時、 $1/400 \sim 1/100$ の2サイクル目負荷荷除荷時のスナップ写真より作成したひび割れ図を用いる。

5.3.3.3. 高解像度写真撮影手法

本実験では、高解像度カメラで撮影した写真を用いてひび割れ幅計測を行う。撮影を行ったのは、変形角 1/1600~1/400 の 2 サイクル目正載荷の除荷時・1/400 の 2 サイクル目負載荷~1/200 の 2 サイクル目正載荷のピークと除荷時・1/200 の 2 サイクル目負載荷ピーク時である。また、撮影地点は試験体から約 7m 離れた地上階と、試験体から約 16.5m 離れた 2 階廊下の 2 箇所とした(以下それぞれを地点 A・地点 B と呼称)。以下の表 5.3.3-3,4,5 に撮影を行ったカメラのスペック・撮影精度・カメラ設定・撮影環境を示し図 5.3.3-9,10 に上面から見た撮影概略図・横面から見た撮影概略図を示す。

表 5.3.3-3 カメラスペック

メーカー	PhaseOne	レンズA	Schneider
カメラ機種名	iXU1000		Kreuznach
センサーサイズ	53.4×40mm	レンズB	Schneider
画素数	11608×8708px		Kreuznach

表 5.3.3-4 撮影精度・カメラ設定

	A	B
撮影距離	7m	16.5m
分解能(壁面)	0.43mm/px	0.51mm/px
明 (照明有)	ISO : 200 絞り : f / 8 SS : 1/8sec	ISO : 200 絞り : f / 8 SS : 1/15sec
暗 (照明無)	ISO : 200 絞り : f / 8 SS : 1/4sec	

表 5.3.3-5 撮影環境

LED照明有		LED照明無し	
明	約 300 lux	暗	約 120 lux

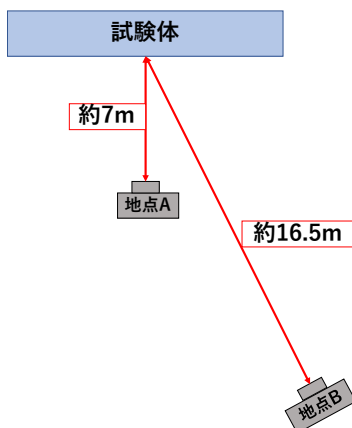


図 5.3.3-9 上面から見た撮影概略図

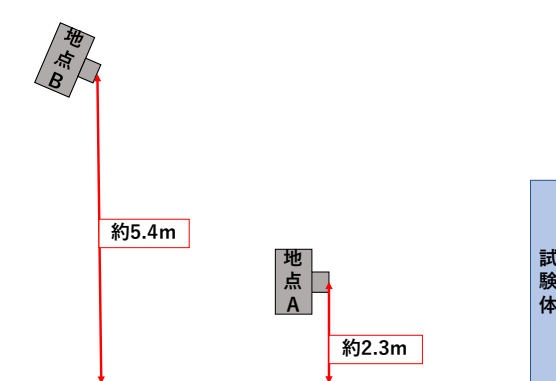


図 5.3.3-10 横面から見た撮影概略図

Aは人が近くから撮影することを想定しており、Bはドローンにカメラを積んで撮影することを想定している。ドローンにカメラを搭載して撮影する場合、振動によるブレの影響を無くす為1/800sec以下のシャッタースピードが必要となり、また、被写界深度(ピントが合う距離幅)を5m以下にする為には、この解像度においては少なくともf/11以上(より暗くなる)にする必要がある。

今回、照明有の状態でも300lux程度の明るさだった。これは「30W蛍光灯2灯使用八畳間」の明るさとされており、写真撮影においてはまだ暗い環境と言える。屋外晴天時は、100,000lux程度であり、曇りでも屋外は25,000lux程度の明るさとなる。解像度が高ければ高いほど、被写界深度は浅くなる為、今回のような1mm/px以下の高解像度撮影においては、25,000lux以上の照度が必要となる。

今回は、三脚を利用した撮影の為、シャッタースピードを遅くすることができ、これにより画像の明るさを確保することができた。

Aの撮影では、シャッタースピードを変化させており、明暗両方の環境において適正露出で撮影している。

Bの撮影では、明の時に適正露出となるシャッタースピードのまま暗も撮影している。B暗の画像は、後処理により明るく補正しており、少しノイズが乗っている。解像度は明と同じでクラックを発見することはできるが、明に比べてのっぺりとした画像となる。

0.4mm/pxの解像度とは、0.1mm幅のひび割れを十分に検知できる解像度と考えられており、近接目視と同等の解像度となる。

以下の写真5.3.3-1,2に地点A・Bでの撮影風景の写真を示す。



写真 5.3.3-1 地点 A 撮影風景

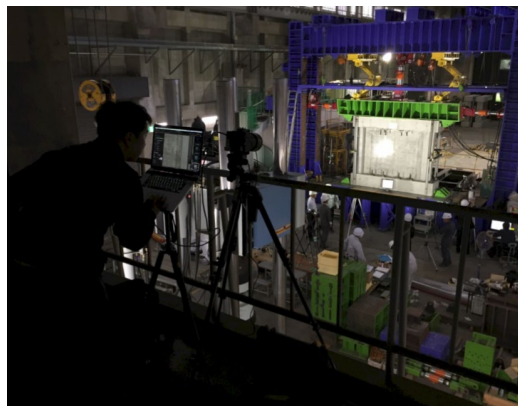


写真 5.3.3-2 地点 B 撮影風景

5.3.4. 実験結果

5.3.4.1. 破壊経過

TYPE-A1

正載荷時せん断力 $Q=112.2\text{kN}$ ，負載荷時 $Q=-350\text{kN}$ で曲げひび割れが直交壁端部と耐力壁端部に発生し，せん断ひび割れは $R=\pm 0.06\%$ で確認し，負載荷側のせん断ひび割れはその後も増加し続けた。正載荷側では $R=0.73\%$ で最大耐力 749.7kN に達した。負載荷側では $R=-0.73\%$ で最大耐力 -1175kN を迎えた。その後， $R=-2.00\%$ の 1 サイクル目で圧壊が生じ，大きなせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り，急激に耐力低下したことから最終的な破壊性状はせん断破壊であった。正載荷側は急激な耐力低下が起きなかったことより最終的な破壊性状は曲げ破壊である。

TYPE-A2

正載荷時 $Q=123.6\text{kN}$ ，負載荷時 $Q=-188.4\text{kN}$ で曲げひび割れが直交壁端部と耐力壁端部に発生し，せん断ひび割れは $R=\pm 0.06\%$ で確認し，負載荷側のせん断ひび割れはその後も増加し続けた。正載荷側では $R=0.76\%$ で最大耐力 720.8kN に達した。負載荷側は $R=-0.75\%$ で最大耐力 -1187kN を迎えた。 $R=-1.50\%$ の 1 サイクル目で圧壊が生じ，大きなせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り，急激に耐力低下し破壊性状はせん断破壊である。正載荷側は急激な耐力低下が起きなかったことから最終的な破壊性状は曲げ破壊である。

TYPE-B

正載荷時 $Q=114.7\text{kN}$ ，負載荷時 $Q=-94.8\text{kN}$ 曲げひび割れが直行壁端部と耐力壁端部に発生し，せん断ひび割れは $R=\pm 0.06\%$ で確認し，正載荷側のせん断ひび割れはその後も増加し続けた。正載荷側は $R=0.50\%$ で最大耐力 1200.4kN に達した。負載荷側は $R=-0.44\%$ で最大耐力 -697.9kN を迎えた。 $R=1.00\%$ の 2 サイクル目で圧壊が生じ，大きなせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り，せん断破壊した。負載荷側は急激な耐力低下が起きなかったことから最終的な破壊性状は曲げ破壊であった。

5.3.4.2. 荷重変形関係

図 5.3.4-1 に試験体 3 体の実験値の荷重変形関係の包絡線を示す。なお TYPE-B は第一象限と第三象限を入れ替えている。表 5.3.4-1 に最大耐力時の変形角比較を示す。補強部のコンクリート強度を上げた TYPE-A1 を TYPE-A2 と比較すると、正載荷時は大きく変化しないものの負載荷時の靱性が改善している。TYPE-A2 と TYPE-B に関してはどちらも最大耐力は概ね一致した。

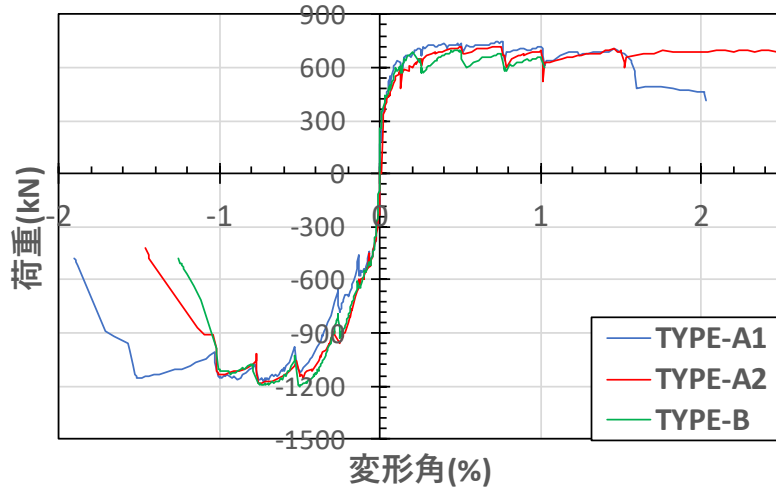


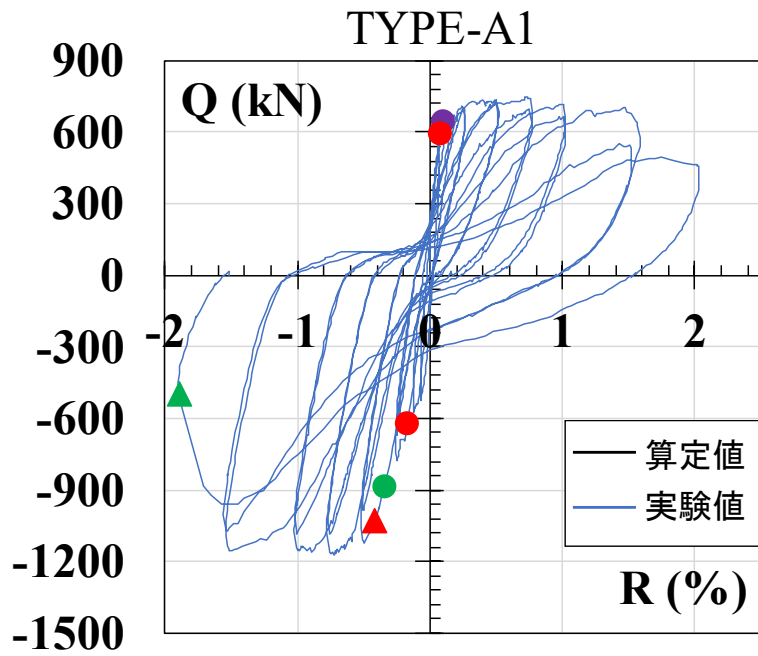
図 5.3.4-1 包絡線比較

表 5.3.4-1 最大耐力と最大耐力時変形角

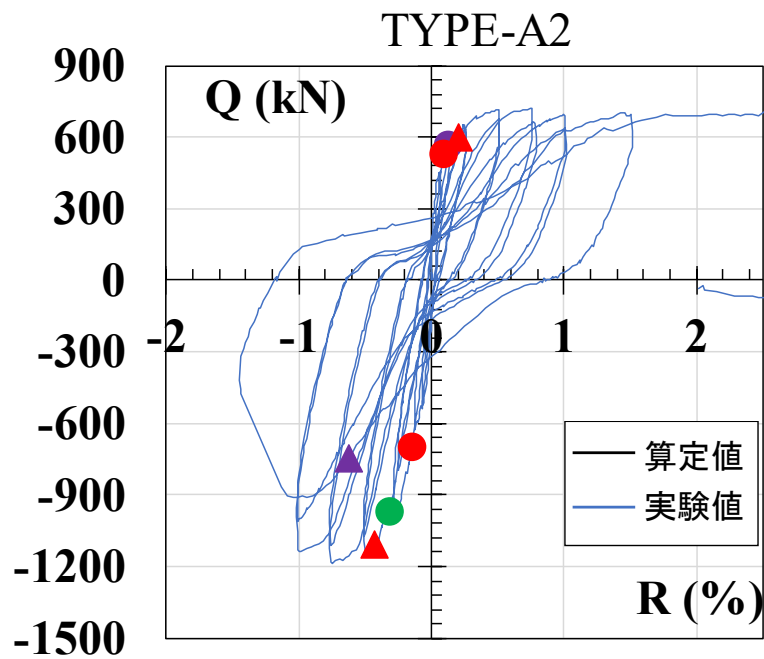
試験体	載荷方向	破壊モード	変形(%)	最大耐力 (kN)
TYPE-A1	正	曲げ	0.73	750
	負	せん断	-0.73	-1175
TYPE-A2	正	曲げ	0.76	721
	負	せん断	-0.75	-1187
TYPE-B	正	曲げ	0.5	1200
	負	せん断	-0.44	-698

5.3.4.3. 鉄筋降伏状況

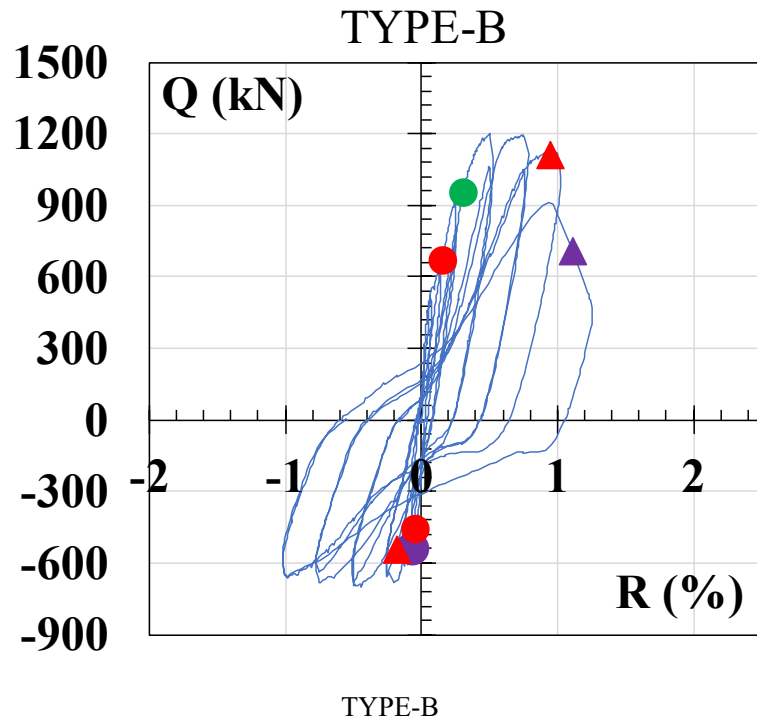
各試験体の荷重変形関係を図 5.3.4-2 に示す。図 5.3.4-2 には各鉄筋の降伏した位置をプロットした。



TYPE-A1



TYPEA-2



●:耐力壁縦筋 ▲:耐力壁帯筋 ●:直交壁柱主筋

▲:直交壁柱帯筋 ●:補強部あと施工アンカー筋 ▲:補強部帯筋

図 5.3.4-2 荷重変形関係

5.3.4.4. 試験体破壊推移

試験体 TYPE-A1,A2,B に関して、5.2.3.2.に示した手法を用いてひび割れ図の作成を行った。各サイクルピーク時の全景写真とひび割れ図を示す。

5.3.4.4.1. TYPE-A1 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600



写真 5.3.4-1 全全景写真

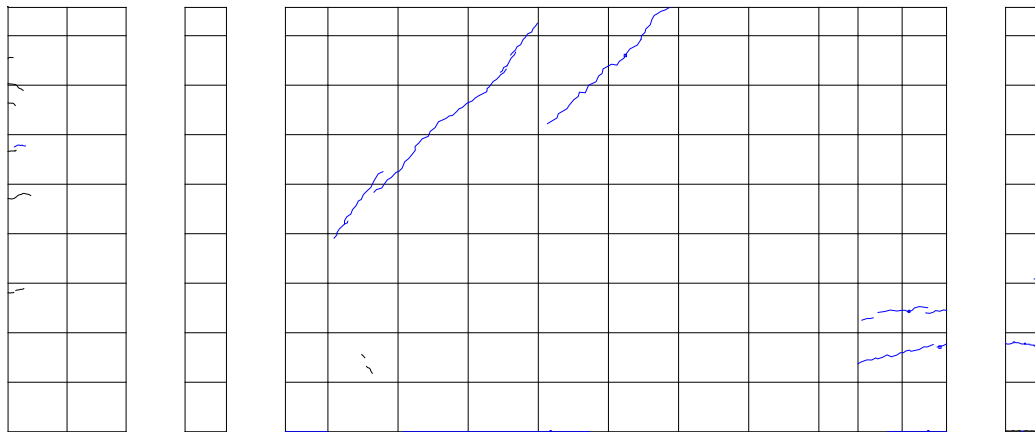


図 5.3.4-3 ひび割れ図(写真)

R=-1/1600

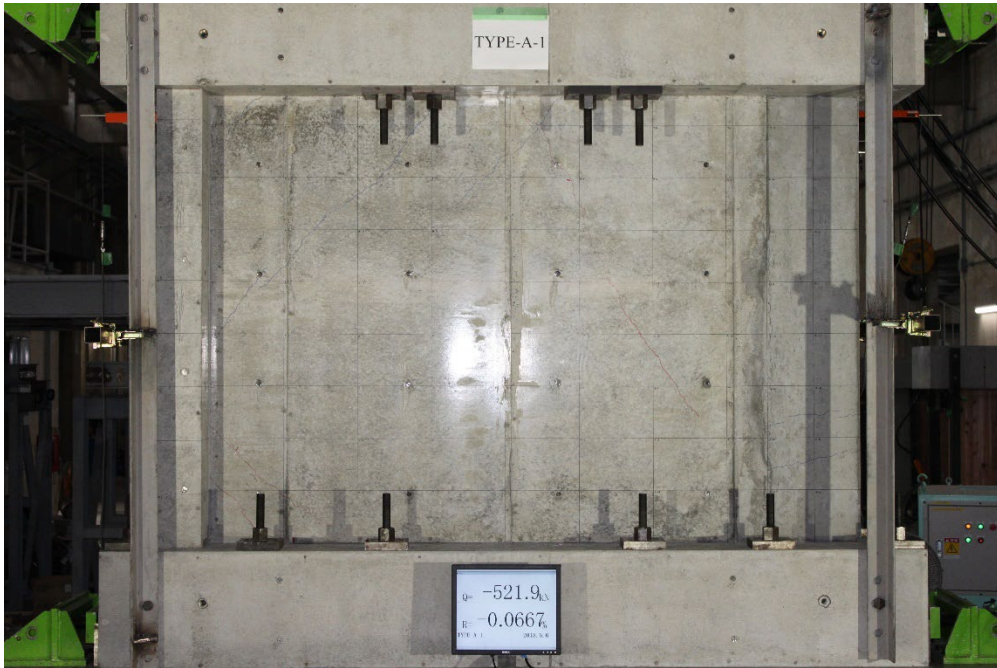


写真 5.3.4-2 全景写真

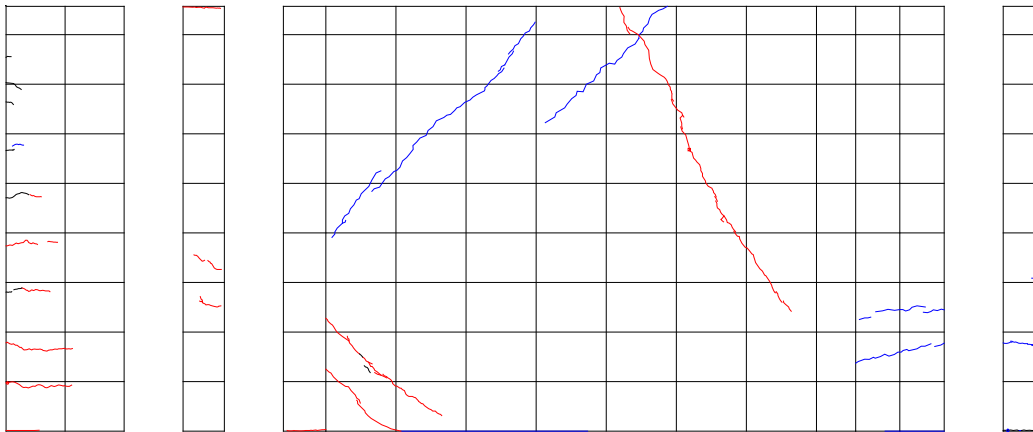


図 5.3.4-4 ひび割れ図(写真)

R=1/800

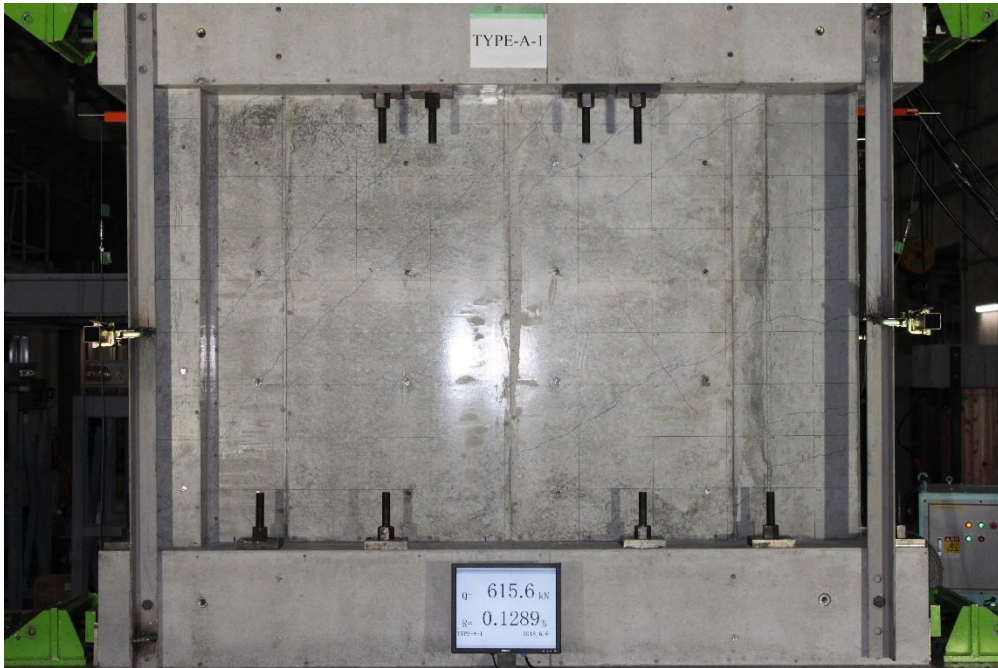


写真 5.3.4-3 全景写真

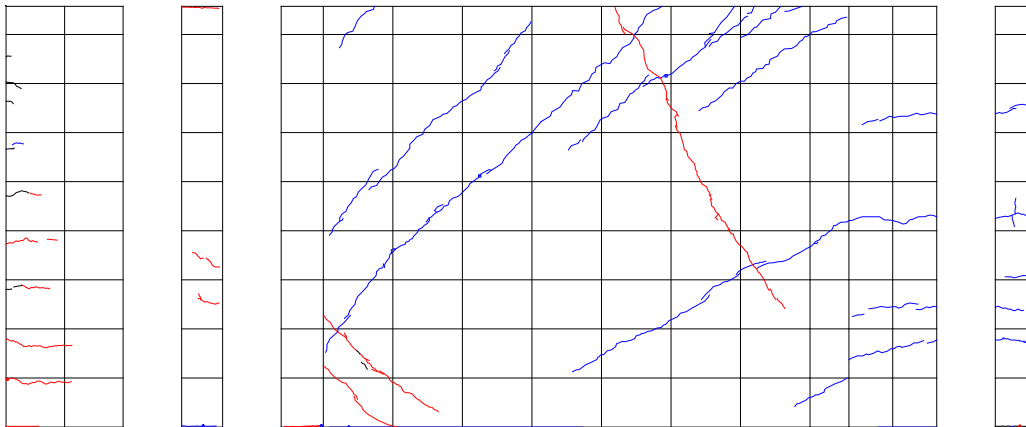


図 5.3.4-5 ひび割れ図(写真)

R=-1/800



写真 5.3.4-4 全景写真

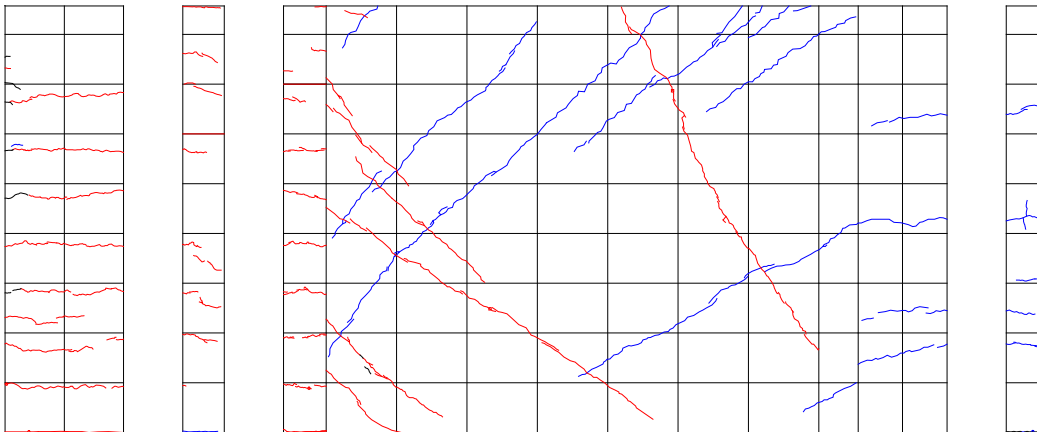


図 5.3.4-6 ひび割れ図(写真)

R=1/400①



写真 5.3.4-5 全景写真

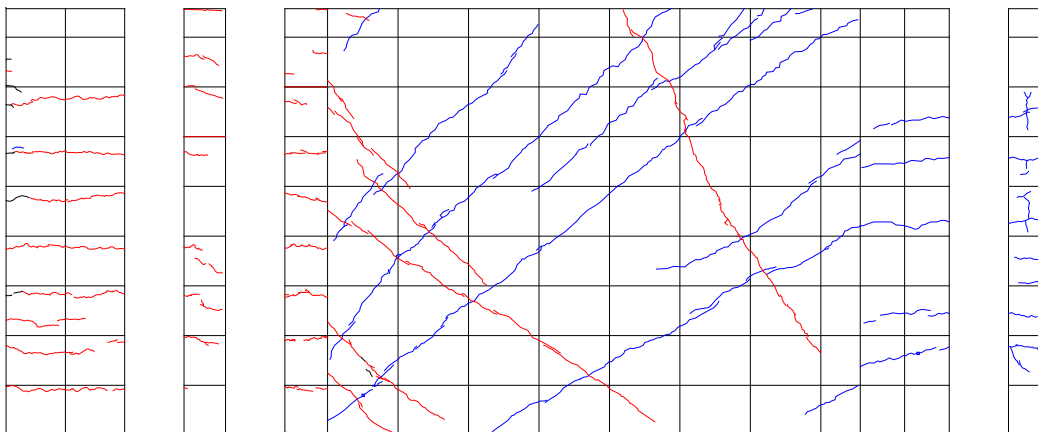


図 5.3.4-7 ひび割れ図(写真)

R=-1/400①



写真 5.3.4-6 全景写真

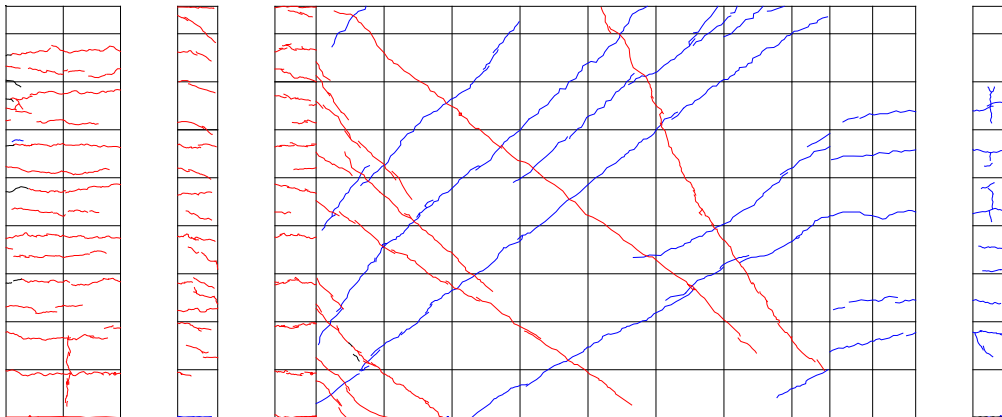


図 5.3.4-8 ひび割れ図(写真)

R=1/400②



写真 5.3.4-7 全景写真

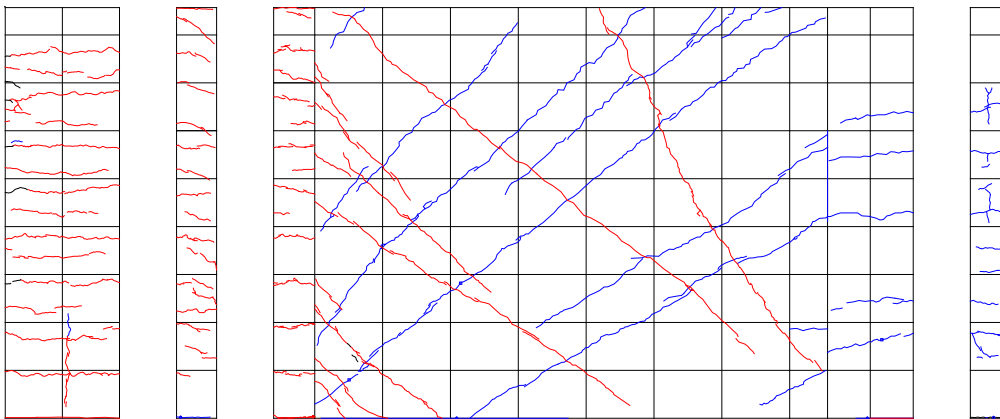


図 5.3.4-9 ひび割れ図(写真)

R=-1/400②



写真 5.3.4-8 全景写真

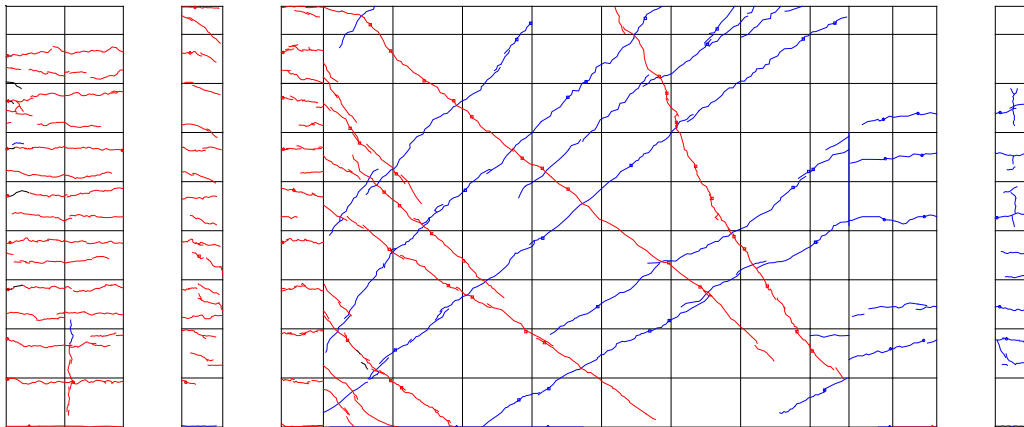


図 5.3.4-10 ひび割れ図(写真)

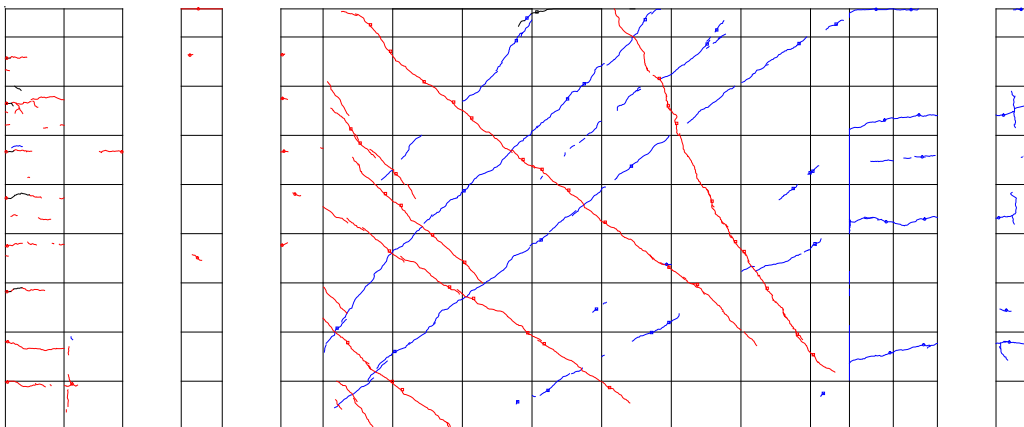


図 5.3.4-11 ひび割れ図(OHP)

R=1/200①



写真 5.3.4-9 全景写真

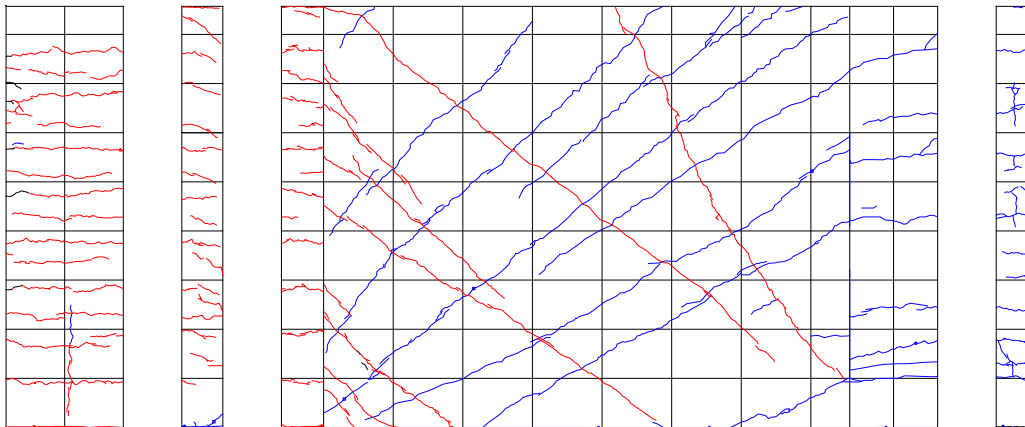


図 5.3.4-12 ひび割れ図(写真)

R=-1/200①



写真 5.3.4-10 全景写真

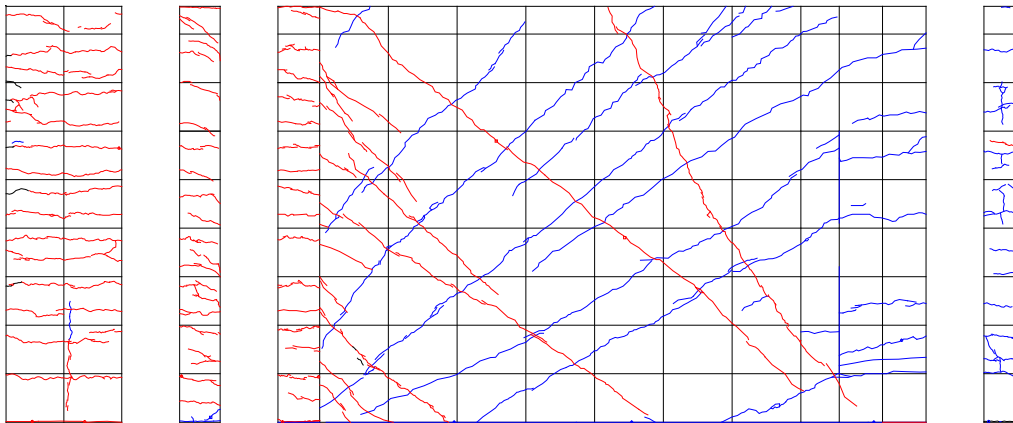


図 5.3.4-13 ひび割れ図(写真)

R=1/200②

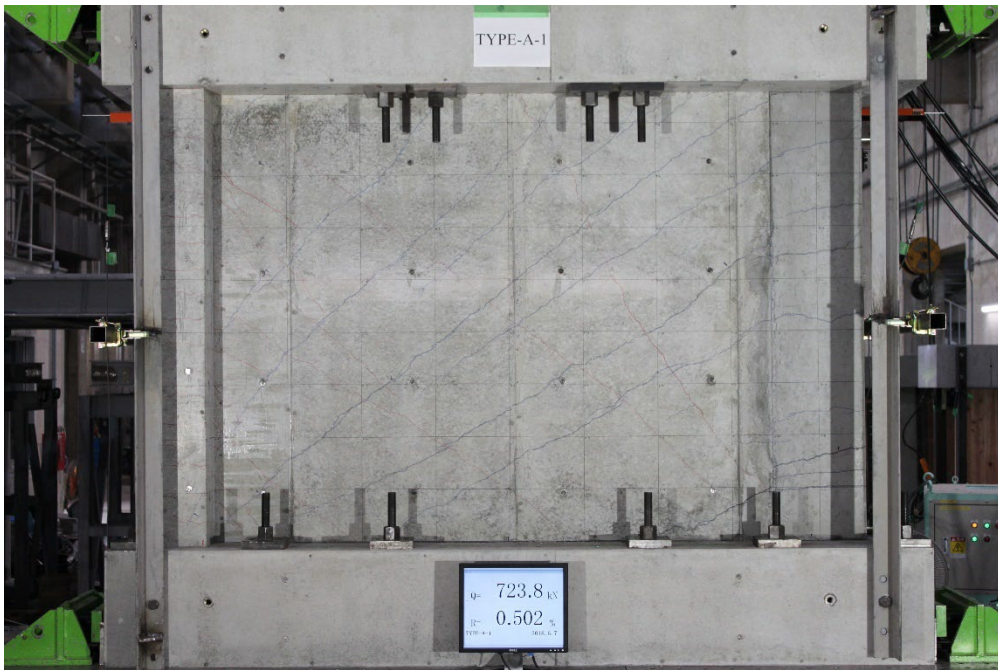


写真 5.3.4-11 全景写真

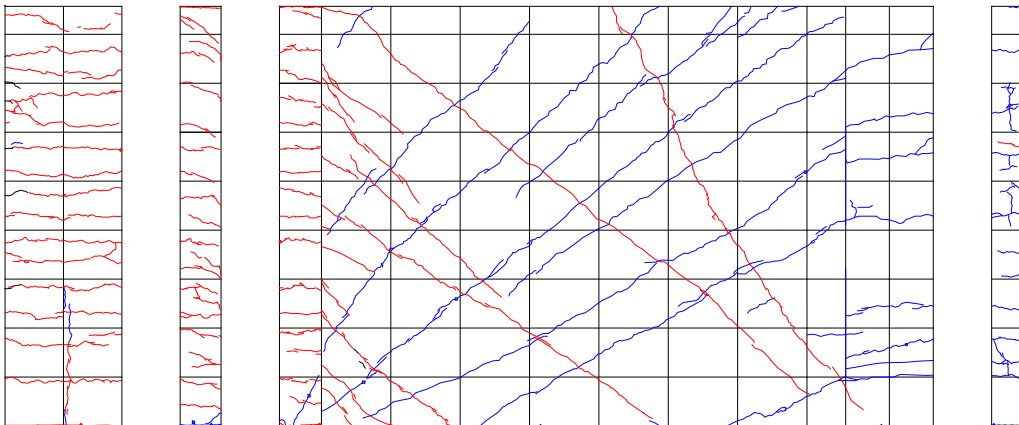


図 5.3.4-14 ひび割れ図(写真)

R=-1/200②

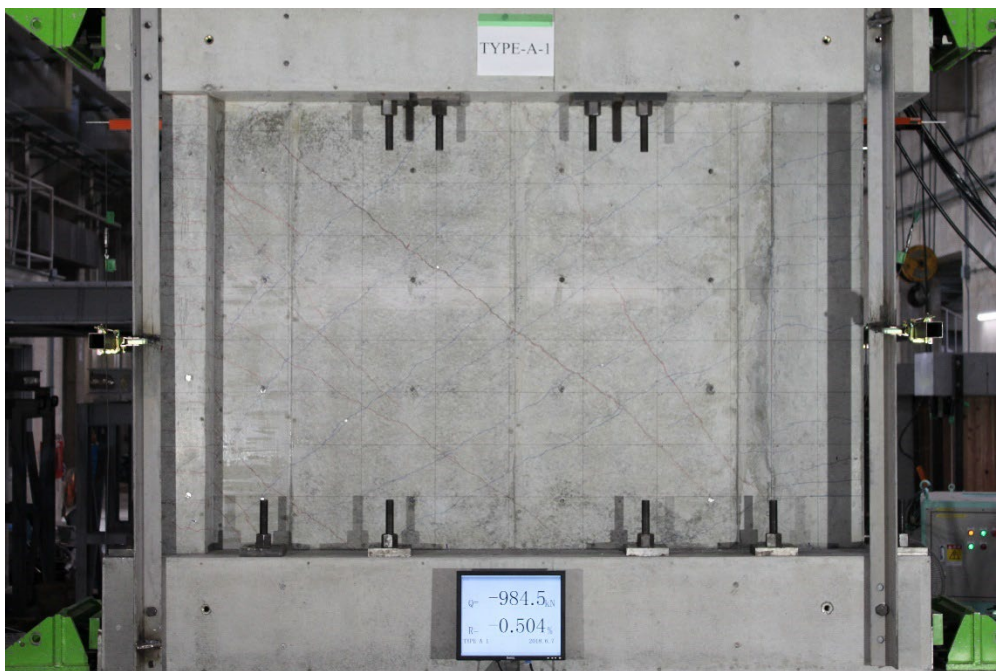


写真 5.3.4-12 全景写真

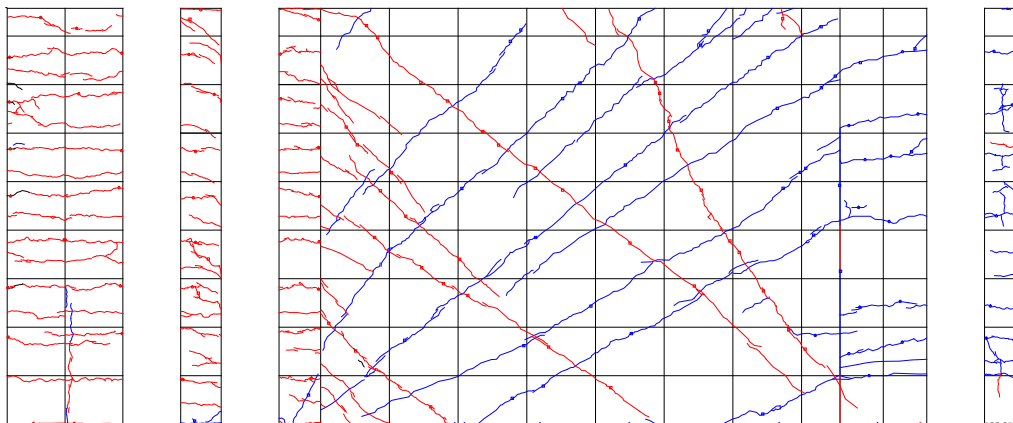


図 5.3.4-15 ひび割れ図(写真)

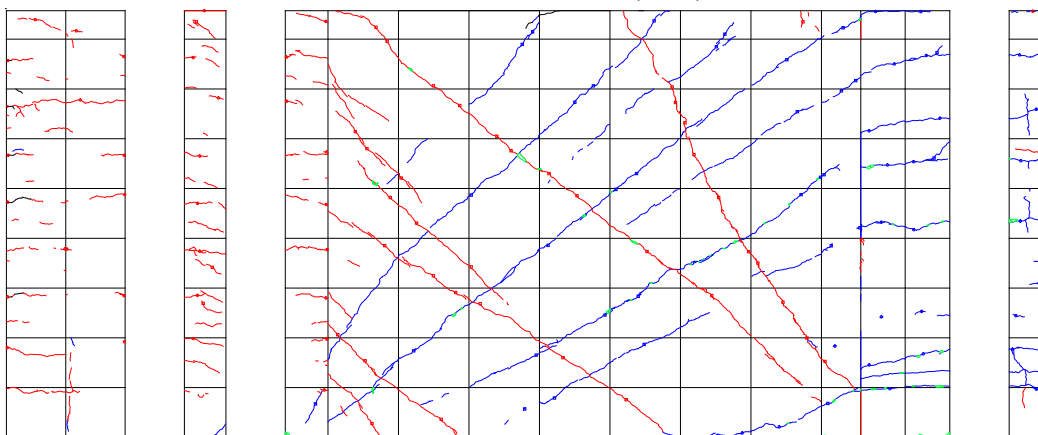


図 5.3.4-16 ひび割れ図(OHP)

R=1/133①



写真 5.3.4-13 全景写真

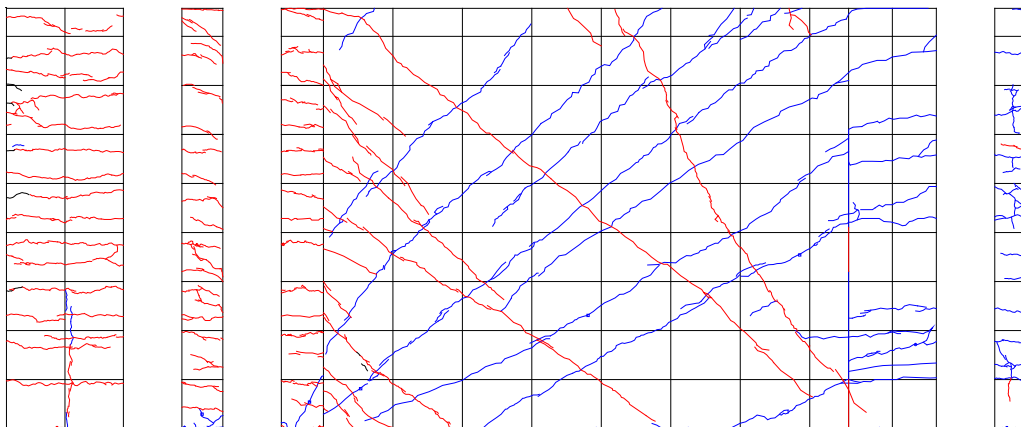


図 5.3.4-17 ひび割れ図(写真)

R=-1/133①

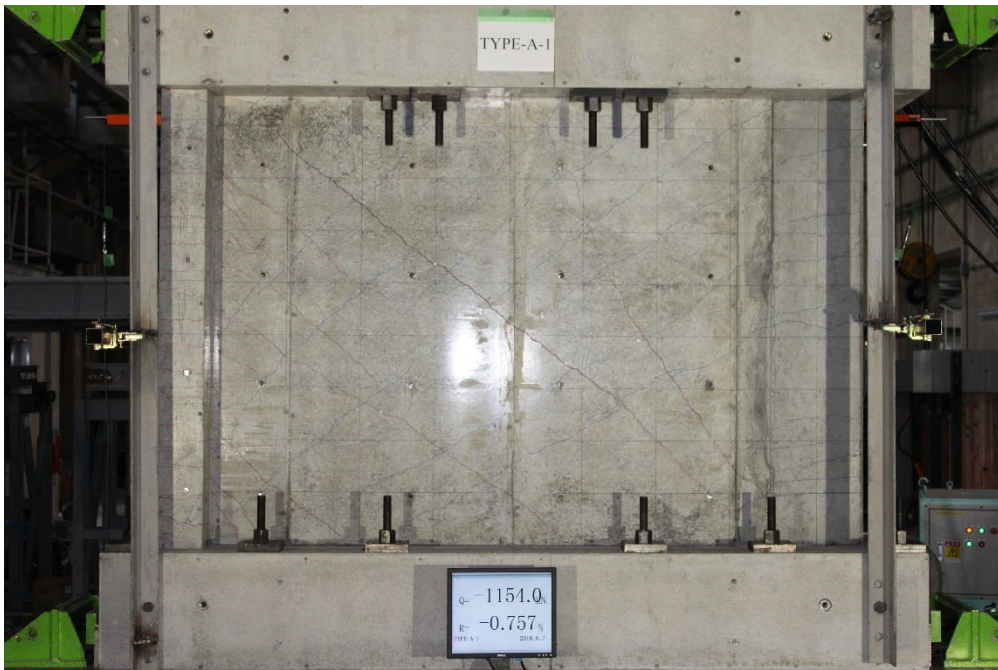


写真 5.3.4-14 全景写真

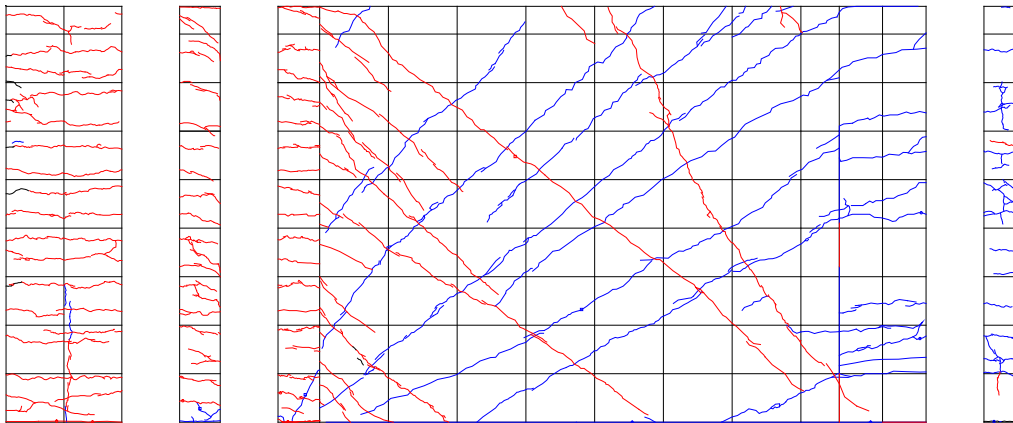


図 5.3.4-18 ひび割れ図(写真)

R=1/133②

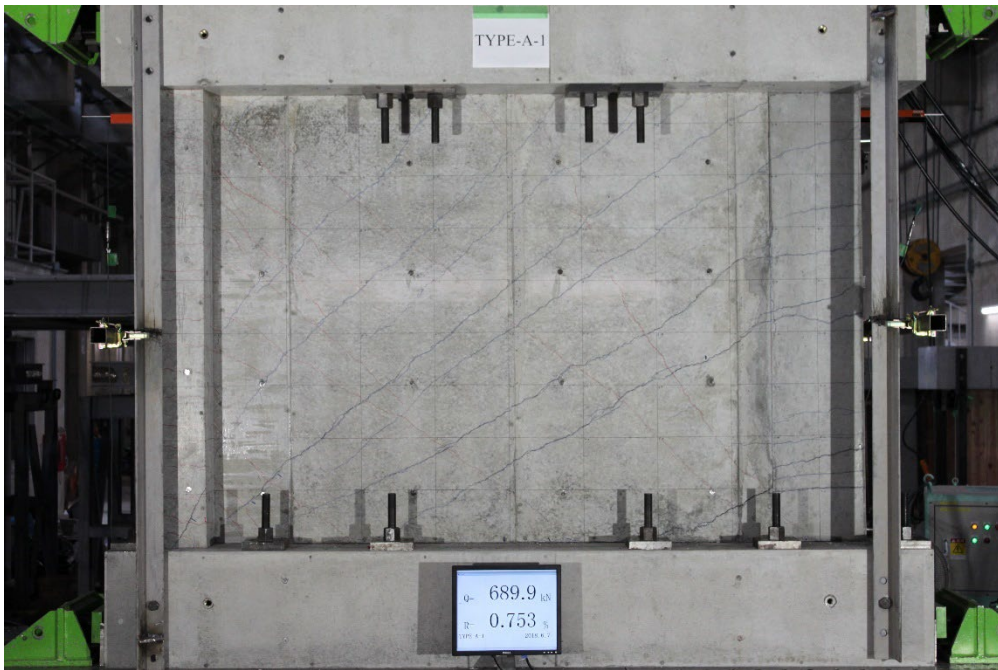


写真 5.3.4-15 全景写真

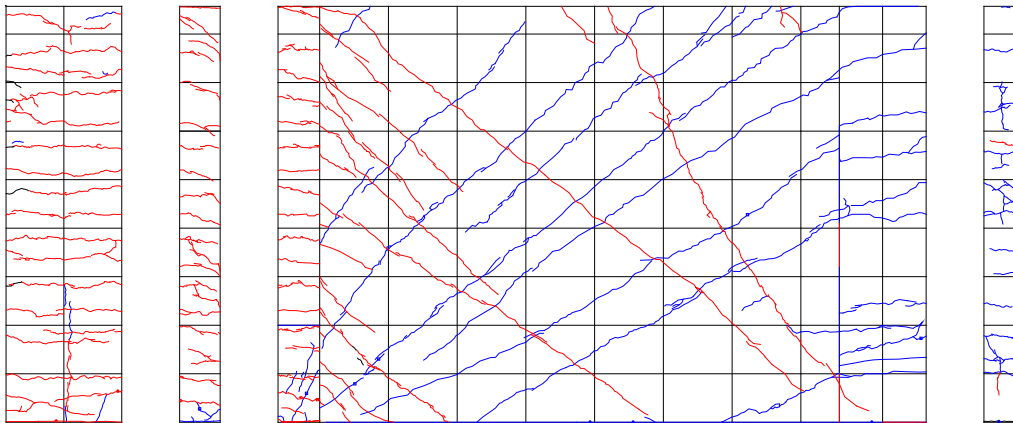


図 5.3.4-19 ひび割れ図(写真)

R=-1/133②

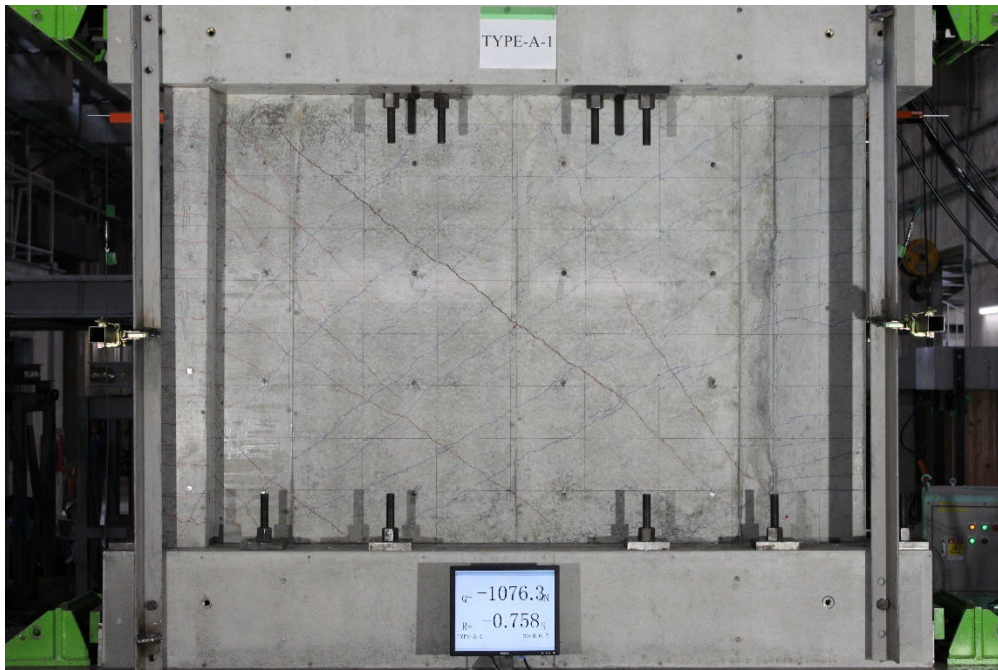


写真 5.3.4-16 全景写真

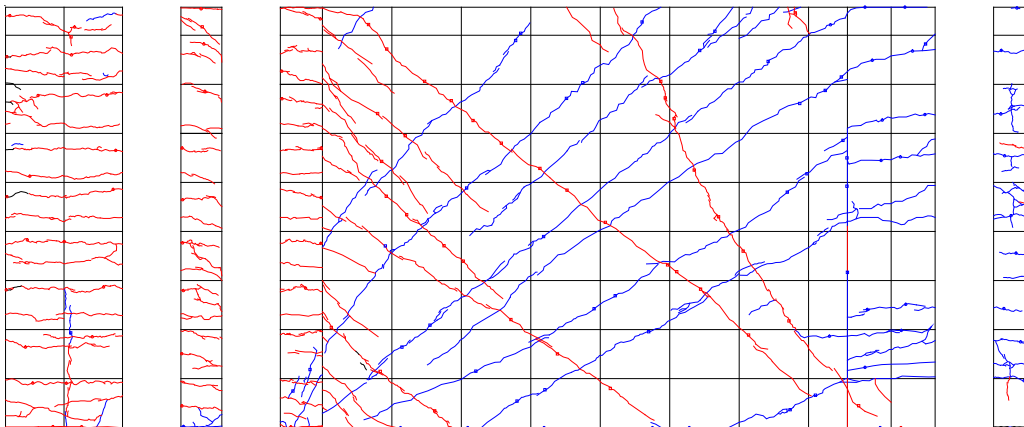


図 5.3.4-20 ひび割れ図(写真)

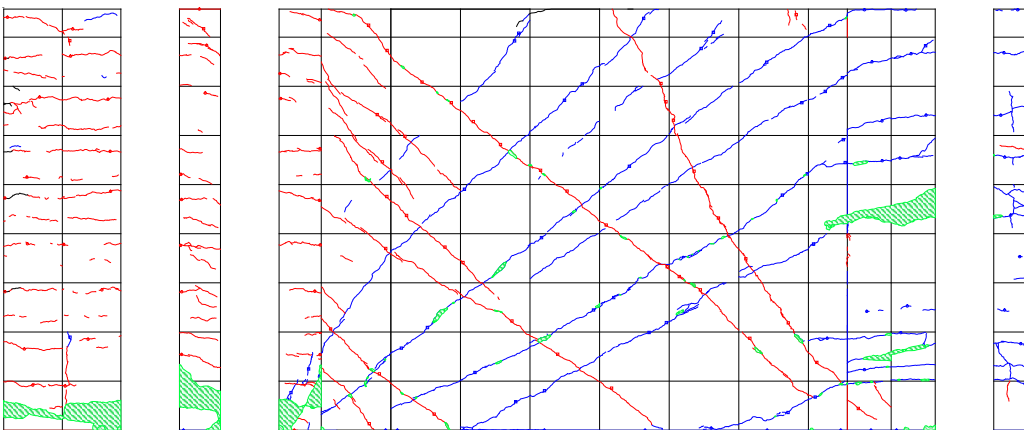


図 5.3.4-21 ひび割れ図(OHP)

R=1/100①

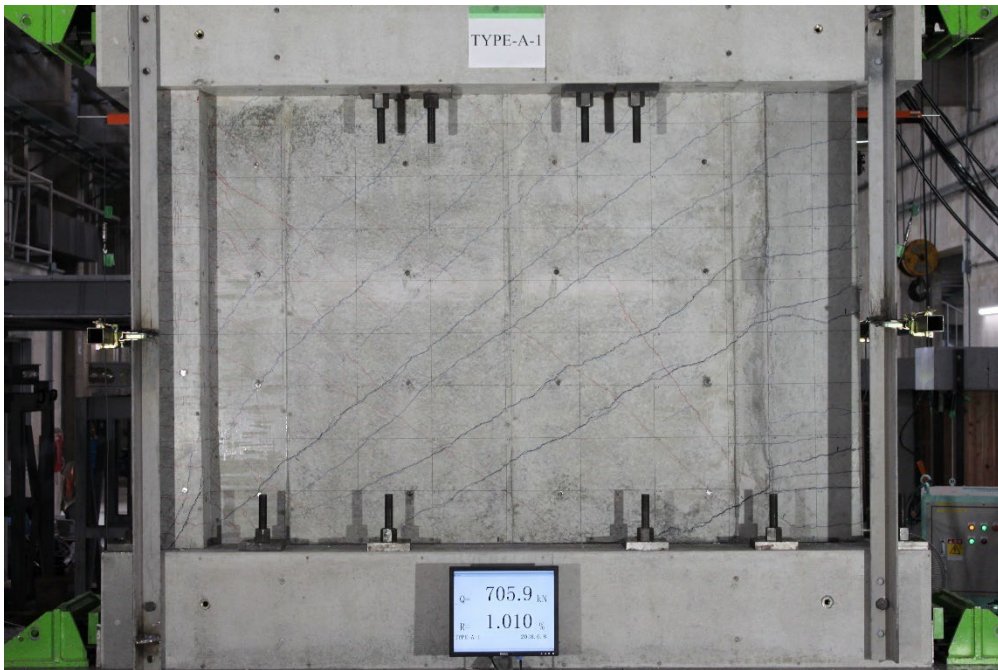


写真 5.3.4-17 全景写真

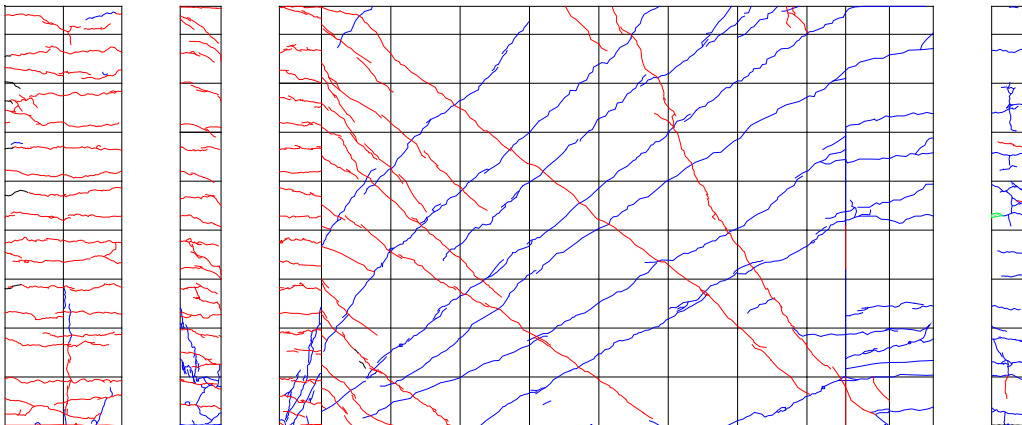


図 5.3.4-22 ひび割れ図(写真)

R=-1/100①

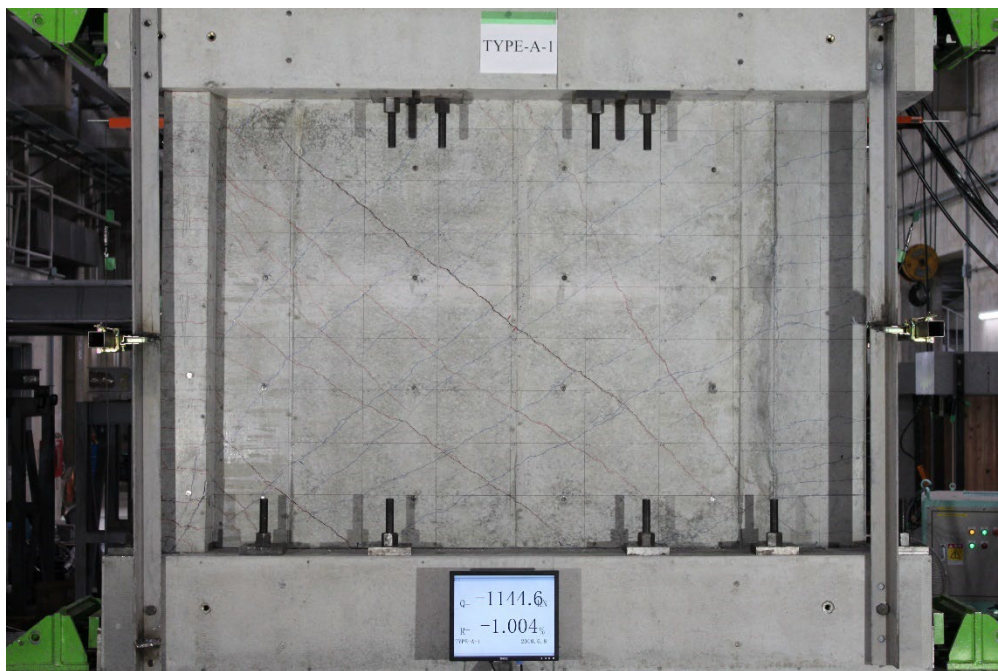


写真 5.3.4-18 全景写真

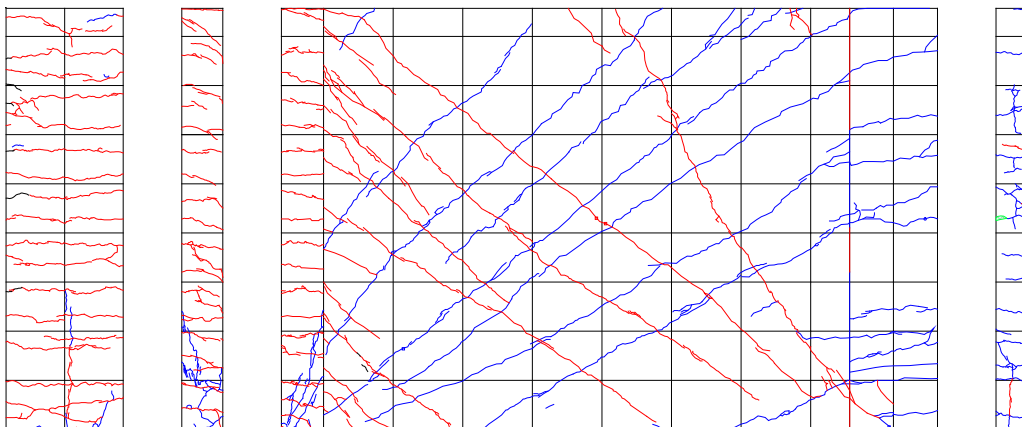


図 5.3.4-23 ひび割れ図(写真)

R=1/100②

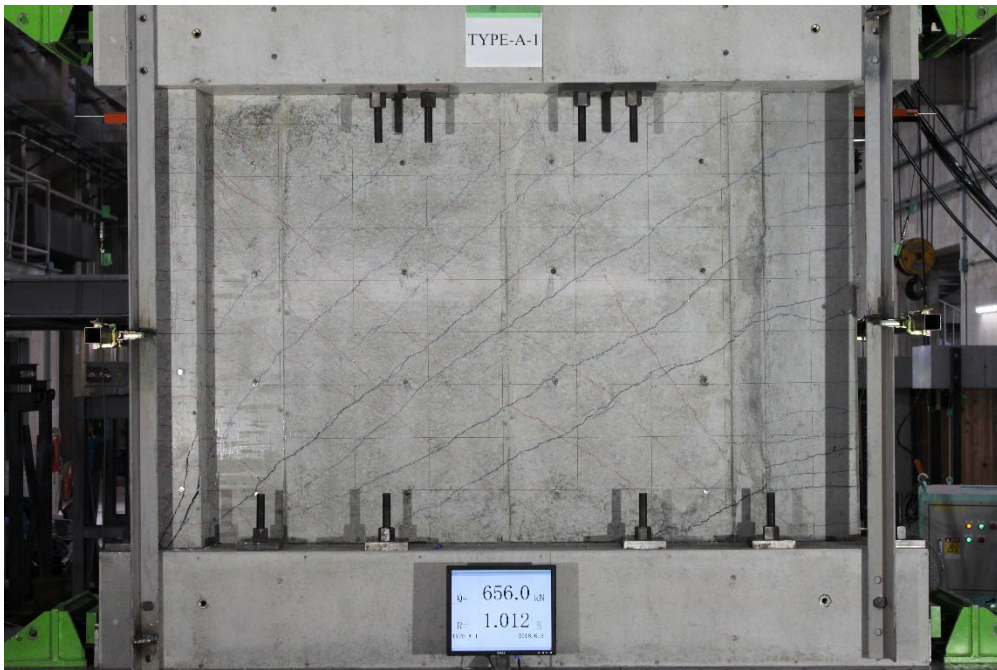


写真 5.3.4-19 全景写真

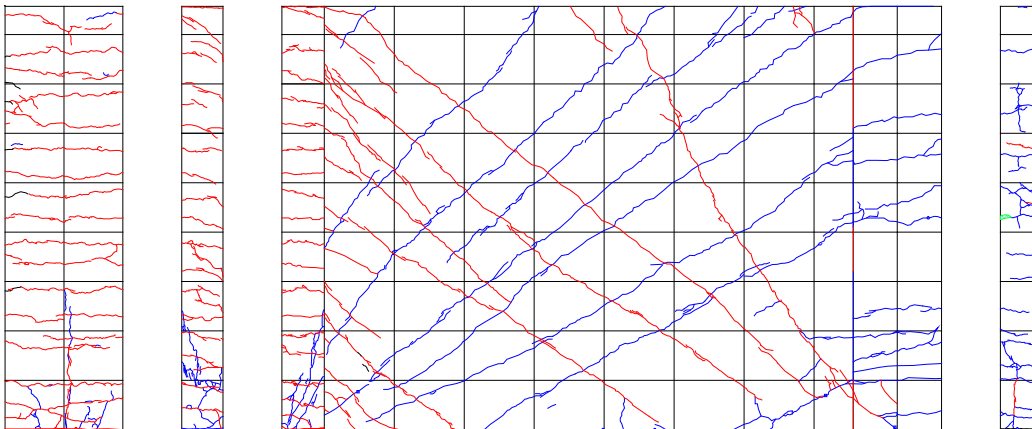


図 5.3.4-24 ひび割れ図(写真)

R=-1/100②

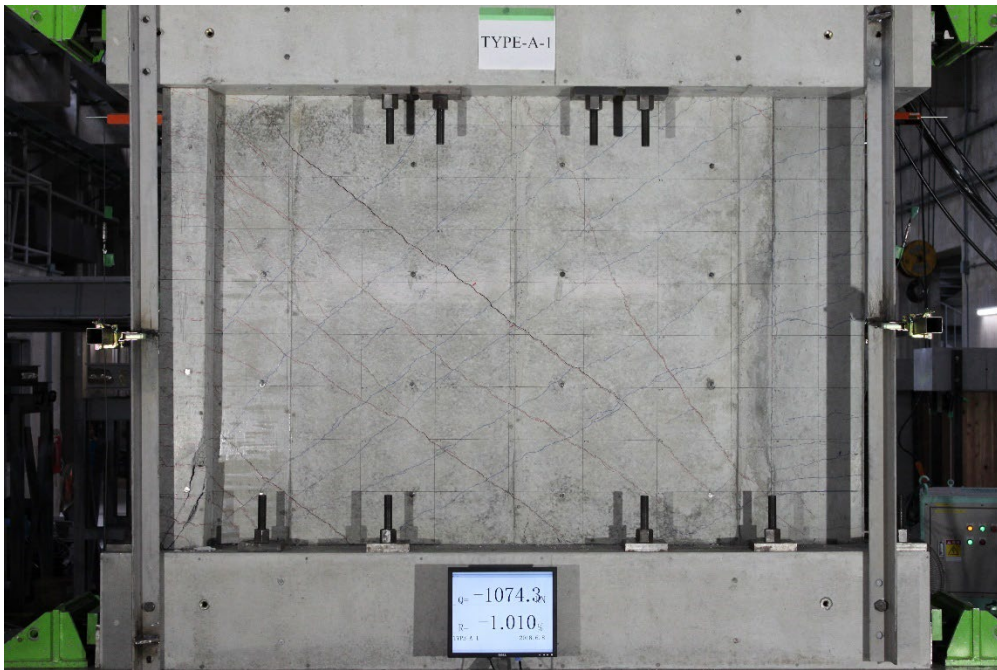


写真 5.3.4-20 全景写真

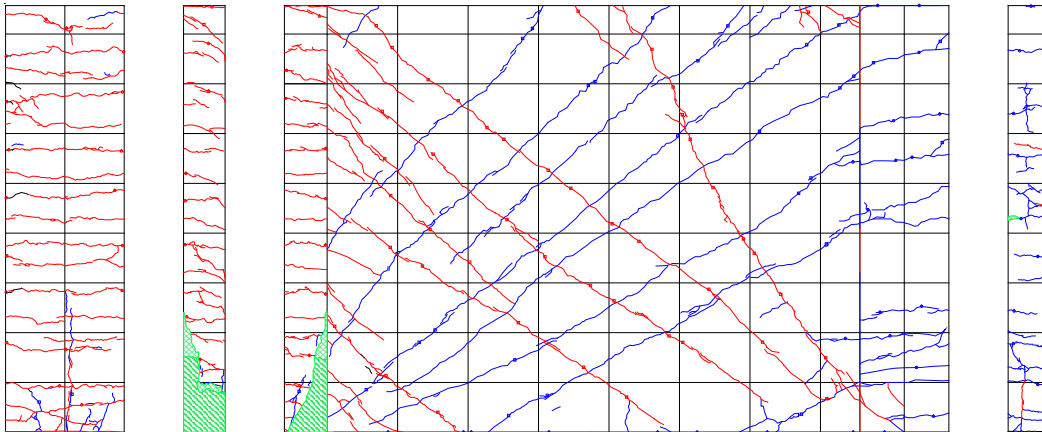


図 5.3.4-25 ひび割れ図(写真)

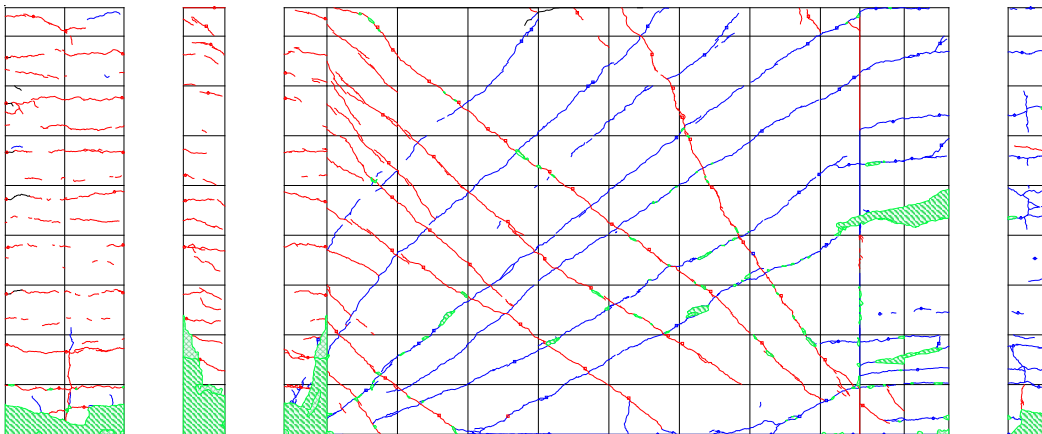


図 5.3.4-26 ひび割れ図(OHP)

R=1/67①



写真 5.3.4-21 全景写真

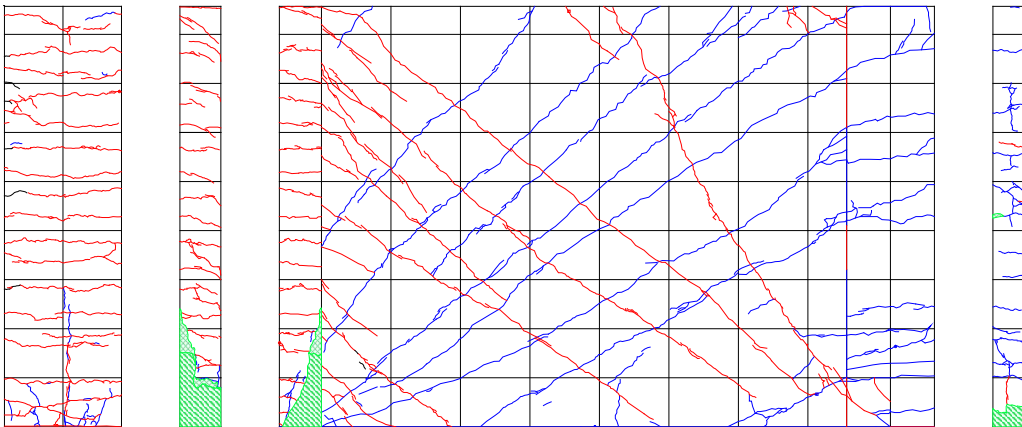


図 5.3.4-27 ひび割れ図(写真)

R=-1/67①



写真 5.3.4-22 全景写真

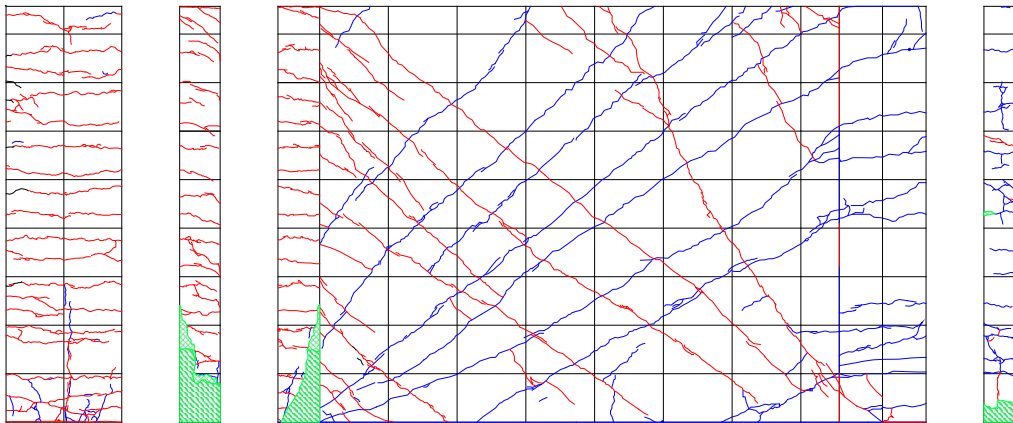


図 5.3.4-28 ひび割れ図(写真)

R=1/67②



写真 5.3.4-23 全景写真

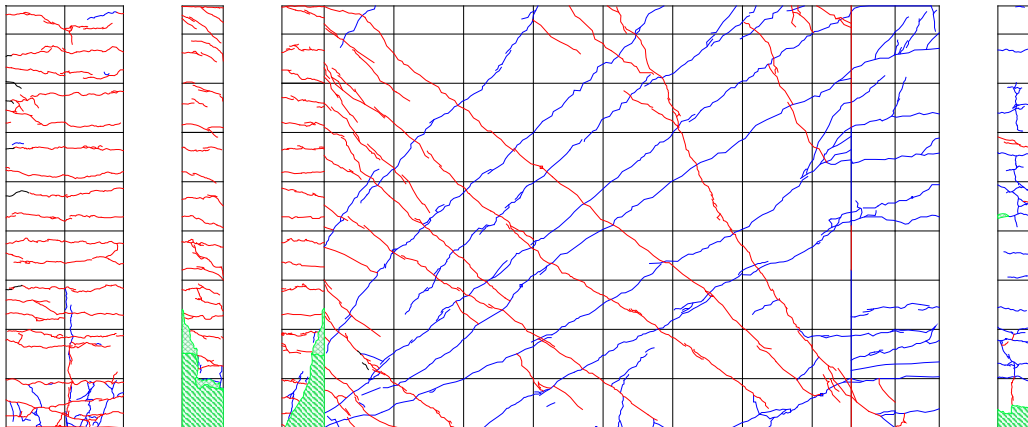


図 5.3.4-29 ひび割れ図(写真)

R=-1/67②

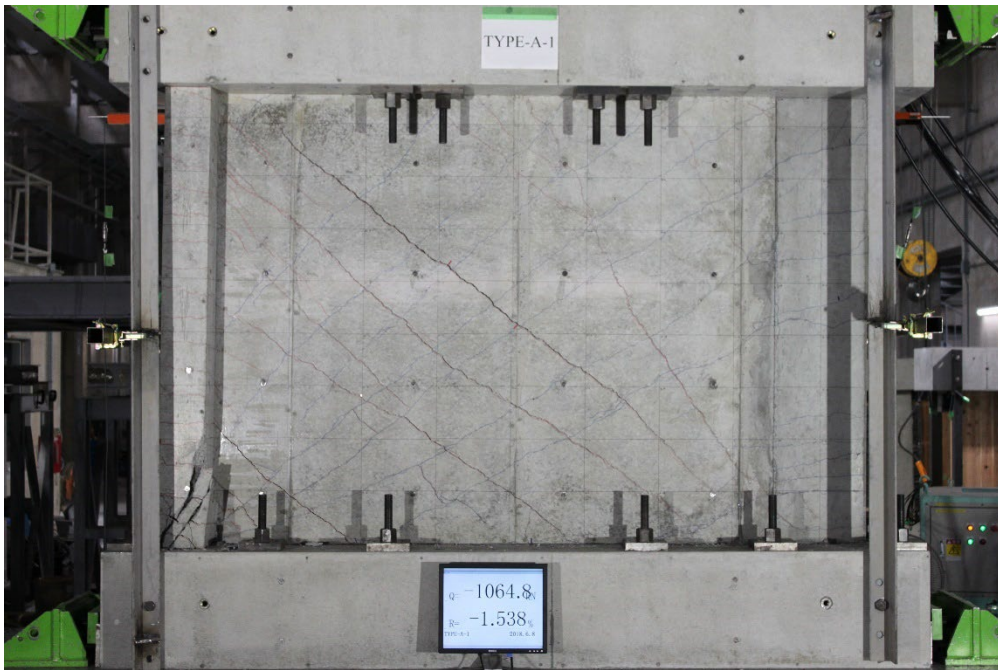


写真 5.3.4-24 全景写真

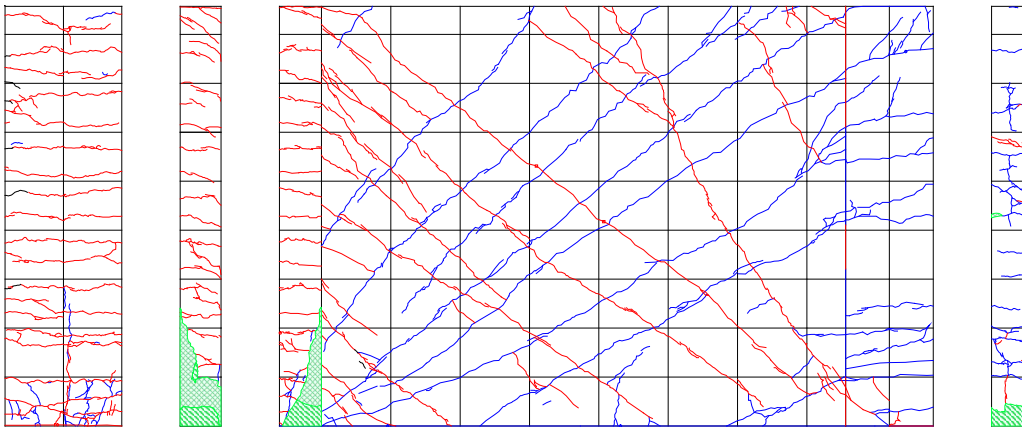


図 5.3.4-30 ひび割れ図(写真)

R=1/50

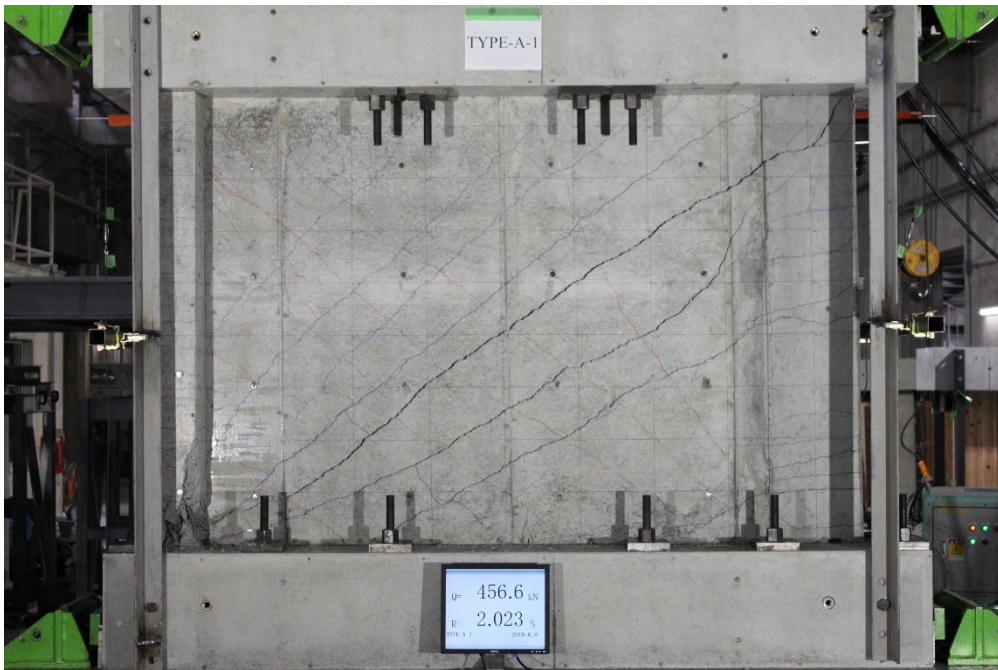


写真 5.3.4-25 全景写真

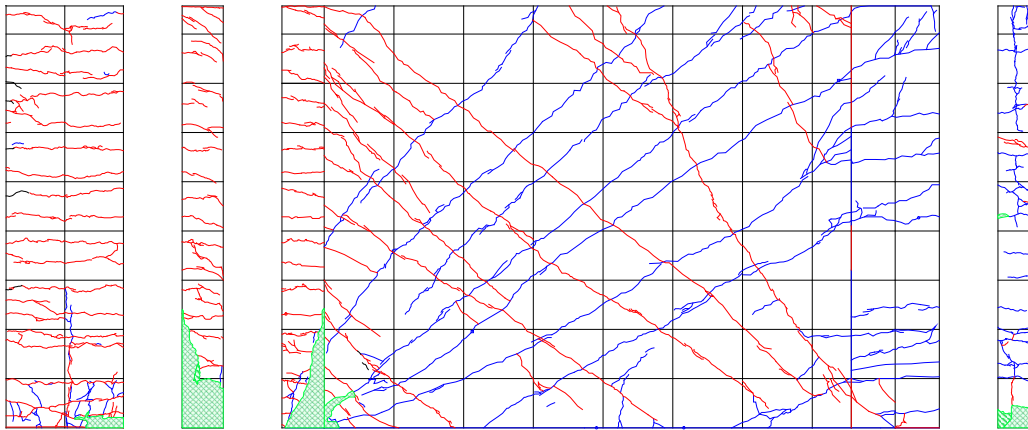


図 5.3.4-31 ひび割れ図(写真)

R=-1/50



写真 5.3.4-26 全景写真

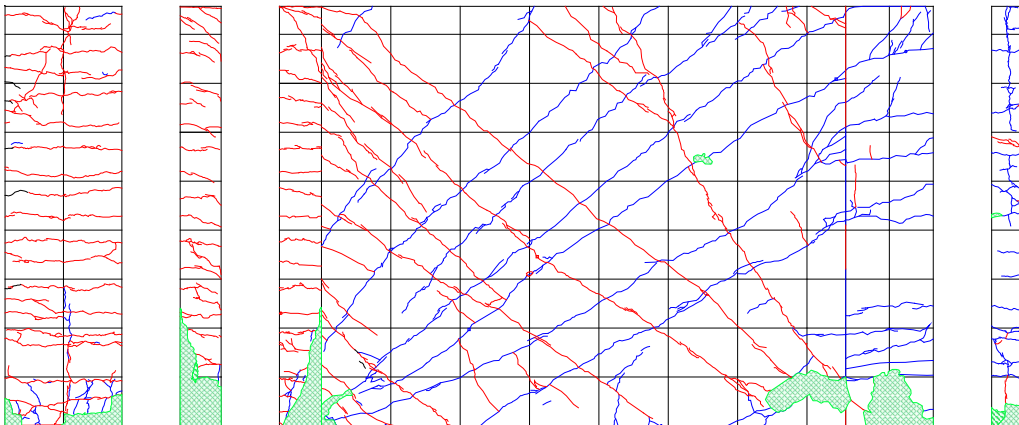


図 5.3.4-32 ひび割れ図(写真)

5.3.4.4.2. TYPE-A2 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

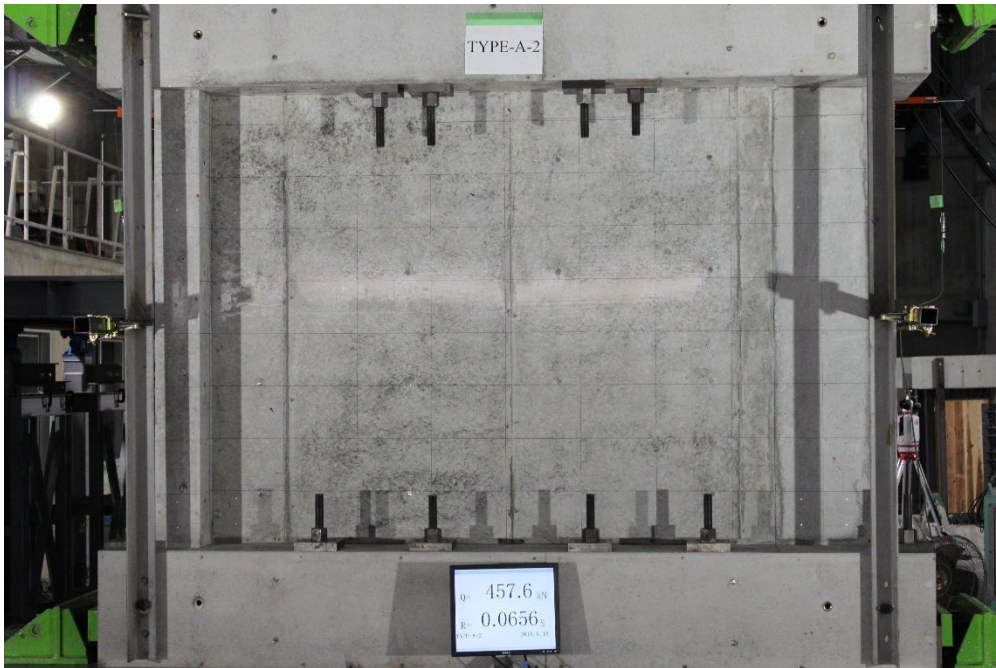


写真 5.3.4-27 全景写真

R=-1/1600

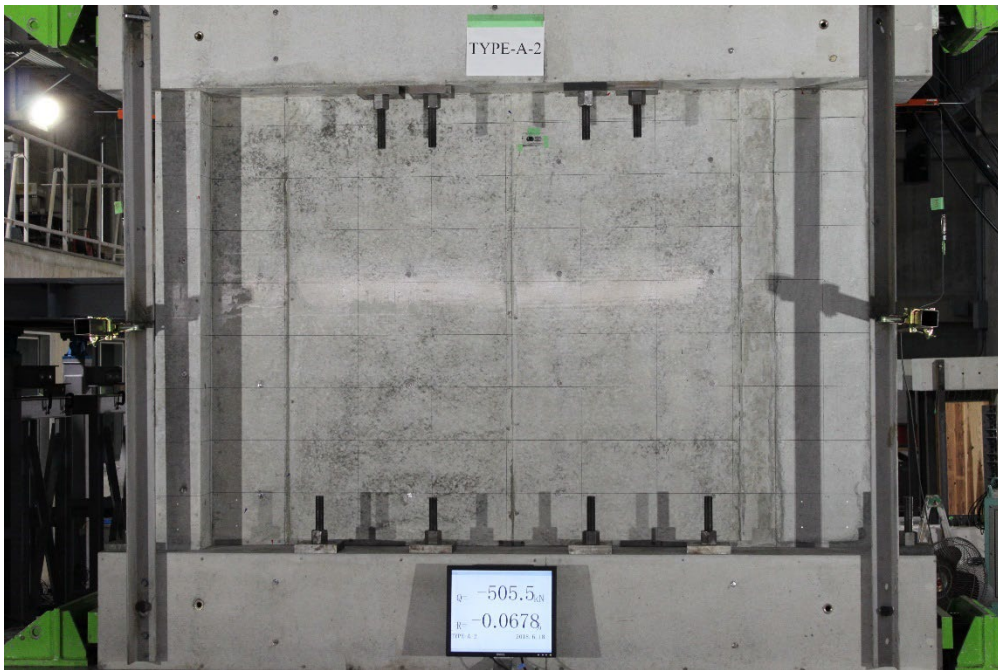


写真 5.3.4-28 全景写真

R=1/800

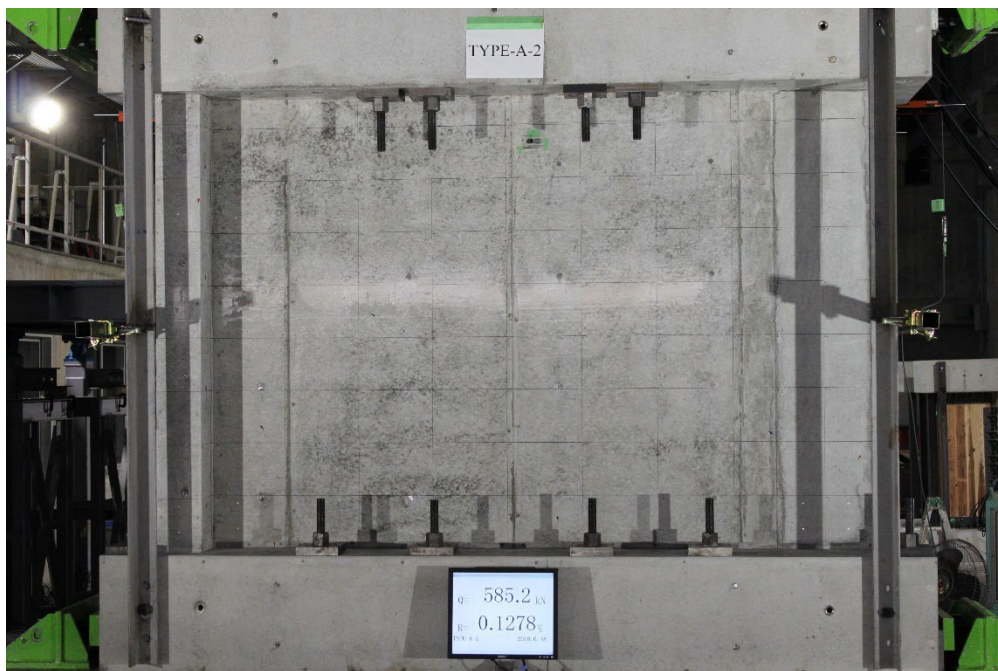


写真 5.3.4-29 全景写真

R=-1/800

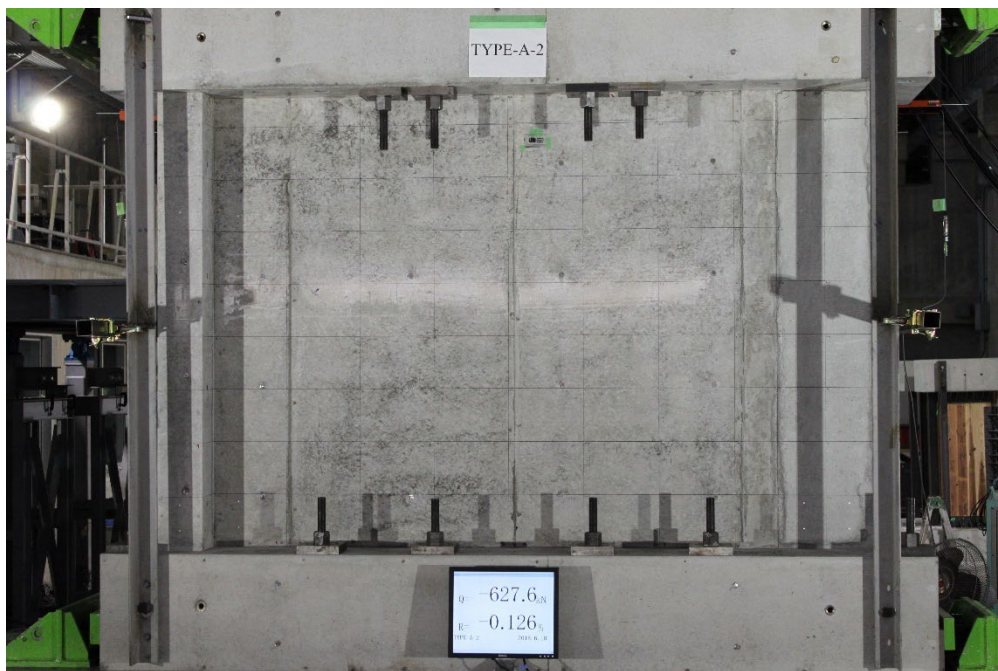


写真 5.3.4-30 全景写真

R=1/400①

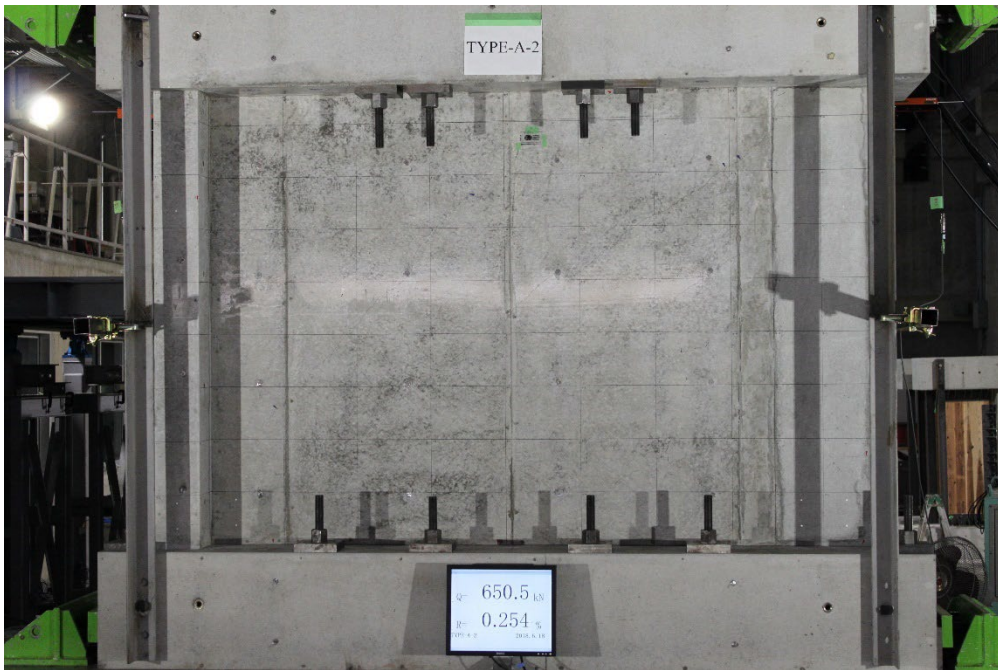


写真 5.3.4-31 全景写真

R=-1/400①

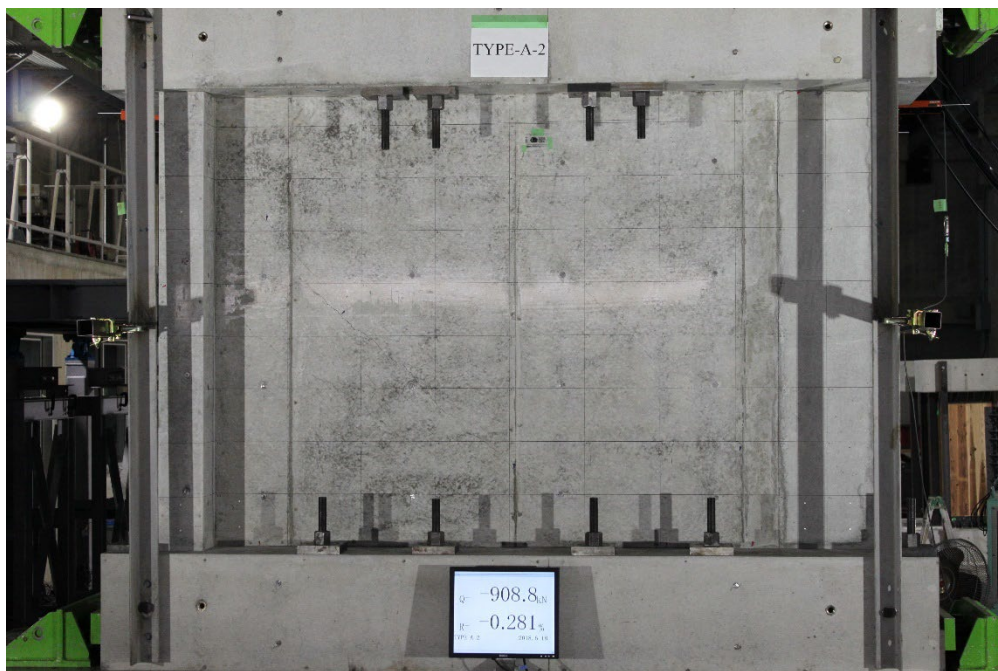


写真 5.3.4-32 全景写真

R=1/400②

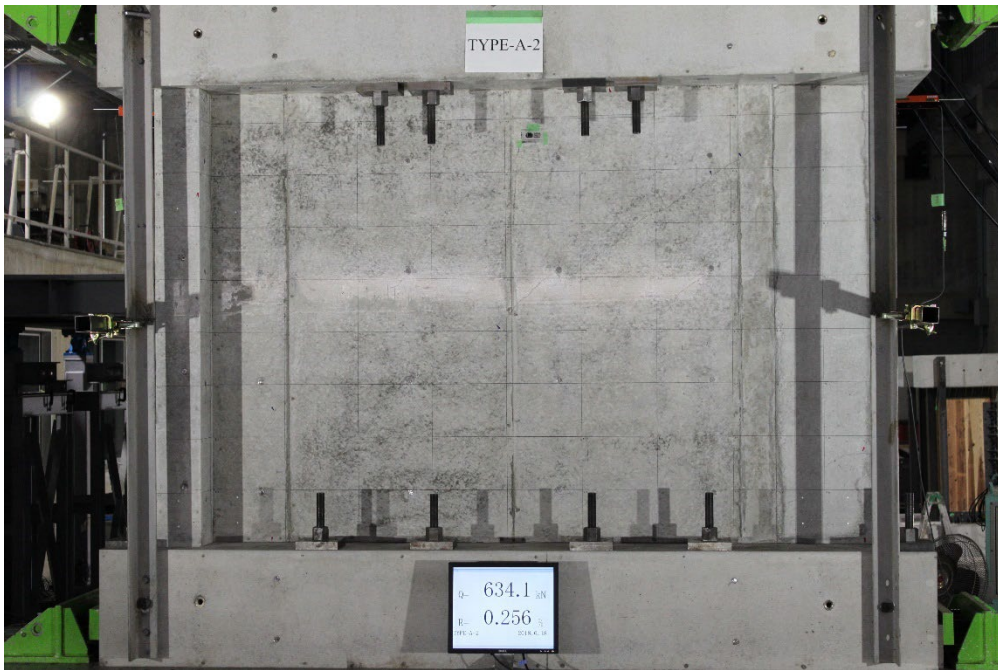


写真 5.3.4-33 全景写真

R=-1/400②

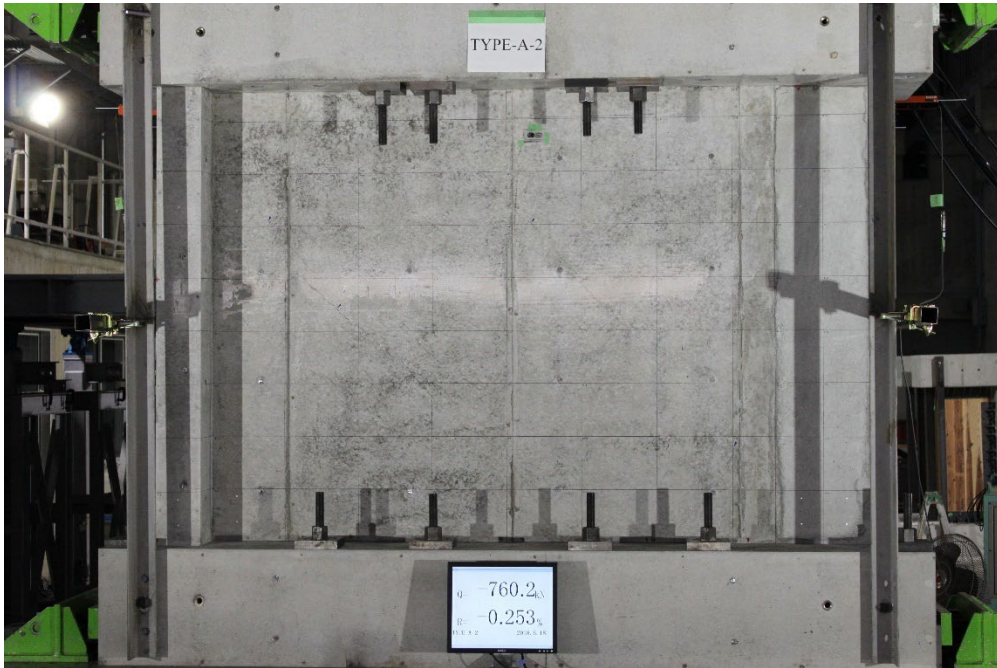


写真 5.3.4-34 全景写真

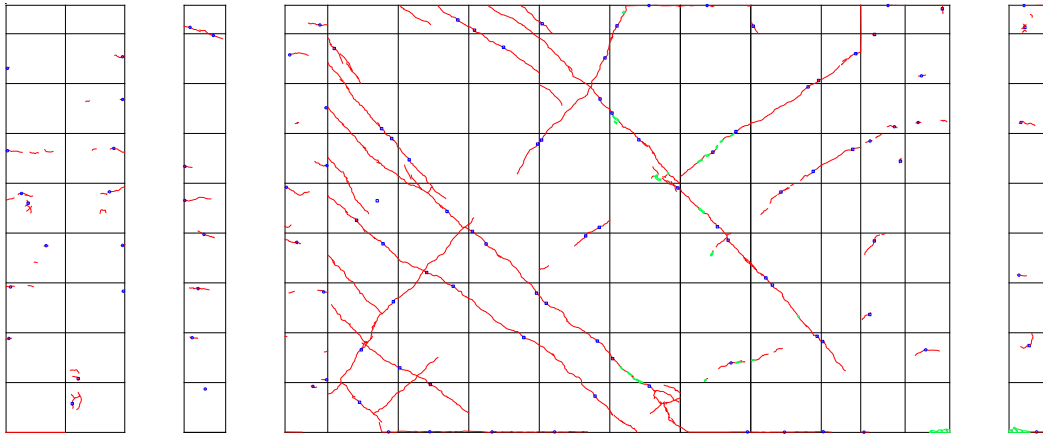


図 5.3.4-33 ひび割れ図(OHP)

R=1/200①

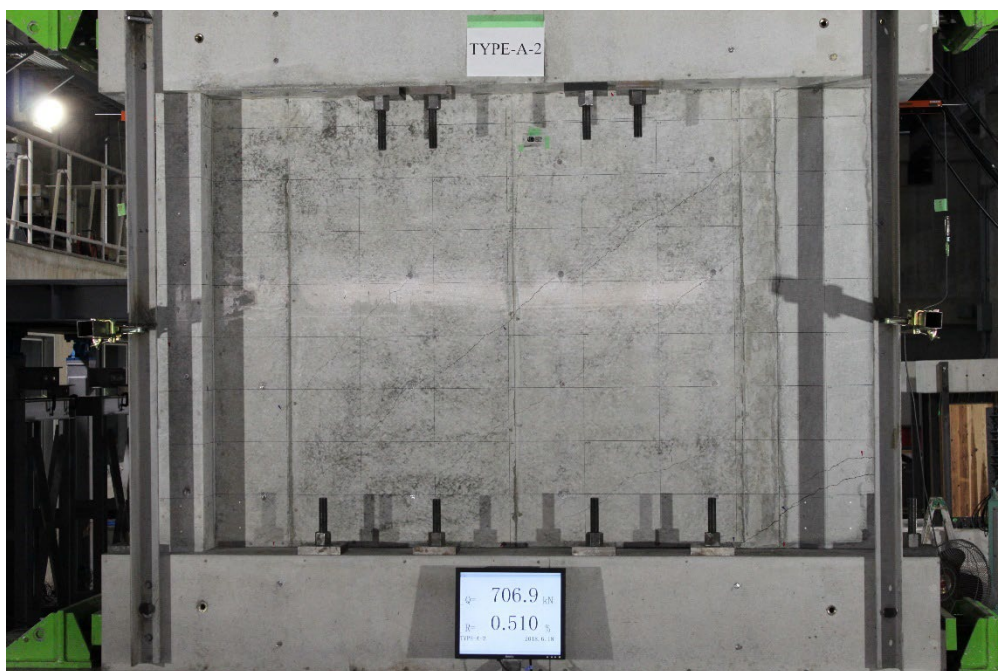


写真 5.3.4-35 全景写真

R=-1/200①

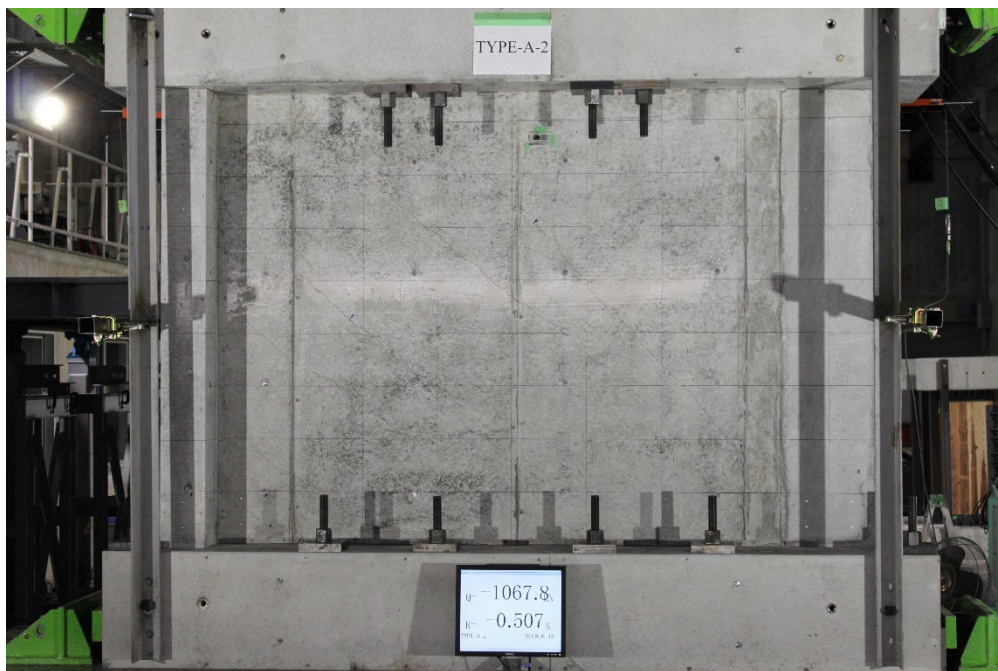


写真 5.3.4-36 全景写真

R=1/200②

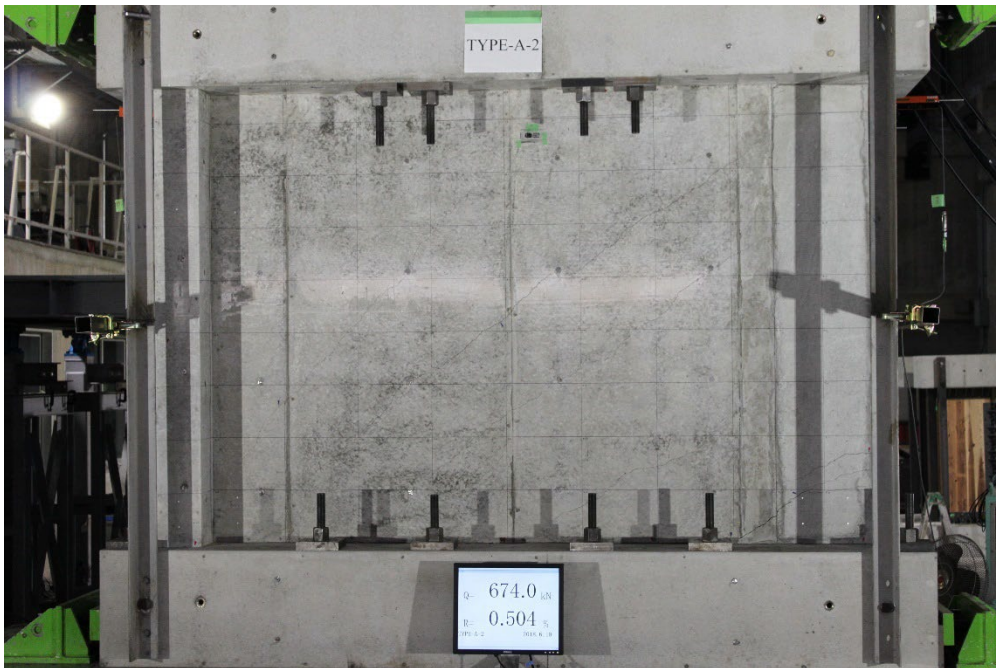


写真 5.3.4-37 全景写真

R=-1/200②

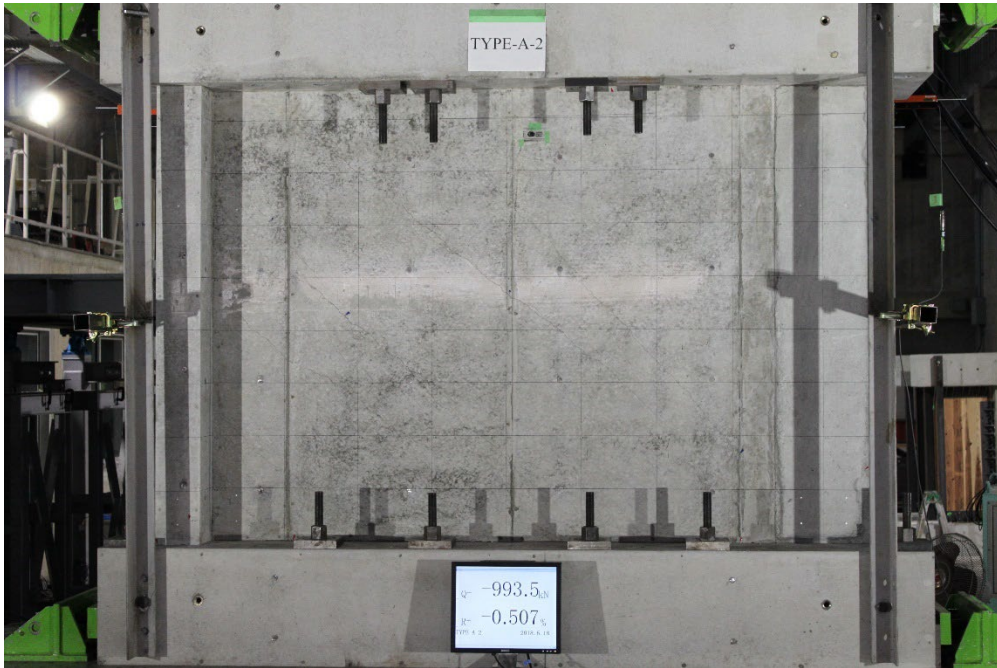


写真 5.3.4-38 全景写真

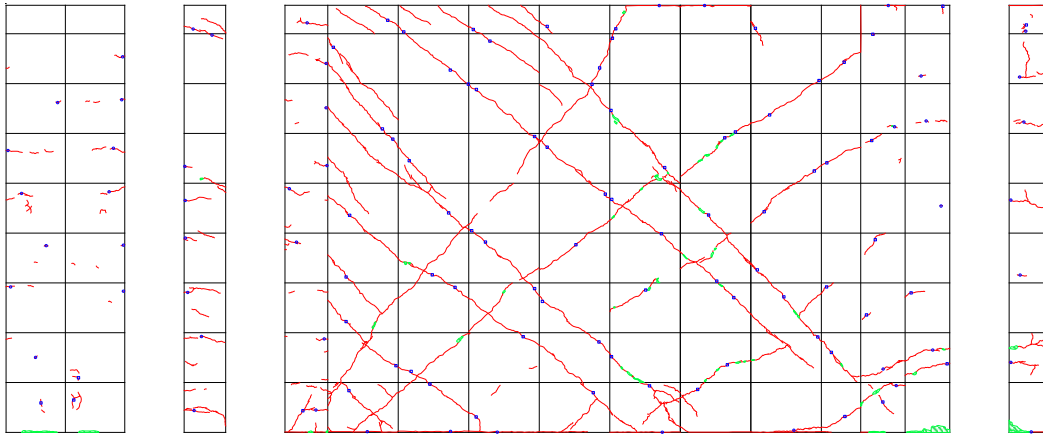


図 5.3.4-34 ひび割れ図(OHP)

R=1/133①

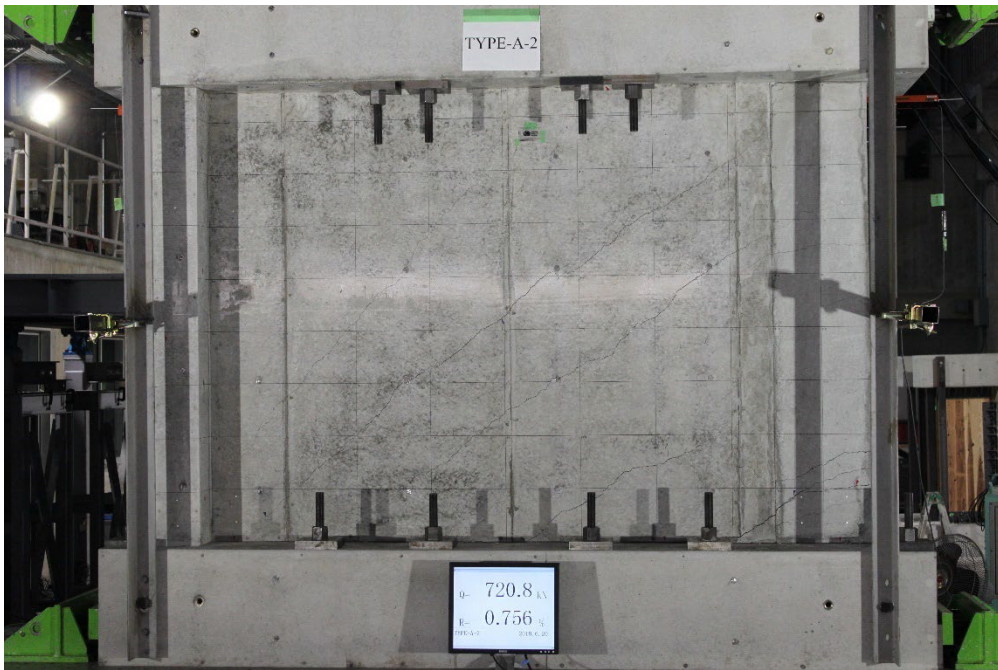


写真 5.3.4-39 全景写真

R=-1/133①

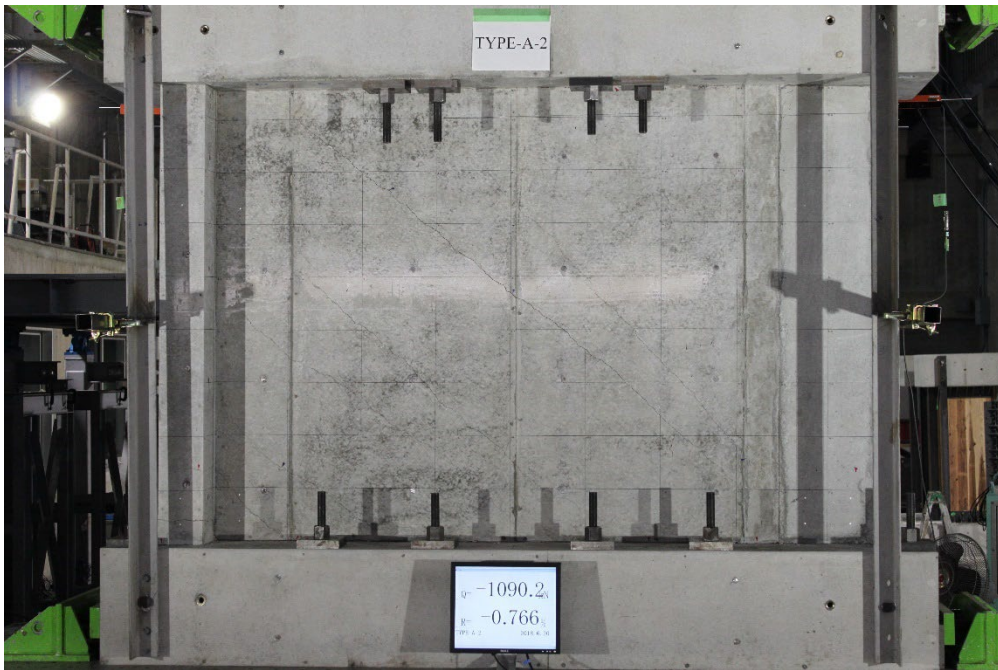


写真 5.3.4-40 全景写真

R=1/133②

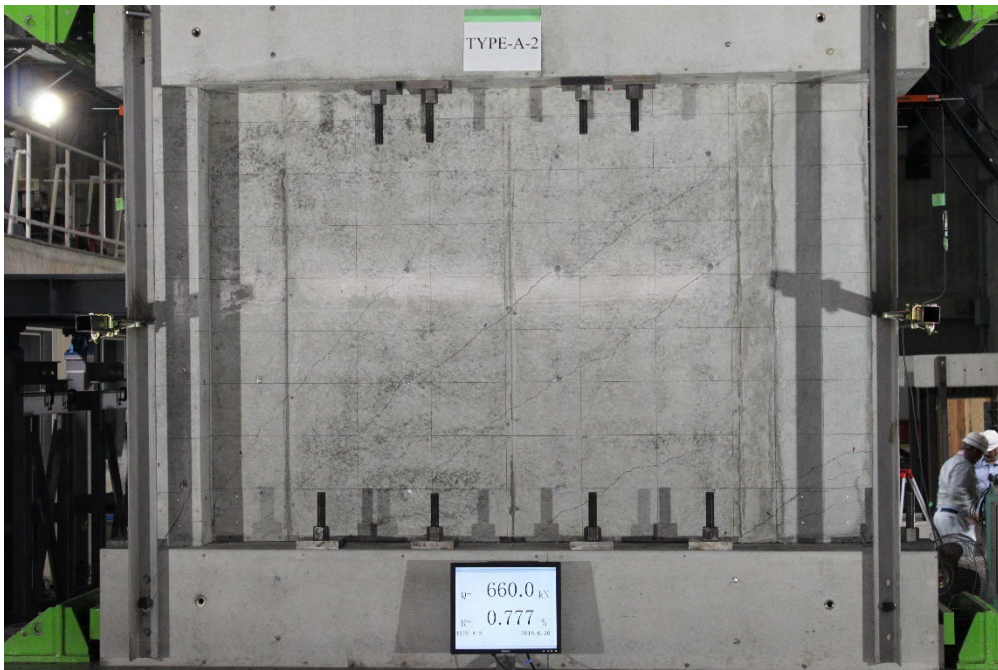


写真 5.3.4-41 全景写真

R=-1/133②

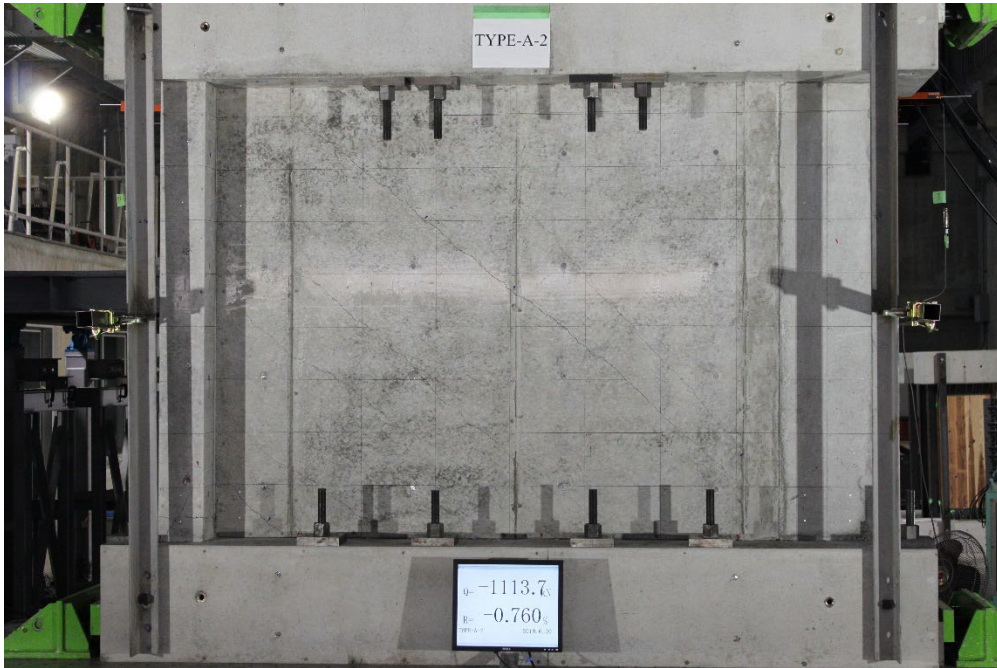


写真 5.3.4-42 全景写真

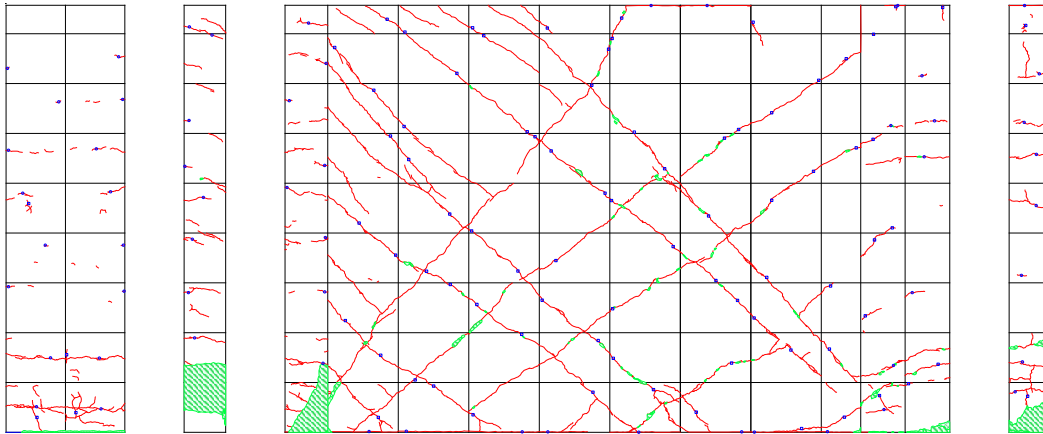


図 5.3.4-35 ひび割れ図(OHP)

R=1/100①

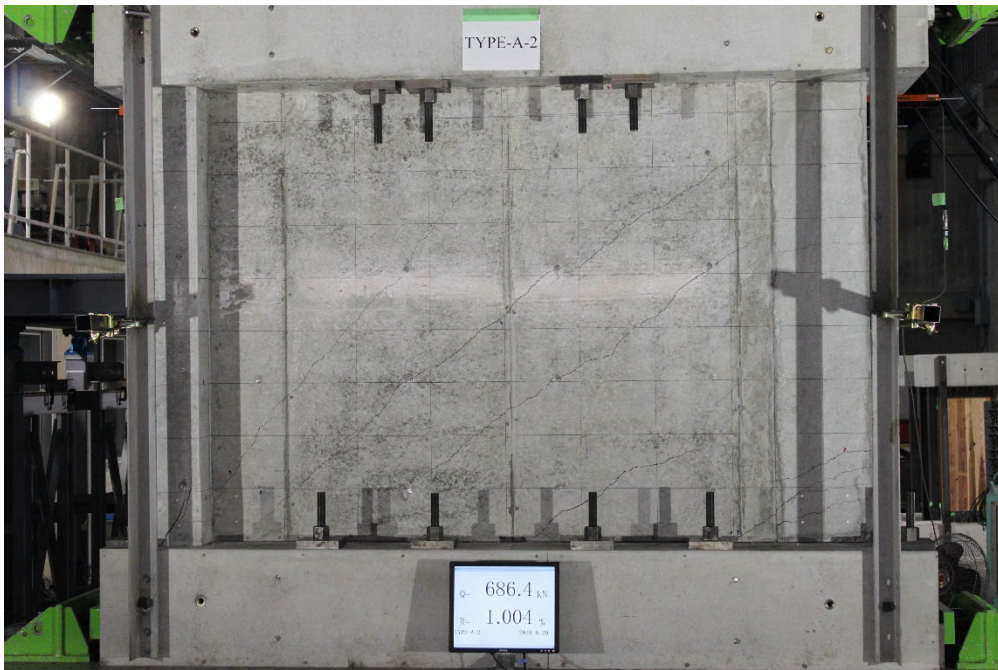


写真 5.3.4-43 全景写真

R=-1/100①

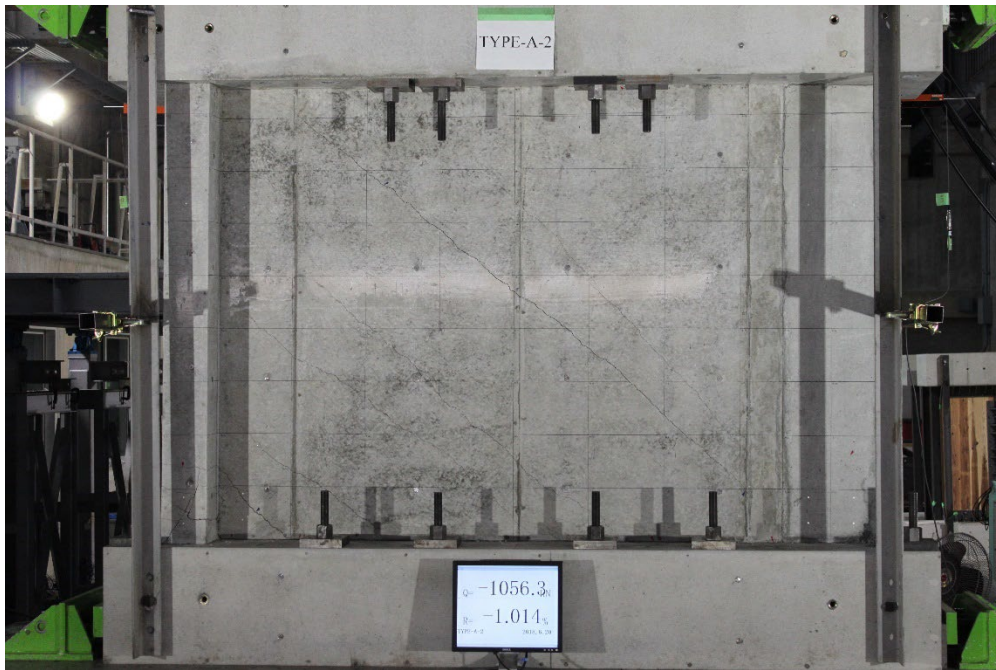


写真 5.3.4-44 全景写真

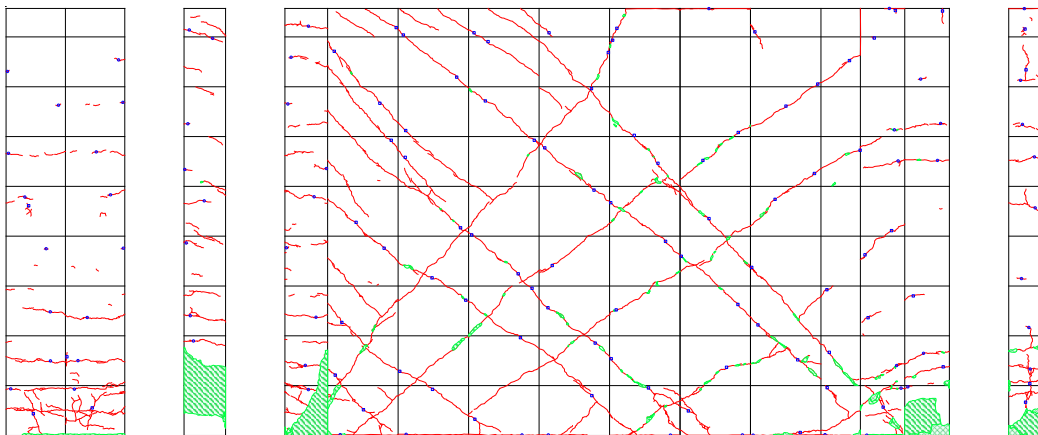


図 5.3.4-36 ひび割れ図(OHP)

R=1/100②

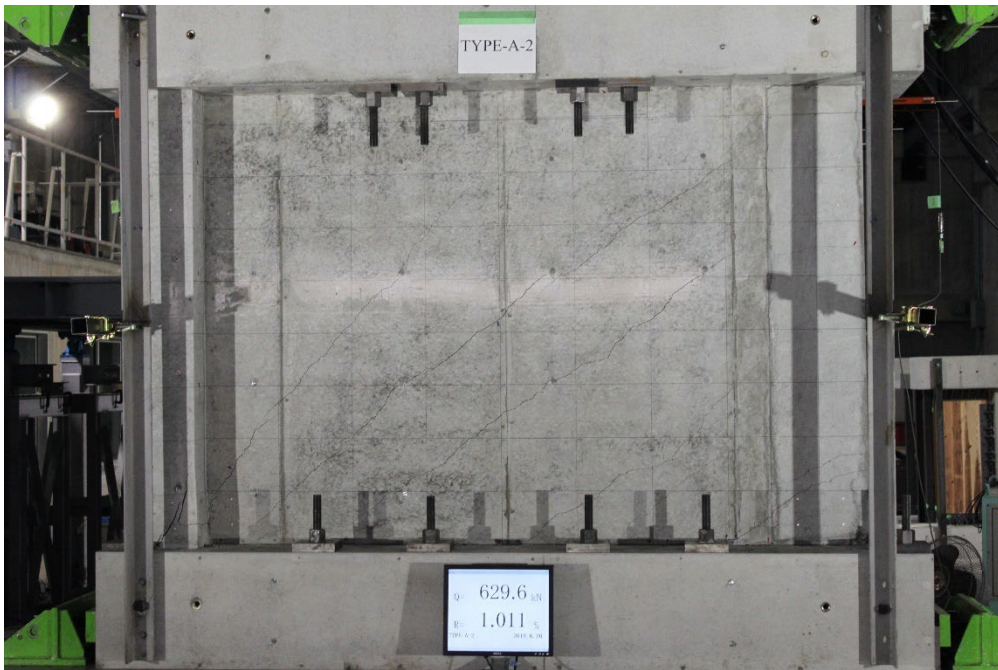


写真 5.3.4-45 全景写真

R=-1/100②

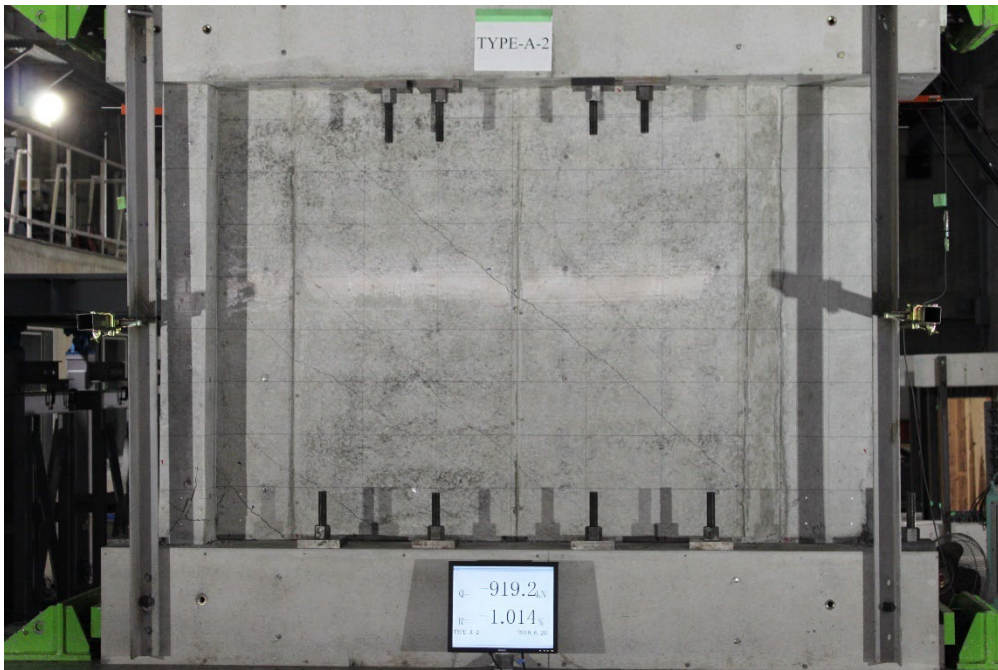


写真 5.3.4-46 全景写真

5.3.4.4.3. TYPE-B 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600

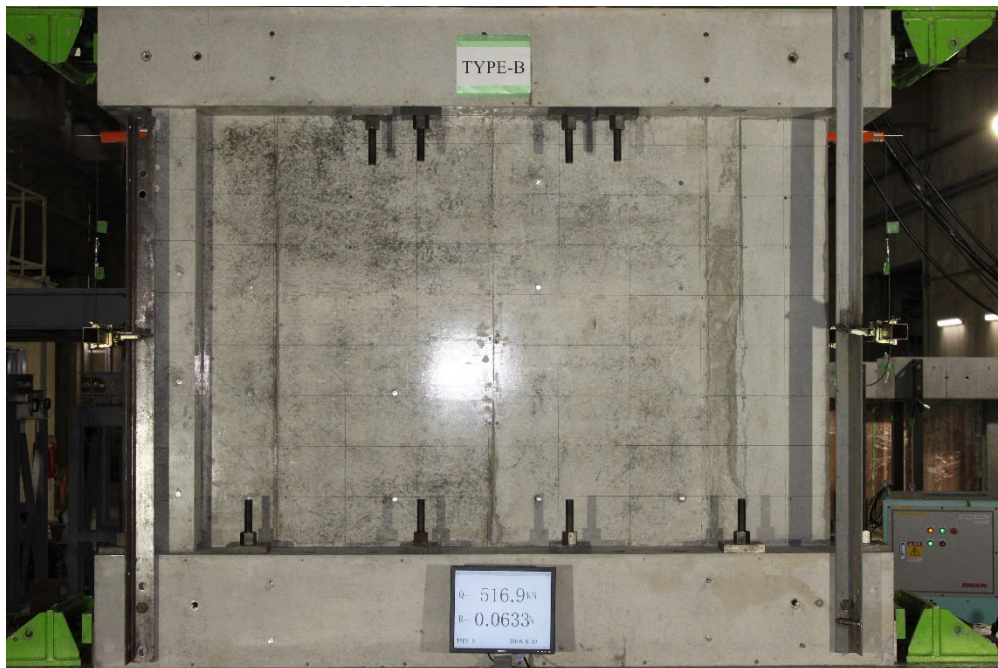


写真 5.3.4-47 全景写真

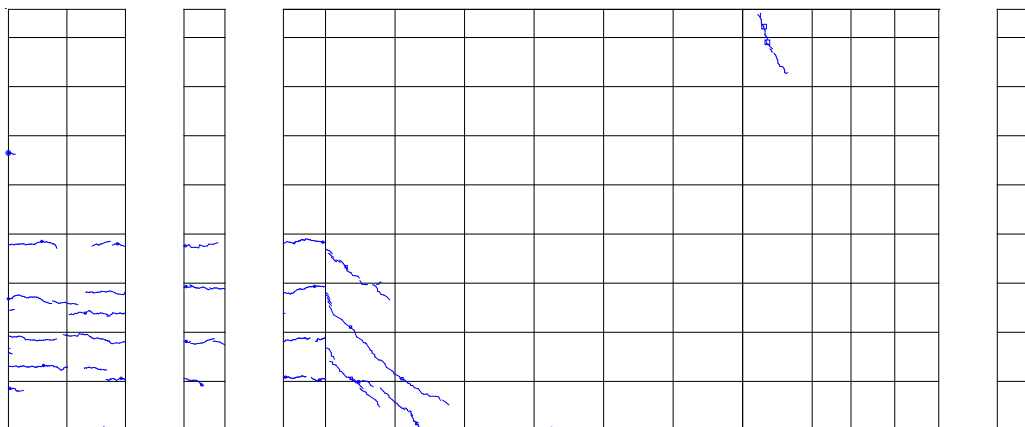


図 5.3.4-37 ひび割れ図(写真)

R=-1/1600

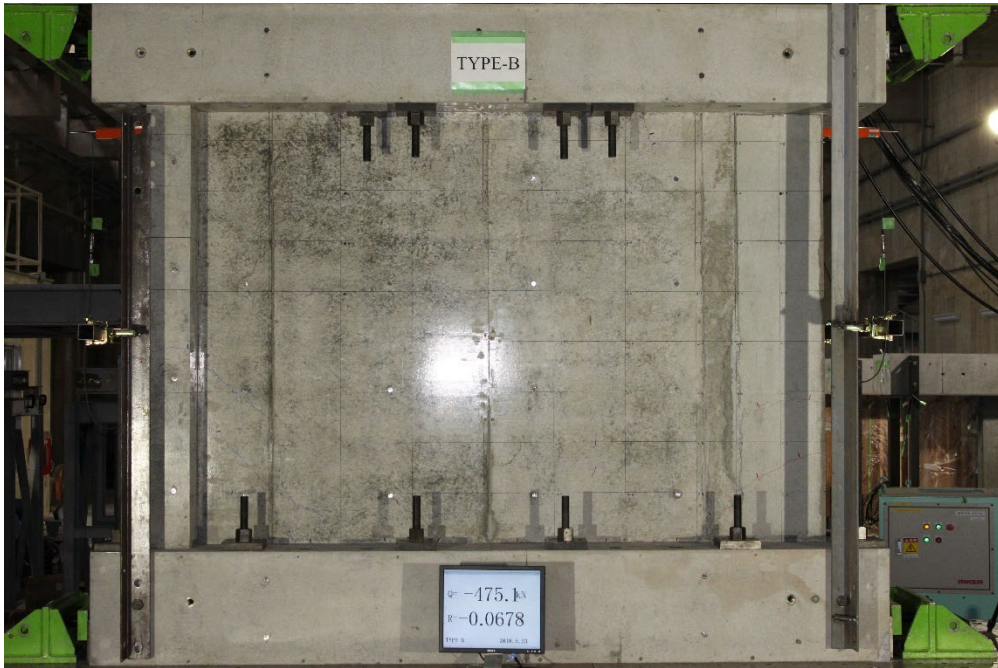


写真 5.3.4-48 全景写真

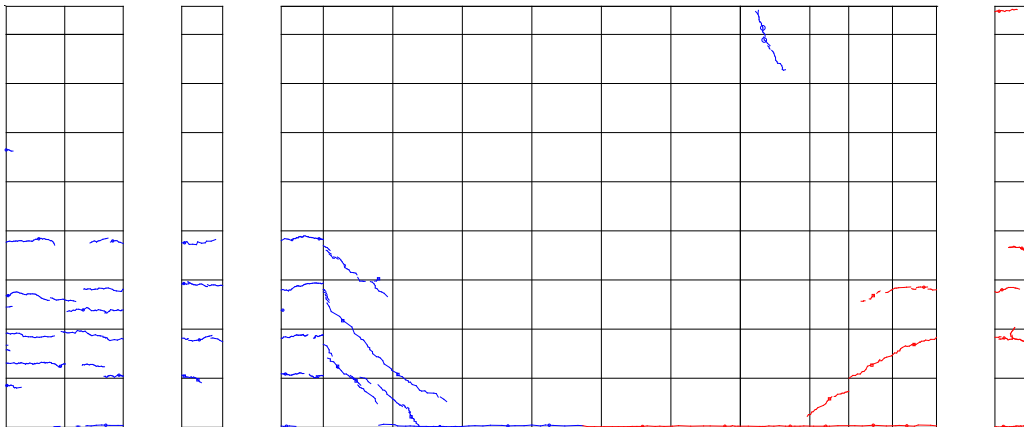


図 5.3.4-38 ひび割れ図(写真)

R=1/800

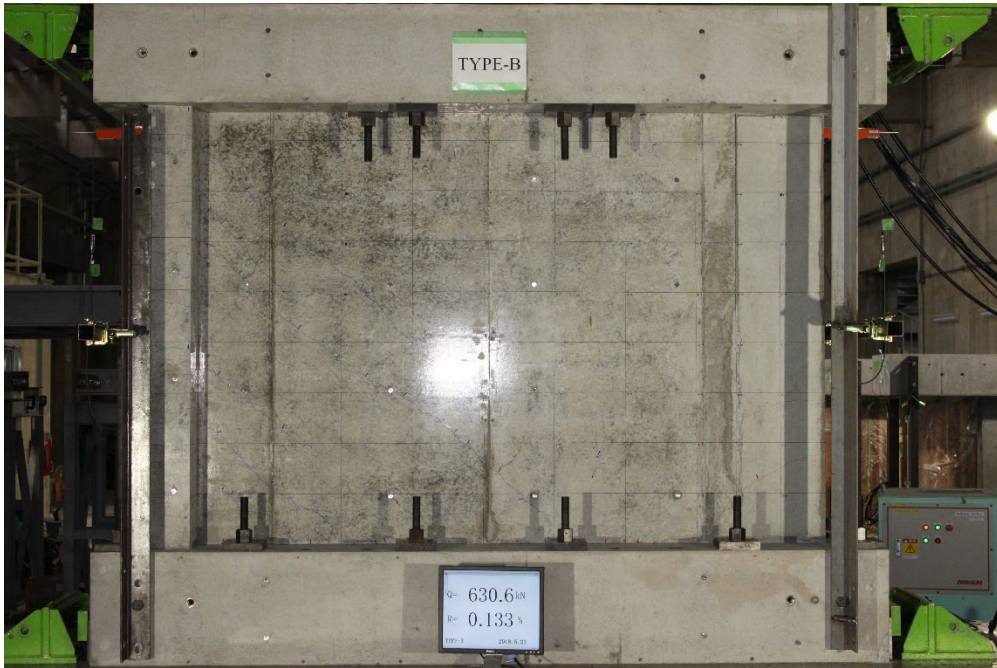


写真 5.3.4-49 全景写真

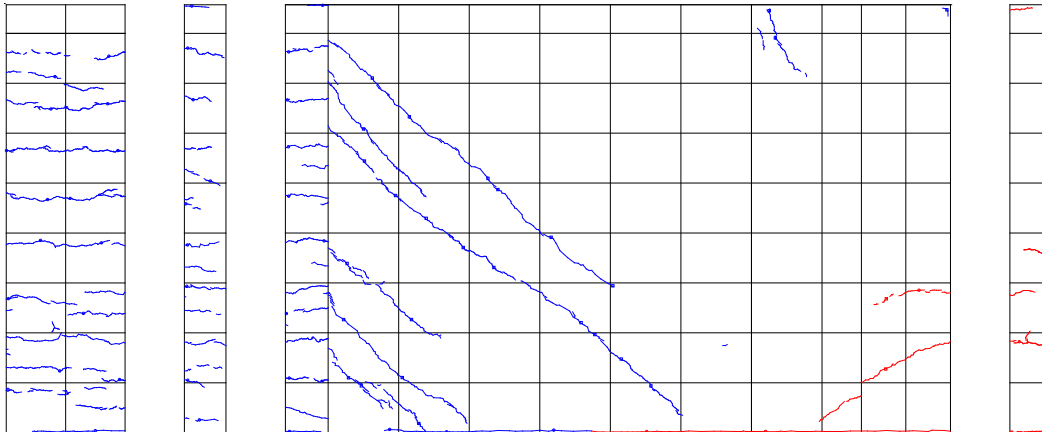


図 5.3.4-39 ひび割れ図(写真)

R=-1/800

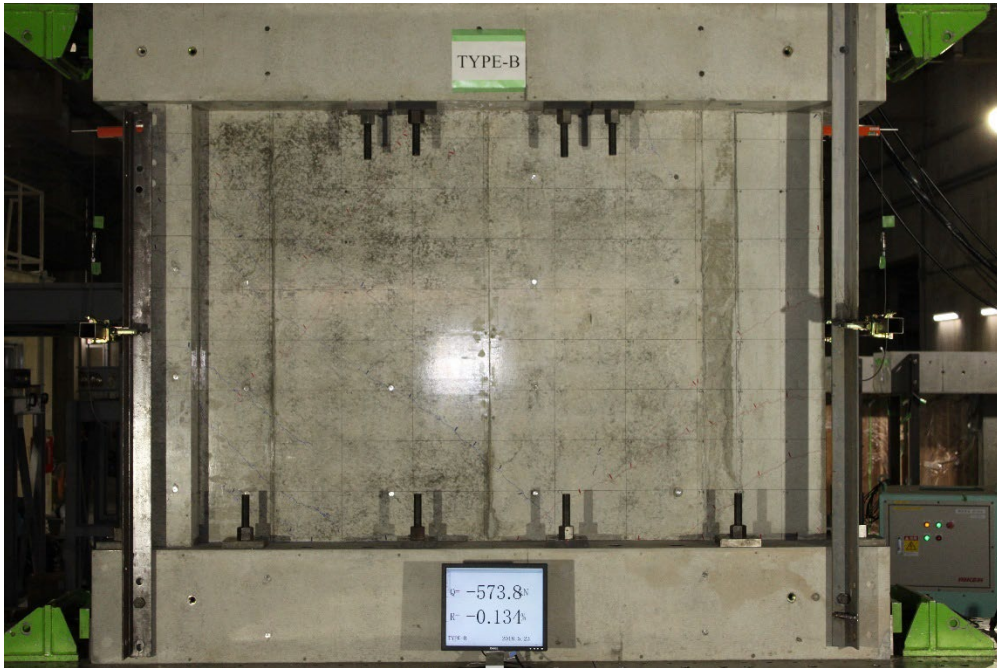


写真 5.3.4-50 全景写真

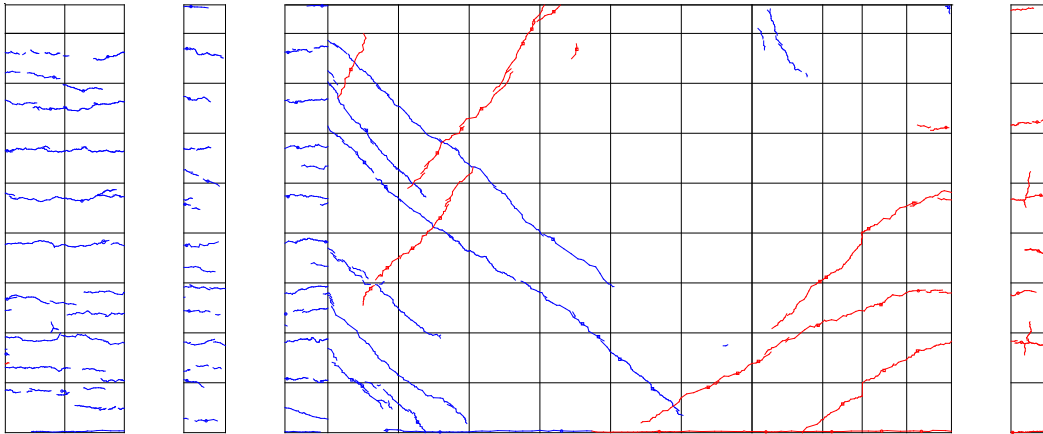


図 5.3.4-40 ひび割れ図(写真)

R=1/400①

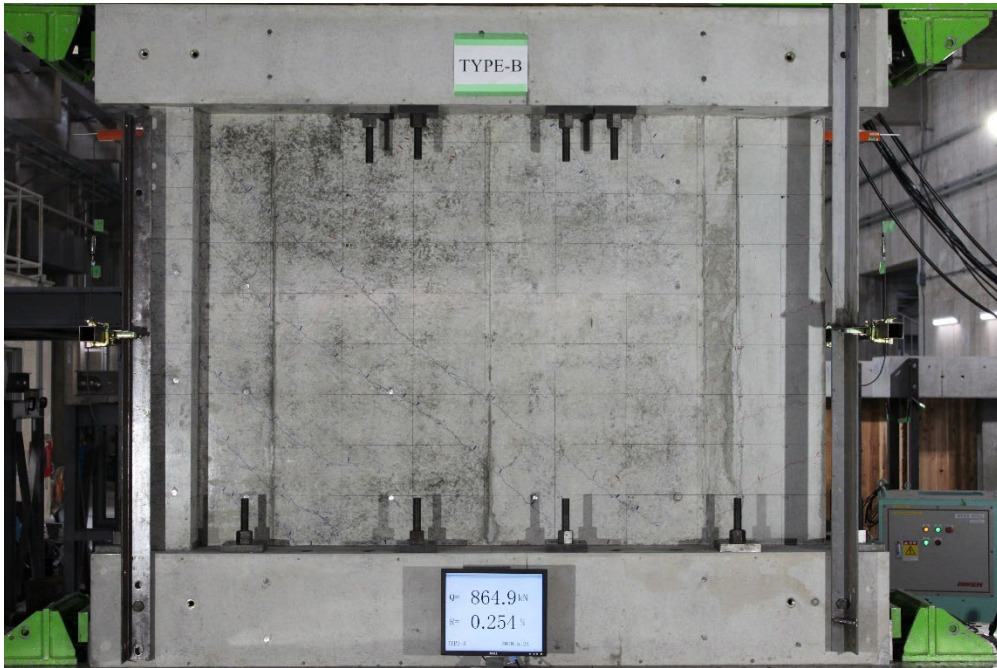


写真 5.3.4-51 全景写真

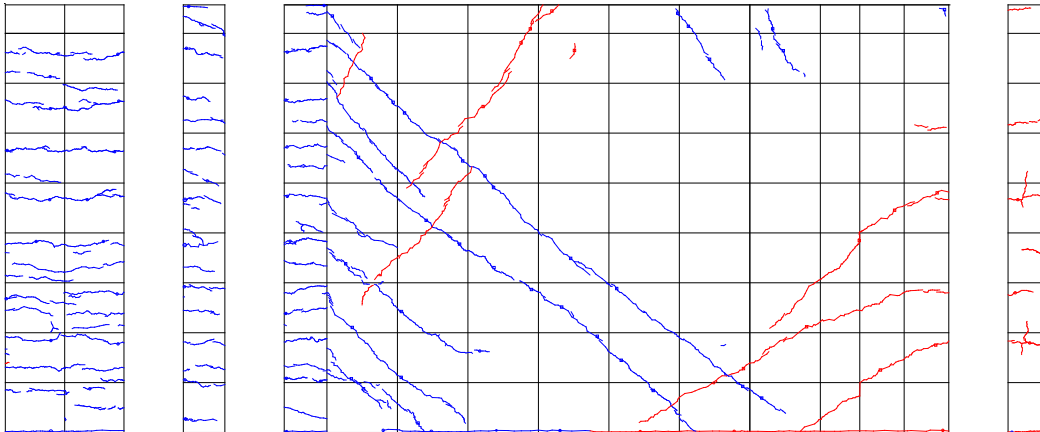


図 5.3.4-41 ひび割れ図(写真)

R=-1/400①

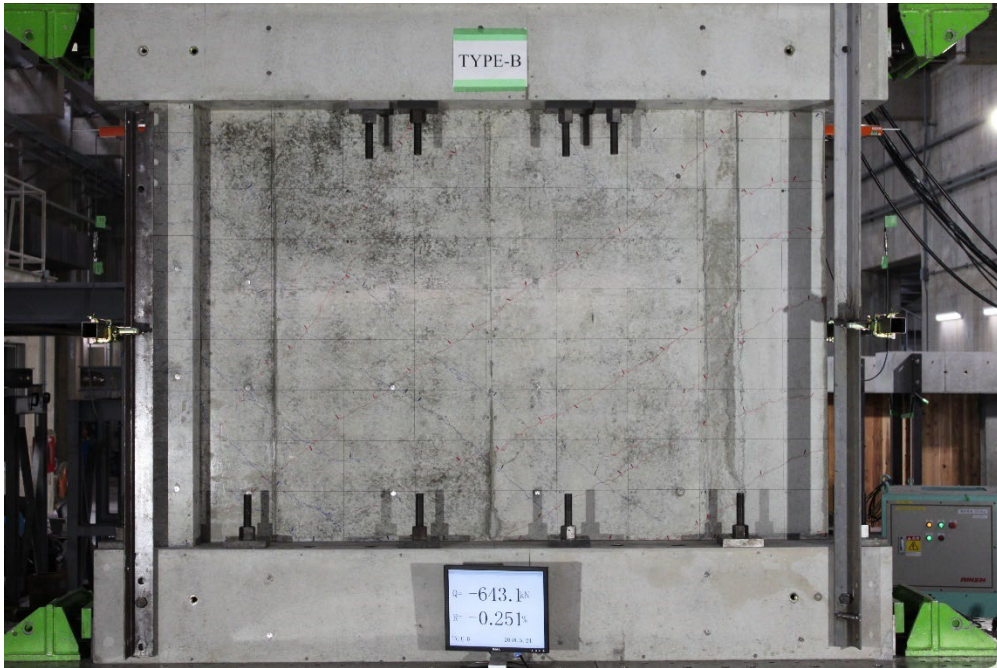


写真 5.3.4-52 全景写真

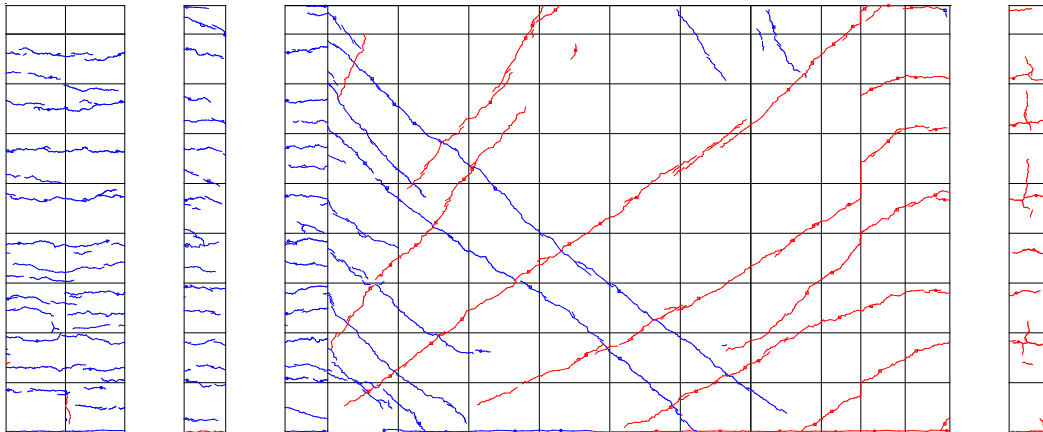


図 5.3.4-42 ひび割れ図(写真)

R=1/400②

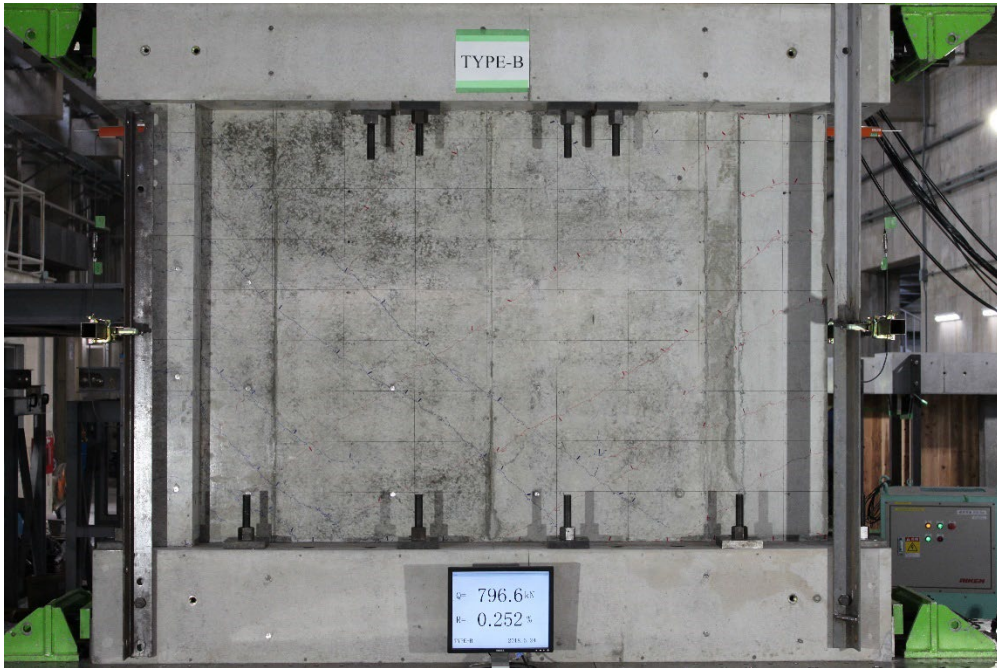


写真 5.3.4-53 全景写真

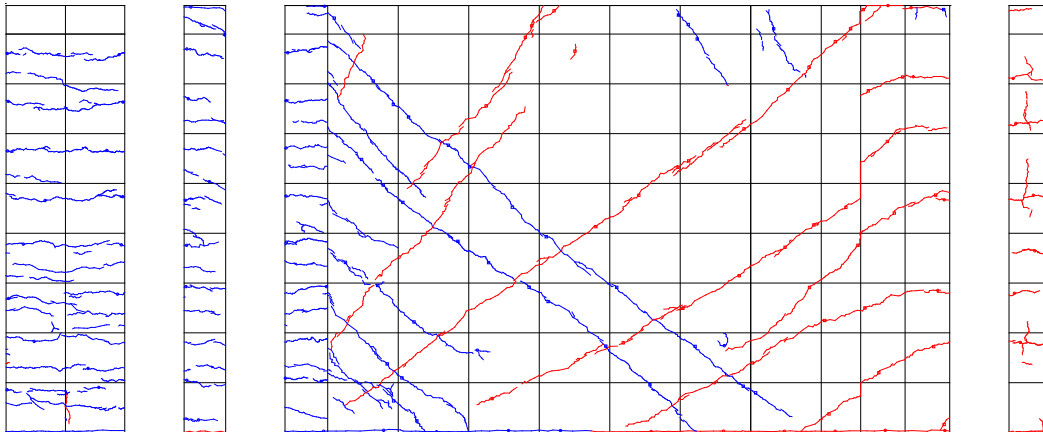


図 5.3.4-43 ひび割れ図(写真)

R=-1/400②

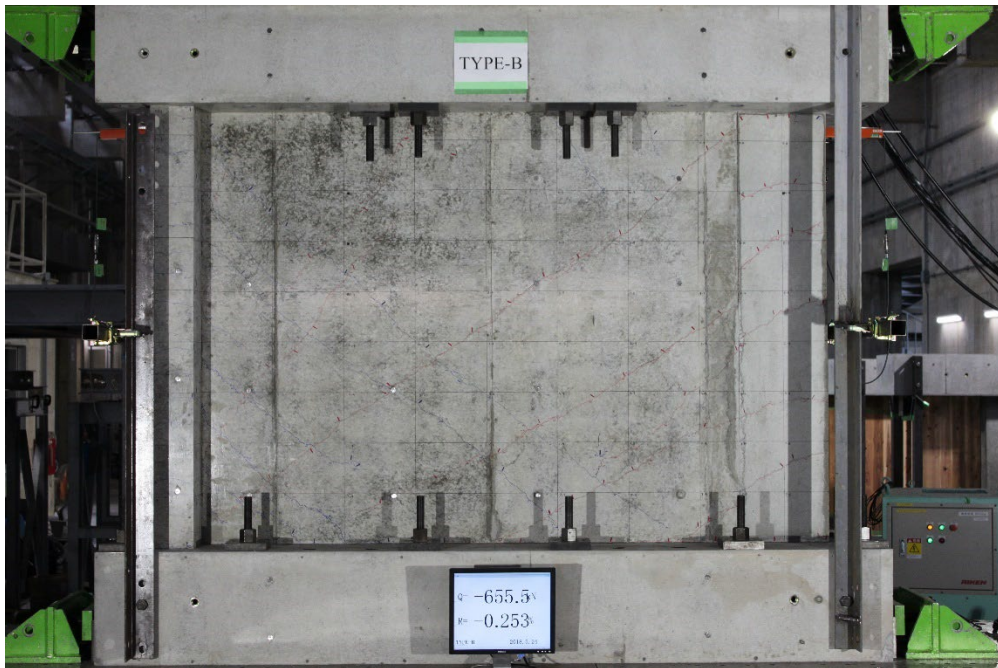


写真 5.3.4-54 全景写真

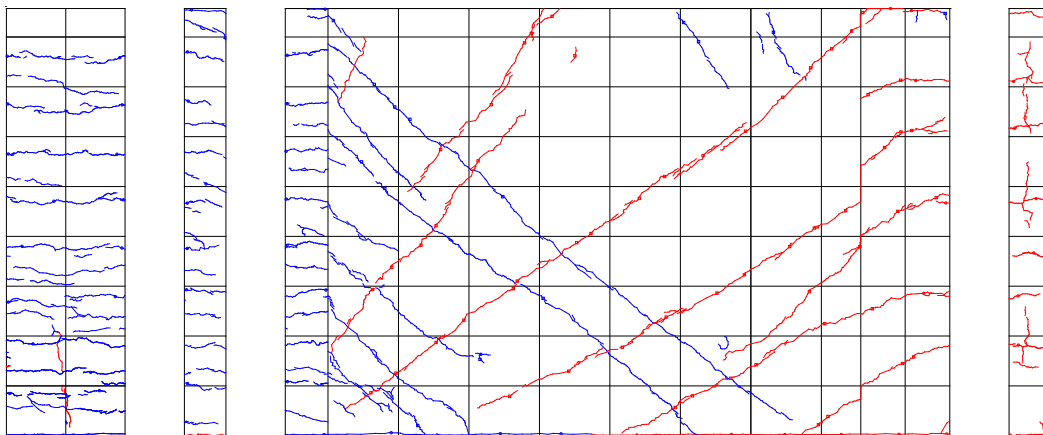


図 5.3.4-44 ひび割れ図(写真)

R=1/200①

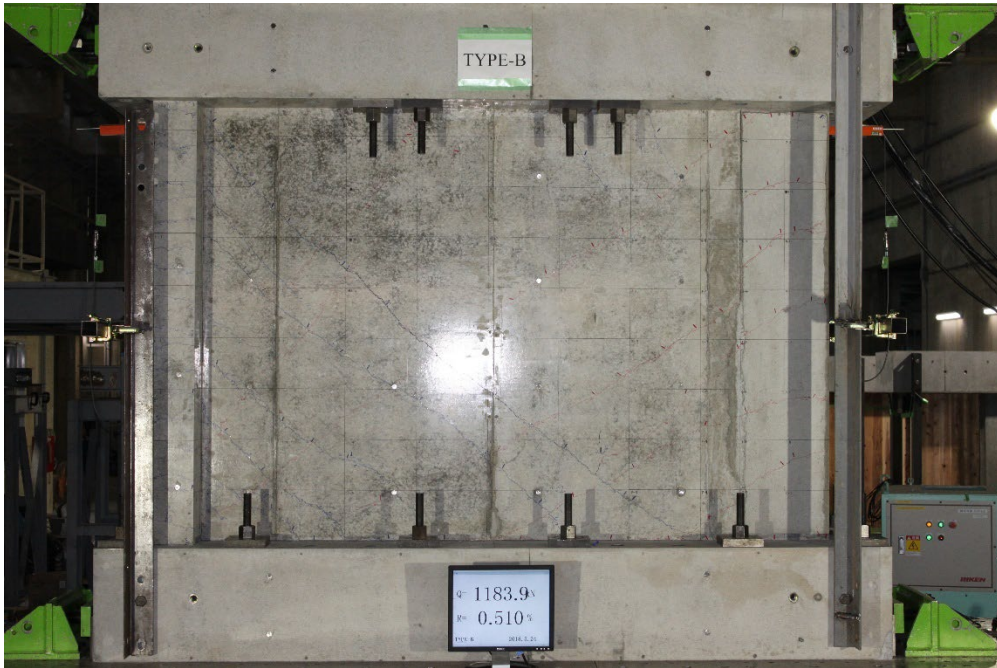


写真 5.3.4-55 全景写真

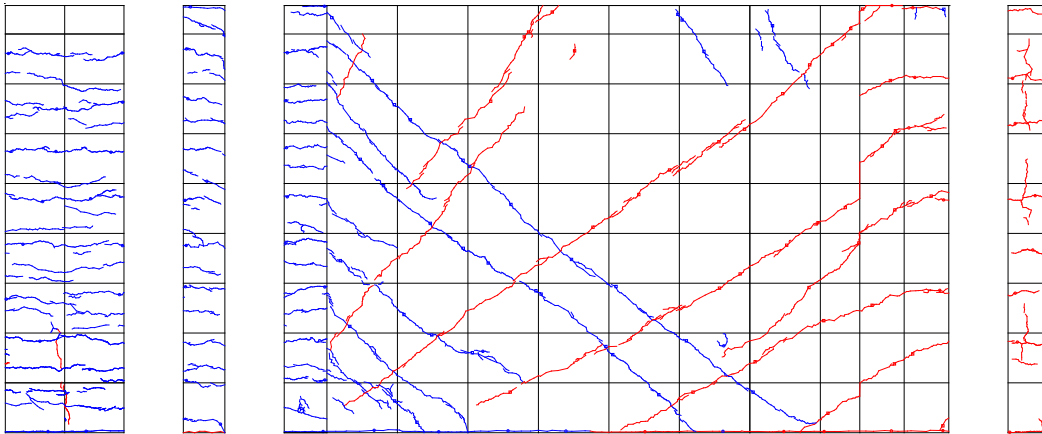


図 5.3.4-45 ひび割れ図(写真)

R=-1/200①

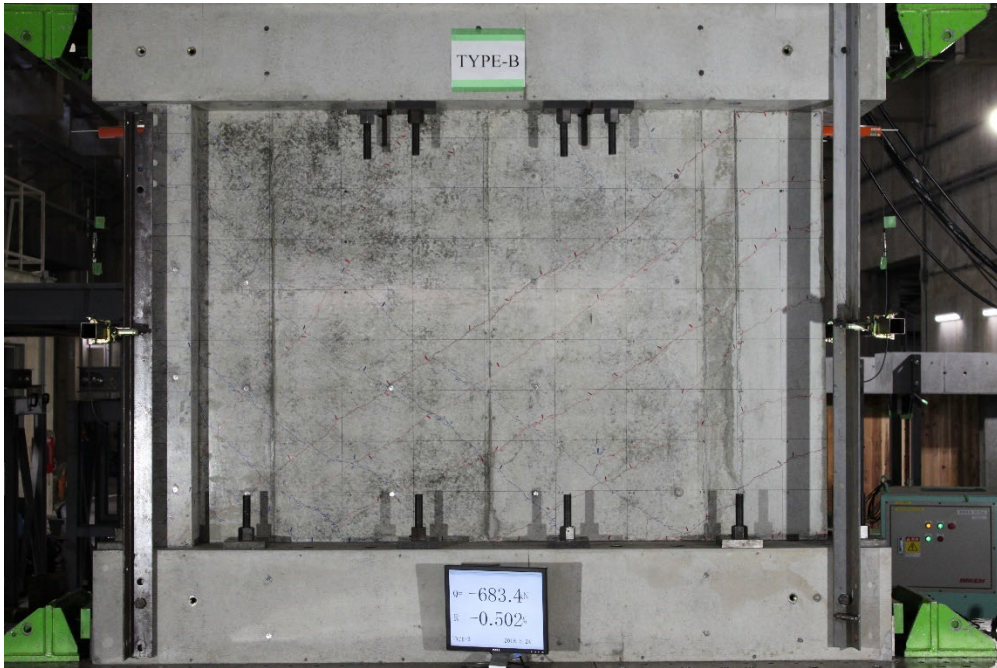


写真 5.3.4-56 全景写真

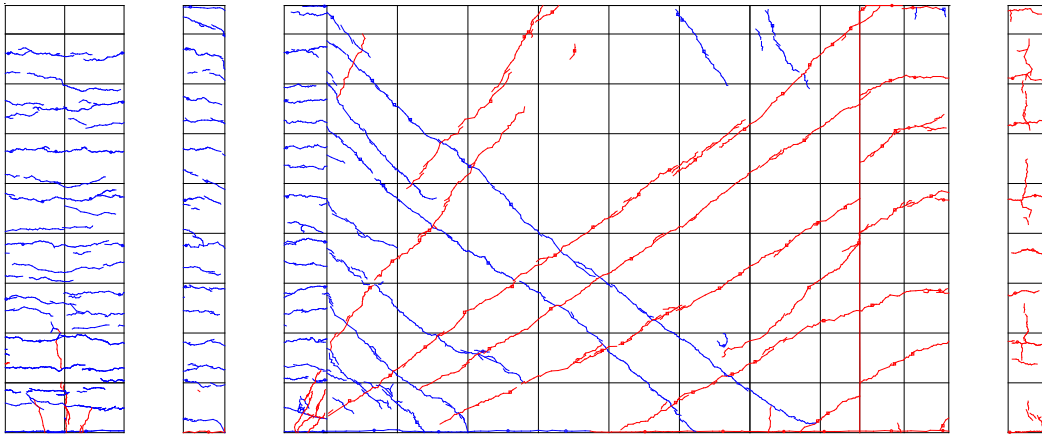


図 5.3.4-46 ひび割れ図(写真)

R=1/200②

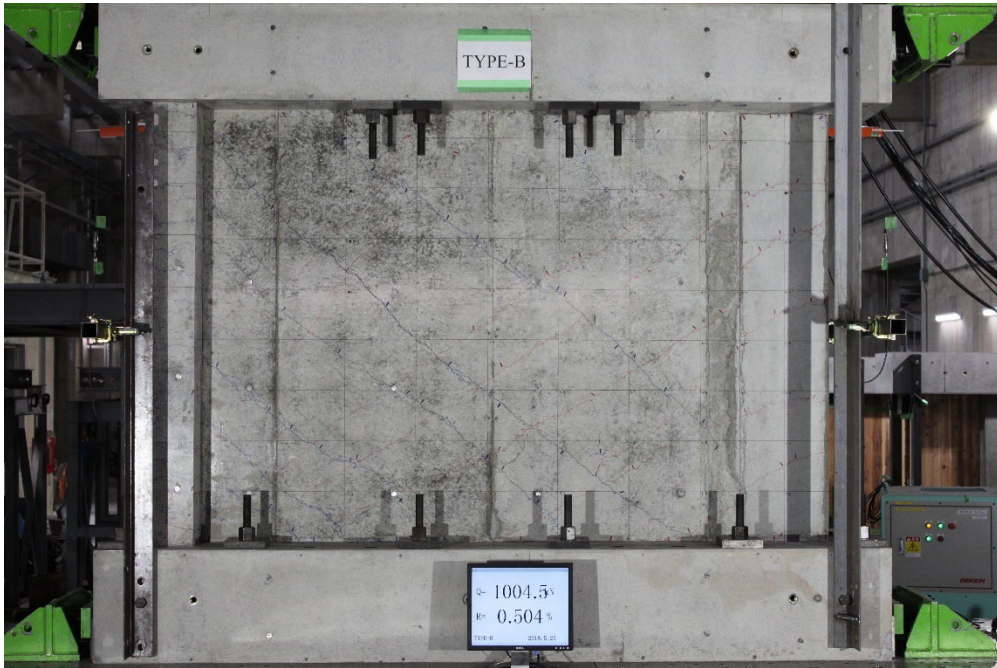


写真 5.3.4-57 全景写真

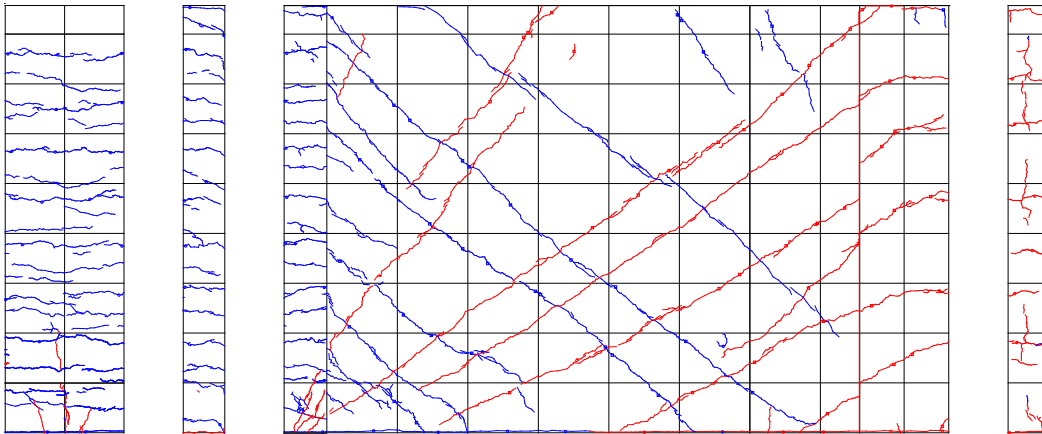


図 5.3.4-47 ひび割れ図(写真)

R=-1/200②

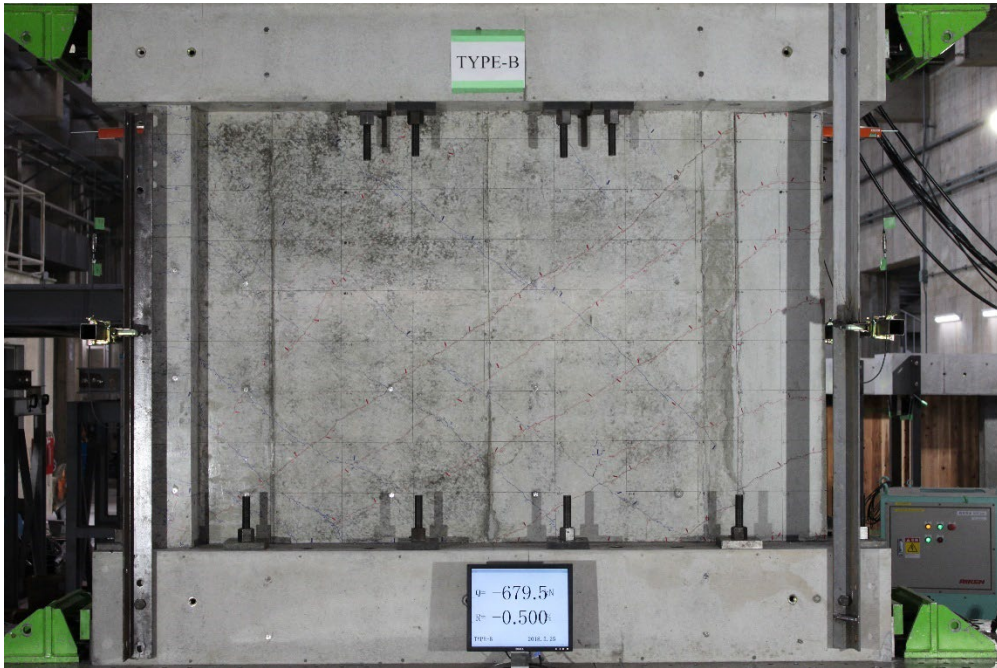


写真 5.3.4-58 全景写真

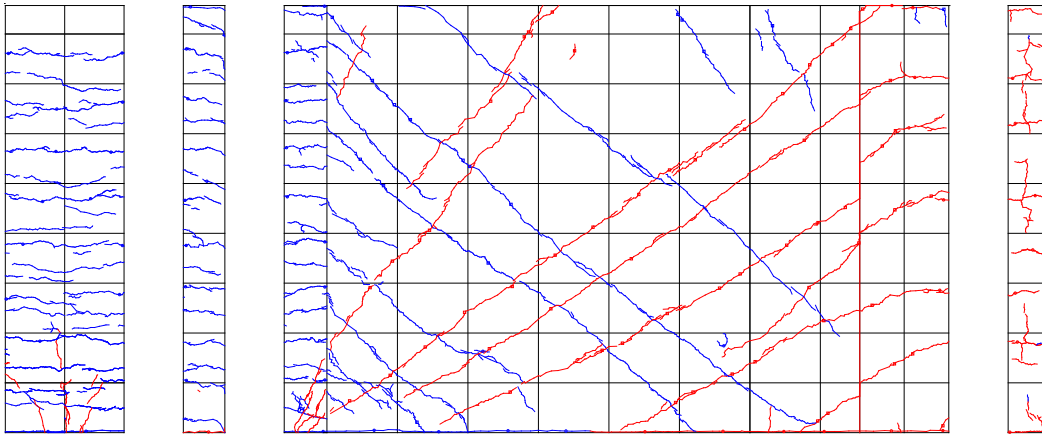


図 5.3.4-48 ひび割れ図(写真)

R=1/133①

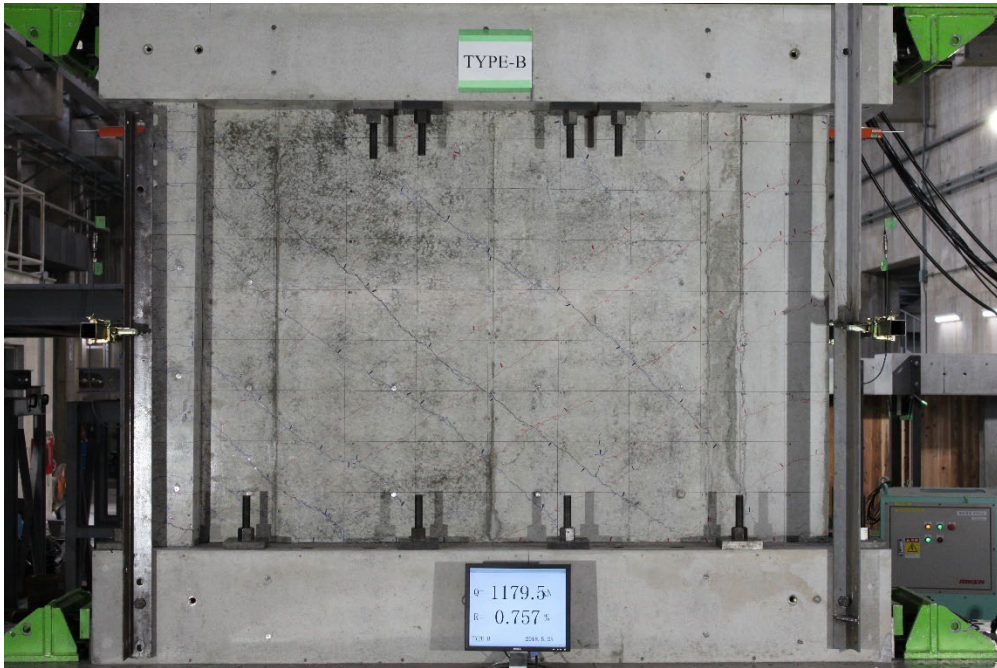


写真 5.3.4-59 全景写真

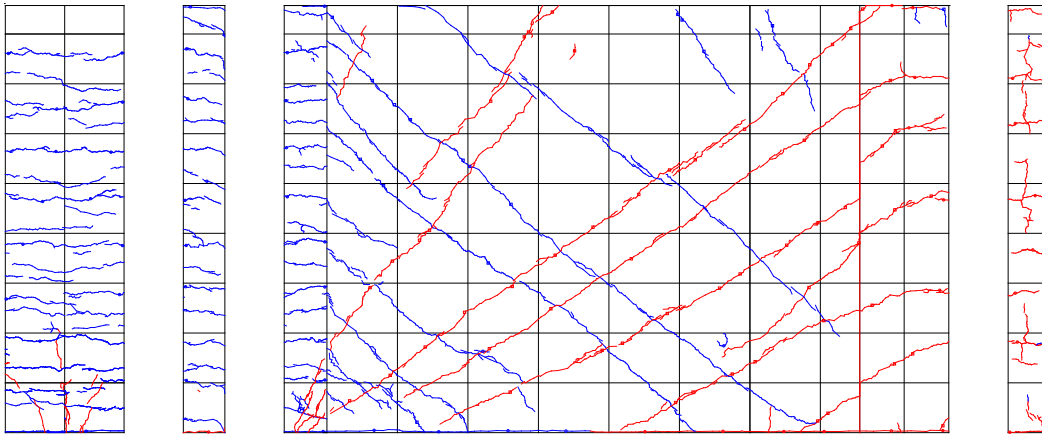


図 5.3.4-49 ひび割れ図(写真)

R=-1/133①

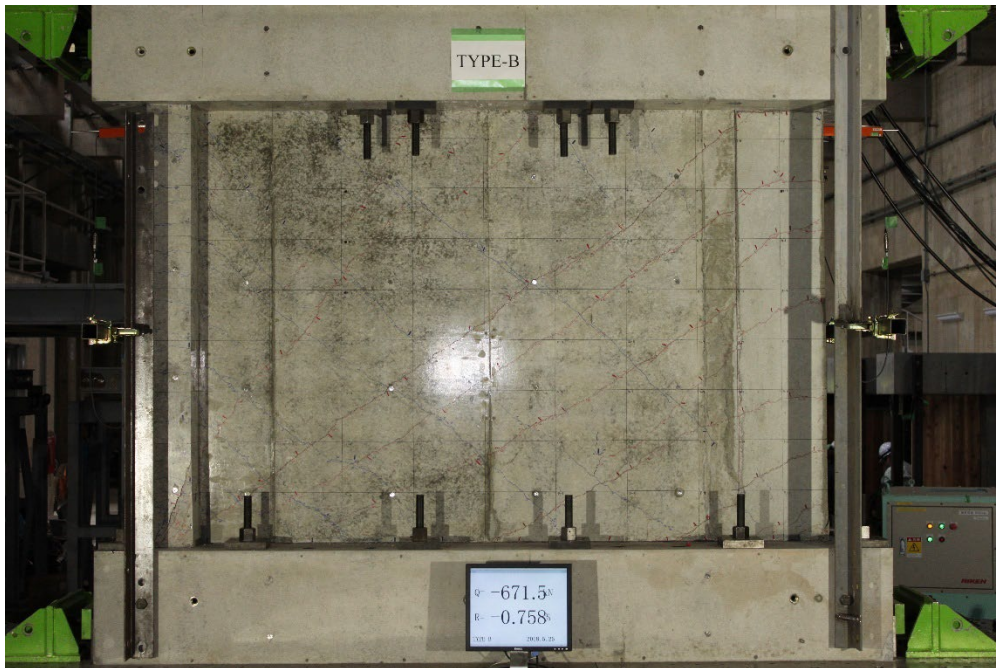


写真 5.3.4-60 全景写真

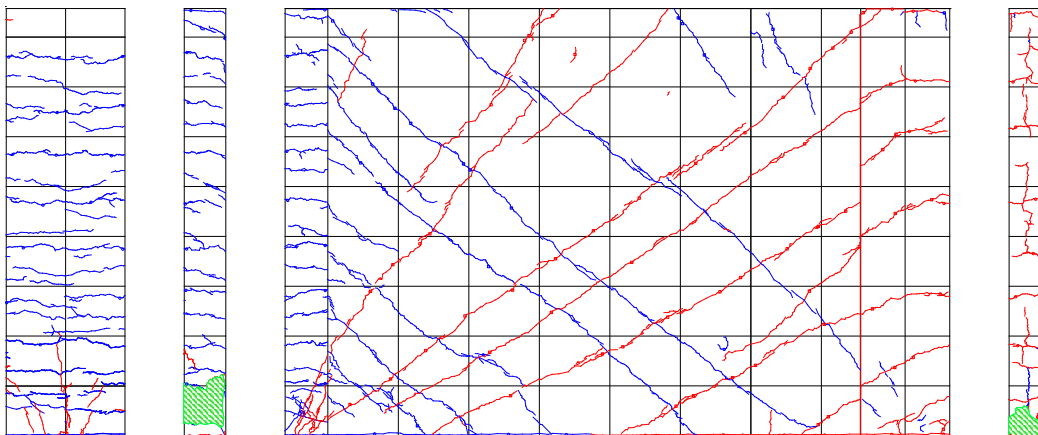


図 5.3.4-50 ひび割れ図(写真)

R=1/133②

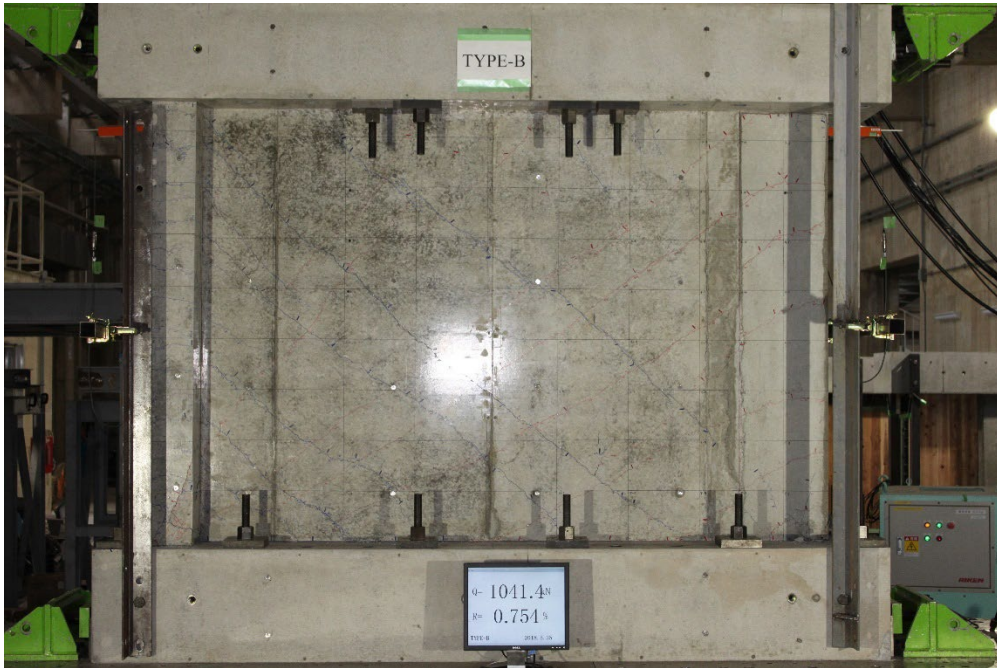


写真 5.3.4-61 全景写真

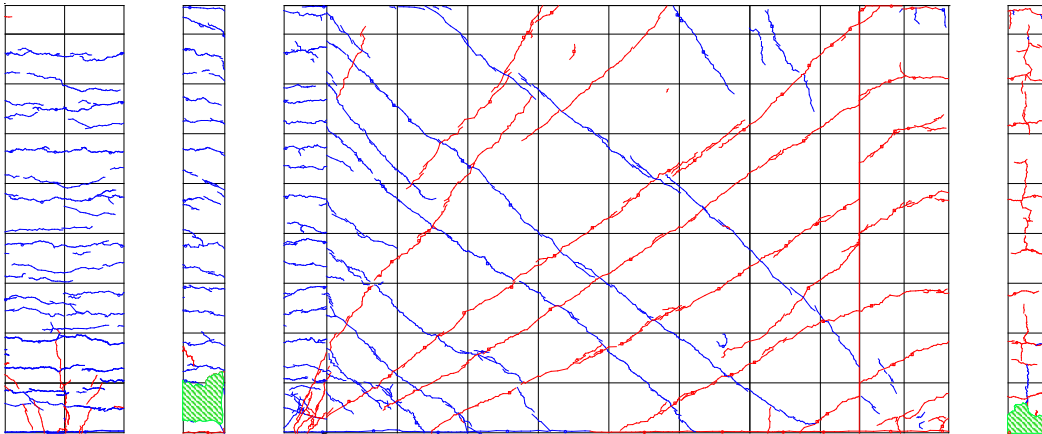


図 5.3.4-51 ひび割れ図(写真)

R=-1/133②

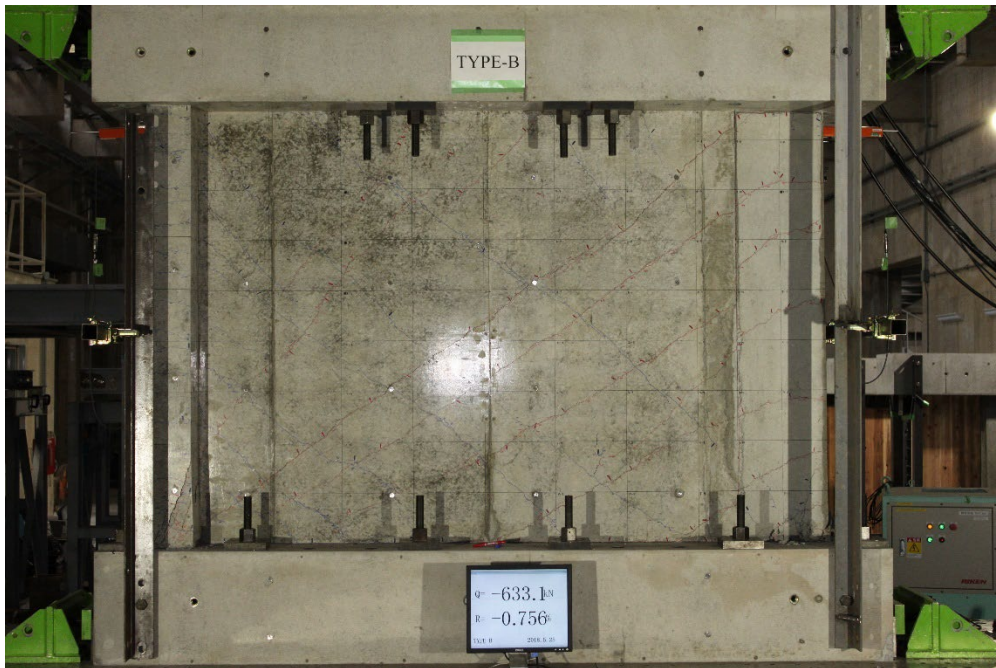


写真 5.3.4-62 全景写真

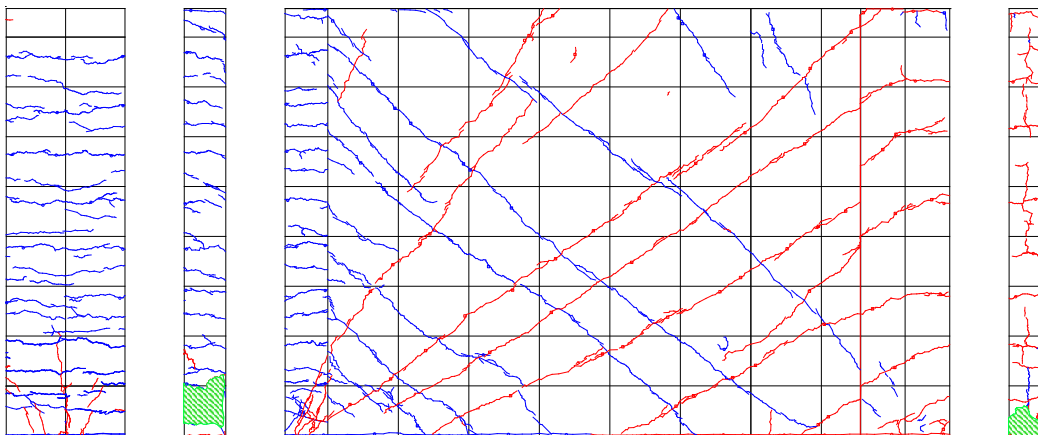


図 5.3.4-52 ひび割れ図(写真)

R=1/100①

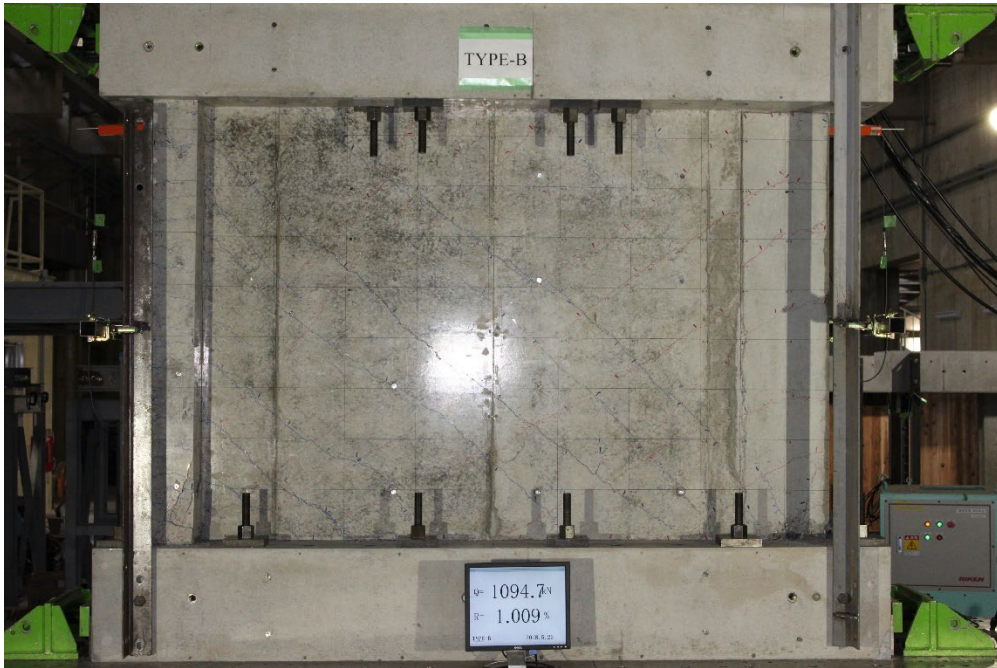


写真 5.3.4-63 全景写真

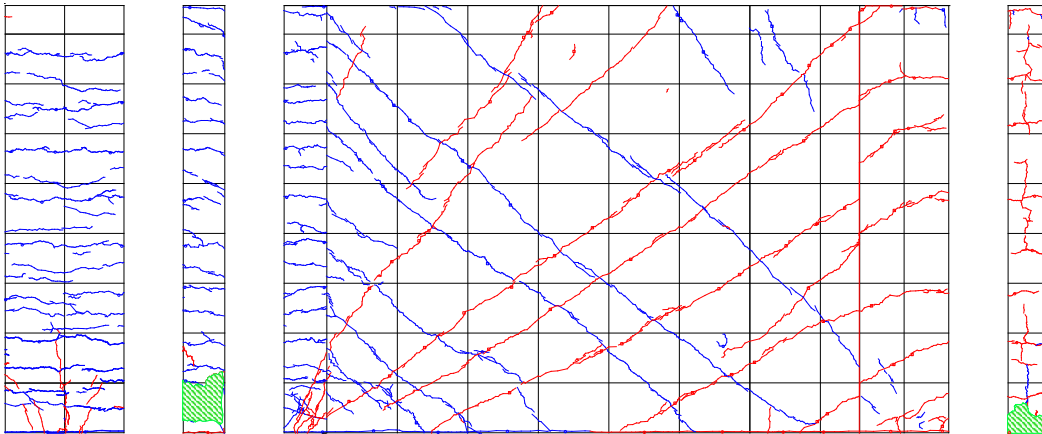


図 5.3.4-53 ひび割れ図(写真)

R=-1/100①

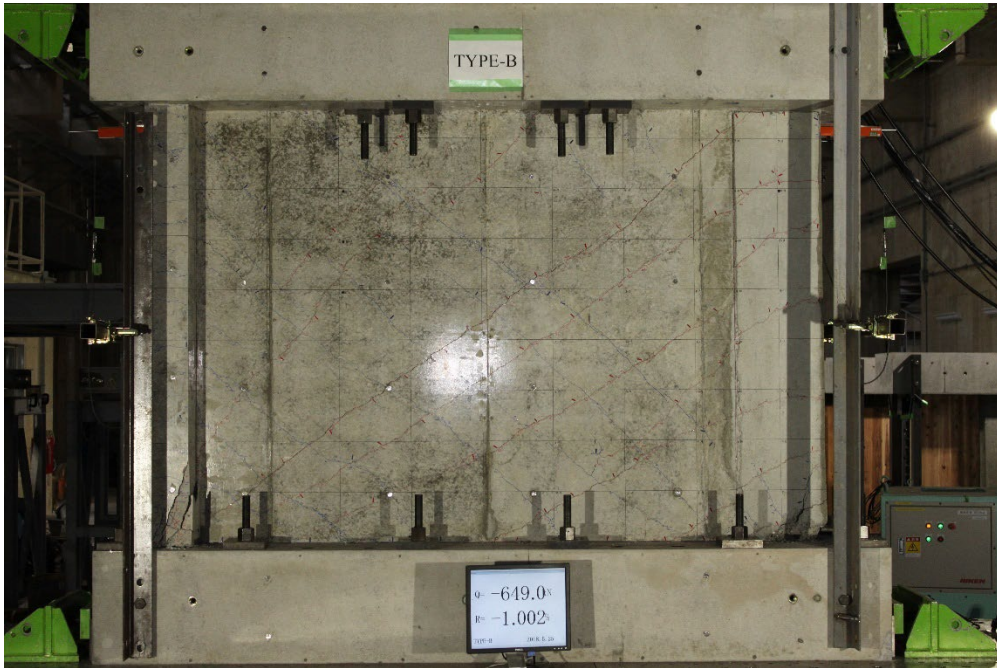


写真 5.3.4-64 全景写真

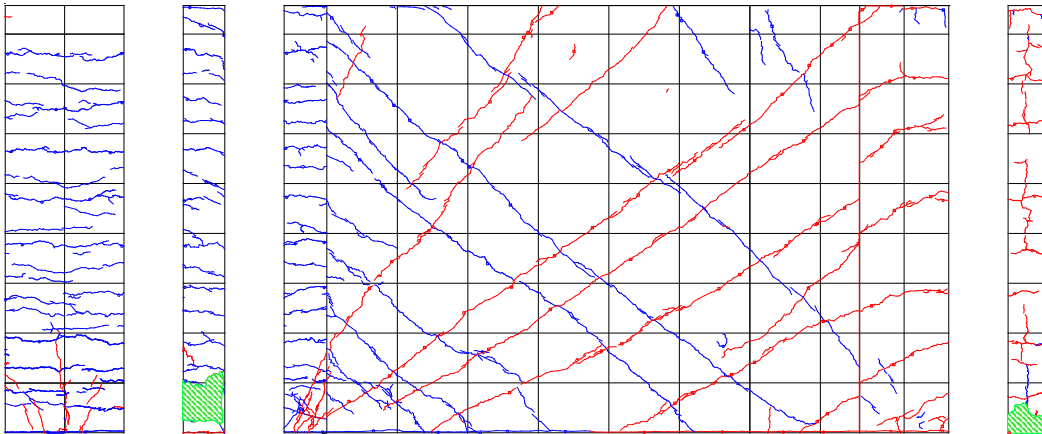


図 5.3.4-54 ひび割れ図(写真)

R=1/100②

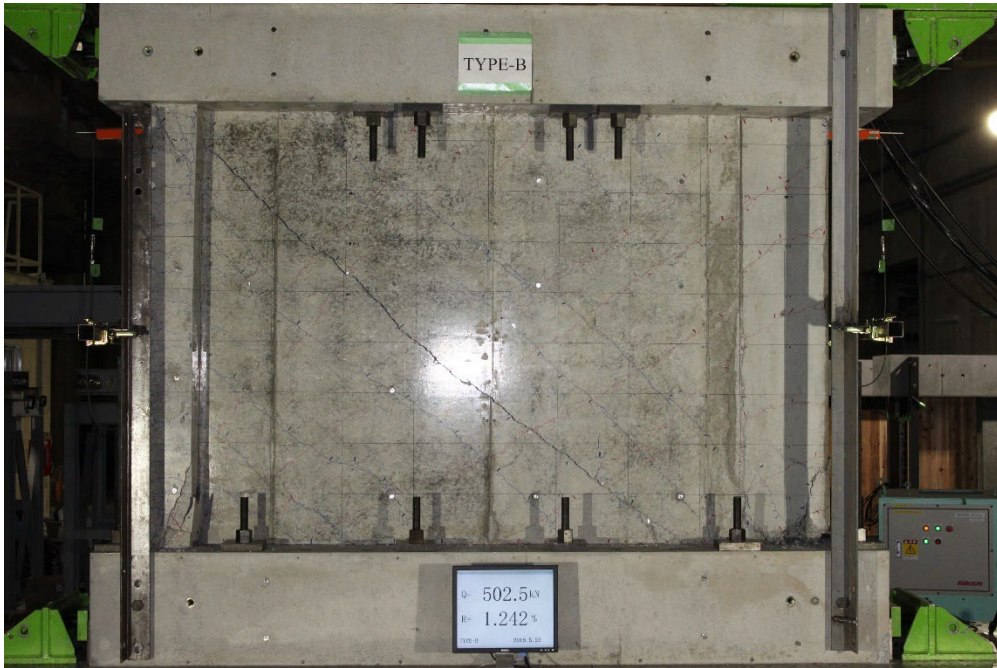


写真 5.3.4-65 全景写真

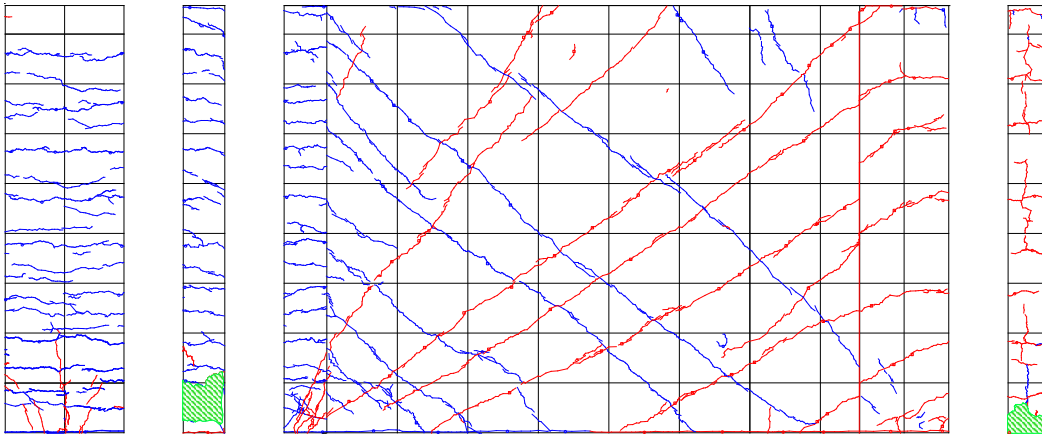


図 5.3.4-55 ひび割れ図(写真)

R=-1/100②

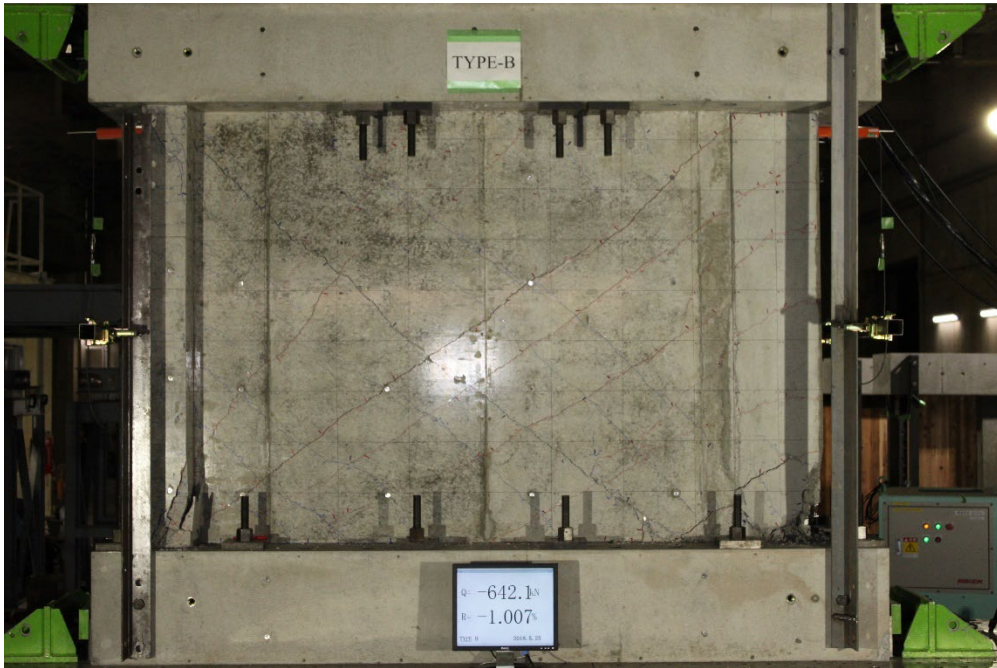


写真 5.3.4-66 全景写真

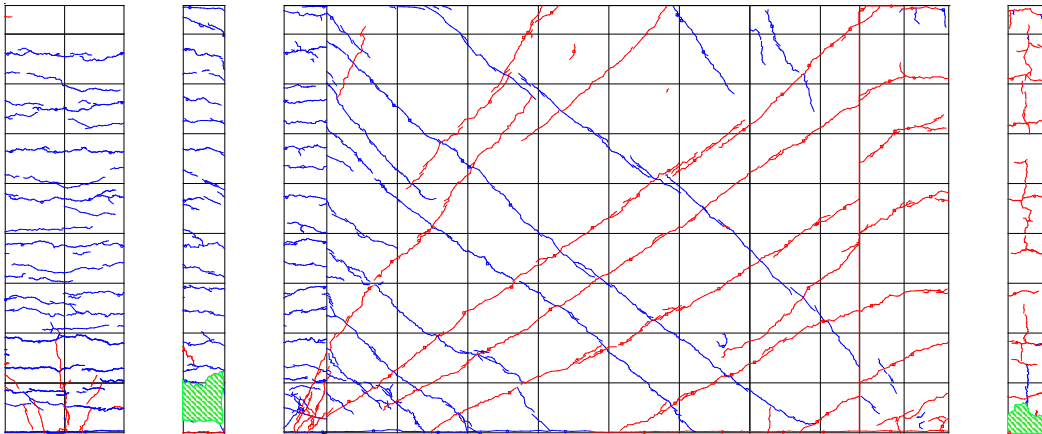


図 5.3.4-56 ひび割れ図(写真)

5.3.4.5. ひび割れ幅の推移

5.3.4.5.1. TYPE-A1

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-57 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-58 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-59 に示す。

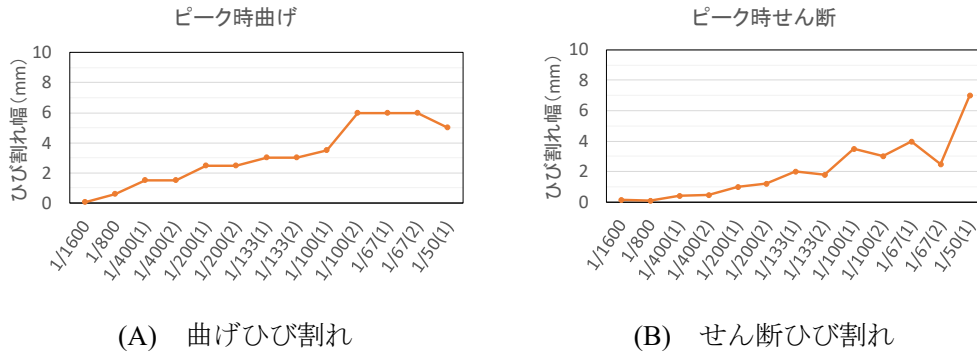


図 5.3.4-57 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

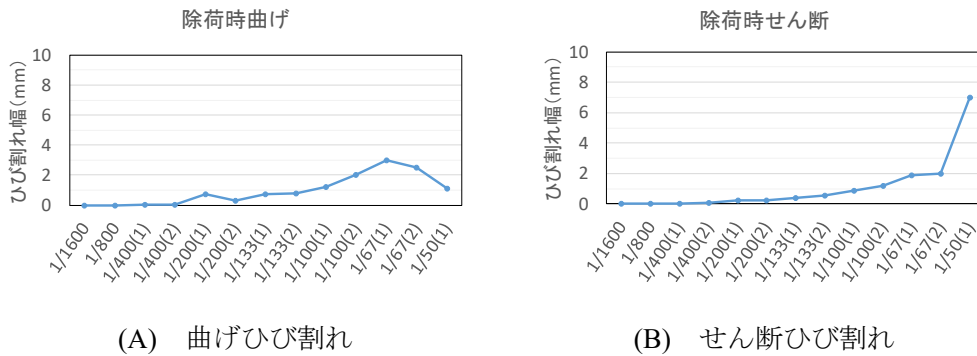


図 5.3.4-58 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

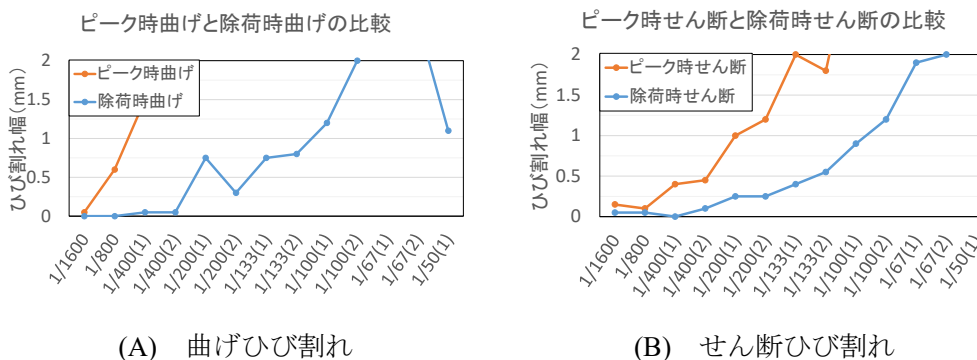


図 5.3.4-59 正載荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2)

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-60 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-61 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-62 に示す。

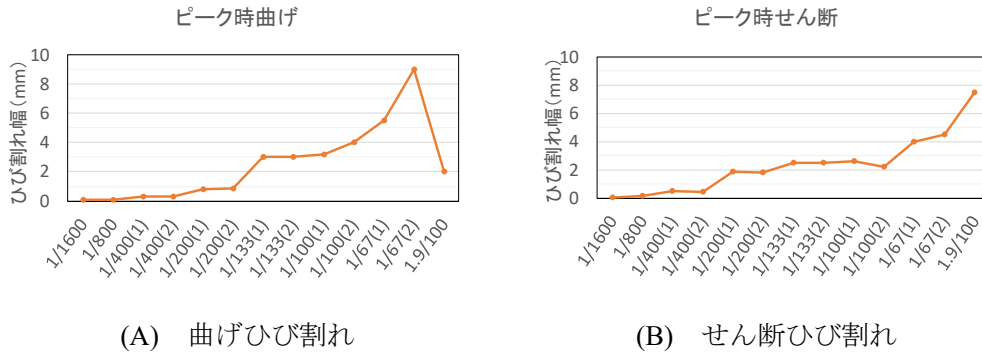


図 5.3.4-60 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

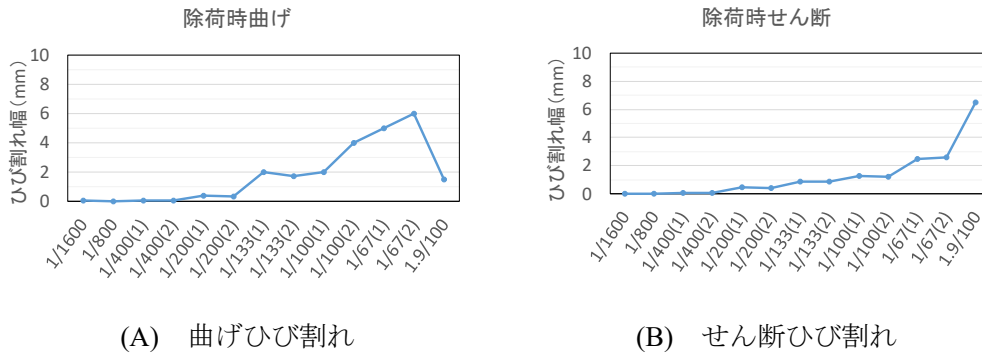


図 5.3.4-61 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

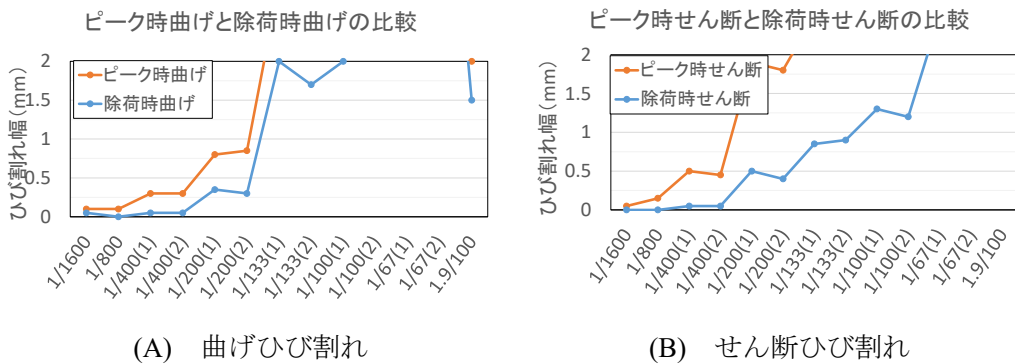
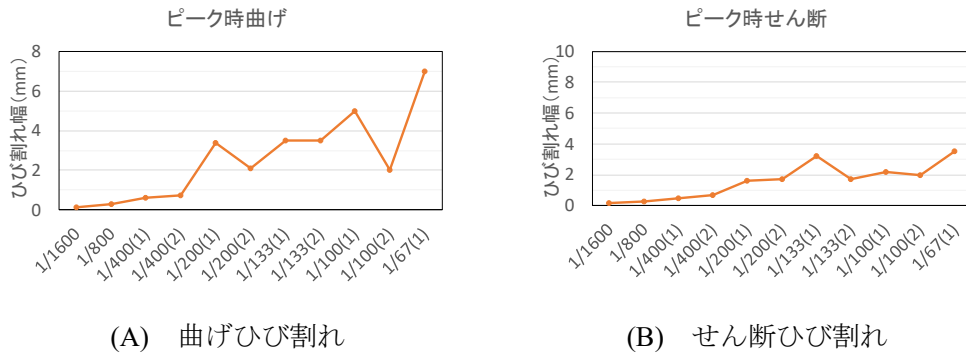


図 5.3.4-62 負荷荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2mm)

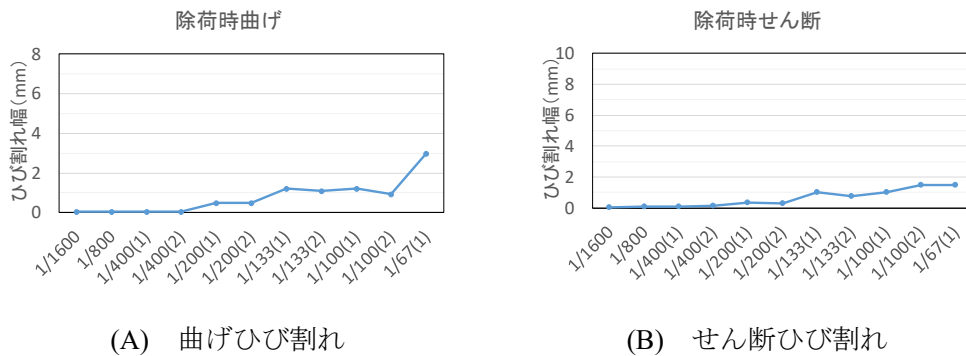
5.3.4.5.2. TYPE-A2

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-63 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-64 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-65 に示す。



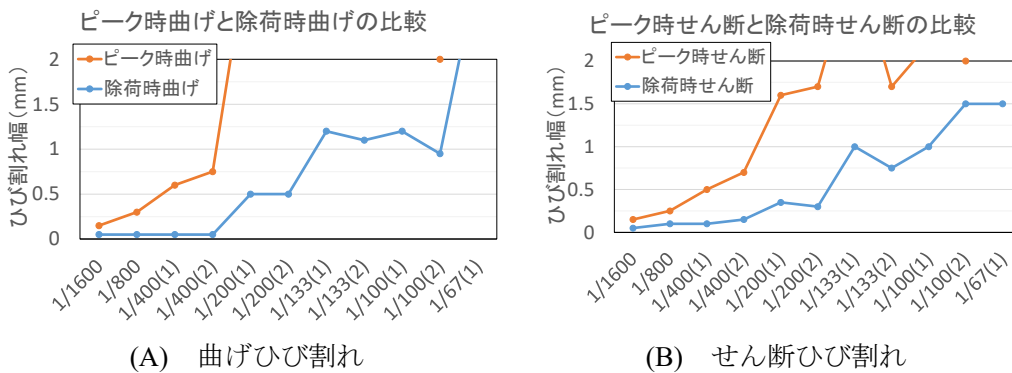
(A) 曲げひび割れ (B) せん断ひび割れ

図 5.3.4-63 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(A) 曲げひび割れ (B) せん断ひび割れ

図 5.3.4-64 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移



(A) 曲げひび割れ (B) せん断ひび割れ

図 5.3.4-65 正載荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2mm)

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-66 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-67 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-68 に示す。

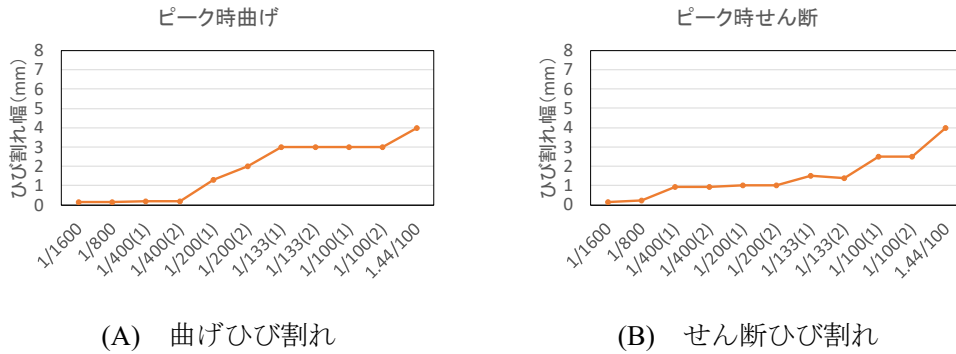


図 5.3.4-66 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

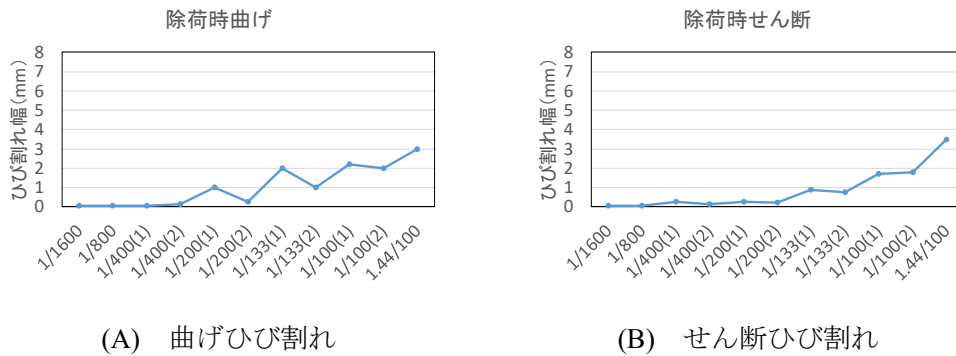


図 5.3.4-67 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

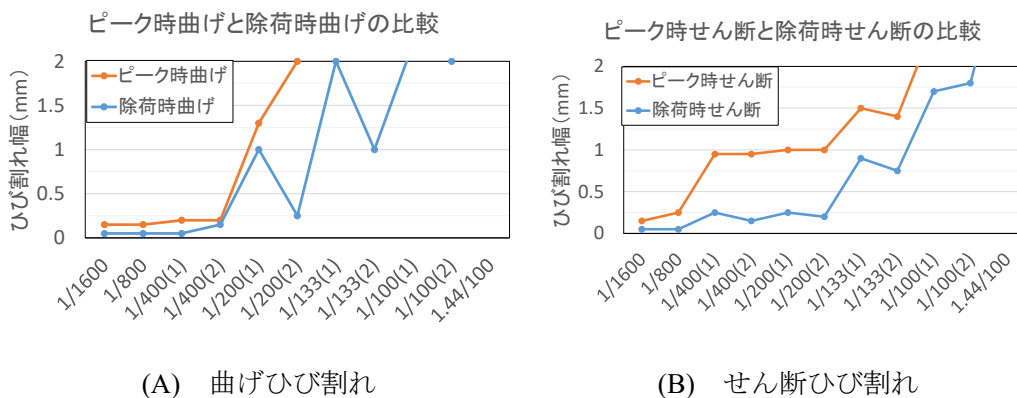


図 5.3.4-68 負荷荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2mm)

5.3.4.5.3. TYPE-B

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-69 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-70 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-71 に示す。

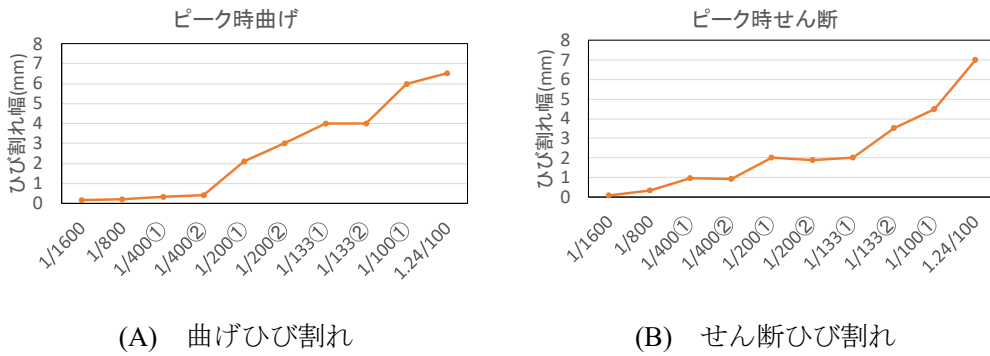


図 5.3.4-69 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

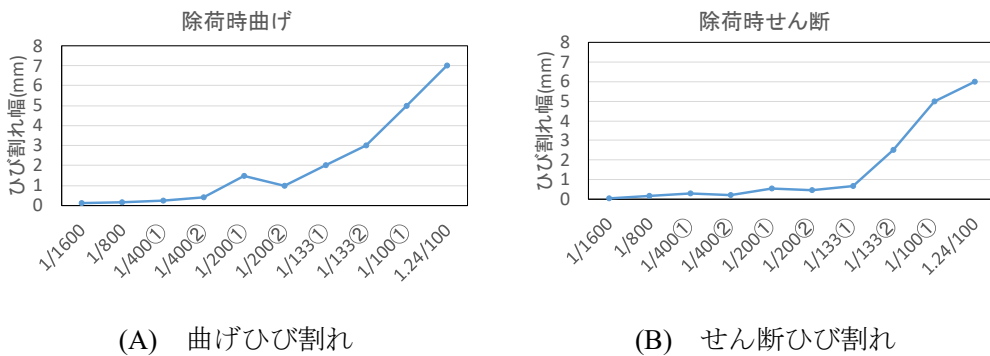


図 5.3.4-70 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

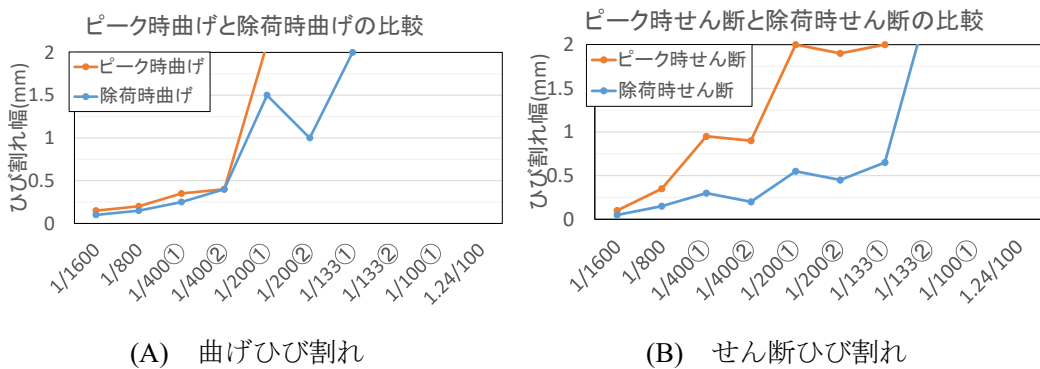


図 5.3.4-71 正載荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2mm)

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-72 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-73 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-74 に示す。

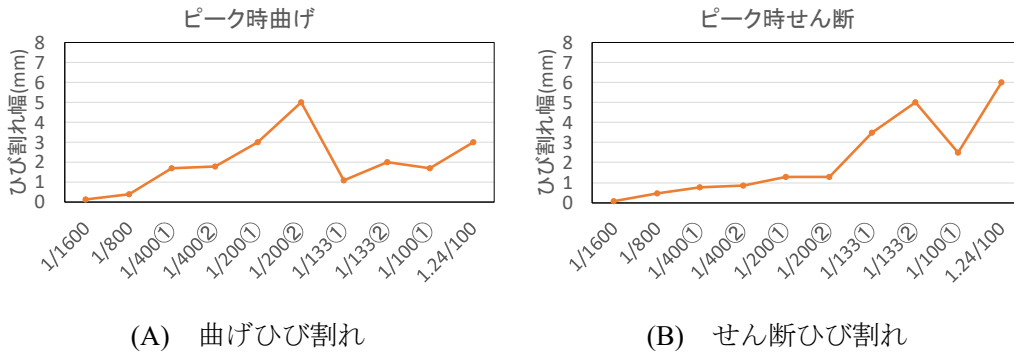


図 5.3.4-72 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

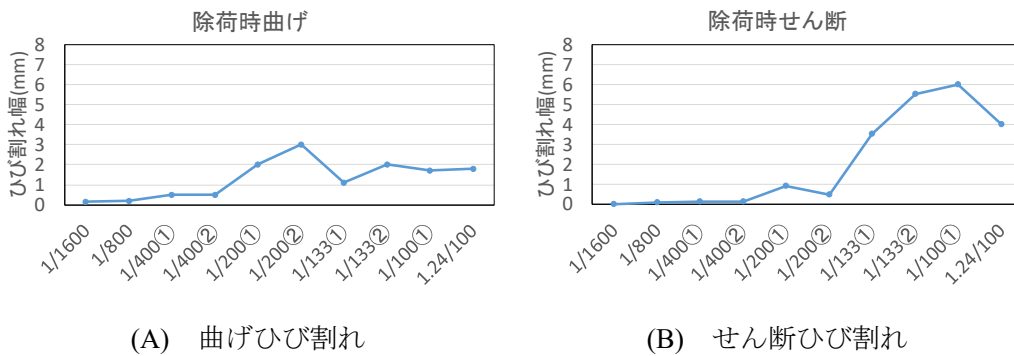


図 5.3.4-73 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

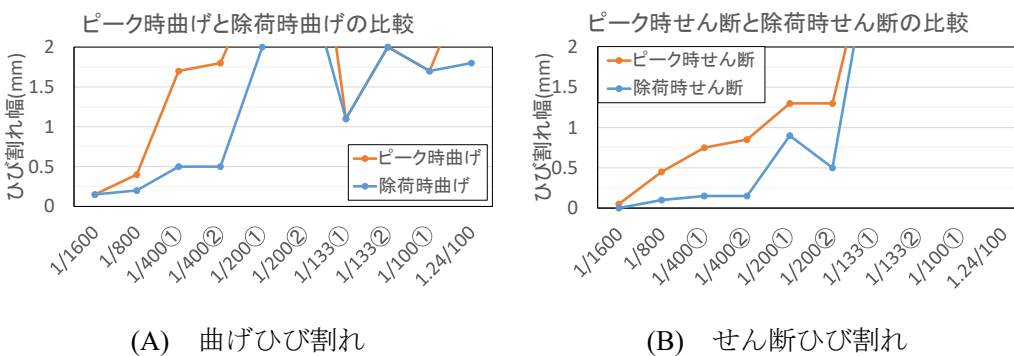


図 5.3.4-74 負荷荷時ひび割れ幅推移の比較 (縦軸最大値 2mm)

5.3.5. 実験に基づく考察

5.3.5.1. 縦あと施工アンカーの検討

以下に既往の文献に即して試験体 A と試験体 B の継手長さ と定着長さを検討する。

図 5.3.5-1 に試験体情報を示す。

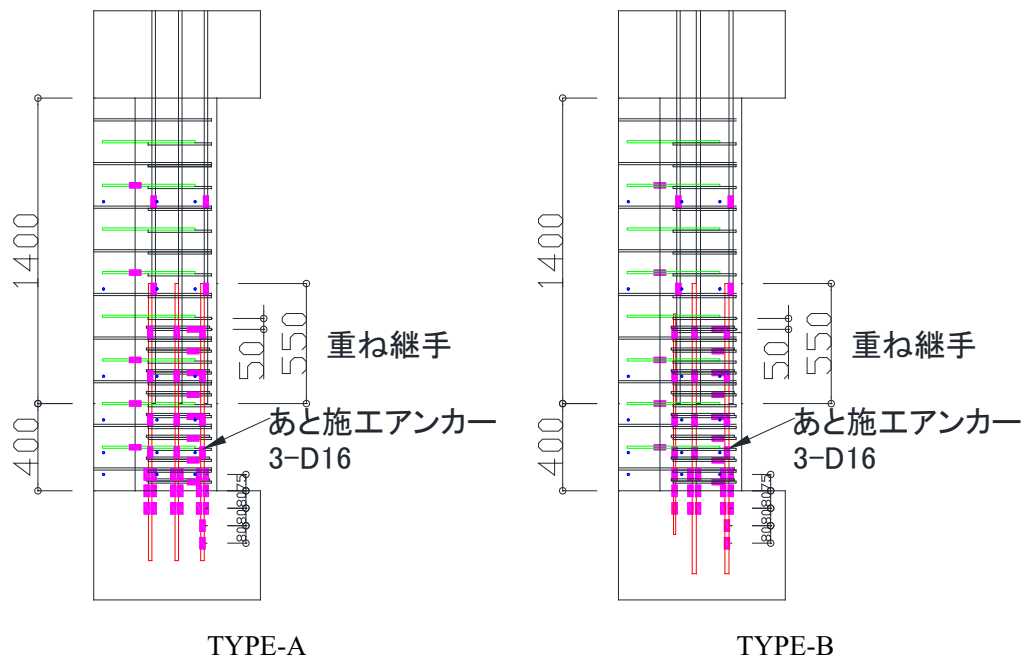


図 5.3.5-1 試験体情報

5.3.5.1.1. 既往の文献による継手長さの検討

RC 規準^{5.3.5-1)}による重ね継手に関する記載を以下に、表 5.3.5-1～3 に、許容付着応力度、付着割裂の規準となる強度、鉄筋の許容応力度を示す。

- 1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- 2) 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けることとし、同一断面で全引張鉄筋の継手（全数継手）としないことを原則とする。
- 3) 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、以下の各項を満足するように設定する。ただし、200mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
 - ① 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討は、引張鉄筋に対しては式(5.3.5-1)により、圧縮鉄筋に対しては式(5.3.5-2)により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \leq f_a \quad (5.3.5-1)$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \leq 1.5f_a \quad (5.3.5-2)$$

- ② 重ね継手の大地震動に対する安全性確保のための検討は、式(5.3.5-3)による。ただし、補正係数 K の算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着しない場合でも密着した継手と考えて係数 C を求め、鉄筋本数 N は想定される付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を減じた値とする。なお、付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋（D25 以下に限る）の重ね継手を存在応力度の小さい箇所に設ける場合は、下式によらなくてもよい。

$$\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (5.3.5-3)$$

ここで

l : 継手の重ね長さ、鉄筋端に標準フックを設ける場合には、フックを除いた長さとする。(mm)

σ_t : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合には、その値の 2/3 倍とすることができる。(N/mm²)

σ_c : 圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度 (N/mm²)

σ_y : 引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合にはその値の 2/3 倍とすることができる (N/mm²)

d_b : 曲げ補強鉄筋径で、異形鉄筋では呼び名の数値とする。(mm)

f_a : 許容付着応力度で、鉄筋の位置にかかわらず表 5.3.5-1 の上端筋に対する値を用いる。(N/mm²)

K : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、式(5.3.5-4)による。

$$K = 0.3 \cdot \left(\frac{c+w}{d_b} \right) + 0.4 \leq 2.5 \quad (5.3.5-4)$$

f_b : 付着割裂の基準となる強度で、表 5.3.5-2 による。

c : 付着検定断面位置における鉄筋間のあき、または最小かぶり厚さの 3 倍のうちの小さい方の数値で、 $5d_a$ 以下とする。

w : 付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、 $2.5d_b$ 以下とする。

$$\left(= 80 \frac{A_{st}}{sN}\right)$$

A_{st} : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る 1 組の横補強筋全断面積。

s : 1 組の横補強筋の間隔。

N : 当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数。

- 4) 重ね継手は、曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。
- 5) 溶接金網の重ね継手は、重ね長さを最外端の横筋間で測った距離とし、横筋間隔に 50mm を加えた長さ以上かつ 150mm 以上とする。

表 5.3.5-1 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 f_a (N/mm²)

	長期		短期
	上端筋	その他の鉄筋	
異形鉄筋	$F_c/15$ かつ ($0.9+2F_c/75$)以下	$F_c/10$ かつ ($1.35+F_c/25$)以下	長期に対する値 の1.5倍
丸鋼	$4/100F_c$ かつ0.9以下	$6/100F_c$ かつ1.35以下	

表 5.3.5-2 付着割裂の基準となる強度 f_b (N/mm²)

	安全性確保のための検討	
	上端筋	その他の鉄筋
普通コンクリート	$0.8 \times (F_c/40+0.9)$	$F_c/40+0.9$
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の0.8倍	

表 5.3.5-3 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

	長期		短期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SD295AおよびB	195	195	295	295
SD345	215(*195)	195	345	345
SD390	215(*195)	195	390	390
SD490	215(*195)	195	490	490
溶接金鋼	195	195	**295	295

上記に従い検討を行う。

引張鉄筋と圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度について以下に継手部の最大存在応力度算定方法図を示す。

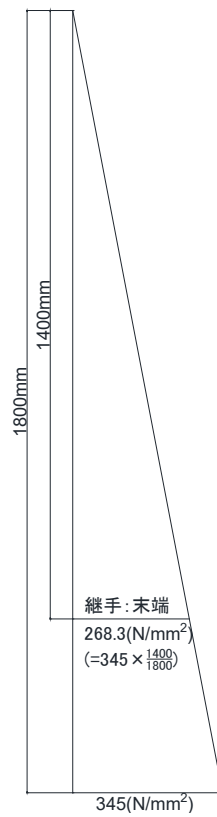


図 5.3.5-2 継手部の最大存在応力度算定方法図

鉄筋の下部を降伏ヒンジとみなし，三角分布より引張鉄筋と圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度を算定する。

[TYPE-A1 において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$\begin{aligned} C &= \min(120, 42 \times 3, 16 \times 5) \\ &= 80(\text{mm}) \end{aligned}$$

また式(5.3.5-4)における係数 W は次の通り。

$$\begin{aligned} W &= \min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right) \\ &= \min\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 3}, 2.5 \times 16\right) \\ &= 38.0(\text{mm}) \end{aligned}$$

したがって $K=2.61$

$K \leq 2.5$ より $K=2.5$ とする。

$$\sigma_y = 345, \quad d_b = 16, \quad f_b = \frac{60}{40} + 0.9 = 2.4$$

よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると、

$$\begin{aligned} l &\geq \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.5 \times 2.4} \\ &\geq 230(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK} \end{aligned}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討

引張鉄筋（短期）に関して、式(5.3.5-3)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_t = 345$ (表 5.3.5-3 より)、 $d_b = 16$ 、 $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{60}{75}\right) \times 1.5 = 3.75$ (表

5.3.5-1 より)よって

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{4 \times 3.75} = 286(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

圧縮鉄筋（短期）に関して

式(5.3.5-4)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_c = 345$ (表 5.3.5-3 より)、 $d_b = 16$ 、 $f_a = 0.9 + 2 \times \frac{60}{75} = 3.75$ (表 5.3.5-1 より)

よって

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{1.5 \times 4 \times 3.75} = 191(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

[TYPE-A2 において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$\begin{aligned} C &= \min(120, 42 \times 3, 16 \times 5) \\ &= 80(\text{mm}) \end{aligned}$$

また式(5.3.5-4)における係数 W は次の通り。

$$\begin{aligned} W &= \min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right) \\ &= \min\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 3}, 2.5 \times 16\right) \\ &= 38.0(\text{mm}) \end{aligned}$$

したがって $K=2.61$

$K \leq 2.5$ より $K=2.5$ とする。

$$\sigma_y = 345, \quad d_b = 16, \quad f_b = \frac{27}{40} + 0.9 = 1.6$$

よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると,

$$\begin{aligned} l &\geq \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.5 \times 1.6} \\ &\geq 345(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK} \end{aligned}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討

引張鉄筋（短期）に関して

式(5.3.5-1)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_t = 345$ (表 2.1.5-3 より)、 $d_b = 16$ 、 $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times 1.5 = 2.43$ (表

5.3.5-1 より)

よって

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.43} = 402(\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$$

圧縮鉄筋（短期）に関して

式(5.3.5-2)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_c = 345$ (表 2.1.5-3 より)、 $d_a = 16$ 、 $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times 1.5 = 2.43$ (表

5.3.5-1 より)

よって

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{1.5 \times 4 \times 2.43} = 379(\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$$

[TYPE-B において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$\begin{aligned} C &= \min(155, 42 \times 3, 19 \times 5) \\ &= 95(\text{mm}) \end{aligned}$$

また式(5.3.5-4)における係数 W は次の通り。

$$\begin{aligned} W &= \min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right) \\ &= \min\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 2}, 2.5 \times 19\right) \\ &= 47.5 \end{aligned}$$

したがって $K=2.65$

$K \leq 2.5$ より $K=2.5$ とする。

$$\sigma_y = 345, \quad d_b = 19, \quad f_b = \frac{27}{40} + 0.9 = 1.575$$

よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると,

$$l \geq \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 19}{4 \times 2.5 \times 1.575} = 416(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討

引張鉄筋（短期）に関して

式(5.3.5-1)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_t = 345(\text{N/mm}^2)$ (表 2.1.5-3 より)、 $d_b = 19(\text{mm})$ 、 $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times$

$1.5 = 2.43(\text{N/mm}^2)$ (表 5.3.5-1 より)

よって

$$l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 19}{4 \times 2.43} = 478(\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$$

圧縮鉄筋（短期）に関して

式(5.3.5-4)を変形して

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \text{となる。}$$

また、 $\sigma_c = 345$ (表 5.3.5-3 より)、 $d_a = 19$ 、 $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times 1.5 = 2.43$ (表

5.3.5-1 より)

よって

$$l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 19}{1.5 \times 4 \times 2.43} = 450(\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$$

以下の表 5.3.5-4 に算定結果を示す。いずれの試験体も継手長さは 550(mm)であり、条件を満足する。

試験結果より、継手付近に付着性能に起因してひび割れが生じていないことや付着割裂破壊が生じていないことから、継手は 550mm より充分の長さを確保していたことが分かる。

表 5.3.5-4 継手長さの算定結果

	継ぎ手について(RC規準より)[mm]		
	大地震時の安全性確保の検討	短期の損傷制御の検討	
		引張鉄筋	圧縮鉄筋
TYPE-A1	230	286	191
TYPE-A2	345	402	379
TYPE-B	416	478	450

5.3.5.1.2. 既往の文献による定着長さの検討

5.3.5.1.2.1. 既往の文献による検討

1) RC 規準 5.3.5-1) による場合

RC 規準 5.3.5-1) における定着長さに関する記載を以下に示す。

定着破壊に対する安全性の確保を目標とし、異形鉄筋の仕口への定着を対象とする。異形鉄筋の仕口への定着は、式(5.3.5-5)により必要定着長さ l_{ab} 以上の定着長さ l_a を確保する。

$$l_a \geq l_{ab} \quad (5.3.5-5)$$

直線定着する場合の定着長さ l_a は、定着起点から当該鉄筋端までの長さとする。異形鉄筋による引張鉄筋の必要定着長さ l_{ab} は、式(5.3.5-6)により算定する。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \quad (5.3.5-6)$$

ここで

f_b : 付着割裂の基準となる強度で、表 5.3.5-2 のうちその他の鉄筋の数値(N/mm²)

σ_t : 仕口面における鉄筋の応力度。当該鉄筋の短期許容応力度を用いることを原則とする。(N/mm²)

d_b : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)

α : 横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合は 1.0, それ以外は 1.25 とする。

S : 必要定着長さの修正係数で、表 5.3.5-5 による。

表 5.3.5-5 必要定着長さの修正係数

種類		S
直線定着	耐震部材	1.25
	非耐震部材	
		上記以外
	その他の部材	
標準フックまたは 信頼できる機械式定着具	耐震部材	0.7
	非耐震部材	
		上記以外
	その他の部材	

上記に従い検討を行う。

A・Bともにスタブ強度は $30(\text{N}/\text{mm}^2)$ である。定着長さはAが $320(\text{mm})$ 、Bが $380(\text{mm})$ である。

TYPE-A1 及び TYPE-A2 について

$$f_b = \frac{30}{40} + 0.9 = 1.65, \sigma_t = 345, d_b = 16, S = 1.25(\text{表 5.3.5-5 より})$$

よって式(5.3.5-6)を用いると、

$$l_{ab} = 1.0 \times \frac{1.25 \times 345 \times 16}{10 \times 1.58} = 522.73(\text{mm}) \rightarrow \text{NG}$$

TYPE-B について

$$f_a = \frac{30}{40} + 0.9 = 1.65, \sigma_t = 345, d_b = 19, S = 1.25(\text{表 5.3.5-5 より})$$

よって式(2.1.5-6)を用いると、

$$l_{ab} = 1.0 \times \frac{1.25 \times 345 \times 19}{10 \times 1.58} = 620.74(\text{mm}) \rightarrow \text{NG}$$

2) 各種合成構造設計指針案 5.3.5-2) による場合

各種構造設計指針案 5.3.5-2) における許容引張力，有効埋め込み長さに関する記載を以下に示す。既往の研究に従い，算定は以下の式を用いた。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3}) \quad (5.3.5-7)$$

$$p_{a1} = \varphi_1 \cdot s\sigma_{pa} \cdot s_c d \quad (5.3.5-8)$$

$$p_{a2} = 0.23\sqrt{F_C} \cdot A_c \quad (5.3.5-9)$$

$$p_{a3} = \varphi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (5.3.5-10)$$

ここで，

p_a ：接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

p_{a1} ：接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

p_{a2} ：既存コンクリート躯体のコーン状破壊により決まるアンカー 1 本当たりの引張耐力

p_{a3} ：接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

φ_1, φ_3 ：低減係数

接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ l_e は下式による。

$$l_e \geq \frac{\sigma_{pa} \cdot d_a}{4\tau_a} \quad (5.3.5-11)$$

ここで

$s\sigma_{pa}$ ：接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度で

$s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ とする。(N/mm²)

σ_y ：接着系アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

d_a ：接着系アンカーボルトの径(mm)

l_e ：有効埋め込み長さ(mm)

τ_a ：へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(2.1.5-8)による。(N/mm²)

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bavg} \quad (5.3.5-12)$$

α_n ：へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり，式(2.1.5-9)による(n=1,2,3).最も小さい寸法となる 3 面までを考慮する。

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{c_n}{l_e}\right) + 0.5 \quad (5.3.5-13)$$

ただし， $\left(\frac{c_n}{l_e}\right) \geq 1.0$ の場合は $\left(\frac{c_n}{l_e}\right) = 1, l_e \geq 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

t_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着系および充填方式により表 5.3.5-6 に示す値とする。ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれの 80%とした同表の値を用いるものとする。(N/mm²)

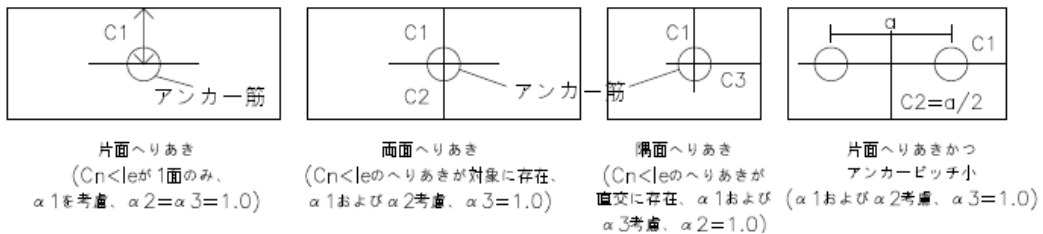


図 5.3.5-3 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

表 5.3.5-6 接着系アンカーの基本平均付着強度 t_{bavg} (N/mm²)

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{(F_c/21)}$	$5\sqrt{(F_c/21)}$	$7\sqrt{(F_c/21)}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{(F_c/21)}$	$4\sqrt{(F_c/21)}$	$5.6\sqrt{(F_c/21)}$

[TYPE-A1 及び TYPE-A2 において]

$\sigma_y = 345(\text{N/mm}^2)$, $F_C = 30(\text{N/mm}^2)$, $d_a = 16(\text{mm})$ となる。

ここでへりあき低減係数について考える。へりあき低減係数は、式(5.3.5-13)より以下のように算出される。

$l_e = 320(\text{mm})$, $C_1 = \frac{120}{2} = 60(\text{mm})$, $C_2 = 266(\text{mm})$, $C_3 = 350(\text{mm}) > l_e$ より,

$$\alpha_1 = 0.5 \times \frac{60}{320} + 0.5 = 0.59$$

$$\alpha_2 = 0.5 \times \frac{266}{320} + 0.5 = 0.83$$

$$\alpha_3 = 0.5 \times 1.0 + 0.5 = 1.0$$

式(5.3.5-12)より

$$\tau_a = 0.59 \times 0.83 \times 1 \times \left(7 \times \sqrt{\frac{30}{21}} \right) = 4.55(\text{N/mm}^2)$$

式(5.3.5-11)より

$$l_e \geq \frac{345 \times 16}{4 \times 4.55}$$

$$\geq 303.40(\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

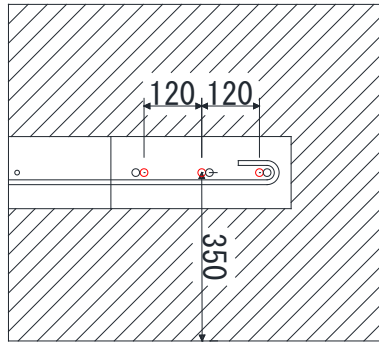


図 5.3.5-4 TYPE-A1 及び TYPE-A2 のへりあき寸法

[試験体 B において]

$\sigma_y = 345(\text{N/mm}^2)$, $F_C = 30\text{N/mm}^2$, $d_a = 19(\text{mm})$ となる。

ここでへりあき低減係数について考える。へりあき低減係数は、式(5.3.5-13)より以下のように算出される。

$l_e = 380(\text{mm})$, $C_1 = \frac{155}{2} = 77.5(\text{mm})$, $C_2 = 271(\text{mm})$, $C_3 = 350(\text{mm})$ より,

$$\alpha_1 = 0.5 \times \frac{77.5}{380} + 0.5 = 0.60$$

$$\alpha_2 = 0.5 \times \frac{271}{380} + 0.5 = 0.86$$

$$\alpha_3 = 0.5 \times \frac{350}{380} + 0.5 = 0.98$$

式(5.3.5-12)より

$$\tau_a = 0.60 \times 0.86 \times 0.98 \times \left(7 \times \sqrt{\frac{30}{21}} \right) = 4.37(\text{N/mm}^2)$$

式(5.3.5-11)より

$$l_e \geq \frac{345 \times 19}{4 \times 4.37} = 377.06(\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$$

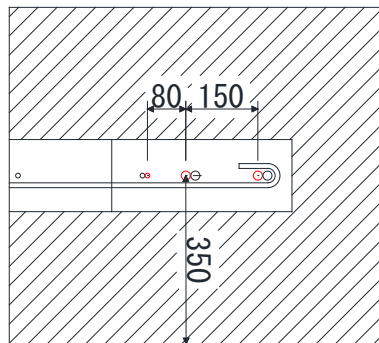


図 5.3.5-5 TYPE-B のへりあき寸法

3) 実験に基づく場合

アンカーの付着強度を確認するため、既往の文献^{5.3.5-3)}に従い、コンクリートスライス供試体に打ち込んだアンカーの拘束引張試験を実施した。スライス供試体については、それぞれ径 200mm, 150mm の鋼管内に設置し、周辺にグラウトを充填した。

コアは採取したものを使用した。グラウトの硬化確認後、下側型枠面からコアコンクリート中央位置にあと施工アンカーを施工した。付着試験の結果より以下の式に従って付着強度の 95%信頼付着下限値 $\tau_{0.95}$ を算定した。

$$\tau_n = P_{max} / (\pi \cdot d_a \cdot l_e) \cdot \sqrt{21 / \sigma_B} \quad (5.3.5-14)$$

$$\tau_{ave} = \frac{\sum_{n=1}^N \tau_n}{N} \quad (5.3.5-15)$$

$$\tau_{0.95} = \tau_{ave} - t \cdot s \quad (5.3.5-16)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^N (\tau_{ave} - \tau_n)^2}{N-1}} \quad (5.3.5-17)$$

ここに、

τ_n : 個々の試験における付着強度

τ_{ave} : 平均付着強度

$\tau_{0.95}$: 付着強度の 95%信頼下限値

s : τ_n の標準偏差

σ_B : コンクリートの圧縮強度

P_{max} : 付着試験における最大荷重

d_a : アンカー筋の呼び径

l_e : アンカー筋の有効埋め込み長さ

N : 試験体数

t : t 分布表において片側 95%信頼限界を与える数値で表 5.3.5-7 による

表 5.3.5-7 95%信頼下限値を与える係数 t

コンクリートコア本数 N	3	4	5	6
自由度 ($N-1$)	2	3	4	5
係数 t の値	2.920	2.353	2.132	2.015

算定結果を表に示す。

表 5.3.5-8 あと施工アンカーの付着試験結果

τ_{ave}	標準偏差s	$\tau_{0.95}$
26.3	2.9	17.8

付着強度試験結果に基づく場合においてもあと施工アンカーの引張耐力は式(5.3.5.7)により算定を行うが、基本平均付着強度 τ_{bavg} は 前述の付着試験結果に基づき下式 により算定する。算定結果は表に示す。

$$\tau_{bavg} = \kappa \sqrt{Fc/21}$$

ここに、

k :基準付着強度で表 5.3.5-9 のスタブに打ち込んだあと施工アンカーの 95%信頼付着強度を用いた。

$$t_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bavg} \quad (5.3.5-8)$$

結果を以下の表に示す。

表 5.3.5-9 あと施工アンカーの引張耐力算定結果

(a) 既往の指針

(b) 付着試験結果

部材	向き	埋め込み長さ (mm)	引張耐力(kN)		
			P _{a1}	P _{a2}	P _{a3}
a	下向き	320.0	79.8	157.0	72.2
b		320.0	79.8	157.7	72.9
c		320.0	79.8	157.7	72.5

部材	向き	埋め込み長さ (mm)	引張耐力(kN)		
			P _{a1}	P _{a2}	P _{a3}
a	下向き	320.0	79.8	157.0	171.8
b		320.0	79.8	157.0	171.8
c		320.0	79.8	164.5	171.8

5.3.5.1.2.2. 付着強度による検討

TYPE-A1 に別途打設したあと施工アンカー引張試験の付着強度を算定し、TYPE-A1、TYPE-A2、TYPE-B のあと施工アンカー筋の付着度との比較を行う。付着応力度は試験体に取り付けたひずみゲージのデータより算定する。ひずみゲージを取り付けた位置に関しては図 5.3.5-10 に示す。

1) スタブに施工したあと施工アンカー引張試験

A) 付着試験概要

図 5.3.5-6 にあと施工アンカーの位置図を示す。TYPE-A1 のスタブに埋め込まれたアンカー筋 3 本の引き抜き試験を行う。

ハンドコアドリルを使用しスタブ表面に対し垂直に穿孔を行い、穿孔径は $\phi 16$ とした。アンカー筋は D13 (種類 SD785) の高強度鉄筋を使用し、アンカー筋の埋め込み長さは $5d_a$ (d_a :アンカー筋の呼び径)とした。

なお右から左に向けて $a \rightarrow b \rightarrow c$ とする。

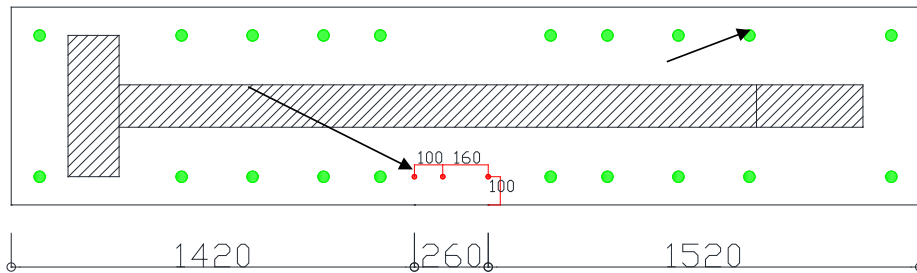


図 5.3.5-6 TYPE-A1 に打ち込んだあと施工アンカーの試験体位置図

B) 付着試験機概要

図 5.3.5-7 に引抜試験機装置図を示す。測定項目は、荷重、アンカー筋の載荷端変位とする。

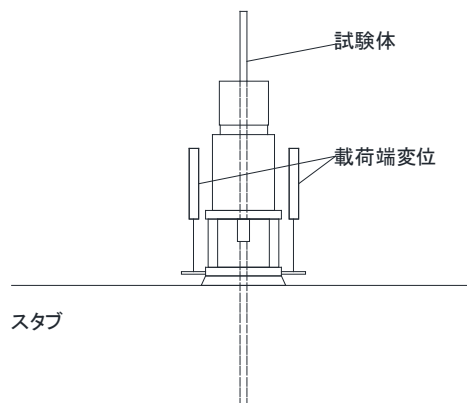
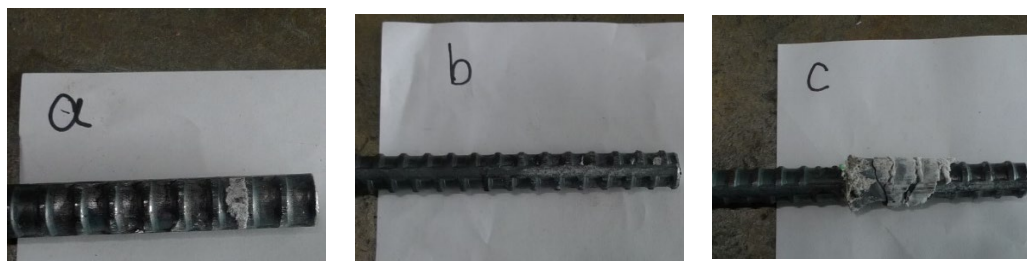


図 5.3.5-7 付着試験機

c) 付着試験結果

・破壊モード

写真 5.3.5-1 にアンカー筋の破壊状況を示し、写真 5.3.5-2 に穿孔した孔 a/b/c の引き抜き試験後の状況を示す。全ての試験体でアンカー筋と接着剤の界面及び接着剤とコンクリートの界面で引き抜ける付着破壊が起きた。写真 5.3.5-3 に示すように穿孔した孔の c のみに、アンカー筋上面より放射状にひび割れが広がっていた。



(a) 試験体-a

(b) 試験体-b

(c) 試験体-c

写真 5.3.5-1 アンカー筋の破壊状況



写真 5.3.5-2 穿孔した孔 a/b/c の引き抜き試験後の状況



写真 5.3.5-3 穿孔した c の引き抜き試験後の状況

・荷重-変形関係

図 5.3.5-8 に試験体の荷重変位関係を示し、表 5.3.5-7 に試験体の最大荷重及び付着応力度を示す。なお付着応力度はアンカー筋の側面積を最大荷重で除した値とした。

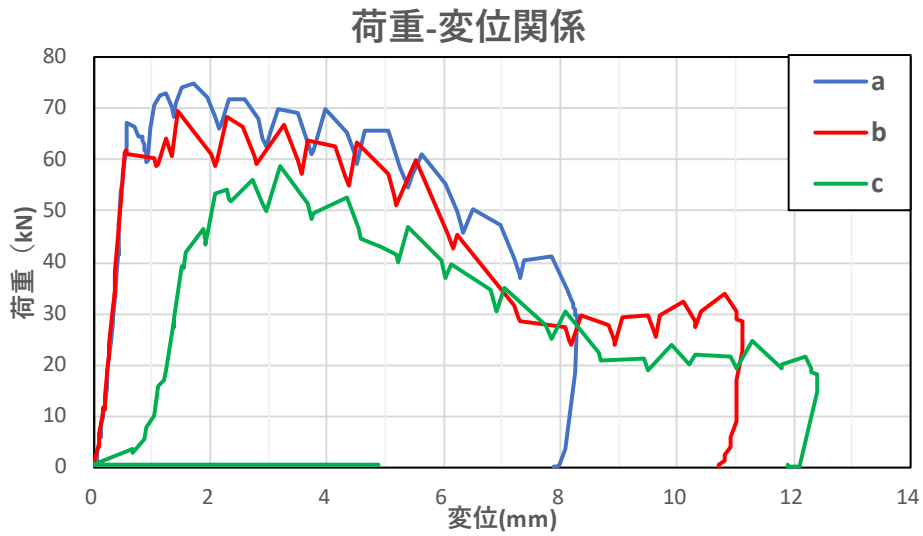


図 5.3.5-8 試験体の荷重-変位関係

表 5.3.5-7 試験体の最大荷重及び付着応力度

	a	b	c
最大荷重(kN)	75.0	69.4	58.6
付着応力度(N/mm ²)	27.8	26.1	22.1

2) 試験体の付着応力度の算定

A) 付着応力度算定方法

試験体には接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂・注入方式・ハンドコアドリル）が採用されている。付着応力実験値は各計測位置でのひずみ履歴から応力に換算し、応力差から算定した。

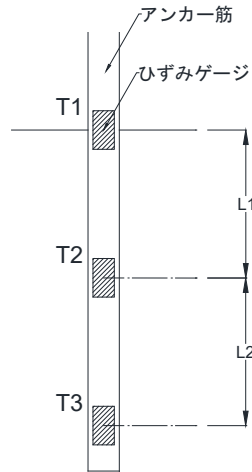


図 5.3.5-9 付着応力算定方法説明図

τ_1, τ_2 : 付着応力度(N/mm²)

$$\tau_1 = \frac{|T_1 - T_2|}{\pi \cdot D \cdot L_1} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \tau_2 = \frac{|T_2 - T_3|}{\pi \cdot D \cdot L_2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

T_i : T_i 地点での引張力(= $E_S A \mu_i$)

E_S : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

μ_i : 鉄筋のひずみ (ひずみが降伏ひずみよりも大きくなる場合は、降伏ひずみとする。)

A : 鉄筋の断面積 (mm²)

D : 鉄筋の周長 (mm)

L_1, L_2 : 定着長さ(mm)

B) 付着応力度算定結果

図 5.3.5-10 にあと施工アンカーのひずみゲージの位置図を示す。

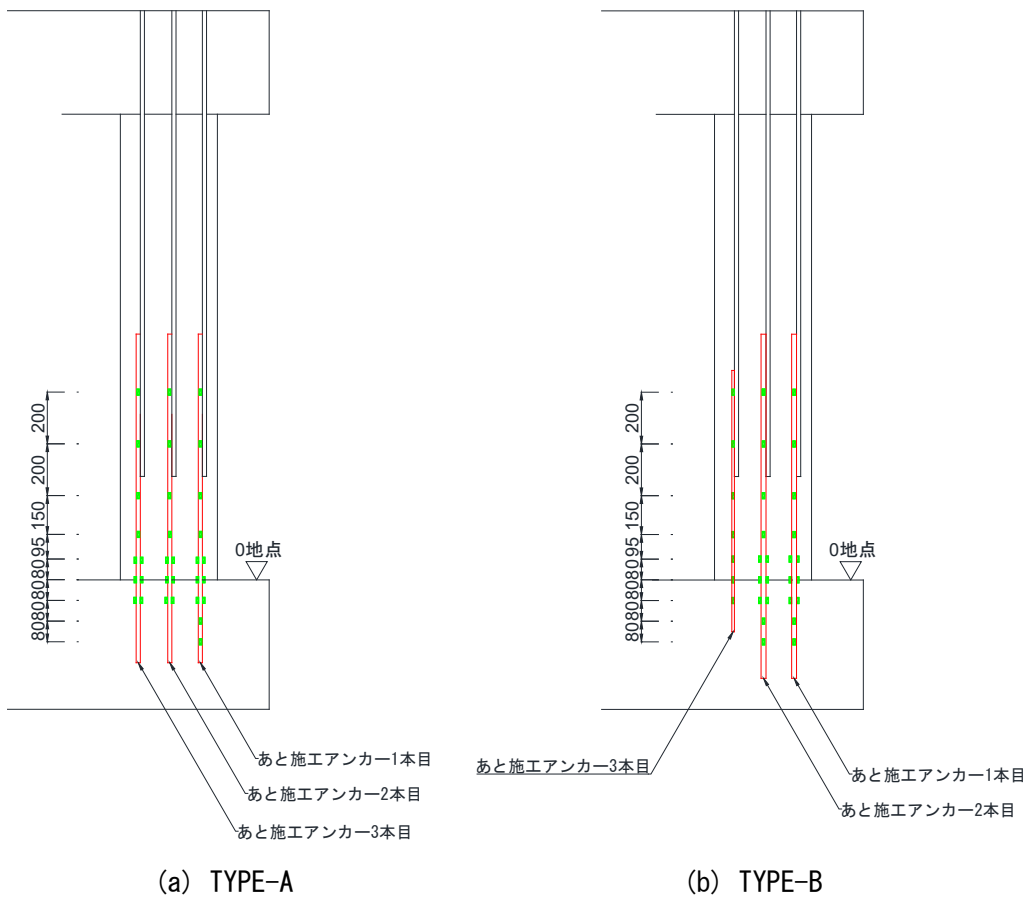


図 5.3.5-10 ひずみゲージ位置図

TYPE-A1, TYPE-A2 の正載荷および TYPE-B の負載荷のピーク時のアンカー筋 1 本目の付着応力分布を図 5.3.5-11 に示し、付着応力強度確認用に下スタブに設けたあと施工アンカー単体の拘束引張試験結果の平均を点線で示す。試験体のあと施工アンカー付着強度に到達しておらず、鉄筋の降伏が先行することで付着破壊が生じていないことが確認された。これにより、打ち込み先に十分な拘束筋を配し、定着長さ及び端あきも十分に確保することにより、あと施工アンカーを曲げ補強筋として適用可能であることが確認できる。

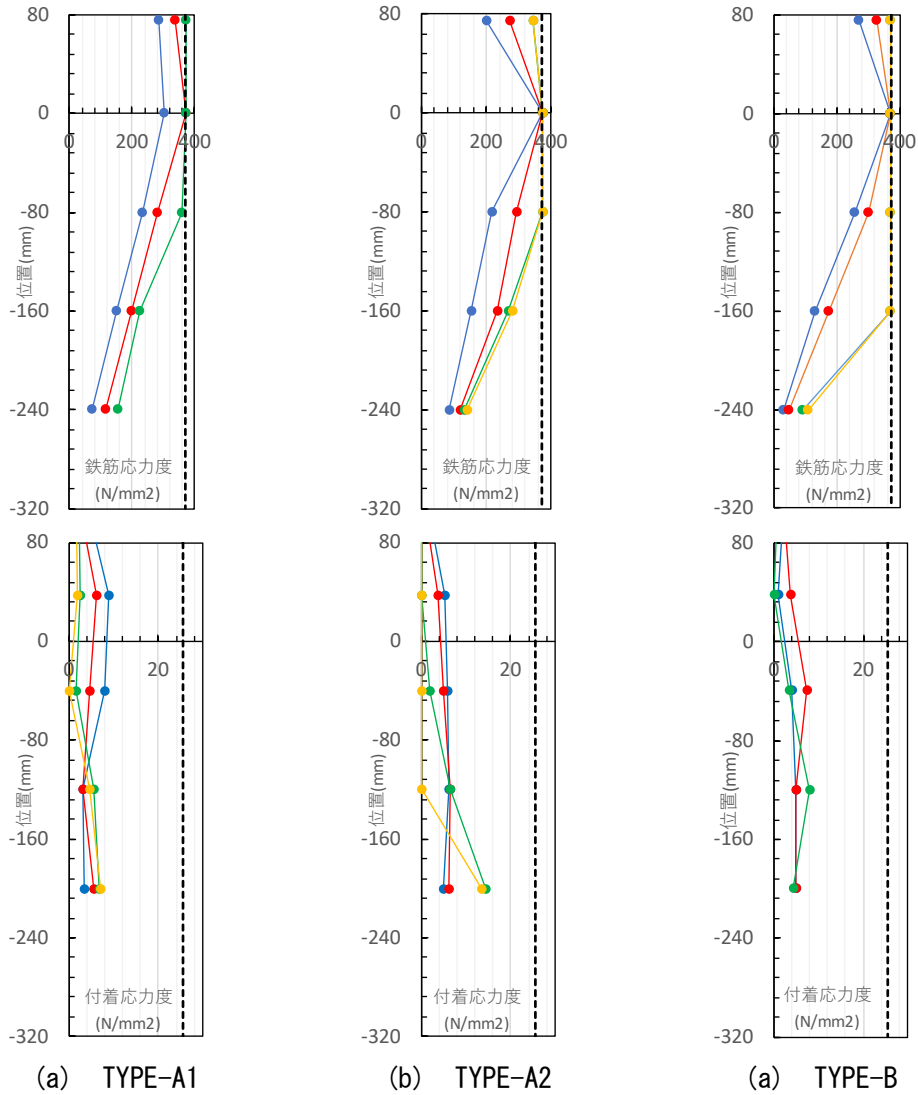


図 5.3.5-11 鉄筋の応力分布および付着応力分布

5.3.5.2. 横あと施工アンカーの検討

図 5.3.5-12 に横方向あと施工アンカーのひずみゲージ位置を示す。横あと施工アンカーの降伏状況をひずみゲージのデータより確認し、必要な場所の検討を行う。

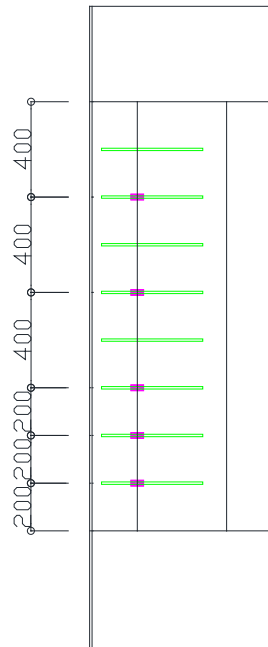
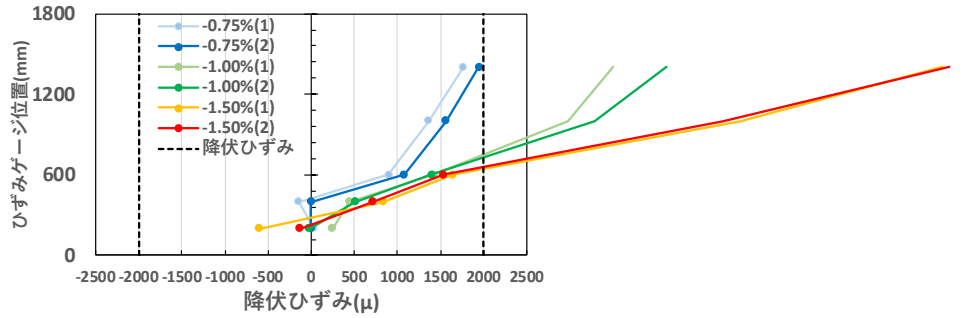
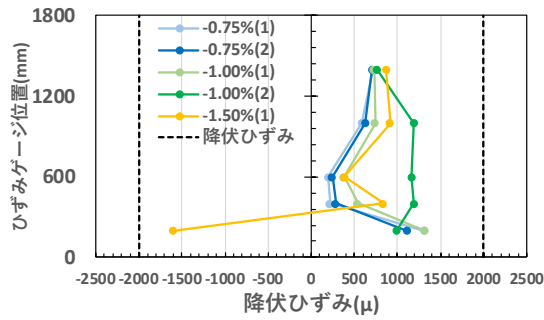


図 5.3.5-12 横あと施工アンカーのひずみゲージ位置

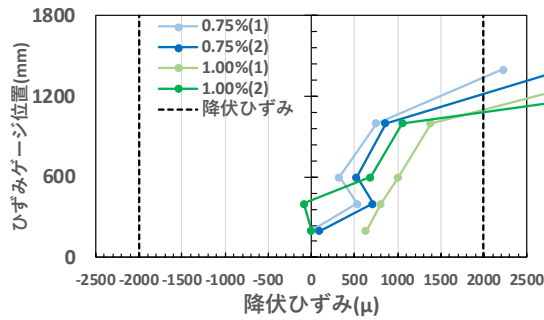
TYPE-A の負荷荷及び TYPE-B の正荷荷ピーク時の横方向あと施工アンカーのひずみ分布を図 5.3.5-13 に示す。また、横方向あと施工アンカー筋の降伏ひずみを鎖線で示す。全ての試験体で上部の横方向あと施工アンカーは下部のものとは比べ歪および負担力が大きく、下部の横あと施工アンカーの負担応力は比較的小さいことが分かった。



(a) TYPE-A1



(b) TYPE-A2



(c) TYPE-B

図 5.3.5-13 横方向あと施工アンカーのひずみ分布

5.3.5.3. 荷重変形関係の骨格曲線および剛性低下率の精度評価

5.3.5.3.1. 剛性・耐力算定方法

試験体の剛性・耐力等の算定は、補強部と直交壁側を柱と見立て、耐力壁の剛性・耐力算定法を適用し骨格曲線評価を行った。

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{3E_c I}{L} [\text{N/mm}] (\text{反曲点比 } 1.0) \quad (5.3.5-9)$$

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

I : 断面二次モーメント(有筋)[mm⁴]

L : 部材長さ[mm]

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} [\text{N/mm}] \quad (5.3.5-10)$$

G : せん断弾性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 部材断面積[mm²]

L : 部材長さ[mm]

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

ν : ポアソン比(=0.2)

κ : せん断形状係数

$$\kappa = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-\nu)\}}{4\{1-u^3(1-\nu)\}} \quad (5.3.5-11)$$

$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \Sigma D_c} \quad (5.3.5-12)$$

$$\nu = \frac{t_w}{b} \quad (5.3.5-13)$$

l'_w : 壁板の柱の内法長さ[mm]

ΣD_c : 壁に取り付く全ての柱せいの合計[mm]

b : 直交壁側柱または補強側柱の幅[mm]

ここでは安全側に見て形状係数が大きくなる補強側柱の幅をとった。

t_w : 壁厚[mm]

初期剛性・曲げ，せん断考慮

$$K_0 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} [\text{N/mm}] \quad (5.3.5-14)$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案) 5.3.5-4)より

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_o)Z_e \quad [\text{N}\cdot\text{mm}] \quad (5.3.5-15)$$

σ_o : 軸方向応力度(全断面積に対する値 : 圧縮を正) $[\text{N}/\text{mm}^2]$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 $[\text{N}/\text{mm}^2]$

Z_e : 鉄筋を考慮した壁板の等価断面係数 $[\text{mm}^3]$

せん断ひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案) 5.3.5-4)より

$${}_sQ_{cr} = \frac{{}_s\tau_{cr}t_w l_w}{\kappa_s} \quad [\text{N}] \quad (5.3.5-16)$$

${}_s\tau_{cr}$: せん断ひび割れ発生時せん断応力度 $[\text{N}/\text{mm}^2]$ で次式による。

$${}_s\tau_{cr} = \sqrt{{}_s\sigma_t^2 + {}_s\sigma_t \cdot \sigma_o} \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (5.3.5-17)$$

σ_t : コンクリート引張強度で次式による。

$${}_s\sigma_t = 0.33\sqrt{F_c} \quad [\text{N}/\text{mm}^2]$$

κ_s : せん断の形状係数で、次式による。

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right)$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率算定の際には想定する応力状態を①直交壁側中央主筋または補強部主筋（補強端部）降伏時，②引張縁から2列目主筋降伏時，③引張縁から3列目縦筋降伏時の3パターンで検討する。なお，負荷荷時の剛性低下率を中央主筋降伏時とする際には，直交壁中央のひずみが主筋の降伏ひずみに到達した応力状態を想定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E_c I_w \varepsilon_y} \quad (5.3.5-18)$$

M_y ：曲げモーメント算定の際に想定する応力状態は以下のいずれかとする。

1. 補強部（補強端部）また直交壁側中央主筋降伏時曲げモーメント [N・mm]
2. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント [N・mm]
3. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント [N・mm]

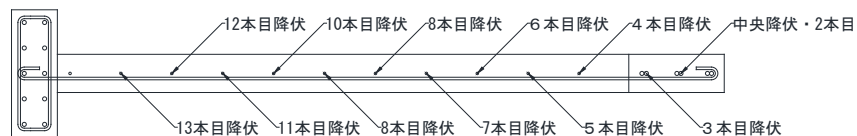


図 5.3.5-14 正載荷時の中央主筋, 1～13 列目鉄筋降伏場所

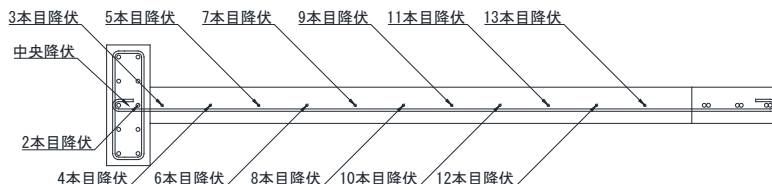


図 5.3.5-15 負載荷時の中央主筋, 1～13 列目主筋降伏場所

C_n ：弾性中立軸から鉄筋までの距離で以下のいずれかとする。

1. 補強部（補強端部）または直交壁側中央主筋降伏時の弾性中立軸から補強部（補強部）または直交壁側中央までの距離 [mm]
2. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から補強部（補強端部）または直交壁側端部2列目縦筋までの距離 [mm]
3. 補強部（補強端部）または直交壁側端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立論から補強部（補強端部）または直交壁側端部3列目縦筋までの距離 (mm)

ε_y ：補強部（補強端部）または直交壁側主筋の降伏ひずみ

E_c ：コンクリートのヤング係数 [N/mm²]

I_w ：断面二次モーメント [mm³]

せん断剛性低下率

$$\beta = \frac{0.46p_w\sigma_y}{F_c} + 0.14 \quad (5.3.5-19)$$

p_w : 壁筋比

σ_y : 壁筋の降伏強度[N/mm²]

F_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

終局強度

曲げ降伏強度

靱性指針^{5.3.5-5)}に基づき精算法により算定

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5.3.5-20)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

N : 部材に作用する長期軸力(N)

$\beta_1=0.85$ x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\sqrt{M/(QD)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad [\text{N}] \quad (5.3.5-21)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%) ($= \frac{100a_t}{t_e d}$)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度 (N/mm²)

p_{wh} : 横補強筋比 ($= \frac{a_w}{t_e s} \leq 0.012$)

σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)

t_e : 壁厚(mm)

j : 応力中心間距離 ($= \frac{7}{8}d$)

d : 0.95D (mm)

5.3.5.3.2. 骨格曲線評価および剛性低下率の精度評価

骨格曲線の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。なお、A)からC)のパラメータは曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態であり、**図 5.3.5-14 に示す通り**正載荷ではA)とB)は同様の応力状態を想定している。パラメータによる第2折れ線の勾配に着目し、本試験体における最適な曲げ剛性低下率の算定手法を検討する。なお、この曲げ終局強度は式(5.3.5-20)を用いて算定している。

TYPE-A1

TYPE-A1 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。図 5.3.5-16 から図 5.3.5-18 より、本試験体において、曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部材（正載荷では補強端部、負載荷では直交壁）の中央縦筋が降伏した場合と 2,3 本目が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。また、どの算定方法においても試験体の荷重変形関係を概ね評価できた。

- A) 曲げ剛性低下率：直交壁側中央主筋または補強部主筋（補強端部）降伏時の曲げモーメントを使用した時

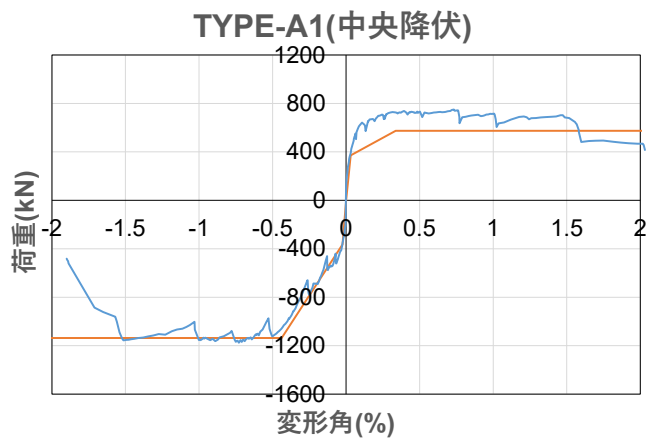


図 5.3.5-16 骨格曲線評価 剛性低下率：中央降伏

B) 曲げ剛性低下率：引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

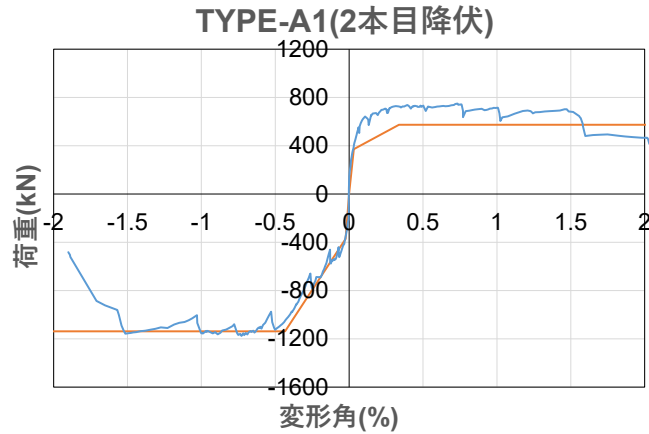


図 5.3.5-17 骨格曲線評価 剛性低下率：2本目降伏

C) 曲げ剛性低下率：引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

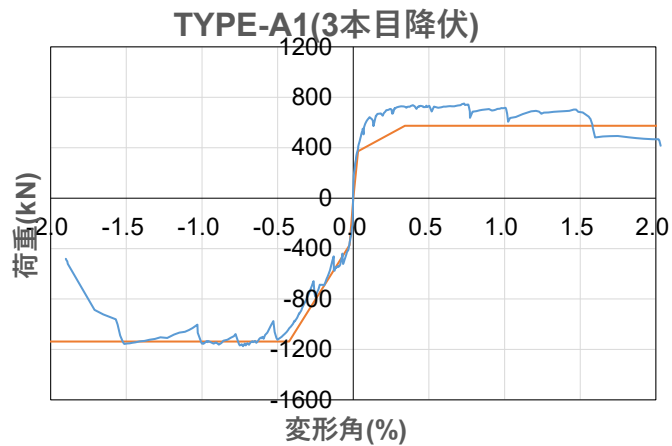


図 5.3.5-18 骨格曲線評価 剛性低下率：3本目降伏

A から C の算定結果より、曲げ剛性低下率算定時に想定する応力状態の違いが試験体全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり、本試験体においては上記3つのどの手法を用いても試験体の挙動を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-8 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

表 5.3.5-8 TYPE-A1 の耐力算定結果

試験体名	载荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
TYPE-A1	正	749.7	573.8	1124.4	1.3
	負	1175	1136.6	1285.9	1.0

TYPE-A2

TYPE-A2 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。図 5.3.5-19 から図 5.3.5-21 より、本試験体において、どの評価方法においても試験体の荷重変形関係を概ね評価した。曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部材（正載荷では補強端部、負載荷では直交壁）の中央縦筋が降伏した場合と 2,3 本目が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。

- A) 曲げ剛性低下率：直交壁側中央主筋または補強部主筋（補強端部）降伏時の曲げモーメントを使用した時

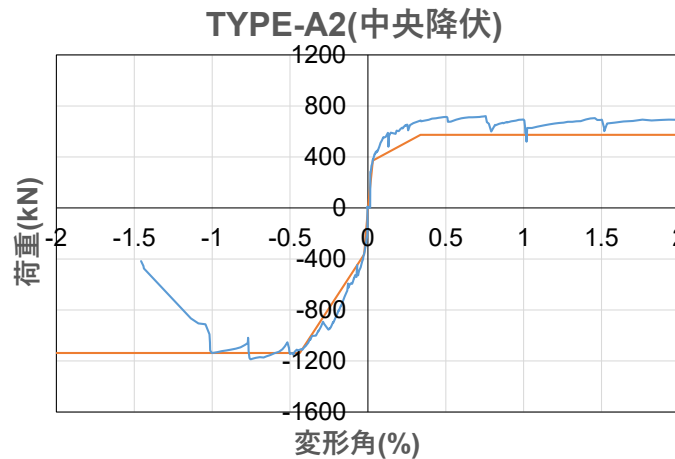


図 5.3.5-19 骨格曲線評価 剛性低下率：中央降伏

- B) 曲げ剛性低下率：引張縁から 2 列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

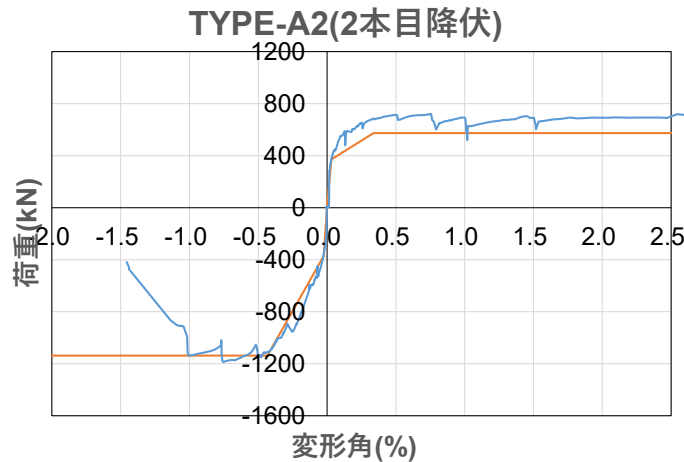


図 5.3.5-20 骨格曲線評価 剛性低下率：2 本目降伏

c) 曲げ剛性低下率：引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

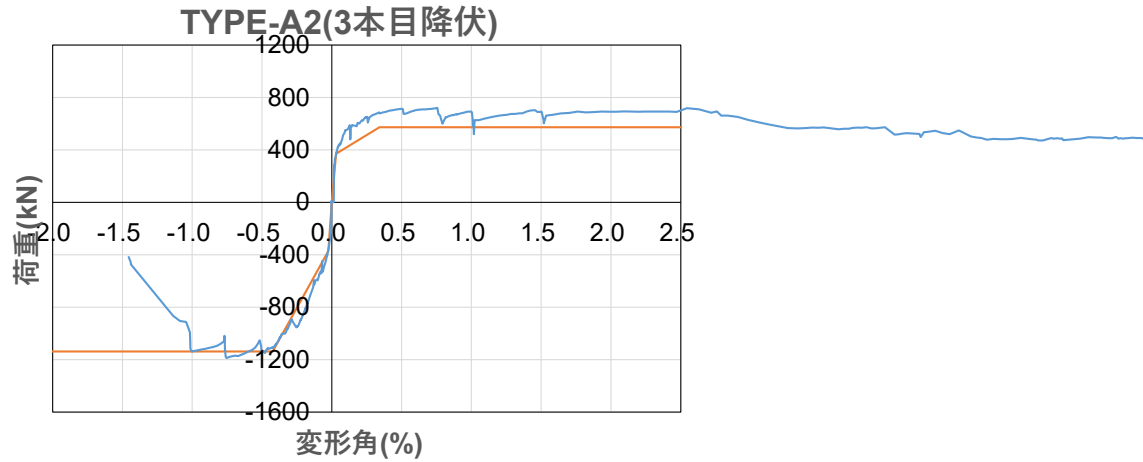


図 5.3.5-21 骨格曲線評価 剛性低下率：3本目降伏

A から C の算定結果より，TYPE-A2 も TYPE-A1 と同様に，曲げ剛性低下率算定時に想定する応力状態の違いが試験体全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり，どの手法も試験体の荷重変形関係を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-9 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

表 5.3.5-9 TYPE-A2 の耐力算定結果

試験体名	載荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算定値
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
TYPE-A2	正	720.8	573.8	1124.4	1.3
	負	1187	1136.6	1285.9	1.0

TYPE-B

ここでは、試験体の加力状況を加味し、比較のため包絡線と骨格曲線は第一象限と第三象限を入れ替えて示している。TYPE-Bの算定結果と実験結果の比較を以下に示す。図 5.3.5-22 から図 5.3.5-24 より、本試験体において、どの評価方法においても試験体の荷重変形関係を精度良く評価した。また、曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部材（正載荷では補強端部，負載荷では直交壁）の中央縦筋が降伏した場合と 2,3 本目が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。

- A) 曲げ剛性低下率：直交壁側中央主筋または補強部主筋（補強端部）降伏時の曲げモーメントを使用した時

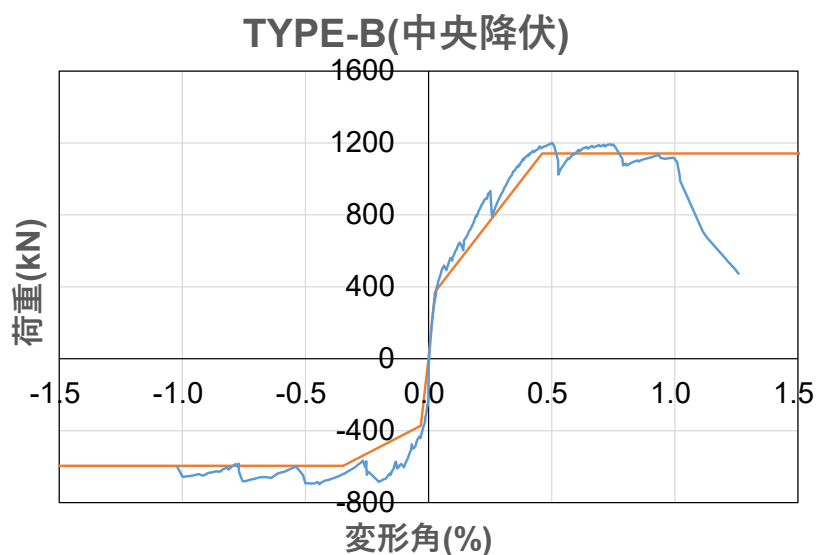


図 5.3.5-22 骨格曲線評価 剛性低下率：中央降伏

- B) 曲げ剛性低下率：引張縁から 2 列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

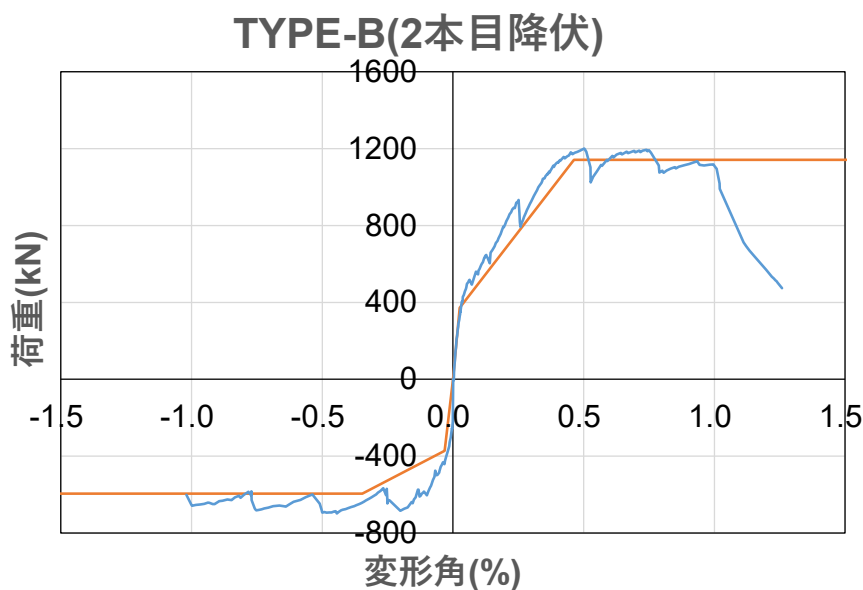


図 5.3.5-23 骨格曲線評価 剛性低下率：2 本目降伏

c) 曲げ剛性低下率：引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

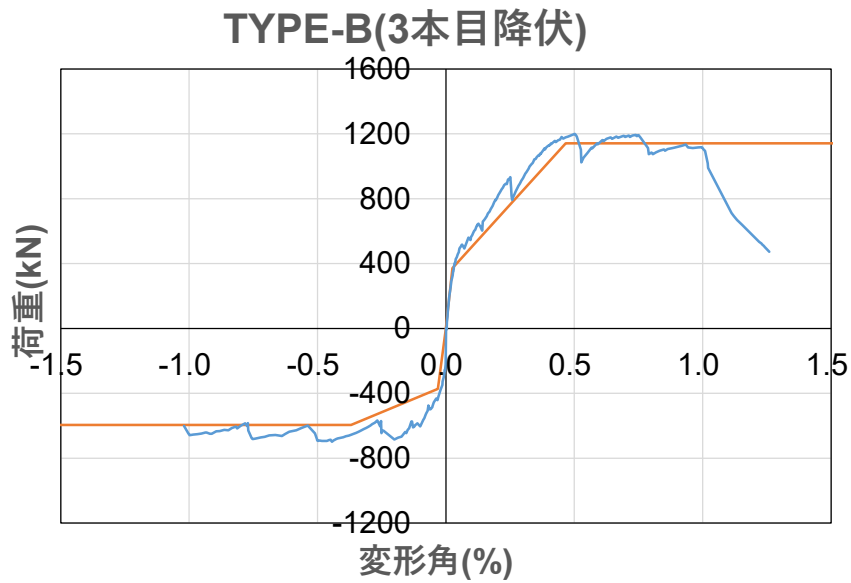


図 5.3.5-24 骨格曲線評価 剛性低下率：3本目降伏

A から C の算定結果より，TYPE-B は，曲げ剛性低下率の算定時に想定する応力状態の違いが試験体全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり，どの応力状態を想定した場合も試験体の荷重変形関係を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-9 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

表 5.3.5-10 TYPE-B の耐力算定結果

試験体名	载荷方向	実験値 (kN)	算定値(kN)		精度 実験値/算
			曲げ終局強度	せん断終局強度	
TYPE-B	正	697.9	594.9	1133.5	1.2
	負	1200	1141.7	1292.6	1.1

以上 TYPE-A1 および TYPE-A2, TYPE-B より, 剛性低下率は以下が最も実験値に近づけることができた。

正側：直交壁側から 2 列目主筋降伏時曲げモーメント

負側：補強部から 3 列目主筋降伏時曲げモーメント

表 5.3.5-11 に耐力算定結果を示す。実際の耐力を概ね評価できている。

表 5.3.5-11 耐力算定結果

試験体名	載荷方向	破壊モード	実験値(kN)	算定値		精度
				曲げ終局強度 (kN)	せん断終局強度 (kN)	実験値/算定値
TYPE-A1	正	曲げ	749.7	653.9	1139	1.147
	負	せん断	1175	1137	1286	1.033
TYPE-A2	正	曲げ	720.8	653.9	1139	1.102
	負	せん断	1187	1137	1286	1.044
TYPE-B	正	曲げ	697.9	595	1133	1.173
	負	せん断	1200	1142	1293	1.051

5.3.5.4 骨格曲線の4折れ線化評価の検討

5.3.5.3 節に示した手法にて最大耐力は概ね精度良く評価したものの、試験体が最大耐力に到達する以前の荷重変形関係において、計算値と実験値に差が見られた。そこで、試験体の挙動を正確に捉えるため、3 試験体はすべて曲げ破壊であったことから、補強部あと施工アンカーの引張り降伏を既往の曲げばねの骨格曲線に反映した。その際の概念図を図 5.3.5-25 に示す。なお、図 5.3.5-25 のあと施工アンカー降伏点は既往の評価式を参考に、あと施工アンカーが降伏する際の荷重を算定することで設定する。

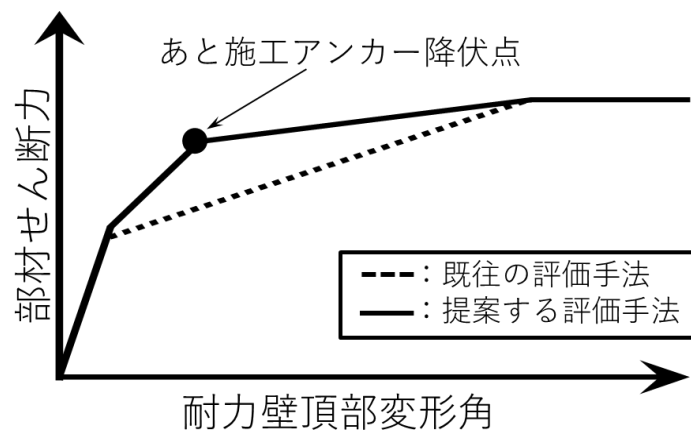


図 5.3.5-25 骨格曲線概念図

初めに、あと施工アンカーの降伏点荷重の算定方法を以下に示す。

引張縁から 1 本目（新設部鉄筋外側 1 本目）のあと施工アンカーが降伏する荷重とし、靱性指針^{5.3.5-5)}記載の精算法に基づき算定する。

平面保持を仮定した断面解析により引張側 1 本目のあと施工アンカーが降伏する際の抵抗モーメントを算定し、これを曲げ降伏強度とする。以下の 1)~4) の条件を元に算定する。

- 1) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- 2) 壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- 3) 鉄筋の応力度とひずみ度の関係は、圧縮・引張ともに降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- 4) 曲げ降伏強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートの応力度を負担しないものとする。

$$M_u' = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}'tx_n'^2}{6} + Ng \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (5.3.5-22)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²)
 σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)
 A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²)
 σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)
 g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)
 d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)
 d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)
 σ_{av}' : コンクリートの圧縮応力度で長方形応力度分布に置換するため $\sigma_{av}' = 0.85\sigma_B$ (N/mm²)
 N : 部材に作用する長期軸力(N)
 x_n' : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

次に、あと施工アンカーの降伏点変位の算定方法を以下に示す。

あと施工アンカー降伏時せん断力をあと施工アンカー降伏時剛性で除した値とし、曲げ剛性低下率は下式により算定する。

$$\alpha' = \frac{{}_wM_y' C_n'}{EI_e \varepsilon_y} \quad (5.3.5-23)$$

${}_wM_y'$: 引張縁が開口補強端部の場合、補強端部から 1 列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。

C_n' : 引張縁が開口補強端部の場合、補強端部から 1 列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y : 同上鉄筋の降伏ひずみ

E : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 耐力壁の等価断面 2 次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。

既往の研究で示された評価手法から得られる骨格曲線と本論で提案する評価手法による骨格曲線の比較を図 5.3.5-26 に示す。図 5.3.5-26 より、あと施工アンカーの降伏点を考慮することで試験体の挙動を精度よく評価した。

上記の手法にて新設部のあと施工アンカー降伏を適切に考慮したことによる算定結果を実験値と比較した。図 5.3.5-26～5.3.5-28 より、引張側あと施工アンカーの降伏を考慮することで、実験値の挙動を精度良く捉えたことを確認できる。

TYPE-A1

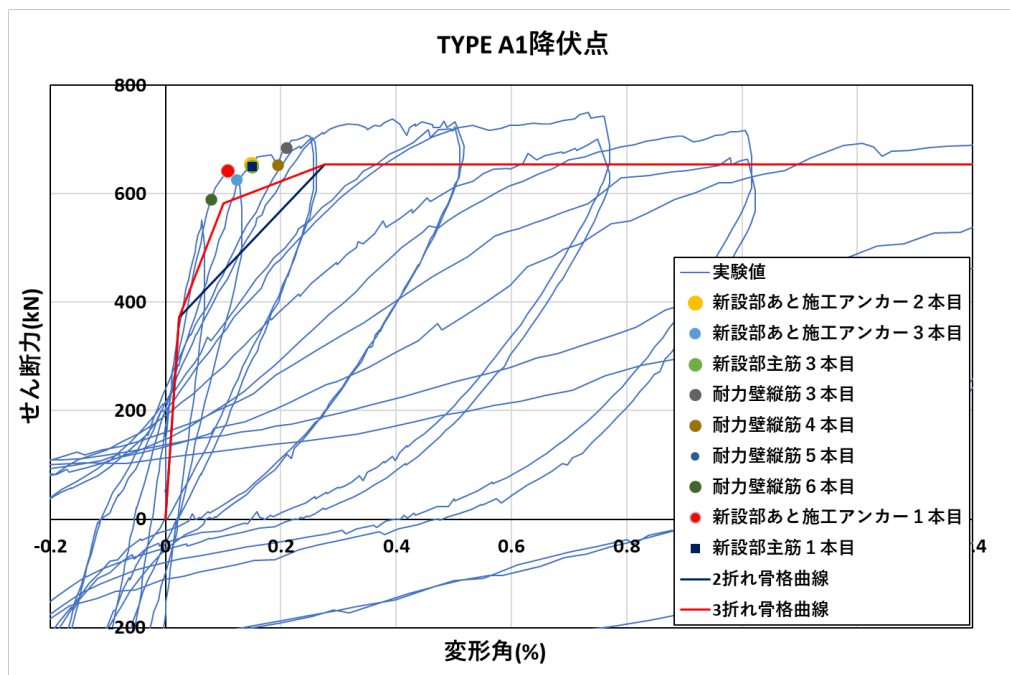


図 5.3.5-26 TYPE-A1 正載荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

TYPE A2降伏点

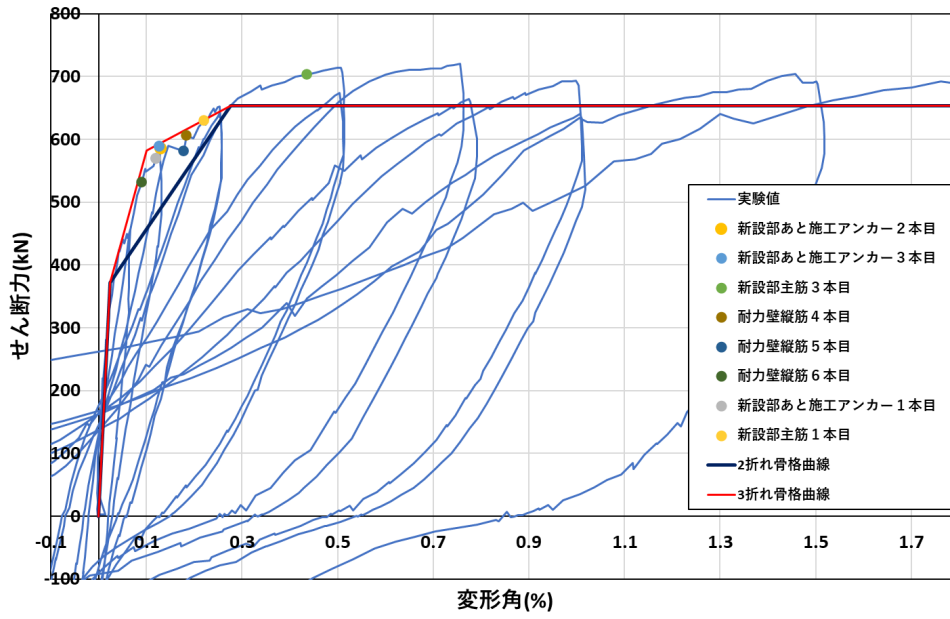


図 5. 3. 5-27 TYPE-A2 正載荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

TYPE-B

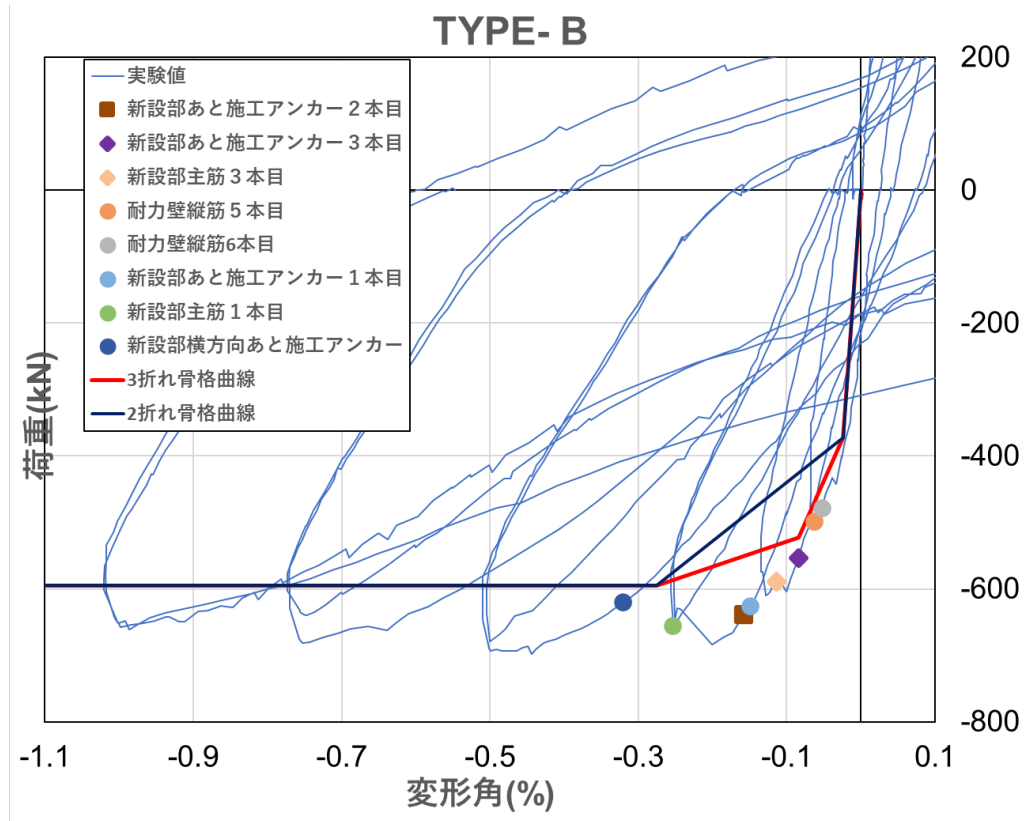


図 5.3.5-28 TYPE-B 負荷荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

参考文献

- 5.3.5-1 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.6
- 5.3.5-2 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 5.3.5-3 国立研究開発法人建築研究所：接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討，建築研究資料 No.200，2020.7
- 5.3.5-4 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準（案）・同解説，2010
- 5.3.5-5 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999

5.4. 壁梁実験

5.4.1. 試験体概要

試験体概要を表 5.4.1-1 に、使用コンクリート材料試験結果を表 5.4.1-2 に、使用鉄筋材料試験結果を表 5.4.1-3 に示す。壁梁・耐力壁接合部の試験体配筋図を図 5.4.1-1 に示す。試験体は計 2 体である。試験対象は既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁としている。2 体の試験体では新設せん断補強筋の配筋方法が異なる。試験体 B-I では両側面に別々に 1 本ずつ縦筋を配してせん断補強筋の代わりとした。一方で試験体 B-U では試験体 B-I よりも余分に壁梁下部のコンクリートをはつり既存の壁梁を囲うように U 字型にせん断補強筋を配した。なお、試験体のスラブ筋は既往の実験^{5.4.1-1)}、と同じ鉄筋量となるよう 2-D19 を用いた。ここで新設開口上部の残存耐力壁を既存壁梁、既存壁梁の補強を行った際の補強部を補強部壁梁、既存壁梁と補強部壁梁を合わせたものを新設壁梁と定義する。

表 5.4.1-1 試験体概要

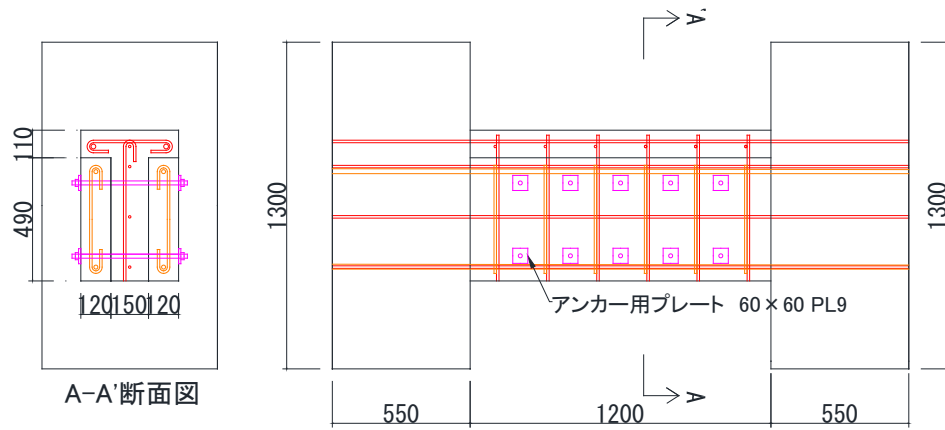
試験体名		B-I	B-U
梁情報	梁せい(mm)	600	
	梁幅(mm)	390	
	梁長さ(mm)	1200	
	梁既存部主筋	D10(SD295A)	
	梁既存開口補強筋	-	
	梁新設上端曲げ補強筋	2-D16(SD345)	
	梁新設下端曲げ補強筋	2-D16(SD345)	
	梁既存せん断補強筋	D10(SD295)@200	
	梁新設せん断補強筋	D10(SD295)@200 ただしB-IとB-Uで 配筋方法は異なる	
スラブ情報	スラブ厚(mm)	110	
	スラブ筋(縦横とも)	D19(SD345)	
高力ボルト(孔径18mm)		M16	

表 5.4.1-2 使用コンクリート材料試験結果

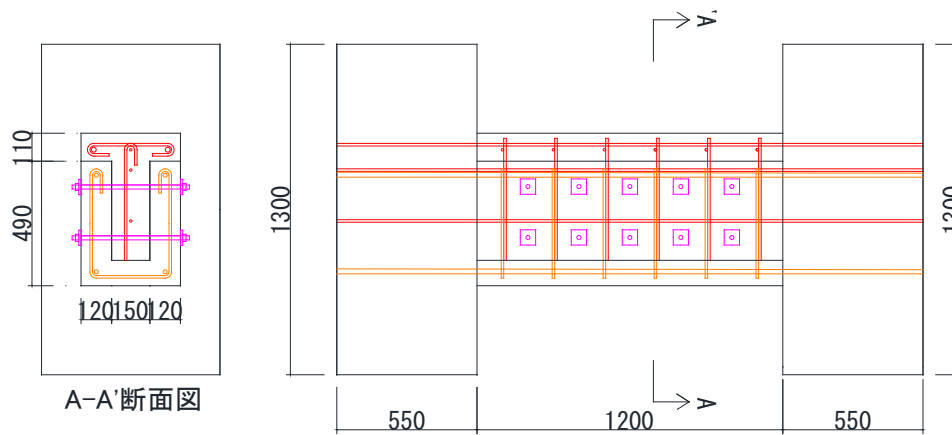
試験体	使用部位	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
B-I	既存部	2.04×10 ⁴	15.1	2.2
	補強部	2.76×10 ⁴	32.8	3.0
B-U	既存部	2.10×10 ⁴	15.6	1.6
	補強部	2.85×10 ⁴	34.1	2.4

表 5.4.1-3 使用鉄筋材料試験結果

呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[μ]	[N/mm ²]
D10	SD295A	1.78×10 ⁵	376.3	2112	564.4
D16	SD345	1.89×10 ⁵	409.3	2166	610
D19	SD345	1.83×10 ⁵	389.4	2127	580.9



(a) 試験体 B-I



(b) 試験体 B-U

凡例：赤：既存鉄筋， 橙：新設鉄筋， ピンク：通し筋

図 5.4.1-1 補修前試験体配筋図

5.4.2. 加力計画

加力装置セットアップ図を図 5.4.2-1 に示す。加力方式は逆対称曲げ形式での正負交番繰返载荷とし、加力位置は壁梁の下スタブから 600mm の高さとした。正载荷はスラブが圧縮となる方向で加力サイクルは層間変形角制御とし、変形角 $R=0.06, 0.13, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.49, 2.00, 3.03\%$ の各サイクルを最大 2 回繰り返した。なお軸力は 0 とした。

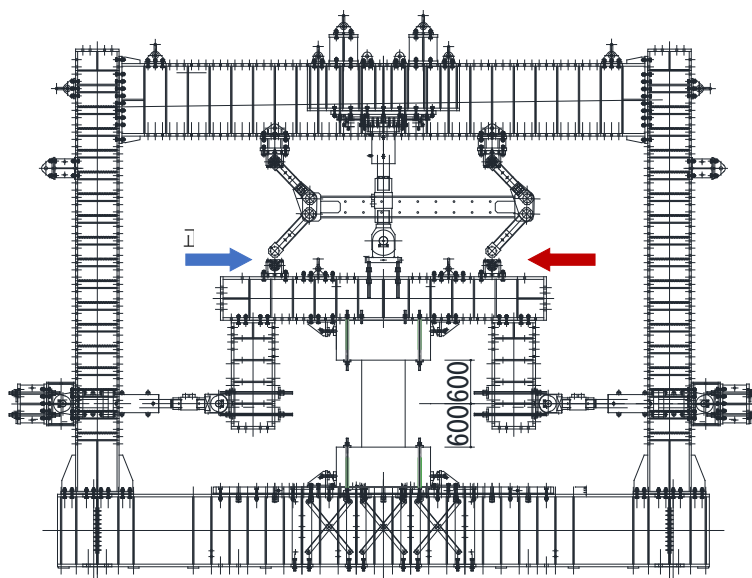


図 5.4.2-1 加力装置セットアップ図

5.4.3. 計測計画

変位計を用いた曲率，回転角算定用の変位の計測，ひずみゲージによる曲率算定用の鉄筋のひずみの計測，写真と目視によるひび割れ幅，進展の計測，OHP シートによる剥落，浮き等の損傷計測を行った。

5.4.3.1. 変位及びひずみ計測方法

変位計・ひずみゲージ位置を図 5.4.3-1 に示す。

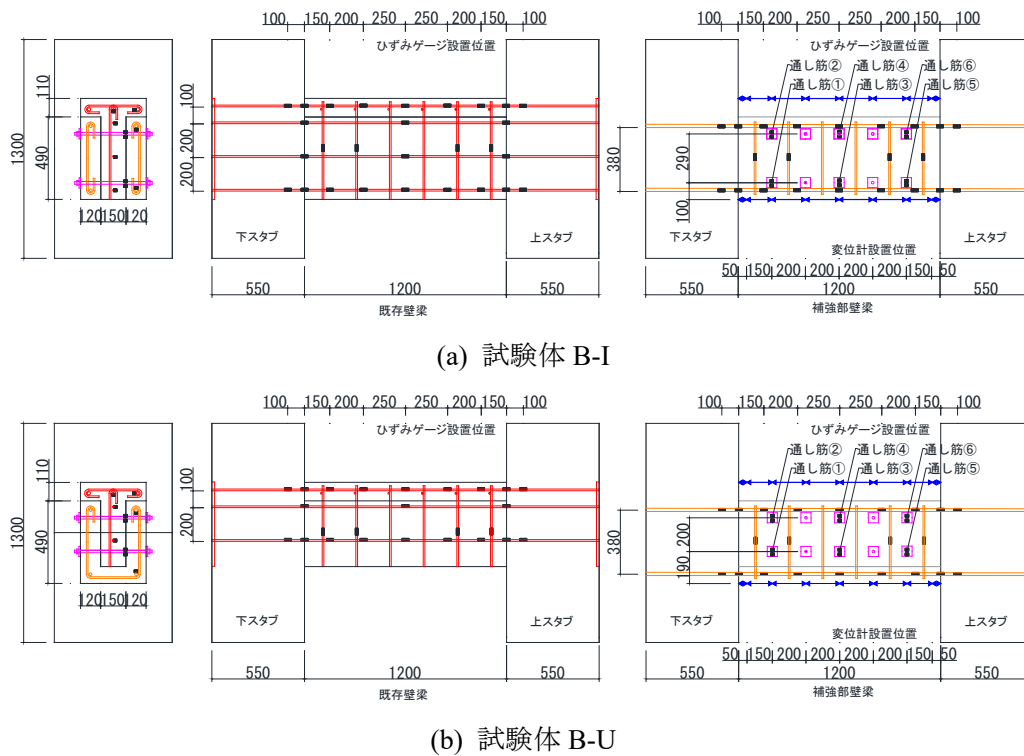


図 5.4.3-1 ひずみゲージ位置図

5.4.3.2. ひび割れ計測方法

実験では、試験体 B-I, B-U 共にひび割れ計測方法としてマニュアル計測方法を採用した。以下の図 5.4.3-2 に作業フローを示す。

B-I,B-U	
マニュアル計測方法	
実験準備	1)試験体のグリッド名の決定
実験	2)ひび割れ,OHPシートの記入
	3)ひび割れ幅計測
	4)ひび割れ写真撮影
データ処理	5)ひび割れ図作成
	6)浮き・剥落面積の計算

図 5.4.3-2 各作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行う。

1)試験体のグリッド名の決定

以下の図 5.4.3-3 に試験体毎のグリッド名とその寸法を示す。

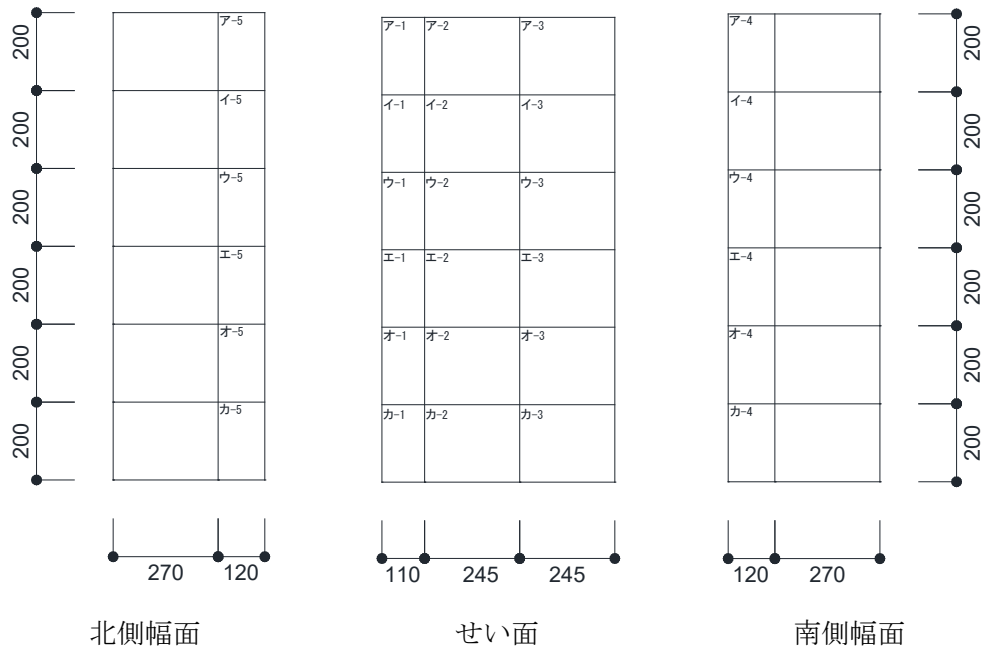


図 5.4.3-3 試験体グリッド図

2)ひび割れ，OHP シートの記入

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入，また载荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時，初期ひび割れは黒ペンを，正载荷は青ペンを，負载荷は赤ペンを用いる。この際，実際のひび割れから少しずらして記入する。変形角 $R=-1/400$ ， $-1/200$ ， $-1/133$ ， $-1/100$ ， $-1/67$ ， $-1/50$ の 2 サイクル目の除荷時に，浮き・剥落が発生した要素に対してその要素番号を記入した OHP シートを当て，黒色の油性マジックペンでシートの上から浮きを斜線，剥落を両斜線によるハッチングを行う。記入ミスがあった場合は，一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す（エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことができる）。

3)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時，計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また，本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため，曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は以下の図 5.4.3-4 に示すように $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ， $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。本実験では全グリッド毎に最大ひび割れ点を曲げ・せん断で 1 ヶ所ずつ計測を行う。

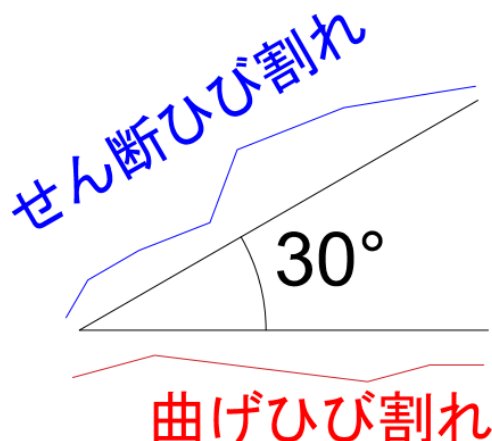


図 5.4.3-4 曲げ・せん断ひび割れ定義図

4)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時，除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し，これとは別に変形角ごとのピーク時に局所的な破壊の状態を写真に収め，変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。

5)ひび割れ図作成

Auto CAD 上に試験体の OHP シートを取り込み，ひび割れ図を作成する。Auto CAD 上に試験体図を描き，図 5.4-7 に示すように取り込んだ写真や OHP シートを試験体図の該当箇所を重ね合わせ上からひび割れ・浮き・剥落をなぞる。

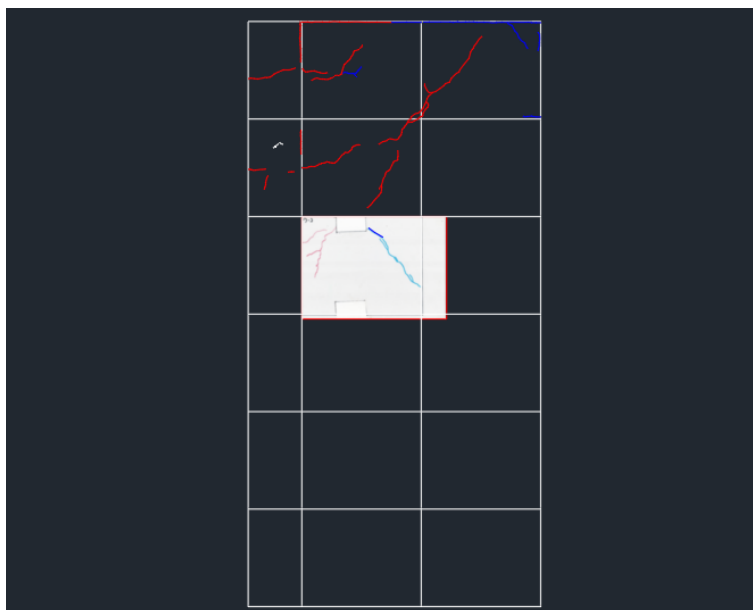


図 5.4.3-5 ひび割れ図作成時スナップ写真読み込み画面

6)浮き・剥落面積の計算

Auto CAD を用いて作成したひび割れ図より，浮き・剥落箇所にカーソルを合わせクリックすると，以下の図 5.4-8 に示すように面積(mm²)が表示されるのでその数値をまとめる。

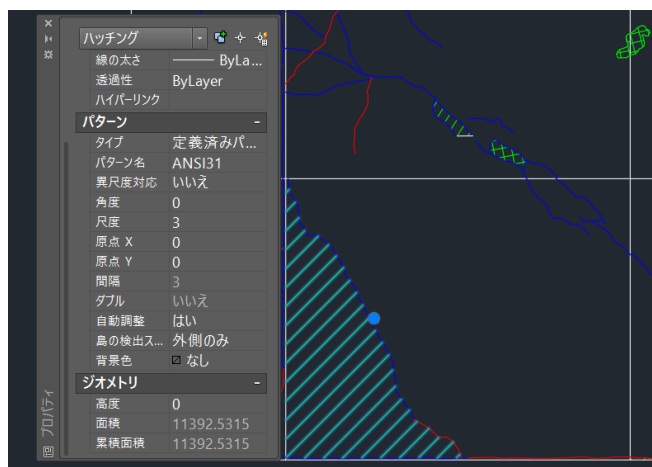


図 5.4.3-6 浮き・剥落面積表示画面

5.4.4. 実験結果

5.4.4.1. 破壊経過

B-I

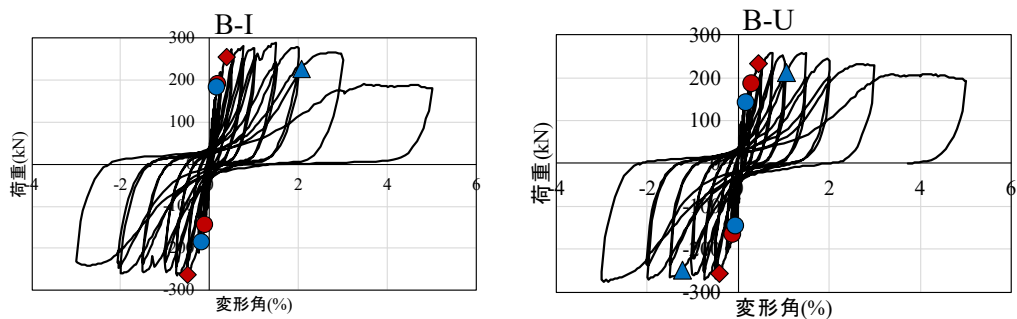
正載荷側では $R=0.172\%$ で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.105\%$ で既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では $R=1.483\%$ で 288.6kN 、負載荷側では $R=-0.502\%$ で -264.2kN を記録した。また図 5.4-9 から 2%付近までは正負載荷時の両方において、曲げひび割れが支配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断ひび割れが急激に拡幅していることが確認できる。このことから最終的にはせん断破壊したが曲げ補強筋の降伏後であることから破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であると思われる。

B-U

正載荷側では $R=0.165\%$ で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.073\%$ で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。B-I 同様、本試験体のせん断スパン比は 1 程度と小さいことが降伏時の部材角が通常の梁に比べて小さいことと考えられる。また最大耐力は正載荷側では $R=0.748\%$ で 258.2kN 、負載荷側では $R=-2.967\%$ で -277.7kN を記録した。また図 5.4-9 から 2%付近までは正負載荷時の両方において、曲げひび割れが支配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断ひび割れが急激に拡幅していることが確認できる。このことから最終的にはせん断破壊したが曲げ補強筋の降伏後であることから破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であると思われる。

5.4.4.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形を図 5.4.4-1 に示す。図 5.4.4-1 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。



●: 梁既存曲げ補強筋 ▲: 梁既存せん断補強筋 ◆: スラブ筋 ●: 梁新設曲げ補強筋 ▲: 梁新設せん断補強筋

(a) B-I

(b) B-U

図 5.4.4-1 荷重—変形関係

5.4.4.3. 試験体破壊推移

5.4.4.3.1. B-I 全景写真・ひび割れ図

1/1600

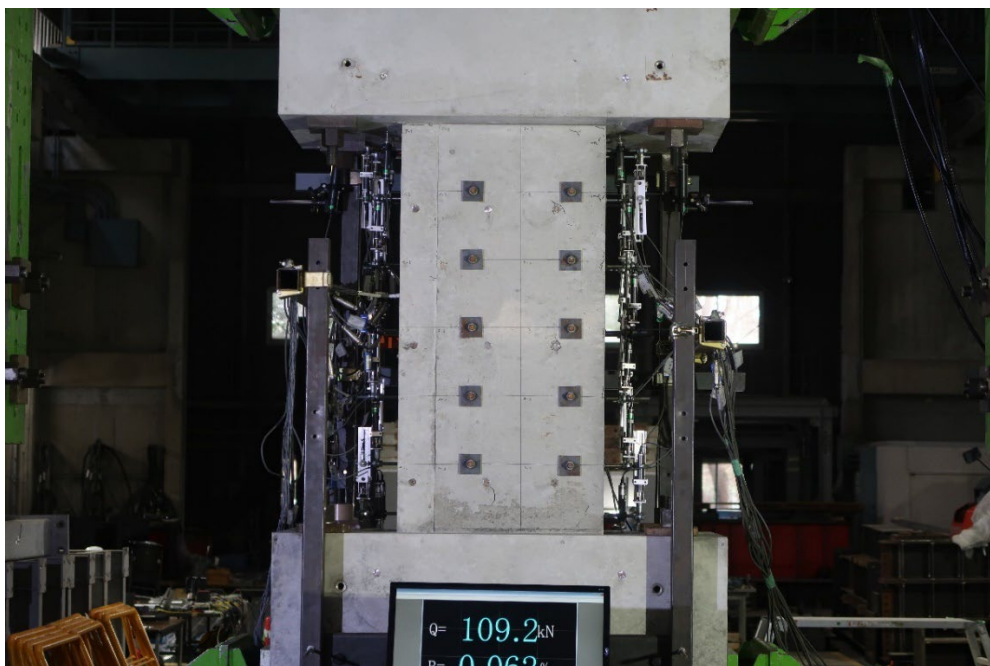


図 5. 4. 4-2 全景写真

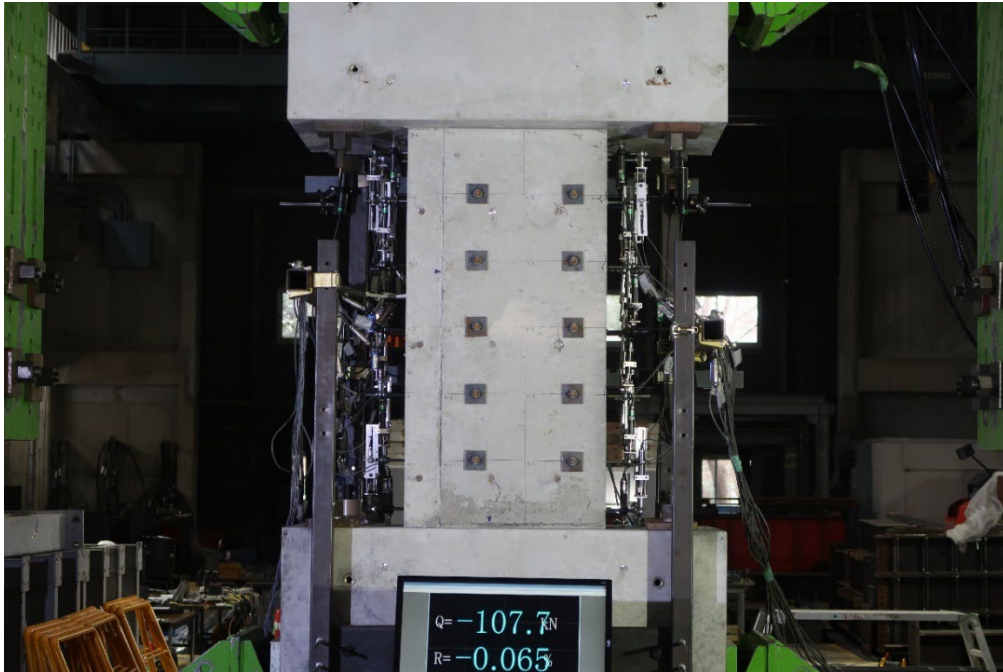


图 5.4.4-3 全景写真

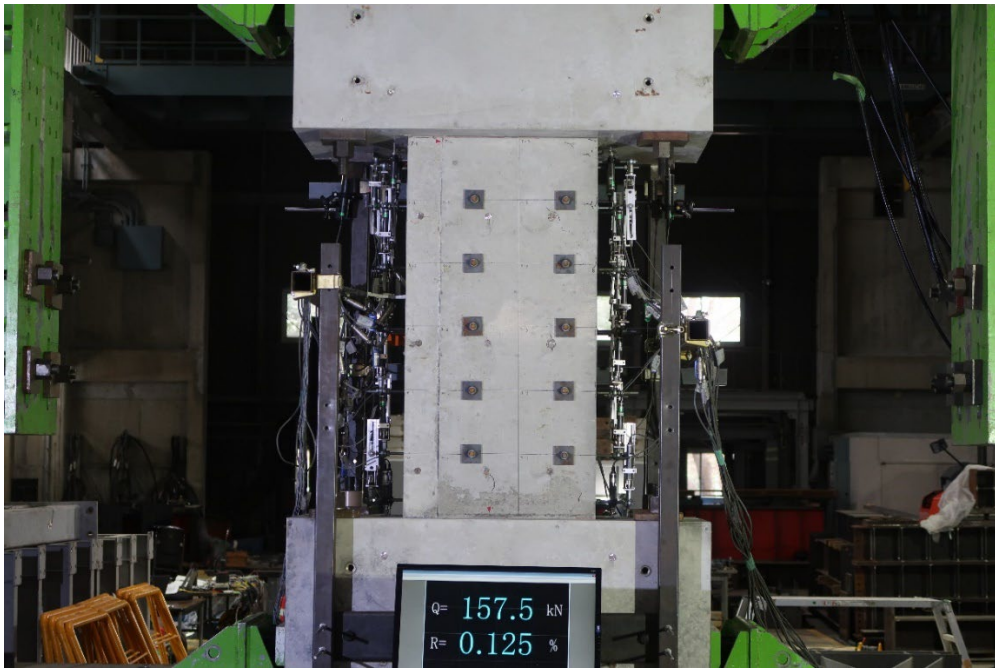


图 5.4.4-4 全景写真

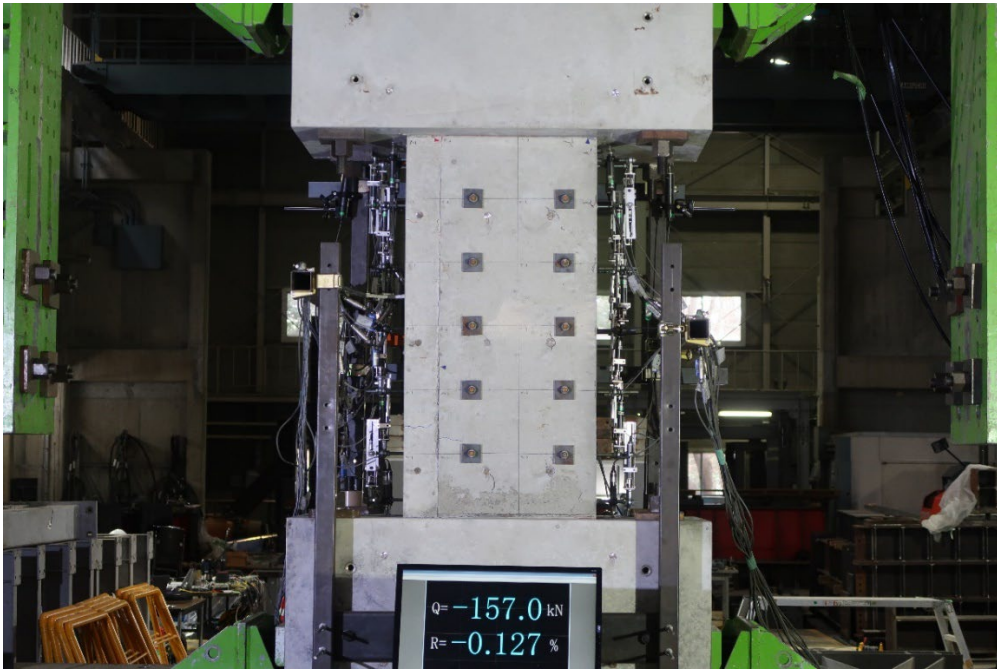


图 5.4.4-5 全景写真

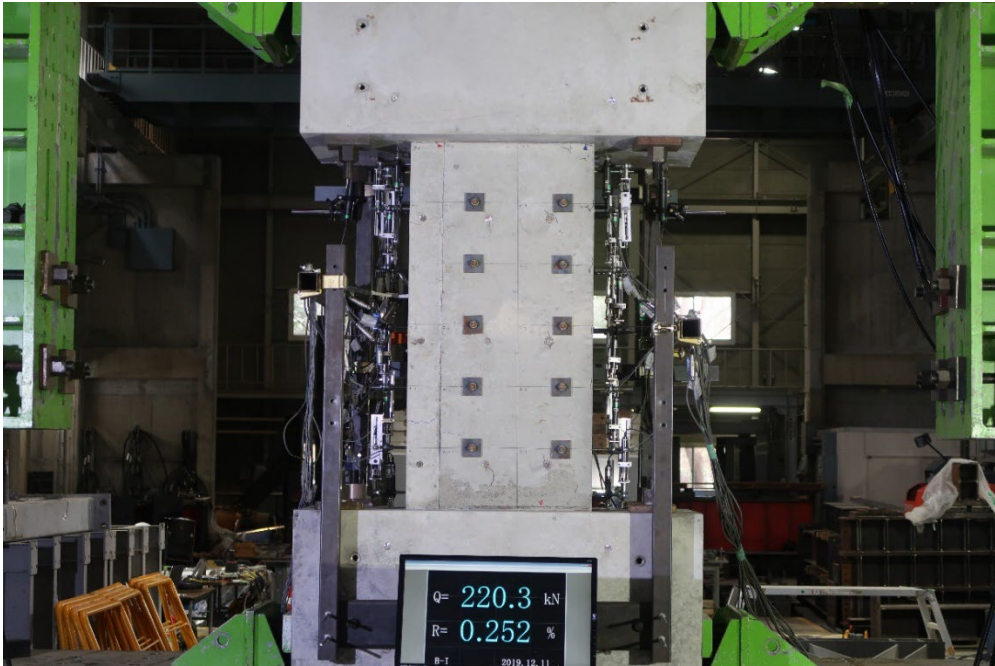


图 5.4.4-6 全景写真

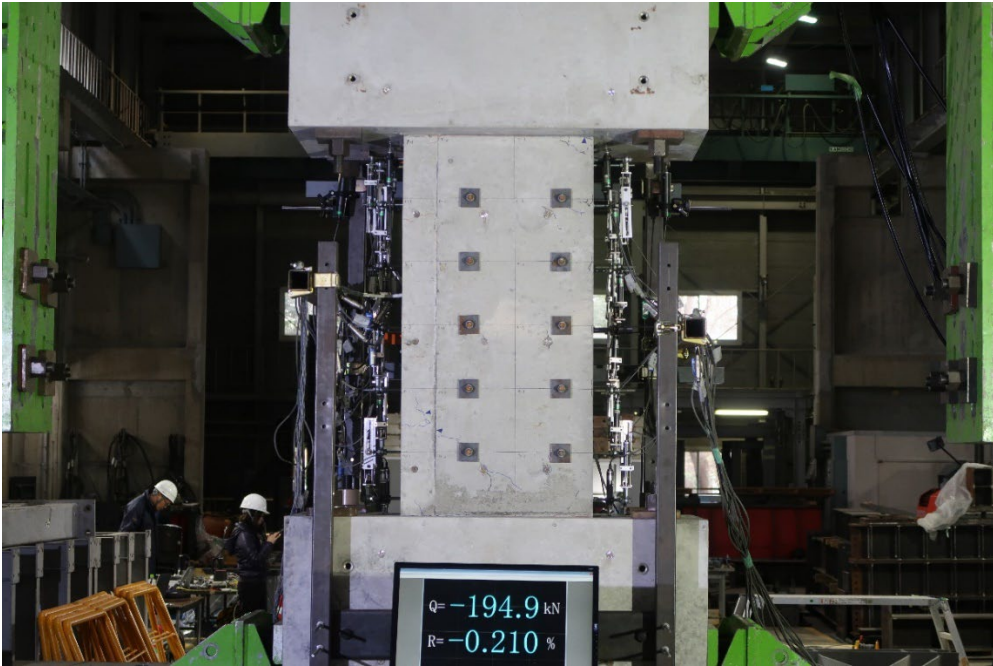


图 5.4.4-7 全景写真

1/400②

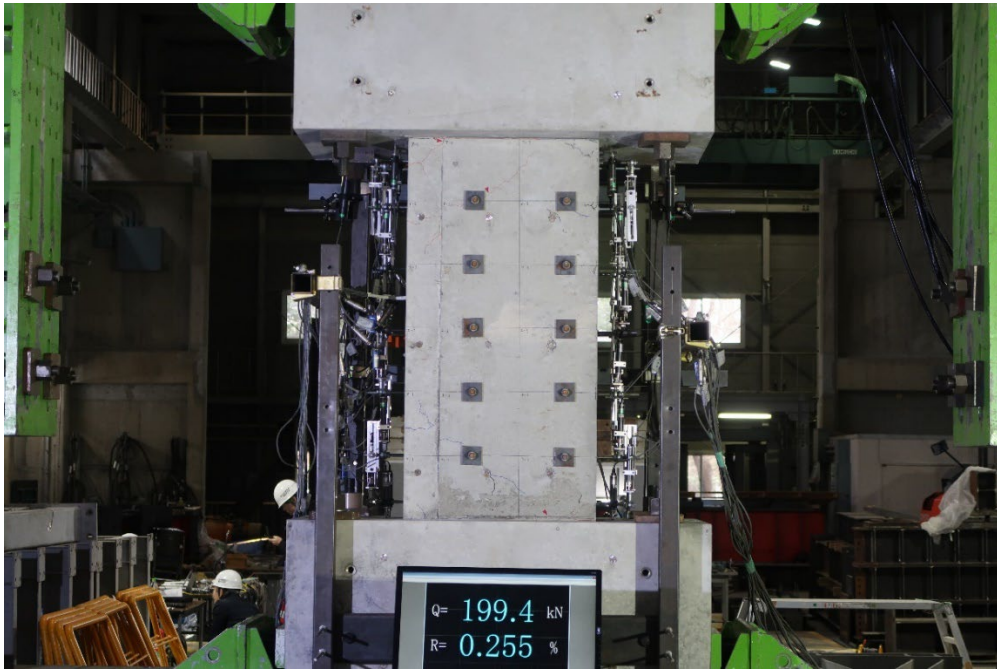
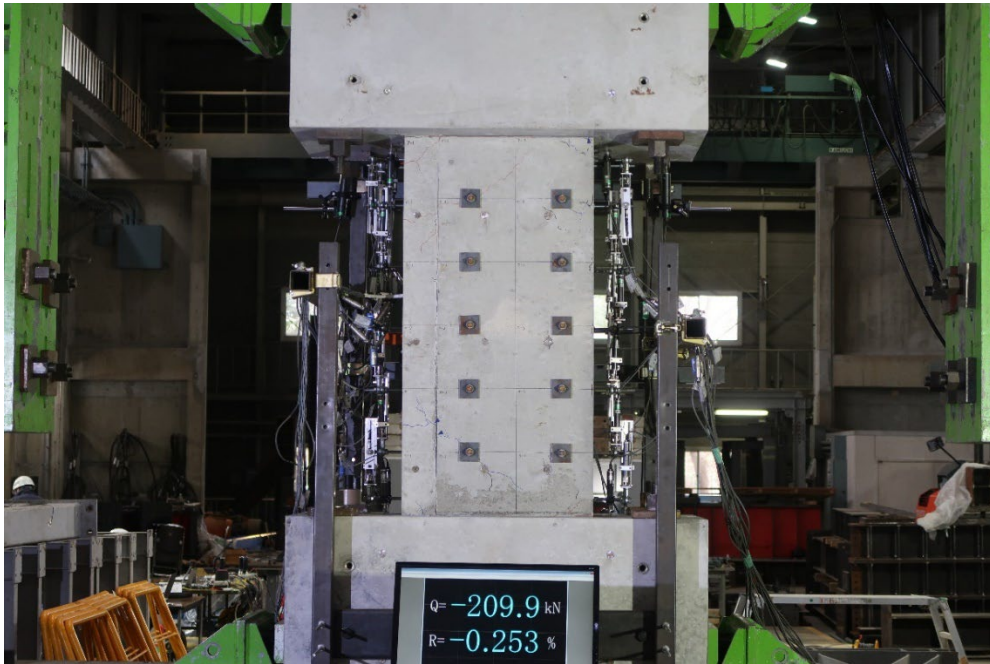
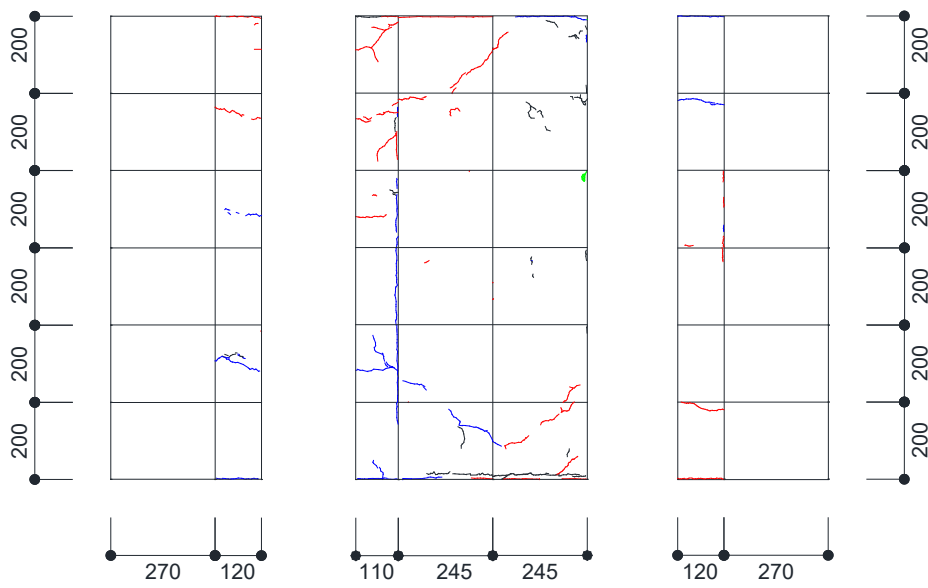


图 5.4.4-8 全景写真

-1/400②



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-9 R=-1/400 損傷状況

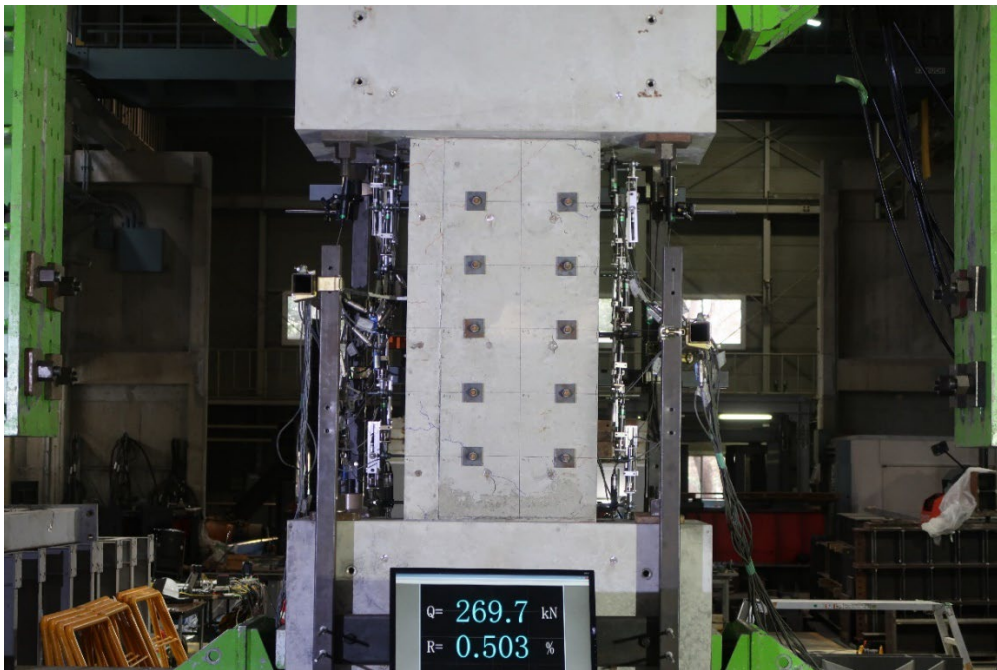


图 5.4.4-10 全景写真

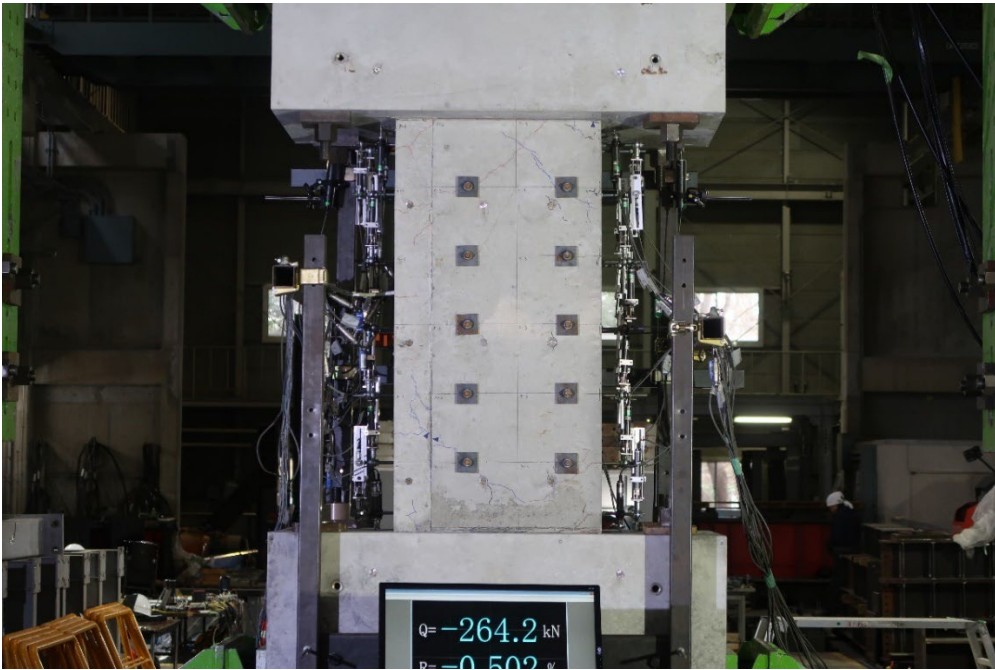


图 5.4.4-11 全景写真

1/200②

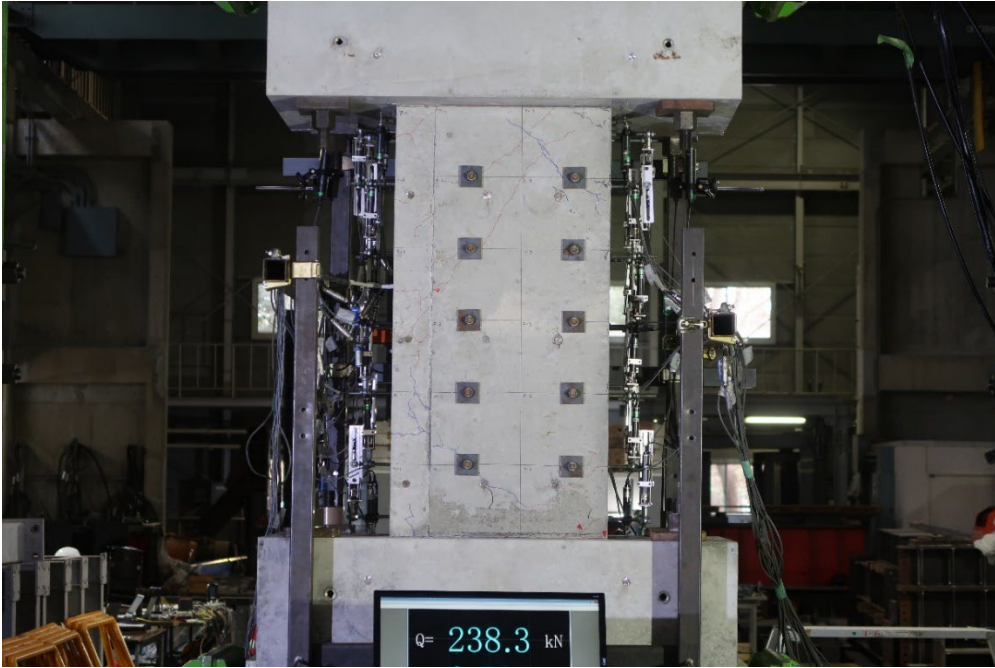
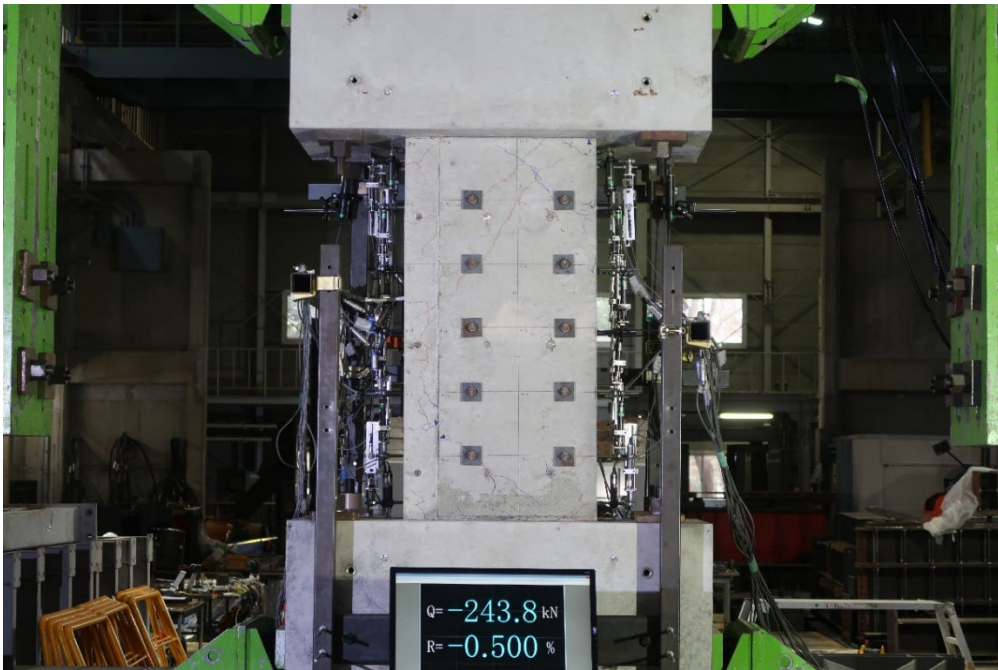
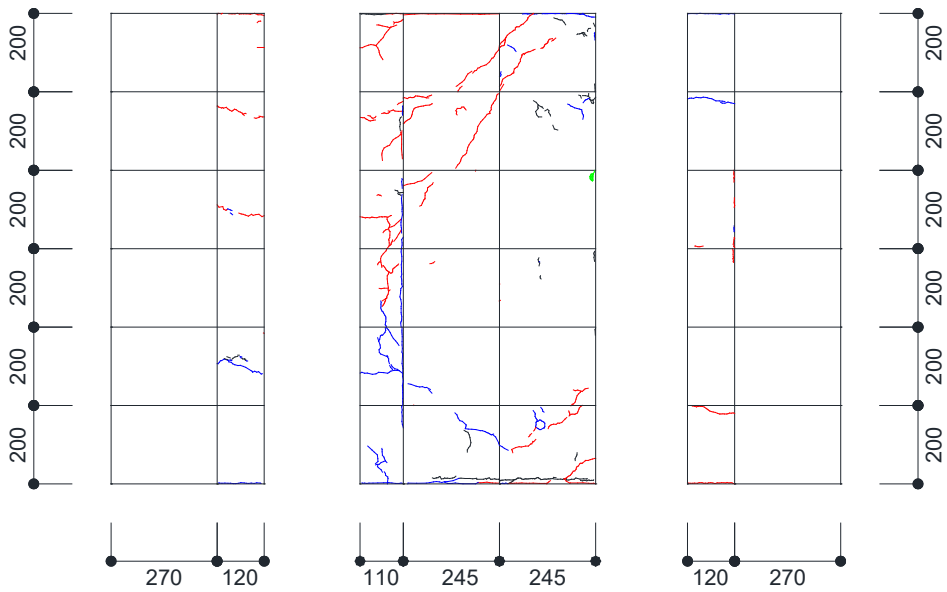


