

第3章

迅速な補強工法を施したRC造ピロティ柱の実験

3.1 研究背景と文献調査

3.1.1 研究背景

1章に示した熊本地震で被災したピロティ階を含む実建物を想定し、柱に対する効果的な耐震補強工法開発を目的とした補強実験を行う。なお、実際に被災したピロティ階の柱を以降では「対象ピロティ柱」と称する。

3.1.2 既往の文献調査

(1) 検討内容

本研究では、「せん断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究」にて対象となる無補強試験体（矩形柱）の骨格曲線評価を行うことを目的とする。その際、対象としている柱の条件を満たす矩形柱試験体についても検討を行う。条件は以下に示す。

- ・新耐震基準（柱帯筋比 0.2 以上）
- ・高軸力（軸力比 0.4 以上）
- ・シアスパン比 2 以下

矩形柱試験体について、1984 年から 2019 年までに刊行された日本コンクリート工学年次論文集と日本建築学会構造系論文集から「柱」「補強」をキーワードとして検索し、その中で上記の条件を満たし、かつ論文に荷重-変形角関係が明記されているものを収集した。

今回は文献[3-1]より C1, 文献[3-2]より LcC00, 文献[3-3]より L10240,DL10240,L05280S,L10280S の計 6 体の矩形柱試験体について検討を行った。

(2) 試験体情報

C1

- ・加力は逆対称曲げ形式
- ・せん断破壊した柱の再現実験

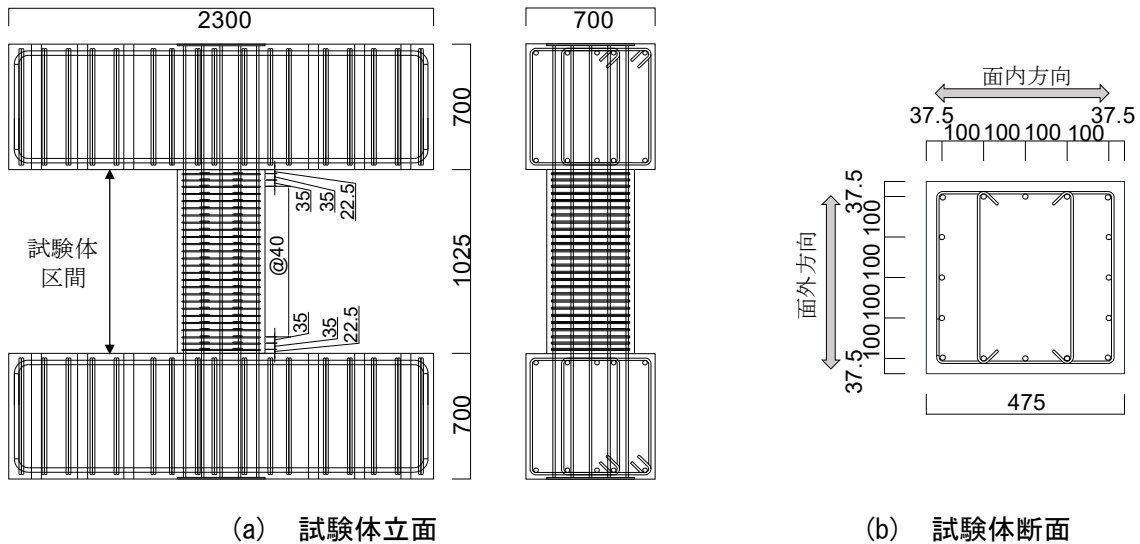


図 3.1.2-1 C1 試験体概要

表 3.1.2-1 C1 材料試験結果

(a) 試験体概要		(b) 材料試験結果							
柱幅 (mm)	475	既存部コンクリート		UFC		無収縮モルタル		補強壁コンクリート	
柱せい (mm)	475	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
内法高さ (mm)	1025	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
柱主筋	16-D13(SD345)	48.0	34.0	-		-		-	
柱主筋比 (%)	0.898			-		56.4	26.0	50.6	34.4
柱帯筋 (面内)	2-D6@40(SD295A) 帯筋比0.333%			224.0	52.9	73.3	29.1	-	
柱帯筋 (面外)	4-D6@40(SD295A) 帯筋比0.667%			-		72.3	28.6	-	
補強壁軸筋	8-D10(SD295A)								
補強壁横筋	4-D6@40(SD295A)								
コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	27								
せん断スパン比	1.17								
軸力比 (N/BDFc)	-0.06, 0.40								

(c) 材料試験結果					
鉄筋種類	鉄筋径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
		(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)
柱主筋	D13	192.1	402.3	0.222	553.8
柱帯筋	D6	203.7	490.0	0.261	568.4
補強壁軸筋	D10	195.9	369.0	0.199	493.0
補強壁横筋	D6	196.9	501.6	0.265	569.9

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

LcC00

- ・加力は上下スタブを平行に保ち、柱部分に逆対称曲げを加える
- ・曲げ圧縮破壊を想定した低強度コンクリート RC 柱

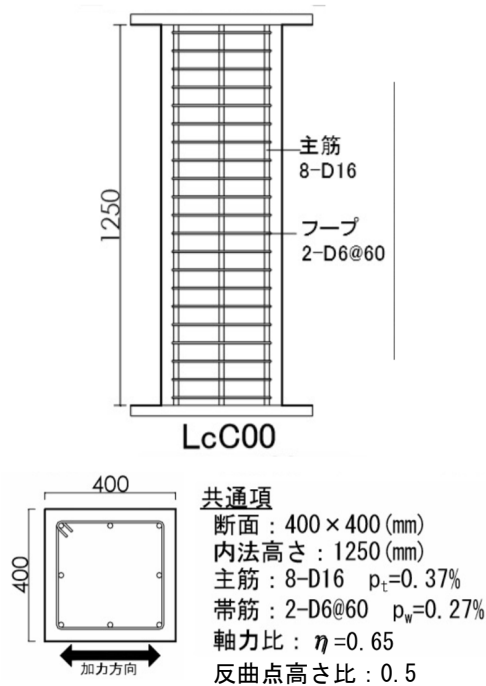


図 3.1.2-2 LcC00 試験体概要

表 3.1.2 LcC00 材料試験結果

表-2 材料特性

試験体		LcC00	LcC03	LcC17	
実験日コンクリート					
圧縮強度 σ_B (N/mm ²)		10.1	11.0	10.8	
ヤング係数 (N/mm ²)		17299	17932	17439	
鉄筋種	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm ²)	破断歪 (%)
D22	1.94×10^5	338.43	0.181	511.97	22.20
D6	1.84×10^5	341.42	0.188	498.66	19.82
呼び名	目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm ²)	規格ヤング係数 (Gpa)	
3400MPa級	200	0.111	3400	230	

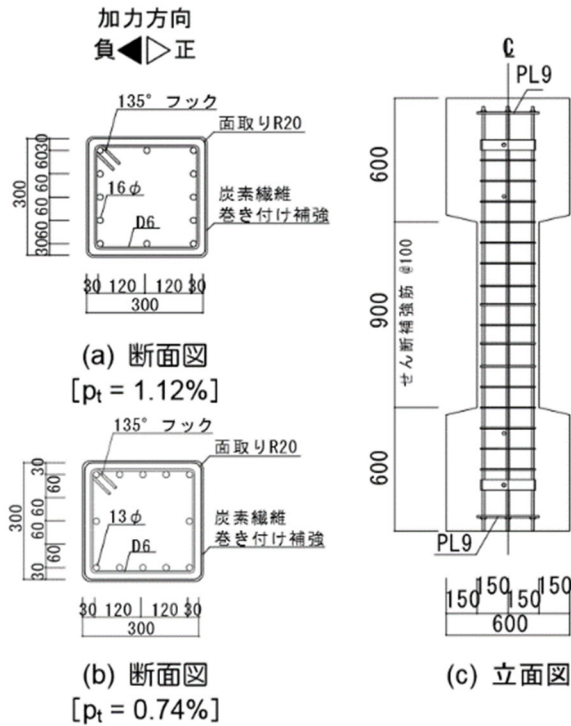
表 - 3 コンクリート配合

水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	
140	127	130	178	
細骨材① (kg/m ³)	細骨材② (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
634	272	934	1.285	49.8

混和材：石灰石微粉末 細骨材①：砕砂
細骨材②：砂 粗骨材：碎石 混和剤：AE減水剤

L10240, DL10240, L05280S, L10280S

- ・全試験体とも、せん断破壊が先行するように計画。
- ・DL10240 は付着割裂破壊が確認された。



反曲点高さ比 : 0.5

せん断補強筋比 : $p_w = 0.21\%$

図 3.1.2-3 L10240, DL10240, L05280S, L10280S 試験体概要

表 3.1.2-3 L10240, DL10240, L05280S, L10280S 材料試験結果

No.	試験体名	σ_B [N/mm ²]	主筋	軸力比 n	CF 補強	P_t [%]	材料試験結果	
							降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [10 ⁵ N/mm ²]
8	L10240	13.50	16φ	0.4	無補強	1.12	340	1.88
12	DL10240	13.89	D16			1.11	372	1.77
30	L05280S	4.69	13φ	0.8	2層	0.74	320	2.01
32	L10280S	10.56				0.74	320	1.92
13	L1024C1	9.55	16φ	0.4	0.5層	1.12	340	1.88
14	L1024C2	9.60			2層			
15	DL1024C1	9.67	D16	0.4	0.5層	1.11	372	1.77
16	DL1024C2	9.74			2層			
33	L0528C2S	4.62	13φ	0.8	2層	0.74	320	2.01
34	L1028C2S	10.56						

σ_B : コンクリート強度, 軸力比 $n = N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$, N : 軸力[N],
 b : 柱幅(300mm), D : 柱せい(300mm), CF シート目付量: 200g/m²

(3) 検討手法

以下の式に従って骨格曲線を作成し、実験結果との精度を確認する。

1) 初期剛性

曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L^2 a} \quad (\text{式 3.1.2-1})$$

ここで、

K_f : 曲げ初期剛性[N/mm]

E_c : コンクリートのヤング係数[N/mm²]

I_e : 断面二次モーメント (有筋) [mm⁴]

L : 部材長さ[mm]

a : シアスパン[mm]

せん断剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{式 3.1.2-2})$$

ここで、

K_s : せん断初期剛性[N/mm]

κ : せん断形状係数で、 $\kappa=1.2$ とする

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 : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$ とする

曲げせん断初期剛性

$$K_1 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} \quad (\text{式 3.1.2-3})$$

K_1 : 曲げせん断初期剛性[N/mm]

また、曲げ初期剛性やせん断初期剛性を算出する際、「 L : 部材長さ[mm]」を文献[3-4]に従い、両端にそれぞれ $0.25D$ (D : 柱せい) ずつ加えた部材長さとしたものについても検討を行った。

2) 剛性低下率

$(a/D) \leq 2.0$ の場合、(ただし、 a/D は 1.0 以上)

$$\alpha_y = \left\{ -0.0836 + 0.159 \left(\frac{a}{D} \right) + 0.169\eta \right\} \left(\frac{a}{D} \right)^2 \quad (\text{式 3.1.2-4})$$

$2.0 < (a/D)$ の場合、

$$\alpha_y = \left\{ 0.043 + 1.64np_t + 0.043 \left(\frac{a}{D} \right) + 0.33\eta \right\} \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (\text{式 3.1.2-5})$$

n : ヤング係数比であり, $n = \frac{E_s}{E_c}$

p_t : 引張鉄筋比 (全せい) で, $p_t = \frac{a_t}{bD}$

a/D : シアスパン比 (全せい)

η : 軸力比で, $\eta = \frac{N}{bD\sigma_b}$

d : 有効せい [mm]

D : 部材せい [mm]

本研究ではシアスパン比が2以下の柱を対象としているため, (式 3.1.2-4)を用いて算出するが, (式 3.1.2-5)を用いて算出したものについても検討を行った。

3) 降伏時剛性

$$K_2 = K_1 \alpha_y \quad [\text{N/mm}] \quad (\text{式 3.1.2-6})$$

(式 3.1.2-6)に加え, 曲げ剛性のみ, 剛性低下を考慮したものについても検討を行った。

$$K_2 = \frac{1}{\frac{1}{K_f \alpha_y} + \frac{1}{K_s}} \quad [\text{N/mm}] \quad (\text{式 3.1.2-7})$$

4) ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e + \frac{ND}{6} \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{式 3.1.2-8})$$

$$Q_{mc} = M_c / a \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-9})$$

ここで,

σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数で, $Z_e = \frac{I_e}{D/2}$ [mm³]

I_e : 等価断面二次モーメント [mm⁴]

N : 軸力 [N]

D : 部材せい [mm]

a : シアスパン [mm]

5) せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150} \right) \left\{ \frac{0.085 k_c (F_c + 500)}{M / (Qd) + 1.7} \right\} bj \quad [\text{kgf}] \quad (\text{式 3.1.2-10})$$

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

σ_0 : 軸方向応力度で, $\sigma_0 = \frac{N}{bD}$ [kgf/cm²]

k_c : 部材せいに対する補正係数で,

$d > 40\text{cm}$ のとき $k_c = 0.72$

$28 \leq d < 40$ のとき $k_c = 0.00056 \left(\frac{d}{10}\right)^2 - 0.0444 \left(\frac{d}{10}\right) + 1.6064$

$16 \leq d < 28$ のとき $k_c = \frac{760-d}{600}$

d : 有効せい[cm]

F_c : コンクリートの設計基準強度[kgf/cm²]

$M/(Qd)$: シアスパン比

b : 柱幅[cm]

j : 応力中心距離で, $j = \frac{7}{8}d$ [cm]

$$Q_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-11})$$

ここで,

ϕ : 耐力係数

σ_T : コンクリート引張強度[N/mm²]

σ_0 : 柱作用軸応力度[N/mm²]

b : 柱幅[mm]

D : 部材せい[mm]

κ :断面形状係数で, 原則 $\kappa=1.5$ とする

6) 曲げ終局強度

$$M_u = A_{st} \sigma_{st} d - A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{式 3.1.2-12})$$

$$Q_{mu} = M_u / a \quad (\text{式 3.1.2-13})$$

ここで,

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]

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 [mm²]

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 [N/mm²]

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 [mm]

σ_{av} : コンクリート平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$

b : 圧縮側の壁厚さ[mm]

β_1 : 係数であり, 以下のように場合分けする

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta_1 = 0.85 & (\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{\sigma_B - 280}{70} & (280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.65 & (560\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B) \end{array} \right.$$

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 [mm]

N : 軸力[N]

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離 [mm]

a : シアスパン[mm]

せん断終局強度

$$Q_{sn} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{M/(Qd)+0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad [\text{N}] \quad (\text{式 3.1.2-14})$$

ここで,

p_t : 引張鉄筋比 (有効せい) で, $p_t = \frac{a_t}{bd} \cdot 100[\%]$

F_c : コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

$M/(Qd)$: シアスパン比 (ただし, $M/(Qd) < 1$ のとき 1, $M/(Qd) > 3$ のとき 3 とする。)

p_w : せん断補強筋比で, $p_w = \frac{A_g}{bs}$

A_g : せん断補強筋全断面積[mm²]

b : 柱幅[mm], s : 補強筋間隔[mm]

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

σ_0 : 平均軸方向応力度で, $\sigma_0 = N/(bD)$ [N/mm] (ただし, $0.4F_c$ 以下とする。)

j : 応力中心間距離で, $j = \frac{7}{8}d$ [mm]

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(4) パラメータ

- ・剛性算定の際には、文献[3-4]に準じて両部材の上下端にそれぞれ $0.25D$ (D :柱せい) ずつ加えた場合も算出する。
- ・降伏時剛性については、全体初期剛性に剛性低下率を乗じる場合と曲げ初期剛性のみ剛性低下率を乗じた場合の2通りで算出する。なお、剛性低下率算出の際にはシアスパン比が2以下の場合に用いる式と2以上の場合に用いる式の2通りで計算した。
- ・せん断ひび割れ強度とせん断終局強度がほぼ同値となる場合においては、骨格曲線は終局耐力のみを有するバイリニアとする。

上記のパラメータを一覧にしたものを表 3.1.2-5 に示す。

なお、第一折れ点を曲げひび割れ、せん断ひび割れの耐力のうち小さい値で決定し、第二折れ点は弾性剛性（曲げせん断）に剛性低下率を乗じた。

表 3.1.2-5 パラメーター一覧

	算定方法	
初期剛性	部材長さ=内法長さ	部材長さ=内法長さ+ $0.5D$ (D :部材せい)
降伏時剛性	全体剛性を剛性低下させる	曲げ剛性のみ剛性低下させる
剛性低下率	シアスパン比2以下 の場合に用いる式	シアスパン比2以上 の場合に用いる式
せん断ばね	ひび割れ強度と終局強度を有する トリリニア型	終局強度のみを有する バイリニア型

1) C1

せん断破壊した C1 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-5 C1 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	1705395	N/mm
せん断剛性	Ks	2598662	N/mm
曲げせん断剛性	K	1029667	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	912646	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	2109805	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	637067	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	α_y	0.207	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	α_y	0.123	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	352264	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	536776	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		212687	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		310213	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	210141	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	320210	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		126877	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		194419	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf\alpha_y$	188515	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks\alpha_y$	435798	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		131592	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		173052	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf\alpha_y$	112457	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks\alpha_y$	259972	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		78500	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		106766	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	919	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	859	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		1126	kN
ひび割れ強度		859	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	1244	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	1103	kN
終局強度		1103	kN

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

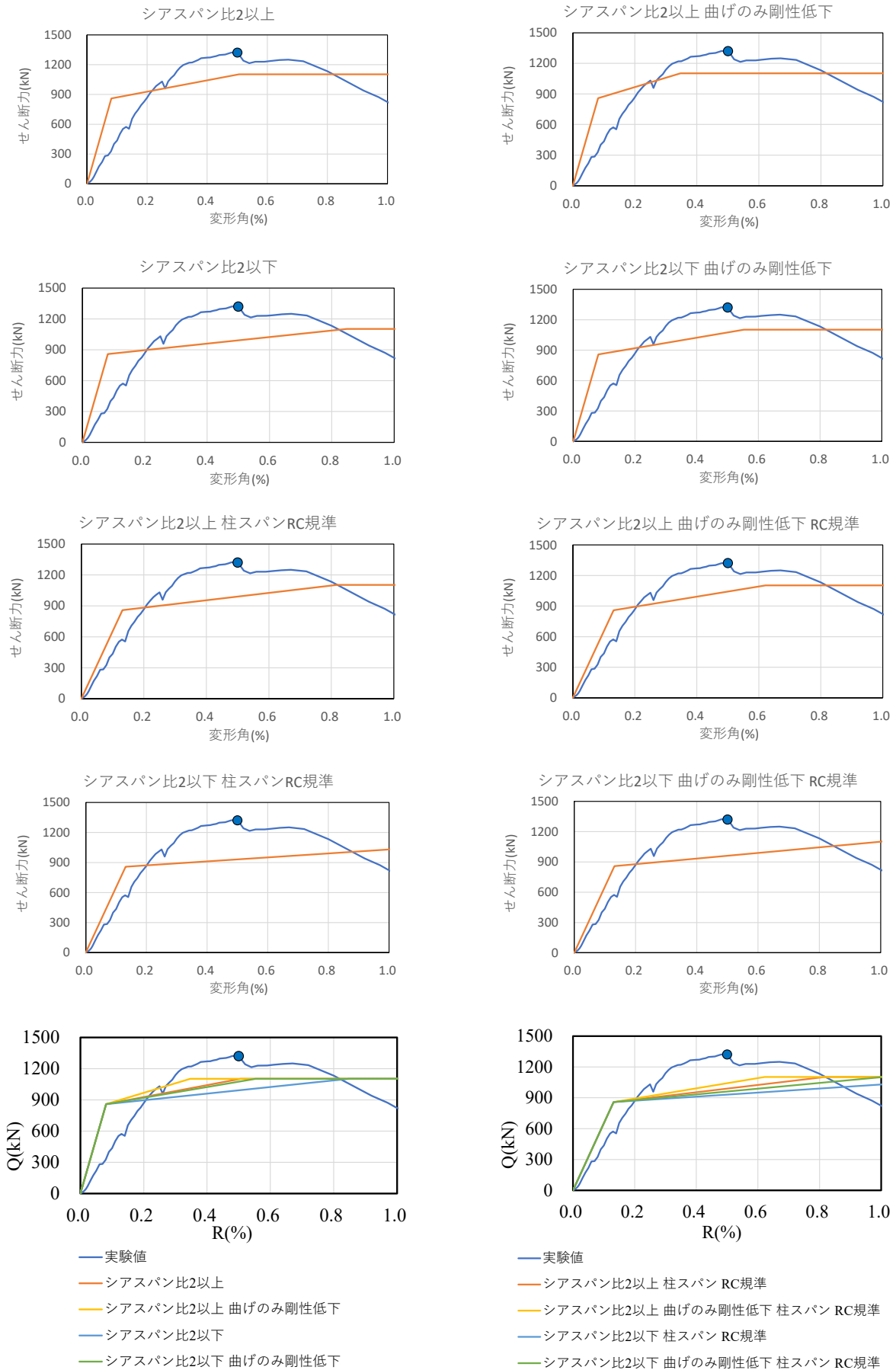


図 3.1.2-4 C1 計算結果

2) L10240

せん断破壊した L10240 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-6 L1024 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	283680	N/mm
せん断剛性	Ks	649757	N/mm
曲げせん断剛性	K	197467	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	178644	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	556935	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	135258	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	α_y	0.334	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	α_y	0.176	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha_y$	94665	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha_y$	216825	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		65895	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		82627	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha_y$	49996	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha_y$	114515	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		34802	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		46424	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha_y$	59614	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha_y$	185850	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		45136	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		53850	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha_y$	31485	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha_y$	98155	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		23838	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		29800	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	82	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	124	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		170	kN
ひび割れ強度		82	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	261	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	174	kN
終局強度		174	kN

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

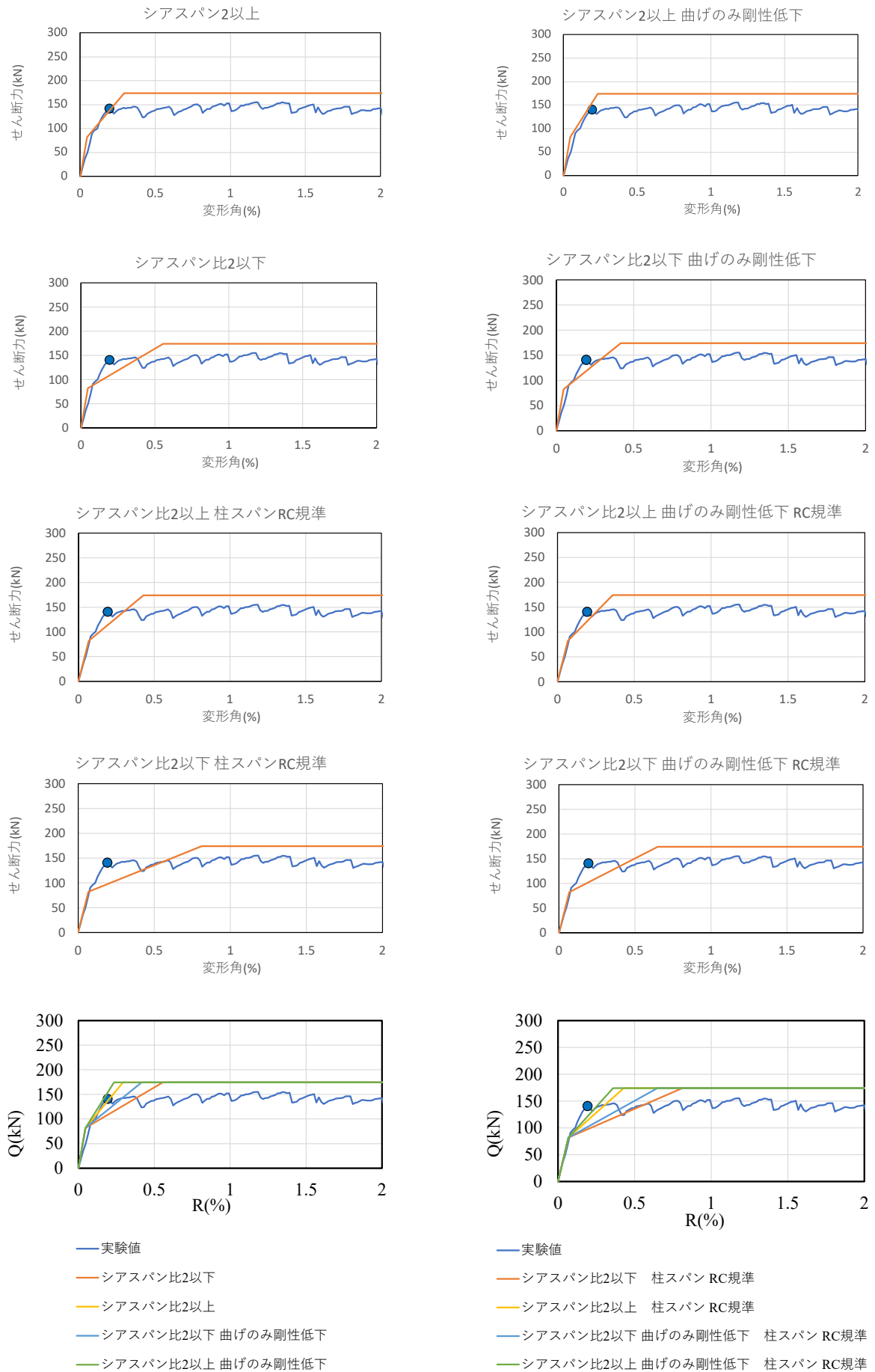


図 3.1.2-5 L10240 計算結果

3) DL10240

付着割裂破壊した DL10240 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-7 DL10240 計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	280659	N/mm
せん断剛性	Ks	655948	N/mm
曲げせん断剛性	K	196558	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	176741	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	562241	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	134470	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	αy	0.324	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	αy	0.176	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	90933	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	212525	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		63684	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		79862	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	49464	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	115606	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		34642	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		45995	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	57264	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	182165	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		43568	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		51971	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	31149	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	99091	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		23699	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		29514	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Q_{mc}	83	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Q_c	125	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		173	kN
ひび割れ強度		83	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Q_{mu}	262	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Q_{su}	176	kN
終局強度		176	kN

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

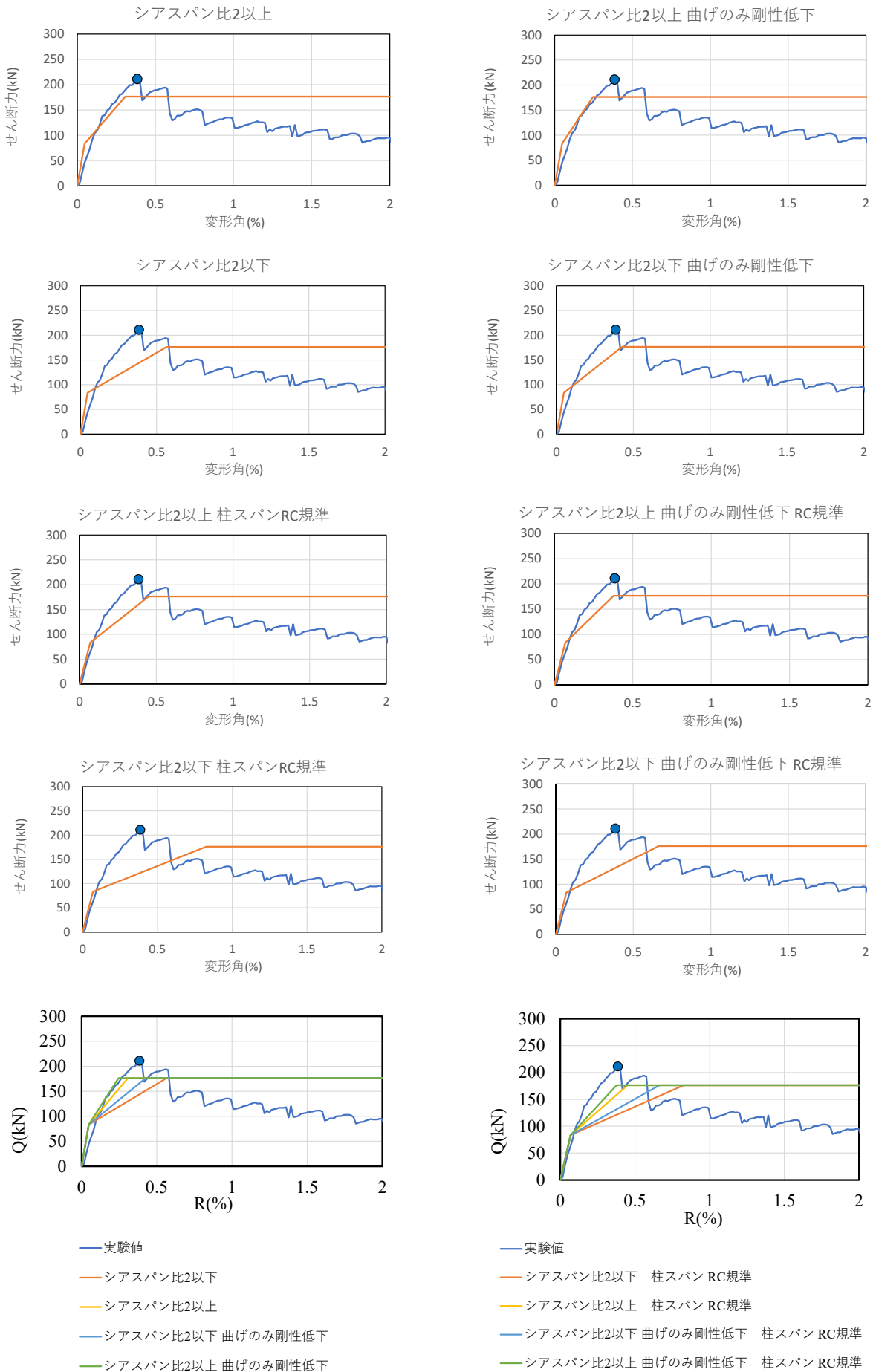


図 3. 1. 2-5 DL10240 試験体計算結果

4) L05280S

曲げ破壊した L05280S 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-8 L05280S 試験体計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	187547	N/mm
せん断剛性	Ks	456765	N/mm
曲げせん断剛性	K	132956	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	118105	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	391513	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	90734	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	αy	0.374	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	αy	0.195	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	70088	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	170696	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		49687	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		60764	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	36584	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	89098	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		25935	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		33871	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	44137	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	146311	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		33908	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		39665	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	23038	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	76370	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		17699	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		21758	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	53	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	90	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		107	kN
ひび割れ強度		53	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	98	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	119	kN
終局強度		98	kN

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

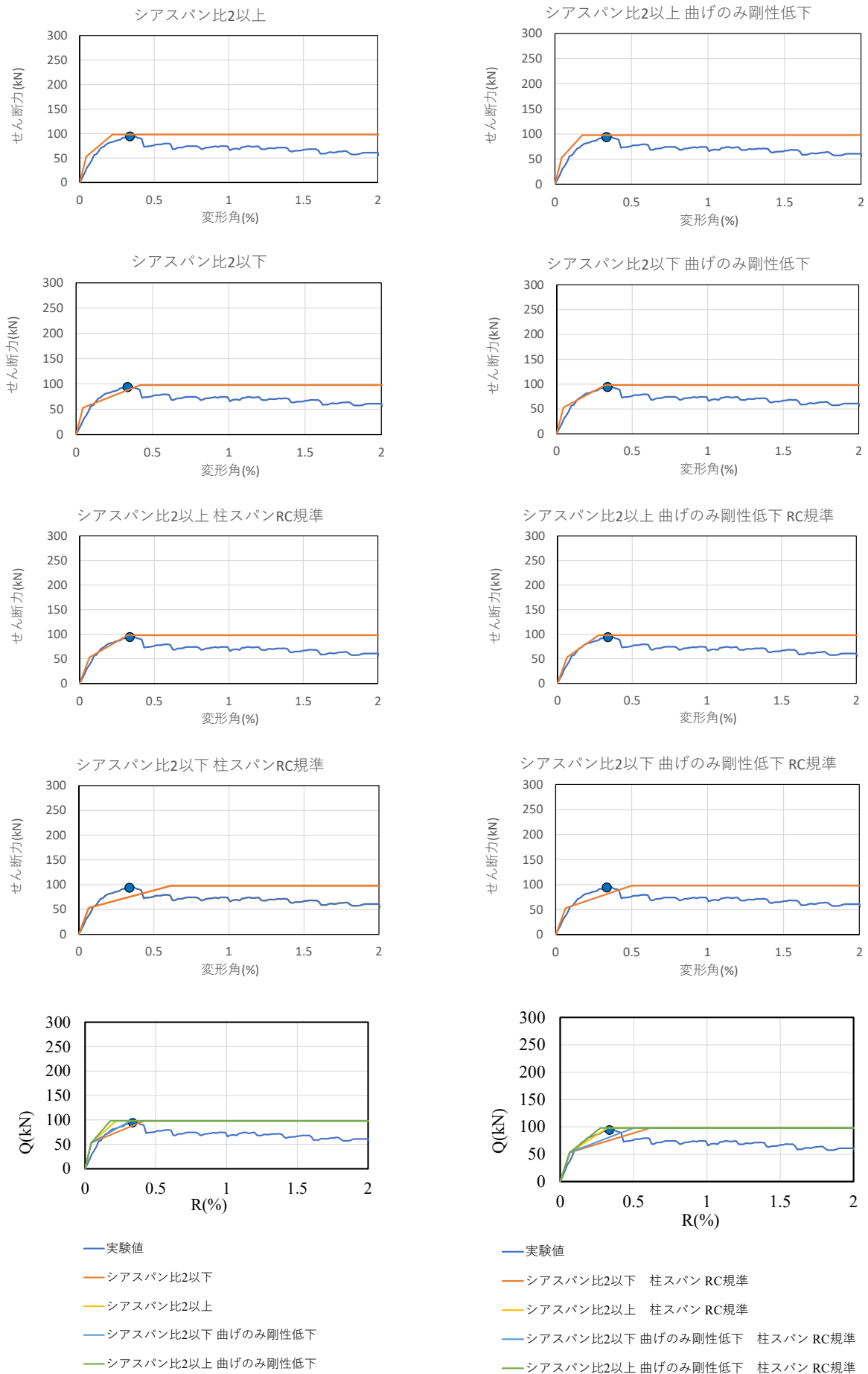


図 3. 1. 2-6 L05280S 試験体計算結果

5) L10280

曲げ破壊した L10280 試験体の計算結果を以下に示す。

表 3.1.2-9 L10280 試験体計算結果一覧

骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	232099	N/mm
せん断剛性	Ks	598673	N/mm
曲げせん断剛性	K	167256	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	146161	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	513148	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	113759	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	αy	0.344	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	αy	0.195	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	79920	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	206145	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		57592	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		70507	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	45274	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	116779	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		32625	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		42091	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	50329	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	176695	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		39171	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		45833	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	28511	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	100096	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		22190	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		27010	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	107	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	125	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		192	kN
ひび割れ強度		107	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	112	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	162	kN
終局強度		112	kN

6) Lcc00

曲げ圧縮破壊した Lcc00 試験体の計算結果をいかに示す。

表 3.1.2-10 Lcc00 試験体計算結果一覧

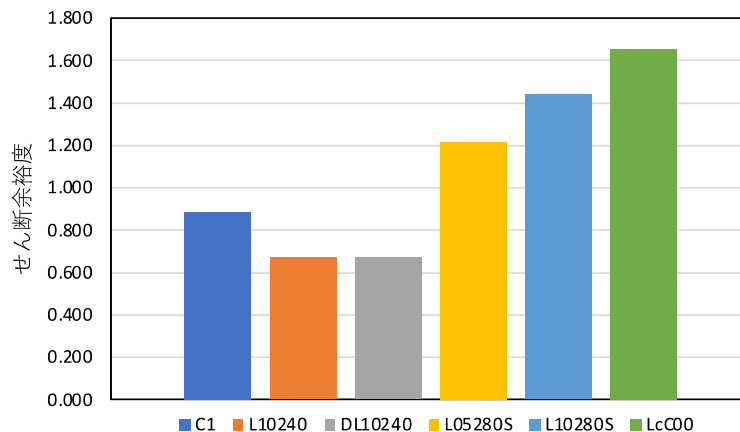
骨格曲線データ			
初期剛性			
曲げ剛性	Kf	255849	N/mm
せん断剛性	Ks	768844	N/mm
曲げせん断剛性	K	191968	N/mm
曲げ剛性 (柱スパン RC規準)	Kf	163912	N/mm
せん断剛性 (柱スパン RC規準)	Ks	662797	N/mm
曲げせん断剛性 (柱スパン RC規準)	K	131413	N/mm
剛性低下率			
剛性低下率 (シアスパン比2以上)	αy	0.301	
剛性低下率 (シアスパン比2以下)	αy	0.210	
降伏時剛性			
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	77017	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	231441	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		57787	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		70004	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	53807	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	161694	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		40372	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		50288	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以上)	$Kf \alpha y$	49341	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以上)	$Ks \alpha y$	199518	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以上)		39558	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以上)		45923	N/mm
曲げ剛性 (低下後 2以下)	$Kf \alpha y$	34472	N/mm
せん断剛性 (低下後 2以下)	$Ks \alpha y$	139391	N/mm
曲げせん断剛性 (低下後 2以下)		27637	N/mm
曲げせん断剛性 (曲げのみ低下後 2以下)		32768	N/mm
ひび割れ強度			
曲げひび割れ強度	Qmc	146	kN
せん断ひび割れ強度 (黄色本)	Qc	187	kN
せん断ひび割れ強度 (靱性指針)		301	kN
ひび割れ強度		146	kN
終局強度			
曲げ終局強度 (精算解)	Qmu	170	kN
せん断終局強度 (大野荒川式mean式)	Qsu	280	kN
終局強度		170	kN

(5) 結論

対象試験体の算定値と実験値の比較を行う。比較の結果を図 3.1.2-9 に示す。なお、文献[3-5]を参考に、実験の荷重変形関係を折れ線化し初期剛性と第二折れ点剛性を求め、その比率を剛性低下率とする。この時実験値と折れ線で消費エネルギーが等しくなるように折れ線化した。

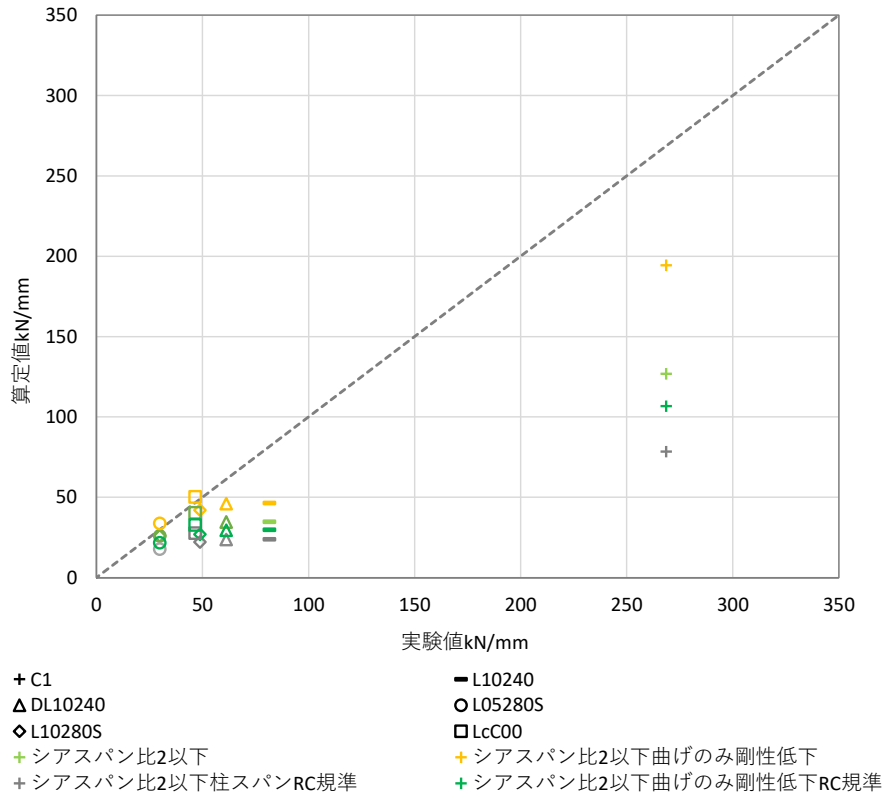
柱帯筋比 0.2%以上、かつ高軸力下における RC 短柱についての骨格曲線を算定し、以下の知見を得た。

- ・せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）を各試験体で算定したところ、せん断余裕度が 1 を超えた試験体は 3 体であり、これらは全て実験で確認された破壊モードと整合していることを確認した。
- ・剛性低下率の式について、本検討のようにシアスパン比が 2 以下の試験体においても、通常シアスパン比 2 以上に用いる算定式にて剛性を計算した場合がより実験値を捉えた。
- ・破壊モードがせん断破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと比べ、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものは精度が良い傾向があり、曲げ破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものの差は大きくなかった。

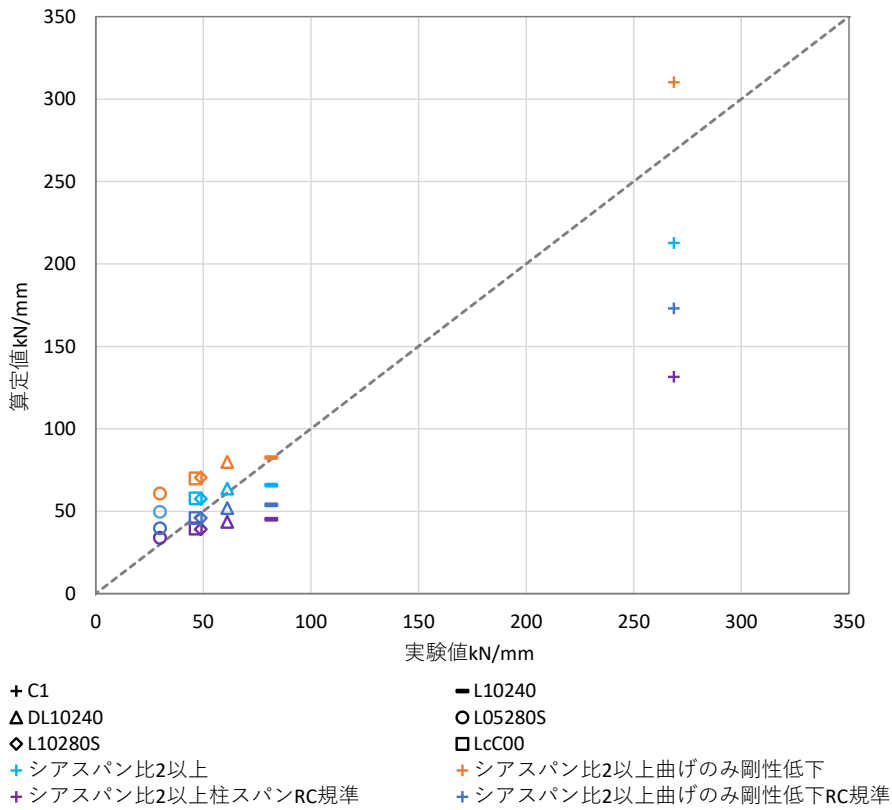


(a) せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）の比較

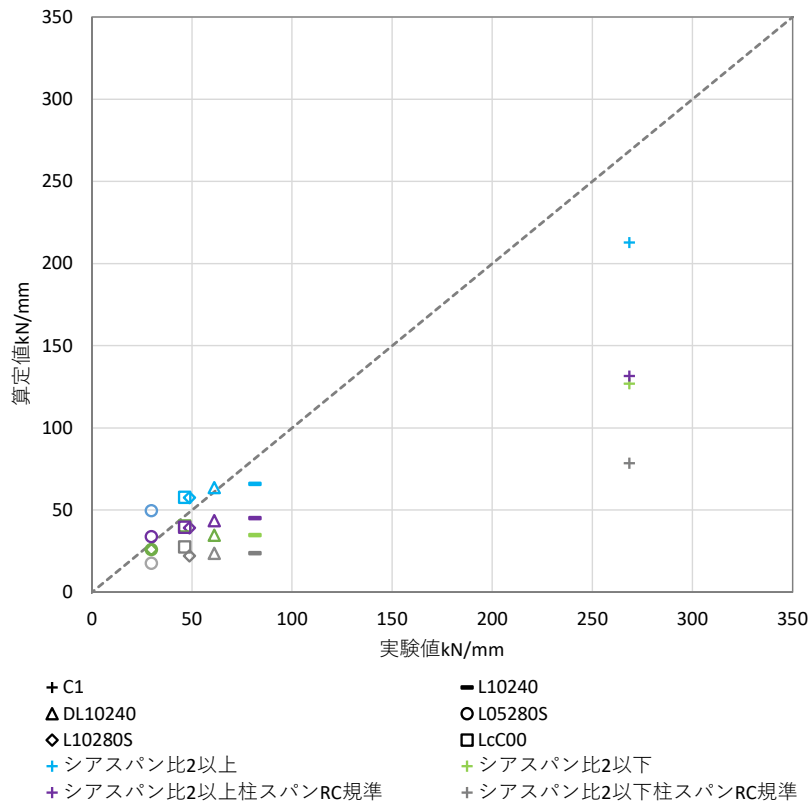
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



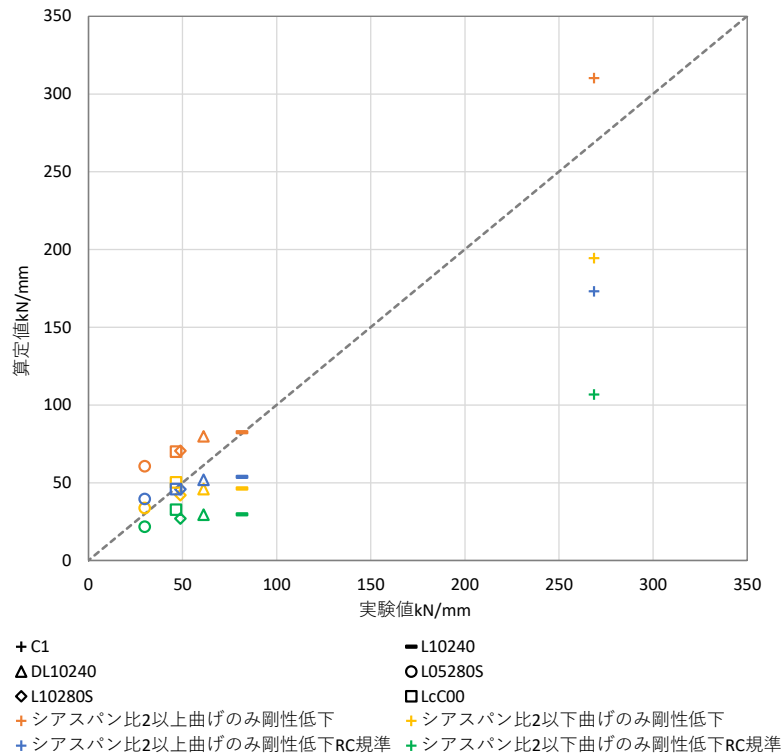
(b) 曲げ剛性低下率 シアスパン比 2 以下用の式を使用



(c) 曲げ剛性低下率 シアスパン比 2 以上用の式を使用



(d) 曲げ剛性低下率を全体初期剛性に乘じた場合



(e) 曲げ剛性低下率を曲げ初期剛性のみに乗じた場合

図 3.1.2-9 実験値と算定値の比較

3.2 実験概要

本実験では、対象ピロティ柱を模擬した試験体に対し予備載荷により損傷を与えた後、断面修復および UFC パネル挟み込みによる補強を行い、その後再び載荷を行った。

3.2.1 試験体概要

試験体は対象ピロティ柱の 2 階梁下までを鉄筋径、間隔含め、縮尺を実大の 1/2 スケールとしている。予備載荷を行う無補強試験体を C1、C1 に損傷を与えた後に 2 章に示した手法と同様に補修補強した試験体を C1-R とする。C1 に対して RC 壁を片側袖壁として増設した C1-RC1、UFC パネルを片側袖壁として取り付けた C1-UFC1、柱せい面に UFC パネルを貼り付けた貼り付け補強試験体の C1-UFC2 の 3 体を合わせて比較することでこれらの工法の補修補強効果を確認する。図 3.2.1-1 に補強の概念図を、表 3.2.1-1 に 4 体の共通因子である柱部分および RC 補強壁の試験体概要を、図 3.2.1-2 と図 3.2.1-3 に柱部分の立面図および断面図を示す。

RC 壁を片側袖壁として増設した C1-RC1 について、図 3.2.1-4 に立面図、図 3.2.1-5 に断面図を示す。RC 壁厚さは 285mm であり、壁筋は既存柱や上下スタブに定着させておらず、柱と壁の間に面内方向の定着も行っていない。また、面外変形を防止するために上スタブに L 字アングル（図 3.2.1-4 の赤色部分）を取り付けている。L 字アングルは壁から 2mm 離して設置しており、面外方向に壁が移動しなければ試験体耐力に影響がでないように配慮した。

UFC パネルを片側袖壁として取り付けた C1-UFC1 について、図 3.2.1-6 に立面図を示す。パネル厚さは 50mm であり、接着方法として、柱とパネルの貼付面には厚さ 10mm のエポキシ樹脂を接着剤として塗布し、上下スタブとパネルの間には厚さ 20mm の無収縮モルタルを充填した。また RC 壁と同様、L 字アングル（図 3.2.1-6 の赤色部分）を取り付けている。

柱のせい面に UFC パネルを貼り付けた C1-UFC2 について、図 3.2.1-7 に立面図を示す。パネル厚さは両面ともに 30mm であり、接着方法として C1-UFC1 と同様、柱とパネルの貼付面にはエポキシ樹脂を塗布し、上下スタブとパネルの間には無収縮モルタルを充填した。また、パネルの面外変形を防止するため、パネルに接着用貫通穴を開け、ボルトによって軽く締め付けている。また、RC 壁や UFC パネルを増設した試験体では、打ち継ぎ面は全て（鉛直面や水平面）目粗しを行った。

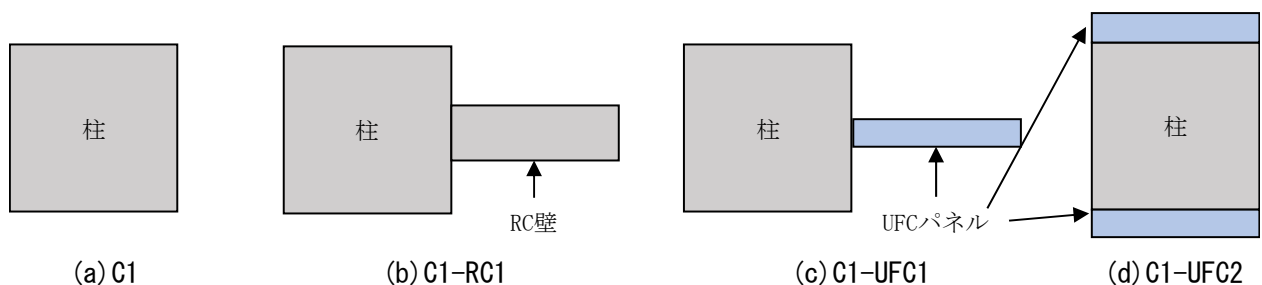


図 3.2.1-1 補強概念図

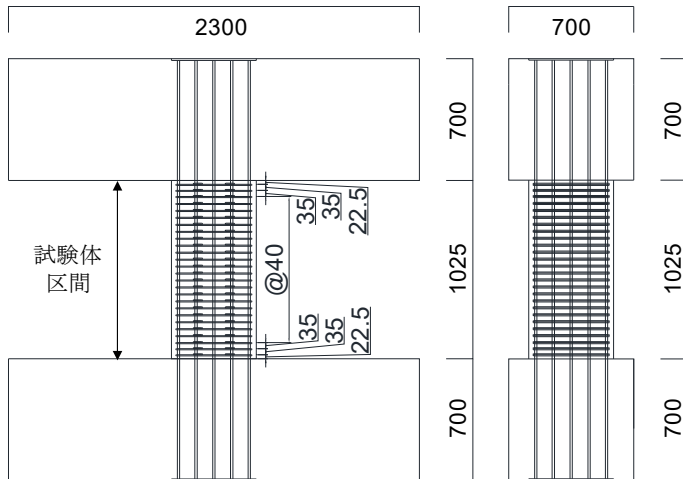


図 3.2.1-2 柱部分 立面図

(左：面内方向 右：面外方向) (単位：mm)