图 5.4.4-12 全景写真

-1/200②



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5.4.4-13 R=-1/200 損傷状況

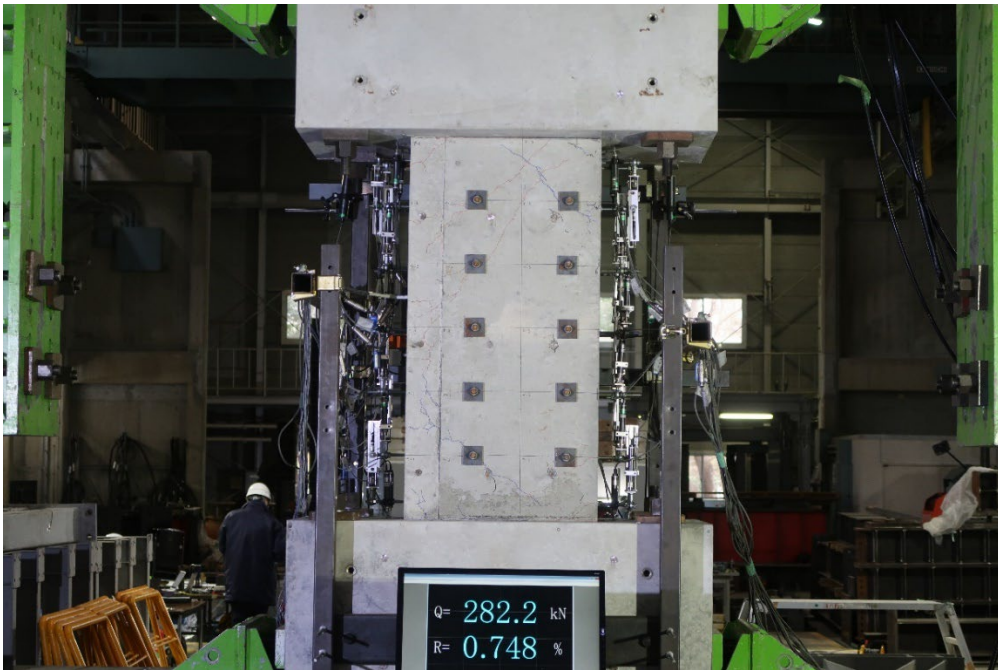


图 5.4.4-14 全景写真

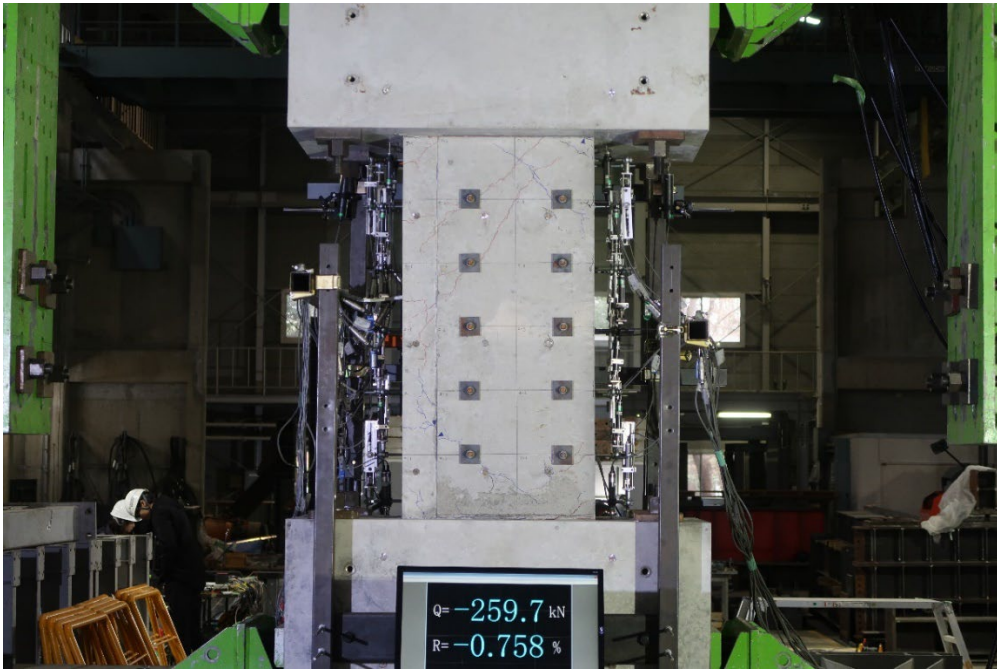


图 5.4.4-15 全景写真

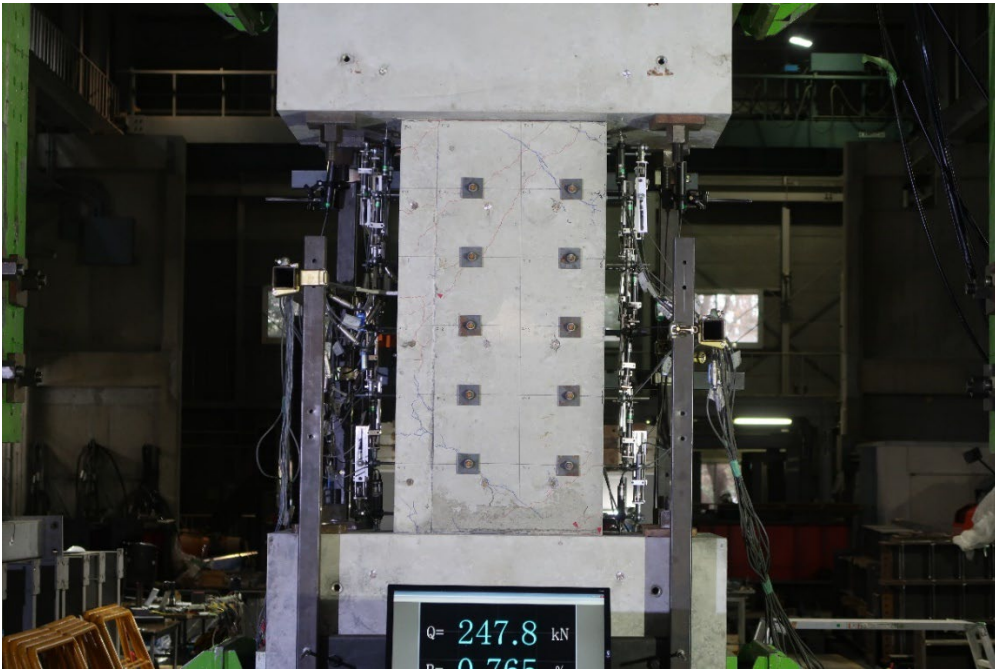


图 5.4.4-16 全景写真

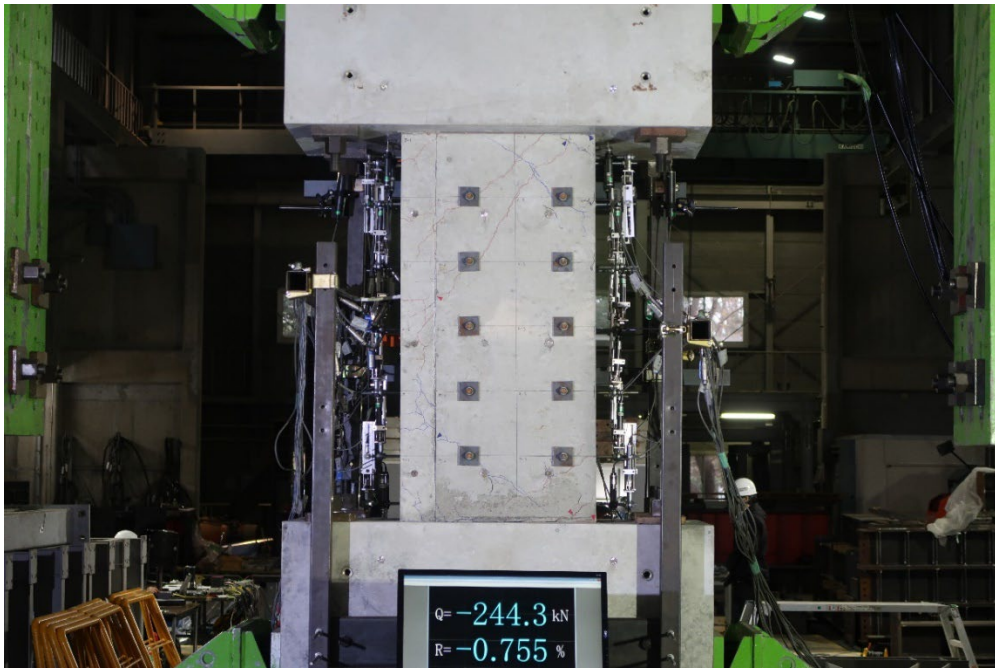


图 5.4.4-17 全景写真

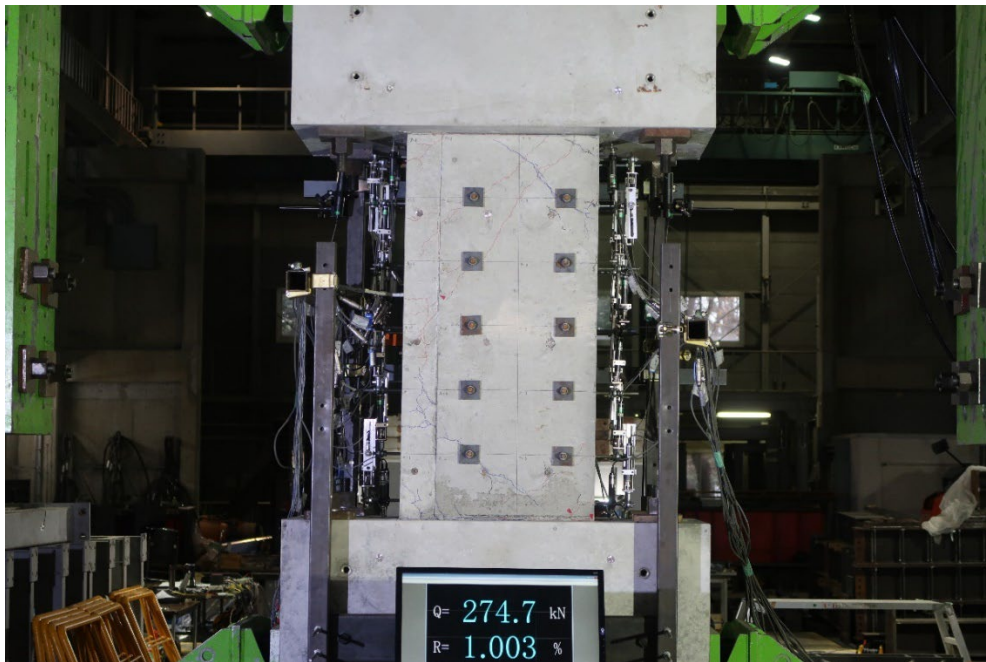


图 5.4.4-18 全景写真

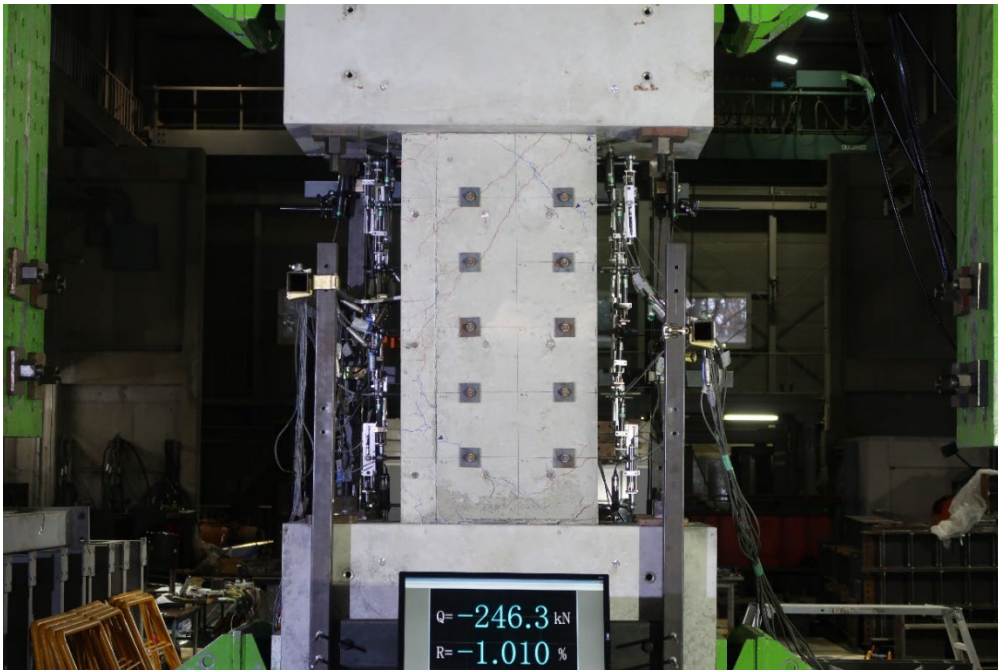


图 5.4.4-19 全景写真

1/100②

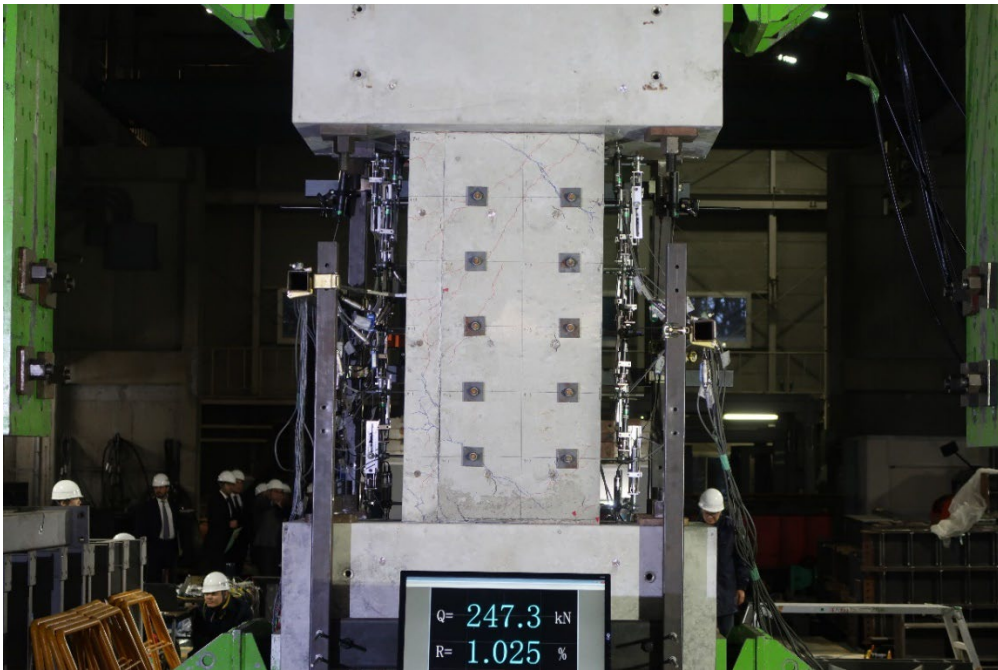
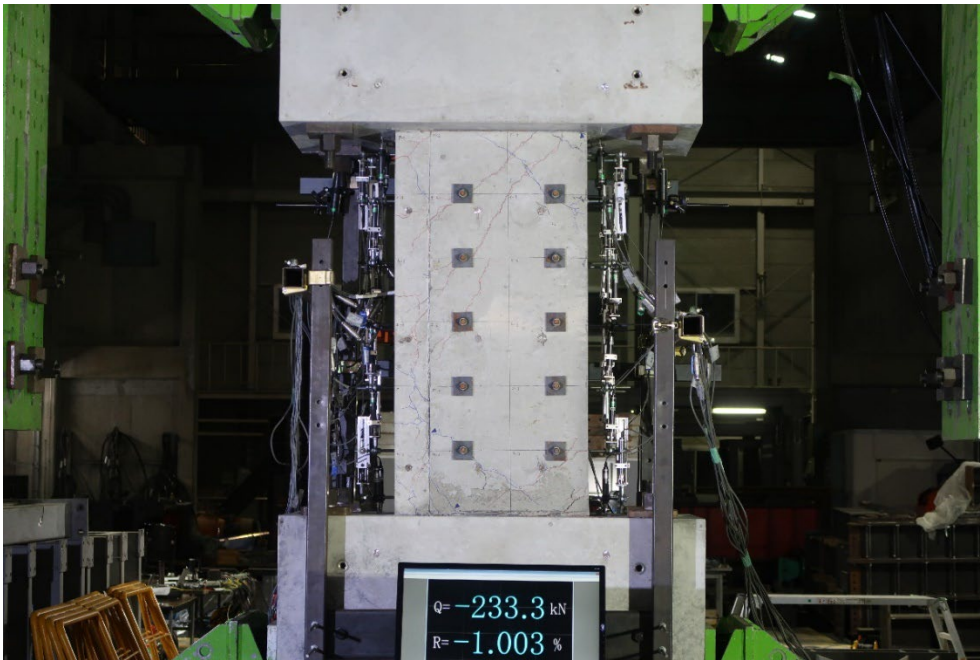
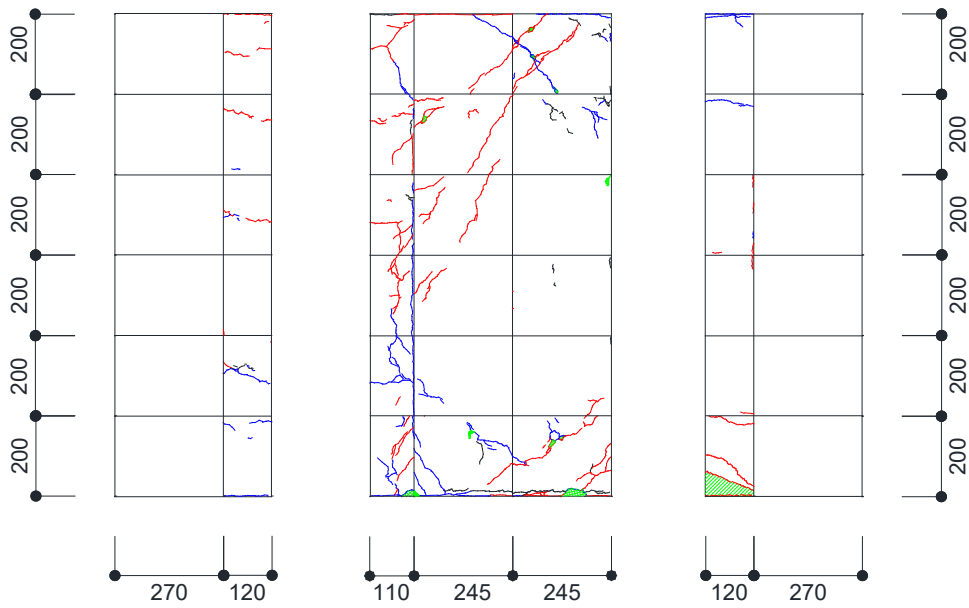


图 5. 4. 4-20 全景写真



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5.4.4-21 R=-1/100 損傷状況

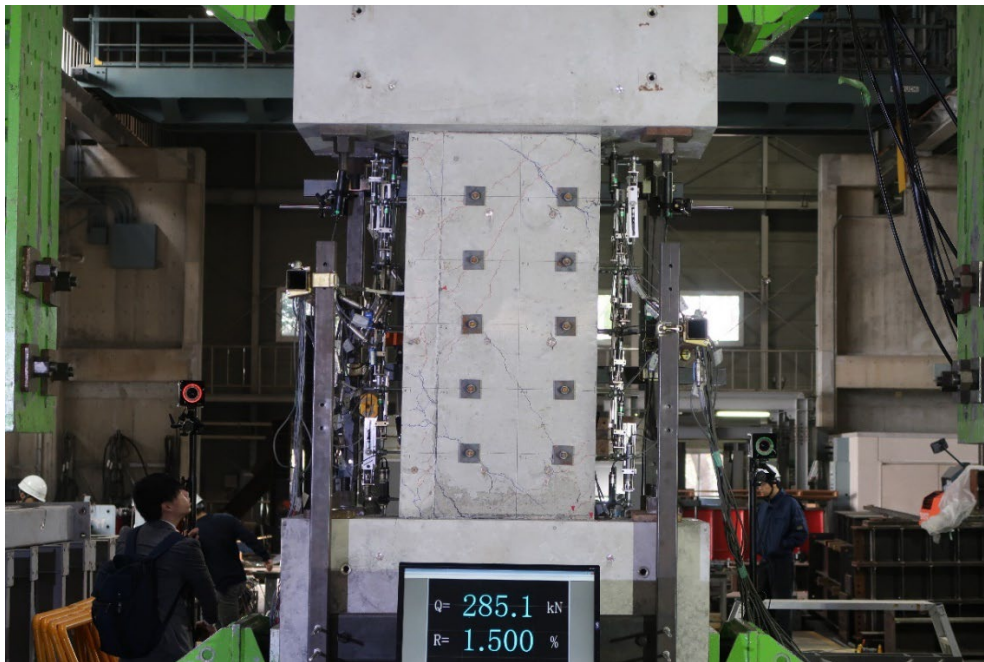


图 5.4.4-22 全景写真

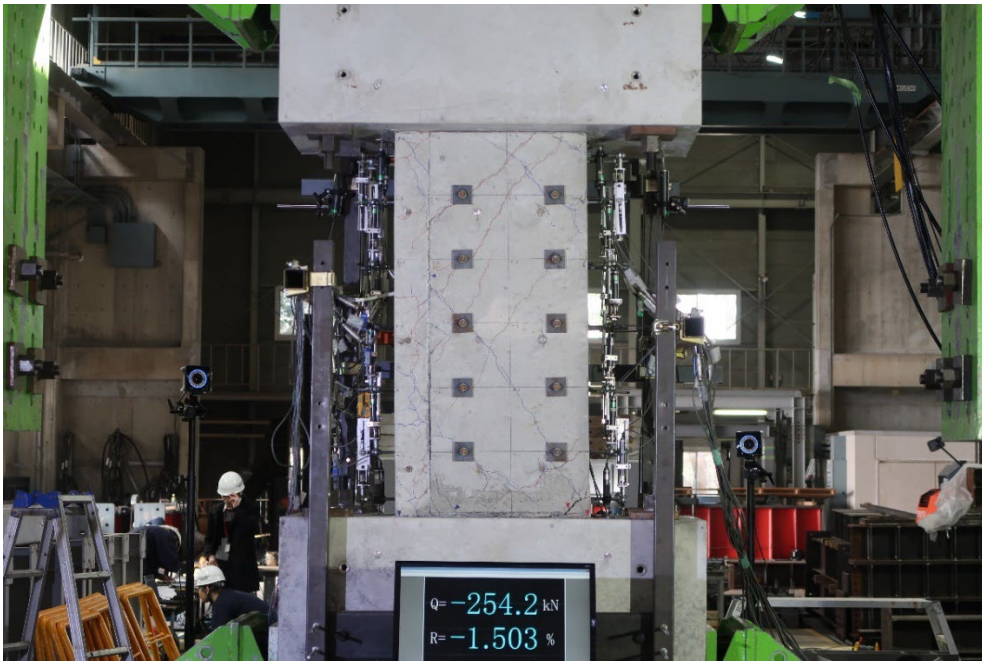
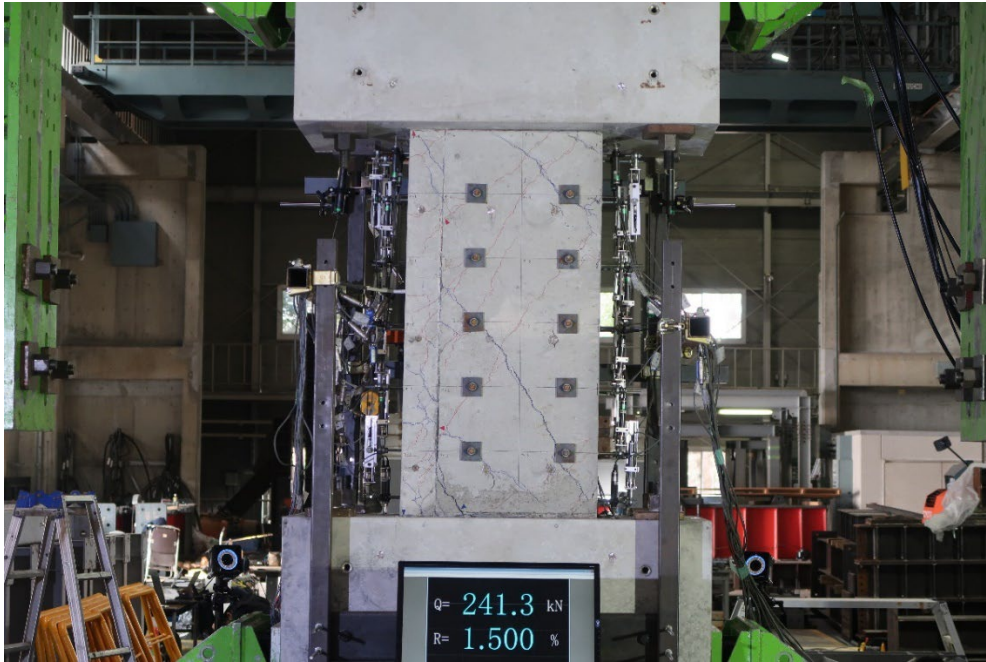
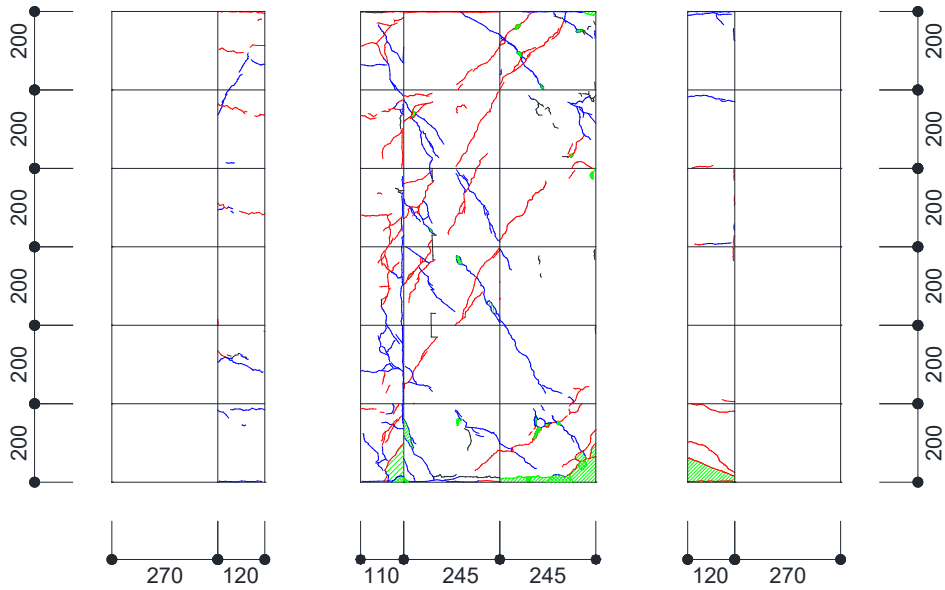


图 5. 4. 4-23 全景写真

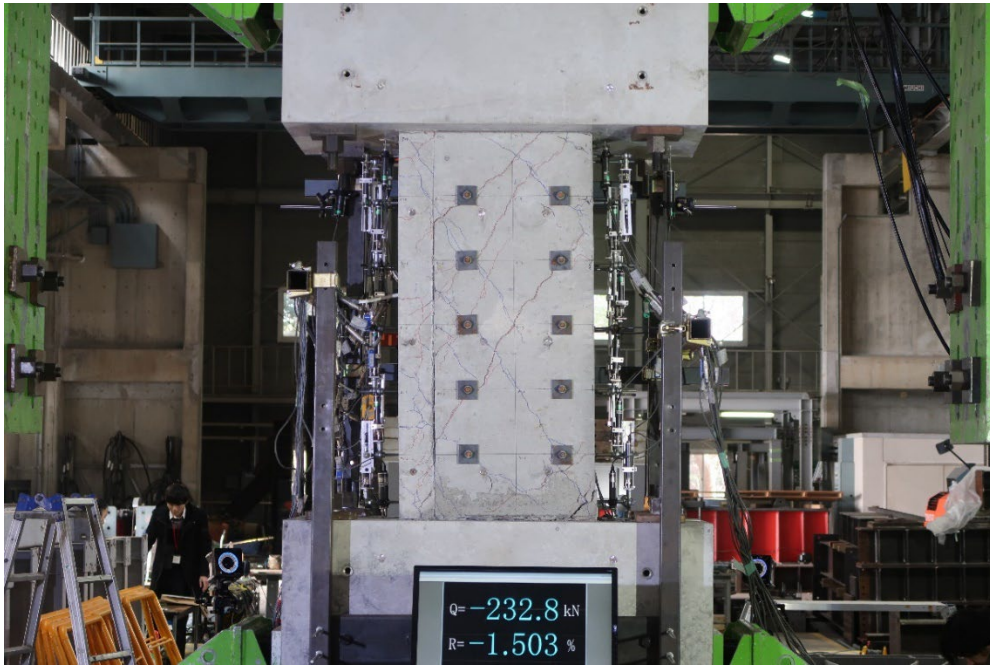


(a) 全景写真

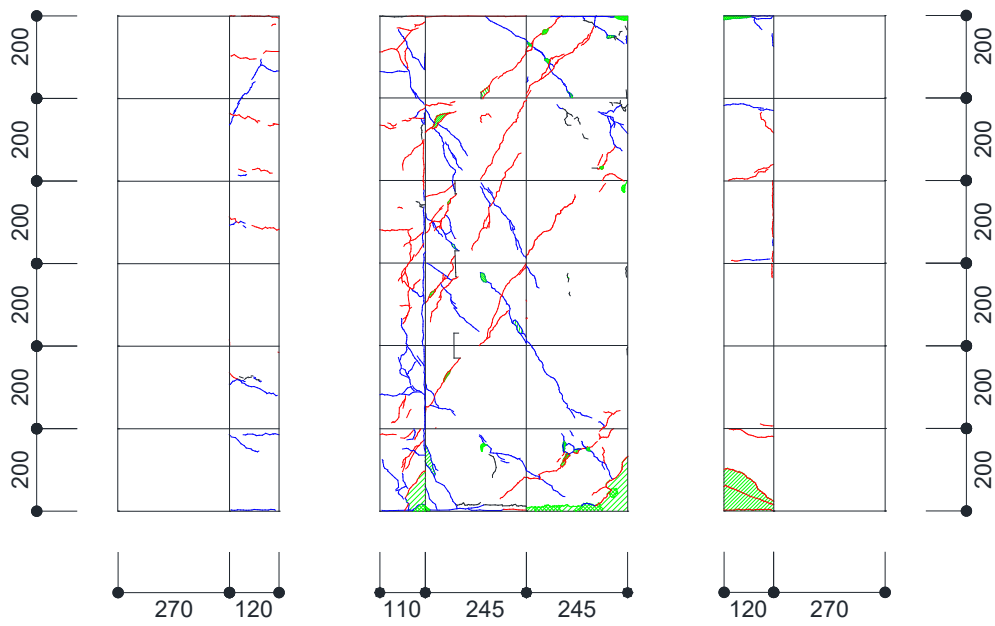


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-24 R=1/67 損傷状況



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-25 R=-1/67 損傷状況

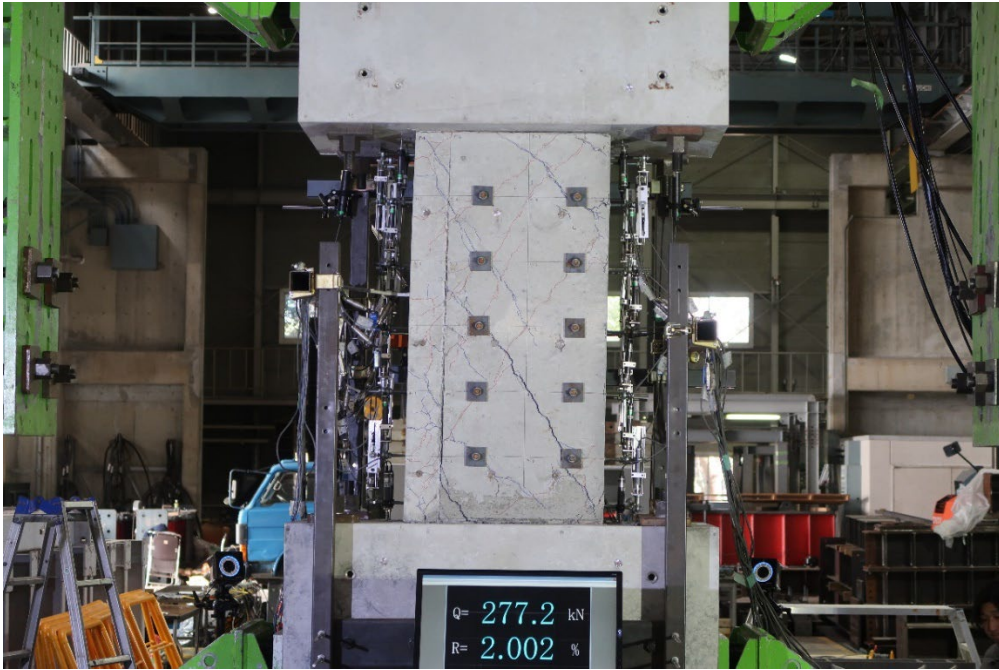


图 5. 4. 4-26 全景写真

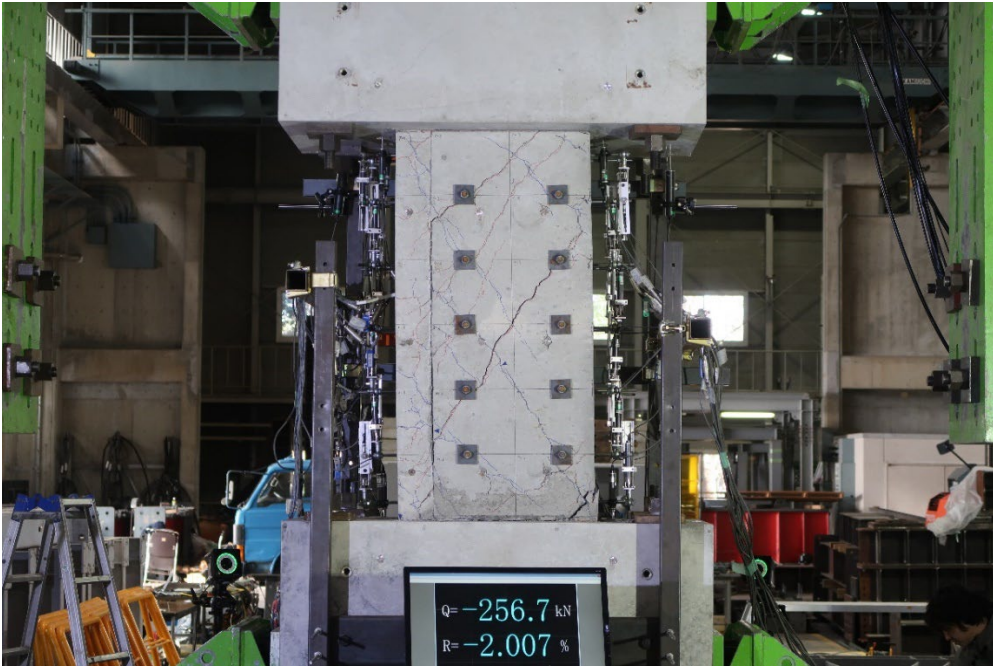
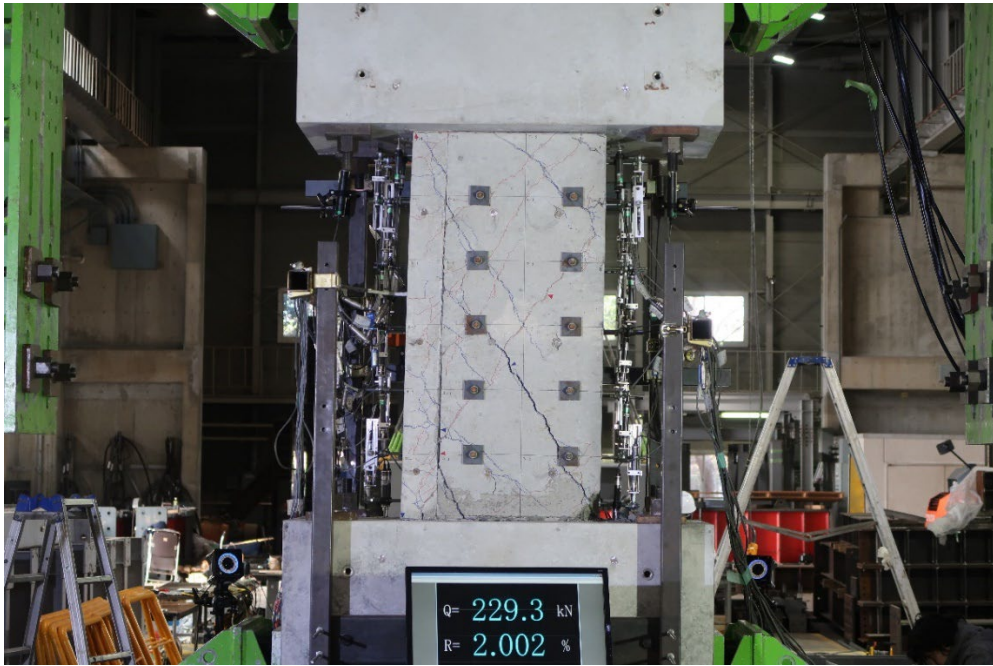
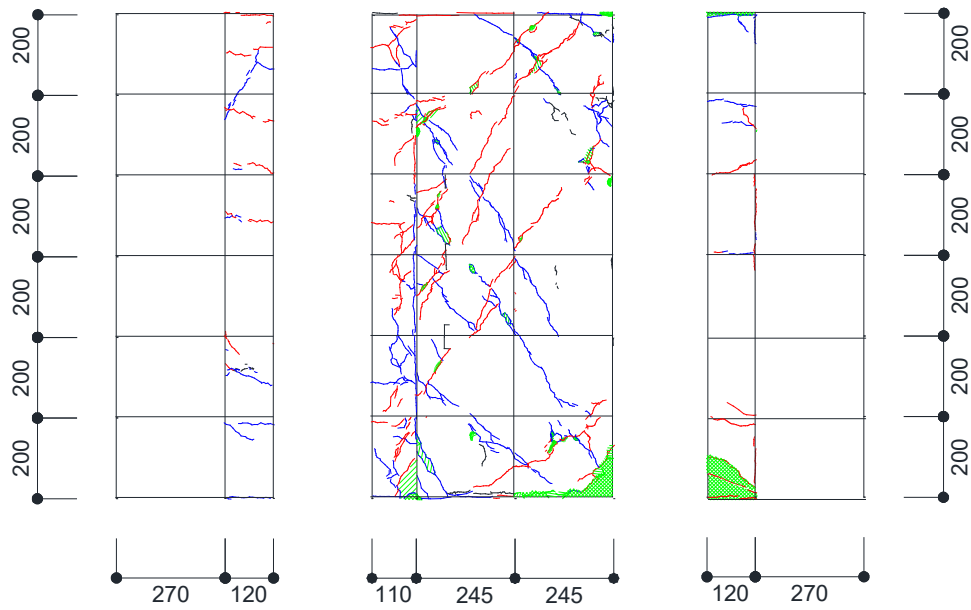


图 5.4.4-27 全景写真

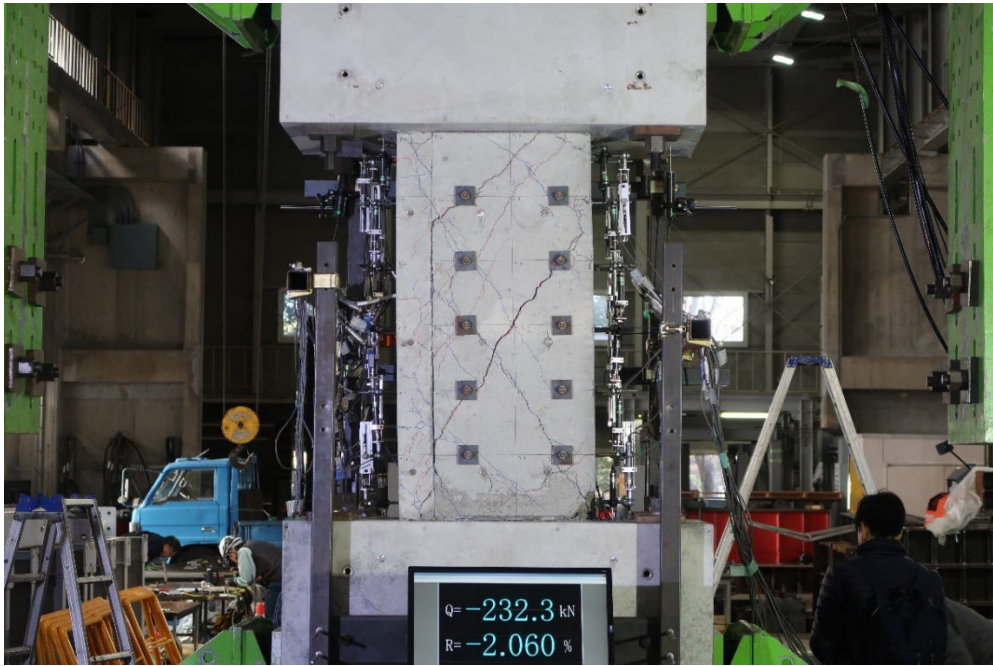


(a) 全景写真

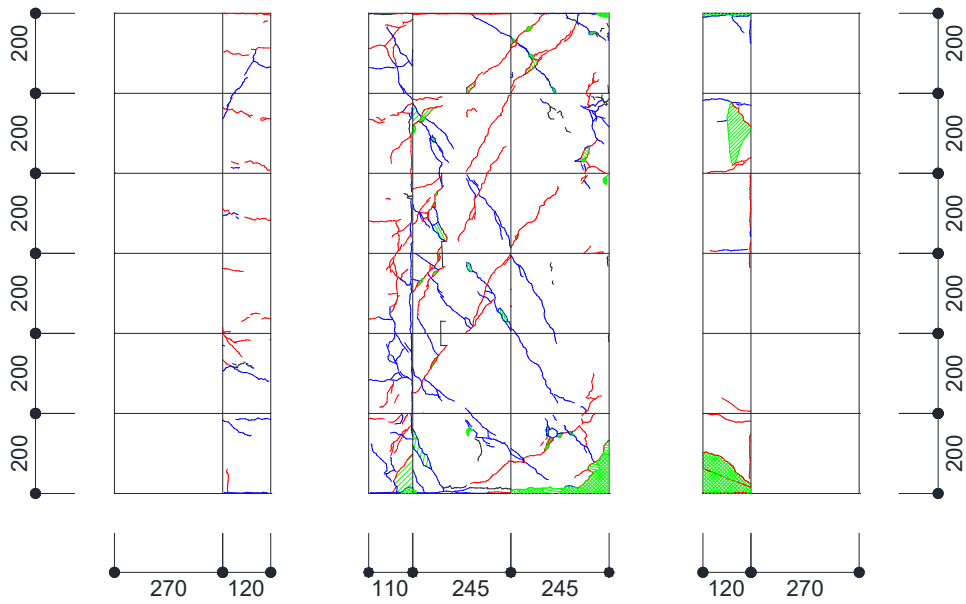


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-28 R=1/50 損傷状況

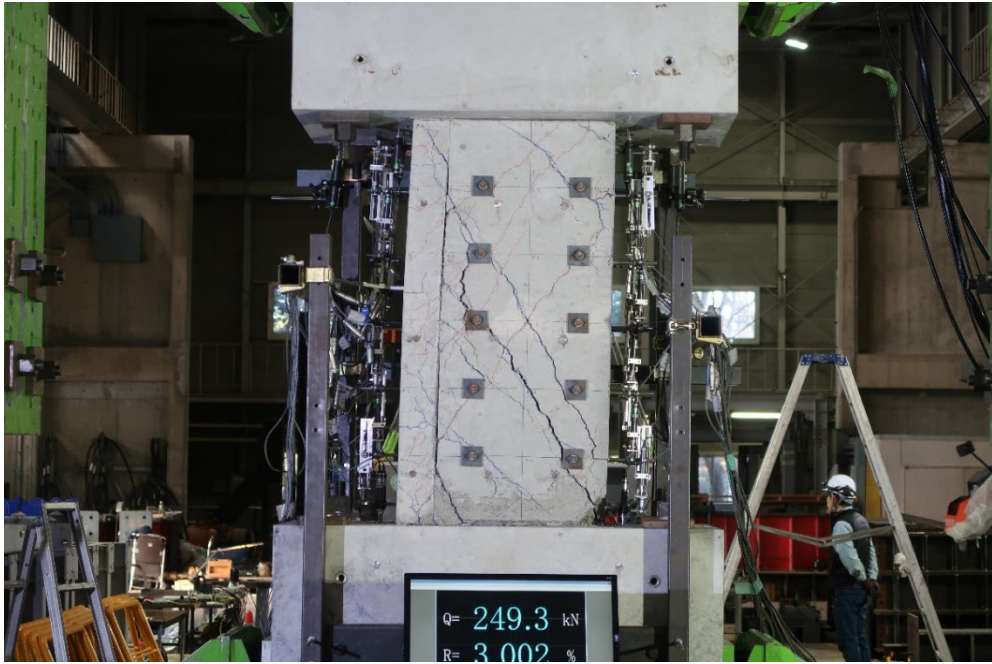


(a) 全景写真

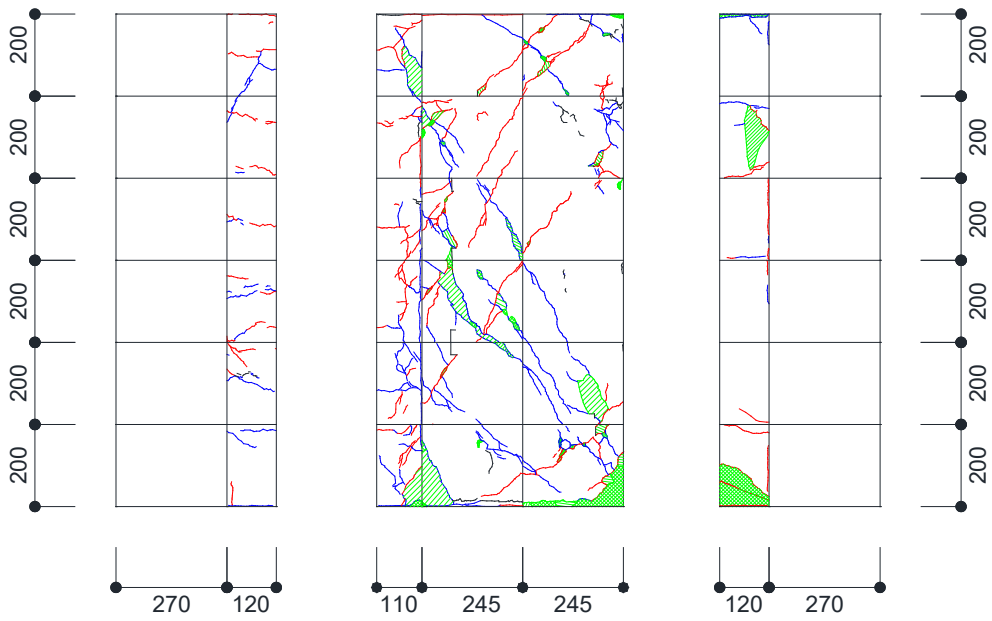


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-29 R=-1/50 損傷状況

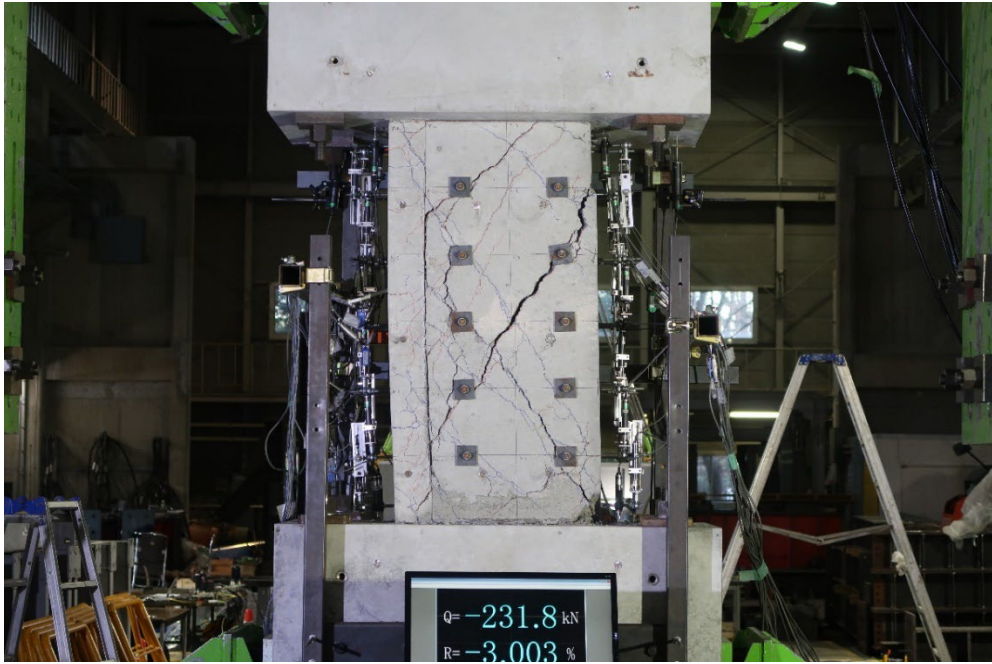


(a) 全景写真

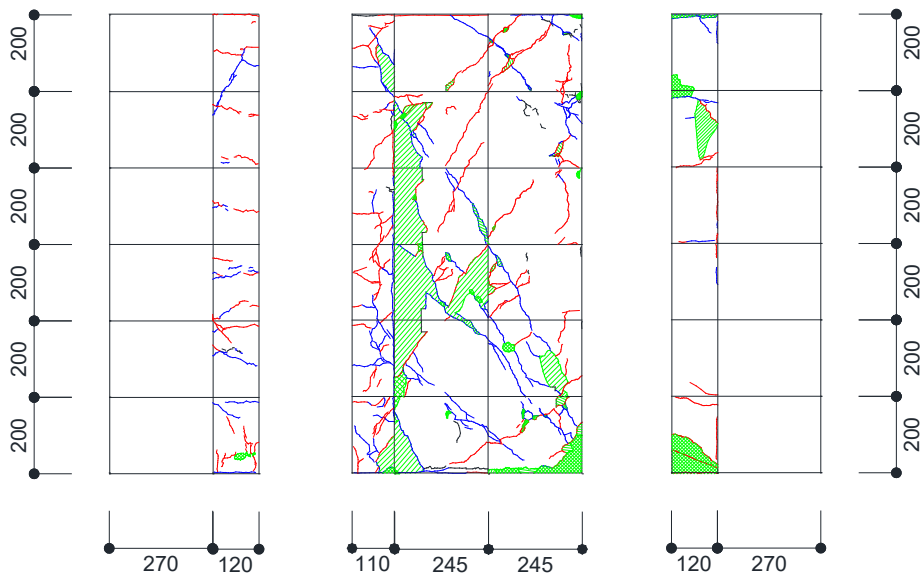


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-30 R=1/33 損傷状況



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-31 R=-1/33 損傷状況

5.4.4.3.2. B-U 全景写真・ひび割れ図

1/1600

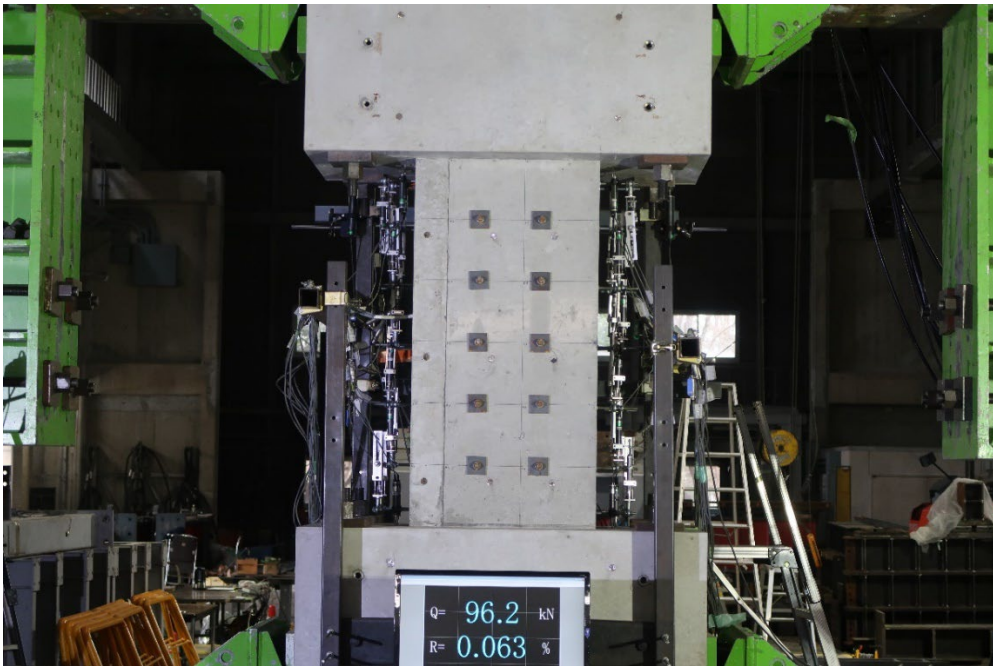


図 5. 4. 4-32 全景写真

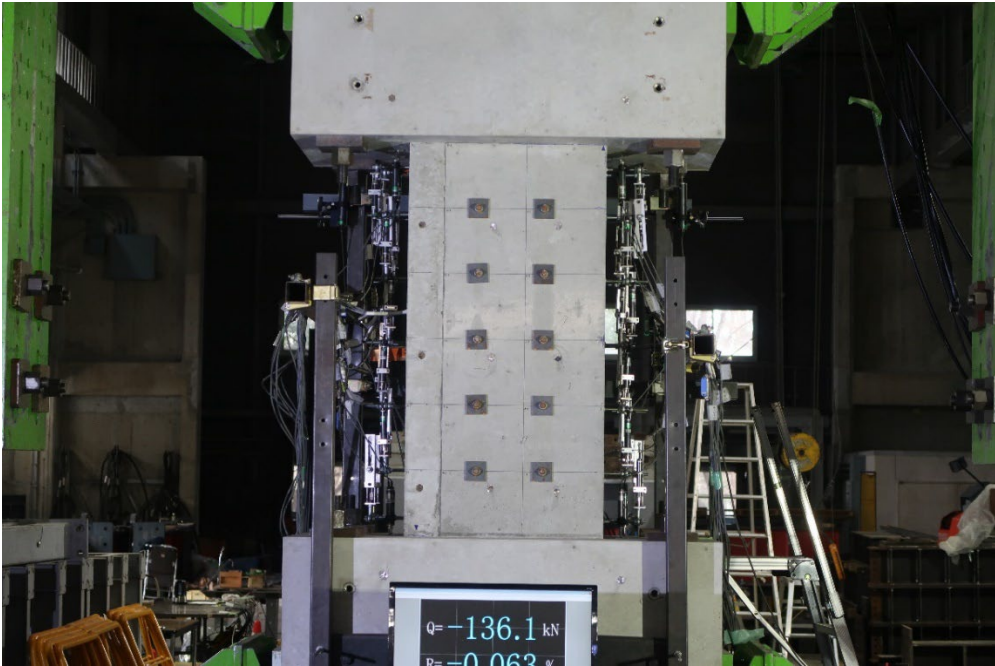


图 5.4.4-33 全景写真

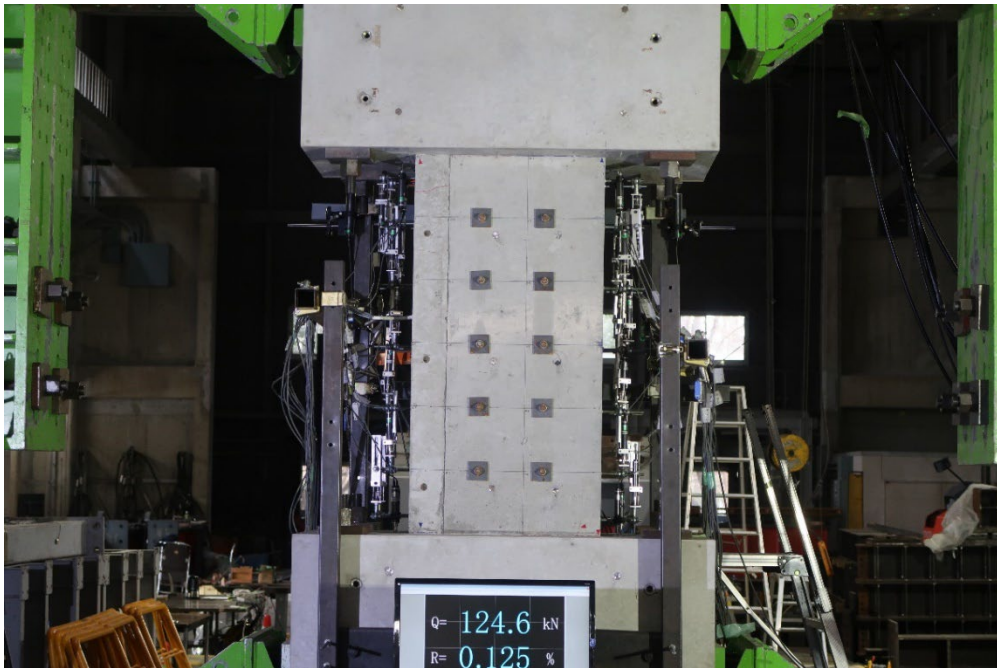


图 5.4.4-34 全景写真

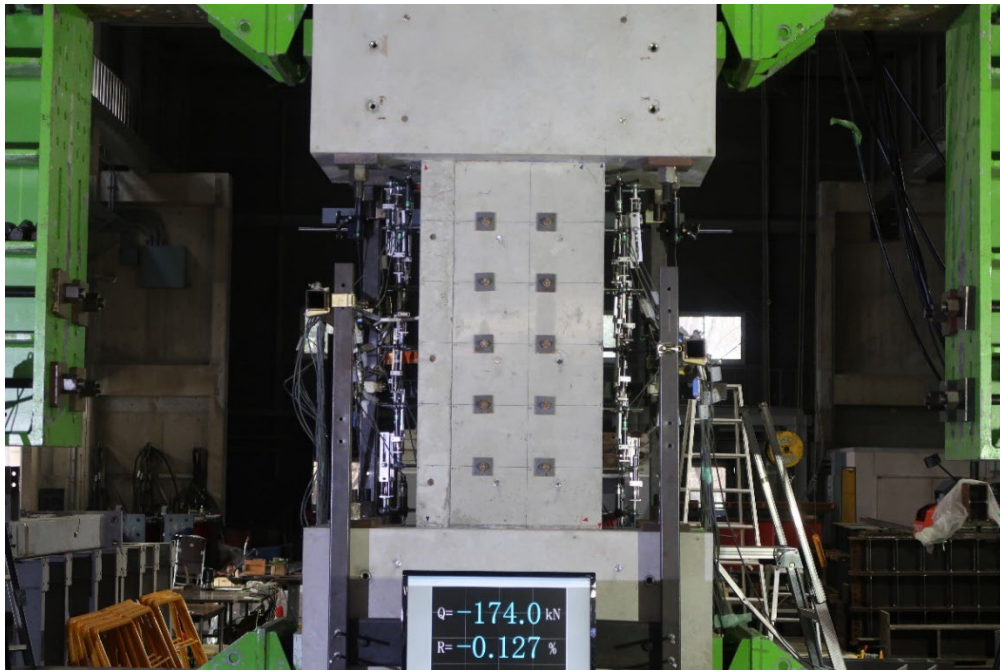


图 5.4.4-35 全景写真

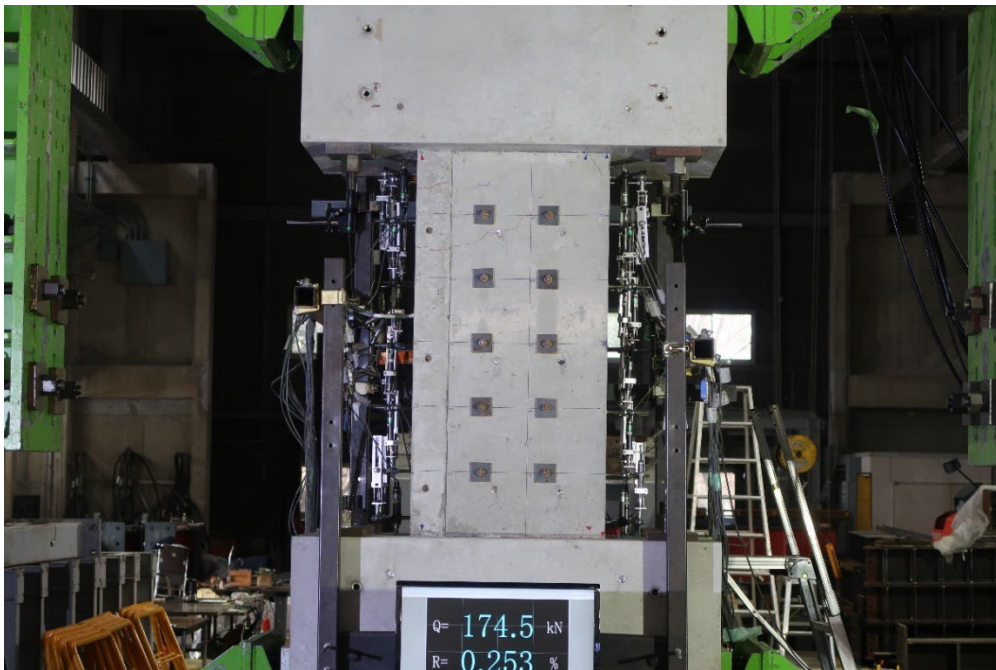


图 5.4.4-36 全景写真

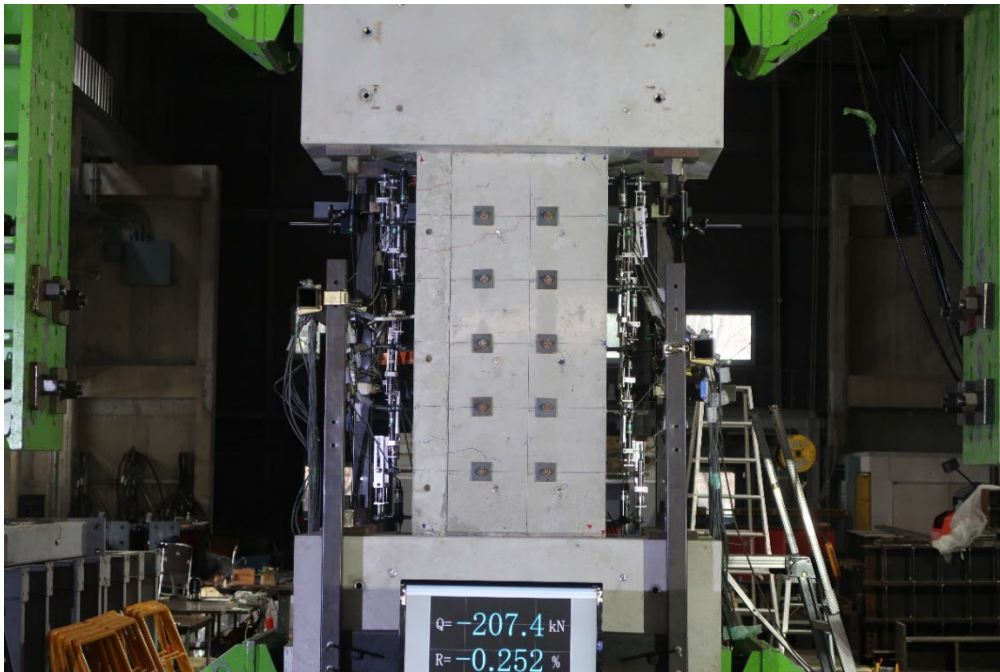


图 5.4.4-37 全景写真

1/400②

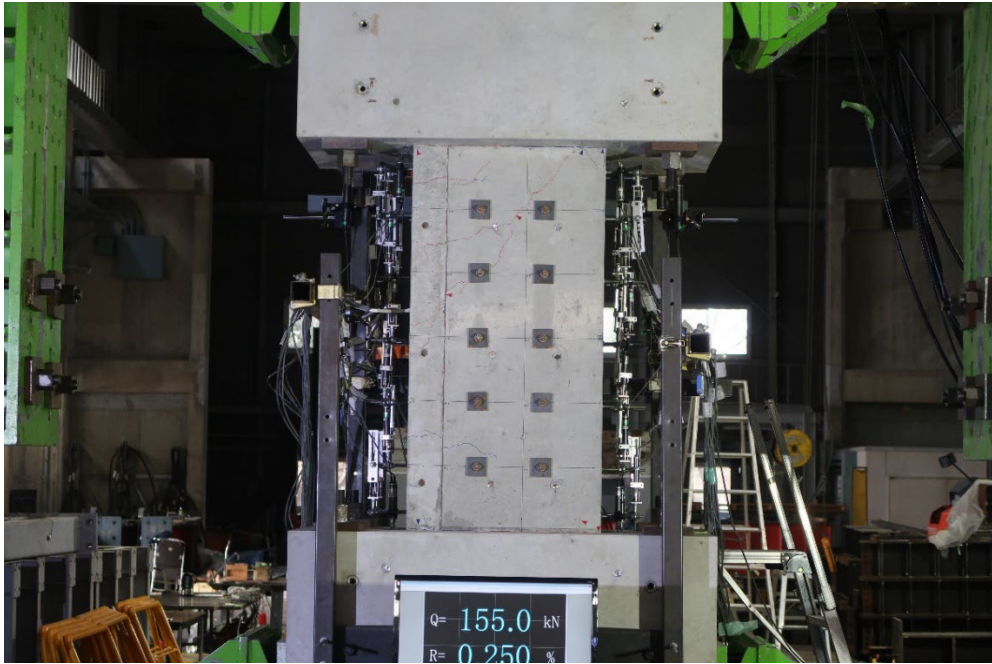
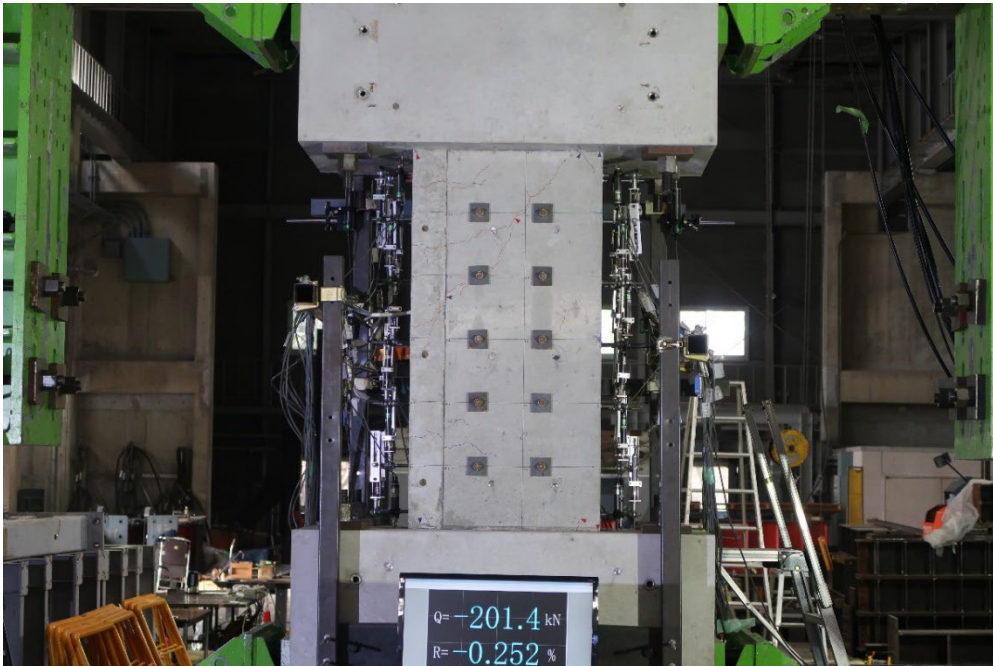
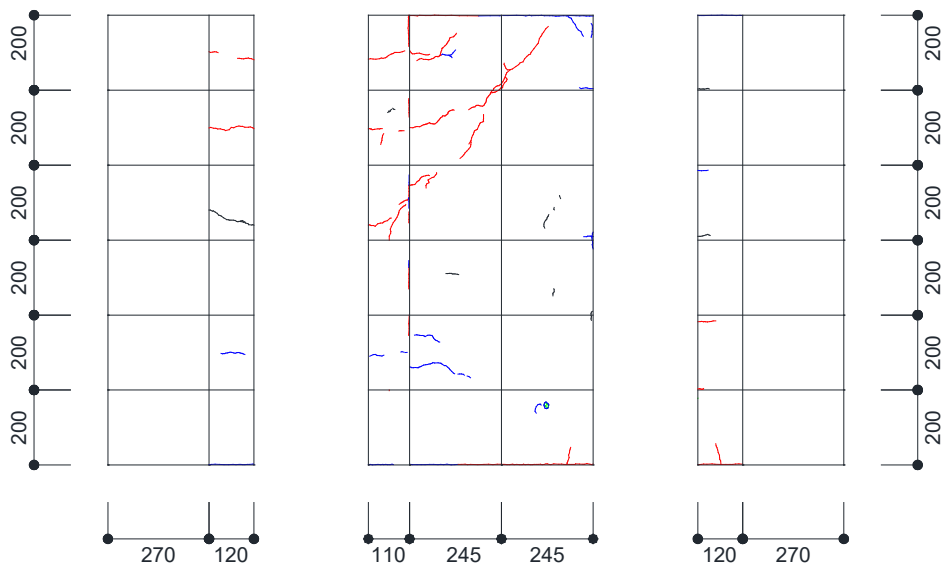


图 5.4.4-38 全景写真

-1/400②



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5.4.4-39 R=-1/400 損傷状況

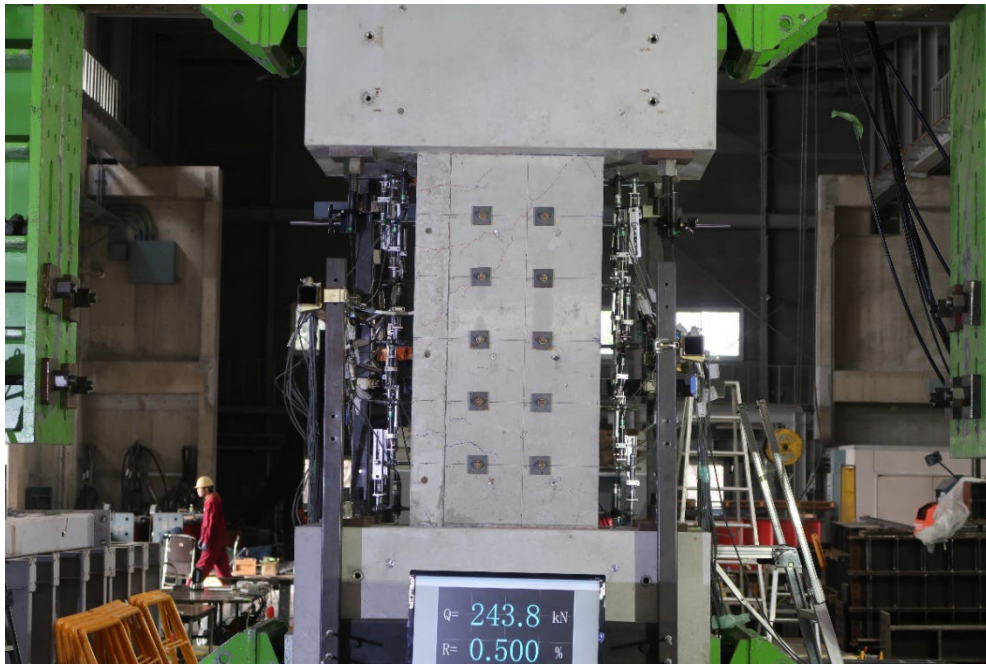


图 5.4.4-40 全景写真

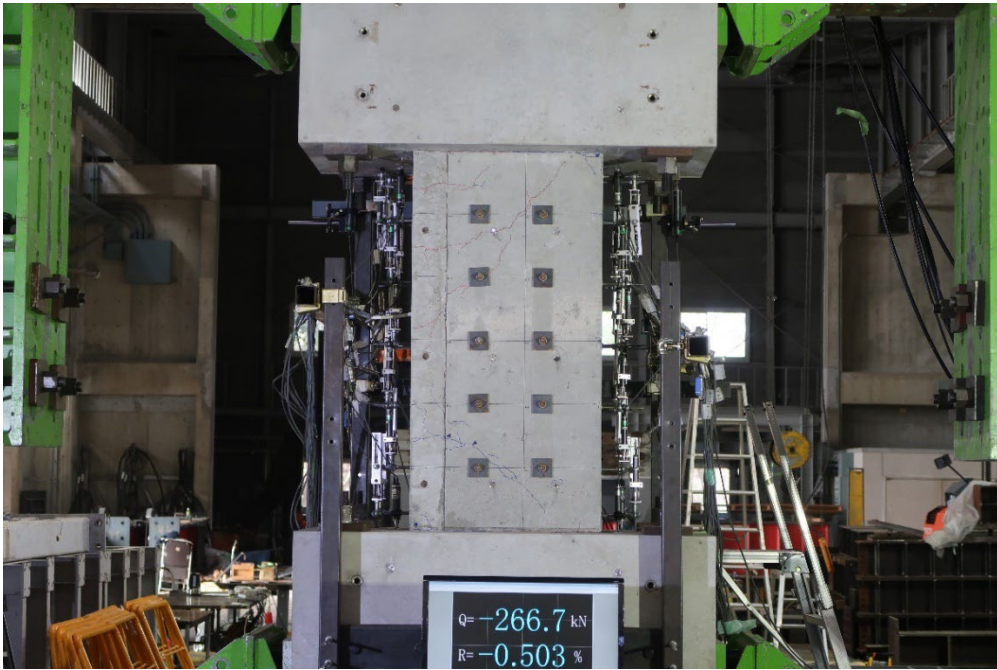


图 5. 4. 4-41 全景写真

1/200②

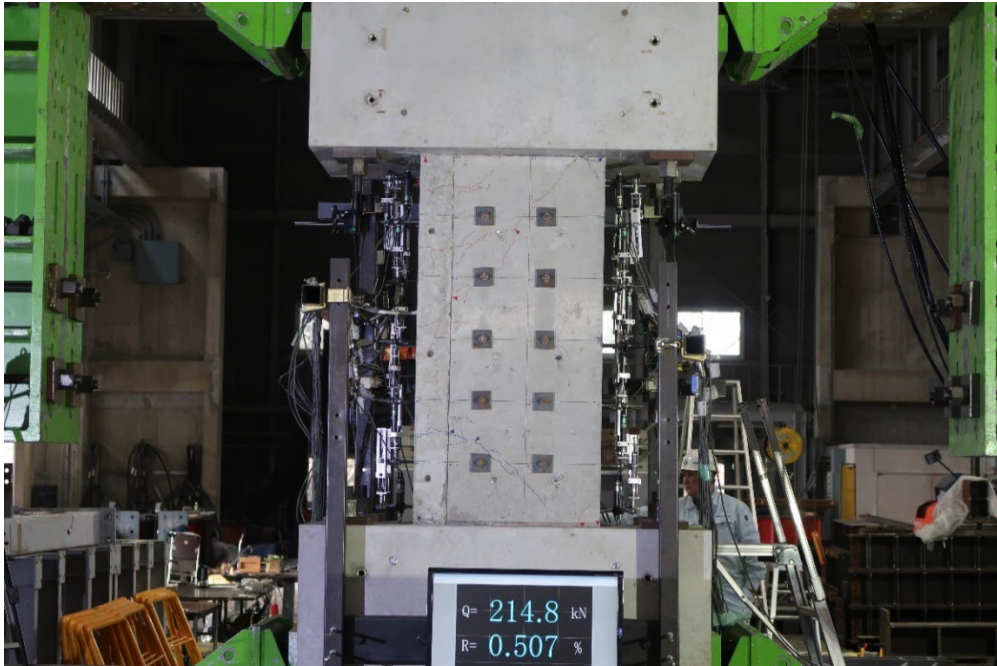
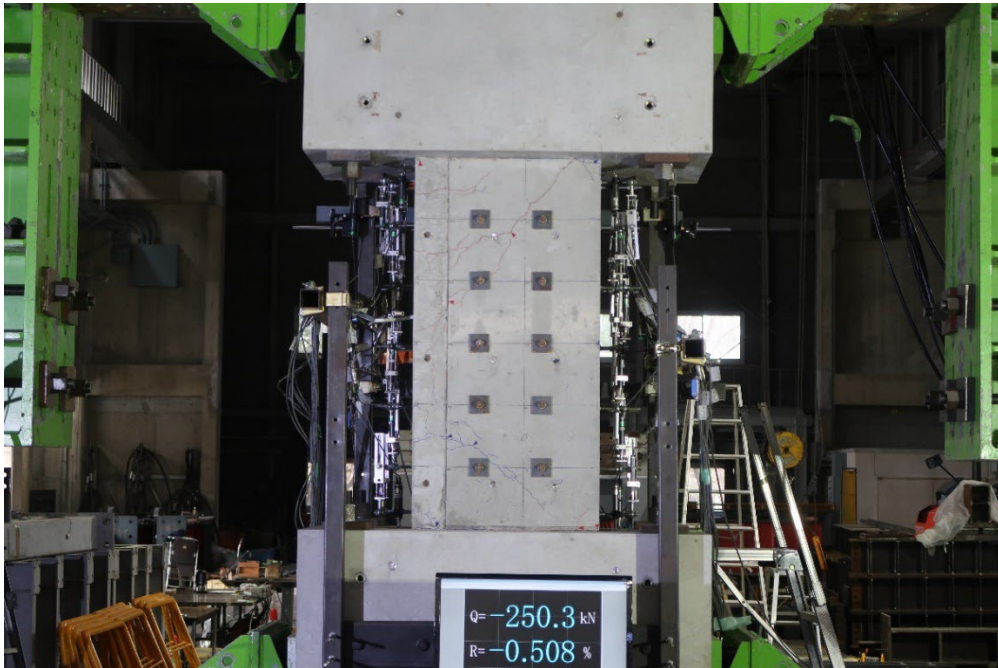
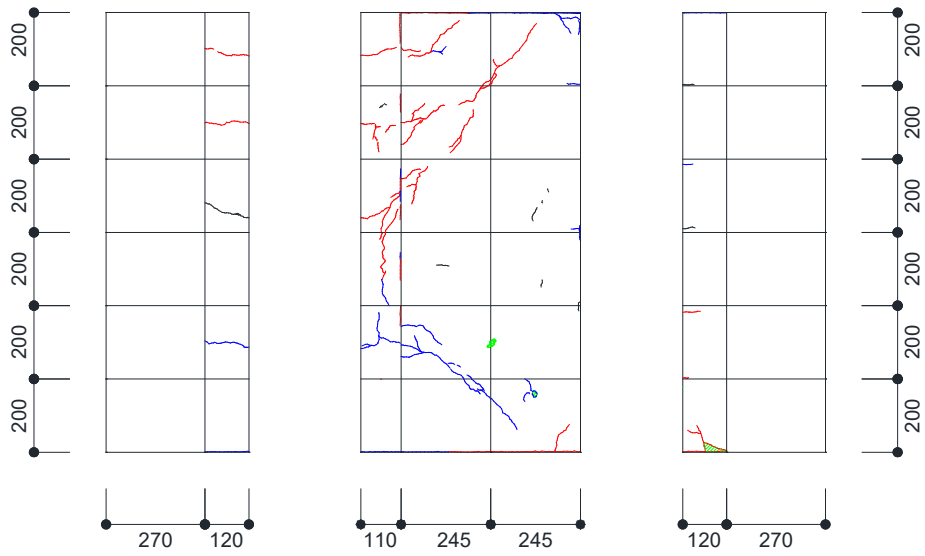


图 5.4.4-42 全景写真



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-43 R=-1/200 損傷状況

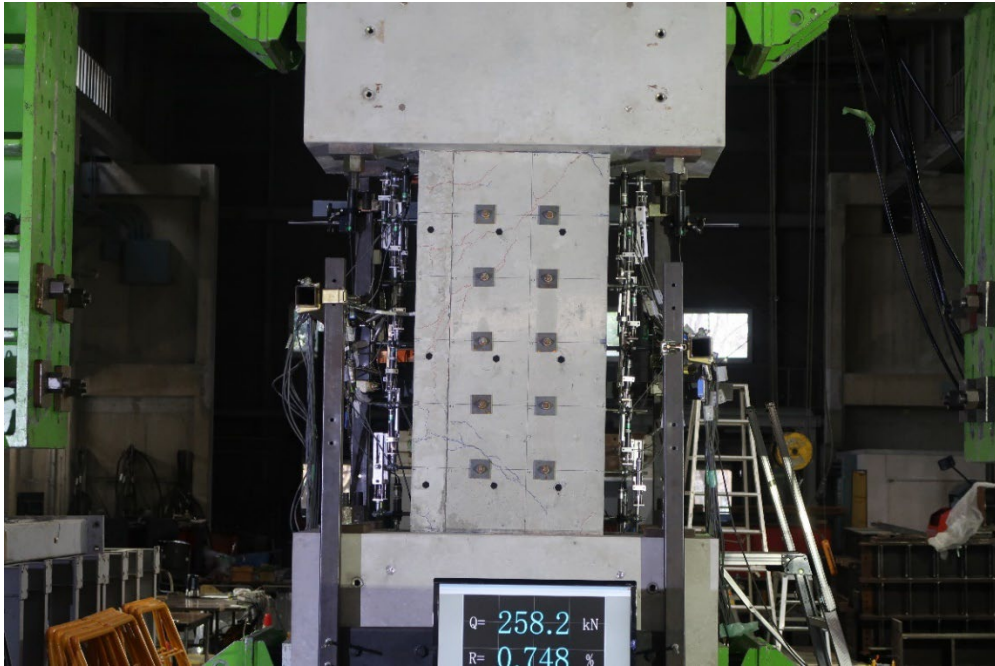


图 5. 4. 4-44 全景写真

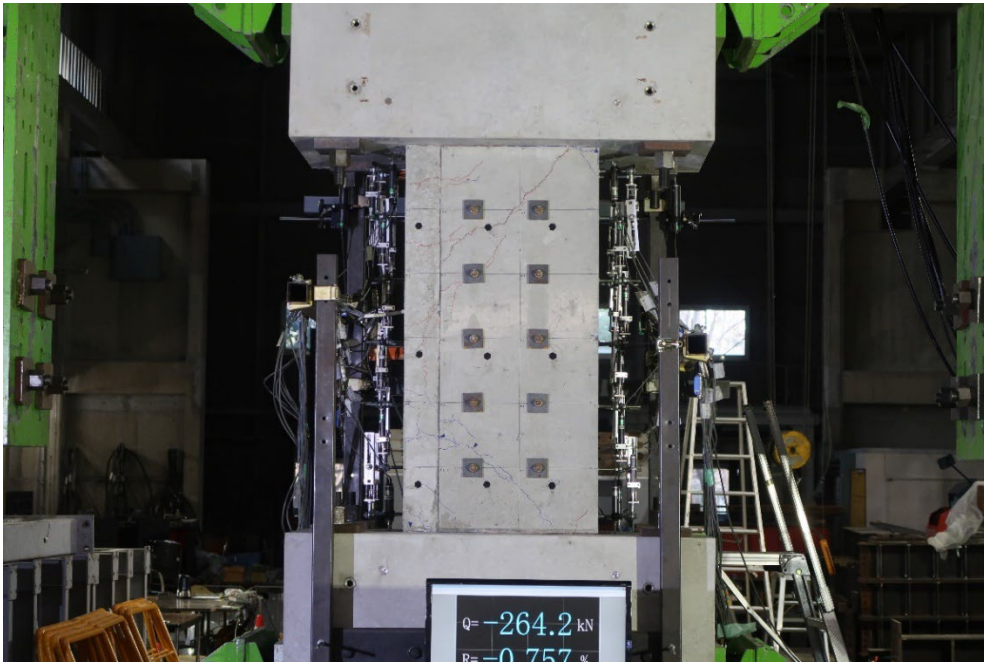


图 5. 4. 4-45 全景写真

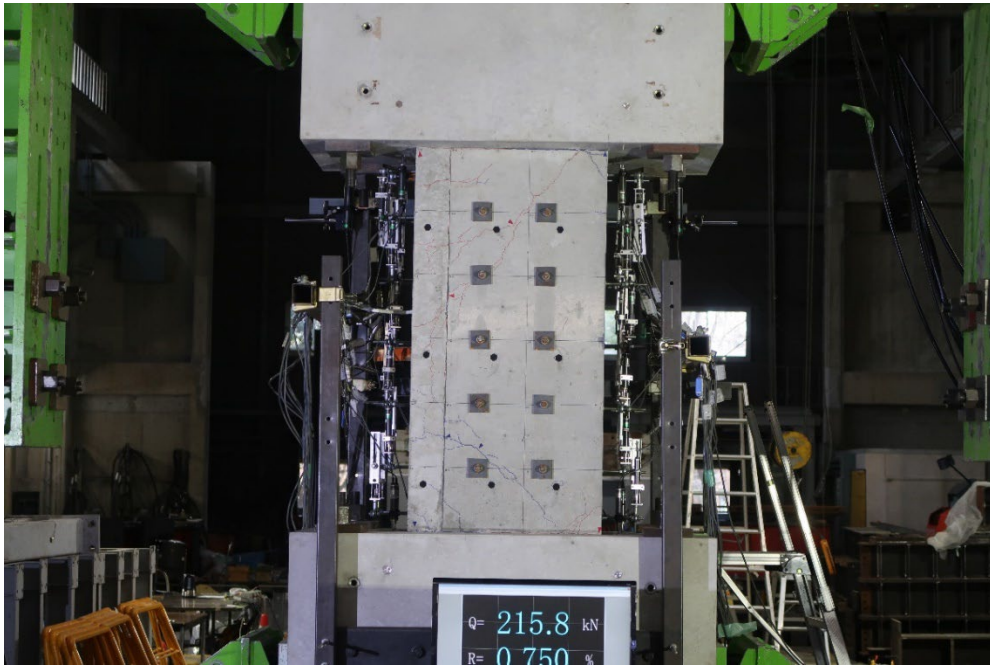


图 5. 4. 4-46 全景写真

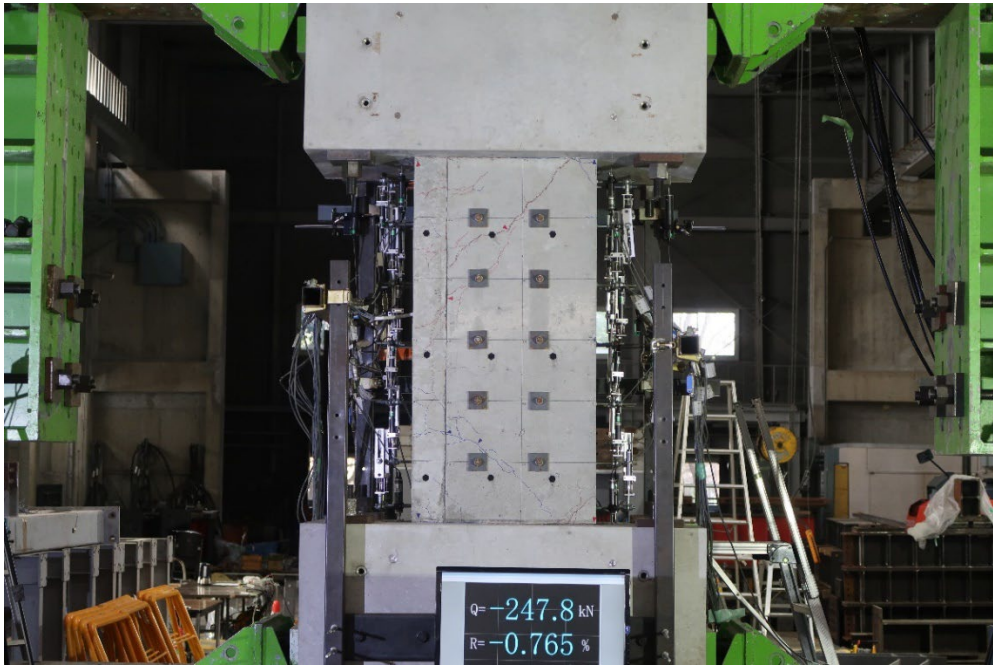


图 5.4.4-47 全景写真

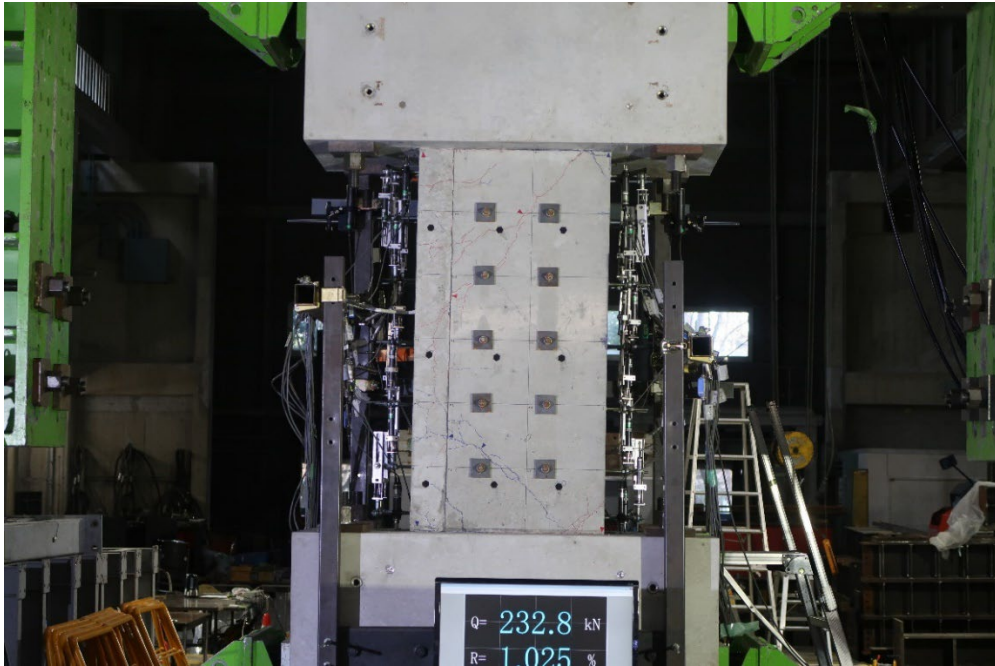


图 5. 4. 4-48 全景写真

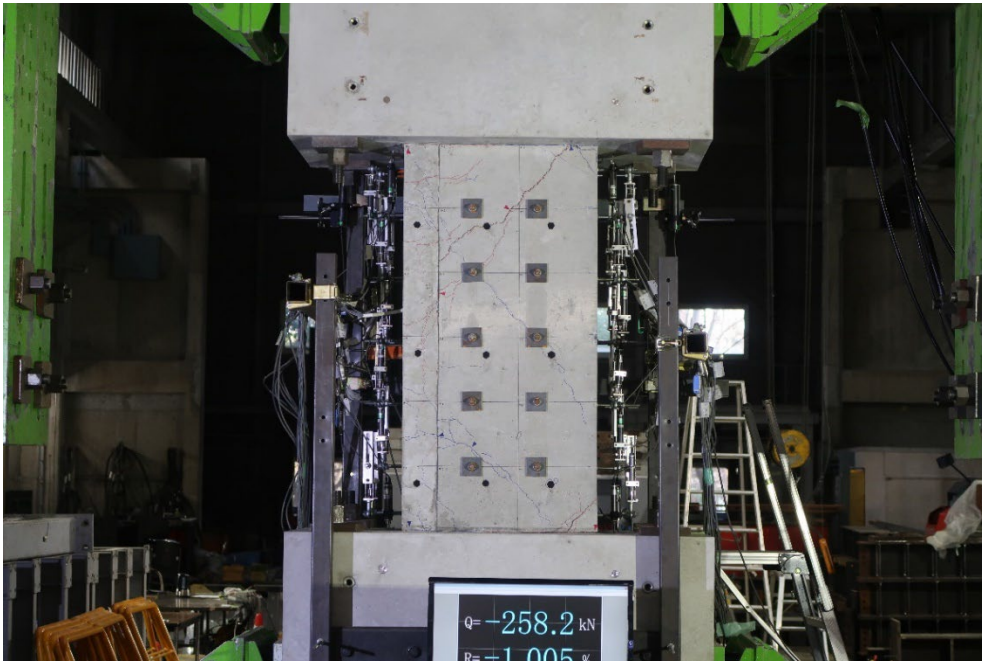


图 5. 4. 4-49 全景写真

1/100②

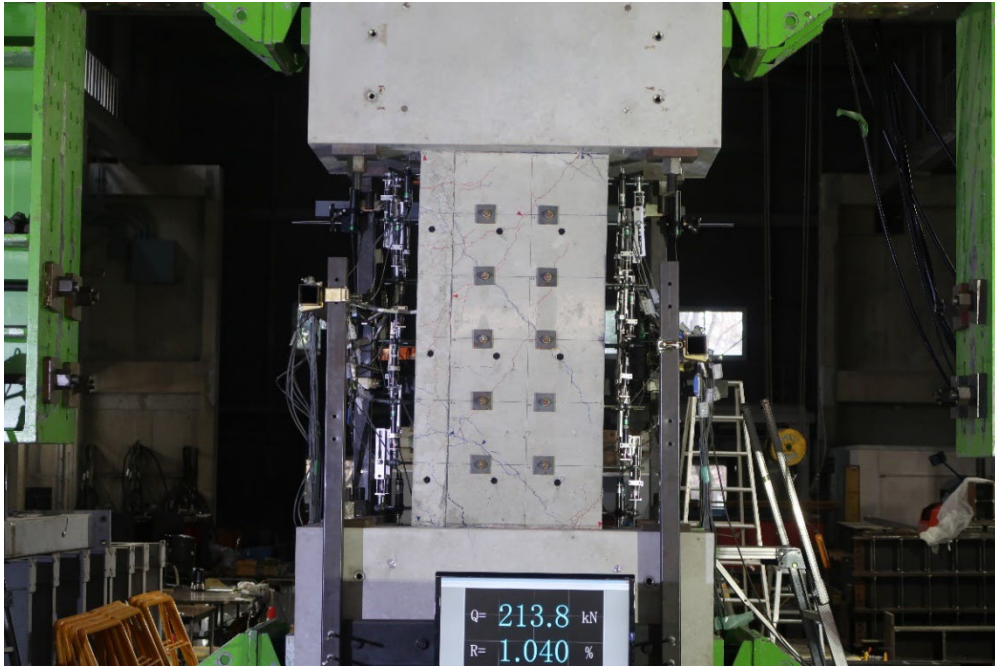
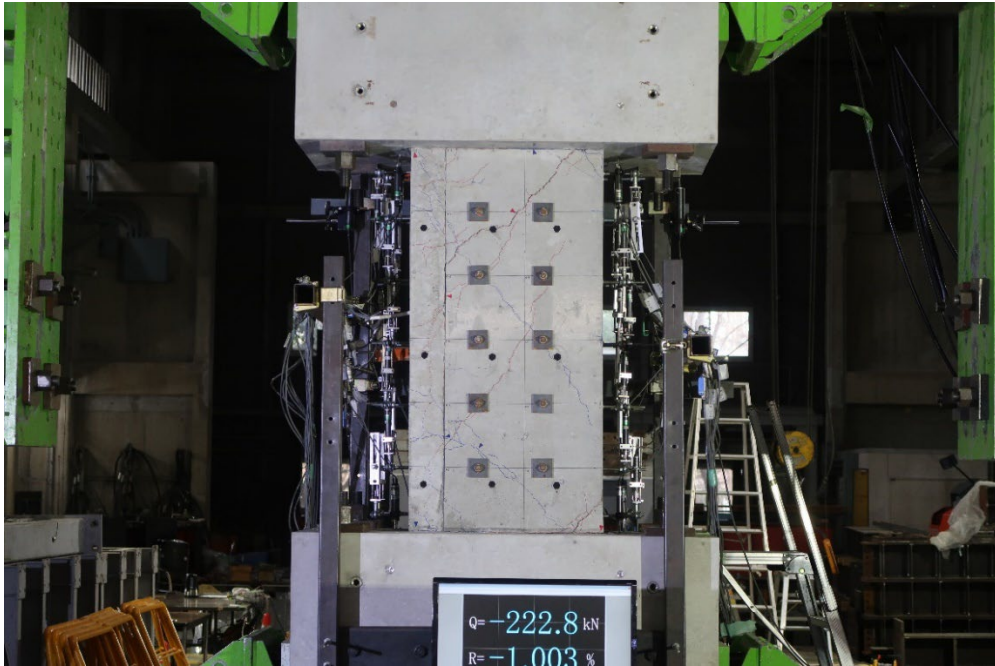
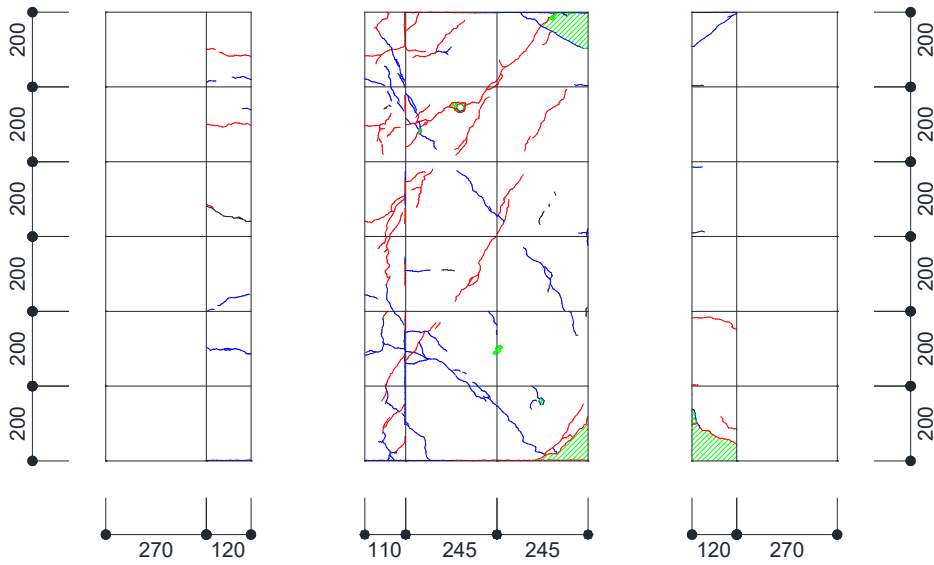


图 5.4.4-50 全景写真



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5.4.4-51 R=-1/100 損傷状況

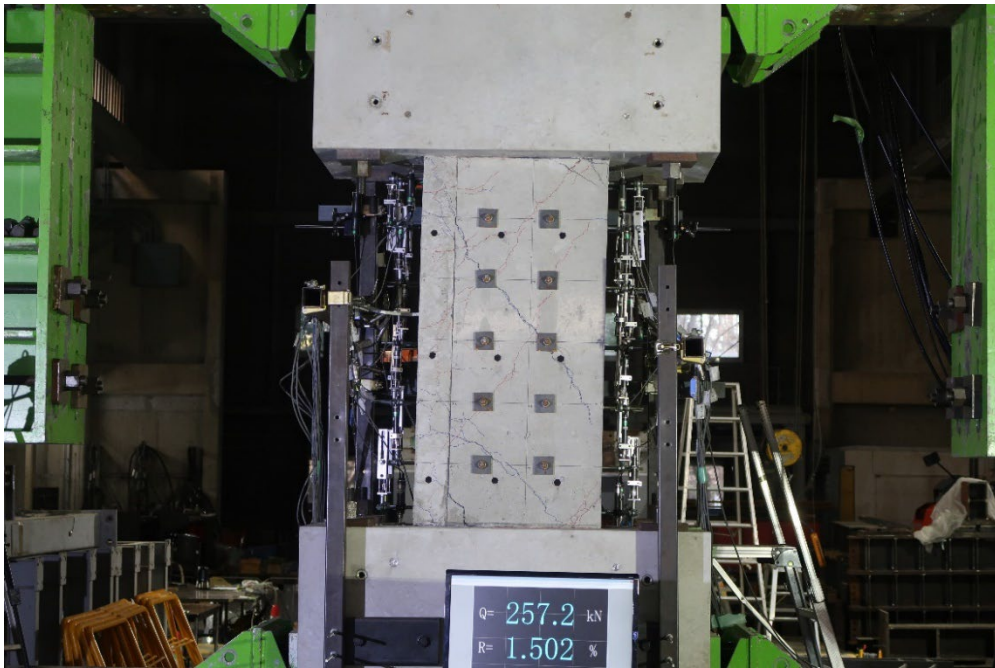


图 5. 4. 4-52 全景写真

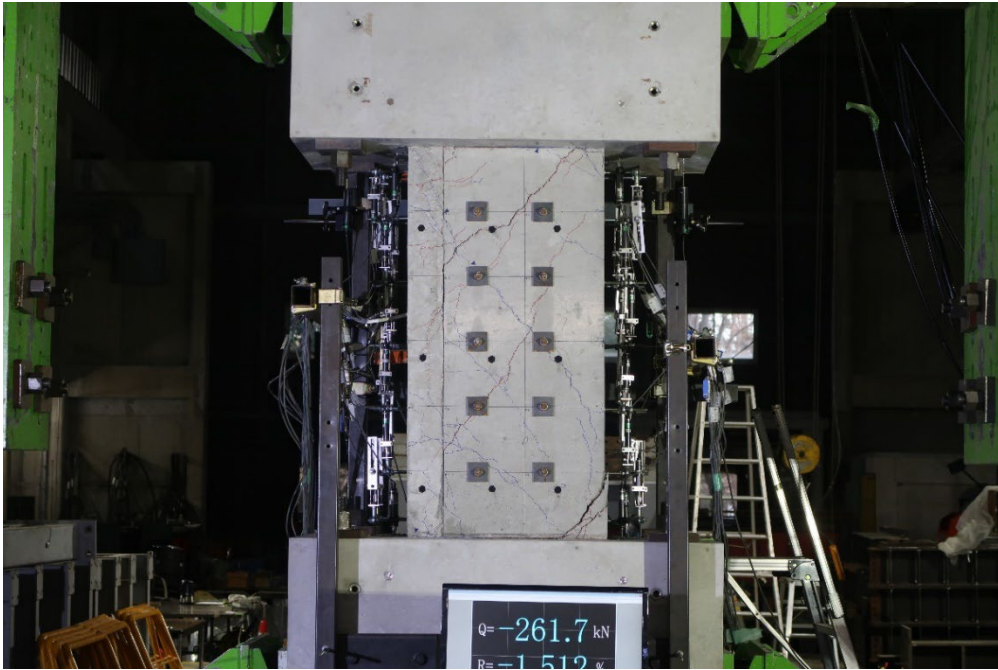


图 5.4.4-53 全景写真

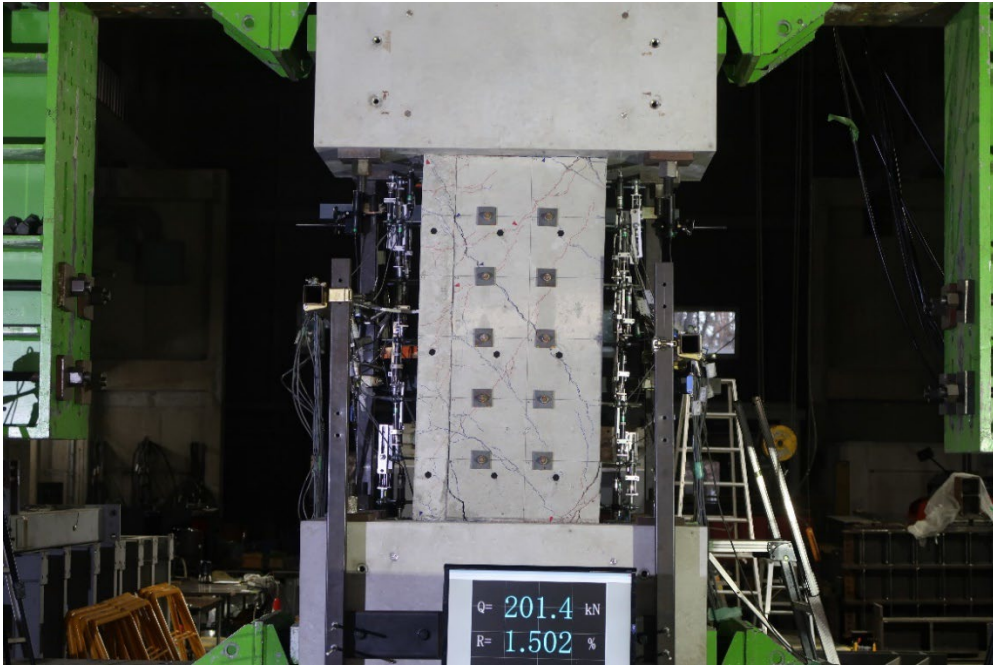
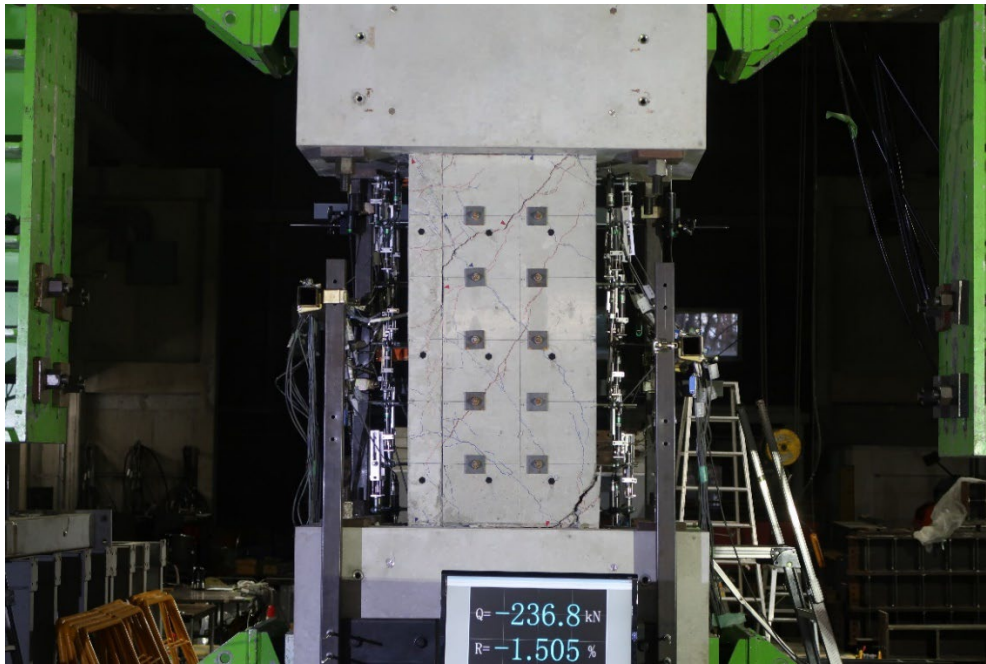
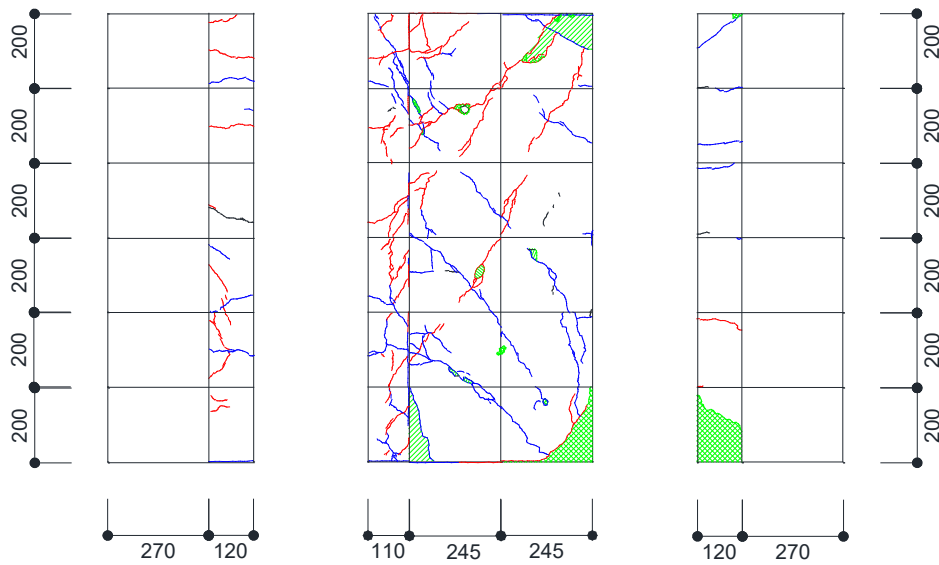


图 5.4.4-54 全景写真



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-55 R=-1/67 損傷状況

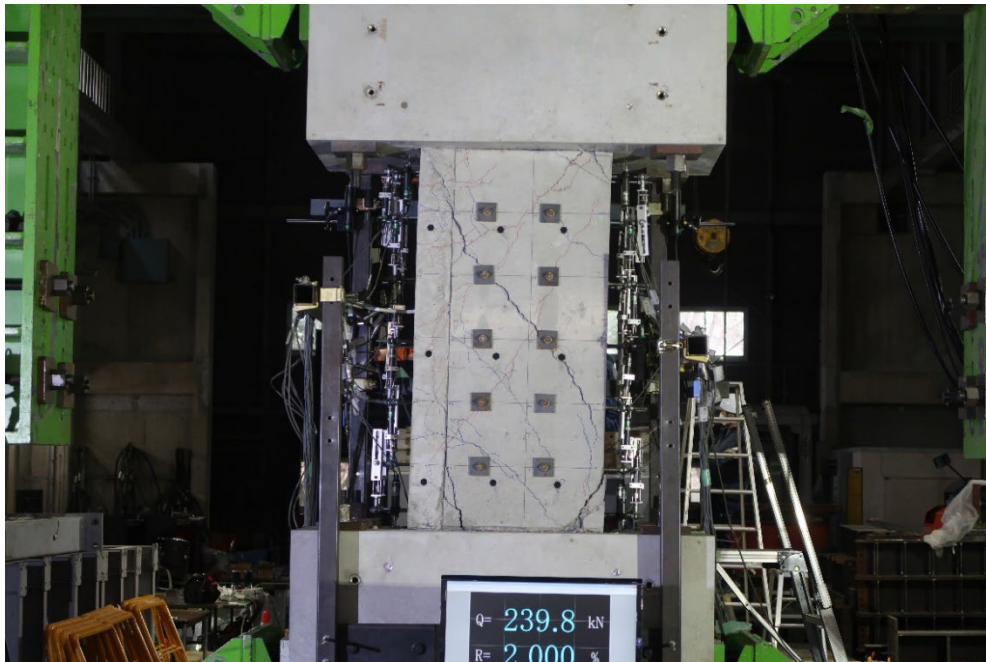


图 5. 4. 4-56 全景写真

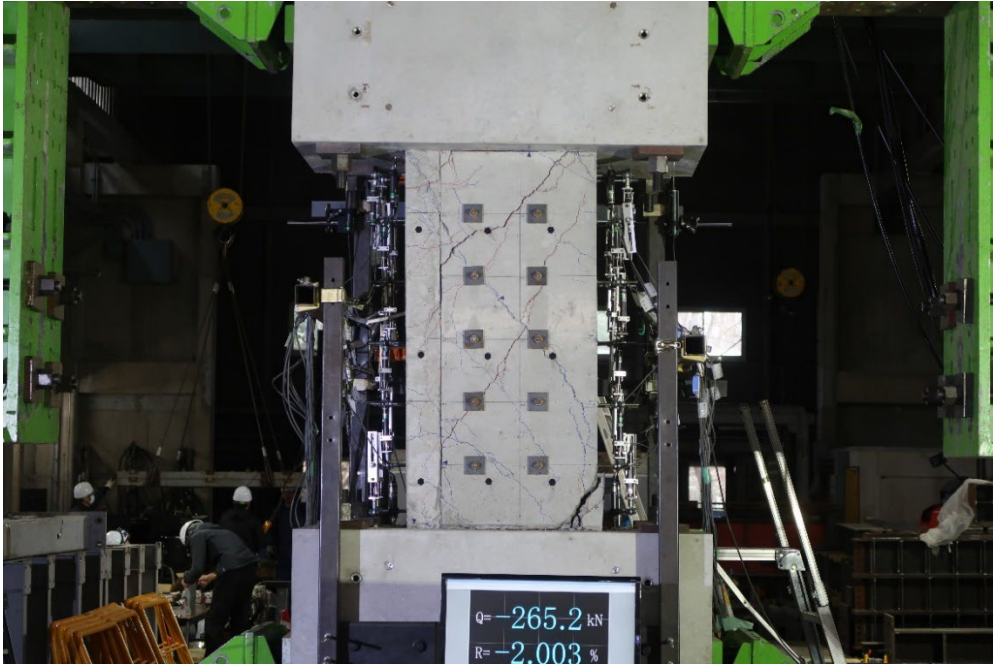


图 5. 4. 4-57 全景写真

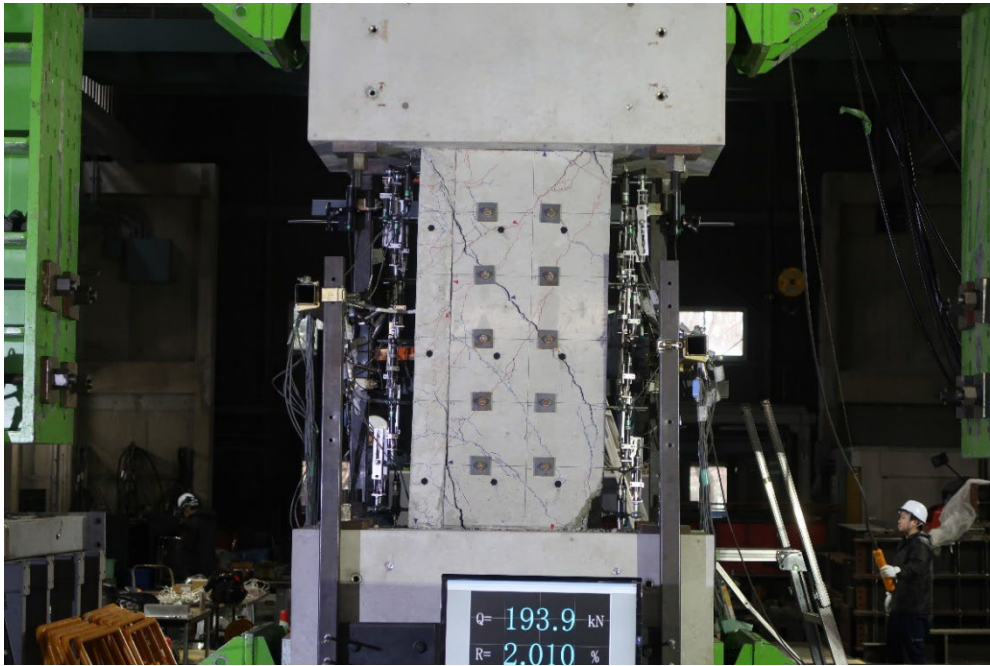
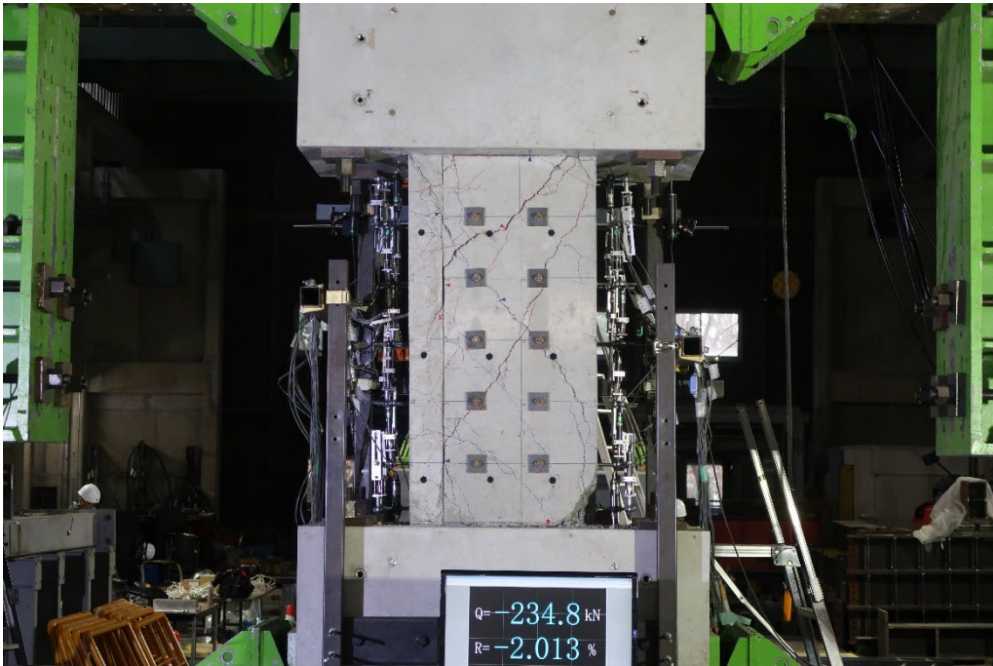
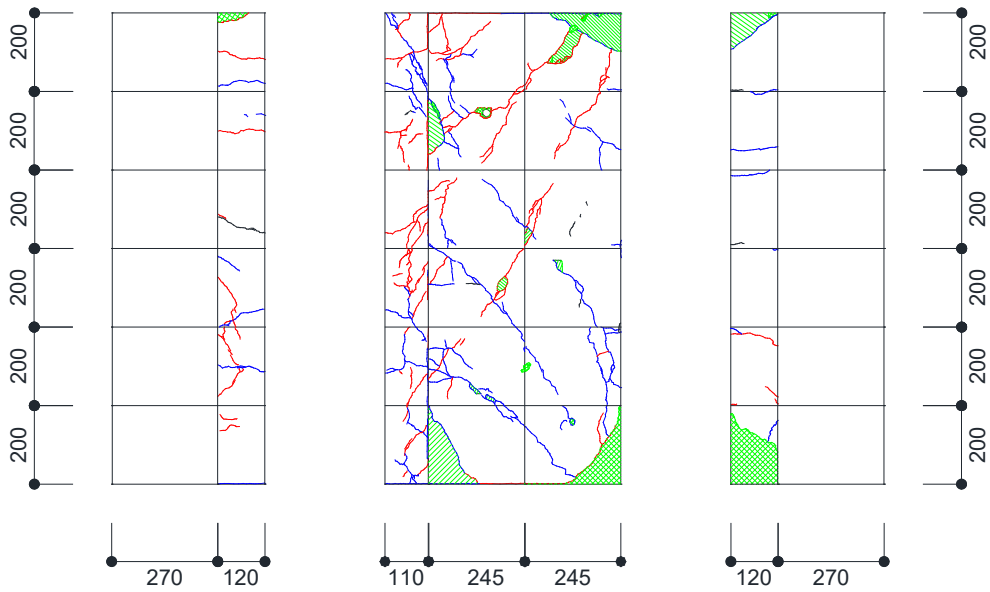


图 5. 4. 4-58 全景写真

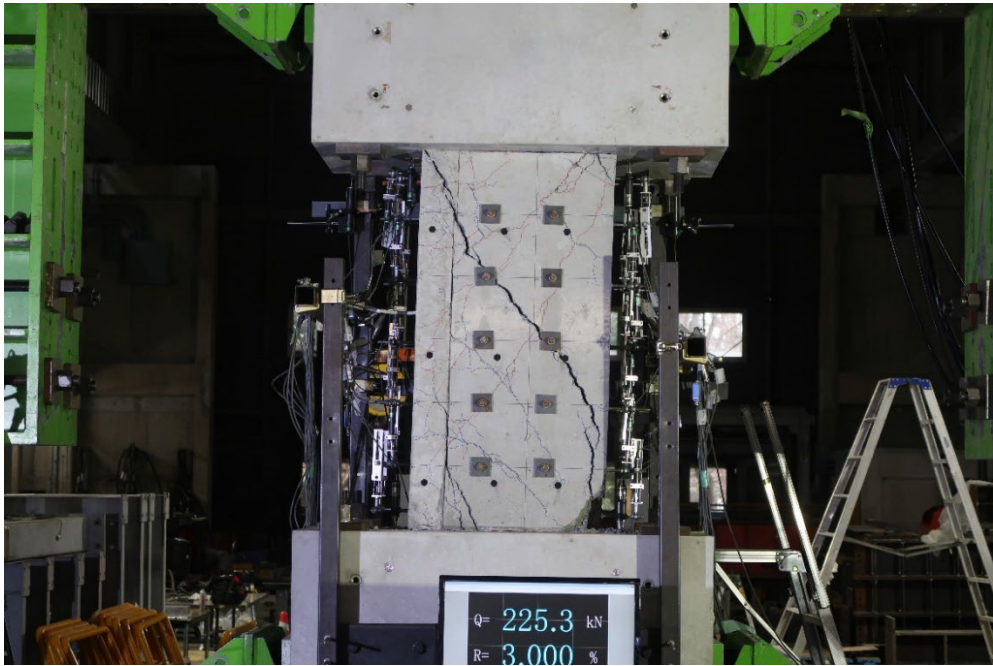


(a) 全景写真

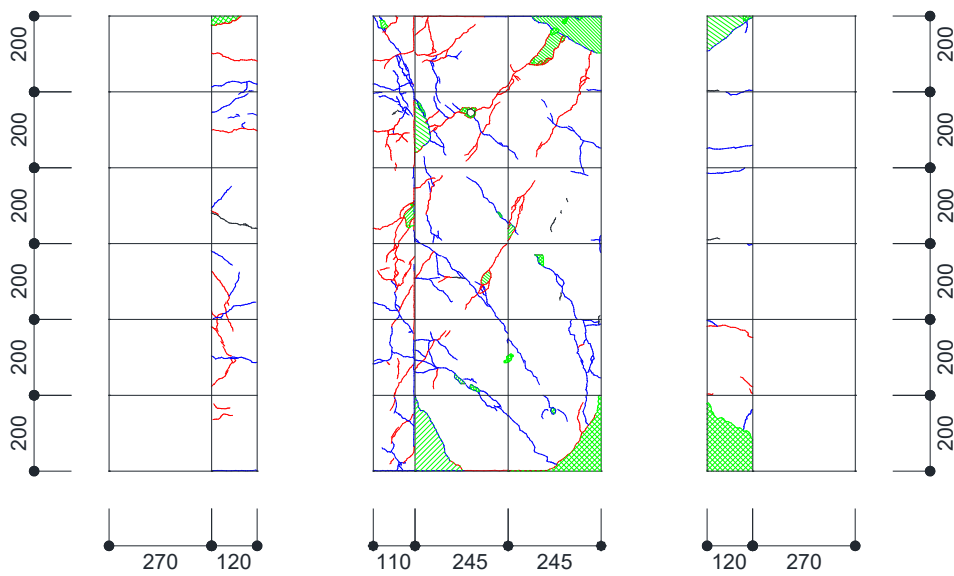


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-59 R=-1/50 損傷状況

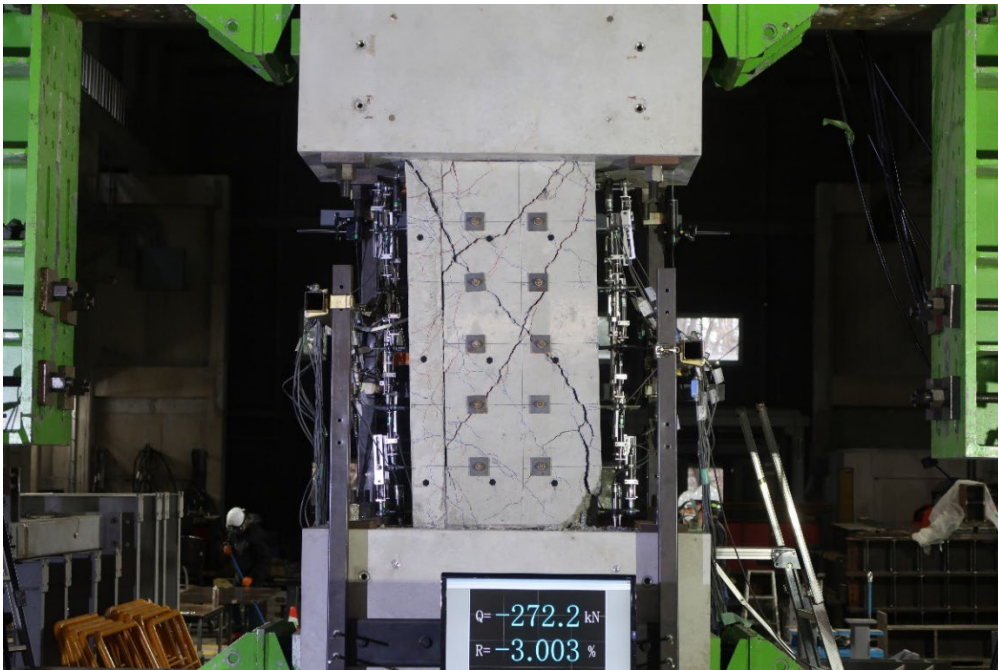


(a) 全景写真

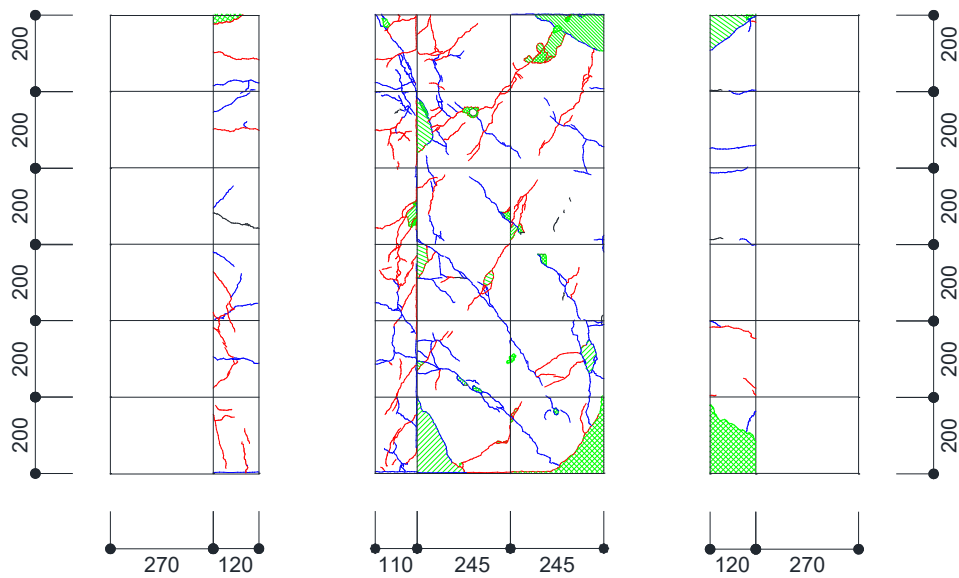


(b) ひび割れ図

図 5. 4. 4-60 R=1/33 損傷状況



(a) 全景写真



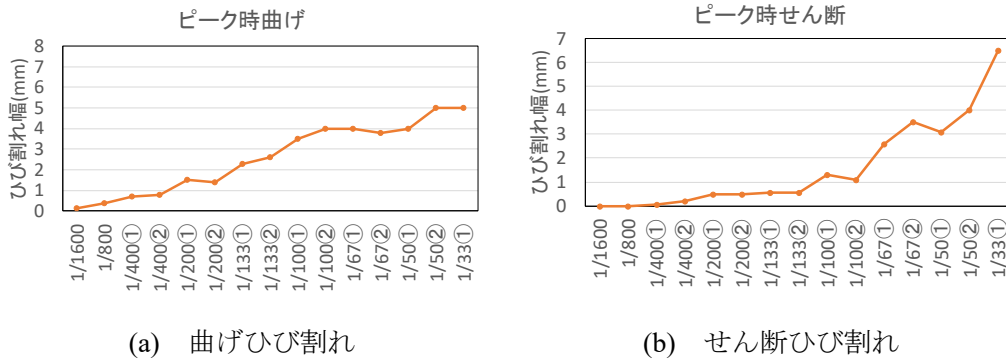
(b) ひび割れ図

図 5.4.4-61 R=-1/33 損傷状況

5.4.4.4. ひび割れ幅推移

5.4.4.4.1. B-I

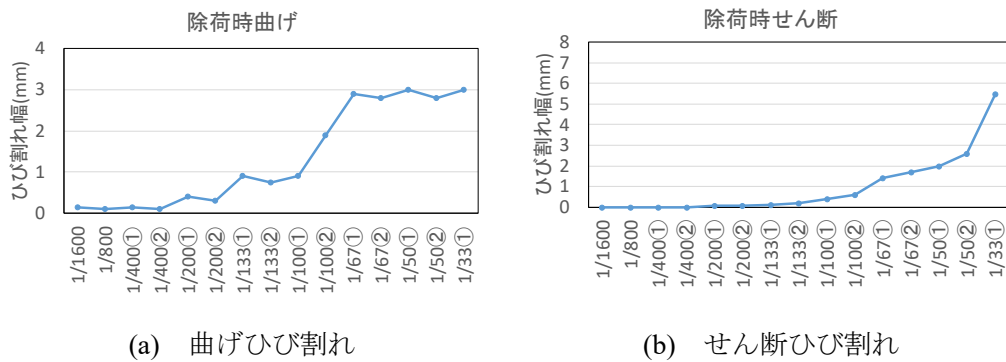
正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-61 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-62 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-63 に示す。



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

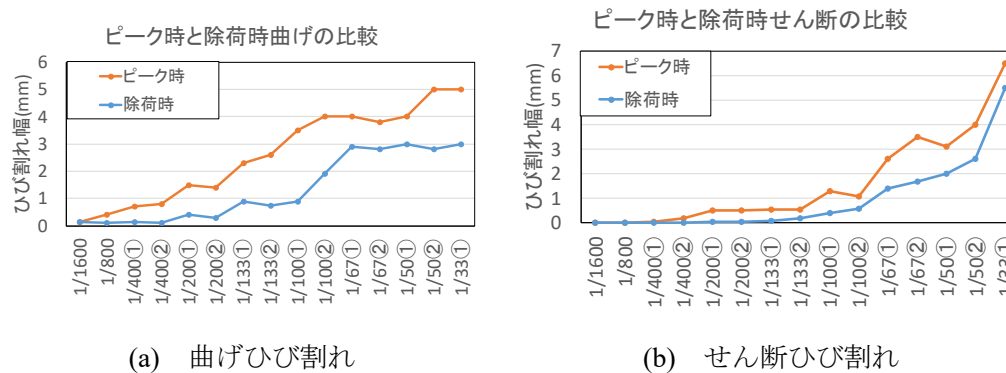
図 5.4.4-61 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

図 5.4.4-62 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

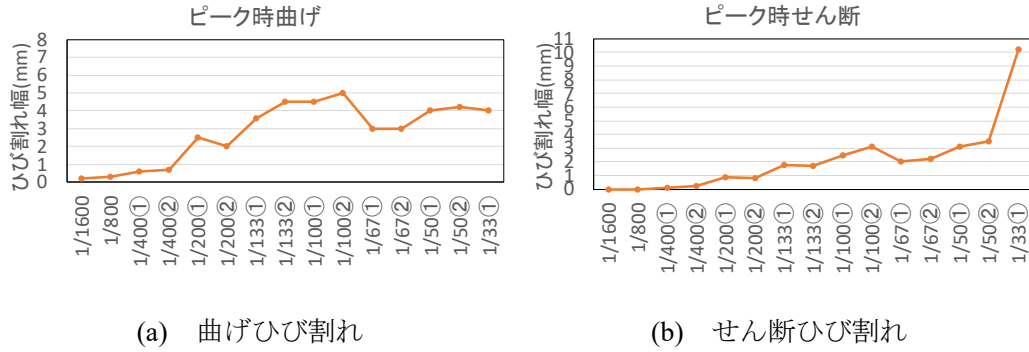


(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

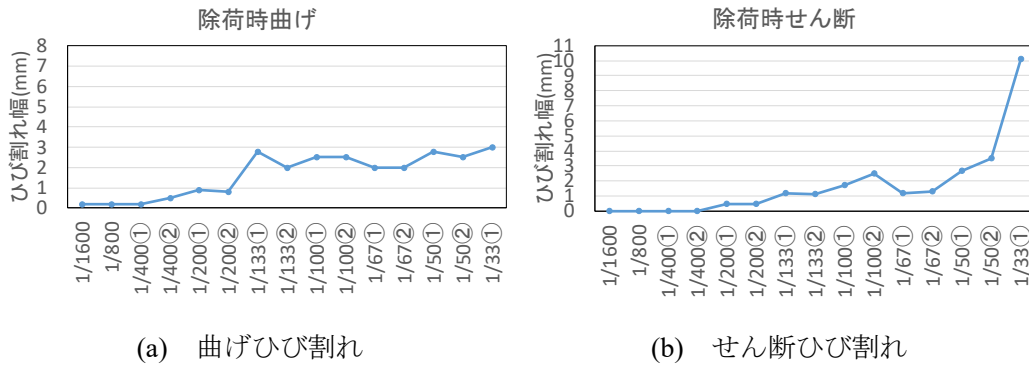
図 5.4.4-63 正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-64 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-65 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-66 に示す。



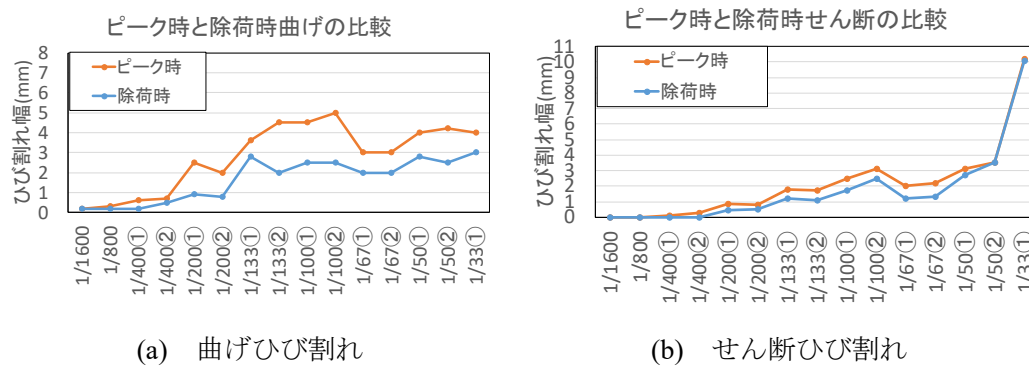
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

図 5.4.4-64 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

図 5.4.4-65 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

図 5.4.4-66 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

5.4.4.4.2. B-U

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-67 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-68 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-69 に示す。

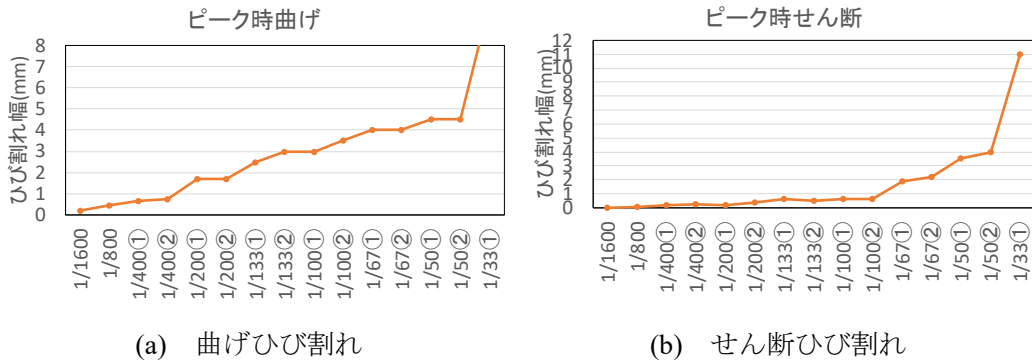


図 5.4.4-67 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

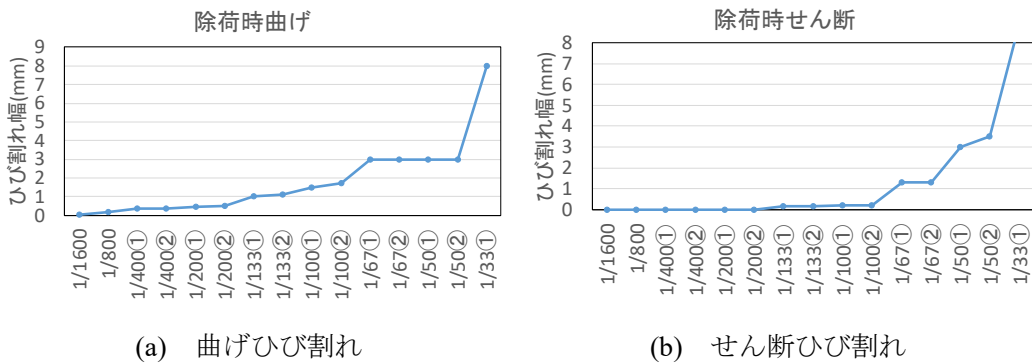


図 5.4.4-68 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

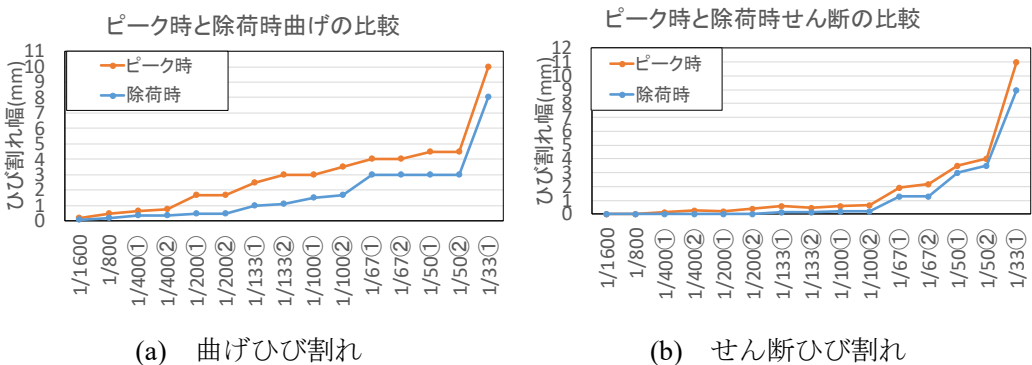


図 5.4.4-69 正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-70 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-71 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-72 に示す。

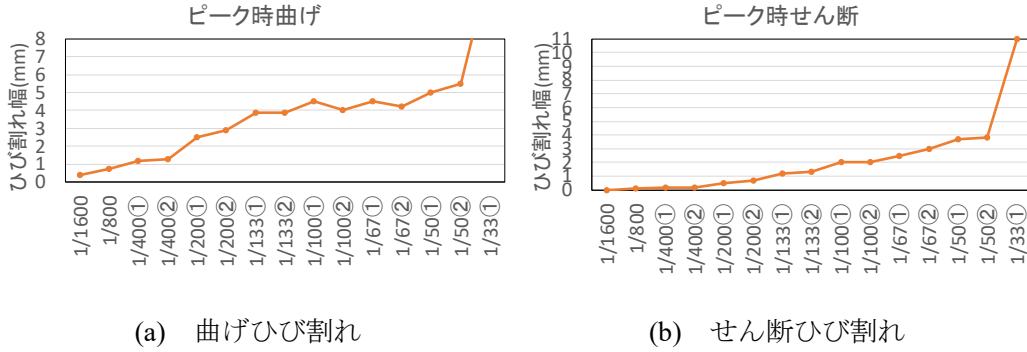


図 5.4.4-70 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

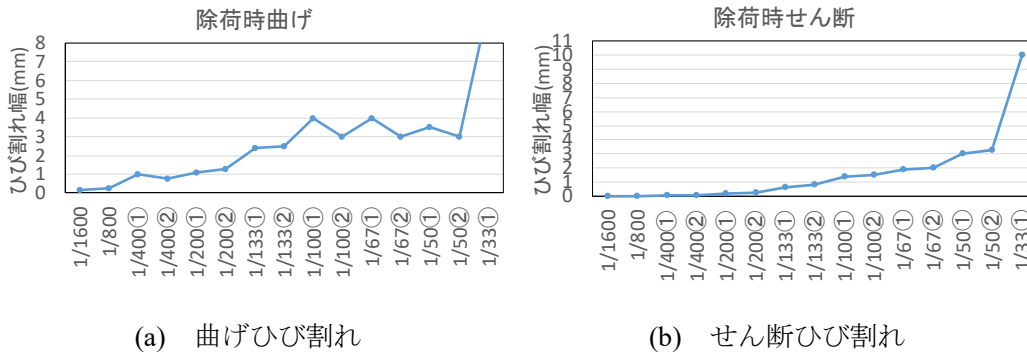


図 5.4.4-71 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

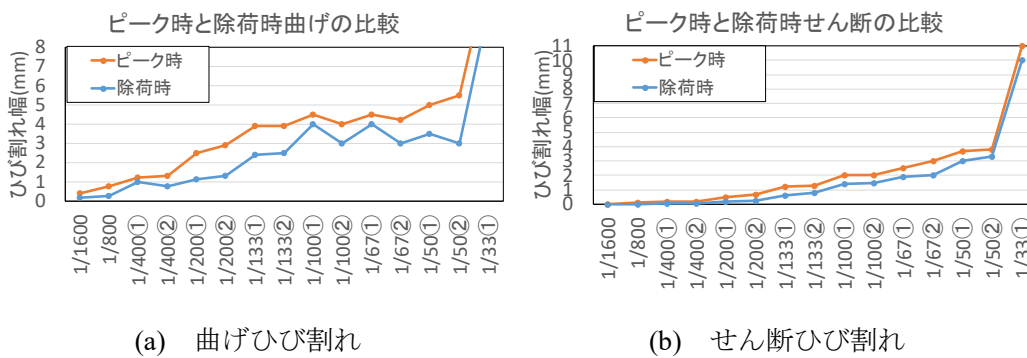


図 5.4.4-72 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

5.4.5. 実験結果に基づく考察

5.4.5.1. 荷重変形関係の骨格曲線評価

5.4.5.1.1. 剛性・耐力算定方法

壁梁部材の剛性・耐力等の算定は壁式規準^{5.4.5-1)}、RC規準^{5.4.5-2)}、靱性指針^{5.4.5-3)}及び黄色本^{5.4.5-4)}に示される評価式を用いて行った。なお、曲げ終局強度は文献^{5.4.5-1)}に示される式(1)、および文献⁴⁾に示される式(2)の2通りの式を用いて算定した。以下に算定方法を示す。

初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 0.5 の場合} \quad (5.4.5-1)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 1.0 の場合} \quad (5.4.5-2)$$

L : 部材長さ[mm]

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.4.5-3)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量[kN/m³]で特に調査しない場合は 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント[mm⁴]で補強後の断面を一様部材として算定する。

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (5.4.5-4)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント($= \frac{bD^3}{12}$)[mm⁴]

a_t : 引張鉄筋の断面積[mm²]

a_c : 圧縮筋の断面積[mm²]

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離[mm]

F_c : コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

n : ヤング係数比($= \frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \begin{cases} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{cases} \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (5.4.5-5)$$

- a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$
- l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ[mm]
- l_0 : 単純梁のスパンの長さ[mm]

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \quad (5.4.5-6)$$

L : クリアスパン[mm]

G : せん断弾圧性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 部材断面積(スラブ考慮)[mm²]

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、1.2とする。

初期曲げせん断剛性

$$K_o = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_S}} \quad (5.4.5-7)$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (5.4.5-8)$$

Z_e : 端部曲げ補強筋を考慮した断面係数[mm³]

σ_B : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]で、設計基準強度とする。

せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad [\text{N}] \quad (5.4.5-9)$$

τ_{scr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(=0.31 $\sqrt{F_c}$) [N/mm²]

F_c : コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

D : 壁梁のせい[mm]

κ : 断面形状係数(長方形の場合 1.5, T形の場合 1.2)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

(a)スラブが圧縮側の場合

有効スラブ幅を考慮した有効幅 B と梁せい D からなる仮定の矩形梁に置換し、下式により算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (5.4.5-10)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($=\frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($=\frac{N}{\sigma_B D b}$)

d : 有効せい[mm]

D : 部材せい[mm]

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (5.4.5-11)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (5.4.5-12)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 [mm²]

a_t : 引張主筋断面積 [mm²]

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント [mm⁴]

I_t : T形梁の断面二次モーメント [mm⁴]

n : ヤング係数比($=\frac{sE}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($=\frac{N}{\sigma_B D b}$)

d : 有効せい[mm]

D : 部材せい[mm]

終局強度

曲げ終局強度

略算解

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (5.4.5-13)$$

a_t : 引張鉄筋断面積で引張側にスラブ筋がある場合、それを含み、引張縁から鉄筋重心位置までを引張鉄筋とした

σ_y : 引張鉄筋の材料強度

d : 有効せい (梁圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離)とする。

曲げ精算解

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説^{5.4.5-5)}に記載された精算法に従って計算した。

曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \sum A_s \cdot \sigma_s \cdot d_g + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5.4.5-14)$$

A_t :鉄筋1段ごとの断面積 (mm^2)

σ_{cx} :各鉄筋の応力度 (N/mm^2)

g :圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n :圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\Sigma A_{st}\sigma_{st} = \Sigma A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (5.4.5-15)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = \Sigma A_s \sigma_s d_g + \beta_1 (g - \beta_1 x_n / 2) \sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5.4.5-16)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \Sigma A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - \Sigma A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (x_n - x) dx \quad (5.4.5-17)$$

d : 圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離 (mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、また、 $M = M_u$ とすると上式は、

$$M_u = A_{st} \sigma_{st} d + A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (5.4.5-18)$$

となり抵抗モーメントは M_u によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_u を壁梁の曲げモーメントとする。

式(5.4.5-18)を用いて曲げ終局強度の算定を行う場合、既存壁梁と補強部壁梁が一体化していると考え、1つの梁として算定する場合と既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定したしあわせる場合の2通りの方法で行う。表-4中では前者を「式(5.4.5-18)」と記し、後者を「式(5.4.5-18)分割」と記すこととする。なお、式(5.4.5-18)において算定する場合の σ_B は既存部のコンクリート強度とし、式(5.4.5-18)分割において算定する場合の σ_B は既存部と補強部のそれぞれのコンクリート強度とする。

せん断終局強度

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j [N] \quad (5.4.5-19)$$

b_e : 等価長方形幅[mm]

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) [\%]$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)[mm]

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$ [mm]

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせい e の等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ主筋断面積は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\}b_ej[N] \quad (5.4.5-20)$$

b_e : 等価長方形幅[mm]

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100)$ [%]

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $(= \frac{a_w}{b_e s})$

d : 有効せい(梁主筋のみ)[mm]

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $(= \frac{7}{8}d)$ [mm]

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

5.4.5.1.2. 骨格曲線評価

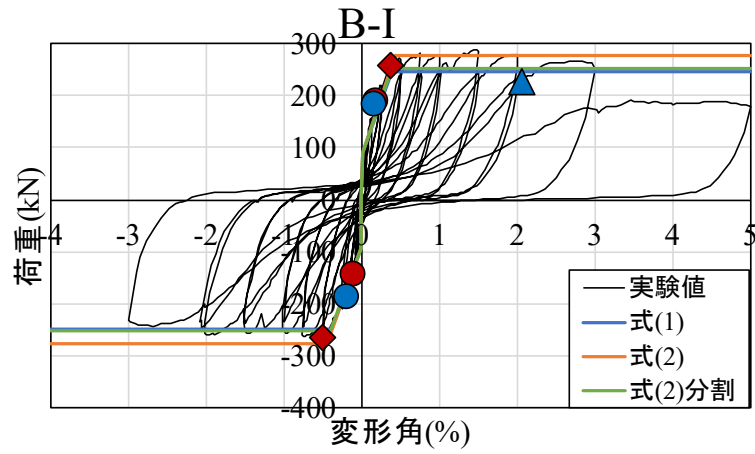
開口補強を行った壁梁の剛性・耐力を評価するうえで評価式の精度について検討を行う。骨格曲線と実験値の比較を図 5.4.6-1 に、算定値の精度を表 5.4.5-1 に示す。実験の加力方式は逆対称形式であることから 1 部材中にスラブ圧縮部と引張部が同時に存在することとなるため、せん断終局強度および剛性低下率についてはスラブ圧縮時と引張時の値の平均値とする。実験値における最大耐力と算定強度を比較したとき、安全側に精度よく評価できることが確認された。

文献の式において、既存壁梁と補強部壁梁が一体化していると考え、1つの梁として略算式(式(5.4.5-13), 式(5.4.5-18))にて算定する場合と、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し足しあわせる場合(式(5.4.5-18))の2通りの方法で行う。図 5.4.6-1 および表 5.4.5-1 中では式(5.4.5-13)にて算定した値を「略算式」とし、式(5.4.5-18)にて算定した値を「精算式」と記す。この場合、精算式を用いて既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度を足し合わせる場合はこれを「精算式分割」と記すこととする。

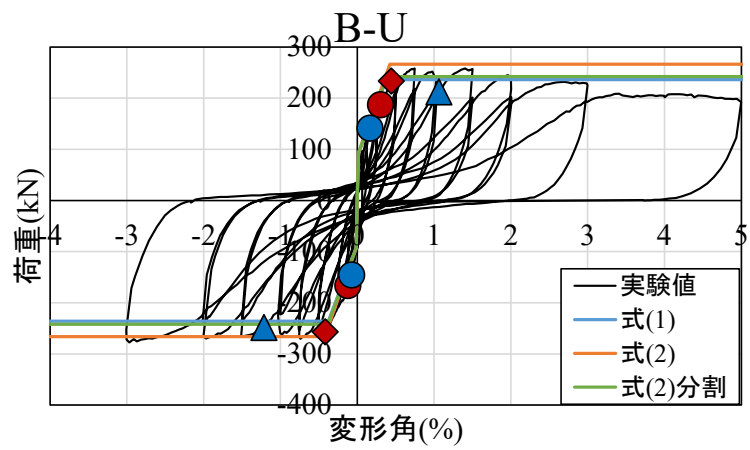
「精算式分割」を用いた場合、安全側に評価することができたが、既存壁梁と補強部壁梁が一体化していることを前提として式(5.4.5-18)にて算定した値は僅かに実験値を危険側に評価した。このことから、既存壁梁と補強部壁梁が完全には一体化していなかった可能性が示唆される。

表 5.4.5-1 終局強度の算定精度

試験体	荷重方法	破壊モード	最大耐力(kN)	算定値											最大耐力/算定値			
				スラブ圧縮側			スラブ引張側			全体				略算式	精算式	精算式分割		
				曲げ終局 M(kNm)		せん断終局強度(kN)	曲げ終局 M(kNm)		せん断終局強度(kN)	曲げ終局 M(kNm)		せん断終局強度(kN)						
				略算式	精算式		精算式分割	略算式		精算式	精算式分割		略算式	精算式	精算式分割			
B-I	正	曲げ	288.6	195.4	204.6	200.7	352.6	100.9	127.4	100.6	424.6	247.0	276.6	251.2	388.6	1.17	1.04	1.15
	負	曲げ	-264.2													1.07	0.96	1.05
B-U	正	曲げ	258.2	195.4	204.7	202.6	321.6	87.7	114.8	88.0	389.1	235.9	266.4	242.1	355.4	1.09	0.97	1.07
	負	曲げ	-277.7													1.18	1.04	1.15



(a) B-I



(b) B-U

図 5.4.6-1 荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較

参考文献

- 5.4.1-1 高橋良輔ほか：新設開口設置に伴い補強を行った RC 壁梁の構造特性評価のための実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No2，pp.223-228，2019
- 5.4.5-1 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 5.4.5-2 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.6
- 5.4.5-3 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5.4.5-4 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 5.4.5-5 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.1

5.5. せん断要素実験

5.5.1. 実験目的

壁式鉄筋コンクリート造建物の空間拡大を実施する場合に、空間拡大後の建物の構造性能を確保するために耐震補強をすることが考えられる。その場合に、補強部と既存部の一体性を確保することが重要である。そこで、既存部のコンクリートに対し、比較的高い強度を有する補強部コンクリートを新設した際に、接合面での応力伝達性を明らかにすることを目的とした直接せん断実験を実施する。

5.5.2. 試験体概要

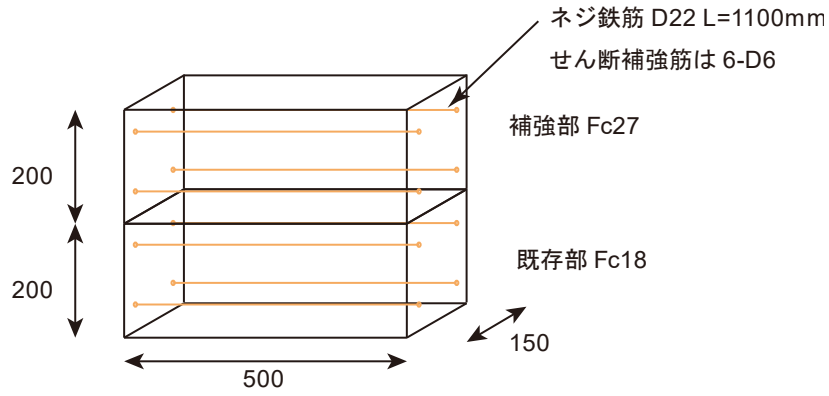
試験体概要を表 5.5.2-1 に、コンクリート材料試験結果を表 5.5.2-2 に、試験体配筋図を図 5.5.2-1 に、目荒らしの状況を写真 5.5.2-1 に示す。なお鉄筋の材料試験は後日実施予定であるためここでは省略する。試験体は既存のコンクリートに対し、比較的高い強度の高いコンクリートを増し打ちしたものである。試験体パラメータはその際の接合筋の有無およびその施工方法と目荒らしの有無およびその処理方法である。接合筋が先付け鉄筋である試験体は S-P、C-P、T-P の 3 種類である。接合筋がエポキシ樹脂系接着剤によって既存部に定着されているあと施工アンカーであるものは S-A、C-A、T-A の 3 種類である。接合筋がないものは S-O、C-O の 2 種類である。また目荒らしの方法がサンダーがけによるものが S-P、S-A、S-O の 3 種類で、チップングによるものが C-P、C-A、C-O の 3 種類で、目荒らしをしていないもの(既存部と補強部にテフロンシートを介したものが T-P、T-A の 2 種類である。試験体は以上の 8 種類であり各種類においてそれぞれ 3 体で、計 24 体である。

表 5.5.2-1 試験体概要

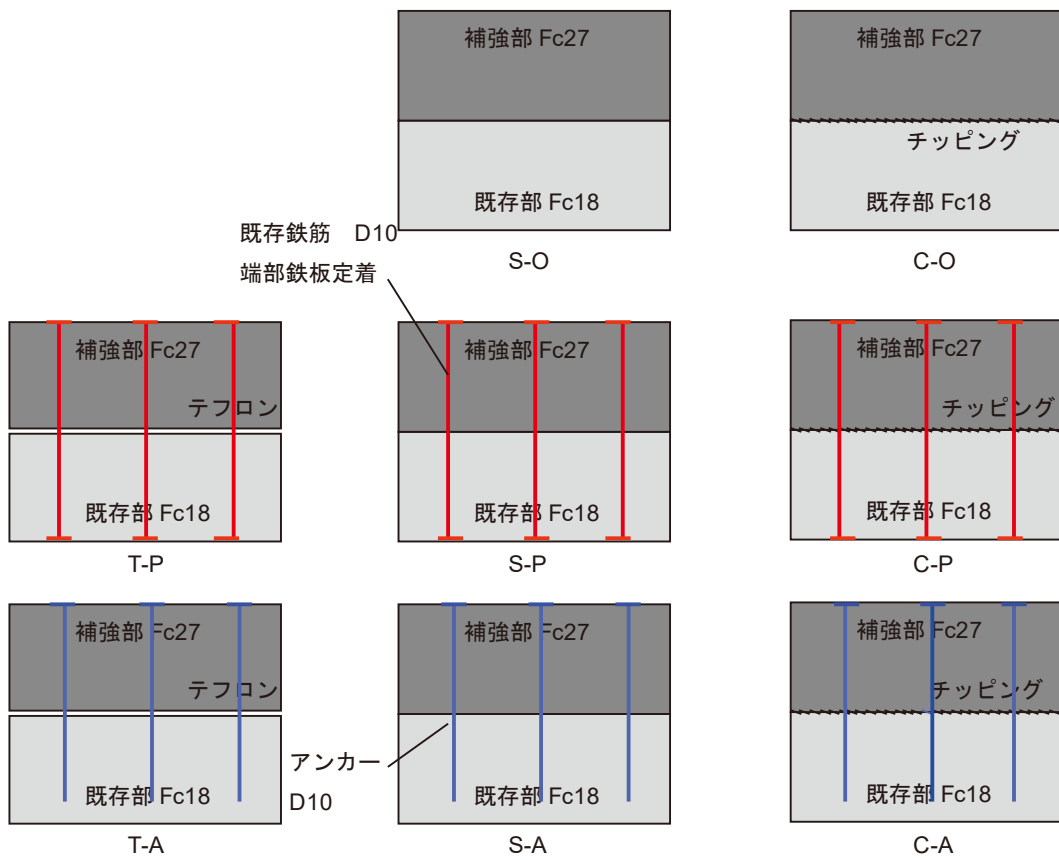
試験体名	既存部コンクリート強度	補強部コンクリート強度	ダボ筋	目荒らしの方法	試験体数
	(N/mm ²)	(N/mm ²)			
S-P	18	27	D10(SD345)(先付け)	サンダーがけ	3
S-A			D10(SD295A)(あと施工)		
S-O			なし		
C-P			D10(SD345)(先付け)	チップング	
C-A			D10(SD295A)(あと施工)		
C-O			なし		
T-P			D10(SD345)(先付け)	なし(テフロン)	
T-A			D10(SD295A)(あと施工)		

表 5.5.2-2 コンクリート材料試験結果

部位	呼び強度	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
	(N/mm ²)	(×10 ³ N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
既存部	18	21.6	33.5	2.88
補強部	27	25.5	48.8	3.51

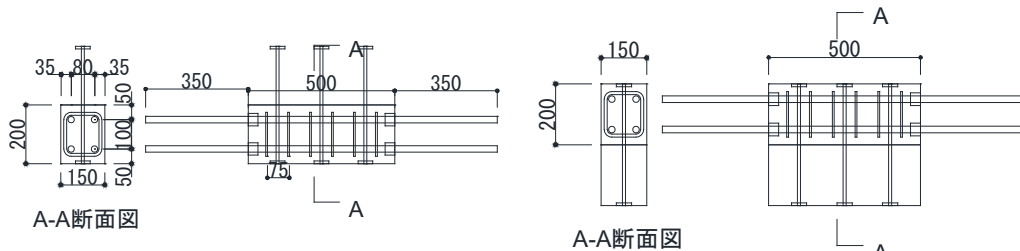


(a)全体概要ポンチ絵



(b)試験体パラメーター一覧

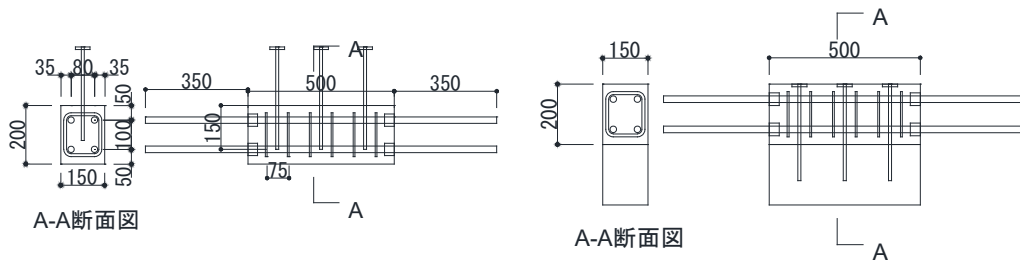
図 5.5.2-1 試験体概要図



(i) 既存部配筋図

(ii) 補強部配筋図

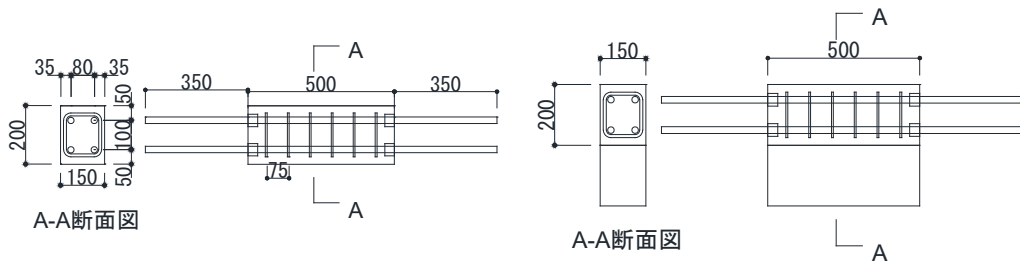
(a) S-P, C-P, T-P



(i) 既存部配筋図

(ii) 補強部配筋図

(b) S-A, C-A, T-A



(i) 既存部配筋図

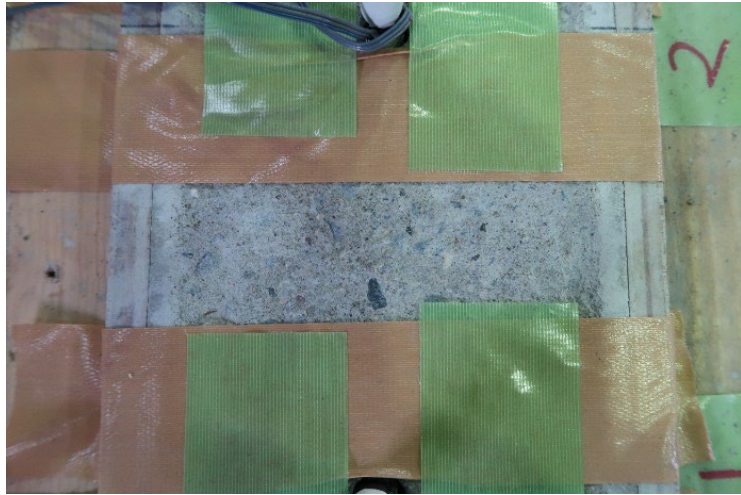
(ii) 補強部配筋図

(c) S-O, C-O

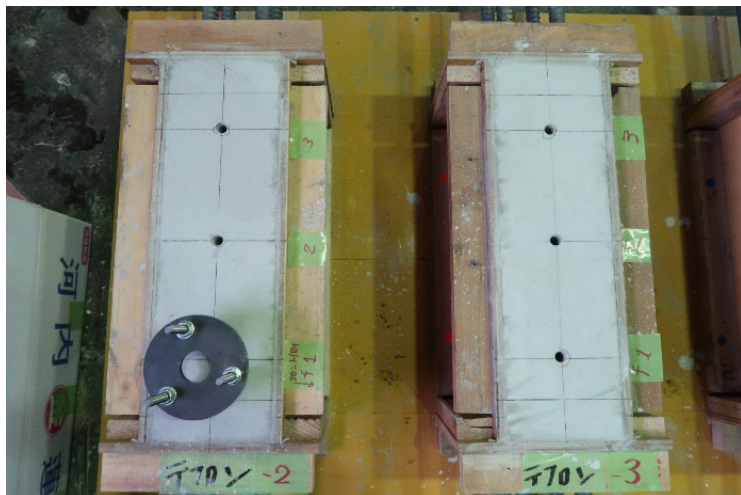
図 5.5.2-2 試験体配筋図



(a) サンダーがけ



(b) チッピング



(c) テフロン

写真 5.5.2-1 目荒らしの状況

5.5.3. 加力計画

加力装置図を図 5.5.3-1 に示す。建研で所有する直接せん断実験用治具を用いて接合面にせん断力を作用させる。加力は正負交番繰り返し载荷とし、補強部と既存部のずれ変位を2箇所計測しこの平均値により制御を行う。加力サイクルはずれ変位 $\pm 0.25\text{mm}$, $\pm 0.5\text{mm}$ を1サイクルずつ, $\pm 0.75\text{mm}$, $\pm 1\text{mm}$, $\pm 1.5\text{mm}$, $\pm 2\text{mm}$, $\pm 3\text{mm}$, $\pm 4\text{mm}$ を2サイクルずつ, $\pm 6\text{mm}$ を1サイクルとしており, その後ずれ変位 10mm までプッシュオーバーを行った。(C-P, C-Aに関しては 15mm までプッシュオーバーを行った) 接合筋を有さないS-O, C-Oに関してはずれ変位での制御が難しいため, 荷重制御とし加力サイクルは $\pm 10\text{kN}$, $\pm 20\text{kN}$, $\pm 30\text{kN}$, $\pm 40\text{kN}$, $\pm 50\text{kN}$, $\pm 60\text{kN}$, $\pm 70\text{kN}$, $\pm 80\text{kN}$, $\pm 90\text{kN}$, $\pm 100\text{kN}$, $\pm 110\text{kN}$, $\pm 120\text{kN}$, $\pm 140\text{kN}$ を2サイクルずつとした。なお図 5.5.3-1 の矢印方向を正载荷とし, 治具と試験体の間に挟んだプレートを入れ替えることで加力の正負を入れ替える。

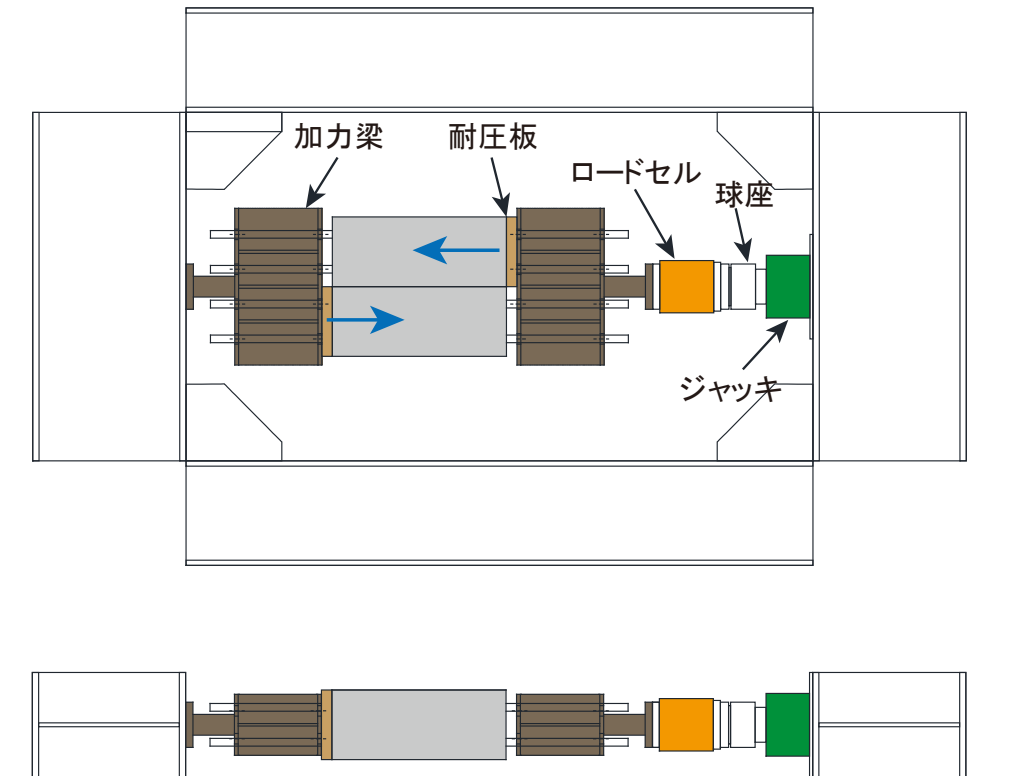


図 5.5.3-1 加力装置図

5.5.4. 計測計画

本実験では変位計による変位の計測と接合筋がある試験体に関してはひずみゲージによる鉄筋のひずみの計測を行った。変位計は加力方向と水平の既存部と補強部のずれ変位を計測するものを2箇所、加力方向と鉛直の既存部と補強部のずれ変位を計測するものを2箇所設置して計測を行った。またひずみゲージは3本の接合筋のそれぞれ2箇所の裏表に貼り付け、計12箇所のひずみを計測した。

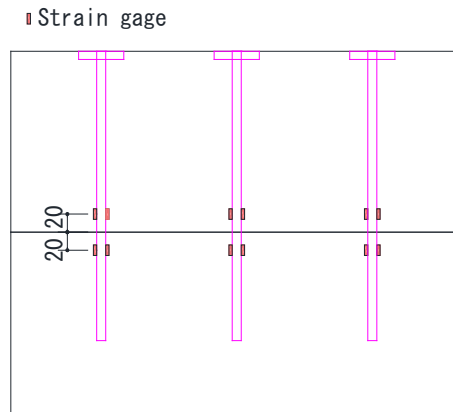


図 5.5.4-1 ゲージ位置図

5.5.5. 実験結果

5.5.5.1. 既存部と補強部のコンクリートの固着強度

既存部と補強部のコンクリートの固着強度を表 5.5.5-1 に示す。本実験ではある程度の荷重を加えるまでは主に既存部と補強部のコンクリートの固着がせん断力を負担し、固着がなくなってから接合筋がせん断力を負担すると考えられる。表 5.5.5-1 では固着がなくなると考えられる、最初にずれ変位が急激に大きくなった点を既存部と補強部のコンクリートの固着強度として示す。

各試験体の平均の固着強度を比較するとサンダーがけによって目荒らし処理されているものの方が比較的、固着強度が高いことが確認された。また固着強度は同じ試験体においてもばらつきが大きく、この原因としては、固着強度は目荒らしの施工精度に大きく左右されることが上げられる。

表 5.5.5-1 既存部と補強部のコンクリートの固着強度

試験体名	各試験体の固着強度(kN)			
	1体目	2体目	3体目	平均
S-P	-109.33	-142.33	-91.00	-114.22
S-A	-150.67	-91.00	-62.67	-101.45
S-O	-170.00	-155.33	-140.33	-155.22
C-P	-64.67	-118.67	-44.00	-75.78
C-A	-66.67	-82.67	-64.33	-71.22
C-O	-56.33	-57.00	-42.67	-52.00
T-P	-	-	-	-
T-A	-	-	-	-

5.5.5.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

実験により得られた荷重—ずれ変位関係を図 5.5.5-1 から図 5.5.5-8 に示す。各図には最初に接合筋が降伏した点をプロットした。なお、鉄筋の材料試験はまだ実施していないため鉄筋の降伏ひずみは 2000μ として接合筋の降伏点を調べた。

目荒らしをした試験体に関して、コンクリートの固着強度が接合筋による最大耐力と同等かそれ以上のものが多いため、コンクリートの固着がなくなると同時に接合筋が変形することで、比較的小さいずれ変位において接合筋が直ちに降伏することが確認された。そのため目荒らしを行っていない試験体と比較して比較的小さいずれ変位で耐力低下が起き始めることが確認された。

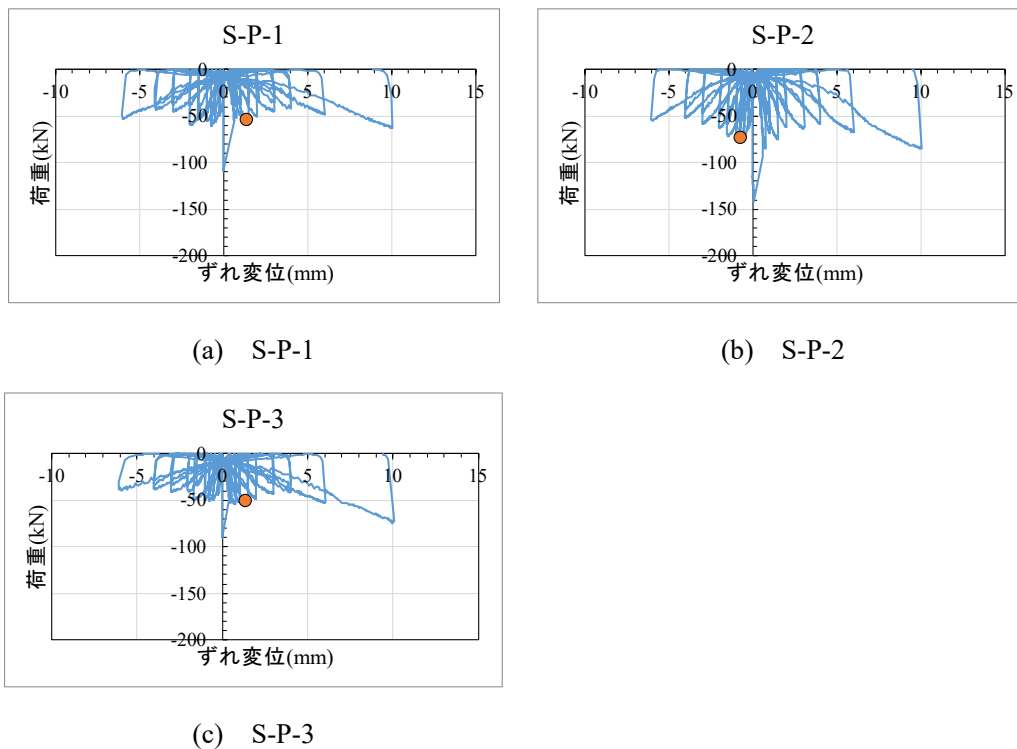
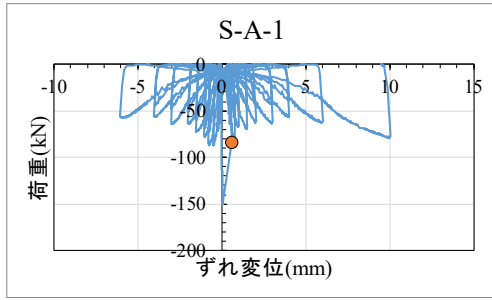
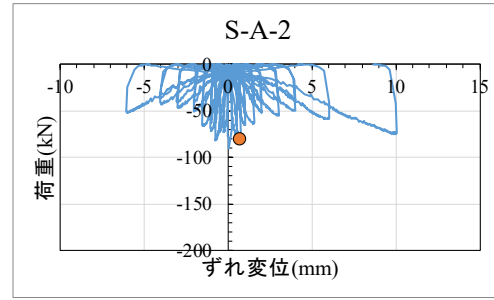


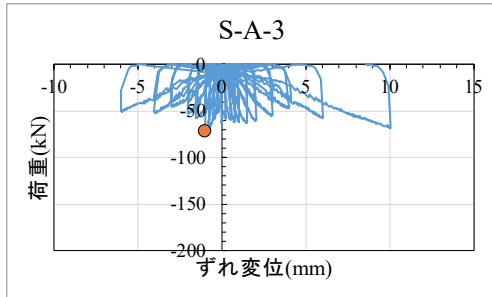
図 5.5.5-1 S-P 荷重—ずれ変位関係



(a) S-A-1

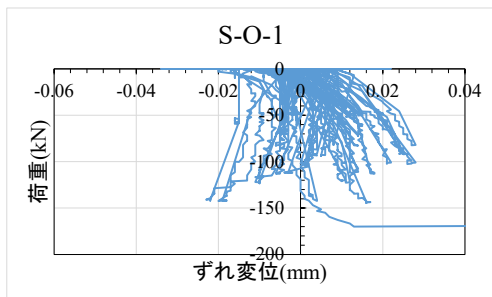


(b) S-A-2

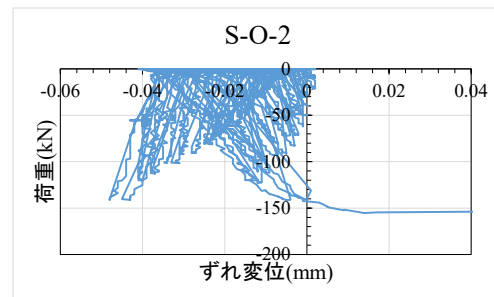


(c) S-A-3

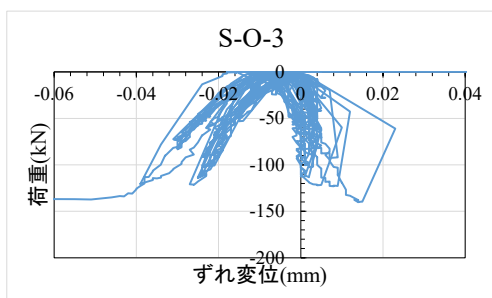
図 5.5.5-2 S-A 荷重—ずれ変位関係



(a) S-O-1

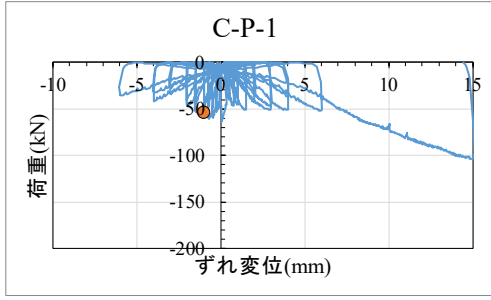


(b) S-O-2

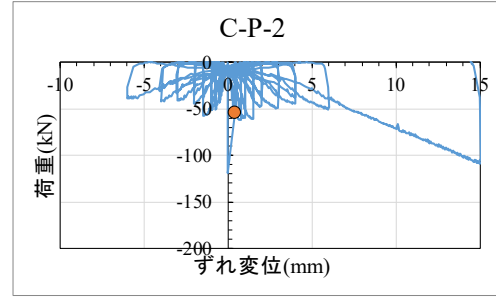


(c) S-O-3

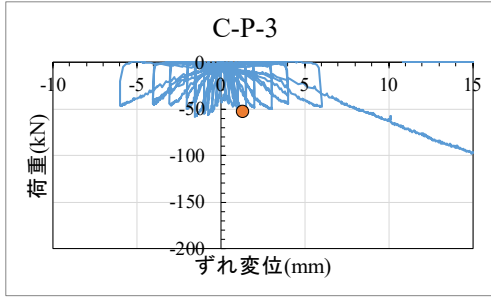
図 5.5.5-3 S-O 荷重—ずれ変位関係



(a) C-P-1

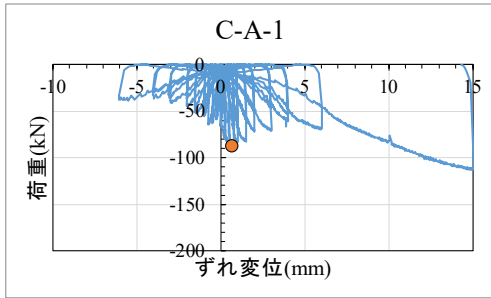


(b) C-P-2

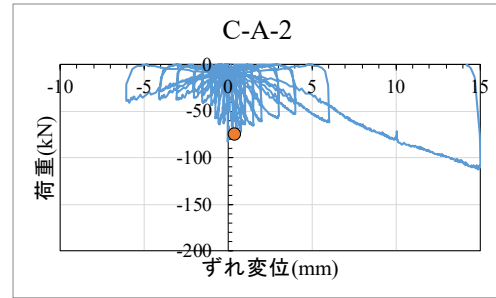


(c) C-P-3

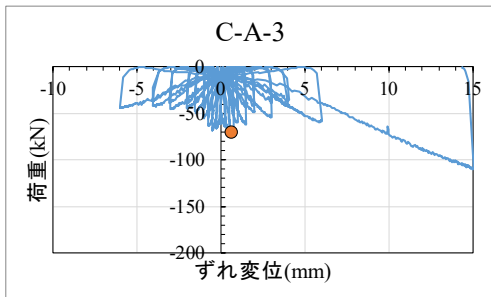
図 5.5.5-4 C-P 荷重—ずれ変位関係



(a) C-A-1

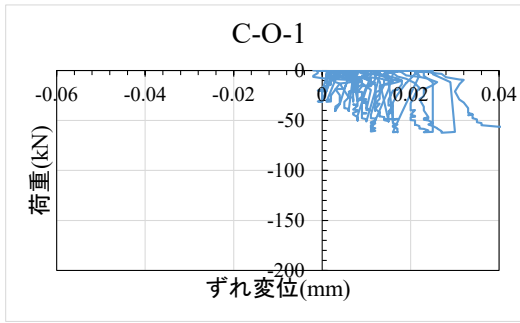


(b) C-A-2

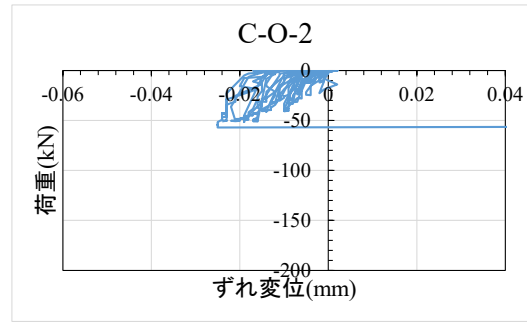


(c) C-A-3

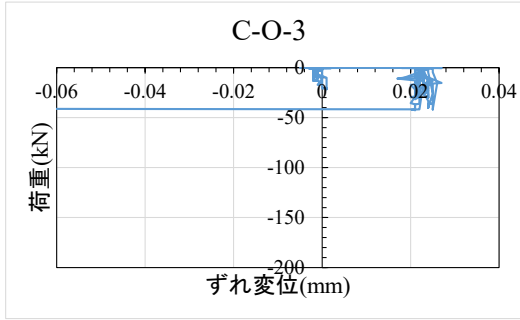
図 5.5.5-5 C-A 荷重—ずれ変位関係



(a) C-O-1

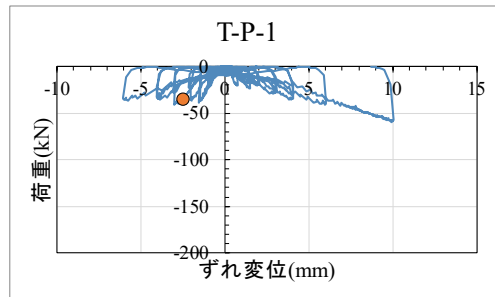


(b) C-O-2

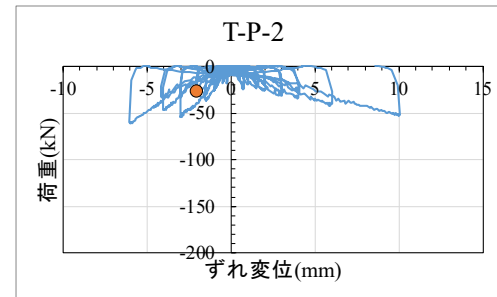


(c) C-O-3

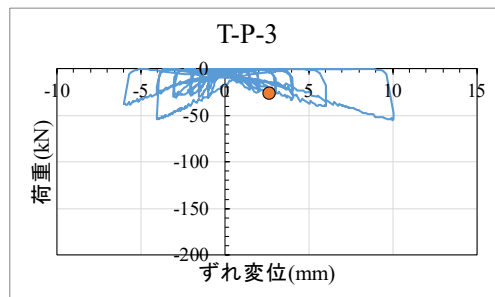
図 5.5.5-6 C-O 荷重—ずれ変位関係



(a) T-P-1

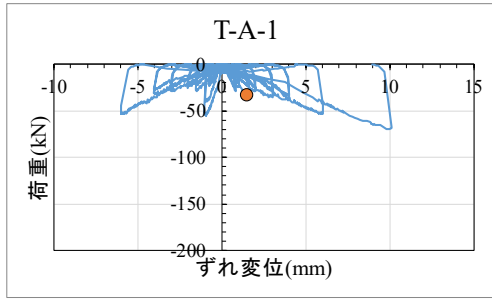


(b) T-P-2

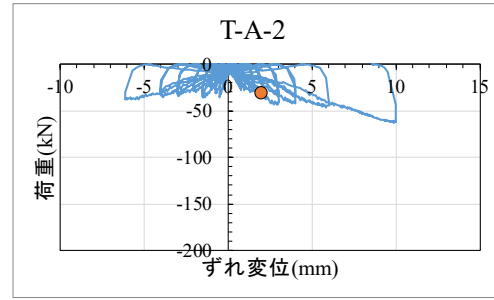


(c) T-P-3

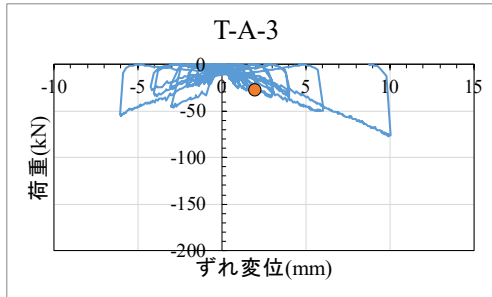
図 5.5.5-7 T-P 荷重—ずれ変位関係



(a) T-A-1



(b) T-A-2



(c) T-A-3

図 5.5.5-8 T-A 荷重—ずれ変位関係

5.5.6. 実験結果に基づく考察

5.5.6.1. 許容せん断力の算定

5.5.6.1.1. 許容せん断力の算定方法

各種合成構造設計指針^{5.5.6-1)}、および耐震改修設計指針^{5.5.6-2)}における接着系アンカーのせん断耐力に関する以下の評価式を用いて、許容せん断力の算定を行った。

各種合成構造設計指針^{5.5.6-1)}

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) \quad (5.5.6-1)$$

$$q_{a1} = \varphi_1 \cdot s\sigma_{qa} \cdot sc a \quad (5.5.6-2)$$

$$q_{a2} = \varphi_2 \cdot c\sigma_{qa} \cdot sc a \quad (5.5.6-3)$$

$$q_{a3} = \varphi_2 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc} \quad (5.5.6-4)$$

q_a : 接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

q_{a1} : 接着系アンカーボルトのせん断力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力

φ_1, φ_2 : 低減係数で表 5.5.6-1 の値を用いる。

表 5.5.6-1 低減係数

	φ_1	φ_2	φ_3
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

$s\sigma_{qa}$: 接着系アンカーボルトのせん断強度で $s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot s\sigma_y$ とする。

$s\sigma_y$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度

$sc a$: 接着系アンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値をとる。

$c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 $c\sigma_{qa} = 0.5 \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。

$c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ とする。

F_c : コンクリートの設計基準強度

E_c : コンクリートのヤング係数

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で $A_{qc} = 0.5\pi c^2$ とする。

c : へりあき寸法

耐震改修設計指針^{5.5.6-2)}

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (5.5.6-5)$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y \cdot s a_e \quad (5.5.6-6)$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e \quad (5.5.6-7)$$

Q_a : アンカー1 本当りのせん断耐力(N)で, $\tau(= Q_a / s a_e)$ は 294N/mm^2 以下とする。

Q_{a1} : 鋼材の強度で決まるアンカー1 本当りのせん断耐力(N)

Q_{a2} : コンクリートの支圧強度で決まるアンカー1 本当りのせん断耐力(N)

σ_y : 鉄筋の規格降伏点(N/mm^2)

$s a_e$: 接合面におけるアンカー本体またはアンカー筋の断面積(mm^2)

E_c : 既存部コンクリートのヤング係数(N/mm^2)

σ_B : 既存部コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

各種合成構造設計指針^{5.5.6-1)}と耐震改修設計指針^{5.5.6-2)}における評価式の違いについて

耐震改修設計指針では定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力を考慮していない為, へりあき寸法等が小さい時 2 つの指針における許容せん断力は大きく異なる場合がある。

5.5.6.1.2. 許容せん断力の算定結果

5.5.6.1.1.に示す評価式を用いて算定した結果を表 5.5.6-2 に、算定値と実験値の比較を図 5.5.6-1 から図 5.5.6-6 に示す。

算定結果として、前述したようにへりあき寸法が小さいことが原因で各種合成構造設計指針^{5.5.6-1)}では定着した躯体のコーン状破壊により許容せん断力が決まるのに対し、耐震改修設計指針^{5.5.6-2)}では接着系アンカーボルトのせん断力により許容せん断力が決まるため、2つの指針における許容せん断力は大きく異なる結果となった。各種合成構造設計指針は実験の各試験体においておおよそ下限値を、耐震改修設計指針はおおよそ上限値を与えている。

表 5.5.6-2 算定結果

試験体名	各種合成構造設計指針	耐震改修設計指針
S-P, C-P, T-P	31.71kN	51.68kN
S-A, C-A, T-A	31.71kN	44.19kN

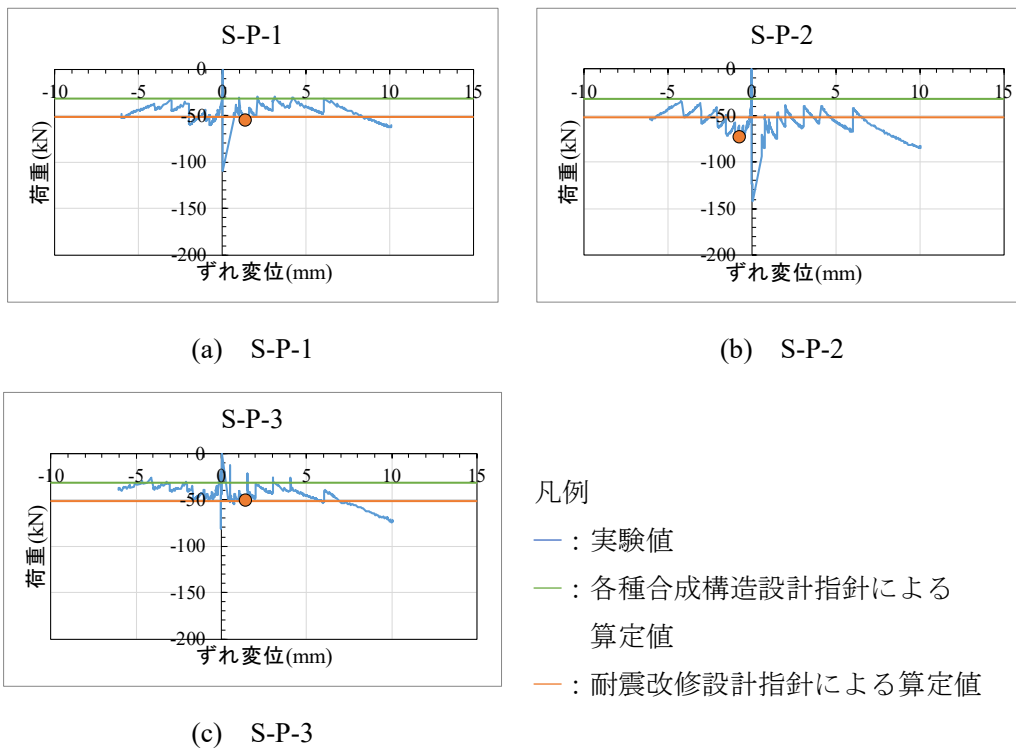
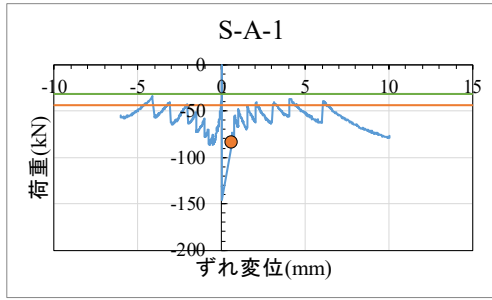
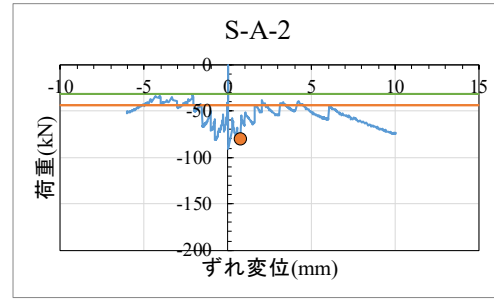


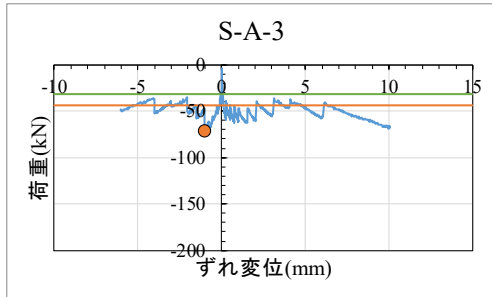
図 5.5.6-1 S-P 算定値と実験値の比較



(a) S-A-1



(b) S-A-2

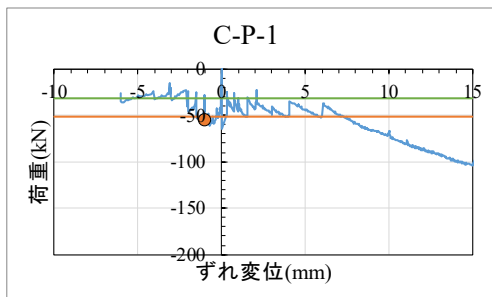


(c) S-A-3

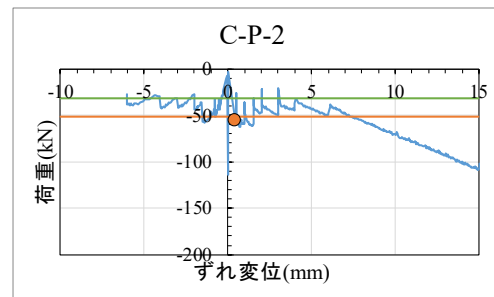
凡例

- : 実験値
- : 各種合成構造設計指針による算定値
- : 耐震改修設計指針による算定値

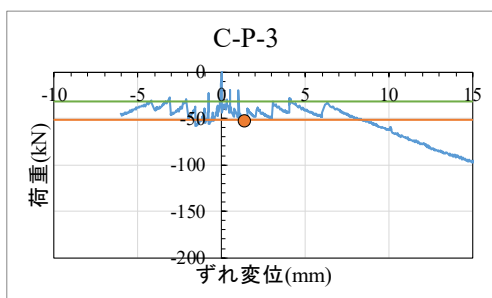
図 5.5.6-2 S-A 算定値と実験値の比較



(a) C-P-1



(b) C-P-2

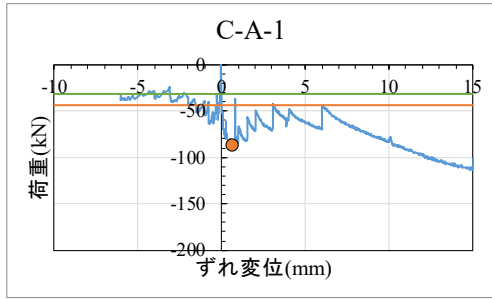


(c) C-P-3

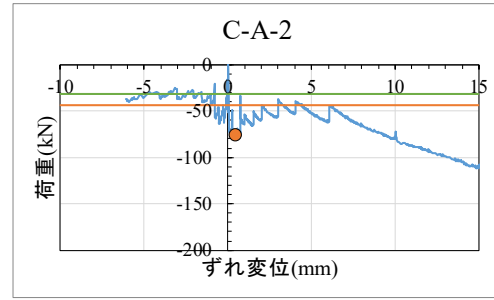
凡例

- : 実験値
- : 各種合成構造設計指針による算定値
- : 耐震改修設計指針による算定値

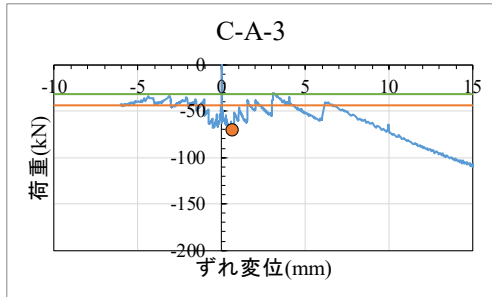
図 5.5.6-3 C-P 算定値と実験値の比較



(a) C-A-1



(b) C-A-2

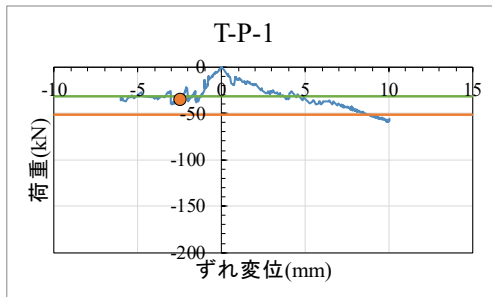


(c) C-A-3

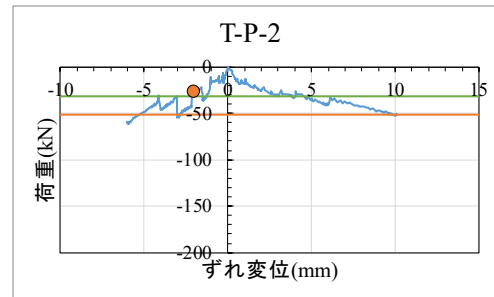
凡例

- : 実験値
- : 各種合成構造設計指針による算定値
- : 耐震改修設計指針による算定値

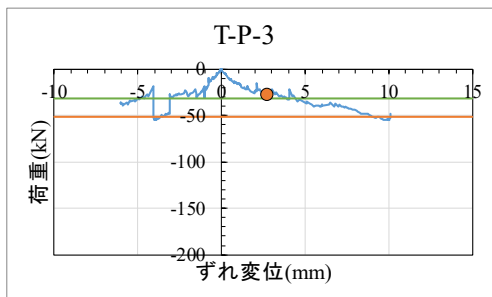
図 5.5.6-4 C-A 算定値と実験値の比較



(a) T-P-1



(b) T-P-2

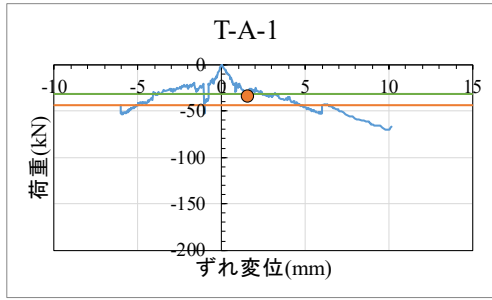


(c) T-P-3

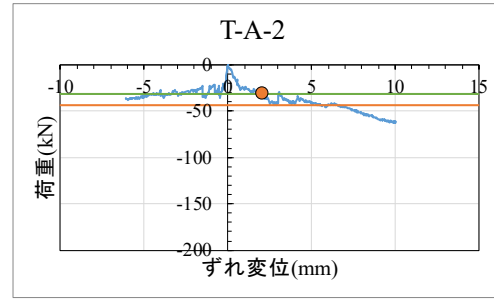
凡例

- : 実験値
- : 各種合成構造設計指針による算定値
- : 耐震改修設計指針による算定値

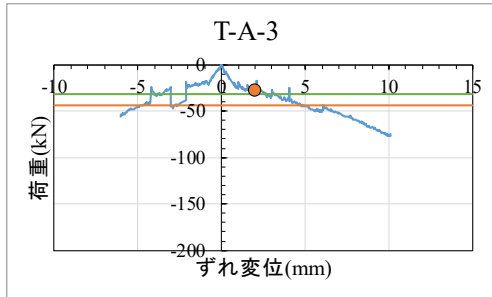
図 5.5.6-5 T-P 算定値と実験値の比較



(a) T-A-1



(b) T-A-2



(c) T-A-3

凡例

- : 実験値
- : 各種合成構造設計指針による算定値
- : 耐震改修設計指針による算定値

図 5.5.6-6 T-A 算定値と実験値の比較

参考文献

- 5.5.6-1 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 5.5.6-2 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2020.7

5.6. まとめ

5.6.1. まとめ

5章で行った耐力壁実験、壁梁実験、せん断要素実験で得られた知見を以下に示す。

<短辺耐力壁実験及び長辺耐力壁実験>

あと施工アンカーについて、いずれの試験体でも、付着応力は付着強度には到達しなかった。また、試験体の損傷状況についても付着破壊した可能性は低く、今回の埋め込み長さを有した曲げ補強筋に対して接着系あと施工アンカーを適用することは有効であるといえる。

また、骨格曲線を評価する際の剛性低下率については、引張側から2列目の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合、引張側から3列目の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合、そして引張側部材中央の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合と3通りで検討を行ったが、これらの違いが荷重変形関係に与える影響は僅かであり、どの手法も実験の挙動を概ね捉えた。

<壁梁実験>

補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線はここで検討した方法により概ね精度よく安全側に評価できた。なお、曲げ終局強度は精算法を用いて既存壁梁と補強部壁梁を分割して算定した。

<せん断要素実験>

各試験体の固着強度を比較するとサンダーがけによって目荒らし処理されているものが比較的、固着強度が高いことが確認された。また固着強度は同じ試験体においてもばらつきが大きく、この原因としては、固着強度は目荒らしの施工精度に大きく左右されることが挙げられる。また、各種合成構造設計指針は実験の各試験体においておおよそ下限値を、耐震改修設計指針はおおよそ上限値を与えた。

第6章

新設開口設置に伴い補強された壁式架構の構造性能

6.1 はじめに

5章において壁式RC造建物における既存の戸境耐力壁に新設開口を設置する際に補強を行った開口横の耐力壁および開口上部の壁梁の実験を実施し、その剛性・耐力は既往の評価式を用いて安全側に精度よく評価できることを確認している。

そこで実大の壁式連層耐力壁架構試験体に対して、連層新設開口を施工するとともに5章と同様の方法で開口周辺の補強を行った架構の構造実験を実施した。本章では5章において明らかにされている補強を行った部材の剛性・耐力算定方法を用いて、本試験体に対し増分解析を行い、新設開口設置に伴い補強を行った壁式連層耐力壁のモデル化手法を提案することを目的とする。

6.2 実験計画

6.2.1 試験体概要

本試験体は実大スケールの2.5層壁式RC造建物において各階の耐力壁に新設開口を設けた、1構面のみ試験体とする。使用した鉄筋の材料試験結果を表6.2.1-1に、補強前の試験体配筋図を図6.2.1-1に、開口設置のためコンクリートをはつった状態の試験体配筋図を図6.2.1-2に、その後補強を行った試験体配筋図を図6.2.1-3に示す。コンクリートの材料試験結果を表6.2.1-2に示す。

表 6.2.1-1 使用鉄筋材料強度

使用部位	呼び径	材質	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
			N/mm ²	N/mm ²	μ	N/mm ²
既存部	Φ9	SDR235	2.12×10 ⁵	347.6	1665	466.1
	D10	SD295A	2.02×10 ⁵	397.1	2613	610.7
	D13	SD295A	1.88×10 ⁵	357.6	1895	473.5
補強部	D10	SD295A	1.94×10 ⁵	366.1	1910	497.2
	D16	SD345	1.91×10 ⁵	401.7	2140	571.6

表 6.2.1-2 コンクリート材料試験結果

部位		ヤング係数	圧縮強度	引張強度	
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
下スタブ		Fc18	27402	35.8	3.07
1F壁,2F床	既存部	Fc18	25018	32.8	2.59
2F壁,3F床	既存部	Fc18	23713	30.2	2.80
3F壁,4F床	既存部	Fc18	25090	31.0	2.87
4F壁,上スタブ	既存部	Fc18	23614	29.8	2.52
壁梁	補強部	Fc30	30881	59.2	4.30
耐力壁	補強部	Fc45	30907	73.3	5.61

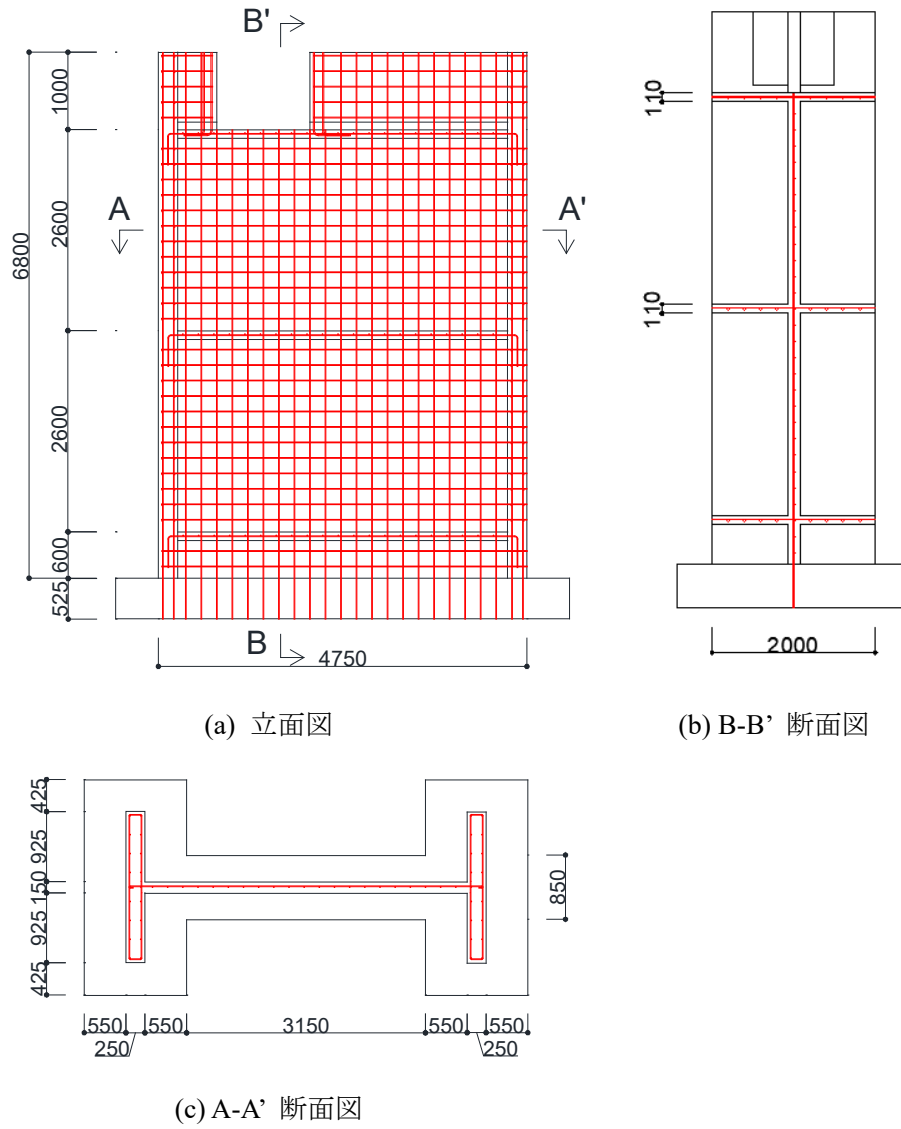
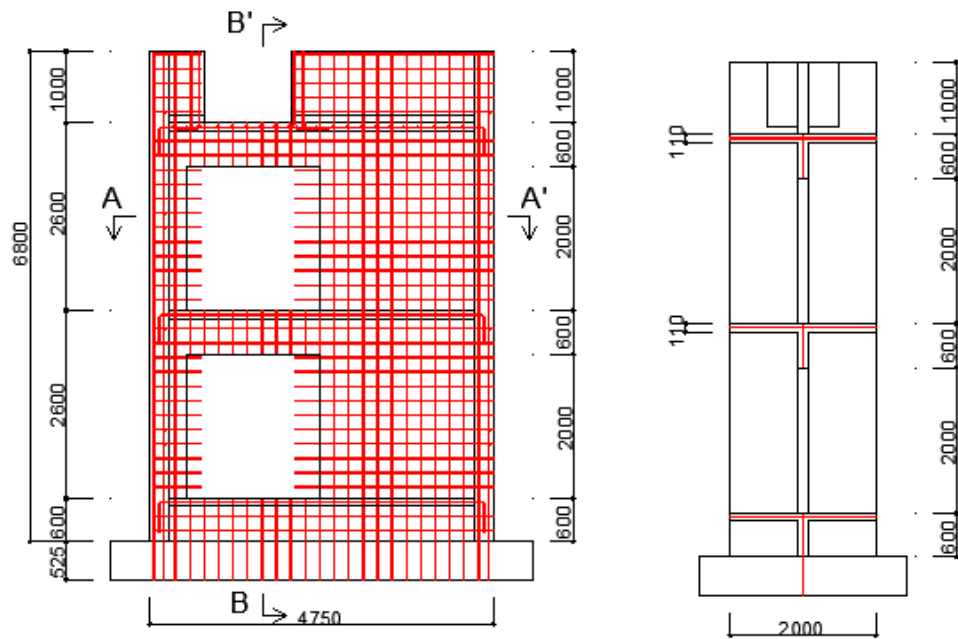
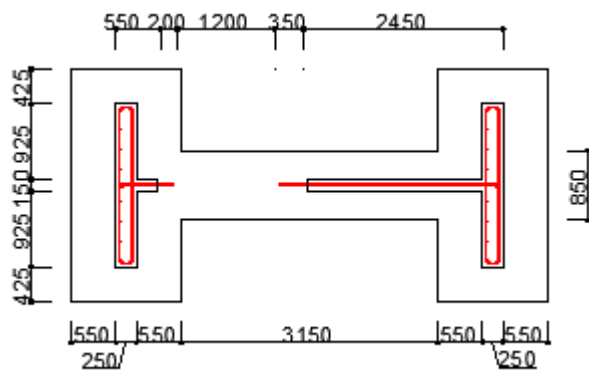


図 6.2.1-1 試験体配筋図 (開口設置前) (単位: mm)



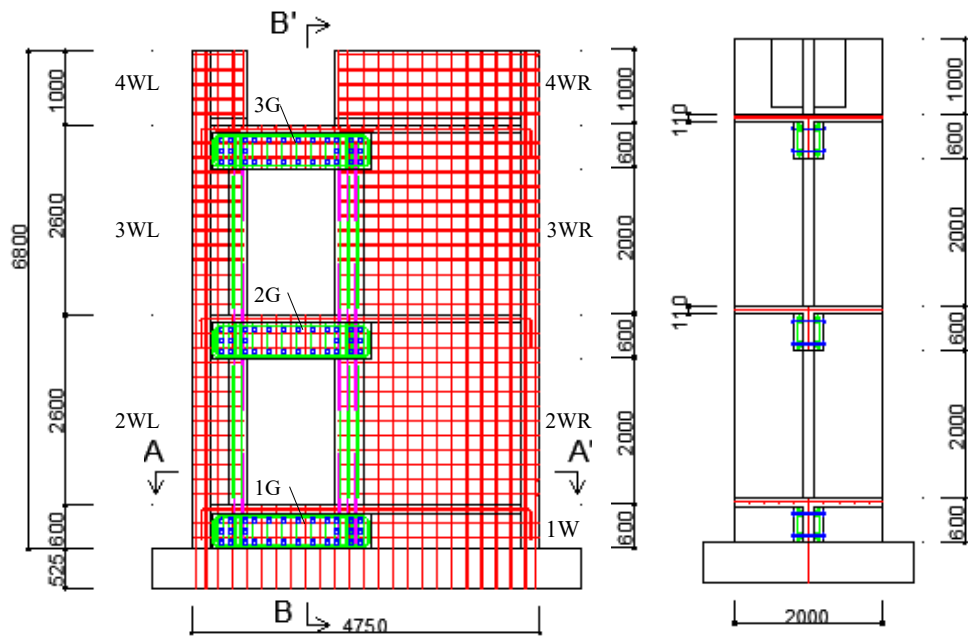
(a) 立面図

(b) B-B' 断面図



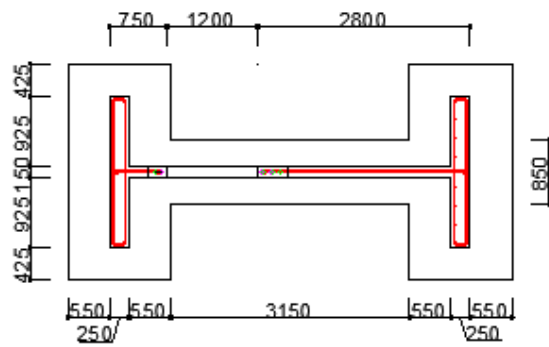
(c) A-A' 断面図

図 6.2.1-2 連層開口設置 試験体配筋図 (開口設置後) (単位: mm)



(a) 立面図

(b) B-B' 断面図



(c) A-A' 断面図

図 6.2.1-3 連層開口設置 試験体配筋図 (補強後)

6.2.1.1 各部材配筋図

6.2.1.1.1 耐力壁部材配筋図

開口設置前の耐力壁配筋図を表 6.2.1-3 に、開口設置に伴い補強を行った耐力壁配筋図を表 6.2.1-4、表 6.2.1-5 に示す。

表 6.2.1-3 開口設置前 耐力壁配筋図 (単位 : mm)		
符号	1W	
断面		
耐力壁厚(mm)	150	
耐力壁長さ (mm)	4250	
直交壁厚(mm)	250	
片側直交壁長 さ(mm)	925	
耐力壁	縦筋	Φ9@200
	横筋	Φ9@200
	交差部補 強筋	2-D13
直交壁	縦筋	Φ9@250
	端部補強 筋	2-D13
	横筋	Φ9@200

表 6.2.1-4 開口補強後 耐力壁配筋図 (単位 : mm)

符号	2WL, 3WL, 4WL	
断面		
耐力壁厚(mm)	150	
耐力壁長さ(mm)	750	
直交壁厚(mm)	250	
片側直交壁長さ (mm)	925	
耐力壁	縦筋	Φ9@200
	横筋	Φ9@200
	交差部補強筋	2-D13
	新設開口 補強筋	2-D16
	あと施工 アンカー	2-D16 (埋め込み長さ 20da)
直交壁	縦筋	Φ9@250
	横筋	Φ9@200

表 6.2.1-5 開口補強後 耐力壁配筋図 (単位 : mm)

符号		2WR, 3WR, 4WR
断面		
耐力壁厚(mm)		150
耐力壁長さ(mm)		2800
直交壁厚(mm)		250
片側直交壁長さ(mm)		925
耐力壁	縦筋	Φ9@200
	横筋	Φ9@200
	交差部補強筋	2-D13
	新設開口補強筋	3-D16
	あと施工アンカー	3-D16 (埋め込み長さ 20da)
直交壁	縦筋	Φ9@250
	横筋	Φ9@200

6.2.1.1.2 壁梁配筋図

壁梁配筋図を表 6.2.1-6 に示す。

表 6.2.1-6 開口補強後 壁梁配筋図 (単位 : mm)		
符号	1G, 2G, 3G	
断面		
梁せい(mm)	600	
梁幅(mm)	390	
スラブ厚(mm)	110	
壁梁	既存主筋	Φ9@200
	既存縦筋	2-Φ9@200
	新設主筋	4-D16
	新設縦筋	2-D10@200
	ボルト	M16
スラブ	上端主筋	D10@200
	上端配力筋	D10@200
	下端主筋	D10@200
	下端配力筋	D10@200

6.2.2 加力計画

加力図を図 6.2.2-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返し载荷とし、加力位置は 7000mm の高さとした。また長辺耐力壁にジャッキにより加わる水平力を短辺耐力壁に伝えるため開口部には両端ピンの治具を設置した。なお、この治具は 4 階梁や床の変形を拘束するが、1 階脚部からは距離があるため大きな影響はないものと想定される。正载荷はジャッキを引く方向とした。加力位置の水平変位と 2F スラブ位置の水平変位の差を出し、これを 2F スラブ位置から加力位置までの高さである 5825mm で除した値を全体変形角とし、これにより水平加力の制御を行った。载荷履歴は全体変形角が $\pm 1/1600$ に到達する前は荷重制御とし、荷重 $P = \pm 400\text{kN}$ を 1 サイクルずつ行う。変形角が $\pm 1/1600$ に到達した直後から変位制御に切替え、全体変形角 $R = \pm 1/1600 \pm 1/800 \pm 1/400 \pm 1/200 \pm 1/133 \pm 1/100 \pm 1/67 \pm 1/50$ を最大 2 サイクルずつ行う。なお長期軸力は 2F の耐力壁の軸力比が 0.035 となるよう図 6.2.2-1 の通り、左右の耐力壁に 2 本の PC 鋼棒により軸力を作用させる。

耐力壁に加わる長期軸力はその耐力壁に接続する壁梁、床、直交壁、耐力壁自重等を考慮して算出する。これに加え、前述した 2F 耐力壁に軸力比 0.035 で軸力が加わるよう PC 鋼棒により軸力を作用させることを考慮した解析を行う。PC 鋼棒の緊張力により加える軸力は、短辺耐力壁が 523.2kN、長辺耐力壁が 794.2kN である。

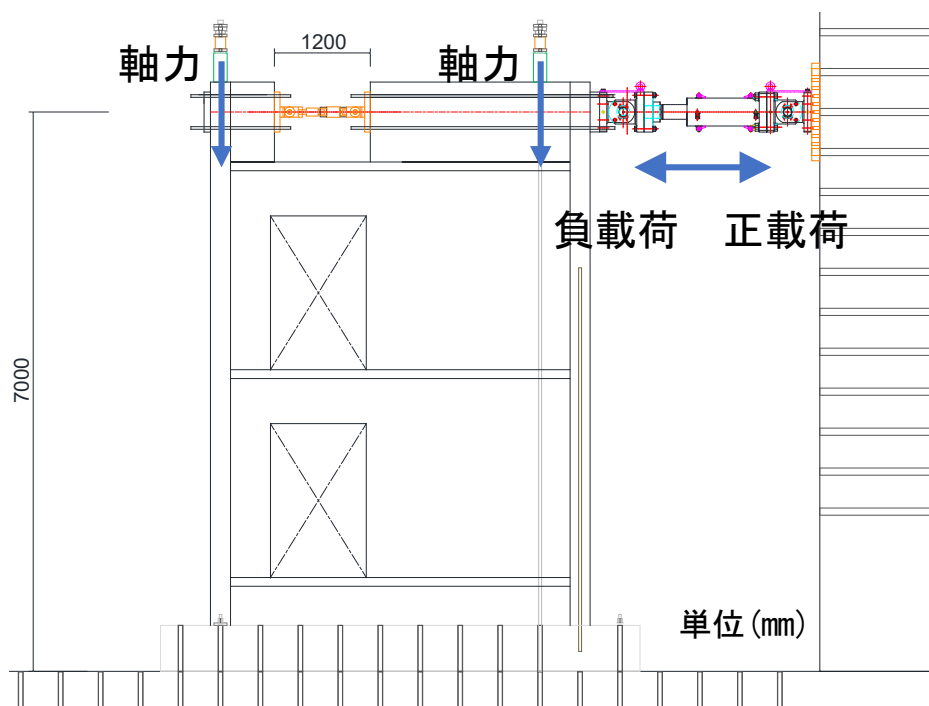


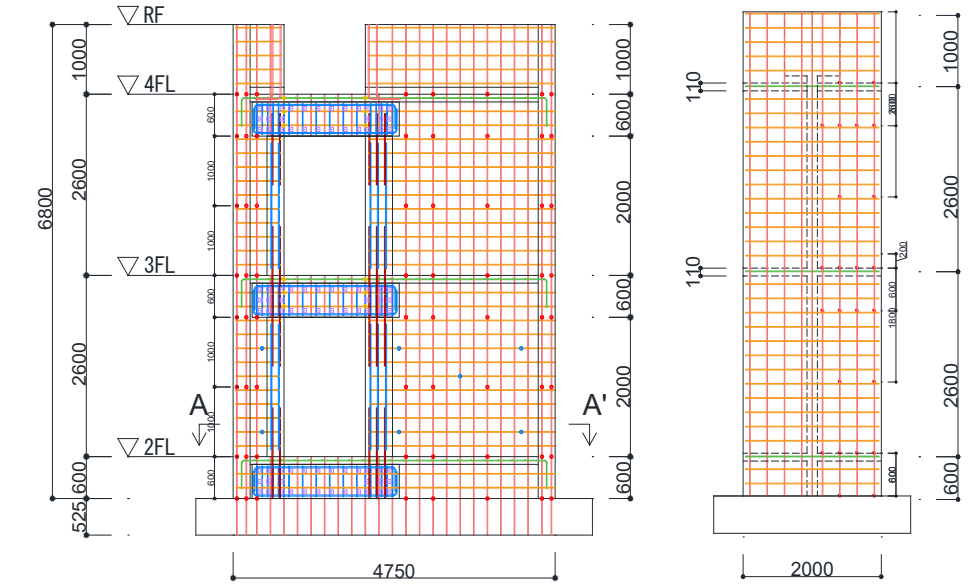
図 6.2.2-1 加力装置図(西側から)

6.2.3 計測計画

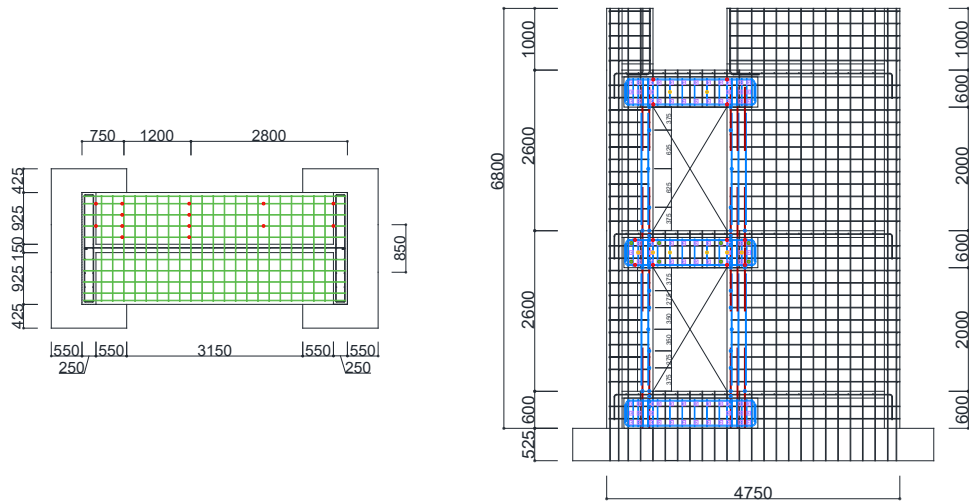
6.2.3.1 変位およびひずみ計測方法

計測状況として、図 6.2.3-1 に試験体のひずみゲージ位置図を示す。図中の●がひずみゲージを意味する。図 6.2.3-2 に変位計位置図を示す。

なお、曲げ降伏する位置やひび割れ発生を想定している位置にひずみゲージを設けている。



(a) 既存部配筋図(左:西側から 右:直交壁)



(b) 既存部スラブ配筋図

(c) 新設部配筋図

図 6.2.3-1 ひずみゲージ位置図

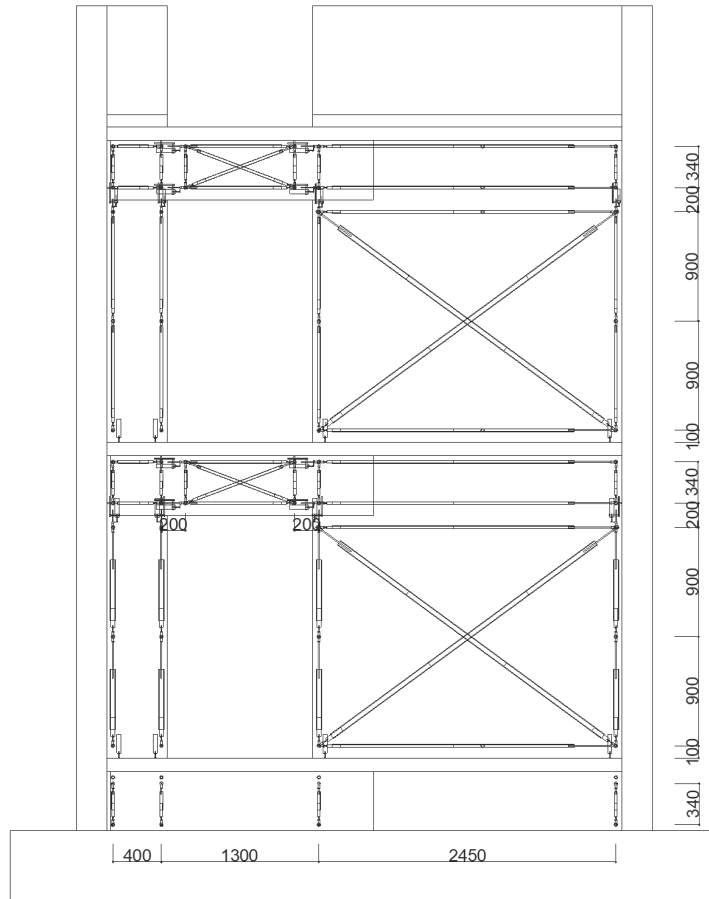


図 6.2.3-2 変位計位置図(西側から)

6.2.3.2 ひび割れ計測方法

本実験では、ひび割れ計測方法として人の目視によってひび割れを計測する方法を用いた。図 6.2.3-3 に作業フローを示す。

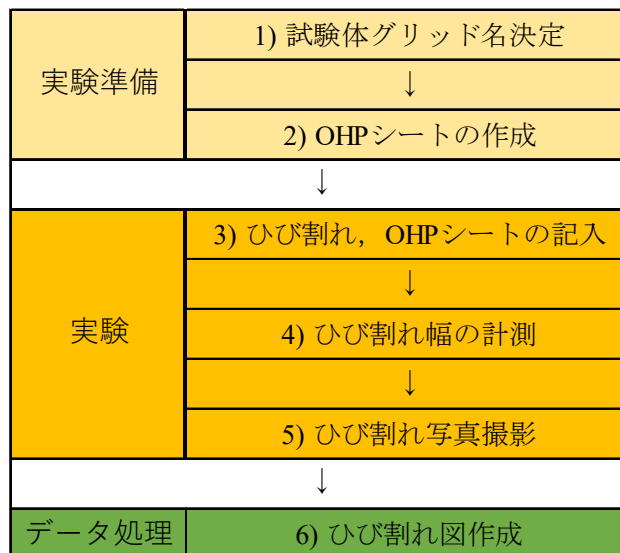


図 6.2.3-3 作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入、ひび割れ幅計測および OHP シートの転写を行い、除荷時にひび割れ幅計測のみを行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成を行う。図 6.2.3-3 の各項の内容を以下に示す。

1) 試験体グリッド決定

本実験における計測方法は、発生したひび割れに対し OHP シートを当てるため、多数の OHP シートを使用することとなる。そこで、載荷前に壁面に本実験で使用する A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線を記入する。以下の図 6.2.3-4 に試験体部材名称を、図 6.2.3-5 に試験体のグリッド位置を示す。

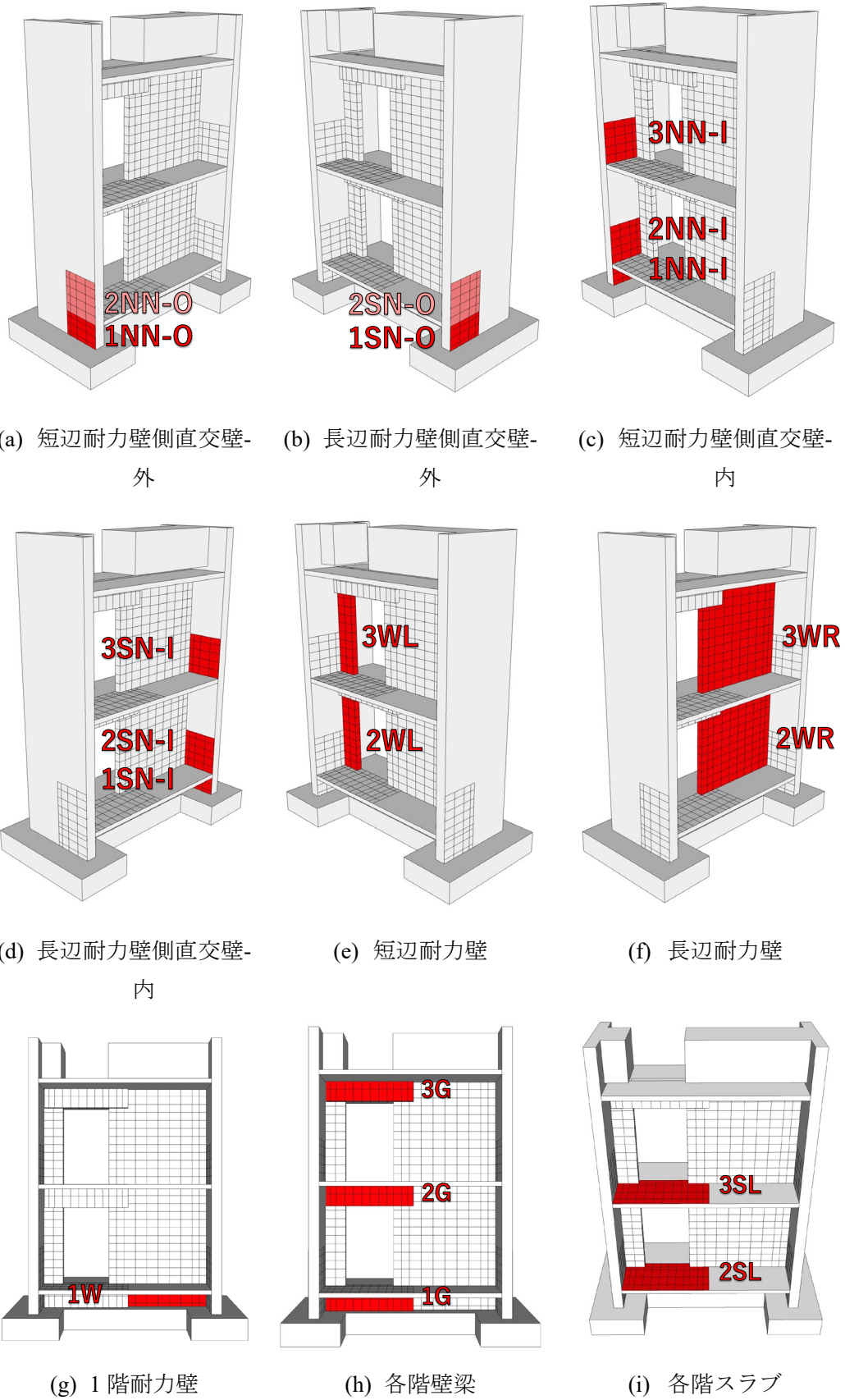


図 6.2.3-4 試験体部材名称

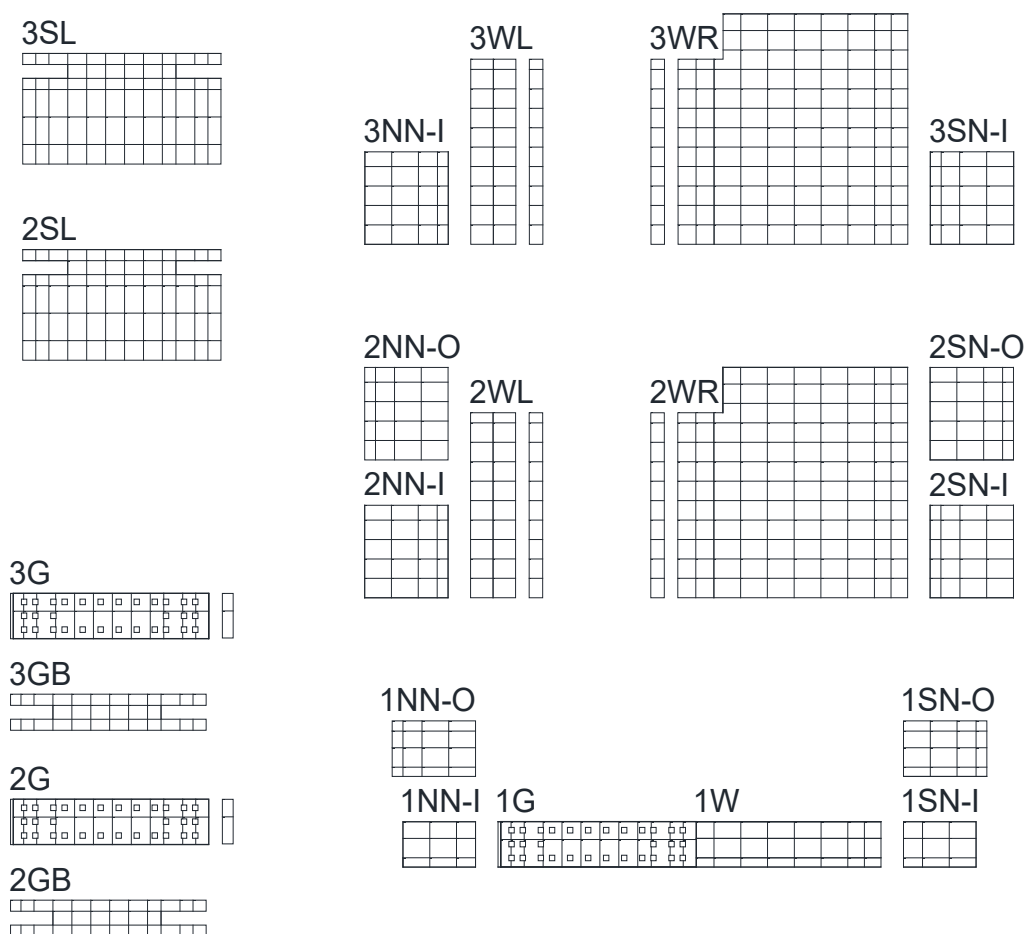


図 6.2.3-5 試験体グリッド図

2) OHP シートの作成

計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実験では要素 1 つに対して OHP シート 1 枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が一致していれば、A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが、要素の寸法が OHP シート寸法と異なる場合は、要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し、計測時はその線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また、シートの裏表や上下が混乱しないように各シートには要素番号を記入する。

3) ひび割れ、OHP シートの記入方法

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入、また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時、初期ひび割れは黒ペンを、正載荷は青ペンを、負載荷は赤ペンを用いる。ただし、除荷時の OHP シートを用いた計測の障害とならないよう、実際のひび割れから少しずらして記入する。ひび割れが発生した要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て、シートの上からひび割れをなぞったペンと同じ色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は、一般的に売られているエタノールを用いて訂正部

分を消しひび割れを記入し直す(エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。また、ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング、剥落が発生した場合は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。

4) ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時、計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また、本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため、曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は2章と同様に $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ、 $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。

全グリッド毎に最大ひび割れ点を、曲げ・せん断・新設、既存部の境界で1ヶ所ずつ計測を行う。

5) ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時、除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し、これとは別に変形角ごとのピーク時に局所的な破壊の状態を写真に収める。これにより変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。また本実験ではひび割れ図を作成するにあたり写真より作成するものと OHP シートより作成するものがあるため、グリッドごとにひび割れ図作成用の写真を撮影する。

6) ひび割れ図作成

AutoCAD 上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み、ひび割れ図を作成する。

6.3 実験結果

6.3.1 荷重変形関係と損傷経過

R=+0.484%で正の最大耐力 $Q=+914.0\text{kN}$ に達した。R=-0.498%で負の最大耐力 $Q=-848.5\text{kN}$ に達した。負荷荷方向では、ねじれ変形の発生が確認され、R=-0.75%以降では顕著なねじれ変形の進行が確認されたので、R=-1.0%で載荷を終了している。ねじれ変形が試験体の耐力や破壊性状に与える影響が不明瞭であったので、破棄状況以降の考察は正載荷のみで行う。ひび割れの発生状況について、正載荷では、R=+400kNで、2F 長辺耐力壁、3F 短辺耐力壁、3F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期曲げひび割れが確認され、2F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。R=+1/1600 サイクルで、3F 壁梁に初期曲げひび割れが確認された。R=+1/800 サイクルで、2F 短辺耐力壁に曲げひび割れが確認された。R=+1/400 サイクルで、2F 長辺耐力壁、3F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。R=+1/200 サイクルで、2F 短辺耐力壁、3F 短辺耐力壁に初期せん断ひび割れが確認された。負載荷では、 $Q=-400\text{kN}$ で、2F 短辺耐力壁、2F 長辺耐力壁、3F 壁梁、3F 長辺耐力壁に初期曲げひび割れが確認された。R=-1/1600 サイクルで3F 短辺耐力壁、4F 壁梁に初期曲げひび割れが確認された。R=-1/800 サイクルで3F 長辺耐力壁に初期せん断ひび割れが確認された。R=-1/400 サイクルで3F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。R=-1/200 サイクルで2F 長辺耐力壁、4F 壁梁に初期せん断ひび割れが確認された。あと施工アンカーの降伏状況について、正載荷では、R=+0.039%、 $Q=+452.0\text{kN}$ で、2F 長辺耐力壁の補強部脚部のあと施工アンカーが引張降伏した。R=+0.047%、 $Q=500.4\text{kN}$ で、3F 短辺耐力壁の補強部頭部のあと施工アンカーが引張降伏した。負載荷では、R=-0.193%、 $Q=-767.8\text{kN}$ で、2F 短辺耐力壁の補強部脚部のあと施工アンカーが引張降伏した。

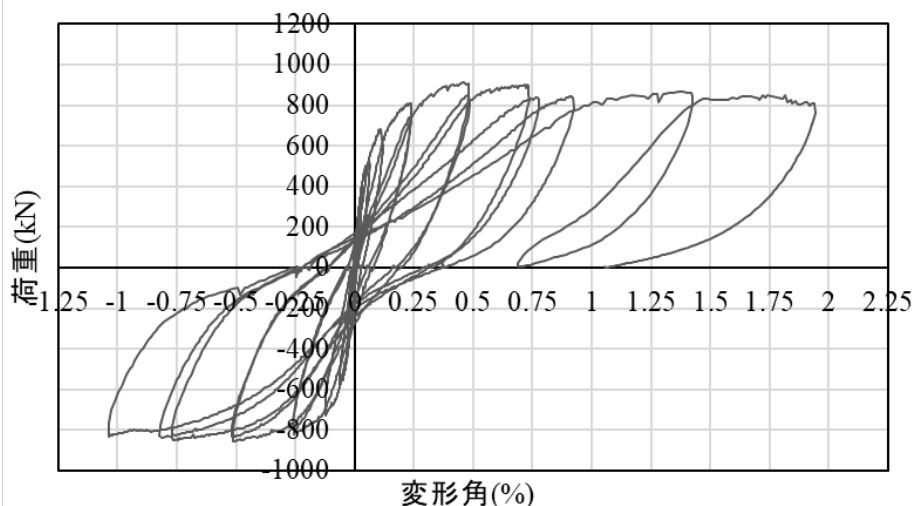


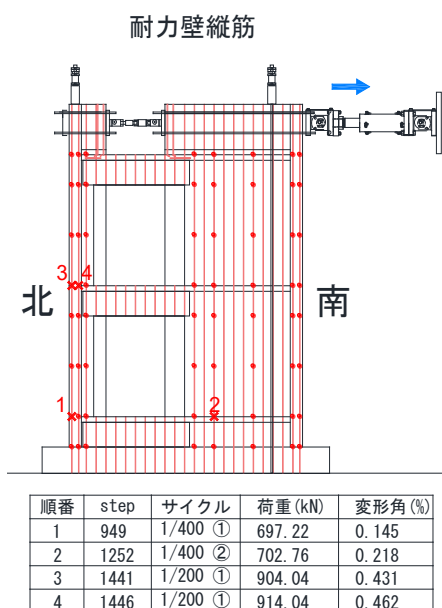
図 6.3.1-1 水平荷重－全体変形角関係

6.3.1.1 鉄筋降伏状況

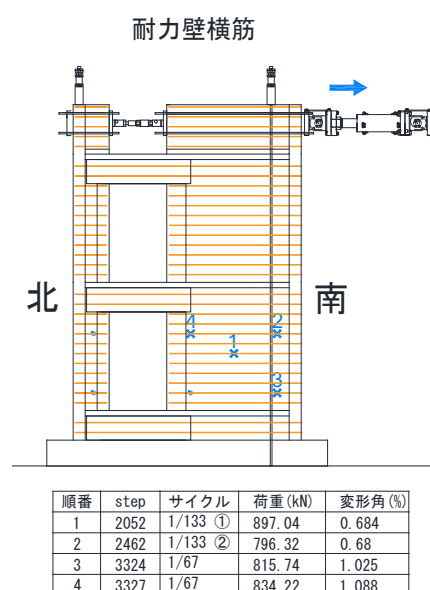
正載荷と負載荷時における鉄筋の降伏順を示す。梁主筋は12カ所のひずみゲージのうち8カ所のデータがとれておらず、梁補強筋に関してはすべてのカ所で1ステップ目からデータが取れていなかった。新設部壁梁通し筋に関しても3カ所で部分的にデータがとれていなかった。また、正載荷と負載荷で直交壁の鉄筋降伏順が違ふ。これは負載荷時に面外にねじれたことが原因であると考えられる。

6.3.1.1.1 正載荷時の鉄筋降伏順

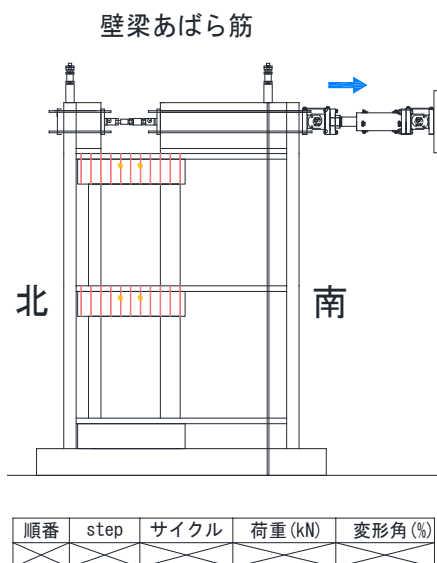
正載荷時における鉄筋の降伏順を図6.3.1-2から図6.3.1-5に示す。最大耐力時までには最外端のスラブ筋は降伏していないが、 $R=+1/67$ で降伏が確認された。壁梁の曲げ耐力に見込むスラブ有効幅は一部が有効であったと考えられる。



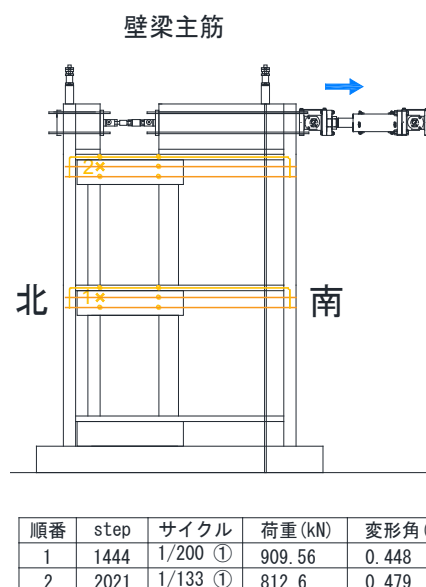
(a) 耐力壁縦筋



(b) 耐力壁横筋



(c) 壁梁あばら筋



(d) 壁梁主筋

図 6.3.1-2 正載荷時 耐力壁縦筋・横筋 降伏状況

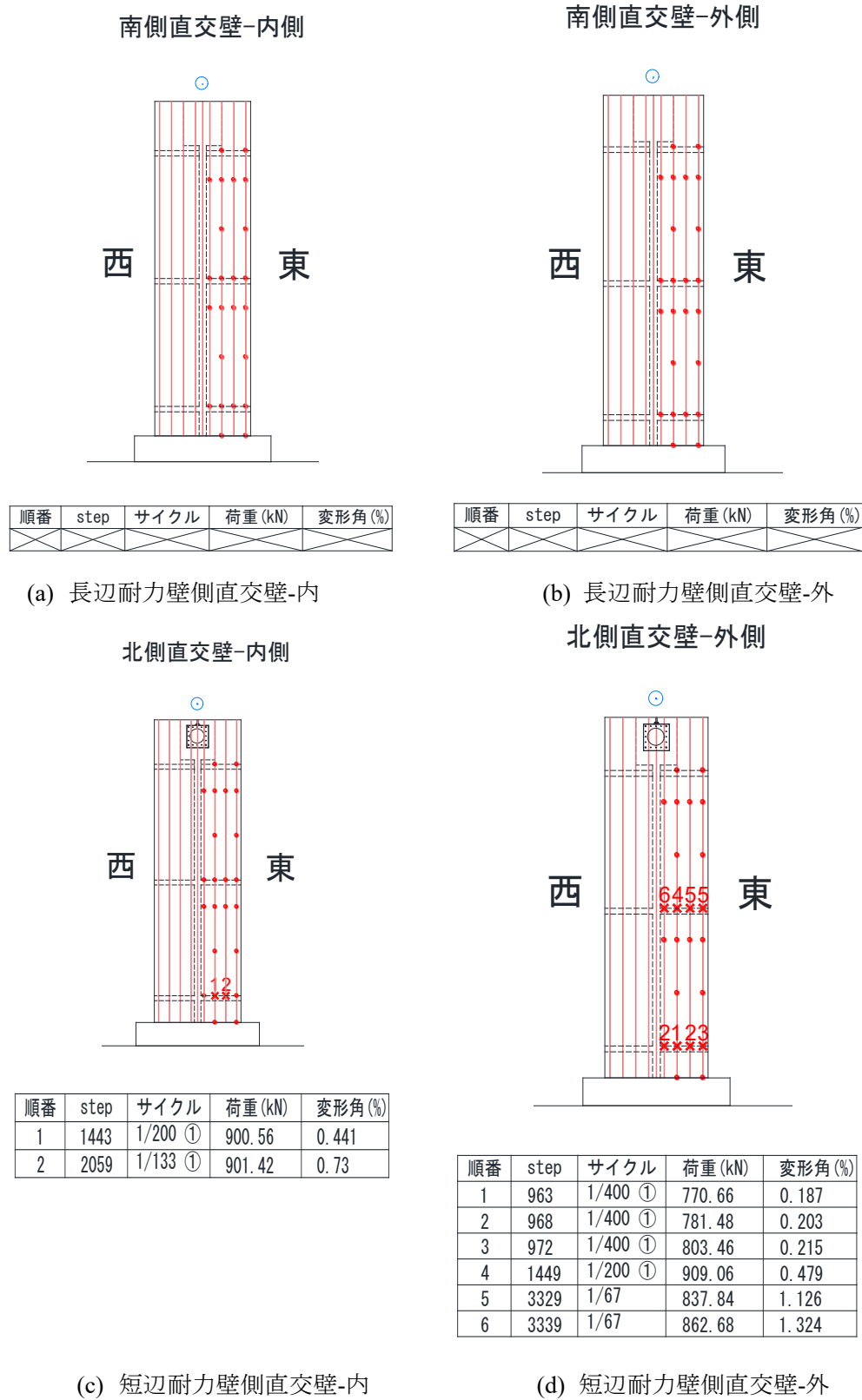
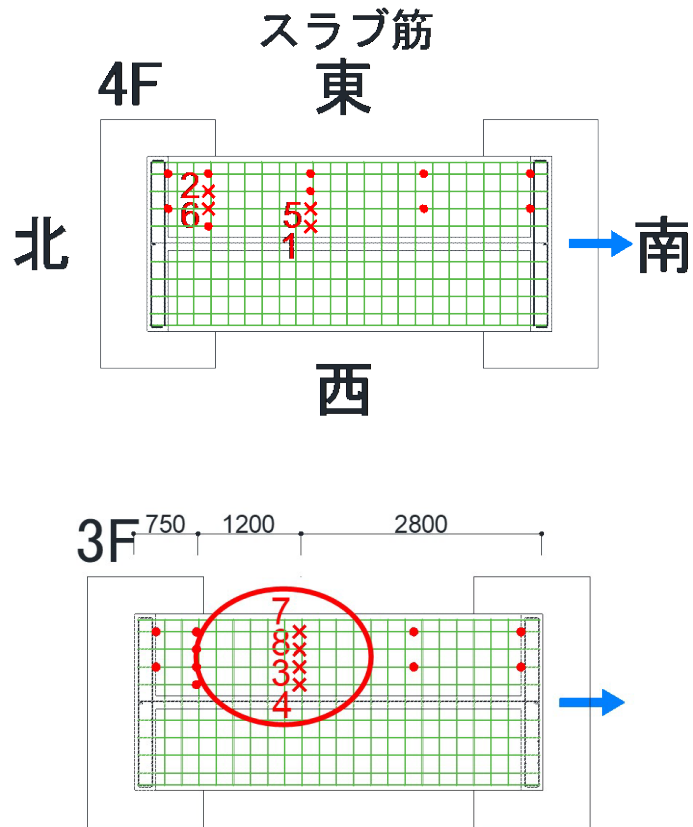
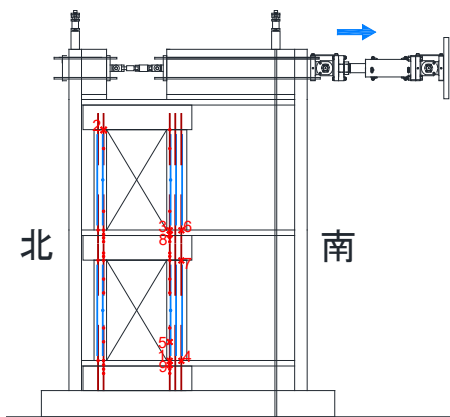


図 6.3.1-3 正載荷時 直交壁縦筋 降伏状況



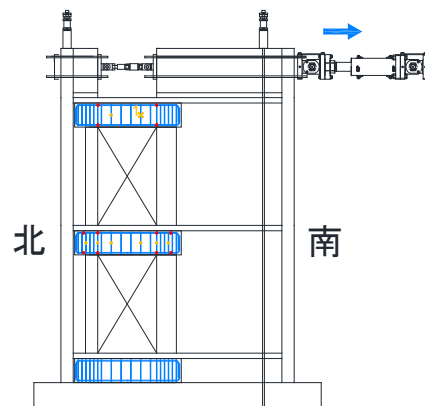
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1432	1/200 ①	888.58	0.373
2	1433	1/200 ①	890.56	0.379
3	1438	1/200 ①	899.18	0.41
4	1735	1/200 ②	849.64	0.475
5	2039	1/133 ①	882.56	0.598
6	2466	1/133 ②	816.28	0.71
7	3315	1/67	721.24	0.845
8	3316	1/67	740.62	0.868

図 6.3.1-4 正載荷時 スラブ筋 降伏状況



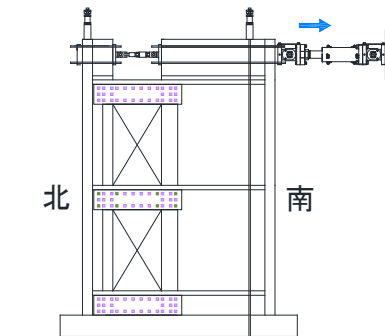
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	465	1/1600	451.98	0.039
2	472	1/1600	500.44	0.047
3	953	1/400 ①	713.2	0.157
4	957	1/400 ①	734.68	0.169
5	1412	1/200 ①	756.76	0.248
6	1414	1/200 ①	773.24	0.259

(a)あと施工アンカー



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	977	1/400 ①	800.38	0.231

(b)壁梁新設部



※鉄筋の降伏は計測されなかった

(c)壁梁通し筋

図 6.3.1-5 正載荷時 開口周辺 鉄筋降伏順

6.3.1.1.2 負荷荷時の鉄筋降伏順

負荷荷時における鉄筋降伏順を図 6.3.1-6 から図 6.3.1-9 に示す。正載荷時とは異なり、 $R=-0.75\%$ 以降では直交壁の縦筋が外側から順に降伏しており、ねじれ変形の進行が確認された。

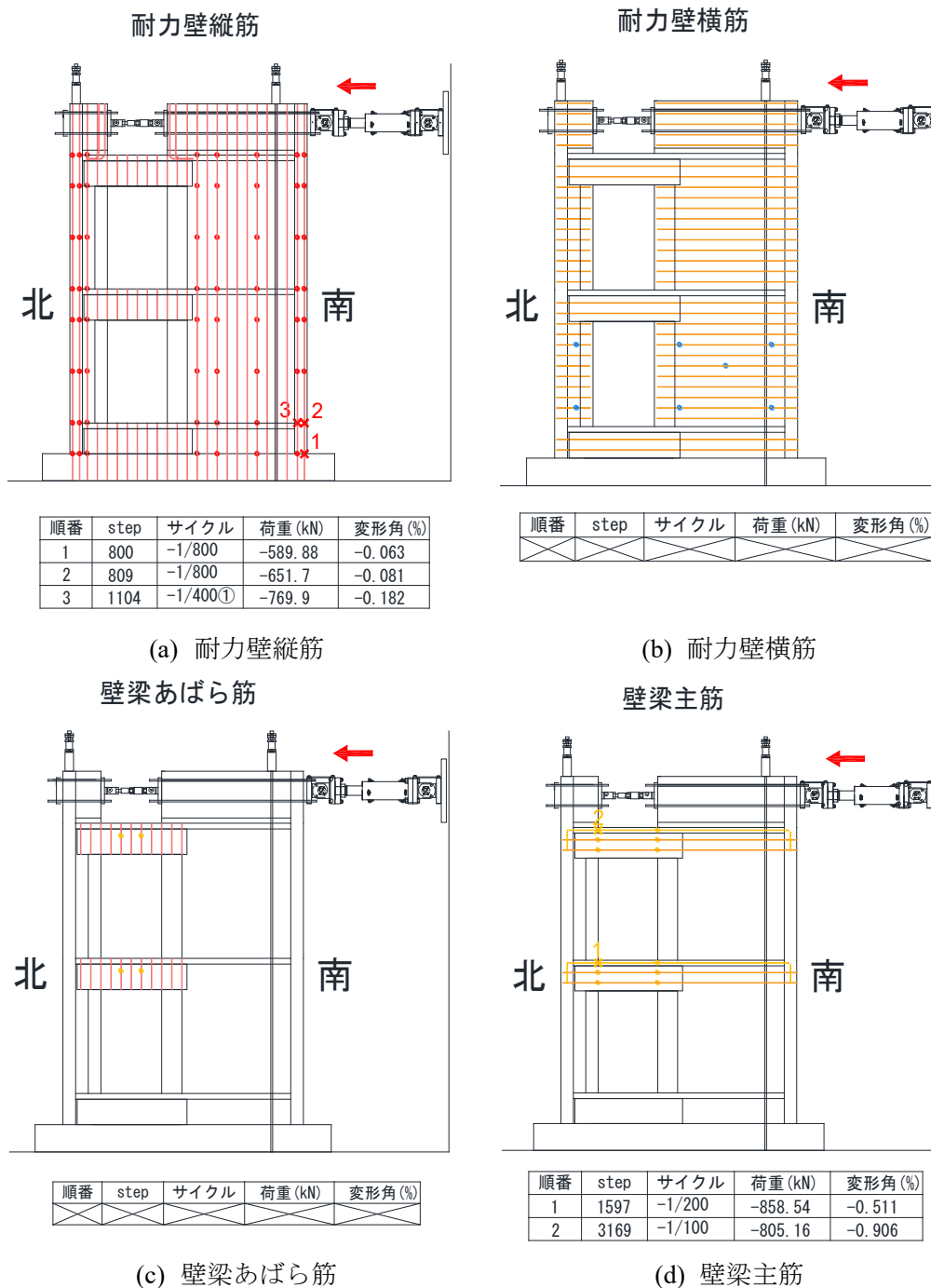
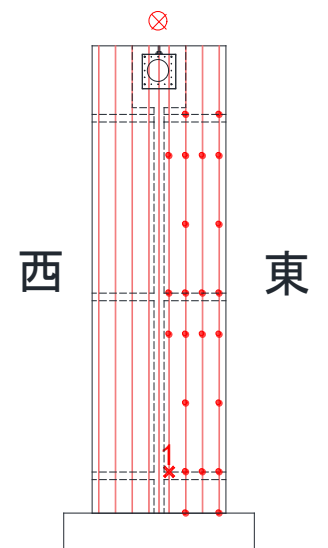


図 6.3.1-6 負荷荷時 耐力壁縦筋・横筋 降伏状況

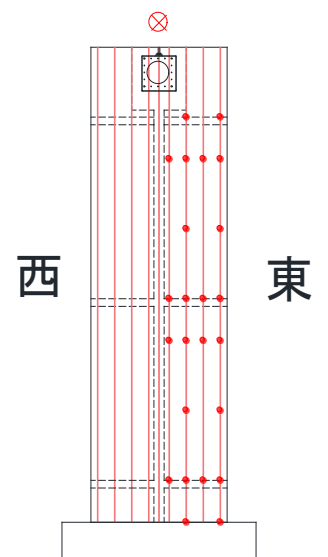
北側直交壁-内側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	3189	-1/100	-828.14	-1.028

(a) 短辺耐力壁側直交壁-内

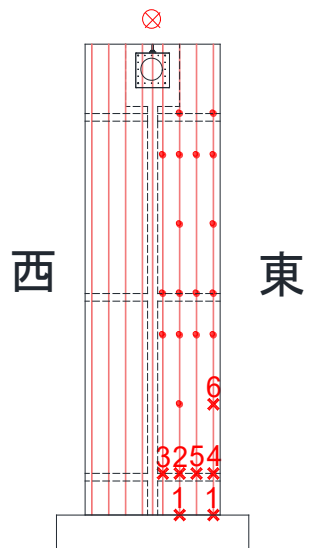
北側直交壁-外側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)

(b) 短辺耐力壁側直交壁-外

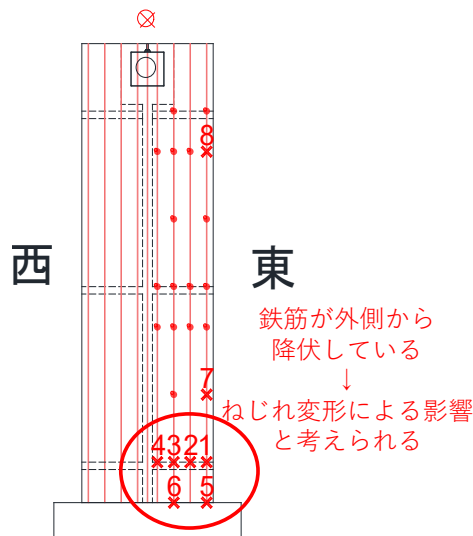
南側直交壁-内側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	825	-1/800	-693.94	-0.106
2	1093	-1/400①	-735.1	-0.142
3	1094	-1/400①	-737.58	-0.146
4	1095	-1/400①	-744.06	-0.15
5	1107	-1/400①	-776.26	-0.191
6	2266	-1/133①	-840.22	-0.721

(c) 長辺耐力壁側直交壁-内

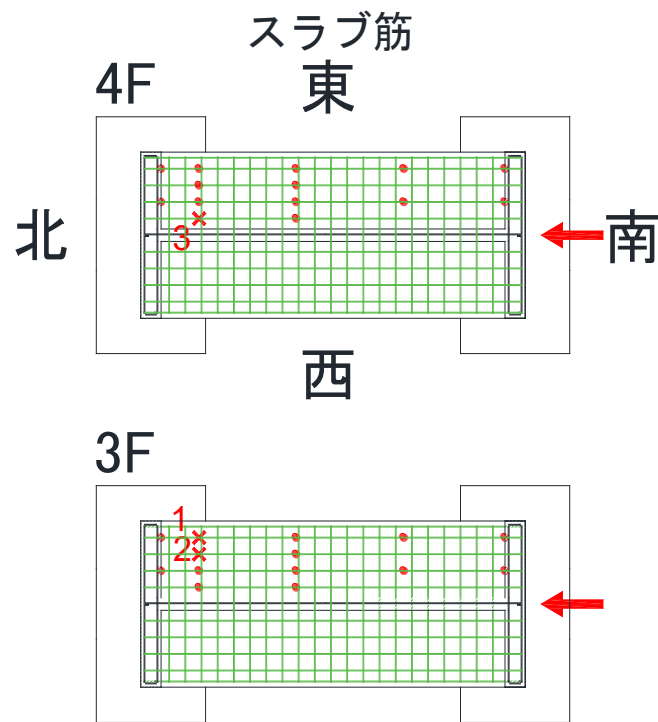
南側直交壁-外側



順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	807	-1/800	-640.22	-0.078
2	811	-1/800	-647.22	-0.083
3	812	-1/800	-658.18	-0.085
4	820	-1/800	-664.7	-0.096
5	1093	-1/400①	-735.1	-0.142
6	1105	-1/400①	-771.16	-0.183
7	3140	-1/100	-769.2	-0.703
8	3161	-1/100	-806.14	-0.85

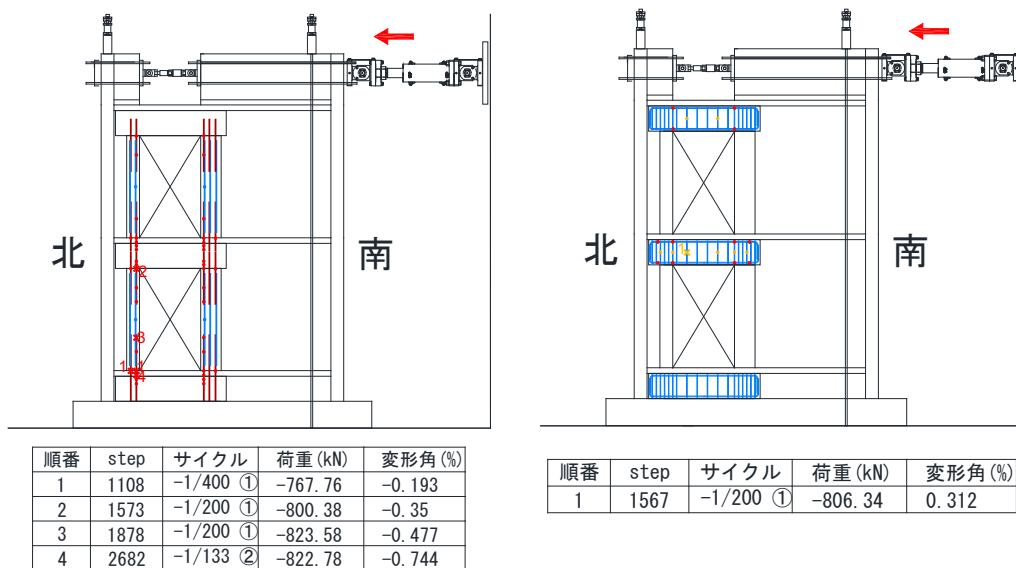
(d) 長辺耐力壁側直交壁-外

図 6.3.1-7 負荷荷時 直交壁縦筋 降伏状況



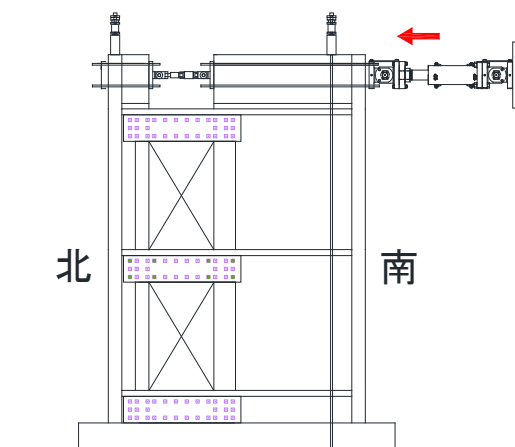
順番	step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1	1114	-1/400①	-793.14	-0.214
2	1119	-1/400①	-806.62	-0.233
3	1555	-1/200①	-733.1	-0.228

図 6.3.1-8 負荷荷時 スラブ筋 降伏状況



(a)あと施工アンカー

(b)壁梁新設部



※鉄筋の降伏は計測されなかった

(c)壁梁通し筋

図 6.3.1-9 正載荷時 開口周辺 鉄筋降伏順

6.3.1.1.3 層ごとの鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.1 2層の鉄筋降伏順

図 6.3.1-10 に各部の鉄筋降伏状況と 2 層の荷重変形関係の比較を示す。

あと施工アンカー筋と耐力壁縦筋が降伏した後梁主筋やスラブ筋の降伏とともに最大耐力に到達し、その後耐力壁横筋や直交壁縦筋の降伏に伴い試験体の剛性低下が進行した。

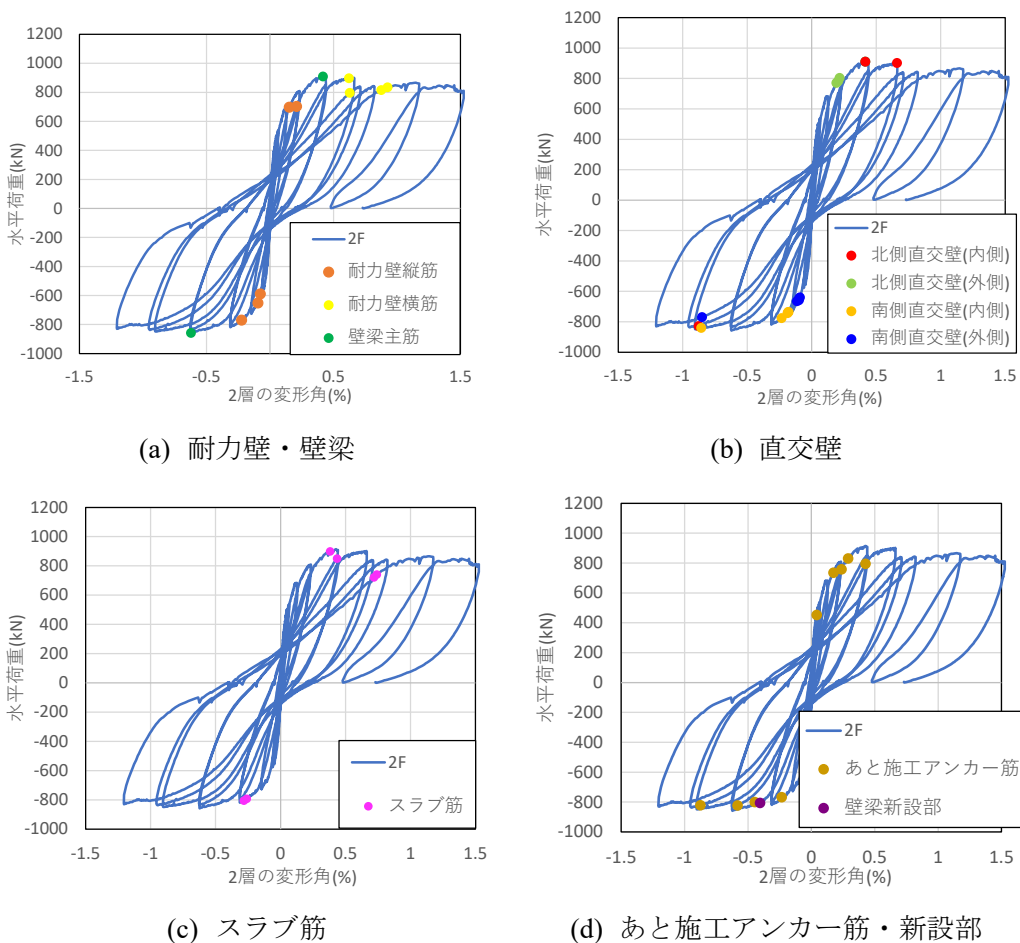
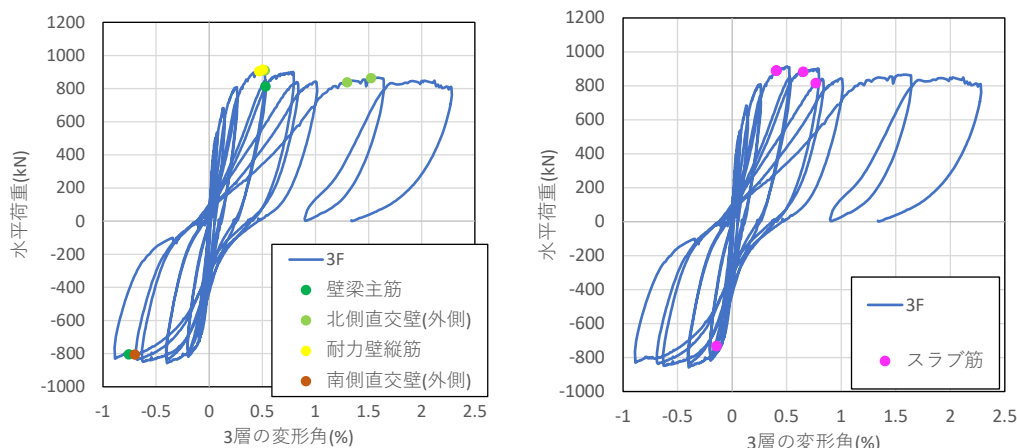


図 6.3.1-10 2層の鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.2 3層の鉄筋降伏順

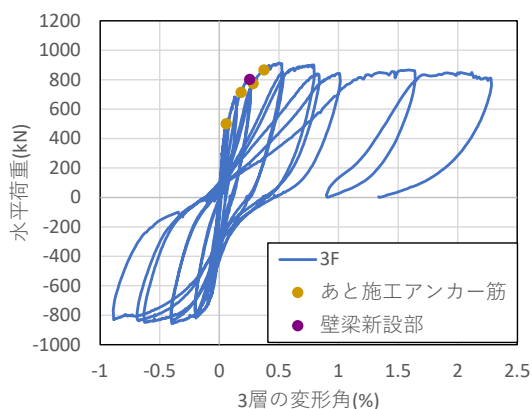
図 6.3.1-11 に各部の鉄筋降伏状況と 3 層の荷重変形関係の比較を示す。

あと施工アンカー筋とスラブ筋，壁梁新設部の鉄筋が降伏した後に耐力壁縦筋や直交壁縦筋の降伏とともに最大耐力に到達し，その後直交壁縦筋やスラブ筋の降伏に伴い試験体の剛性低下が進行した。



(a) 耐力壁・壁梁・直交壁

(b) スラブ



(c) あと施工アンカー筋・新設部

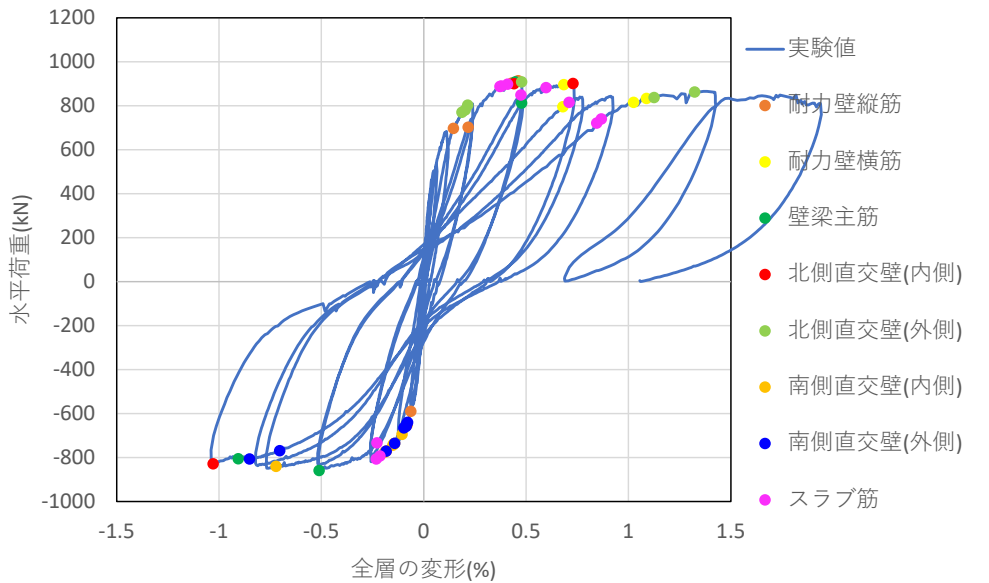
図 6.3.1-11 3層の鉄筋降伏順

6.3.1.1.3.3 全層の鉄筋降伏順

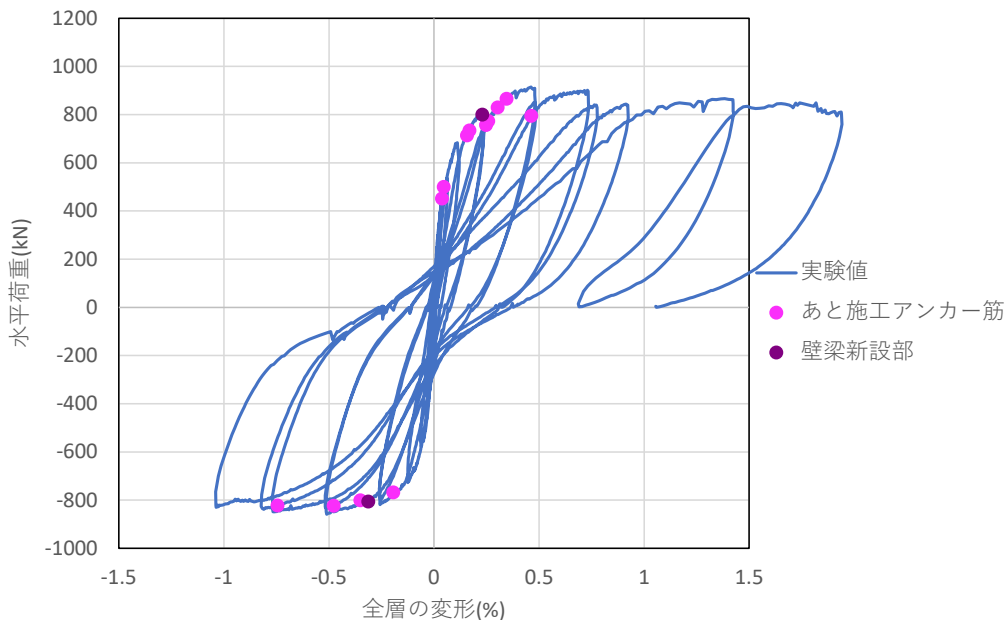
図 6.3.1-12 に全層の鉄筋降伏順を示す。

試験体の剛性が低下し始める最大耐力到達以前で新設部の鉄筋が多く降伏し、最大耐力到達後に既存部の鉄筋降伏が多く確認された。

変形角の増大に伴い鉄筋降伏範囲が拡大しており、全体としては曲げ降伏後のせん断破壊の様相を呈している。



(a)既存部の鉄筋降伏順



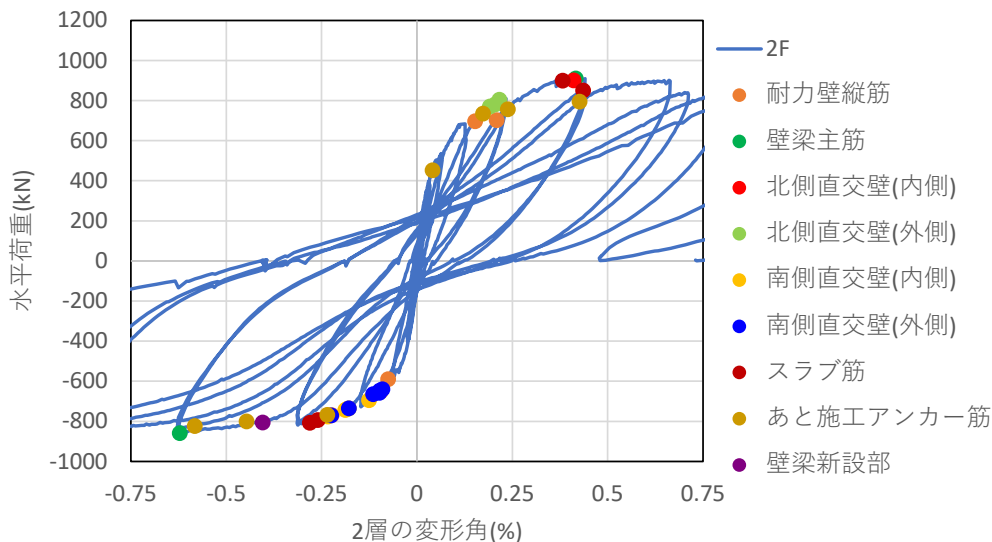
(b)新設部の鉄筋降伏順

図 6.3.1-12 全層の鉄筋降伏順

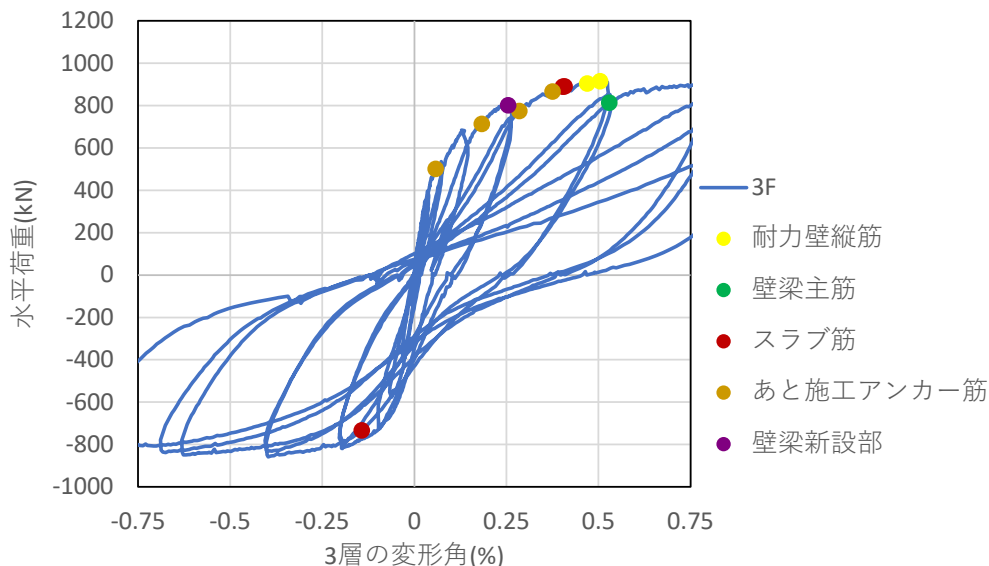
6.3.1.1.3 変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

図 6.3.1-13 に変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況を示す。

2階3階ともに変形角 1/1600 サイクル中にて初めてあと施工アンカー筋が降伏しており、以降からわずかに剛性低下しており、どちらの階においてもあと施工アンカー筋の降伏が先行していることを確認した。



(a)2 層の変形と鉄筋降伏の関係



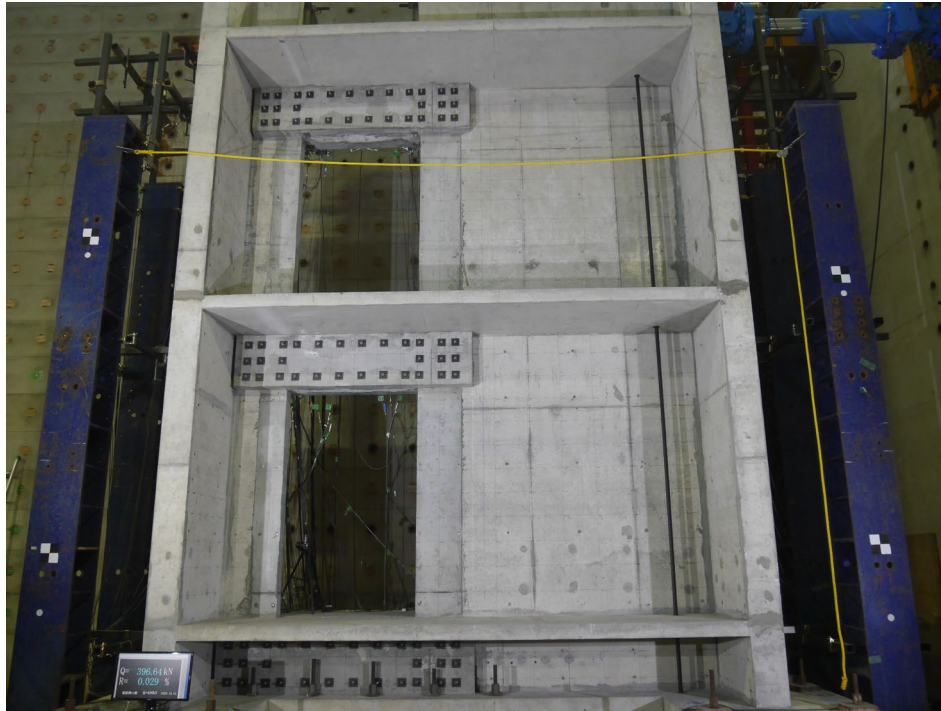
(b)3 層の変形と鉄筋降伏の関係

図 6.3.1-13 変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

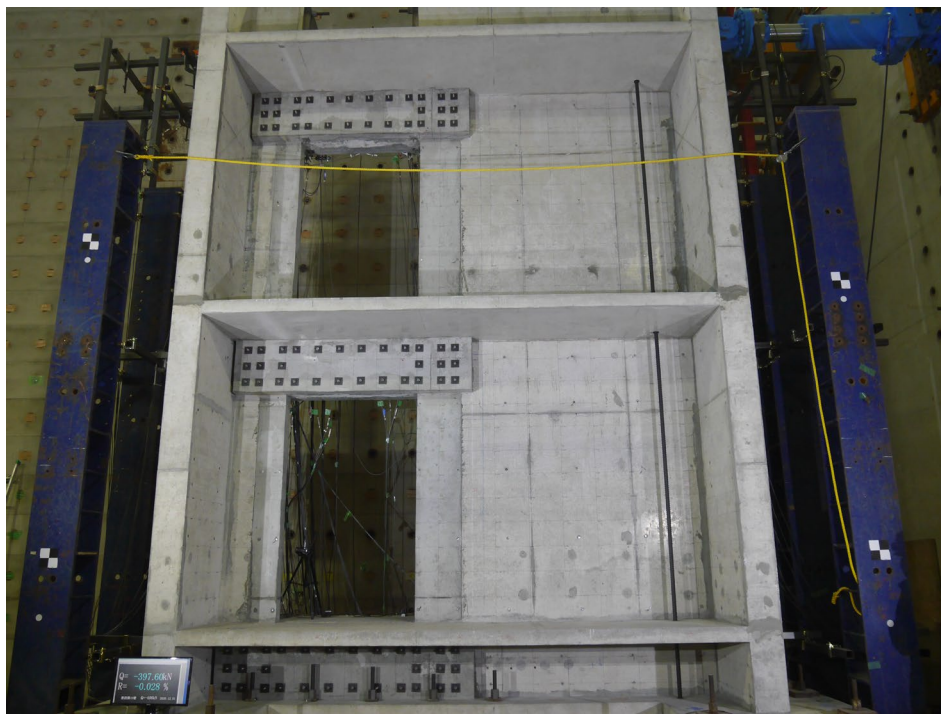
6.3.1.2 試験体破壊推移

試験体各部材のサイクルごとのひび割れ図と全景写真を以下に示す。

載荷順に全景写真を以下に示す。サイクル R=1/67①,R=1/50①の全景写真はデータが取れなかったためここには示していない。

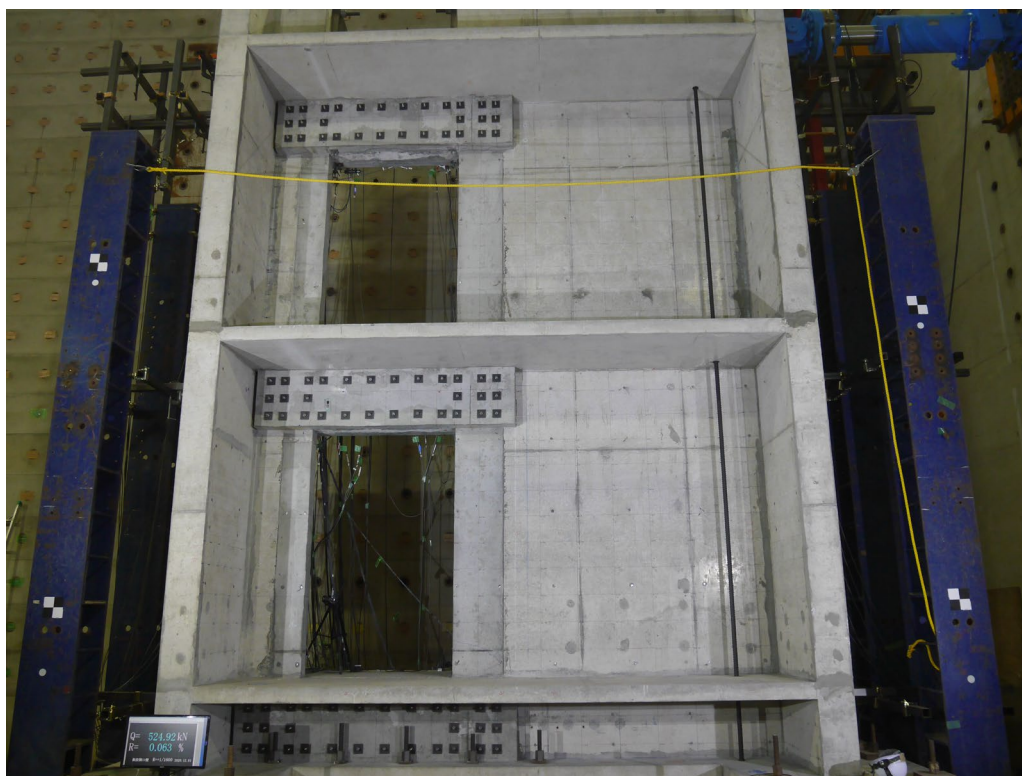


(a) サイクル:-400kN①

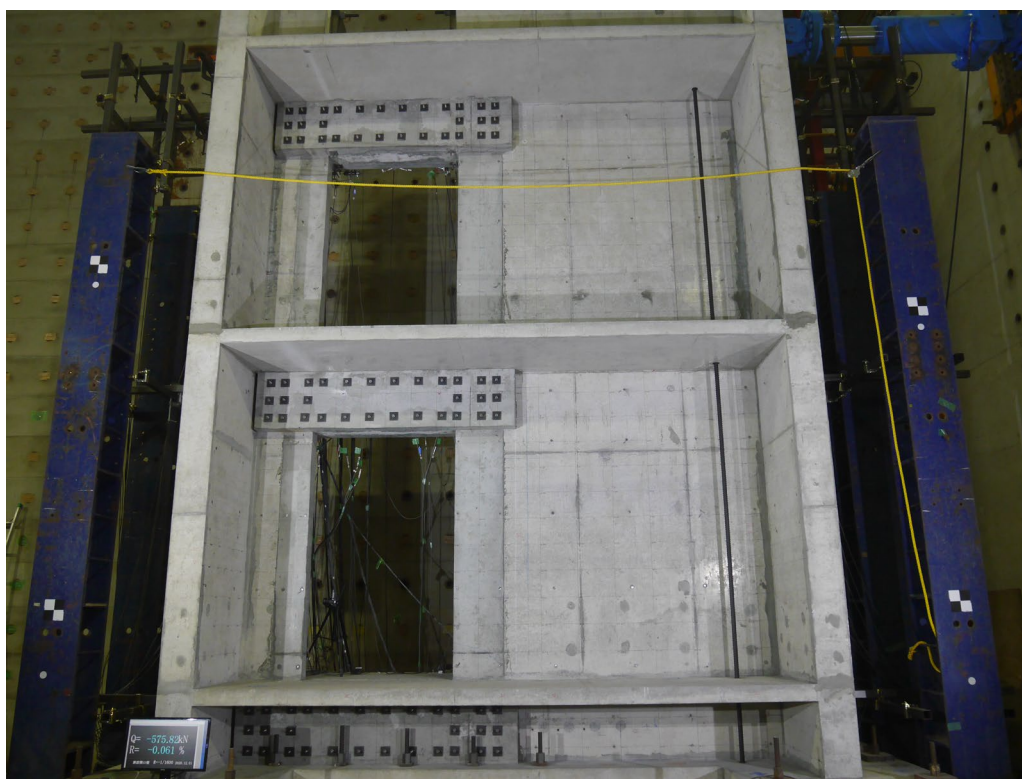


(b) サイクル:-400kN②

図 6.3.1-14 -400kN 載荷時 全景写真

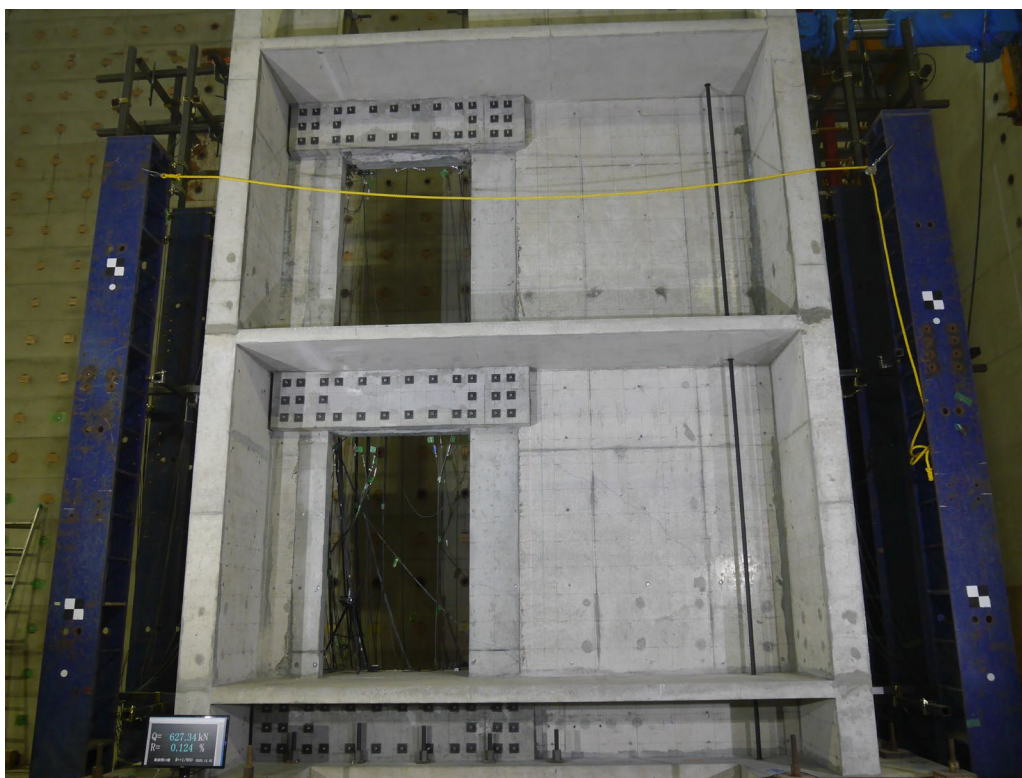


(a) サイクル:1/1600

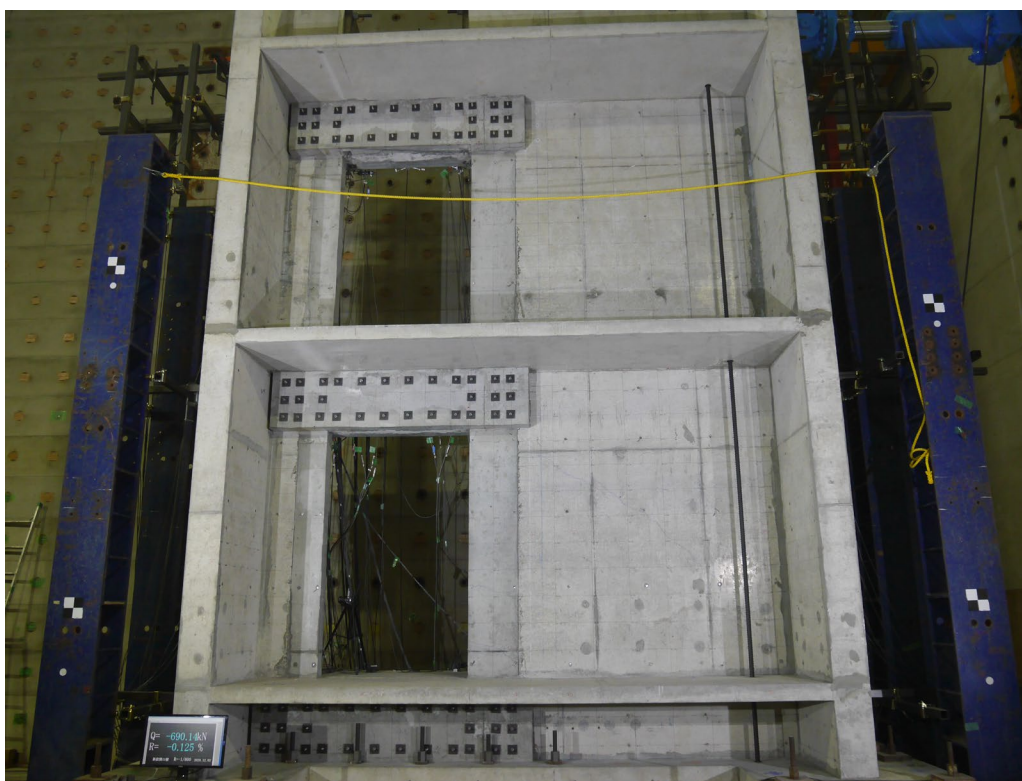


(b) サイクル:-1/1600

図 6.3.1-15 R=1/1600 全景写真

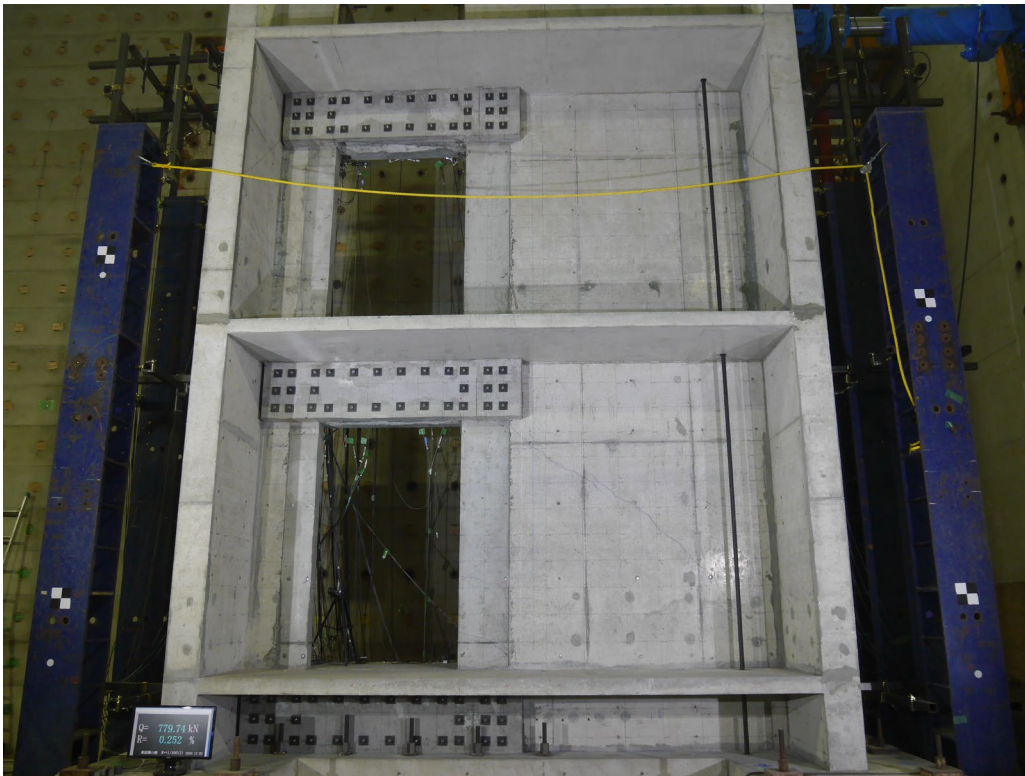


(a) サイクル:1/800

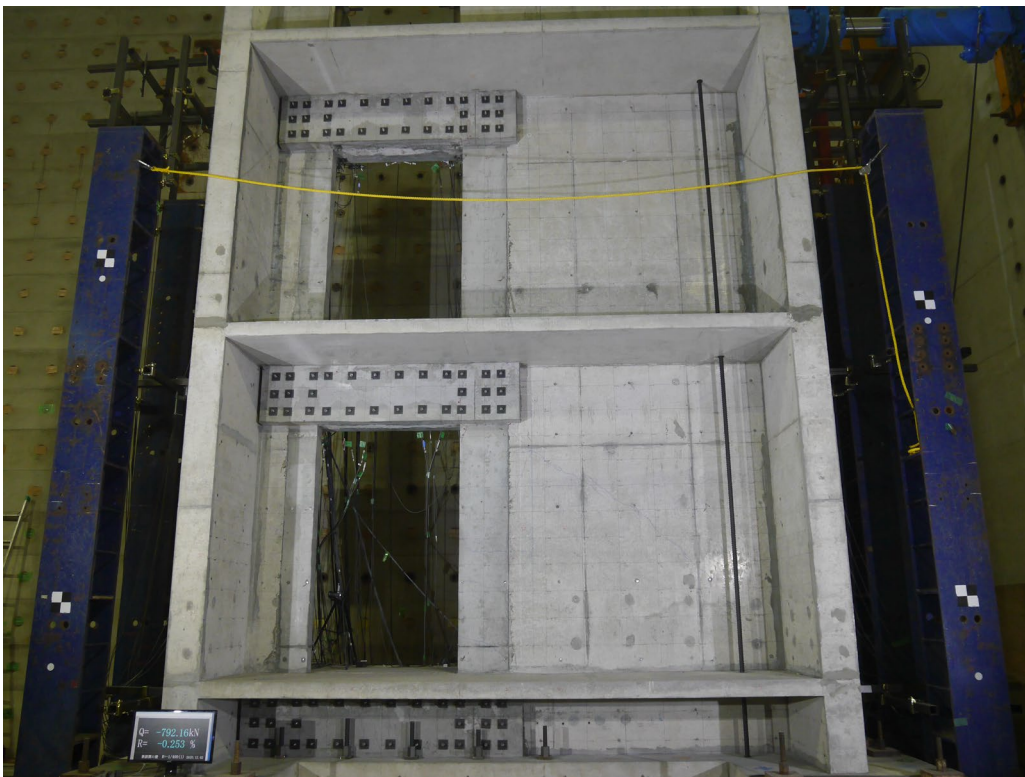


(b) サイクル:-1/800

図 6.3.1-16 R=1/800 全景写真

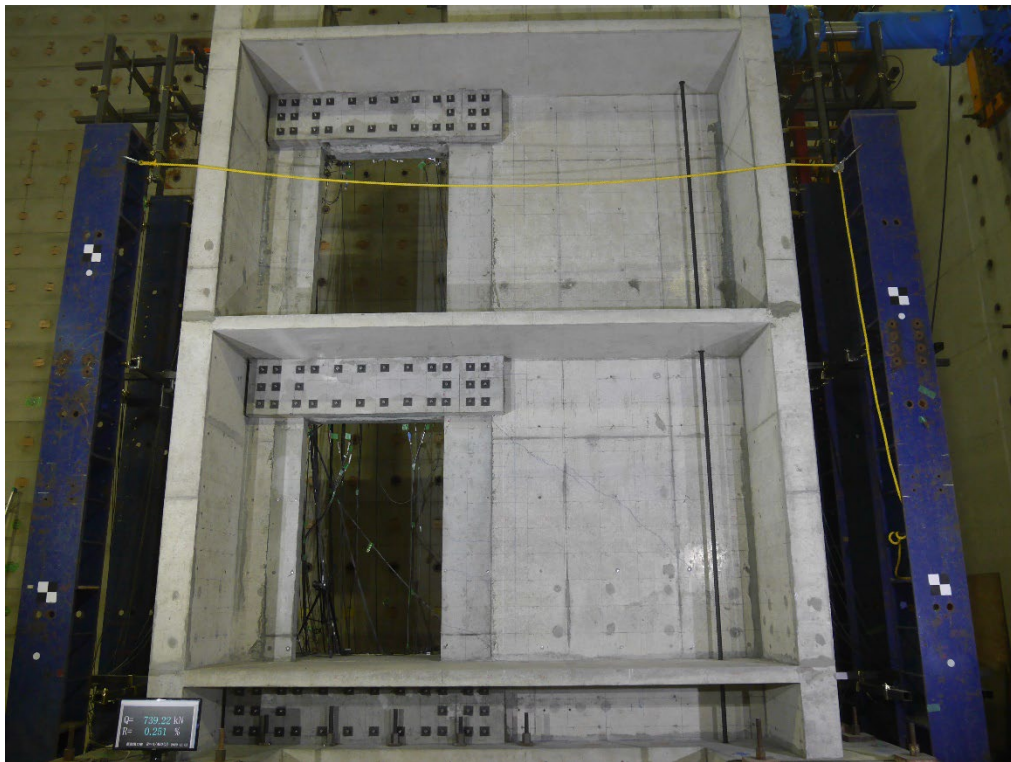


(a) サイクル:1/400 ①

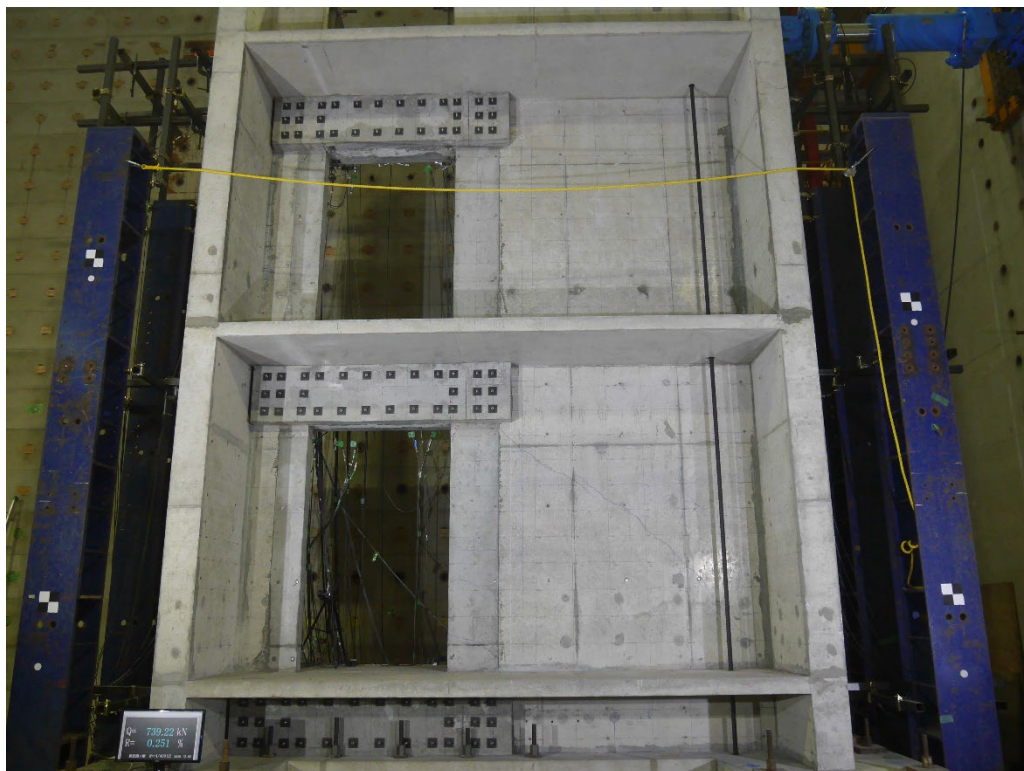


(b) サイクル:-1/400 ①

図 6.3.1-17 R=1/400① 全景写真

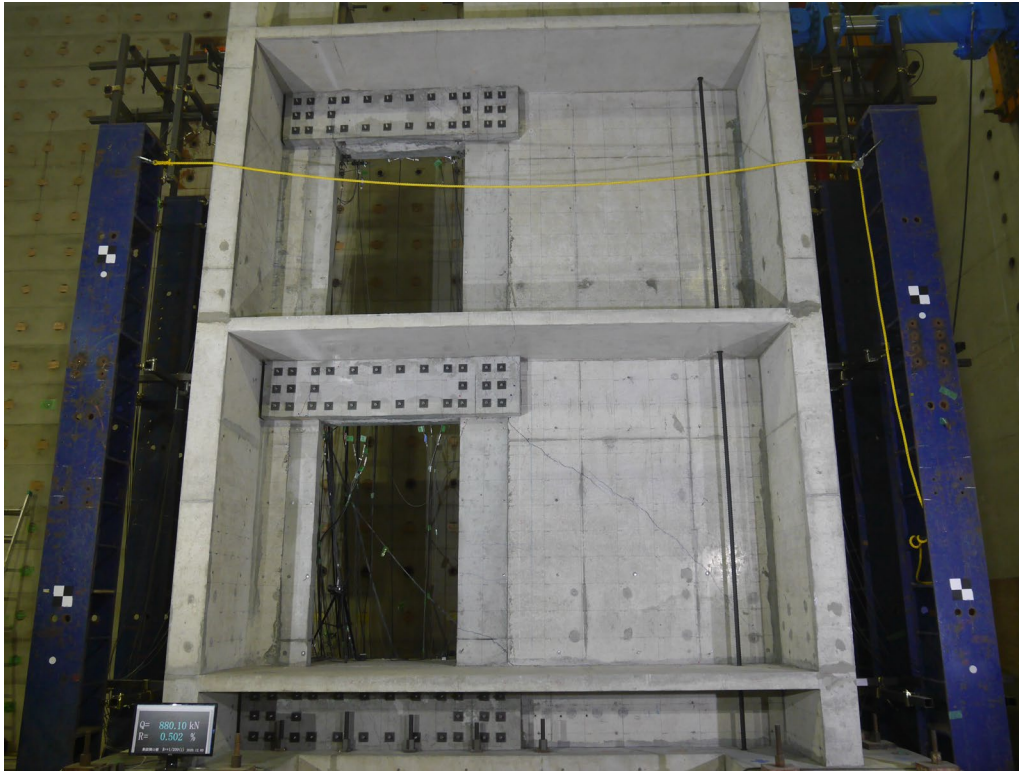


(a) サイクル:1/400 ②

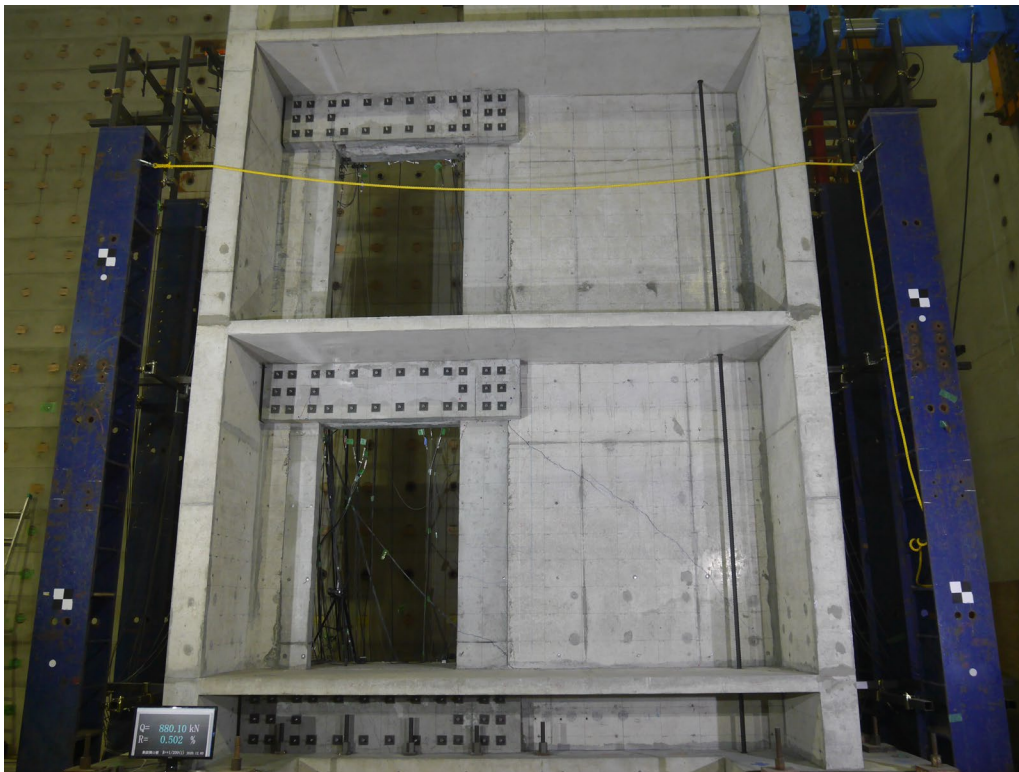


(b) サイクル:-1/400 ②

図 6.3.1-18 R=1/400② 全景写真

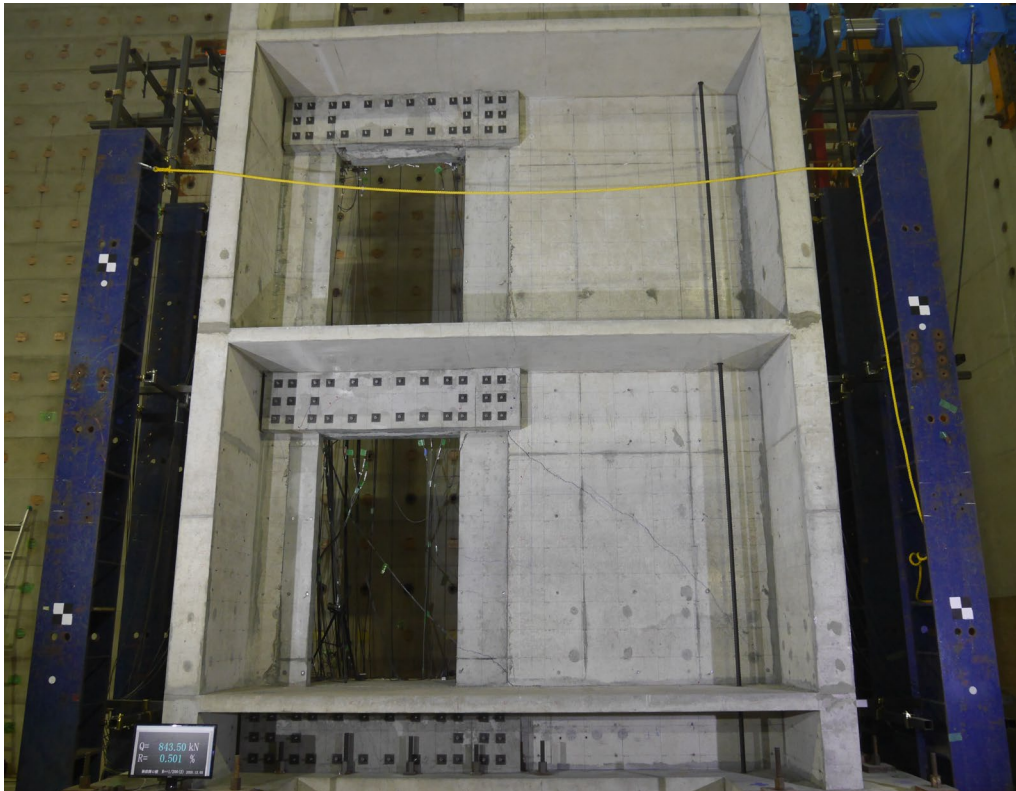


(a) サイクル:1/200 ①

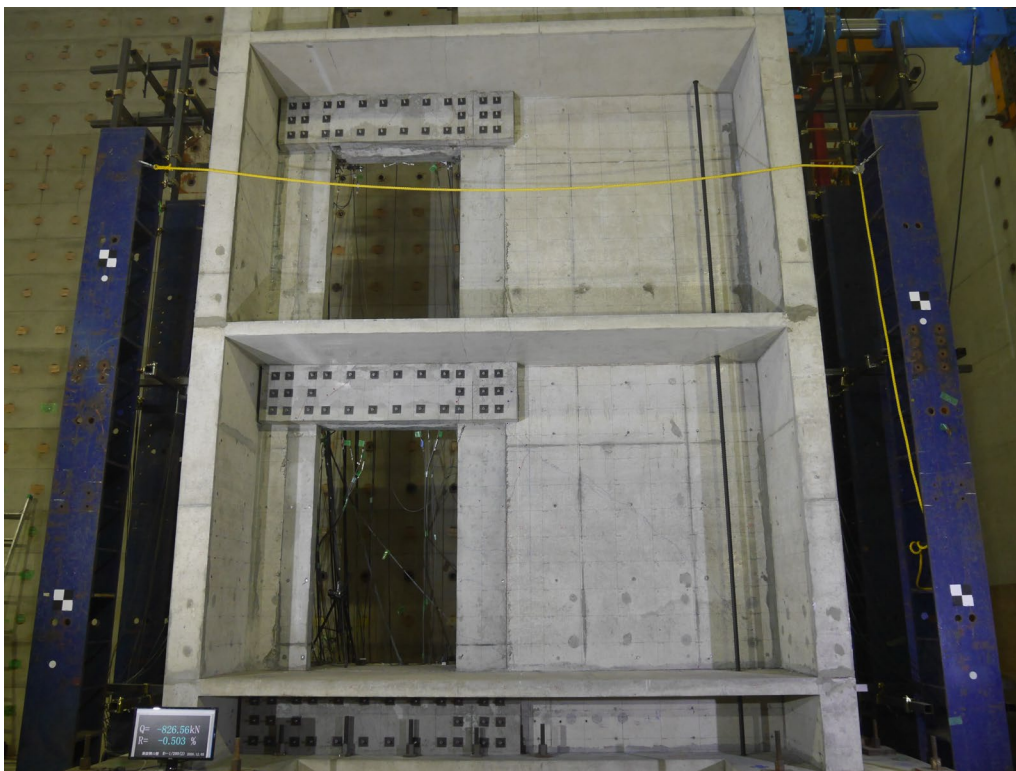


(b) サイクル:-1/200 ①

図 6.3.1-19 R=1/200① 全景写真

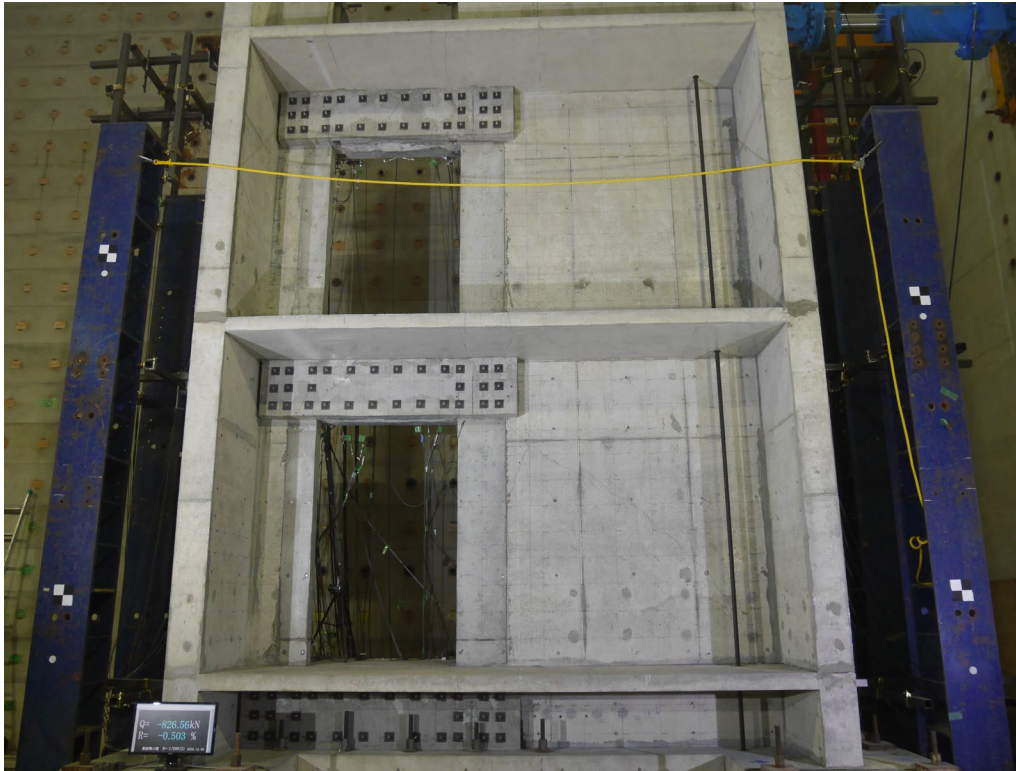


(a) サイクル:1/200 ②

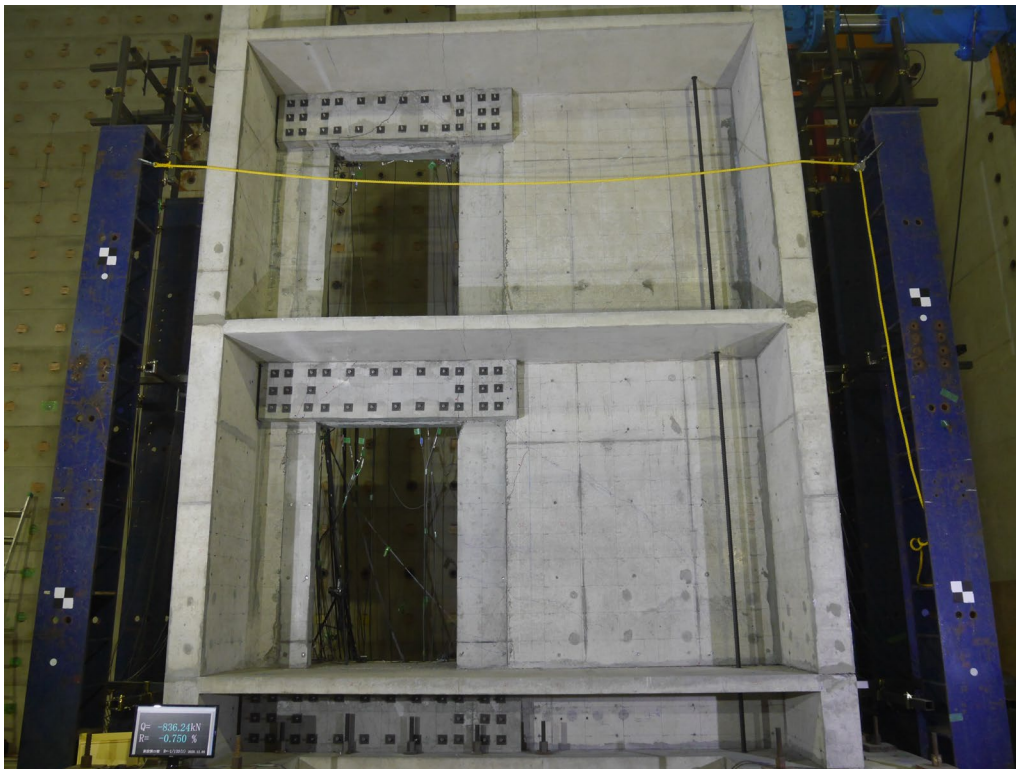


(b) サイクル:-1/200 ②

図 6.3.1-20 R=1/200② 全景写真

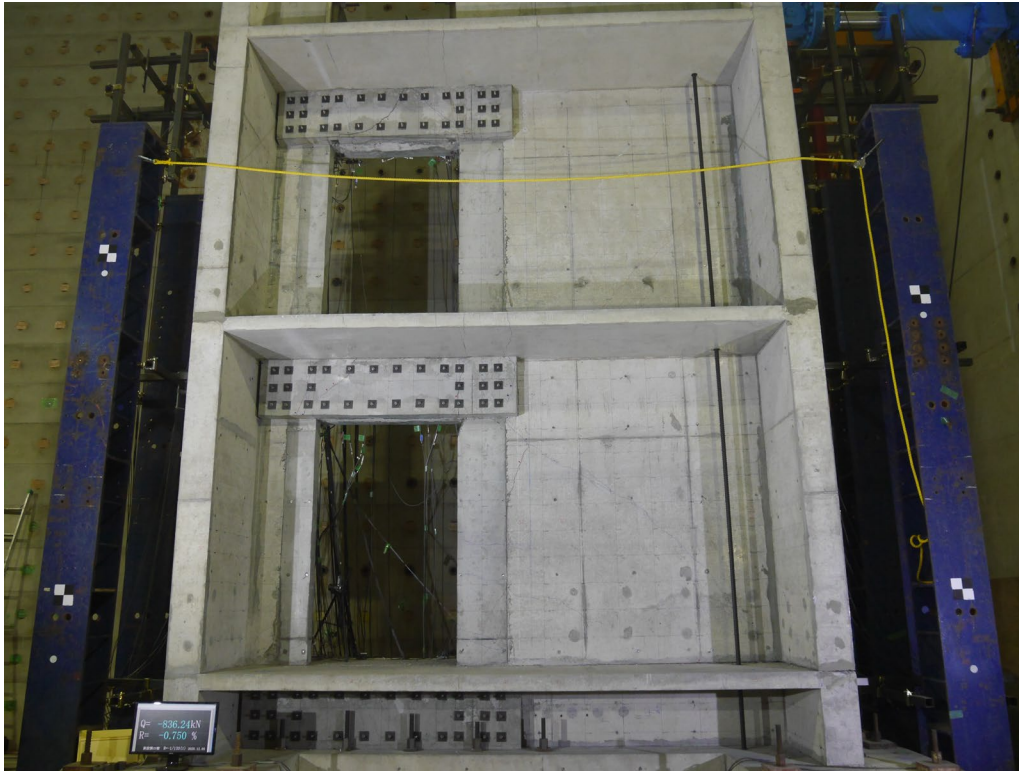


(a) サイクル:1/133 ①

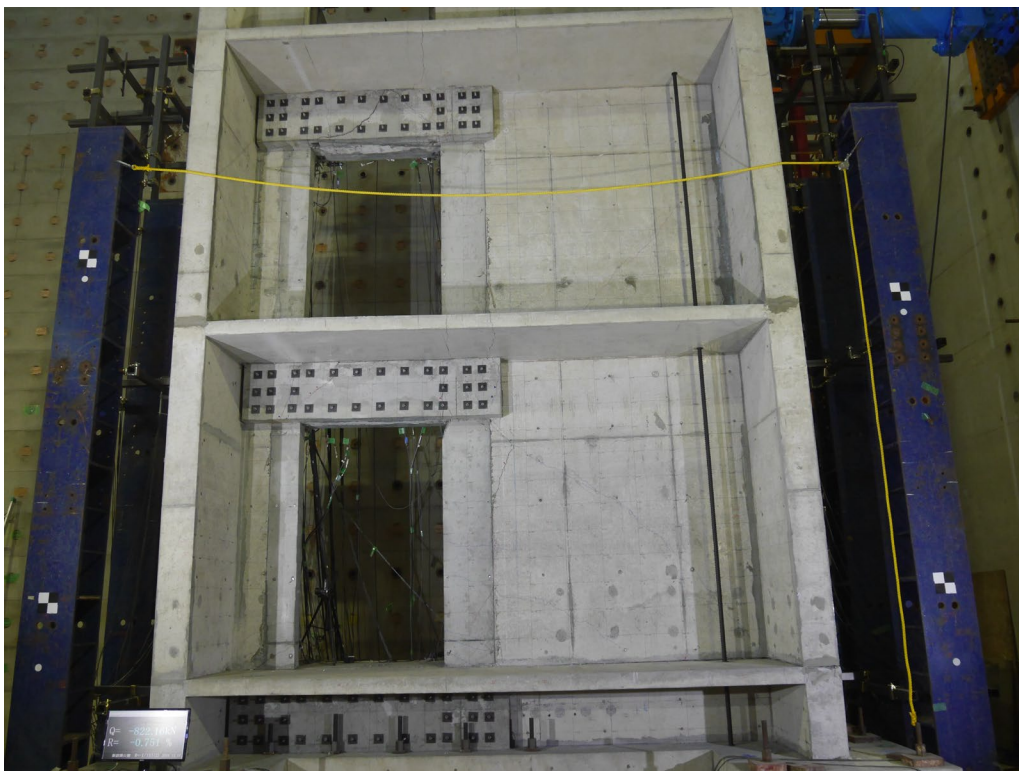


(b) サイクル:-1/133 ①

図 6.3.1-21 R=1/133① 全景写真

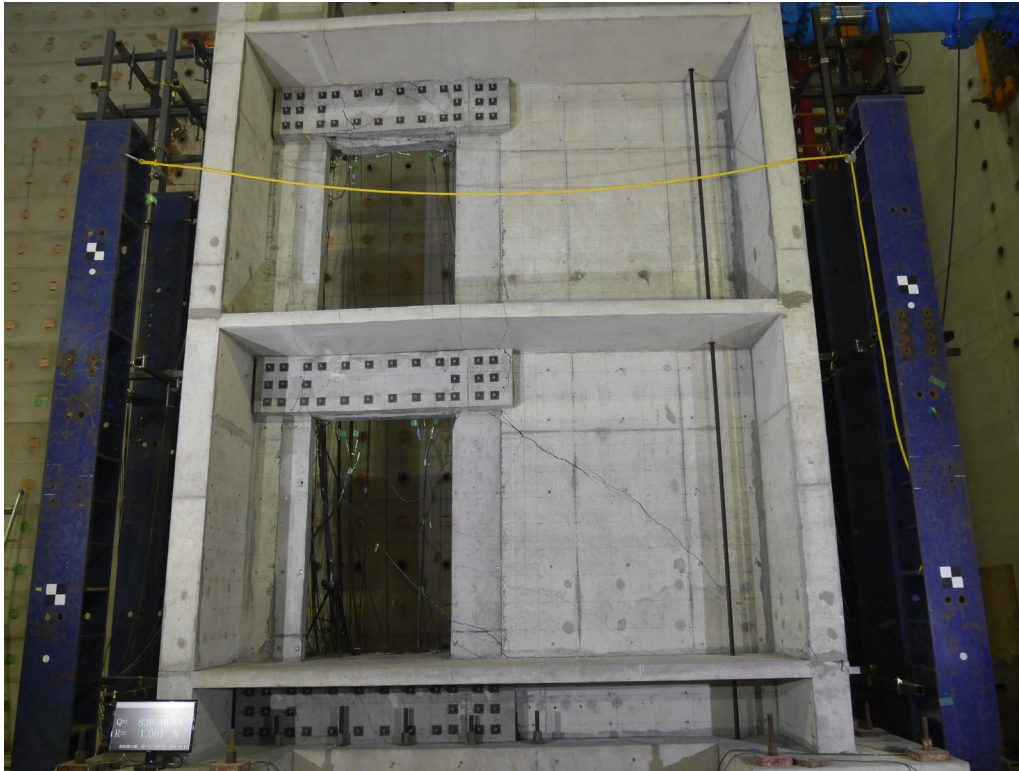


(a) サイクル:1/133 ②

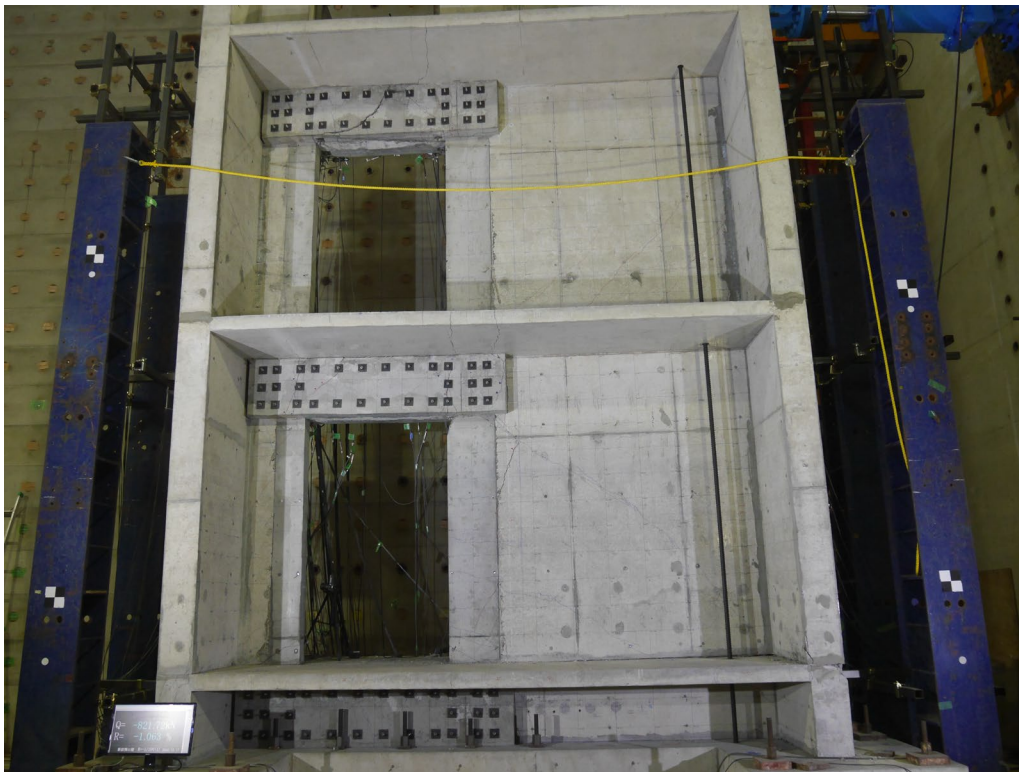


(b) サイクル:-1/133 ②

図 6.3.1-22 R=1/133② 全景写真



(a) サイクル:1/100 ①



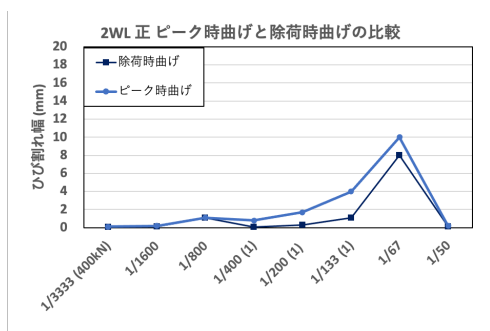
(b) サイクル:-1/100 ①

図 6.3.1-22 R=1/100① 全景写真

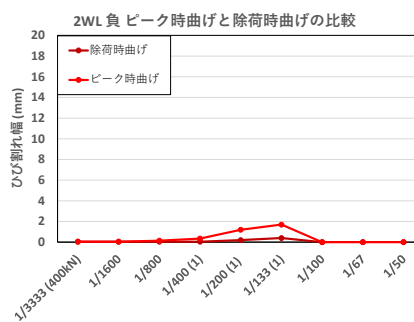
6.3.1.3 ひび割れ幅推移 (曲げひび割れ幅およびせん断ひび割れ幅)

6.3.1.3.1 曲げひび割れ幅推移

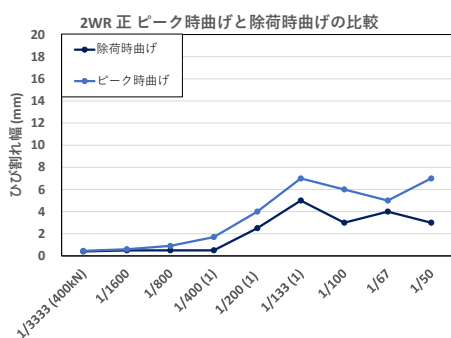
正載荷時、負載荷時の各部材の曲げひび割れ幅の推移について、ピーク時および除荷時ともに図 6.3.1-23 から図 6.3.1-26 に示す。引張側の部材のひび割れ幅が圧縮側のひび割れ幅を上回る傾向となった。



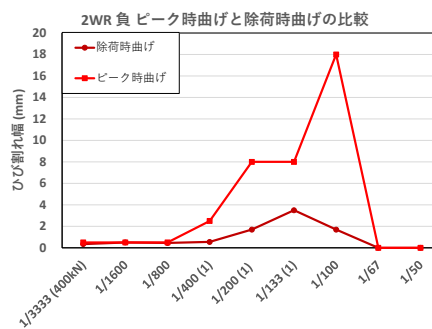
(a) 2WL 正載荷



(b) 2WL 負載荷

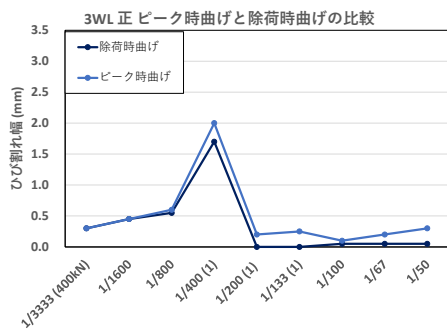


(c) 2WR 正載荷

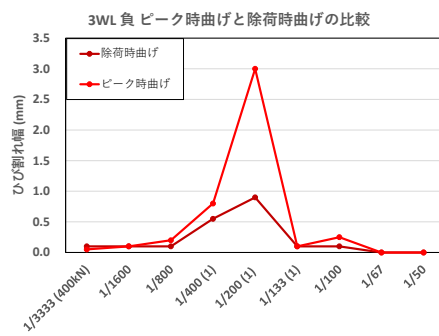


(d) 2WR 負載荷

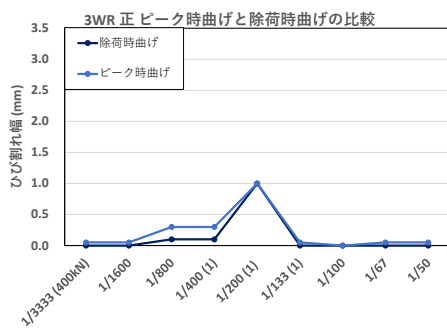
図 6.3.1-23 2F 耐力壁の曲げひび割れ幅推移



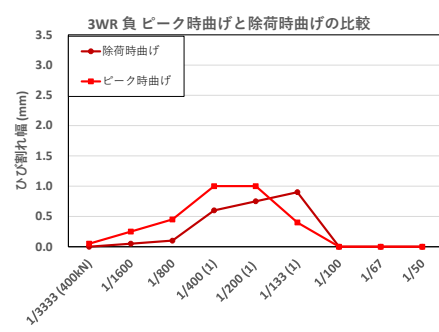
(a) 3WL 正 載荷



(b) 3WL 負 載荷

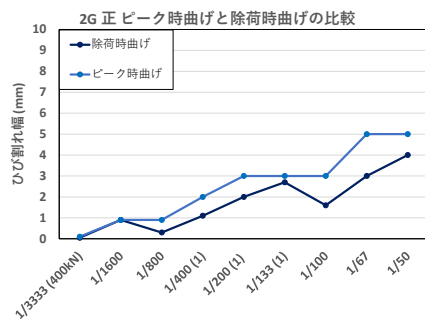


(c) 3WR 正 載荷

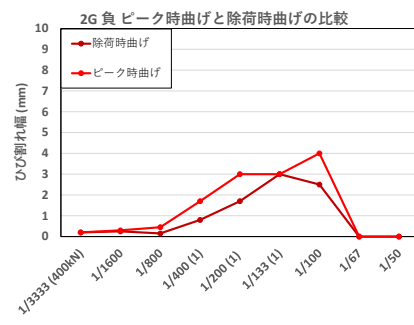


(d) 3WR 負 載荷

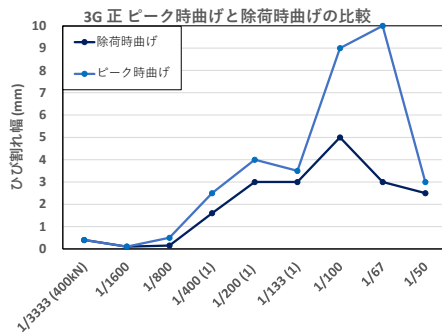
図 6.3.1-24 3F 耐力壁の曲げひび割れ幅推移



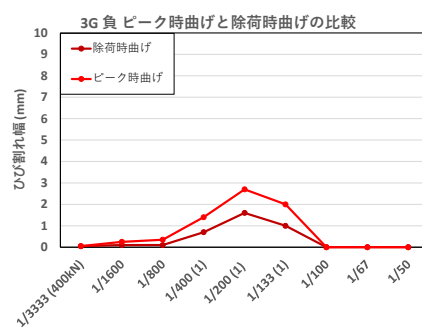
(a) 2G 正 載荷



(b) 2G 負 載荷

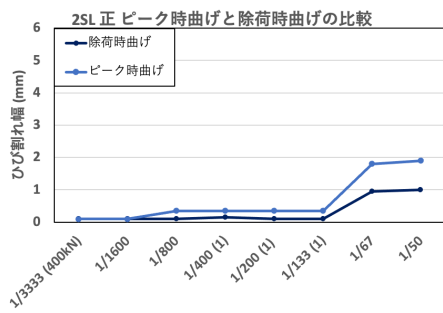


(c) 3G 正 載荷

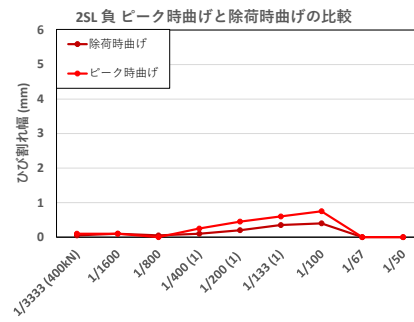


(d) 3G 負 載荷

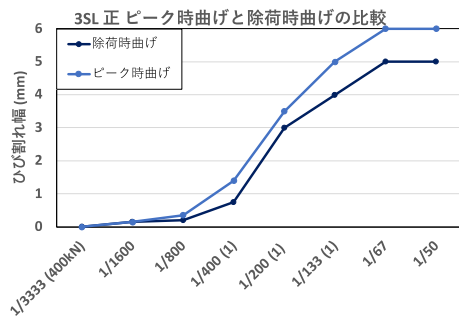
図 6.3.1-25 梁の曲げひび割れ幅推移



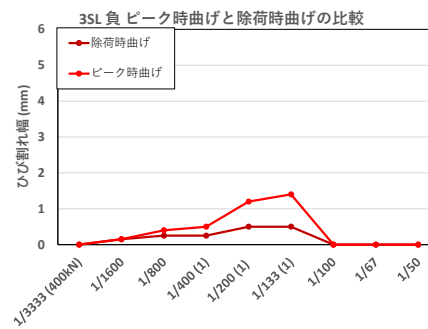
(a) 2SL 正 載荷



(b) 2SL 負 載荷



(c) 3SL 正 載荷

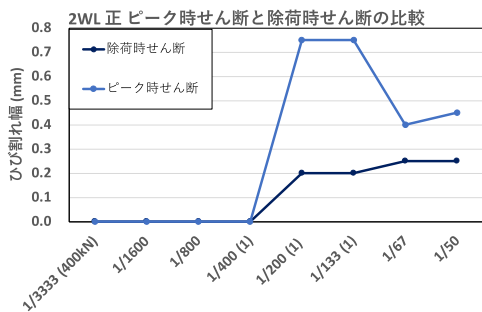


(d) 3SL 負 載荷

図 6.3.1-26 スラブの曲げひび割れ幅推移

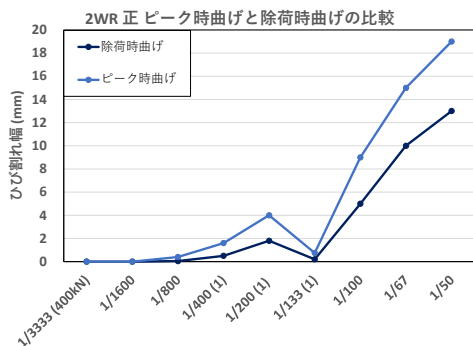
6.3.1.3.2 せん断ひび割れ幅推移

正載荷時、負載荷時の各部材のせん断ひび割れ幅の推移について、ピーク時および除荷時ともに図 6.3.1-27 から図 6.3.1-30 に示す。

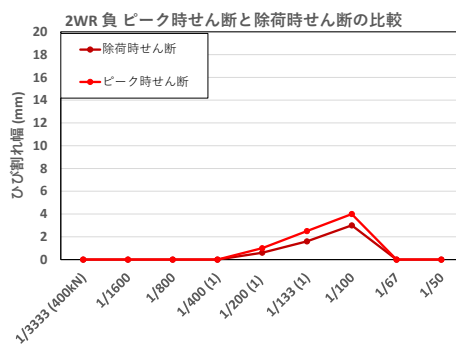


(a) 2WL 正載荷

負載荷でのせん断ひび割れは確認されなかった。

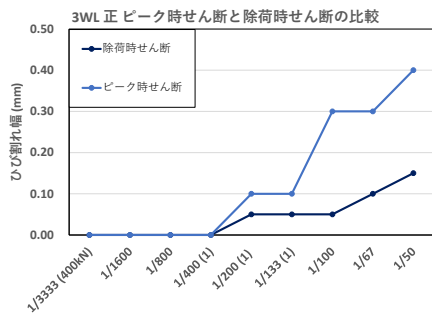


(c) 2WR 正載荷



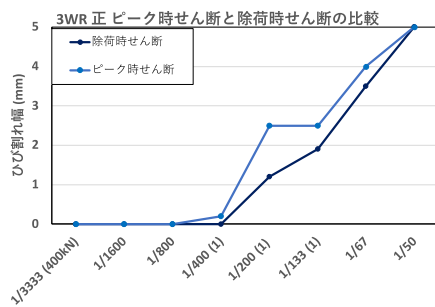
(d) 2WR 負載荷

図 6.3.1-27 2F 耐力壁のせん断ひび割れ幅推移

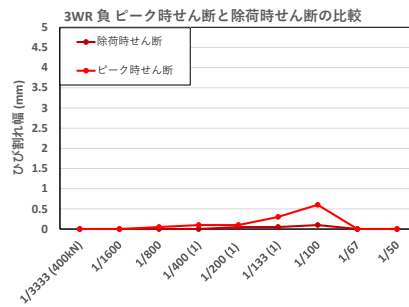


(a) 3WL 正 載荷

負荷荷でのせん断ひび割れは
確認されなかった。

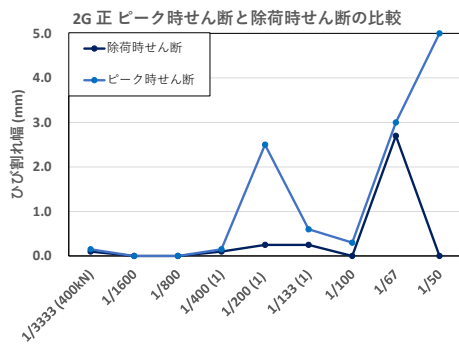


(c) 3WR 正 載荷

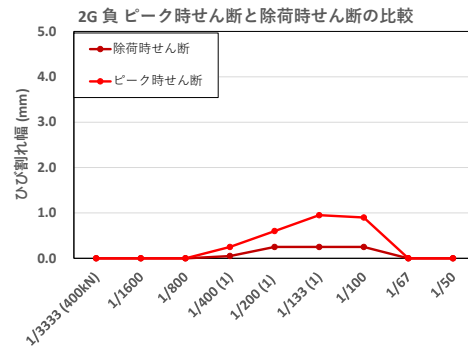


(d) 3WR 負 載荷

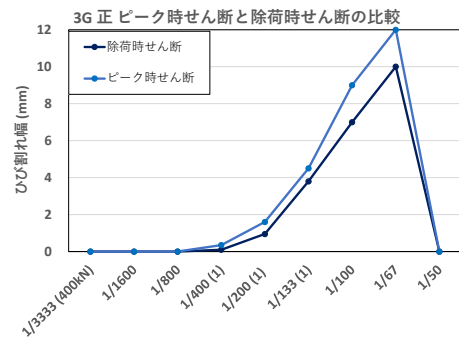
図 6.3.1-28 3階耐力壁のせん断ひび割れ幅推移



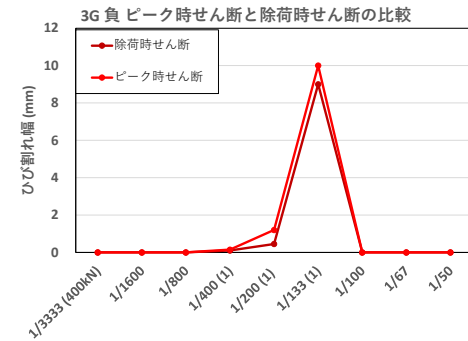
(a) 2G 正載荷



(b) 2G 負載荷



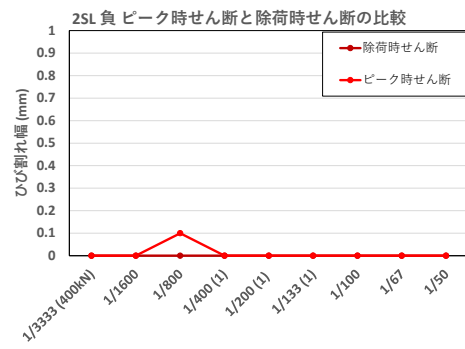
(c) 3G 正載荷



(d) 3G 負載荷

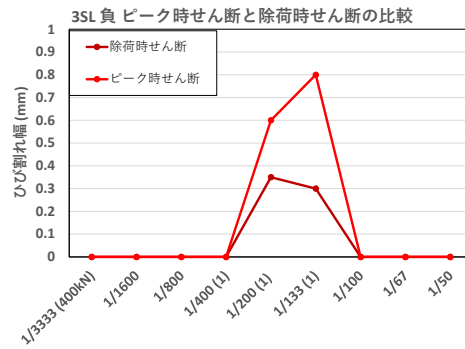
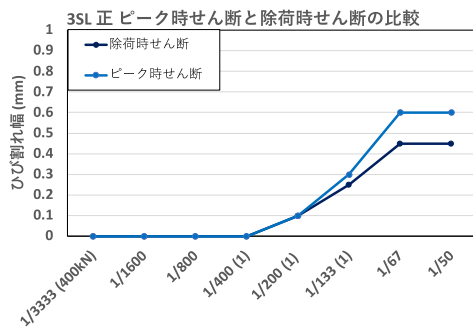
図 6.3.1-29 梁のせん断ひび割れ幅推移

正載荷でのせん断ひび割れは
確認されなかった。



(a) 2SL 正載荷

(b) 2SL 負載荷



(c) 3SL 正載荷

(d) 3SL 負載荷

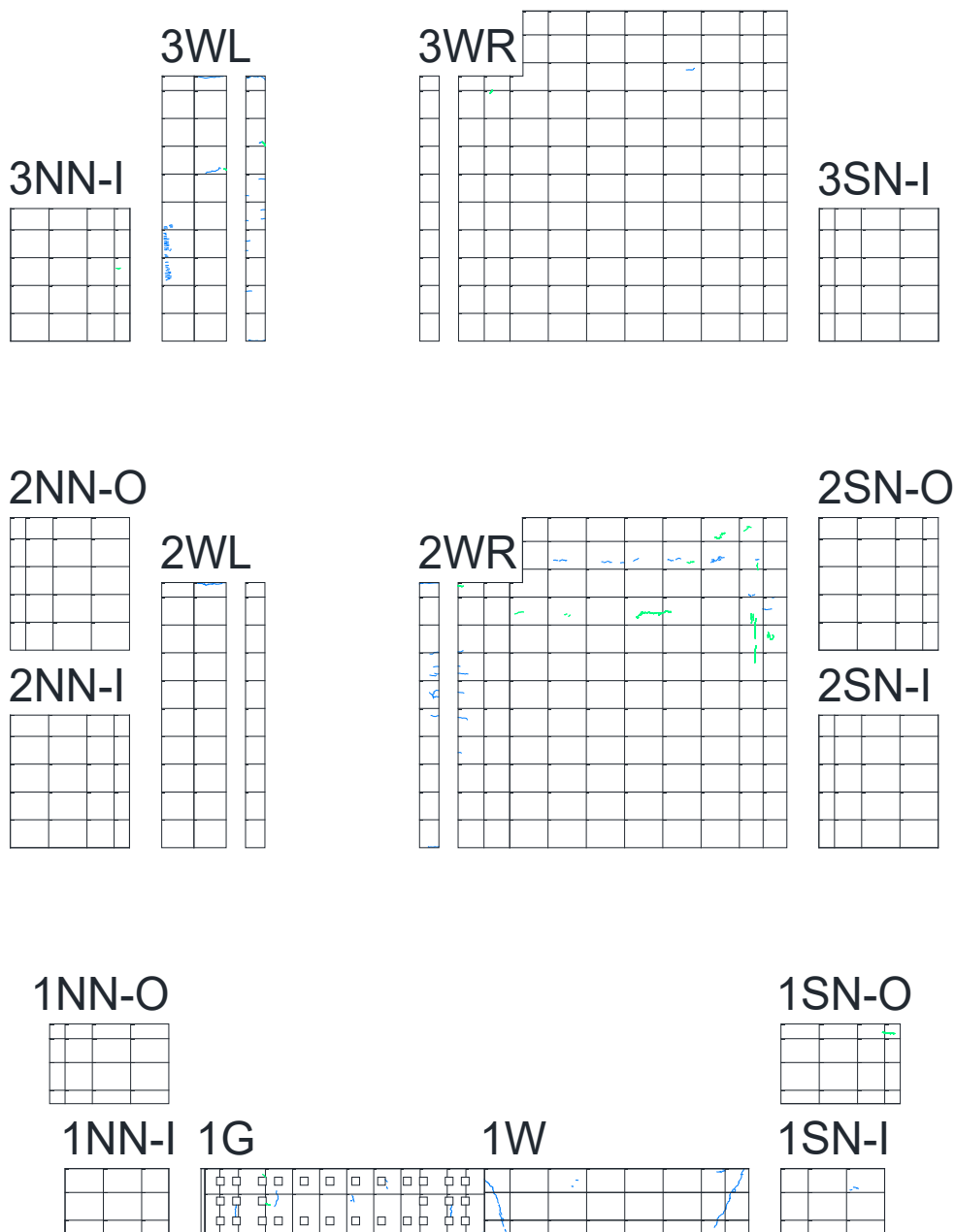
図 6.3.1-30 スラブのせん断ひび割れ幅推移

6.3.1.4 ひび割れの推移

6.3.1.4.1 正載荷時におけるひび割れ推移

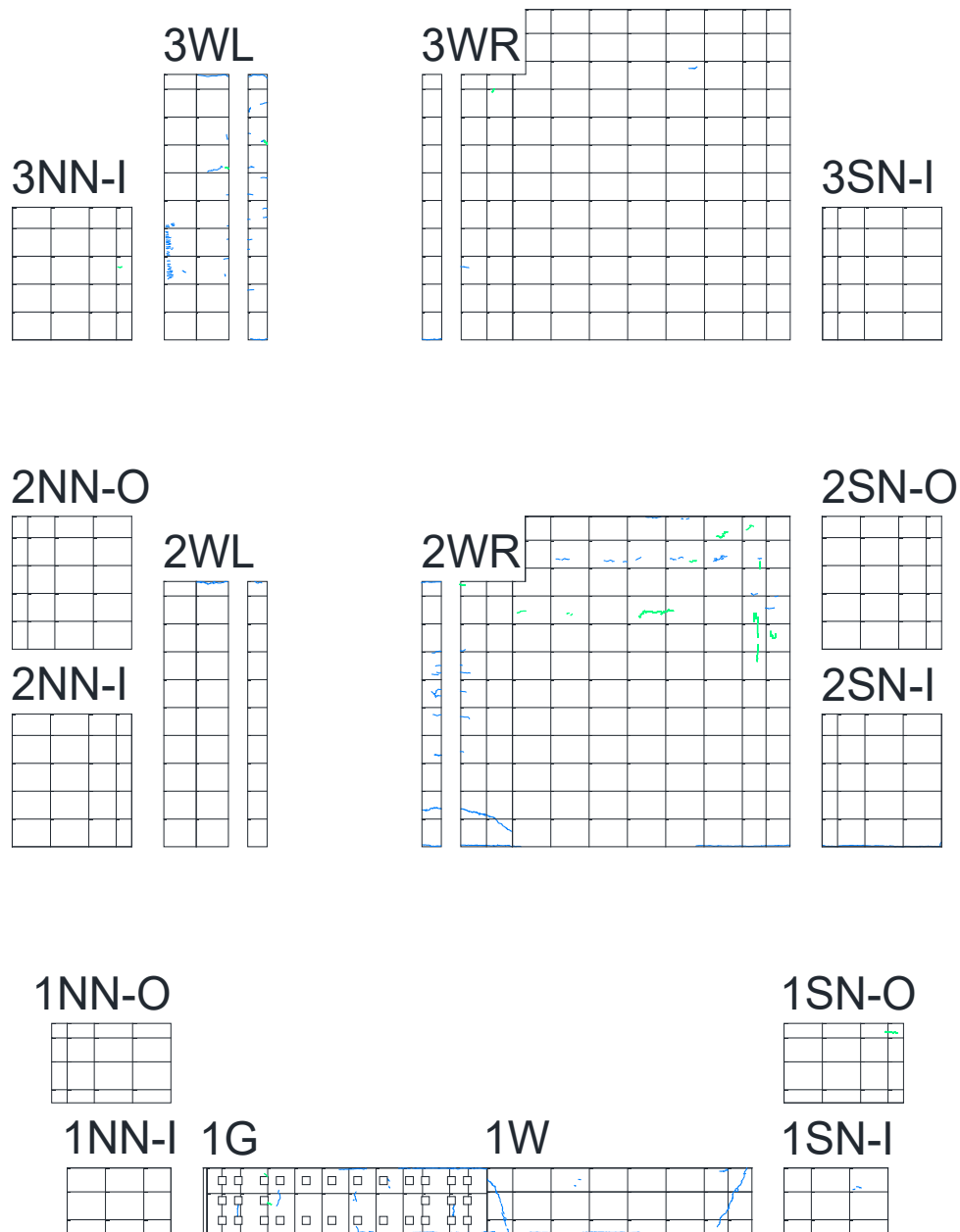
正載荷時における耐力壁および直交壁，壁梁，スラブのひび割れの推移を図 6.3.1-31 から図 6.3.1-57 に示す。青線が正載荷時に発生したひび割れ，赤線が負載荷時に発生したひび割れ，緑が剥落発生位置を示す。

1W, 2WR 上部にひび割れが多く発生し，2WR 端部には曲げひび割れが確認された。



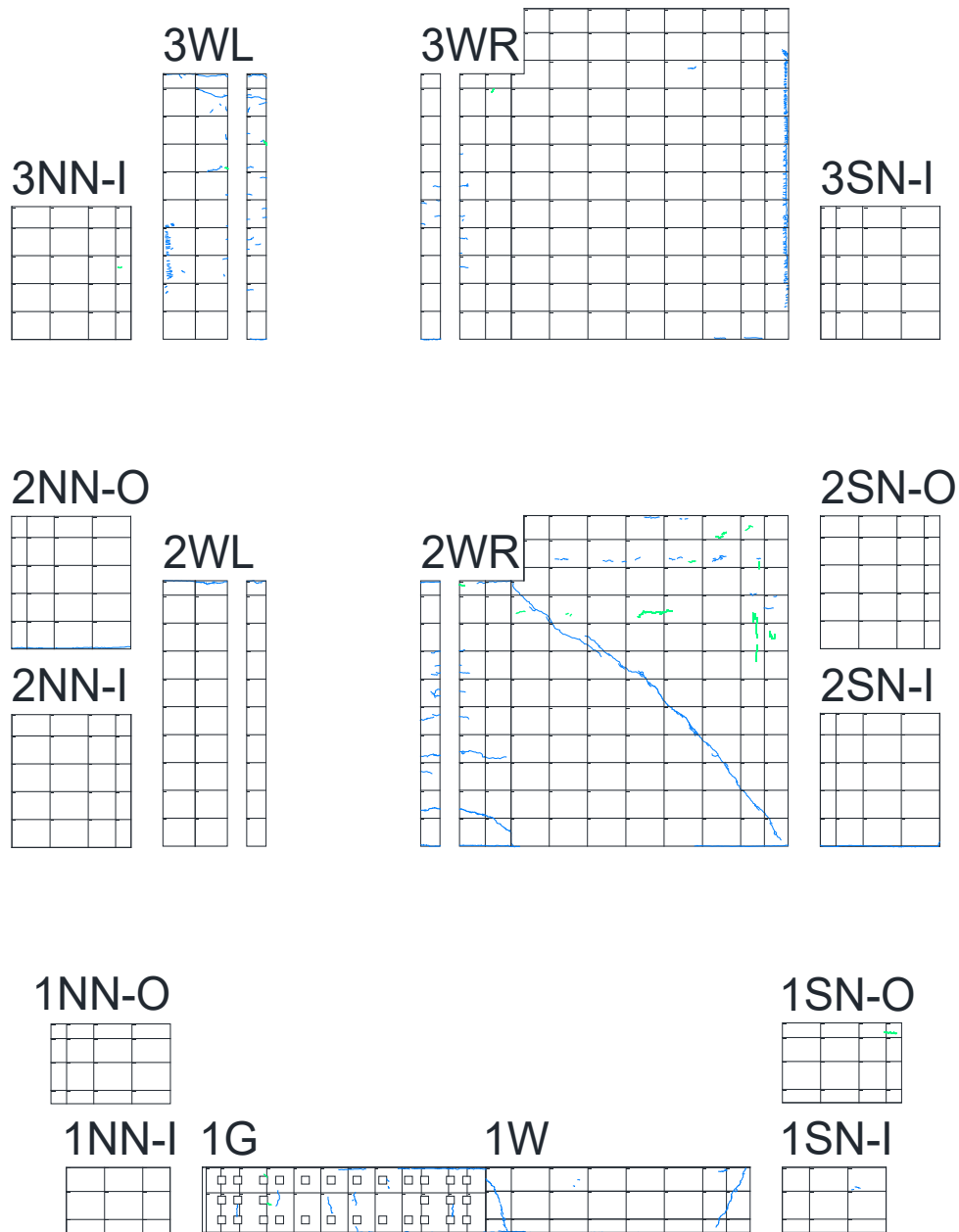
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-31 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:400kN



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

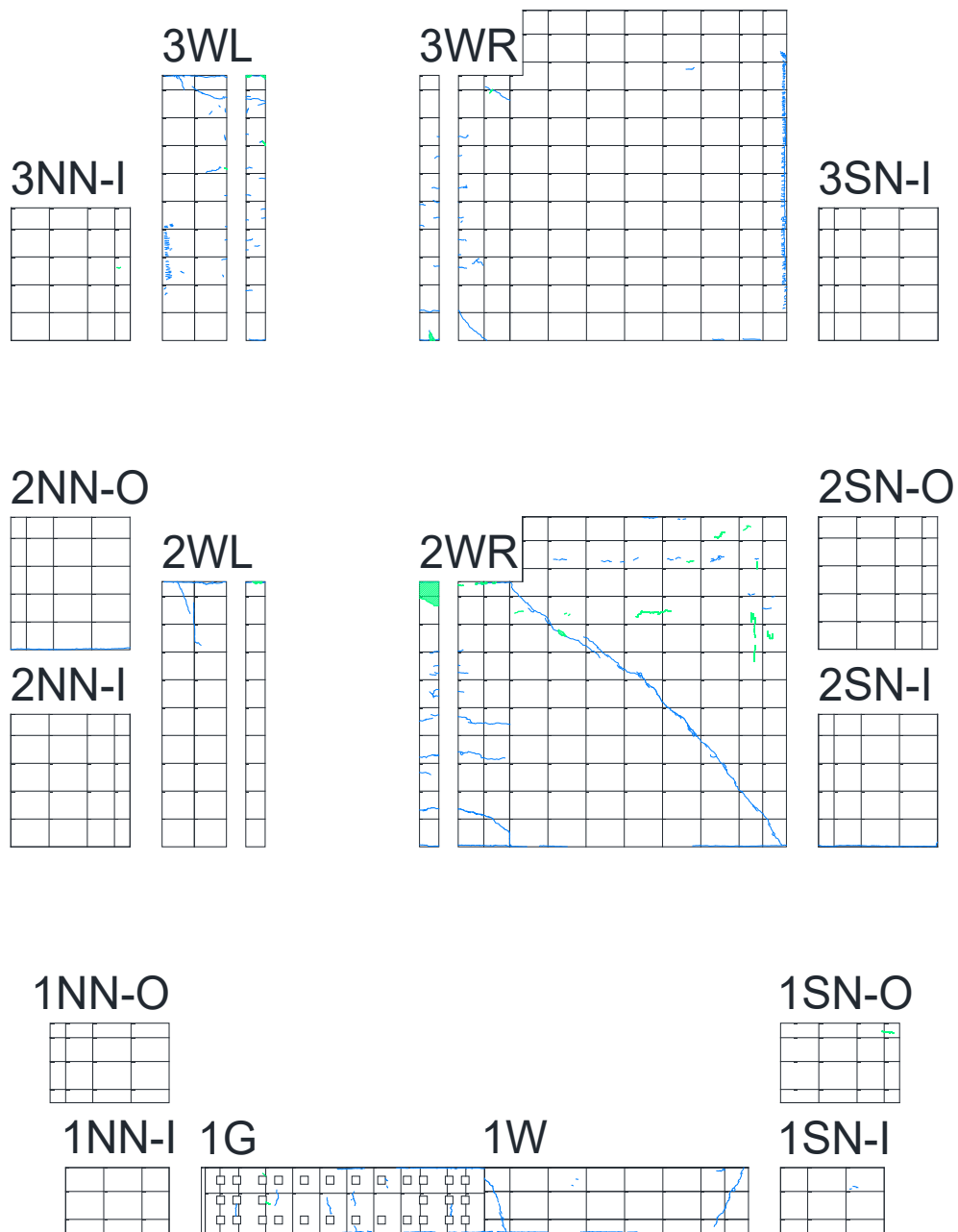
図 6.3.1-32 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/1600



step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-33 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/800

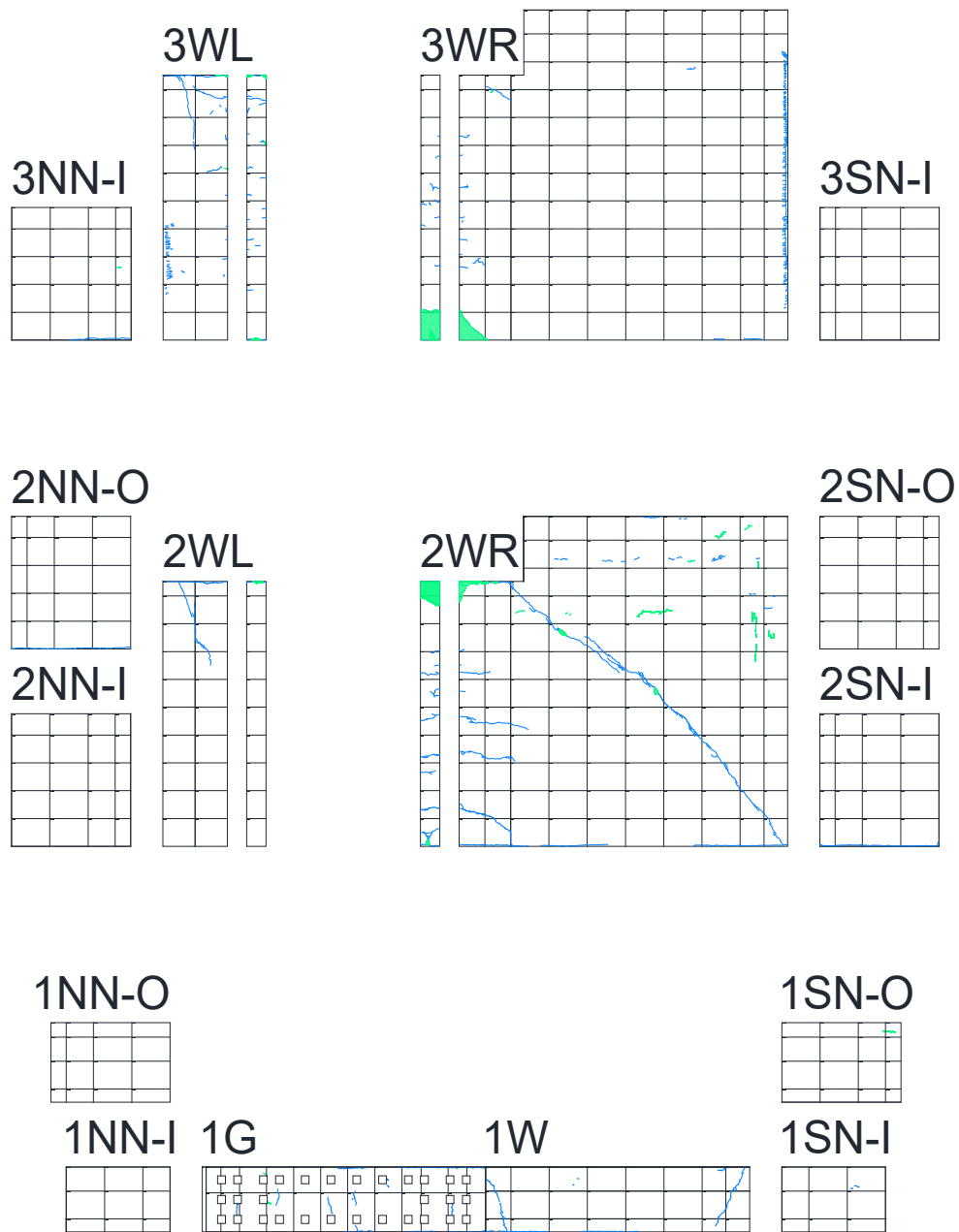
2WR に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

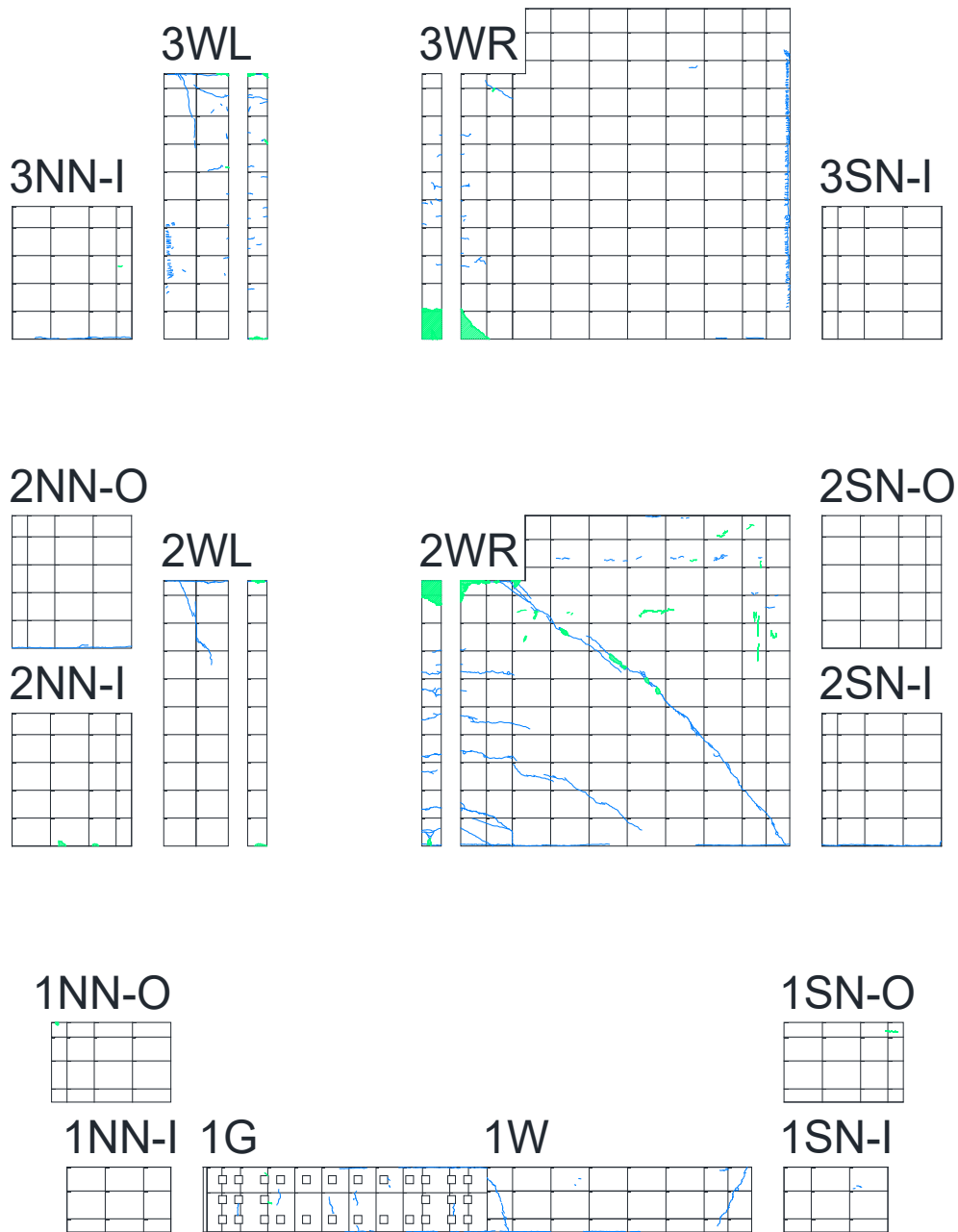
図 6.3.1-34 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

3WR に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1449	1/200 ①	909	0.502

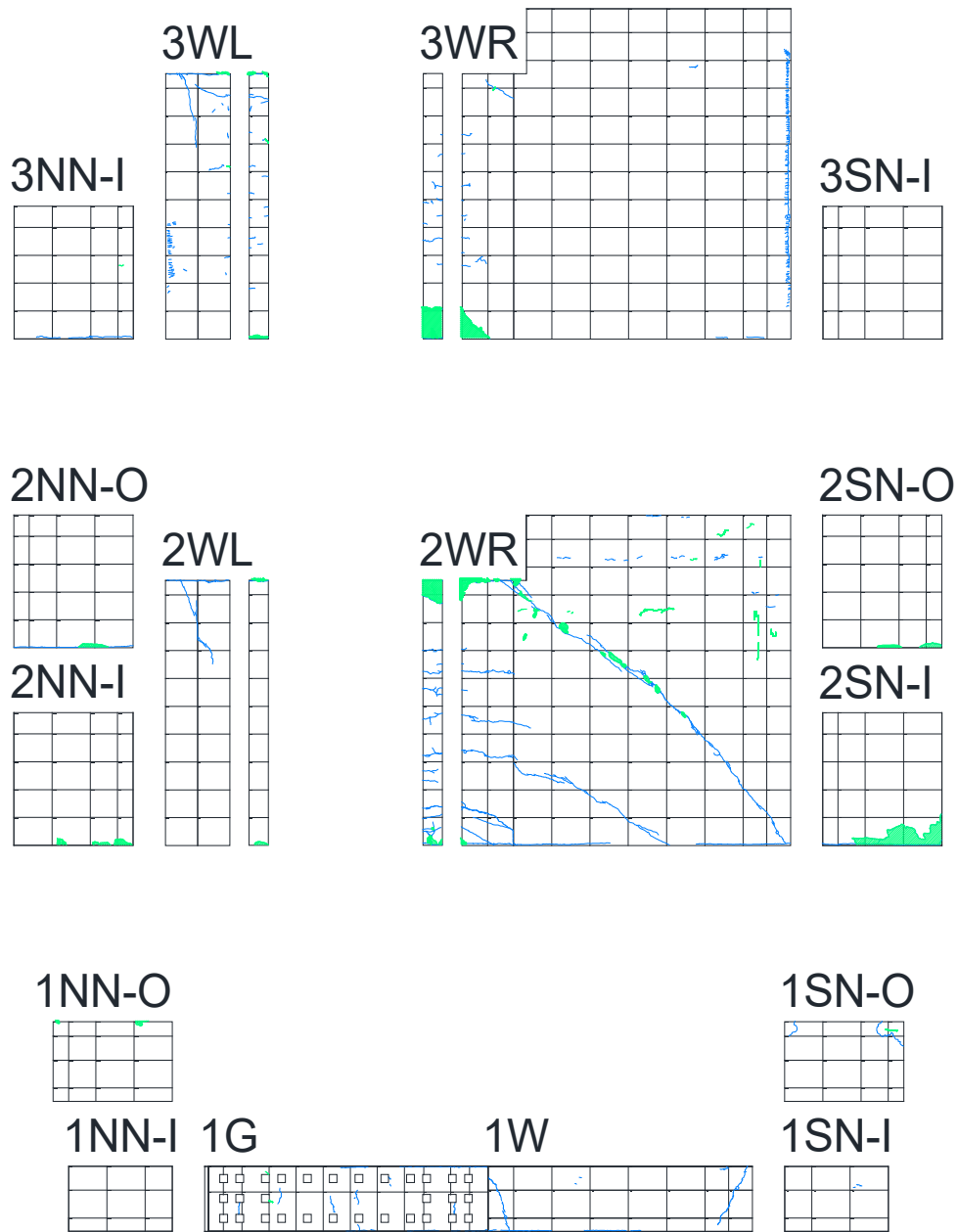
図 6.3.1-35 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/200 ①



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-36 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

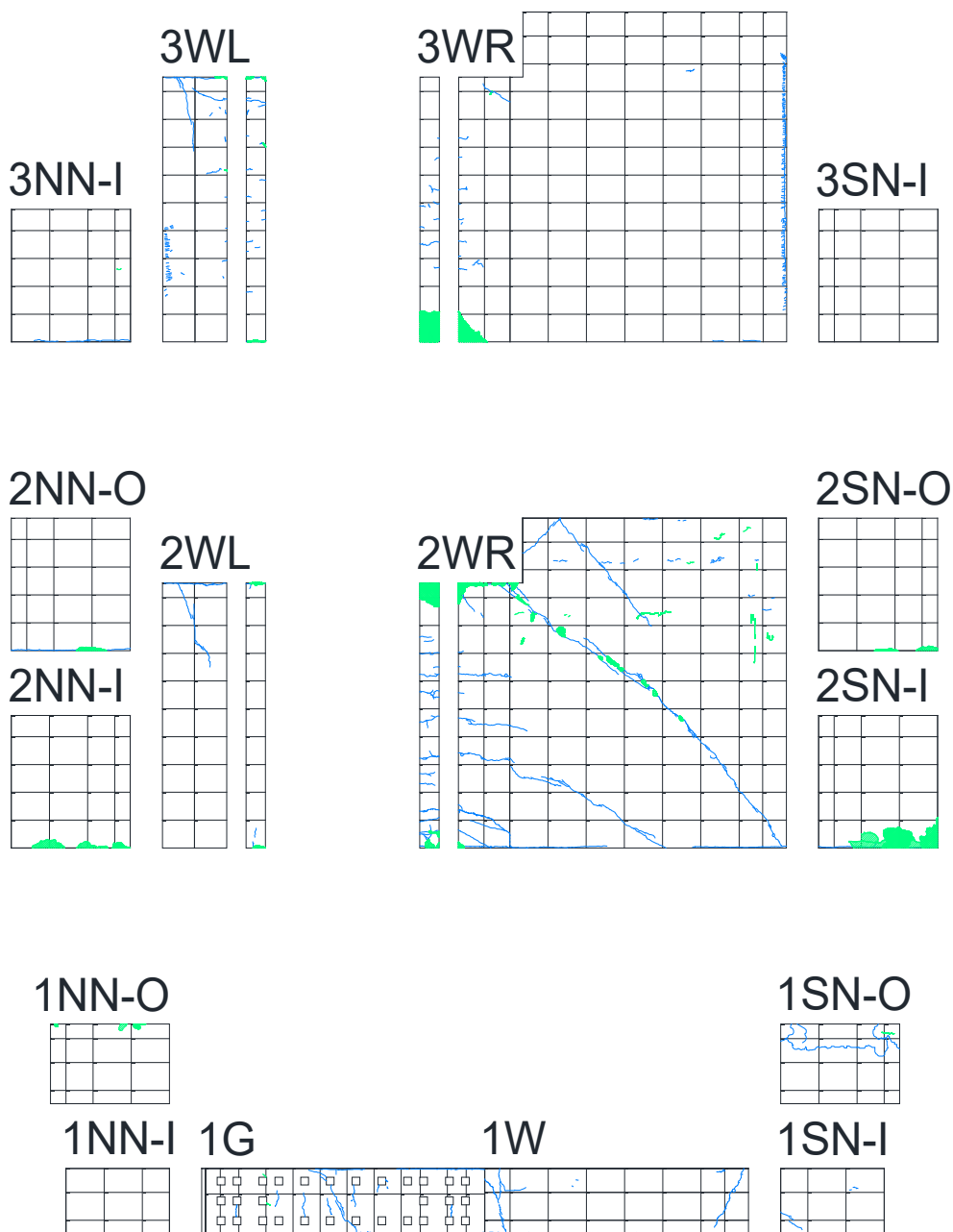
2階直交壁に剥落が確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

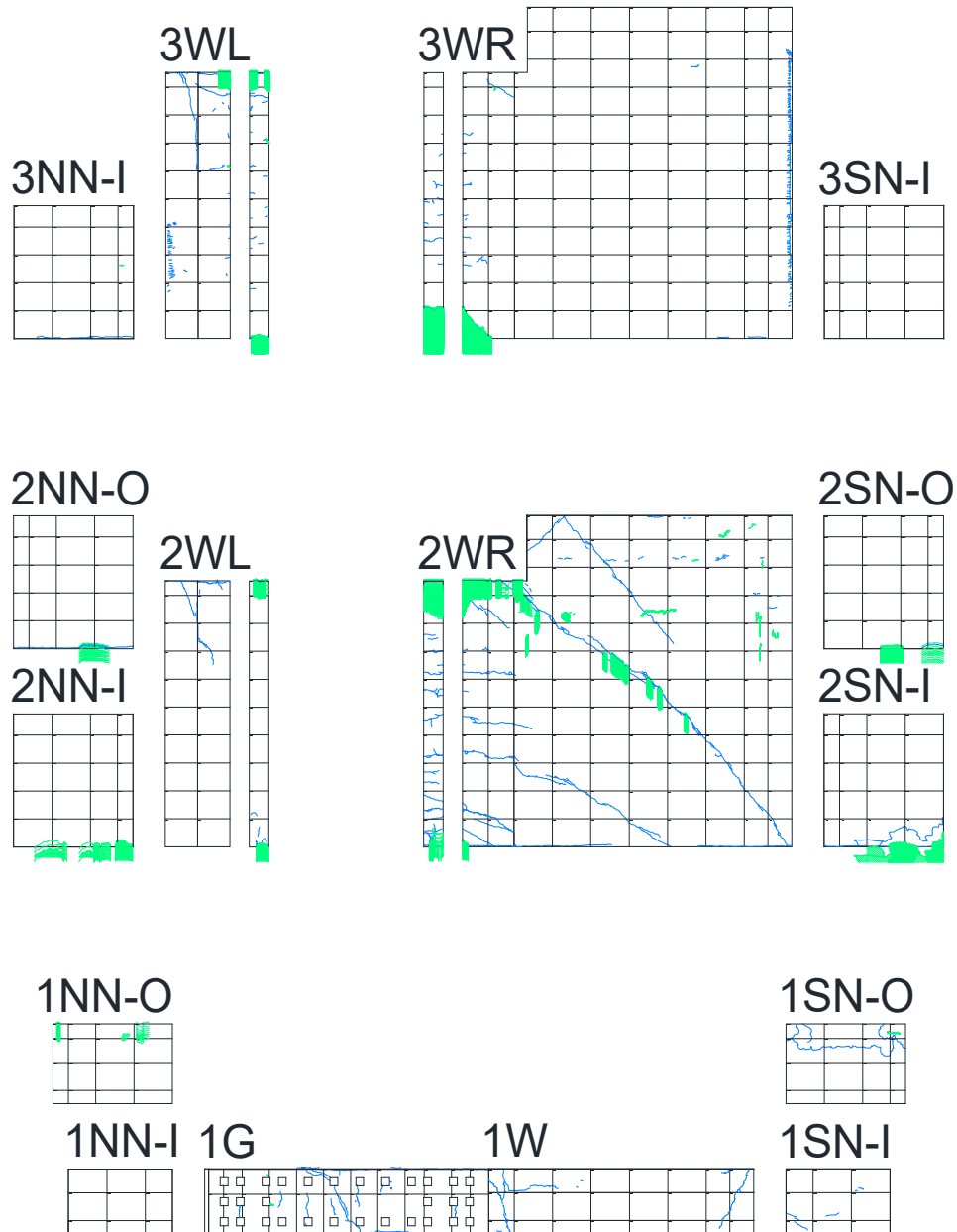
図 6.3.1-37 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

1階直交壁に水平方向のひび割れが確認された。



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844.7	1.424

図 6.3.1-38 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/67 ①



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-39 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

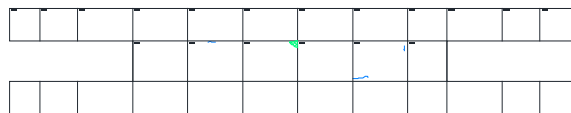
以下は壁梁のひび割れ性状を示す。

短辺耐力壁側に多くのひび割れが発生していることを確認できる。

3G



3GB



2G



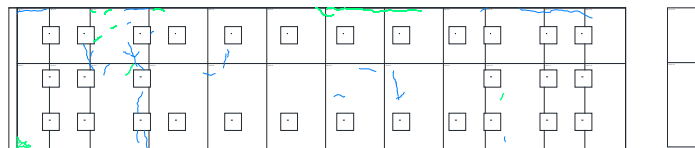
2GB



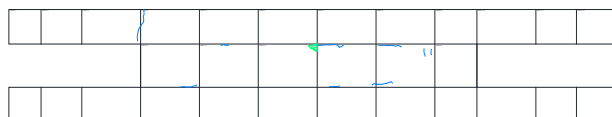
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-40 壁梁のひび割れ推移 サイクル:400kN

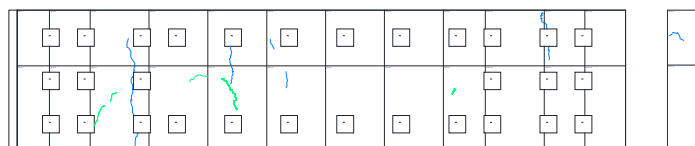
3G



3GB



2G



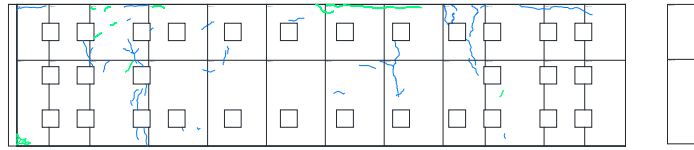
2GB



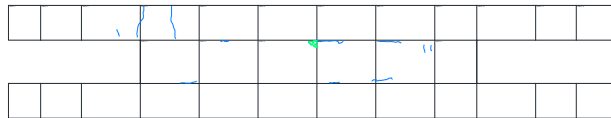
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

図 6.3.1-41 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/1600

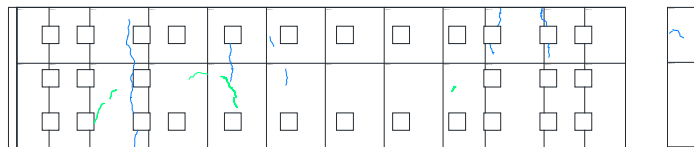
3G



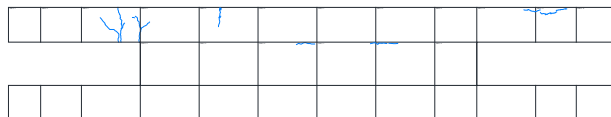
3GB



2G



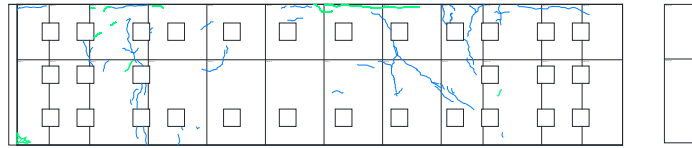
2GB



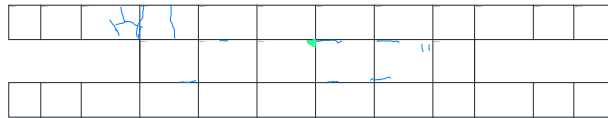
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-42 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/800

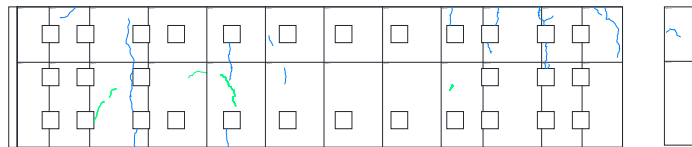
3G



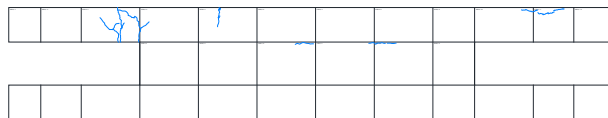
3GB



2G



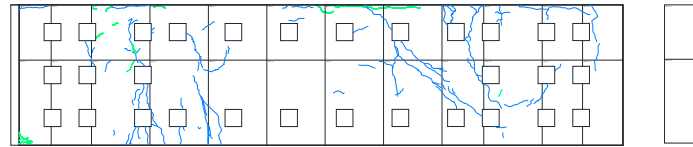
2GB



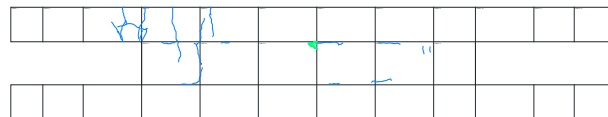
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

図 6.3.1-43 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

3G



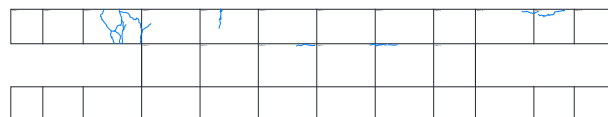
3GB



2G



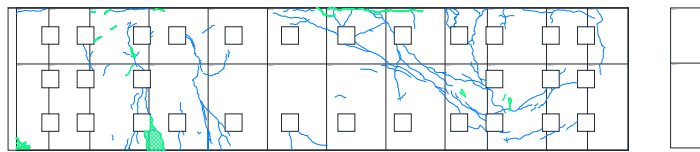
2GB



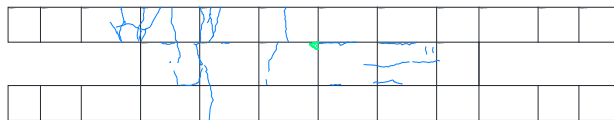
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
1449	1/200 ①	909	0.502

図 6.3.1-44 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/200 ①

3G



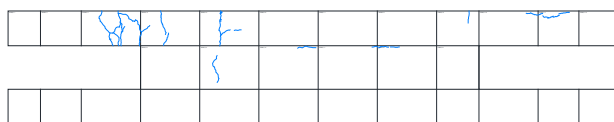
3GB



2G



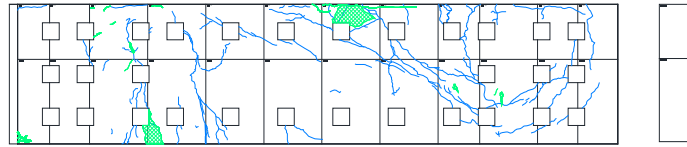
2GB



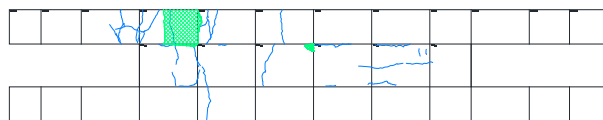
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-45 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

3G



3GB



2G



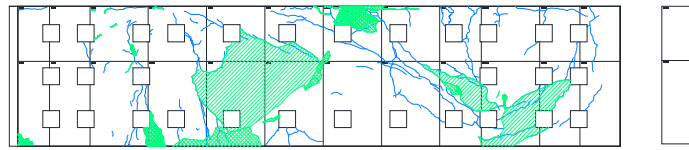
2GB



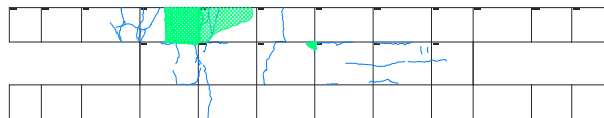
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

図 6.3.1-46 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

3G



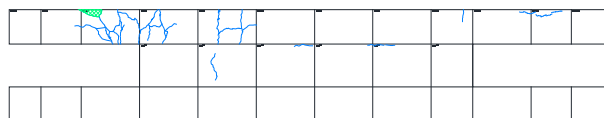
3GB



2G



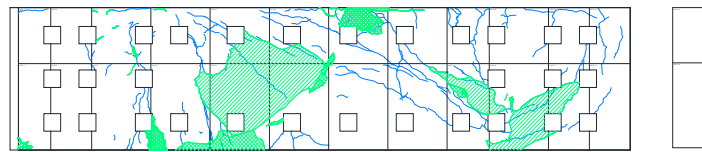
2GB



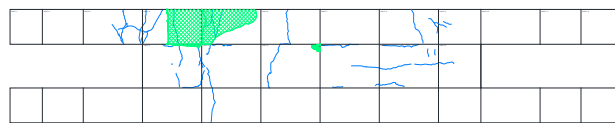
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844.7	1.424

図 6.3.1-47 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/67 ①

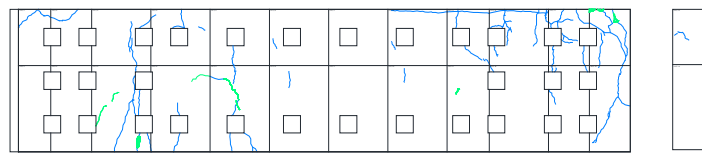
3G



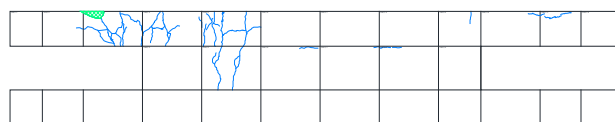
3GB



2G



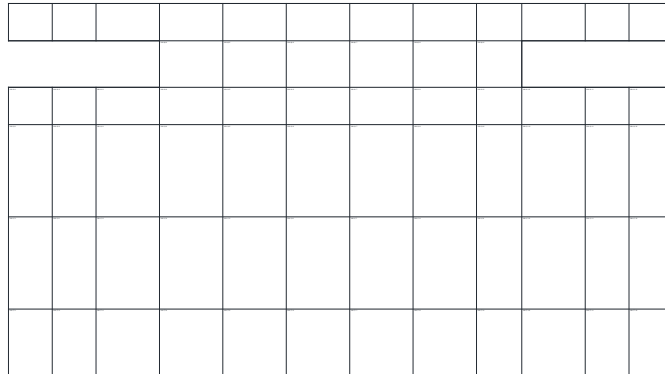
2GB



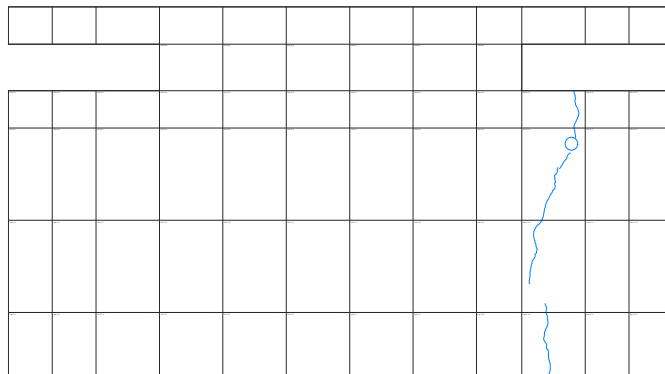
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-48 壁梁のひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

3SL



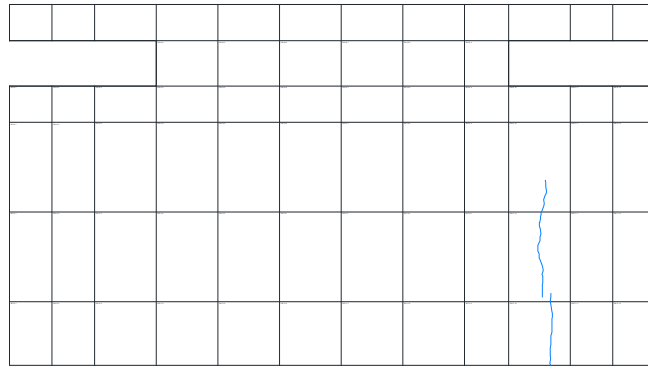
2SL



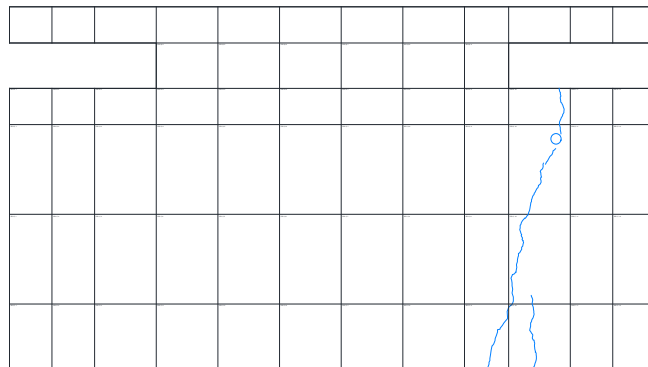
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
306	400kN	396.64	0.029

図 6.3.1-49 スラブのひび割れ推移 サイクル:400kN

3SL



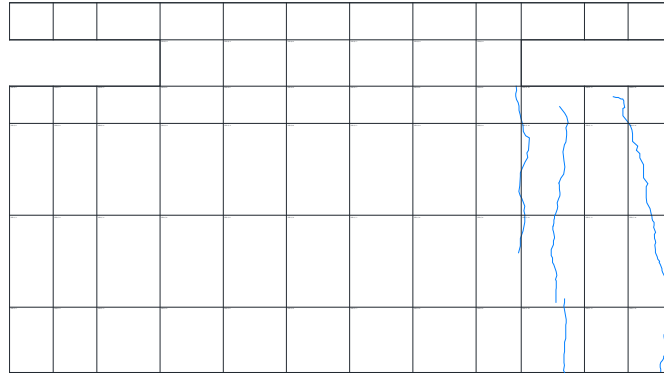
2SL



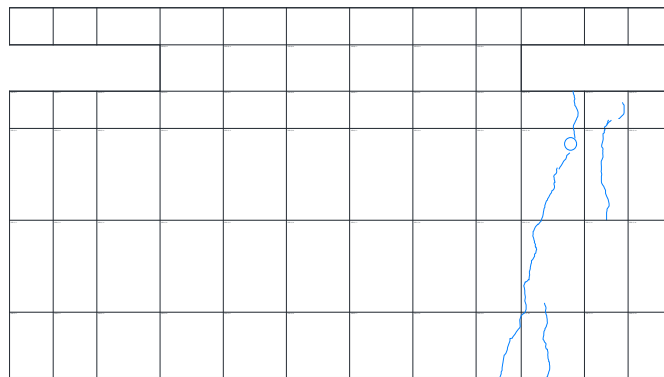
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
487	1/1600	527.68	0.062

図 6.3.1-50 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/1600

3SL



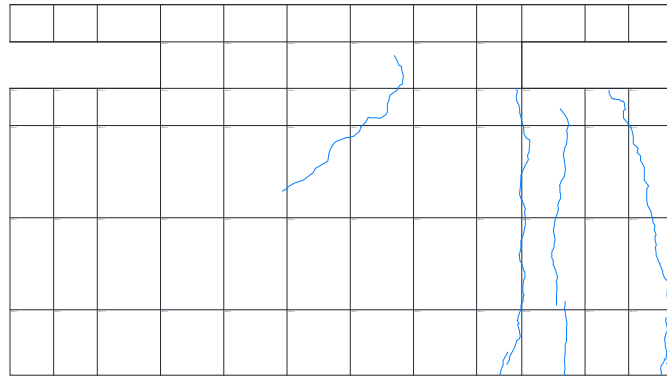
2SL



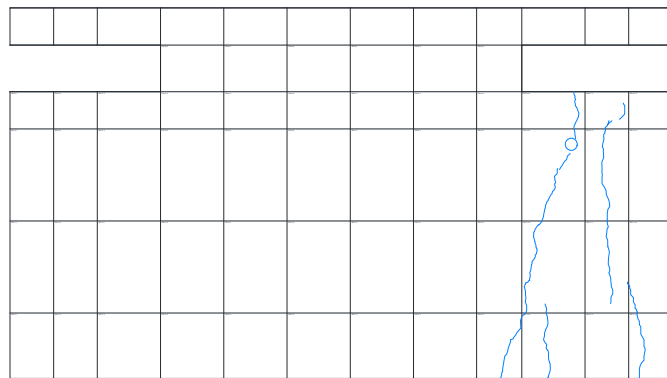
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
692	1/800	627.34	0.124

図 6.3.1-51 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/800

3SL



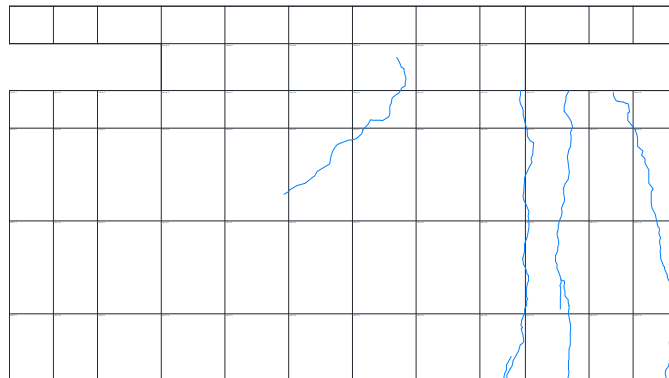
2SL



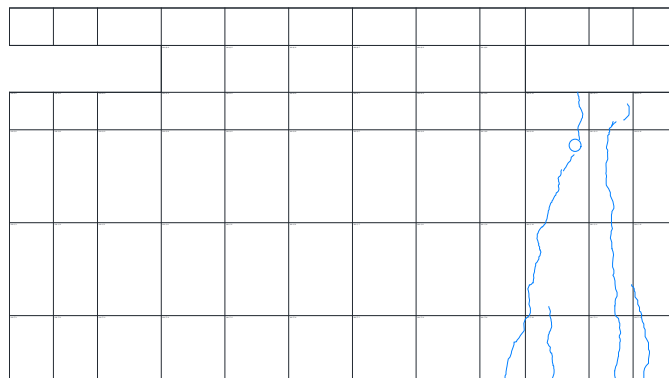
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
980	1/400 ①	779.74	0.252

図 6.3.1-52 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/400 ①

3SL



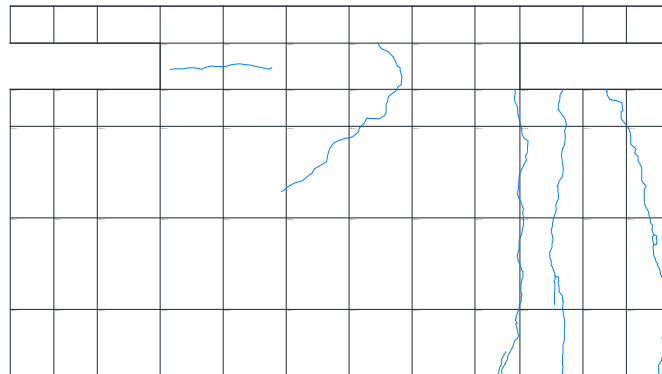
2SL



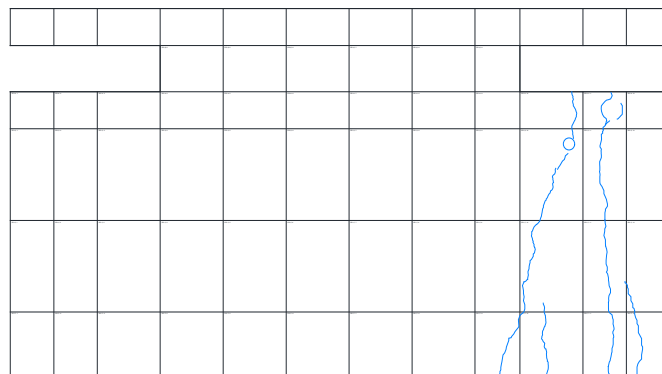
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1449	1/200 ①	909	0.502

図 6.3.1-53 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/200 ①

3SL



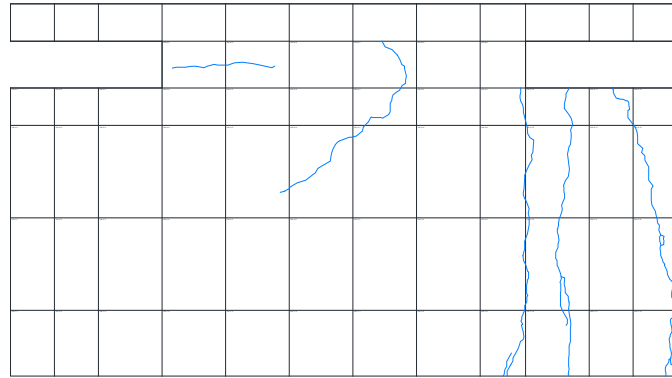
2SL



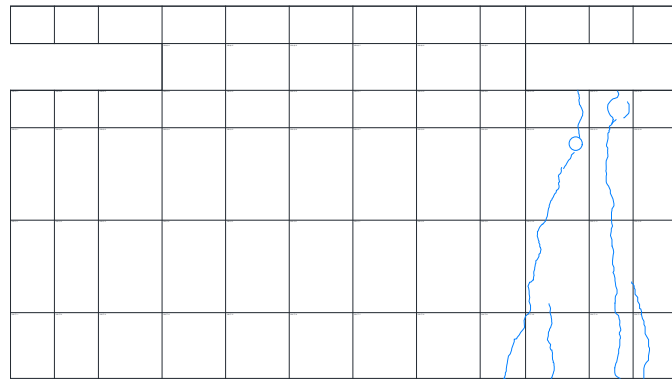
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2060	1/133 ①	851.12	0.753

図 6.3.1-54 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/133 ①

3SL



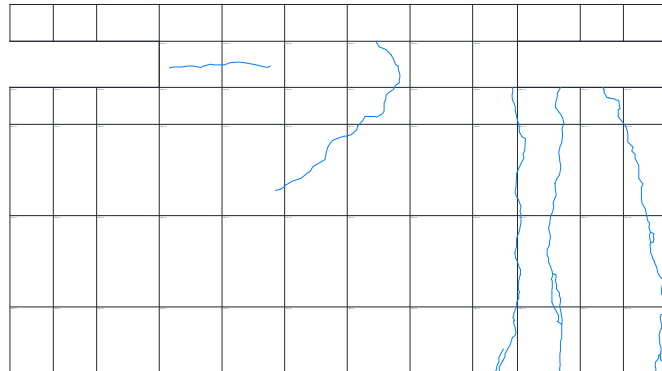
2SL



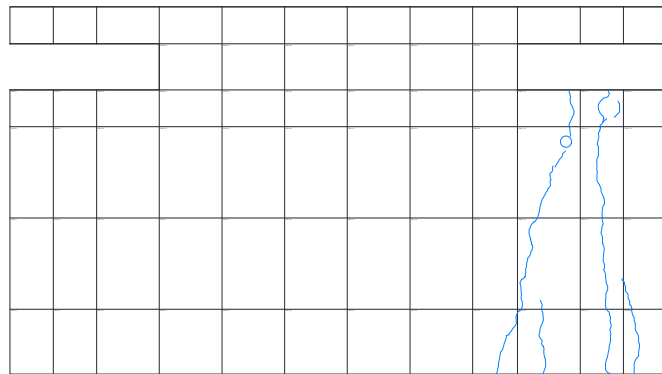
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2924	1/100 ①	839.46	1.001

図 6.3.1-55 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/100 ①

3SL



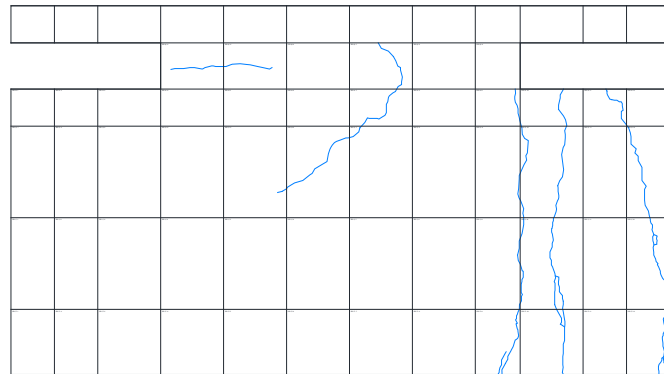
2SL



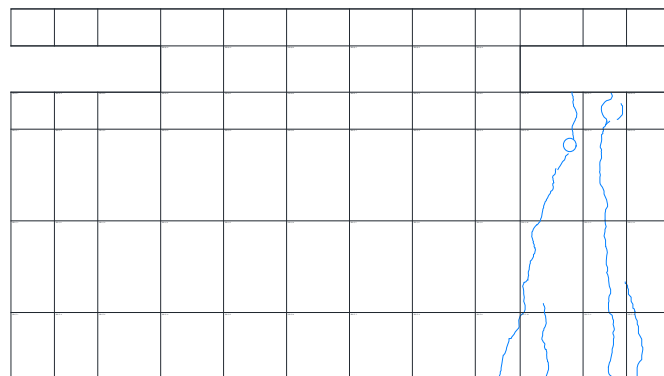
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3345	1/67 ①	844.7	1.424

図 6.3.1-56 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/67 ①

3SL



2SL

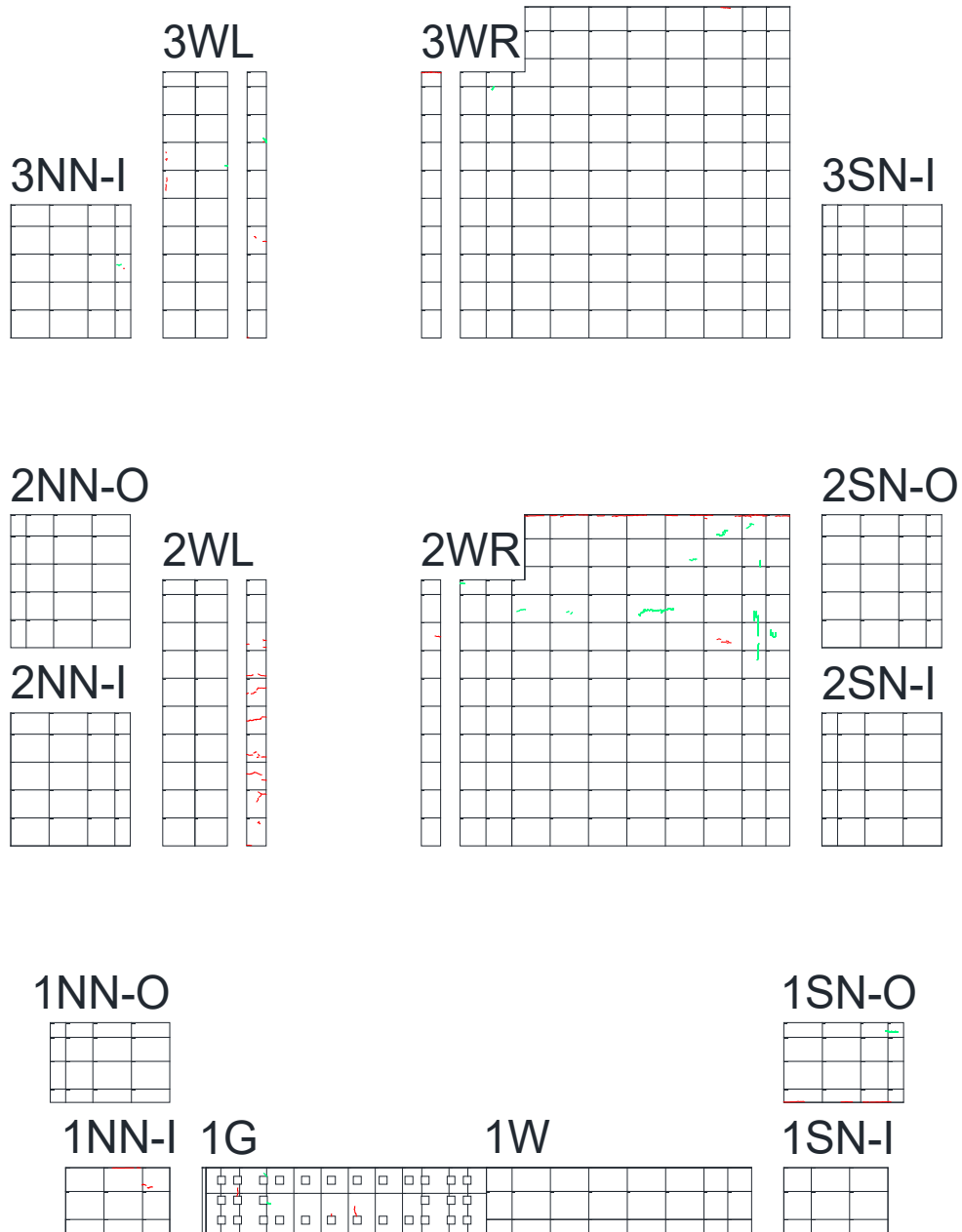


step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3457	1/50 ①	802.74	1.939

図 6.3.1-57 スラブのひび割れ推移 サイクル:1/50 ①

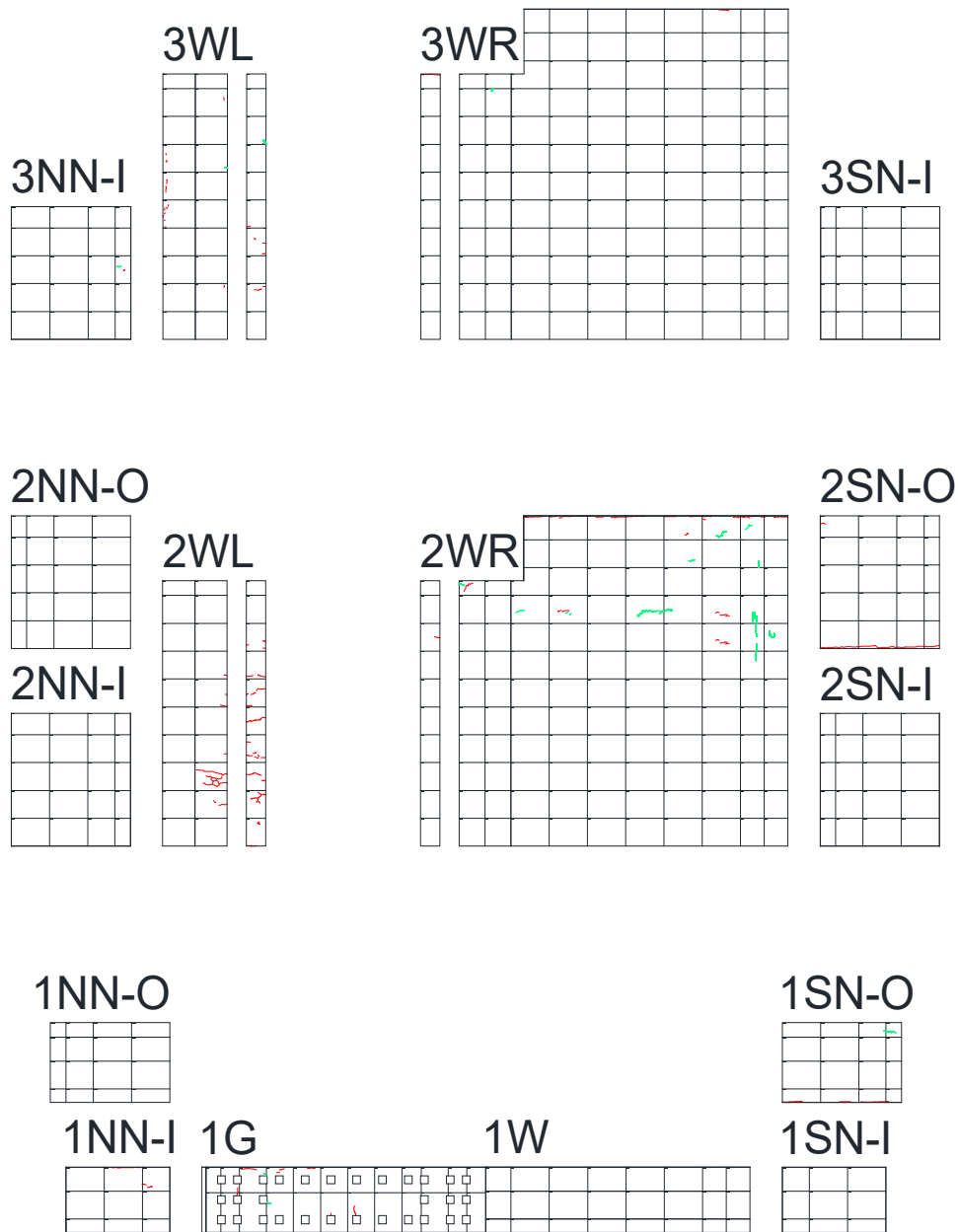
6.3.1.4.2 負荷荷時におけるひび割れ推移

負荷荷時における耐力壁および直交壁，壁梁，スラブのひび割れの推移を図 6.3.1-58 から図 6.3.1-64 に示す。青線が正載荷時に発生したひび割れ，赤線が負載荷時に発生したひび割れ，緑が剥落発生位置を示す。



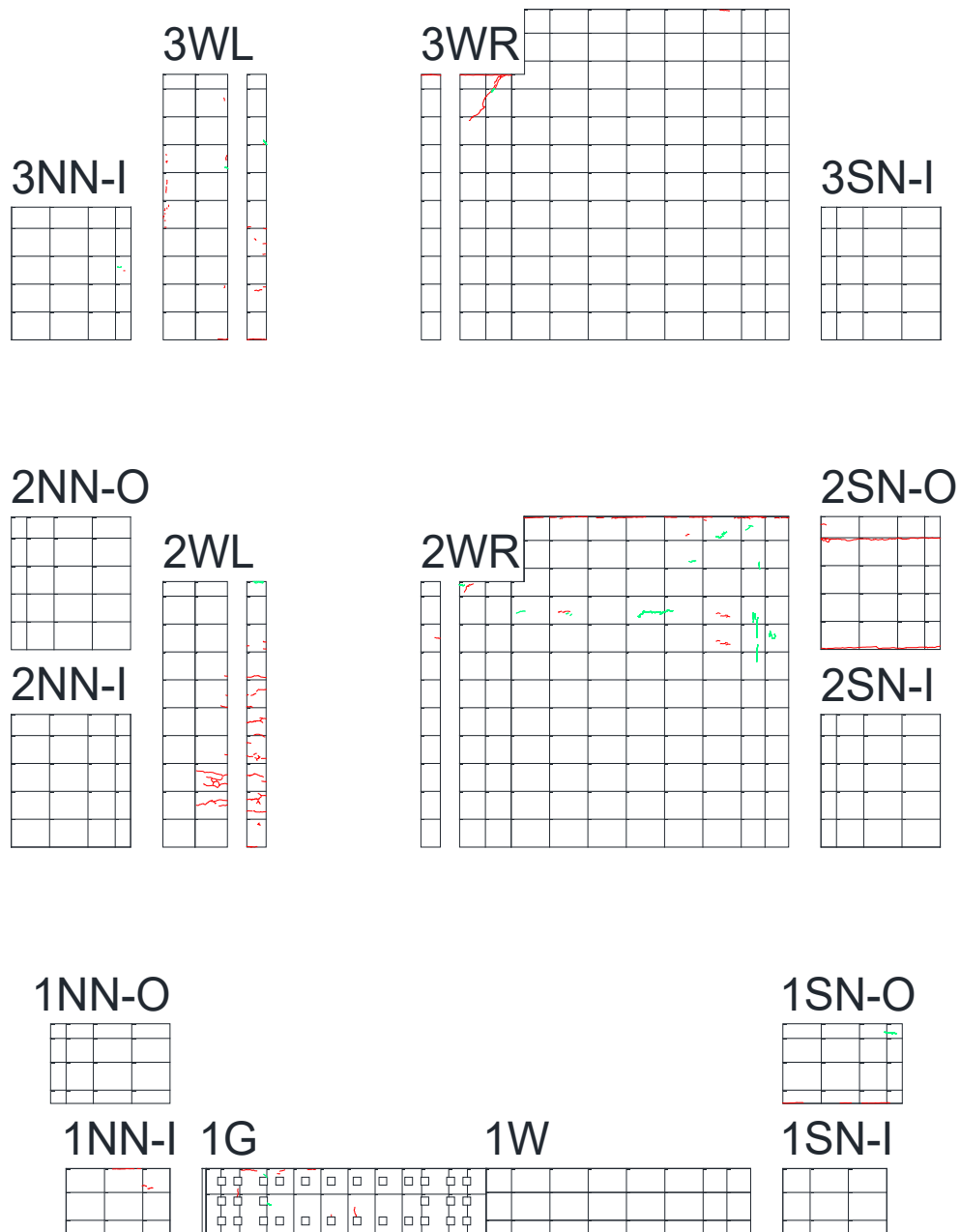
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-58 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-400kN



step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-59 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/1600



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-60 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/800

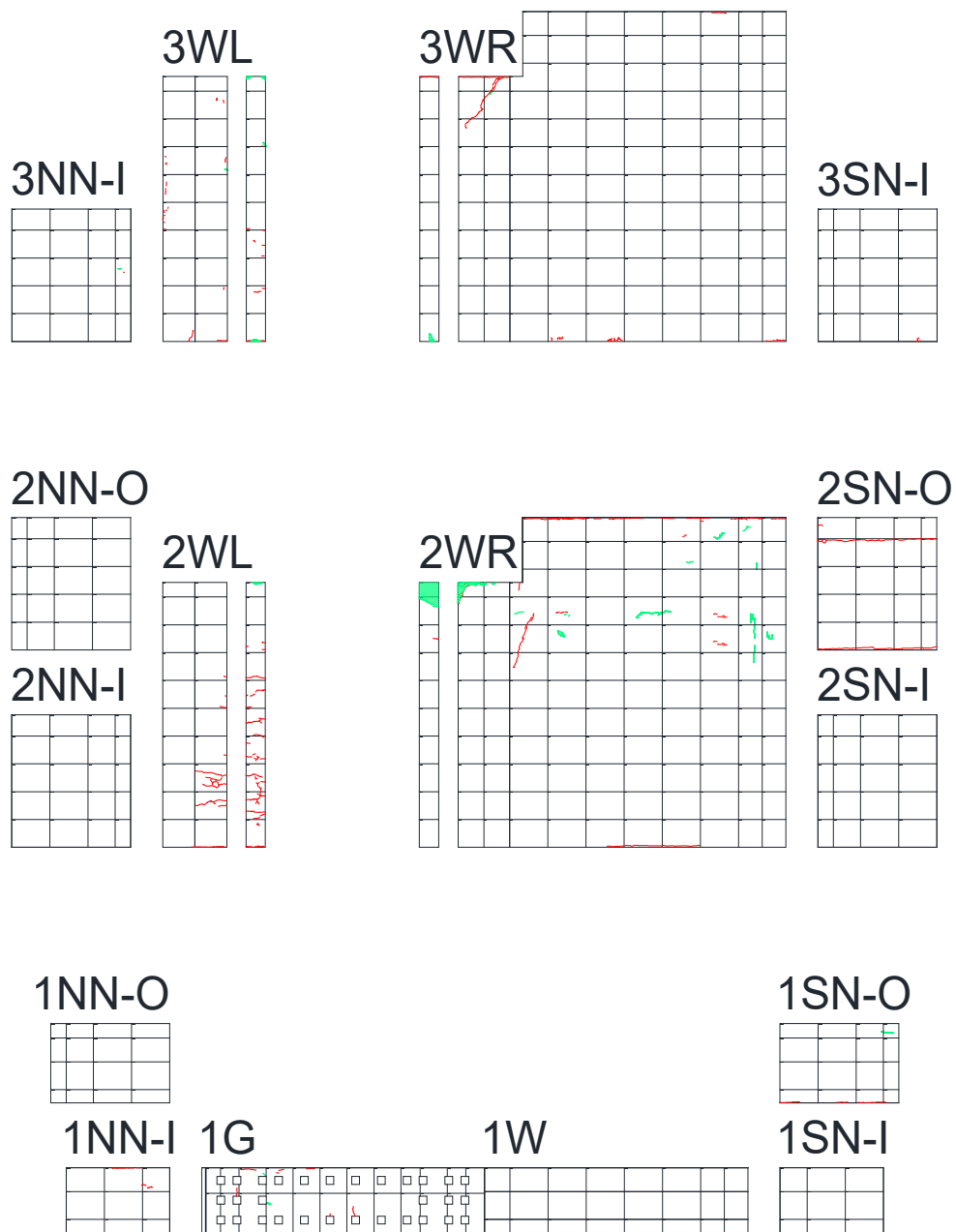
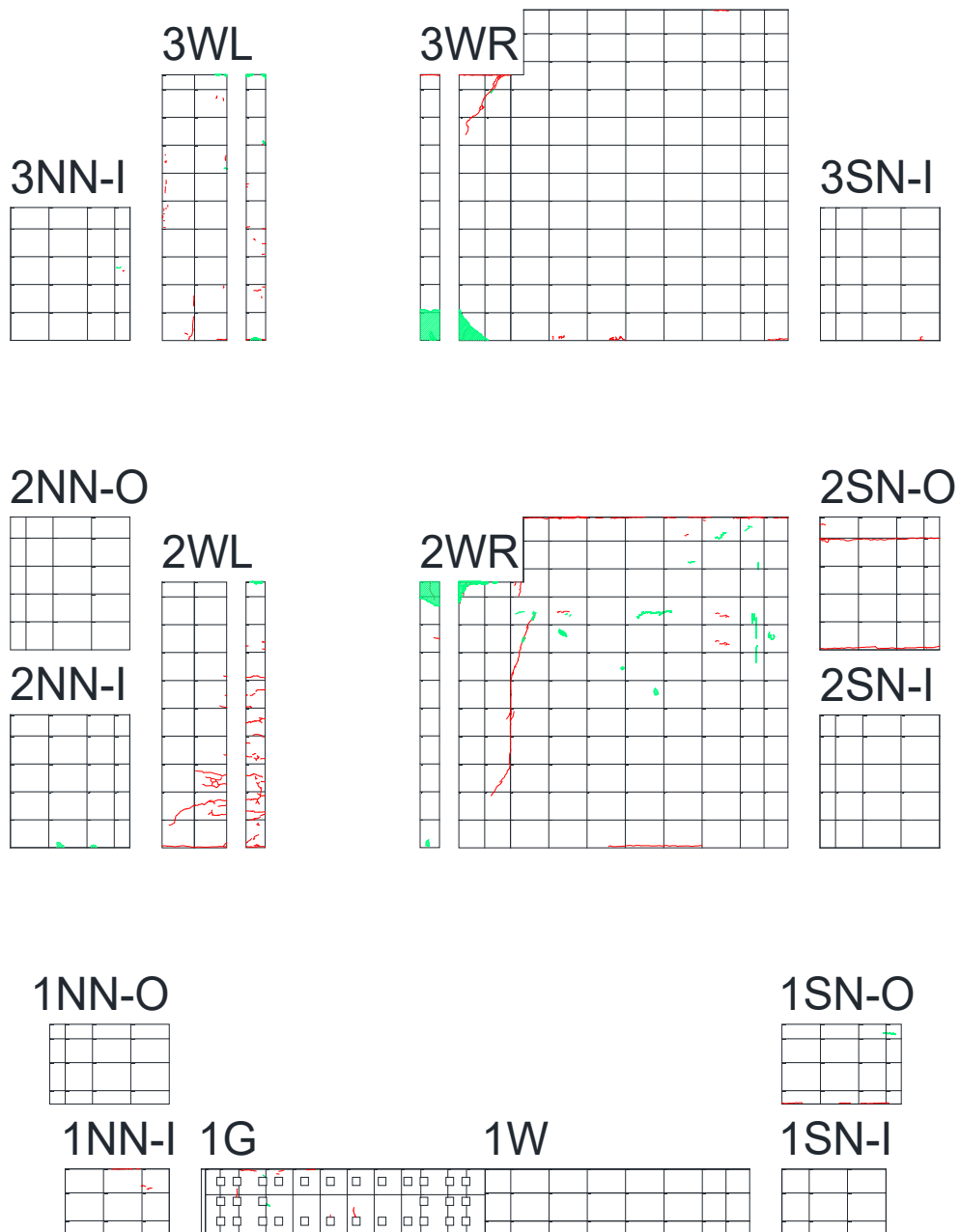
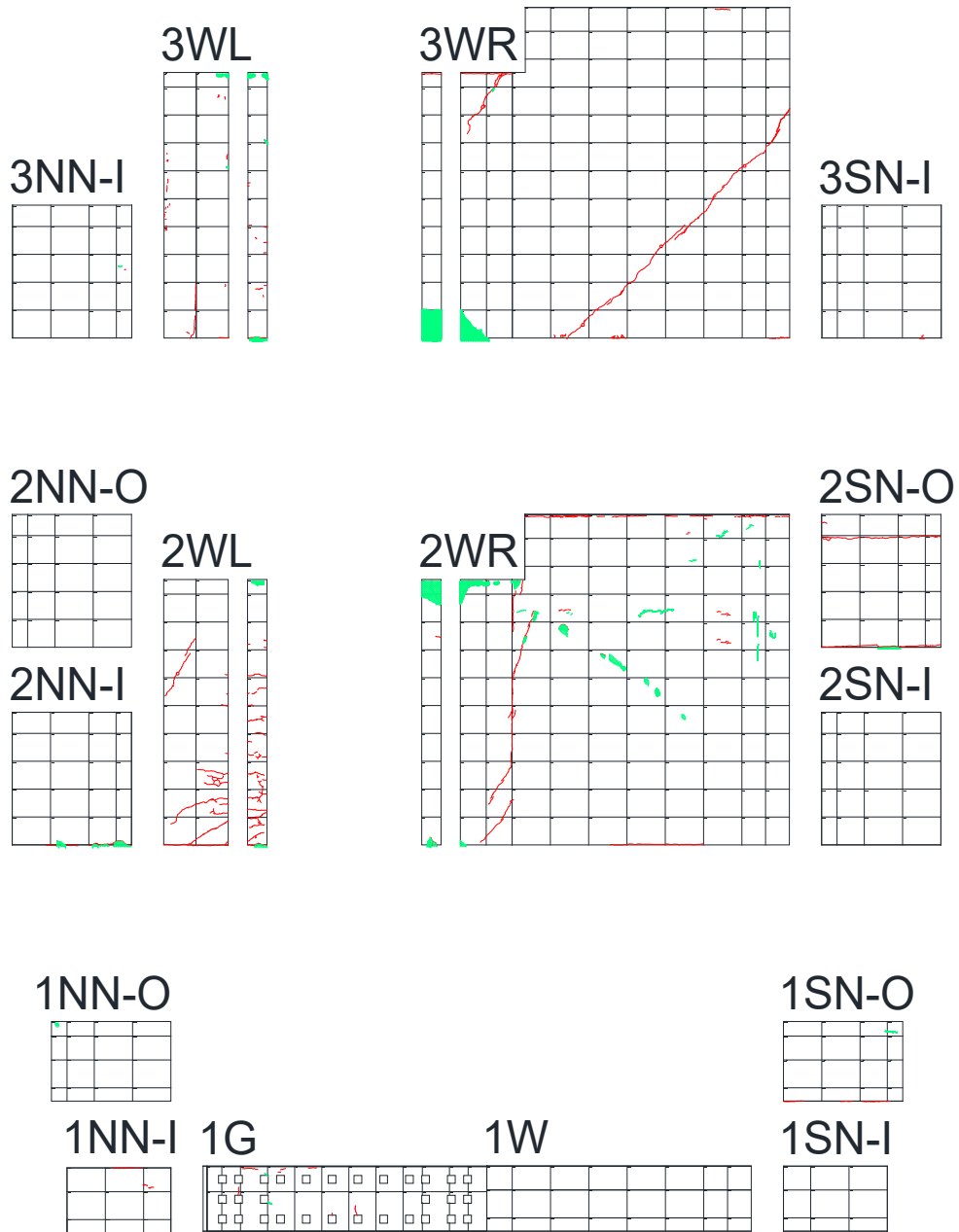


図 6.3.1-61 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①



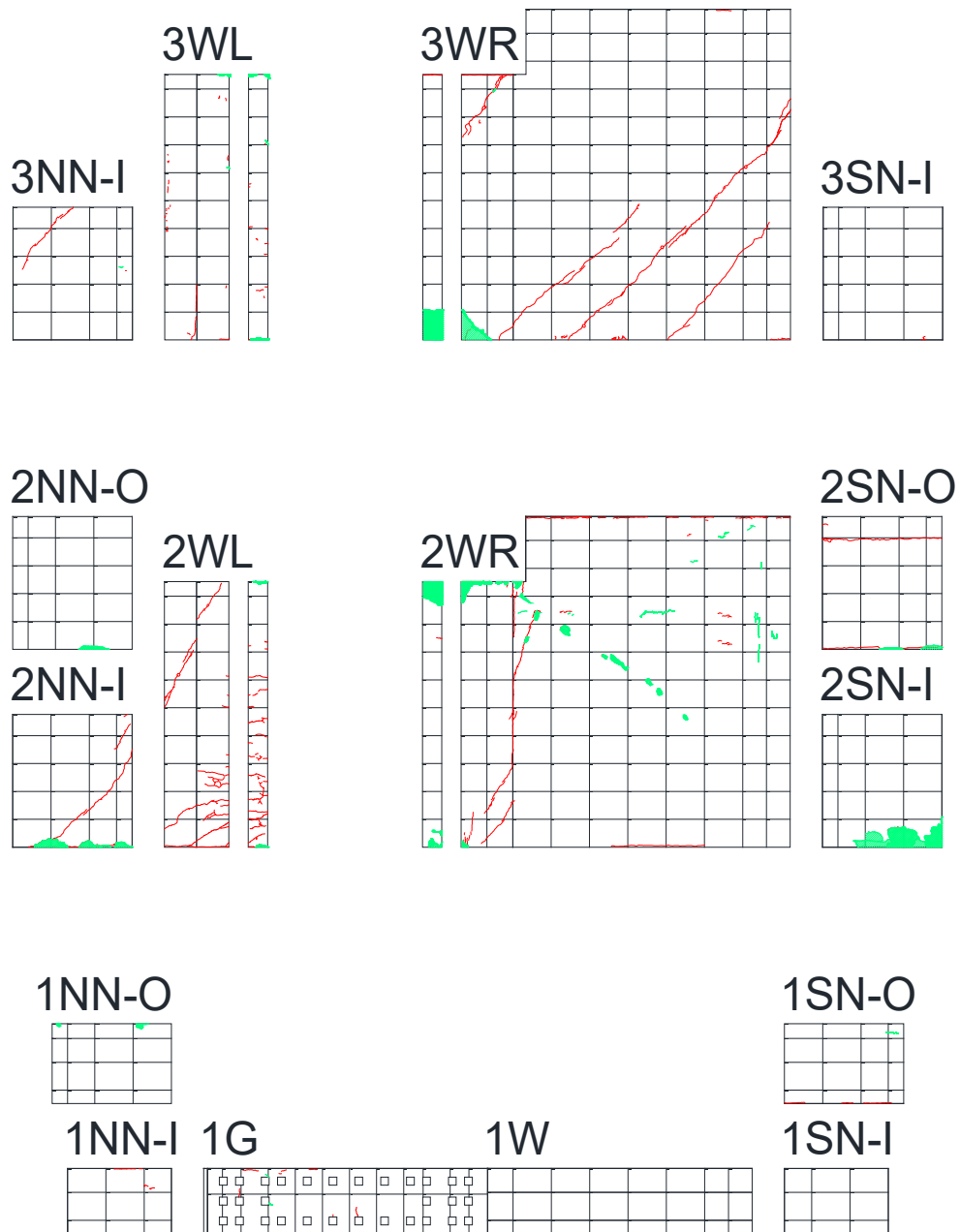
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-62 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①



step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

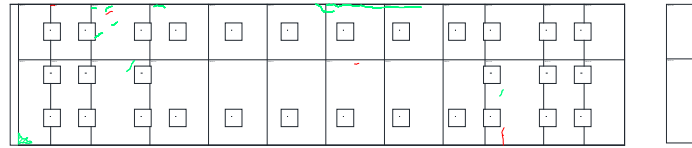
図 6.3.1-63 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 2-1/133 ①



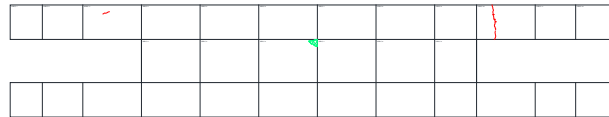
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-64 耐力壁および直交壁のひび割れ推移 -1/100 ①

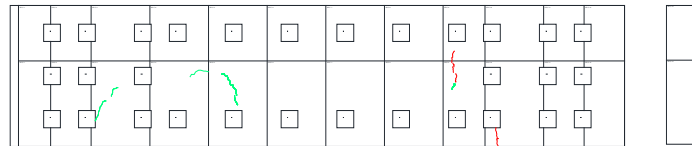
3G



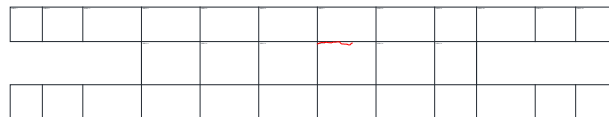
3GB



2G



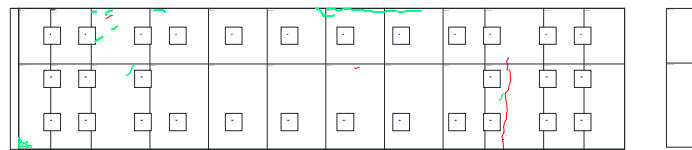
2GB



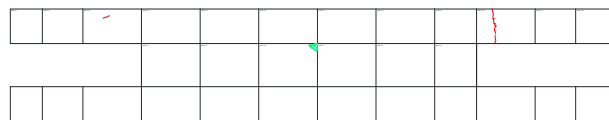
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-65 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-400kN

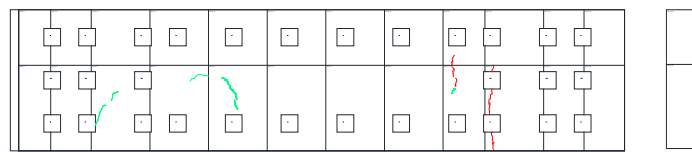
3G



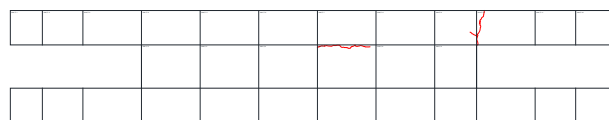
3GB



2G



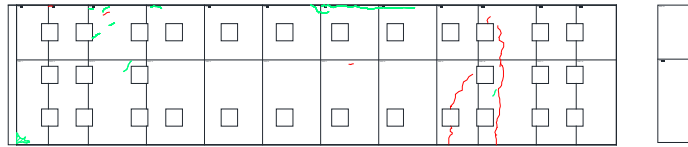
2GB



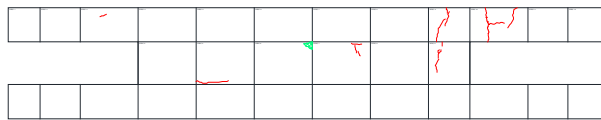
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-66 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/1600

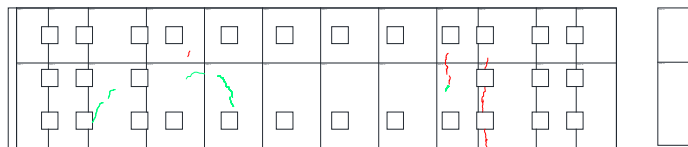
3G



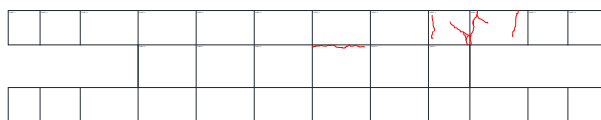
3GB



2G



2GB



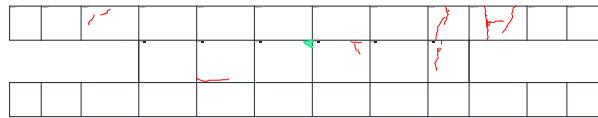
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-67 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/800

3G



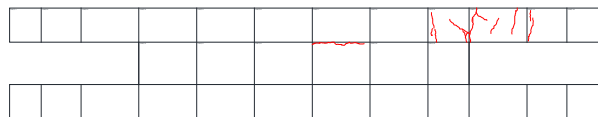
3GB



2G



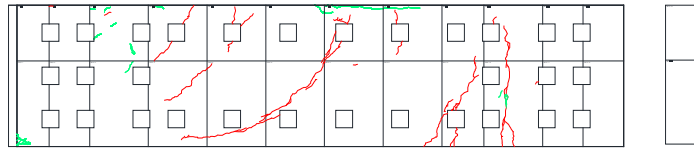
2GB



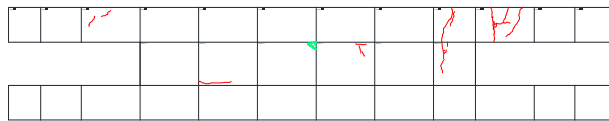
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1128	-1/400 ①	-809.6	-0.253

図 6.3.1-68 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①

3G



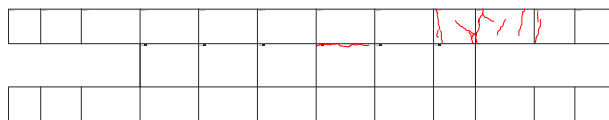
3GB



2G



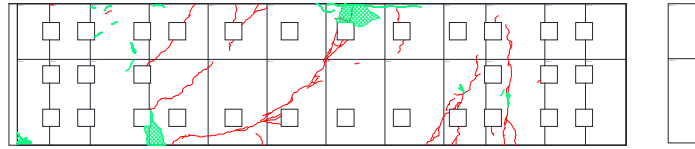
2GB



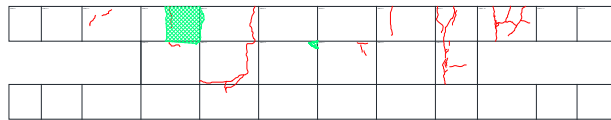
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-69 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①

3G



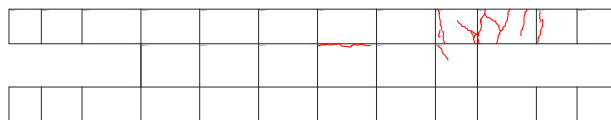
3GB



2G



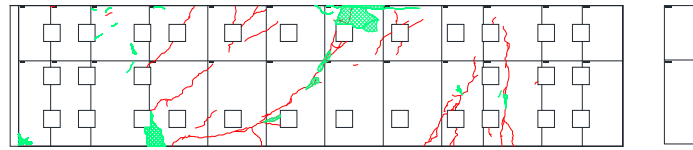
2GB



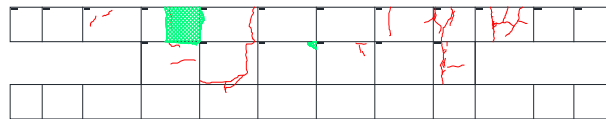
step	サイクル	荷重(kN)	変形角(%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

図 6.3.1-70 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/133 ①

3G



3GB



2G



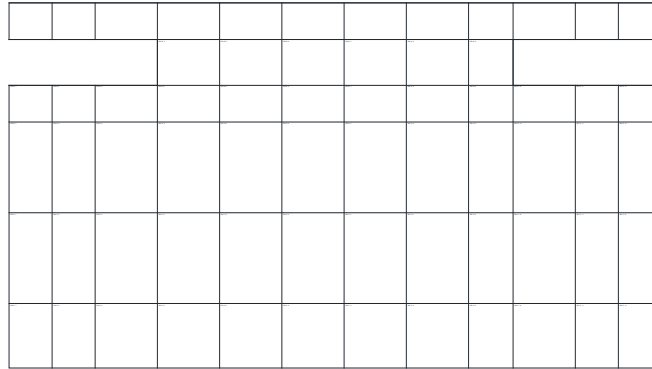
2GB



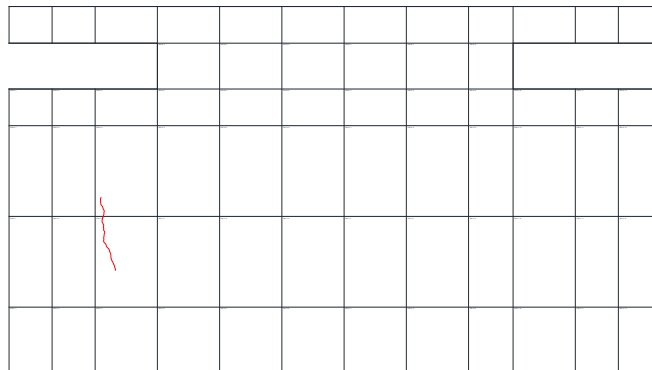
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-71 壁梁のひび割れ推移 サイクル:-1/100 ①

3SL



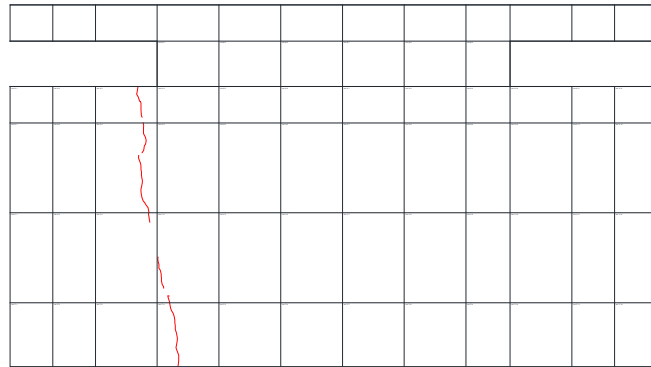
2SL



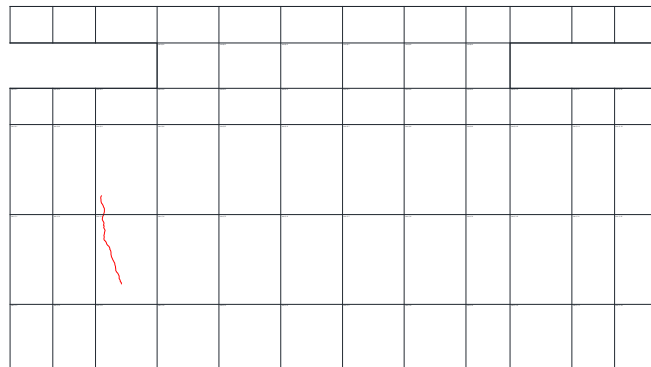
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
387	-400kN	-397.6	-0.028

図 6.3.1-72 スラブのひび割れ推移 サイクル:-400kN

3SL



2SL

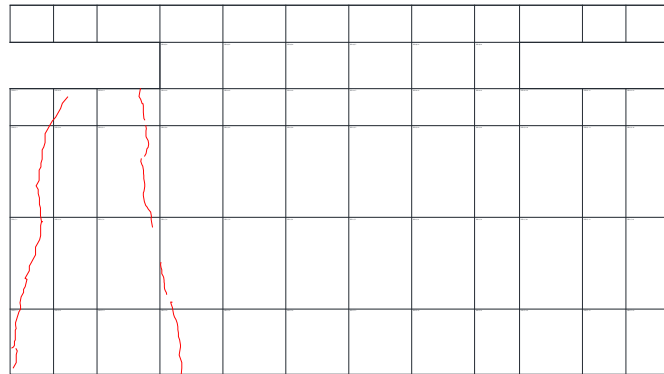


|145 |145 | 210 | 210 | 210 | 210 | 210 | 210 |150 | 210 |145 |145 |

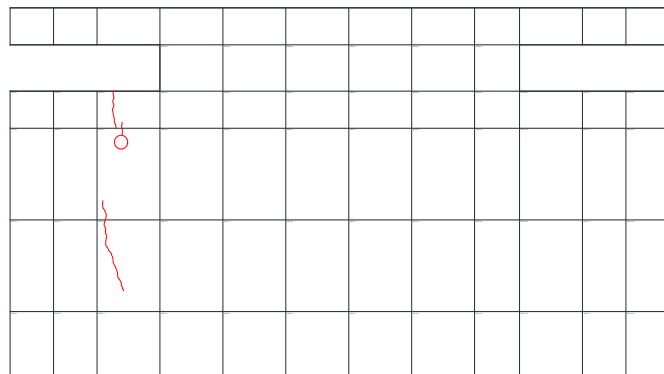
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
577	-1/1600	-575.82	-0.061

図 6.3.1-73 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/1600

3SL



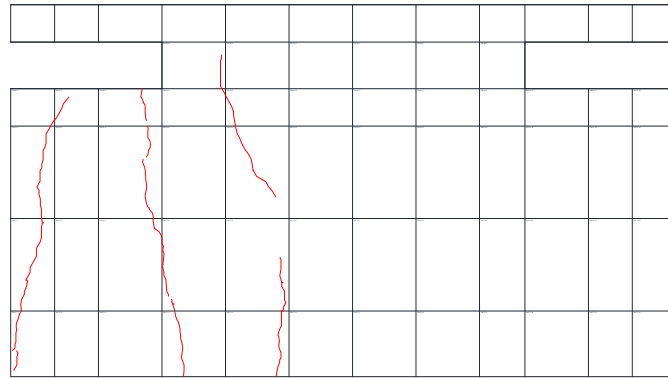
2SL



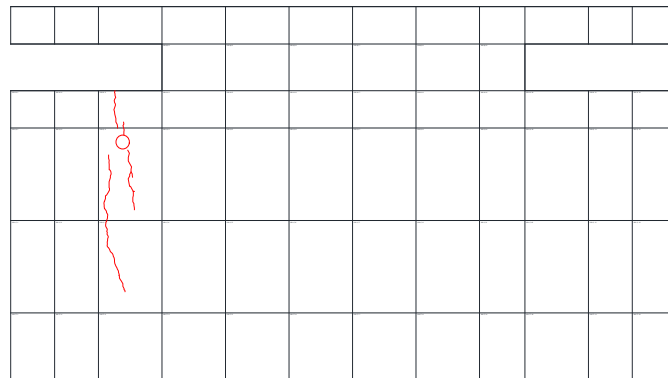
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
831	-1/800	-690.14	-0.125

図 6.3.1-74 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/800

3SL



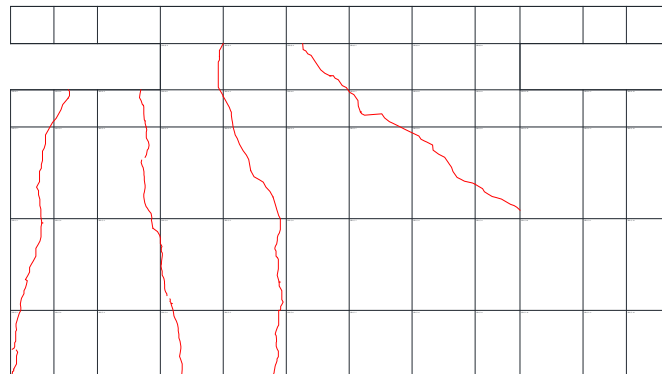
2SL



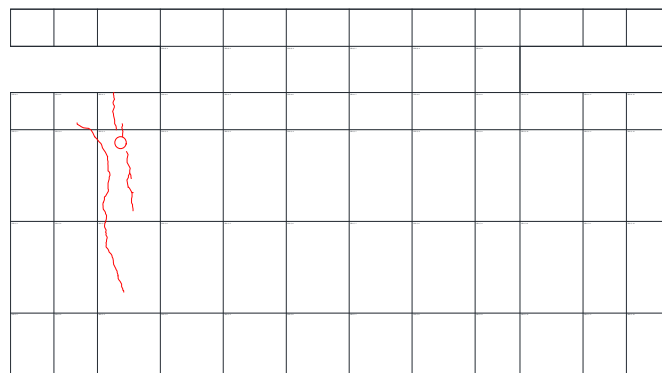
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1128	-1/400 ①	-809.6	-0.253

図 6.3.1-75 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/400 ①

3SL



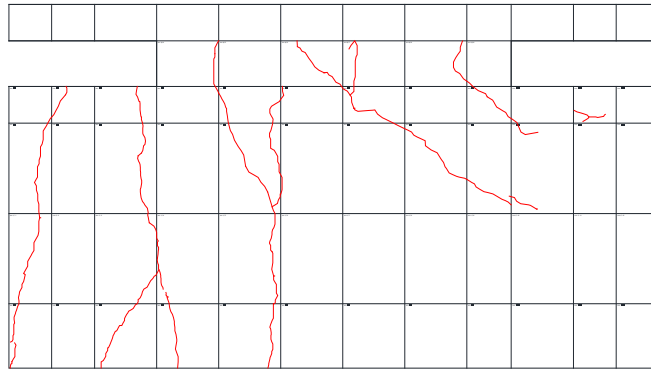
2SL



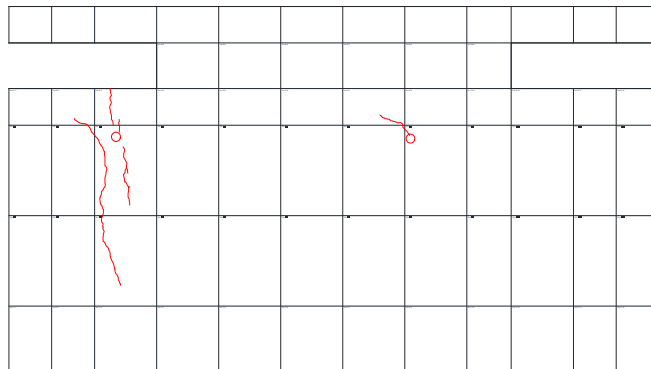
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
1598	-1/200 ①	-848.58	-0.501

図 6.3.1-76 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/200 ①

3SL



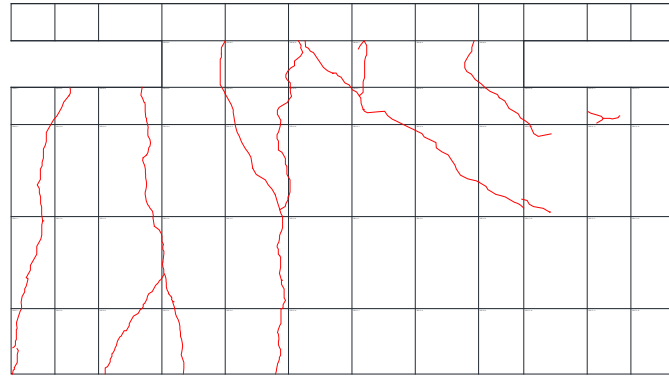
2SL



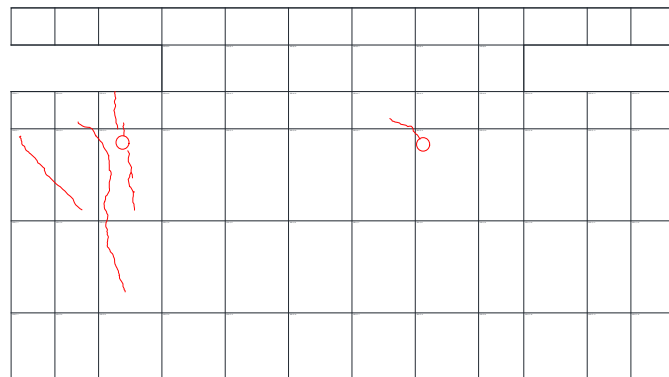
step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
2274	-1/133 ①	-836.24	-0.750

図 6.3.1-77 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/133 ①

3SL



2SL



step	サイクル	荷重 (kN)	変形角 (%)
3194	-1/100 ①	-821.72	-1.063

図 6.3.1-78 スラブのひび割れ推移 サイクル:-1/100 ①

6.3.1.4.3 全体のひび割れ

全サイクルが終了した時点でのひび割れ図を図 6.3.1-79 から図 6.3.1-81 に示す。開口部周辺には水平方向のひび割れが、耐力全体に渡るせん断ひび割れが多く確認された。また、1 階耐力壁・2 階壁梁の損傷が進展した。

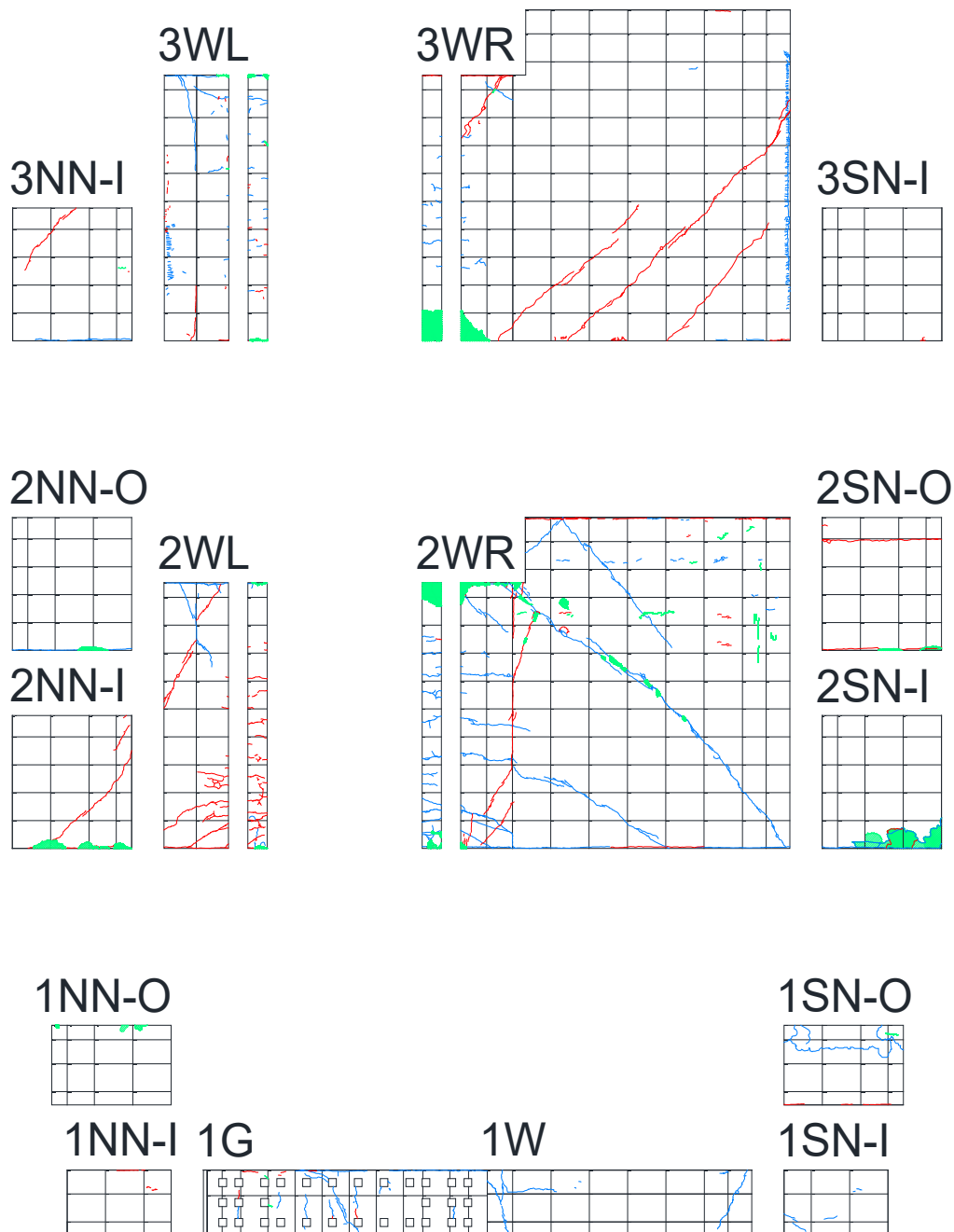
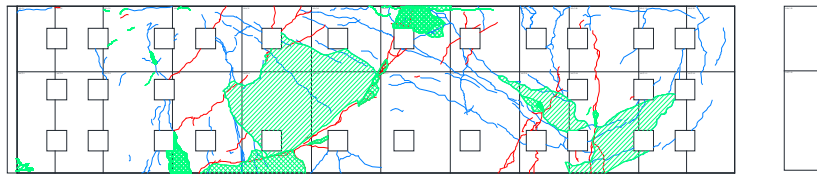
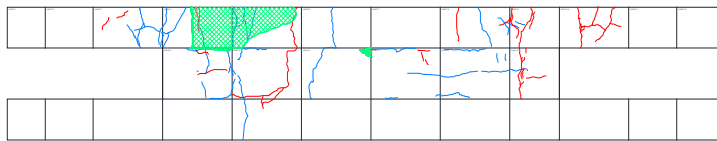


図 6.3.1-79 荷終了時点のひび割れ 耐力壁

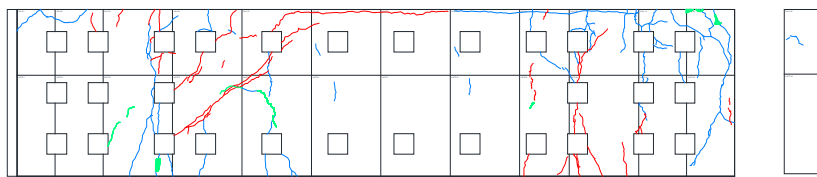
3G



3GB



2G



2GB

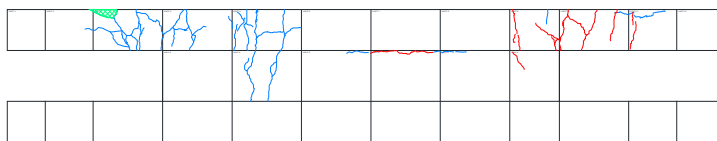
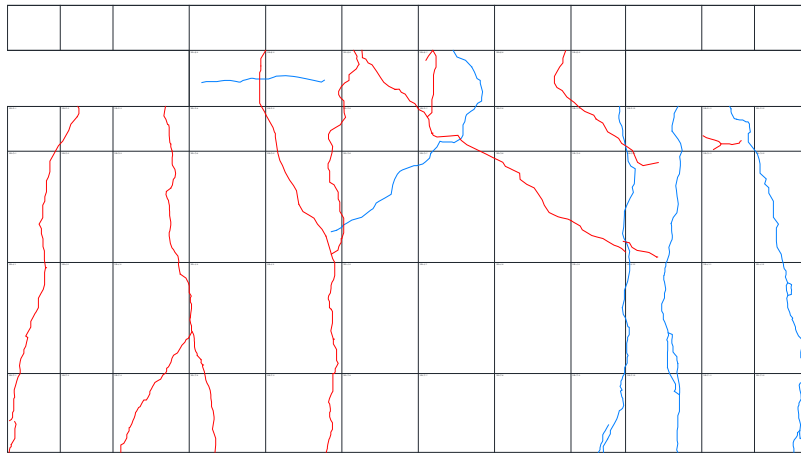


図 6.3.1-80 載荷終了時点のひび割れ 壁梁のひび割れ

3SL



2SL

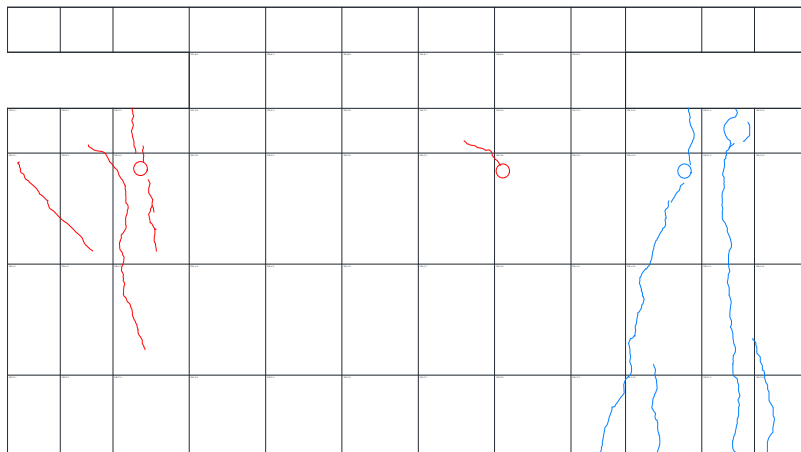


図 6.3.1-81 載荷終了時点のひび割れ スラブのひび割れ

6.3.2 あと施工アンカーが負担した付着応力

あと施工アンカーが曲げ補強筋として必要な強度を発揮しているかを確認する。検討に用いたひずみゲージの貼り付け位置を図 6.3.2-1 に示す。なお、図 6.3.2-1 中のアルファベットは以降に示すひずみ分布の高さ 0mm 地点を示している。

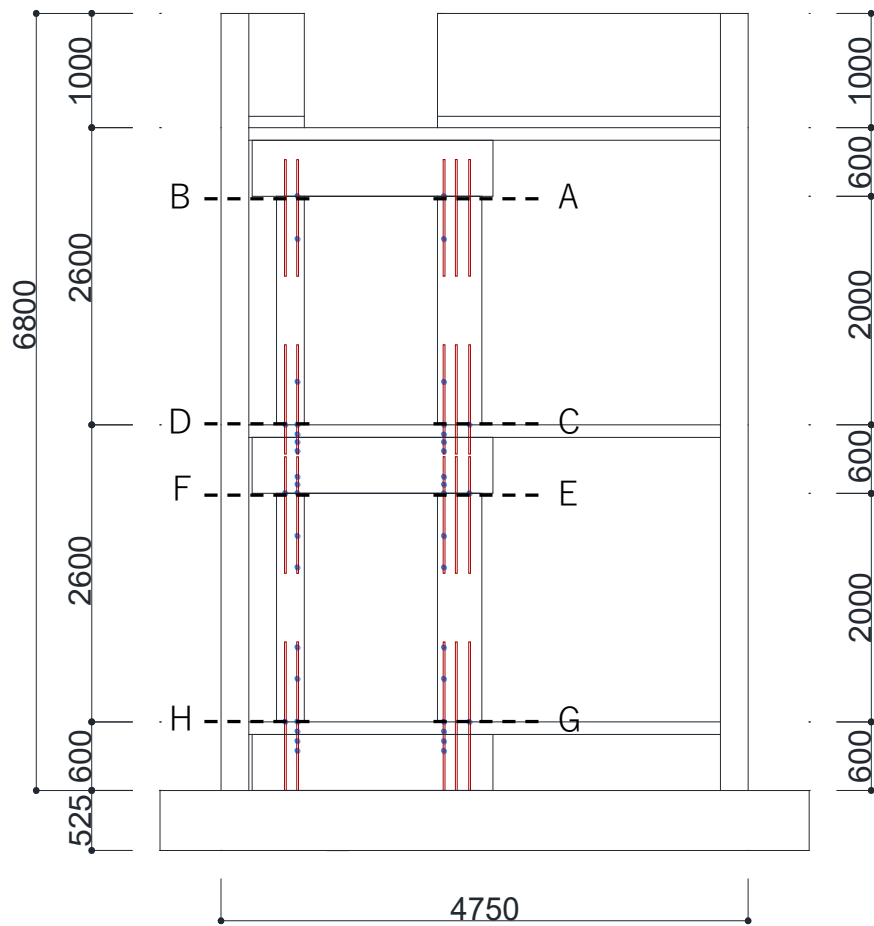


図 6.3.2-1 ひずみゲージ図面

サイクル毎のひずみ分布

負荷荷はねじれの影響が出ているため正載荷のみで降伏ひずみ到達までのひずみ分布を以下に示す。壁頭部のひずみ分布については各階の左右の耐力壁の壁梁フェイス位置を高さ 0mm 位置とし、壁脚部のひずみ分布についてはスラブフェイス位置を高さ 0mm 位置とする。図 6.3.2-2 のキャプション番号は図 6.3.2-1 中のアルファベットと対応しており、例えば図 6.3.2-2 の(A)で示す高さ 0mm は図 6.3.2-1 中の A の位置である。

・ 正載荷

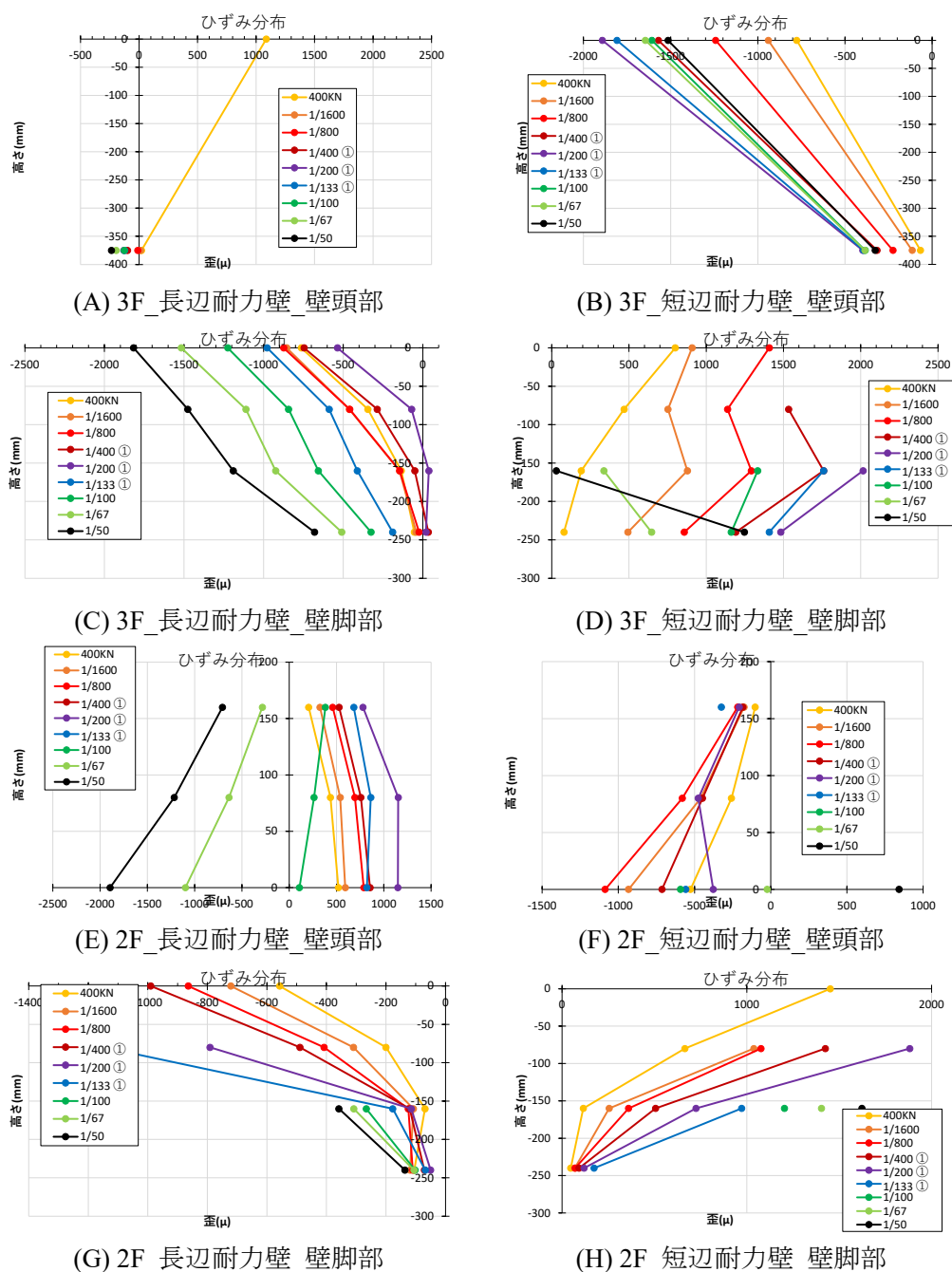


図 6.3.2-2 ひずみ分布_正載荷

あと施工アンカーの付着強度

あと施工アンカーの付着強度を確認するため、新設開口補強工事の際に既存壁部分からコアを採取した。コア採取位置図を図 6.3.2-3 に示す。2 層および 3 層の新設開口切り出し位置から、コア径 100mm の標準コア、コア 75mm の小径コアをそれぞれ採取している。また、1 層部分については壁梁補強前に既存壁部分から同様にコアを採取した。

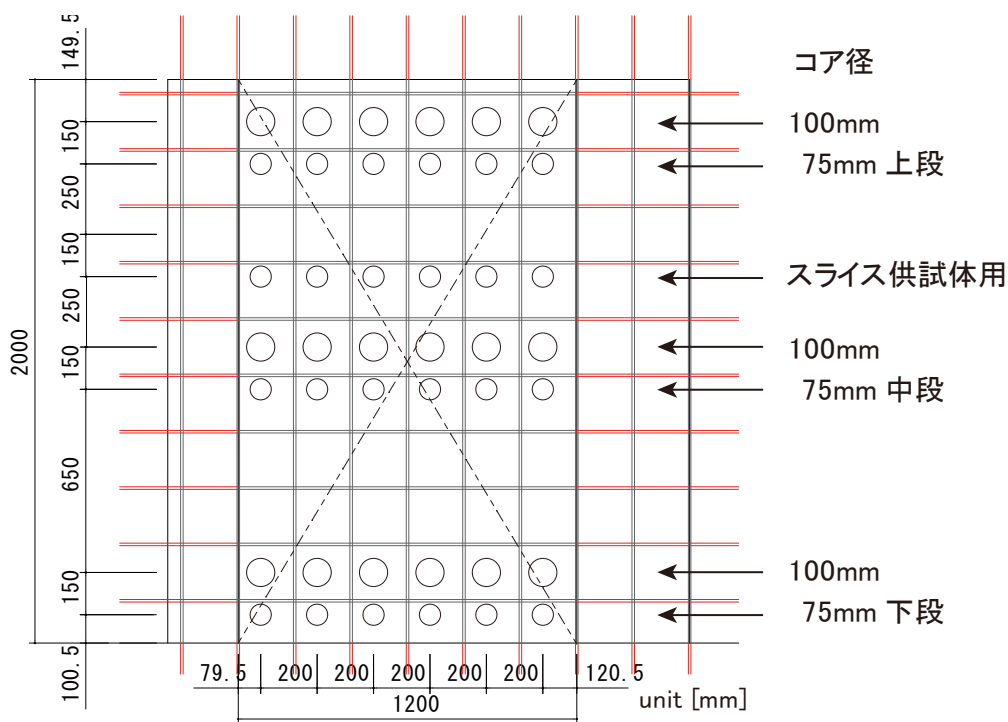


図 6.3.2-3 コア採取位置図

あと施工アンカーの設計に用いるコンクリートの圧縮強度 F は、採取した標準コア、小径コアそれぞれを圧縮試験用に加工し、圧縮試験を実施した結果に基づき、文献^{6.3.3-1)}に従って次式で算定した。

$$F = \min(X_{mean} - t \cdot s, F_c) \quad (6.3.2 - 1)$$

ここに、 X_{mean} : コンクリートの圧縮強度の平均値、 t : スチューデントの t 分布に従った係数 (試験体数 $n=6$ であるため、 $t=2.015$)、 s : 標準偏差 である。

1 層および 2, 3 層の上段・中段・下段のそれぞれから採取したコア圧縮強度の試験結果一覧を表 6.3.2-1 に示す。各層で採取位置の違いに着目すると、下段の方がヤング係数や圧縮強度が高い結果となった。コア径の違いに着目すると、圧縮強度や設計強度はほぼ同程度となった。

表 6.3.3-1 コアコンクリートの試験結果

採取位置	標準コア(コア径100mm)				小径コア(コア径75mm)			
	ヤング係数	圧縮強度	標準偏差	設計強度F	ヤング係数	圧縮強度	標準偏差	設計強度F
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
3層上段	1.77×10 ⁴	29.8	1.06	27.6	1.88×10 ⁴	29.5	1.23	27.0
3層中段	1.92×10 ⁴	31.6	1.11	29.4	2.08×10 ⁴	31.5	0.54	30.4
3層下段	2.06×10 ⁴	34.7	1.48	31.7	2.58×10 ⁴	50.0	4.29	41.4
2層上段	1.83×10 ⁴	28.9	0.80	27.3	1.94×10 ⁴	27.6	0.51	26.6
2層中段	1.98×10 ⁴	32.0	0.83	30.3	2.20×10 ⁴	31.9	0.88	30.1
2層下段	1.93×10 ⁴	32.1	1.48	29.1	2.64×10 ⁴	45.0	7.65	29.6
1層	1.89×10 ⁴	29.6	1.04	27.6	2.14×10 ⁴	30.2	1.28	27.6

1層、2層中段、3層中段から採取した小径コアを用いて、図 6.3.2-4 に示す要領でスライス供試体を作成し、供試体を中央部にあと施工アンカーを施工したうえで、拘束付着試験を実施した。鋼管径は内径 150mm、200mm の2水準とした。拘束付着試験のセットアップ図を図 6.3.2-5 に示す。

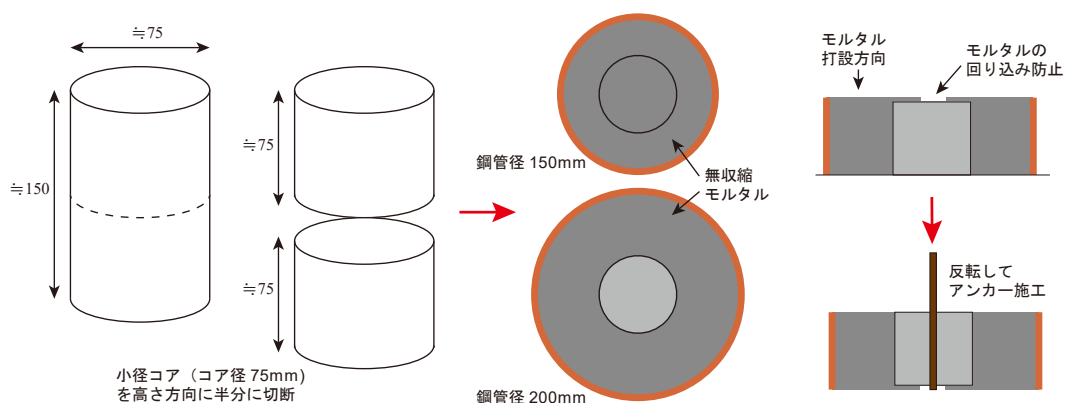


図 6.3.3-4 コアコンクリートを用いたスライス供試体の製作

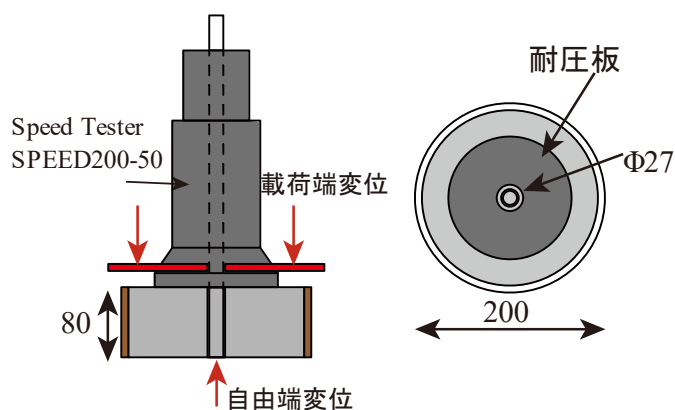


図 6.3.2-5 実験セットアップ図 (単位 : mm)

拘束付着試験の試験結果から、文献^{6.3.3-1)}に従い、次式を用いて付着基準強度の95%信頼下限値を算定した。試験体数は5体となるため、 $t=2.132$ としている。ま

た、コンクリート強度は、表 6.3.3-1 のコア試験結果のうち、小径コアで各層中段位置の設計強度 F を用いた。拘束付着試験の一覧を表 6.3.3-2 に示す。

$$\tau_n = \frac{P_{max}}{\pi \cdot d_a \cdot \ell_e} \cdot \sqrt{\frac{21}{\sigma_B}} \quad (6.3.2 - 2)$$

$$\tau_{ave} = \sum \tau_n / N \quad \tau_{0.95} = \tau_{ave} - s \cdot t \quad s = \sqrt{\sum (\tau_{ave} - \tau_n)^2 / (N - 1)}$$

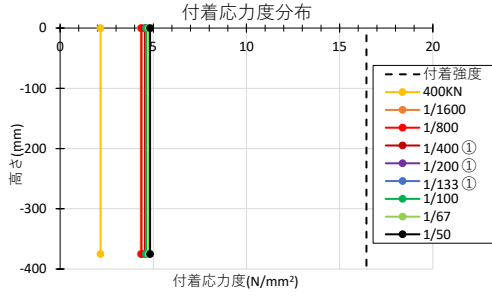
表 6.3.2-2 スライス供試体の拘束付着試験結果

採取位置	鋼管径200mm				鋼管径150mm			
	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$max \delta_{ave}$	τ_{ave}	s	$\tau_{0.95}$	$max \delta_{ave}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]
3層	21.49	2.43	16.32	2.139	21.44	2.80	15.47	1.355
2層	23.32	1.95	19.17	1.898	23.08	0.72	21.54	1.763
1層	24.27	2.12	19.75	1.879	25.56	0.95	23.54	1.665

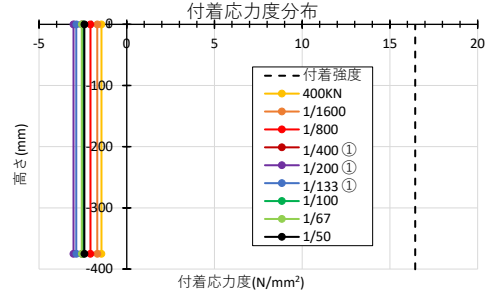
サイクル毎の付着応力度分布

図 6.3.2-6 に試験体に施工されたあと施工アンカーの付着応力度分布を示す。なお、図 6.3.2-6 で示す付着応力度は、ひずみゲージで計測された値をもとに算定している。

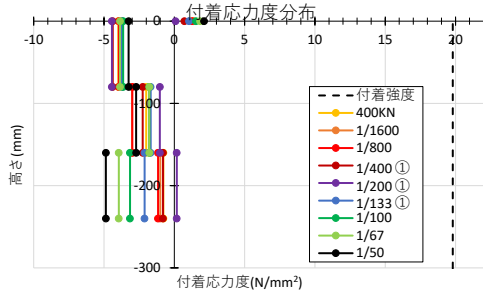
付着応力度をコアスライス試験体の付着強度との比較を行った。図 6.3.2-4 より試験体のアンカー筋付着強度に到達しておらず、また、試験体のあと施工アンカー部分において付着による損傷は確認されなかったため、付着破壊が生じていないと判断した。



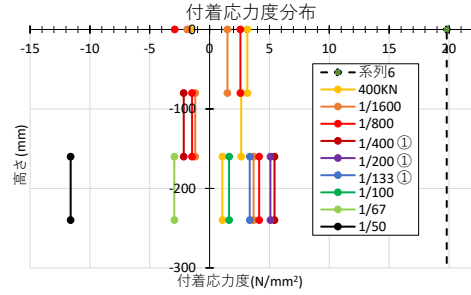
(A) 3F_長辺耐力壁_壁頭部



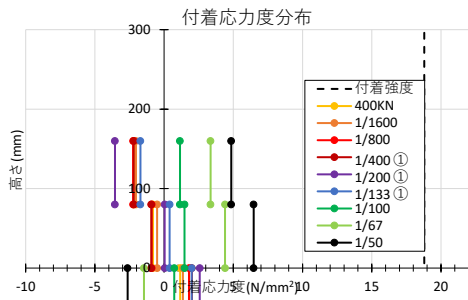
(B) 3F_短辺耐力壁_壁頭部



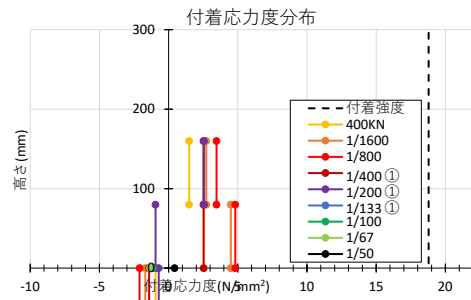
(C) 3F_長辺耐力壁_壁脚部



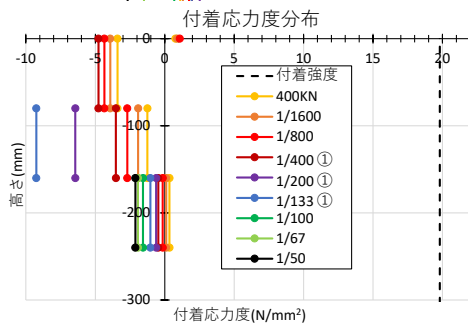
(D) 3F_短辺耐力壁_壁脚部



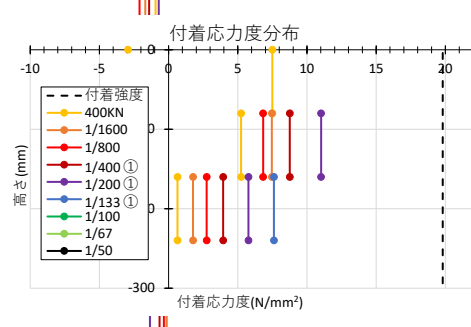
(E) 2F_長辺耐力壁_壁頭部



(F) 2F_短辺耐力壁_壁頭部



(G) 2F_長辺耐力壁_壁脚部



(H) 2F_短辺耐力壁_壁脚部

図 6.3.2-6 付着応力度分布_正載荷

6.3.3 あと施工アンカーの引張耐力の算定

あと施工アンカーの終局引張耐力は既往の指針^{6.3.3-2)}および文献^{6.3.3-1)}に基づき算出した。

既往の指針^{6.3.3-2)}に基づく場合、アンカー筋の降伏によって決まる耐力 $pa1$ と、付着力により決まる耐力 $pa3$ を比較して耐力および破壊モードを判定する。 $Pa3$ 算定においては、へりあきやピッチによる付着強度の低減が考慮される。

文献^{6.3.3-1)}に基づく場合、アンカー筋の引張破壊耐力 T_{mu} 、コンクリートのコーン状破壊耐力 T_{cc} 、付着破壊耐力 T_{cb} を比較し、耐力および破壊モードを判定する。コーン破壊耐力 T_{cc} 算定においては、隣接するアンカーのコーン投影面積に重複や、へりあきの影響を考慮した投影面積としている。

コンクリート強度については、表 6.2.1-2 の値を用いた。また、基準付着強度については、スライス供試体の試験結果を参考に、 15N/mm^2 とした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (6.3.3-1)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot sa_e \quad (6.3.3-2)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (6.3.3-3)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (6.3.3-4)$$

ここで、

$m\sigma_u$: アンカー筋引張強度(N/mm^2) ($m\sigma_u = 1.1\sigma_y$)

σ_y : アンカー筋降伏強度(N/mm^2)

sa_e : アンカー筋断面積 (mm^2)

σ_B : コンクリート強度(N/mm^2)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm^2)で $A_c = \pi \cdot l_e \cdot (l_e + d_a)$

l_e : アンカー筋の有効埋込長さ(mm) で、先端が寸切りの場合は埋込み長さとする

d_a : アンカー筋の公称径(mm)

τ_a : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm^2)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

あと施工アンカーの終局引張耐力算定結果の算定結果を表 6.3.3-2 に示す。

既往の指針^{6.3.3-2)}に基づく場合、2層下向きに施工したアンカー以外のすべてのアンカーが付着破壊と判定された。一方で、文献^{6.3.3-1)}に基づく場合、すべてのアンカーが鉄筋引張破壊と判定された。実験においては、アンカー筋の降伏が先行していることが確認されており、文献^{6.3.3-1)}に基づく場合に実験結果と対応している。よって、既往の評価式を用いることでアンカーの破壊性状を評価できることを確認した。

表 6.3.3-3 あと施工アンカーの引張耐力算定結果

(a) 既往の指針^{6.3.3-2)}による場合

長壁端部 3-D16	埋め込み長さ	$pa1$ [kN/本]	$pa3$ [kN/本]	pa [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	39.2	39.2	付着
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	79.9	53.7	53.7	付着
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	38.8	38.8	付着
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	79.9	108.4	79.9	鉄筋降伏

短壁端部 2-D16	埋め込み長さ	$pa1$ [kN/本]	$pa3$ [kN/本]	pa [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	39.2	39.2	付着
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	79.9	53.7	53.7	付着
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	79.9	38.8	38.8	付着
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	79.9	108.4	79.9	鉄筋降伏

(b) 文献^{6.3.3-1)}による場合

長壁端部 3-D16	埋め込み長さ	T_{mu} [kN/本]	T_{cc} [kN/本]	T_{cb} [kN/本]	T_a [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	111.1	206.7	87.9	鉄筋降伏
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	87.9	187.3	272.6	87.9	鉄筋降伏
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	109.9	204.4	87.9	鉄筋降伏
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	87.9	487.4	523.3	87.9	鉄筋降伏

短壁端部 2-D16	埋め込み長さ	T_{a1} [kN/本]	T_{a2} [kN/本]	T_{a3} [kN/本]	T_a [kN/本]	Failure mode
3層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	138.5	206.7	87.9	鉄筋降伏
3層下向き	$20d_a$ (320mm)	87.9	232.1	272.6	87.9	鉄筋降伏
2層上向き	$15d_a$ (240mm)	87.9	137.0	204.4	87.9	鉄筋降伏
2層下向き	$37d_a$ (600mm)	87.9	617.2	523.3	87.9	鉄筋降伏

6.4 解析における検討

6.4.1 解析概要

平面モデルおよび立体モデルを使用して解析を行う。解析パラメータを下記に示す。
 1階壁頭部の開口幅内にある縦筋は切断されており、十分な定着が取れていないことから1F耐力壁のモデル化は以下の2通りの方法で行った。

表 6.4.1-1 1本柱置換モデル解析パラメータ

モデル	変動軸力	1F耐力壁のモデル化	耐力壁構造芯	耐力壁のせん断形状係数 κ
B-1	無視	壁頭は開口部内縦筋を除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を入れた断面としてモデル化	耐力壁重心	1.2
B-1-a				応力度法
B-1-b				エネルギー法
B-1Ne	考慮	壁頭壁脚ともに開口部内縦筋を除いた断面に1F壁脚のあと施工アンカーを加えた断面としてモデル化	耐力壁中心	1.2
B-2	無視			
B-2Ne	考慮			
C-1	無視	壁頭壁脚ともに開口部内縦筋を除いた断面に1F壁脚のあと施工アンカーを加えた断面としてモデル化	耐力壁重心	1.2
C-2			耐力壁中心	

表 6.4.1-2 3本柱置換モデル解析パラメータ

モデル	変動軸力	1F耐力壁のモデル化	耐力壁剛性	耐力壁のせん断形状係数 κ
3本	考慮	壁頭は開口部内縦筋を除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を入れた断面としてモデル化	両端の軸ばねを中央の鉛直材の曲げ剛性に考慮	1.2

表 6.4.1-3 MSモデル解析パラメータ

モデル	1F耐力壁のモデル化	塑性ヒンジ長さ	耐力壁のせん断形状係数 κ
MS	壁頭は開口部内縦筋を除いた断面としてモデル化 壁脚は開口部内縦筋を入れた断面としてモデル化	曲げ初期剛性の理論値と同等になるように設定	1.2

6.4.2 架構のモデル化

6.4.2.1 1本柱置換モデル

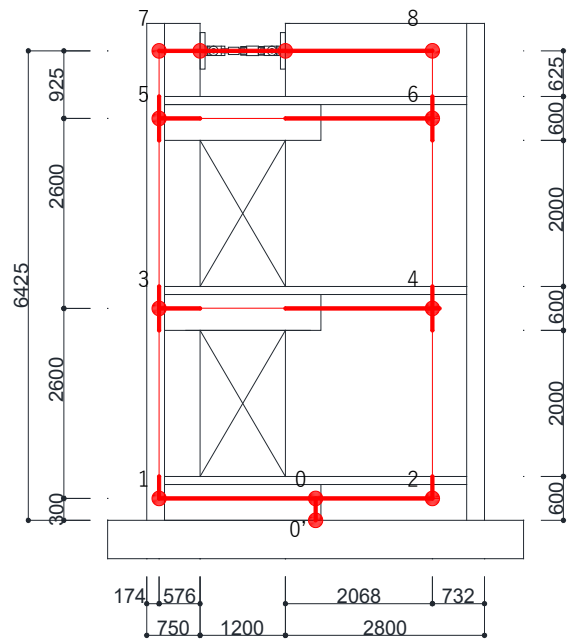
各節点質量を表 6.4.2-1 に、各節点の拘束条件を表 6.4.2-2 に、各構面の架構のモデル図を図 6.4.2-1 に示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。耐力壁の部材芯は重心とする場合及び壁せいの中心とする場合の2通りで解析を行う。耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする場合、図 6.4.2-1(b)のように壁の重心位置にもダミーの節点を設けて各壁部材の長期軸力による節点質量はこの節点に設定する。

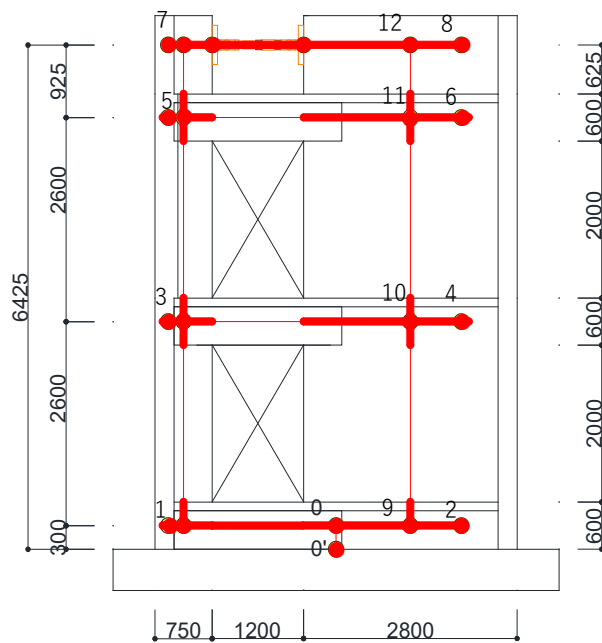
- ①線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ②梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③危険断面位置は剛域端とする。
- ④各層の重量は各節点に節点質量として分配する。分配した結果は表 6.4.2-1 に示す。
- ⑤各階は剛床と仮定する。
- ⑥耐力壁の1本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑦変動軸力を考慮する場合は、解析結果から正側は全体変形角 1/50 rad.まで、負側は全体変形角-1/100 rad.まで載荷した際の変動軸力を算出し、これを考慮して解析を行う。

表 6.4.2-1 節点質量

層	節点番号	質量(t)	質量(kN)
1F	0'	1.1	10.3
2F	1	2.9	27.9
	2	5.0	48.6
3F	3	4.7	46.4
	4	7.7	75.6
4F	5	4.1	40.4
	6	8.6	84.6
RF	7	1.2	12.0
	8	3.7	36.6



(a) 構造芯：重心



(b) 構造芯：中心

図 6.4.2-1 架構モデル図

表 6.4.2-2 接点の拘束条件

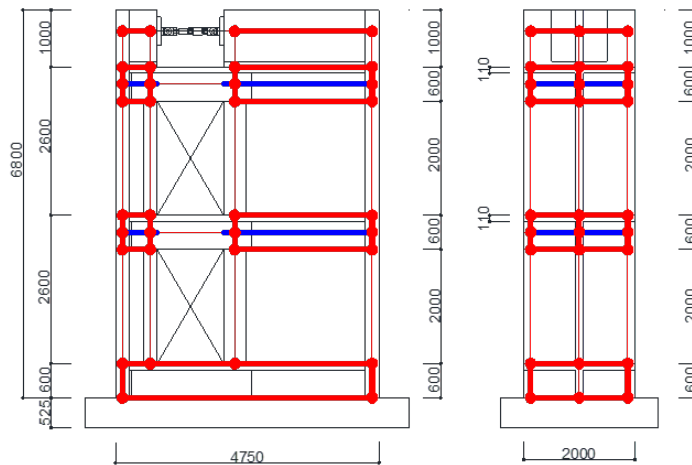
接点位置	水平方向	回転
0'	固定	固定
他	自由	自由

6.4.2.2.3 本柱置換モデル

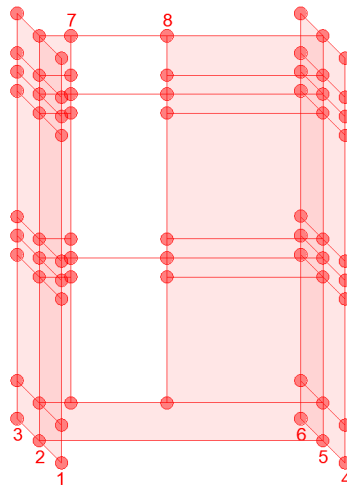
各節点の拘束条件を表 6.4.2-3 に、架構のモデル図を図 6.4.2-2 に示す。耐力壁は壁中心位置に。耐力壁、直交壁、軸柱の分割を図 6.4.2-3 に示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。それぞれの節点に節点質量を設定する。

- ① 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ② 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③ 危険断面位置は剛域端とする。
- ④ 各階は剛床と仮定する。
- ⑤ 耐力壁の3本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑥ 1F 耐力壁は1部材の耐力壁としてモデル化する。
- ⑦ 耐力壁上部の梁はそれ自身の曲げおよびせん断剛性を100倍とする。
- ⑧ 節点7,8間はジャッキによる影響を考慮して水平変位が等しくなるよう制御する。



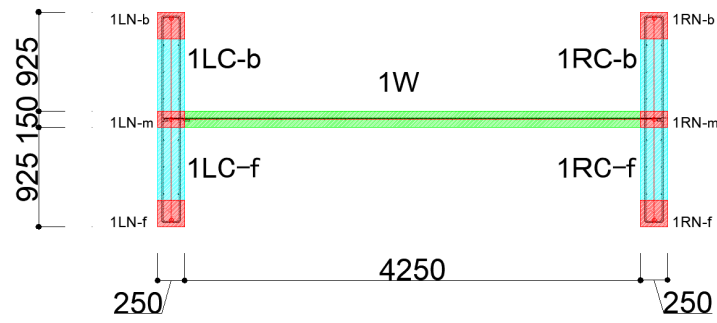
(a) 架構のモデル図 (3本柱単軸ばねモデル) 赤太線：剛梁，青太線：剛性100倍



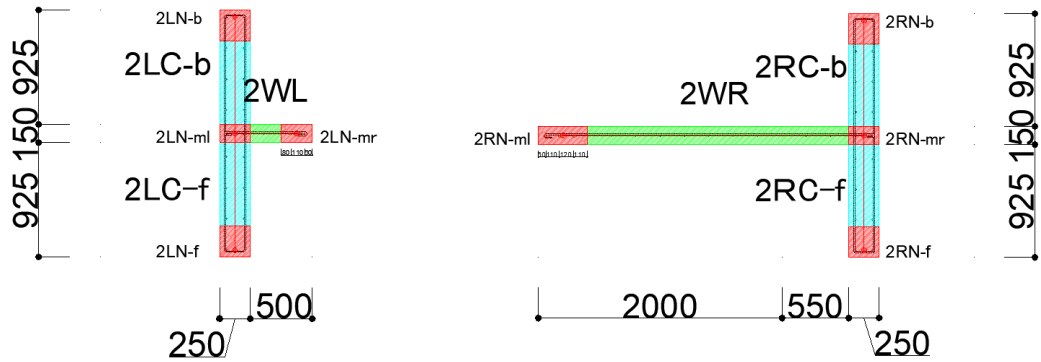
(b) 架構モデルの節点位置図

図 6.4.2-2 架構のモデル図 (3本柱単軸ばねモデル)

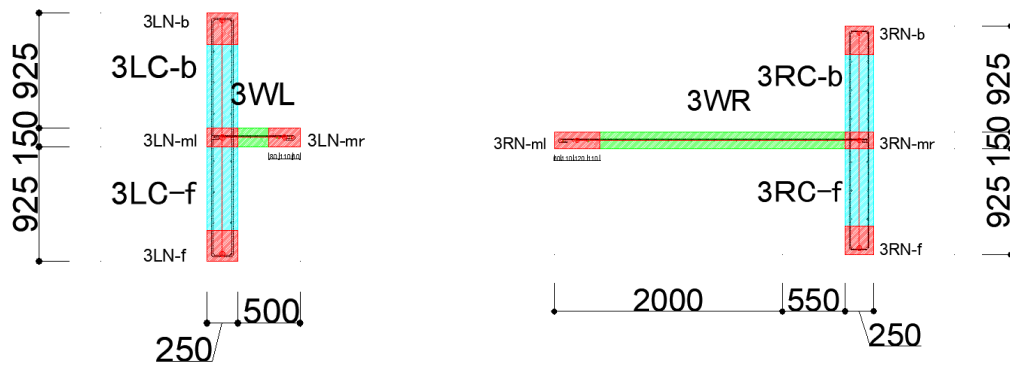
表 6.4.2-3 節点の拘束条件		
節点位置	水平方向	回転
1.2.3.4.5.6	固定	固定
他	自由	自由



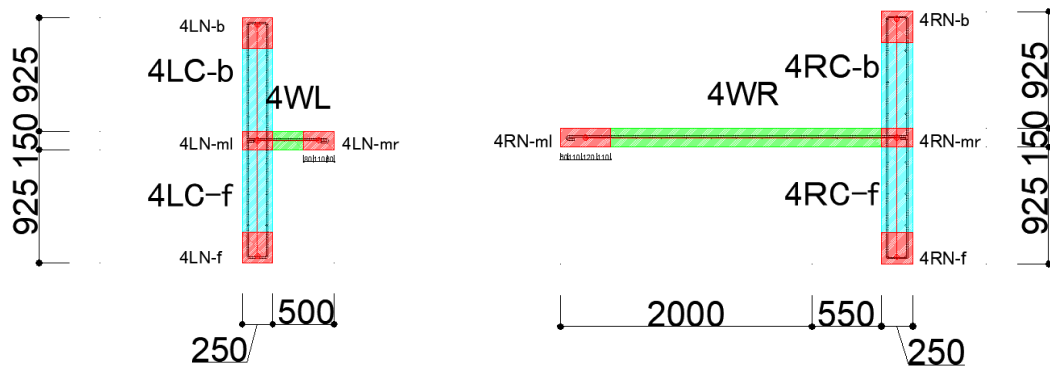
(a) 1階



(b) 2階



(c) 3階

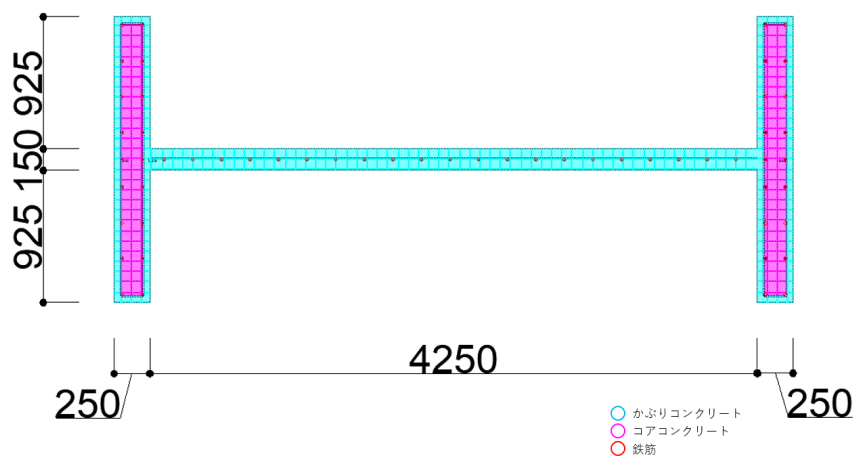


(d) 4階

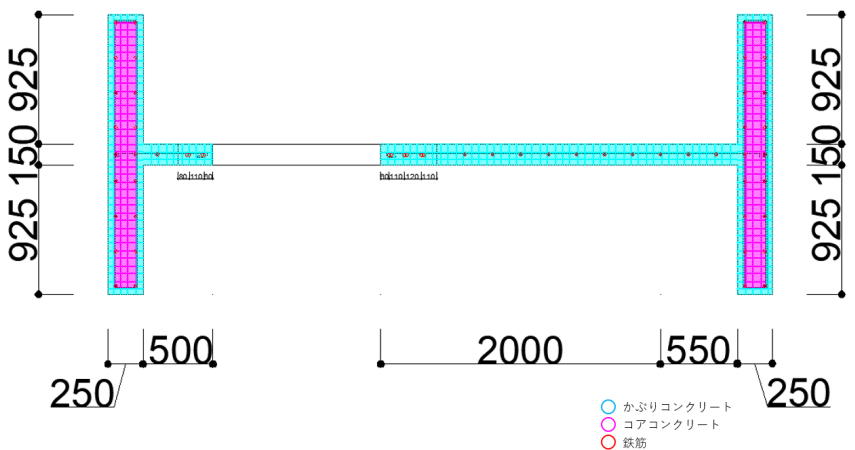
図 6.4.2-3 耐力壁/直交壁/軸柱の分割

6.4.2.3 MS モデル

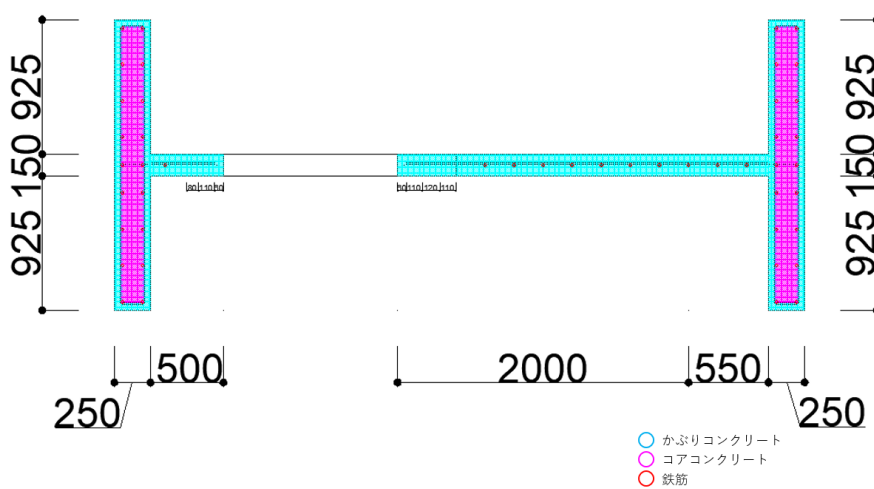
MS ファイバーモデルで置換した各階の断面を図 6.4.2-4 に、塑性ヒンジ長さを表 6.4.2-4 に示す。



(a) 1F 断面図



(b) 2F 断面図



(c) 3F 断面図

図 6.4.2-4 MS ファイバーモデル

表 6.4.2-4 塑性ヒンジ長さ

断面位置	塑性ヒンジ長さ(mm)
0'断面	192.6
0断面	192.6
2,6断面	466.2
3,7断面	403.5
6,10断面	479.5
7,11断面	418.3
10,13断面	223.7
11,16断面	205.2

6.4.3 部材のモデル化

6.4.3.1 単軸ばねモデル

各部材のモデル化を行った際のばねモデル図を図 6.4.3-1 に、曲げばね、せん断ばね、軸ばねの骨格曲線を図 6.4.3.2 に示す。なお、図 6.4.3-2 の骨格曲線の正負は表 6.4.3-1 のように定義する。

壁梁部材を 1 本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は 1 本柱置換によりモデル化する。この場合は、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。

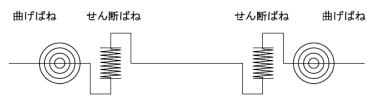
耐力壁を 3 本柱置換によりモデル化する場合は、耐力壁の長さを剛域とする梁、耐力壁両脇の両端ピンで接続される軸ばねのみを有する鉛直材、耐力壁中央の上下端に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材により構成される。耐力壁の 3 本の鉛直材への分割は図 6.4.2-3 のように行う。すなわち耐力壁の両脇の鉛直材としては端部曲げ補強筋の配されている断面、あるいは直交壁と交差する部分とし、それ以外の部分を中央の鉛直材に分割する。両脇の鉛直材の軸ばねの特性は図 6.4.2-3 のハッチ部分のコンクリート断面積と端部曲げ補強筋を有する柱として定義する。中央の鉛直材の曲げばねおよび軸ばねの特性は図 6.4.2-3 の中央部、すなわちハッチ部分以外のコンクリート断面積と中間部縦筋を有する壁板として定義する。ただし上端の曲げばねは十分大きくした強度を持つものとする。一方、せん断ばねに関しては両端部分及び直交壁も含めた耐力壁全体として定義される。

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

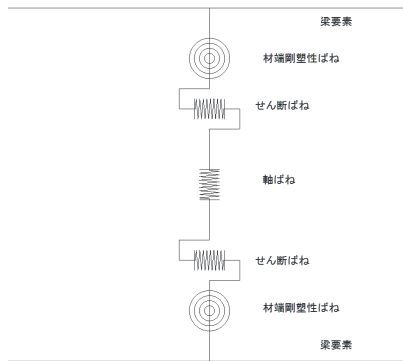
ここで、新設部が引張側となる部材の曲げばねにおいては、5.3 節にて精度の確認された 4 折れ線化による評価手法によりモデル化した結果も併せて示す。

また以下の方法に従って、部材のモデル化を行う。

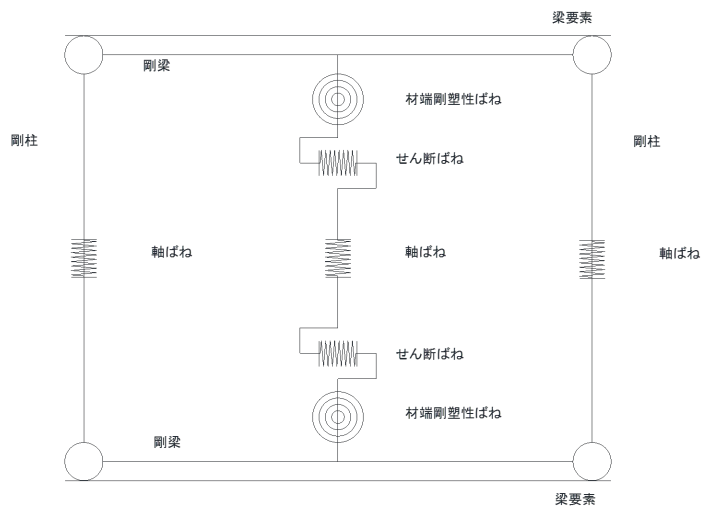
- ① 2.5 層耐力壁は、1,2 層耐力壁と同様の断面として剛性・耐力の算定を行う。
- ② 2.5 層の W1L と W1R 間にあるジャッキは、両端ピン接合の剛性としてモデル化する。
- ③ 最上階耐力壁の脚部の剛性・耐力算定時は、折り曲げ定着されている開口補強筋を無視して算定を行なう。



(a) 壁梁部材ばねモデル

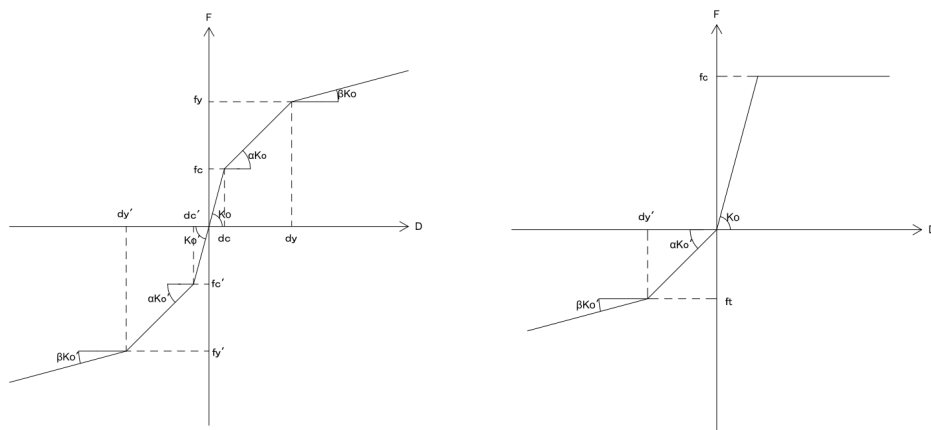


(b) 耐力壁部材ばねモデル (1本柱置換モデル)



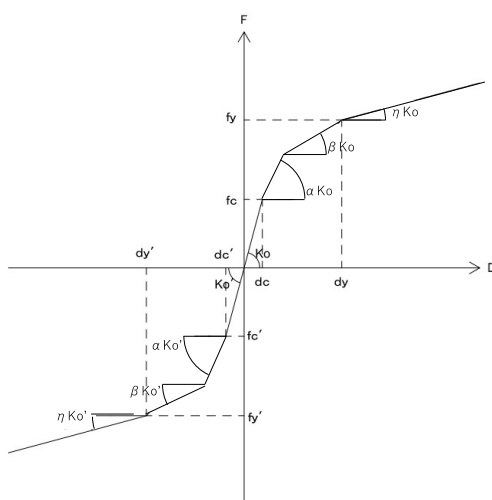
(c) 耐力壁部材ばねモデル(3本柱置換モデル)

図 6.4.3-1 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね



(c) 曲げばねの4折れ線化

図 6.4.3-2 各ばねモデルの骨格曲線

表 6.4.3-1 各ばねモデルの骨格曲線の正負の定義		
ばねモデル	耐力壁部材(鉛直部材)	梁部材(水平部材)
曲げ	断面の左側が引張となる場合 を正	断面の上端が引張となる場合 を正
せん断		
軸	圧縮時を正	-

6.4.3.2 MSモデルの材料特性

(1)鉄筋ばね

鉄筋ばねの骨格曲線を図 6.4.3-3(a)に示す。鉄筋ばねは鉄筋の引き抜きは考慮せず、折れ点は降伏点のみでバイリニアモデルとした。各鉄筋の降伏強度は材料試験結果によるものとし、ヤング係数は 205000N/mm^2 とする。また降伏歪は降伏強度をヤング係数で除したものとする。

(2)かぶりコンクリートばね

コンクリートの骨格曲線を図 6.4.3-3(b)に示す。かぶりコンクリートばねはトリリニア剛性低減型とした。コンクリートの圧縮強度は表 6.2.1-2 に示したものとし、引張強度は下式により算定する。

$$f_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (6.4.3-1)$$

ここで、

f_t : コンクリート引張強度(N/mm^2)

f_c : コンクリート圧縮強度(N/mm^2)

ヤング係数は下式により算定する。

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-2)$$

ここで、

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m^3)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

また第一折れ点時のひび割れ耐力は νf_c とする。

ここで、

ν : 剛性低下を決定するための係数で 0.3 とする。

またコンクリートの耐力劣化終了点の耐力を $\lambda \sigma_B$ 、耐力劣化終了点の変形を $\mu \varepsilon_0$ とする。

ここで、

λ : コンクリートの耐力劣化を決定する為の係数で

(「かぶりコンクリート : 0.7 コアコンクリート : 0.9」)

ε_0 : 降伏歪みで $\varepsilon_c = 0.93\sigma_B^{\frac{1}{4}} \times 10^{-3}$ とする。

μ : コンクリートの耐力劣化終了点の変形を決定する為の係数で 3.0 とする

また引張側の耐力が0となる変形を τd_t とする。

ここで、

τ : 引張側の耐力が0となる点を決定する為の係数で3.0とする。

d_t : 引張降伏時の変形

(3) コアコンクリートばね

1) 圧縮側のモデル化

コアコンクリートばねはかぶりコンクリートばねと同様に図 6.4.3-3 のようなトリニア剛性低減型とした。コンクリートの圧縮強度は横補強筋の拘束による強度上昇を考慮し、靱性指針^{6.4.3-1)}に従い下式により算定する。なお、その他の骨格曲線化手法は(2)と同様である。

$$\sigma_B' = \sigma_B + x p_{wh} \sigma_{wh} \quad (6.4.3-3)$$

$$\varepsilon_B' = \begin{cases} \varepsilon_c(1+4.7(K-1)) & K \leq 1.5 \\ \varepsilon_c(3.35+20(K-1.5)) & K > 1.5 \end{cases} \quad (6.4.3-4)$$

$$x = 11.5 \left(\frac{d_w}{c} \right) \left(1 - 0.5 \frac{s}{j_e} \right) \quad (6.4.3-5)$$

$$\varepsilon_c = 0.93 \sigma_B'^{\frac{1}{4}} 10^{-3} \quad (6.4.3-6)$$

$$K = \frac{\sigma_B'}{\sigma_B} \quad (6.4.3-7)$$

ここで、

d_w : 横補強筋の公称直径(mm)

c : 横補強筋の有効支持長さ(mm)

s : 横補強筋間隔(mm)

p_{wh} : 横補強筋のコア体積比

σ_{wh} : 横補強筋の信頼強度(N/mm²)

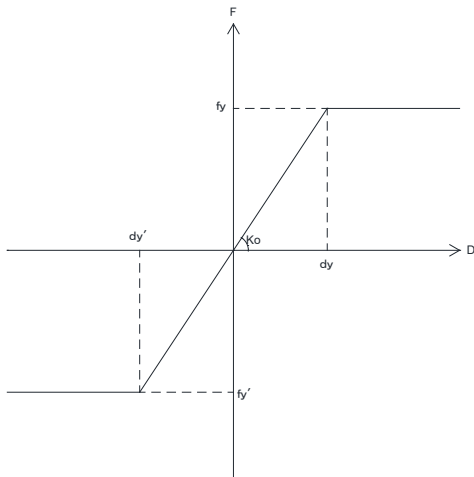
2) 引張側のモデル化

コンクリートと鉄筋との間には付着が存在するために、コンクリートにひび割れが生じた後も、コンクリートは引張力の一部を負担するようにモデル化する。図 6.4.3-3(c)のように変位 dt で引張降伏したのちも変位 τd_t まで耐力を維持し、その後下降曲線が始まるモデルを用いた。

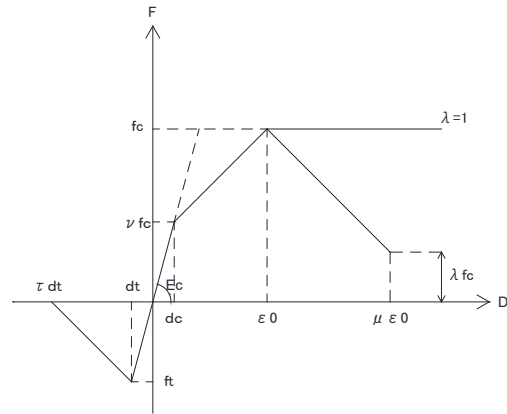
$$F = f_t \left(\frac{\tau \cdot d_t}{d} \right)^{a_r} \quad (6.4.3-8)$$

τ : 下降曲線が始まる点を決定する係数で3とした。

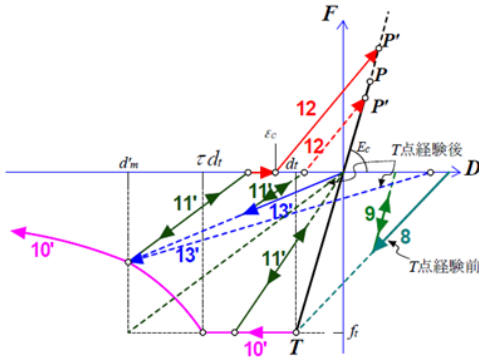
a_r : 下降曲線を決定する係数で0.4とした。



(a)鉄筋ばねの骨格曲線 (バイリニア)



(b)コンクリートばねの骨格曲線



(c)コンクリートばね(引張側)

付着を考慮した場合

図 6.4.3-3 各ばねの骨格曲線

(5)塑性ヒンジ長さの算定と降伏断面率

部材が降伏と判断される断面積に対する比率の降伏断面率は0.5とした。

$$P_z = \frac{\sum E_i A_i Y_i^2}{K_f} \tag{6.4.3-9}$$

ここで、

K_f : 曲げ剛性(N・mm)

E_i : 断面を細分化した第 i 要素の材料のヤング係数(N/mm²)

A_i : 第 i 要素の面積(mm²)

P_z : 塑性ヒンジ長さ(mm)

Y_i : 中立軸位置からの第 i 要素までの距離

長さは初期剛性の理論値 $K_f = \frac{6EI}{L}$ と一致するように設定した。

6.4.3.3 部材の剛性・耐力算定方法

6.4.3.3.1 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 0.5(隣接する開口あり)の場合} \quad (6.4.3-10)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 1.0(隣接する開口なし)の場合} \quad (6.4.3-11)$$

 L : 部材長さ(mm) E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-12)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)で特に調査しない場合は 1.0 を減じたものとする。

 I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (6.4.3-13)$$

 I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴) a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。 a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。 y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm) F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²) n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (6.4.3-14)$$

 b_a : 直交壁の協力幅(mm) l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm) a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

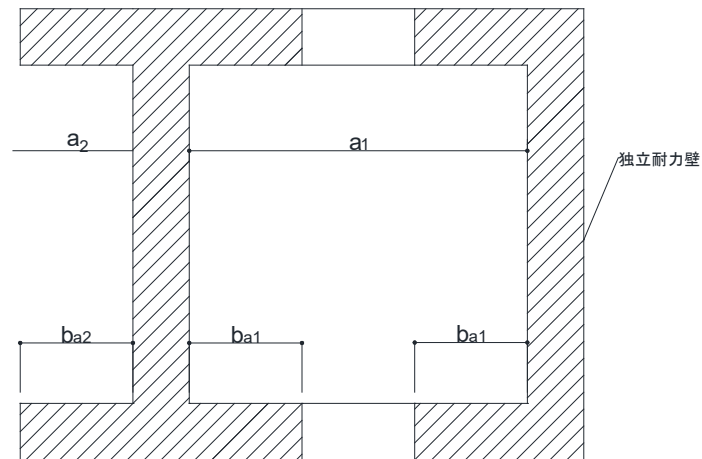


図 6.4.3-4 直交壁の協力幅

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-15)$$

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で, $\nu = 0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で壁式規準では 1.2 とするが部材形状が複雑な場合, 下記の算定方法において算定を行う。

せん断形状係数 κ

せん断形状係数 κ は下式により算定する。

両側直交壁付き耐力壁の場合

耐震性能評価指針^{6.4.3-2)}の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (6.4.3-16)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15} \alpha \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^5 - \frac{1}{2} \alpha (1-\alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^4 + \frac{1}{4} \alpha (1-\alpha) \left(\beta + \frac{1}{2} \right)^2 + \frac{1}{4} (1-\alpha) \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8} \alpha \right) \right) \quad (6.4.3-17)$$

$$u : \frac{l_w}{l_w + \Sigma D}$$

$$v : \frac{t_w}{b}$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

片側直交壁付き耐力壁の場合

腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究^{6.4.3-3)}の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2(e_1+\frac{1}{2})^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (6.4.3-18)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2(\frac{1}{2}+\beta-e_1)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (6.4.3-19)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (6.4.3-20)$$

α : t/B

β : l_w/D

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, B : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

e_1 : $\frac{e}{D} = \frac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}$

e : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

y_1 : $\frac{1}{2} - e_1$

y_2 : $\frac{1}{2} + \beta - e_1$

y_3 : $-(\frac{1}{2} + e_1)$

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 κ の算定結果と α , β , ν , u の係数の関係を図 6.4.3-5, 6.4.3-6 に示す。

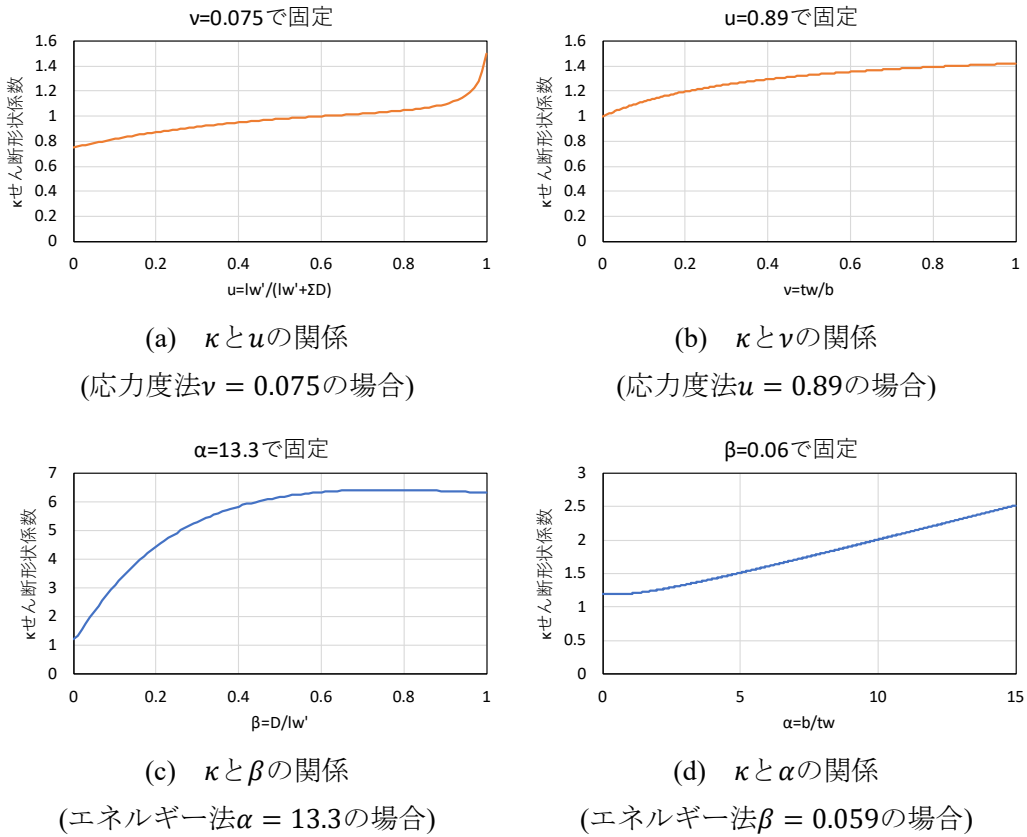


図 6.4.3-5 せん断形状係数 κ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

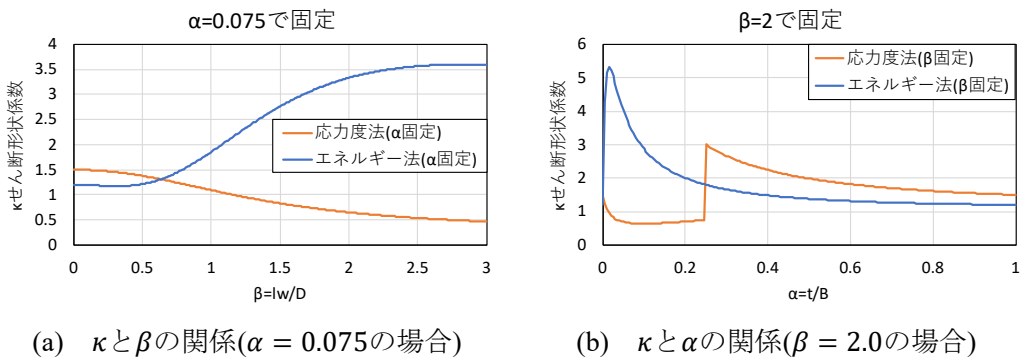


図 6.4.3-6 せん断形状係数 κ (片側直交壁付き耐力壁の場合)

軸剛性

軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-21)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{E_c A_e}{L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-22)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (6.4.3-23)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

L : クリアスパン(mm)

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-24)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm^3)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。

σ_t : 既存コンクリートの曲げ引張強度($= 0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_o : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr}tl/\kappa \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-25)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (6.4.3-26)$$

σ_t : 既存コンクリートの引張強度($= 0.33\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm^2)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

κ : せん断形状係数で1.2とするが部材形状が複雑な場合、前述したせん断形状係数の算定方法に従って算定を行う。

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は既往の研究^{6.4.3-5)}に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E I_e \varepsilon_y} \tag{6.4.3-27}$$

wM_y : 引張縁が開口補強端部の場合、補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし、引張縁が直交壁側端部の場合、直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。これは、5.3章にて曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態は引張側から1, 2, 3本目のどの鉄筋が降伏する状態としても試験体の荷重変形関係を精度良く評価できると確認されたことによる。

C_n : 引張縁が開口補強端部の場合、補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし、引張縁が直交壁側端部の場合、直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y : 同上鉄筋の降伏ひずみ

E : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(6.4.5)によるものとする。

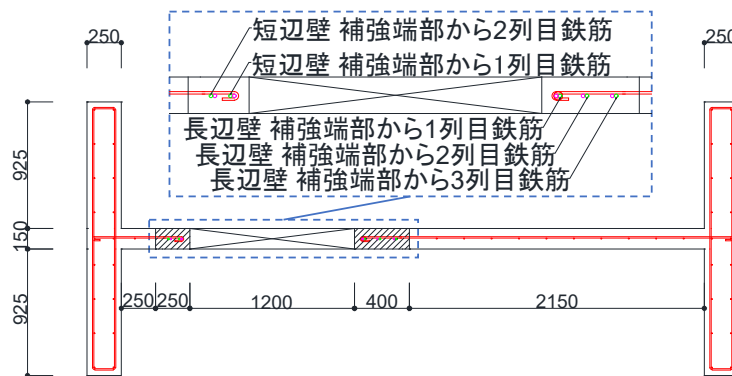


図 6.4.3-7 補強端部からの鉄筋列数

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \tag{6.4.3-28}$$

p_w : 壁横筋比

σ_y : 壁横筋の降伏強度(N/mm²)

F_c : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

曲げ終局強度

靱性指針^{6.4.3-1)}に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係では、その非線形性を適切に考慮する。
- E) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b(g - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-29)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st}\sigma_{st} = \sum A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-30)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-31)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$\beta_1=0.85$	$(\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.85-0.05(\sigma_B-280)/70$	$(280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.65$	$(\sigma_B > 560\text{kgf/cm}^2)$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-32)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b(x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-33)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-34)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003 になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

また、耐力壁の構造芯を耐力壁の中心として解析を行う場合は、圧縮縁から軸力作用位置までの距離 g を耐力壁中心位置にして耐力計算を行う。

せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wy}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-35)$$

t_e : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを 1 とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの 1.5 倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm²)

p_{wy} : t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w : 1組の横補強筋の断面積(mm²)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot l}$: シアスパン比で部材のシアスパンを部材せいで除した値(1未満の場合は1とし、

3を超える場合は3とする。)

軸強度

軸引張強度

$$N_{ut} = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (6.4.3-36)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (6.4.3-37)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm²)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

6.4.3.3.2 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-38)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6.4.3-39)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (6.4.3-40)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。
協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \quad (6.4.3-41)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N/mm}) \quad (6.4.3-42)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm²)で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm²)で $A = b \cdot D$ とする。

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、T型断面の場合は1.2、長方形断面の場合は1.5とする。

ひび割れ強度**曲げひび割れ強度**

曲げひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-43)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし、協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は式(6.4.4)によるものとする。

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-44)$$

τ_{scr} : 既存コンクリートのせん断ひび割れ強度($= 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合 1.5, T形の場合 1.2)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は技術規準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (6.4.3-45)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(6.4.4)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には, RC規準^{6.3.3-1)}に従い, スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(6.4.8)より算定して良い。スラブ協力幅は式(6.4.4)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (6.4.3-46)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (6.4.3-47)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{E}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(6.4.4)による。

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式規準^{6.4.3-4)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (6.4.3-48)$$

p_w : 耐力壁の横補強筋比

σ_y : 耐力壁の横補強筋比の降伏強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

終局強度

曲げ終局強度

靱性指針^{6.4.3-1)}に記載された精算法に従って計算した。曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、足し合わせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究^{6.4.3-7)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図 6.4.2-3 中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図 6.4.2-3 中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

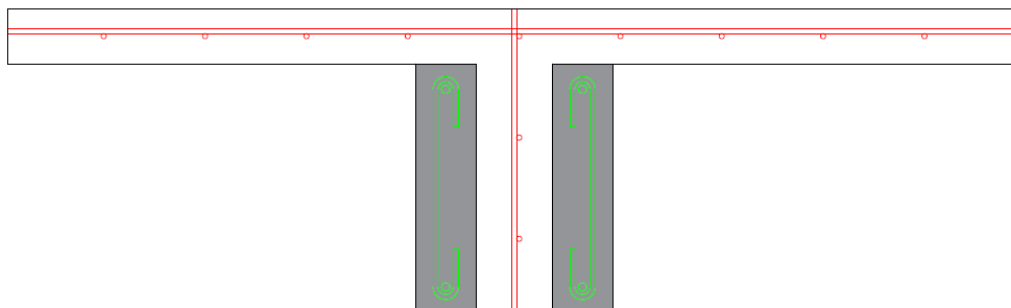


図 6.4.3-8 分割方法

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

(a)既存部壁梁の曲げ終局強度 M_{u1}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-49)$$

A_{st1} ：中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} ：中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} ：中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} ：中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

d_1 ：既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} ：既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 ：既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} ：既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-50)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する 2 次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-51)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力

度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 && (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 && (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 && (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (6.4.3-52)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-53)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が 0.003 になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

(b)補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-54)$$

A_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

A_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c2} : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n2} : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

x_{n2} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st2}\sigma_{st2} = \sum A_{sc2}\sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-55)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n2} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

σ_{B2} : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$M = A_{st2}\sigma_{st2}(d_2 - g_2) + A_{sc2}\sigma_{sc2}(g_2 - d_{c2}) + \beta_1(g_2 - \beta_1 x_{n2}/2)\sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-56)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st2}\sigma_{st2}d_2 - \sum A_{sc2}\sigma_{sc2}d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b(x_{n2} - x) dx \quad (6.4.3-57)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u2}$ とすると上式は、

$$M_{u2} = A_{st2}\sigma_{st2}d_2 + A_{sc2}\sigma_{sc2}d_{c2} + \sigma_{av2} b(\beta_1 x_{n2})^2/2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-58)$$

となり抵抗モーメントは M_{u2} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u2} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁の曲げ終局強度 M_{u1} と補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2} をそれぞれ算定し、たしあわせることで下式により算定する。

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (6.4.3-59)$$

せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{6.4.3-6)}に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-60)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right)$ (%)

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\}b_ej \quad (\text{N}) \quad (6.4.3-61)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比($= \frac{a_t+a_s}{b_e d} \cdot 100$)(%)

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる)($= \frac{a_w}{b_e s}$)

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離($= \frac{7}{8}d$)(mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

6.4.4 各部材の骨格曲線

(1) 1 本柱置換モデル

1) 耐力壁部材

(a) 曲げばねを 3 折れ線とした場合

引張側の 1 本目鉄筋があと施工アンカーである耐力壁の曲げばねについてはひび割れ点と終局点を有した 3 折れ線化により線材置換した。

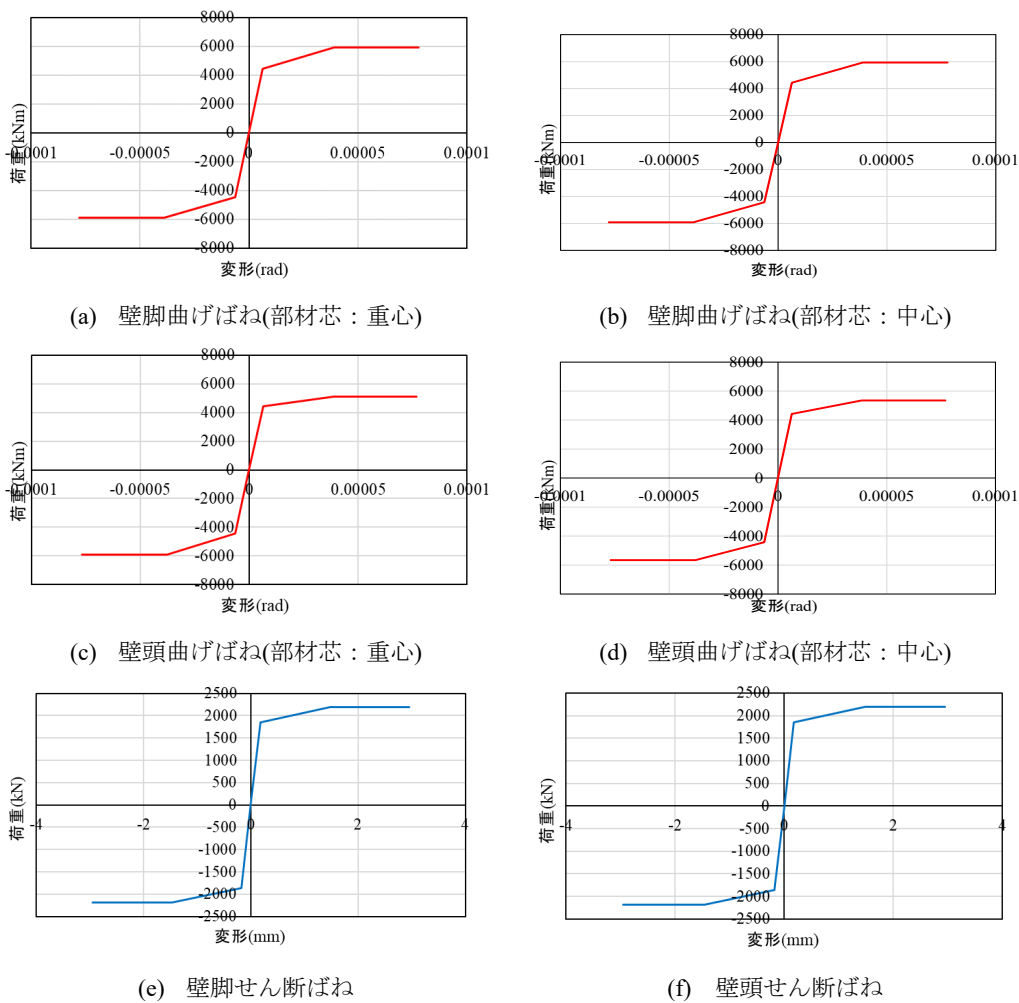


図 6.4.4-1 1F 1W 骨格曲線

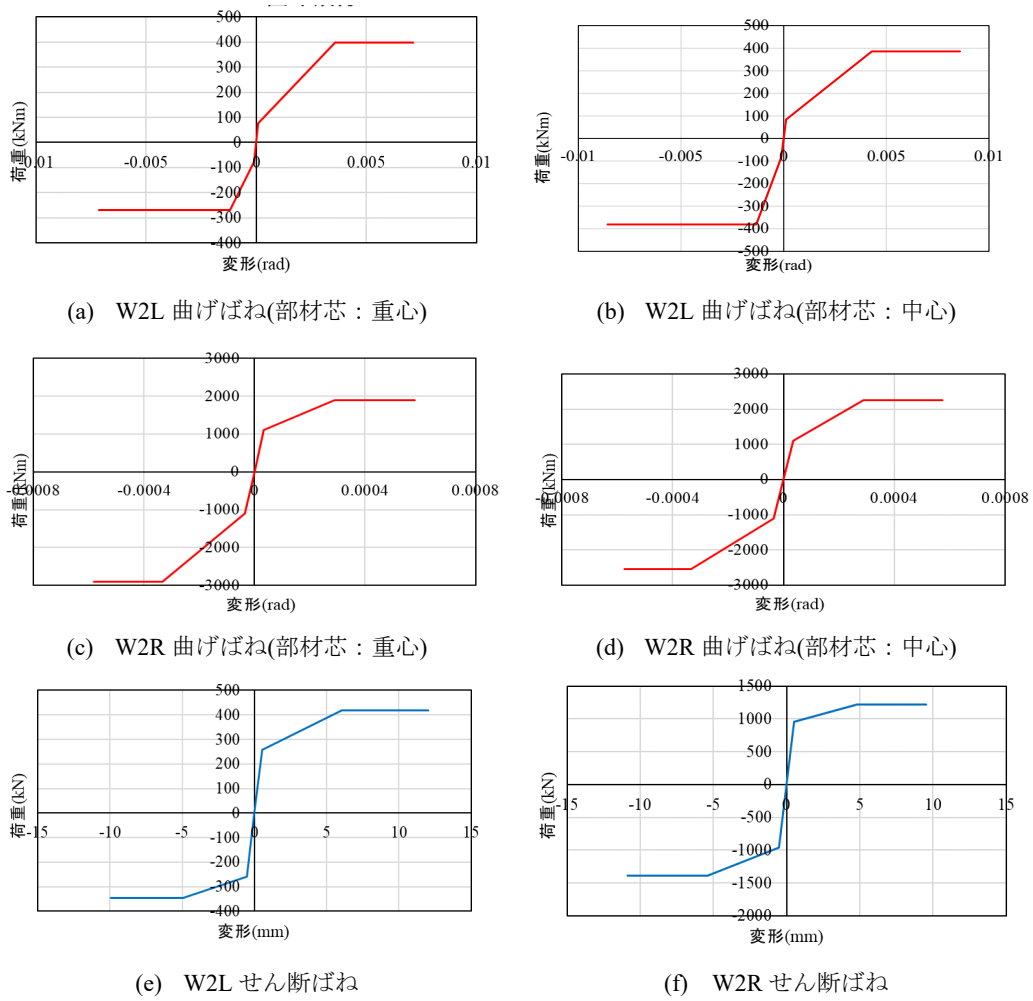


図 6.4.4-2 2F 骨格曲線

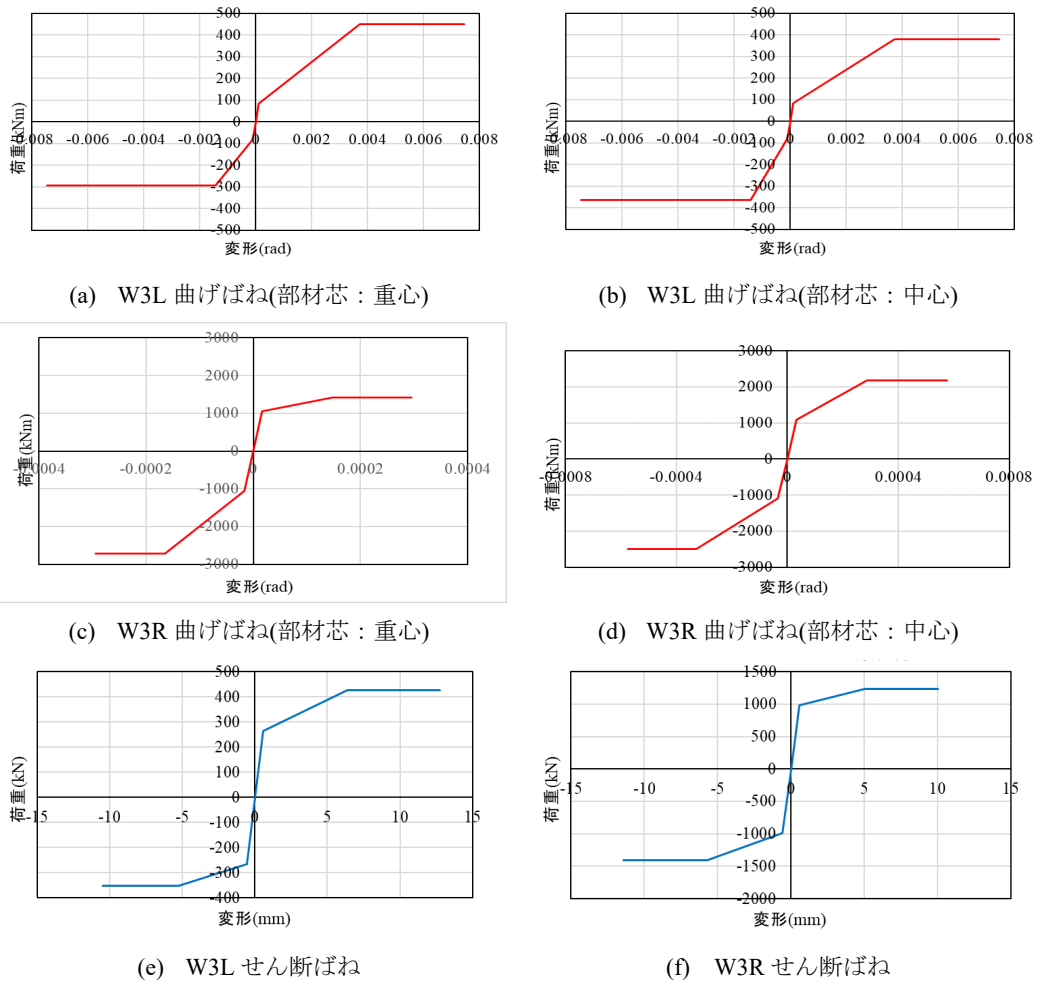
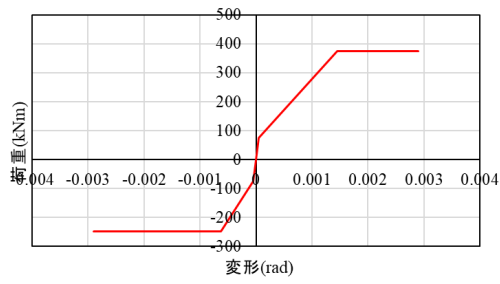
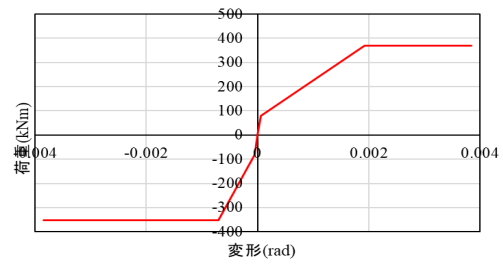


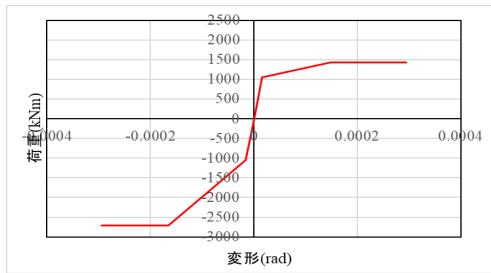
図 6.4.4-3 3F 骨格曲線



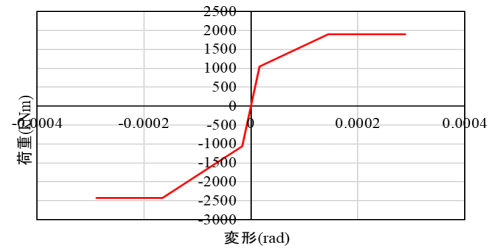
(a) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



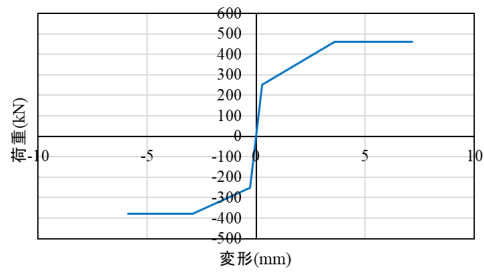
(b) W4L 曲げばね(部材芯：中心)



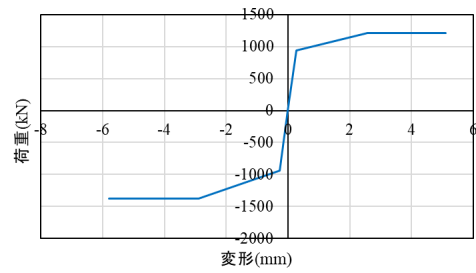
(c) W4R 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W4R 曲げばね(部材芯：中心)

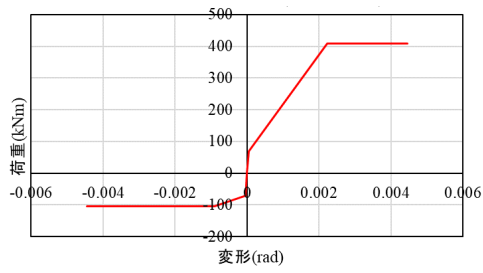


(e) W4L せん断ばね

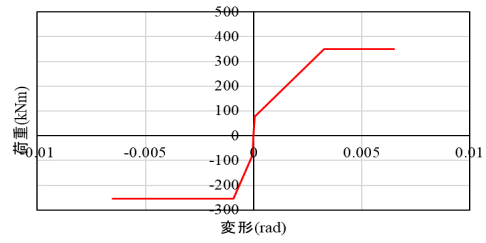


(f) W4R せん断ばね

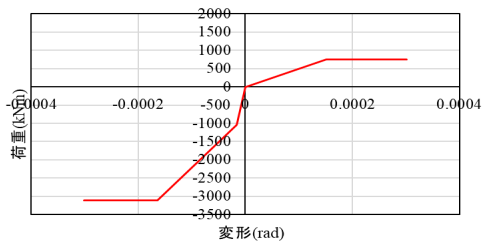
図 6.4.4-4 4F 骨格曲線



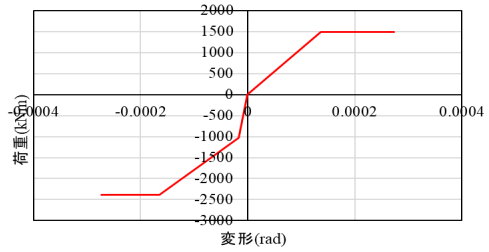
(a) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



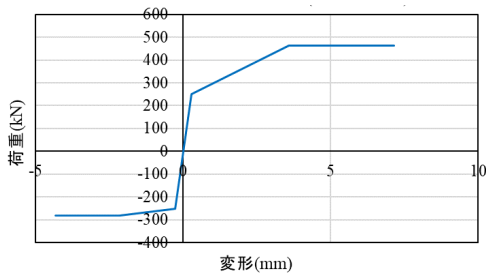
(b) W4R 曲げばね(部材芯：中心)



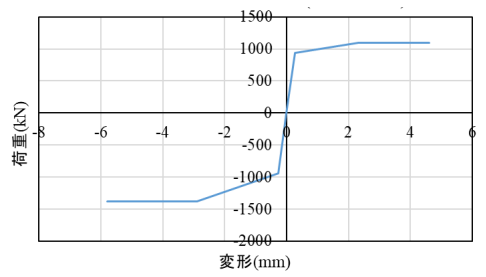
(c) W4L 曲げばね(部材芯：重心)



(d) W4R 曲げばね(部材芯：中心)



(e) W4R せん断ばね



(f) W4R せん断ばね

図 6.4.4-5 4F (端部除く) 骨格曲線

(b) 曲げばねを4折れ線とした場合

引張側の1本目鉄筋があと施工アンカーである耐力壁の曲げばねについてはひび割れ点・あと施工アンカー降伏点・終局点からなる4折れ線化により線材置換した。当該試験体においては試験体の形状上既往の3本折れ線評価手法による結果と大差ないことを確認した。なお、4折れ線化した部材の骨格曲線については折れ点をプロットしている。

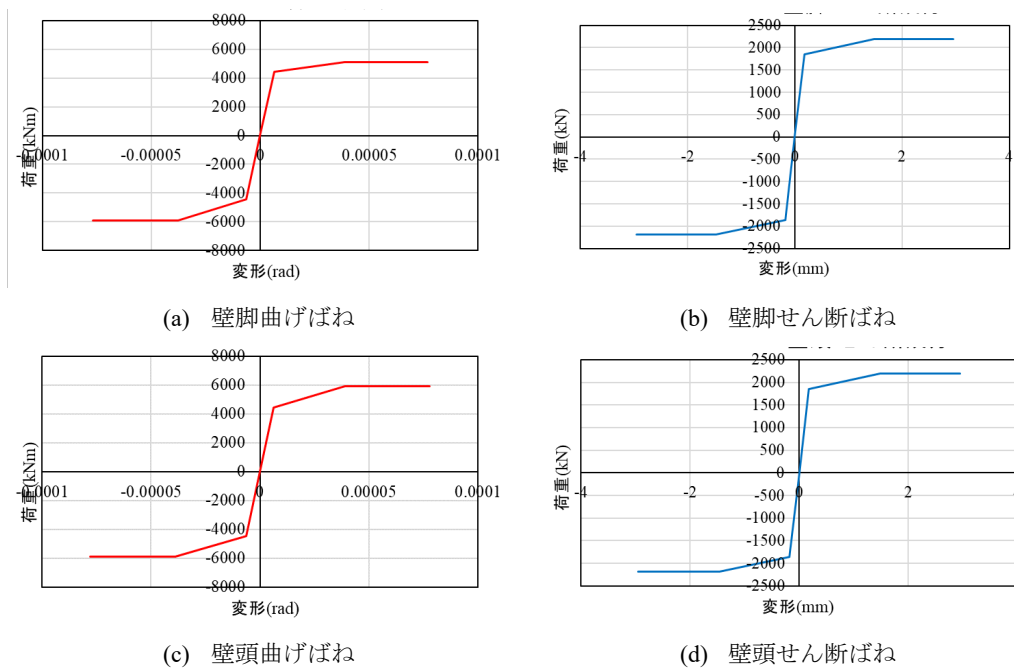


図 6.4.4-6 1F W1 骨格曲線

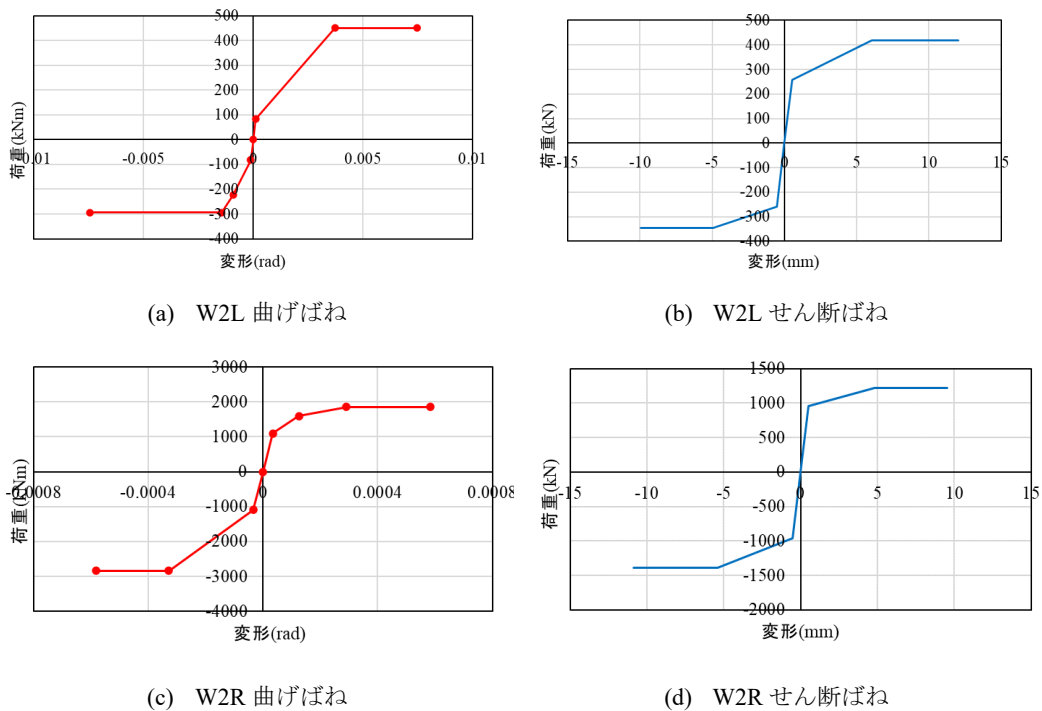


図 6.4.4-7 2F 骨格曲線

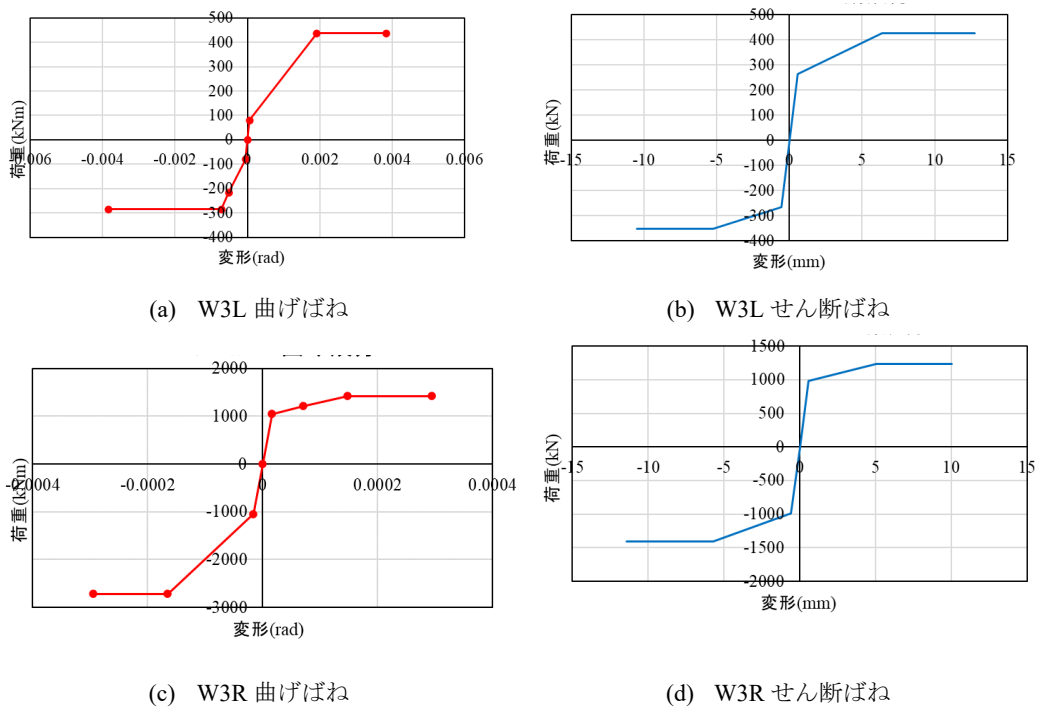
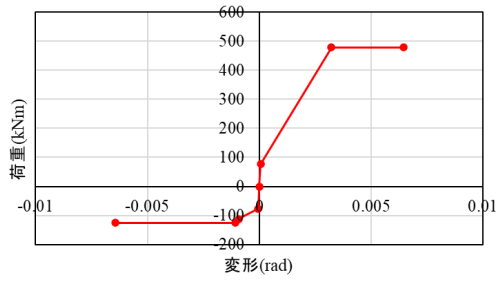
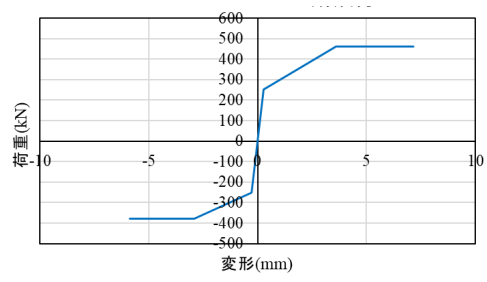


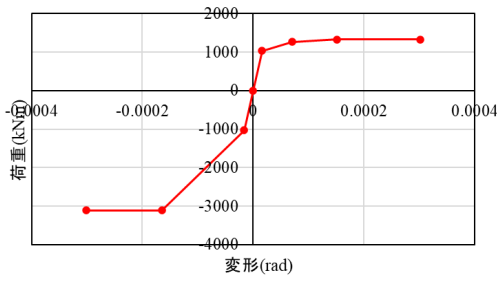
図 6.4.4-8 3F 骨格曲線



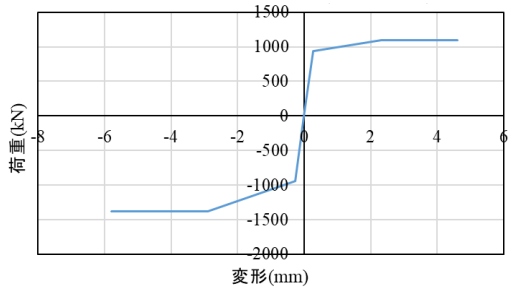
(a) W4L 曲げばね



(b) W4L せん断ばね



(c) W4R 曲げばね



(d) W4R せん断ばね

図 6.4.4-9 4F 骨格曲線

2) 壁梁部材

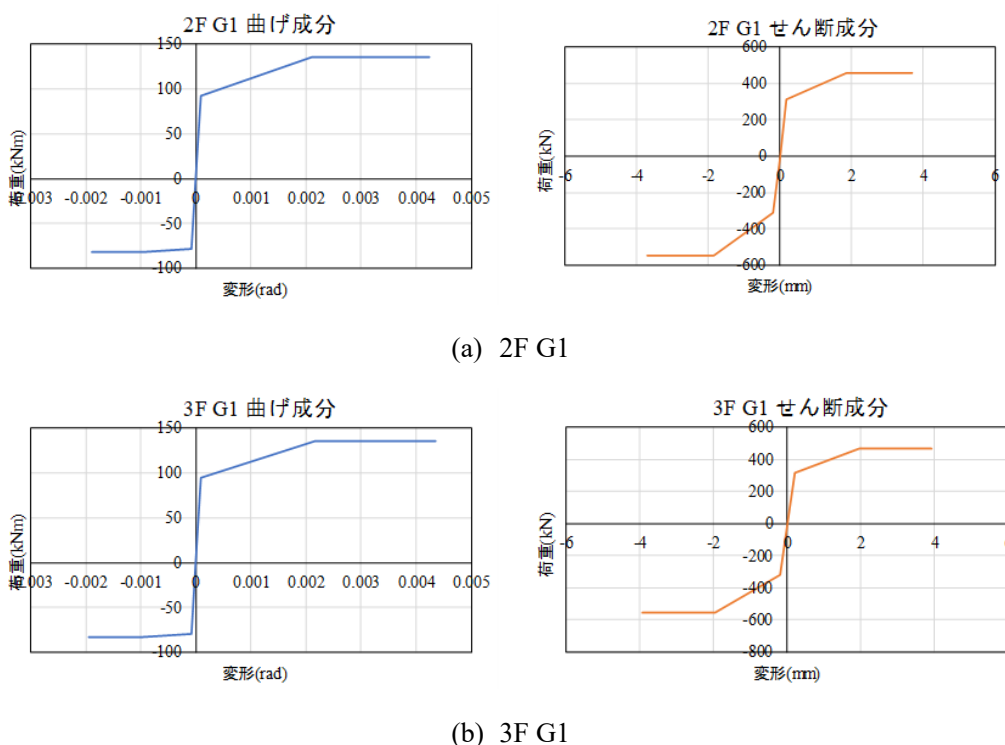


図 6.4.4-10 壁梁各部材骨格曲線

(2) MS モデル

1) 壁かぶりコンクリート

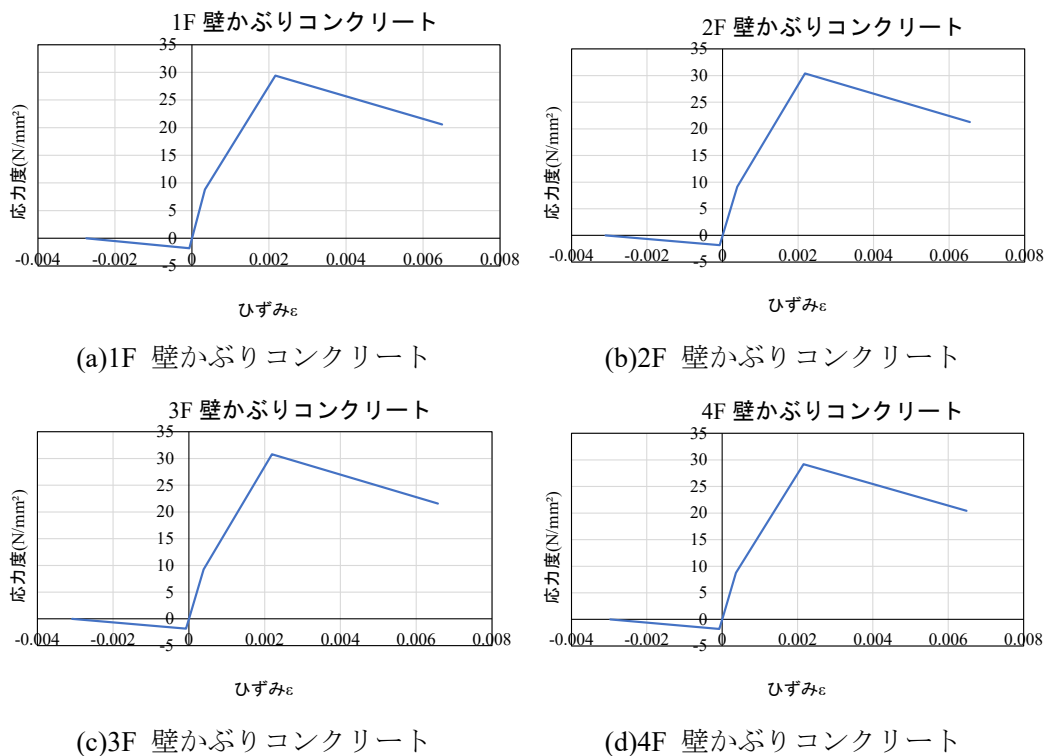


図 6.4.4-11 壁かぶりコンクリート骨格曲線

2) 壁コアコンクリート

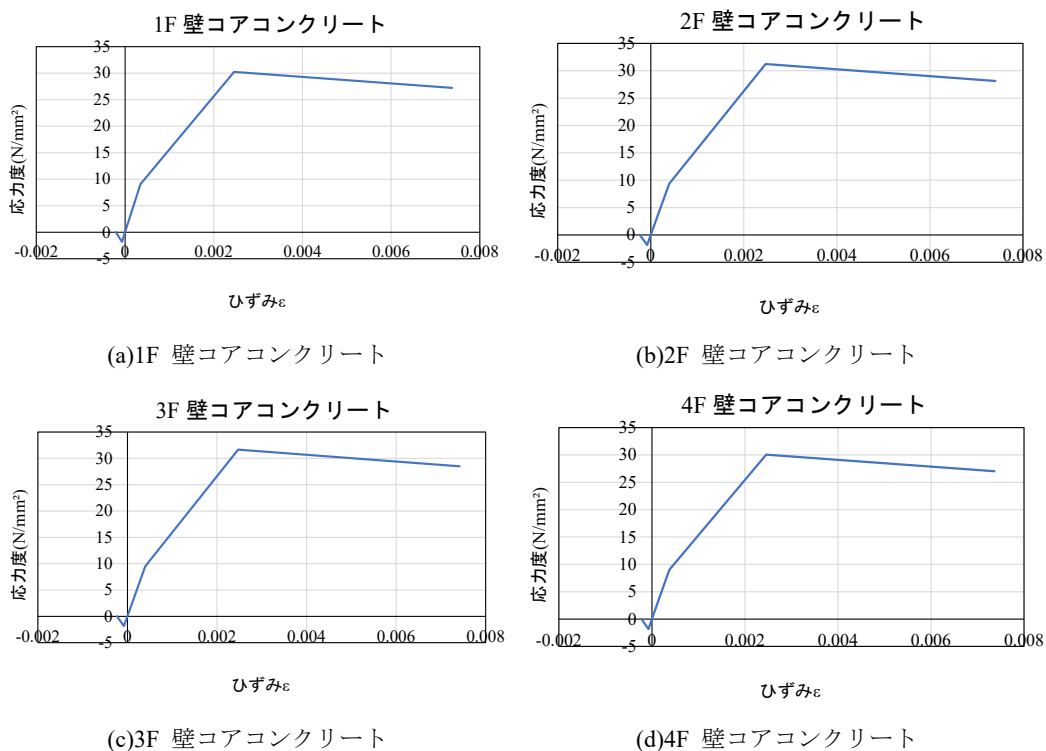


図 6.4.4-12 壁コアコンクリート骨格曲線

3) 鉄筋

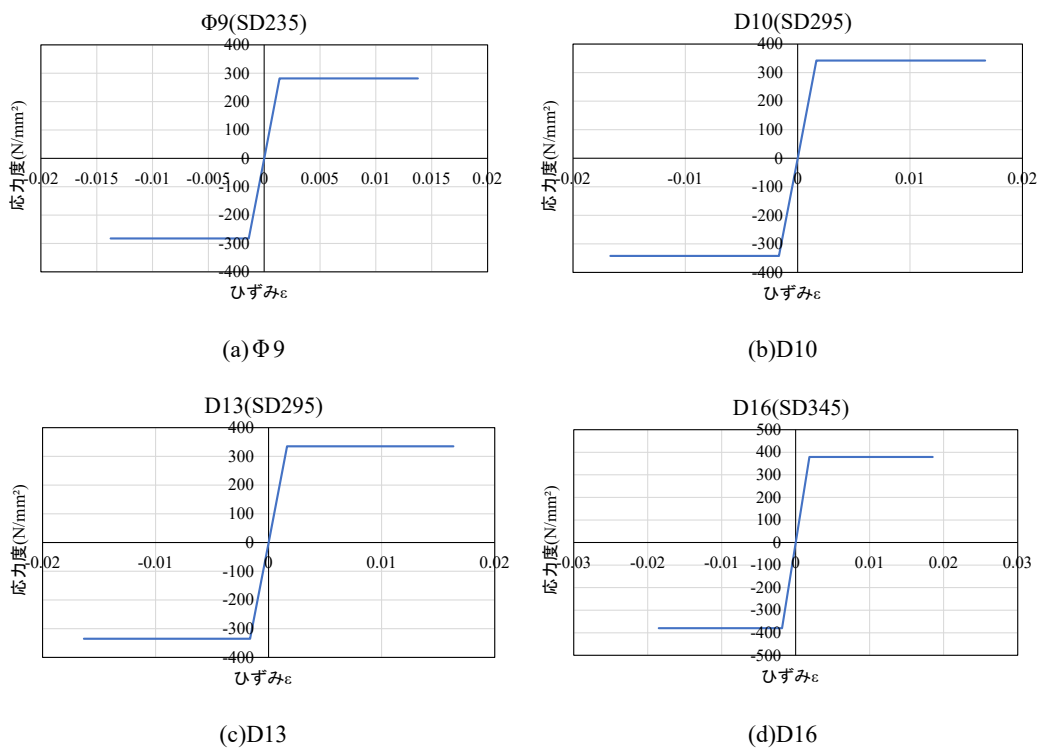


図 6.4.4-13 鉄筋骨格曲線

6.4.5 解析結果

6.4.5.1 変動軸力の算定

変動軸力(水平荷重による軸力を考慮したもの)を算定した結果を表 6.4.5-1 に示す。

表 6.4.5-1 変動軸力算定結果

(a) 1本柱置換モデル

耐力壁 構造芯	階	耐力壁	変動軸力Ne(kN)	
			正載荷	負載荷
重心	2F	短辺壁	-568.1	567.1
		長辺壁	568.1	-567.1
	3F	短辺壁	-302.4	267.7
		長辺壁	302.4	-267.7
	4F	短辺壁	0.0	0.0
		長辺壁	0.0	0.0
中心	2F	短辺壁	-498.2	530.1
		長辺壁	498.2	-530.0
	3F	短辺壁	-262.6	253.6
		長辺壁	262.6	-253.6
	4F	短辺壁	0.0	0.0
		長辺壁	0.0	0.0

(b) 3本柱置換モデル

(kN)		正載荷		負載荷	
		耐力壁	直交壁	耐力壁	直交壁
2F	短辺壁	540.9	86.4	675.1	533.4
	長辺壁	1221.5	643.9	775.9	352.6
3F	短辺壁	530.0	167.9	597.3	392.4
	長辺壁	1047.7	541.3	824.0	395.1

6.4.5.2 実験結果と解析結果の比較

6.4.5.2.1 1本柱置換モデルにおける耐力壁の構造芯・せん断形状係数の比較

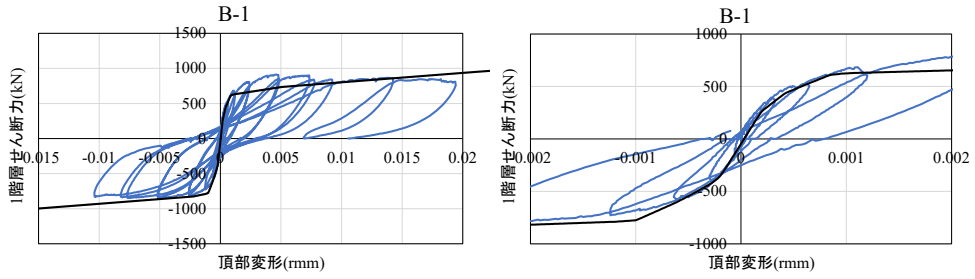
解析結果から得られた1階層せん断力-頂部変形角関係の実験値との比較を図6.4.5-1に、各層水平変位分布を図6.4.5-2に示す。なお建物の頂部変形を算出する際は実際の頂部変形の値から0F-1Fの層間変位を引いた値とする。

1F層せん断力-全体変形角関係から耐力壁の構造芯を壁せいの中心とするB-2モデルより重心としたB-1モデルのほうが剛性・耐力ともに大きい結果となった。これは耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする場合、重心とした場合より梁の剛域長さが短く、節点モーメントに対して梁の危険断面位置に作用するモーメントが大きくなるためである。またせん断形状係数を1.2とするB-1モデルと比較してせん断形状係数を応力度法およびエネルギー法により算定したB-1-a, B-1-bモデルは初期剛性がやや低くなる結果となったが損傷個所や耐力に関してほとんど違いは見られなかった。

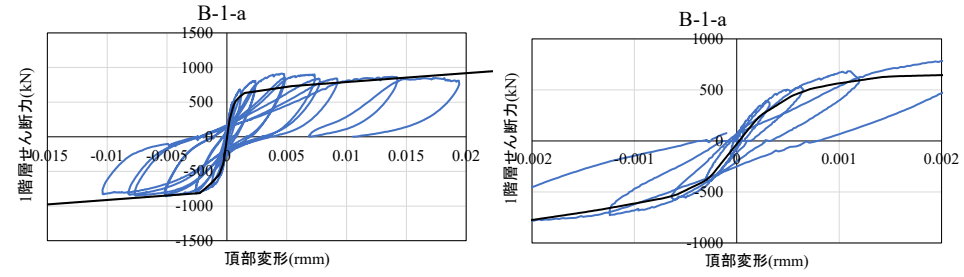
実験値と比較したところ壁部材の重心を構造芯としたB-1モデルでは、正載荷時において変形角1/1000rad程度までは剛性・耐力ともに精度良く評価できているが、それ以降の変形角における耐力に関して、解析値が実験値をやや下回る結果となった。

変動軸力を考慮したB-1Neモデルでは、長辺耐力壁に圧縮の変動軸力が加わる正載荷時は耐力が上昇し、長辺耐力壁に引張の変動軸力が加わる負載荷時は耐力が減少した。これを実験値と比較すると、正載荷時において変動軸力を考慮しないB-1モデルと比較し剛性・耐力ともにより精度良く評価できる結果となった。よって壁構造芯を重心とし、変動軸力を考慮するB-1Neモデルが実験値と比較した際、最も精度良く評価できる結果となった。

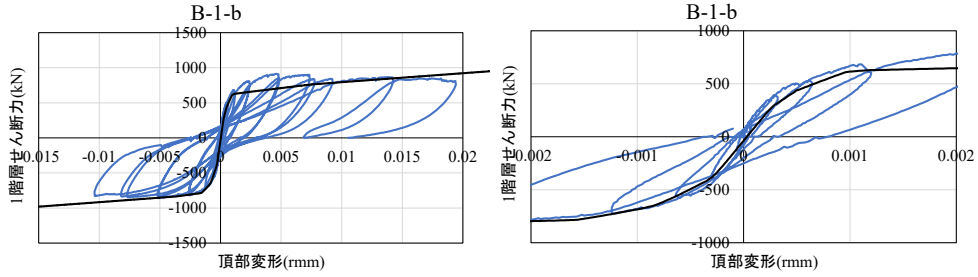
各層水平変位は耐力壁の構造芯の違い、変動軸力の考慮の有無で大きな差はなく、いずれも実験値に近い値が得られた。



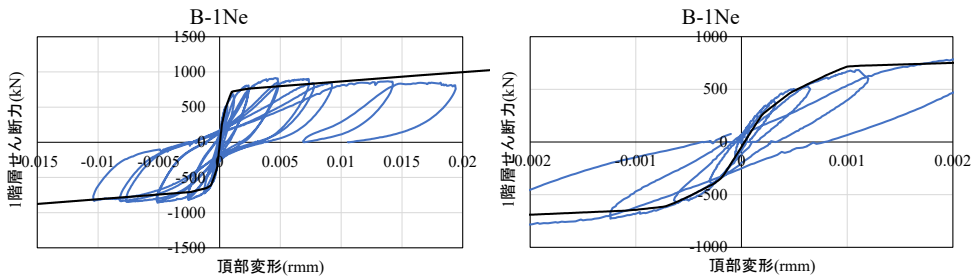
(a) B-1



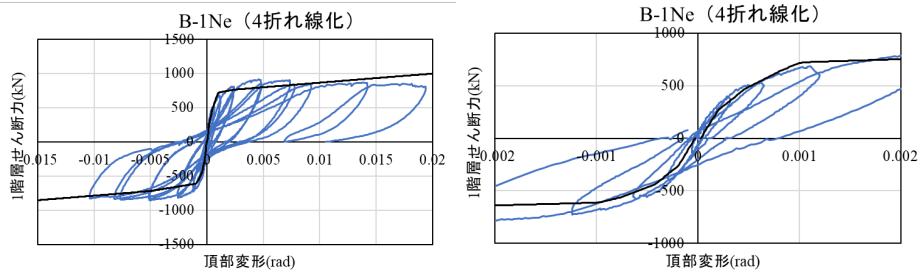
(b) B-1-a



(c) B-1-b



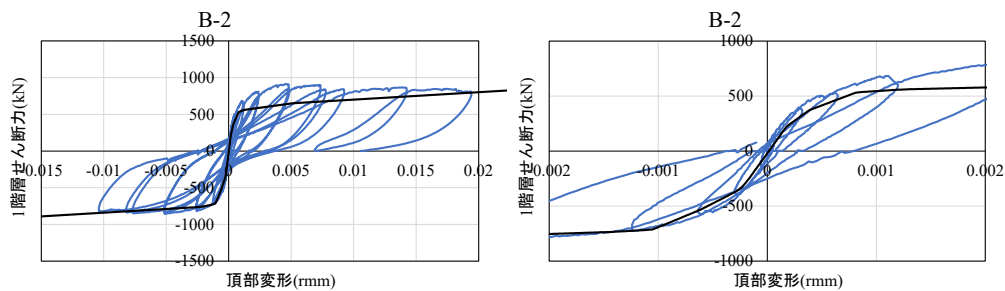
(d) B-1Ne



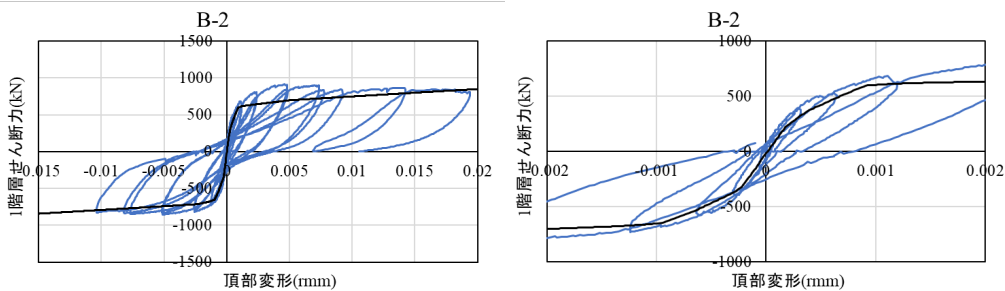
(e) B-1Ne 4折れ線化

(引張側にあと施工アンカーのある部材についてはアンカー筋の降伏を考慮)

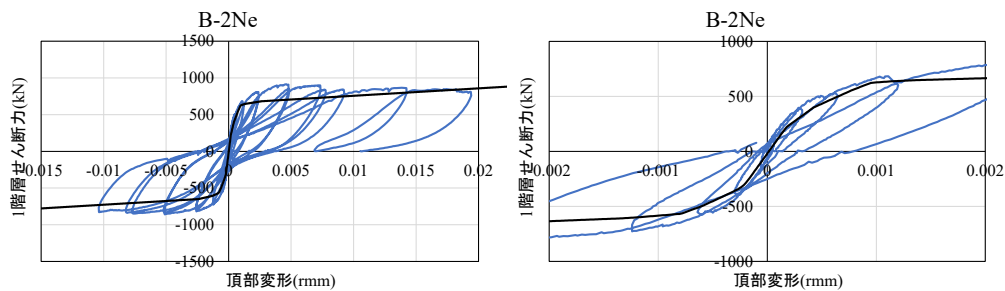
図 6.4.5-1 1階層せん断力-頂部変形関係 (B-1 系列)



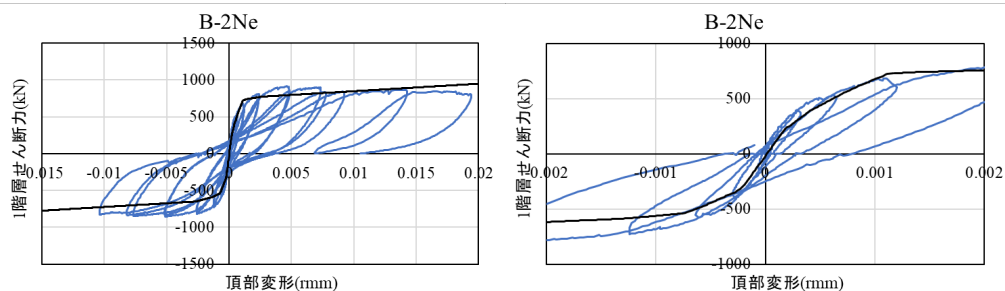
(a) B-2(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)



(b) B-2(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

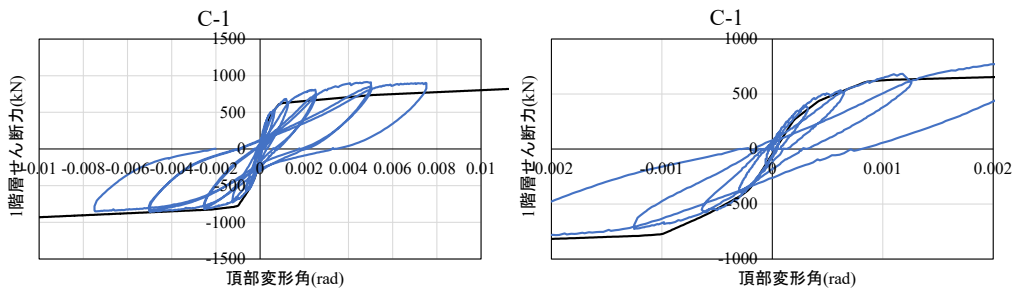


(c) B-2Ne(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)

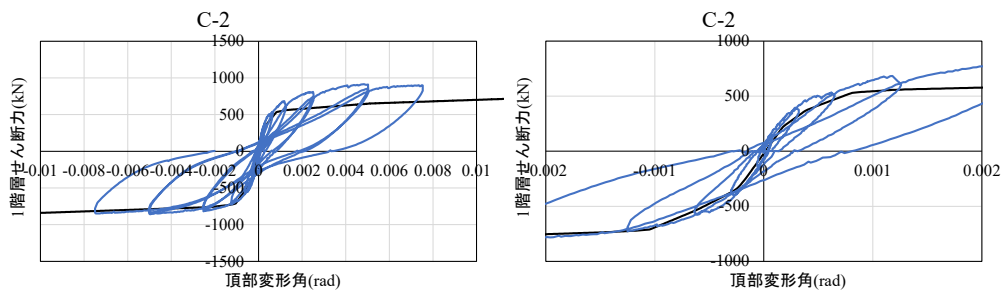


(d) B-2Ne(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

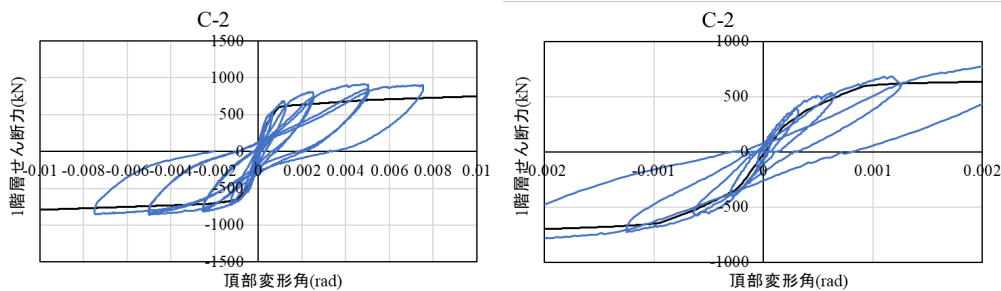
図 6.4.5-2 1階層せん断力-頂部変形関係 (B-2 系列)



(a) C-1



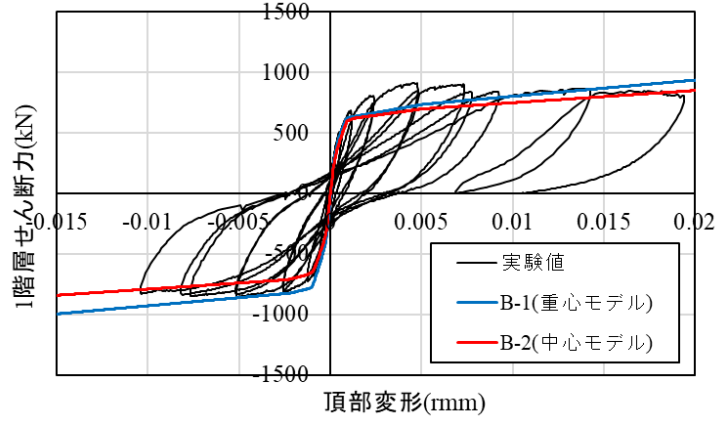
(b) C-2(軸力作用位置 g:中心, 長期軸力による節点質量: 重心)



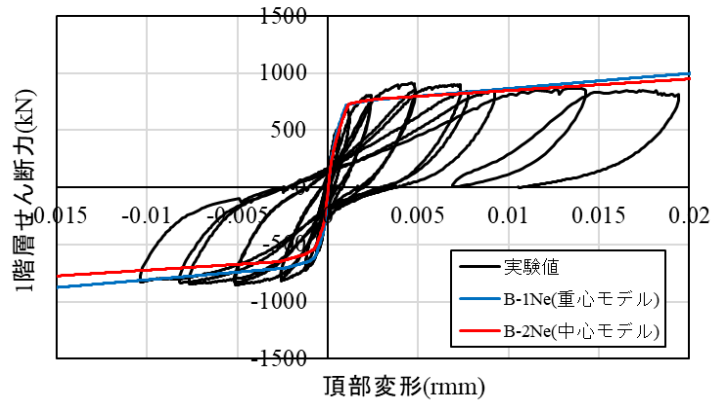
(c) C-2(軸力作用位置 g:重心, 長期軸力による節点質量: 中心)

図 6.4.5-3 1階層せん断力-頂部変形関係 (C系列)

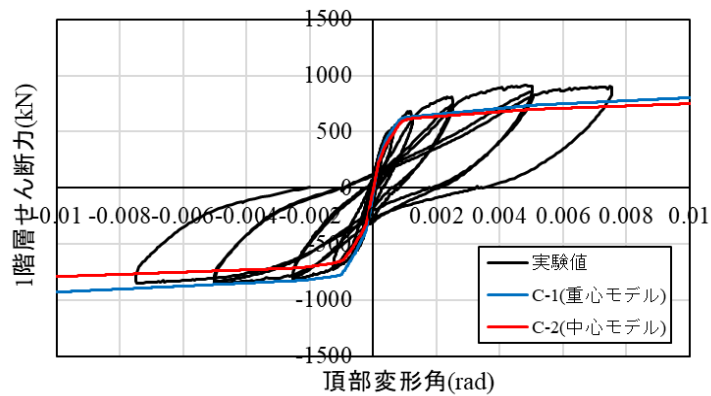
耐力壁構造芯を重心とした場合と中心とした場合の比較を行う。解析結果の比較を図6.4.5-4に示す。下記のいずれのモデルにおいても、正載荷においては重心モデルと中心モデルの耐力はほぼ同程度であるが、負載荷においては正載荷のそれが多い。



(a) B-1, B-2 比較



(b) B-1Ne, B-2Ne 比較



(c) C-1, C-2 比較

図6.4.5-4 重心モデルと中心モデルの比較

ここで両モデルの1層部分長辺部材であるW2Rの骨格曲線を比較したものを図6.4.5-5に示す。正載荷では、重心モデルは圧縮縁から軸力作用位置までの距離 g が1020mmで中心モデルよりも小さいため、曲げ終局強度は小さい(図6.4.5-6参照)。一方、負載荷では上記 g が重心モデルでは1780mm、中心モデルでは1400mmであり、重心モデルの曲げ終局強度が大きい。

全体の荷重変形関係は、正載荷でほとんど差はなく、負載荷では重心モデルのほうが大きい耐力を示した。負載荷において全体の荷重が大きくなるのは前述の曲げ終局強度の増加によるものと考えられるため、正載荷において両者の差がほとんどないことについて検討する。図6.4.5-7に1層長辺部材壁脚が終局曲げ耐力に到達した付近の応力図を示す。まず中心モデルにおいてダミー節点にかけた長期軸力の影響は43.89kNmと小さい。梁の節点曲げモーメントは、重心モデルが中心モデルよりも約150kNm大きい、1階壁頭のそれは約350kNm小さい。このことは前述の通り、重心モデルの壁の終局曲げモーメントが小さいことによるものと思われ、結果として層せん断力は両モデルで変化がなかったものと思われる。

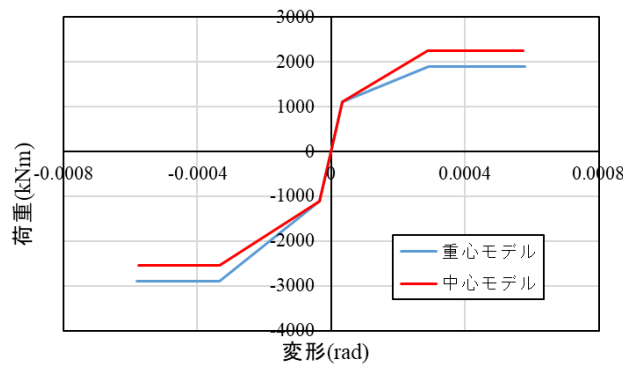


図 6.4.5-5 重心モデルと中心モデルの比較 (W2R)

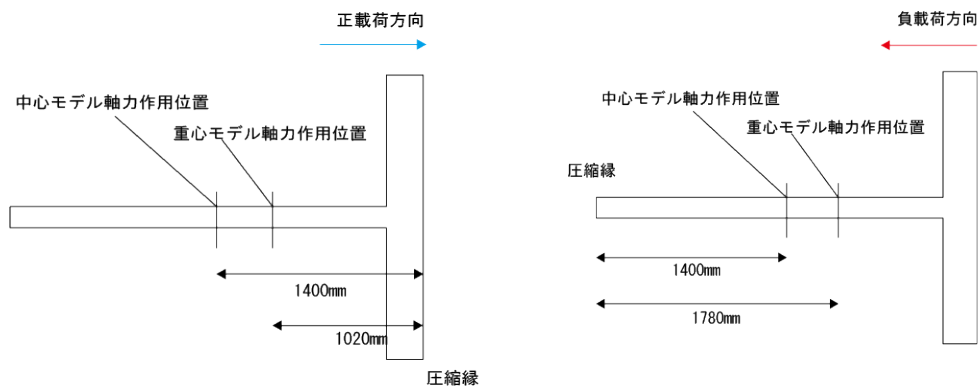
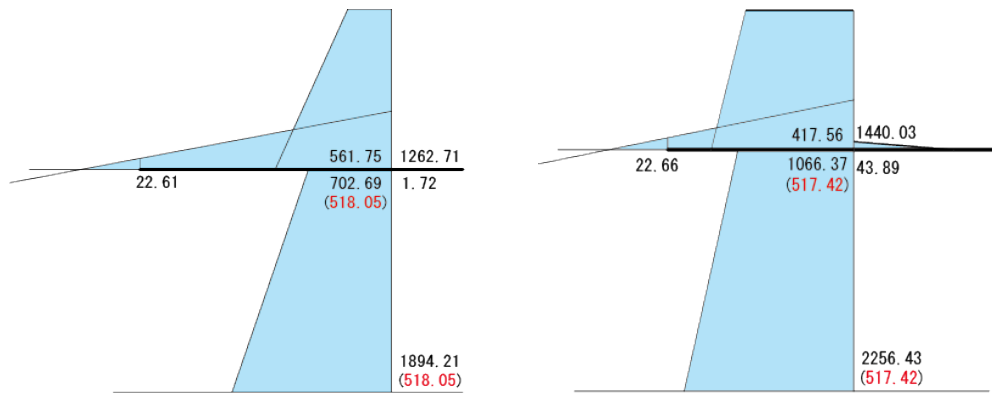
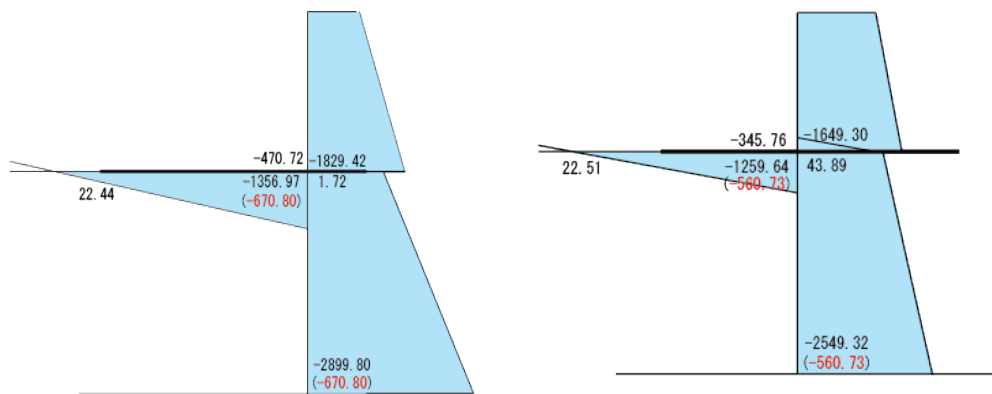


図 6.4.5-6 圧縮縁から重心までの距離



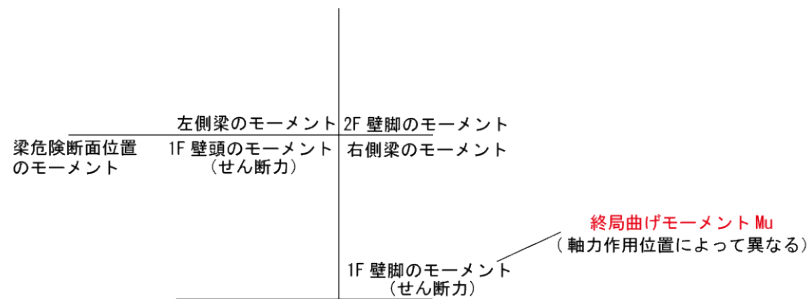
(a) 重心モデル (正載荷)

(b) 中心モデル (正載荷)



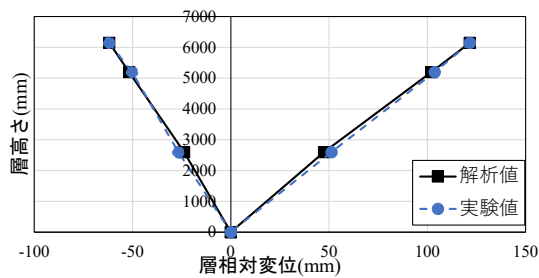
(c) 重心モデル (負載荷)

(d) 中心モデル (負載荷)

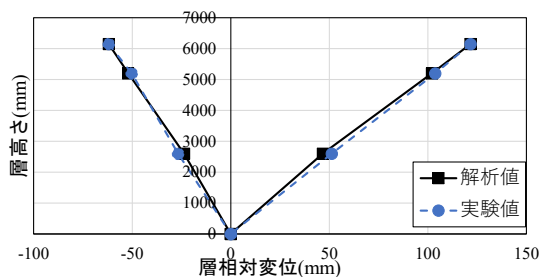


(e) 応力図凡例

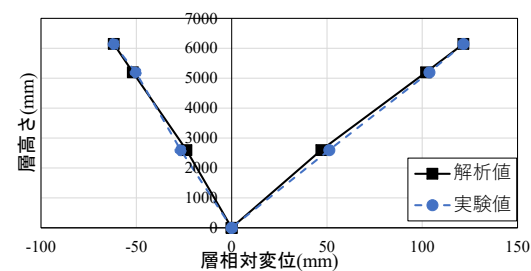
図 6. 4. 5-7 応力図



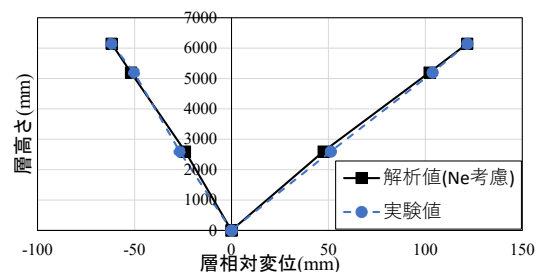
(a) B-1



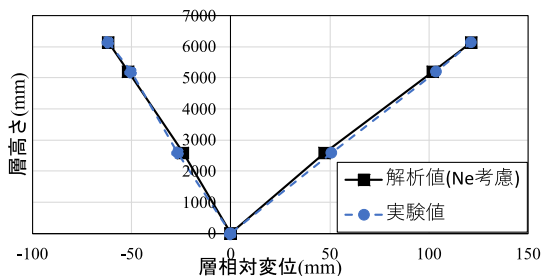
(b) B-1-a



(c) B-1-b



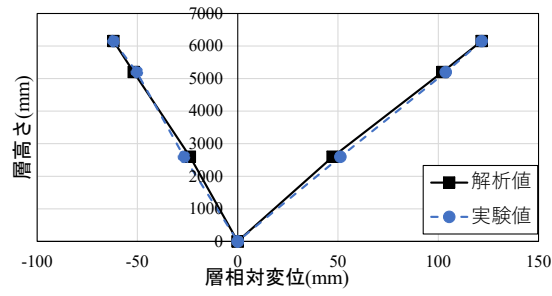
(d) B-1Ne



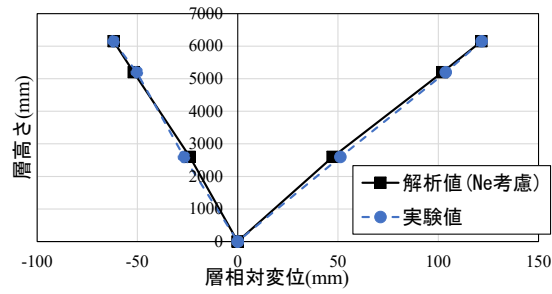
(e) B-1Ne テトラリニア化

(引張側にあと施工アンカーのある部材についてはアンカー筋の降伏を考慮)

図 6.4.5-7 層相対変位分布 (B-1 系列)

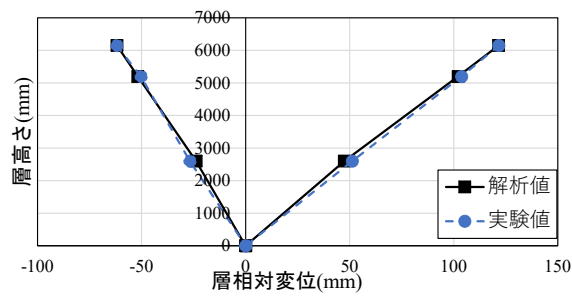


(a) B-2

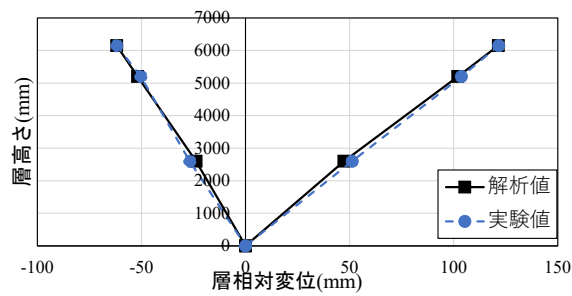


(b) B-2Ne

図 6.4.5-8 層相対変位分布 (B-2 系列)



(a) C-1



(b) C-2

図 6.4.5-9 層相対変位分布 (C 系列)

6.4.5.2.2 1本・3本柱置換モデルおよびMSモデルの比較

1階層せん断力-頂部変形関係の実験値と1本・3本柱置換モデルおよびMSモデルを用いた解析値の比較を図6.4.5-10に、各階における相対変位の実験値と解析値の比較を図6.4.5-11に示す。図中の1本柱置換モデルの解析結果は6.4.5.2.1で最も精度が良かったB-1Neモデルである。結果として1階層せん断力-頂部変形関係においては、剛性・耐力ともに最も精度の良いのは1本柱単軸モデルである。また各階における相対変位においては、概ねすべての解析モデルで精度が良い。

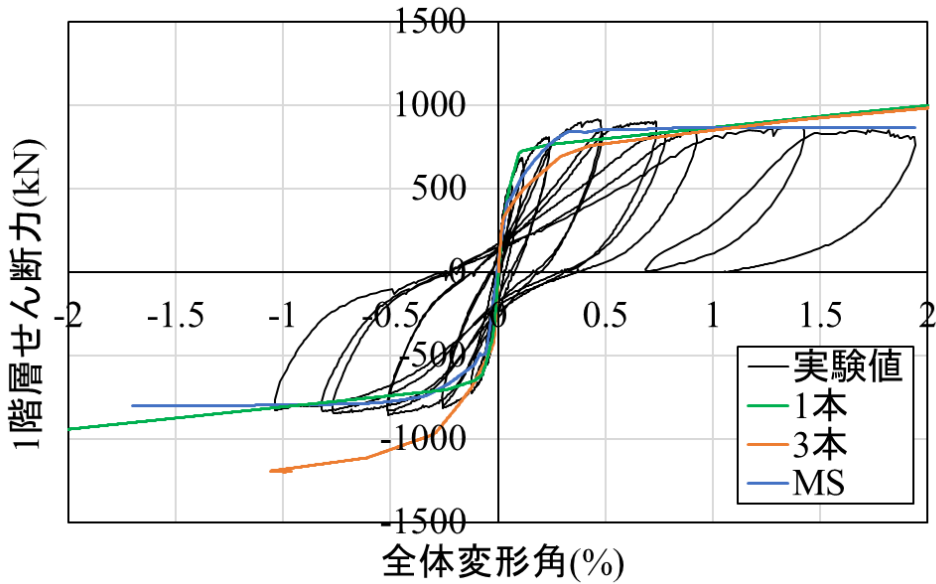


図 6. 4. 5-10 1階層せん断力-頂部変形角関係

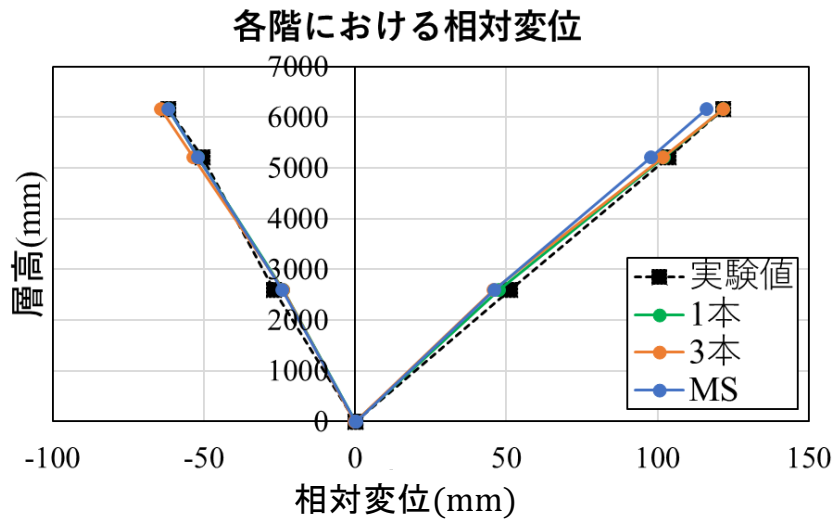
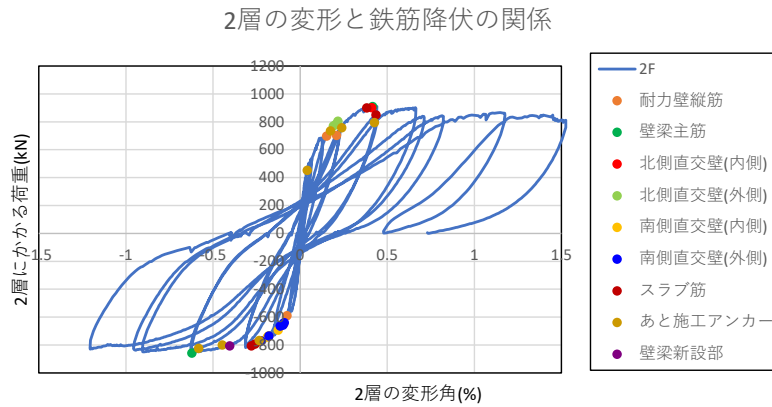
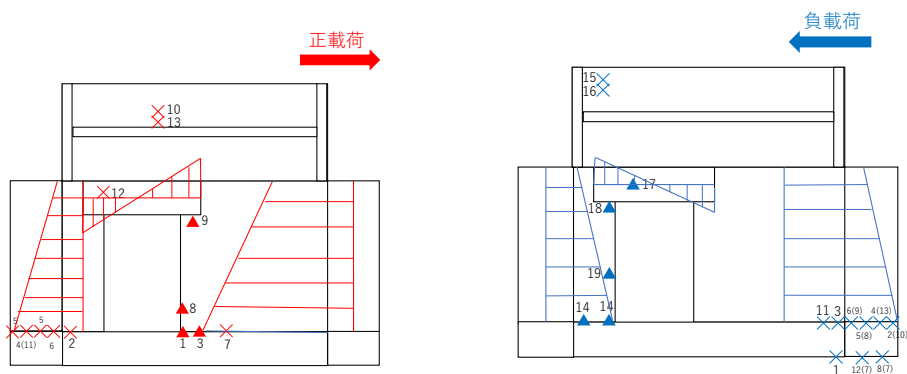


図 6. 4. 5-11 各階における相対変位

試験体の鉄筋降伏状況と解析結果より得られた応力図の比較を図6.4.5-12, 13に示す。曲げモーメントが大きく生じている箇所と鉄筋降伏箇所が概ね一致していることを確認した。



(a) 変形と鉄筋降伏の関係

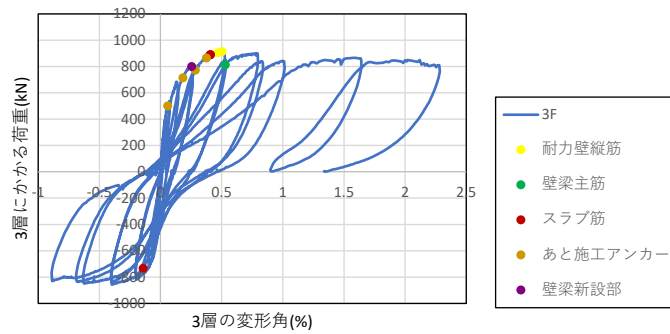


(b) 曲げ応力図と鉄筋降伏順
(正載荷)

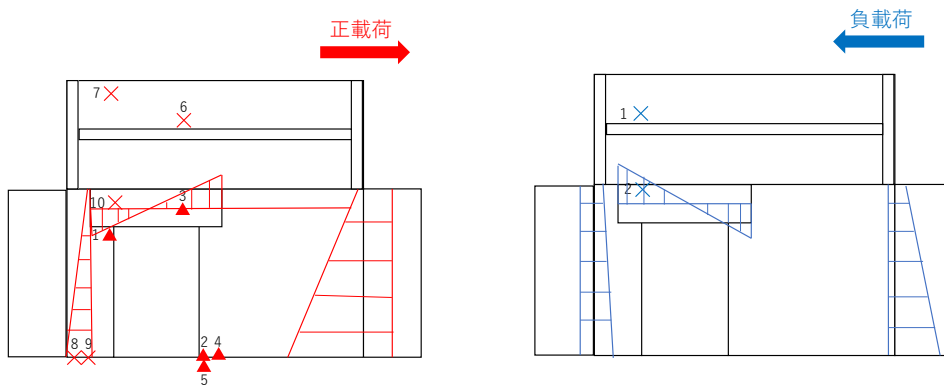
(c) 曲げ応力図と鉄筋降伏順
(負載荷)

図 6.4.5-12 変形角 0.5%までの2層の鉄筋降伏状況

3層の変形と鉄筋降伏の関係



(a) 変形と鉄筋降伏の関係



(b) 応力図と鉄筋降伏順
(正載荷)

(c) 応力図と鉄筋降伏順
(負載荷)

×既存部鉄筋降伏 ▲新設部鉄筋降伏
直交壁について、()内は内側、()外は外側の鉄筋降伏を示す。

図 6.4.5-13 3層の変形角 0.5%までの鉄筋降伏状況

6.5 まとめ

本章では新設開口設置に伴い補強を行った壁式連層耐力壁架構に対し、増分解析による検討を行い以下の知見を得た。

- ・正載荷では変形角 $R=+0.462\%$ 、最大耐力 $Q=+914\text{kN}$ であり、負載荷では変形角 $R=-0.511\%$ 、最大耐力 $Q=-858.54\text{kN}$ であった。急激な耐力低下が確認されていないことやひび割れの状況から全体崩壊形（曲げ破壊型）を形成した。
- ・耐力壁に付帯する直交壁および壁梁に付帯するスラブについて最外端の鉄筋の降伏が確認され、耐力壁及び壁梁の曲げ耐力に見込む直交部材は全幅有効であった。
- ・架構の最大せん断力近傍で開口補強に用いたあと施工アンカーの引張り降伏が確認され、当該試験体のあと施工アンカーは十分な埋め込み長さを確保することで補強筋として有効であったことを確認した。
- ・1F 層せん断力ー全体変形角関係から耐力壁の構造芯を壁せいの中心とする B-2 モデルは実験値を安全に評価し、重心とする B-1 モデルは実験値を精度よく評価することがわかった。
- ・せん断形状係数を 1.2 とする B-1 モデルと比較してせん断形状係数を応力度法およびエネルギー法により算定した B-1-a, B-1-b モデルは初期剛性がやや低くなる結果となったが損傷個所や耐力に関してほとんど違いは見られなかった。
- ・変動軸力を考慮した B-1Ne モデルでは、長辺耐力壁に圧縮の変動軸力が加わる正載荷時は耐力が上昇し、長辺耐力壁に引張の変動軸力が加わる負載荷時は耐力が減少した。これを実験値と比較すると、正載荷時において変動軸力を考慮しない B-1 モデルと比較し剛性・耐力ともにより精度良く評価できる結果となった。
- ・壁構造芯を重心とした場合と中心とした場合に関して、両者の曲げ終局強度に差がみられ、結果として重心モデルの方が実験値を精度よく評価できることを確認した。
- ・1 本柱単軸ばねモデルおよび MS モデルを用いた擬似立体解析、3 本柱単軸ばねモデルを用いた立体解析を比較した結果、1 本柱単軸ばねモデルを用いた擬似立体解析が実験値を最も精度良く評価できる結果となった。

参考文献

- 6.3.3-1 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3
- 6.3.3-2 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11
- 6.4.3-1 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 6.4.3-2 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.1
- 6.4.3-3 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 6.4.3-4 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 6.4.3-5 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 6.4.3-6 国土政策技術総合研究所：国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版構造物の構造関係技術基準解説書，2015
- 6.4.3-7 高橋良輔ほか：新設開口設置に伴い補強を行ったRC造壁梁の構造特性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No2，pp.205-210，2020

第7章

RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

7.1. 検討目的・内容

昭和40年代から昭和50年代前半に多く建設された壁式RC造による集合住宅建築物は住戸専用面積等の問題から現代のニーズにそぐわないものが多く、これを改善する方法として既存戸境耐力壁への新設開口設置が挙げられる。そこで、新たなニーズに合わせるため最近では既存建築物を有効的に活用するための躯体改造技術の開発が求められている。一般に、躯体改造した建築物は、改造前と比べ耐震性能が低下することが懸念されるため、適切にモデル化された建築物の耐震性能評価を行うことが望ましい。

そこで、本章では耐震性能が極めて高い壁式RC造実建築物に着目し、それを躯体改造することを想定する。具体的には、対象建築物の疑似立体モデルを作成し、その際、耐力壁に開口がある場合のモデル化が解析結果に与える影響を検討する。また、改造計画を想定し改造後の対象建築物の構造性能について検討する。

7.2. 建築物概要

建物は昭和37年建設の5階建て壁式鉄筋コンクリート構造の集合住宅であり、建設当時の典型的な間取りを有している。なお、基礎形式はべた基礎である。

7.2.1 材料強度

コンクリート強度は各階でコアを採取し、その強度をもとに推定する。採取したコアの強度の階別平均値 σ_{Bav} から階別標準偏差 $\sigma/2$ を引いた値を推定強度 σ_B とし、本資料では表 7.2.1-1 の通りこの推定値を各階の部材の耐力算定等に使用することとする。鉄筋強度に関しては本資料では表 7.2.1-2 の通り基準強度を各階の部材の耐力算定等に使用することとする。

表 7.2.1-1 採取したコンクリートコアの強度

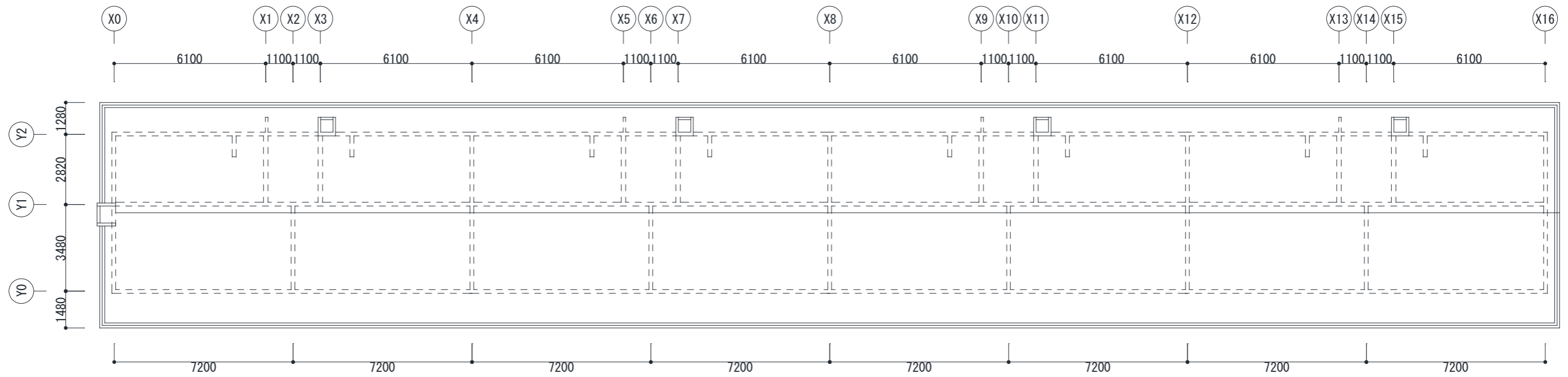
採取位置		コア圧縮強度	階別平均値 σ_{Bav}	階別標準偏差 σ	推定強度 σ_B
階	部位	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
5	壁	20.3	20.4	3.0	18.9
		23.4			
		17.5			
4	壁	19.6	21.1	1.3	20.4
		21.5			
		22.1			
3	壁	14.9	16.2	2.4	15.0
		14.7			
		18.9			
2	壁	17.2	18.6	2.1	17.6
		17.7			
		21.0			
1	壁	17.0	15.5	4.8	13.1
		10.0			
		13.8			
		12.1			
		23.8			
		16.1			
F	基礎梁	17.8	18.1	0.5	17.8
		18.6			
		17.8			

表 7.2.1-2 使用鉄筋

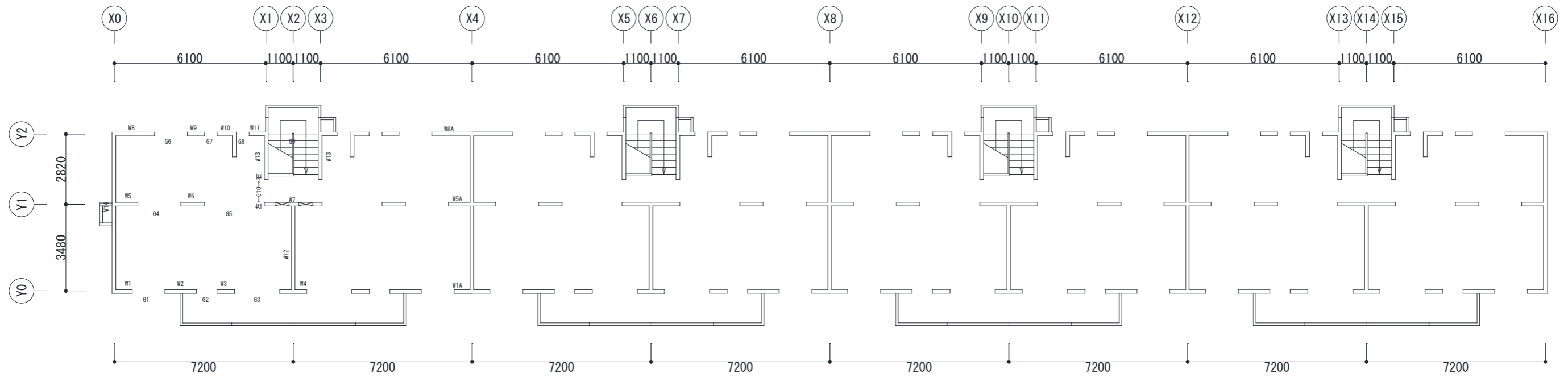
使用鉄筋		基準強度
鉄筋径	材料	(N/mm ²)
φ9,φ13,φ16	SR235	235

7.2.2 建築物情報

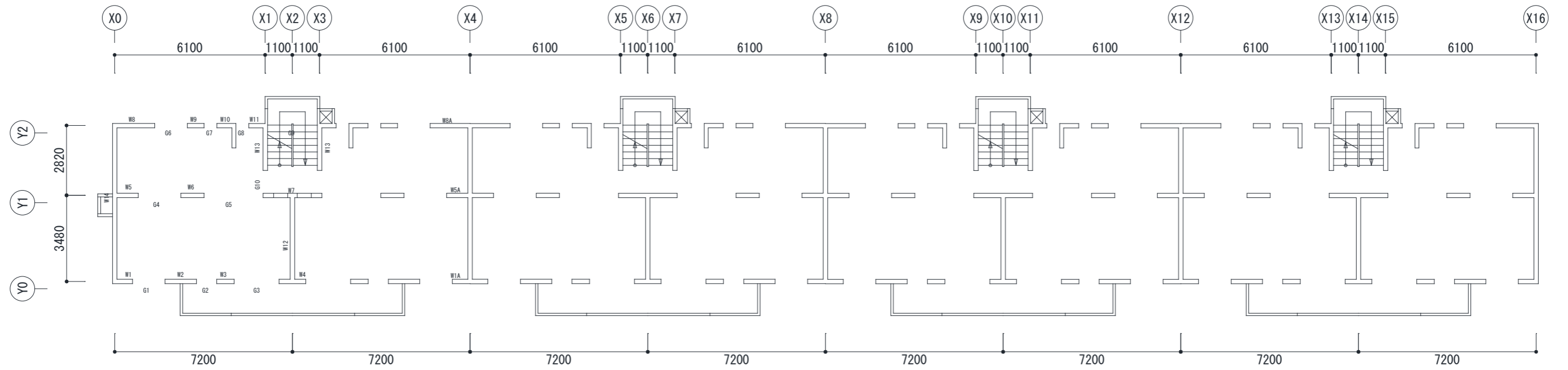
各階の伏せ図を図7.2.2-1に示す。各通りの構面図を図7.2.2-2に示す。



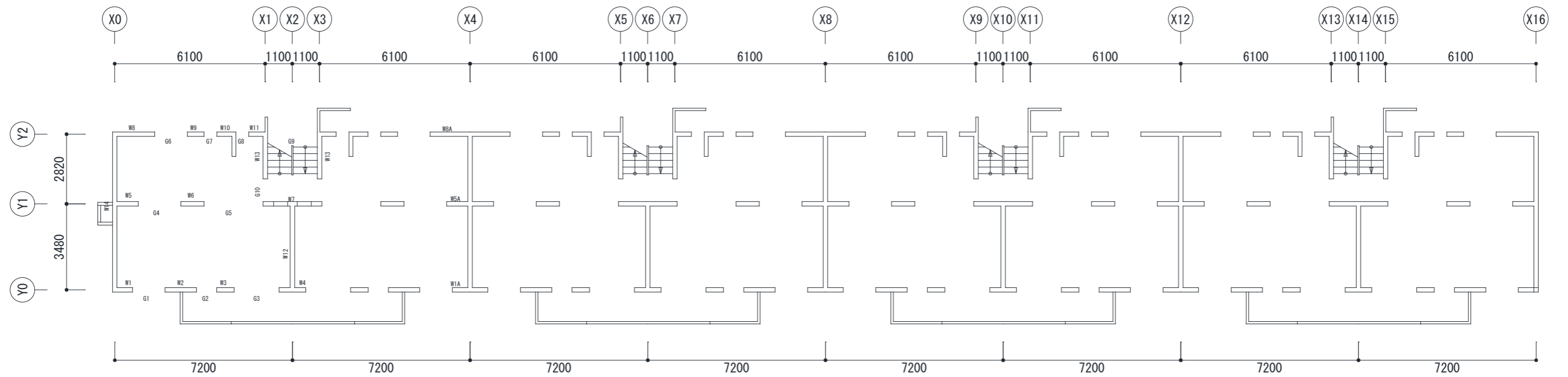
(a) RF



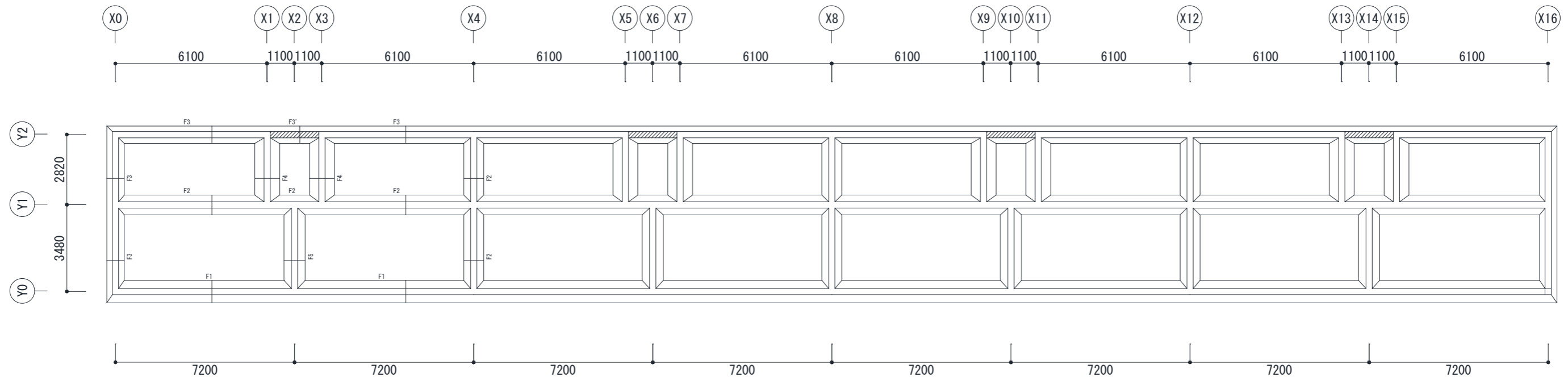
(b) 5F



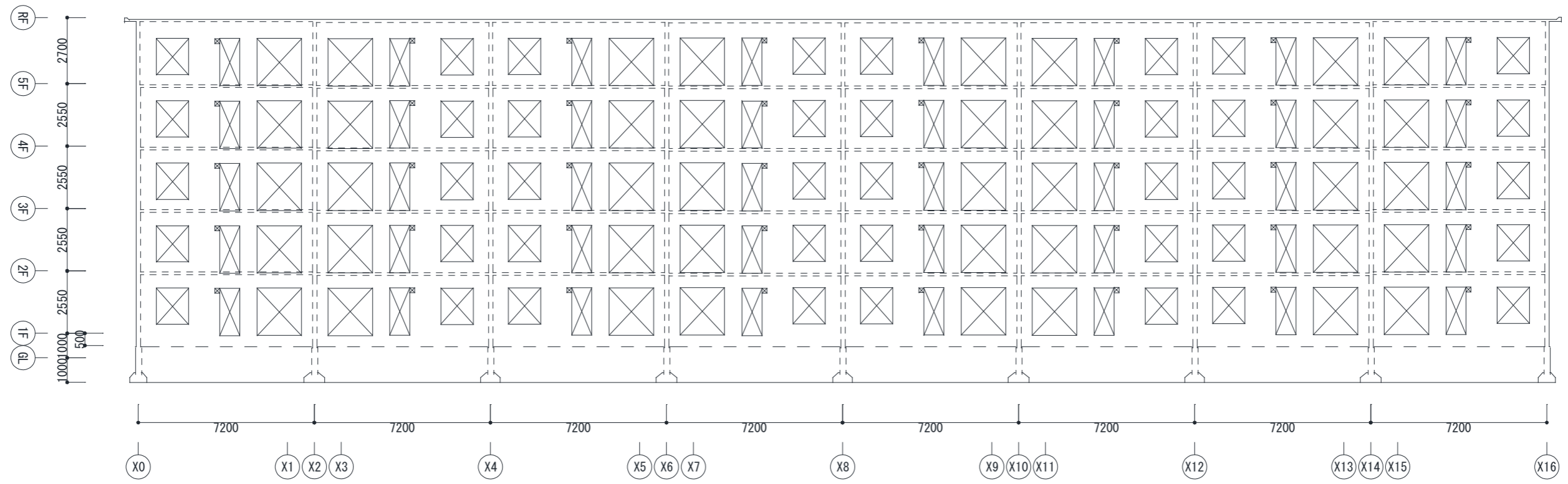
(c) 2F~4F



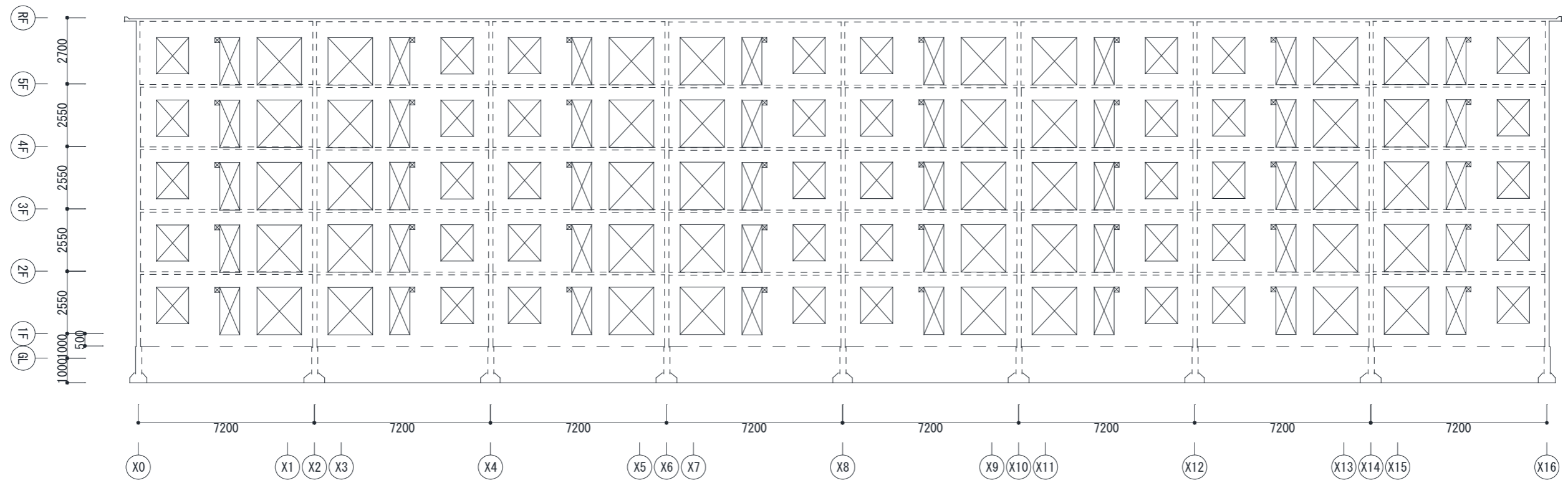
(d) 1F



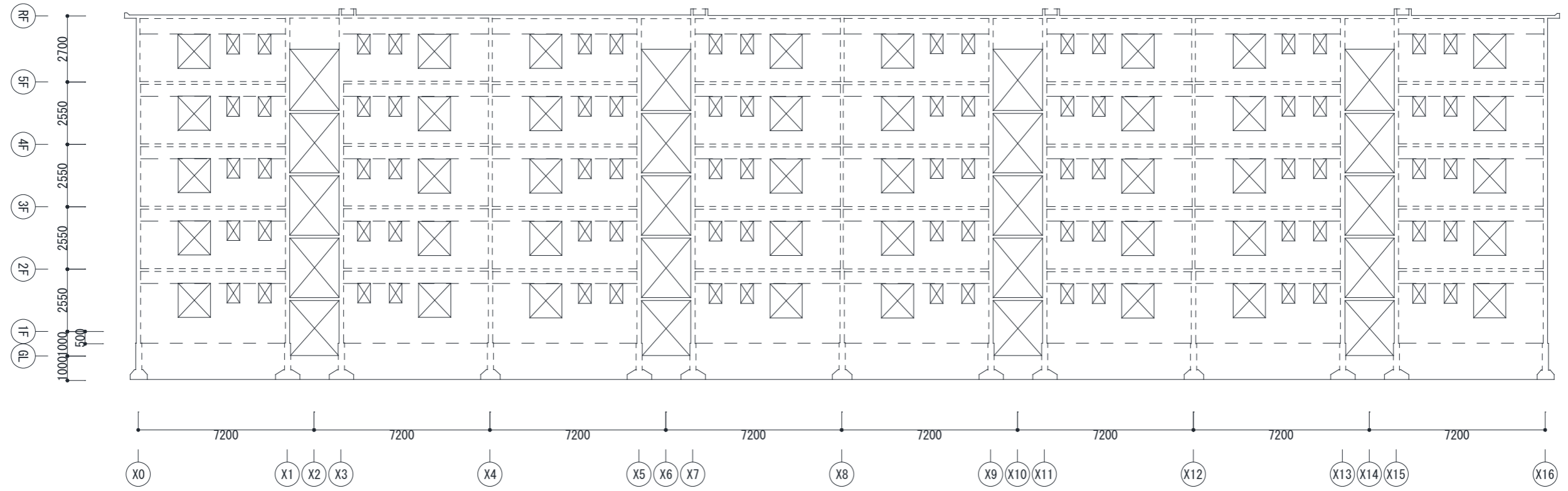
(e) 基礎階
 図 7.2.2-1 各階伏せ図



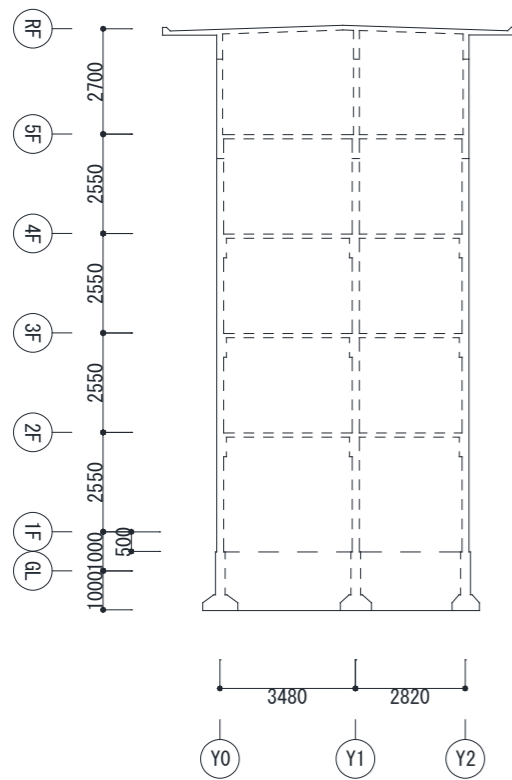
(a) Y0 構面図



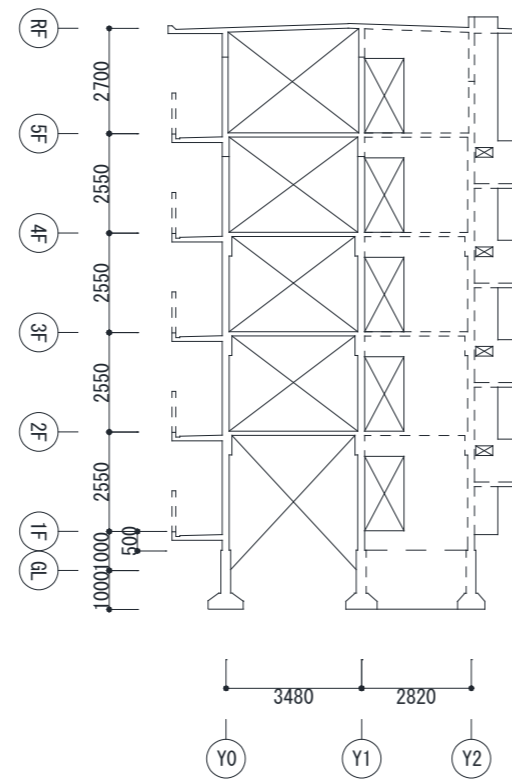
(b) Y1 構面図



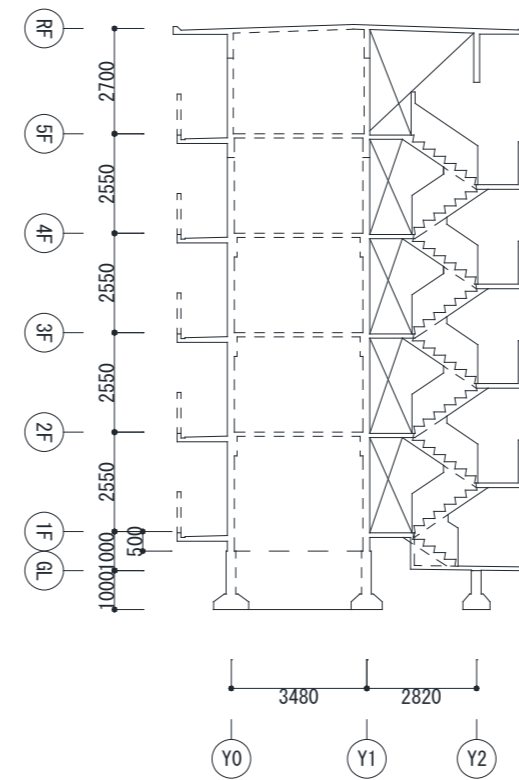
(c) Y2 構面図



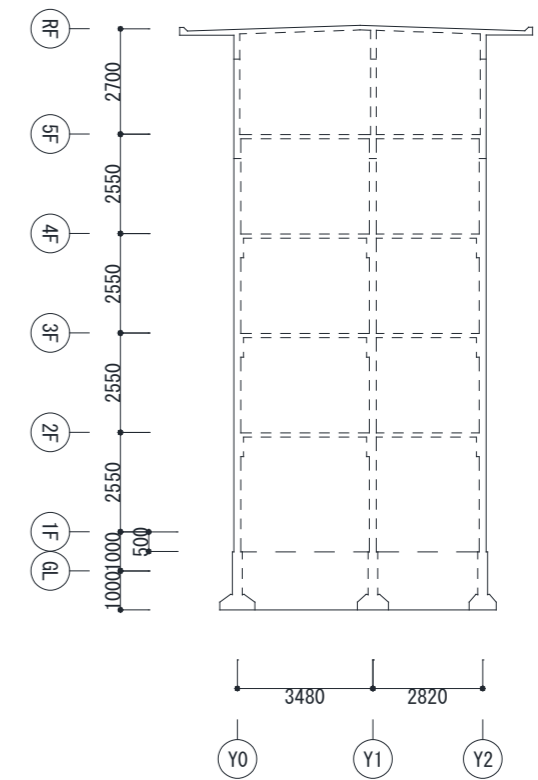
(d) X0,16 構面図



(e) X1,3,5,7,9,11,13,15 構面図



(f) X2,6,10,14 構面図



(g) X4,8,12 構面図

図 7.2.2-2 各通り構面図








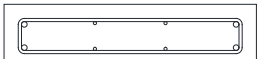

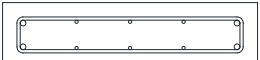
7.3. 各部材配筋

7.3.1 耐力壁部材

開口設置前の耐力壁配筋図を以下に示す。

耐力壁記号		W1	W1A
5	断面		
	壁長×壁厚	810×150	1440×150
	端部曲げ補強筋	1-13φ 2-13φ	2-13φ 1-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ S	2-9φ+2-9φ S
横補強筋	9φ250@S	9φ250@S	
4	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	3-13φ 2-13φ	2-13φ 4-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ+2-9φ D
横補強筋	9φ300@D	9φ300@D	
3	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ+2-9φ D
横補強筋	9φ300@D	9φ300@D	
2	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ+3-9φ D
横補強筋	9φ250@D	9φ250@D	
1	断面		
	壁長×壁厚	810×180	1440×180
	端部曲げ補強筋	4-13φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ+3-9φ D
横補強筋	9φ250@D	9φ250@D	

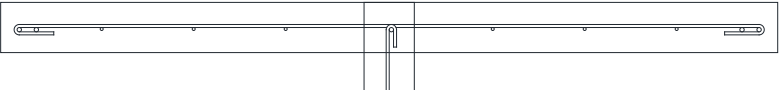
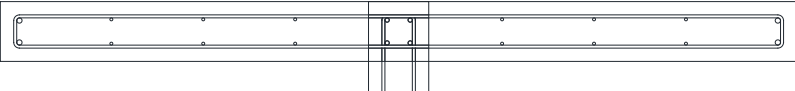
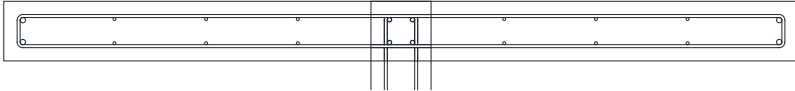
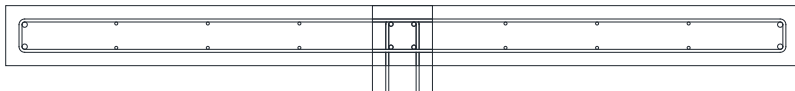
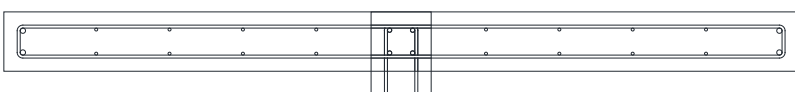
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W2	W3
5	断面		
	壁長×壁厚	1270×150	710×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	4-9φ S	2-9φ S
	横補強筋	9φ 250@ S	9φ 250@ S
4	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 300@ D	9φ 300@ D
3	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 300@ D	9φ 300@ D
2	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ 250@ D	9φ 250@ D
1	断面		
	壁長×壁厚	1270×180	710×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	4-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ 250@ D	9φ 250@ D

耐力壁記号		W4	W5
5	断面		
	壁長×壁厚	1080×150	1040×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ 1-13φ 2-13φ	1-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ S	3-9φ S
	横補強筋	9φ250@S	9φ250@S
4	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ 4-13φ 2-13φ	4-13φ 2-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
3	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ300@D	9φ300@D
2	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D
1	断面		
	壁長×壁厚	1080×180	1040×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 4-13φ 2-16φ	4-13φ 2-16φ
	中間部縦補強筋	2-9φ+2-9φ D	4-9φ D
	横補強筋	9φ250@D	9φ250@D

第 7 章 RC 造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W5A	W6
5	断面		
	壁長 × 壁厚	1900 × 150	940 × 150
	端部曲げ補強筋	2-13 φ 1-13 φ 2-13 φ	2-13 φ 2-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ S	2-9 φ S
	横補強筋	9 φ 250 @ S	9 φ 250 @ S
4	断面		
	壁長 × 壁厚	1900 × 180	940 × 180
	端部曲げ補強筋	2-13 φ 4-13 φ 2-13 φ	2-13 φ 2-13 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	2-9 φ D
	横補強筋	9 φ 300 @ D	9 φ 300 @ D
3	断面		
	壁長 × 壁厚	1900 × 180	940 × 180
	端部曲げ補強筋	2-16 φ 4-13 φ 2-16 φ	2-16 φ 2-16 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	2-9 φ D
	横補強筋	9 φ 300 @ D	9 φ 300 @ D
2	断面		
	壁長 × 壁厚	1900 × 180	940 × 180
	端部曲げ補強筋	2-16 φ 4-13 φ 2-16 φ	2-16 φ 2-16 φ
	中間部縦補強筋	3-9 φ + 3-9 φ D	2-9 φ D
	横補強筋	9 φ 250 @ D	9 φ 250 @ D
1	断面		
	壁長 × 壁厚	1900 × 180	940 × 180
	端部曲げ補強筋	2-16 φ 4-13 φ 2-16 φ	2-16 φ 2-16 φ
	中間部縦補強筋	4-9 φ + 4-9 φ D	4-9 φ D
	横補強筋	9 φ 250 @ D	9 φ 250 @ D

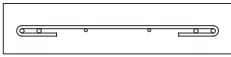






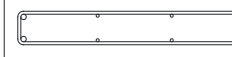
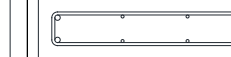



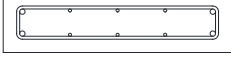


耐力壁記号		W7	
5	断面		
	壁長×壁厚	2320×150	
	端部曲げ補強筋	2-13φ	1-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ S	
	横補強筋	9φ250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-13φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	
	横補強筋	9φ300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	
	横補強筋	9φ300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ+3-9φ D	
	横補強筋	9φ250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	2380×180	
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	4-9φ+4-9φ D	
	横補強筋	9φ250@ D	

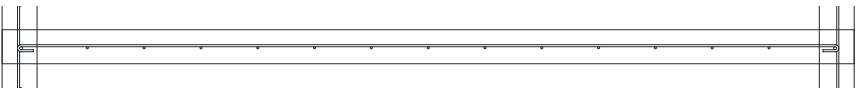
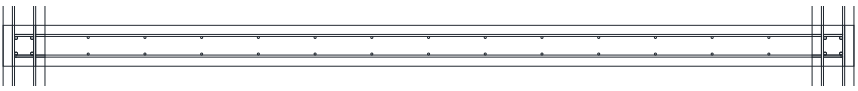
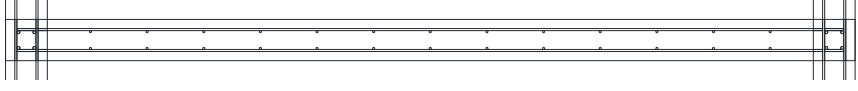

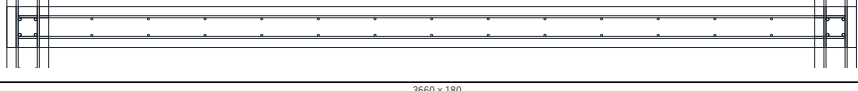
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W8	
5	断面		
	壁長×壁厚	1710×150	
	端部曲げ補強筋	1-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ S	
	横補強筋	9φ 250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	3-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ D	
	横補強筋	9φ 250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1710×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	6-9φ D	
	横補強筋	9φ 250@ D	

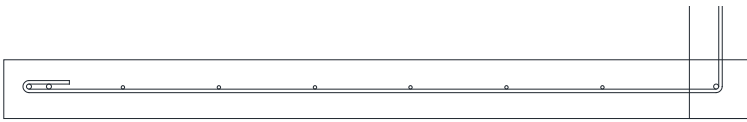
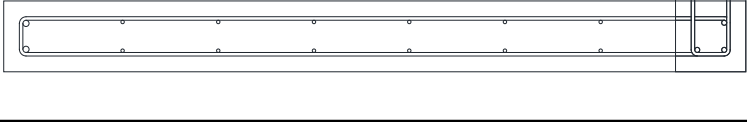
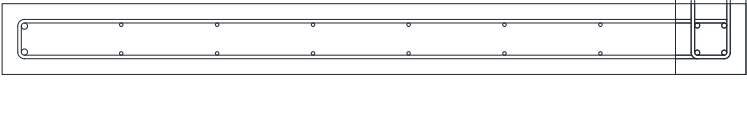
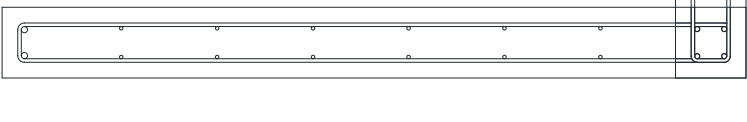
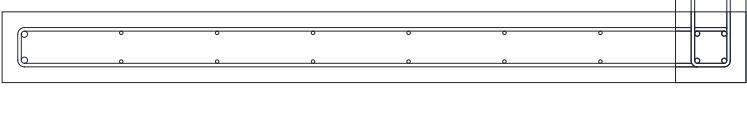
耐力壁記号		W8A		
5	断面			
	壁長×壁厚	3240×150		
	端部曲げ補強筋	2-13φ	4-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ S		
	横補強筋	9φ250@ S		
4	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-13φ	4-13φ	2-13φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ300@ D		
3	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ300@ D		
2	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	5-9φ+5-9φ D		
	横補強筋	9φ250@ D		
1	断面			
	壁長×壁厚	3240×180		
	端部曲げ補強筋	2-16φ	4-13φ	2-16φ
	中間部縦補強筋	6-9φ+6-9φ D		
	横補強筋	9φ250@ D		

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

耐力壁記号		W9	W10	W11
5	断面			
	壁長×壁厚	680×150	770×150	760×150
	端部曲げ補強筋	2-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ	2-13φ 1-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ S	2-9φ S	2-9φ S
	横補強筋	9φ250@ S	9φ250@ S	9φ250@ S
4	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-13φ 2-13φ	2-13φ 2-13φ	2-13φ 3-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	9φ300@ D
3	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	9φ300@ D
2	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	2-9φ D	2-9φ D	2-9φ D
	横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	9φ250@ D
1	断面			
	壁長×壁厚	680×180	770×180	760×180
	端部曲げ補強筋	2-16φ 2-16φ	2-16φ 2-16φ	2-16φ 4-13φ
	中間部縦補強筋	3-9φ D	3-9φ D	3-9φ D
	横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	9φ250@ D

耐力層記号		W12	
5	断面		
	壁長×壁厚	3660×150	
	端部曲げ補強筋	1-13φ	1-13φ
	中間部縦補強筋	13-9φ S	
横補強筋	9φ250@ S		
4	断面		
	壁長×壁厚	3660×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	13-9φ D	
横補強筋	9φ300@ D		
3	断面		
	壁長×壁厚	3660×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	13-9φ D	
横補強筋	9φ300@ D		
2	断面		
	壁長×壁厚	3660×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	13-9φ D	
横補強筋	9φ250@ D		
1	断面		
	壁長×壁厚	3660×180	
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	中間部縦補強筋	13-9φ D	
横補強筋	9φ250@ D		

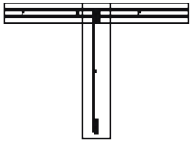
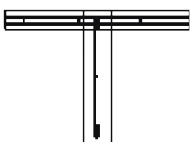
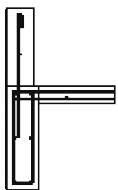
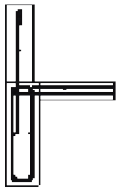
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

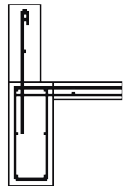
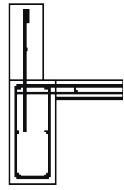
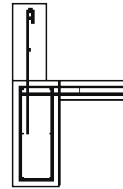
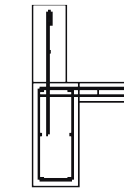
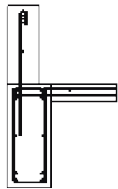
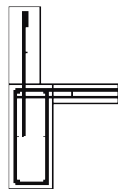
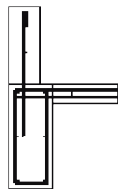
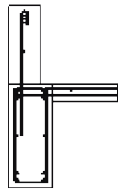
耐力壁記号		W13	
5	断面		
	壁長×壁厚	1900×150	
	端部曲げ補強筋	2-13 φ	1-13 φ
	中間部縦補強筋	6-9 φ S	
	横補強筋	9 φ 250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-13 φ	3-13 φ
	中間部縦補強筋	6-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	6-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	6-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1900×180	
	端部曲げ補強筋	2-16 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	6-9 φ D	
	横補強筋	9 φ 250@ D	

耐力壁記号		W14		
5	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 150		
	端部曲げ補強筋	1-13 φ	1-13 φ	1-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ S		
横補強筋	9 φ 250 @ S			
4	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	3-13 φ	4-13 φ	3-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
横補強筋	9 φ 300 @ D			
3	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
横補強筋	9 φ 300 @ D			
2	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
横補強筋	9 φ 250 @ D			
1	断面			
	壁長 × 壁厚	6480 × 180		
	端部曲げ補強筋	4-13 φ	4-13 φ	4-13 φ
	中間部縦補強筋	13-9 φ + 10-9 φ D		
横補強筋	9 φ 250 @ D			

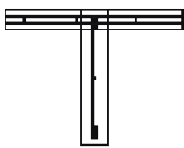
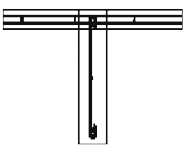
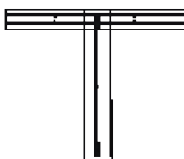
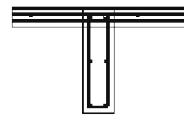
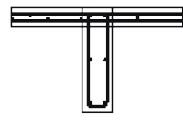
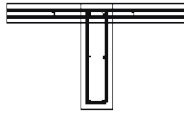
7.3.2 壁梁配筋図

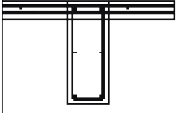
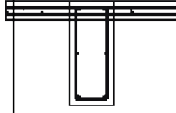
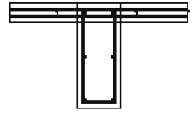
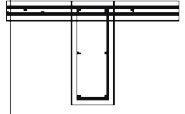
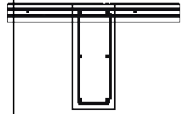
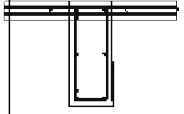
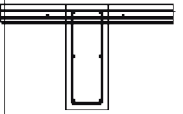
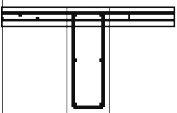
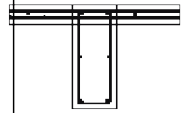
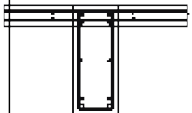
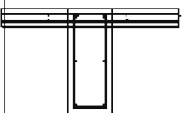
壁梁配筋図を以下に示す。

	壁梁記号	G1	G1A
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 760	150 X 760
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ250@S	9 φ250@S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁	h=450 t=150	h=450 t=150
	開口際	2-13 φ	2-13 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D

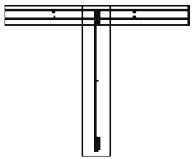
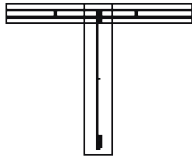
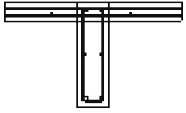
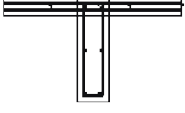
4F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ250@D		9 φ250@D		
3F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ250@D		9 φ250@D		
壁梁記号	G1		G1A		
2F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁	h=450 t=180		h=450 t=180	
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	
	腰壁中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	上端筋	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	4-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	4-16 φ
STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	

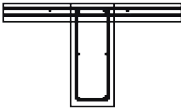
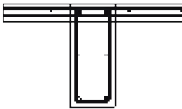
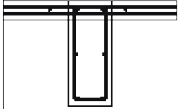
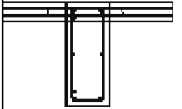
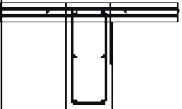
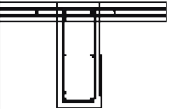
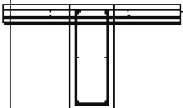
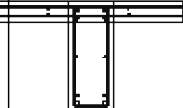
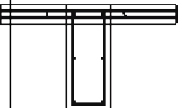
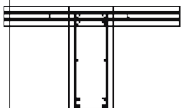
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G2	G3	G4
RF	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	150 X 760	150 X 760	150 X 853
	たれ壁			
	開口際	-	-	-
	垂壁中間筋			
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ250@S	9 φ250@S	9 φ250@S
5F	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	180 X 610	180 X 610	180 X 610
	腰壁			
	開口際	-	-	-
	腰壁中間筋			
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D

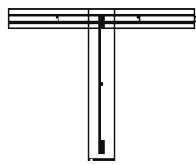
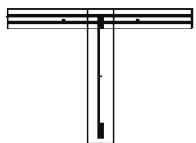
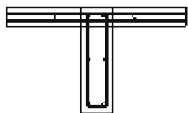
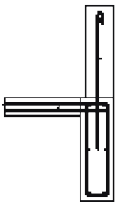
	壁梁記号	G2	G3	G4	
	位置	全断面	全断面	全断面	
4 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ	
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	
		位置	全断面	全断面	左端
3 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D
		壁梁記号	G2	G3	G4
	位置	全断面	全断面	左端	右端
2 F	断面				
	B × D	250 × 610	250 × 610	250 × 610	
	腰壁				
	開口際	-	-	-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ
	STP	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D	9 φ250@D

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G4A	G5
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 853	150 X 853
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	1-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ 250 @ S	9 φ 250 @ S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁		
	開口際	-	-
	腰壁中間筋		
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ 250 @ D	9 φ 250 @ D

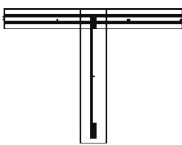
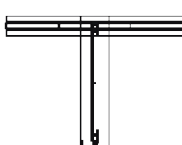
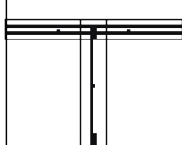
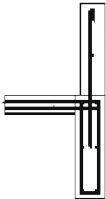
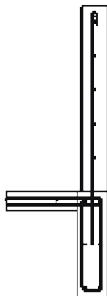
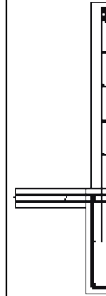
4F	位置	全断面		全断面	
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ		2-16 φ	
	中間筋	1-9 φ D		1-9 φ D	
	下端筋	2-16 φ		2-16 φ	
STP	9 φ 250@D		9 φ 250@D		
3F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	3-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	3-16 φ
STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	
壁梁記号	G4A		G5		
2F	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		250 X 610	
	腰壁				
	開口際	-		-	
	腰壁中間筋				
	上端筋	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	2-16 φ+2-19 φ
STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	

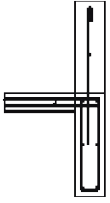
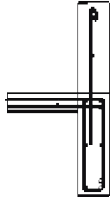
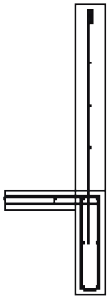
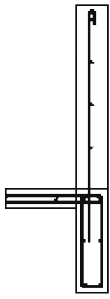
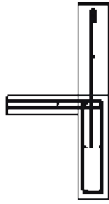
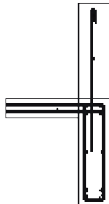
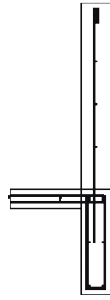
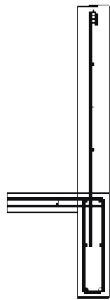
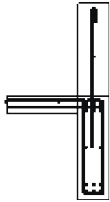
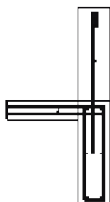
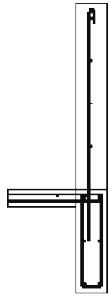
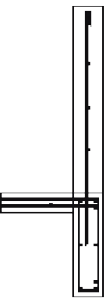
第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

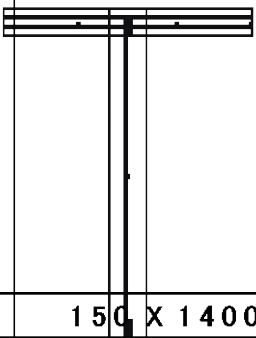
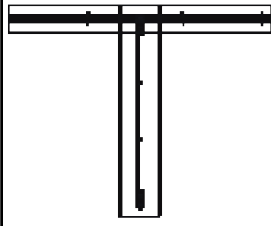
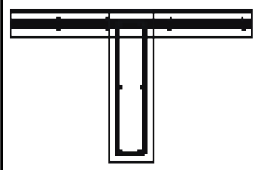
	壁梁記号	G5A	G6
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 853	150 X 760
	たれ壁		
	開口際	-	-
	垂壁中間筋		
	上端筋	2-13φ	2-13φ
	中間筋	1-9φS	1-9φS
	下端筋	2-13φ	2-13φ
	STP	9φ250@S	9φ250@S
5F	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	180 X 610	180 X 610
	腰壁		h=535 t=150
	開口際	-	2-13φ
	腰壁中間筋		1-9φS
	上端筋	2-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φD	1-9φD
	下端筋	2-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D	9φ250@D

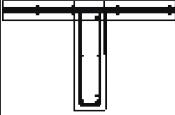
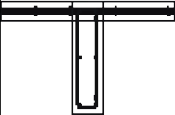
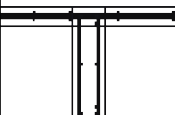
	壁梁記号	G5A		G6	
	位置	全断面		左端	右端
4 F	断面				
	B x D	250 X 610		180 X 610	
	腰壁			h=535 t=180	
	開口際	-		2-16φ	
	腰壁中間筋			1-9φ D	1-9φ D
	上端筋	2-16φ		3-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D		1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ		3-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D		9φ250@D	9φ250@D
	3 F	位置	左端	右端	左端
断面					
B x D		250 X 610		180 X 610	
腰壁				h=535 t=180	
開口際		-		2-16φ	
腰壁中間筋				1-9φ D	1-9φ D
上端筋		3-16φ	2-16φ	4-16φ	2-16φ
中間筋		1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
下端筋		3-16φ	2-16φ	4-16φ	2-16φ
STP		9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D
2 F	壁梁記号	G5A		G6	
	位置	左端	右端	左端	右端
	断面				
	B x D	250 X 610		180 X 610	
	腰壁			h=535 t=180	
	開口際	-		2-16φ	
	腰壁中間筋			1-9φ D	1-9φ D
	上端筋	2-16φ+2-19φ	2-16φ	4-16φ+2-19φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ+2-19φ	2-16φ	4-16φ+2-19φ	2-16φ
STP	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D	

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

	壁梁記号	G6A	G7	G8
RF	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	150 X 760	150 X 760	150 X 760
	たれ壁			
	開口際	-	-	-
	垂壁中間筋			
	上端筋	2-13φ	2-13φ	2-13φ
	中間筋	1-9φ S	1-9φ S	1-9φ S
	下端筋	2-13φ	2-13φ	2-13φ
	STP	9φ250@S	9φ250@S	9φ250@S
5F	位置	全断面	全断面	全断面
	断面			
	B x D	180 X 610	180 X 610	180 X 610
	腰壁	h=535 t=150	h=1090 t=150	h=1090 t=150
	開口際	2-13φ	2-16φ	2-16φ
	腰壁中間筋	1-9φ S	4-9φ S	4-9φ S
	上端筋	2-16φ	2-16φ	2-16φ
	中間筋	1-9φ D	1-9φ D	1-9φ D
	下端筋	2-16φ	2-16φ	2-16φ
	STP	9φ250@D	9φ250@D	9φ250@D

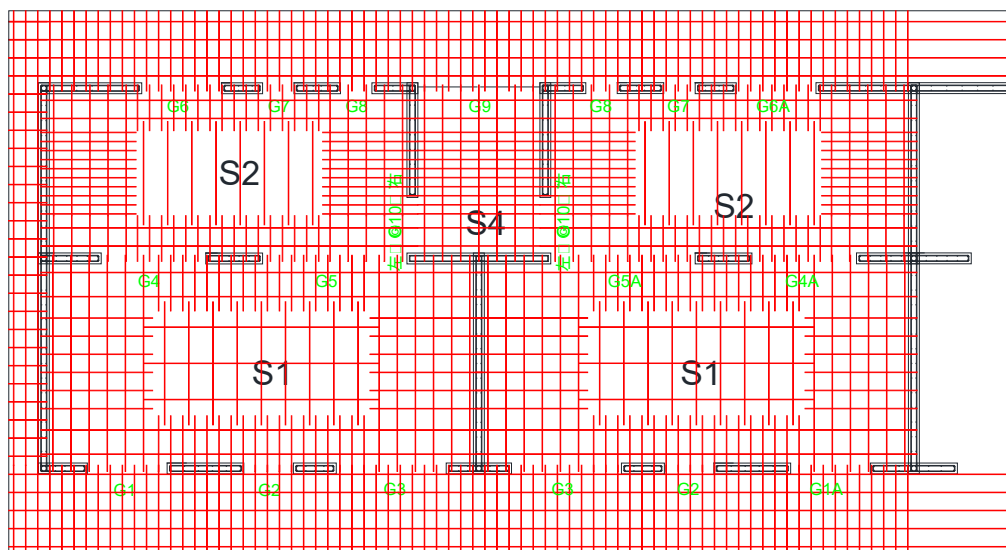
壁梁記号		G6A		G7	G8
4F	位置	左端	右端	全断面	全断面
	断面				
	B × D	180 × 610		180 × 610	180 × 610
	腰壁	h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
	上端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	3-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D
3F	位置	左端	右端	全断面	全断面
	断面				
	B × D	180 × 610		180 × 610	180 × 610
	腰壁	h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
	上端筋	2-16 φ	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	4-16 φ	2-16 φ	2-16 φ
	STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D
壁梁記号		G6A		G7	G8
2F	位置	左端	右端	全断面	全断面
	断面				
	B × D	180 × 610		180 × 610	180 × 610
	腰壁	h=535 t=180		h=1090 t=180	h=1090 t=180
	開口際	2-16 φ		2-16 φ	2-16 φ
	腰壁中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	3-9 φ D	3-9 φ D
	上端筋	2-16 φ	4-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	3-16 φ
	中間筋	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D	1-9 φ D
	下端筋	2-16 φ	4-16 φ+2-19 φ	2-16 φ	3-16 φ
	STP	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D	9 φ 250@D

	壁梁記号	G9	G10
RF	位置	全断面	全断面
	断面		
	B x D	150 X 1400	150 X 850
	たれ壁	h=640 t=150	
	開口際	2-13 φ	-
	垂壁中間筋	1-9 φ S	
	上端筋	2-13 φ	2-13 φ
	中間筋	1-9 φ S	2-9 φ S
	下端筋	2-13 φ	2-13 φ
	STP	9 φ250@S	9 φ200@S
5F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		2-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		2-16 φ
STP		9 φ200@D	

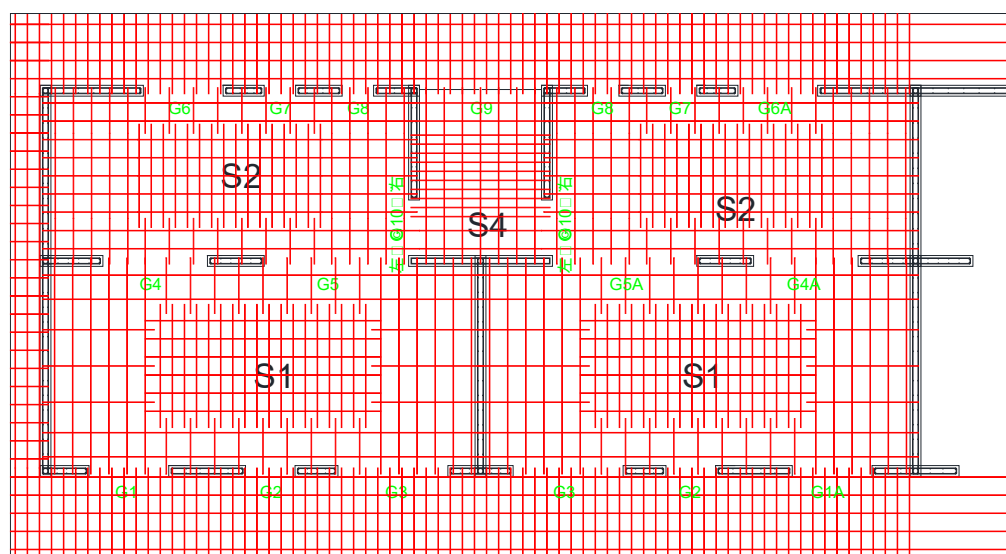
	壁梁記号	G9	G10
4F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		2-16 φ+1-13 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		2-16 φ+1-13 φ
	STP		9 φ200@D
3F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		
	腰壁中間筋		
	上端筋		3-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		3-16 φ
	STP		9 φ200@D
	壁梁記号	G9	G10
2F	位置		全断面
	断面		
	B x D		180 X 640
	腰壁		
	開口際		-
	腰壁中間筋		
	上端筋		3-16 φ
	中間筋		1-9 φ D
	下端筋		3-16 φ
	STP		9 φ200@D

7.3.3 スラブ

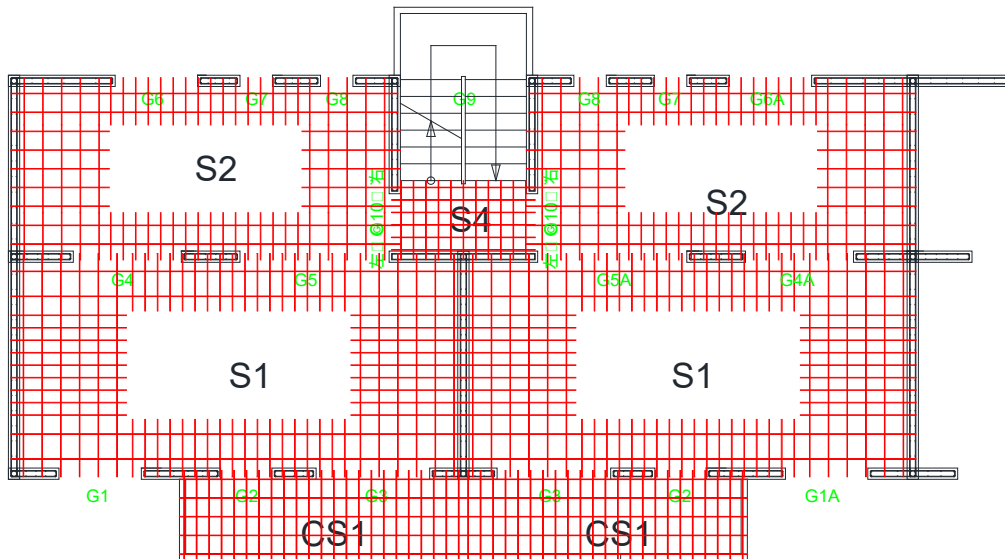
図7.3.3-1にスラブ配筋図を示す。スラブ配筋表を表7.3.3-1に示す。



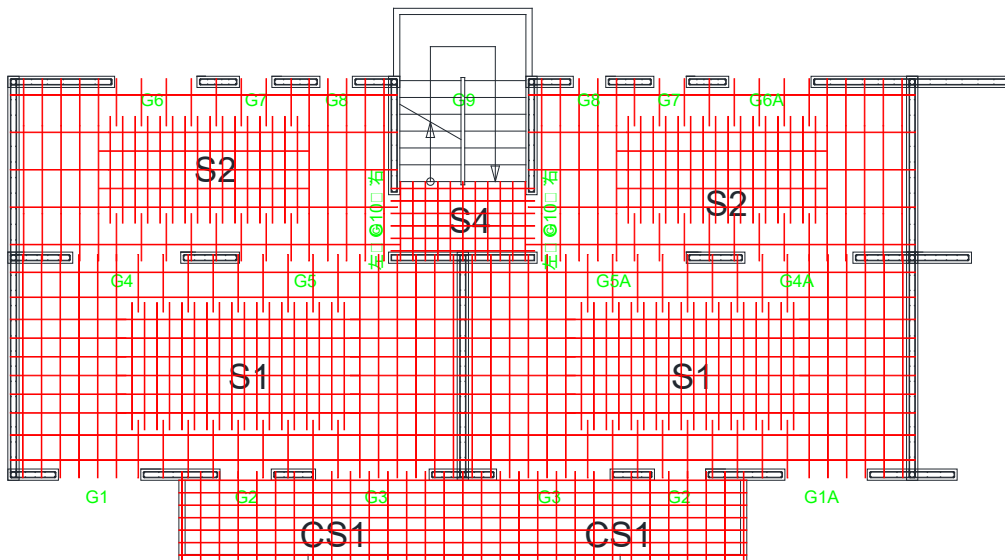
(a) RF 上端鉄筋



(b) RF 下端鉄筋



(c) 1~5F 上端鉄筋



(d) 1~5F 下端鉄筋

図 7.3.3-1 スラブ配筋図

第7章 RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討

表 7.3.3-1 スラブ配筋表

記号	スラブ厚	スパン		短辺方向				長辺方向			
				端部		中央		端部		中央	
				柱列帯	柱間帯	柱間帯	柱列帯	柱列帯	柱間帯	柱間帯	柱列帯
屋根 S1	120mm	Ly=7.20m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-400@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-400@
		Lx=3.48m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-150@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
屋根 S2	120mm	Ly=6.10m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-150@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
		Lx=2.82m	上端筋	9φ-300@	9φ-150@	9φ-150@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-150@	9φ-150@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
屋根 庇	120mm	Ly=58.76m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
		Lx=1.28m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
居室 S1	110mm	Ly=7.20m	上端筋	9φ-300@	9φ-13φ-200@	-	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	-	9φ-400@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-400@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-400@
		Lx=3.48m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	-	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-600@
居室 S2	110mm	Ly=6.10m	上端筋	9φ-300@	9φ-200@	-	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	-	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-400@	9φ-200@	9φ-300@	9φ-600@	9φ-600@	9φ-300@	9φ-600@
		Lx=2.82m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
階段室 S4	110mm	Ly=2.82m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
		Lx=2.20m	上端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
ベランダ CS1	110mm	Ly=9.10m	上端筋	13φ-200@	13φ-200@	13φ-200@	13φ-200@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@
			下端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
		Lx=1.38m	上端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@
			下端筋	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-300@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@	9φ-200@

7.4. 耐力壁軸力，地震時水平力の算定

各層重量および各層の単位床荷重を表 7.4-1 に示す。また各耐力壁への床荷重の分配方法を図 7.4-1 に示す。表 7.4-1 の通り，各層の積載荷重，スラブ，壁梁，耐力壁等の荷重を算定し，これを各層の床面積で除することにより単位床荷重を算出する。算出した単位床荷重に図 7.4-1 に従い各耐力壁の床支配面積を乗ずることにより各耐力壁の長期軸力の算定を行う。算定結果は表 7.4-2 に示す。

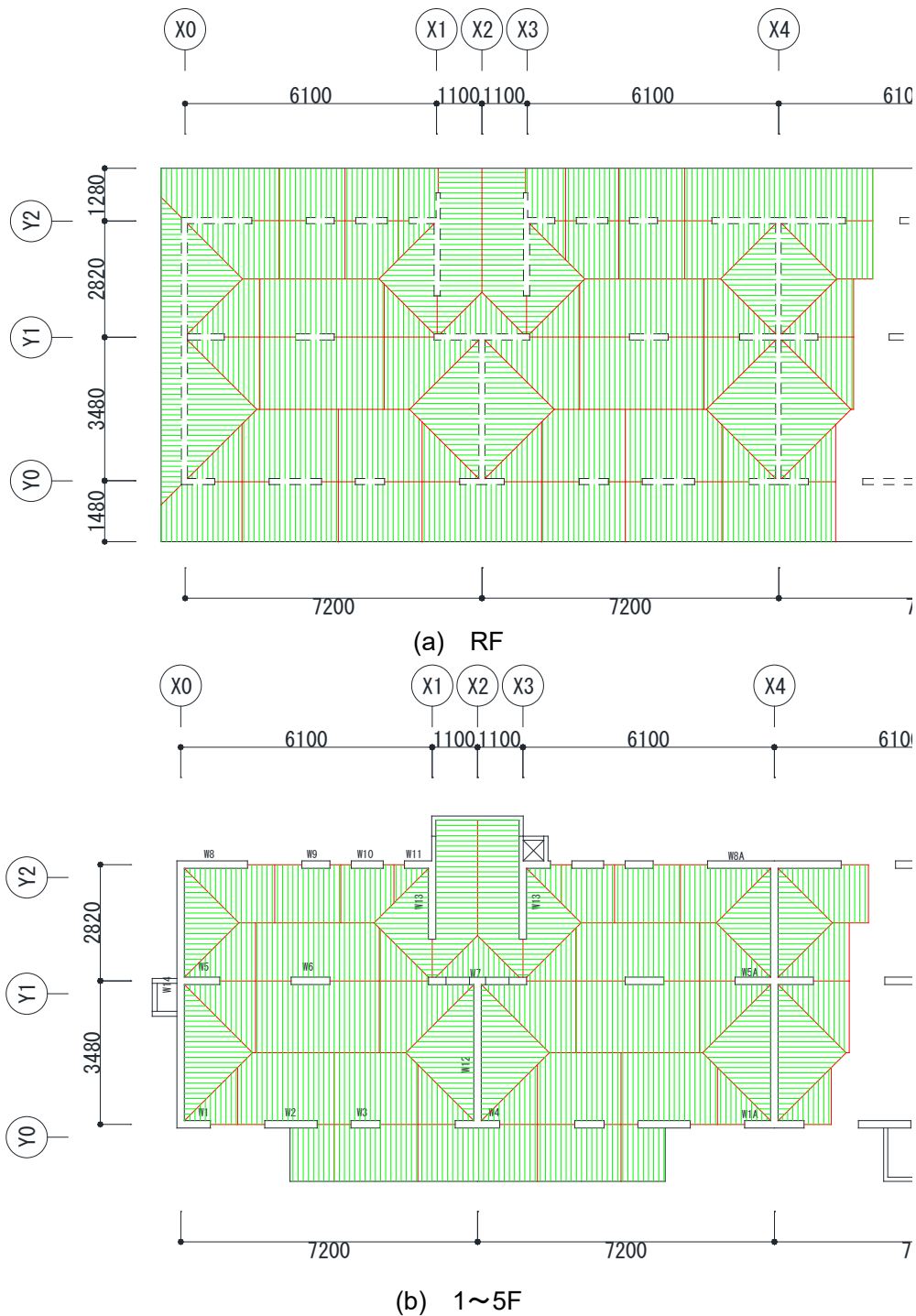


図 7.4-1 耐力壁 床支配面積

表 7.4-1 各層重量および各層単位床荷重

階	重量						床面積 A	単位床荷重 wi/A
	積載荷重	スラブ	壁梁	壁	追加荷重	合計wi		
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	mm ²	kN/m ²
5階	159.7	1805.8	844.4	522.1	49.6	3381.6	447.6	7.55
4階	249.5	1498.3	873.8	1608.4	103.4	4333.4	401.5	10.79
3階	249.5	1498.3	972.3	1709.9	101.0	4531.0	401.5	11.29
2階	249.5	1498.3	972.3	1709.9	101.0	4531.0	401.5	11.29
1階	249.5	1498.3	970.4	1909.6	112.2	4740.0	401.5	11.81
基礎	246.6	707.6	2174.6	1466.3	65.4	4660.5	401.5	11.61

表 7.4-2 耐力壁長期軸力算定結果

軸力(kN)					
耐力壁	1F	2F	3F	4F	5F
W1	67.3	56.7	46.7	36.6	27.0
W2	294.8	232.1	172.2	112.3	55.0
W3	326.6	253.9	184.3	114.8	48.2
W4	314.1	244.3	177.5	110.7	46.8
W5	161.2	125.2	90.8	56.4	23.6
W6	489.8	380.3	275.7	171.1	71.0
W7	407.6	316.3	229.1	141.9	58.4
W8	135.1	110.6	87.1	63.7	41.2
W9	130.7	104.8	80.0	55.3	31.6
W10	98.2	78.9	60.5	42.0	24.4
W11	28.6	24.2	20.0	15.7	11.6
W12	288.6	224.3	162.9	101.4	42.6
W13	278.4	216.5	157.3	98.1	41.5
W14	262.3	209.6	159.2	108.8	60.6
W1A	123.9	102.8	82.7	62.6	43.3
W5A	321.7	249.7	181.0	112.2	46.4
W8A	261.3	212.2	165.3	118.4	73.5
W14A	473.6	368.2	267.4	166.6	70.3

また地震時層せん断力算定結果を表 7.4-3 に示す。ここでは表 7.4-1 の各階の建築物重量に基づき、地震時層せん断力の算定を下式により行う。

$$Q_{ud} = C_i \cdot \sum W_i \quad (7.4-1)$$

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (7.4-2)$$

Q_{ud} : i 階の地震層せん断力

$\sum W_i$: i 階から最上階までの建築物重量

Q_{un} : 必要保有水平耐力

D_s : 構造特性係数

F_{es} : 形状係数

C_i : i 階の地震層せん断力係数で次式による。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (7.4-23)$$

Z : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

R_t : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

C_o : 標準せん断力係数でここでは 0.2 または 1.0 とする。

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (7.4-4)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: i 階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$: 建築物の全重量

T : 建築物の 1 次固有周期で $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ とする。

h : 建築物の高さ

α : 建築物の S 造部分の高さの全体高さに対する割合でここでは 0 とする。

表 7.4-3 各層の建築物重量および地震時水平力の算定結果

(a) 標準層せん断力係数 $C_0=0.2$

階	各階重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	地震時層せん断力 Q_i (kN)
R	3381.6	3381.6	0.1571	1.717	0.3434	1161.4
5	4335.2	7716.8	0.3585	1.398	0.2795	2157.0
4	4532.8	12249.6	0.5691	1.229	0.2459	3011.8
3	4532.8	16782.4	0.7797	1.107	0.2214	3715.5
2	4741.8	21524.2	1.000	1.000	0.2000	4304.8

(b) 標準層せん断力係数 $C_0=1.0$

階	各階重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	A_i	C_i	地震時層せん断力 Q_i (kN)
R	3381.6	3381.6	0.1571	1.717	1.7172	5807.0
5	4335.2	7716.8	0.3585	1.398	1.3976	10785.2
4	4532.8	12249.6	0.5691	1.229	1.2293	15058.8
3	4532.8	16782.4	0.7797	1.107	1.1070	18577.4
2	4741.8	21524.2	1.000	1.000	1.0000	21524.2

7.5. 躯体改造前の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証

7.5.1 解析概要

7.5.1.1 架構のモデル化

本稿では耐力壁のモデル化手法が架構モデルの解析結果に与える差を検討する。その際、建築物全体のモデル（以下、全体モデルとする）と建築物の一部分を抽出したモデル（以下、部分モデルとする）を作成した。

7.5.1.1.1 部分モデル

開口を有する部材の評価手法が与える影響を明らかにするため、対象建築物の1部分のみを取り出したモデルを作成する。対象は1階の耐力壁 W9,W10,W11 である。対象部材を図 7.5.1-1 に示す。

部分モデルのモデル一覧を表 7.5.1-1 に示す。

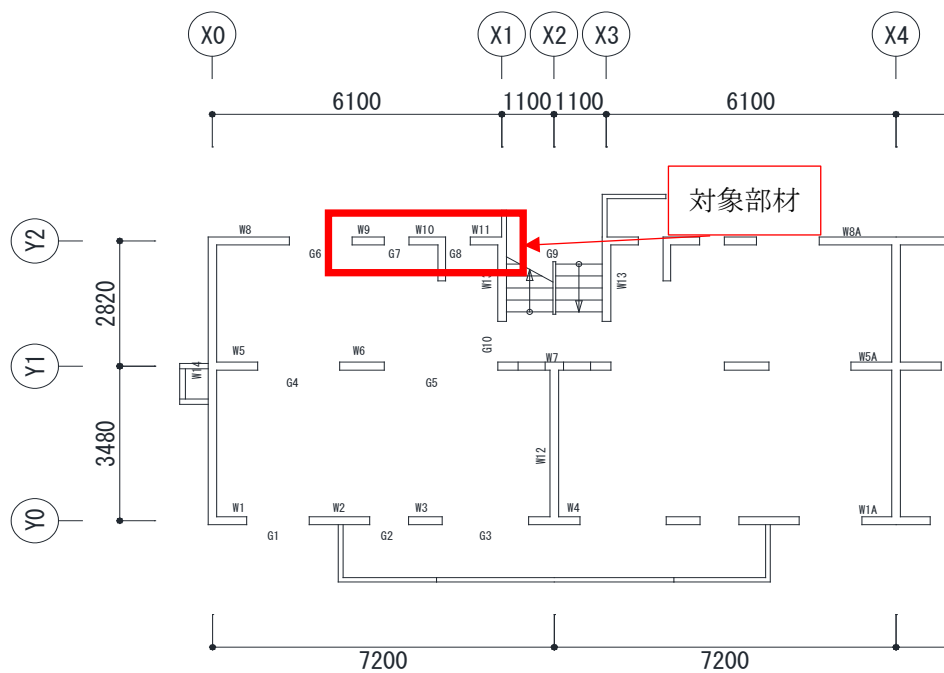


図 7.5.1-1 対象部材位置 平面図

表 7.5.1-1 部分モデル モデル一覧

モデル名称	モデル概要
モデル a	W9,W10,W11 一枚の有開口耐力壁としてモデル化する
モデル b	W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁としてモデル化する

表 7.5.1-1 に示した全体モデルの各モデルについて、各節点の拘束条件を表 7.5.1-2 に、各構面の架構のモデル図を図 7.5.1-2 に示す。耐力壁を青色斜線、腰壁を橙色斜線で示す。

また以下の方法に従って、架構のモデル化を行う。

- ①線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。
- ②梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ③危険断面位置は剛域端とする。
- ④各層の重量は各節点に節点質量として分配する。
- ⑤各階は剛床と仮定する。
- ⑥耐力壁の1本柱置換モデルを用いた平面解析を行う。
- ⑦建築物に加える水平荷重分布は「7.4 耐力壁軸力、地震時水平力の算定」で算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。
- ⑧支点は各耐力壁の中心位置に設定する。
- ⑨開口を有する部材 (W2,W7) は文献[7.5-1]に従い適宜低減率を乗じる。
- ⑩各構面はピン梁で接続する。

表 7.5.1-2 接点の拘束条件

接点位置	水平方向	鉛直方向	回転
1F 壁脚	固定	固定	自由
他	自由	自由	自由

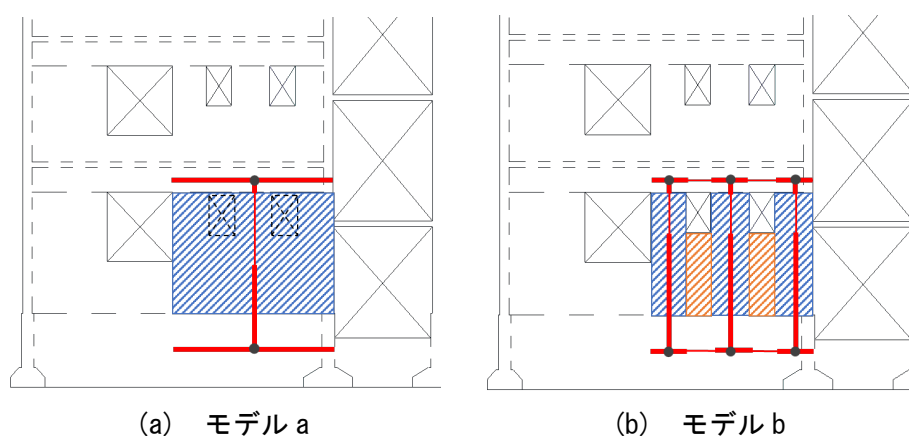


図 7.5.1-2 モデル図

7.5.1.1.2 全体モデル

全体モデルのモデル一覧を表 7.5.1-3 に示す。

反曲点高さは部材下端から建築物頂部までの半分とする。

桁行方向モデルについては、モデル X-A、モデル X-B は耐力壁のモデル化手法において異なっており、モデル化手法の違いが架構全体に与える影響を捉えることを目的としている。詳細は後述するが、部分モデルについてはモデル X-A とモデル X-B に対応するよう別途作成した。

張間方向モデルについては、構面端部の柱部材（以降、ピン柱）のモデル化手法をパラメータとしており、直交方向部材による曲げ戻し効果を適切に評価できるモデルの作成を目的としている。詳細は後述するが、直交部材の曲げ戻しを考慮する際に強度評価を優先したモデルがモデル Y-B1、剛性評価を優先したモデルがモデル Y-B2 である。

ピン柱のモデル化手法を以下に示す。

- ①ピン柱は梁とピン接合とする。
- ②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する
- ③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。
- ④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。
- ⑤引張終局耐力は対象部材引張側に隣接する壁付き梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2)せん断終局耐力 (3)隣接する壁の軸強度 の最小値とする。
- ⑥対象部材引張側に隣接する直交方向壁梁が対象の耐力壁両側にある場合は、両側の壁梁からせん断力を算定し合算する。

モデル作成の際の線材置換の手法等は 7.5.1.1.1 章を参照されたい。

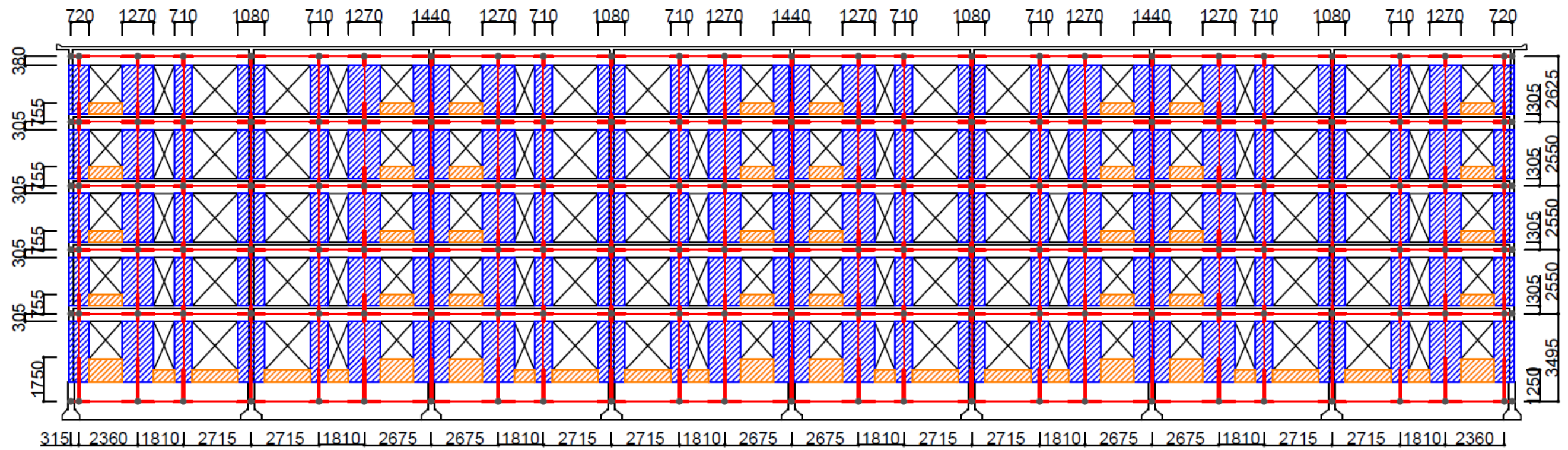
表 7.5.1-3 全体モデル モデル一覧

(a) 桁行方向

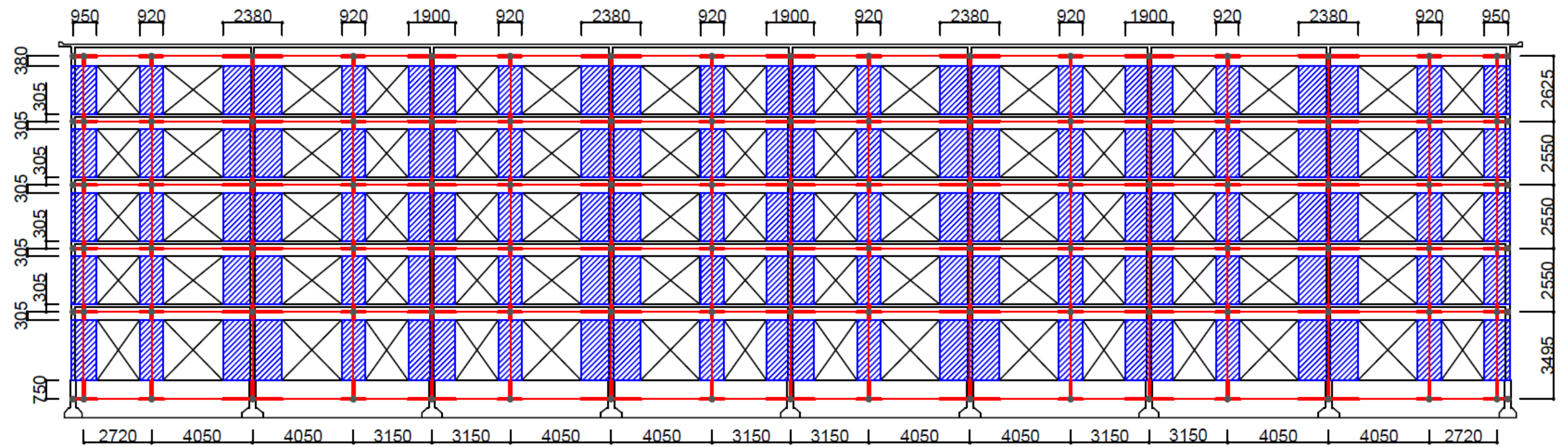
モデル名称	モデル概要
モデル X-A	W9,W10,W11 を一枚の有開口耐力壁とする
モデル X-B	W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁とする

(b) 張間方向

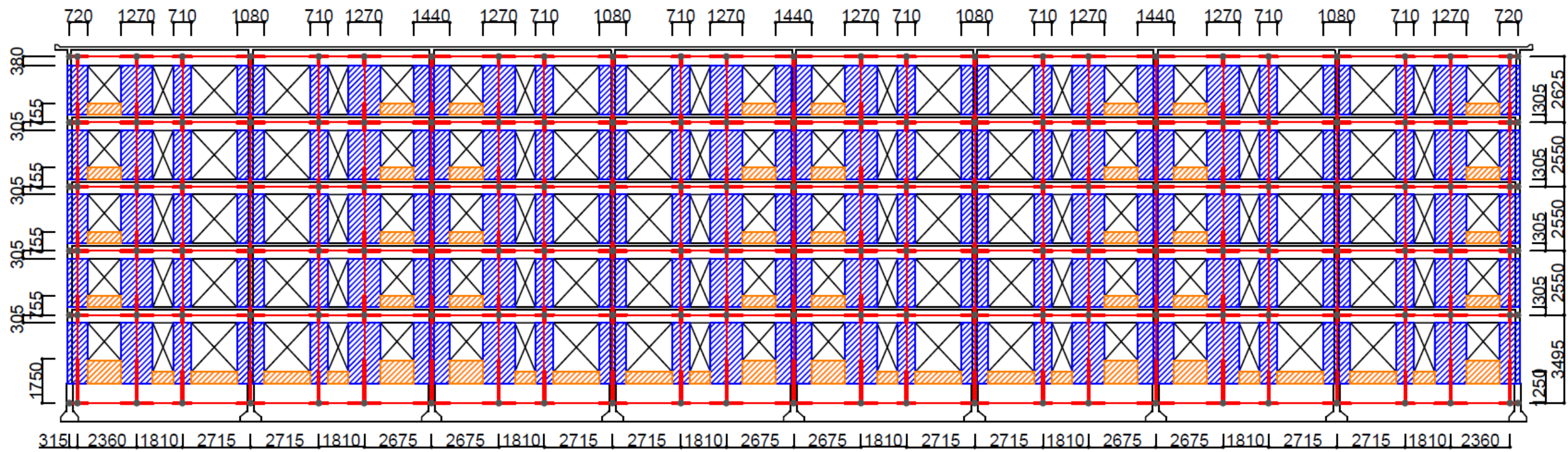
モデル名称	ピン柱	1 本柱曲げばね評価範囲
モデル Y-A	剛	
モデル Y-B1	直交部材考慮	面内壁と直交壁(有効幅考慮)
モデル Y-B2		面内壁のみ
モデル Y-C	ピン柱なし	



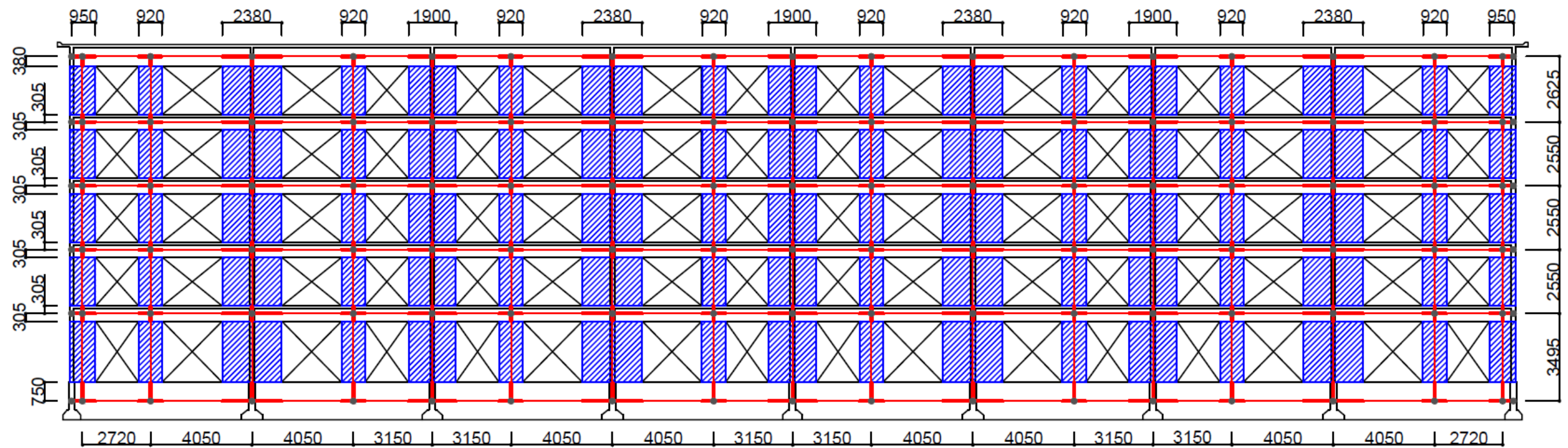
(a) Y0 構面図



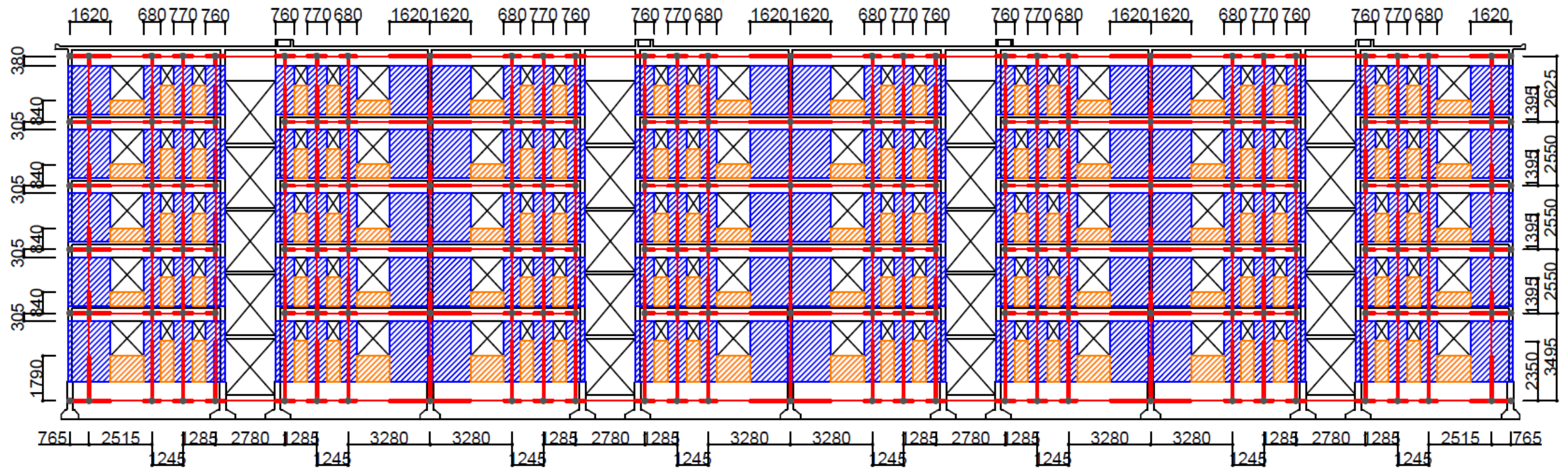
(b) Y1 構面図



(a) Y0 構面図

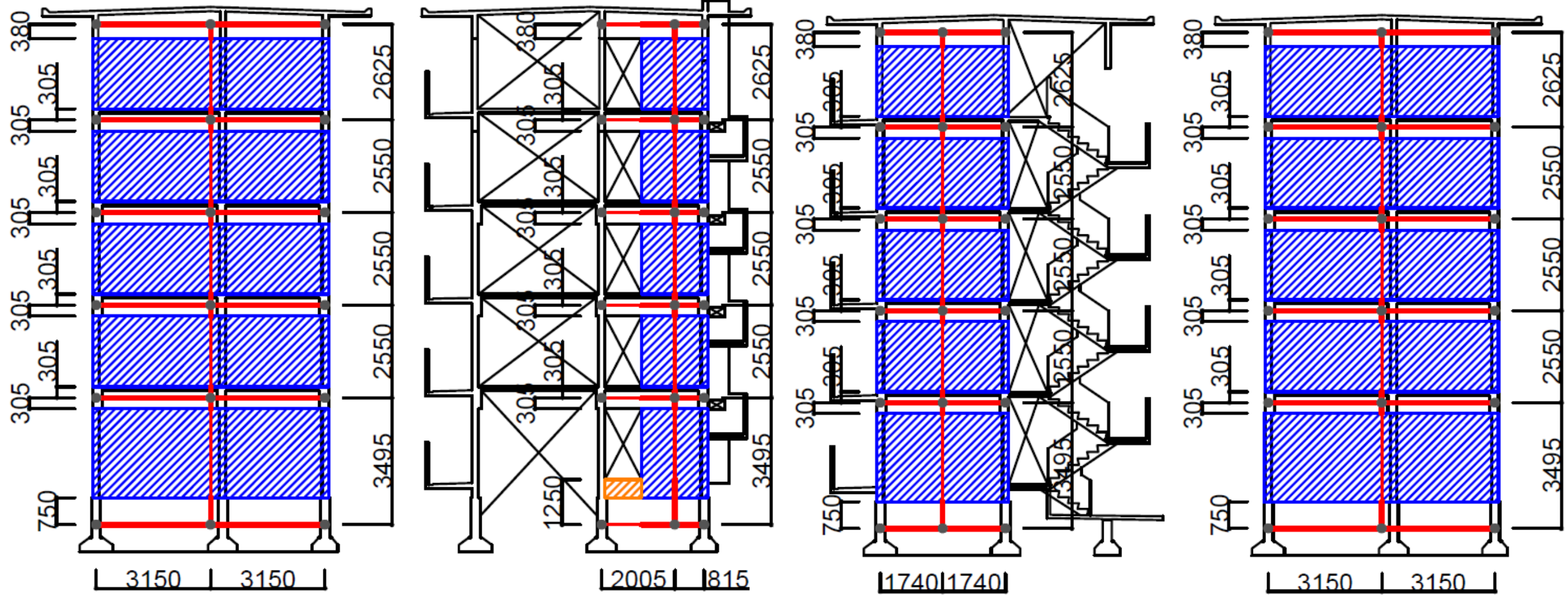


(b) Y1 構面図



(c) Y2 構面図

図 7.5.1-5 モデル X-B モデル図



(d) X0,16 構面図

(e) X1,3,5,7,9,11,13,15 構面図

(f) X2,6,10,14 構面図

(g) X4,8,12 構面図

図 7.5.1-6 Y-A,Y-B1,Y-B2,Y-C モデル図

7.5.1.2 部材のモデル化

7.5.1.2.1 部分モデル

各部材のモデル化を行った際のモデル概要図を図 7.5.1-7 に、各ばねモデルのモデル図を図 7.5.1-8 に、曲げばね、せん断ばね、軸ばねの骨格曲線を図 7.5.1-9 に示す。なお、図 7.5.1-9 の骨格曲線の正負は表 7.5.1-4 のように定義する。

壁梁部材を 1 本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は 1 本柱置換によりモデル化する。この時、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。

曲げばねおよびせん断ばねはひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

また以下の方法に従って、部材のモデル化を行う。

- ② 階段室をはさんだ W11 間は両端ピン接合のピン梁としてモデル化する。
- ② 基礎梁は剛梁としてモデル化を行う。

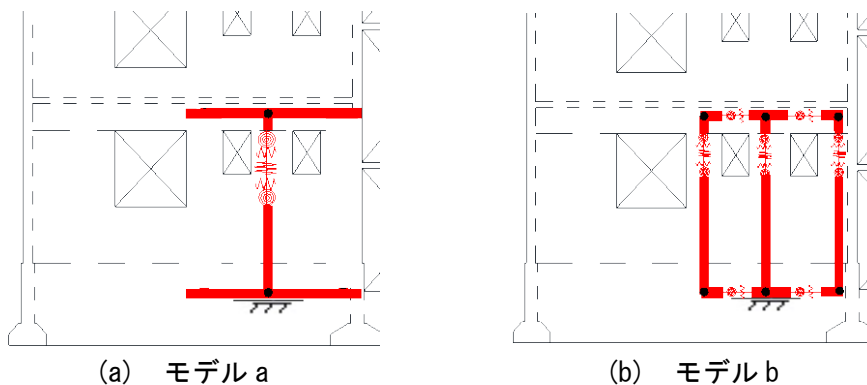
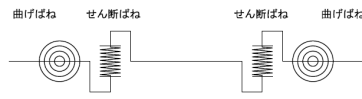
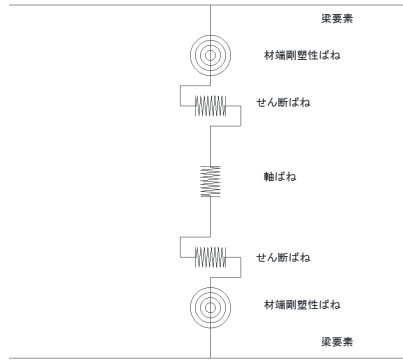


図 7.5.1-8 部分モデル モデル概要図

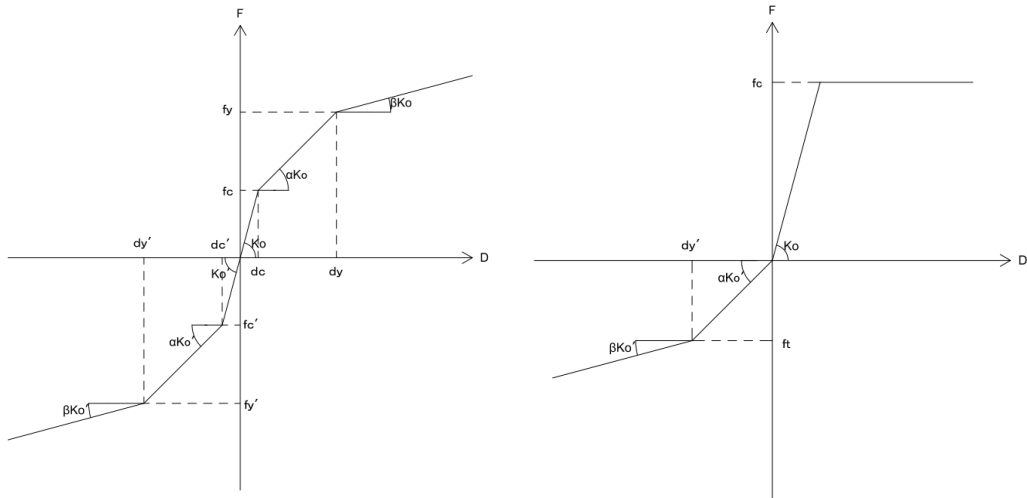


(a) 壁梁部材ばねモデル



(b) 耐力壁部材ばねモデル(1本柱置換モデル)

図 7.5.1-8 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図 7.5.1-9 各ばねモデルの骨格曲線

表 7.5.1-4 各ばねモデルの骨格曲線の正負の定義

ばねモデル	耐力壁部材(鉛直部材)	梁部材(水平部材)
曲げ	断面の左側が引張となる場合 を正	断面の上端が引張となる場合 を正
せん断		
軸	圧縮時を正	-

(1)耐力壁の剛性・耐力評価式

(1)-a 初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 0.5(\text{隣接する開口あり}) \text{ の場合} \quad (7.5.1-1)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 1.0(\text{隣接する開口なし}) \text{ の場合} \quad (7.5.1-2)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma-1}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7.5.1-3)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n-1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n-1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (7.5.1-4)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (7.5.1-5)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

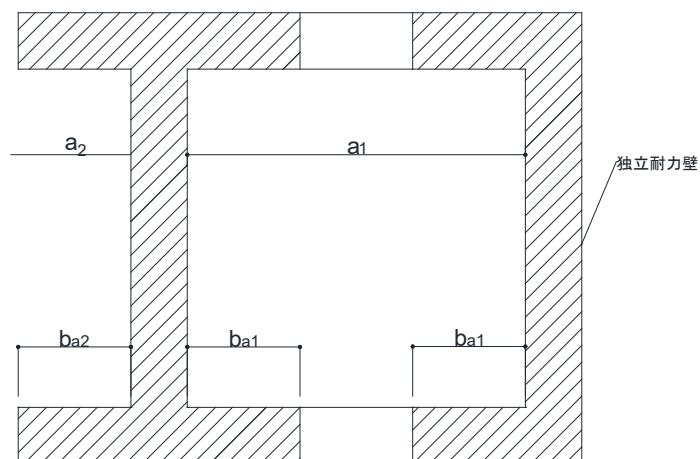
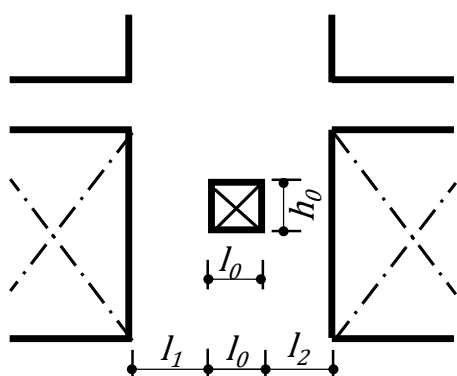


図 7.5.1-10 直交壁の協力壁

せん断初期剛性

開口を有する部材については開口による低減分をせん断成分に考慮する必要がある。なお、文献[7.5-2]より、開口が次の条件を満たす場合においては当該開口を小開口としそれを無視して良い。小開口の扱いについて以下に示す。



[条件]

- (i) $l_1 \geq 200\text{mm}, l_2 \geq 200\text{mm}$
- (ii) $l_0 + h_0 \leq 800\text{mm}$
- (iii) $0.5 \leq h_0/l_0 \leq 2.0$
- (iv) $l_0 \leq l_1, l_2$

[記号] l_0 : 長方形口の内法長さ

h_0 : 長方形口の内法高さ

l_1, l_2 : 小開口縁と耐力壁端部

までの寸法

図 7.5.1-11 小開口の大きさ(長方形開口の場合)

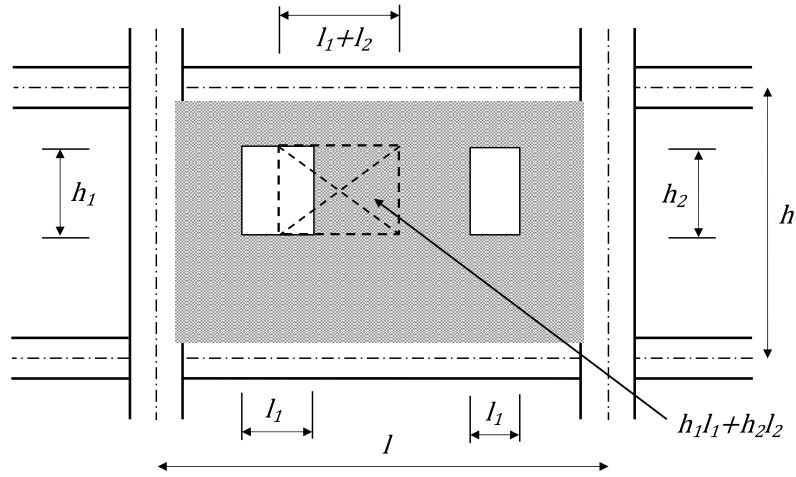


図 7.5.1-12 等価開口の扱い

$$K_s = r_1 \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-6)$$

r_1 : 開口低減率で、

$$r_1 = 1 - 1.25\sqrt{(h_0 l_0) - (hl)}$$

ただし、

$$r_0 = \sqrt{(h_0 l_0) - (hl)} \leq 0.4$$

r : 開口によるせん断剛性低減率

h_0 : 開口部の内法長さ[mm]

l_0 : 開口部の内法長さ[mm]

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離[mm]

l : 耐力壁の長さ[mm]

r_0 : 等価開口周比

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で壁式規準では 1.2 とするが長方形断面においては 1.5 とする。

軸剛性

軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-7)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-8)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (7.5.1-9)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)

L : クリアスパン(mm)

(1)-b ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-10)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm³)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。
協力幅は(式 7.4.5)によるものとする。

σ_t : コンクリートの曲げ引張強度(= $0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_o : コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm²)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

ここで、開口を有する耐力壁のせん断ひび割れ強度にはせん断終局強度の開口低減率と同様の値を乗じることにより精度が向上することが確認されている。

従って本検討においては文献[7.5-1]より以下の式を用いることとする。低減率算出の際の開口の扱いはせん断剛性算定の際と同様とし図 7.5.1-10 を参照されたい。

$$Q_c = r\tau_{scr}tl/\kappa \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-11)$$

r : 開口による低減率で、

$$r = 1 - \max\left(\sqrt{\frac{h_0l_0}{hl}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h}\right)$$

h_0 : 開口部の内法長さ(mm)

l_0 : 開口部の内法長さ(mm)

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7.5.1-12)$$

σ_t : コンクリートの引張強度(= $0.33\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm²)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

κ : せん断形状係数で 1.2 とするが長方形断面の場合は 1.5 とする。

(1)-c 剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E I_e \varepsilon_y} \quad (7.5.1-13)$$

wM_y ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより既往の研究^{2.4)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。

C_n ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y ：同上鉄筋の降伏ひずみ

E ：コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e ：耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は(式7.5.1-5)によるものとする。

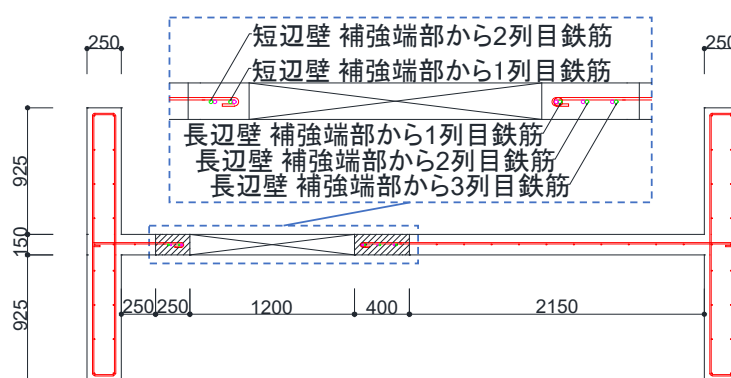


図 7.5.1-13 補強端部からの鉄筋列数

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (7.5.1-14)$$

p_w ：壁横筋比

σ_y ：壁横筋の降伏強度(kg/cm²)

F_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

(1)-d 終局強度

曲げ終局強度

文献[7.5-3]に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- E) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b(g - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-15)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋の断面積を含む

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋の断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st}\sigma_{st} = \sum A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-16)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-17)$$

文献7.5-2)によると、曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$\beta_1=0.85$	$(\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.85-0.05(\sigma_B-280)/70$	$(280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2)$
$\beta_1=0.65$	$(\sigma_B > 560\text{kgf/cm}^2)$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-18)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-19)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st} d - A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-20)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003 になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

せん断終局強度

せん断終局強度は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

ここで、開口を有する耐力壁のせん断終局強度においては文献[7.5-1]より以下の式を用いることとする。低減率算出の際の開口の扱いはせん断剛性算定の際と同様とし図 7.5.1-10 を参照されたい。

$$Q_{su} = r \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-21)$$

r : 開口による低減率で、

$$r = 1 - \max \left(\sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h} \right)$$

h_0 : 開口部の内法長さ(mm)

l_0 : 開口部の内法長さ(mm)

h : 耐力壁の構造上主要な鉛直支点間距離(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

t_e : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを 1 とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの 1.5 倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm²)

p_{wy} : t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w : 1 組の横補強筋の断面積(mm²)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot l}$: シアスパン比で 1 未満の場合は 1 とし、3 を超える場合は 3 とする。

軸強度

軸引張強度

$$N_{ut} = \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (7.5.1-22)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (7.5.1-23)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

(2)壁梁の剛性・耐力評価式

(2)-a 初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-24)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (7.5.1-25)$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (7.5.1-26)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。

協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \quad (7.5.1-27)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-28)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm^2)で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm^2)で $A = b \cdot D$ とする。

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、T型断面の場合は1.2, 長方形断面の場合は1.5とする。

(2)-b ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-29)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし、協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は(式7.4.27)によるものとする。

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-30)$$

τ_{scr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(= $0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合1.5, T形の場合1.2)

(2)-c 剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は文献[7.5-1]に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (7.5.1-31)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(7.4.27)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には、文献[7.4-1]に従い、スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し算定して良い。スラブ協力幅は式(7.5.1-27)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (7.5.1-32)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (7.5.1-33)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{E}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(7.5.1-27)による。

せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献[7.5-2]に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (7.5.1-34)$$

Q_{su} : せん断終局強度(kN)

Q_c : せん断ひび割れ耐力(kN)

γ_u : 終局せん断耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_u = 10\gamma_c$

γ_c : せん断ひび割れ耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_c = \frac{Q_c}{GA}$

G : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

A : 部材断面積(mm²)

(2)-d 終局強度

曲げ終局強度

文献[7.5-3]に記載された精算法に従って計算した。曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とす。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

(7.5.1-35)

A_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を含む。

d_1 : 壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} : 壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 : 壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} : 壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1} \sigma_{st1} = \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-36)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1} \sigma_{st1} (d_1 - g_1) + A_{sc1} \sigma_{sc1} (g_1 - d_{c1}) + \beta_1 (g_1 - \beta_1 x_{n1} / 2) \sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-37)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (7.5.1-38)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (7.5.1-39)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

せん断終局強度

せん断終局強度は文献[7.4-3]に従い下式により算定する。

- ・スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-40)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8} d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

・スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (7.5.1-41)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t + a_s}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8} d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

7.5.1.2.2 全体モデル

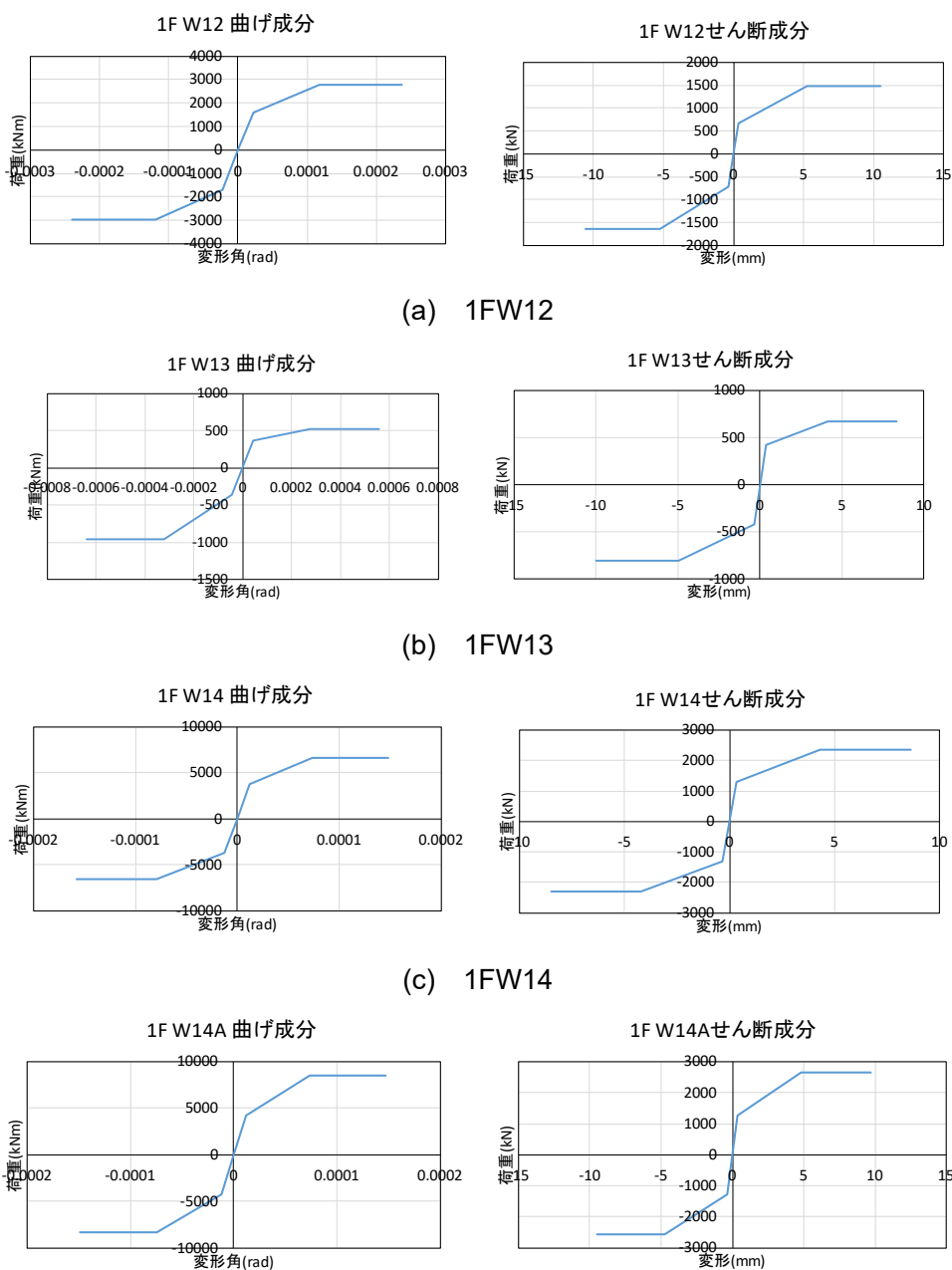
各部材は弾塑性部材として7.5.1.2.1節に示した手法と同様にモデル化する。各モデルのモデル図を図7.5.1-11に示す。なお、ばねモデル骨格曲線算定の際の評価式についても7.5.1.2.1節を参照されたい。

(1)骨格曲線

(1)-a 耐力壁

前述の式にて算定した各モデルの耐力壁部材の骨格曲線を示す。

モデルY



(a) 1FW12

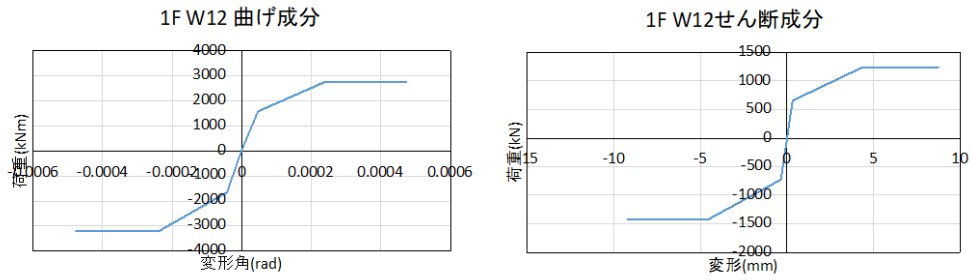
(b) 1FW13

(c) 1FW14

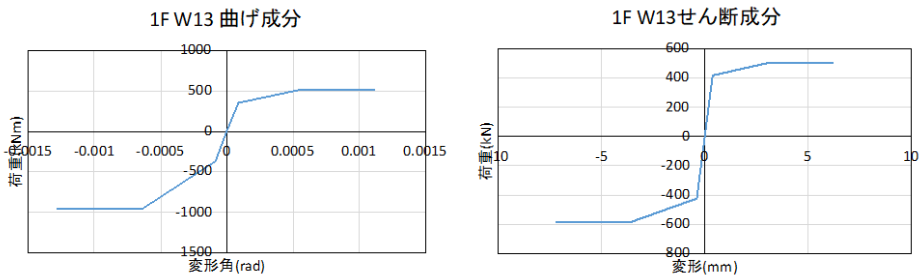
(d) 1FW14A

図 7.5.1-14 モデルY 耐力壁 骨格曲線

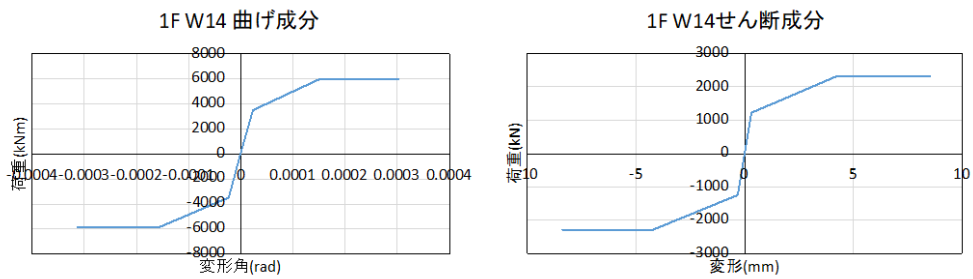
モデル Y-0



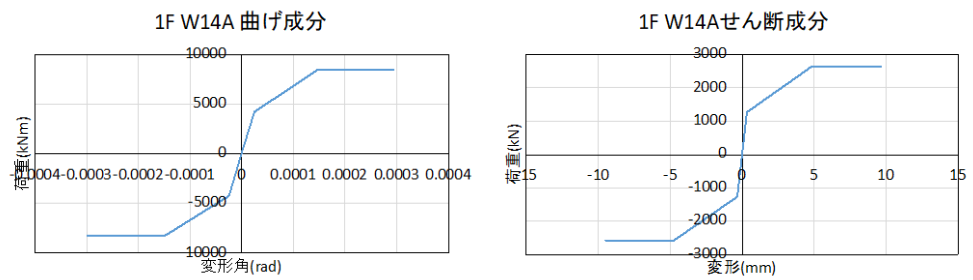
(a) 1FW12



(b) 1FW13



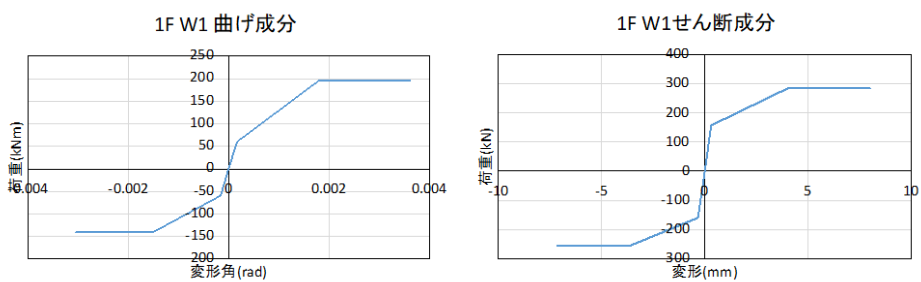
(c) 1FW14



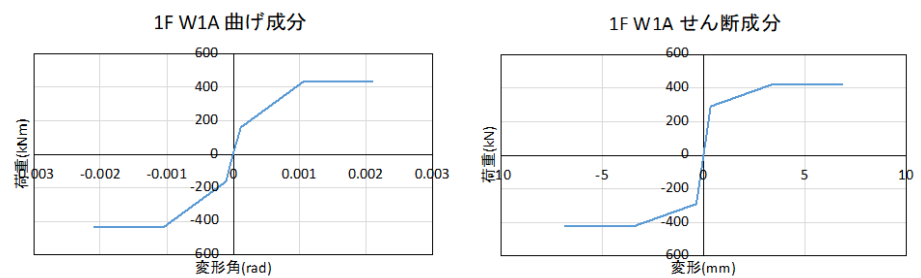
(d) 1FW14A

図 7.5.1-15 モデル Y-0 耐力壁 骨格曲線

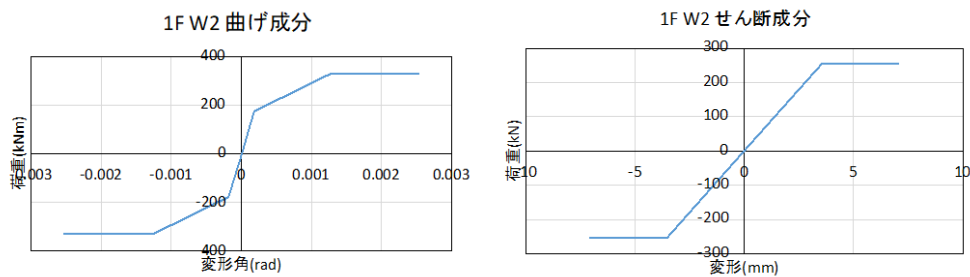
モデル X-A



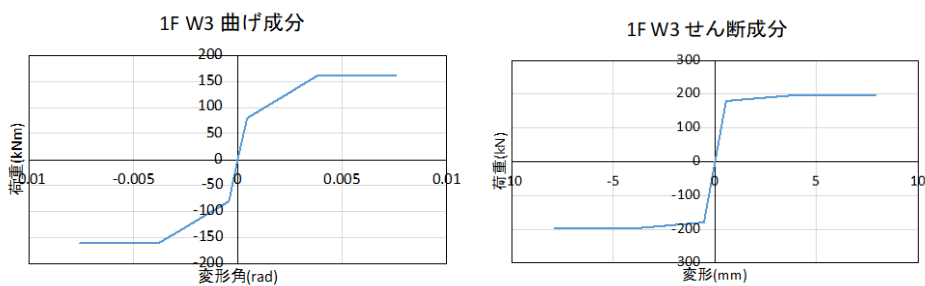
(a) 1FW1



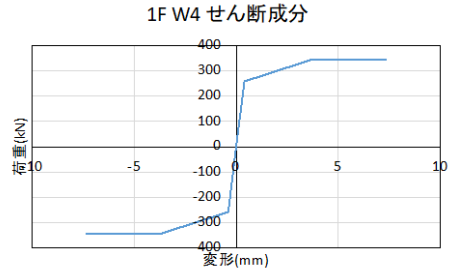
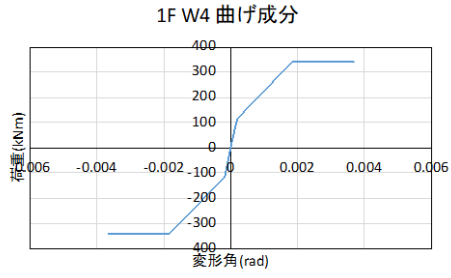
(b) 1FW1A