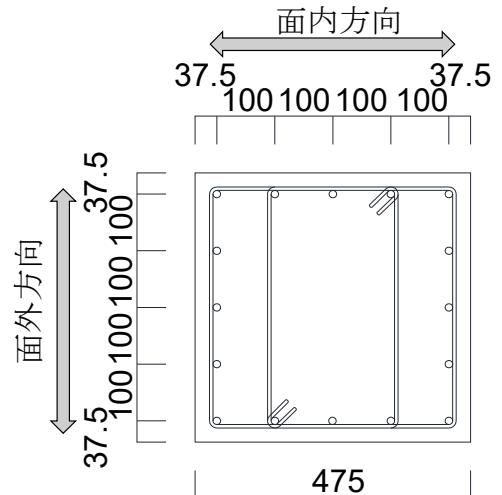


図 3.2.1-3 柱部分 断面図

(単位：mm)

表 3.2.1-1 試験体概要

柱幅 (mm)	475
柱せい (mm)	475
内法高さ (mm)	1025
柱主筋	16-D13(SD345)
柱主筋比 (%)	0.898
柱帯筋 (面内)	2-D6@40(SD295A) 帯筋比0.333%
柱帯筋 (面外)	4-D6@40(SD295A) 帯筋比0.667%
補強壁軸筋	8-D10(SD295A)
補強壁横筋	4-D6@40(SD295A)
コンクリート 設計基準強度 (N/mm ²)	30
せん断スパン比	1.17

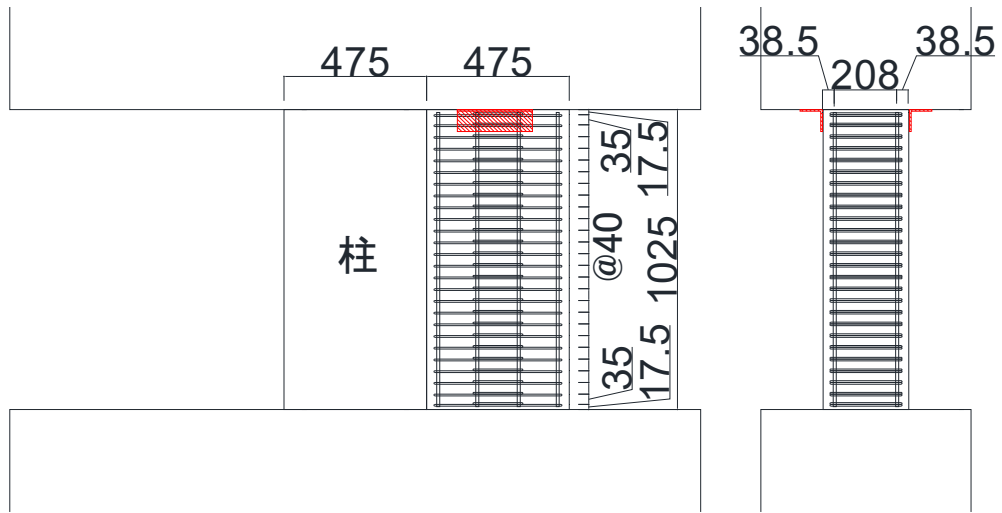


図 3.2.1-4 RC 壁部分 立面図 (左：面内方向, 右：面外方向) (単位：mm)

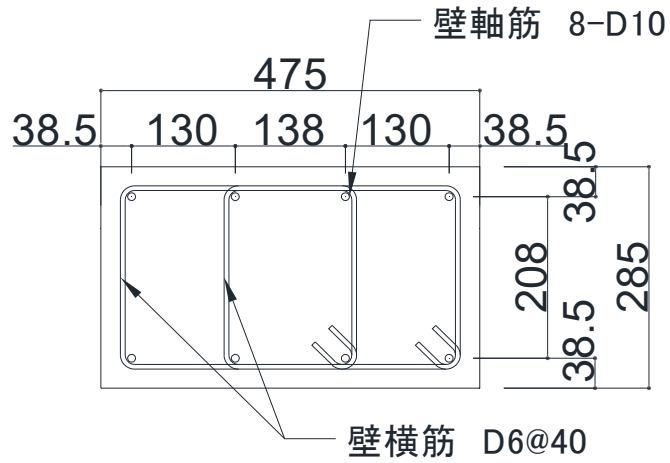


図 3.2.1-5 RC 壁部分 断面図 (単位：mm)

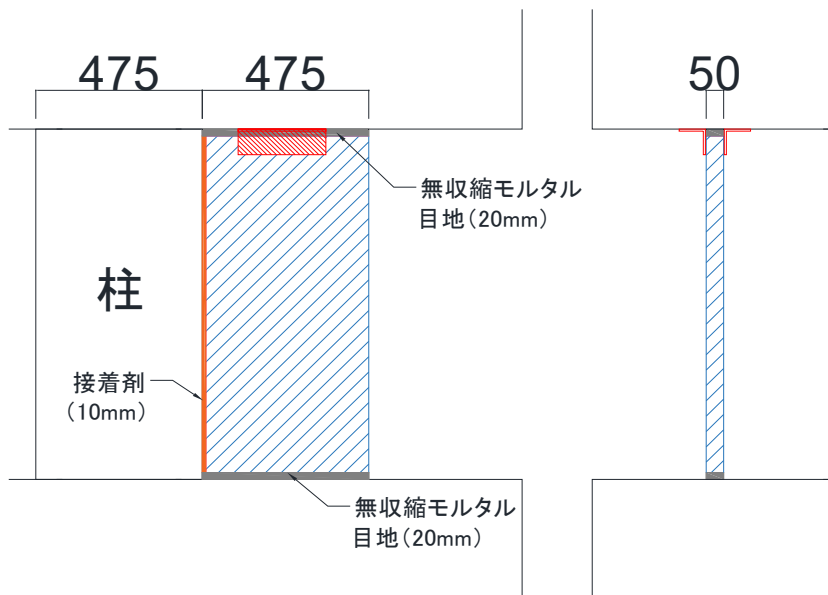


図 3.2.1-6 UFC 袖壁補強部分 立面図
(左：面内方向, 右：面外方向) (単位：mm)

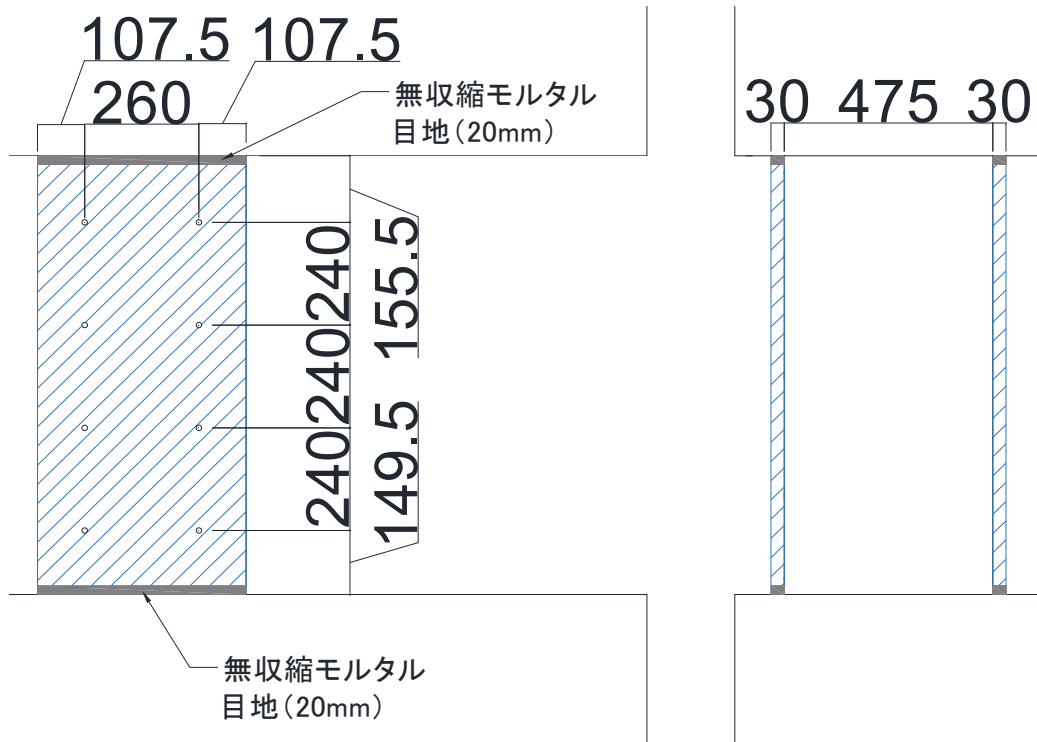


図 3. 2. 1-7 UFC 貼り付け補強部分 立面図
(左：面内方向, 右：面外方向) (単位：mm)

3.2.2 材料試験結果

試験体の材料試験結果を以下に示す。表 3.2.2-1 に C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の材料試験結果を、表 3.2.2-2 に C1-R の材料試験結果を示す。

表 3.2.2-1 C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 材料試験結果

(a) コンクリート・UFC・無収縮モルタル

試験体名	既存部コンクリート		UFC			無収縮モルタル		補強壁コンクリート	
	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数	降伏ひずみ	圧縮強度	ヤング係数	圧縮強度	ヤング係数
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	—	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
C1	48.0	34.0	—			—		—	
C1-RC1			—			56.4	26.0	50.6	34.4
C1-UFC1			224.0	52.9	0.004	73.3	29.1	—	
C1-UFC2						72.3	28.6		

(b) 鉄筋

鉄筋種類	鉄筋径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
		(GPa)	(MPa)	(%)	(MPa)
柱主筋	D13	192.1	402.3	0.222	553.8
柱帯筋	D6	203.7	490.0	0.261	568.4
補強壁軸筋	D10	195.9	369.0	0.199	493.0
補強壁横筋	D6	196.9	501.6	0.265	569.9

表 3.2.2-2 C1-R 材料試験結果

(a) UFC

ダクタイル強度試験結果			
圧縮強度	弾性係数	曲げ強度	
		ひび割れ強度	曲げ強度
(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
223	54.7	22.7	54.5

(b) コンクリート・モルタル

	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)	割裂引張強度(N/mm ²)
既存部コンクリート	56.6	35537	3.40
端部無収縮モルタル	109.1	31947	8.40
繊維モルタル	40.4	30241	3.50

3.2.3 加力計画

水平力は変位制御による正負交番漸増振幅載荷を行う。加力サイクルは層間変形角 (=上下スタブの相対水平変位/柱内法長さ) $R=1/3200\text{rad}$ を1サイクル行い、その後 $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33\text{rad}$ をそれぞれ2サイクルずつ行う。

軸力については上下にスタブを平行に保つように鉛直ジャッキを制御し、正載荷時には圧縮軸力を、負載荷時には引張軸力を作用させ、簡易的に変動軸力を考慮した。軸力の切り替えは、それぞれの除荷のタイミングで行っている。軸力比は長期軸力が 0.15 、圧縮側の最大値が 0.40 、引張側の最大値が $-0.75A_g \sigma_y$ (ここで、 A_g : 柱主筋全断面積、 σ_y : 材料試験における柱主筋の降伏強度) を目標とし作用させ、値としては圧縮軸力が 5015kN 、引張軸力が -614kN であり、全ての試験体で軸力は同値としている。3.2.3-1に載荷装置図を示す。

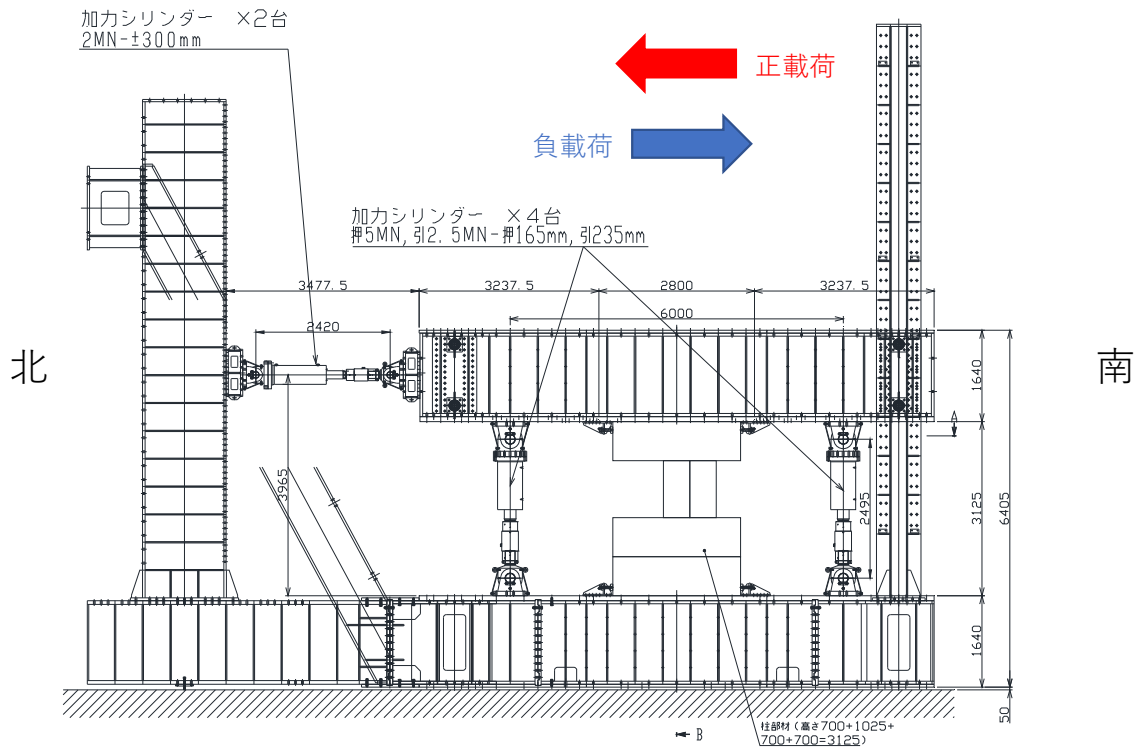


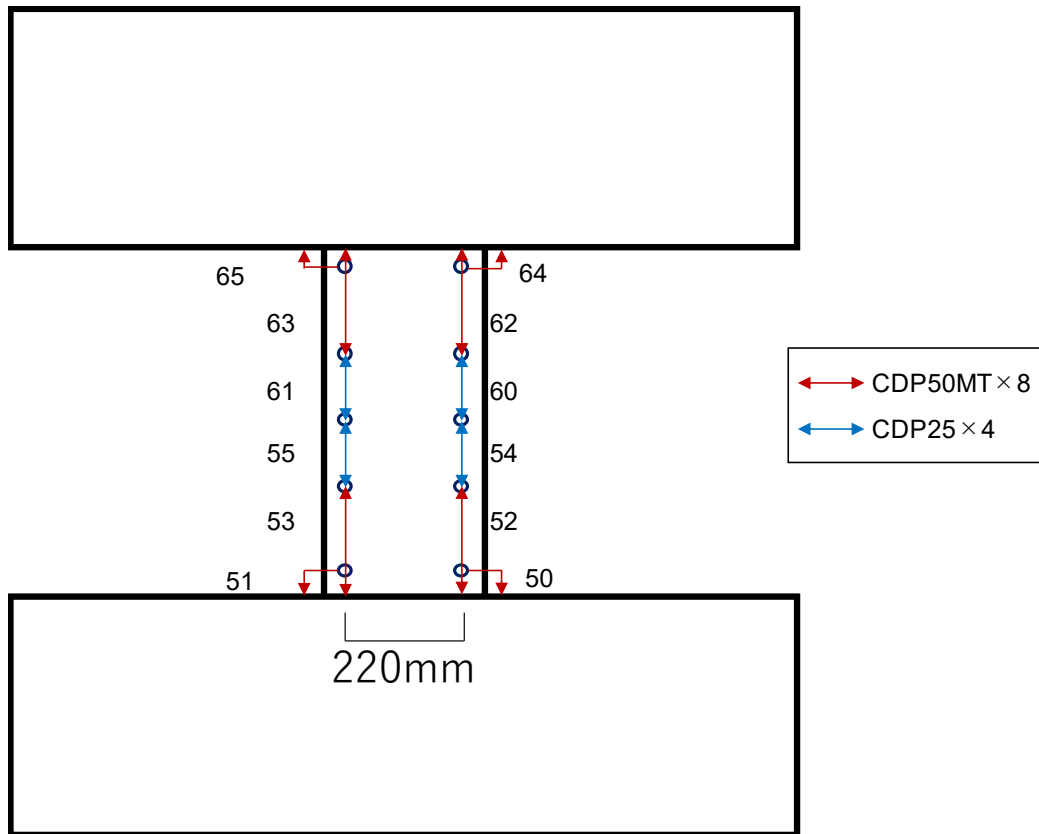
図 3.2.3-1 載荷装置図 (単位: mm)

3.2.4 計測計画

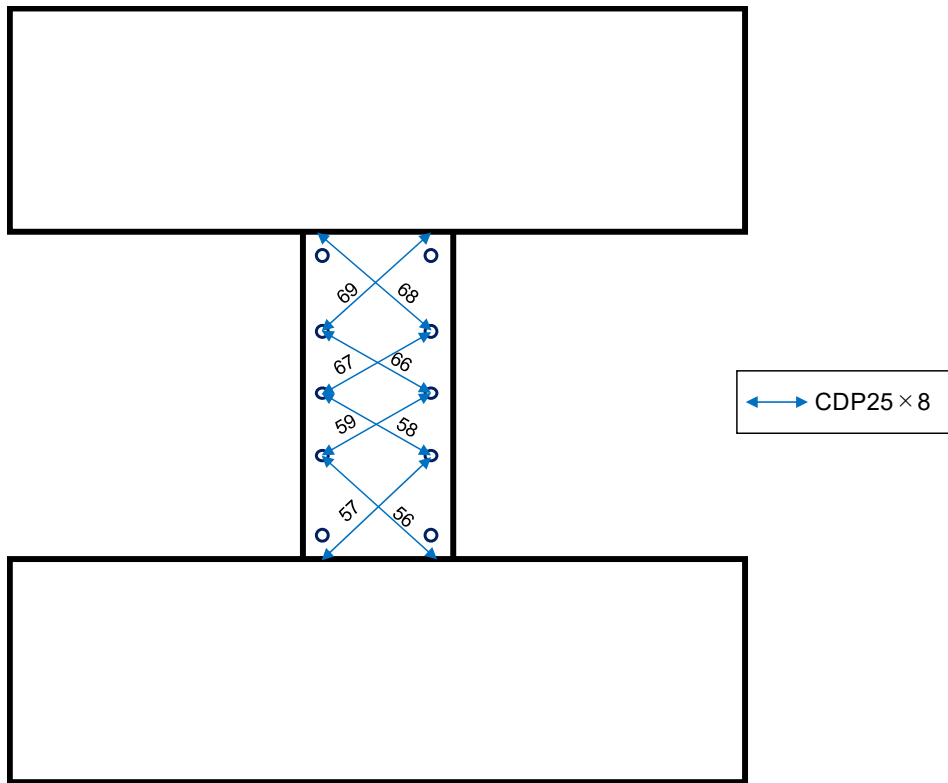
本研究では変位計，ひずみゲージを使用して計測を行った。

(1) 変位計

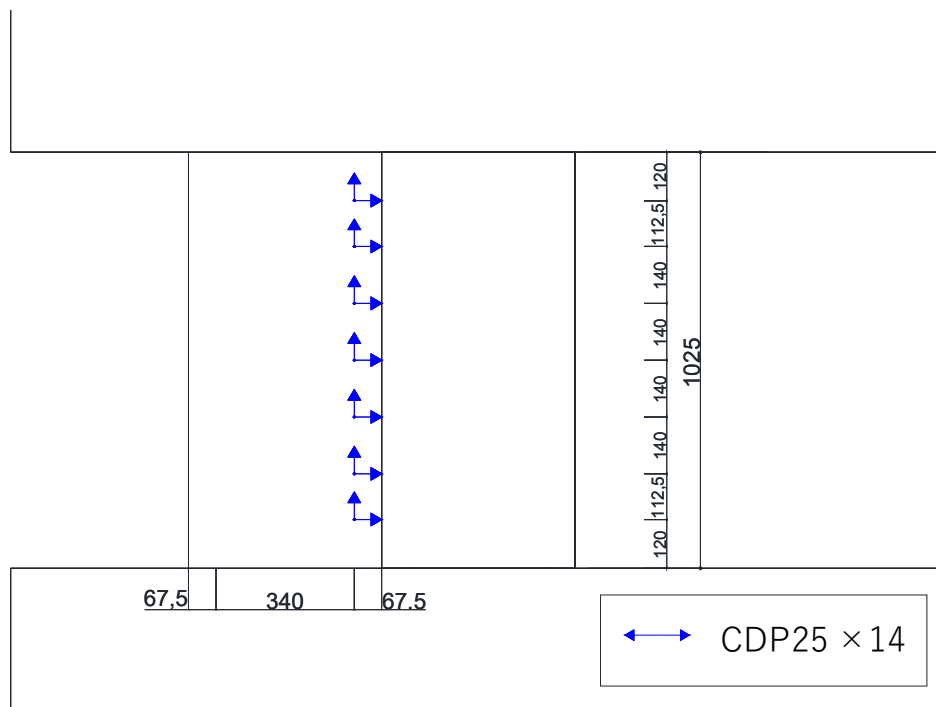
本実験で取り付けられた変位計の位置を図 3.2.4-1 に示す。ただし，変位計の取り付け位置の図は背面（東面）の図である。



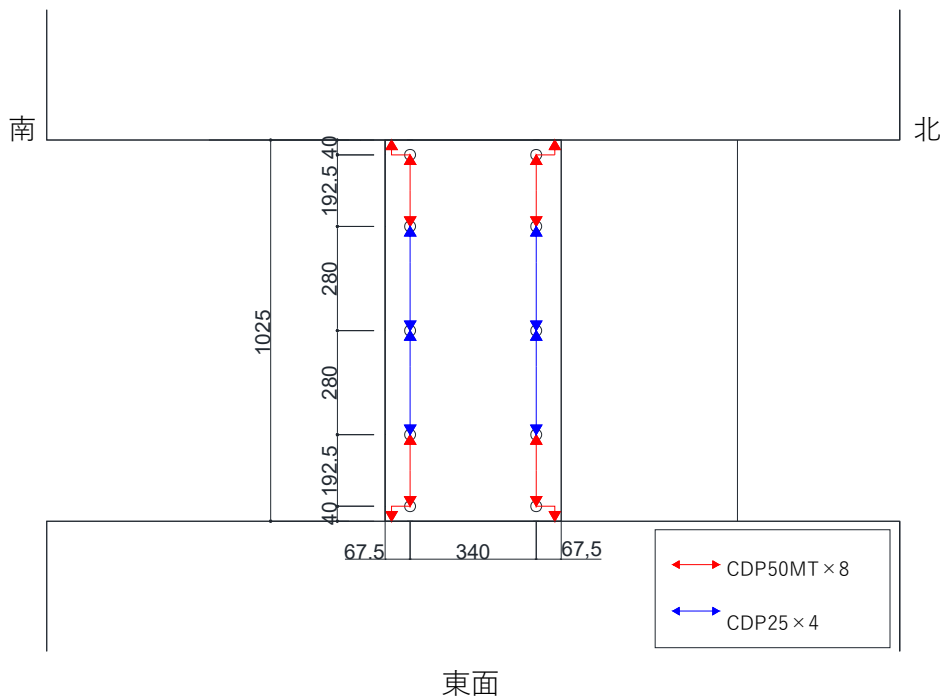
(a) 柱部曲げ変位計



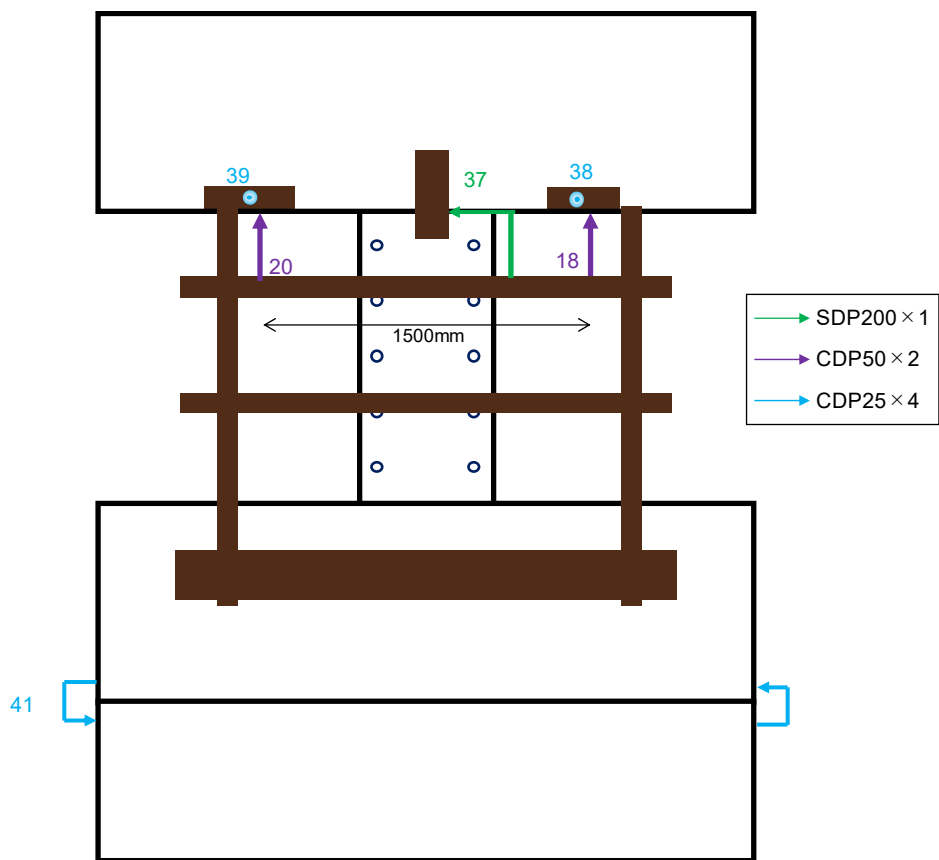
(b) 補強部せん断変位計



(c) 壁一柱間滑り・開き変位



(d) 補強部曲げ変位計



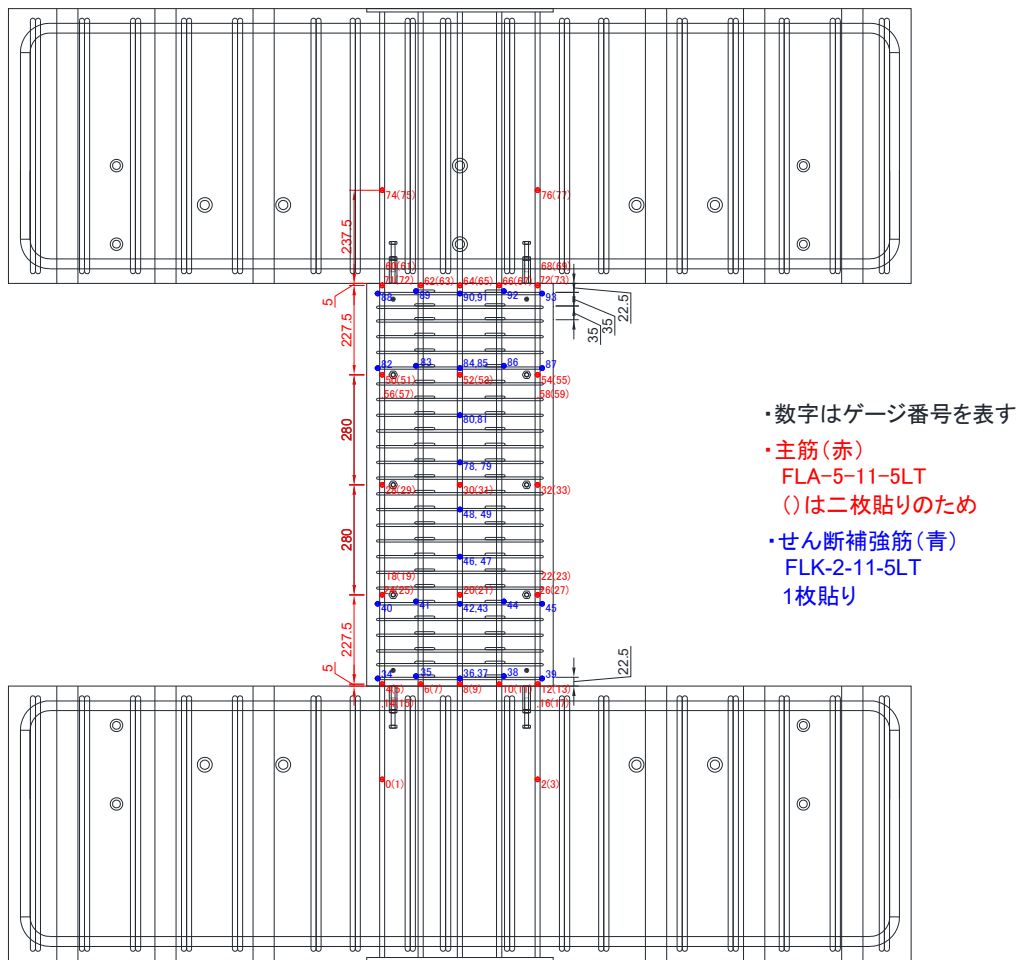
(e) 全体

図 3. 2. 4-1 変位計取り付け位置図

(2) ひずみゲージ

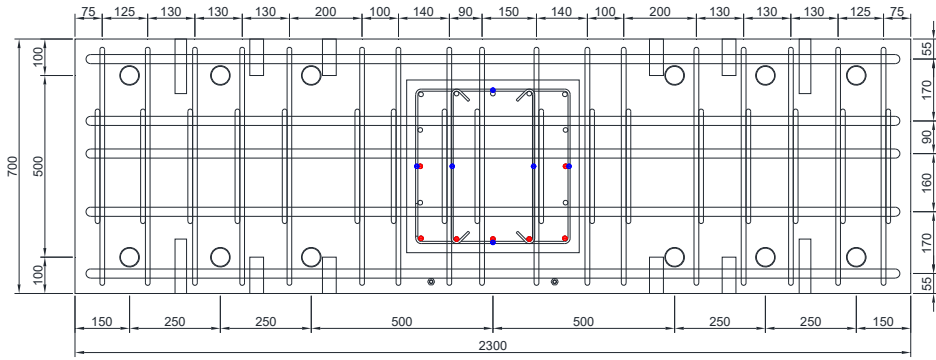
のひずみゲージは全試験体共通で内部の主筋・帯筋に，C1-RC1の補強部のひずみゲージは内部の主筋・帯筋および外部の背面に，C1-UFC1およびC1-UFC2の補強部のひずみゲージは外部の背面に取り付けた。

以下に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 正面を図3.2.4-2(a)に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 上下スタブ断面を図3.2.4-2(b)に，柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 南面を図3.2.4-2(c)に，C1-RC1の補強部主筋を図3.2.4-2(d)4に，C1-RC1の補強部帯筋を図3.2.4-2(e)に，C1-RC1の補強部外部ひずみゲージ位置を図3.2.4-2(f)に，C1-UFC1の補強部のひずみゲージ位置を図3.2.4-2(g)に，C1-UFC2の補強部のひずみゲージ位置を図3.2.4-2(h)に示す。

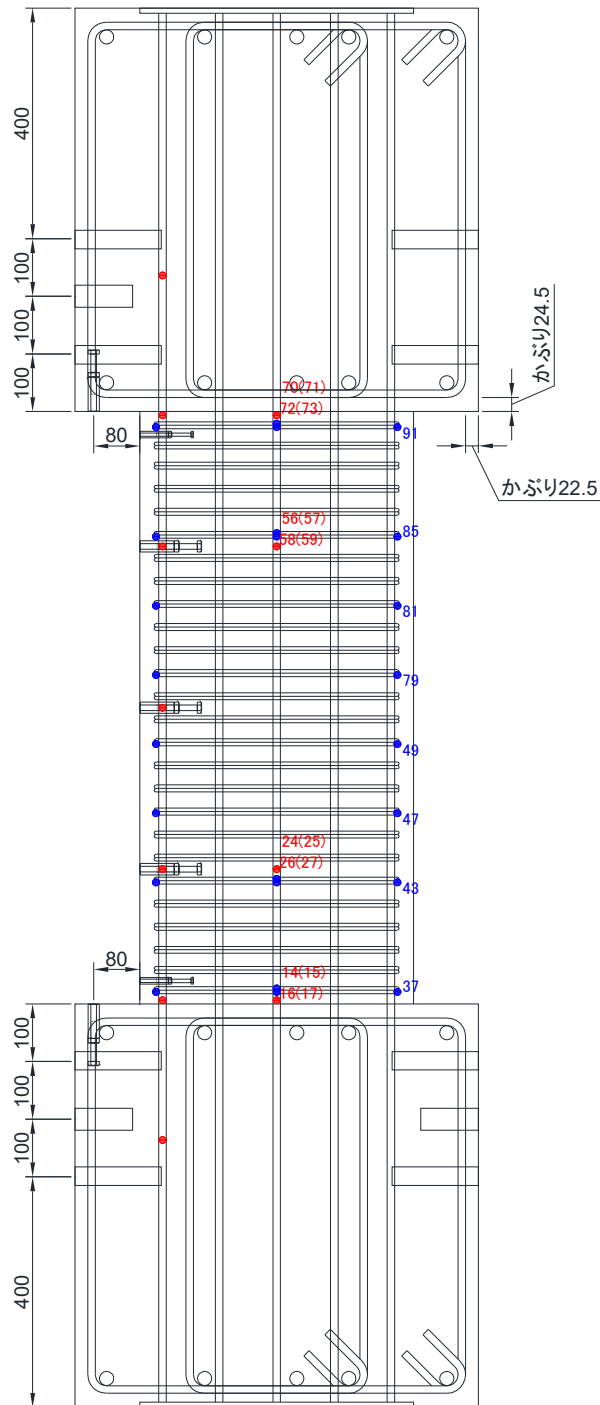


(a) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 正面

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

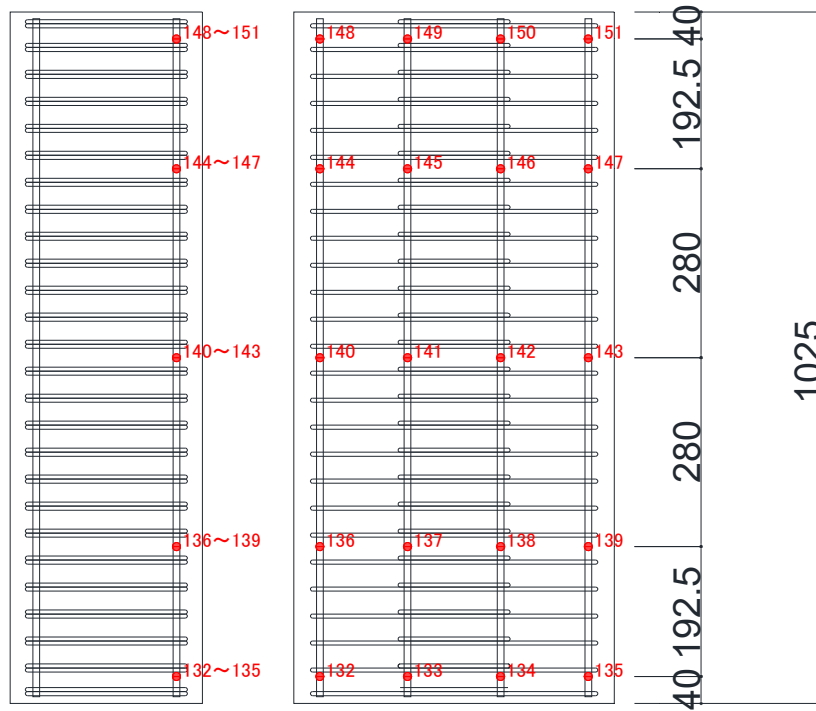
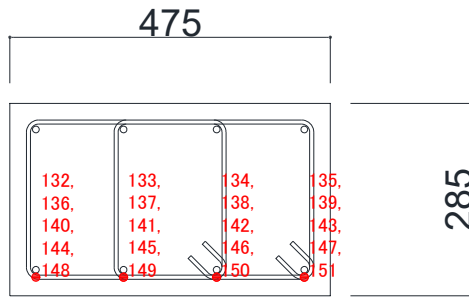


(b) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 上下スタブ断面



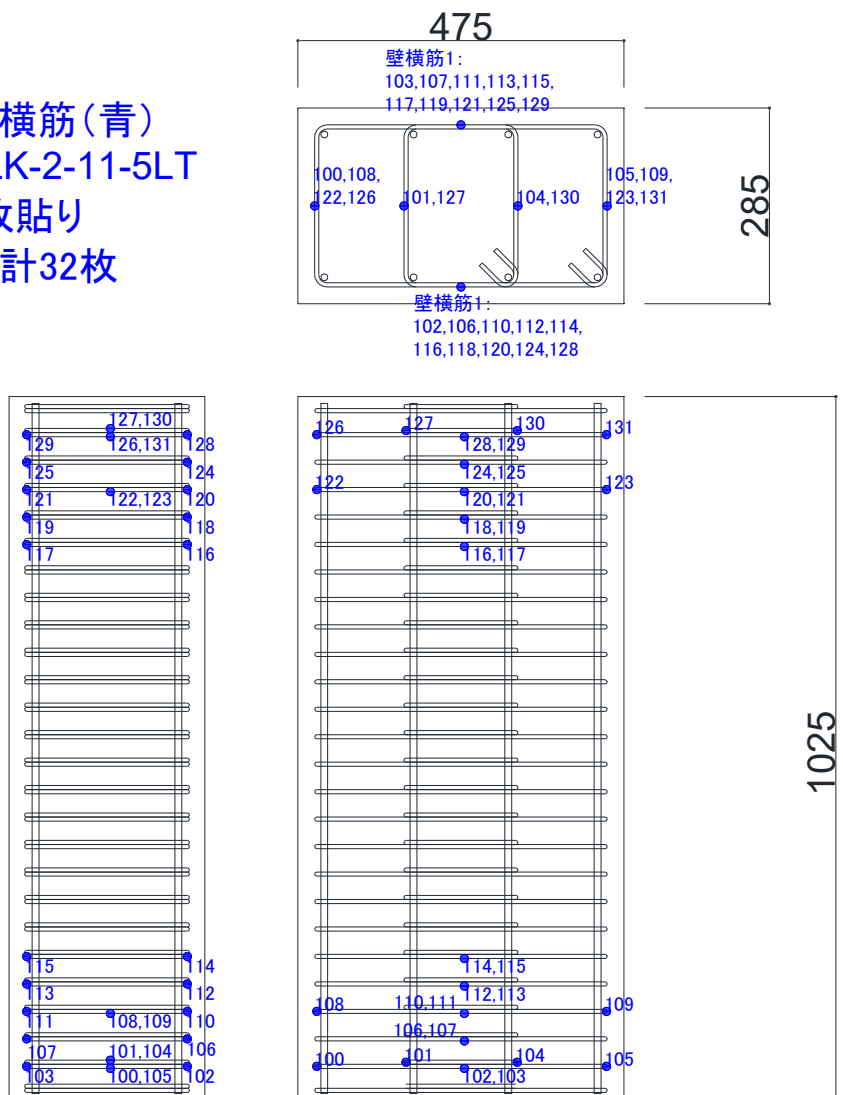
(c) 柱主筋・帯筋のひずみゲージ位置 南面

- ・壁軸筋(赤)
- FLK-2-11-5LT
- 1枚貼り
- 合計20枚

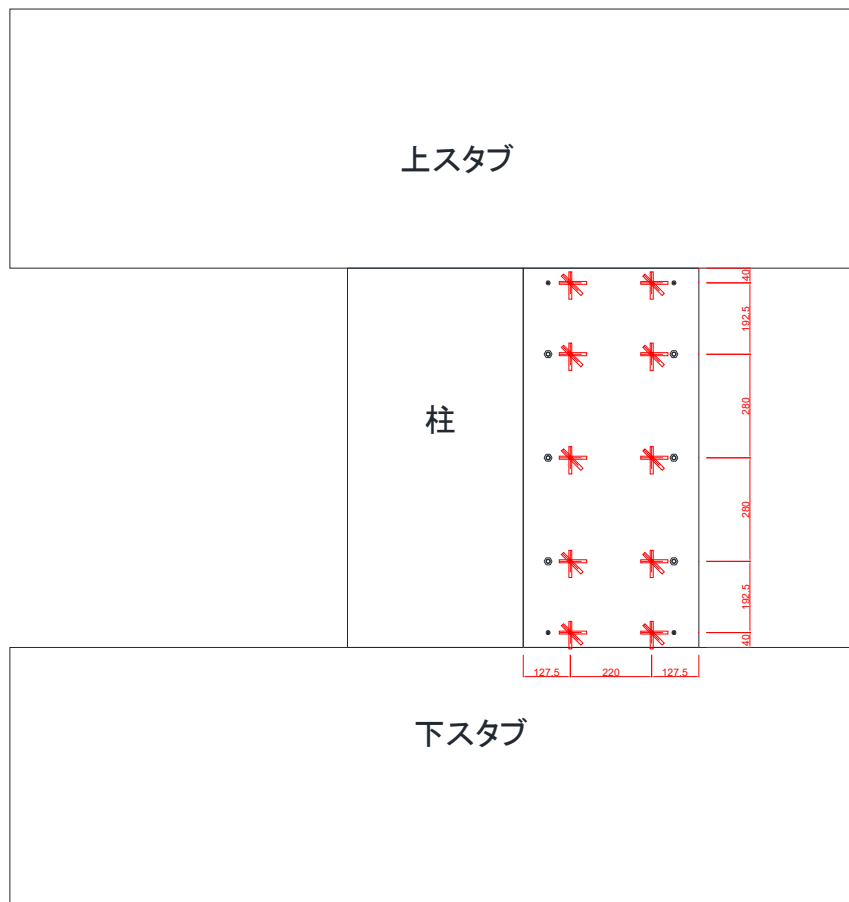


(d) C1-RC1 の補強部主筋

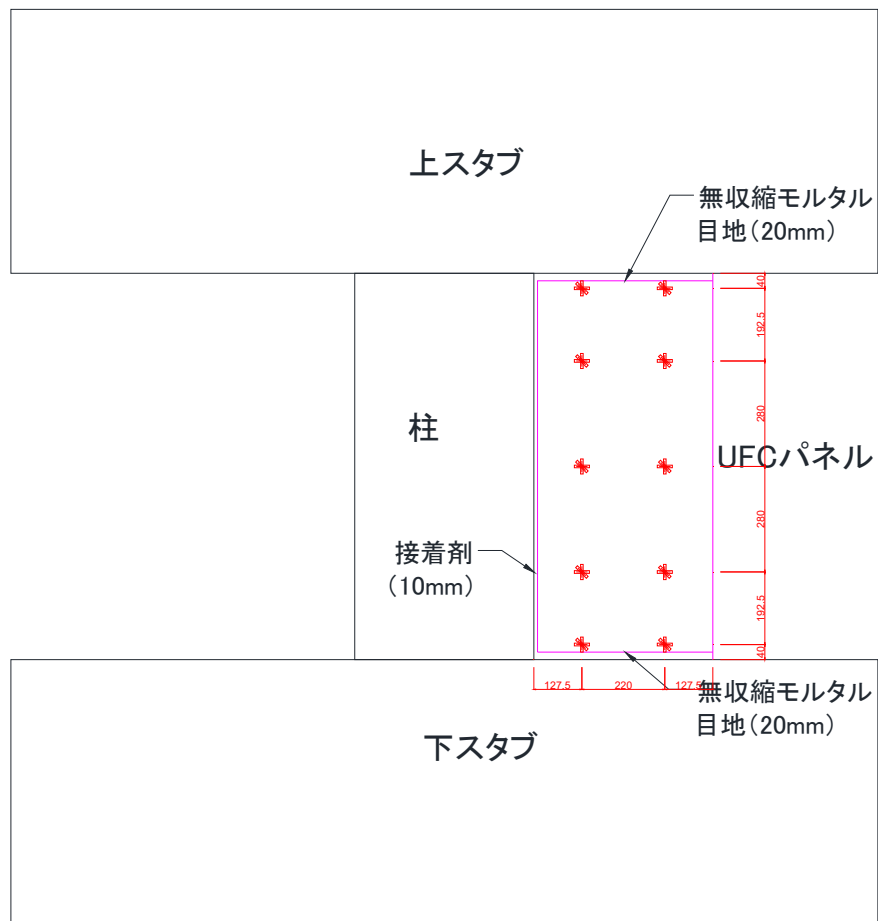
- ・ 壁横筋 (青)
FLK-2-11-5LT
1枚貼り
合計32枚



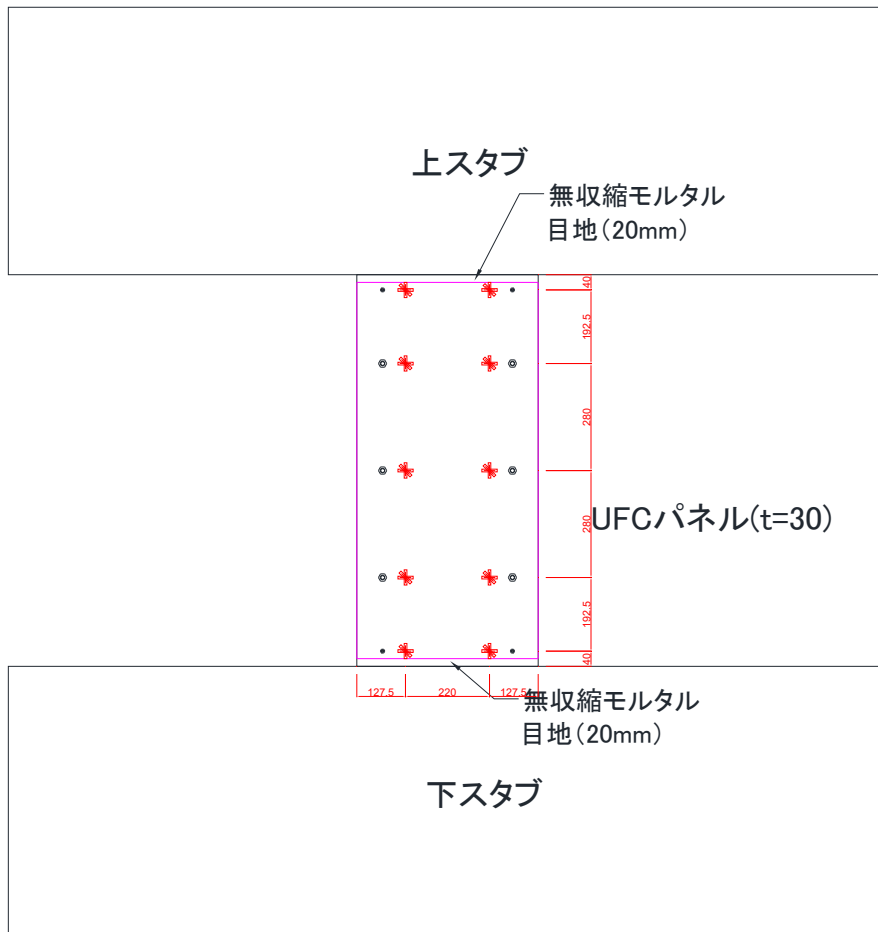
(e) C1-RC1 の補強部帯筋



(f) C1-RC1 の補強部外部ひずみゲージ位置



(g) C1-UFC1 の補強部のひずみゲージ位置



(h) C1-UFC2 の補強部のひずみゲージ位置

図 3.2.4-2 ひずみゲージ貼り付け位置

(3) ひび割れ計測

損傷計測を行うにあたり、目視計測を行う。本実験では時間の都合上、すべてのサイクルで計測を行うことはできないため、以下に示すように軸力入力前の損傷計測・初期計測・通常計測・詳細計測を表 3.2.4-1 に示すサイクルにてそれぞれ行う。また、载荷開始直後 ($R=1/3200\text{rad}$) は、細かに载荷を中断し初曲げひび割れが入っているか確認を行い、初ひび割れが発生した step 数を記録する。以下に計測の種類ごとの作業手順を示す。

・軸力入力前の損傷計測

- ① 試験体面にすでに入っているすべてのひび割れを青マジックでなぞる。
- ② ①で確認した各ひび割れ幅の計測を行う。
- ③ 定点写真撮影を行う。

・☆：初期計測

- ① 長期軸力加力後、試験体幅面に入っている一次加力の際のひび割れを黒マジックでなぞる。
- ② ①で確認した各ひび割れ幅の計測を行う。
- ③ 定点写真撮影を行う。

・—：定点写真のみ

- ① 定点写真撮影を行う。

・通常計測

1) 正载荷ピーク時・負载荷ピーク時

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② 試験体に発生したひび割れを赤マジックでなぞり、浮き・剥落は緑マジックで囲むようになぞる。
- ③ 目視により試験体に発生している最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行い、計測を行った箇所にシールで目印をつける。その際、前回計測を行った最大ひび割れ箇所と場所が異なる場合は、シールを貼り替える。
- ④ 撮影したサイクルタイミングが分かるように、撮影前に変形角が映されているモニターの撮影を行い、グリッド線に合わせて近写で試験体正面及び幅面のスナップ写真を撮影する。

2) 正载荷除荷時

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行う。

・詳細計測（負载荷除荷時のみ）

- ① 定点写真撮影を行う。
- ② ピーク時に計測を行った最大曲げひび割れ 1 箇所・最大せん断ひび割れ 2 箇所・最大縦ひび割れ 3 箇所のひび割れ幅計測を行う。

- ③ (試験体幅面のみ) 試験体にコンクリートやモルタルの浮き・剥落が発生している場合、浮き・剥落箇所についてはOHPシートを用いて転写し、計測を行ったグリッド番号を記録する。

表 3.2.4-1 計測手順
(a) C1

変形角	サイクル数	載荷方向	計測種類	各計測実施タイミング		
				目視計測	高解像度写真	点群計測
0			☆ (初期ひび, 高解像, 点群計測)	★		●
1/3200	1	正載荷	△+初ひび割れ確認	-	● (各サイクルの正載荷, 正除荷, 負載荷, 負除荷で撮影)	-
		除荷	△			
		負載荷	△+初ひび割れ確認			
		除荷	△			
1/1600	1	正載荷	△			
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷				
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/800	1	正載荷	△			
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷		○	●	
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/400	1	正載荷	△	-		
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷			○	●
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/200	1	正載荷	△	-		
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
	2	正載荷			○	●
		除荷				
		負載荷				
		除荷				
1/100	1	正載荷	○	●		
		除荷				
		負載荷				
		除荷			◎	●