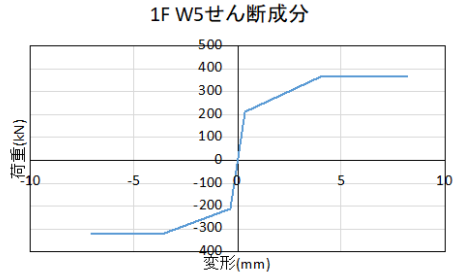
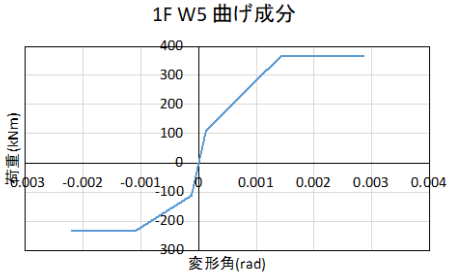
(c) 1FW2



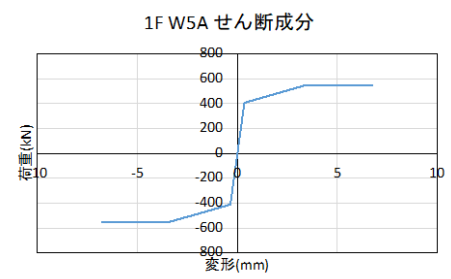
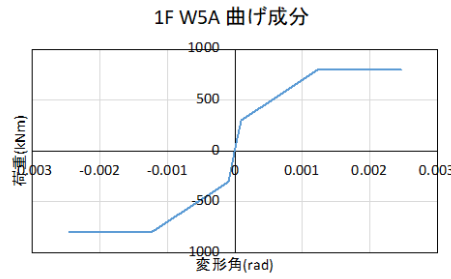
(d) 1FW3



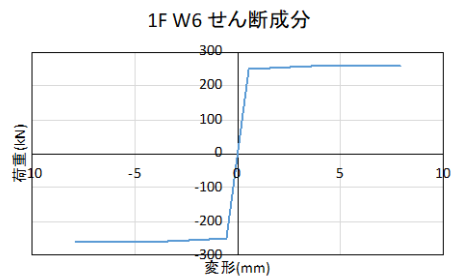
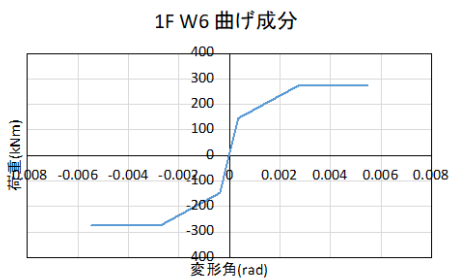
(e) 1FW4



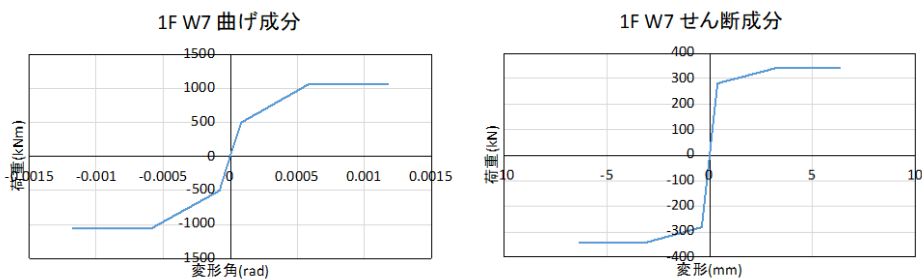
(g) 1FW5



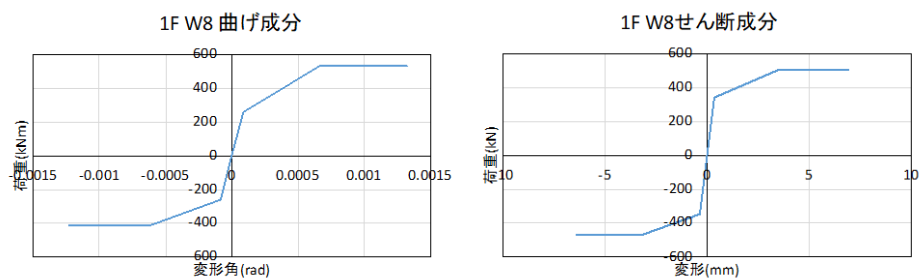
(h) 1FW5A



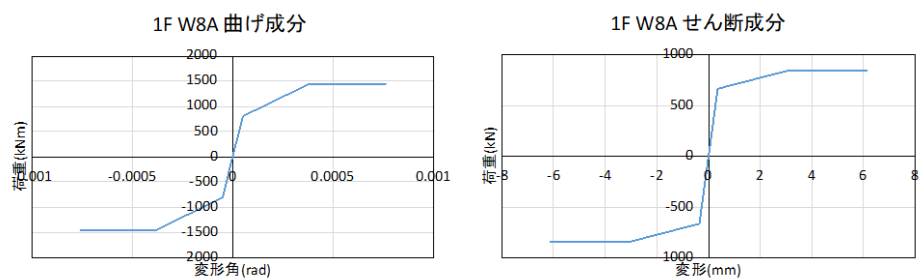
(i) 1FW6



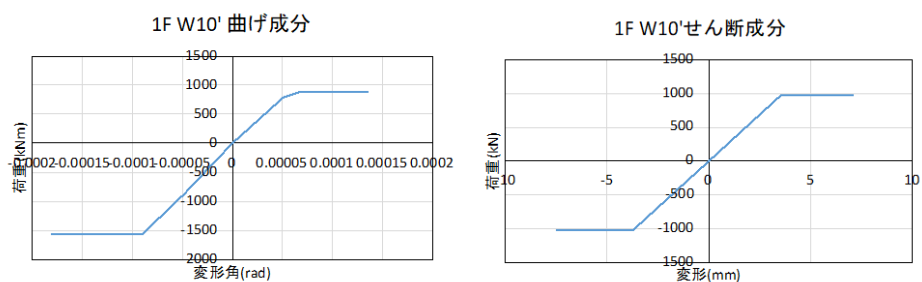
(j) 1FW7



(k) 1FW8



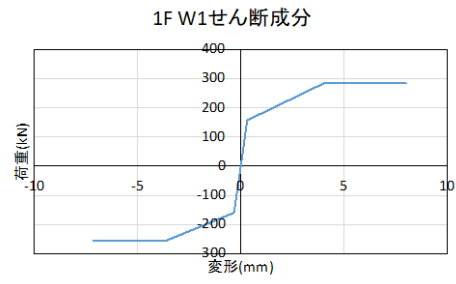
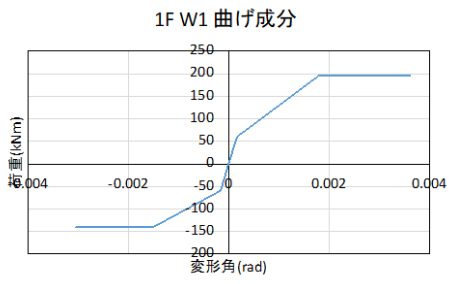
(l) 1FW8A



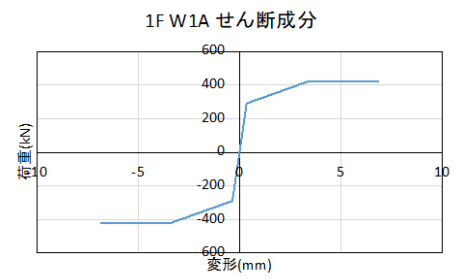
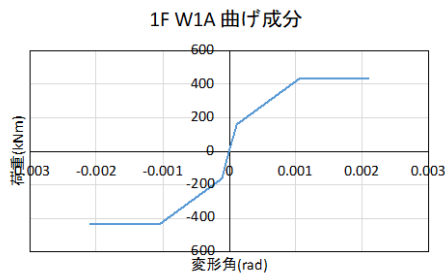
(m) 1FW10'

図 7.5.1-16 モデル X-A 耐力壁 骨格曲線

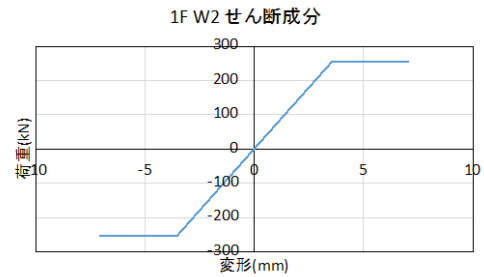
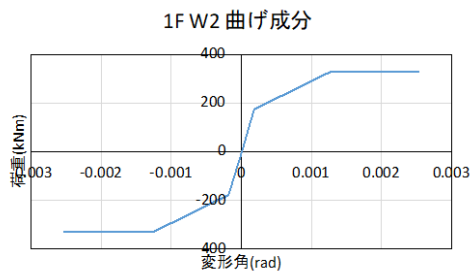
モデル X-B



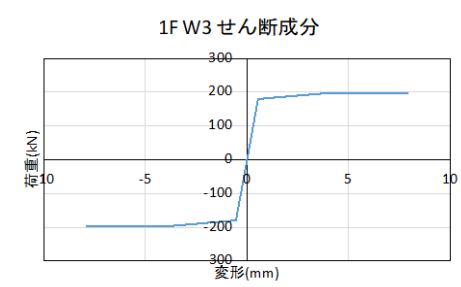
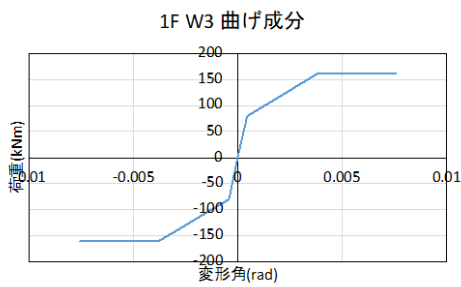
(a) 1FW1



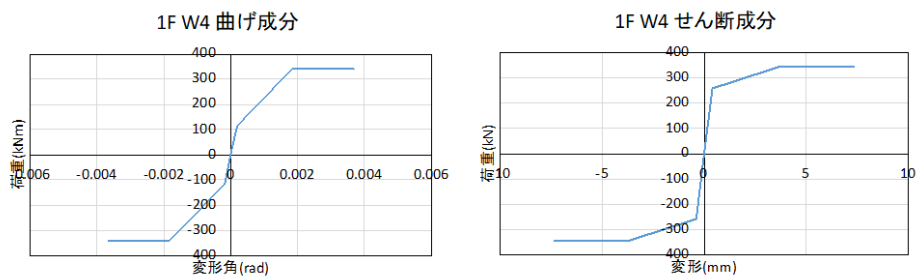
(b) 1FW1A



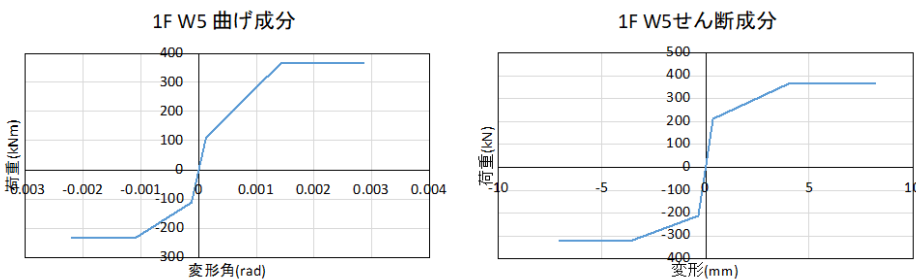
(c) 1FW2



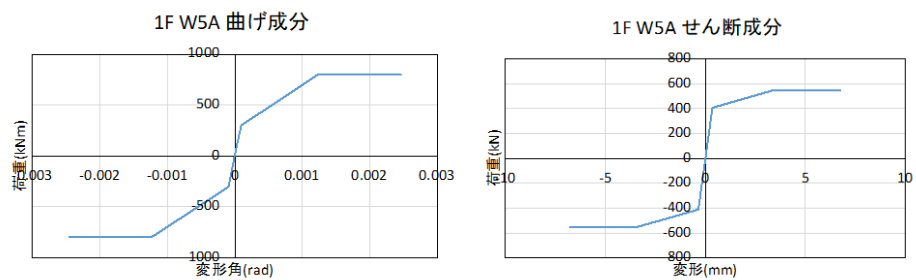
(d) 1FW3



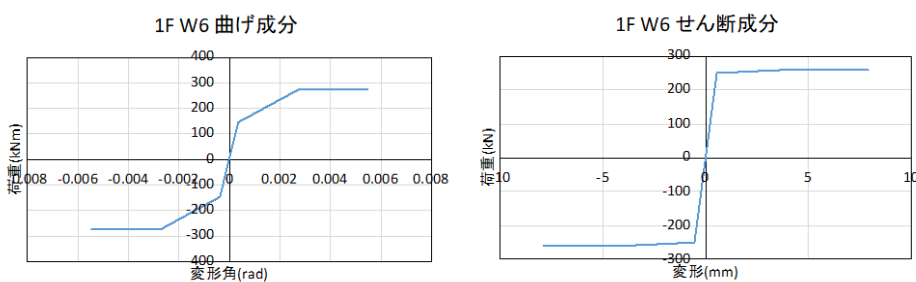
(e) 1FW4



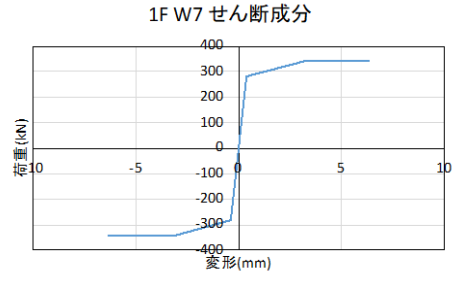
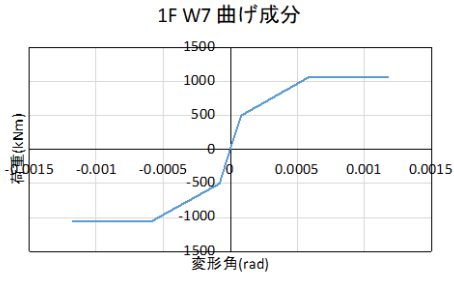
(g) 1FW5



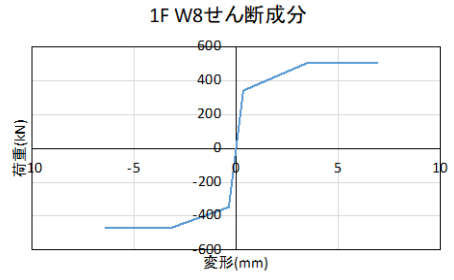
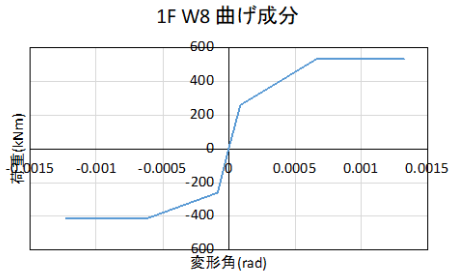
(h) 1FW5A



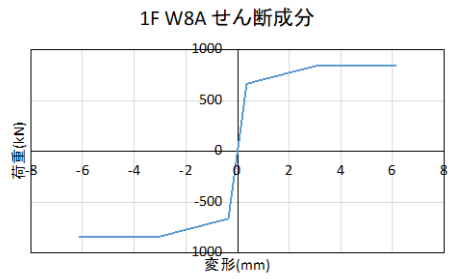
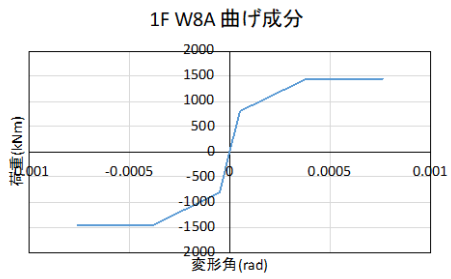
(i) 1FW6



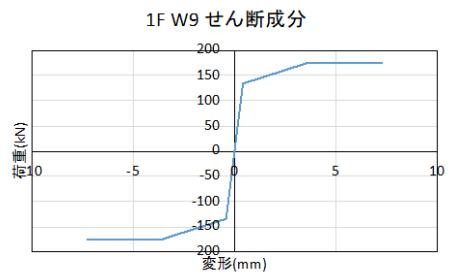
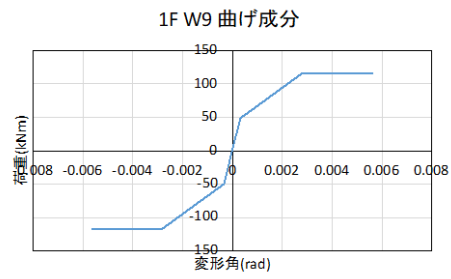
(j) 1FW7



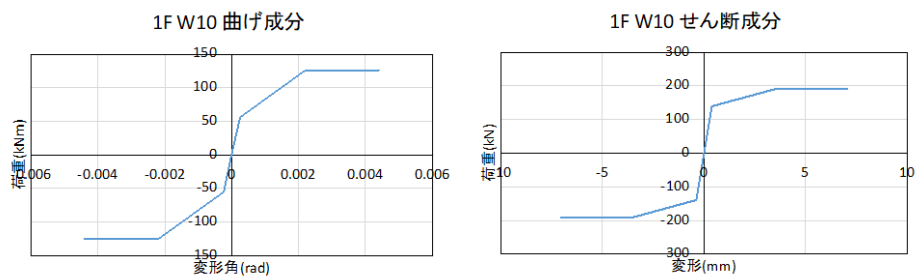
(k) 1FW8



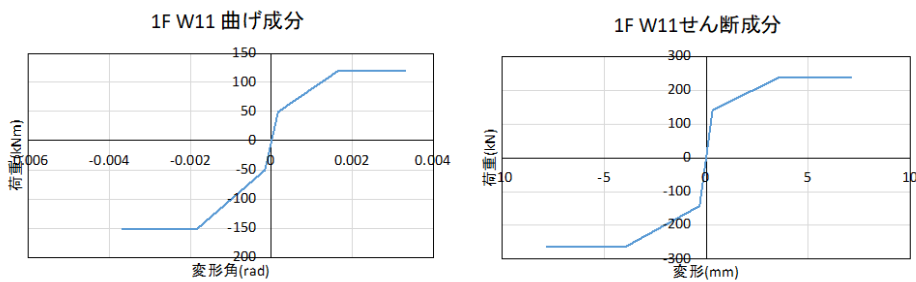
(l) 1FW8A



(m) 1FW9



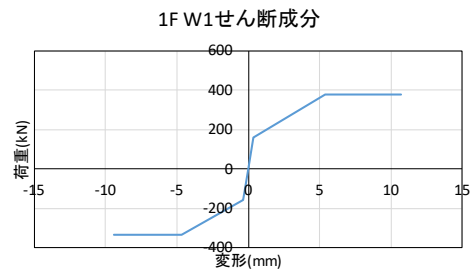
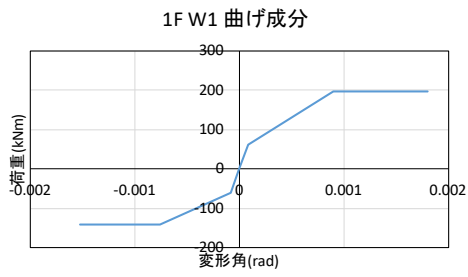
(n) 1FW10



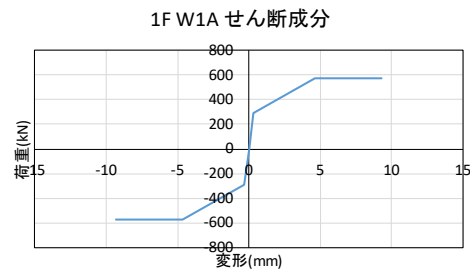
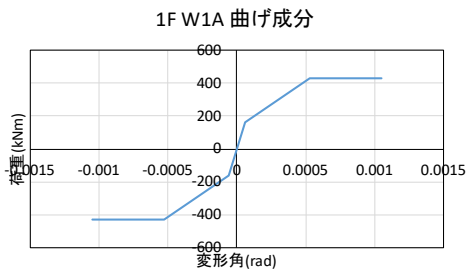
(o) 1FW11

図 7.5.1-17 モデル X-B 耐力壁 骨格曲線

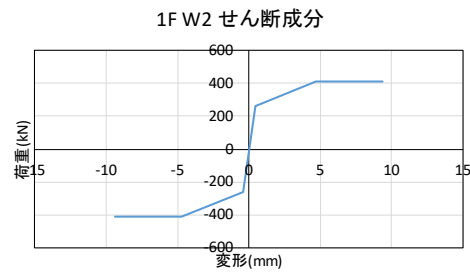
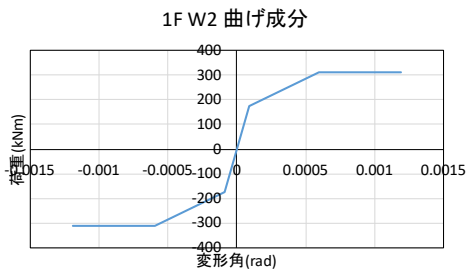
モデル X-0



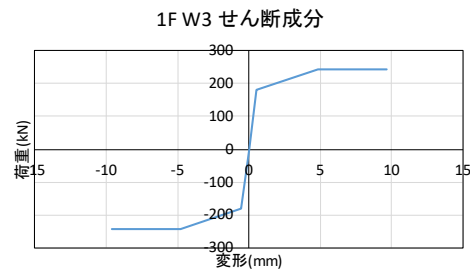
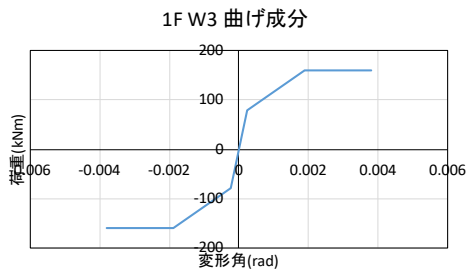
(a) 1FW1



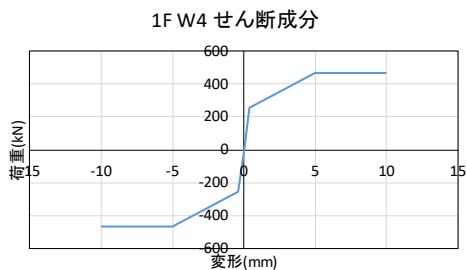
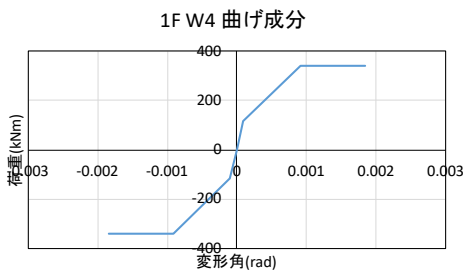
(b) 1FW1A



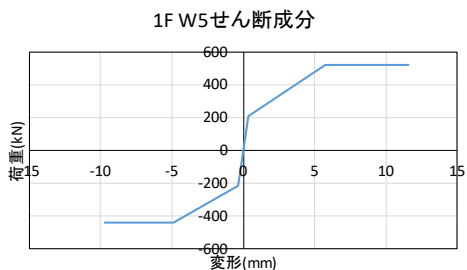
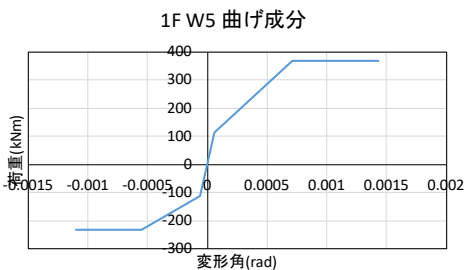
(c) 1FW2



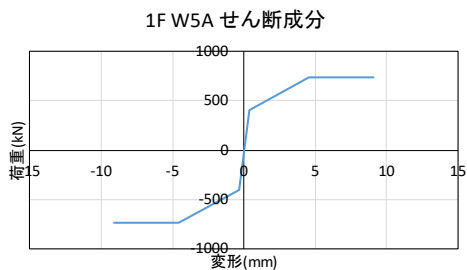
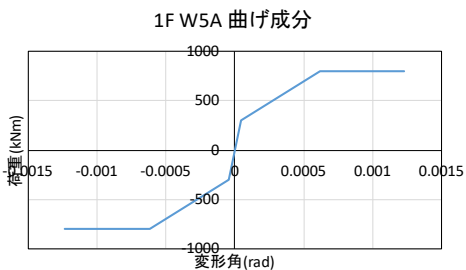
(d) 1FW3



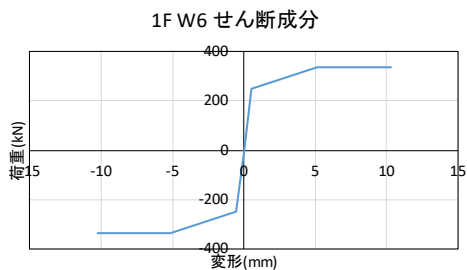
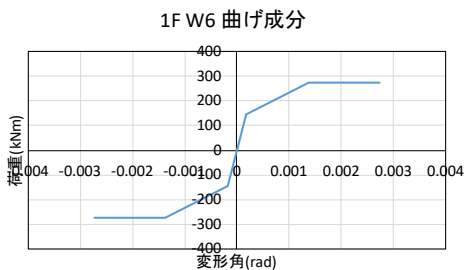
(e) 1FW4



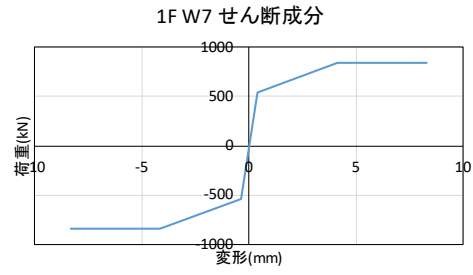
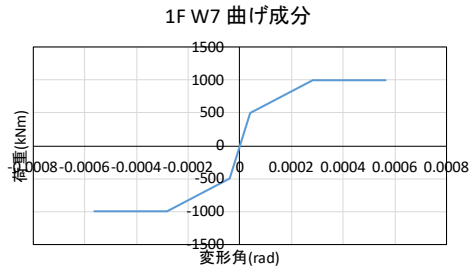
(g) 1FW5



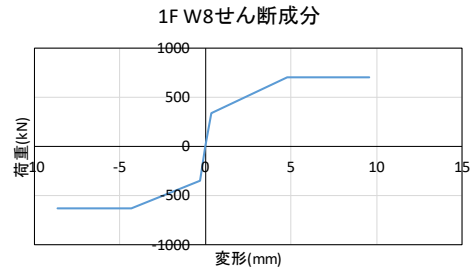
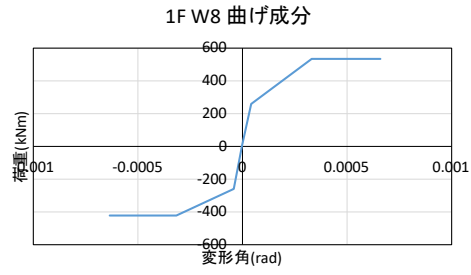
(h) 1FW5A



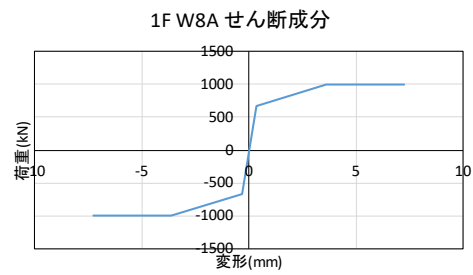
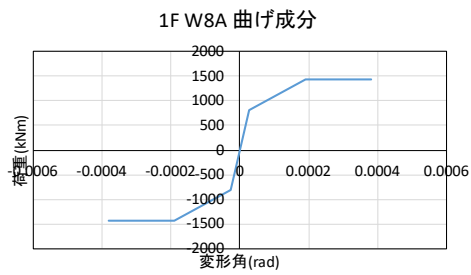
(i) 1FW6



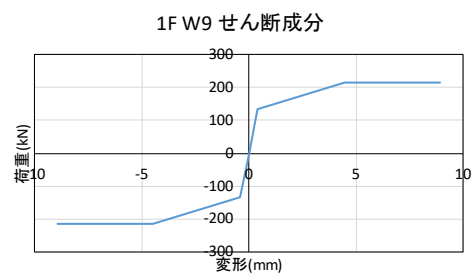
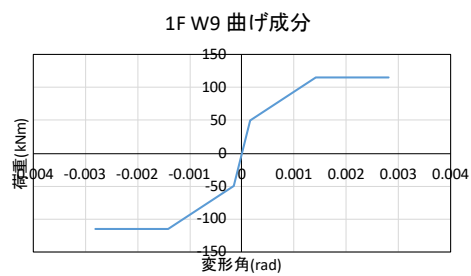
(j) 1FW7



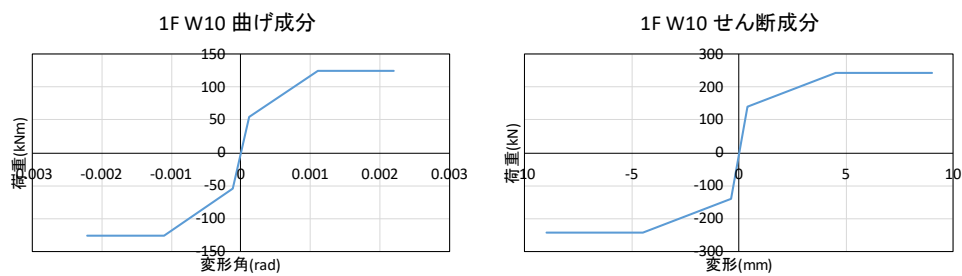
(k) 1FW8



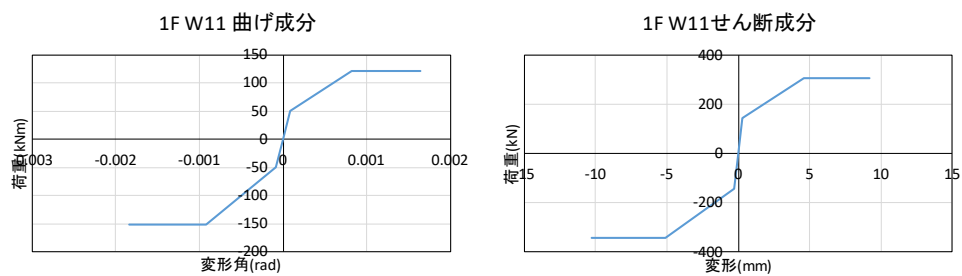
(l) 1FW8A



(m) 1FW9



(n) 1FW10

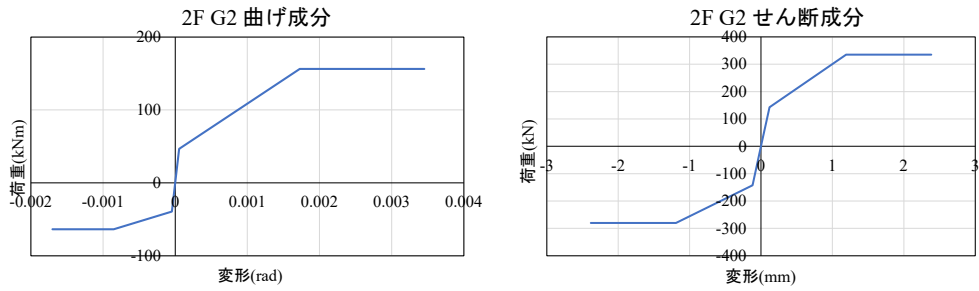


(o) 1FW11

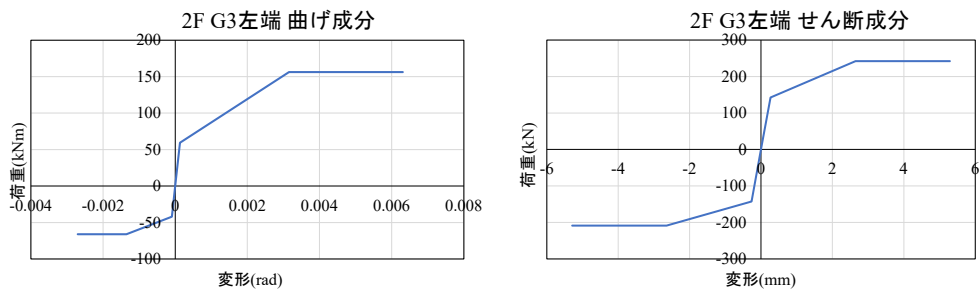
図 7.5.1-18 モデル X-0 耐力壁 骨格曲線

(1)-b 壁梁

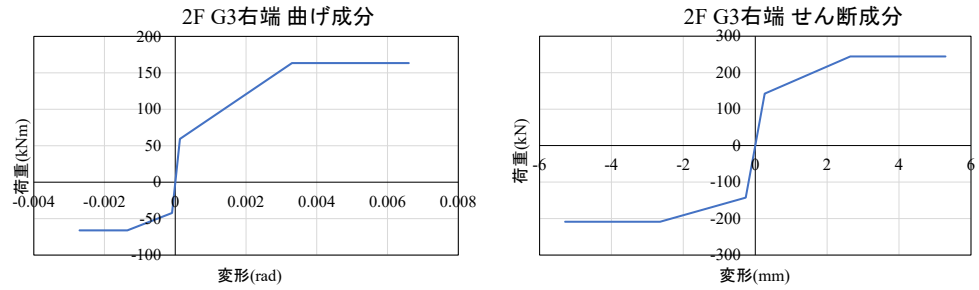
前述の式にて算定した各モデルの壁梁部材の骨格曲線を示す。



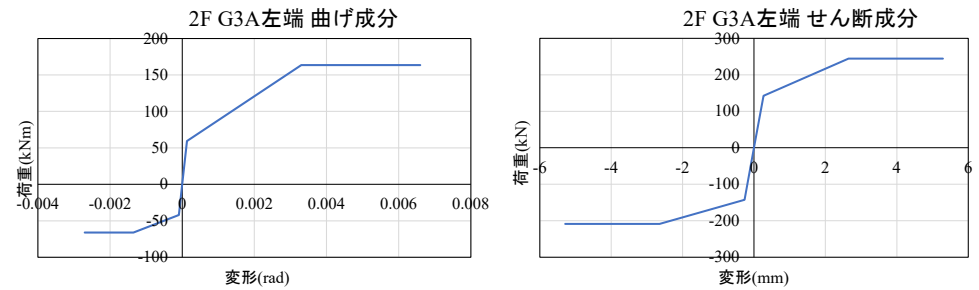
(a) 2FG2



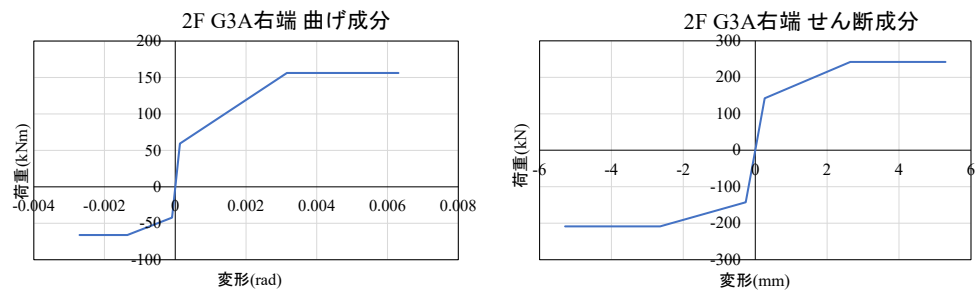
(b) 2FG3 左端



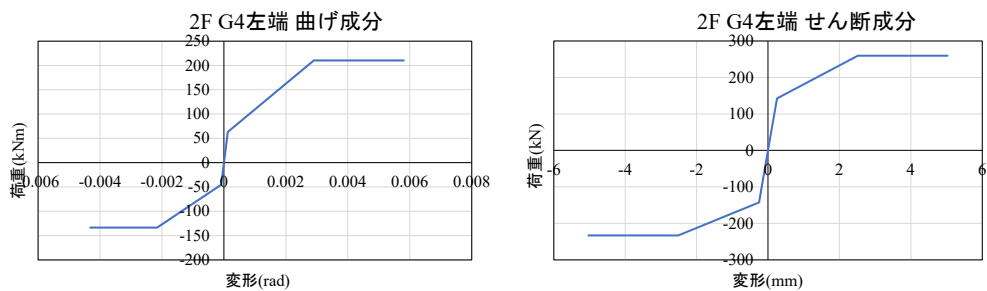
(c) 2FG3 右端



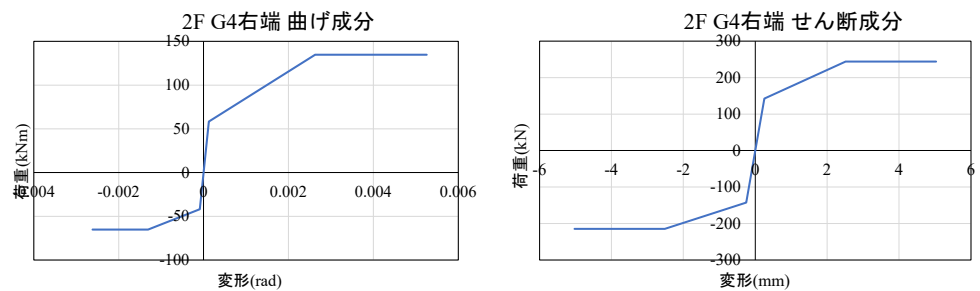
(d) 2FG3A 左端



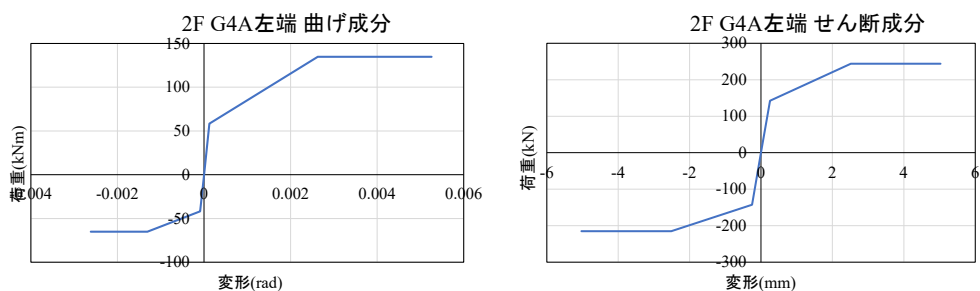
(e) 2FG3A 右端



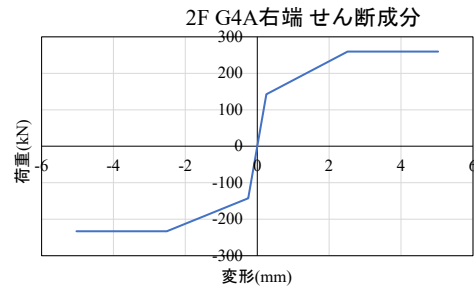
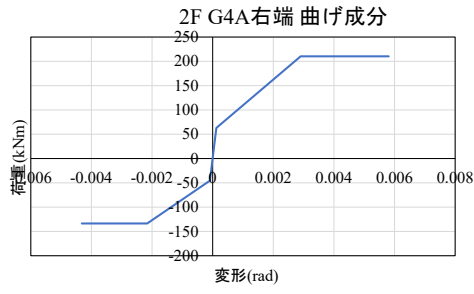
(g) 2FG4 左端



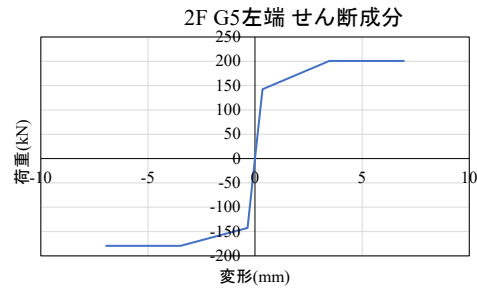
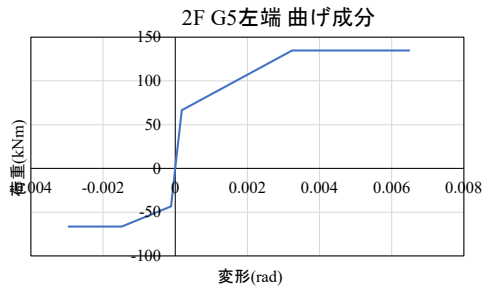
(h) 2FG4 右端



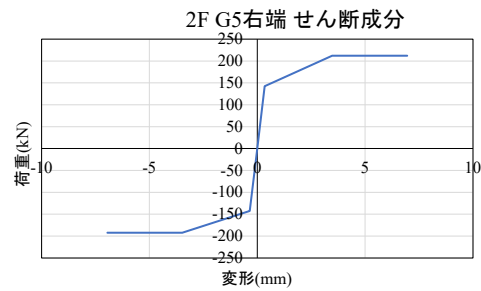
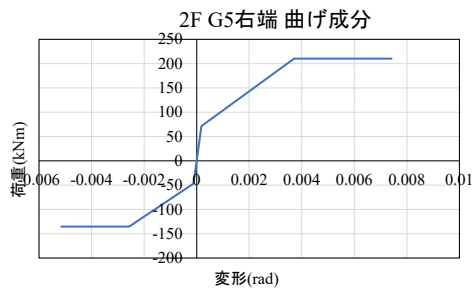
(i) 2FG4A 左端



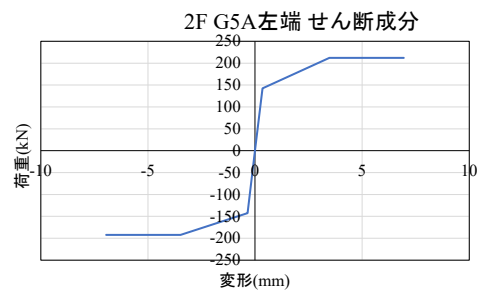
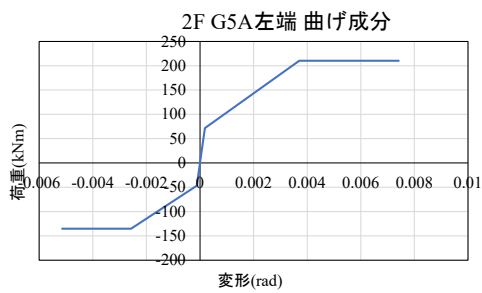
(j) 2FG4A 右端



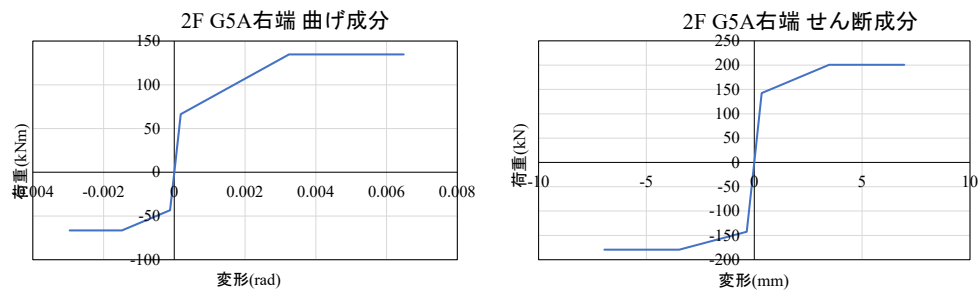
(k) 2FG5 左端



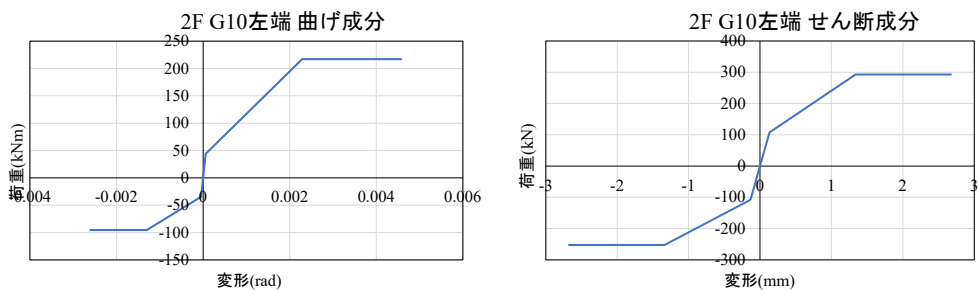
(l) 2FG5 右端



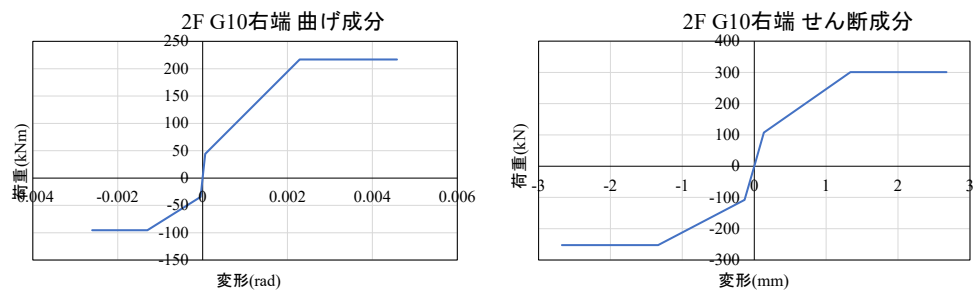
(m) 2FG5A 左端



(n) 2FG5A 右端



(o) 2FG10 左端

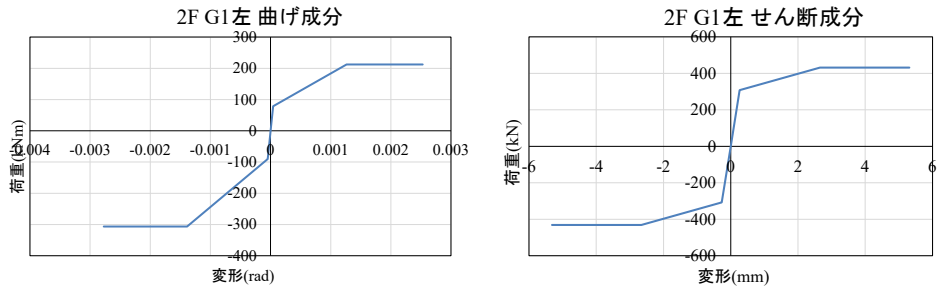


(p) 2FG10 右端

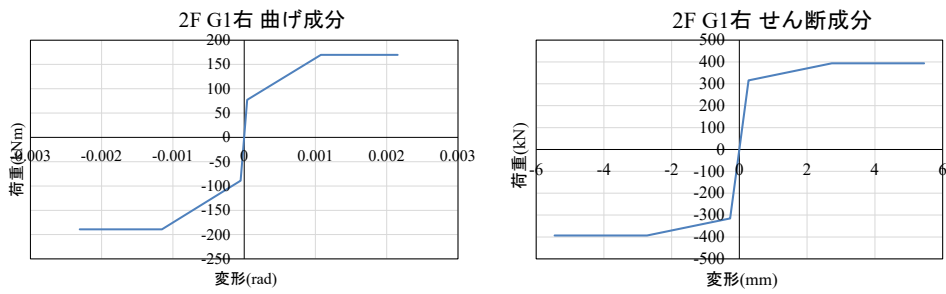
図 7.5.1-19 壁梁 骨格曲線

(1)-c 腰壁付き壁梁部材

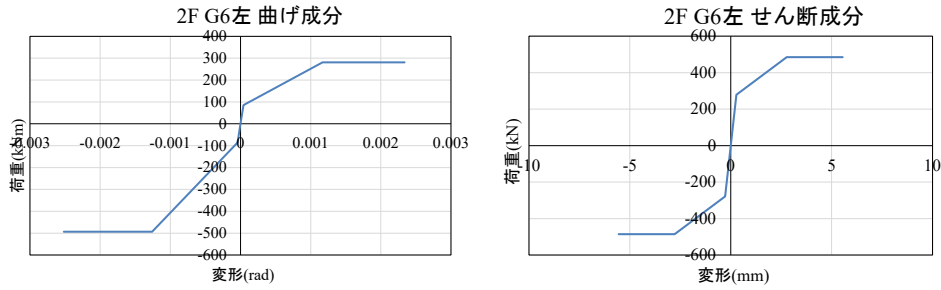
前述の式にて算定した各モデルの腰壁付き壁梁部材の骨格曲線を示す。



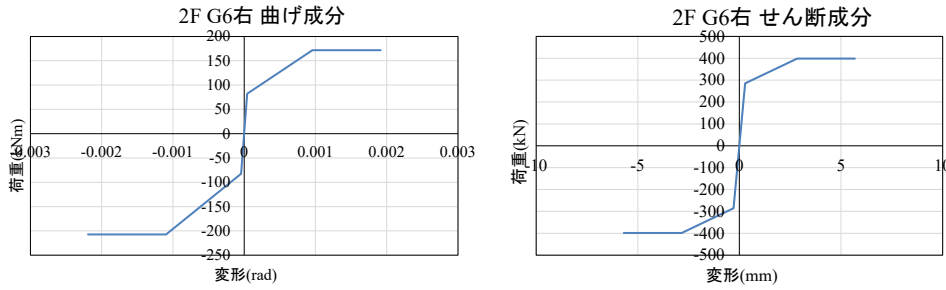
(a) 2FG1 左端



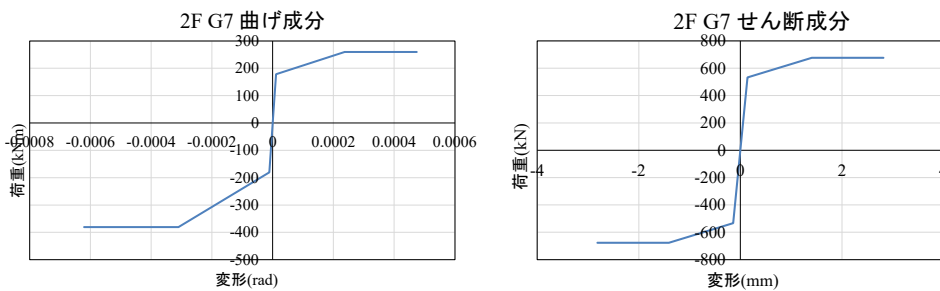
(b) 2FG1 右端



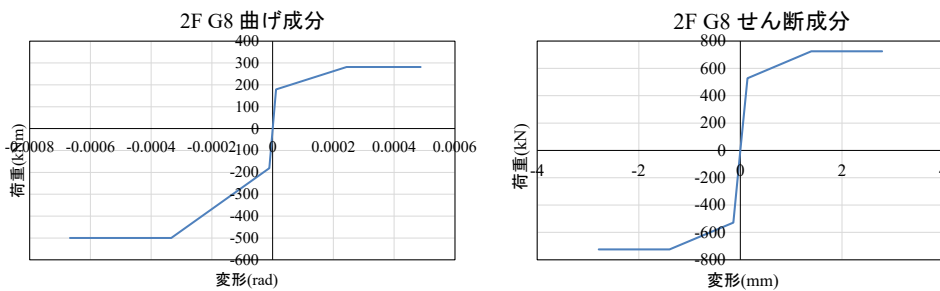
(c) 2FG6 左端



(d) 2FG6 右端



(e) 2FG7



(g) 2FG8

図 7.5.1-20 腰壁付き壁梁 骨格曲線

7.5.2 部分モデル解析結果

以上に示したモデル化手法を用いた結果を以下に示す。

なお、本検討はせん断破壊に着目した建築物の構造性能評価を目的とするため、各モデルは曲げ破壊しないよう曲げばねを弾性としている。終局耐力の差に関しては、直交部材を考慮して耐力壁の耐力を計算する。モデル a の終局せん断力は 619kN、モデル b の終局せん断力は 821kN となった。

各モデルの荷重変形関係、ヒンジ図を以下に示す。

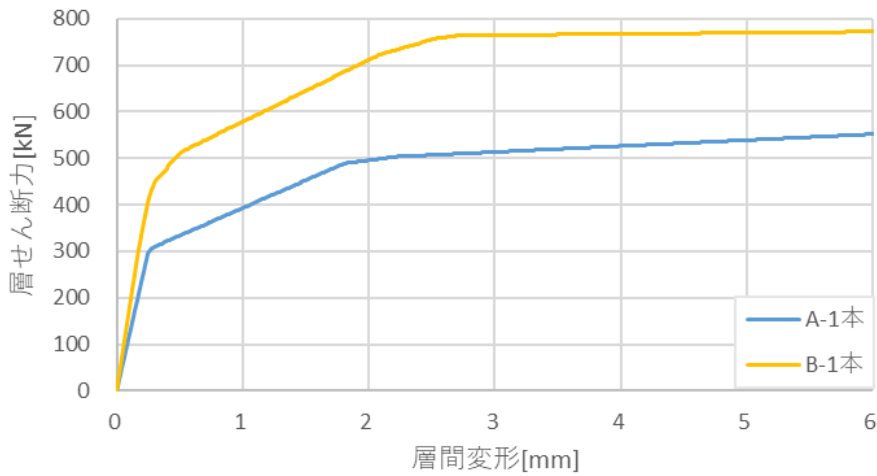


図 7.5.2-1 部材モデル荷重変形関係比較

△ : せん断ひび割れ, ▲ : せん断破壊, ○ : 曲げひび割れ

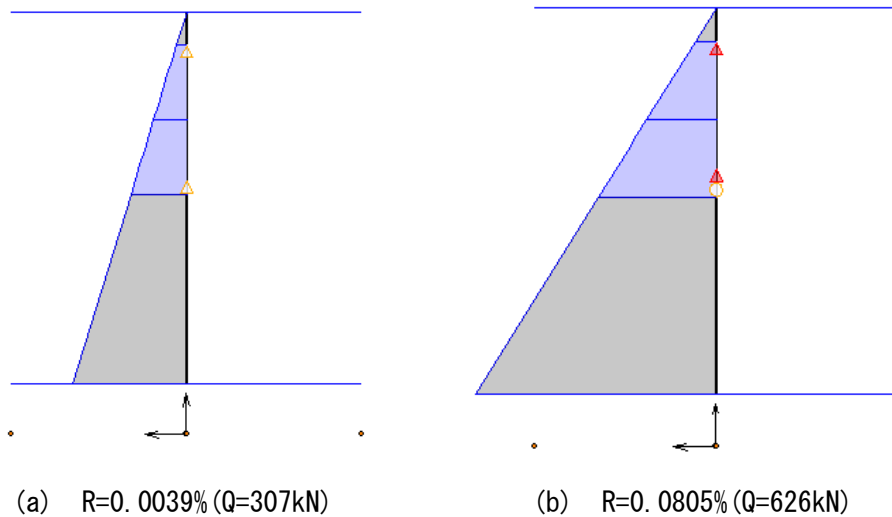


図 7.5.2-2 モデル a ヒンジ図

△ : せん断ひび割れ, ▲ : せん断破壊, ○ : 曲げひび割れ, ● : 曲げ破壊

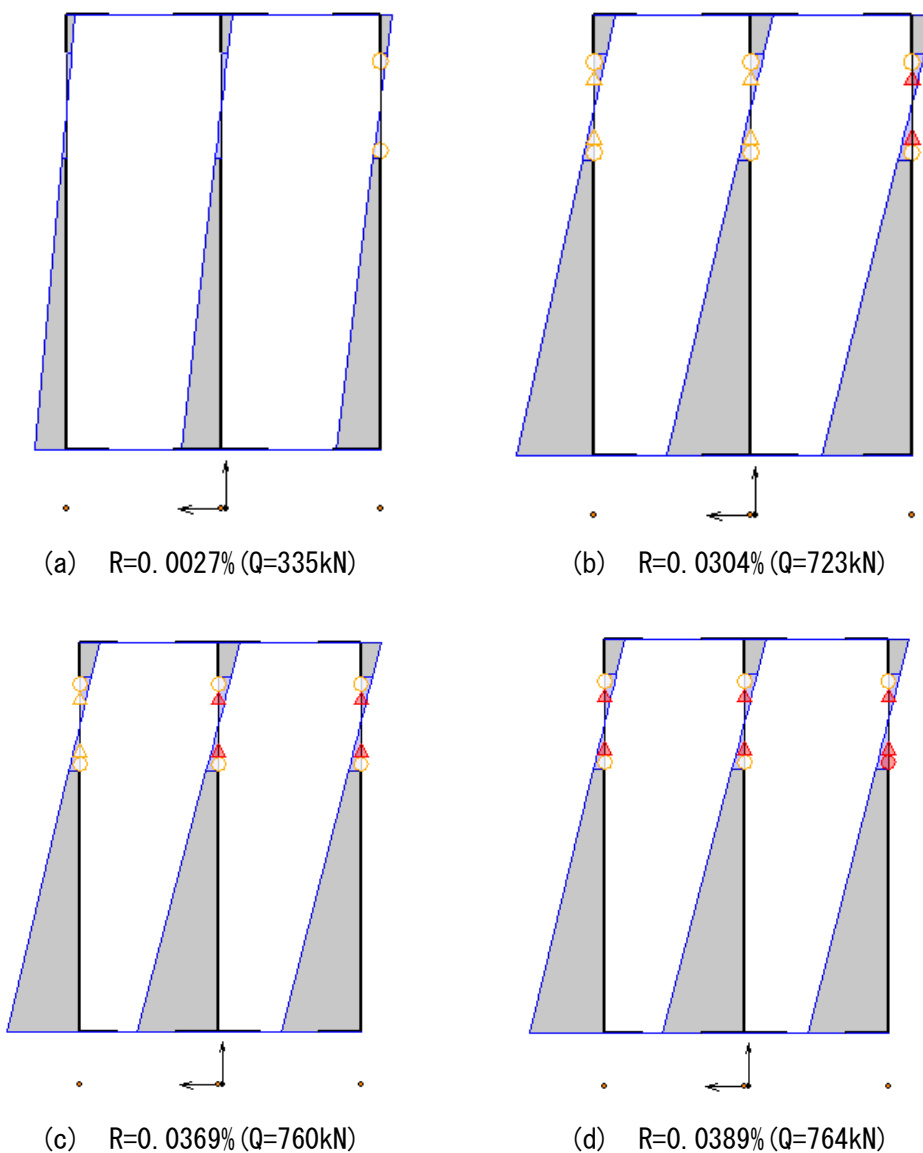


図 7.5.2-3 モデル b ヒンジ図

7.5.3 全体モデルの桁行方向解析結果

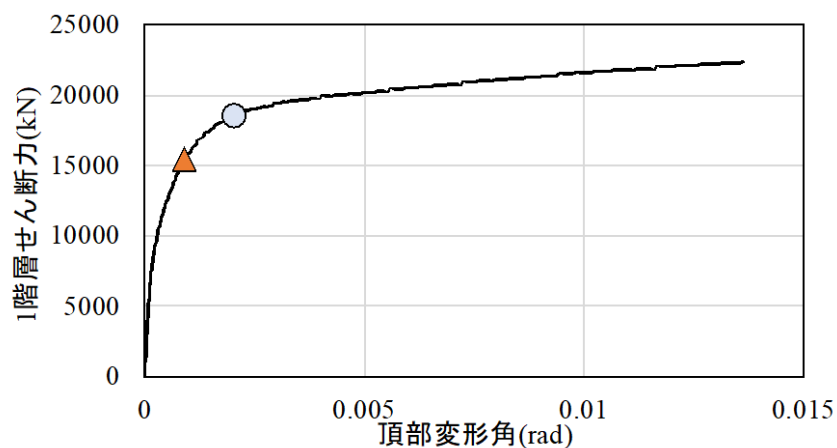
7.5.3.1 荷重変形曲線

解析パラメータを表 7.5.3-1 に示す。増分解析結果から得られた 1 階層せん断力-頂部変形曲線を図 7.5.3-1 に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図 7.5.3-2 に示す。

部分モデルにてモデル X-B の最大せん断力がモデル X-A の最大力を上回っていたが、全体モデルにおいても同様の傾向を確認した。また反曲点高さの違いにより、モデル X-0 の最大せん断力はモデル X-B の最大せん断力を上回る結果となった。

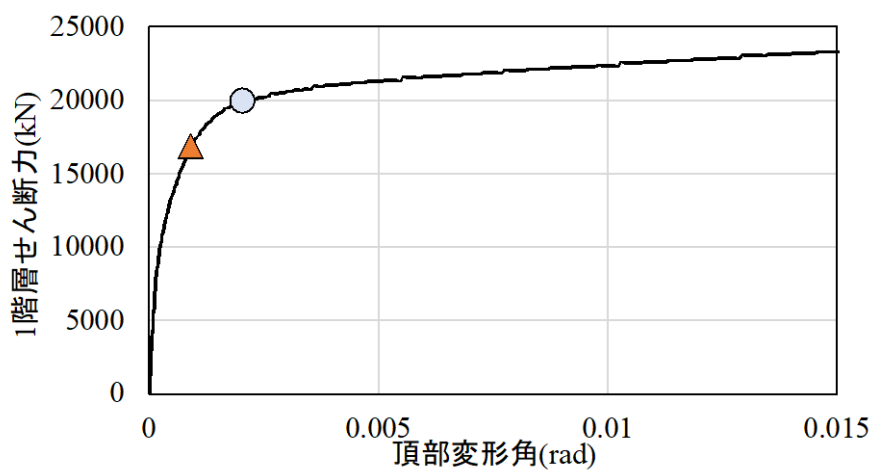
表 7.5.3-1 モデル一覧

モデル名称	加力方向	モデル概要
モデル X-A	桁行方向	W9,W10,W11 を一枚の有開口耐力壁とする
モデル X-B		W9,W10,W11 を 3 枚の耐力壁とする



▲ : 耐力壁初せん断破壊, ● : 壁梁初せん断破壊

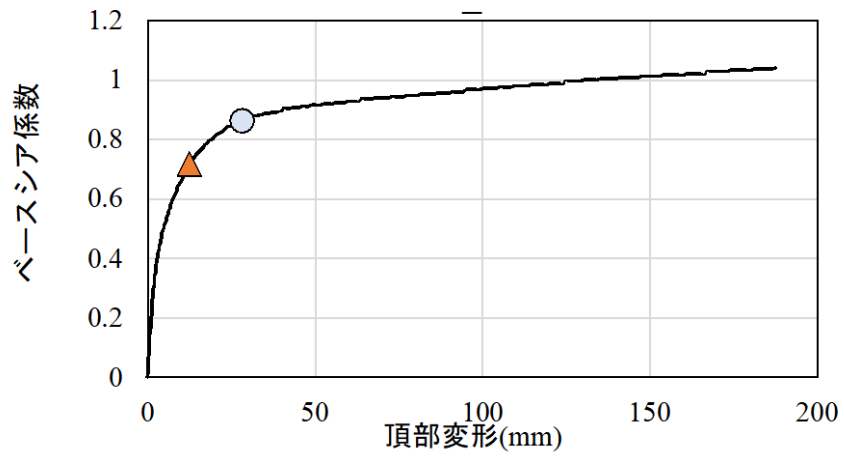
(a) モデル X-A



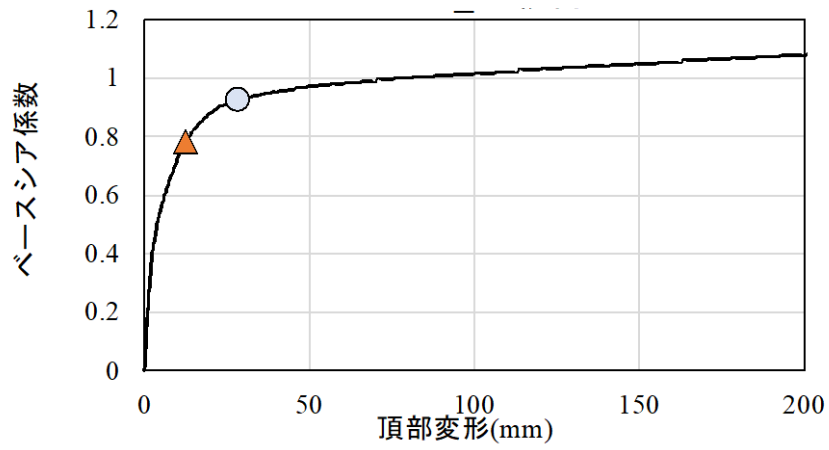
▲ : 耐力壁初せん断破壊, ● : 壁梁初せん断破壊

(b) モデル X-B

図 7.5.3-1 1階層せん断力-頂部変形曲線



(a) モデル X-A

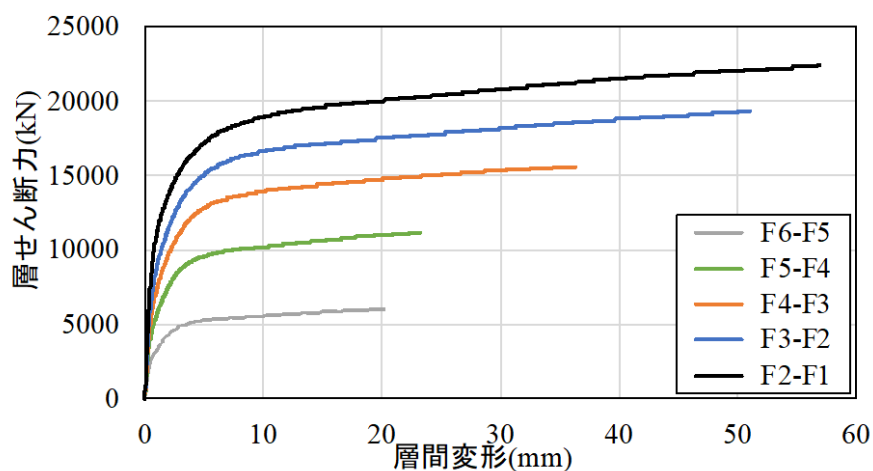


(b) モデル X-B

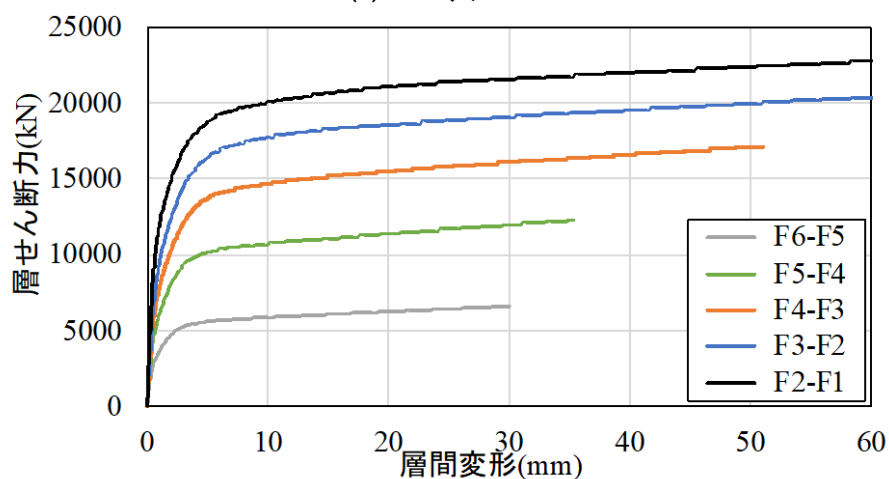
図 7.5.3-2 ベースシア係数-頂部変形関係

7.5.3.2 層せん断力-層間変形曲線

増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図7.5.3-3に示す。



(a) モデル X-A

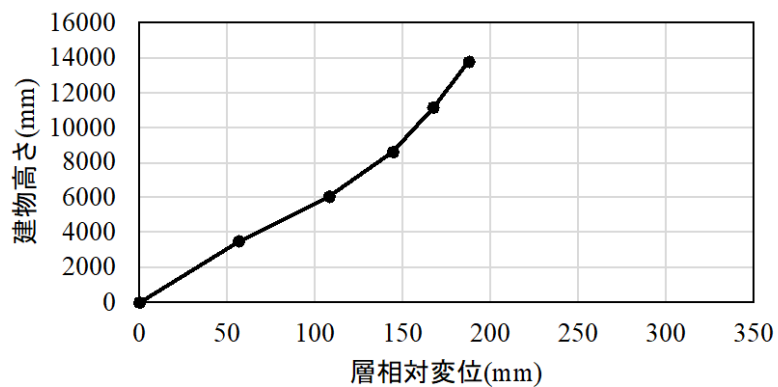


(b) モデル X-B

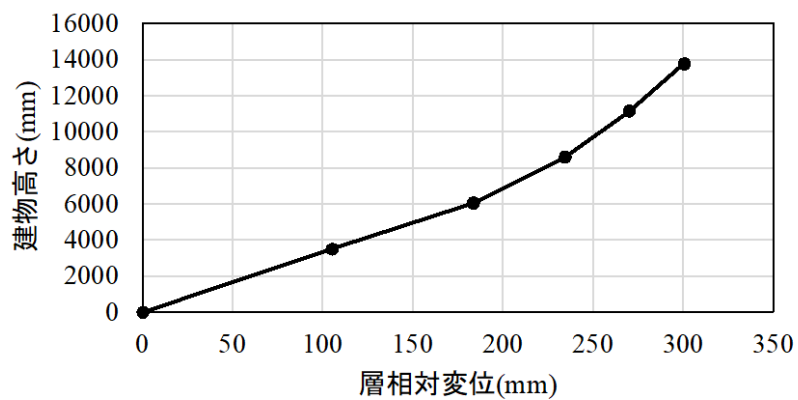
図7.5.3-3 層せん断力-層間変形曲線

7.5.3-3 水平変位分布

増分解析結果から得られた水平変位分布を図 7.5.3-4 に示す。



(a) モデル X-A



(b) モデル X-B

図 7.5.3-4 層相対変位分布

7.5.3.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点とし、初めてせん断破壊した耐力壁はすべて1階でモデルX-AでW8A、モデルX-BでW10である。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時、 D_s は壁式規準^{7.5-2)}、 F_{es} は技術基準解説書^{7.5-1)}に基づき算定を行い、 $D_s = 0.55$ 、 $F_{es} = 1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては7.4節の式(7.4.2)を参考されたい。

表 7.5.3-1 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

(a) モデルX-A

階	D_s	F_{es}	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
			kN	kN	kN	
5	0.55	1.00	5807	3194	4150	1.30
4			10785	5932	7700	1.30
3			15059	8282	10700	1.29
2			18577	10217	13300	1.30
1			21524	11838	15400	1.30

(b) モデルX-B

階	D_s	F_{es}	Q_{ud}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
			kN	kN	kN	
5	0.55	1.00	5807	3194	4520	1.42
4			10785	5932	8400	1.42
3			15059	8282	11700	1.41
2			18577	10217	14500	1.42
1			21524	11838	16800	1.42

表 7.5.3-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

(a) モデル X-A

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	126	485
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4150	5300
4	7700	9850
3	10700	13800
2	13300	17000
1	15400	19700

(b) モデル X-B

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	126	516
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4520	5640
4	8400	10500
3	11700	14600
2	14500	18100
1	16800	20900

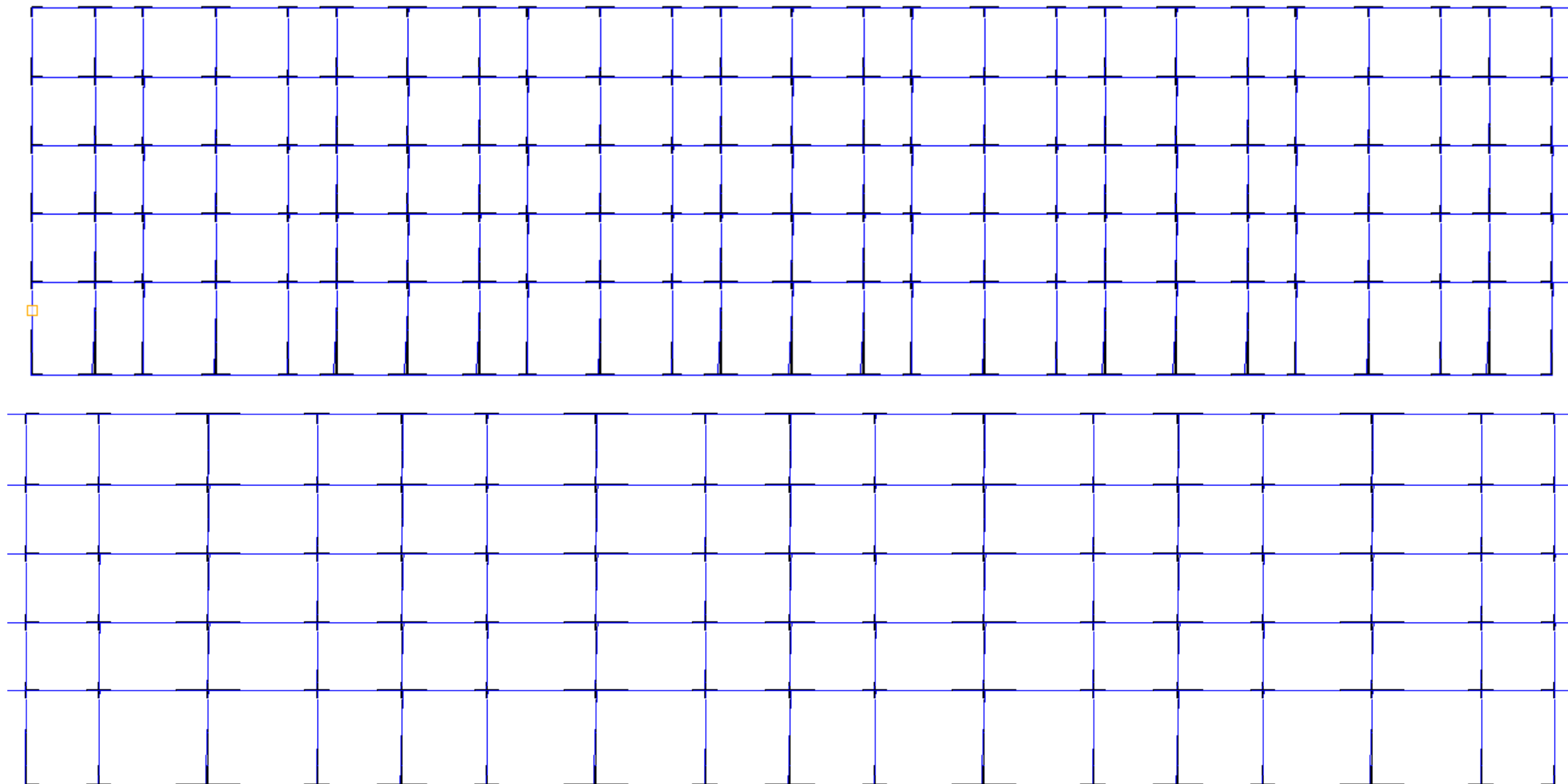
7.5.3.5 機構図

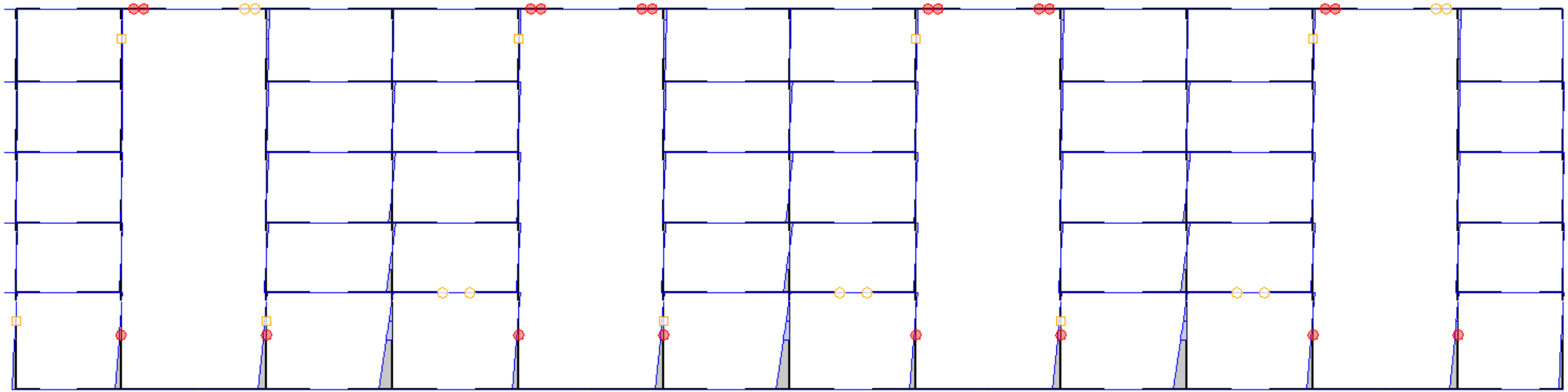
増分解析結果から得られた機構図を図7.5.3-5から図7.5.3-7に示す。

用いた記号は以下の通り。

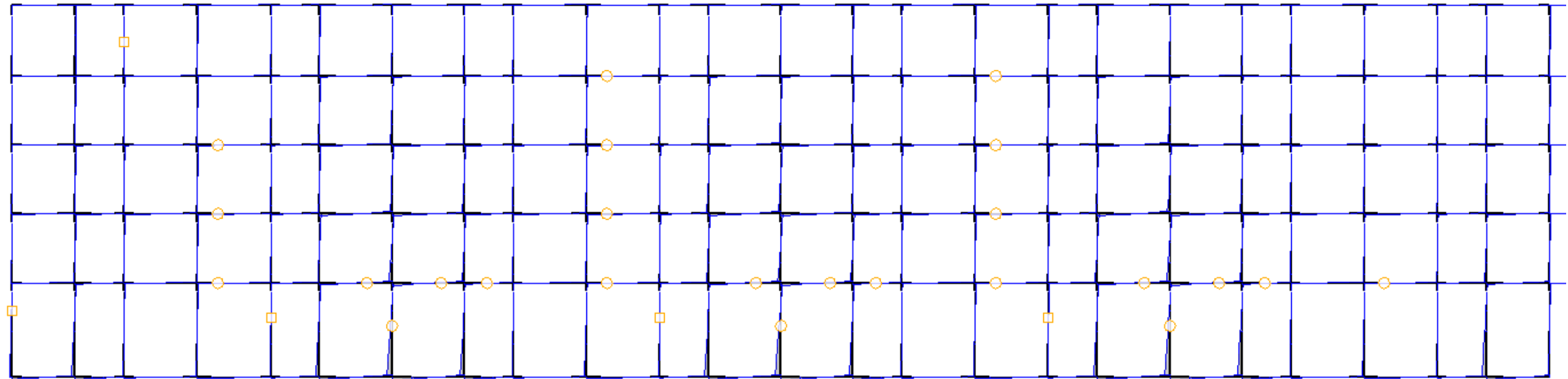
- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

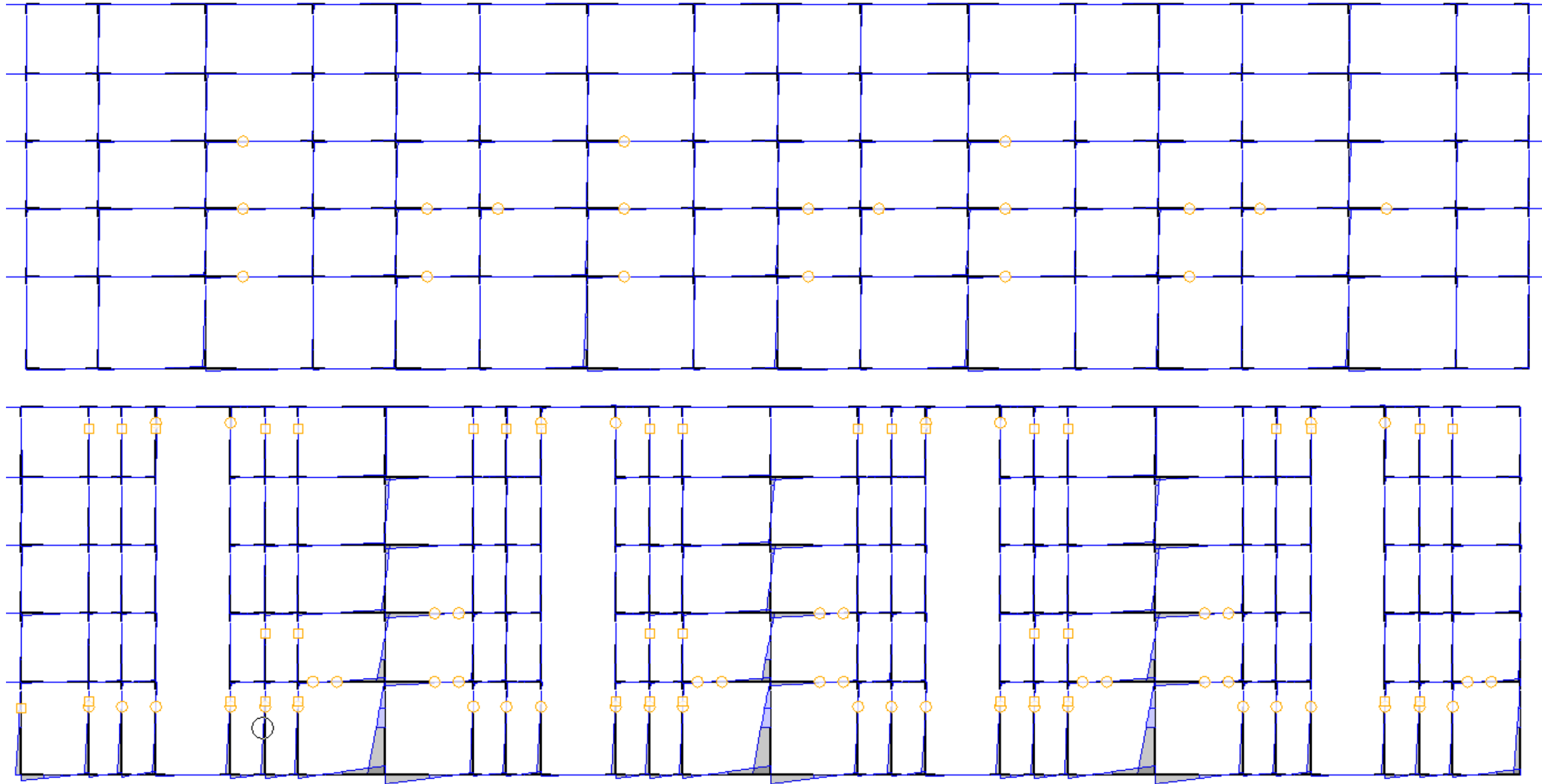
7.5.3.5.1 ベースシア係数が0.2の時





(a) モデル X-A(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

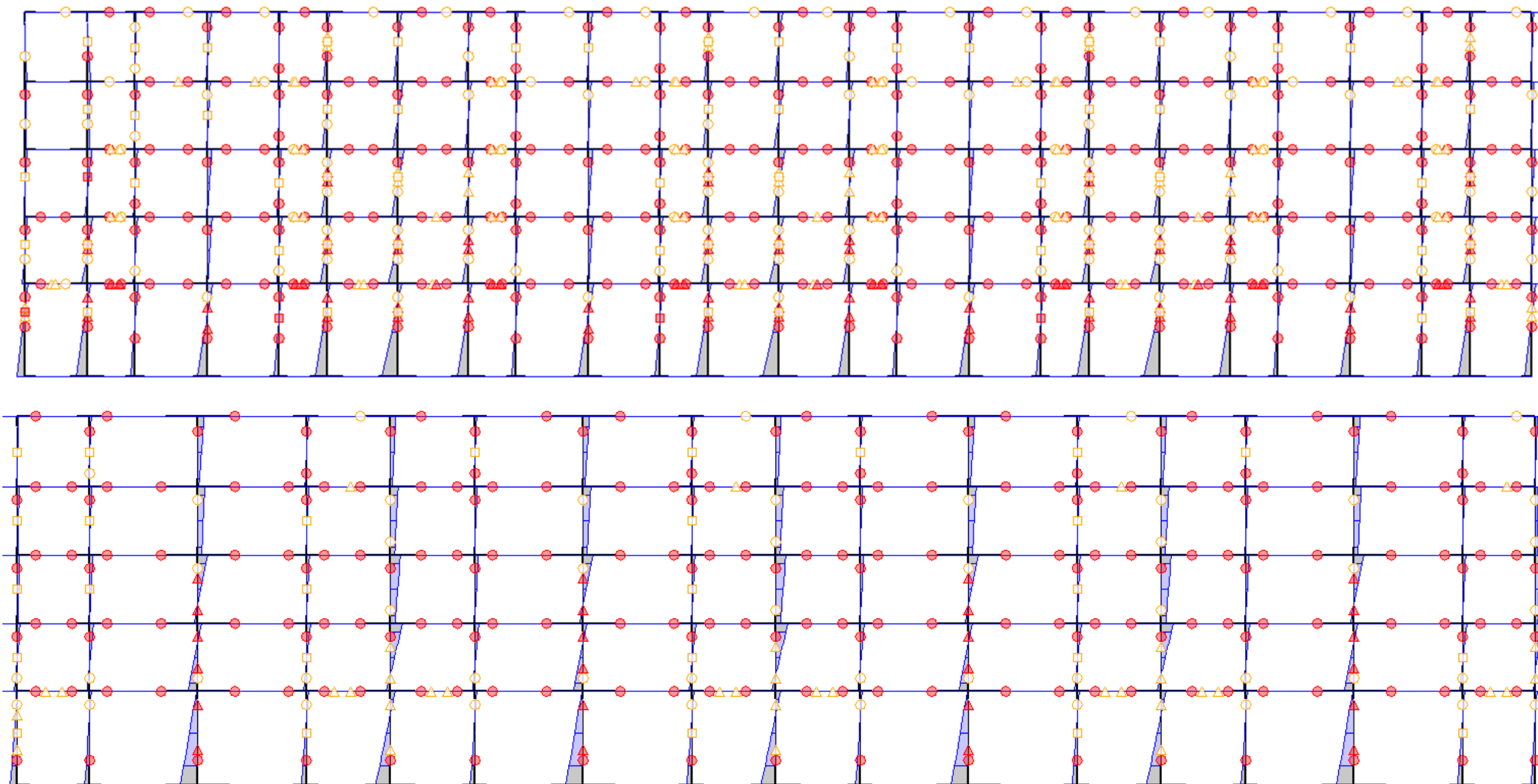


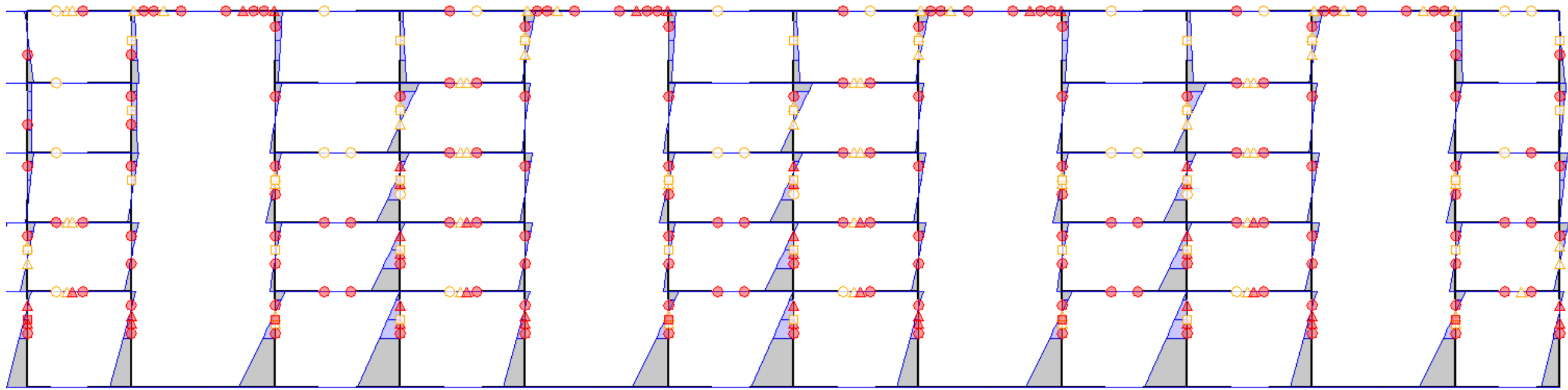


(b)モデル X-B(上: Y0, 中: Y1, 下: Y2)

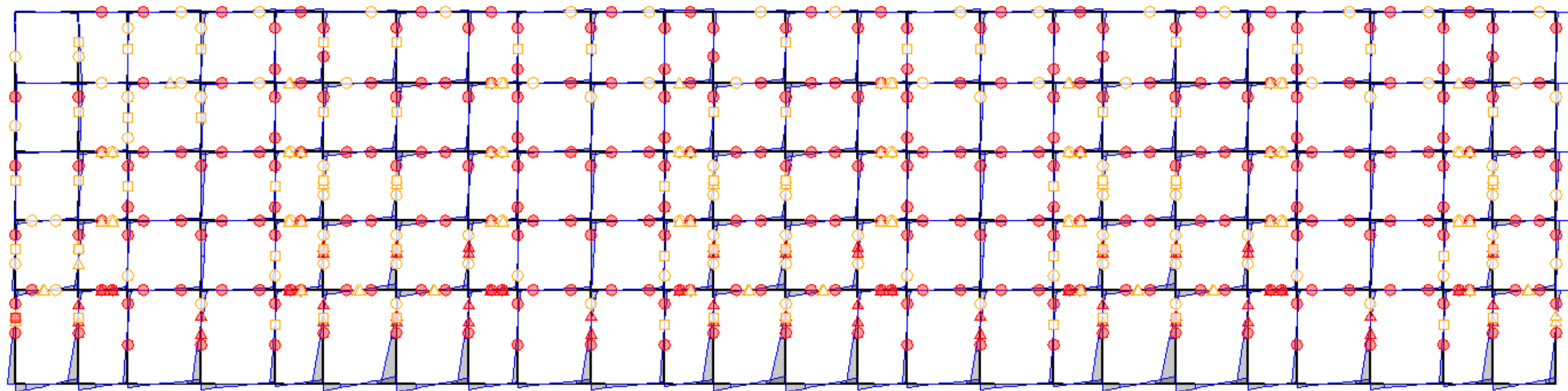
図 7.5.3-5 機構図(ベースシア係数 0.2)

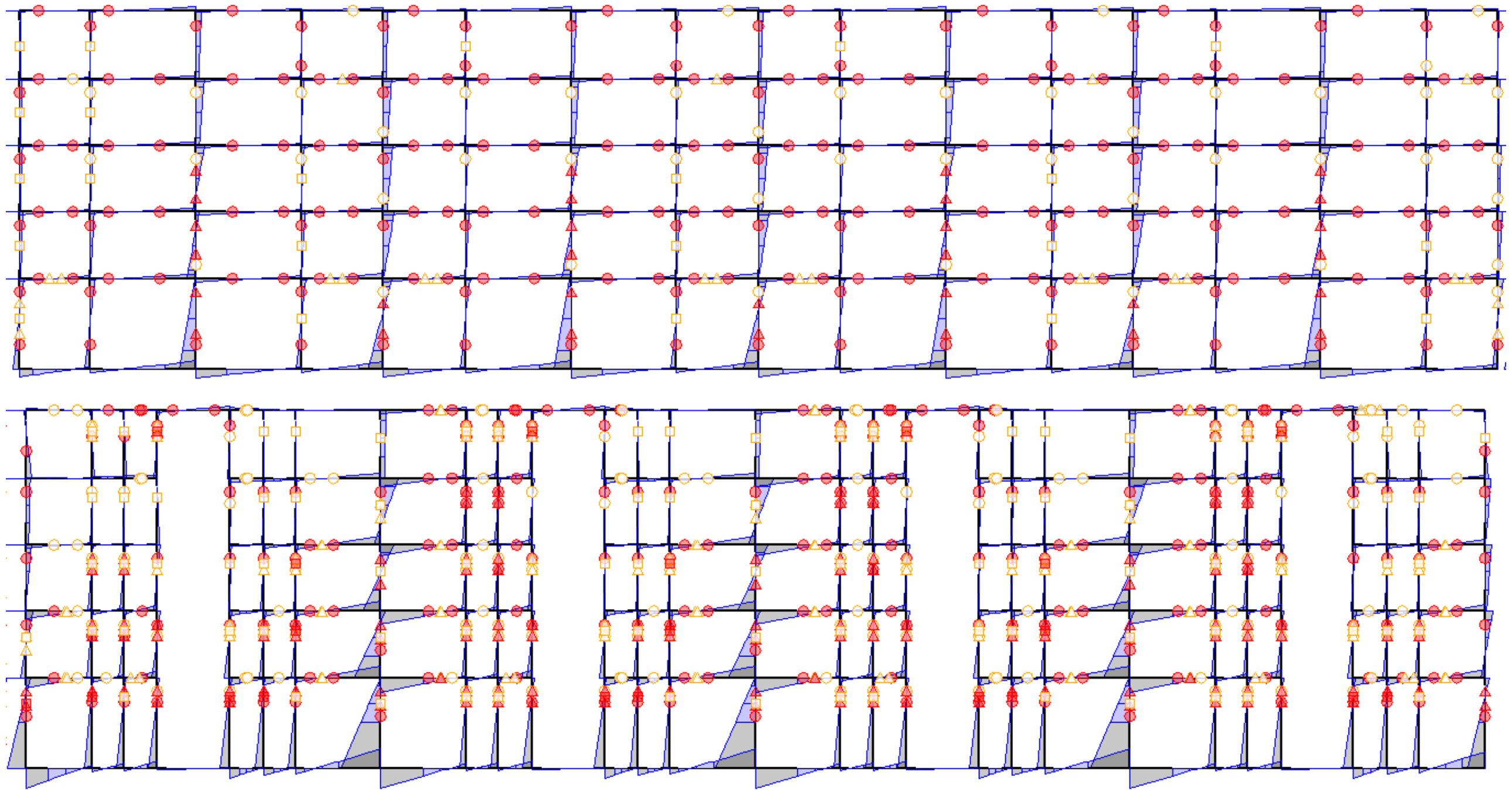
7.5.3.5.2 ベースシア係数が 1.0 の時





(a) モデル X-A(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

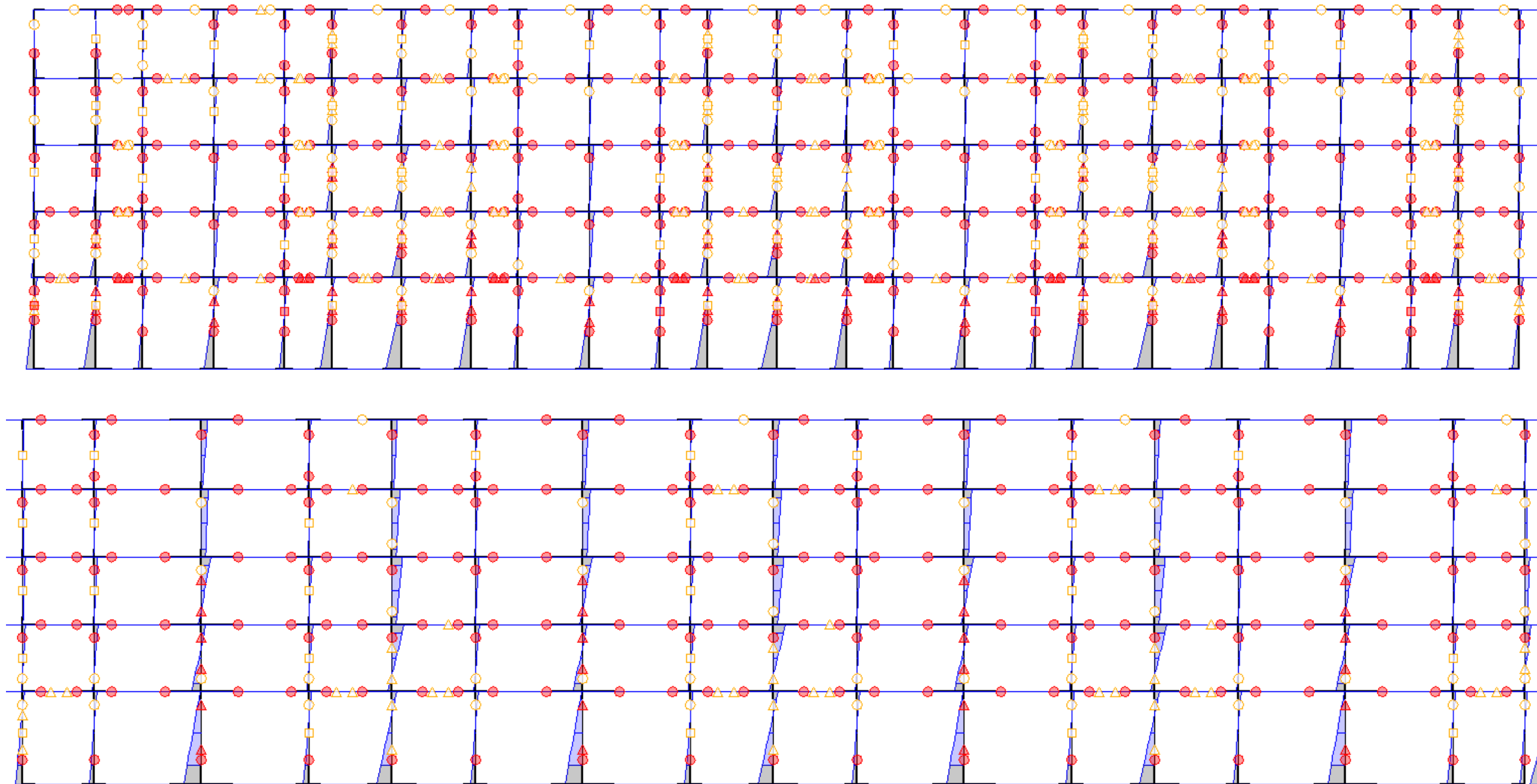


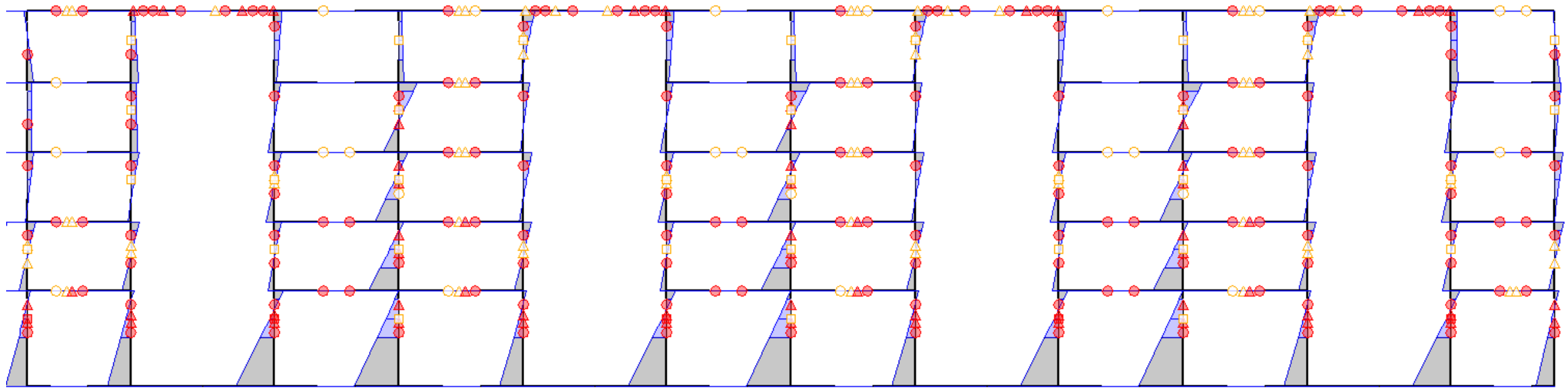


(b)モデル X-B(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

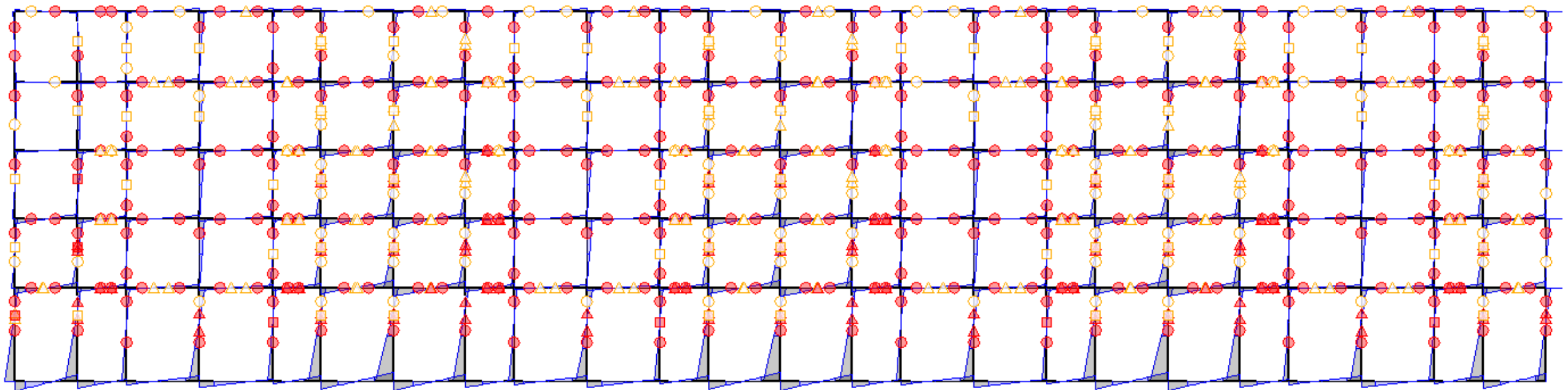
図 7.5.3-6 機構図(ベースシア係数 1.0)

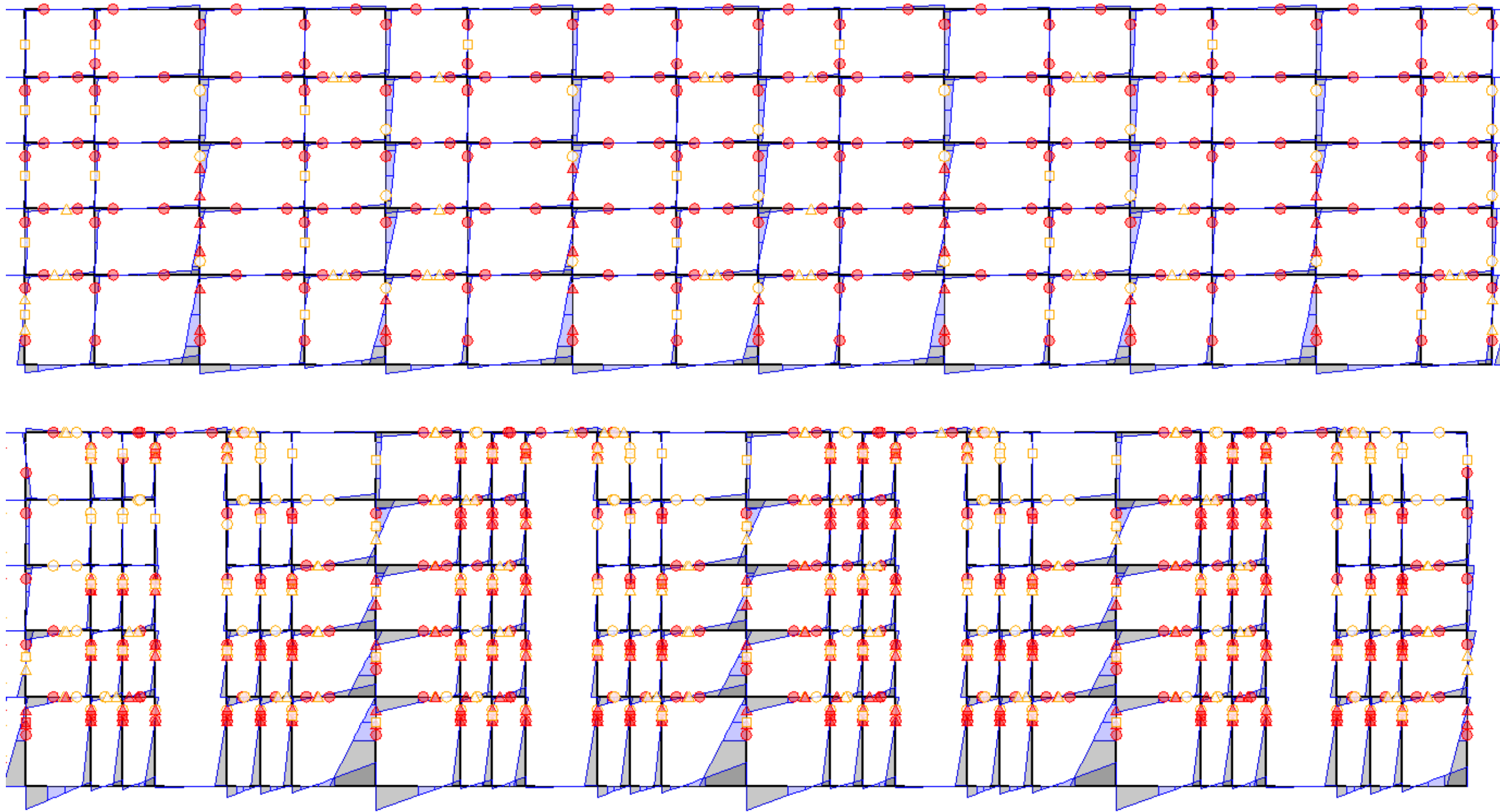
7.5.3.5.3 全体変形角 $R=0.03\text{rad}$ の時





(a) モデル X-A (上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)





(b) モデル X-B(上 : Y0, 中 : Y1, 下 : Y2)

図 7.5.3-7 機構図(全体変形角 $R=0.03\text{rad}$)

7.5.4 全体モデルの張間方向解析結果

7.5.4.1 荷重変形曲線

解析パラメータを表 7.5.4-1 に示す。増分解析結果から得られた 1 階層せん断力-頂部変形曲線を図 7.5.4-1 に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図 7.5.4-2 に示す。

図 7.5.4-1(a)より、1 階層せん断力について全モデルを比較するとモデル C が大幅に小さい。また図 7.5.4-1(b)より、モデル Y-B1 とモデル Y-B2 を比較すると頂部変形 0.05%近傍では僅かにモデル Y-B1 の剛性が高い。これは、モデル Y-B1 の 1 本柱曲げばねを評価する際の範囲が直交部材と重複していることが影響している。

表 7.5.4-1 モデル一覧

モデル名称	ピン柱	1 本柱曲げばね評価範囲
モデル Y-A	剛	
モデル Y-B1	直交部材考慮	面内壁と直交壁(有効幅考慮)
モデル Y-B2		面内壁のみ
モデル Y-C	ピン柱なし	

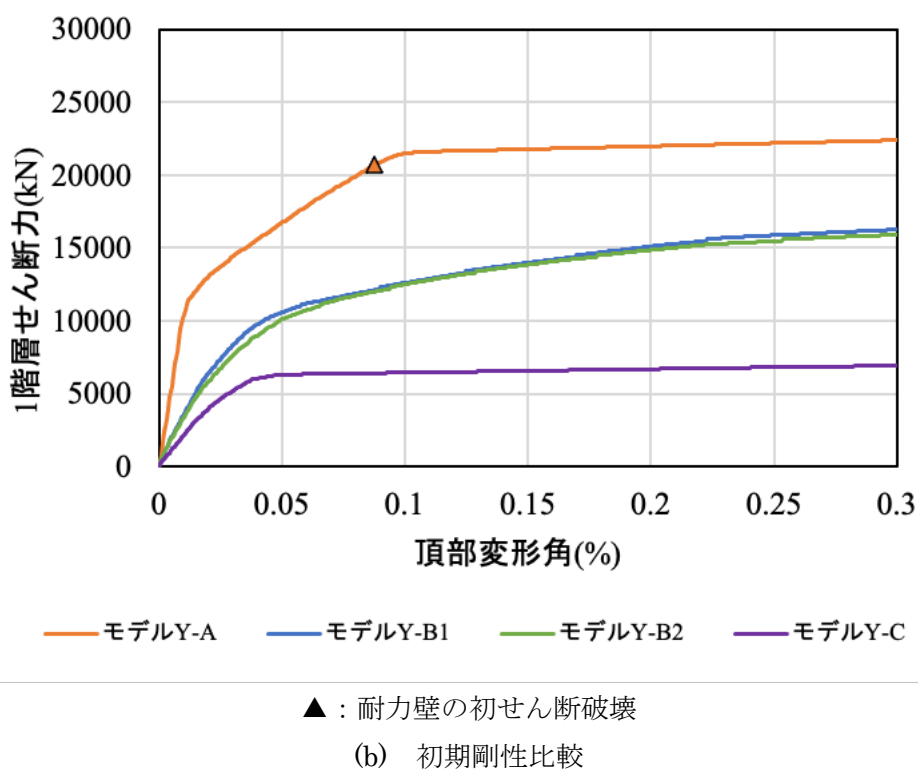
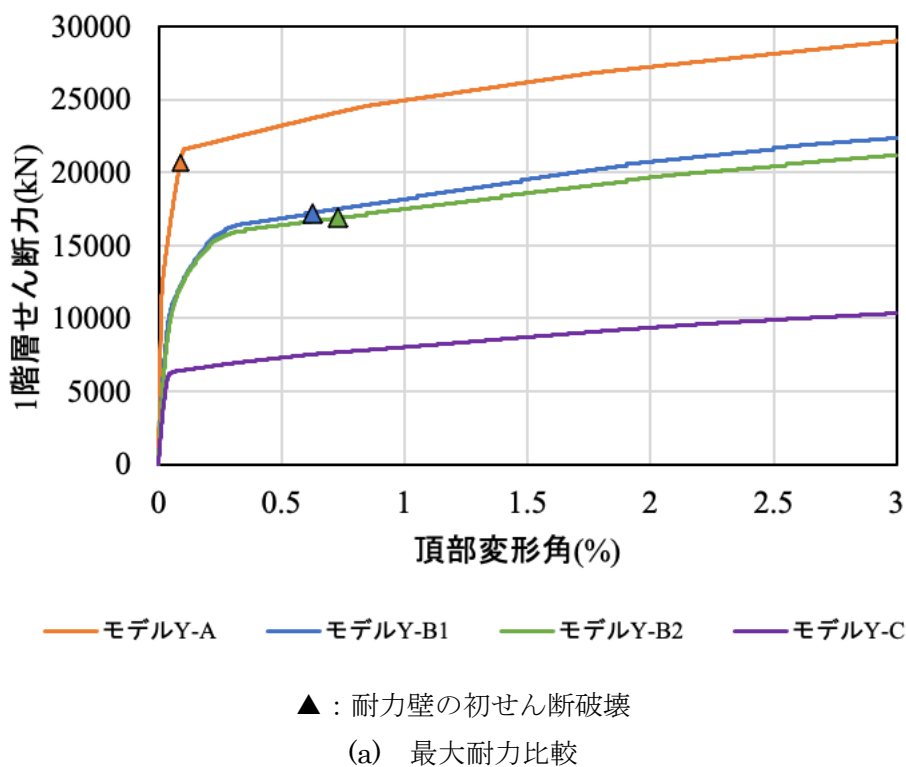
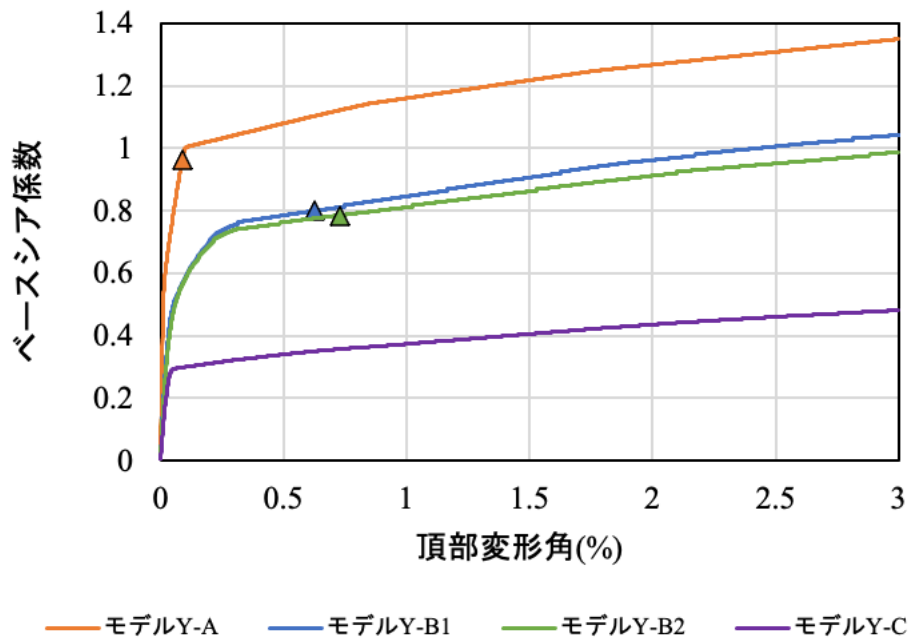


図 7.5. 4-1 1階層せん断力-頂部変形関係

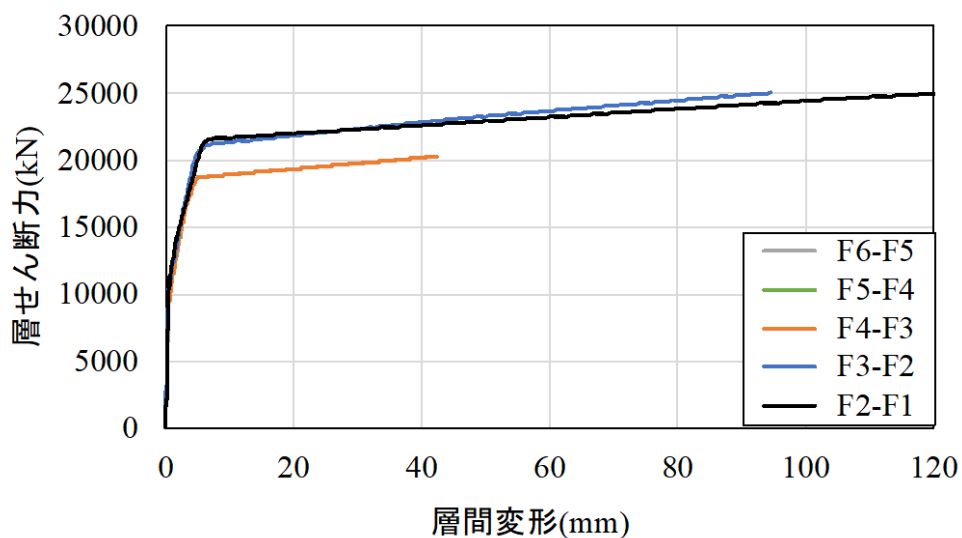


▲ : 耐力壁の初せん断破壊

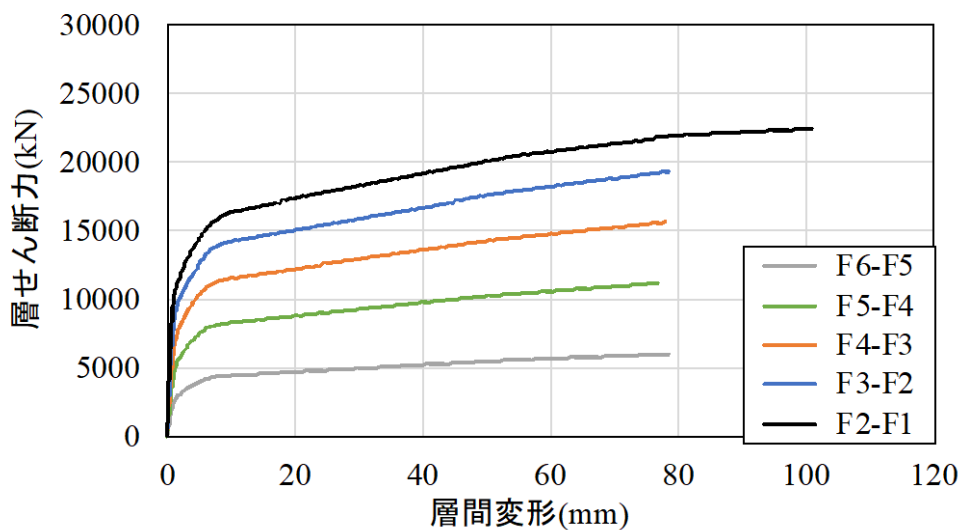
図 7.5.4-2 ベースシア係数-頂部変形関係

7.5.4.2 層せん断力-層間変形曲線

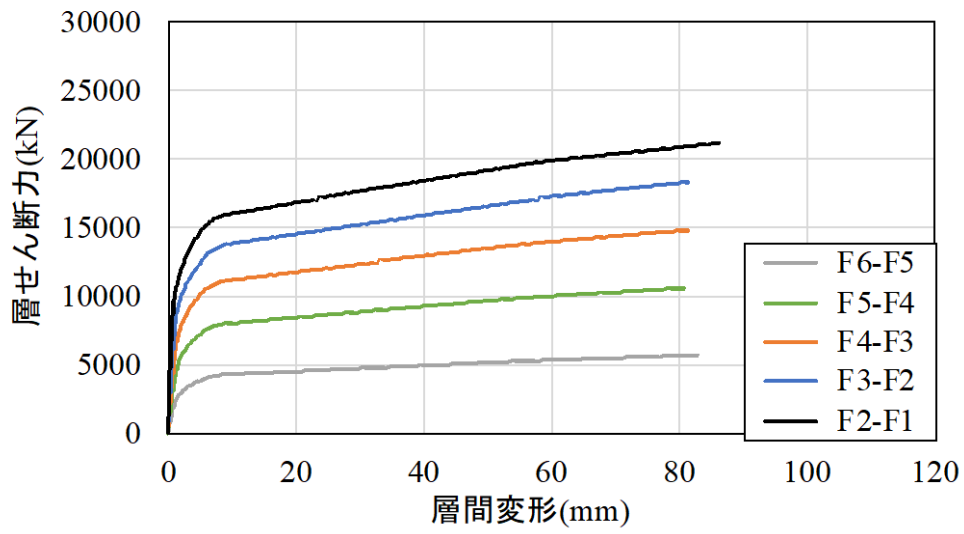
増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図7.5.4-3に示す。



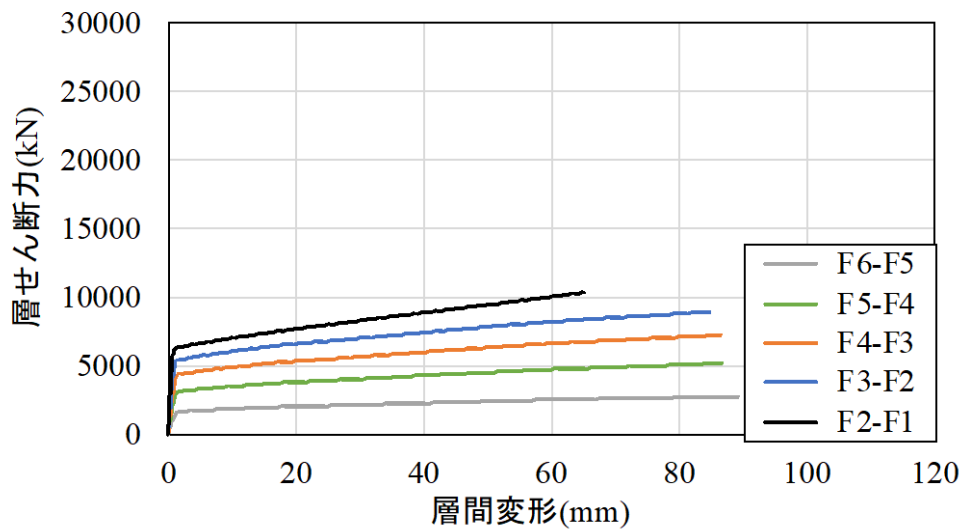
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2



(d) モデル Y-C

図 7.5.4-3 層せん断力-層間変形曲線

7.5.4.3 水平変位分布

増分解析結果から得られた各層のベースシア係数 0.2 時点の水平変位分布を図 7.5.4-4 に、最大水平変位分布を図 7.5.4-5 に示す。

モデル Y-A は下層階に変形が集中しており、せん断変形が卓越した挙動であることに対し、モデル Y-B1, Y-B2, Y-C の 3 モデルは各階の変形が概ね等しく曲げ変形が卓越した挙動であることを確認できる。

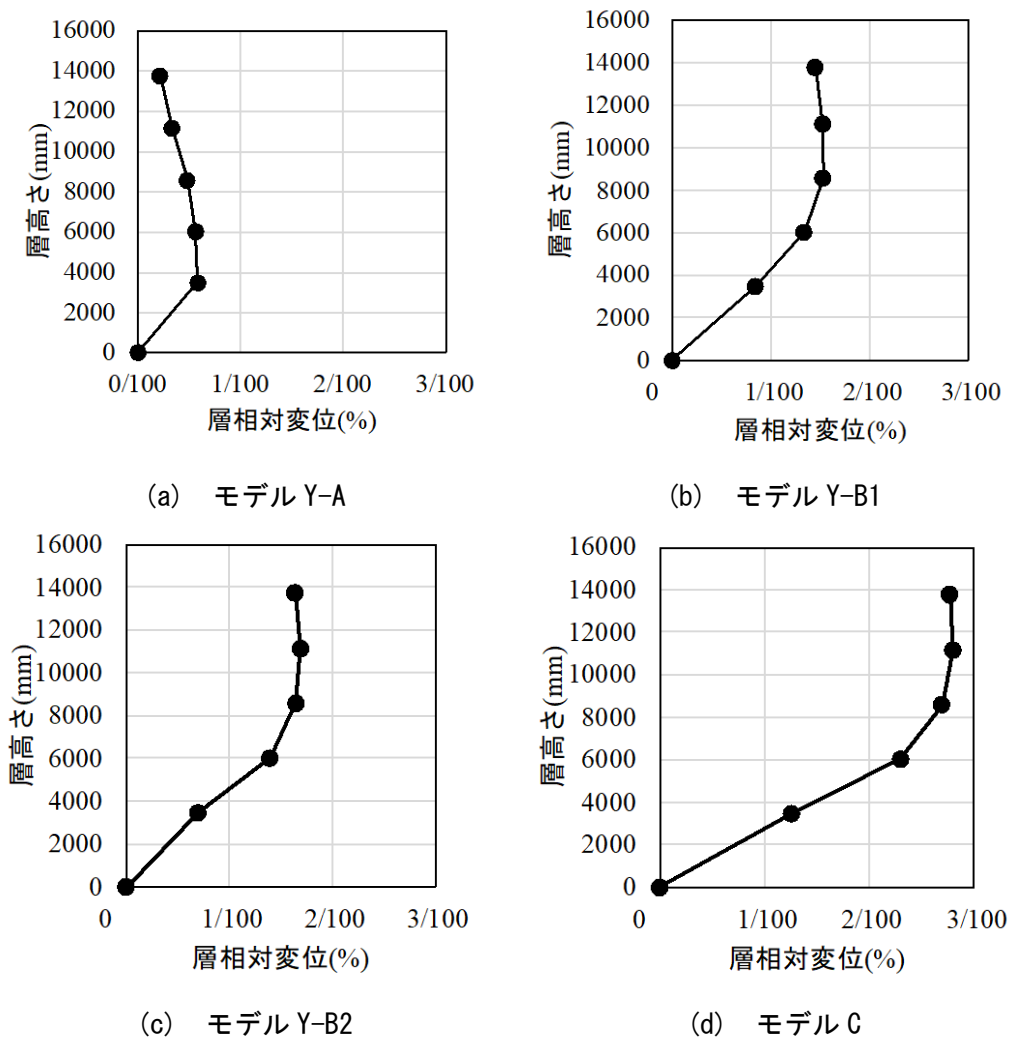
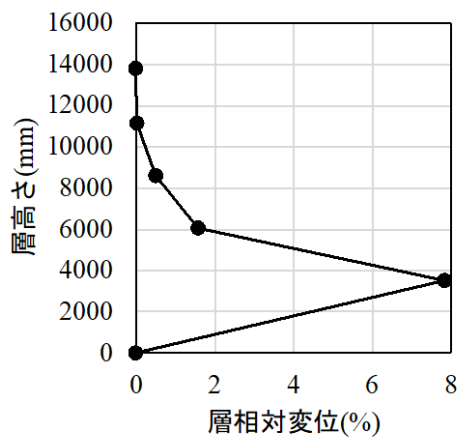
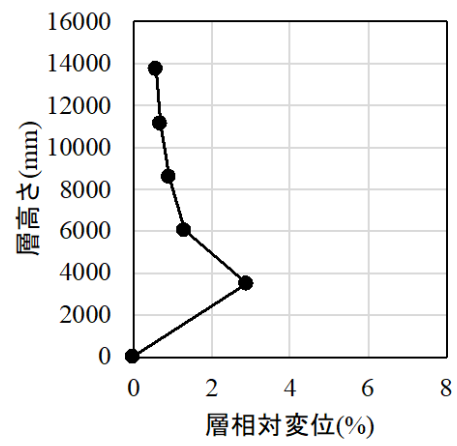


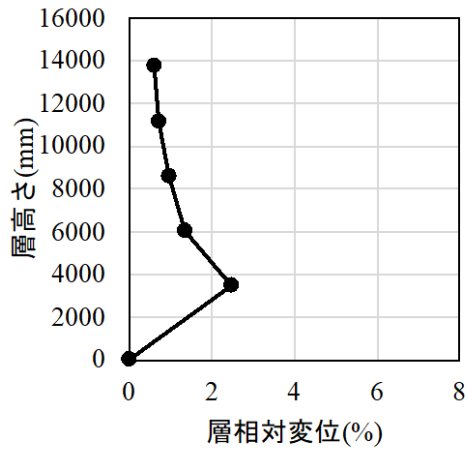
図 7.5.4-4 ベースシア係数 0.2 の時点各層水平変位分布



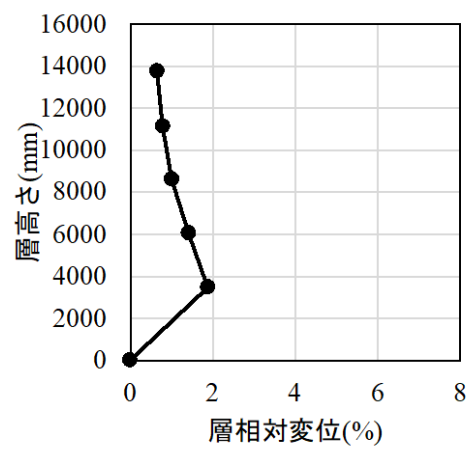
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2



(d) モデル C

図 7.5.4-5 最大点各層水平変位分布

7.5.4.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点か、せん断破壊が先行しない場合は最大層間変形角 1/200 の時点の水平力とする。なお、初めてせん断破壊する部材はモデル Y で 1 階の W14, モデル Y-B1 と Y-B2 で 1 階の W13, モデル Y-C では確認されなかった。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時、 D_s は壁式規準 7.5-2), F_{es} は技術基準解説書 7.5-1)に基づき算定を行い、 $D_s = 0.55$ (耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40), $F_{es} = 1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては 7.4 節の式(7.4.2)を参考されたい。表 7.5.4-5 より、モデル Y, モデル Y-B1, モデル Y-B2 は必要保有水平耐力に対して十分な保有水平耐力を有していることがわかる。実際の地震挙動評価を考慮するとモデル Y-C は過小評価であると考えられる。

表 7.5.4-5 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

(a) モデル Y

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	5666	1.77
4			10785	5932	10524	1.77
3			15059	8282	14694	1.77
2			18577	10217	18127	1.77
1			21524	11838	21003	1.77

(b) モデル Y-B1

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4650	1.46
4			10785	5932	8630	1.45
3			15059	8282	12000	1.45
2			18577	10217	14900	1.46
1			21524	11838	17200	1.45

(c) モデル Y-B2

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4560	1.43
4			10785	5932	8470	1.43
3			15059	8282	11800	1.42
2			18577	10217	14600	1.43
1			21524	11838	16900	1.43

(d) モデル Y-C

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.40	1.00	5807	2323	1950	0.84
4			10785	4314	3630	0.84
3			15059	6024	5070	0.84
2			18577	7431	6250	0.84
1			21524	8610	7240	0.84

表 7.5.4-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

(a) モデル

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	121	256
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	5580	5920
4	10400	11000
3	14500	15300
2	17900	18900
1	20699.8	21939.7

(b) モデル Y-B1

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	861	628
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4650	4520
4	8630	8400
3	12000	11700
2	14900	14500
1	17200	16800

(c) モデル Y-B2

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	1004	628
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4560	4390
4	8470	8160
3	11800	11400
2	14600	14100
1	16900	16300

(d) モデル Y-C

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	0	643
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	-	1950
4	-	3630
3	-	5070
2	-	6250
1	-	7240

7.5.4.5 機構図

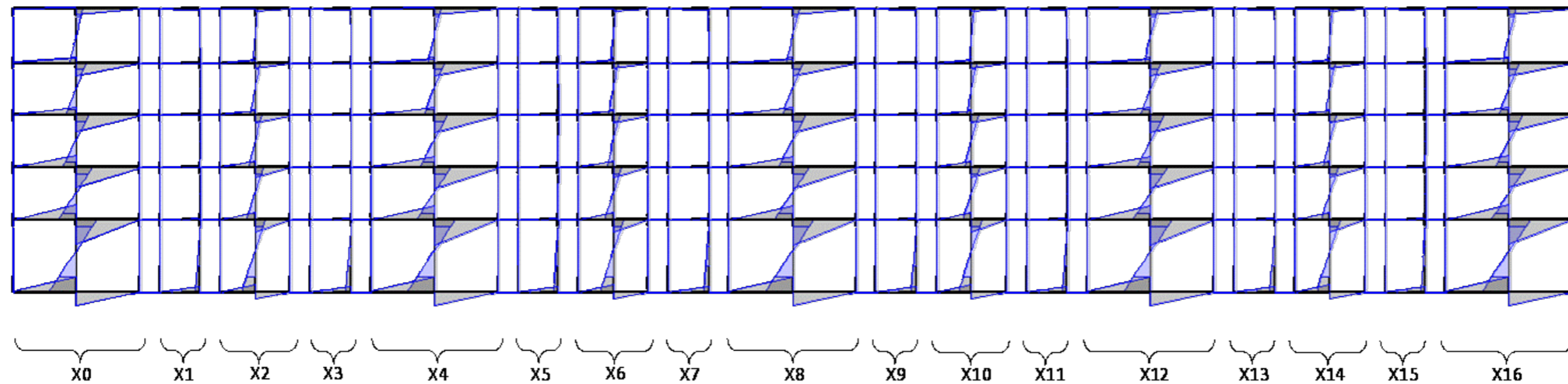
ベースシア係数 0.2 時点、ベースシア係数 0.55（耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40）時点、耐力壁の初せん断破壊時について、増分解析結果から得られた機構図を図 7.5.4-6 から図 7.5.4-8 に示す。

なお、紙面の都合上、モデル Y-C については曲げモーメントが大きく表示されるため、倍率を乗じて小さく示している。

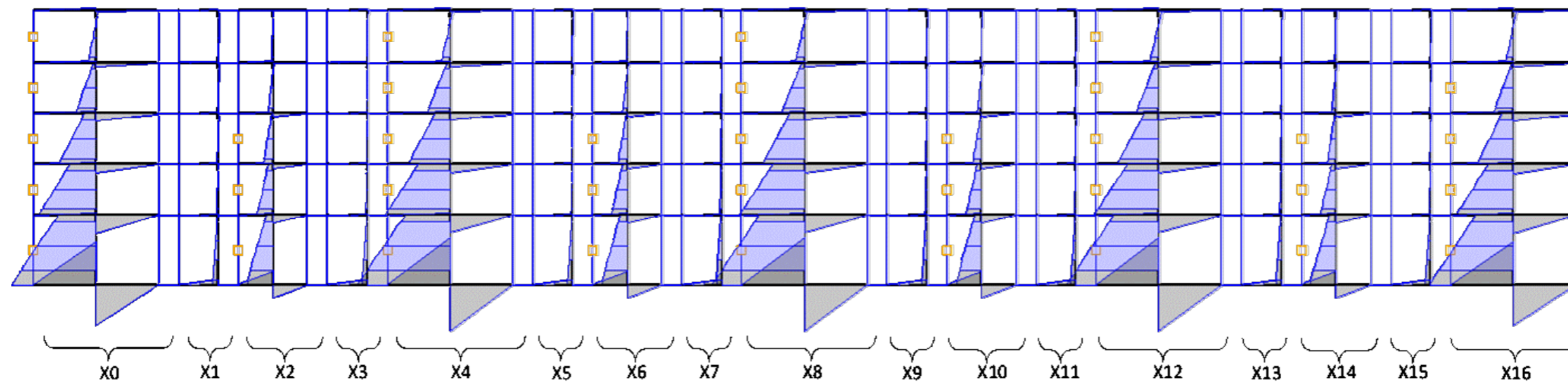
用いた記号は以下の通り。

- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

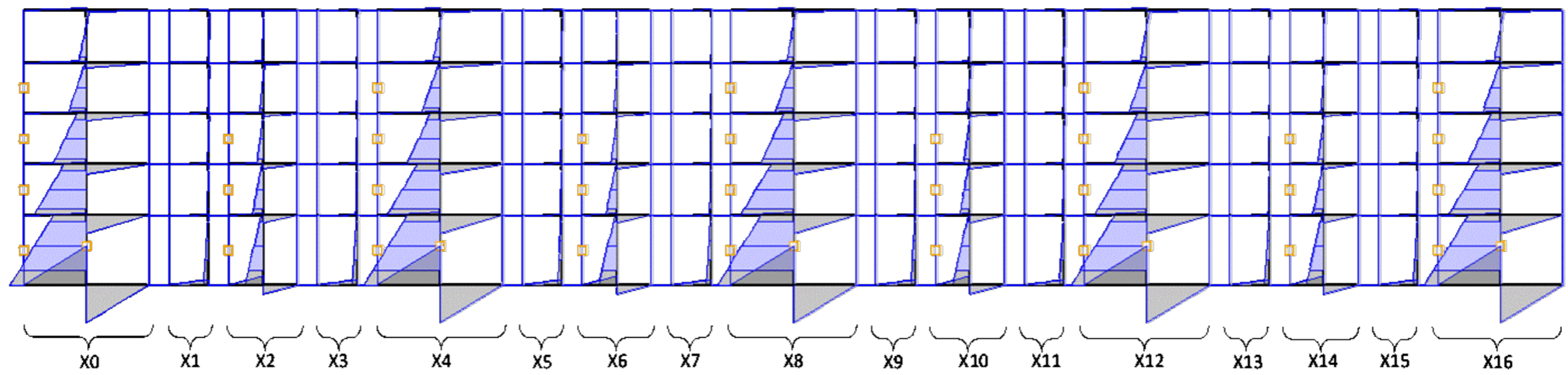
7.5.4.5.1 ベースシア係数が 0.2 の時



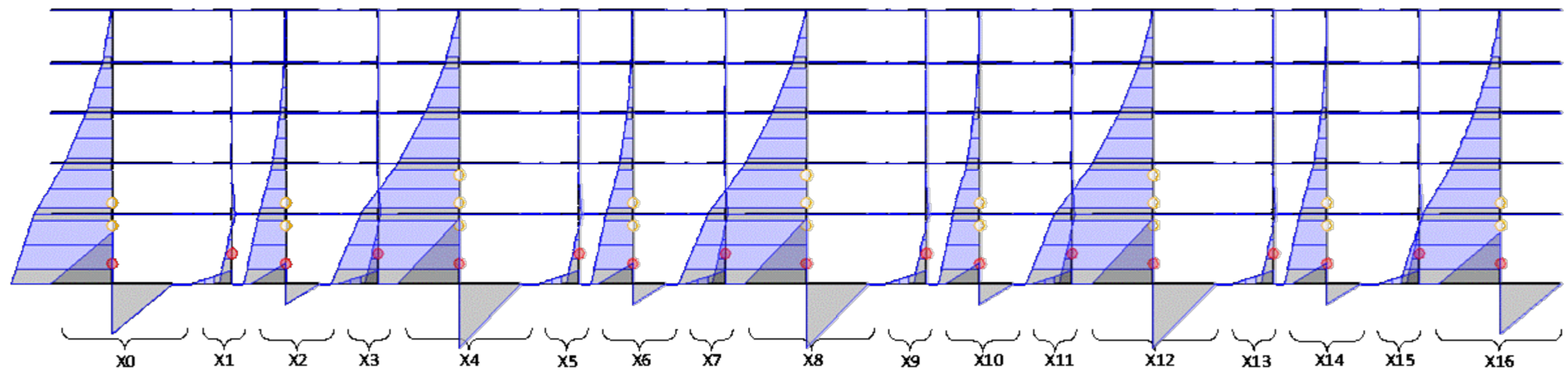
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



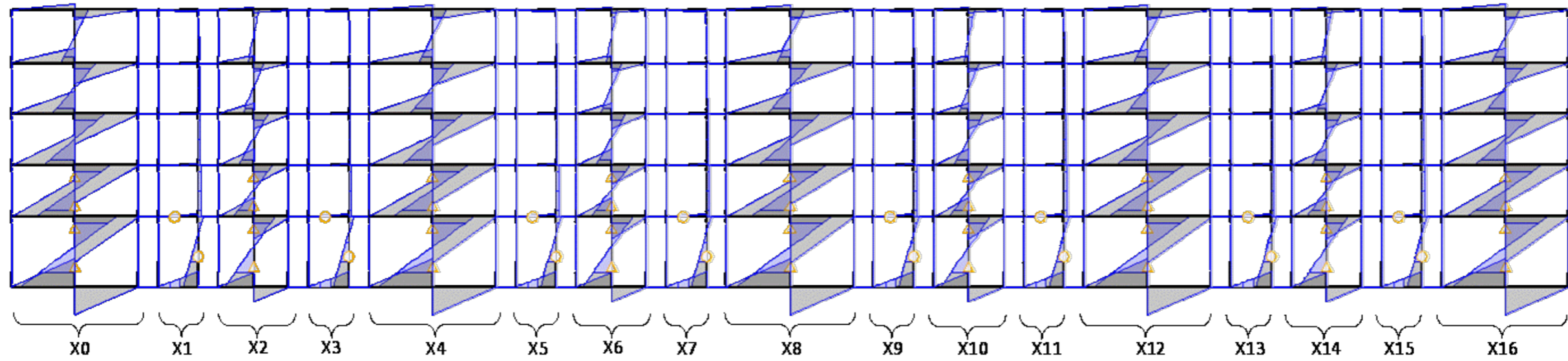
(c) モデル Y-B2



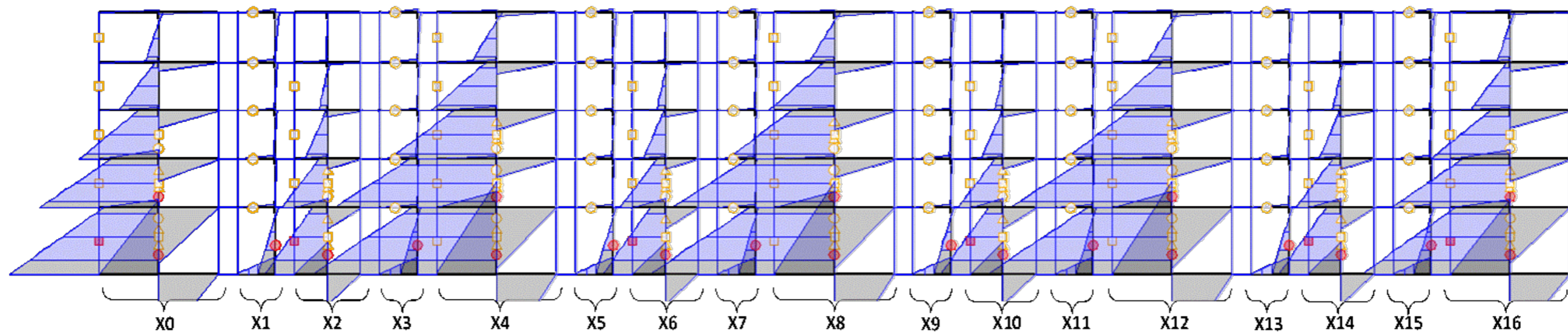
(d) モデル Y-C

図 7.5.4-5 機構図(ベースシア係数が0.2)

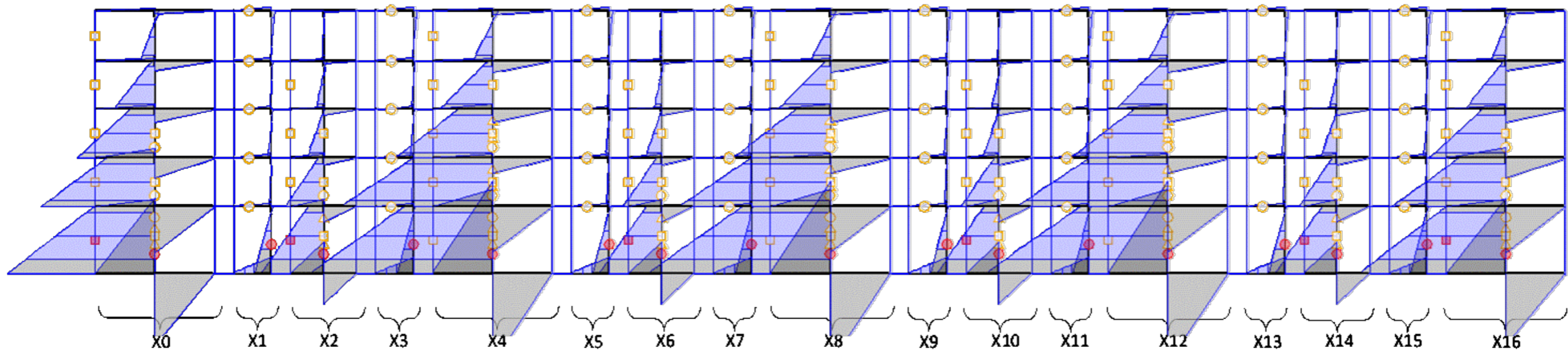
7.5.4.5.2 ベースシア係数が0.55（耐力壁がせん断破壊しない場合は0.40）の時



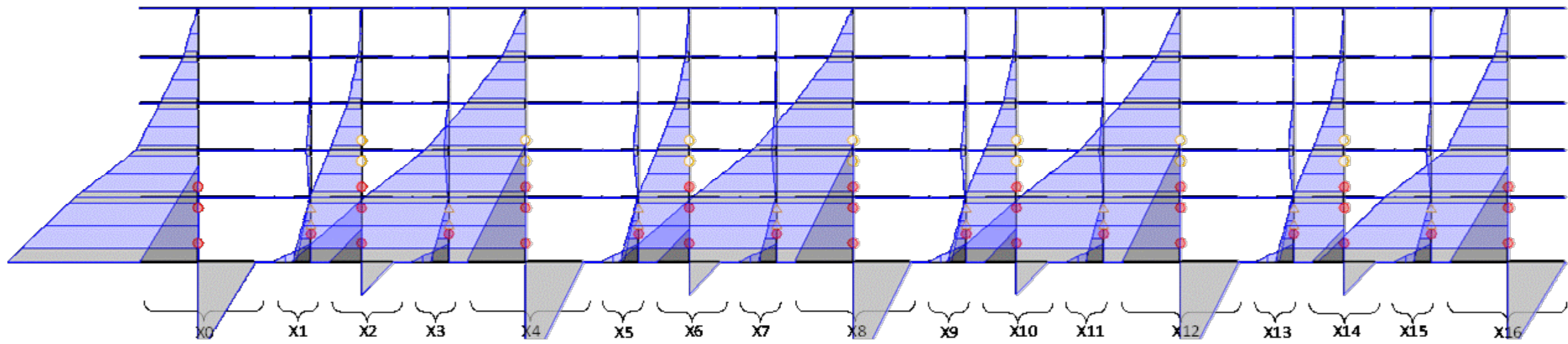
(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2

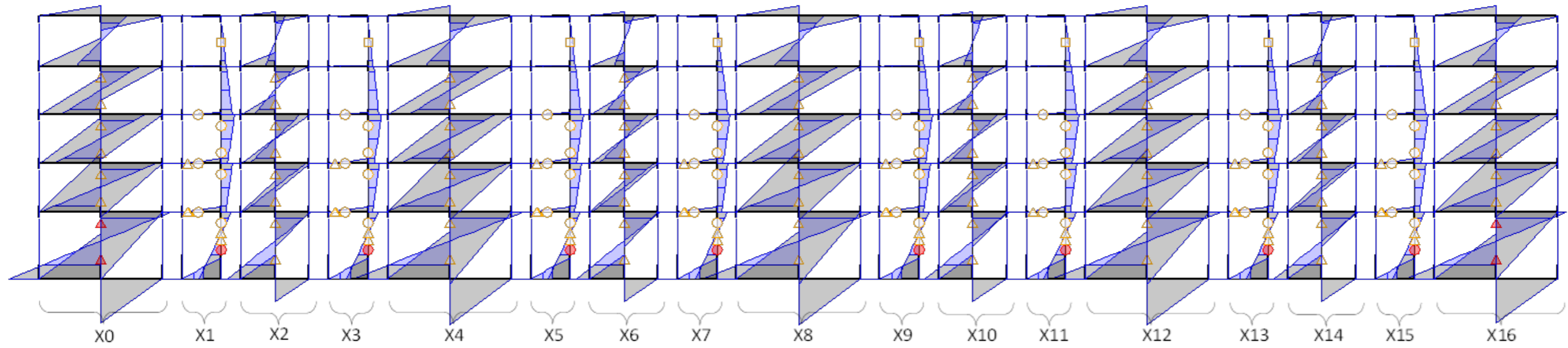


(d) モデル Y-C

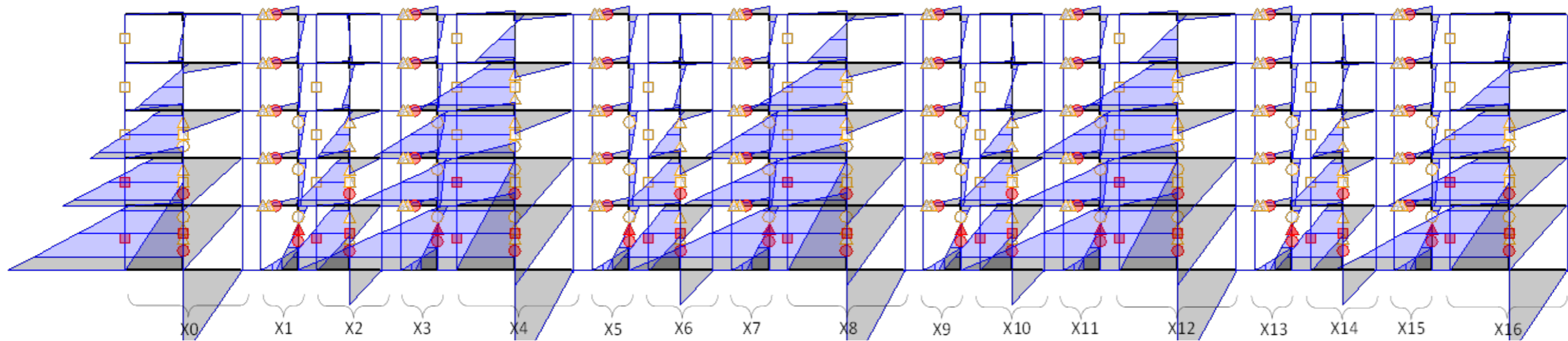
図 7.5.4-6 機構図(ベースシア係数が 0.55 (耐力壁がせん断破壊しない場合は 0.40) の時)

7.5.4.5.3 耐力壁初せん断破壊時

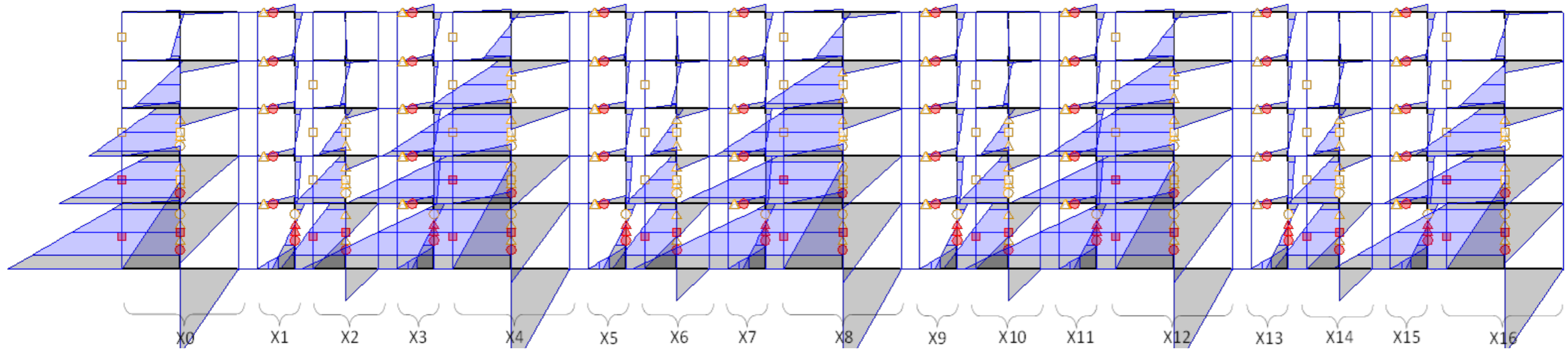
モデル Y-C は耐力壁のせん断破壊が発生しないため、モデル Y-A、モデル Y-B1、モデル Y-B2 の3モデルについて機構図を示す。



(a) モデル Y-A



(b) モデル Y-B1



(c) モデル Y-B2

図 7.5.4-7 機構図(耐力壁の初せん断破壊)

7.6. 躯体改造後の建築物の静的増分解析に基づく安全性の検証

7.6.1 躯体改造方針

新設開口の大きさは幅 1200mm, 高さ 2000mm とし, X2, X6, X10, X14 通りの隣接住戸との戸境耐力壁に設置する。また各階に新設開口を設置し, 連層開口とする。新設開口設置後の X2, X6, X10, X14 通り軸組図を図 7.6.5-1 に, 新設開口設置後の基準階伏せ図を図 7.6.5-2 に示す。

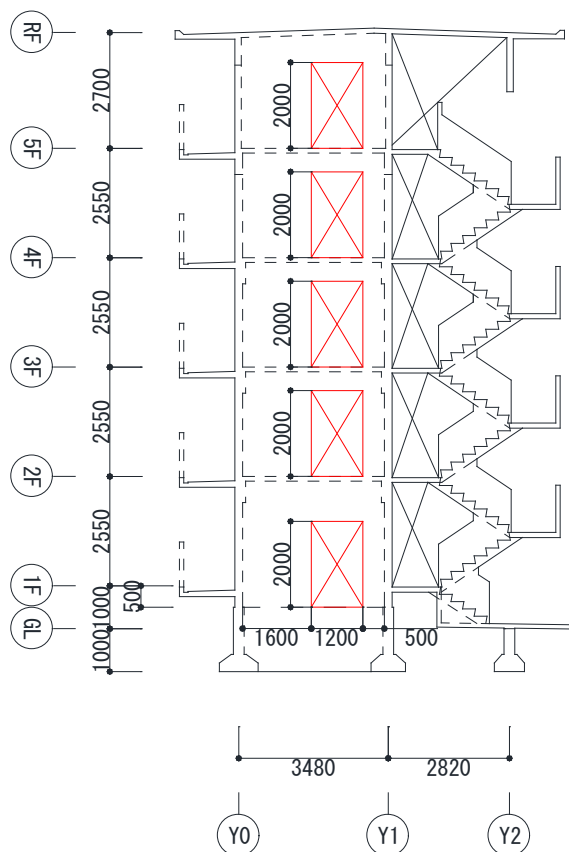


図 7.6.5-1 新設開口設置後の X2, X6, X10, X14 通り軸組図

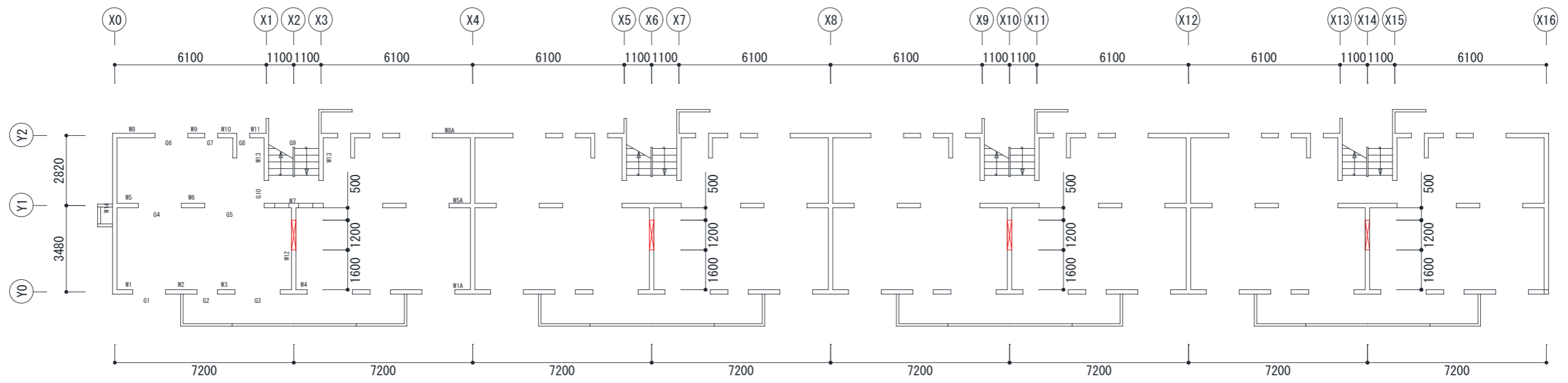


図 7.6.5-2 新設開口設置後の基準階伏せ図

7.6.2 新設開口周辺部材の補強方法

(1)耐力壁

耐力壁に新設開口を設ける際に、新たに開口端部となる部分をはつり曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを用いて補強を行った。またはつった開口端部は設計基準強度 45N/mm^2 のコンクリートを増し打ちする。補強部の横筋については 180 度フック加工した D10 を既存部横筋に片面フレア溶接する。アンカー筋本数は表 7.6.2-1 に示す壁式規準の最小端部曲げ補強筋量と同等になるように設計する。

表 7.6.2-1 耐力壁の最小端部曲げ補強筋量

建築物の階数および位置	$l_o \leq 1m$	$l_o > 1m$
5階建ての5F壁梁	1-D13	2-D13
5階建ての4F壁梁	2-D13	2-D13
5階建ての3,2F壁梁	2-D13	2-D16
5階建ての1F壁梁	2-D16	2-D19

(2)壁梁

新設開口上部の残存耐力壁の両側面に新たにせん断補強筋及び曲げ補強筋を配し，設計基準強度 27N/mm^2 のコンクリートを増し打ちし補強する。また補強部と既存部の一体性を確保するため D16 の通し筋を設置する。新設曲げ補強筋本数については表 7.6.2-2 に示す壁式規準の壁梁の最小端部曲げ補強筋量と同等になるように設計する。また新設せん断補強筋については表 7.6.2-3 に示す壁式規準の壁梁の最小縦補強筋比以上になるように設計する。

表 7.6.2-2 壁梁の最小端部曲げ補強筋量

建築物の階数および位置	$l_o \leq 1m$	$l_o > 1m$
5階建ての RF 壁梁	1-D13	2-D13
5階建ての 5F 壁梁	2-D13	2-D13
5階建ての 4,3F 壁梁	2-D13	2-D16
5階建ての 2F 壁梁	2-D16	2-D19

表 7.6.2-3 壁梁の縦補強筋比

建築物の階数および位置	縦補強筋比(%)
5階建ての R,5F 壁梁	0.2
5階建ての 4,3,2F 壁梁	0.25

7.6.3 開口補強後の各部材配筋

7.6.3.1 使用鉄筋

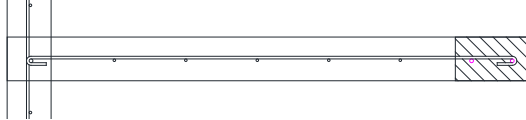
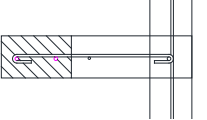
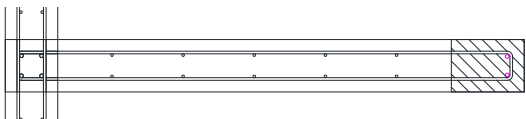
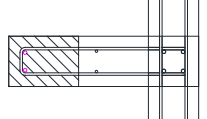
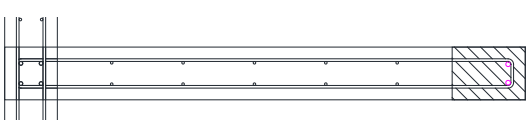
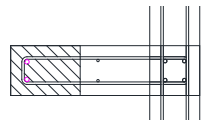
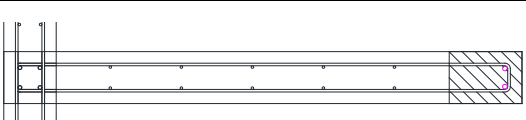
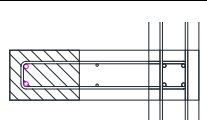
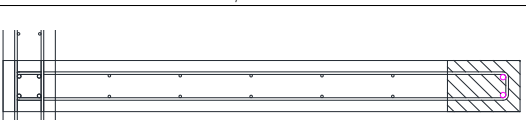
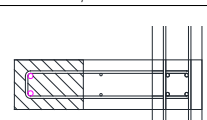
各補強部材に用いる鉄筋は表 7.6.3-1 の通りである。

表 7.6.3-1 使用鉄筋

使用鉄筋		基準強度
鉄筋径	材料	(N/mm ²)
D13, D16	SD295A	295
D19	SD345	345

7.6.3.2 耐力壁配筋図

躯体改造後の耐力壁配筋図を以下に示す。

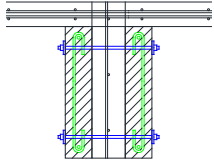
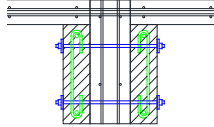
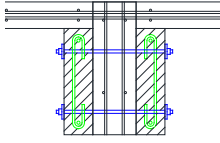
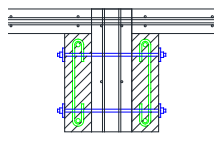
耐力壁記号	W12L	W12R	
5	断面		
	壁長×壁厚	1780×150 (補強部壁長：250)	680×150 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	1-13φ	1-13φ
	あと施工アンカー	2-D13	2-D13
	中間部縦補強筋	5-9φ S	1-9φ S
横補強筋	9φ250@ S	9φ250@ S	
4	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D13	2-D13
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	
3	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D16	2-D16
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ300@ D	9φ300@ D	
2	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D16	2-D16
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	
1	断面		
	壁長×壁厚	1780×180 (補強部壁長：250)	680×180 (補強部長：250)
	端部曲げ補強筋	4-13φ	4-13φ
	あと施工アンカー	2-D19	2-D19
	中間部縦補強筋	5-9φ D	1-9φ D
横補強筋	9φ250@ D	9φ250@ D	

s : シングル配筋, D : ダブル配筋

図 7.6.3-1 W12 改修後耐力壁配筋図

7.6.3.3 壁梁配筋図

開口補強後の壁梁配筋図を以下に示す。

	壁梁記号	G11		壁梁記号	G11
RF	位置	全断面	4.3F	位置	全断面
	断面			断面	
	B × D	390 × 700		B × D	420 × 550
	補強部B × D	2-120 × 590		補強部B × D	2-120 × 440
	既存壁横筋	3-9φ S		既存壁横筋	2-9φ D
	既存壁縦筋	5-9φ S		既存壁縦筋	5-9φ D
	新設上端筋	2-D13		新設上端筋	2-D16
	新設下端筋	2-D13		新設下端筋	2-D16
新設せん断補強筋	D13@200 D	新設せん断補強筋	D10@200 D		
5F	位置	全断面	2F	位置	全断面
	断面			断面	
	B × D	420 × 550		B × D	420 × 550
	補強部B × D	2-120 × 440		補強部B × D	2-120 × 440
	既存壁横筋	2-9φ D		既存壁横筋	2-9φ D
	既存壁縦筋	5-9φ D		既存壁縦筋	5-9φ D
	新設上端筋	2-D13		新設上端筋	2-D19
	新設下端筋	2-D13		新設下端筋	2-D19
新設せん断補強筋	D10@200 D	新設せん断補強筋	D13@200 D		

s : シングル配筋, D : ダブル配筋

図 7.6.3-2 W12 改修後壁梁配筋図

7.6.4 あと施工アンカーの埋め込み長さの検討

あと施工アンカーは図 7.6.4-1 のように耐力壁の開口補強部の頭部と脚部の両方に施工するため頭部に施工するあと施工アンカーと脚部に施工するあと施工アンカーの埋め込み長さを足し合わせたものが開口上部の補強した壁梁のせいを超過しないようにする必要がある。よってあと施工アンカーの埋め込み長さはあと施工アンカーを施工する壁梁せいの制限の中で最長となるように壁脚で $15d_a$ 、壁頭で $18d_a$ (d_a : あと施工アンカー呼び径) とする。この場合 1F 壁頭のあと施工アンカーと 2F 壁脚のあと施工アンカーの埋め込み長さの和が壁梁せいを超過し、あと施工アンカー同士の干渉の恐れがあるが、埋め込み長をこれより小さくするとあと施工アンカーの破壊性状がコーン破壊となるため、当該あと施工アンカーのみ壁頭と壁脚でずらして配筋することで干渉しないように施工することとする。その際のあと施工アンカーの引張耐力の算定を行う。算定に当たっては以下の式を用いた。

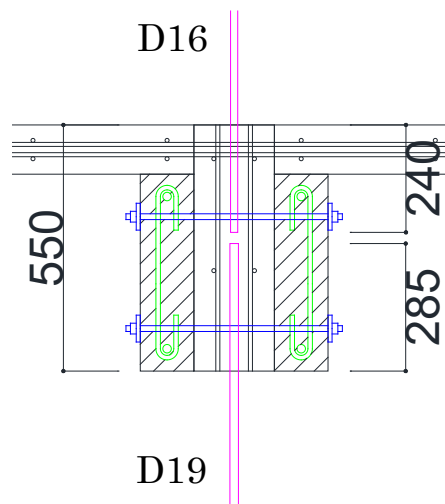


図 7.6.4-1 2F 壁梁に施工するあと施工アンカー

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3}) \quad (7.6.4-1)$$

$$p_{a1} = \varphi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a \quad (7.6.4-2)$$

$$p_{a2} = 0.23 \sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (7.6.4-3)$$

$$p_{a3} = \varphi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (7.6.4-4)$$

p_a : 接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

p_{a1} : 接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

- p_{a2} : 既存コンクリート躯体のコーン状破壊により決まるアンカー1本当たりの引張耐力
 p_{a3} : 接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容引張力
 φ_1, φ_3 : 低減係数で表 7.6.4-1 の値を用いる

表 7.6.4-1 低減係数

	φ_1	φ_2	φ_3
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

$s\sigma_{pa}$: 接着系アンカーボルトの引張強度で $s\sigma_{pa} = s\sigma_y$ とする。ただし、アンカーボルトの降伏を保証する場合の上限引張力を算定するときは $s\sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s\sigma_y$ とする。

$s\sigma_y$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度

α_{yu} : 接着系アンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり 1.25 以上を用いる。

$s_c a$: 接着系アンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なるほうの値とする。

d_a : 接着系アンカーボルトの径

l_{ce} : 接着系アンカーボルトの強度算定用埋め込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。

l_e : 接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ

(アンカーボルトの先端形状を平先寸切りとし、 $l_e = l$ とした。)

A_c : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、図 7.6.4-2 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから 45° に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。有効投影面積の算出結果は図 7.6.4-2 に示す。

$$nA_c = \begin{cases} \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p & \left((l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2} \right) \\ \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left((l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left(\sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2} \right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) & \left((l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2} \right) \end{cases} \quad (7.6.4-5)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s}$$

p: ピッチ合計 (両端アンカーの中心距離) (mm)

t_w: 下階梁幅(mm)

t_s: スラブ厚さ(mm)

n : アンカー筋の本数

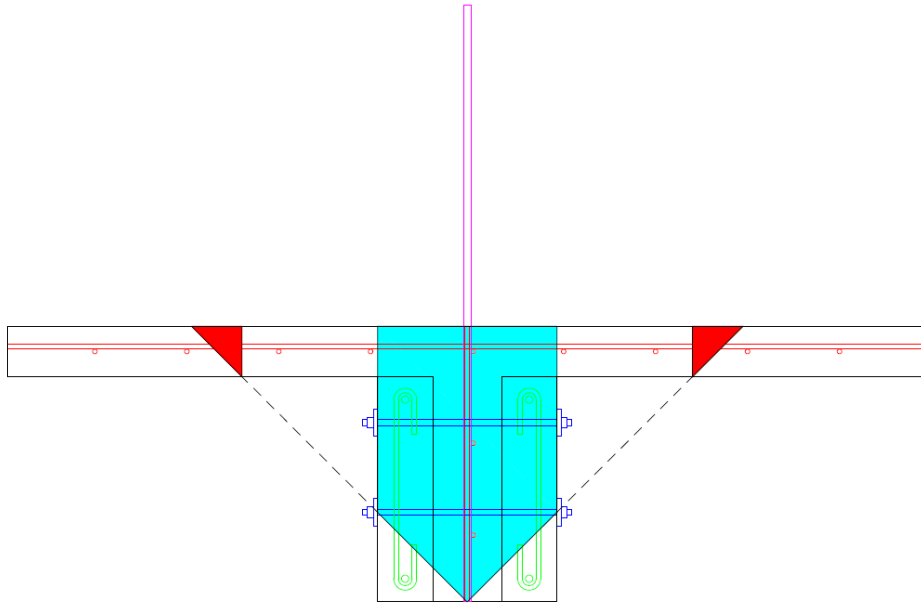
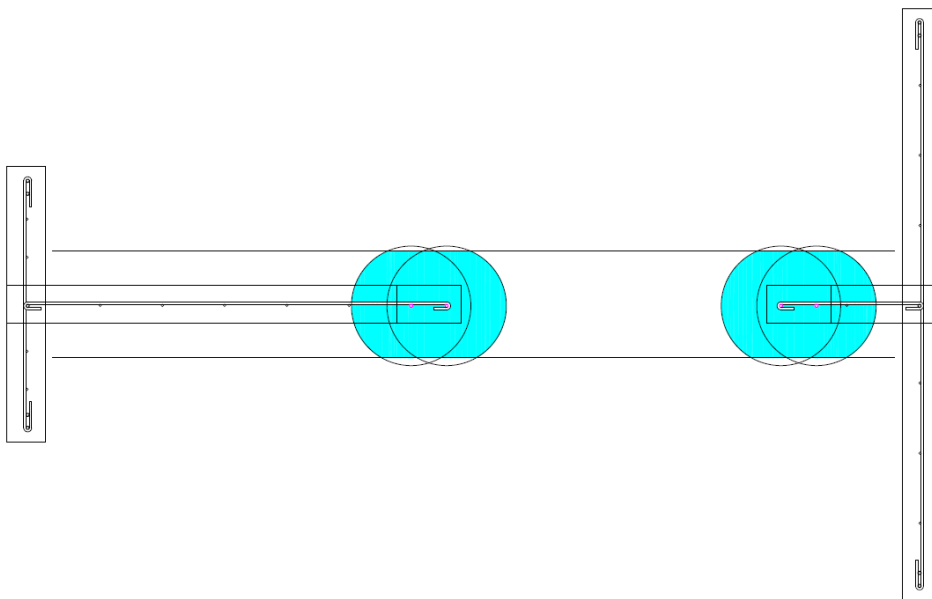
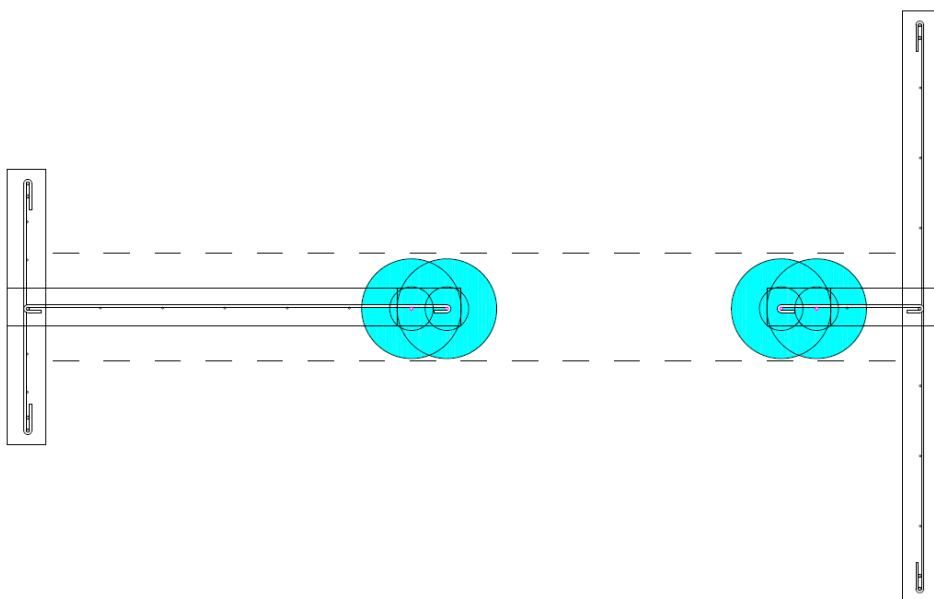


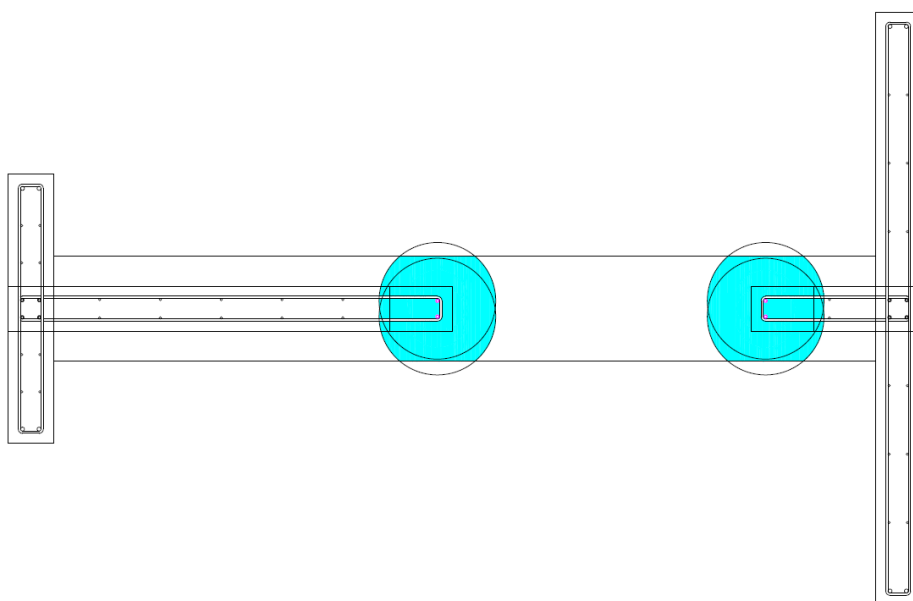
図 7.6.4-2 有効投影面積の考え方



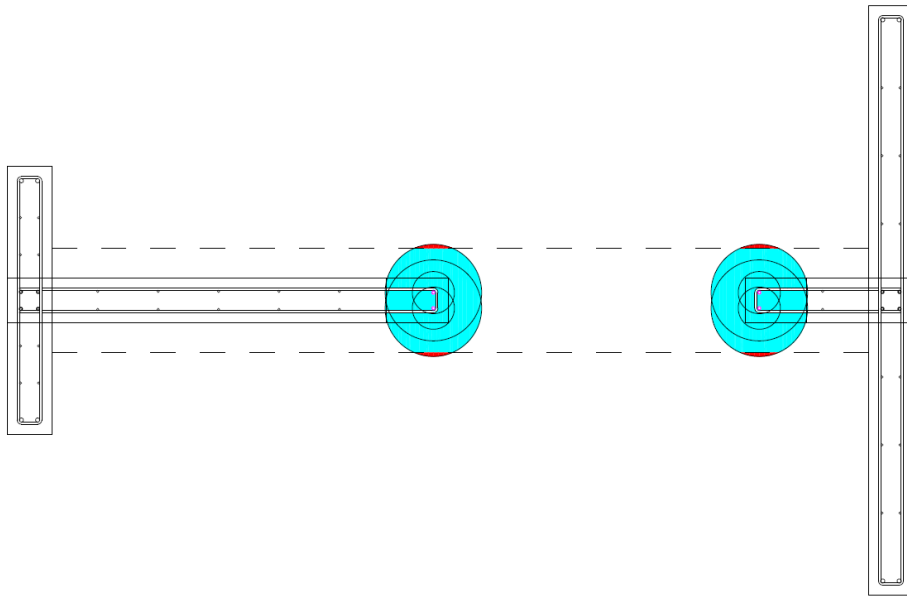
(a) 5F 壁頭部(111776mm²/1本)



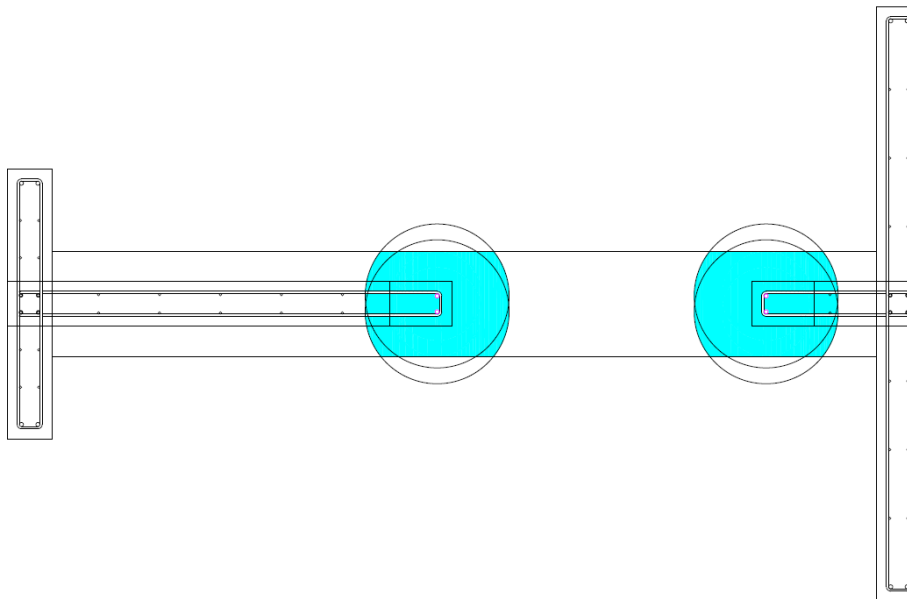
(b) 5F 壁脚部 (86249mm²/1本)



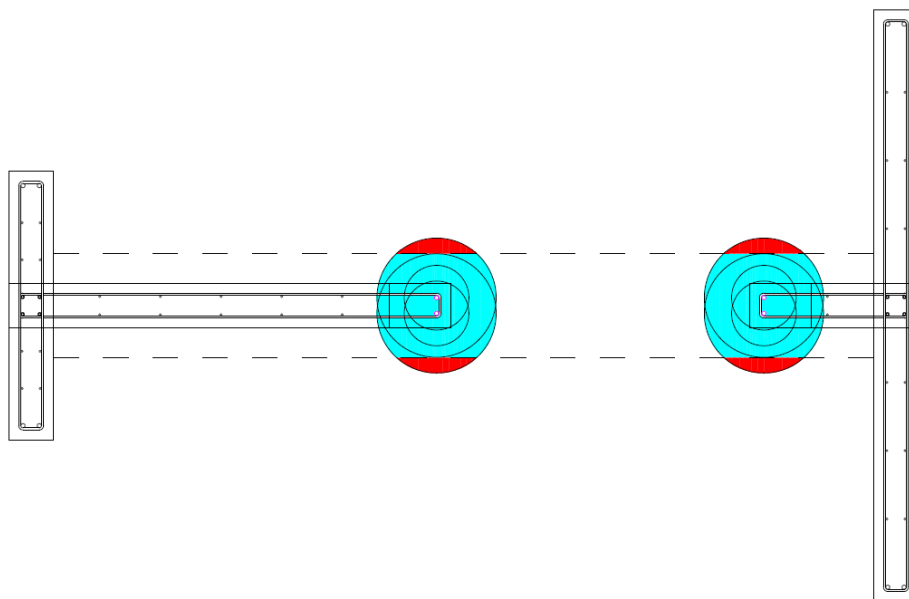
(c) 4F 壁頭部 (89215mm²/1本)



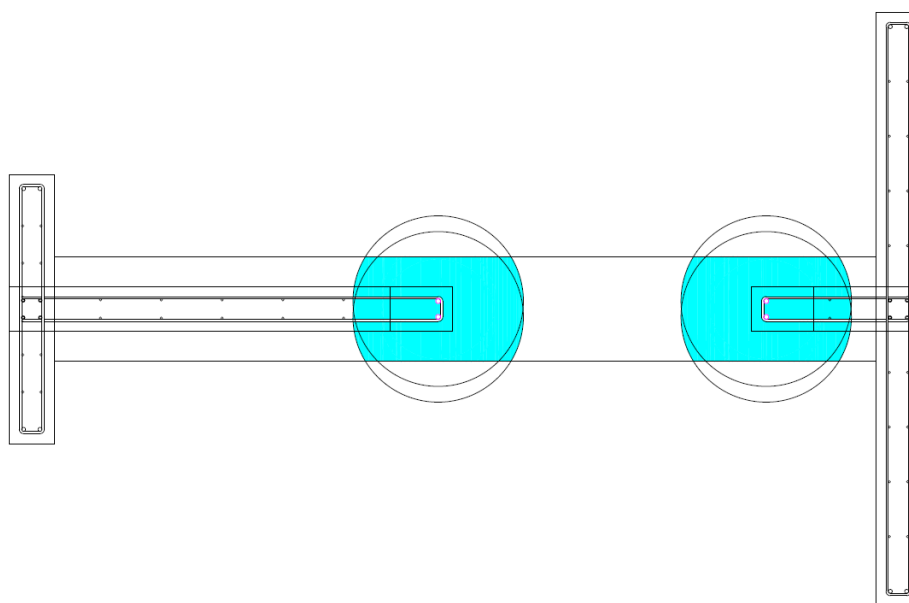
(d) 4F 壁脚部 (60502mm²/1 本)



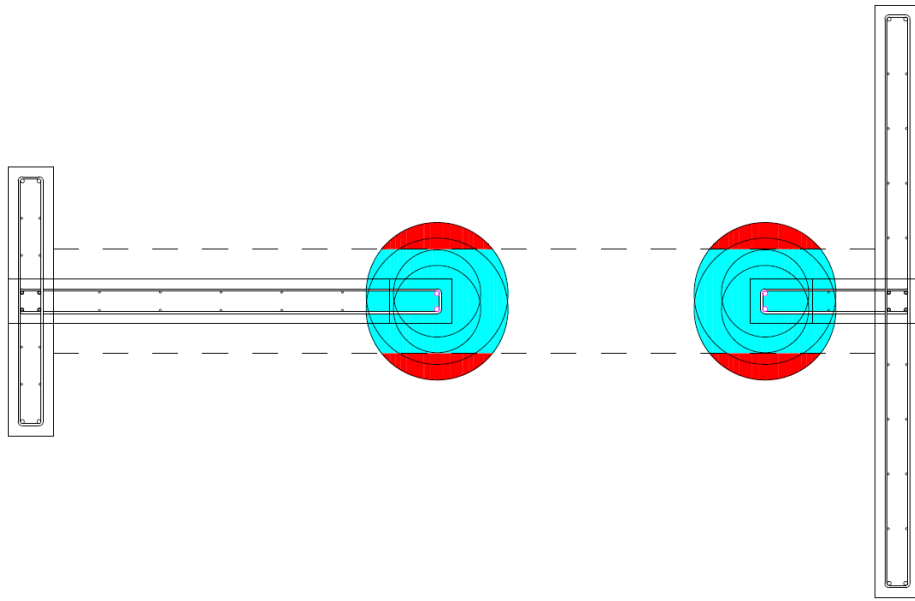
(e) 2, 3F 壁頭部 (113897mm²/1 本)



(f) 2, 3F 壁脚部 (89336mm²/1 本)



(g) 1F 壁頭部 (137814mm²/1 本)



(h) 1F 壁脚部 (123576mm²/1 本)

図 7.6.4-2 有効投影面積

τ_a : へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(4.47)による。

$$\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \tau_{bavg} \quad (7.6.4-6)$$

α_n : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり、式(7.6.4-7)による(n=1,2,3)。最も小さい寸法となる3面まで考慮する。

$$\alpha_n = 0.5(c_n/l_e) + 0.5 \quad (7.6.4-7)$$

ただし、 $(c_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は $(c_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

τ_{bavg} : 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着剤および充填方式により表 7.6.4-2 に示す値とする。ただし軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれ値の80%とした同表の値を用いるものとする。しかしながら同表のものやガイドラインで示されている強度の上限値を用いた場合は、安全側に付着強度を評価する傾向にあるため、本論では極力実験時の強度を評価することを目的として、 $\tau_{bavg} = 25$ として算定を行う。

表 7.6.4-2 接着系アンカーの基本平均付着強度 τ_{avg}

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{F_c/21}$	$5\sqrt{F_c/21}$	$7\sqrt{F_c/21}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{F_c/21}$	$4\sqrt{F_c/21}$	$5.6\sqrt{F_c/21}$

c_n : へりあき寸法, またはアンカーボルトのピッチ a の $1/2$ で $c_n = a_n/2$ ($n=1,2,3$)とする。最も小さい寸法となる3面までを考慮する。

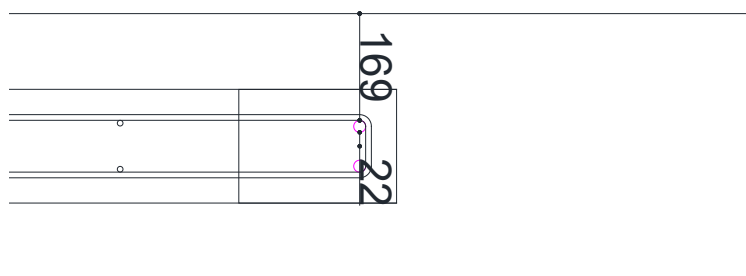


図 7.6.4-2 へりあき寸法

あと施工アンカーの引張耐力の算定結果を表 7.6.4-3 に示す。あと施工アンカーの埋め込み長さを壁脚で $15da$, 壁頭で $18da$ とすることですべてのあと施工アンカーの破壊性状が鉄筋降伏となることが確認された。

表 7.6.4-3 あと施工アンカーの引張耐力

部材	部位	必要埋め込み長さ (mm)	その時の耐力(kN)		
			p_{a1} (鉄筋降伏)	p_{a2} (コーン破壊)	p_{a3} (付着破壊)
5F W12L,W12R	壁頭	234.0	37.4	111.8	84.4
	壁脚	195.0	37.4	89.6	68.6
4F W12L,W12R	壁頭	234.0	37.4	92.7	84.4
	壁脚	195.0	37.4	53.9	68.6
3F W12L,W13R	壁頭	288.0	58.6	101.5	123.0
	壁脚	240.0	58.6	86.2	99.9
2F W12L,W14R	壁頭	288.0	58.6	109.9	123.0
	壁脚	240.0	58.6	74.4	99.9
1F W12L,W15R	壁頭	342.0	98.8	114.7	159.4
	壁脚	285.0	98.8	119.9	129.5

7.6.5 解析概要

7.6.5.1 架構のモデル化

新設開口を設置した構面の架構のモデル図を図 7.6.5-2 に示す。またモデル化の際の手法については 7.5 章を参考されたい。X0,X4,X8,X12,X16 構面については 7.5.1 節に示したモデル Y-A と同様のモデル化とする。

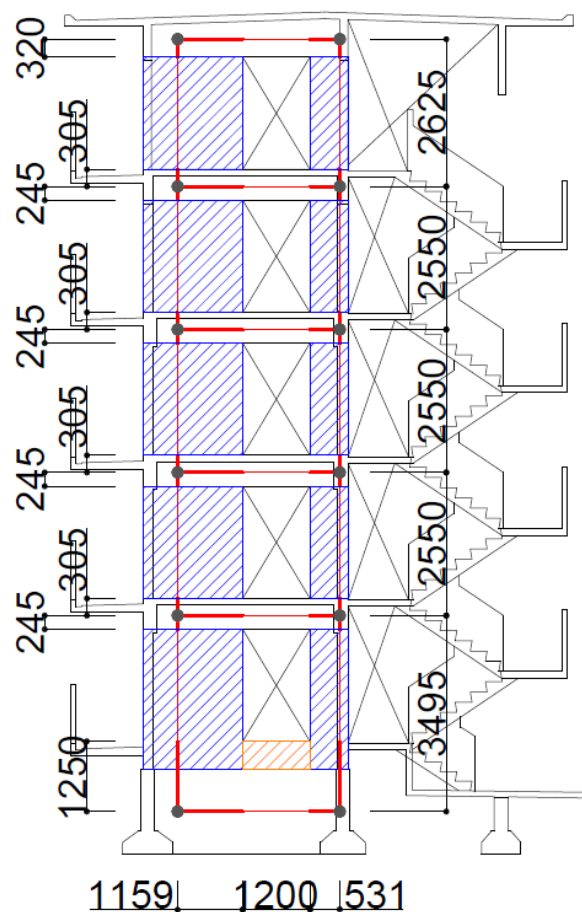
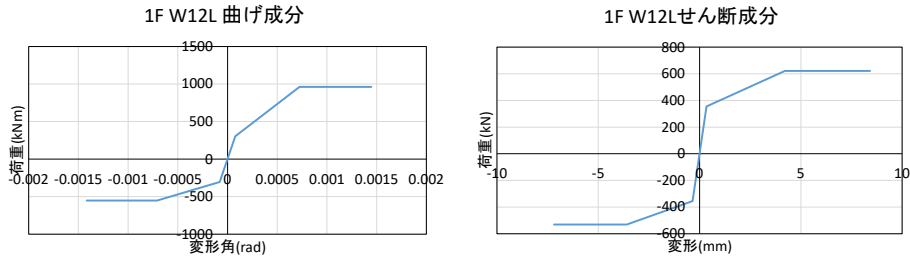


図 7.6.5-1 新設開口設置後モデル図(X2, 6, 10, 14 構面)

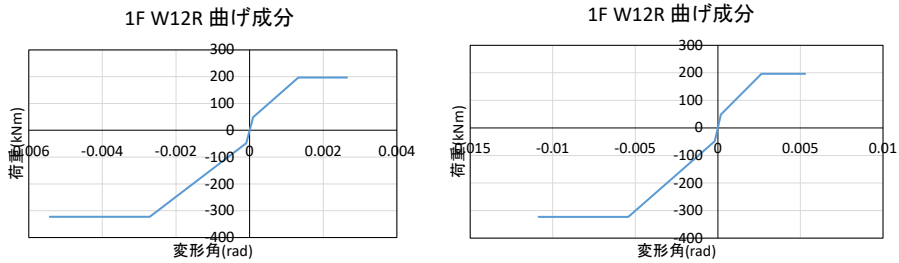
7.6.5.2 部材のモデル化

各部材のモデル化は7.4章を参照されたい。

各部材の骨格曲線を図7.6.5-2, 図7.5.5-3に示す。

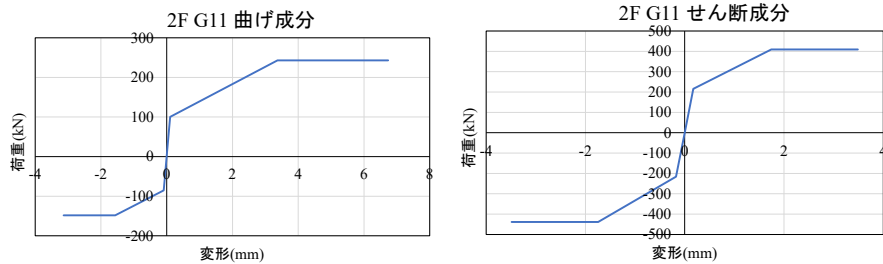


(a) 1FW12L



(b) 1FW12R

図7.6.5-2 モデルY' 耐力壁 骨格曲線



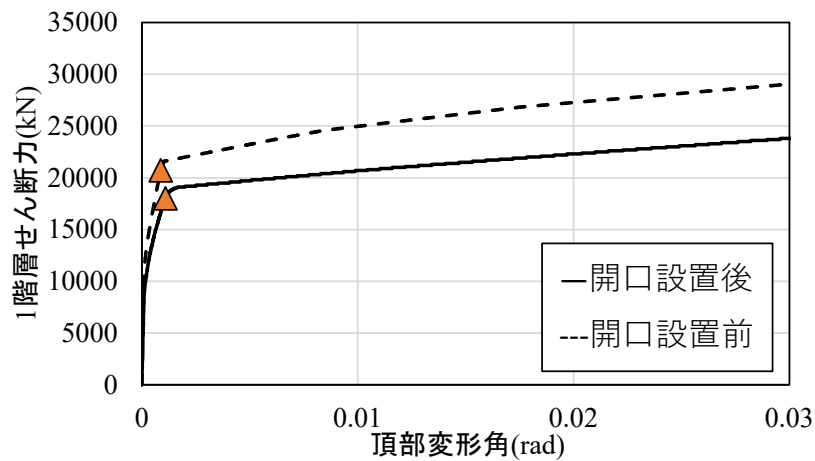
(a) 2FG11

図7.6.5-3 壁梁 骨格曲線

7.6.6 開口設置後における張間方向解析結果

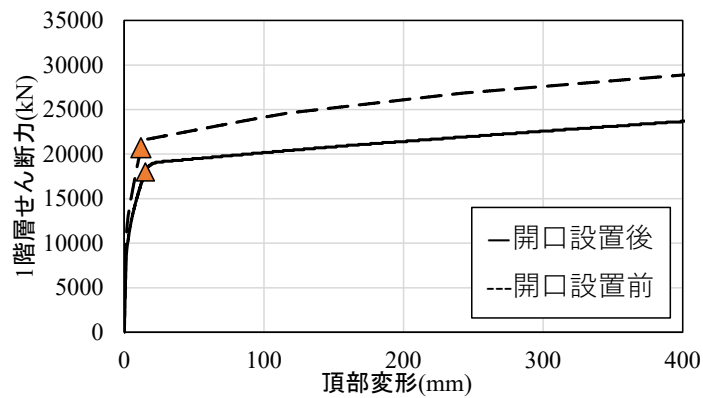
7.6.6.1 荷重変形曲線

増分解析結果から得られた1階層せん断力-頂部変形曲線を図7.6.6-1に、ベースシア係数-頂部変形曲線を図7.6.6-2に示す。



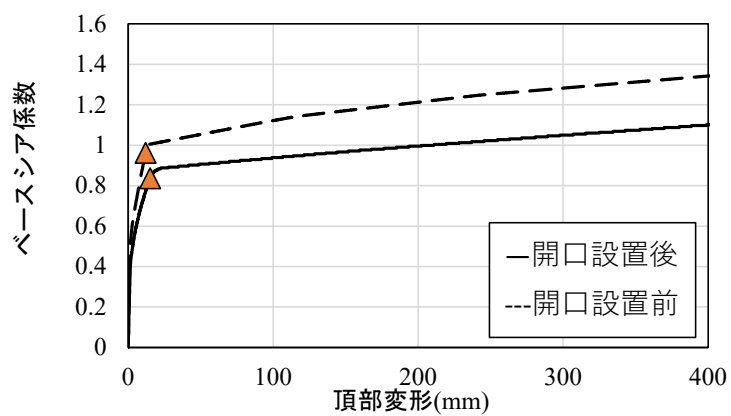
モデル名		正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

図 7. 6. 6-1 1 階層せん断力-頂部変形角関係



モデル名		正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

図 7. 6. 6-2 1 階層せん断力-頂部変形関係 (変動軸力考慮)

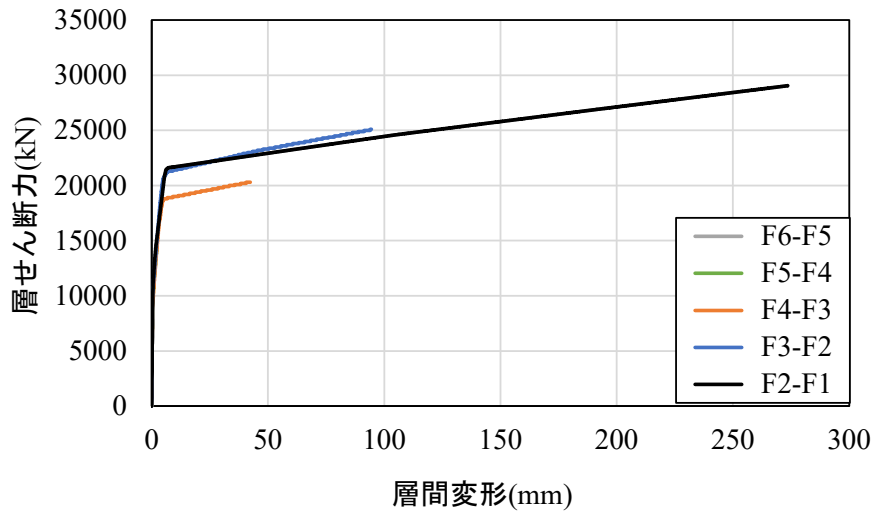


	モデル名	正載荷	負載荷
▲	耐力壁初せん断破壊	1F W14	1F W14
△	壁梁初せん断破壊	-	-

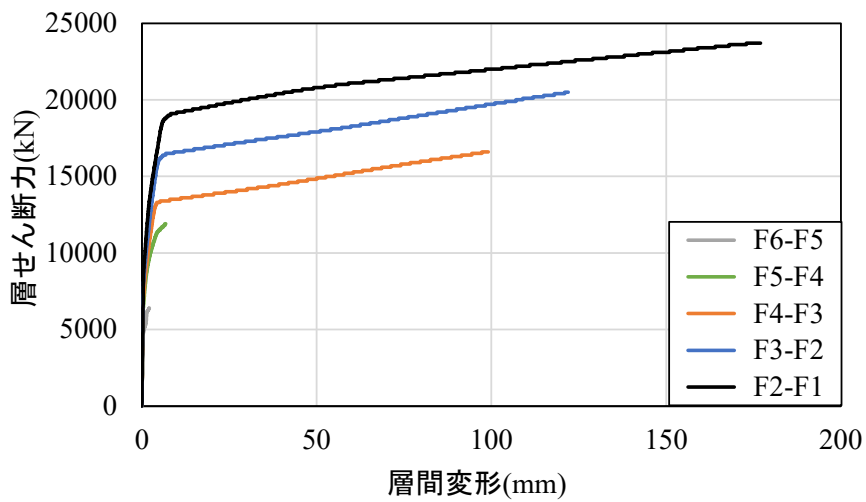
図 7.6.6-3 ベースシア係数-頂部変形関係

7.6.6.2 層せん断力-層間変形曲線

増分解析結果から得られた層せん断力-層間変形曲線を図 7.6.6-4 に示す。



(a) 改造前

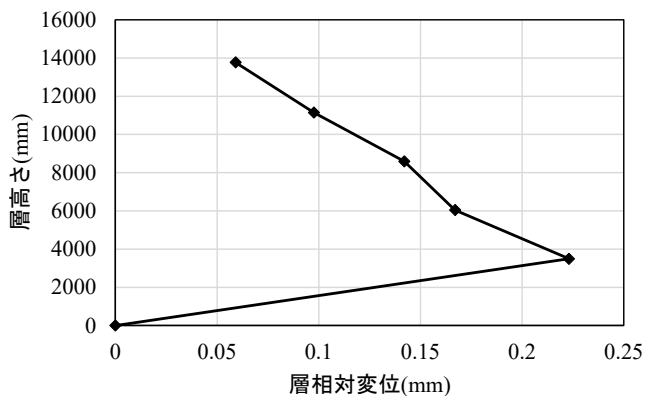


(b) 改造後

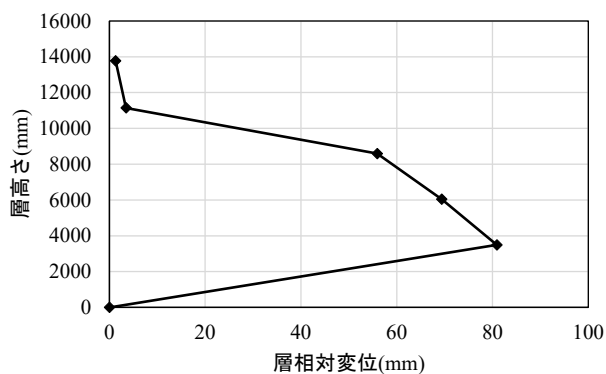
図 7.6.6-4 層せん断力-層間変形曲線

7.6.6.3 水平変位分布

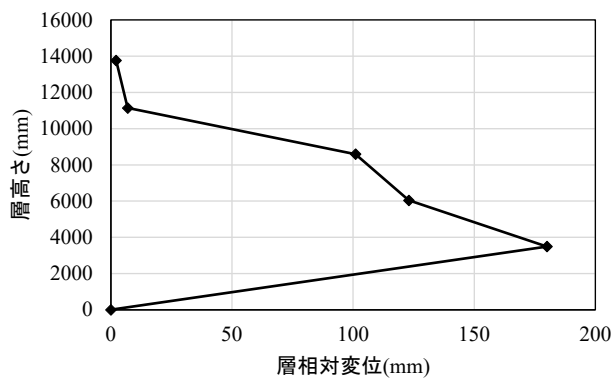
増分解析結果から得られた各層水平変位分布を図7.6.6-5に示す。



(a) ベースシア係数 0.2



(b) ベースシア係数 1.0



(c) 変形角 0.03rad

図 7.6.6-5 各層相対水平変位分布

7.6.6.4 保有水平耐力の確認

保有水平耐力 Q_u は耐力壁のせん断破壊する時点とする。なお、初めてせん断破壊する耐力壁は1階の W14 である。また必要保有水平耐力 Q_{un} 算定時の $D_s=0.55$, $F_{es}=1.0$ とした。地震時層せん断力 Q_{ud} の算出に関しては 7.4 節の式(7.4.2)を参考されたい。

表 7.6.6-1 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

階	D_s	F_{es}	$Q_{ud}(kN)$	$Q_{un}(kN)$	$Q_u(kN)$	Q_u/Q_{un}
5	0.55	1.00	5807	3194	4860	1.52
4			10785	5932	9030	1.52
3			15059	8282	12600	1.52
2			18577	10217	15600	1.53
1			21524	11838	18000	1.52

表 7.6.6-2 耐力壁のせん断破壊時と最大層間変形角 1/200 の時点の水平力

階	せん断破壊時	層間変形角1/200
	step	step
	303	796
	層せん断力(kN)	層せん断力(kN)
5	4860	5210
4	9030	9680
3	12600	13500
2	15600	16700
1	18000	19300

7.6.6.5 機構図

増分解析結果から得られた機構図を図 7.6.6-6 から図 7.6.6-8 に示す。

用いた記号は以下の通り。

- ：曲げひび割れ強度に到達
- ：曲げひび割れ強度に到達
- △：せん断ひび割れ強度に到達
- ▲：せん断終局強度に到達

(1) ベースシア係数が 0.2 の時

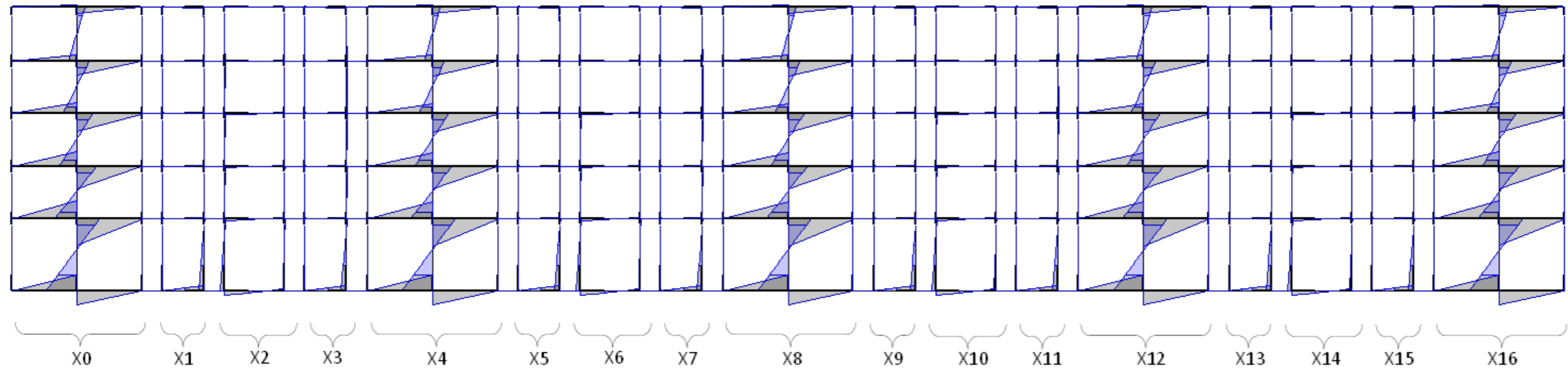


図 7.6.6-6 機構図(ベースシア係数 0.2)

(2) ベースシア係数が 0.55 の時

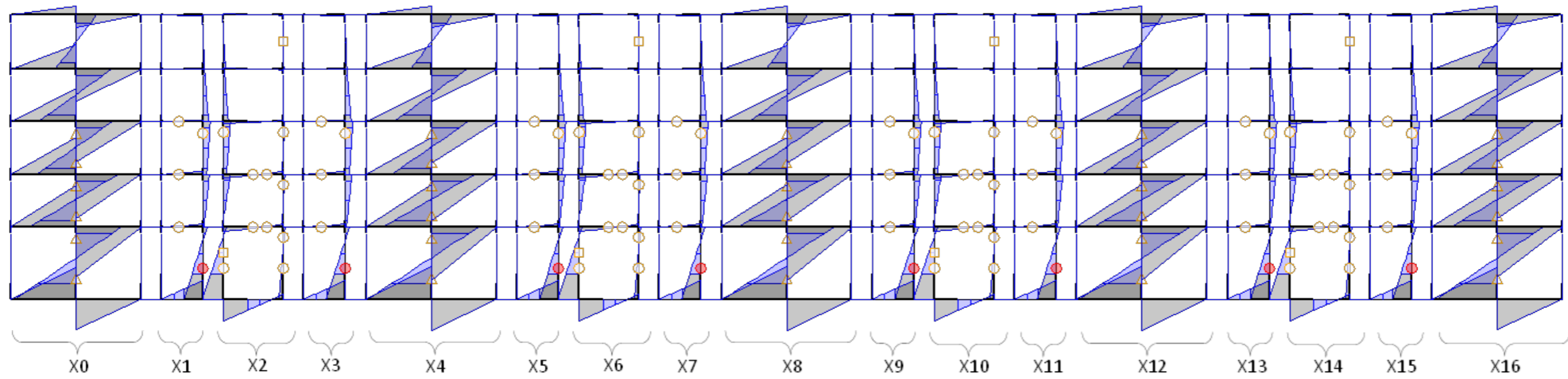


図 7.6.6-7 機構図(ベースシア係数 0.55)

(3) 耐力壁が初めてせん断破壊する時

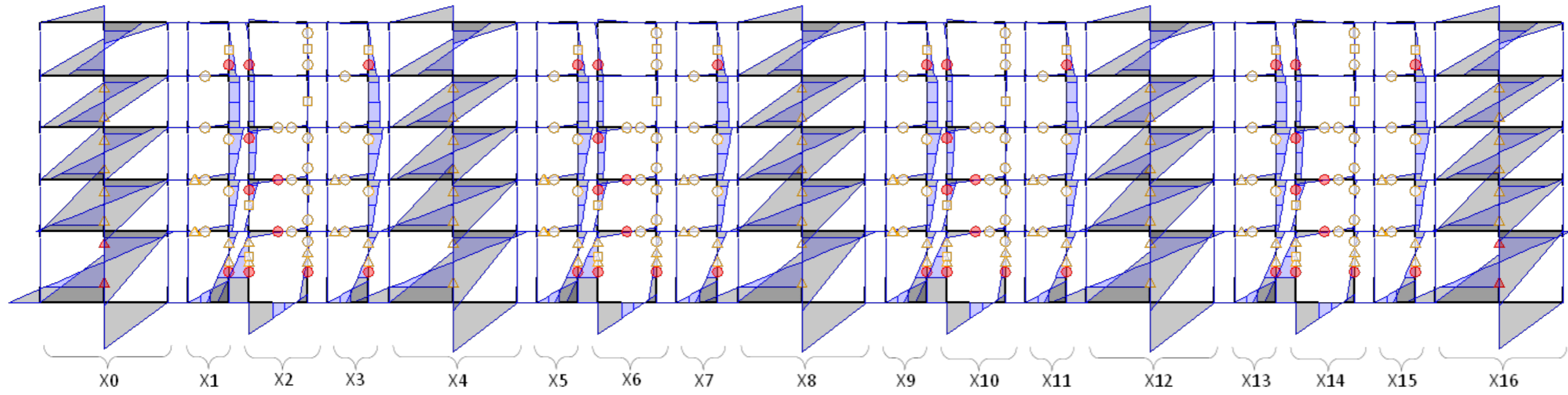


図 7.6.6-8 機構図(耐力壁初せん断破壊時)

7.6.6.6 新設開口が構造性能に与える影響

戸境耐力壁 W12 に新設開口を設けたことが建築物に与えた影響を確認するため、改造前後での主要な耐力壁の負担せん断力を表 7.6.6-3 に示す。なお、表 7.6.6-3 は各構面のせん断力の合計値を示している。

ベースシア係数 0.2 に到達する時点の全体変形角は改造前モデルで 0.004%、改造後で 0.005%である。この時点の改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 672kN 低下しており、これに対して X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担せん断力が 580kN 増加している。これは X2, X6, X10, X14 構面が失ったせん断力の 86%を X0, X4, X8, X12, X16 構面が負担していることを示しており、残りの 14%に該当する 91kN はほかの 8 構面で等分し負担している。

ベースシア係数 0.55 に到達する時点の全体変形角は改造前モデルで 0.014%、改造後で 0.031%である。この時点で改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 1087kN 低下しており、これに対して X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担せん断力が 727kN 増加している。これは X2, X6, X10, X14 構面が失ったせん断力の 67%を X0, X4, X8, X12, X16 構面が負担していることを示しており、残りの 33%に該当する 360kN はほかの 8 構面で等分して負担している。X0, X4, X8, X12, X16 構面の負担が 72kN 増加している。

両モデルともに最初にせん断破壊する部材は X0, X16 構面の耐力壁である。これらがせん断破壊した時点で改造後モデルの X2, X6, X10, X14 構面は改造前と比較して 2457kN 低下しており、この時の建築物全体の負担せん断力は改造前と比較して 2680kN 低下した。これより、開口を設置した構面における負担せん断の減少分が建築物全体のせん断力減少分の 92%を占めていることを確認した。

なお、開口の設置により発生するせん断力の伝達はスラブを介して行われるため、この時に構面間で伝達されるせん断力がスラブの許容せん断力を上回っていないか確認する必要がある。また、改造により大きなせん断力を負担する X0, X4, X8, X12, X16 構面について、ここでは構面の両端に剛のピン柱を設定しており、実際よりも大きな応力を負担している可能性があるため、引き続き検討の必要がある。

表 7.6.6-3 負担せん断力比較

		せん断力(kN)	
		改造前	改造後
ベースシア係数0.2	X0, X4, X8, X12, X16構面	2721	3301
	X2, X6, X10, X14構面	1065	393
	建物全体	4306	4306
ベースシア係数0.55	X0, X4, X8, X12, X16構面	6815	7542
	X2, X6, X10, X14構面	2805	1718
	建物全体	11842	11842
耐力壁初せん断破壊時	X0, X4, X8, X12, X16構面	12149	12077
	X2, X6, X10, X14構面	4922	2465
	建物全体	20839	18159

7.7 まとめ

本章では既存壁式RC住宅に新設開口を設置した場合に静的増分解析に基づいて安全性の検証を行い以下の知見が得られた。

- 対象建築物の桁行方向モデルについて、開口付き耐力壁のモデル化手法の違いが解析結果に与える影響を比較した。結果として、1枚の開口付き耐力壁とした場合は、複数の無開口耐力壁および壁梁とした場合に比較して架構の最大耐力と剛性は小さめに、各層間変形は大きく評価される。なお、どちらのモデルにおいても、ベースシア係数0.75以上であり十分高い耐震性能を有している。
- 対象建築物の張間方向モデルについて、直交方向部材による曲げ戻し効果を適切に評価するため構面の両端にピン接合柱（ピン柱）を設定した。モデルは①ピン柱を剛とした場合 ②ピン柱に直交部材の曲げ戻し効果を考慮した場合 ③ピン柱を設定しない場合 の主に3つである。ピン柱を設定することで必要保有水平耐力に対して十分な保有水平耐力を有した結果となったが、ピン柱を設定しないモデルの場合は保有水平耐力が小さく、実際の地震挙動を考慮すると過小評価であると考えられる。また、ピン柱を剛とした場合は下層階に変形が集中し、せん断変形が卓越した挙動であることに対し、その他のモデルは各階の変形が概ね等しく曲げ変形が卓越した挙動であることを確認した。なお、ピン柱に曲げ戻し効果を考慮した場合のモデルについては、耐力壁中心位置に設定する曲げばねの評価範囲を直交壁付き耐力壁とした場合と面内壁のみとした場合の2通りで検討したが、前者は実際の断面を重複して算定するため、剛性を僅かに過大評価した。
- 張間方向の戸境耐力壁に連層の新設開口を設けた場合を想定して改造後の構造性能評価を行い改造前と比較した。本章では構面に剛のピン柱を設定した張間方向モデルを基に改造後のモデルを作成している。開口設置に伴い建築物全体のせん断力が低下するが、その減少分のほとんどは開口を設置した構面のせん断力減少分である。また、新設開口を設けた影響により弱い構面から強い構面へ構面間でせん断力の受け渡しが行われているため、この際にスラブがせん断破壊するかどうかを既往の研究^[7.6-1]に従い確認し、場合によってはスラブを補強する必要がある。
- 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比率は開口設置前の張間方向において1.8程度であり非常に高い値となっている。開口設置後においても1.5程度となっており、必要保有水平耐力を十分満足することが確認された。このことから元々高い保有水平耐力を有している壁式RC造住宅の張間方向の耐力壁に新設開口を設置することは適切な補強を行う場合、保有水平耐力上問題はないと思われる。なお、今後張間の新設開口が桁行方向の構造性能に与える影響を検討する必要がある。

参考文献

- [7.4-1] 建築研究所ほか監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- [7.4-2] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- [7.4-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- [7.5-1] 平成 29 年度建築基準整備促進事業 M4.長期優良住宅における鉄筋コンクリート壁式構造の損傷防止性能の評価の合理化に関する検討，
<https://www.mlit.go.jp/common/001234590.pdf>
- [7.6-1] 日高悠樹ほか：部材実験と建物モデルの解析による躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造特性評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No2，pp.835-840，2019

第8章

あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

8.1 はじめに

本章では、メインストックの1つである壁式鉄筋コンクリート造共同住宅において、利用空間の拡大を目的とした2戸1利用や住宅から他用途への用途変更等を想定して、住戸間の戸境壁に出入口の開口を新設する躯体改造工事の施工実験を行った。

開口新設にあたり、新設開口廻りの開口補強筋の定着には、あと施工アンカーを用いることとし、施工実験として、実験室内での2.5層架構試験体に対する新設開口施工実験(8.2.1節)、解体予定の実建物を用いた施工実験(8.2.2節)を行い、実験室と現場の試験結果の比較、あと施工アンカーを用いる場合の施工時の課題、施工管理上の留意点を報告する。

8.2 施工手順と管理手法

8.2.1 壁式架構試験体を対象とした検討

8.2.1.1 計画方針

建築研究所実大構造物実験棟で製作した2.5層の壁式連層耐力壁架構試験体に対して、連層の新設開口を施工するとともに、開口周辺の部材の補強を行う、施工実験を実施した。施工実験における監理項目については、営繕の建築改修工事監理指針^[8-1]および公共建築改修工事標準仕様書(建築工事編)^[8-2]を参考に確認した。

8.2.1.2 試験体概要

対象建物は、1970年代に建設された5階建て壁式構造の共同住宅であり、その戸境耐力壁を対象としたEV増設にともなう廊下の新設のために、1層を除くすべての層に連層の新設開口を設けることを想定し、戸境耐力壁の1層上部から4層下部までを模した、壁式連層耐力壁架構試験体を製作した。試験体配筋図を図8.2.1-1に示す。試験体製作の都合上、4層部(試験体最上部)には加力用のスタブを設け、新設開口は既設の状態としている。また、2層部の新設開口設置後の壁端部あと施工アンカーの定着性状の確認のため、1層の上部600mmの壁部分も試験体に設けた。

面内壁厚さは150mmであり、壁筋は9φ@200mmのシングル配筋とした。また、壁厚の6倍程度に相当する長さの直交壁(壁厚250mm)も設け、厚さ110mmの床スラブも設置した。面内壁と直交壁の交差部には2-D13を配筋した。

使用コンクリートは、呼び強度18N/mm²(設計基準強度16N/mm²)の普通コンクリートである。鉄筋は、壁筋に使用した丸鋼9φがSR235、その他はSD345、SD390とした。

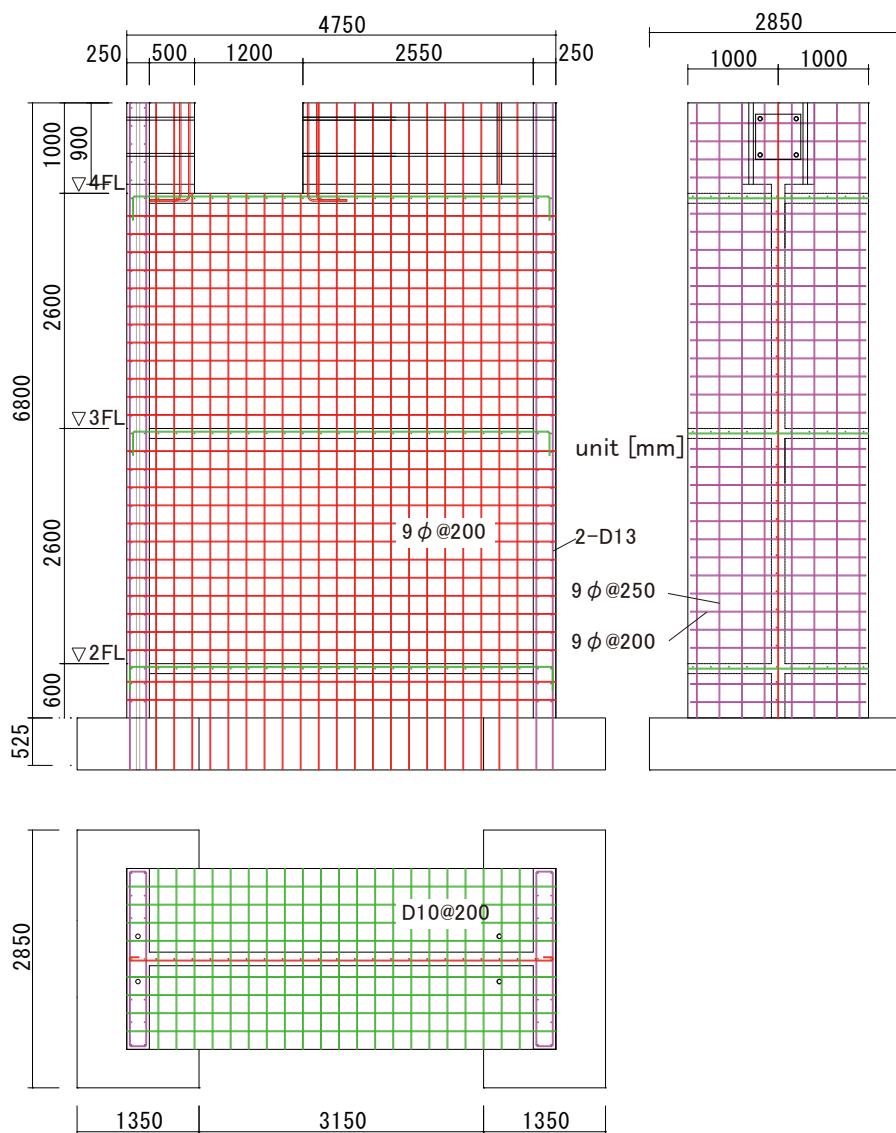


図 8.2.1-1 2.5 層連層耐力壁架構試験体 配筋図

8.2.1.3 新設開口設置補強概要

既存耐力壁試験体に対し、2,3 層に連層の新設開口を設け、周辺部材の補強も施した。補強後の試験体の補強部周辺の配筋図を図 8.2.1-2 に示す。

新設開口の大きさは高さ 2.0m、幅 1.2m とした。開口部を湿式のウォールソーで切り出し、曲げ補強筋としてあと施工アンカーを設置する耐力壁端部について、既存壁横筋をはつり出した。補強部材との打継面となる部分について、目荒らしを施した。続いて、壁梁補強部について、外付けの鉄筋コンクリート造壁梁と既存壁梁相当部との一体性を確保するため、D16 の通し筋を等間隔に設置した。面外方向に $\phi 25\text{mm}$ のコア抜きを行い、通し筋を設置したうえで周辺部にグラウトを充填した。外付け壁梁の主筋は上端・下端それぞれ 1-D16 とし、両側外付け壁梁の合計で、壁式規準^[8-3]における壁梁の最少曲げ補強筋量の規定を満たすように設計した。外付け壁梁部には、呼び強度 27N/mm^2 の普通コンクリートを打設した。

次に、耐力壁端部の補強部について、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを施工した。穿孔は湿式コアドリルにより行い、穿孔径はひずみゲージ付きのアンカーは25mm、ゲージなしのアンカーは20mmとした。接着剤はエポキシ樹脂系を使用し、アンカー筋はD16(SD345)を用いた。アンカー筋の本数、埋め込み長さについては、図8.2.1-2に示すとおりであり、壁式規準における耐力壁および壁梁の最少曲げ補強筋量の規定を満たすようにした。また、あと施工アンカーの施工にあたっては、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に従い、品質管理計画・施工要領の確認、施工前の確認（施工箇所、施工者の技能等）、施工時の品質管理、施工後の検査を実施した。

耐力壁補強部の横筋については、180度フック加工したD10を、既存部横筋に片面フレア溶接した。また、補強部の縦筋については、あと施工アンカーと重ね継手としRC規準における大地震時の安全性確保のための必要継手長さを満足するように設計した。耐力壁補強部には、呼び強度45N/mm²の普通コンクリートを打設した。

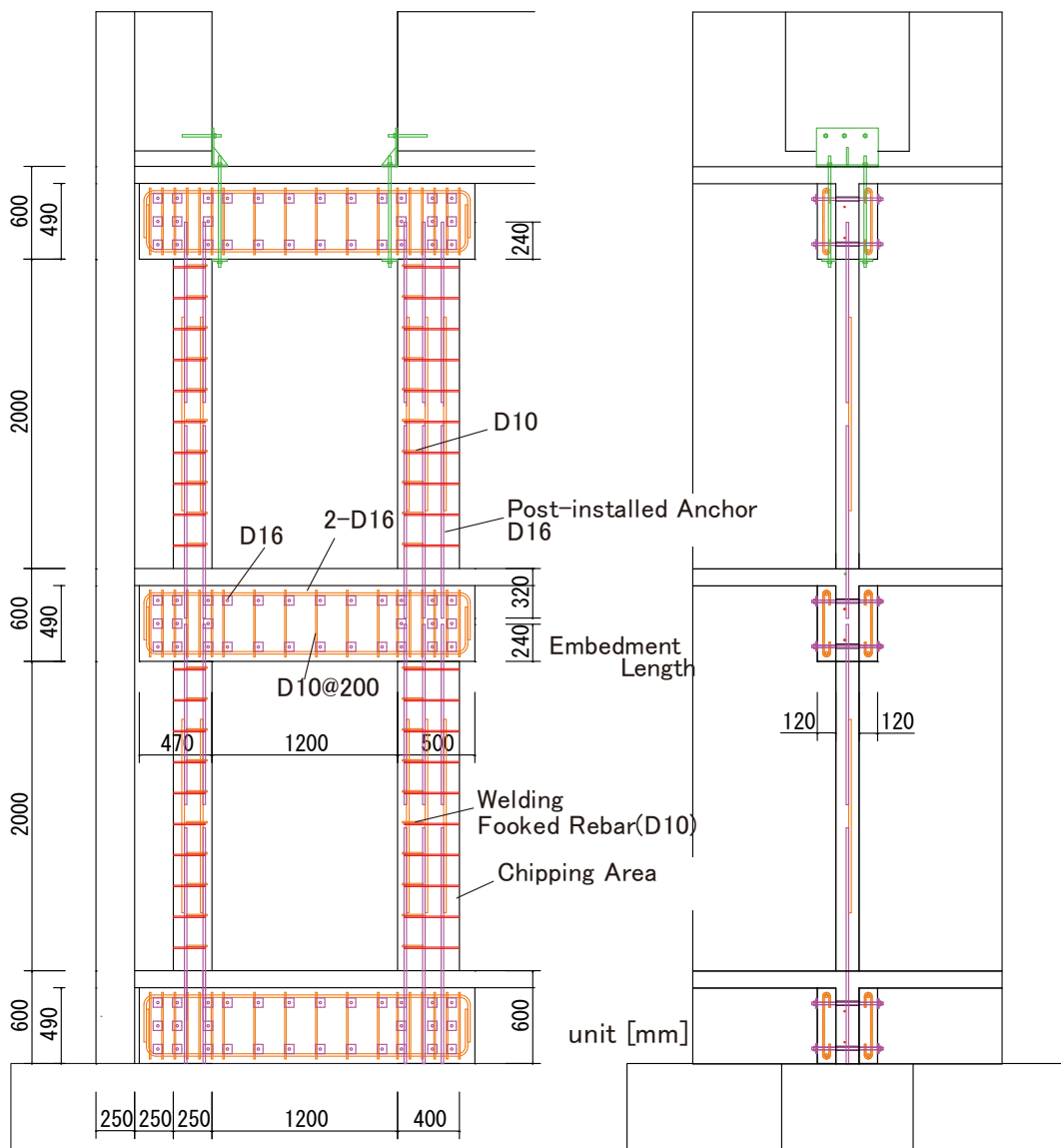


図 8.2.1-2 2.5 層連層耐力壁架構試験体 新設開口補強概要

8.2.1.4 施工の手順および実施工程

本試験全体およびそれにかかる施工の手順は以下の通りである。

(1) コンクリートコア抜き工事（強度試験用供試体，壁梁補強部の通し筋およびコンクリート打設孔）

既存壁コンクリートの発現強度の確認，壁柱補強用のあと施工アンカーの付着強度を確認するためのスライス供試体の製作，および，壁梁補強コンクリート打設用・充填確認用の孔の設置のため，コンクリートのコア抜き工事を実施する。

(2) 新設開口設置工事（カッター工事・はつり工事）

新設開口部の設置のため，コンクリートカッター工事およびはつり工事により，開口周辺部および壁柱補強範囲を考慮した開口周りの既存壁横筋をはつり出し，打ち継ぎ面に目荒らし処理を行う。

(3) 壁梁補強工事

連層で設けた新設開口上下の耐力壁部分を，外付け壁梁で補強する。外付け壁梁と既存部との一体性を確保するための通しボルトを設置するため， $\phi 25$ 程度の貫通孔を設け，通しボルト設置後にグラウトを充填する。その後，梁主筋，あばら筋を配筋し，コンクリートを打設する。使用するコンクリートは，呼び強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ を採用する。

(4) あと施工アンカー工事（壁柱補強部のあと施工アンカー）

新設開口部両側の耐力壁の端部に，曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを施工する。アンカー筋は D16 とし，埋め込み深さはアンカー筋の降伏が先行するように設計した。あと施工アンカーの施工にあたっては，接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に従い，品質管理計画・施工要領の確認，施工前の確認（施工箇所，施工者の技能等），施工時の品質管理，施工後の検査を実施する。

(5) 耐力壁端部補強工事

耐力壁補強部の横筋は，180度フックに折り曲げ加工した D10 鉄筋を，はつり出した既存壁横筋に片面フレア溶接する。補強部縦筋は曲げ補強筋として施工した接着系あと施工アンカーに重ね継手で配筋する。型枠設置後，コンクリートを打設する。靱性を確保するため，呼び強度 45N/mm^2 の普通コンクリートを打設する。

8.2.1.5 施工結果

8.2.1.5-1 コンクリートコア抜き工事

(1) 施工結果

コア抜き工事に先立ち既存部鉄筋位置の確認および墨出しを行った。

圧縮試験用、および、あと施工アンカーの付着試験用のコアコンクリートは、開口部切り出し部分から、図 8.2.1-3 に示す位置で採取した。コア径は、コア径 100mm の標準コアおよびコア径 75mm の小径コアの 2 種類とし、参考に高さ方向でのコンクリート強度の分布を確認するために、開口切り出し部の上段・中段・下段それぞれから、各径 6 本ずつ採取した。また、あと施工アンカーの付着試験用のスライス供試体を製作するために、スライス供試体用のコアコンクリートを中段位置から採取した。

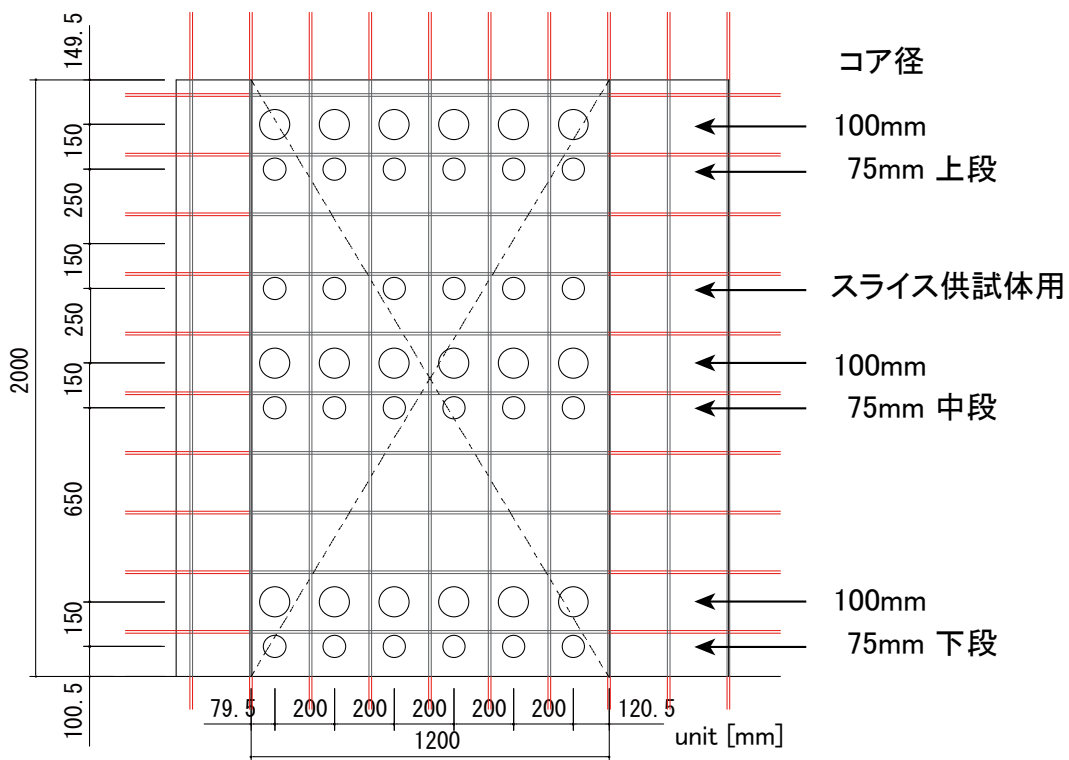


図 8.2.1-3 コア抜き位置



写真 8.2.1-1 鉄筋探査

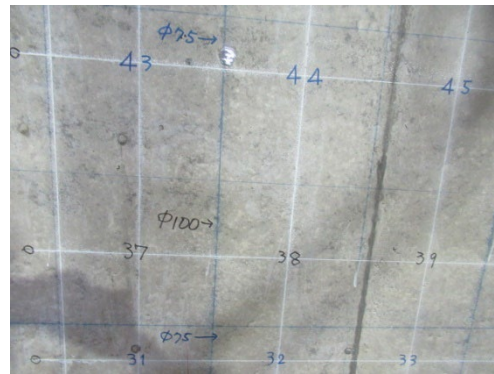


写真 8.2.1-2 墨出し



写真 8.2.1-3 コアボーリング



写真 8.2.1-4 コアボーリング後



写真 8.2.1-5 採取コア直径



写真 8.2.1-6 採取コア高さ

(2) 施工監理結果

コンクリートコア抜き工事に関しては、文献[8-1]に記載がないが、以下の様に実施した。

- 1) 使用機材について、事前に持込機材等使用届を提出し、使用する電動工具の接続端子や操作スイッチ等に不具合がないことを点検した。コアボーリングは SPZ252A2 を 2 台使用し、コアドリル用の変圧器 HDT 5 A を 1 台使用している。
- 2) 事前に、設計図書の確認および鉄筋探査・墨出しを行った。
- 3) コア抜き工事は、周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法として湿式工法を採用し、排水漏れや汚損等がないように養生して実施した。
- 4) コア抜き終了後、周辺やコア孔内の汚れを清掃した。

8.2.1.5-2 新設開口設置工事（カッター工事・はつり工事）

(1) 施工結果

図に示す位置に置いて、新設開口部の切断工事およびはつり出し工事を行った。

開口部の切断においては、開口周辺はコンクリートカッターを貫通させて切断し、

はつり出しを行う部分の周辺は、コンクリートカッターを壁厚の1/3程度まで入れて切り込みを入れた。その後、所定のはつり範囲のコンクリートを電動ハンマーによりはつり、横筋をはつり出した。

また、補強部との接合面となる位置において、チップングによる目荒らしを行った。

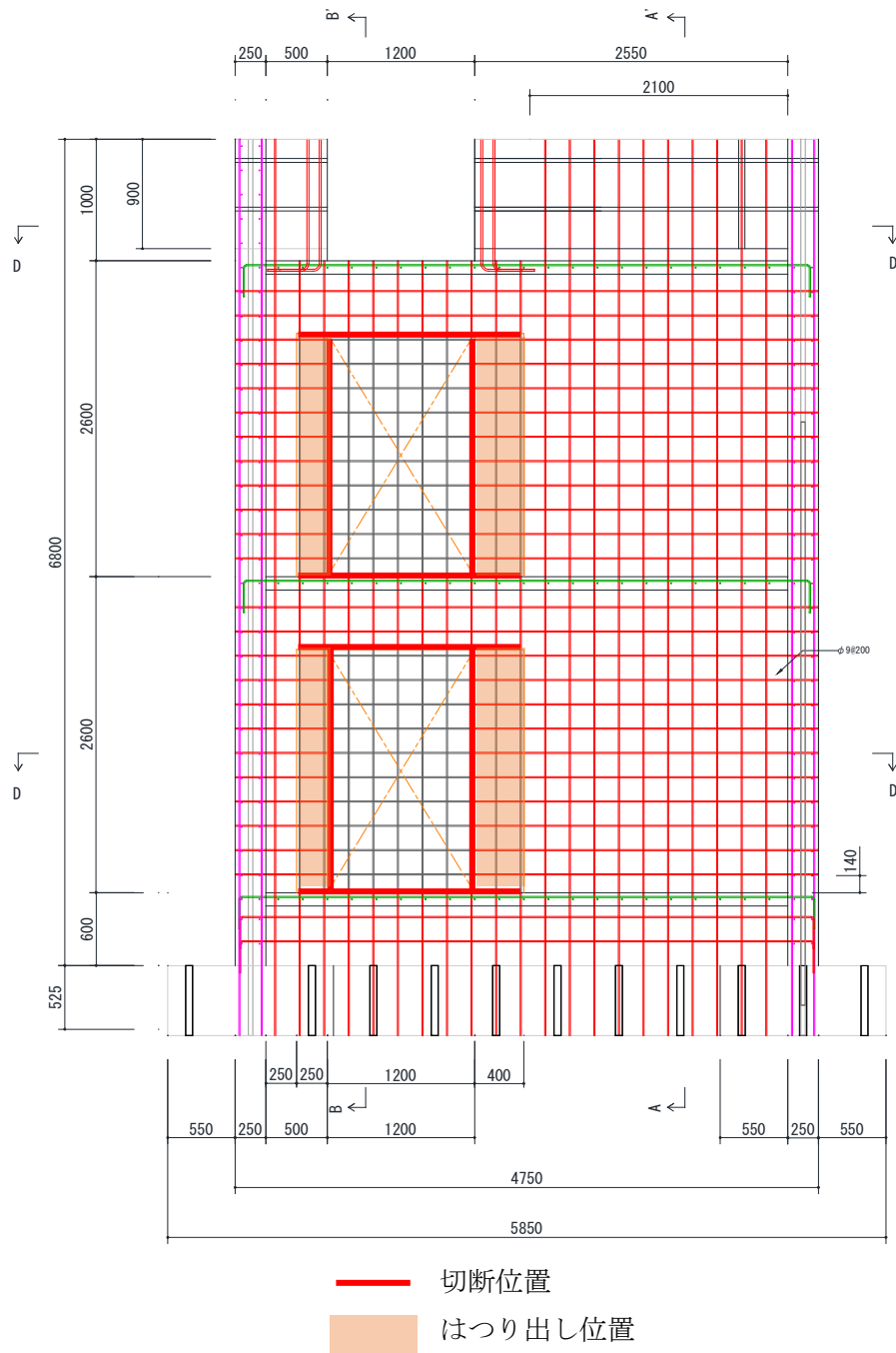


図 8.2.1-4 新設開口部の切断・はつり出し位置図



写真 8.2.1-7 新設開口部切り出し



写真 8.2.1-8 横筋はつり出し



写真 8.2.1-9 目荒らし状況



写真 8.2.1-10 発生材の処理

(2) 施工監理結果

営繕の建築工事監理指針に従い、カッター工事・はつり工事および目荒らし工事において、下記のとおり施工監理を行った。

○ カッター工事・はつり工事

- 1) 使用機材について、事前に持込機材等使用届を提出し、使用する電動工具の接続端子や操作スイッチ等に不具合がないことを点検した。カッター工事は、ウォールソーCDW401 およびディスクグラインダーPWS620 を使用した。はつり工事には、電動ハンマーHM0830 を2台使用した。
- 2) 事前に、設計図書の確認および鉄筋探査・墨出しを行った。
- 3) カッター工法について、周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動工法として湿式工法を採用した。
- 4) 施工位置周辺の床及び壁をビニールシート等で適切に養生した。
- 5) 切断位置を確認し、切断長、切断誤差等に配慮して、切断角部において、コア切

り込みを入れることで、切断長が長くなることを防止した。また、カッターで切り込みを入れる際に壁柱部のはつり出し鉄筋に損傷が及ばないようにした。

- 6) 残存部分において、ひび割れ等の損傷がないことを確認した。
- 7) はつり出した鉄筋の先端は、保護キャップ等で適切に養生した。
- 8) 工事終了後は周辺を清掃し、発生材は「建設副産物適正処理推進要綱」に従って適切に処理した。

○ 目荒らし工事

- 1) 既存構造体コンクリート表面は、目荒しを施したあと、はつきりくずや粉末を完全に除去する。
はつきりくず等は、清掃機具による吸引等により適切に除去した。
- 2) 既存壁・壁梁に施す目荒しは、電動ピック等を用いて、平均深さで2~5mm（最大で5~7mm）程度の凹面を、合計が打継ぎ面の15~30%程度の面積となるように全体にわたってつける
- 3) 既存構造体コンクリートに、ひび割れや豆板、空隙、はく離、剥落等の欠損部がある場合は補修を行った。

8.2.1.5-3 壁梁補強工事

(1) 施工結果

連層の新設開口に挟まれた耐力壁部分について、シングル配筋の外付け壁梁による補強を行った。補強部の配筋図を図8.2.1-5に示す。

外付け壁梁を既存部と一体化するために、D16（端部ねじ切り）の通し筋を設置した。通し筋用に、φ25の貫通孔を耐力壁部分に設け、通し筋設置後にグラウト（無収縮モルタル）を注入して固定した。また、補強部のコンクリートを施工するため、上階床スラブに、打設用孔（φ80）および充填確認孔（φ50）を設けた。

梁主筋（D16）およびあばら筋（D10@200）を配筋し、型枠設置後に、呼び強度27N/mm²の普通コンクリートを打設した。

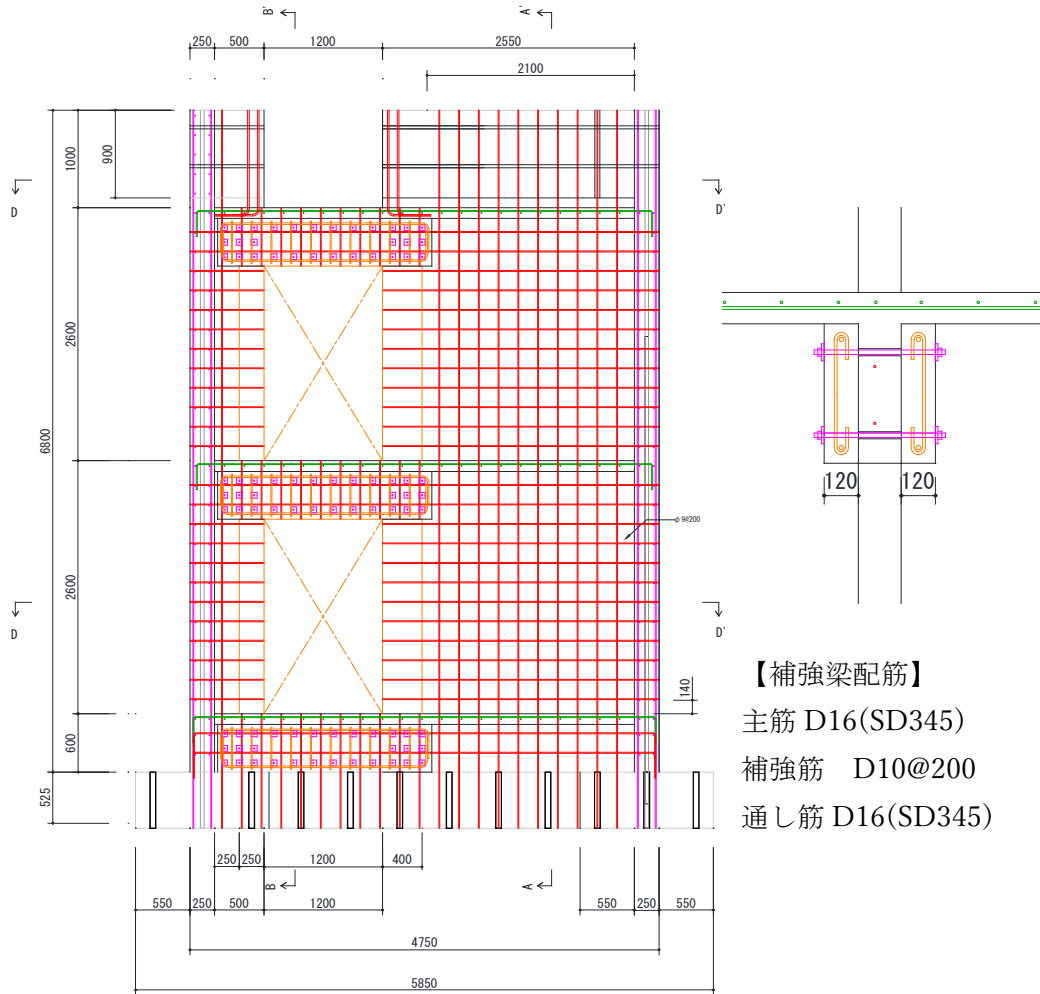


図 8.2.1-5 壁梁補強概要



写真 8.2.1-11 通し筋コア抜き位置



写真 8.2.1-12 グラウト注入用型枠



写真 8.2.1-13 壁梁配筋



写真 8.2.1-14 型枠



写真 8.2.1-15 打設用孔



写真 8.2.1-16 脱型後

(2) 施工監理結果

営繕の建築工事監理指針に従い、カッター工事・はつり工事および目荒らし工事において、下記のとおり施工監理を行った。

○ 通し筋の設置

- 1) 通し筋用コア内の清掃状況を確認し、汚れがあれば清掃を行う。
- 2) 通し筋を、型枠（テンプレート等）を用いて精度よく設置し、グラウト注排出口を設ける。
- 3) グラウト注入に先立ち床面や壁面をビニールシート等で養生する。
- 4) グラウト材は市販品の無収縮モルタルを使用し、練り混ぜ時間は所定の時間とする。
- 5) コア内の乾燥が著しい場合は、予めスプレー等で水湿しを施す。
- 6) グラウト材はグラウトポンプを用いて、毎分 4～5 リットルの緩やかな吐出量で注入する。
- 7) 排出口からグラウト材が排出されるのを確認してから、注排出口に栓をする。
- 8) 強度試験用の供試体(φ5×10cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。
- 9) グラウト注入終了後は周辺の清掃を行う。
- 10) 型枠の解体はグラウト材の強度発現（通常材齢3～5日）を確認してから行う。
- 11) 型枠等の発生材を撤収し、コンクリート打ち継ぎ面や周辺の清掃を行う。

○ 配筋・型枠工事

- 1) 設計図書に基づいて壁梁の位置出しを行う。
- 2) サポートなどを用いて、梁底の型枠を設置する。
- 3) ひずみゲージ位置図に基づいて壁梁配筋にひずみゲージを貼る。
- 4) 配筋図に基づいて壁梁の配筋を行い、スペーサー等を用いて、鉄筋のかぶりを確保する。
- 5) 壁梁の側枠・木口枠をノロ漏れがないように堅固（通し筋ボルトを利用）に設置する。
- 6) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

○ コンクリート打設

- 1) コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
- 2) 生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体(φ10×20cm)24本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。
- 3) ポンプ車により壁梁上部床のコンクリート打設孔(φ80)よりコンクリートを投入し、確認孔(φ50)より充填状況を確認する。
- 4) コンクリートの締め固めは、棒状バイブレーター及び外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行う。
- 5) 棒状バイブレーター掛けでは、バイブレーターの先端をできるだけ鉄筋や型枠に当てないように掛けるとともに、コンクリートが分離しないよう注意する。
- 6) 打設孔及び確認孔のコンクリート表面仕上げでは、床面より低くならないよう床面と平滑に仕上げるとともに、仕上げ完了後は急激な乾燥を防ぐため濡れウエス等で湿潤状態を保つ。
- 7) 型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。通し筋の両端ナット締は、コンクリートの強度の発現を確認してから行う。
- 8) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

8.2.1.5-4 耐力壁端部補強工事

(1) 施工結果

開口横の耐力壁端部の補強を行う。曲げ補強筋として、あと施工アンカーを施工する。あと施工アンカーの施工の詳細については、8.3.1節にて記載する。

はつり出した既存部壁横筋に対して、180度フックに加工したD10鉄筋をフレア溶接し、壁縦筋を配筋した。型枠設置後、呼び強度45N/mm²の普通コンクリートを打設した。

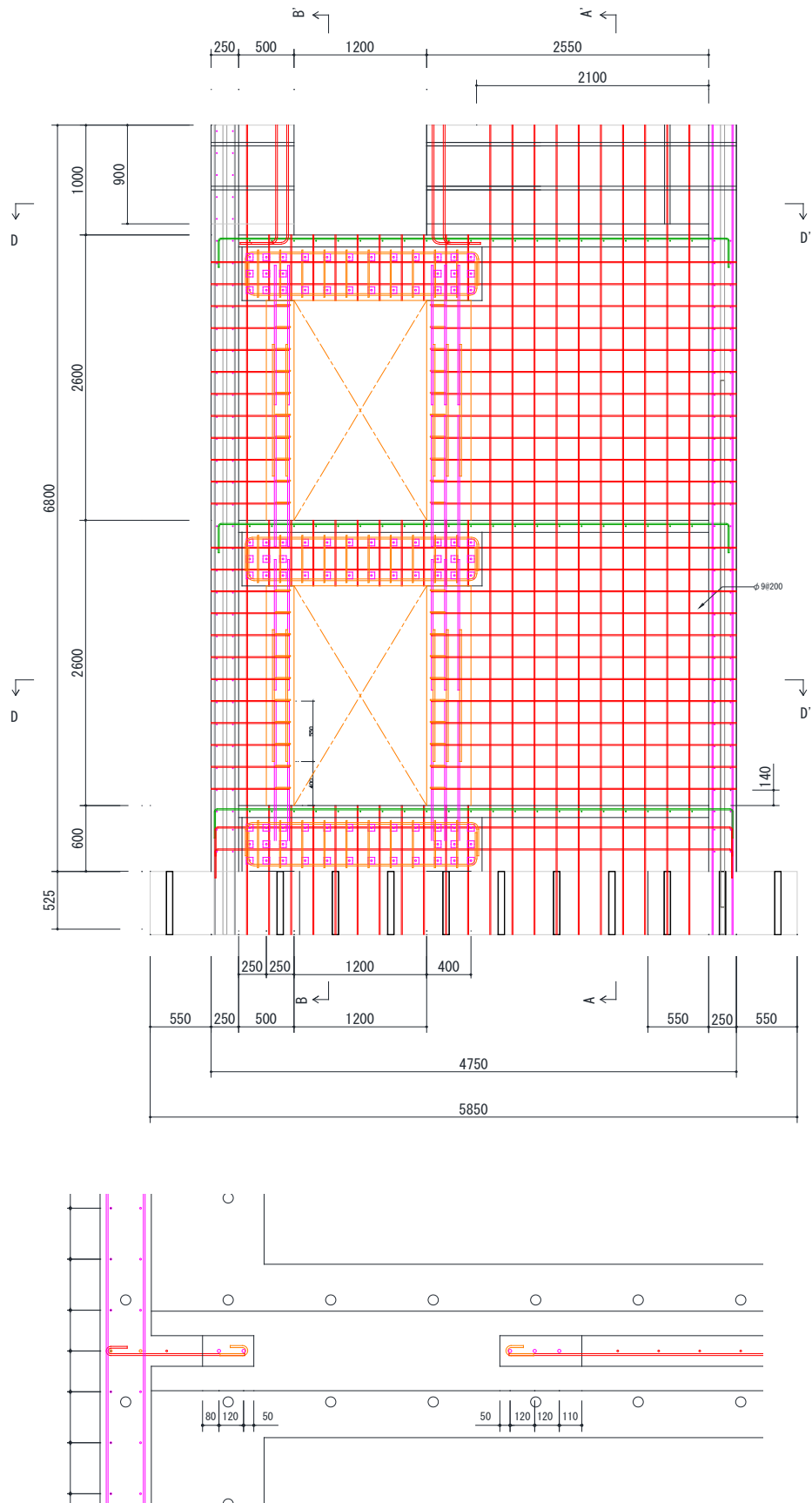


図 8.2.1-6 壁柱補強部配筋図



写真 8.2.1-17 横筋溶接



写真 8.2.1-18 配筋状況

(2) 施工監理結果

営繕の建築工事監理指針に従い、カッター工事・はつり工事および目荒らし工事において、下記のとおり施工監理を行った。

①配筋・型枠工事

- 1) 設計図書に基づいて壁柱の位置出しを行う。
- 2) 壁柱の縦筋は、配筋図に基づいて先行施工したアンカー筋に D16(SD345)を重ね継ぎ手とし、重ね継ぎ手は 35d (560mm) とする。
- 3) はつり出した壁柱の横筋 (9mm 筋) に片側フック付き鉄筋 D10 (SD295A) をアーク溶接する。溶接長さは片面 10d (90 mm) 以上、もしくは両面 5d (45mm) 以上としフレア溶接とする。溶接作業は有資格者がこれを行う。
- 4) 配筋及び溶接検査を行い、合格後に型枠工事を開始する。
- 5) 型枠はセパレーター等を用いて精度良く、ノロ漏れがないように堅固に設置する。
- 6) 上部にコンクリート流し込み用の投入口を設ける。

②コンクリート打設

コンクリート打設に先立って周辺を養生し、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。

- 1) ポンプ車でコンクリート投入口よりコンクリートを流し込み、外振型バイブレーターを用いて十分に締め固めを行う。
- 2) バイブレーター掛けでは、フォームタイの緩みやセメントペーストの漏れに注意する。
- 3) 型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。
- 4) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。
- 5) 生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体(φ10×20cm)24本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。

8.2.2. T団地住棟を対象とした検討

8.2.2.1. 計画方針

新設開口設置工事，アンカー施工，壁梁補強および耐力壁端部補強に関する施工工事では大きな振動・騒音が発生すること，アンカーに関する付着強度を確認するための引張試験を行うなどの理由から居住中や工事中の建物での実施は困難であるため，施工実験を行う実建物は，全居住者が退去している元集合住宅とした。

施工方法および管理は，基本的には，8.2.1 節の 2.5 層壁式架構試験体と同様に実施した。試験体と実建物では，施工条件・施工環境が異なること，試験体に比べて実建物の躯体改造では，配筋の精度が均質ではないことから，関連規定などに従って，定められた品質管理項目に基づいて適切に施工されていることを確認する。

本試験は，実建物での施工において，適切に施工が管理された上での施工品質と施工性の実態を把握することを目的としている。アンカー施工にあたっては，施工管理シート^[8-4]を使用し，品質管理項目について確認しながら行った。詳細については，8.3.2 節を参照されたい。

8.2.2.2. 建物概要

表 8.2.2-1 に試験施工を行った建物概要，図 8.2.2-1 に建物外観，図 8.2.2-2 に建物の基準階平面図（住戸プラン）を示す。また，図 8.2.2-3 に基準階伏図を示す。

表 8.2.2-1 躯体改造に関する試験を実施した建物概要

所在地	茨城県取手市
建物用途	集合住宅（用途廃止後，解体）
竣工年	1975 年
構造形式・階数	壁式鉄筋コンクリート造・5 階建て
コンクリート設計基準強度	$F_c=150\text{kgf/cm}^2$



図 8.2.2-1 建物外観

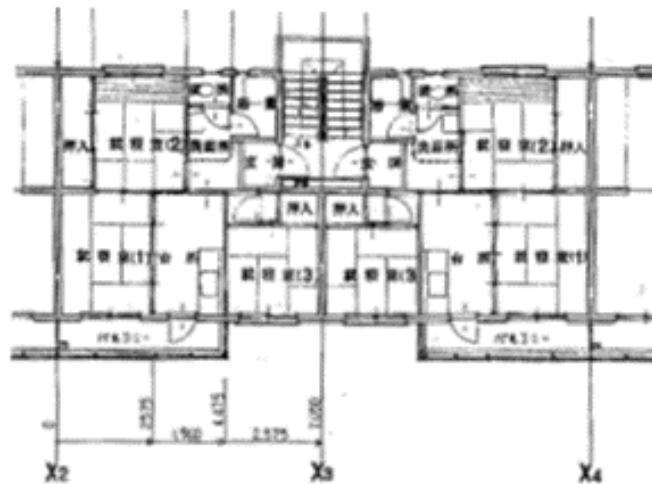


図 8.2.2-2 基準階平面図 (住戸プラン)

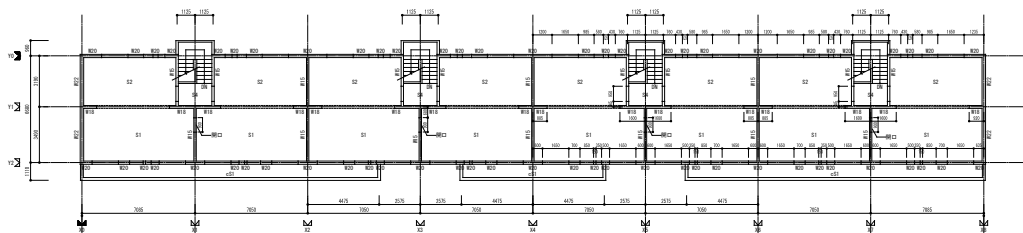


図 8.2.2-3 基準階伏図

8.2.2.3. 新設開口設置における構造部材

新設開口設置を行う部位の概要を表 8.2.2-2、構造体から採取したコアコンクリートの圧縮強度結果と推定強度並びに採用強度を表 8.2.2-3、新設開口設置を示した平面図を図 8.2.2-4、断面図を図 8.2.2-5 に示す。本試験施工では、戸境壁に開口を設け、開口際にあと施工アンカーを用いて補強することとしている。あと施工アンカーを打込むコンクリート強度によってあと施工アンカーに作用する付着強度が異なるため、当該箇所の近傍のコンクリートコアを採取することによって、実情に合った強度を求める必要があるためである。

コンクリートの推定強度は、あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン 8-4)に基づき下式によって求めた。

$$F = \min(X_{mean} - t \cdot s, F_c) \quad (8.2.2.3-1) \text{ 式}$$

ここで、 F : 接着系アンカーの設計に用いるコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

X_{mean} : 接着系あと施工アンカーを埋め込む部材もしくは当該部材の近傍の部材（ただし、同一日にてコンクリートを打設した部材）より採取したコンクリートコアの圧縮強度の平均値(N/mm²)

t : 片側不良率 0.05(95%下限値)を与える係数
(本施工では、コンクリートコア数 $N=3$ のため、 $t=2.920$)

s : コア圧縮強度の標準偏差で次式による。

$$s = \sqrt{\frac{\sum_i^N (X_{mean} - X_i)^2}{N-1}}$$

X_i : i 番目のコアコンクリート強度(N/mm²)

表 8.2.2-2 新設開口を設置する構造部位の概要

部屋番号・居室	201号室
部材の種類	耐力壁
部材の設計厚さ(断面)	150mm
耐力壁の長さ(芯-芯間)	3490mm
配筋	縦筋：φ13@150，横筋：φ13@150
実強度(3コアの平均)	32.6N/mm ²

表 8.2.2-3 構造体コアコンクリートの圧縮強度試験結果と採用強度

符号	補正後圧縮強度 [N/mm ²]			平均 [N/mm ²]	標準偏差 [N/mm ²]	推定強度 [N/mm ²]	採用強度F _c [N/mm ²]
	33.6	/35.4	/36.0				
1F-1/2/3	33.6	/35.4	/36.0	35.0	1.25	31.4	14.7
2F-1/2/3	31.2	/32.9	/33.9	32.7	1.37	28.9	14.7
3F-1/2/3	34.2	/35.6	/33.6	34.5	1.03	31.4	14.7

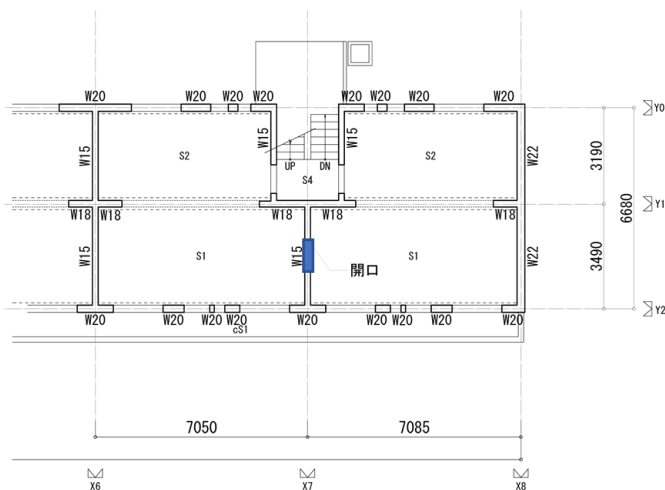


図 8.2.2-4 新設開口設置位置(平面図)

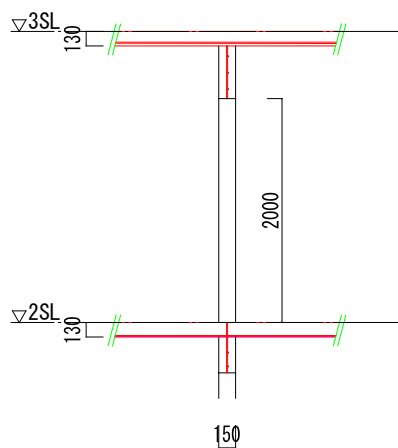


図 8.2.2-5 新設開口設置位置(断面図)

8.2.2.4. 施工の手順および実施工程

本試験全体およびそれにかかる施工の手順は以下の通りである。

- (1) コンクリートコア抜き工事（強度試験用供試体，壁梁補強部の通し筋およびコンクリート打設孔）

壁柱補強用のアンカーにおける引張耐力算出のため、および、壁梁補強用のコンクリート打設用の穴を設けるため、コンクリートコアを採取する。

(2) 新設開口設置工事（カッター工事・はつり工事）

新設開口設置のための開口設置するため、壁柱補強範囲を考慮した開口回りから500 mm程度大きい範囲において、既存鉄筋をはつり出し、新設開口を設ける。

(3) 壁梁補強工事

壁梁の補強には、既存壁梁に通し筋を用いて、鉄筋コンクリート造の新設壁梁を外付けし、一体性の確保を図ることで、耐震性能を向上させている。コンクリート打設には、靱性能確保のため、当時のコンクリート設計基準強度より高い、Fc42を採用している。

(4) あと施工アンカー工事（壁柱補強部のあと施工アンカー）

耐力壁端部補強に、曲げ補強筋の定着として接着系あと施工アンカーを配置した。施工に際して、施工前、施工中および施工後の試験は、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に則って実施した。

(5) 耐力壁端部補強工事

新設開口設置に伴うカッター工事・はつり工事にて切断した横筋に、180°フックの鉄筋をフレア溶接した。なお、打設するコンクリート強度は、(3)壁梁補強工事とよりも強度の高いFc45（設計基準強度）とし、靱性能を高めた。

8.2.2.5. 試験施工要領

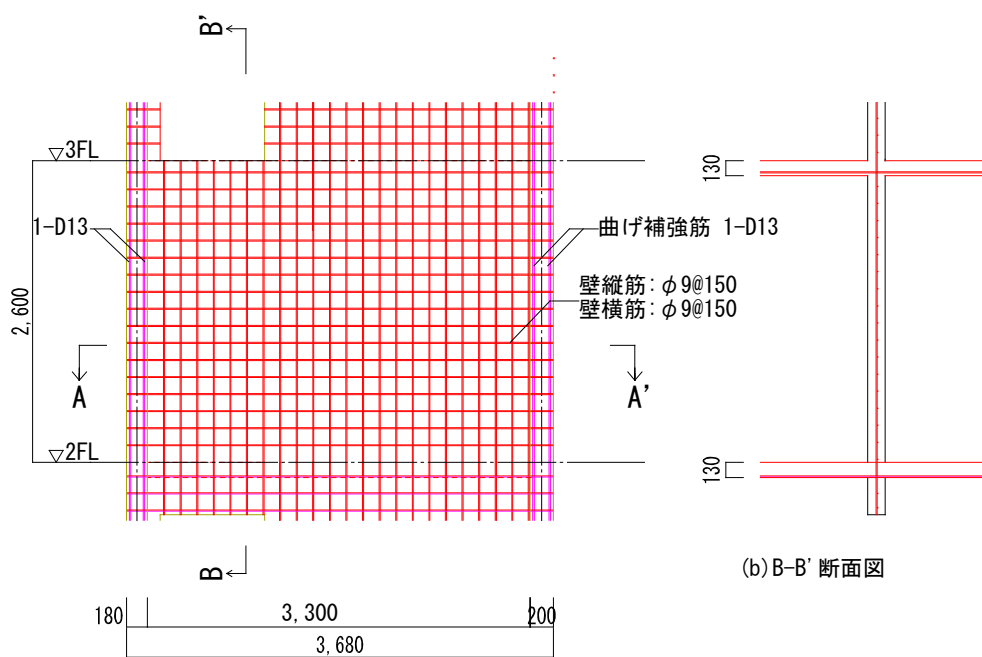
T団地で実施した、戸境壁への新設開口設置における試験施工手順と管理手法に関して、工事項目別に記載する。実施工程を表8.2.2-4に示す。なお、あと施工アンカーの監理方法については、8.3節を参照されたい。建設当時の設計図に記載の配筋・断面などを図8.2.2-6に示す。

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.2.2-4 施工の実施工程

2021年		1月															2月																																				
工程名	業者	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28										
内装撤去	準備																																																				
	工事																																																				
コア吹き・カッター新り	準備																																																				
	工事																																																				
壁架配筋・打設	配筋																																																				
	型枠																																																				
	打設																																																				
あと施工アンカー	準備																																																				
	工事																																																				
	自主検査																																																				
アンカー検査	検査																																																				
	配筋																																																				
	型枠																																																				
壁柱配筋・打設	配筋																																																				
	型枠																																																				
	打設																																																				
行事予定																																																					

2021年		3月																																																					
工程名	業者	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31																							
内装撤去	準備																																																						
	工事																																																						
コア吹き・カッター新り	準備																																																						
	工事																																																						
壁架配筋・打設	配筋																																																						
	型枠																																																						
	打設																																																						
あと施工アンカー	準備																																																						
	工事																																																						
	自主検査																																																						
アンカー検査	検査																																																						
壁柱配筋・打設	配筋																																																						
	型枠																																																						
	打設																																																						
行事予定																																																							



(a) 立面図

(b) B-B' 断面図

(c) A-A' 断面図

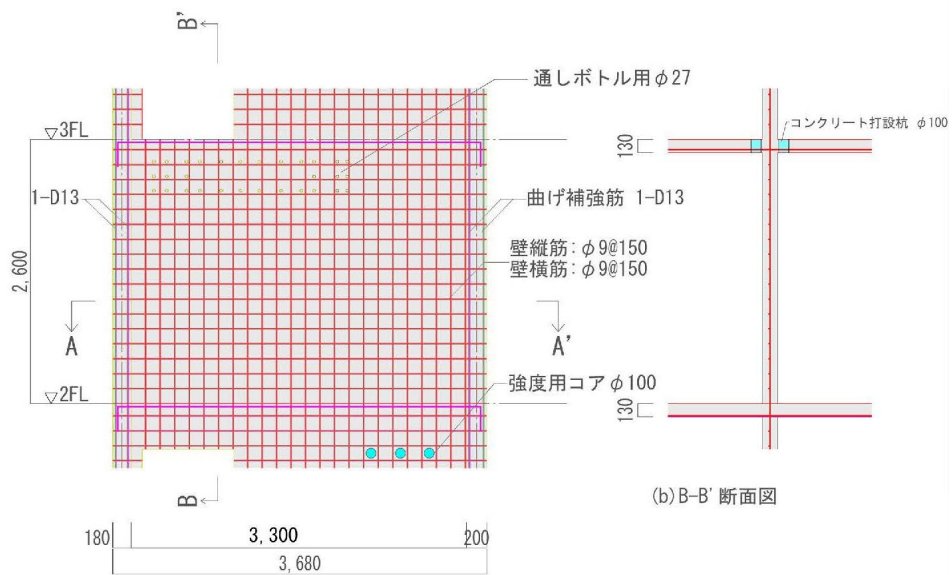
図 8.2.2-6 設計時の配筋図

(1) コンクリートコア抜き工事（強度試験用供試体，壁梁補強部の通し筋およびコンクリート打設孔）

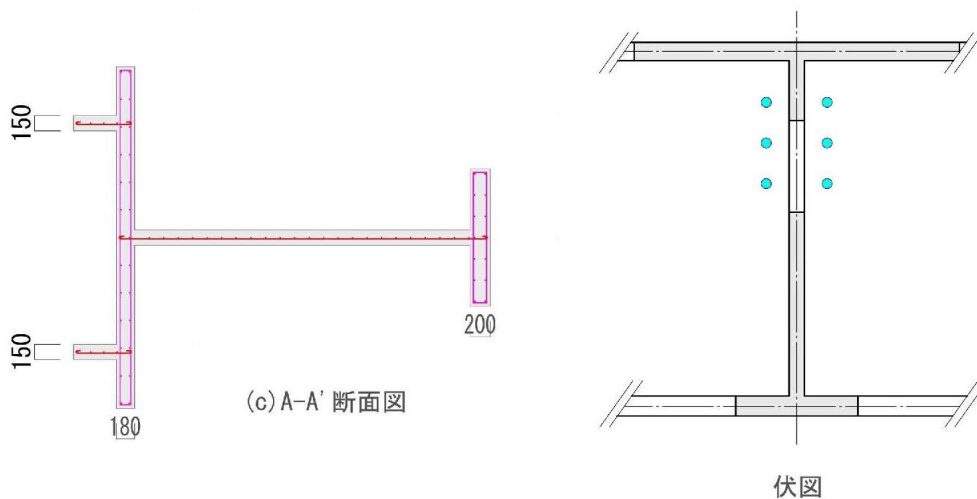
コア抜き位置を図 8.2.2-7 に示す。施工工程計画は以下の通りである。

- 1) 建設当時の設計図書を基に，鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび墨出しを行う。
 - 2) コンクリートコア抜き位置図に基づいてコア位置の墨出しを行う
- ※コアが鉄筋に干渉する場合は担当者と協議の上，位置を決定する。

- ※強度試験用供試体のナンバーリングをコンクリート面にマジック等で記載する。
- 3)コンクリートの強度試験用供試体のコア直径は、仕上がりが 100mm とし、壁梁補強部通し筋用は直径 27mm とする。
 - 4)コア抜き工事（湿式）では排水漏れや汚損がないよう養生する。
 - 5)コンクリート強度試験用の供試体は指定された場所に静置する。
 - 6)コア抜き終了後は周辺および通し筋用孔内の汚れを清掃し、使用機器を撤収する。



(a) 立面図



(c) A-A' 断面図

伏図

図 8.2.2-7 コンクリートリートコア抜き位置図

(2) 新設開口設置工事（カッター工事・はつり工事）

新設開口の切り出し及びはつり出し範囲を図 8.2.2-8 に示す。また、新設開口の切り出し及びはつり出し想定図を図 8.2.2-9 に示す。施工工程計画は以下の通りである。

- 1)建設当時の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび開口部の墨出しを行う。
- 2)カッター工法について、周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動工法を採用する。
- 3)施工周辺の床及び壁をビニールシート等で養生する。
- 4)切断位置を確認し、切断長、切断誤差に注意し切断するとともに、壁柱部のはつり出し鉄筋に損傷が及ばないように注意する。
- 5)切断残存部分にひび割れ等の損傷の有無を確認する。
- 6)壁柱部のはつり出し鉄筋の先端は、保護キャップ等で適切に養生する。
- 7)作業終了後は周辺を清掃し、発生材を適正に処理する。

※開口設置後の直下階の既存壁縦筋の端部処理については、折り曲げ定着かフックとする必要があるが、本試験施工では省略し、実施しない。

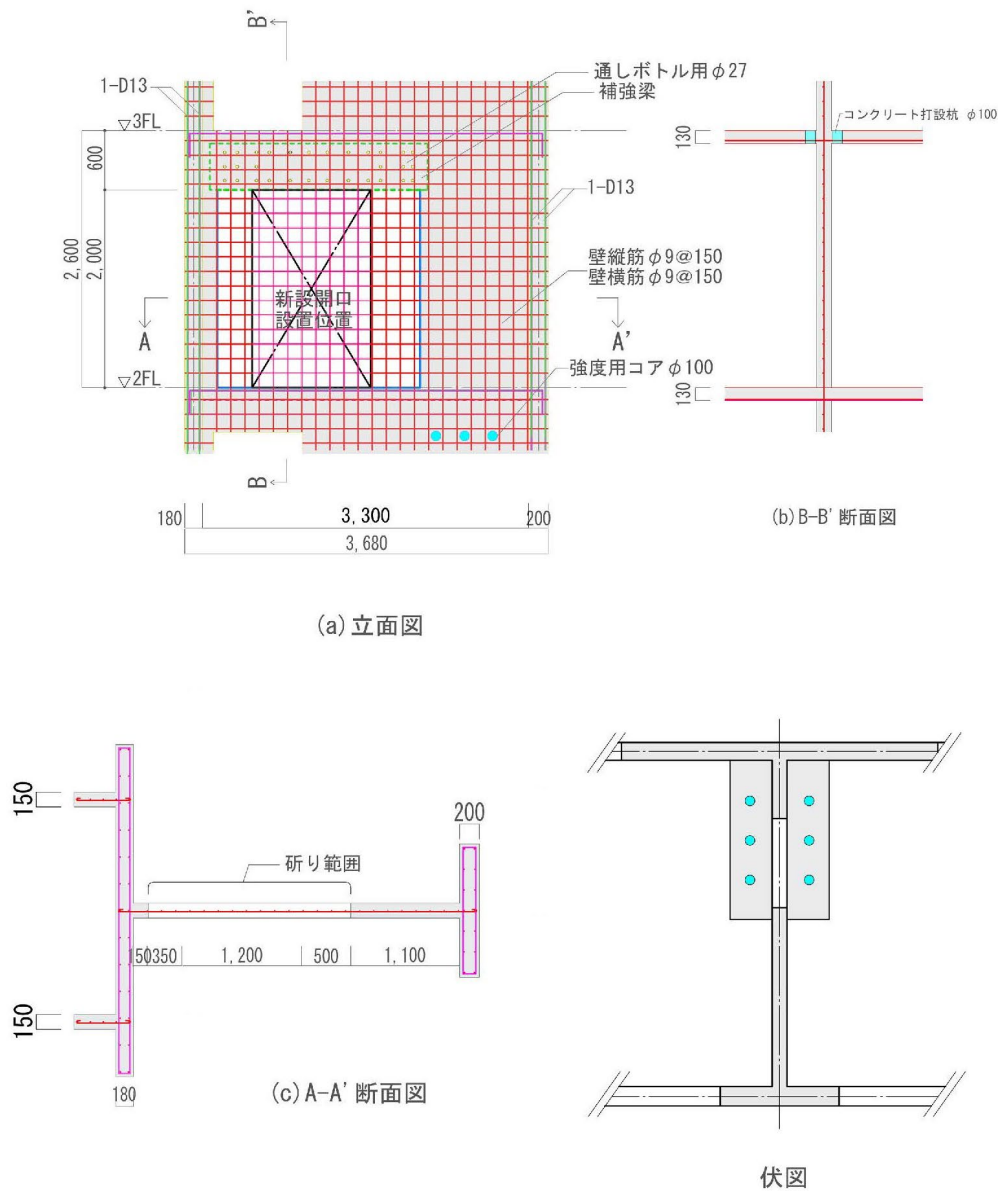
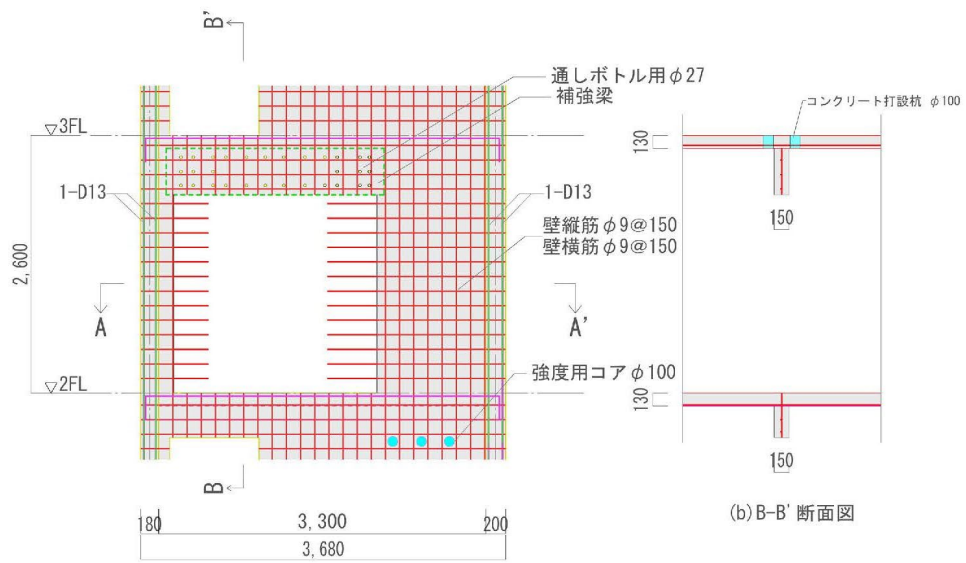
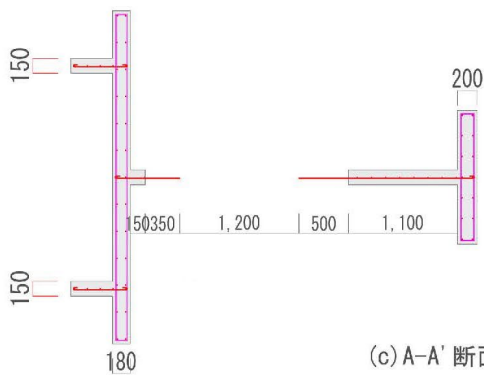


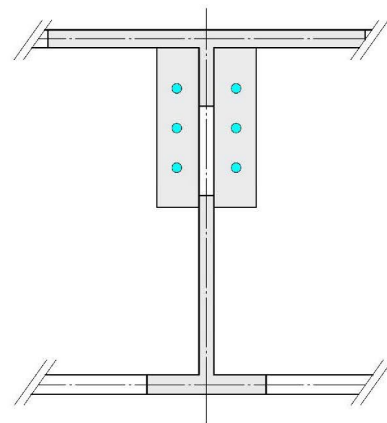
図 8.2.2-8 新設開口の切り出し及びはつり出し範囲



(a) 立面図



(c) A-A' 断面図



伏図

図 8.2.2-9 新設開口の切り出し及びはつり出し想定図

(3) 壁梁補強工事

壁梁補強工事の工程図を図 8.2.2-10～8.2.2-11 に示す。

1) 目荒らし工事

- ① 壁梁補強部分の既存構造体コンクリート表面に目荒らしを施す。
- ② 目荒らしの程度は電動ピック等を用いて、平均深さ 2～5mm 程度の凹面を合計が打継ぎ面の 15～30%程度の面積になるように全体に渡って実施する。
※目荒らしでは過度にコンクリート面を荒らさないで、他の部分にひびわれを生じさせないよう慎重に行う。
- ③ 目荒らしを施したコンクリート表面は、はつきりくずや粉末を完全に除去する。

2) 通し筋設置工事 (SD345-D16 両端 M16 ネジ切り)

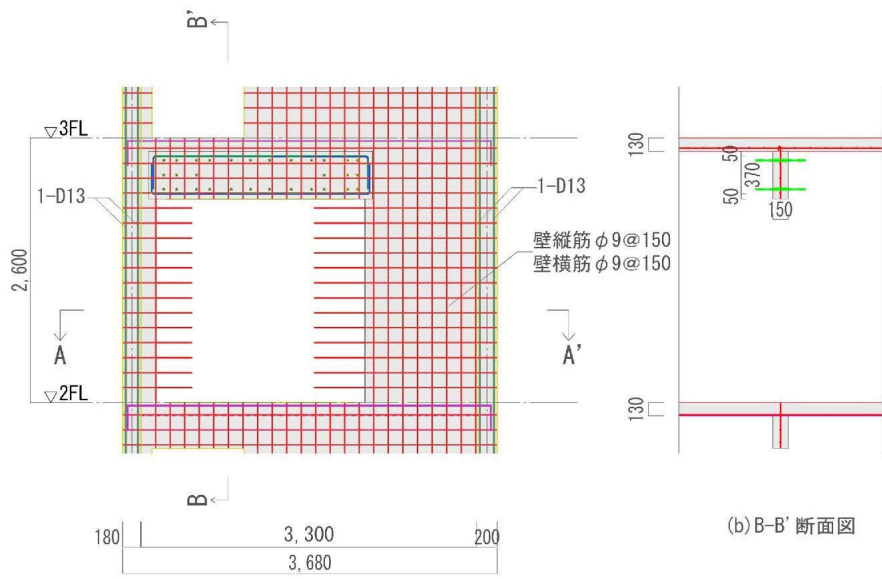
- ① 施工に先立ち、既存鉄筋の配筋状況を非破壊検査にて行う。計画したコア位置が干渉する場合は、監督員と協議の上、位置をずらす。その際、壁柱補強工事のあと施工アンカー筋と通しボルトが干渉しないことを確認する。
- ② 通し筋用コアを施工。
- ③ 通し筋用コア内の清掃状況を確認し、汚れがあれば清掃を行う。
- ④ 通し筋は型枠（テンプレート等）を用いて精度よく設置し、グラウト注排出口を設ける。
- ⑤ グラウト注入に先立ち床面や壁面をビニールシート等で養生する。
- ⑥ グラウト材は市販品の無収縮モルタルを使用し、練り混ぜ時間は所定の時間とする。
- ⑦ コア内の乾燥が著しい場合は、予めスプレー等で水湿しを施す。
- ⑧ グラウト材はグラウトポンプを用いて、毎分4～5リットルの緩やかな吐出量で注入する。
- ⑨ 排出口からグラウト材が排出されるのを確認してから、注排出口に栓をする。
- ⑩ 強度試験用の供試体(φ5×10cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。
- ⑪ グラウト注入終了後は周辺の清掃を行う。
- ⑫ 型枠の解体はグラウト材の強度発現（通常材齢 3～5 日）を確認してから行う。
- ⑬ 型枠等の発生材を撤収し、コンクリート打ち継ぎ面や周辺の清掃を行う。

3) 配筋・型枠工事

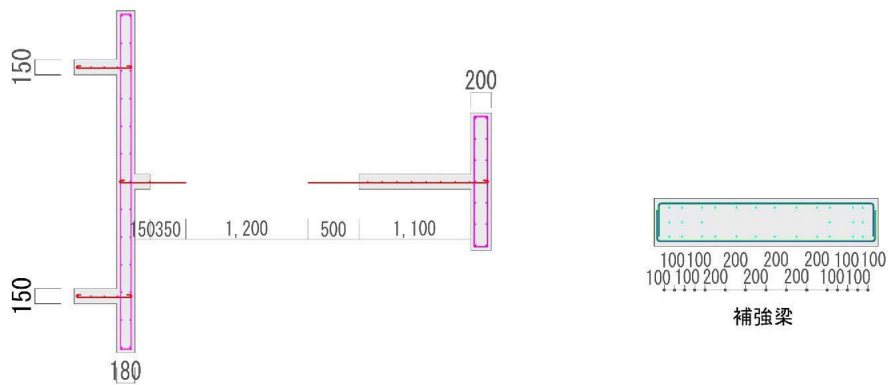
- ① 設計図書に基づいて壁梁の位置出しを行う。
- ② 梁底の型枠はサポートなどを用いて設置する。
- ③ 配筋図に基づき主筋を4-D16 (SD345) 帯筋はD10筋を開口部上部は@200mm, 壁部は端部から150mm, その他は@125mmにて壁梁の配筋を行い、鉄筋かぶりはスペーサー等を用いて確保する。
- ④ 壁梁の側枠・木口枠をノロ漏れがないように堅固（通し筋ボルトを利用）に設置する。
- ⑤ 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

4)コンクリート打設 (42-18-20N)

- ①コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
- ②生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体(φ10×20cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。
- ③ポンプ車により壁梁上部床のコンクリート打設孔(φ80~100)よりコンクリートを投入し、確認孔(φ50)より充填状況を確認する。
- ④コンクリートの締固めは、棒状バイブレーター及び外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行う。
- ⑤棒状バイブレーター掛けでは、バイブレーターの先端をできるだけ鉄筋や型枠に当てないように掛けるとともに、コンクリートが分離しないよう注意する。
- ⑥打設孔及び確認孔のコンクリート表面仕上げでは、床面より低くならないよう床面と平滑に仕上げるとともに、仕上げ完了後は急激な乾燥を防ぐため濡れウエス等で湿潤状態を保つ。
- ⑦型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。
※通し筋の両端ナット締は、コンクリートの強度の発現を確認してから行う。
- ⑧型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。



(a) 立面図



(c) A-A' 断面図

図 8.2.2-10 壁梁補強工事の工程図(外付梁配筋の状況)

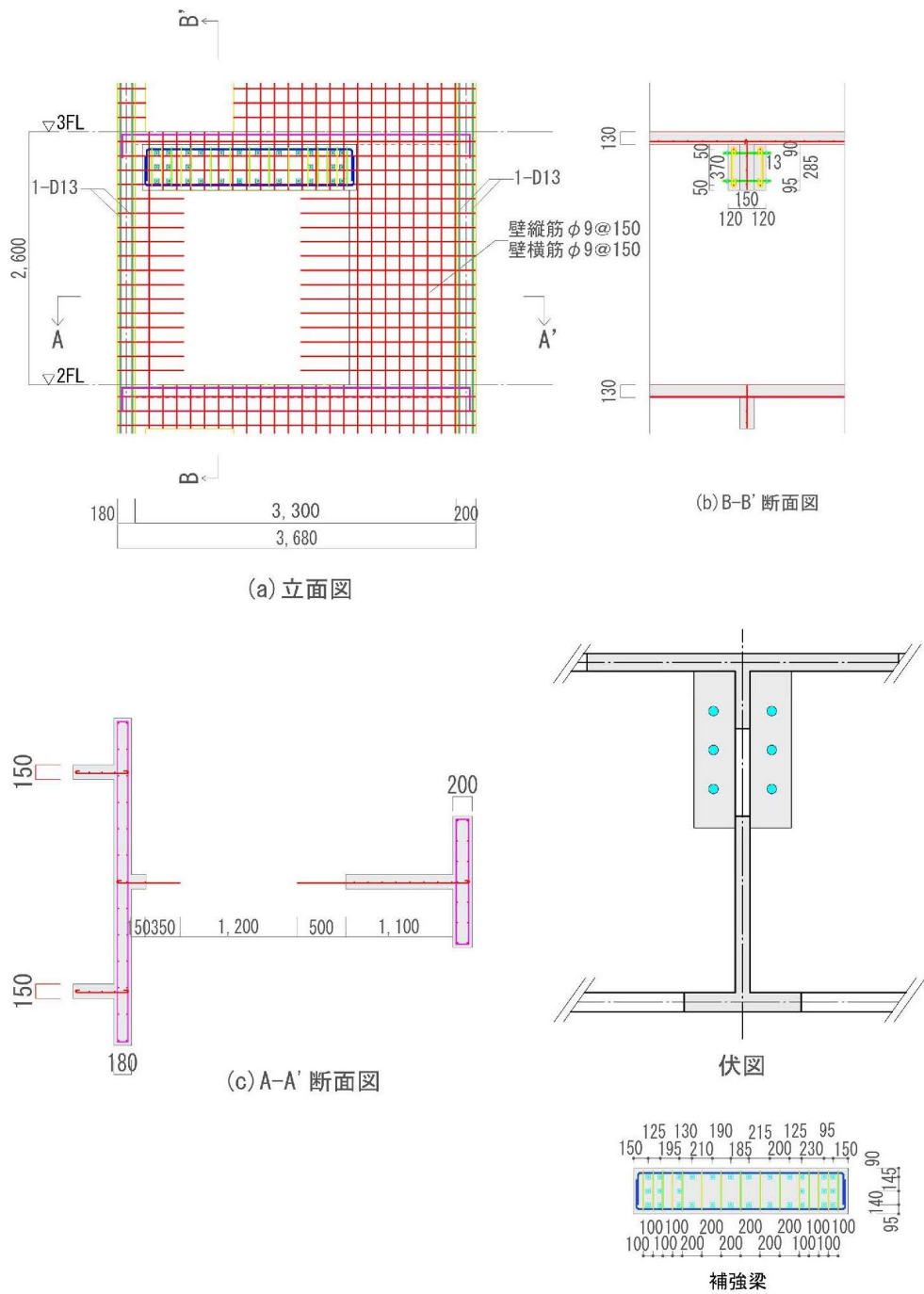


図 8.2.2-11 壁梁補強工事の工程図(外付け梁のコンクリート打設)

(4) あと施工アンカー工事（壁柱補強部のあと施工アンカー）

あと施工アンカー工事の工程図を図 8.2.2-12～8.2.2-14 に示す。

1)配筋・型枠工事

- ①アンカーの位置を確認し、コアドリルによる穿孔、孔内清掃、樹脂注入、アンカーの定着を施す。
- ②アンカー筋はSD345-D16とし、短スパン壁が2-D16、長スパン壁が3-D16とする。
- ③アンカーの埋め込み深さは、下向き施工では20d（320mm）、上向き施工では15d（240mm）する。
※既存の配筋に干渉する場合は担当者と協議の上、位置及び埋め込み長さを決定する。
- ④アンカー施工終了後は周辺の清掃し、使用機器を撤収する。

2)施工後検査

- ①アンカー硬化後に、自主検査（目視・打音検査・引張強度確認試験）を行う。
※引張強度確認試験の確認強度は確認中
- ②第三者機関により引張強度確認試験および超音波探傷等を行う。

(5) 壁柱補強工事

1)配筋・型枠工事

- ①設計図書に基づいて壁柱の位置出しを行う。
- ②壁柱の縦筋は、配筋図に基づいて先行施工したアンカー筋にD16(SD345)を重ね継ぎ手とし、重ね継ぎ手は35d（560mm）とする。
- ③はつり出した壁柱の横筋（9mm筋）に片側フック付き鉄筋D10（SD295A）をアーク溶接する。ピッチは縦@143mm横@147mmを基本とするが、既存鉄筋、あと施工アンカー筋のピッチに合わせ継手、溶接を行う。
※溶接長さは片面10d（90mm）以上、もしくは両面5d（45mm）以上としフレア溶接とする。
※溶接作業は有資格者がこれを行う。
- ④配筋及び溶接検査を行い、合格後に型枠工事を開始する。
- ⑤型枠はセパレーター等を用いて精度良く、ノロ漏れがないように堅固に設置する。
- ⑥上部にコンクリート流し込み用の投入口を設ける。

2)コンクリート打設（45-18-20N）

- ①コンクリート打設に先立って周辺を養生し、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
- ②ポンプ車でコンクリート投入口よりコンクリートを流し込み、外振型バイブレーターを用いて十分に締め固めを行う。
- ③バイブレーター掛けでは、フォームタイの緩みやセメントペーストの漏れに注意する。
- ④コンクリート投入口より上部に隙間が生じる場合は、その隙間が50mm程度になるようにする。

※後日、グラウト材（無収縮モルタル）を充填するため、隙間が狭くならないようにする。

※壁柱上部に隙間を確保した場合は、型枠を設置しグラウト材の注入を行う。

※グラウト材の注入を行う場合、打ち継ぎコンクリート表面の清掃を行う。

※グラウト材強度試験用の供試体(φ5×10cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生する。

⑤型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。

⑥型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

⑦生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体(φ10×20cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とする。

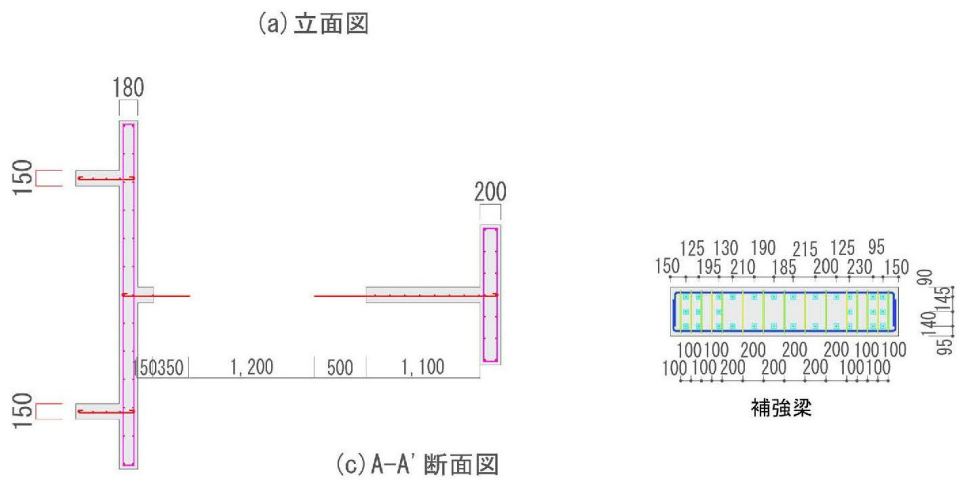
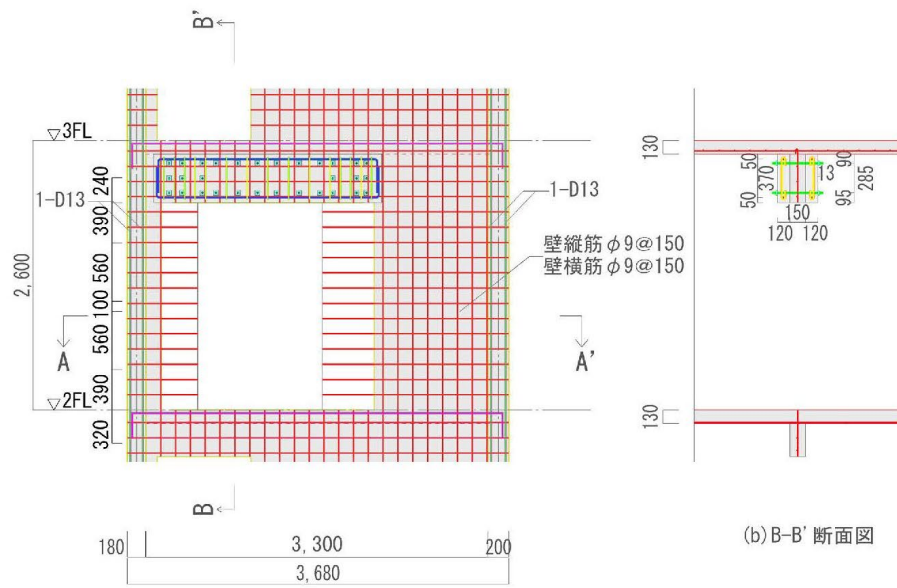
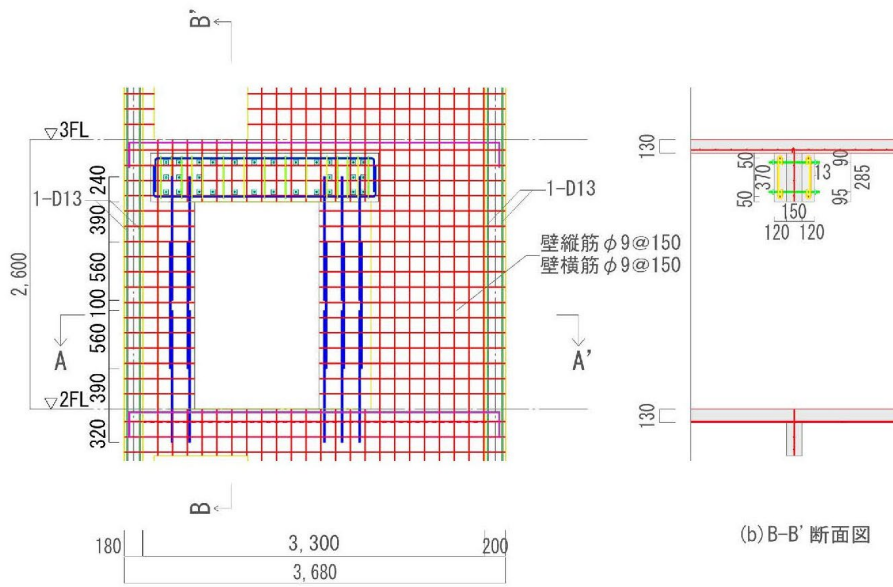
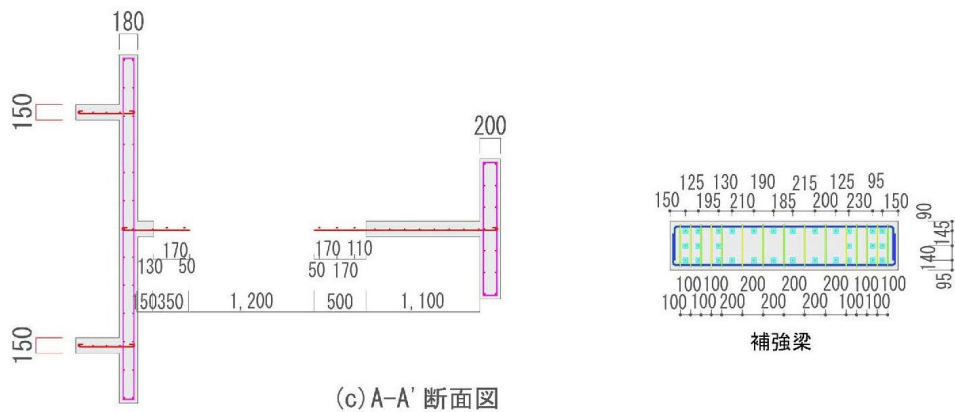


図 8.2.2-12 あと施工アンカー工事の工程図 (STEP1:施工前の状態)

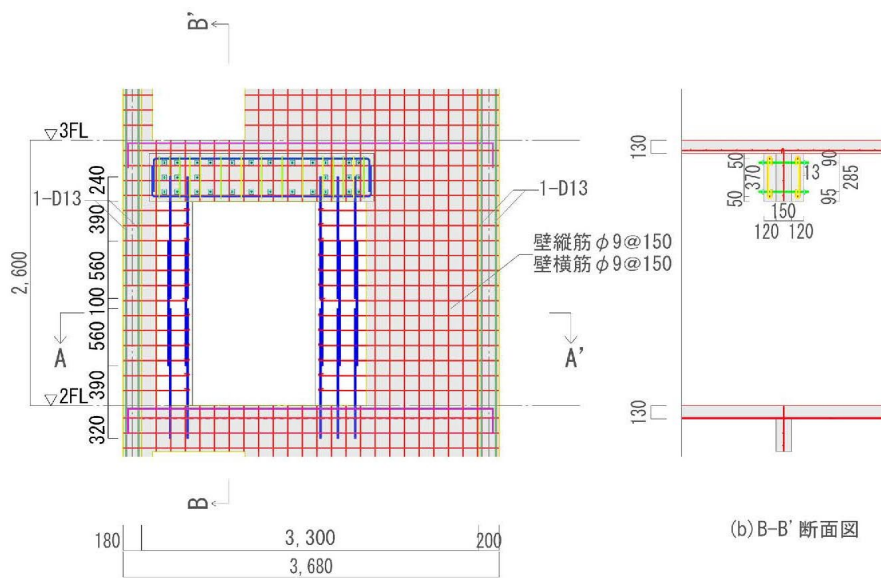


(a) 立面図

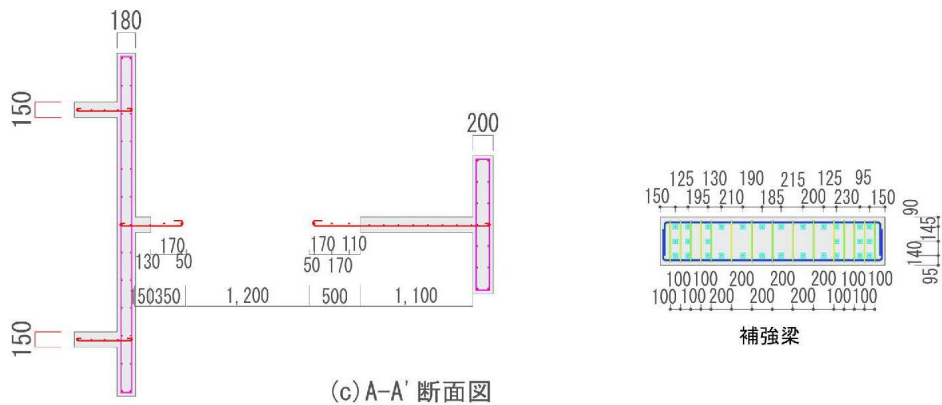


(c) A-A' 断面図

図 8.2.2-13 あと施工アンカー工事の工程図
(STEP2 : あと施工アンカー穿孔, 定着筋の設置)



(a) 立面図



(c) A-A' 断面図

図 8.2.2-14 あと施工アンカー工事の工程図 (STEP3 : 既存壁横筋と末端を 180°フック筋で溶接)

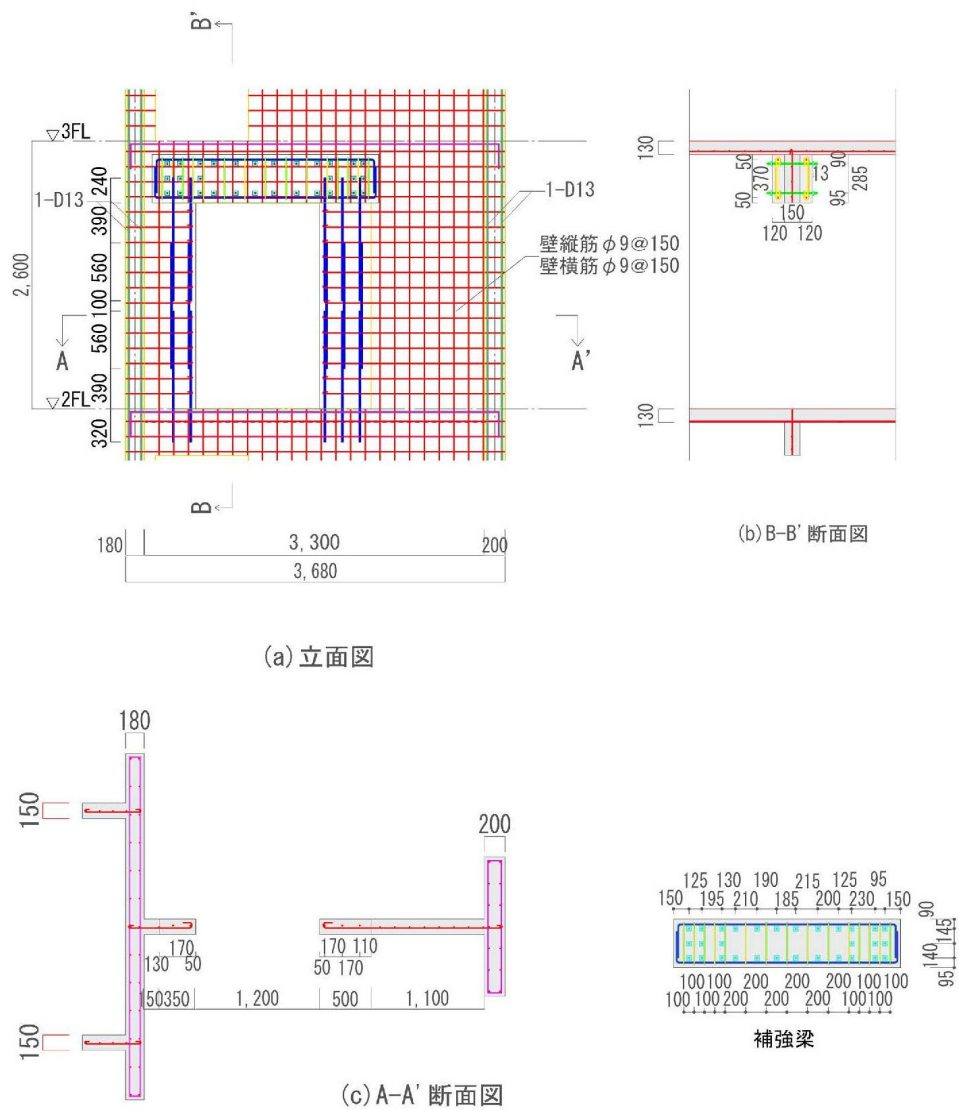


図 8.2.2-15 あと施工アンカー工事の工程図
(STEP4 : あと施工アンカー部にコンクリート打設)

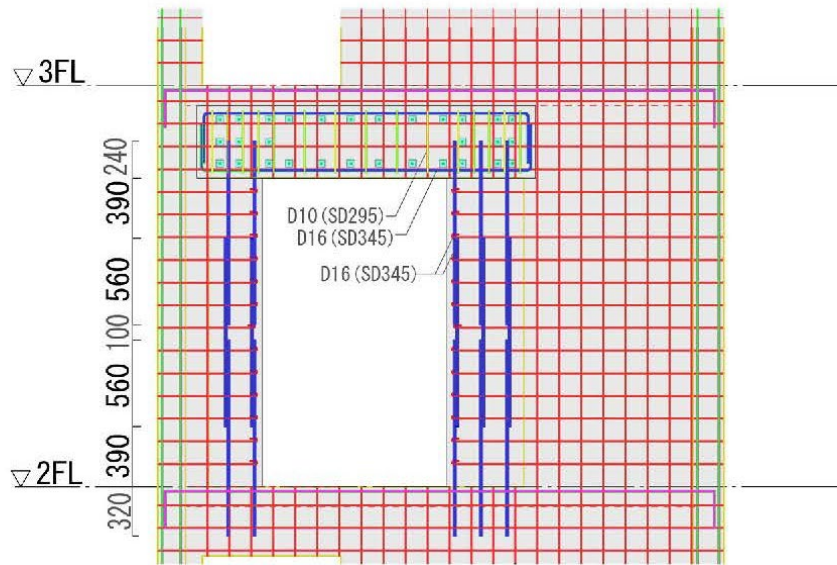
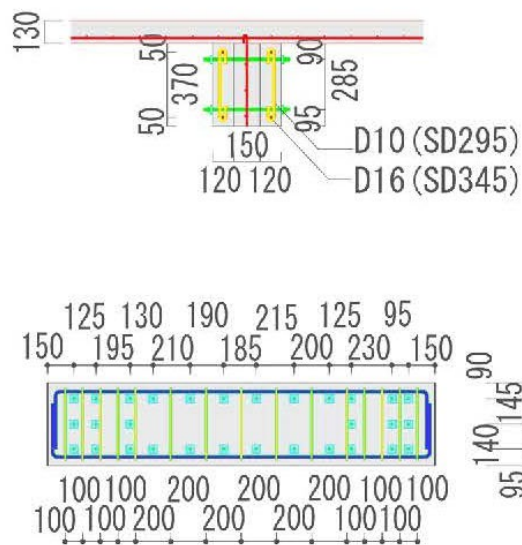


図 8.2.2-16 あと施工アンカー工事の工程図 施工完了，各部の寸法

補強梁詳細図



補強壁柱詳細図

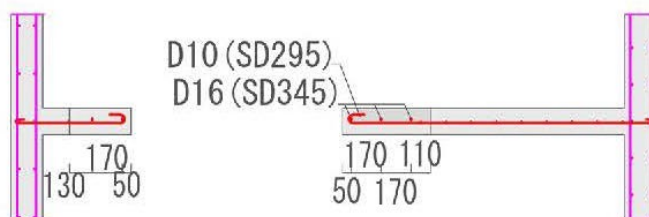


図 8.2.2-17 あと施工アンカー工事の工程図，完了時，開口周り各部位の詳細図

8.2.2.6. 試験施工結果

8.2.2.6-1 試験施工体制

試験施工では、図 8.2.2-18 の管理体制表の基に施工状況を管理した。また、あと施工アンカーの施工状況に対する試験を第三者機関により実施した。

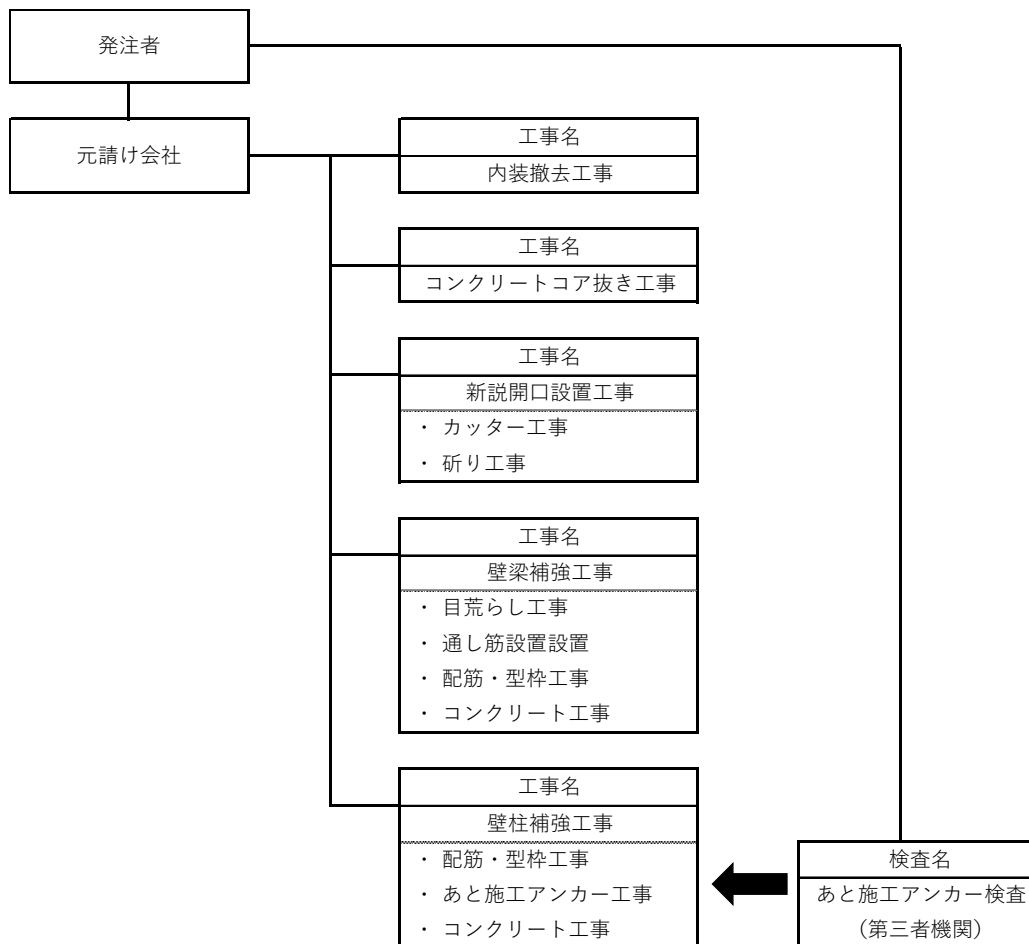


図 8.2.2-18 試験施工各工事の体制図

8.2.2.6-2 コンクリートコア抜き工事（コンクリート打設孔，強度試験用供試体）

(1)試験施工結果

- 1)建設当時の設計図書を基に、鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび墨出しを行った。
- 2)コンクリートコア抜き位置図に基づいてコア位置の墨出しを行った
※コアが鉄筋に干渉する場合は担当者と協議の上、位置を決定した。
- 3)コンクリートの強度試験用供試体のコア直径は、仕上がり径が 100mm とし、壁梁補強部通し筋用は直径 27mm とした。
- 4)コア抜き工事（湿式）では排水漏れや汚損がないよう養生した。
- 5)コンクリート強度試験用の供試体は指定された場所に静置した。
- 6)コア抜き終了後は周辺および通し筋用孔内の汚れを清掃し、使用機器を撤収した。

(2)写真



写真 8.2.2-1 通し筋用のコア抜き施工状況

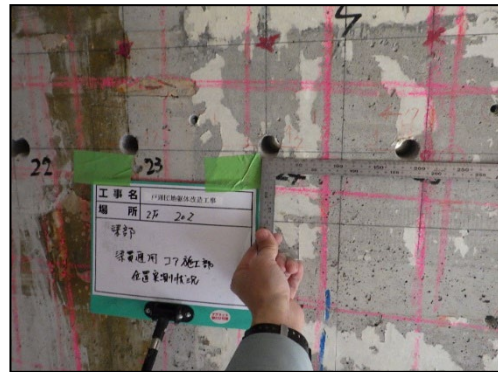


写真 8.2.2-2 通し筋用のコア抜き施工後



写真 8.2.2-3 コンクリート打設孔の穿孔
(3階スラブ)



写真 8.2.2-4 コンクリート打設孔
(3階スラブ)

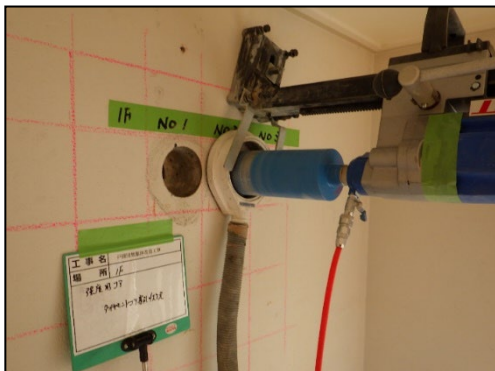


写真 8.2.2-4 強度試験用コア採取状況
(1階戸境壁)



写真 8.2.2-5 強度試験用コア採取後
(1階戸境壁)

(3)考察

1)施工監理項目

コンクリートコア抜き工事に関しては、以下の様に実施した。

- a)周辺環境へ与える影響に配慮し、コアドリルは乾式よりも低騒音である湿式を使用した。
- b)施工範囲や下階等に水漏れしないよう、コアドリルに排水処理パットを使用した。

- c) コアドリルの施工中に発生する排水したノロについては、施工箇所の直近にろ過装置を設けて適正処分した。
- d) なお、通し筋コアの設置は、今回は既存壁筋と干渉しないように位置の微調整を行った。また、後工程のアンカー設置位置との関係についても考慮し干渉しないよう留意した。これらの調整は現場にて行ったが、本来は後述する図 8.2.2-23 のフローを作成しておき、十分に検討・確認する必要がある。

2) 施工監理実施結果

- a) コアドリルは湿式であるため、下階に水漏れがしないよう注意する必要がある。
- b) 3 階スラブのコンクリート打設孔及び確認孔兼空気抜き孔の位置は、既設のスラブ筋が混んでいる位置であることから、鉄筋を傷つけることが無いよう注意する必要がある。
- c) 下階等に水漏れしないよう、本施工で実施したように養生を行い、水を吸い出す為の機材を用いることが望ましい。
- d) コンクリート打設孔を設ける際に、既設のスラブ筋を傷つけないよう鉄筋探査を数回実施して、確実な位置を推定する必要があるが生じた。なお、スラブ筋と干渉が避けられない箇所は、打設孔を段掘りする等の対策を行った。(写真 8.2.2-6, 図 8.2.2-20 の A-A'断面図参照)

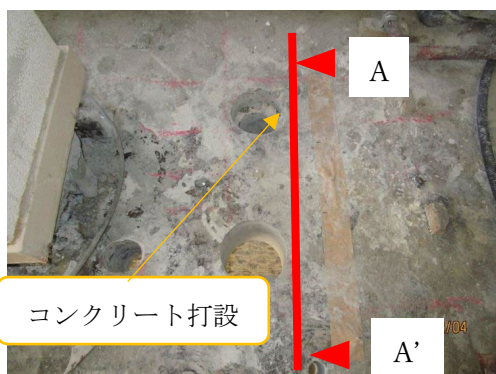


写真 8.2.2-6 コンクリート打設孔
(3 階スラブ)

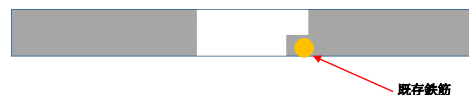


図 8.2.2-20 スラブ断面図(A-A'断面)
<3 階部分>

8.2.2.6-3 新設開口設置に伴うカッター工事・はつり工事

(1) 試験施工結果

- 1) 建設当時の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび開口部の墨出しを行った。
- 2) 切断位置を確認し、切断長、切断誤差に注意し切断するとともに、壁柱部のはつり出し鉄筋に損傷が及ばないように注意した。
- 3) 切断残存部分にひび割れ等の損傷の有無を確認した。

(2)写真



写真 8.2.2-7 既存壁鉄筋探査結果



写真 8.2.2-8 開口部はつり状況



写真 8.2.2-9 開口部鉄筋はつり出し



写真 8.2.2-10 開口部鉄筋切断・養生

(3)考察

文献[8-1] に従って施工監理を実施した.以下に施工監理状況を示す.

1) 施工監理項目

①既存構造体の撤去

- a) 既存構造体コンクリートを撤去する場合は、両面からカッター等で切込みを付けてから撤去した.既存設計図書及び事前調査は、文献[8-1]では鉄筋探査機又はX線撮影十分行うとの記載があるが、鉄筋探査を実施した.

当該試験施工では、鉄筋探査により壁はつり範囲内に電管が埋設されていることが判別出来たため、当該部分を慎重にはつり、状況を確認した.

- b) はつり出された鉄筋の処置は、先端にキャップ等で養生を施すことと記載されているが、今回は、鉄筋が長いため作業が鉄筋に当たり折り曲げないようにビニールテープを貼付けて目立つように養生した.

- c) コンクリートの撤去は、次のエ法等によるとされている.今回は、はつり範囲の縁についてカッター工法を採用し、はつりについてはブレーカー工法を採用した.

(ア) ブレーカーエ法 (ハンドブレーカー, ピックハンマー, 電動ハンマー)

(イ) カッターエ法

周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動工法を採用した.

- ②鉄筋及び型枠等の加工は、既存躯体の寸法を実測し、実測寸法が設計寸法と著しく異ならないことを確認した.

③発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」による（「改修標仕」の巻末資料参照）。

2) 施工監理実施結果

- a)躯体を研る際に発生する粉塵や、振動、騒音の発生の程度は、当該試験施工工事で最大となり無視できないため、事前に対策を検討する必要がある。
- b)新設開口位置に電管が埋設されている可能性もあることに注意し、鉄筋探査等の非破壊検査に加え、既存の設備図などを確認することが望ましい。
- c)振動、騒音レベルが大きいため、対象住戸の上下階の居住者には事前に騒音・振動の発生があることを事前に報告する必要がある。作業時間は短時間であるため、時間を指定して一時退避できないか等の対応が必要である。
- d)本施工でも実施したように鉄筋探査において、鉄筋以外の金属（電管）があることを想定して、慎重に探査を行う必要がある。

8.2.2.6-4 壁梁補強工事

8.2.2.6-4.1 壁梁補強工事(目荒らし工事)

(1)試験施工結果

1)目荒らしの程度は電動ピック等を用いて、平均深さ2～5mm程度の凹面を合計が打継ぎ面の15～30%程度の面積になるように全体に渡って実施した。

※目荒らしでは過度にコンクリート面を荒らさないで、他の部分にひびわれを生じさせないように慎重に行った。

(2)写真



写真 8.2.2-11 補強梁用目荒らし状況



写真 8.2.2-12 通し筋の孔内の清掃

(3)考察

文献[8-1]に従って施工監理を実施した.以下に施工監理状況を示す.

1) 施工監理項目

- a)既存構造体コンクリート表面は、目荒しを施したあと、はつきりくずや粉末を完全に除去した。
- b)目荒しの程度は、特記による.特記がない場合、一般には、既存壁柱・壁梁に施す目荒しは、電動ピック等を用いて、平均深さで2～5mm(最大で5～7mm)程度の凹面を、合計が15～30%程度の面積となるように全体にわたってつけた。
- c)目荒しでは過度にコンクリート面を荒らさないで、他の部分にひび割れを生じさせないように慎重に行った。

2) 施工監理実施結果

- a) 目荒らしの程度は特記が無い場合は一般的には15～30%程度とされている.電動ピックでではその確認は、けがいた箇所数で監理した。
- b) 本試験施工では、電動ピックの跡の面積を予め確認し、施工範囲の一部を抜き出して15～30%程度の面積に施工されているかを確認した(写真 8.2.2-13 および写真 8.2.2-14 参照).確認方法は、ある範囲について、確認箇所範囲面積と推定はつり部分面積との割合で確認した.なお、文献^[8-5]では、目荒しが30%以上あれば、せん断伝達効果が頭打ちとなることが報告されていることから出来る限り30%に近くなるよう施工した。



写真 8.2.2-13 補強梁用目荒らしの状況



写真 8.2.2-14 補強梁目荒らしの程度確認

8.2.2.6-4.2 壁梁補強工事(通し筋設置工事)

(1) 試験施工結果

- 1)通し筋は型枠（テンプレート等）を用いて精度よく設置し，グラウト注排出口を設けた。
- 2)グラウト材は市販品の無収縮モルタルを使用し，練り混ぜ時間は所定の時間とした。
- 3)コア内の乾燥が著しい場合は，予めスプレー等で水湿しを施した。
- 4)排出口からグラウト材が排出されるのを確認してから，注排出口に栓をした。
- 5)強度試験用の供試体($\phi 5 \times 10\text{cm}$)6本を作成し，供試体は現場封緘養生した。

(2)写真



写真 8.2.2-15 通し筋用吸水防止剤の塗布



写真 8.2.2-16 通し筋固定用型枠制作状況



写真 8.2.2-17 通し筋用型枠設置状況



写真 8.2.2-18 通し筋固定用型枠設置状況近景



写真 8.2.2-19 型枠内通し筋設置状況



写真 8.2.2-20 型枠内シール充填状況

(3)考察

グラウト注入に関しては基本的に、文献[8-1]に基づき施工監理を実施したが、通し筋の設置については記載が無いため今回以下のように実施した。以下に施それぞれの工監理状況を示す。

1)施工管理項目

[A] 通し筋の設置

文献[8-1]には通し筋の設置に関する記述は無い。本試験施工の管理項目は、以下のとおりとした。

- (a) 通し筋用グラウト型枠には、グラウト注入口が通し筋の下部に、エアフローが通し筋の上になるよう製作して、グラウトが圧入できるようにする。
- (b) 通し筋用グラウト型枠を設置する前に既存躯体に吸水調整材等を塗布する。
- (c) 通し筋用グラウト型枠の位置は、既存躯体の通し筋設置予定位置の穿孔した孔の中心について墨出しを行い、既存躯体と型枠に墨出し位置が一致するように精度よく型枠をコンクリートビス等で固定する。
- (d) 通し筋用グラウト型枠の周囲に発砲ウレタンを吹付ける等して、グラウトの漏出を防止する。
- (e) グラウトを注入する前に、通し筋が型枠から所定の長さが突出していることを確認する。

[B] グラウト注入

- ① グラウト材の注入に先立ち試し練りを行い、注入時には水温の管理を十分に行った。
 - (a) 注入に先立ち試し練りを行い、適切な練り上り温度及び所定のコンシステンシーが得られることを確認した。
 - (b) 施工時に水温の管理を十分に行い、練り上り時の温度が10～35℃の範囲のものを注入した。
 - (c) グラウト材にアルミニウムが混入すると、無収縮モルタルの品質を損うような異常な膨張が発生するおそれがあることから、グラウト材の攪拌にはアルミ羽の攪拌機を使用しなかった。
- ② グラウト材の注入に先立ち、打設コンクリートの打継面は、8.7.4によりレイタンス等を除去し、特記により目荒しを行った。型枠の内面及び既存構造体コンクリート表面には、注入されるグラウト材の水分が吸収されないようプライマーを塗布した。
 - (a) 注入を中断すると、再度それを開始する時に閉塞を起したり、無理な加圧が必要であったり、型枠等に局部的に大きな圧力が加わったりするおそれがあるので、中断することなく、予定した部分は一気に注入した。
 - (b) 型枠からグラウト材の漏出があっては完全なグラウトはできない。発砲ウレタンを用いて、グラウト材が漏出しないようにした。なお、注入による圧力は5～10N/cm²程度になるので、型枠はこの圧力に耐えるようにした。
 - (c) グラウト材の注入後、養生期間中は注入されたグラウト材の温度を5℃以上に保った。なお、養生期間は、10日間として型枠を残した。これはグラウト材の急激な乾燥、及びそれに伴うひび割れの発生を防止するためである。
 - (d) 型枠撤去後、通し筋と既存梁の孔との間に注入されたグラウト材との間に隙間のないことを、目視により確認した。
 - (e) グラウト材の品質管理は、特記によるが、一般的には次の圧縮強度試験並びにコンシステンシー試験により行った。
 - (a) 圧縮強度試験
 - ① 圧縮強度試験のための供試体は、JISA 1132（コンクリート強度試験用供試体の作り方）に準じて、直径50mm、高さ100mmの円柱とし、圧縮試験は、JISA 1108（圧縮強度の試験方法）により行った。
 - ② 供試体は、注入開始直前、注入終了直後に加え、その中間の3回で採取して1組とした。
 - ③ 供試体の数量は、「改修標仕」表8.2.10の品質を管理する材齢用にそれぞれ1組とする。供試体の養生は、現場封かん養生とした。
 - (b) コンシステンシー試験
コンシステンシー試験は、（公社）土木学会の「2018年制定コンクリート〔規

準編] 土木学会規準および関連規準」に示されている、充てんモルタルの流動性試験方法(JSCE-F541-2010) によった試験は、ロート法とし、ロートはJ14 ロートとした。

2) 施工管理結果

- a) 既存壁上部に目荒しをした後に型枠を設置する作業とした為、コンクリートビスを電動ドリルで固定する際、型枠とコンクリート面が不安定になり、固定に時間を要した。
- b) 型枠の製作精度によっては、グラウトが漏れる可能性がある。
- c) 型枠の製作および型枠設置に要する工期は、あらかじめその期間を見込んでおく必要がある。本試験施工では、型枠製作・設置期間で1日(3人工)を要した。
- d) 本施工のようにグラウト漏れ等を防止するため型枠と躯体に墨出しを行い適当な位置に固定し、型枠周囲に発砲ウレタンを吹付けて漏れ防止のシールを行う必要がある。
- e) 今回の試験施工で独自に作成した通し筋固定用型枠とグラウト注入方法の概念図を図8.2.2-19に示す。

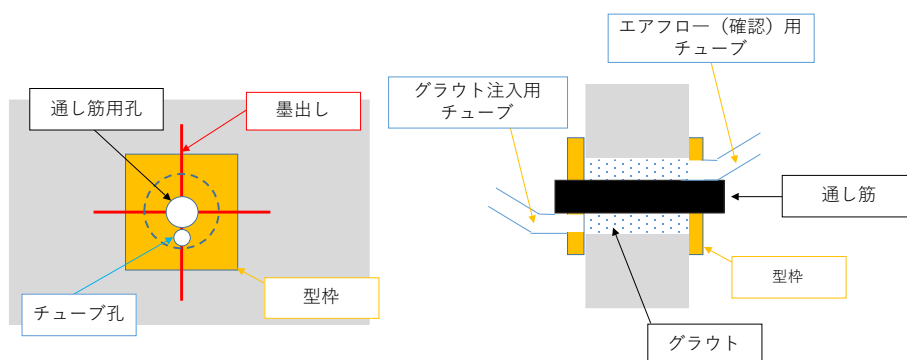


図 8.2.2-19 貫通ボルト用型枠設置およびグラウト注入方法の概念図

・8.2.2.5-4.3 壁梁補強工事（配筋・型枠工事）

(1) 試験施工結果

- 1) 設計図書に基づいて壁梁の位置出しを行った。
- 2) 配筋図に基づき主筋を4-D16（S D345）帯筋はD10筋を開口部上部は@200mm，壁部は端部から150mm，その他は@125mmにて壁梁の配筋を行い，鉄筋かぶりはスペーサー等を用いて確保した。
- 3) 壁梁の側枠・木口枠をノロ漏れがないように堅固（通し筋を利用）に設置した。

(2)写真



写真 8.2.2-21 補強梁用横筋寸法確認



写真 8.2.2-22 補強梁用縦筋寸法確認



写真 8.2.2-23 補強梁配筋状況



写真 8.2.2-24 補強梁配筋状況 (近景)



写真 8.2.2-25 補強梁型枠設置状況



写真 8.2.2-26 補強梁設置状況

2)施工管理結果

配筋および型枠工事共に問題なかった。

8.2.2.5-4.4 壁梁補強工事(コンクリート工事:45-18-20N)

(1) 試験施工結果

- 1)コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行った。
- 2)生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体($\phi 10 \times 20 \text{cm}$)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とした。
- 3)ポンプ車により壁梁上部床のコンクリート打設孔($\phi 80 \sim 100$)よりコンクリートを投入し、確認孔($\phi 50$)より充填状況を確認した。

(2)写真



写真 8.2.2-27 コンクリート受入検査



写真 8.2.2-28 コンクリート圧送状況

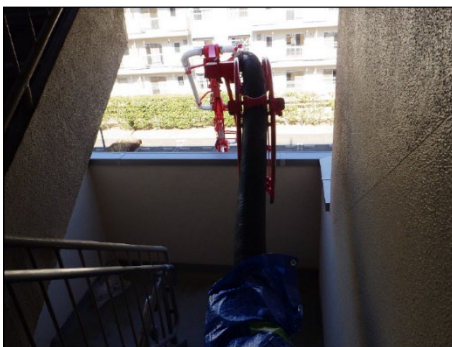


写真 8.2.2-29 コンクリート圧送状況



写真 8.2.2-30 コンクリート打設状況



写真 8.2.2-31 補強梁脱型



写真 8.2.2-32 補強梁コンクリート打設後

(3)考察

基本的には、文献[8-1]に基づき施工監理を実施したが、以下に施工監理状況を示す。

1) 施工管理項目

- a) 工事現場内運搬はコンクリートポンプによる圧送を採用する。
- b) コンクリートの練混ぜから打込み終了までの時間は外気温により適切な時間とする。
- c) 打込み中の温度が2°Cを下回る恐れがある場合は適切な養生を行う。
- d) 打継ぎは原則設けないこととする。
- e) 締固めは原則、棒型振動機を用いるが、挿入できない場合は、型枠振動機や突き棒・たたき等を用いて締め固める。
- f) 打込み後の確認等、
- g) 養生

2) 施工管理結果

- a) 高強度コンクリートは普通コンクリートに比べ粘性が高く、潤滑に圧送することが困難であった。
- b) コンクリート圧送時には圧送ポンプを居室に通す為、階段室が使用できない状況となる。
- c) 現在の建築基準法では不可能であるが、コンクリートの代わりにグラウトを使用することが可能であれば円滑に施工できる。
- d) 本施工で実施したようにコンクリート圧送時には誘導員等を配置して、安全を確保する必要がある。

8.2.2.6-5 壁柱補強工事

8.2.2.6-5.1 壁柱補強工事（あと施工アンカー）

(1) 試験施工結果

- 1) アンカーの位置を確認し、コアドリルによる穿孔、孔内清掃、樹脂注入、アンカーの定着を施した。
- 2) アンカー筋はSD345-D16とし、短スパン壁が2-D16、長スパン壁が3-D16とした。
- 3) アンカーの埋め込み深さは、下向き施工では20d（320mm）、上向き施工では15d（240mm）とした。
※既存配筋に干渉する場合は担当者と協議の上、位置及び埋め込み長さを決定した。
- 4) アンカー施工終了後は周辺の清掃し、使用機器を撤収した。
- 5) 施工後検査：詳細については、次を参照されたい。

(2) 写真



写真 8.2.2-33 既存鉄筋の探査

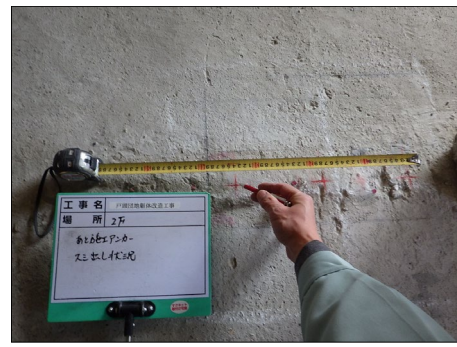


写真 8.2.2-34 アンカー穿孔位置の墨出し

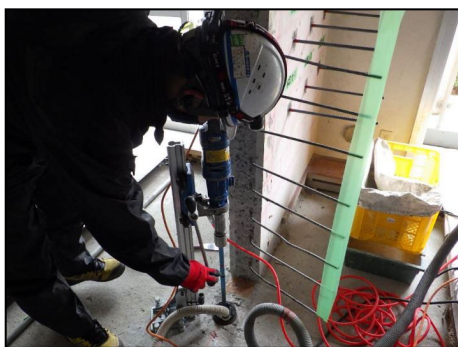


写真 8.2.2-35 穿孔作業（下向き）



写真 8.2.2-36 穿孔作業（上向き）



写真 8.2.2-37 あと施工アンカー挿入作業（下向き）



写真 8.2.2-38 あと施工アンカー接着用樹脂の充填状況（下向き）

(3) 考察

1) 施工管理項目

施工管理項目としては、穿孔位置（墨出し位置）、使用ドリル径の確認、穿孔長マーキング、穿孔長、穿孔角度、樹脂使用期限等であるが、詳細については、後述する、8.3.2.4.施工時の品質管理によった。

2) 施工管理結果

- a) 施工中の既存鉄筋横筋の処置は、あと施工アンカーを打設する際には、既存壁横筋を曲げて施工した。また、施工中の横筋の先端は、作業員の安全を確保するため養生テープ等で養生した。
- b) 穿孔途中で既存鉄筋と干渉したため、途中で削孔を中止した。
- c) 既存鉄筋と干渉した要因は、既存横筋が平面的に斜めに入っていたこと、および既存縦筋も鉛直方向に対して斜めに配筋されていたことで非破壊検査による鉄筋位置の特定が困難であったことによる。
- d) 穿孔位置を変更する必要が生じたため、あと施工アンカーの構造規定等を確認し、再穿孔位置を監理者に確認した。図8.2.2-23に穿孔位置の変更結果と鉄筋の納まりを示す。再穿孔位置とともに確認事項として以下を確認した。また、再穿孔した状況を写真 8.2.2-38 に示す。
- ・アンカーピッチの構造規定の確認 (7.5da 以上 = 120mm 以上 (D16))
 - ・鉄筋のかぶり厚さの確保の確認 (かぶり厚 30mm 以上)
 - ・穿孔長さの確保の確認 (20da = 350mm 以上 (D16))
 - ・鉄筋折り曲げの角の確認 (1/6 以下とした)
- e) 孔の補修方法は、無収縮モルタルとされているが、本補修では干渉した穿孔は無機系注入式(JCAA 工法認証品)で補修した。
- f) 再穿孔位置での穿孔は、傾き約 1°以内で精度よく施工することが出来た。
- g) 本施工のように既存鉄筋と干渉する等の要因で再穿孔する際には、あと施工アンカーの構造規定(アンカーピッチ 7.5da 以上を確保する等)を考慮して位置を変更するとともに鉄筋のかぶり厚さの確保できる範囲とする必要がある。
- h) 本アンカー施工では 10 本中、1 本が既存鉄筋に干渉した。再穿孔位置を決定し、構造規定を満たすように施工を行った。本試験施工によるあと施工アンカー再穿孔箇所の処理を含めたあと施工アンカー削孔までのフローを一連の工事工程とともに図 8.2.2-23 に示す。なお本来は図 8.2.2-24 に示すように設計時に通しコア位置の位置決めを行う必要がある。これを踏まえ施工時には、既存鉄筋(壁縦筋、壁横筋、スラブ筋)を再調査の上、図 8.2.2-25 に示すようにあと施工アンカーが既存鉄筋に干渉した場合についても考慮の上、フローに基づき施工する必要がある。
- なお、後述するが、あと施工アンカーを計画位置とするために、本試験施工では、計画時と完成図で通しコアを最大 80mm 横にずらすことになった。

本施工時

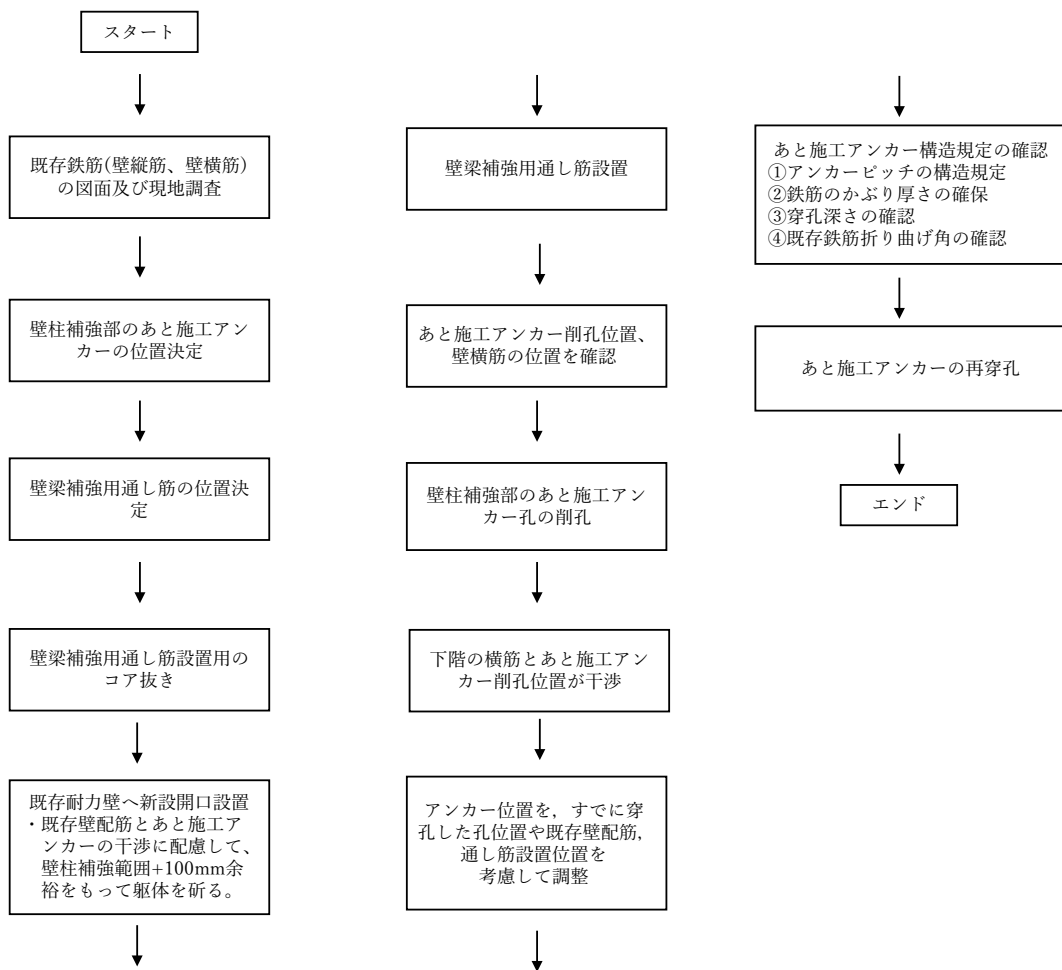


図 8.2.2-23 壁柱あと施工アンカー穿孔のためのフロー（本試験施工でのフロー）



写真 8.2.2-38 あと施工アンカー穿孔の変更(下向きアンカー)状況

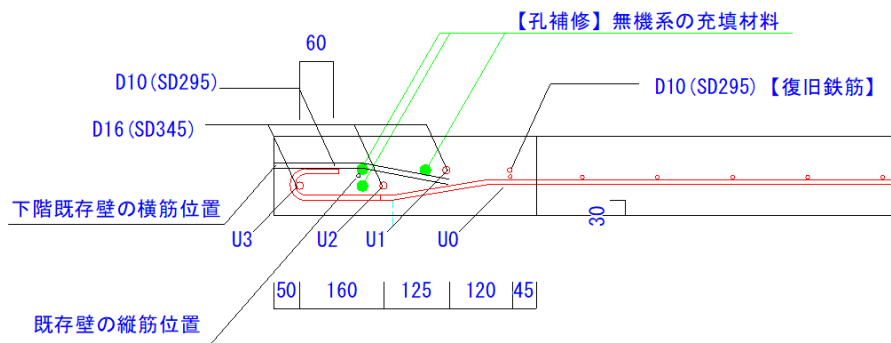


図 8.2.2-23 穿孔位置の変更結果

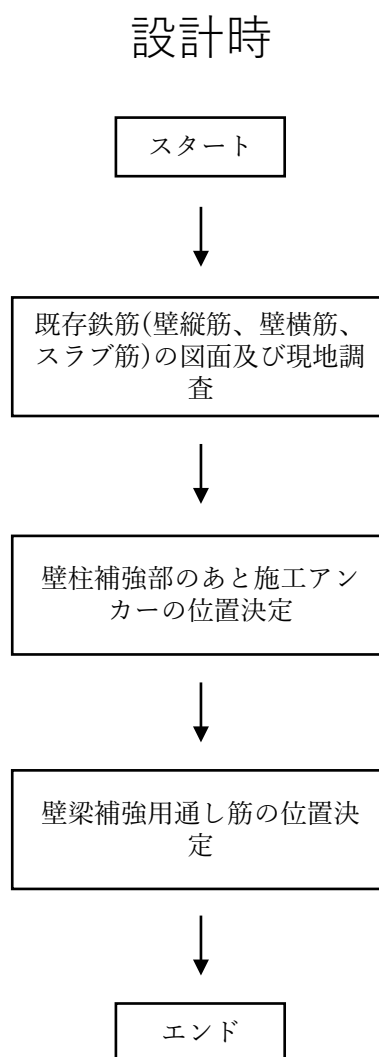


図 8.2.2-24 設計時におけるあと施工アンカーの位置，通し筋の位置決定フロー

*設計時において現地にてあらかじめ確認する

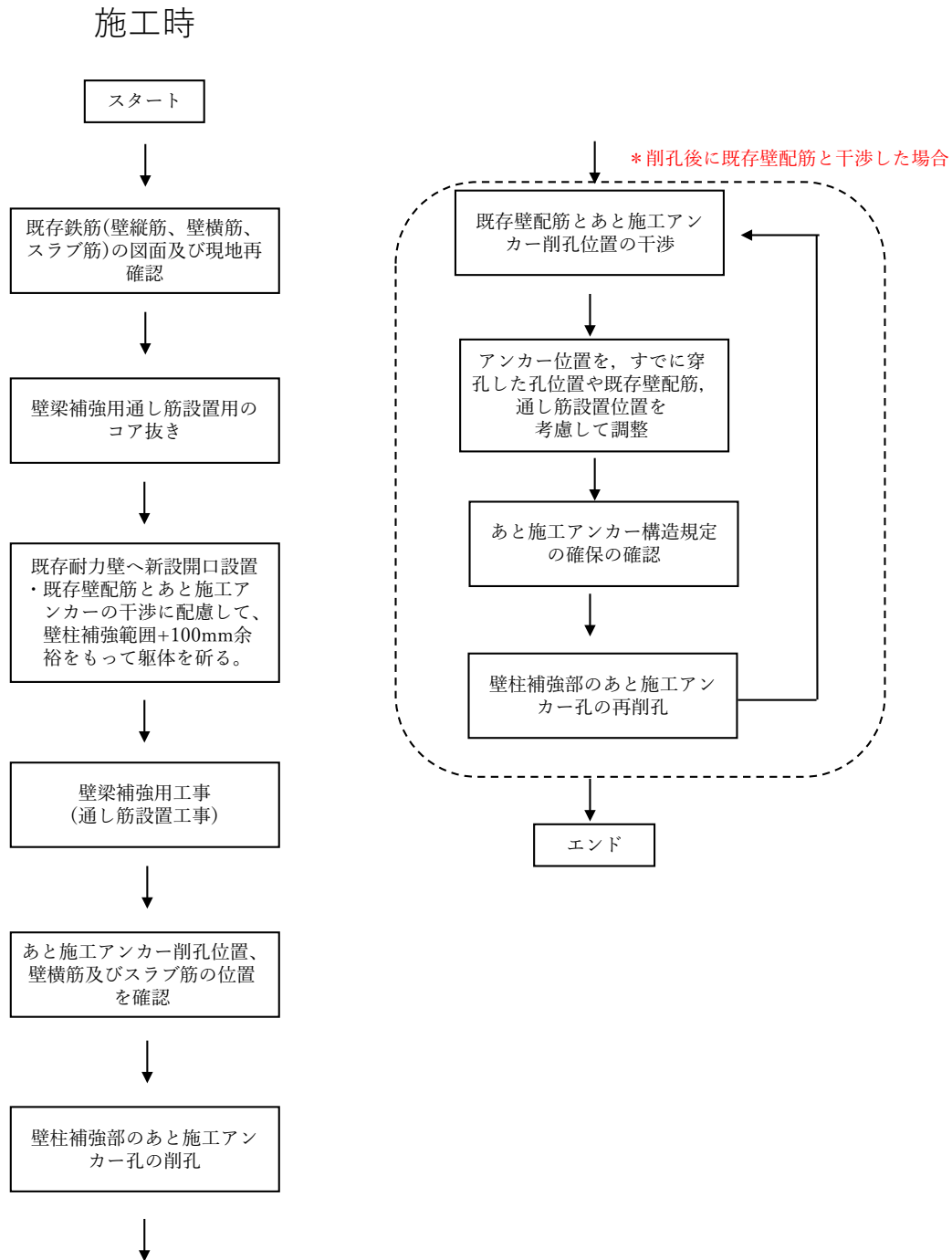


図 8.2.2-25 施工時における壁柱あと施工アンカー削孔のためのフロー

*施工時にて再確認の上、施工を行う、また再穿孔時には、あと施工アンカーの構造規定、かぶり厚さ等の構造規定を満たすことを確認する。

8.2.2.6-5.2 壁柱補強工事(配筋・型枠工事)

(1)試験施工結果

- 1)設計図書に基づいて壁柱の位置出しを行った
- 2)壁柱の縦筋は、配筋図に基づいて先行施工したアンカー筋に D16(SD345)を重ね継ぎ手とし、重ね継ぎ手は 35d(560mm)とした。
- 3)はつり出した壁柱の横筋(9mm 筋)に片側フック付き鉄筋 D10(SD295A)をアーク溶接する。ピッチは縦@143 mm横@147 mmを基本とするが、既存鉄筋、あと施工アンカー筋のピッチに合わせ継手、溶接を行った。
 ※溶接長さは片面 10d(90 mm)以上、もしくは両面 5d(45mm)以上としフレア溶接した。
 ※溶接作業は有資格者がこれを行った。
- 4)配筋及び溶接検査を行い、合格後に型枠工事を開始した。
- 5)上部にコンクリート流し込み用の投入口を設けた。

(2)写真

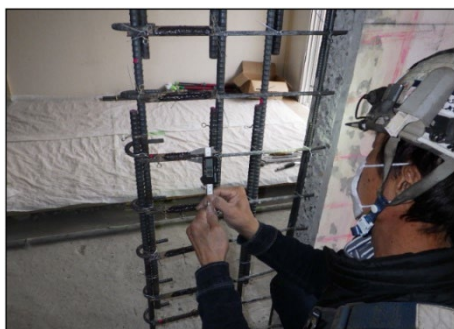


写真 8.2.2-39 壁柱補強用配筋検査



写真 8.2.2-40 壁柱補強部配筋

(3)考察

1)施工管理項目

以下の①～④は、文献[8-1]に基づき施工監理を実施した。施工監理状況は以下の通りである。

- ① 溶接継手の作業を行う技能資格者
 溶接継手作業は、工事に相応した技量を有する者で、各溶接継手工法に定められた技能資格者とした。
- ② 重ねアーク溶接
 重ねアーク溶接(いわゆるフレア溶接)については、8.15.3 [溶接作業を行う技能資格者]の中板構造の資格者とした。
- ③ 工法
 D16以下の細径鉄筋に対する溶接は、重ねアーク溶接(フレア溶接)とした。
- ④ 有機系の接着系アンカーは、200°C以上の熱を受けるとその引張強度が低下する場合がある。このため、開口補強筋等の鉄筋を接着系アンカーへ継ぐため、重ね継手とした。

2)施工管理結果

バーナーを使用したことから、以下のような対応を行った。

- a) 火花が飛び散る可能性がある範囲には防災シートで養生した。
- b) 防火バケツを直近に用意した。
- c) 施工後2時間は、残火確認を行った。
- d) 消火器を用意した。

8.2.2.6-5.3 壁柱補強工事(コンクリート工事：45-18-20N)

(1)試験施工結果

- 1)コンクリート投入口より上部に隙間が生じる場合は、その隙間が 50mm 程度になるようにした。
 ※後日、グラウト材(無収縮モルタル)を充填するため、隙間が狭くならないようにした。
 ※壁柱上部に隙間を確保した場合は、型枠を設置しグラウト材の注入を行った。
 ※グラウト材の注入を行う場合、打ち継ぎコンクリート表面の清掃を行った。
 ※グラウト材強度試験用の供試体(φ5×10cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生した。
- 2)生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体(φ10×20cm)6本を作成し、供試体は現場封緘養生とした。

(2)写真



写真 8.2.2-41 壁柱補強部
コンクリート打設状況



写真 8.2.2-42 壁柱補強部
コンクリート型枠脱型



写真 8.2.2-43 壁柱補強部グラウト用
型枠



写真 8.2.2-44 壁柱補強部グラウト脱型後

(3)考察

1) 施工管理項目

文献[8-1]に基づき施工監理を実施した。施工監理状況は以下の通りである。

①コンクリートの打込み

- a) 型枠の上部に流し込み用の開口を設けた。
- b) コンクリート投入口は、コンクリート打込みに使用のないよう適切な間隔で配置した。
- c) 既存梁下面より 200mm 程度までを流し込み工法によりコンクリートを打設し、グラウト材を圧入した。コンクリートの打込みに際して、打込み面がほぼ水平に打ちあがるためにアサガオ型の投入口を目受け、これよりコンクリートを打設した。

②グラウトの圧入

8.2.2.5-4.2 壁梁補強工事(通し筋設置工事) (3) 考察 1) 施工管理項目と同様である。

2) 施工管理結果

- a) 高強度コンクリートは普通コンクリートに比べ粘性が高く、潤滑に圧送することが困難であった。
- b) コンクリート圧送時には圧送ポンプを居室に通す為、階段室が使用できない状況となる。
- c) 現在の建築基準法では不可能であるが、コンクリートの代わりにグラウトを使用することが可能であれば円滑に施工できる。
- d) 本施工で実施したようにコンクリート圧送時には誘導員等を配置して、安全を確保する必要がある。
- e) 本施工のようにグラウト漏れ等を防止するため型枠と躯体に墨出しを行い適当な位置に固定し、型枠周囲に発砲ウレタンを吹付けて漏れ防止のシールを行う必要がある。

8.2.2.7 試験施工終了時の状況

躯体改造の試験施工を行い、完了した完成図を図 8.2.2-24～図 8.2.2-26 に示す。各寸法は、完成図に基づく実測値である。

写真 8.2.2-45～8.2.2-69 に施工完了時の状況および寸法検査状況を示す。

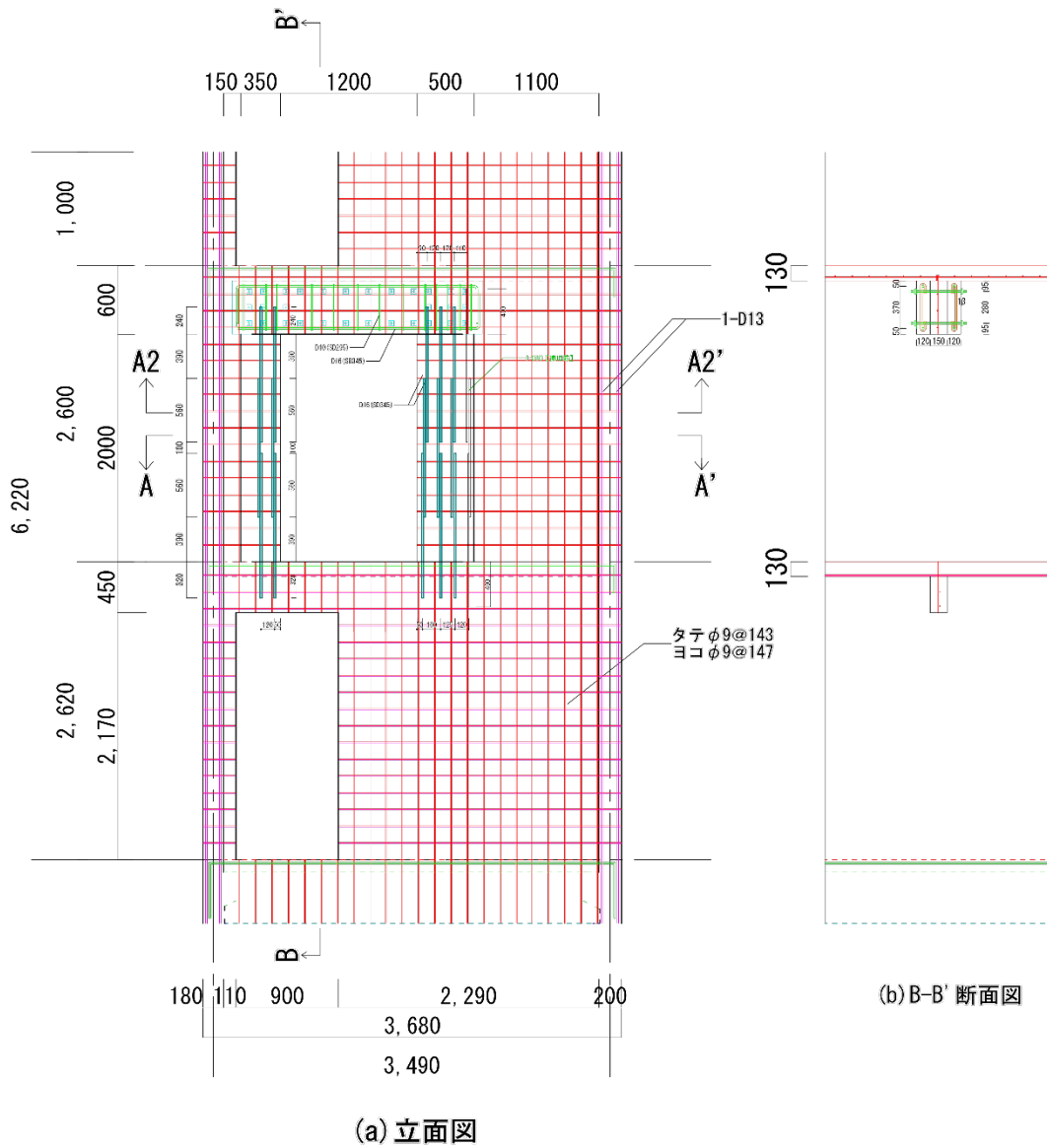


図 8.2.2-24 完成図，全体

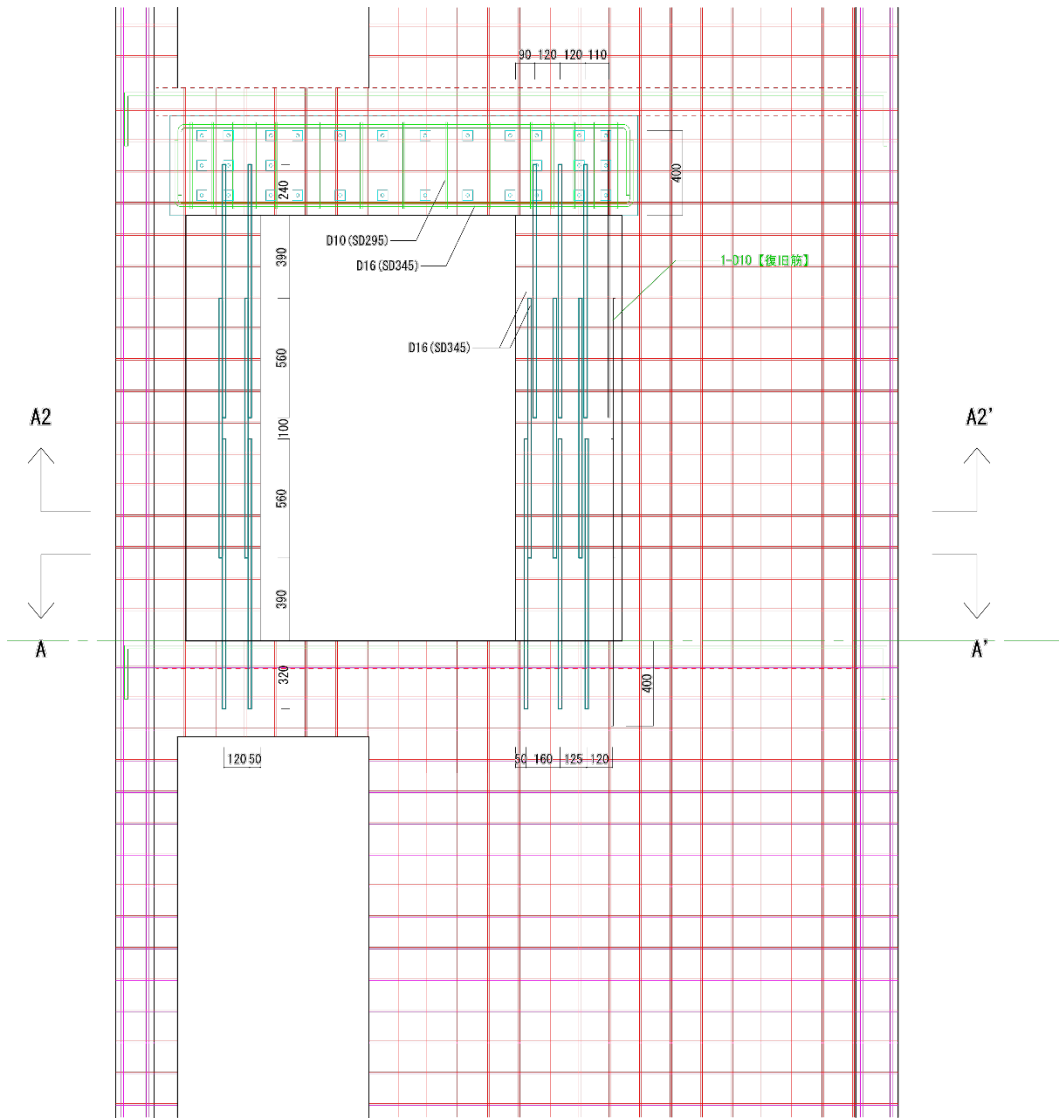


図 8.2.2-25 完成図, あと施工アンカー埋め込み長さ, 重ね継ぎ手長さ

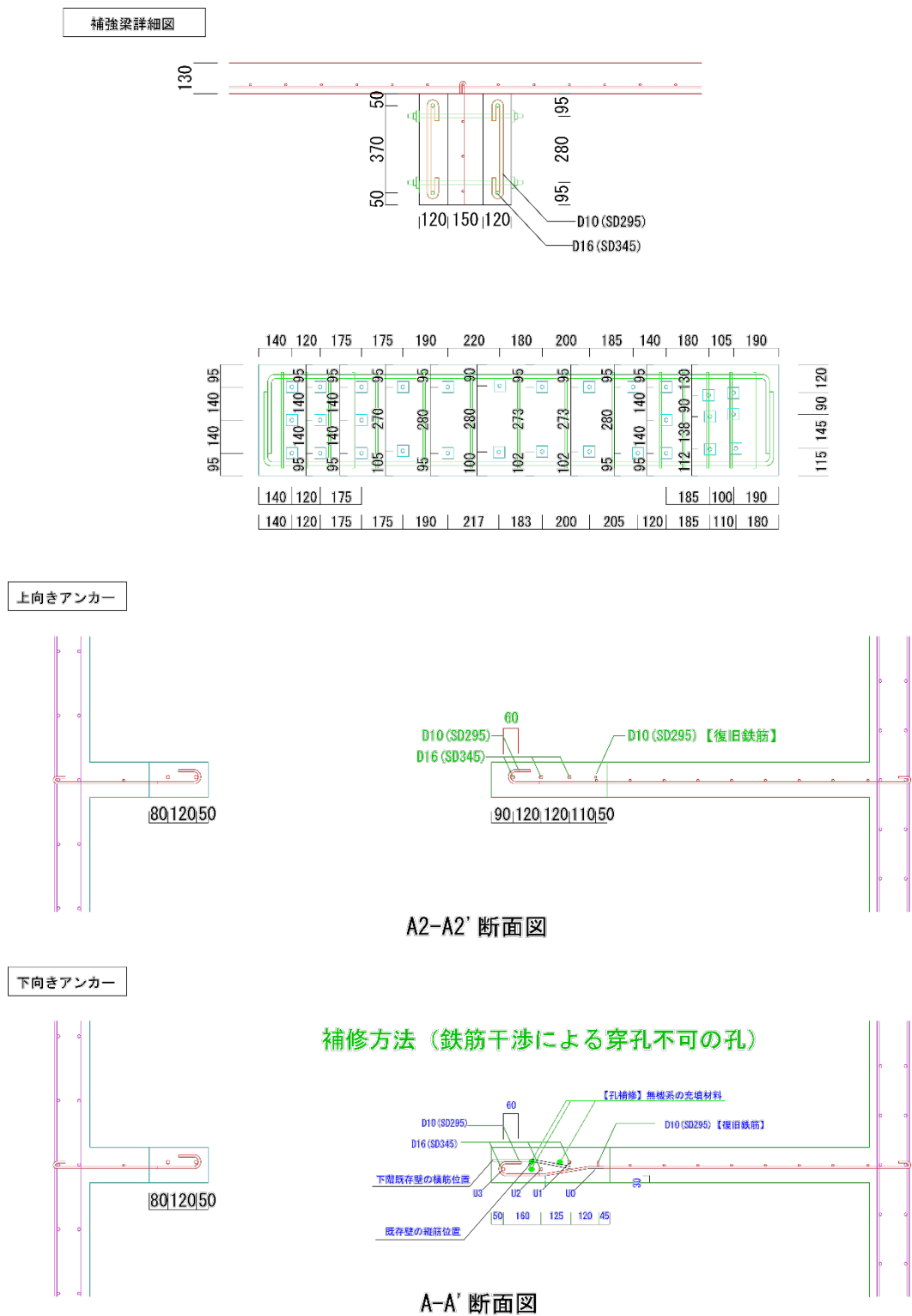


図 8.2.2-26 完成図, 開口図周り各部位の詳細



写真 8.2.2-45 躯体改造試験施工完了状況，全景，201号室側



写真 8.2.2-46 躯体改造試験施工完了状況，外付け梁，201号室側



写真 8.2.2-47 躯体改造試験施工完了状況，全景，202 号室側



写真 8.2.2-48 躯体改造試験施工完了状況，外付け梁，202 号室側



写真 8.2.2-49 外付け梁せいの確認, 201号室側



写真 8.2.2-50 外付け梁せいの確認, 201号室側



写真 8.2.2-51 外付け梁せいの確認, 201号室側



写真 8.2.2-52 外付け梁幅の確認, 201号室側



写真 8.2.2-53 外付け梁幅の確認, 201号室側



写真 8.2.2-54 外付け梁幅の確認, 201号室側



写真 8.2.2-55 外付け梁長さの確認, 201号室側



写真 8.2.2-56 外付け梁長さの確認, 201号室側



写真 8.2.2-57 外付け梁長さの確認, 201号室側



写真 8.2.2-58 北側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-59 北側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-60 北側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-61 北側補強壁柱厚さの確認



写真 8.2.2-62 北側補強壁柱厚さの確認



写真 8.2.2-63 北側補強壁柱厚さの確認



写真 8.2.2-64 南側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-65 北側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-66 北側補強壁柱の長さ確認



写真 8.2.2-67 南側補強壁柱厚さの確認



写真 8.2.2-68 北側補強壁柱厚さの確認



写真 8.2.2-69 北側補強壁柱厚さの確認

8.2.2.8 計画時と施工時の相違

実測値と計画時の寸法の相違点は、外付け補強梁の通し筋については最大で 80mm 程度の相違があり、補強柱のアンカー打設位置については最大で 50mm 程度、変更する必要が生じた。これらは、主に既存鉄筋の位置による影響である。

また、補強柱のアンカー打設に伴い施工治具を取り付けるために既存縦筋を撤去する必要があったため、補強柱の一部縦筋は、撤去、復旧作業を実施した。

詳細については、以下のとおりである。

(1)外付け補強梁

計画図と完成図の外付け補強接合用の通し筋の位置を図 8.2.2-26～図 8.2.2-27 に示す。通し筋の横方向のピッチについては最大 80mm 程度、縦方向では 50mm 程度の違いがあった。

これは、非破壊検査により位置を出した既存壁の既存横筋および既存縦筋位置が計画図にある通し筋と干渉することが生じたこと、および、あと施工アンカー削孔位置とも干渉しないように、変更する必要があったためである。

あと施工アンカーを計画位置とするために、通し筋位置は、計画時に最大 100mm 程度位置を移動する必要があることが想定される。

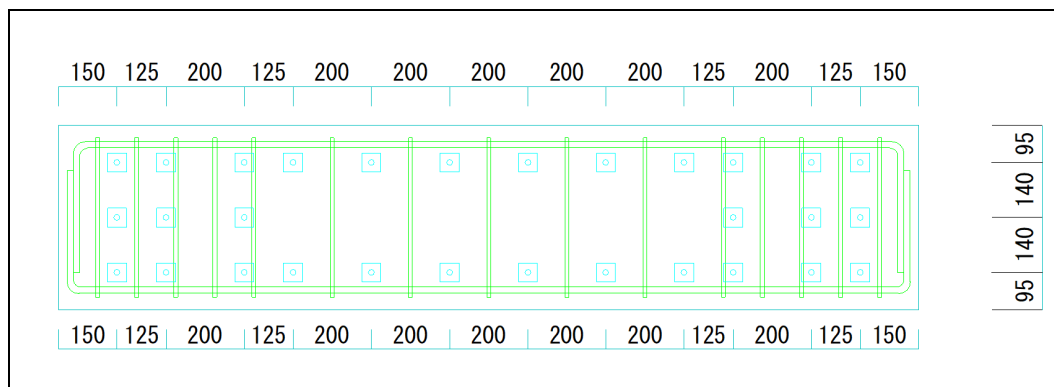


図 8.2.2-26 補強梁 計画図

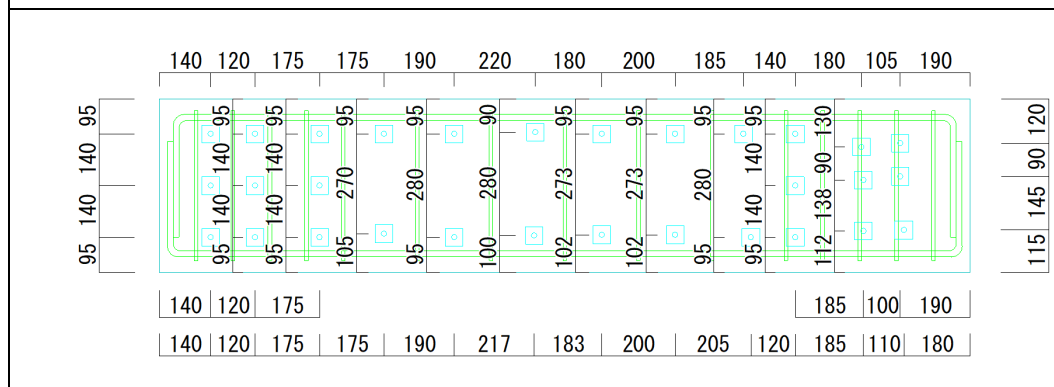


図 8.2.2-27 補強梁 完成図

(2) 補強柱について

① 下向きアンカー

計画図と完成図の下向きあと施工アンカー位置を図 8.2.2-28～図 8.2.2-29 に示す。計画時のアンカーの間隔は 170mm であるが、施工完了時の最小ピッチが 125mm となった。なお、120mm はあと施工アンカーの構造規定を満たす間隔である。

これは、下向きアンカーで深い位置にある既存スラブ筋および既存壁の縦筋を避けるためにあと施工アンカー打設位置を変更する必要があることが要因である。また、あと施工アンカーの直交壁方向にある端部のあと施工アンカーは、あと施工アンカーを打設するための施工スペースを確保する目的で既存壁の縦筋を撤去・復旧作業を行った。

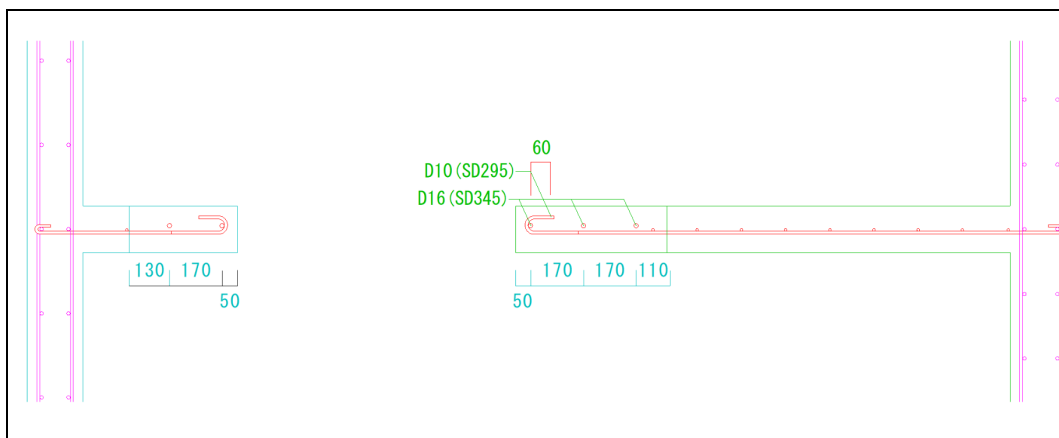


図 8.2.2-28 補強柱（下向きアンカー） 計画図

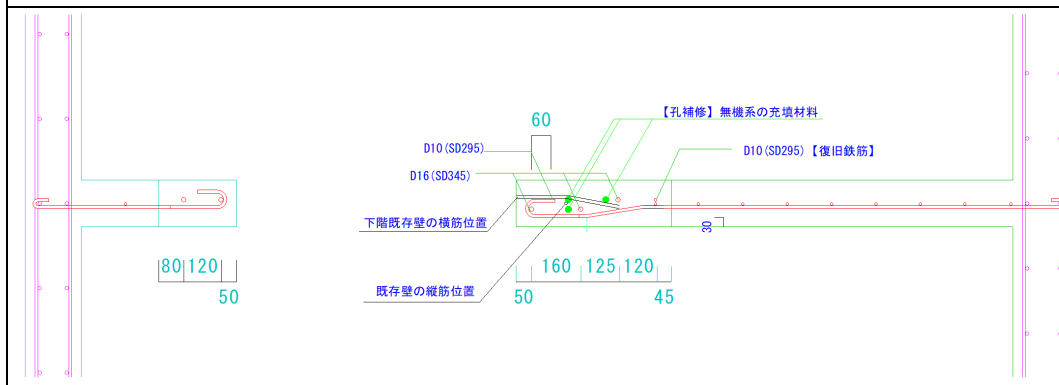


図 8.2.2-29 補強柱（下向きアンカー） 完成図

② 上向きアンカー

計画図と完成図の上向きあと施工アンカー位置を図 8.2.2-30～図 8.2.2-31 に示す.計画時のアンカーの間隔は 170mm であるが, 施工完了時の最小ピッチが 120mm となった.なお, 120mm はあと施工アンカーの構造規定を満たす間隔である.