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(b) C1-RC1

変位角	サイクル数	载荷方向	目視計測	点群計測
0			初期計測	○
1/3200	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/1600	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/800	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/400	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/200	1	正载荷	-	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	-
		除荷		
		負载荷		
		除荷		

目視計測	○：通常計測
	◎：詳細計測

変位角	サイクル数	载荷方向	目視計測	点群計測
1/100	1	正载荷	—	—
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	—
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/50	1	正载荷	—	—
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
	2	正载荷	○	—
		除荷		
		負载荷		
		除荷		
1/33	1	正载荷	○	—
		除荷		
		負载荷		
		除荷		

目視計測	○：通常計測
	◎：詳細計測

3.3 実験結果

3.3.1 実験経過と荷重変形関係

(1) C1

図 3.3.1-1 に C1 の荷重-変形関係を示す。

C1 は、 $R=1/3200\text{rad}$ の負荷荷時に引張軸力により初ひび割れを確認した。 $R=1/800\text{rad}$ の負荷荷時に全面に大きな曲げひび割れを確認し、正面には小さな縦ひび割れが生じた。 $R=1/400\text{rad}$ の正荷荷時に南面の脚部に圧壊を確認し、正面に小さな縦ひび割れが生じた。負荷荷時に正面に小さなせん断ひび割れが生じ、新しく小さな縦ひび割れも生じたが全体的に曲げひび割れが多くみられた。 $R=1/200\text{rad}$ の正荷荷時に最大耐力 $Q=1321\text{kN}$ を迎え、全面で縦ひび割れを確認したが、幅面である北面、南面では最大ひび割れが 0.05mm に対し正面では 0.25mm となった。また、正面の脚部の右下（南面側）と北面の頂部の左上（東面側）に圧壊を確認し、南面の脚部の圧壊が進行し脚部全体に及んでいた。 $R=1/100\text{rad}$ の正荷荷時に $R=1/200\text{rad}$ 近傍で耐力が大きく低下し、大きなせん断ひび割れや多くの損傷を確認した。その後、変形角が進行し、軸力は 1887.6kN まで低下したため荷荷を終了した。鉄筋の降伏状態について、柱主筋は負荷荷時の引張軸力による引張降伏は確認されたが、正荷荷時には引張降伏は確認されなかった。 $R=0.0022\text{rad}$ 、 $Q=973\text{kN}$ で圧縮降伏は確認されている。柱帯筋について、 $R=0.0052\text{rad}$ 、 $Q=1240\text{kN}$ で柱中央高さに降伏を確認した。これらの破壊経過や鉄筋の降伏状況から、最終的な破壊性状はせん断破壊と判断した。

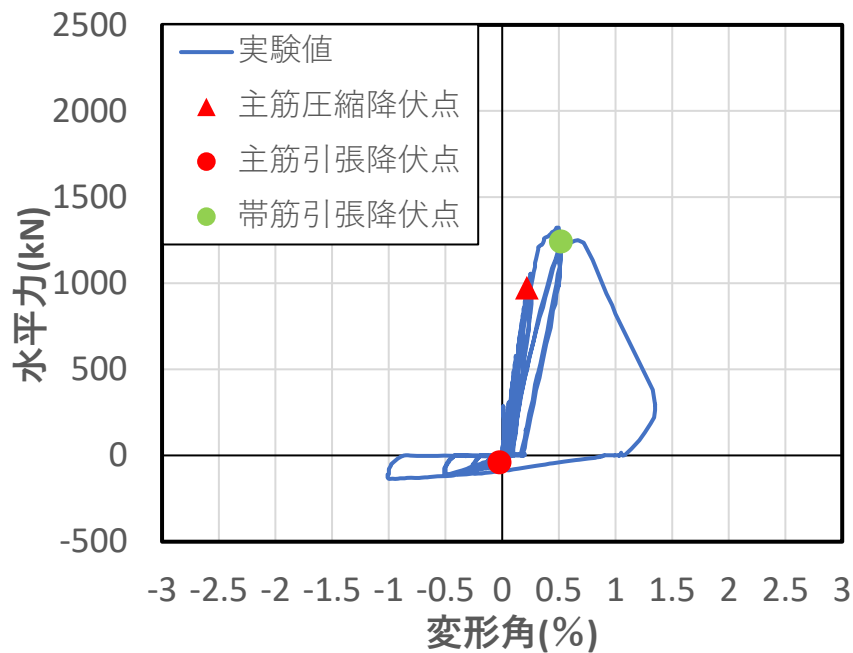


図 3.3.1-1 C1 荷重 - 変形角関係

(2) C1-RC1

図 3.3.1-2 に C1-RC1 の荷重-変形関係を示す。

C1-RC1 は $R=1/3200\text{rad}$ サイクルの負荷荷中に柱主筋の引張降伏を確認した。 $R=1/200\text{rad}$ サイクルの正載荷時に大きなせん断ひび割れが発生し、柱脚部にてコンクリートの圧壊を確認した。また、このサイクル中に $R=0.0038\text{rad}$, $Q=2008\text{kN}$ で柱帯筋の降伏を確認した。 $R=1/100\text{rad}$ サイクルではさらに損傷が進展し、多くのせん断ひび割れやコンクリートの浮きや剥落を確認した。しかし C1 とは異なり、このサイクルでも耐力を維持しており、正載荷時には $R=1/100\text{rad}$ で最大耐力 $Q=2161\text{kN}$ を迎え、柱主筋の引張降伏を確認した。また、同サイクルでは袖壁と柱、袖壁とスタブの境界に間隙が生じ始めた。 $R=1/50\text{rad}$ サイクルの正載荷時には耐力低下が起こり、RC 壁横筋の降伏を確認したため、このサイクル中に柱や壁がせん断破壊したと考えられる。その後 $R=1/33\text{rad}$ まで荷重を行い、実験を終了した。

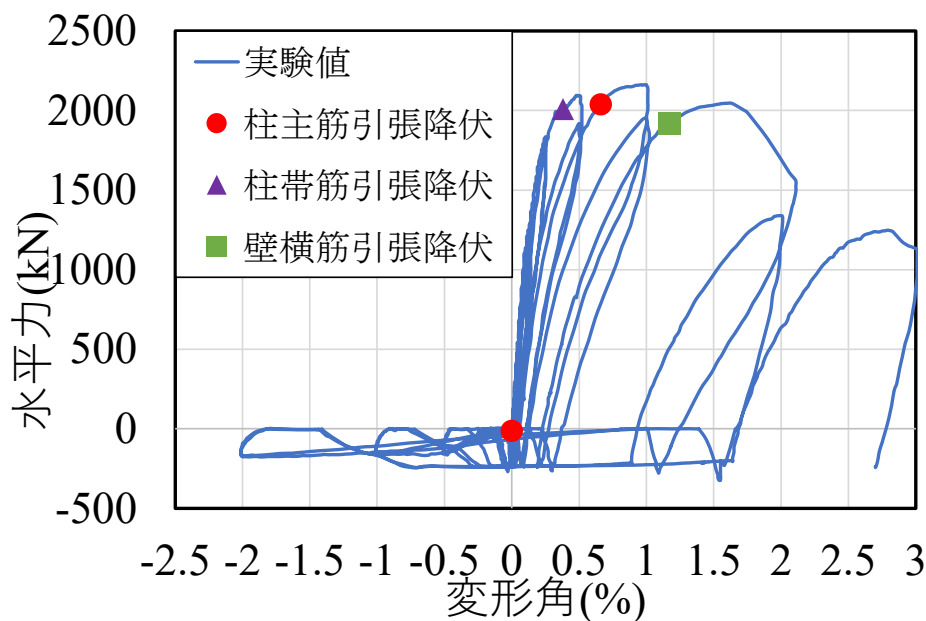


図 3.3.1-2 C1-RC1 荷重 - 変形角関係

(3) C1-UFC1

図 3.3.1-3 に C1-UFC1 の荷重-変形関係を示す。

C1-UFC1 は、 $R=1/1600\text{rad}$ の正載荷時に UFC パネルと上スタブを接着している無収縮モルタル部分に小さなひび割れを確認し、負載荷時には柱全体に多くの曲げひび割れを確認した。また、UFC パネル頂部と無収縮モルタル間に引張軸力によるものと思われる約 3mm の開きと、UFC パネルと柱間のひび割れを確認した。 $R=1/200\text{rad}$ の正載荷時に UFC パネルと上下スタブ間の無収縮モルタル部分が圧壊し、柱北面の柱脚部と柱南面の柱頭部に浮き・剥落を確認した。また、柱全体に多くの縦ひび割れと柱正面に多くのせん断ひび割れが発生したが UFC パネル自体には損傷は見られなかった。このサイクルで最大耐力 $Q=1664\text{kN}$ を迎え、 $R=1/100\text{rad}$ の正載荷途中の $R=0.009\text{rad}$ で柱正面北側柱脚部が圧壊し、大きな縦ひび割れが発生した。また、柱正面全体に大きなせん断ひび割れが発生し、水平力は約 1650kN から約 1300kN へ低下した。柱正面には浮き・剥落が多数発生したが、UFC パネルには損傷は見られなかった。このサイクルで、柱帯筋の降伏を確認した。 $R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目正載荷時に柱正面のせん断ひび割れが進展し、水平耐力は約 1000kN まで低下した。2 サイクル目正載荷を行う前の軸力を導入する段階で鉛直変位差が大きく発生したため、UFC パネル側の鉛直ジャッキの鉛直荷重を大きくし軸力を導入した。その後水平力を加えたが、 $R=0.008\text{rad}$ で試験体がせん断破壊した。

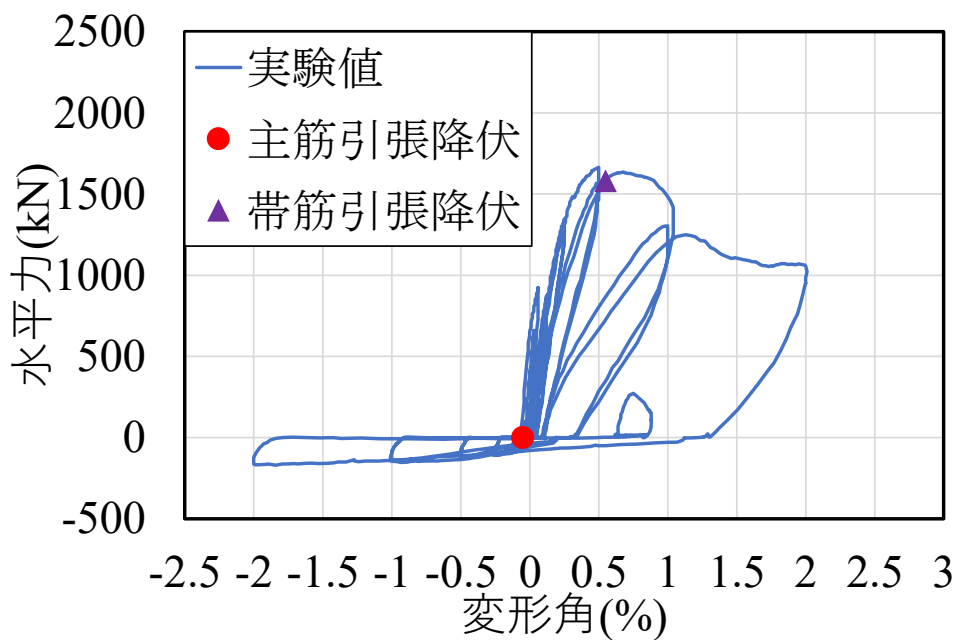


図 3.3.1-3 C1-UFC1 荷重 - 変形角関係

(4) C1-UFC2

図 3.3.1-4 に C1-UFC2 の荷重-変形関係を示す。

C1-UFC2 は、 $R=1/3200\text{rad}$ の負荷荷時に北面柱脚部に初ひび割れを確認した。 $R=1/1600\text{rad}$ の正載荷時に南面の柱頭部の無収縮モルタルに小さな曲げひび割れが発生した。負荷荷時に北面、南面共に柱頭、柱脚部の柱スタブ間部分にひび割れを確認し、南面東側の UFC パネルに小さな曲げひび割れを確認した。 $R=1/800\text{rad}$ の正載荷時に UFC パネルが西面、東面共に面内方向に 3mm 程ずれた。 $R=1/400\text{rad}$ の負荷荷時に南面東側の柱頭部のモルタルが大きく剥落した。 $R=1/200\text{rad}$ 正載荷時の、ピーク直前に試験体から破壊音を伴って最大耐力 $Q=1653\text{kN}$ を迎え、その後耐力が低下した。 $R=1/100\text{rad}$ の 1 サイクル目正載荷時に UFC パネルにせん断、縦ひび割れが発生し RC 柱とエポキシ樹脂間が開き、耐力が大きく低下した。このサイクルで、柱帯筋の降伏を確認した。2 サイクル目正載荷時に RC 柱とエポキシ樹脂間の開きが進展し UFC パネルが面外方向に少し浮いた状態となった。 $R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目正載荷時に北面柱脚部と南面柱頭部のコンクリートが大きく浮き、UFC パネルに大きなせん断ひび割れが入り載荷を終了した。この時、UFC パネルは面外方向に大きく浮き、圧縮縁の無収縮モルタルは完全に圧壊した状態となった。

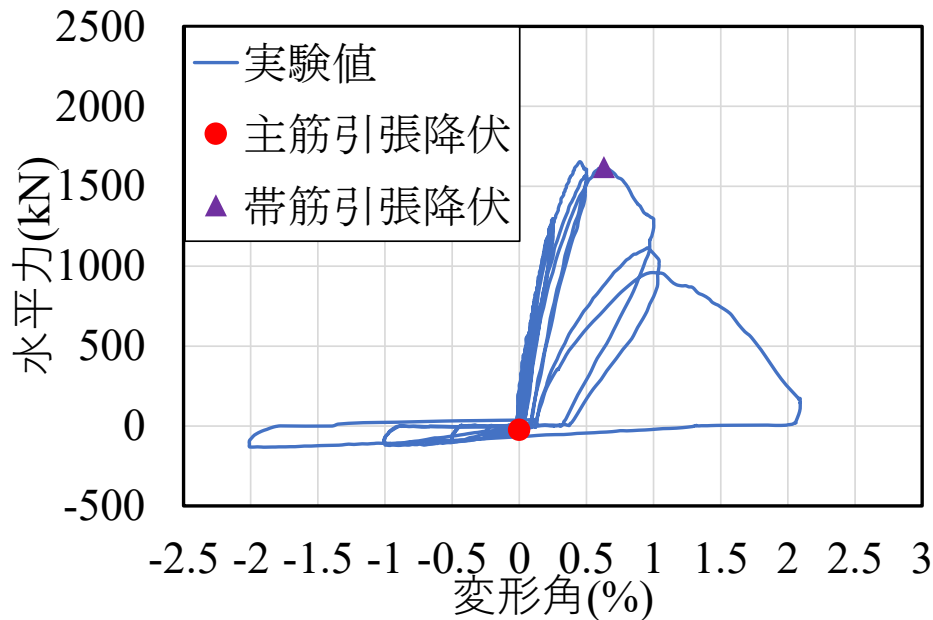
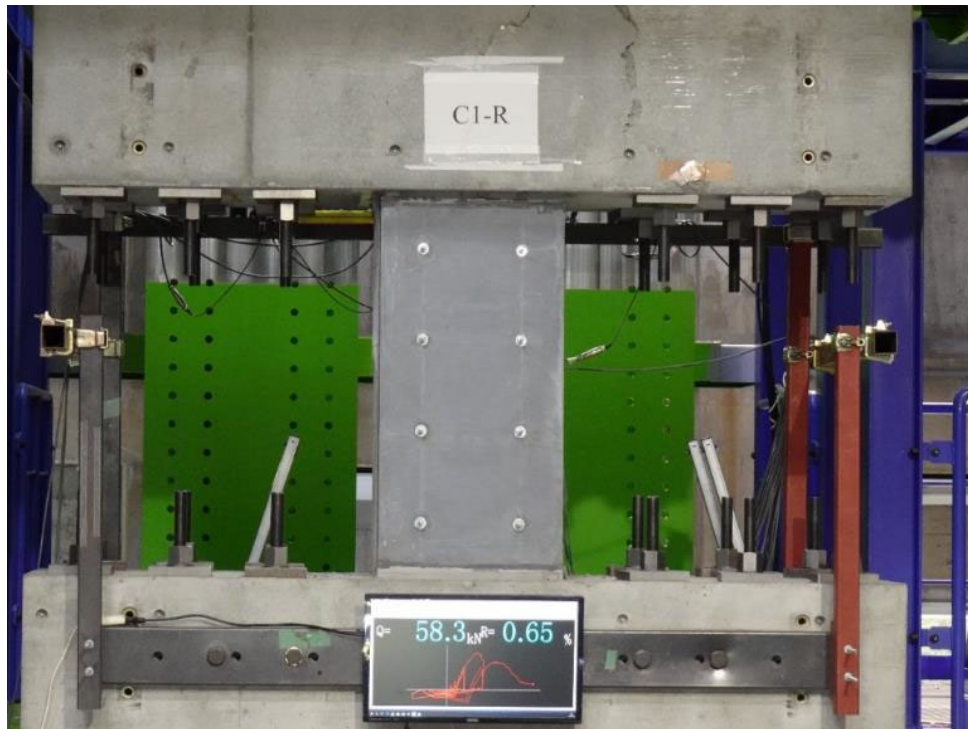


図 3.3.1-4 C1-UFC2 荷重 - 変形角関係

(5) C1-R

実験開始後、まず軸力 5015kN を導入した時、試験体スタブ底面の初期不整が原因と思われる水平変位が生じた。そこで、いったん軸力を 0kN に戻し変位計のイニシャルを取り直して、もう一度軸力を導入して実験を再開した。図 3.3.1-5 に試験体の損傷状況写真を示す。

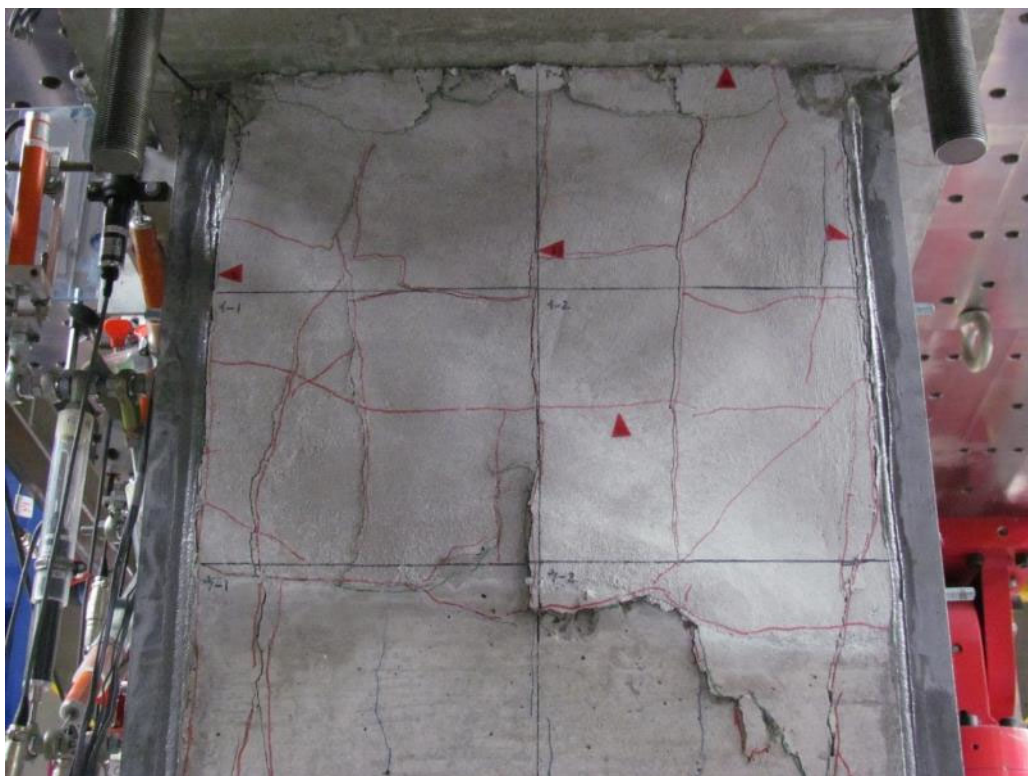
- ・軸力 5015kN 導入時点で、補修した繊維モルタルに圧壊の兆候が見られた。
- ・ $R=1/400\text{rad}$ サイクルの正側で、正側最大荷重 330kN に達した。このとき UFC パネルの目地モルタルの圧壊が確認できた (図 3.3.1-5(b))。
- ・ $R=1/200\text{rad}$ サイクルの正側において、 $R=0.004\text{rad}$ を超えたあたりから試験体が大きく軸方向に縮むとともに、補修した既存部の繊維モルタルが圧壊し剥離する (図 3.3.1-5(c)) ことで軸力が保持できなくなり、水平力の荷重が不安定になったため、緊急停止した。その後軸力を 1000kN 程度に落として安全を確保した後に詳細な損傷計測を実施した。その際に、(図 3.3.1-5(d)) のようなスタブの損傷が見られた。計測写真を確認すると、 $R=0.004\text{rad}$ を超えたあたりから徐々に UFC パネルの突き上げがあり、スタブのコンクリートが破壊されたと考えられる。



(a) 試験体最終破壊状況



(b) 試験体正面からの写真
北上隅目地モルタルの圧壊



(c) 試験体北面からの写真
北上隅の繊維モルタルの圧壊，剥離



(d) 試験体正面南西方向からの写真
UFC パネル突き上げによるスタブコンクリートの破壊
図 3.3.1-5 損傷状況

各試験体の荷重 - 変形関係の比較を図 3.3.1-6 に、C1-R のみの荷重 - 変形関係の比較を図 3.3.1-7 に示す。

補強前の試験体 C1 と比較すると RC 壁を補強した試験体 C1-RC1 は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。また、UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体 C1-UFC1 と C1-UFC2 は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。

補強前の試験体 C1 の最大耐力 1314kN と比べると、補修補強試験体 C1-R の最大耐力 330kN は C1 の最大耐力に対して、25.3% ($=330\text{kN}/1314\text{kN}$) の値であり、図 3.3.1-6 に示すように試験体の剛性も低下した。

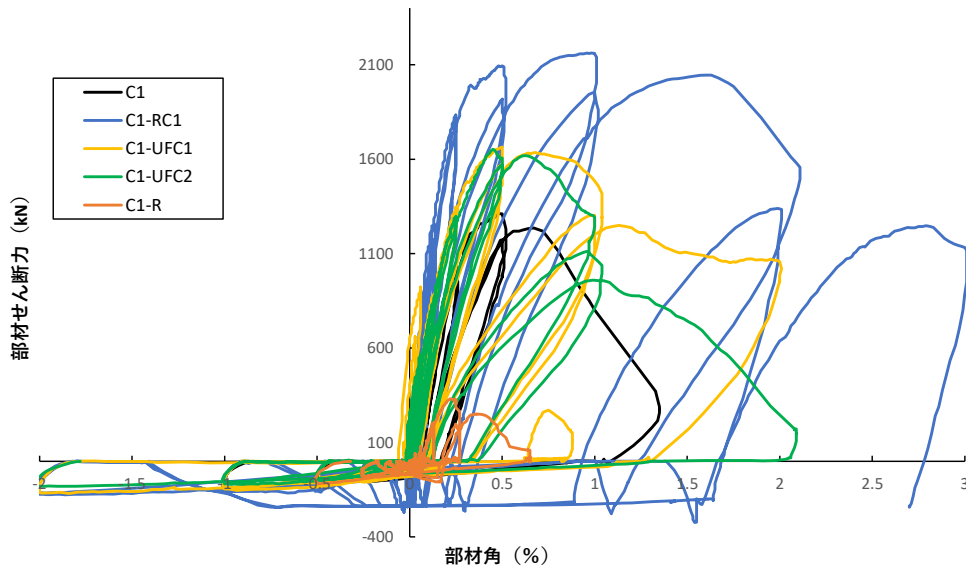


図 3.3.1-6 荷重 - 変形角関係 (試験体間の比較)

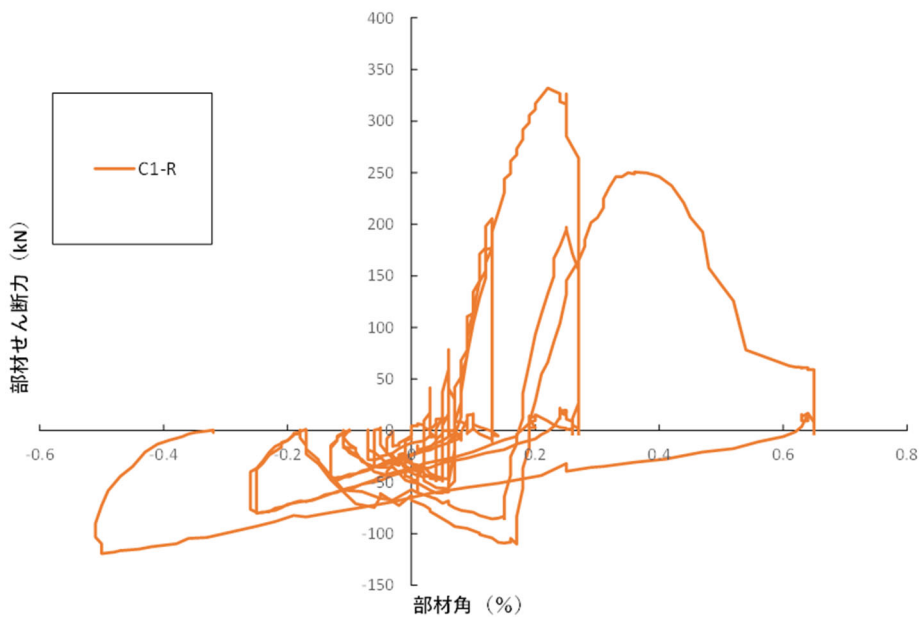


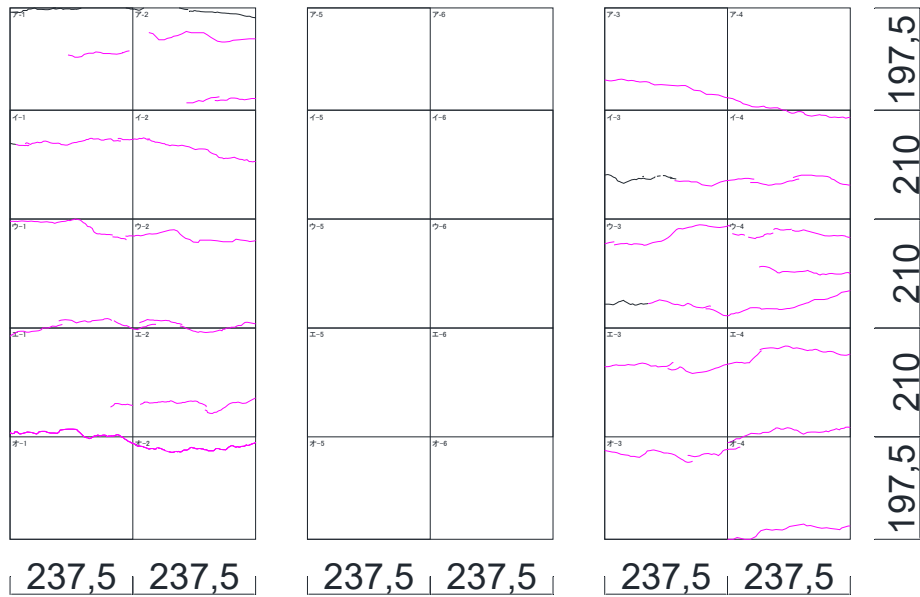
図 3.3.1-7 荷重 - 変形角関係 (C1-R のみ)

3.3.2 破壊性状

変形角ごとの1回目ピーク時ひび割れ図及び試験体全景写真を図 3.3.3-1～図 3.3.3-16 に示す。

ひび割れ計測は 3.2.4 節に示した方法で横方向ひび割れ，斜め方向ひび割れ，縦方向ひび割れのそれぞれで行うが，その際に計測したひびをひび割れ図上に●印で示しており，横方向ひび割れを青色，斜め方向ひび割れを赤色，縦方向ひび割れを黄色とした。

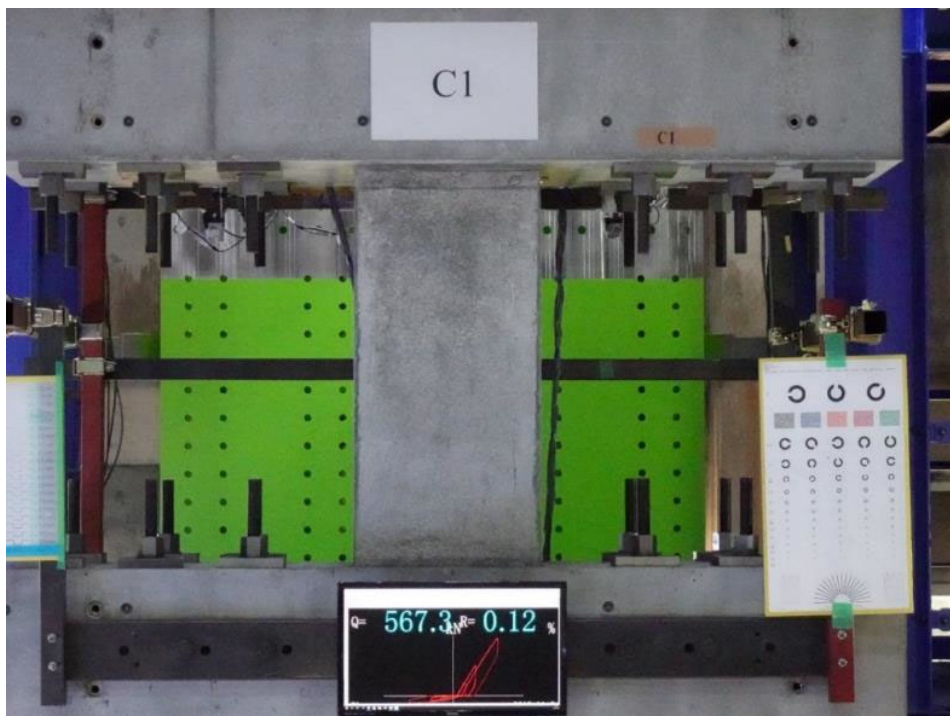
(1) C1



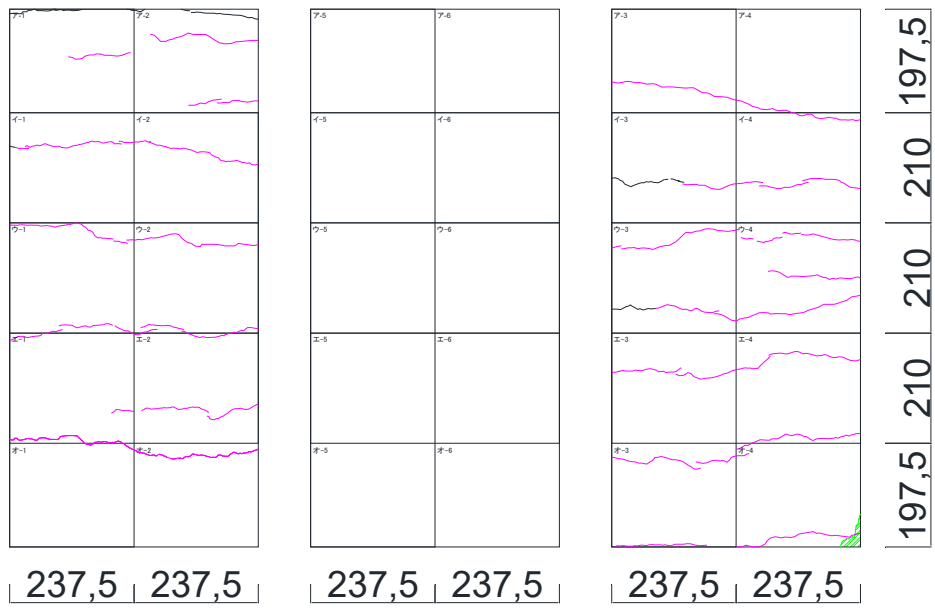
北面

正面

南面



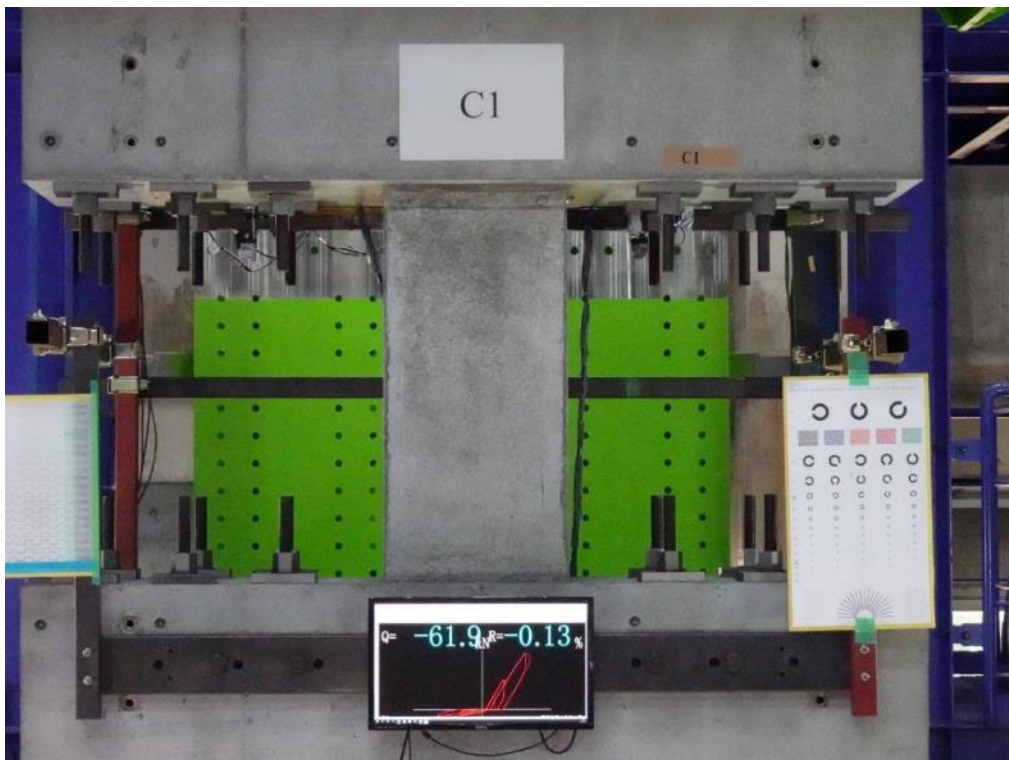
(a) 1/800rad



北面

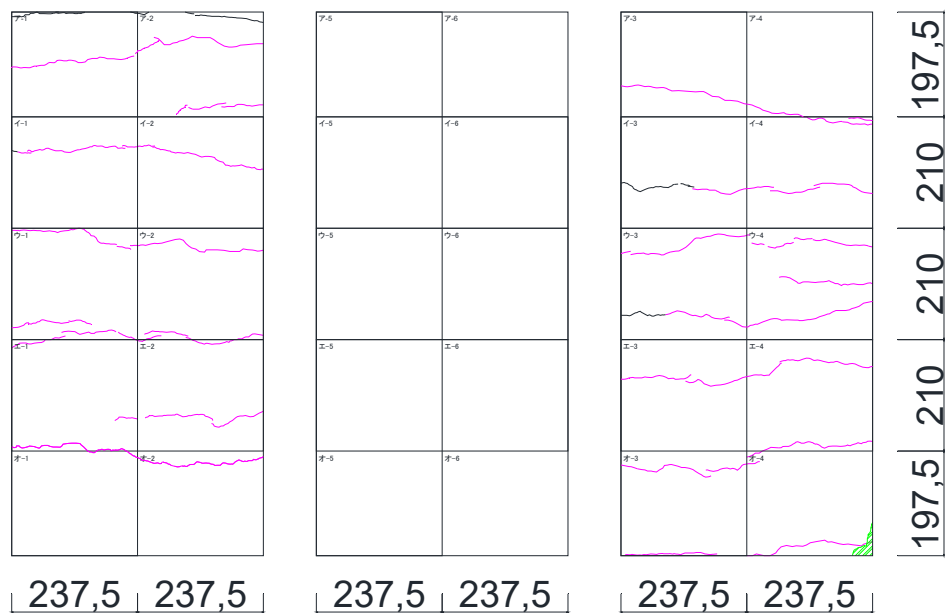
正面

南面



(b) $-1/800\text{rad}$

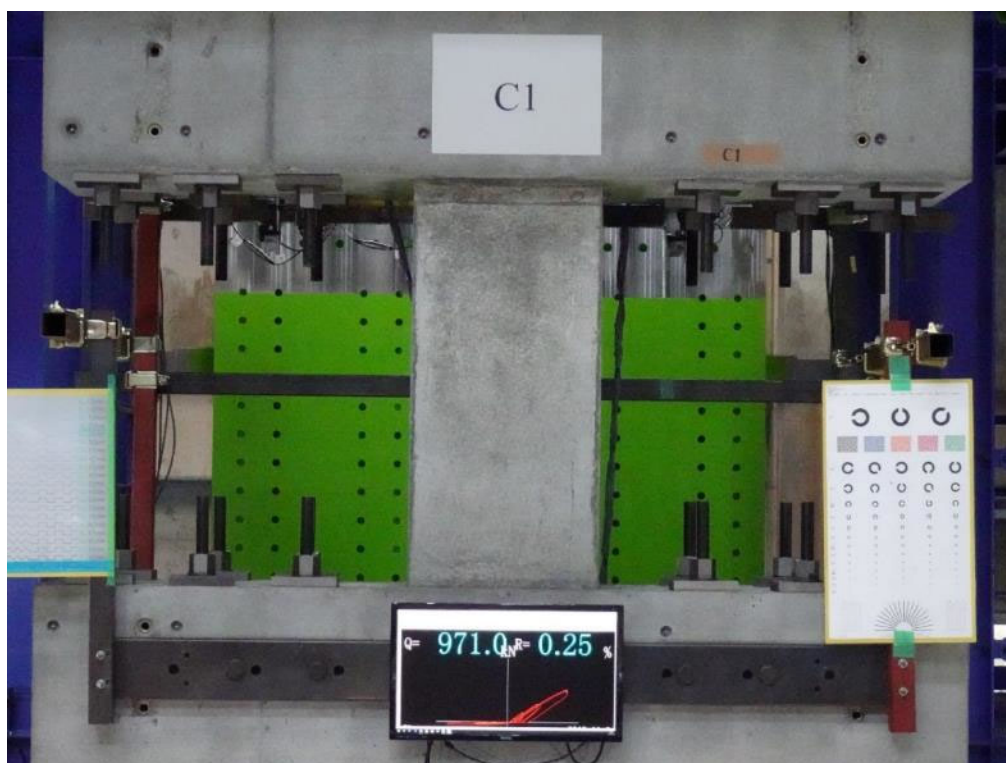
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



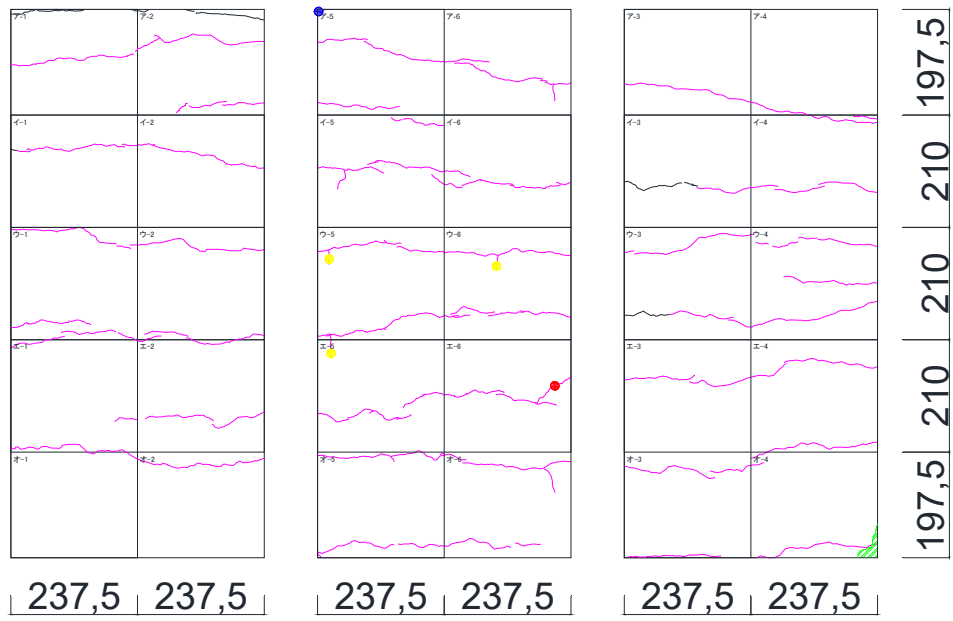
北面

正面

南面



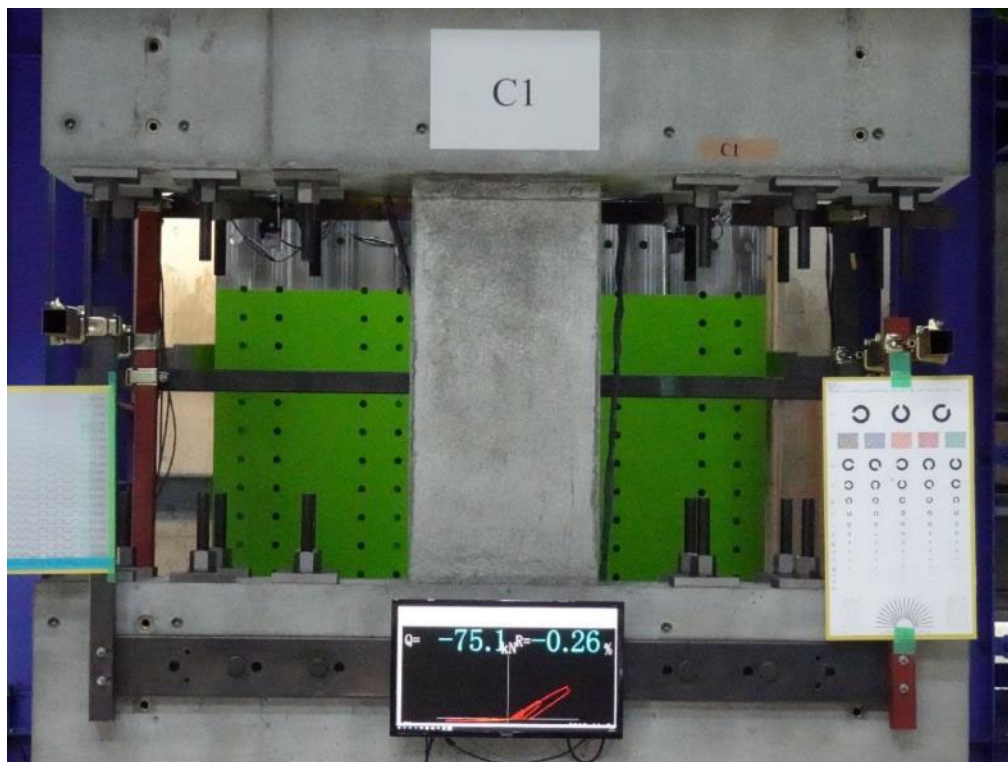
(c) 1/400rad



北面

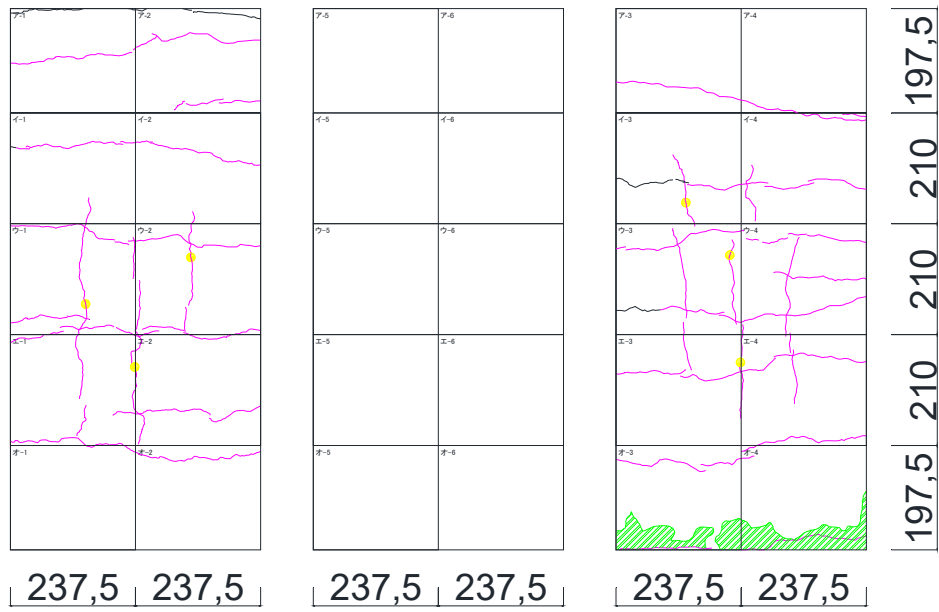
正面

南面



(d) $-1/400\text{rad}$

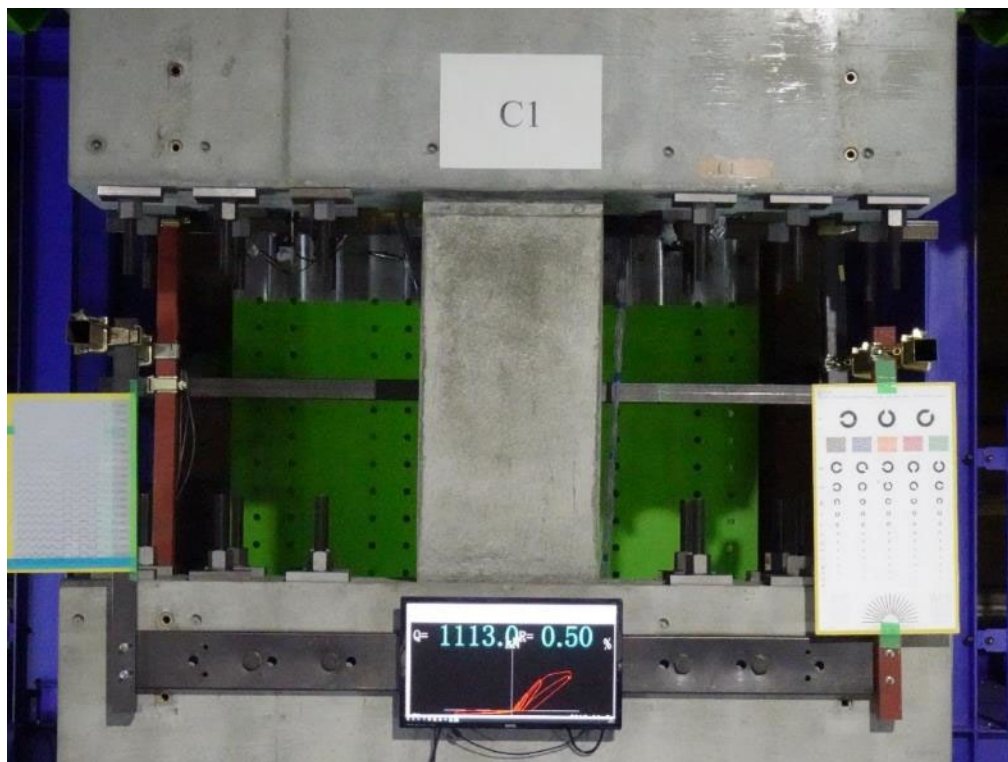
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