計画図と完成図の違いは, 既存スラブ筋および既存壁縦筋を避けるためにあと施工アンカー打設位置を変更する必要があったこと, および既存鉄筋に干渉しない位置としたためである.なお, 図中の復旧鉄筋は, あと施工アンカーを穿孔するための施工スペースを確保する目的で既存壁の縦筋を撤去・復旧を行った既存縦筋である.

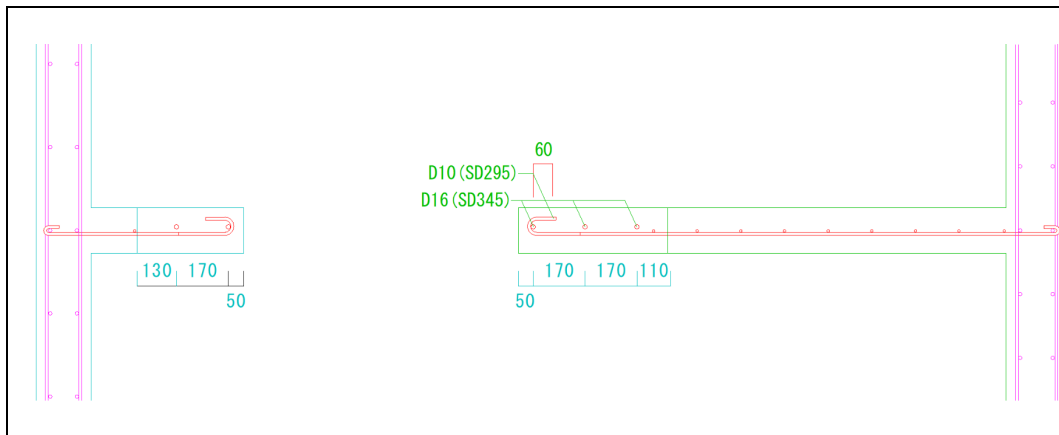


図 8.2.2-30 補強柱 (上向きアンカー) 計画図

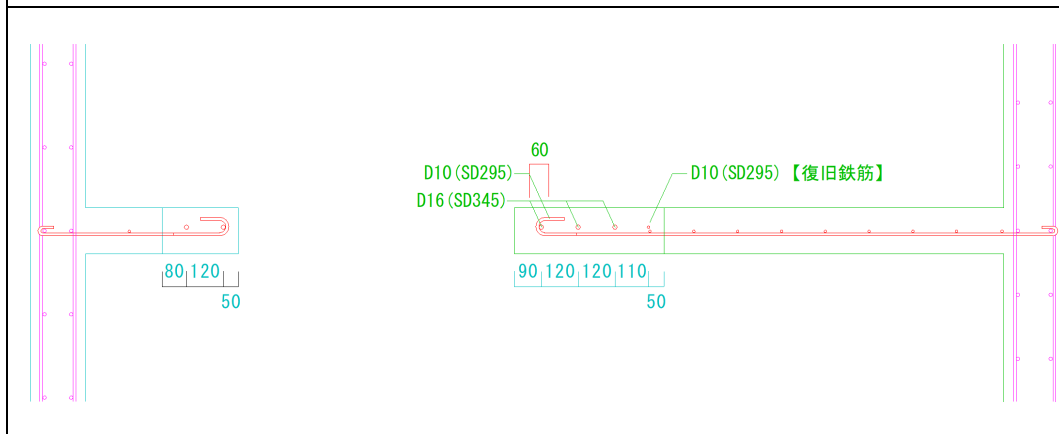


図 8.2.2-31 補強柱 (上向きアンカー) 完成図

8.3 あと施工アンカーの検査手法の検討

8.3.1. 壁式架構試験体を対象とした検討

8.3.1.1. 計画方針

新設開口脇の耐力壁端部に、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカーを導入した。あと施工アンカーの施工箇所および本数を図 8.3.1-1 に示す。

あと施工アンカーの品質管理体制については、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に準じて、図 8.3.1-2 のような体制で実施した。第三者となる検査会社は、発注者と利益相反がないことが必要である。本試験施工では、第三者機関となる検査者は、建築研究所が行った。

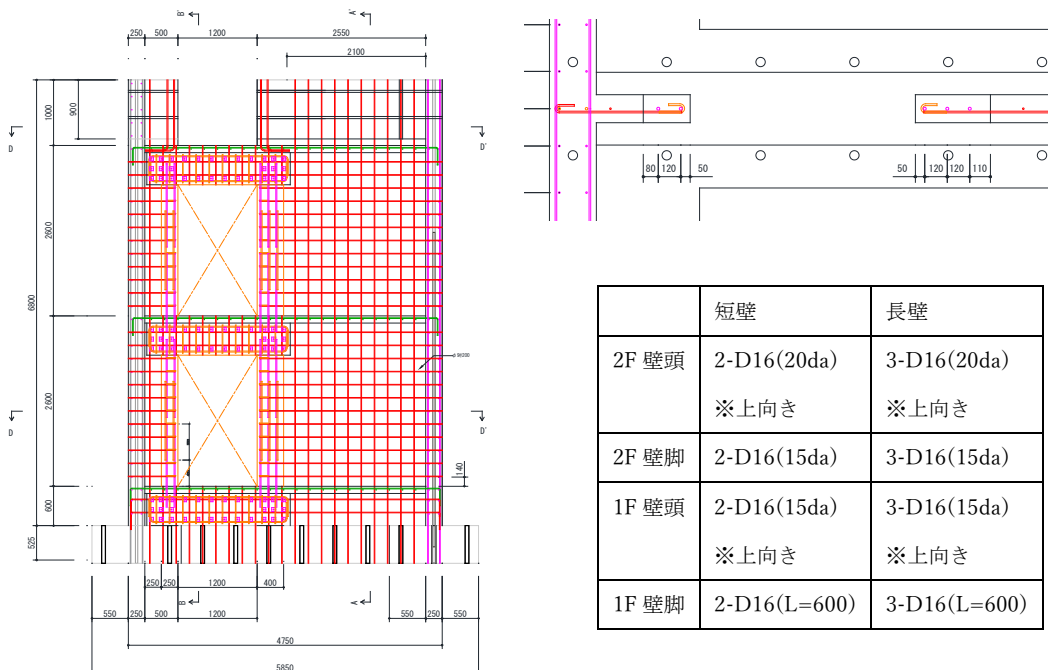


図 8.3.1-1 あと施工アンカー施工位置・本数

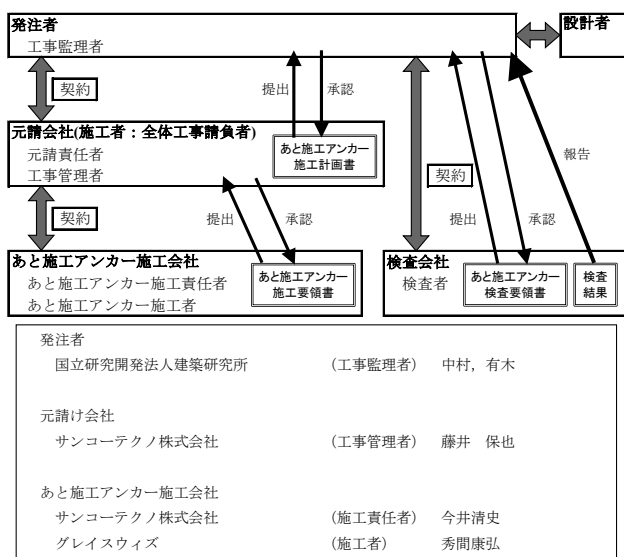


図 8.3.1-2 施工品質管理体制

8.3.1.2. 使用材料の管理

接着系あと施工アンカーは製品によりその特性および施工方法が異なり，設計図書通りの性能を確保するためには，国土交通省大臣の強度指定を受けたものから選定し，材料受入れから施工までの保管についても注意を払う必要がある。そこで，接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]に則り，カートリッジ受入れ・在庫管理，アンカー筋受入れ・在庫管理について確認した。

本工事に使用する鉄筋（以下，アンカー筋），あと施工アンカー製品（接着系注入方式ミキシングノズル式）の調達・搬入・管理については，表 8.3.1-1 のアンカー筋および接着剤カートリッジの保管・管理に従って実施した。

表 8.3.1-1 アンカー筋および接着剤カートリッジの保管・管理

項目	判定基準	検査方法	時期・頻度
カートリッジの保管状態	メーカーの仕様書，カタログ，SDS などによる水，油，土，ほこり，火気等がなく，高温・多湿の場所ではなく，直射日光の当たらない冷暗所に保管する。	目視による	保管開始時 保管期間中 適宜
アンカー筋の保管状態	水，油，土，ほこり，火気等がない所に保管されていること		
保管	屋内で専用の場所を設けて保管されていること 消防法他，関連法規を遵守すること。		

本工事では，アンカー筋は発注者支給品の異形鉄筋 SD345-D16 を使用した。

受入検査を実施し，全ての形状および寸法を確認し記録に残した。アンカー筋受入れ検査は，表 8.3.1-2 アンカー筋の受入れ検査に従って実施し，アンカー筋受入れ・在庫管理簿に記入した。

表 8.3.1-2 アンカー筋の受入れ検査

項目	判定基準	検査方法	時期・頻度
品名(材質)・本数	施工品質管理計画書(または注文書)と合致すること	注文書と実物との照合	受入れ時に全数
寸法(サイズ・長さ)		計測器(ノギスまたはスケール)で実測	受入れ時に全数

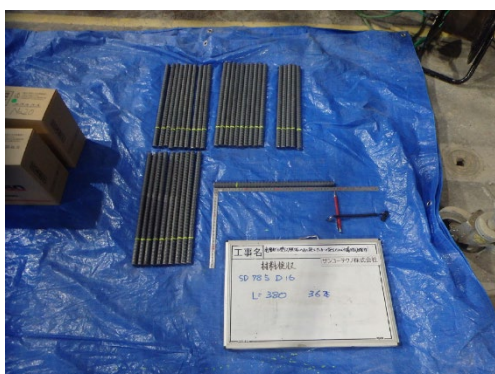


写真 8.3.1-1 施工前試験

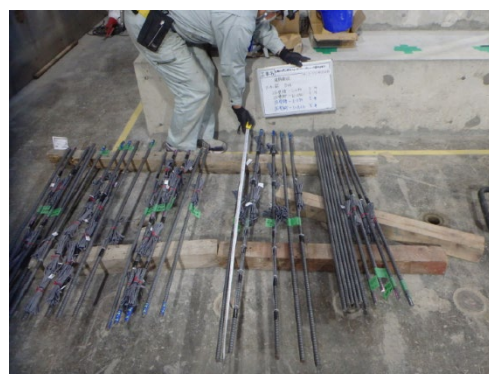


写真 8.3.1-2 施工前試験

本工事では，使用するあと施工アンカー製品は，接着系注入方式ミキシングノズル

ル式で、接着剤はフィルムカートリッジに封入されている。封入された接着剤の種類、材質などについて、受入検査を表 8.3.1-3 接着剤カートリッジの受入れ検査に従い実施し、接着剤カートリッジの在庫管理簿に記入する。

表.8.3.1-3 接着剤カートリッジの受入れ検査

項目	判定基準	検査方法	時期・頻度
カートリッジの有効期間	有効期限内であること	目視もしくはロット No.読み取り	受入れ時に全数



写真 8.3.1-1 施工前試験



写真 8.3.1-2 施工前試験

8.3.1.3. 施工前試験

本工事では、あと施工アンカー施工会社の施工責任者は、主任技士を保有するものが従事する。工事にあたって、あと施工アンカー施工者の氏名、資格種類、資格の有効期限を確認し記録した。

本工事において、あと施工アンカー施工予定者に対して、施工前試験として樹脂の充填性確認試験を実施した。

充填性確認試験は、透明塩ビ管を用いて従事を予定する施工者が実際に用いる樹脂・施工方法による充填試験を行い、試験本数は設計図書に記載の施工方向について各方向各 5 本とする。充填性確認試験では、樹脂が全長にわたって均一に充填されていることを確認する。充填性確認試験の可否は、塩ビ管内の周囲内において鉄筋径程度以上の空洞が無く、全体として円筒形の周囲 5%以上の空隙部が無い場合に合格とする。



写真 8.3.1-1 施工前試験



写真 8.3.1-2 施工前試験

8.3.1.4. 施工時の品質管理

施工時の品質管理については、あと施工アンカー施工責任者は施工した全数のアンカーについて、各施工箇所確認シートに示す項目を確認して報告書を作成して、管理者の確認を受ける。

表 8.3.1-4 各施工箇所確認シート

施工月日：○○年○○月○○日 ○○時○○分 (天候：○○○○)		施工箇所： No.○○	カートリッジNo .：○○○○ アンカー筋 N o.：○○○○		
施工者：○○○○会社 日本 太郎 / 資格関係：JCAA 第1種施工士，メーカー講習受講					
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工(位置ずれ，変更時には理由を記述) 位置ずれがある場合 x：±○○ mm， y：±○○ mm 理由：			
2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○ mm (写真)		
3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○ mm (写真)		
4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○ mm		
5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記述)	OK or 度 理由：		
6	孔内清掃	手順が守られているか	目視確認(状況写真)		
7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認		
8	使用期限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認(写真)		
項目1～8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認(写真)		
10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認(写真)		
11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)		
12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認		
13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施		
14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上	時間管理		
15	自主確認	目視・打音・接触確認 (不具合箇所がある場合は報告し，指示を仰ぐ)	OK or NG		

8.3.1.4-1 安全

作業時、開口部があるため手すりなどを利用して安全帯を設置し作業する。コアドリルを用いるため、コア回転部への巻き込まれ防止するため軍手の利用禁止した。また上向きに機械を固定するため、固定用アンカーの打ち込み箇所にはひび割れがないことなどを確認して設置した。

8.3.1.4-2 作業手順

穿孔およびあと施工アンカー施工の作業手順を図 8.3.1-3 に示す。

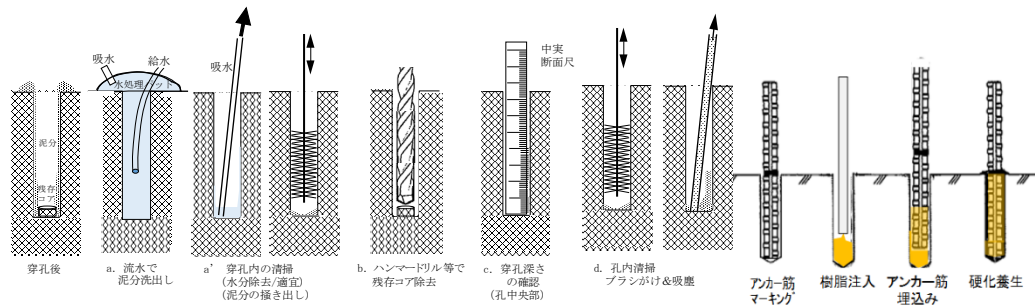


図 8.3.1-3 作業手順

(1) 準備

墨出し位置については、工事管理者は、施工図によるあと施工アンカー施工箇所位置に図 8.3.1-4 に示した十文字線による方法で明示するとともに、施工管理シートに部材端部などの基点からの位置の寸法および写真撮影による記録を行った。あと施工アンカー施工者は、指示された墨出し位置を確認して穿孔を行った。

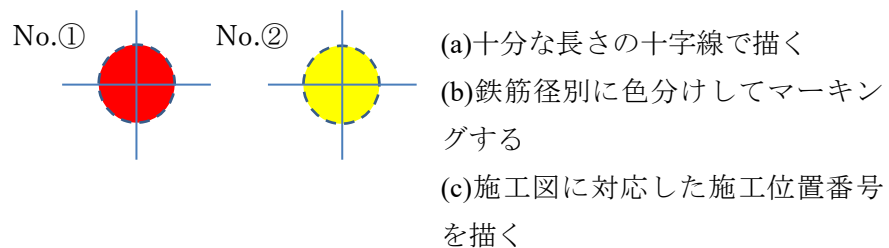


図 8.3.1-5 墨出し位置明示

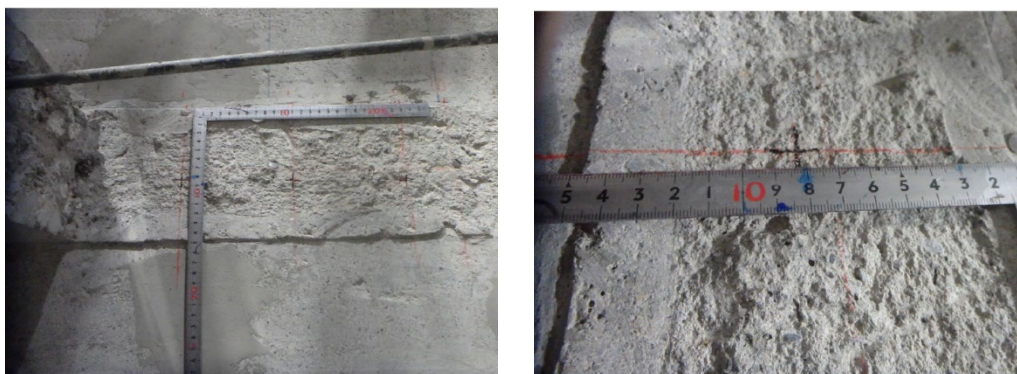


写真 8.2.1-3 隅出し位置確認

(2)穿孔深さ決定・穿孔

穿孔には、固定式湿式ダイヤモンドコアドリルを使用した。施工者は、設計図書に明記されている有効埋込み長さを確保して、コアビットに穿孔深さのマーキングを行い穿孔を行った。

穿孔途中で鉄筋等が確認された場合は、速やかに施工責任者に報告し、施工責任者は工事管理者に報告する。工事管理者は工事監理者と協議して施工に対する指示を行う。これらの結果については、表 8.3.1-4 各施工箇所確認シートに記録する。

施工者は、穿孔終了後孔内清掃を行い、施工責任者は、穿孔後箇所の位置、深さ、孔径、コンクリート面に対する傾斜について表 8.3.1-4 各施工箇所確認シートに記載して提出する。

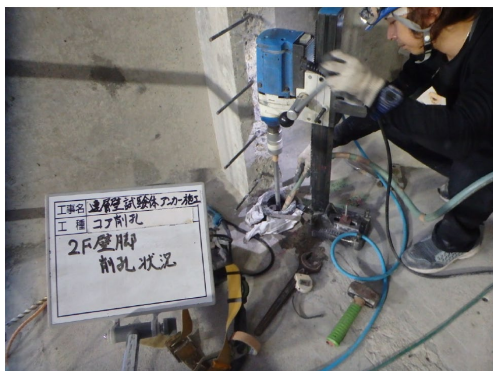


写真 8.2.1-4 穿孔



写真 8.2.1-5 穿孔後の状況

(3)清掃

施工者は、孔内清掃について清掃手順を確認するとともに、孔内切り粉が除去されていることを目視および触診にて確認した。施工部位のコンクリート内に不良部分がある場合等は、あと施工アンカーの固着力は期待できないので、速やかに工事監理者に報告を行う。

清掃状況および孔内の状態を確認し施工管理シートに記載した。



写真 8.2.1-6 孔内清掃



(4)マーキング

各アンカー筋は穿孔した孔内に使用する鉄筋を挿入してコンクリート表面位置にマーキングがあることを確認する。マーキングは白色等の油性マーカーで幅 5 mm ~ 10 mm 程度で記す。マーキングが見え難い場合や、消えかけている場合は改めて確認できるものに再マーキングをする。

アンカー筋は搬入時の受け入れ検査時に有効埋込み長さとは定着長さを見込んだ所定の寸法であること、原位置記録として保管することが重要である。

(5)コンクリートの劣化部の処置

穿孔および樹脂注入時に施工位置にひび割れや豆板がある場合は、工事監理者との協議により、措置方法を定める。

(6)接着剤の注入方法

a) 注入量の計算

あと施工アンカー工事に必要な注入量として、下記の式を用いてあと施工アンカー一か所当たりに必要な樹脂量を算出する。

$$V_{need,i} = \alpha \cdot \frac{\pi(d_{Hi}^2 - d_{Ai}^2) \cdot l_e}{4000}$$

[記号]

- $V_{need,i}$:必要量(ml)
- d_{Hi} :i 番目の施工箇所の穿孔径(mm)
- d_{Ai} :i 番目の施工箇所のアンカー筋の呼び名(mm)
- l_e :有効埋込み長さ(mm)
- α :注入におけるロス(余剰注入, 注入箇所周辺のひび割れ等の損傷への浸透, 注入作業後の液だれ等)を考慮した割増係数

表 8.3.1-5 各仕様の樹脂量計算結果 ($\alpha=1$)

施工位置		1F壁脚		1F壁頭		2F壁脚		2F壁頭	
ゲージ有無		無	有	無	有	無	有	無	有
アンカー筋の呼び名	d_a [mm]	16	16	16	16	16	16	16	16
穿孔径	d_{Hi} [mm]	20	24	20	24	20	24	20	24
有効埋込み長さ	l_e [mm]	600	600	240	240	320	320	240	240
必要量	V_{need} [ml]	67.9	150.8	27.1	60.3	36.2	80.4	27.1	60.3

b) 樹脂注入手順

基本的な注入施工手順を図 8.3.1-5 に示す。算出した樹脂量の位置にホースにマーキングを設け注入を行う。

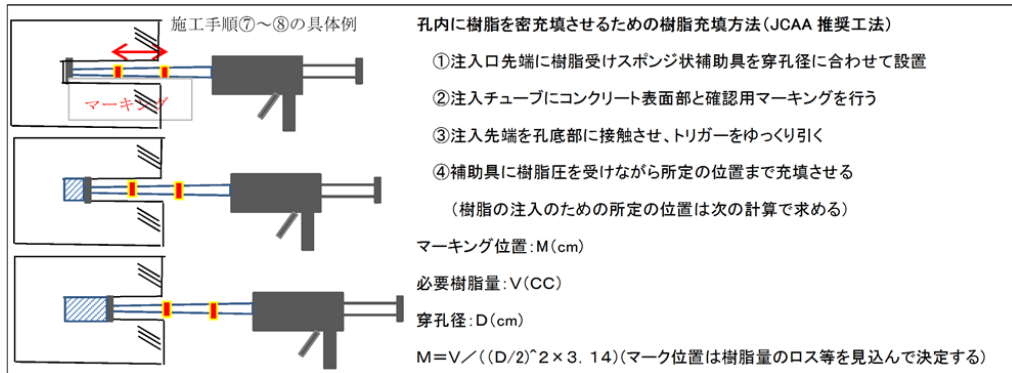


図 8.3.1-5 注入方式施工要領

c) 注入確認方法

注入は注入先端部の補助具で樹脂圧を受け、あと施工アンカー施工者が移動圧を感じ取りながら樹脂の注入を行い、所定のマーキング位置がコンクリート表面に達して注入完了となる。

8.3.1.5. 施工後の管理および検査

接着系あと施工アンカーの施工後の検査として、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に従い、自主検査、受入検査および立会検査を行った。各検査方法、検査結果の判定方法および、不合格の場合の対策方法を図 8.3.1-6 に示す。

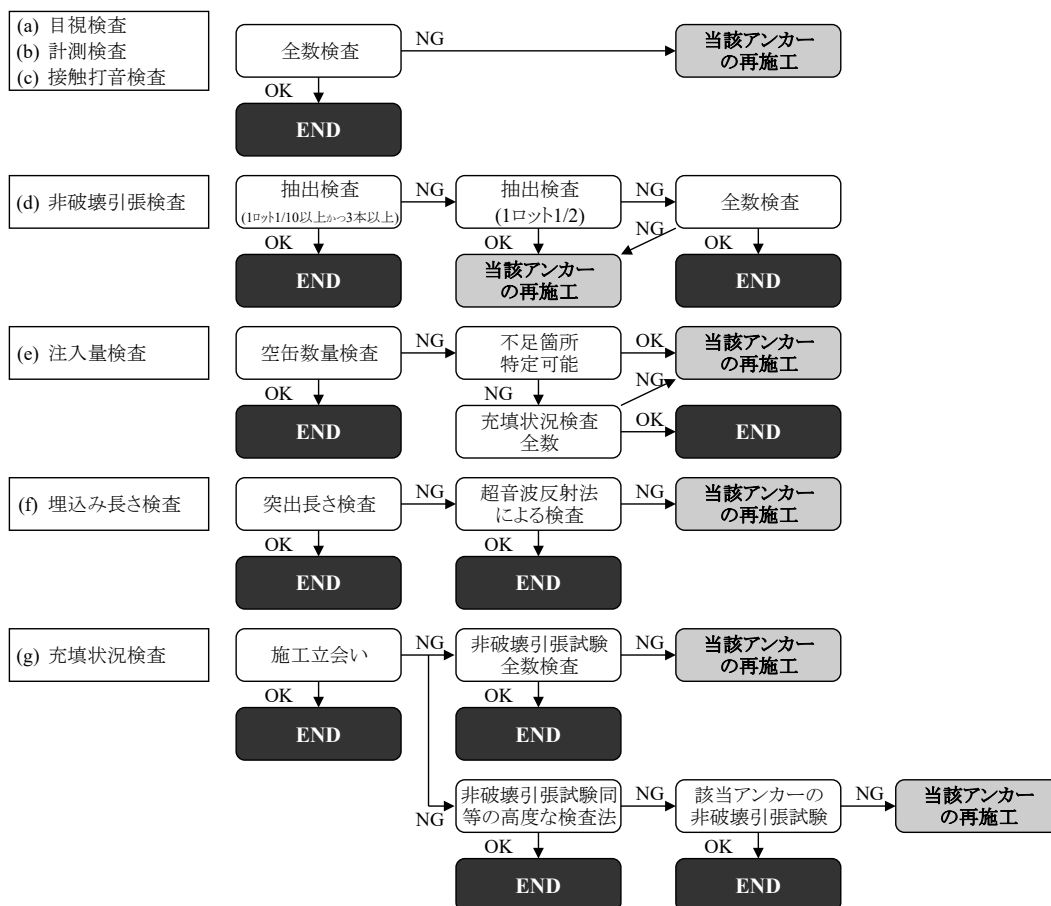


図 8.3.1-6 検査結果の判定方法（判定基準）および不合格の場合の対策方法³⁾

(1) 自主検査

施工後の自主検査は、施工者が自ら行う管理(自主管理)である。工事管理者およびあと施工アンカー施工責任者は、施工したアンカー全数について両者が施工の状態を確認し、アンカーごとにその記録を残す。

施工後の自主検査は、図 8.3.1-7 および表 8.3.1-5 に示す方法と判定基準により実施する。自主確認の時期は、施工後（接着剤が硬化した後）のできるだけ早い時期に接触打音による確認を行う。検査結果は、表 8.3.1-4 各施工箇所確認シートに、工事管理者とあと施工アンカー施工者のそれぞれが確認、記録する。

施工した全あと施工アンカーについて、自主検査の結果問題ないことを確認した。検査状況を写真 8.3.1-7 に示す。

表 8.3.1-5 自主検査方法と判定基準

確認項目	確認方法	評価基準
目視による確認	アンカー筋の種類, 本数の確認	アンカー筋の種類, 本数が設計図書に合致していること
	埋込み長さの確認	アンカー筋のマーキング位置が施工面に達していること
	接着剤の充填状況の確認	接着剤が母材表面に達していること
簡易な計測による確認	アンカー筋の径をノギス等で計測	アンカー筋の径に相違のないこと
	施工位置, 突出長さスケール等で計測し, 設計図書の値と照合	施工位置のずれが ± 5 mm 以内であること 突出長さが設計図書の長さ以上であること
	アンカー筋の角度を傾斜計等により計測	角度が施工面の法線に対して ± 5 度の範囲にあること
接触打音による確認	アンカー筋を手で触れて動かしても, 接着剤が硬化しており, 動かないこと	ガタツキがないこと
	ハンマー等を用いて軽く叩いたとき, 異常な反発と反発音がないこと	特異な音が無く, 適度の反発と反発音があること

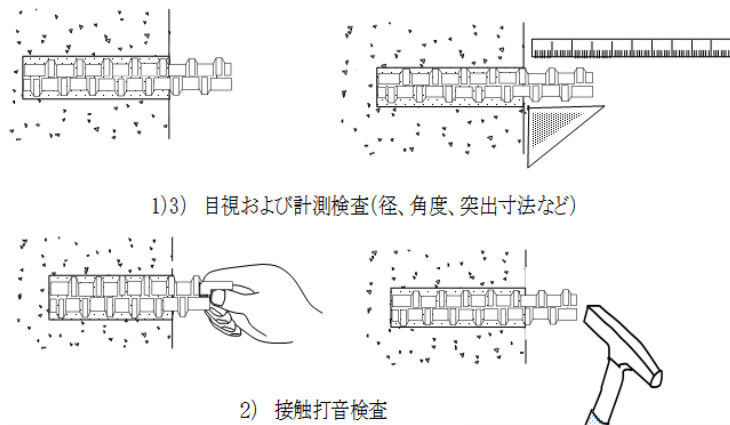


図 8.3.1-7 自主検査方法注入方式施工要領

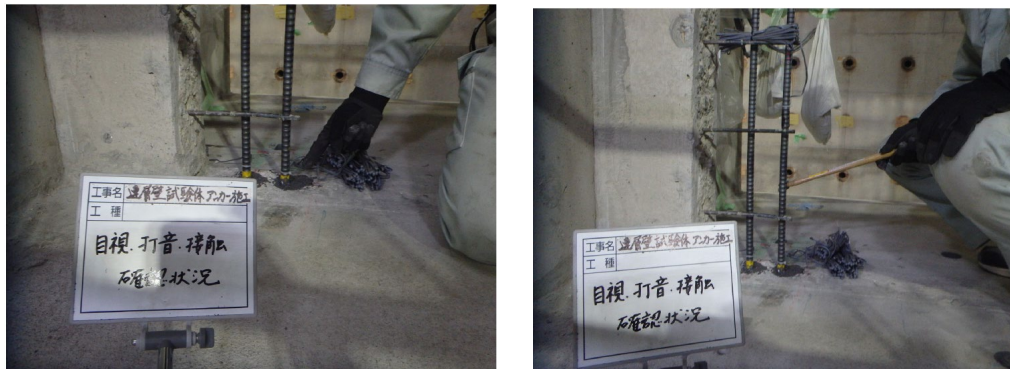


写真 8.3.1-7 自主検査

(2) 非破壊引張検査

アンカー筋に検査荷重を載荷し、アンカー筋の抜出しや過大な変形を生じないこと等を確認する。検査荷重は、ガイドライン³⁾に従い、あと施工アンカー製品の基準付着強度の2/3もしくはアンカー筋の降伏荷重の80%のうちどちらか小さい方の荷重とし、埋込長さを20da以上とした1F壁脚、2F壁脚アンカーは55kN、埋込長さ15daとした1F壁頭、2F壁頭アンカーは45kNとした。試験本数は、施工箇所および施工方向別に3本ずつとした。

非破壊引張試験の結果、検査を行ったすべてのアンカーにおいて、検査荷重までアンカー筋の抜け出しや過大な変形が生じていないことを確認した。

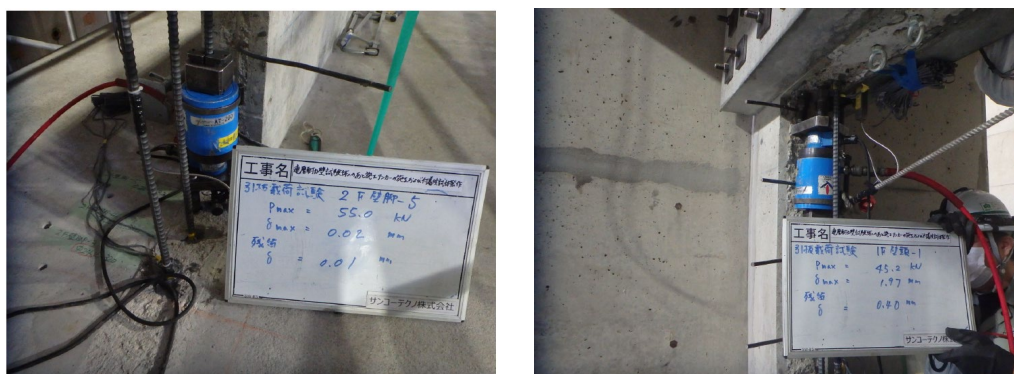


写真 8.3.1-8 非破壊引張試験

(3) 注入量の検査

接着剤の使用された注入量と算出された必要量とを比較する。本工事においては、あと施工アンカー1か所ごとに使用された注入量を確認した。具体的には、電動ガンにカートリッジをセットし、ノズルをつけた状態で、注入前の重量を計測し、注入後に同様に重量を計測して、差分から注入量を推定した。あと施工アンカー1か所ごとの必要樹脂量（設計量）は、表 8.3.1-5 のとおり算定されている。注入量を検査した結果を表 8.3.1-6 に示す。いずれも注入量は十分であり、実際のロスによる割増係数は 1.17～2.70 程度となった。一部のアンカー筋設置後の状況を写真 8.3.1-9 に示す。実際割増係数が 1.51 となった 2F 壁脚 No.5 では、孔からあふれた余盛量が比較的多くなっていることが分かる。



写真 8.3.1-8 重量確認

表 8.3.1-6 注入量検査結果

	1F 壁脚					1F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
必要樹脂量(cc)	150.8	150.8	150.8	67.9	67.9	27.1	60.3	60.3	27.1	27.1
実際注入量(g)	239	-	269	126	103	95	103	114	-	54
実際使用量(cc)	183.8	-	206.9	96.9	79.2	73.1	79.2	87.7	-	41.5
使用量と必要量の差	+33.0	-	+56.1	+29.0	+11.3	+46.0	+18.9	+27.4	-	+14.4
検査結果	OK	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	OK
実際割増係数 α	1.22		1.37	1.43	1.17	2.70	1.31	1.45		1.53
	2F 壁脚					2F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
必要樹脂量(cc)	36.2	80.4	80.4	36.2	36.2	27.1	27.1	27.1	27.1	27.1
実際注入量(g)	72	-	144	72	71	53	50	45	55	56
実際使用量(cc)	55.4	-	110.8	55.4	54.6	40.8	38.5	34.6	42.3	43.1
使用量と必要量の差	+19.2	-	+30.4	+19.2	+18.4	+13.7	+11.4	+7.5	+15.2	+16.0
検査結果	OK	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
実際割増係数 α	1.53		1.38	1.53	1.51	1.51	1.42	1.28	1.56	1.59



(a) 1F 壁頭 No.1



(b) 1F 壁頭 No.2



(c) 2F 壁脚 No.5

写真 8.3.1-9 アンカー筋設置後の状況

(4) 埋込長さの検査

アンカー筋の埋め込み長さと設計埋め込み長さを比較し、埋め込み長さが確保されていることを確認する。施工前に確認したアンカー筋の全長と、施工後のアンカー筋の突出長さの差から、アンカー筋の埋め込み長さを算定する。突出長さから埋め込み長さを検査した結果を表 8.3.1-7 に示す。

表 8.3.1-7 突出長さによるアンカー筋の埋め込み長さ検査結果

	1F 壁脚					1F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
全長	1525	1526	1526	1523	1526	1170	1169	1172	1170	1172
突出長さ	921	923	924	920	922	924	929	924	920	931
埋め込み長さ	604	603	602	603	604	246	240	248	250	241
設計埋め込み長さ	600					240				
検査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	2F 壁脚					2F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
全長	1251	1250	1251	1250	1250	1170	1171	1172	1170	1170
突出長さ	927	927	928	927	926	927	926	920	924	926
埋め込み長さ	324	323	323	323	324	243	245	252	246	244
設計埋め込み長さ	320					240				
検査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

突出長さによる検査の結果、問題はなかったが、参考に超音波反射法を用いた試験による検査を行った。検査は JIS Z 2305 (非破壊試験技術者の資格および認証) の NDT 方法「超音波探傷試験・UT」のレベル 1 以上の資格を有し、かつ第三者機関もしくは装置製造者等による埋込み長さ検査に関する講習等を受けた者が実施した。

検査は、アミック社のアンカーパルステスタを用いて行われた。アンカーパルステスタは、超音波反射法によるアンカー長さの測定と、電磁パルス法によるアンカー定着部の健全性評価機能を有する機器である。



写真 8.3.1-10 測定状況



写真 8.3.1-11 探触子保持状況

アンカーパルススタによる長さ測定の装置画面図を図 8.3.1-8 に示す。超音波の反射エコーのピーク位置からアンカー長が算定される。

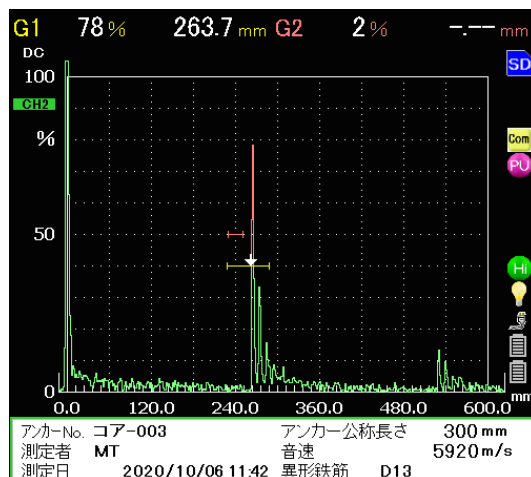


図 8.3.1-8 アンカーパルススタ画面

超音波反射法によるアンカー長さ測定結果を表 8.3.1-8 に示す。すべてのアンカーにおいて、設計埋め込み長さが確保されていることが確認された。

表 8.3.1-8 突出長さによるアンカー筋の埋め込み長さ検査結果

	1F 壁脚					1F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
全長	1541.7	1528.7	1529.8	1527.9	1528.1	1172.6	1171.7	1172.6	1172.5	1172.8
突出長さ	921	923	924	920	922	924	929	924	920	931
埋め込み長さ	620.7	605.7	605.8	607.9	606.1	248.6	242.7	248.6	252.5	241.8
設計埋め込み長さ	600					240				
検査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	2F 壁脚					2F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
全長	1251.7	1252.3	1252.4	1252.2	1252.8	1172.0	1172.9	1171.6	1171.2	1171.3
突出長さ	927	927	928	927	926	927	926	920	924	926
埋め込み長さ	324.7	325.3	324.4	325.2	326.8	245	246.9	251.6	247.2	245.3
設計埋め込み長さ	320					240				
検査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

超音波反射法によるアンカー長さにおける留意点としては、超音波が入射側の端面から斜めに入射したり、埋込側の端面で斜めに反射してしまうと、超音波は側面での反射を繰り返して減衰してしまうため、図 8.3.1-9 に示すようにピークがノイズに埋もれて

しまう. 特にアンカーが長く径が小さい場合にこの傾向が大きい. そのため, 超音波による長さ測定では, アンカー筋の両端面を長さ方向に対して垂直にしておく必要がある.

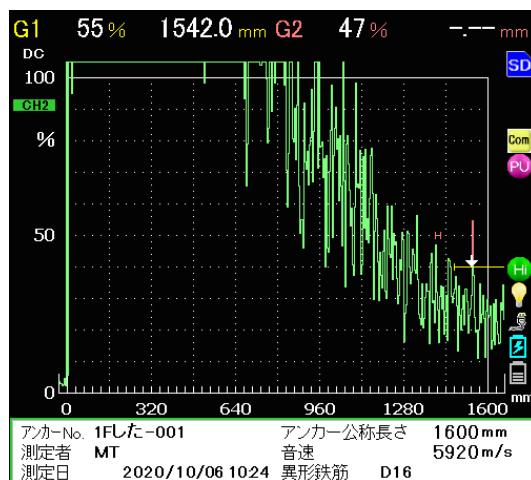


図 8.3.1-9 ノイズが多い事例

(5) 充填状況の検査

孔内に接着剤が空隙無く充填されていることを確認するため、施工記録（施工者の技量試験（施工前試験）や各工程におけるあと施工アンカー全数の工程検査記録（施工管理シートおよび記録写真等））を確認の上、接着剤の充填作業の立会いを行った。

また、参考に、電磁パルス法による充填不良状態の検査を行った。アンカー長さの検査と同様に、アミック社のアンカーパルステストを用いて行った。電磁パルス法による充填不良状態の検査は、アンカー筋頭部に付けたリング状の励磁コイルにパルス電流を印加することでパルス磁場を発生させ、その電磁力が作用してアンカー筋に弾性波を発生させ、アンカー筋頭部と近傍のコンクリート表面に設置した AE センサで受信し解析することでアンカー筋定着部の健全性を評価するものである。受信波形の一例を図 8.3.1-10 に示す。例では、振幅が小さかったり、波形形状が計測位置により異なる様子が見られ、電磁パルス法による検査においてはそれらの要因が NG ポイントとして評価される。

電磁パルス法による検査は相対評価であるため、正規施工の場合の指標値（充填状況が十分であると保証される試験体の計測値）が必要であるが、本検査においては、施工位置ごとの評価値の平均値を閾値と設定した。1F 脚部アンカーにおける評価指標値の一覧を図 8.3.1-11 に示す。また、NG ポイントの一覧を図 8.3.1-12 に示す。一部のアンカー（1F 壁頭部アンカー No.4,5 等）において、NG ポイントの合計点が大きくなった。これは、必ずしも充填不良というわけではなく、計測用センサを設置するアンカー周辺のコンクリート表面が、補強に伴う目荒らしにより平滑度が確保されていないことによるノイズが疑われる。

電磁パルス法による検査は、正規施工に対して明らかな充填不良を検出することは可能であるが、本工事における検査のように、実建物で実際にあるような正規施工が無い場合やコンクリート躯体が目荒しされた状態の場合などで明確な評価には課題がある。

コンクリート表面

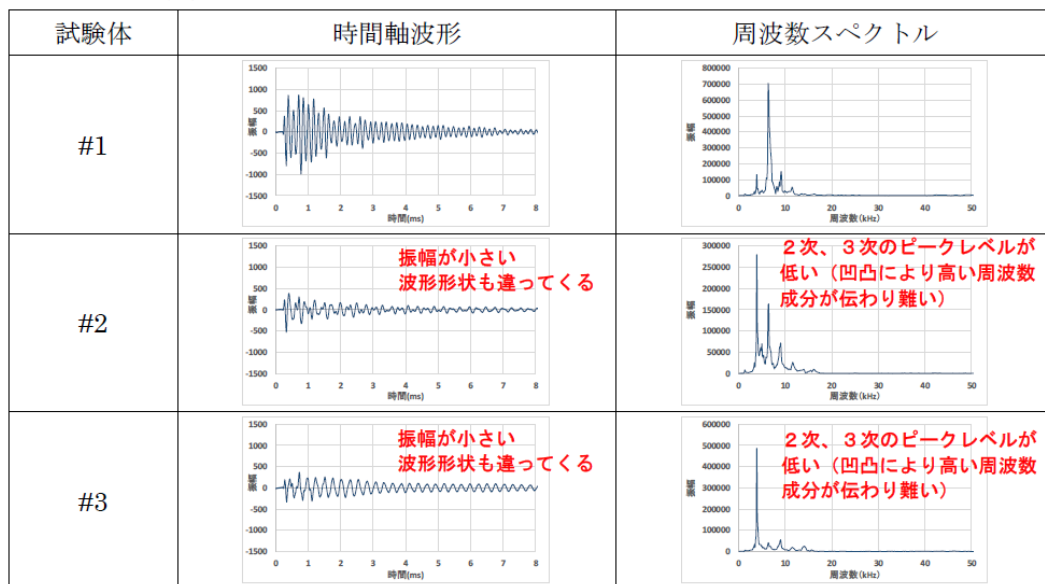


図 8.3.1-10 電磁パルス法による受信波形・スペクトルの一例（1F 壁頭アンカー）

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験



図 8.3.1-11 評価指標値一覧(1F 壁脚アンカー)

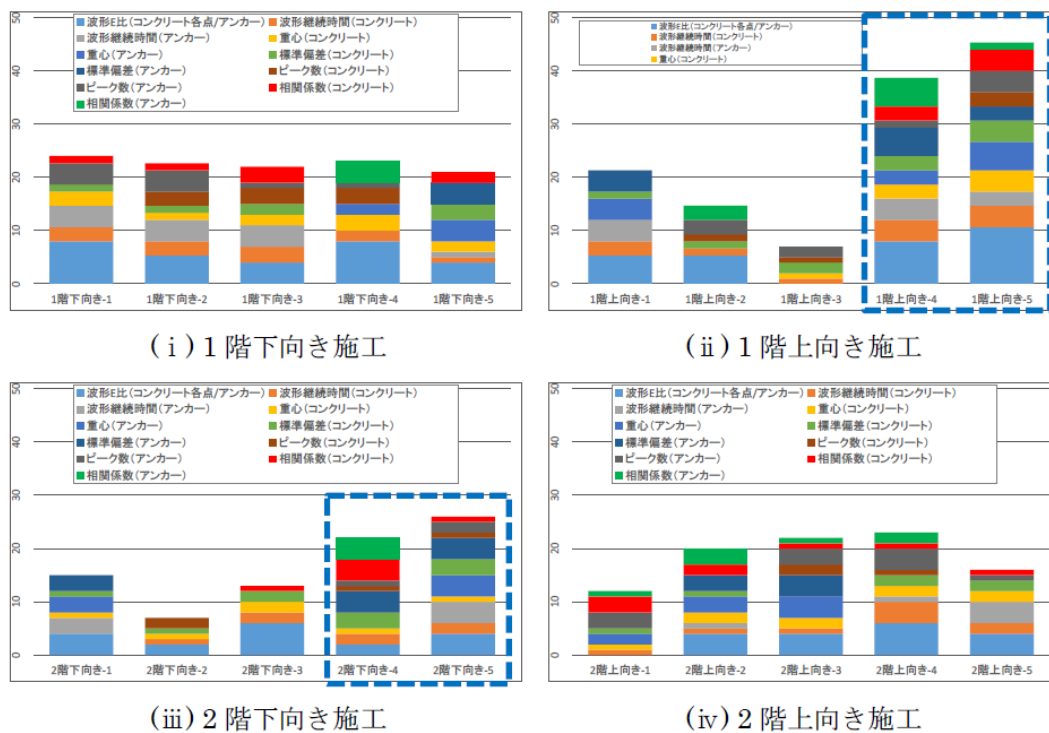


図 8.3.1-12 NGポイント一覧(1F 壁脚アンカー)

8.3.2. T団地住棟を対象とした検討

8.3.2.1 品質管理体制

あと施工アンカーの品質管理体制については、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^[8-4]に準じて、図 8.3.2-1 に示す体制で実施した。

第三者となる検査会社は、発注者と利益相反がないことが必要である。本試験施工では、発注者は(株)U、元請会社は株式会社F、あと施工アンカー施工会社についても株式会社Fである。第三者機関となる検査者は、建築研究所が行った。

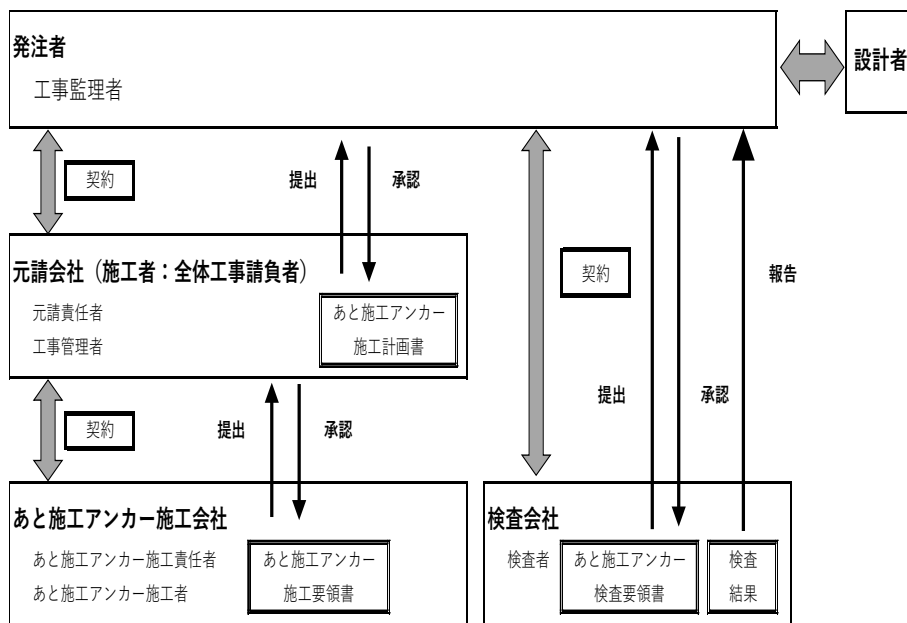


図 8.3.2-1 品質管理体制

8.3.2.2. 使用材料の管理

接着系あと施工アンカーは製品によりその特性および施工方法が異なり、設計図書通りの性能を確保するためには、国土交通省大臣の強度指定を受けたものから選定し、材料受入れから施工までの保管についても注意を払う必要がある。そこで、建築研究資料に則り、カートリッジ受入れ・在庫管理、アンカー筋受入れ・在庫管理を以下の表 8.3.2-1 で管理した。今回使用した主剤、硬化剤のロット番号は 064429L3 である。

表 8.3.2-1 カートリッジ受け入れ・在庫管理簿

受入日	管理番号	ロット番号		内容量 (m ³)	出庫月日	使用者		確認者
		主剤	硬化剤			氏名	受領印	
3月1日	下向きNO1	064429L3		500	1月18日	〇〇	●●	●●
	下向きNO2							
	下向きNO3							
	下向きNO4							
	下向きNO5							
3月1日	上向きNO1	064429L3		500	1月18日	〇〇	●●	●●
	上向きNO2							
	上向きNO3							
	上向きNO4							
	上向きNO5							

8.3.2.3. 施工前の確認

あと施工アンカーの施工者については接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]に準じて、施工前試験を実施し、充填性確認試験および付着試験により所定の技量を有することが確認されたあと施工アンカー施工者を入場者名簿に登録した。

(1) 施工前試験実施結果

あと施工アンカーに関する施工者の資格については、(一社)日本建築あと施工アンカー協会(以下、JCAA)が実施している資格制度があるが、注入方式を対象とした資格制度は存在しない。そこで、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]に則り、施工前試験を実施した。

- 1) 施工前試験はあと施工アンカー施工者の技量と付着力を確認するため、樹脂の充填性確認試験と付着強度試験を実施した。施工前試験に使用する試験装置、透明アクリル樹脂管(透明で変形を生じないパイプ状のものであればよい)を用意した。
- 2) 充填性確認試験は、透明なアクリル樹脂管に、実際に用いる樹脂・施工方法・施工者による充填試験を行い、試験本数は設計図書に記載の施工方法について上向き5本とした。接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]には各方向5本とあるが、本試験施工では最も難しい上向きで確認すれば良いと判断した。
- 3) 付着強度確認試験は、実際に施工するアンカー筋の最大径の鉄筋を用いて施工し、試験体数は5体とあり、実施する必要があるが、今回の試験施工では実施していない。
- 4) 付着強度試験は、試験に使用する母材コンクリートの強度は $18\sim 24\text{N/mm}^2$ とする。付着強度試験の合否は、5体の試験結果のすべてが設計図書に示される短期許容応力度を満足する場合に合格とする。
- 5) 施工前試験で不合格になった場合は、当該作業所における再試験は行わない。

(2) 写真



写真 8.3.2-1 施工前技能試験状況

写真 8.3.2-2 施工前技能試験状況

(3) 考察

- ① 本試験施工で使用する樹脂を充填したアクリル内にアンカーを挿入した際には注入量に問題は無かった。

- ② 樹脂をふき取る際にアクリルの注入口付近の樹脂も拭き取ってしまい、一部、樹脂量が欠損しているような状況が確認された。
- ③ 通常であれば、注入用のアクリルパイプではなくコンクリートであるため実際とは孔内摩擦が少ないため、樹脂が実情よりも垂れ易い。
- ④ 本施工では、アクリルパイプにアンカー筋を鉄線で結束して固定する形式であったため、その作業時にアンカーと樹脂に余分な負荷が発生する。
- ⑤ アクリルパイプから垂れる樹脂を雑巾で拭き取る為、パイプ内部に雑巾の一部が入り込み樹脂を取り除いてしまうことがある。
- ⑥ 上記②～③の対策として、上部が閉塞されたアクリルパイプを設置し、下部から樹脂を注入する。この際下部から垂れてくる樹脂をヘラで押し込めるような構造にするため注入口にも板を設置する必要があると考えられる。図 8.3.2-1～8.3.2-2 に治具のイメージを示す。なお、施工前実験は実際の施工現場で行うことが望ましいが、室内で行う方が確認はしやすいと考えられる。

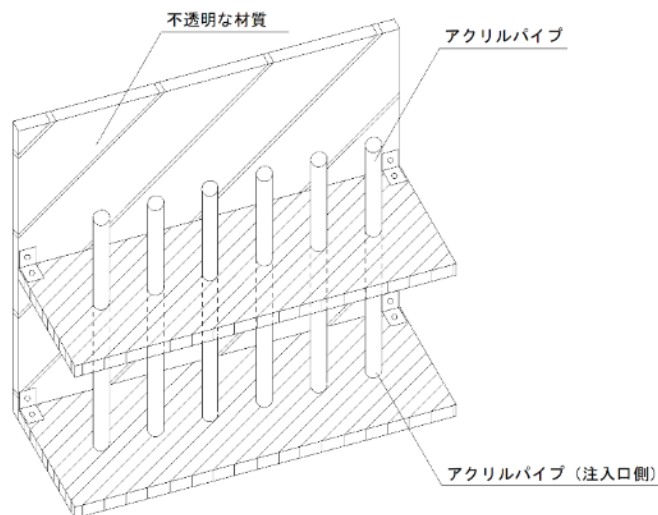


図 8.3.2-1 試験装置(イメージ図) アイソメ



図 8.3.2-2 試験装置(イメージ図) 底面

8.3.2.4. 施工時の品質管理

(1) あと施工アンカー入場者管理表

施工前試験にて確認したあと施工アンカー施工者試験に合格した者だけが作業するよう入場者を管理した。あと施工アンカーの入場者管理表を、表 8.3.2-2 を参照されたい。

表 8.3.2-2 あと施工アンカー入場者管理表

作業所名	T団地7-7-10号棟 (201・202号室)				工事名称	T団地躯体改造工事 (○号棟 ▼号室)			
登録者氏名・資格	1.○○○○ あと施工アンカー施工士 (主任技士)				登録番号	H0002▼4-4		有効期限 2022.■.○	
	2.■■■■ あと施工アンカー施工士 (主任技士)				登録番号	H0001○9-2		有効期限 2022.■.▼	
	3.△△△△ あと施工アンカー施工士 (主任技士)				登録番号	9620■73		有効期限 2022.■.△	
	4.▼▼▼▼ あと施工アンカー施工士 (主任技士)				登録番号	9622▼○○		有効期限 2022.■.◎	
登録者氏名	1. ○○○○		2. ■■■■		3. △△ △△		4. ▼▼ ▼▼		
月/日	入場	出場	入場	出場	入場	出場	入場	出場	
2021年○月○日			8:30	17:00					
2021年○月▼日	8:30	17:00	8:30	17:00					
2021年○月▼日	8:30	17:00	8:30	17:00					
2021年○月■日			8:30	17:00					
2021年○月■日			8:30	17:00					

(2) 穿孔および樹脂注入作業

施工者は現場での使用機器が施工要領書に記載されているものであることを確認して、穿孔深さのマーキング位置が設計図書に明記されている有効埋込み長さを確保補する箇所であることを確認した。穿孔途中で鉄筋等が確認された場合は、速やかに施工者から報告を受けて、工事管理者は工事監理者と協議して施工に対する指示を行った。これらの結果については施工管理シートに記録した。

あと施工アンカー施工者からは、穿孔した箇所の位置、深さ、孔径、傾きについて各施工箇所確認シートに記載して提出させた。以下に確認項目を示す。

- 1) 穿孔位置 (墨出し位置) : 位置ズレの記述, 位置ズレの理由を明記
- 2) 使用ドリル径の確認 : メーカー所定サイズかの確認
- 3) 穿孔長マーキング : アンカー筋を打設孔に挿入してマーキングして確認
- 4) 穿孔長 : アンカー筋打設孔に挿入して長さを確認
- 5) 穿孔角度 : 傾斜測定機器により確認 (管理値は 5°以内)
- 6) 樹脂使用期限

その他確認事項については、表 8.3.2-3 を参照されたい。

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-3 各施工箇所確認シート

施工月日:2021/3/2~3/5 (天候: 晴れ)		施工箇所: 上向き No.2		カートリッジ No.: 2本目 アンカー筋 No.: 2	
施工者: ●●●● ■■■■/ 資格関係 メーカー講習受講					
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事 管理者	
1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±〇〇mm, y: ±〇〇mm 理由: 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉
2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	〇〇〇mm (写真)	20φ	20φ
3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	〇〇〇mm (写真)	240mm	240mm
4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	〇〇〇mm	248mm	248mm
5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	傾斜測定器使用	± 0	± 0
6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○
11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○
12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○
13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	クサビ固定	クサビ固定
14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○	○
15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK



写真 8.3.2-4 孔内清掃状況



写真 8.3.2-5 穿孔長確認

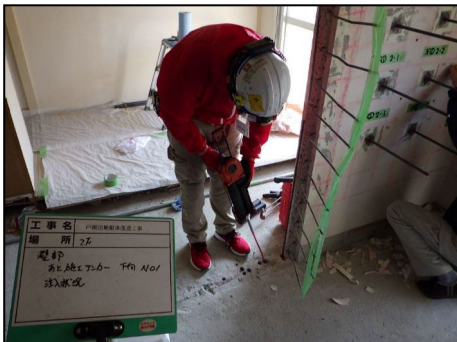


写真 8.3.2-6 樹脂注入状況

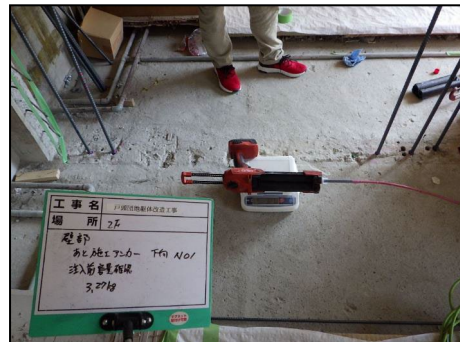


写真 8.3.2-7 使用樹脂量の確認



写真 8.3.2-8 穿孔角度確認状況



写真 8.3.2-9 くさび打込み状況
(上向き)

8.3.2.5. 施工後の管理および検査

あと施工アンカーの施工後の管理および検査については、建築研究資料を参考に実施した。

(1) 施工後の自主確認

本試験施工における『施工後の自主確認』は、接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]に示されている以下の項目について実施した。

- ① 目視による施工状態の確認：**実施**
- ② 簡易な計測による施工精度の確認：**実施**
- ③ 接触打音による施工状態の確認：**実施**

上記項目による検査を実施した結果、問題ないことが確認できた。また、上記項目の具体的な確認方法および評価基準を、以下の表 8.3.2-4 に示す。

表 8.3.2-4 目視・計測による確認，接触打音による確認の方法

確認項目	確認方法	評価基準
目視による確認	アンカー筋の種類，本数の確認	アンカー筋の種類，本数が設計図書に合致していること
	埋込み長さの確認	アンカー筋のマーキング位置が施工面に達していること
	接着剤の充填状況の確認	接着剤が母材表面に達していること
簡易な計測による確認	アンカー筋の径をノギス等で確認	アンカー筋の径に相違のないこと
	施工位置，突出長さスケール等で計測し，設計図書の値と照合	施工位置のずれが±5mm 以内であること 突出長さが設計図書の長さ以上であること
	アンカー筋の角度を傾斜計等により計測	角度が施工面の法線に対して±5度の範囲にあること
接触打音による確認	アンカー筋を手で触れて動かしても，接着剤が硬化しており，動かないこと	ガタツキがないこと
	ハンマー等を用いて軽く叩き，異常な反発と反発音がないこと	特異な音が無く，適度の反発と反発音があること

(2) 施工後の検査(第三者機関による検査)

『施工後の検査』は、図 8.3.2-3 に示す接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライ^[8-4]によるフローによって行わなければならない。それぞれの試験は、第三者検査機関が検査する必要がある。施工後の検査は、目視検査、計測検査、接触打音検査、非破壊引張検査、注入量検査、埋め込み長さ検査、および充填状況検査がある。本試験施工においては、全て項目に行った。行った結果を囲みで示す。

全検査項目において、NG となるものはなかった。ただし、非破壊引張検査において上向きアンカーについては、所定の機器で測定できず、他の機器で引張試験を行った。

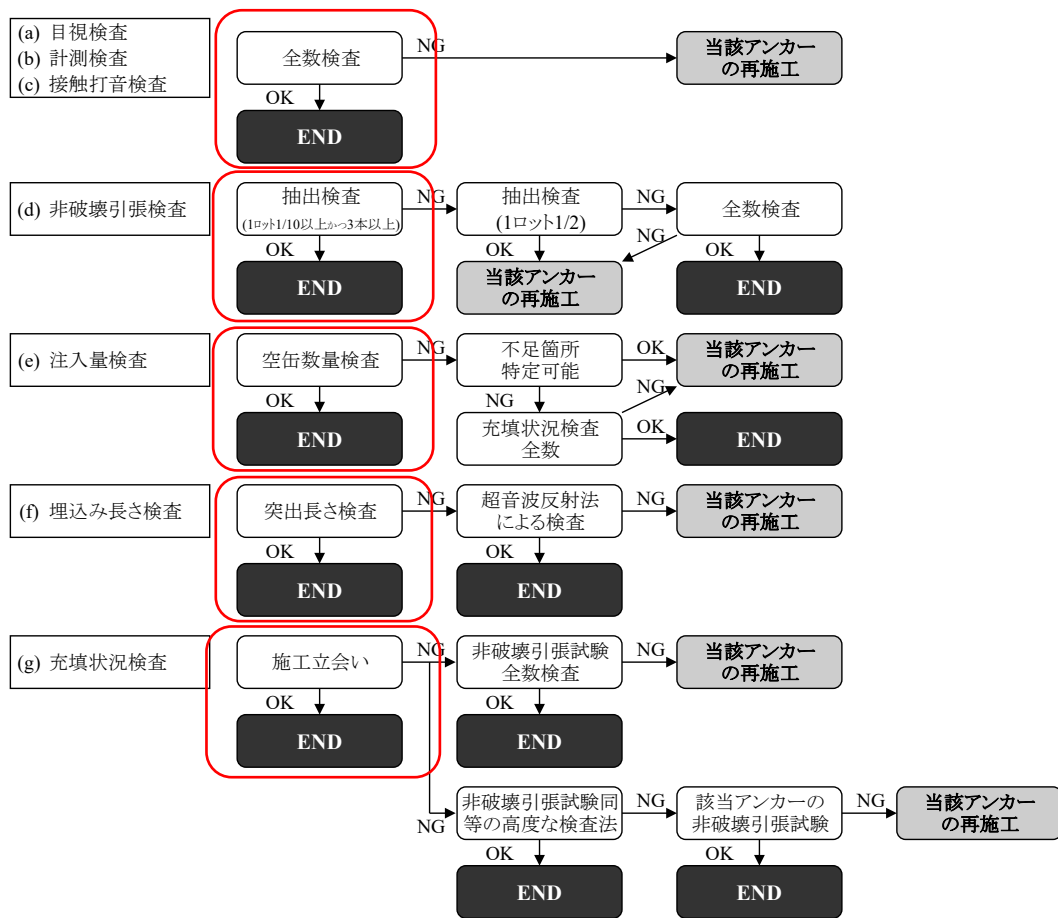


図 8.3.2-3 検査結果の判定方法(判定基準)および不合格の場合の対策方法の一例

(a)目視検査について

目視検査は、アンカー筋の種類、本数の確認、埋込み長さの確認、接着剤の充填状況を確認することとなっている。ここでは、充填状況の確認状況を写真 8.3.2-10 に示す。



図 8.3.2-10 接着材の充填状況の確認(目視検査)

(b)計測検査について

計測検査は、アンカー筋の径、施工位置、突出長さ、アンカー筋の角度の計測を行うこととされている。ここでは、アンカー筋の角度測定の状態を写真 8.3.2-11 に示す。



写真 8.3.2-11 アンカー筋の角度測定の状態

(c)打音検査について

打音検査は、ハンマーを用いて、軽く叩き接着剤が硬化していることを確認した。打音検査の状況を写真 8.3.2-12 に示す。



写真 8.3.2-12 あと施工アンカー施工後試験，打音検査

(d)非破壊引張試験について

非破壊試験引張試験については、あと施工アンカーガイドラインに以下の記載がある。『アンカー筋に検査荷重を載荷し、アンカー筋の拔出しや過大な変形を生じないこと等を確認する。非破壊引張検査は、ここでは施工性の確認を行うためのものであるため、アンカー筋孔口周辺を拘束した付着試験を行う。検査荷重は、あと施工アンカー製品の基準付着強度の 2/3 もしくはアンカー筋の降伏荷重の 80%のうち、どちらか小さい方の荷重とする。』

試験対象本数は、1 ロットの 1/10 かつ 3 本以上と規定されているため、上下とも 3 本とした。

引張試験の設計荷重および試験時荷重、および最大変位、荷重除去時の残留変形を表 8.3.2-5 に示す。2 階壁(下向き)アンカー引張試験残留変形を計測できるスピードテスターを用いた。引張試験の結果、残留変形は 0.2mm 以下であることを確認した。

表 8.3.2-5 2 階壁(下向き)アンカー引張試験結果

アンカーNo.	設計荷重	実測値	変位	残留変形	判定
No.2	55.4kN	55.4kN	2.42mm	0.00mm	OK
No.3	55.4kN	55.5kN	3.83mm	0.00mm	OK
No.4	55.4kN	55.4kN	2.90mm	0.00mm	OK

上向きアンカーには今回金属製のくさびを打ち込んでいるため、スピードテスターの設置が難しく、適切な引張力を測定することが困難なこと、また、残留変形は計測することが出来ない。そのため、上向きアンカーについての試験は、別途用意した引張試験機(サンコーテック

ノ テクノテスターAT-200)で確認を行った.上向きアンカーの引張試験については課題が残ったが, 今後, 計測可能な環境となるように, 楔を打ち込まない方法を提案した(図 8.3.2-3).
表 8.3.2-6 2階壁(下向き)アンカー引張試験結果を示す.

表 8.3.2-6 2階壁(下向き)アンカー引張試験結果

アンカーNo.	設計荷重	実測値	変位	残留変形	判定
No.2	55.4kN	57.1kN	0.69mm	測定不可	OKとした
No.3	55.4kN	55.4kN	1.36mm	測定不可	OKとした
No.4	55.4kN	56.1kN	0.24mm	測定不可	OKとした

下向きおよび上向きアンカーの引張試験状況を写真 8.3.2-13～8.3.2-13 に示す.
なお, 楔を抜けばスピードテスターにより測定可能であるが, 抜くと母材に影響を与えること, また楔が固く接着されており, 抜くことが出来なかった.楔の代わりに木材を使用することも可能であるが, 設置治具に関しては施工者によって統一されていないことや規定がないなどが考えられる.ここでは, 上記のように上向きアンカーに対して楔を打ち込まなくても固定する治具を提案する.また, 横向きアンカーについても同様に提案する.図 8.3.2-5 に上向きアンカーの, 図 8.3.2-6 に横向きアンカーの固定治具案を示す.



写真 8.3.2-13 あと施工アンカー施工後
試験，引張試験
(第三者機関による確認)
(設計荷重 55.4kN)



写真 8.3.2-14 あと施工アンカー施工
後試験，引張試験結果（
第三者機関による確認）
(実測荷重 55.4kN)



写真 8.3.2-15 あと施工アンカー施工後
試験，引張試験
(第三者機関による確認)
(設計荷重 55.4kN)



写真 8.3.2-16 あと施工アンカー施工
後試験，上向き引張試験結果
(第三者機関による確認)
(実測荷重 57.1kN，変位 0.69mm)



写真 8.3.2-17 あと施工アンカー施工後試験，引張試験
(第三者機関による確認)
(設計荷重 55.4kN)



写真 8.3.2-18 あと施工アンカー施工後試験，引張試験結果
(第三者機関による確認)
(実測荷重 55.4kN)

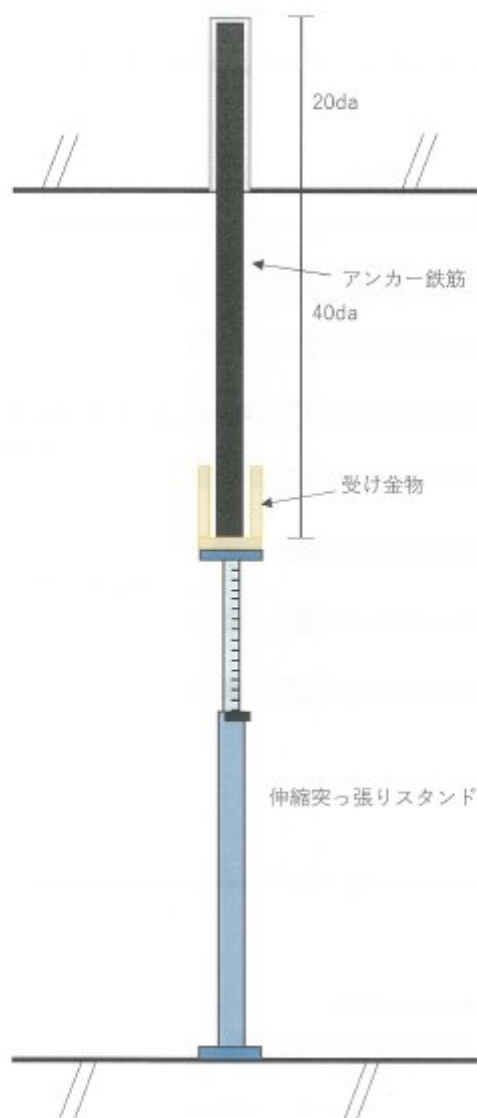


写真 8.3.2-19 あと施工アンカー施工後試験，引張試験
(第三者機関による確認)
(設計荷重 55.4kN)



写真 8.3.2-20 あと施工アンカー施工後試験，上向き引張試験結果
(第三者機関による確認)
(実測荷重 57.1kN，変位 0.69mm)

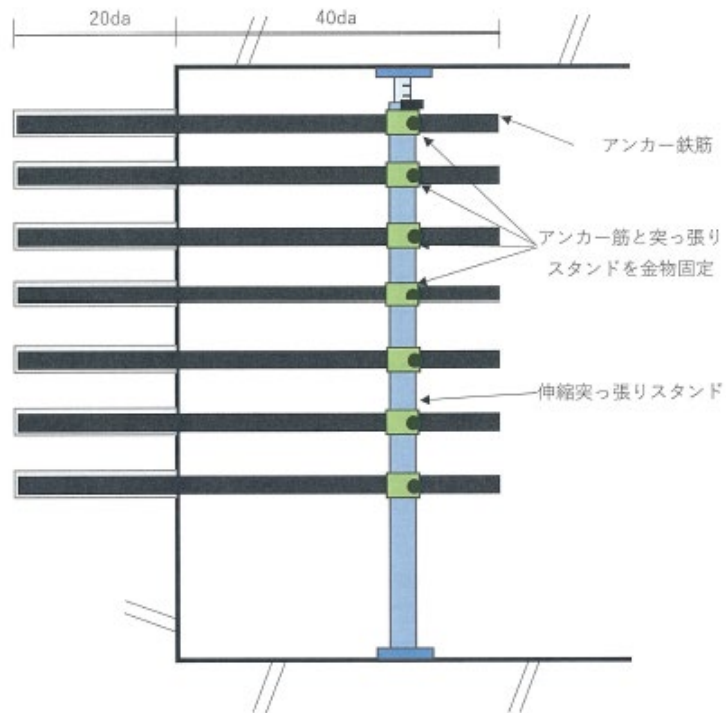
上向きアンカーストッパー固定図



※伸縮突っ張りスタンド別紙カタログ添付
※受け金物は鉄筋径によってサイズ変更有り

図 8.3.2-4 上向きアンカーストッパー固定治具(案)

横向きアンカーストッパー固定図



※伸縮突っ張りスタンド別紙カタログ添付
※金物固定（例）固定クランプ）別紙カタログ添付

図 8.3.2-5 横向きアンカーストッパー固定治具(案)

(3) 注入量検査について

注入量検査は、ガイドラインでは、空缶数量検査とされている。また、接着剤の使用量と算出された必要量とを比較することとされている。使用した接着剤の空缶数量とあと施工アンカー全数の工程検査記録(施工管理シートおよび記録写真等)を確認する。

検査記録等で疑義がある場合等は、充填状況検査の追加検査である非破壊引張試験もしくは電磁パルス法による充填状況検査を全数実施とされている。

接着材の使用料は、あと施工アンカー全数の工程検査記録および写真により以下を確認した。2階壁(下向き)アンカーの使用料と設計量およびロス率を表8.3.2-7に示す。設計量は、あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン⁸⁴⁾に基づき下式により算定した。

a) 注入量の計算

あと施工アンカー工事に必要な注入量として、下記の式を用いてあと施工アンカー一か所あたりに必要な樹脂量を算出する。

$$V_{need,i} = \alpha \cdot \frac{\pi(d_{Hi}^2 - d_{Ai}^2) \cdot l_e}{4000}$$

[記号]

- $V_{need,i}$: 必要量(ml)
- d_{Hi} : i番目の施工箇所の穿孔径(mm)
- d_{Ai} : i番目の施工箇所のアンカー筋の呼び名(mm)
- l_e : 有効埋込み長さ(mm)
- α : 注入におけるロス(余剰注入, 注入箇所周辺のひび割れ等の損傷への浸透, 注入作業後の液だれ等)を考慮した割増係数

表 8.3.2-6 各仕様の樹脂量計算結果 ($\alpha=1$)

施工位置		2F 壁脚	2階壁頭
ゲージ有無		無	無
アンカー筋	Da[mm]	16	16
穿孔径	dH[mm]	20	20
埋込長さ	le[mm]	320	240
ロス率 α	α	1	1
必用樹脂量	V[ml]	184.5	138.5

注入検査結果を表 8.3.1-7 に示す。表樹脂充填作業は、下向きの注入となる 2 階壁脚 No.1 から行った。

No.1 樹脂注入前後の重量計測状況を写真 8.3.2-21～22 に示す。カートリッジ交換後のノズルへの充填のための捨てショットなどは含まれないように、注入直前のカートリッジ全体の重量を計測し、注入後に再度カートリッジ全体の重量を計測することで、実際の穿孔箇所ごとの接着剤の注入量を把握した。



写真 8.3.2-21 樹脂測確認状況,2階壁脚, No1 注入前, 3.27kg



写真 8.3.2-22 樹脂測確認状況,近景 2階壁脚, No1 注入前, 3.27kg



写真 8.3.2-23 樹脂測確認状況, 2階壁脚, No1 注入後, 3.15kg



写真 8.3.2-24 樹脂測確認状況,近景 2階壁脚, No1 注入後, 3.15kg

今回は、試験施工のため、充填の確実性を確保するために、最初は目視で樹脂があふれることを確認するために、必要樹脂量より多く注入する方針とした。またジャンカの存在も考えられ、穿孔深さが長い場合はその存在の可能性も高くなる。またノズルを下向きにするために樹脂がダレてしまうことも要因で使用樹脂量が多くなったものと考えられる。

次に、2階壁脚の樹脂注入作業の後、上向きとなる2階壁頭への注入を行った。最初の注入では、下向きと同様に樹脂量があふれることを確認したためにロス率が大きいと考えられる。2本目以降は、ある程度樹脂を入れる量を把握できたことから、設計量に近づけていった。

本試験施工では、下向きのロス率が大きいですが、これは多めに注入したからで、上向きでは、設計量を目指して入れたため、施工方針が異なる。下向きは全てのアンカーで余裕を見て非常に多くの樹脂を入れたが、いずれも必要注入量よりも多くなったが、上向きとなる2階壁頭からは施工方針を変えて、設計量に近づく値としたとした。

なお、今回のように、深い穿孔については、あまり実績が無いのが実情であり、実際どの程度注入量の割り増し率を考慮すれば良いのかは、注入量実績を重ねてデータを蓄積していくことが良いと考えられる。極端にロスによる割増係数が大きい場合（例えば4以上）はそもそも充填ができない孔となっている可能性があるため、穿孔した孔を実際に用いるかどうかも含めて再検討する必要がある。

各アンカー穿孔部での樹脂注入完了直後の状況を写真 8.3.2-20～29 に示す。

表 8.3.1-7 注入量検査結果

	2F 壁脚					2F 壁頭				
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
必要樹脂量(cc)	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9	27.7	27.7	27.7	27.7	27.7
実際注入量(g)	120.0	110.0	100.0	100.0	110.0	90.0	60.0	60.0	50.0	40.0
実際使用量(cc)	101.7	93.2	84.7	84.7	93.2	76.3	50.8	50.8	42.4	33.9
使用量と 必要量の差	+64.8	+56.3	+47.8	+47.8	+56.3	+48.6	+23.1	+23.1	+14.7	+6.2
検査結果	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK -	OK
実際割増係数 α	2.76	2.53	2.30	2.30	2.53	2.75	1.84	1.84	1.53	1.22



No.1



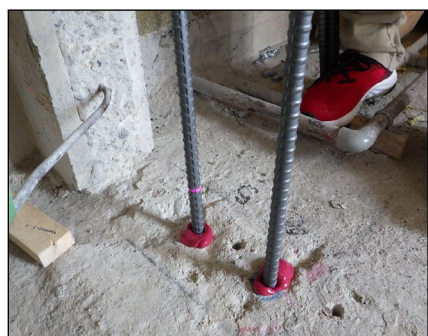
No.2



No.3



No.4



No.4

写真 8.3.2-25 樹脂充填状況 2階壁脚



No.1



No.2



No.3



No.4



No.5

写真 8.3.2-26 樹脂充填状況 2階壁頭

使用した樹脂のロット番号は前途の通り使用した主剤, 硬化剤のロット番号は 064429L3で各 500ml を 2 本使用している.ロット番号と使用前と仕様後に写真を写真 8.3.2-21~8.3.2-22に示す.ロット番号は一致していることを確認した.使用量が711.8mlで, 500×2本=1,000mlを下回っているが, 写真ではほとんど使用していることが分かる.これは, 施工前試験で一部樹脂を用いたことによる.よって, 空缶数量検査結果は合格とした.



写真 8.3.2-27 硬化剤のロット番号(064429L3)



写真 8.3.2-28 あと施工アンカー施工後試験における空缶数量の状況, 2本

(3)埋め込み長さ検査について

埋め込み長さ検査については、ガイドラインでは、「アンカー筋の埋込み長さ与设计された埋込み長さとを比較する」とされている。

また、「アンカー筋の突出長さと接着系あと施工アンカー全数の工程検査記録(施工管理シートおよび記録写真等)を確認する.突出長さや検査記録等に疑義がある場合等は、超音波反射法などを用いた試験等で確認する.なお、超音波反射法を用いる場合、検査は JIS Z 2305 (非破壊試験技術者の資格及び認証) の NDT 方法「超音波探傷試験・UT」のレベル1以上の資格を有し、かつ第三者機関もしくは装置製造者等による埋め込み長さ検査に関する講習等を受けた者が実施する。」こととなっている。

接着材の使用料は、あと施工アンカー全数の工程検査記録および写真により以下を確認した。

表 8.3.2-8 に 2 階壁(下向き)アンカーの突出長さ、アンカー筋全長およびその差(埋め込み長さ)に示す.有効埋め込み長さは 320mm である.埋め込み長さは全て 320mm を上回っている.最大で 322mm である。

表 8.3.2-8 2 階壁(下向き)アンカーの突出長さ

アンカーNo.	突出長さ	アンカー筋全長	差 (埋め込み長さ)	判定
No.1	950mm	1,270mm	320mm	OK
No.2	948mm	1,270mm	322mm	OK
No.3	950mm	1,270mm	320mm	OK
No.4	950mm	1,270mm	320mm	OK
No.5	948mm	1,270mm	322mm	OK

表 8.3.2-9 に 2 階壁(下向き)アンカーの突出長さと、アンカー全長を以下に示す.有効埋め込み長さは240mm である埋め込み長さは全て240mm を上回っている.最大で 255mm である.突出部長さ確認の写真を写真 8.3.2-29～8.3.2-30 に示す

表 8.3.2-9 2 階壁(上向き)アンカーの突出長さ

アンカーNo.	突出長さ	アンカー筋全長	差 (埋め込み長さ)	判定
No.1	935mm	1,270mm	255mm	OK
No.2	946mm	1,270mm	244mm	OK
No.3	943mm	1,270mm	247mm	OK
No.4	945mm	1,270mm	245mm	OK
No.5	948mm	1,270mm	242mm	OK



写真 8. 3. 2-29 あと施工アンカー施工後突出部測定状況，下向き No. 1
設計値:950mm，実測値 950mm



写真 8. 3. 2-30 あと施工アンカー施工後突出部測定状況，下向き No.1，近景
設計値:950mm，実測値 950mm

(4) 充填状況検査について

充填状況検査については、ガイドラインでは、「孔内に接着剤が空隙無く充填されていることを確認する.」とされている.

また、「あと施工アンカー施工者ごとに接着剤の充填作業の立会いは施工記録（施工者の技量試験(施工前試験)や各工程におけるあと施工アンカー全数の工程検査記録(施工管理シートおよび記録写真等)）を確認の上、実施する. その際、注入量検査結果を踏まえて適切に充填されているか確認し、施工の不備や検査記録等に疑義がある場合等は、非破壊引張試験同等の高度な検査法を適切に選定して用いることができる. 例えば、電磁パルス法は明らかな充填不良状態を非破壊で評価できる検査方法で、それを用いた充填状況の確認や非破壊引張検査の全数検査を実施する. なお、電磁パルス法を用いる場合、検査は JIS Z 2305（非破壊試験技術者の資格及び認証）の NDT 方法「超音波探傷試験・UT」のレベル 1 以上の資格を有し、かつ第三者機関もしくは装置製造者等による充填状況検査に関する講習等を受けた者が実施する.」と記載されている.写真 8.3.2-31 に充填状況を示す.

本施工の場合全数立ち会いを行い、充填状況を確認したため全て合格とした.



写真 8.3.2-31 あと施工アンカー施工樹脂充填状況，下向き No.1



写真 8.3.2-32 あと施工アンカー挿入後樹脂充填状況，下向き No.1

表 8.3.2-10～表 8.3.2-19 に本試験施工で用いた施工管理シートをアンカー筋ごとに示す。表中の緑ハッチが既存の施工管理シートに追記・修正，青色ハッチが今回新たに提案した項目である，

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-10 施工管理シート, アンカー筋 No.1, 下向き

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月3日	施工箇所: 下向き	カートリッジ No.: 1本目		
	注入日 3月5日	No.1	アンカー筋 No.: 1		
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講					
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
仕様	A アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○	
穿孔作業	1 穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: 鉄筋干渉	y: +15mm 鉄筋干渉	y: +15mm 鉄筋干渉
	2 使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	200	200
	3 穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	320mm	320mm
	4 穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	323mm	323mm
	B 穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	3mm	3mm
	C 穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.78mm	20.78mm
	D 穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.75mm	20.75mm
	5 穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由:	± 0	± 0
	6 孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7 孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E 孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
8 使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	R3.7.1	R3.7.1	
項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
注入作業	9 未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F 樹脂注入量 (設計量)		目視確認	36.9cc	36.9cc
	G 樹脂注入量 (使用量)		目視確認	120.0g	120.0g
	H 樹脂注入量 (実際の使用量)			101.7g	101.7g
	I 樹脂注入量 (設計と使用量の差)			64.8cc	64.8cc
	J 樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L 仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例 追記・修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-10 施工管理シート，アンカー筋 No.1,下向き(続き)

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月3日		施工箇所：下向き		カートリッジ No.：1本目	
	注入日 3月5日		No. 1		アンカー筋 No.：1	
施工者：株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳 / 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	-	-
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○	○
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：-	y：+1mm -	y：+1mm -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm	1270mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		950mm	950mm
	P		差：定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		0mm	0mm

凡例 追記・修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-11 施工管理シート, アンカー筋 No.2, 下向き

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所: 上向き	カートリッジ No.: 2本目		
		注入日 3月5日	No.2	アンカー筋 No.: 2		
施工者: 株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項		確認方法	施工者	工事 管理者
仕様	A	アンカー筋		SD345 D16	目視確認	○ ○
	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉
穿孔 作業	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	248mm	248mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	8mm	8mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.89mm	20.89mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.72mm	20.72mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由:	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
注入 作業	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	60.0g	60.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			50.8g	50.8g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			23.1cc	23.1cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
L	仕様樹脂番号			1本目	1本目	

凡例 追記修正
 追加

表 8.3.2-11 施工管理シート, アンカー筋 No.2, 下向き(続き)

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月3日	施工箇所: 下向き No.2	カートリッジ No.: 1本目		
	注入日 3月5日		アンカー筋 No.: 2		
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講					
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
注入作業 (続き)	10 定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○
	11 埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○
	12 清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○
	13 固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	-	-
	14 硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○	○
	15 自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK
定着後	M 鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±〇〇mm, y: ±〇〇mm 理由: -	y: +1mm -	y: +1mm -
定着長	N アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm	1270mm
	O	アンカー筋出面 (mm)		948mm	948mm
	P	差: 定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		2mm	2mm

凡例

	追記修正
	追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-12 施工管理シート, アンカー筋 No.3, 下向き

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月3日	施工箇所: 下向き No. 3	カートリッジ No.: 1本目		
	注入日 3月5日		アンカー筋 No.: 3		
施工者: 株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講					
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
仕様	A アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○	
穿孔作業	1 穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: 鉄筋干渉	X: +40mm y: -18mm 鉄筋干渉	X: +40mm y: -18mm 鉄筋干渉
	2 使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3 穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	320mm	320mm
	4 穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	321mm	321mm
	B 穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	1mm	1mm
	C 穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.32mm	20.32mm
	D 穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.34mm	20.34mm
	5 穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由:	± 0	± 0
	6 孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7 孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E 孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
	8 使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)				
注入作業	9 未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F 樹脂注入量 (設計量)		目視確認	36.9cc	36.9cc
	G 樹脂注入量 (使用量)		目視確認	100.0g	100.0g
	H 樹脂注入量 (実際の使用量)			84.7g	84.7g
	I 樹脂注入量 (設計と使用量の差)			47.8cc	47.8cc
	J 樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L 仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例

追記修正
追加

表 8.3.2-12 施工管理シート, アンカー筋 No.3, 下向き(続き)

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月3日 注入日 3月5日		施工箇所: 下向き No. 3		カートリッジ No.: 1本目 アンカー筋 No.: 3	
施工者: 株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講							
項目		確認事項		確認方法		施工者 工事管理者	
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○	
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○	
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○	
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	-	-	
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○	○	
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK	
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±〇〇mm, y: ±〇〇mm 理由: -	y: +1mm -	y: +1mm -	
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm	1270mm	
	O		アンカー筋出面 (mm)		950mm	950mm	
	P		差: 定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		0mm	0mm	

凡例 追記修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-13 施工管理シート, アンカー筋 No.4

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所: 下向き No.4	カートリッジ No.: 1本目			
	注入日 3月5日		アンカー筋 No.: 4			
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目	確認事項		確認方法	施工者	工事管理者	
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○	
穿孔作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: 鉄筋干渉	無し	無し
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	320mm	320mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	325mm	325mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	5mm	5mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.41mm	20.41mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.72mm	20.72mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由:	南+4	南+4
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
注入作業	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	36.9cc	36.9cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	100.0g	100.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			84.7g	84.7g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			47.8cc	47.8cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L	仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例 追記修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-13 施工管理シート, アンカー筋 No.4(続き)

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所: 下向き	カートリッジ No.: 1本目	
作業日		注入日 3月5日	No.4	アンカー筋 No.: 4	
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講					
項目		確認事項	確認方法	施工者	工事管理者
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○ ○
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○ ○
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○ ○
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	- -
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○ ○
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、指示を仰ぐ)	OK or NG	OK OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±〇〇mm, y: ±〇〇mm 理由: -	y: +1mm - y: +1mm -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm 1270mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		950mm 950mm
	P		差: 定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		0mm 0mm

凡例 追記修正
 追加

表 8.3.2-14 施工管理シート，アンカー筋 No.5，下向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所：下向き No.5	カートリッジ No.：1本目 アンカー筋 No.：5				
	注入日 3月5日						
施工者：株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳 / 資格関係 メーカー講習受講							
項目	確認事項		確認方法	施工者	工事管理者		
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○		
穿孔作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±○○mm, y：±○○mm 理由：鉄筋干渉	無し	無し	
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ	
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	320mm	320mm	
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	320mm	320mm	
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	0mm	0mm	
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.53mm	20.53mm	
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.25mm	20.25mm	
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	南+4	南+4	
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○	
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○	
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ	
	注入作業	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
		項目1～8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
9		未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○	
F		樹脂注入量 (設計量)		目視確認	36.9cc	36.9cc	
G		樹脂注入量 (使用量)		目視確認	110.0g	110.0g	
H		樹脂注入量 (実際の使用量)			93.2g	93.2g	
I		樹脂注入量 (設計と使用量の差)			56.3cc	56.3cc	
J		樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3	
L	仕様樹脂番号			1本目	1本目		

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-14 施工管理シート，アンカー筋 No.5，下向き(続き)

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日 注入日 3月5日		施工箇所：下向き No.5		カートリッジ No.：1本目 アンカー筋 No.：5	
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳／ 資格関係 メーカー講習受講							
項目		確認事項		確認方法		施工者 工事 管理者	
注入 作業 (続 き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○	
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○	
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○	
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	-	-	
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○	○	
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK	
定着 後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：-	y：+1mm -	y：+1mm -	
定着 長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm	1270mm	
	O		アンカー筋出面 (mm)		948mm	948mm	
	P		差：定着長 (アンカー筋全長-アン カー筋出面-穿孔長マーキング)		2mm	2mm	

凡例 追記修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-15 施工管理シート，アンカー筋 No.1，上向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日		施工箇所：上向き		カートリッジ No.：2本目	
	注入日 3月5日		No.1		アンカー筋 No.：1	
施工者：株式会社エフアイティイー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目	確認事項		確認方法	施工者	工事管理者	
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○	○
穿孔作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：鉄筋干渉	X：+46mm y：-8mm 鉄筋干渉	X：+46mm y：-8mm 鉄筋干渉
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	〇〇〇mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	〇〇〇mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	〇〇〇mm	252mm	252mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	12mm	12mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.82mm	20.82mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.34mm	20.34mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1～8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
注入作業	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	90.0g	90.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			76.3g	76.3g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			48.6cc	48.6cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L	仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-15 施工管理シート, アンカー筋 No.1, 上向き(続き)

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所: 上向き No.1	カートリッジ No.: 2本目			
	注入日 3月5日		アンカー筋 No.: 1			
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目	確認事項		確認方法	施工者	工事 管理者	
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○	
穿孔 作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉	X: +46mm y: -8mm 鉄筋干渉
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	252mm	252mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	12mm	12mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.82mm	20.82mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.34mm	20.34mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由:	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
注入 作業	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	90.0g	90.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			76.3g	76.3g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			48.6cc	48.6cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L	仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-16 施工管理シート，アンカー筋 No.2，上向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート

あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き No.2	カートリッジ No.：2本目 アンカー筋 No.：2			
	注入日 3月5日					
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目	確認事項		確認方法	施工者	工事 管理者	
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○ ○	
穿孔 作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：鉄筋干渉	X：+46mm y：-8mm 鉄筋干渉	X：+46mm y：-8mm 鉄筋干渉
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	〇〇〇mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	〇〇〇mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	〇〇〇mm	248mm	248mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	8mm	8mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.89mm	20.89mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.72mm	20.72mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
注入 作業	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	60.0g	60.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			50.8g	50.8g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			23.1cc	23.1cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
	L	仕様樹脂番号			1本目	1本目

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-16 施工管理シート，アンカー筋 No.2，上向き(続き)

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き	カートリッジ No.：2本目	
		注入日 3月5日	No.2	アンカー筋 No.：2	
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○ ○
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○ ○
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○ ○
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	クサビ固定 クサビ固定
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上(8時間)	24時間以上	○ ○
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm， y：±〇〇mm 理由：-	y：+1mm y：+1mm - -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1270mm 1270mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		950mm 950mm
	P		差：定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		80mm 80mm

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-17 施工管理シート，アンカー筋 No.3，上向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き		カートリッジ No.：2本目		
	注入日 3月5日	No.3		アンカー筋 No.：3		
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項		確認方法	施工者	工事管理者
仕様	A	アンカー筋		SD345 D16	目視確認	○ ○
穿孔作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±○○mm, y：±○○mm 理由：鉄筋干渉	X：+46mm y：-10mm 鉄筋干渉	X：+46mm y：-10mm 鉄筋干渉
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	240mm	240mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	0mm	0mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.87mm	20.87mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.77mm	20.77mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ	
注入作業	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1～8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	60.0g	60.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			50.8g	50.8g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			23.1cc	23.1cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
L	仕様樹脂番号			1本目	1本目	

凡例 追記修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-17 施工管理シート，アンカー筋 No.3，上向き(続き)

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き	カートリッジ No.：2本目		
作業日		注入日 3月5日	No.3	アンカー筋 No.：3		
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳／ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○ ○	
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○ ○	
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○ ○	
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	クサビ固定	クサビ固定
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上	時間管理	○ ○	
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：-	y：+1mm -	y：+1mm -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1190mm	1190mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		943mm	943mm
	P		差：定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		7mm	7mm

凡例 追記修正
 追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-18 施工管理シート，アンカー筋 No.4，上向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

解表5.1.1 各施工箇所確認シート あと施工アンカー施工責任者および工事管理者確認報告用

作業日	穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き		カートリッジ No.：1本目		
	注入日 3月5日	No.4		アンカー筋 No.：4		
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項		確認方法	施工者	工事管理者
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○	○
穿孔作業	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工 (位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：鉄筋干渉	無し	無し
	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	〇〇〇mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	〇〇〇mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	〇〇〇mm	243mm	243mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認 (測定)	3mm	3mm
	C	穿孔径 (短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認 (測定)	20.82mm	20.82mm
	D	穿孔径 (長辺方向)		目視確認 (測定)	20.42mm	20.42mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	± 0	± 0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ	
注入作業	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認 (写真)	○	○
	項目1～8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量 (設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量 (使用量)		目視確認	50.0g	50.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			42.4g	42.4g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			14.7cc	14.7cc
	J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3
L	仕様樹脂番号			2本目	2本目	

凡例

追記修正
追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-18 施工管理シート，アンカー筋 No.4，上向き(続き)

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き	カートリッジ No.：1本目		
		注入日 3月5日	No.4	アンカー筋 No.：4		
施工者：株式会社エフアイティ 篠原友徳・和徳／ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
注入作業 (続き)	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○ ○	
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○ ○	
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○ ○	
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	クサビ固定	クサビ固定
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上	時間管理	○ ○	
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±〇〇mm, y：±〇〇mm 理由：-	y：+1mm -	y：+1mm -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1190mm	1190mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		945mm	945mm
	P		差：定着長 (アンカー筋全長-アンカー筋出面-穿孔長マーキング)		5mm	5mm

凡例 追記修正
 追加

表 8.3.2-19 施工管理シート，アンカー筋 No.5，上向き

(参考：建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所：上向き	カートリッジ No.：1本目		
		注入日 3月5日	No.5	アンカー筋 No.：5		
施工者：株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目		確認事項	確認方法	施工者	工事管理者	
仕様	A	アンカー筋	SD345 D16	目視確認	○	○
	1	穿孔位置 (墨出し位置)	所定位置施工(位置ずれ、変更時には理由を記述)	位置ずれがある場合 x：±○○mm, y：±○○mm 理由：鉄筋干渉	無し	無し
穿孔作業	2	使用ドリル径 (刻印)	メーカー所定のサイズ	○○○mm (写真)	20φ	20φ
	3	穿孔長マーキング	有効埋込み長さ確認後に所定の長さをマーキング	○○○mm (写真)	240mm	240mm
	4	穿孔長 (計測で確認)	穿孔長 (写真添付)	○○○mm	246mm	246mm
	B	穿孔長 (差)	設計寸法と測定値の差	目視確認(測定)	6mm	6mm
	C	穿孔径(短辺方向)	穿孔径を確認	目視確認(測定)	20.35mm	20.35mm
	D	穿孔径(長辺方向)		目視確認(測定)	20.34mm	20.34mm
	5	穿孔角度 (目視)	施工面に対して直角か (5度を超える場合は理由を記載)	OK or 度 理由：	±0	±0
	6	孔内洗浄	手順が守られているか	目視確認 (状況写真)	○	○
	7	孔内の状態	乾燥/湿潤/湛水	目視確認	○	○
	E	孔内の状態 (ケミカルブラシの仕様)	ワイヤー	目視確認	20φ	20φ
注入作業	8	使用制限の確認	カートリッジの使用期限確認	表示確認(写真)	○	○
	項目1~8の工程を責任者が目視又は写真・確認シートにて確認 (責任者の了解を得られた後に項目9以降の工程に進む)					
	9	未攪拌の捨て打ち	未攪拌を捨て打ちしたか	色変化別確認 (写真)	○	○
	F	樹脂注入量(設計量)		目視確認	27.7cc	27.7cc
	G	樹脂注入量(使用量)		目視確認	40.0g	40.0g
	H	樹脂注入量 (実際の使用量)			33.9g	33.9g
	I	樹脂注入量 (設計と使用量の差)			6.2cc	6.2cc
J	樹脂のロット番号		目視確認	064429L3	064429L3	

凡例

	追記修正
	追加

第8章 あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験

表 8.3.2-19 施工管理シート, アンカー筋 No.5, 上向き(続き)

(参考: 建研資料 No.200 p.5-156)

作業日		穿孔日 3月2日	施工箇所: 上向き	カートリッジ No.: 1本目		
		注入日 3月5日	No.5	アンカー筋 No.: 5		
施工者: 株式会社エフアイティー 篠原友徳・和徳/ 資格関係 メーカー講習受講						
項目	確認事項	確認方法	施工者	工事管理者		
注入作業 (続き)	L	仕様樹脂番号		1本目	1本目	
	10	定着材注入	適正量注入されたか	適量マーク確認 (写真)	○	○
	11	埋込み・施工完了確認	樹脂が孔口まで充填	目視確認 (写真)	○	○
	12	清掃	余剰樹脂の除去	目視確認	○	○
	13	固定 (上向き)	脱落防止措置を行う	措置実施	クサビ固定	クサビ固定
	14	硬化養生時間	メーカー所定の時間以上	時間管理	○	○
	15	自主確認	目視・打音。施色確認 (不具合箇所がある場合は報告し、 指示を仰ぐ)	OK or NG	OK	OK
定着後	M	鉄筋角度	施工後の鉄筋角度 (5度を超える場合は理由を記述)	位置ずれがある場合 x: ±○○mm, y: ±○○mm 理由: -	y: +1mm -	y: +1mm -
定着長	N	アンカー筋長	アンカー筋全長 (mm)		1190mm	1190mm
	O		アンカー筋出面 (mm)		948mm	948mm
	P		差: 定着長 (アンカー筋全長-アン カー筋出面-穿孔長マーキング)		2mm	2mm

凡例 追記修正
 追加

8.4 まとめ

実験室内での2.5層架構試験体に対する新設開口施工実験、および解体予定の実建物（T団地）における施工実験を行った。

[施工手順と管理方法] (8.2節)

- ・施工手順は、①内装解体、②墨出し・鉄筋探査、③コンクリートコア抜き工事、④新設開口工事（カッター工事・鉄筋はつり出し工事、目荒し工事、鉄筋切断工事）、⑤新設壁梁工事、⑥あと施工アンカー工事、⑦新設壁柱工事であり、架構試験体およびT団地ともに共通している。ただし、①の内装解体はT団地のみの行為である。

(1) 架構試験体

- ・コンクリートコア抜き工事では、既存部鉄筋位置を確認のうえ、圧縮試験用およびあと施工アンカーの付着試験用のコアコンクリートを採取した。周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法として湿式工法を採用し、排水漏れや汚損等がないように養生して実施した。
- ・カッター工事・はつり工事においては、極力低騒音・低振動工法として湿式工法を採用した。切断位置を確認し、切断長、切断誤差等に配慮して、切断角部において、コア切り込みを入れることで、切断長が長くなることを防止することができた。また、カッターで切り込みを入れる際に壁柱部のはつり出し鉄筋に損傷が及ばないようにできた。
- ・壁梁補強部のコンクリートを施工するため、上階床スラブに、打設用孔（φ80）および充填確認孔（φ50）を設けた。コンクリートは設計基準強度 Fc27 の普通コンクリートとし、ポンプ車により壁梁上部床のコンクリート打設孔（φ80）よりコンクリートを投入し、確認孔（φ50）より充填状況を確認することで、打設が適切に実施可能であることを確認した。

(2) T団地

- ・コンクリートコア抜き工事では、後工程におけるアンカー工事における穿孔位置にも留意し位置を調整する必要があることが分かった。
- ・新設開口工事は、電動ハンマーを使用したため、騒音・粉塵が発生するので、より低騒音の工法が望ましいが、工程の効率化とともに今後の課題である。
- ・貫通ボルト設置では、今回は、専用の型枠を作成して貫通ボルトが孔の中央の位置となるようにした。ある程度の精度を確保する必要があるため、確立した施工方法・管理方法が必要である。
- ・アンカー工事では、計画した場所に既存鉄筋が干渉しアンカーが打てない状況を想定し、開口幅を100mm広げた。しかし、この場合においても下向きの1本の埋込み長さ20da穿孔中に既存鉄筋に干渉したため、アンカー位置をずらした。位置は7.5da以内及び壁柱打設後にかぶり厚さを確保できる位置とした。埋め込み長さが長い場合、既存鉄筋に干渉する可能性が高いことに今後十分注意する必要がある。事前調査を入念に行う必要がある。干渉した穿孔は無機系注入式(JCAA工法

認証品)で補修した。

[検査手法] (8.3節)

- あと施工アンカーの施工について、あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン³⁾に準じて、適切な品質管理体制のもと実施した。検査については、外観検査(目視検査、計測検査、接触打音検査)、注入量検査、埋込深さ検査、充填状況検査の各検査を実施した。

(1) 架構試験体

- 本工事において、あと施工アンカー施工予定者に対して、施工前試験として樹脂の充填性確認試験を実施し、樹脂が全長にわたって均一に充填されていることを確認することで、必要な技能を有することを確認した。
- 施工した全あと施工アンカーについて、自主検査(目視検査、簡易な計測検査、打音検査)の結果、問題ないことが確認された。
- 非破壊引張検査により、検査を行ったすべてのアンカーにおいて、所定の耐力を発揮することを確認した。
- 注入量検査として、接着剤の使用量と算出された必要量とを比較した。本工事においては、1孔ごとに樹脂残量を計測し、使用量を確認した。具体的には、電動ガンにカートリッジをセットし、ノズルをつけた状態で、注入前の重量を計測し、注入後に同様に重量を計測して、差分から注入量を推定した。注入量検査の結果、必要量に対して使用量が上回っていることから、十分な接着剤が注入されていることを確認した。
- 埋め込み長さが確保されていることを確認するため、アンカー全長および突出長さを計測し、問題がないことを確認した。参考に、超音波反射法を用いた試験による検査も行い、すべてのアンカーにおいて、設計埋め込み長さが確保されていることを確認した。
- 充填状況検査については、参考に、電磁パルス法による充填不良状態の検査を行った。電磁パルス法による検査は、正規施工に対して明らかな充填不良を検出することは可能であるが、本工事における検査のように、実建物で実際にあるような正規施工が無い場合やコンクリート躯体が目荒しされた状態の場合などで明確な評価には課題がある。

(2) T 団地

- 非破壊引張検査における上向きアンカー試験を除き、所要の基準を満たした。上向きアンカー試験については、あと施工アンカーに固定用の楔を取り付けていたことにより、拘束付着試験が出来なかった。このため、楔を打ち込まないアンカーの固定方法を提案した。
- 個別の孔に対する注入量検査を実施し、十分量の注入がされたことは確認できたが、極端に注入量が多くなる場合にはその孔の使用可否の検討が必要であることも確認された。

- ・あと施工時に記載する施工管理シートについて、項目の追加を提案し、記載した。
- ・計画図と完成図について、外付け補強梁接合用の通し筋の位置およびあと施工アンカー位置の相違を確認した。
- ・あと施工アンカー位置については、計画時のアンカーの間隔は 170mm であるが、施工完了時の最小ピッチが 125mm となった。なお、120mm はあと施工アンカーの構造規定を満たす間隔である。これは、下向きアンカーで深い位置にある既存スラブ筋および既存壁の縦筋を避けるためにあと施工アンカー打設位置を変更する必要があったことが要因である。設計上の課題として、指定通りにあと施工アンカーを打てない可能性があるため、ある程度範囲に余裕を見込んだアンカー位置を設定し、計算で確認しておく必要がある。例えば設計上アンカー位置を設定しても、現場では鉄筋に干渉してしまう場合の対応策として壁際に開口を計画するとアンカーの打つ範囲が限られてくるので、残存する壁が耐力壁と見做せる長さを確保するよう余裕を持った計画段階で想定しておく必要がある。

参考文献

- [8-1] 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修，一般財団法人 建築保全センター 建築改修工事監理指針 令和元年度版(下巻)
- [8-2] 国土交通省大臣官房官庁営繕部監修，一般財団法人 建築保全センター 公共建築改修工事標準仕様書（建築工事編）平成 31 年度版
- [8-3] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・解説，2015
- [8-4] 日本建築防災協会，あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.4
- [8-5] 武士右京他，既存コンクリート目荒し面のせん断抵抗性能に関する研究，(その 3) 実験結果および解析結果による最適目荒し面積の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)，2017 年 8 月，pp.343-344

第9章

躯体改造のための構造設計指針

9.1 序論

平成24年度より3か年度にわたり「UR壁式賃貸住宅の躯体改造委員会」においてWRC造およびWPC造集合住宅建築物の躯体改造に関して集中的に検討がなされ、「UR壁式賃貸住宅躯体改造設計指針(案)・同解説(在来構造編)」(以下、UR躯体改造設計指針)⁹⁻¹⁾が作成されている。躯体改造設計指針⁹⁻¹⁾では表9.1.1のような構成となっている。適用範囲は、事業の実現可能性の観点から「模様替」および「用途変更」とされており、本論で対象とする小規模一体増改築は対象とされていない。また、建築物全体の検討における安全性の確認において保有水平耐力計算については特に規定されていない。

そこで、本章では、UR躯体改造設計指針⁹⁻¹⁾に基づき今回得られた知見を反映させることを目的として、適用範囲に小規模一体増改築を追加するとともに、安全性の確認において保有水平耐力計算に基づく設計法について提案を行う。

なお、次節以降の右側の黒線は、UR躯体改造設計指針⁹⁻¹⁾に対して追記修正をした部分を示す。

表 9.1.1 躯体改造設計指針⁹⁻¹⁾ 目次一覧表
(a) 既往の指針

UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針(案)		
1.総則	1.1目的・躯体改造内容	
	1.2適用範囲	
	1.3用語の定義	
2.建物の選定と調査	2.1対象住棟の選定と調査	
	2.2改造設計にかかる詳細調査	
3.構造検討方針	3.1躯体改造と法的取扱い	
	3.2改造住棟に確保する構造性能	
	3.3構造計画	
4.建物全体の検討	4.1検討方針と方法	
	4.2使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)	4.2.1使用材料および許容応力度
		4.2.2荷重および外力
		4.2.3応力および変形解析
		4.2.4使用性・損傷制御性の確認
4.3安全性の確認		
4.4基礎構造の検討		
5.建物各部の検討	5.1壁梁せい低減	5.1.1壁梁せい低減方法
		5.1.2検討項目・検討方法
	5.2戸境耐力壁への出入り口開口設置	5.2.1戸境耐力壁への開口設置方法
		5.2.2検討項目・検討方法
	5.3妻側耐力壁への窓開口設置	5.3.1妻側耐力壁への窓開口設置方法
		5.3.2検討項目・検討方法
	5.4けた行方向に出入り口開口設置	5.4.1出入り口開口設置方法
		5.4.2検討項目・検討方法
	5.5戸境床スラブへの開口設置	5.5.1開口設置方法
		5.5.2検討項目・検討方法
	5.6基礎梁の補強	5.6.1基礎梁の補強方法
5.6.2検討項目・検討方法		
5.7改造に伴う設備用スリーブ設置	5.7.1改造に伴う設備用スリーブ設置方法	
	5.7.2検討項目・検討方法	

(b) 本論で提案する設計法

1.総則	1.1目的・躯体改造内容	
	1.2適用範囲	
	1.3用語の定義	
2.建物の選定と調査	2.1対象住棟の選定と調査	
	2.2改造設計にかかる詳細調査	
3.構造検討方針	3.1躯体改造と法的扱い	
	3.2改造住棟に確保する構造性能	
	3.3構造計画	
4.建物全体の検討	4.1検討方針と方法	4.1.1架構のモデル化
		4.1.2部材のモデル化
	4.2使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	4.2.1使用材料および許容応力度
		4.2.2荷重および外力
		4.2.3応力および変形解析
	4.3安全性の検討	4.2.4使用性・損傷制御性の確認 あと施工アンカーの損傷制御性の確認に関する検討を追加
4.3.1耐震診断法		
4.4基礎構造の検討	4.3.2保有水平耐力の確認による大地震時の安全性の検証	
5.建物各部の検討	5.1壁梁せい低減	5.1.1壁梁せい低減方法 新設せん断補強筋としてあと施工アンカーを使用した場合を追加
	5.2戸境耐力壁への出入り口開口設置	5.2.1戸境耐力壁への開口設置方法 新設縦筋としてあと施工アンカーを使用した場合を追加
	5.3妻壁耐力壁への窓開口設置	5.3.1妻壁耐力壁への窓開口設置方法
	5.4けた行方向に出入り口開口設置	5.3.2検討項目・検討方法
		5.4.1出入口開口設置方法
	5.5戸境床スラブへの開口設置	5.4.2検討項目・検討方法
		5.5.1開口設置方法
	5.6基礎梁の補強	5.5.2検討項目・検討方法
5.6.1基礎梁の補強方法		
5.7改造に伴う設備用スリーブ設置	5.6.2検討項目・検討方法	
	5.7.1改造に伴う設備用スリーブ設置方法	
	5.7.2検討項目・検討方法	

9.2 建築物全体の検討

9.2.1 検討方針と方法

躯体改造を行う住棟の構造性能の検証については、下記(1)の構造規定の確認および(2)の構造性能の検証を行うこととする。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

改造後の建築物の各階の壁量が規定値を満たすこと。また、建設当時の設計用地震力を用いた時に各階の耐力壁に生じる平均せん断応力度 τ が規定値以下であること。

(2) 構造性能の検証

i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認は、建設当時の許容応力度計算により行う。

ii) 安全性の確認は、耐震診断法によって $I_s \geq I_{s0}$ であること、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により確認する。

現場打ち壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、構造規定を満たすことの確認と構造性能の検証を行うものとする。以下に、解説する。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

本指針に基づく躯体改造後の住棟については、壁式鉄筋コンクリート造としての壁量の規定値を満たすことおよび、建設当時の設計用地震力を用いた時の各階の平均せん断応力度 τ が規定値 τ_0 以下であることを確認する。なお、 τ_0 の規定値は、UR の壁式鉄筋コンクリート造の構造設計要領の変遷とともに表 9.2.1 のとおりである。

躯体改造後の壁量の算定においては、耐力壁に新設開口を設けた場合の上部の耐力壁については全て壁量に有効として良いこととする。これは開口の大きさが2m程度以下と限定されていること、および開口周囲の残存壁長さが450mm以上確保されていることから、残存するすべての壁が構造耐力上有効に機能すると判断されるからである。

これらの規定を満たさない躯体改造を行う場合は、本指針によらず現行の壁式鉄筋コンクリート造に関する告示あるいは限界耐力計算にて検証を行うこととする。

(2) 構造性能の検証方法

構造性能の検討方法としては、i)使用性・機能性および損傷制御性の確認については、建設当時の許容応力度計算によって良い事とする。即ち、各階の地震力は、建設当時の震度法により中層壁式構造の場合は全層0.2以上として計算してよいこととする。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、URは昭和40年以降「壁式鉄筋コンクリート造5階建共同住宅について(昭和40年8月9日住指東第99号)」に基づき設計を行っている。また、昭和58年には建設省告示(第1319号)とともに告示に基づく設計施工指針が(財)日本建築センターから発刊されており、上記公団要領と併用して使われるようになっている。

表 9.2.1 UR 壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計 要領等 構造諸元	階数が5の壁式鉄 筋コンクリート造 共同住宅実施要領 (s 34.12.16 官指 発第42号)	壁式鉄筋コンクリ ート造5階建共同 住宅について (S40.8.9 住指東第 99号)	建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5	壁式鉄筋コンクリ ート造5階建共同 住宅設計要領・改 訂案(s45.3.17 審査 報告)	建築構造設計要領 S58.3					
地上階数	5	5	5	5	5					
コンクリートの 設計基準強度	150kg/cm ²	165kg/cm ²	180kg/cm ²	同左	同左					
壁梁の短期せん断力 の割増し係数 n	$n=1.0$	$n=1.0$	$n=1.0$	$n=1.5$	$n=1.5$					
壁量	15cm/m ²	同左	同左	同左	同左					
耐力壁の平均せん断 応力度 τ_0	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²
	5	1.66	5	1.33	5	1.33	5	1.33	5	1.33
	4	2.67	4	2.22	4	2.22	4	2.22	4	2.22
	3	3.42	3	3.33	3	3.33	3	3.33	3	3.33
	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56
	1	3.56	1	4.00	1	4.00	1	4.00	1	4.00
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※1)※2)※3)	5.4階	2-12φ	5.4階	2-13φ	5.4階	同左	5階	1-16φ	5階	1-16φ
($h_0 > 1.0m$ の場合)	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ
	1階	2-16φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※2)※3)	5.4階	1-12φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ
($h_0 \leq 1.0m$ の場合)	3.2階	2-12φ	3.2階	2-13φ	3.2階	2-13φ	4.3.2階	2-13φ	4.3.2階	同左
	1階	2-12φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階	2-16φ

※1) 厚さが18cm未満の最上階の耐力壁でこれに直交する耐力壁がある場合は「2-」を「1-」とすることが出来る。

※2) S.34年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

※4) 開口内法高さによる曲げ補強筋量の規定がないことから、当時の図面に記載の「2-16φ」としている。

従って、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に
関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算
書が無い場合には当時の設計規準を確認する必要がある、表 9.2.1 などを参考に
する。

なお、検討に用いる材料の許容応力度は、建設当時の数値を用いることとする。
ii)の大地震時の安全性の検証は、耐震診断、あるいは保有水平耐力計算など適切
な手法により行うこととする。壁式鉄筋コンクリート造は規定の壁量を確保して
おけば、耐震計算ルート1を満たすことから大地震時の安全性に関しては特に問
題となることは無いと考えてよい。本指針においては、躯体改造後も規定壁量を
確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断および保
有水平耐力計算にて耐震安全性を評価することとする。

本設計指針に準じた構造的な検証方法として、国土技術政策総合研究所が実
施している総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地
の再生技術の開発」(平成30～令和4年度)では、区分所有者の異なる(躯体改
造時に合意形成が必要な)現場打ち壁式RC造住棟を対象とした検討が実施され
ている。隣接する2戸の住戸を取得した住民が、住戸間の戸境壁に開口を新設す
る躯体改造を住戸単位で実施する場合、他の区分所有者との合意形成を円滑に進
めることを目的として、開口形成によって低下した構造的な性能を補強によって、一

定程度回復させることが考えられる。同研究では、戸境壁のせん断耐力を回復する補強方法として、鉄骨枠を用いた新設開口の補強方法を提案しており、開口を新設する戸境壁の枚数や、新設する開口の寸法や位置に制限を設けることで、構造安全性の確認を簡略化する手法を示している。詳細については、今後公表される予定の「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン（仮称）」を参照されたい。

9.3 解析モデルを用いた構造性能の検証

9.3.1 架構のモデル化

1. 建物全体をモデル化する際は、原則として非線形荷重増分解法とし、適切な部材モデルおよび架構モデルを用いる必要がある。
2. 耐力壁の1本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合は、耐力壁の重心位置で線材置換する。
3. 開口付き耐力壁をモデル化する際には、モデル化手法により解析結果が異なるため、留意する必要がある。
4. 連層耐震壁を耐力壁の1本柱置換モデルで平面解析する場合、隣接する直交部材による曲げ戻し効果を適切に考慮する。
5. 建築物各部の固定荷重は令第84条によるほか、当該改造部分の実況に応じて算定する。
6. 建築物の積載荷重は令第85条によるほか、改造後の建築物用途や平面計画の変更に即して適切に設定する。
7. 損傷制御性に対する検討を行う際に用いる設計用地震力分布は、建設当時の地震力分布としてよい。

(1) 架構のモデル化

- ① 原則として壁梁、基礎梁、耐力壁並びにスラブ等の部材から構成され直交部材の効果を適切に考慮した平面架構を連成した擬似立体モデルによる。
- ② 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。戸境耐力壁に新たに開口を設置した場合は部材断面の重心が部材芯と大きく異なる場合があるため線材置換し、モデル化された部材は各部材重心に配置する。
- ③ 戸境耐力壁に新たに開口を設置し、開口上部を壁梁部材としてモデル化する場合、この新たに設置された壁梁部材により左右の耐力壁に生じる変動軸力を考慮することが望ましい。
- ④ 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ⑤ 危険断面位置は剛域端とする。
- ⑥ 各階は剛床と仮定する。
- ⑦ 建築物に加える水平荷重の分布は「9.5.2.2 地震力の算定」に基づき算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。

(2) 開口付き耐力壁のモデル化

図 9.3.1 のような開口付き耐力壁をモデル化する際には、耐力壁の取り扱いに留意する必要がある。図 9.3.1 の耐力壁を1本柱置換とする際に開口のある1枚の耐力壁とした場合(図 9.3.2)と、小さな3枚の耐力壁と2本の壁付き梁とした場合(図 9.3.3)では、部材の剛域長が大きく異なるために解析結果に差が生じるため実況に応じて適切にモデルの選択を行う必要がある。なお、図 9.3.2 のモデル化の際の剛域端を隣接する開口端部まで延長した場合(図 9.3.4)については、図

9.3.3 の剛域長と近づき、開口付きの1枚耐力壁とした場合と小さな3枚の耐力壁とした場合の解析結果の差は小さくなる (図 9.3.5)。

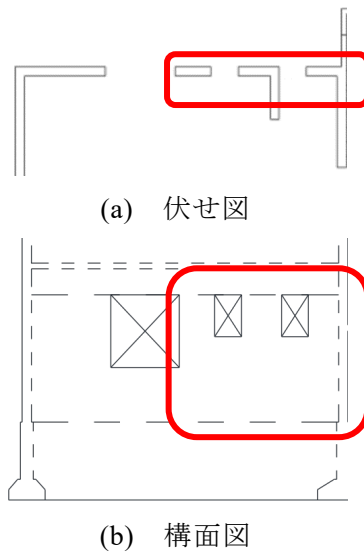


図 9.3.1 開口付き耐力壁部分

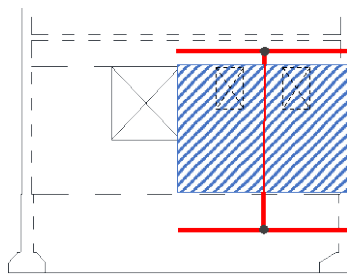


図 9.3.2 1枚の有開口壁とした場合のモデル図

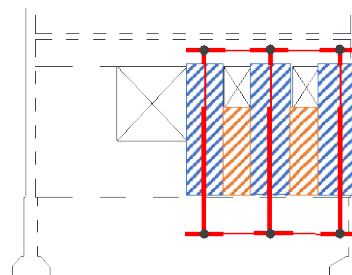


図 9.3.3 複数の小さい耐力壁と壁梁とした場合のモデル図

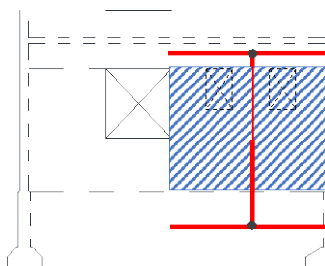


図 9.3.4 1枚の有開口壁とし剛域端を隣接する開口端にした場合のモデル図

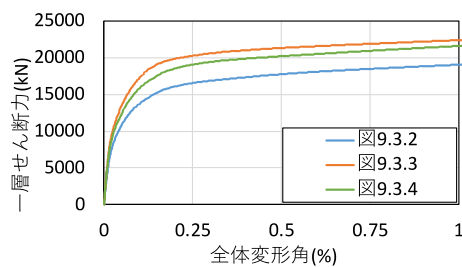


図 9.3.5 各モデル化手法を用いた際の荷重変形関係比較

(3) 直交部材の曲げ戻し効果のモデル化

耐力壁の1本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合、一般に開口の少ない張間方向については、直交壁の曲げ戻し効果を適切に評価する必要がある。

壁式RC規準⁹⁻²⁾に基づき耐力壁の1本柱置換モデル化をする場合、耐力壁長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部に曲げ・せん断・軸ばねを有した線材からなる部材として解析を行うことになるが、張間方向の解析を行う場合は、以下の項目を満たす柱を各構面の両端に設定する。

①梁とピン接合とする。

②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する。

③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。

④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。

⑤引張終局耐力は対象部材引張側に隣接する壁付き梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2)せん断終局耐力 (3)隣接する壁の軸強度 の最小値とする。

⑥対象部材引張側に隣接する直交方向壁梁が対象の耐力壁両側にある場合は、両側の壁梁からせん断力を算定し合算する。

(4) 建築物各部の固定荷重

改造住棟の固定荷重の算定に際しては令第84条によるほか、実況に応じて算定することを原則とする。すなわち、改造後のプランや利用用途に応じて固定荷重や仕上荷重を適切に設定することとする。なお、これまでの修繕履歴において、屋根の外断熱改修などを行っている場合は固定荷重や仕上げ荷重が増加していることが多いので注意する。

(5) 建築物各部の積載荷重

躯体改造後の積載荷重についても令第85条によるほか、上記1.に準じて実況に応じて適切に設定する。

(6) 設計用地震力分布

損傷制御性に関する設計用の地震力については、建設当時のものを採用することにする。すなわち、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ としてよい。

9.3.2 部材のモデル化

(1) 復元力特性

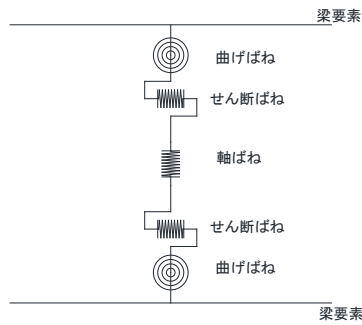
壁梁部材を1本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね，せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は1本柱置換によりモデル化する。この時，耐力壁の長さを剛域とする梁を有し，耐力壁の中心部分上下端に曲げばね，中央部に軸ばね，およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。(図 9.3.6 参照)

曲げばねおよびせん断ばねは，ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし，軸ばねは，圧縮側は弾性とし，引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。(図 9.3.7 参照)

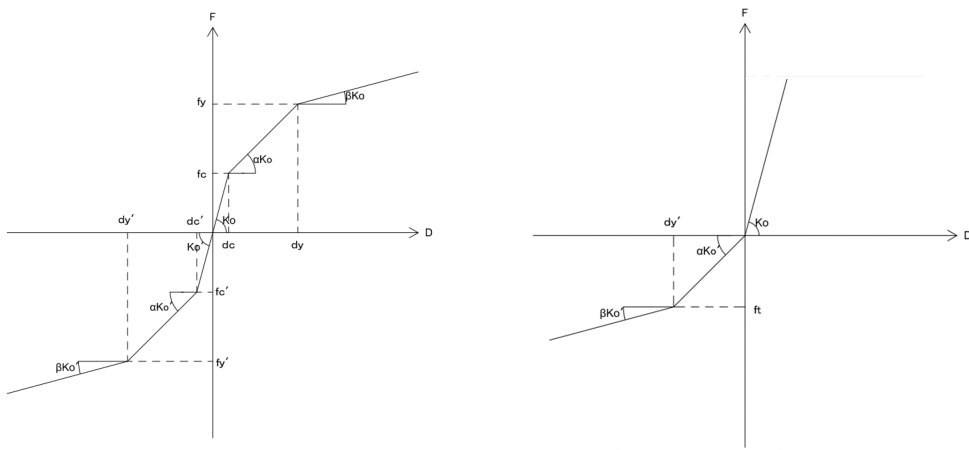


(a) 壁梁のモデル化



(b) 耐力壁のモデル化(1本柱置換モデル)

図 9.3.6 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図 9.3.7 ばねモデルの骨格曲線

(2) 部材の強度等

1) 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

- ・初期剛性
- ・曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 0.5(\text{隣接する開口あり}) \text{ の場合} \quad (9.3.9)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 1.0(\text{隣接する開口なし}) \text{ の場合} \quad (9.3.10)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9.3.11)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (9.3.12)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (9.3.13)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

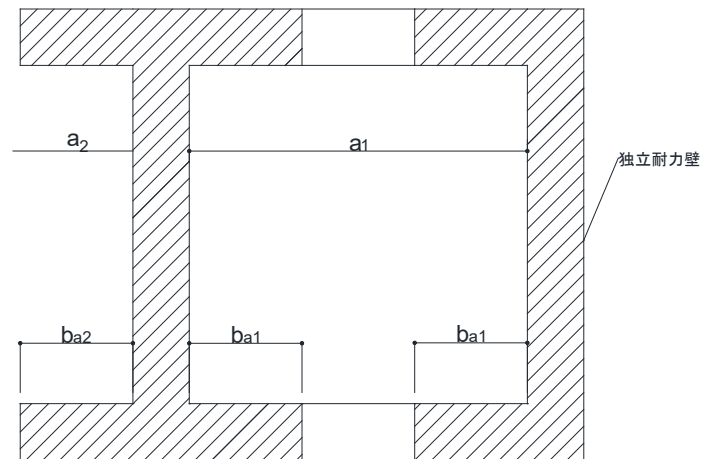


図 9.3.8 直交壁の協力壁

・せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.14)$$

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で, $\nu = 0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾では 1.2とするが部材形状が複雑な場合, 下記の算定方法において算定を行う。

- ・せん断形状係数 κ

せん断形状係数 κ は下式により算定する。

- ・両側直交壁付き耐力壁の場合

耐震性能評価指針⁹⁻⁷⁾p.196の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (9.3.15)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right) \quad (9.3.16)$$

$$u : \frac{l_w}{l_w + \Sigma D}$$

$$v : \frac{t_w}{b}$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

・片側直交壁付き耐力壁の場合

腰壁, たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究⁹⁻⁸⁾の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(e_1+\frac{1}{2}\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (9.3.17)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(\frac{1}{2}+\beta-e_1\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (9.3.18)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (9.3.19)$$

α : t/B

β : l_w/D

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, B : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

e_1 : $\frac{e}{D} = \frac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}$

e : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

y_1 : $\frac{1}{2} - e_1$

y_2 : $\frac{1}{2} + \beta - e_1$

y_3 : $-\left(\frac{1}{2} + e_1\right)$

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 κ の算定結果と α , β , ν , u の係数の関係を図 9.3.9, 9.3.10 に示す。

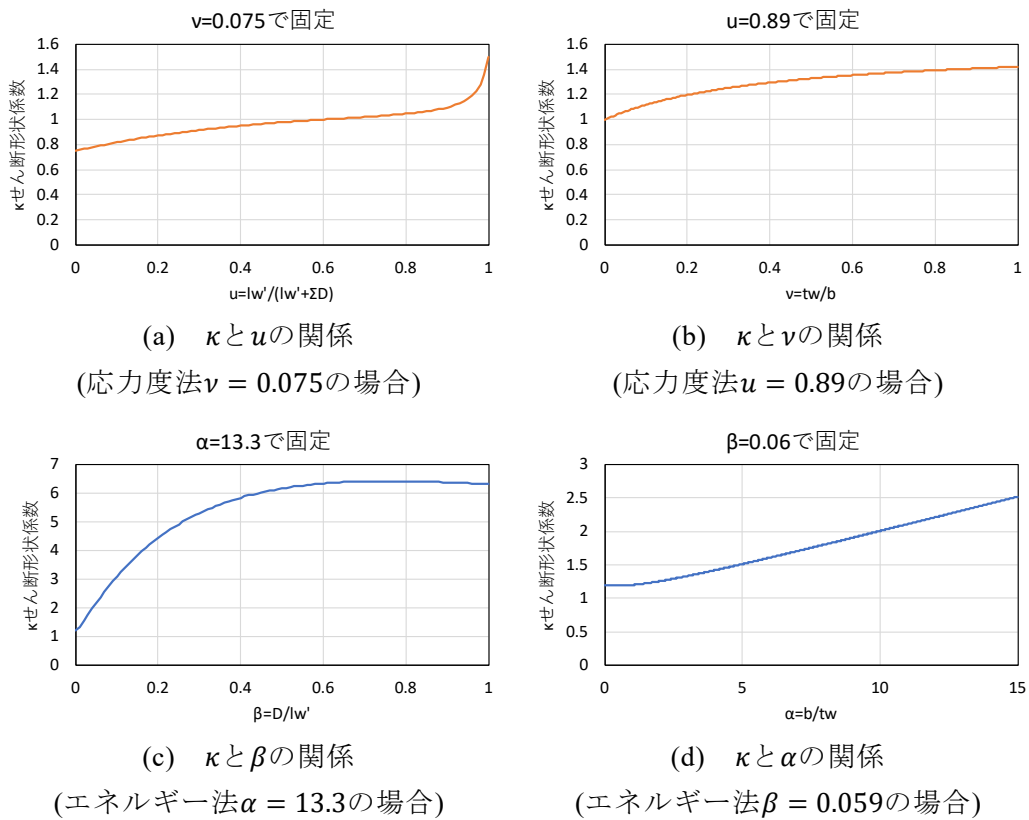


図 9.3.9 せん断形状係数 κ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

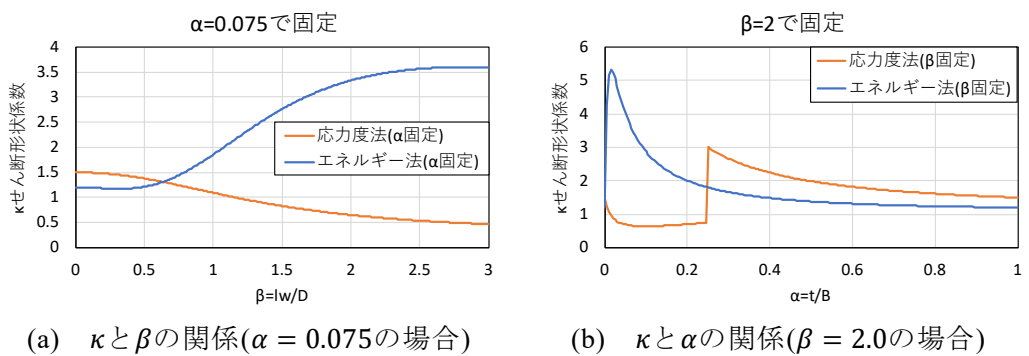


図 9.3.10 せん断形状係数 κ (片側直交壁付き耐力壁の場合)

- ・ 軸剛性
- ・ 軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.20)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

- ・ 軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.21)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (9.3.22)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む。

L : クリアスパン(mm)

- ・ ひび割れ強度
 - ・ 曲げひび割れ強度
- 曲げひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.23)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm³)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(9.4.13)によるものとする。

σ_t : 既存コンクリートの曲げ引張強度(= $0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_o : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm²)

- ・ せん断ひび割れ強度
- せん断ひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr}tl/\kappa \quad (\text{N}) \quad (9.3.24)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.25)$$

σ_t : 既存コンクリートの引張強度(= $0.31\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm²)

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm²)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

κ : せん断形状係数で 1.5 とするが部材形状が複雑な場合、前述したせん断形状係数の算定方法に従って算定を行う。

- ・剛性低下率
 - ・曲げ剛性低下率
- 曲げ剛性低下率は既往の研究⁹⁻⁹⁾に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{EI_e \varepsilon_y} \quad (9.3.26)$$

wM_y : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより既往の研究⁹⁻⁹⁾において精度良く荷重変形関係进行评估できることが確認されている。

C_n : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y : 同上鉄筋の降伏ひずみ

E : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e : 耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(9.4.13)によるものとする。

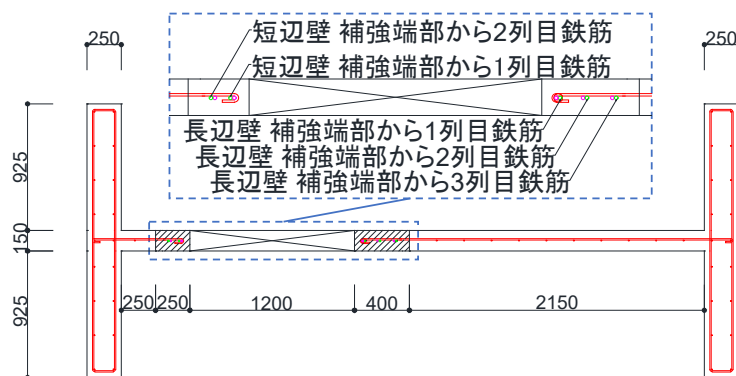


図 9.3.11 補強端部からの鉄筋列数

- ・せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (9.3.27)$$

p_w : 壁横筋比

σ_y : 壁横筋の降伏強度(kg/cm²)

F_c : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

- ・終局強度
- ・曲げ終局強度

韌性指針⁹⁻¹⁰⁾に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \Sigma A_{st} \sigma_{st} (d - g) + \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} (g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.28)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\Sigma A_{st} \sigma_{st} = \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.29)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av}bx_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.30)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx}b \, dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (9.3.31)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st}d - \sum A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx}b(x_n - x) \, dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.32)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.33)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

- ・せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書⁹⁻⁶⁾に従い下式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.34)$$

t_e : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを1とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの1.5倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm²)

p_{wy} : t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w : 1組の横補強筋の断面積(mm²)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm²)

$\frac{M}{Q \cdot l}$: シアスパン比(1未満の場合は1とし、3を超える場合は3とする。)

- ・軸強度

- ・軸引張強度

$$N_{ut} = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (9.3.35)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

・軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (9.3.36)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm²)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

2) 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

- ・初期剛性
- ・初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.37)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9.3.38)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (9.3.39)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \quad (9.3.40)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

- ・初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (9.3.41)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm^2)で, $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm^2)で $A = b \cdot D$ とする。

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で, $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で, T型断面の場合は1.2, 長方形断面の場合は1.5とする。

- ・ひび割れ強度
 - ・曲げひび割れ強度
- 曲げひび割れ強度は壁式規準^{9.4)}に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.42)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし, 協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は式(9.3.4)によるものとする。

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

- ・せん断ひび割れ強度
- せん断ひび割れ強度は壁式規準^{9.4)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (9.3.43)$$

τ_{scr} : 既存コンクリートのせん断ひび割れ強度($= 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合1.5, T形の場合1.2)

- ・ 剛性低下率
 - ・ 曲げ剛性低下率
- 曲げ剛性低下率は技術規準解説書⁹⁻⁶⁾に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{a}{D}\right)^2 \quad (9.3.44)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比(= $\frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比(= $\frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(9.3.40)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には、RC規準⁹⁻¹¹⁾に従い、スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(9.3.44)より算定して良い。スラブ協力幅は式(9.3.40)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{a}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (9.3.45)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (9.3.46)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比(= $\frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(9.3.40)による。

・せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は動的耐震設計法⁹⁻¹²⁾p.166 に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (9.3.47)$$

Q_{su} : せん断終局強度(kN)

Q_c : せん断ひび割れ耐力(kN)

γ_u : 終局せん断耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_u = 10\gamma_c$

γ_c : せん断ひび割れ耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_c = \frac{Q_c}{GA}$

G : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm²)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

A : 部材断面積(mm²)

- ・ 終局強度
- ・ 曲げ終局強度

靱性指針⁹⁻¹⁰⁾に記載された精算法に従って曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、たしあわせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究⁹⁻⁹⁾において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図9.3.12中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図9.3.12中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

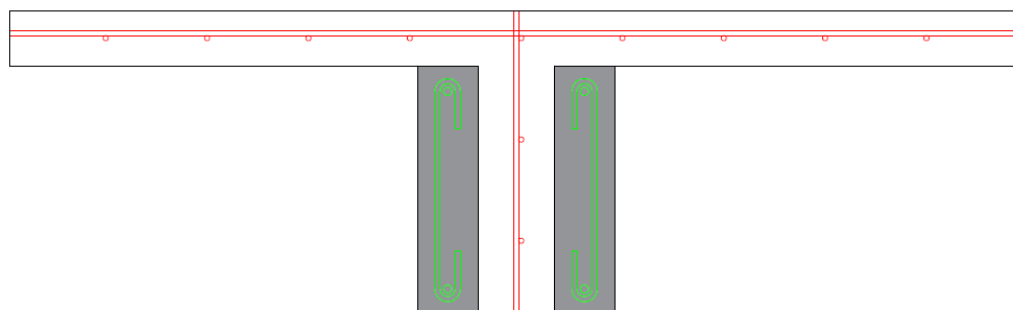


図 9.3.12 分割方法

- 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

(a)既存部壁梁の曲げ終局強度 M_{u1}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.48)$$

A_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm^2)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm^2)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm^2)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm^2)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

d_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} : 既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} : 既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.49)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.50)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (9.3.51)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.52)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

(b)補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.53)$$

A_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

A_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm²)

d_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c2} : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n2} : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n2} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st2} \sigma_{st2} = \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.54)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n2} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

σ_{B2} : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$M = \Sigma A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \Sigma A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \beta_1 (g_2 - \beta_1 x_{n2} / 2) \sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.55)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \Sigma A_{st2} \sigma_{st2} d_2 - \Sigma A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (x_{n2} - x) dx \quad (9.3.56)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u2}$ とすると上式は、

$$M_{u2} = A_{st2} \sigma_{st2} d_2 + A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} + \sigma_{av2} b (\beta_1 x_{n2})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.57)$$

となり抵抗モーメントは M_{u2} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u2} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁の曲げ終局強度 M_{u1} と補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2} をそれぞれ算定し、たしあわせることで下式により算定する。

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.58)$$

・せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書⁹⁻⁶⁾に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.59)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8} d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.60)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t + a_s}{b_e d} \cdot 100 \right)$ (%)

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

9.4 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)

9.4.1 使用材料および許容応力度

1. 躯体改造部分に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、その設計基準強度は既存躯体の設計基準強度以上かつ 21N/mm^2 以上とする。
2. 躯体改造部分に使用する鉄筋は、JISG3112:2020 に定める SD295, SD345 の規格品としその呼び名は原則として D22 以下とする。
3. 通しボルトは JISB1180 に定める六角ボルト(SS400)とする。
4. 既存躯体のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、建設当時の数値を使用する。
5. 使用するあと施工アンカーは平成 13 年国土交通省告示 1024 号で規定されている接着系あと施工アンカー（注入方式カートリッジ型）に限る。

1. 躯体改造部に新たに使用するコンクリートの種別と設計基準強度

躯体改造に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、既存躯体コンクリートの設計基準強度かつ $F_c=21\text{N/mm}^2$ 以上とする。躯体改造部は壁式鉄筋コンクリート造であることから、部材寸法が小さく施工が難しい場合が多いので、施工性を高めるために高流動コンクリートとする。

2. 躯体改造部分に使用する鉄筋の種別・径

使用する鉄筋は SD295, SD345, SD390 とする。鉄筋径は上部構造では壁式 RC 造であることから D22 程度までとする。なお、基礎梁については耐力壁の厚さより幅が大きいことを考慮し D25 以下としてもよい。

3. 躯体改造部分に使用する通しボルトの種別

梁せい低減梁の耐力壁・壁梁接合部に設置する接合筋に通しボルトを使用する場合、通しボルトには SS400 を用いる。他の定着方法とする場合は別途検討を行う。

4. 既存部分の材料の強度

許容応力度計算におけるコンクリートや鉄筋の許容応力度は年代に従い変遷しているため、既存躯体部分については建設当時の設計基準強度 F_c や鉄筋の許容応力度を用い、改造部分では現行の許容応力度を用いてよいものとする。これらは、耐震診断で使用する鉄筋の材料強度やコンクリート採用強度とは異なることに注意する。

5. あと施工アンカーの強度

計算における許容応力度および材料強度は接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン⁹⁻³⁾より以下の表による。

表 9.4.1 安全率を $F_{safe} = 1.5$ とした場合の
あと施工アンカー単体の許容応力度および材料強度

種類 断面の位置	長期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		短期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		材料強度 (N/mm ²)		
	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s	
アンカー筋 の断面	$\frac{\sigma_y}{1.5}$	$\frac{\sigma_y}{1.5\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{4.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{2.25}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{1.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	
コーン状破壊 を生じるコンク リートの断面	$\frac{0.23\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{1.5}$	—	
付着破 壊を生じ るコンク リートの 断面	A 類 ²⁾	$\frac{15\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{15\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{15\sqrt{F}}{1.5}$	—
	B 類 ²⁾	$\frac{10\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{10\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{10\sqrt{F}}{1.5}$	—

〔記号〕 σ_y :アンカー筋の規格降伏点(N/mm²)

F :アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

E_c :アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの静弾性係数(N/mm²)

〔注〕 1): 500 未満の場合は適用外とし, 900 超の場合は 900 とする.

2): A 類は, 基準付着強度を 15 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

B 類は, 基準付着強度を 10 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

9.4.2 応力および変形解析

1. 建築物全体の応力および変形解析は、原則として部材の剛性を適切にモデル化した曲げ・せん断・剛域を考慮したフレーム解析（9.3.1 参照）とする。ただし、開口部横の耐力壁の長さが 450mm 以上かつ $l/h_0 \geq 0.3$ (l : 耐力壁の長さ, h_0 : 同一の実長を有する部分の高さ)となる耐力壁で構成されている場合の水平荷重時応力の算定は、平均せん断応力度法によってよい。
2. フレーム解析の場合、せい低減壁梁の剛性は適切に評価する。
3. 長期荷重に対する応力解析は、実情に応じて略算によることができる。また、小梁を支持していない内法長さ 2000mm 以下の開口上部の壁梁の鉛直荷重による応力は無視することができる。
4. 開口設置スラブの応力変形解析は、下記(1)および(2)による。
 (1)有限要素法や格子梁解析等の精算法により解析することを原則とするが、通常はその形状および周辺支持条件を考慮し 3 辺固定スラブあるいは片持ちスラブ等として応力と変形を算出してもよい。
 (2)片持ちスラブとみなせるスラブについては、常時荷重の 1.6 倍の長期応力に対して設計を行うものとする。

1. 建築物全体の応力および変形解析

改造建築物が壁式 RC 造として次の要件を満たしている場合、即ち壁長さが 450mm 以上で、かつせん断変形が卓越する $l/h_0 \geq 0.3$ となる耐力壁より構成され、かつ規定壁量を確保していること、および改造後の壁梁や基礎梁の剛性が改造前の壁梁や基礎梁の剛性とほぼ同等である場合には、平均せん断応力度法によって水平荷重時応力を算定しても良いこととした。

なお、壁梁の許容耐力が不足する場合は、その応力を順次耐力壁に曲げ戻して最上階の壁梁または最下階の基礎梁で処理して良いものとする。

2. せい低減壁梁の剛性評価

フレーム解析の場合、改造されたせい低減壁梁は、既存部分とコンクリート強度も鉄筋強度も異なる新設梁との合成梁となるので、その剛性は等価剛性として扱う必要がある。特に、耐力壁の両側に既存梁とせい低減壁梁が取り付く場合は、それぞれの梁から曲げ戻される曲げモーメントが原設計とは大幅に異なることも想定されるので注意が必要である。

3. 壁梁の長期設計

長期荷重時の応力の算定は、改造後の実況に合わせて行うものとする。せい低減壁梁の長期応力の算定に際しては、端部は固定として扱ってよいものとする。また、連層耐力壁に幅 2000mm 以下の出入り口開口を適切な離隔を確保し、上下方向に対して千鳥に設けた場合は、スラブの荷重は開口部左右の耐力壁に直接流れるものとして壁梁の鉛直荷重による応力は無視してもよいこととする。ただし、新設開口が各階同一位置に連続するような場合は壁梁応力を適切に算定するものとする。

4. 床スラブ開口に伴う検討

壁式鉄筋コンクリート造の場合床スラブの端部の固定度は高くないので、床開口を設けた残存スラブの応力や変形は、その形状に合わせて FEM 解析や格子梁解析などの精算法にて解析するのが望ましい。

略算法にて片持ちスラブあるいは3辺固定スラブとして応力やたわみを算定する場合は、十分余裕のある設計とする。また、片持ちスラブとみなせる部分については、上下動を考慮して常時荷重の 1.33 倍 ($=2.0/1.5$) の長期応力に対して配筋を検討する。また、上下動に加えて常時におけるクリープ変形、施工精度などを考慮する場合には、「建築構造設計要領」(平成 16 年、都市再生機構)を参考に 2割程度の余裕を見込んで 1.6 倍 ($=1.33 \times 1.2$) の長期応力に対して検討するとよい。なお、開口を設けた残存スラブの先端部分は剛性が弱いため振動障害を起こすことも考えられるので、必要に応じて振動性状の確認を行うか、小梁や支柱などを設けて振動性状の改善を図るものとする。

9.4.3 使用性・損傷制御性の確認

1. 使用性・機能性の確認は、下記(1)から(3)により行う。
 - (1) 構造耐力上主要な部分に生じる長期応力が部材の長期許容耐力以下であることを確認する。
 - (2) 必要に応じて躯体改造部の壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
 - (3) 戸境床については必要に応じて遮音性の確認を行う。
2. 損傷制御性の確認は、下記による。
 - (1) 稀に発生する中地震動時において、構造耐力上主要な部分の各断面に生じる応力が部材の短期許容耐力以下であること。
 - (2) 戸境耐力壁に開口を新設する上であと施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合、稀に発生する中地震動時において、この部材断面に生じる応力度があと施工アンカーの短期許容応力度以下であること。

1. 使用性・機能性の確認

- (1) 躯体改造した建築物の構造耐力上主要な部分(耐力壁，梁(壁梁，基礎梁，小梁，片持ち梁の総称)，スラブ，ならびに基礎)は，長期間作用する荷重によって生じる応力に対して，長期許容耐力以下であることを確認する。
- (2) 躯体改造部においては必要に応じて，壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。躯体改造時にどのような水準まで建築物の性能を回復させるかは，ストック再生利用計画の全体方針に絡む問題であるので，プロジェクト毎に設定される目標に対して検討を行えばよい。従って，通常は，(1)の許容応力度の検討のみでよいものとする。
- (3) 改造住戸を居室として使用し上下住戸間で一定の遮音性能の確保が必要とされる場合は，遮音性の検討を行い，スラブの補強や床仕上げ工法の選定を行うものとする。

2. 損傷制御性の確認

- (1) 建設当時の各階の地震層せん断力作用時に部材に生じる応力が，部材の短期許容耐力以下となっていることを確認する。
- (2) あと施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合，部材断面に生じる応力度が表 9.4.1 に示すあと施工アンカーの短期許容応力度以下となることを確認する。

9.5 安全性の確認

改造後の建築物の大地震動時の安全性の検証は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行う。耐震診断法の準拠規準は下記のいずれかによる。

- i) 「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法」(国土交通省監修)
- ii) 「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」(国土交通省監修)

なお、建築物を支持している地盤の地震時の安定性については、別途検討を行うこととする。

躯体改造後の建築物の安全性の確認は、耐震診断法あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととする。

9.5.1 耐震診断法

(1) 耐震診断の準拠規準等

現在、壁式鉄筋コンクリート造の耐震診断基準類としては、本文に記載の2つがある。i)は簡易診断法であり構造耐震指標 I_s 値を算出することなく簡便に耐震診断を行うことができる。しかし、この診断法においては構造躯体が一定の耐震性に係わる要件を満たすことが条件とされており、例えば耐力壁の厚さが、3階建て以上の建築物の1,2階においては180mm以上との規定があり、URの壁式鉄筋コンクリート造の建築物の戸境耐力壁の厚さは一般に150mmであることから、本診断法の適用は難しい場合が多い。

したがって、ii)を用いて診断を行うことが一般的であるが、当該指針はもともと壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物を対象に策定されたものであり、在来工法の壁式RC造建築物に適用するに際してはやはり一定の条件が必要とされている。先ず、「建築物形状が整形であり、耐力壁が釣合いよく配置されていること」であり、上下階で耐力壁が連続していない場合や、建築物の平面形状が雁行するなどの整形でない建築物は適用できないとされている。次に、「診断法には1次診断と2次診断とがあるが、1次診断の場合はコア調査をせず設計基準強度をコンクリートの採用強度として用いて良いが、2次診断の場合はコンクリートコアを採取し圧縮強度を定めることを原則」としている。本指針は躯体改造を行うのが主目的であるので、コンクリートコア調査は必ず実施することとする。また、耐震診断の場合、 I_s 値を算出するための外力分布による E_0 指標の補正係数は、原則として地震層せん断力の高さ方向の分布を表わす係数 A_i の逆数を用い、建設当時の各階の地震層せん断力係数を用いないことに留意する。

壁式RC造建築物はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建築物を支持している地盤や基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害が生じている事例があるので、地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については別途検討を行い、改修の適否の判定を行うことが必要である。なお、上記基準類に記載無き事項については、(財)日本建築防災協会発行の「2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」を準用するものとする。

(2) 耐震診断における留意事項

i) 解説図 9.5.1 に示すように、連層耐力壁に階ごとに 2m 以上の離隔をとって開口を千鳥に設けた場合の各階の耐力壁の 1 次診断時の水平耐力は、当該階の開口を除いた水平耐力の和とし、下階の開口による低減は考慮しなくてよい。通常、壁式鉄筋コンクリート造は規定壁量を満たしていれば開口を設けても概ね I_s 値が 0.8 を下回ることはなく一定の耐震性は確保されている。旧耐震基準による壁式 RC 造建築物は 1 住戸の間口が広く短辺(張り間)方向建築物長さの短い形式が多いので、特に張り間方向の戸境耐力壁に開口を設けた場合、壁量の余裕が少ないため 2 次診断法により耐力壁の終局強度を算定する必要が生じる。上記指針の 2 次診断法においては、壁式 RC 造の耐力壁は柱としてではなく連層壁として耐力を算定することとして、下式のように独立連層耐力壁の曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} には、壁梁の効果による強度上昇を加算する係数 k_B および k_S が導入されている。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{y_0 \cdot H} + (k_B + k_S) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (9.5.1)$$

M_u : 連層耐力壁に当該階の壁脚の終局曲げモーメント

y_0 : 反曲点高さ比で、2/3 とする

H : 壁脚から建築物頂部までの高さ

k_B : 壁梁の曲戻しによって耐力壁の保有水平耐力が増加する効果による係数

k_S : 壁梁のせん断力による耐力壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する係数

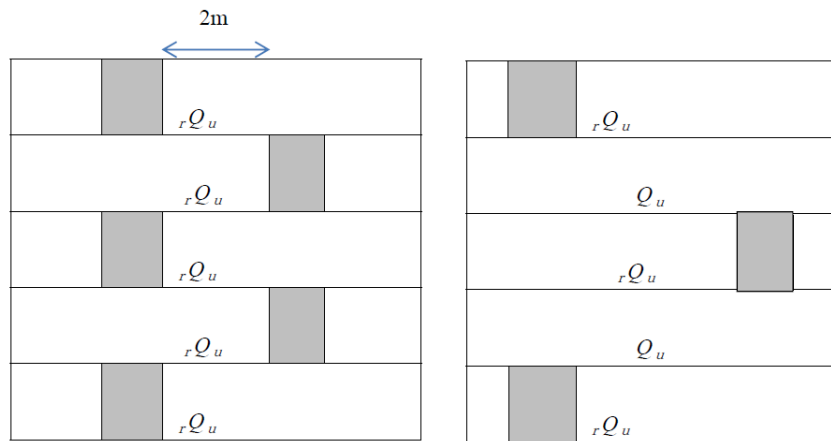
N_0 : 耐力壁の負担軸力(N)

N_e : 直交壁の負担軸力(N). 直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣り合う耐力壁がある場合がある場合には、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

Z_0 : 当該建築物の設計時の地震力に用いられた地震地域係数 Z_0

従って、梁せいを低減した場合は α_b (腰壁効果)の値が減少する可能性があることに注意する。張り間方向の独立連層耐力壁の耐力は上記耐力式において $k_B=0$ か $k_S=0$ とすればよい。

なお、独立連層耐力壁の耐力は、仮想仕事法によっても算定しても良い。



[記号] rQ_u : 有開口耐力壁の水平耐力

Q_u : 無開口耐力壁の水平耐力

図 9.5.1 開口を有する戸境連層耐力壁の開口部配置と水平耐力

9.5.2 保有水平耐力計算法

9.5.2.1 基本方針

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾に従い、各階各方向の保有水平耐力が式(9.5.2)に定める保有水平耐力以上であることを確認する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (9.5.2)$$

Q_{un} : 各階各方向の必要保有水平耐力(N)

D_s : 構造特性係数で 9.5.2.3 による。

F_{es} : 各階の形状特性を表す係数

Q_{ud} : 標準せん断力係数 $C_0 \geq 1.0$ の地震力によって各階に生じる水平力(N)で 9.5.2.1 による。

(1) 建築物の降伏形式

崩壊メカニズムは1階耐力壁脚部と各階壁梁端部に曲げ降伏ヒンジが生じる全体降伏機構となることが望ましいが、壁式 RC 造特有の短スパン壁梁や長さの小さい耐力壁並びに長さの特に大きい耐力壁の存在を考慮するとともに、より自由度の高い建築物を可能にするために次の①～⑤に該当する場合も許容する。

- ① 直上階に耐力壁が存在しない耐力壁頭部や引張側耐力壁の曲げ降伏
- ② 壁長の短い耐力壁の頭部および脚部の曲げ降伏
- ③ 壁長の長い耐力壁のせん断破壊
- ④ 壁長の長い耐力壁に接続する基礎梁の曲げ降伏
- ⑤ 短スパン壁梁のせん断破壊

せん断破壊する耐力壁が混在する場合には、建築物の保有水平耐力の算定は、耐力壁が最初にせん断破壊する時点で行う。

せん断補強筋比を上限値としてもせん断破壊するような短スパン壁梁の場合はせん断破壊を許容する。

(2) 構造特性係数

壁式 RC 造の構造特性係数 D_s は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号に規定されている算出方法に基づくものとして 9.5.2.3 による。

(3) 剛性率および偏心率の算定

両方向の水平剛性が大きい壁式 RC 造建築物にあっては、ねじり剛性も必然的に大きくなり、ねじれ振動による変形が並進成分に対して特別に大きくなることはないと判断し、偏心率の制限は特に設けていない。また剛性率についても高い水平剛性により本構造ではほとんど問題とならないし、2階建については計算上剛性率が 0.6 を下回る場合があっても壁量、せん断応力度の規定により、耐力および剛性を必然的に十分確保できることから、特に制限を設けていない。

(4) 躯体改造後の部材について

躯体改造前の崩壊メカニズムが耐力壁や壁梁のせん断破壊等で決まっていた場合、躯体改造に伴い補強を行った部材の破壊が躯体改造前に崩壊メカニズムを決定していた部材の破壊より先行しないようにすることが望ましい。やむを得ず先行して破壊する場合はそれによって保有水平耐力が著しく低下しないことを確認しなければならない。

新設開口設置等の躯体改造において使用したあと施工アンカーの破壊形式としては、付着破壊やコンクリートのコーン破壊を避け、鉄筋の降伏となるように埋め込み長さを決定する。

9.5.2.2 地震力の算定

建築物の構造関係技術規準解説書⁹⁻⁶⁾に従い、大地震時の設計用地震力分布は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i \quad (9.5.3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (9.5.4)$$

Q_i : i 階の地震層せん断力

C_i : i 階の地震層せん断力係数

$\sum W_i$: i 階から最上階までの建築物重量(N)

Z : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

R_t : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

C_o : 標準せん断力係数でここでは 1.0 とする。

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (9.5.5)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j \quad (9.456)$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: i 階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$: 建築物の全重量

T : 建築物の 1 次固有周期で $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ とする。

h : 建築物の高さ

α : 建築物の S 造部分の高さの全体高さに対する割合でここでは 0 とする。

9.4 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)において、設計用地震力分布は、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ として許容応力度計算を行っていたことを考慮し、建設当時の地震力分布としてよいこととした。しかしながら保有水平耐力の確認に関しては旧耐震基準による建築物の場合、そもそも検討を行っていないことから本設計法に基づき新しく保有水平耐力の確認を行う場合においては地震力分布も現行の規準に従い A_i 分布とする。ただし、設計当時の外力分布が A_i 分布に基づく分布ではない場合においては、改造後の建築物の構造性能が十分に確保されている場合には設計当時のそれを用いることもできる。構造性能が十分に確保されていない例としては、中小地震時に構造部材が過大な損傷となったり、大地震時に設計で想定していない崩壊形や部材の終局状態となることなどが挙げられる。

9.5.2.3 構造特性係数の設定

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説⁹⁻²⁾に従い、構造特性係数 D_s は、昭和55年建設省告示第1792号に規定されている算出方法に基づくものとして次による。

(1) 耐力壁の種別を、表9.5.1に従い、耐力壁の区分に応じて決める。

表 9.5.1 耐力壁の種別

耐力壁の区分		$\bar{\tau}_u/F_c$ の数値	耐力壁の種別
条件	破壊の形式		
	せん断破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力低下の恐れのある破壊を生じないこと	0.1以下	WA
		0.125以下	WB
		0.15以下	WC
WA, WB, WCのいずれにも該当しない場合		WD	

$\bar{\tau}_u$ ：メカニズム時に耐力壁に生じる平均せん断応力度(N/mm²)で次式による。

$$\bar{\tau}_u = Q_M / (r \cdot t \cdot l) \quad (9.5.7)$$

$$Q_M = Q_m + Q_L \quad (9.5.8)$$

Q_M ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)

Q_m ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)で、長期荷重時せん断力を除く数値

Q_L ：長期荷重時における耐力壁のせん断力(N)

r ：耐力壁の開口による低減率

t ：耐力壁の厚さ(mm)

l ：耐力壁の長さ(mm)

F_c ：コンクリートの設計基準強度

(2) 耐力壁の部材群としての種別を表9.5.2に従い、当該階の部材の水平耐力の割合の数値に応じて定める。ただし、部材の種別がWDである耐力壁について当該部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合にあっては、部材群としての種別はDとする。

表 9.5.2 耐力壁の部材群としての種別

耐力壁の水平耐力の割合	部材群としての種別
$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	A
$\gamma_C < 0.5$ (部材群としての種別がAの場合を除く)	B
$\gamma_C \geq 0.5$	C

γ_A : 種別 WA である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で除した数値

γ_C : 種別 WC である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で除した数値

(3) 各階の構造特性係数 D_s は、当該階の耐力壁の部材群としての種別に応じ、表 9.5.3 に掲げる数値以上の数値とする。

表 9.5.3 各階の構造特性係数 D_s の数値

耐力壁の部材群としての種別	D_s の数値
A	0.45
B	0.5
C	0.55
D	0.55

(1) 各階各方向の構造特性係数の設定

壁式 RC 造建築物の各階各方向の構造特性係数 D_s の設定は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号（最終改正平成 19 年国土交通省告示第 596 号）に基づき壁梁の種別に拘わらずメカニズムが形成された時の耐力壁の破壊形式と平均せん断応力度比ならびに各種別の耐力壁の水平耐力に占める割合が関係する。以下に、メカニズムの形成の判定に關係する項目について記述する。

(2) 部材の破壊形式

構造耐力上支障のある急激な耐力の低下の恐れのある破壊には、耐力壁のせん断破壊や鉛直荷重支持能力の喪失などがある。耐力壁が鉛直荷重支持能力を喪失した場合には、それに代わる鉛直荷重支持部材が近傍になれば局部破壊が生じると同時に、その上部の耐力壁が負担すべき水平力の支持能力も喪失され急激な耐力低下を招くことから、このような破壊を許容しない。

(3) WD の耐力壁が存在する場合

種別 WD の耐力壁が存在する場合は、その部材を取り除いて構成される建築物の架構に局部破壊が生じない場合は、残りの耐力壁の部材種別と水平耐力負担率より部材群としての種別判定を行う。WD 部材の耐力壁を取り除いた場合に局部破壊が生じる場合はその時点をもって建築物が急激な耐力低下を生じるものとして部材群としての種別を D とする。

(4) 構造特性係数 D_s の数値

構造特性係数 D_s の数値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第四号ロに規定されている壁式構造の数値としている。

1) 壁梁がせん断破壊する場合の取り扱い

壁梁がせん断破壊し、落階等の局部破壊が生じる場合には耐力壁の部材群としての種別を D としその時点を崩壊メカニズムとする。

通常の長さの壁梁がせん断破壊する場合で、落階等の局部破壊が生じる恐れがない場合には、せん断破壊が生じても、残りの部材が終局強度に達するまでの変形性能を壁梁が有しているとして崩壊メカニズムを考える。

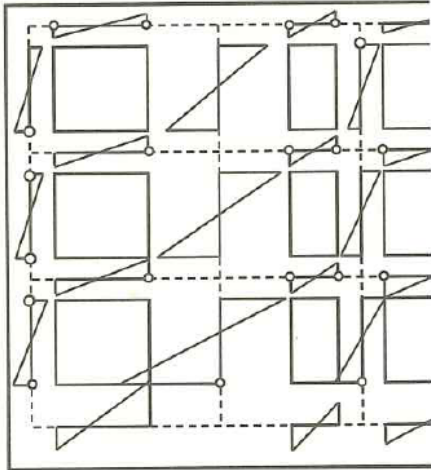
短スパン壁梁がせん断破壊する場合には、せん断破壊による耐力低下が変形角の小さい段階で生じると考えられることから、保有水平耐力の算定には当該短スパン壁梁の強度は無視する。ただし前述のように、壁梁のせん断破壊により落階等の局部破壊が生じる場合には、その時点を崩壊メカニズムとする。耐力壁の部材種別の判定には、耐力壁に生じた最大せん断応力度を用いる。

2) 耐力壁の部材群としての種別を定める時の建築物の崩壊メカニズムの定め方

全体崩壊形のメカニズムが形成された場合(図 9.5.2 参照)の各耐力壁の種別はその時点の応力に基づいて表 9.5.1 から定めればよい。

メカニズムが形成される前に壁梁にせん断破壊が生じる場合は、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 9.5.3 参照)の応力により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお荷重の増分に際し、せん断破壊した壁梁の耐力は保持し続けるものとする。メカニズムが形成される前に耐力壁にせん断破壊が生じる場合には、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 9.5.4 参照)の各耐力壁の部材種別式と水平力負担比率により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお、荷重の増分に際し、せん断破壊した耐力壁の耐力は保持したままとする。

局部破壊を伴うせん断破壊が耐力壁や壁梁に生じる場合は、その時点をメカニズムとし、耐力壁の部材群としての種別を D とする。



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

図 9.5.2 全体崩壊形のメカニズムの例

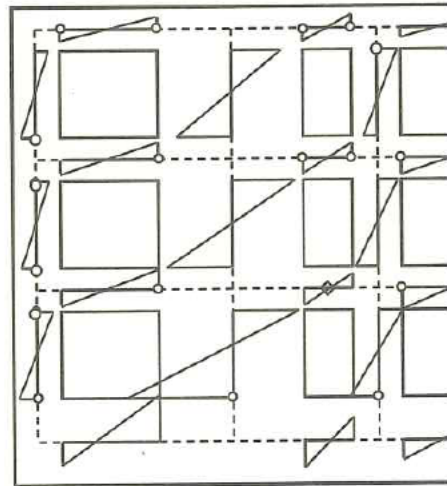
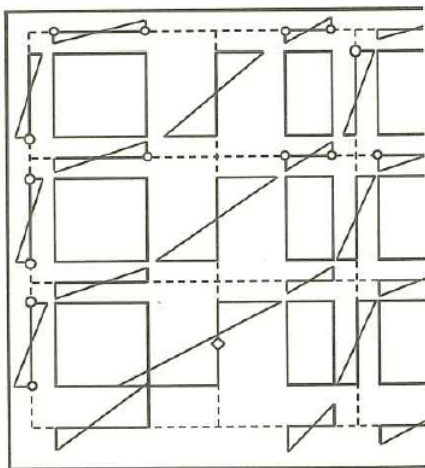
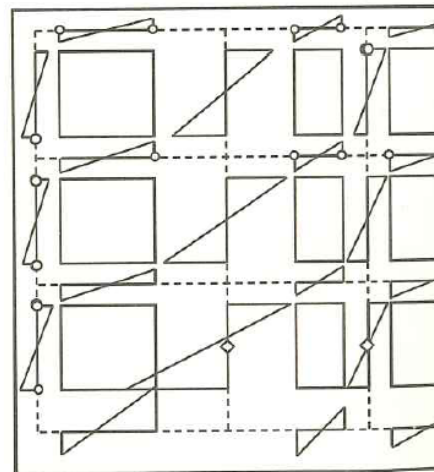


図 9.5.3 壁梁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

(a) 1階の壁長の長い耐力壁がせん断破壊する例



(b) 1階の壁長の長い耐力壁と壁長の短い耐力壁がせん断破壊する例

図 9.5.4 耐力壁にせん断破壊が生じるメカニズムの例

9.6 基礎構造の検討

1. 改造後の建築物の基礎梁および基礎スラブは、原則として長期および短期の応力に対して検討を行い許容耐力以下であることを確認する。ただし、設計当時に許容応力度が確認されている場合においては、危険性増大の恐れがないことを確認する。
2. 直接基礎において長期および短期に生じる接地圧が、それぞれ地盤の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。
3. 長期および短期荷重時に杭に作用する軸方向力が、それぞれ杭の長期および短期許容支持力以下であることを確認する。

1. 基礎梁および基礎スラブの検討

改造後の建築物の基礎梁および基礎スラブに関しては、長期および短期の応力に対して許容応力度設計を行い許容耐力以下であることを確認する。特に、躯体改造に伴う下記のような部位は、原設計時とは応力状態が大きく変化する場合があるので、必ず検討を行う。

- (a)当初設計時に曲げ戻しを行って設計していた壁梁をせい低減壁梁に改造した場合の、基礎梁の曲げ補強筋およびせん断補強筋の検討
- (b)直接基礎で1階の壁に開口を設置した場合の基礎梁の地反力を考慮した設計用応力に対する検討(長期、短期)
- (c)杭が1階耐力壁の開口位置と近接する場合、杭頭の曲げモーメントや軸反力が開口下の基礎梁に及ぼす影響についての検討

2. 直接基礎の接地圧の検討

改造後の建築物に関しては部分的に荷重が増加する場合もあるので、基礎スラブ直下の地盤に生じる接地圧が地盤の許容支持力度以下であることを確認する。

3. 杭支持力の検討

杭は、改造後も上部構造による軸方向力を地盤に安全に伝える必要があるため、長期および短期の支持力の確認を行う。なお、杭体の地震時水平力に対する検討は、建設当時は一般的になされておらず、また耐震診断においても規定が無いことから通常は行わない。

9.7 壁梁せい低減

9.7.1 梁せい低減方法

1. 本節は、壁梁の両側にスラブが接続する壁梁のせいを低減する場合に適用する。

2. 壁梁のせいを低減する方法は、工法 a ならば原則として下記の(1)から(5)、工法 b ならば原則として下記の(6)による。

工法 a

(1) 要求する梁下寸法となるように、壁梁の下部および当該壁梁を支持する耐力壁・壁梁接合部内へ 100mm 程度入った位置までのコンクリートを斫り、下端部曲げ補強筋と斫り範囲に存在する中間部横筋を切断する。このとき、斫り位置近傍に新たに軸方向鉄筋を配置するとともに、縦筋を 90°に折り曲げフレアー溶接にて閉鎖形にする。また、壁梁近傍のスラブに支保工を設置する。

(2) 壁梁両側面に、新たに縦筋および端部曲げ補強筋ならびに中間部横筋を配置する。

なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横筋は、増打ちする耐力壁・壁梁接合部内に定着する定着筋より所要の定着長さ以上確保して定着する。また、壁梁両側面およびスラブ下面は、十分に面粗し処理を行う。

(3) 耐力壁・壁梁接合部に、増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。なお、増打ちする耐力壁・壁梁接合部にも、壁梁部分と同様の縦筋を配置する。

(4) 増打ち部のコンクリートの充填性確保のため、スラブに空気抜き孔（ $\Phi 50$ mm、間隔 500 mm 程度）を壁梁の両側に設ける。

(5) 型枠を設置後、充填性に優れた高流動コンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21 N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

工法 b

(6) 補強筋としてあと施工アンカーを新設する際は、せん断補強筋を有した新設部を既存部の両側面に配置し、これらをあと通しボルトにて一体化させる。この時、当該箇所の破壊が降伏で決まるように部材断面を決定する。

9.8 戸境耐力壁への出入り口開口設置

9.8.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法

1. 本節は、短辺方向の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合に適用する。
2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(8)による。
 - (1) 既存耐力壁の横補強筋および縦補強筋（以下、縦筋、横筋という）は、末端を180°フックとする必要があることから、新たに設置する開口部を必要とする開口部より300mm程度大きめにコンクリートを研る。
なお、出入り口開口部の上部が壁梁となる場合には、せいが450mm以上の壁梁を配置するものとする。
 - (2) 既存耐力壁の縦筋および横筋は、180°フックを設けるための所要の長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲に所要の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を180°フックとするか、U字形鉄筋を用いてフレア溶接にて閉鎖形とする。
 - (4) 開口部周囲の縦筋および横筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。
 - (5) 中間階において、開口設置により切断する縦筋のうち定着が必要なものは床スラブに折曲げ定着させ所要のかぶり厚さを確保して無収縮モルタルにて復旧する。
 - (6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態があと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを設定する。
 - (7) 研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (8) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

(6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態が、あと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを決定する。

① あと施工アンカーの終局時の耐力の算定

あと施工アンカーの終局時の部材断面の耐力は断面力の釣合いとひずみ度の適合条件を考慮して計算する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

あと施工アンカーの引張負担力が終局耐力となる時の中立軸を式(9.8.1)のつり合い式が成立することを仮定し算出する。算出した中立軸を用いて式(9.8.2)よりあと施工アンカーの短期許容応力時に部材断面に生じる曲げ降伏モーメントを算出する。

なお曲げ降伏モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の A)~D)の条件をもとに、曲げ降伏モーメントを算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。

$$M_u = \Sigma A_{st} \sigma_{st} d - \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_c b x_n^2}{6} + Ng(N \cdot \text{mm}) \quad (9.8.1)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (mm^2)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (N/mm^2)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (mm^2)

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (N/mm^2)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

σ_c : コンクリートの応力度(N/mm^2)で三角形分布を仮定した圧縮側コンクリート応力度

b : 部材の幅(mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

N : 軸力(N)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離(mm)

② あと施工アンカーの終局引張耐力の算定

あと施工アンカーの短期許容引張耐力は国立研究開発法人建築研究所発行の建築研究資料「接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討」⁹⁻⁴⁾および「既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究」⁹⁻⁵⁾に基づき算定を行う。 T_{mu} はアンカー筋の引張破壊、 T_{cc} はコンクリートのコーン状破壊、 T_{cb} はアンカー筋の付着破壊を想定する際の終局引張耐力である。また、上記算定値の最小値 T_{mc} をアンカー筋が有する終局引張耐力とみなした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (9.8.2)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot s a_e \quad (9.8.3)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (9.8.4)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (9.8.5)$$

$m\sigma_u$: アンカー筋引張強度(N/mm²) ($m\sigma_u = 1.1\sigma_y$)

σ_y : アンカー筋降伏強度(N/mm²)

$s a_e$: アンカー筋断面積 (mm²)



σ_B : コンクリート強度(N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

l_e : アンカー筋の有効埋込長さ(mm) で、先端が寸切りの場合は埋込み長さとする

d_a : アンカー筋の公称径(mm)

τ_a : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm²)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$ または $\tau_a = 10 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

A_c : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから45°に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2}$ の場合、式(9.4.6)によるものとし、 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2}$ の場合、式(9.4.7)によるものとする。

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p \quad (9.8.6)$$

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left((l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left(\sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2}\right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad (9.8.7)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s} \quad (9.8.8)$$

p : ピッチ合計(両端アンカーの中心距離)(mm)

t_w : 下階梁幅(mm)

t_s : スラブ厚さ(mm)

n : アンカー筋の本数

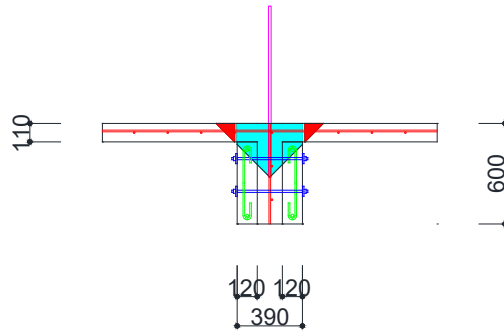


図 9.8.1 あと施工アンカー配筋図

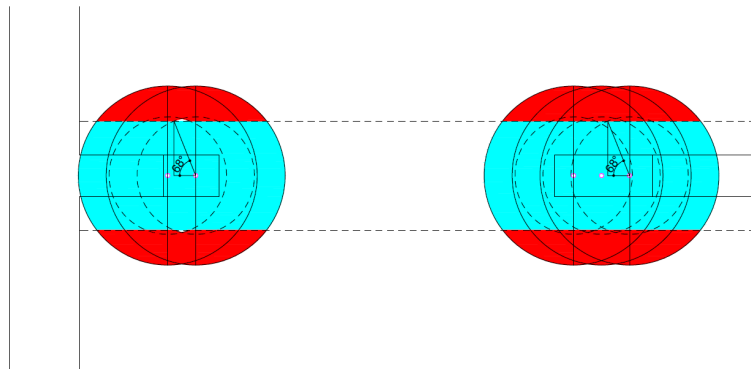


図 9.8.2 有効投影面積

参考文献

- 9-1) UR 壁式賃貸住宅躯体改造設計指針(案)・同解説(在来構造編)
- 9-2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 9-3) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3.31
- 9-4) 国立研究開発法人建築研究所：接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討，建築研究資料 No.200，2020.07
- 9-5) 有木克良ほか：既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.89-92，2020
- 9-6) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 9-7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 9-8) 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 9-9) 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 9-10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997
- 9-11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・解説，2010.2
- 9-12) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1982.12

第 10 章

結論

10.1 まとめ

本稿では、主に建築研究所第4期中長期計画（平成28～令和3年度）期間に実施された技術開発について取り纏め、既存中低層鉄筋コンクリート造建築物の機能性を向上させることで、既存ストック活用を促進するための技術開発結果について報告した。各章で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 本研究で想定している改造時のあと施工アンカーの使用手法例【第2章】
 - ① 既存建物の床スラブを付け替えることで、居住性能や環境性能を高めることが可能である。また、住戸のみではなく施設併用型の住宅においては、施設部分の用途変更など積載荷重を変える改修が可能になり、住棟活用のバリエーションを増やすことができる。
 - ② 隣り合わせた2住戸の既存戸境壁（耐力壁）を撤去し1住戸として、水平方向への面積規模拡大やエレベーターの増設に合わせた住棟内共用廊下の新設などを目的とし、団地の資産向上を図る。面積規模拡大によるファミリー向けの住宅やバリアフリー住宅の供給や集会所等への用途変更(コンバージョン)などを図ることも可能である。
- (2) あと施工アンカーを端部定着に用いたスラブ試験体の構造性能評価【第3章】
 - ① 実験室のスラブ試験体の長期載荷実験において、端部定着にあと施工アンカーを用いた場合と通常のRC定着を用いた場合の6年間におよぶ長期載荷実験の結果、それぞれの接合方法の違いによる顕著な違いは見られなかった。また、最終的な破壊性状を確認するために実施した終局載荷実験においては、過大な変形が生じた際に端部接合部であと施工アンカー定着部のコンクリートの掻き出し破壊が生じたが、スラブ全体の脱落等は起きなかった。
 - ② 実建物におけるスラブ試験体の長期載荷実験では、実験室の試験体と同様に接合方法による顕著な違いは見られなかった。また、最終的な破壊性状の確認では、端部接合部において著しい破壊はなく、スラブ全体としても脱落等は生じなかった。
 - ③ 端部接合部部分のあと施工アンカー筋の破壊性状を確認するためにスラブ端部を模した試験体を用いて曲げ実験を実施した結果、スラブ試験体で用いたあと施工アンカーの定着長さであと施工アンカー筋の鉄筋降伏が起こることが確認された。スタブ側に拘束する鉄筋がないと鉄筋降伏後に群でのコーン状破壊を示しており、拘束鉄筋の必要性について確認された。設計値としての比較を行うと許容応力度レベルではコーン破壊となっている試験体も終局状態では鉄筋降伏を示しており、確認されたコーン破壊は、鉄筋降伏による変形に伴っているコーン破壊と推察される。計算上ではあるが、終局時に降伏していることから靱性を担保することが出来ていると考えられる。

- ④ RC 造床スラブを増設する場合、通常の RC 定着を用いた場合とあと施工アンカーを用いた場合で、大きな違いはないことから、2 辺固定以上で一般的な使い方を想定したスラブであれば、あと施工アンカーによる増設が可能であると考えられる。
- (3) 既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性【第4章】
- ① T 型試験体に施工したあと施工アンカーについて、下部壁の外付け梁補強がなく、埋め込み長さを $12da$ とした場合には、浅部コーン破壊を伴う付着破壊が発生したが、梁補強がある場合や、埋込長さを $20da$ とした場合には鉄筋降伏が先行する破壊モードとなった。
- ② 壁内に定着するあと施工アンカーの耐力について既往の評価式を準用して評価したところ、安全側の評価となるものの、コーン破壊強度の評価や付着破壊強度の評価におけるへりあき等の影響考慮した付着強度について、過小評価している可能性が示唆された。
- ③ あと施工アンカーの埋め込み部におけるアンカー筋の付着応力分布は、荷重レベルが小さい範囲では、付着応力は施工面側に偏っているのに対し、荷重レベルが大きくなるにつれてアンカー筋先端側に付着応力が偏っていく傾向が見られた。
- ④ あと施工アンカーの抜け出し変形について、鉄筋の伸び変形だけでなく、異種材料間のすべりや周辺コンクリートの変形に起因する変形が生じる。埋め込み長さが短く、コーン状ひび割れや付着ひび割れが生じやすい試験体の方が、その割合が大きい。
- ⑤ 実際の壁式構造物に施工されたあと施工アンカーについても、実験室で確認されたアンカーの性能と同等の性能があることが確認された。
- (4) 壁式架構における新設開口設置に伴う補強部材の構造性能【第5章】
- ① 短辺耐力壁実験及び長辺耐力壁実験より、あと施工アンカーについて、いずれの試験体でも、付着応力は付着強度には到達しておらず、付着破壊は生じていない。したがって、今回の埋め込み長さを確保した曲げ補強筋に接着系あと施工アンカーを適用することは有効であるといえる。
- ② 骨格曲線を評価する際の剛性低下率については、引張側から 2 列目の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合、引張側から 3 列目の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合、そして引張側部材中央の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合と 3 通りで検討を行ったが、これらの違いが荷重変形関係に与える影響は僅かであり、どの手法も実験の挙動を概ね捉えた。
- ③ 壁梁実験より、補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線はここで検討した方法により概ね精度よく安全側に評価できた。なお、曲げ終局強度は精算法を用いて既存壁梁と補強部壁梁を分割して算定している。

- ④ せん断要素実験より、各試験体の固着強度を比較するとサンダーがけによって目荒らし処理されているものが比較的、固着強度が高いことが確認された。また固着強度は同じ試験体においてもばらつきが大きく、この原因としては、固着強度は目荒らしの施工精度に大きく左右されることが挙げられる。また、各種合成構造設計指針は実験の各試験体においておおよそ下限値を、耐震改修設計指針はおおよそ上限値を与えている。
- (5) 新設開口設置に伴い補強された壁式架構の構造性能【第6章】
- ① 1F層せん断力-全体変形角関係から耐力壁の構造芯を壁せいの中心とするB-2モデルは実験値を安全に評価し、重心とするB-1モデルは実験値を精度よく評価することがわかった。
- ② せん断形状係数を1.2とするB-1モデルと比較してせん断形状係数を応力度法およびエネルギー法により算定したB-1-a, B-1-bモデルは初期剛性がやや低くなる結果となったが損傷個所や耐力に関してほとんど違いは見られなかった。
- ③ 変動軸力を考慮したB-1Neモデルでは、長辺耐力壁に圧縮の変動軸力が加わる正載荷時は耐力が上昇し、長辺耐力壁に引張の変動軸力が加わる負載荷時は耐力が減少した。これを実験値と比較すると、正載荷時において変動軸力を考慮しないB-1モデルと比較し剛性・耐力ともにより精度良く評価できる結果となった。
- ④ 壁構造芯を重心とし、変動軸力を考慮するB-1Neモデルが実験値と比較した際、最も精度良く評価できる結果となった。
- ⑤ 1本柱単軸ばねモデルおよびMSモデルを用いた擬似立体解析、3本柱単軸ばねモデルを用いた立体解析を比較した結果、1本柱単軸ばねモデルを用いた擬似立体解析が実験値を最も精度良く評価できる結果となった。
- (6) RC造共同住宅を対象とした躯体改造計画と解析検討【第7章】
- ① 対象建物の桁行方向モデルについて、開口付き耐力壁のモデル化手法の違いが解析結果に与える影響を比較した。結果として、1枚の開口付き耐力壁とした場合は、複数の無開口耐力壁および壁梁とした場合に比較して架構の最大耐力と剛性は小さめに、各層間変形は大きく評価される。なお、どちらのモデルにおいても、ベースシア係数0.75以上であり十分高い耐震性能を有している。
- ② 対象建物の張間方向モデルについて、直交方向部材による曲げ戻し効果を適切に評価するため構面の両端にピン接合柱（ピン柱）を設定した。モデルは①ピン柱を剛とした場合 ②ピン柱に直交部材の曲げ戻し効果を考慮した場合 ③ピン柱を設定しない場合 の主に3つである。ピン柱を設定することで必要保有水平耐力に対して十分な保有水平耐力を有した結果となったが、ピン柱を設定しないモデルの場合は保有水平耐力が小さく、実際の地震挙動を考慮すると過小評価であると考えられる。また、ピン柱を剛とした場合は下層階に変形が集中し、せん断変形が卓越した挙動である

ことに對し、その他のモデルは各階の変形が概ね等しく曲げ変形が卓越した挙動であることを確認した。なお、ピン柱に曲げ戻し効果を考慮した場合のモデルについては、耐力壁中心位置に設定する曲げばねの評価範囲を直交壁付き耐力壁とした場合と面内壁のみとした場合の2通りで検討したが、前者は実際の断面を重複して算定するため、剛性を僅かに過大評価した。

- ③ 張間方向の戸境耐力壁に連層の新設開口を設けた場合を想定して改造後の構造性能評価を行い改造前と比較した。本章では構面に剛のピン柱を設定した張間方向モデルを基に改造後のモデルを作成している。開口設置に伴い建物全体のせん断力が低下するが、その減少分のほとんどは開口を設置した構面のせん断力減少分である。また、新設開口を設けた影響により弱い構面から強い構面へ構面間でせん断力の受け渡しが行われているため、この際にスラブがせん断破壊するか否かを既往の研究(7.6-1)に従い確認し、場合によってはスラブを補強する必要がある。
 - ④ 必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の比率は開口設置前の張間方向において1.8程度であり非常に高い値となっている。開口設置後においても1.5程度となっており、必要保有水平耐力を十分満足することが確認された。このことから元々高い保有水平耐力を有している壁式RC造住宅の張間方向の耐力壁に新設開口を設置することは適切な補強を行う場合、保有水平耐力上問題はないと思われる。なお、今後張間の新設開口が桁行方向の構造性能に与える影響を検討する必要がある。
- (7) あと施工アンカーを用いて躯体改造を行った場合の施工実験【第8章】
- ① コンクリートコア抜き工事では、後工程におけるアンカー工事における穿孔位置にも留意し位置を調整する必要がある。新設開口工事は、電動ハンマーを使用したため、騒音・粉塵が発生するので、より低騒音の工法が望ましいが、工程の効率化とともに今後の課題である。貫通ボルト設置では、今回は、専用の型枠を作成して貫通ボルトが孔の中央の位置となるようにした。ある程度の精度を確保するため、確立した施工方法・管理方法が必要である。
 - ② アンカー工事では、計画した場所に既存鉄筋が干渉しアンカーが打てない状況を想定し、開口幅を100mm広げた。しかし、この場合においても下向きの1本の埋込み長さ20da穿孔中に既存鉄筋に干渉したため、アンカー位置をずらした。位置は7.5da以内及び壁柱打設後にかぶり厚さを確保できる位置とした。埋め込み長さが長いため、既存鉄筋に干渉する可能性が高いことに今後十分注意する必要がある。事前調査を入念に行う必要がある。干渉した穿孔は無機系注入式(JCAA工法認証品)で補修した。
 - ③ あと施工アンカーの施工について、あと施工アンカー強度指定申請ガイドラインに準じて、適切な品質管理体制のもと実施した。検査については、外

観検査(目視検査, 計測検査, 接触打音検査), 注入量検査, 埋込深さ検査, 充填状況検査の各検査を実施した。

- ④ 非破壊引張検査における上向きアンカー試験を除き, 所要の基準を満たした.上向きアンカー試験については, あと施工アンカーに固定用の楔を取り付けていたことにより, 拘束付着試験が出来なかった.このため, 楔を打ち込まないアンカーの固定方法を提案した。
- ⑤ 充填状況検査については, 参考に, 電磁パルス法による充填不良状態の検査を行った.電磁パルス法による検査は, 正規施工に対して明らかな充填不良を検出することは可能であるが, 本工事における検査のように, 実建物で実際にあるような正規施工が無い場合やコンクリート躯体が目荒しされた状態の場合などで明確な評価には課題がある。

(8) 躯体改造のための構造設計指針【第9章】

- ① UR 壁式賃貸住宅躯体改造設計指針に基づき, 今回得られた知見を反映させることを目的として, 適用範囲に小規模一体増改築を追加するとともに, 安全性の確認において保有水平耐力計算に基づく設計法について提案を行った。

10.2 今後の課題

本稿では、特にスラブの増設や、戸境壁への新設開口設置といった躯体改造に対する評価技術について検討した。既存ストックをさらに有効活用していくためには、そのほかにもスラブの付け替えやEV増設、供用廊下の新設など様々なニーズがあるため、個々の技術やそれらを併用した場合の構造性能評価方法について検討を進めるとともに、様々な躯体改造に対応できる柔軟な制度設計を検討する必要がある。

増改築部分の床面積が建築物の延べ面積の1/20かつ50m²以内の小規模増改築の場合は、既存部分は「構造耐力上の危険性が增大しない」ことを確認すればよいが、構造耐力上の危険性が增大しないことを確認する方法として、本稿においては保有水平耐力計算に基づく方法を提案したが、適用範囲を絞ったうえで構造計算を必要としない仕様規定により判定する方法が望ましいと考えられ、今後検討していく必要がある。

また、躯体改造に有用なあと施工アンカーについては、関連告示が改正され、鉄筋コンクリート造等の部材と構造耐力上主要な部分である部材との接合に用いるあと施工アンカーについて強度指定を行うことができるようになった。耐震補強においては様々な材料・構造形式による補強方法が提案されてきており、今後、それらのうち躯体改造にも有用な技術を活用していくため、あと施工アンカーと同様に強度指定が行えるような枠組みについて検討する必要がある。

付録 1

壁式架構における新設開口設置に伴い補強された

壁梁部の構造性能

付 1.1. はじめに

本実験は2018年2月と2018年9月の二度にわたり実施された(以下それぞれを補修前実験、補修後実験と称する)。補修前実験においては試験対象を既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁と耐力壁の接合部としていたが、壁梁部材よりも耐力壁部材の破壊が先行してしまったため、開口補強を行った壁梁部材の性能を評価することができなかった。そこで補修後実験においては、壁梁と耐力壁接合部の補修を行ったうえで試験対象を壁梁単体に変更し実施した。

付 1.2. 補修前実験

付 1.2.1. 補修前実験試験体概要

補修前実験試験体概要を付表 1.2.1-1 に、使用コンクリート材料試験結果を付表 1.2.1-2 に、使用鉄筋材料試験結果を付表 1.2.1-3 に示す。補修前実験試験体配筋図を付図 1.2.1-1 に示す。

試験体は計3体である。試験対象は既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際の開口上部の壁梁と耐力壁の接合部としている。ただし試験体 B-1 は既存開口周辺の壁梁と耐力壁の接合部試験体として、開口補強筋 (2-D16) が先付け鉄筋として配された基準試験体である。

他試験体2体は、既存の壁梁の両側面に新たに曲げ補強筋(上端・下端ともに 2-D16)、せん断補強筋 (D10@100)を配し、新設部と既存部を接合するための通し筋(D16)を配したうえで、設計基準強度 F_c27 の普通コンクリートを増し打ちした。既存部は設計基準強度 F_c18 の普通コンクリートを打設している。また、通し筋は既存部に径 20mm の貫通孔を施工し、通し筋を設置したうえで無収縮モルタルを圧入している。

梁補強を行った2体の試験体では新設梁の配筋方法が異なる。試験体 B-2 では両側面にシングル配筋の補強梁をそれぞれ施工しているのに対し、試験体 B-3 では既存壁梁の下側をまたぐような U 字型の断面とし、せん断補強筋も U 字型に加工した。試験体は以上の3体であるが補修前実験では試験体 B-1 と B-2 の2体のみで実施した。

付表 1.2.1-1 補修前実験試験体概要

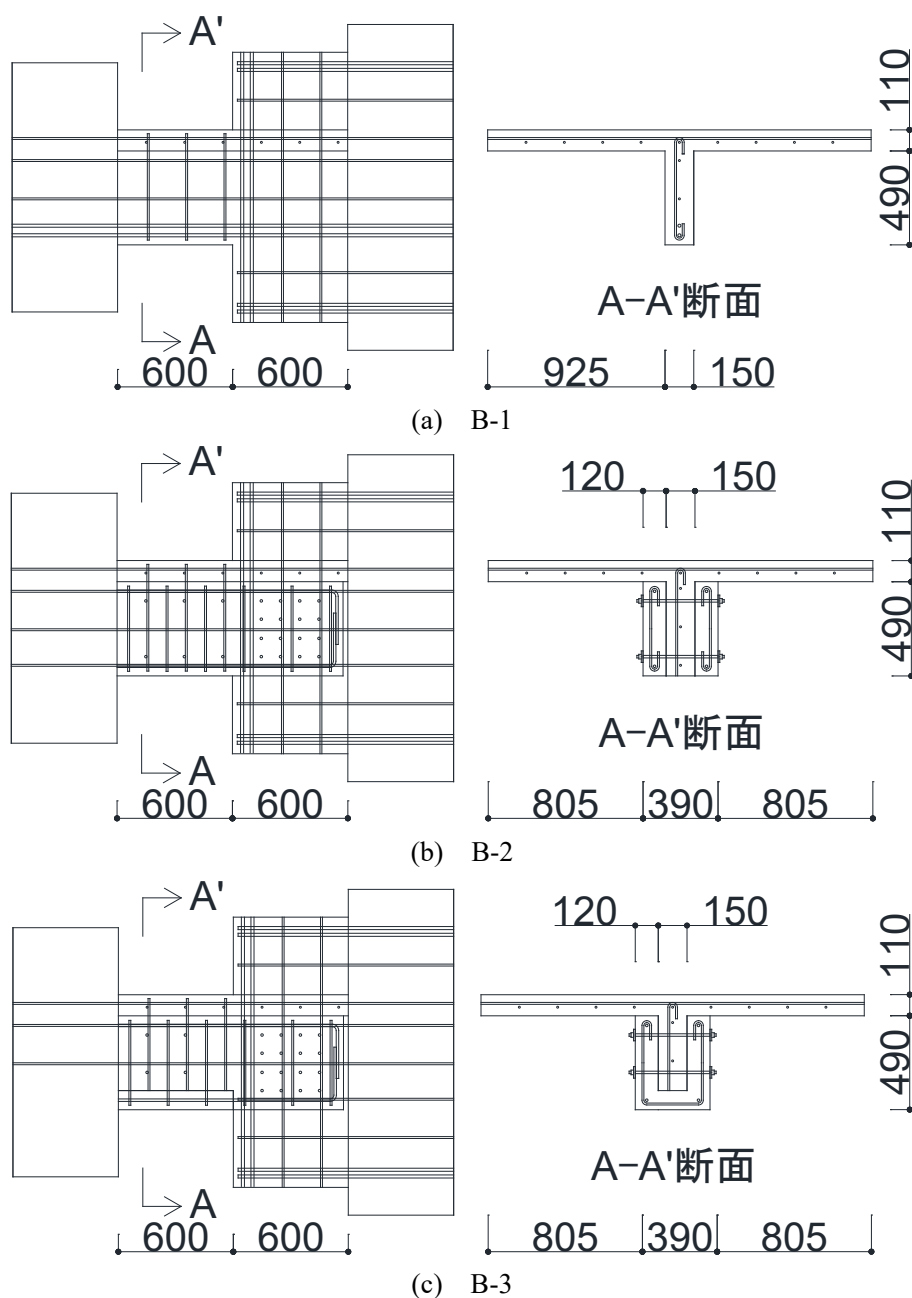
試験体名		B-1	B-2	B-3
既存壁梁	梁幅×梁せい(mm)	390×600		
	梁長さ(mm)	600.0		
	既存部縦横筋	D10@200 (SD295)		
	既存部開口補強筋	2-D16(SD345)	-	
新設梁	新設梁上端筋	-	2-D16(SD345)	
	新設梁下端筋	-	2-D16(SD345)	
	新設梁せん断補強筋	-	D10@200 (SD295)	
	通し筋	-	D16(SD345)	
スラブ	スラブ厚(mm)	110		
	片側幅(mm)	805		
	スラブ縦横筋	D10@200 (SD295)		

付表 1.2.1-2 使用コンクリート材料試験結果

部位	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
	($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
既存部	23.3	20.9	1.91
補強部	29.3	37.1	2.86

付表 1.2.1-3 使用鉄筋材料試験結果

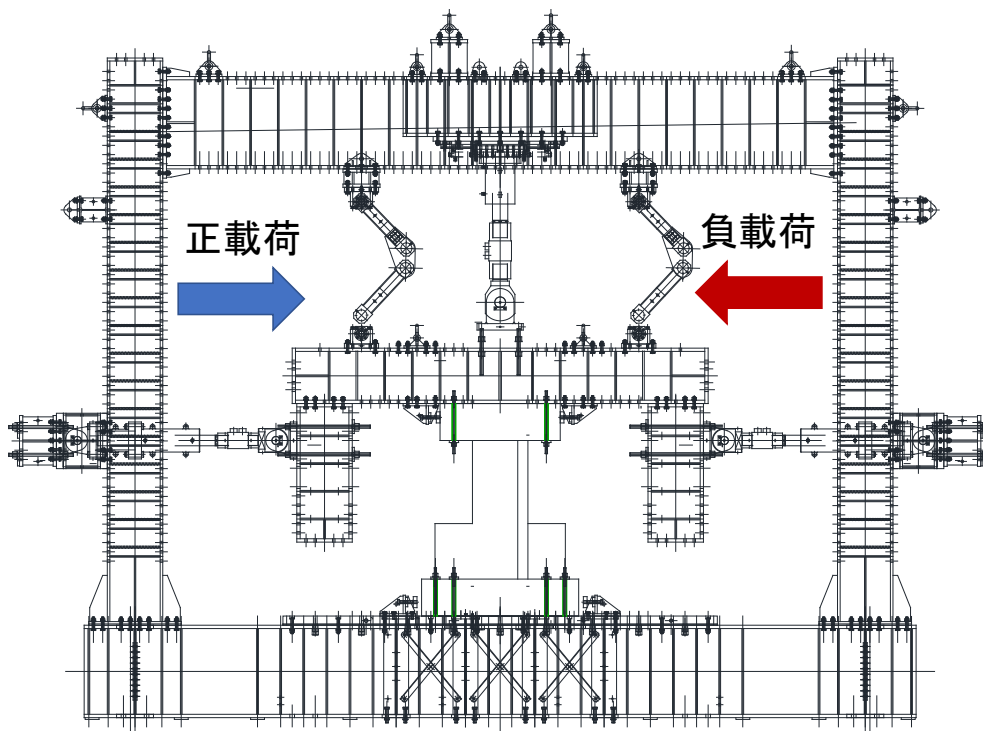
呼び径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
	$\times 10^3 (\text{N/mm}^2)$	(N/mm^2)	(μ)	(N/mm^2)
D10(SD295A)	187	356	1995	489
D16(SD345)	185	372	2062	543



付図 1.2.1-1 補修前実験試験体配筋図

付 1.2.2 補修前実験加力計画

加力装置図を付図 1.2.2-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返載荷で軸力は 0 とし、反曲点高さは壁梁の危険断面位置から 600mm の高さとした。スラブ圧縮となる方向を正載荷とし、試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、加力位置と危険断面位置の相対水平変位を計測し、計測高さで除した変形角 R による制御を行った。載荷履歴は変形角 $R=1/1600, 1/800$ を 1 サイクルずつ、 $R=1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ を 2 サイクルずつ行った。

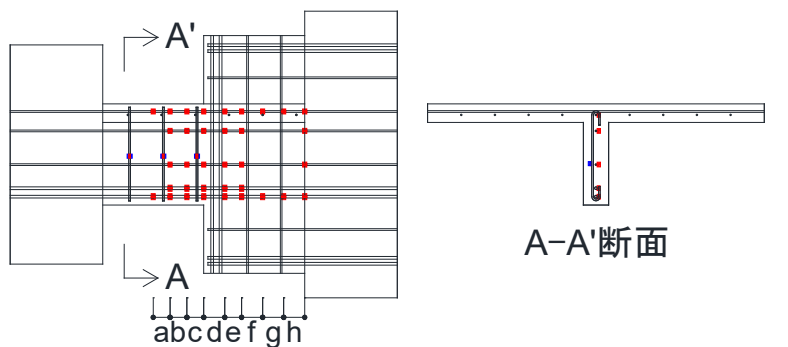


付図 1.2.2-1 加力装置図

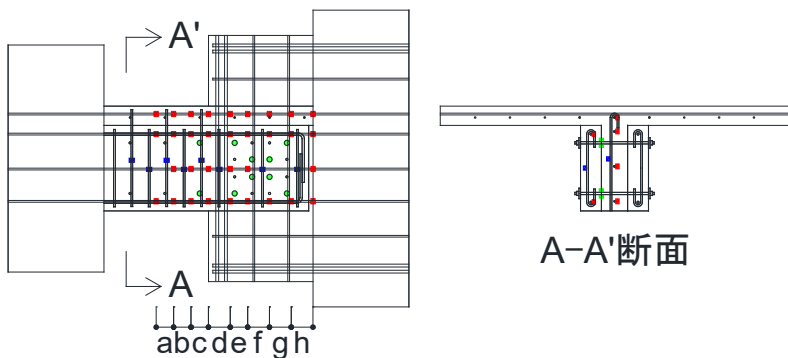
付 1.2.3. 補修前実験計測計画

付 1.2.3.1. 変位及びひずみ計測方法

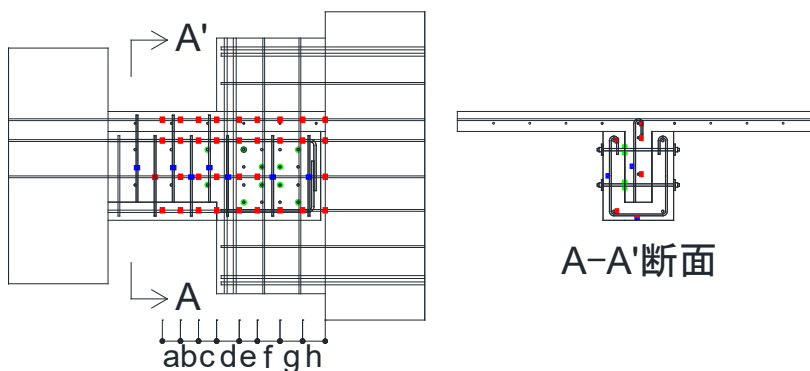
計測状況として、付図 1.2.3-1 に B-1,2,3 のインサート位置説明図及び鉄筋のひずみゲージ貼り付け説明図を示し、付図 1.2.3-2 に B-1,2,3 の変位計計測位置図を示す。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。試験体に生じる加力は、ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。



(a) B-1



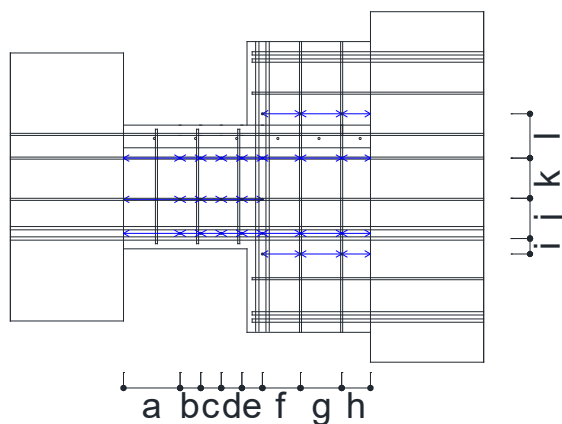
(b) B-2



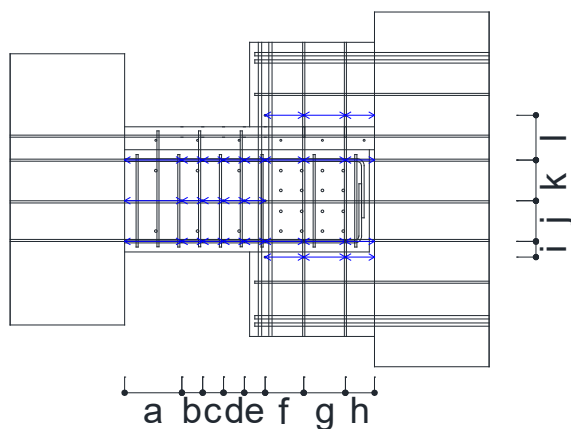
(c) B-3

a, b, c, e:100mm d, f, g, h:125mm	■ ■ ■	ひずみゲージ
	●	PC鋼棒

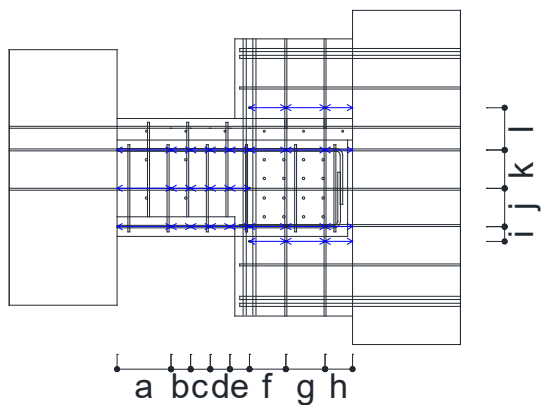
付図 1.2.3-1 ひずみゲージ，インサート位置図



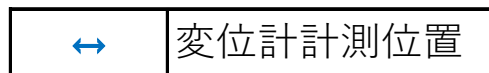
(a) B-1



(b) B-2



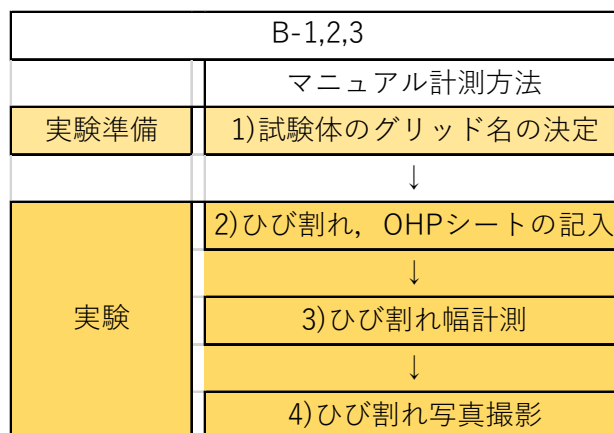
(c) B-3



付図 1.2.3-2 変位計取り付け位置図

付 1.2.3.2. ひび割れ計測方法

本実験では、試験体 B-1,2,3 共にひび割れ計測方法としてマニュアル計測方法を採用した。以下の付図 1.2.3-3 に作業フローを示す。



付図 1.2.3-3 各作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行う。付図 1.2.3-3 のマニュアル計測手順について、各項の内容と試験体毎の違いを以下に詳細を示す。

1)試験体のグリッド名の決定

グリッドの振り分けは基本横 200 mm×縦 200 mmとする。

2)ひび割れ, OHP シートの記入

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入, また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時, 初期ひび割れは黒ペンを, 正載荷は青ペンを, 負載荷は赤ペンを用いる。この際, 実際のひび割れから少しずらして記入する。

3)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて目視により使用するクラックスケールに示されている幅で計測を行う。

4)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時, 除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し, これとは別に変形角ごとのピーク時に局所的な破壊の状態を写真に収め, 変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。

付 1.2.4. 補修前実験結果

付 1.2.4.1. 破壊経過

B-1

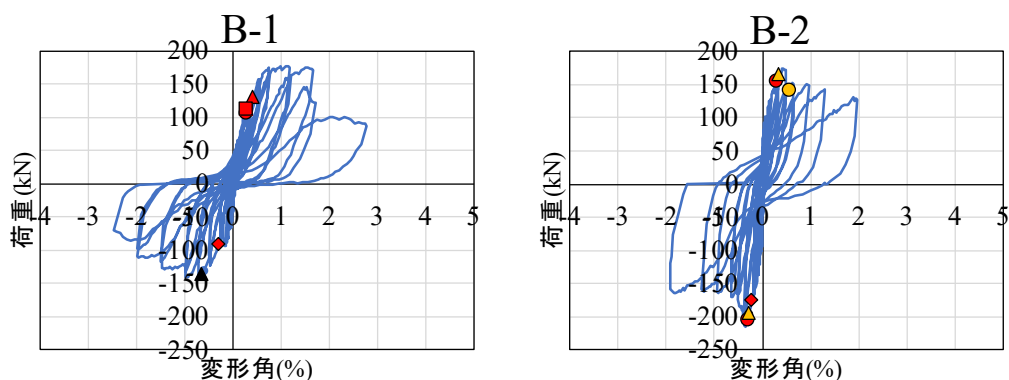
正載荷側では $R=0.262\%$ で梁既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.346\%$ でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では $R=1.11\%$ で 177.0kN 、負載荷側では $R=-0.934\%$ で -139.6kN を記録した。

B-2

試験体 B-2 は正載荷側では $R=0.288\%$ で既存梁端部曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.223\%$ で既存スラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では $R=0.416\%$ で 174.5kN 、負載荷側では $R=-0.362\%$ で -214.9kN を記録した。最終的に正載荷側、負載荷側ともに耐力壁面の斜めひび割れが拡幅するとともに、急激な耐力低下が起きた。

付 1.2.4.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形角を付図 1.2.4-1 に示す。付図 1.2.4-1 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。



- : 梁既存曲げ補強筋 ■: 梁既存端部曲げ補強筋 ▲: 梁既存せん断補強筋 ◆: スラブ筋 ●: 梁新設曲げ補強筋 ▲: 梁新設せん断補強筋
- : 壁縦筋 ▲: 壁横筋 ▲: 梁既存曲げ補強筋と梁既存せん断補強筋(同時) △: 梁既存・新設曲げ補強筋と梁新設せん断補強筋(同時)

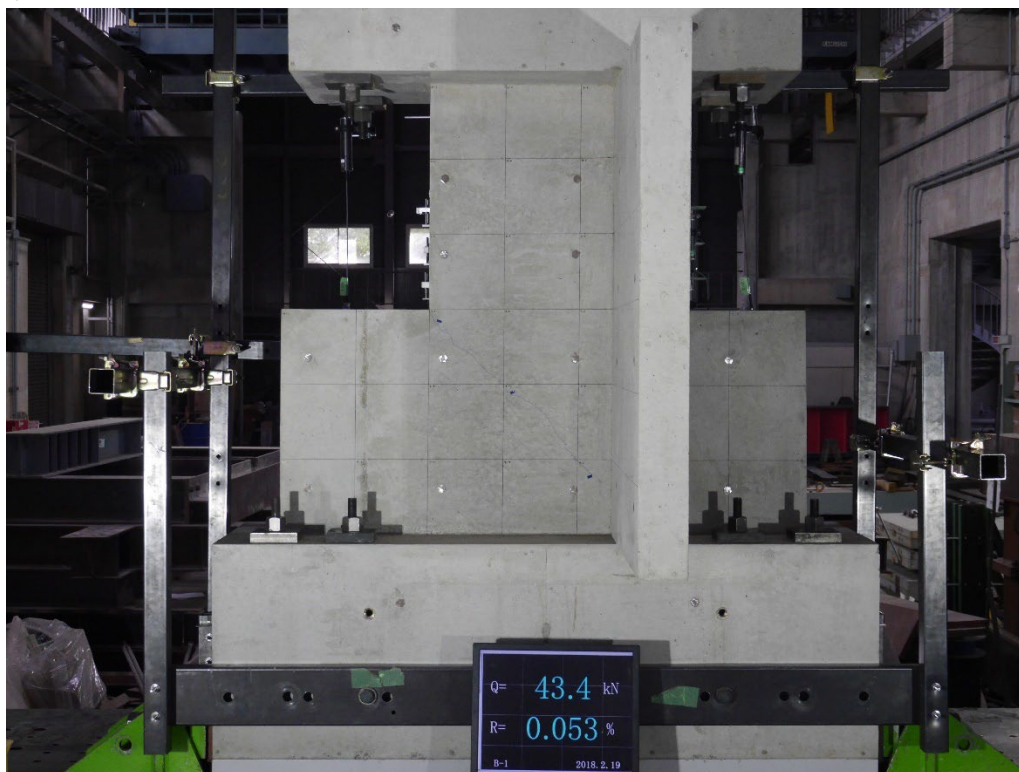
(a) B-1

(b) B-2

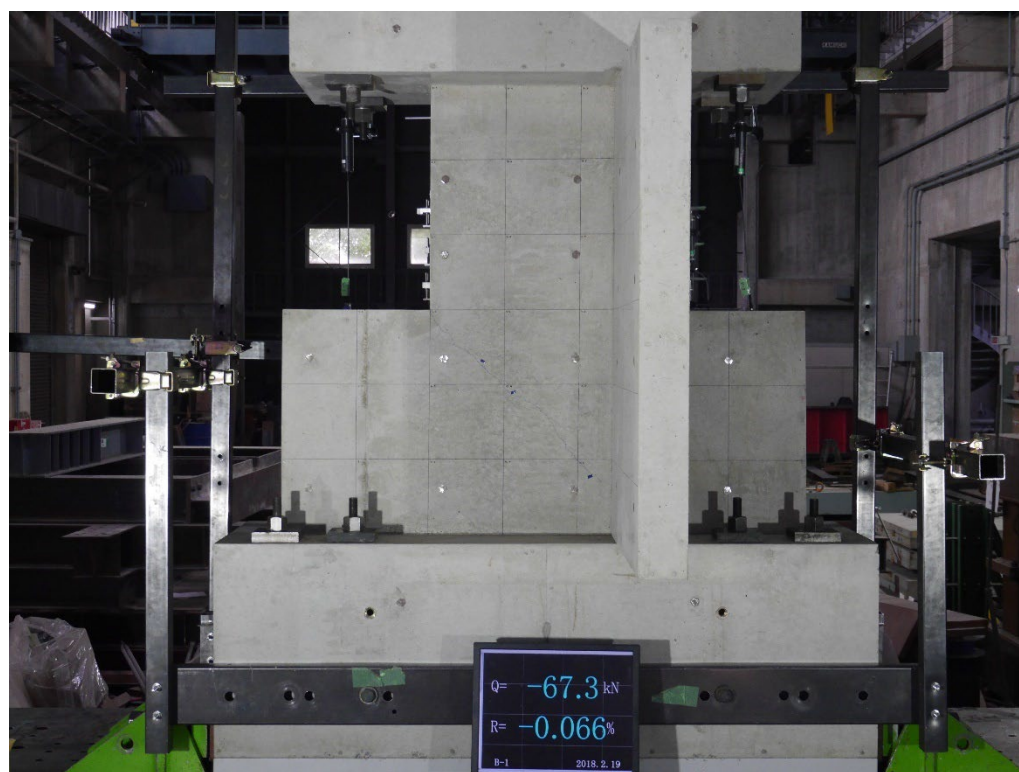
付図 1.2.4-1 荷重—変形関係

付 1.2.4.3. 試験体破壊推移

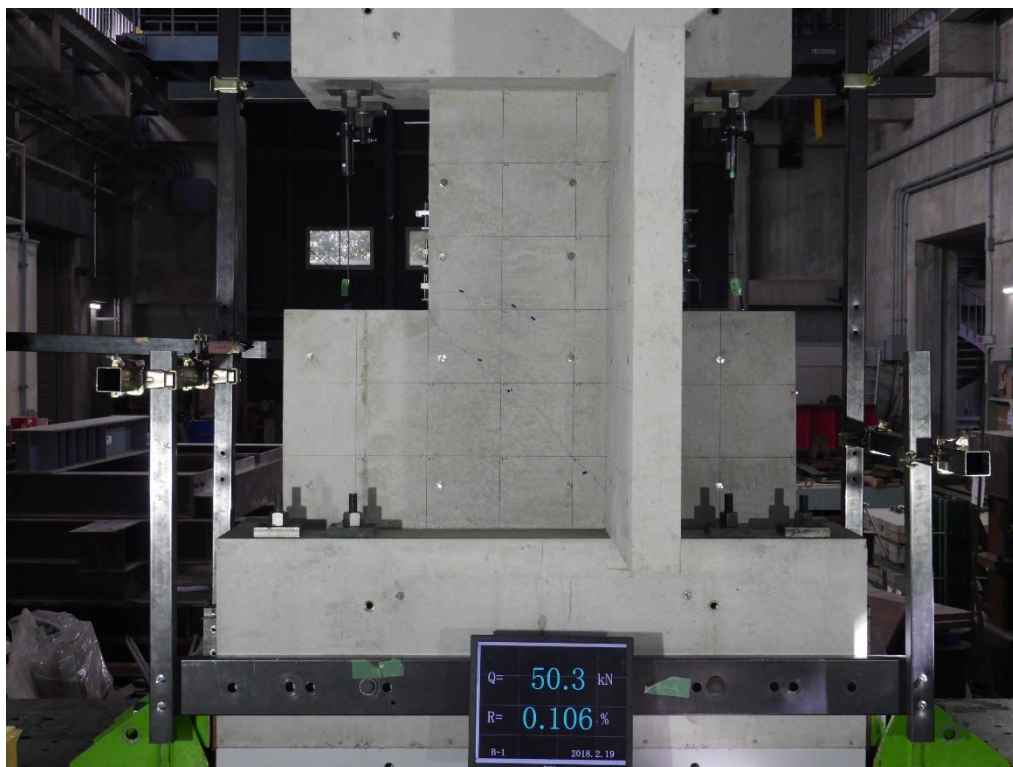
(1) B-1 全景写真



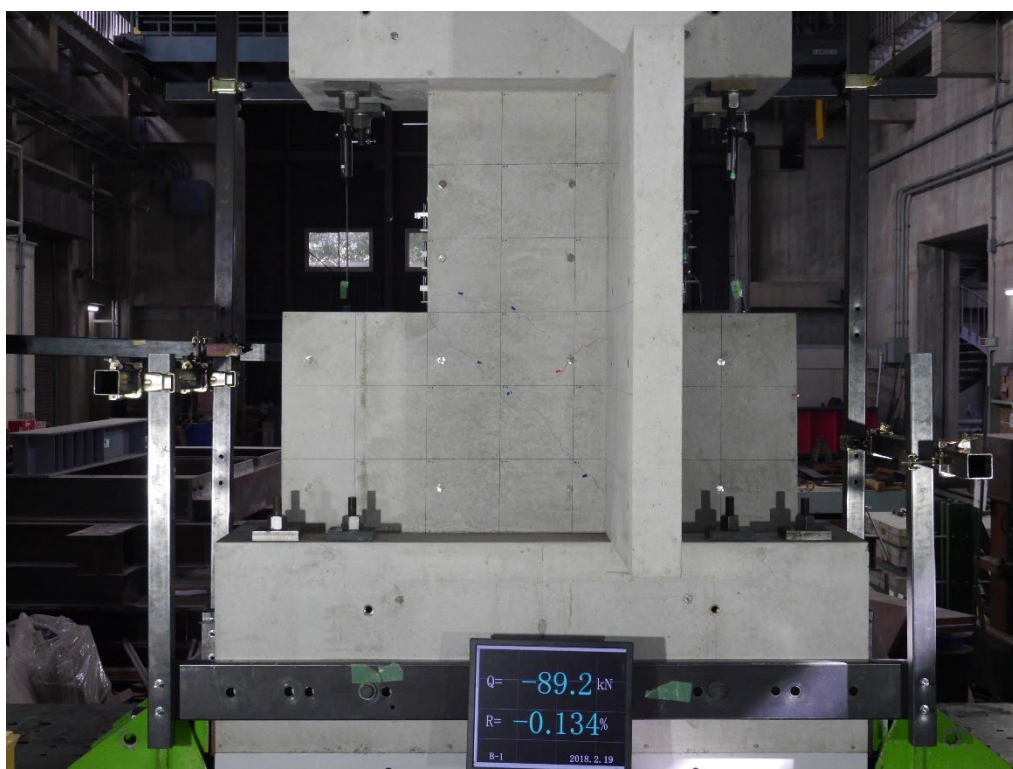
付写真 1.2.4-1 B-1 全景写真(R=+1/1600)



付写真 1.2.4-2 B-1 全景写真(R=-1/1600)

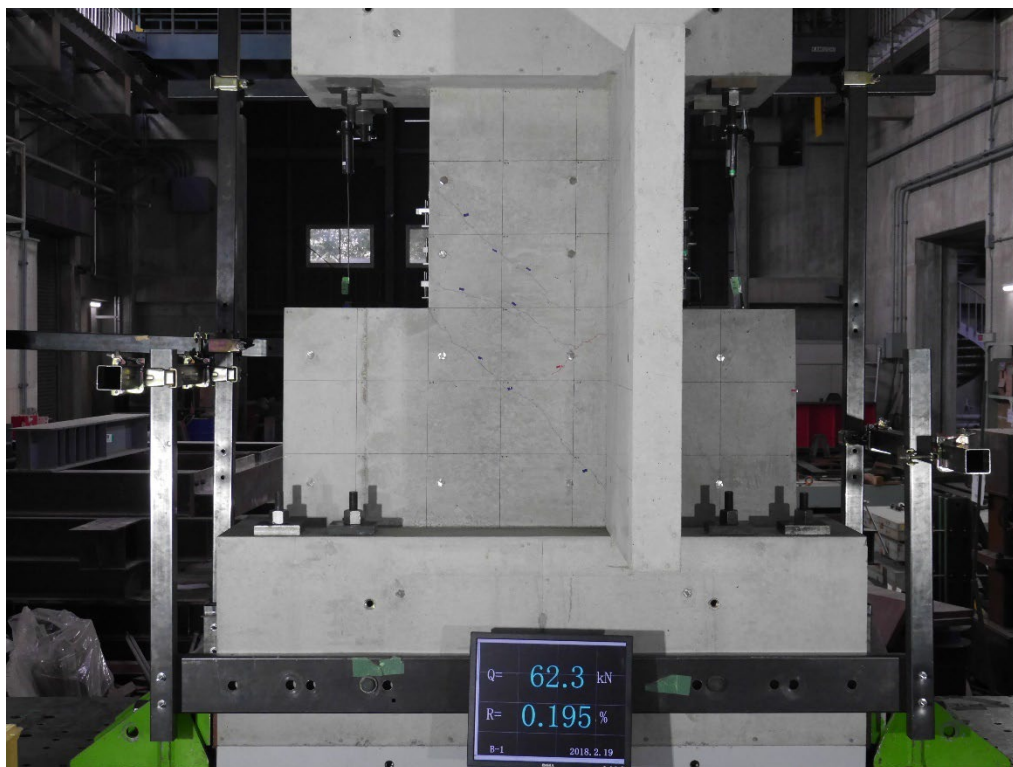


付写真 1.2.4-3 B-1 全景写真(R=+1/800)



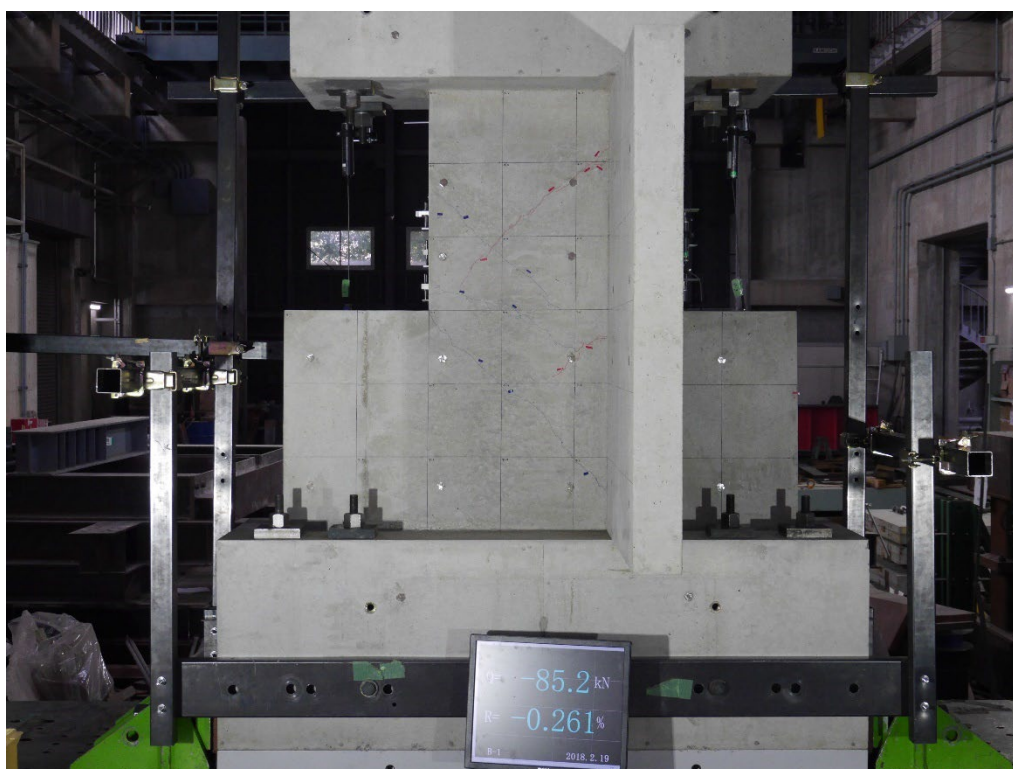
付写真 1.2.4-4 B-1 全景写真(R=-1/800)

R=1/400①



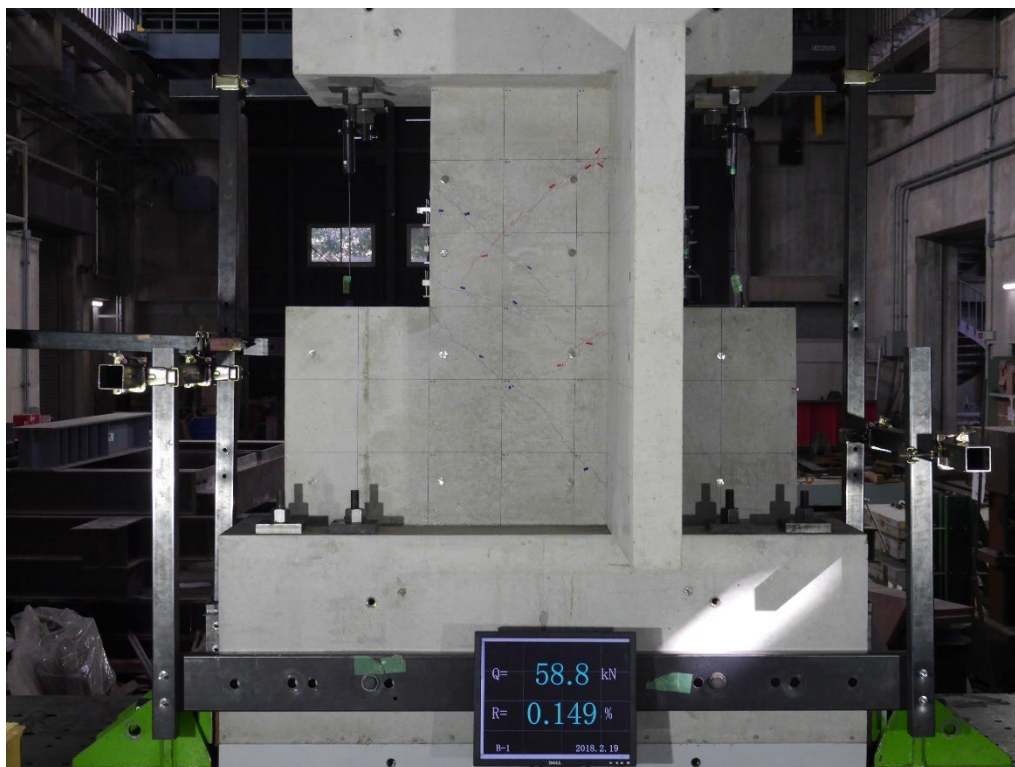
付写真 1.2.4-5 B-1 全景写真(R=+1/400①)

R=-1/400①



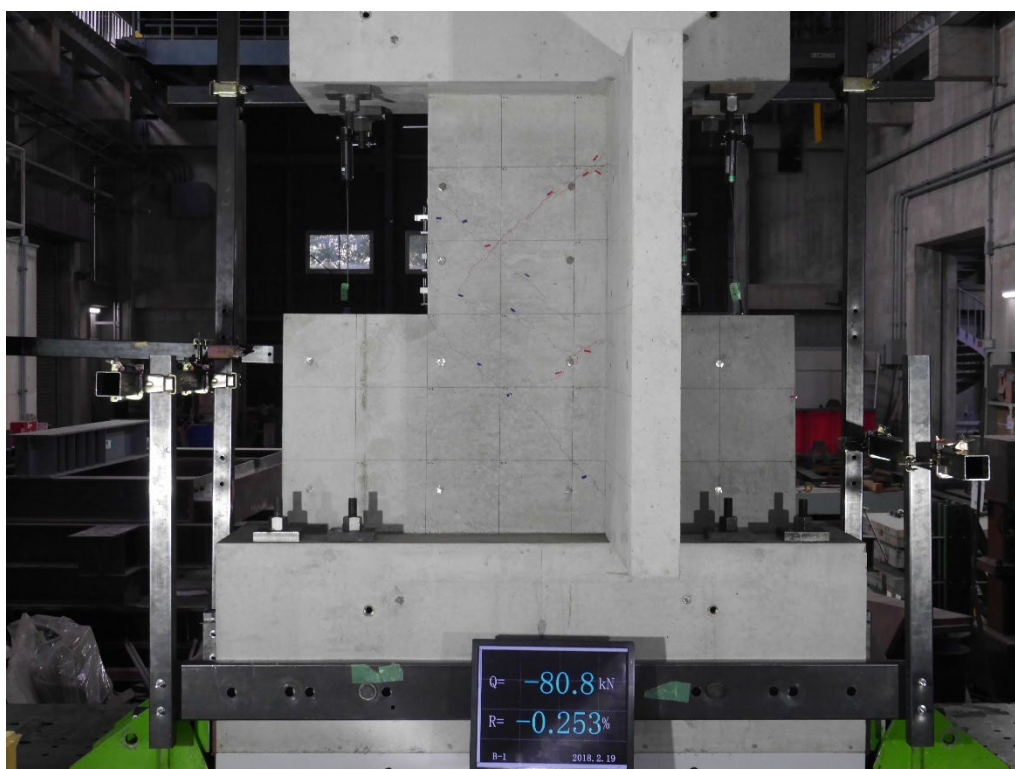
付写真 1.2.4-6 B-1 全景写真(R=-1/400①)

R=1/400②



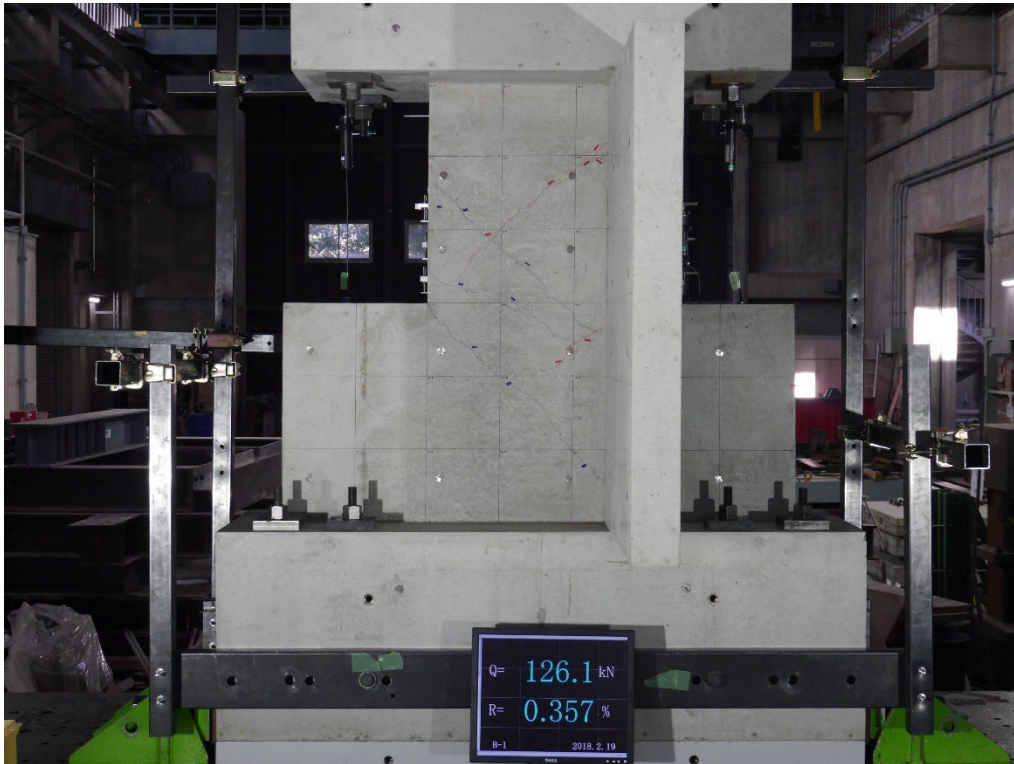
付写真 1.2.4-7 B-1 全景写真(R=+1/400②)

R=-1/400②



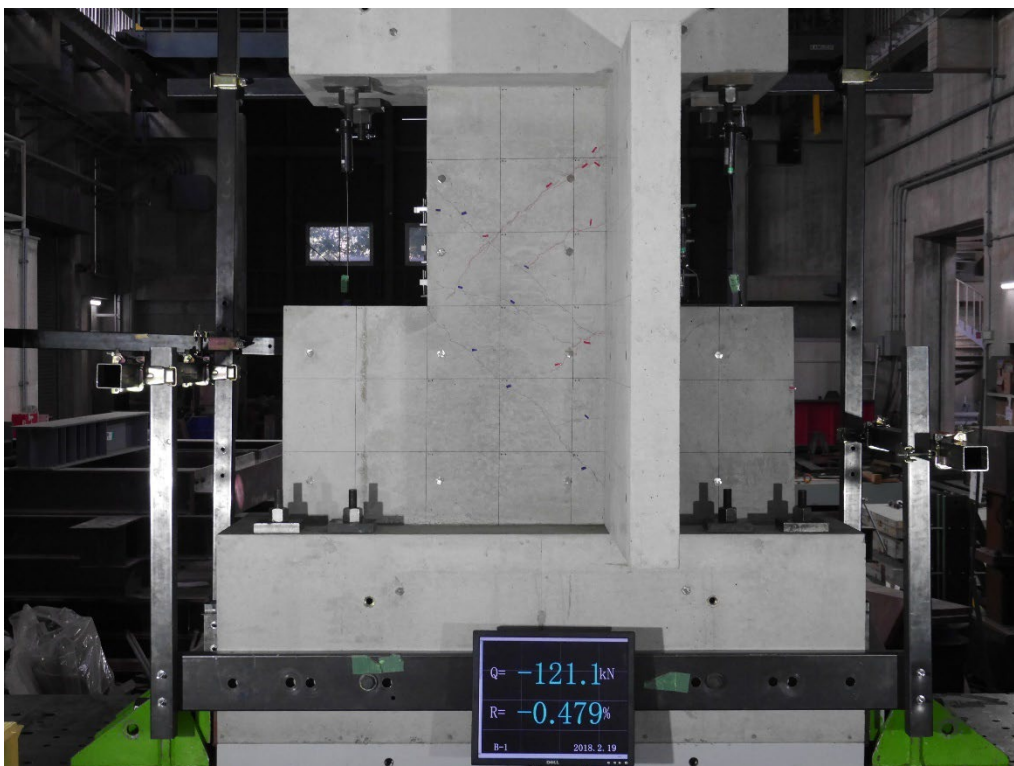
付写真 1.2.4-8 B-1 全景写真(R=-1/400②)

R=1/200①



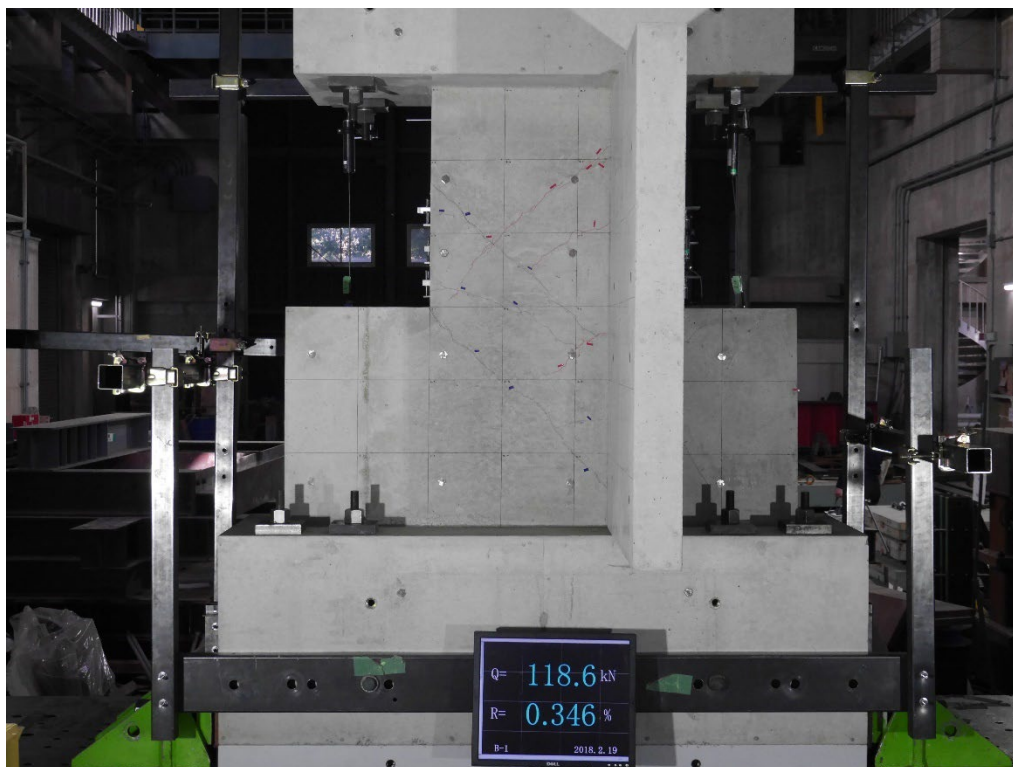
付写真 1.2.4-9 B-1 全景写真(R=+1/200①)

R=-1/200①



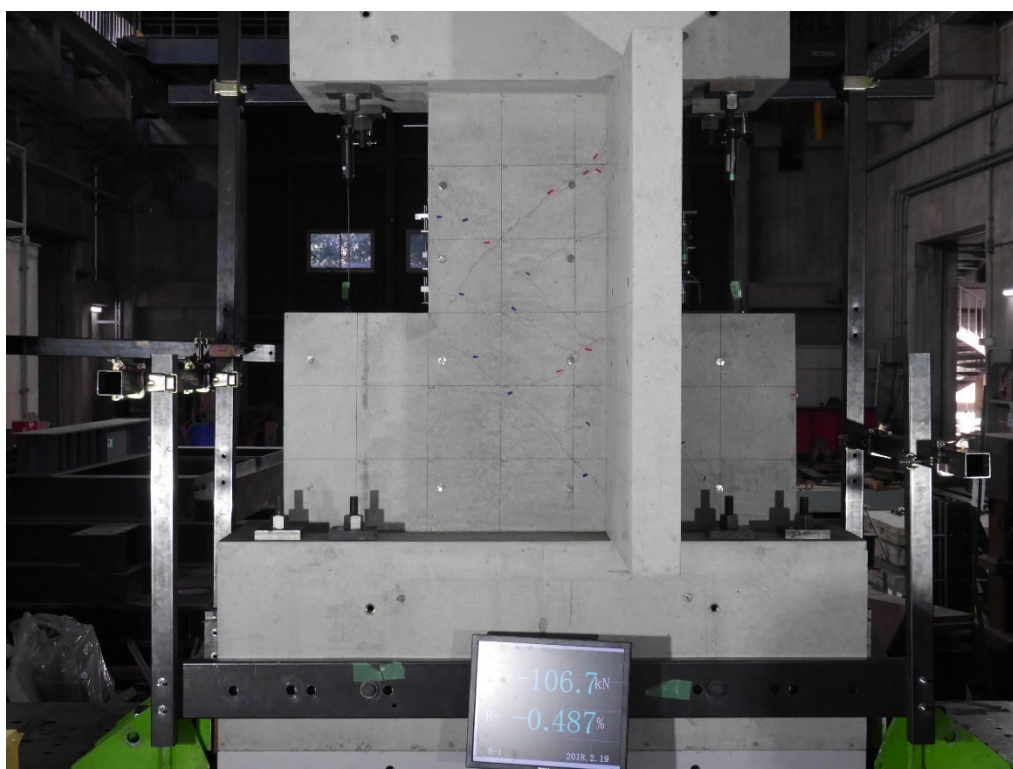
付写真 1.2.4-10 B-1 全景写真(R=-1/200①)

R=1/200②



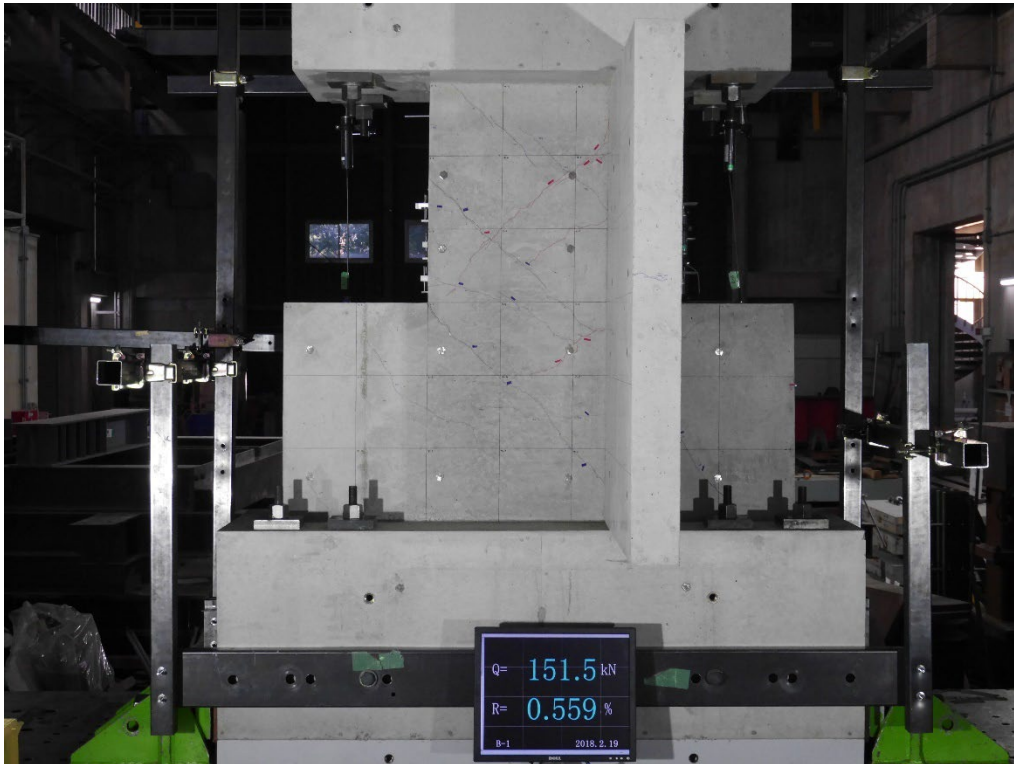
付写真 1.2.4-11 B-1 全景写真(R=+1/200②)

R=-1/200②



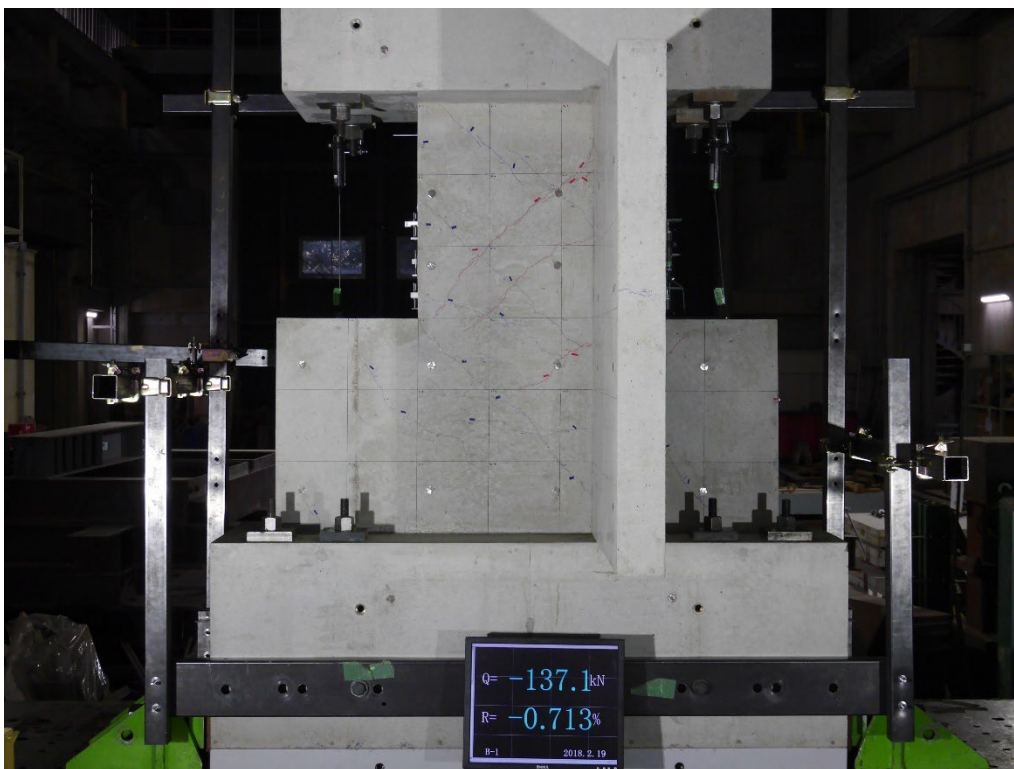
付写真 1.2.4-12 B-1 全景写真(R=-1/200②)

R=1/133①



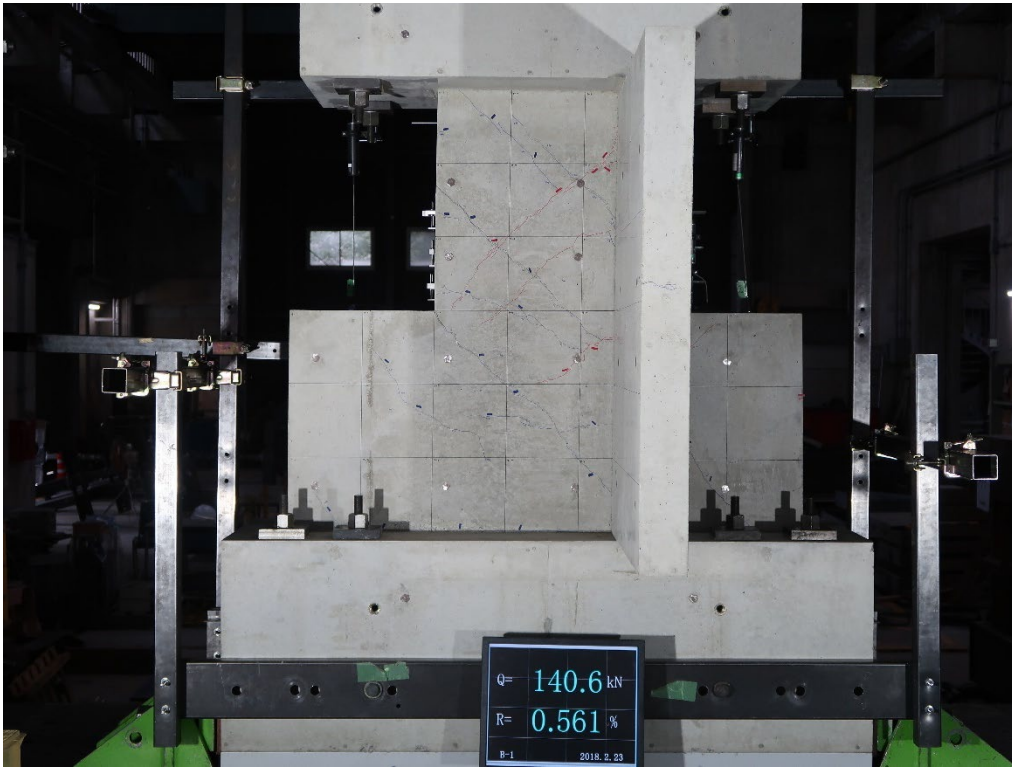
付写真 1.2.4-13 B-1 全景写真(R=+1/133①)

R=-1/133①



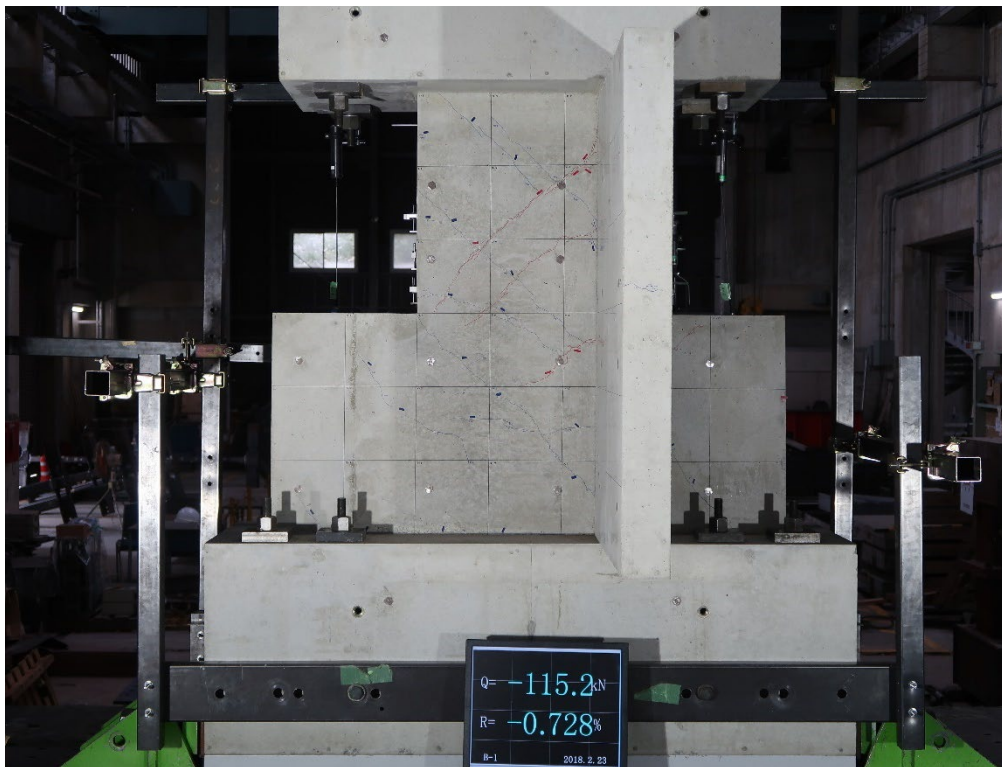
付写真 1.2.4-14 B-1 全景写真(R=-1/133①)

R=1/133②



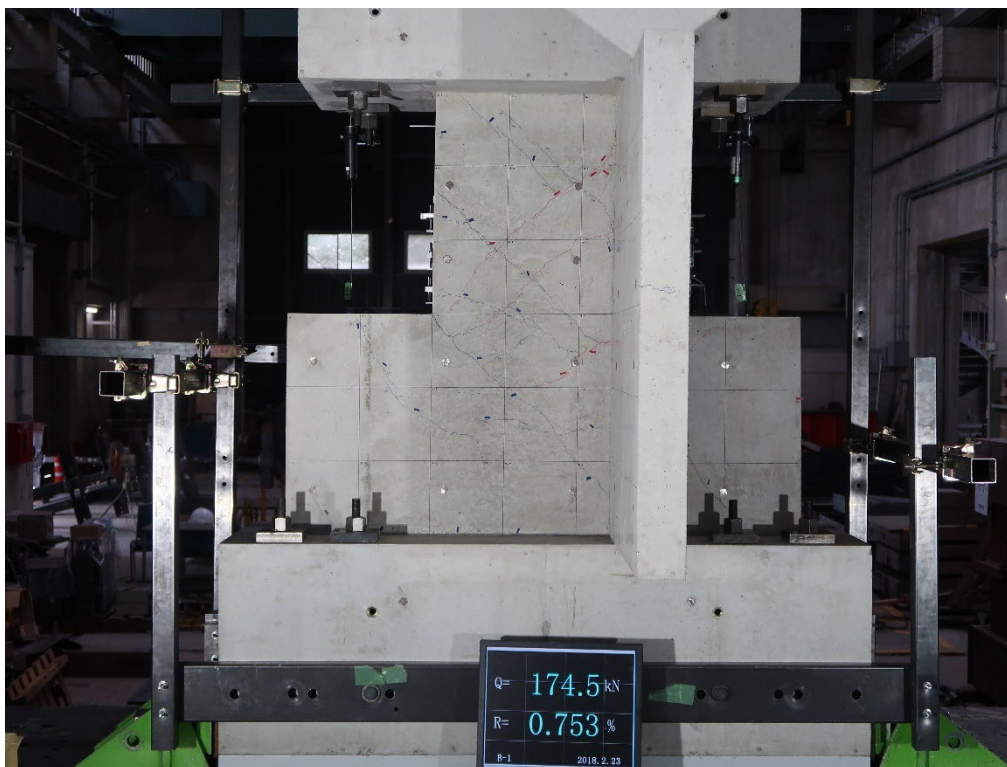
付写真 1.2.4-15 B-1 全景写真(R=+1/133②)

R=-1/133②



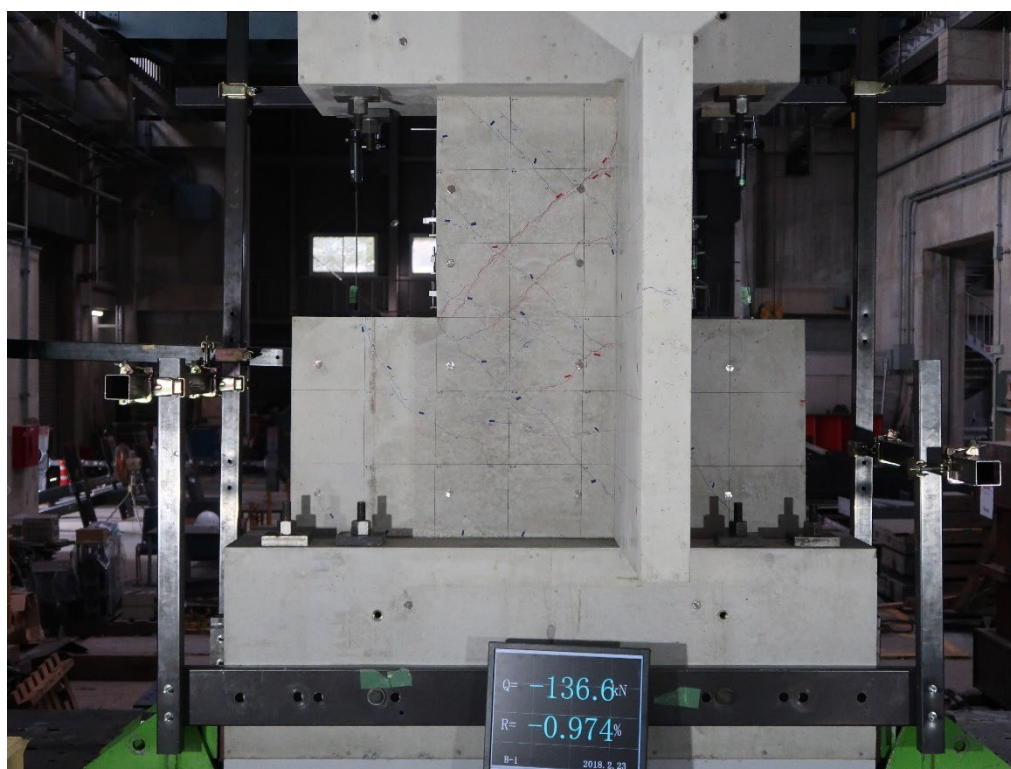
付写真 1.2.4-16 B-1 全景写真(R=-1/133②)

R=1/100①



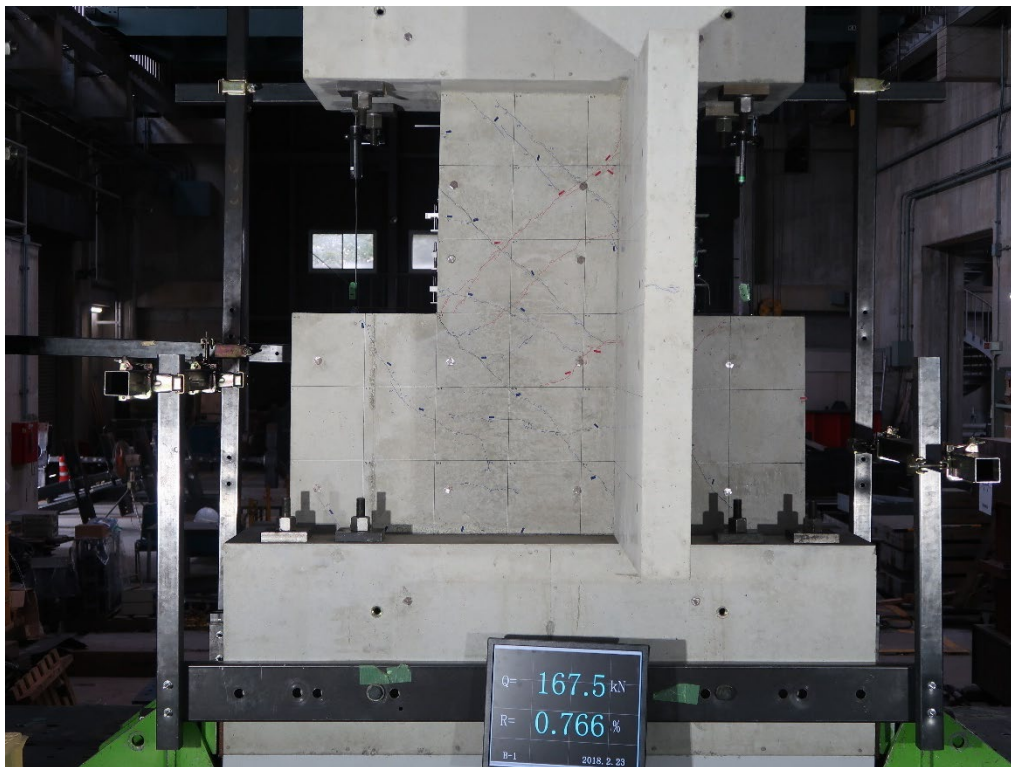
付写真 1.2.4-17 B-1 全景写真(R=+1/100①)

R=-1/100①



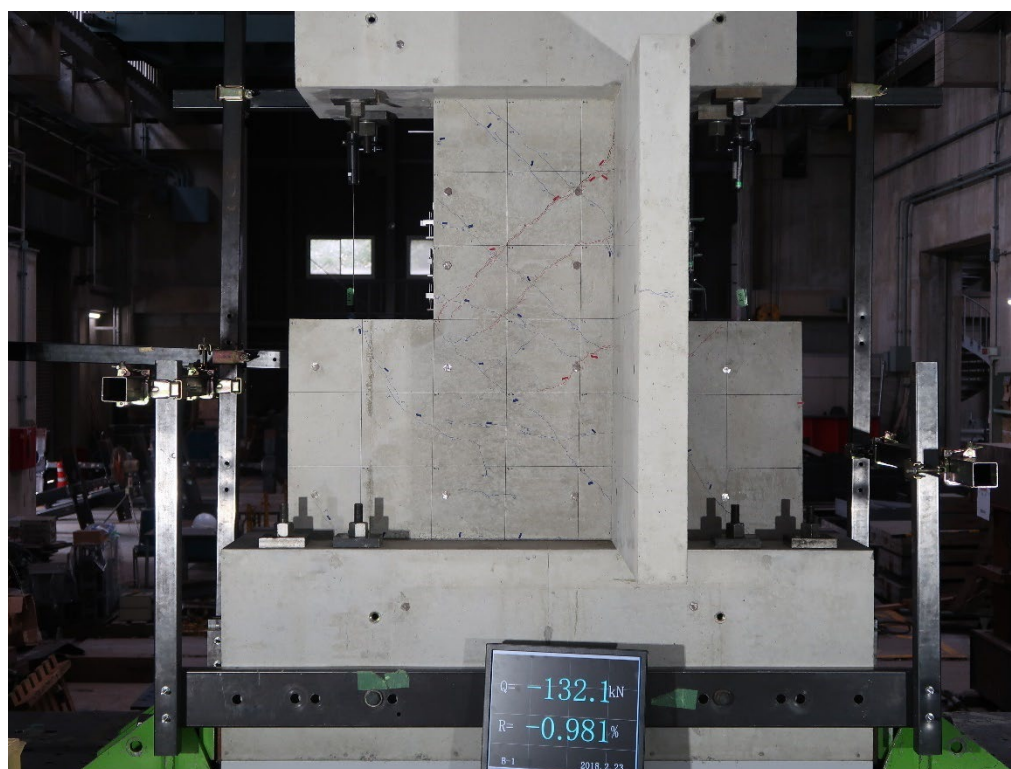
付写真 1.2.4-18 B-1 全景写真(R=-1/100①)

R=1/100②



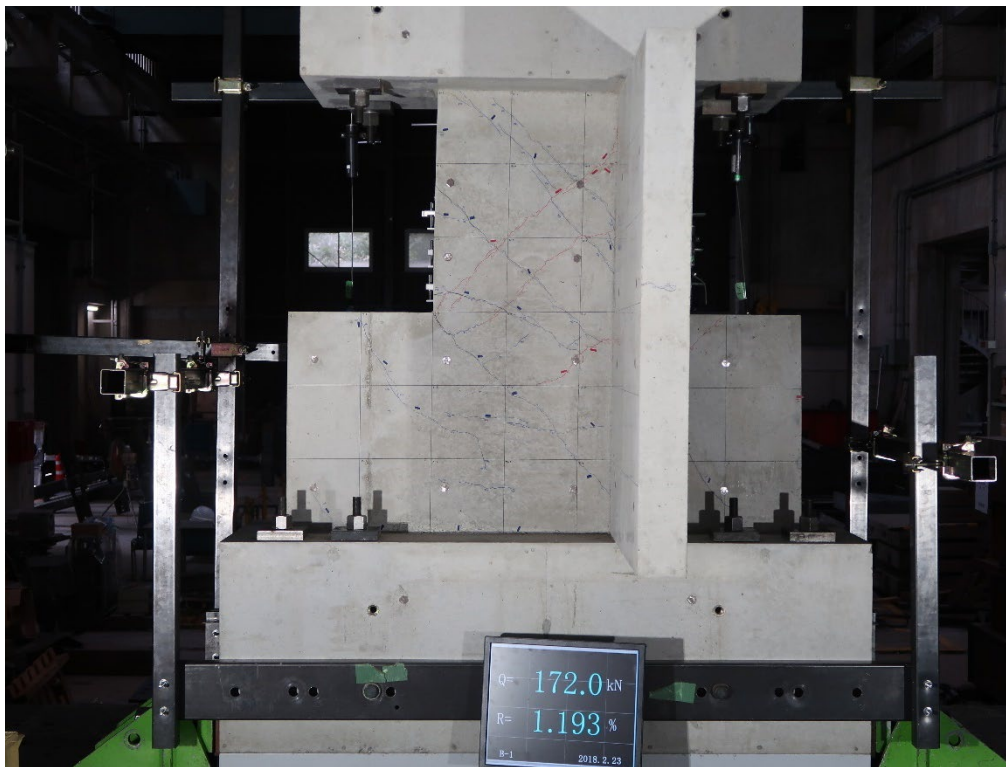
付写真 1.2.4-19 B-1 全景写真(R=+1/100②)

R=-1/100②



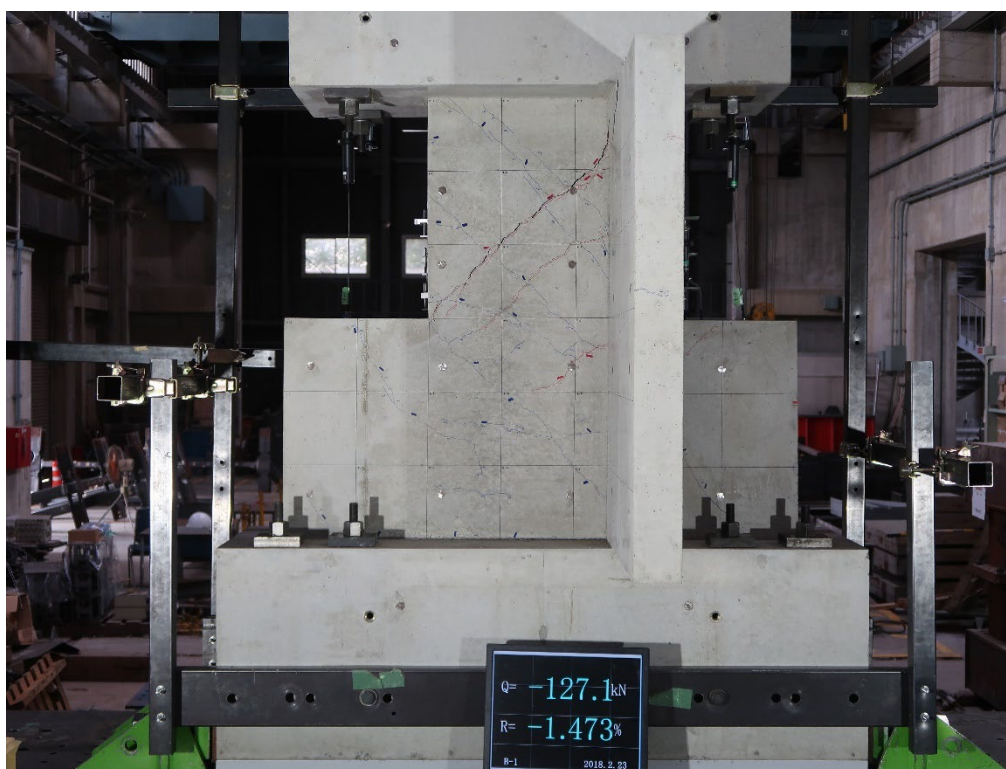
付写真 1.2.4-20 B-1 全景写真(R=-1/100②)

R=1/67①



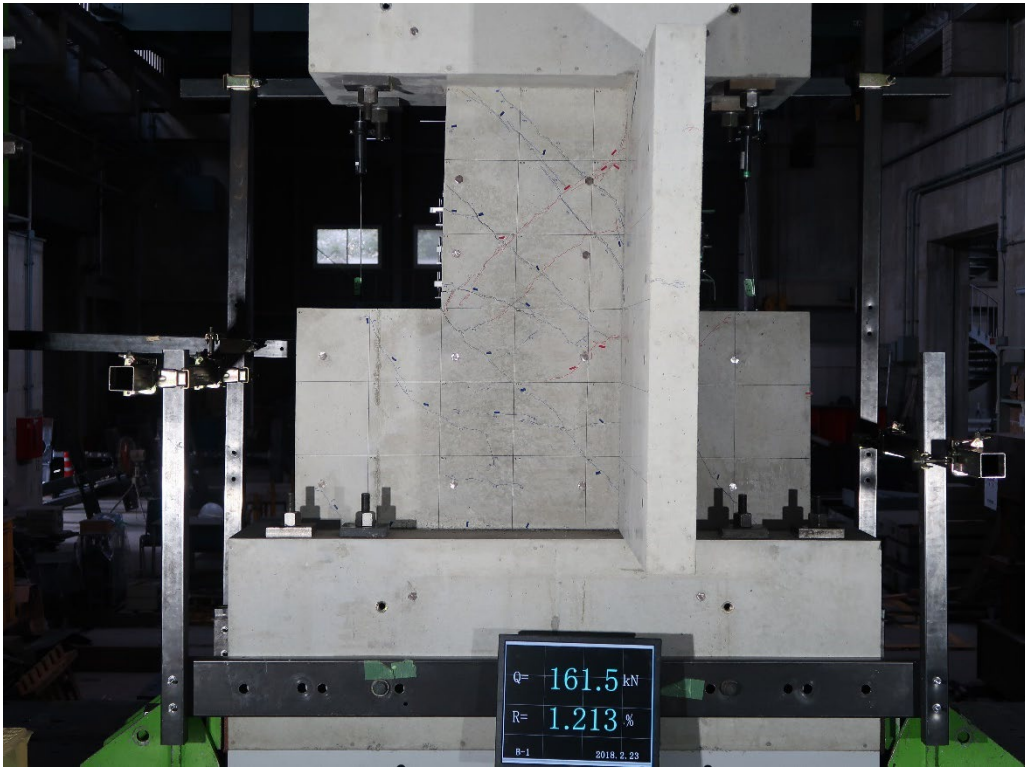
付写真 1.2.4-21 B-1 全景写真(R=+1/67①)

R=-1/67①



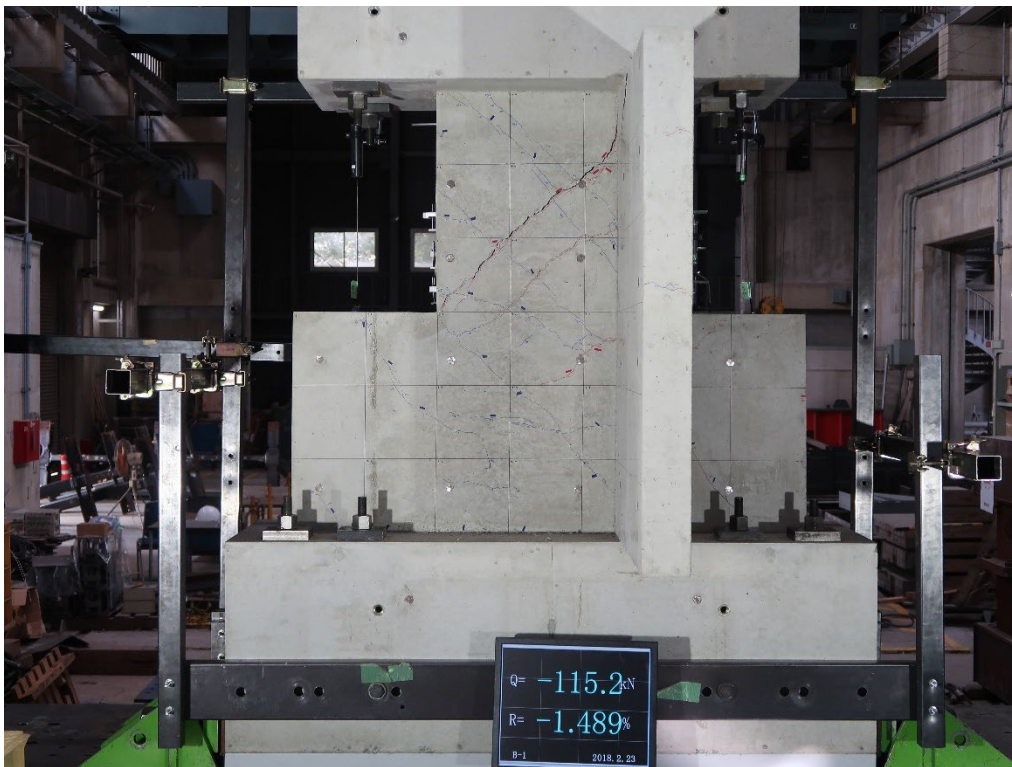
付写真 1.2.4-22 B-1 全景写真(R=-1/67①)

R=1/67②



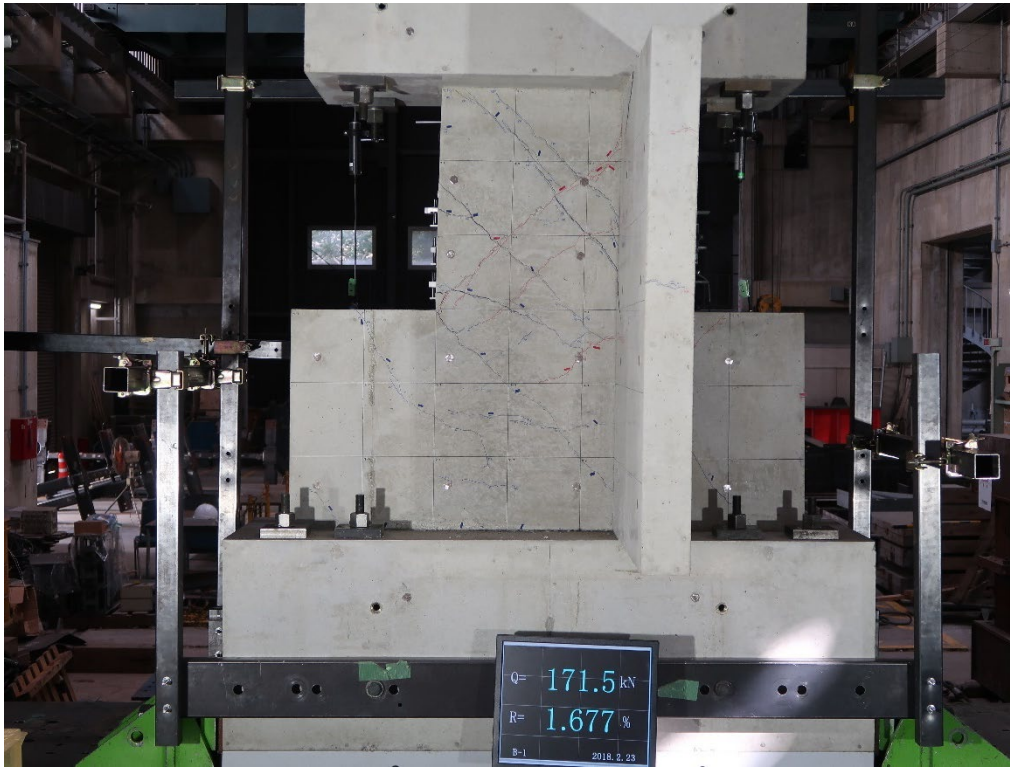
付写真 1.2.4-23 B-1 全景写真(R=+1/67②)

R=-1/67②



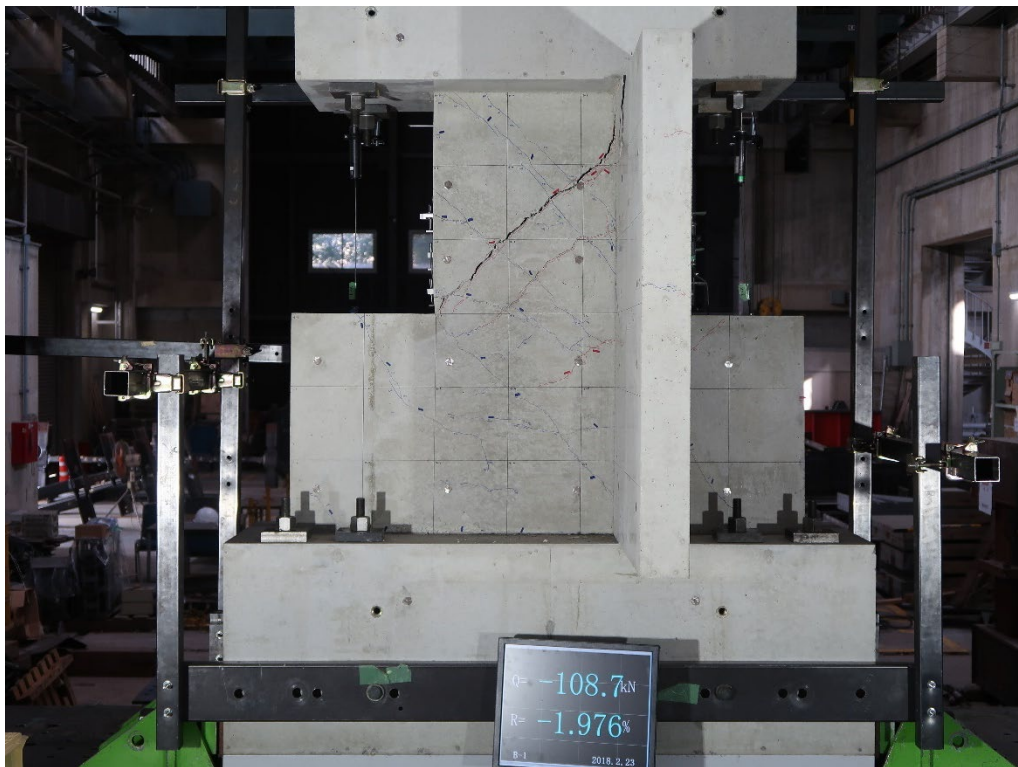
付写真 1.2.4-24 B-1 全景写真(R=-1/67②)

R=1/50①



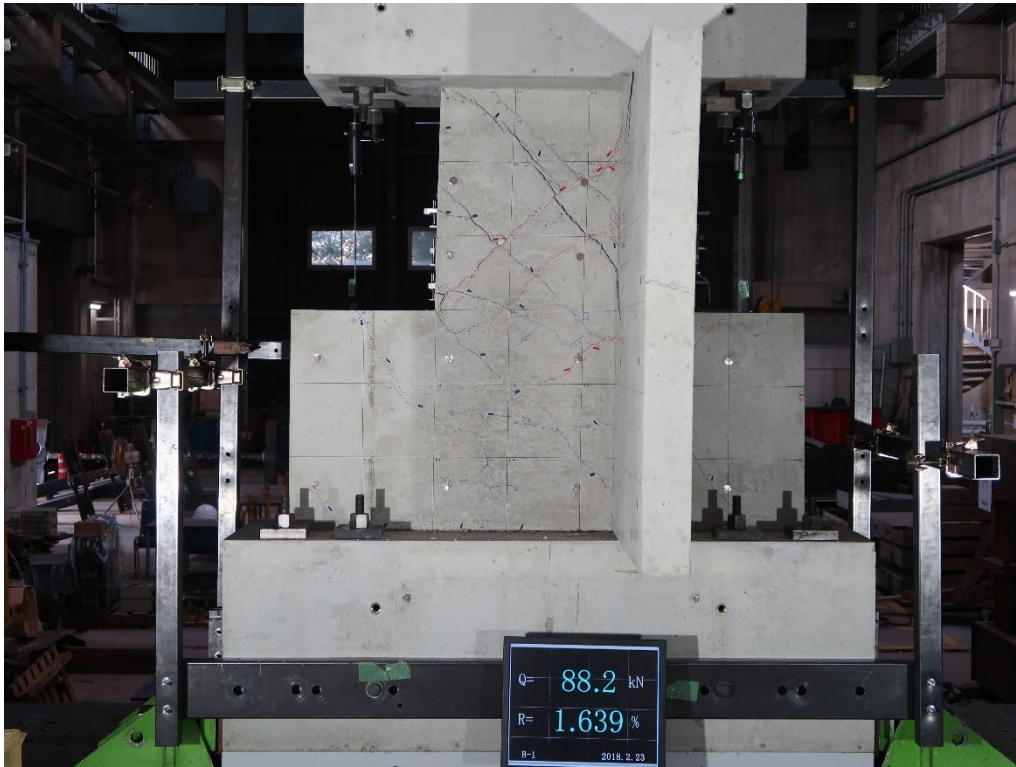
付写真 1.2.4-25 B-1 全景写真(R=+1/50①)

R=-1/50①



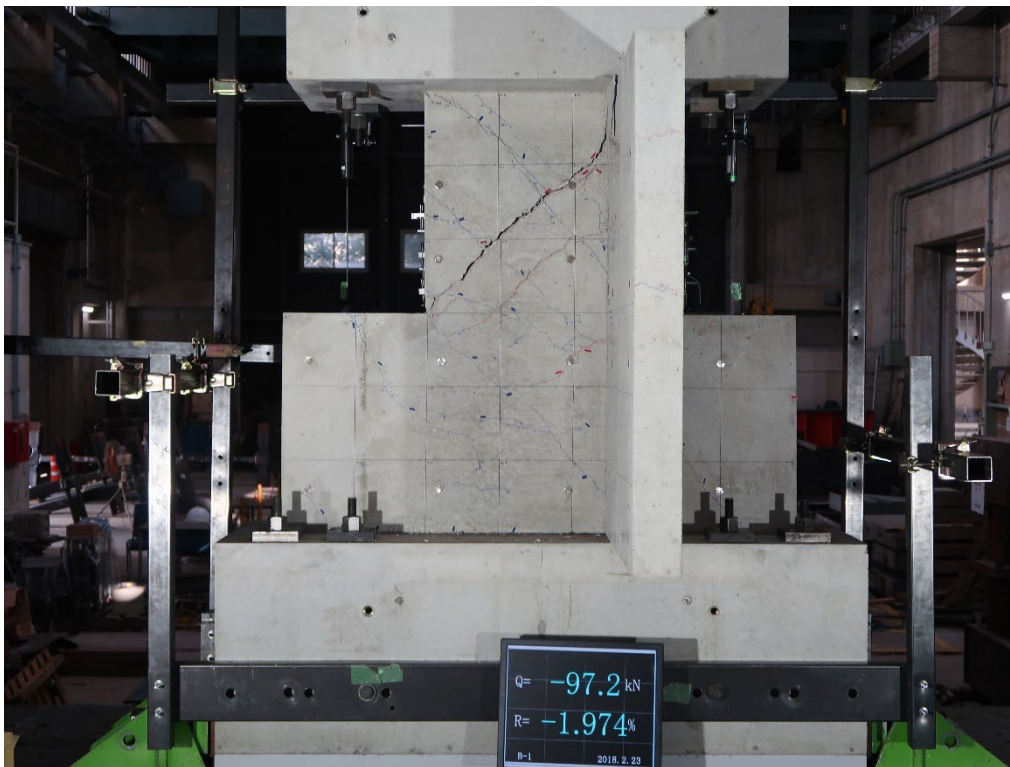
付写真 1.2.4-26 B-1 全景写真(R=-1/50①)

R=1/50②



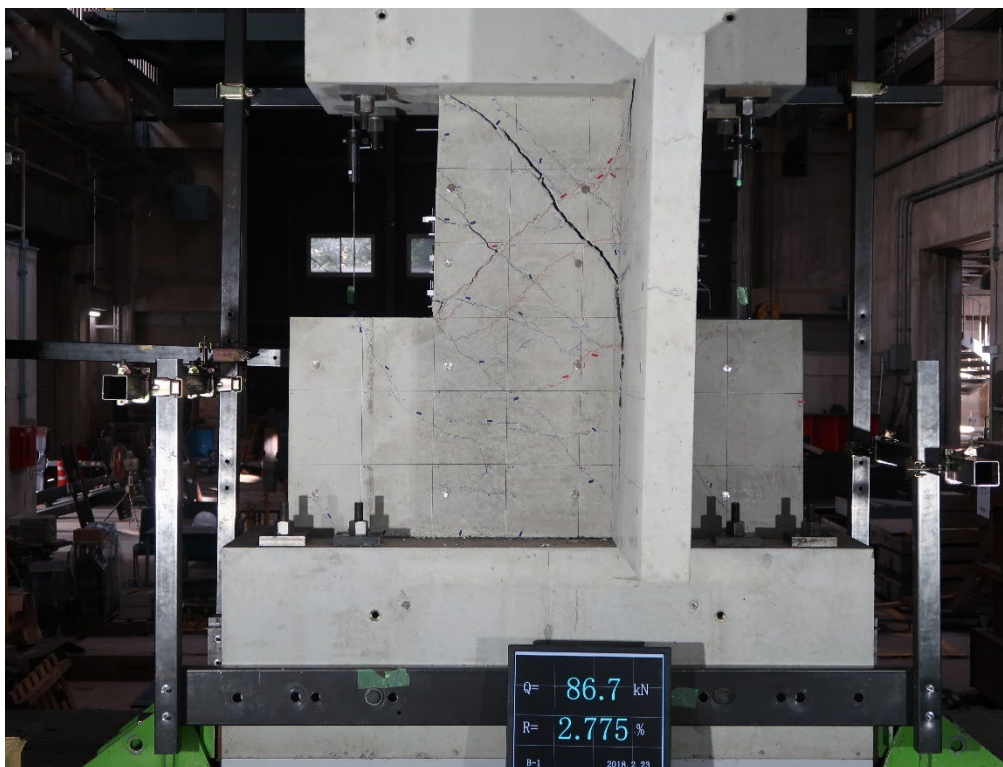
付写真 1.2.4-27 B-1 全景写真(R=+1/50②)

R=-1/50②



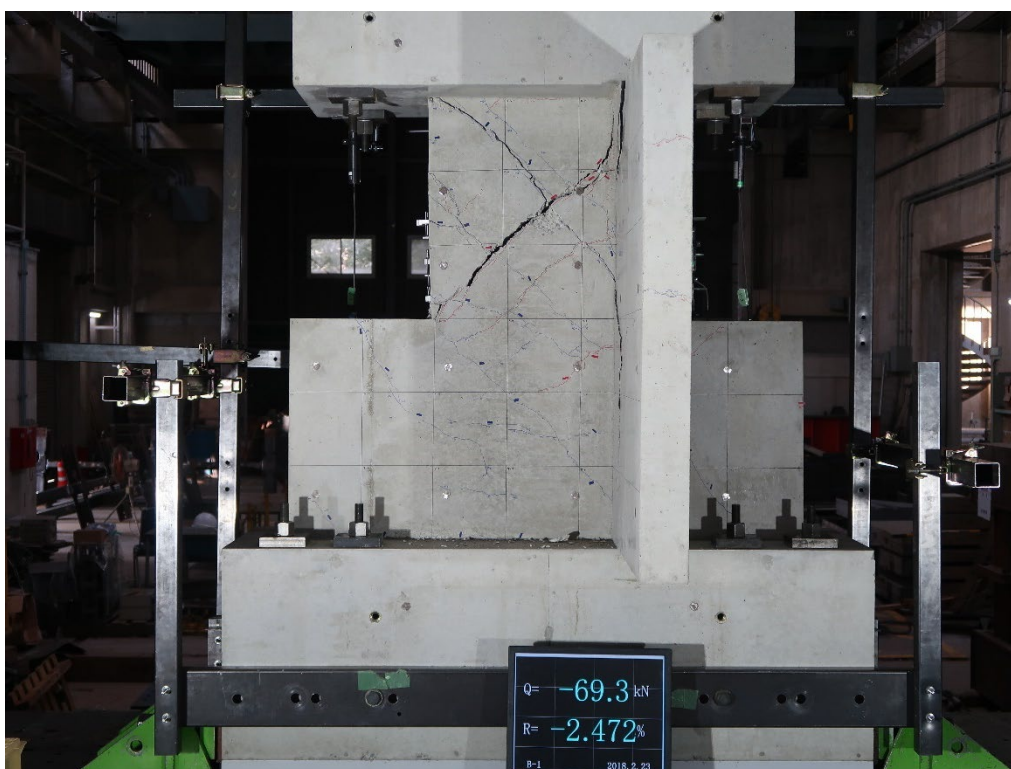
付写真 1.2.4-28 B-1 全景写真(R=-1/50②)

R=1/33



付写真 1.2.4-29 B-1 全景写真(R=+1/33)

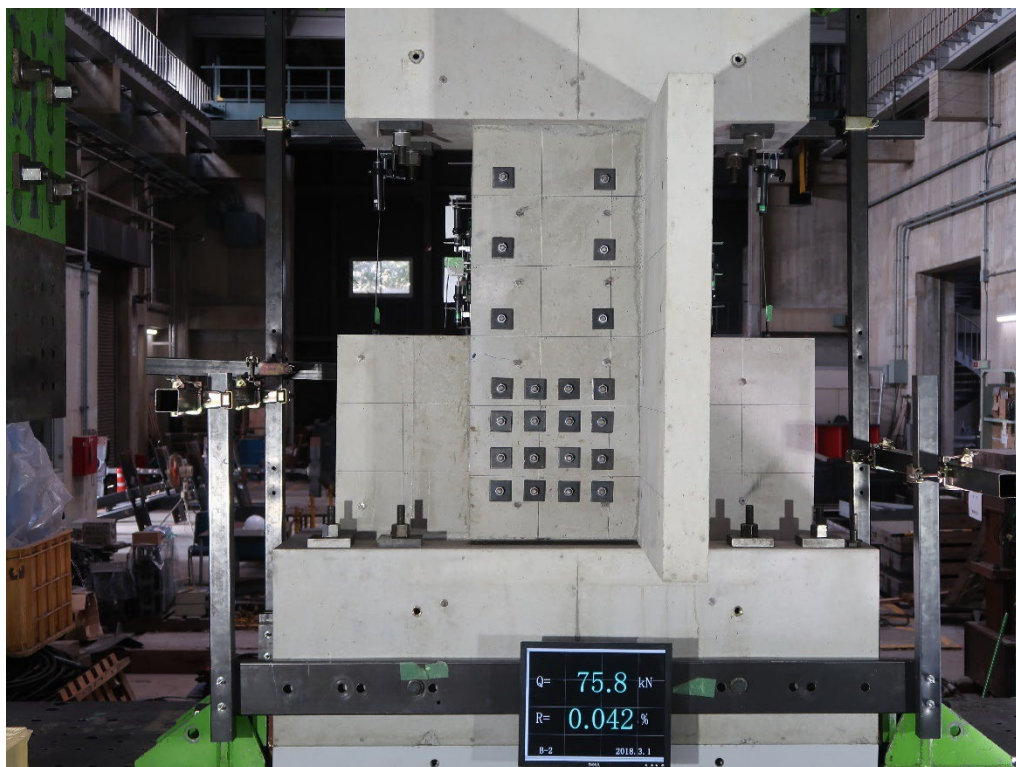
R=-1/33



付写真 1.2.4-30 B-1 全景写真(R=-1/33)

(2) B-2 全景写真

R=1/1600



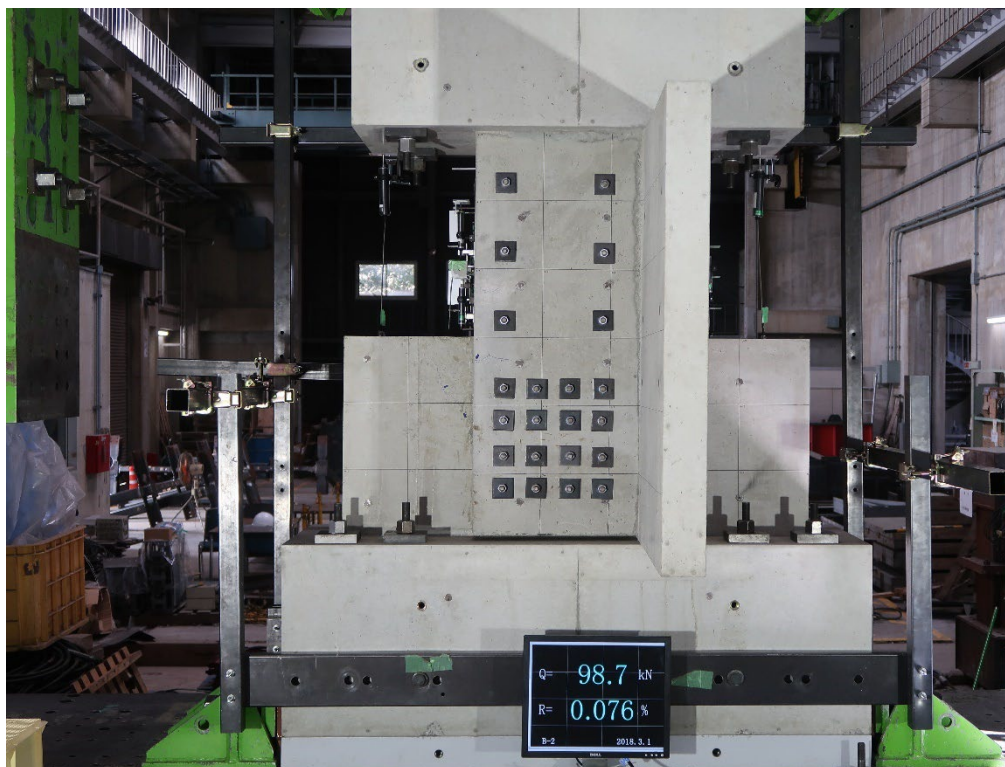
付写真 1.2.4-31 B-2 全景写真(R=+1/1600)

R=-1/1600



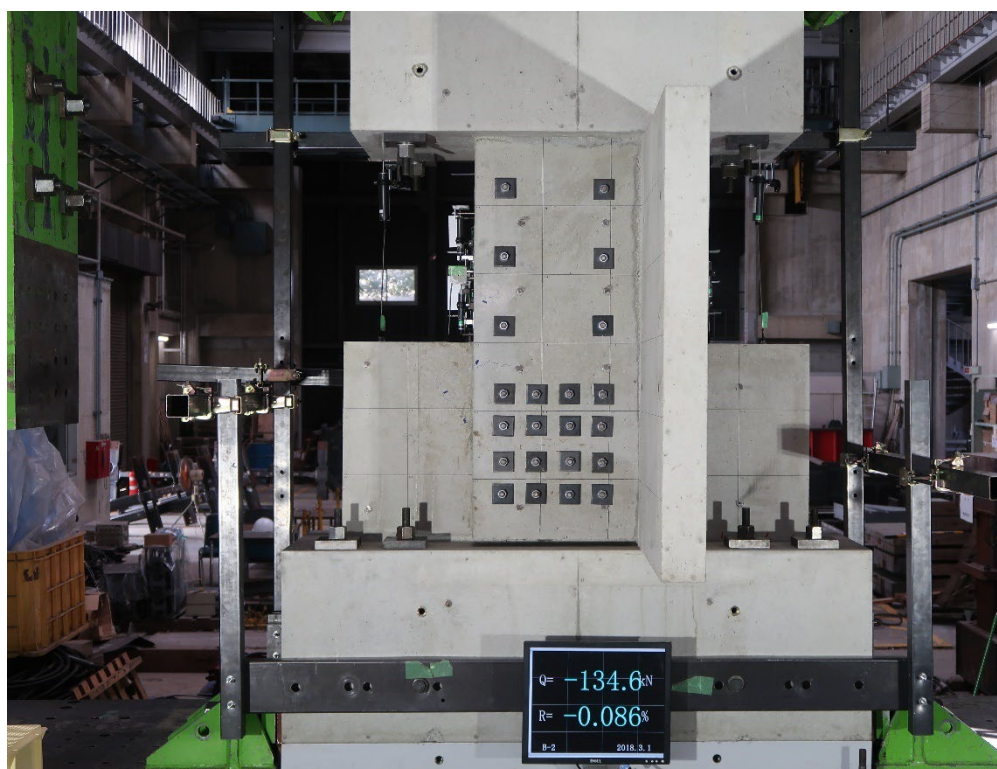
付写真 1.2.4-32 B-2 全景写真(R=-1/1600)

R=1/800



付写真 1.2.4-33 B-2 全景写真(R=+1/800)

R=-1/800



付写真 1.2.4-34 B-2 全景写真(R=-1/800)

R=1/400①



付写真 1.2.4-35 B-2 全景写真(R=+1/400①)

R=-1/400①



付写真 1.2.4-36 B-2 全景写真(R=-1/400①)

R=1/400②



付写真 1.2.4-37 B-2 全景写真(R=+1/400②)

R=-1/400②



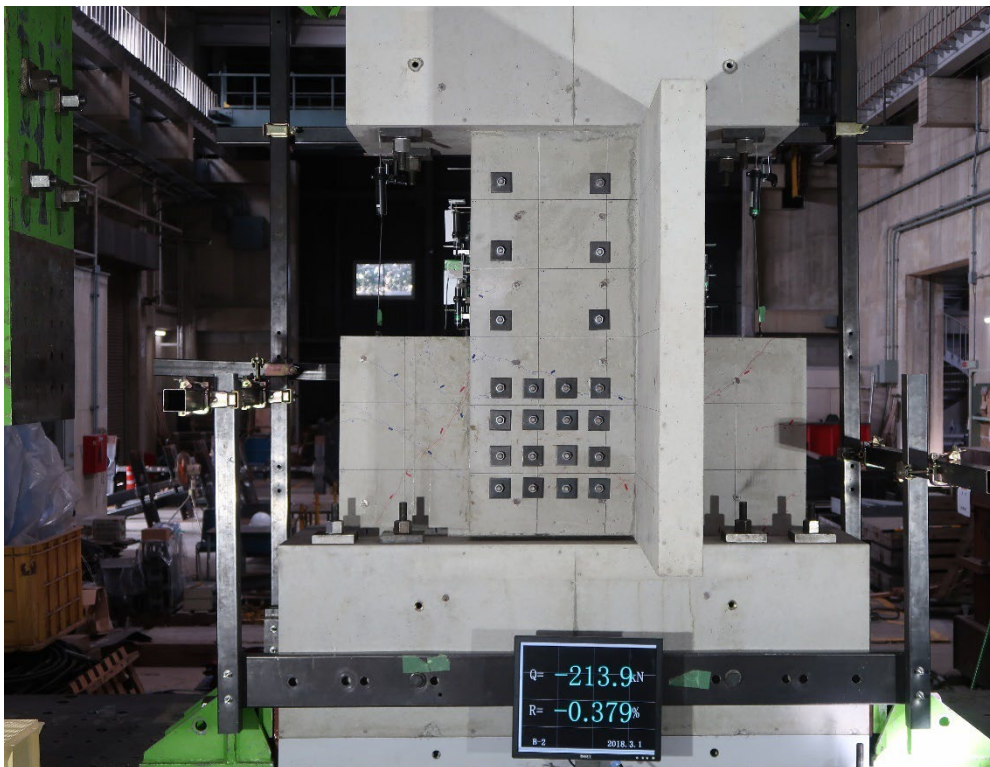
付写真 1.2.4-38 B-2 全景写真(R=-1/400②)

R=1/200①



付写真 1.2.4-39 B-2 全景写真(R=+1/200①)

R=-1/200①



付写真 1.2.4-40 B-2 全景写真(R=-1/200①)

R=1/200②



付写真 1.2.4-41 B-2 全景写真(R=+1/200②)

R=-1/200②



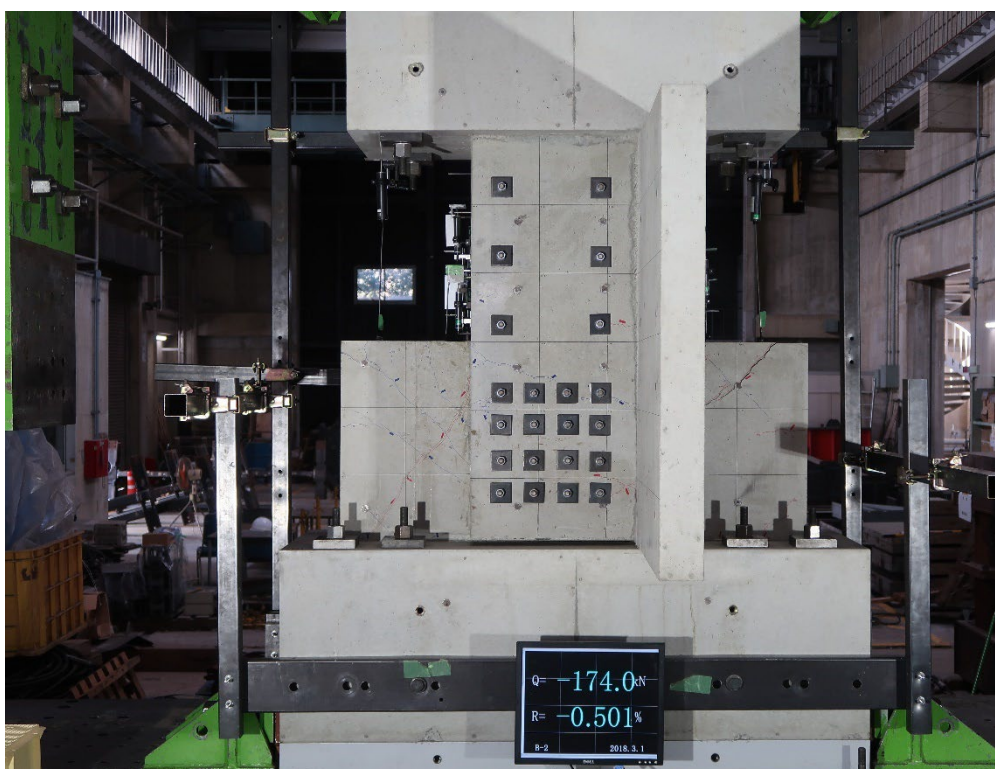
付写真 1.2.4-42 B-2 全景写真(R=-1/200②)

R=1/133①



付写真 1.2.4-43 B-2 全景写真(R=+1/133①)

R=-1/133①



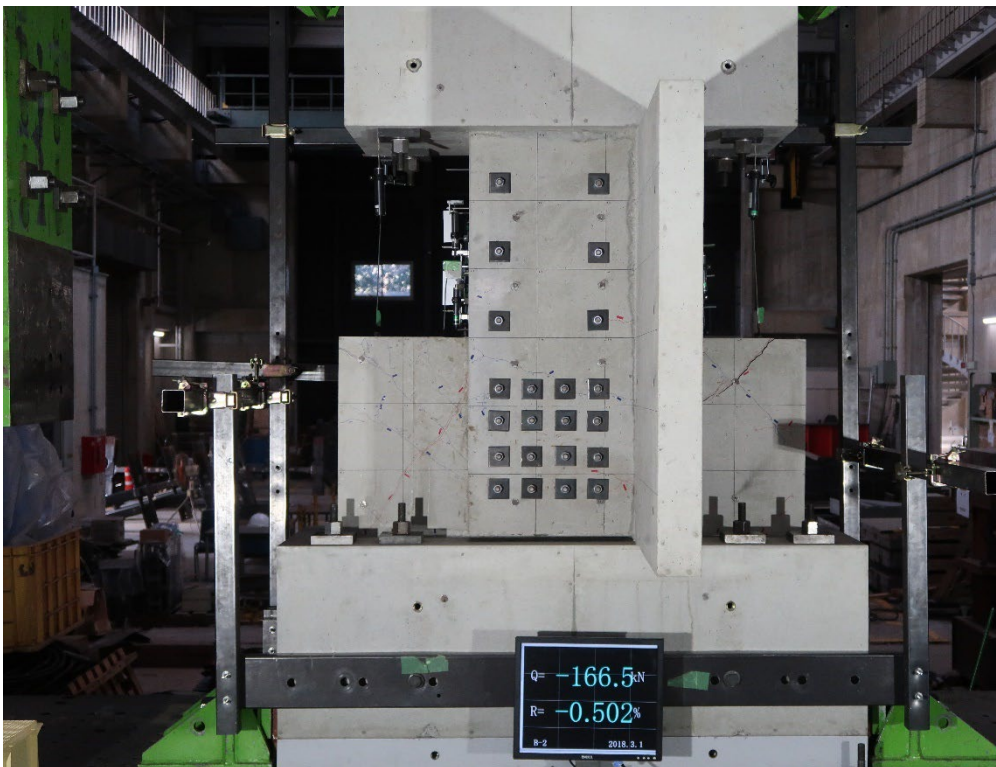
付写真 1.2.4-44 B-2 全景写真(R=-1/133①)

R=1/133②



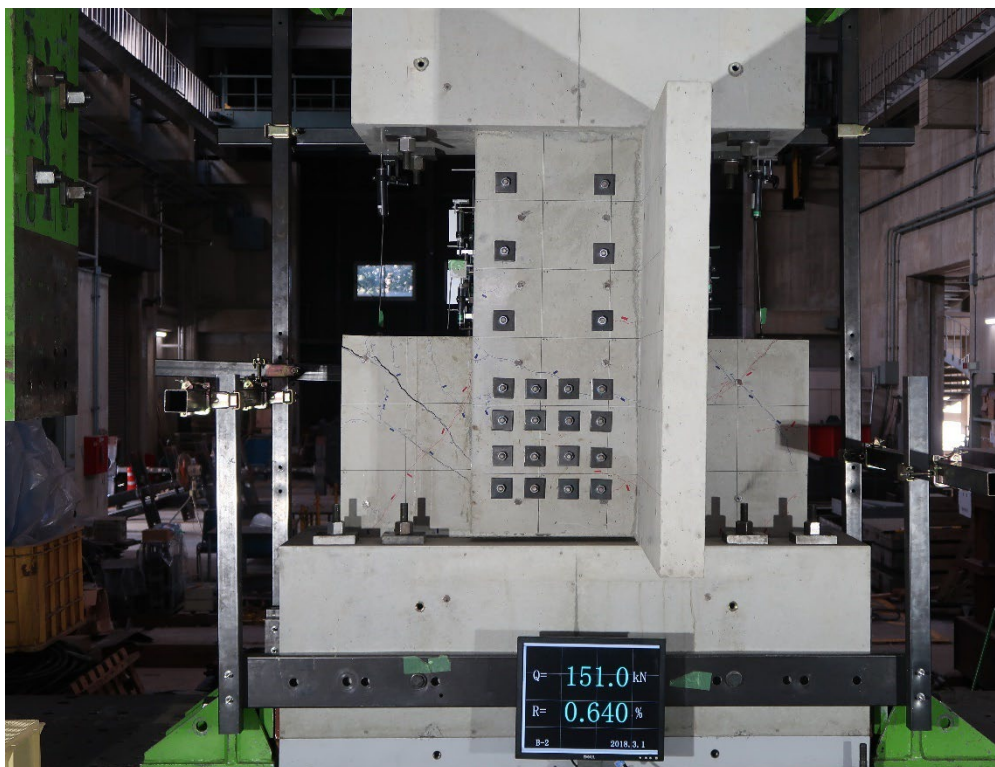
付写真 1.2.4-45 B-2 全景写真(R=+1/133②)

R=-1/133②



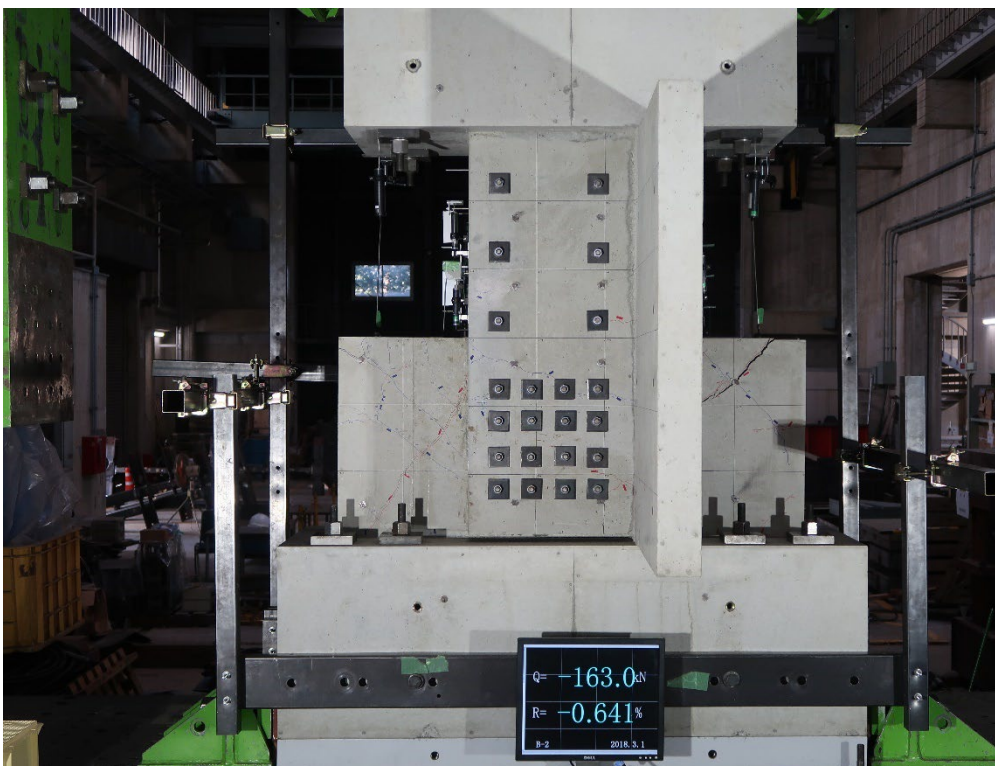
付写真 1.2.4-46 B-2 全景写真(R=-1/133②)

R=1/100①



付写真 1.2.4-47 B-2 全景写真(R=+1/100①)

R=-1/100①



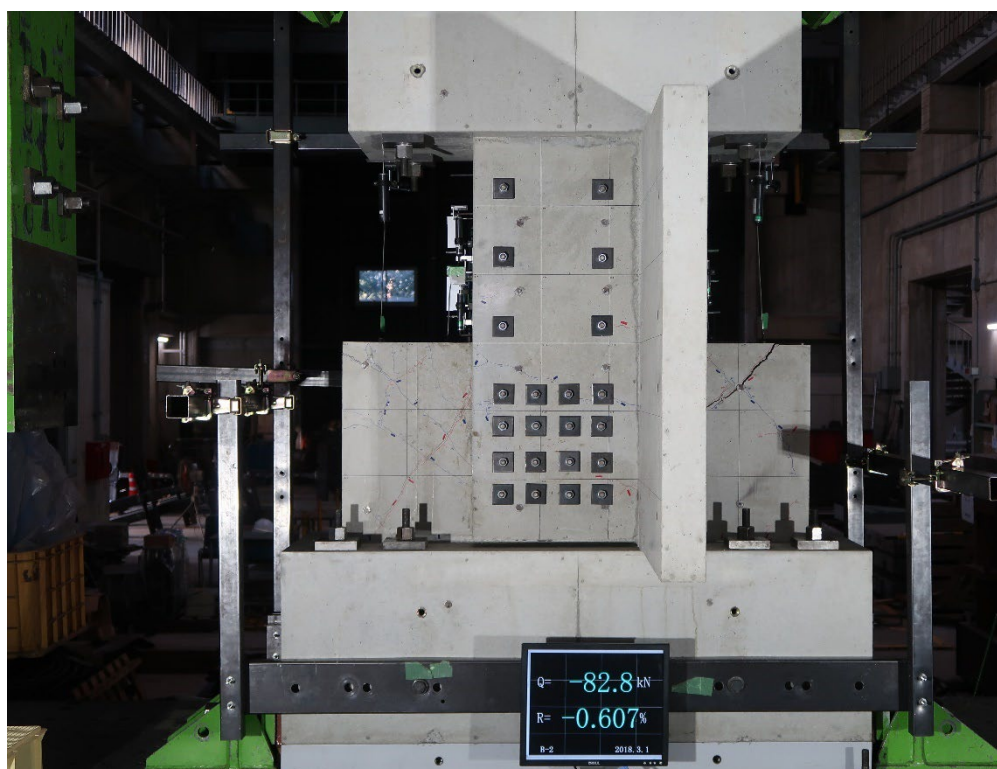
付写真 1.2.4-48 B-2 全景写真(R=-1/100①)

R=1/100②



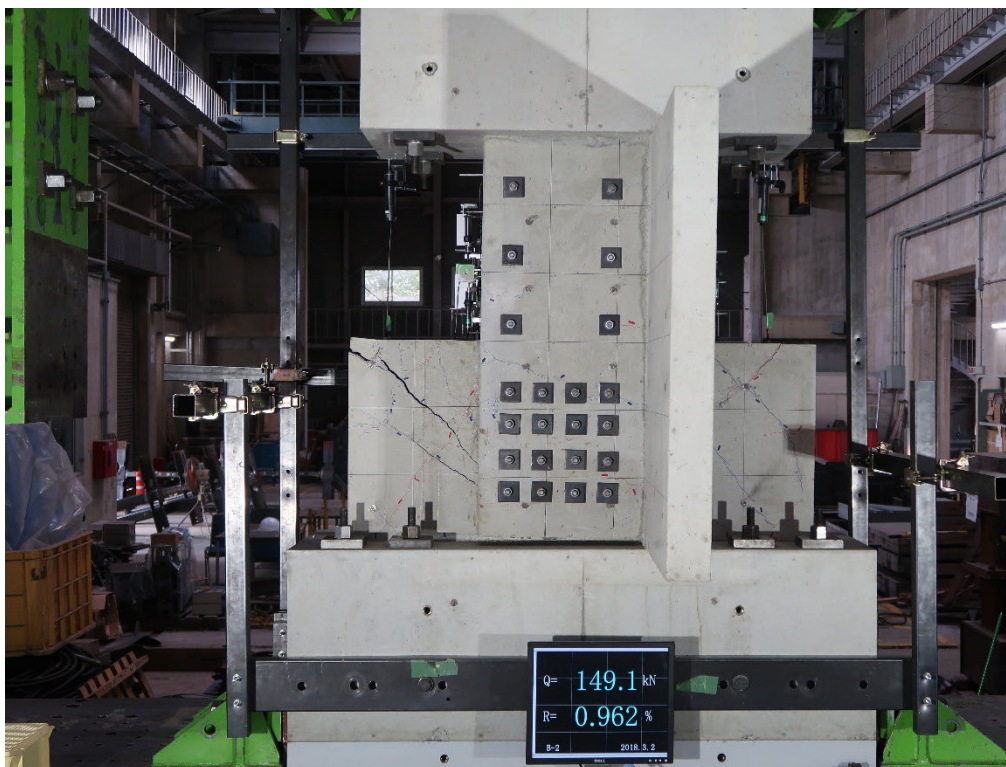
付写真 1.2.4-49 B-2 全景写真(R=+1/100②)

R=-1/100②



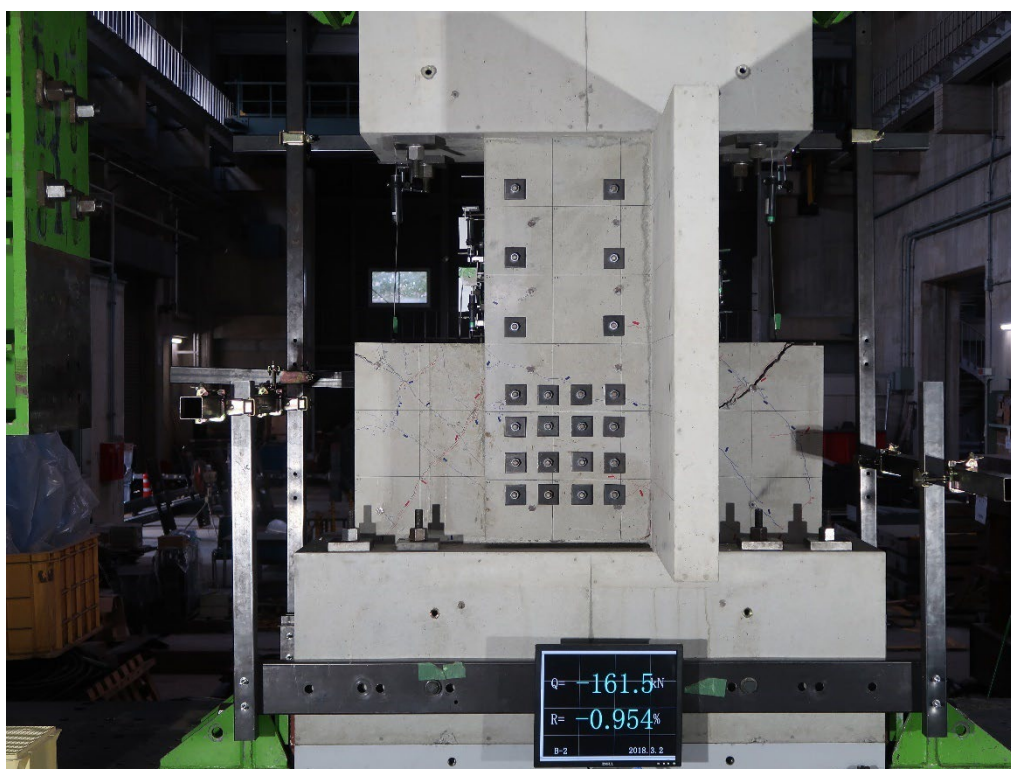
付写真 1.2.4-50 B-2 全景写真(R=-1/100②)

R=1/67①



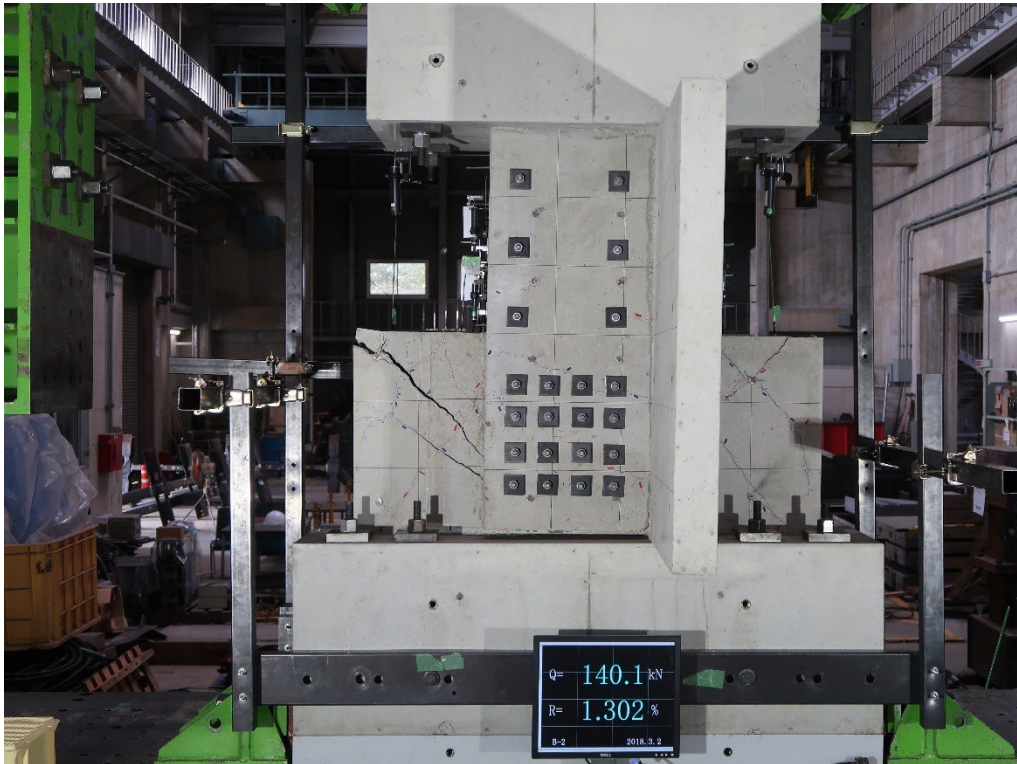
付写真 1.2.4-51 B-2 全景写真(R=+1/67①)

R=-1/67②



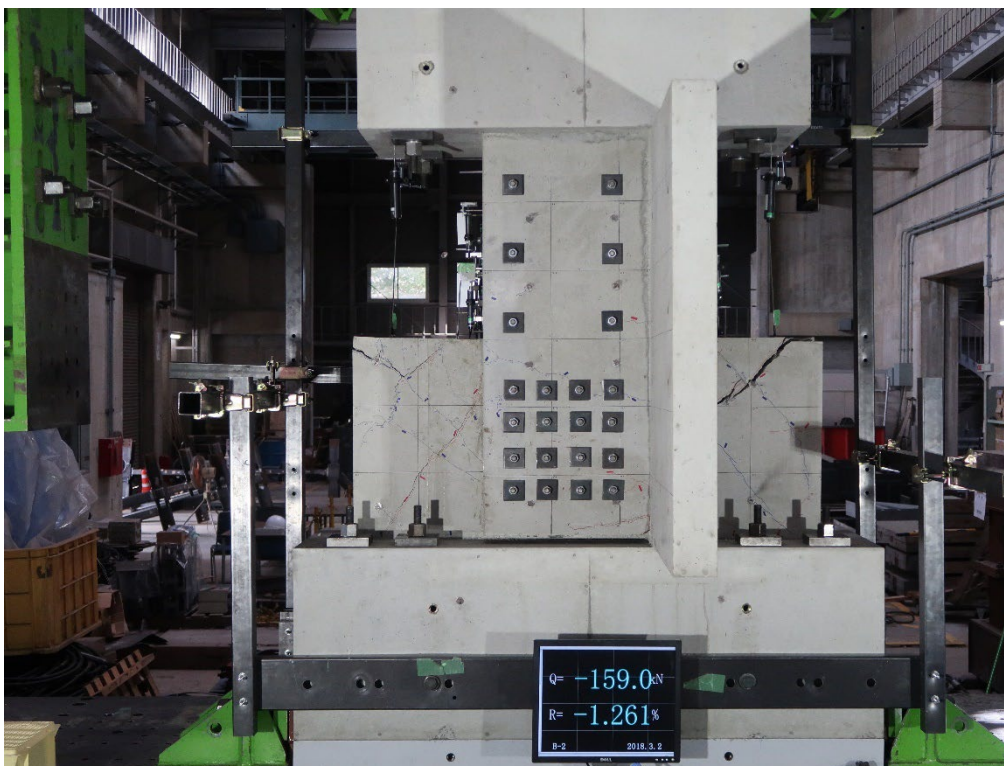
付写真 1.2.4-52 B-2 全景写真(R=-1/67①)

R=1/67②



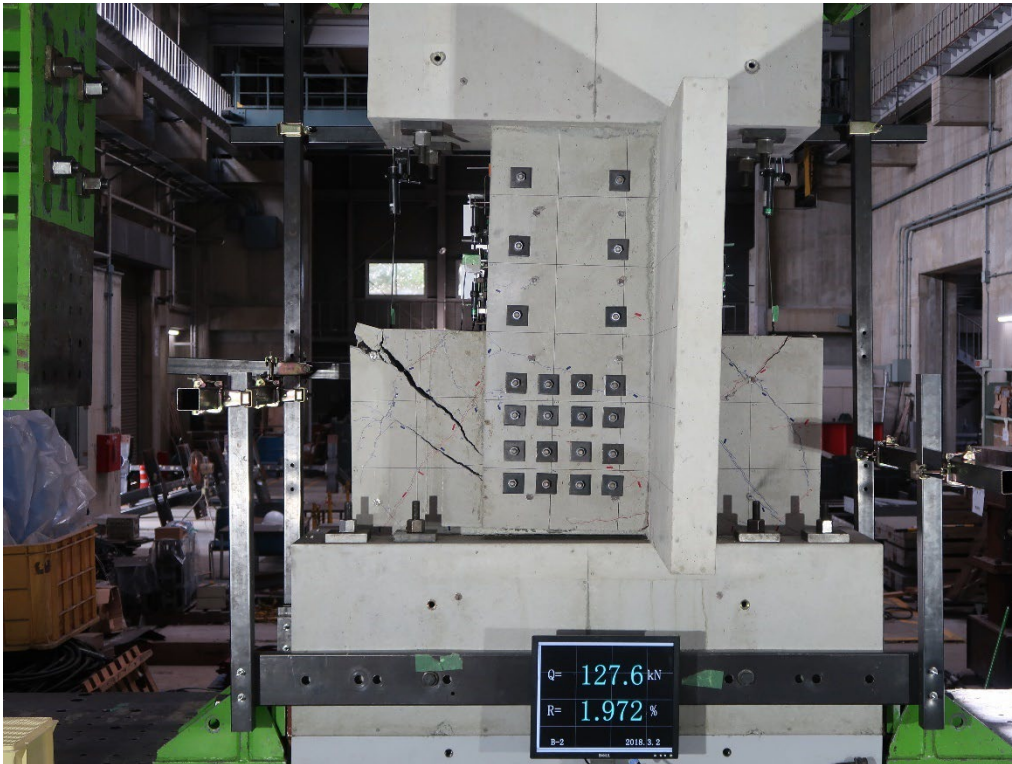
付写真 1.2.4-53 B-2 全景写真($R=+1/67$ ②)

$R=-1/67$ ②



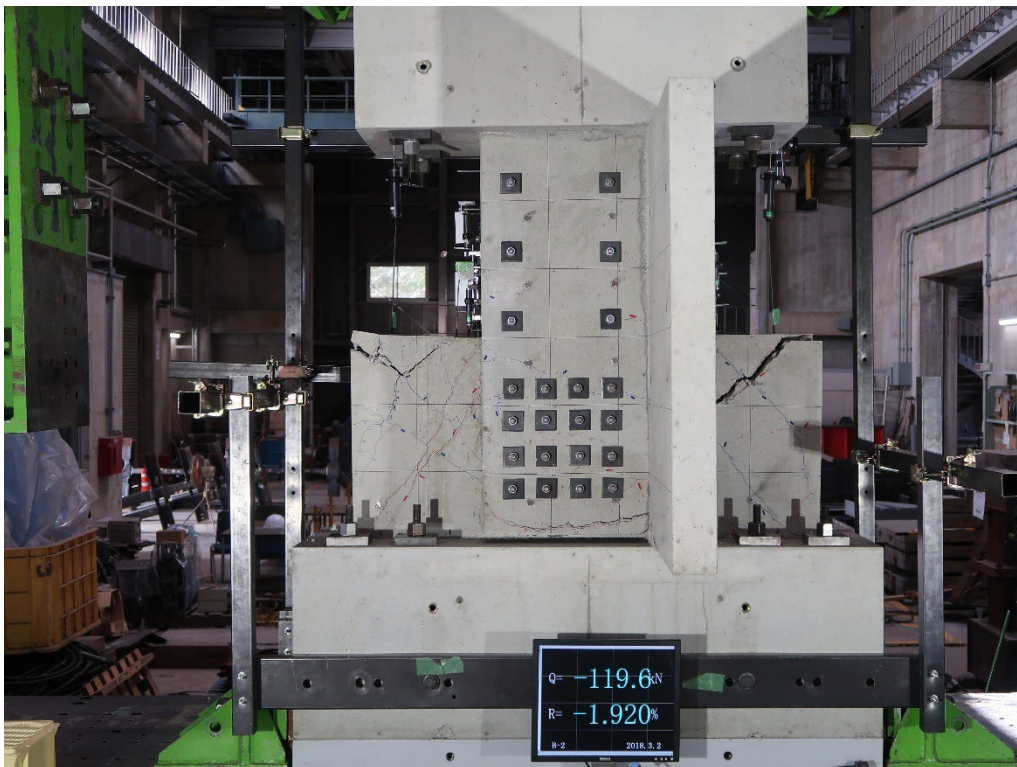
付写真 1.2.4-54 B-2 全景写真($R=-1/67$ ②)

$R=1/50$



付写真 1.2.4-55 B-2 全景写真(R=+1/50)

R=-1/50



付写真 1.2.4-56 B-2 全景写真(R=-1/50)

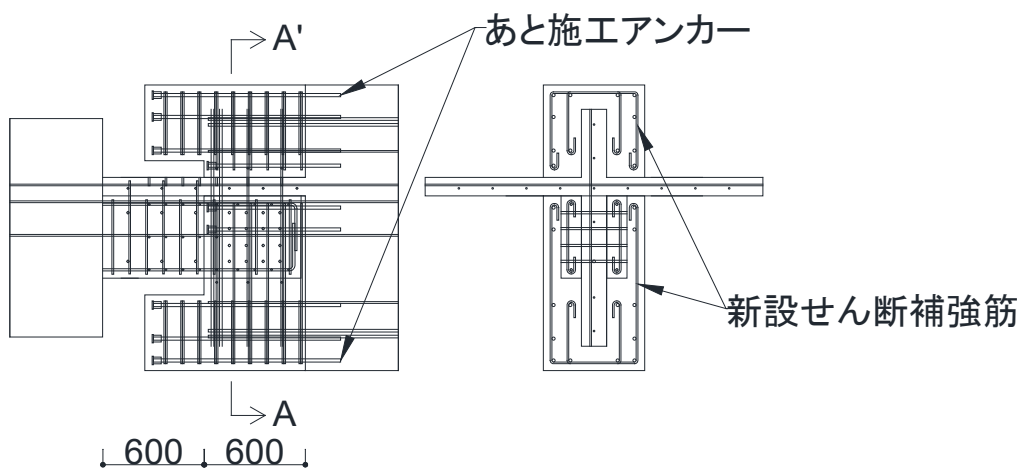
付 1.3. 補修後実験

付 1.3.1. 補修方法

試験体 B-2 において、耐力壁部分の斜めひび割れの拡幅により終局状態を迎え、壁

梁部分の補強効果を確認することができなかつたため、加力後の試験体 B-2 および加力を行う前の試験体 B-3 について、耐力壁部分を補修・補強した。

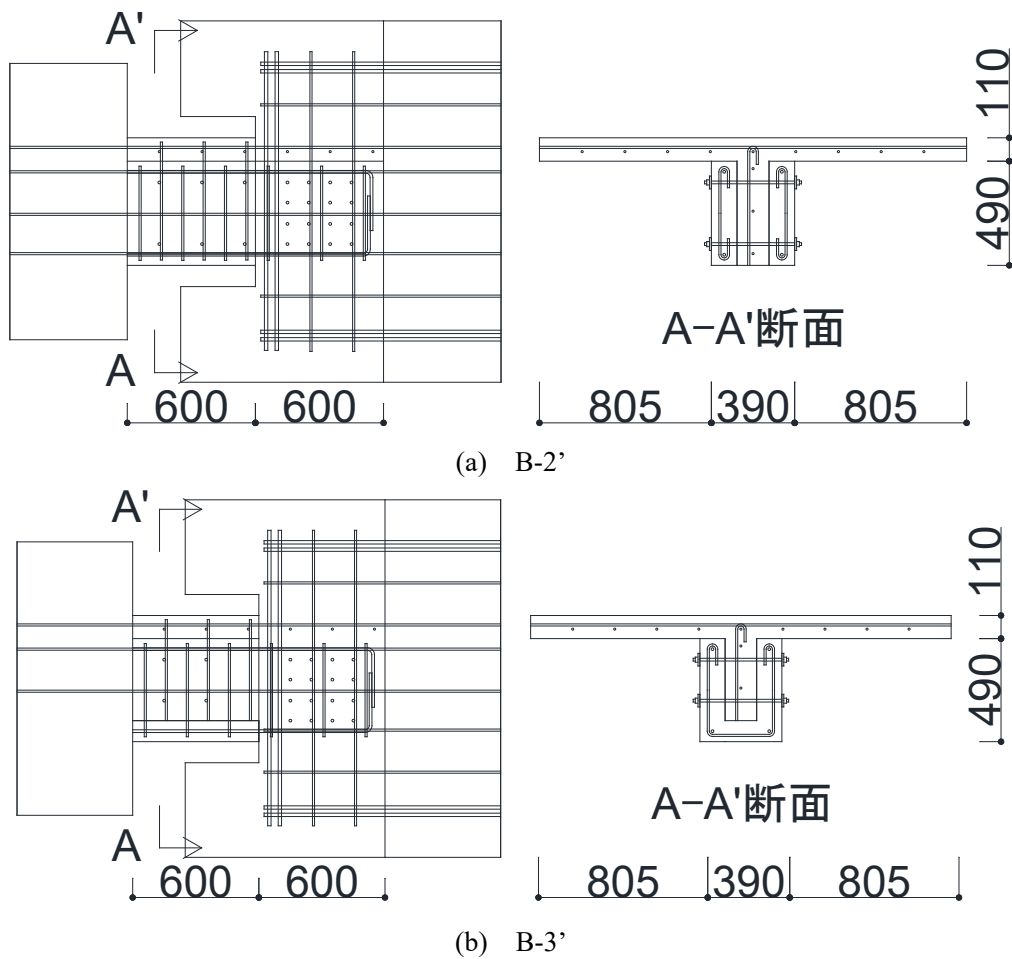
補修概要図を付図 1.3.1-1 に示す。耐力壁部分を覆う新設スタブを施工した。既存のスタブに対して、新設曲げ補強筋を接着系あと施工アンカーで施工し、新設せん断補強筋を配して、コンクリートを増し打ちした。なお、加力後の試験体 B-2 については、ひび割れが生じている耐力壁部分のコンクリートを研った上で増し打ちした。補強後の試験体名はそれぞれ B-2'、B-3' と改める。



付図 1.3.1-1 補修概要図

付 1.3.2. 補修後実験試験体概要

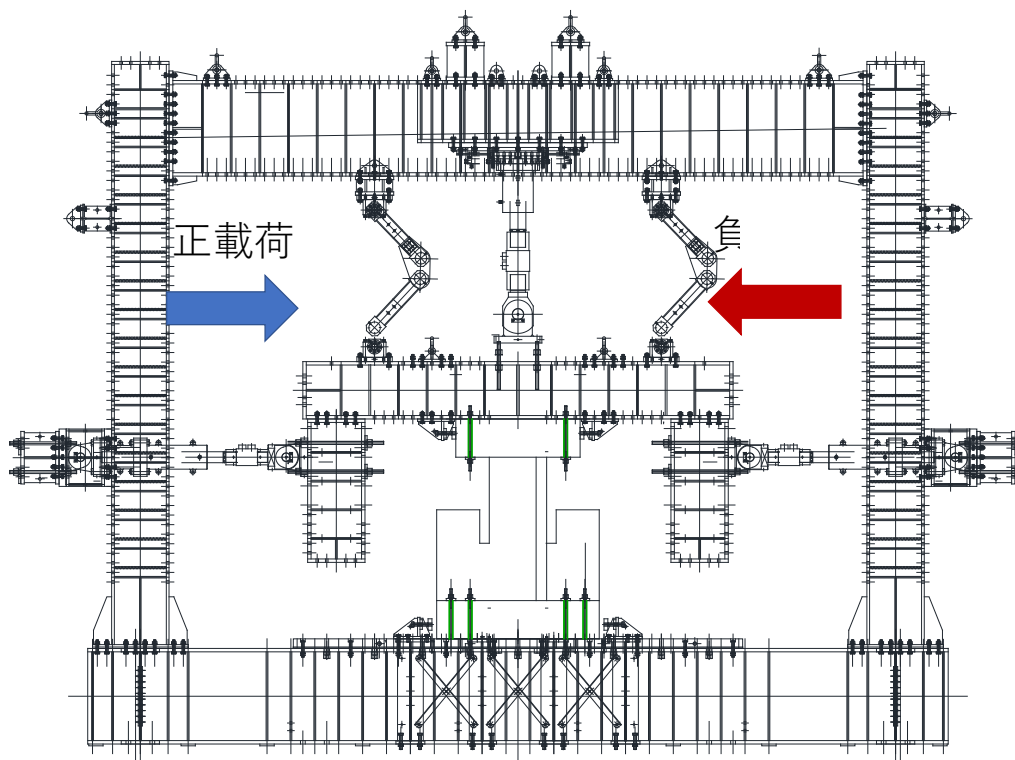
補修後試験体配筋図を付図 1.3.2-1 に示す。試験対象は耐力壁部分の補修・補強を行った試験体 B-2' と B-3' の 2 体である。



付図 1.3.2-1 補修後試験体配筋図

付 1.3.3. 補修後実験加力計画

加力装置図を付図 1.3.3-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返载荷で軸力は 0 とし、反曲点高さは壁梁の下スタブから 600mm の高さとした。スラブ圧縮となる方向を正载荷とし、試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、加力位置と下スタブ位置の相対水平変位を計測し、計測高さで除した変計角による制御を行った。载荷履歴は変形角 $R=1/1600$, $1/800$ を 1 サイクルずつ、 $R=1/400$, $1/200$, $1/133$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$ を 2 サイクルずつ行った。

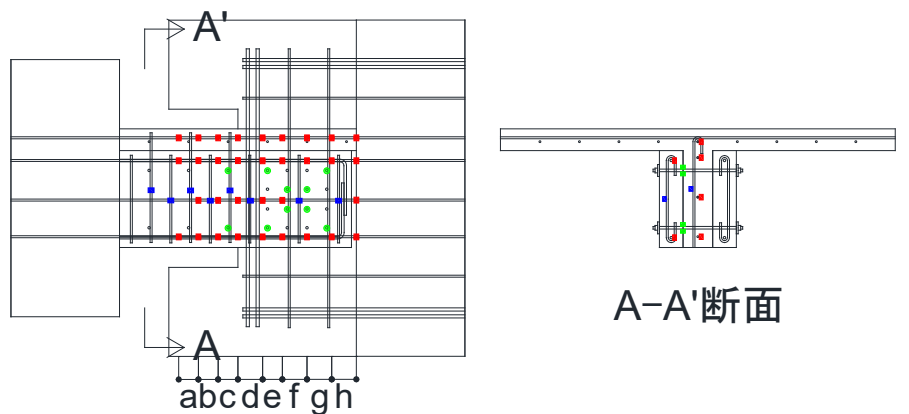


付図 1.3.3-1 加力装置図

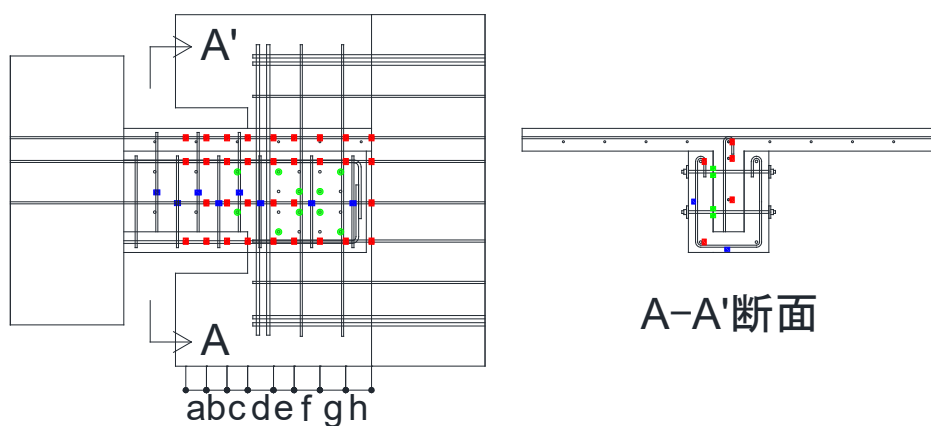
付 1.3.4. 補修後実験計測計画

付 1.3.4.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として、付図 1.3.4-1 に B-2',3'のインサート位置説明図及び鉄筋のひずみゲージ貼り付け説明図を示し、付図 1.3.4-2 に B-2',3'の変位計取り付け位置図を示す。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。試験体に生じる加力は、ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。



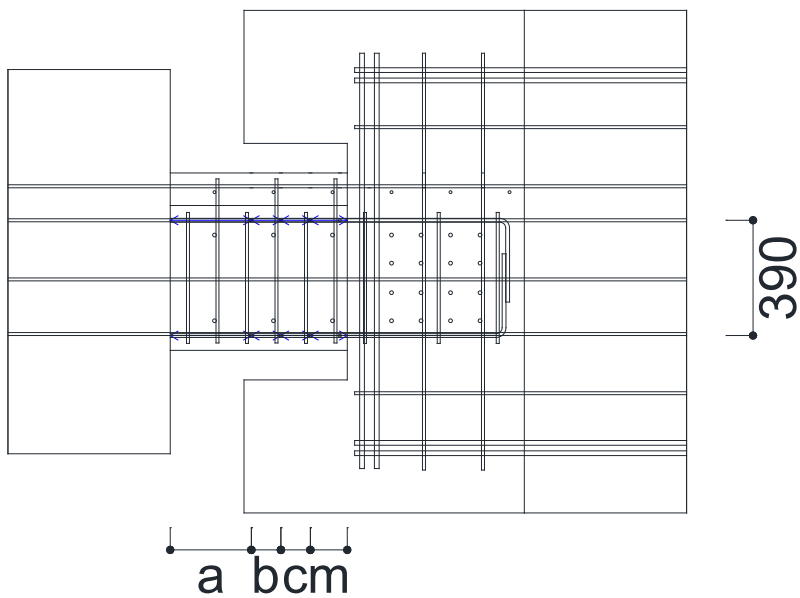
(a) B-2'



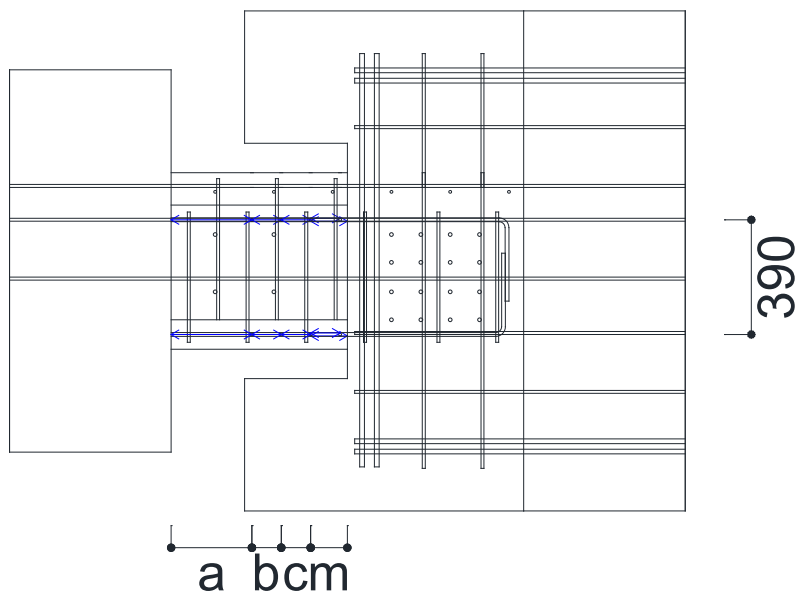
(b) B-3'

a, b, c, e: 100mm	ひずみゲージ
d, f, g, h: 125mm	
	● PC鋼棒

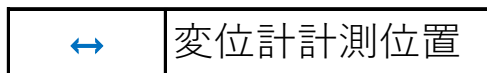
付図 1.3.4-1 ひずみゲージ及びインサート位置図



(a) B-2'



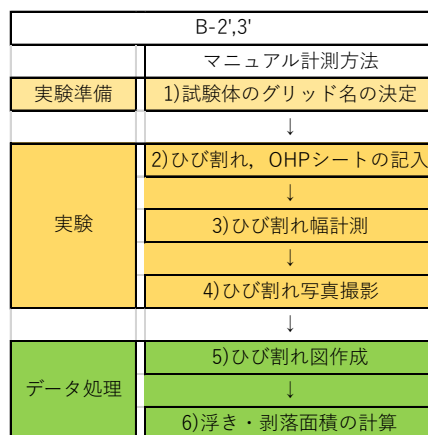
(b) B-3'



付図 1.3.4-2 変位計取り付け位置図

付 1.3.4.2. ひび割れ計測方法

本実験では、試験体 B-2',3' 共にひび割れ計測方法としてマニュアル計測方法を採用した。以下の付図 1.3.4-3 に作業フローを示す。



付図 1.3.4-3 各作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行う。付図 1.3.4-3 のマニュアル計測手順について、各項の内容と試験体毎の違いを以下に詳細を示す。

1) 試験体のグリッド名の決定

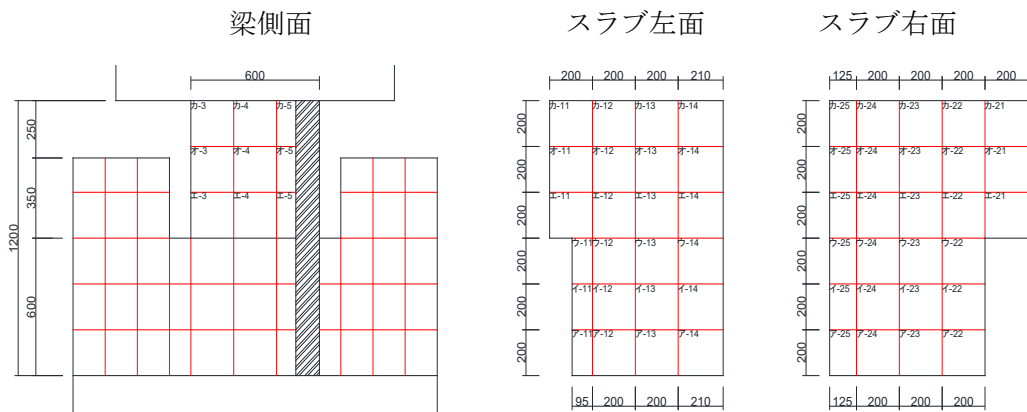
以下の付図 1.3.4-4 に試験体毎のグリッド名とその寸法を示す。

i) 試験体 B-2'

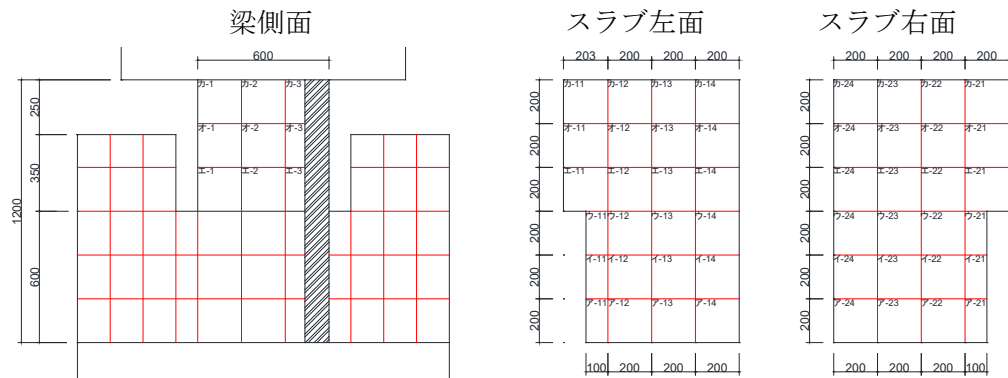
グリッドの振り分けは、基本横 200mm×縦 200mm とし、梁側面 3 列目を横 90mm×縦 200mm×縦 200mm，スラブ左面左下面 3 行を横 95mm×縦 200mm，スラブ右面左 1 列を横 125mm×縦 200mm とした。

ii) 試験体 B-3'

グリッドの振り分けは、基本横 200mm×縦 200mm とし、梁側面 3 列目を横 90mm×縦 200mm，スラブ左面左下面 3 行を横 95mm×縦 200mm，スラブ右面右下 3 行を横 125mm×縦 200mm とした。



(b) B-2'



(a) B-3'

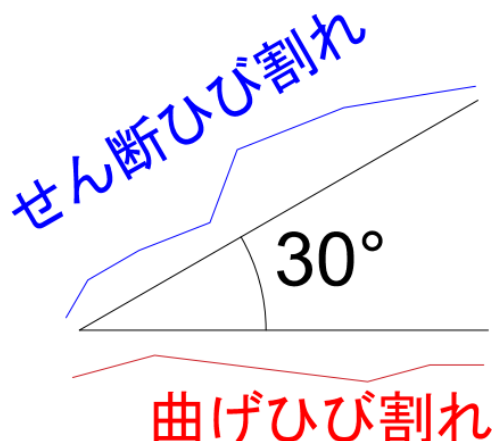
付図 1.3.4-4 試験体グリッド図面

2)ひび割れ，OHP シートの記入

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初期ひび割れを記入，また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時，初期ひび割れは黒ペンを，正載荷は青ペンを，負載荷は赤ペンを用いる。この際，実際のひび割れから少しずらして記入する。変形角 $R=-1/400, -1/200, -1/133, -1/100, -1/67, -1/50$ の 2 サイクル目の除荷時に，浮き・剥落が発生した要素に対してその要素番号を記入した OHP シートを当て，黒色の油性マジックペンでシートの上から浮きを斜線，剥落を両斜線によるハッチングを行う。記入ミスがあった場合は，一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す（エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る）。

3)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時，計測した最大ひび割れ点に印としてシールを貼る。また，本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考察するため，曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は以下の付図 1.3.5-8 に示すように $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ， $30^\circ \leq R$ ならせん断ひび割れと定義する。本実験では全グリッド毎に最大ひび割れ点を曲げ・せん断で 1 ヶ所ずつ計測を行う。



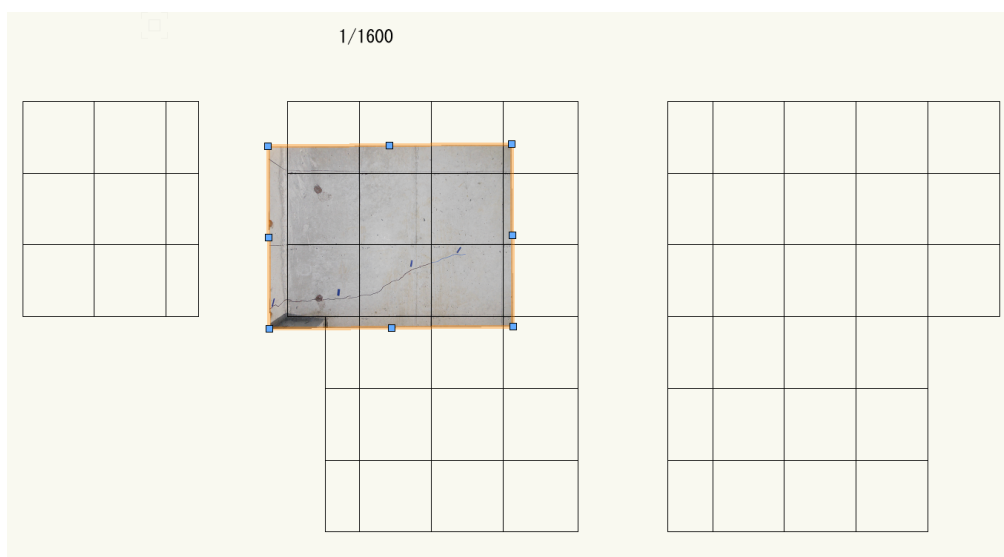
付図 1.3.4-5 曲げ・せん断ひび割れ定義図

4)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時、除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し、これとは別に変形角ごとのピーク時に局部的な破壊の状態を写真に収め、変形角ごとの局部的な破壊性状を記録する。また本実験ではひび割れ図を写真より作成するため、グリッドごとにひび割れ図作成用の写真を各サイクル除荷時に撮影する。