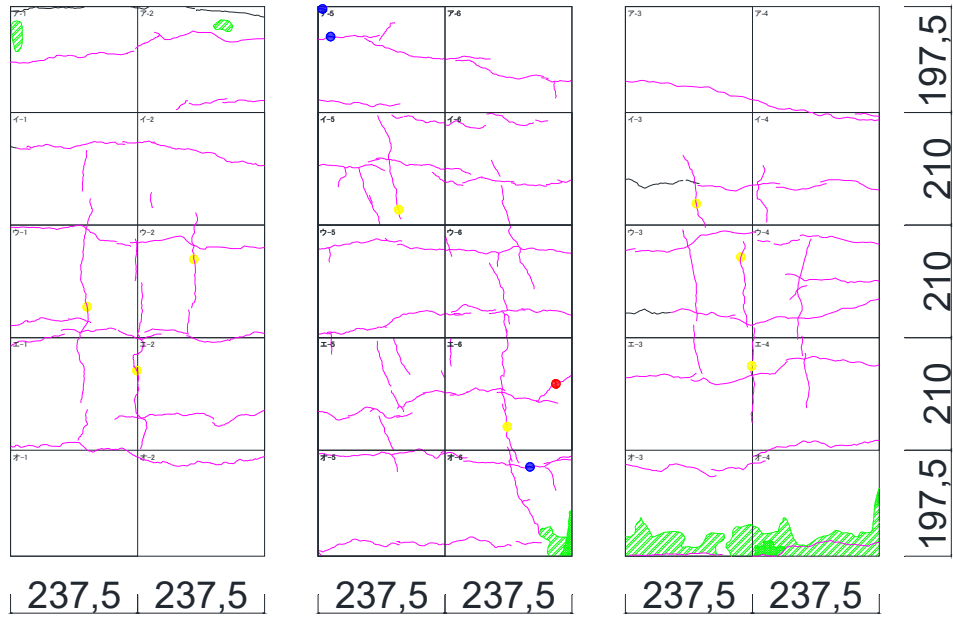
北面

正面

南面



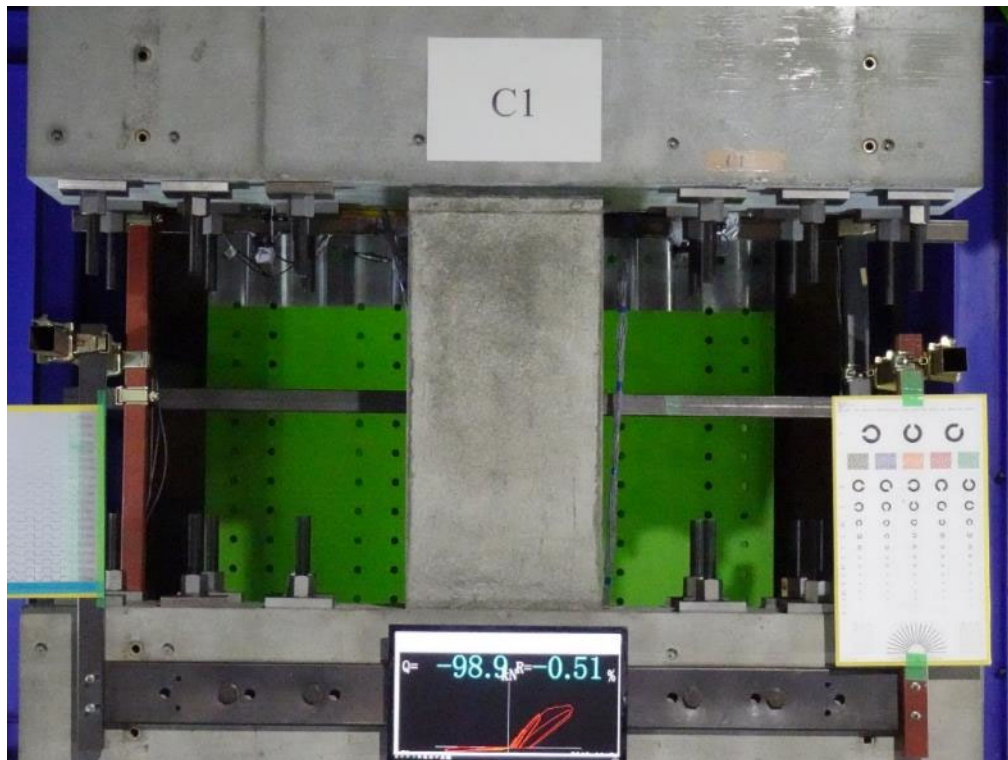
(e) 1/200rad



北面

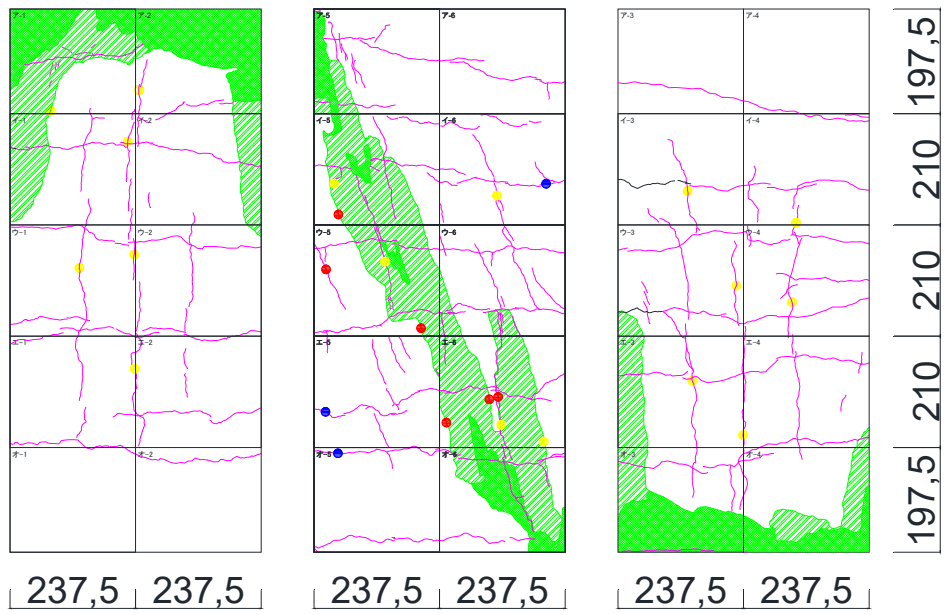
正面

南面



(f) $-1/200\text{rad}$

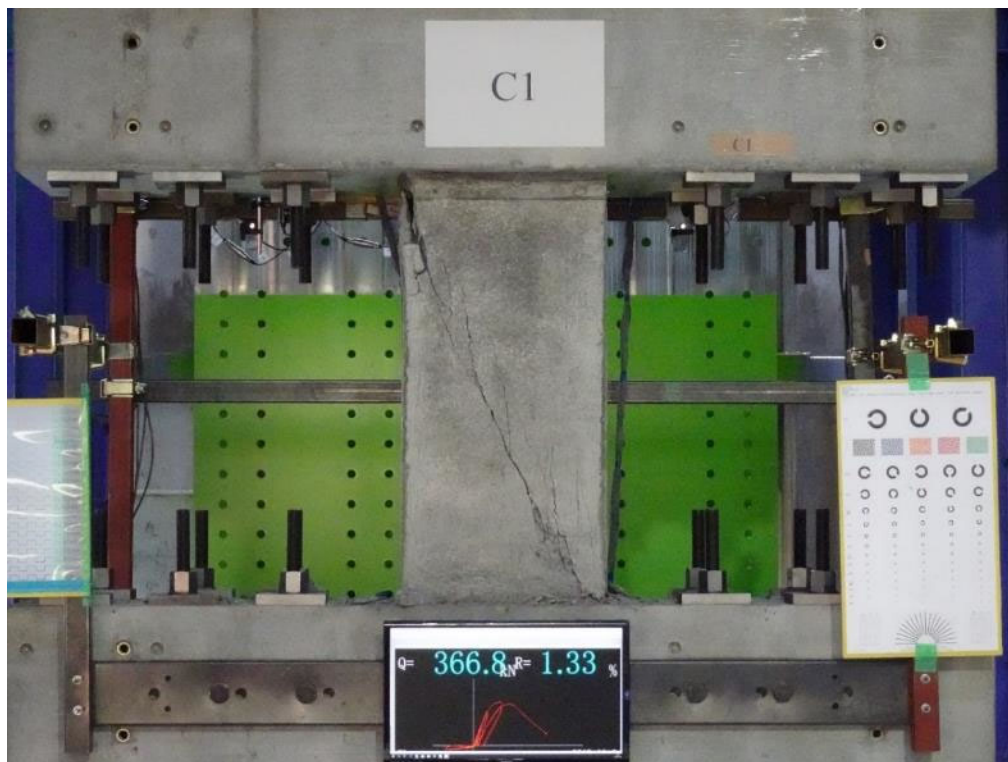
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



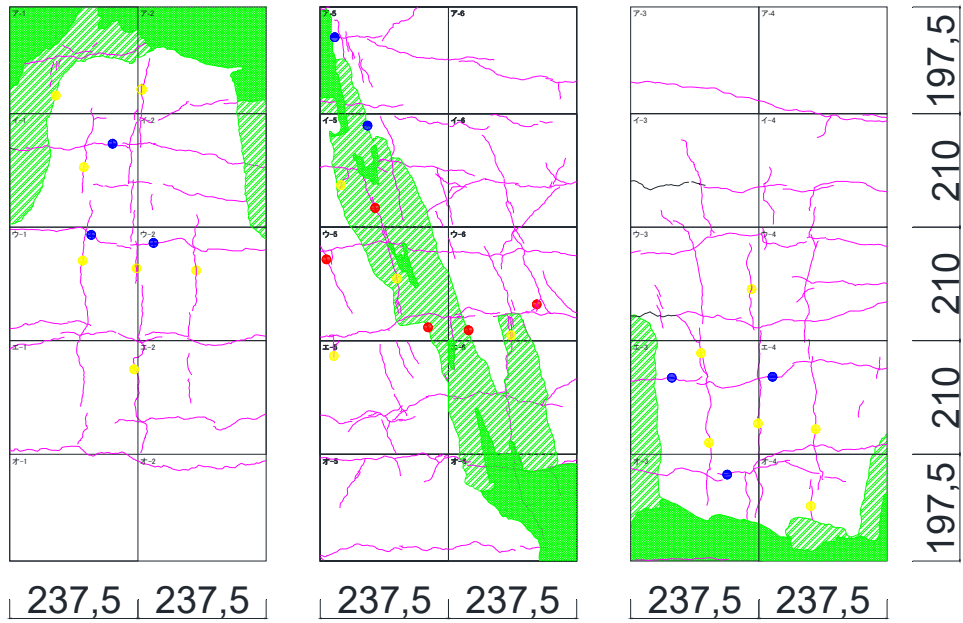
北面

正面

南面



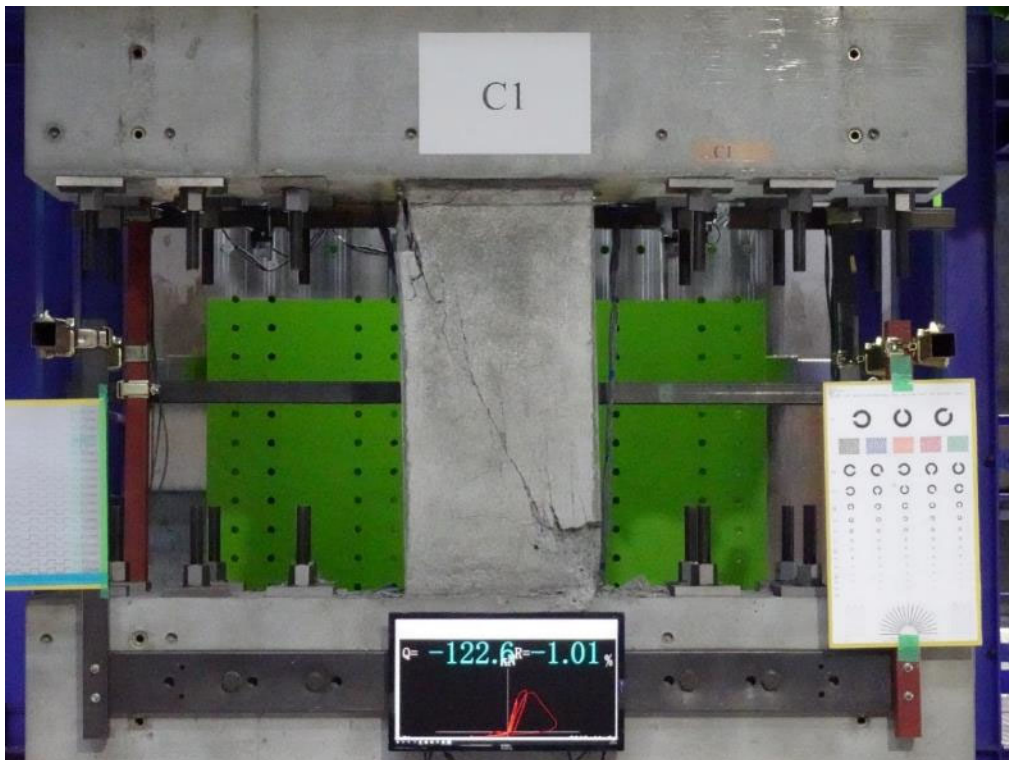
(g) 1/100rad



北面

正面

南面

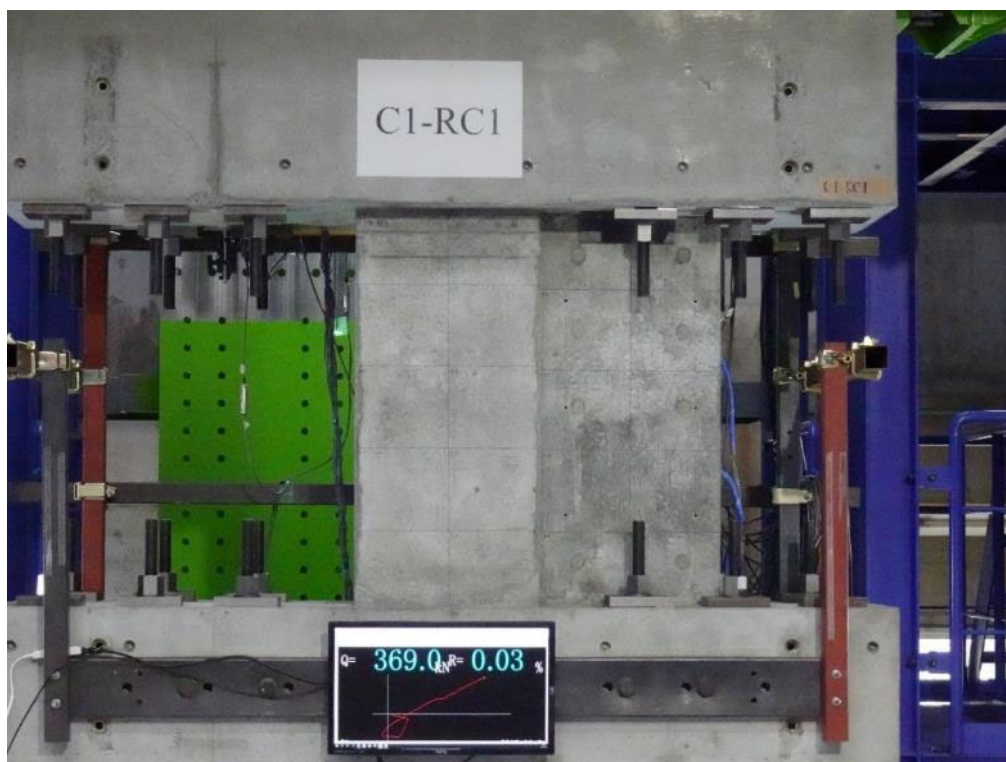
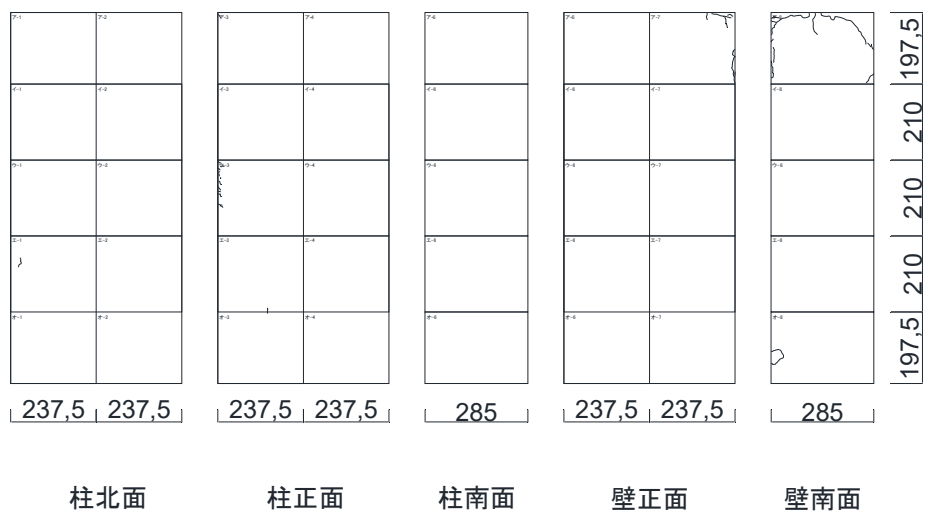


(h) $-1/100\text{rad}$

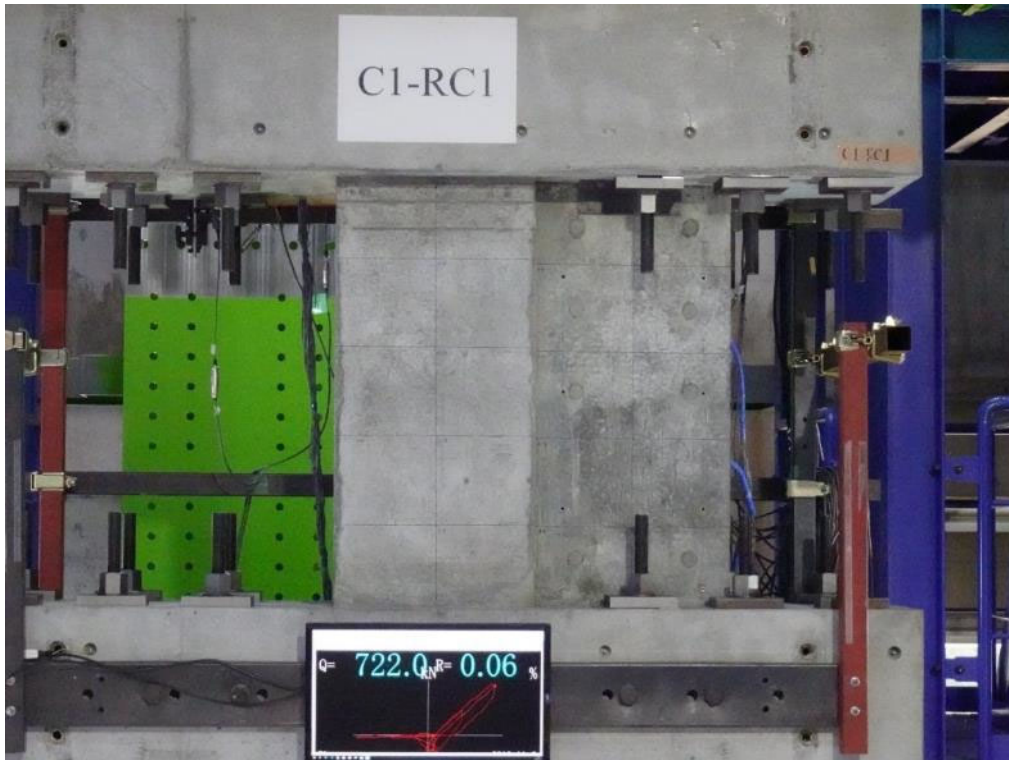
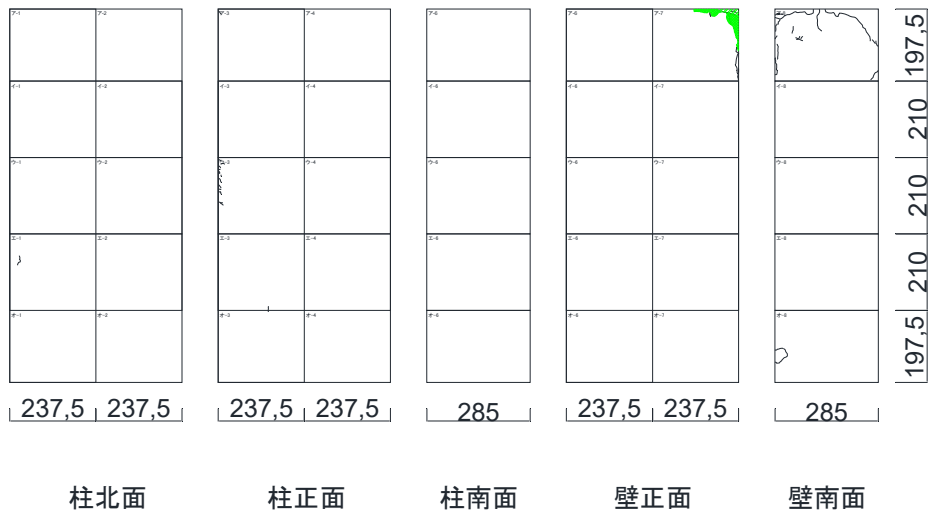
図 3.3.2-1 C1 ひび割れ図

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(2) C1-RC1

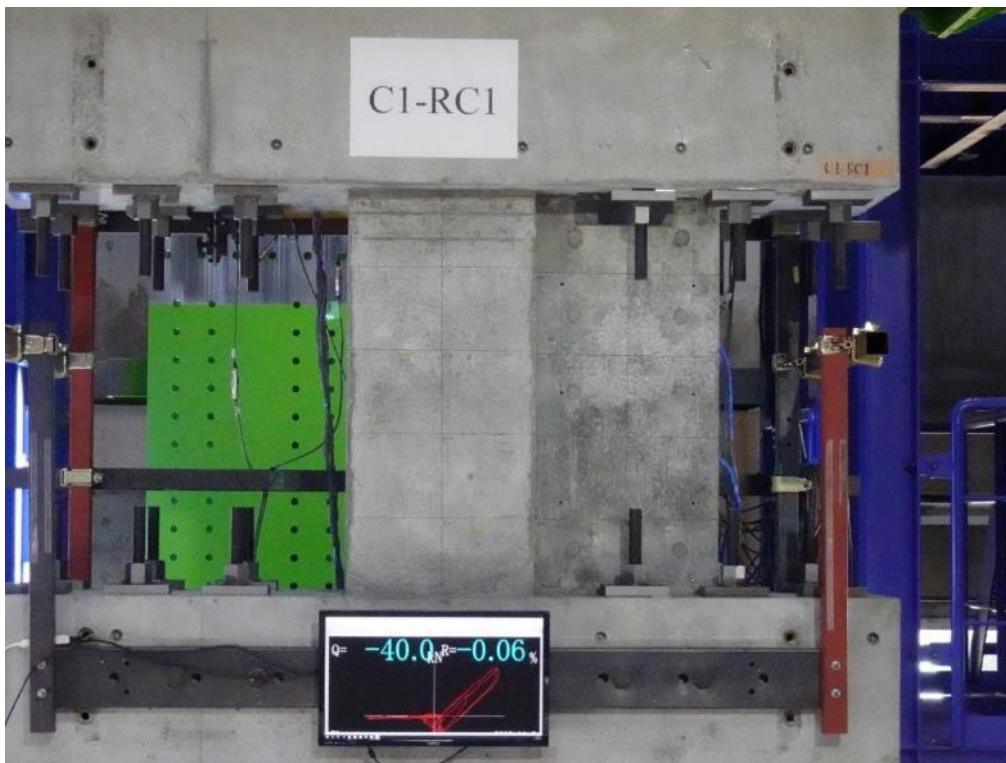
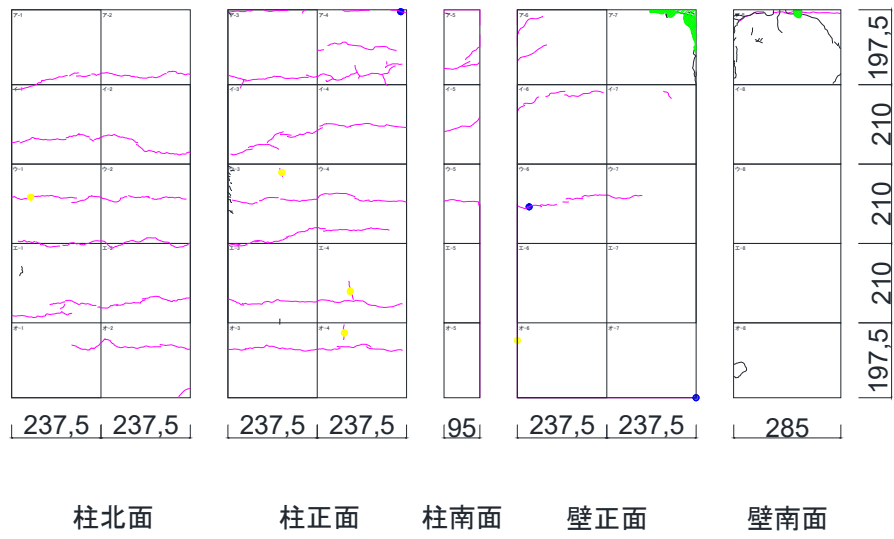


(a) 1/3200rad

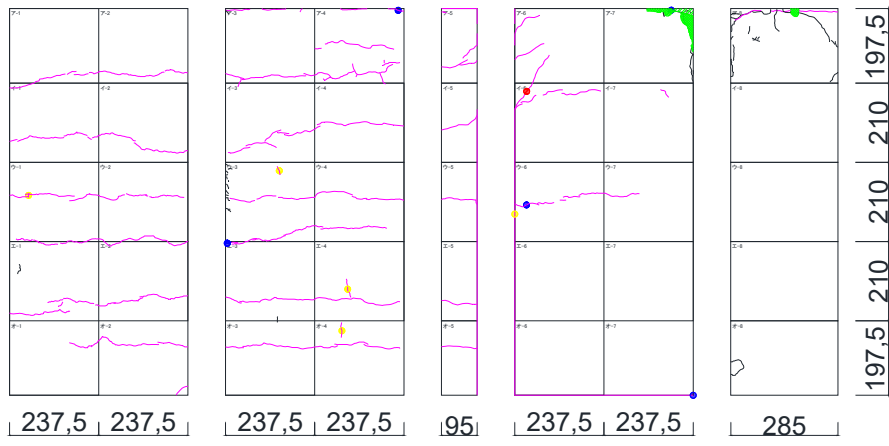


(b) 1/1600rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(c) $-1/1600\text{rad}$



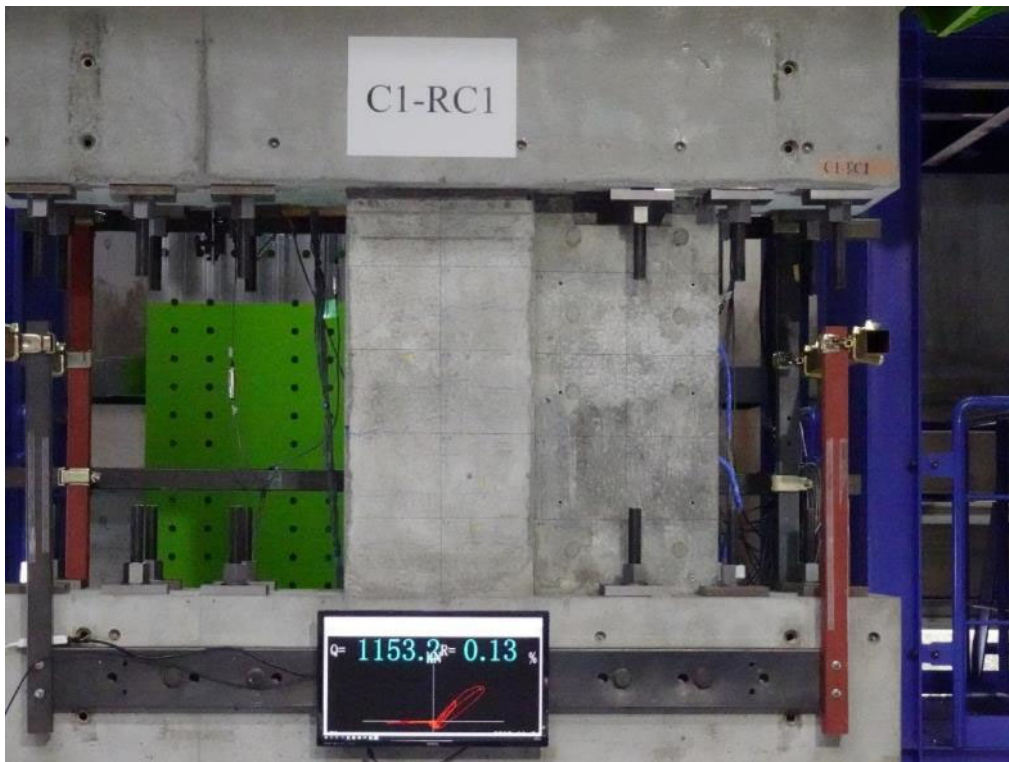
柱北面

柱正面

柱南面

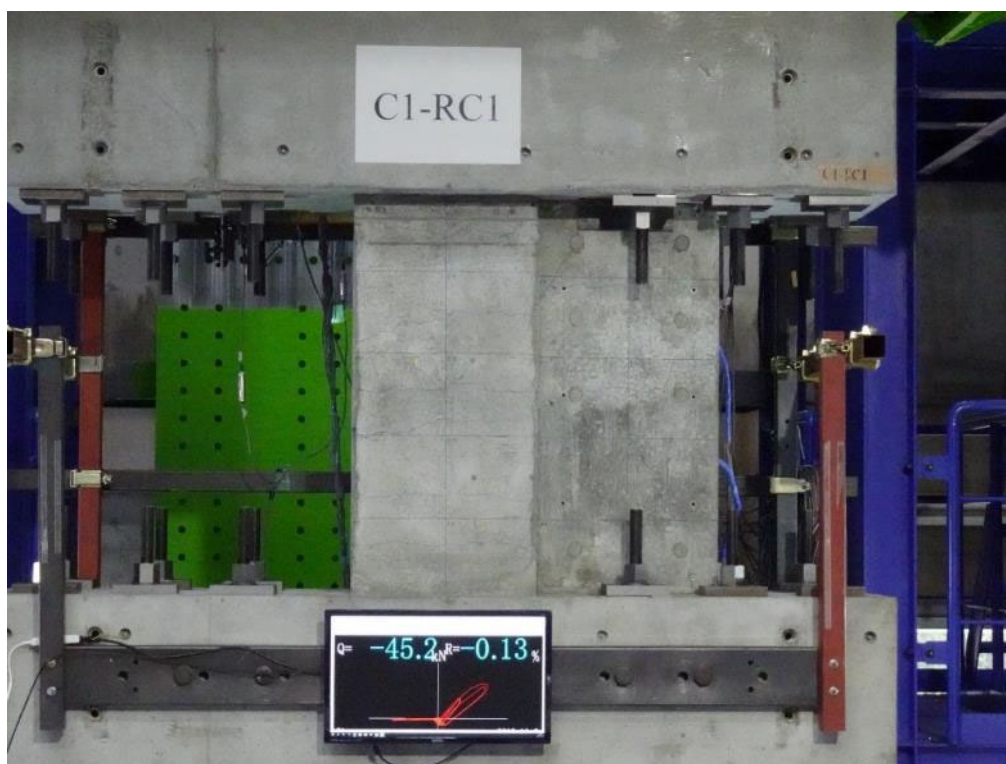
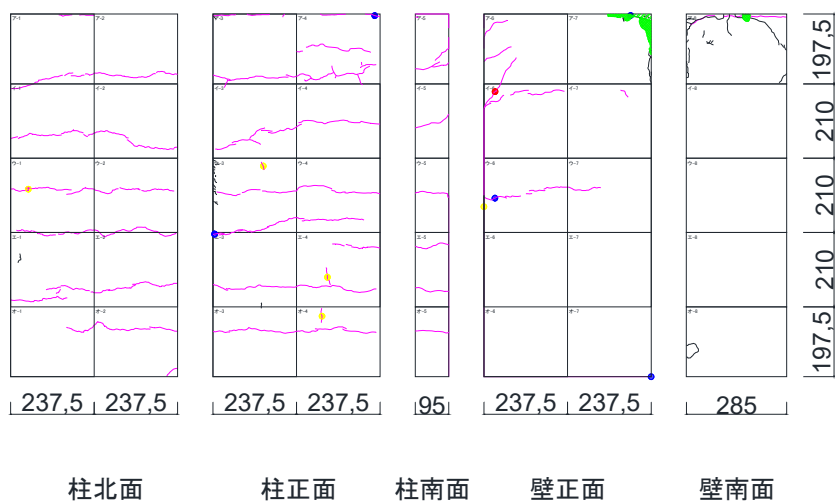
壁正面

壁南面

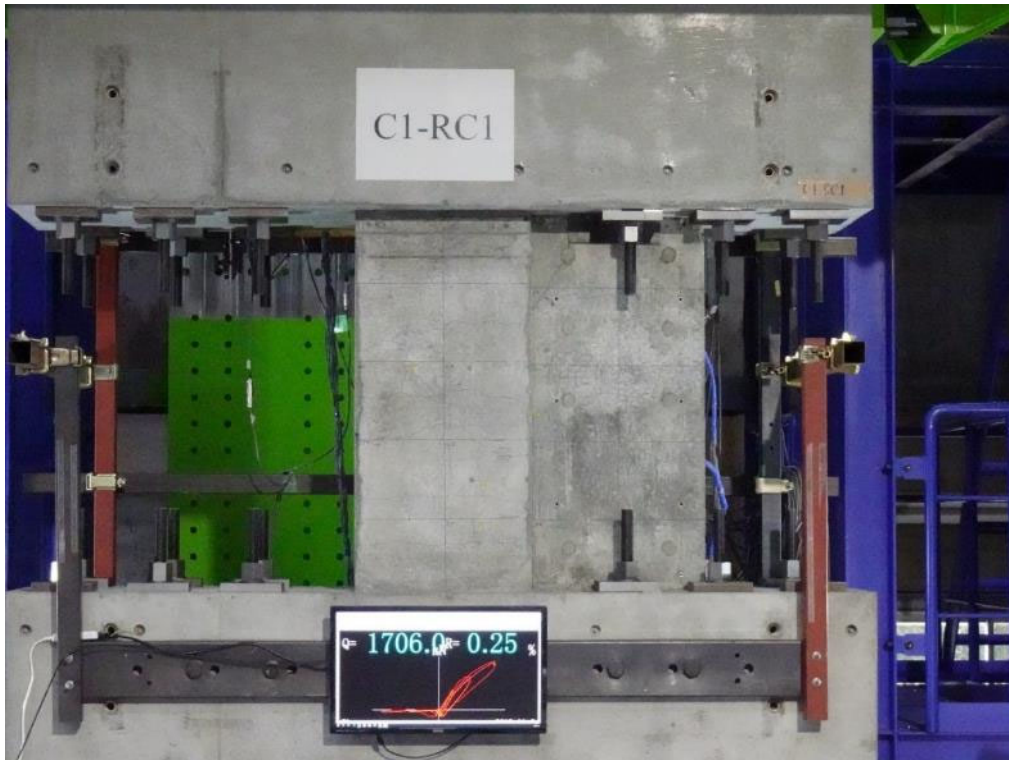
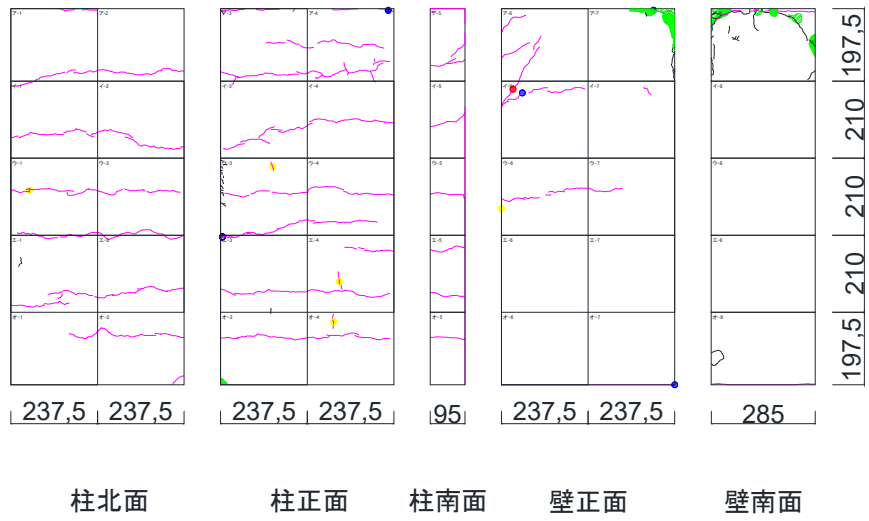


(d) 1/800rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

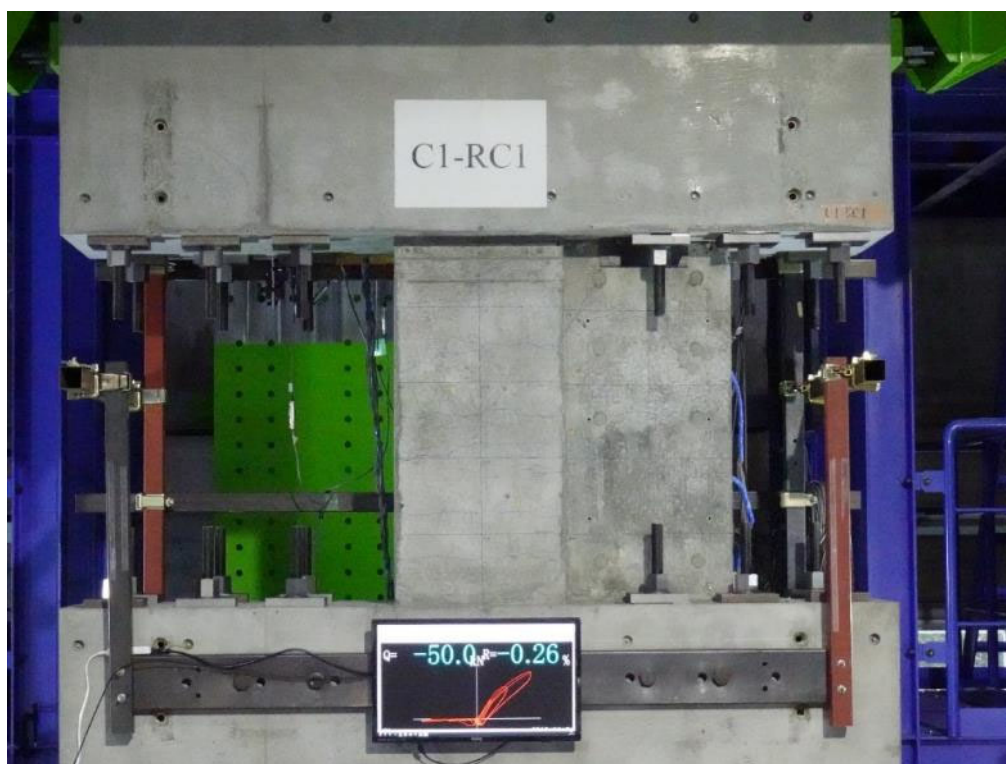
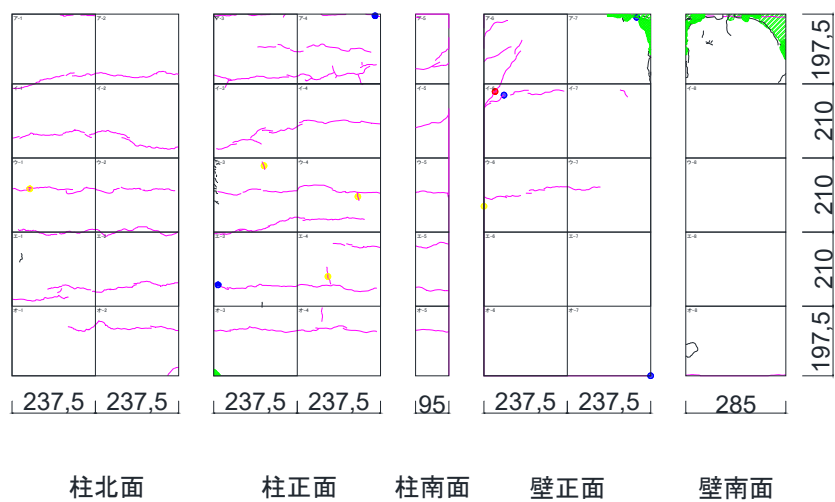


(e) $-1/800\text{rad}$

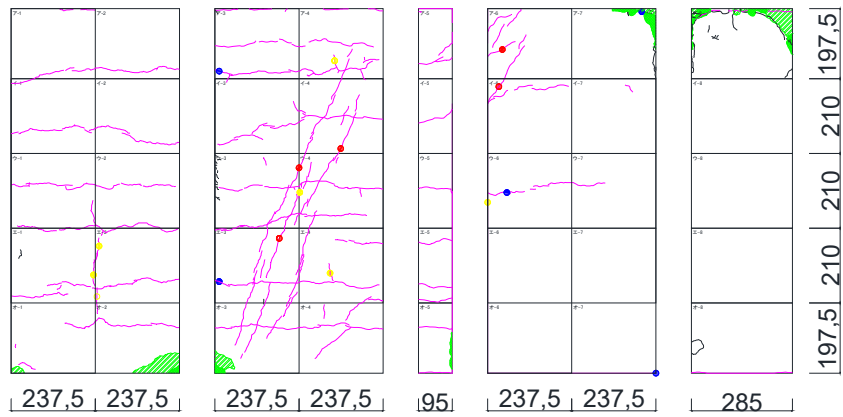


(f) 1/400rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(g) $-1/400\text{rad}$



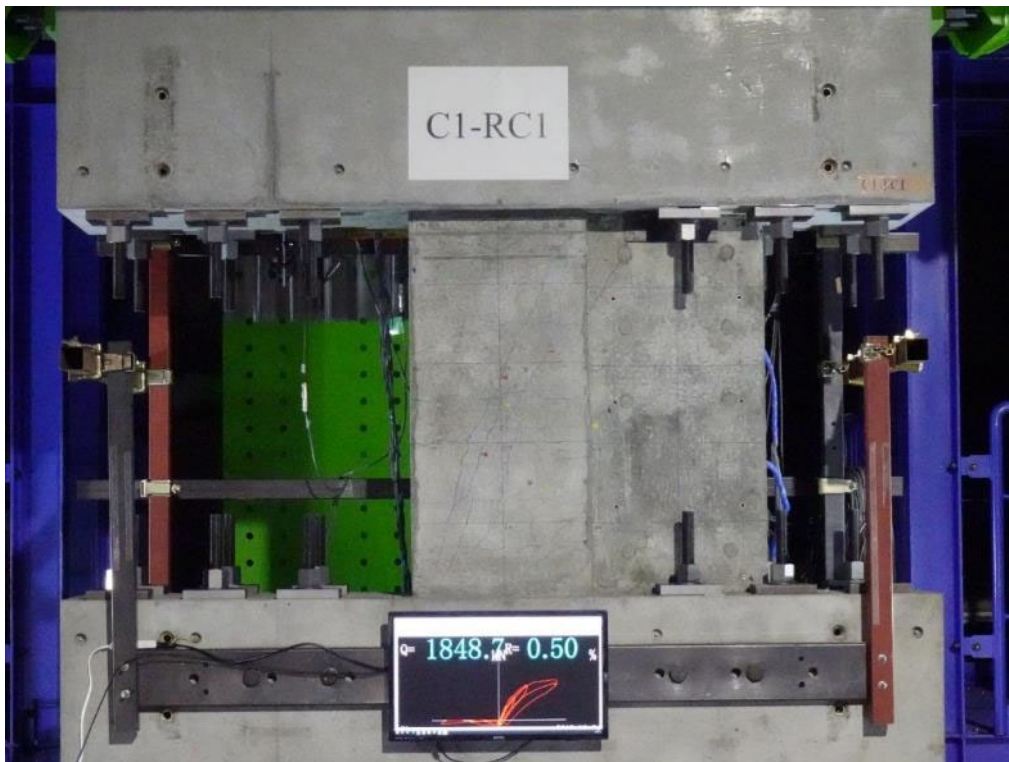
柱北面

柱正面

柱南面

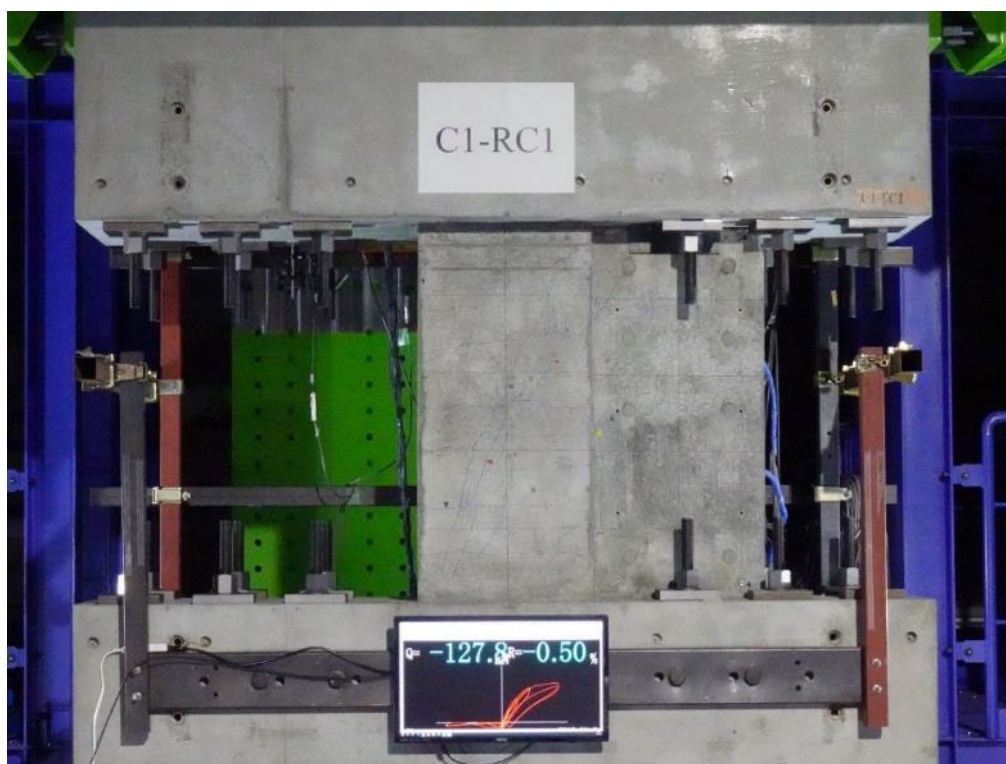
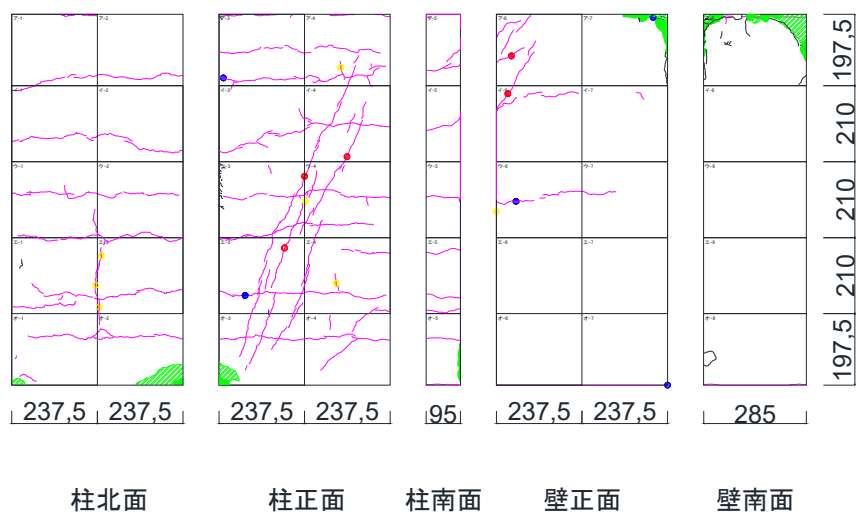
壁正面

壁南面

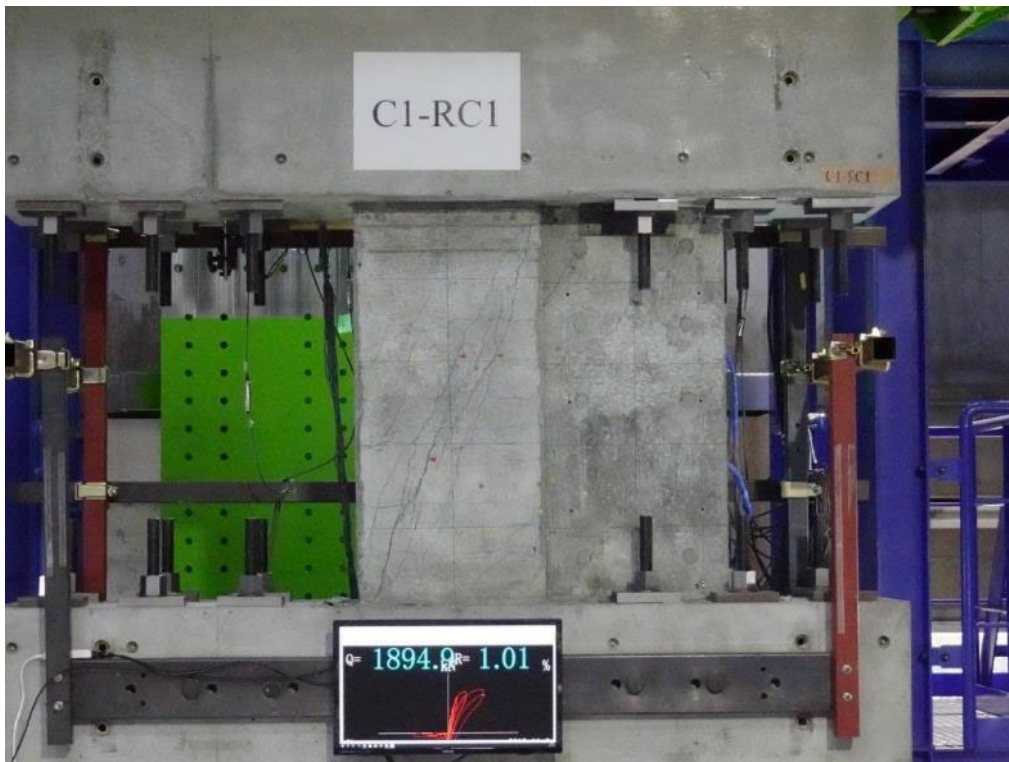
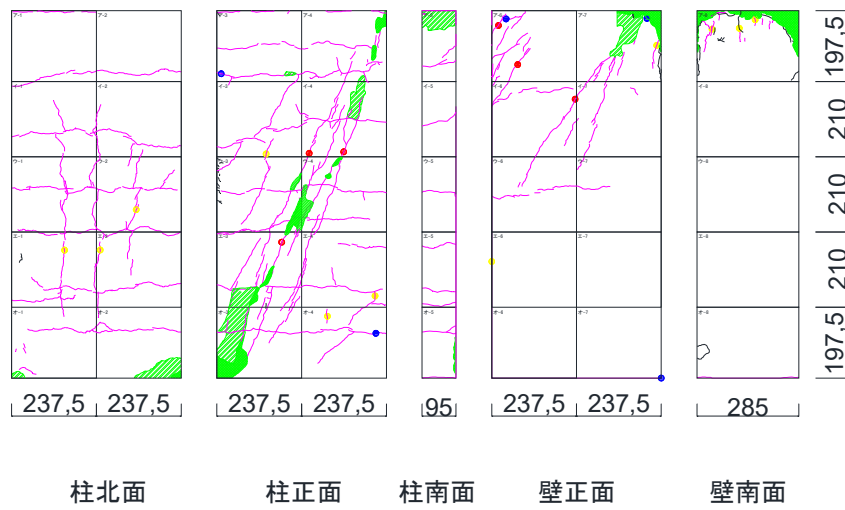


(h) 1/200rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

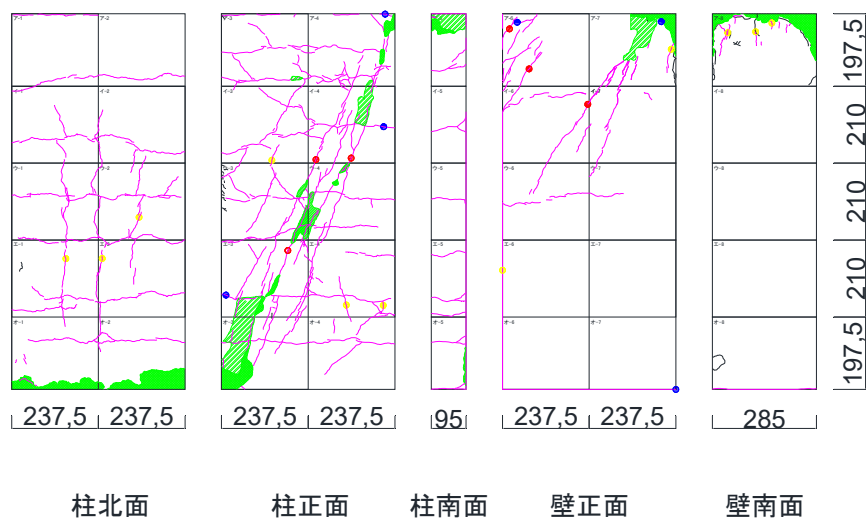


(i) $-1/200\text{rad}$

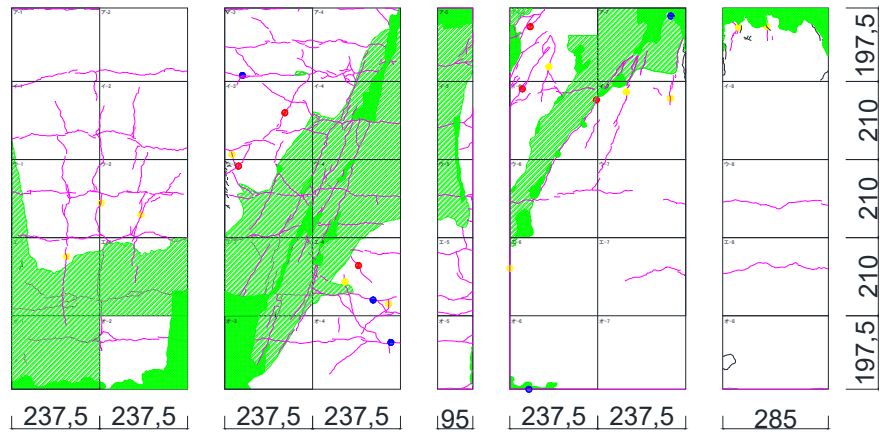


(j) 1/100rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(k) $-1/100\text{rad}$



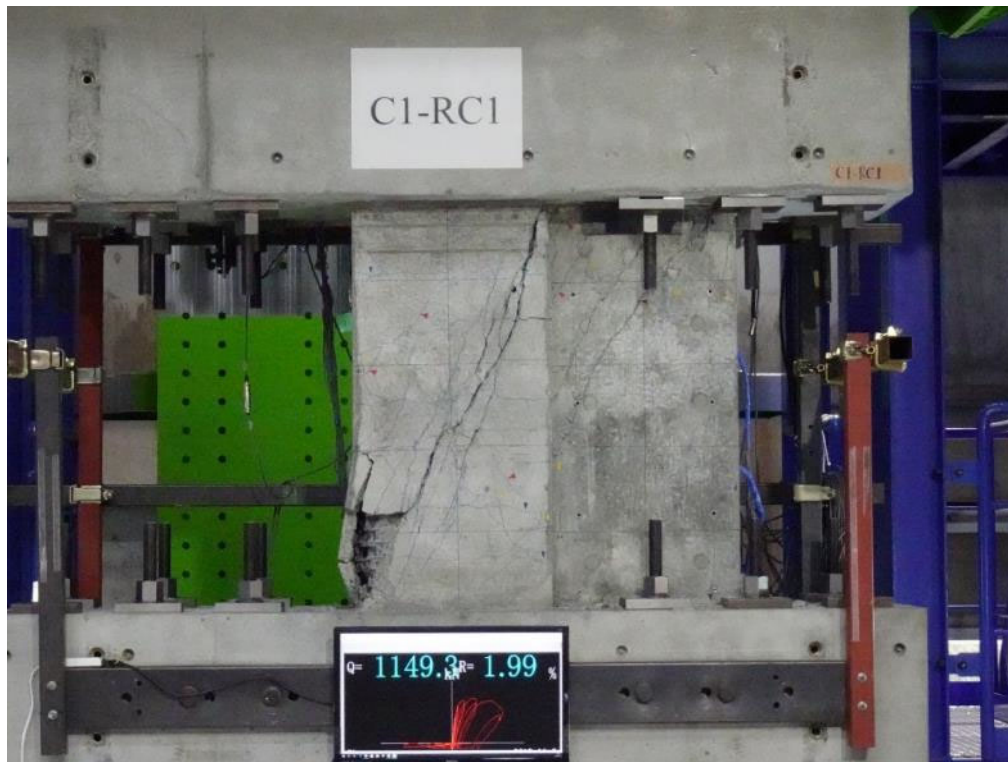
柱北面

柱正面

柱南面

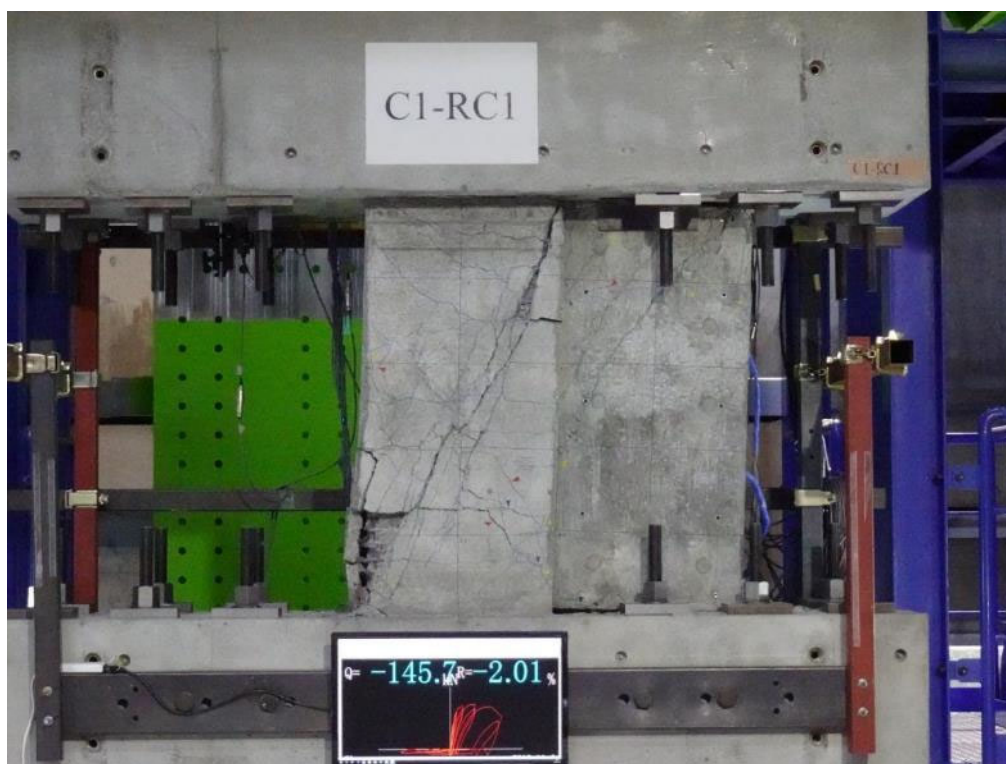
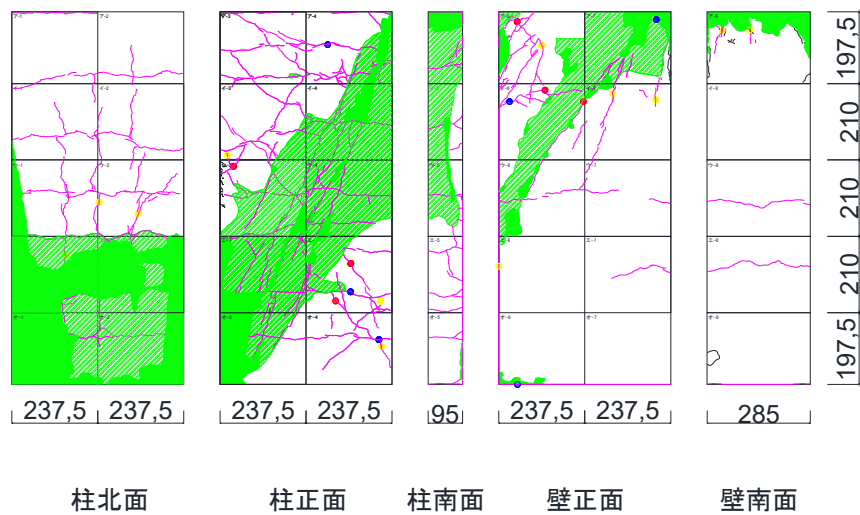
壁正面

壁南面

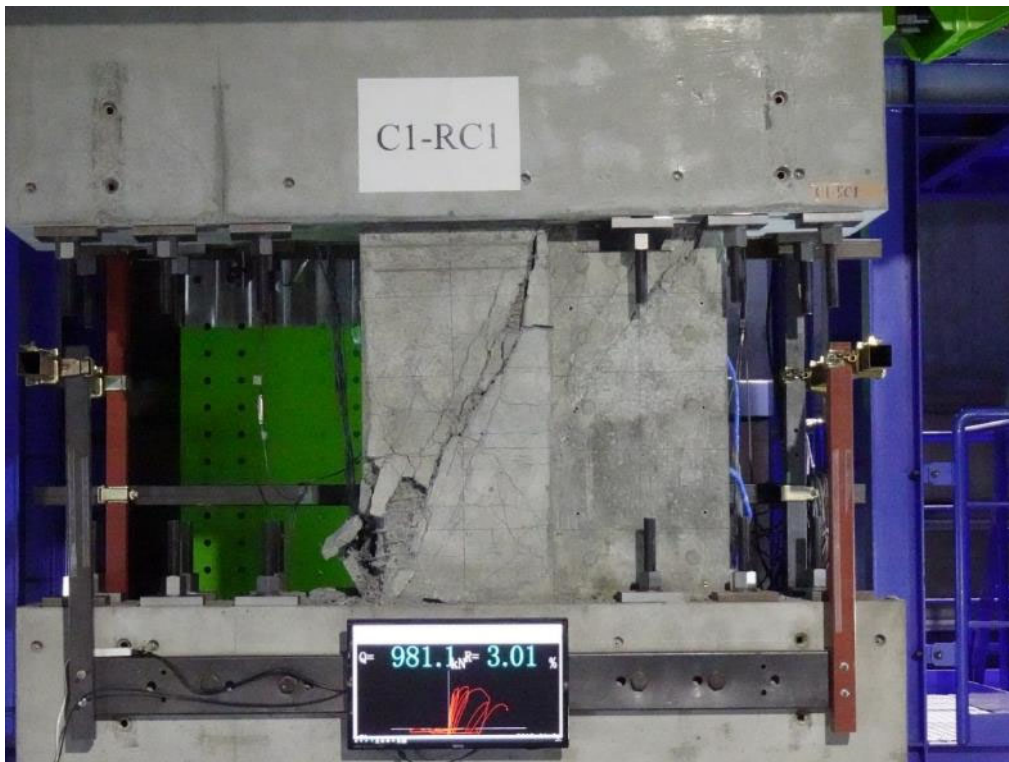
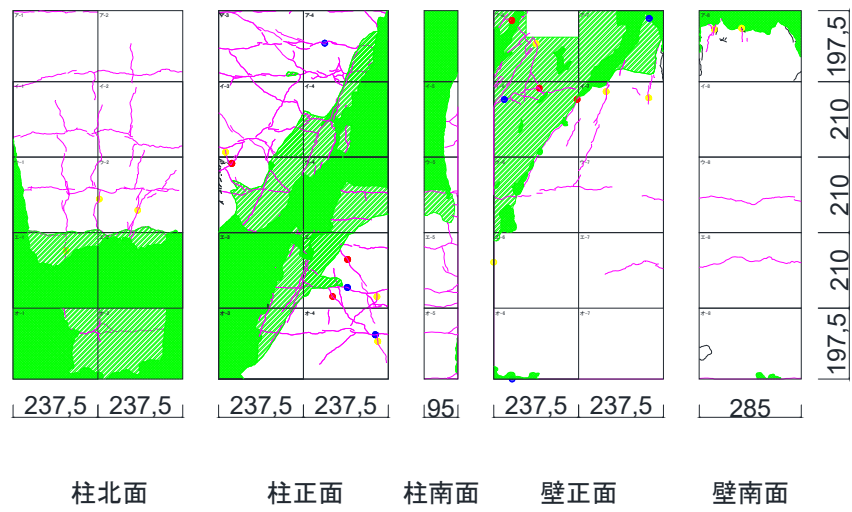


(1) 1/50rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



(m) $-1/50\text{rad}$

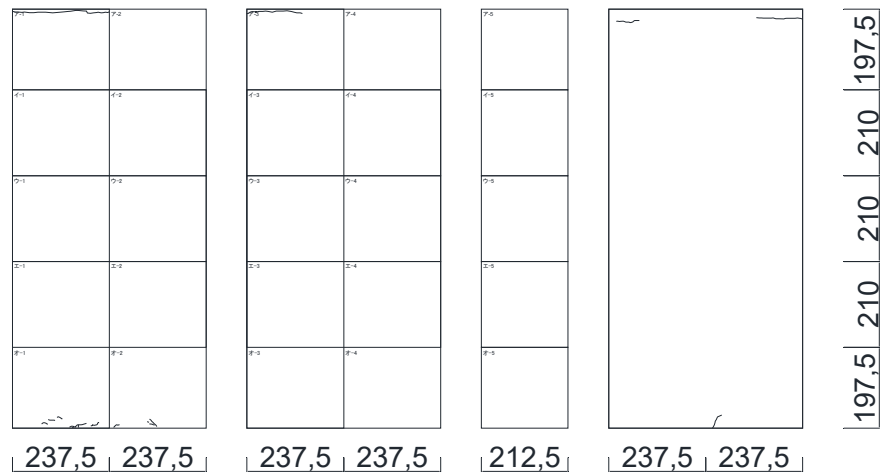


(n) 1/33rad

図 3.3.2-2 C1-RC1 ひび割れ図

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

(3) C1-UFC1

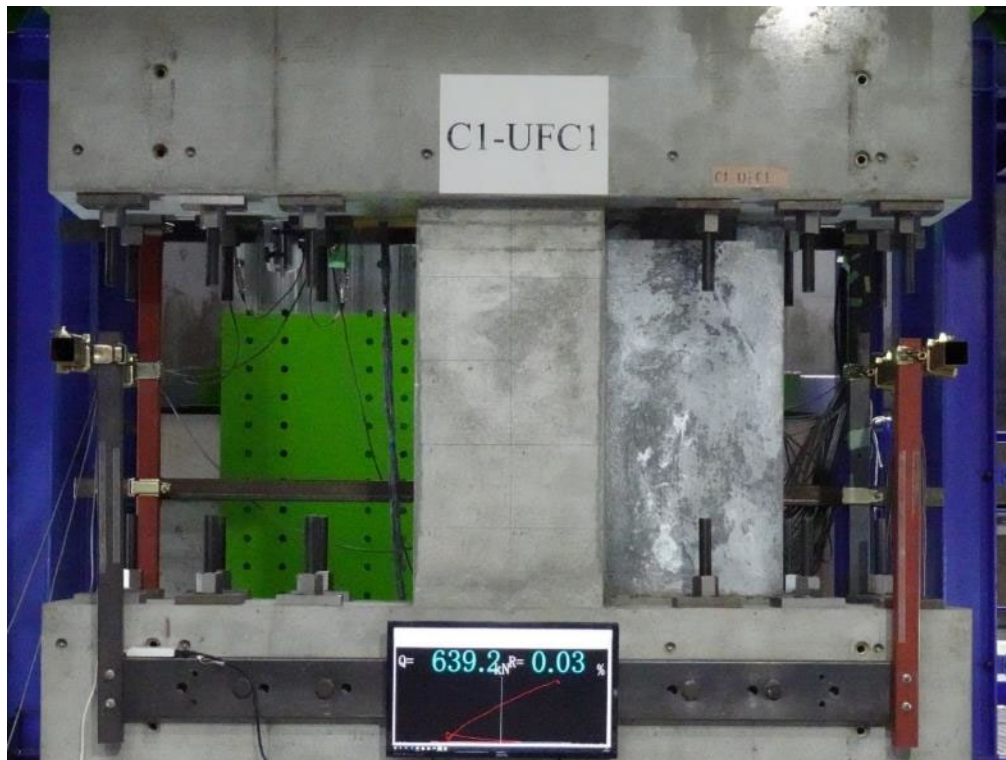


柱北面

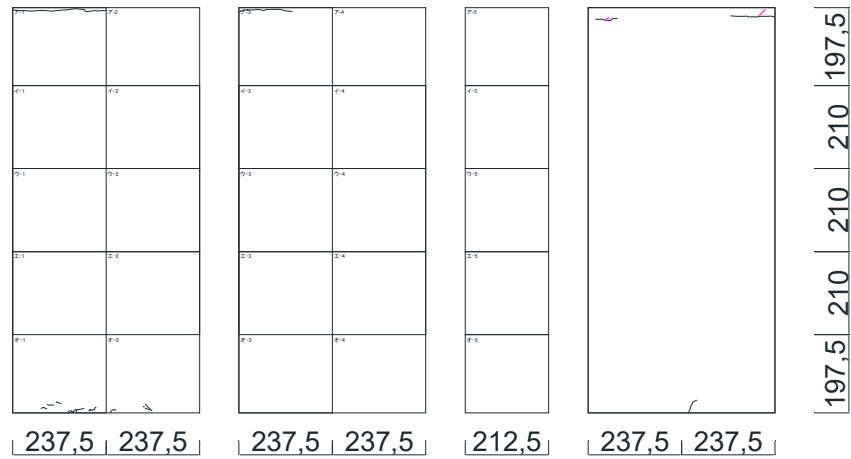
柱正面

柱南面

壁正面



(a) 1/3200rad

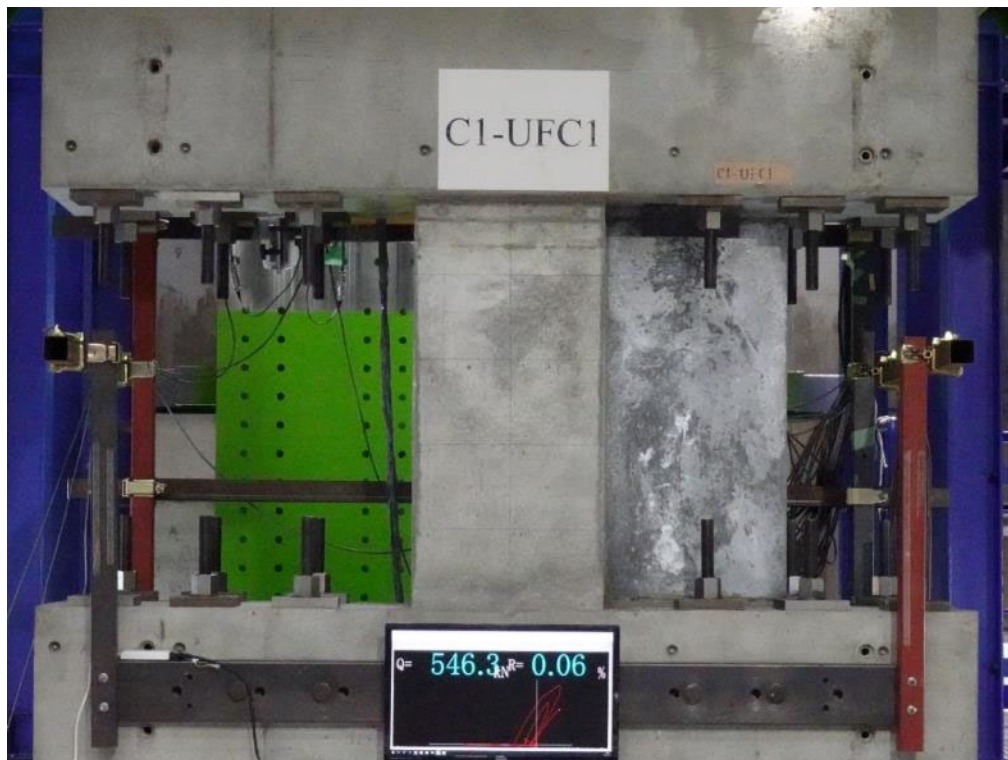


柱北面

柱正面

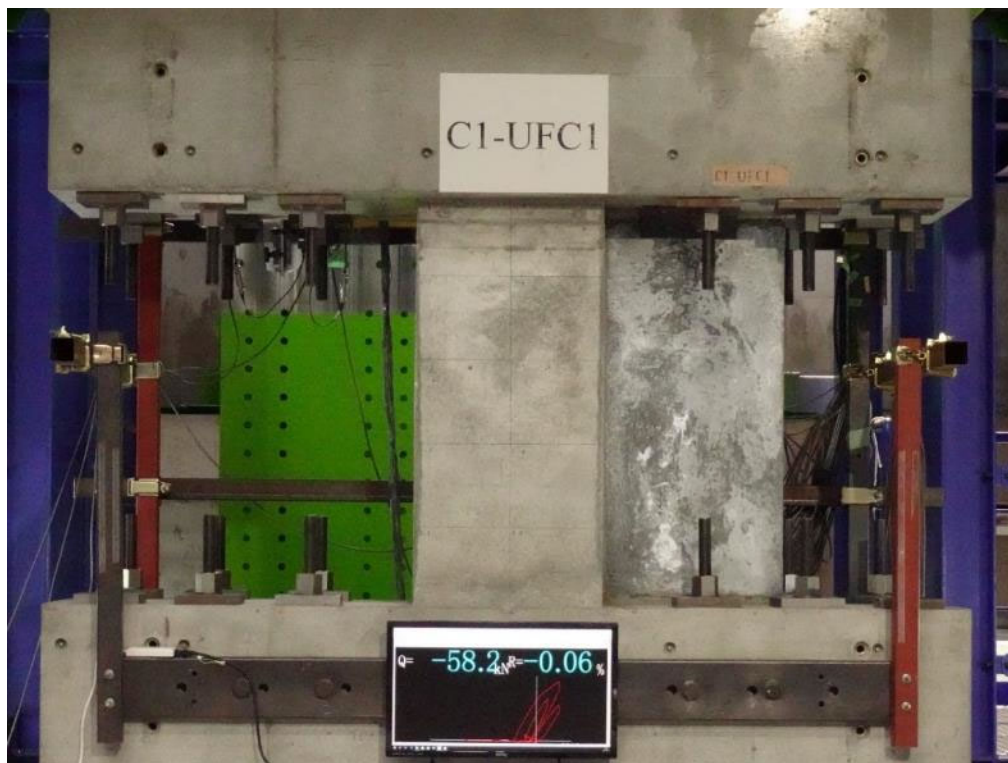
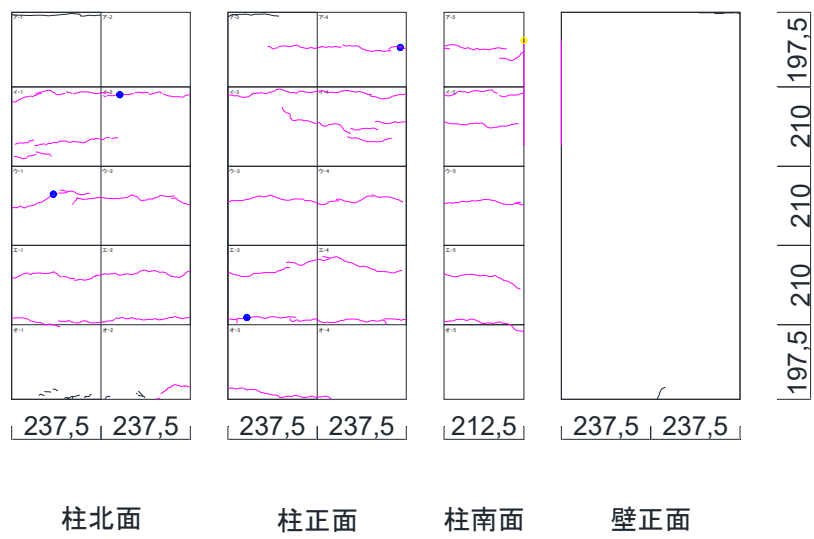
柱南面

壁正面

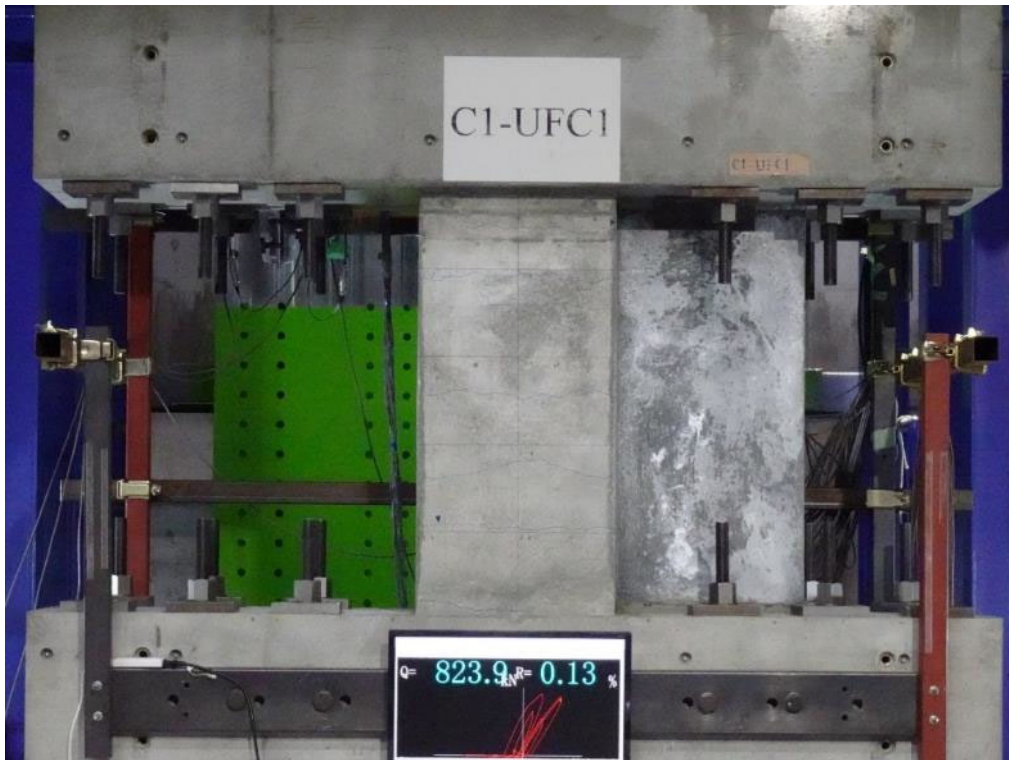
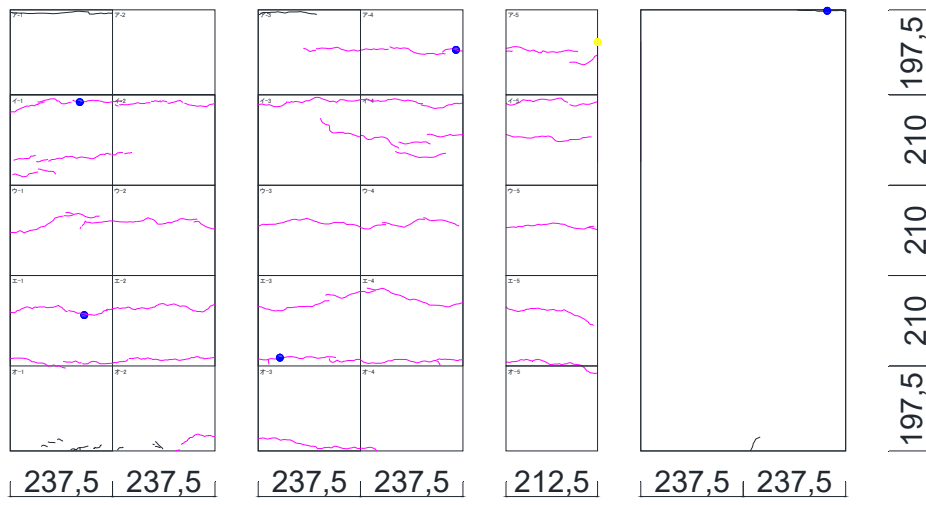


(b) 1/1600rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

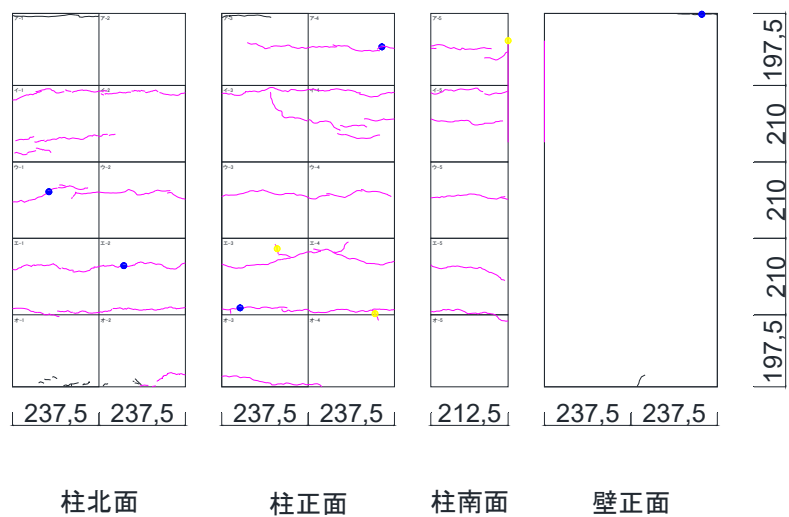


(c) $-1/1600\text{rad}$

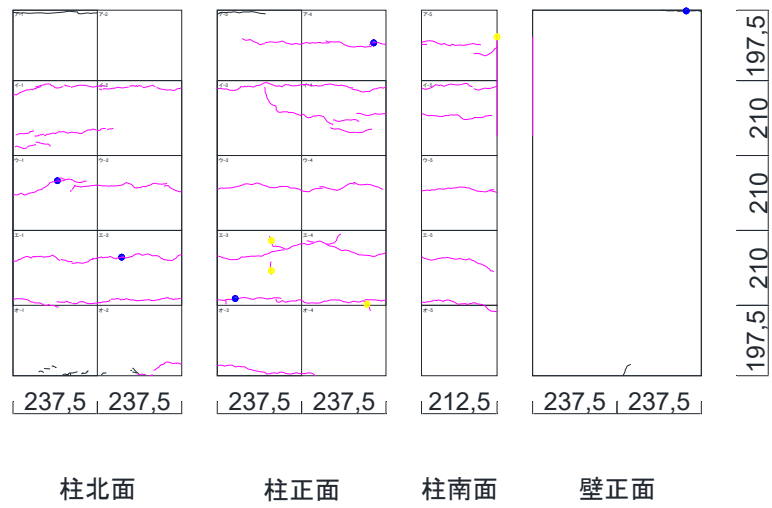


(d) 1/800rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

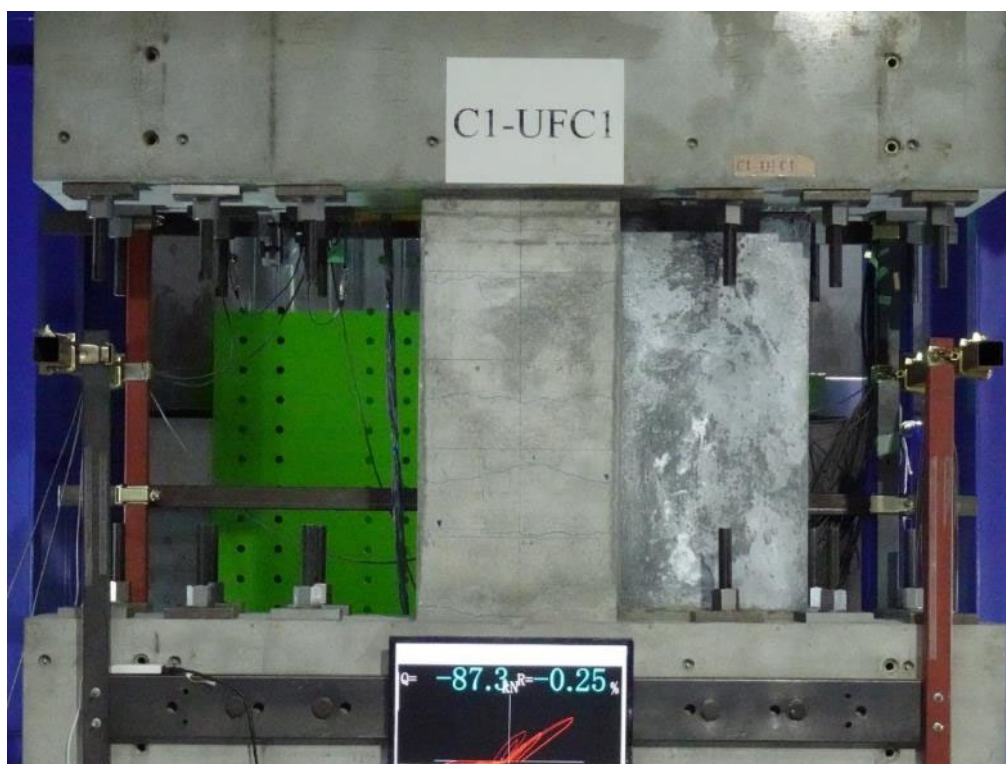
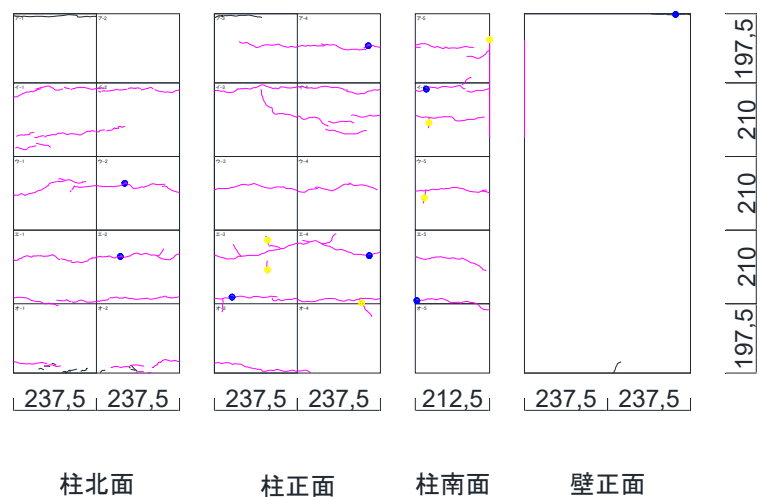


(e) $-1/800\text{rad}$

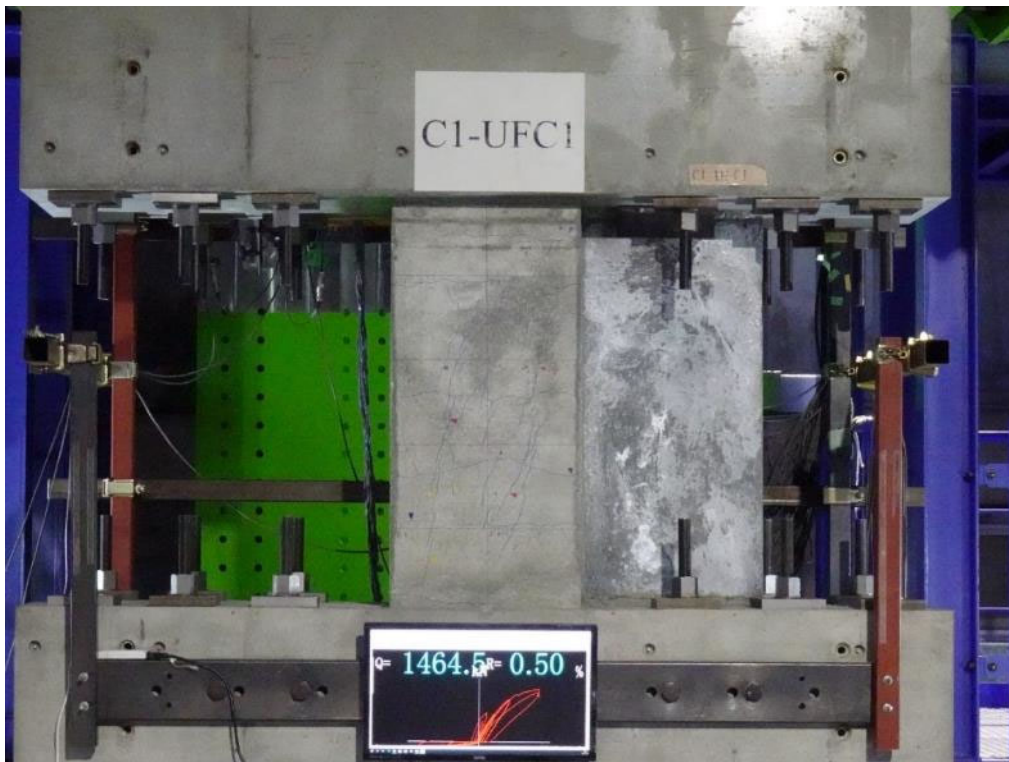
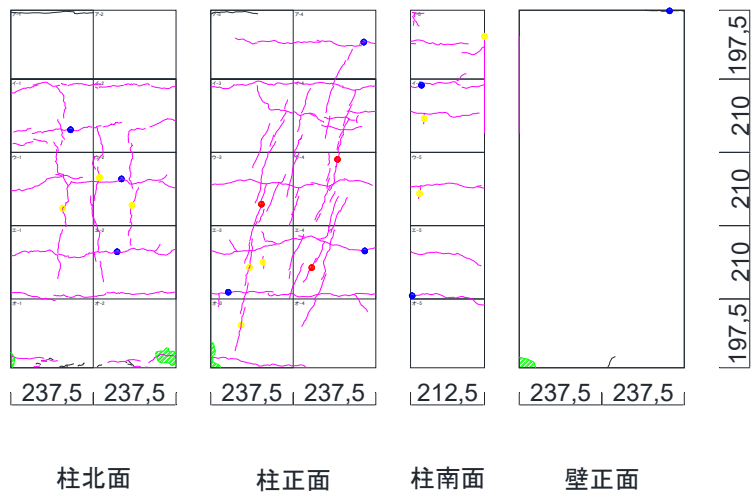


(f) 1/400rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

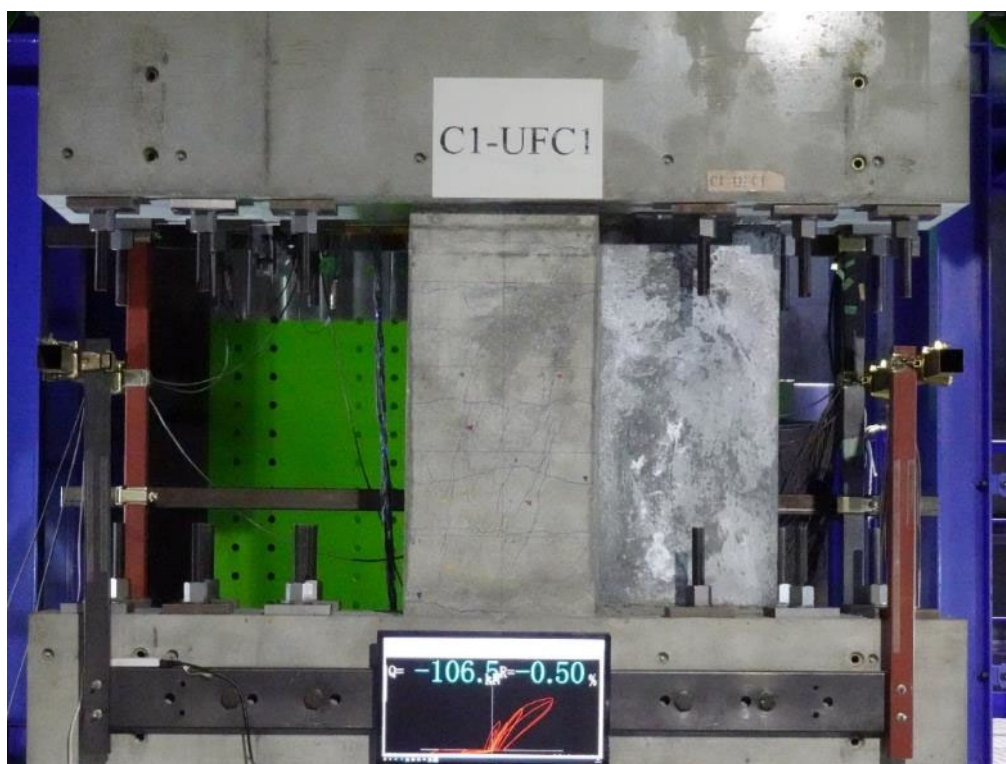
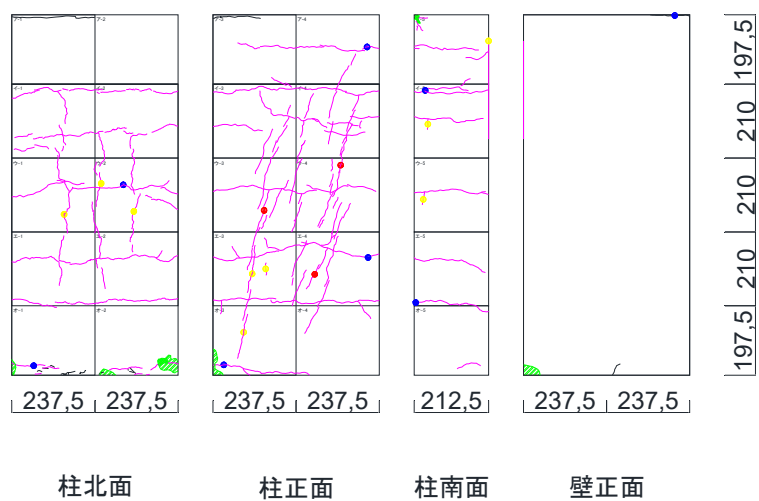


(g) $-1/400\text{rad}$

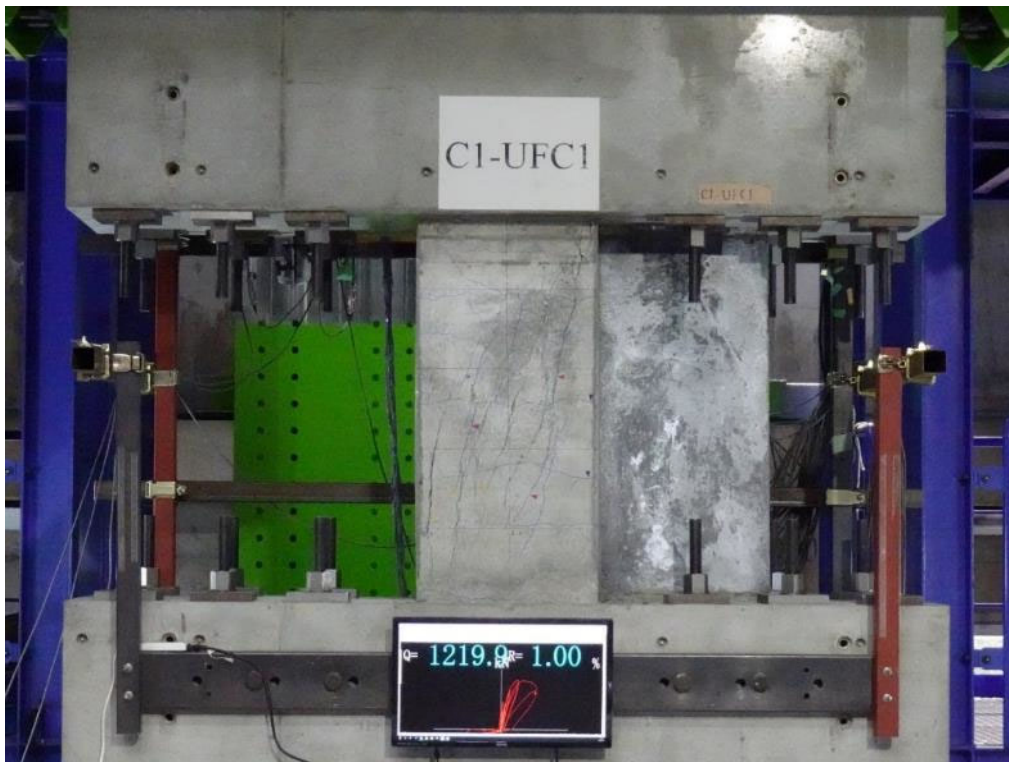
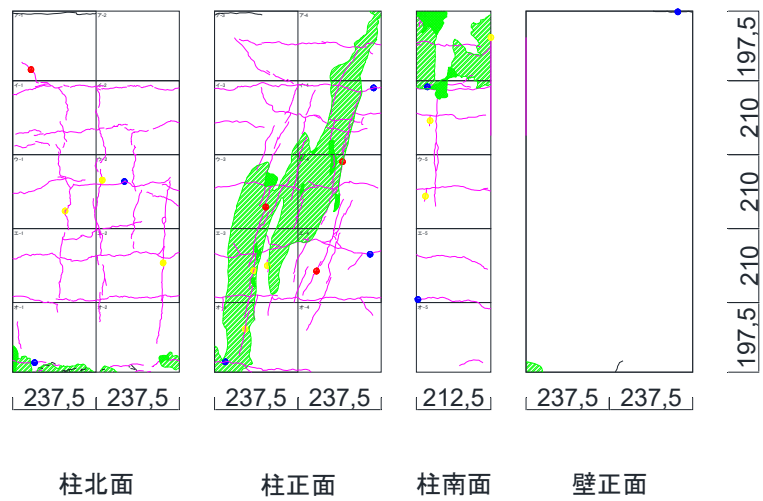


(h) 1/200rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

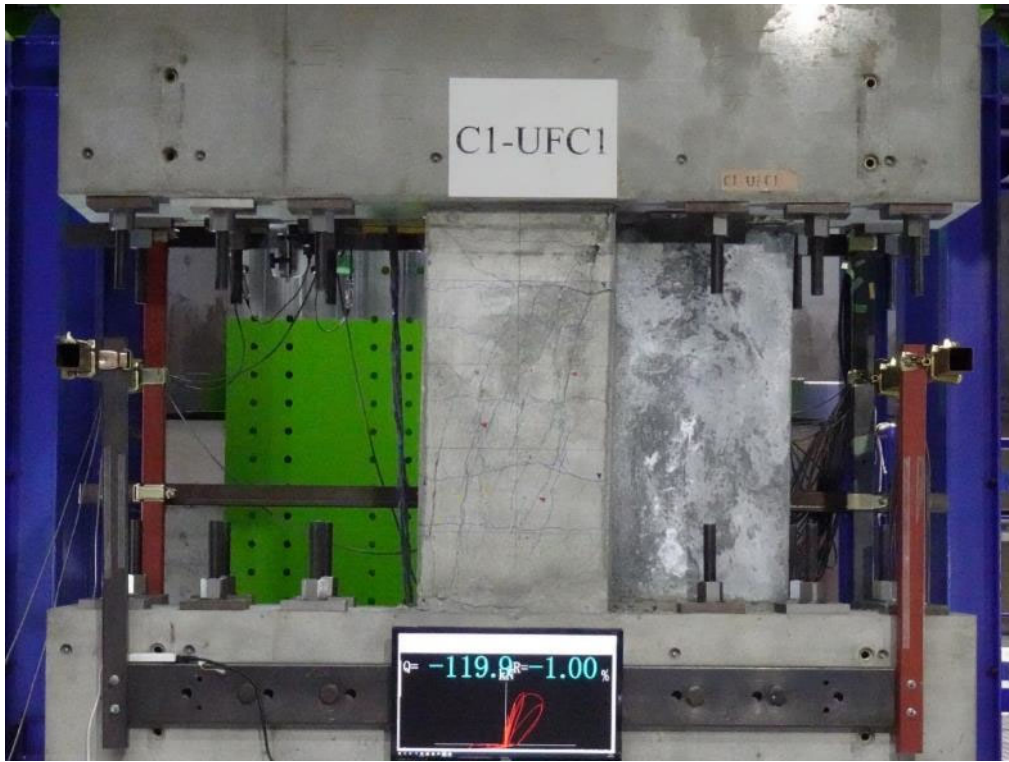
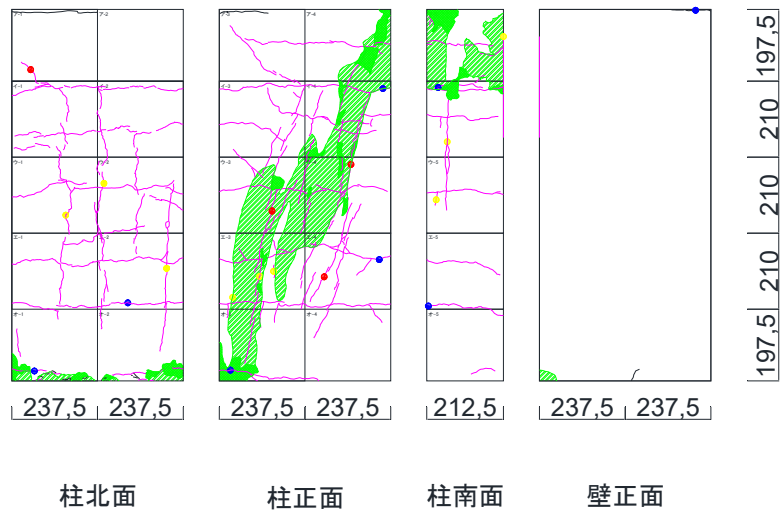


(i) $-1/200\text{rad}$

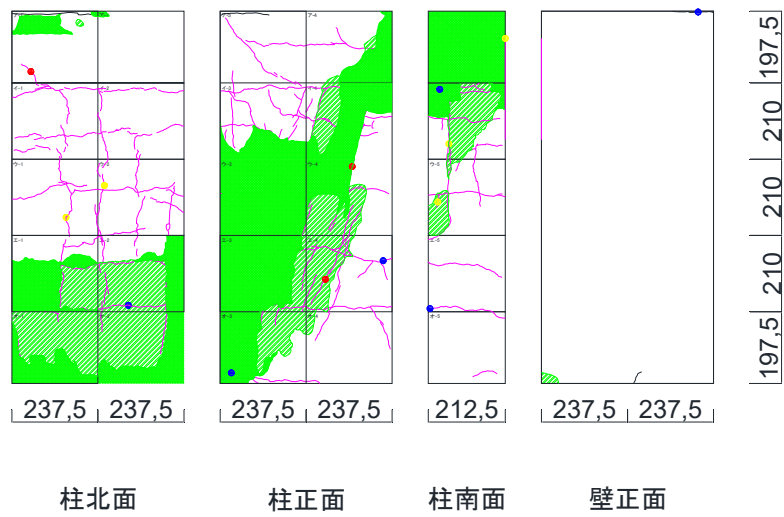


(j) 1/100rad

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



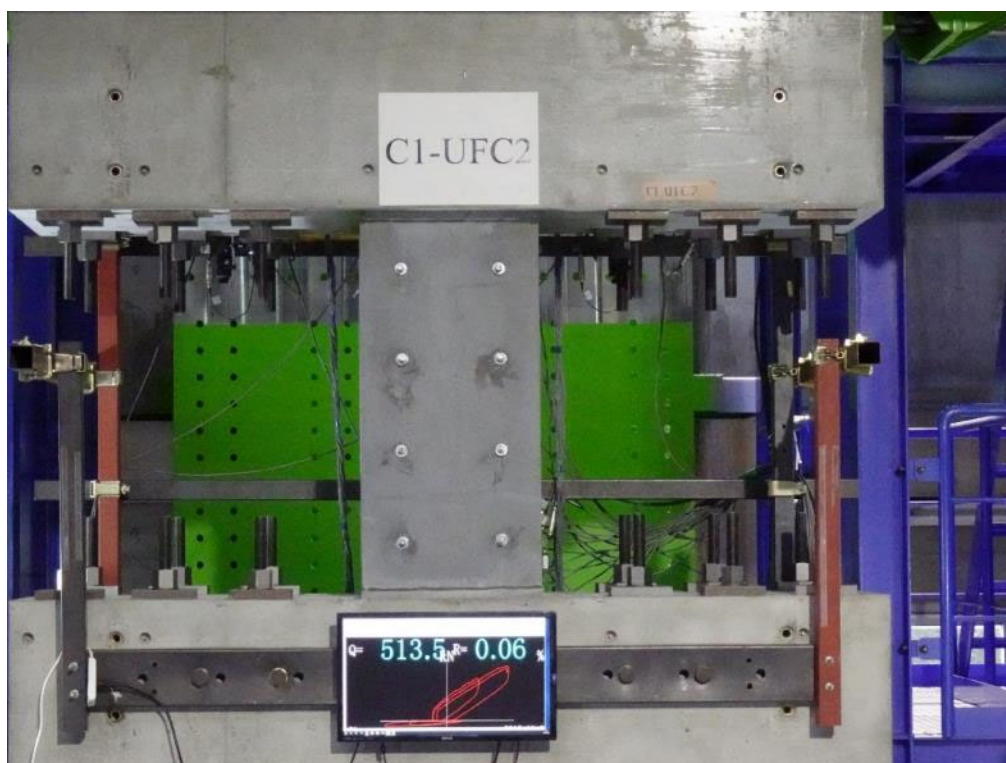
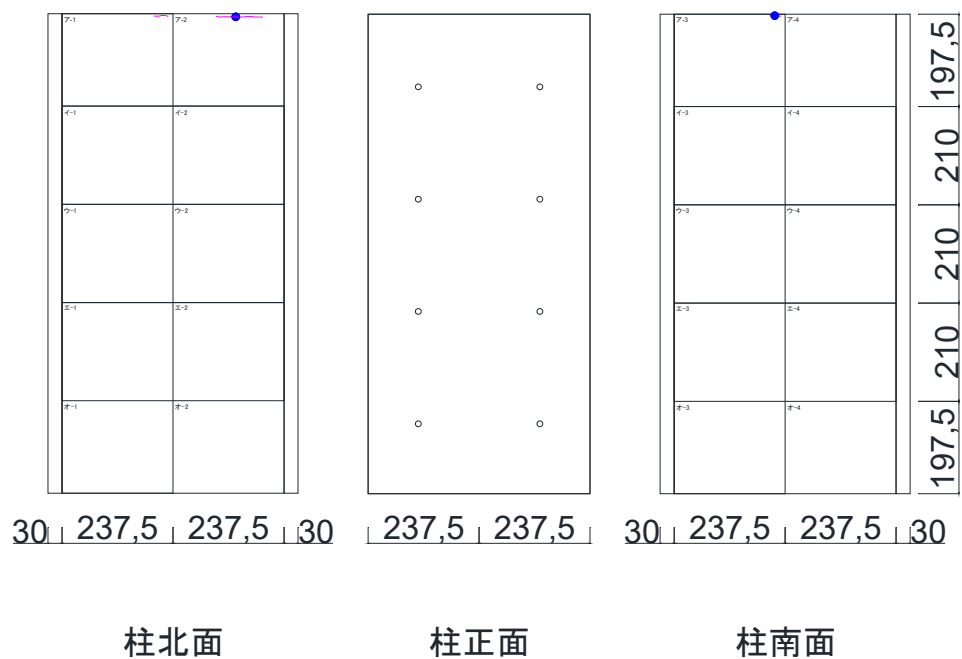
(k) $-1/100\text{rad}$