5)ひび割れ図作成

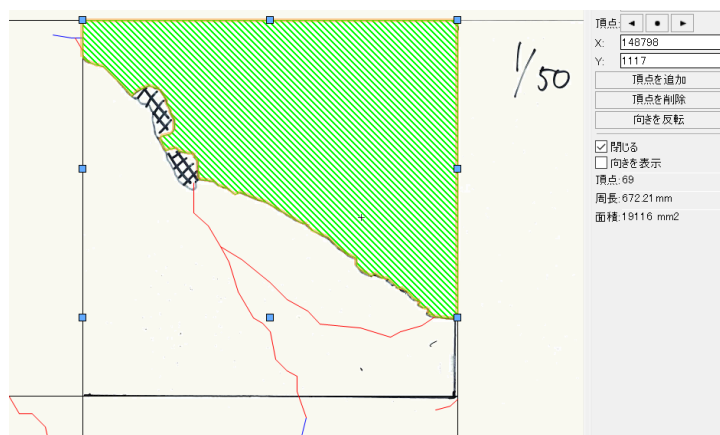
ベクター上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み、ひび割れ図を作成する。ベクター上に試験体図を描き、付図 1.3.4-6 に示すように取り込んだ写真や OHP シートを試験体図の該当箇所に重ね合わせ上からひび割れ・浮き・剥落をなぞる。この際ひび割れ幅の計測を行った最大曲げひび割れ点に○、最大せん断ひび割れ点に□のマークをつける。



付図 1.3.4-6 ひび割れ図作成時スナップ写真読み込み画面

6)浮き・剥落面積の計算

ベクターを用いて作成したひび割れ図より、浮き・剥落箇所にカーソルを合わせクリックすると、以下の付図 1.3.4-7 に示すようにデータパレット上に面積(mm²)が表示されるのでその数値をまとめる。



付図 1.3.4-7 浮き・剥落面積表示画面

付 1.3.5. 補修後実験結果

付 1.3.5.1. 破壊経過

B-2'

R=2.017%で補強部と既存部の境界に縦ひび割れを確認し、耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では R=0.483%で 233.3kN, 負載荷側では R=-2.17%で-353.9kN を記録した。正載荷側では最終的に梁側面のせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。

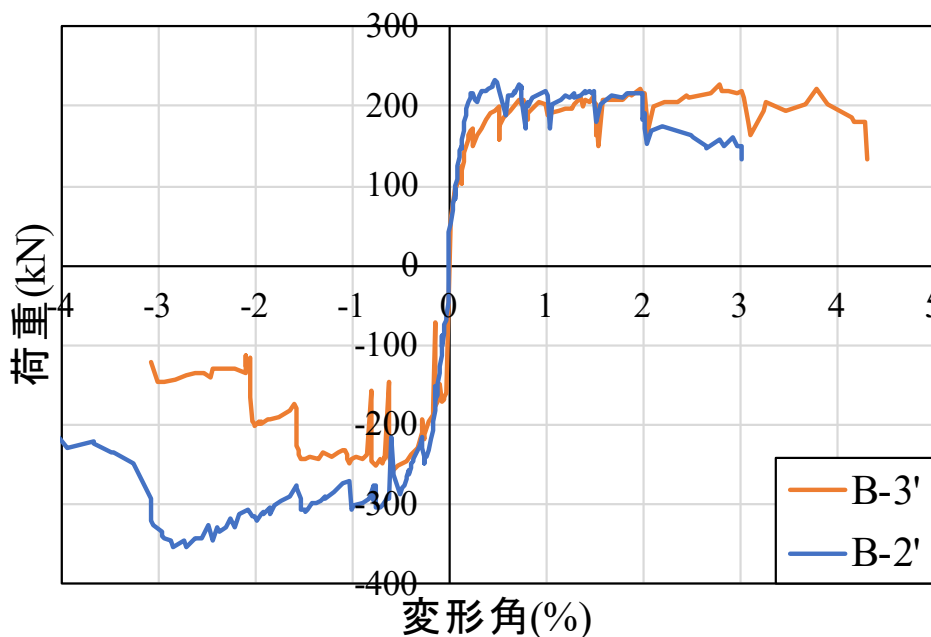
B-3'

正載荷側では R=0.117%で梁新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では R=-0.157%でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また R=-1.527%で梁端部が大きく剥落して耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では R=2.783%で 227.8kN, 負載荷側では R=-0.58%で-256.7kN を記録した。正載荷側では最終的に梁側面のせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。

付 1.3.5.2. 荷重変形関係の包絡線

各試験体の荷重変形関係の包絡線の比較を付図 1.3.5-1 に示す。

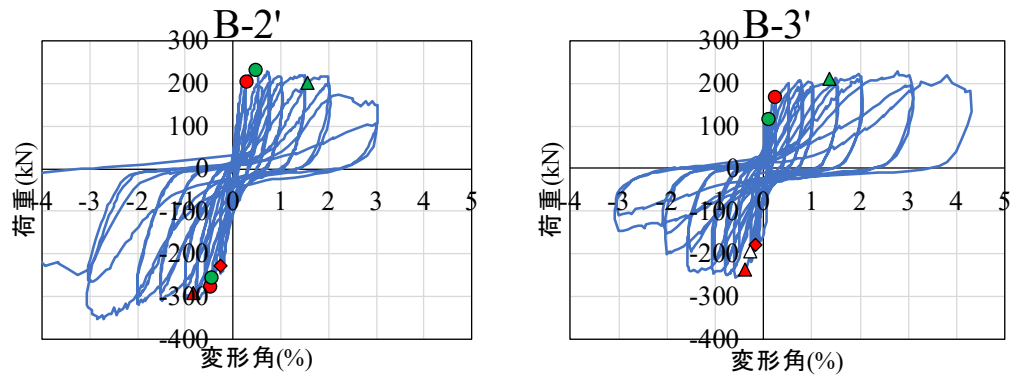
正載荷時に関して、耐力は概ね一致しているが B-2'は B-3'と比較して靱性能が低下することが確認された。また負載荷時に関して、耐力、靱性能ともに B-3'は B-2'と比較して大きく低下した。



付図 1.3.5-1 荷重変形関係の包絡線比較

付 1.3.5.3. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形関係を付図 1.3.5-2 に示す。付図 1.3.5-2 には各鉄筋の降伏点した位置をプロットした。



●: 梁既存曲げ補強筋 ■: 梁既存端部曲げ補強筋 ▲: 梁既存せん断補強筋 ◆: スラブ筋 ●: 梁新設曲げ補強筋 ▲: 梁新設せん断補強筋
○: 壁縦筋 ▲: 壁横筋 ▲: 梁既存曲げ補強筋と梁既存せん断補強筋(同時) △: 梁既存・新設曲げ補強筋と梁新設せん断補強筋(同時)

(a) B-2'

(b) B-3'

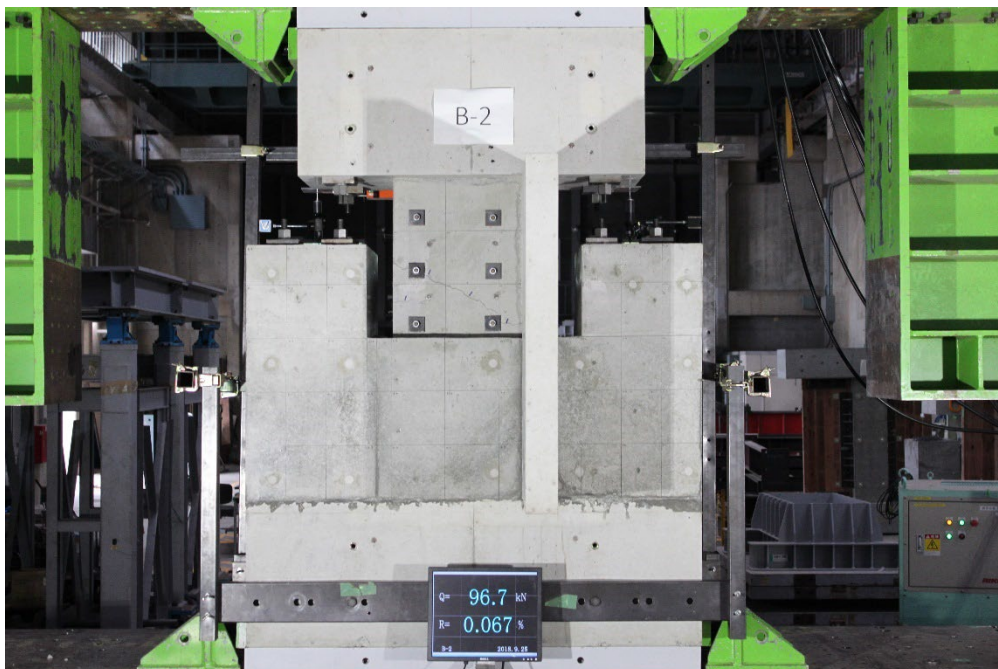
付図 1.3.5-2 荷重—変形関係

付 1.3.5.4. 試験体破壊推移

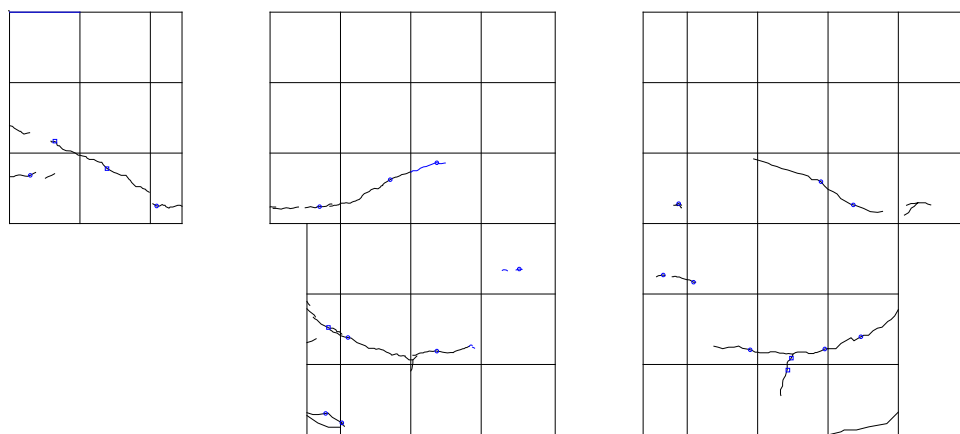
試験体 B-2',3'に関して、付 1.3.4.2 節に示した手法を用いてひび割れ図の作成を行った。各サイクル除荷時の全景写真とひび割れ図を示す。

(1) B-2'全景写真・ひび割れ図

1/1600

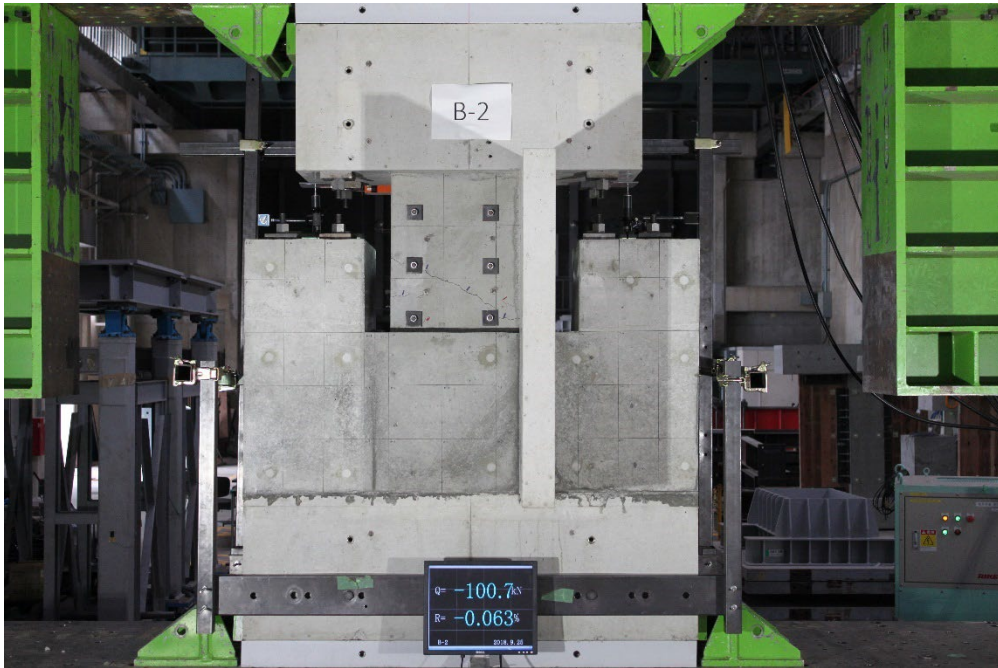


付写真 1.3.5-1 B-2' 全景写真(R=+1/1600)

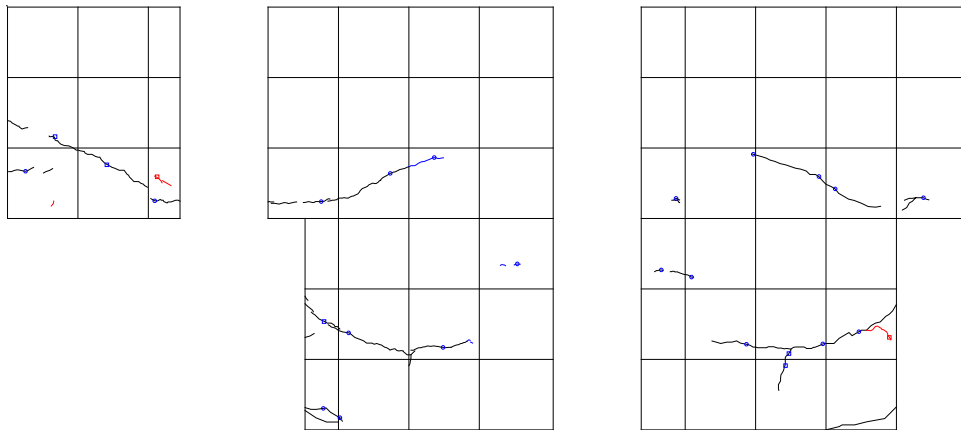


付図 1.3.5-3 B-2' ひび割れ図(R=+1/1600)

-1/1600

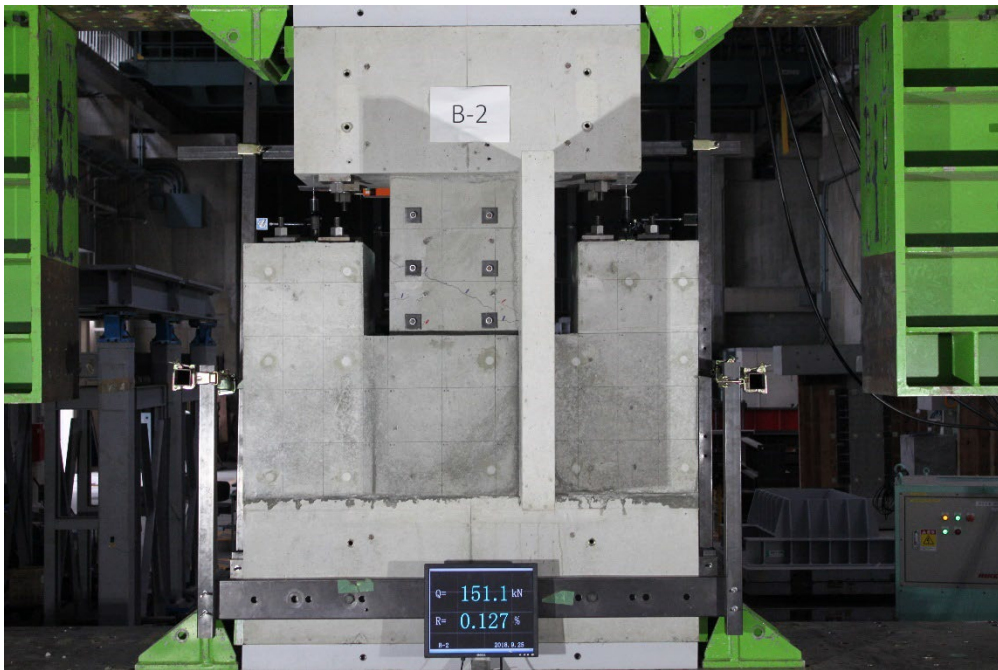


付写真 1.3.5-2 B-2'全景写真(R=-1/1600)

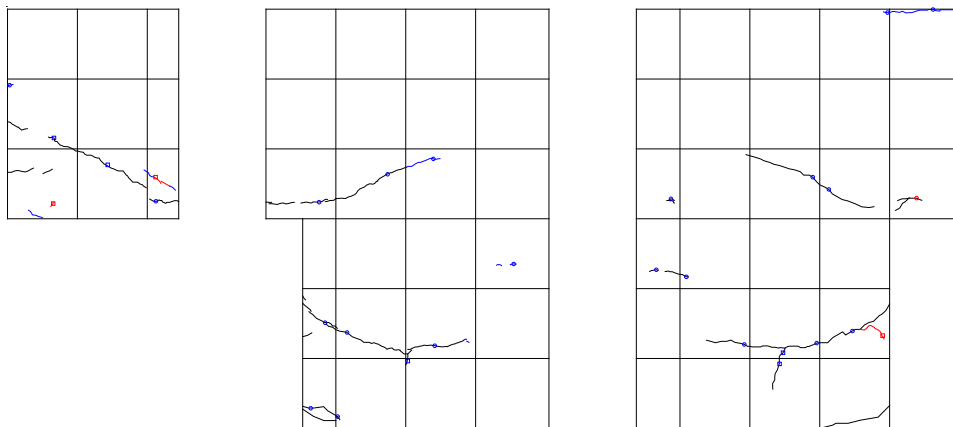


付図 1.3.5-4 B-2'ひび割れ図(R=-1/1600)

1/800

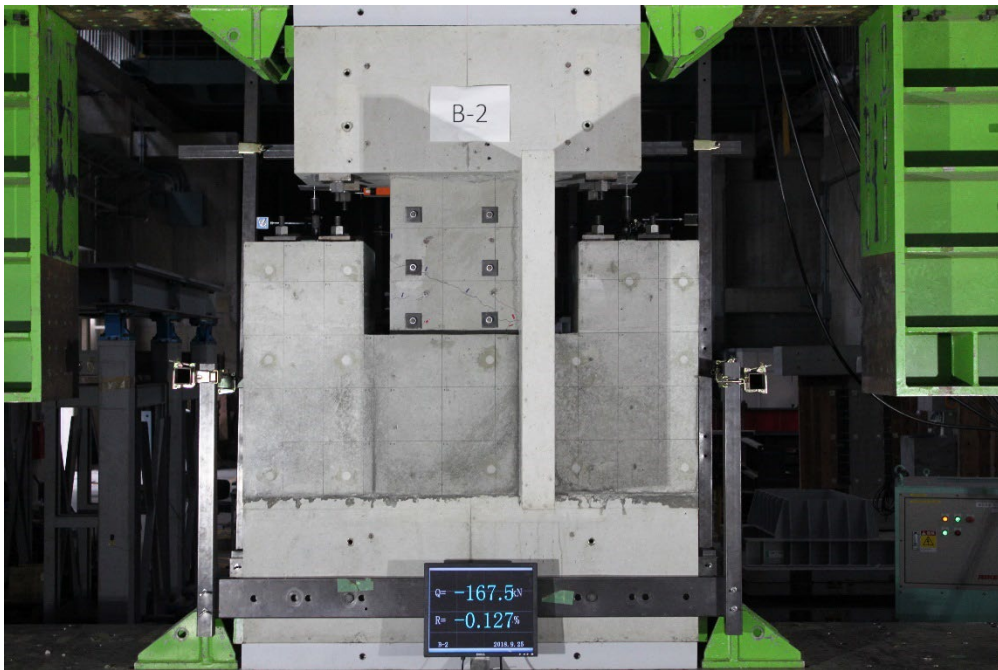


付写真 1.3.5-3 全景写真(R=+1/800)

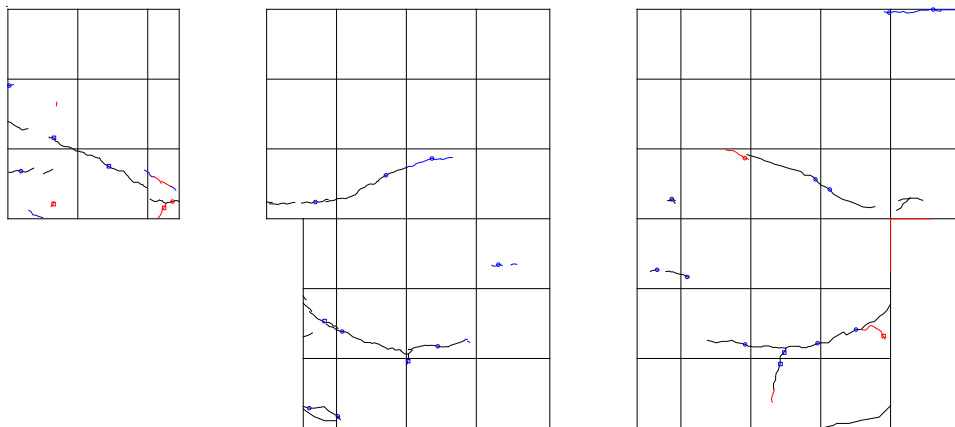


付図 1.3.5-5 ひび割れ図 (R=+1/800)

-1/800

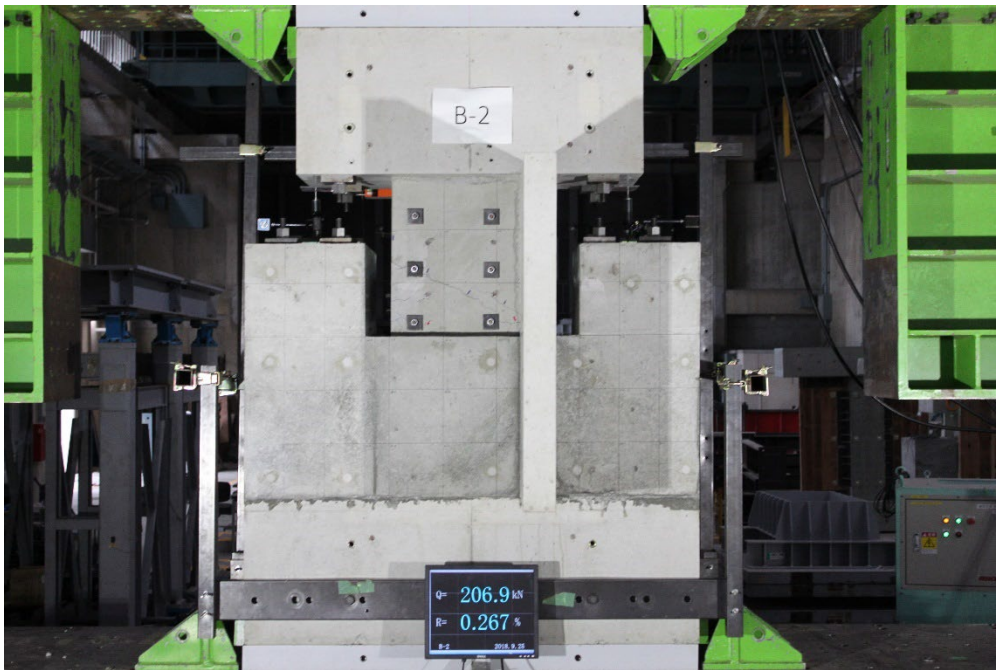


付写真 1.3.5-4 全景写真(R=-1/800)

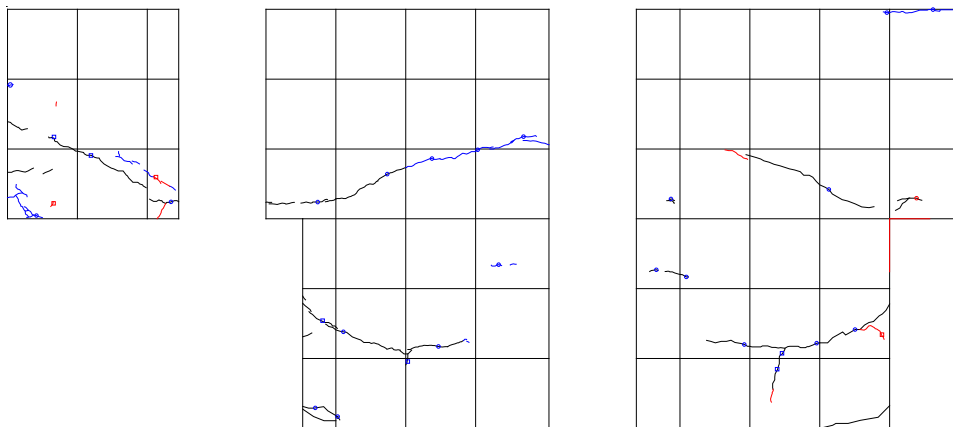


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/800)

1/400①

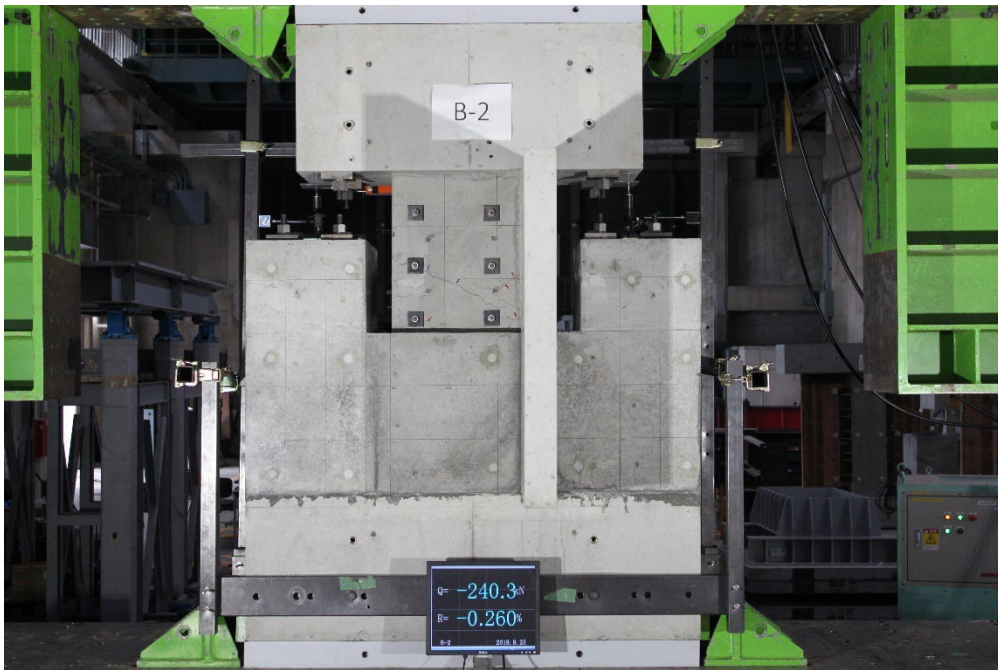


付写真 1.3.5-5 全景写真(R=+1/400①)

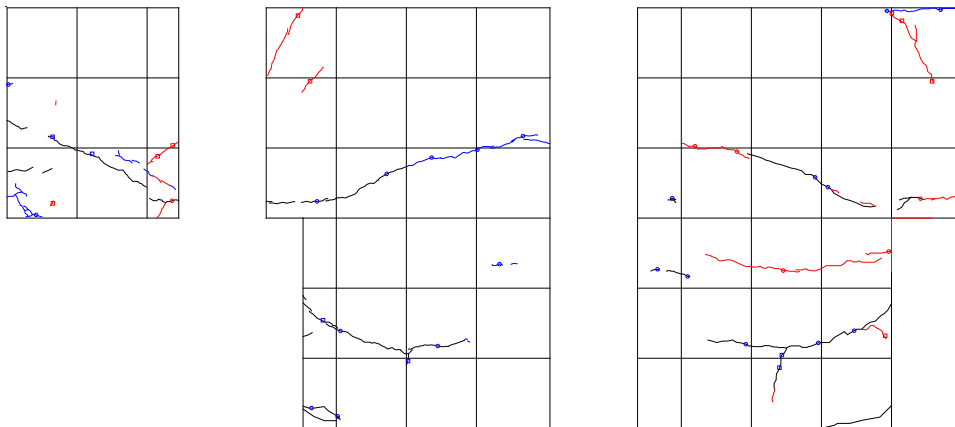


付図 1.3.5-7 ひび割れ図(R=+1/400①)

-1/400①

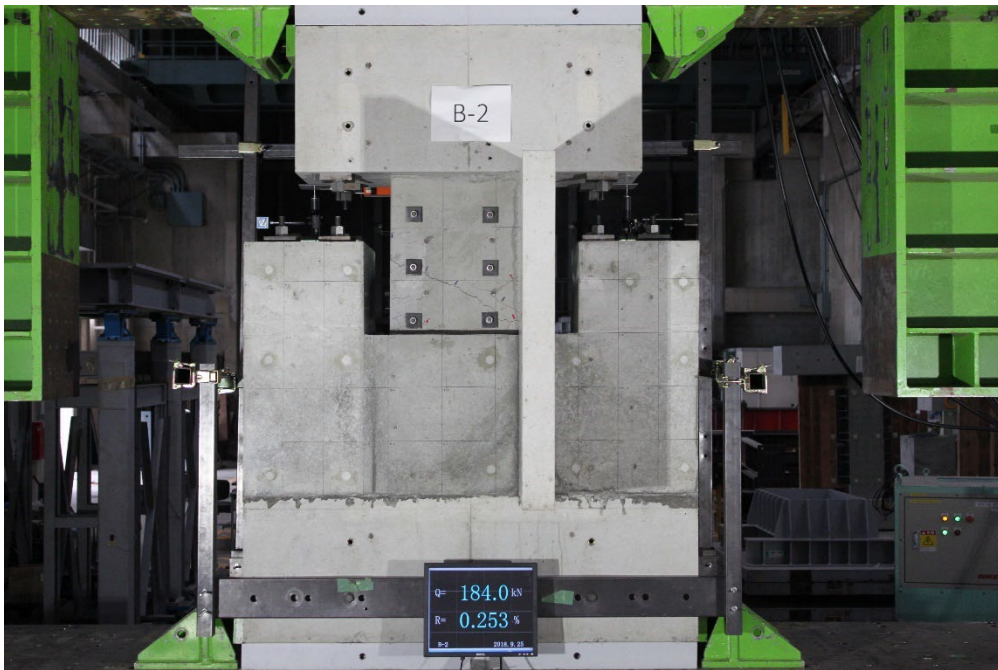


付写真 1.3.5-6 全景写真(R=-1/400①)

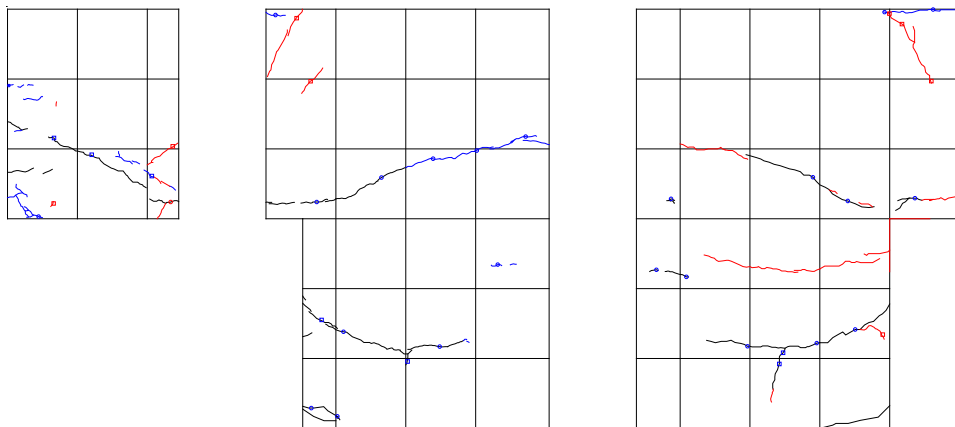


付図 1.3.5-8 ひび割れ図(R=-1/400①)

1/400②

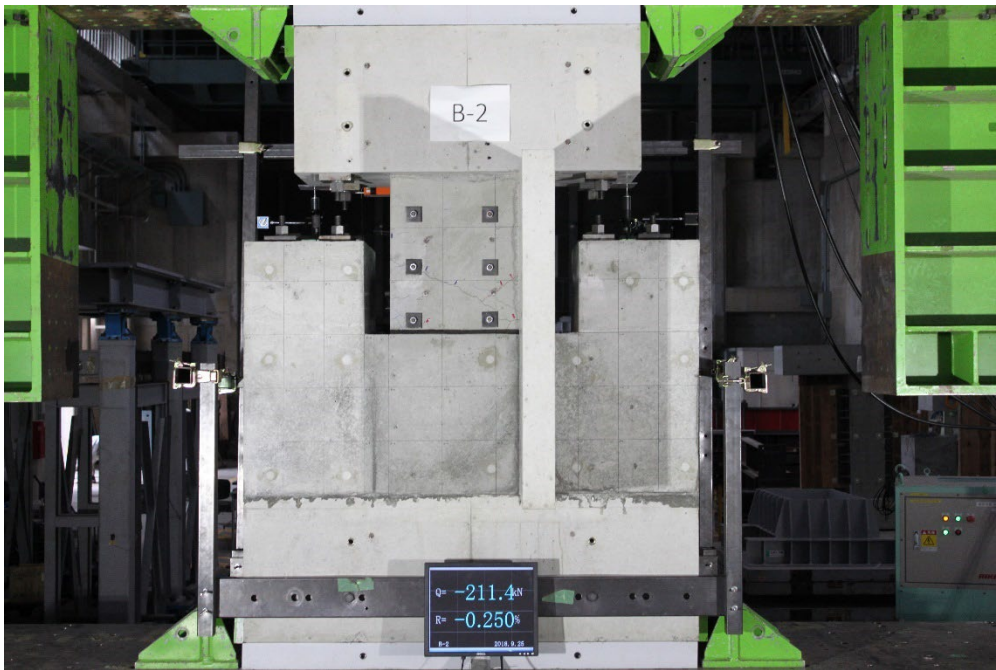


付写真 1.3.5-7 全景写真(R=+1/400②)

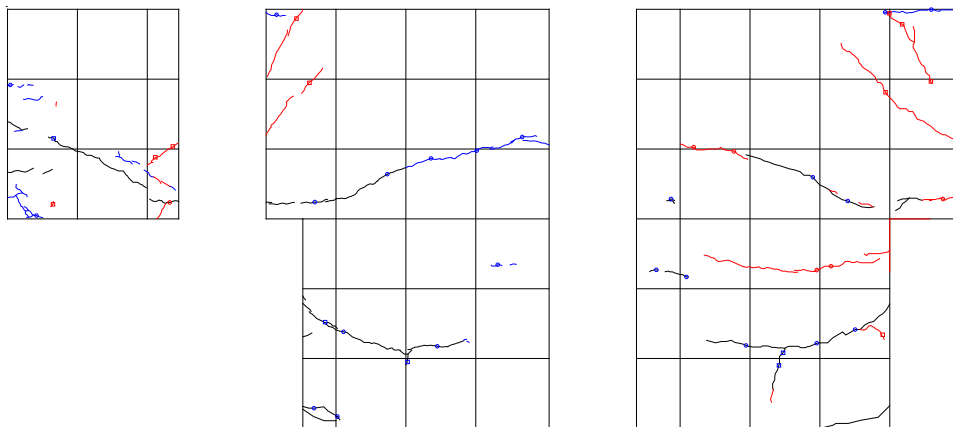


付図 1.3.5-9 ひび割れ図(R=+1/400②)

-1/400②

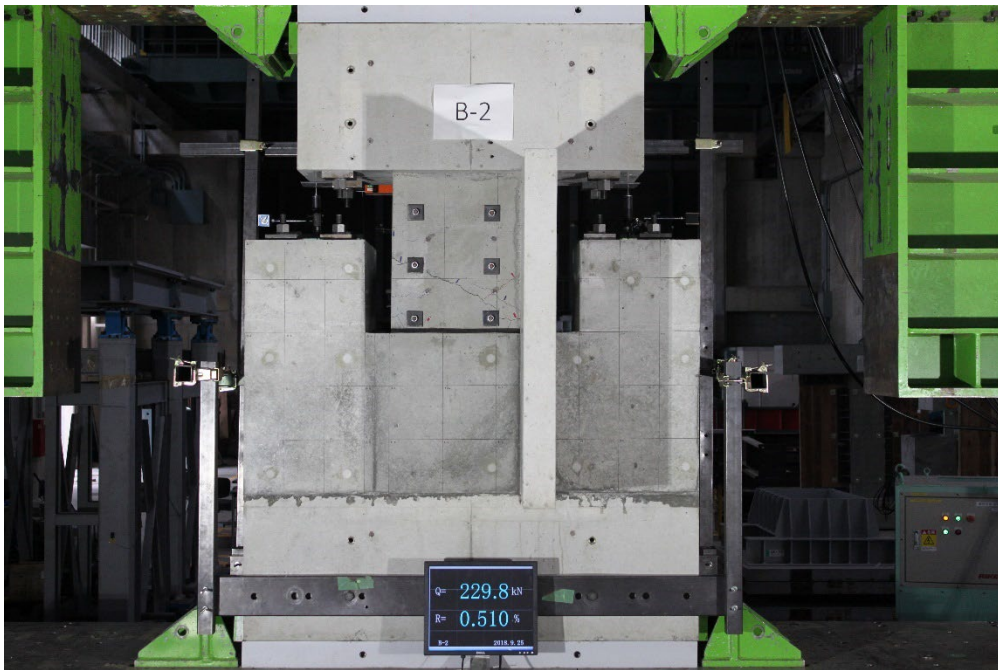


付写真 1.3.5-8 全景写真(R=-1/400②)

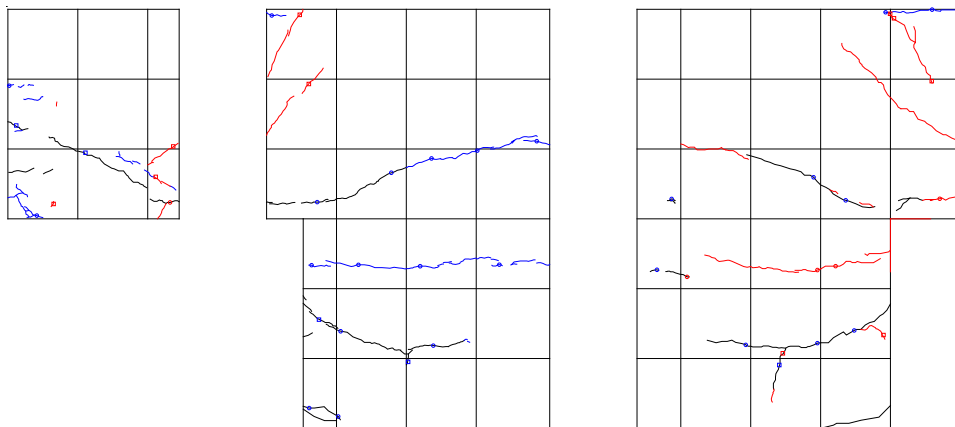


付図 1.3.5-10 ひび割れ図(R=-1/400②)

1/200①

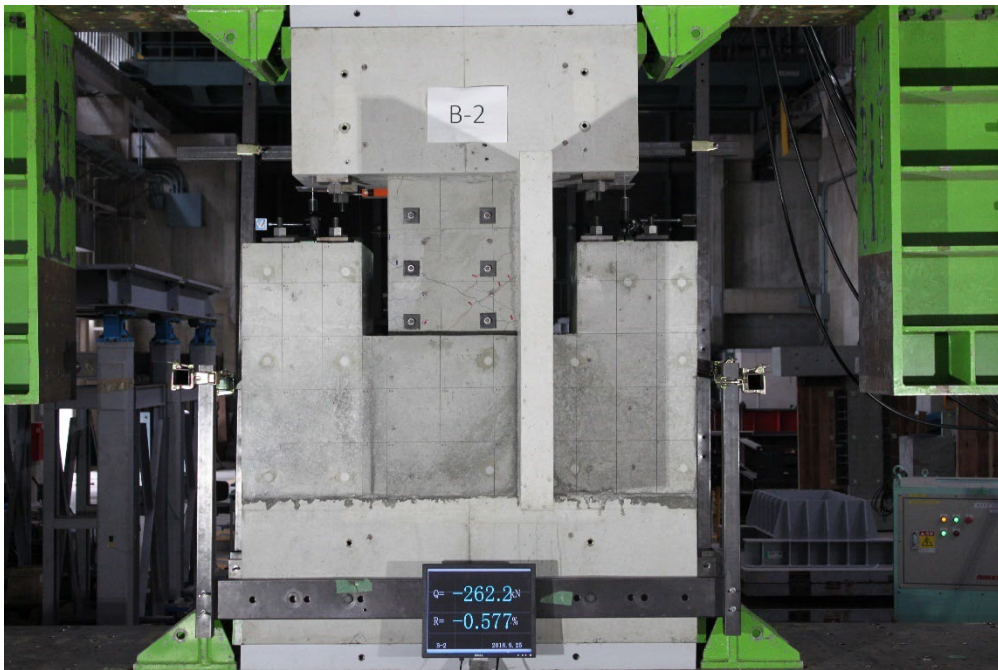


付写真 1.3.5-9 全景写真(R=+1/200①)

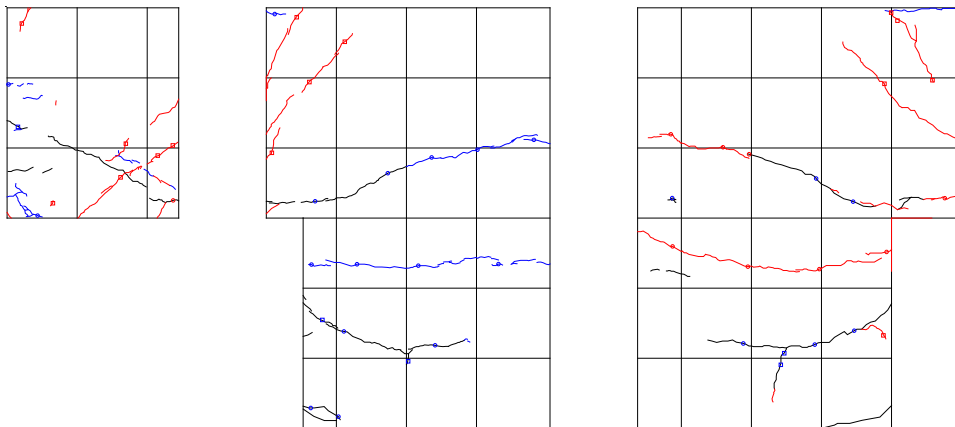


付図 1.3.5-11 ひび割れ図(R=+1/200①)

-1/200①

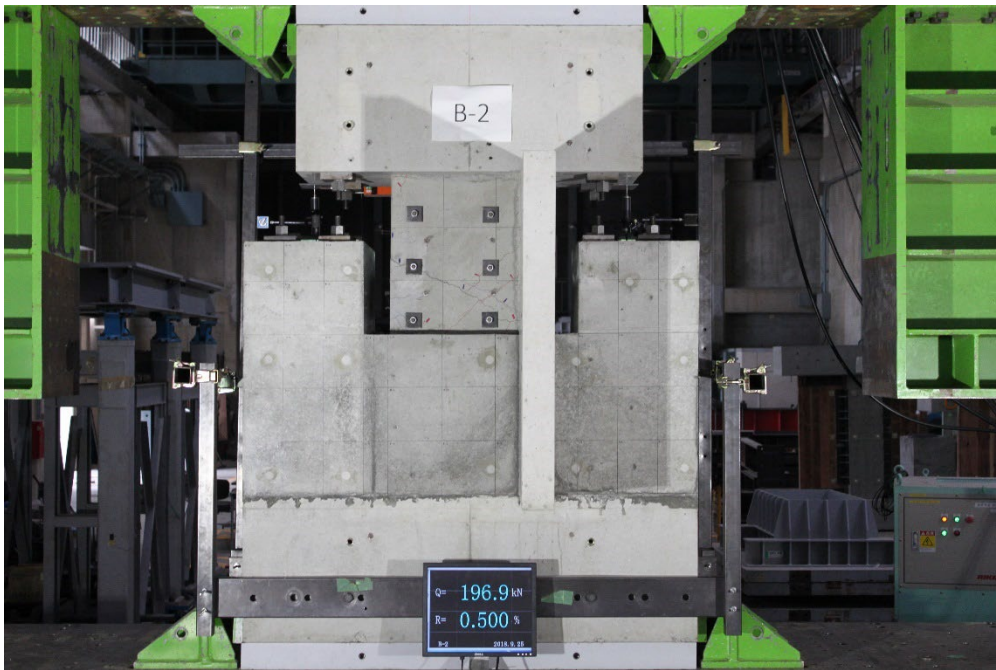


付写真 1.3.5-10 全景写真(R=-1/200①)

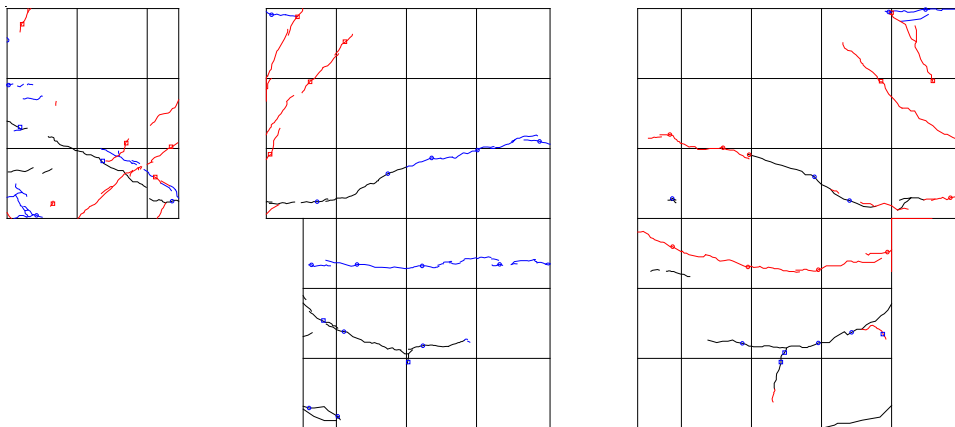


付図 1.3.5-12 ひび割れ図(R=-1/200①)

1/200②

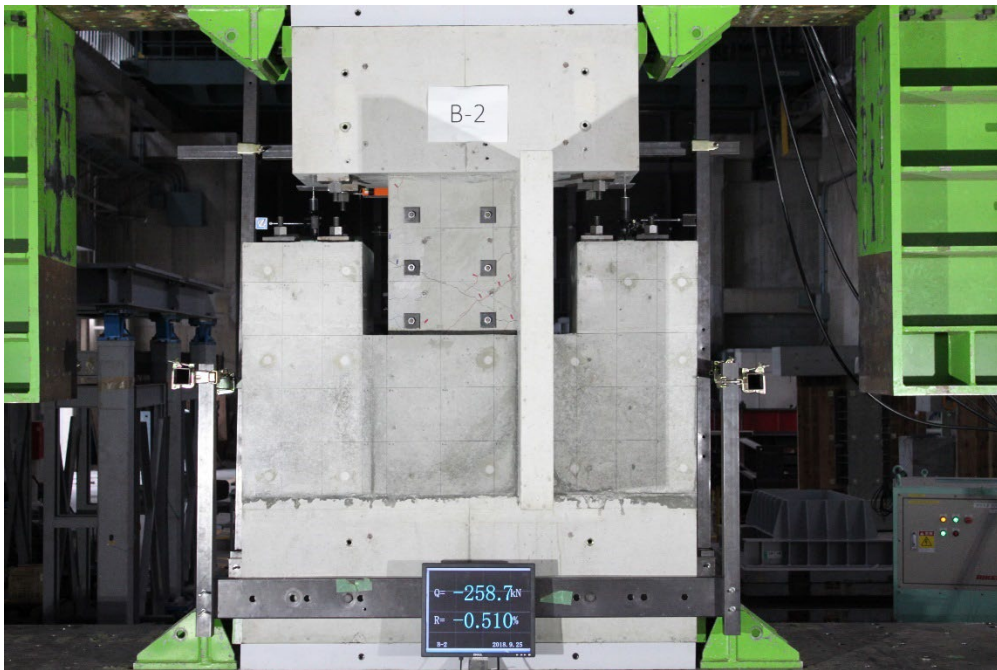


付写真 1.3.5-11 全景写真(R=+1/200②)

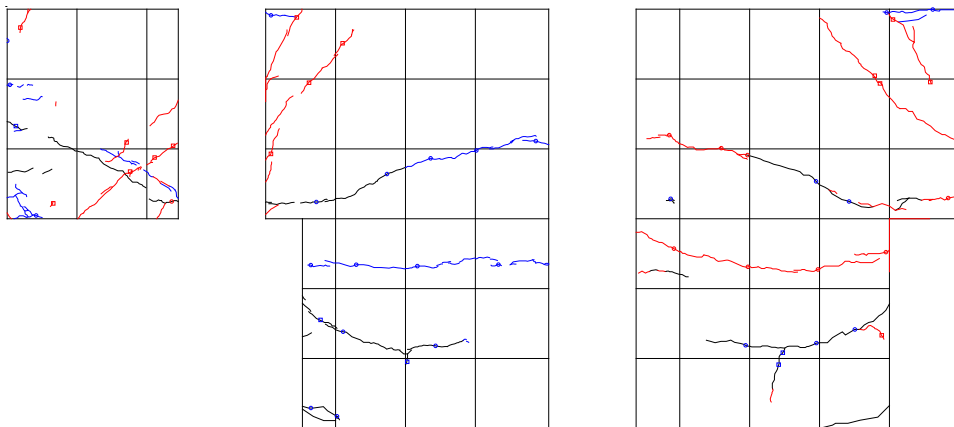


付図 1.3.5-13 ひび割れ図(R=+1/200②)

-1/200②

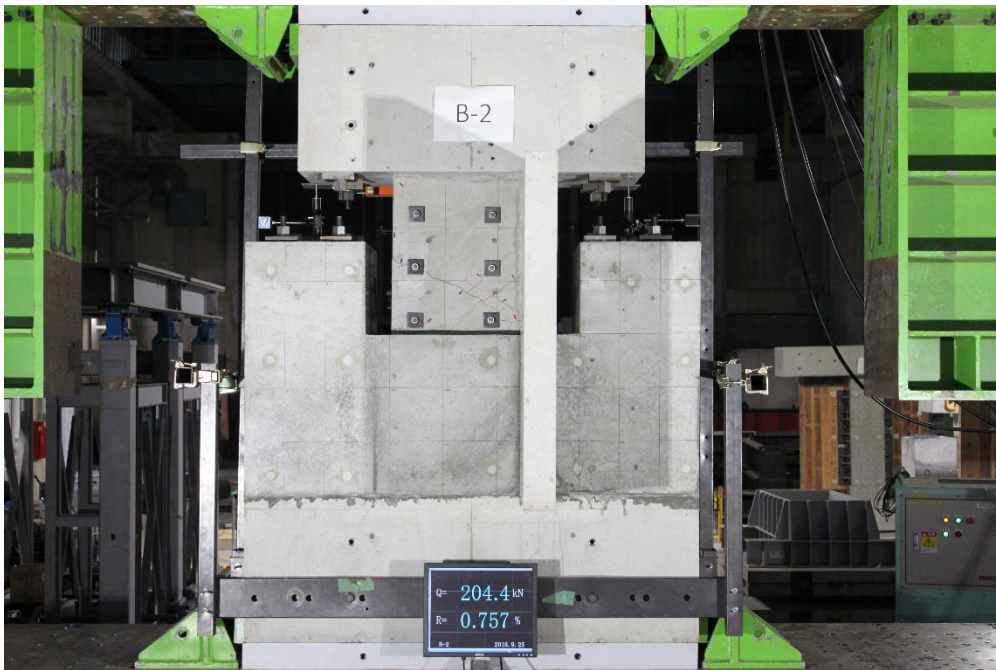


付写真 1.3.5-12 全景写真(R=-1/200②)

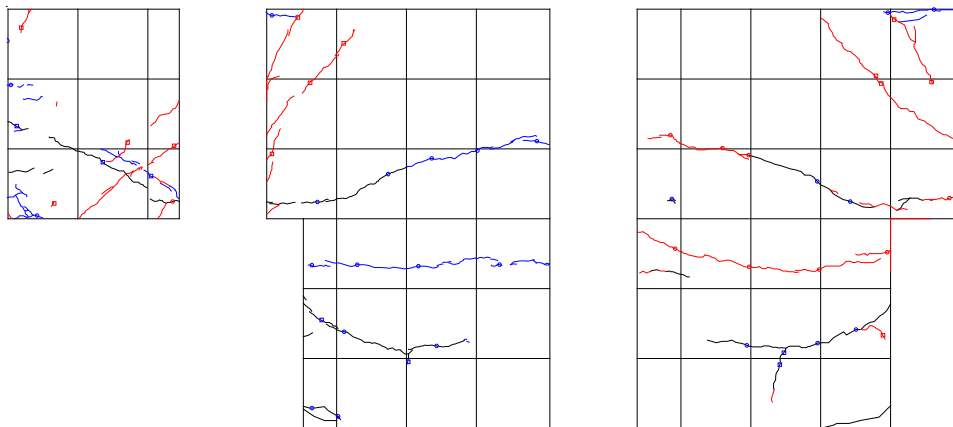


付図 1.3.5-14 ひび割れ図(R=-1/200②)

1/133①

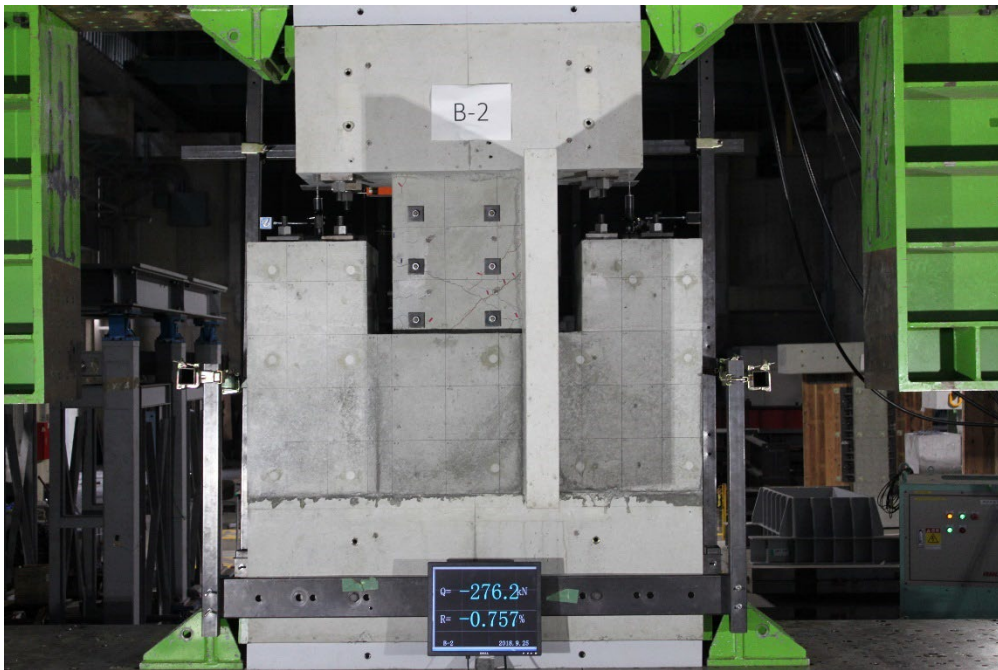


付写真 1.3.5-13 全景写真(R=+1/133①)

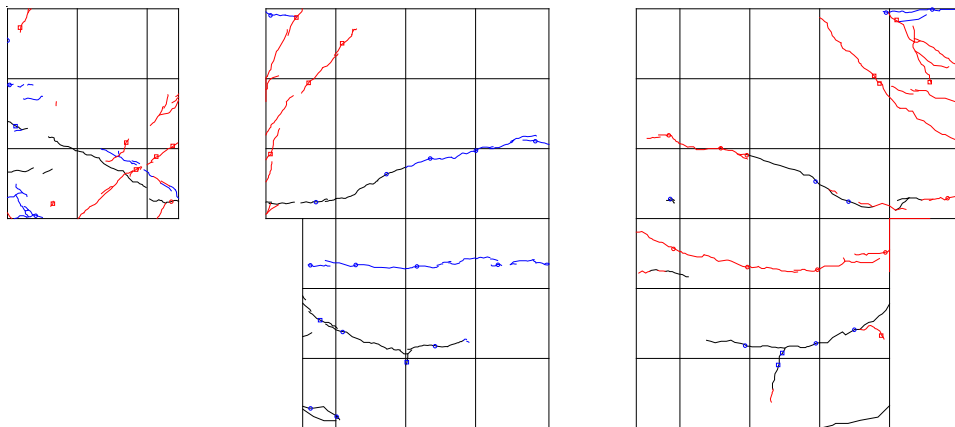


付図 1.3.5-15 ひび割れ図(R=+1/133①)

-1/133①

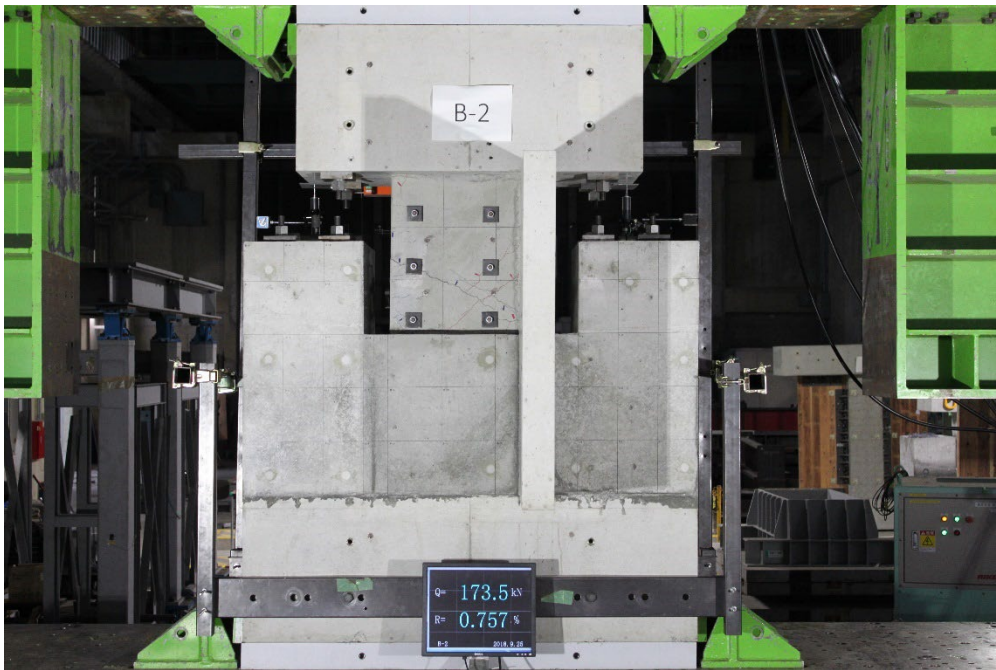


付写真 1.3.5-14 全景写真(R=-1/133①)

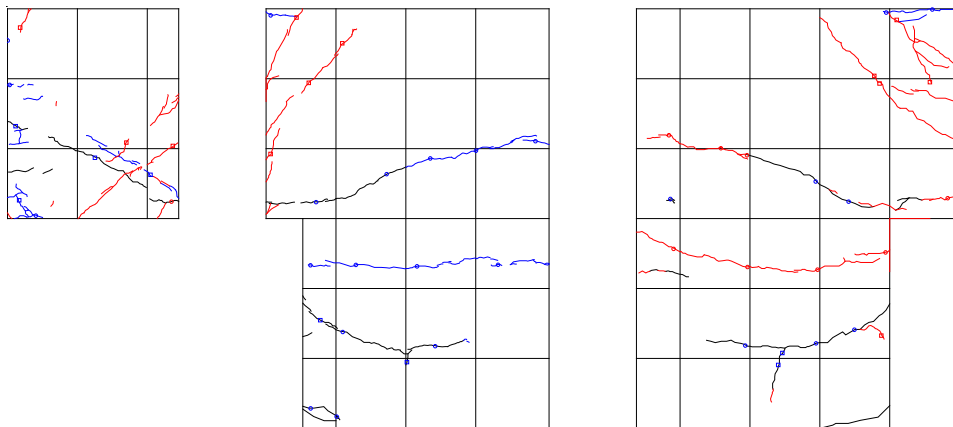


付図 1.3.5-16 ひび割れ図(R=-1/133①)

1/133②

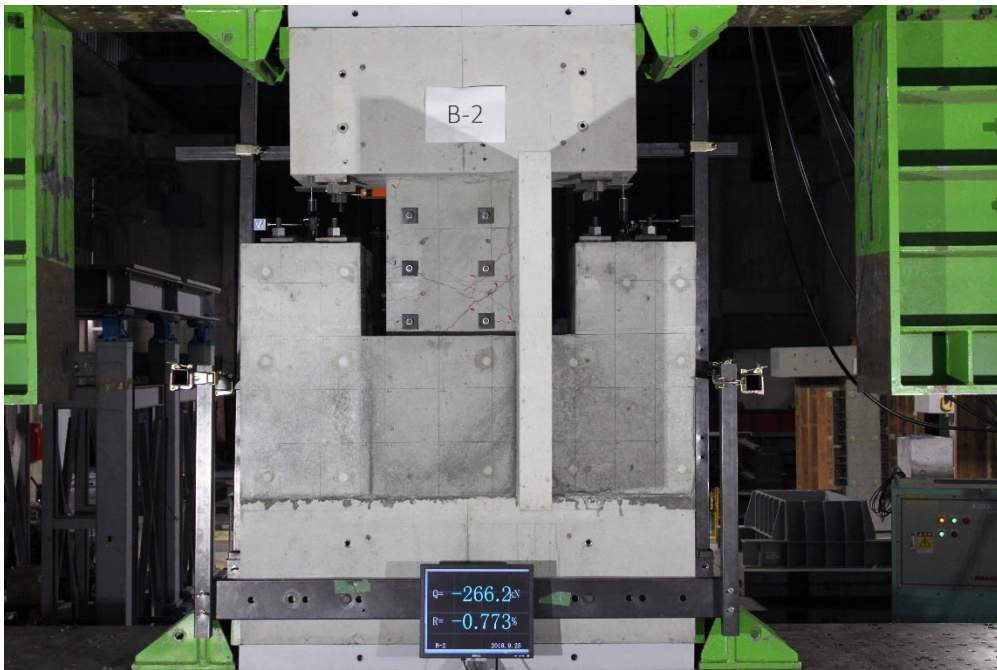


付写真 1.3.5-15 全景写真(R=+1/133②)

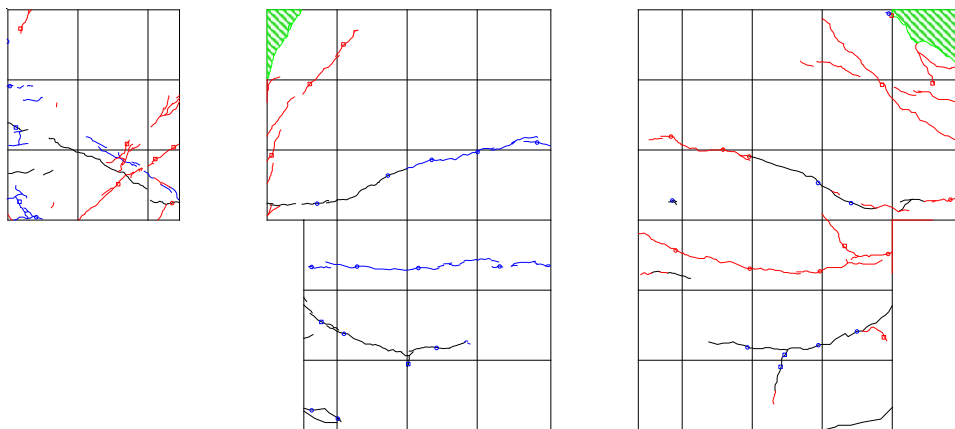


付図 1.3.5-17 ひび割れ図(R=+1/133②)

-1/133②

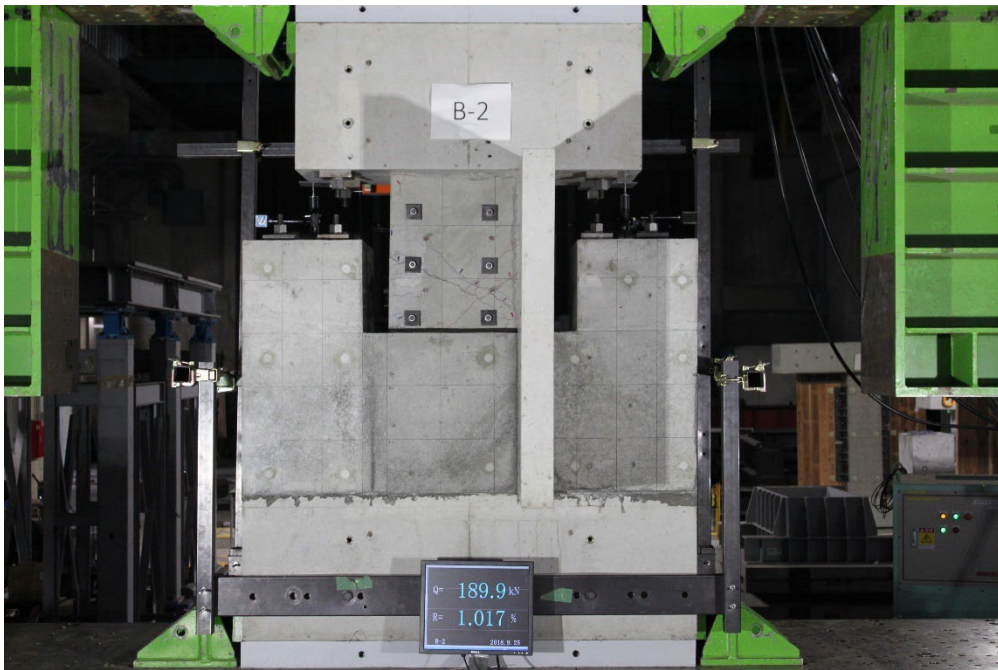


付写真 1.3.5-16 全景写真(R=-1/133②)

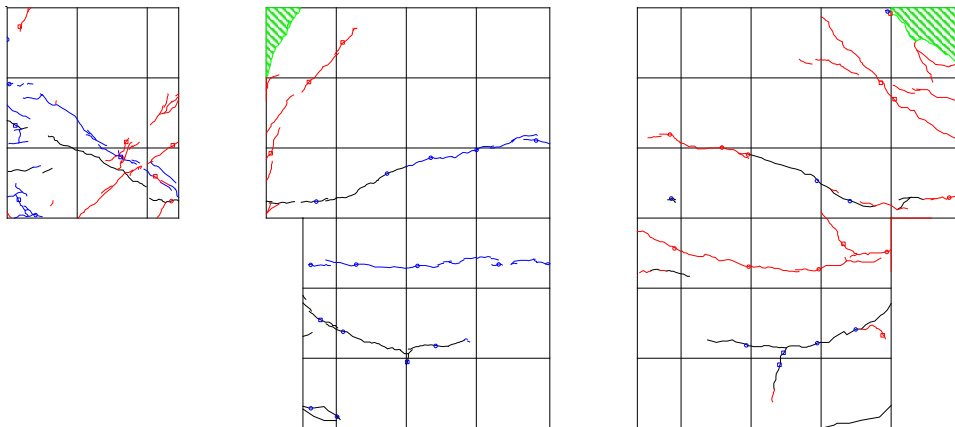


付図 1.3.5-18 ひび割れ図(R=-1/133②)

1/100①

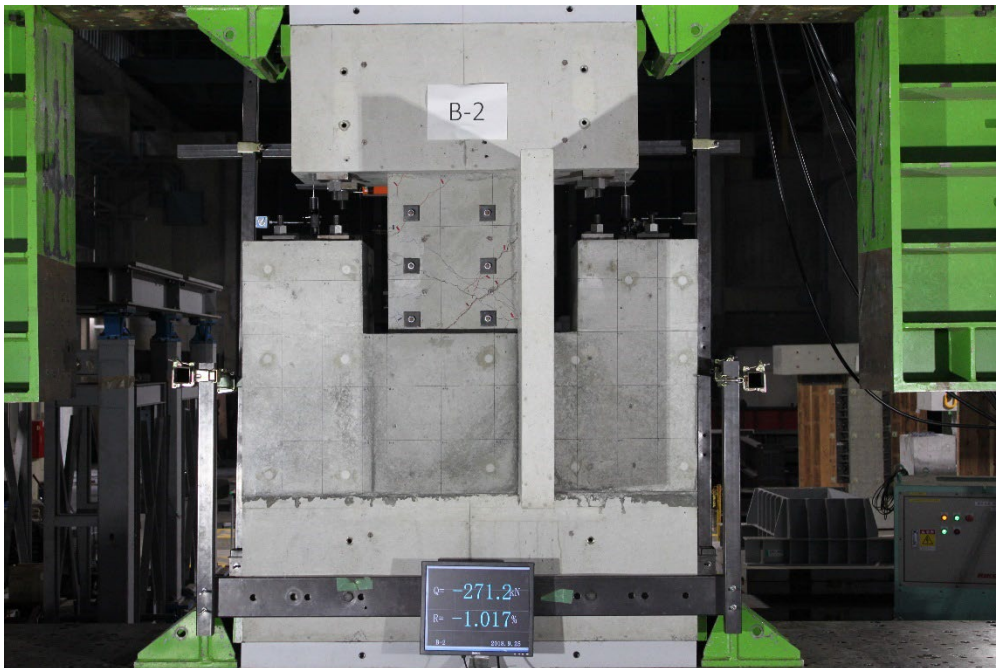


付写真 1.3.5-17 全景写真(R=+1/100①)

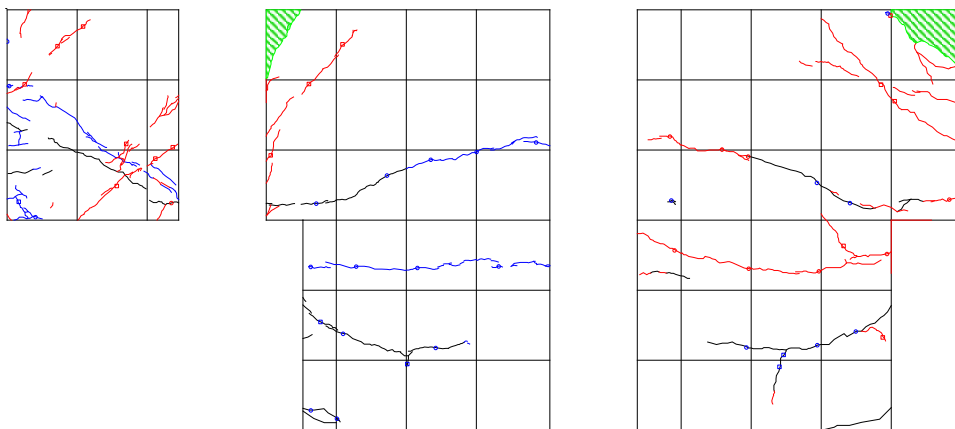


付図 1.3.5-19 ひび割れ図(R=+1/100①)

-1/100①

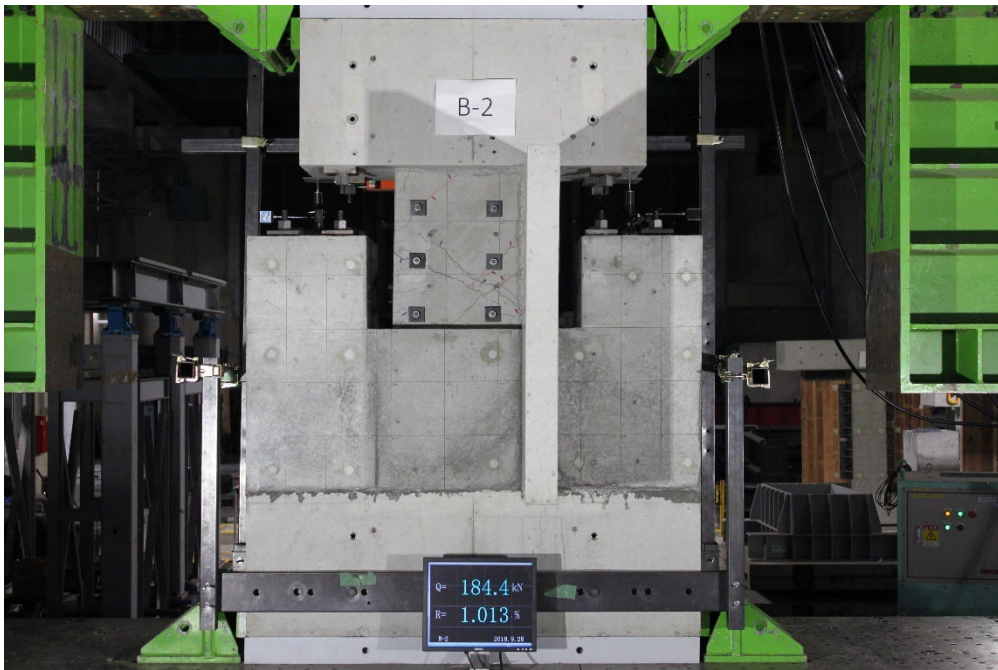


付写真 1.3.5-18 全景写真(R=-1/100①)

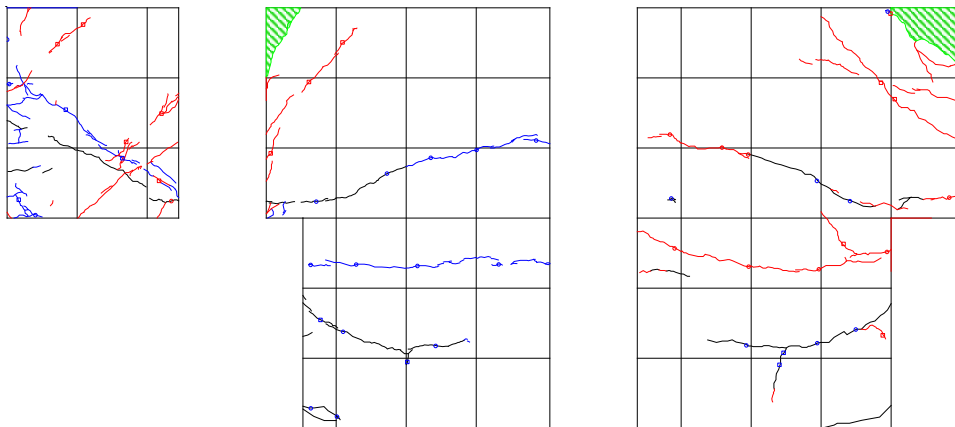


付図 1.3.5-20 ひび割れ図(R=-1/100①)

1/100②

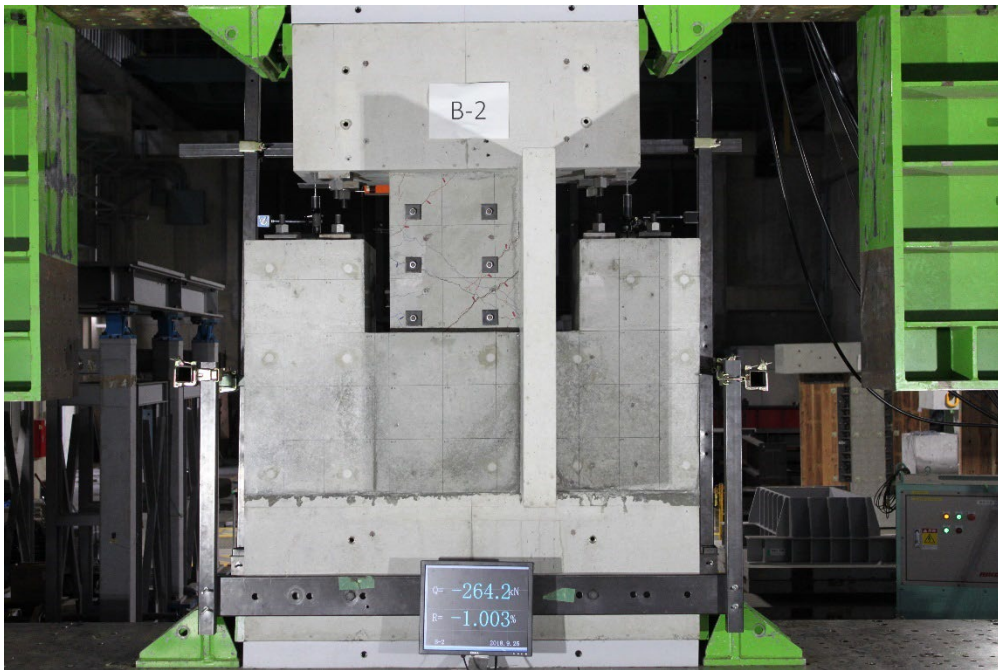


付写真 1.3.5-19 全景写真(R=+1/100②)

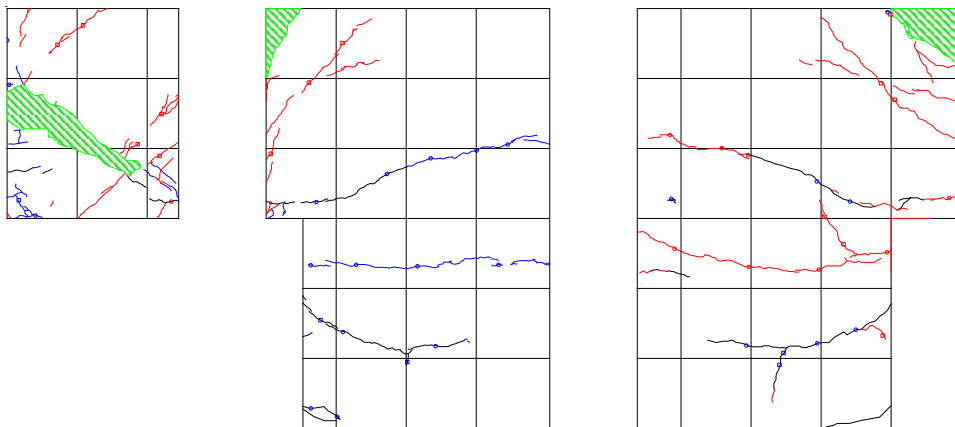


付図 1.3.5-21 ひび割れ図(R=+1/100②)

-1/100②

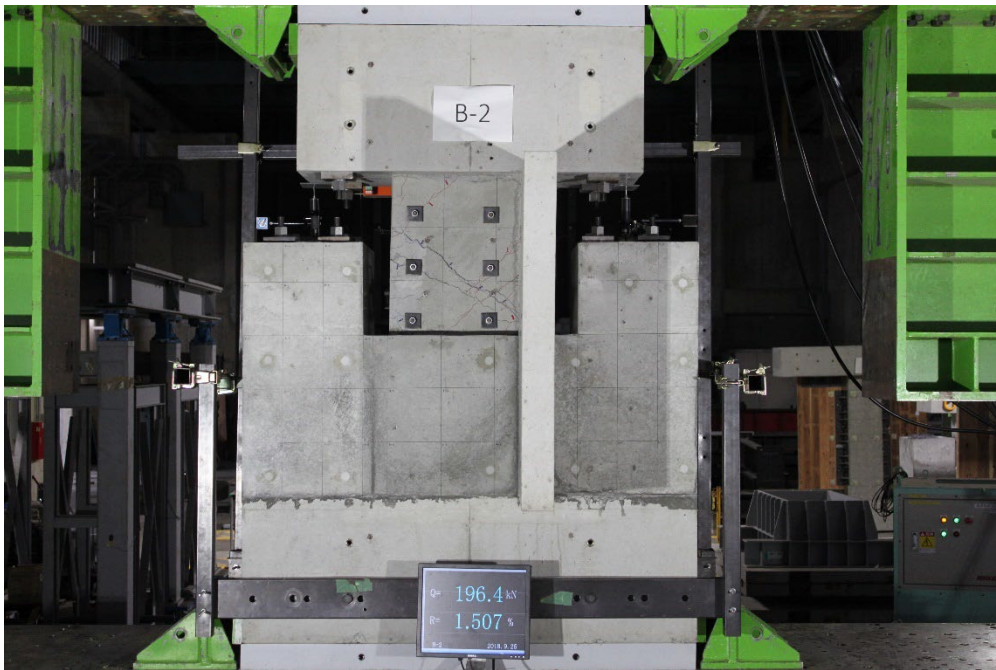


付写真 1.3.5-20 全景写真(R=-1/100②)

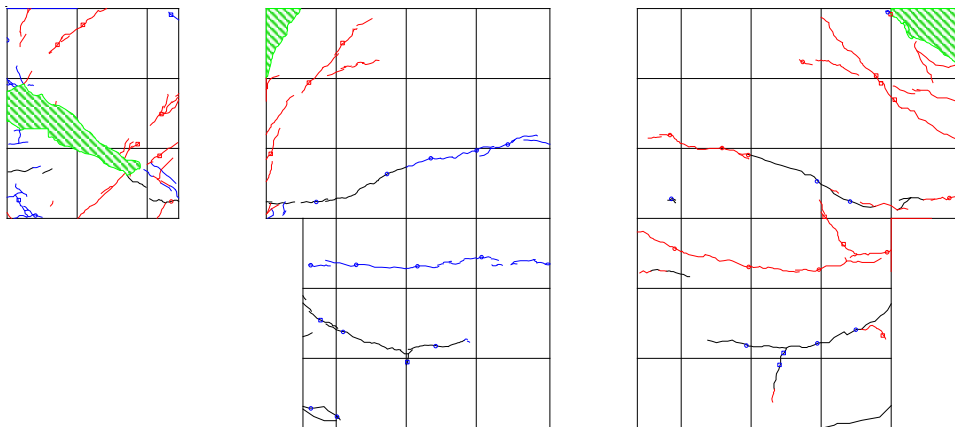


付図 1.3.5-22 ひび割れ図(R=-1/100②)

1/67①

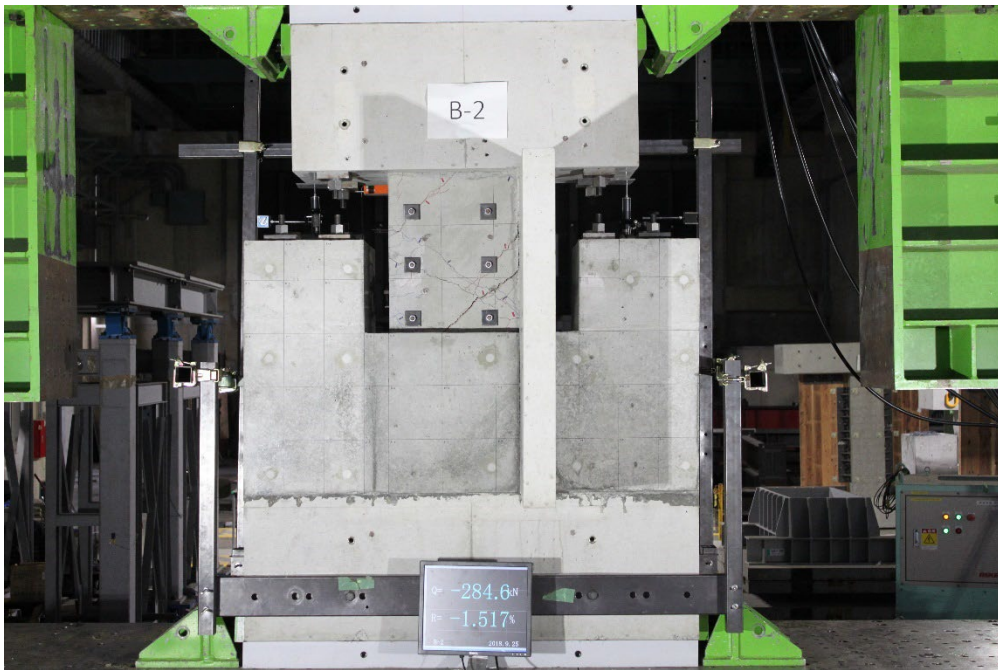


付写真 1.3.5-21 全景写真(R=+1/67①)

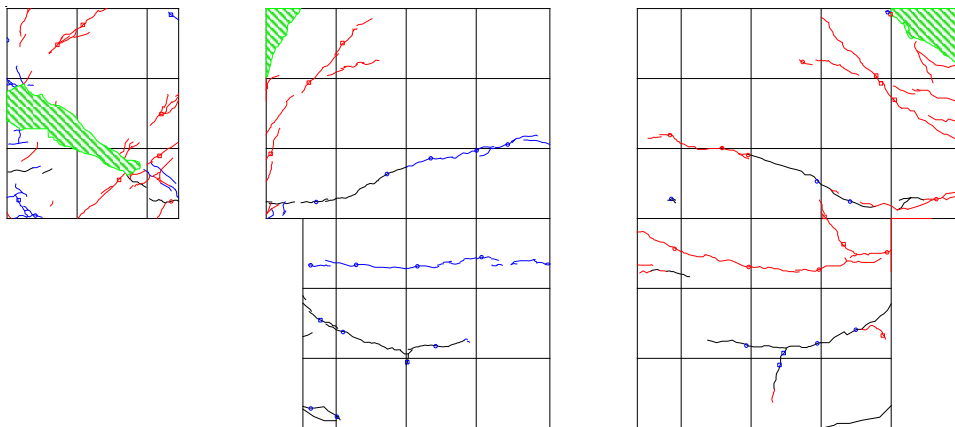


付図 1.3.5-23 ひび割れ図(R=+1/67①)

-1/67①

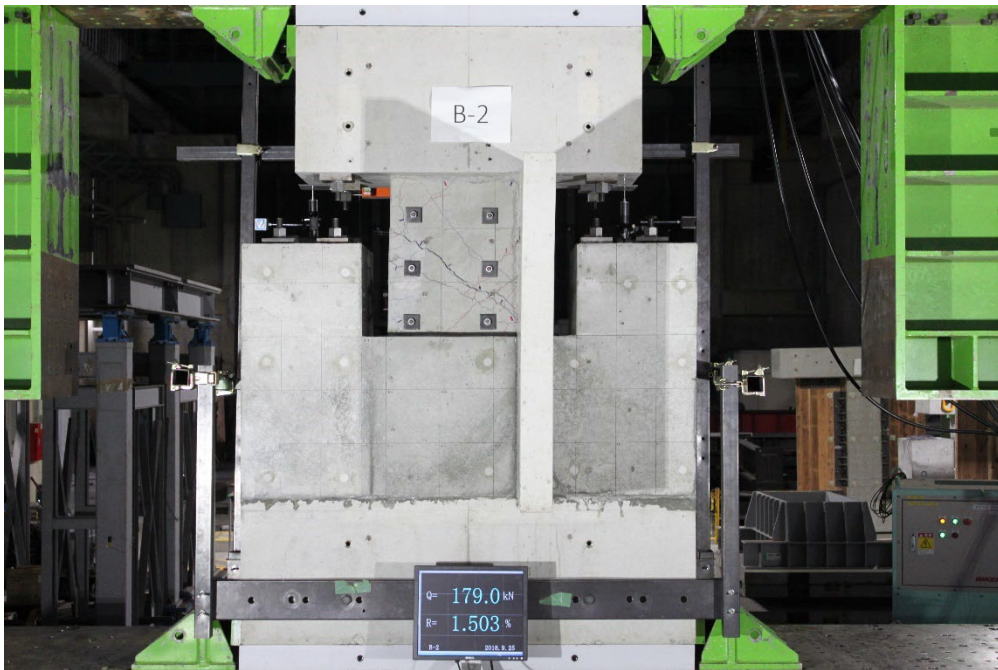


付写真 1.3.5-22 全景写真(R=-1/67①)

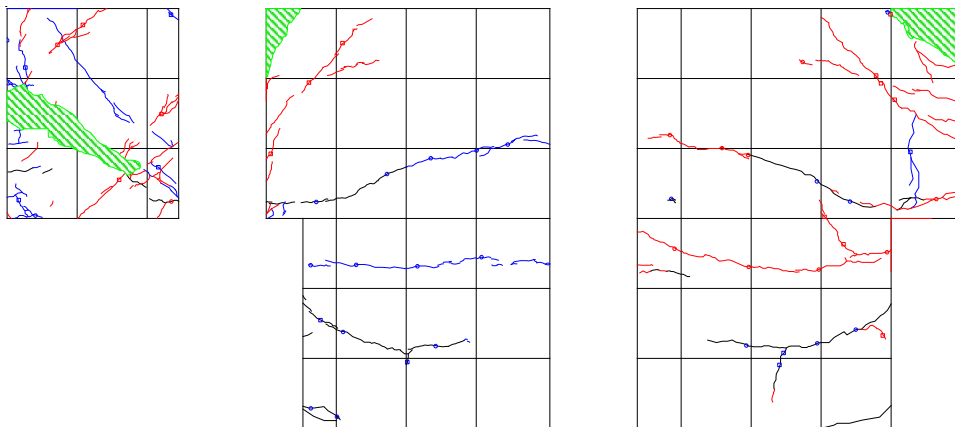


付図 1.3.5-24 ひび割れ図(R=-1/67①)

1/67②

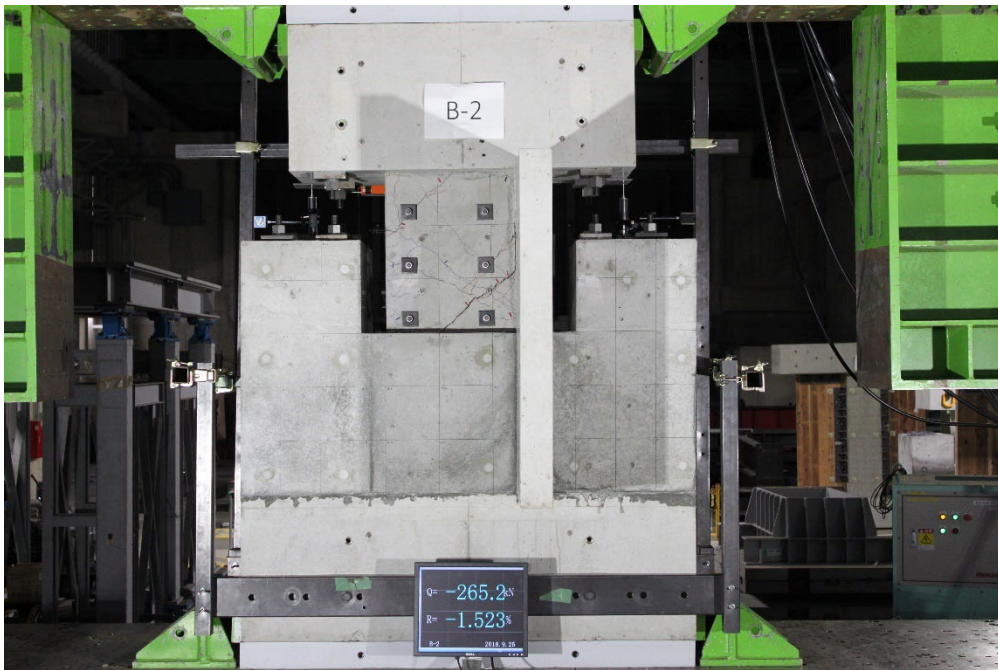


付写真 1.3.5-23 全景写真(R=+1/67②)

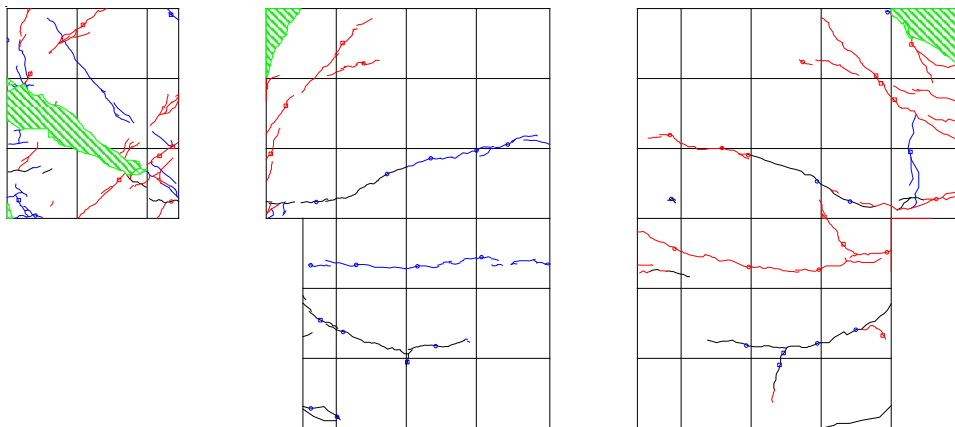


付図 1.3.5-5 ひび割れ図(R=+1/67②)

-1/67②

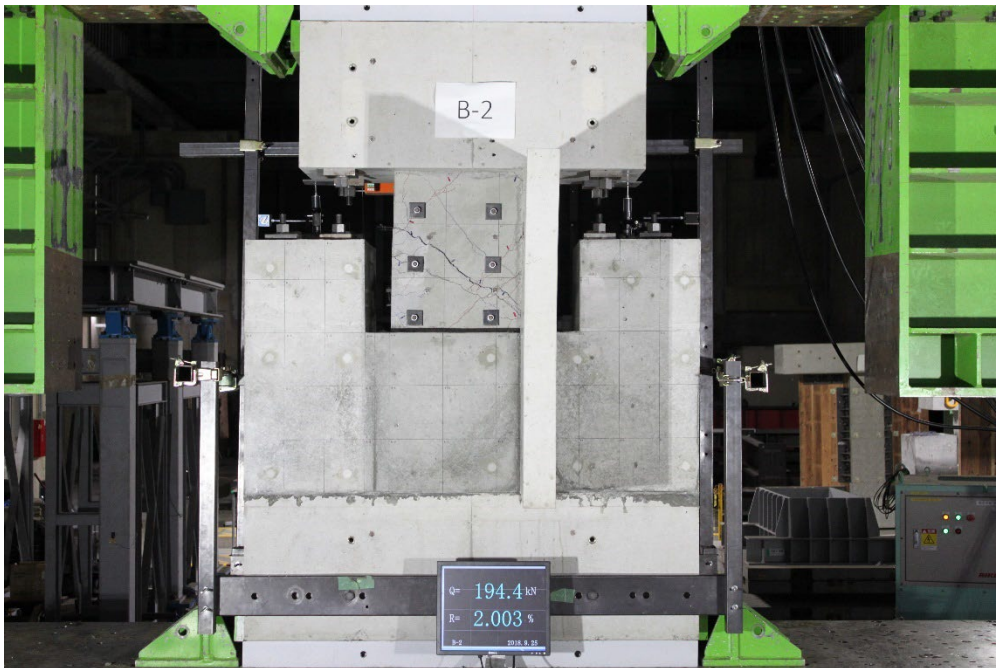


付写真 1.3.5-24 全景写真(R=-1/67②)

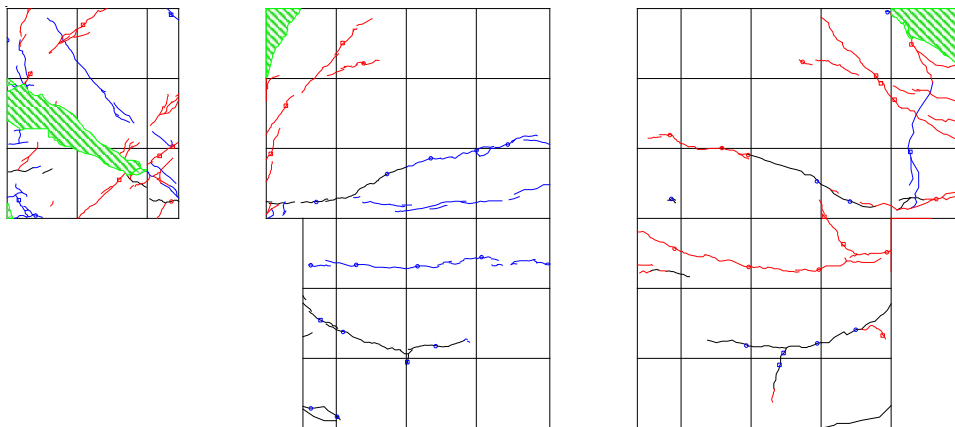


付図 1.3.5-26 ひび割れ図(R=-1/67②)

1/50①

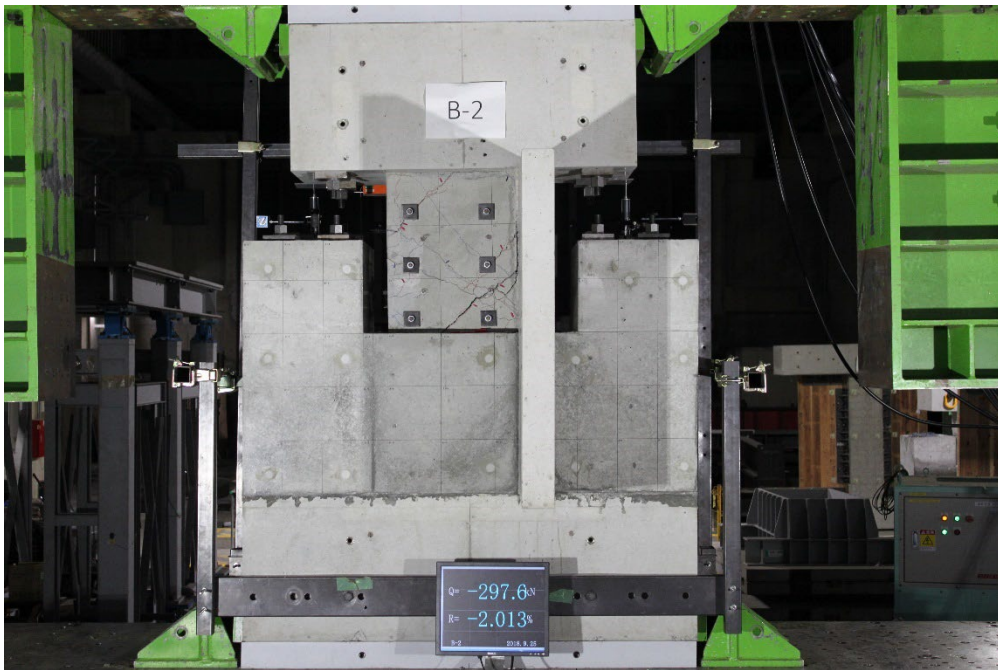


付写真 1.3.5-25 全景写真(R=+1/50①)

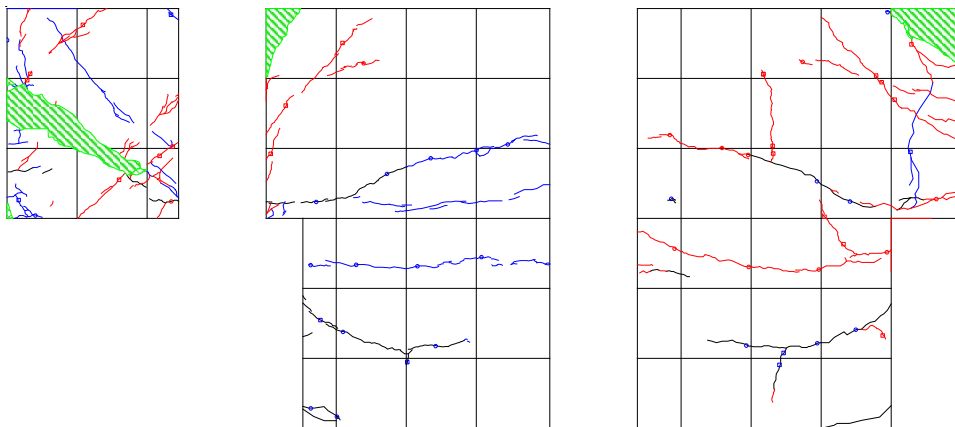


付図 1.3.5-27 ひび割れ図(写真) (R=+1/50①)

-1/50①

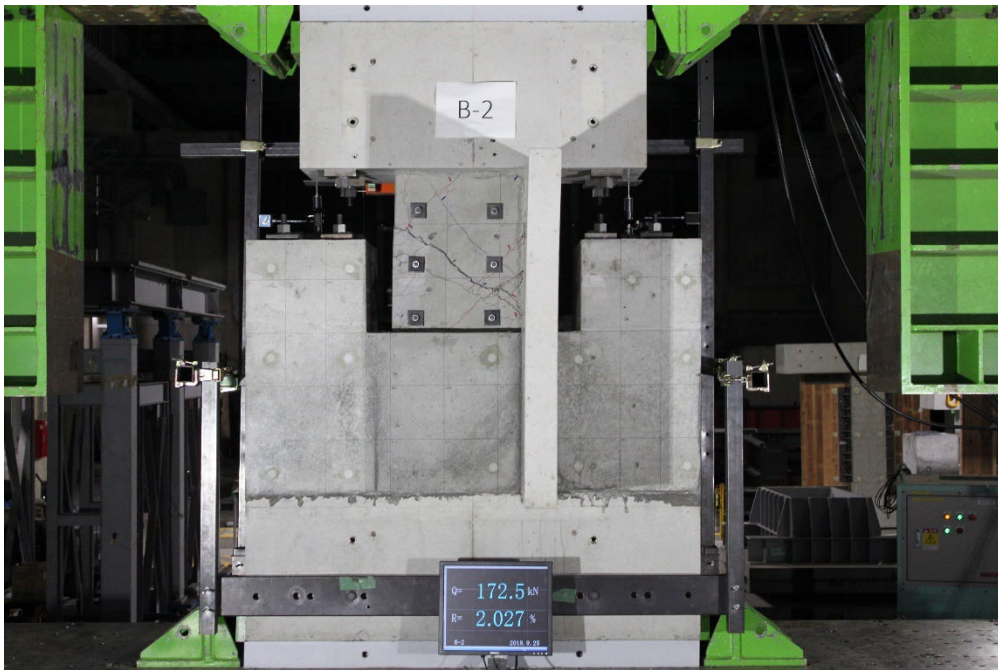


付写真 1.3.5-26 全景写真(R=-1/50①)

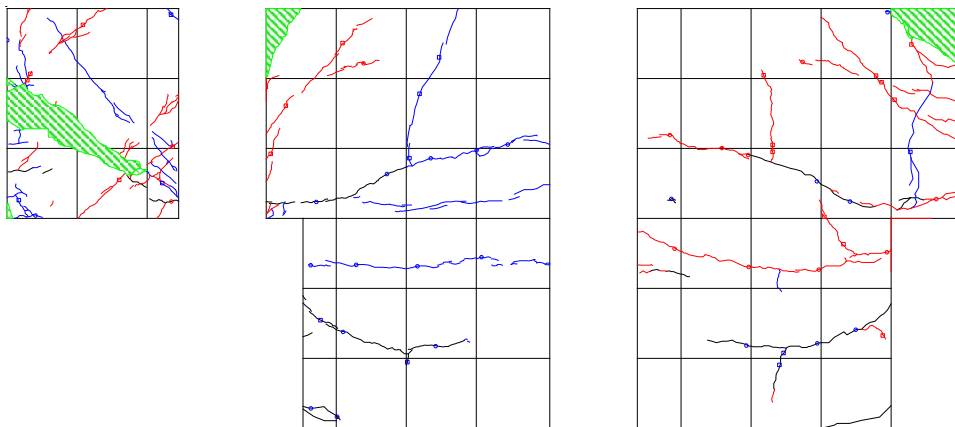


付図 1.3.5-28 ひび割れ図(R=-1/50①)

1/50②

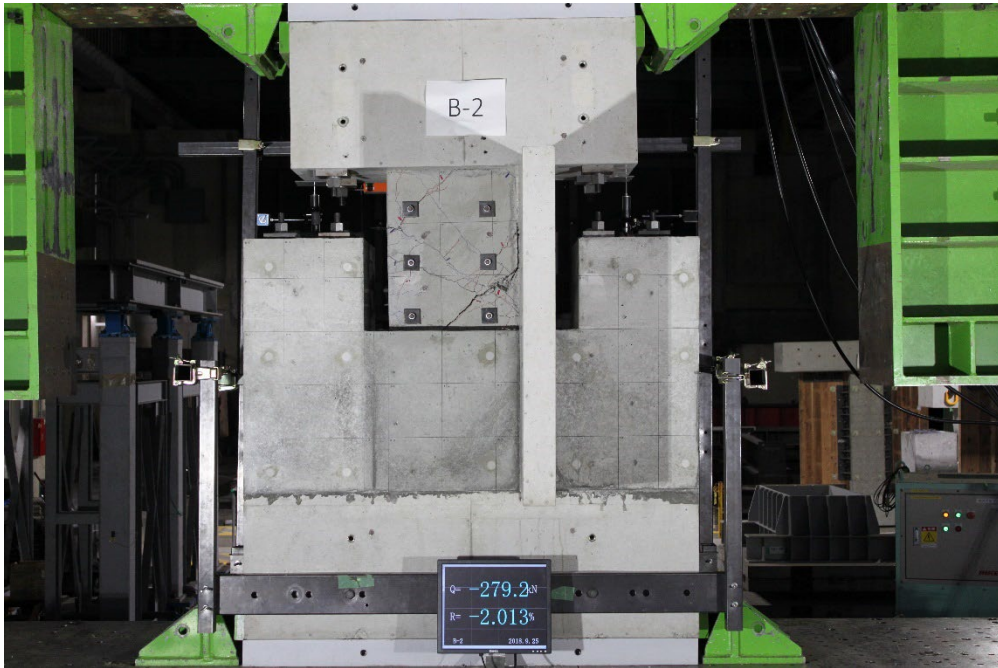


付写真 1.3.5-27 全景写真(R=+1/50②)

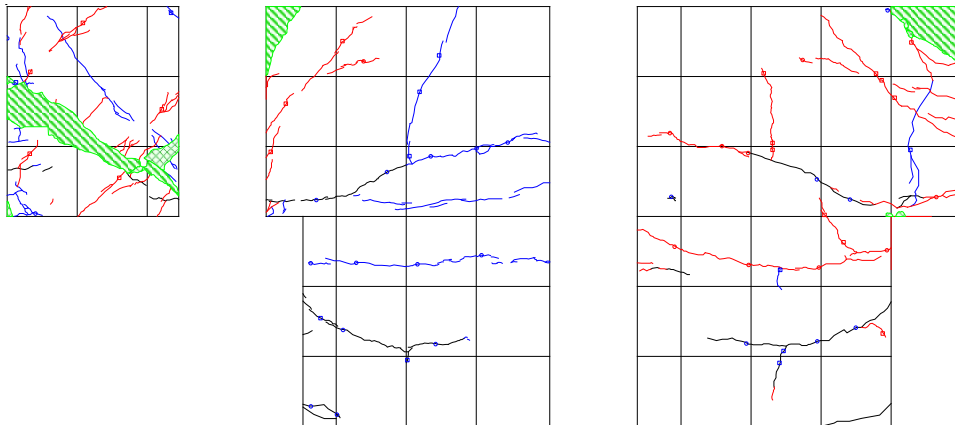


付図 1.3.5-29 ひび割れ図(R=+1/50②)

-1/50②

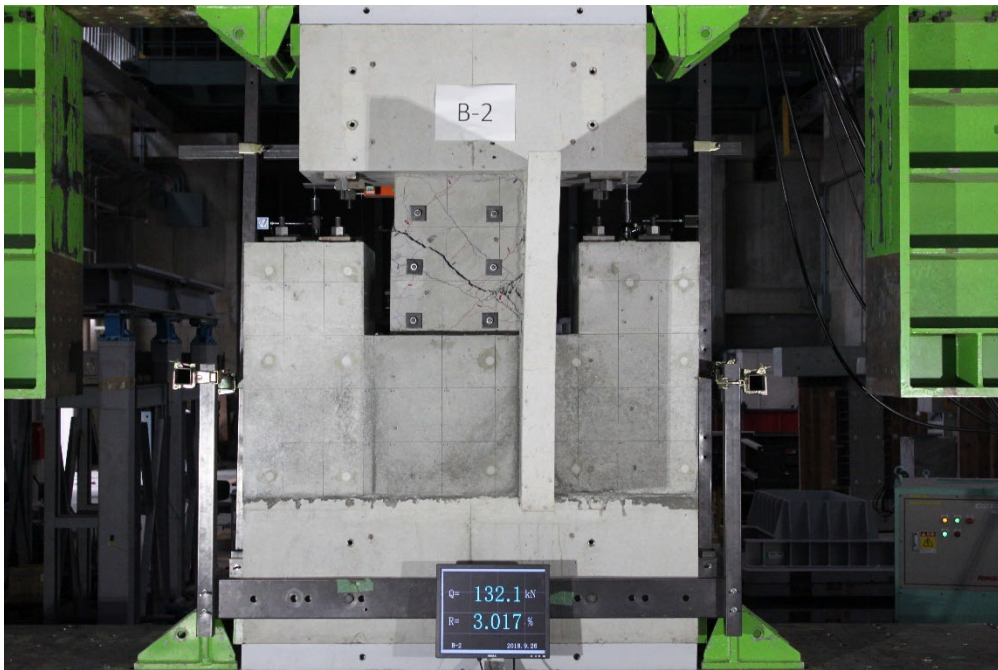


付写真 1.3.5-28 全景写真(R=-1/50②)

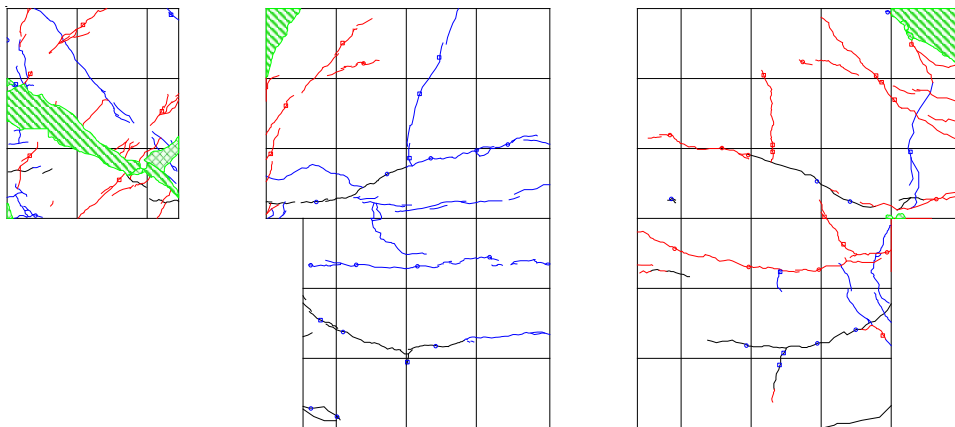


付図 1.3.5-30 ひび割れ図(R=-1/50②)

1/33①

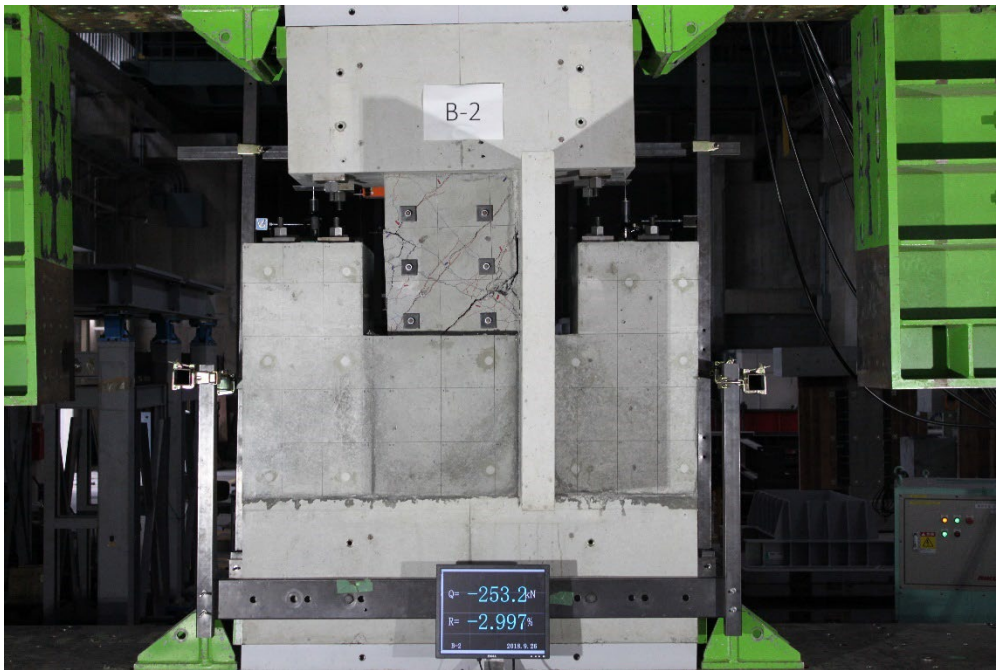


付写真 1.3.5-29 全景写真(R=+1/33①)

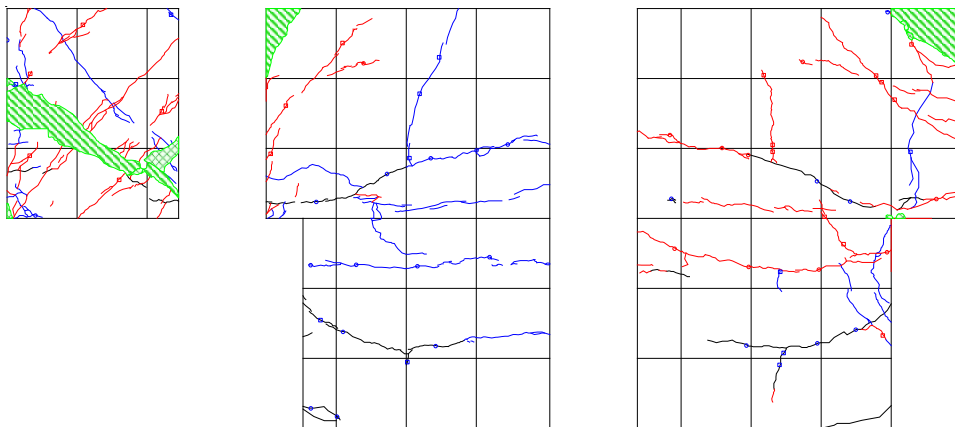


付図 1.3.5-31 ひび割れ図(R=+1/33①)

-1/33①

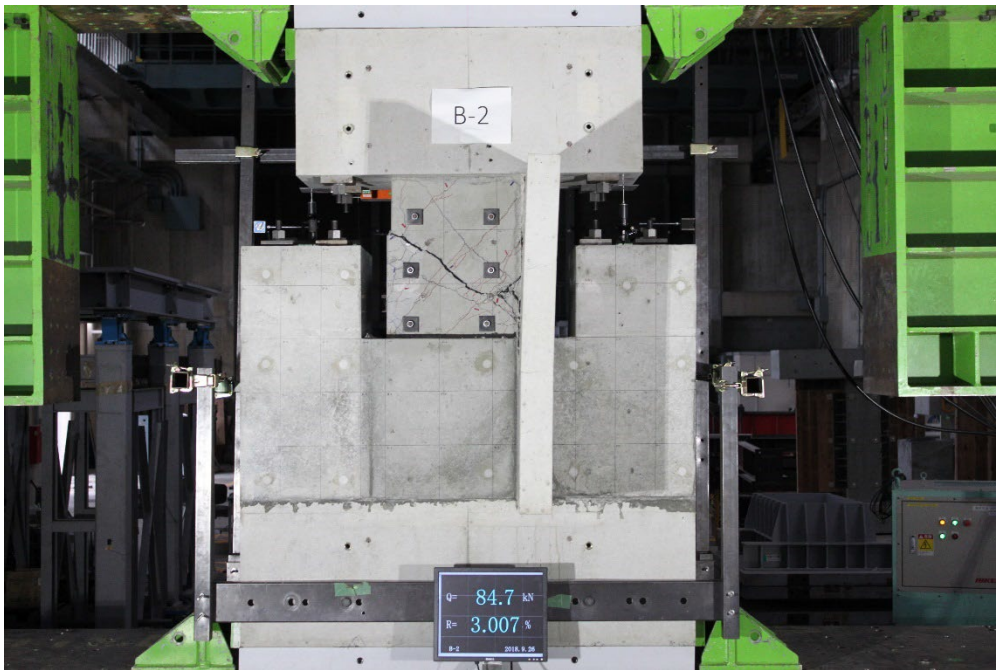


付写真 1.3.5-30 全景写真(R=-1/33①)

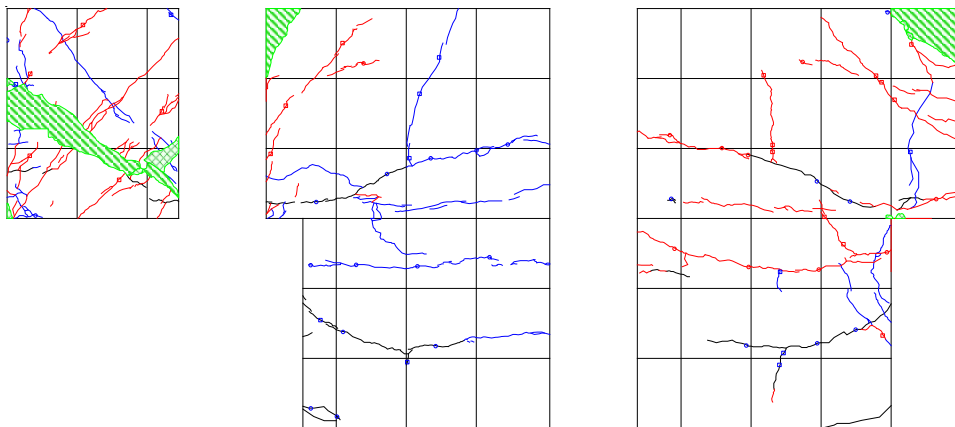


付図 1.3.5-32 ひび割れ図(R=-1/33①)

1/33②

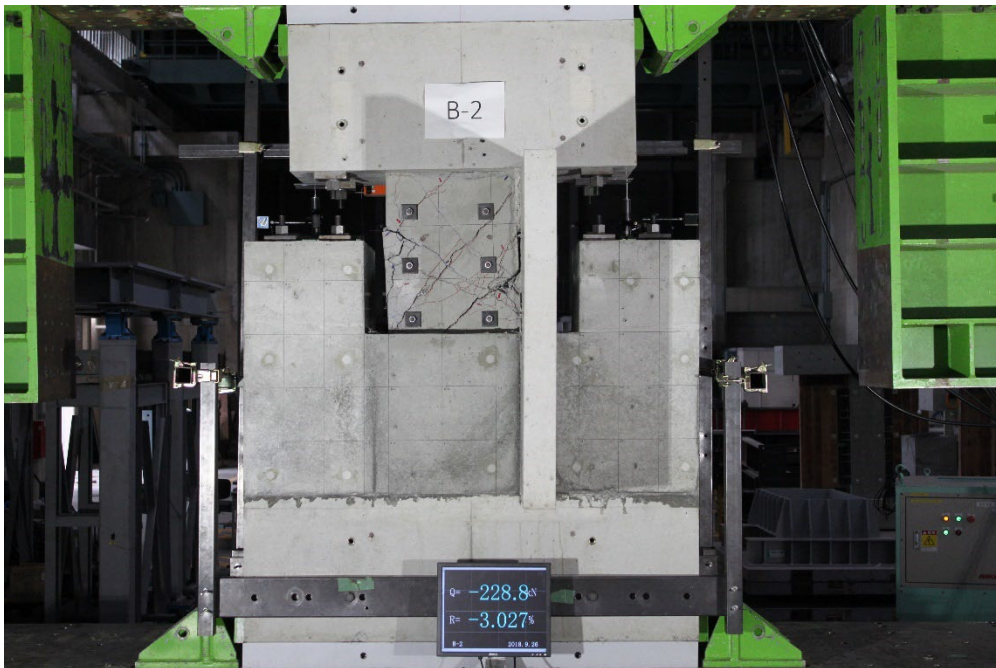


付写真 1.3.5-31 全景写真(R=+1/33②)

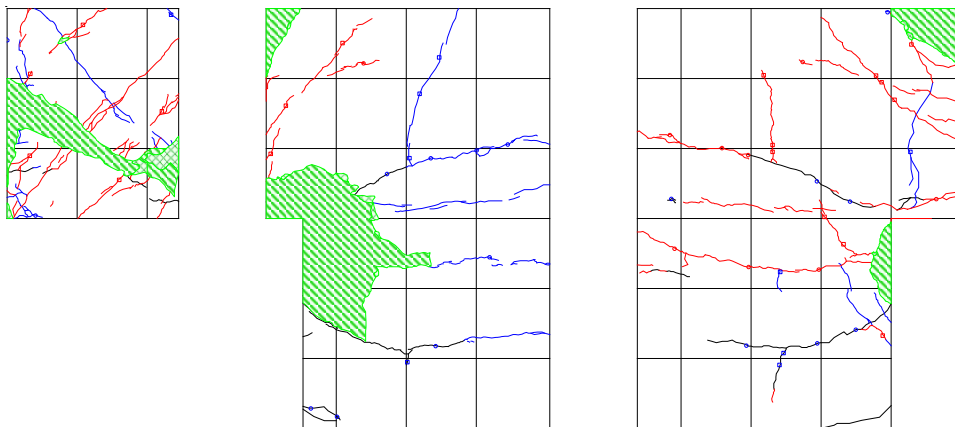


付図 1.3.5-33 ひび割れ図(R=+1/33②)

-1/33②



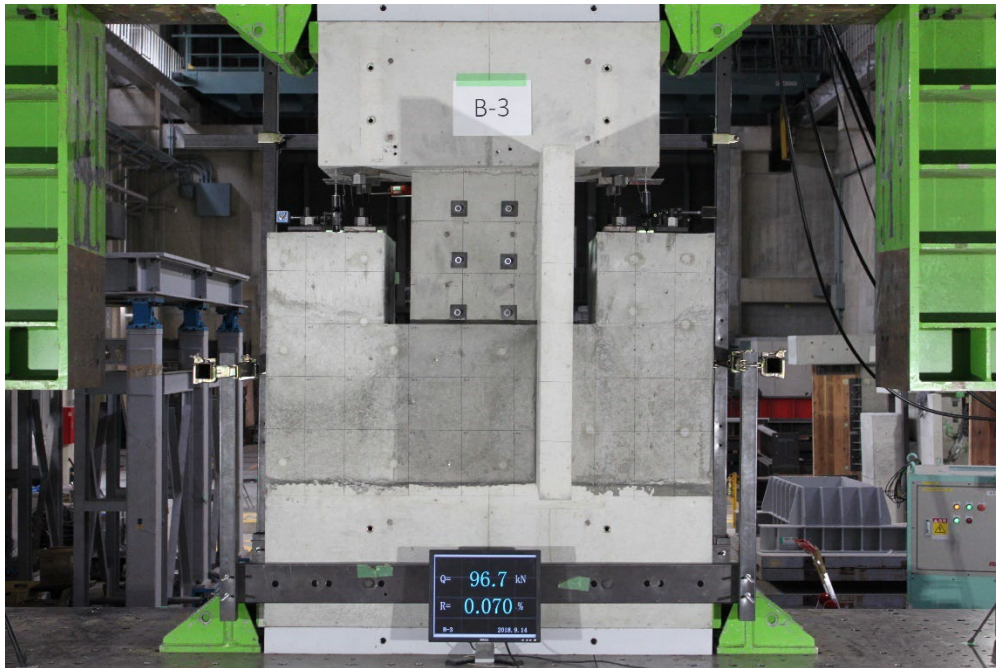
付写真 1.3.5-32 全景写真(R=-1/33②)



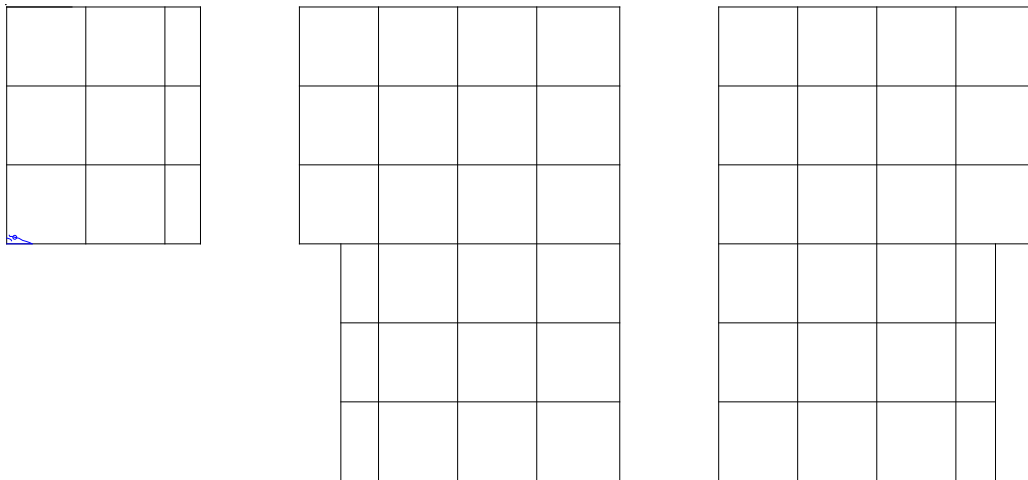
付図 1.3.5-34 ひび割れ図(R=-1/33②)

(2) B-3'全景写真・ひび割れ図

1/1600

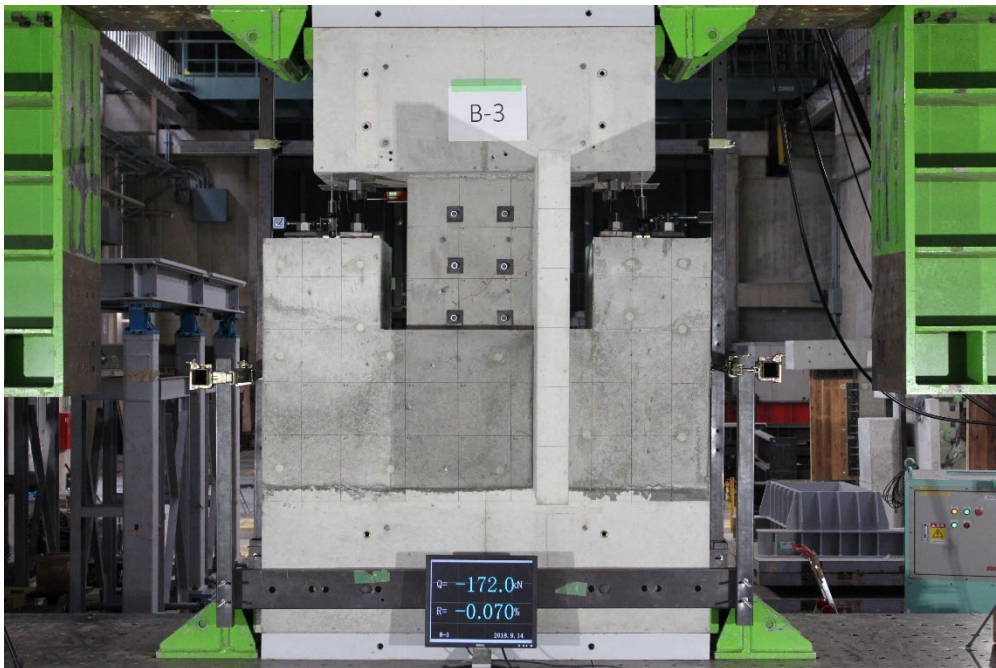


付写真 1.3.5-33 全景写真(R=+1/1600)

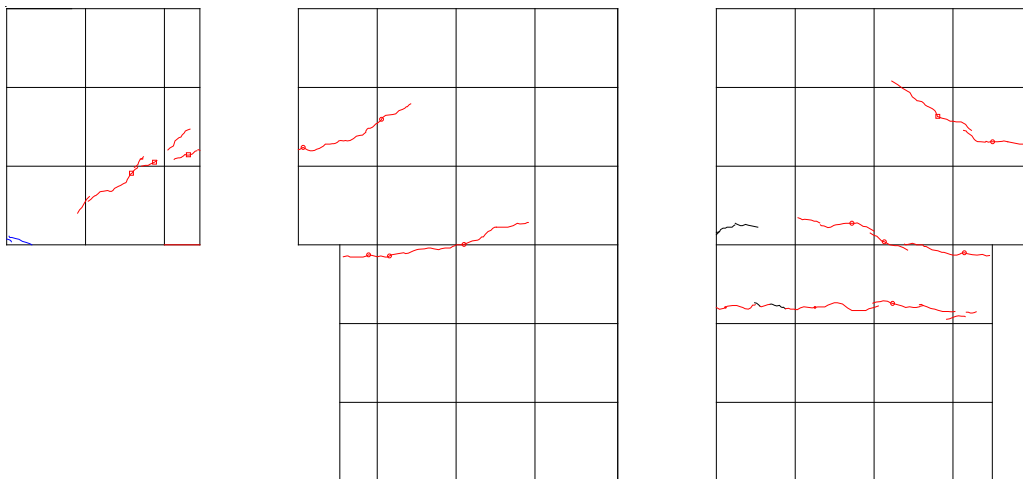


付図 1.3.5-35 ひび割れ図(R=+1/1600)

-1/1600

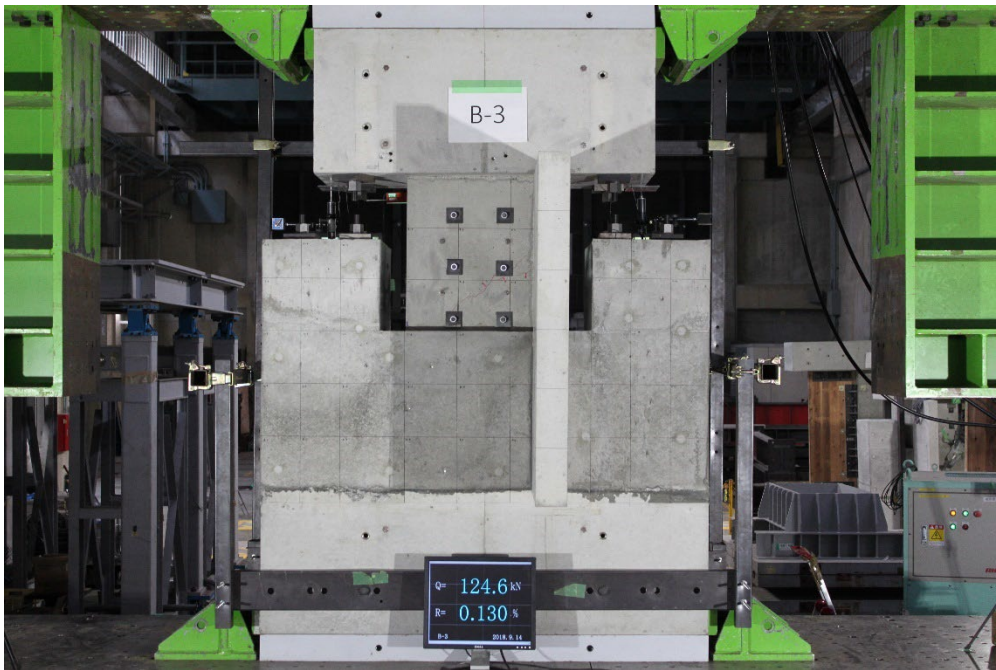


付写真 1.3.5-34 全景写真(R=-1/1600)

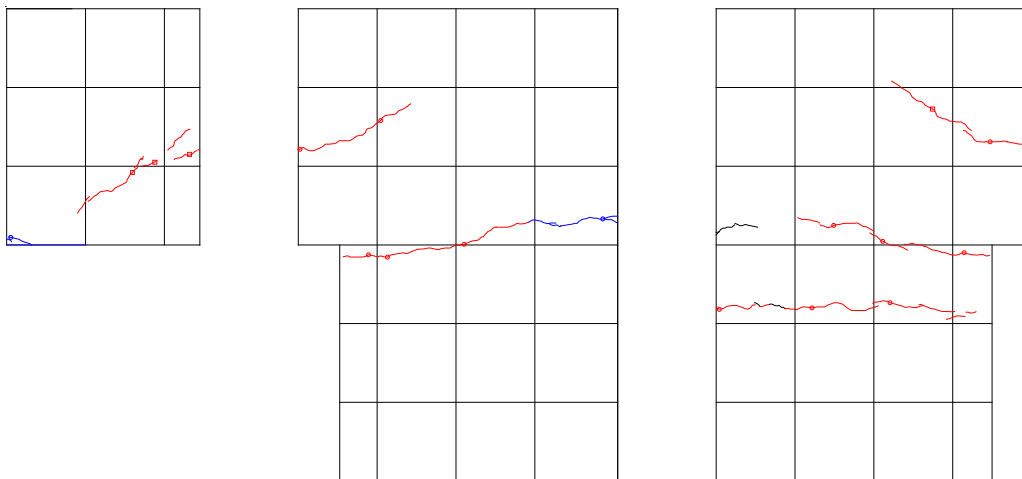


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/1600)

1/800

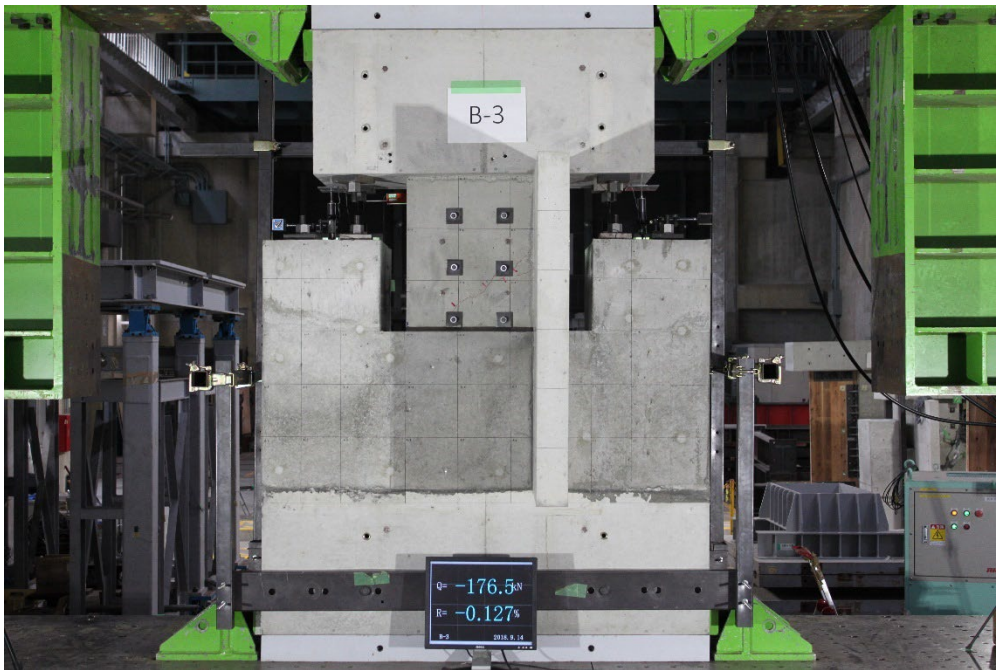


付写真 1.3.5-35 全景写真(R=+1/800)

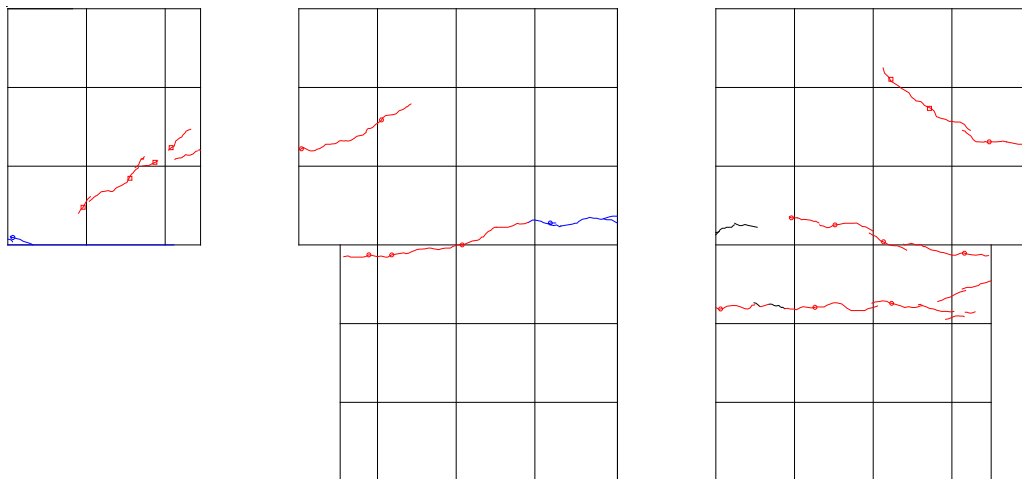


付図 1.3.5-37 ひび割れ図(R=+1/800)

-1/800

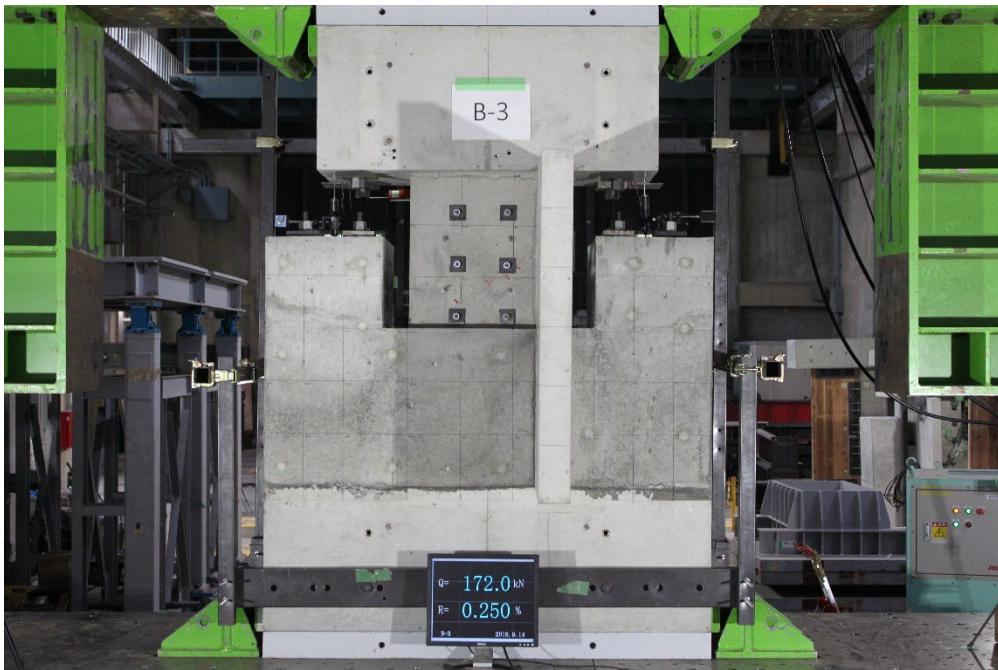


付写真 1.3.5-36 全景写真(R=-1/800)

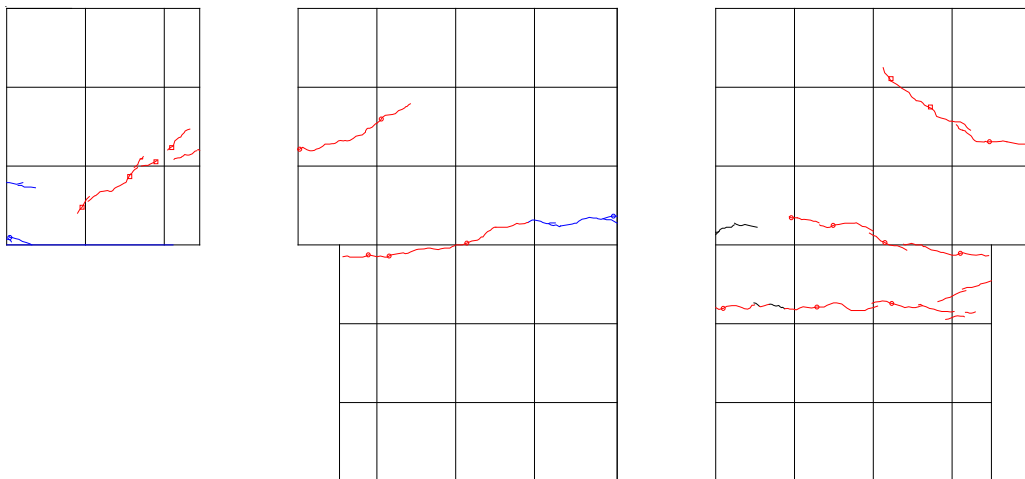


付図 1.3.5-38 ひび割れ図(R=-1/800)

1/400①

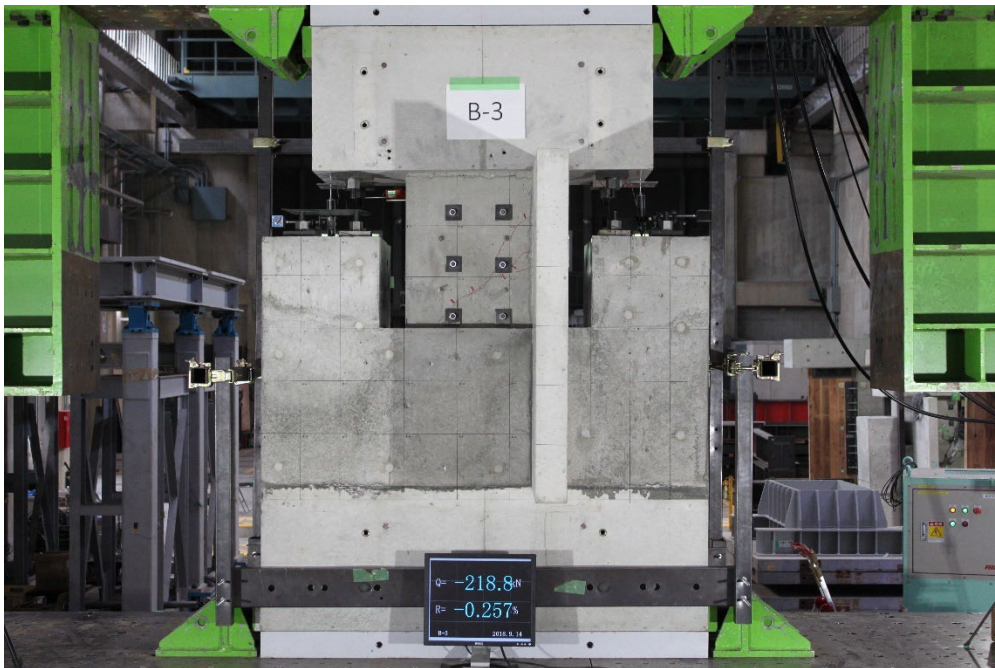


付写真 1.3.5-37 全景写真(R=+1/400①)

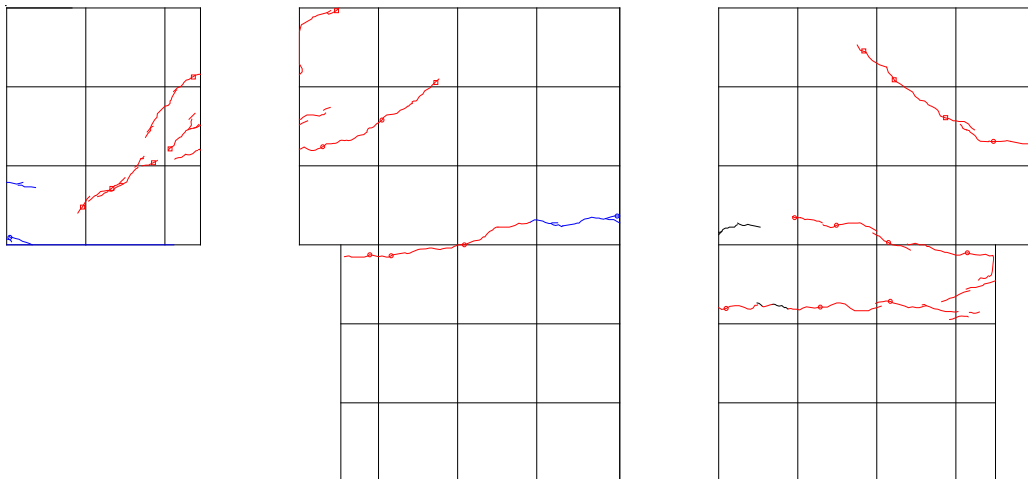


付図 1.3.5-39 ひび割れ図(R=+1/400①)

-1/400①

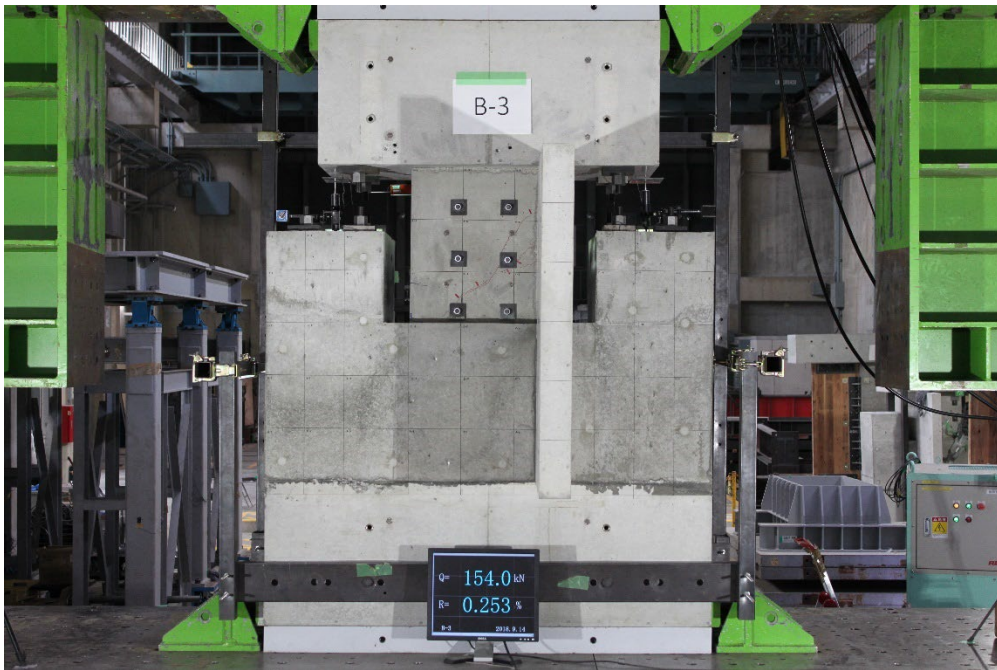


付写真 1.3.5-38 全景写真(R=-1/400①)

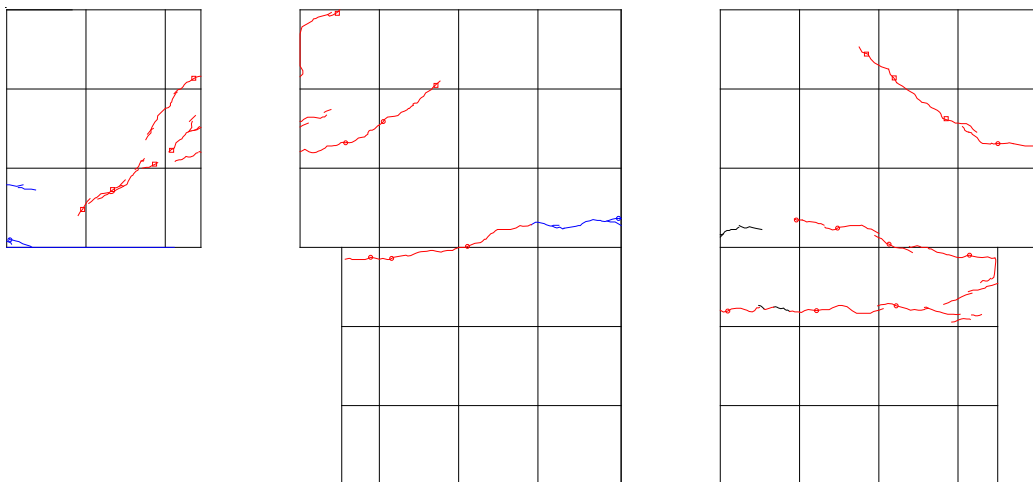


付図 1.3.5-40 ひび割れ図(R=-1/400①)

1/400②

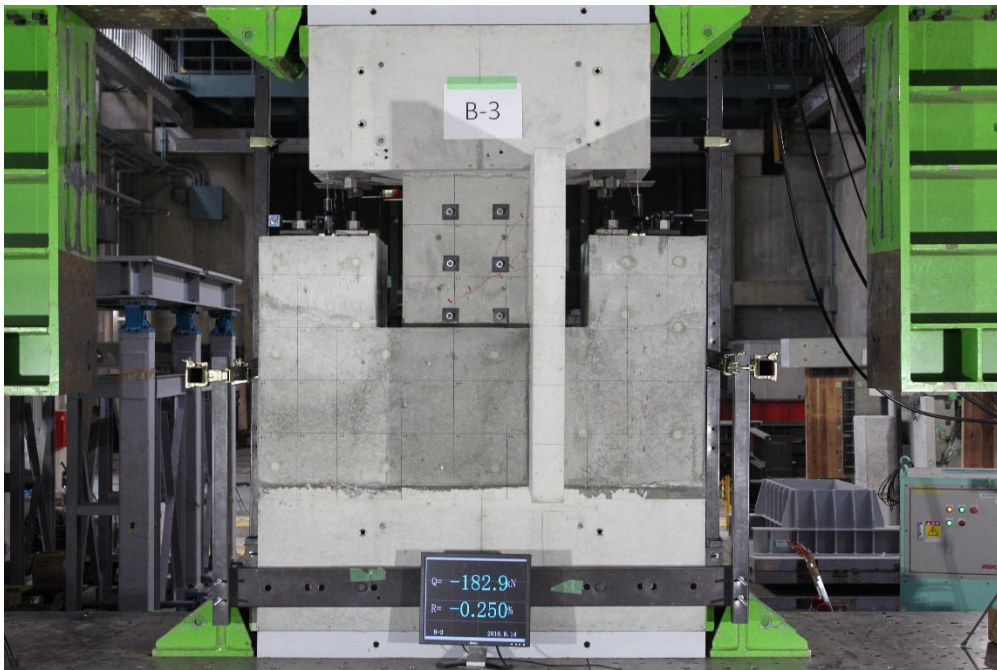


付写真 1.3.5-39 全景写真(R=+1/400②)

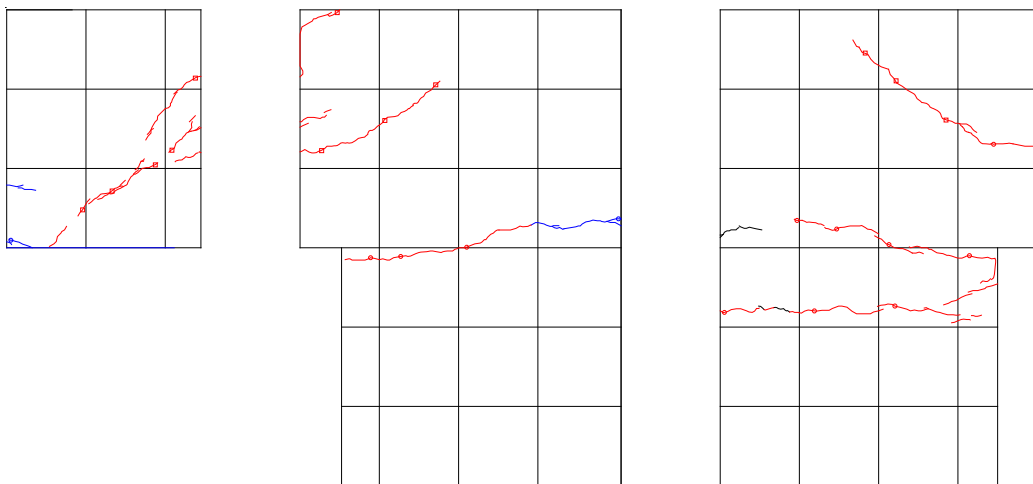


付図 1.3.5-41 ひび割れ図(R=+1/400②)

-1/400②

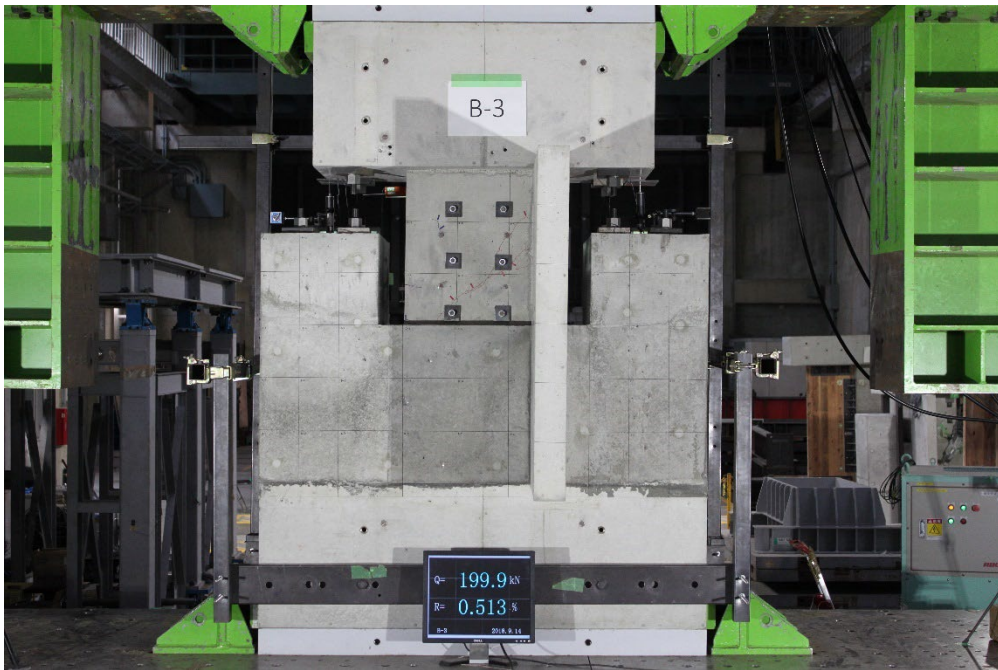


付写真 1.3.5-40 全景写真(R=-1/400②)

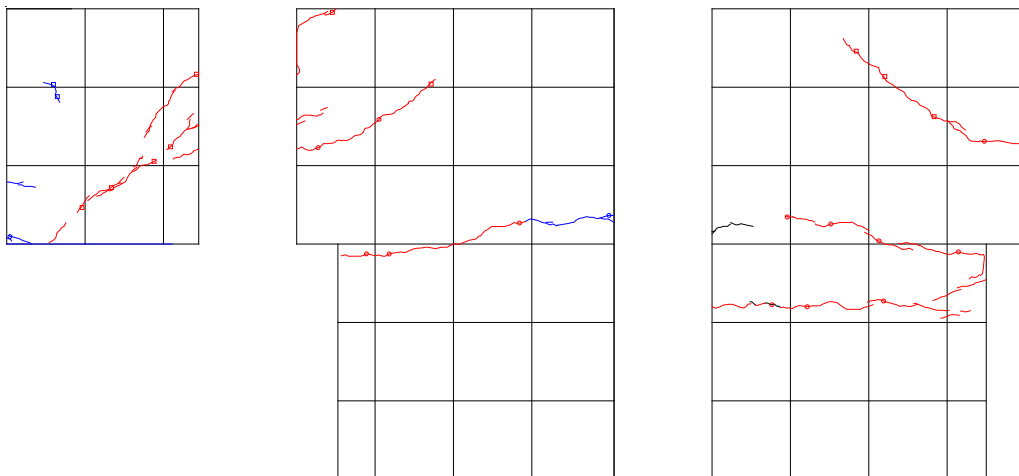


付図 1.3.5-42 ひび割れ図(R=-1/400②)

1/200①

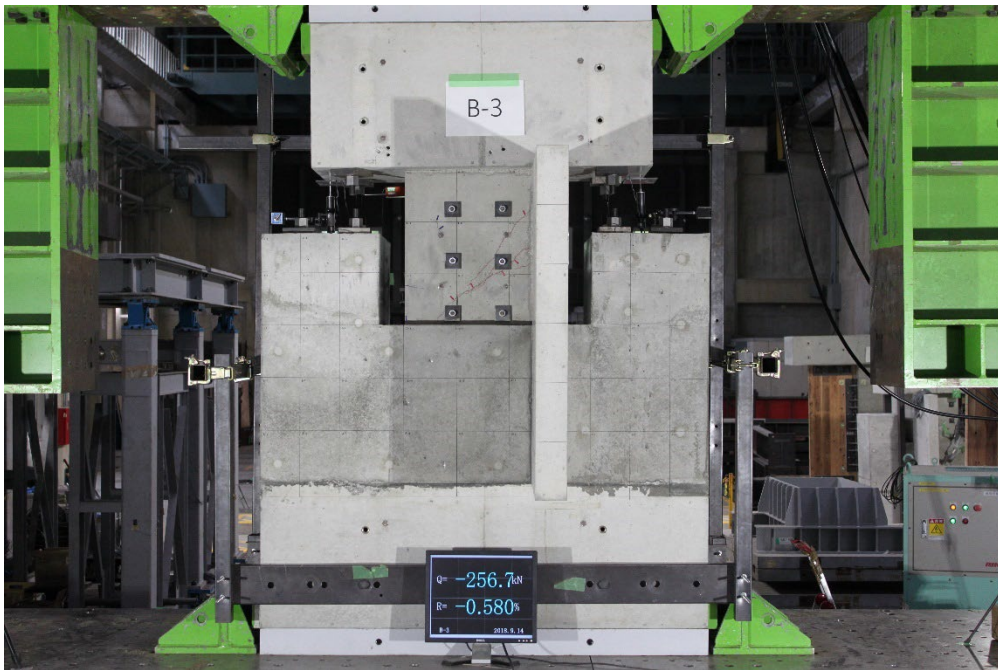


付写真 1.3.5-41 全景写真(R=+1/200①)

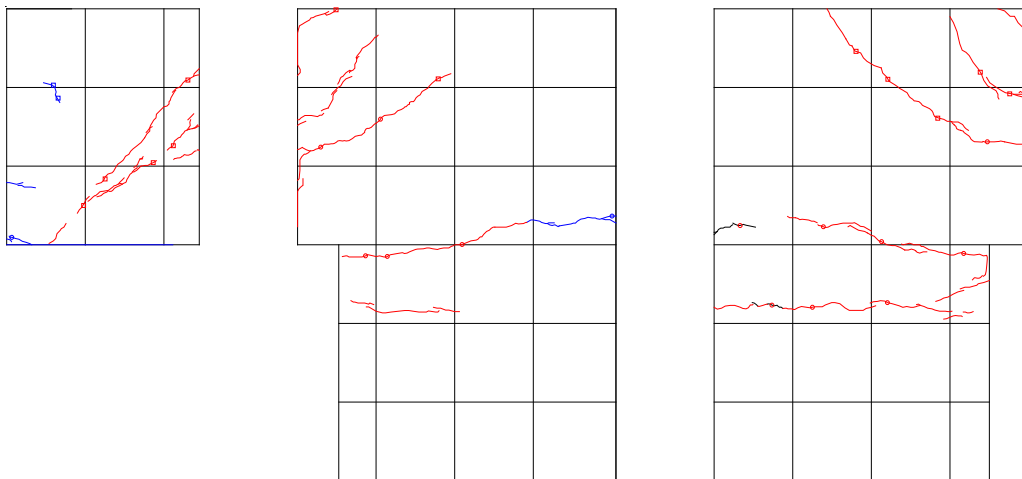


付図 1.3.5-43 ひび割れ図(R=+1/200①)

-1/200①

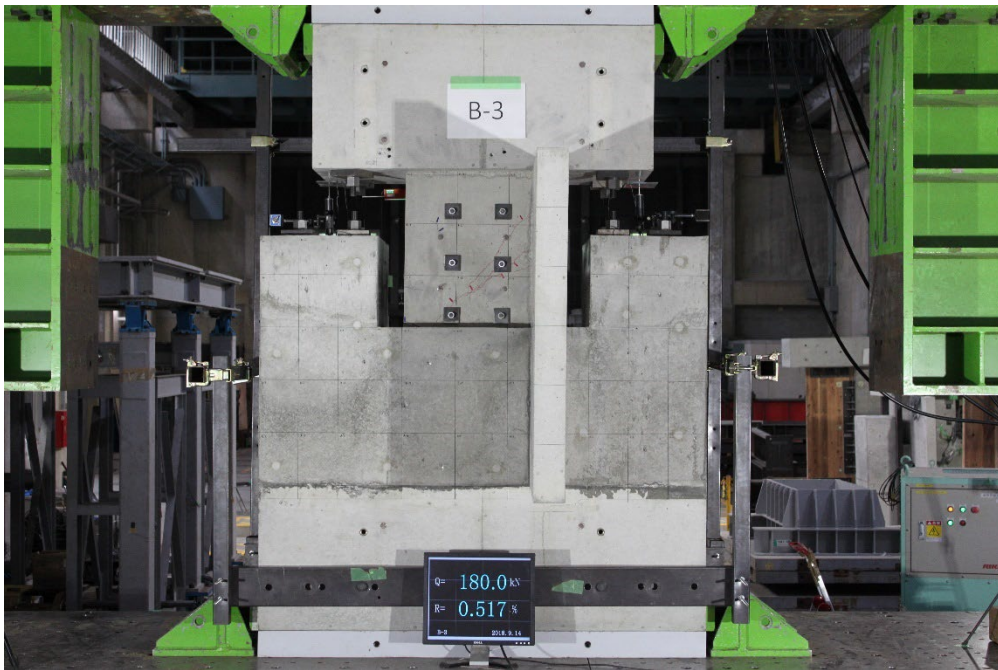


付写真 1.3.5-42 全景写真(R=-1/200①)

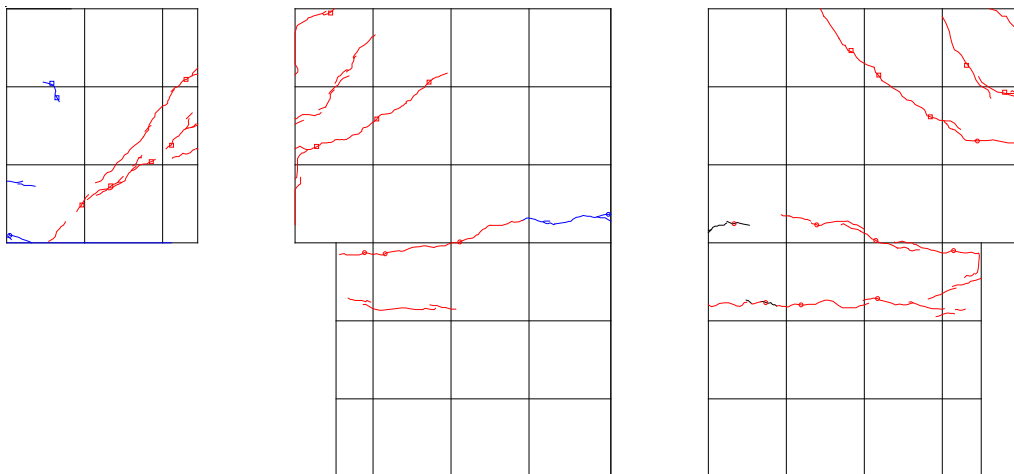


付図 1.3.5-44 ひび割れ図(R=-1/200①)

1/200②

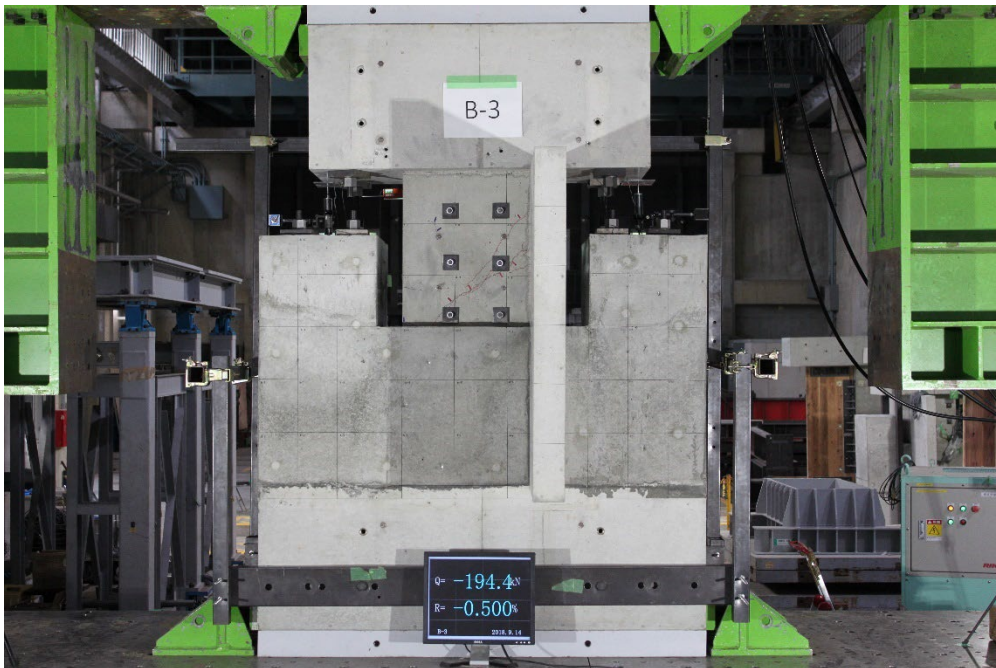


付写真 1.3.5-43 全景写真(R=+1/200②)

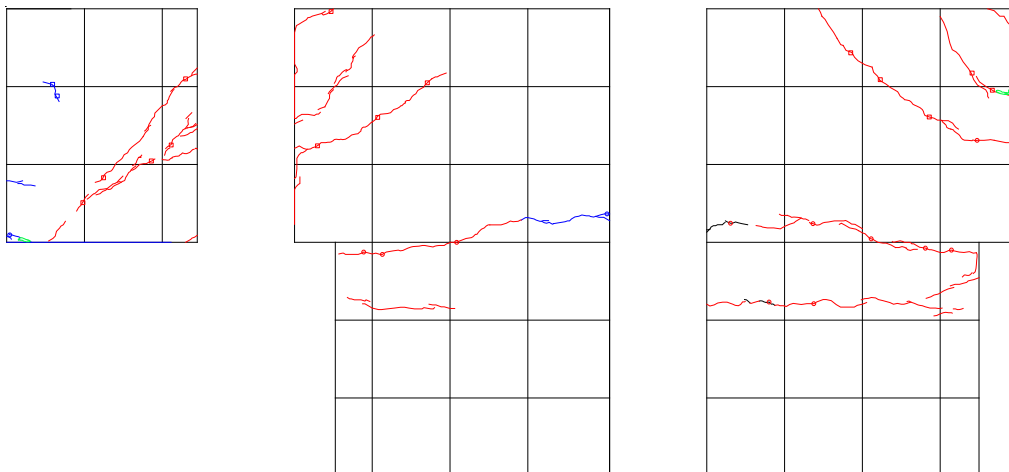


付図 1.3.5-5 ひび割れ図(R=+1/200②)

-1/200②

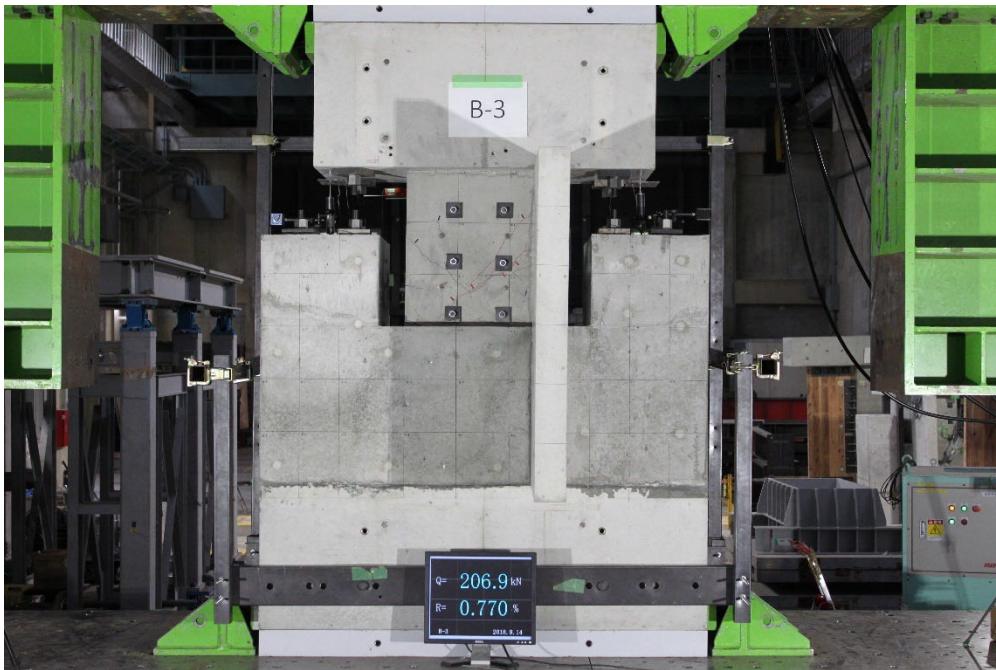


付写真 1.3.5-44 全景写真(R=-1/200②)

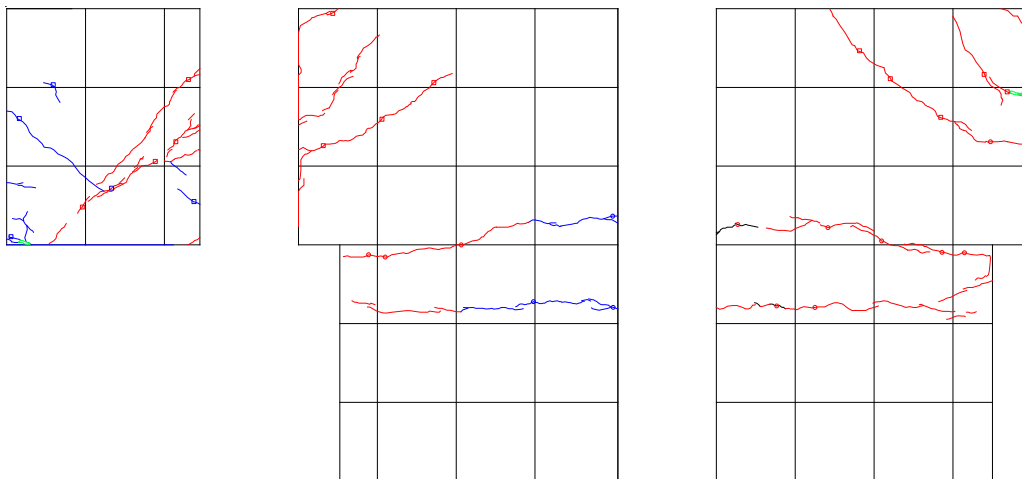


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/200②)

1/133①

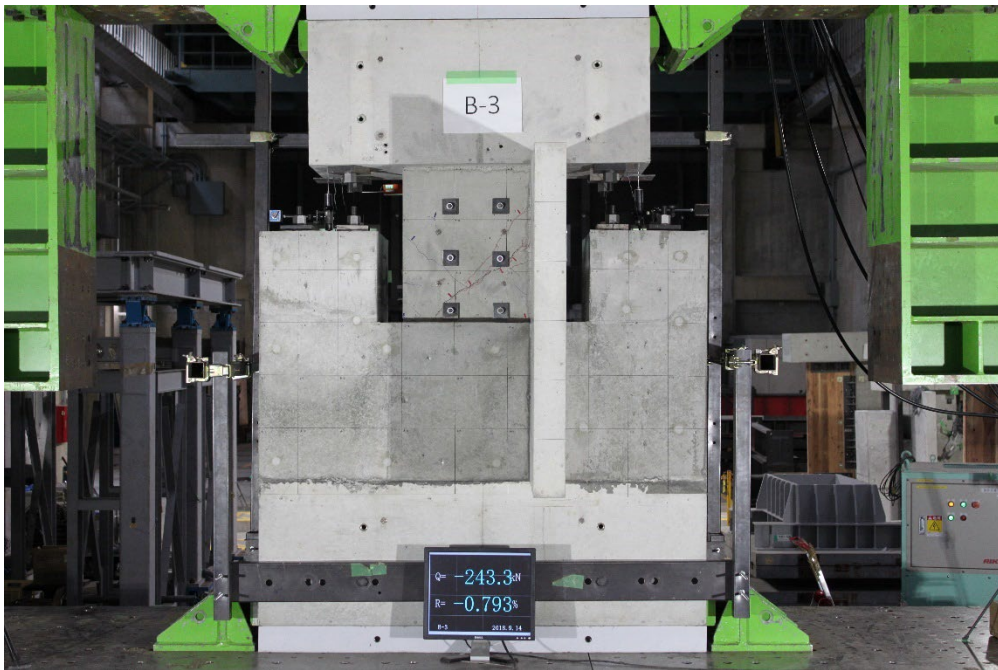


付写真 1.3.5-45 全景写真(R=+1/133①)

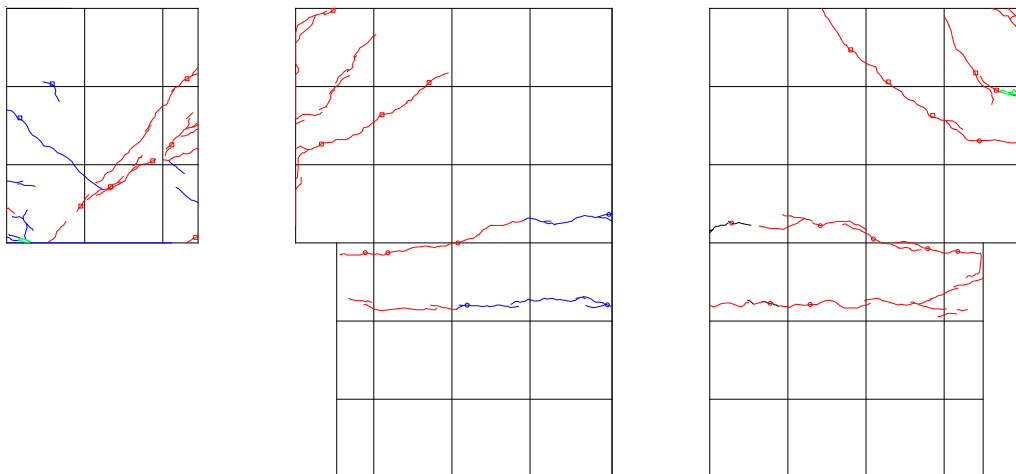


付図 1.3.5-47 ひび割れ図(R=+1/133①)

-1/133①

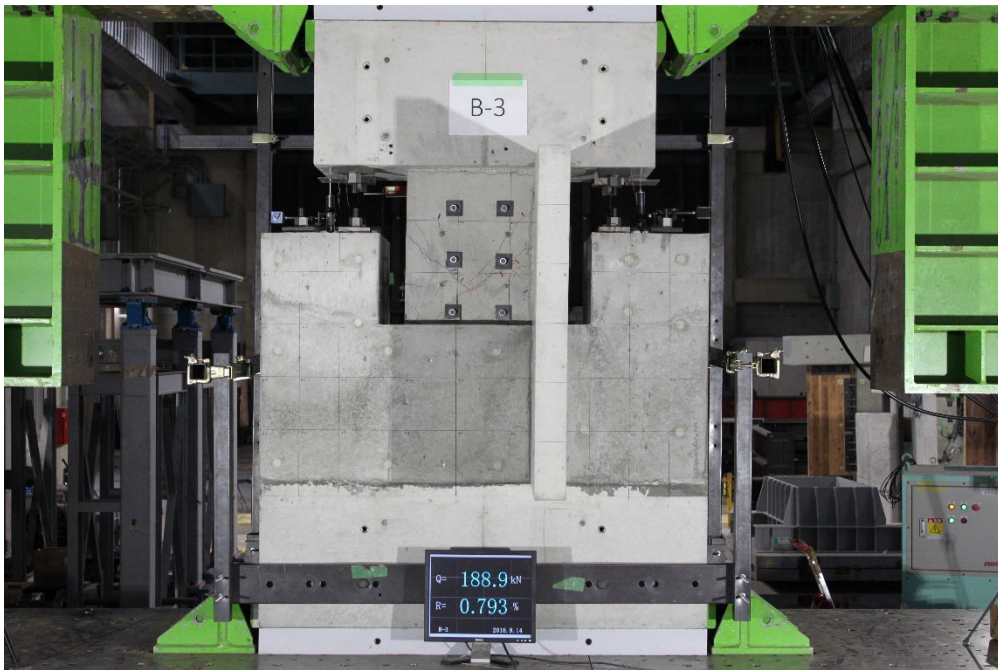


付写真 1.3.5-46 全景写真(R=-1/133①)

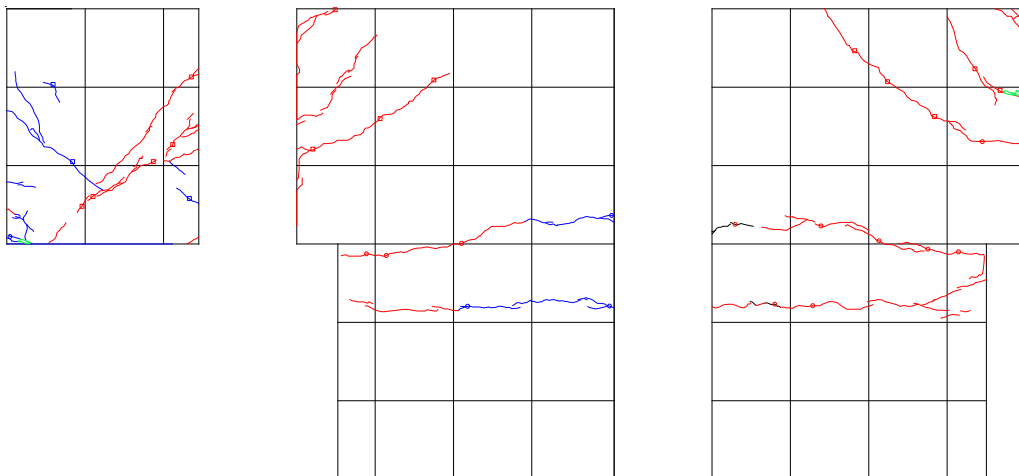


付図 1.3.5-48 ひび割れ図(R=-1/133①)

1/133②

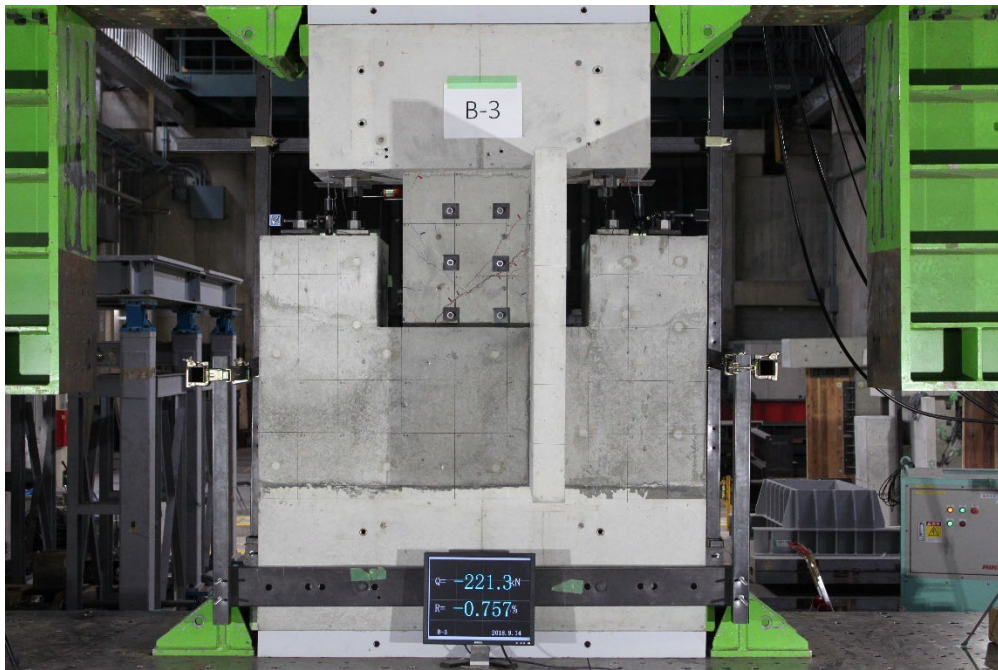


付写真 1.3.5-47 全景写真(R=+1/133②)

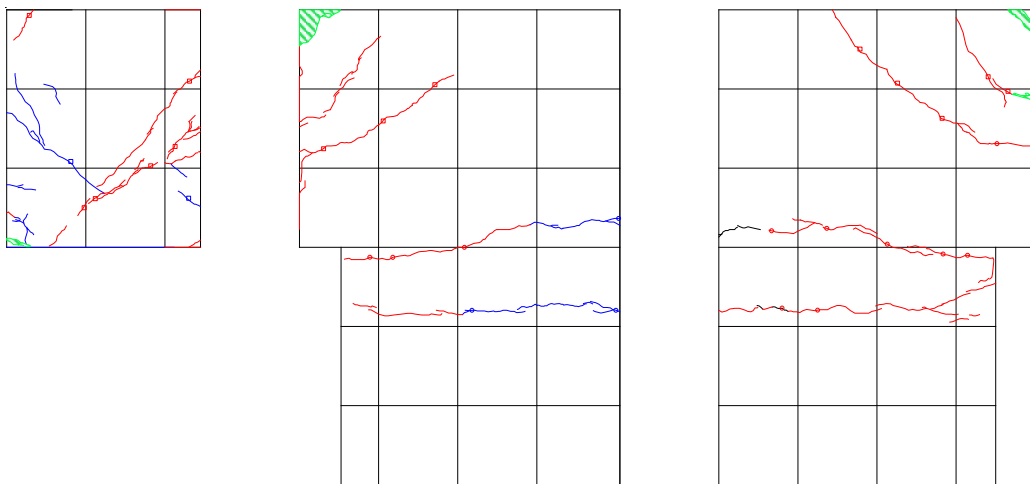


付図 1.3.5-49 ひび割れ図(R=+1/133②)

-1/133②

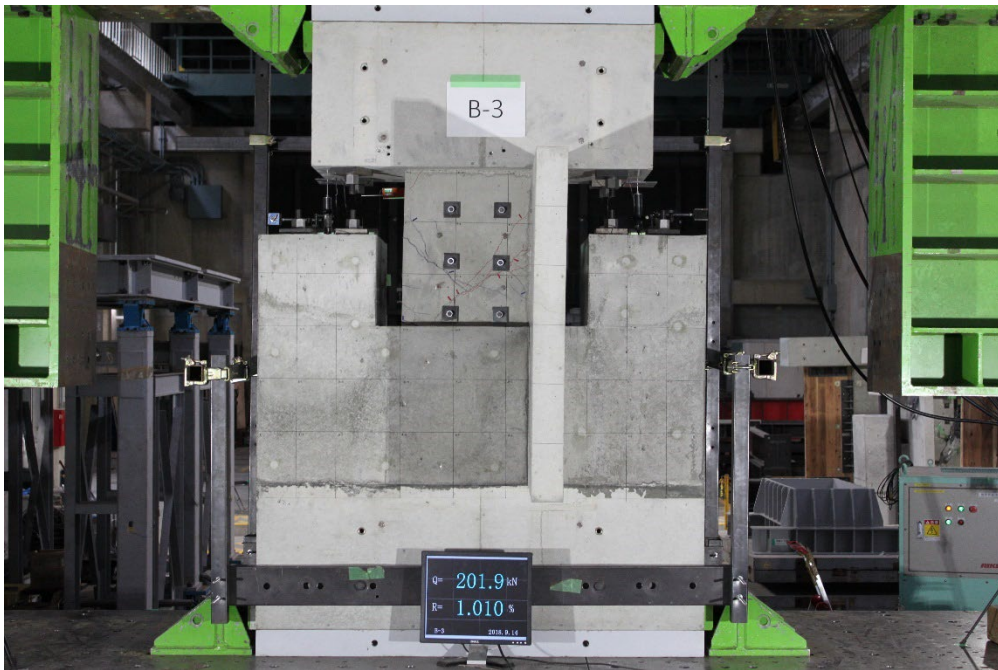


付写真 1.3.5-48 全景写真(R=-1/133②)

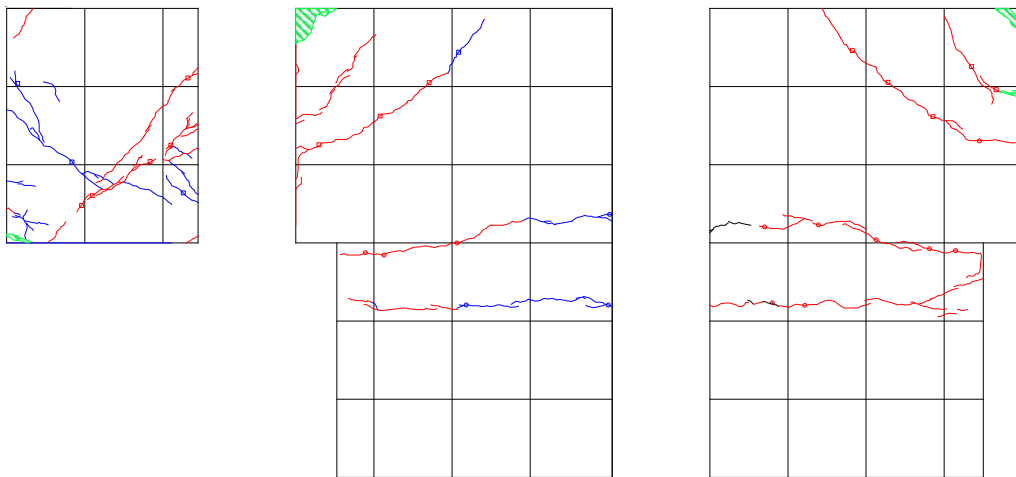


付図 1.3.5-50 ひび割れ図(R=-1/133②)

1/100①

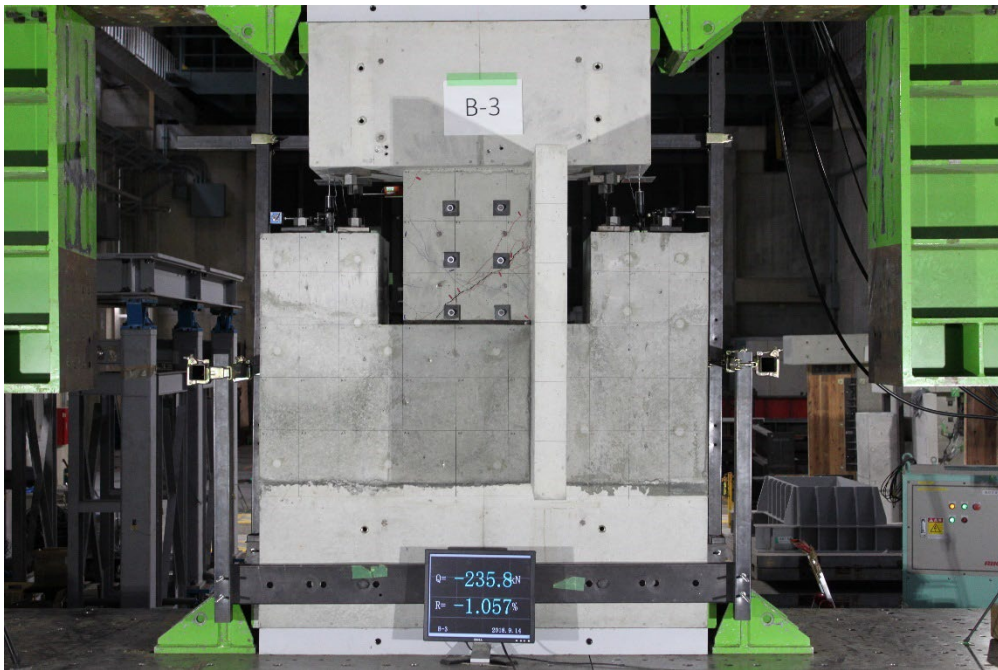


付写真 1.3.5-49 全景写真(R=+1/100①)

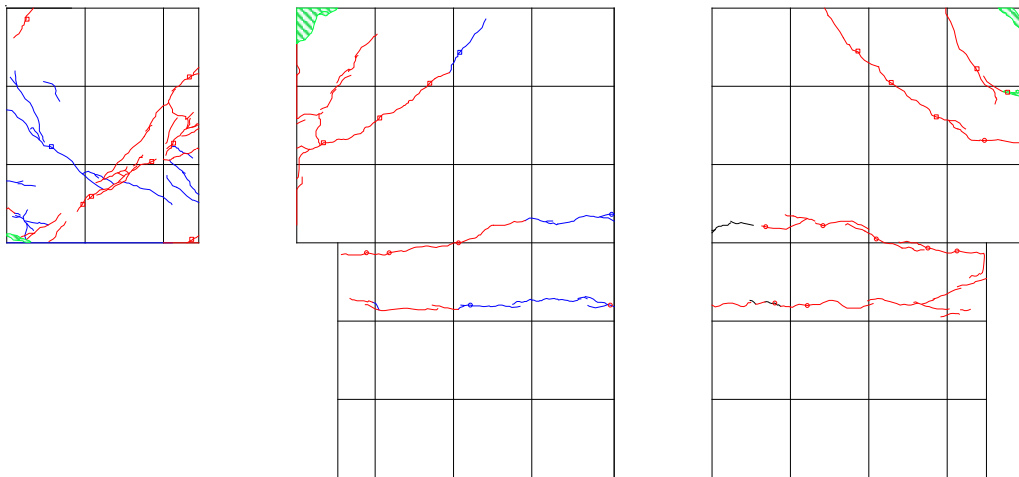


付図 1.3.5-51 ひび割れ図(R=+1/100①)

-1/100①

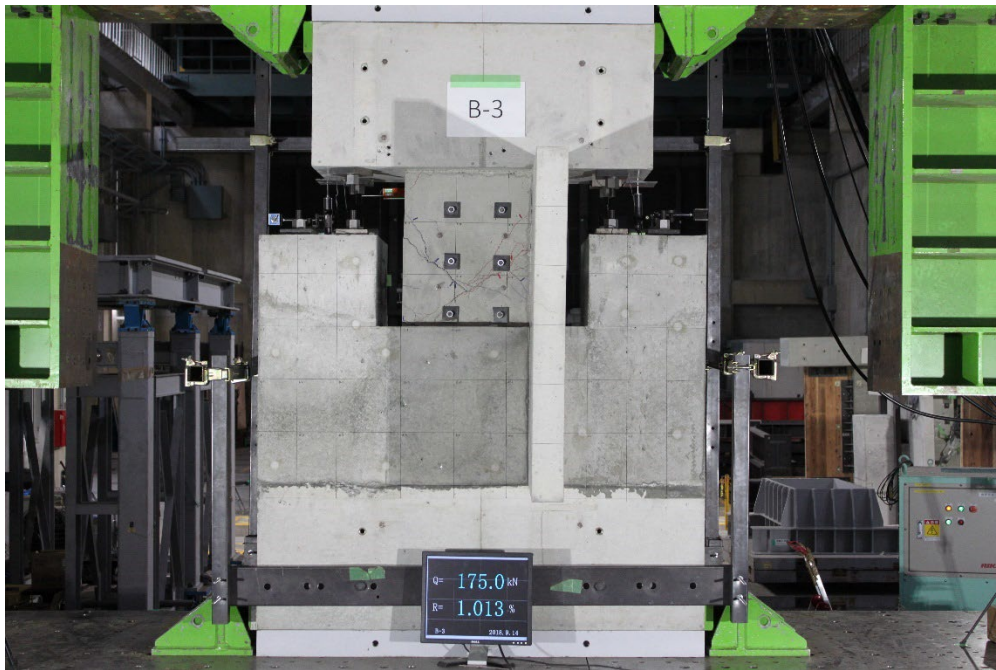


付写真 1.3.5-50 全景写真(R=-1/100①)

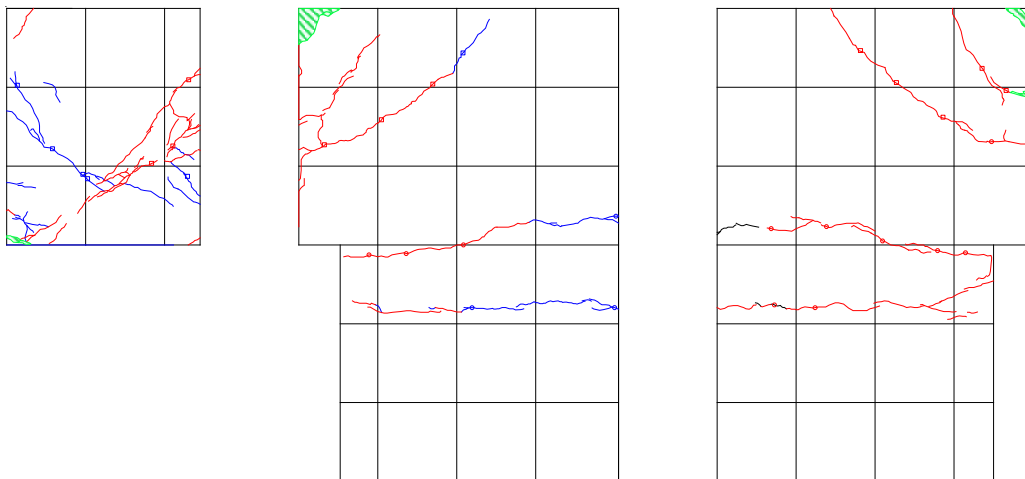


付図 1.3.5-52 ひび割れ図(R=-1/100①)

1/100②

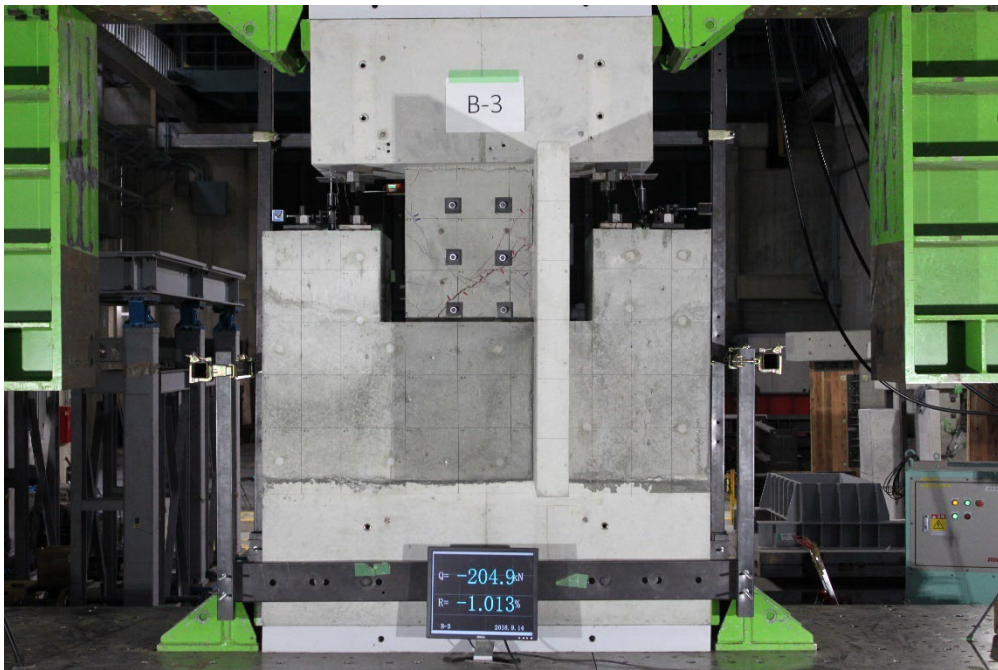


付写真 1.3.5-51 全景写真(R=+1/100②)

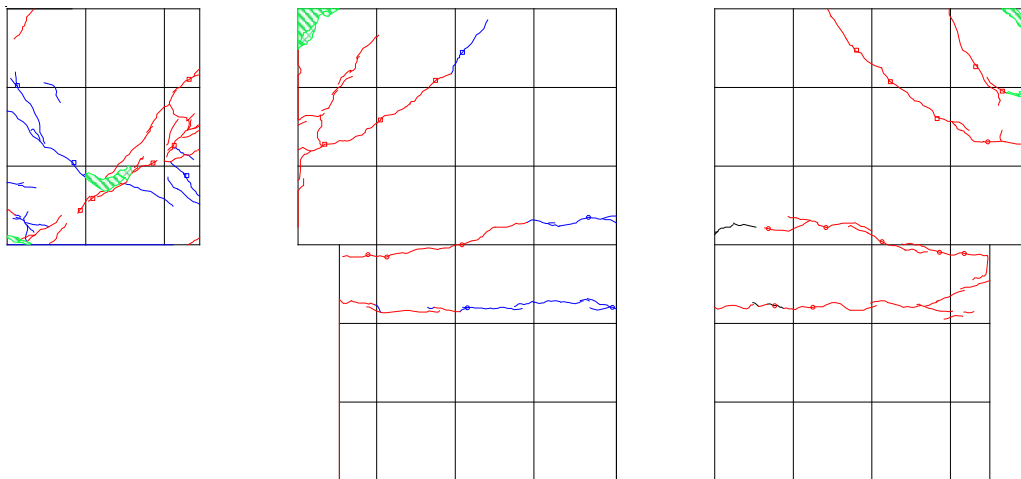


付図 1.3.5-53 ひび割れ図(R=+1/100②)

-1/100②

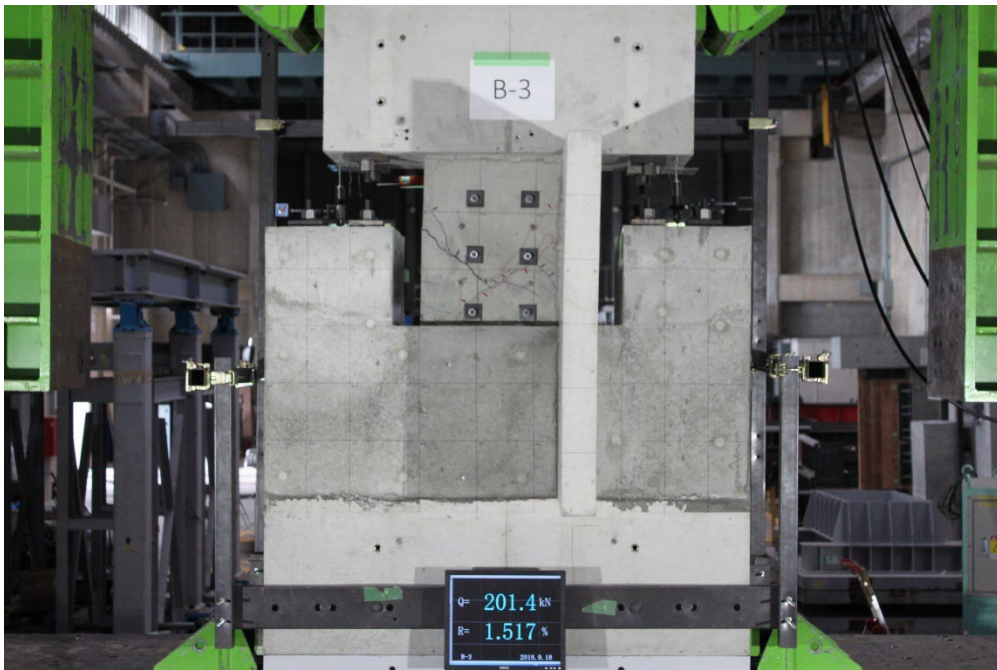


付写真 1.3.5-52 全景写真

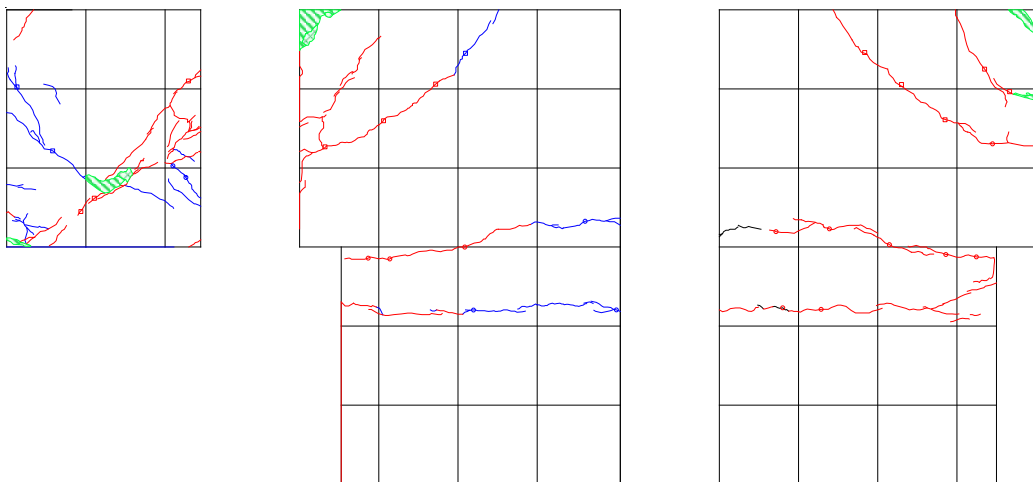


付図 1.3.5-54 ひび割れ図(写真)

1/67①

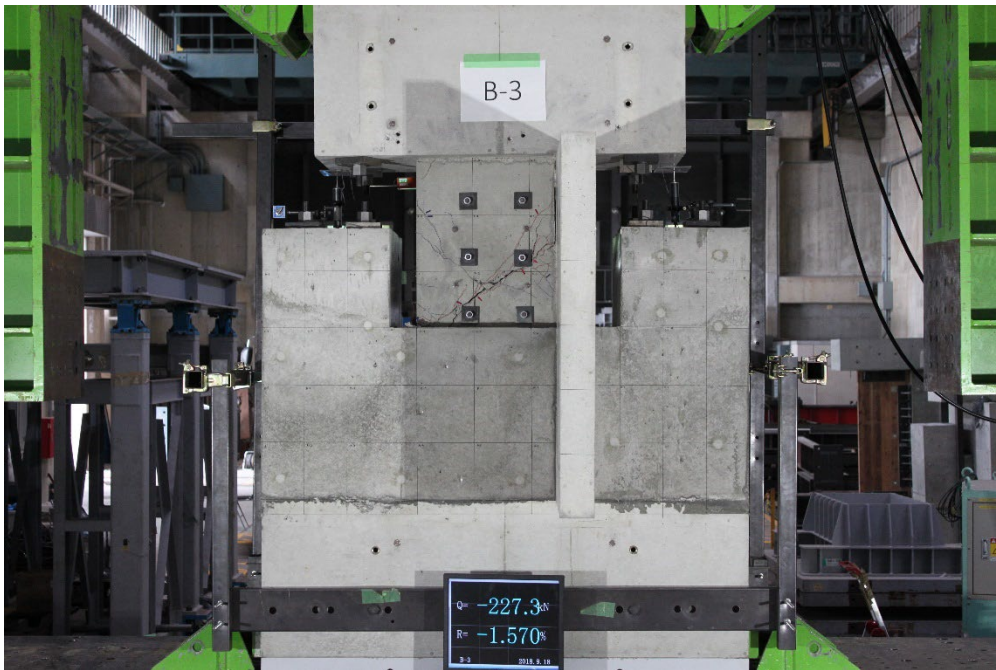


付写真 1.3.5-53 全景写真

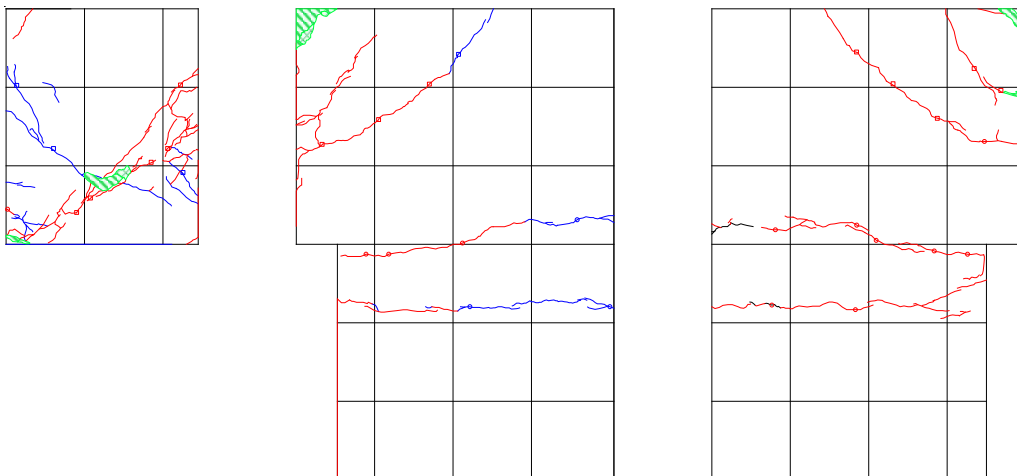


付図 1.3.5-55 ひび割れ図(写真)

-1/67①

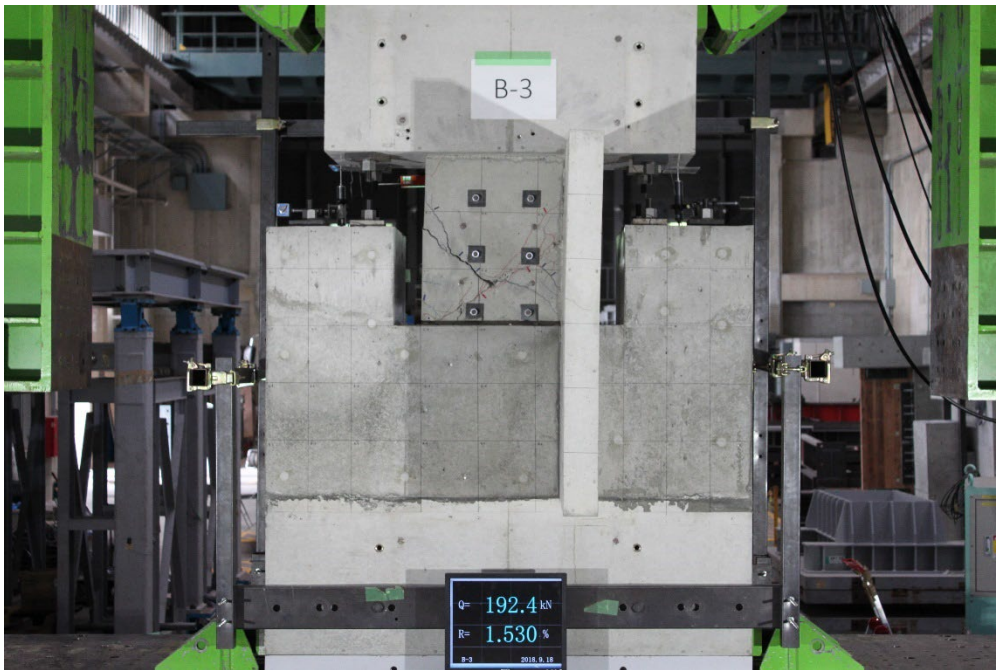


付写真 1.3.5-54 全景写真

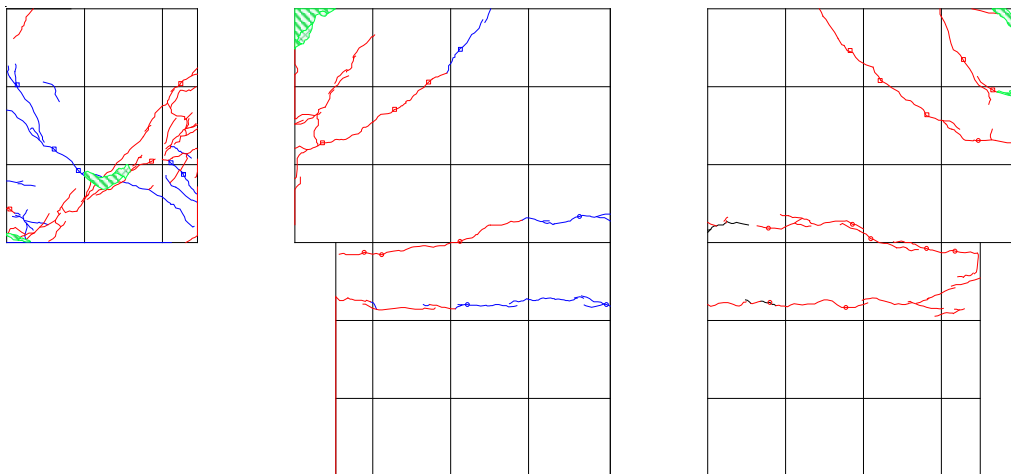


付図 1.3.5-56 ひび割れ図(写真)

1/67②

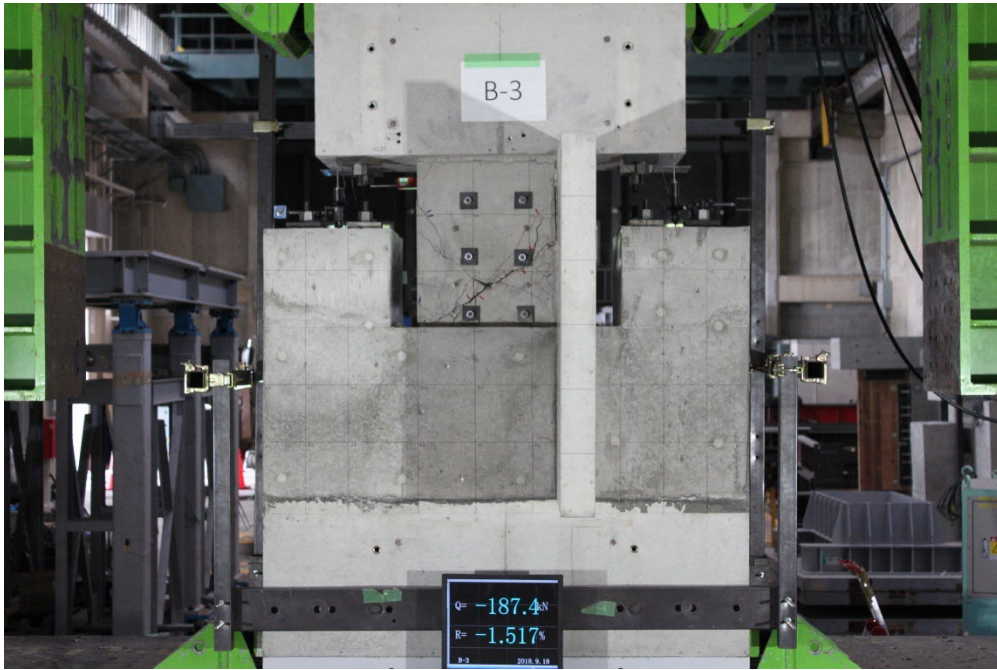


付写真 1.3.5-55 全景写真

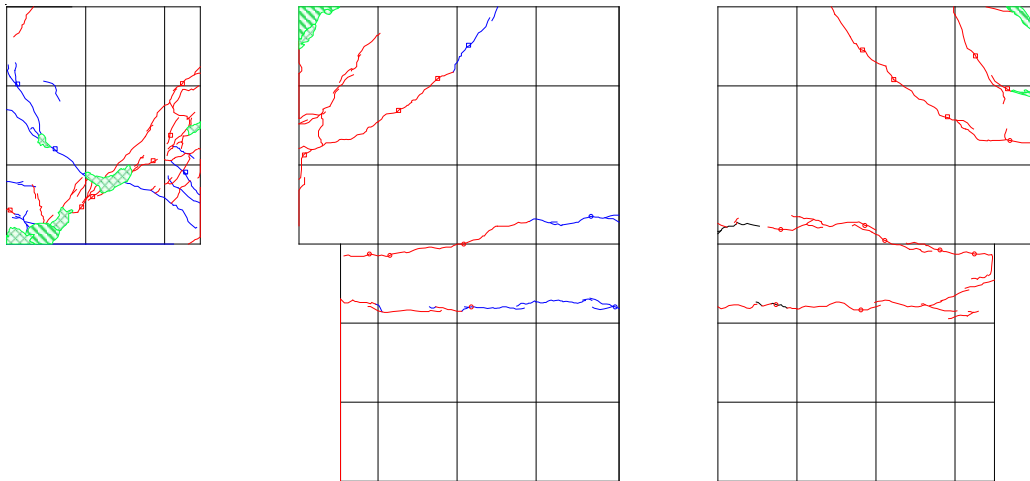


付図 1.3.5-57 ひび割れ図(写真)

-1/67②

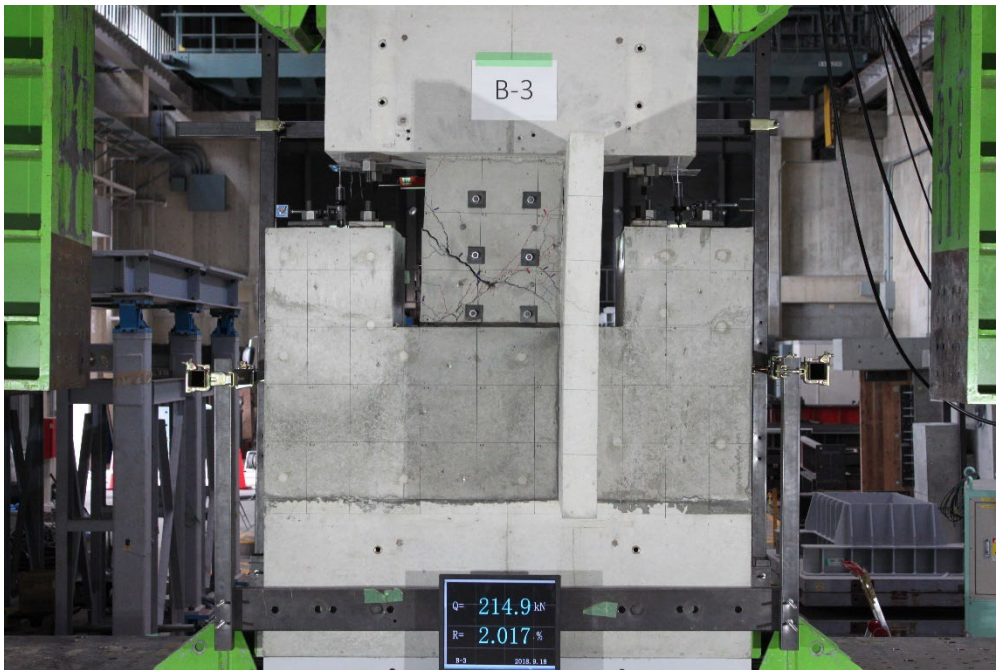


付写真 1.3.5-56 全景写真

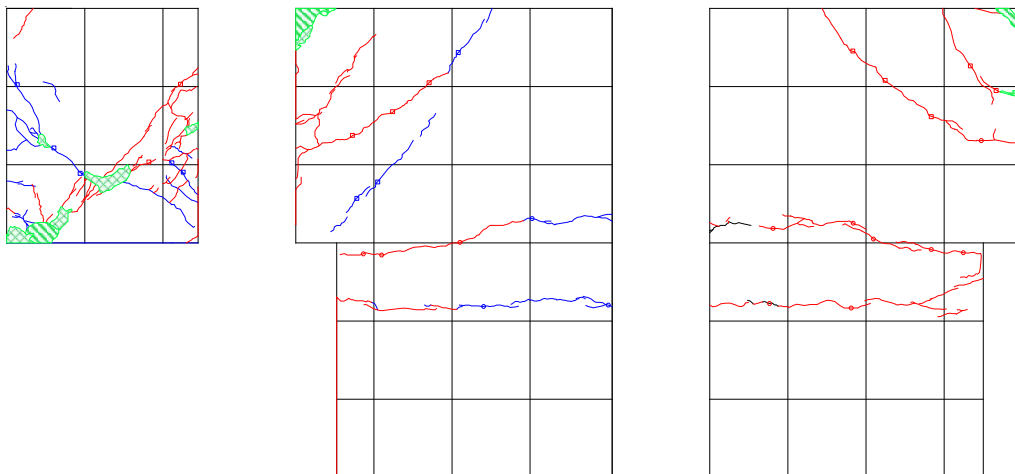


付図 1.3.5-58 ひび割れ図(写真)

1/50①

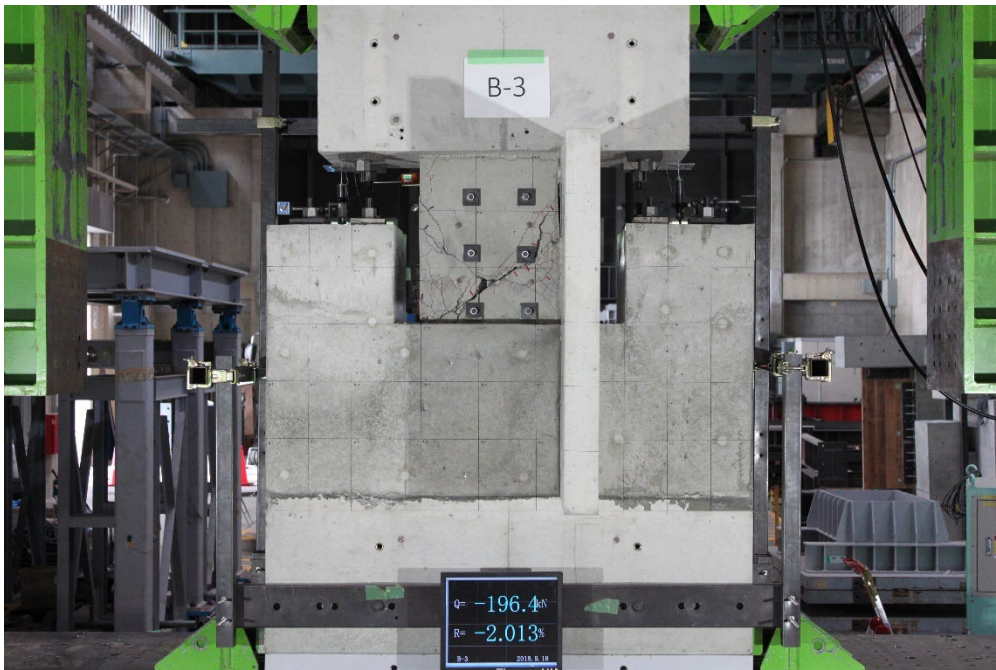


付写真 1.3.5-57 全景写真

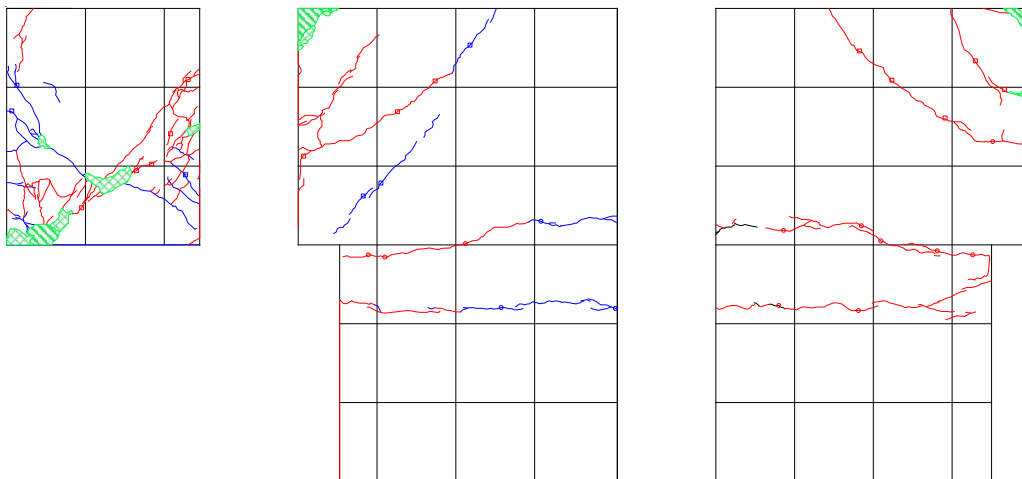


付図 1.3.5-59 ひび割れ図(写真)

-1/50①

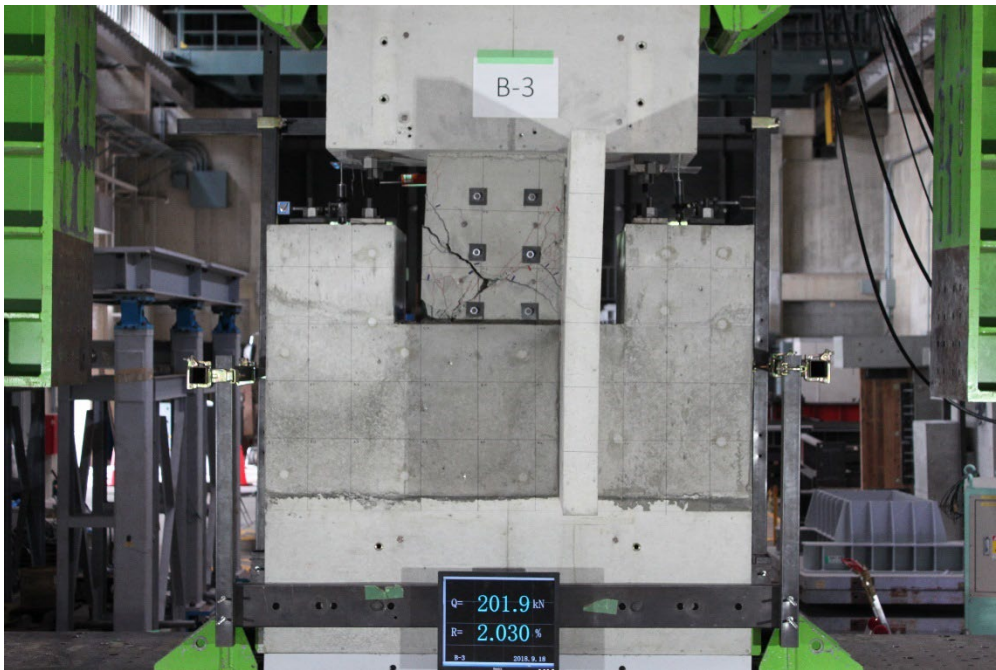


付写真 1.3.5-58 全景写真

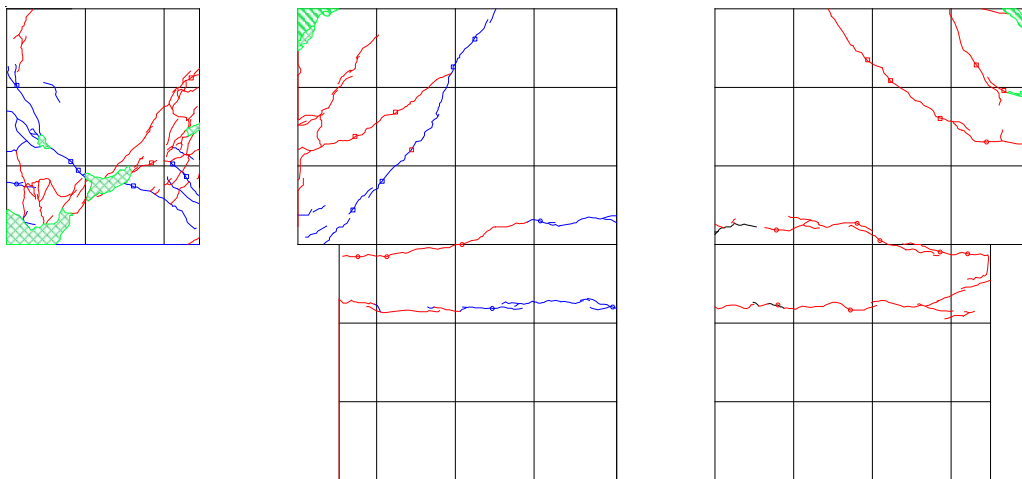


付図 1.3.5-60 ひび割れ図(写真)

1/50②

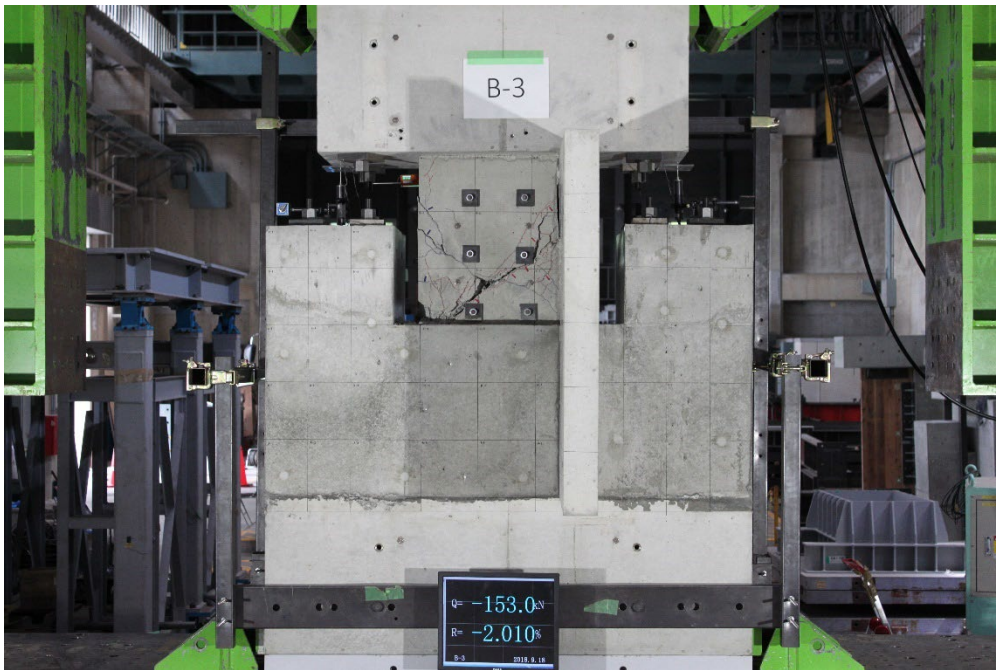


付写真 1.3.5-59 全景写真

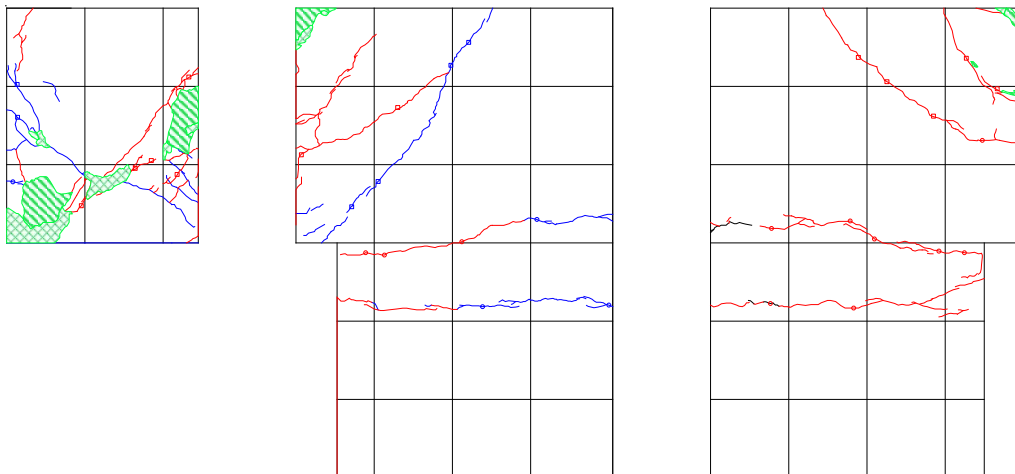


付図 1.3.5-61 ひび割れ図(写真)

-1/50②

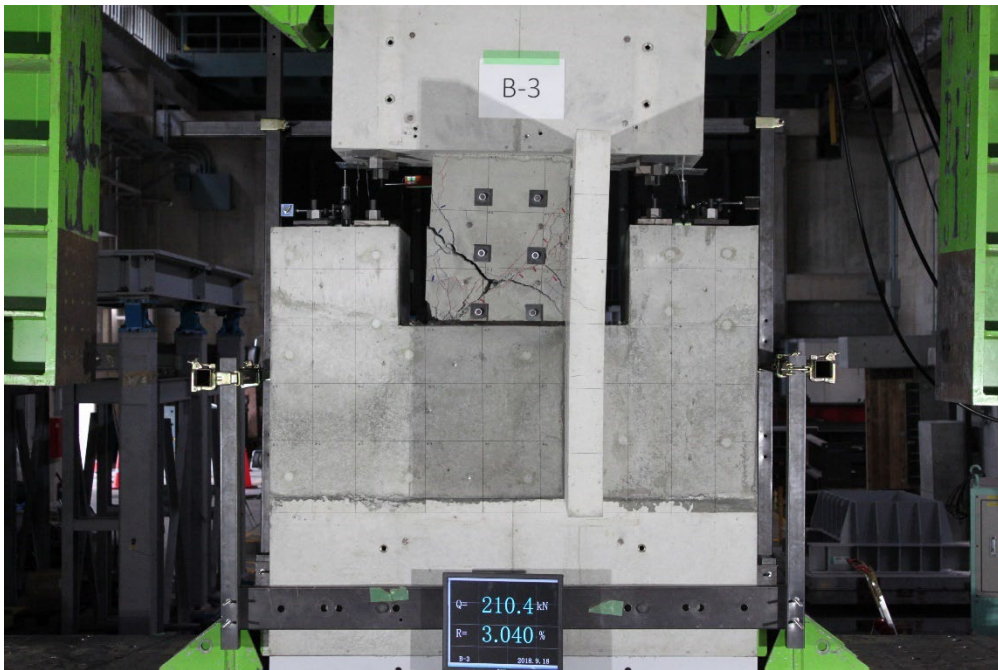


付写真 1.3.5-60 全景写真

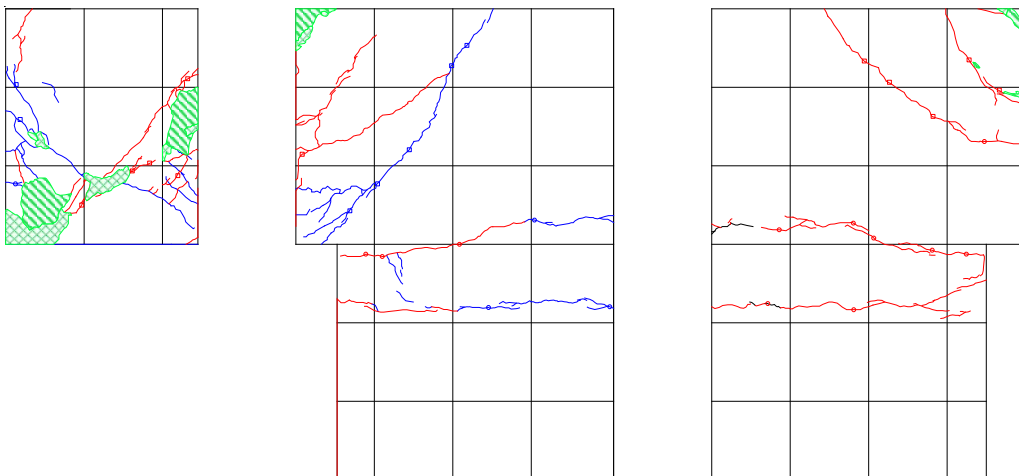


付図 1.3.5-62 ひび割れ図(写真)

1/33①

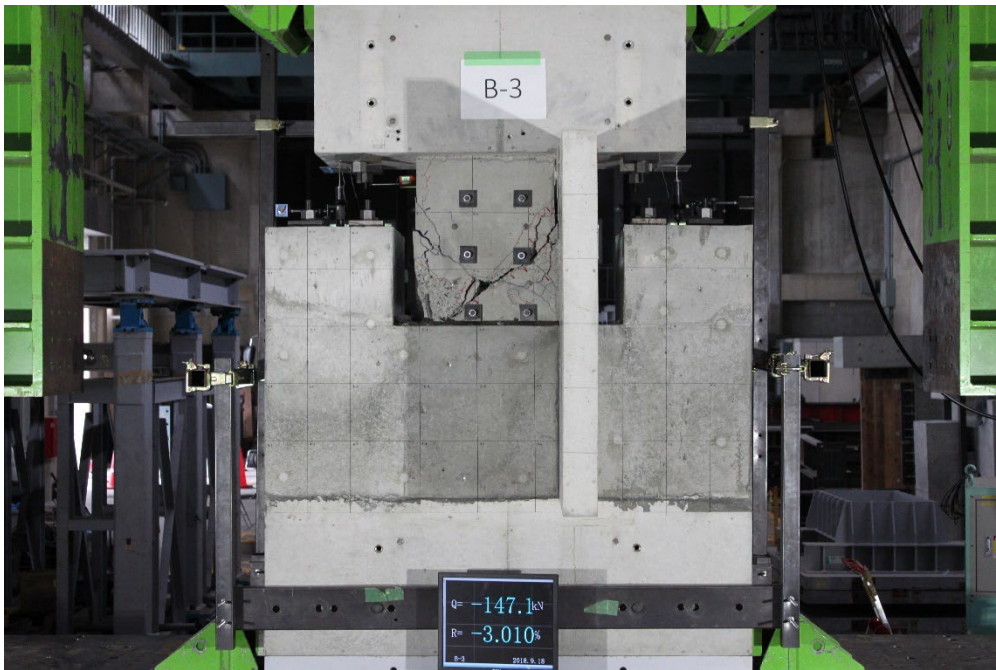


付写真 1.3.5-61 全景写真

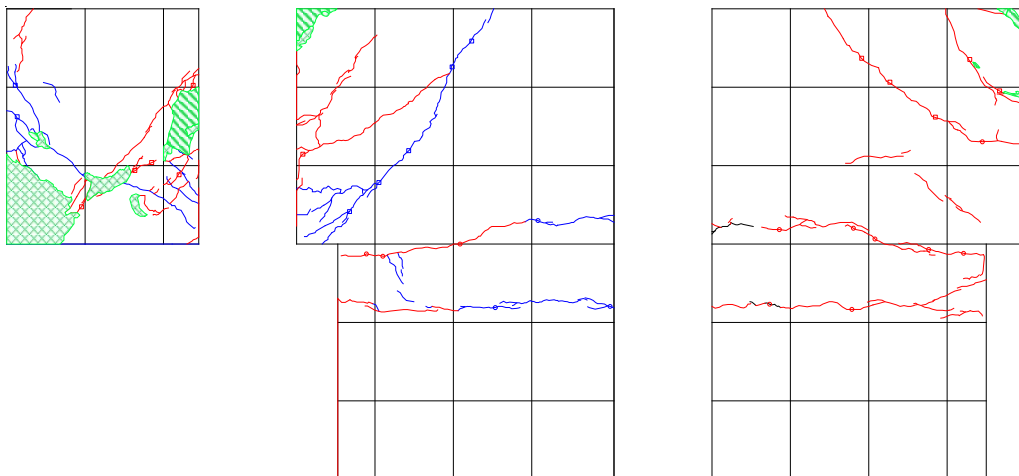


付図 1.3.5-63 ひび割れ図(写真)

-1/33①

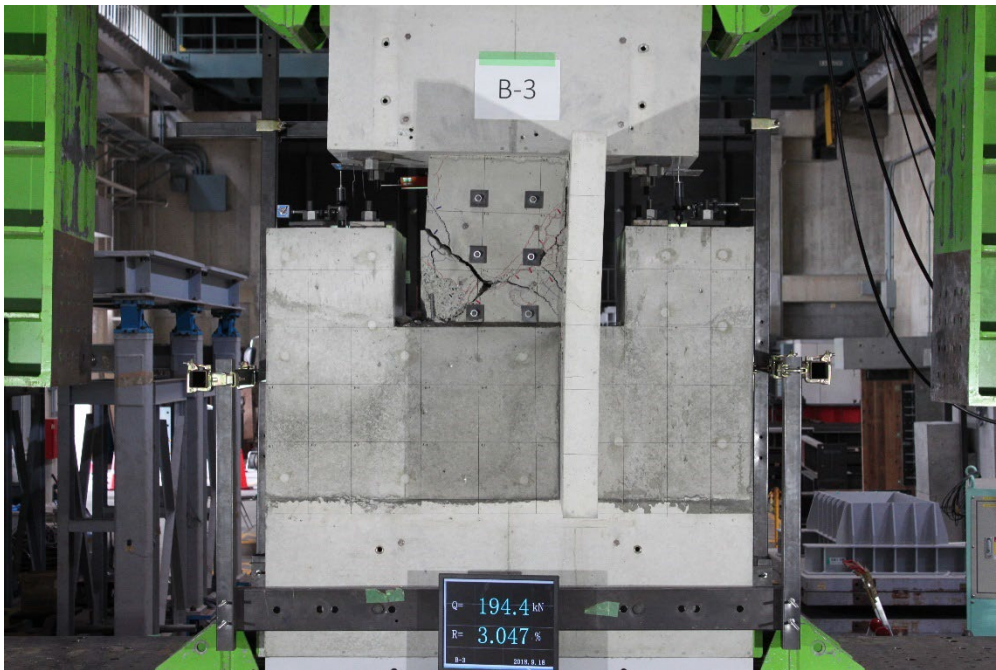


付写真 1.3.5-62 全景写真

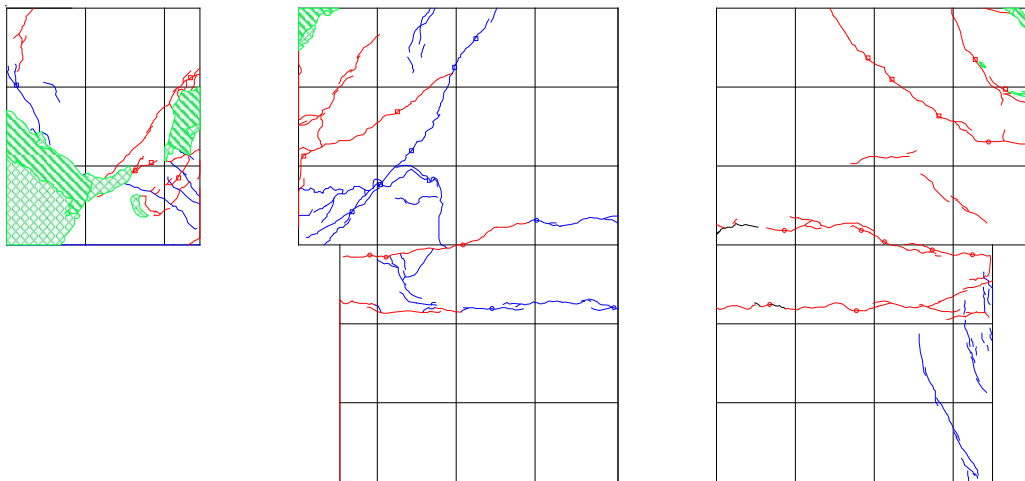


付図 1.3.5-64 ひび割れ図(写真)

1/33②

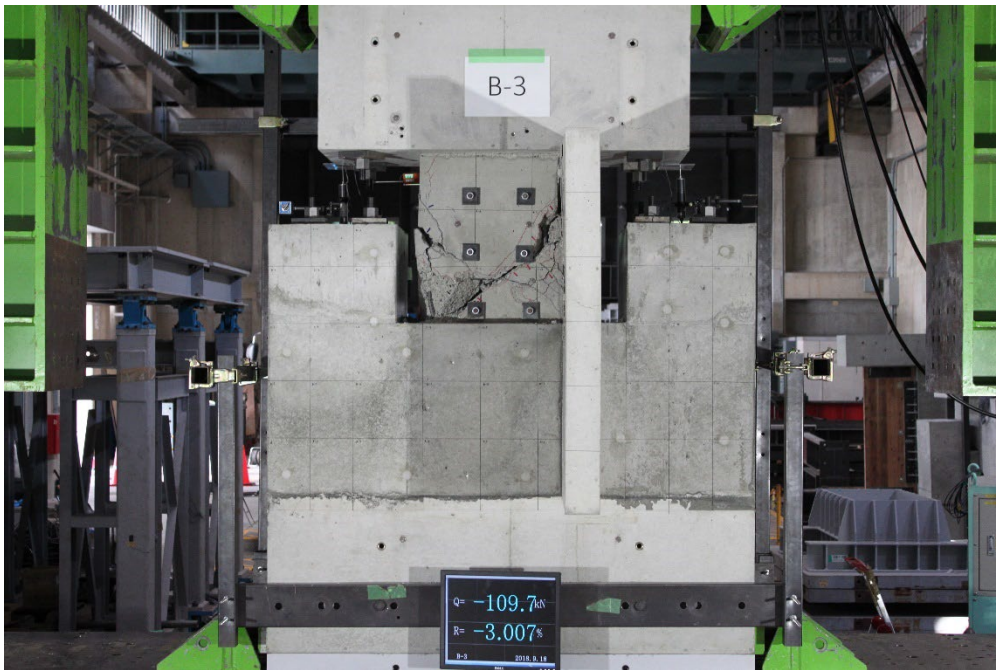


付写真 1.3.5-63 全景写真

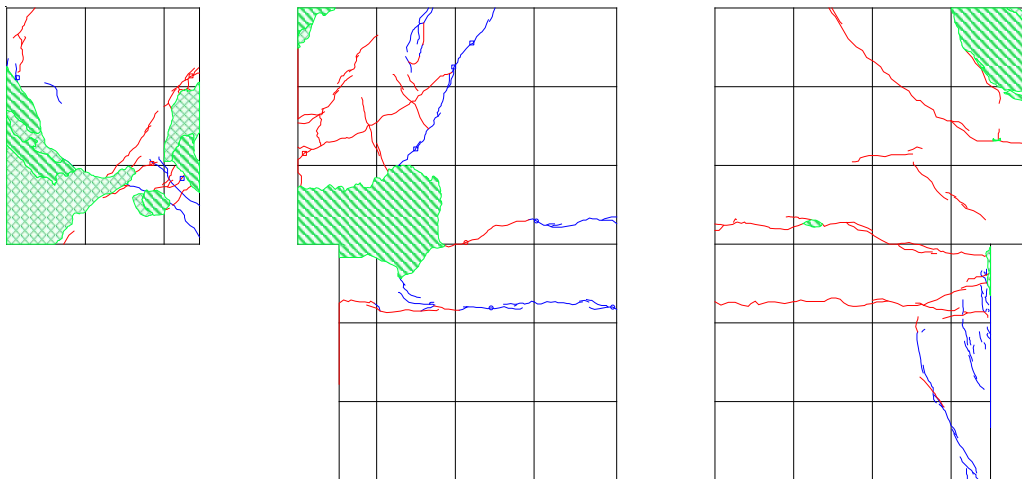


付図 1.3.5-65 ひび割れ図(写真)

-1/33②



付写真 1.3.5-64 全景写真

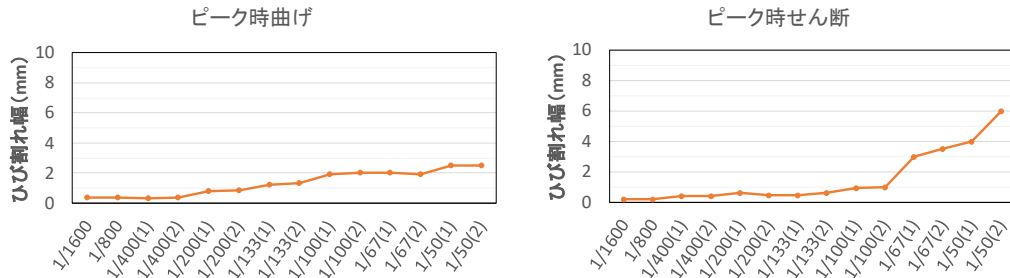


付図 1.3.5-66 ひび割れ図(写真)

付 1.3.5.5. ひび割れ幅推移

(1) B-2'

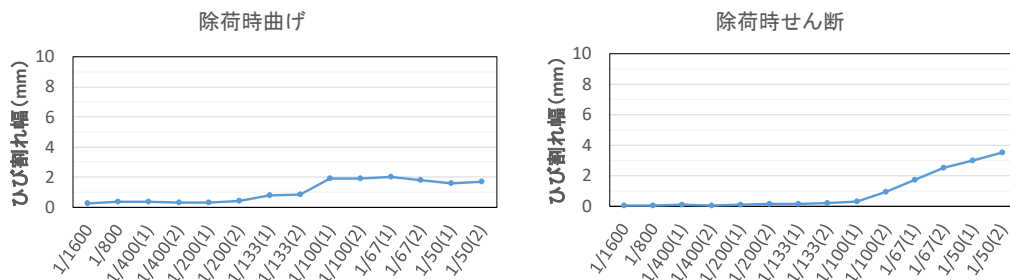
正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-67 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-68 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-69 に示す。



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

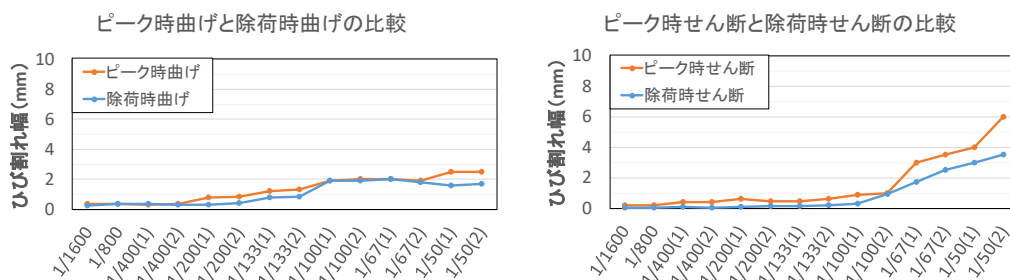
付図 1.3.5-67 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-68 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

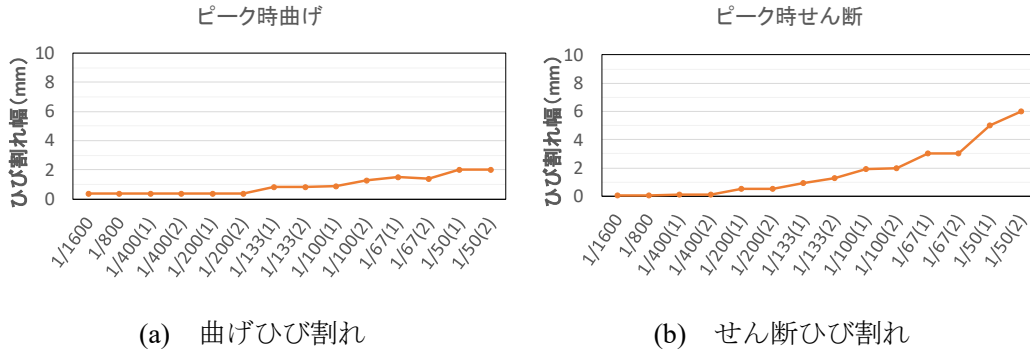


(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

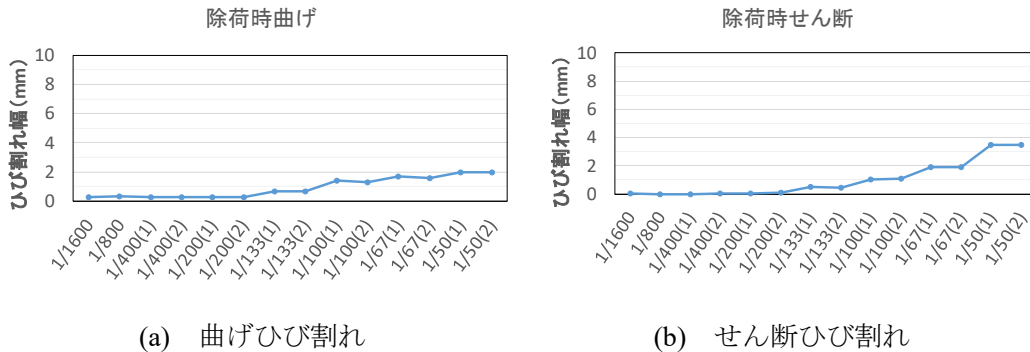
付図 1.3.5-69 正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-70 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-71 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-72 に示す。



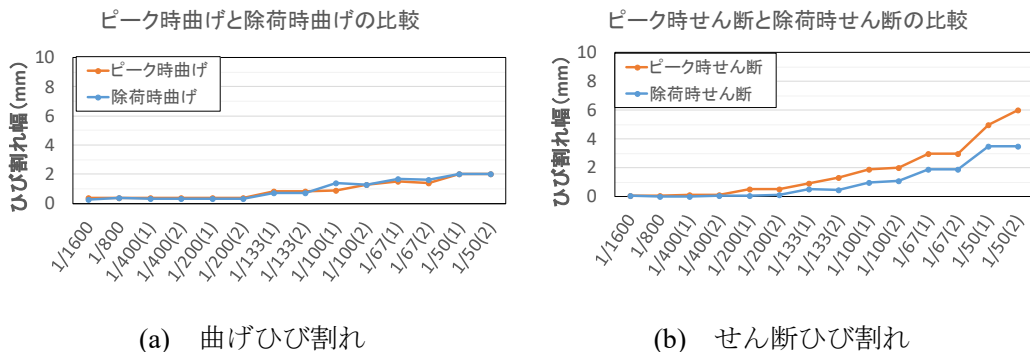
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-70 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-71 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

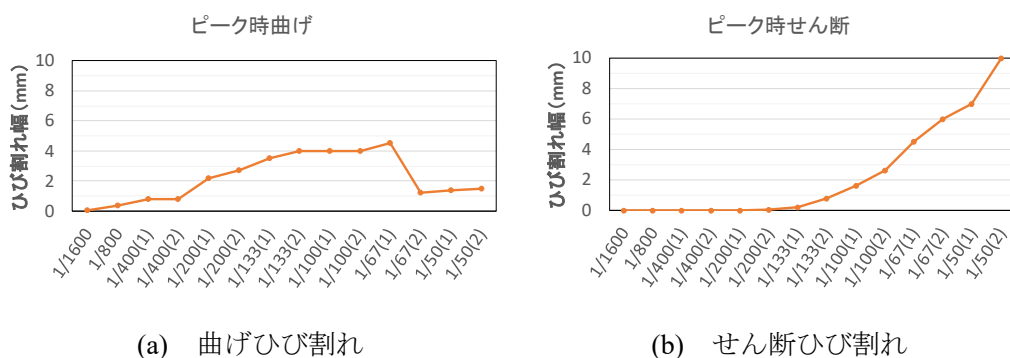


(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

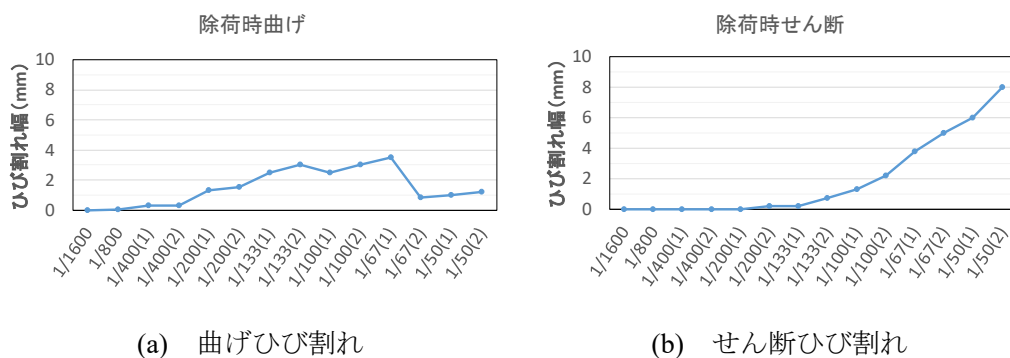
付図 1.3.5-72 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

(2) B-3'

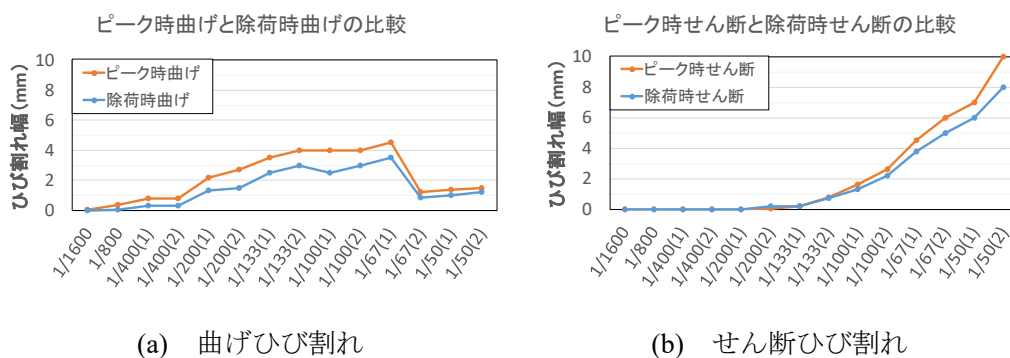
正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-73 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-74 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-75 に示す。



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-73 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

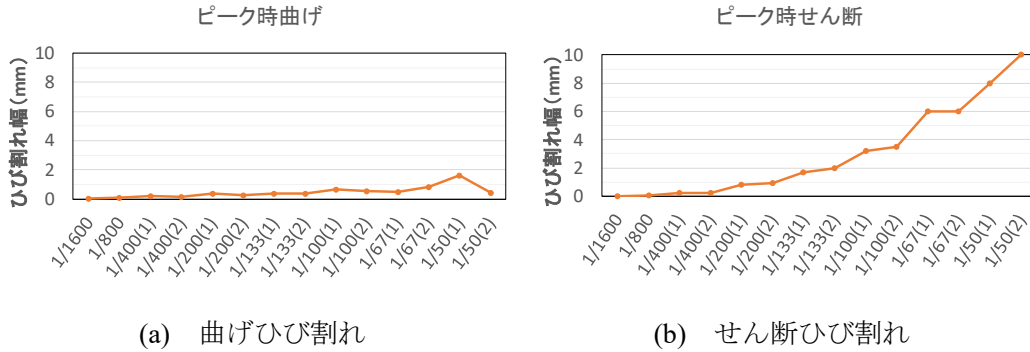


(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-74 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移



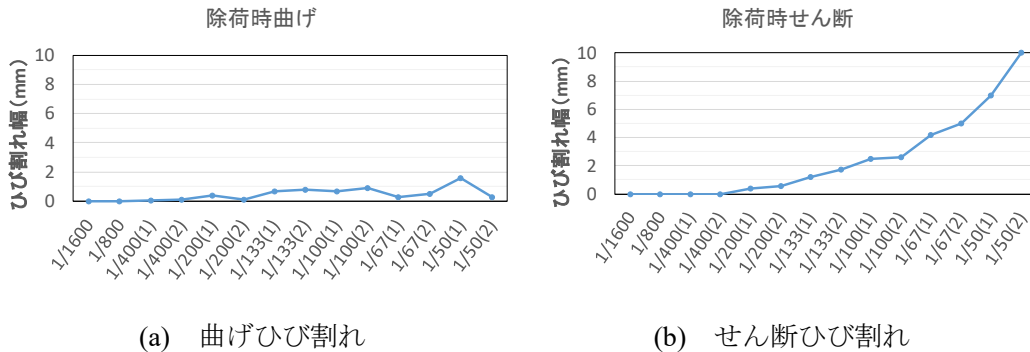
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-75 正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-76 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-77 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-78 に示す。



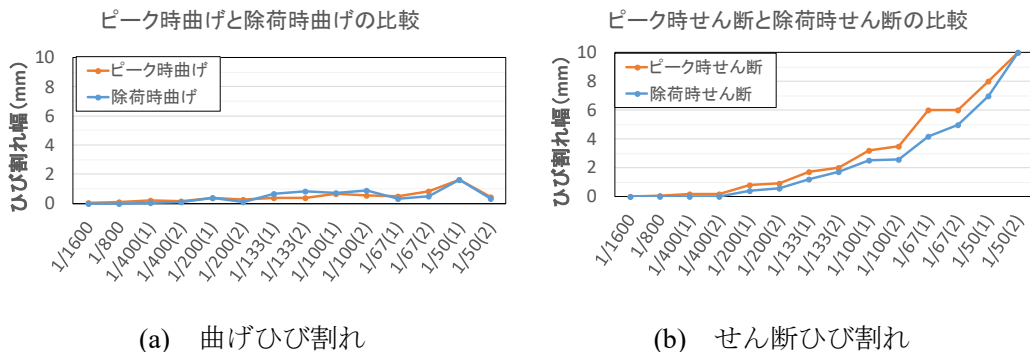
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-76 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-77 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移

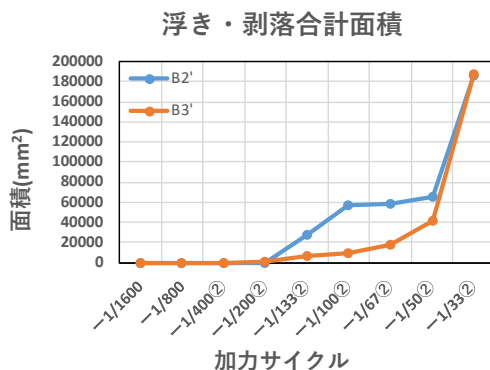


(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ

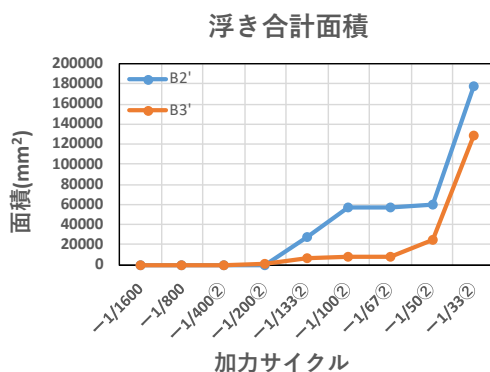
付図 1.3.5-78 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

付 1.3.5.6. 浮き・剥落推移

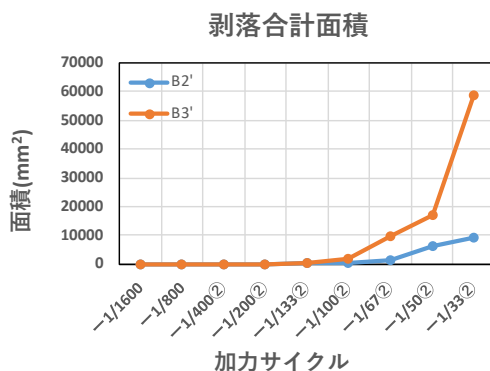
付図 1.3.5-79 に合計浮き・剥落面積の推移, 付図 1.3.5-80 に合計浮き面積の推移, 付図 1.3.5-81 に合計剥落面積を示す。



付図 1.3.5-79 浮き・剥落面積の推移



付図 1.3.5-80 浮き面積の推移



付図 1.3.5-81 剥落面積の推移

付 1.4. 実験結果に基づく考察

付 1.4.1. 破壊モードに関する考察

付 1.4.1.1. B-1

正載荷側では梁既存曲げ補強筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することはなく耐力を保持し続け、変形角 $R=1.7\%$ 付近で急激に耐力低下した。この時、せん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏は確認されなかった。また後に付 1.4.2.節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降伏し、耐力は徐々に低下した。このことから最終的な破壊モードはせん断破壊であると考えられる。また後に付 1.4.2.節で算定するせん断終局強度に耐力が達していないことの原因として考えられるのは既存梁のせん断補強筋が降伏する時点で、スラブ筋が梁に近い一部しか効果を発揮してなかったためであると考えられ、試験体形状の関係で梁から遠い側のスラブ端部が上スタブに直接定着されていないことが影響したものと考えられる。

付 1.4.1.2. B-2

正載荷側では梁既存曲げ補強筋が降伏した後、壁横筋が降伏し、耐力は急激に低下したことから最終的な破壊モードは耐力壁のせん断破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋が降伏した後、壁横筋が降伏し、耐力は急激に低下したことから最終的な破壊モードは耐力壁のせん断破壊であると考えられる。

付 1.4.1.3. B-2'

正載荷側では梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することはなく、変形角 $R=3\%$ 付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。また後に付 1.4.2.節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後のせん断破であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋及び梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することはなく、その後もせん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏を伴う耐力低下はなかったため最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。

付 1.4.1.4. B-3'

正載荷側では B-2' と同様に梁既存，新設曲げ補強筋が降伏した後，梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく，変形角 R=3% 付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。また後に付 1.4.2 節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後のせん断破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋及び梁既存，新設曲げ補強筋が降伏した後，梁既存，新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく，変形角 R=-1.527% で梁端部のコンクリートが剥落するとともに急激に耐力低下した。このことから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後の曲げ圧縮破壊であると考えられる。

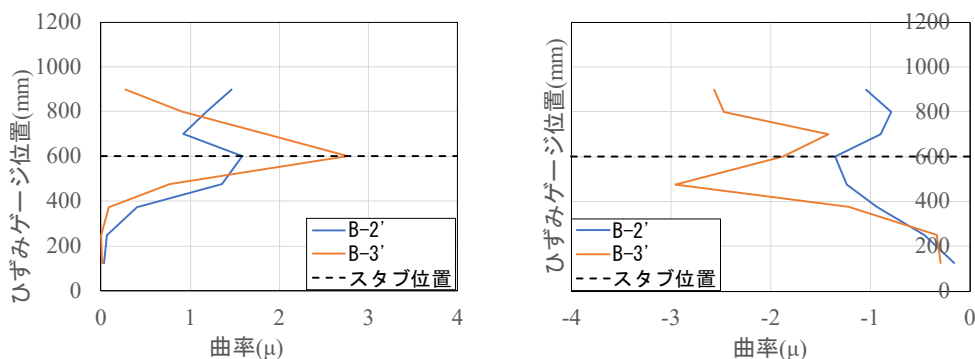
付 1.4.1.5. B-2' と B-3' の破壊モードの違いについて

付図 1.4.1-1 に変形角 R=1/1600 における曲率分布を示す。なお，曲率は新設曲げ補強筋に貼り付けたひずみゲージによる計測結果から次式により算定した。

$$\varphi = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{L} \tag{A1.4-1}$$

ここで，L：ひずみゲージ間の距離， ε_a ：A ひずみゲージのひずみ， ε_b ：B ひずみゲージのひずみとする。

B-2' と B-3' の負載荷側において破壊モード及び耐力が違った原因としては付図 1.4.1-1 に示すように B-3' はスタブの内側の位置で曲率が卓越していることから危険断面位置がスタブの内側に 125mm ほど入り込んでいることが挙げられる。壁梁と耐力壁接合部補修時に耐力壁部分を斫り，梁よりも高い強度のコンクリートを増し打ちしたことで B-2' は危険断面位置が内側に入り込まなかったが B-3' は耐力壁部分を斫らずにコンクリートを増し打ちしたことから危険断面位置が内側に入り込んだと推察できる。なお，負載荷時のみ危険断面位置がスタブの内側に入り込んだ原因は解明できていない。



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

付図 1.4.1-1 変形角 R=1/1600 における曲率分布

付 1.4.2. 荷重変形関係の骨格曲線評価

付 1.4.2.1. 剛性・耐力算定方法

壁梁部材の剛性・耐力等の算定は壁式規準^[A1-1]、RC 規準^[A1-2]、靱性指針^[A1-3]及び構造関係技術基準解説書^[A1-4]に示される評価式を用いて行った。以下に算定方法を示す。

初期剛性初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 0.5 の場合} \quad (\text{A1.4-2})$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 1.0 の場合} \quad (\text{A1.4-3})$$

L : 部材長さ[mm]

E_c : コンクリートのヤング係数 $[\text{N/mm}^2]$

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{A1.4-4})$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量 $[\text{kN/m}^3]$ で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント $[\text{mm}^4]$

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (\text{A1.4-5})$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント $(= \frac{bD^3}{12})[\text{mm}^4]$

a_t : 引張鉄筋の断面積 $[\text{mm}^2]$

a_c : 圧縮筋の断面積 $[\text{mm}^2]$

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離[mm]

F_c : コンクリートの設計基準強度 $[\text{N/mm}^2]$

n : ヤング係数比 $(= \frac{E_s}{E_c})$

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \begin{cases} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a & \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ b_a = 0.1l & 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a & \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ b_a = 0.1l_0 & 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{cases} \quad (\text{A1.4-6})$$

a : $\begin{cases} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{cases}$
 l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ[mm]
 l_0 : 単純梁のスパンの長さ[mm]

また反曲点比が上のどれにも当てはまらない場合、次式を使用する。

$$K_f = \frac{E_c I_e}{h'^3 \times (\frac{1}{3} - \alpha + \alpha^2)} [\text{Nmm}] \quad (\text{A1.4-7})$$

$$K_f = \frac{E_c I_e}{L^3 (3\alpha - 1)} [\text{Nmm}] \quad (\text{A1.4-8})$$

h' : 壁板の内法高さ(クリアスパン)[mm]

α : 反曲点比

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{A1.4-9})$$

L : クリアスパン[mm]

G : せん断弾圧性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A : 部材断面積(スラブ考慮)[mm²]

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

κ : せん断形状係数で、1.2とする。

初期曲げせん断剛性

$$K_o = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_S}} \quad (\text{A1.4-10})$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

$$M = Z_e (\sigma_t + \sigma_o) [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{A1.4-11})$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数[mm³]

σ_t : コンクリートの曲げ引張強度(=0.56 $\sqrt{\sigma_B}$) [N/mm²]

σ_o : コンクリートの軸圧縮応力度[N/mm²]

せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad [\text{N}] \quad (\text{A1.4-12})$$

τ_{scr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(=0.31 $\sqrt{F_c}$) [N/mm²]

F_c : コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

D : 壁梁のせい[mm]

κ : 断面形状係数(=1.2)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (\text{A1.4-13})$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比(= $\frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比(= $\frac{N}{\sigma_B D b}$)

d : 有効せい[mm]

D : 部材せい[mm]

RC 規準に従い、スラブ有効幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(A1.4-13)より算定して良い。この時のスラブ有効幅は下式による。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6\frac{a}{l}\right)a \\ b_a = 0.1l \end{array} \right. \\ \text{単純梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.3\frac{a}{l}\right)a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (\text{A1.4-14})$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ[mm]

l_0 : 単純梁のスパンの長さ[mm]

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{l_0}{l_t} \quad (\text{A1.4-15})$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (\text{A1.4-16})$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 [mm²]

a_t : 引張主筋断面積 [mm²]

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント [mm⁴]

I_t : T 形梁の断面二次モーメント [mm⁴]

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比 $\left(= \frac{N}{\sigma_B D_b} \right)$

d : 有効せい [mm]

D : 部材せい [mm]

ひび割れ後剛性

$$K_2 = \alpha_y \cdot K_0 \quad (\text{A1.4-17})$$

終局強度

曲げ終局強度

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説に記載された精算法に従って計算した。

曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \sum A_s \cdot \sigma_s \cdot d_g + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-18})$$

A_s : 鉄筋 1 段ごとの断面積 (mm^2)

σ_s : 各鉄筋の応力度 (N/mm^2)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

d_g : 鉄筋の重心位置から中立軸までの距離 (mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st} \sigma_{st} = \sum A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{A1.4-19})$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm^2)

A_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²)

σ_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = \sum A_s \sigma_s d_g + \beta_1 (g - \beta_1 x_n / 2) \sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-20})$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85 \sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 \quad (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - \sum A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (x_n - x) dx \quad (\text{A1.4-21})$$

d :圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離 (mm)

d_c :圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、また、 $M = M_u$ とすると上式は、

$$M_u = \sum A_{st} \sigma_{st} d + \sum A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-22})$$

となり抵抗モーメントは M_u によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_u を壁梁の曲げモーメントとする。

せん断終局強度

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j [\text{N}] \quad (\text{A1.4-23})$$

 b_e : 等価長方形幅[mm] p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) [\%]$ p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$ d : 有効せい(梁主筋のみ)[mm] $\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。) j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{2}{3} d \right)$ [mm] σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいとの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$) および p_{te} を用いる。この時、スラブ主筋断面積は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j [\text{N}] \quad (\text{A1.4-24})$$

 b_e : 等価長方形幅[mm] p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) [\%]$ p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$ d : 有効せい(梁主筋のみ)[mm] $\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。) j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{2}{3} d \right)$ [mm] σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

付 1.4.2.2. 骨格曲線評価

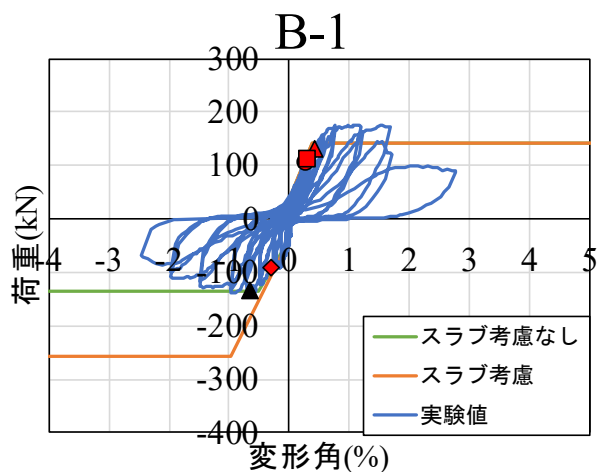
開口補強を行った壁梁の耐力を評価するうえで既往の評価式の精度について検討を行う。荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較を付図 1.4.2-1 に、算定値の精度を付表 1.4.2-1 に示す。なお試験体 B-1, B-2', B-3'を対象として検討を行う。なお、付 1.4.1 節で前述したように B-3'の負荷荷時の危険断面位置は 125mm スタブの内側に入り込んでいるものとして算定した。

実験値における最大耐力と算定強度を比較したとき、B-1 の負荷荷時以外に関しては各破壊モードにおいて安全側に評価できた。B-1 の負荷荷時のみ危険側に評価してしまった原因は、付 1.4.1 節で前述したように、試験体形状の関係で引張側となるスラブ筋が一部しか効いていなかった為であると考えられる。スラブ筋を考慮しない場合、安全側の評価となった。

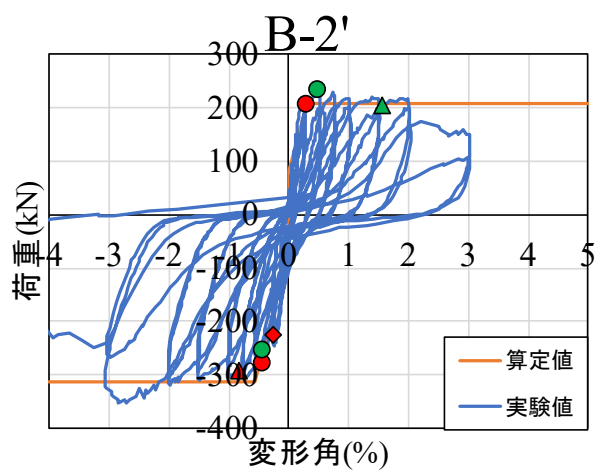
また補強後の試験体は補強前のものと比較して、算定値、実験値ともに剛性及び耐力の増大が確認されており十分な補強効果が得られた。

付表 1.4.2-1 算定値の精度

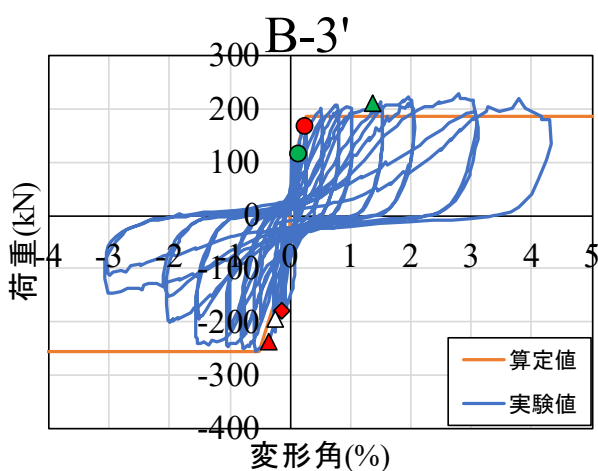
試験体	載荷方向	破壊モード	実験値	算定値		精度 (実験値/算定値)	せん断 余裕度
			最大耐力	曲げ終局強度	せん断終局強度		
			(kN)	(kN)	(kN)		
B-1	正	曲げ	177.00	142.40	166.96	1.24	1.17
	負	せん断	-139.60	-201.73	-256.16 (スラブ考慮)	0.54	1.27
					-133.81 (スラブ考慮なし)	1.04	0.66
B-2'	正	曲げ終局後せん断	233.30	207.45	416.69	1.12	2.01
	負	曲げ	-353.90	-311.40	-571.02	1.14	1.83
B-3'	正	曲げ終局後せん断	227.80	185.34	404.02	1.23	2.18
	負	曲げ終局後曲げ圧壊	-256.70	-255.34	-506.52	1.01	1.98



(a) B-1



(b) B-2'



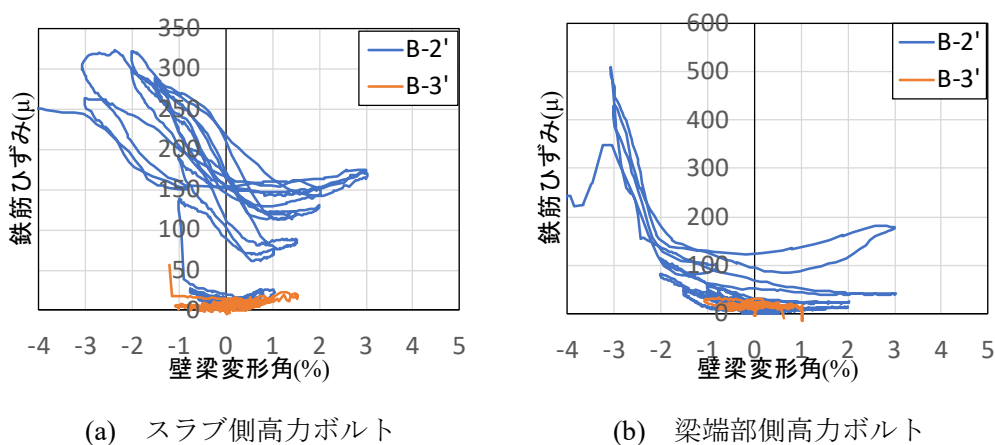
(b) B-3'

付図 1.4.2-1 荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較

付 1.4.3. B-2'と B-3'の正載荷時における靱性能に関する考察

危険断面位置から 50mm の通し筋 D16 のひずみ－変形角関係を付図 1.4.3-1 に示す。

付 1.3.5.2 節で前述したように正載荷側において試験体 B-3'の靱性能は B-2'と比較して高い。この原因は付 1.3.5.1 節に示すように B-2'において変形角 R=2.017%で補強部と既存部にひび割れが生じるとともに耐力低下が確認されたため、既存部と補強部のずれによるものであると考えた。さらには補強部と新設部を接合している通し筋のひずみは B-2'の方が大きな値を示しており、B-3'と比較して補強部と新設部が別々の挙動を示していると考えられる。



付図 1.4.3-1 高力ボルトのひずみ－変形角関係

付 1.4.4. 許容耐力時の損傷について

付 1.4.4.1. 許容耐力の算出方法

壁梁の長期許容曲げモーメントは下式により算定する。

$$M_{AL} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (\text{A1.4-25})$$

M_{AL} : 長期許容曲げモーメント(Nmm)

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)で引張縁から鉄筋重心位置までの鉄筋を引張鉄筋とした。

また引張側にスラブが取り付く場合、有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を考慮した。

f_t : 同上鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²)

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

d : 有効せい(mm)

壁梁の短期許容曲げモーメントは下式により算定する。

$$M_{AS} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (\text{A1.4-26})$$

M_{AS} : 短期許容曲げモーメント(Nmm)

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)で引張縁から鉄筋重心位置までの鉄筋を引張鉄筋とした。

また引張側にスラブが取り付く場合、有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を考慮した。

f_t : 同上鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

d : 有効せい(mm)

壁梁の長期許容せん断力は下式により算定する。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (\text{A1.4-27})$$

Q_{AL} : 長期許容せん断力(N)

b : 壁梁の幅

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

α : せん断スパン比による割り増し係数で、次式による。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qa} + 1} \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{A1.4-28})$$

M : 最大曲げモーメント(Nmm)

Q : 最大せん断力(N)

d : 有効せい

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²)

壁梁の短期許容せん断力は下式により算定する。

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (\text{A1.4-29})$$

b : 壁梁の幅

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

α : せん断スパン比による割り増し係数で、次式による。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{A1.4-30})$$

M：最大曲げモーメント(Nmm)

Q：最大せん断力(N)

d：有効せい

f_s ：コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²)

wf_t ：せん断補強筋のせん断補強用短期許容引張応力度(N/mm²)

p_w ：せん断補強筋比(p_w の値は 0.002 を下回る場合は 0.002 とし、0.012 を超える場合は 0.012 とする。)

付 1.4.4.2. 許容耐力時の損傷

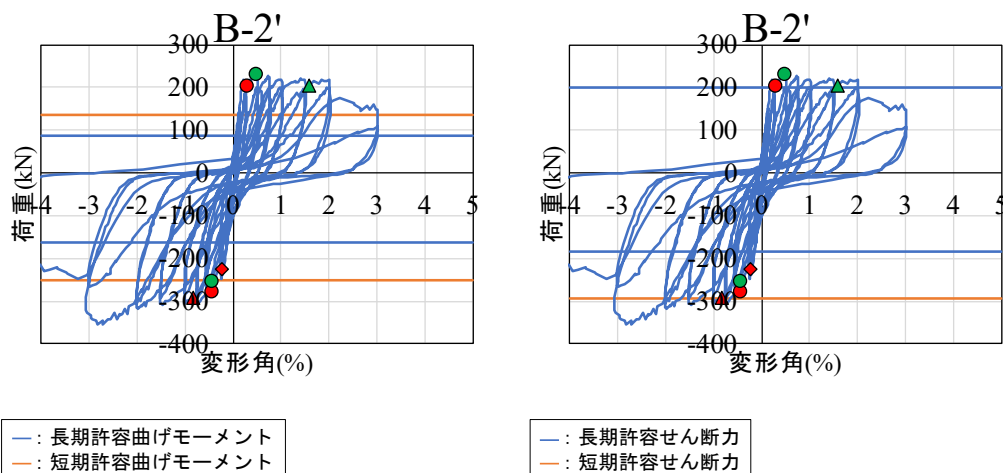
各試験体の許容耐力算出結果を付表 1.4.4.-1 に示す。

付表 1.4.4-1 各試験体の許容耐力算出結果

試験体名	荷重方向	長期許容曲げ耐力	短期許容曲げ耐力	長期許容せん断耐力	短期許容せん断耐力
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
B-2'	正	86.4	136.4	199.0	318.1
	負	-163.2	-251.3	-183.8	-294.2
B-3'	正	75.7	120.4	199.0	318.1
	負	-135.1	-207.9	-165.0	-266.0

(1) B-2'の許容耐力時の損傷

荷重－変形角関係と許容耐力を付図 1.4.4-1 に、許容耐力時のひび割れ状況を付表 1.4.4-2 に示す。長期許容耐力・短期許容耐力ともにせん断耐力に比べて曲げ耐力の方が小さい計算結果となった。曲げ許容耐力時のひび割れ状況を見ると、長期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.3mm 程度、短期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.35mm 程度となった。



(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

付図 1.4.4-1 荷重－変形角関係と許容耐力

付表 1.4.4-2 許容耐力時のひび割れ状況

(a) 曲げ許容耐力時

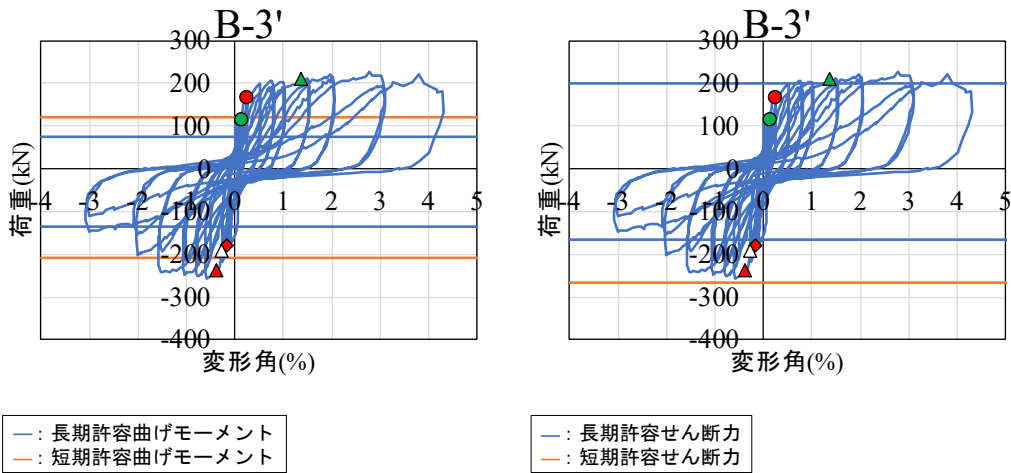
(b) せん断許容耐力時

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	86.4	-163.2	136.4	-251.3
変形角(%)	0.060	-0.12	0.107	-0.397
残留曲げひび割れ幅(mm)	0.25	0.3	0.35	0.3
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.05	0	0.05	0.05

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	199	-183.8	-	-294.2
変形角(%)	0.187	-0.143	-	-0.647
残留曲げひび割れ幅(mm)	0.35	0.3	-	0.7
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.1	0	-	0.5

(2) B-3'の許容耐力時の損傷

荷重－変形角関係と許容耐力を付図 1.4.4-2 に、許容耐力時の鉄筋降伏状況を付表 1.4.4-3 に示す。長期許容耐力・短期許容耐力ともにせん断耐力に比べて曲げ耐力の方が小さい計算結果となった。曲げ許容耐力時のひび割れ状況を見ると、長期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0mm であり、短期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.3mm 程度となったことから、B-2'に比べて損傷制御性能が高かった。また、引張側となる鉄筋の降伏時点の変形角は、正側では $R=0.117\%$ 、負側では $R=-0.157\%$ であり、短期曲げ許容耐力到達時の変形角とおおよそ対応している。



(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

付図 1.4.4-2 荷重－変形角関係と許容耐力

付表 1.4.4-2 許容耐力時のひび割れ状況

(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

	曲げ許容耐力時のひび割れ状況			
	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	75.7	-135.1	120.4	-207.9
変形角(%)	0.017	-0.040	0.117	-0.220
残留曲げひび割れ幅(mm)	0	0	0.3	0.05
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0	0	0	0

	せん断許容耐力時のひび割れ状況			
	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	199.0	-165.0	-	-
変形角(%)	0.513	-0.040	-	-
残留曲げひび割れ幅(mm)	2.5	0	-	-
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.2	0	-	-

付 1.5. まとめ

新設開口設置に伴い補強を行った壁梁実験により得られた知見を以下に示す。

- ・ 梁補強を行うことで剛性及び耐力の増大が確認され十分な補強効果が得られた。
- ・ 梁補強を行う場合に、U字型にコンクリートを増し打ちした B-3'の方が既存部と補強部のずれが少なく、スラブが引張側となる負側の方向で特に靱性能がより高くなることが確認された。
- ・ 荷重変形関係の骨格曲線は既往の評価式により概ね算定可能であった。
- ・ B-2'と B-3'の負荷荷時の破壊モード及び耐力の違いは B-3'の危険断面位置がスタブ内に入り込むことで危険断面位置に作用するモーメントに大きな差が発生してしまっただことによるものと推察した。

参考文献

- [A1-1] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・解説，2015
- [A1-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- [A1-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [A1-4] 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10

付録 2

躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における

保有水平耐力計算と耐震診断の留意点

付 2.1 はじめに

本付録では、旧耐震基準で設計された壁式鉄筋コンクリート造建築物（以下、「WRC造」と略記）の躯体改造後の大地震時の安全性の評価について、保有水平耐力計算結果と耐震診断計算結果の比較と留意点を紹介する。

付 2.2 既存 WRC 造建築物の保有水平耐力計算と耐震診断計算の比較

付 2.2.1 建物概要

検討対象建物は、昭和 56 年の新耐震以前に設計された WRC 造 5 階建ての階段室型住棟である。建物概要を付表－1 に示す。

躯体改造の概要を付表－2 および付図－1～3 に示す。主な躯体改造計画としては、①のエレベーターシャフト設置のための床開口新設、②横動線確保のため耐力壁に掃き出し開口設置が挙げられる。特に②耐力壁への掃き出し開口設置により、張間方向の壁量の低下が生じることから、④増設壁の設置、③・⑥・⑦・⑧の荷重の軽減、⑨の荷重の加増を行い、必要壁量の確保や建設当時の壁の平均せん断応力度の規定値を満足させる計画としている。

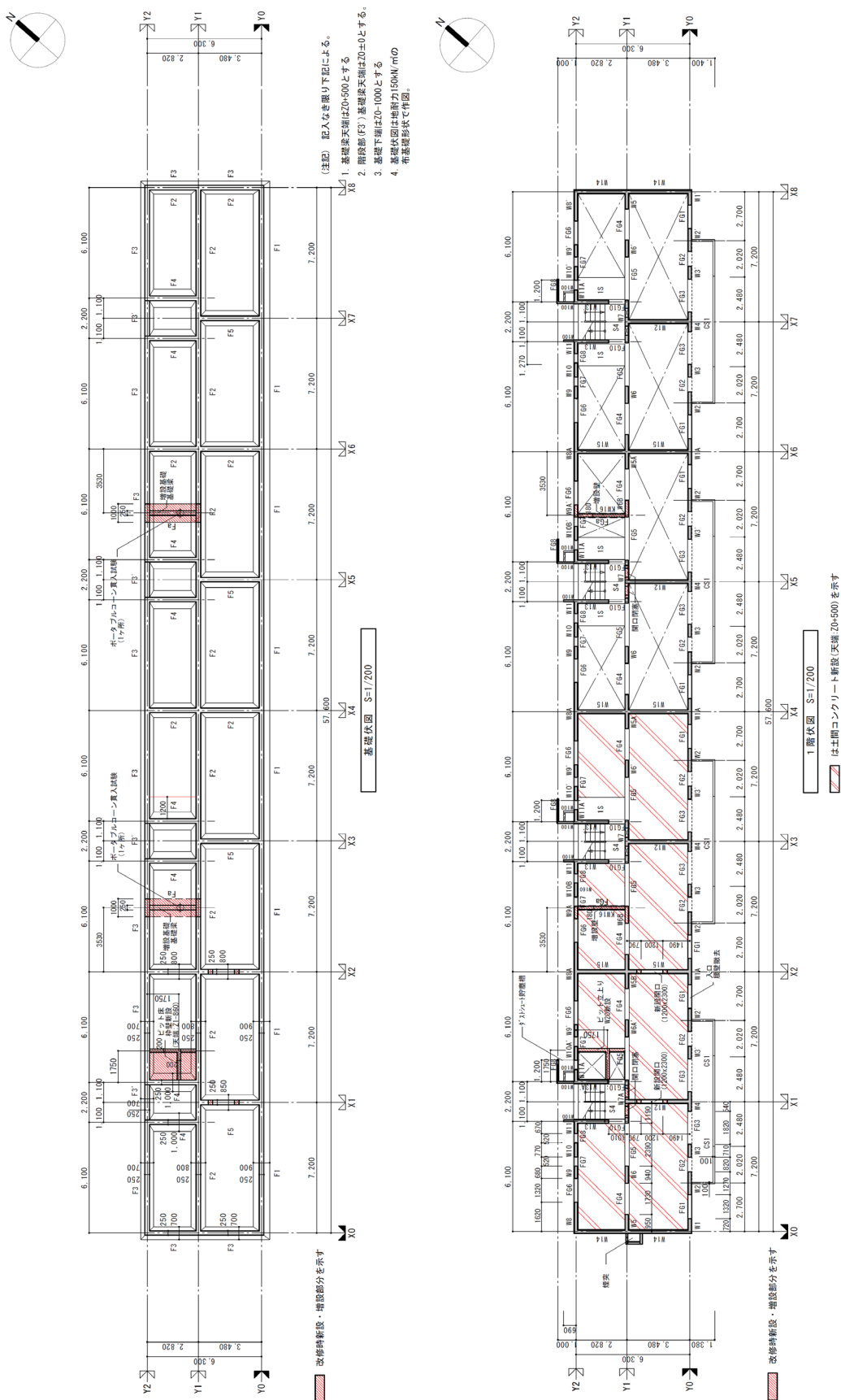
付表－1 建物概要および躯体改造の概要

設計年	1961 年設計(昭和 36 年)
階数	地上 5 階建て
構造概要	壁式鉄筋コンクリート造 直接基礎（布基礎）
鉄筋	SR24(SR235)
コンクリート強度	Fc=150kgf/cm ² (14.7N/mm ²)

付表－2 躯体改造の概要

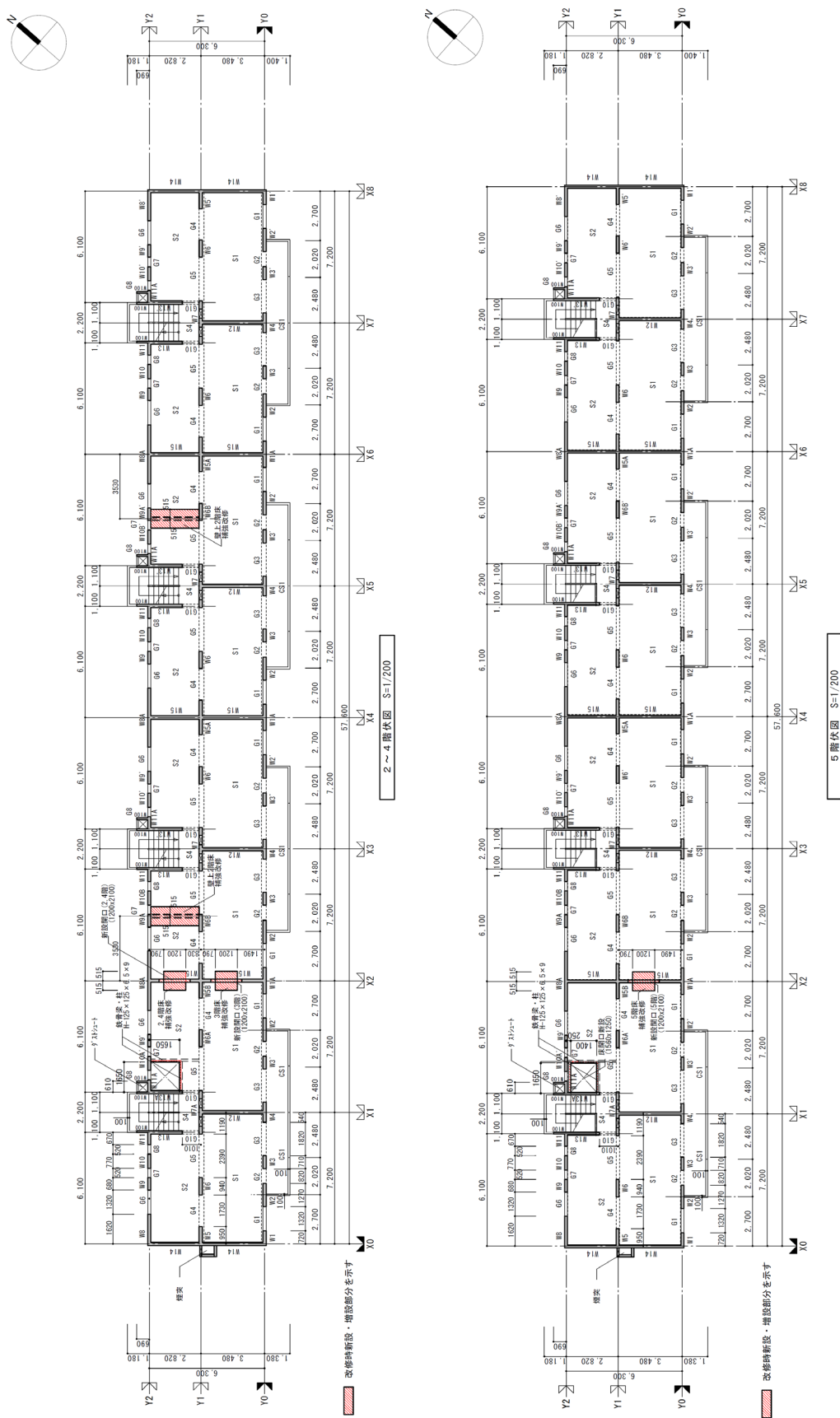
No	躯体改造の内容	改修階	箇所数	理由・構造的影響
①	床スラブ開口新設(鉄骨柱梁による床スラブの補強)・基礎ピット新設・EV 区画乾式壁新設	基礎～5 階	5 カ所	EV 設置のため
②	壁開口新設(X1 通り(1 階のみ),X2 通り)	1～5 階	6 カ所	意匠上の横動線確保・壁量の低下
③	1 階腰壁撤去(Y0-X1-X2 間)	1 階	1 カ所	出入口確保・荷重減
④	増設壁新設(基礎・基礎梁・2 階床撤去復旧)	基礎～2 階	2 カ所	壁量・耐力増加のため
⑤	メーターボックス小開口閉塞(Y1 通り X1、X5)	1 階	4 カ所	耐力増加
⑥	浴室廻りの雑壁撤去	1～5 階	40 カ所	荷重減（壁量に含まれない壁）
⑦	仕上げモルタル撤去(室内壁、天井)	1～5 階	室内全面	荷重減
⑧	1 階玄関・浴室廻り床撤去(一部)	1 階	3 カ所	荷重減・EV ピット設置、意匠上のため
⑨	屋上防水改修(不陸調整材モルタル 15mm、断熱材の追加を含む)	R 階	全面	荷重増

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



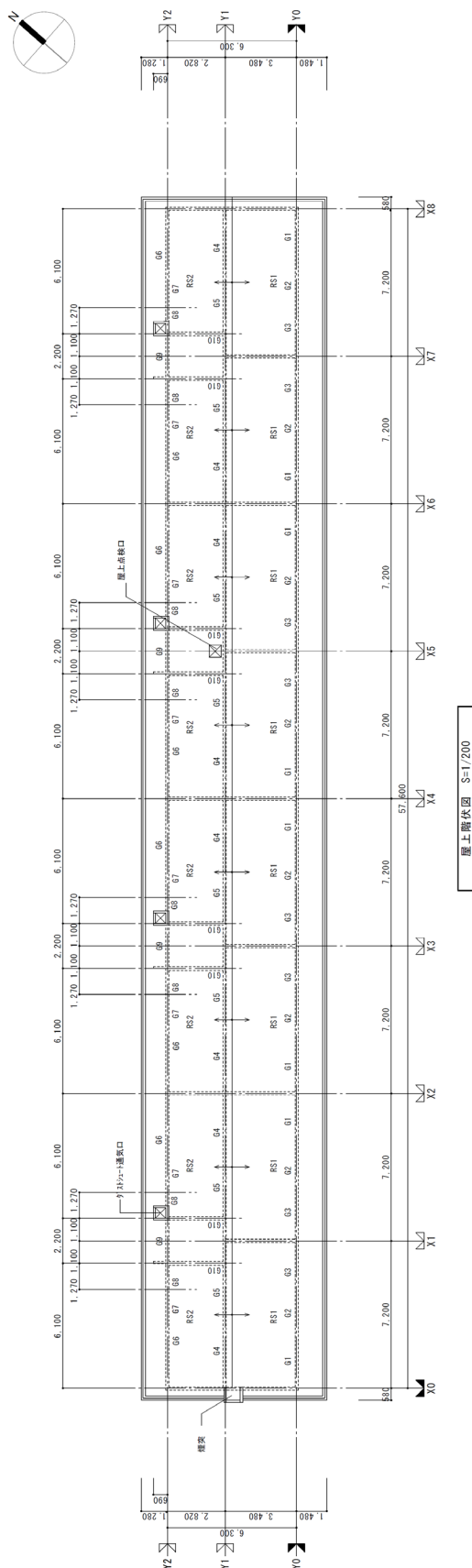
躯体改造の概要 (基礎、1階伏図)

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



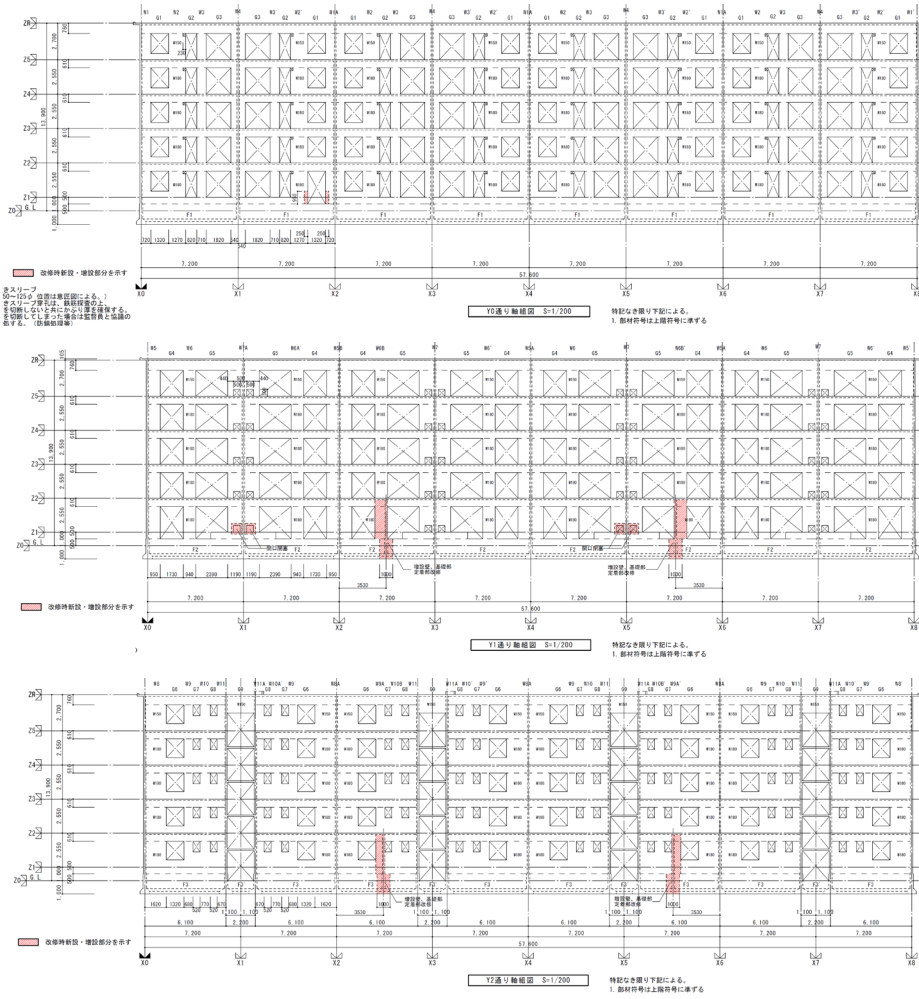
躯体改造の概要 (2~5階伏図)

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点

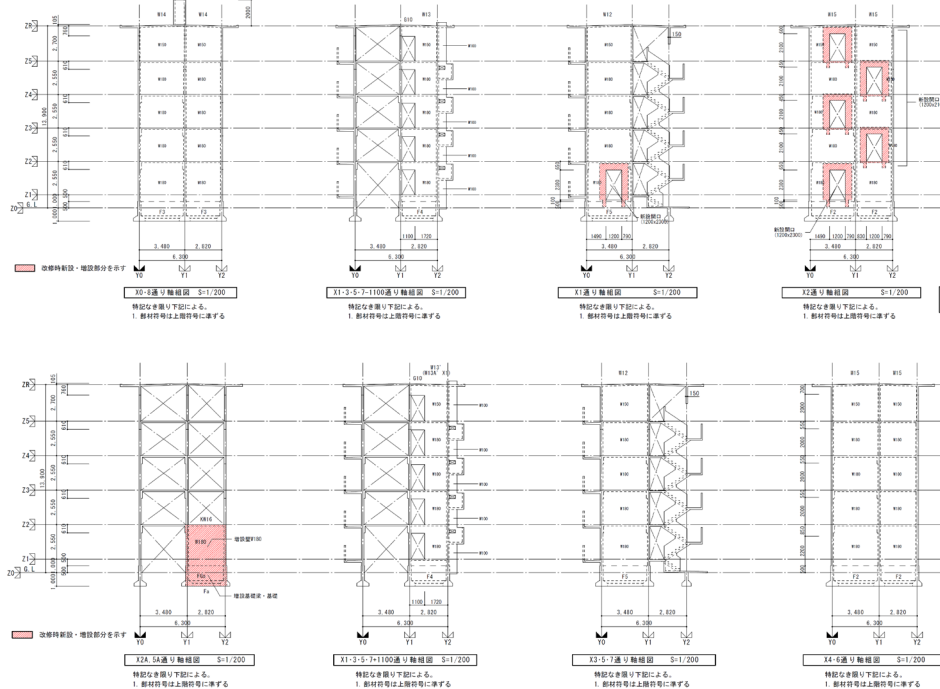


付図-1 躯体改造の概要（屋上伏図）

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



付図-2 躯体改造の概要 (桁行方向軸組図)



付図-3 躯体改造の概要 (張間方向軸組図)

付 2.2.2 準拠基規準、使用プログラム、材料強度、計算方針の概要

保有水平耐力計算および耐震診断計算に用いる準拠基規準、使用プログラム、材料強度、計算方針の概要を付表-3、4に示す。主な違いとしては、保有水平耐力計算モデルでは、壁梁の降伏も考慮した解析が行われるのに対して、耐震診断では第2次診断法であるため、壁梁の降伏は考慮せずに鉛直部材（耐力壁）のみの終局強度の評価となる。また、保有水平耐力計算では、基礎の支点や部材の剛性に応じて荷重増分解析により逐次、部材の終局強度やせん断破壊等の降伏の判定が行われ、部材のせん断破壊が生じた時点で保有水平耐力としている。耐震診断では、耐力壁は壁脚部を固定とした終局強度の評価を行い、全ての耐力壁が同時に終局強度に達すると仮定している。その他、耐震診断では、形状指標や経年指標などの係数も考慮されている。

付表-3 保有水平耐力計算の概要

準拠規準	壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説 2015年版、(一社)日本建築学会
使用プログラム	一貫構造計算プログラム (ASCAL ver.7)
計算用の材料強度	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋：$\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ (SR235) コンクリート：14.7N/mm^2 (設計基準強度)
計算方法の概要	<ul style="list-style-type: none"> 壁梁の降伏も考慮した荷重増分解析により保有水平耐力 (Q_u) を算出 (外力分布係数：A_i 分布) 基礎支点については、耐力壁直下の中央にピン支持として設定 壁梁の曲げ耐力算定時には有効幅内のスラブ筋を考慮する。 部材耐力算定時の軸力は各ステップ時の軸力による。 荷重増分解析は、部材がせん断破壊後も外力は保持するものとして、層間変形角 1/30 まで行う。 保有水平耐力時は、部材がせん断破壊する時点もしくは層間変形角 1/200 に達する時点とする。 形状係数は、桁行・張間方向の全階で $F_{es}=1.00$ である。

付表-4 耐震診断計算の概要

準拠基規準	<ul style="list-style-type: none"> 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針、(一財)日本建築防災協会 第2次診断法
使用プログラム	手計算により建物重量、壁軸力、強度指標(C)、靱性指標(F)を算出し、保有性能基本指標(E_0)を求める。更に、形状指標(S_D)、経年指標(T)を算出して、構造耐震指標(I_s)を求める。
計算用の材料強度	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋：$\sigma_y=294\text{N/mm}^2$ (SR235) コンクリート：$13.0\sim 20.4\text{N/mm}^2$ (調査結果による推定強度)
計算方法の概要	<ul style="list-style-type: none"> 壁梁の降伏は考慮せずに、鉛直部材（壁）のみの耐力より保有水平耐力 (Q_u) を算出 1階の壁脚部を固定として壁の曲げ耐力・せん断耐力を算出 壁の曲げ耐力には、壁梁の曲げ戻しによる効果、壁梁のせん断力による鉛直方向の拘束による効果を略算で考慮している。 部材耐力算定時の軸力は長期軸力による。 部材の靱性指標 F 値は、せん断余裕度に応じてせん断壁で 1.0、曲げ壁で 1.0~2.0 としている。 保有性能基本指標 E_0 算定式の強度抵抗型式は、第2グループ以降の強度寄与係数は F 値に係らず 1.0 であり、全ての耐力壁が同時に最大耐力を発揮していると仮定している。 形状指標は、桁行・張間方向の全階で辺長比($G_i=0.8$)により、$S_D=0.95$ である。 経年指標は、コンクリートの中性化を考慮し、$T=0.994$ である。

保有水平耐力計算モデルと耐震診断モデルの地震時重量については、固定荷重、積載荷重等の条件をなるべく合わせている。地震時重量等の比較を付表-5、6に示す。1階の地震時重量は、保有水平耐力計算モデルが21,053.9kN、耐震診断モデルが20,682kNとなり、 $21,053.9\text{kN}/20,682\text{kN} \approx 1.02$ 程度であり、その他の階も概ね同等となっている。

付表-5 保有水平耐力計算モデルの地震時重量

※) 単位重量は地震力算定用重量を概算床面積で割った値

階	A m ²	w _i kN	Σw _i kN	α _i	A _i	C _i	Q _i kN	w _i /A kN/m ²
5階	447.62	3327.4	3327.4	0.158	1.715	0.343	1141.1	7.43
4階	401.52	4223.1	7550.5	0.359	1.398	0.280	2110.4	10.52
3階	401.52	4422.4	11972.9	0.569	1.230	0.246	2944.4	11.01
2階	401.52	4422.4	16395.3	0.779	1.107	0.221	3631.4	11.01
1階	401.52	4658.6	21053.9	1.000	1.000	0.200	4210.8	11.60
基礎	362.88	4670.5	25724.4			0.100	4677.8	12.87
Σ		25724.4						

付表-6 耐震診断計算モデルの地震時重量

・地震力 (F階地震力算定重量には基礎フーチング重量分は含まない)

階	W _i kN	ΣW _i kN	α _i	A _i	C _i	Q _i kN	P _i kN	床面積A m ²	W _i /A kN/m ²	1/A _i
5	3,478	3,478	0.168	1.688	0.338	1,174	1,174	447.62	7.77	0.592
4	4,087	7,565	0.366	1.390	0.278	2,104	929	398.66	10.25	0.719
3	4,296	11,861	0.573	1.226	0.245	2,909	806	398.66	10.78	0.815
2	4,296	16,157	0.781	1.106	0.221	3,574	665	398.66	10.78	0.904
1	4,525	20,682	1.000	1.000	0.200	4,136	562	398.66	11.35	1.000
F	15,613	36,295								

付 2.2.4 保有水平耐力計算結果と耐震診断結果の比較

(1) 保有水平耐力計算の結果

保有水平耐力時の結果を付表-7に示す。また、層間変形角 1/200 近傍、せん断破壊した時点、最終 STEP のそれぞれの各階の Q_u、ベースシア係数、層間変形角を付表-8に示す。

X 方向は、早期に脆性部材が生じたことにより保有水平耐力が決定され、正負加力とも $Q_u/Q_{un}=0.738$ と必要保有水平耐力を満足していない。付表-8に示すようにベースシア係数換算で $C_B=8549\text{kN}/21053.9\text{kN} \approx 0.406$ 程度となっている。層間変形角 1/200 近傍においては、 $C_B=0.614$ であり必要保有水平耐力を満足することになる。

付図-4に保有水平耐力計算結果におけるヒンジの凡例を示す。付図-5には、X 方向の保有水平耐力時のヒンジ図の抜粋 (Y0~Y2 通りの X1~X4 間) を示す。X 方向の保有水平耐力時については、大部分の耐力壁が未降伏の状態であり、Y1-X3 の耐力壁のせん断破壊により決定している。

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点

Y方向は、脆性部材が生じたことにより保有水平耐力が決定され正負加力とも
Qu/Qu_n=1.008~1.242 と必要保有耐力を満足している。付表-9に示すようにベース
シア係数換算でC_B=0.555~0.683 となる。保有水平耐力時の壁のせん断破壊時点
(56Step) と層間変形角 1/200 近傍(58Step)は、ほぼ同程度となっている。

付図-6には、Y方向の保有水平耐力時のヒンジ図の抜粋(X1~X4通り)を示
す。保有水平耐力時については、概ね耐力壁が曲げ降伏している。

付表-7 保有水平耐力計算結果

X方向 正加力時							X方向 負加力時						
階	X方向 正加力時						階	X方向 負加力時					
	Ds	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qu _n		Ds	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qu _n
5階	0.55	1.00	5705	3138	2317	0.738	5階	0.55	1.00	5705	3138	2317	0.738
4階	0.55	1.00	10552	5804	4285	0.738	4階	0.55	1.00	10552	5804	4285	0.738
3階	0.55	1.00	14722	8097	5978	0.738	3階	0.55	1.00	14722	8097	5978	0.738
2階	0.55	1.00	18157	9986	7373	0.738	2階	0.55	1.00	18157	9986	7372	0.738
1階	0.55	1.00	21054	11580	8549	0.738	1階	0.55	1.00	21054	11580	8548	0.738

Y方向 正加力時							Y方向 負加力時						
階	Y方向 正加力時						階	Y方向 負加力時					
	Ds	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qu _n		Ds	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qu _n
5階	0.55	1.00	5705	3138	3164	1.008	5階	0.55	1.00	5705	3138	3898	1.242
4階	0.55	1.00	10552	5804	5851	1.008	4階	0.55	1.00	10552	5804	7209	1.242
3階	0.55	1.00	14722	8097	8162	1.008	3階	0.55	1.00	14722	8097	10058	1.242
2階	0.55	1.00	18157	9986	10069	1.008	2階	0.55	1.00	18157	9986	12406	1.242
1階	0.55	1.00	21054	11580	11675	1.008	1階	0.55	1.00	21054	11580	14382	1.242

付表-8 X方向の各ステップの保有水平耐力計算結果

① X方向正加力時

保有水平耐力時：部材がせん断破壊する時点

耐力壁せん断破壊部材：1F Y1 X3 step41

Step	最大層間変形角1/200近傍			部材がせん断破壊する時点			最終step		
	Δδ mm	Q kN	δ/h	Δδ mm	Q kN	δ/h	Δδ mm	Q kN	δ/h
CB換算	0.614			0.406			0.680		
5階	0.92	3503	1/2944	0.36	2317	1/7542	1.31	3879.2	1/2056
4階	1.51	6478	1/1690	0.54	4285	1/4722	2.50	7174.5	1/1019
3階	3.52	9038	1/725	0.72	5978	1/3537	10.58	10009.9	1/241
2階	5.60	11147	1/455	0.85	7373	1/2989	22.35	12345.6	1/114
1階	10.10	12926	1/302	1.02	8549	1/2987	102.36	14315.1	1/30

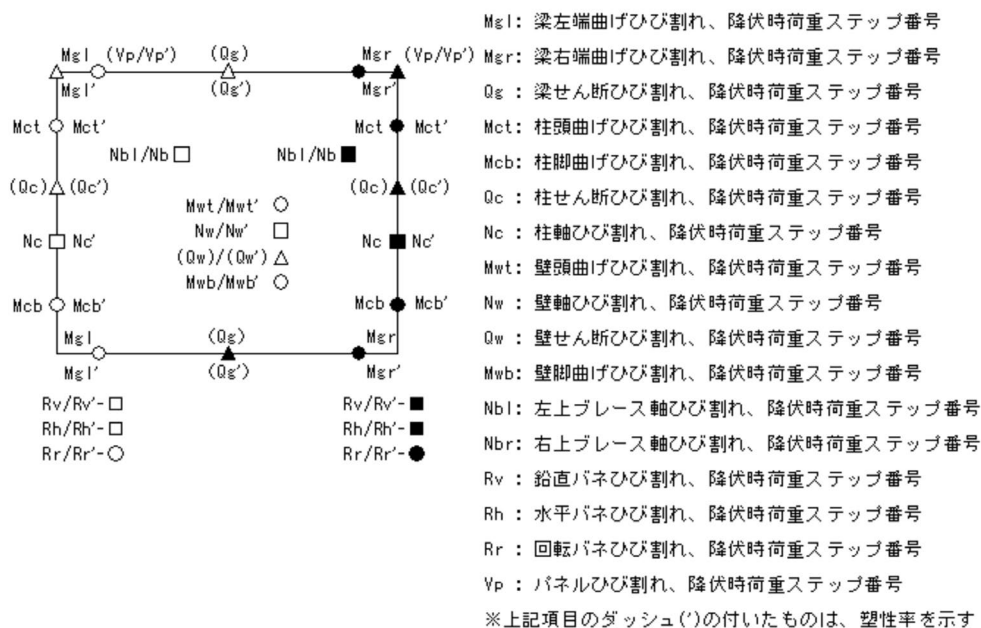
② X方向負加力時

保有水平耐力時：部材がせん断破壊する時点

耐力壁せん断破壊部材：1F Y1 X3 step41

Step	最大層間変形角1/200近傍			部材がせん断破壊する時点			最終step		
	Δδ mm	Q kN	δ/h	Δδ mm	Q kN	δ/h	Δδ mm	Q kN	δ/h
CB換算	0.614			0.406			0.683		
5階	0.93	3503	1/2900	0.36	2317	1/7521	1.35	3898	1/2007
4階	1.52	6478	1/1673	0.54	4285	1/4713	2.61	7209	1/976
3階	3.69	9038	1/691	0.72	5978	1/3522	12.40	10059	1/206
2階	5.84	11147	1/437	0.86	7373	1/2975	27.26	12406	1/94
1階	10.11	12926	1/302	1.02	8549	1/2996	117.85	14385	1/26

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



塑性化の記号

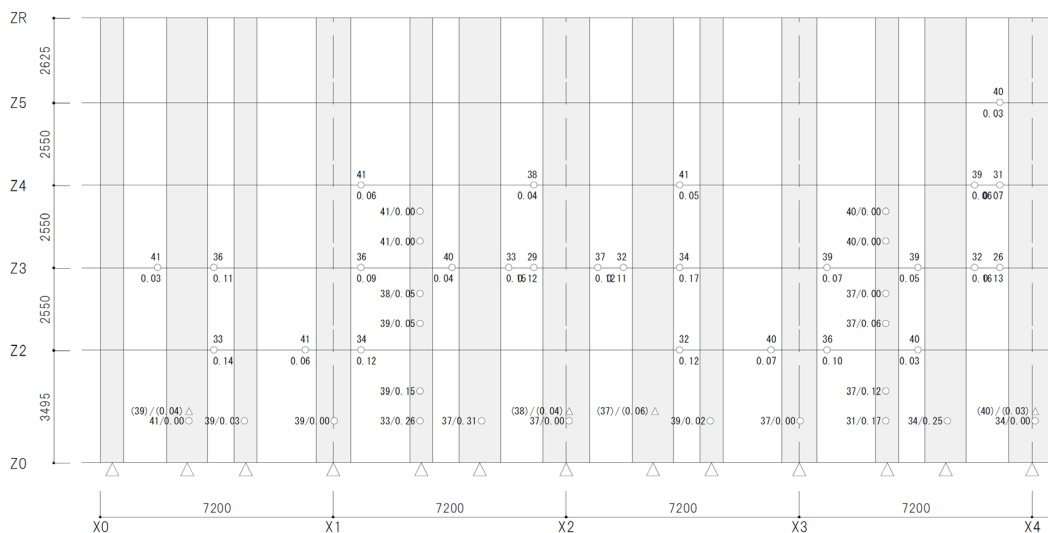
	ひび割れ	降伏
曲げ	○	●
せん断	△	▲
軸引張	□	■
圧壊(座屈)		◆

(鉛直バネの■は浮上りを示す)

耐震壁付帯梁は表示しない

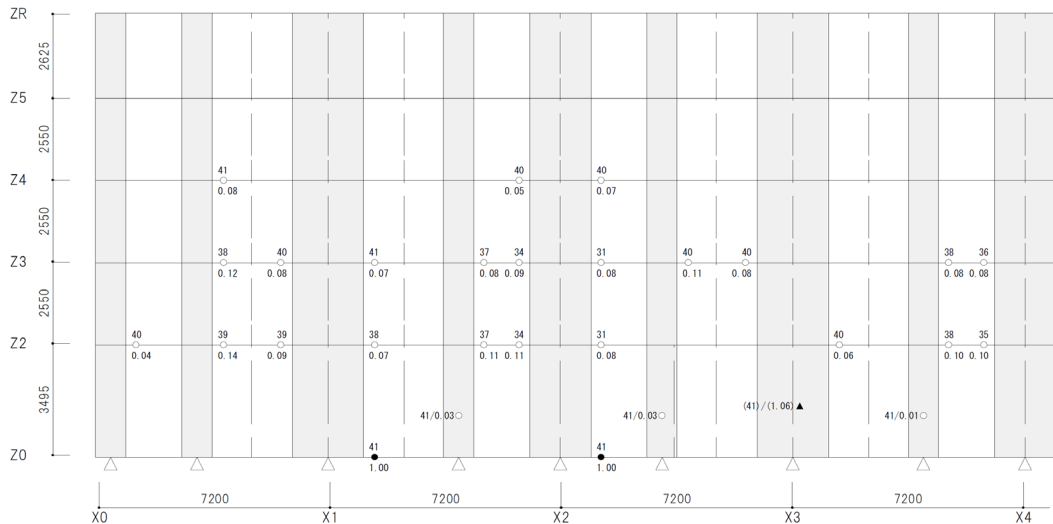
●印はS造柱脚のヒンジを示す

付図-4 保有水平耐力計算結果におけるヒンジ凡例図

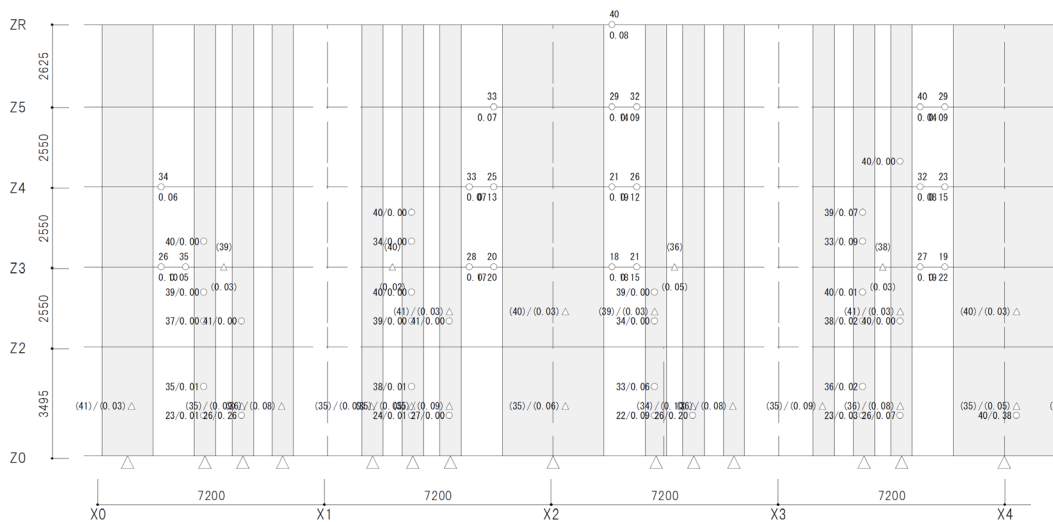


保有水平耐力時 (正加力) : Y0 通りヒンジ図 (抜粋)

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



保有水平耐力時（正加力）：Y1 通りヒンジ図（抜粋）



保有水平耐力時（正加力）：Y2 通りヒンジ図（抜粋）

付図-5 X方向の保有水平耐力時ヒンジ図

付表-9 Y方向の各ステップの保有水平耐力計算結果

③ Y方向 正加力時

保有水平耐力時： 部材がせん断破壊する時点

耐力壁せん断破壊部材： 1F X2 Y1-Y2 step56

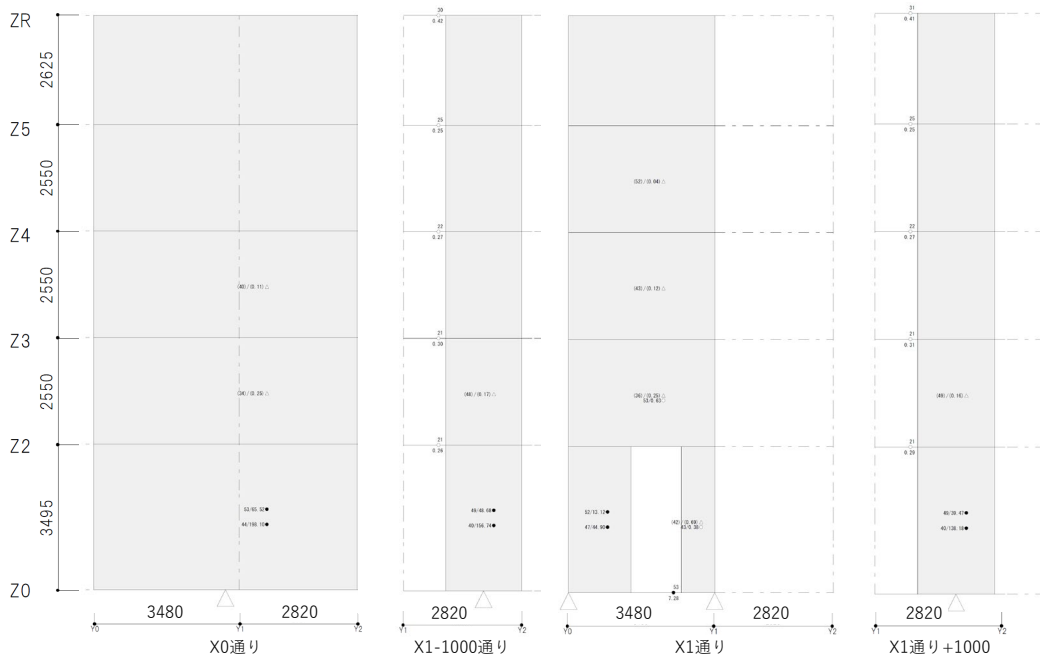
Step	最大層間変形角1/200近傍			部材がせん断破壊する時点			最終step		
	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h
CB換算	0.574			0.555			0.601		
5階	1.68	3277	1/1609	1.51	3164	1/1785	1.84	3429.5	1/1468
4階	1.89	6060	1/1348	1.72	5852	1/1483	2.07	6342.8	1/1230
3階	2.61	8455	1/976	2.39	8164	1/1068	2.90	8849.5	1/879
2階	3.95	10428	1/645	3.56	10069	1/717	4.31	10914.4	1/591
1階	13.65	12092	1/223	9.63	11675	1/317	166.93	12655.5	1/18

④ Y方向 負加力時

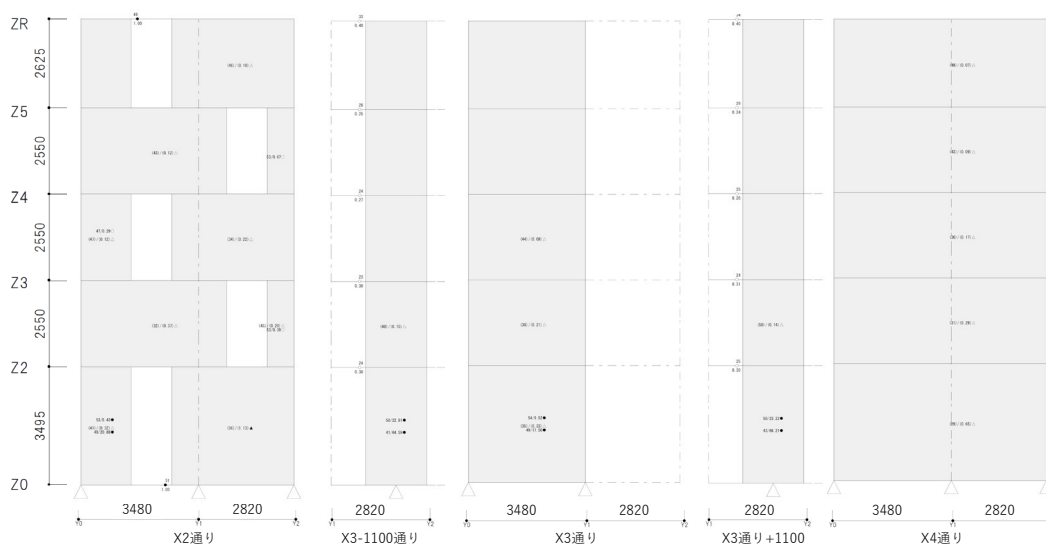
保有水平耐力時： 部材がせん断破壊する時点

耐力壁せん断破壊部材： 1F X1 Y0~, 1F X2 Y0~ step69

Step	最大層間変形角1/200近傍			部材がせん断破壊する時点			最終step		
	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h	$\Delta \delta$ mm	Q kN	δ/h
CB換算	0.693			0.683			0.714		
5階	4.70	3955	1/574	3.91	3898	1/690	9.14	4071.7	1/296
4階	5.02	7314	1/508	4.30	7209	1/593	9.18	7530.4	1/278
3階	6.44	10204	1/396	5.66	10059	1/451	10.59	10506.5	1/241
2階	7.84	12585	1/325	7.02	12406	1/363	12.71	12958.0	1/201
1階	14.30	14593	1/213	11.79	14385	1/259	368.70	15025.3	1/8



保有水平耐力時（正加力）： X0~X1+1100 通りヒンジ図（抜粋）



保有水平耐力時（正加力）：X2～X4 通りヒンジ図（抜粋）

付図－6 Y方向の保有水平耐力時ヒンジ図

(2) 耐震診断結果

耐震診断結果を付表－10に示す。X方向については、構造耐震指標（ I_s ）は1階で $I_s=0.92$ と全階で構造耐震判定指標（ $I_{so}=0.6$ ）を上回り所要の耐震性能を有している。1階の $I_s=0.92$ の強度指標（ C ）は $C=0.972$ であり、保有水平耐力は、 $Q_u=0.972 \times 20,682\text{kN} \approx 20,102\text{kN}$ となり、荷重増分解析による保有水平耐力計算に比べて、 $20,102\text{kN}/8549\text{kN} \approx 2.35$ 倍の保有水平耐力を有していることになる。これは、保有水平耐力計算では、早期に脆性部材が生じて保有水平耐力が決定されたこと、耐震診断では耐力壁に取り付く壁梁の降伏を無視し、耐力壁の終局耐力の和としている点で異なるためである。

付図－7には、X方向の代表的な破壊モード図を示す。1階は、Y0、Y2通りの窓開口の構面はせん断壁が支配的であり一部曲げ壁が混在する。Y1通りは靱性の低い曲げ壁が支配的である。

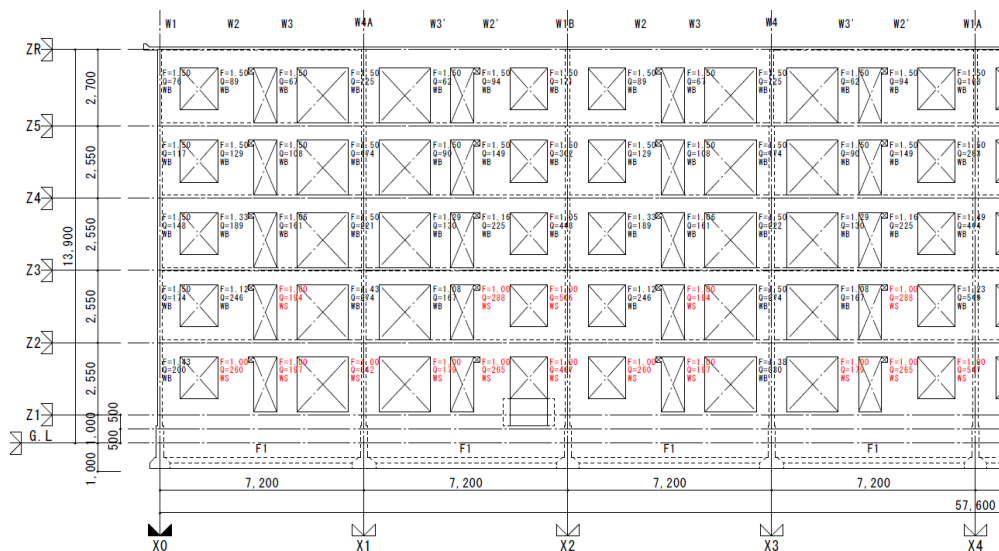
Y方向については、構造耐震指標（ I_s ）は1階で $I_s=0.67$ と全階で構造耐震判定指標（ $I_{so}=0.6$ ）を上回り所要の耐震性能を有している。1階の $I_s=0.67$ の強度指標（ C ）は $C=0.709$ であり、保有水平耐力は、 $Q_u=0.709 \times 20,682\text{kN} \approx 14,663\text{kN}$ となり、荷重増分解析による保有水平耐力計算に比べて、 $14,663\text{kN}/14,385\text{kN} \approx 1.01$ 倍とほぼ同程度となっている。これは、保有水平耐力計算においても、1階の壁は概ね曲げ降伏が先行し、層間変形角 $1/200$ 程度で保有耐力が決定されていること、桁行方向に比べて壁梁が少なく壁梁降伏の影響が少ないと考えられる。

付図－8には、Y方向の代表的な破壊モード図を示す。1階は、F=1.00～2.00の曲げ壁が支配的であり、破壊モードは保有耐力計算に近い傾向となっている。

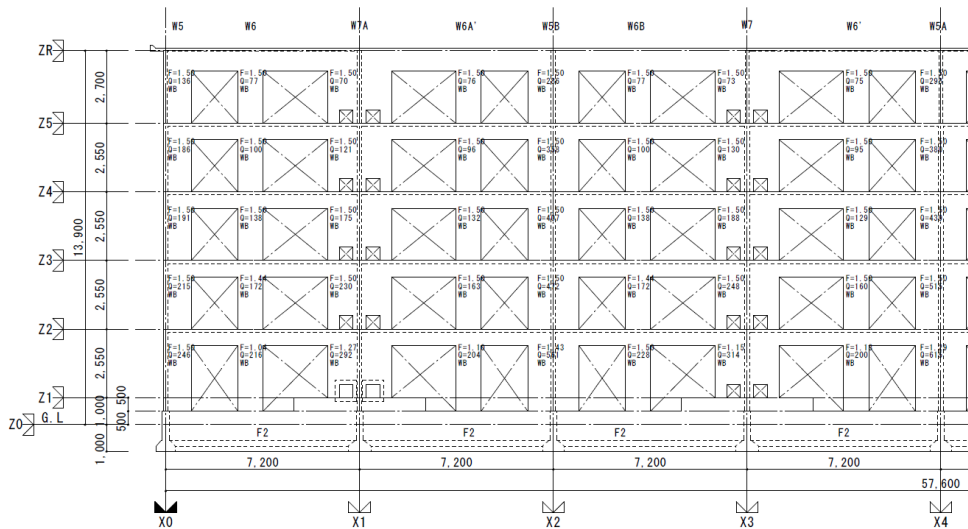
付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点

付表-10 耐震診断結果

方向	層	C	F	Type	E_p	S_p	T	Is	$C_{IT} \cdot S_p$	判定	決定式
X	5	0.141 2.071	1.27 1.50	WB WB	1.843	0.950	0.994	1.74	1.17	OK	(4式)
	4	0.022 1.490	1.27 1.40	WB WB	1.500	0.950	0.994	1.42	1.02	OK	(4式)
	3	1.279	1.00	WB, WS	1.043	0.950	0.994	0.98	0.99	OK	(5式)
	2	1.120	1.00	WB, WS	1.013	0.950	0.994	0.96	0.96	OK	(5式)
	1	0.972	1.00	WB, WS	0.972	0.950	0.994	0.92	0.92	OK	(5式)
Y	5	3.566	1.00	WB, WS	2.112	0.950	0.994	1.99	2.01	OK	(5式)
	4	2.040	1.50	WB	2.200	0.950	0.994	2.08	1.39	OK	(5式)
	3	0.368 0.778	1.40 2.00	WB WB	1.337	0.950	0.994	1.26	0.60	OK	(4式)
	2	0.031 0.759	1.27 1.50	WB WB	1.029	0.950	0.994	0.97	0.65	OK	(4式)
	1	0.709	1.00	WB, WS	0.709	0.950	0.994	0.67	0.67	OK	(5式)
X	5	0.141 2.057	1.27 1.50	WB WB	1.831	0.950	0.994	1.73	1.16	OK	(4式)
	4	0.030 0.078 1.406	1.27 1.40 1.50	WB WB WB	1.519	0.950	0.994	1.43	0.96	OK	(4式)
	3	1.276	1.00	WB, WS	1.040	0.950	0.994	0.98	0.99	OK	(5式)
	2	1.118	1.00	WB, WS	1.011	0.950	0.994	0.95	0.96	OK	(5式)
	1	0.970	1.00	WB, WS	0.970	0.950	0.994	0.92	0.92	OK	(5式)
Y	5	3.708	1.00	WB, WS	2.196	0.950	0.994	2.07	2.09	OK	(5式)
	4	2.184	1.00	WB, WS	1.571	0.950	0.994	1.48	1.49	OK	(5式)
	3	1.175	1.40	WB	1.341	0.950	0.994	1.27	0.91	OK	(5式)
	2	0.259 0.508	1.10 2.00	WB WB	0.954	0.950	0.994	0.90	0.44	OK	(4式)
	1	0.327 0.326	1.00 2.00	WB WB	0.728	0.950	0.994	0.69	0.31	OK	(4式)

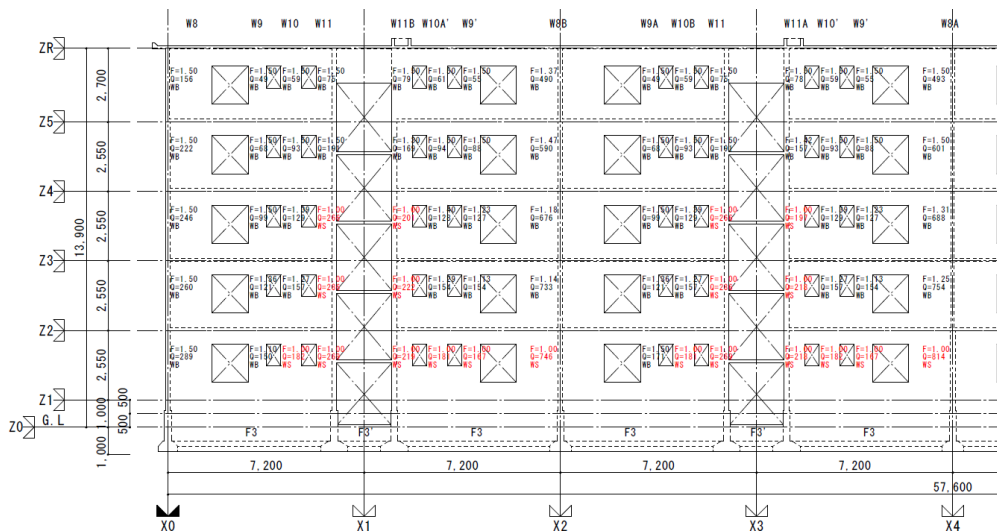


耐震診断時（正加力）：Y0 通り破壊モード図（抜粋）



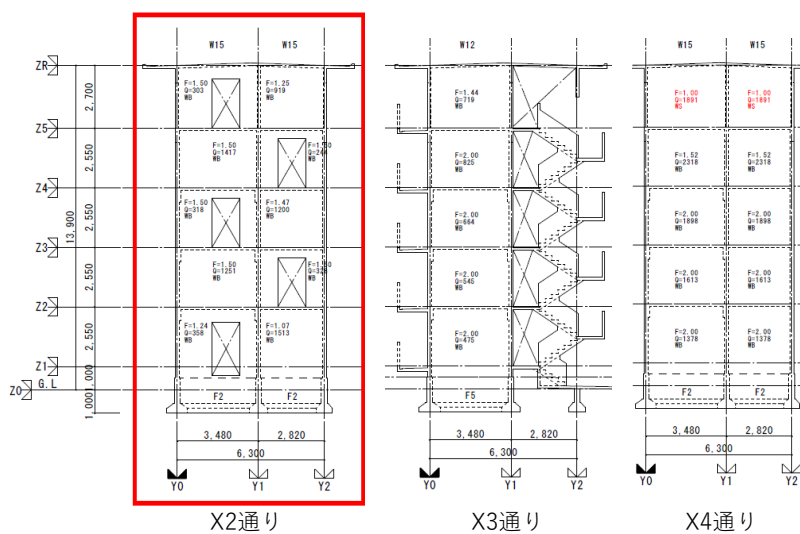
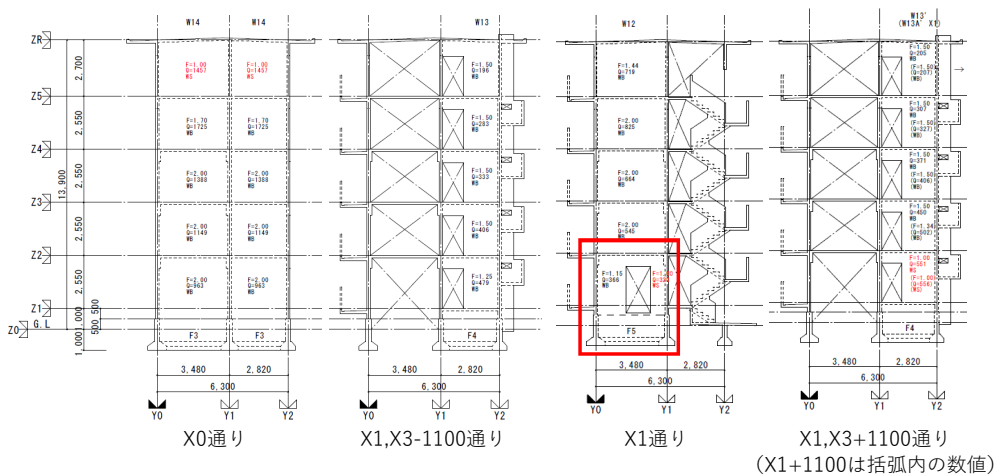
耐震診断時（正加力）：Y1 通り破壊モード図（抜粋）

付録2 躯体改造後の建築物の大地震時の安全性の評価における
保有水平耐力計算と耐震診断の留意点



耐震診断時（正加力）：Y2 通り破壊モード図（抜粋）

付図-7 X方向の破壊モード図（続き）



耐震診断時（正加力）：X0～X4 通り破壊モード図（抜粋）

付図-8 Y方向の破壊モード図

付 2.3 保有水平耐力計算と耐震診断計算の留意点

壁式鉄筋コンクリート造建築物の躯体改造後の大地震地震時の安全性の評価について、保有水平耐力計算と耐震診断計算の違い、計算結果への影響の留意点を付表－11 に記載する。

付表－1 1 保有水平耐力計算と耐震診断計算の主な違い
(旧耐震の壁式鉄筋コンクリート造の場合)

	保有水平耐力計算※1	耐震診断(2次診断)※2	計算結果への影響
ひび割れ等の劣化状況	考慮無し	経年指標(T)で考慮	
鉄筋の材料強度	基準強度 F (JIS 材は 1.1F)	丸鋼：294N/mm ² 異形鉄筋：規格降伏点強度 +49N/mm ²	—
コンクリート強度	設計基準強度	コンクリートコア採取の結果	—
耐力壁の支点	基礎・基礎梁の剛性を考慮して設定	壁脚部が降伏すると仮定	大
耐力壁	直交壁効果を耐力に考慮	直交壁効果、略算で境界梁の曲げ戻し効果を耐力に考慮	大
	反曲点高さは増分解析の各ステップの応力状態により算出	反曲点高さは略算で考慮	
終局耐力算定時の軸力	増分解析時の各ステップの軸力	長期軸力	大
壁梁	考慮	無視※3	大
床の開口	無視※4	無視※4	—
形状の悪い建物の考慮	Fe、Fs	Fe、Fs、辺長比、くびれ、Exp.J、吹き抜けを考慮	
変形性能	Ds=0.4～0.55	F=1.0～2.0 (Ds=(0.6/F)=0.3～0.6)	大
保証設計	必要	—	—
保有水平耐力計算	脆性部材が生じた時点又は最大層間変形角 1/200 時点の層せん断力	各耐力壁の終局強度の合計	大

※1：荷重増分解析による保有水平耐力計算を想定

※2：一般財団法人日本建築防災協会、「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」の第2次診断法を想定

※3：耐力壁より先に壁梁が降伏する場合や壁梁に近接して新設開口を設ける場合は注意が必要

※4：大きな床抜けがある場合は、剛床解除や地震力の伝達など別途検討が必要

付 2.4 まとめ

保有水平耐力計算では、壁脚部の支点の設定方法により耐力壁の耐力・剛性への影響が大きい。また、旧耐震規定で設計された建築物では、早期に耐力壁等に脆性破壊

が生じ保有水平耐力が決定されるため必要保有水平耐力を満足できないことが多い。全体崩壊系を想定した D_s 値を採用する場合については、せん断余裕度の確保や梁（壁梁）の曲げ降伏先行型に対する保証設計が必要であり、旧耐震規定で設計された建築物では保証設計を満足させることが困難である。そのため、 $D_s=0.55$ を採用するなどせん断破壊を時点が必要保有水平耐力を確保することが現実的である。

耐震診断計算では、旧耐震基準で設計された整形な建物の大地震時の安全性の確保を簡略的に把握することを目的としている。そのため、第2次診断法では、壁梁の降伏は考慮せずに、保有水平耐力は全ての耐力壁が同時に終局耐力に達すると仮定して耐力壁の耐力の合計としていることが特徴である。そのため、耐力壁に先行して壁梁が降伏する建物では保有水平耐力計算結果との差が大きくなる。

本稿にて紹介した躯体改造については、偏心や剛性バランスに配慮した上で建設当時の壁量・壁率・平均せん断応力の規定を満足する計画としているが、耐力壁の平面的・立面的な剛性バランスが悪くなる大規模な躯体改造を行う場合や壁梁への影響が大きい新設開口設置を行う場合は特に評価手法の違いに留意して大地震時の安全性の検討を行う必要がある。耐震診断に加えてそれらの影響を考慮した部分的な検討を行うのも1つの方法と思われる。

また、躯体改造の一つである耐力壁に開口を設けることで、開口の位置によっては、隣接する耐力壁が早期にせん断破壊を生じる場合がある。直交壁の耐力にも影響を及ぼすため、荷重増分解析による保有水平耐力算出には、加力方向の向きに限らず留意する必要がある。

本付録の保有水平耐力計算は荷重増分解析による手法を紹介したが、連層耐力壁架構が主である建築物では、1階壁脚部の降伏を仮定した総曲げ抵抗モーメント法による評価手法も有効である。

なお、参考として、比較検討時の保有水平耐力計算の解析モデルを下記に示す。

1) 部材耐力

1-1) 耐力壁の曲げ耐力

- ・ 曲げひび割れ考慮
- ・ 終局曲げモーメント
 - 引張コンクリートは非考慮
 - ステップごとの軸力を考慮
- ・ 降伏時剛性低率考慮
- ・ 第3 剛性低下率考慮 ($\alpha_3=0.001$)
- ・ 直交壁鉄筋考慮（考慮範囲は直交壁壁間距離，かつ，直交壁に開口がある場合は開口端距離の 1/2 範囲の鉄筋）

1-2) 耐力壁のせん断耐力

- ・ せん断ひび割れ考慮

- ・ 終局せん断耐力
 - 終局せん断耐力の係数は 0.053 採用
 - ステップごとの軸力を考慮（引張の場合は軸力方向応力度 0）
 - M/QD は一次設計地震荷重時
 - t_e に考慮できる直交壁の範囲は 6 t かつ壁長（ただし $t_e \leq 1.5t$ ）
- ・ 降伏時剛性低下率考慮（降伏時せん断変形角 0.004rad）
- ・ 第 3 剛性低下率考慮（ $\alpha_3 = 0.001$ ）

1-3) 軸耐力

- ・ 引張ひび割れ考慮
- ・ 引張降伏耐力考慮（縦筋）
- ・ 圧縮降伏耐力考慮（コンクリート+縦筋）
- ・ 引張降伏時剛性低下率（鉄筋のみ：ヤング係数比考慮）
- ・ 第 3 剛性低下率考慮（ $\alpha_3 = 0.001$ ）

1-4) 壁梁の曲げ耐力（基礎梁含む）

- ・ スラブ筋考慮
- ・ 曲げひび割れ考慮（有効幅内スラブ筋）
- ・ 終局曲げモーメント（スラブ片側 1m の範囲）
- ・ 降伏時剛性低下率考慮
- ・ 第 3 剛性低下率考慮（ $\alpha_3 = 0.001$ ）

1-5) 壁梁のせん断耐力

- ・ せん断ひび割れ考慮
- ・ 等価幅考慮（ b_e に考慮できるスラブの範囲は 6 t かつ 1m（ただし $b_e \leq 1.5b$ ））
- ・ 降伏時剛性低下率考慮（降伏時せん断変形角 0.004rad）
- ・ 第 3 剛性低下率考慮（ $\alpha_3 = 0.001$ ）

2) 剛性計算

2-1) 耐力壁の剛性

- ・ 腰壁・垂れ壁剛域考慮
- ・ 壁梁内剛域設定

2-2) 壁梁の剛性

- ・ 腰壁・垂れ壁，スラブ考慮
- ・ 耐力壁内全剛域

3) 架構のモデル化

- ・ 壁梁，耐力壁 とともに部材せい中央に線材

- ・ 支点位置基礎梁せい中央と耐力壁せい中央の交点

今回の解析は、耐震診断との比較と、改造前と改造後の比較のために、解析ソフトを用いた一般的な解析とするため、自動入力として剛性の補正值入力など特殊な入力を行っていない。

付録 3

U R 壁式賃貸住宅の躯体改造指針（案）（在来構造編）

UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針(案) (在来構造編)

平成 27 年 2 月

—— 街に、ルネッサンス ——



UR都市機構

UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針・在来構造編（案） 目次

第1章 総則	1
1.1 目的・躯体改造内容	1
1.2 適用範囲	5
1.3 用語の定義	5
第2章 建物の選定と調査	6
2.1 対象住棟の選定と調査	6
2.2 改造設計にかかる詳細調査	10
第3章 構造検討方針	11
3.1 躯体改造と法的取扱い	11
3.2 改造住棟に確保する構造性能	15
3.3 構造計画	17
第4章 建物全体の検討	26
4.1 検討方針と方法	26
4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	28
4.2.1 使用材料および許容応力度	28
4.2.2 荷重および外力	29
4.2.3 応力および変形解析	29
4.2.4 使用性・損傷制御性の確認	30
4.3 安全性の確認	31
4.4 基礎構造の検討	34
第5章 建物各部の検討	35
5.1 壁梁せい低減	35
5.1.1 壁梁せい低減方法	35
5.1.2 検討項目・検討方法	37
5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置	58
5.2.1 戸境耐力壁への開口設置方法	58
5.2.2 検討項目・検討方法	65
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置	86
5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法	86
5.3.2 検討項目・検討方法	87
5.4 けた行方向に出入り口開口設置	92
5.4.1 出入り口開口設置方法	92
5.4.2 検討項目・検討方法	96

5.5	戸境床スラブへの開口設置	102
5.5.1	開口設置方法	102
5.5.2	検討項目・検討方法	104
5.6	基礎梁の補強	111
5.6.1	基礎梁の補強方法	111
5.6.2	検討項目・検討方法	112
5.7	改造に伴う設備用スリーブ設置	116
5.7.1	改造に伴う設備用スリーブ設置方法	116
5.7.2	検討項目・検討方法	116

<参考資料>

参考資料 1. 戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

第1章 総則

1.1 目的・躯体改造内容

1. UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針・在来構造編（以下、本指針という）は、独立行政法人都市再生機構（以下、UR都市機構という）が実施する既存の主として住宅に供する地上階数が5以下の現場打ちの壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式RC造という）集合住宅建物（以下、住棟という）の躯体改造に関する構造設計、施工に適用し、もって住棟の躯体改造された品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。
2. 本指針は、建築基準法に規定される「模様替」および「用途変更」に伴う躯体改造を対象とする。
3. 本指針で対象とする躯体改造項目は、下記(1)から(5)とする。なお、躯体改造による居住空間拡大や居住性能向上に伴う基礎梁の補強や設備用スリーブ設置も対象とする。
 - (1) 壁梁せいの低減
 - (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
 - (3) 妻側耐力壁への窓開口設置
 - (4) けた行方向に出入り口開口設置
 - (5) 戸境床スラブへの開口設置

1. 本指針の目的

UR都市機構においては、既存賃貸住宅ストックの再生・活用のため、これまでに清瀬旭が丘団地、三鷹台団地19号棟、ひばりが丘団地ならびに向ヶ丘第一団地等で住棟の躯体改造の実証実験を行ってきたところである。

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式RC造住棟の構造躯体（耐力壁、壁梁、床スラブならびに基礎梁をいい、以下同様とする）の改造に関する構造設計方針、構造設計方法ならびに施工手順を記載することにより、躯体改造設計の品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。

2. 躯体改造において対象とする建築行為とその規模

UR都市機構が躯体改造を行う場合、事業採算上の観点から躯体改造に掛かるコストを低く抑える必要があり、躯体改造前の建物が有する構造耐力上の余裕の範囲内において、耐震補強を要さない躯体改造方法を採用することが求められている。

また、併せて躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならないことが求められている。

このことから、本指針で対象とする建築行為とその規模は、現行の建築基準法および施行令（以下、単に法令という）への遡及が緩和されている以下の3項目のうち①および②とし、③は対象外とする。

なお、③を対象外とした理由は、本節1.1の本文3の(1)から(5)以外の改造項目（例えば、北側に廊下を設置する場合の新設スラブの設置方法等）を新たに検討する必要があること等を鑑みて、事業の実現性の可能性が低いと想定している。また、延べ面積（以下、記号Aを採用）の1/20以上または50m²を超える一体増築については、法令上、現行法への適合が義務付けられており、住棟への補強量が現実的な範囲で収まらないことから、更に事業の実現可能性は極めて低くなるものと想定される。

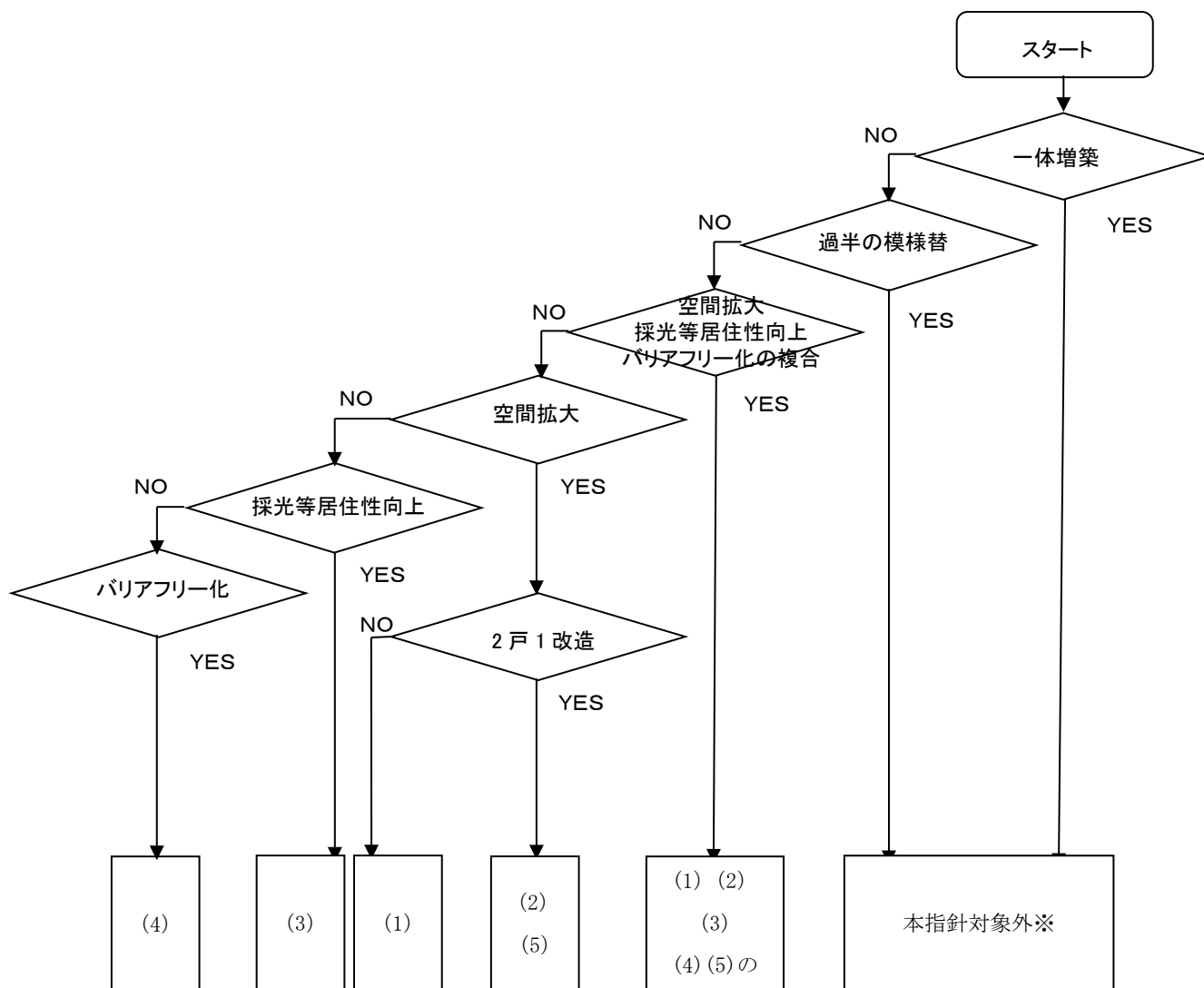
- ① 模様替（躯体の改造または荷重の変更を伴うもの）
- ② 用途変更（荷重の変更を伴うもの）

③ 一体増築（A/20 以下かつ 50 m²以下のもの）（A：延面積）

解説表 1.1.1 に本指針が対象とする躯体改造項目と対応する建築行為を、解説図 1.1.1 に建築行為と躯体改造の組合せのフローを示す。

解説表 1.1.1 本指針が対象とする躯体改造項目と建築行為

本文 3. の 番号	躯体改造		建築行為	
	躯体改造項目	内容	種類	内容
(1)	壁梁せいの低減	居住空間拡大	模様替 用途変更	躯体の改造と、仕上げ等の変更による荷重の変更を伴う場合があるもの
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置	居住空間拡大 (水平・上下住戸の2戸1 化)		
(5)	戸境床スラブへの開口設置			
(4)	けた行方向耐力壁への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）	バリアフリー化 (北側階段室前へのエレベーター，廊下の分離増築)		
(3)	妻耐力壁への窓開口設置			
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置	1階の施設化		



凡例

- (1) 壁梁せいの低減
- (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
- (3) 妻耐力壁への窓開口設置
- (4) けた行方向への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）
- (5) 戸境床スラブへの開口設置

※ 過半の模様替の法関係以外の技術的事項については適用可

解説図 1.1.1 建築行為と躯体改造の組合せのフロー

3. 本指針の対象とする躯体改造内容

前記解説より、事業採算上の観点から躯体改造に要するコストを低く抑えることが可能で、かつ、躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならない「模様替」と「用途変更」に該当する項目のうち、実証実験が行なわれ実現性の高い本文に記載の(1) から(5) を対象とすることとしている。なお、本指針が対象とする住棟改造のイメージを、解説図 1.1.2 に示す。

(1) 壁梁せいの低減

本改造は、住戸内にある壁梁のせいを縮小することにより、鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置

本改造は、隣り合わせた2住戸の戸境耐力壁に出入り用の開口を新設し、水平2戸1化することにより水平方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ2,000mm、内法幅2,000mm程度を想定している。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置

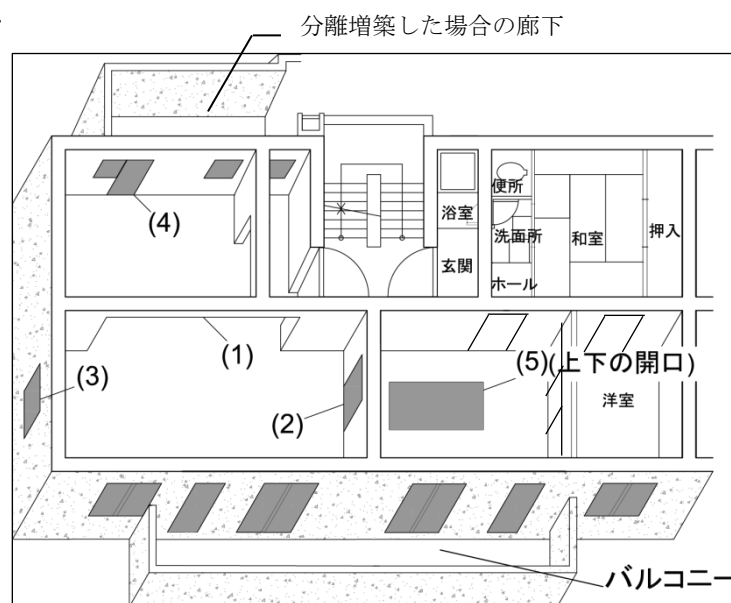
本改造は、妻側住戸に開口を新設し、眺望、採光、通風を取り入れることにより居住性の向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ1,000mm未満、内法幅1,200mm程度を想定している。

(4) けた行方向に出入り口開口設置

本改造は、エレベーター、共用廊下を設置し、腰壁等を撤去して住戸の出入口の位置を変更することで、建物のバリアフリー化を目的としている。また、(1)に示す梁せいの縮小も併せて行う場合もある。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

本改造は、上下住戸の戸境床に開口を新設し、上下2戸1化（メゾネット化）することにより鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本指針では屋根スラブや1階床開口の新設は考えていない。



解説図 1.1.2 本指針が対象とする躯体改造内容とイメージ

1.2 適用範囲

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物に適用する。

・本指針の適用範囲

本指針は、耐震性能が高くかつ耐震補強が不要となる場合が多い地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物を対象とし、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物およびラーメン構造建物等は適用範囲外とする。

なお、本指針の適用範囲とする壁式RC造建物の建設年代としては、1981年の建築基準法改正前に設計・建設された建物（以下「旧耐震建物」という）のほか、改正後の建物（以下、新耐震建物という）の両方を含む。

1.3 用語の定義

本指針にて使用する用語を、以下のように定義する。

改修：原状回復にとどまらず、機能を向上させるような改造・変更やグレードアップなどを伴う工事のこと。

躯体改造：居住空間の拡大や居住性の向上を目的として建物の構造躯体の一部を造り直すこと。

増築：同一の敷地内にある既存の建築物の延べ面積を増加させること（床面積を追加すること）。別棟で造る場合は、単体規程に関しては新築、集団規程に関しては増築として扱われる。

模様替：建物の仕上げ、造作などの更新により、用途や機能の変更、改善をはかること。

用途変更：既存の建築物の用途を変更して、別な用途にすること。

建設当時：建物の工事着工時点をいう。

コンクリートの推定強度 (σ_{BD})：耐震診断のコンクリートの推定強度および補強設計に用いるコンクリートの圧縮強度のこと。

・用語の定義

本節においては、本指針本文にて使用している用語のうち、躯体改造に関する用語を定義している。また、本指針に関連する用語を以下に記載する。

- ・ **建築**：建築物の新築、増築、改築、移転をいう（法第2条第十三号）
- ・ **大規模の模様替**：建築物の主要構造部の1種以上について行う過半の模様替え¹⁾をいう（法第2条第十五号）
- ・ **一体増築**：増築部分と既存部分を構造上分離せずに増築を行うことをいう。
- ・ **分離増築**：増築部分と既存部分を構造上エキスパンションジョイント等で分離して増築を行うことをいう。
- ・ **施設化**：使用用途を住宅から老人福祉施設等の施設に用途変更すること。

参考文献

- 1) 逐条解説 建築基準法 逐条解説建築基準法編集委員会 平成25年10月25日
- 2) 建築学用語辞典 日本建築学会編 1993年12月6日
- 3) 建築大辞典 第2版 2007年1月10日 第10刷

第2章 住棟の選定と調査

2.1 対象住棟の選定

対象住棟の選定は、1次選定および2次選定の2段階で行う。

- (1) 1次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟
 - 2) 設計図書が現存する住棟
- (2) 2次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟
 - 2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟
 - 3) 旧耐震の場合はコンクリートの推定強度 σ_{BD} が設計基準強度以上の住棟

・躯体改造住棟の選定

既存ストックの有効活用として躯体改造等を行い、長期利用を図ることから、対象住棟の選定にあたっては、十分な注意が必要である。本指針においては、解説図 2.1.1 に全体的な躯体改造住棟選定フローに示すように、1次選定と2次選定に区分し手戻り等がないようにしている。

1次選定は、任意の団地において法関係の手続等から検査済証等が現存する住棟とし、ここで選定された住棟に対して、住棟の特徴や居住者ニーズを踏まえた改造項目基本検討を立案する。

次に、2次選定は、1次選定した住棟において、著しいひび割れ、たわみ等の障害がなくかつ設計基準強度以上のコンクリート推定強度を有する改造に適した健全な住棟とする。なお、その詳細な選定フローについて解説図 2.1.2 に示す。

(1) 1次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟

既存建物に躯体改造、模様替等を行う場合、規模等により特定行政庁への法令等の申請が発生する。この場合、特に当時、適法として確認された検査済証が重要で、本済証がないと行政庁の指導に基づき躯体の研り等を含めた大掛かりな調査が必要となる。

また、このほかに計画通知認定書、1団地認定通知書、消防関係の特例基準通知等、それぞれの基準の確認を行うことにもなるので、これらの書類が現存するものを対象とする。

2) 設計図書が現存する住棟

上記の申請関係図書のほか、躯体改造等の検討において、建築意匠図、構造図、設備図、構造計算書等の設計図書で、建設途中での変更を網羅した最終図書が必要になる。

また、これらのほかに、建物の竣工後、維持管理のために屋根防水や設備配管の改修等の修繕履歴のほか、これに関する図面等が必要になる。なお、これらの一部が現存しない場合は、担当者と協議する。

(2) 2次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟

1次選定時に調査する設計図書や修繕履歴を基に、これらに記録されていない地震・火災等による被害状況や増改築、換気スリーブの設置、屋根断熱改修等の調査を行い、地震・火災等による著しい被害を受けていない住棟で、かつ、不適切な増改築等が行われていない住棟とする。

また、場合によっては、関係者の聞き取り調査等を行うことも必要である。

2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟とする。

外観を目視による現地調査を行い、著しいコンクリートのひび割れ、鉄筋の錆汁発生等の劣化、たわみ、不同沈下が生じていない、かつ、使用上障害のない健全な住棟とする。

なお、調査は、建防協RC耐震診断基準¹⁾の建物調査の2次調査に準じて行う。

また、実際の建物においては、仕上げ等が施してあり、構造躯体コンクリート面のひび割れ等について正確に把握することが困難である。このことから、空き家住宅等で仕上げ材を撤去して調査することも非常に重要である。また、これに併せて、コンクリート打設状況や壁梁およびスラブのたわみ等の変形状況に関する調査を行うことも必要である。

3) 旧耐震の場合は、各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

旧耐震の場合においては、建防協RC耐震診断基準¹⁾のコンクリートコアの圧縮強度試験に基づいた各階の推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

新耐震の住棟については、検査済証をもって各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された設計基準強度以上と判断されることから、上記の試験は実施しないこととした。

なお、コンクリートの採用強度は、次式のいずれかにより算定する（UR高層賃貸住宅耐震改修マニュアル）。

$$\sigma_{BD} = \min. (\bar{X}_i - 0.5\sigma, 1.25F_c, 30\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{BD} = \min. (\bar{X}_i - \sigma, 1.5F_c, 36\text{N/mm}^2) \text{ ただし, } \bar{X}_i \geq 1.25F_c$$

記号 σ_{BD} : コンクリートの採用強度 (N/mm²)

\bar{X}_i : 各階における各コアの圧縮強度の平均値 (N/mm²)

σ : 各階における3個以上のコアの圧縮強度の標準偏差 (N/mm²) で、次式による。なお、 $\sigma < 2.5\text{N/mm}^2$ の場合は $\sigma = 2.5\text{N/mm}^2$ とする。

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X}_i)^2}{N-1}}$$

X_i : 各階における各コアの圧縮強度 (N/mm²)

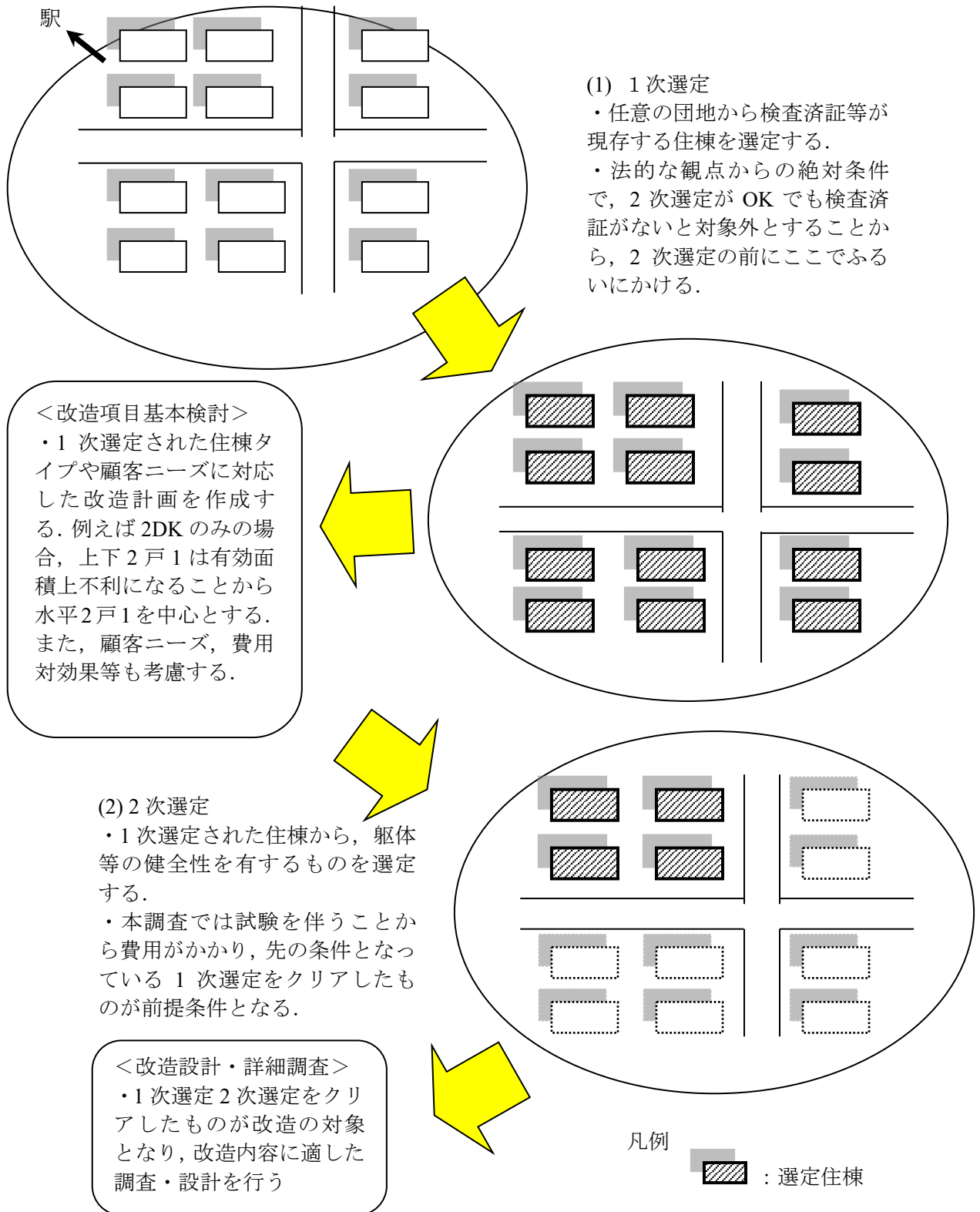
N : 各階におけるコアの個数

F_c : 各階のコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

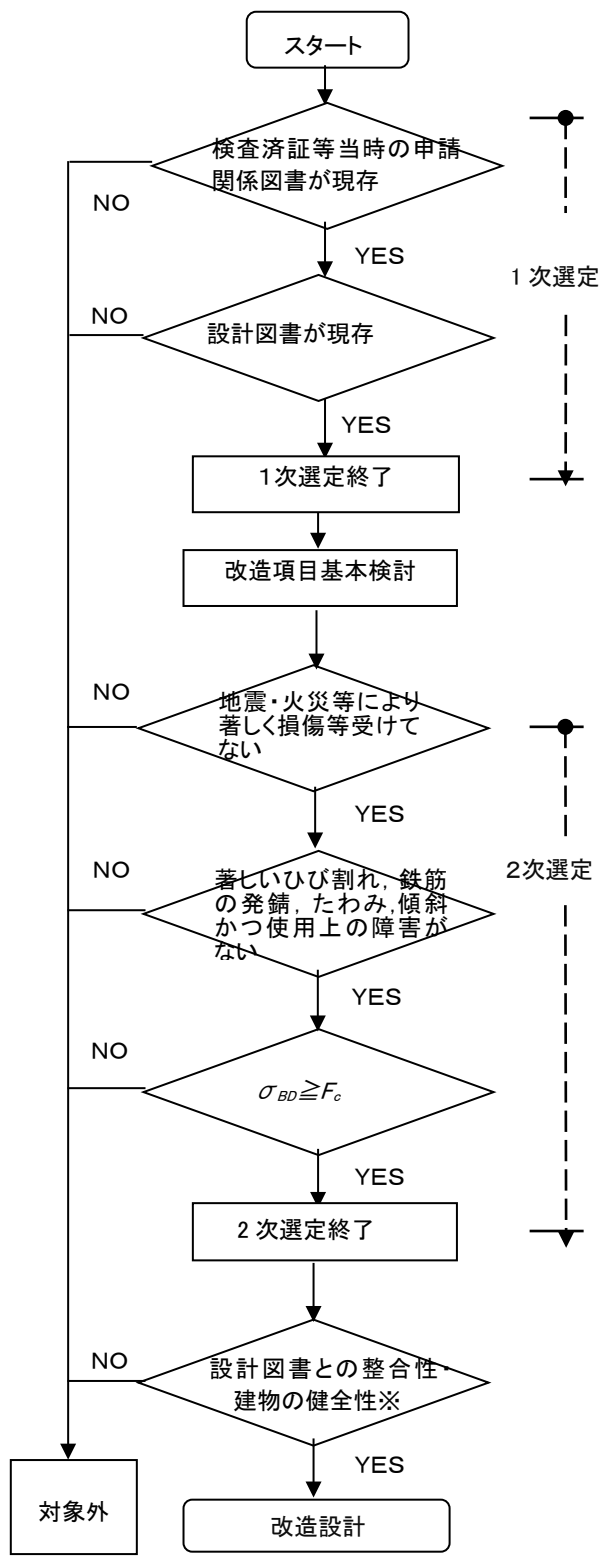
参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造の耐震診断指針・改修設計指針 同解説
2001年改定版

改造を行う団地を選定(計画)



解説図 2.1.1 本指針における躯体改造住棟選定フロー



※躯体寸法、鉄筋位置等設計図書との整合性や耐震診断調査による健全性を有すること (2.2 節参照).