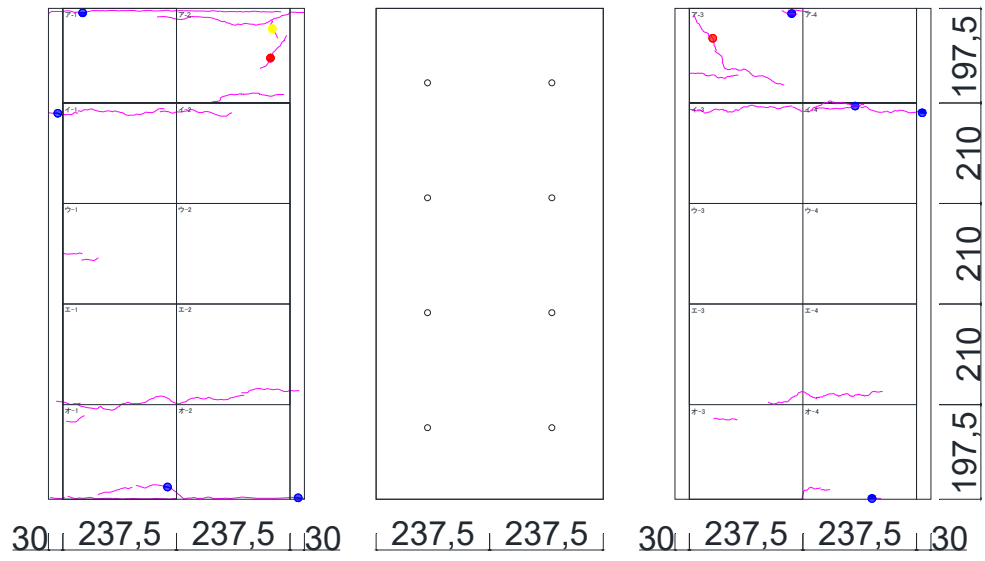
(1) 1/50rad

図 3.3.2-3 C1-UFC1 ひび割れ図

(4) C1-UFC2



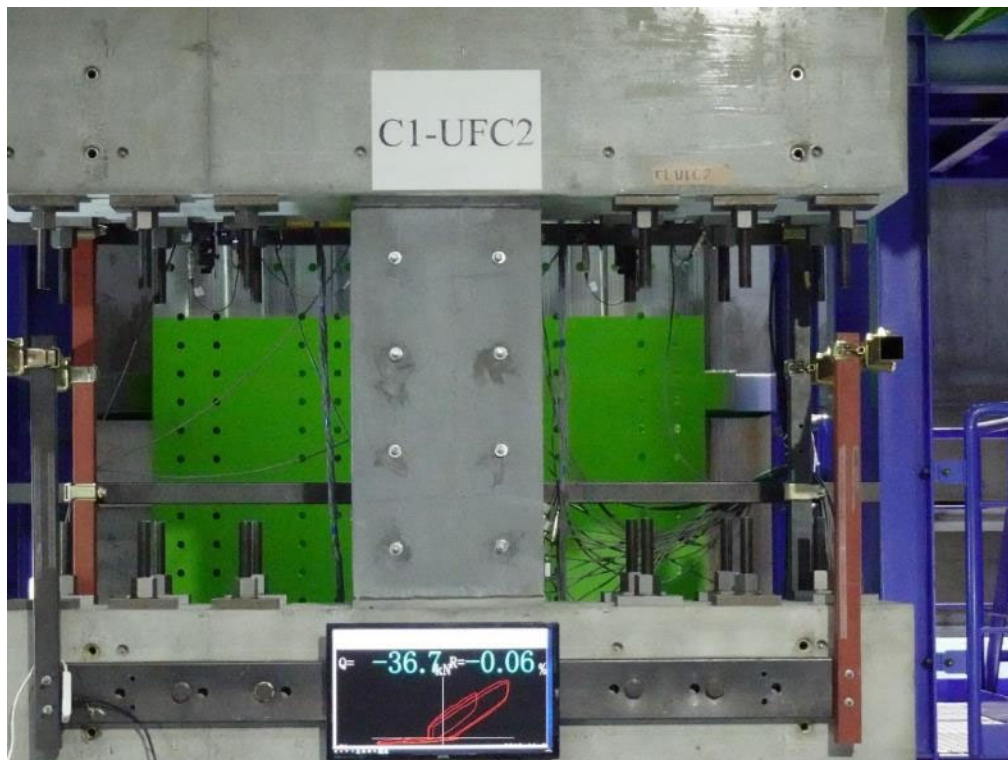
(a) 1/3200rad



柱北面

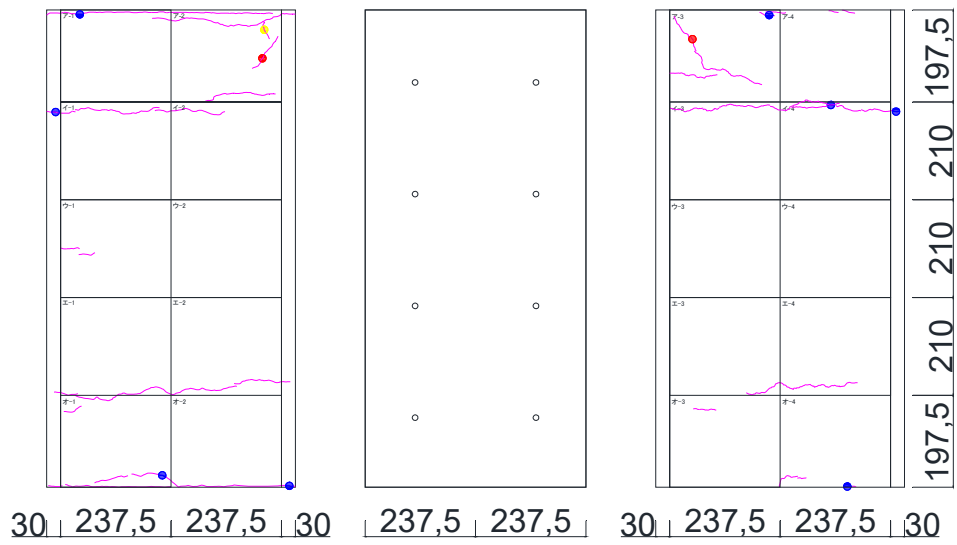
柱正面

柱南面



(b) $-1/1600\text{rad}$

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



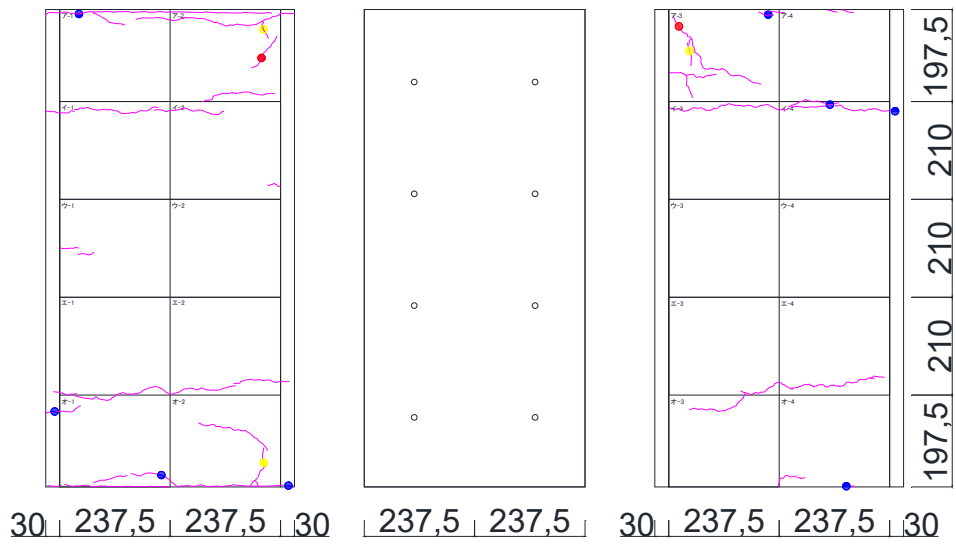
柱北面

柱正面

柱南面



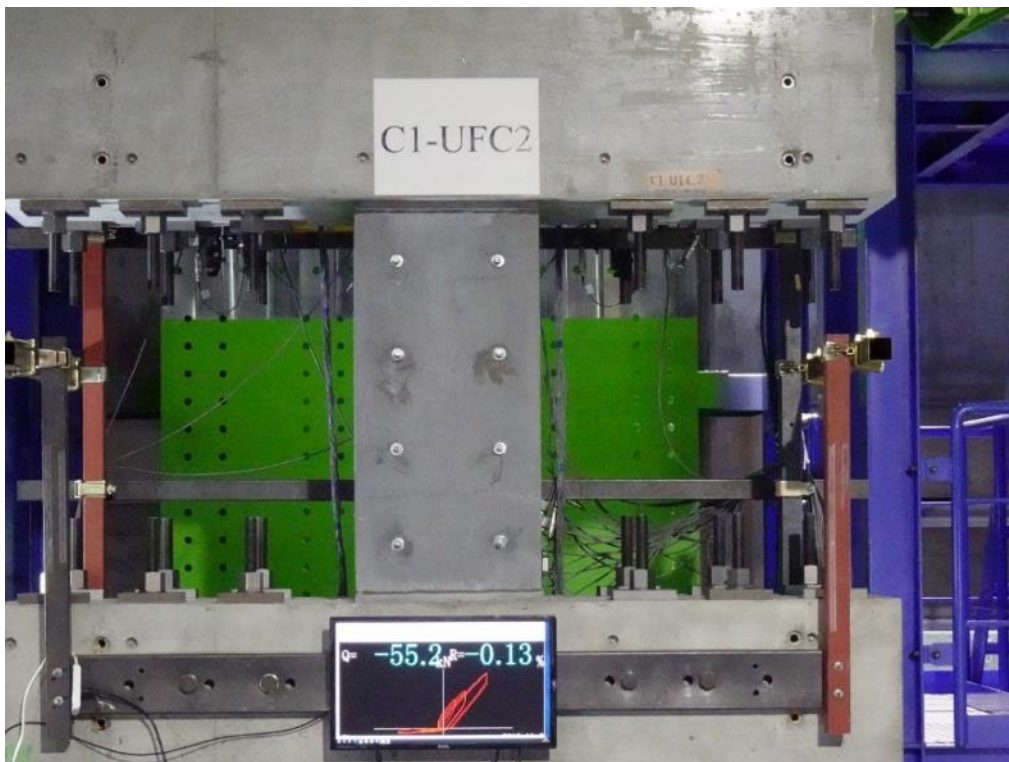
(c) 1/800rad



柱北面

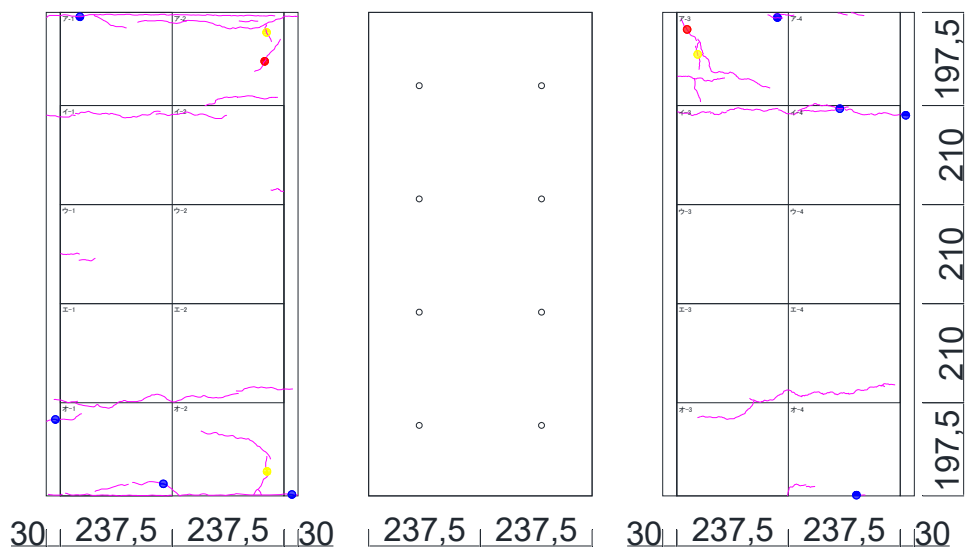
柱正面

柱南面



(d) $-1/800\text{rad}$

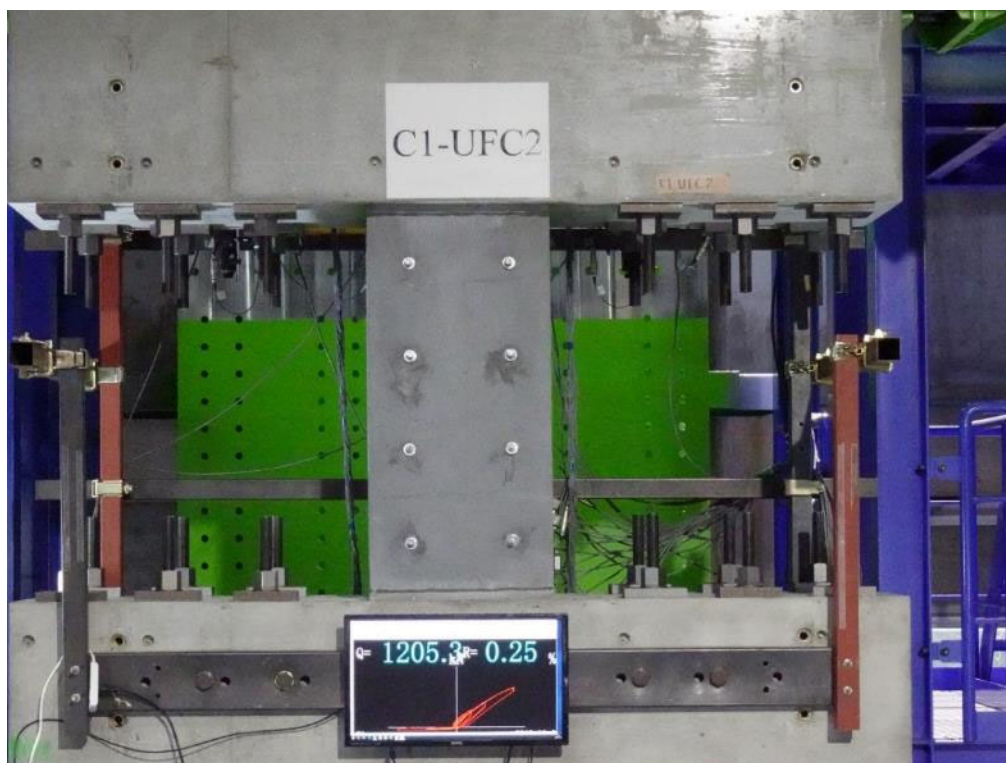
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



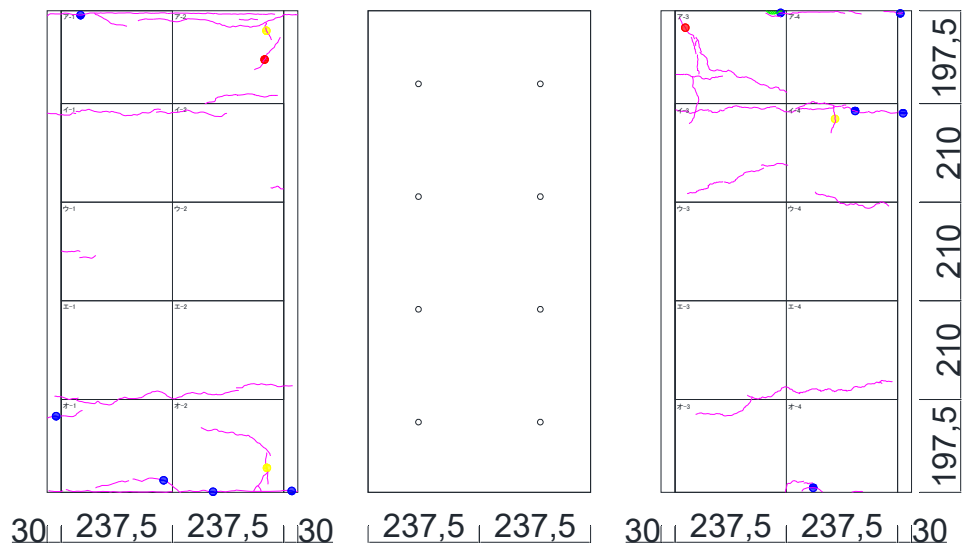
柱北面

柱正面

柱南面



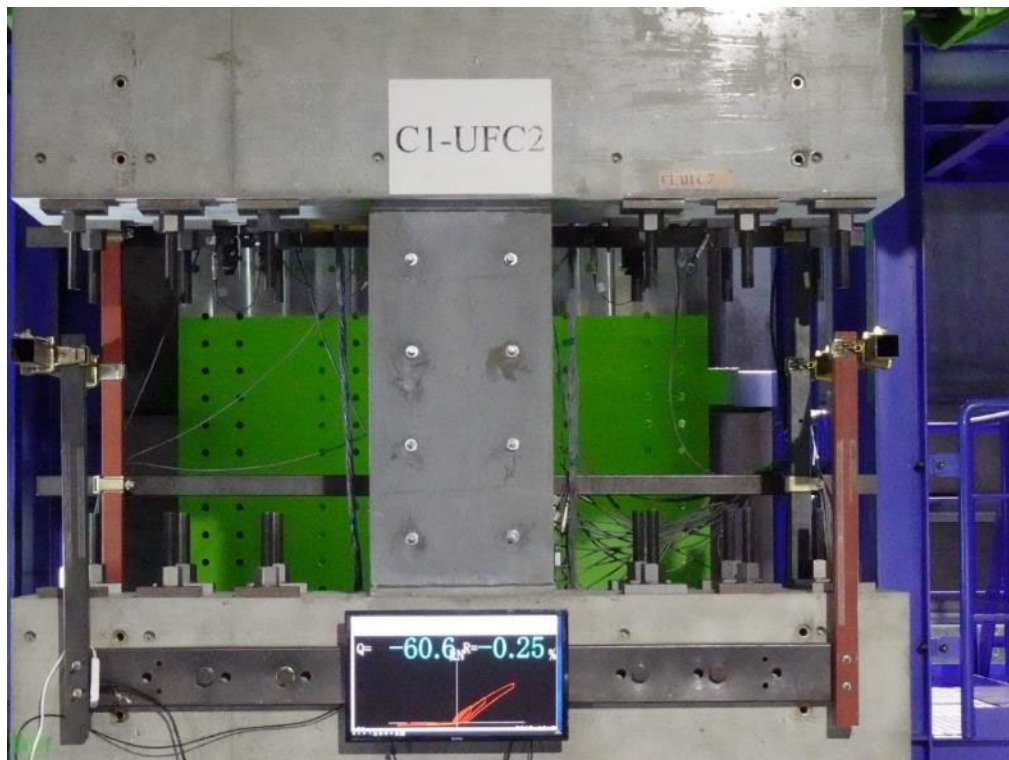
(e) 1/400rad



柱北面

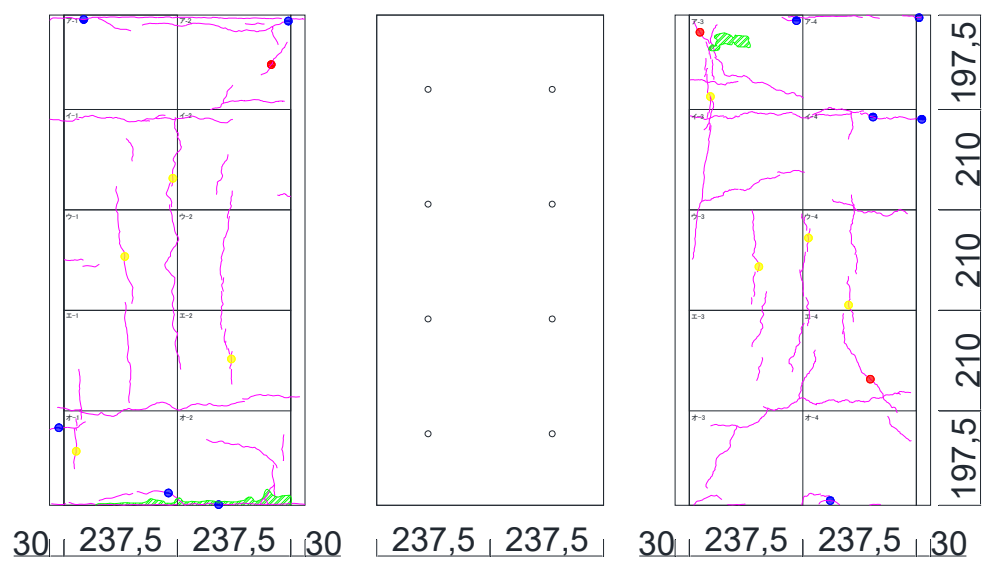
柱正面

柱南面



(f) $-1/400\text{rad}$

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



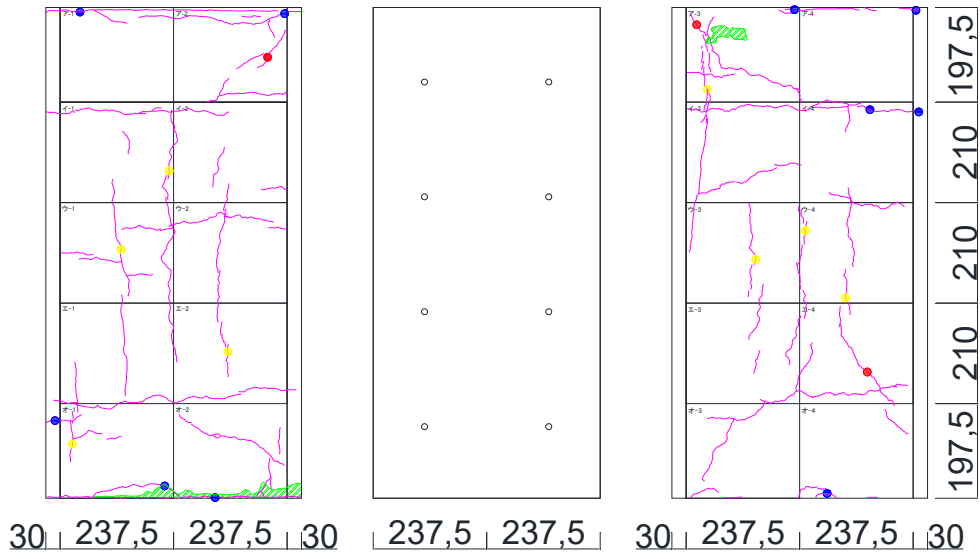
柱北面

柱正面

柱南面



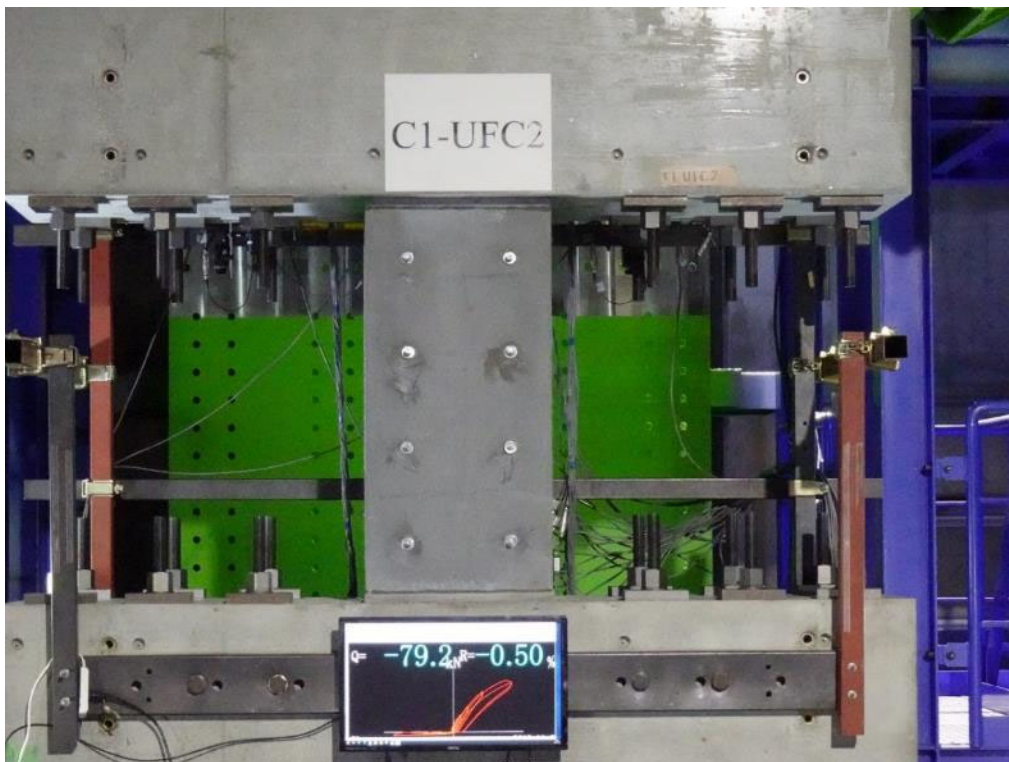
(g) 1/200rad



柱北面

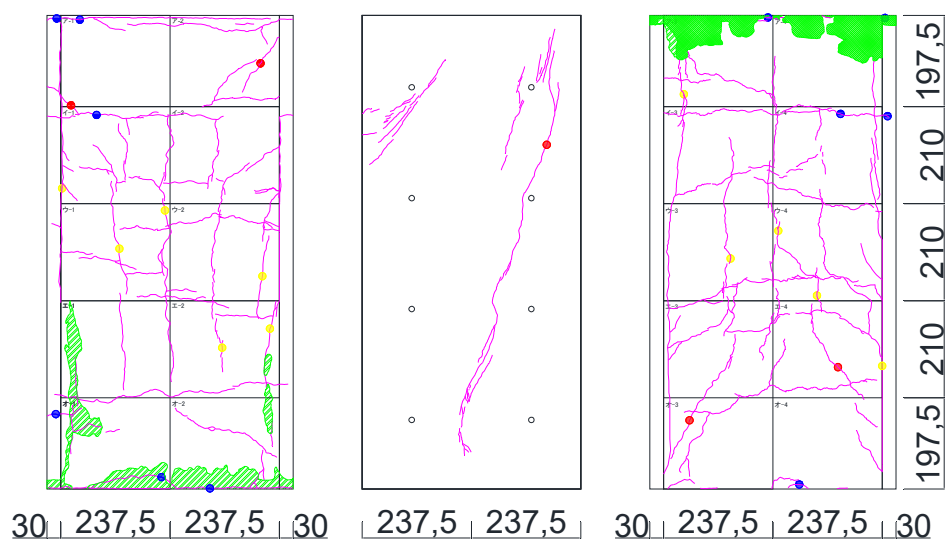
柱正面

柱南面



(h) $-1/200\text{rad}$

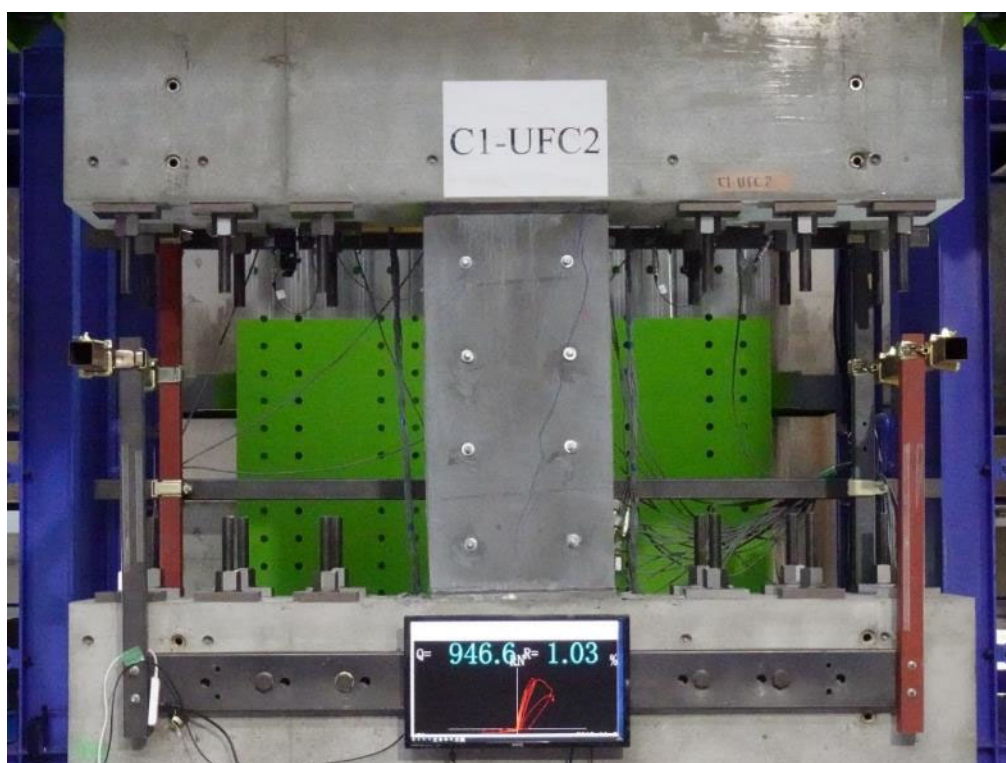
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



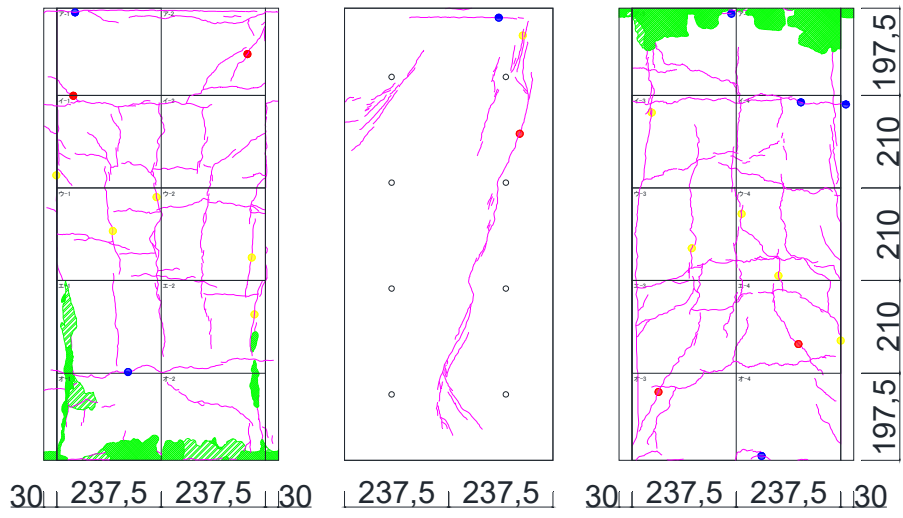
柱北面

柱正面

柱南面



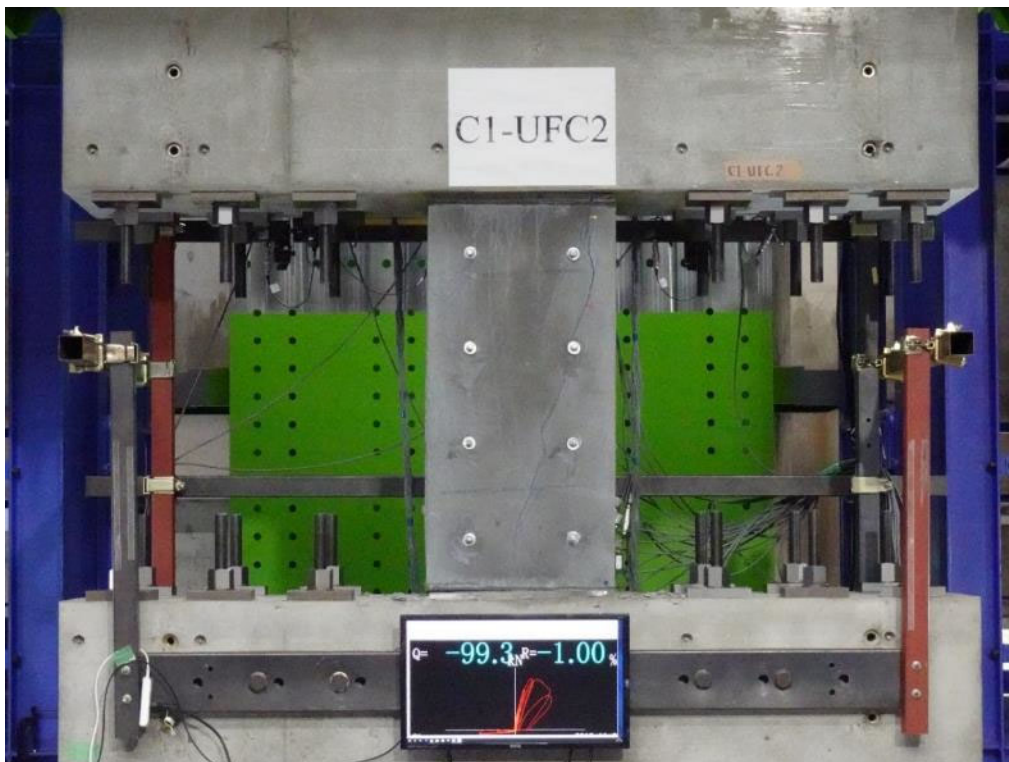
(i) 1/100rad



柱北面

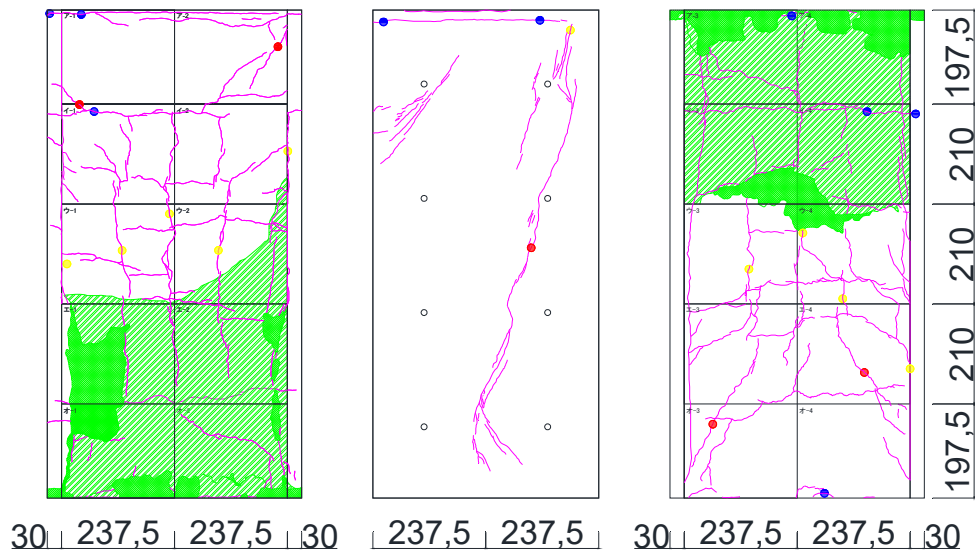
柱正面

柱南面



(j) $-1/100\text{rad}$

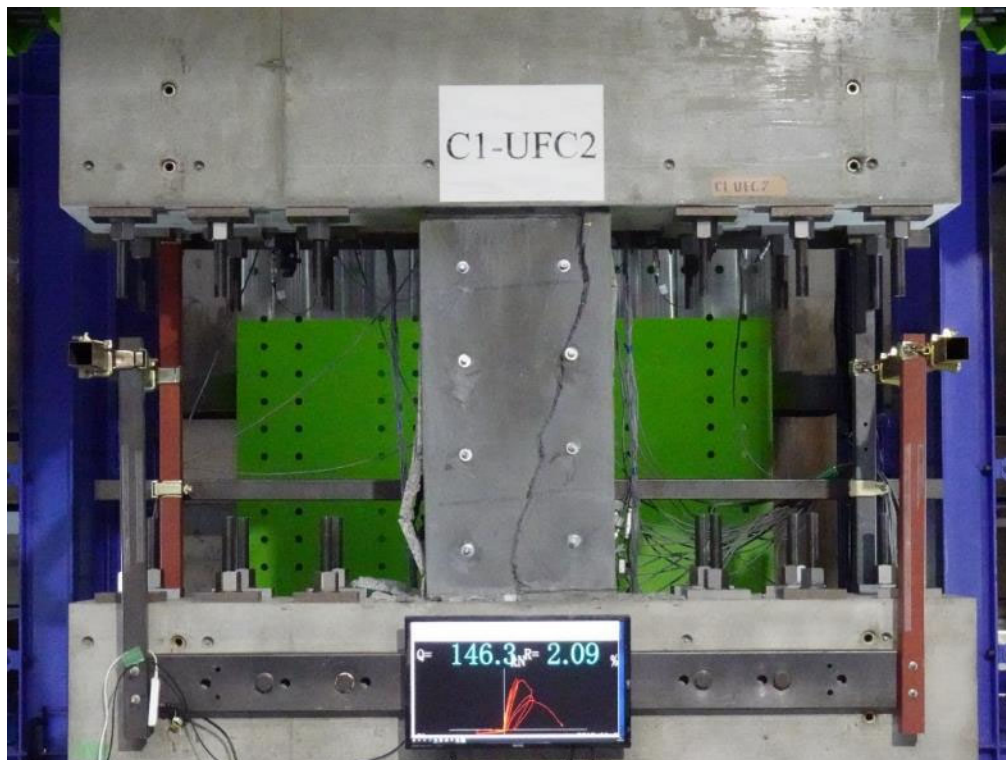
第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験



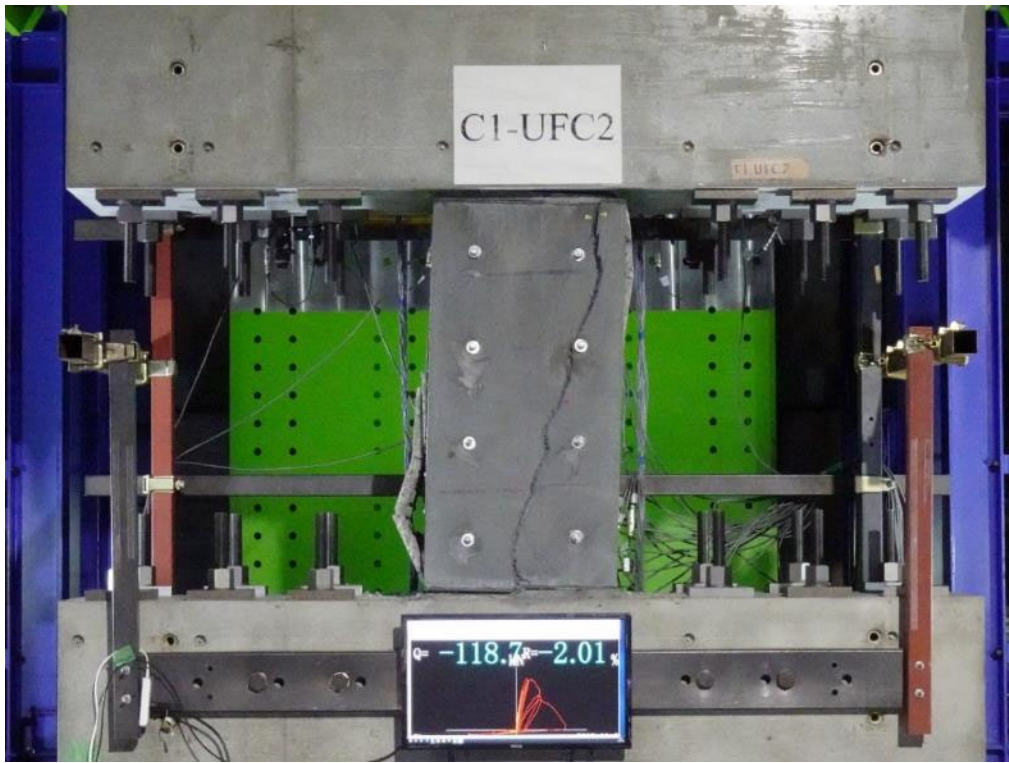
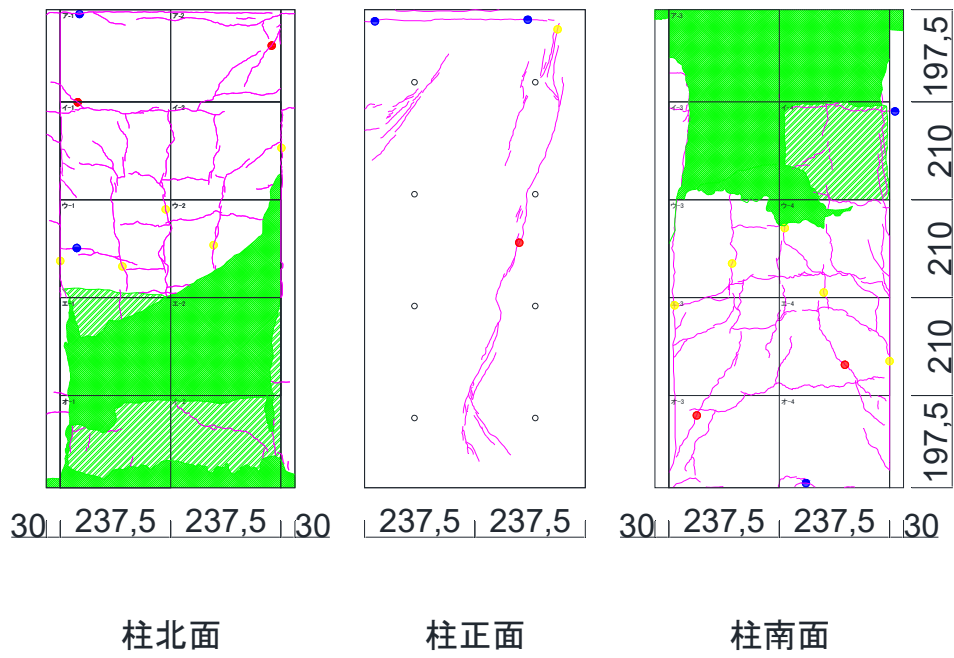
柱北面

柱正面

柱南面



(k) 1/50rad



(I) $-1/50\text{rad}$

図 3.3.2-4 C1-RC2 ひび割れ図

(5) C1-R

・軸力入力時

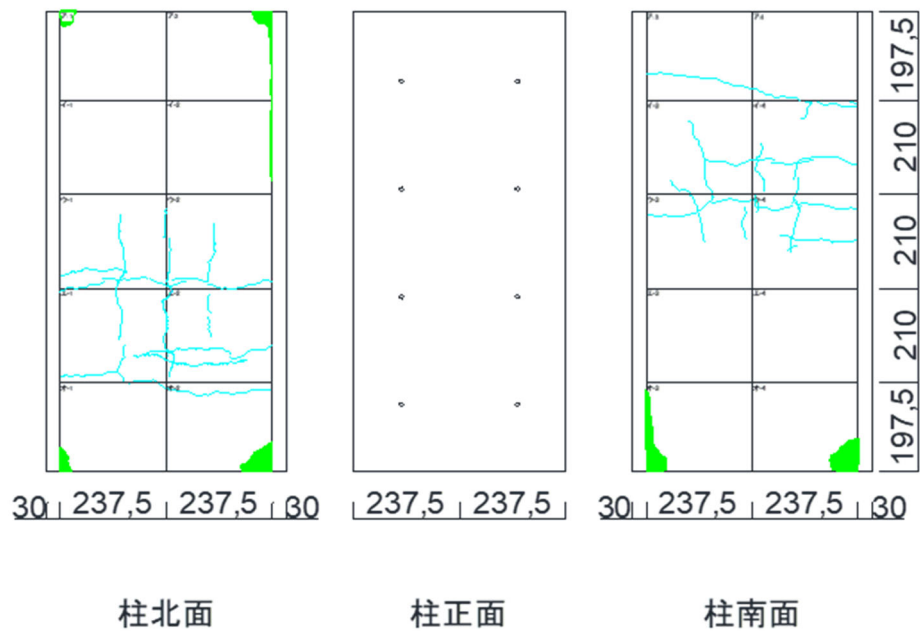


図 3.3.2-5 ひび割れ図



図 3.3.2-6 全景写真

・変形角：-0.08%

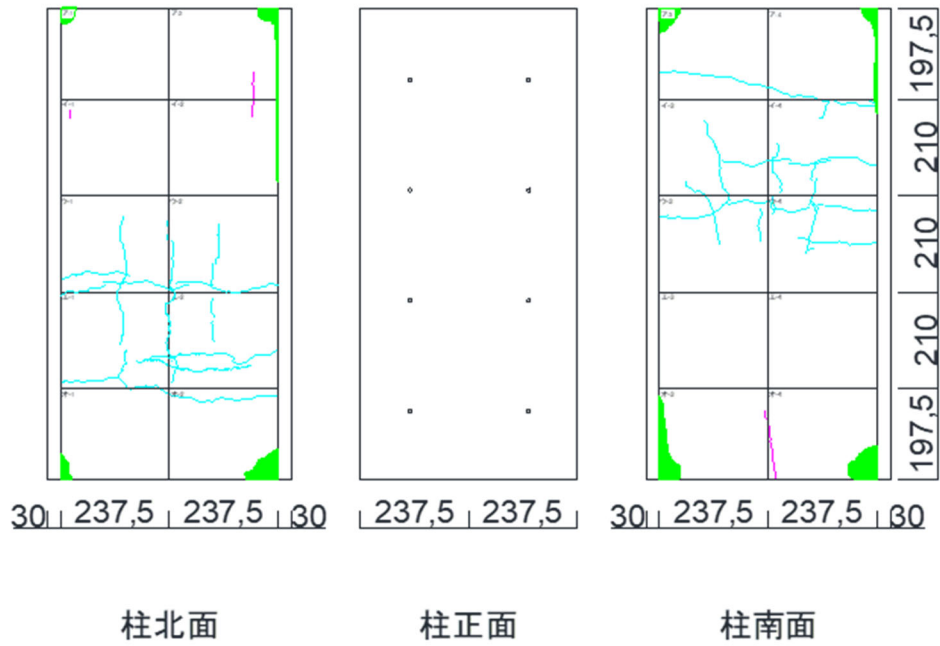


図 3.3.2-7 ひび割れ図

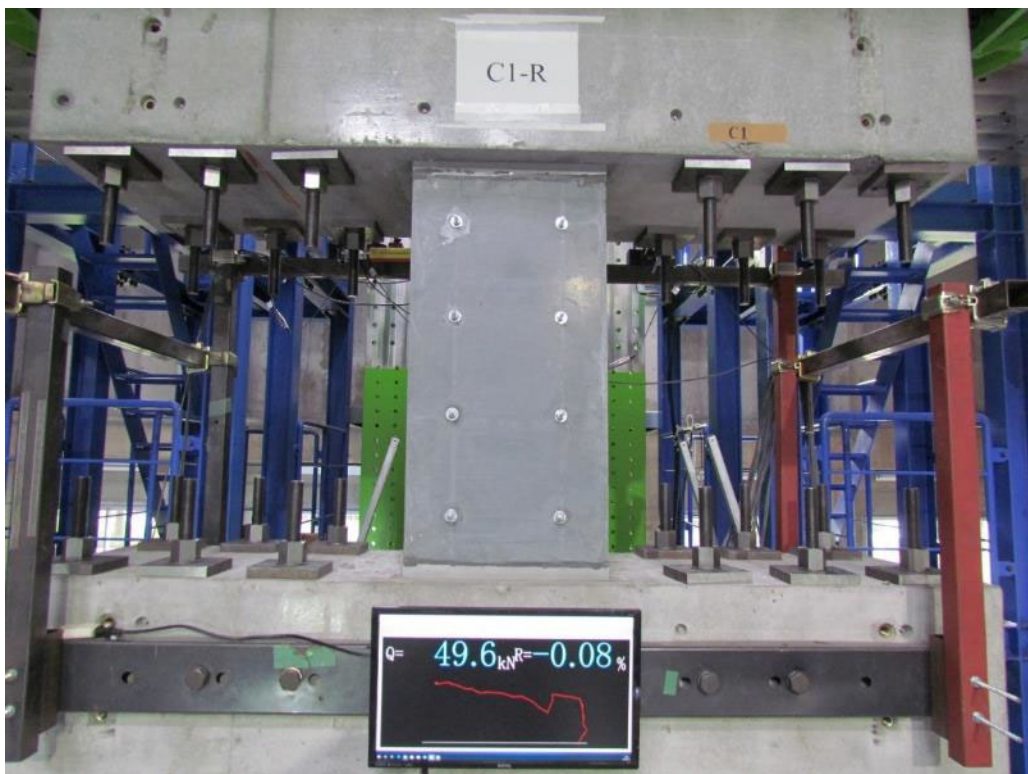


図 3.3.2-8 全景写真

・変形角：+0.06%

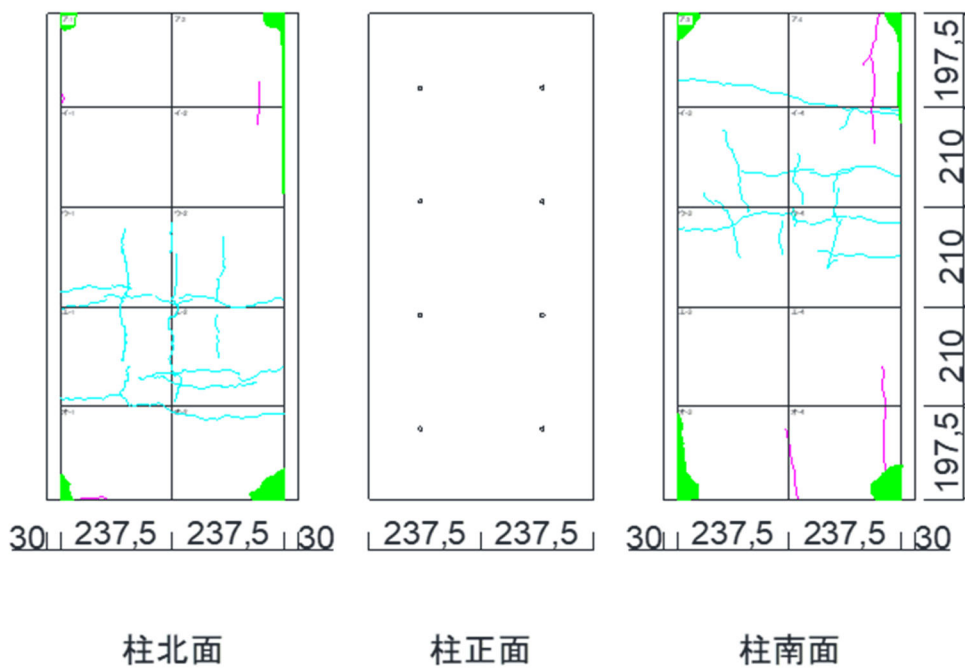


図 3.3.2-9 ひび割れ図

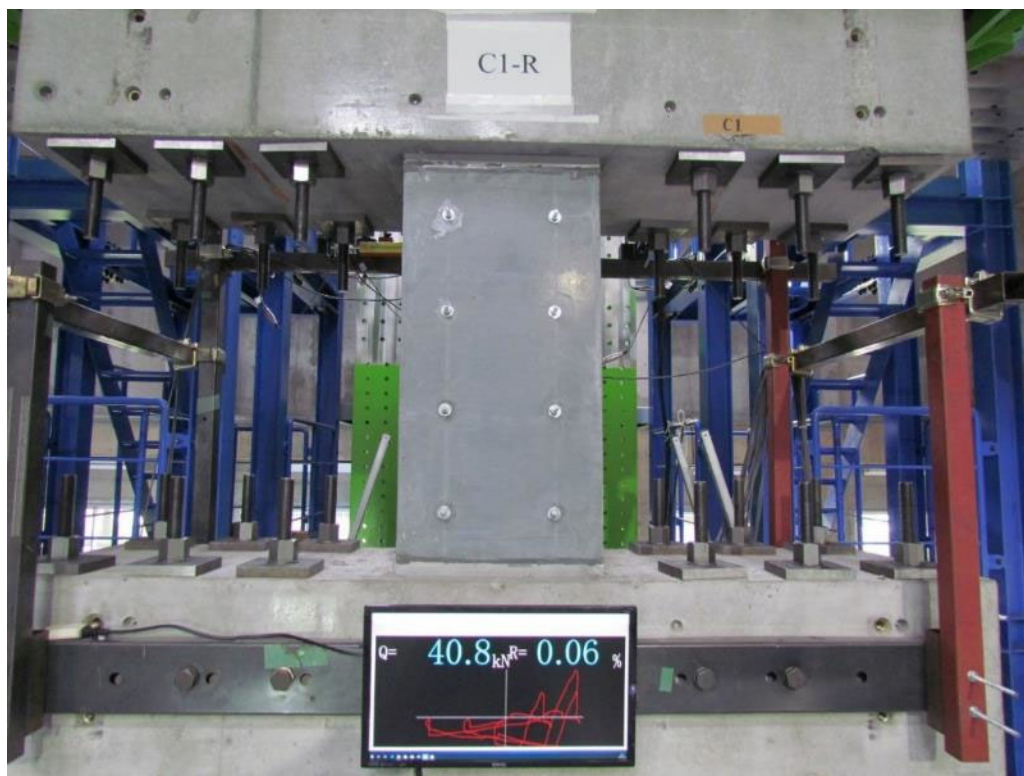


図 3.3.2-10 全景写真

・変形角：-0.06%

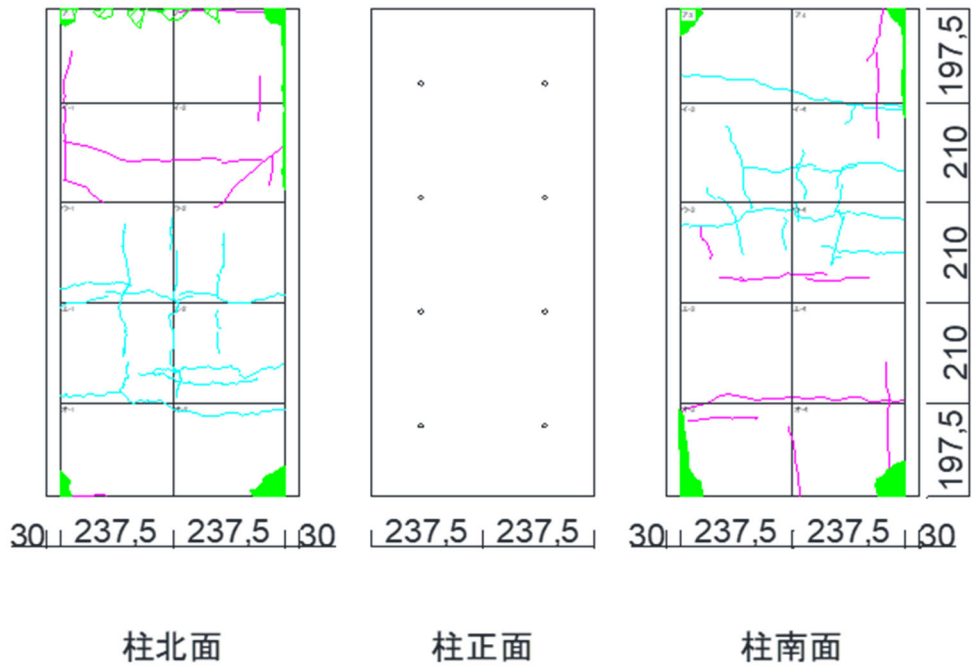


図 3.3.2-11 ひび割れ図

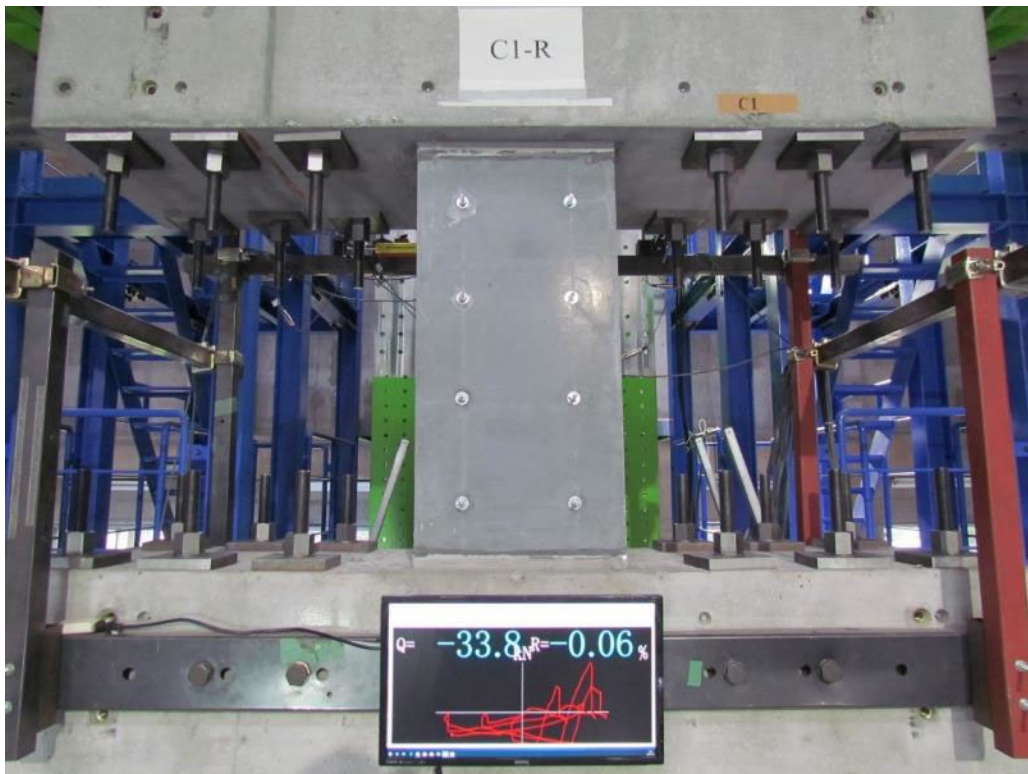


図 3.3.2-12 全景写真

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

・変形角：+0.13%

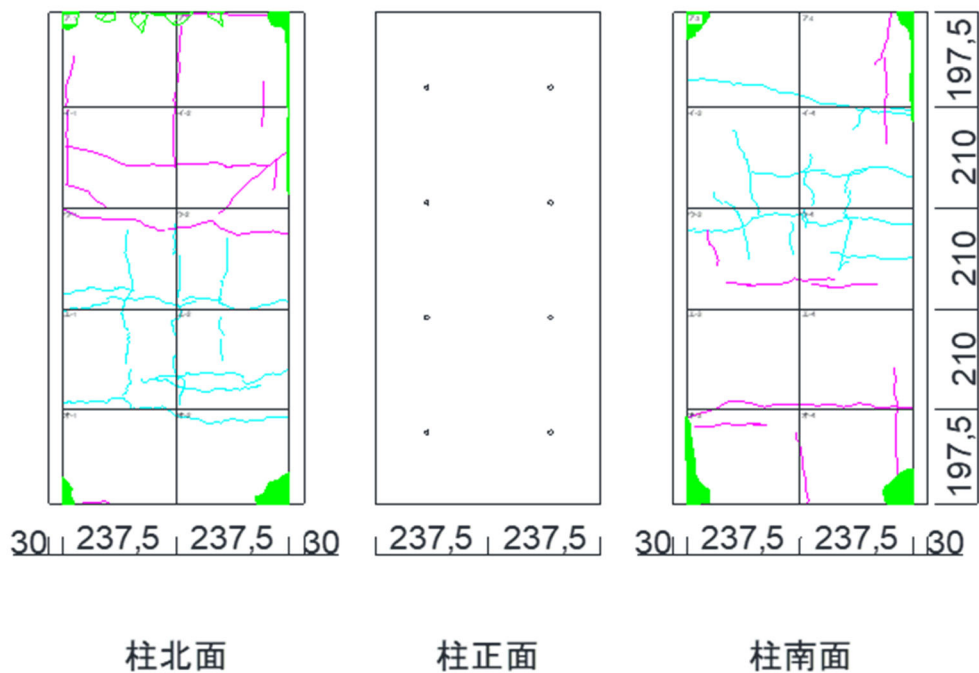


図 3.3.2-13 ひび割れ図

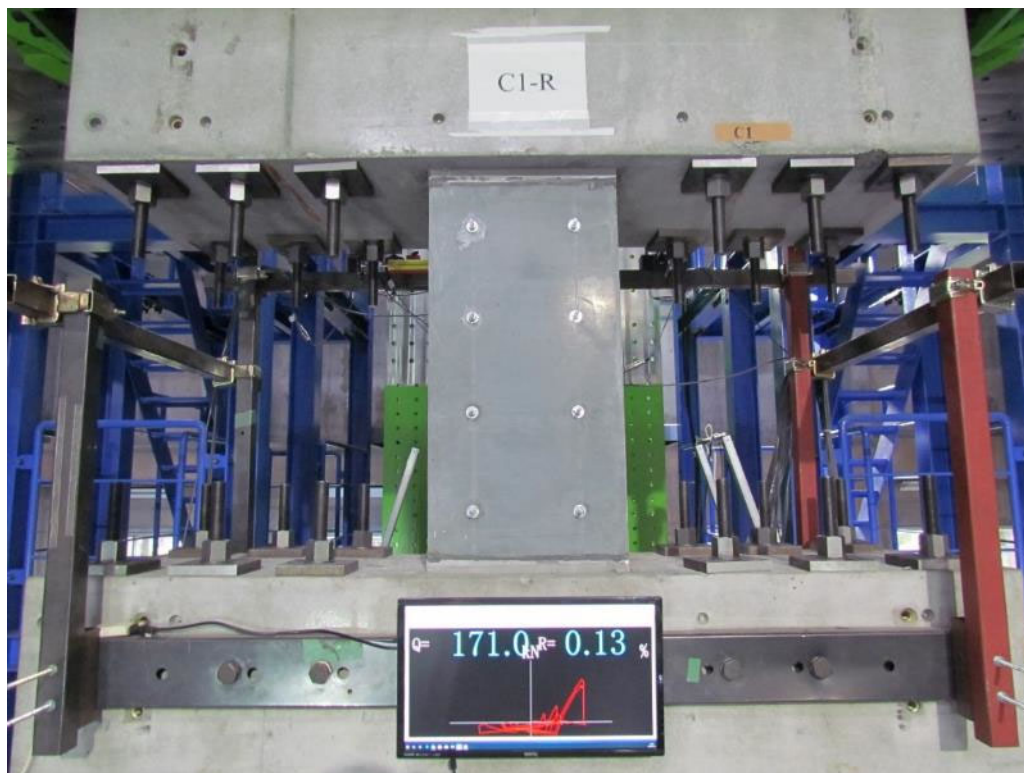


図 3.3.2-14 全景写真

・変形角：-0.13%

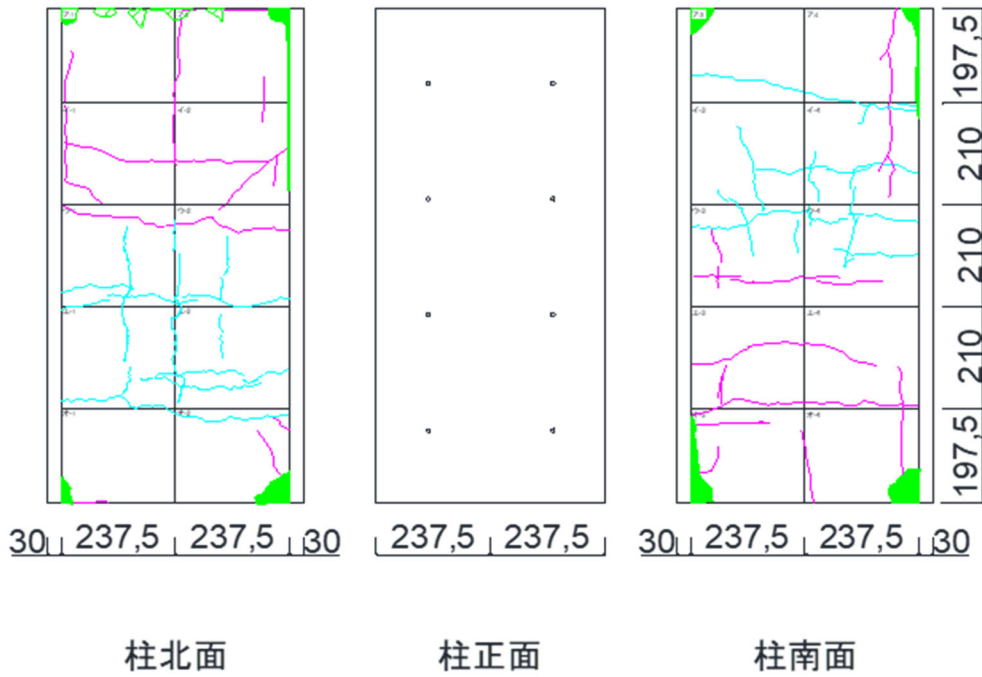


図 3.3.2-15 ひび割れ図

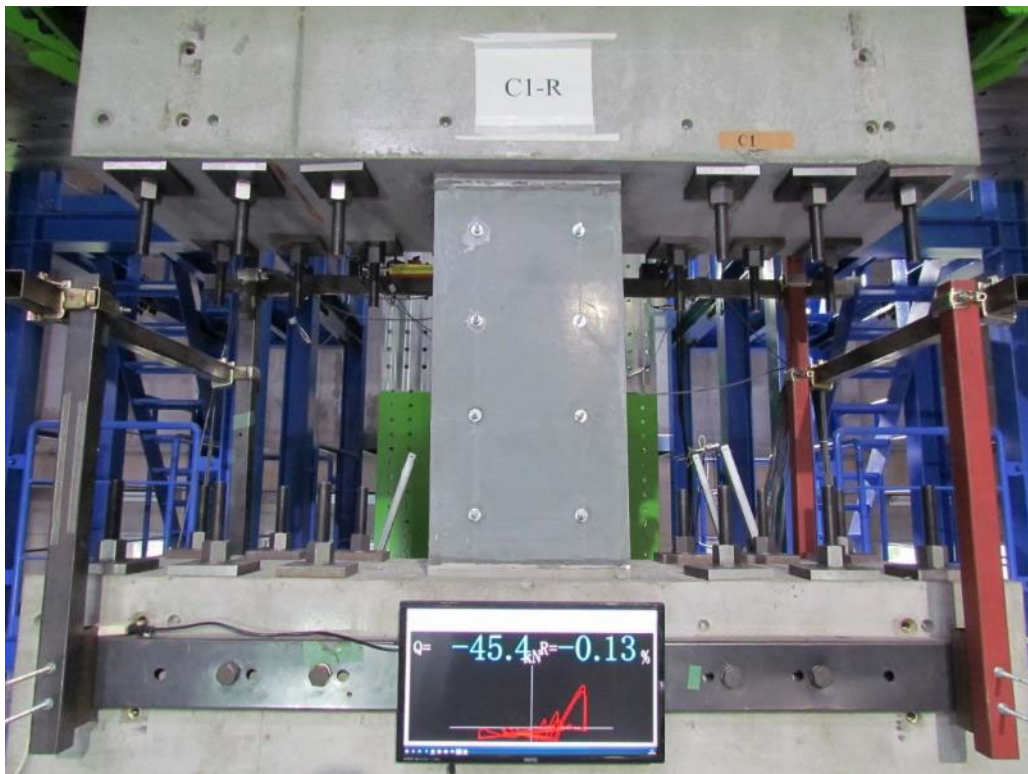


図 3.3.2-16 全景写真

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

・変形角：+0.25%

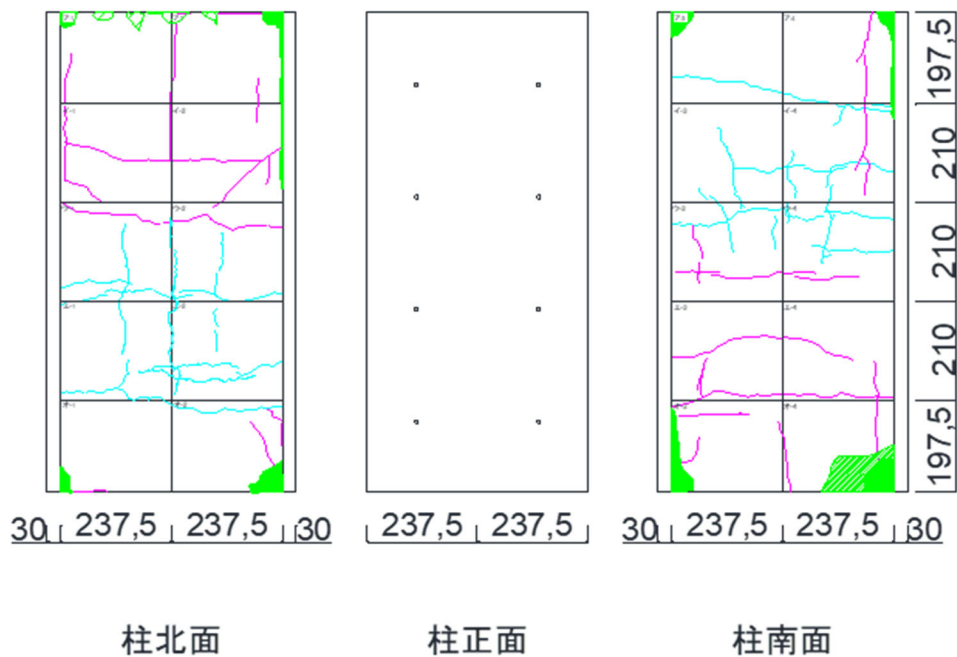


図 3.3.2-17 ひび割れ図

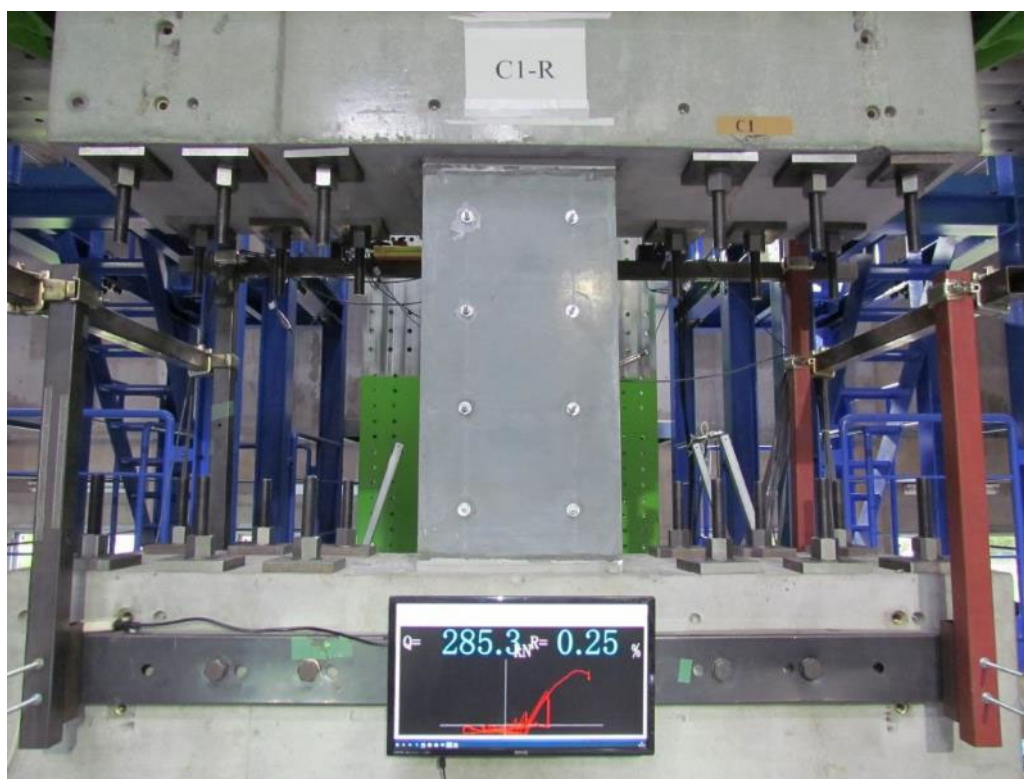


図 3.3.2-18 全景写真

・変形角：+0.26%

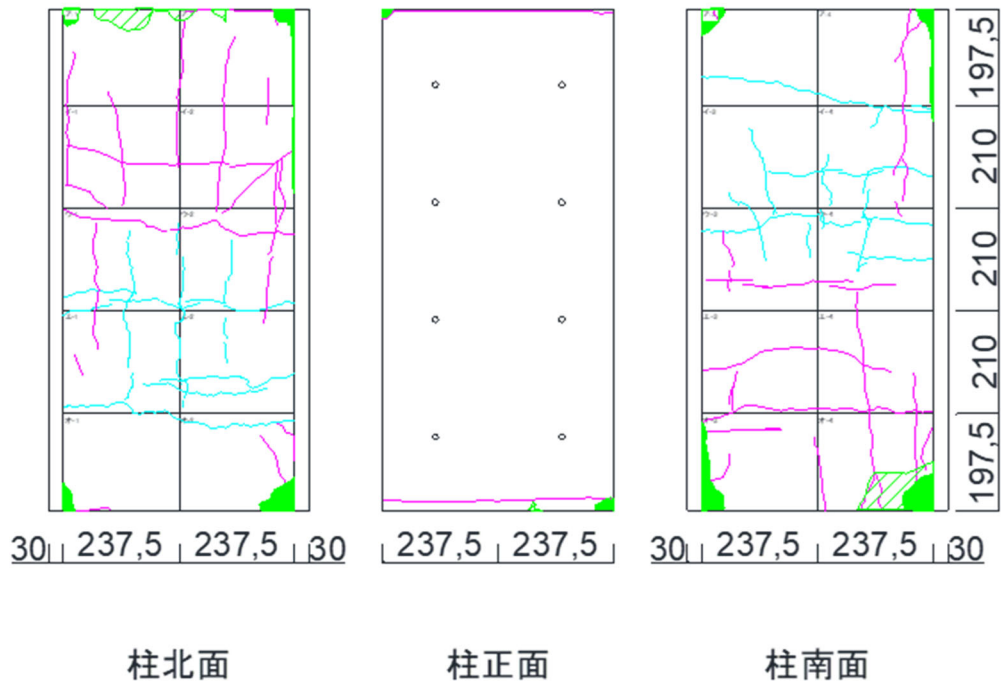


図 3.3.2-19 ひび割れ図

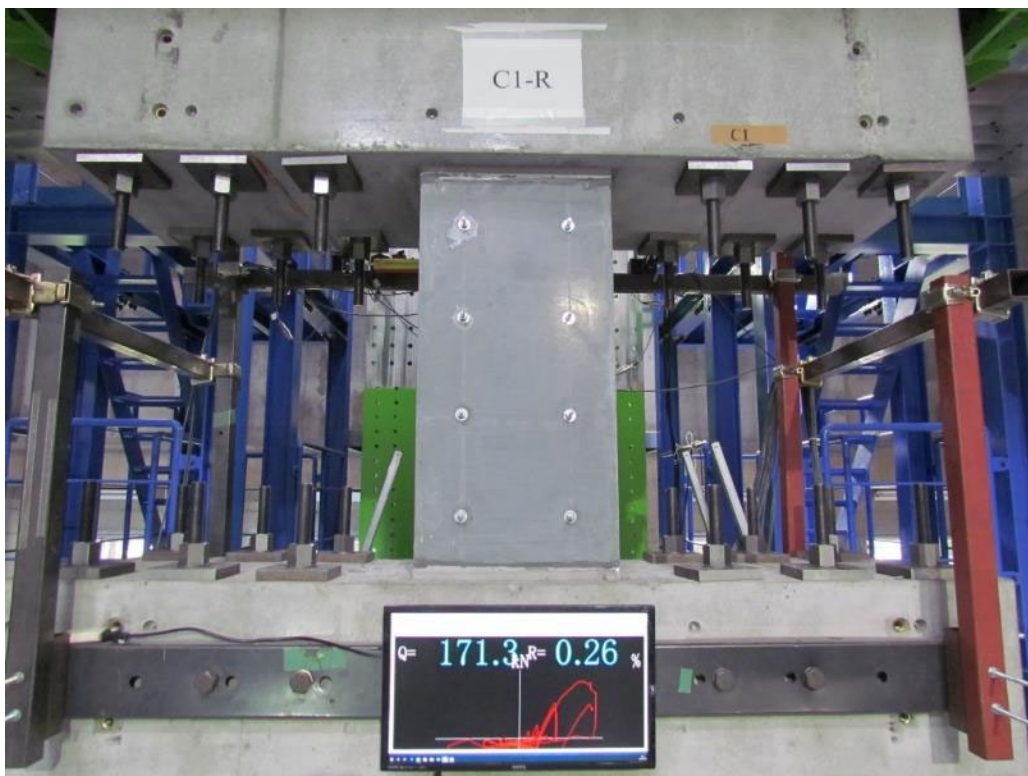


図 3.3.2-20 全景写真

3.3.3 変形分離

C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の 4 試験体について、各サイクル 1 回目ピーク時に計測された試験体の水平変形を曲げ変形とせん断変形に分離し、その 2 つの合計を全体変形としてそれぞれの割合を算出した。図には、上スタブ相対水平変位計から計測した全体変形も併せて示す。

(1) 曲げ変形の算定法

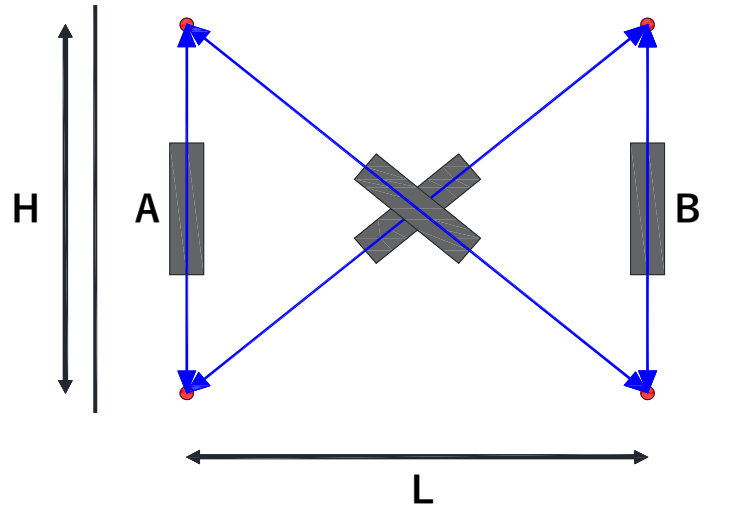


図 3.3.3-1 曲げ変形の算定法説明図

図 3.3.3-1 の A, B は柱の鉛直方向の変位計を表している。

試験体に設置された鉛直変位計から曲げ変形 δ_f を算定する。この際、最上層の区間を 1 層目としたとき、 i 層目の曲げ変位 δ_i は下式により算定する。

$$\delta_f = \sum \delta_i \quad (\text{式 3.3.3-1})$$

$$\delta_i = \theta_i \left(\frac{H_i}{2} + \sum H_{i-1} \right) \quad (\text{式 3.3.3-2})$$

このとき、

H : 鉛直変位計の長さ[mm]

L : 変位計間の距離[mm]

θ_i : i 層目の回転角で変位計 A, B の変位差を変位計間距離 L で除した値[rad]

(2) せん断変形の算定法

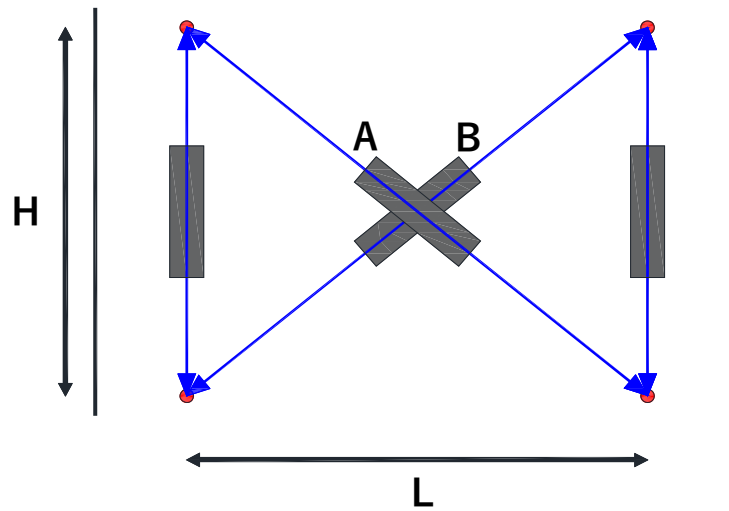


図 3.3.3-2 せん断変形角の算定法説明図

図 3.3.3-2 の A, B は柱の斜め方向の変位計を表している。

試験体に設置された斜め方向の変位計からせん断変形 δ_s を算定する。この際、最下層の区間を i 層目としたとき、この部材のせん断変位 δ_i は下式により算定する。

$$\delta_s = \sum \delta_i \quad (\text{式 3.3.3-3})$$

$$\delta_i = \sum \gamma_i H_i \quad (\text{式 3.3.3-4})$$

$$\gamma_i = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}(\delta_A - \delta_B)}{2HL} \sum \gamma_i H_i \quad (\text{式 3.3.3-5})$$

このとき、

H : 鉛直変位計の長さ[mm]

L : 変位計間の距離[mm]

γ_i : この部材のせん断変形角 [rad]

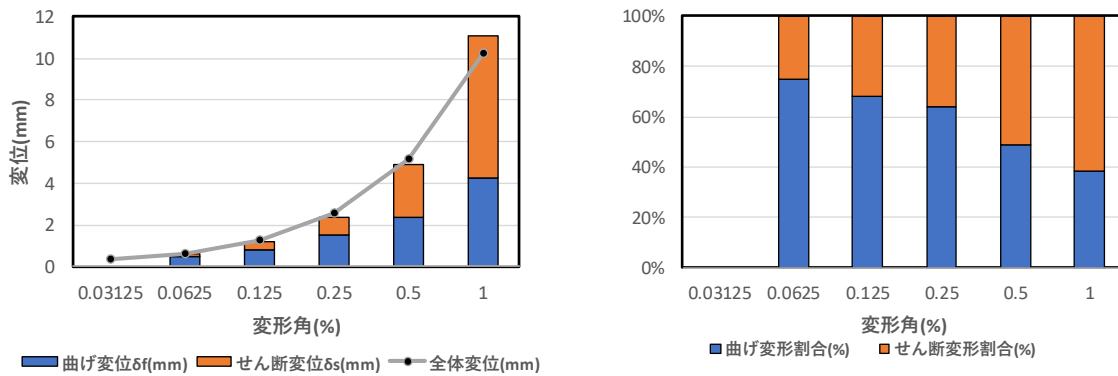
δ_A : 変位計 A の計測値[mm]

δ_B : 変位計 B の計測値[mm]

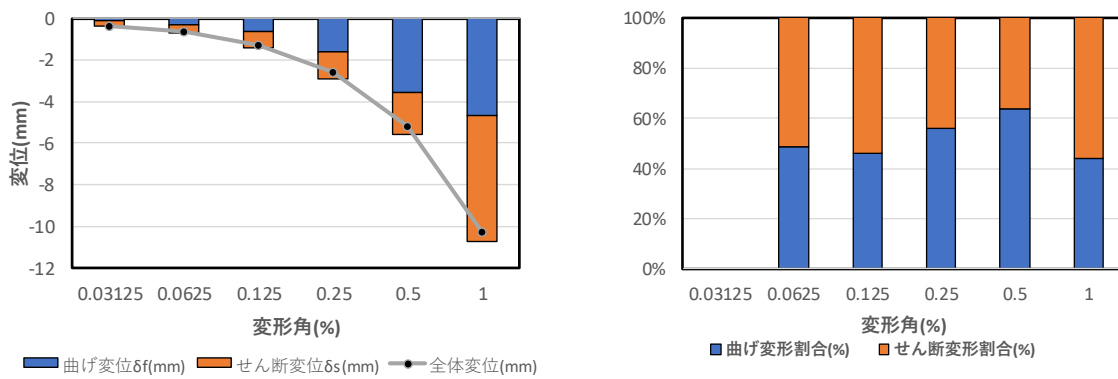
(3) C1

表 3.3.3-1 C1 変形分離

	部材角(rad)	曲げ変位 δf (mm)	せん断変位 δs (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合	せん断変形割合
正載荷	1/3200	0.00	0.00	0.32	0	0
	1/1600	0.46	0.16	0.64	0.75	0.25
	1/800	0.82	0.38	1.29	0.68	0.32
	1/400	1.51	0.86	2.57	0.64	0.36
	1/200	2.39	2.50	5.16	0.49	0.51
	1/100	4.24	6.82	10.21	0.38	0.62
	1/50	-	-	-	-	-
負載荷	1/3200	-0.11	-0.29	-0.35	-	-
	1/1600	-0.35	-0.37	-0.64	0.49	0.51
	1/800	-0.65	-0.76	-1.28	0.46	0.54
	1/400	-1.61	-1.28	-2.58	0.56	0.44
	1/200	-3.54	-2.03	-5.16	0.64	0.36
	1/100	-4.69	-6.03	-10.26	0.44	0.56
	1/50	-	-	-	-	-



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

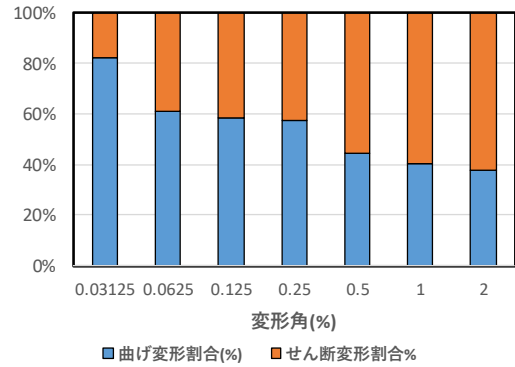
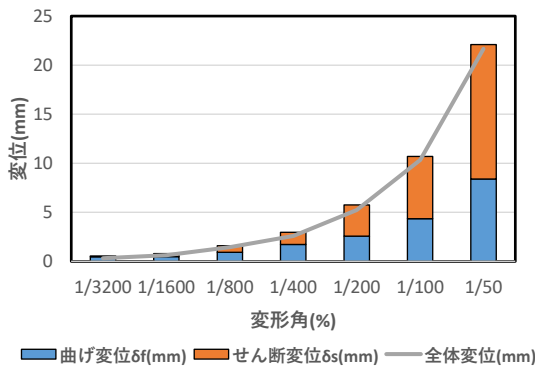
図 3.3.3-3 C1 変形分離

正載荷時では、変形角が大きくなるにつれてせん断変形の割合が増加し、最大耐力を記録した R=0.5% サイクルで全体に対するせん断変形の割合が 50%を超えた。これは 2 章に示した試験体と同じ傾向を示した。

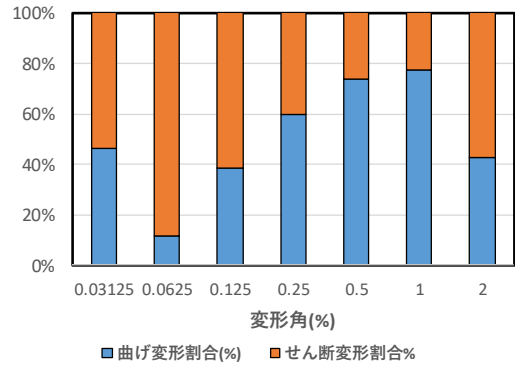
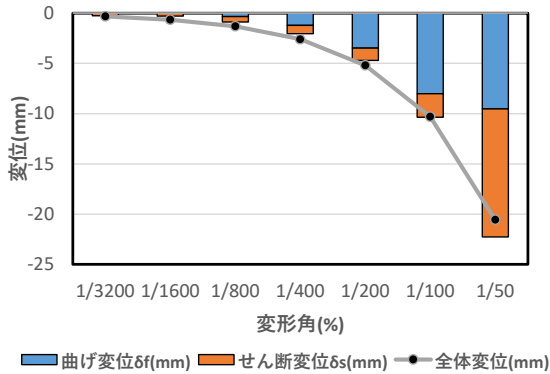
(4) C1-RC1

表 3.3.3-2 C1-RC1 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 δf (mm)	せん断変位 δs (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	0.46	0.10	0.32	0.82	0.18
	1/1600	0.48	0.31	0.634	0.61	0.39
	1/800	0.92	0.65	1.426	0.58	0.42
	1/400	1.70	1.26	2.572	0.57	0.43
	1/200	2.55	3.19	5.22	0.45	0.55
	1/100	4.35	6.36	10.33	0.41	0.59
	1/50	8.38	13.72	21.644	0.38	0.62
負載荷	1/3200	0.22	-0.25	-0.326	6.33	7.33
	1/1600	0.04	-0.30	-0.656	0.15	1.15
	1/800	-0.35	-0.55	-1.316	0.39	0.61
	1/400	-1.23	-0.83	-2.596	0.60	0.40
	1/200	-3.47	-1.25	-5.198	0.74	0.26
	1/100	-8.02	-2.35	-10.296	0.77	0.23
	1/50	-9.53	-12.72	-20.558	0.43	0.57



(a) 正載荷時



(b) 負載荷時

図 3.3.3-4 C1-RC1 変形分離

柱帯筋が降伏した R=0.5%からせん断変形の割合が 50%を超え、以降はせん断変形が支配的となった。R=1%サイクルで柱主筋の引張降伏は確認されたが、曲げ変形の割合が増加する傾向は見られなかった。

(5) C1-UFC1

表 3.3.3-3 C1-UFC1 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 δf (mm)	せん断変位 δs (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	-0.23	-0.05	0.326	0.82	0.18
	1/1600	0.23	0.19	0.652	0.56	0.44
	1/800	0.17	0.33	1.298	0.34	0.66
	1/400	0.94	0.87	2.586	0.52	0.48
	1/200	1.72	2.65	5.148	0.39	0.61
	1/100	2.94	6.95	10.696	0.30	0.70
	1/50	8.71	12.36	20.558	0.41	0.59
負載荷	1/3200	-	-	-	-	-
	1/1600	-0.44	-0.53	-0.672	0.45	0.55
	1/800	-0.91	-0.74	-1.282	0.55	0.45
	1/400	-1.87	-1.26	-2.622	0.60	0.40
	1/200	-4.08	-1.68	-5.15	0.71	0.29
	1/100	-9.21	-2.36	-10.296	0.80	0.20
	1/50	-9.42	-11.66	-20.534	0.45	0.55

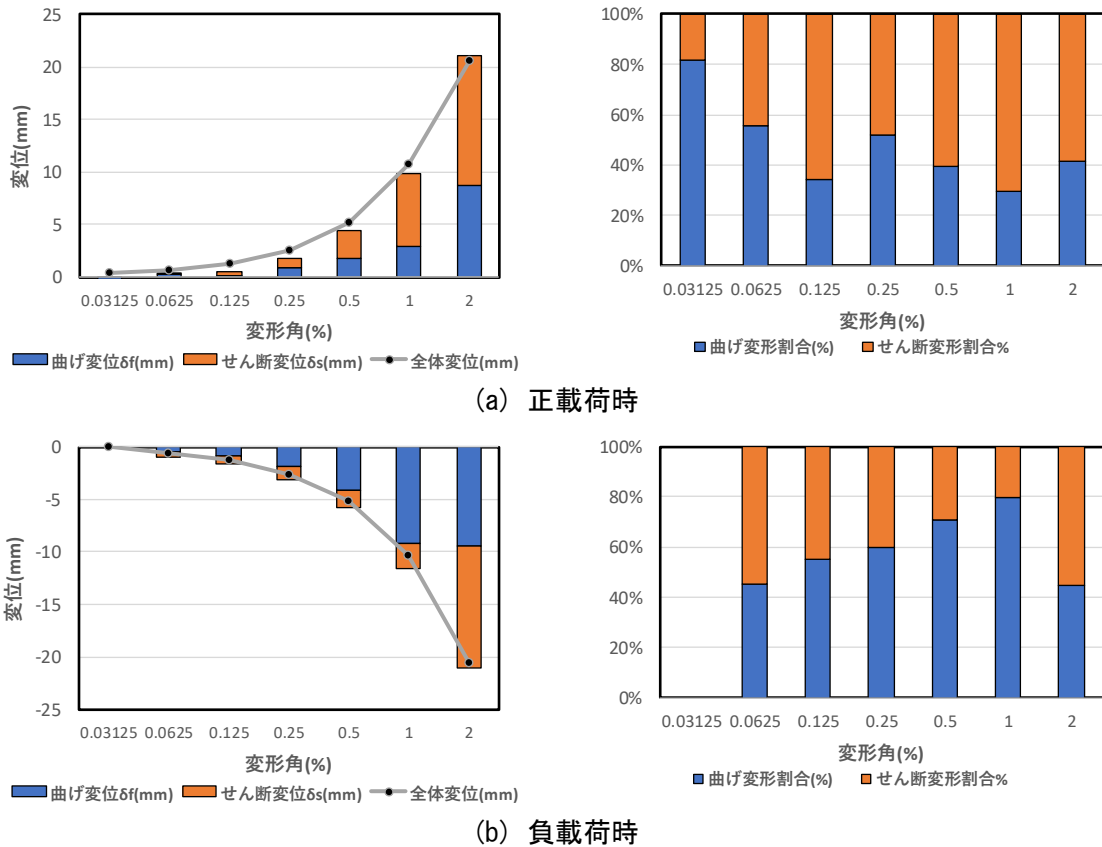


図 3.3.3-5 C1-UFC1 変形分離

C1 や C1-RC1 に比べ、加力の序盤(R=0.125%)にせん断変形の割合が 50%を超えていることが確認できる。

(6) C1-UFC2

表 3.3.3-4 C1-UFC2 変形分離

	部材角(%)	曲げ変位 δf (mm)	せん断変位 δs (mm)	全体変位(mm)	曲げ変形割合(%)	せん断変形割合%
正載荷	1/3200	0.33	0.27	0.332	0.55	0.45
	1/1600	0.49	0.35	0.654	0.58	0.42
	1/800	0.83	0.55	1.286	0.60	0.40
	1/400	1.65	1.03	2.574	0.62	0.38
	1/200	2.85	2.42	5.118	0.54	0.46
	1/100	4.91	5.75	10.288	0.46	0.54
	1/50	15.56	9.45	19.95	0.62	0.38
負載荷	1/3200	-0.33	-0.32	-0.362	0.50	0.50
	1/1600	-0.50	-0.45	-0.656	0.53	0.47
	1/800	-0.88	-0.71	-1.3	0.55	0.45
	1/400	-1.79	-1.17	-2.636	0.61	0.39
	1/200	-3.62	-1.89	-5.15	0.66	0.34
	1/100	-7.98	-1.90	-10.26	0.81	0.19
	1/50	-9.19	-0.51	-20.584	0.95	0.05

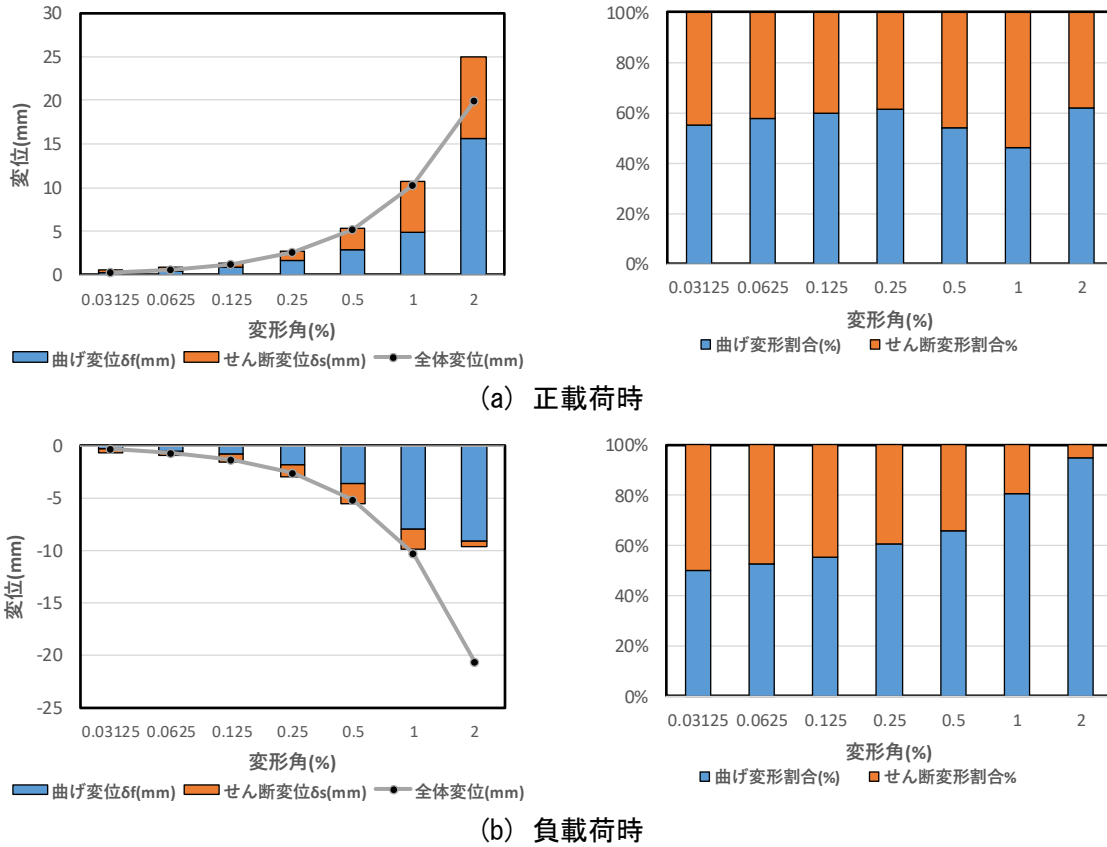


図 3.3.3-6 C1-UFC2 変形分離

他の試験体に比べて、正載荷時における曲げ変形の割合が大きい。これは負載荷時に引張軸力によって UFC パネル端部目地部で間隙が確認されており、これが正載荷時にも残留することで架構全体の曲げ変形割合が増加したと考えられる。

3.3.4 曲率分布

各試験 C1, C1-RC1, C1-UFC1, C1-UFC2 の 4 試験体について、体の 1 サイクル目の曲率を柱の変位計から算出した。以下に算定手法と各試験体の曲率分布を示す。

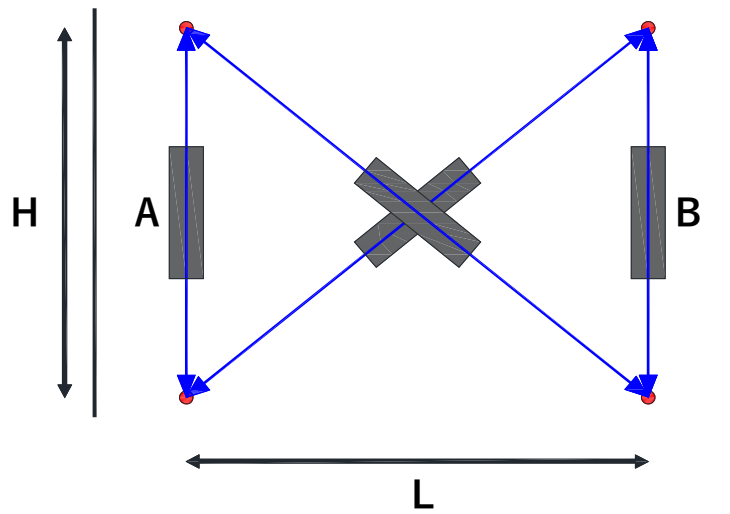


図 3.3.4-1 曲率の算定法説明図

図 3.3.4-1 の A, B は柱の鉛直方向の変位計を表している。

この部材の曲率 φ は下式により算定する。このとき、鉛直変位計の長さを H, 変位計間の距離を L, 変位計 A の変位を δ_a , 変位計 B の変位を δ_b とする。

$$\varepsilon_a = \frac{\delta_a}{H} \tag{式 3.3.4-1}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\delta_b}{H} \tag{式 3.3.4-2}$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{L} \tag{式 3.3.4-3}$$