解説図 2.1.2 本指針における躯体改造住棟選定詳細フロー

2.2 躯体改造設計にかかる住棟詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計にかかる詳細調査は、下記の項目について行う。

- (1) 躯体寸法等調査
- (2) 鉄筋位置等調査
- (3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

・2次選定された住棟の詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計を的確に行うには、前節 2.1 の調査のほか躯体改造に関連する部位の調査を綿密に行う必要がある。

また、旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように安全性の確認のために耐震診断を行うことから、その調査も必要である。ここでの調査は、住戸内の調査を行うことから居住者がいないことが前提である。

(1) 躯体寸法等調査

躯体改造する項目にもよるが、設計図書に記載された躯体の厚さ、長さ等の寸法の整合性が確保されていない場合、建物全体の安全性や躯体改造設計へ大きく影響する。例えば、壁梁せい低減改造による壁梁の端部接合部の耐力壁は、回転拘束等含め非常に重要であり、所要の躯体の厚さ、長さ等が必要となる。

このことから、躯体改造設計に関連する部位において、設計図書に記載された寸法の整合性の確認をするため、現地にて寸法実測を行う。

なお、原則として躯体改造設計は、躯体寸法の整合性の確認ができる建物とするが、住棟の安全性や躯体改造設計に影響がないことが確認される場合は、担当者と協議し躯体改造の可否を決定する。

(2) 鉄筋位置等調査

上記の躯体寸法のほか鉄筋の位置、本数、径、かぶり厚さ等確認し設計に的確に反映する必要がある。

本調査では、躯体改造設計に関連する部位の鉄筋探査機等により躯体内の鉄筋状況を調査し、設計図書との整合性を確認する。

(3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように、躯体改造後の住棟の大地震動時の安全検証を耐震診断で行うこととしている。このことから、調査は、建防協 R C 耐震診断基準の建物調査の精密調査（本調査）に準じて行う。

第3章 構造検討方針

3.1 躯体改造と法的取扱い

1. 本指針に基づいて躯体改造を行う際には、建築基準法施行令第8章を満足することとする。
 なお、建築基準法令に記載がなく特定行政庁の個別判断による内容については、本指針を基に特定行政庁と協議を行い、その結果を反映するものとする。
2. 躯体改造を行う場合は、事前に本社と協議を行うこととする。

1. 既存建築物の躯体改造を行う場合の法的取扱い

既存建築物への建築行為における申請の要否および申請において求められる構造上の要求事項のうち、本指針が対象とする建築行為における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.1 に示す。また、参考として、本指針の適用範囲外である増築における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.2 に示す。

解説表 3.1.1 および解説表 3.1.2 によれば、模様替または増築を行う場合、原則的に、構造方法関係基準について、現行法規に適合させる必要があるが、規模等に応じて現行法規の遡及に対する緩和規定が設けられており、構造耐力上の危険性が增大しないことを確認すればよい。なお、用途変更を行う場合、構造方法関係基準について法上遡及されていないが、荷重増等が変化する場合、検討報告書の提出を行政が義務付ける場合がある。また、申請を要する増築と、申請を要さない規模の模様替を同時に行う場合等の取扱いについては、法令上記載がなく特定行政庁の個別判断となっている。

解説表 3.1.1 本指針の適用範囲である既存建築物への建築行為における構造上の要求事項

建築行為	緩和規定	躯体改造対象部分	申請の要否	構造方法関係基準に関する要求事項
模様替	有り	主要構造部の 1/2 超	必要	構造耐力上の危険性が增大しないこと ^{*1)}
		主要構造部の 1/2 以下	不要	自己責任にて実施 ^{*2)}
用途変更	無し	100m ² 超	必要	計画変更確認申請を要する ^{-*3)}
		100m ² 以下または類似の用途間	不要	自己責任にて実施 ^{*2) *3)}

[注] *1) 「全体計画認定に係わるガイドライン」^{3.1.1)}の要旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和の方向で協議する余地がある。しかし、躯体改造による増築面積がA/20 または 50m² 以上の場合の検討方法は法改正によってA/20 以上についても緩和規定が設けられたが、いずれも現行の基準で構造計算による確認が必要と法令で定められており、その内容が厳しく実現性は低い。

*2) 増築と同時に行なう大規模でない模様替について、構造上の危険性が增大しないことの確認が必要とされる場合がある。その際、増築において審査することとなっている構造検討内容と同じ内容のみを審査する場合もある。

*3) 令第85条において、用途別に指定されている積載荷重が用途変更に伴い増加する等の場合は、法第12条第5項の報告により構造耐力上の危険性が增大しないこと（建設当時の適法性の証明）を確認することとしている場合もある（Y市の例）。

解説表 3.1.2 本指針の対象外である増築の場合の既存建築物への建築行為における
構造上の要求事項（平成 24 年 9 月 20 日現在）

建築 行為	緩和 規定	増築等の規模 (A:延べ面積)		申請 要否	構造方法関係基準に関する要求事項		備考	
					対象範囲	内 容		
増築	有り	A/2 超	一体	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く） ※ 2)	・実現性 低い※ 5)	
					増築部分	・現行仕様規定に適合すること。		
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること		
			分離	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く） ※ 2)		・実現性 低い※ 5)
						・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算 （2次設計含む）又は耐震診断 ※ 3)		
						② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算 ※ 4)		
		増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること					
		A/2 以下	一体	必要	増築部分	・現行仕様規定に適合すること	・実現性 低い※ 5)	
					建物全体	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く） ※ 2)		
						・現行基準の構造計算により安全を確認すること ② 地震に関する許容応力度等計算（2次設計含む） ② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※ 4)		
			分離	必要	既存部分	・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算 （2次設計含む）又は耐震診断 ※ 3)		・行政判 断実現 性低い ※5)
						② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※ 4)		
増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること							
建物全体	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く） ※ 2)	・行政判 断実現 性低い ※5)						
	② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※ 4)							
	・現行基準の構造計算により安全を確認すること							
A/20 以 下 かつ 50㎡以 下※1)	一体	必要	既存部分	・構造耐力上の危険性が增大しないこと ※5) （「全体計画認定に係るガイドライン」参照，以下同 様）	・行政判 断実現 性低い ※5)			
			増築部分	・現行規定に適合させること				
	分離	必要	既存部分	・検討不要（変更がなければ）※ 6)				
			増築部分	・現行規定に適合させること				

[注] ※1)：床面積に参入されない場合でも、建築面積が発生すれば増築と判断されるケースがある。

※2)：壁式 RC 造のコンクリートおよびモルタルの設計基準強度（令第 80 条の 2，H13.6.12 国交告第 1026 号により 18N/mm² 以上）が適合しないが、殆どの特定行政庁はこの理由により増築不可とはしていないことを踏まえ、特定行政庁に了解を得る必要がある。

※3)：H17.6.1 国交告第 566 号（H24.9.20 改正）第 2 第一号イで、耐震診断によって地震に対して安全な構造であることを確かめることができるものとされているため、ほとんどの場合地震時許容応力度計算は行われていない。なお、法改正により、耐震診断と同等な安全性の確認として新耐震基準およびこれ以降の新基準、例えば限界耐力計算によっても良いとされているが、實際上検討は困難である。

※4)：地震以外の許容応力度計算に係る規定については法制度改正がされていないため、建設時の計算書を提出することで足りるものとされている（検査済証があれば計算書の提出を不要とする場合もある）。

躯体改造を行う場合は再計算が必要となる。

※5)：「全体計画認定に係るガイドライン」(表 3.1.3 参照)の趣旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和する方向で協議する余地がある。しかし、A/20 以上または 50 m²以上の場合の検討方法は、法改正によって A/2 以上についても緩和規定が設けられたが、いずれも現行の基準で構造計算による確認が必要と法令で定められており、その内容が厳しく実現性は低い。

※6)：令第 137 条の 2 第二号ロにおける構造上の危険性が增大しないことの確認は、構造上分離されていることで足りるものとされている。

解説表 3.1.3 に、「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された構造耐力上の危険性が增大しないことの判断方法を示す。構造耐力上の危険性が增大しないことの確認方法については、法令上記載がなく、特定行政庁の個別判断となっている。「全体計画認定ガイドライン」(H17.6.1 国住指発第 667 号)^{3.1.1)}における例示を根拠とし、改造前よりも構造耐力上の危険性が增大しないこととされているが、安全性を確認した上で危険性の増大を認める場合もあり、各特定行政庁によって判断は異なる。

解説表 3.1.3 「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された
構造耐力上の危険性が增大しないことの判断方法^{3.1.1)}

	内容
判断方法 1	・ 下記の①から③を満たすこと。 ① 通常の荷重及び外力による各部材の応力度が工事着工前の検定比以下であること。 ② 大地震時の保有水平耐力または耐震診断の I_s 値が工事着工前における耐力比以上であること。 ③ 層間変形角や剛性率・偏心率が工事着工前と比較して悪化しないこと。
判断方法 2	・ すべての現行規定に適合すること。

躯体改造を行う場合の留意すべき事項として、建設年代の古い建物は、建物竣工後に建築基準法令・告示が随時改定されて厳しくなっていることから、現行の建築基準法令や告示等（設計基準強度、外力分布形、杭の水平力の検討、壁梁のせん断設計の水平荷重時応力割増し係数等）を満足することが困難となる場合もあること、また、「構造耐力上の危険性が增大しないこと」による確認方法については、躯体改造前の建物が有する余裕と同等以上の数値を確保するためには補強量が増大し、事業の実現可能性に大きく影響することが挙げられる。これらに対して、延べ面積が 100m²を超える用途変更における申請時の取扱い事例^{3.1.2)}を準用する方法は、事業の実現可能性の観点から大変有効であるが、採用の可否について特定行政庁と協議する必要がある。

なお、主要構造部の 1/2 以下の模様替および延べ面積が 100m² 下の用途変更については申請が不要であり、実施者は自己責任にて行うことになるが、建設当時の法・令・告示を満たすことおよび 3.2 に記載の構造性能を確保する必要がある。

2. 本社への事前相談

躯体改造については，実施した事例も極めて少なく，行政協議の結果も案件ごとに大きく異なるのが実情であり，URとして統一した運用を図る必要があることから，事前に本社と協議を行うこととした。

<参考文献>

- 3.1.1) 「建築物の安全性及び市街地の防災機能の確保等を図るための建築基準法等の一部を改正する法律等の施行について（技術的助言）」（別添 2）「全体計画認定に係るガイドライン」（H17.6.1 国住指第 667 号）および「全体計画認定に係るガイドラインの一部改正について」（H20.4.17 国住指第 225 号）
- 3.1.2) 横浜市：建築基準法令第 12 条 5 項の報告による建設当時の適法性の証明

3.2 改造住棟に確保する構造性能

1. 本指針に基づいて構造設計および施工する躯体改造住棟には、下記の最低限の構造性能を確保する。
 - (1) 構造躯体の耐久性
 - (2) 長期荷重時における使用性・機能性
 - (3) 短期荷重時における損傷制御性
 - (4) 大地震動時における安全性
2. 上記1. に記載の構造性能より上位の構造性能を改造建物に付与する場合は、本社と協議して設定するものとする。

1. 改造住棟に確保する構造性能

本指針に基づいて躯体改造する住棟には、本文1. に記載の最低限の構造性能（建築基準法に規定がある場合は、建設当時の建築基準法令による）を確保することとしている。以下に、その趣旨を記載する。

(1) 構造躯体の耐久性確保

躯体改造を実施後の建物は躯体改造しない建物に比して、より長期間供用する必要があることから、躯体改造対象住棟は耐久性に影響を及ぼすコンクリートのひび割れや欠損ならびに鉄筋の発錆等が生じておらず、かつ中性化深さも鉄筋裏面位置まで達していない住棟を選定することが慣用である。上記を満たさない住棟を改造対象住棟に選定する場合は、耐久性を向上する補修工事を躯体改造時に行う必要がある。

(2) 長期荷重時における使用性・機能性確保

長期的荷重時における建物の使用性と機能性を確保することは、躯体改造実施の有無にかかわらず必要となる性能である。具体的には、設計当時における使用性・機能性を確保することを基本とし、改造後の固定荷重および仕上げ荷重ならびに積載荷重を考慮して構造部材に生じる応力を算定し、長期許容耐力以下となることを確認すればよい。なお、必要に応じて戸境床スラブの遮音性や振動制御性のレベルを検討し、戸境床スラブの厚さを設定する。

(3) 短期荷重時における損傷制御性確保

稀に生じる短期的な荷重を考慮した短期荷重時の損傷制御性確保は、改造後の建物の計画供用期間中に稀に生じる程度の中地震が作用した後に構造躯体が補修せずに耐久性や継続使用性が確保されるようにするための損傷制御性能に関連する構造性能である。躯体改造後においても、設計当時の法令ならびに関連告示に規定される荷重および外力とその組合せにより生じる部材の短期許容応力が短期許容耐力以下となることを確認するとともに、設計時代に準拠した壁式RC造に関する諸規準（日本建築学会「壁式鉄筋コンクリート造設計規準（以下、壁式RC造設計規準という）もしくはUR（設計当時は日本住宅公団等）の建築構造要領等に記載の壁式鉄筋コンクリート造設計要領等（詳細は、本指針4.1参照）に規定されている項目（地上階数、コンクリートの設計基準強度、耐力壁の厚さ、壁量、耐力壁の平均せん断応力度、ならびに耐力壁の曲げ補強筋量等）を満たしていることを確認することで、短期荷重時における損傷制御性能を確保するものである。

(4) 大地震動時における安全性確保

躯体改造後の建物の計画供用期間中に極めて稀に生じる程度の大地震動時において空間が確保でき、もって人命保護を確保する構造性能である。躯体改造対象住棟の殆どは 1981 年以前の旧耐震基準と壁式 RC 造建物に関する UR 建築構造設計要領に基づいて設計・建設されたものであることから、大地震動時の構造安全性能については、国土交通省告示第 184 号（平成 18 年 1 月 25 日）の別添「建築物の耐震診断および耐震改修の実 施について技術上の指針となるべき事項」に基づいて構造耐震指標 I_s が構造耐震判定指標 I_{so} 以上となることを確認するかまたは、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより、大地震動時における所要の耐震安全性を確保するものである。

なお、1981 年 6 月 1 日着工以降の所謂「新耐震基準」および昭和 58 年建設省告示第 1319 号に基づいて設計（張り間方向が「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同住宅設計要領・改定案（日本住宅公団昭和 45 年 3 月 17 日）」に基づいて設計された壁式 RC 造建物もある）および建設された壁式 RC 造住棟が構造躯体改造対象住棟の場合は、「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法（財日本建築防災協会 2005 年 7 月）」もしくは「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針（財日本建築防災協会 2005 年 7 月）」に基づいくかまたは、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより耐震安全性を有することを確認すればよい。

2. 上位の目標構造性能付与

本文 1. (1) から (4) に記載の構造性能より上位の目標構造性能（戸境床スラブの遮音性能向上や振動制御性能の向上ならびに耐震性向上等）を付与する場合は、耐震改修工法の選定を含め、本社と協議するものとする。1 階木造床の RC 造スラブ化等については、改造計画時に関連部門と協議し決定しておくことが重要である。

3.3 構造計画

1. 既存壁式鉄筋コンクリート造建物の躯体改造に際しては、躯体改造項目が建物の構造性能に及ぼす影響を考慮するとともに、3.2に記載の構造性能を確保できるよう改造項目および改造範囲を検討する。
2. 躯体改造に際しては、原則として各階の地震力算定用重量が増大しない範囲で改造項目を検討する。
3. 本指針において対象とする改造項目ごとの構造計画上準拠する構造規定は、原則として下記による。なお、詳細な解析や実験等を行い構造性能を確保できることが確かめられた場合は、構造規定の一部を適用しないことができる。
 - (1) 壁梁せいの低減
 - ① せいを低減する壁梁は、各階各方向の壁梁数の1/2以下とする。
 - ② 低減後の壁梁のせいは、450 mm以上とする。
 - ③ せい低減壁梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・壁梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・壁梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
 - ④ 既存耐力壁・壁梁接合部と増し打ちした耐力壁・壁梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。
 - (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
 - ① 出入り口開口は、上下方向に同一箇所に連続して設けないものとする。
 - ② 出入り口開口の大きさは、幅2 m程度以内とする。
 - ③ 両端に直交壁を有する1枚の戸境耐力壁に出入り口開口を2つ設ける場合、開口部間の水平縁間距離は、両開口部の内法高さのうちの大きい方の高さの1.5倍以上とする。
 - ④ 出入り口開口は、直交壁端より原則として600 mm以上離れた位置に設ける。
 - ⑤ 同一構面の戸境耐力壁に鉛直方向に市松状に出入り口開口を設ける場合、開口部間の水平投影縁間距離は、開口部の内法高さ以上とする。
 - ⑥ 最上階の戸境耐力壁に開口部を設ける場合は、開口部上部にせいが450 mm以上の壁梁を配置するとともに、当該壁梁には所要の横筋（端部曲げ補強筋および中間部横補強筋の総称）および縦筋（梁のあばら筋に相当する補強筋）を配筋する。
 - ⑦ 開口部周囲には所要の曲げ補強筋を配置する。
 - (3) 妻側耐力壁への窓開口設置
 - ① 開口部の内法高さは、1.0 m以下とする。
 - ② 開口部の内法長さは、1.2 m程度以下とする。
 - ③ (2)の③から⑦による。
 - (4) けた行方向に出入り口開口設置
住棟北側構面の開口部を大きくして出入り口開口を設置する場合、下記①から④による。
 - ① 出入り口開口は、既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去することにより設ける。この時、開口部上部の壁梁せいを低減することを併用してもよい。
 - ② 出入り口開口左右の耐力壁の長さは、原則として600 mm以上とする。
 - ③ 出入り口開口上下の壁梁となる部分には、所要の横筋と縦筋を配置する。
 - ④ 出入り口開口の鉛直縁には、所要の曲げ補強筋を配置する。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

- ① 開口部の大きさは、一つの住戸の内法面積の 1/2 程度以下とする。
- ② 開口部位置は、けた行方向壁梁および張り間方向戸境耐力壁面および妻側耐力壁面より 1m 程度の範囲以外の部分とする。なお、戸境耐力壁側は、隣接スラブの主筋の定着長さが確保できる部分を残すことでもよい。
- ③ 開口部は、原則として平面的に隣接した住戸で設けないこととする。
- ④ 開口部周囲には、所要の補強筋を配置する。

(6) 戸境壁開口設置と戸境床スラブ開口設置

- ① 同一住戸において、戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口を設けない。
- ② 同一住棟で戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブ開口設置を行う場合は、開口部は平面上および立面上釣合いよい配置とすることを原則とする。

(7) 基礎梁の補強

- ① 基礎梁の許容曲げモーメントや許容せん断力を増加する必要がある場合は、壁梁せい低減工法に準じて曲げ補強筋およびせん断補強筋ならびにコンクリート断面を増加する。
- ② 基礎梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・基礎梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・基礎梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
- ③ 既存耐力壁・基礎梁接合部と増打ちした耐力壁・基礎梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。

1. 躯体改造に際しての構造計画

中層壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、対象住棟の構造特性（設計年度、コンクリートの設計基準強度、壁厚・壁量・平均せん断応力度規定値と余裕度）ならびに耐久性に関わる劣化状況を把握した上で、改造後の住棟が 3.2 に記載の構造性能を確保できるように改造項目や改造範囲を検討する。

改造に伴う補強範囲や補強量が可能な限り過大とならないよう、改造項目をいくつか選定し補強量や補強範囲の程度を概略検討することも必要である。

2. 改造後の建物の重量増加回避の原則

本指針においては、3.2 に記載のように改造後の建物の主要構造部材（耐力壁、壁梁、小梁、基礎梁、スラブ、基礎スラブ、パイルキャップをいい、以下同様とする）は、設計当時の法・令・告示等に規定されている荷重および外力とその組合せによる長期および短期に生じる応力に対してそれぞれ長期許容耐力以下、短期許容耐力以下となる構造性能を付与することとしている。また、杭基礎の場合は、長期および短期荷重時の杭に作用する軸方向力が、それぞれ長期許容支持力および短期許容支持力以下となることを確認する必要がある。

したがって、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことが補強量や補強範囲の低減に繋がることから、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことを原則としている。各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増加する場合は、より詳細な検討を行うことが必要である。

3. 本指針が対象とする躯体改造項目と構造計画に際しての構造規定

本指針が対象とする既存壁式 RC 造住棟の躯体改造項目は、本文 3. (1) から (6) に記載した項目に限定している。なお、基礎梁の補強は本指針が対象としている躯体改造項目ではないが、本節(1) から

(6) の躯体改造に伴い基礎梁の補強が必要となる場合も想定されることから、本節に記載している。

各改造項目ごとの構造計画に際しての構造規定は、本文に記載の通りである。以下に、各構造規定の背景を概説する。なお、本文に記載の構造規定は、詳細な構造解析や実験等を行わない範囲で改造構造計画をする場合を記載している。したがって、本文に記載の構造規定を満たさない場合は、詳細な構造解析や必要に応じて実験等を行い、3.2 に記載の構造性能が確保できることを確認する必要があることに留意されたい。

(1) 壁梁せいの低減に関する構造規定

① せい低減の壁梁の数を各階各方向の壁梁数の 1/2 以下とする規定

せいを低減し所要の補強筋を配置し側面を増打ちした壁梁（以下、せい低減補強壁梁という）は、既存部分や耐力壁との接合部分の一体化を十分検討し施工しても最終的には、若干のずれ変形や回転変形が生じるのは許容せざるを得ないと考える。したがって、せい低減補強梁は各階各方向とも出来る限り少ないのが望ましいが、改造計画の自由度を確保する意味から、工学的判断より 1/2 以下としている。

② せい低減壁梁のせい 450 mm 以上の規定

せい低減壁梁のせいを 450 mm 以上としたのは、「壁式鉄筋コンクリート造関係設計規準集・同解説」^{3.3.1)} によっている。せいを 450 mm 以下とする場合は、一部の壁梁に限定するとともに、せいは 350mm 以上とする^{3.3.1)}。

壁式 RC 造建物が過去の多くの被害地震においても殆ど被害がないことの要因の一つとして、高い水平剛性とほぼ自重に近い水平耐力を有していることによっている。壁式 RC 造の高い水平剛性は、壁量の確保と耐力壁の頂部や脚部同士を連結する壁梁や基礎梁の剛性確保が重要である。

壁梁のせいを低減する場合は、壁梁の両側面に増打ちし所要の横筋（壁梁の横方向の鉄筋で、端部曲げ補強筋と中間部横筋の総称）や縦補強筋（RC 造梁のあばら筋に相当する補強筋をいい、以下同様とする）を追加する必要性が生じ施工性を考慮すると結果として既存壁梁の厚さが 3 倍程度となり、改造前の壁梁と同程度の曲げ剛性が確保されるのが一般的である。

③ せい低減壁梁に配置する横筋の定着規定

新たに配置する横筋は、当該壁梁が接続する耐力壁・壁梁接合部の増打ち部分に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。所要の直線定着長さは令第 73 条第 3 項により $40d$ （ d ：壁梁の横筋の径。異形鉄筋においては呼び名に用いた数値）以上または、平 12 建告第 1450 号おにより定まる数値以上とする。

なお、増し打ちする耐力壁・壁梁接合部の長さが所要直接定着長さより短い場合、標準フック付き折曲げ定着としても良いが、既存耐力壁・壁梁接合部との接合面での接着強度確保と、ずれ変形および回転変形の抑制のための接合筋の有効配置を考慮し、定着基点より直線部の長さは $30d$ 以上とする。詳細は、本指針 5.1 による。

④ 増打ち部の面粗しとずれ変形・回転変形の防止のための規定

せい低減壁梁は、最大耐力時において計算された曲げ強度とせん断強度を発揮することが必要である。したがって、水平荷重時において、既存部分と増打ち部分との接合面におけるずれ変形や、当該せい低減補強壁梁が支持される耐力壁・壁梁接合部との接合面でのずれ変形や回転変形が生じないようにすることが重要である。最大耐力時までのずれ変形や回転変形を極力小さい範囲内に留めるためには、接合面の面粗しや接合面に配置する接合筋を適切な位置と適切量配置することが重

要であることから、本規定を設けている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口新設に関する構造規定

旧耐震基準に基づいて設計し建設されたUR既存壁式RC造住棟は、階段室形式が殆どであり、また張り間方向の長さも6m前後となっているものが多い。これらの住棟の張り間方向の壁量は、張り間方向の建物長さが短いものの住戸の専用面積が40～50 m²程度と小さいこともあり、壁量も規定値に対して十分余裕があり、構造耐震指標も高いと考えられる。しかしながら、各階の戸境耐力壁の全てに出入り口開口（内法長さ2,000 mm，内法高さ2,000 mm程度の開口）を設けると、規定壁量を下回ることも想定されるので十分留意する必要がある。

以下に、本文3.(2)の①～⑦の構造規定の背景を記載する。

① 上下方向同一位置に連続配置しないことの構造規定

上下方向に同一位置に出入り口開口を設けると、開口上下の部分は短スパンの壁梁となり、当該短スパン壁梁に必要とされる曲げ耐力およびせん断耐力を確保するために大がかりな補強が必要とされることから本規定を設けている。

② 出入り口開口の大きさ構造規定

改造後の住棟においても、設計当時準拠した規準の規定壁量や平均せん断応力度の数値規定を満たすこととしていることから、張り間方向戸境耐力壁への開口設置の大きさは通常のドア開口程度とすることを原則とした。

③ 両端に直交壁を有する1枚の戸境耐力壁に出入り口開口を2つ設ける場合の構造規定

両端に直交壁を有する一枚の戸境耐力壁に出入り口開口を2つ設ける場合、開口間の壁を耐力壁として算入するために必要な開口間の水平縁間距離を両開口部の内法高さの内の大きいほうの高さの1.5倍以上としたものである。開口部の水平縁間距離が内法高さの高い方の開口部の高さの1.5倍未満の場合は、両開口部間の壁は壁量算定上無視することとする。

④ 開口縁と直交壁面との水平距離600 mm以上の構造規定

開口部横の壁も耐力壁としての長さとし剛性を確保するため、開口部の高さの30%以上の水平縁間距離を確保することとし、出入り口開口部の高さを2,000 mmと想定し600 mmと規定している。

⑤ 戸境耐力壁に設ける出入り口開口の高さ方向の配置と開口部間の水平投影縁間距離の構造規定

同一構面の戸境連層耐力壁の各階に出入り口開口を設ける場合、開口部間に応力集中が生じ易く詳細な検討が必要となるが、詳細な検討を行う必要のない水平投影縁間距離として、出入り口開口の内法高さ以上としている（解説図3.3.3参照）。

⑥ 最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合の開口部上部の短スパン壁梁のせいと配筋量に関する構造規定

最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合、開口部上部は短スパンの壁梁となることから、長期荷重時および短期荷重時応力に対して許容応力度設計を行い、所要の曲げ補強筋とせん断補強筋を配筋することとするものである。また、壁梁のせいを450 mm以上としたのは、3.(1)②と同じである。

⑦ 出入り口開口部周囲の所要曲げ補強筋配置に関する構造規定

開口部周囲には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じることから、これに対して補強する必要があることとしたものである。また、令第78条の2において、耐力壁の開口部周囲および端部ならびに隅角部には径12 mm以上の補強筋を配置する必要があるとしている。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置に関する構造規定

旧耐震基準の UR 壁式 RC 造住棟の妻壁には、開口部が設けられていないのが一般的である。妻面の耐力壁に窓（内法高さ 1000 mm×内法長さ 1,200 mm 程度）を設ける場合の構造規定を、戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合の構造規定に準じて規定したものである。

① 開口部の内法高さ 1.0 m 以下とする構造規定

令第 78 条の 2 第 1 項第 2 号によれば、「開口部周囲には径 12 mm 以上の補強筋を配置すること」と規定されており、同第 2 項第 2 号によれば、「その端部および隅角部に径 12 mm 以上の鉄筋を縦に配置すること」と規定されている。一方、設計当時の「壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」や UR 建築構造設計要領によれば、開口部の内法高さ h_0 が 1 m を超える場合は上記よりも多くの補強筋を配筋することが記載されている。新設する改造に伴う補強筋量が多くなること避けるために妻側耐力壁に設ける開口は、内法高さを 1.0 m 以下とすることとしたものである。

② 開口部内法長さを 1.2m 程度以下とする構造規定

開口部を設ける張り間方向の妻壁の長さは通常 6 500mm 程度と小さいこと、および直交壁が両端部と中間部に取り付けられていること、ならびに新設開口部端から直交壁までの長さを 1m 程度は確保しておくことを考慮し窓開口としての最少長さの 1.2m 程度を内法長さとした。

③ 妻側耐力壁に各階同一位置に窓開口を設置する場合の留意事項

妻側耐力壁に各階同一位置に同一の大きさの窓開口を設ける場合は、開口部上下の部分を壁梁にモデル化し鉛直荷重時および水平荷重時応力を算定し許容応力度設計を行う。

(4) けた行方向への出入り口開口設置に関する構造規定

改造対象住棟のバリアフリー化を図るため、住棟北側にエレベーター棟や外部廊下を新設し、新設した廊下より直接住戸に入るには北側構面の開口部を大きくして出入り口を設ける必要がある。以下に①から④の構造規定の背景を記載する。

① 出入り口開口寸法に関する構造規定

階段室型式の壁式 RC 造集合住宅の北側構面は、一般的に窓開口と便所や浴室の小さな窓開口が設けられている。北側構面に玄関用の出入り開口を設ける場合は、改造に伴う補強範囲や補強量ができる限り少なくするのが望ましいことから、出入り口開口は既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去して設けるのがよいとしたものである。なお、この時、開口部上部の壁梁のせいを低減することを併用してもよいが、せい低減壁梁の構造規定は、本文 3. (1) による。

② 出入り口開口左右の耐力壁の長さに関する構造規定

耐力壁として考慮できる長さは 450 mm 以上であるが、学会壁式 RC 造設計規準や UR 建築構造設計要領では、耐力壁の長さは 450 mm 以上かつ隣接する開口部の内法高さの 30%以上としていることを考慮し、新設する出入り口開口の内法高さが 2,000 mm であるので、その 30%は 600 mm となる。なお、出入り口開口左右の耐力壁の長さが 450 mm 以上 600 mm 未満の場合は、水平荷重時にせん断変形よりも曲げ変形が卓越することから応力解析を平均せん断応力度法ではなく、曲げ・せん断変形を考慮したラーメン解法によることとする。

③ 新設出入り口開口上下の壁梁として所要補強筋量配置に関する構造規定

北側構面に各階同一位置に出入り口開口を設けた場合、当該開口部上下の部分は壁梁として所要の構造性能を付与する必要がある。したがって、長期荷重時応力および短期荷重時応力に対して、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下となることを確認するものとする。

④ 新設出入り口開口の鉛直縁に所要の曲げ補強筋配置に関する構造規定

新設出入り口開口縁は耐力壁の鉛直縁となることから、令第 78 条の 2 および設計当時の学会壁式 RC 造設計規準ならびに UR 建築構造設計要領に基づいて所要の曲げ補強筋を配置することとしたものである。

(5) 戸境床スラブ開口部設置に関する構造規定

上下 2 戸 1 化による空間拡大（メゾネット住宅化）を行うために戸境床スラブ（2 階から最上階の床スラブをいい、1 階床スラブと屋根スラブを除く）に開口を設ける場合の構造規定①から④の背景を以下に概説する。

① 開口部の大きさを 1 住戸の内法面積の 1/2 以下とする構造規定

戸境床スラブに設ける開口の大きさは、剛床仮定が成立する範囲内で行うのが耐震安全性確保の面からも合理的である。本指針においては、1 住戸の内法面積の 1/2 程度以内であれば、剛床とみなしてよいとした。ただし、開口部周囲の部分でせん断力の伝達が必要な場合は、その検討を行うものとする（参考資料 1 参照）。

② 戸境床スラブに設ける開口部と壁梁側面・耐力壁側面までの寸法に関する構造規定

スラブ筋の定着確保と壁梁の面外剛性を確保するために、下記の(a) および(b) を満たす寸法を確保する（解説図 3.3.2）。

(a) 片持ちスラブであるバルコニー側は耐力壁および壁梁側面より 1 m 以上

(b) 上記以外の面は耐力壁および壁梁側面より 0.5 m 以上

③ 戸境床スラブに設ける開口部の配置に関する構造規定

張り間方向地震時に妻側や戸境耐力壁に地震力がスムーズに伝達できるよう、工学的判断として本構造規定を設けたものである。

④ 戸境床スラブに設ける開口部周囲の所要の補強筋量配置に関する構造規定

戸境床スラブの新設開口部周囲には、開口部を設けることにより切断された鉄筋量以上の補強筋量を配置するとしたものである。

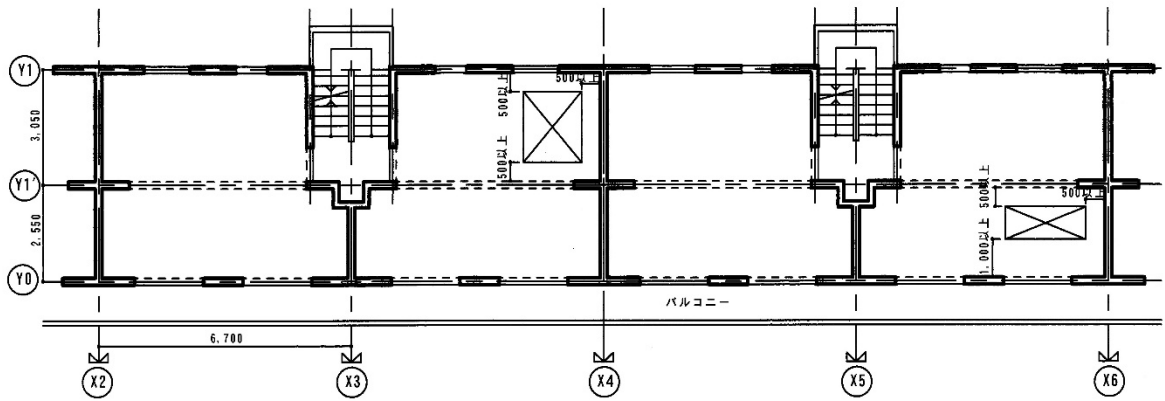
(6) 戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブの開口設置に関する構造規定①および②

同一の住戸においては、地震時における建物の複雑な挙動を防止する面から戸境床スラブ開口と戸境耐力壁開口を設けないこととしている（解説図 3.3.4）。

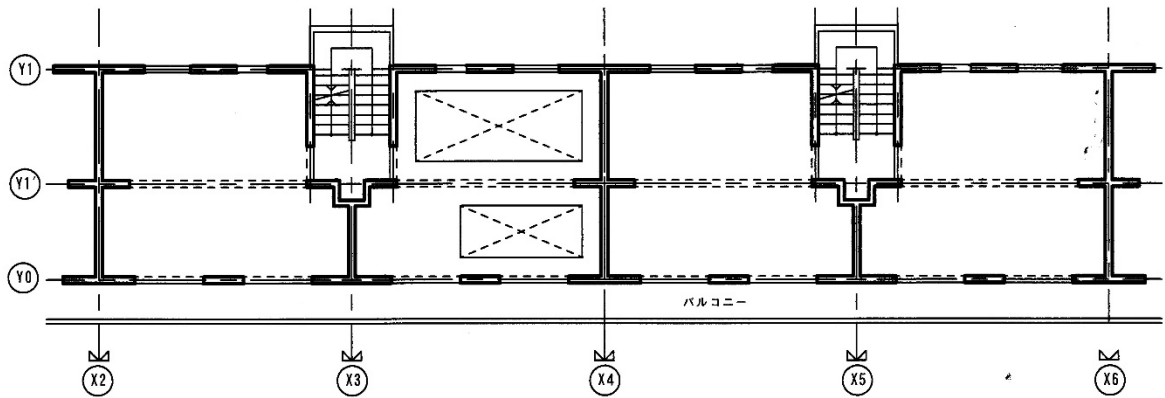
同一住戸において、床開口と壁開口を行う場合は、立体解析を行う等詳細な検討を行う必要がある。

(7) 基礎梁補強に関する構造規定

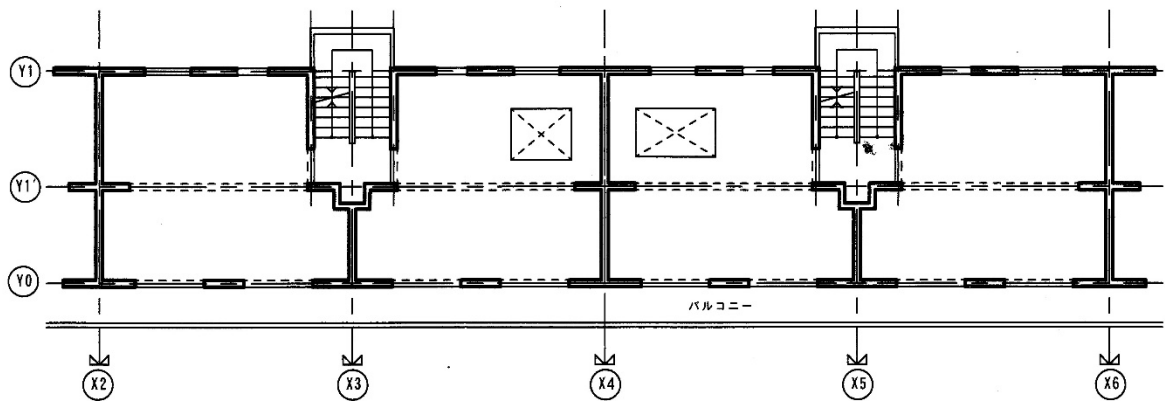
本文①から③の構造規定は、壁梁せい低減に関する構造規定の背景と同様である。



解説図 3.3.1 許容される戸境床スラブ開口設置例

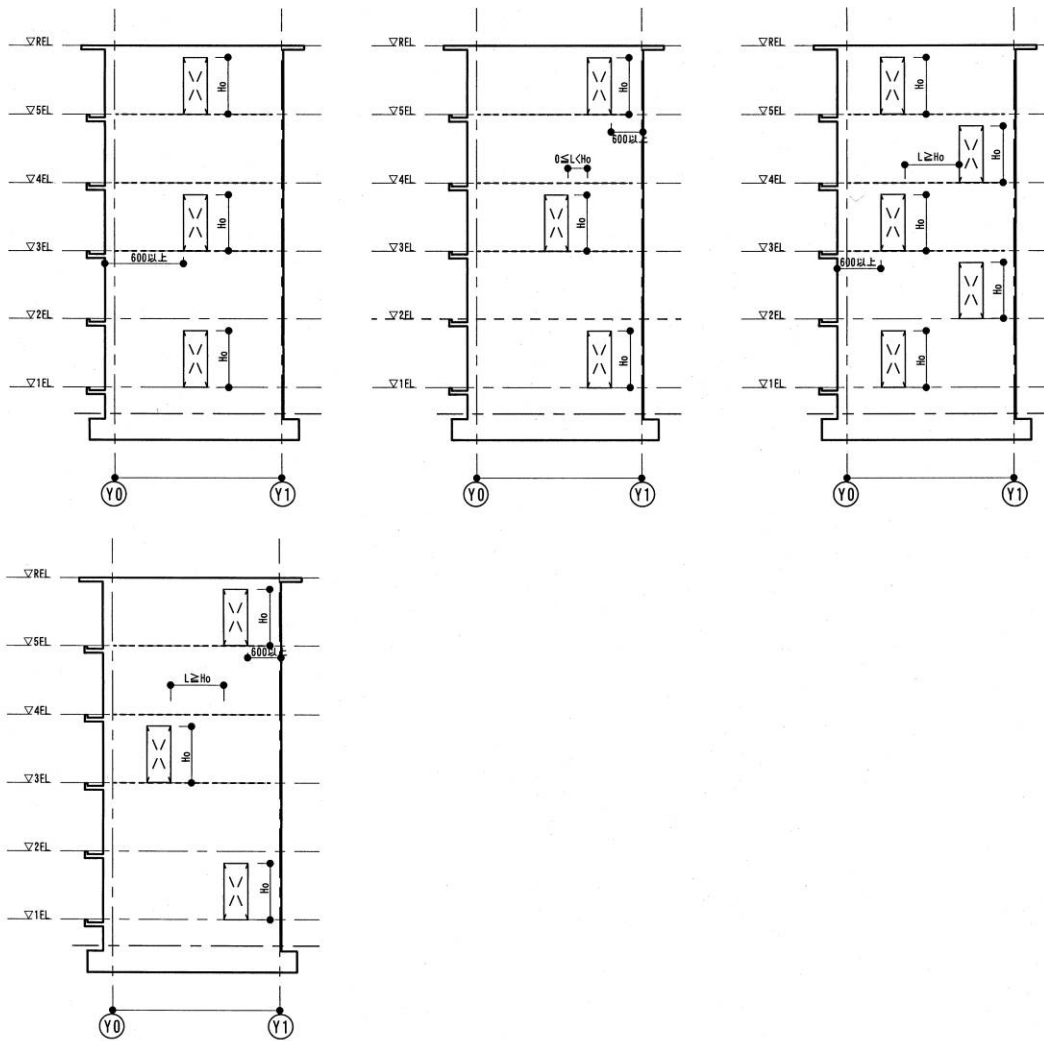


(a) 1 住戸の内法面積の 1/2 を超える床開口部

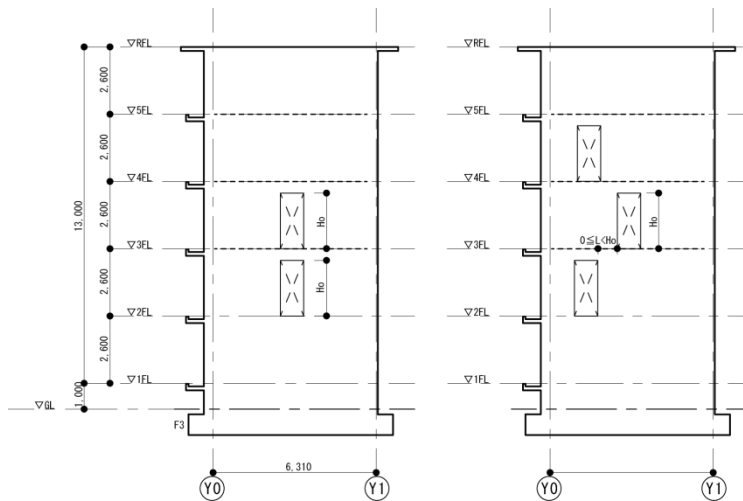


(b) 隣接する住戸での床開口

解説図 3.3.2 許容しない戸境床スラブ開口設置例



(a) 許容する戸境耐力壁への出入り口開口設置の例



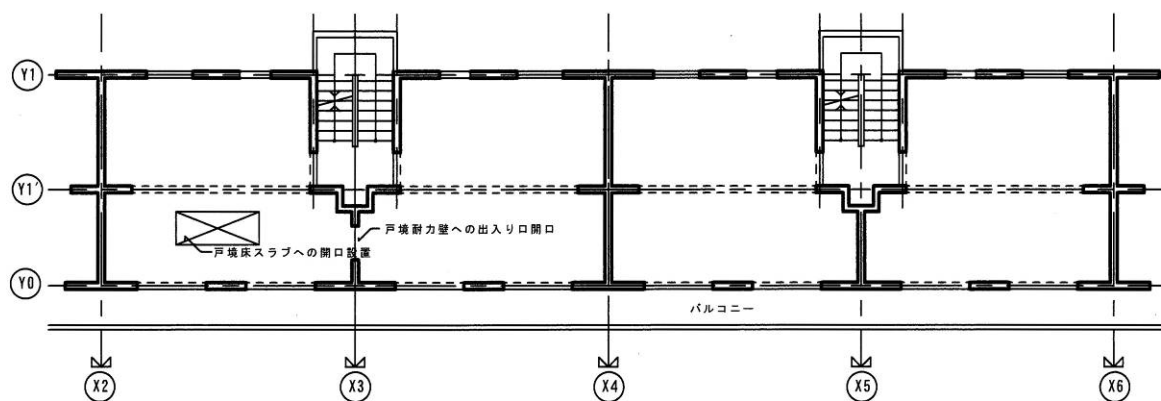
(i) 各階同一位置

(ii) 水平投影縁間距離 < 規定値

(b) 許容しない戸境耐力壁の出入り口開口例

記号
 H_0 : 開口の内法高さ
 L : 開口際間の長さ

解説図 3.3.3 戸境耐力壁出入り口開口



解説図 3.3.4 許容しない戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口設置例

<参考文献>

3.3.1) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造関係設計規準集，p.194，2006.10.

第4章 住棟全体の検討

4.1 検討方針と方法

躯体改造を行う住棟の構造性能の検証については、下記(1)の構造規定の確認および(2)の構造性能の検証を行うこととする。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

改造後の建物の各階の壁量が規定値を満たすこと。また、建設当時の設計用地震力を用いた時に各階の耐力壁に生じる平均せん断応力度 τ が規定値以下であること。

(2) 構造性能の検証

i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認は、建設当時の許容応力度計算により行う。

ii) 安全性の確認は、耐震診断法によって $I_s \geq I_{s0}$ であること、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により確認する。

・改造住棟の躯体改造に際しての構造健津方針と方法

現場打ち壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、構造規定を満たすことの確認と構造性能の検証を行うものとする。以下に、解説する。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

本指針に基づく躯体改造後の住棟については、壁式鉄筋コンクリート造としての壁量の規定値を満たすことおよび、建設当時の設計用地震力を用いた時の各階の平均せん断応力度 τ が規定値 τ_0 以下であることを確認する。なお、 τ_0 の規定値は、URの壁式鉄筋コンクリート造の構造設計要領の変遷とともに解説表 4.1 のとおりである。

躯体改造後の壁量の算定においては、耐力壁に新設開口を設けた場合の上部の耐力壁については全て壁量に有効として良いこととする。これは開口の大きさが 2m 程度以下と限定されていること、および開口周囲の残存壁長さが 450mm 以上確保されていることから、残存するすべての壁が構造耐力上有効に機能すると判断されるからである。

これらの規定を満たさない躯体改造を行う場合は、本指針によらず現行の壁式鉄筋コンクリート造に関する告示あるいは限界耐力計算にて検証を行うこととする。

解説表 4.1 UR 壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計 要領等 構造諸元	階数が 5 の壁式鉄筋コンクリート造共同住宅実施要領 (s 34.12.16 官指発第 42 号)	壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同住宅について (S40.8.9 住指東第 99 号)	建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5	壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同住宅設計要領・改訂案 (s45.3.17 審査報告)	建築構造設計要領 S58.3					
	地上階数	5	5	5	5					
コンクリートの設計基準強度	150kg/cm ²	165kg/cm ²	180kg/cm ²	同左	同左					
壁梁の短期せん断力の割増し係数 n	$n = 1.0$	$n = 1.0$	$n = 1.0$	$n = 1.5$	$n = 1.5$					
壁量	15cm/m ²	同左	同左	同左	同左					
耐力壁の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_0$	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²
	5	1.66	5	1.33	5	1.33	5	1.33	5	1.33
	4	2.67	4	2.22	4	2.22	4	2.22	4	2.22
	3	3.42	3	3.33	3	3.33	3	3.33	3	3.33
	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56
耐力壁の端部曲げ補強筋量※1)※2)※3) ($h_0 > 1.0\text{m}$ の場合)	5.4 階	2-12 ϕ	5.4 階	2-13 ϕ	5.4 階	同左	5 階	1-16 ϕ	5 階	1-16 ϕ
	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ
	1 階	2-16 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ
耐力壁の端部曲げ補強筋量※2)※3) ($h_0 \leq 1.0\text{m}$ の場合)	5.4 階	1-12 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ
	3.2 階	2-12 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	同左
	1 階	2-12 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階	2-16 ϕ

※1) 厚さが 18cm 未満の最上階の耐力壁でこれに直交する耐力壁がある場合は「2-」を「1-」とすることが出来る。

※2) S.34 年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

※4) 開口内法高さによる曲げ補強筋量の規定がないことから、当時の図面に記載の「2-16 ϕ 」としている。

(2) 構造性能の検証方法

構造性能の検討方法としては、i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認については、建設当時の許容応力度計算によって良い事とする。即ち、各階の地震力は、建設当時の震度法により中層壁式構造の場合は全層 0.2 以上として計算してよいこととする。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、UR は昭和 40 年以降「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建について (昭和 40 年 8.9 住指東第 99 号)」に基づき設計を行っている。また、昭和 58 年には建設省告示 (第 1319 号) とともに告示に基

づく設計施工指針が（財）日本建築センターから発刊されており、上記公団要領と併用して使われるようになっている。

従って、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算書が無い場合には当時の設計規準を確認する必要がある、解説表 4.1などを参考にする。

なお、検討に用いる材料の許容応力度は、建設当時の数値を用いることとする。

ii) の大地震時の安全性の検証は、耐震診断、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行うこととする。壁式鉄筋コンクリート造は規定の壁量を確保しておけば、耐震計算ルート1を満たすことから大地震時の安全性に関しては特に問題となることは無いと考えてよい。本指針においては、躯体改造後も規定壁量を確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断にて耐震安全性を評価することとする。なお、壁式 RC 造建物に関する耐震診断基準によらない場合は、保有水平耐力計算など適切な手法によって確認する。

4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）

4.2.1 使用材料および許容応力度

1. 躯体改造部分に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、その設計基準強度は既存躯体の設計基準強度以上かつ 21N/mm^2 以上とする。
2. 躯体改造部分に使用する鉄筋は、JISG3112 に定める SD295A, SD295B, SD345 の規格品としその呼び名は原則として D22 以下とする。
3. 通しボルトは JISB1180 に定める六角ボルト（SS400）とする。
4. 既存躯体のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、建設当時の数値を使用する。

1. 躯体改造部に新たに使用するコンクリートの種別と設計基準強度

躯体改造に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、既存躯体コンクリートの設計基準強度かつ $F_c=21\text{N/mm}^2$ 以上とする。躯体改造部は壁式鉄筋コンクリート造であることから、部材寸法が小さく施工が難しい場合が多いので、施工性を高めるために高流動コンクリートとする

2. 躯体改造部分に使用する鉄筋の種別・径

使用する鉄筋は SD295A/B, SD345 とする。鉄筋径は上部構造では壁式 RC 造であることから D22 程度までとする。なお、基礎梁については耐力壁の厚さより幅が大きいことを考慮し D25 以下としてもよい。

3. 躯体改造部分に使用する通しボルトの種別

梁せい低減梁の耐力壁・壁梁接合部に設置する接合筋に通しボルトを使用する場合、通しボルトには SS400 を用いる。他の定着方法とする場合は別途検討を行う。

あと施工アンカーは現時点では、耐震改修工事にのみ使用可能であることから、本指針においては使用材料から除外している。

4. 既存部分の材料の強度

許容応力度計算におけるコンクリートや鉄筋の許容応力度は年代に従い変遷しているため、既存躯体部分については建設当時の設計基準強度 F_c や鉄筋の許容応力度を用い、改造部分では現行の許容応力度を用いてよいものとする。これらは、耐震診断で使用する鉄筋の材料強度やコンクリート採用強度とは異なることに注意する。

4.2.2 荷重および外力

1. 建物各部の固定荷重は令第 84 条によるほか、当該改造部分の実況に応じて算定する。
2. 建物の積載荷重は令第 85 条によるほか、改造後の建物用途や平面計画の変更に即して適切に設定する。
3. 損傷制御性に対する検討を行う際に用いる設計用地震力分布は、建設当時の地震力分布としてよい。

1. 建物各部の固定荷重

改造住棟の固定荷重の算定に際しては令第 84 条によるほか、実況に応じて算定することを原則とする。すなわち、改造後のプランや利用用途に応じて固定荷重や仕上荷重を適切に設定することとする。

なお、これまでの修繕履歴において、屋根の外断熱改修などを行っている場合は固定荷重や仕上げ荷重が増加していることが多いので注意する。

2. 建物各部の積載荷重

躯体改造後の積載荷重についても令第 85 条によるほか、上記 1. に準じて実況に応じて適切に設定する。

3. 設計用地震力分布

損傷制御性に関する設計用の地震力については、建設当時のものを採用することにする。すなわち、旧耐震基準による建物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ としてよい。

4.2.3 応力および変形解析

1. 建物全体の応力および変形解析は、原則として部材の剛性を適切にモデル化した曲げ・せん断・剛域を考慮したフレーム解析とする。
ただし、開口部横の耐力壁の長さが 450mm 以上かつ ℓ/h_0 (ℓ : 耐力壁の長さ, h_0 : 同一の実長を有する部分の高さ) ≥ 0.3 となる耐力壁で構成されている場合の水平荷重時応力の算定は、平均せん断応力度法によってよい。
2. フレーム解析の場合、せい低減壁梁の剛性は適切に評価する。
3. 長期荷重に対する応力解析は、実況に応じて略算によることができる。また、小梁を支持していない内法長さ 2000mm 以下の開口上部の壁梁の鉛直荷重による応力は無視することができる。
4. 開口設置スラブの応力変形解析は、下記 (1) および (2) による。
 - (1) 有限要素法や格子梁解析等の精算法により解析することを原則とするが、通常はその形状および周辺支持条件を考慮し 3 辺固定スラブあるいは片持ちスラブ等として応力と変形を算出してもよい。
 - (2) 片持ちスラブとみなせるスラブについては、常時荷重の 1.6 倍の長期応力に対して設計を行うものとする。

1. 建物全体の応力および変形解析

改造建物が壁式 RC 造として次の要件を満たしている場合、即ち壁長さが 450mm 以上で、かつせん断

変形が卓越する $l/h_0 \geq 0.3$ となる耐力壁より構成され、かつ規定壁量を確保していること、および改造後の壁梁や基礎梁の剛性が改造前の壁梁や基礎梁の剛性とほぼ同等である場合には、平均せん断応力度法によって水平荷重時応力を算定しても良いこととした。

なお、壁梁の許容耐力が不足する場合は、その応力を順次耐力壁に曲げ戻して最上階の壁梁または最下階の基礎梁で処理して良いものとする。

2. せい低減壁梁の剛性評価

フレーム解析の場合、改造されたせい低減壁梁は、既存部分とコンクリート強度も鉄筋強度も異なる新設梁との合成梁となるので、その剛性は等価剛性として扱う必要がある。特に、耐力壁の両側に既存梁と梁せい低減梁が取り付く場合は、曲げモーメントが原設計とは大幅に異なることも想定されるので注意が必要である。

3. 壁梁の長期設計

長期荷重時の応力の算定は、改造後の実況に合わせて行うものとする。せい低減壁梁の長期応力の算定に際しては、端部は固定として扱ってよいものとする。また、連層耐力壁に幅 2000mm 以下の出入り口開口を適切な離隔を確保し、上下方向に対して千鳥に設けた場合は、スラブの荷重は開口部左右の耐力壁に直接流れるものとして壁梁の鉛直荷重による応力は無視してもよいこととする。ただし、新設開口が各階同一位置に連続するような場合は壁梁応力を適切に算定するものとする。

4. 床スラブ開口に伴う検討

壁式鉄筋コンクリート造の場合床スラブの端部の固定度は高くないので、床開口を設けた残存スラブの応力や変形は、その形状に合わせて FEM 解析や格子梁解析などの精算法にて解析するのが望ましい。略算法にて片持ちスラブあるいは 3 辺固定スラブとして応力やたわみを算定する場合は、十分余裕のある設計とする。また、片持ちスラブとみなせる部分については、上下動を考慮して常時荷重の 1.6 倍の長期応力に対して配筋を検討する。なお、開口を設けた残存スラブの先端部分は剛性が弱いため振動障害を起こすことも考えられるので、必要に応じて振動性状の確認を行うか、小梁や支柱などを設けて振動性状の改善を図るものとする。

4.2.4. 使用性・損傷制御性の確認

1. 使用性・機能性の確認は、下記 (1) から (3) により行う。
 - (1) 構造耐力上主要な部分に生じる長期応力が部材の長期許容耐力以下であることを確認する。
 - (2) 必要に応じて躯体改造部の壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
 - (3) 戸境床については必要に応じて遮音性の確認を行う。
2. 損傷制御性の確認は、下記による。
 - (1) 稀に発生する中地震動時において、構造耐力上主要な部分の各断面に生じる応力が部材の短期許容耐力以下であること。

1. 使用性・機能性の確認

- (1) 躯体改造した建物の構造耐力上主要な部分（耐力壁、梁（壁梁、基礎梁、小梁、片持ち梁の総称）、スラブ、ならびに基礎）は、長期間作用する荷重によって生じる応力に対して、長期許容耐力以下であることを確認する。
- (2) 躯体改造部においては必要に応じて、壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。

躯体改造時にどのような水準まで建物の性能を回復させるかは、ストック再生利用計画の全体方針に絡む問題であるので、プロジェクト毎に設定される目標に対して検討を行えばよい。

従って、通常は、(1) の許容応力度の検討のみでよいものとする。

(3) 改造住戸を居室として使用し上下住戸間で一定の遮音性能の確保が必要とされる場合は、遮音性の検討を行い、スラブの補強や床仕上げ工法の選定を行うものとする。

2. 損傷制御性の確認

建設当時の各階の地震層せん断力作用時に部材に生じる応力が、部材の短期許容耐力以下となっていることを確認する。

4.3 安全性の確認

改造後の建物の大地震動時の安全性の検証は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行う。耐震診断法の準拠規準は下記のいずれかによる。により行う。準拠規準は下記のいずれかによる。

i) 「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法」(国土交通省監修)

ii) 「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」(国土交通省監修)

なお、建築物を支持している地盤の地震時の安定性については、別途検討を行うこととする。

・躯体改造後の建物の安全性の確認

改造建物の大地震時の安全性の確認は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととする。

(1) 耐震診断の準拠規準等

現在、壁式鉄筋コンクリート造の耐震診断基準類としては、本文に記載の2つがある。i) は簡易診断法であり構造耐震指標 I_s 値を算出することなく簡便に耐震診断を行うことができる。しかし、この診断法においては構造躯体が一定の耐震性に係わる要件を満たすことが条件とされており、例えば耐力壁の厚さが、3階建て以上の建物の1,2階においては180mm以上との規定があり、URの壁式鉄筋コンクリート造の建物の戸境耐力壁の厚さは一般に150mmであることから、本診断法の適用は難しい場合が多い。

したがって、ii) を用いて診断を行うことが一般的であるが、当該指針はもともと壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物を対象に策定されたものであり、在来工法の壁式RC造建物に適用するに際してはやはり一定の条件が必要とされている。まず、「建物形状が整形であり、耐力壁が釣合いよく配置されていること」であり、上下階で耐力壁が連続していない場合や、建物の平面形状が雁行するなどの整形でない建物は適用できないとされている。次に、「診断法には1次診断と2次診断とがあるが、1次診断の場合はコア調査をせず設計基準強度をコンクリートの採用強度として用いて良いが、2次診断の場合はコンクリートコアを採取し圧縮強度を定めることを原則」としている。

本指針は躯体改造を行うのが主目的であるので、コンクリートコア調査は必ず実施することとする。また、耐震診断の場合、 I_s 値を算出するための外力分布による E_0 指標の補正係数は、原則として地震層せん断力の高さ方向の分布を表わす係数 A_i の逆数を用い、建設当時の各階の地震層せん断

力係数を用いないことに留意する。

壁式 RC 造建物はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建物を支持している地盤や基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害が生じている事例があるので、地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については別途検討を行い、改修の適否の判定を行うことが必要である。

なお、上記基準類に記載無き事項については、(財)日本建築防災協会発行の「2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」を準用するものとする。

(2) 耐震診断における留意事項

i) 解説図 4.3.1 に示すように、連層耐力壁に階ごとに 2m 以上の離隔をとって開口を千鳥に設けた場合の各階の耐力壁の 1 次診断時の水平耐力は、当該階の開口を除いた水平耐力の和とし、下階の開口による低減は考慮しなくてよい。通常、壁式鉄筋コンクリート造は規定壁量を満たしていれば開口を設けても概ね I_s 値が 0.8 を下回ることはなく一定の耐震性は確保されている。

旧耐震基準による壁式 RC 造建物は 1 住戸の間口が広く短辺（張り間）方向建物長さの短い形式が多いので、特に張り間方向の戸境耐力壁に開口を設けた場合、壁量の余裕が少ないため 2 次診断法により耐力壁の終局強度を算定する必要が生じる。

上記指針の 2 次診断法においては、壁式 RC 造の耐力壁は柱としてではなく連層壁として耐力を算定することとして、下式のように独立連層耐力壁の曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} には、壁梁の効果による強度上昇を加算する係数 k_B および k_s が導入されている。

$$Q_{mu} = M_u / (y_0 \cdot H) + (k_B + k_s) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (\text{解 4.3.1})$$

ここで、

M_u : 連層耐力壁に当該階の壁脚の終局曲げモーメント

y_0 : 反曲点高さ比で、2/3 とする。

H : 壁脚から建物頂部までの高さ。

k_B : 壁梁の曲戻しによって耐力壁の保有水平耐力が増加する効果による係数で、下記による。

・独立連層耐力壁の場合 : $k_B = 0$

・同一構面内に複数の連層耐力壁があり、当該耐力壁が壁梁により連続している場

合 :

$$k_B = \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\ell \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

k_s : 壁梁のせん断力による耐力壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する係数で、下記による。

・独立連層耐力壁の場合 : $k_s = 0$

・同一構面内の曲げ引張側で当該耐力壁が壁梁により連続している場合 :

$$k_s = (\ell_w / \ell_s) \cdot \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \} \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\ell \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

$(2n_f - 1) / (2n_f)$: 階数による補正係数。 n_f は、当該階が支持する床数。

α_s : スラブ筋の壁梁への協力効果により生じる強度増加率で、1.5 とする。

α_b : 腰壁の効果による強度増加率で $1 + n_{sb} / n_{wb}$ としてよい。 n_{sb} は、当該階より上の腰壁（両側が耐力壁に連続するものに限る。）の総数、 n_{wb} は壁梁の総数とする。

α_ℓ : 水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として配筋調整によって生じる余裕率

で、

1.3 とする.

k_0 : 当該建物の設計時に用いられた当該階の短期許容応力度設計用の震度(=0.2)

ℓ_w : 耐力壁の有効せい(mm)で, 0.9ℓ とする.

ℓ : 耐力壁の全長(mm).

ℓ_s : 耐力壁の曲げ引張となる壁梁の内法長さ(mm)

N_0 : 耐力壁の負担軸力(N)

N_e : 直交壁の負担軸力(N). 直交壁として考慮できる部分は, 耐力壁に直交する全ての壁で, 相隣り合う耐力壁がある場合がある場合には, 直交壁の負担軸力の 1/2 とする.

Z_0 : 当該建物の設計時の地震力に用いられた地震地域係数 Z_0 で, 次式による.

$$Z_0 = Z \cdot Z_i$$

Z : 昭和 55 年建設省告示第 1793 号で定めている地震地域係数

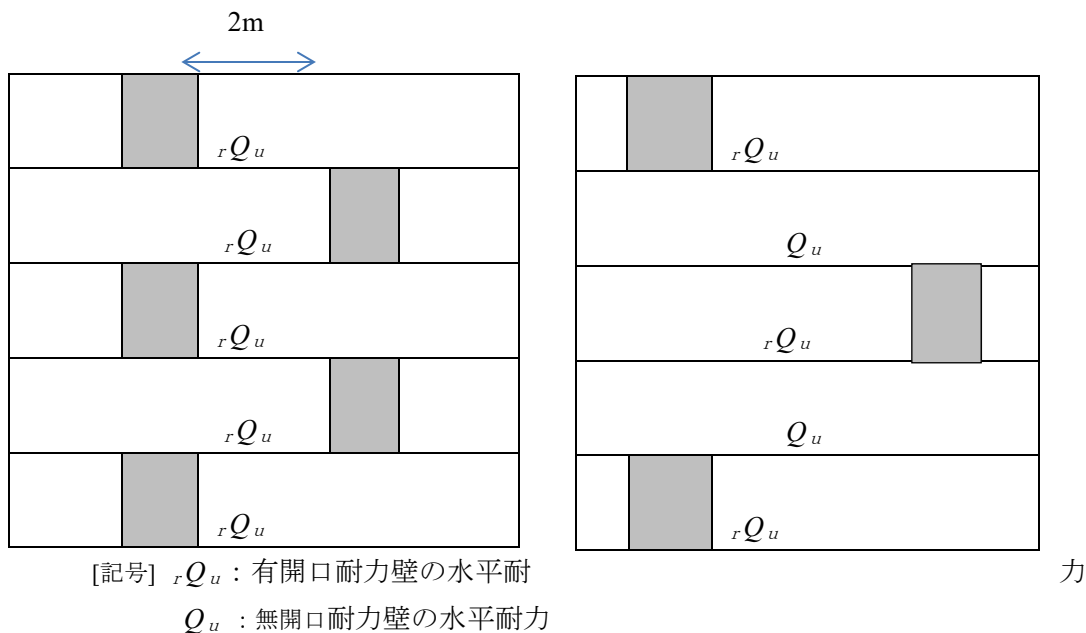
Z_i : 地域で定めている割増し係数

従って, 梁せいを低減した場合は α_b (腰壁効果) の値が減少する場合があることに注意する. 張り間方向の独立連層耐力壁の耐力は上記耐力式において $k_B=0$ かつ $k_s=0$ とすればよい.

なお, 独立連層耐力壁の耐力は, 仮想仕事法によっても算定しても良い.

(3) 保有水平耐力の確認による大地震動時の安全性の検証

本文 i) や ii) に記載の規準・指針の適用範囲を超える建物または, $I_s \geq I_{s0}$ を満たさない建物にあっては, 保有水平耐力の確認を行うこととする. 保有水平耐力計算は, 関連規準類による.



解説図 4.3.1 開口を有する戸境連層耐力壁の開口部配置と水平耐力

ii) スラブに開口を設けた場合は, 開口があるために耐力壁の負担すべきせん断力が床スラブを介して伝達できない場合が想定されるので, せん断力伝達の検討を行うこととする. なお, 伝達可能な面内せん断応力度は, $F_c/15$ 以下とする (参考資料 1 参照).

4.4. 基礎構造の検討

1. 改造後の建物の基礎梁および基礎スラブは、長期および短期の応力に対して検討を行い許容耐力以下であることを確認する。
2. 直接基礎において長期および短期に生じる接地圧が、それぞれ地盤の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。
3. 長期および短期荷重時に杭に作用する軸方向力が、それぞれ杭の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。

1. 基礎梁および基礎スラブの検討

改造後の建物の基礎梁および基礎スラブに関しては、長期および短期の応力に対して許容応力度設計を行い許容耐力以下であることを確認する。特に、躯体改造に伴う下記のような部位は、原設計時とは応力状態が大きく変化する場合があるので、必ず検討を行う。

- (a) 当初設計時に曲げ戻しを行って設計していた壁梁をせい低減壁梁に改造した場合の、基礎梁の曲げ補強筋およびせん断補強筋の検討
- (b) 直接基礎で1階の壁に開口を設置した場合の基礎梁の地反力を考慮した設計用応力に対する検討（長期、短期）。
- (c) 杭が1階耐力壁の開口位置と近接する場合、杭頭の曲げモーメントや軸反力が開口下の基礎梁に及ぼす影響についての検討。

2. 直接基礎の接地圧の検討

改造後の建物に関しては部分的に荷重が増加する場合もあるので、基礎スラブ直下の地盤に生じる接地圧が地盤の許容支持力度以下であることを確認する。

3. 杭支持力の検討

杭は、改造後も上部構造による軸方向力を地盤に安全に伝える必要があるため、長期および短期の支持力の確認を行う。なお、杭体の地震時水平力に対する検討は、建設当時は一般的になされておらず、また耐震診断においても規定が無いことから通常は行わない。

5章 建物各部の検討

5.1 壁梁せい低減

5.1.1 梁せい低減方法

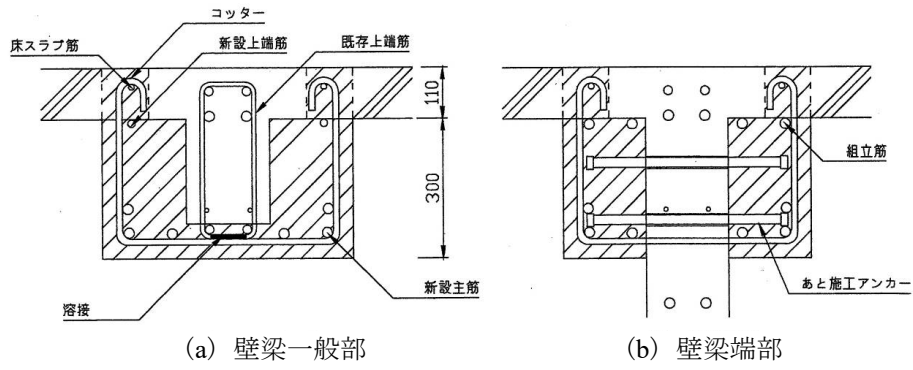
1. 本節は、壁梁の両側にスラブが接続する壁梁のせいを低減する場合に適用する。
2. 壁梁のせいを低減する方法は、原則として下記の(1) から(5)による。
 - (1) 要求する梁下寸法となるように、壁梁の下部および当該壁梁を支持する耐力壁・壁梁接合部内へ100mm程度入った位置までのコンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋と研り範囲に存在する中間部横筋を切断する。このとき、研り位置近傍に新たに軸方向鉄筋を配置するとともに、縦筋を90°に折り曲げフレアー溶接にて閉鎖形にする。また、壁梁近傍のスラブに支保工を設置する。
 - (2) 壁梁両側面に、新たに縦筋および端部曲げ補強筋ならびに中間部横筋を配置する。
なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横筋は、増打ちする耐力壁・壁梁接合部内に定着する定着筋より所要の定着長さ以上確保して定着する。また、壁梁両側面およびスラブ下面は、十分に面粗し処理を行う。
 - (3) 耐力壁・壁梁接合部に、増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。なお、増打ちする耐力壁・壁梁接合部にも、壁梁部分と同様の縦筋を配置する。
 - (4) 増打ち部のコンクリートの充填性確保のため、スラブに空気抜き孔(Φ50 mm, 間隔 500 mm程度)を壁梁の両側に設ける。
 - (5) 型枠を設置後、充填性に優れた高流動コンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21 N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする壁梁

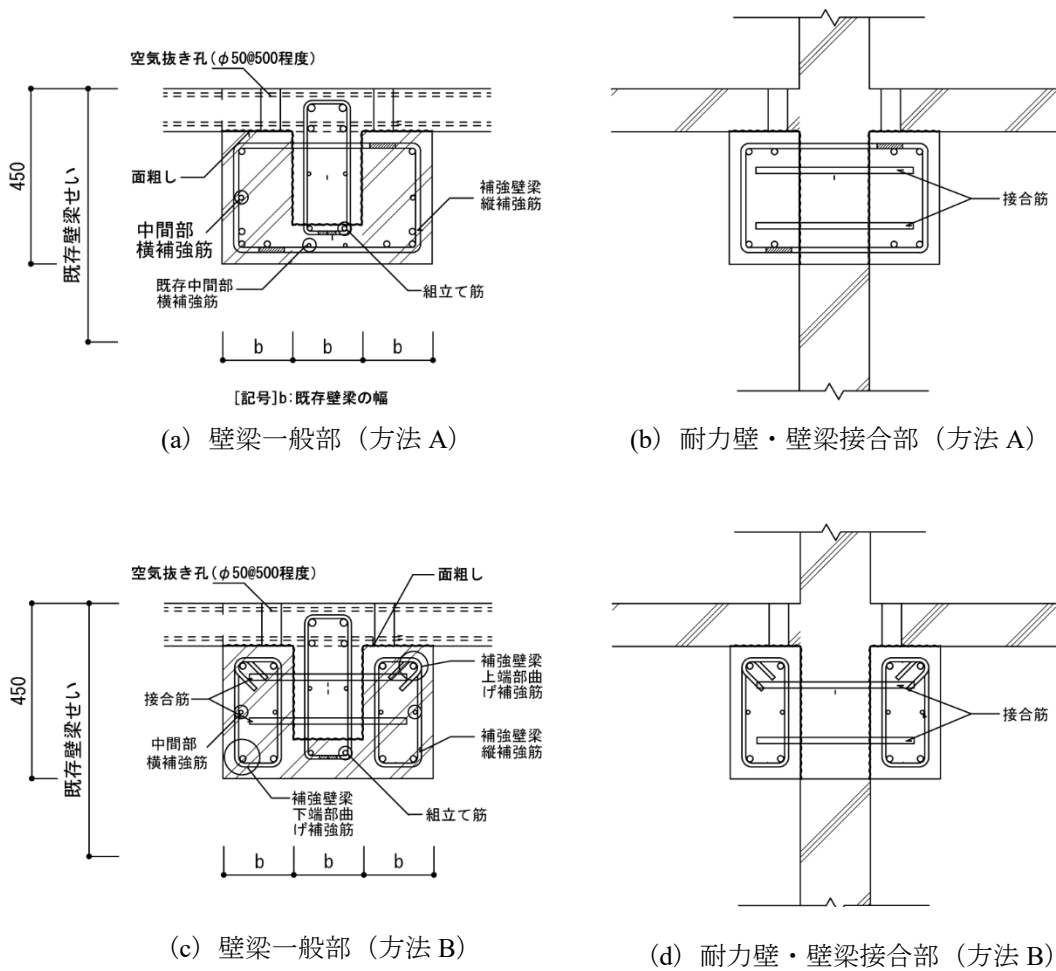
本節で扱う躯体改造工法は、既存壁梁のせいを低減し壁梁下端とスラブ仕上げ面までの寸法を大きくするものである。また、壁式 RC 造特有の構造上の特徴である高い水平剛性と高い耐震性能を確保するため、壁梁の両側面を増打ちすることが必要となることから、壁梁の両側にスラブが接続する中構面の内法長さが一般的に大きい壁梁を対象としている。

2. 壁梁せい低減方法と施工手順

壁梁のせいを低減し所要の構造性能を付与する方法には種々ある^(5.1.1)が、本指針においては施工性と施工後の耐火性を考慮し壁梁の両側面を RC 造にて補強する工法に限定した。また、せい低減後の壁梁の両側面の増打ち部に配置する縦筋の末端を180°に折り曲げてスラブ筋にかぎ掛けする工法(解説図 5.1.1)も考えられる。当該工法の場合、スラブに新設縦筋の間隔(150~200mm程度)で直径 100 mm 程度の孔を設けるか、もしくは壁梁材軸方向に連続して幅 100 mm 程度の溝を設ける必要があり、壁梁両側のスラブが一時的に3辺固定1辺自由の支持条件となる等、壁梁のせい低減に伴いスラブの応力算定や断面検討が煩雑となることが想定される。したがって、本節においては、解説図 5.1.2 に示すように、既存の残存部分と既存の壁梁の両側面の新設部分を有効とする補強方法を用いることとした。



解説図 5.1.1 文献^{5.1.1)}における RC 造による壁梁せい低減工法



解説図 5.1.2 本指針にて扱う壁梁せい低減工法

<参考文献>

5.1.1) 日比野ほか：既存壁式鉄筋コンクリート造建築物の梁せい低減に関する補強方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.2,2009

5.1.2 検討項目・検討方法

壁梁せいの低減工法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の

(1) から(4) による。

- (1) 壁梁の下端部分のコンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋や中間部横筋を切断した状態にて当該壁梁に生じる施工時応力が長期許容耐力以下となることを確認する。
- (2) せいを低減した壁梁の両側面に所要の補強筋やコンクリート増打ちしたせい低減補強壁梁に生じる長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下となることを確認する。
- (3) せい低減後の既存壁梁の両側面に設けた増打ち部に配筋した端部曲げ補強筋および中間部横筋は、両側の耐力壁・壁梁接合部に配置する定着筋より所要の定着長さ以上を確保して定着する。また、既存耐力壁・壁梁接合部と上記定着部とを接合筋により一体化し、せい低減補強壁梁に生じる応力を耐力壁・壁梁接合部に安全に伝達できるようにする。
- (4) 上記(3) の応力伝達に検討においては、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち、内側に配置した接合筋がせん断力に抵抗し、端部に配置した接合筋が曲げモーメント（回転挙動）に抵抗するものとして所要の径および本数を算定する。この時、接合筋の施工性を考慮する。

1. 壁梁せい低減工法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せい低減方法において、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.1.1 および解説表 5.1.2 に示す。

解説表 5.1.1 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 方法 A) 1/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より 100 mm 程度の位置で切断し、撤去する。</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を、研り部下 50mm 程度の位置で 90°に折り曲げ、縦補強筋同士をフレアー溶接により接合して一体化する。なお、折り曲げる前に軸方向鉄筋（組立て筋）を配置する。</p>	<p>(a) コンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討。</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは、中間部横補強筋 (2-9φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担)。 負担不可の場合、支保工にて、壁梁自重もキャンセルする。</p> <p>(c) 長期許容せん断力は、現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに、フレアー溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する。</p>	<p>解説図 5.1.3</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (スラブ下 50 mm 程度の位置) に鉄筋貫通用の孔を設け、増打ち部に配する端部曲げ補強筋を拘束する補強筋を配筋した後、孔と補強筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する。</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋を配置する。新設した縦補強筋同士をフレアー溶接する。</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は、耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または 90°フック付き)する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 必要に応じて、終局強度設計。</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては、せい低減壁梁の上端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は、(a)と同様に行う。</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては、新たに設置した縦補強筋も考慮可。</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は、下記による。</p> <p>・せい低減後既存壁梁</p> $sQ_{D1} = sQ_D \cdot sM_{A1} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A1}$	<p>解説図 5.1.4(A)</p>

解説表 5.1.1 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法 (解説図 5.1.2 方法 A) 2/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
②		<p>・右側または左側の増設壁梁</p> ${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{R2}$ <p>記号 ${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による.</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_s M_{A2}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着 (RC 規準 17 条, 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」参照).</p>	
③	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数 (片側)</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値</p>	<p>解説図 5.1.5</p>
	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し (凹凸 5 mm 程度)</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保 (回転変形防止) のため、接合筋を配置.</p>		

解説表 5.1.1 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 方法 A） 3/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の施工方法の検討.</p>	<p>${}_bM_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_bQ_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q: せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>${}_bQ_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa}: 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.</p>	<p>解説図 5.1.5</p>
<p>④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜け孔を設置 (Φ50mm@500 程度)</p> <p>(ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.</p>	<p>(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性</p> <p>(b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法（切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断（ガス切断等）に必要な寸法.</p>	<p>(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考.</p> <p>(b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考</p>	<p>解説図 5.1.4(A)</p>
<p>⑤ (i) 型枠組立て</p> <p>(ii) コンクリート圧入</p> <p>(iii) 空気抜け孔からのコンクリート吐出確認.</p>	<p>(a) 圧入方法と手順</p>	<p>(a) 空気抜け孔の径と間隔</p>	<p>解説図 5.1.6</p>

解説表 5.1.2 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 方法 B) 1/3

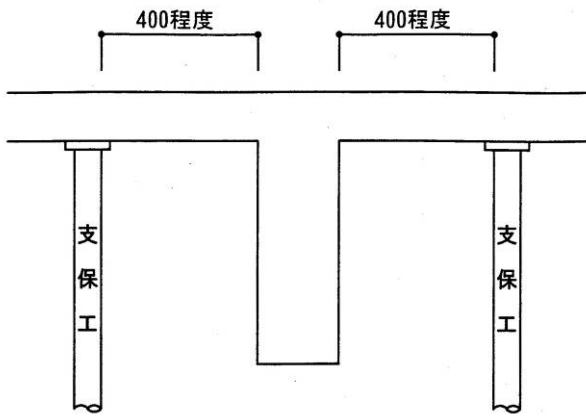
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より 100 mm 程度の位置で切断し、撤去する。</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を、研り部下 50mm 程度の位置で 90°に折り曲げ、縦補強筋同士をフレアー溶接により接合して一体化する。なお、折り曲げる前に軸方向鉄筋を配置する。</p>	<p>(a) コンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討。</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは、中間部横補強筋 (2-9Φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担)。負担不可の場合、支保工にて、壁梁自重もキャンセルする。</p> <p>(c) 長期許容せん断力は、現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに、フレアー溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する。</p>	<p>解説図 5.1.3</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (上端端部曲げ補強筋と中間部横補強筋間および中間部横補強筋と下端端部曲げ補強筋間の位置) に接合筋貫用の孔を設け、既存壁梁と増設壁梁のずれ防止用の接合筋を配筋した後、孔と接合筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する。</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋並びに縦補強筋を配置する。</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は、耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または 90°フック付き)する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 必要に応じて、終局強度設計。</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては、せい低減壁梁の上下端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は、(a) と同様に行う。</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては、新たに設置した縦補強筋も考慮可。</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は、下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・せい低減後既存壁梁 $s Q_{D1} = s Q_D \cdot s M_{A1} / (s M_{A1} + 2 \times s M_{A2}) \leq s Q_{A1}$ <ul style="list-style-type: none"> ・右側または左側の増設壁梁 $s Q_{D2} = s Q_D \cdot s M_{A2} / (s M_{A1} + 2 \times s M_{A2}) \leq s Q_{A2}$	<p>解説図 5.1.4</p> <p>(B)</p>

解説表 5.1.2 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 方法 B） 2/3

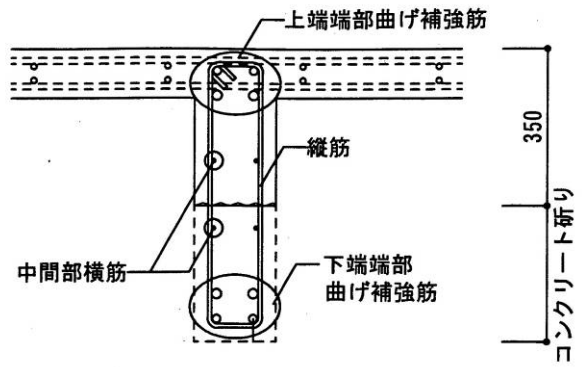
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
②		<p>記号 ${}_sQ_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。</p> ${}_sQ_D = Q_L + 2Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_sM_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_sQ_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_sM_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着（RC 規準 17 条, 「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」参照）</p>	解説図 5.1.4 (B)
③	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し（凹凸 5 mm 程度）</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置。</p> <p>(a) 接合筋の本数・配置の検討。</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討。</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_bM_u' / (\ell_1 \cdot Q_{su})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{su} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値。</p> <p>${}_bM_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p>	解説図 5.1.5

解説表 5.1.1 壁梁せい低減工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 方法 B） 3/3

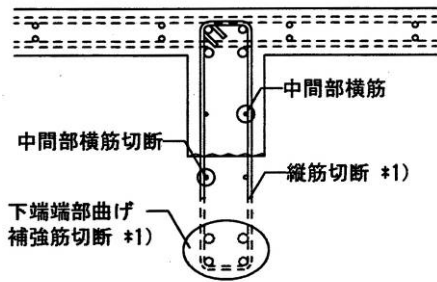
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.	(c) 接合筋の施工方法の検討.	<p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = b Q_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>$b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.</p>	解説図 5.1.5
④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜き孔を設置 (Φ50 mm@500 程度) (ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.	<p>(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性</p> <p>(b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法（切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断（ガス切断等）に必要な寸法.</p>	<p>(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考.</p> <p>(b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考</p>	解説図 5.1.4(B)
⑤ (i) 型枠組立て (ii) コンクリート圧入 (iii) 空気抜き孔からのコンクリート吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜き孔の径と間隔	解説図 5.1.6



(a) 既存壁梁側面に支保工設置

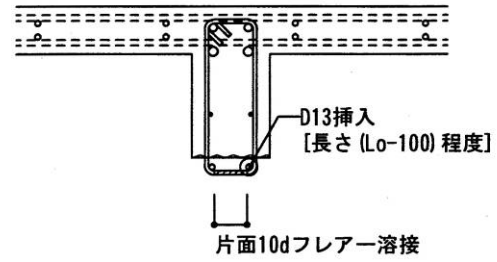


(b) 既存壁梁下端コンクリート研り



[注] *1) 耐力壁・壁梁接合部に
100 mm 程度入った位置で切断

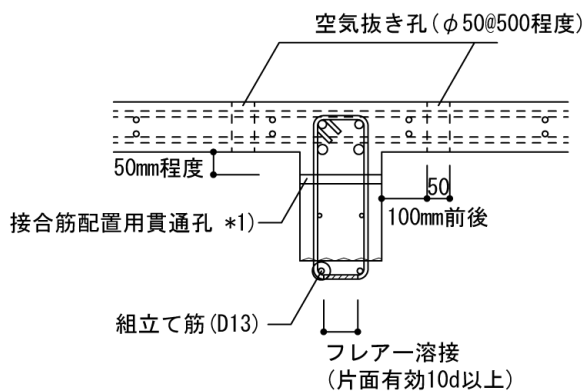
(c) 壁梁下端端部曲げ補強筋, 中間部横筋
および縦筋の切断



[記号] l_0 : 壁梁の内法長さ

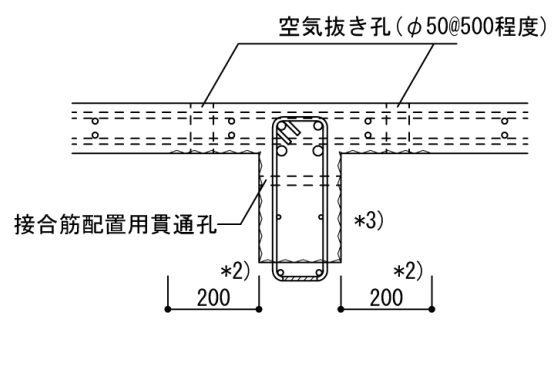
(d) 既存縦筋 90°折曲げおよび
フレアー溶接と補強筋挿入

解説図 5.1.3 既存壁梁のコンクリート研りおよび鉄筋切断



[注] *1) φ20mm 程度, 間隔は新設縦補強筋と同間隔
 接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

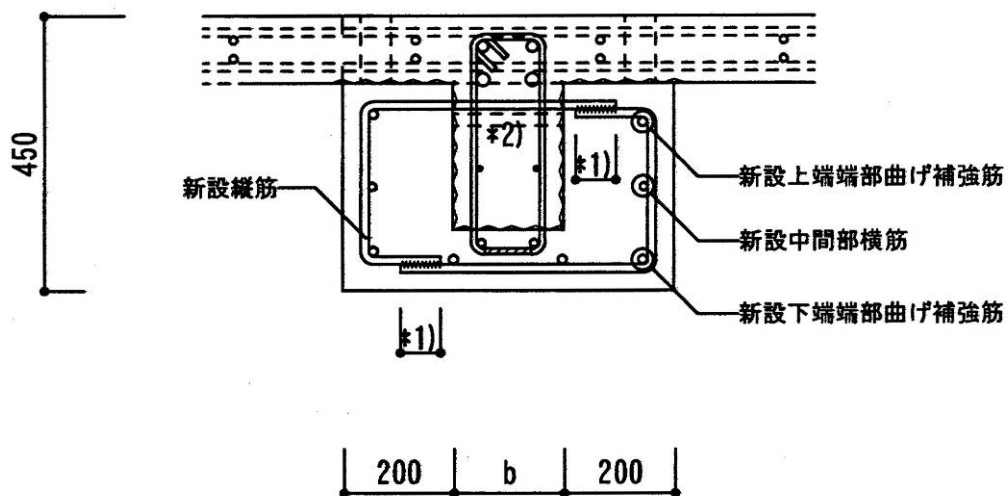
(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブ
 にコンリート打設用空気抜き孔設置



[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

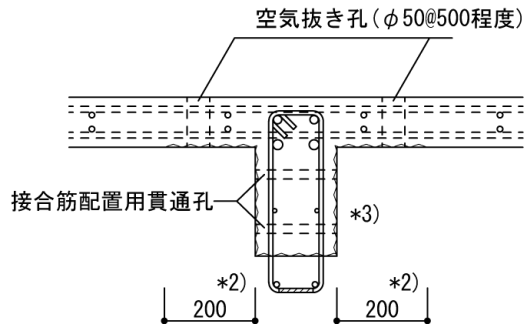
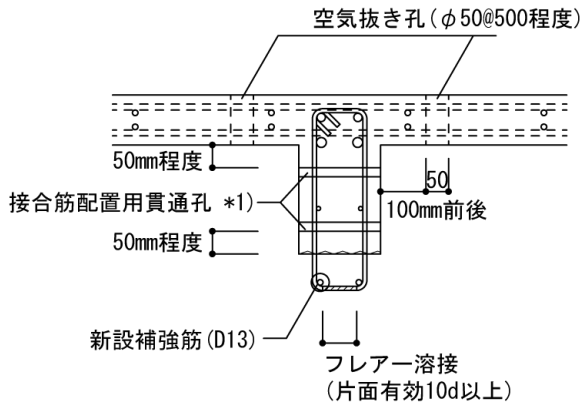
(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびス
 ラブ下面の面粗し



[記号] b : 既存梁の幅

[注] *1) : フレアー溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上), *2) エポキシ樹脂充填

(c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置および筋同士のフレアー溶接
 解説図 5.1.4(A) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (解説図 5.1.2 方法 A の場合)



[注] *1) φ20mm 程度, 間隔@500 程度

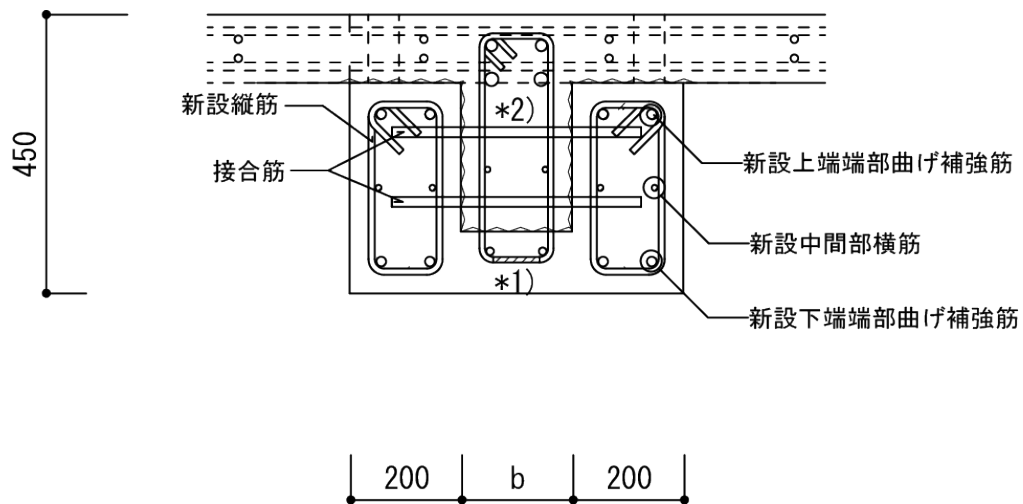
接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンクリート打設用空気抜き孔設置

(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびスラブ下面の面粗し



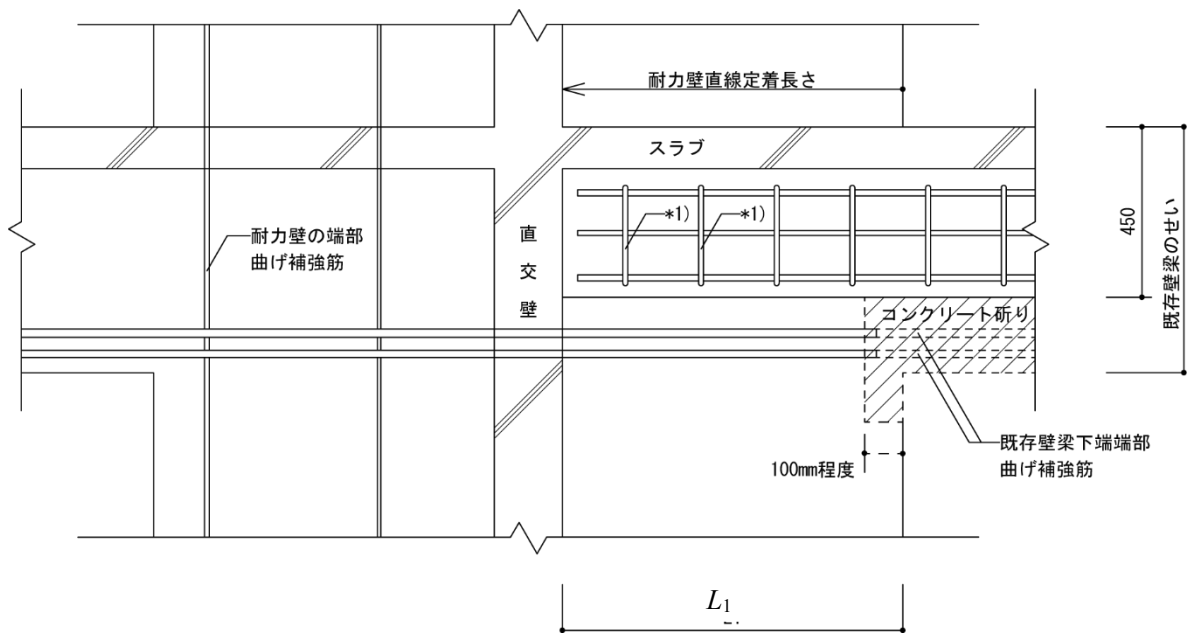
[記号] b : 既存壁梁の幅

[注] *1) : フレアー溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上)

*2) : エポキシ樹脂充填

(c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置

解説図 5.1.4 (B) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (解説図 5.1.2 方法 B の場合)

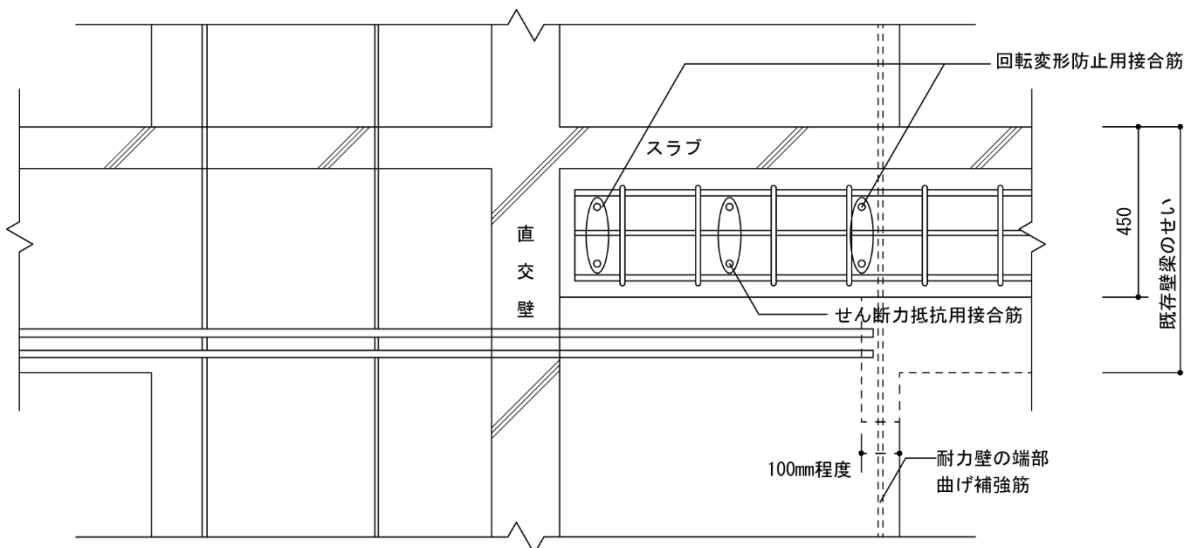


[記号] l_1 : 耐力壁面より直交壁面までの長さ

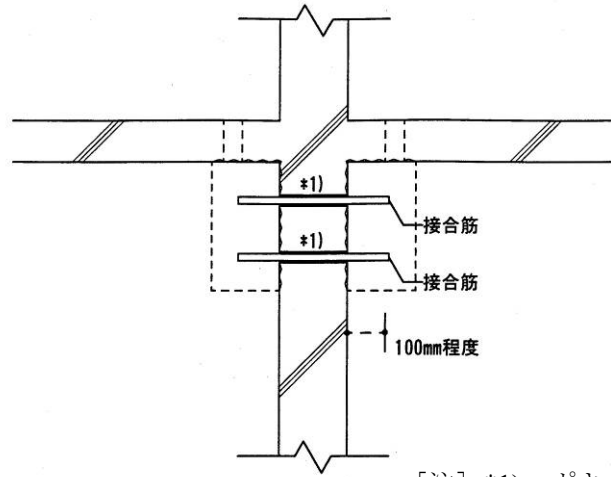
L_1 : 直線定着長さで、日本建築学会「壁式構造配筋指針・同解説（2013）」による。

[注] *1) 新設縦筋は耐力壁・壁梁接合内で D13@200 にて配置

(d) 増打ち部の端部曲げ補強筋と中間部横筋の定着
 解説図 5.1.4 増打ち部の補強筋の配置と定着



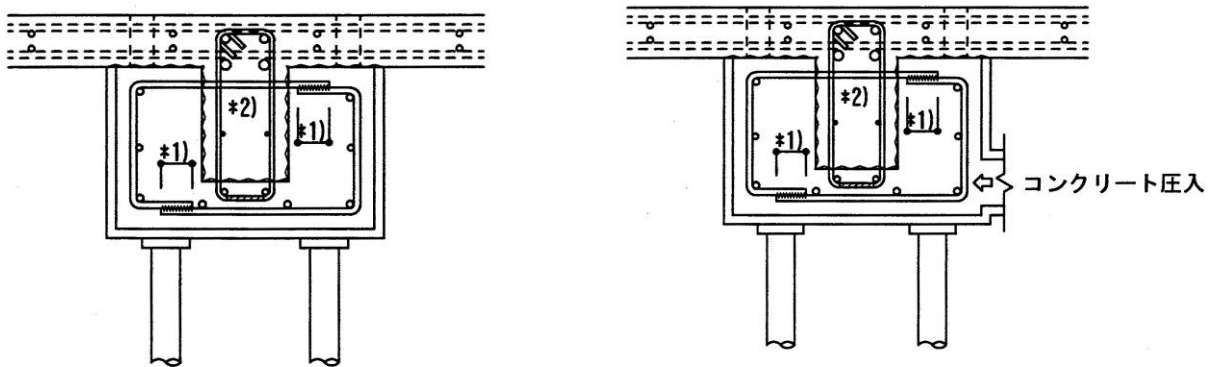
(a) 耐力壁材軸方向断面



[注] *1)エポキシ樹脂充填

(b) 既存耐力壁・壁梁接合部の接合筋配置

解説図 5.1.5 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋の配置



[注] *1)フレアー溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上)

*2)エポキシ樹脂充填

(a) 増打ち部に型枠設置

(b) コンクリート充填

[注] 当該図は、解説図 5.1.2 に記載の方法Aの場合の配筋図を示す。

解説図 5.1.6 型枠設置・コンクリート充填

解説表 5.1.1 (B) に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(1) 検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せいの低減方法においては、下記の手順にて曲げモーメントおよびせん断力に対する検討を行う。

1) 既存壁梁下端コンクリート研り後の検討（せい低減後の壁梁の施工時の検討）

壁梁の下端 300 mm 程度を研る前に、壁梁両側面のスラブ下（壁梁側面より 700 mm 程度の位置）に支保工を設置する。支保工は、工事中の壁梁自重とスラブ自重をキャンセルし、壁梁を無応力状態となるよう上向きの荷重を掛けることとするが、完全に無応力状態とするのは施工管理が難しいことから、壁梁の自重分を研り後の壁梁自体で負担できるよう以下の検討を行う。

研り後の壁梁の断面は、既存壁梁の幅 $b \times$ せい D_1 （=350mm）として検討する。

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D1} = M_{L1} \leqslant {}_L M_{A1} \quad (\text{解 5.1.1})$$

記号 ${}_L M_{D1}$ ：壁梁下端コンクリート研り後の壁梁（以下、せい低減壁梁という）の長期設計用曲げモーメント

M_{L1} ：せい低減壁梁の自重による曲げモーメント。端部上端および中央部下端曲げモーメントに対して検討する。

${}_L M_{A1}$ ：せい低減壁梁の長期許容曲げモーメント。上端曲げモーメントに対しては、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋を有効とする。中央部下端曲げモーメントに対しては、既存壁梁内の中間部横筋（2—9 ϕ ，SR 235）が負担するとして算定する。

② せん断力に対する断面検討

$${}_L Q_{D1} = Q_{L1} \leqslant {}_L Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.2})$$

記号 ${}_L Q_{D1}$ ：せい低減壁梁の長期設計用せん断力

Q_{L1} ：せい低減壁梁の自重によるせん断力（スラブ荷重は支保工が負担）

${}_L Q_{A1}$ ：せい低減壁梁の長期許容せん断力で、研り後の壁梁のコンクリート断面のみ有効として算定する（縦補強筋は無視）。

2) 側面増打ち部のコンクリート硬化後

所要の補強筋（端部曲げ補強筋，中間部横補強筋，縦補強筋）および耐力壁・壁梁接合部に回転防止およびせん断抵抗用の接合筋を施工後にコンクリートを充填する。増打ちコンクリートが硬化した後は、既存部と一体化した壁梁（以下、せい低減補強壁梁という）が形成されると考え、下記により長期荷重時応力および短期荷重時応力に対する断面検討を行う。

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D2} = M_{L2} \leqslant {}_L M_{A2} \quad (\text{解 5.1.3})$$

記号 ${}_L M_{D2}$ ：せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重，仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用曲げモーメント

M_{L2} ：せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重，仕上げ荷

重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメントで、端部上端および中央部下端の曲げモーメント

${}_L M_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および新設の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

$${}_L Q_{D2} = Q_{L2} \leqslant {}_L Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.4})$$

記号 ${}_L Q_{D2}$: せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用せん断力

Q_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重によるせん断力

${}_L Q_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容せん断力で、せい低減補強壁梁のコンクリート断面と既存壁梁の縦補強筋を有効として算定する。

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_s M_{D2} = M_{L2} + M_E \leqslant {}_s M_{A2} \quad (\text{解 5.1.5})$$

記号 ${}_s M_{D2}$: せい低減補強壁梁の短期設計用曲げモーメント

M_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメント

M_E : せい低減補強壁梁に生じる水平荷重による曲げモーメント

${}_s M_{A2}$: せい低減補強壁梁の短期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および増設壁梁の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

・ せい低減後既存壁梁

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.6})$$

・ 右側または左側の増設壁梁

$${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ${}_s Q_{D1}$: せい低減後既存壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。

$${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$$

Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力

Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力

${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント

${}_s Q_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力

${}_s Q_{D2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント

(2) 検討例

1) 検討条件

下記の条件の壁梁に対して，上記(1)に記載の検討方法に基づき断面検討を行う．

- 既存壁梁のコンクリートの設計基準強度：

$$F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$$

- 既存壁梁の断面： $b \times D = 180 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$

(a) 既存壁梁の内法長さ： $\ell_0 = 4,800 \text{ mm}$ ，

- 有効スパン長： $\ell = \ell_0 + D/2$

$$= 4,800 + 650/2 = 5,125 \text{ mm}$$

- 壁梁のスラブ荷重負担面積：解説図 5.1.8 による．

- 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋：

$$2-16 \phi + 2-19 \phi \text{ (SR 235)}$$

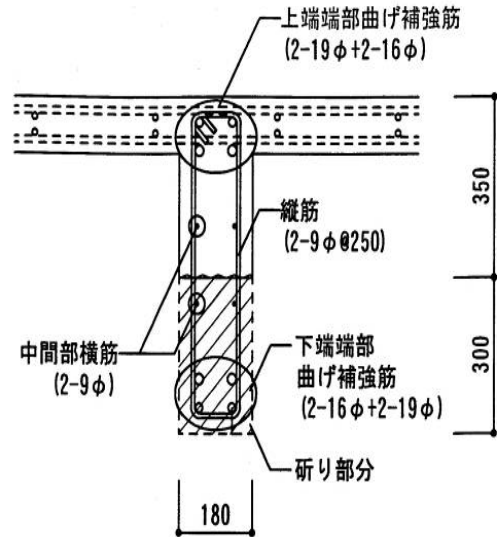
- 既存壁梁の縦補強筋： $2-9 \phi @ 250$ ($p_w = 0.0028$)

- せい低減壁梁の断面： $b \times D_1 = 180 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$

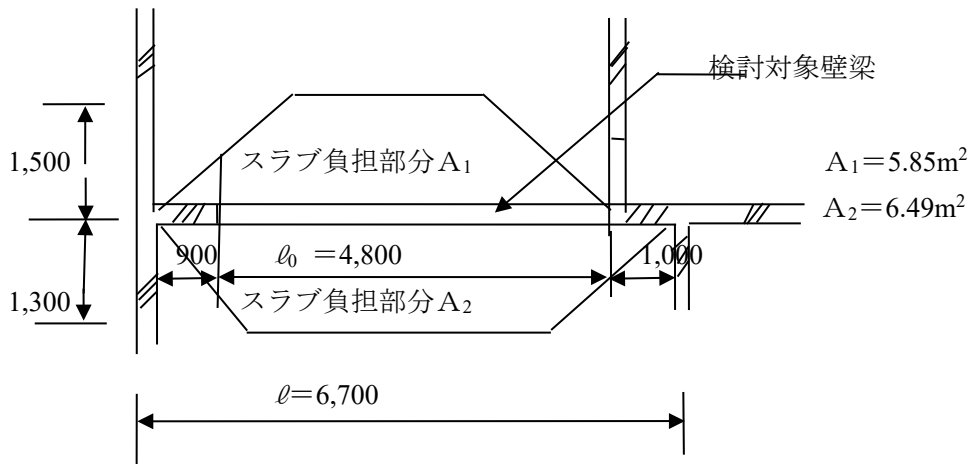
- せい低減補強壁梁の断面： $540 \times 450 \text{ mm}$

- 増打ち部（増設壁梁）の縦補強筋： $2-D13@200$ ($p_w = 2 \times 127 / (180 \times 200) = 0.00705$)

- 増打ち部（増設壁梁）の充填コンクリートの設計基準強度： $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$



解説図 5.1.7 検討対象壁梁断面



解説図 5.1.8 検討対象壁梁の配置

2) 壁梁下端コンクリート斫り時点の検討

① せい低減壁梁の自重： $w_{b1} = 24.0 \times 0.18 \times 0.35 = 1.512 \text{ kN/m}$

② せい低減壁梁の長期荷重時曲げモーメント：

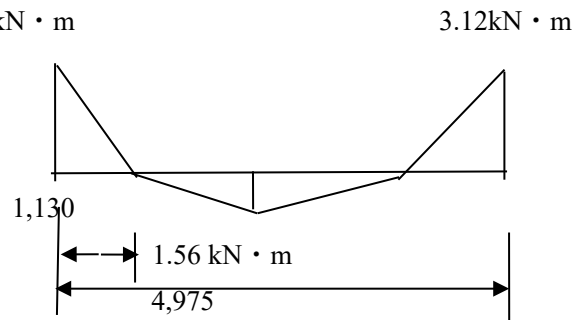
・有効スパン長 $\ell' = \ell_0 + D_1 / 2 = 4,800 + 350 / 2 = 4,975 \text{ mm}$

③ せい低減壁梁の断面設計用応力

(a) 端部上端： ${}_L M_{D1e} = M_{L1e} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 12 = 1.512 \times 4.975^2 / 12 = 3.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(b) 中央部下端： $M_{L1c} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 24 = 1.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力： ${}_L Q_{D1} = Q_{L1} = w_{b1} \cdot \ell' / 2 = 1.512 \times 4.975 / 2 = 3.76 \text{ kN}$



解説図 5.1.8 せい低減壁梁の自重による
曲げモーメント図

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討

$$a_{t1e,上} = M_{L1e} / (L f_t \cdot j) = 3.12 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times (350-50) \times 7/8\}$$

$$= 75.9 \text{ mm}^2 < (2-16\phi + 2-19\phi) \quad \text{OK}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討 [現行の中間部横補強筋 2-9Φ, SR 235]

$$a_{t1c,下} = M_{L1c} / (L f_t \cdot j) = 1.56 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 200 \times 7/8\}$$

$$= 56.9 \text{ mm}^2 < 2-9\Phi (a_t = 128 \text{ mm}^2) \quad \text{OK}$$

(c) せん断力に対する検討

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 3.12 / (3.76 \times 0.30) = 2.77$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 3.77 = 1.06$$

$$\cdot {}_L Q_{A1} = \{\alpha \cdot L f_s \cdot b \cdot j = 1.06 \times 0.49 \times 180 \times 300 \times 7/8 = 21.0 \times 10^3 \text{ N} = 24.5 \text{ kN}\}$$

$$> Q_{L1} (= 3.76 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

3) 側面増打ち部のコンクリート硬化後の断面検討

側面増打ち部のコンクリート硬化後は, せい低減既存壁梁部のせいを 450 mm として検討する.

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① せい低減補強壁梁の自重+仕上げ荷重+積載荷重: 仕上げ荷重 600N/m², 積載荷重 1,800N/m²

$$\cdot w_{b2} = 24.0 \text{ kN/m}^3 \times (0.18 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} + 2 \times 0.18 \text{ m} \times 0.34 \text{ m}) + 2.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.18 \text{ m} = 5.31 \text{ kN/m}$$

② 負担部分のスラブの自重+仕上げ荷重+積載荷重: 等分布荷重に置換する.

$$\cdot w_{s2} = (24.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} + 2.4 \text{ kN/m}^2) \times (5.85 \text{ m}^2 + 6.49 \text{ m}^2) / 5.025 \text{ m} = 12.4 \text{ kN/m}$$

③ せい低減補強壁梁の長期荷重時断面設計用応力

(a) 端部上端: ${}_L M_{D2e} = M_{L2e} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 12$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025^2 / 12 = 37.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 中央部下端: $M_{L2c} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 24 = 18.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力: ${}_L Q_{D12} = Q_{L12} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell / 2$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025 / 2 = 44.5 \text{ kN}$$

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討: 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋で OK
かの検討

$$\begin{aligned} \cdot a_{t1e,上} &= {}_L M_{D2c} / ({}_L f_t \cdot j) = 37.3 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 350\} = 680.2 \text{ mm}^2 \\ &< 970 \text{ mm}^2 (= 2 \cdot \phi 19 + 2 \cdot \phi 16) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討〔新設補強筋, SD295A〕

$$\begin{aligned} \cdot a_{t2c,下} &= {}_L M_{2c} / ({}_L f_t \cdot j) = 18.6 \times 10^6 / \{(295/1.5) \times 350\} \\ &= 271.1 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (= 398 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

(c) せん断力に対する検討: 増打ち部分の充填コンクリートの設計基準強度 $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ に設定.

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 37.3 / (44.5 \times 0.40) = 2.10$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 3.1 = 1.29$$

$$\begin{aligned} \cdot {}_L Q_{A1} &= \{\alpha \cdot {}_L f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j + \alpha \cdot {}_L f_s \cdot b' \cdot j' \\ &= \{1.29 \times 0.49 + 0.5 \times 235/1.5 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 350 \\ &\quad + 1.29 \times 0.73 \times 2 \times 180 \times 290 \times 7/8 \\ &= (0.632 + 0.062) \times 180 \times 350 + 98 \times 10^3 \\ &= 43.7 \times 10^3 + 86.0 \times 10^3 = 129.7 \times 10^3 = 129.7 \text{ kN} > 44.5 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

i) 水平荷重時応力

$$\cdot \text{曲げモーメント} : M_E = 93.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{せん断力} : Q_E = 2M_E / \ell_0 = 2 \times 93.9 / 4.80 = 39.1 \text{ kN}$$

ii) 断面検討

(a) 設計用曲げモーメント

$$\cdot \text{端部上端} : {}_s M_{D2,上} = {}_L M_{L2} + M_E = 37.3 + 93.9 = 131.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{端部下端} : {}_s M_{D2,下} = 37.3 - 93.9 = -56.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 所要端部上端曲げ補強筋量算定

① せい低減既存壁梁の上端端部曲げ補強筋による短期許容曲げモーメント

$$\begin{aligned} \cdot {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 新たに配筋する増設壁梁の上端端部曲げ補強筋の必要断面積

$$\cdot {}_L M_{D2e,上} = 131.2 - 76.0 = 55.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,上} = 55.2 \times 10^6 / \{295 \times (340 - 50) \times 7/8\} = 737.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(c) 所要端部下端曲げ補強筋: 新たに配置する増設壁梁の下端端部曲げ補強筋 (SD 295A 使用)

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,下} = 56.6 \times 10^6 / \{295 \times (450 - 50) \times 7/8\} = 548.2 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(d) せん断力に対する断面算定

① 設計用せん断力: ${}_s Q_{D2} = Q_{L2} + n \cdot Q_E = 44.5 + 2.0 \times 39.1 = 122.7 \text{ kN}$

② せい低減既存壁梁部分の設計用せん断力の算定

1) せい低減既存壁梁部分の端部上端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,上}$

$$\begin{aligned} {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) せい低減既存壁梁部分の端部下端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,下}$

$${}_sM_{A1,下} = \sum (a_{t,1,下} \cdot {}_s f_t \cdot j)$$

$$= 2 \times 63 \times 235 \times 200 \times 7/8 = 5.18 \times 10^6 = 5.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ハ) 右側および左側の増設壁梁の上端および下端の短期許容曲げモーメント

$${}_sM_{A2,上} = {}_sM_{A2,下} = a_{t,2} \cdot {}_s f_t \cdot j = 2 \times 199 \times 295 \times (340 - 70) \times 7/8$$

$$= 27.7 \times 10^6 = 27.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ニ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力[(解 5.1.6) 式参照]

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.58 = 71.2 \text{ kN}$$

ホ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定

$${}_s Q_{A1} = \{0.49 + 0.5 \times 235 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 400 \times 7/8$$

$$= (0.49 + 0.094) \times 180 \times 400 \times 7/8 = 36.8 \times 10^3 = 36.8 \text{ kN}$$

$< {}_s Q_{D1}$ NG

増設壁梁の上端端部曲げ補強筋を 2-D16 \Rightarrow 4-D19 (SD 345) に変更する.これにより,増設壁梁の端部上端の短期許容曲げモーメントは,

$${}_sM_{A2,上} = 4 \times 287 \times 345 \times (340 - 80) \times 7/8 = 86.6 \times 10^6 = 90.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

となる.上記により,せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力は,次のとおりとなる.

$${}_s Q_{D1} = 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.297 = 36.4 \text{ kN}$$

$$< {}_s Q_{A1} (= 36.8 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

ハ) 右側, 左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力:

・ 上端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 90.1 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.352 = 43.2 \text{ kN}$$

・ 下端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 27.7 / (5.18 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.457 = 56.1 \text{ kN}$$

ト) 右側, 左側の増設壁梁の短期許容せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定する.

$$\cdot p_w = 127 \times 2 / (180 \times 200) = 0.00705$$

$$\cdot {}_s Q_{A2}' = \{\alpha \cdot {}_s f_s + 0.5 \cdot {}_s f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b_2 \cdot j$$

$$= \{1.0 \times 1.095 + 0.5 \times 295 \times (0.00705 - 0.002)\} \times 180 \times 260 \times 7/8$$

$$= (1.095 + 0.744) \times 180 \times 227.5 = 75.3 \times 10^3 = 75.3 \text{ kN} > 56.1 \text{ kN OK}$$

4) 新設端部曲げ補強筋の増打ち耐力壁・壁梁接合部への定着長さの検討

せい低減補強壁梁内の新設する主筋(上端および下端端部曲げ補強筋)および中間部横筋は,増打ちする左右の耐力壁・壁梁接合部に直線定着もしくは標準フック付き折曲げ定着する.なお,定着基点は,壁梁側に設置した接合筋の中心位置とする.

増打ちする耐力壁・壁梁接合部には,せい低減補強壁梁と同様に主筋拘束筋を配置することとするので,新設主筋は拘束領域内への定着とみなすことができる.

以下に、RC 規準 (2010) 17 条 (17.2) 式に基づき、定着長さを検討する。

(i) 定着長さの場合

必要定着長さは、次式による。

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10 f_b) \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ℓ_{ab} : 必要定着長さ (mm)

α : 定着される鉄筋の拘束の有無による係数 (拘束の場合, $\alpha=1.0$)

S : 耐震部材, 非耐震部材ならびに定着方法による修正係数で、次表による。

解説表 5.1.2 必要定着長さの修正係数

種 類		修正係数 S
直線定着	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	1.25
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	1.0
	その他の部材	
標準フック または、信頼できる 機械式定着具	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	0.7
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	0.5
	その他の部材	

σ_t : 鉄筋に生じる引張応力度 (N/mm²)

d_b : 鉄筋径 (mm) で、異形鉄筋の場合は呼び名に用いた数値。

f_b : 付着割裂の基準をなる強度 (N/mm²) で、その他の鉄筋の数値とする
($=0.9 + F_c/40$)。

(解 5.1.7)式に、 $\alpha=1.0$, $S=1.25$, $\sigma_t = \sigma_y = 345 \times 1.1 \text{ N/mm}^2$, $d_b = 19 \text{ mm}$,
 $f_b = 0.9 + 24/40 = 1.5 \text{ N/mm}^2$ を代入すると、必要直線定着長さは、以下の通りとなる。

$$\ell_{ab} = 1.0 \times 1.25 \times 1.1 \times 345 \times 19 / (10 \times 1.5) = 601.0 \text{ mm} \quad (=31.6 d_b)$$

したがって、端部曲げ補強筋は壁梁側に設置した接合筋中心より直線定着長さとして 601.0 mm 以上確保する。

(施行令ただし書き適用)

5) 増打ち耐力壁・壁梁接合部に配置するアンカー筋の検討

(i) 回転防止用接合筋の検討

i) 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力の断定

① せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度 M_{i2} (解説図 5.1.10)

$$\cdot M_{i2, \text{下}} = 0.9 \times (2 \times 199) \times 1.1 \times 295 \times (340 - 65) = 32.0 \times 10^6 = 32.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot M_{i2, \text{上}} = 0.9 \times (4 \times 287) \times 1.1 \times 345 \times (340 - 90) = 98.0 \times 10^6 = 98.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度時せん断力 Q_{i2}

$$\cdot Q_{i2} = (M_{i2, \text{下}} + M_{i2, \text{上}}) / \ell_0 = (32.0 + 98.0) / 4.8 = 27.1 \text{ kN}$$

③ せい低減壁梁側面増打ち部の回転中心位置における曲げ強度 M_{i2}'

$$\cdot M_{i2}' = M_{i2, \text{上}} + Q_{i2} \times 0.45 = 98.0 + 27.1 \times 0.45 = 110.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{解説図 5.1.10})$$

④ 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力

回転変形防止用接合筋本数を片側 2 本に設定する.

$$\cdot_D Q_u = M_{u2}' / (N \cdot a \times 2) = 110.2 / (2 \times 0.35 \times 2) = 78.7 \text{ kN/本}$$

ii) 接合筋のせん断強度

接合筋に異形鉄筋種別 SD 345 の呼び名 D22 を用いる. 接合筋は既存壁梁に設けた孔に通し配筋するが, 接合筋のせん断強度は日本建築学会編「各種合成構造設計指針・同解説」のせん断強度式を用いて算定することとする.

上記より, 接合筋のせん断強度は下記の通りとなる.

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) \quad (\text{解 5.1.8})$$

$$Q_{u1} = 0.7_s \sigma_y \cdot a_s = 0.7 \times 345 \times 387 = 93.5 \times 10^3 = 93.5 \text{ kN}$$

$$Q_{u2} = 0.5 \sqrt{(F_c \cdot E_c)} \cdot a_s = 0.5 \times \sqrt{14.7 \times 2.1 \times 10^4 \times 0.866} \times 507$$

$$= 0.5 \times 517.0 \times 387 = 100.0 \times 10^3 \text{ N} = 100.0 \text{ kN}$$

$$\therefore Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (84.8, 100.0) = 84.8 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果: $\cdot_D Q_u (=78.7 \text{ kN}) < Q_u (=93.5 \text{ kN})$ OK

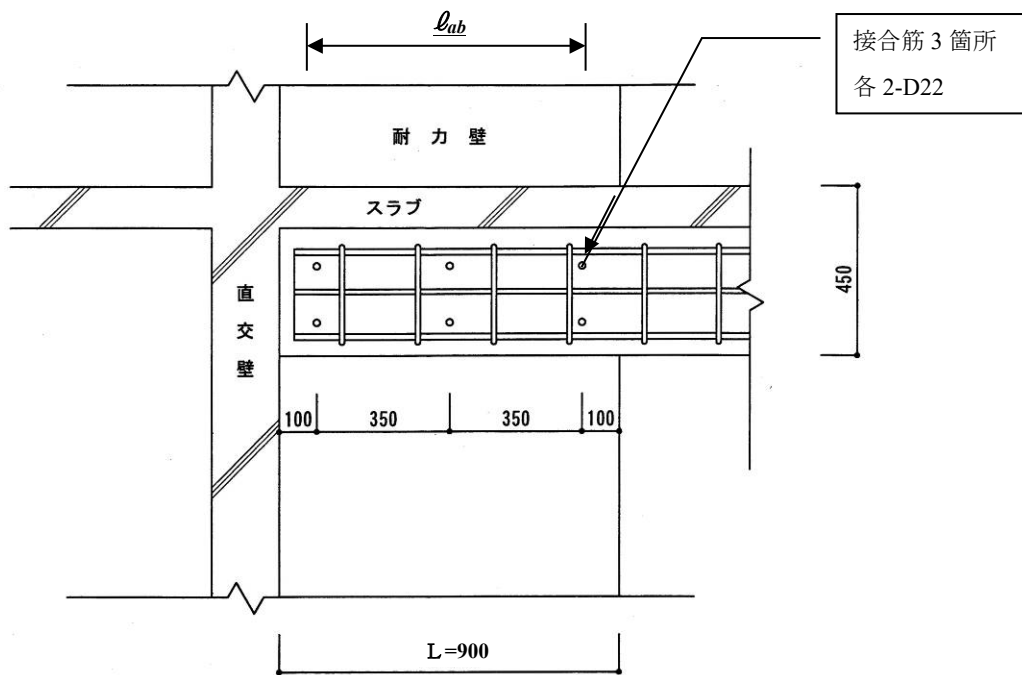
(ii) せん断力抵抗用接合筋の検討

i) 設計用せん断力: $\cdot_D Q_u = Q_{u2} = 27.1 \text{ kN}$

ii) せん断力抵抗用接合筋 (2-D22 と設定) のせん断強度

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (93.5, 100.0) = 84.8 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果: 2-D19 で OK となるが, 2-D22 を配置する (解説図 5.1.10).



- ・回転変形防止用接合筋：左右各 2-D22 ,SD 345
- ・せん断力抵抗用接合筋：中央部 2-D22 ,SD 345

解説図 5.1.10 壁梁増打ち部の回転変形防止およびせん断抵抗用接合筋の配置

5. 2 戸境耐力壁への出入り口開口設置

5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法

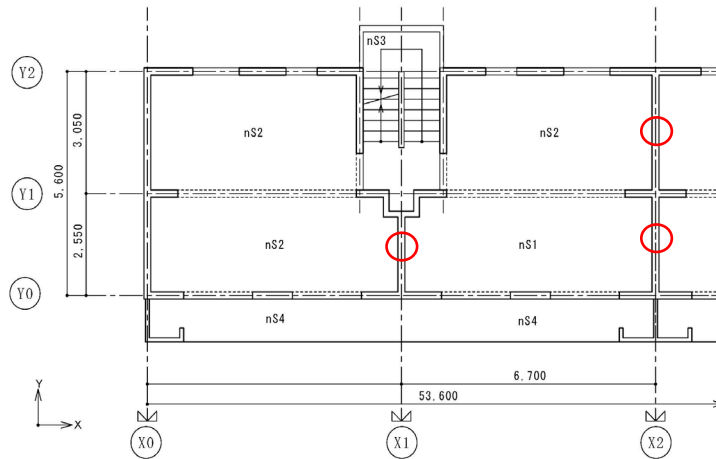
1. 本節は、短辺方向の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合に適用する。
2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(7)による。
 - (1) 既存耐力壁の横補強筋および縦補強筋（以下、縦筋、横筋という）は、末端を 180° フックとする必要があることから、新たに設置する開口部を必要とする開口部より 300mm 程度大きめにコンクリートを研る。

なお、出入り口開口部の上部が壁梁となる場合には、せいが 450mm 以上の壁梁を配置するものとする。
 - (2) 既存耐力壁の縦筋および横筋は、180° フックを設けるための所要の長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲に所要の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を 180° フックとするか、U字形鉄筋を用いてフレア溶接にて閉鎖形とする。
 - (4) 開口部周囲の縦筋および横筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。
 - (5) 中間階において、開口設置により切断する縦筋のうち定着が必要なものは床スラブに折曲げ定着させ所要のかぶり厚さを確保して無収縮モルタルにて復旧する。
 - (6) 研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (7) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm² 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする戸境耐力壁

本節で対象とする戸境耐力壁は、階段室通り（解説図 5.2.1 の X1 通りをいい、以下同様とする）のバルコニー側の戸境壁と、階段室通り以外の戸境耐力壁（解説図 5.2.1 の X2 通りの耐力壁をいい、以下同様とする）である。階段室通りのバルコニー側の戸境壁は、その耐力壁の長さが比較的短いため、本指針案第 3.3 節により開口部を直交壁端から 600mm 以上離れた位置に設けることを原則とすることから、開口部の幅を大きく設けられないことに留意する。また、階段室通り以外の戸境耐力壁は、中構面長辺方向に耐力壁が取り付いている場合があるため、これを避けて、住戸階段室側（解説図 5.2.1 ㉖～㉗）あるいは、バルコニー側（解説図 5.2.1 ㉘～㉙）の戸境壁に出入り口開口部を設置することとなる。

最上階の戸境壁に出入り口開口部を設ける場合には、開口部上部に壁梁を配置するとともに、所要の横筋および縦筋を配置する必要があるため、屋上部からもコンクリートを研る必要が生じ、改造に係る施工が大掛かりになるため、その適用に際しては、十分な検討を有する。



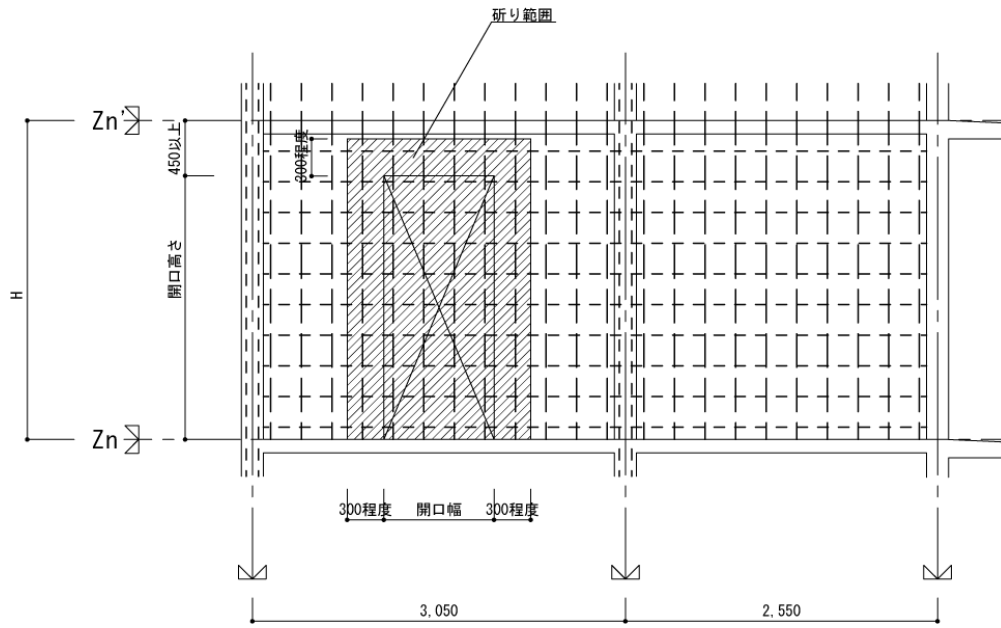
解説図 5.2.1 本節の対象とする戸境壁（○印箇所）

2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法と施工手順

短辺方向の戸境耐力壁端部には端部曲げ補強筋が，耐力壁の交差部には交差部縦補強筋が配筋されている．また，耐力壁・スラブ接合部には，耐力壁とスラブとの一体化を図るための補強筋が配筋されている．一方，耐力壁内には， $9\phi@250\sim150$ 程度の縦筋と横筋が配筋されていると想定される．当該戸境耐力壁に出入り口開口部を設置すると，開口部の左右の耐力壁には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じるため，開口部周囲には，所要の曲げ補強筋を配置する必要がある．また，開口設置に伴い既存耐力壁の縦筋が丸鋼の場合および横筋は，その端部をかぎ状に折り曲げる必要があることから，コンクリートの研り範囲は，必要とする開口部の大きさよりも大きくする必要がある．また，開口部周囲に新たに配筋する補強筋の定着長さは，開口部端より所要の長さ以上を確保する必要があることから，必要とする開口部の周囲を研る必要がある．また，開口部の上下においては，上下階からの耐力壁の縦筋も，所定の長さ以上で定着する必要がある．上記の留意事項を考慮した戸境耐力壁への出入り口設置方法を，以下に示す．

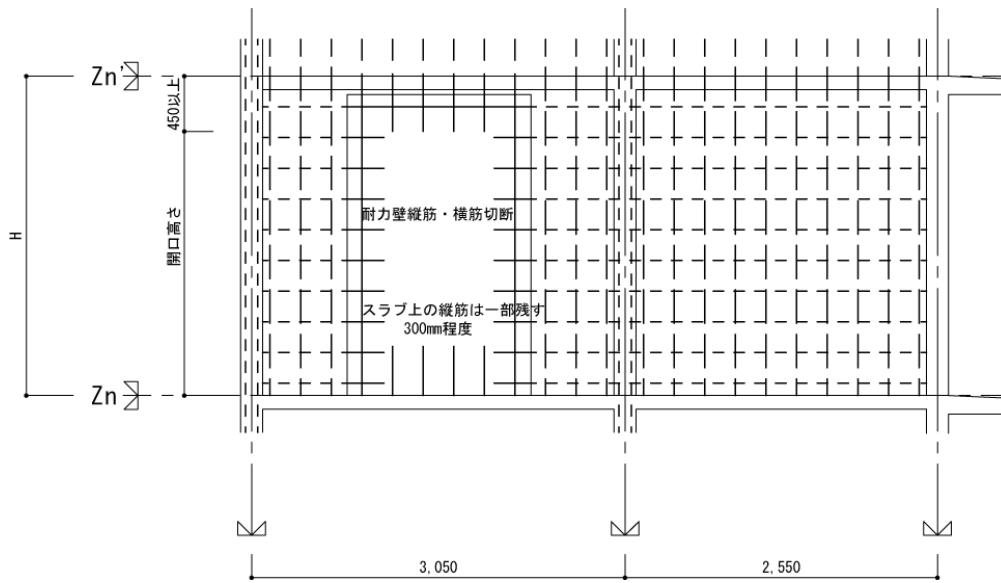
- ① 必要とする開口部よりも 300mm 程度大きくコンクリートを研る（解説図 5.2.2）．
- ② 既存耐力壁の縦筋および横筋を切断する．その切断位置は，開口部周囲の補強筋を拘束し、末端を 180° フックに加工できる長さ以上とする（解説図 5.2.3）．
- ③ 開口部周囲の補強筋を開口部端より所要の長さ以上を確保し，必要に応じてコンクリートを研り補強筋を配置する．さらに，切断した既存耐力壁の縦筋および横筋が丸鋼の場合には末端を 180° フックとする．このとき，開口部周囲の補強筋は，既存耐力壁の縦筋および横筋で拘束するものとする．耐力壁内の鉄筋の納まりを考慮して 180° フックが出来ない場合は，U 字形鉄筋を用いて既存の縦筋や横筋とフレア溶接にて閉鎖形とする（解説図 5.2.4～8）．
- ④ 耐力壁開口部下端における縦筋は，所定の長さ以上を確保して定着する必要がある，定着は開口設置階のスラブ上面を研り出しスラブ内に定着させ，かぶり厚さを確保出来るように無収縮モルタルにて復旧する．ただし，スラブ上面を研り，スラブ上端筋を露出させると既存上端筋の定着が無効となるため，当該定着方法は既存スラブ筋を研らない場合のみ可とする．これによらない場合には，開口部下端に補強筋を配置した後に耐力壁の縦筋の末端を 180° に折り曲げて床仕上げレベルまでコンクリートを打設する方法が考えられるが，現場にて折曲げ可能か検討を要する（解説図 5.2.6）．
- ⑤ コンクリート研り後の開口部周囲の端面は十分な面粗しを行い，型枠を設置して流動性に優れた

コンクリートを充填する（解説図 5.2.7）.



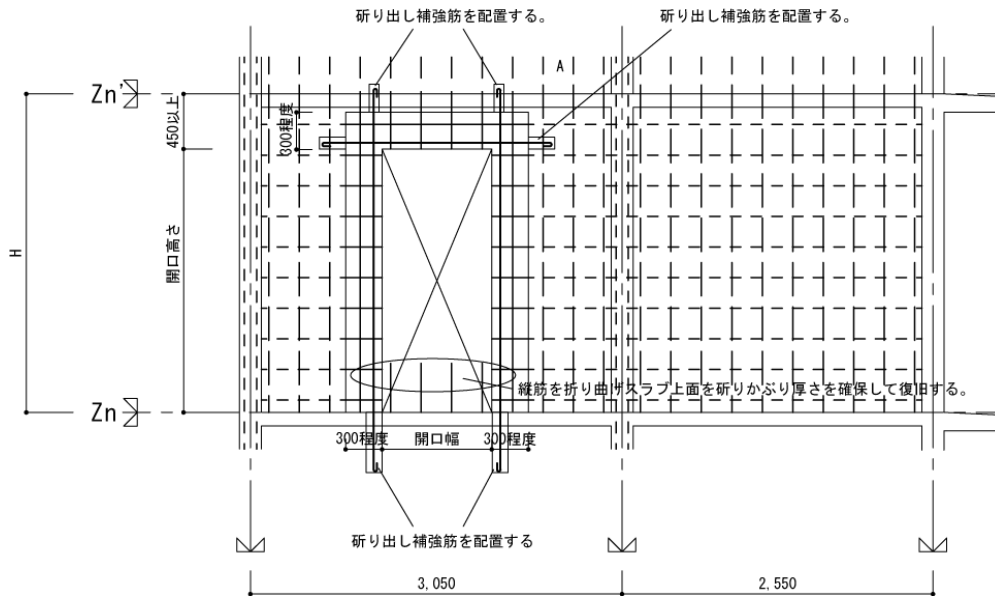
[注] 必要とする開口部の大きさより 300mm 程度大きく研る.

解説図 5.2.2 耐力壁コンクリートの研り



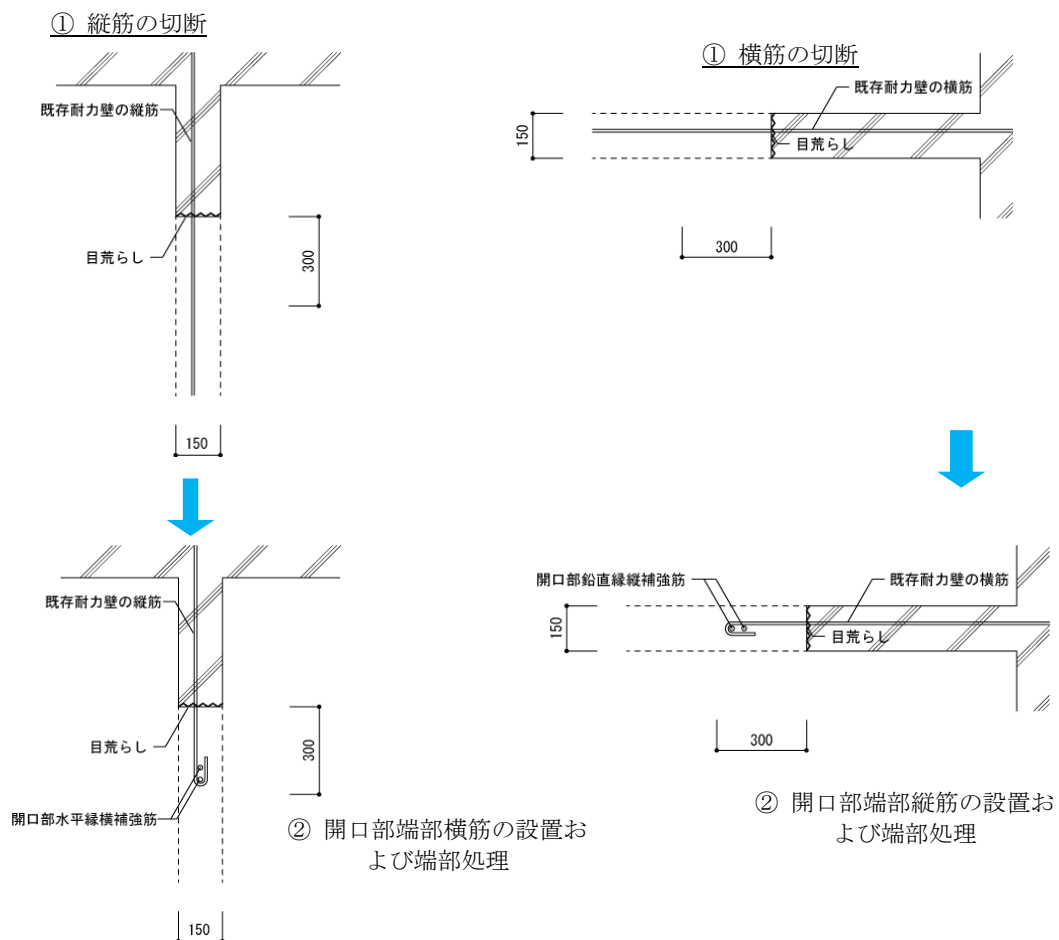
[注] 所要の鉄筋長さ以上を残して切断.

解説図 5.2.3 縦筋および横筋の切断



[注] 定着長さを確保するため必要に応じてコンクリートを研る。

解説図 5.2.4 開口端部補強筋の設置

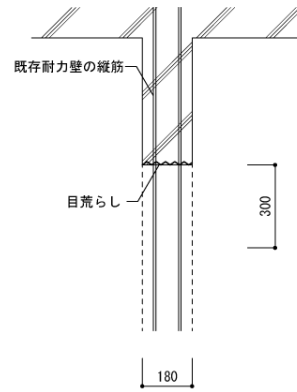
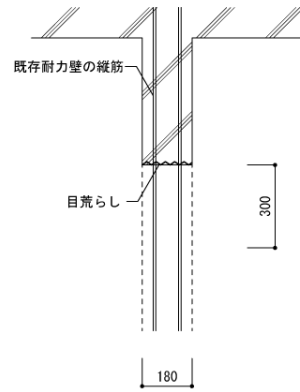


(a) 開口上部縦筋の施工方法

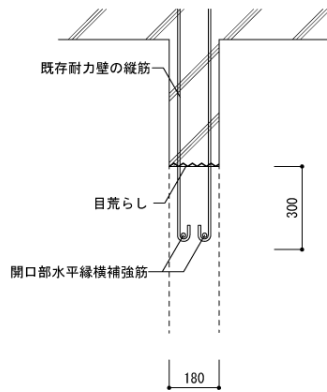
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.5 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(単配筋の場合)

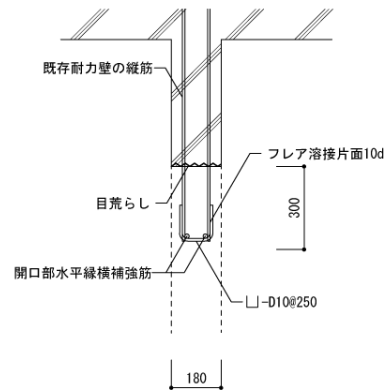
① 縦筋の切断



② 開口部端部横筋の設置および端部処理



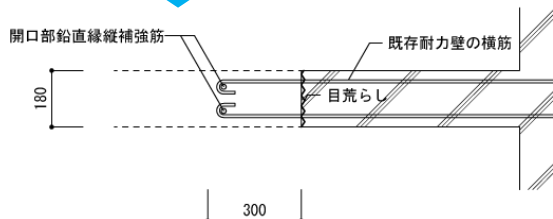
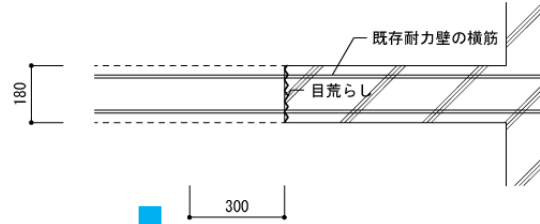
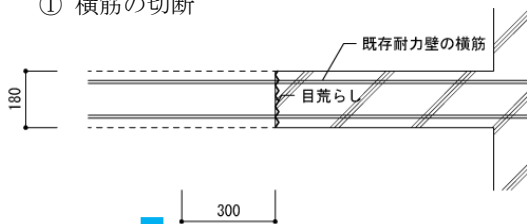
ii) 末端を 180° フックとする場合



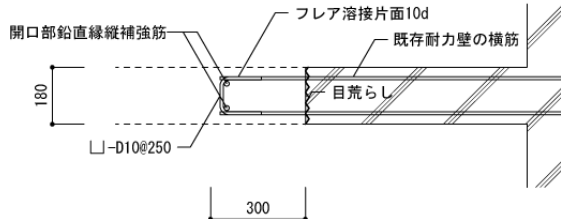
ii) フレア溶接の場合

(a) 開口上部縦筋の施工方法例

① 横筋の切断



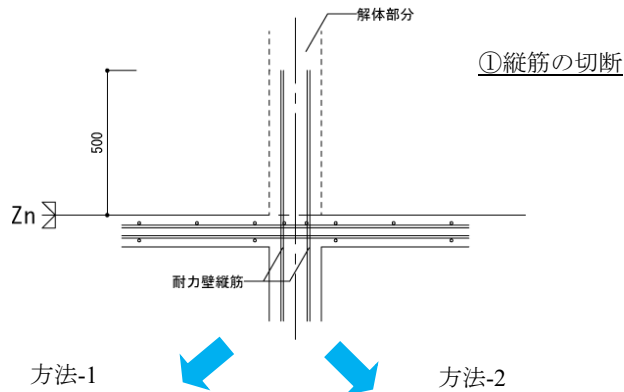
i) 末端を 180° フックとする場合



ii) フレア溶接の場合

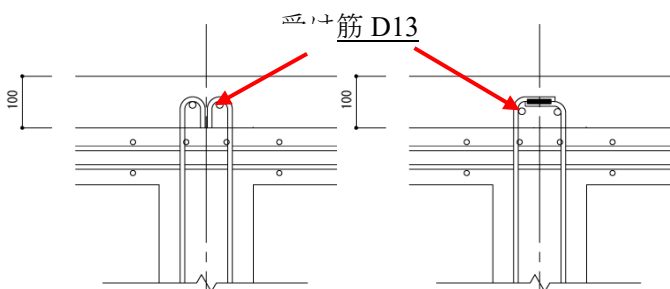
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.6 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(複配筋の場合)

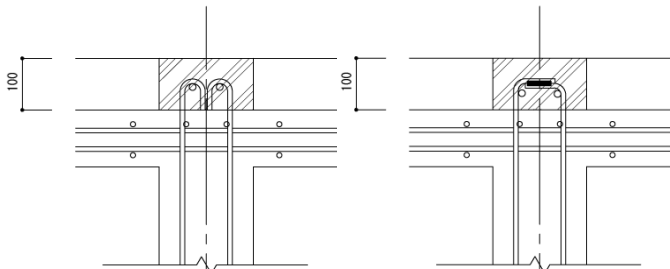


方法-1
②スラブ上に横補強筋を配置し、下階からの縦筋を折り曲げ、あるいは閉鎖型とする。

方法-2
②スラブ上面を研り、折り曲げ納める。



③コンクリート打設

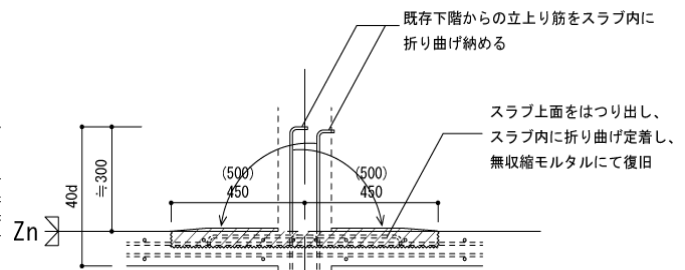


(a) 180° フックの場合

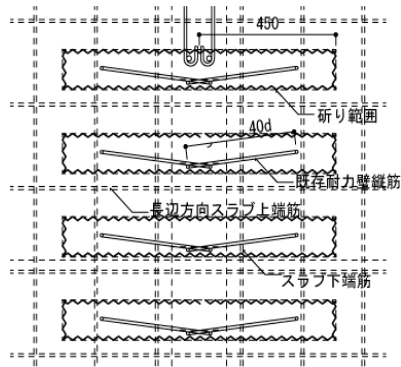
(b) フレア溶接の場合

- 縦筋 9ϕ のため曲げ内法直径 D は $2d$ 以上とする。
- 余長は $4d$ 以上とする。

- 両側溶接 $5d$ とする。



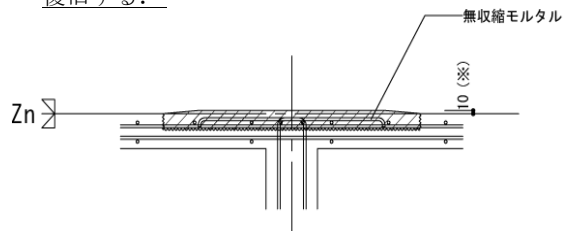
(a) 鉛直断面



(b) スラブ研り範囲平面図

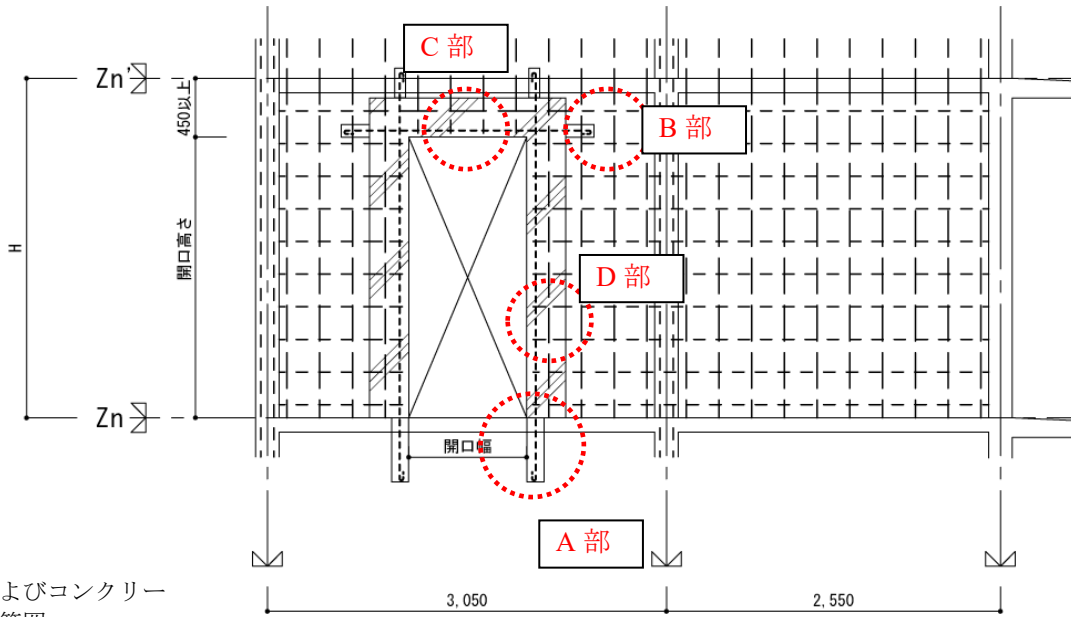
(スラブ上端筋は露出させない)

③かぶり厚さを確保できるよう無収縮モルタルで復旧する。

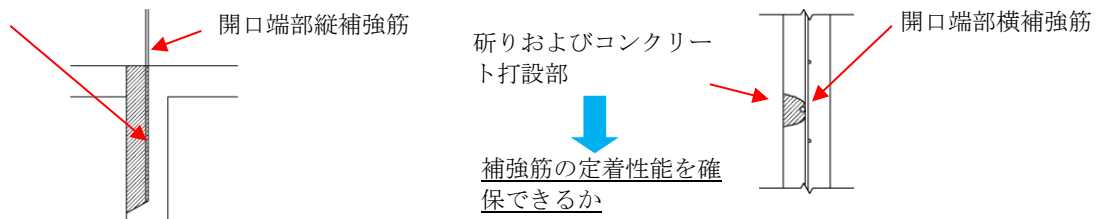


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

解説図 5.2.7 耐力壁開口部下端における耐力壁縦筋の処理例 (複配筋の場合)

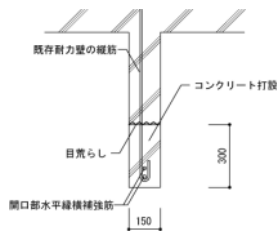


研りおよびコンクリート打設範囲

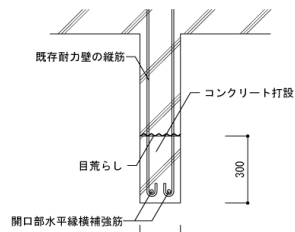


A部断面詳細図例

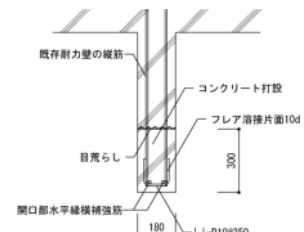
B部詳細図例



(a) 単配筋の場合

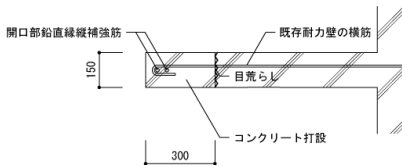


i) 180° フックの場合

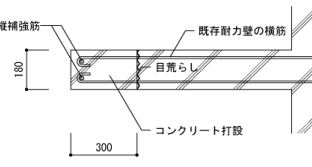


ii) フレア溶接の場合

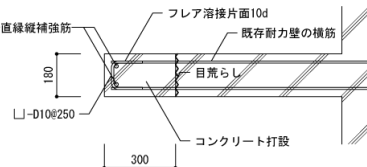
C部詳細図例



(a) 単配筋の場合



i) 180° フックの場合



ii) フレア溶接の場合

(b) 複配筋の場合

D部詳細図例

解説図 5.2.8 戸境壁への出入り口開口設置における各部詳細例

5.2.2 検討項目・検討方法

戸境耐力壁への出入り口開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

- (1) 開口部際の端部縦補強筋は計算によって求めるほか、開口部の内法高さに応じて建設当時の関連基規準に記載の規定値以上とする。なお、端部縦補強筋の規定値は、鉄筋の種別により補正してもよい。また、開口部上下の横補強筋は、計算によって求めるものとする。
- (2) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ (d :異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする)または標準フック付き $30d$ 以上あるいは壁式構造配筋指針・同解説(2013)に基づいて求めた長さ以上とする。
- (3) 最上階に出入り口開口部を設置する場合には、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重に対する検討が必要になることから、当該新設壁梁形成後に生じる長期および短期に生じる応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。
- (4) 1階の戸境壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁に生じる応力を加算した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。

・ 戸境耐力壁への出入り口開口設置における施工手順に応じた検討項目・検討方法

(1) 開口設置方法と施工手順に応じた検討項目と検討方法

5.2.1 項に記載の戸境壁への出入り口開口設置方法に対する施工手順に応じた検討項目と検討方法を、本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.2.1 に示す。

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
①	(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。 (a) 開口部の位置、大きさ (b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定	(a) 計画している開口部の大きさに対して、開口部設置後の残存壁の長さが 600mm (= 開口部内法高さ $2,000\text{mm}$ の 0.3 倍) 以上、開口部の上部が壁梁となる場合は、せいが 450mm 以上の壁梁を設けることが出来るか検討。 (b) 開口部際の端部縦補強筋の径および本数は、計算で求めるほか建設当時の関連基規準の規定値(解説表 4.1 参照)以上とする。 なお、開口部際の端部縦補強筋として SD 345 以上の鉄筋を用いる場合は、次式により求まる数値以上の鉄筋量となるように、解説表 4.1 の補強筋を置き換えてもよい ^{5.2.1)} 。 $a_{10}' = a_{10} \times 235 / f_t \quad (\text{解 5.2.1})$ 記号 a_{10}' : 短期許容引張応力度が 295N/mm^2 以上の端部縦補強筋を使用する場合の端部縦補強筋量 (mm^2) a_{10} : 解説表 4.1 に記載の端部縦補強筋の断面積 (mm^2) f_t : 開口部設置際に使用する端部縦補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm^2)	解説図 5.2.9 参照

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/4)

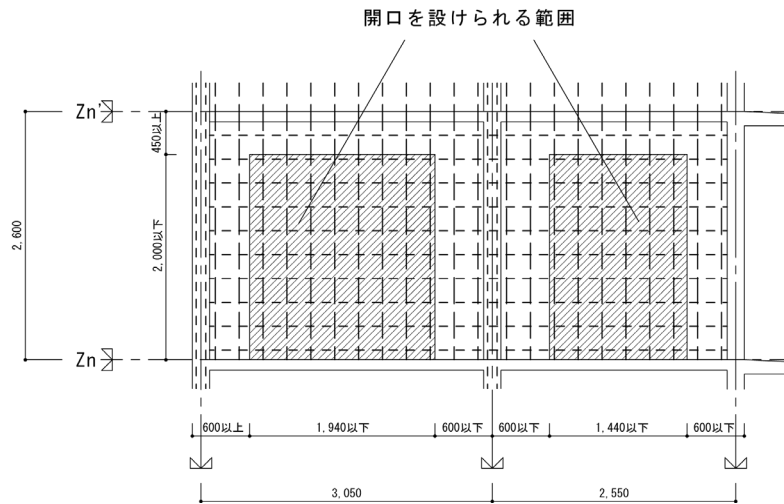
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p>	<p>(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p>	<p>開口部上下の横補強筋は、関連基規準による規定がないため計算によって求まる数値以上とする。ただし、鉄筋径はD13以上とする。</p> <p>新設開口部周囲の縦補強筋および横補強筋量の算定は、下記の①または②による。</p> <p>① 開口部設置に伴う開口部左右の耐力壁や上下の梁（壁梁、基礎梁）に生じる曲げモーメントおよびせん断力を適切な方法により算定し、当該応力に対して許容応力度設計を行う。</p> <p>② 応力・変形解析において、新設開口部を有する壁を有開口耐力壁でモデル化する場合、開口部による低減率が0.4未満の場合は、RC計算規準（2010）19条に基づき下式によって検討する。</p> <p>i) 開口隅角部の鉛直縁張力に対する補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nv} = T_v / f_t \quad (\text{解 5.2.2})$ <p>記号 a_{nv} : 新設開口部際の縦補強筋量 (mm²)</p> <p>T_v : 鉛直縁張力 (N) で、次式による。</p> $T_v = \frac{h_o}{2(l-l_o)} Q_D \quad (\text{解 5.2.3})$ <p>h_o : 開口部の内法高さ (mm)</p> <p>l_o : 開口部の内法長さ (mm)</p> <p>l : 当該開口部を含む耐力壁の全長さ (mm)</p> <p>Q_D : 短期設計用せん断力 (N) で、次式による。</p> $Q_D = 2 Q_E \quad (\text{解 5.2.4})$ <p>Q_E : 短期荷重時の有開口耐力壁のせん断力 (N) で、平均せん断応力法によって求める場合には、平均せん断応力 (N/mm²) に当該開口部を除いた壁厚と壁長さを乗じた数値。</p> <p>f_t : 縦補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)</p> <p>ii) 開口隅角部の水平縁張力による補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nh} = T_h / f_t \quad (\text{解 5.2.5})$ <p>記号 a_{nh} : 新設開口部際の横補強筋量 (mm²)</p> <p>T_h : 水平縁張力 (N) で、次式による。</p> $T_h = \frac{l_o}{2(h-h_o)} \frac{h}{l} Q_D \quad (\text{解 5.2.6})$ <p>h_o : 開口部の内法高さ (mm)</p> <p>l, l_o, Q_D : (解 5.2.3) 式による。</p> <p>h : 当該階の耐力壁の高さ (下階床から上階床までの距離とする。) (mm)</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>① (i) 開口幅ドア 1 枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 新設する端部曲げ補強筋と緊結させるために所要の鉄筋長さを残して切断する。</p> <p>(iii) 開口補強筋を設置する。</p>	<p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p> <p>(c) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の定着長さの確保</p> <p>(d) 1 階に開口部を設けた場合、コンクリートの研り、耐力壁縦筋、横筋切断後の状態で基礎梁の長期許容応力度設計 (M, Q) および短期許容応力度設計 (M, Q)</p> <p>(e) 最上階に開口部を設けた場合、コンクリート研り、耐力壁縦筋・横筋切断後の状態で開口部上部の壁梁の長期応力度設計 (M, Q) および短期許容応力度設計 (M, Q)。</p>	<p>f_t: 横補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)</p> <p>iii) i), ii) で求めた補強筋量が下式を満たすことを確認する。</p> $\frac{a_{lv}f_t + a_{th}f_t}{\sqrt{2}} \geq T_d \quad (\text{解 5.2.7})$ <p>記号 T_d: 開口隅角部の付加斜張力 (N) で、次式による。</p> $T_d = \frac{h_o + l_o}{2\sqrt{2}l} Q_D \quad (\text{解 5.2.8})$ <p>h_o, l_o, l, Q_D: (解 5.2.6) 式による。</p> <p>(c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 L_2、フック付き定着長 L_{2h} あるいは計算で求まるフック付き必要定着長さ l_{ab} の何れかとする。精算の場合は下式による。</p> $l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_t d_b}{10 f_b} \quad (\text{解 5.2.9})$ <p>各記号は RC 規準 17 条によるが、非拘束領域に定着するもとして算定する。</p> <p>(d) 1 階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合は杭頭に生じる応力を加算した長期および短期の応力に対して、既存配筋、断面で負担できることを検討。</p> <p>短期荷重時に 1 階の耐力壁の応力により開口部下の基礎梁に生じる応力は、開口部左右の耐力壁に生じる平均せん断応力度に基づいて検討を行う。</p> <p>(e) 最上階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、開口部上の壁梁の上端に生じる施工時の曲げモーメントを耐力壁・スラブ接合部内の補強筋にて負担できるか検討。中央部は耐力壁横筋で曲げモーメントを処理出来るか検討。せん断力はコンクリートと壁梁の縦筋 (既存耐力壁の縦筋) で処理できるか検討。処理できない場合は、最上階スラブと最上階間に支保工を設置し対処する。</p> <p>また、短期荷重時における応力に対して新設壁梁および開口部左右の耐力壁が短期許容応力度設計を満足させるよう壁梁横筋、縦筋、開口端部に鉄筋を新設する。新設方法は、壁梁せい低減の方法に準じて行う。開口部際の耐力壁の端部曲げ補強筋は計算によるほか建設当時の基準に規定される鉄筋量以上とする。</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

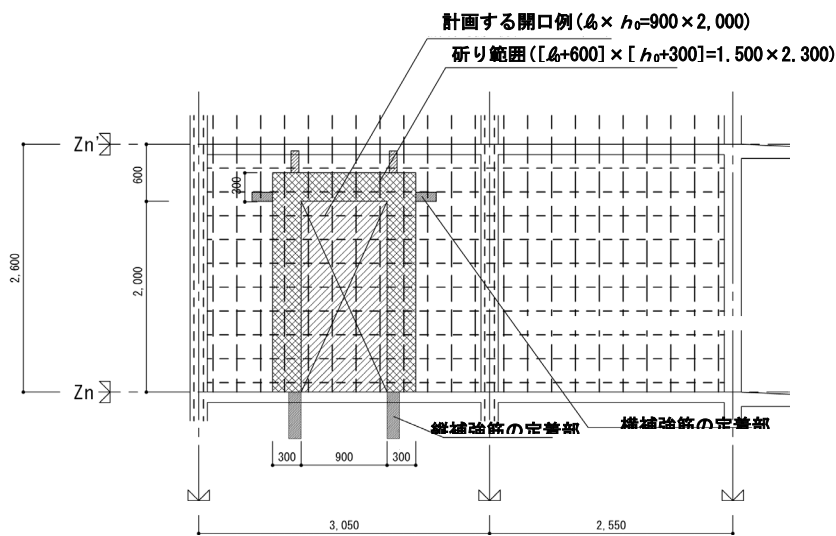
解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (4/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
②	(i) 切断した既存横筋を、開口部周囲に設けた端部曲げ補強筋にかぎ状に折曲げるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚，配筋状態（単配筋か複配筋）において，壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。無理な場合は，U 字形鉄筋と既存耐力壁横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.2.7 参照
③	(i) 下階からの縦筋は床スラブを研り出し床スラブ内に折り曲げて定着させ無収縮モルタルにて復旧させる。	(a) 定着長さの確保 (b) かぶり厚さの確保	(a) 定着長さ 40d 以上を確保出来るよう検討する。 (b) かぶり厚さが確保できるか検討する。このとき，スラブ上端筋を露出させて既存スラブを研ってはならない。出来ない場合は，当該スラブ部分をかき上げし，テーパ一状に処理する。 (c) (a)，(b) が施工上困難あるいは不可能な場合，既存縦筋を 180° フックあるいは，フレア溶接にて閉鎖し，新設横補強筋にて拘束する。	解説図 5.2.8 参照
④	(i) 開口を設置した既存耐力壁端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (iv) 養生期間経過後型枠解体			



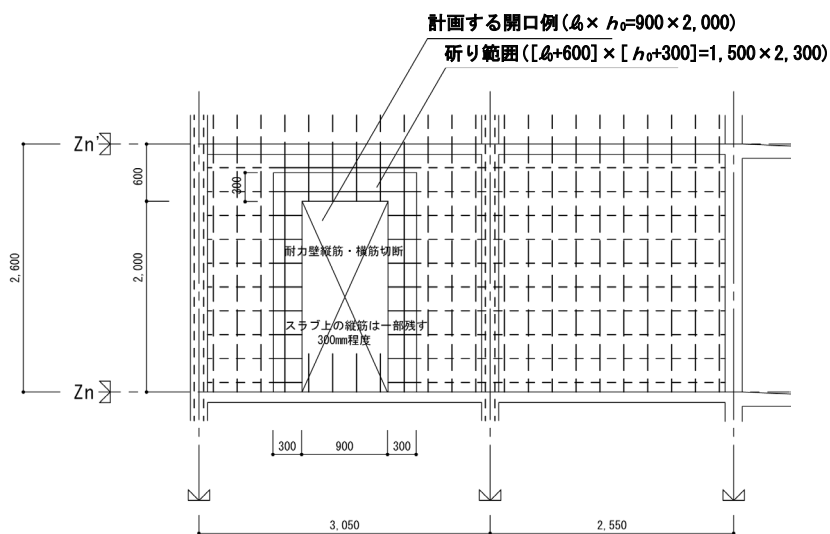
(a) 戸境壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上,上階のスラブ天端より 450mm 以上の壁部分を残す)

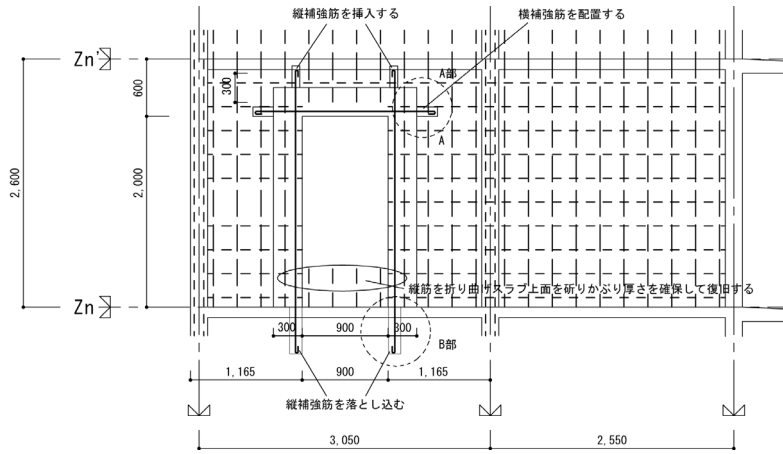


(b) 設定する開口と研り範囲の例

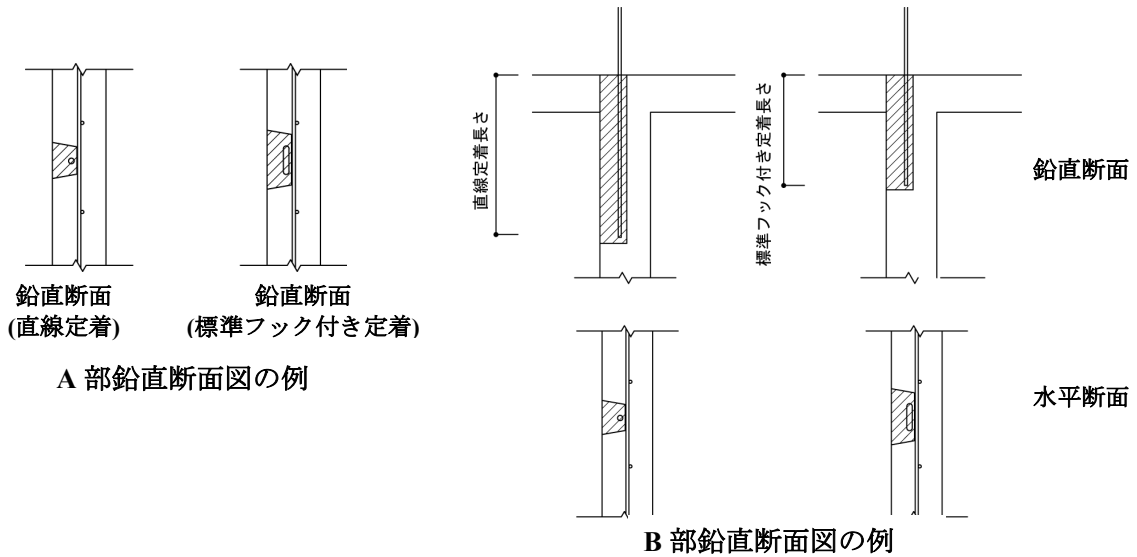
(開口の大きさを $h_0 \times l_0 = 2,000 \text{ mm} \times 900 \text{ mm}$ とした場合, 研り範囲: $l_0 + 600$ (片側 300), $h_0 + 300$ および補強筋定着部)



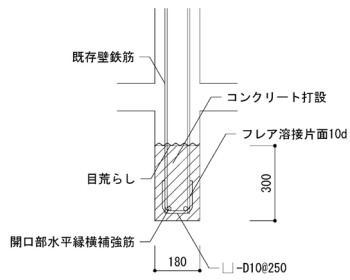
(c) 既存耐力壁縦筋・横筋の切断



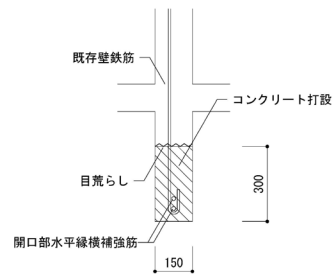
(d) 補強筋の設置例
(補強筋 2-D16, 定着長さは L_2)



解説図 5.2.9 戸境耐力壁への開口設置施工方法例

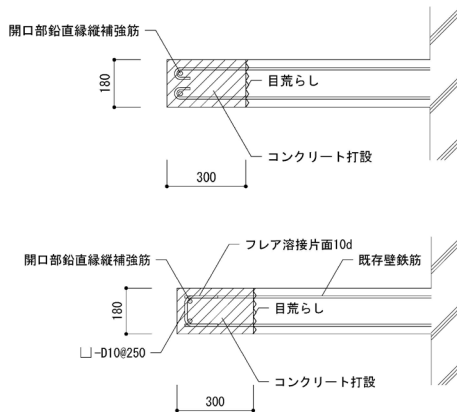


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合

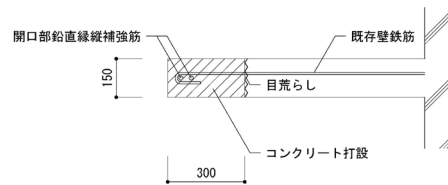


ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(a) 壁梁部

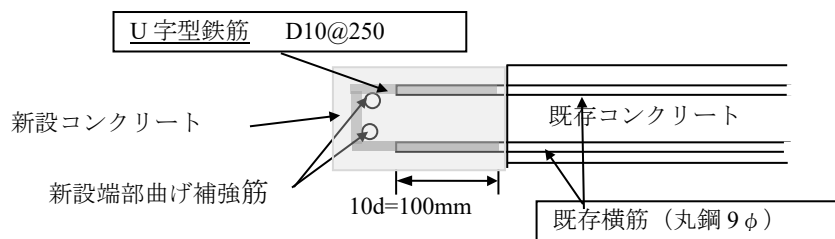


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合



ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(b) 耐力壁端部



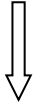
フレア溶接とする場合、フレア溶接に用いる U 字形鉄筋は、既存壁筋の上面で片面 10d 溶接を行うとともに、かぶり厚さを確保する。

(c) 耐力壁開口部側面端部部

解説図 5.2.10 耐力壁への開口設置に伴う開口部端部の処理方法例

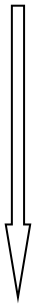
上部撤去後

床スラブ上 500mm 程度高さで縦筋を切断



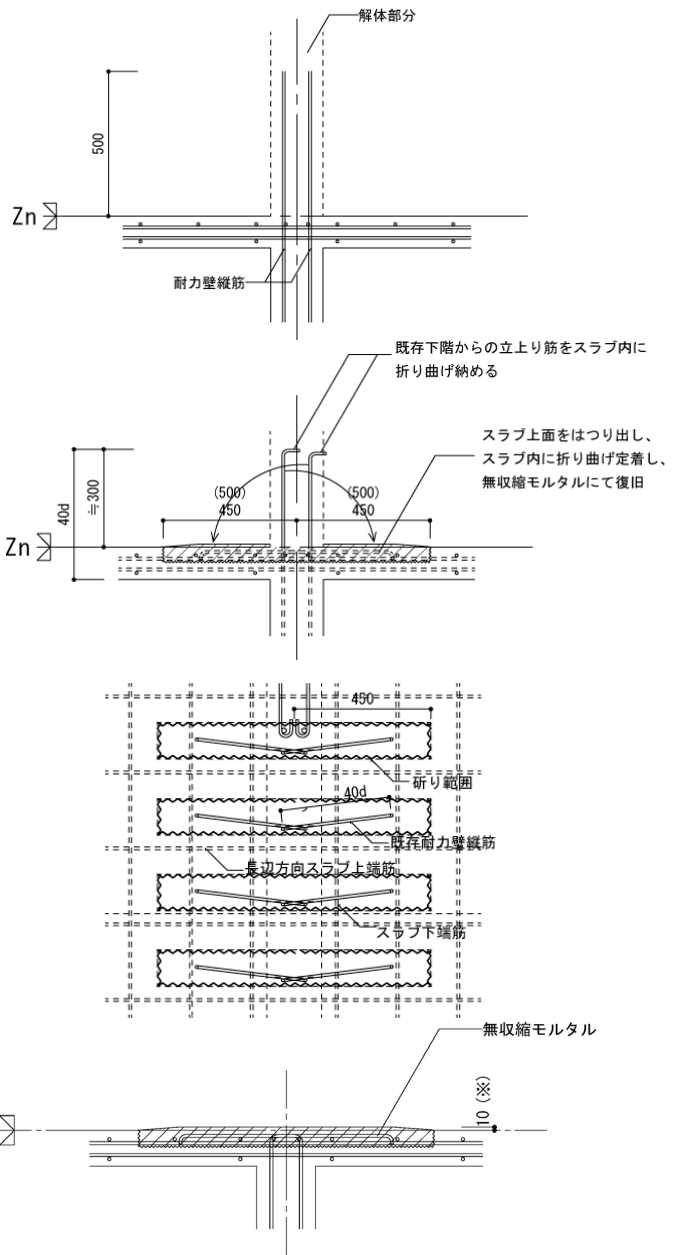
端部鉄筋加工およびスラブ上面の研り

- ・ 端部鉄筋を折曲げる。
- ・ スラブ上面の研り範囲の決定(スラブ上端筋は露出させてはならない。)



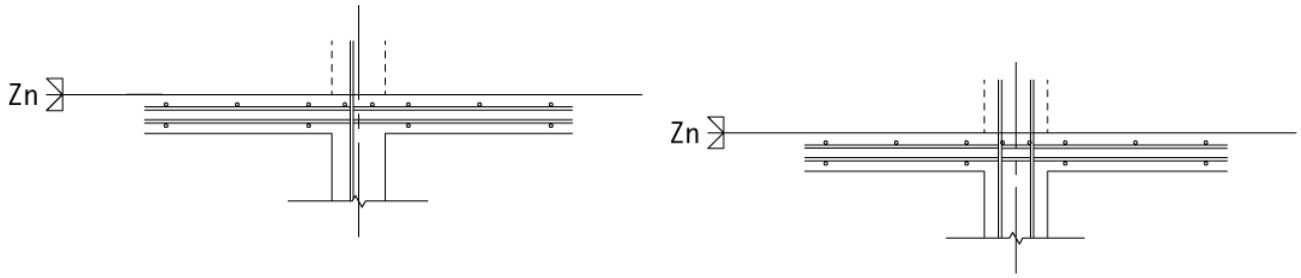
スラブ内定着・補修

折り曲げ定着後, 無収縮モルタルにて補修

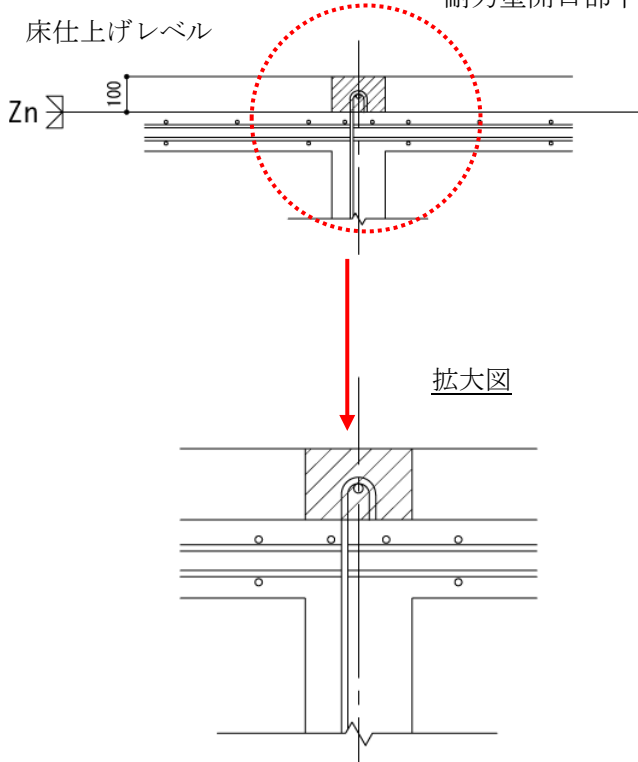


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

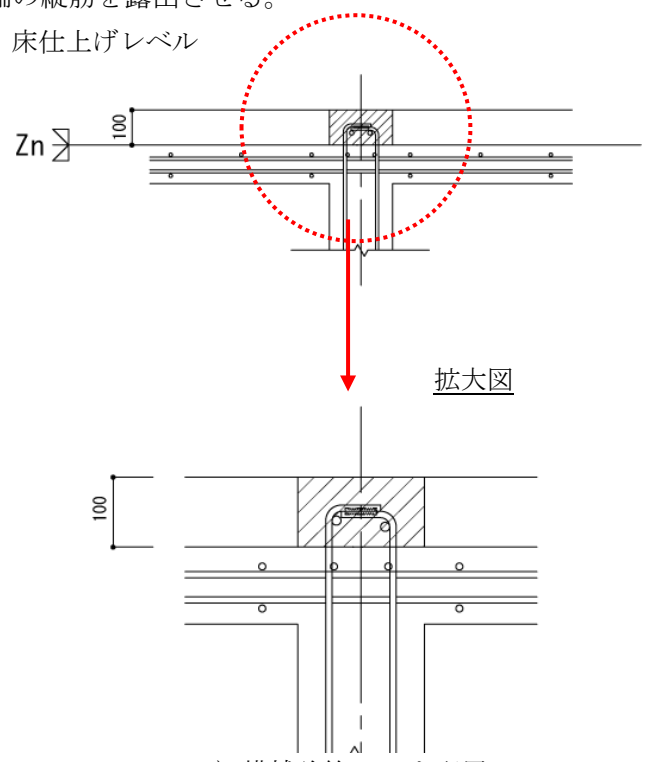
解説図 5.2.11 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋のスラブ内定着方法例



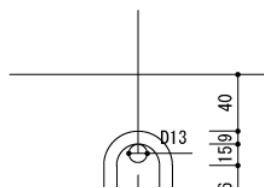
i) スラブ上のみコンクリートをはつり、
耐力壁開口部下端の縦筋を露出させる。



ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 180° フックさせる。



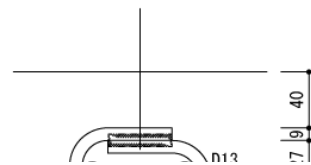
ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 90° フックさせフレア溶接にて閉鎖型とする。



iii) 納まり図

耐力壁縦筋 (9φ) を 180° フックとした場合、余長を $4d$ (36mm) かぶり厚さ 40mm を確保すると、折曲げ半径は、 $100-40-9-36=15\text{mm}$ となる。上図は上記の時の納まり図。従って、折曲げ直径 D の最大は $15\text{mm} \times 2/9\text{mm} \approx 3.3d$ となり $2d \sim 3d$ は確保できる。

(a) 単配筋の場合



iii) 納まり図

縦筋を閉鎖型とする場合は、U 字形鉄筋を用いないこととし、既存鉄筋を両側溶接長 $5d$ のフレア溶接とする。既存縦筋のかぶり厚さを 40mm と仮定すると折曲げ直径 D は $2d \sim 4d$ の範囲で有効溶接長 $5d$ 以上を確保出来る。

(b) 複配筋の場合

解説図 5.2.12 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋の施工方法例

(2) 検討例

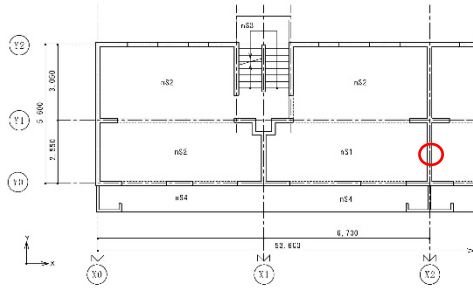
解説表 5.2.1 に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(i) 検討条件

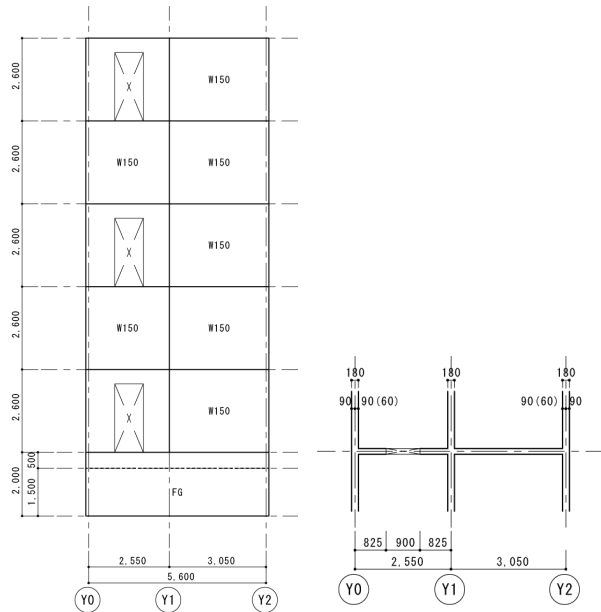
- ・建物階数：5階 開口設置位置：X2 通り，Y0-Y1 間の耐力壁(解説図 5.2.13)
- ・開口設置階：5階，3階，1階(解説図 5.2.14)
- ・戸境耐力壁長さ：Y0～Y1 間 $L=2,550\text{mm}$ ，Y1～Y2 間 $L=3,050\text{mm}$
 全長 $L_w=90+2,550+3,050+90=5,780\text{mm}$
- ・階高： $h=2600\text{mm}$ (1～5階)
- ・既存戸境耐力壁の壁厚：1～5階 $t=150\text{mm}$ (UR 壁式 RC 造設計要領に基づく設計)
- ・既存戸境耐力壁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$ (165 kgf/cm²)
- ・新設部の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- ・既存戸境耐力壁の縦筋および横筋：
 縦筋および横筋とも 1-9φ@250(5階)，1-9φ@200(4階)，1-9φ@150(3～1階)
- ・耐力壁・スラブ接合部補強筋：1-13φ(屋根)，1-16φ(5～2階)，
- ・出入り口開口部形状：1,3,5階ともに $l_o \times h_o=900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$
- ・開口部設置位置：Y0～Y1 間 ($\ell' = 2,550\text{mm}$) の中央部として
 →左側耐力壁： ${}_L\ell_w=915\text{mm}$ 、右側耐力壁： ${}_R\ell_w=3,965\text{mm}$
 耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell=3,340\text{mm}$
- ・各階耐力壁負担せん断力は、以下に示す建設当時の UR 建築構造設計要領による平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ に耐力壁断面積を乗じた数値により求める (実際の改造設計では、改造計画建物全体として地震力を算定し、各階の平均せん断応力度を算定することとなるが、ここでは安全側の検討として上限値を用いる.)。

解説表 5.2.1 平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ 。

階	kg/cm ² (N/mm ²)
5	1.33 (0.130)
4	2.22 (0.218)
3	3.33 (0.327)
2	3.56 (0.349)
1	4.00 (0.392)



解説図 5.2.13 開口設置箇



(a) 設置階

(b) 開口位置

解説図 5.2.14 開口設置階と開口位置

以下、最上階(5階)、3階、1階の検討を行う。

(ii) 最上階開口部設置の検討

i) 耐力壁のコンクリート研り、縦筋および横筋切断後における長期荷重時の検討

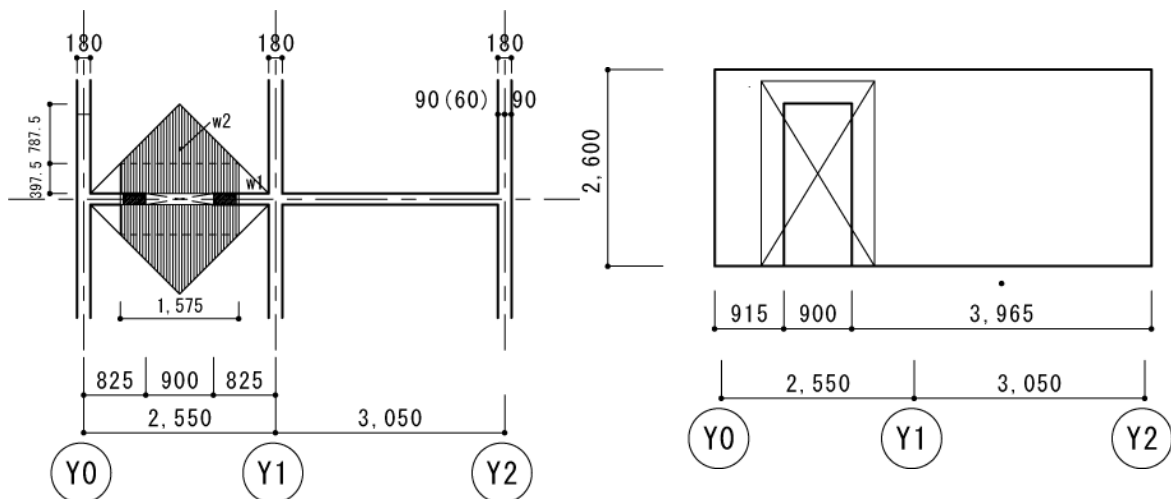
出入り口開口部形状は $l_o \times h_o = 900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$ であるが、周囲 300mm 程度を研り、鉄筋を切断するため、この時の開口上部の壁梁の長期荷重時における検討を行う。

・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 (\text{kNm}) \times 0.40 (\text{m}) \times 2 = 3.4 \text{ kN/m}$

$w_2 = 4.3 \times 0.79 \times 2 = 6.8 \text{ kN/m}$

・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.30 - 0.12) = 0.11 \text{ kN/m}$

・有効スパン： $l' = l_0 + 300 \times 2 + D/2 = 900 + 300 \times 2 + 150/2 = 1,575\text{mm}$



解説図 5.2.15 コンクリート研り後の 5 階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

- ・コンクリート研り後の開口部上部壁梁鉛直荷重時応力 (C, M_o, Q)

$$C = 1.6 \text{ kNm} \quad , \quad M_o = 2.5 \text{ kNm} \quad , \quad Q = 5.4 \text{ kN}$$

縦筋および横筋切断後に、上端鉄筋を耐力壁・スラブ接合部補強筋(1-13φ)とし、下端筋が屋根スラブ上から120mmに耐力壁の横筋(1-9φ)があると仮定する。端部上端および下端の必要鉄筋断面積は、次の通り算定される。

- ・端部上端

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)} \quad , \quad j = (7/8)d$$

$$a_t = 1.6 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 97.3 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

- ・中央下端

$$M_c = M_o - C = 2.5 - 1.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

$$a_t = 0.9 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 54.7 \text{ mm}^2 < 1-9 \phi (63.6 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

実際の改造では、コンクリート研り、縦筋および横筋切断後における開口部上の既存の横筋の位置が正確に分からないため、屋根スラブと5階床スラブ間に支保工を設置し、屋根スラブ自重をキャンセルさせることとする。

ii) 開口部上部新設壁梁設置後の長期および短期荷重時の検討

最上階に出入り口開口部を設置する場合は、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重による検討を行う。なお、鉛直荷重時有効スパンは、 $\ell' = \ell_o + D/2$ とする。

(a) 長期荷重時応力および断面検討

- a) 鉛直荷重時応力 (鉛直荷重時応力は屋根負担面積分重量および梁自重を考慮する)

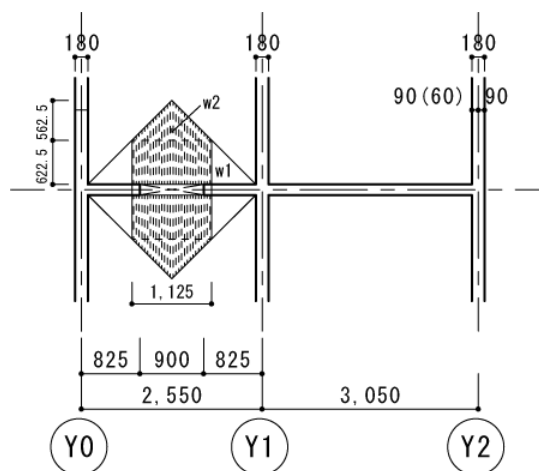
- ・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.623 \text{ (m)} \times 2 = 5.4 \text{ kN/m}$ (解説図 5.2.16)

$$w_2 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.563 \text{ (m)} \times 2 = 4.8 \text{ kN/m}$$
 (解説図 5.2.16)

- ・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.12) = 1.3 \text{ kN/m}$

- ・有効スパン $\ell' = \ell_o + D/2 = 900 + 450/2 = 1125 \text{ mm}$

開口部上部壁梁鉛直荷重時荷重項 (C, M_o, Q)： $C = 1.0 \text{ kNm}$ ， $M_o = 1.6 \text{ kNm}$ ， $Q = 5.1 \text{ kN}$



解説図 5.2.12 開口部設置後における5階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

b) 断面検討

① 長期荷重時壁梁の必要曲げ補強筋の検討： $a_t = M / (f_t / 1.5 \cdot j)$

・ 端部上端： $M_L = C = 1.0 \text{ kNm}$

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$a_t = 1.0 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 450 \times 7/8\} = 16.2 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

・ 中央下端： $M_c = M_0 - C = 1.6 - 1.0 = 0.6 \text{ kNm}$

$$a_t = 0.6 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 450 \times 7/8\} = 9.7 \text{ mm}^2 < 1-D13 (127 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

② せん断力に対する検討：新たに打設するコンクリートの設計基準強度 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$

に設定 ${}_D Q_L = Q_L < {}_A Q_L = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$, $f_s = 0.70 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 1.0 / (5.0 \times 0.4) = 0.5$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} \quad \text{ただし、} 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$= 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 1.5 = 2.6 \Rightarrow 2.0$$

$$\cdot {}_A Q_L = 2.0 \times 0.70 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3 = 73.5 \text{ kN} > {}_D Q_L = 5.1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

(b) 短期荷重時応力および断面検討

a) 水平荷重時応力の算定

平均せん断力度法に基づき新設開口部左右の耐力壁のせん断力を求め、反曲点位置を階高の 1/2 とし耐力壁および壁梁の応力を求める。

① 開口部上部新設壁梁： $b \times D = 150 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$, $d = 400 \text{ mm}$

② 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot L_w \cdot \tau$ (kN) , $\tau = 0.130 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot \text{左側耐力壁} : {}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.130 / 10^3 = 17.8 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁} : {}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.130 / 10^3 = 77.3 \text{ kN}$$

③ 耐力壁-壁梁節点曲げモーメント：耐力壁の反曲点高さは内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) とする。

$$\cdot \text{左側耐力壁節点} : {}_L M_w = Q_w \cdot (h_0 \cdot y_0 + D/2) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 23.1 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁節点} : {}_R M_w = 77.3 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 100.5 \text{ kNm}$$

④ 壁梁せん断力：耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell' = 3340 \text{ mm}$

$$\cdot {}_G Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell = (23.1 + 100.5) / 3.340 = 37.0 \text{ kN}$$

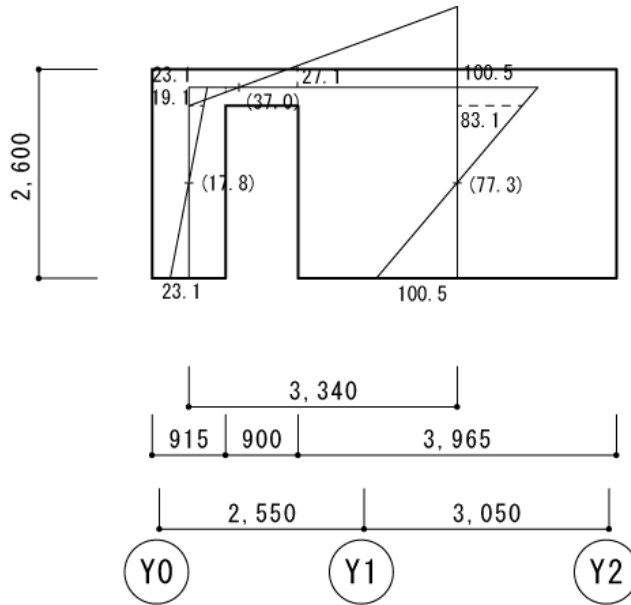
⑤ 壁梁端部曲げフェイスモーメント： ${}_G M_F = M_w - {}_G Q \cdot \ell_w / 2$

$$\cdot \text{左側耐力壁端部} : {}_L G M_F = 23.1 - 37.0 \times (0.915/2) = 6.2 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁端部} : {}_R G M_F = 100.5 - 37.0 \times (3.965/2) = 27.1 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \text{壁梁検討用曲げモーメント} : \max, {}_G M_F = 27.1 \text{ kNm}$$

上記より求めた応力図を解説図 5.2.17 に示す。



解説図 5.2.17 5階における曲げモーメント図

b) 断面検討

① 短期荷重時応力

$$\bullet {}_D M_S = M_L + M_E = 1.0 + 27.1 = 28.1 \text{ kNm}$$

$$\bullet {}_D Q_S = Q_L + Q_E = 5.1 + 37.0 = 42.1 \text{ kN}$$

② 壁梁部分の配筋等：

・ 上端端部曲げ補強筋 1-13 ϕ (耐力壁・スラブ接合部補強筋)

・ 下端端部曲げ補強筋 1-9 ϕ (耐力壁の横補強筋)

$$\bullet f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$\bullet a_t = 28.4 \times 10^6 / (235 \times 400 \times 7/8) = 345.3 \text{ mm}^2 > 1-13 \phi \text{ (133mm}^2\text{)} \quad \text{NG}$$

(必要 3-13 ϕ)

③ 壁梁のせん断力の検討: 壁梁部分は, $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ のコンクリート打設.

・ 短期設計用せん断力: ${}_D Q_S = Q_L + 1.5 Q_E < {}_A Q_S = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$

・ 短期許容せん断力:

$$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2 (= 1.5 \times 0.7)$$

$$\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \} = 4 / \{ (28.1 / (42.1 \times 0.40) + 1) \} = 1.50$$

$${}_A Q_S = 1.50 \times 1.05 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 82.7 \text{ kN} > {}_D Q_S = 5.1 + 1.5 \times 37.0 = 60.6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

上記の検討結果によれば、現況配筋では短期荷重時の曲げモーメントに対しては NG となる。そのため、壁梁断面の補強を行う。補強設計は、5.2 壁梁せい低減の検討に準じて行うこととなるが、屋根スラブを一部斫る必要があるため、改造が大掛かりになる。

(c) 耐力壁端部の縦補強筋の検討

開口部上部内法高さ位置での曲げモーメントに対して検討する.

- ① 左側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_1 = 150\text{mm} \times 915\text{mm}$, $d = 855\text{mm}$
- ${}_L M_{wF} = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5) = 19.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = M / (f_t \cdot j) = 19.1 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 86.5 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$
- ② 右側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_2 = 150\text{mm} \times 3965\text{mm}$, $d = 3905\text{mm}$
- ${}_R M_{wF} = 77.3 \times (2.15 \times 0.5) = 83.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = 83.1 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 82.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$

(d) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する. 定着長さは、下記のいずれかとする.

① 仕様規定による場合：

- 直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_2 = 40 \times 13 = 520\text{mm}$
- 標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_{2h} = 30 \times 13 = 390\text{mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条)：既存のコンクリートの F_c にて算定.

- 直線定着の場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 460.1 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
- 標準フック付きの場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 257.6 \text{ mm} (19.8d_b)$
→ 標準フック付き定着長さ $L = 260\text{mm}$ 以上となる.

(iii) 3階開口部設置の検討

i) 耐力壁開口部の端部補強筋の検討

中間階に出入り口開口部を設置する場合は、水平荷重時応力解析を開口部を挟む二つの耐力壁を一つの耐力壁（以下、有開口耐力壁という）にモデル化するのが一般的である。ここでは、3階の戸境耐力壁に出入り口用の開口部を設ける場合の開口部周囲の補強筋の算定例を示す。

なお、開口部設置に伴う低減率は、下記の通りとなっている。

$$\begin{aligned} \cdot r_1 &= l_0 / \ell = 900 / 5,780 = 0.156 \\ \cdot r_2 &= \sqrt{l_0 \cdot h_0 / (\ell \cdot h)} = \sqrt{900 \times 2,150 / (5,780 \times 2,600)} = 0.36 \end{aligned}$$

開口部左右の耐力壁が負担するせん断力は、3階での平均せん断応力度を採用した場合で検討する。

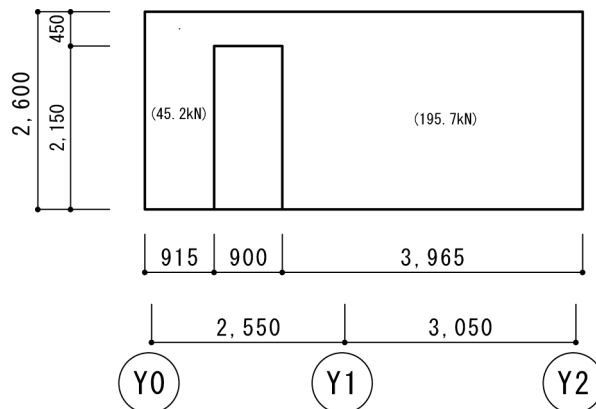
① 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot l_w \cdot \bar{\tau}$ (kN) , $\bar{\tau} = 0.329 \text{N/mm}^2$ (3階)

- ・ 左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.329 / 10^3 = 45.2 \text{ kN}$
- ・ 右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3,965 \times 0.329 / 10^3 = 195.7 \text{ kN}$
- ・ 負担せん断力の和： $\Sigma Q_w = 45.2 + 195.7 = 240.9 \text{ kN}$ ($= {}_S Q_D$)

② 開口隅角部の縁張力による開口補強筋の算定

- ・ 開口部： $l_o \times h_o = 900 \text{mm} \times 2,150 \text{mm}$
- ・ 耐力壁： $\ell \times h = 5780 \text{mm} \times 2,600 \text{mm}$

開口部左右の耐力壁の負担せん断力図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.18 開口部左右の耐力壁の負担せん断力

③ 開口部縁縦補強筋の算定

- ・ 鉛直縁張力： $T_v = h_o / \{2(\ell - l_o)\} \cdot Q_D = 2,150 / \{2 \times (5780 - 900)\} \times 2 \times 240.9 = 106.1 \text{ kN}$
- ・ 鉛直縁縦補強筋： $a_{nv} = T_v / f_t = 106.1 \times 10^3 / 295 = 360 \text{mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{mm}^2)$

建設当時の基準（解説表 4.1）では、2-16φ以上とされているため、2-D16を配筋する。

④ 開口部縁縦補強筋の算定

- ・ 水平縁張力： $T_h = l_o / \{2(h - h_o)\} \cdot (h / \ell) \cdot Q_D$
 $= 900 / \{2 \times (2600 - 2,150)\} \times (2600 / 5780) \times 2 \times 240.9 = 216.8 \text{ kN}$

・水平縁横補強筋： $a_{th}=T_h/f_t = 216.8 \times 10^3 / 295 = 735.0 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796\text{mm}^2)$

⑤ 開口部斜め補強筋の算定

・付加斜張力： $T_d = (h_o + \ell_o) / (2\sqrt{2} \cdot \ell) \cdot Q_D$
 $= (2,150 + 900) / (2\sqrt{2} \times 5780) \times 2 \times 240.9 = 90.0\text{kN}$

⑥ $(a_{rv} \cdot f_t + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} \geq T_d$ の確認

上記③および④で算定した開口部縁縦補強筋と開口部縁横補強筋の断面積が
 (解 5.2.7) 式を満たすことを確認する。

・ $(a_{rv} \cdot f_t + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} = (2 \times 199 \times 295 + 4 \times 199 \times 295) / \sqrt{2} \times 10^{-3}$
 $= 249.1\text{kN} \geq T_d = 90.0\text{kN} \quad \text{OK}$

→ 斜め補強筋は不要とする。

ii) 耐力壁開口部端部補強筋の定着長さの検討

定着長さは開口部端より所要の長さ以上を確保する。

① 仕様規定による場合：

- ・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
 開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_2 = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$
- ・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
 開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_{2h} = 30 \times 16 = 480 \text{ mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条) : 既存のコンクリートの F_c にて算定。

- ・直線定着の場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 566.2 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
 → 直線定着長さ $L_2 = 570\text{mm}$ 以上とする。
- ・標準フック付きの場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 317.1 \text{ mm} (19.8d_b)$
 → 標準フック付き定着長さ $L_{2h} = 320 \text{ mm}$ 以上とする。

(iv) 1階の開口部設置の検討

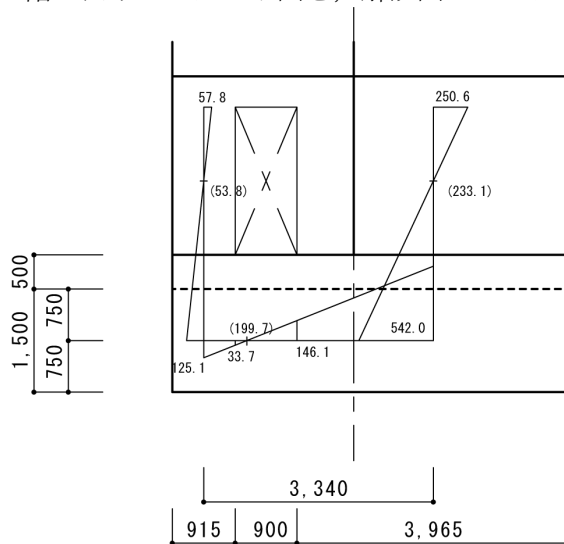
i) 基礎梁の長期および短期荷重時の検討

1階戸境耐力壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎型式が直接基礎の場合には地反力による応力、杭基礎の場合には上階から杭に伝わる力を介して基礎梁に作用する長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。以下に、短期荷重時の検討例を示す。

- ① 開口部下部既存基礎梁： $b \times D = 240\text{mm} \times 1,500\text{mm}$ ， $d = 1,430\text{mm}$
- ② 既存基礎梁配筋：上・下端筋 2-16 ϕ (402mm²)，縦補強筋 2-9 ϕ @250 ($p_w = 0.00212$)
- ③ 基礎梁上端立上り壁： $t \times h = 150\text{mm} \times 500\text{mm}$
- ④ 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot \ell_w \cdot \bar{\tau}$ (kN)， $\bar{\tau} = 0.392\text{N/mm}^2$
 - ・左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.392 / 10^3 = 53.8\text{ kN}$
 - ・右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.392 / 10^3 = 233.1\text{ kN}$
- ⑤ 耐力壁・基礎梁節点曲げモーメント：
 - 1階耐力壁の反曲点高さ比 y_0 は、壁式 RC 造の場合通常 0.6 とするのが一般的であるが、本計算例においては RC 規準^{5.2.2)} に準じて内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) としている。
 - ・左側耐力壁節点位置： ${}_L M_w = Q_w \cdot (h_0 \cdot y_0 + h + D/2) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 125.1\text{ kNm}$
 - ・右側耐力壁節点位置： ${}_R M_w = 233.1 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 542.05\text{ kNm}$
- ⑥ 基礎梁せん断力：耐力壁芯々間距離(スパン) $\ell' = 3,340\text{mm}$

$${}_{FG} Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell' = (125.1 + 542.0) / 3.340 = 199.7\text{ kN}$$
- ⑦ 基礎梁端部曲げフエイスモーメント： ${}_{FG} M_F = M_w - {}_{FG} Q \cdot \ell_w / 2$
 - ・左側耐力壁端部： ${}_{LFG} M_F = 125.1 - 199.7 \times (0.915/2) = 33.7\text{ kNm}$
 - ・右側耐力壁端部： ${}_{RFG} M_F = 542.0 - 199.7 \times (3.965/2) = 146.1\text{ kNm}$
 →基礎梁検討用曲げモーメント： $\max, {}_{FG} M_F = 146.1\text{ kNm}$

上記より求めた1階の曲げモーメント図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.19 1階における曲げモーメント図

(a) 直接基礎の場合における基礎梁の検討

- ・設定長期許容支持力度： $f_e = 150\text{ kN/m}^2$ ，根入れ深さ $D_f = 1,000\text{ mm}$

- ・有効長期許容支持力度： $f_e' = 150 - 20 \times 1.0 = 130 \text{ kN/m}^2$
- ・基礎幅 $B=1,200\text{mm}$
- ・接地圧による等分布反力： $w=130 \times 1.2=156\text{kN/m}$
- ・有効スパン： $L_0=L+500=900+500=1,400\text{mm}$
- ・鉛直荷重時荷重項： $C=25.5\text{kNm}$, $M_0=38.2\text{kNm}$, $Q=109.2\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 25.5 + 16.1 = 171.6 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j) = 171.6 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8)$
 $= 583.6 \text{ mm}^2 > \text{現配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
(必要 3-16 ϕ)

② せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 109.2 + 1.5 \times 199.7 = 408.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 109.2 + 199.7 = 308.9 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 1} = \frac{4}{\frac{171.6}{308.9 \times 1.43} + 1} = 2.88 \rightarrow 2.0$$

$${}_sQ_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$$

$$= \{ 2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002) \} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 486.5 \text{ kN} > {}_sQ_D (= 408.9 \text{ kN}) \text{ OK}$$

上記より，短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容引張応力度を超えるため，基礎梁の補強を行う必要がある．検討方法は，5.6 基礎の補強による．

(b) 杭基礎の場合における基礎梁の検討

鉛直荷重時応力は，基礎自重および立上り壁重量を考慮する．

- ・鉛直荷重時荷重項： $C=1.7\text{kNm}$, $M_0=2.6\text{kNm}$, $Q=7.3\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 1.7 + 146.1 = 147.8 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j)$, $f_t = 235 \text{ N/mm}^2$ (SR235)
 $= 147.8 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8) = 502.6 \text{ mm}^2$
 $> \text{現行配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
(必要 3-16 ϕ)

② せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 7.3 + 1.5 \times 199.7 = 306.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 7.3 + 199.7 = 207.0 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d) + 1}} = \frac{4}{\frac{147.8}{306.9 \times 1.43} + 1} = 2.67 \rightarrow 2.0$$

$$\begin{aligned} sQ_A &= \{\alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j \\ &= \{2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002)\} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3 \\ &= 486.5 \text{ kN} > sQ_D (=306.9 \text{ kN}) \text{ OK} \end{aligned}$$

上記より、短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容応力度を超えるため、基礎梁の補強を行う必要がある。検討方法は、5.6 基礎の補強による。

ii) 耐力壁開口部端部の縦補強筋の検討

開口部際の縦補強筋は、内法高さ位置での曲げモーメントより算定する。

・左側耐力壁： $t \times \ell_1 = 150 \text{ mm} \times 915 \text{ mm}$, $d = 855 \text{ mm}$

$${}_L M_w^F = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5) = 57.8 \text{ kNm}$$

$$a_t = M / (f_t \cdot j) = 57.8 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 261.9 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

建設当時の基準（解説表 4.1）によれば 2-19φ となっているが、（解 5.2.1）式より補正する。

$$a_{t0}' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 295 = 452.5 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D19)}$$

$$a_{t0}'' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 345 = 386.9 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D16)}$$

上記より、2-D19 (SD 295) を開口部左側耐力壁の開口部際の縦補強筋とする。

・右側耐力壁： $t \times \ell_2 = 150 \text{ mm} \times 3,965 \text{ mm}$, $d = 3,905 \text{ mm}$

$${}_R M_w^F = 233.1 \times (2.15 \times 0.5) = 250.6 \text{ kNm}$$

$$a_t = 250.6 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 248.6 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

左側耐力壁の開口部際の縦補強筋と同様に、2-D19 (SD 295) を配筋する。

iii) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

上記 ii) により算定した開口部際の縦補強筋 (D19, SD 295) の定着長さを検討する。

① 仕様規定による場合：

・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)

開口部際の縦補強筋径 D19 より, $L_2 = 40 \times 19 = 760 \text{ mm}$

・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上

開口部際の縦補強筋径 D19 より, $L_{2h} = 30 \times 19 = 570 \text{ mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条)：既存のコンクリートの F_c にて算定。

・直線定着の場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 672.4 \text{ mm} (=35.4d_b)$$

→ 直線定着長さ $L_2 = 680 \text{ mm}$ 以上とする。

・標準フック付きの場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 376.5 \text{ mm} (19.8d_b)$$

→ 標準フック付き定着長さ $L_{2h}=380$ mm 以上とする.

iv) 開口部上部の横補強筋の検討

開口部上部の水平縁補強筋は、開口部両側の耐力壁に生じる曲げモーメントより開口部上部の壁梁に相当する部分も曲げモーメントを算定し、開口部端位置での曲げモーメントより算定する。ここでは、省略する。

<参考文献>

- 5.2.1) (社) 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編），pp. 186～187，2006.10.
- 5.2.2) (社) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.278，2010.2.

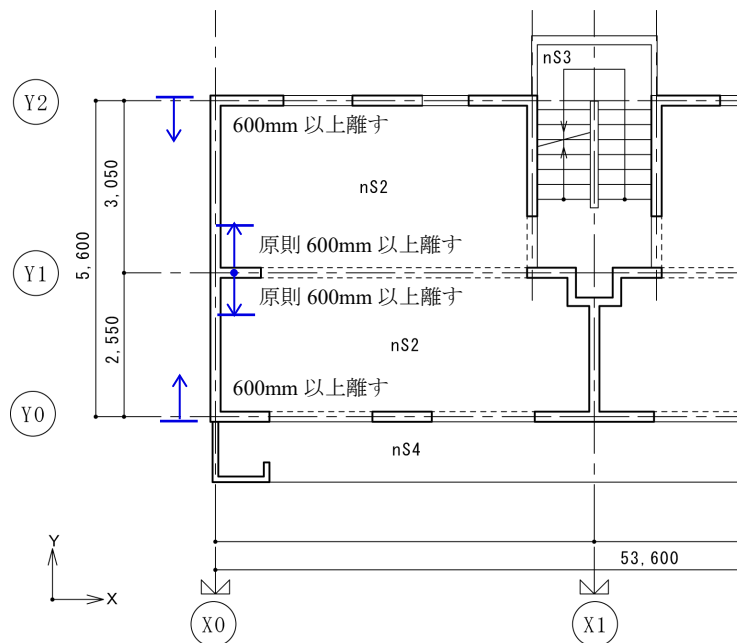
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置

5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法

1. 本節は、短辺方向妻面に窓開口を設ける場合に適用する。なお、窓開口設置位置は、直交壁端より原則として 600mm 以上離れた位置に設ける。
2. 窓開口設置方法は、原則として下記の(1)から(7)による。
 - (1) 開口部の大きさは 3.3 節の規定内の大きさとし、新たに開口部周囲に配置する開口補強筋の定着範囲を考慮して、コンクリートを研る。
 - (2) 既存耐力壁縦筋と横筋は、所要の鉄筋長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲の補強筋は、計算によって求めるほか、開口部縦補強筋は建設当時の関連基規準の規定値以上の配筋とする。
 - (4) 開口部廻りの研り範囲内に補強筋を配筋し、開口部際から所定の定着長さ以上を確保する。
 - (5) 開口部周囲の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を 180° フックとし開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするか、U 字形鉄筋を用いてフレアー溶接にて閉鎖型とする。
 - (6) コンクリート研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (7) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする妻側耐力壁への窓開口設置位置

本節で対象とする妻側耐力壁への窓開口は、直交壁端からバルコニー側および北側構面耐力壁の外側端部より耐力壁の長さとして 600mm 以上確保される位置に設ける。けた行方向中構面（解説図 5.3.1 の Y1 通り）の耐力壁が接続する部分にあつては、耐力壁の横補強筋の所要定着長さ以上かつ窓開口間の耐力壁の長さが 600mm 以上確保できる位置に設ける（解説図 5.3.1）。



解説図 5.3.1 本節の対象とする妻側耐力壁の窓開口設置位置

2. 妻側耐力壁への窓開口設置方法と施工手順

妻側耐力壁は、既存建物では無開口耐力壁であることを前提としている。この耐力壁に窓開口を設置する場合には、開口部際に縦補強筋が必要となる。縦補強筋は、建設当時の関連基準によるが、開口部を設ける階および開口の大きさに応じて、その径および本数が定められている。開口部設置位置は、直交壁から原則 600mm 以上離すこととする。また、開口部新設に伴う既存耐力壁の縦筋および横筋の末端をかぎ状に折り曲げる必要があることから、コンクリートの研り範囲は、定着範囲を考慮して開口部の大きさよりも大きく研る。開口部設置に伴い切断する縦筋と横筋の端部処理は、配筋納まり上 180°フックが出来ない場合は、フレア溶接にて閉鎖型とすることとする。

コンクリート研り後の端面は、十分な面粗しを行い、型枠を設置して流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.3.2 検討項目・検討方法

5.3.1 に記載の妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ あるいは標準フック付き $30d$ 以上あるいは、計算により求められる長さ以上とする。
- (2) 1階に窓開口を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には地反力による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁生じる応力も考慮した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下になることを確認する。

1. 妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

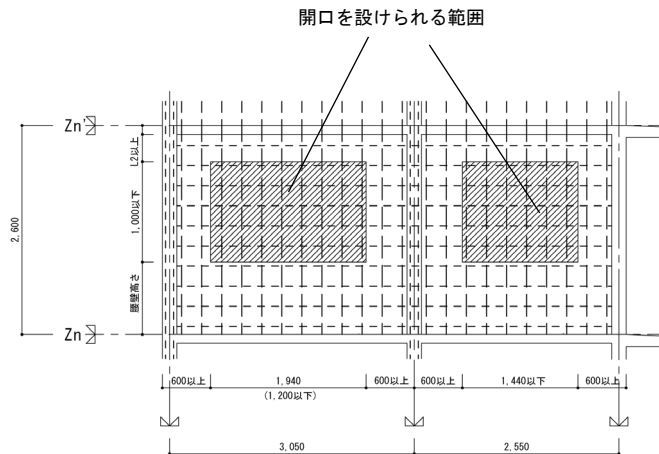
5.3.1 項に記載の妻側耐力壁への開口設置方法に対して、より具体的な検討項目と検討方法を解説表 5.3.1 に示す。

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
① (i) 計画する開口の大きさよりも大きめにカッターを入れ、コンクリートを研る。 (ii) 開口部周囲の縦補強筋および横補強筋と緊結するために所要の鉄筋長さを残して縦筋および横筋を切断する。 (iii) 開口補強筋を設置する。	(a) 開口の位置、大きさの検討 (b) 開口部端部縦補強筋および開口部上下横補強筋の径および本数の検討 (c) 開口部周囲補強筋の定着長さの確保 (d) 最下階に開口を設けた場合の基礎梁の検討	(a) 開口の大きさは、本文 3.3 に基づき内法高さ 1.0m, 内法長さ 1.2m 程度以下とする。 (b) 開口部周囲の補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか、縦補強筋は建設当時の関連基準の規定以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。 (c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 $40d$, 標準フック付 $30d$ あるいは計算で求められる数値以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。	解説図 5.3.2 参照

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (2/2)

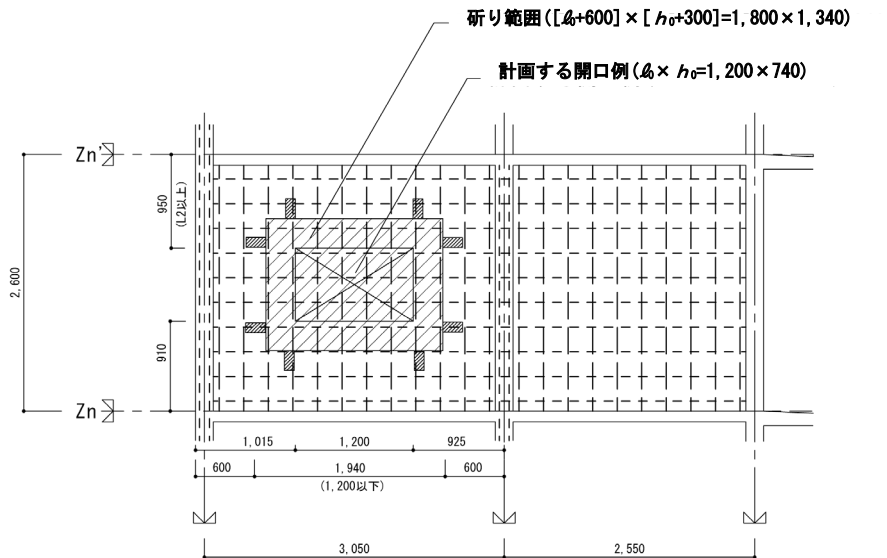
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①		<p>(d) 1階に開口部を設けた場合の基礎梁の検討は下記による。 なお、開口部下には腰壁があるので、腰壁部分も検討の際に考慮してよい。</p> <p>① 直接基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重による検討方法 地反力に対して、基礎梁検討用スパン長は剛域端間として C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時の応力（開口部を有する耐力壁に生じる水平荷重時応力に基づく基礎梁応力に、水平荷重時地反力による応力を加算）を加えたものを短期荷重として断面検討し、許容応力度を満たすことを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p> <p>② 杭基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重時による検討方法開口部下基礎梁位置における建物当該位置の鉛直荷重に対して C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重時による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時に当該階耐力壁に生じるせん断力から基礎梁に生じる設計用曲げモーメントおよびせん断力に対して許容応力度内であることを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p>	解説図 5.3.2 参照	
②	(i) 既存縦筋、横筋を切断し、開口周囲に設けた補強筋にかぎ状に折り曲げ開口補強筋に緊結させるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚、配筋状態単配筋か複配筋)において、壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。納まり上不可能の場合は、U字形鉄筋と既存横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.3.4 参照
③	(i) 開口を設置した既存耐力壁の端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (IV) 養生期間経過後型枠解体			



(a) 妻耐力壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上、せいが 450mm 以上の壁梁を残す。また、スラブ上から 900mm 程度の腰壁を残す)

[注] 開口部周囲の縦補強筋の直線定着長さを確保できるだけの壁を残す。

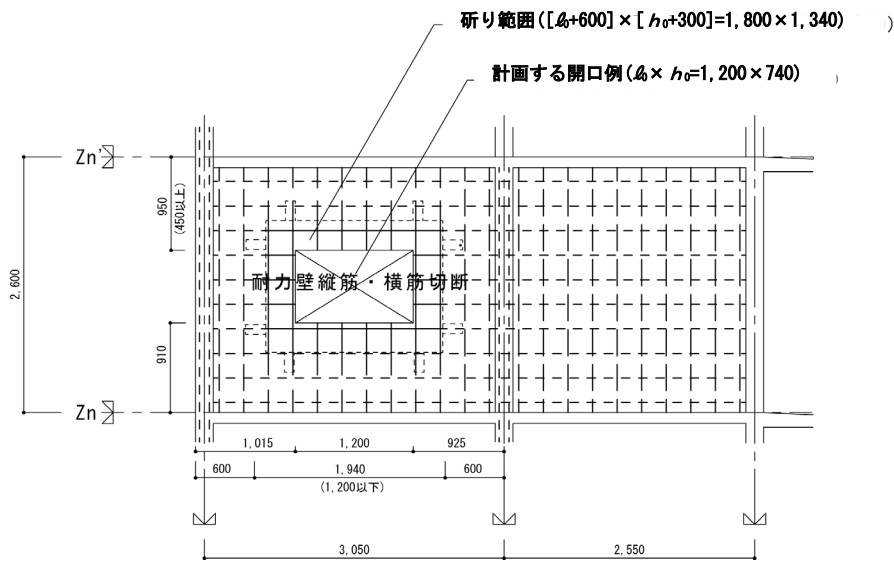


[注 1] 腰壁高さおよび壁梁せいは、D16,直線定着 40d 以上、または計算より求まる数値以上の長さが確保できる寸法とする。

[注 2] 直交壁からの水平定着筋の周囲のコンクリートは研り出してはならない。

(b) 計画する開口と研り範囲の例

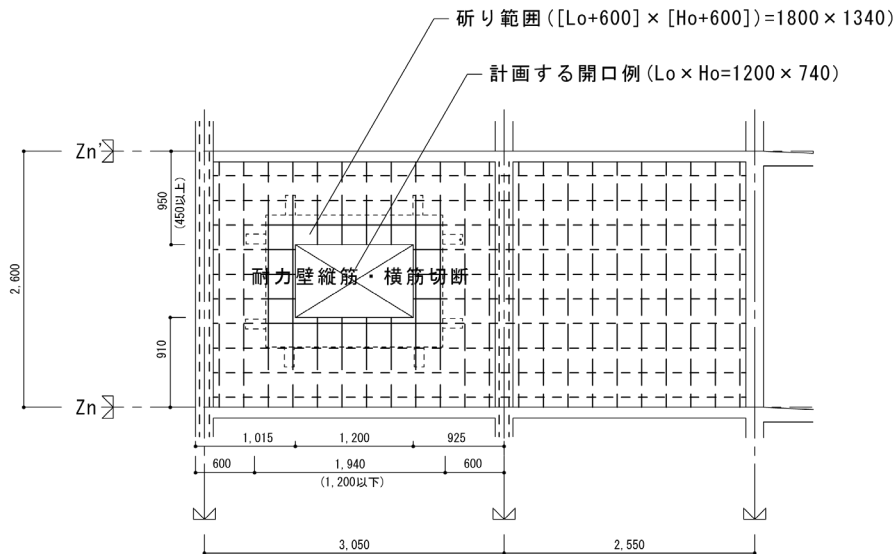
(開口の要求寸法：内法高さ 1m 以下、内法幅 1.2m 程度)



(c) 既存縦筋・横筋の切断

* ここでは腰壁高さ 910mm とする。

* 既存鉄筋 (丸鋼) の末端は、180° フックにてかぎ状に折り曲げる必要があるため、折曲げ部を考慮し、所要の長さで切断する (開口際位置では切断しなく、少し長めに切断)。

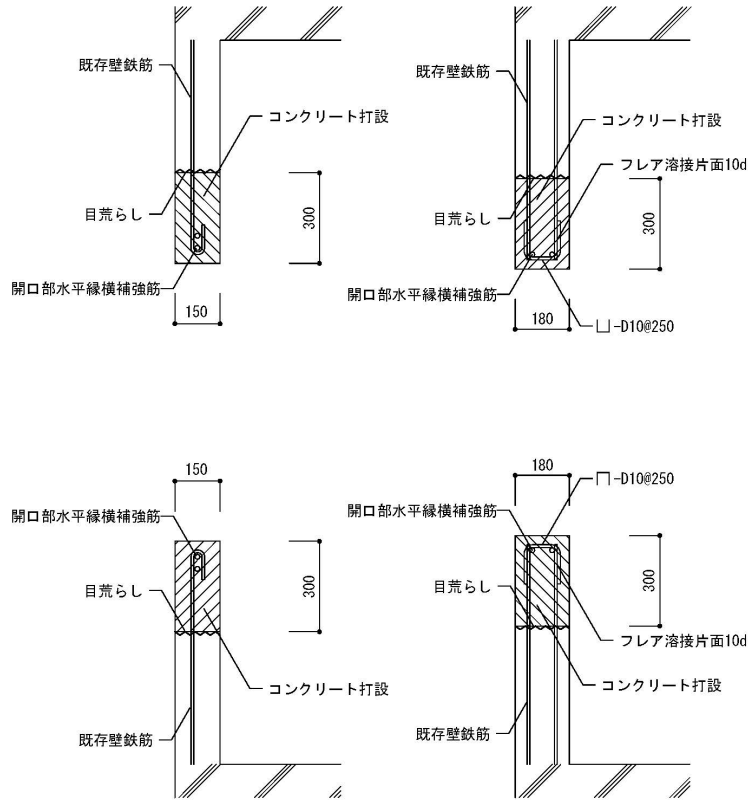


(d) 補強筋の設置例

(補強筋 2-D16, 定着長さ, 標準フック付き 30d (480mm) の場合)

* 補強筋定着端部までを包含するように事前に斫るべきか検討を行う必要あり。

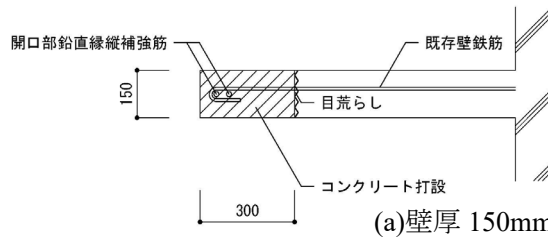
解説図 5.3.2 妻側耐力壁への窓開口設置方法例



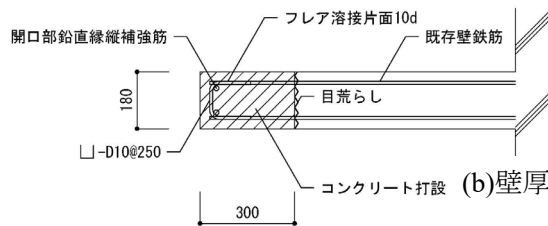
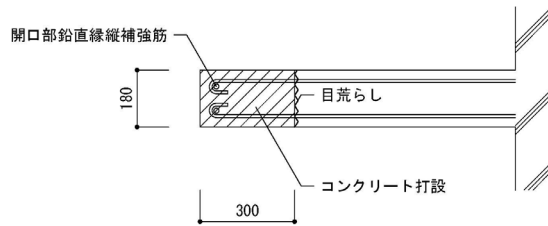
イ) 壁厚 150mm 単配筋配筋の場合

ロ) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(a) 開口部上下端部の補強方法



(a) 壁厚 150mm 単配筋の場合



(b) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(b) 開口部左右端部の補強方法

解説図 5.3.3 開口部周囲の補強方法例

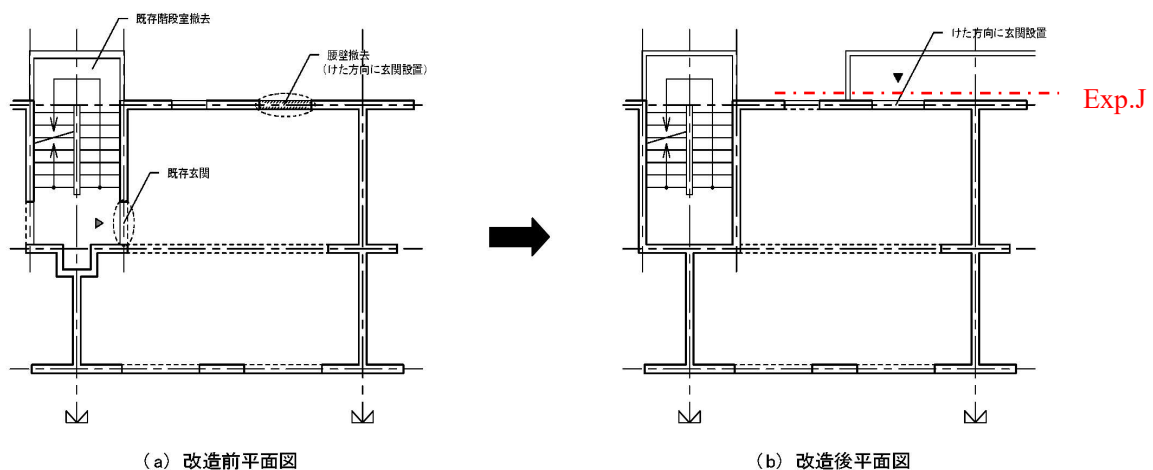
5.4 けた行方向に出入り口開口設置

5.4.1 出入り口開口設置方法

1. 本節は、玄関を移設するために、住棟北側の窓開口下の腰壁を撤去し出入り口開口を設置する場合に適用する。なお、本改造と同時に玄関にアプローチする構造上別棟の廊下の新設が必要となる。
2. 出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(5)による。
 - (1) 既存腰壁部分のコンクリートを、床レベル下 50mm 程度の範囲まで研り、スラブ天端近傍に配置された壁梁の上端端部曲げ補強筋を露出させる。
 - (2) 腰壁撤去により既存開口部の内法高さが大きくなることによって、開口部両側の耐力壁に配置されている開口際の端部縦補強筋（端部曲げ補強筋と同意義）の他に新たな補強筋が必要な場合は、開口部両側面のコンクリートを研り新設の補強筋を配筋する。このとき、必要補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか建設当時の基規準による。
 - (3) 腰壁撤去に伴う壁梁せいの低減によって剛性および耐力が低下し補強が必要となる場合は、残存壁梁の両側面に既存壁梁と同幅の壁梁（以下、側面増打ち補強壁梁という）を増設する。このとき、残存壁梁両側面および増設壁梁上面のスラブ下面には、十分な面粗しを施す。
 - (4) 既存壁梁の耐力壁との接合部には、せん断および端部回転防止のための接合筋を配置するとともに既存耐力壁との一体化を図る。
 - (5) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節で対象とする出入り口開口設置

本節で対象とするけた行方向の出入り口設置箇所は、階段室側構面の居室の窓（解説図 5.4.1 (a)）である。当該窓下には腰壁があり、これを撤去して出入り口を新設することとなる。既存窓開口部の両側の耐力壁には、開口部側に端部縦補強筋が基礎梁から最上階まで配筋されており、当該鉄筋は切断しない。なお、開口隅角部に斜め方向に開口補強筋が配筋されている場合には、この補強筋を切断することとなる。



(a) 改造前平面図

(b) 改造前平面図

解説図 5.4.1 想定する出入り口開口設置箇所

2. 出入口開口設置方法と施工手順

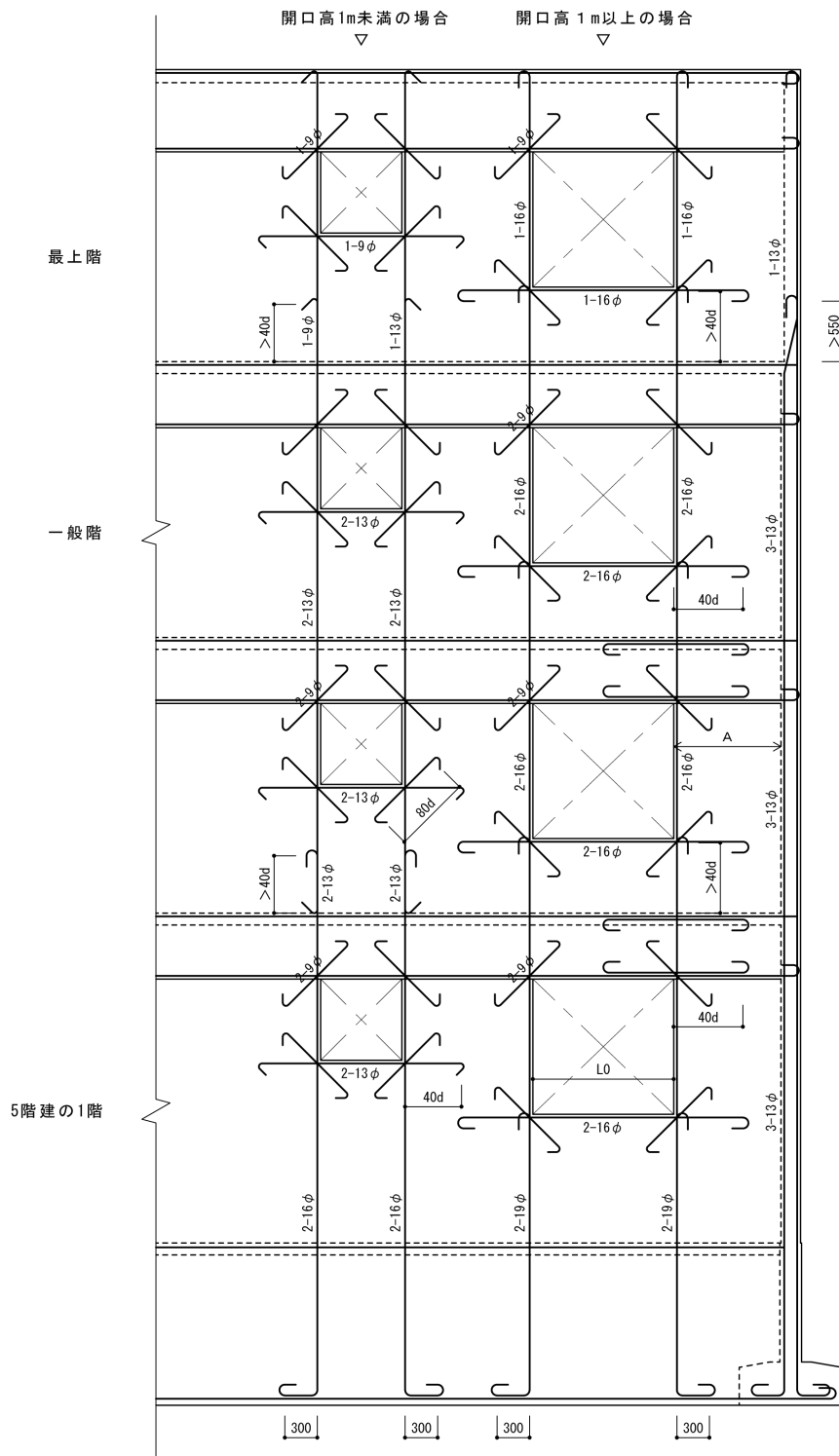
(1) 開口部の内法高さ増大に伴う耐力壁端部縦補強筋の径・本数の検討等

階段室型集合住宅のけた行方向に出入口を設置する場合、既存の窓開口の腰壁部分を撤去することとなる。当該出入口にアプローチするために、構造上別棟による廊下の新設が必要となることから撤去範囲は床レベル天端より 50mm 程度下まで腰壁部分のコンクリートを撤去する。撤去に際しては、既存の壁梁下およびスラブ下に支保工を設置し、撤去に伴うひび割れ発生や変形を防止する。

既存窓開口部両側の耐力壁の開口部側には端部縦補強筋が配筋されており、腰壁撤去に伴い開口部の内法高さが大きくなりうることにより耐力壁の曲げモーメントが増大し、新たな補強筋が必要となることも想定される。また、建設当時の壁式 RC 造に関する規準類に

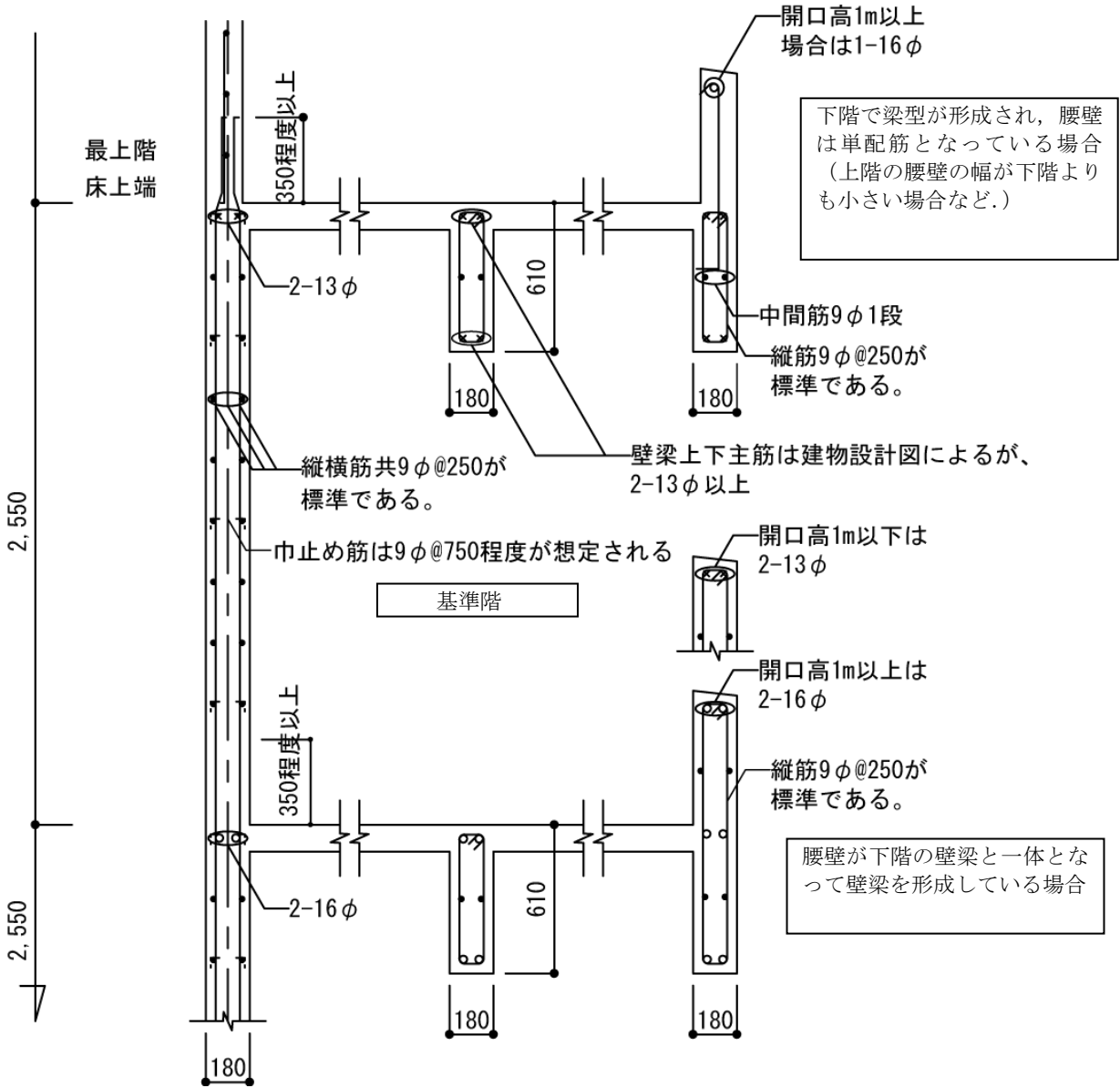
より、開口部が存在する階と開口部の内法高さに応じて当該端部縦補強筋の径や本数に関しての構造規定があることから、当該規定も満たすよう必要に応じて新たな端部縦補強筋を配置する必要がある。

また、既存の開口隅角部には、解説図 5.4.2 に示す斜め補強筋が配筋されていることが想定される。腰壁を撤去する際、この斜め補強筋を切断する必要があるため、既存開口部下の隅角部の耐力壁側を一定の範囲斫る（開口部下に配筋されている横補強筋と斜め補強筋の切断後のかぶり厚さ確保のため）必要がある。さらに、腰壁を撤去することによってせいが低減するが、既存の腰壁が下階の壁梁と一体となって壁梁を形成している場合と下階の壁梁の上に腰壁が設置されている場合（壁梁の断面設計上、当該腰壁部分を無視）が考えられる（解説図 5.4.3）。いずれにせよ、腰壁を撤去することによって当該部分の壁梁の剛性が低下したり断面設計用応力が変化することから、残存壁梁の幅を増大させ補強を行う必要があることが想定される。補強が必要な場合は、既存壁梁幅と同幅の側面増打ち補強壁梁を既存壁梁の両側面に新設する。面増打ち補強壁梁端部は、せん断抵抗および回転防止のための接合筋を開口部両側の既存耐力壁・壁梁接合部内に設置する。側面増打ち補強壁梁に所要の配筋をした後、型枠を設置後、流動性に優れたコンクリートを充填する。



- ・腰壁撤去に伴い開口下の隅角部斜め補強筋を切断する必要あり。
- ・切断した後、鉄筋端面のかぶり厚さを確保する。

解説図 5.4.2 想定される腰壁上部開口補強筋の配筋状態



解説図 5.4.3 想定される腰壁の配筋状態

5.4.2 検討項目・検討方法

けた行方向への出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

(1) 腰壁撤去によって開口部の内法高さが大きくなることにより開口部両側の耐力壁に新たな端部縦補強筋が必要になるか検討を行う。

端部縦補強筋は計算によって求めるほか、出入り口設置階および開口部内法高さに応じて建設当時の規準を満足させる。

(2) 既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の断面算定は、許容応力度計算を満足することを確認する。このとき、曲げモーメントに対する端部曲げ補強筋量は、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として端部曲げ補強筋の種別や位置を考慮の上算定してよい。

せん断力に対する検討についても、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として抵抗するとしてよい。

(3) 側面増打ち補強壁梁と開口部両側の耐力壁・壁梁接合部には接合筋を配置し、側面増打ち補強壁梁と既存耐力壁・壁梁接合部を一体化させ、部材応力を伝達できるようにする。

また、側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の総称をいい、以下同様とする）は、当該接合部に所要の定着長さ以上を確保して定着する。

(4) 応力伝達の検討では、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち中央に配置した接合筋はせん断に抵抗し、両側に配置した接合筋は曲げモーメント（回転防止）に抵抗するものとして、所要の径と本数を算定する。

1. けた行方向に出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.4.1 項に記載のけた行方向への出入り口開口設置方法に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.4.1 に示す。

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/3)

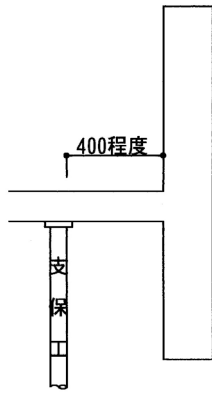
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 腰壁下の下階壁梁下および当該壁梁近傍のスラブ下に支保工を設置する。</p> <p>(ii) 既存腰壁部分を床レベル下の既存壁梁の上端端部曲げ補強筋が露出するまで、コンクリートを研る。</p> <p>(iii) 腰壁内の縦筋を切断し既存壁梁の上端端部曲げ補強筋上で90°に折り曲げ、折り曲げた鉄筋同士をフレアー溶接(有効長さ片面10<i>d</i>以上, 両面5<i>d</i>以上)により一体化する。</p> <p>(iv) 開口部下隅角部に斜め補強筋が配筋されている場合は、切断端面のかぶり厚さが確保される位置まで研り、斜め補強筋を切断する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去による開口部内法高さの変化による開口部際の端部縦補強筋の検</p> <p>(b) コンクリート研り, 腰壁上端端部曲げ補強筋撤去後での施工時荷重による長期応力度計算(M, Q)</p> <p>(c) 既存鉄筋の切断後の端面のかぶり厚さ確保。</p>	<p>(a) 腰壁撤去前の開口部内法高さが1m未満か, 1m以上かの確認(開口部際の耐力壁の端部縦補強筋の種別、径、本数の確認)。</p> <p>(b)</p> <ul style="list-style-type: none"> 上端に生じる施工時の曲げモーメントは, 腰壁撤去後の壁梁の横補強筋で負担出来るか検討。不可の場合, 支保工にて壁梁自重をキャンセルする。 中央部下端に生じる施工時曲げモーメントは, 既存壁梁の下端端部曲げ補強筋で負担できることを検討。 施工時に生じるせん断力に対する検討において, 長期許容せん断力は, 既存の壁梁幅, 腰壁撤去後のせいと, フレアー溶接にて閉鎖形となった縦筋を用いて算定する。 	<p>解説図</p> <p>5.4.4 参照</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁両側面および側面増打ち補強壁梁上面のスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面に貫通孔を設け接合筋を通し、貫通孔と接合筋との空隙部分にエポキシ樹脂を注入する。</p> <p>(iii) 側面増打ち補強壁梁の鉄筋(横補強筋, 縦補強筋)を配置する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の一体性確保のための接合筋の径と本数の算定。</p> <p>(b) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の長期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p>	<p>(a) 側面増打ち補強壁梁のコンクリート硬化後の長期荷重時の曲げモーメントに対する検討においては, 腰壁撤去後の既存壁梁の端部曲げ補強筋と側面増打ち補強壁梁の端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては, 側面増打ち補強</p>	<p>解説図</p> <p>5.4.5 参照</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/3)

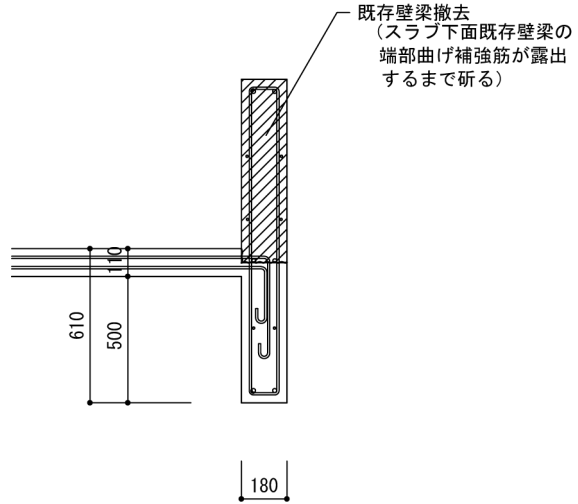
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>②</p> <p>(iv) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋）は、耐力壁・壁梁接合部へ定着（直線または90°フック付き）する。</p>	<p>(c) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の短期荷重時のMとQに対する許容応力度設計.</p> <p>(d) 必要に応じて、終局強度設計.</p> <p>(e) 端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の定着長さの検討.</p>	<p>壁梁のコンクリートと縦補強筋ならびにと腰壁撤去後の既存梁のコンクリートと縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する.</p> <p>(b) 短期荷重時の曲げモーメントおよびせん断力に対する検討は、(a)と同様に行う.</p> <p>短期荷重時のせん断力に対する設計は、次式による.</p> ${}_sQ_D = Q_L + 2Q_E \leq {}_sQ_A$ <p>(c) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋の耐力壁・壁梁接合部内への定着長さの検討は、RC規準 17条による.</p>	
<p>③</p> <p>(i) 既存の耐力壁・壁梁の接合部コンクリート面の面粗し（凹凸5mm程度）</p> <p>(ii) 側面増打ち補強壁梁の端部固定度確保（鉛直方向ずれ変形および回転変形防止）のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_bM_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値.</p> <p>${}_bM_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_bQ_u / Q_{sa}$	<p>解説図 5.4.6</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/3)

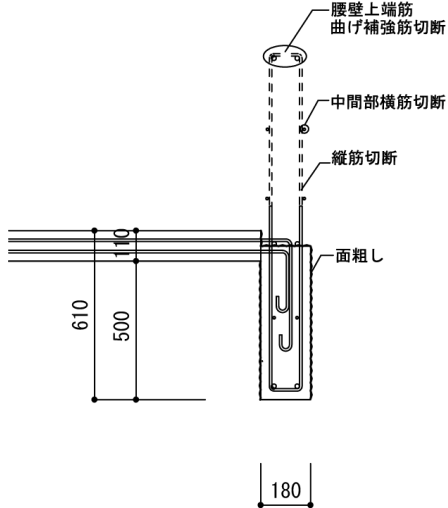
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
③		記号 n_q : せん断力負担用の接合筋 本数 $b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカ ニズム時設計用せん断 力から既存部のせん断 強度を減じた数値 Q_{sd} : 接合筋のせん断強度 で, 群効果により低 減した数値		
④	(i) 壁梁側面近傍のスラブに空気 抜け孔を設置(φ 50mm@500 mm 程 度) (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート圧入 (iv) 空気抜き孔からのコンクリー ト吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜き孔の径と間隔	解説図 5.4.5



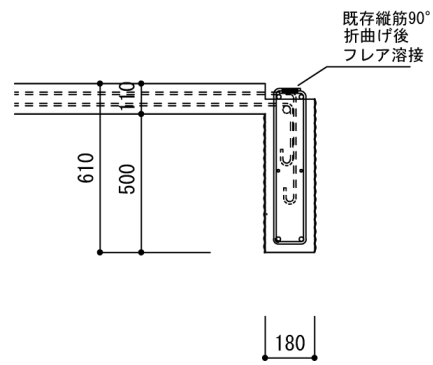
(a) 既存壁梁側面に支保工設置



(b) 既存腰壁コンクリート研り

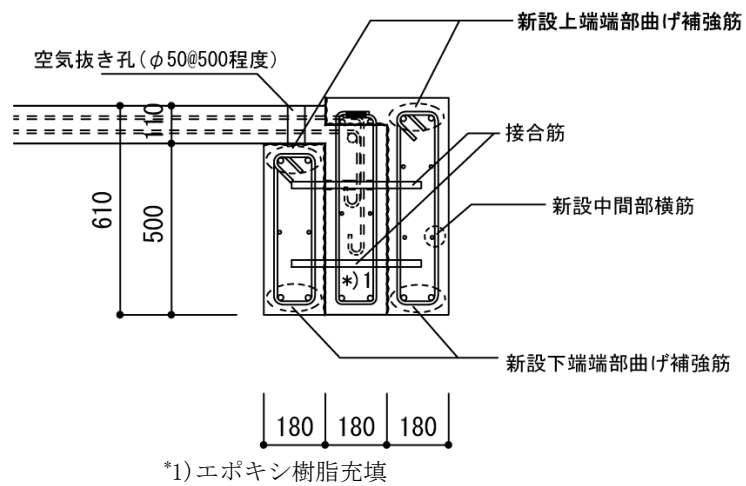


(c) 腰壁上端曲げ補強筋, 中間部横筋および縦筋の切断

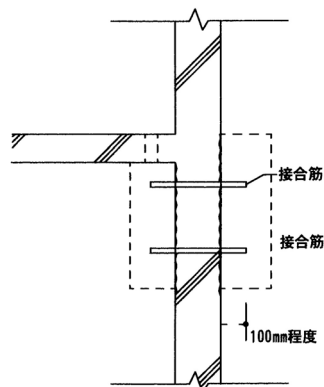


(d) 既存縦筋 90° 折曲げおよびフレア溶接

解説図 5.4.4 腰壁撤去および鉄筋切断および既存縦筋 90°折曲げ後フレア溶接



解説図 5.4.5 壁梁側面増打ち部に端部補強筋，中間部横筋配置
および鉄筋同士のフレアー溶接



解説図 5.4.6 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋配置

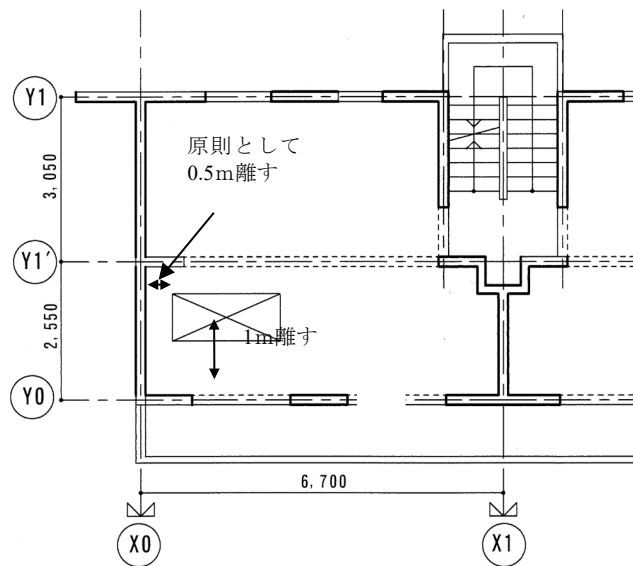
5.5 戸境床スラブへの開口設置

5.5.1 開口設置方法

1. 本節は、上下2戸1化とするために戸境床スラブへ開口を設置する場合に適用する。
2. 戸境床スラブへの開口設置は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) スラブの開口位置は、3.3節の規定を満足させるとともに、開口の設置可能な範囲を検討する。
 - (2) 切断されたスラブ筋が丸鋼の場合は、端部をかぎ形状とする必要があるため、設計図書に示された開口より大きめにコンクリートとを研るとともに、既存のスラブ筋は、開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするため末端を180°に折り曲げる。
 - (3) 開口部周辺に補強筋を配筋する。
 - (4) 開口部を設ける既存床スラブに隣接する床スラブの鉄筋が通して配筋されており、新設する床開口により切断される場合、壁梁または耐力壁際に接する開口新設は避け、隣接床スラブ筋の所要定着長さを確保する。

1. 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

本節にて対象とする戸境床スラブへの開口設置は、上下2戸1化のために住戸内に階段を設置し、同時に住戸の空間拡大を図るために行うもので、スラブ開口設置可能な範囲や大きさは3.3節に記載の通りである（解説図5.5.1）。



解説図 5.5.1 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

2. 戸境床スラブへの開口設置方法と施工手順

(1) 開口設置範囲および必要な補強方法の検討

上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口の設置位置や大きさは、本指針3.3に記載の通りである。上下2戸1化のために階段を設置するためには一方向階段の場合は1.0m×2.6m程度の開口が必要となる。開口設置により、スラブの周辺の支持条件が変化するため、開口設置後の当該スラブの支持条件を適切に設定し、過大な損傷やひび割れの発生を防止するとともに、既存スラブ内に配筋され

ている鉄筋に生じる引張応力度が長期許容引張応力度以下であることを確認する必要がある。これらが満足できない場合は、詳細な解析（たとえば、弾性FEM解析等）を行いクライテリアを満たすことを確認する。また、必要に応じて、小梁や支柱等適切な補強を行うこととする。

(2) 開口設置に伴う鉄筋末端の処理および隣接スラブの所要の定着長さの確保

開口設置に伴い残存スラブの支持条件が変化し、片持ちスラブ的な支持条件となる部分や三辺固定1辺自由に近い支持条件となる部分が生じることが想定される。また、隣接住戸のスラブの上端筋が開口設置予定のスラブ側へ直線定着されている場合も想定される。

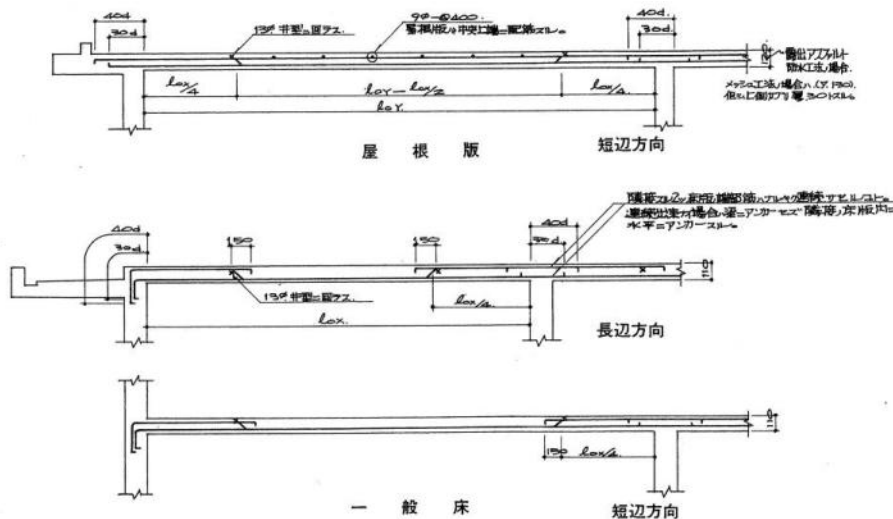
既存スラブに配筋されているスラブ筋が丸鋼の場合（解説図 5.5.2）の末端の処理は、本文 2. (2) に記載の通り末端に 180° フックを設けて、開口部周囲に新たに配筋する開口部周囲補強筋にかぎ掛けする。

(3) 隣接住戸スラブ筋の開口設置側スラブへの直線定着の場合の処理

開口を設置するスラブの隣接住戸スラブの上端筋が直線定着されている場合は、戸境耐力壁側面より所要の定着長さを確保することから、解説図 5.5.1 に示すように戸境耐力壁より 0.5m 以上の離隔を確保して開口を設置し、隣接住戸スラブ上端筋の所要の定着長さを確保する。また、当該スラブ筋が丸鋼の場合は、上記(2) に記載の通り末端を 180° フックを設けて新設補強筋にかぎ掛けする。

(4) 開口補強用小梁の設置の検討と方法

補強用に小梁を設置する場合は短辺方向に配置し、端部は機械式定着か、壁を貫通させボルトで締め付け防錆処理を行いモルタルにて増打ちする。



解説図 5.5.2 想定される既存床スラブ配筋

5.5.2 検討項目・検討方法

戸境床スラブへの開口設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 既存床スラブへの開口設置に際しては、当該スラブ周辺のスラブの配置状況および支持条件を検討するとともに、開口設置によるスラブ支持条件の変化や補強の要否ならびに開口部周囲に新たに設ける補強筋に対する検討を行う。
- (2) 開口部設置により残された部分の支持条件により、既存配筋で対応可能かを検討し、必要に応じて適切な補強を行う。

・上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口設置手順に応じた検討項目・検討方法

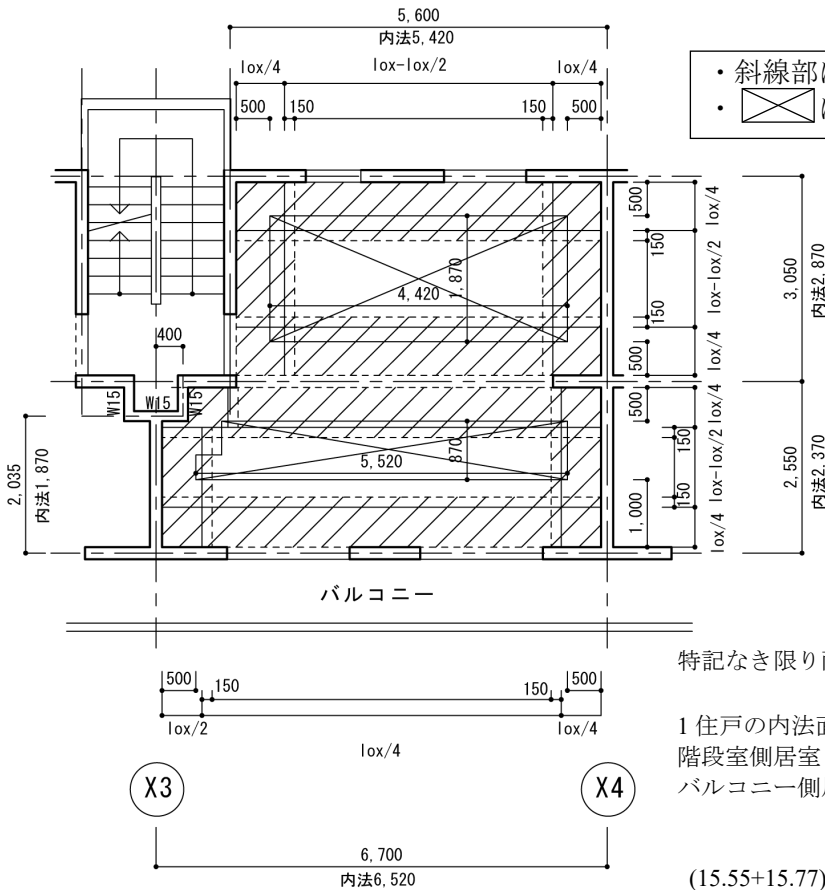
5.5.1 項に記載の戸境床スラブへの開口設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表 5.5.1 に示す。

解説表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①	(i) 床スラブ開口位置の確認と既存スラブ内の鉄筋の種別・径・間隔の確認 (ii) 開口設置スラブや周辺のスラブ下に支保工設置。 (iii) 設計図書に記載の開口部寸法 ($a \times b$) に対して、【($a + 600$) \times ($b + 600$)】程度の大きさで既存のスラブ筋を残してコンクリーを研る。 (iv) 開口部周囲に補強筋を配置するとともに、既存スラブ筋の末端に 180° フックを設けて当該補強筋にかぎ掛けする。	(i) 既存スラブ筋の種別、径、間隔。 (ii) 隣接スラブ上端筋の開口設置スラブへの定着の有無と定着方法。 (iii) 開口部周囲の補強筋量と配筋方法（特に、部材内定着方法）。 (iv) 既存スラブ筋の切断位置（開口部周囲の補強筋に 180° フックを設けてかぎ掛けし、所要の余長の確保とかぶり厚さ確保）	(i) 丸鋼のフック付き定着長さの検討は、下記による。要確認 $\ell_a = \ell_{dh} \geq (2/3) \times L f_t \cdot d / (4 L f_a)$ 記号 ℓ_a : 丸鋼のフック付き投影定着長さ (mm) ℓ_{dh} : スラブに用いた丸鋼のフック付き必投影定着長さ (mm) $L f_t$: 丸鋼の長期許容引張応力度 (N/mm ²) d : 丸鋼の直径 (mm) $L f_a$: 丸鋼の長期許容付着応力度 (N/mm ²) (ii) 開口部周囲の補強筋量は、詳細な解析を行い算定する場合を除き、各辺上下 1-D13 以上とする。定着長さは、 90° 折曲げ後の直線部分で $40d$ または RC 規準 17 条に基づき計算によって求まる数値以上とする。	解説図 5.5.3

表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (2/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>③</p> <p>(i) 開口設置による残存部分の応力および変形等の検討.</p> <p>(ii) 上記により, 必要に応じて適切な補強方法の検討.</p> <p>(iii) 必要な補強の実施.</p>	<p>(i) 開口設置による残存スラブの形状と支持条件による応力・変形の検討.</p> <p>(ii) 残存スラブ内の既存スラブ筋で不可の場合, 開口位置, 大きさの再検討と補強方法の検討.</p>	<p>(i) 残存スラブの形状に応じて, 片持ちスラブ, 3辺固定1辺自由, 2辺固定2辺自由スラブにモデル化し, 応力・変形を算定. もしくは, 開口部を考慮した弾性 FEM 解析等による.</p> <p>また, バルコニーを支持する壁梁に対しては, 開口部辺と壁梁側面との寸法により, 必要に応じて壁梁の振じりに対する検討を行う.</p> <p>(ii) 算定された応力および変形がクライテリアを満たさない場合は, 開口部の位置や大きさを再検討する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>
<p>②</p> <p>(i) 型枠組立て.</p> <p>(ii) コンクリート打込み.</p>	<p>(i) スラブ下支保工の位置や間隔の検討.</p>	<p>(i) 施工時に過大な変形やひび割れが生じないように, 適切な位置に支保工を設置する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>



- ・斜線部は上端筋が配筋されている範囲
- ・ は開口を設けられる範囲

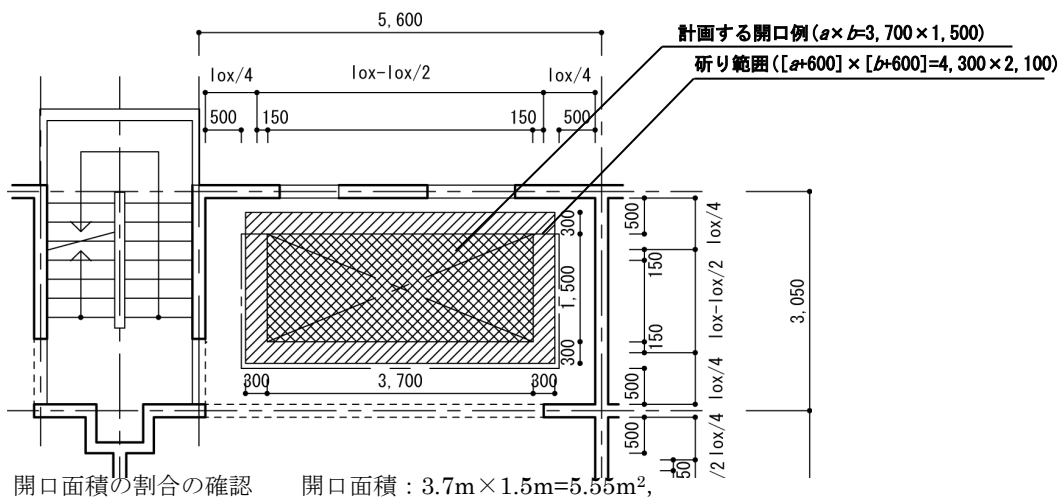
既存スラブ配筋は以下の通りである。
 スラブ厚： $t=100\text{mm}$
 短辺方向
 端部上： $(3-9\phi+1-13\phi)@200$
 端部下： $9\phi@400$
 中央上：—
 中央下： $9\phi@200$
 長辺方向
 端部上： $9\phi@300$
 端部下： $9\phi@600$
 中央上：—
 中央下： $9\phi@300$

特記なき限り耐力壁の厚さは全て 180mm である。

1 住戸の内法面積： 31.32m^2
 階段室側居室： $5,420 \times 2,870 = 15.55 \times 10^6\text{mm}^2$
 バルコニー側居室： $6,520 \times 1,870$
 $+ (6,520 - 295) \times (2,370 - 1,795)$
 $= 15.77 \times 10^6\text{mm}^2$
 $(15.55 + 15.77) \times 10^6\text{mm}^2 = 31.32 \times 10^6\text{mm}^2 \Rightarrow 31.32\text{m}^2$

(要求事項：バルコニー側は耐力壁および壁梁側面より 1m 以上、その他は耐力壁および壁梁側面から 0.5m 以上の範囲、開口面積は 1 住戸の内法面積の 1/2 以内)

(a) 戸境床スラブへの開口を設けられる範囲



開口面積の割合の確認

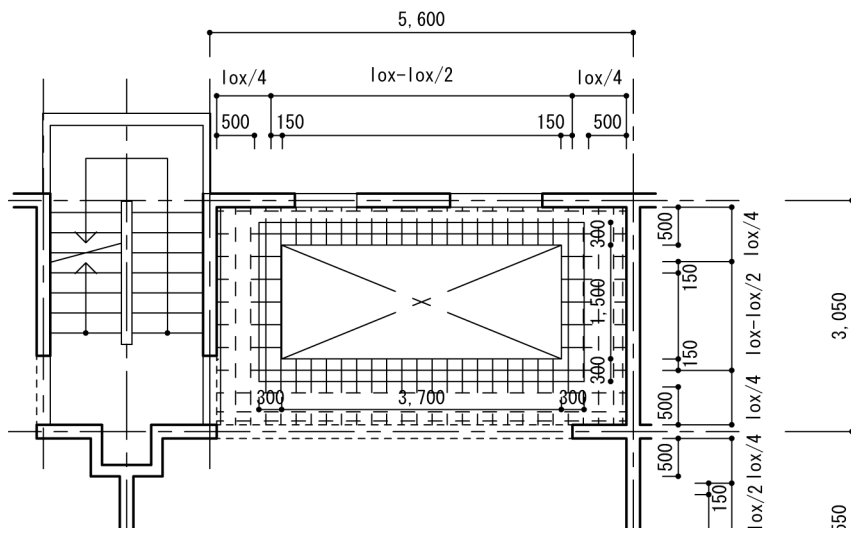
開口面積： $3.7\text{m} \times 1.5\text{m} = 5.55\text{m}^2$ ，

1 住戸内法面積： 31.32m^2 ，

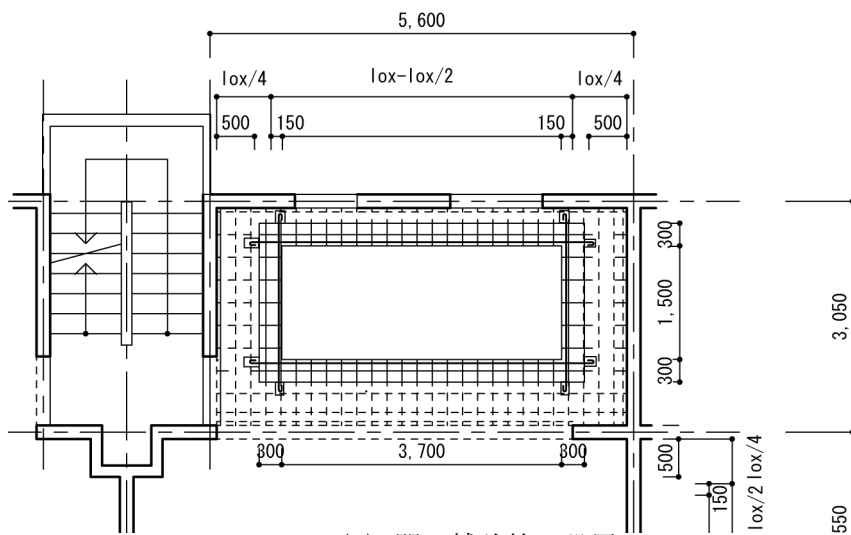
開口面積の割合： $5.55\text{m}^2 / 31.32\text{m}^2 = 0.18 < 0.5(1/2)$

よって 1 住戸内法面積の 1/2 内である。

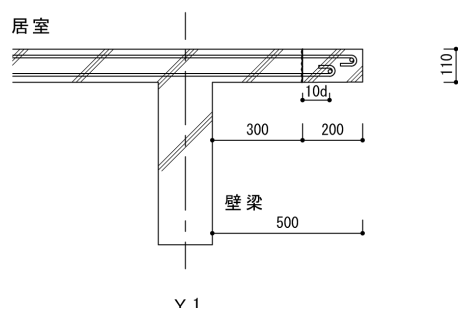
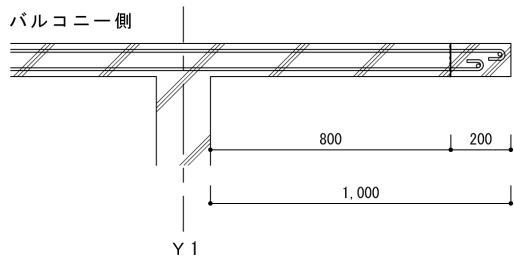
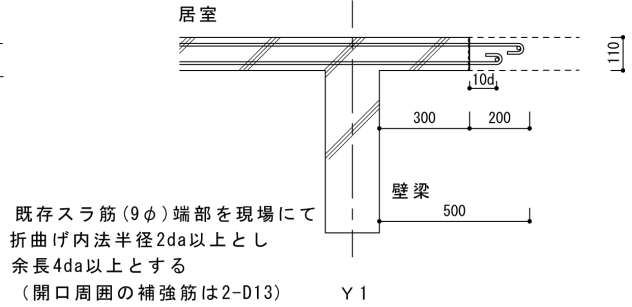
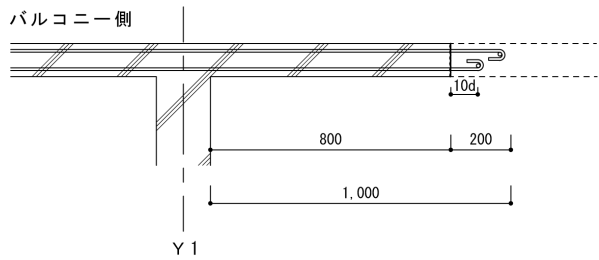
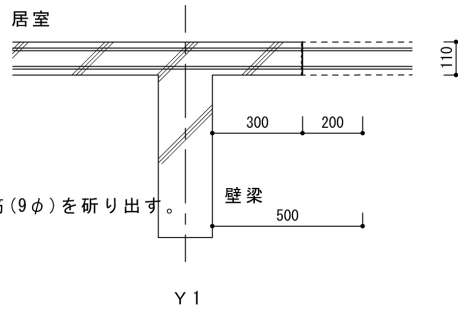
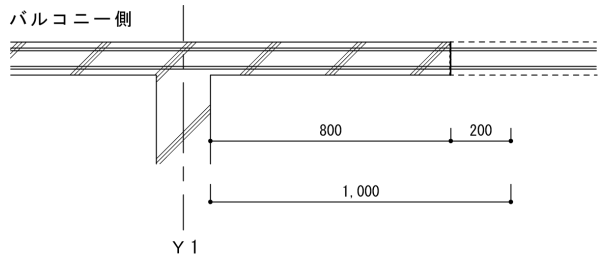
(b) 計画する開口と斫り範囲の例



(c) 既存スラブ上端筋および下端筋の切断



(d) 開口補強筋の設置

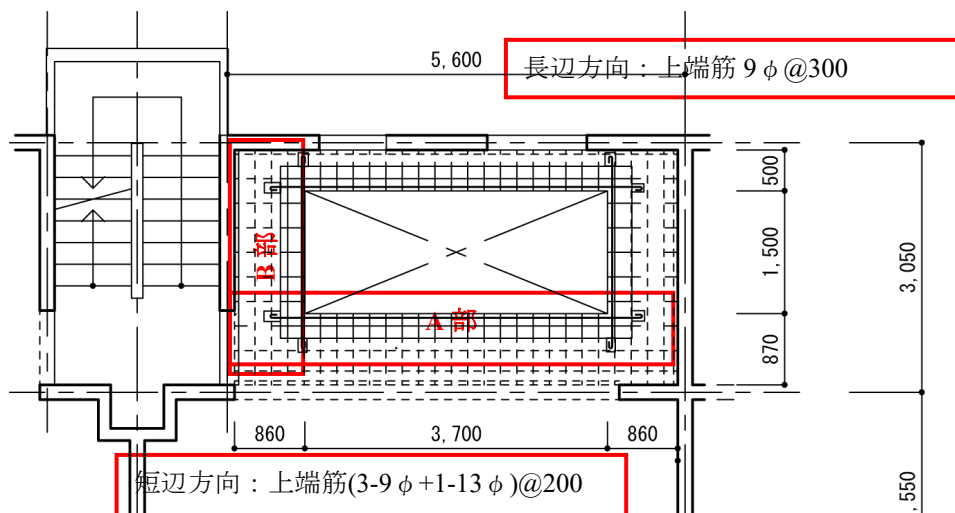


i) バルコニー側居室に開口を設ける場合

ii) 壁梁あるいは耐力壁端から開口を設ける場合

(e) 開口周囲の補強方法

解説図 5.5.3 戸境床スラブへの開口設置施工方法例



解説図 5.5.4 床スラブ開口検討例

(1) 残存スラブの応力・変形の検討例

1) 短辺方向(主方向)の検討

短辺方向(主方向)は, A部 $l_x=870\text{mm}$, $l_y=5,600\text{mm}$, $l_y/l_x=6.44$ から片持ちスラブとして検討する.

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度： $F_c=14.7\text{N/mm}^2$

・スラブ厚さ： $t=110\text{mm}$

・上端筋配筋： $(3-9\phi+13\phi)@200$ (SR235),

スラブ幅 1m 当たりの鉄筋断面積 404.7mm^2

$$(\text{=} (3 \times 63.6 + 1 \times 133) / 4 \times 1000 / 200),$$

・かぶり厚さ 20mm

・スラブ単位重量： $w=1.8\text{kN/m}^2+24\text{kN/m}^3 \times 0.11\text{m}=4.44\text{kN/m}^2$

・固定端モーメント(1m幅当り)： $M=w l^2 / 2=4.44 \times 0.87^2 / 2=1.68\text{kN} \cdot \text{m/m}$

・設計用モーメント(1m幅当り)： $M_D=1.6M=1.6 \times 1.68=2.67\text{kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d=110-30=80\text{mm}$

・必要鉄筋断面積

$$a_t=2.67 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.08) = 243.6\text{mm}^2 < 404.7\text{mm}^2 \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c=3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・断面 2 次モーメント I_c

$$I_c = 1.0 \times 10^3 \times 110^3 / 12 = 1.11 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

④ 既存スラブ先端の変形

$$\delta_E = w l^4 / 8 EI = 4.44 \times 10^{-3} \times 870^4 / (8 \times 1.92 \times 10^4 \times 1.11 \times 10^5) = 0.15 \text{ mm}$$

⑤ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta_E) / l_x = (16 \times 0.15) / 870 = 1/362.5 < 1/250 \text{ OK}$$

2) 長辺方向(配力筋方向)の検討

長辺方向(配力筋方向)は、B部 $l_x = 860 \text{ mm}$ 、 $l_y = 3,050 - 180 = 2,870 \text{ mm}$ 、 $l_y / l_x = 3.34$ であるが、3辺固定1辺自由スラブとして検討する。

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度： $F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$

・スラブ厚さ： $t = 110 \text{ mm}$

・上端筋配筋： $(3-9\phi + 13\phi) @ 200 \text{ (SR235)}$ 、かぶり厚さ 20 mm

・長辺方向上端筋配筋： $9\phi 300 \text{ (SR235)}$ 、

$$1 \text{ m 当たりの鉄筋断面積 } 209.9 \text{ mm}^2 (= 63.6 \times 1000 / 300)$$

・スラブ単位重量： $w = 1.8 \text{ kN/m}^2 + 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} = 4.44 \text{ kN/m}^2$

i) 長辺方向設計用曲げモーメントの算定

$$M_{x1} / (w \cdot l_x^2) = 0.366 \text{ (断面図表より)}$$

$$1 \text{ m 当り } M_{x1} = 0.366 \times 4.44 \times 0.86^2 = 1.21 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

・設計用モーメント(1m幅当り)： $M_D = 1.6 M_{x1} = 1.6 \times 1.21 = 1.94 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d = 110 - 40 = 70 \text{ mm}$

・必要鉄筋断面積： $a_t = 1.94 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.07)$

$$= 202.2 \text{ mm}^2 > 209.9 \text{ mm}^2 \text{ (3.3本、} 9\phi @ 300) \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・自由辺中央の δ の算定

$$\delta / \{ w \cdot l_x^4 / (E \cdot t^3) \} = 0.842 \text{ (断面図表より)}$$

$$\delta = 0.842 \times 4.44 \times 10^{-3} \times 860^4 / (1.92 \times 10^4 \times 110^3) = 0.08 \text{ mm}$$

④ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta) / l_x = (16 \times 0.08) / 860 = 1/671 < 1/250 \text{ OK}$$

5.6 基礎梁の補強

5.6.1 基礎梁の補強方法

1. 本節は、基礎梁を補強する場合に適用する。
2. 基礎梁の補強方法は、原則として下記の(1)から(6)による。
 - (1) 既存の木造床組を撤去するか、新たに土間スラブもしくはRC造スラブを構築する。
 - (2) 基礎梁せいは、原則として減じない。
 - (3) 既存基礎梁両側面に十分な面粗しを施し、既存基礎梁と新たに設ける基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）との一体化を図るため5.4に記載と同様に接合筋を配置する。
 - (4) 新たに端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、側面増打ち補強基礎梁両端部の耐力壁との接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。
 - (5) 耐力壁・基礎梁接合部に、側面増打ち補強基礎梁増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。また、接合面を面粗し処理をする。
 - (6) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要な数値以上とする。

1. 本節で対象とする基礎梁補強

本節で対象とする基礎梁補強は、躯体改造に伴って荷重増となる場合や、躯体改造によって既存の基礎梁に生じる応力が変化し、検討の結果、基礎梁の補強を要する場合である。基礎梁は長辺方向が主となるが、最下階に妻側耐力壁窓開口や戸境壁への出入り口開口を設置した場合に短辺方向基礎梁にも補強の可能性があることに留意する。

2. 基礎梁の補強方法と施工手順

基礎梁の補強は、既存基礎梁の両側側面に新たに基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）を設け剛性および耐力を増大させることを目的とする。補強に先立ち、既存の1階床が木造床組の場合は、これを撤去し新たに土間コンクリート（既存基礎梁への荷重増が生じないよう既存基礎梁への鉄筋の定着は行わない）もしくはRC造のスラブを設置してもよい。基礎梁補強は施工が大掛かりになるため、原則としてせいは減じない。既存基礎梁両側面にまず十分な面粗しを行い、新設する基礎梁との一体化を図る。このため、上記の面粗しのほか、鉛直方向のせん断ずれが生じないよう接合筋を配置する。上記接合筋の施工や検討項目・検討方法は、5.4節による。

その後、新たに所要の端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、両端部の耐力壁・基礎梁接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。

定着に際しては、耐力壁・基礎梁接合部には側面増打ち補強基礎梁の回転防止とせん断ずれ防止のための接合筋を配置するとともに、接合面に面粗し処理を施す。

最後に、型枠を設置し、流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.6.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁の補強における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(5)による。

- (1) 躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力に対する検討を行うとともに、基礎の鉛直支持力に対する検討を行う。
- (2) 躯体改造に伴い基礎梁に生じる長期および短期設計用応力が、長期許容耐力および短期許容耐力以下となることの確認を行い、耐力が不足する場合には、基礎梁の補強の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁の断面および配筋を決定する。
- (3) 既存基礎梁と側面増打ち補強基礎梁の鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行う。
- (4) 側面増打ち補強基礎梁の既存耐力壁・基礎梁接合部での回転防止と鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁に生じる曲げモーメントおよびせん断力が、確実に既存構造部材に伝達できることを確認する。
- (5) 直接基礎にあつては設地圧や基礎スラブの検討を、杭基礎にあつては杭の鉛直支持力に対する検討を行い、補強が必要となる場合は、基礎の補強設計を行う。

- 基礎梁補強に伴う検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力を算定し、基礎梁の断面および配筋でクライテリアを満たさない場合は、基礎梁の補強を行うこととする。基礎梁補強に際しての検討項目・検討方法を本文(1)から(5)に記載しているが、(1)から(4)の検討項目と検討方法は、5.4.2 に記載の側面増打ち補強基礎梁の場合と同様であるので、5.4.2 を参照する。本文(5)に記載の、躯体改造に伴い基礎に作用する荷重が変化する場合の基礎の検討では、荷重増に伴う基礎の鉛直支持力が許容支持力以内であることを確認する。

<検討例>

検討方針

断面算定検討方針は、下記とする。

① 曲げモーメントに関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容曲げモーメントを算定する。
- ・ 不足するモーメントを既存基礎梁側面の新設補強梁で負担する。

② せん断力に関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容せん断力を算定する。
- ・ 不足するせん断力を既存梁側面の新設補強梁で負担する。

1) 諸条件

- ・ 既存基礎梁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$
- ・ 補強梁の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- ・ 既存基礎梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 1,100\text{mm}$, $d=1030\text{mm}$
- ・ 補強梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 800\text{mm}$ (既存梁の両側面の補強基礎梁)
- ・ 基礎梁補強部を含む断面： $b \times D=720\text{mm} \times 800\text{mm}$, $d=730\text{mm}$
- ・ 既存基礎梁の主筋：上下共 2-16 ϕ
- ・ 改造設計における設計応力は以下とする。

長期荷重時 $M_L=25\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_L=30\text{kN}$

短期荷重時 $M_E=131\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_E=48\text{kN}$

基礎梁上端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E - M_L = 131 - 25 = 106\text{kN} \cdot \text{m}$$

基礎梁下端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E + M_L = 131 + 25 = 156\text{kN} \cdot \text{m}$$

設計用せん断力

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E = 30 + 2 \times 48 = 126\text{kN}$$

2) 断面検討 (短期荷重時)

① 曲げモーメントの検討

- ・ 上端：

既存上端筋配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_t \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \Rightarrow 85.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

補強梁で負担する曲げモーメント

$$\Delta M_D = M_D - M_A = 106.0 - 85.1 = 20.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

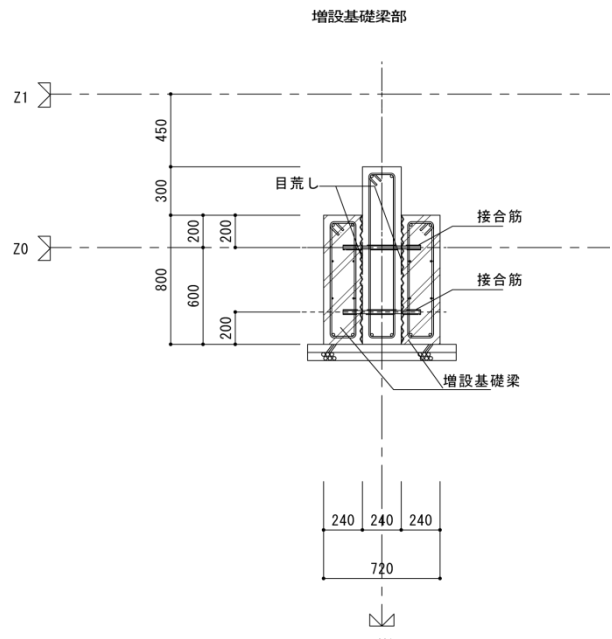
$$\Delta a_i = \Delta M_D / f_t \cdot j = 20.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 110.9\text{mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507\text{mm}^2)$$

- ・ 下端：

既存下端配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_t \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

- ・ 補強梁で負担する曲げモーメント



$$\Delta M_D = M_D - M_A = 156.0 - 85.1 = 70.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta a_i = \Delta M_D / (f_t \cdot j) = 70.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 376.3 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507 \text{ mm}^2)$$

よって、増設基礎梁の曲げ補強筋は、上端筋 2-D13，下端筋 2-D13 とし、既存基礎梁の両側面にそれぞれ配置する。

② せん断力に対する検討

- ・ 既存縦補強筋 2-13 ϕ @250 ($p_w = 2 \times 133 / (240 \times 250) = 0.0044$)

- ・ $M / (Q \cdot d) = 156 / (78 \times 1.03) = 1.94$, $Q = Q_L + Q_E = 30 + 48 = 78 \text{ kN}$

- ・ $\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \}$ ただし, $1 \leq \alpha \leq 2$

$$= 4 / 2.94 = 1.34$$

- ・ $Q_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 f_t (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 (= 1.5 \times 0.536), f_t = 235 \text{ N/mm}^2, b = 240 \text{ mm},$$

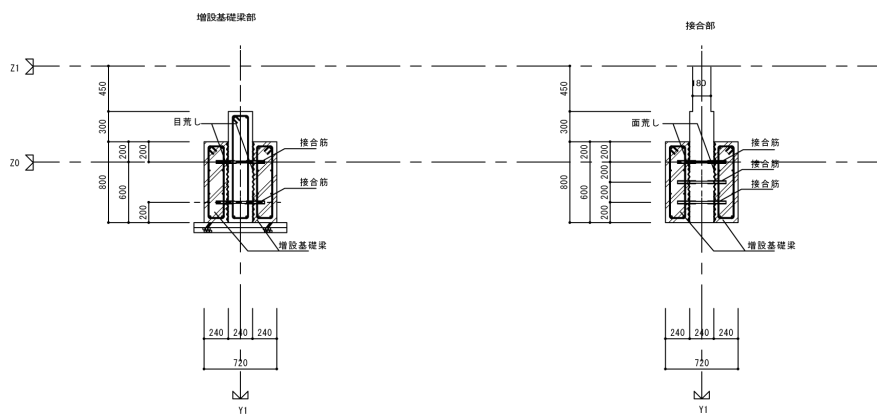
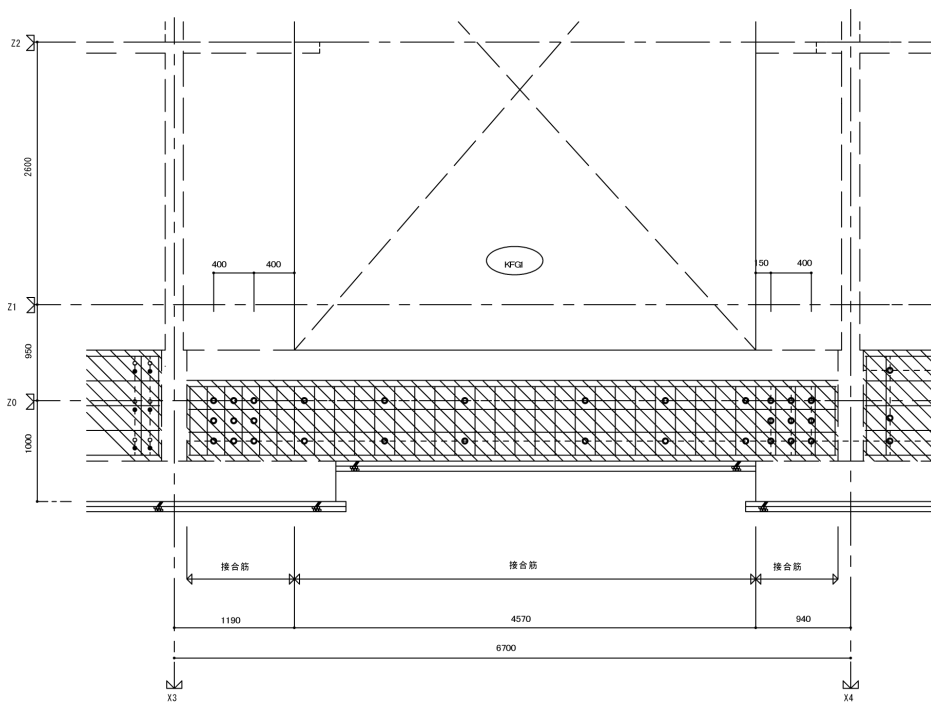
$$j = 1030 \times 7/8 = 901.2 \text{ mm より}$$

$$Q_A = \{ 1.34 \times 0.805 + 0.5 \times 235 (0.0043 - 0.002) \} \times 240 \times 901.2$$

$$= 292 \times 10^3 \text{ N} \Rightarrow 292 \text{ kN} > 126 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

よって、既存配筋でよいが、側面補強基礎梁の縦筋として 2-D10@100 を配置する。

$$2\text{-D10@200} (p_w = 2 \times 71.3 / (240 \cdot 200) = 0.297\%) \geq 0.20\% \quad \text{OK}$$



解説図 5.6.1 基礎梁の補強方法

5.7 改造に伴う設備用スリーブ設置

5.7.1 設備用スリーブ設置方法

1. 本節は躯体改造に伴う設備用スリーブの設置を行う場合に適用する。
2. 設備用スリーブの設置方法は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) 設備用スリーブの径は、原則φ200以下とする。
 - (2) 設備用スリーブの設置箇所は、原則として部材に生じる応力の小さい箇所とする。
 - (3) 設備用スリーブ周囲に所要の補強筋を配筋するため、適切な範囲内のコンクリートを研る。このとき、既存鉄筋は、原則として切断しないこととするが、やむを得ず鉄筋を切断する場合は、適切な補強を行うとともに、切断した鉄筋端面のかぶり厚さを確保するために無収縮モルタルにて復旧する。
 - (4) 同一部位に設備用スリーブを複数設置する場合には、適切な離隔距離を確保する。

1. 本節で対象とする設備用スリーブの設置

本節は、躯体改造に伴い設備性能の向上のため設備用スリーブを設置する場合に適用する。なお、躯体改造を行わない場合にも、適用することができる。

2. 設備用スリーブの設置方法と施工手順

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置箇所は、壁梁、耐力壁、基礎梁等構造耐力上重要な箇所に設置される可能性があることから、その設置箇所および大きさには注意が必要である。

特に、壁梁端部や耐力壁の開口部側端部に設備用スリーブを設けると当該部材の剛性や構造耐力が大きく低減され補強も容易でないことから、壁梁の端部（耐力壁側面より壁梁せいの1.5倍の範囲）や耐力壁の開口部側端部（耐力壁の端面より200mmの範囲）には、設備用スリーブを設置しない。

また、設備用スリーブ設置に伴う切断鉄筋端面や既存鉄筋は、所要のかぶり厚さを確保する。

5.7.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(3)による。

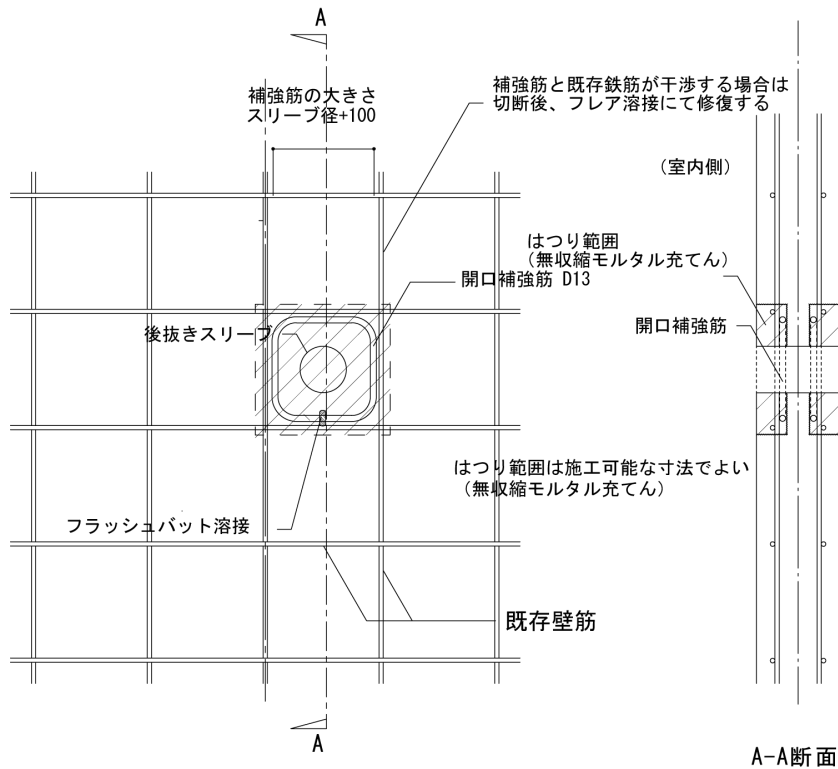
- (1) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (2) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (3) 設備用スリーブ周囲に生じる付加斜張力および付加縁張力は、短期荷重時のせん断力に基づき算定し、これらの力に対して安全なように補強する。

・ 設備用スリーブ設置に伴う検討項目・検討方法

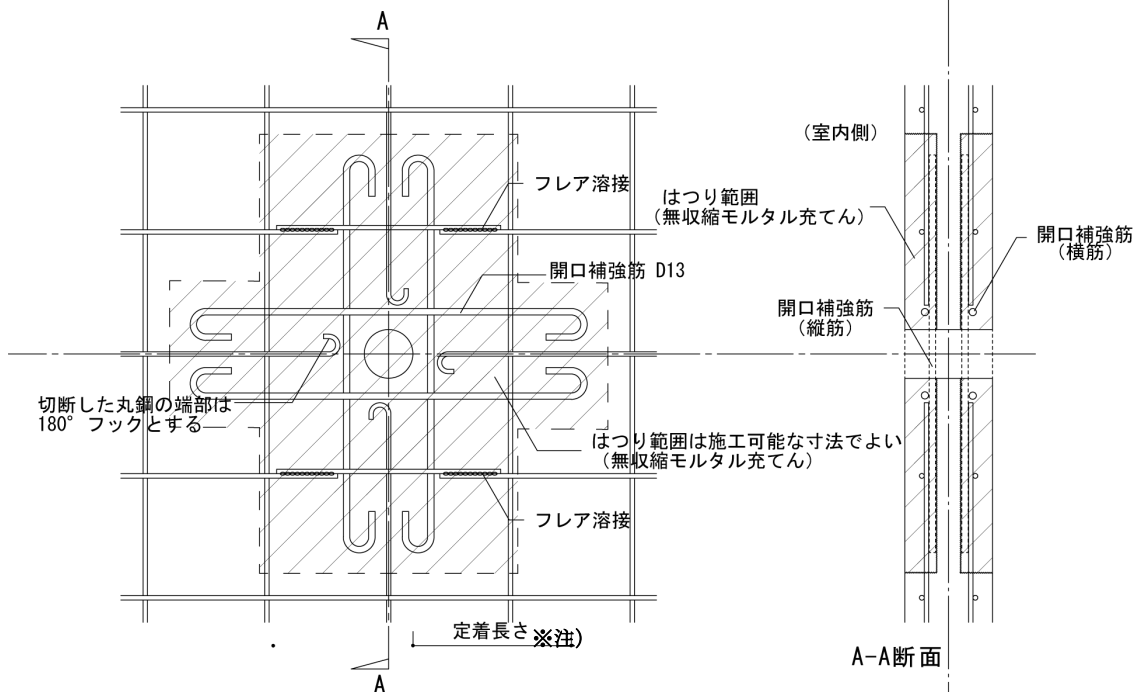
5.7.1項に記載の設備用スリーブ設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表5.7.1に示す。

表 5.7.1 設備用スリーブ設置手順と検討項目・検討方法

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 設備用スリーブを設ける範囲と、既存鉄筋の相互の関係が分かるように設計図書の配筋図および非破壊検査により図面に図示する。</p> <p>(ii) スリーブを設ける。</p> <p>(iii) 補強範囲のコンクリートを研り出す。</p> <p>(iv) スリーブ周囲に補強筋を配置する。スリーブ範囲に鉄筋があり切断せざるを得ない場合には、末端を180°フックを設けかぎ掛け状とする。</p> <p>(v) 補強筋を配置するために既存鉄筋を一時切断せざるを得ない場合には、フレアー溶接にて既存鉄筋の一体化を図る。</p> <p>(vi) スリーブ周囲に所要の被り厚さを確保の上、無収縮モルタルにて復旧を行う。</p>	<p>(i) スリーブの位置、大きさ、補強方法</p> <p>(ii) 鉄筋の切断の有無</p> <p>(iii) 補強筋設置に伴う既存鉄筋の切断の要否</p>	<p>(i) 設備用スリーブの大きさは、原則φ200とし、補強筋の径、配筋方法を検討する。</p> <p>(ii) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、RC規準(2010)22条に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の長期許せん断力</p> <p>② スリーブ周囲の短期せん断力</p> <p>③ スリーブ周囲の大地震時に対する安全性の検討</p> <p>(iii) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、「壁式RC構造計算規準・同解説」7.3に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の付加斜引張力および縁応力の算定</p> <p>算定に際しては、スリーブに内接する四角形に置換するものとする。</p>	<p>解説図 5.7.1</p>



(a) 既存鉄筋を避けてスリーブを設けた場合の補強方法



※注) 定着長さは開口部際から直線定着 40d (異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする) または標準フック付き 30d あるいは計算によって求まる数値以上とする。

(b) 鉄筋を切断せざるを得ない場合

解説図 5.7.1 設備用スリーブの設置方法 (案)

<参考資料 1>

戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

1. はじめに

戸境床スラブへの開口設置において、開口部の大きさを一つの住戸の内法面積の 1/2 程度以下と記載しているが、開口設置後の開口部横の残存スラブ（バルコニー・スラブを含む）の面内せん断応力度を検討する場合も想定されることから、以下に検討方法および検討例を示す。

検討は、張り間方向地震時およびけた行方向地震時の双方に対して行っている。

2. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討（張り間方向地震時）

2.1 終局時面内せん断応力度検討式

張り間方向地震時においては、スラブ開口部に隣接する耐力壁 W_2 （図 1 参照）が負担する地震力算定用重量が、残存スラブとバルコニー・スラブならびに当該耐力壁に接続する壁梁を通して耐力壁 W_1 および W_3 （図 1 参照）に接続する張間方向戸境耐力壁に伝達可能であるかを検討する。

図 1 の $(a+b_b+b)$ の断面に生じる張り間方向地震力作用時の面内せん断応力度は、(1) 式より算定する。

$$D\tau_{u, sY} = \frac{w_2 N_{ES}}{2} \cdot \frac{1}{A_s} \quad (1)$$

記号 $D\tau_{u, sY}$: 張り間方向終局時にスラブ開口部周辺のスラブ部分に生じる面内せん断応力度 (N/mm^2)

$w_2 N_{ES}$: スラブ開口部に隣接するけた行方向耐力壁が負担する地震力算定用重量 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和 (mm^2) で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (2)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離 (mm) (図 1 参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ (mm)

b : バルコニーの幅 (mm) で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離 (図 1 参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ (mm)

b_b : 壁梁の幅 (mm)

D_b : 壁梁のせい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm^2)

2.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例（張り間方向地震力作用時）

5 階建て現場打ち壁式 RC 造建物の 2 階の住戸において、図 1 に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の張り間方向地震時における終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

(1) 検討条件

検討条件は下記の通りとする.

- ・各階の階高： $h_i=h=2.6\text{ m}$, 建物高さ： $H=2.6\text{ m}\times 5+1.0\text{ m}=14.0\text{ m}$
- ・コンクリートの設計基準強度： $F_c=14.7\text{ N/mm}^2$ (=150×9.80665/100)
- ・けた行方向耐力壁の厚さ：全階 180 mm
- ・けた行方向壁量：全階 150 mm/m²
- ・検討対象耐力壁の長さ： $\ell_{w1}=\ell_{w3}=1,800\text{ mm}$, $\ell_{w2}=1,100\text{ mm}$ (耐力壁記号：図 1 参照)
- ・残存スラブの幅 $a=1,000\text{ mm}$, バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b=1,000\text{ mm}$
- ・残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1}=t_{s2}=110\text{ mm}$
 - ・接続する壁梁の幅およびせい： $b\times D=180\times 600\text{ mm}$
- ・地震力算定用平均重量： $w_i=w=12\,000\text{ N/m}^2$

(2) 1階における耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量の算定

スラブ開口部に隣接する耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量は、改造計画内容に従って算定すべきであるが、ここでは地震力算定用平均重量を用いて算定する.

(a) 耐力壁 W_2 の支配面積： $A_{w2}=2.9\text{ m}\times(4.5\text{ m}/2+1.2\text{ m}/2)=8.265\text{ m}^2$

(b) 1階における耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量： $w_2N_{ES}=12\,000\times 5\times 8.265=495.9\times 10^3\text{ N}$

(c) 2階開口部周辺の残存スラブに生じる面内せん断応力度

- ・ $A_s=(1,000+1,000)\times 110+180\times 600=328,000\text{ mm}^2$
- ・ $D\tau_{u,sY}=\frac{w_2N_{ES}}{2}\cdot\frac{1}{A_s}=\frac{495.9\times 10^3}{2}\times\frac{1}{328\,000}=0.76\text{ N/mm}^2$

(d) 検討結果：張り間方向地震時における残存スラブ等に生じる面内せん断応力度は 0.76 N/mm^2 であり、当該数値は設計基準強度 14.7 N/mm^2 のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s の数値 0.735 N/mm^2 を超えているが、コンクリートの設計基準強度に対する比は 0.052 であり $F_c/15$ を下回っており OK とする.

3. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討 (けた行方向地震時)

3.1 終局時面内せん断応力度検討式

図 1 の斜線部 (スラブ開口部横の地震力伝達可能範囲) の終局時設計用面内せん断応力度が、次式を満たすことを確認する.

$$D\tau_{u,sx}=DQ_{u,s}/A_s\leq f_s \quad (3)$$

記号 $D\tau_{u,sx}$: スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断応力度 (N/mm²)

$DQ_{u,s}$: スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断力 (N)

で、次式による。

$$DQ_{u, sx} = (w_1 Q_{u,1} - w_1 Q_{u,2}) / 3 + (w_2 Q_{u,1} - w_2 Q_{u,2}) + (w_3 Q_{u,1} - w_3 Q_{u,2}) / 3 \quad (4)$$

[注] スラブ開口部の隅角部近傍の耐力壁の地震時負担せん断力は、隣接する住戸の無開口スラブと直交壁より伝達することから、3で除している。

$w_1 Q_{u,1}$: スラブ開口部際の左側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_1 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の左側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_2 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の中間部の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_2 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の中間部の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_3 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の右側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_3 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の右側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和(mm²)で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (5)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離(mm) (図1参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ(mm)

b : バルコニーの幅(mm)で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離(図1参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ(mm)

b_b : 壁梁の幅(mm) , D_b : 壁梁のせい(mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

3.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例 (けた行方向地震力作用時)

5階建て現場打ち壁式RC造建物の2階の住戸において、図1に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

検討条件は下記の通りとする。

- ・各階の階高 : $h_i = h = 2.6$ m , 建物高さ : $H = 2.6 \times 5 + 1.0 = 14.0$ m
- ・コンクリートの設計基準強度 : $F_c = 14.7$ N/mm² (=150×9.80665/100)
- ・けた行方向耐力壁の厚さ : 全階 180 mm
- ・けた行方向壁量 : 全階 150 mm/m²

- ・ 検討対象耐力壁の長さ： $\ell_{w1} = \ell_{w3} = 1,800 \text{ mm}$, $\ell_{w2} = 1,100 \text{ mm}$
- ・ 残存スラブの幅 $a = 1,000 \text{ mm}$, バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b = 1,000 \text{ mm}$
 - ・ 残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1} = t_{s2} = 110 \text{ mm}$
 - ・ 接続する壁梁の幅およびせい： $b \times D = 180 \times 600 \text{ mm}$
- ・ 終局時に各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（表 1）

表 1 終局時における各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（けた行方向地震力作用時）

階	$\Sigma W_i / S$ (N/m^2) ⁽¹⁾	α_i	A_i ⁽²⁾	Q_i / S (N/m^2) ⁽³⁾	耐力壁厚 t (mm)	壁量 (mm/m^2)	$C_0 = 1.0$ 時の平均せん断応力度 $\tau_{1.0}$ (N/mm^2)
5	12 000	0.2	1.620	19 440	180	150	0.72
4	24 000	0.4	1.360	32 640	180	150	1.21
3	36 000	0.6	1.210	43 560	180	150	1.61
2	48 000	0.8	1.097	52 656	180	150	1.95
1	60 000	1.0	1.000	60 000	180	150	2.22

[注] (1) 各階の地震力算定用単位重量 $w_i = w = 12\,000 \text{ N/m}^2$ と仮定.

$$(2) \quad A_i = 1 + (1/\alpha_i - \alpha_i) \cdot 2T / (1 + 3T)$$

$$(3) \quad Q_i = Z \cdot \Sigma W_i \cdot A_i \quad , \quad Z = 1.0$$

標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$ 時に検討対象耐力壁に生じるせん断力は、次の通り算定される.

$$\cdot w_1 Q_{u,1} = w_3 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 180 = 719.3 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_1 Q_{u,2} = w_3 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 180 = 631.8 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 1,100 = 439.6 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 1,100 = 386.1 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

(3)式左辺より、残存スラブに生じる設計用面内せん断応力度は、次のとおり算定される.

$$\begin{aligned} D\tau_{u, sx} = DQ_{u, s} / A_s &= \{2 \times (719.3 - 631.8) / 3 + (439.6 - 386.1) \times 10^3\} / \{(1,000 + 1,000) \times 110 + 180 \times 600\} \\ &= 111.9 \times 10^3 / 328,000 = 0.34 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

一方、設計基準強度 14.7 N/mm^2 のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s は 0.735 N/mm^2 であり、(3)式を満たしている.

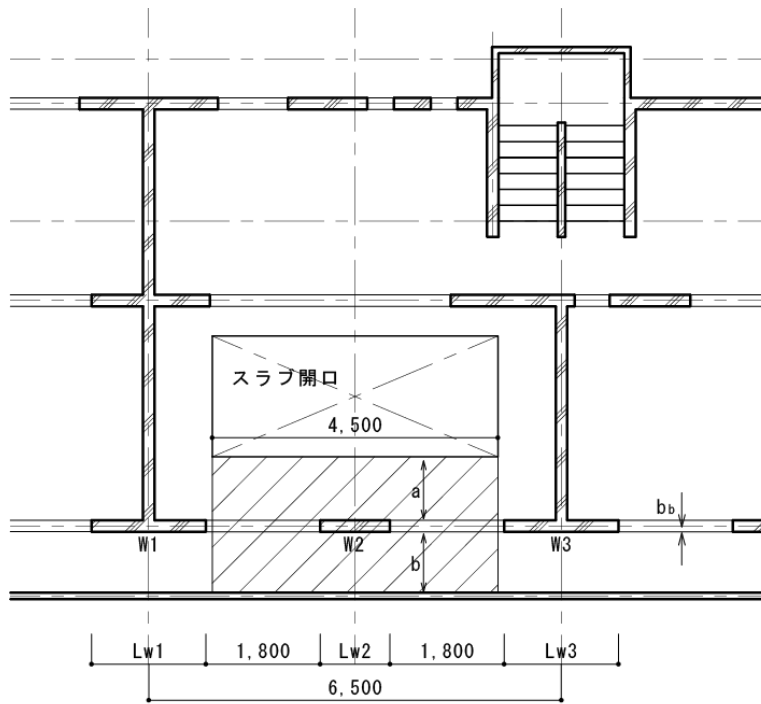


図1 2階平面図

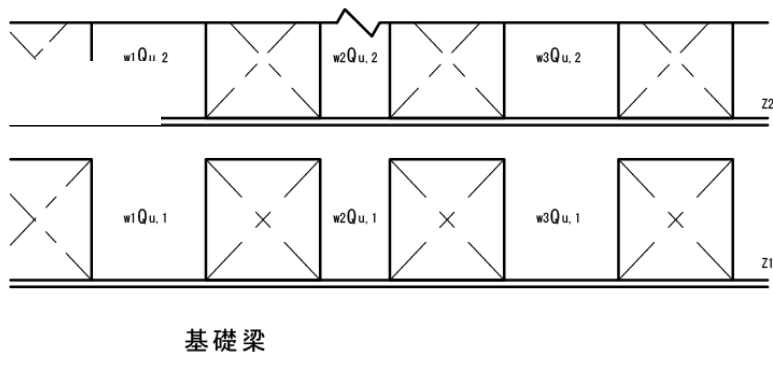


図2 スラブ開口周囲の耐力壁の終局時地震層せん断力

付録 4

壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）

壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）

目次

第1章 総則	1
1.1 目的・躯体改造内容	1
1.2 適用範囲	5
1.3 用語の定義	5
第2章 建物の選定と調査	6
2.1 対象住棟の選定と調査	6
2.2 改造設計にかかる詳細調査	10
第3章 構造検討方針	11
3.1 躯体改造と法的取扱い	11
3.2 改造住棟に確保する構造性能	15
3.3 構造計画	17
第4章 建物全体の検討	26
4.1 検討方針と方法	26
4.1.1 構造規定の確認と構造性能の検証	26
4.1.2 解析モデルを用いた構造性能の検証	28
4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	54
4.2.1 使用材料および許容応力度	54
4.2.2 応力および変形解析	56
4.2.3 使用性・損傷制御性の確認	57
4.3 安全性の確認	58
4.3.1 耐震診断法	58
4.3.2 保有水平耐力計算法	60
4.4 基礎構造の検討	67
第5章 建物各部の検討	68
5.1 壁梁せい低減補強	68
5.1.1 壁梁せい低減補強工法	68
5.1.2 検討項目・検討方法	71
5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置	93
5.2.1 戸境耐力壁への開口設置方法	93
5.2.2 検討項目・検討方法	103
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置	124

5.3.1	妻側耐力壁への窓開口設置方法	124
5.3.2	検討項目・検討方法	125
5.4	けた行方向に出入り口開口設置	130
5.4.1	出入り口開口設置方法	130
5.4.2	検討項目・検討方法	134
5.5	戸境床スラブへの開口設置	140
5.5.1	開口設置方法	140
5.5.2	検討項目・検討方法	142
5.6	床スラブの付け替え	149
5.6.1	床スラブの付け替え方法	149
5.5.2	検討項目・検討方法	150
5.7	基礎梁の補強	154
5.7.1	基礎梁の補強方法	154
5.7.2	検討項目・検討方法	155
5.8	改造に伴う設備用スリーブ設置	159
5.8.1	改造に伴う設備用スリーブ設置方法	159
5.8.2	検討項目・検討方法	159

<参考資料>

参考資料 1. 戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

第1章 総則

1.1 目的・躯体改造内容

1. 壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）（以下、本指針という）は、既存の主として住宅に供する地上階数が5以下の現場打ちの壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式RC造という）共同住宅建物（以下、住棟という）の躯体改造に関する構造設計、施工に適用し、もって住棟の躯体改造された品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。
2. 本指針は、建築基準法に規定される「模様替」および「用途変更」並びに「一体増改築」（A/20以下かつ50㎡以下のもの）（A：延面積）に伴う躯体改造を対象とする。
3. 本指針で対象とする躯体改造項目は、下記(1)から(6)とする。なお、躯体改造による居住空間拡大や居住性能向上に伴う基礎梁の補強や設備用スリーブ設置も対象とする。
 - (1) 壁梁せいの低減
 - (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
 - (3) 妻側耐力壁への窓開口設置
 - (4) けた行方向に出入り口開口設置
 - (5) 戸境床スラブへの開口設置
 - (6) 床スラブの付け替え

1. 本指針の目的

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式RC造住棟の構造躯体（耐力壁、壁梁、床スラブならびに基礎梁をいい、以下同様とする）の改造に関する構造設計方針、構造設計方法ならびに施工手順を記載することにより、躯体改造設計の品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。

ここで主に想定している建物は、各自治体が管理する公社住宅・公営住宅、UR都市機構（旧日本住宅公団で、以下、URという。）が管理する賃貸住宅などの公的賃貸住宅で、これらの間取り変更や居住性改善に伴う躯体改造において本指針の活用が見込まれる。

2. 躯体改造において対象とする建築行為とその規模

躯体改造を行う場合、事業採算上の観点から躯体改造に掛かるコストを低く抑える必要があると考えられることから、躯体改造前の建物が有する構造耐力上の余裕の範囲内において、耐震補強を要さない躯体改造方法を採用することが求められている。また、併せて躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならないことが求められている。

このことから、本指針で対象とする建築行為とその規模は、現行の建築基準法および施行令（以下、単に法令という）への遡及が緩和されている以下の3項目とする。

なお、③一体増改築（A/20以下かつ50㎡以下のもの）については、法令上、既存部分は「構造耐力上の危険性が增大しない」ことを確認する必要があるが、文献1.1)において、「既存不適格建築物の既存不適格の部分の規定の不適格の度合いが大きくなることや、現行法適合の部分の規定が法不適合となることを指しているものであり、増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部分にかかる許容応力度以下の場合、検定比が大きくなったとしても、そのことをもって危険性が增大するとは扱わない。なお、これらの判断にあたっては、当該増改築により影響を及ぼす規定について適切に検証する必要がある。」と明確化された。

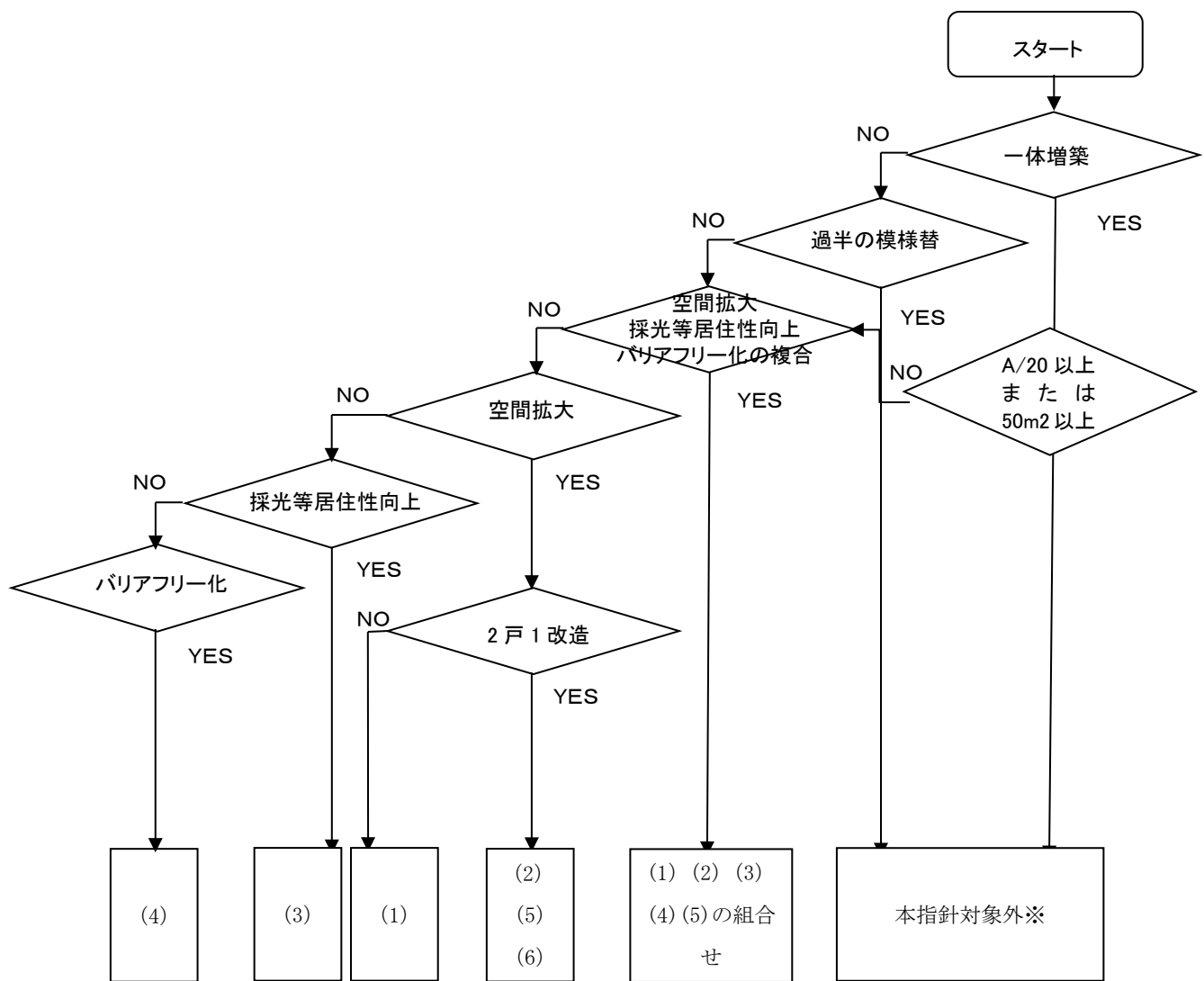
- ① 模様替（躯体の改造または荷重の変更を伴うもの）
- ② 用途変更（荷重の変更を伴うもの）

③ 一体増築（A/20 以下かつ 50 m²以下のもの）（A：延面積）

解説表 1.1.1 に本指針が対象とする躯体改造項目と対応する建築行為を、解説図 1.1.1 に建築行為と躯体改造の組合せのフローを示す。

解説表 1.1.1 本指針が対象とする躯体改造項目と建築行為

本文 3.の 番号	躯体改造		建築行為	
	躯体改造項目	内容	種類	内容
(1)	壁梁せいの低減	居住空間拡大	模様替 用途変更	躯体の改造と、仕上げ等の変更による荷重の変更を伴う場合があるもの
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置	居住空間拡大 (水平・上下住戸の2戸1化)		
(5)	戸境床スラブへの開口設置			
(6)	床スラブの付け替え			
(4)	けた行方向耐力壁への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）	バリアフリー化 (北側階段室前へのエレベーター，廊下の分離増築)		
(3)	妻耐力壁への窓開口設置	1階の施設化		
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置			
(6)	床スラブの付け替え			



凡例

- (1) 壁梁せいの低減
- (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
- (3) 妻耐力壁への窓開口設置
- (4) けた行方向への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）
- (5) 戸境床スラブへの開口設置
- (6) 床スラブの付け替え

※ 過半の様様替の法関係以外の技術的事項については適用可

解説図 1.1.1 建築行為と躯体改造の組合せのフロー

3. 本指針の対象とする躯体改造内容

前記解説より、事業採算上の観点から躯体改造に要するコストを低く抑えることが可能で、かつ、躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならない「模様替」と「用途変更」「小規模一体増改築」に該当する項目のうち、実証実験が行なわれ実現性の高い本文に記載の(1) から(5) を対象とすることとしている。なお、本指針が対象とする住棟改造のイメージを、解説図 1.1.2 に示す。

(1) 壁梁せいの低減

本改造は、住戸内にある壁梁のせいを縮小することにより、鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置

本改造は、隣り合わせた2住戸の戸境耐力壁に出入り用の開口を新設し、水平2戸1化することにより水平方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ2,000mm、内法幅2,000mm程度を想定している。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置

本改造は、妻側住戸に開口を新設し、眺望、採光、通風を取り入れることにより居住性の向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ1,000mm未満、内法幅1,200mm程度を想定している。

(4) けた行方向に出入り口開口設置

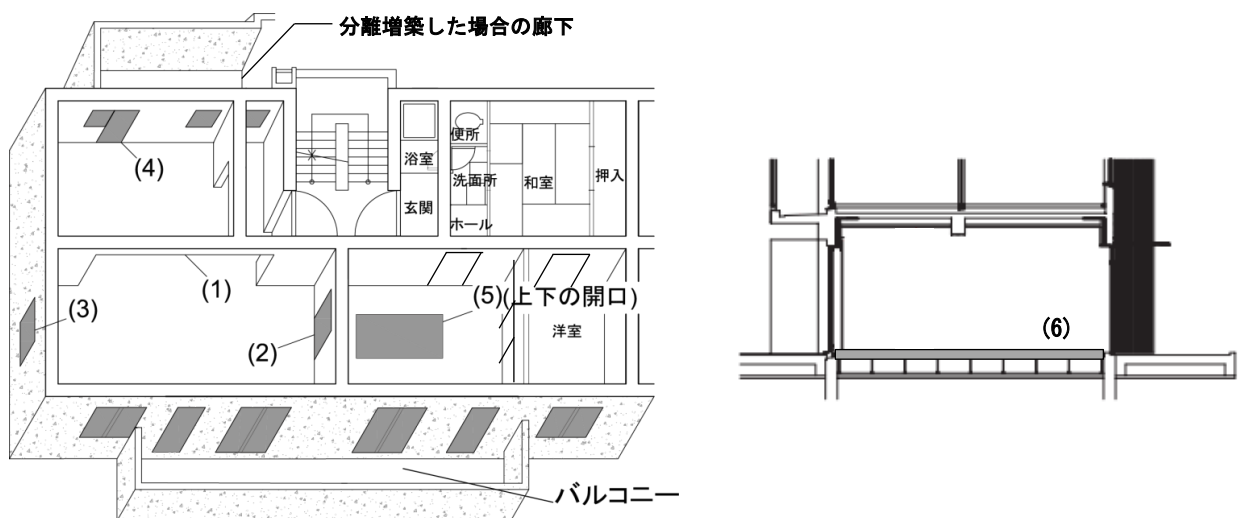
本改造は、エレベーター、共用廊下を設置し、腰壁等を撤去して住戸の出入口の位置を変更することで、建物のバリアフリー化を目的としている。また、(1)に示す梁せいの縮小も併せて行う場合もある。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

本改造は、上下住戸の戸境床に開口を新設し、上下2戸1化（メゾネット化）することにより鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本指針では屋根スラブや1階床開口の新設は考えていない。

(6) 床スラブの付け替え

本改造は、木造床スラブや既存RC造床スラブをRC造床スラブに付け替えることで、居住性能や環境性能を高めることを目的としている。



解説図 1.1.2 本指針が対象とする躯体改造内容とイメージ

1.2 適用範囲

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物に適用する。

・本指針の適用範囲

本指針は、上部構造の耐震性能が高くかつ耐震補強が不要となる場合が多い地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物を対象とし、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物およびラーメン構造建物等は適用範囲外とする。

なお、本指針の適用範囲とする壁式RC造建物の建設年代としては、主に1981年の建築基準法改正前に設計・建設された建物（以下「旧耐震建物」という）を想定しているが、改正後の建物（以下、新耐震建物という）も含まれる。

1.3 用語の定義

本指針にて使用する用語を、以下のように定義する。

改修：原状回復にとどまらず、機能を向上させるような改造・変更やグレードアップなどを伴う工事のこと。

躯体改造：居住空間の拡大や居住性の向上を目的として建物の構造躯体の一部を造り直すこと。

増築：同一の敷地内にある既存の建築物の延べ面積を増加させること（床面積を追加すること）。別棟で造る場合は、単体規定に関しては新築，集団規定に関しては増築として扱われる。

改築：建築物の全部又は一部を取り壊した後、用途，規模，構造の著しく異なる建築物を建てること。

模様替：建物の仕上げ，造作などの更新により，用途や機能の変更，改善をはかること。

用途変更：既存の建築物の用途を変更して，別な用途にすること。

建設当時：建物の工事着工時点をいう。

コンクリートの推定強度（ σ_{BD} ）：耐震診断のコンクリートの推定強度および補強設計に用いるコンクリートの圧縮強度のこと。

・用語の定義

本節においては、本指針本文にて使用している用語のうち、躯体改造に係る用語を定義している。また、本指針に関連する用語を以下に記載する。

- ・建築：建築物の新築，増築，改築，移転をいう（法第2条第十三号）
- ・大規模の模様替：建築物の主要構造部の1種以上について行う過半の模様替え^{1.1)}をいう（法第2条第十五号）
- ・一体増築：増築部分と既存部分を構造上分離せずに増築を行うことをいう。
- ・分離増築：増築部分と既存部分を構造上エキスパンションジョイント等で分離して増築を行うことをいう。
- ・施設化：使用用途を住宅から老人福祉施設等の施設に用途変更すること。

参考文献

- 1.1) 逐条解説 建築基準法 逐条解説建築基準法編集委員会 平成25年10月25日

第2章 住棟の選定と調査

2.1 対象住棟の選定

対象住棟の選定は、1次選定および2次選定の2段階で行う。

- (1) 1次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟
 - 2) 設計図書が現存する住棟
- (2) 2次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟
 - 2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟
 - 3) 旧耐震の場合はコンクリートの推定強度 σ_{BD} が設計基準強度以上の住棟

・躯体改造住棟の選定

既存ストックの有効活用として躯体改造等を行い、長期利用を図ることから、対象住棟の選定にあたっては、十分な注意が必要である。本指針においては、解説図2.1.1の団地の場合を想定した躯体改造住棟選定フローに示すように、1次選定と2次選定に区分し手戻り等がないようにしている。

1次選定は、法関係の手続等から検査済証等が現存する住棟とし、ここで選定された住棟に対して、住棟の特徴や居住者ニーズを踏まえた改造項目基本検討を立案する。

次に、2次選定は、1次選定した住棟において、著しいひび割れ、たわみ等の障害がなくかつ設計基準強度以上のコンクリート推定強度を有する改造に適した健全な住棟とする。なお、その詳細な選定フローについて解説図2.1.2に示す。

(1) 1次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

- 1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟

既存建物に躯体改造、模様替等を行う場合、規模等により特定行政庁への法令等の申請が発生する。この場合、特に当時、適法として確認された検査済証が重要で、本済証がないと行政庁の指導に基づき躯体の研り等を含めた大掛かりな調査が必要となる。

また、このほかに確認申請書（公的賃貸住宅の場合には、計画通知認定書）、団地の場合には1団地認定通知書、消防関係の特例基準通知等、それぞれの基準の確認を行うことにもなるので、これらの書類が現存するものを対象とする。

- 2) 設計図書が現存する住棟

上記の申請関係図書のほか、躯体改造等の検討において、建築意匠図、構造図、設備図、構造計算書等の設計図書で、建設途中での変更を網羅した最終図書が必要になる。

また、これらのほかに、建物の竣工後、維持管理のために屋根防水や設備配管の改修等の修繕履歴のほか、これに関する図面等が必要になる。なお、これらの一部が現存しない場合は、担当者と協議する。

(2) 2次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

- 1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟

1次選定時に調査する設計図書や修繕履歴を基に、これらに記録されていない地震・火災等による被害状況や増改築、換気スリーブの設置、屋根断熱改修等の調査を行い、地震・火災等による著しい被害を受けていない住棟で、かつ、不適切な増改築等が行われていない住棟とする。

また、場合によっては、関係者の聞き取り調査等を行うことも必要である。

2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟とする。

外観を目視による現地調査を行い、著しいコンクリートのひび割れ、鉄筋の錆汁発生等の劣化、たわみ、不同沈下が生じていない、かつ、使用上障害のない健全な住棟とする。

なお、調査は、RC耐震診断基準^{2.1)}の建物調査の2次調査に準じて行う。

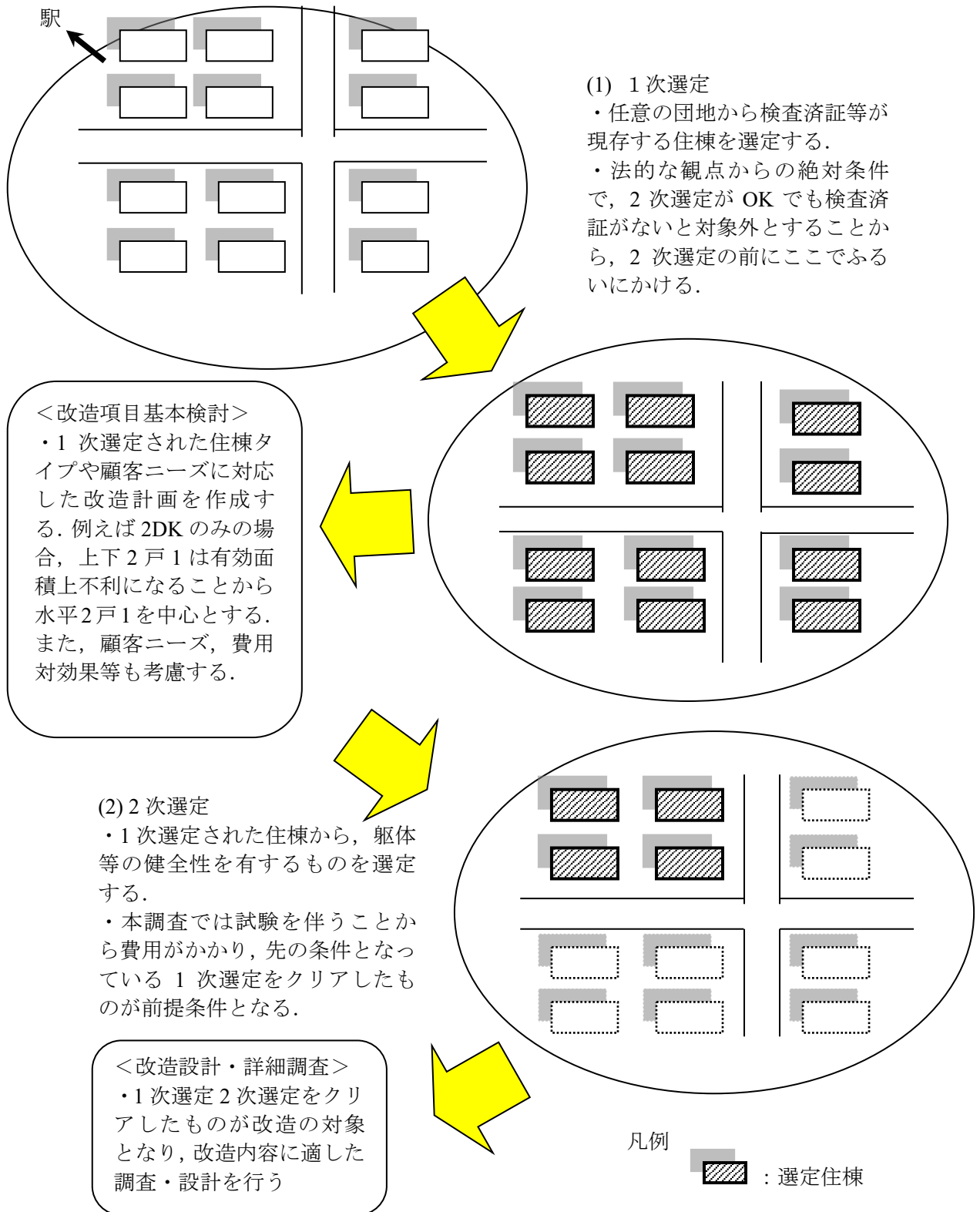
また、実際の建物においては、仕上げ等が施してあり、構造躯体コンクリート面のひび割れ等について正確に把握することが困難である。このことから、空き家住宅等で仕上げ材を撤去して調査することも非常に重要である。また、これに併せて、コンクリート打設状況や壁梁およびスラブのたわみ等の変形状況に関する調査を行うことも必要である。

3) 旧耐震の場合は、各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

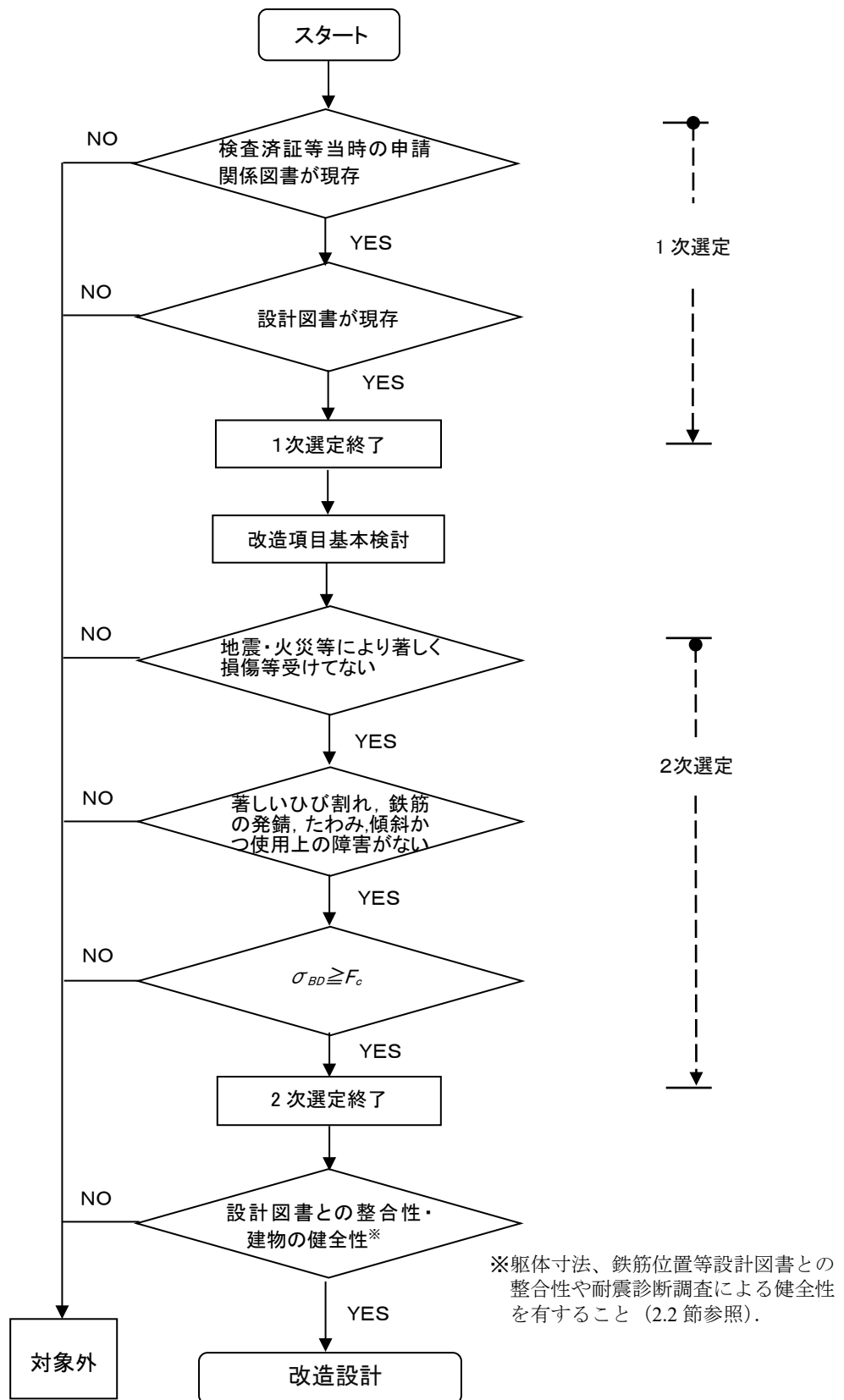
旧耐震の場合においては、RC耐震診断基準^{2.1)}のコンクリートコアの圧縮強度試験に基づいた各階の推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

新耐震の住棟については、検査済証をもって各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された設計基準強度以上と判断されることから、上記の試験は実施しないこととした。

改造を行う住棟を選定(計画)



解説図 2.1.1 本指針における躯体改造住棟選定フロー（団地を想定した場合）



解説図 2.1.2 本指針における躯体改造住棟選定詳細フロー

2.2 躯体改造設計にかかる住棟詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計にかかる詳細調査は、下記の項目について行う。

- (1) 躯体寸法等調査
- (2) 鉄筋位置等調査
- (3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

・2次選定された住棟の詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計を的確に行うには、前節 2.1 の調査のほか躯体改造に関連する部位の調査を綿密に行う必要がある。

また、旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように安全性の確認のために耐震診断を行うことから、その調査も必要である。ここでの調査は、住戸内の調査を行うことから居住者がいないことが前提である。

(1) 躯体寸法等調査

躯体改造する項目にもよるが、設計図書に記載された躯体の厚さ、長さ等の寸法の整合性が確保されていない場合、建物全体の安全性や躯体改造設計へ大きく影響する。例えば、壁梁せい低減改造による壁梁の端部接合部の耐力壁は、回転拘束等含め非常に重要であり、所要の躯体の厚さ、長さ等が必要となる。

このことから、躯体改造設計に関連する部位において、設計図書に記載された寸法の整合性の確認をするため、現地にて寸法実測を行う。

なお、原則として躯体改造設計は、躯体寸法の整合性の確認ができる建物とするが、住棟の安全性や躯体改造設計に影響がないことが確認される場合は、担当者と協議し躯体改造の可否を決定する。

(2) 鉄筋位置等調査

上記の躯体寸法のほか鉄筋の位置、本数、径、かぶり厚さ等確認し設計に的確に反映する必要がある。

本調査では、躯体改造設計に関連する部位の鉄筋探査機等により躯体内の鉄筋状況を調査し、設計図書との整合性を確認する。

(3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように、躯体改造後の住棟の大地震動時の安全検証を耐震診断あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととしている。このことから、調査は、RC耐震診断基準^{2.1)}の建物調査の精密調査（本調査）に準じて行う。

参考文献

2.1) 日本建築防災協会：2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造の耐震診断指針・改修設計指針 同解説，2017

第3章 構造検討方針

3.1 躯体改造と法的取扱い

本指針に基づいて躯体改造を行う際には、建築基準法施行令第8章を満足することとする。なお、建築基準法令に記載がなく特定行政庁の個別判断による内容については、本指針を基に特定行政庁と協議を行い、その結果を反映するものとする。

1. 既存建築物の躯体改造を行う場合の法的取扱い

既存建築物への建築行為における申請の要否および申請において求められる構造上の要求事項のうち、本指針が対象とする建築行為における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.1 に示す。また、参考として、本指針の適用範囲外である増築における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.2 に示す。

解説表 3.1.1 および解説表 3.1.2 によれば、模様替または増築を行う場合、原則的に、構造方法関係基準について、現行法規に適合させる必要があるが、規模等に応じて現行法規の遡及に対する緩和規定が設けられており、構造耐力上の危険性が增大しないことを確認すればよい。なお、用途変更を行う場合、構造方法関係基準について法上遡及されていないが、荷重増等が変化する場合、検討報告書の提出を行政が義務付ける場合がある。また、申請を要する増築と、申請を要さない規模の模様替を同時に行う場合等の取扱いについては、法令上記載がなく特定行政庁の個別判断となっている。

解説表 3.1.1 本指針の適用範囲である既存建築物への建築行為における構造上の要求事項

建築行為	緩和規定	躯体改造対象部分	申請の要否	構造方法関係基準に関する要求事項
模様替	有り	主要構造部の 1/2 超	必要	構造耐力上の危険性が增大しないこと*1)
		主要構造部の 1/2 以下	不要	自己責任にて実施*2)
用途変更	無し	100m ² 超	必要	計画変更確認申請を要する-*3)
		100m ² 以下または類似の用途間	不要	自己責任にて実施*2)*3)

[注] *1) 「全体計画認定に係わるガイドライン」^{3.1)}の要旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和の方向で協議する余地がある。しかし、躯体改造による増築面積がA/20 または 50m² 以上の場合の検討方法は法改正によってA/2 以上についても緩和規定が設けられ、増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部材にかかる許容応力度以下の場合、検定比が大きくなったとしても、そのことをもって危険性が增大するとは扱わないことが明記された。

*2) 増築と同時に行なう大規模でない模様替について、構造上の危険性が增大しないことの確認が必要とされる場合がある。その際、増築において審査することとなっている構造検討内容と同じ内容のみを審査する場合もある。

*3) 令第85条において、用途別に指定されている積載荷重が用途変更に伴い増加する等の場合は、法第12条第5項の報告により構造耐力上の危険性が增大しないこと（建設当時の適法性の証明）を確認することとしている場合もある（Y市の例）。

解説表 3.1.2 増築の場合の既存建築物への建築行為における
構造上の要求事項（令和5年9月20日現在）

建築行為	緩和規定	増築等の規模 (A:延べ面積)		申請 要否	構造方法関係基準に関する要求事項		備考	
					対象範囲	内容		
増築	有り	A/2 超	一体	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※2)	・実現性低い※5)	
					増築部分	・現行仕様規定に適合すること。		
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること		
			分離	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※2) ・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算（2次設計含む）又は耐震診断※3) ② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※4)		
					増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること		
					建物全体	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※2)		
		A/2 以下 A/20 超 かつ 50㎡超 ¹⁾	一体	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※2)	・実現性低い※5)	
					増築部分	・現行仕様規定に適合すること		
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること		
		分離	必要	既存部分	・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算（2次設計含む）又は耐震診断※3) ② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※4)			
				増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること			
				建物全体	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※2)			
A/20 以下 かつ 50㎡以下※1)	一体	必要	既存部分	・構造耐力上の危険性が增大しないこと （「全体計画認定に係るガイドライン」参照、以下同様）				
			増築部分	・現行規定に適合させること				
	分離	必要	既存部分	・検討不要（変更がなければ）※6)				
			増築部分	・現行規定に適合させること				

[注] ※1)：床面積に参入されない場合でも、建築面積が発生すれば増築と判断されるケースがある。

※2)：壁式 RC 造のコンクリートおよびモルタルの設計基準強度（令第80条の2，H13.6.12 国交告第1026号により18N/mm²以上）が適合しないが、殆どの特定行政庁はこの理由により増築不可とはしていないことを踏まえ、特定行政庁に了解を得る必要がある。

※3)：H17.6.1 国交告第566号（H24.9.20 改正）第2 第一号イで、耐震診断によって地震に対して安全な構造であることを確かめることができるものとされているため、ほとんどの場合地震時許容応力度計算は行われていない。なお、法改正により、耐震診断と同等な安全性の確認として新耐震基準およびこれ以降の新基準、例えば限界耐力計算によっても良いとされているが、實際上検討は困難である。

※4)：地震以外の許容応力度計算に係る規定については法制度改正がされていないため、建設時の計算書を提

出することで足りるものとされている（検査済証があれば計算書の提出を不要とする場合もある）。躯体改造を行う場合は再計算が必要となる。

※5)：「全体計画認定に係るガイドライン」（表 3.1.3 参照）の趣旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和する方向で協議する余地がある。しかし、 $A/20$ 以上または 50 m^2 以上の場合の検討方法は、法改正によって $A/2$ 以上についても緩和規定が設けられたが、いずれも現行の基準で構造計算による確認が必要と法令で定められており、その内容が厳しく実現性は低い。

※6)：令第 137 条の 2 第二号ロにおける構造上の危険性が増大しないことの確認は、構造上分離されていることで足りるものとされている。

解説表 3.1.3 に、「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された構造耐力上の危険性が増大しないことの判断に関する留意事項を示す。構造耐力上の危険性が増大しないことの確認方法については、法令上記載がなく、特定行政庁の個別判断となっている。「全体計画認定ガイドライン」（H17.6.1 国住指発第 667 号）^{3.1)}における例示を根拠とし、改造前よりも構造耐力上の危険性が増大しないこととされている。

解説表 3.1.3 「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された
構造耐力上の危険性が増大しないことの判断に関する留意事項^{3.1)}

	内容
留意事項	<p>① 通常の荷重及び外力に対する安全性について、例えば、構造耐力上主要な部分の断面に生ずる応力度が工事着工前における応力度以下であること、又は、当該応力度が許容応力度を超えないことについて確認することが望ましい。</p> <p>② 大規模の地震に対する安全性について、例えば、次のような事項について確認することが望ましい。</p> <p>イ 各階の保有水平耐力の必要保有水平耐力に対する比が、工事着工前における比以上であること、又は、各階の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること。</p> <p>ロ 建築物の耐震診断及び耐震改修の促進を図るための基本的な方針（平成 18 年 1 月 25 日国土交通省告示第 184 号）別添における耐震診断方法により算出される I_s 値が、工事着工前における I_s 値以上であること、又は、I_s 値が 0.6 以上であること</p> <p>以上のほか、層間変形角や剛性率・偏心率が工事完了後において工事着工前と比較して悪化しないこと、又は、これらの値が規定の範囲内であることを確認することが望ましい。</p>

躯体改造を行う場合の留意すべき事項として、建設年代の古い建物は、建物竣工後に建築基準法令・告示が随時改定されて厳しくなっていることから、現行の建築基準法令や告示等（設計基準強度、外力分布形、杭の水平力の検討、壁梁のせん断設計の水平荷重時応力割増し係数等）を満足することが困難となる場合もあることから、各特定行政庁の判断に委ねられているが、例えば外力分布を現行の A_i 分布

を用いて構造計算した場合でも、構造部材に著しい損傷が生じないことが確認されればよいと考えられる。躯体改造の実現可能性を高めていくためには、こういった場合の具体の判断基準について明確にする必要がある。これらに対して、延べ面積が 100m² を超える用途変更における申請時の取扱い事例^{3.2)}を準用する方法は、事業の実現可能性の観点から大変有効であるが、採用の可否について特定行政庁と協議する必要がある。

なお、主要構造部の 1/2 以下の模様替および延べ面積が 100m² 下の用途変更については申請が不要であり、実施者は自己責任にて行うことになるが、建設当時の法・令・告示を満たすことおよび 3.2 に記載の構造性能を確保する必要がある。

3.2 改造住棟に確保する構造性能

本指針に基づいて構造設計および施工する躯体改造住棟には、下記の最低限の構造性能を確保する。

- (1) 構造躯体の耐久性
- (2) 長期荷重時における使用性・機能性
- (3) 短期荷重時における損傷制御性
- (4) 大地震動時における安全性

1. 改造住棟に確保する構造性能

本指針に基づいて躯体改造する住棟には、本文 1. に記載の最低限の構造性能（建築基準法に規定がある場合は、建設当時の建築基準法令による）を確保することとしている。以下に、その趣旨を記載する。

(1) 構造躯体の耐久性確保

躯体改造を実施後の建物は躯体改造しない建物に比して、より長期間供用する必要があることから、躯体改造対象住棟は耐久性に影響を及ぼすコンクリートのひび割れや欠損ならびに鉄筋の発錆等が生じておらず、かつ中性化深さも鉄筋裏面位置まで達していない住棟を選定することが慣用である。上記を満たさない住棟を改造対象住棟に選定する場合は、耐久性を向上する補修工事を躯体改造時に行う必要がある。

(2) 長期荷重時における使用性・機能性確保

長期的荷重時における建物の使用性と機能性を確保することは、躯体改造実施の有無にかかわらず必要となる性能である。具体的には、設計当時における使用性・機能性を確保することを基本とし、改造後の固定荷重および仕上げ荷重ならびに積載荷重を考慮して構造部材に生じる応力を算定し、長期許容耐力以下となることを確認すればよい。なお、必要に応じて戸境床スラブの遮音性や振動制御性のレベルを検討し、戸境床スラブの厚さを設定する。

(3) 短期荷重時における損傷制御性確保

稀に生じる短期的な荷重を考慮した短期荷重時の損傷制御性確保は、改造後の建物の計画供用期間中に稀に生じる程度の中地震が作用した後に構造躯体が補修せずに耐久性や継続使用性が確保されるようにするための損傷制御性能に関連する構造性能である。躯体改造後においても、設計当時の法・令ならびに関連告示に規定される荷重および外力とその組合せにより生じる部材の短期許容応力が短期許容耐力以下となることを確認するとともに、設計時代に準拠した壁式RC造に関する諸規準（日本建築学会「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」（以下、壁式RC造設計規準という）や「壁式鉄筋コンクリート造設計要領」等（詳細は、本指針 4.1 参照）に規定されている項目（地上階数、コンクリートの設計基準強度、耐力壁の厚さ、壁量、耐力壁の平均せん断応力度、ならびに耐力壁の曲げ補強筋量等）を満たしていることを確認することで、短期荷重時における損傷制御性能を確保するものである。

(4) 大地震動時における安全性確保

躯体改造後の建物の計画供用期間中に極めて稀に生じる程度の大地震動時において空間が確保でき、もって人命保護を確保する構造性能である。1981年以前の旧耐震基準の場合は、大地震動時の構造安全

性能については、国土交通省告示第 184 号（平成 18 年 1 月 25 日）」の別添「建築物の耐震診断および耐震改修の実 施について技術上の指針となるべき事項」に基づいて構造耐震指標 I_s が構造耐震判定指標 I_{so} 以上となることを確認するかまたは、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより、大地震動時における所要の耐震安全性を確保するものである。

なお、1981 年 6 月 1 日着工以降の所謂「新耐震基準」および昭和 58 年建設省告示第 1319 号に基づいて設計（張り間方向が「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同住宅設計要領・改定案（日本住宅公団昭和 45 年 3 月 17 日）」に基づいて設計された壁式 RC 造建物もある）および建設された壁式 RC 造住棟が構造躯体改造対象住棟の場合は、既存壁式鉄筋コンクリート造等の簡易耐震診断法^{3.3)}もしくは既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針^{3.4)}に基づくか、または、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより耐震安全性を有することを確認すればよい。

3.3 構造計画

1. 既存壁式鉄筋コンクリート造建物の躯体改造に際しては、躯体改造項目が建物の構造性能に及ぼす影響を考慮するとともに、3.2に記載の構造性能を確保できるよう改造項目および改造範囲を検討する。
2. 躯体改造に際しては、原則として各階の地震力算定用重量が増大しない範囲で改造項目を検討する。
3. 本指針において対象とする改造項目ごとの構造計画上準拠する構造規定は、原則として下記による。なお、詳細な解析や実験等を行い構造性能を確保できることが確かめられた場合は、構造規定の一部を適用しないことができる。

(1) 壁梁せいの低減

- ① せいを低減する壁梁は、各階各方向の壁梁数の1/2以下とする。
- ② 低減後の壁梁のせいは、450 mm以上とする。
- ③ せい低減壁梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・壁梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・壁梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
- ④ 既存耐力壁・壁梁接合部と増し打ちした耐力壁・壁梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置

- ① 出入り口開口の大きさは、幅2 m程度以内とする。
- ② 両端に直交壁を有する1枚の戸境耐力壁に出入り口開口を2つ設ける場合、開口部間の水平縁間距離は、両開口部の内法高さのうちの大きい方の高さの1.5倍以上とする。
- ③ 出入り口開口は、直交壁端より原則として600 mm以上離れた位置に設ける。
- ④ 同一構面の戸境耐力壁に鉛直方向に市松状に出入り口開口を設ける場合、開口部間の水平投影縁間距離は、開口部の内法高さ以上とする。
- ⑤ 最上階の戸境耐力壁に開口部を設ける場合、または、開口を上下方向に同一箇所に連続して設ける場合には、開口部上部にせいが450 mm以上の壁梁を配置するとともに、当該壁梁には所要の横筋（端部曲げ補強筋および中間部横補強筋の総称）および縦筋（梁のあばら筋に相当する補強筋）を配筋する。
- ⑥ 開口部周囲には所要の曲げ補強筋を配置する。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置

- ① 開口部の内法高さは、1.0 m以下とする。
- ② 開口部の内法長さは、1.2 m程度以下とする。
- ③ (2)の③から⑦による。

(4) けた行方向に出入り口開口設置

住棟北側構面の開口部を大きくして出入り口開口を設置する場合、下記①から④による。

- ① 出入り口開口は、既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去することにより設ける。この時、開口部上部の壁梁せいを低減することを併用してもよい。
- ② 出入り口開口左右の耐力壁の長さは、原則として600 mm以上とする。
- ③ 出入り口開口上下の壁梁となる部分には、所要の横筋と縦筋を配置する。
- ④ 出入り口開口の鉛直縁には、所要の曲げ補強筋を配置する。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

- ① 開口部の大きさは、一つの住戸の内法面積の 1/2 程度以下とする。
- ② 開口部位置は、けた行方向壁梁および張り間方向戸境耐力壁面および妻側耐力壁面より 1m 程度の範囲以外の部分とする。なお、戸境耐力壁側は、隣接スラブの主筋の定着長さが確保できる部分を残すことでもよい。
- ③ 開口部は、原則として平面的に隣接した住戸で設けないこととする。
- ④ 開口部周囲には、所要の補強筋を配置する。

(6) 戸境壁開口設置と戸境床スラブ開口設置

- ① 同一住戸において、戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口を設けない。
- ② 同一住棟で戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブ開口設置を行う場合は、開口部は平面上および立面上釣合いよい配置とすることを原則とする。

(7) 床スラブの付け替え

- ① 同一住棟において、新たな床スラブによって、設計用地震力の増大を防ぐため、既存床スラブの付け替えもしくは、1 階木造床スラブの付け替えを原則とする。
- ② 新たな床スラブを設置する壁もしくは基礎梁は 180 mm 以上の厚さとする。

(8) 基礎梁の補強

- ① 基礎梁の許容曲げモーメントや許容せん断力を増加する必要がある場合は、壁梁せい低減補強工法に準じて曲げ補強筋およびせん断補強筋ならびにコンクリート断面を増加する。
- ② 基礎梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・基礎梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・基礎梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
- ③ 既存耐力壁・基礎梁接合部と増打ちした耐力壁・基礎梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。

1. 躯体改造に際しての構造計画

中層壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、対象住棟の構造特性（設計年度、コンクリートの設計基準強度、壁厚・壁量・平均せん断応力度規定値と余裕度）ならびに耐久性に関わる劣化状況を把握した上で、改造後の住棟が 3.2 に記載の構造性能を確保できるように改造項目や改造範囲を検討する。

改造に伴う補強範囲や補強量が可能な限り過大とならないよう、改造項目をいくつか選定し補強量や補強範囲の程度を概略検討することも必要である。

2. 改造後の建物の重量増加回避の原則

本指針においては、3.2 に記載のように改造後の建物の主要構造部材（耐力壁、壁梁、小梁、基礎梁、スラブ、基礎スラブ、パイルキャップをいい、以下同様とする）は、設計当時の法・令・告示等に規定されている荷重および外力とその組合せによる長期および短期に生じる応力に対してそれぞれ長期許容耐力以下、短期許容耐力以下となる構造性能を付与することとしている。また、杭基礎の場合は、長期および短期荷重時の杭に作用する軸方向力が、それぞれ長期許容支持力および短期許容支持力以下となることを確認する必要がある。

したがって、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことが補強量や補強範囲の低減に繋がることから、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことを原則としている。各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増加する場合は、より詳細な

検討を行うことが必要である。

3. 本指針が対象とする躯体改造項目と構造計画に際しての構造規定

本指針が対象とする既存壁式 RC 造住棟の躯体改造項目は、本文 3. (1) から (6) に記載した項目に限定している。なお、基礎梁の補強は本指針が対象としている躯体改造項目ではないが、本節(1) から(7)の躯体改造に伴い基礎梁の補強が必要となる場合も想定されることから、本節に記載している。

各改造項目の構造計画に際しての構造規定は、本文に記載の通りである。以下に、各構造規定の背景を概説する。なお、本文に記載の構造規定は、詳細な構造解析や実験等を行わない範囲で改造構造計画をする場合を記載している。したがって、本文に記載の構造規定を満たさない場合は、詳細な構造解析や必要に応じて実験等を行い、3.2 に記載の構造性能が確保できることを確認する必要があることに留意されたい。

(1) 壁梁せいの低減に関する構造規定

① せい低減の壁梁の数を各階各方向の壁梁数の 1/2 以下とする規定

せいを低減し所要の補強筋を配置し側面を増打ちした壁梁(以下、せい低減補強壁梁という)は、既存部分や耐力壁との接合部分の一体化を十分検討し施工しても最終的には、若干のずれ変形や回転変形が生じるのは許容せざるを得ないと考える。したがって、せい低減補強梁は各階各方向とも出来る限り少ないのが望ましいが、改造計画の自由度を確保する意味から、工学的判断より 1/2 以下としている。

② せい低減壁梁のせい 450 mm 以上の規定

せい低減壁梁のせいを 450 mm 以上としたのは、「壁式鉄筋コンクリート造関係設計規準集・同解説」^{3.5)}によっている。せいを 450 mm 以下とする場合は、一部の壁梁に限定するとともに、せいは 350mm 以上とする^{3.5)}。

壁式 RC 造建物が過去の多くの被害地震においても殆ど被害がないことの要因の一つとして、高い水平剛性とほぼ自重に近い水平耐力を有していることによっている。壁式 RC 造の高い水平剛性は、壁量の確保と耐力壁の頂部や脚部同士を連結する壁梁や基礎梁の剛性確保が重要である。

壁梁のせいを低減する場合は、壁梁の両側面に増打ちし所要の横筋(壁梁の横方向の鉄筋で、端部曲げ補強筋と中間部横筋の総称)や縦補強筋(RC 造梁のあばら筋に相当する補強筋をいい、以下同様とする)を追加する必要があるが生じ施工性を考慮すると結果として既存壁梁の厚さが 3 倍程度となり、改造前の壁梁と同程度の曲げ剛性が確保されるのが一般的である。

③ せい低減壁梁に配置する横筋の定着規定

新たに配置する横筋は、当該壁梁が接続する耐力壁・壁梁接合部の増打ち部分に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。所要の直線定着長さは令第 73 条第 3 項により $40d$ (d : 壁梁の横筋の径。異形鉄筋においては呼び名に用いた数値) 以上または、平 12 建告第 1450 号おにより定まる数値以上とする。

なお、増し打ちする耐力壁・壁梁接合部の長さが所要直接定着長さより短い場合、標準フック付き折曲げ定着としても良いが、既存耐力壁・壁梁接合部との接合面での接着強度確保と、ずれ変形および回転変形の抑制のための接合筋の有効配置を考慮し、定着基点より直線部の長さは $30d$ 以上とする。詳細は、本指針 5.1 による。

④ 増打ち部の面粗しとずれ変形・回転変形の防止のための規定

せい低減壁梁は、最大耐力時において計算された曲げ強度とせん断強度を発揮することが必要で

ある。したがって、水平荷重時において、既存部分と増打ち部分との接合面におけるずれ変形や、当該せい低減補強壁梁が支持される耐力壁・壁梁接合部との接合面でのずれ変形や回転変形が生じないようにすることが重要である。最大耐力時までのずれ変形や回転変形を極力小さい範囲内に留めるためには、接合面の面粗しや接合面に配置する接合筋を適切な位置と適切量配置することが重要であることから、本規定を設けている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口新設に関する構造規定

旧耐震基準に基づいて設計し建設された壁式 RC 造住棟は、階段室形式が殆どであり、また張り間方向の長さも 6 m 前後となっているものが多い。これらの住棟の張り間方向の壁量は、張り間方向の建物長さが短いものの住戸の専用面積が 40～50 m² 程度と小さいこともあり、壁量も規定値に対して十分余裕があり、構造耐震指標も高いと考えられる。しかしながら、各階の戸境耐力壁の全てに出入り口開口（内法長さ 2,000 mm，内法高さ 2,000 mm 程度の開口）を設けると、規定壁量を下回ることも想定されるので十分留意する必要がある。また、開口を新設することで、地震時に無開口の耐力壁構面への応力伝達が生じるため、必要に応じて当該床スラブで応力伝達ができるかどうか設計検討する必要がある。

以下に、本文 3. (2) の①～⑦の構造規定の背景を記載する。

① 出入り口開口の大きさ構造規定

改造後の住棟においても、設計当時準拠した規準の規定壁量や平均せん断応力度の数值規定を満たすこととしていることから、張り間方向戸境耐力壁への開口設置の大きさは通常のドア開口程度とすることを原則とした。

② 両端に直交壁を有する 1 枚の戸境耐力壁に出入り口開口を 2 つ設ける場合の構造規定

両端に直交壁を有する一枚の戸境耐力壁に出入り口開口を 2 つ設ける場合、開口間の壁を耐力壁として算入するために必要な開口間の水平縁間距離を両開口部の内法高さの内の大きいほうの高さの 1.5 倍以上としたものである。開口部の水平縁間距離が内法高さの高い方の開口部の高さの 1.5 倍未満の場合は、両開口部間の壁は壁量算定上無視することとする。

③ 開口縁と直交壁面との水平距離 600 mm 以上の構造規定

開口部横の壁も耐力壁としての長さや剛性を確保するため、開口部の高さの 30% 以上の水平縁間距離を確保することとし、出入り口開口部の高さを 2,000 mm と想定し 600 mm と規定している。

④ 戸境耐力壁に設ける出入り口開口の高さ方向の配置と開口部間の水平投影縁間距離の構造規定

同一構面の戸境連層耐力壁の各階に出入り口開口を設ける場合、開口部間に応力集中が生じ易く詳細な検討が必要となるが、詳細な検討を行う必要のない水平投影縁間距離として、出入り口開口の内法高さ以上としている（解説図 3.3.3 参照）。

⑤ 最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合、および、開口を上下方向に連続して設ける場合の開口部上部の短スパン壁梁のせいと配筋量に関する構造規定

最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合、開口部上部は短スパンの壁梁となることから、長期荷重時および短期荷重時応力に対して許容応力度設計を行い、所要の曲げ補強筋とせん断補強筋を配筋することとするものである。また、壁梁のせいを 450 mm 以上としたのは、3. (1)②と同じである。

⑥ 出入り口開口部周囲の所要曲げ補強筋配置に関する構造規定

開口部周囲には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じることから、これに対して

補強する必要があることとしたものである。また、令第 78 条の 2 において、耐力壁の開口部周囲および端部ならびに隅角部には径 12 mm 以上の補強筋を配置する必要があるとしている。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置に関する構造規定

旧耐震基準の壁式 RC 造住棟の妻壁には、開口部が設けられていないのが一般的である。妻面の耐力壁に窓（内法高さ 1000 mm×内法長さ 1,200 mm 程度）を設ける場合の構造規定を、戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合の構造規定に準じて規定したものである。

① 開口部の内法高さ 1.0 m 以下とする構造規定

令第 78 条の 2 第 1 項第 2 号によれば、「開口部周囲には径 12 mm 以上の補強筋を配置すること」と規定されており、同第 2 項第 2 号によれば、「その端部および隅角部に径 12 mm 以上の鉄筋を縦に配置すること」と規定されている。一方、設計当時の「壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」や UR 建築構造設計要領によれば、開口部の内法高さ h_0 が 1 m を超える場合は上記よりも多くの補強筋を配筋することが記載されている。新設する改造に伴う補強筋量が多くなること避けるために妻側耐力壁に設ける開口は、内法高さを 1.0 m 以下とすることとしたものである。

② 開口部内法長さを 1.2m 程度以下とする構造規定

開口部を設ける張り間方向の妻壁の長さは通常 6 500mm 程度と小さいこと、および直交壁が両端部と中間部に取り付いていること、ならびに新設開口部端から直交壁までの長さを 1m 程度は確保しておくことを考慮し窓開口としての最少長さの 1.2m 程度を内法長さとした。

③ 妻側耐力壁に各階同一位置に窓開口を設置する場合の留意事項

妻側耐力壁に各階同一位置に同一の大きさの窓開口を設ける場合は、開口部上下の部分を壁梁にモデル化し鉛直荷重時および水平荷重時応力を算定し許容応力度設計を行う。

(4) けた行方向への出入り口開口設置に関する構造規定

改造対象住棟のバリアフリー化を図るため、住棟北側にエレベーター棟や外部廊下を新設し、新設した廊下より直接住戸に入るには北側構面の開口部を大きくして出入り口を設ける必要がある。以下に①から④の構造規定の背景を記載する。

① 出入り口開口寸法に関する構造規定

階段室型式の壁式 RC 造集合住宅の北側構面は、一般的に窓開口と便所や浴室の小さな窓開口が設けられている。北側構面に玄関用の出入り開口を設ける場合は、改造に伴う補強範囲や補強量ができる限り少なくするのが望ましいことから、出入り口開口は既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去して設けるのがよいとしたものである。なお、この時、開口部上部の壁梁のせいを低減することを併用してもよいが、せい低減壁梁の構造規定は、本文 3. (1) による。

② 出入り口開口左右の耐力壁の長さに関する構造規定

耐力壁として考慮できる長さは 450 mm 以上であるが、学会壁式 RC 造設計規準では、耐力壁の長さは 450 mm 以上かつ隣接する開口部の内法高さの 30%以上としていることを考慮し、新設する出入り口開口の内法高さが 2,000 mm であるので、その 30%は 600 mm となる。なお、出入り口開口左右の耐力壁の長さが 450 mm 以上 600 mm 未満の場合は、水平荷重時にせん断変形よりも曲げ変形が卓越することから応力解析を平均せん断応力度法ではなく、曲げ・せん断変形を考慮したラーメン解法によることとする。

③ 新設出入り口開口上下の壁梁として所要補強筋量配置に関する構造規定

北側構面に各階同一位置に出入り口開口を設けた場合、当該開口部上下の部分は壁梁として所要

の構造性能を付与する必要がある。したがって、長期荷重時応力および短期荷重時応力に対して、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下となることを確認するものとする。

④ 新設出入口開口の鉛直縁に所要の曲げ補強筋配置に関する構造規定

新設出入口開口縁は耐力壁の鉛直縁となることから、令第 78 条の 2 および設計当時の学会壁式 RC 造設計規準に基づいて所要の曲げ補強筋を配置することとしたものである。

(5) 戸境床スラブ開口部設置に関する構造規定

上下 2 戸 1 化による空間拡大（メゾネット住宅化）を行うために戸境床スラブ（2 階から最上階の床スラブをいい、1 階床スラブと屋根スラブを除く）に開口を設ける場合の構造規定①から④の背景を以下に概説する。

① 開口部の大きさを 1 住戸の内法面積の 1/2 以下とする構造規定

戸境床スラブに設ける開口の大きさは、剛床仮定が成立する範囲内で行うのが耐震安全性確保の面からも合理的である。本指針においては、1 住戸の内法面積の 1/2 程度以内であれば、剛床とみなしてよいとした。ただし、開口部周囲の部分でせん断力の伝達が必要な場合は、その検討を行うものとする（参考資料 1 参照）。

② 戸境床スラブに設ける開口部と壁梁側面・耐力壁側面までの寸法に関する構造規定

スラブ筋の定着確保と壁梁の面外剛性を確保するために、下記の(a) および(b) を満たす寸法を確保する（解説図 3.3.2）。

(a) 片持ちスラブであるバルコニー側は耐力壁および壁梁側面より 1 m 以上

(b) 上記以外の面は耐力壁および壁梁側面より 0.5 m 以上

③ 戸境床スラブに設ける開口部の配置に関する構造規定

張り間方向地震時に妻側や戸境耐力壁に地震力がスムーズに伝達できるよう、工学的判断として本構造規定を設けたものである。

④ 戸境床スラブに設ける開口部周囲の所要の補強筋量配置に関する構造規定

戸境床スラブの新設開口部周囲には、開口部を設けることにより切断された鉄筋量以上の補強筋量を配置するものとする。

(6) 戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブの開口設置に関する構造規定①および②

同一の住戸においては、地震時における建物の複雑な挙動を防止する面から戸境床スラブ開口と戸境耐力壁開口を設けないこととしている（解説図 3.3.4）。

同一住戸において、床開口と壁開口を行う場合は、立体解析を行う等詳細な検討を行う必要がある。

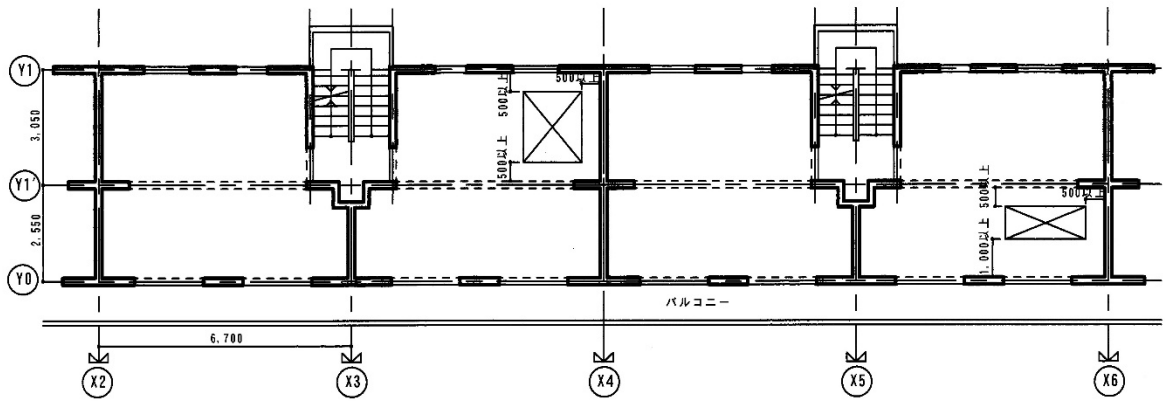
(7) 床スラブの付け替えに関する構造規定

① 新たな床スラブによって地震力の増加が無いように注意すること。

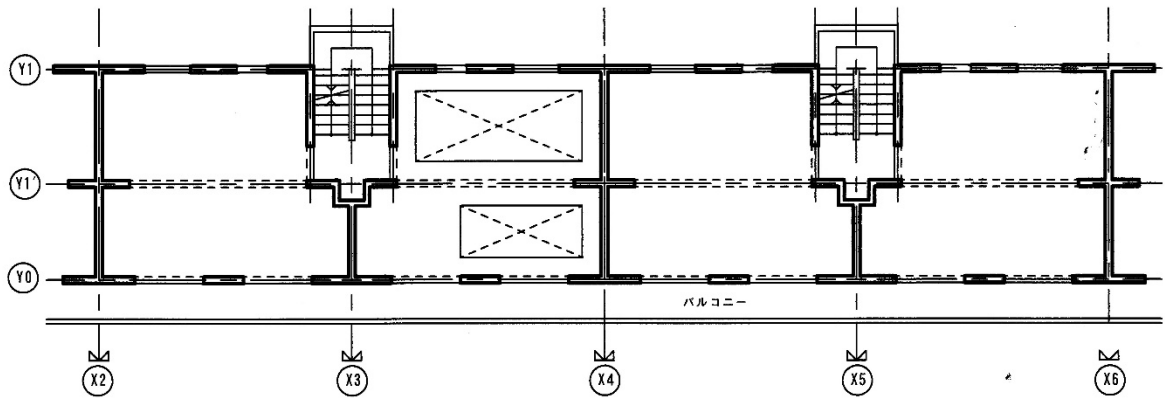
② 新たな床スラブを設置する壁もしくは基礎梁は定着筋を接合するため、180 mm以上の厚さがあることを原則とする。

(8) 基礎梁補強に関する構造規定

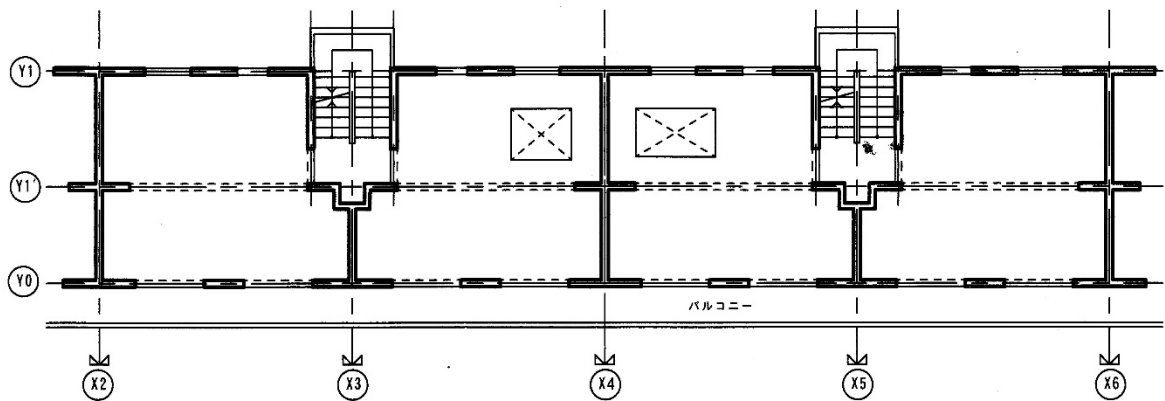
本文①から③の構造規定は、壁梁せい低減に関する構造規定の背景と同様である。



解説図 3.3.1 許容される戸境床スラブ開口設置例

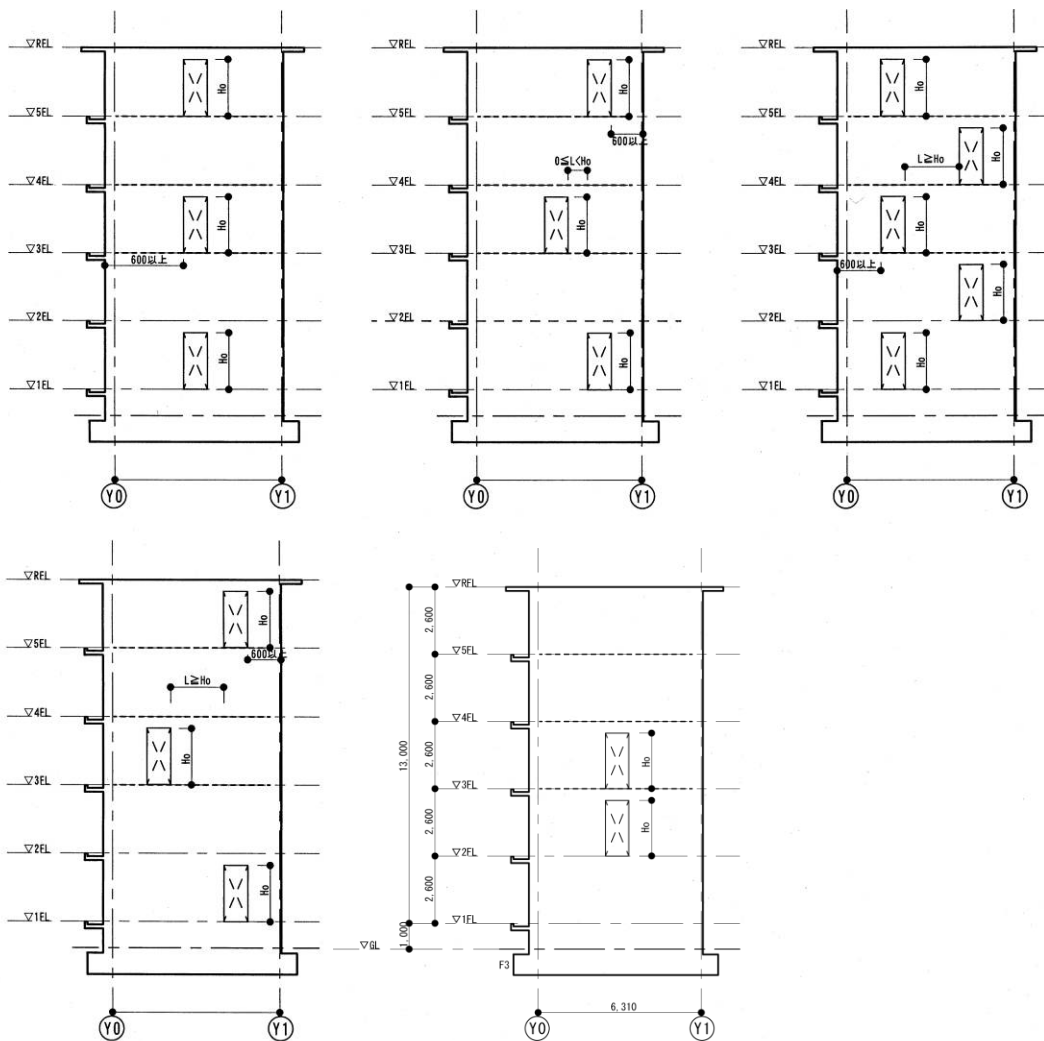


(a) 1 住戸の内法面積の 1/2 を超える床開口部

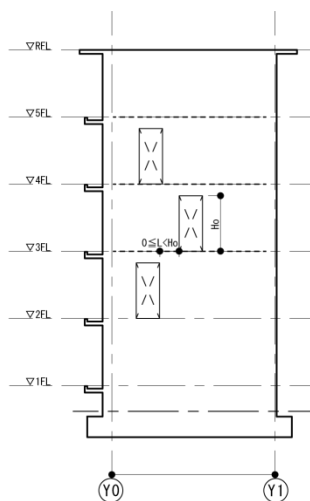


(b) 隣接する住戸での床開口

解説図 3.3.2 許容しない戸境床スラブ開口設置例



(a) 許容する戸境耐力壁への出入り口開口設置の例

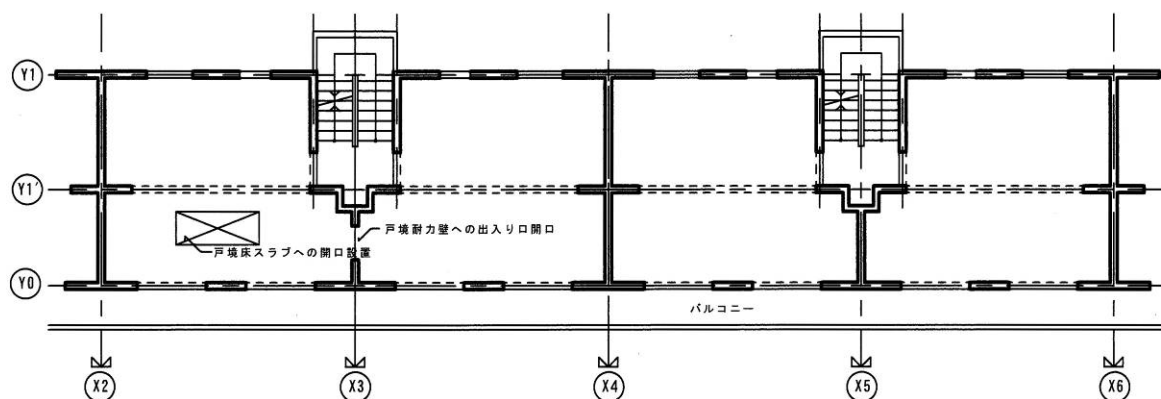


(イ) 水平投影縁間距離 < 規定値

(b) 許容しない戸境耐力壁の出入り口開口例

記号
 H_0 : 開口の内法高さ
 L : 開口際間の長さ

解説図 3.3.3 戸境耐力壁出入り口開口



解説図 3.3.4 許容しない戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口設置例

参考文献

- 3.1) 「建築物の安全性及び市街地の防災機能の確保等を図るための建築基準法等の一部を改正する法律等の施行について（技術的助言）」（別添 2）「全体計画認定に係るガイドライン」（H17.6.1 国住指第 667 号，令和元年 6 月 24 日一部改正）および「全体計画認定に係るガイドラインの一部改正について」（H20.4.17 国住指第 225 号）
- 3.2) 横浜市：建築基準法令第 12 条 5 項の報告による建設当時の適法性の証明
- 3.3) 日本建築防災協会：既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法，2005.7
- 3.4) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針，2008.8
- 3.5) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12

第4章 住棟全体の検討

4.1 検討方針と方法

4.1.1 構造規定の確認と構造性能の検証

躯体改造を行う住棟の構造性能の検証については、下記(1)の構造規定の確認および(2)の構造性能の検証を行うこととする。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

改造後の建物の各階の壁量が規定値を満たすこと。また、建設当時の設計用地震力を用いた時に各階の耐力壁に生じる平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ が規定値以下であること。

(2) 構造性能の検証

i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認は、建設当時の許容応力度計算により行う。

ii) 安全性の確認は、耐震診断法によって $I_s \geq I_{s0}$ であること、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により確認する。

・改造住棟の躯体改造に際しての構造健津方針と方法

現場打ち壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、構造規定を満たすことの確認と構造性能の検証を行うものとする。以下に、解説する。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

本指針に基づく躯体改造後の住棟については、壁式鉄筋コンクリート造としての壁量の規定値を満たすことおよび、建設当時の設計用地震力を用いた時の各階の平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ が規定値 $\bar{\tau}_0$ 以下であることを確認する。なお、 $\bar{\tau}_0$ の規定値は、URの壁式鉄筋コンクリート造の構造設計要領の変遷とともに解説表 4.1 のとおりである。

躯体改造後の壁量の算定においては、耐力壁に新設開口を設けた場合の上部の耐力壁については全て壁量に有効として良いこととする。これは開口の大きさが 2m 程度以下と限定されていること、および開口周囲の残存壁長さが 450mm 以上確保されていることから、残存するすべての壁が構造耐力上有効に機能すると判断されるからである。

これらの規定を満たさない躯体改造を行う場合は、本指針によらず現行の壁式鉄筋コンクリート造に関する告示あるいは限界耐力計算にて検証を行うこととする。

解説表 4.1 UR の壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計 要領等 構造諸元	階数が 5 の壁式鉄筋コンクリート造 共同住宅実施要領 (s 34.12.16 官指 発第 42 号)		壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同 住宅について (S40.8.9 住指東 第 99 号)		建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5		壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同 住宅設計要領・改 訂案 (s45.3.17 審 査報告)		建築構造設計要領 S58.3	
	地上階数	5		5		5		5		5
コンクリートの 設計基準強度	150kg/cm ²		165kg/cm ²		180kg/cm ²		同左		同左	
壁梁の短期せん断力の 割増し係数 n	$n = 1.0$		$n = 1.0$		$n = 1.0$		$n = 1.5$		$n = 1.5$	
壁量	15cm /m ²		同左		同左		同左		同左	
耐力壁の平均せん断 応力度 τ_0	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²
	5	1.66	5	1.33	5	1.33	5	1.33	5	1.33
	4	2.67	4	2.22	4	2.22	4	2.22	4	2.22
	3	3.42	3	3.33	3	3.33	3	3.33	3	3.33
	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※1)※2)※3)	5.4 階	2-12 ϕ	5.4 階	2-13 ϕ	5.4 階	同左	5 階	1-16 ϕ	5 階	1-16 ϕ
	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ
	1 階	2-16 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※2)※3)	5.4 階	1-12 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ
	3.2 階	2-12 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	同左
	1 階	2-12 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階 ^{※4)}	2-16 ϕ	1 階	2-16 ϕ

※1) 厚さが 18cm 未満の最上階の耐力壁でこれに直交する耐力壁がある場合は「2-」を「1-」とすることが出来る。

※2) S.34 年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

※4) 開口内法高さによる曲げ補強筋量の規定がないことから、当時の図面に記載の「2-16 ϕ 」としている。

(2) 構造性能の検証方法

構造性能の検討方法としては、i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認については、建設当時の許容応力度計算によって良い事とする。即ち、各階の地震力は、建設当時の震度法により中層壁式構造の場合は全層 0.2 以上として計算してよいこととする。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、UR は昭和 40 年以降「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建について (昭和 40 年 8.9 住指東第 99 号)」に基づき設計を行っている。また、昭和 58 年には建設省告示 (第 1319 号) とともに告示に基づく設計施工指針が (財) 日本建築センターから発刊されており、上記要領と併用して使われるよう

になっている。

従って、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算書が無い場合には当時の設計基準を確認する必要があり、解説表 4.1などを参考にする。

なお、検討に用いる材料の許容応力度は、建設当時の数値を用いることとする。

ii) の大地震時の安全性の検証は、耐震診断、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行うこととする。壁式鉄筋コンクリート造は規定の壁量を確保しておけば、耐震計算ルート 1 を満たすことから大地震時の安全性に関しては特に問題となることは無いと考えてよい。本指針においては、躯体改造後も規定壁量を確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断にて耐震安全性を評価することとする。なお、壁式 RC 造建物に関する耐震診断基準によらない場合は、保有水平耐力計算など適切な手法によって確認する。

4.1.2 解析モデルを用いた構造性能の検証

4.1.2.1 架構のモデル化

1. 建物全体をモデル化する際は、原則として非線形荷重増分解析法とし、適切な部材モデルおよび架構モデルを用いる必要がある。
2. 耐力壁の 1 本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合は、耐力壁の重心位置で線材置換する。
3. 開口付き耐力壁をモデル化する際には、モデル化手法により解析結果が異なるため、留意する必要がある。
4. 連層耐震壁を耐力壁の 1 本柱置換モデルで平面解析する場合、隣接する直交部材による曲げ戻し効果を適切に考慮する。
5. 建築物各部の固定荷重は令第 84 条によるほか、当該改造部分の実況に応じて算定する。
6. 建築物の積載荷重は令第 85 条によるほか、改造後の建築物用途や平面計画の変更に即して適切に設定する。
7. 損傷制御性に対する検討を行う際に用いる設計用地震力分布は、建設当時の地震力分布としてよい。

(1) 架構のモデル化

- ① 原則として壁梁、基礎梁、耐力壁並びにスラブ等の部材から構成され直交部材の効果を適切に考慮した平面架構を連成した擬似立体モデルによる。
- ② 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。戸境耐力壁に新たに開口を設置した場合は部材断面の重心が部材芯と大きく異なる場合があるため線材置換し、モデル化された部材は各部材重心に配置する。
- ③ 戸境耐力壁に新たに開口を設置し、開口上部を壁梁部材としてモデル化する場合、この新たに設置された壁梁部材により左右の耐力壁に生じる変動軸力を考慮することが望ましい。
- ④ 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ⑤ 危険断面位置は剛域端とする。
- ⑥ 各階は剛床と仮定する。
- ⑦ 建築物に加える水平荷重の分布は「4.3.2 地震力の算定」に基づき算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。

(2) 開口付き耐力壁のモデル化

図 4.1.2.1 のような開口付き耐力壁をモデル化するには、耐力壁の取り扱いに留意する必要がある。図 4.1.2.1 の耐力壁を 1 本柱置換とする際に開口のある 1 枚の耐力壁とした場合（図 4.1.2.2）と、小さな 3 枚の耐力壁と 2 本の壁付き梁とした場合（図 4.1.2.3）では、部材の剛域長が大きく異なるために解析結果に差が生じるため実況に応じて適切にモデルの選択を行う必要がある。なお、図 4.1.2.2 のモデル化の際の剛域端を隣接する開口端部まで延長した場合（図 4.1.2.4）については、図 4.1.2.3 の剛域長と近づき、開口付きの 1 枚耐力壁とした場合と小さな 3 枚の耐力壁とした場合の解析結果の差は小さくなる（図 4.1.2.5）。

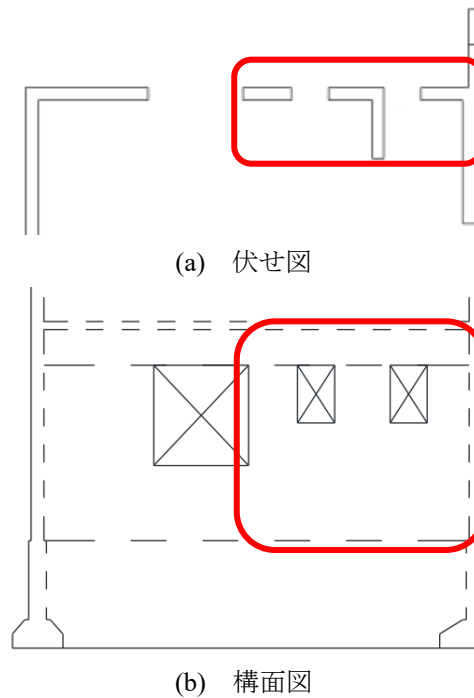


図 4.1.2.1 開口付き耐力壁部分

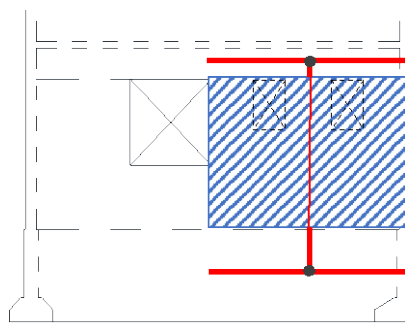


図 4.1.2.2 1 枚の有開口壁
とした場合のモデル図

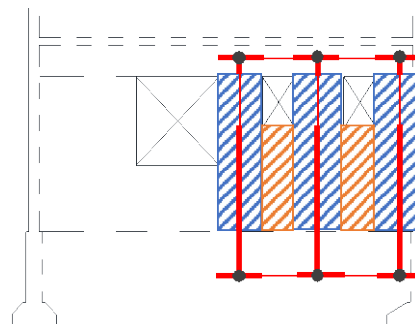


図 4.1.2.3 複数の小さい耐力壁と壁梁
とした場合のモデル図

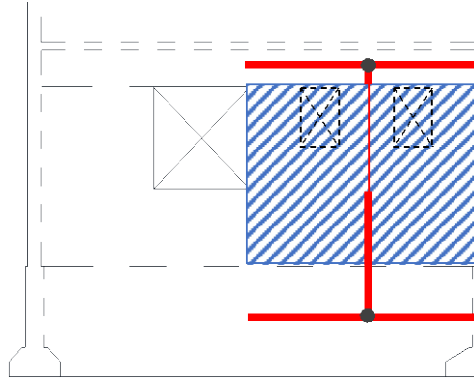


図 4.1.2.4 1 枚の有開口壁とし剛域端を隣接する開口端にした場合のモデル図

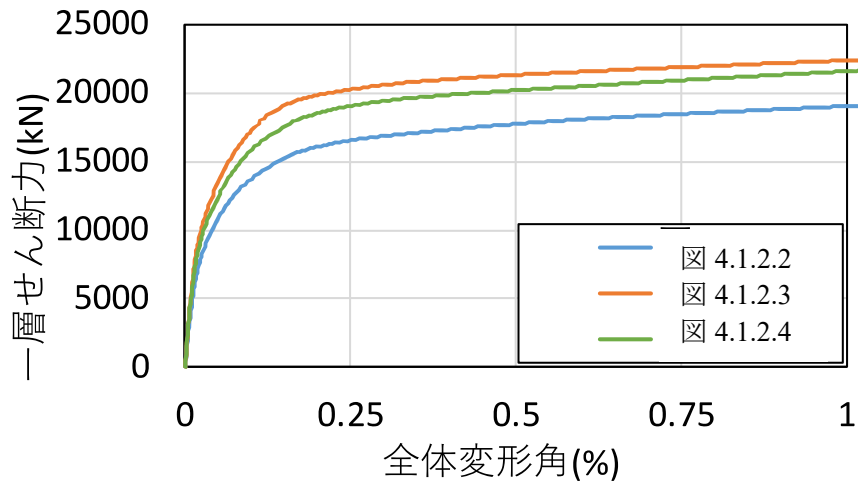


図 4.1.2.5 各モデル化手法を用いた際の荷重変形関係比較

(3) 直交壁の曲げ戻し効果のモデル化

耐力壁の1本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合、一般に開口の少ない張間方向については、直交壁の曲げ戻し効果を適切に評価する必要がある。

壁式 RC 規準^{4,7)}に基づき耐力壁の1本柱置換モデル化をする場合、耐力壁長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部に曲げ・せん断・軸ばねを有した線材からなる部材として解析を行うことになるが、張間方向の解析を行う場合は、以下の項目を満たす柱を各構面の両端に設定する。

①梁とピン接合とする。

②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する。

③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。

④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。

⑤引張終局耐力は対象部材引張側に隣接する壁付き梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2)せん断終局耐力 (3)隣接する壁の軸強度 の最小値とする。

⑥対象部材引張側に隣接する直交方向壁梁が対象の耐力壁両側にある場合は、両側の壁梁からせん断力を算定し合算する。

(4) 建築物各部の固定荷重

改造住棟の固定荷重の算定に際しては令第84条によるほか、実況に応じて算定することを原則とする。すなわち、改造後のプランや利用用途に応じて固定荷重や仕上荷重を適切に設定することとする。なお、これまでの修繕履歴において、屋根の外断熱改修などを行っている場合は固定荷重や仕上げ荷重が増加していることが多いので注意する。

(5) 建築物各部の積載荷重

躯体改造後の積載荷重についても令第85条によるほか、上記1.に準じて実況に応じて適切に設定する。

(6) 設計用地震力分布

損傷制御性に関する設計用の地震力については、建設当時のものを採用することにする。すなわち、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ としてよい。

4.1.2.2 部材のモデル化

(1) 復元力特性

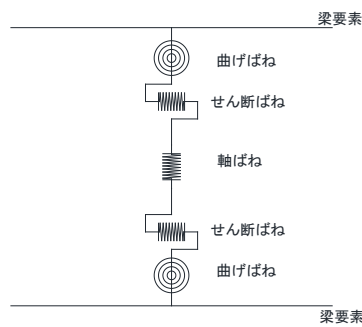
壁梁部材を1本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は1本柱置換によりモデル化する。この時、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。(図4.1.2.6参照)

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし、引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。(図4.1.2.7参照)

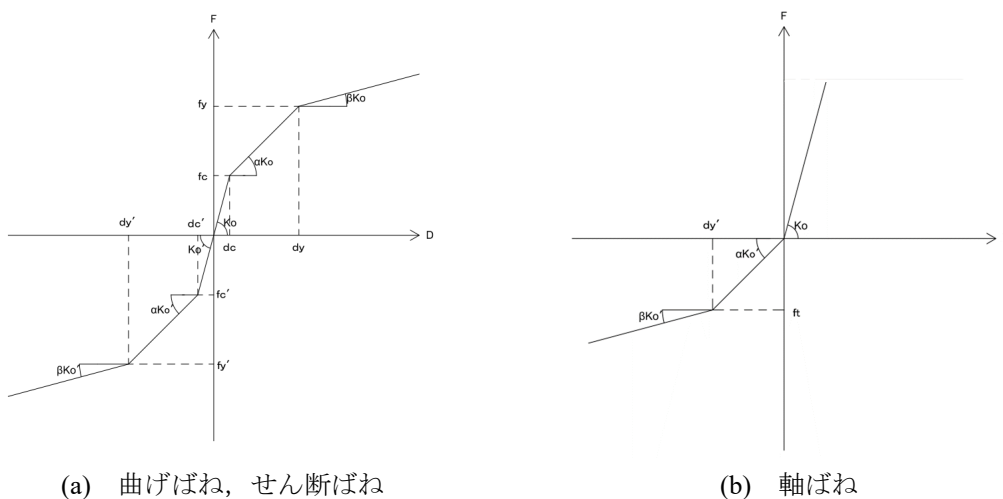


(a) 壁梁のモデル化



(b) 耐力壁のモデル化(1本柱置換モデル)

図4.1.2.6 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図4.1.2.7 ばねモデルの骨格曲線

(2) 部材の強度等

1) 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

○初期剛性

a) 曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 0.5 (\text{隣接する開口あり}) \text{ の場合} \quad (4.1.2.9)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 1.0 (\text{隣接する開口なし}) \text{ の場合} \quad (4.1.2.10)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.1.2.11)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (4.1.2.12)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (4.1.2.13)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

l : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

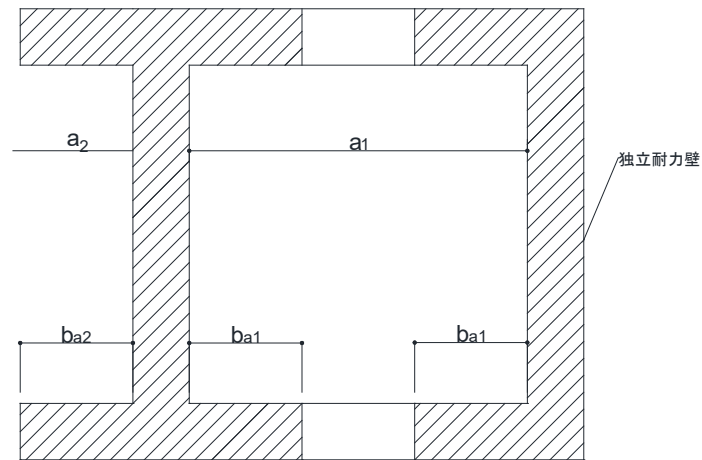


図 4.1.2.8 直交壁の協力壁

b)せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.14)$$

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で, $\nu = 0.2$ とする.

κ : せん断形状係数で壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}では 1.2 とするが部材形状が複雑な場合, 下記の算定方法において算定を行う.

・せん断形状係数 κ

せん断形状係数 κ は下式により算定する。

両側直交壁付き耐力壁の場合は、耐震性能評価指針^{4.2)}の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (4.1.2.15)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right) \quad (4.1.2.16)$$

$$u : \frac{l_w}{l_w + \Sigma D}$$

$$v : \frac{t_w}{b}$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, b : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣD は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

片側直交壁付き耐力壁の場合は、文献 4.3)の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(e_1+\frac{1}{2}\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (4.1.2.17)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(\frac{1}{2}+\beta-e_1\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (4.1.2.18)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (4.1.2.19)$$

$\alpha : t/B$

$\beta : l_w/D$

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, B : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

$$e_1 : \frac{e}{D} = \frac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}$$

e : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

$$y_1 : \frac{1}{2} - e_1$$

$$y_2 : \frac{1}{2} + \beta - e_1$$

$$y_3 : -\left(\frac{1}{2} + e_1\right)$$

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 κ の算定結果と α , β , ν , u の係数の関係を図 4.1.2.9, 4.1.2.10 に示す。

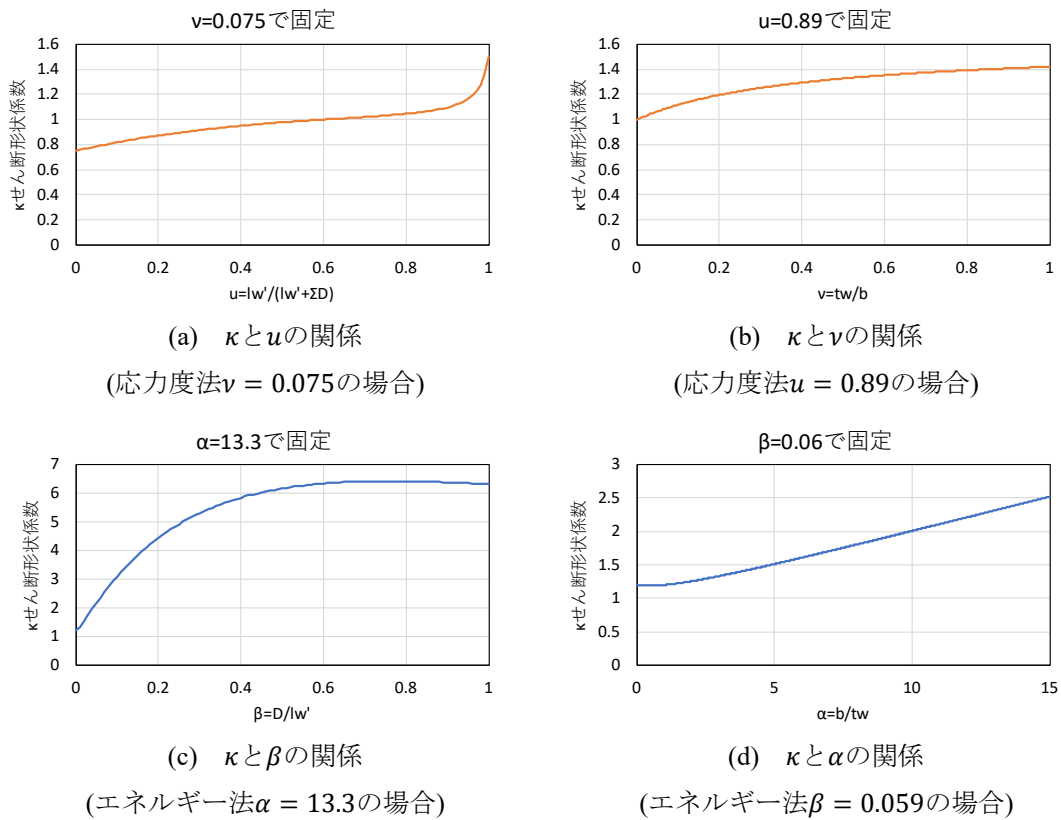


図 4.1.2.9 せん断形状係数 κ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

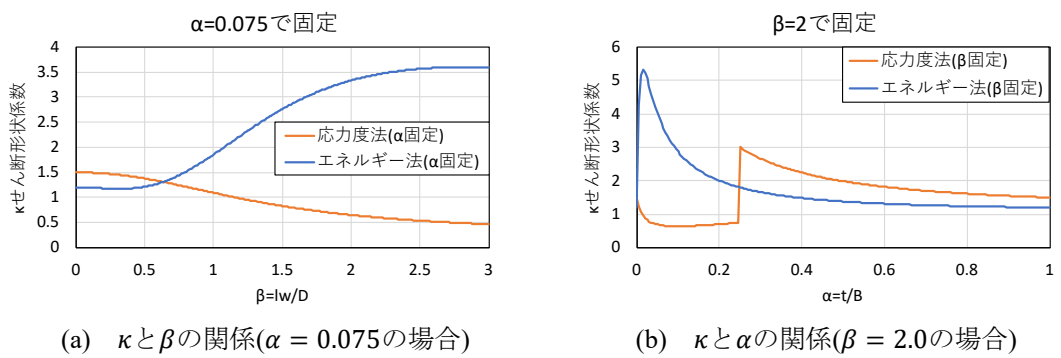


図 4.1.2.10 せん断形状係数 κ (片側直交壁付き耐力壁の場合)

○軸剛性

a)軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1.2.20)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

b)軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1.2.21)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による.

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (4.1.2.22)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む.

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む.

L : クリアスパン(mm)

○ひび割れ強度

a) 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.23)$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数(mm^3)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(9.4.13)によるものとする。

σ_t : 既存コンクリートの曲げ引張強度($= 0.56\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_o : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm^2)

・せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} t l / \kappa \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.24)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (4.1.2.25)$$

σ_t : 既存コンクリートの引張強度($= 0.31\sqrt{\sigma_B}$)(N/mm^2)

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm^2)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

κ : せん断形状係数で 1.5 とするが部材形状が複雑な場合、前述したせん断形状係数の算定方法に従って算定を行う。

○剛性低下率

a) 曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は文献^{4.4)}に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{EI_e \varepsilon_y} \quad (4.1.2.26)$$

wM_y ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている^{4.4)}。

C_n ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

ε_y ：同上鉄筋の降伏ひずみ

E ：既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e ：耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(4.1.2.13)によるものとする。

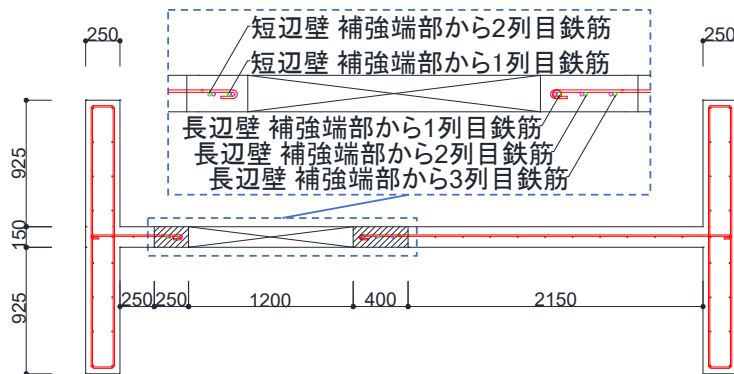


図 4.1.2.11 補強端部からの鉄筋列数

b) せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (4.1.2.27)$$

p_w ：壁横筋比

σ_y ：壁横筋の降伏強度(kg/cm²)

F_c ：既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

○終局強度

a) 曲げ終局強度

曲げ終局強度は、靱性保証型耐震設計指針^{4.5)}に従って算定する。鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。
(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- E) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \Sigma A_{st} \sigma_{st} (d - g) + \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} (g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.28)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_n は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\Sigma A_{st} \sigma_{st} = \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.29)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1x_n/2)\sigma_{av}bx_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.30)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

軸力 N が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.31)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.32)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.33)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003になるものと仮定して、その場合に算出される M_u を壁の終局モーメントとする。

b)せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{4.6)}に従い下式により算定する.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.34)$$

t_e : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを 1 とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの 1.5 倍以下とする. ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする.

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

a_t : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む.
(mm^2)

p_{wy} : t_e を厚さと考えた場合の横補強筋(= $a_w/t_e s$)

a_w : 1 組の横補強筋の断面積(mm^2)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm^2)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm^2)

$\frac{M}{Q \cdot l}$: シアスパン比(1 未満の場合は 1 とし、3 を超える場合は 3 とする.)

c)軸強度

軸引張強度は以下の式で算定する.

$$N_{ut} = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (4.1.2.35)$$

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm^2)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む. ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの 6 倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする.

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm^2)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm^2)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む.

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm^2)

軸圧縮強度は以下の式で算定する.

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (4.1.2.36)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む.

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)

a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む.

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

2) 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

○初期剛性

a)曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.37)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.1.2.38)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (4.1.2.39)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \begin{cases} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{cases} \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (4.1.2.40)$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

b)せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.41)$$

G : せん断弾圧性係数(N/mm^2)で, $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする.

A : 壁梁のせん断剛性検討用断面積(mm^2)で $A = b \cdot D$ とする.

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で, $\nu=0.2$ とする.

κ : せん断形状係数で, T型断面の場合は 1.2, 長方形断面の場合は 1.5 とする.

・ ひび割れ強度

・ 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式規準^{4.1)}に従い下式により算定する.

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.42)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし, 協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する. 協力幅は式(4.1.2.4)によるものとする.

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

・ せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{9.4)}に従い下式により算定する.

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.43)$$

τ_{scr} : 既存コンクリートのせん断ひび割れ強度(= $0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合 1.5, T形の場合 1.2)

○剛性低下率

a) 曲げ剛性低下率

スラブが圧縮側の場合は以下の式で算定する.

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (4.1.2.44)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{bD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(4.1.2.40)による.

スラブが圧縮となる下端引張時には, RC 規準^{4.7)}に従い, スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(4.1.2.44)より算定して良い. スラブ協力幅は式(4.1.2.40)によるものとする.

スラブが引張側の場合は以下の式で算定する.

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (4.1.2.45)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (4.1.2.46)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{sE}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(4.1.2.40)による。

b)せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献^{4.8)}に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (4.1.2.47)$$

Q_{su} : せん断終局強度(kN)

Q_c : せん断ひび割れ耐力(kN)

γ_u : 終局せん断耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_u = 10\gamma_c$

γ_c : せん断ひび割れ耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_c = \frac{Q_c}{GA}$

G : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm²)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

A : 部材断面積(mm²)

○終局強度

a) 曲げ終局強度

靱性指針^{4.5)}に記載された精算法に従って曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、足し合わせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究^{4.4)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図 4.1.2.12 中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図 4.1.2.12 中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

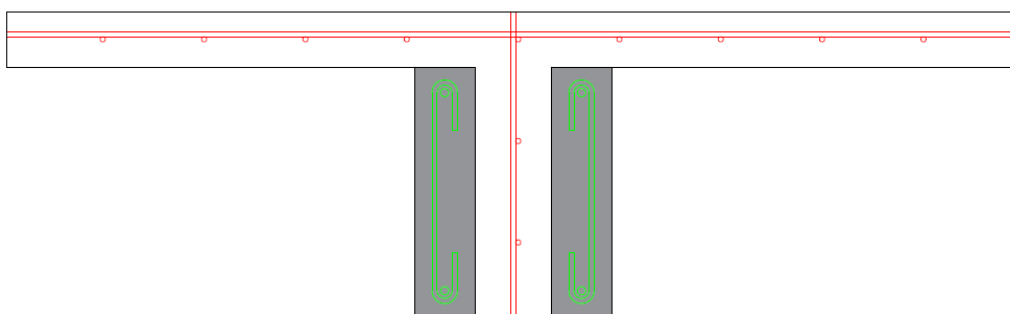


図 4.1.2.12 分割方法

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。
(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

・既存部壁梁の曲げ終局強度 M_{u1}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm})(4.1.2.48)$$

A_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

d_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} : 既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} : 既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n1} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第 2 項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.49)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する 2 次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.50)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\beta_1=0.85 \quad (\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1=0.85-0.05(\sigma_B-280)/70 \quad (280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1=0.65 \quad (\sigma_B > 560\text{kgf/cm}^2)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (4.1.2.51)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.52)$$

となり抵抗モーメントは M_{u1} によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される M_{u1} を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

・補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2}

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.53)$$

A_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm^2)

A_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm^2)

d_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c2} : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n2} : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_{n2} は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st2} \sigma_{st2} = \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.54)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n2} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

σ_{B2} : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm^2)

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \beta_1 (g_2 - \beta_1 x_{n2} / 2) \sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.55)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる.

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} d_2 - \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (x_{n2} - x) dx \quad (4.1.2.56)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し, $M = M_{u2}$ とすると上式は,

$$M_{u2} = A_{st2} \sigma_{st2} d_2 + A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} + \sigma_{av2} b (\beta_1 x_{n2})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.57)$$

となり抵抗モーメントは M_{u2} によって計算することが出来る. 終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が 0.003 になるものと仮定し, その場合に算出される M_{u2} を既存部壁梁の曲げモーメントとする.

補強後の壁梁の曲げ終局強度は, 既存壁梁の曲げ終局強度 M_{u1} と補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2} をそれぞれ算定し, たしあわせることで下式により算定する.

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.58)$$

b)せん断終局強度

スラブが圧縮側の場合のせん断終局強度は技術基準解説書^{4,6)}に従い下式により算定する。

スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.59)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right)$ (%)

p_{we} : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

j : 応力中心間距離 $\left(= \frac{7}{8}d \right)$ (mm)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

スラブが引張側の場合のせん断終局強度は技術基準解説書^{4,6)}に従い下式により算定する。

スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.60)$$

p_{te} : 等価引張鉄筋比 $\left(= \frac{a_t + a_s}{b_e d} \cdot 100 \right)$ (%)

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）

4.2.1 使用材料および許容応力度

1. 躯体改造部分に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、その設計基準強度は既存躯体の設計基準強度以上かつ 21N/mm^2 以上とする。
2. 躯体改造部分に使用する鉄筋は、JISG3112 に定める SD295A, SD295B, SD345 の規格品としその呼び名は原則として D22 以下とする。
3. 通しボルトは JISB1180 に定める六角ボルト（SS400）とする。
4. 既存躯体のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、建設当時の数値を使用する。
5. 使用するあと施工アンカーは平成 13 年国土交通省告示 1024 号で規定されている接着系あと施工アンカー（注入方式カートリッジ型）に限る。

1. 躯体改造部に新たに使用するコンクリートの種別と設計基準強度

躯体改造に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、既存躯体コンクリートの設計基準強度かつ $F_c=21\text{N/mm}^2$ 以上とする。躯体改造部は壁式鉄筋コンクリート造であることから、部材寸法が小さく施工が難しい場合が多いので、施工性を高めるために高流動コンクリートとする

2. 躯体改造部分に使用する鉄筋の種別・径

使用する鉄筋は SD295A/B, SD345 とする。鉄筋径は上部構造では壁式 RC 造であることから D22 程度までとする。なお、基礎梁については耐力壁の厚さより幅が大きいことを考慮し D25 以下としてもよい。

3. 躯体改造部分に使用する通しボルトの種別

梁せい低減梁の耐力壁・壁梁接合部に設置する接合筋に通しボルトを使用する場合、通しボルトには SS400 を用いる。他の定着方法とする場合は別途検討を行う。

あと施工アンカーは現時点では、耐震改修工事にのみ使用可能であることから、本指針においては使用材料から除外している。

4. 既存部分の材料の強度

許容応力度計算におけるコンクリートや鉄筋の許容応力度は年代に従い変遷しているため、既存躯体部分については建設当時の設計基準強度 F_c や鉄筋の許容応力度を用い、改造部分では現行の許容応力度を用いてよいものとする。これらは、耐震診断で使用する鉄筋の材料強度やコンクリート採用強度とは異なることに注意する。

5. あと施工アンカーの強度

計算における許容応力度および材料強度は接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^{4.9)}より以下の表による。

表 4.2.1 安全率を $F_{safe} = 1.5$ とした場合の
あと施工アンカー単体の許容応力度および材料強度

種類 断面の位置	長期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		短期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		材料強度 (N/mm ²)	
	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s
アンカー筋 の断面	$\frac{\sigma_y}{1.5}$	$\frac{\sigma_y}{1.5\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{4.5}$ の のいずれか小 さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{2.25}$ の のいずれか小 さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{1.5}$ の のいずれか小 さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾
コーン状破壊 を生じるコンク リートの断面	$\frac{0.23\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{1.5}$	—
付着破 壊を生じ るコンク リートの 断面	A 類 ²⁾	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{4.5}$	—	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{2.25}$	—	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{1.5}$
	B 類 ²⁾	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{4.5}$	—	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{2.25}$	—	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{1.5}$

〔記号〕 σ_y : アンカー筋の規格降伏点(N/mm²)

F : アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

E_c : アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの静弾性係数(N/mm²)

〔注〕 1): 500 未満の場合は適用外とし, 900 超の場合は 900 とする.

2): A 類は, 基準付着強度を 15 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

B 類は, 基準付着強度を 10 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

4.2.2 応力および変形解析

1. 建物全体の応力および変形解析は、原則として部材の剛性を適切にモデル化した曲げ・せん断・剛域を考慮したフレーム解析とする。
ただし、開口部横の耐力壁の長さが 450mm 以上かつ ℓ/h_0 (ℓ : 耐力壁の長さ, h_0 : 同一の実長を有する部分の高さ) ≥ 0.3 となる耐力壁で構成されている場合の水平荷重時応力の算定は、平均せん断応力度法によってよい。
2. フレーム解析の場合、せい低減壁梁の剛性は適切に評価する。
3. 長期荷重に対する応力解析は、実情に応じて略算によることができる。また、小梁を支持していない内法長さ 2000mm 以下の開口上部の壁梁の鉛直荷重による応力は無視することができる。
4. 開口設置スラブの応力変形解析は、下記 (1) および (2) による。
 - (1) 有限要素法や格子梁解析等の精算法により解析することを原則とするが、通常はその形状および周辺支持条件を考慮し 3 辺固定スラブあるいは片持ちスラブ等として応力と変形を算出してもよい。
 - (2) 片持ちスラブとみなせるスラブについては、常時荷重の 1.6 倍の長期応力に対して設計を行うものとする。
5. 付け替えを行う床スラブは、新たな RC 造床スラブとして許容応力度計算を行うこと。

1. 建物全体の応力および変形解析

改造建物が壁式 RC 造として次の要件を満たしている場合、即ち壁長さが 450mm 以上で、かつせん断変形が卓越する $\ell/h_0 \geq 0.3$ となる耐力壁より構成され、かつ規定壁量を確保していること、および改造後の壁梁や基礎梁の剛性が改造前の壁梁や基礎梁の剛性とほぼ同等である場合には、平均せん断応力度法によって水平荷重時応力を算定しても良いこととした。

なお、壁梁の許容耐力が不足する場合は、その応力を順次耐力壁に曲げ戻して最上階の壁梁または最下階の基礎梁で処理して良いものとする。

2. せい低減壁梁の剛性評価

フレーム解析の場合、改造されたせい低減壁梁は、既存部分とコンクリート強度も鉄筋強度も異なる新設梁との合成梁となるので、その剛性は等価剛性として扱う必要がある。特に、耐力壁の両側に既存梁と梁せい低減梁が取り付く場合は、曲げモーメントが原設計とは大幅に異なることも想定されるので注意が必要である。

3. 壁梁の長期設計

長期荷重時の応力の算定は、改造後の実況に合わせて行うものとする。せい低減壁梁の長期応力の算定に際しては、端部は固定として扱ってよいものとする。また、連層耐力壁に幅 2000mm 以下の出入口開口を適切な離隔を確保し、上下方向に対して千鳥に設けた場合は、スラブの荷重は開口部左右の耐力壁に直接流れるものとして壁梁の鉛直荷重による応力は無視してもよいこととする。ただし、新設開口が各階同一位置に連続するような場合は壁梁応力を適切に算定するものとする。

4. 床スラブ開口に伴う検討

壁式鉄筋コンクリート造の場合床スラブの端部の固定度は高くないので、床開口を設けた残存スラブの応力や変形は、その形状に合わせて FEM 解析や格子梁解析などの精算法にて解析するのが望ましい。略算法にて片持ちスラブあるいは 3 辺固定スラブとして応力やたわみを算定する場合は、十分余裕のある設計とする。また、片持ちスラブとみなせる部分については、上下動を考慮して常時荷重の 1.6 倍の

長期応力に対して配筋を検討する。なお、開口を設けた残存スラブの先端部分は剛性が弱いため振動障害を起こすことも考えられるので、必要に応じて振動性状の確認を行うか、小梁や支柱などを設けて振動性状の改善を図るものとする。

5.床スラブの付け替えに伴う検討

付け替えによって新たに設置する床スラブは、RC 規準^{4,7)}に従い設計すること。なお、床スラブの接合にあつては施工アンカーを用いる場合は、4.2.1の5項によること。

4.2.3. 使用性・損傷制御性の確認

1. 使用性・機能性の確認は、下記(1)から(3)により行う。
 - (1) 構造耐力上主要な部分に生じる長期応力が部材の長期許容耐力以下であることを確認する。
 - (2) 必要に応じて躯体改造部の壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
 - (3) 戸境床については必要に応じて遮音性の確認を行う。
2. 損傷制御性の確認は、下記による。
 - (1) 稀に発生する中地震動時において、構造耐力上主要な部分の各断面に生じる応力が部材の短期許容耐力以下であること。
 - (2) 戸境耐力壁に開口を新設する上であつて施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合、稀に発生する中地震動時において、この部材断面に生じる応力度があつて施工アンカーの短期許容応力度以下であること。

1. 使用性・機能性の確認

- (1) 躯体改造した建物の構造耐力上主要な部分(耐力壁、梁(壁梁、基礎梁、小梁、片持ち梁の総称)、スラブ、ならびに基礎)は、長期間作用する荷重によって生じる応力に対して、長期許容耐力以下であることを確認する。
- (2) 躯体改造部においては必要に応じて、壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
- (3) 改造住戸を居室として使用し上下住戸間で一定の遮音性能の確保が必要とされる場合は、遮音性の検討を行い、スラブの補強や床仕上げ工法の選定を行うものとする。

2. 損傷制御性の確認

- (1) 建設当時の各階の地震層せん断力作用時に部材に生じる応力が、部材の短期許容耐力以下となっていることを確認する。
- (2) あつて施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合、部材断面に生じる応力度が表4.2.1に示すあつて施工アンカーの短期許容応力度以下となることを確認する。

4.3 安全性の確認

4.3.1. 耐震診断法

改造後の建物の大地震動時の安全性の検証は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行う。耐震診断法の準拠規準は下記のいずれかによる。により行う。準拠規準は下記のいずれかによる。

i) 既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法^{4.10)}

ii) 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針^{4.11)}

なお、建築物を支持している地盤の地震時の安定性については、別途検討を行うこととする。

・躯体改造後の他獲物の安全性の確認

改造建物の大地震時の安全性の確認は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととする。

(1) 耐震診断の準拠規準等

現在、壁式鉄筋コンクリート造の耐震診断基準類としては、本文に記載の2つがある。i)は簡易診断法であり構造耐震指標 I_s 値を算出することなく簡便に耐震診断を行うことができる。しかし、この診断法においては構造躯体が一定の耐震性に係わる要件を満たすことが条件とされており、例えば耐力壁の厚さが、3階建て以上の建物の1,2階においては180mm以上との規定があり、壁式鉄筋コンクリート造建物の戸境耐力壁の厚さは150mmの場合もあることから、本診断法の適用は難しい場合が多い。

したがって、ii)を用いて診断を行うことが一般的であるが、当該指針はもともと壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物を対象に策定されたものであり、在来工法の壁式RC造建物に適用するに際してはやはり一定の条件が必要とされている。先ず、「建物形状が整形であり、耐力壁が釣合いよく配置されていること」であり、上下階で耐力壁が連続していない場合や、建物の平面形状が雁行するなどの整形でない建物は適用できないとされている。次に、「診断法には1次診断と2次診断とがあるが、1次診断の場合はコア調査をせず設計基準強度をコンクリートの採用強度として用いて良いが、2次診断の場合はコンクリートコアを採取し圧縮強度を定めることを原則」としている。

本指針は躯体改造を行うのが主目的であるので、コンクリートコア調査は必ず実施することとする。また、耐震診断の場合、 I_s 値を算出するための外力分布による E_0 指標の補正係数は、原則として地震層せん断力の高さ方向の分布を表わす係数 A_i の逆数を用い、建設当時の各階の地震層せん断力係数を用いないことに留意する。

壁式RC造建物はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建物を支持している地盤や基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害が生じている事例があるので、地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については別途検討を行い、改修の適否の判定を行うことが必要である。

なお、上記基準類に記載無き事項については、RC造耐震診断基準^{4.12)}を準用するものとする。

(2) 耐震診断における留意事項

i) 解説図4.3.1に示すように、連層耐力壁に階ごとに2m以上の離隔をとって開口を千鳥に設けた場合の各階の耐力壁の1次診断時の水平耐力は、当該階の開口を除いた水平耐力の和とし、下階の開口による低減は考慮しなくてよい。通常、壁式鉄筋コンクリート造は規定壁量を満たしていれば

開口を設けても概ね I_s 値が 0.8 を下回ることはなく一定の耐震性は確保されている。

旧耐震基準による壁式 RC 造建物は 1 住戸の間口が広く短辺（張り間）方向建物長さの短い形式が多いので、特に張り間方向の戸境耐力壁に開口を設けた場合、壁量の余裕が少ないため 2 次診断法により耐力壁の終局強度を算定する必要がある。

上記指針の 2 次診断法においては、壁式 RC 造の耐力壁は柱としてではなく連層壁として耐力を算定することとして、下式のように独立連層耐力壁の曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} には、壁梁の効果による強度上昇を加算する係数 k_B および k_s が導入されている。

$$Q_{mu} = M_u / (y_0 \cdot H) + (k_B + k_s) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (\text{解 4.3.1})$$

ここで、

M_u : 連層耐力壁に当該階の壁脚の終局曲げモーメント

y_0 : 反曲点高さ比で、2/3 とする。

H : 壁脚から建物頂部までの高さ。

k_B : 壁梁の曲戻しによって耐力壁の保有水平耐力が増加する効果による係数で、下記による

・独立連想耐力壁の場合 : $k_B = 0$

・同一構面内に複数の連層耐力壁があり、当該耐力壁が壁梁により連続している場合 :

$$k_B = \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\theta \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

k_s : 壁梁のせん断力による耐力壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する係数で、下記による。

・独立連層耐力壁の場合 : $k_s = 0$

・同一構面内の曲げ引張側で当該耐力壁が壁梁により連続している場合 :

$$k_s = (\ell_w / \ell_s) \cdot \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \} \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\theta \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

$(2n_f - 1) / (2n_f)$: 階数による補正係数。 n_f は、当該階が支持する床数。

α_s : スラブ筋の壁梁への協力効果により生じる強度増加率で、1.5 とする。

α_b : 腰壁の効果による強度増加率で $1 + n_{sb} / n_{wb}$ としてよい。 n_{sb} は、当該階より上の腰壁

(両側が耐力壁に連続するものに限る。) の総数、 n_{wb} は壁梁の総数とする。

α_θ : 水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として配筋調整によって生じる余裕率で、1.3 とする。

k_0 : 当該建物の設計時に用いられた当該階の短期許容応力度設計用の震度 (=0.2)

ℓ_w : 耐力壁の有効せい (mm) で、 0.9ℓ とする。

ℓ : 耐力壁の全長 (mm)。

ℓ_s : 耐力壁の曲げ引張となる壁梁の内法長さ (mm)

N_0 : 耐力壁の負担軸力 (N)

N_e : 直交壁の負担軸力 (N)。直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣り合う耐力壁がある場合がある場合には、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

Z_0 : 当該建物の設計時の地震力に用いられた地震地域係数 Z_0 で、次式による。

$$Z_0 = Z \cdot Z_i$$

Z : 昭和 55 年建設省告示第 1793 号で定めている地震地域係数

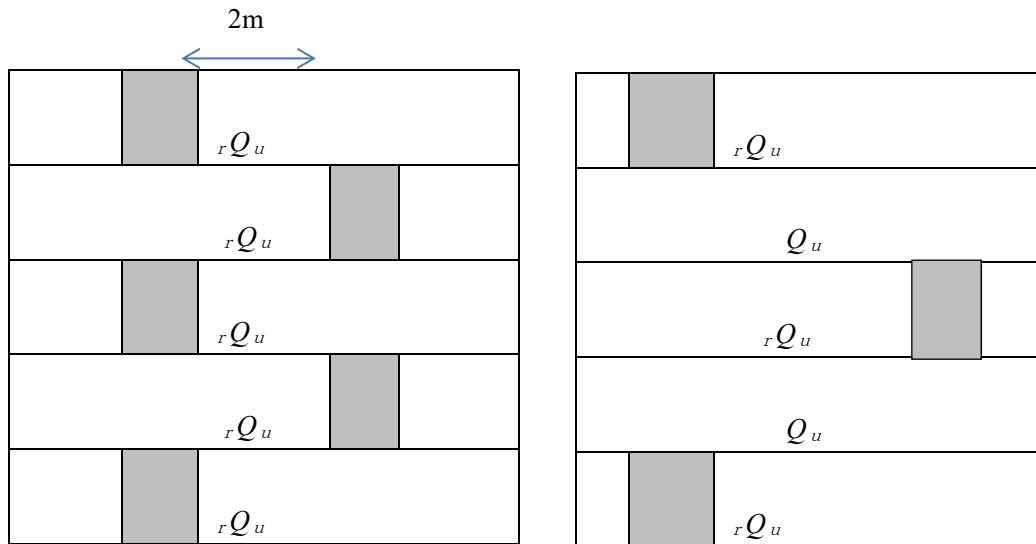
Z_i : 地域で定めている割増し係数

従って、梁せいを低減した場合は α_b （腰壁効果）の値が減少する場合があることに注意する。張り間方向の独立連層耐力壁の耐力は上記耐力式において $k_B=0$ かつ $k_s=0$ とすればよい。

なお、独立連層耐力壁の耐力は、仮想仕事法によっても算定しても良い。

(3) 保有水平耐力の確認による大地震動時の安全性の検証

本文 i) や ii) に記載の規準・指針の適用範囲を超える建物または、 $I_s \geq I_{s0}$ を満たさない建物にあつては、保有水平耐力の確認を行うこととする。保有水平耐力計算は、関連規準類による。



[記号] rQ_u : 有開口耐力壁の水平耐力

Q_u : 無開口耐力壁の水平耐力

解説図 4.3.1 開口を有する戸境連層耐力壁の開口部配置と水平耐力

ii) スラブに開口を設けた場合は、開口があるために耐力壁の負担すべきせん断力が床スラブを介して伝達できない場合が想定されるので、せん断力伝達の検討を行うこととする。なお、伝達可能な面内せん断応力度は、 $F_c/15$ 以下とする（参考資料 1 参照）。

4.3.2. 保有水平耐力計算法

4.3.2.1 基本方針

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い、各階各方向の保有水平耐力が式(4.3.2)に定める保有水平耐力以上であることを確認する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (4.3.2)$$

Q_{un} : 各階各方向の必要保有水平耐力(N)

D_s : 構造特性係数で 4.3.2.3 による。

F_{es} : 各階の形状特性を表す係数

Q_{ud} : 標準せん断力係数 $C_0 \geq 1.0$ の地震力によって各階に生じる水平力(N)で 4.3.2.1 による。

(1) 建築物の降伏形式

崩壊メカニズムは 1 階耐力壁脚部と各階壁梁端部に曲げ降伏ヒンジが生じる全体降伏機構となることが望ましいが、壁式 RC 造特有の短スパン壁梁や長さの小さい耐力壁並びに長さの特に大きい耐力壁の存在を考慮するとともに、より自由度の高い建築物を可能にするために次の①～⑤に該当する場合も許容する。

- ① 直上階に耐力壁が存在しない耐力壁頭部や引張側耐力壁の曲げ降伏
- ② 壁長の短い耐力壁の頭部および脚部の曲げ降伏
- ③ 壁長の長い耐力壁のせん断破壊
- ④ 壁長の長い耐力壁に接続する基礎梁の曲げ降伏
- ⑤ 短スパン壁梁のせん断破壊

せん断破壊する耐力壁が混在する場合には、建築物の保有水平耐力の算定は、耐力壁が最初にせん断破壊する時点で行う。

せん断補強筋比を上限値としてもせん断破壊するような短スパン壁梁の場合はせん断破壊を許容する。

(2) 構造特性係数

壁式 RC 造の構造特性係数 D_s は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号に規定されている算出方法に基づくものとして 4.3.2.3 による。

(3) 剛性率および偏心率の算定

両方向の水平剛性が大きい壁式 RC 造建築物にあつては、ねじり剛性も必然的に大きくなり、ねじれ振動による変形が並進成分に対して特別に大きくなることはないと判断し、偏心率の制限は特に設けていない。また剛性率についても高い水平剛性により本構造ではほとんど問題とならないし、2 階建については計算上剛性率が 0.6 を下回る場合があつても壁量、せん断応力度の規定により、耐力および剛性を必然的に十分確保できることから、特に制限を設けていない。

(4) 躯体改造後の部材について

躯体改造前の崩壊メカニズムが耐力壁や壁梁のせん断破壊等で決まっていた場合、躯体改造に伴い補強を行った部材の破壊が躯体改造前に崩壊メカニズムを決定していた部材の破壊より先行しないように

することが望ましい。やむを得ず先行して破壊する場合はそれによって保有水平耐力が著しく低下しないことを確認しなければならない。

新設開口設置等の躯体改造において使用したあと施工アンカーの破壊形式としては、付着破壊やコンクリートのコーン破壊を避け、鉄筋の降伏となるように埋め込み長さを決定する。

4.3.2.2 地震力の算定

建築物の構造関係技術規準解説書^{4.6)}に従い、大地震時の設計用地震力分布は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i \quad (4.3.3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (4.3.4)$$

Q_i : i 階の地震層せん断力

C_i : i 階の地震層せん断力係数

$\sum W_i$: i 階から最上階までの建築物重量(N)

Z : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

R_t : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

C_o : 標準せん断力係数でここでは 1.0 とする。

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (4.3.5)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j \quad (4.3.6)$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: i 階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$: 建築物の全重量

T : 建築物の 1 次固有周期で $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$ とする。

h : 建築物の高さ

α : 建築物の S 造部分の高さの全体高さに対する割合でここでは 0 とする。

4.2.4 節の使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)において、設計用地震力分布は、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ として許容応力度計算を行っていたことを考慮し、建設当時の地震力分布としてよいこととした。しかしながら保有水平耐力の確認に関しては旧耐震基準による建築物の場合、そもそも検討を行っていないことから本設計法に基づき新しく保有水平耐力の確認を行う場合においては地震力分布も現行の規準に従い A_i 分布とする。ただし、設計当時の外力分布が A_i 分布に基づく分布ではない場合においては、改造後の建築物の構造性能が十分に確保されている場合には設計当時のそれを用いることもできる。構造性能が十分に確保されていない例としては、中小地震時に構造部材が過大な損傷となったり、大地震時に設計で想定していない崩壊形や部材の終局状態となることなどが挙げられる。

4.3.2.3 構造特性係数の設定

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い、構造特性係数 D_s は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号に規定されている算出方法に基づくものとして次による。

(1) 耐力壁の種別を、表 4.3.1 に従い、耐力壁の区分に応じて決める。

表 4.3.1 耐力壁の種別

耐力壁の区分			耐力壁の種別	
条件	破壊の形式	$\bar{\tau}_u/F_c$ の数値		
	せん断破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力低下の恐れのある破壊を生じないこと		0.1以下	WA
			0.125以下	WB
			0.15以下	WC
	WA, WB, WCのいずれにも該当しない場合		WD	

$\bar{\tau}_u$ ：メカニズム時に耐力壁に生じる平均せん断応力度(N/mm²)で次式による。

$$\bar{\tau}_u = Q_M / (r \cdot t \cdot l) \quad (4.3.7)$$

$$Q_M = Q_m + Q_L \quad (4.3.8)$$

Q_M ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)

Q_m ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)で、長期荷重時せん断力を除く数値

Q_L ：長期荷重時における耐力壁のせん断力(N)

r ：耐力壁の開口による低減率

t ：耐力壁の厚さ(mm)

l ：耐力壁の長さ(mm)

F_c ：コンクリートの設計基準強度

(2) 耐力壁の部材群としての種別を表 4.3.2 に従い、当該階の部材の水平耐力の割合の数値に応じて定める。ただし、部材の種別が WD である耐力壁について当該部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合にあっては、部材群としての種別は D とする。

表 4.3.2 耐力壁の部材群としての種別

耐力壁の水平耐力の割合	部材群としての種別
$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	A
$\gamma_C < 0.5$ (部材群としての種別がAの場合を除く)	B
$\gamma_C \geq 0.5$	C

γ_A ：種別 WA である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で除した数値

γ_C ：種別 WC である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で

除した数値

(3) 各階の構造特性係数 D_s は、当該階の耐力壁の部材群としての種別に応じ、表 4.3.3 に掲げる数値以上の数値とする。

表 4.3.3 各階の構造特性係数 D_s の数値

耐力壁の部材群としての種別	D_s の数値
A	0.45
B	0.5
C	0.55
D	0.55

(1) 各階各方向の構造特性係数の設定

壁式 RC 造建築物の各階各方向の構造特性係数 D_s の設定は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号（最終改正平成 19 年国土交通省告示第 596 号）に基づき壁梁の種別に拘わらずメカニズムが形成された時の耐力壁の破壊形式と平均せん断応力度比ならびに各種別の耐力壁の水平耐力に占める割合が関係する。以下に、メカニズムの形成の判定に関する項目について記述する。

(2) 部材の破壊形式

構造耐力上支障のある急激な耐力の低下の恐れのある破壊には、耐力壁のせん断破壊や鉛直荷重支持能力の喪失などがある。耐力壁が鉛直荷重支持能力を喪失した場合には、それに代わる鉛直荷重支持部材が近傍になれば局部破壊が生じると同時に、その上部の耐力壁が負担すべき水平力の支持能力も喪失され急激な耐力低下を招くことから、このような破壊を許容しない。

(3) WD の耐力壁が存在する場合

種別 WD の耐力壁が存在する場合は、その部材を取り除いて構成される建築物の架構に局部破壊が生じない場合は、残りの耐力壁の部材種別と水平耐力負担率より部材群としての種別判定を行う。WD 部材の耐力壁を取り除いた場合に局部破壊が生じる場合はその時点をもって建築物が急激な耐力低下を生じるものとして部材群としての種別を D とする。

(4) 構造特性係数 D_s の数値

構造特性係数 D_s の数値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第四号ロに規定されている壁式構造の数値としている。

1) 壁梁がせん断破壊する場合の取り扱い

壁梁がせん断破壊し、落階等の局部破壊が生じる場合には耐力壁の部材群としての種別を D としその時点を崩壊メカニズムとする。

通常の長さの壁梁がせん断破壊する場合で、落階等の局部破壊が生じる恐れがない場合には、せん断破壊が生じて、残りの部材が終局強度に達するまでの変形性能を壁梁が有しているとして崩壊メカニズムを考える。

短スパン壁梁がせん断破壊する場合には、せん断破壊による耐力低下が変形角の小さい段階で生じると考えられることから、保有水平耐力の算定には当該短スパン壁梁の強度は無視する。ただし前述のよ

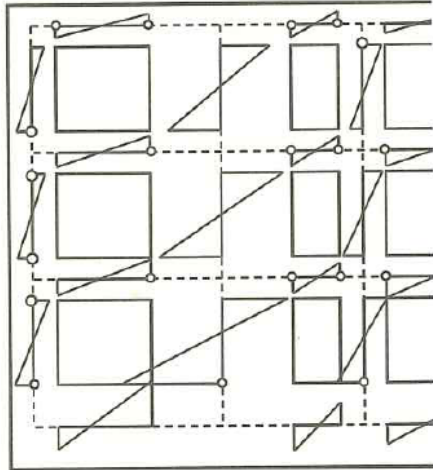
うに、壁梁のせん断破壊により落階等の局部破壊が生じる場合には、その時点をもた崩壊メカニズムとする。耐力壁の部材種別の判定には、耐力壁に生じた最大せん断応力度を用いる。

2) 耐力壁の部材群としての種別を定める時の建築物の崩壊メカニズムの定め方

全体崩壊形のメカニズムが形成された場合(図 4.3.2 参照)の各耐力壁の種別はその時点の応力に基づいて表 4.3.1 から定めればよい。

メカニズムが形成される前に壁梁にせん断破壊が生じる場合は、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 4.3.3 参照)の応力により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお荷重の増分に際し、せん断破壊した壁梁の耐力は保持し続けるものとする。メカニズムが形成される前に耐力壁にせん断破壊が生じる場合には、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 4.3.4 参照)の各耐力壁の部材種別式と水平力負担比率により、各耐力壁の種別を表 4.3.1 から定めればよい。なお、荷重の増分に際し、せん断破壊した耐力壁の耐力は保持したままとする。

局部破壊を伴うせん断破壊が耐力壁や壁梁に生じる場合は、その時点をもたメカニズムとし、耐力壁の部材群としての種別を D とする。



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

図 4.3.2 全体崩壊形のメカニズムの例

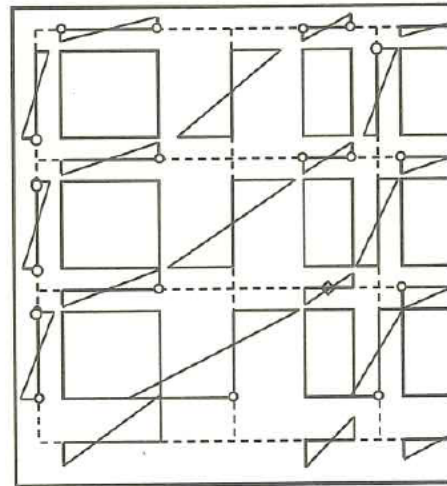
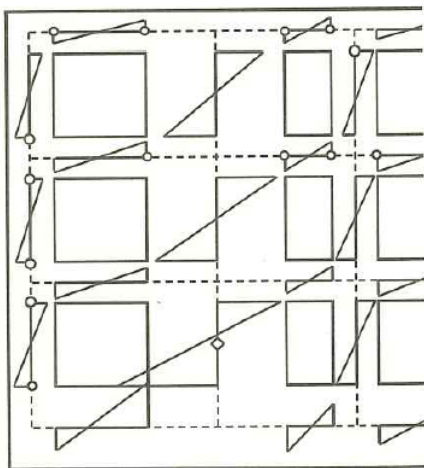
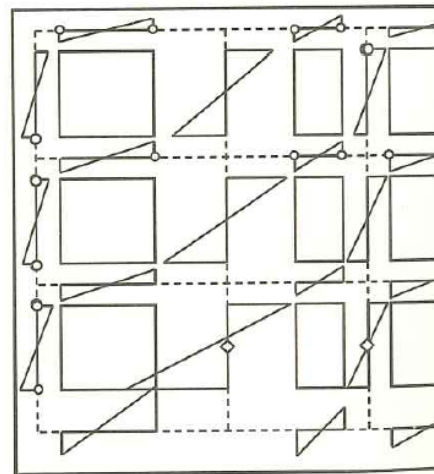


図 4.3.3 壁梁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

(a) 1階の壁長の長い耐力壁がせん断破壊する例



(b) 1階の壁長の長い耐力壁と壁長の短い耐力壁がせん断破壊する例

図 4.3.4 耐力壁にせん断破壊が生じるメカニズムの例

4.4. 基礎構造の検討

1. 改造後の建物の基礎梁および基礎スラブは、長期および短期の応力に対して検討を行い許容耐力以下であることを確認する。
2. 直接基礎において長期および短期に生じる接地圧が、それぞれ地盤の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。
3. 長期および短期荷重時に杭に作用する軸方向力が、それぞれ杭の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。

1. 基礎梁および基礎スラブの検討

改造後の建物の基礎梁および基礎スラブに関しては、長期および短期の応力に対して許容応力度設計を行い許容耐力以下であることを確認する。特に、躯体改造に伴う下記のような部位は、原設計時とは応力状態が大きく変化する場合があるので、必ず検討を行う。

- (a) 当初設計時に曲げ戻しを行って設計していた壁梁をせい低減壁梁に改造した場合の、基礎梁の曲げ補強筋およびせん断補強筋の検討
- (b) 直接基礎で1階の壁に開口を設置した場合の基礎梁の地反力を考慮した設計用応力に対する検討（長期，短期）。
- (c) 杭が1階耐力壁の開口位置と近接する場合、杭頭の曲げモーメントや軸反力が開口下の基礎梁に及ぼす影響についての検討。

2. 直接基礎の接地圧の検討

改造後の建物に関しては部分的に荷重が増加する場合もあるので、基礎スラブ直下の地盤に生じる接地圧が地盤の許容支持力度以下であることを確認する。

3. 杭支持力の検討

杭は、改造後も上部構造による軸方向力を地盤に安全に伝える必要があるため、長期および短期の支持力の確認を行う。なお、杭体の地震時水平力に対する検討は、建設当時は一般的になされておらず、また耐震診断においても規定が無いことから通常は行わない。

参考文献

- 4.1) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12
- 4.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 4.3) 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 4.4) 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 4.5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997
- 4.6) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 4.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4.8) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1982.12
- 4.9) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3
- 4.10) 日本建築防災協会：既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法，2005.7

- 4.11) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針，2008.8
- 4.12) 日本建築防災協会：2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造の耐震診断指針・改修設計指針 同解説，2017

5章 建物各部の検討

5.1 壁梁せい低減補強

5.1.1 梁せい低減補強方法

1. 本節は、壁梁の両側にスラブが接続する壁梁のせいを低減する場合、および、新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強を要する場合に適用する。

2. 壁梁のせいを低減し補強する方法は、工法①ならば原則として下記の①(1)から(5)、工法②ならば原則として下記の②(1)による。

工法①

(1) 要求する梁下寸法となるように、壁梁の下部および当該壁梁を支持する耐力壁・壁梁接合部内へ100mm程度入った位置までのコンクリートを斫り、下端端部曲げ補強筋と斫り範囲に存在する中間部横筋を切断する。このとき、斫り位置近傍に新たに軸方向鉄筋を配置するとともに、縦筋を90°に折り曲げフレア溶接にて閉鎖形にする。また、壁梁近傍のスラブに支保工を設置する。

(2) 壁梁両側面に、新たに縦筋および端部曲げ補強筋ならびに中間部横筋を配置する。

なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横筋は、増打ちする耐力壁・壁梁接合部内に定着する定着筋より所要の定着長さ以上確保して定着する。また、壁梁両側面およびスラブ下面は、十分に面粗し処理を行う。

(3) 耐力壁・壁梁接合部に、増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。なお、増打ちする耐力壁・壁梁接合部にも、壁梁部分と同様の縦筋を配置する。

(4) 増打ち部のコンクリートの充填性確保のため、スラブに空気抜き孔(Φ50mm、間隔500mm程度)を壁梁の両側に設ける。

(5) 型枠を設置後、充填性に優れた高流動コンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

工法②

(1) 曲げ補強筋とせん断補強筋を有する補強部を既存部の両側面に配置し、これらを通し筋で一体化させる。この時、当該箇所の破壊が補強部の曲げ補強筋の降伏で決まるように部材断面を決定する。

1. 本節の対象とする壁梁

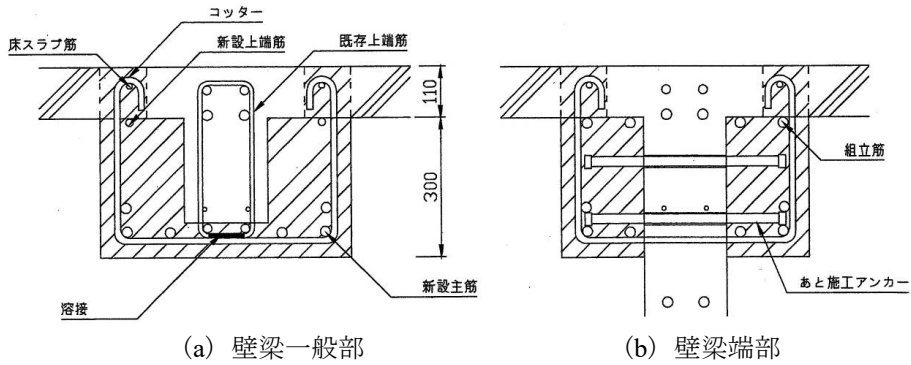
本節で扱う躯体改造工法は、既存壁梁のせいを低減し壁梁下端とスラブ仕上げ面までの寸法を大きくするもの、および、新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強をするものである。壁式RC造特有の構造上の特徴である高い水平剛性と高い耐震性能を確保するため、壁梁の両側面を増打ちすることが必要となることから、壁梁の両側にスラブが接続する中構面の内法長さが一般的に大きい壁梁を対象としている。

2. 壁梁せい低減補強方法と施工手順

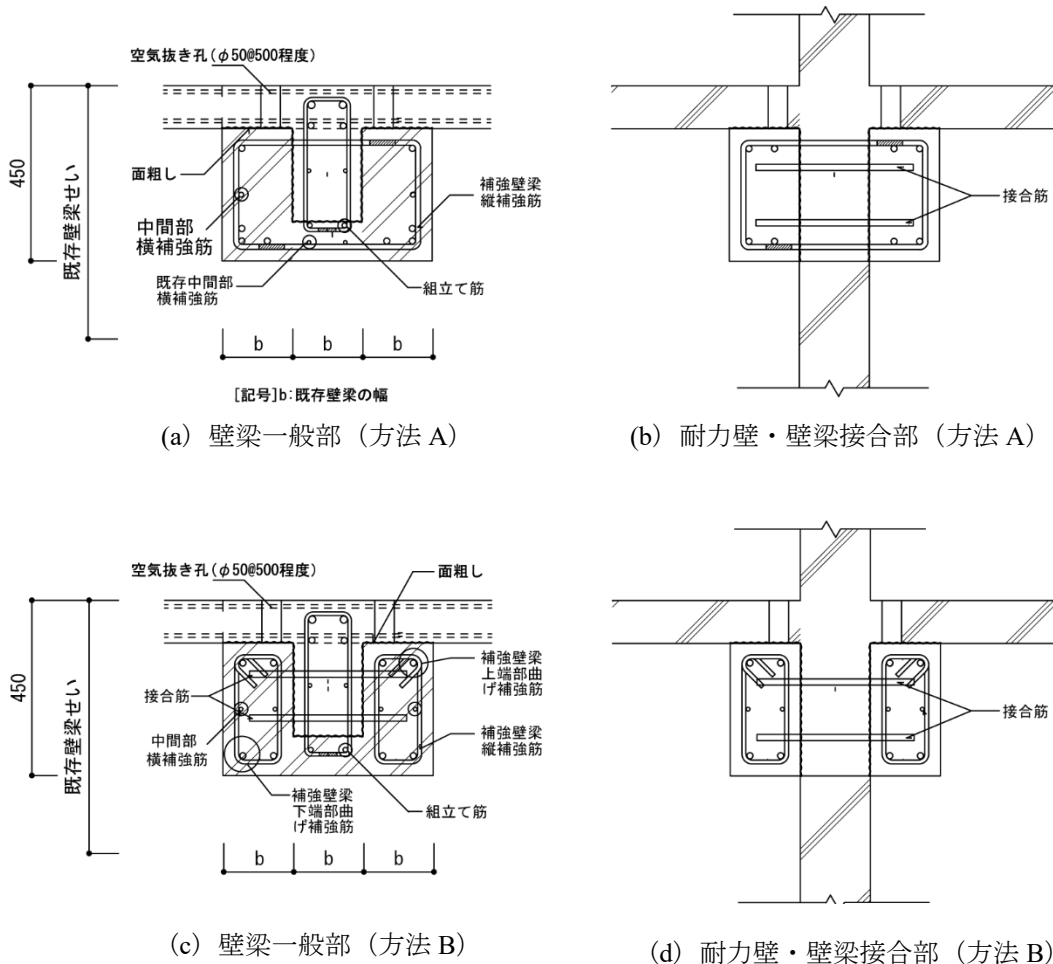
壁梁のせいを低減し所要の構造性能を付与する方法については種々提案されている^{5.1) 5.2)}が、本指針においては施工性と施工後の耐火性を考慮し壁梁の両側面をRC造にて補強する工法に限定した。また、せい低減後の壁梁の両側面の増打ち部に配置する縦筋の末端を180°に折り曲げてスラブ筋にかぎ掛けする工法(解説図5.1.1)も考えられる。当該工法の場合、スラブに新設縦筋の間隔(150~200mm程度)で直径100mm程度の孔を設けるか、もしくは壁梁材軸方向に連続して幅100mm程度の溝を設ける必要があり、壁梁両側のスラブが一時的に3辺固定1辺自由の支持条件となる等、壁梁のせい低減に伴いスラブの応力算定や断面検討が煩雑となることが想定される。したがって、本節においては、解説図5.1.2

に示すように、既存の残存部分と既存の壁梁の両側面の新設部分を有効とする補強方法を用いることとした。本補強工法は工法①とする。

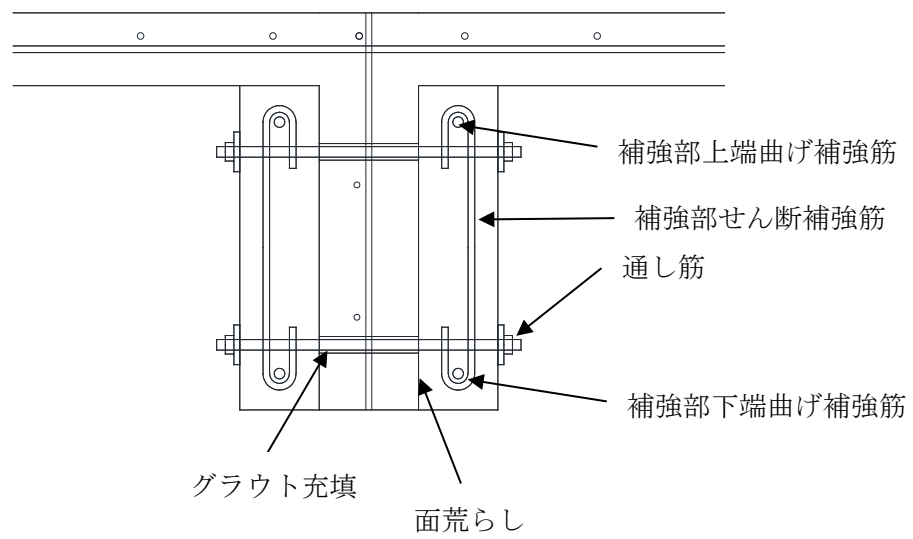
新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強する際には、解説図 5.1.3 に示すように、壁梁部分の両側にシングル配筋の RC 梁を外付けし、外付け壁梁と既存耐力壁部分は通し筋により接合する工法とする。本補強工法は工法②とする。



解説図 5.1.1 文献^{5.1)}における RC 造による壁梁せい低減補強工法



解説図 5.1.2 本指針にて扱う壁梁せい低減補強工法^{5.1)} (工法①)



解説図 5.1.3 本指針にて扱う壁梁せい低減補強工法^{5.2)} (工法②)

5.1.2 検討項目・検討方法

壁梁せいの低減補強工法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

- (1) 工法①においては、壁梁の下端部分のコンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋や中間部横筋を切断した状態にて、工法②においては、新設開口を設けるために開口部分のコンクリートを研り、既存壁縦筋を切断した状態にて、当該壁梁に生じる施工時応力が長期許容耐力以下となることを確認する。
- (2) 工法①において、せいを低減した壁梁の両側面に所要の補強筋やコンクリート増打ちしたせい低減補強壁梁に生じる長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下となることを確認する。工法②においては必要に応じて確認する。
- (3) 既存壁梁の両側面に設けた増打ち部に配筋した端部曲げ補強筋および中間部横筋は、両側の耐力壁・壁梁接合部内に配置する定着筋より所要の定着長さ以上を確保して定着する。また、既存耐力壁・壁梁接合部と上記定着部とを接合筋により一体化し、せい低減補強壁梁に生じる応力を耐力壁・壁梁接合部に安全に伝達できるようにする。
- (4) 上記(3)の応力伝達に検討においては、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち、内側に配置した接合筋がせん断力に抵抗し、端部に配置した接合筋が曲げモーメント（回転挙動）に抵抗するものとして所要の径および本数を算定する。この時、接合筋の施工性を考慮する。

1. 壁梁せい低減補強工法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せい低減補強工法において、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.1.1, 解説表 5.1.2 および解説表 5.1.3 に示す。

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 工法①方法 A) 1/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る.</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より 100 mm 程度の位置で切断し, 撤去する.</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を, 研り部下 50mm 程度の位置で 90°に折り曲げ, 縦補強筋同士をフレア溶接により接合して一体化する. なお, 折り曲げる前に軸方向鉄筋(組立て筋)を配置する.</p>	<p>(a) コンクリートを研り, 下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは, 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討.</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは, 中間部横補強筋 (2-9φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担). 負担不可の場合, 支保工にて, 壁梁自重もキャンセルする.</p> <p>(c) 長期許容せん断力は, 現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに, フレア溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する.</p>	<p>解説図 5.1.4</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う.</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (スラブ下 50 mm 程度の位置) に鉄筋貫通用の孔を設け, 増打ち部に配する端部曲げ補強筋を拘束する補強筋を配筋した後, 孔と補強筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する.</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋を配置する. 新設した縦補強筋同士をフレア溶接する.</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は, 耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または 90°フック付き)する.</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計.</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計.</p> <p>(c) 必要に応じて, 終局強度設計.</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討.</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては, せい低減壁梁の上端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を考慮する.</p> <p>せん断力に対する検討においては, せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する.</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は, (a) と同様に行う.</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては, 新たに設置した縦補強筋も考慮可.</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は, 下記による.</p> <p>・せい低減後既存壁梁</p> $sQ_{D1} = sQ_D \cdot sM_{A1} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A1}$	<p>解説図 5.1.5(A)</p>

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法 (解説図 5.1.2 工法①方法 A) 2/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
②		<p>・右側または左側の増設壁梁</p> ${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{R2}$ <p>記号 ${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による.</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_s M_{A2}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着 (RC 規準 17 条^{5.6)}, 靱性指針^{5.7)}参照).</p>	
③	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し (凹凸 5 mm 程度)</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保 (回転変形防止) のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数 (片側)</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値</p> <p>解説図 5.1.6</p>

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法 (解説図 5.1.2 工法①方法 A) 3/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.	(a) 接合筋の施工方法の検討.	bM_u' : 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度 ・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数 $n_q = b Q_u / Q_{sa}$ 記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数 $b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値 Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.	解説図 5.1.7
④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜け孔を設置(Φ50mm@500程度) (ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.	(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性 (b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法(切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断(ガス切断等)に必要な寸法.	(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考. (b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考	解説図 5.1.5(A)
⑤ (i) 型枠組立て (ii) コンクリート圧入 (iii) 空気抜け孔からのコンクリート吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜け孔の径と間隔	解説図 5.1.8

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 工法①方法 B) 1/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>① (i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より100mm程度の位置で切断し、撤去する。</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を、研り部下50mm程度の位置で90°に折り曲げ、縦補強筋同士をフレア溶接により接合して一体化する。なお、折り曲げる前に軸方向鉄筋を配置する。</p>	<p>(a) コンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討。</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは、中間部横補強筋 (2-9Φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担)。負担不可の場合、支保工にて、壁梁自重もキャンセルする。</p> <p>(c) 長期許容せん断力は、現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに、フレア溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する。</p>	<p>解説図 5.1.4</p>
<p>② (i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (上端端部曲げ補強筋と中間部横補強筋間および中間部横補強筋と下端端部曲げ補強筋間の位置) に接合筋貫通用の孔を設け、既存壁梁と増設壁梁のずれ防止用の接合筋を配筋した後、孔と接合筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する。</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋並びに縦補強筋を配置する。</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は、耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または90°フック付き)する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 必要に応じて、終局強度設計。</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては、せい低減壁梁の上下端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は、(a)と同様に行う。</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては、新たに設置した縦補強筋も考慮可。</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は、下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> • せい低減後既存壁梁 $sQ_{D1} = sQ_D \cdot sM_{A1} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A1}$ <ul style="list-style-type: none"> • 右側または左側の増設壁梁 $sQ_{D2} = sQ_D \cdot sM_{A2} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A2}$	<p>解説図 5.1.5 (B)</p>

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 工法①方法 B） 2/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
②		<p>記号 ${}_sQ_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。</p> ${}_sQ_D = Q_L + 2Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_sM_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_sQ_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_sM_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着 (RC 規準 17 条^{5.6)}, 靱性指針^{5.7)}参照)</p>	解説図 5.1.5 (B)	
③	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し (凹凸 5 mm 程度)</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保 (回転変形防止) のため、接合筋を配置。</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討.</p>	<p>・ 回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_bM_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数 (片側)</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値.</p> <p>${}_bM_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p>	解説図 5.1.6

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 工法①方法 B） 3/3

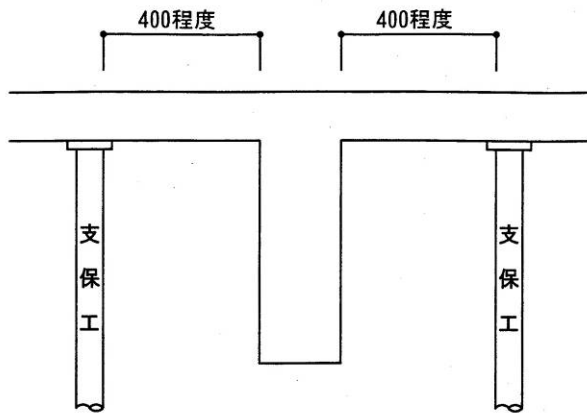
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.	(c) 接合筋の施工方法の検討.	<p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = b Q_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>$b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.</p>	解説図 5.1.7
④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜け孔を設置 (Φ50 mm@500 程度) (ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.	<p>(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性</p> <p>(b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法（切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断（ガス切断等）に必要な寸法.</p>	<p>(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考.</p> <p>(b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考</p>	解説図 5.1.5 (B)
⑤ (i) 型枠組立て (ii) コンクリート圧入 (iii) 空気抜け孔からのコンクリート吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜け孔の径と間隔	解説図 5.1.8

解説表 5.1.3 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.3 工法②) 1/2

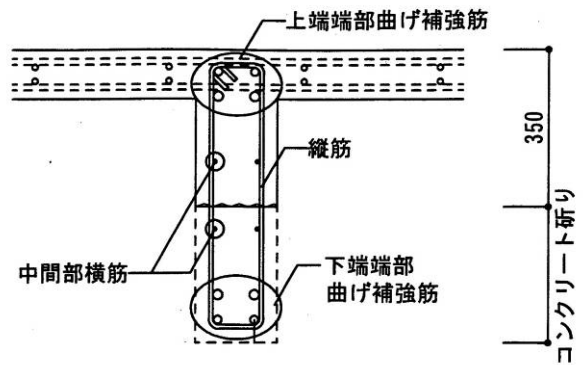
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面（上端端部曲げ補強筋と中間部横補強筋間および中間部横補強筋と下端端部曲げ補強筋間の位置）に接合筋貫通用の孔を設け，既存壁梁と増設壁梁のずれ防止用の接合筋を配筋した後，孔と接合筋間の空隙部分にグラウト等を充填する。</p> <p>(iii) 外付け補強壁梁上面の既存床スラブにコンクリート打設孔（φ80mm@500 程度）および打設確認孔（φ50mm@500 程度）を設ける。</p> <p>(iv) 外付け補強部に端部曲げ補強筋とせん断補強筋を配置する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 終局強度設計（保証設計）。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては，せい低減壁梁の上下端部曲げ補強筋を考慮する。せん断力に対する検討においては，せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は，(a)と同様に行う。短期荷重時せん断力に対しては，新たに設置した縦補強筋も考慮可。せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は，下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・せい低減後既存壁梁 ${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{A1}$ <ul style="list-style-type: none"> ・右側または左側の増設壁梁 ${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{A2}$ <p>記号 ${}_s Q_D$：せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で，次式による。</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$ <p>Q_L：せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E：せい低減補強壁梁の水</p> <p>平荷重時せん断力</p> <p>${}_s M_{A1}$：せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_s Q_{A1}$：せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_s M_{A2}$：右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p>	<p>解説図</p> <p>5.1.9(a)(b)</p>

解説表 5.1.3 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.3 工法②） 2/2

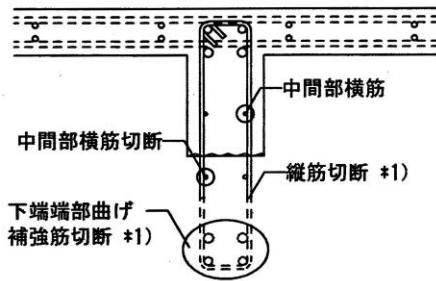
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>② (i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し（凹凸 5 mm 程度）</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置。</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討。</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討。</p> <p>(c) 90° 折曲げ定着とした曲げ補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値。</p> <p>${}_b M_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_b Q_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>${}_b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値。</p>	<p>解説図 5.1.9 (d)</p>
<p>⑤ (i) 型枠組立て</p> <p>(ii) コンクリート打設</p> <p>(iii) 打設確認孔からのコンクリート吐出確認。</p>	<p>(a) 打設方法と手順</p>	<p>(a) 確認孔の径と間隔</p> <p>(b) 打設孔の径と間隔</p>	<p>解説図 5.1.9(c)</p>



(a) 既存壁梁側面に支保工設置



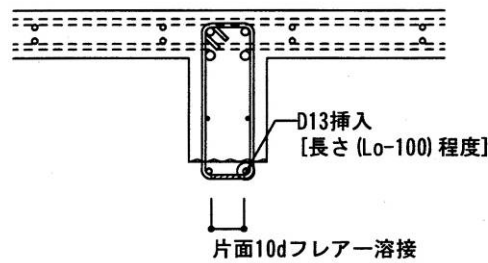
(b) 既存壁梁下端コンクリート研り



[注] *1) 耐力壁・壁梁接合部に100 mm 程度入った位置で切断

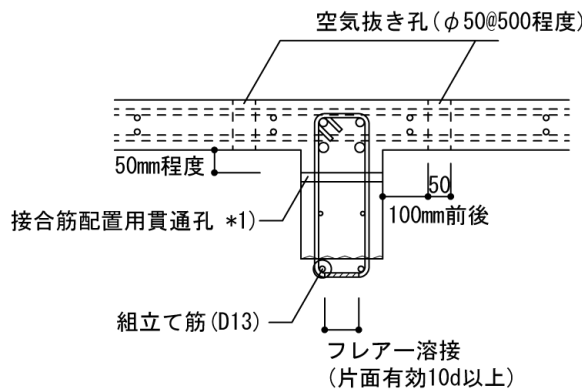
[記号] l_0 : 壁梁の内法長さ

(c) 壁梁下端端部曲げ補強筋、中間部横筋
および縦筋の切断



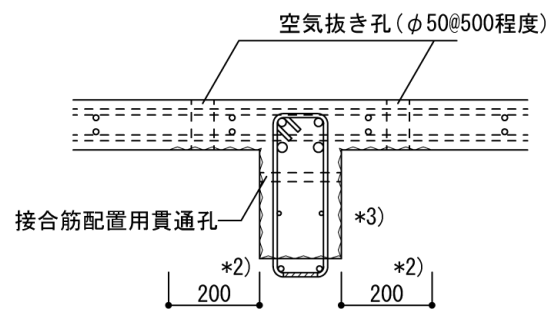
(d) 既存縦筋 90°折曲げおよび
フレアー溶接と補強筋挿入

解説図 5.1.4 既存壁梁のコンクリート研りおよび鉄筋切断 (工法①)



[注] *1) ϕ 20mm 程度, 間隔は新設縦補強筋と同間隔
接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

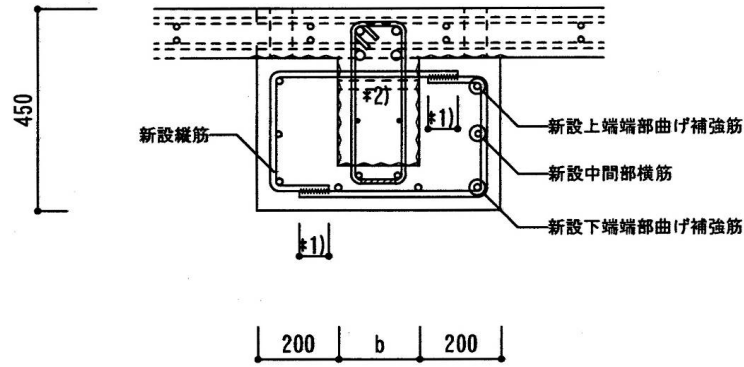
(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブ
にコンリート打設用空気抜き孔設置



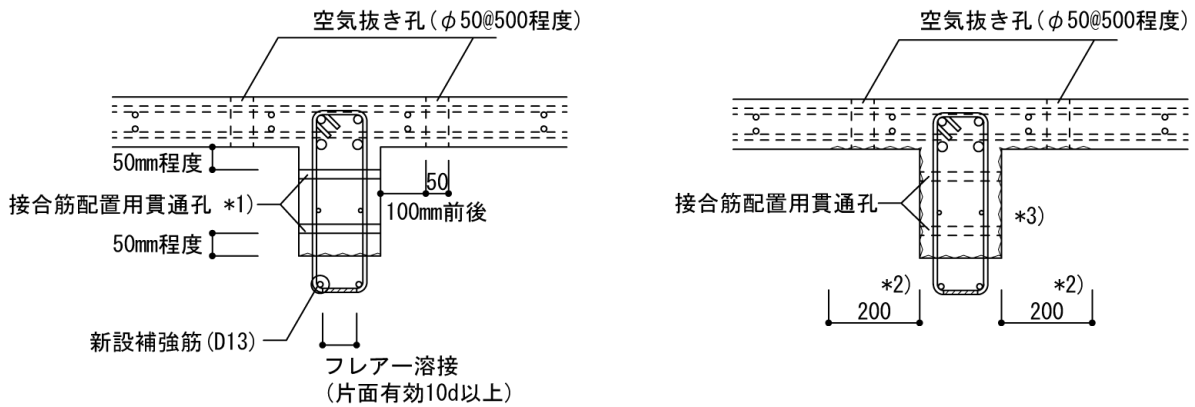
[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびス
ラブ下面の面粗し



[記号] b : 既存梁の幅 [注] *1) : フレア溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上), *2) エポキシ樹脂充填
 (c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置および筋同士のフレア溶接
 解説図 5.1.5(A) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (工法①方法 A の場合)



[注] *1) $\phi 20\text{mm}$ 程度, 間隔@500 程度

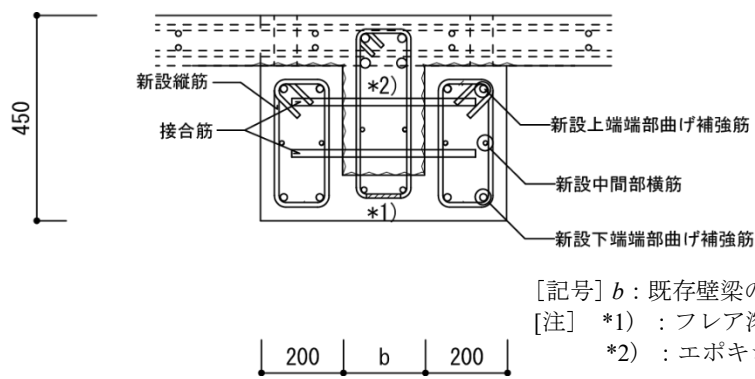
接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンリート打設用空気抜き孔設置

(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびスラブ下面の面粗し

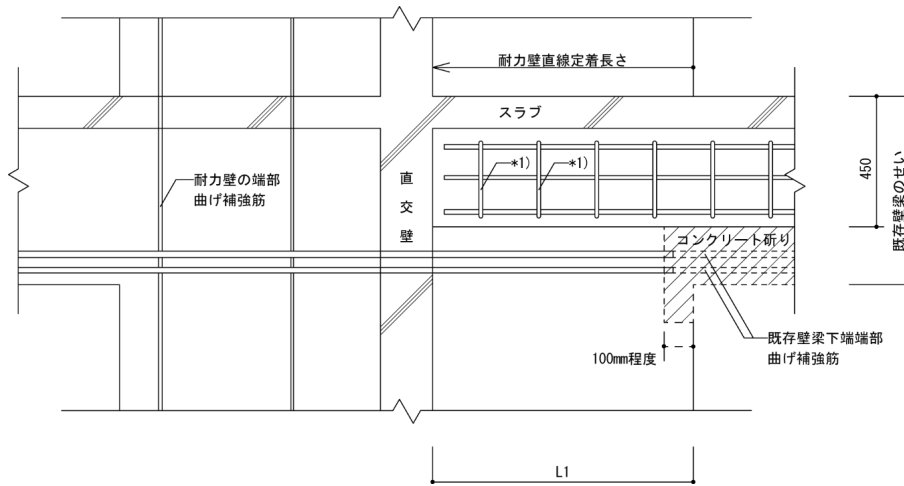


[記号] b : 既存壁梁の幅

[注] *1) : フレア溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上)

*2) : エポキシ樹脂充填

(c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置
 解説図 5.1.5 (B) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (工法①方法 B の場合)

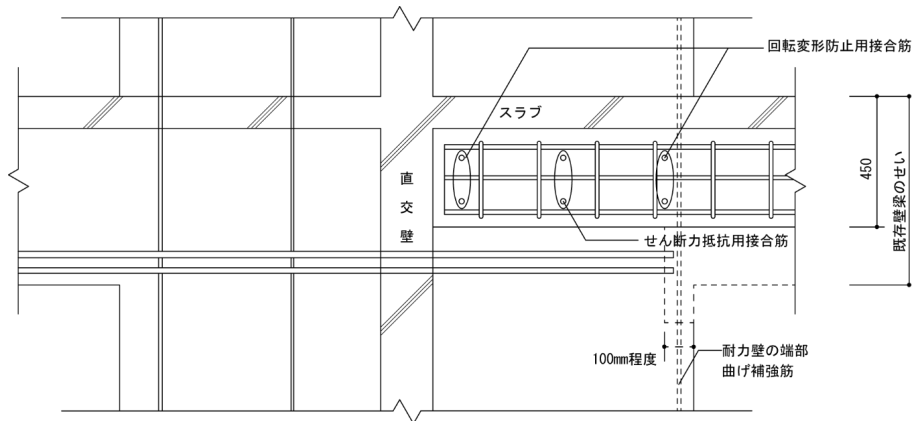


[記号] l_1 : 耐力壁面より直交壁面までの長さ

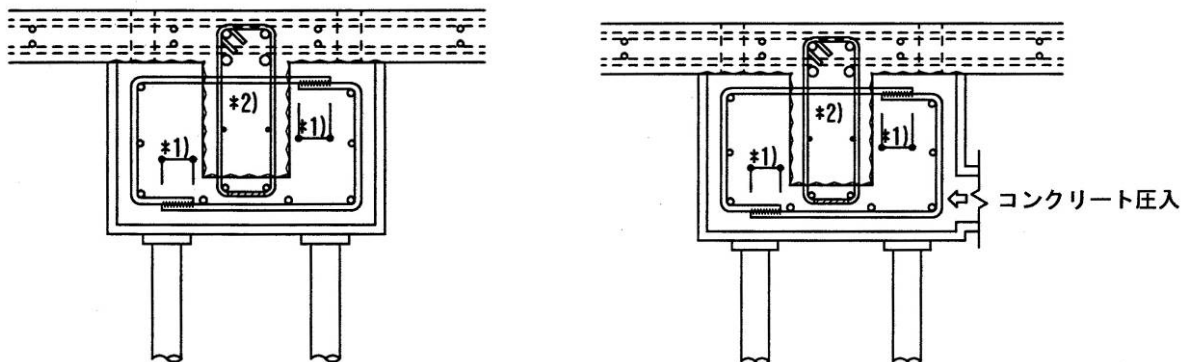
L_1 : 直線定着長さで、日本建築学会「壁式構造配筋指針・同解説（2013）」による。

[注] *1) 新設縦筋は耐力壁・壁梁接合内で D13@200 にて配置

解説図 5.1.6 増打ち部の補強筋の配置と定着（工法①方法 A の場合）



解説図 5.1.7 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋の配置（工法①方法 B の場合）

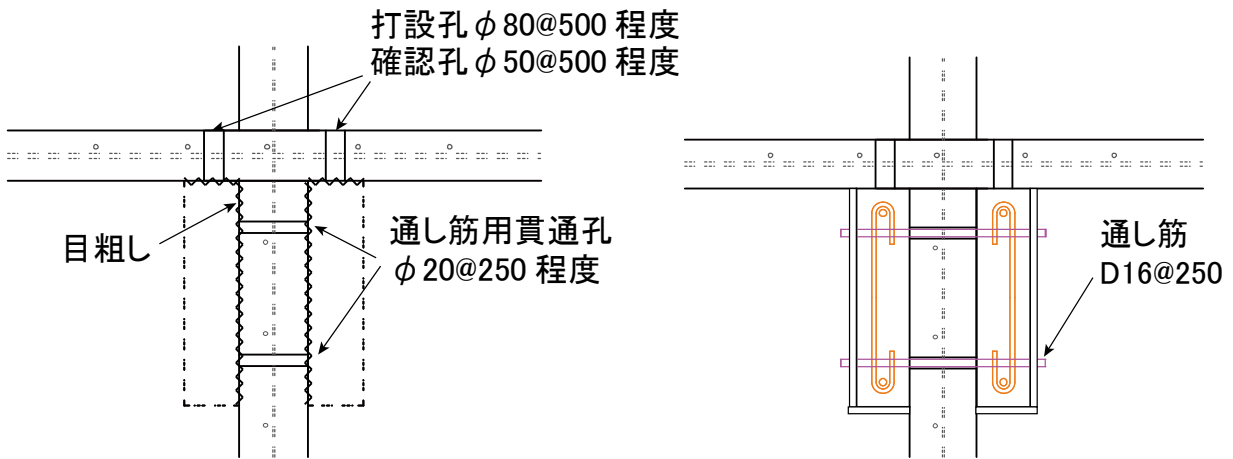


[注] *1) フレア溶接(両面、有効長さ $5d$ 以上) *2) エポキシ樹脂充填

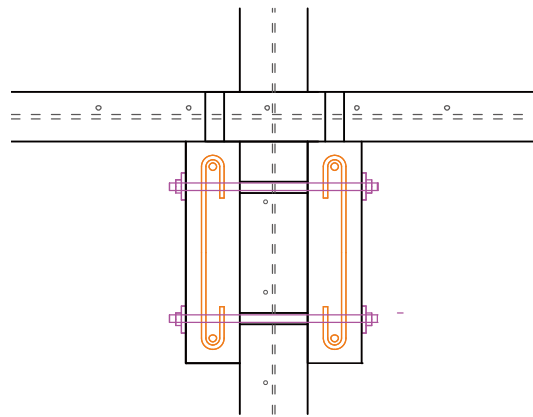
(a) 増打ち部に型枠設置

(b) コンクリート充填

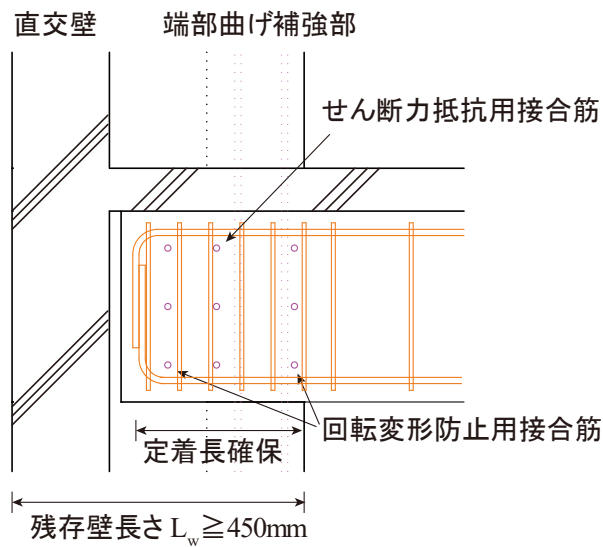
解説図 5.1.8 型枠設置・コンクリート充填（工法①の場合）



(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンクリート打設孔設置 (b) 外付け補強部に通し筋，端部曲げ補強筋，せん断補強筋を設置し型枠を配置



(c) コンクリート打設後，脱型および通し筋端部の端板・ナット設置



(d) 耐力壁と壁梁部分の接合部周辺の配筋

解説図 5.1.9 補強部周辺の施工手順 (工法②の場合)

解説表 5.1.1 (B) に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(1) 検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せいの低減補強工法においては、下記の手順にて曲げモーメントおよびせん断力に対する検討を行う。

1) 既存壁梁下端コンクリート研り後の検討（せい低減後の壁梁の施工時の検討）

壁梁の下端 300 mm 程度を研る前に、壁梁両側面のスラブ下（壁梁側面より 700 mm 程度の位置）に支保工を設置する。支保工は、工事中的壁梁自重とスラブ自重をキャンセルし、壁梁を無応力状態となるよう上向きの荷重を掛けることとするが、完全に無応力状態とするのは施工管理が難しいことから、壁梁の自重分を研り後の壁梁自体で負担できるよう以下の検討を行う。

研り後の壁梁の断面は、既存壁梁の幅 $b \times$ せい D_1 （=350mm）として検討する。

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D1} = M_{L1} \leqslant {}_L M_{A1} \quad (\text{解 5.1.1})$$

${}_L M_{D1}$: 壁梁下端コンクリート研り後の壁梁（以下、せい低減壁梁という）の長期設計用曲げモーメント

M_{L1} : せい低減壁梁の自重による曲げモーメント。端部上端および中央部下端曲げモーメントに対して検討する。

${}_L M_{A1}$: せい低減壁梁の長期許容曲げモーメント。上端曲げモーメントに対しては、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋を有効とする。中央部下端曲げモーメントに対しては、既存壁梁内の中間部横筋（2—9 Φ , SR 235）が負担するとして算定する。

② せん断力に対する断面検討

$${}_L Q_{D1} = Q_{L1} \leqslant {}_L Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.2})$$

記号 ${}_L Q_{D1}$: せい低減壁梁の長期設計用せん断力

Q_{L1} : せい低減壁梁の自重によるせん断力（スラブ荷重は支保工が負担）

${}_L Q_{A1}$: せい低減壁梁の長期許容せん断力で、研り後の壁梁のコンクリート断面のみ有効として算定する（縦補強筋は無視）。

2) 側面増打ち部のコンクリート硬化後

所要の補強筋（端部曲げ補強筋、中間部横補強筋、縦補強筋）および耐力壁・壁梁接合部に回転防止およびせん断抵抗用の接合筋を施工後にコンクリートを充填する。増打ちコンクリートが硬化した後は、既存部と一体化した壁梁（以下、せい低減補強壁梁という）が形成されたと考え、下記により長期荷重時応力および短期荷重時応力に対する断面検討を行う。

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D2} = M_{L2} \leqslant {}_L M_{A2} \quad (\text{解 5.1.3})$$

${}_L M_{D2}$: せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用曲げモーメント

M_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメントで、端部上端および中央部下端の曲げモーメント

${}_L M_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および新設の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

$${}_L Q_{D2} = Q_{L2} \leqslant {}_L Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.4})$$

${}_L Q_{D2}$: せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用せん断力

Q_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重によるせん断力

${}_L Q_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容せん断力で、せい低減補強壁梁のコンクリート断面と既存壁梁の縦補強筋を有効として算定する。

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_s M_{D2} = M_{L2} + M_E \leqslant {}_s M_{A2} \quad (\text{解 5.1.5})$$

記号 ${}_s M_{D2}$: せい低減補強壁梁の短期設計用曲げモーメント

M_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメント

M_E : せい低減補強壁梁に生じる水平荷重による曲げモーメント

${}_s M_{A2}$: せい低減補強壁梁の短期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および増設壁梁の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

・せい低減後既存壁梁

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.6})$$

・右側または左側の増設壁梁

$${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ${}_s Q_{D1}$: せい低減後既存壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。

$${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$$

Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力

Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力

${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント

${}_s Q_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力

${}_s Q_{D2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント

(2) 検討例

1) 検討条件

下記の条件の壁梁に対して，上記(1)に記載の検討方法に基づき断面検討を行う．

- 既存壁梁のコンクリートの設計基準強度：

$$F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$$

- 既存壁梁の断面： $b \times D = 180 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$

(a) 既存壁梁の内法長さ： $\ell_0 = 4,800 \text{ mm}$ ，

- 有効スパン長： $\ell = \ell_0 + D/2$

$$= 4,800 + 650/2 = 5,125 \text{ mm}$$

- 壁梁のスラブ荷重負担面積：解説図 5.1.8 による．

- 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋：

$$2-16 \phi + 2-19 \phi \text{ (SR 235)}$$

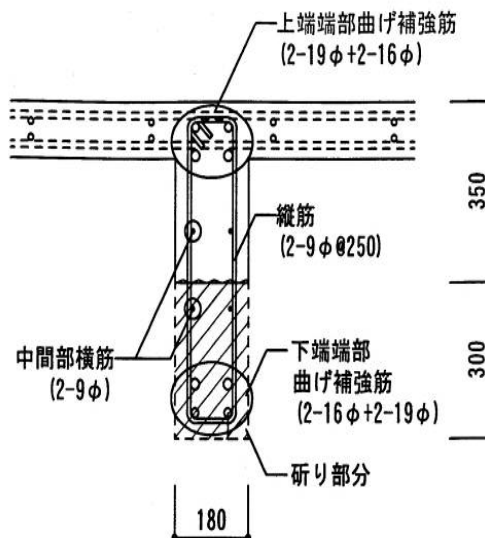
- 既存壁梁の縦補強筋： $2-9 \phi @ 250$ ($p_w = 0.0028$)

- せい低減壁梁の断面： $b \times D_1 = 180 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$

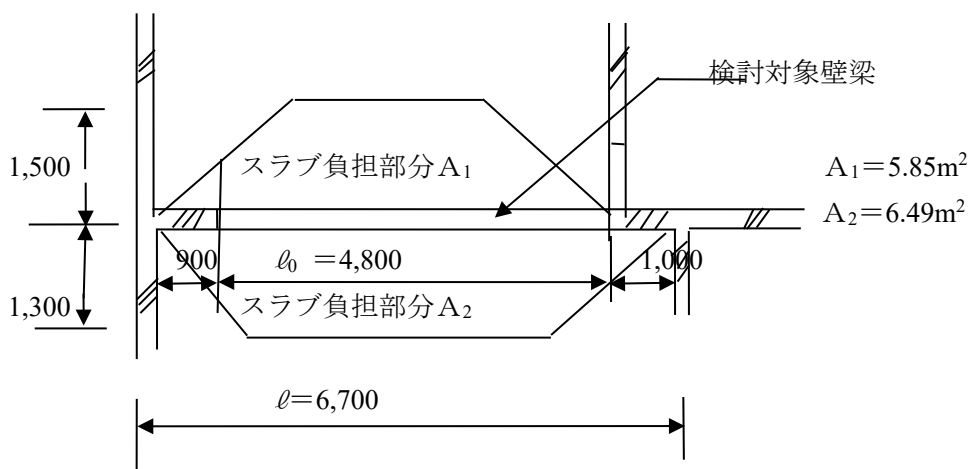
- せい低減補強壁梁の断面： $540 \times 450 \text{ mm}$

- 増打ち部（増設壁梁）の縦補強筋： $2-D13@200$ ($p_w = 2 \times 127 / (180 \times 200) = 0.00705$)

- 増打ち部（増設壁梁）の充填コンクリートの設計基準強度： $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$



解説図 5.1.7 検討対象壁梁断面



解説図 5.1.8 検討対象壁梁の配置

2) 壁梁下端コンクリート研り時点の検討

① せい低減壁梁の自重： $w_{b1} = 24.0 \times 0.18 \times 0.35 = 1.512 \text{ kN/m}$

② せい低減壁梁の長期荷重時曲げモーメント：

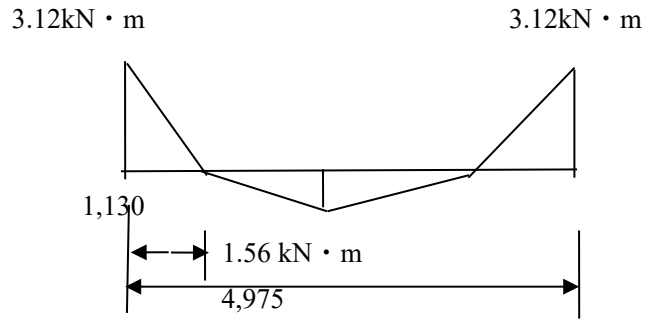
・有効スパン長 $\ell' = \ell_0 + D_1 / 2 = 4,800 + 350 / 2 = 4,975 \text{ mm}$

③ せい低減壁梁の断面設計用応力

(a) 端部上端： ${}_L M_{D1e} = M_{L1e} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 12 = 1.512 \times 4.975^2 / 12 = 3.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(b) 中央部下端： $M_{L1c} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 24 = 1.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力： ${}_L Q_{D1} = Q_{L1} = w_{b1} \cdot \ell' / 2 = 1.512 \times 4.975 / 2 = 3.76 \text{ kN}$



解説図 5.1.8 せい低減壁梁の自重による
曲げモーメント図

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討

$$a_{t1e,上} = M_{L1e} / (l f_t \cdot j) = 3.12 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times (350-50) \times 7/8 \}$$

$$= 75.9 \text{ mm}^2 < (2-16\phi + 2-19\phi) \quad \text{OK}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討 [現行の中間部横補強筋 2-9Φ, SR 235]

$$a_{t1c,下} = M_{L1c} / (l f_t \cdot j) = 1.56 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 200 \times 7/8 \}$$

$$= 56.9 \text{ mm}^2 < 2-9\Phi (a_t = 128 \text{ mm}^2) \quad \text{OK}$$

(c) せん断力に対する検討

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 3.12 / (3.76 \times 0.30) = 2.77$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{ M / (Q \cdot d) + 1 \} = 4 / 3.77 = 1.06$$

$$\cdot {}_L Q_{A1} = \{ \alpha \cdot {}_L f_s \cdot b \cdot j = 1.06 \times 0.49 \times 180 \times 300 \times 7/8 = 21.0 \times 10^3 \text{ N} = 24.5 \text{ kN} \}$$

$$> Q_{L1} (= 3.76 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

3) 側面増打ち部のコンクリート硬化後の断面検討

側面増打ち部のコンクリート硬化後は、せい低減既存壁梁部のせいを 450 mm として検討する。

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① せい低減補強壁梁の自重+仕上げ荷重+積載荷重：仕上げ荷重 600N/m²，積載荷重 1,800N/m²

$$\cdot w_{b2} = 24.0 \text{ kN/m}^3 \times (0.18 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} + 2 \times 0.18 \text{ m} \times 0.34 \text{ m}) + 2.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.18 \text{ m} = 5.31 \text{ kN/m}$$

② 負担部分のスラブの自重+仕上げ荷重+積載荷重：等分布荷重に置換する。

$$\cdot w_{s2} = (24.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} + 2.4 \text{ kN/m}^2) \times (5.85 \text{ m}^2 + 6.49 \text{ m}^2) / 5.025 \text{ m} = 12.4 \text{ kN/m}$$

③ せい低減補強壁梁の長期荷重時断面設計用応力

(a) 端部上端： ${}_L M_{D2e} = M_{L2e} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 12$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025^2 / 12 = 37.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 中央部下端： $M_{L2c} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 24 = 18.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力： ${}_L Q_{D12} = Q_{L12} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell / 2$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025 / 2 = 44.5 \text{ kN}$$

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討：既存壁梁の上端端部曲げ補強筋で OK
かの検討

$$\begin{aligned} \cdot a_{t1e,上} &= {}_L M_{D2e} / ({}_L f_t \cdot j) = 37.3 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 350\} = 680.2 \text{ mm}^2 \\ &< 970 \text{ mm}^2 (= 2 \cdot \phi 19 + 2 \cdot \phi 16) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討〔新設補強筋, SD295A〕

$$\begin{aligned} \cdot a_{t2c,下} &= {}_L M_{2c} / ({}_L f_t \cdot j) = 18.6 \times 10^6 / \{(295/1.5) \times 350\} \\ &= 271.1 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (= 398 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

(c) せん断力に対する検討: 増打ち部分の充填コンクリートの設計基準強度 $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ に設定.

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 37.3 / (44.5 \times 0.40) = 2.10$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 3.1 = 1.29$$

$$\begin{aligned} \cdot {}_L Q_{A1} &= \{\alpha \cdot {}_L f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j + \alpha \cdot {}_L f_s \cdot b' \cdot j' \\ &= \{1.29 \times 0.49 + 0.5 \times 235/1.5 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 350 \\ &\quad + 1.29 \times 0.73 \times 2 \times 180 \times 290 \times 7/8 \\ &= (0.632 + 0.062) \times 180 \times 350 + 98 \times 10^3 \\ &= 43.7 \times 10^3 + 86.0 \times 10^3 = 129.7 \times 10^3 = 129.7 \text{ kN} > 44.5 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

i) 水平荷重時応力

$$\cdot \text{曲げモーメント} : M_E = 93.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{せん断力} : Q_E = 2M_E / \ell_0 = 2 \times 93.9 / 4.80 = 39.1 \text{ kN}$$

ii) 断面検討

(a) 設計用曲げモーメント

$$\cdot \text{端部上端} : {}_s M_{D2,上} = {}_L M_{D2} + M_E = 37.3 + 93.9 = 131.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{端部下端} : {}_s M_{D2,下} = 37.3 - 93.9 = -56.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 所要端部上端曲げ補強筋量算定

① せい低減既存壁梁の上端端部曲げ補強筋による短期許容曲げモーメント

$$\begin{aligned} \cdot {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 新たに配筋する増設壁梁の上端端部曲げ補強筋の必要断面積

$$\cdot {}_L M_{D2e,上} = 131.2 - 76.0 = 55.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,上} = 55.2 \times 10^6 / \{295 \times (340 - 50) \times 7/8\} = 737.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(c) 所要端部下端曲げ補強筋: 新たに配置する増設壁梁の下端端部曲げ補強筋 (SD 295A 使用)

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,下} = 56.6 \times 10^6 / \{295 \times (450 - 50) \times 7/8\} = 548.2 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(d) せん断力に対する断面算定

① 設計用せん断力: ${}_s Q_{D2} = Q_{L2} + n \cdot Q_E = 44.5 + 2.0 \times 39.1 = 122.7 \text{ kN}$

② せい低減既存壁梁部分の設計用せん断力の算定

1) せい低減既存壁梁部分の端部上端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,上}$

$$\begin{aligned} {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) せい低減既存壁梁部分の端部下端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,下}$

$${}_sM_{A1,下} = \sum (a_{t,1,下} \cdot {}_s f_t \cdot j)$$

$$= 2 \times 63 \times 235 \times 200 \times 7/8 = 5.18 \times 10^6 = 5.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ハ) 右側および左側の増設壁梁の上端および下端の短期許容曲げモーメント

$${}_sM_{A2,上} = {}_sM_{A2,下} = a_{t,2} \cdot {}_s f_t \cdot j = 2 \times 199 \times 295 \times (340 - 70) \times 7/8$$

$$= 27.7 \times 10^6 = 27.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ニ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力[(解 5.1.6) 式参照]

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.58 = 71.2 \text{ kN}$$

ホ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定

$${}_s Q_{A1} = \{0.49 + 0.5 \times 235 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 400 \times 7/8$$

$$= (0.49 + 0.094) \times 180 \times 400 \times 7/8 = 36.8 \times 10^3 = 36.8 \text{ kN}$$

$< {}_s Q_{D1}$ NG

増設壁梁の上端端部曲げ補強筋を 2-D16 \Rightarrow 4-D19 (SD 345) に変更する。これにより、増設壁梁の端部上端の短期許容曲げモーメントは、

$${}_sM_{A2,上} = 4 \times 287 \times 345 \times (340 - 80) \times 7/8 = 86.6 \times 10^6 = 90.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

となる。上記により、せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力は、次のとおりとなる。

$${}_s Q_{D1} = 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.297 = 36.4 \text{ kN}$$

$$< {}_s Q_{A1} (= 36.8 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

ハ) 右側、左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力:

・ 上端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 90.1 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.352 = 43.2 \text{ kN}$$

・ 下端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 27.7 / (5.18 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.457 = 56.1 \text{ kN}$$

ト) 右側、左側の増設壁梁の短期許容せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定する。

$$\cdot p_w = 127 \times 2 / (180 \times 200) = 0.00705$$

$$\cdot {}_s Q_{A2}' = \{\alpha \cdot {}_s f_s + 0.5 \cdot {}_s f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b_2 \cdot j$$

$$= \{1.0 \times 1.095 + 0.5 \times 295 \times (0.00705 - 0.002)\} \times 180 \times 260 \times 7/8$$

$$= (1.095 + 0.744) \times 180 \times 227.5 = 75.3 \times 10^3 = 75.3 \text{ kN} > 56.1 \text{ kN OK}$$

4) 新設端部曲げ補強筋の増打ち耐力壁・壁梁接合部への定着長さの検討

せい低減補強壁梁内の新設する主筋（上端および下端端部曲げ補強筋）および中間部横筋は、増打ちする左右の耐力壁・壁梁接合部に直線定着もしくは標準フック付き折曲げ定着する。なお、定着基点は、壁梁側に設置した接合筋の中心位置とする。

増打ちする耐力壁・壁梁接合部には、せい低減補強壁梁と同様に主筋拘束筋を配置することとするので、新設主筋は拘束領域内への定着とみなすことができる。

以下に、RC 規準 17 条^{5,6)} (17.2) 式に基づき、定着長さを検討する。

(i) 定着長さの場合

必要定着長さは、次式による。

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10 f_b) \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ℓ_{ab} : 必要定着長さ (mm)

α : 定着される鉄筋の拘束の有無による係数 (拘束の場合, $\alpha=1.0$)

S : 耐震部材, 非耐震部材ならびに定着方法による修正係数で、次表による。

解説表 5.1.2 必要定着長さの修正係数

種 類		修正係数 S
直線定着	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	1.25
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	1.0
	その他の部材	
標準フック または、信頼できる 機械式定着具	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	0.7
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	0.5
	その他の部材	

σ_t : 鉄筋に生じる引張応力度 (N/mm²)

d_b : 鉄筋径 (mm) で、異形鉄筋の場合は呼び名に用いた数値。

f_b : 付着割裂の基準をなる強度 (N/mm²) で、その他の鉄筋の数値とする
($=0.9 + F_c/40$)。

(解 5.1.7)式に、 $\alpha=1.0$, $S=1.25$, $\sigma_t = \sigma_y = 345 \times 1.1 \text{ N/mm}^2$, $d_b = 19 \text{ mm}$,
 $f_b = 0.9 + 24/40 = 1.5 \text{ N/mm}^2$ を代入すると、必要直線定着長さは、以下の通りとなる。

$$\ell_{ab} = 1.0 \times 1.25 \times 1.1 \times 345 \times 19 / (10 \times 1.5) = 601.0 \text{ mm} \quad (=31.6 d_b)$$

したがって、端部曲げ補強筋は壁梁側に設置した接合筋中心より直線定着長さとして 601.0 mm 以上確保する。

(施行令ただし書き適用)

5) 増打ち耐力壁・壁梁接合部に配置するアンカー筋の検討

(i) 回転防止用接合筋の検討

i) 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力の断定

① せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度 M_{i2} (解説図 5.1.10)

$$\cdot M_{i2, \text{下}} = 0.9 \times (2 \times 199) \times 1.1 \times 295 \times (340 - 65) = 32.0 \times 10^6 = 32.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot M_{i2, \text{上}} = 0.9 \times (4 \times 287) \times 1.1 \times 345 \times (340 - 90) = 98.0 \times 10^6 = 98.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度時せん断力 Q_{i2}

$$\cdot Q_{i2} = (M_{i2, \text{下}} + M_{i2, \text{上}}) / \ell_0 = (32.0 + 98.0) / 4.8 = 27.1 \text{ kN}$$

③ せい低減壁梁側面増打ち部の回転中心位置における曲げ強度 M_{i2}'

$$\cdot M_{i2}' = M_{i2, \text{上}} + Q_{i2} \times 0.45 = 98.0 + 27.1 \times 0.45 = 110.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{解説図 5.1.10})$$

④ 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力

回転変形防止用接合筋本数を片側 2 本に設定する。

$$\cdot_D Q_u = M_{u2}' / (N \cdot a \times 2) = 110.2 / (2 \times 0.35 \times 2) = 78.7 \text{ kN/本}$$

ii) 接合筋のせん断強度

接合筋に異形鉄筋種別 SD 345 の呼び名 D22 を用いる。接合筋は既存壁梁に設けた孔に通し配筋するが、接合筋のせん断強度は日本建築学会編「各種合成構造設計指針・同解説」のせん断強度式を用いて算定することとする。

上記より、接合筋のせん断強度は下記の通りとなる。

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) \quad (\text{解 5.1.8})$$

$$Q_{u1} = 0.7_s \sigma_y \cdot a_s = 0.7 \times 345 \times 387 = 93.5 \times 10^3 = 93.5 \text{ kN}$$

$$Q_{u2} = 0.5 \sqrt{(F_c \cdot E_c)} \cdot a_s = 0.5 \times \sqrt{14.7 \times 2.1 \times 10^4 \times 0.866} \times 507 \\ = 0.5 \times 517.0 \times 387 = 100.0 \times 10^3 \text{ N} = 100.0 \text{ kN}$$

$$\therefore Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (84.8, 100.0) = 93.5 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果： $\cdot_D Q_u (=78.7 \text{ kN}) < Q_u (=93.5 \text{ kN})$ OK

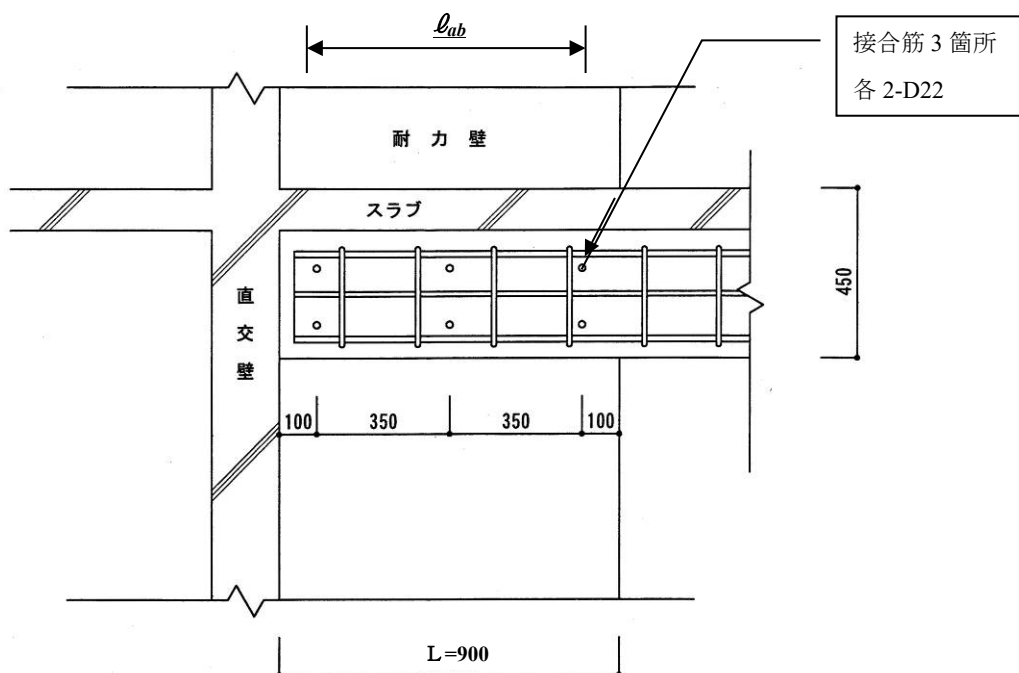
(ii) せん断力抵抗用接合筋の検討

i) 設計用せん断力： $\cdot_D Q_u = Q_{u2} = 27.1 \text{ kN}$

ii) せん断力抵抗用接合筋 (2-D22 と設定) のせん断強度

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (93.5, 100.0) = 84.8 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果：2-D19 で OK となるが、2-D22 を配置する (解説図 5.1.10)。



・回転変改防止用接合筋：左右各 2-D22 ,SD 345

・せん断力抵抗用接合筋：中央部 2-D22 ,SD 345

解説図 5.1.10 壁梁増打ち部の回転変形防止およびせん断抵抗用接合筋の配置

5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置

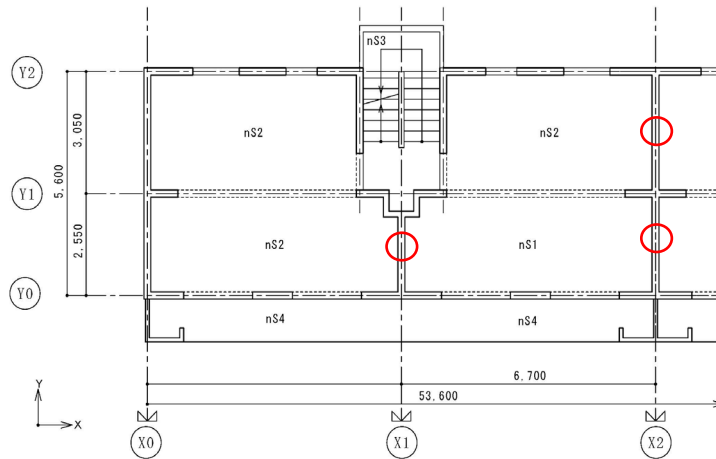
5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法

1. 本節は、短辺方向の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合に適用する。
2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(8)による。
 - (1) 既存耐力壁の横補強筋および縦補強筋（以下、縦筋、横筋という）は、末端を180°フックとする必要があることから、新たに設置する開口部を必要とする開口部より300mm程度大きめにコンクリートを研る。
なお、出入り口開口部の上部が壁梁となる場合には、せいが450mm以上の壁梁を配置するものとする。
 - (2) 既存耐力壁の縦筋および横筋は、180°フックを設けるための所要の長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲に所要の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を180°フックとするか、U字形鉄筋を用いてフレア溶接にて閉鎖形とする。
 - (4) 開口部周囲の縦筋および横筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。
 - (5) 中間階において、開口設置により切断する縦筋のうち定着が必要なものは床スラブに折曲げ定着させ所要のかぶり厚さを確保して無収縮モルタルにて復旧する。
 - (6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態があと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを設定する。
 - (7) 研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (8) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする戸境耐力壁

本節で対象とする戸境耐力壁は、階段室通り（解説図5.2.1のX1通りをいい、以下同様とする）のバルコニー側の戸境壁と、階段室通り以外の戸境耐力壁（解説図5.2.1のX2通りの耐力壁をいい、以下同様とする）である。階段室通りのバルコニー側の戸境壁は、その耐力壁の長さが比較的短いため、本指針案第3.3節により開口部を直交壁端から600mm以上離れた位置に設けることを原則とすることから、開口部の幅を大きく設けられないことに留意する。また、階段室通り以外の戸境耐力壁は、中構面長辺方向に耐力壁が取り付いている場合があるため、これを避けて、住戸階段室側（解説図5.2.1㉖～㉗）あるいは、バルコニー側（解説図5.2.1㉘～㉙）の戸境壁に出入り口開口部を設置することとなる。

最上階の戸境壁に出入り口開口部を設ける場合には、開口部上部に壁梁を配置するとともに、所要の横筋および縦筋を配置する必要がある。屋上部からもコンクリートを研る必要が生じ、改造に係る施工が大掛かりになるため、その適用に際しては、十分な検討を有する。



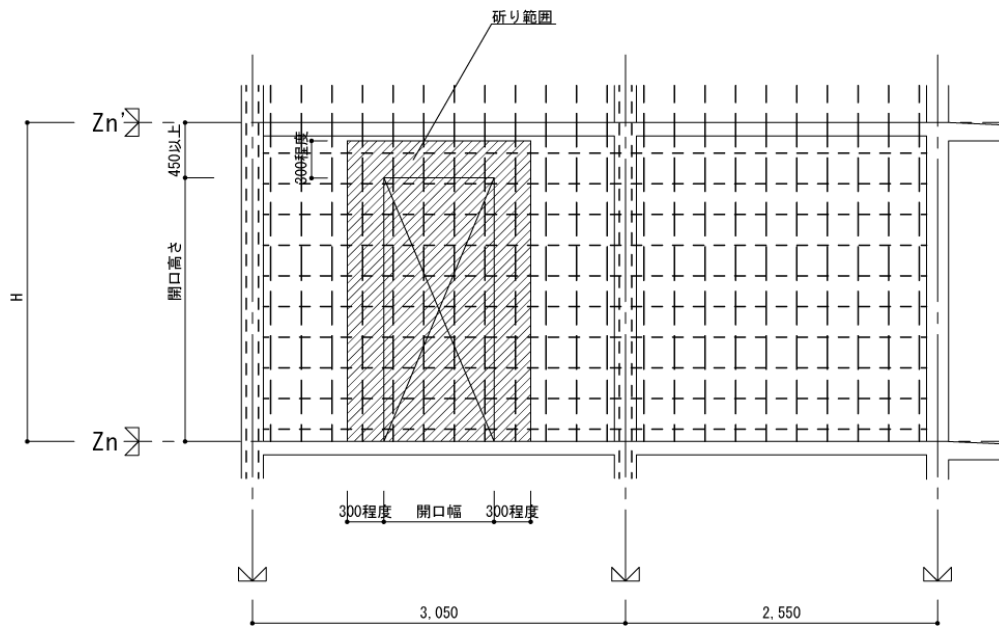
解説図 5.2.1 本節の対象とする戸境壁（○印箇所）

2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法と施工手順

短辺方向の戸境耐力壁端部には端部曲げ補強筋が、耐力壁の交差部には交差部縦補強筋が配筋されている。また、耐力壁・スラブ接合部には、耐力壁とスラブとの一体化を図るための補強筋が配筋されている。一方、耐力壁内には、 $9\phi@250\sim150$ 程度の縦筋と横筋が配筋されていると想定される。当該戸境耐力壁に出入り口開口部を設置すると、開口部の左右の耐力壁には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じるため、開口部周囲には、所要の曲げ補強筋を配置する必要がある。また、開口設置に伴い既存耐力壁の縦筋が丸鋼の場合および横筋は、その端部をかぎ状に折り曲げる必要があることから、コンクリートの研り範囲は、必要とする開口部の大きさよりも大きくする必要がある。また、開口部周囲に新たに配筋する補強筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する必要があることから、必要とする開口部の周囲を研る必要がある。また、開口部の上下においては、上下階からの耐力壁の縦筋も、所定の長さ以上で定着する必要がある。上記の留意事項を考慮した戸境耐力壁への出入り口設置方法を、以下に示す。

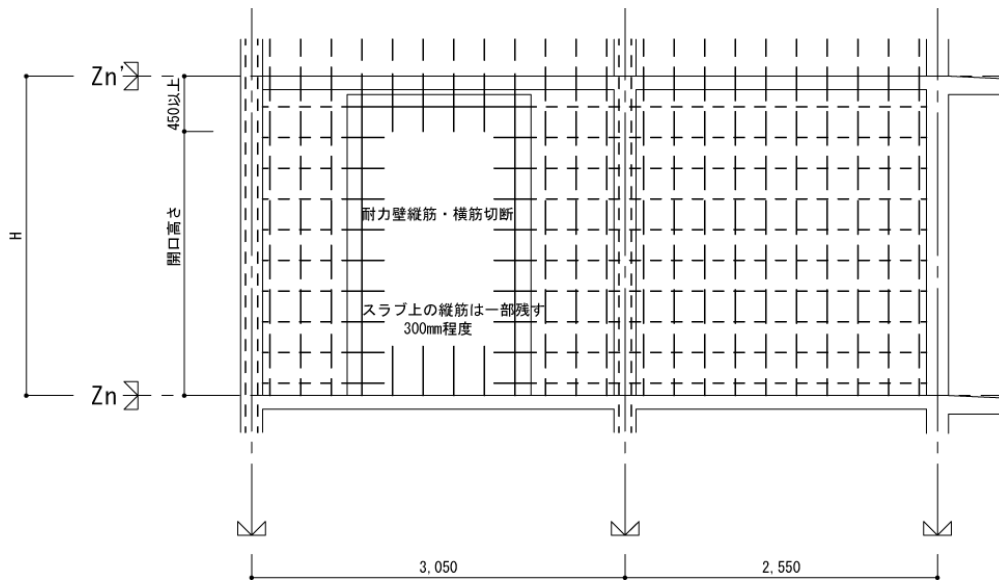
- ① 必要とする開口部よりも **300mm** 程度大きくコンクリートを研る（解説図 5.2.2）。
- ② 既存耐力壁の縦筋および横筋を切断する。その切断位置は、開口部周囲の補強筋を拘束し、末端を **180度フック**に加工できる長さ以上とする（解説図 5.2.3）。
- ③ 開口部周囲の補強筋を開口部端より所要の長さ以上を確保し、必要に応じてコンクリートを研り補強筋を配置する。さらに、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋が丸鋼の場合には末端を **180度フック**とする。このとき、開口部周囲の補強筋は、既存耐力壁の縦筋および横筋で拘束するものとする。耐力壁内の鉄筋の納まりを考慮して **180度フック**が出来ない場合は、**U字形鉄筋**を用いて既存の縦筋や横筋とフレア溶接にて閉鎖形とする（解説図 5.2.4～8）。
- ④ 耐力壁開口部下端における縦筋は、所定の長さ以上を確保して定着する必要がある。定着は開口設置階のスラブ上面を研り出しスラブ内に定着させ、かぶり厚さを確保出来るように無収縮モルタルにて復旧する。ただし、スラブ上面を研り、スラブ上端筋を露出させると既存上端筋の定着が無効となるため、当該定着方法は既存スラブ筋を研らない場合のみ可とする。これによらない場合には、開口部下端に補強筋を配置した後に耐力壁の縦筋の末端を **180度**に折り曲げて床仕上げレベルまでコンクリートを打設する方法が考えられるが、現場にて折曲げ可能か検討を要する（解説図 5.2.6）。
- ⑤ コンクリート研り後の開口部周囲の端面は十分な面粗しを行い、型枠を設置して流動性に優れた

コンクリートを充填する（解説図 5.2.7）.



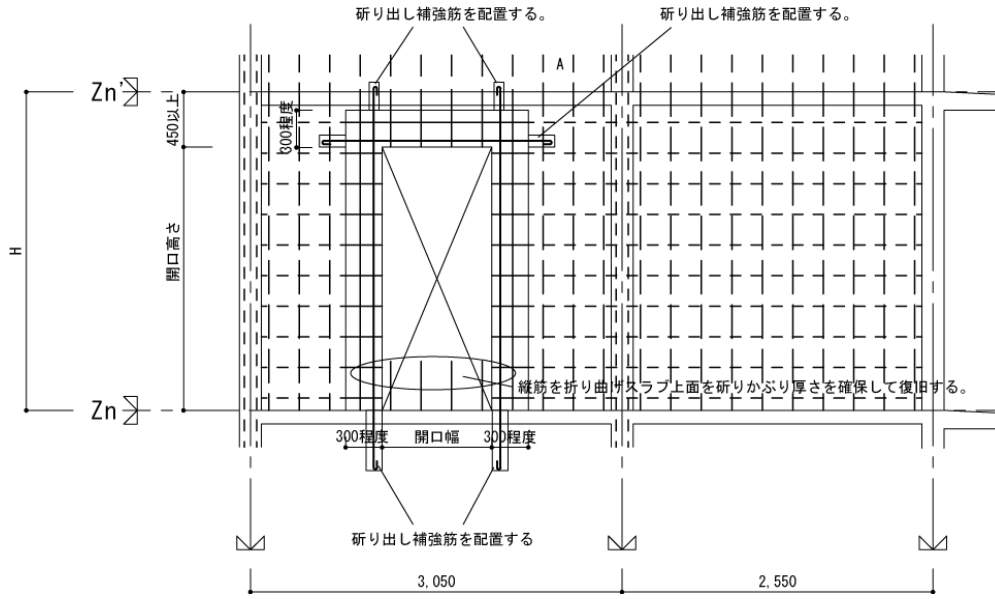
[注] 必要とする開口部の大きさより 300mm 程度大きく研る.

解説図 5.2.2 耐力壁コンクリートの研り



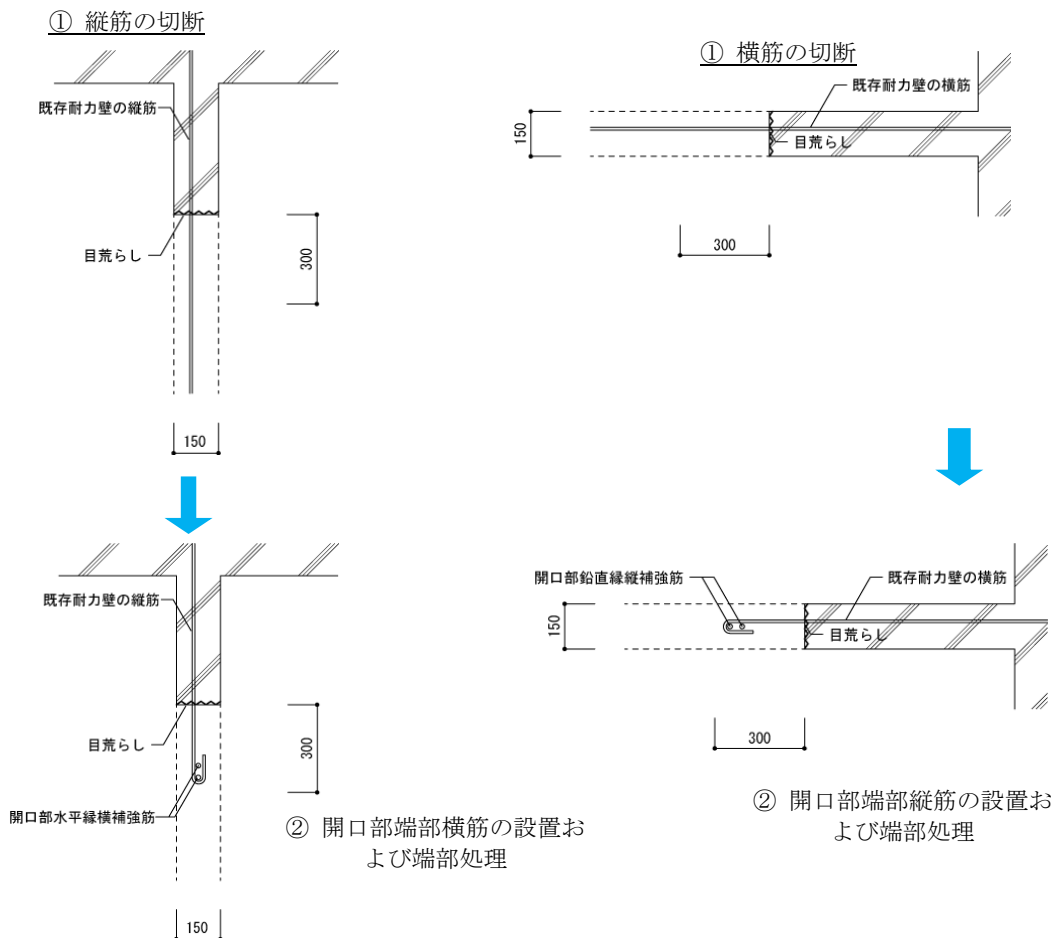
[注] 所要の鉄筋長さ以上を残して切断.

解説図 5.2.3 縦筋および横筋の切断



[注] 定着長さを確保するため必要に応じてコンクリートを研る。

解説図 5.2.4 開口端部補強筋の設置

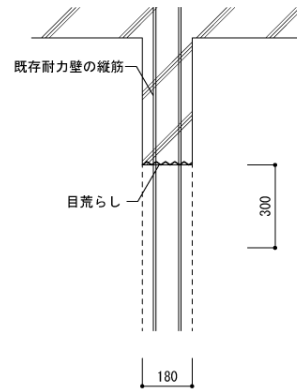
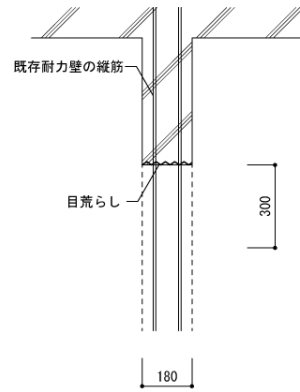


(a) 開口上部縦筋の施工方法

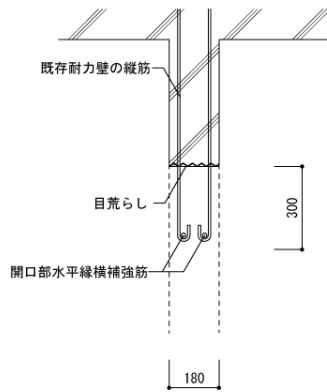
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.5 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(単配筋の場合)

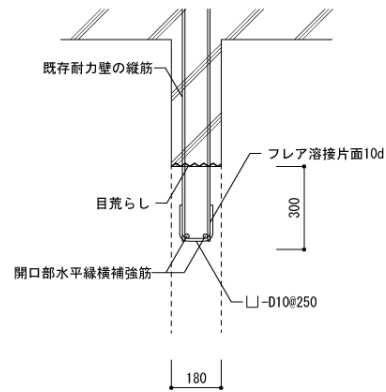
① 縦筋の切断



② 開口部端部横筋の設置および端部処理



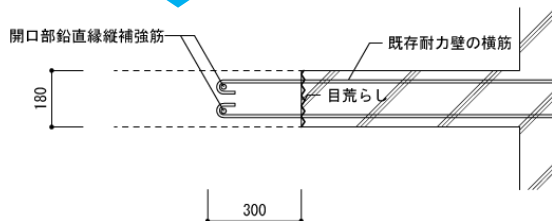
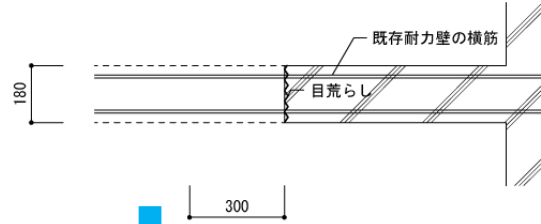
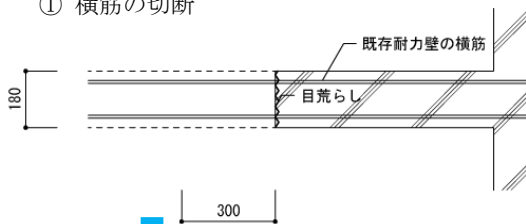
ii) 末端を 180° フックとする場合



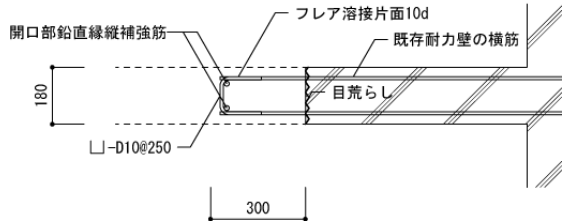
ii) フレア溶接の場合

(a) 開口上部縦筋の施工方法例

① 横筋の切断



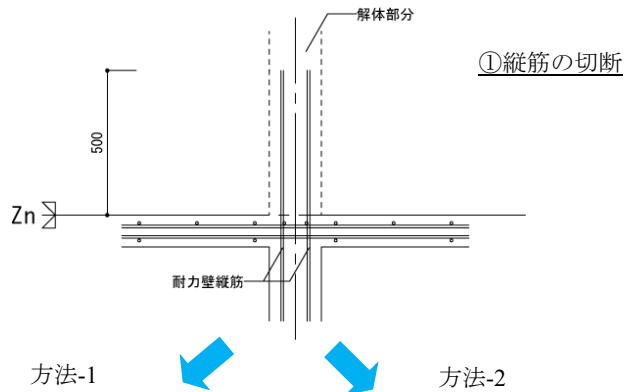
i) 末端を 180° フックとする場合



ii) フレア溶接の場合

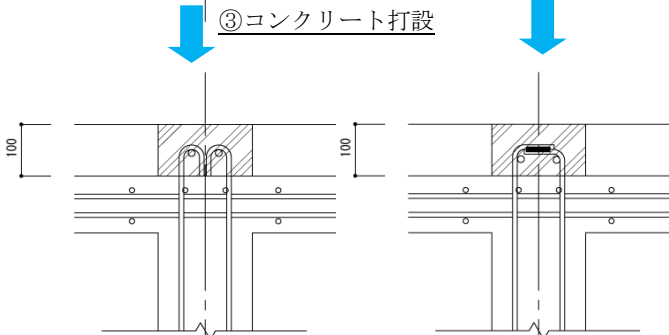
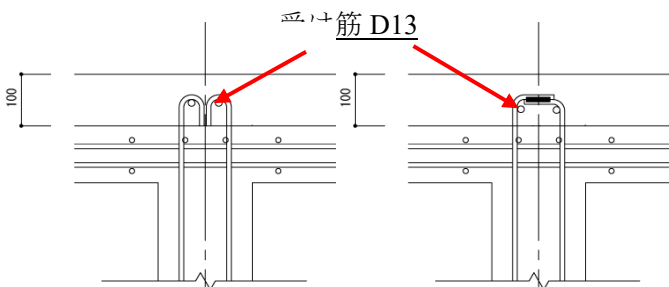
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.6 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(複配筋の場合)



方法-1
②スラブ上に横補強筋を配置し、下階からの縦筋を折曲げ、あるいは閉鎖型とする。

方法-2
②スラブ上面を研り、折り曲げ納める。

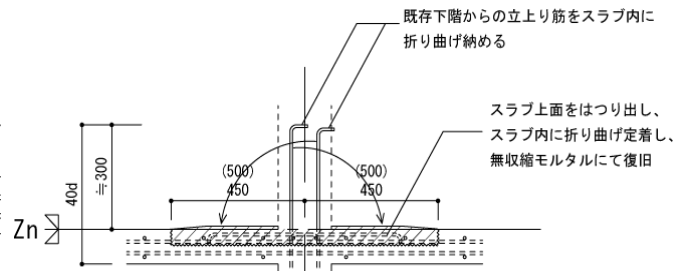


(a) 180° フックの場合

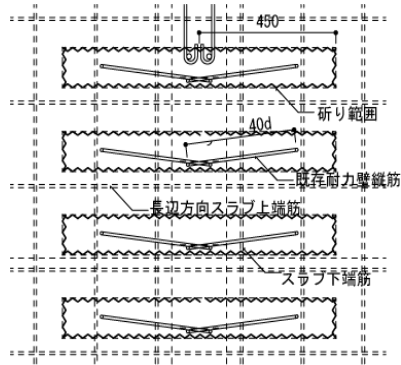
(b) フレア溶接の場合

- 縦筋 9ϕ のため曲げ内法直径 D は $2d$ 以上とする。
- 余長は $4d$ 以上とする。

- 両側溶接 $5d$ とする。

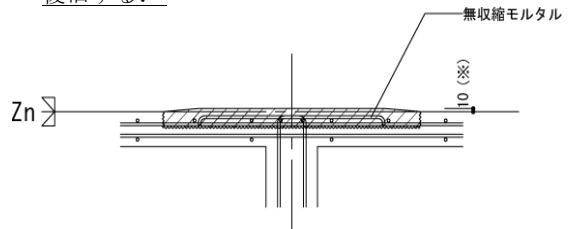


(a) 鉛直断面



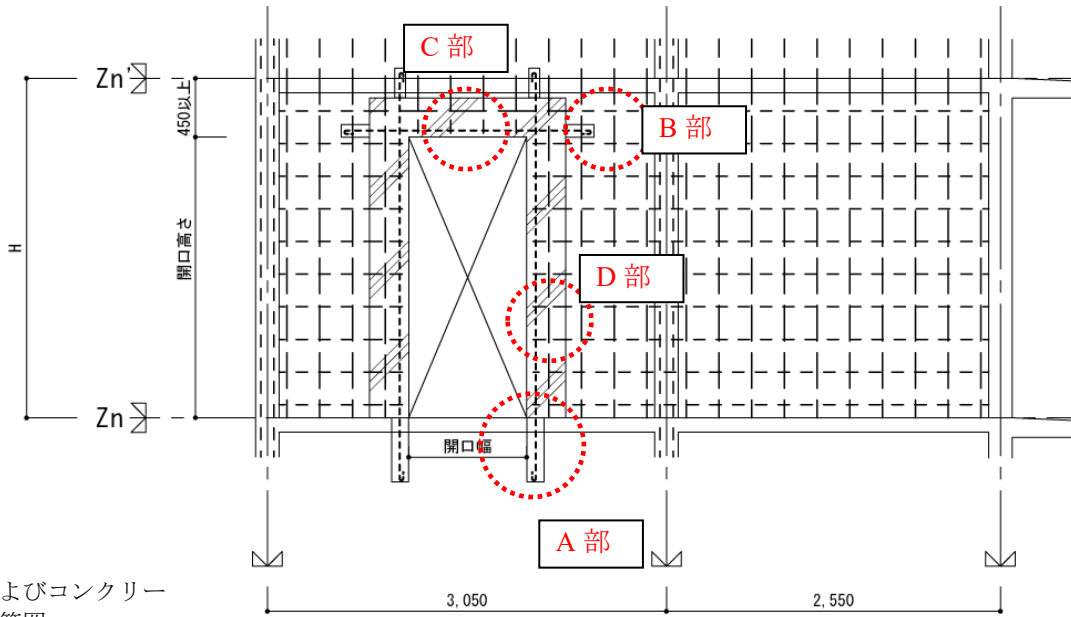
(b) スラブ研り範囲平面図
(スラブ上端筋は露出させない)

③かぶり厚さを確保できるよう無収縮モルタルで復旧する。

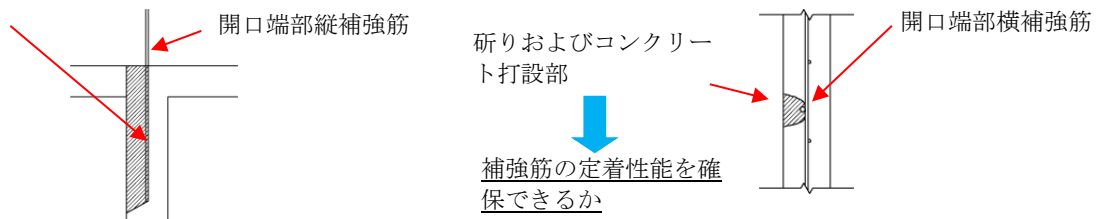


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

解説図 5.2.7 耐力壁開口部下端における耐力壁縦筋の処理例 (複配筋の場合)

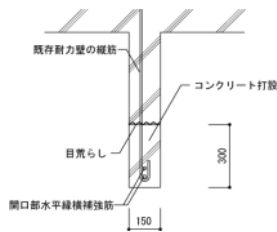


研りおよびコンクリート打設範囲

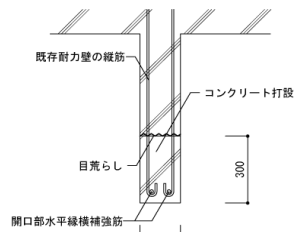


A部断面詳細図例

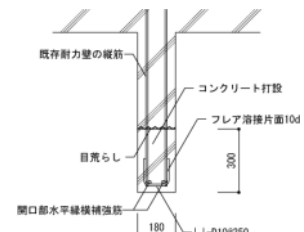
B部詳細図例



(a) 単配筋の場合



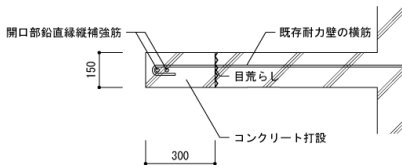
i) 180° フックの場合



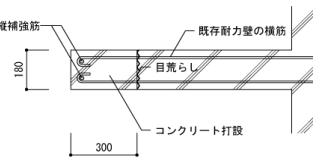
ii) フレア溶接の場合

C部詳細図例

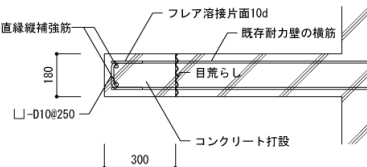
(b) 複配筋の場合



(a) 単配筋の場合



i) 180° フックの場合



ii) フレア溶接の場合

(b) 複配筋の場合

D部詳細図例

解説図 5.2.8 戸境壁への出入り口開口設置における各部詳細例

⑥ 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態が、あと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを決定する。

(1) あと施工アンカーの終局時の耐力の算定

あと施工アンカーの終局時の部材断面の耐力は断面力の釣合いとひずみ度の適合条件を考慮して計算する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

あと施工アンカーの引張負担力が終局耐力となる時の中立軸を式(5.2.1)の釣り合い式が成立することを仮定し算出する。算出した中立軸を用いて式(5.2.2)よりあと施工アンカーの短期許容応力時に部材断面に生じる曲げ降伏モーメントを算出する。

なお曲げ降伏モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~D)の条件をもとに、曲げ降伏モーメントを算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。

$$M_u = \Sigma A_{st} \sigma_{st} d - \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_c b x_n^2}{6} + Ng(N \cdot \text{mm}) \quad (5.2.1)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (mm^2)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (N/mm^2)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (mm^2)

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) (N/mm^2)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

σ_c : コンクリートの応力度(N/mm^2)で三角形分布を仮定した圧縮側コンクリート応力度

b : 部材の幅(mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

N : 軸力(N)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離(mm)

(2) あと施工アンカーの終局引張耐力の算定

あと施工アンカーの短期許容引張耐力は文献^{5.3)5.4)}に基づき算定を行う。 T_{mu} はアンカー筋の引張破壊、 T_{cc} はコンクリートのコーン状破壊、 T_{cb} はアンカー筋の付着破壊を想定する際の終局引張耐力である。また、上記算定値の最小値 T_{mc} をアンカー筋が有する終局引張耐力とみなした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (5.2.2)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot s a_e \quad (5.2.3)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (5.2.4)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (5.2.5)$$

$m\sigma_u$: アンカー筋引張強度(N/mm²) ($m\sigma_u = 1.1\sigma_y$)

σ_y : アンカー筋降伏強度(N/mm²)

$s a_e$: アンカー筋断面積 (mm²)

σ_B : コンクリート強度(N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

l_e : アンカー筋の有効埋込長さ(mm) で、先端が寸切りの場合は埋込み長さとする

d_a : アンカー筋の公称径(mm)

τ_a : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm²)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$ または $\tau_a = 10 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

A_c : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、図 5.2.9, 図 5.2.10 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから 45° に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2}$ の場合、式(5.2.6)によるものとし、 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2}$ の場合、式(5.2.7)によるものとする。

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p \quad (5.2.6)$$

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left((l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left(\sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2}\right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad (5.2.7)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s} \quad (5.2.8)$$

p : ピッチ合計(両端アンカーの中心距離)(mm)

t_w : 下階梁幅(mm)

t_s : スラブ厚さ(mm)

n : アンカー筋の本数

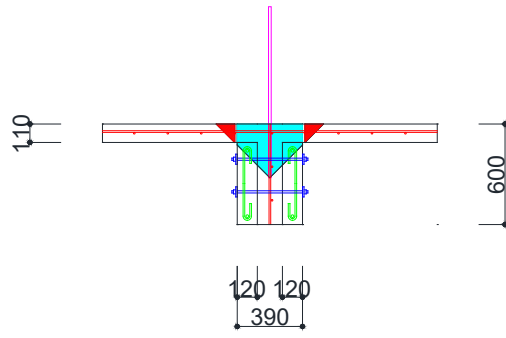


図 5.2.1 あと施工アンカー配筋図

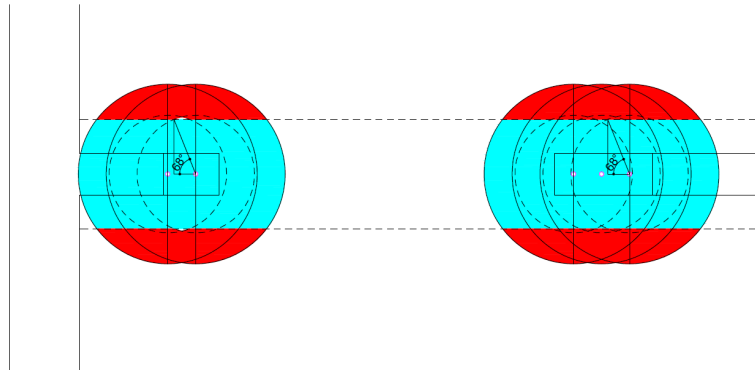


図 5.2.2 有効投影面積

5.2.2 検討項目・検討方法

戸境耐力壁への出入り口開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

- (1) 開口部際の端部縦補強筋は計算によって求めるほか、開口部の内法高さに応じて建設当時の関連基規準に記載の規定値以上とする。なお、端部縦補強筋の規定値は、鉄筋の種別により補正してもよい。また、開口部上下の横補強筋は、計算によって求めるものとする。
- (2) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ (d :異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする)または標準フック付き $30d$ 以上あるいは壁式構造配筋指針・同解説(2013)に基づいて求めた長さ以上とする。
- (3) 最上階に出入り口開口部を設置する場合には、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重に対する検討が必要になることから、当該新設壁梁形成後に生じる長期および短期に生じる応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。
- (4) 1階の戸境壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁に生じる応力を加算した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。

・ 戸境耐力壁への出入り口開口設置における施工手順に応じた検討項目・検討方法

(1) 開口設置方法と施工手順に応じた検討項目と検討方法

5.2.1 項に記載の戸境壁への出入り口開口設置方法に対する施工手順に応じた検討項目と検討方法を、本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.2.1 に示す。

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
①	(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。 (a) 開口部の位置、大きさ (b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定	(a) 計画している開口部の大きさに対して、開口部設置後の残存壁の長さが 600mm (= 開口部内法高さ $2,000\text{mm}$ の 0.3 倍) 以上、開口部の上部が壁梁となる場合は、せいが 450mm 以上の壁梁を設けることができるか検討。 (b) 開口部際の端部縦補強筋の径および本数は、計算で求めるほか建設当時の関連基規準の規定値(解説表 4.1 参照)以上とする。 なお、開口部際の端部縦補強筋として SD 345 以上の鉄筋を用いる場合は、次式により求める数値以上の鉄筋量となるように、解説表 4.1 の補強筋を置き換えてもよい ^{5.2.1)} 。 $a_{10}' = a_{10} \times 235 / f_t \quad (\text{解 5.2.1})$ 記号 a_{10}' : 短期許容引張応力度が 295N/mm^2 以上の端部縦補強筋を使用する場合の端部縦補強筋量 (mm^2) a_{10} : 解説表 4.1 に記載の端部縦補強筋の断面積 (mm^2) f_t : 開口部設置際に使用する端部縦補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm^2)	解説図 5.2.9 参照

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/4)

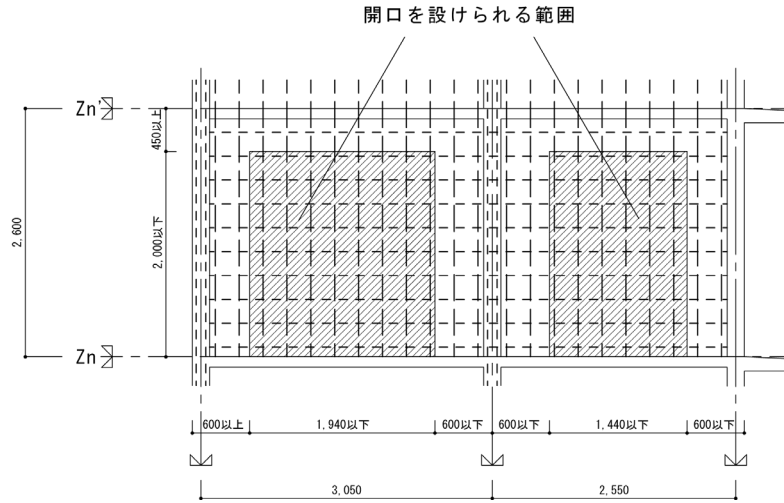
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p>	<p>(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p>	<p>開口部上下の横補強筋は、関連基準による規定がないため計算によって求まる数値以上とする。ただし、鉄筋径はD13以上とする。</p> <p>新設開口部周囲の縦補強筋および横補強筋量の算定は、下記の①または②による。</p> <p>① 開口部設置に伴う開口部左右の耐力壁や上下の梁（壁梁、基礎梁）に生じる曲げモーメントおよびせん断力を適切な方法により算定し、当該応力に対して許容応力度設計を行う。</p> <p>② 応力・変形解析において、新設開口部を有する壁を有開口耐力壁でモデル化する場合、開口部による低減率が0.4未満の場合は、RC規準19条^{5.6)}に基づき下式によって検討する。</p> <p>i) 開口隅角部の鉛直縁張力に対する補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nv} = T_v / f_t \quad (\text{解 5.2.2})$ <p>記号 a_{nv}: 新設開口部際の縦補強筋量(mm²) T_v: 鉛直縁張力(N)で、次式による。</p> $T_v = \frac{h_o}{2(l-l_o)} Q_D \quad (\text{解 5.2.3})$ <p>h_o: 開口部の内法高さ (mm) l_o: 開口部の内法長さ (mm) l: 当該開口部を含む耐力壁の全長さ (mm) Q_D: 短期設計用せん断力(N)で、次式による。</p> $Q_D = 2 Q_E \quad (\text{解 5.2.4})$ <p>Q_E: 短期荷重時の有開口耐力壁のせん断力(N)で、平均せん断応力法によって求める場合には、平均せん断応力(N/mm²)に当該開口部を除いた壁厚と壁長さを乗じた数値。</p> <p>f_t: 縦補強筋の短期許容引張応力度(N/mm²)</p> <p>ii) 開口隅角部の水平縁張力による補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nh} = T_h / f_t \quad (\text{解 5.2.5})$ <p>記号 a_{nh}: 新設開口部際の横補強筋量(mm²) T_h: 水平縁張力(N)で、次式による。</p> $T_h = \frac{l_o}{2(h-h_o)} \frac{h}{l} Q_D \quad (\text{解 5.2.6})$ <p>h_o: 開口部の内法高さ(mm) l, l_o, Q_D: (解 5.2.3) 式による。 h: 当該階の耐力壁の高さ(下階床から上階床までの距離とする。) (mm)</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>① (i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 新設する端部曲げ補強筋と緊結させるために所要の鉄筋長さを残して切断する。</p> <p>(iii) 開口補強筋を設置する。</p>	<p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p> <p>(c) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の定着長さの確保</p> <p>(b) 開口部際端部アンカー筋と縦筋の重ね継手長さの確保</p> <p>(e) 1階に開口部を設けた場合、コンクリートの研り、耐力壁縦筋、横筋切断後の状態で基礎梁の長期許容応力度設計(M,Q)および短期許容応力度設計(M,Q)</p> <p>(f) 最上階に開口部を設けた場合、コンクリート研り、耐力壁縦筋・横筋切断後の状態で開口部上部の壁梁の長期応力度設計(M,Q)および短期許容応力度設計(M,Q)。</p>	<p>f_t: 横補強筋の短期許容引張応力度(N/mm²)</p> <p>iii) i), ii) で求めた補強筋量が下式を満たすことを確認する。</p> $\frac{a_{lv}f_t + a_{th}f_t}{\sqrt{2}} \geq T_d \quad (\text{解 5.2.7})$ <p>記号 T_d: 開口隅角部の付加斜張力(N)で、次式による。</p> $T_d = \frac{h_o + l_o}{2\sqrt{2}l} Q_D \quad (\text{解 5.2.8})$ <p>h_o, l_o, l, Q_D: (解 5.2.6)式による。</p> <p>(c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 L_2, フック付き定着長 L_{2h} あるいは計算で求まるフック付き必要定着長さ l_{ab} の何れかとする。精算の場合は下式による。</p> $l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_t d_b}{10 f_b} \quad (\text{解 5.2.9})$ <p>各記号は RC 規準 17 条^{5.6)}によるが、非拘束領域に定着するものとして算定する。</p> <p>(d) 開口部周囲の縦補強筋の重ね継手長さは、RC 規準 16 条^{5.6)}の大地震動に対する安全性確保のための検討に準ずる。</p> $\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (\text{解 5.2.10})$ <p>各記号は RC 規準^{5.6)}による。</p> <p>(e) 1階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合は杭頭に生じる応力を加算した長期および短期の応力に対して、既存配筋、断面で負担できることを検討。</p> <p>短期荷重時に1階の耐力壁の応力により開口部下の基礎梁に生じる応力は、開口部左右の耐力壁に生じる平均せん断応力度に基づいて検討を行う。</p> <p>(f) 最上階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、開口部上の壁梁の上端に生じる施工時の曲げモーメントを耐力壁・スラブ接合部内の補強筋にて負担できるか検討。中央部は耐力壁横筋で曲げモーメントを処理出来るか検討。せん断力はコンクリートと壁梁の縦筋(既存耐力壁の縦筋)で処理できるか検討。処理できない場合は、最上階スラブと最上階間に支保工を設置し対処する。</p> <p>また、短期荷重時における応力に対して新設壁梁および開口部左右の耐力壁が短期許容応力度設計を満足させるよう壁梁横筋、縦筋、開口端部に鉄筋を新設する。新設方法は、壁梁せい低減の方法に準じて行う。開口部際の耐力壁の端部曲げ補強筋は計算によるほか建設当時の基規準に規定される鉄筋量以上とする。</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

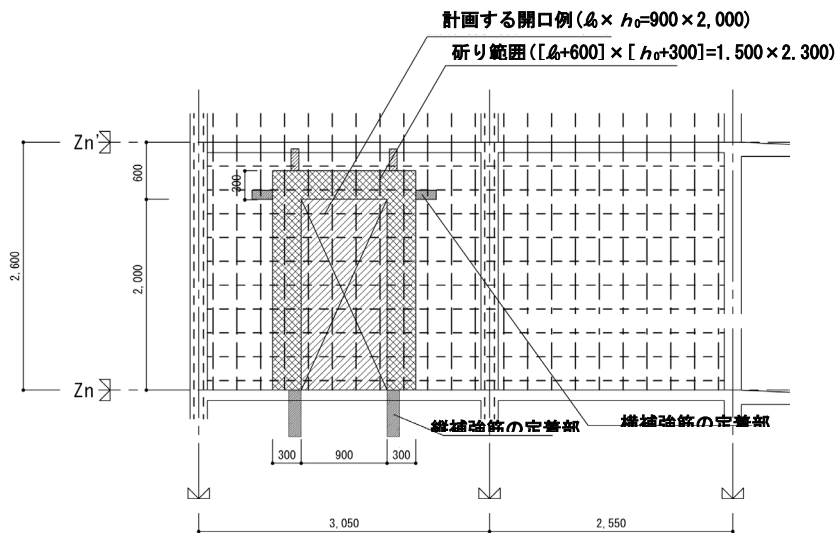
解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (4/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
②	(i) 切断した既存横筋を、開口部周囲に設けた端部曲げ補強筋にかぎ状に折曲げるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚，配筋状態（単配筋か複配筋）において，壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。無理な場合は，U 字形鉄筋と既存耐力壁横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.2.7 参照
③	(i) 下階からの縦筋は床スラブを研り出し床スラブ内に折り曲げて定着させ無収縮モルタルにて復旧させる。	(a) 定着長さの確保 (b) かぶり厚さの確保	(a) 定着長さ 40d 以上を確保出来るよう検討する。 (b) かぶり厚さが確保できるか検討する。このとき，スラブ上端筋を露出させて既存スラブを研ってはならない。出来ない場合は，当該スラブ部分をかさ上げし，テーパ一状に処理する。 (c) (a)，(b) が施工上困難あるいは不可能な場合，既存縦筋を 180° フックあるいは，フレア溶接にて閉鎖し，新設横補強筋にて拘束する。	解説図 5.2.8 参照
④	(i) 開口を設置した既存耐力壁端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (iv) 養生期間経過後型枠解体			



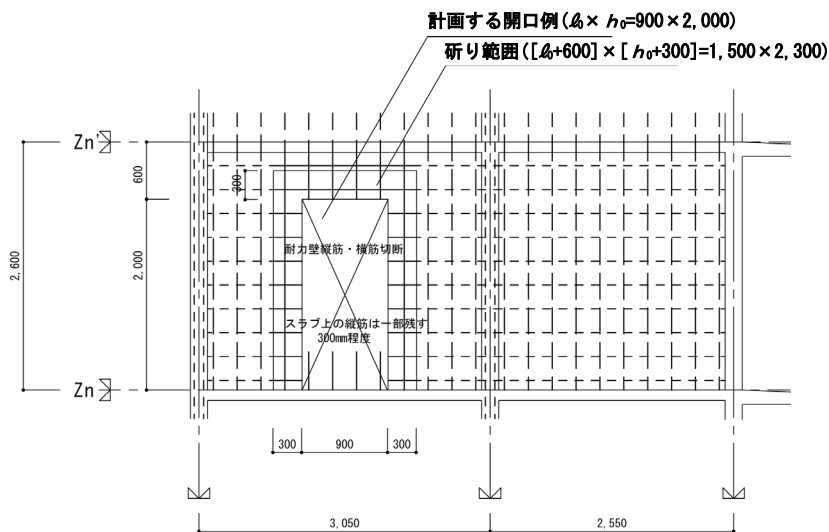
(a) 戸境壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上、上階のスラブ天端より 450mm 以上の壁部分を残す)

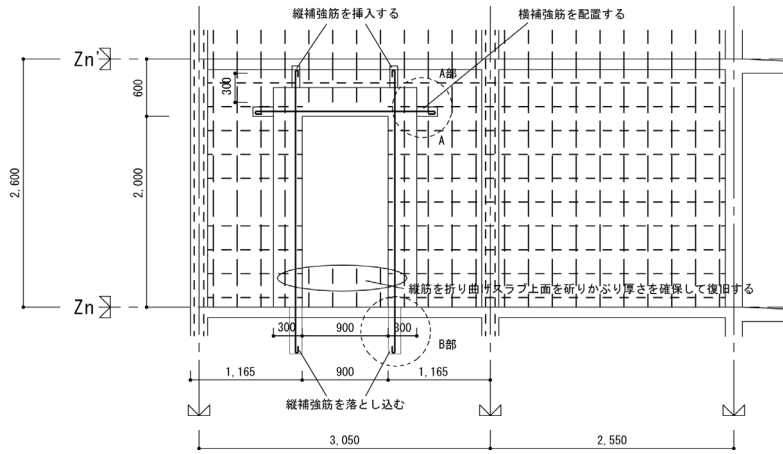


(b) 設定する開口と研り範囲の例

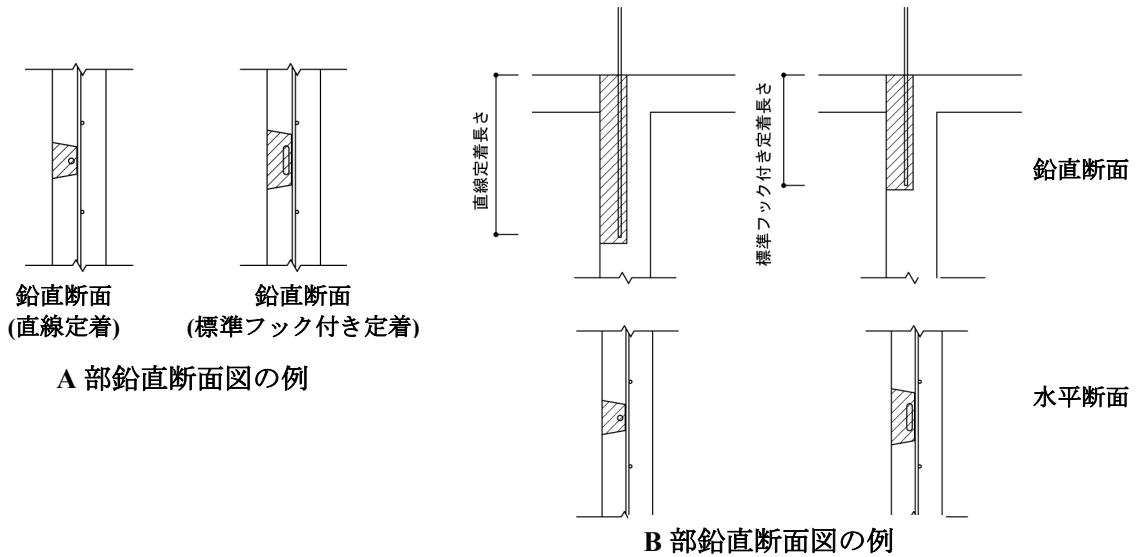
(開口の大きさを $h_0 \times \ell_0 = 2,000\text{mm} \times 900\text{mm}$ とした場合、研り範囲： $\ell_0 + 600$ (片側 300), $h_0 + 300$ および補強筋定着部)



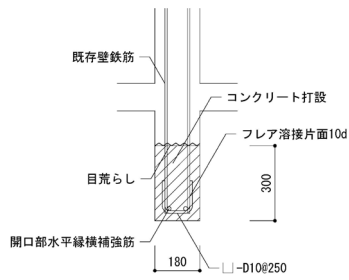
(c) 既存耐力壁縦筋・横筋の切断



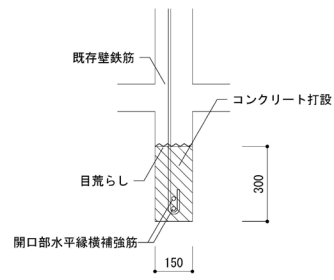
(d) 補強筋の設置例
(補強筋 2-D16, 定着長さは L_2)



解説図 5.2.9 戸境耐力壁への開口設置施工方法例

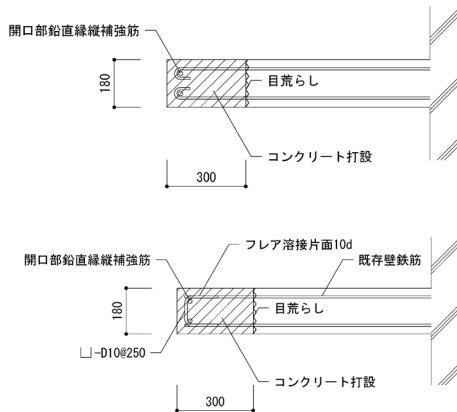


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合

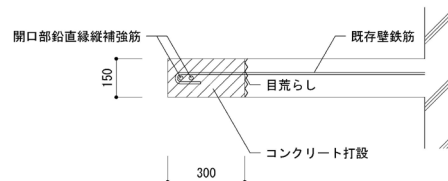


ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(a) 壁梁部

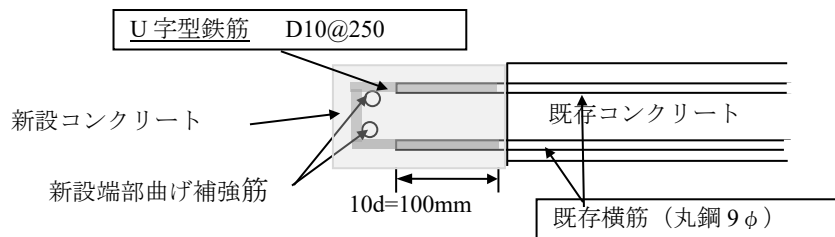


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合



ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(b) 耐力壁端部



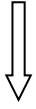
フレア溶接とする場合、フレア溶接に用いる U 字形鉄筋は、既存壁筋の上面で片面 10d 溶接を行うとともに、かぶり厚さを確保する。

(c) 耐力壁開口部側面端部部

解説図 5.2.10 耐力壁への開口設置に伴う開口部端部の処理方法例

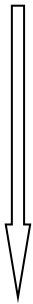
上部撤去後

床スラブ上 500mm 程度高さで縦筋を切断



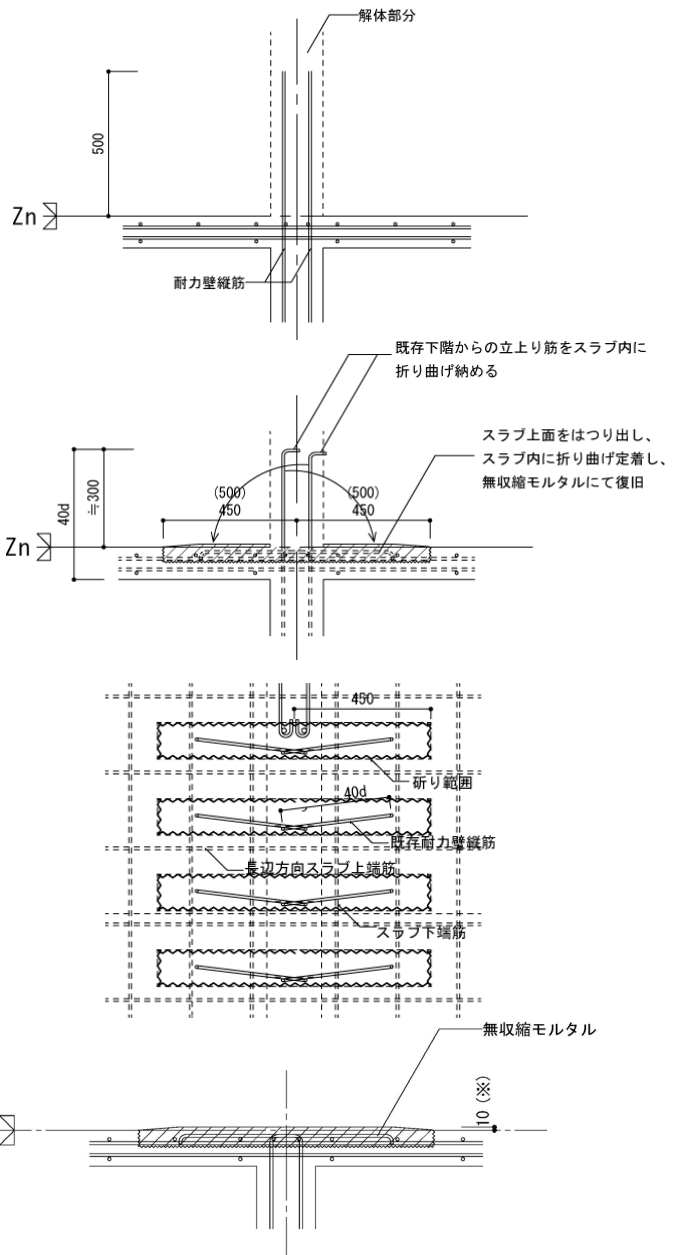
端部鉄筋加工およびスラブ上面の研り

- ・ 端部鉄筋を折曲げる.
- ・ スラブ上面の研り範囲の決定(スラブ上端筋は露出させてはならない.)



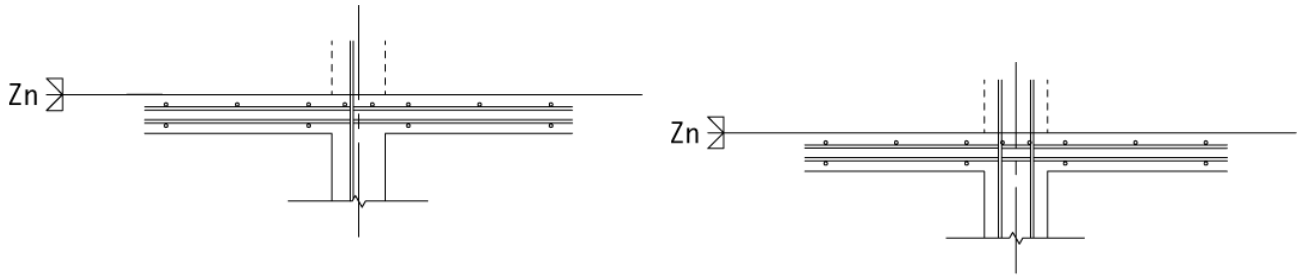
スラブ内定着・補修

折り曲げ定着後, 無収縮モルタルにて補修

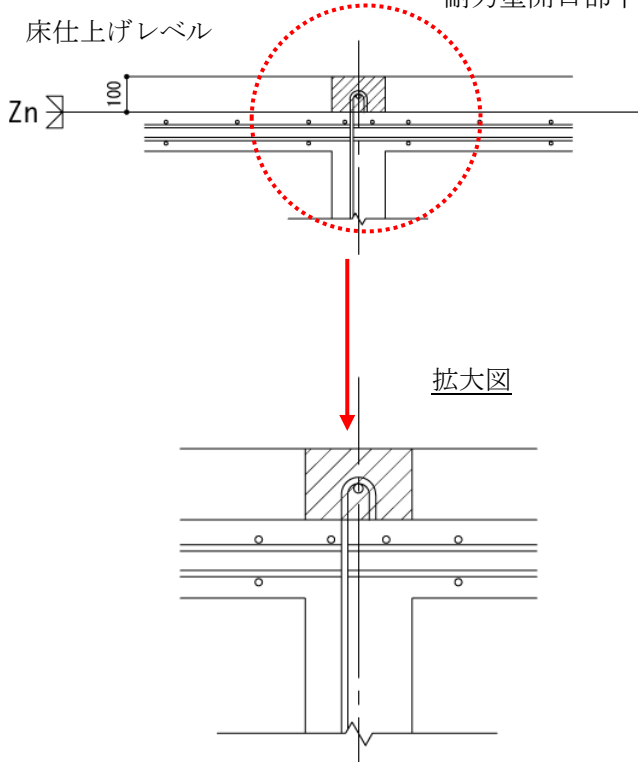


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

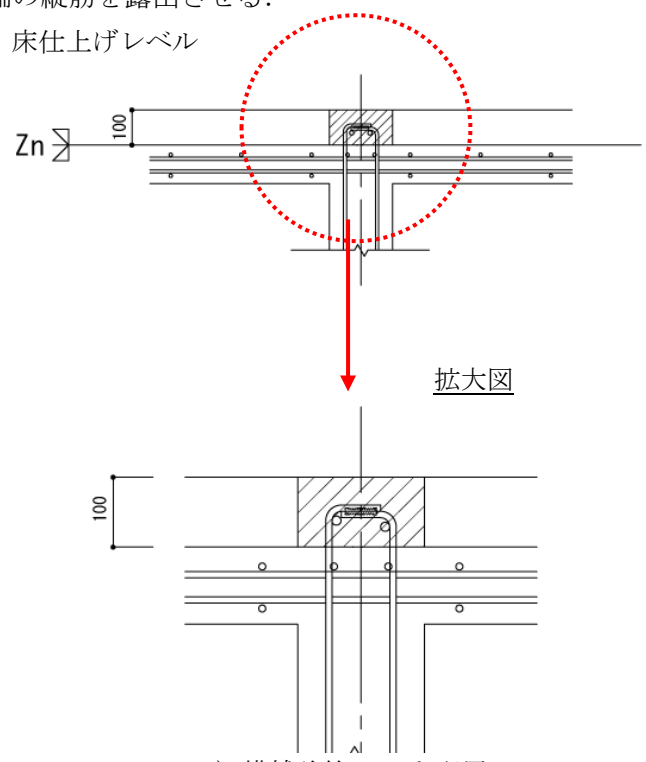
解説図 5.2.11 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋のスラブ内定着方法例



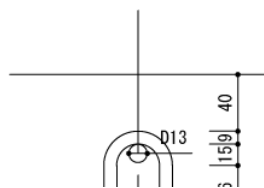
i) スラブ上のみコンクリートをはつり、
耐力壁開口部下端の縦筋を露出させる。



ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 180° フックさせる。



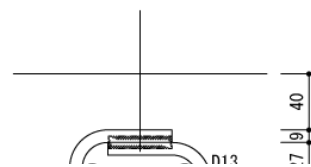
ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 90° フックさせフレア溶接にて閉鎖型とする。



iii) 納まり図

耐力壁縦筋 (9φ) を 180° フックとした場合、余長を $4d$ (36mm) かぶり厚さ 40mm を確保すると、折曲げ半径は、 $100-40-9-36=15\text{mm}$ となる。上図は上記の時の納まり図。従って、折曲げ直径 D の最大は $15\text{mm} \times 2/9\text{mm} \approx 3.3d$ となり $2d \sim 3d$ は確保できる。

(a) 単配筋の場合



iii) 納まり図

縦筋を閉鎖型とする場合は、U 字形鉄筋を用いないこととし、既存鉄筋を両側溶接長 $5d$ のフレア溶接とする。既存縦筋のかぶり厚さを 40mm と仮定すると折曲げ直径 D は $2d \sim 4d$ の範囲で有効溶接長 $5d$ 以上を確保出来る。

(b) 複配筋の場合

解説図 5.2.12 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋の施工方法例

(2) 検討例

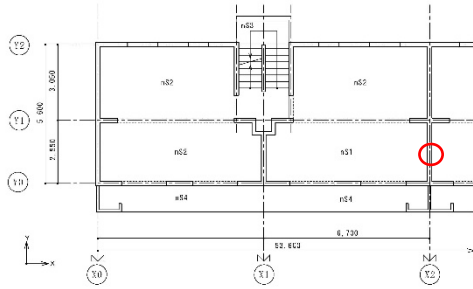
解説表 5.2.1 に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(i) 検討条件

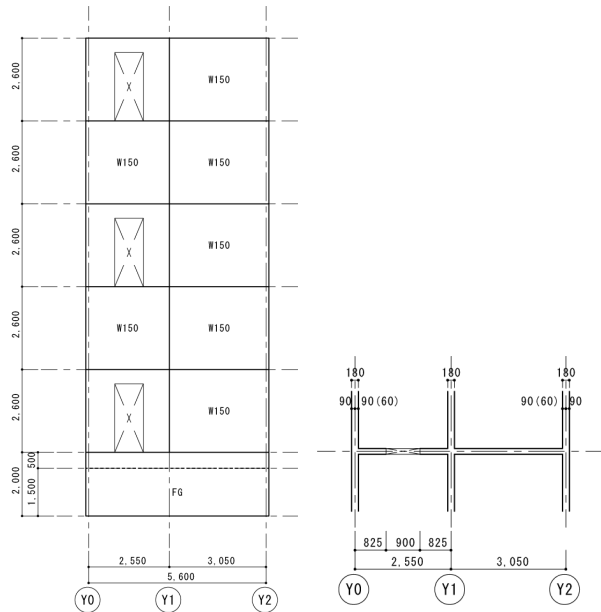
- ・建物階数：5階 開口設置位置：X2 通り，Y0-Y1 間の耐力壁(解説図 5.2.13)
- ・開口設置階：5階，3階，1階(解説図 5.2.14)
- ・戸境耐力壁長さ：Y0～Y1 間 $L=2,550\text{mm}$ ，Y1～Y2 間 $L=3,050\text{mm}$
 全長 $L_w=90+2,550+3,050+90=5,780\text{mm}$
- ・階高： $h=2600\text{mm}$ (1～5階)
- ・既存戸境耐力壁の壁厚：1～5階 $t=150\text{mm}$ (UR 壁式 RC 造設計要領に基づく設計)
- ・既存戸境耐力壁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$ (165 kgf/cm²)
- ・新設部の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- ・既存戸境耐力壁の縦筋および横筋：
 縦筋および横筋とも 1-9φ@250(5階)，1-9φ@200(4階)，1-9φ@150(3～1階)
- ・耐力壁・スラブ接合部補強筋：1-13φ(屋根)，1-16φ(5～2階)，
- ・出入口開口部形状：1,3,5階ともに $l_o \times h_o=900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$
- ・開口部設置位置：Y0～Y1 間 ($\ell'=2,550\text{mm}$) の中央部として
 →左側耐力壁： ${}_L\ell_w=915\text{mm}$ ，右側耐力壁： ${}_R\ell_w=3,965\text{mm}$
 耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell=3,340\text{mm}$
- ・各階耐力壁負担せん断力は、以下に示す建設当時の建築構造設計要領による平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ に耐力壁断面積を乗じた数値により求める(実際の改造設計では、改造計画建物全体として地震力を算定し、各階の平均せん断応力度を算定することとなるが、ここでは安全側の検討として上限値を用いる。)

解説表 5.2.1 平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ 。

階	kg/cm ² (N/mm ²)
5	1.33 (0.130)
4	2.22 (0.218)
3	3.33 (0.327)
2	3.56 (0.349)
1	4.00 (0.392)



解説図 5.2.13 開口設置箇



(a) 設置階

(b) 開口位置

解説図 5.2.14 開口設置階と開口位置

以下、最上階(5階)、3階、1階の検討を行う。

(ii) 最上階開口部設置の検討

i) 耐力壁のコンクリート研り、縦筋および横筋切断後における長期荷重時の検討

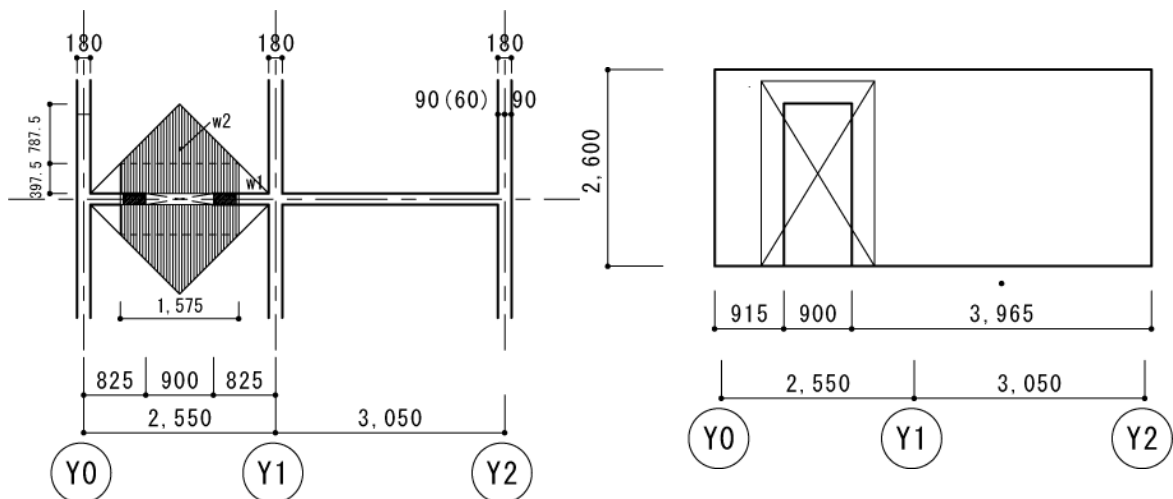
出入り口開口部形状は $l_o \times h_o = 900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$ であるが、周囲 300mm 程度を研り、鉄筋を切断するため、この時の開口上部の壁梁の長期荷重時における検討を行う。

・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 (\text{kNm}) \times 0.40 (\text{m}) \times 2 = 3.4 \text{ kN/m}$

$$w_2 = 4.3 \times 0.79 \times 2 = 6.8 \text{ kN/m}$$

・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.30 - 0.12) = 0.11 \text{ kN/m}$

・有効スパン： $l' = l_0 + 300 \times 2 + D/2 = 900 + 300 \times 2 + 150/2 = 1,575\text{mm}$



解説図 5.2.15 コンクリート研り後の 5 階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

- ・コンクリート研り後の開口部上部壁梁鉛直荷重時応力 (C, M_o, Q)

$$C = 1.6 \text{ kNm} \quad , \quad M_o = 2.5 \text{ kNm} \quad , \quad Q = 5.4 \text{ kN}$$

縦筋および横筋切断後に、上端鉄筋を耐力壁・スラブ接合部補強筋(1-13φ)とし、下端筋が屋根スラブ上から120mmに耐力壁の横筋(1-9φ)があると仮定する。端部上端および下端の必要鉄筋断面積は、次の通り算定される。

- ・端部上端

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)} \quad , \quad j = (7/8)d$$

$$a_t = 1.6 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 97.3 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

- ・中央下端

$$M_c = M_o - C = 2.5 - 1.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

$$a_t = 0.9 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 54.7 \text{ mm}^2 < 1-9 \phi (63.6 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

実際の改造では、コンクリート研り、縦筋および横筋切断後における開口部上の既存の横筋の位置が正確に分からないため、屋根スラブと5階床スラブ間に支保工を設置し、屋根スラブ自重をキャンセルさせることとする。

ii) 開口部上部新設壁梁設置後の長期および短期荷重時の検討

最上階に出入り口開口部を設置する場合は、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重による検討を行う。なお、鉛直荷重時有効スパンは、 $\ell' = \ell_o + D/2$ とする。

(a) 長期荷重時応力および断面検討

- a) 鉛直荷重時応力 (鉛直荷重時応力は屋根負担面積分重量および梁自重を考慮する)

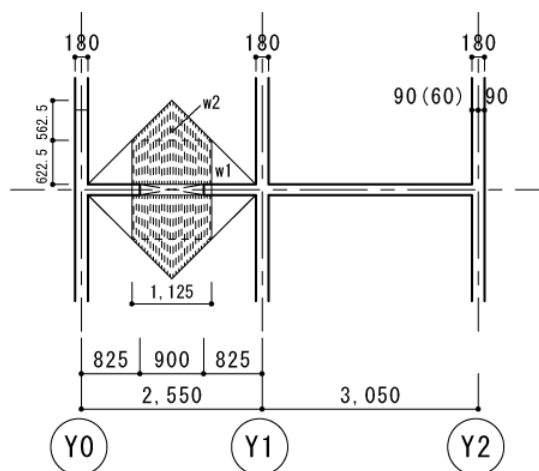
- ・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.623 \text{ (m)} \times 2 = 5.4 \text{ kN/m}$ (解説図 5.2.16)

$$w_2 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.563 \text{ (m)} \times 2 = 4.8 \text{ kN/m}$$
 (解説図 5.2.16)

- ・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.12) = 1.3 \text{ kN/m}$

- ・有効スパン $\ell' = \ell_o + D/2 = 900 + 450/2 = 1125 \text{ mm}$

開口部上部壁梁鉛直荷重時荷重項 (C, M_o, Q)： $C = 1.0 \text{ kNm}$ ， $M_o = 1.6 \text{ kNm}$ ， $Q = 5.1 \text{ kN}$



解説図 5.2.12 開口部設置後における5階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

b) 断面検討

① 長期荷重時壁梁の必要曲げ補強筋の検討： $a_t = M / (f_t / 1.5 \cdot j)$

・ 端部上端： $M_L = C = 1.0 \text{ kNm}$

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$a_t = 1.0 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 450 \times 7/8\} = 16.2 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

・ 中央下端： $M_c = M_0 - C = 1.6 - 1.0 = 0.6 \text{ kNm}$

$$a_t = 0.6 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 450 \times 7/8\} = 9.7 \text{ mm}^2 < 1-D13 (127 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

② せん断力に対する検討：新たに打設するコンクリートの設計基準強度 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$

に設定 ${}_D Q_L = Q_L < {}_A Q_L = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$, $f_s = 0.70 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 1.0 / (5.0 \times 0.4) = 0.5$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} \quad \text{ただし, } 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$= 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 1.5 = 2.6 \Rightarrow 2.0$$

$$\cdot {}_A Q_L = 2.0 \times 0.70 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3 = 73.5 \text{ kN} > {}_D Q_L = 5.1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

(b) 短期荷重時応力および断面検討

a) 水平荷重時応力の算定

平均せん断応力度法に基づき新設開口部左右の耐力壁のせん断力を求め、反曲点位置を階高の 1/2 とし耐力壁および壁梁の応力を求める。

① 開口部上部新設壁梁： $b \times D = 150 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$, $d = 400 \text{ mm}$

② 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot L_w \cdot \tau$ (kN) , $\tau = 0.130 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot \text{左側耐力壁} : {}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.130 / 10^3 = 17.8 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁} : {}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.130 / 10^3 = 77.3 \text{ kN}$$

③ 耐力壁-壁梁節点曲げモーメント：耐力壁の反曲点高さは内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) とする。

$$\cdot \text{左側耐力壁節点} : {}_L M_w = Q_w \cdot (h_0 \cdot y_0 + D/2) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 23.1 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁節点} : {}_R M_w = 77.3 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 100.5 \text{ kNm}$$

④ 壁梁せん断力：耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell' = 3340 \text{ mm}$

$$\cdot {}_G Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell = (23.1 + 100.5) / 3.340 = 37.0 \text{ kN}$$

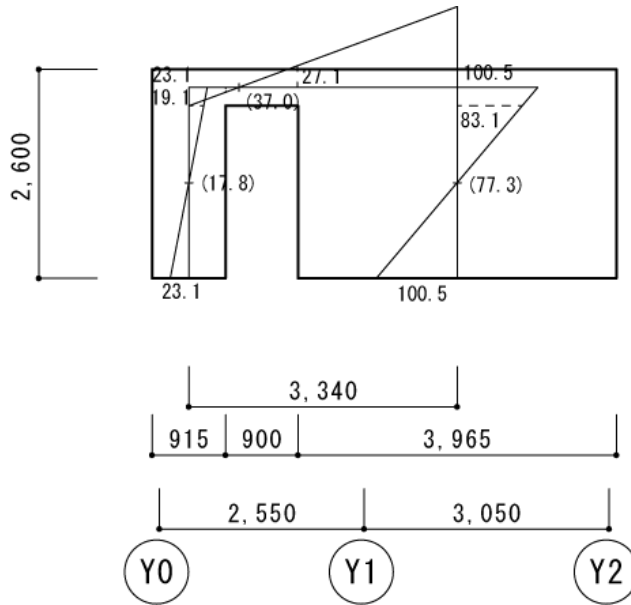
⑤ 壁梁端部曲げフェイスモーメント： ${}_G M_F = M_w - {}_G Q \cdot \ell_w / 2$

$$\cdot \text{左側耐力壁端部} : {}_L G M_F = 23.1 - 37.0 \times (0.915/2) = 6.2 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁端部} : {}_R G M_F = 100.5 - 37.0 \times (3.965/2) = 27.1 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \text{壁梁検討用曲げモーメント} : \max, {}_G M_F = 27.1 \text{ kNm}$$

上記より求めた応力図を解説図 5.2.17 に示す。



解説図 5.2.17 5階における曲げモーメント図

b) 断面検討

① 短期荷重時応力

$$\bullet {}_D M_S = M_L + M_E = 1.0 + 27.1 = 28.1 \text{ kNm}$$

$$\bullet {}_D Q_S = Q_L + Q_E = 5.1 + 37.0 = 42.1 \text{ kN}$$

② 壁梁部分の配筋等：

・ 上端端部曲げ補強筋 1-13 ϕ (耐力壁・スラブ接合部補強筋)

・ 下端端部曲げ補強筋 1-9 ϕ (耐力壁の横補強筋)

$$\bullet f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$\bullet a_t = 28.4 \times 10^6 / (235 \times 400 \times 7/8) = 345.3 \text{ mm}^2 > 1-13 \phi \text{ (133mm}^2\text{)} \quad \text{NG}$$

(必要 3-13 ϕ)

③ 壁梁のせん断力の検討: 壁梁部分は, $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ のコンクリート打設.

・ 短期設計用せん断力: ${}_D Q_S = Q_L + 1.5 Q_E < {}_A Q_S = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$

・ 短期許容せん断力:

$$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2 \text{ (=1.5} \times 0.7\text{)}$$

$$\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \} = 4 / \{ (28.1 / (42.1 \times 0.40) + 1) \} = 1.50$$

$${}_A Q_S = 1.50 \times 1.05 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 82.7 \text{ kN} > {}_D Q_S = 5.1 + 1.5 \times 37.0 = 60.6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

上記の検討結果によれば, 現況配筋では短期荷重時の曲げモーメントに対しては NG となる. そのため, 壁梁断面の補強を行う. 補強設計は, 5.2 壁梁せい低減の検討に準じて行うこととなるが, 屋根スラブを一部斫る必要があるため, 改造が大掛かりになる.

(c) 耐力壁端部の縦補強筋の検討

開口部上部内法高さ位置での曲げモーメントに対して検討する.

- ① 左側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_1 = 150\text{mm} \times 915\text{mm}$, $d = 855\text{mm}$
- ${}_L M_{wF} = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5) = 19.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = M / (f_t \cdot j) = 19.1 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 86.5 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$
- ② 右側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_2 = 150\text{mm} \times 3965\text{mm}$, $d = 3905\text{mm}$
- ${}_R M_{wF} = 77.3 \times (2.15 \times 0.5) = 83.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = 83.1 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 82.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$

(d) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。定着長さは、下記のいずれかとする。

① 仕様規定による場合：

- 直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_2 = 40 \times 13 = 520\text{mm}$
- 標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_{2h} = 30 \times 13 = 390\text{mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)}) : 既存のコンクリートの F_c にて算定.

- 直線定着の場合 : $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 460.1 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
- 標準フック付きの場合 : $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 257.6 \text{ mm} (19.8d_b)$
→ 標準フック付き定着長さ $L = 260\text{mm}$ 以上となる.

(iii) 3階開口部設置の検討

i) 耐力壁開口部の端部補強筋の検討

中間階に出入り口開口部を設置する場合は、水平荷重時応力解析を開口部を挟む二つの耐力壁を一つの耐力壁（以下、有開口耐力壁という）にモデル化するのが一般的である。ここでは、3階の戸境耐力壁に出入り口用の開口部を設ける場合の開口部周囲の補強筋の算定例を示す。

なお、開口部設置に伴う低減率は、下記の通りとなっている。

$$\begin{aligned} \cdot r_1 &= \ell_0 / \ell = 900 / 5,780 = 0.156 \\ \cdot r_2 &= \sqrt{\ell_0 \cdot h_0 / (\ell \cdot h)} = \sqrt{900 \times 2,150 / (5,780 \times 2,600)} = 0.36 \end{aligned}$$

開口部左右の耐力壁が負担するせん断力は、3階での平均せん断応力度を採用した場合で検討する。

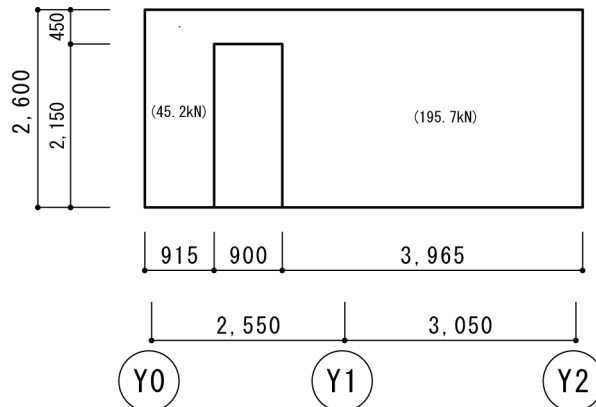
① 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot \ell_w \cdot \bar{\tau}$ (kN) , $\bar{\tau} = 0.329 \text{N/mm}^2$ (3階)

- ・ 左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.329 / 10^3 = 45.2 \text{ kN}$
- ・ 右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3,965 \times 0.329 / 10^3 = 195.7 \text{ kN}$
- ・ 負担せん断力の和： $\Sigma Q_w = 45.2 + 195.7 = 240.9 \text{ kN}$ ($= {}_S Q_D$)

② 開口隅角部の縁張力による開口補強筋の算定

- ・ 開口部： $\ell_0 \times h_0 = 900 \text{mm} \times 2,150 \text{mm}$
- ・ 耐力壁： $\ell \times h = 5780 \text{mm} \times 2,600 \text{mm}$

開口部左右の耐力壁の負担せん断力図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.18 開口部左右の耐力壁の負担せん断力

③ 開口部縁縦補強筋の算定

- ・ 鉛直縁張力： $T_v = h_0 / \{2(\ell - \ell_0)\} \cdot Q_D = 2,150 / \{2 \times (5780 - 900)\} \times 2 \times 240.9 = 106.1 \text{ kN}$
- ・ 鉛直縁縦補強筋： $a_{tv} = T_v / f_t = 106.1 \times 10^3 / 295 = 360 \text{mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{mm}^2)$

建設当時の基準（解説表 4.1）では、2-16φ以上とされているため、2-D16を配筋する。

④ 開口部縁横補強筋の算定

- ・ 水平縁張力： $T_h = \ell_0 / \{2(h - h_0)\} \cdot (h / \ell) \cdot Q_D$
 $= 900 / \{2 \times (2600 - 2,150)\} \times (2600 / 5780) \times 2 \times 240.9 = 216.8 \text{ kN}$
- ・ 水平縁横補強筋： $a_{th} = T_h / f_t = 216.8 \times 10^3 / 295 = 735.0 \text{mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{mm}^2)$

⑤ 開口部斜め補強筋の算定

$$\begin{aligned} \cdot \text{付加斜張力} : T_d &= (h_o + \ell_o) / (2\sqrt{2} \cdot \ell) \cdot Q_D \\ &= (2,150 + 900) / (2\sqrt{2} \times 5780) \times 2 \times 240.9 = 90.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

⑥ $(a_{rv} \cdot f_i + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} \geq T_d$ の確認

上記③および④で算定した開口部縁縦補強筋と開口部縁横補強筋の断面積が
(解 5.2.7) 式を満たすことを確認する.

$$\begin{aligned} \cdot (a_{rv} \cdot f_i + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} &= (2 \times 199 \times 295 + 4 \times 199 \times 295) / \sqrt{2} \times 10^{-3} \\ &= 249.1 \text{ kN} \geq T_d = 90.0 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

→ 斜め補強筋は不要とする.

ii) 耐力壁開口部端部補強筋の定着長さの検討

定着長さは開口部端より所要の長さ以上を確保する.

① 仕様規定による場合 :

- ・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_2 = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$
- ・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_{2h} = 30 \times 16 = 480 \text{ mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)}): 既存のコンクリートの F_c にて算定.

- ・直線定着の場合: $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 566.2 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
 → 直線定着長さ $L_2 = 570 \text{ mm}$ 以上とする.
- ・標準フック付きの場合: $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 317.1 \text{ mm} (19.8d_b)$
 → 標準フック付き定着長さ $L_{2h} = 320 \text{ mm}$ 以上とする.

(iv) 1階の開口部設置の検討

i) 基礎梁の長期および短期荷重時の検討

1階戸境耐力壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎型式が直接基礎の場合には地反力による応力、杭基礎の場合には上階から杭に伝わる力を介して基礎梁に作用する長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。以下に、短期荷重時の検討例を示す。

- ① 開口部下部既存基礎梁： $b \times D = 240\text{mm} \times 1,500\text{mm}$ ， $d = 1,430\text{mm}$
- ② 既存基礎梁配筋：上・下端筋 2-16 ϕ (402 mm^2)，縦補強筋 2-9 ϕ @250 ($p_w = 0.00212$)
- ③ 基礎梁上端立上り壁： $t \times h = 150\text{mm} \times 500\text{mm}$
- ④ 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot \ell_w \cdot \bar{\tau}$ (kN)， $\bar{\tau} = 0.392\text{N/mm}^2$
 - ・左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.392 / 10^3 = 53.8$ kN
 - ・右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.392 / 10^3 = 233.1$ kN

⑤ 耐力壁・基礎梁節点曲げモーメント：

1階耐力壁の反曲点高さ比 y_0 は、壁式 RC 造の場合通常 0.6 とするのが一般的であるが、本計算例においては RC 規準^{5,6)} に準じて内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) としている。

- ・左側耐力壁節点位置： ${}_L M_w = Q_w \cdot (h_o \cdot y_0 + h + D/2) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 125.1$ kNm
- ・右側耐力壁節点位置： ${}_R M_w = 233.1 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 542.05$ kNm

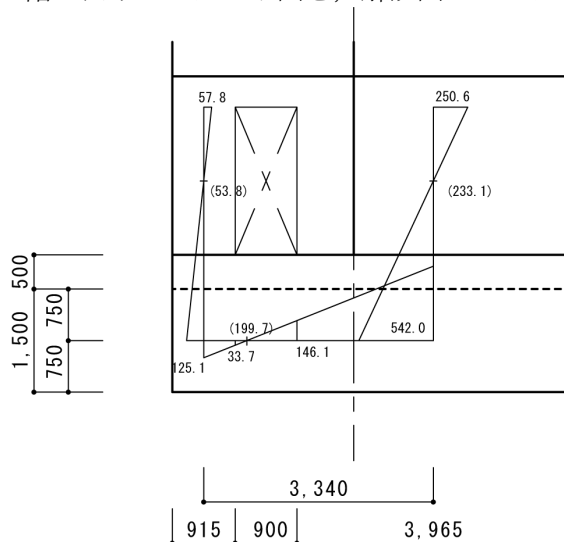
⑥ 基礎梁せん断力：耐力壁芯々間距離 (スパン) $\ell' = 3,340\text{mm}$

$${}_{FG} Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell' = (125.1 + 542.0) / 3.340 = 199.7 \text{ kN}$$

⑦ 基礎梁端部曲げフエイスモーメント： ${}_{FG} M_F = M_w - {}_{FG} Q \cdot \ell_w / 2$

- ・左側耐力壁端部： ${}_{LFG} M_F = 125.1 - 199.7 \times (0.915/2) = 33.7$ kNm
 - ・右側耐力壁端部： ${}_{RFG} M_F = 542.0 - 199.7 \times (3.965/2) = 146.1$ kNm
- 基礎梁検討用曲げモーメント： $\max, {}_{FG} M_F = 146.1$ kNm

上記より求めた1階の曲げモーメント図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.19 1階における曲げモーメント図

(a) 直接基礎の場合における基礎梁の検討

- ・設定長期許容支持力度： $f_e = 150 \text{ kN/m}^2$ ，根入れ深さ $D_f = 1,000 \text{ mm}$

- ・有効長期許容支持力度： $f_e' = 150 - 20 \times 1.0 = 130 \text{ kN/m}^2$
- ・基礎幅 $B=1,200\text{mm}$
- ・接地圧による等分布反力： $w=130 \times 1.2=156\text{kN/m}$
- ・有効スパン： $L_0=L+500=900+500=1,400\text{mm}$
- ・鉛直荷重時荷重項： $C=25.5\text{kNm}$, $M_0=38.2\text{kNm}$, $Q=109.2\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 25.5 + 16.1 = 171.6 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j) = 171.6 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8)$
 $= 583.6 \text{ mm}^2 > \text{現配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
 (必要 3-16 ϕ)

③ せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 109.2 + 1.5 \times 199.7 = 408.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 109.2 + 199.7 = 308.9 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 1} = \frac{4}{\frac{171.6}{308.9 \times 1.43} + 1} = 2.88 \rightarrow 2.0$$

$${}_sQ_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5w_f i (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$$

$$= \{ 2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002) \} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 486.5 \text{ kN} > {}_sQ_D (= 408.9 \text{ kN}) \text{ OK}$$

上記より，短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容引張応力度を超えるため，基礎梁の補強を行う必要がある．検討方法は，5.6 基礎の補強による．

(b) 杭基礎の場合における基礎梁の検討

鉛直荷重時応力は，基礎自重および立上り壁重量を考慮する．

- ・鉛直荷重時荷重項： $C=1.7\text{kNm}$, $M_0=2.6\text{kNm}$, $Q=7.3\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 1.7 + 146.1 = 147.8 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j)$, $f_t = 235\text{N/mm}^2$ (SR235)
 $= 147.8 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8) = 502.6 \text{ mm}^2$
 $> \text{現行配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
 (必要 3-16 ϕ)

② せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 7.3 + 1.5 \times 199.7 = 306.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 7.3 + 199.7 = 207.0 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d) + 1}} = \frac{4}{\frac{147.8}{306.9 \times 1.43} + 1} = 2.67 \rightarrow 2.0$$

$$\begin{aligned} sQ_A &= \{\alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j \\ &= \{2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002)\} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3 \\ &= 486.5 \text{ kN} > sQ_D (=306.9 \text{ kN}) \text{ OK} \end{aligned}$$

上記より、短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容応力度を超えるため、基礎梁の補強を行う必要がある。検討方法は、5.6 基礎の補強による。

ii) 耐力壁開口部端部の縦補強筋の検討

開口部際の縦補強筋は、内法高さ位置での曲げモーメントより算定する。

・左側耐力壁： $t \times \ell_1 = 150 \text{ mm} \times 915 \text{ mm}$, $d = 855 \text{ mm}$

$${}_L M_w^F = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5) = 57.8 \text{ kNm}$$

$$a_t = M / (f_t \cdot j) = 57.8 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 261.9 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

建設当時の基準（解説表 4.1）によれば 2-19φ となっているが、（解 5.2.1）式より補正する。

$$a_{t0}' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 295 = 452.5 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D19)}$$

$$a_{t0}'' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 345 = 386.9 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D16)}$$

上記より、2-D19 (SD 295) を開口部左側耐力壁の開口部際の縦補強筋とする。

・右側耐力壁： $t \times \ell_2 = 150 \text{ mm} \times 3,965 \text{ mm}$, $d = 3,905 \text{ mm}$

$${}_R M_w^F = 233.1 \times (2.15 \times 0.5) = 250.6 \text{ kNm}$$

$$a_t = 250.6 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 248.6 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

左側耐力壁の開口部際の縦補強筋と同様に、2-D19 (SD 295) を配筋する。

iii) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

上記 ii) により算定した開口部際の縦補強筋 (D19, SD 295) の定着長さを検討する。

① 仕様規定による場合：

・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)

開口部際の縦補強筋径 D19 より, $L_2 = 40 \times 19 = 760 \text{ mm}$

・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上

開口部際の縦補強筋径 D19 より, $L_{2h} = 30 \times 19 = 570 \text{ mm}$

③ 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)}) : 既存のコンクリートの F_c にて算定。

・直線定着の場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 672.4 \text{ mm} (=35.4d_b)$$

→ 直線定着長さ $L_2 = 680 \text{ mm}$ 以上とする。

・標準フック付きの場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 376.5 \text{ mm} (19.8d_b)$$

→ 標準フック付き定着長さ $L_{2h}=380$ mm 以上とする.

iv) 開口部上部の横補強筋の検討

開口部上部の水平縁補強筋は、開口部両側の耐力壁に生じる曲げモーメントより開口部上部の壁梁に相当する部分も曲げモーメントを算定し、開口部端位置での曲げモーメントより算定する。ここでは、省略する。

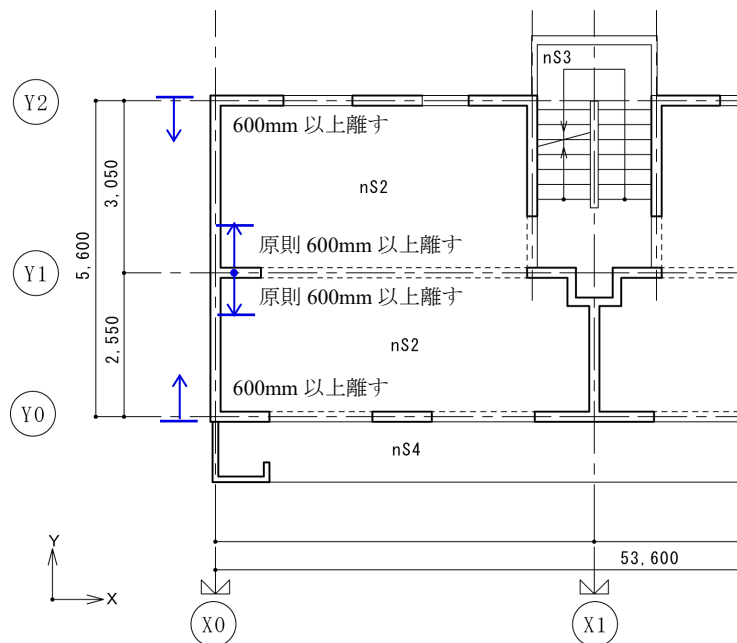
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置

5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法

1. 本節は、短辺方向妻面に窓開口を設ける場合に適用する。なお、窓開口設置位置は、直交壁端より原則として 600mm 以上離れた位置に設ける。
2. 窓開口設置方法は、原則として下記の(1)から(7)による。
 - (1) 開口部の大きさは 3.3 節の規定内の大きさとし、新たに開口部周囲に配置する開口補強筋の定着範囲を考慮して、コンクリートを研る。
 - (2) 既存耐力壁縦筋と横筋は、所要の鉄筋長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲の補強筋は、計算によって求めるほか、開口部縦補強筋は建設当時の関連基規準の規定値以上の配筋とする。
 - (4) 開口部廻りの研り範囲内に補強筋を配筋し、開口部際から所定の定着長さ以上を確保する。
 - (5) 開口部周囲の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を 180° フックとし開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするか、U 字形鉄筋を用いてフレア＝溶接にて閉鎖型とする。
 - (6) コンクリート研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (7) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする妻側耐力壁への窓開口設置位置

本節で対象とする妻側耐力壁への窓開口は、直交壁端からバルコニー側および北側構面耐力壁の外側端部より耐力壁の長さとして 600mm 以上確保される位置に設ける。けた行方向中構面（解説図 5.3.1 の Y1 通り）の耐力壁が接続する部分にあつては、耐力壁の横補強筋の所要定着長さ以上かつ窓開口間の耐力壁の長さが 600mm 以上確保できる位置に設ける（解説図 5.3.1）。



解説図 5.3.1 本節の対象とする妻側耐力壁の窓開口設置位置

2. 妻側耐力壁への窓開口設置方法と施工手順

妻側耐力壁は、既存建物では無開口耐力壁であることを前提としている。この耐力壁に窓開口を設置する場合には、開口部際に縦補強筋が必要となる。縦補強筋は、建設当時の関連基準によるが、開口部を設ける階および開口の大きさに応じて、その径および本数が定められている。開口部設置位置は、直交壁から原則 600mm 以上離すこととする。また、開口部新設に伴う既存耐力壁の縦筋および横筋の末端をかぎ状に折り曲げる必要があることから、コンクリートの研り範囲は、定着範囲を考慮して開口部の大きさよりも大きく研る。開口部設置に伴い切断する縦筋と横筋の端部処理は、配筋納まり上 180°フックが出来ない場合は、フレア溶接にて閉鎖型とすることとする。

コンクリート研り後の端面は、十分な面粗しを行い、型枠を設置して流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.3.2 検討項目・検討方法

5.3.1 に記載の妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ あるいは標準フック付き $30d$ 以上あるいは、計算により求められる長さ以上とする。
- (2) 1階に窓開口を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には地反力による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁生じる応力も考慮した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下になることを確認する。

1. 妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

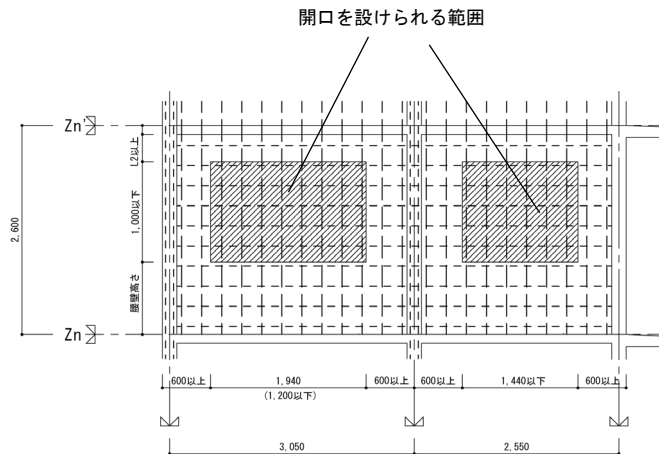
5.3.1 項に記載の妻側耐力壁への開口設置方法に対して、より具体的な検討項目と検討方法を解説表 5.3.1 に示す。

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
① (i) 計画する開口の大きさよりも大きめにカッターを入れ、コンクリートを研る。 (ii) 開口部周囲の縦補強筋および横補強筋と緊結するために所要の鉄筋長さを残して縦筋および横筋を切断する。 (iii) 開口補強筋を設置する。	(a) 開口の位置、大きさの検討 (b) 開口部端部縦補強筋および開口部上下横補強筋の径および本数の検討 (c) 開口部周囲補強筋の定着長さの確保 (d) 最下階に開口を設けた場合の基礎梁の検討	(a) 開口の大きさは、本文 3.3 に基づき内法高さ 1.0m, 内法長さ 1.2m 程度以下とする。 (b) 開口部周囲の補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか、縦補強筋は建設当時の関連基準の規定以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。 (c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 $40d$, 標準フック付 $30d$ あるいは計算で求められる数値以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。	解説図 5.3.2 参照

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (2/2)

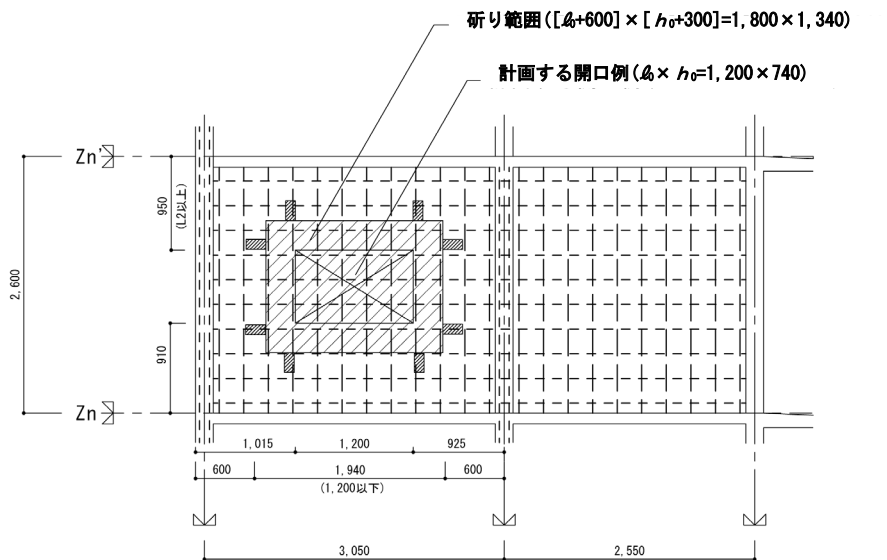
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①		<p>(d) 1階に開口部を設けた場合の基礎梁の検討は下記による。 なお、開口部下には腰壁があるので、腰壁部分も検討の際に考慮してよい。</p> <p>① 直接基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重による検討方法 地反力に対して、基礎梁検討用スパン長は剛域端間として C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時の応力（開口部を有する耐力壁に生じる水平荷重時応力に基づく基礎梁応力に、水平荷重時地反力による応力を加算）を加えたものを短期荷重として断面検討し、許容応力度を満たすことを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p> <p>② 杭基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重時による検討方法 開口部下基礎梁位置における建物当該位置の鉛直荷重に対して C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重時による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時に当該階耐力壁に生じるせん断力から基礎梁に生じる設計用曲げモーメントおよびせん断力に対して許容応力度内であることを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p>	解説図 5.3.2 参照	
②	(i) 既存縦筋、横筋を切断し、開口周囲に設けた補強筋にかぎ状に折り曲げ開口補強筋に緊結させるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚、配筋状態単配筋か複配筋)において、壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。納まり上不可能の場合は、U字形鉄筋と既存横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.3.4 参照
③	(i) 開口を設置した既存耐力壁の端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (IV) 養生期間経過後型枠解体			



(a) 妻耐力壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上、せいが 450mm 以上の壁梁を残す。また、スラブ上から 900mm 程度の腰壁を残す)

[注] 開口部周囲の縦補強筋の直線定着長さを確保できるだけの壁を残す。

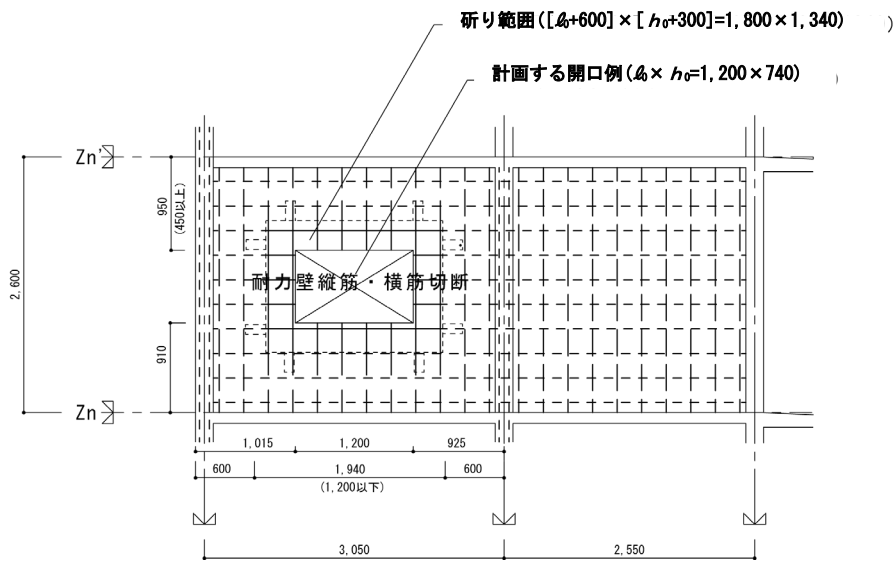


[注 1] 腰壁高さおよび壁梁せいは、D16、直線定着 40d 以上、または計算より求まる数値以上の長さが確保できる寸法とする。

[注 2] 直交壁からの水平定着筋の周囲のコンクリートは研り出してはならない。

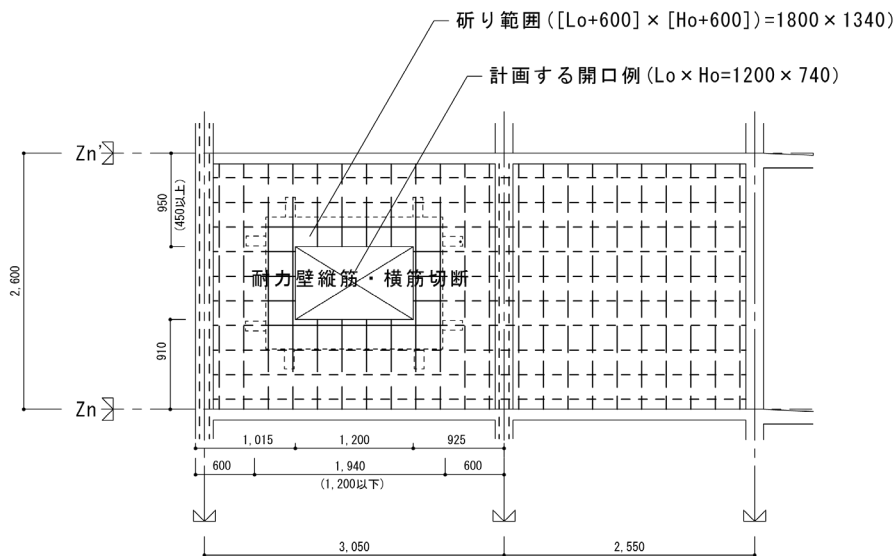
(b) 計画する開口と研り範囲の例

(開口の要求寸法：内法高さ 1m 以下、内法幅 1.2m 程度)



* ここでは腰壁高さ 910mm とする.

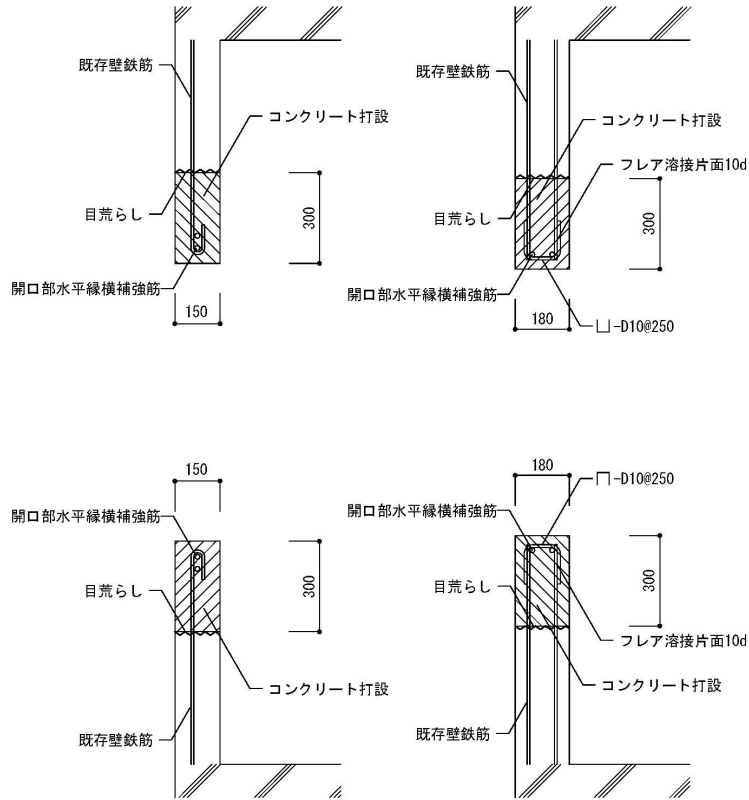
* 既存鉄筋 (丸鋼) の末端は、180° フックにてかぎ状に折り曲げる必要があるため、折曲げ部を考慮し、所要の長さで切断する (開口際位置では切断しなく、少し長めに切断).



(補強筋 2-D16, 定着長さ, 標準フック付き 30d(480mm) の場合)

* 補強筋定着端部までを包含するように事前に研るべきか検討を行う必要あり.

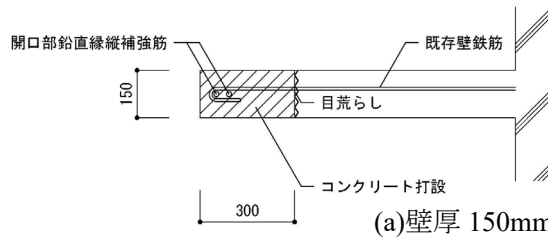
解説図 5.3.2 妻側耐力壁への窓開口設置方法例



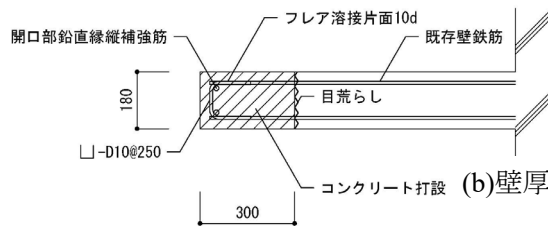
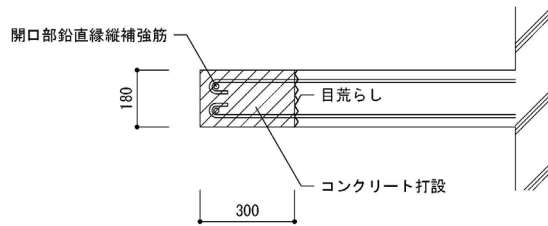
イ) 壁厚 150mm 単配筋配筋の場合

ロ) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(a) 開口部上下端部の補強方法



(a) 壁厚 150mm 単配筋の場合



(b) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(b) 開口部左右端部の補強方法

解説図 5.3.3 開口部周囲の補強方法例

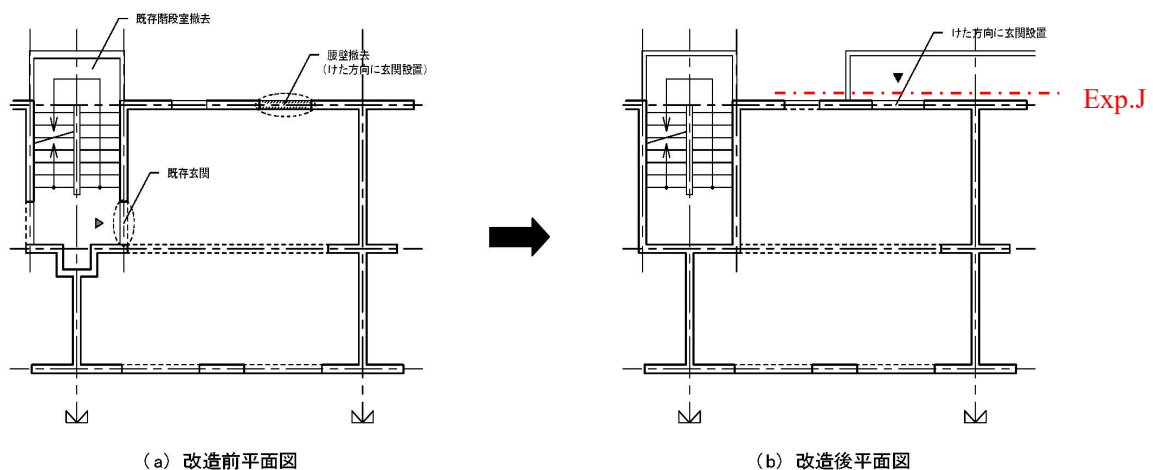
5.4 けた行方向に出入り口開口設置

5.4.1 出入り口開口設置方法

1. 本節は、玄関を移設するために、住棟北側の窓開口下の腰壁を撤去し出入り口開口を設置する場合に適用する。なお、本改造と同時に玄関にアプローチする構造上別棟の廊下の新設が必要となる。
2. 出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(5)による。
 - (1) 既存腰壁部分のコンクリートを、床レベル下 50mm 程度の範囲まで研り、スラブ天端近傍に配置された壁梁の上端端部曲げ補強筋を露出させる。
 - (2) 腰壁撤去により既存開口部の内法高さが大きくなることによって、開口部両側の耐力壁に配置されている開口際の端部縦補強筋（端部曲げ補強筋と同意義）の他に新たな補強筋が必要な場合は、開口部両側面のコンクリートを研り新設の補強筋を配筋する。このとき、必要補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか建設当時の基規準による。
 - (3) 腰壁撤去に伴う壁梁せいの低減によって剛性および耐力が低下し補強が必要となる場合は、残存壁梁の両側面に既存壁梁と同幅の壁梁（以下、側面増打ち補強壁梁という）を増設する。このとき、残存壁梁両側面および増設壁梁上面のスラブ下面には、十分な面粗しを施す。
 - (4) 既存壁梁の耐力壁との接合部には、せん断および端部回転防止のための接合筋を配置するとともに既存耐力壁との一体化を図る。
 - (5) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節で対象とする出入り口開口設置

本節で対象とするけた行方向の出入り口設置箇所は、階段室側構面の居室の窓（解説図 5.4.1 (a)）である。当該窓下には腰壁があり、これを撤去して出入り口を新設することとなる。既存窓開口部の両側の耐力壁には、開口部側に端部縦補強筋が基礎梁から最上階まで配筋されており、当該鉄筋は切断しない。なお、開口隅角部に斜め方向に開口補強筋が配筋されている場合には、この補強筋を切断することとなる。



(a) 改造前平面図

(b) 改造前平面図

解説図 5.4.1 想定する出入り口開口設置箇所

2. 出入口開口設置方法と施工手順

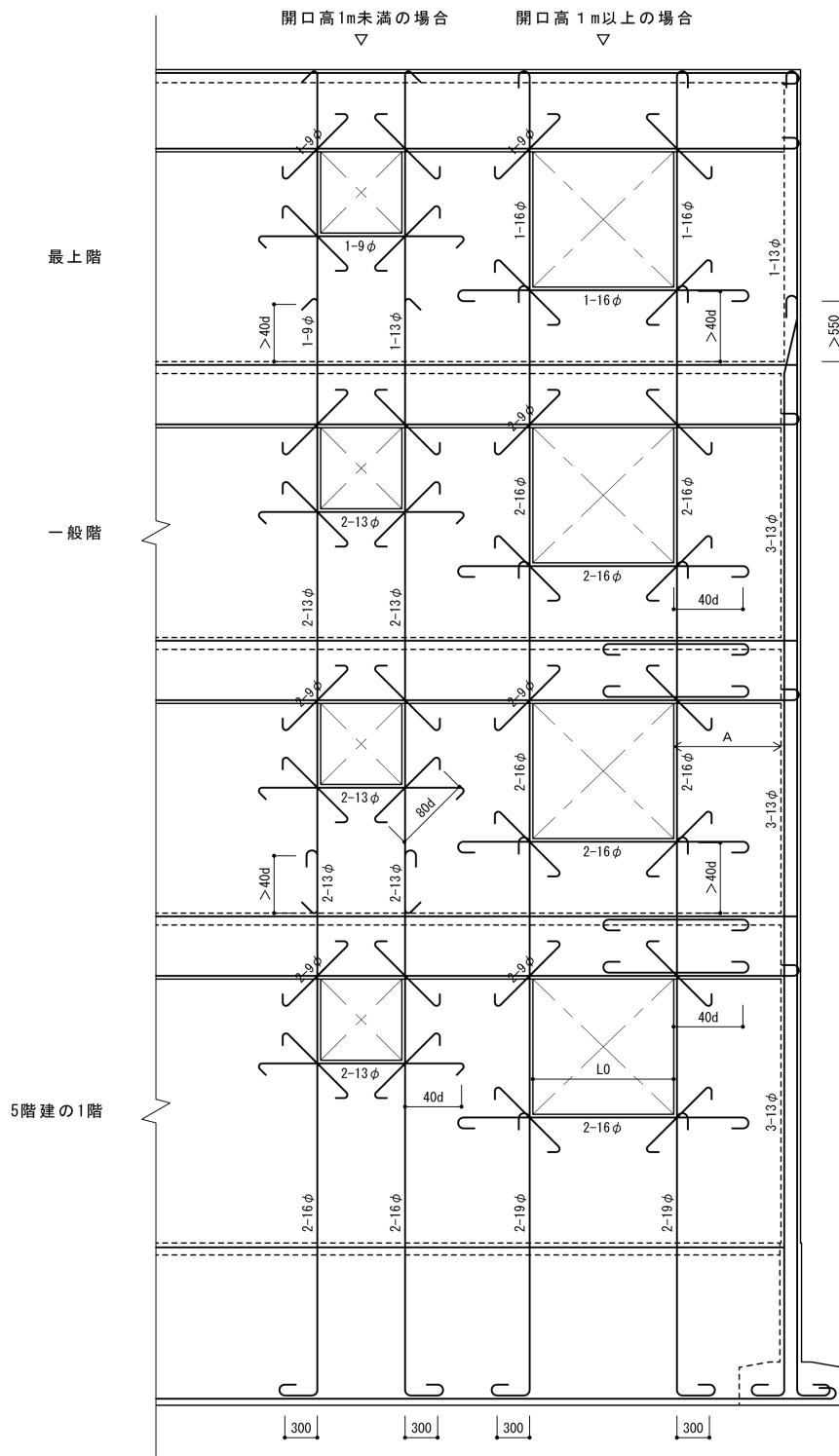
(1) 開口部の内法高さ増大に伴う耐力壁端部縦補強筋の径・本数の検討等

階段室型集合住宅のけた行方向に出入口を設置する場合、既存の窓開口の腰壁部分を撤去することとなる。当該出入口にアプローチするために、構造上別棟による廊下の新設が必要となることから撤去範囲は床レベル天端より 50mm 程度下まで腰壁部分のコンクリートを撤去する。撤去に際しては、既存の壁梁下およびスラブ下に支保工を設置し、撤去に伴うひび割れ発生や変形を防止する。

既存窓開口部両側の耐力壁の開口部側には端部縦補強筋が配筋されており、腰壁撤去に伴い開口部の内法高さが大きくなることにより耐力壁の曲げモーメントが増大し、新たな補強筋が必要となることも想定される。また、建設当時の壁式 RC 造に関する規準類に

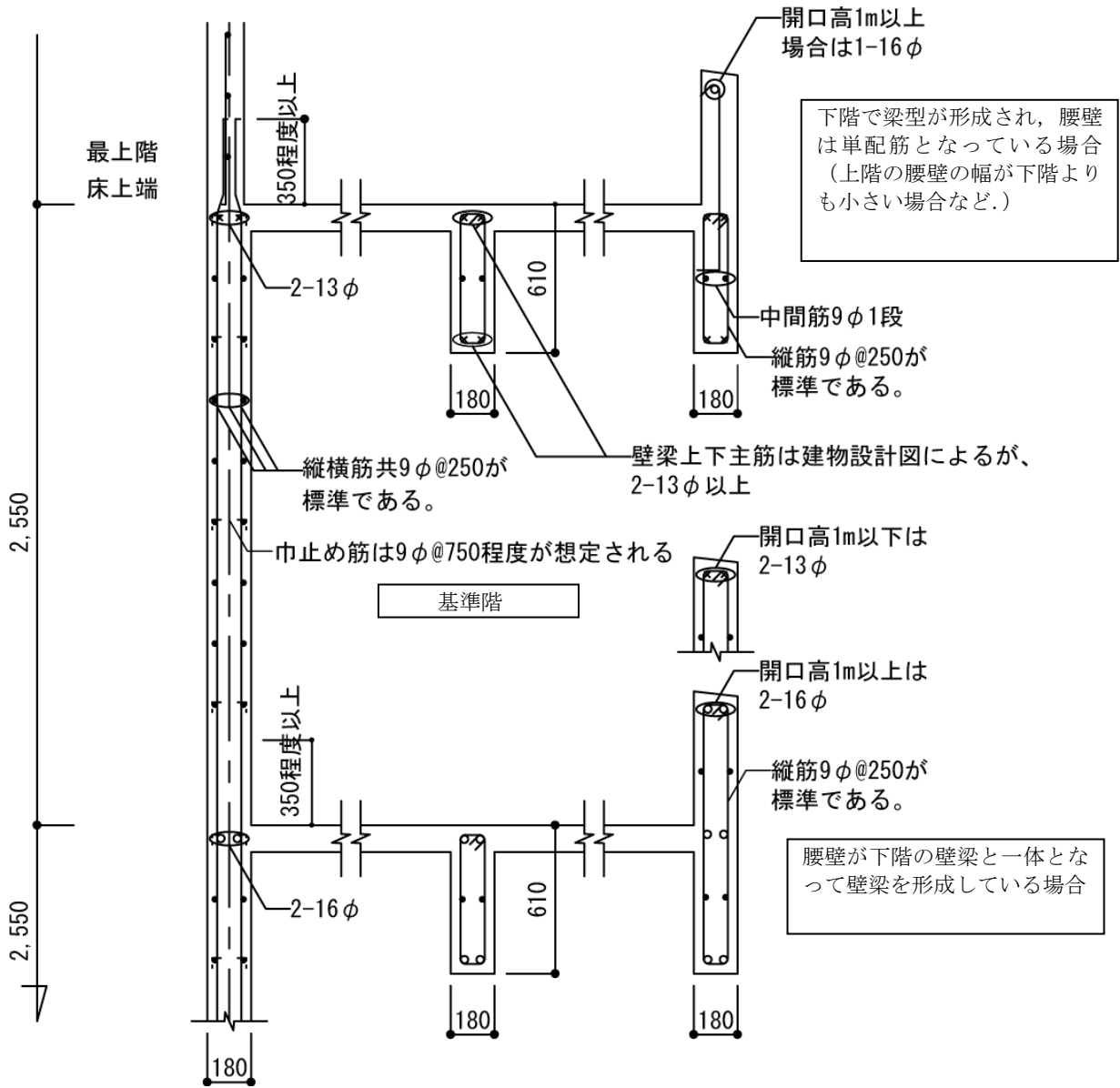
より、開口部が存在する階と開口部の内法高さに応じて当該端部縦補強筋の径や本数に関しての構造規定があることから、当該規定も満たすよう必要に応じて新たな端部縦補強筋を配置する必要がある。

また、既存の開口隅角部には、解説図 5.4.2 に示す斜め補強筋が配筋されていることが想定される。腰壁を撤去する際、この斜め補強筋を切断する必要があるため、既存開口部下の隅角部の耐力壁側を一定の範囲斫る（開口部下に配筋されている横補強筋と斜め補強筋の切断後のかぶり厚さ確保のため）必要がある。さらに、腰壁を撤去することによってせいが低減するが、既存の腰壁が下階の壁梁と一体となって壁梁を形成している場合と下階の壁梁の上に腰壁が設置されている場合（壁梁の断面設計上、当該腰壁部分を無視）が考えられる（解説図 5.4.3）。いずれにせよ、腰壁を撤去することによって当該部分の壁梁の剛性が低下したり断面設計用応力が変化することから、残存壁梁の幅を増大させ補強を行う必要があることが想定される。補強が必要な場合は、既存壁梁幅と同幅の側面増打ち補強壁梁を既存壁梁の両側面に新設する。面増打ち補強壁梁端部は、せん断抵抗および回転防止のための接合筋を開口部両側の既存耐力壁・壁梁接合部内に設置する。側面増打ち補強壁梁に所要の配筋をした後、型枠を設置後、流動性に優れたコンクリートを充填する。



- ・腰壁撤去に伴い開口下の隅角部斜め補強筋を切断する必要あり。
- ・切断した後、鉄筋端面のかぶり厚さを確保する。

解説図 5.4.2 想定される腰壁上部開口補強筋の配筋状態



解説図 5.4.3 想定される腰壁の配筋状態

5.4.2 検討項目・検討方法

けた行方向への出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

(1) 腰壁撤去によって開口部の内法高さが大きくなることにより開口部両側の耐力壁に新たな端部縦補強筋が必要になるか検討を行う。

端部縦補強筋は計算によって求めるほか、出入り口設置階および開口部内法高さに応じて建設当時の規準を満足させる。

(2) 既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の断面算定は、許容応力度計算を満足することを確認する。このとき、曲げモーメントに対する端部曲げ補強筋量は、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として端部曲げ補強筋の種別や位置を考慮の上算定してよい。

せん断力に対する検討についても、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として抵抗するとしてよい。

(3) 側面増打ち補強壁梁と開口部両側の耐力壁・壁梁接合部には接合筋を配置し、側面増打ち補強壁梁と既存耐力壁・壁梁接合部を一体化させ、部材応力を伝達できるようにする。

また、側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の総称をいい、以下同様とする）は、当該接合部に所要の定着長さ以上を確保して定着する。

(4) 応力伝達の検討では、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち中央に配置した接合筋はせん断に抵抗し、両側に配置した接合筋は曲げモーメント（回転防止）に抵抗するものとして、所要の径と本数を算定する。

1. けた行方向に出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.4.1 項に記載のけた行方向への出入り口開口設置方法に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.4.1 に示す。

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/3)

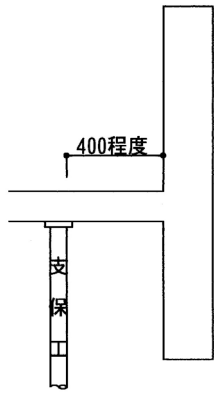
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 腰壁下の下階壁梁下および当該壁梁近傍のスラブ下に支保工を設置する。</p> <p>(ii) 既存腰壁部分を床レベル下の既存壁梁の上端端部曲げ補強筋が露出するまで、コンクリートを研る。</p> <p>(iii) 腰壁内の縦筋を切断し既存壁梁の上端端部曲げ補強筋上で90°に折り曲げ、折り曲げた鉄筋同士をフレア溶接(有効長さ片面10d以上、両面5d以上)により一体化する。</p> <p>(iv) 開口部下隅角部に斜め補強筋が配筋されている場合は、切断端面のかぶり厚さが確保される位置まで研り、斜め補強筋を切断する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去による開口部内法高さの変化による開口部際の端部縦補強筋の検</p> <p>(b) コンクリート研り、腰壁上端端部曲げ補強筋撤去後での施工時荷重による長期応力度計算(M, Q)</p> <p>(c) 既存鉄筋の切断後の端面のかぶり厚さ確保。</p>	<p>(a) 腰壁撤去前の開口部内法高さが1m未満か、1m以上かの確認(開口部際の耐力壁の端部縦補強筋の種別、径、本数の確認)。</p> <p>(b)</p> <ul style="list-style-type: none"> 上端に生じる施工時の曲げモーメントは、腰壁撤去後の壁梁の横補強筋で負担出来るか検討。不可の場合、支保工にて壁梁自重をキャンセルする。 中央部下端に生じる施工時曲げモーメントは、既存壁梁の下端端部曲げ補強筋で負担できることを検討。 施工時に生じるせん断力に対する検討において、長期許容せん断力は、既存の壁梁幅、腰壁撤去後のせいと、フレア溶接にて閉鎖形となった縦筋を用いて算定する。 	<p>解説図</p> <p>5.4.4 参照</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁両側面および側面増打ち補強壁梁上面のスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面に貫通孔を設け接合筋を通し、貫通孔と接合筋との空隙部分にエポキシ樹脂を注入する。</p> <p>(iii) 側面増打ち補強壁梁の鉄筋(横補強筋、縦補強筋)を配置する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の一体性確保のための接合筋の径と本数の算定。</p> <p>(b) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の長期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p>	<p>(a) 側面増打ち補強壁梁のコンクリート硬化後の長期荷重時の曲げモーメントに対する検討においては、腰壁撤去後の既存壁梁の端部曲げ補強筋と側面増打ち補強壁梁の端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、側面増打ち補強</p>	<p>解説図</p> <p>5.4.5 参照</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/3)

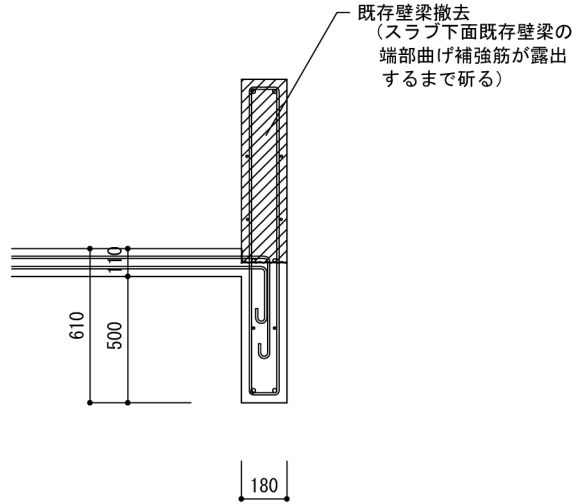
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>②</p> <p>(iv) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋）は、耐力壁・壁梁接合部へ定着（直線または 90° フック付き）する。</p>	<p>(c) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計.</p> <p>(d) 必要に応じて、終局強度設計.</p> <p>(e) 端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の定着長さの検討.</p>	<p>壁梁のコンクリートと縦補強筋ならびにと腰壁撤去後の既存梁のコンクリートと縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する.</p> <p>(b) 短期荷重時の曲げモーメントおよびせん断力に対する検討は、(a)と同様に行う.</p> <p>短期荷重時のせん断力に対する設計は、次式による.</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2Q_E \leq {}_s Q_A$ <p>(c) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋の耐力壁・壁梁接合部内への定着長さの検討は、RC 規準 17 条^{5,6)}による.</p>	
<p>③</p> <p>(i) 既存の耐力壁・壁梁の接合部コンクリート面の面粗し（凹凸 5 mm 程度）</p> <p>(ii) 側面増打ち補強壁梁の端部固定度確保（鉛直方向ずれ変形および回転変形防止）のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値.</p> <p>${}_b M_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_b Q_u / Q_{sa}$	<p>解説図 5.4.6</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/3)

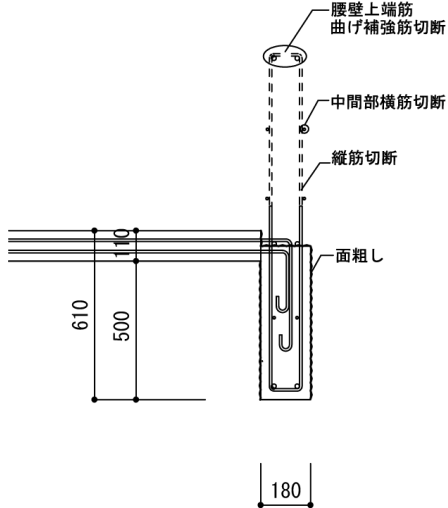
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
③		記号 n_q : せん断力負担用の接合筋 本数 bQ_u : せい低減補強壁梁のメカ ニズム時設計用せん断 力から既存部のせん断 強度を減じた数値 Q_{sd} : 接合筋のせん断強度 で, 群効果により低 減した数値		
④	(i) 壁梁側面近傍のスラブに空気 抜け孔を設置(φ 50mm@500 mm 程 度) (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート圧入 (iv) 空気抜き孔からのコンクリー ト吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜き孔の径と間隔	解説図 5.4.5



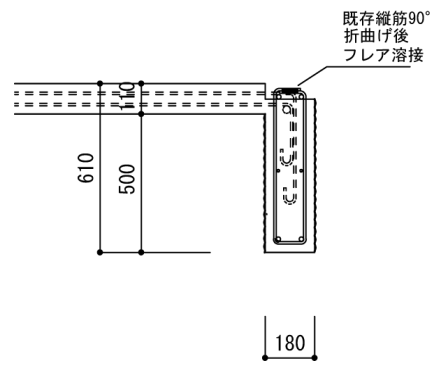
(a) 既存壁梁側面に支保工設置



(b) 既存腰壁コンクリート研り

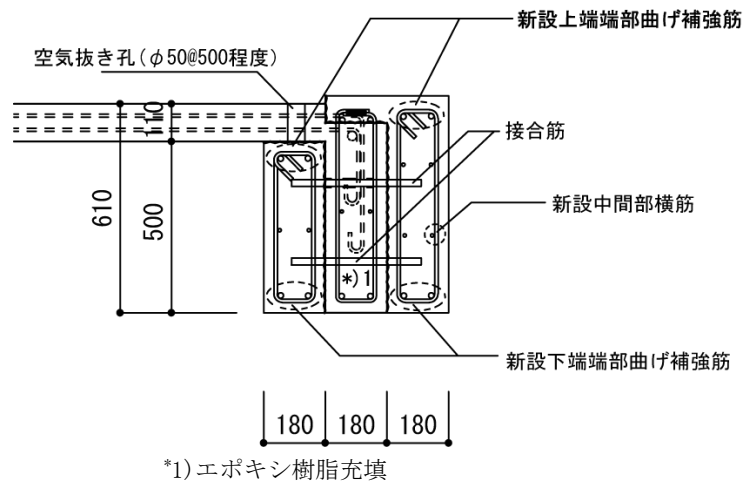


(c) 腰壁上端曲げ補強筋, 中間部横筋および縦筋の切断

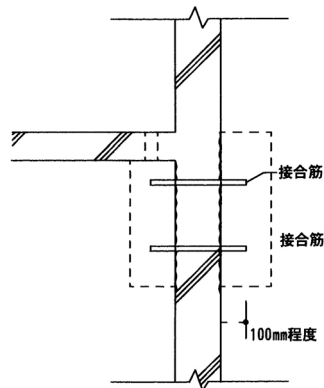


(d) 既存縦筋 90° 折曲げおよびフレア溶接

解説図 5.4.4 腰壁撤去および鉄筋切断および既存縦筋 90°折曲げ後フレア溶接



解説図 5.4.5 壁梁側面増打ち部に端部補強筋，中間部横筋配置
および鉄筋同士のフレアー溶接



解説図 5.4.6 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋配置

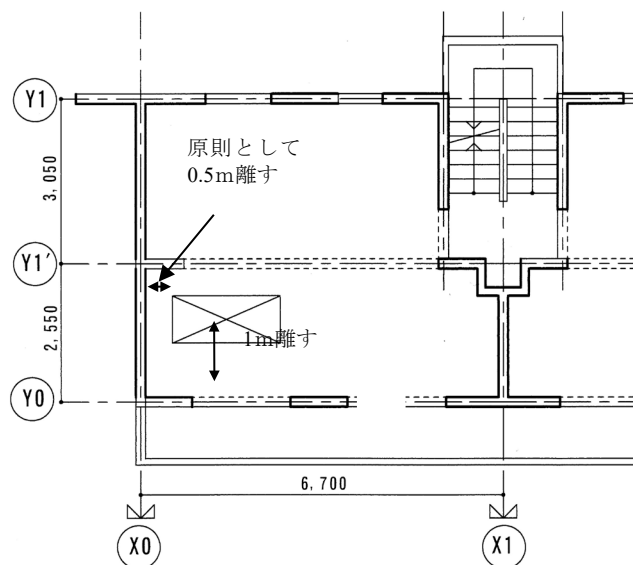
5.5 戸境床スラブへの開口設置

5.5.1 開口設置方法

1. 本節は、上下2戸1化とするために戸境床スラブへ開口を設置する場合に適用する。
2. 戸境床スラブへの開口設置は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) スラブの開口位置は、3.3節の規定を満足させるとともに、開口の設置可能な範囲を検討する。
 - (2) 切断されたスラブ筋が丸鋼の場合は、端部をかぎ形状とする必要があるため、設計図書に示された開口より大きめにコンクリートを研るとともに、既存のスラブ筋は、開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするため末端を180°に折り曲げる。
 - (3) 開口部周辺に補強筋を配筋する。
 - (4) 開口部を設ける既存床スラブに隣接する床スラブの鉄筋が通して配筋されており、新設する床開口により切断される場合、壁梁または耐力壁際に接する開口新設は避け、隣接床スラブ筋の所要定着長さを確保する。

1. 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

本節にて対象とする戸境床スラブへの開口設置は、上下2戸1化のために住戸内に階段を設置し、同時に住戸の空間拡大を図るために行うもので、スラブ開口設置可能な範囲や大きさは3.3節に記載の通りである（解説図5.5.1）。



解説図 5.5.1 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

2. 戸境床スラブへの開口設置方法と施工手順

(1) 開口設置範囲および必要な補強方法の検討

上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口の設置位置や大きさは、本指針3.3に記載の通りである。上下2戸1化のために階段を設置するためには一方向階段の場合は1.0m×2.6m程度の開口が必要となる。開口設置により、スラブの周辺の支持条件が変化するため、開口設置後の当該スラブの支持条件を適切に設定し、過大な損傷やひび割れの発生を防止するとともに、既存スラブ内に配筋され

ている鉄筋に生じる引張応力度が長期許容引張応力度以下であることを確認する必要がある。これらが満足できない場合は、詳細な解析（たとえば、弾性FEM解析等）を行いクライテリアを満たすことを確認する。また、必要に応じて、小梁や支柱等適切な補強を行うこととする。

(2) 開口設置に伴う鉄筋末端の処理および隣接スラブの所要の定着長さの確保

開口設置に伴い残存スラブの支持条件が変化し、片持ちスラブ的な支持条件となる部分や三辺固定1辺自由に近い支持条件となる部分が生じることが想定される。また、隣接住戸のスラブの上端筋が開口設置予定のスラブ側へ直線定着されている場合も想定される。

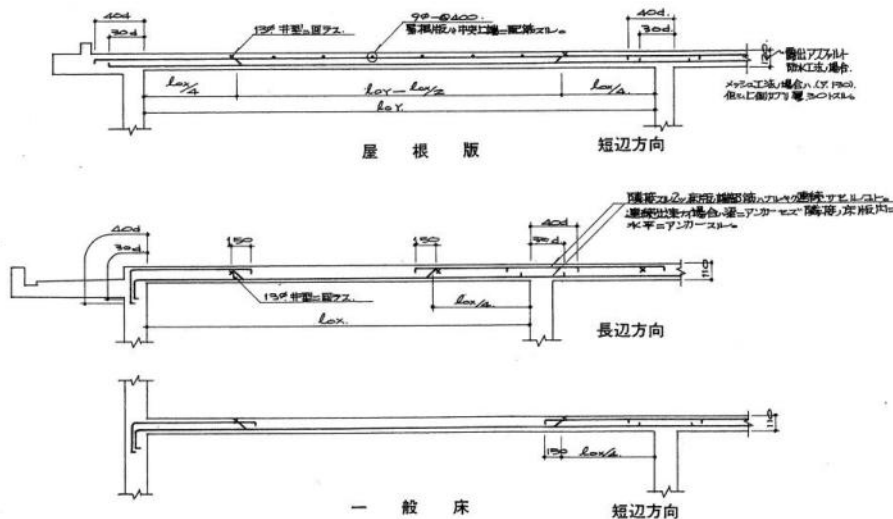
既存スラブに配筋されているスラブ筋が丸鋼の場合（解説図 5.5.2）の末端の処理は、本文 2. (2) に記載の通り末端に 180° フックを設けて、開口部周囲に新たに配筋する開口部周囲補強筋にかぎ掛けする。

(3) 隣接住戸スラブ筋の開口設置側スラブへの直線定着の場合の処理

開口を設置するスラブの隣接住戸スラブの上端筋が直線定着されている場合は、戸境耐力壁側面より所要の定着長さを確保することから、解説図 5.5.1 に示すように戸境耐力壁より 0.5m 以上の離隔を確保して開口を設置し、隣接住戸スラブ上端筋の所要の定着長さを確保する。また、当該スラブ筋が丸鋼の場合は、上記(2) に記載の通り末端を 180° フックを設けて新設補強筋にかぎ掛けする。

(4) 開口補強用小梁の設置の検討と方法

補強用に小梁を設置する場合は短辺方向に配置し、端部は機械式定着か、壁を貫通させボルトで締め付け防錆処理を行いモルタルにて増打ちする。



解説図 5.5.2 想定される既存床スラブ配筋

5.5.2 検討項目・検討方法

戸境床スラブへの開口設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 既存床スラブへの開口設置に際しては、当該スラブ周辺のスラブの配置状況および支持条件を検討するとともに、開口設置によるスラブ支持条件の変化や補強の要否ならびに開口部周囲に新たに設ける補強筋に対する検討を行う。
- (2) 開口部設置により残された部分の支持条件により、既存配筋で対応可能かを検討し、必要に応じて適切な補強を行う。

・上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口設置手順に応じた検討項目・検討方法

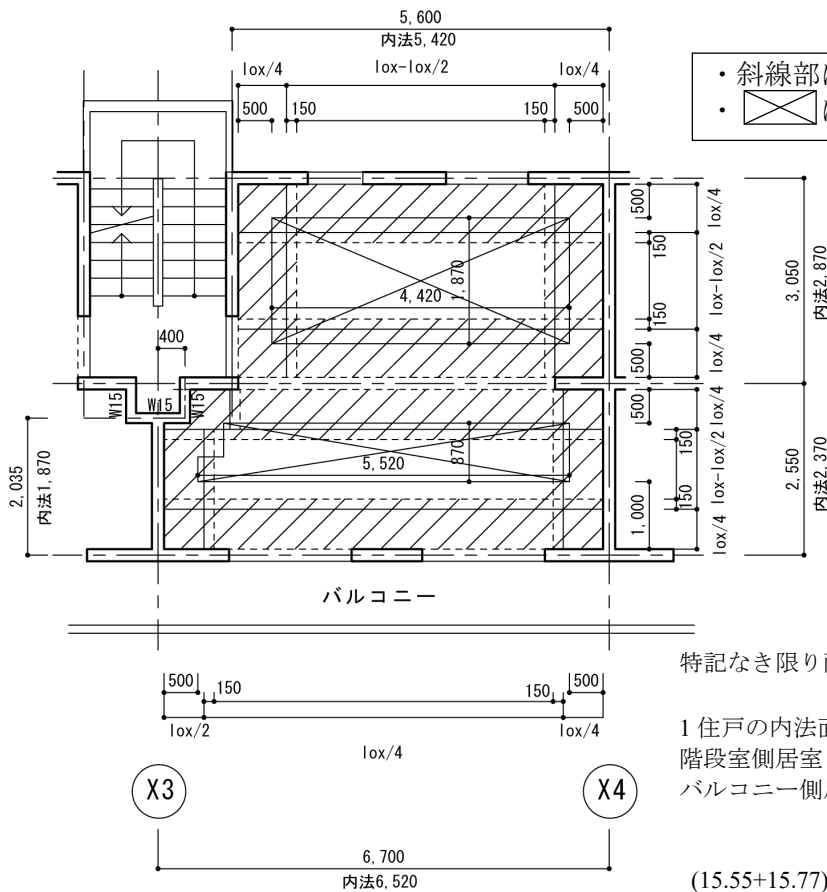
5.5.1 項に記載の戸境床スラブへの開口設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表 5.5.1 に示す。


解説表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①	(i) 床スラブ開口位置の確認と既存スラブ内の鉄筋の種別・径・間隔の確認 (ii) 開口設置スラブや周辺のスラブ下に支保工設置。 (iii) 設計図書に記載の開口部寸法 ($a \times b$) に対して、【($a + 600$) \times ($b + 600$)】程度の大きさで既存のスラブ筋を残してコンクリーを研る。 (iv) 開口部周囲に補強筋を配置するとともに、既存スラブ筋の末端に180°フックを設けて当該補強筋にかぎ掛けする。	(i) 既存スラブ筋の種別、径、間隔。 (ii) 隣接スラブ上端筋の開口設置スラブへの定着の有無と定着方法。 (iii) 開口部周囲の補強筋量と配筋方法（特に、部材内定着方法）。 (iv) 既存スラブ筋の切断位置（開口部周囲の補強筋に180°フックを設けてかぎ掛けし、所要の余長の確保とかぶり厚さ確保）	(i) 丸鋼のフック付き定着長さの検討は、下記による。要確認 $\ell_a = \ell_{dh} \geq (2/3) \times L f_t \cdot d / (4 L f_a)$ 記号 ℓ_a : 丸鋼のフック付き投影定着長さ (mm) ℓ_{dh} : スラブに用いた丸鋼のフック付き必投影定着長さ (mm) $L f_t$: 丸鋼の長期許容引張応力度 (N/mm ²) d : 丸鋼の直径 (mm) $L f_a$: 丸鋼の長期許容付着応力度 (N/mm ²) (ii) 開口部周囲の補強筋量は、詳細な解析を行い算定する場合を除き、各辺上下1-D13以上とする。定着長さは、90°折曲げ後の直線部分で40dまたはRC規準17条 ^{5.6)} に基づき計算によって求まる数値以上とする。	解説図 5.5.3

表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (2/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>③</p> <p>(i) 開口設置による残存部分の応力および変形等の検討.</p> <p>(ii) 上記により, 必要に応じて適切な補強方法の検討.</p> <p>(iii) 必要な補強の実施.</p>	<p>(i) 開口設置による残存スラブの形状と支持条件による応力・変形の検討.</p> <p>(ii) 開口部周囲の残存スラブでのせん断力の伝達の検討 (参考資料1)</p> <p>(ii) (i) または (ii) を満足しない場合, 開口位置, 大きさの再検討と補強方法の検討.</p>	<p>(i) 残存スラブの形状に応じて, 片持ちスラブ, 3辺固定1辺自由, 2辺固定2辺自由スラブにモデル化し, 応力・変形を算定. もしくは, 開口部を考慮した弾性 FEM 解析等による.</p> <p>また, バルコニーを支持する壁梁に対しては, 開口部辺と壁梁側面との寸法により, 必要に応じて壁梁の掘りに対する検討を行う.</p> <p>スラブによる構面間のせん断力の伝達が必要な場合に, 開口設置後の残存スラブでのせん断力の伝達が可能かどうかを検討する. (参考資料1を参照のこと)</p> <p>(ii) 算定された応力および変形がクライテリアを満たさない場合は, 開口部の位置や大きさを再検討する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>
<p>②</p> <p>(i) 型枠組立て.</p> <p>(ii) コンクリートと打込み.</p>	<p>(i) スラブ下支保工の位置や間隔の検討.</p>	<p>(i) 施工時に過大な変形やひび割れが生じないように, 適切な位置に支保工を設置する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>



- ・斜線部は上端筋が配筋されている範囲
- ・は開口を設けられる範囲

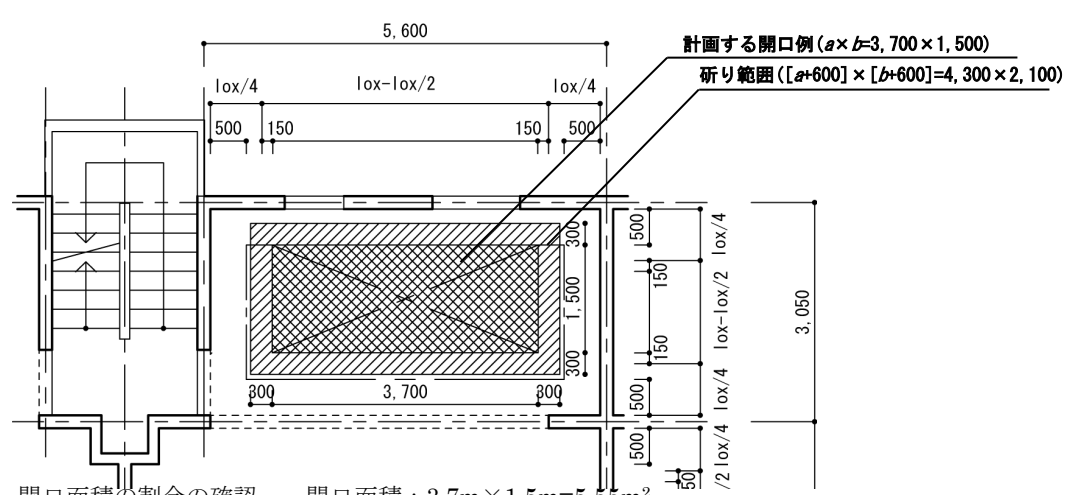
既存スラブ配筋は以下の通りである。
 スラブ厚：t=100mm
 短辺方向
 端部上：(3-9φ+1-13φ)@200
 端部下：9φ@400
 中央上：—
 中央下：9φ@200
 長辺方向
 端部上：9φ@300
 端部下：9φ@600
 中央上：—
 中央下：9φ@300

特記なき限り耐力壁の厚さは全て180mmである。

1住戸の内法面積：31.32m²
 階段室側居室：5,420×2,870=15.55×10⁶mm²
 バルコニー側居室：6,520×1,870
 +(6,520-295)+(2,370-1,795)
 =15.77×10⁶mm²
 (15.55+15.77)×10⁶mm²=31.32×10⁶mm²⇒31.32m²

(要求事項：バルコニー側は耐力壁および壁梁側面より1m以上、その他は耐力壁および壁梁側面から0.5m以上の範囲、開口面積は1住戸の内法面積の1/2以内)

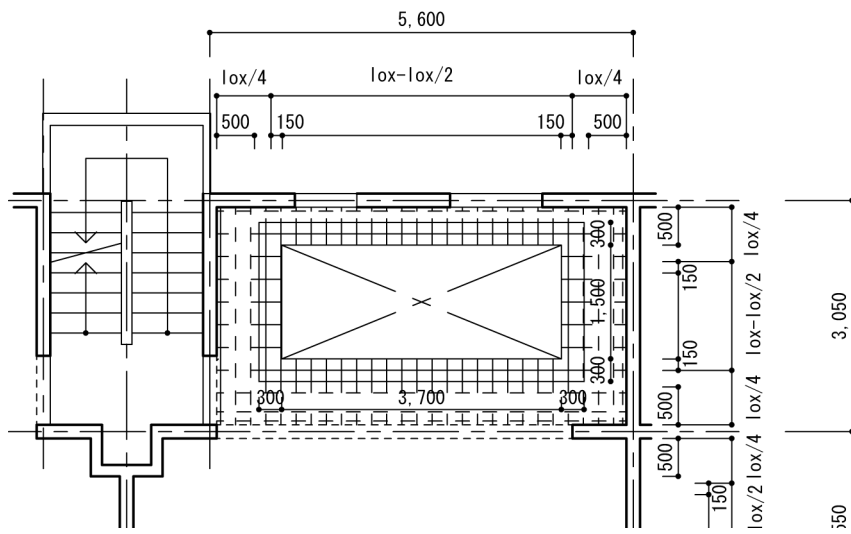
(a) 戸境床スラブへの開口を設けられる範囲



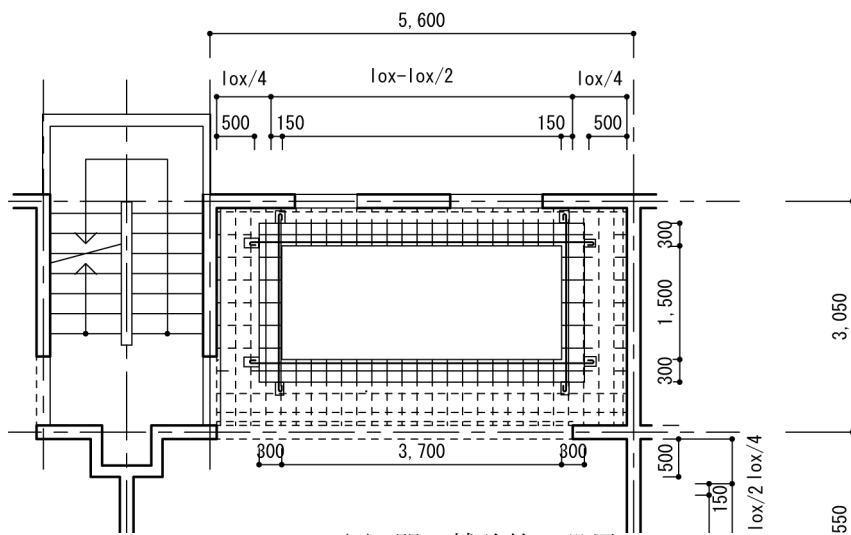
開口面積の割合の確認

開口面積：3.7m×1.5m=5.55m²，
 1住戸内法面積：31.32m²，
 開口面積の割合：5.55m²/31.32m²=0.18<0.5(1/2)
 よって1住戸内法面積の1/2内である。

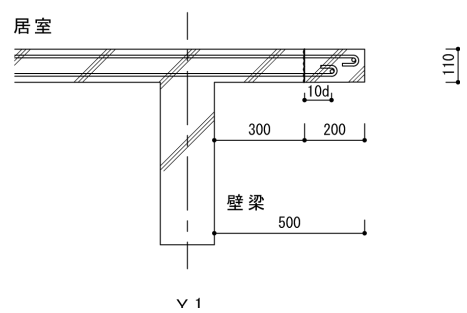
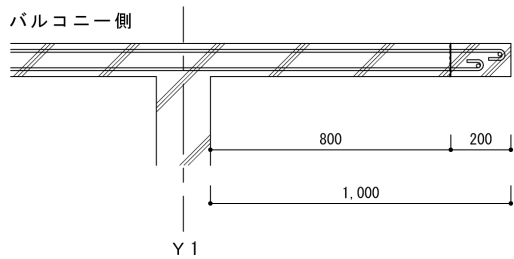
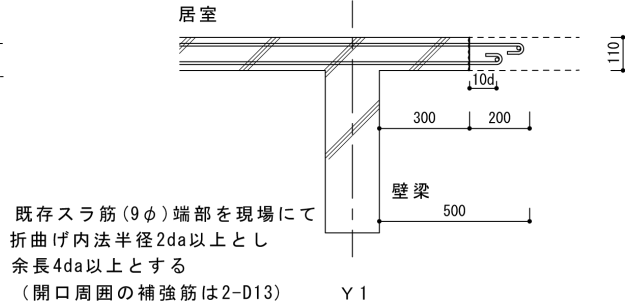
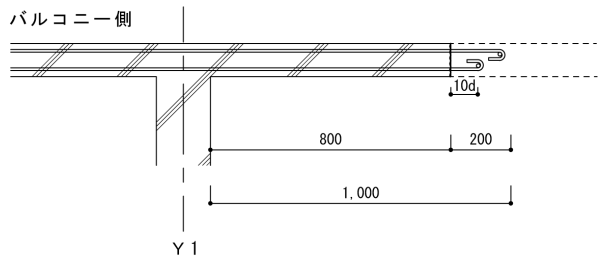
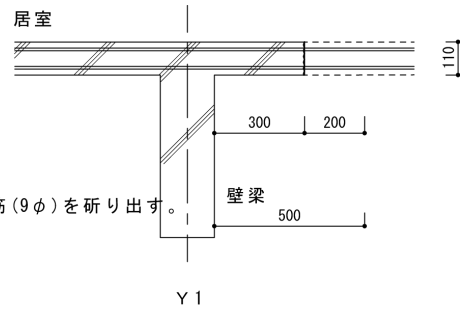
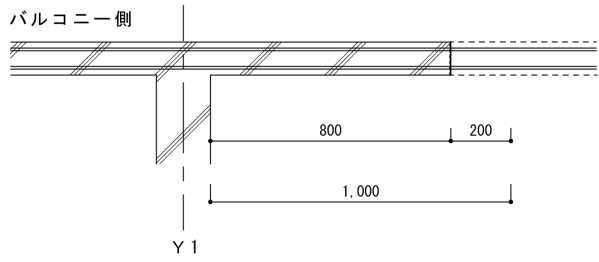
(b) 計画する開口と研り範囲の例



(c) 既存スラブ上端筋および下端筋の切断



(d) 開口補強筋の設置

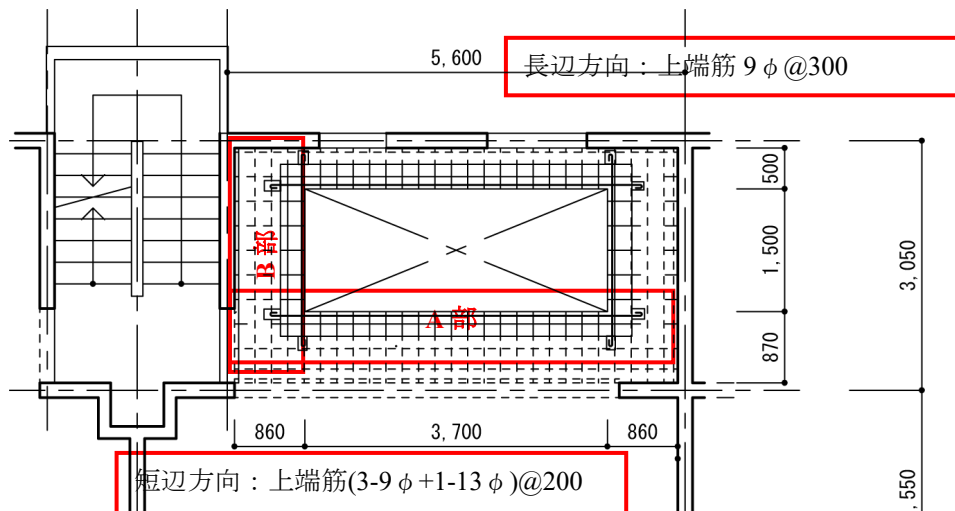


i) バルコニー側居室に開口を設ける場合

ii) 壁梁あるいは耐力壁端から開口を設ける場合

(e) 開口周囲の補強方法

解説図 5.5.3 戸境床スラブへの開口設置施工方法例



解説図 5.5.4 床スラブ開口検討例

(1) 残存スラブの応力・変形の検討例

1) 短辺方向(主方向)の検討

短辺方向(主方向)は、A部 $l_x=870\text{mm}$, $l_y=5,600\text{mm}$, $l_y/l_x=6.44$ から片持ちスラブとして検討する.

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度： $F_c=14.7\text{N/mm}^2$

・スラブ厚さ： $t=110\text{mm}$

・上端筋配筋： $(3-9\phi+13\phi)@200$ (SR235),

スラブ幅 1m 当たりの鉄筋断面積 404.7mm^2

$$(\text{=} (3 \times 63.6 + 1 \times 133) / 4 \times 1000 / 200),$$

・かぶり厚さ 20mm

・スラブ単位重量： $w=1.8\text{kN/m}^2+24\text{kN/m}^3 \times 0.11\text{m}=4.44\text{kN/m}^2$

・固定端モーメント(1m幅当り)： $M=w l^2 / 2=4.44 \times 0.87^2 / 2=1.68\text{kN} \cdot \text{m/m}$

・設計用モーメント(1m幅当り)： $M_D=1.6M=1.6 \times 1.68=2.67\text{kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d=110-30=80\text{mm}$

・必要鉄筋断面積

$$a_t=2.67 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.08) = 243.6\text{mm}^2 < 404.7\text{mm}^2 \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c=3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・断面 2 次モーメント I_c

$$I_c = 1.0 \times 10^3 \times 110^3 / 12 = 1.11 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

④ 既存スラブ先端の変形

$$\delta_E = w l^4 / 8 EI = 4.44 \times 10^{-3} \times 870^4 / (8 \times 1.92 \times 10^4 \times 1.11 \times 10^5) = 0.15 \text{ mm}$$

⑤ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta_E) / l_x = (16 \times 0.15) / 870 = 1/362.5 < 1/250 \text{ OK}$$

2) 長辺方向(配力筋方向)の検討

長辺方向(配力筋方向)は、B部 $l_x = 860 \text{ mm}$, $l_y = 3,050 - 180 = 2,870 \text{ mm}$, $l_y / l_x = 3.34$ であるが、3辺固定1辺自由スラブとして検討する。

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度: $F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$

・スラブ厚さ: $t = 110 \text{ mm}$

・上端筋配筋: $(3-9\phi + 13\phi) @ 200 \text{ (SR235)}$, かぶり厚さ 20 mm

・長辺方向上端筋配筋: $9\phi 300 \text{ (SR235)}$,

$$1 \text{ m 当たりの鉄筋断面積 } 209.9 \text{ mm}^2 (= 63.6 \times 1000 / 300)$$

・スラブ単位重量: $w = 1.8 \text{ kN/m}^2 + 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} = 4.44 \text{ kN/m}^2$

i) 長辺方向設計用曲げモーメントの算定

$$M_{x1} / (w \cdot l_x^2) = 0.366 \text{ (断面図表より)}$$

$$1 \text{ m 当り } M_{x1} = 0.366 \times 4.44 \times 0.86^2 = 1.21 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

・設計用モーメント(1m幅当り): $M_D = 1.6 M_{x1} = 1.6 \times 1.21 = 1.94 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d = 110 - 40 = 70 \text{ mm}$

・必要鉄筋断面積: $a_t = 1.94 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.07)$

$$= 202.2 \text{ mm}^2 > 209.9 \text{ mm}^2 \text{ (3.3本, } 9\phi @ 300) \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・自由辺中央の δ の算定

$$\delta / \{ w \cdot l_x^4 / (E \cdot t^3) \} = 0.842 \text{ (断面図表より)}$$

$$\delta = 0.842 \times 4.44 \times 10^{-3} \times 860^4 / (1.92 \times 10^4 \times 110^3) = 0.08 \text{ mm}$$

④ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta) / l_x = (16 \times 0.08) / 860 = 1/671 < 1/250 \text{ OK}$$

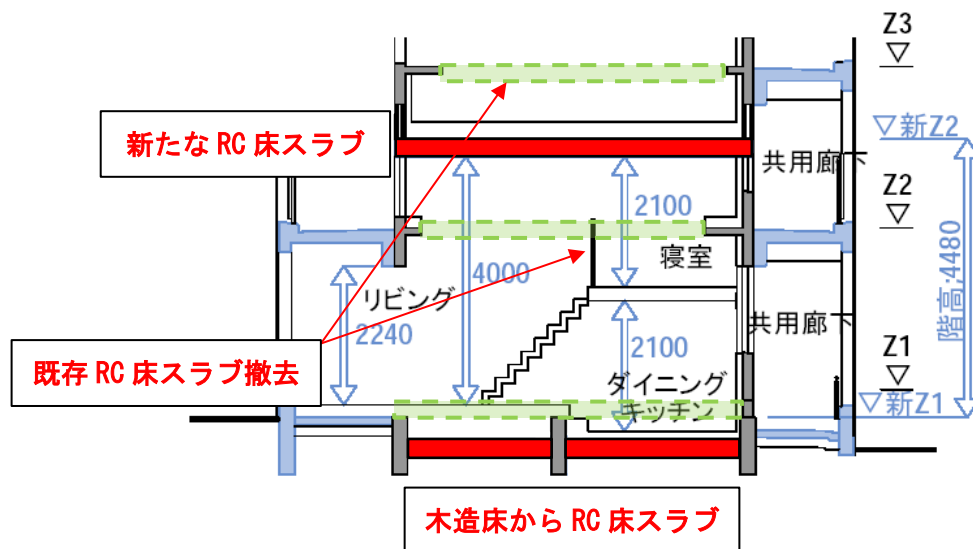
5.6 床スラブの付け替え

5.6.1 床スラブの付け替え方法

1. 本節は、木造床スラブを RC 造床スラブに付け替える場合や既存 RC 床スラブを撤去して新たな RC 造床スラブへ付け替える場合に適用する。
2. 床スラブの付け替えは、原則として下記の(1)から(3)による。
 - (1) 床スラブの付け替えは、3.3 節の規定を満足させるとともに、付け替えが可能な範囲を検討する。
 - (2) 付け替える床スラブは新たな RC 造床スラブとして設計する。
 - (3) 床スラブの接合方法を検討する。

1. 本節で対象とする床スラブの付け替え

本節にて対象とする床スラブの付け替えは、1 階木造床スラブを RC 造床スラブに付け替える場合や上下3戸2化のために住戸の空間拡大を図るために既存床スラブの付け替えを行うものである（解説図 5.6.1）。



解説図 5.6.1 本節で対象とする床スラブの付け替え

2. 床スラブ付け替えの方法と施工手順

(1) 床スラブ付け替えの可能範囲の検討

木造床から RC 造床スラブに付け替えを行う場合は、付け替えによる荷重増が既存建物の基礎構造の設計に影響を与えないように付け替えの範囲を検討する。

また、上下3戸1化のように既存 RC 床スラブを撤去して新たな RC 床スラブに付け替える場合は、荷重増にならないように付け替えの範囲を検討する。

(2) 新たに設置する RC 床スラブの検討

付け替えによって、新たに設置する床スラブは、RC 規準^{5,6)}に従い設計する。

(3) 接合方法の検討

新たに設置する RC 床スラブの接合は、スラブ筋を既存壁内に折り曲げ定着するかあと施工アンカーを用いて接合する。なお、接合する部分の既存コンクリートは、十分目粗しを施し、新たに打設するコンクリートとの一体性を確保する。

5.6.2 検討項目・検討方法

床スラブの付け替えにおける検討項目および検討方法は、下記の(1)から(3)による。

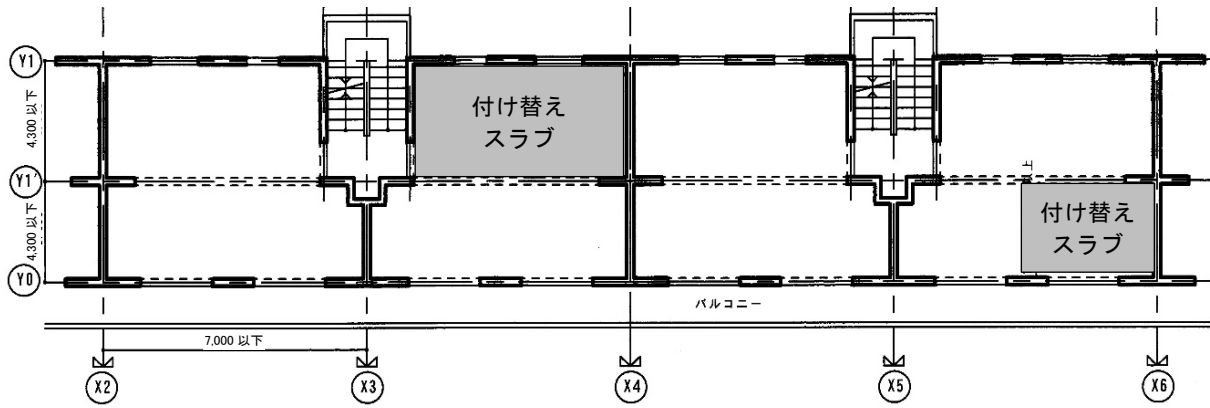
- (1) 床スラブ付け替えに際しては、新たに設置する床スラブに対して、建築物全体に対する検討を行う。
- (2) 新たに設置する床スラブの部材の断面算定を行う。
- (3) 新たに取り付ける床スラブの接合部分の検討を行う。

・床スラブの付け替えの検討項目・検討方法

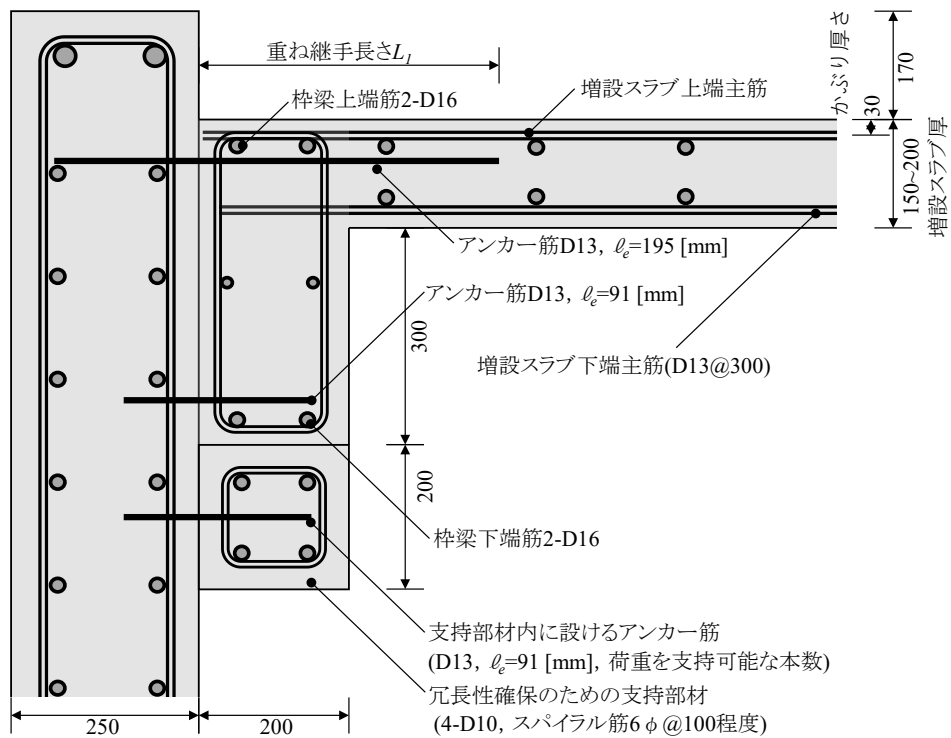
5.6.1 項に記載の床スラブの付け替えに対して、検討項目と検討方法を、解説表 5.6.1 に示す。

解説表 5.6.1 床スラブの付け替え手順と検討項目・検討方法

検討手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
(1)	(i) 付け替える床スラブの重量差を確認 (ii) 付け替える床スラブの配置による影響の確認	(i) 設計用重量の確認 (ii) 偏心率・剛性率の確認 (iii) 基礎構造の確認	(i) 付け替える前の既存床スラブの自重と積載荷重の合計と新たに設置する自重と積載荷重の合計の重量差が増えていないことを確認する(1階床スラブを除く)。 (ii) 床スラブの付け替えによって、偏心率や剛性率が変わる可能性がある場合は、偏心率・剛性率が大きくなるか確認する。 (iii) 1階床スラブが重量増となる場合(木造床スラブからRC床スラブへの付け替えなど)、基礎構造の危険性が増大しないことを確認する。	解説図 5.6.1
(2)	(i) 新たに設置する床スラブの断面の検討 (ii) 新たに設置する床スラブの長期性能の検討 (iii) 新たに設置する床スラブの冗長性の確保(接合部分にあと施工アンカーを用いる場合)	(i) 断面算定 (ii) 長期たわみ算定 (iii) 冗長性の検討	(i) 支持条件から長期荷重時における設計用曲げモーメントを算出してスラブ断面を決定する。 (ii) 決定したスラブ断面における長期たわみ量を計算し、たわみ増大率を確認する。 (iii) 冗長性を確保するための部材の接合方法を検討する	解説図 5.6.2
(3)	(i) 接合部分の検討(RC 定着) (ii) 接合部の検討(あと施工アンカー)	(i) 接合筋の定着方法の検討 (ii) あと施工アンカー筋の計算	(i) 接合筋の定着は、RC 規準 ^{5.6)} によって決定する。 (ii) あと施工アンカーの長期許容応力度を 4.2.1 項より算出する。	解説図 5.6.3



解説図 5.6.1 床スラブ付け替えを適用する壁式鉄筋コンクリート造集合住宅の平面図例



〔注〕増設スラブ内の配力筋は上下とも D10@300 とする。

解説図 5.6.2 接着系あと施工アンカーを用いた増設スラブと既存基礎梁との接合詳細

<検討例>

枠梁付増設スラブの設計およびアンカー筋の設計の検討例を示す。

1) 新たに設置するスラブの設計

(i) 四辺固定とする場合

(a) 設計条件

- ・ 枠梁付増設スラブの大きさ : 適用範囲の最大値である短辺方向内法長さを 4.3 m, 長辺方向内法長さを 7.0m とする。
- ・ 増設スラブ厚さ : 200 mm とする。

(b) 設計用曲げモーメントの算定

・ 短辺方向端部最大曲げモーメント : $M_{x1} = -w_x \cdot \ell_x^2 / 12 = -\frac{1}{\left(\frac{4.3}{7.0}\right)^4 + 1} \times w \times \ell_x^2 / 12$
 $= -0.875 \times 7.2 \times 4.3^2 / 12 = -9.71 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 短辺方向中央下端最大曲げモーメント : $M_{x2} = w_x \cdot \ell_x^2 / 18 = \frac{1}{\left(\frac{4.3}{7.0}\right)^4 + 1} \times w \times \ell_x^2 / 18$
 $= 0.875 \times 7.2 \times 4.3^2 / 18 = 6.47 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 長辺方向端部最大曲げモーメント : $M_{y1} = -w \cdot \ell_x^2 / 24 = -7.2 \times 4.3^2 / 24 = -5.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 長辺方向中央部最大曲げモーメント : $M_{y2} = w \cdot \ell_x^2 / 36 = 7.2 \times 4.3^2 / 36 = 3.70 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ せん断力に抵抗するアンカー筋本数算定用増設スラブ全重量 = $7.2 \times 4.3 \times 7.0 = 216.8 \text{ kN}$

(c) 断面算定

・ 短辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 36.5 = 163.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 短辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 163.5 = 143.0 \text{ mm}$

・ 長辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 49.5 = 150.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 長辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 150.5 = 131.7 \text{ mm}$

・ 短辺方向上端筋必要断面積(四辺固定の場合)

: $a_t = M_{x1} / (f_t \cdot j) = 9.71 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 348.2 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$

・ 短辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{x2} / (f_t \cdot j) = 6.47 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 232.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 長辺方向上端筋必要断面積(四辺固定の場合)

: $a_t = M_{y1} / (f_t \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 131.7) = 216.1 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 長辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{y2} / (f_t \cdot j) = 3.70 \times 10^6 / (195 \times 131.7) = 144.1 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 短辺方向上端筋必要断面積(両端固定一方向スラブの場合)

: $a_t = M_{x1} / (f_t \cdot j) = 11.09 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 397.7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$

・ 短辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{x2} / (f_t \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 199.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

(ii) 両端固定一方向スラブとする場合

(a) 設計条件

・ 増設スラブの大きさ: 適用範囲である短辺方向最大内法長さである 4.3 m とする.

・ 増設スラブ厚さ : 200 mm とする.

(b) 設計用曲げモーメントの算定

・ 短辺方向端部最大曲げモーメント : $M_e = -w \cdot \ell_x^2 / 12 = -7.2 \times 4.3^2 / 12 = -11.09 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 短辺方向中央下端最大曲げモーメント : $M_c = w \cdot \ell_x^2 / 24 = 7.2 \times 4.3^2 / 24 = 5.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ せん断力に抵抗するアンカー筋本数算定用増設スラブ全重量

$7.2 \times 4.3 \times 7.0 + 2.88 \times (4.3 + 7.0 - 0.4) = 248.2 \text{ kN}$

(c) 断面算定

・ 短辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 36.5 = 163.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 短辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 163.5 = 143.0 \text{ mm}$

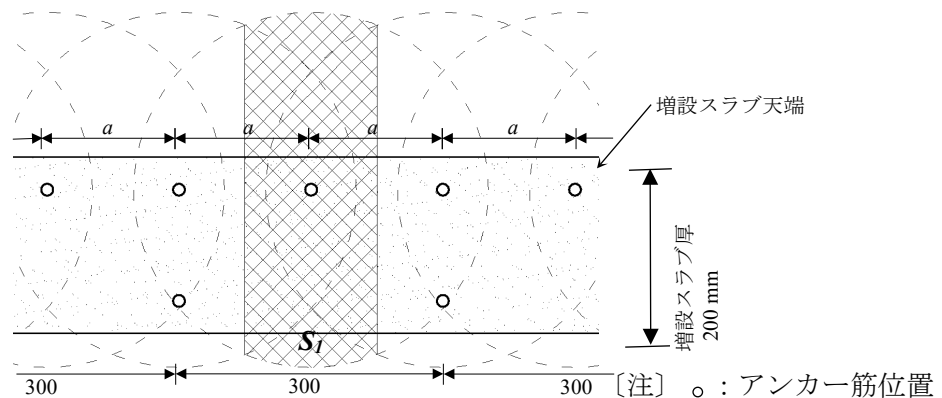
- ・ 短辺方向上端筋必要断面積 : $a_t = M_{x1}/(l_f \cdot j) = 11.09 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 397.7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$
 - ・ 短辺方向中央下端筋必要断面積 : $a_t = M_{x2}/(l_f \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 199.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$
- (iii) 増設スラブの弾性たわみ：枠梁の剛性および鉄筋無視の場合
- ・ 四辺固定増設スラブの弾性たわみ最大値 : $\delta = 0.0275w \cdot \ell_x^4 / (E_c \cdot t^3) (\ell_y/\ell_x = 7.0/4.3 = 1.63 \text{ の場合})$
 - ・ 両端固定一方向スラブの弾性たわみ最大値 : $\delta = w \cdot \ell_x^4 / (384E_c \cdot I)$

2) アンカー筋の検討

(i) 引張力に抵抗するアンカー筋の長期許容引張力の算定

- ・ アンカー筋の断面で決まる長期許容引張力 : ${}_L T_{m,A} = 195 \times a_t = 195 \times 127 = 24\,765 \text{ N} = 24.7 \text{ kN/本}$
- ・ コーン状破壊を生じるコンクリート断面で決まる長期許容引張力

アンカー筋のピッチを a 、有効埋込み長さを ℓ_e とした場合のアンカー筋 1 本の有効水平投影面積を算定し、アンカー単体の場合の有効水平投影面積との比率を算定し、アンカー筋の長期許容引張力を算定する。基礎梁天端より 202 mm の位置に D13 のアンカー筋を有効埋込み長さ ℓ_e 、アンカー筋間隔 a で配置する場合のコーン状破壊面の有効水平投影面積を、申請例図 4.3 に示す。



解説図 5.6.3 引張力に抵抗するアンカー筋のコーン状破壊面の有効水平投影面積(斜線部)

解説図 5.6.3 の斜線部の面積は、次のとおりとなる。なお、面積は安全側に算定している。

$$S_1 = a \times 2 \sqrt{\left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right)^2 - \left(\frac{a}{2}\right)^2} + 2 \times \frac{a \times \left\{ \left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right) - \sqrt{\left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right)^2 - \left(\frac{a}{2}\right)^2} \right\}}{2}$$

解説図 4.3 の斜線部の面積の有効埋込み長さ ℓ_e 、アンカー筋間隔 a 、アンカー筋径 d_a のアンカー単体の有効水平投影面積に対する比率は、次のとおりとなる。

$$\text{有効水平投影面積比率} = \frac{S_1}{\pi \cdot \ell_e (\ell_e + d_a)}$$

(ii) せん断力に抵抗するアンカー筋の必要本数の算定

増設スラブの全重量の最大値は 248.2 kN であることから、アンカー筋 D13 の長期許容せん断力にて負担させる。必要となるアンカー筋の本数を下記で算出する。

$$N = 248.2 / {}_L Q_{m,c,A}$$

5.7 基礎梁の補強

5.7.1 基礎梁の補強方法

1. 本節は、基礎梁を補強する場合に適用する。
2. 基礎梁の補強方法は、原則として下記の(1)から(6)による。
 - (1) 既存の木造床組を撤去するか、新たに土間スラブもしくはRC造スラブを構築する。
 - (2) 基礎梁せいは、原則として減じない。
 - (3) 既存基礎梁両側面に十分な面粗しを施し、既存基礎梁と新たに設ける基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）との一体化を図るため5.4に記載と同様に接合筋を配置する。
 - (4) 新たに端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、側面増打ち補強基礎梁両端部の耐力壁との接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。
 - (5) 耐力壁・基礎梁接合部に、側面増打ち補強基礎梁増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。また、接合面を面粗し処理をする。
 - (6) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要な数値以上とする。

1. 本節で対象とする基礎梁補強

本節で対象とする基礎梁補強は、躯体改造に伴って荷重増となる場合や、躯体改造によって既存の基礎梁に生じる応力が変化し、検討の結果、基礎梁の補強を要する場合である。基礎梁は長辺方向が主となるが、最下階に妻側耐力壁窓開口や戸境壁への出入り口開口を設置した場合に短辺方向基礎梁にも補強の可能性のあることに留意する。

2. 基礎梁の補強方法と施工手順

基礎梁の補強は、既存基礎梁の両側側面に新たに基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）を設け剛性および耐力を増大させることを目的とする。補強に先立ち、既存の1階床が木造床組の場合は、これを撤去し新たに土間コンクリート（既存基礎梁への荷重増が生じないよう既存基礎梁への鉄筋の定着は行わない）もしくはRC造のスラブを設置してもよい。基礎梁補強は施工が大掛かりになるため、原則としてせいは減じない。既存基礎梁両側面にまず十分な面粗しを行い、新設する基礎梁との一体化を図る。このため、上記の面粗しのほか、鉛直方向のせん断ずれが生じないよう接合筋を配置する。上記接合筋の施工や検討項目・検討方法は、5.4節による。

その後、新たに所要の端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、両端部の耐力壁・基礎梁接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。

定着に際しては、耐力壁・基礎梁接合部には側面増打ち補強基礎梁の回転防止とせん断ずれ防止のための接合筋を配置するとともに、接合面に面粗し処理を施す。

最後に、型枠を設置し、流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.7.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁の補強における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(5)による。

- (1) 躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力に対する検討を行うとともに、基礎の鉛直支持力に対する検討を行う。
- (2) 躯体改造に伴い基礎梁に生じる長期および短期設計用応力が、長期許容耐力および短期許容耐力以下となることの確認を行い、耐力が不足する場合には、基礎梁の補強の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁の断面および配筋を決定する。
- (3) 既存基礎梁と側面増打ち補強基礎梁の鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行う。
- (4) 側面増打ち補強基礎梁の既存耐力壁・基礎梁接合部での回転防止と鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁に生じる曲げモーメントおよびせん断力が、確実に既存構造部材に伝達できることを確認する。
- (5) 直接基礎にあつては設地圧や基礎スラブの検討を、杭基礎にあつては杭の鉛直支持力に対する検討を行い、補強が必要となる場合は、基礎の補強設計を行う。

・ 基礎梁補強に伴う検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力を算定し、基礎梁の断面および配筋でクライテリアを満たさない場合は、基礎梁の補強を行うこととする。基礎梁補強に際しての検討項目・検討方法を本文(1)から(5)に記載しているが、(1)から(4)の検討項目と検討方法は、5.4.2 に記載の側面増打ち補強基礎梁の場合と同様であるので、5.4.2 を参照する。本文(5)に記載の、躯体改造に伴い基礎に作用する荷重が変化する場合の基礎の検討では、荷重増に伴う基礎の鉛直支持力が許容支持力以内であることを確認する。

<検討例>

検討方針

断面算定検討方針は、下記とする。

① 曲げモーメントに関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容曲げモーメントを算定する。
- ・ 不足するモーメントを既存基礎梁側面の新設補強梁で負担する。

② せん断力に関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容せん断力を算定する。
- ・ 不足するせん断力を既存梁側面の新設補強梁で負担する。

1) 諸条件

- ・ 既存基礎梁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$
- ・ 補強梁の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- ・ 既存基礎梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 1,100\text{mm}$, $d=1030\text{mm}$
- ・ 補強梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 800\text{mm}$ (既存梁の両側面の補強基礎梁)
- ・ 基礎梁補強部を含む断面： $b \times D=720\text{mm} \times 800\text{mm}$, $d=730\text{mm}$
- ・ 既存基礎梁の主筋：上下共 2-16 ϕ
- ・ 改造設計における設計応力は以下とする。

長期荷重時 $M_L=25\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_L=30\text{kN}$

短期荷重時 $M_E=131\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_E=48\text{kN}$

基礎梁上端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E - M_L = 131 - 25 = 106\text{kN} \cdot \text{m}$$

基礎梁下端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E + M_L = 131 + 25 = 156\text{kN} \cdot \text{m}$$

設計用せん断力

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E = 30 + 2 \times 48 = 126\text{kN}$$

2) 断面検討 (短期荷重時)

① 曲げモーメントの検討

- ・ 上端：

既存上端筋配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_i \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \Rightarrow 85.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

補強梁で負担する曲げモーメント

$$\Delta M_D = M_D - M_A = 106.0 - 85.1 = 20.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

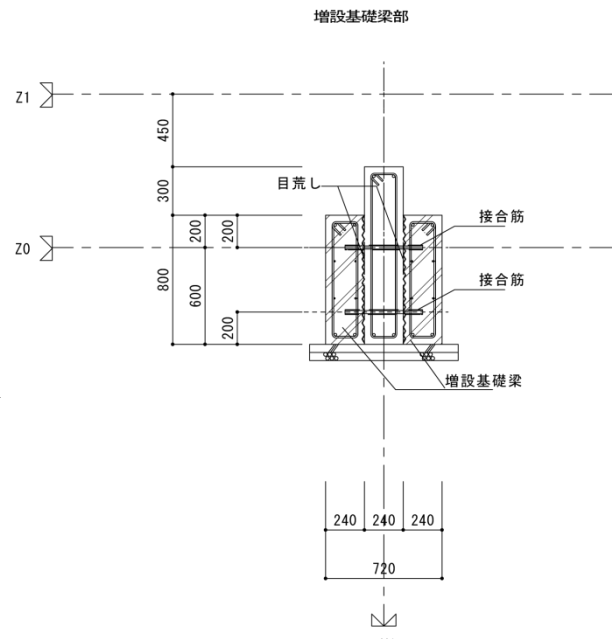
$$\Delta a_i = \Delta M_D / f_i \cdot j = 20.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 110.9\text{mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507\text{mm}^2)$$

- ・ 下端：

既存下端配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_i \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

- ・ 補強梁で負担する曲げモーメント



$$\Delta M_D = M_D - M_A = 156.0 - 85.1 = 70.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta a_i = \Delta M_D / (f_t \cdot j) = 70.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 376.3 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507 \text{ mm}^2)$$

よって、増設基礎梁の曲げ補強筋は、上端筋 2-D13，下端筋 2-D13 とし、既存基礎梁の両側面にそれぞれ配置する。

② せん断力に対する検討

- ・ 既存縦補強筋 2-13 ϕ @250 ($p_w = 2 \times 133 / (240 \times 250) = 0.0044$)

- ・ $M / (Q \cdot d) = 156 / (78 \times 1.03) = 1.94$, $Q = Q_L + Q_E = 30 + 48 = 78 \text{ kN}$

- ・ $\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \}$ ただし, $1 \leq \alpha \leq 2$

$$= 4 / 2.94 = 1.34$$

- ・ $Q_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 f_t (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 (= 1.5 \times 0.536), f_t = 235 \text{ N/mm}^2, b = 240 \text{ mm},$$

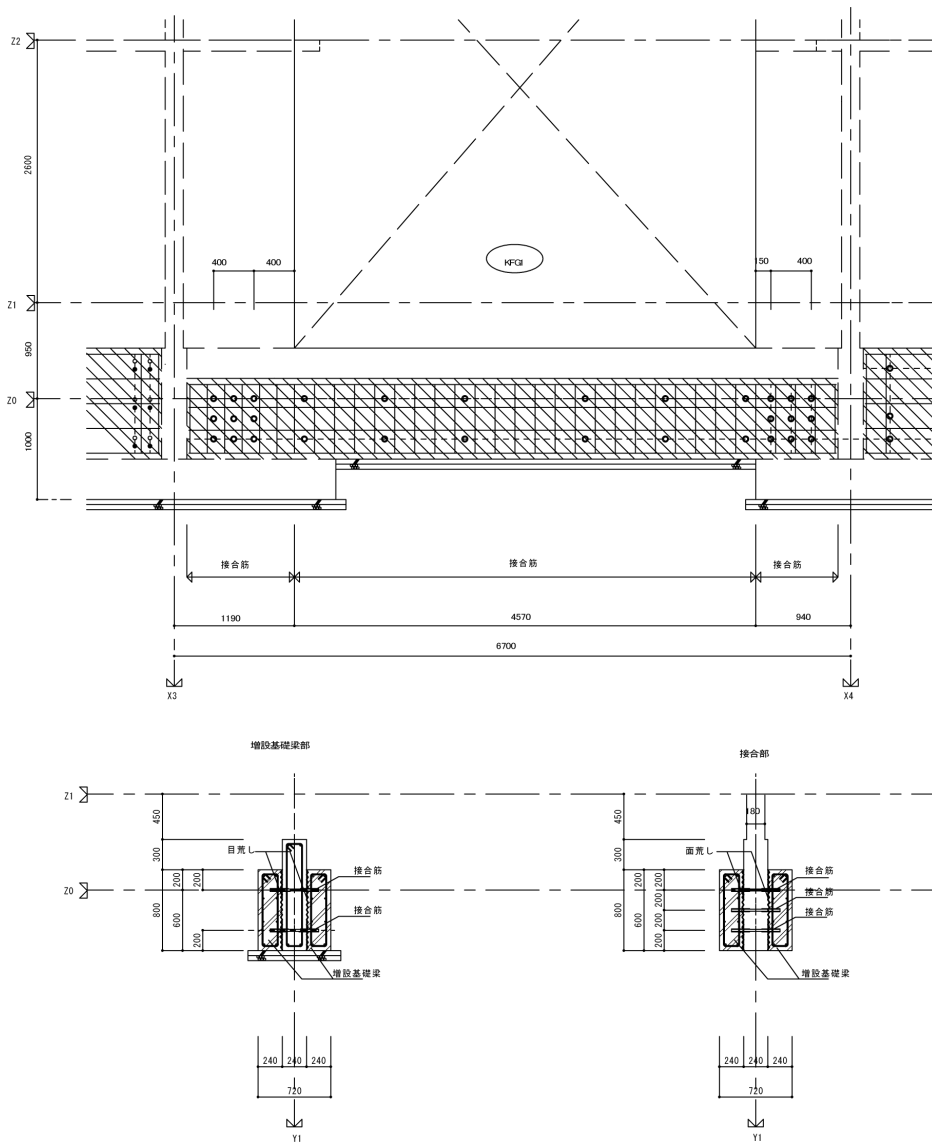
$$j = 1030 \times 7/8 = 901.2 \text{ mm より}$$

$$Q_A = \{ 1.34 \times 0.805 + 0.5 \times 235 (0.0044 - 0.002) \} \times 240 \times 901.2$$

$$= 292 \times 10^3 \text{ N} \Rightarrow 292 \text{ kN} > 126 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

よって、既存配筋でよいが、側面補強基礎梁の縦筋として 2-D10@100 を配置する。

$$2\text{-D10@200} (p_w = 2 \times 71.3 / (240 \cdot 200) = 0.297\%) \geq 0.20\% \quad \text{OK}$$



解説図 5.7.1 基礎梁の補強方法

5.8 改造に伴う設備用スリーブ設置

5.8.1 設備用スリーブ設置方法

1. 本節は躯体改造に伴う設備用スリーブの設置を行う場合に適用する。
2. 設備用スリーブの設置方法は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) 設備用スリーブの径は、原則φ200以下とする。
 - (2) 設備用スリーブの設置箇所は、原則として部材に生じる応力の小さい箇所とする。
 - (3) 設備用スリーブ周囲に所要の補強筋を配筋するため、適切な範囲内のコンクリートを研る。このとき、既存鉄筋は、原則として切断しないこととするが、やむを得ず鉄筋を切断する場合は、適切な補強を行うとともに、切断した鉄筋端面のかぶり厚さを確保するために無収縮モルタルにて復旧する。
 - (4) 同一部位に設備用スリーブを複数設置する場合には、適切な離隔距離を確保する。

1. 本節で対象とする設備用スリーブの設置

本節は、躯体改造に伴い設備性能の向上のため設備用スリーブを設置する場合に適用する。なお、躯体改造を行わない場合にも、適用することができる。

2. 設備用スリーブの設置方法と施工手順

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置箇所は、壁梁、耐力壁、基礎梁等構造耐力上重要な箇所に設置される可能性があることから、その設置箇所および大きさには注意が必要である。

特に、壁梁端部や耐力壁の開口部側端部に設備用スリーブを設けると当該部材の剛性や構造耐力が大きく低減され補強も容易でないことから、壁梁の端部（耐力壁側面より壁梁せいの1.5倍の範囲）や耐力壁の開口部側端部（耐力壁の端面より200mmの範囲）には、設備用スリーブを設置しない。

また、設備用スリーブ設置に伴う切断鉄筋端面や既存鉄筋は、所要のかぶり厚さを確保する。

5.8.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(3)による。

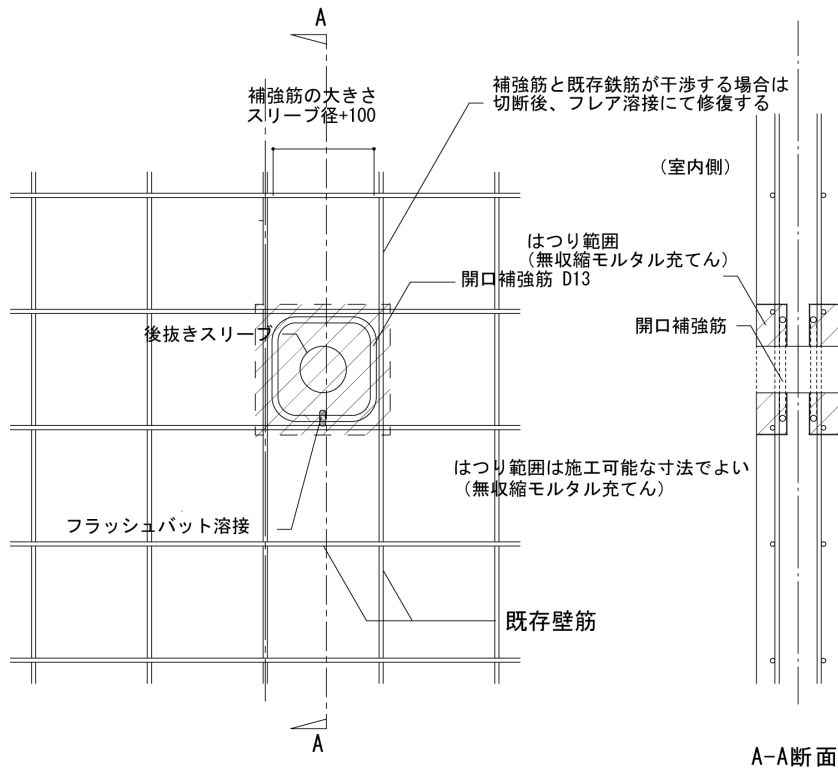
- (1) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (2) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (3) 設備用スリーブ周囲に生じる付加斜張力および付加縁張力は、短期荷重時のせん断力に基づき算定し、これらの力に対して安全なように補強する。

・ 設備用スリーブ設置に伴う検討項目・検討方法

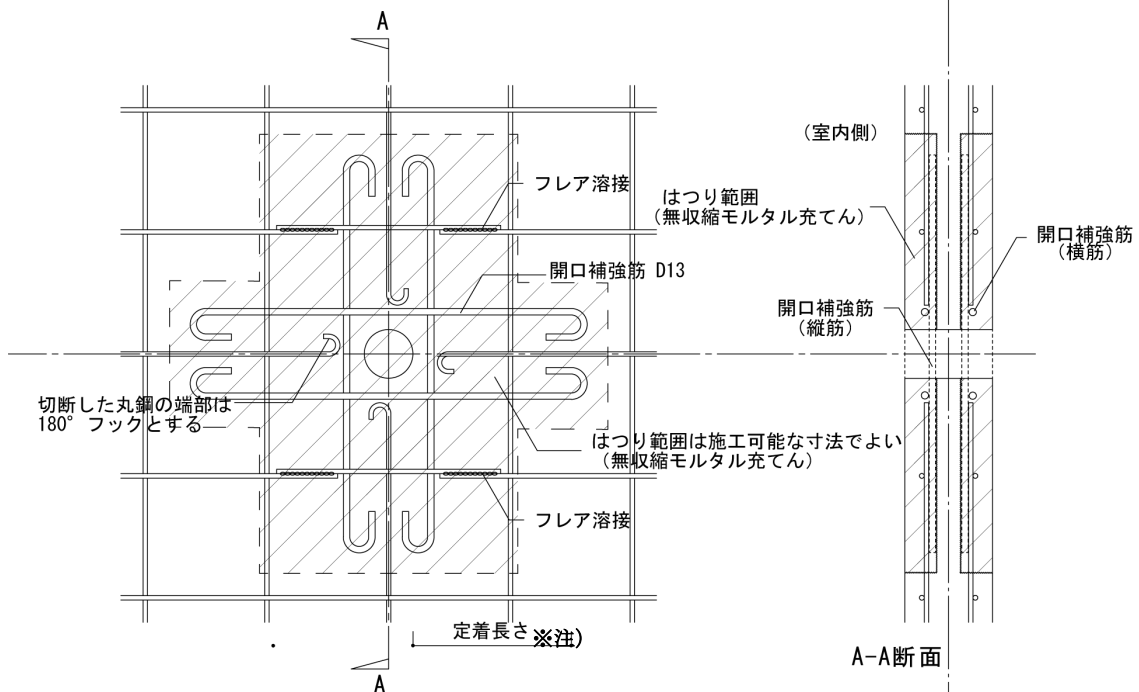
5.8.1項に記載の設備用スリーブ設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表5.8.1に示す。

表 5.8.1 設備用スリーブ設置手順と検討項目・検討方法

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 設備用スリーブを設ける範囲と、既存鉄筋の相互の関係が分かるように設計図書の配筋図および非破壊検査により図面に図示する。</p> <p>(ii) スリーブを設ける。</p> <p>(iii) 補強範囲のコンクリートを研り出す。</p> <p>(iv) スリーブ周囲に補強筋を配置する。スリーブ範囲に鉄筋があり切断せざるを得ない場合には、末端を180°フックを設けかぎ掛け状とする。</p> <p>(v) 補強筋を配置するために既存鉄筋を一時切断せざるを得ない場合には、フレア溶接にて既存鉄筋の一体化を図る。</p> <p>(vi) スリーブ周囲に所要の被り厚さを確保の上、無収縮モルタルにて復旧を行う。</p>	<p>(i) スリーブの位置、大きさ、補強方法</p> <p>(ii) 鉄筋の切断の有無</p> <p>(iii) 補強筋設置に伴う既存鉄筋の切断の要否</p>	<p>(i) 設備用スリーブの大きさは、原則φ200とし、補強筋の径、配筋方法を検討する。</p> <p>(ii) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、RC規準(2010)22条に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の長期許せん断力</p> <p>② スリーブ周囲の短期せん断力</p> <p>③ スリーブ周囲の大地震時に対する安全性の検討</p> <p>(iii) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、「壁式RC構造計算規準・同解説」7.3に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の付加斜引張力および縁応力の算定</p> <p>算定に際しては、スリーブに内接する四角形に置換するものとする。</p>	<p>解説図 5.8.1</p>



(a) 既存鉄筋を避けてスリーブを設けた場合の補強方法



※注) 定着長さは開口部際から直線定着 40d (異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする) または標準フック付き 30d あるいは計算によって求まる数値以上とする。

(b) 鉄筋を切断せざるを得ない場合

解説図 5.8.1 設備用スリーブの設置方法 (案)

参考文献

- 5.1) 日比野ほか：既存壁式鉄筋コンクリート造建築物の梁せい低減に関する補強方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.2,2009
- 5.2) 高橋良輔，向井智久，毎田悠承，衣笠秀行：新設開口設置に伴い補強を行った RC 造壁梁の構造性能評価のための実験，日本コンクリート工学年次論文集 Vol41,No.2,pp.223-228, 2019.7
- 5.3) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3.31
- 5.4) 中村聡宏，向井智久，有木克良，坂下 雅信，田沼 毅彦，南部 禎士，岡部 喜裕，高光 宏明，秋山友昭，沼田 卓也：既存壁式鉄筋コンクリート造建築物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究，構造工学論文集、Vol.69B、pp.301-308, 2023.4
- 5.5) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12
- 5.6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 5.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997

<参考資料1>

戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

1. はじめに

戸境床スラブへの開口設置において、開口部の大きさを一つの住戸の内法面積の1/2程度以下と記載しているが、開口設置後の開口部横の残存スラブ（バルコニー・スラブを含む）の面内せん断応力度を検討する場合も想定されることから、以下に検討方法および検討例を示す。

検討は、張り間方向地震時およびけた行方向地震時の双方に対して行っている。

2. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討（張り間方向地震時）

2.1 終局時面内せん断応力度検討式

張り間方向地震時においては、スラブ開口部に隣接する耐力壁 W_2 （図1参照）が負担する地震力算定用重量が、残存スラブとバルコニー・スラブならびに当該耐力壁に接続する壁梁を通して耐力壁 W_1 および W_3 （図1参照）に接続する張間方向戸境耐力壁に伝達可能であるかを検討する。

図1の $(a+b_b+b)$ の断面に生じる張り間方向地震力作用時の面内せん断応力度は、(1)式より算定する。

$$D\tau_{u, sY} = \frac{w_2 N_{ES}}{2} \cdot \frac{1}{A_s} \quad (1)$$

記号 $D\tau_{u, sY}$: 張り間方向終局時にスラブ開口部周辺のスラブ部分に生じる面内せん断応力度 (N/mm²)

$w_2 N_{ES}$: スラブ開口部に隣接するけた行方向耐力壁が負担する地震力算定用重量 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和 (mm²) で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (2)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離 (mm) (図1参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ (mm)

b : バルコニーの幅 (mm) で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離 (図1参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ (mm)

b_b : 壁梁の幅 (mm)

D_b : 壁梁のせい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

2.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例（張り間方向地震力作用時）

5階建て現場打ち壁式RC造建物の2階の住戸において、図1に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の張り間方向地震時における終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

(1) 検討条件

検討条件は下記の通りとする.

- ・各階の階高： $h_i=h=2.6\text{ m}$ ，建物高さ： $H=2.6\text{ m}\times 5+1.0\text{ m}=14.0\text{ m}$
- ・コンクリートの設計基準強度： $F_c=14.7\text{ N/mm}^2$ （ $=150\times 9.80665/100$ ）
- ・けた行方向耐力壁の厚さ：全階 180 mm
- ・けた行方向壁量：全階 150 mm/m^2
- ・検討対象耐力壁の長さ： $l_{w1}=l_{w3}=1,800\text{ mm}$ ， $l_{w2}=1,100\text{ mm}$ （耐力壁記号：図 1 参照）
- ・残存スラブの幅 $a=1,000\text{ mm}$ ，バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b=1,000\text{ mm}$
- ・残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1}=t_{s2}=110\text{ mm}$
 - ・接続する壁梁の幅およびせい： $b\times D=180\times 600\text{ mm}$
- ・地震力算定用平均重量： $w_i=w=12\,000\text{ N/m}^2$

(2) 1階における耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量の算定

スラブ開口部に隣接する耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量は、改造計画内容に従って算定すべきであるが、ここでは地震力算定用平均重量を用いて算定する.

(a) 耐力壁 W_2 の支配面積： $A_{w2}=2.9\text{ m}\times (4.5\text{ m}/2+1.2\text{ m}/2)=8.265\text{ m}^2$

(b) 1階における耐力壁 W_2 の地震力算定用負担重量： $w_2N_{ES}=12\,000\times 5\times 8.265=495.9\times 10^3\text{ N}$

(c) 2階開口部周辺の残存スラブに生じる面内せん断応力度

・ $A_s=(1,000+1,000)\times 110+180\times 600=328,000\text{ mm}^2$

・ $D\tau_{u,sY}=\frac{w_2N_{ES}}{2}\cdot\frac{1}{A_s}=\frac{495.9\times 10^3}{2}\times\frac{1}{328\,000}=0.76\text{ N/mm}^2$

(d) 検討結果：張り間方向地震時における残存スラブ等に生じる面内せん断応力度は 0.76 N/mm^2 であり、当該数値は設計基準強度 14.7 N/mm^2 のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s の数値 0.735 N/mm^2 を超えているが、コンクリートの設計基準強度に対する比は 0.052 であり $F_c/15$ を下回っており OK とする.

3. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討（けた行方向地震時）

3.1 終局時面内せん断応力度検討式

図 1 の斜線部（スラブ開口部横の地震力伝達可能範囲）の終局時設計用面内せん断応力度が、次式を満たすことを確認する.

$$D\tau_{u,sx}=DQ_{u,s}/A_s\leq f_s \quad (3)$$

記号 $D\tau_{u,sx}$ ：スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断応力度
(N/mm^2)

$DQ_{u,s}$ ：スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断力 (N)

で、次式による。

$$DQ_{u, sx} = (w_1 Q_{u,1} - w_1 Q_{u,2}) / 3 + (w_2 Q_{u,1} - w_2 Q_{u,2}) + (w_3 Q_{u,1} - w_3 Q_{u,2}) / 3 \quad (4)$$

[注] スラブ開口部の隅角部近傍の耐力壁の地震時負担せん断力は、隣接する住戸の無開口スラブと直交壁より伝達することから、3で除している。

$w_1 Q_{u,1}$: スラブ開口部際の左側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_1 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の左側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_2 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の中間部の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_2 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の中間部の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_3 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の右側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_3 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の右側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和(mm²)で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (5)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離(mm) (図1参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ(mm)

b : バルコニーの幅(mm)で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離(図1参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ(mm)

b_b : 壁梁の幅(mm) , D_b : 壁梁のせい(mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

3.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例 (けた行方向地震力作用時)

5階建て現場打ち壁式RC造建物の2階の住戸において、図1に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

検討条件は下記の通りとする。

- 各階の階高 : $h_i = h = 2.6$ m , 建物高さ : $H = 2.6 \times 5 + 1.0 = 14.0$ m
- コンクリートの設計基準強度 : $F_c = 14.7$ N/mm² (=150×9.80665/100)
- けた行方向耐力壁の厚さ : 全階 180 mm
- けた行方向壁量 : 全階 150 mm/m²

- ・ 検討対象耐力壁の長さ： $\ell_{w1} = \ell_{w3} = 1,800 \text{ mm}$, $\ell_{w2} = 1,100 \text{ mm}$
- ・ 残存スラブの幅 $a = 1,000 \text{ mm}$, バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b = 1,000 \text{ mm}$
 - ・ 残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1} = t_{s2} = 110 \text{ mm}$
 - ・ 接続する壁梁の幅およびせい： $b \times D = 180 \times 600 \text{ mm}$
- ・ 終局時に各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（表 1）

表 1 終局時における各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（けた行方向地震力作用時）

階	$\Sigma W_i / S$ (N/m^2) ⁽¹⁾	α_i	A_i ⁽²⁾	Q_i / S (N/m^2) ⁽³⁾	耐力壁厚 t (mm)	壁量 (mm/m^2)	$C_0 = 1.0$ 時の平均せん断応力度 $\tau_{1.0}$ (N/mm^2)
5	12 000	0.2	1.620	19 440	180	150	0.72
4	24 000	0.4	1.360	32 640	180	150	1.21
3	36 000	0.6	1.210	43 560	180	150	1.61
2	48 000	0.8	1.097	52 656	180	150	1.95
1	60 000	1.0	1.000	60 000	180	150	2.22

[注] (1) 各階の地震力算定用単位重量 $w_i = w = 12\,000 \text{ N/m}^2$ と仮定.

$$(2) \quad A_i = 1 + (1/\alpha_i - \alpha_i) \cdot 2T / (1 + 3T)$$

$$(3) \quad Q_i = Z \cdot \Sigma W_i \cdot A_i \quad , \quad Z = 1.0$$

標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$ 時に検討対象耐力壁に生じるせん断力は、次の通り算定される.

$$\cdot w_1 Q_{u,1} = w_3 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 180 = 719.3 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_1 Q_{u,2} = w_3 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 180 = 631.8 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 1,100 = 439.6 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 1,100 = 386.1 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

(3)式左辺より、残存スラブに生じる設計用面内せん断応力度は、次のとおり算定される.

$$\begin{aligned} D\tau_{u, sx} = DQ_{u, s} / A_s &= \{2 \times (719.3 - 631.8) / 3 + (439.6 - 386.1) \times 10^3\} / \{(1,000 + 1,000) \times 110 + 180 \times 600\} \\ &= 111.9 \times 10^3 / 328,000 = 0.34 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

一方、設計基準強度 14.7 N/mm^2 のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s は 0.735 N/mm^2 であり、(3)

式を満たしている.

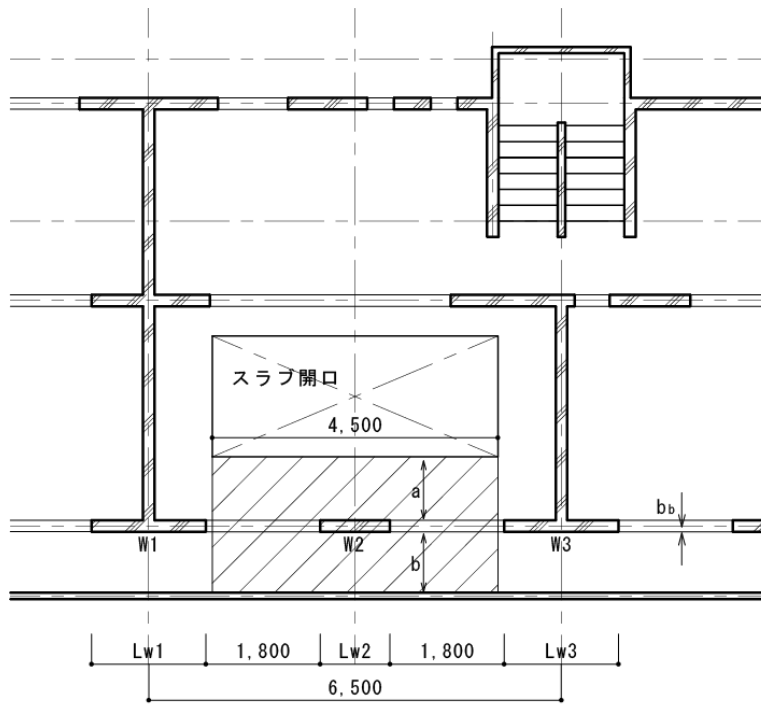


図1 2階平面図

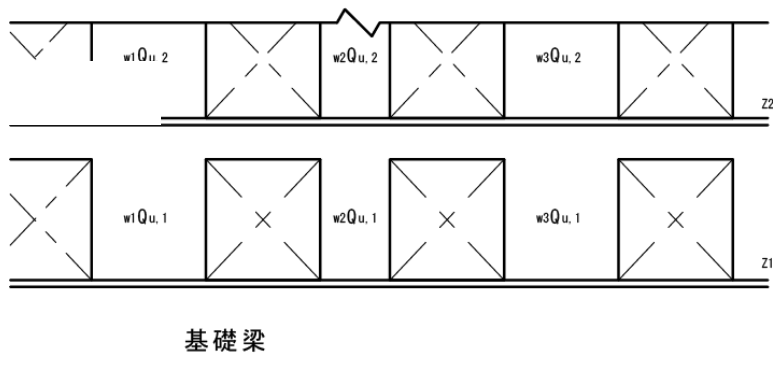


図2 スラブ開口周囲の耐力壁の終局時地震層せん断力

© 建築研究資料 第 210 号

令和 6 年 1 月 印刷・発行
編集・発行 国立研究開発法人建築研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは下記まで
国立研究開発法人建築研究所企画部企画調査課
〒305-0802 茨城県つくば市立原 1 番地
電話 (029) 864-2151(代)