(1) C1

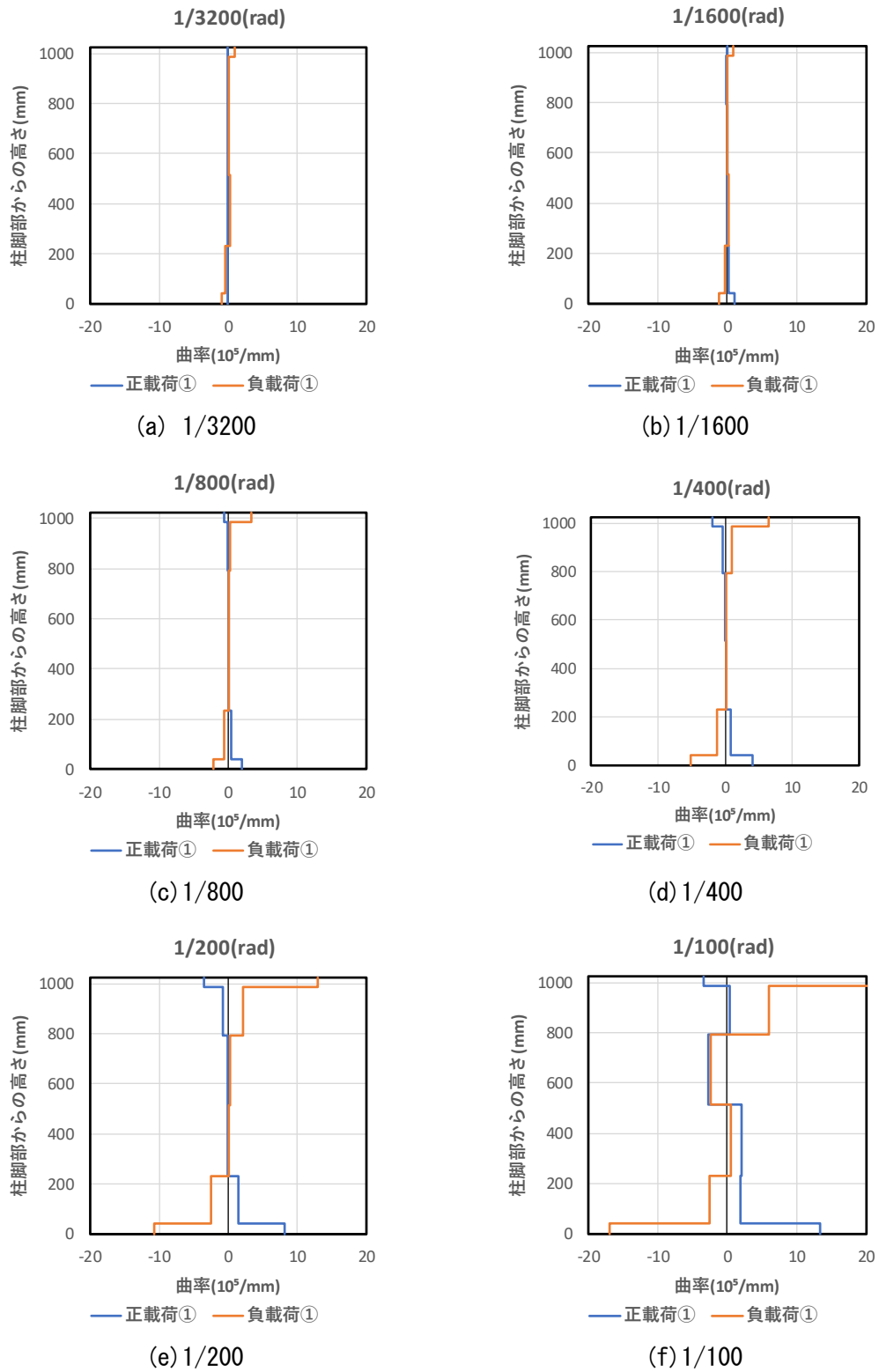


図 3.3.4-2 C1 曲率分布

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

鉄筋のひずみからも曲率分布の算出を行った。降伏ひずみ以降のデータには色を付けており、オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達している。

表 3.3.4-1 C1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-0.686	-0.032	0.705	2.872	0.384	1.218	
792.5	φ4	-0.605	-0.102	0.396	1.625	3.052	29.937	
512.5	φ3	-1.165	-1.393	-1.369	-1.280	-1.043	-1.894	
232.5	φ2	-0.665	-1.006	-1.635	-2.755	-4.370	-7.140	
5	φ1	-1.078	-1.628	-2.878	-5.944	-8.230	-5.927	

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-2.117	-1.949	-4.452	-27.811	-24.333	-15.543	
792.5	φ4	-1.760	-1.569	-2.486	-2.860	-3.986	16.032	
512.5	φ3	0.674	0.802	0.326	0.076	0.100	-0.814	
232.5	φ2	0.703	1.176	1.828	2.150	26.369	-2.159	
5	φ1	0.023	0.410	2.093	32.028	22.357	17.449	

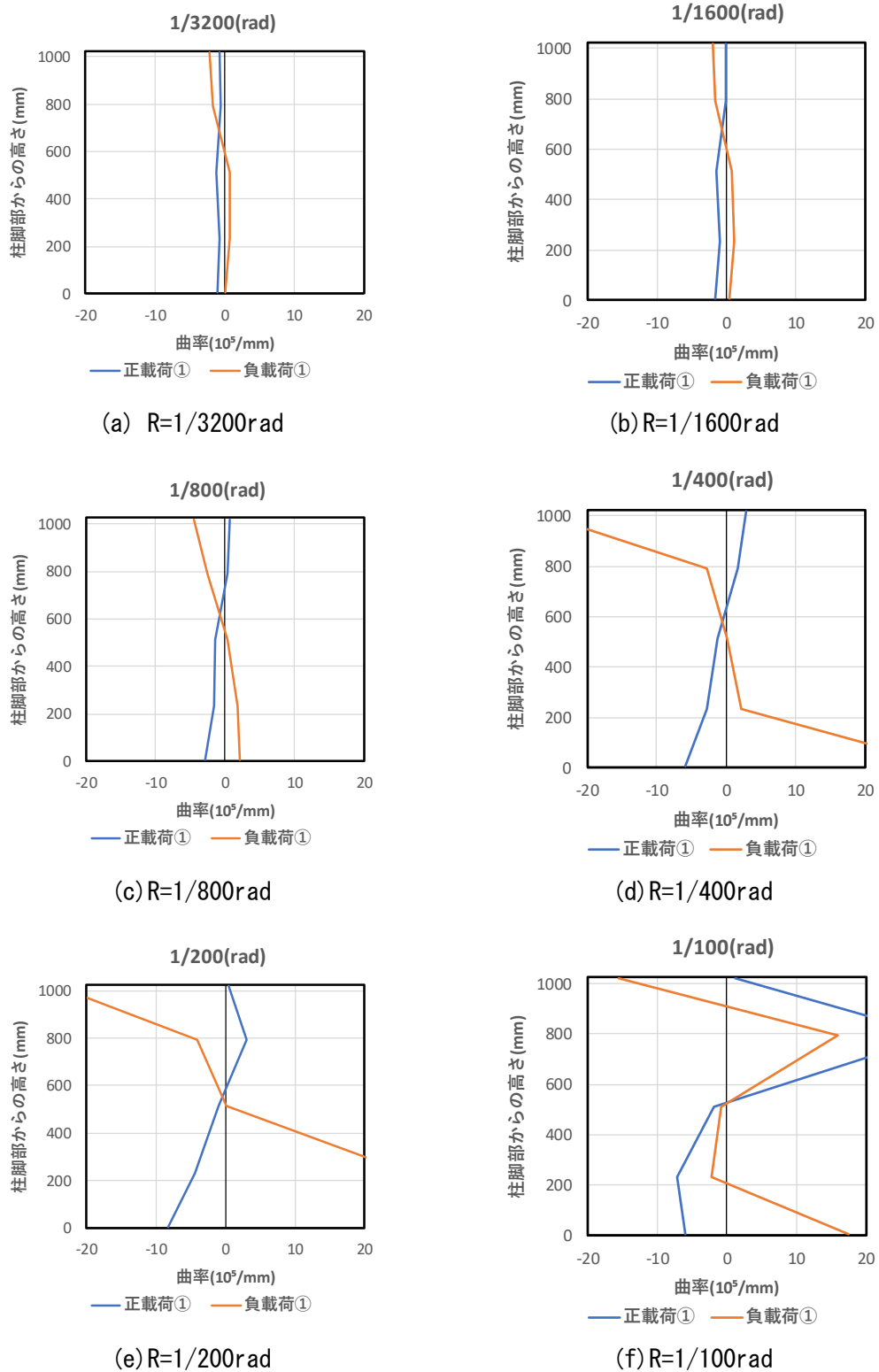


図 3.3.4-3 C1 曲率分布

(2) C1-RC1

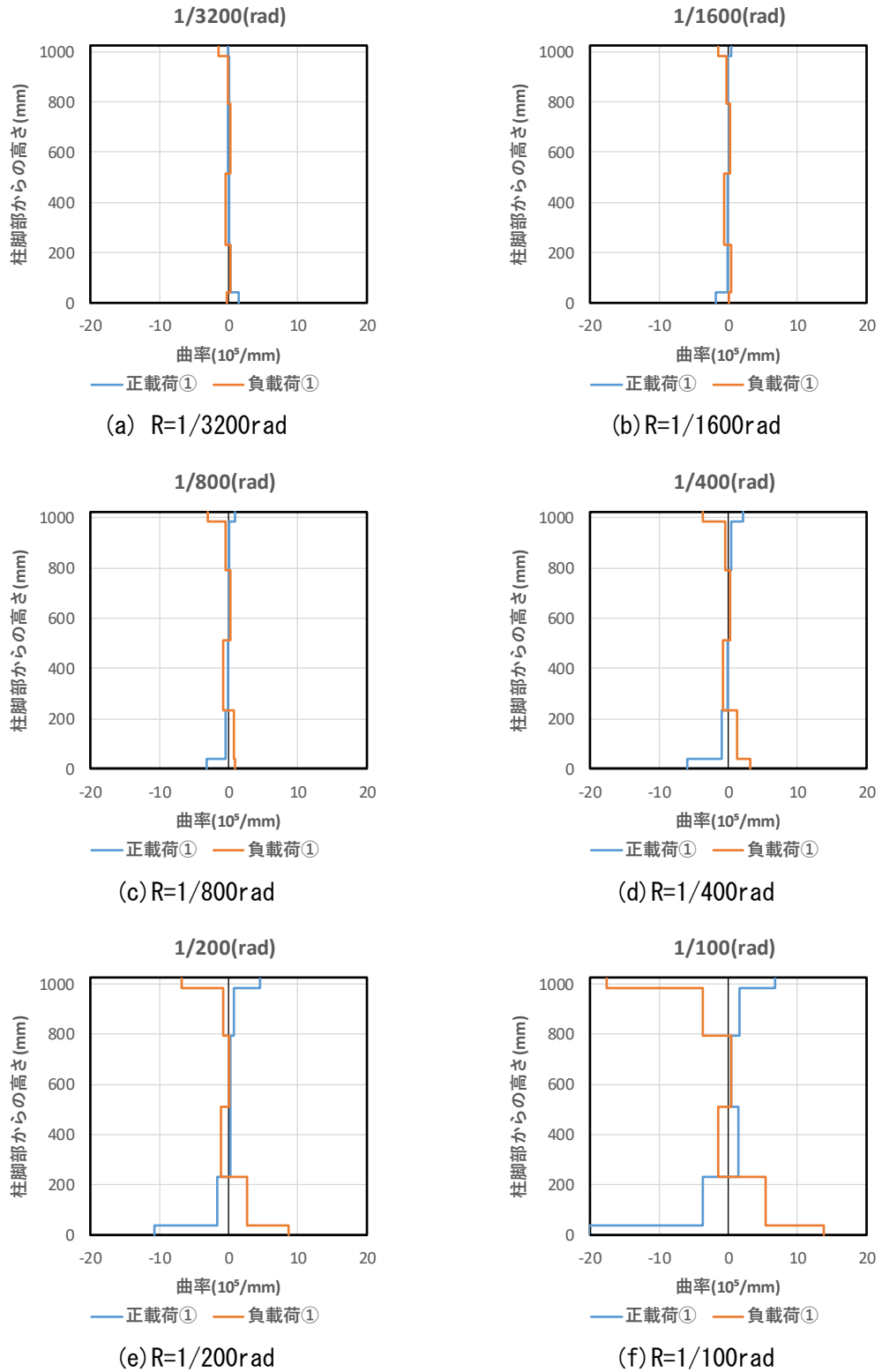


図 3.3.4-4 C1-RC1 曲率分布

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-2 C1-RC1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-0.356	0.552	0.721	-7.378	-0.239	6.063	-
792.5	φ4	-0.346	-0.121	1.000	3.008	5.223	8.362	22.970
512.5	φ3	-0.396	-0.213	0.152	0.472	0.529	1.929	-1.277
232.5	φ2	-0.732	-0.782	-1.494	-2.287	-4.572	0.779	-22.199
5	φ1	-1.249	-1.793	-3.588	-7.381	-7.254	-13.658	-40.561

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	×10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-3.014	-3.033	-29.561	-27.912	-27.014	-	-
792.5	φ4	-0.326	-0.524	-0.920	-1.120	-1.650	-25.985	-14.458
512.5	φ3	-0.212	-0.155	0.121	0.114	0.128	0.014	17.210
232.5	φ2	0.265	0.658	1.742	2.266	26.042	27.576	25.783
5	φ1	0.850	1.419	3.122	26.806	20.602	14.548	-6.470

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

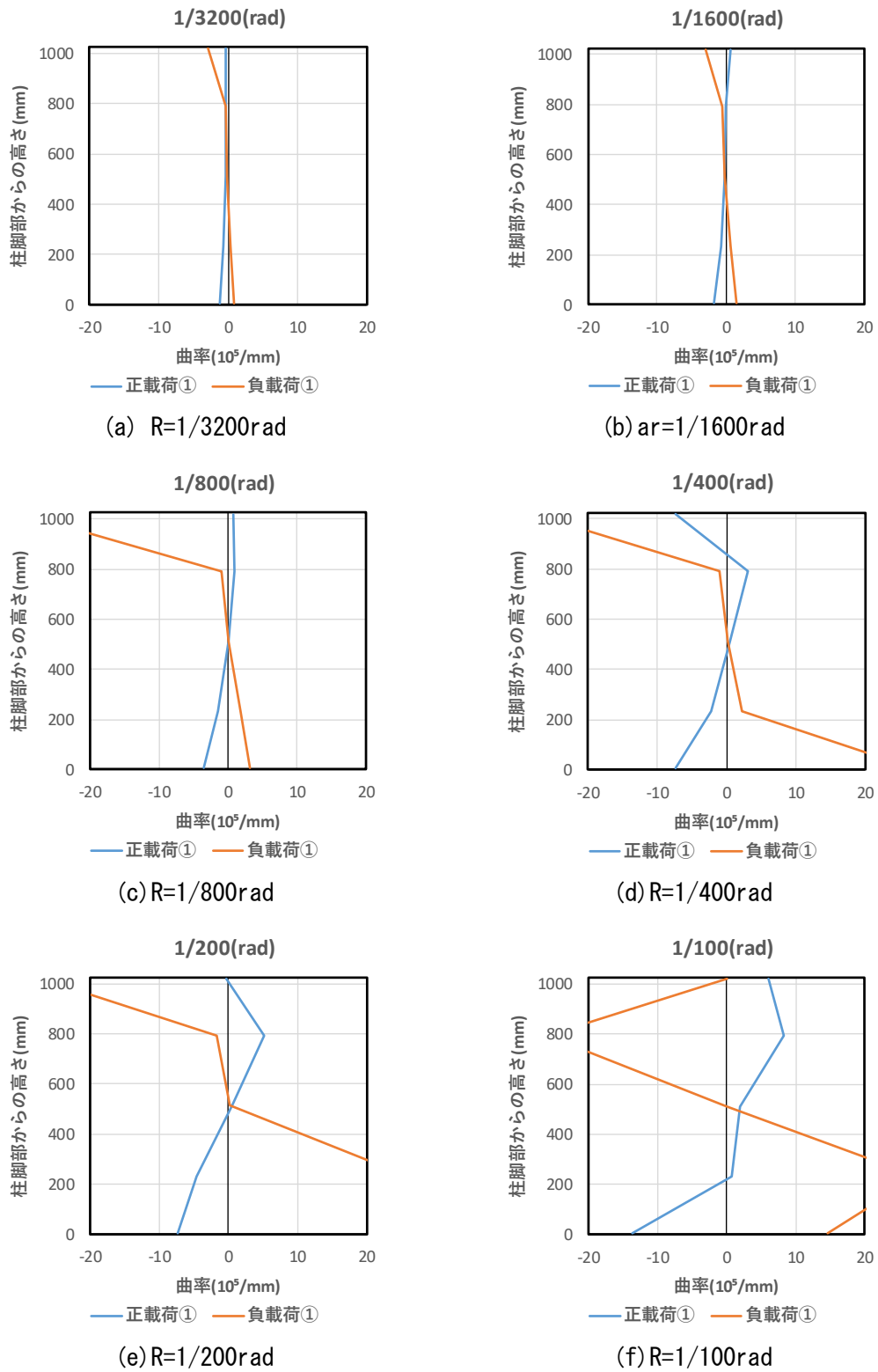


図 3.3. 4-5 C1-RC1 曲率分布

(3) C1-UFC1

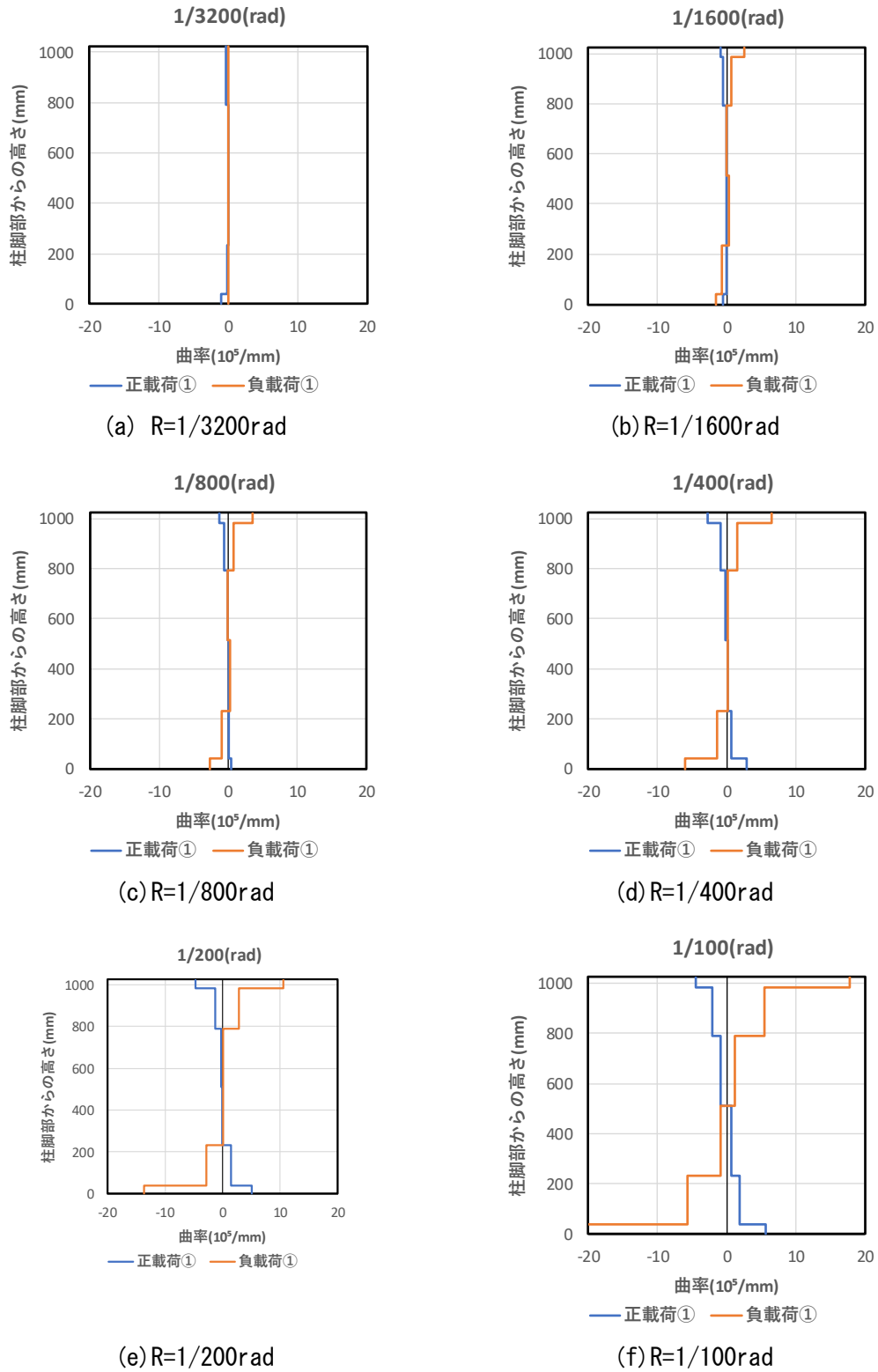


図 3. 3. 4-6 C1-UFC1 曲率分布

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-3 C1-UFC1 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	$\times 10^5/m$	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	$\phi 5$	0.943	-5.665	-5.606	-1.149	2.330	4.571	3.734
792.5	$\phi 4$	1.449	2.625	2.806	2.380	1.466	7.068	22.775
512.5	$\phi 3$	0.348	0.788	0.544	0.804	0.749	2.426	-8.698
232.5	$\phi 2$	-0.403	-0.539	-1.141	-1.938	-3.355	-6.460	-8.001
5	$\phi 1$	0.941	0.074	-0.910	-3.821	-8.163	-3.111	-6.370

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	$\times 10^5/m$	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	$\phi 5$	0.000	-25.806	-17.246	-17.859	-6.283	2.727	3.203
792.5	$\phi 4$	0.000	-1.273	-7.585	-20.042	-21.689	-12.571	5.648
512.5	$\phi 3$	0.000	-0.234	0.173	0.215	0.292	0.379	-29.044
232.5	$\phi 2$	0.000	0.442	1.039	1.254	1.657	21.482	4.913
5	$\phi 1$	0.000	3.019	4.558	6.640	34.054	16.122	-6.900

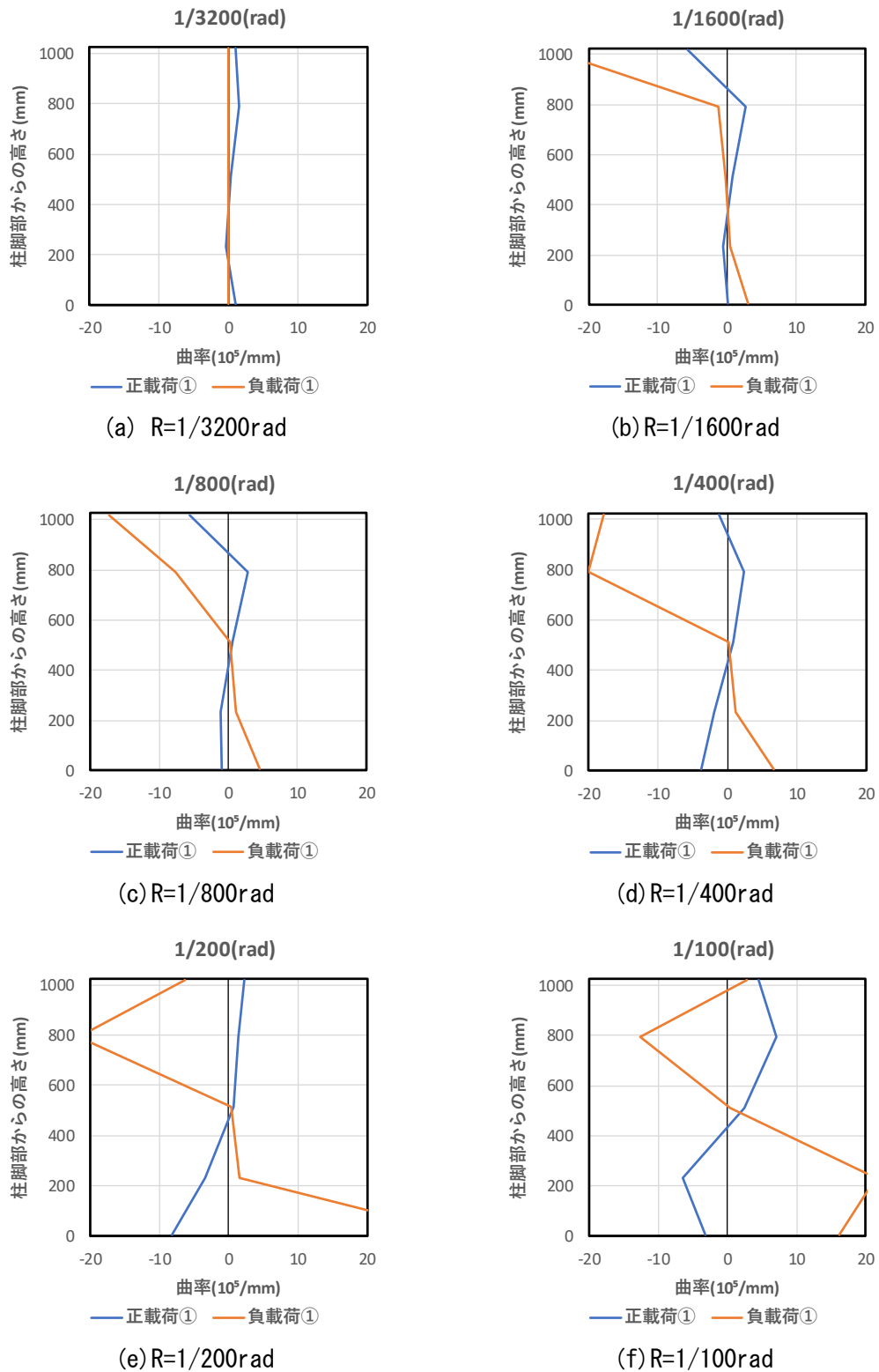


図 3. 3. 4-7 C1-UFC1 曲率分布

(4) C1-UFC2

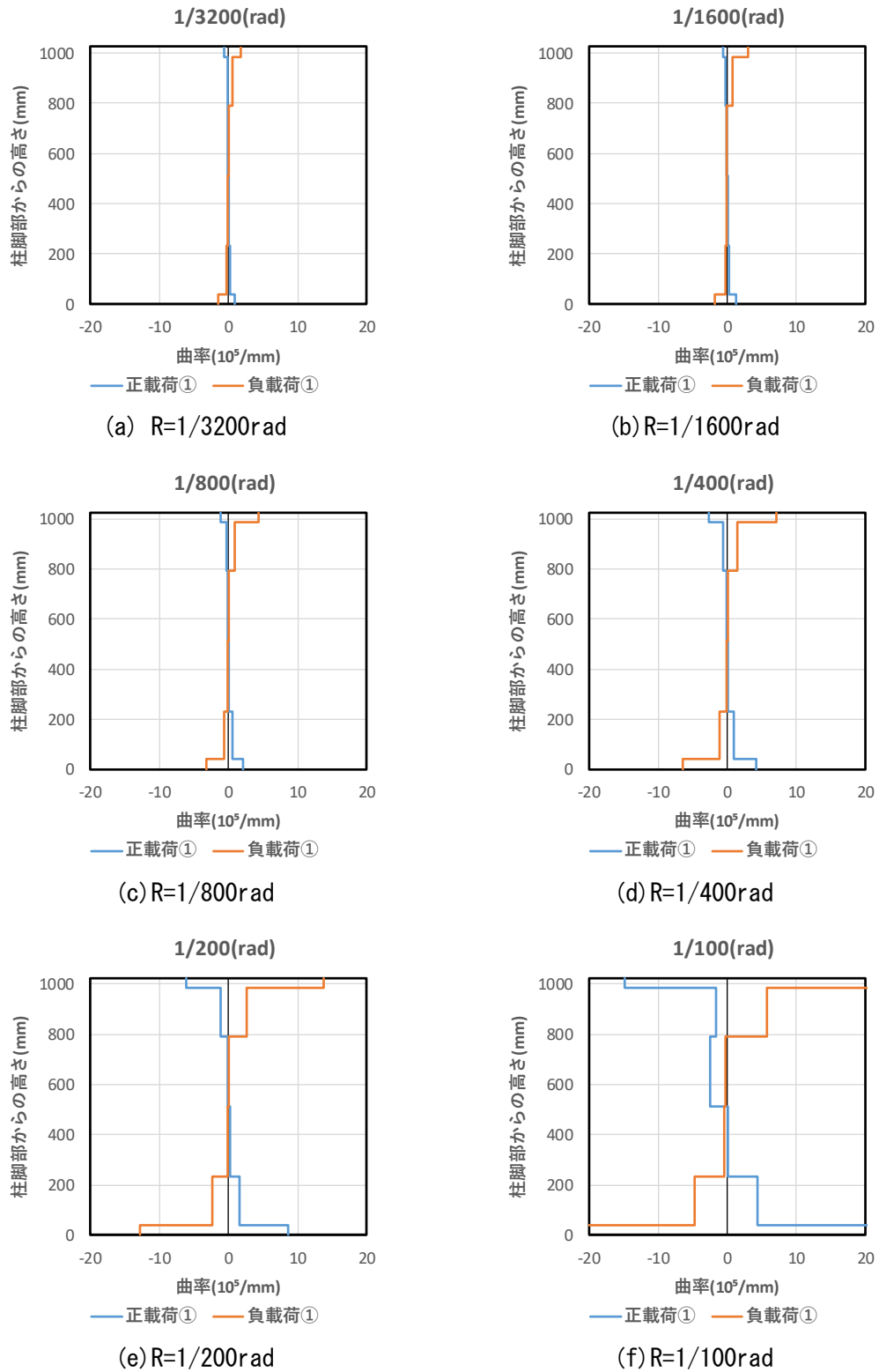


図 3. 3. 4-8 C1-UFC2 曲率分布

鉄筋ひずみから算出した曲率分布を以下に示す。オレンジ色は片方の鉄筋が降伏ひずみに達しており、赤色は両側のひずみが降伏ひずみに達していることを示す。

表 3.3.4-3 C1-UFC2 曲率分布

(a) 正載荷

正ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	× 10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	1.006	1.342	-5.539	-2.501	4.010	1.378	-5.625
792.5	φ4	0.861	1.006	1.520	2.399	3.503	6.327	24.391
512.5	φ3	0.013	-0.098	-0.149	-0.237	-0.297	-0.139	-31.753
232.5	φ2	-0.466	-0.848	-1.510	-2.615	-4.410	-7.343	-18.794
5	φ1	-1.658	-2.183	-2.481	0.494	-5.384	-3.697	2.016

(b) 負載荷

負ピーク①		部材角(%)						
高さ(mm)	× 10 ⁵ /m	0.03125	0.0625	0.125	0.25	0.5	1	2
1020	φ5	-3.383	-22.025	-27.645	-27.804	-27.600	-10.082	-6.448
792.5	φ4	-1.673	-1.650	-1.634	-1.860	-2.571	-25.131	7.693
512.5	φ3	-0.054	-0.086	-0.062	-0.056	0.261	-0.289	-27.049
232.5	φ2	0.720	1.251	1.220	1.369	1.745	19.049	-1.981
5	φ1	2.085	2.826	25.977	25.138	20.330	8.414	5.229

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

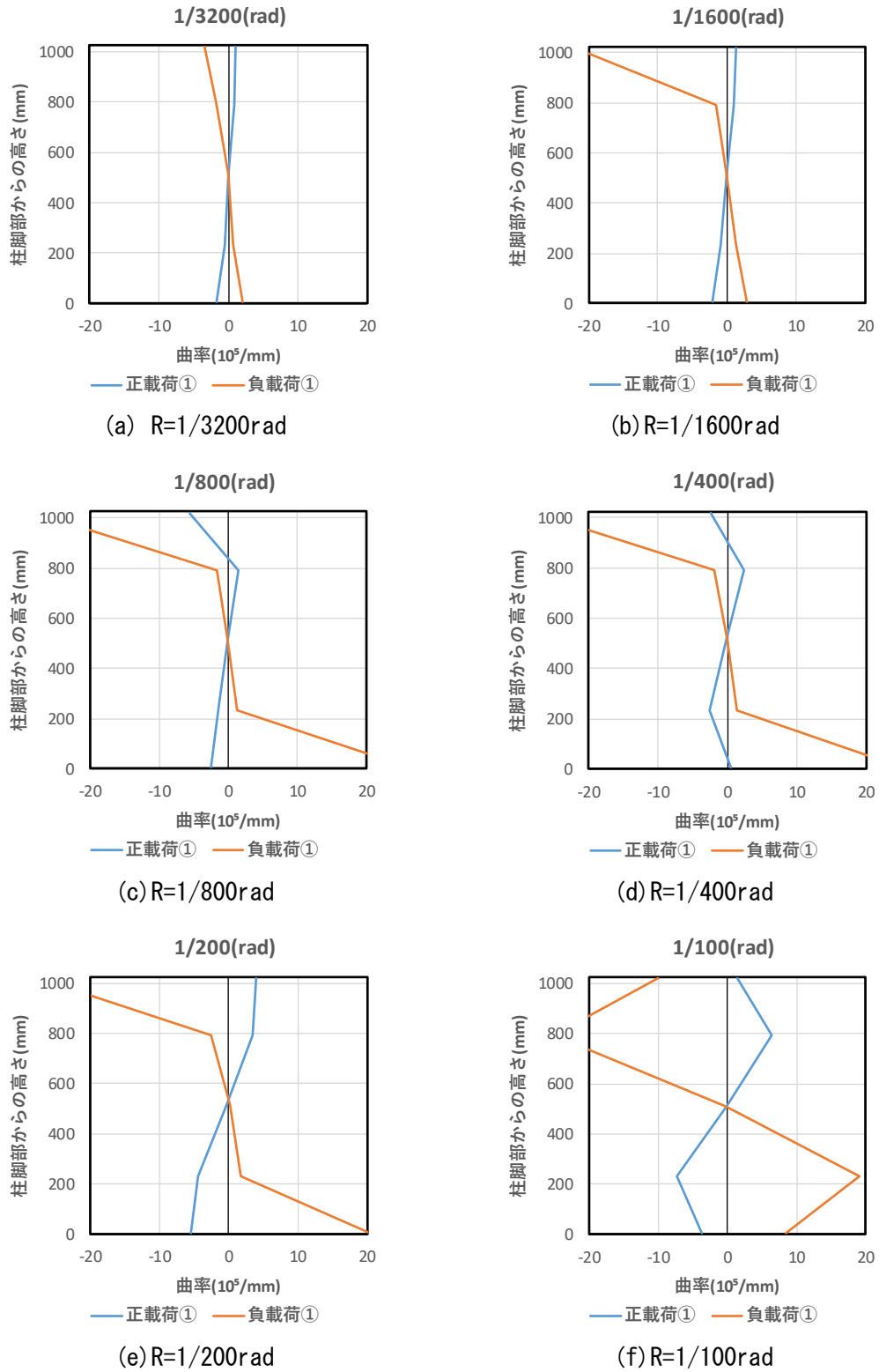


図 3. 3. 4-9 C1-UFC2 曲率分布

3.3.5 ひび割れ幅推移

本節では、各試験体の共通因子である既存柱で比較する。ただし、浮きや剥落が生じた場合のひび割れ幅は0としている。

補強前の試験体 C1 と比較すると、C1-RC1 は幅面のひび割れ発生が抑制されており、正面について、最大ひび割れ幅は 0.3~0.8 倍まで低減した。C1-UFC1 についてはせん断ひび割れの抑制が顕著でありひび割れ幅を 0.1 倍程度まで低減させた。また、C1-UFC2 は曲げひび割れ幅とせん断ひび割れ幅を 0.5 倍程度にまで低減させた。以上のことから、本検討で用いた補強方法が試験体の損傷抑制に有効であったことを確認した。

(1) C1

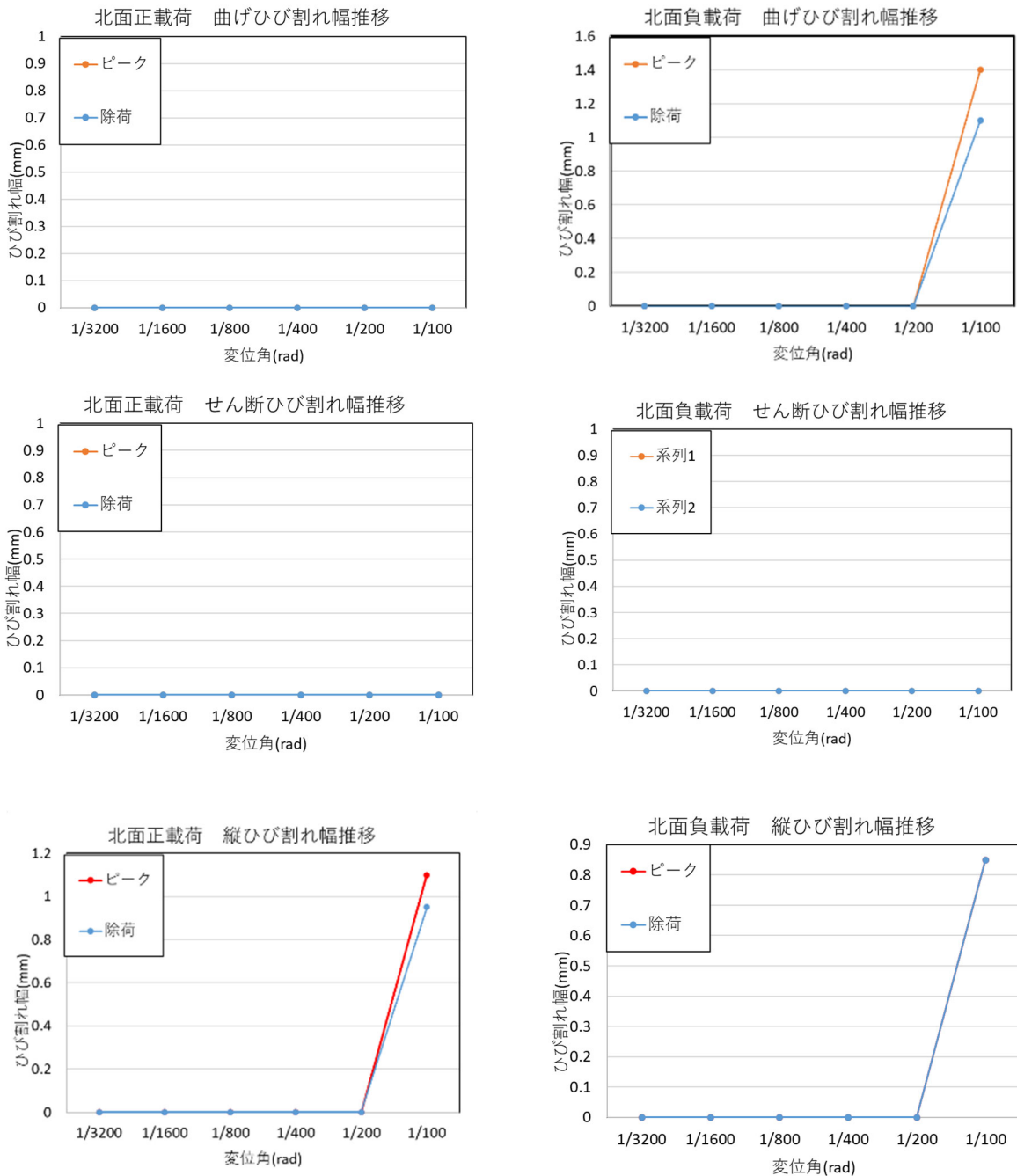


図 3.3.5-1 C1 北面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

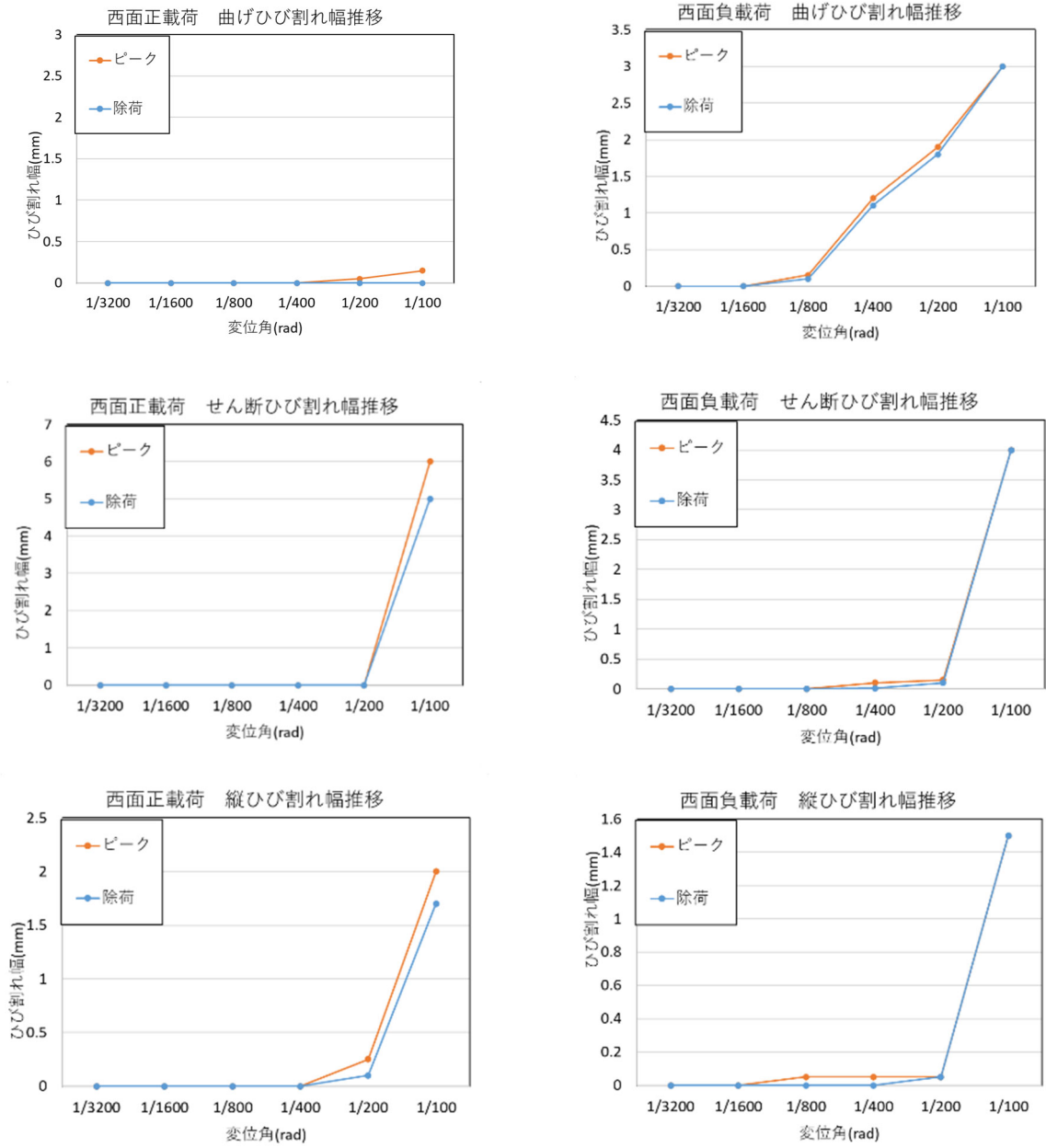


図 3.3.5-2 C1 正面ひび割れ幅推移

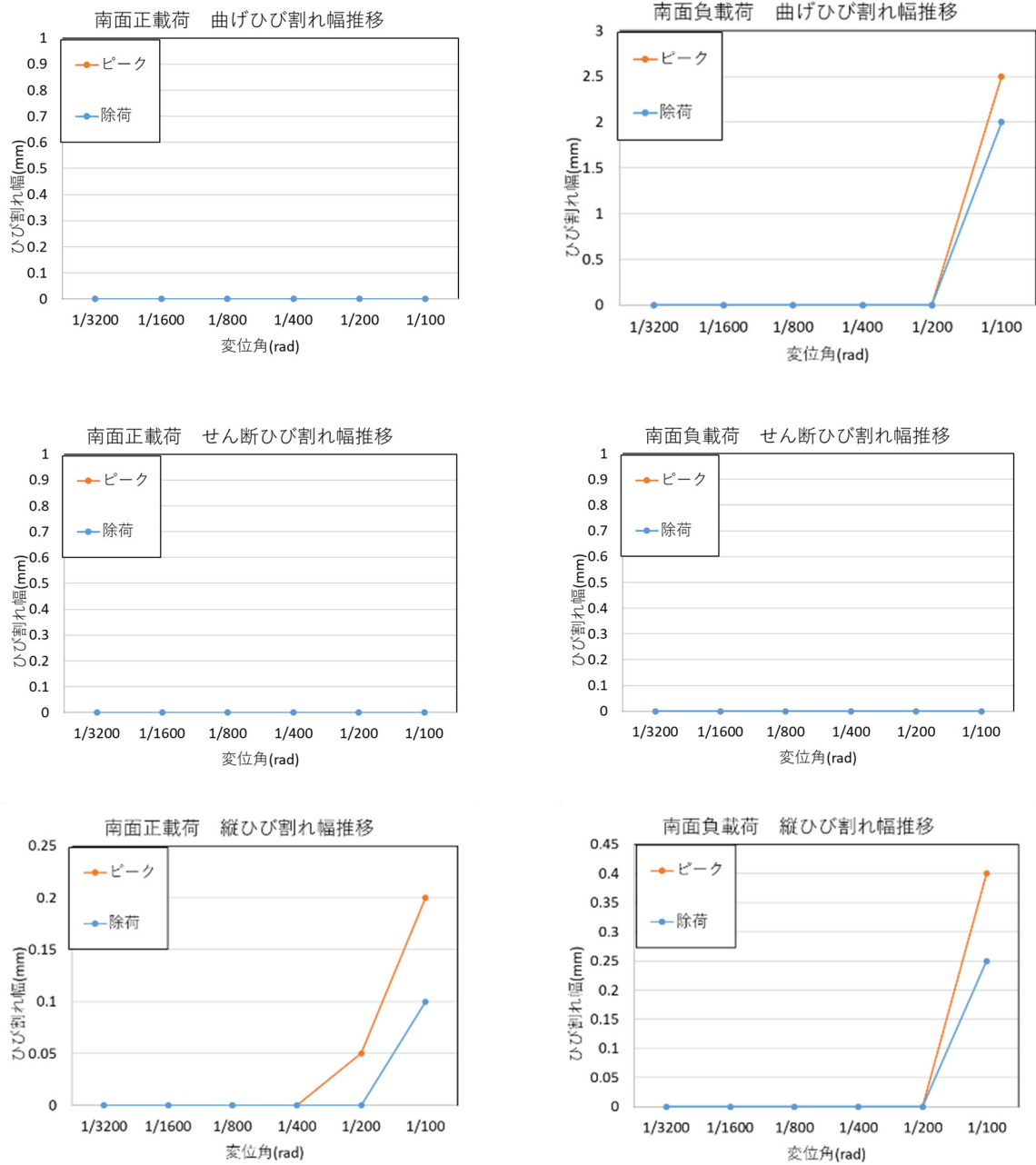


図 3.3.5-3 C1 南面ひび割れ幅推移

(2) C1-RC1

離間した箇所についてもひびとしてひび割れ幅を計測している。

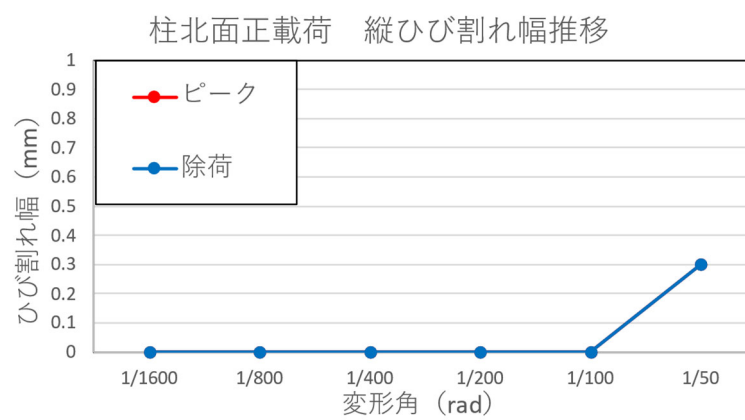


図 3.3.5-4 C1-RC1 柱北面ひび割れ幅推移

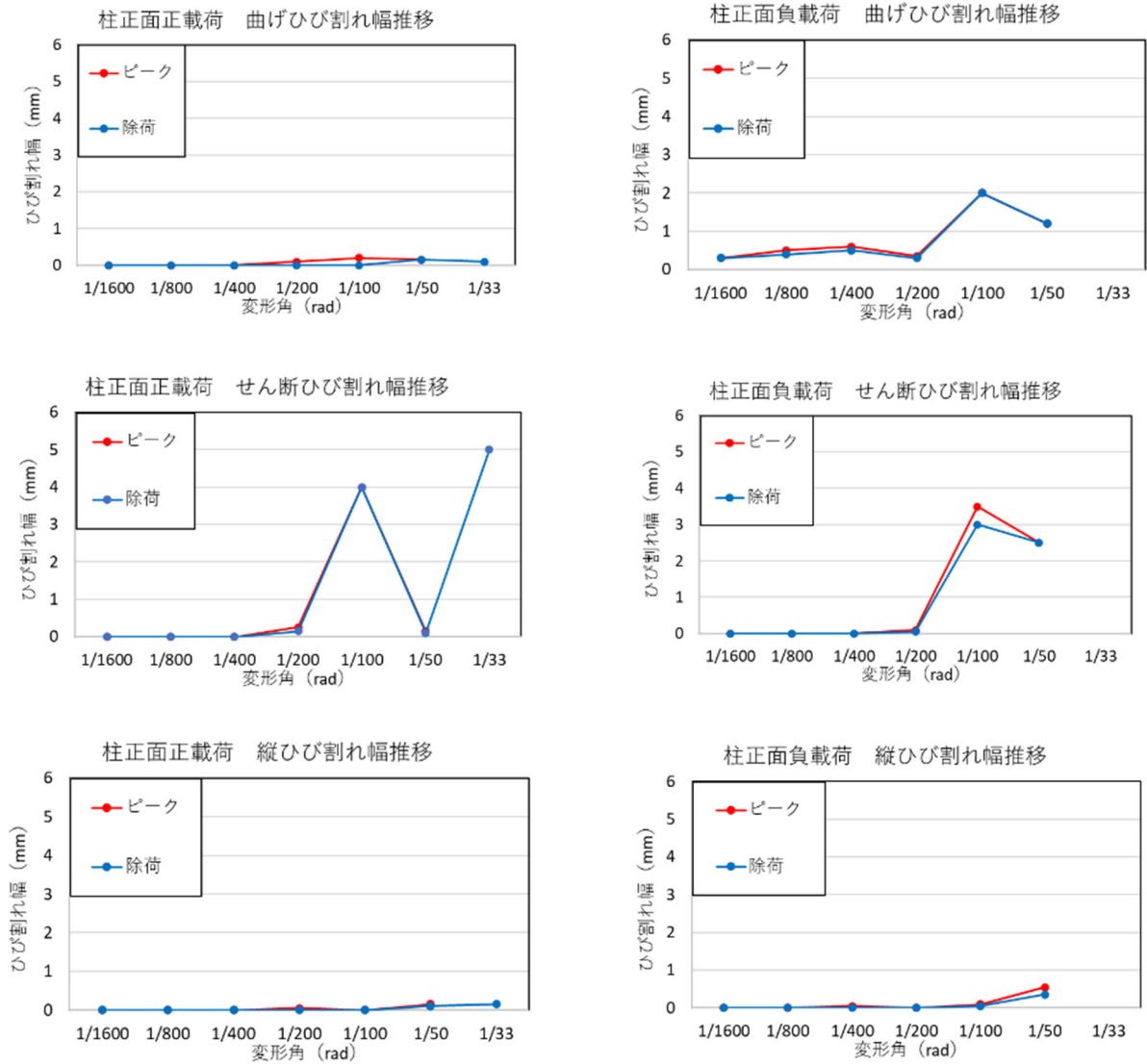


図 3.3.5-5 C1-RC1 柱正面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

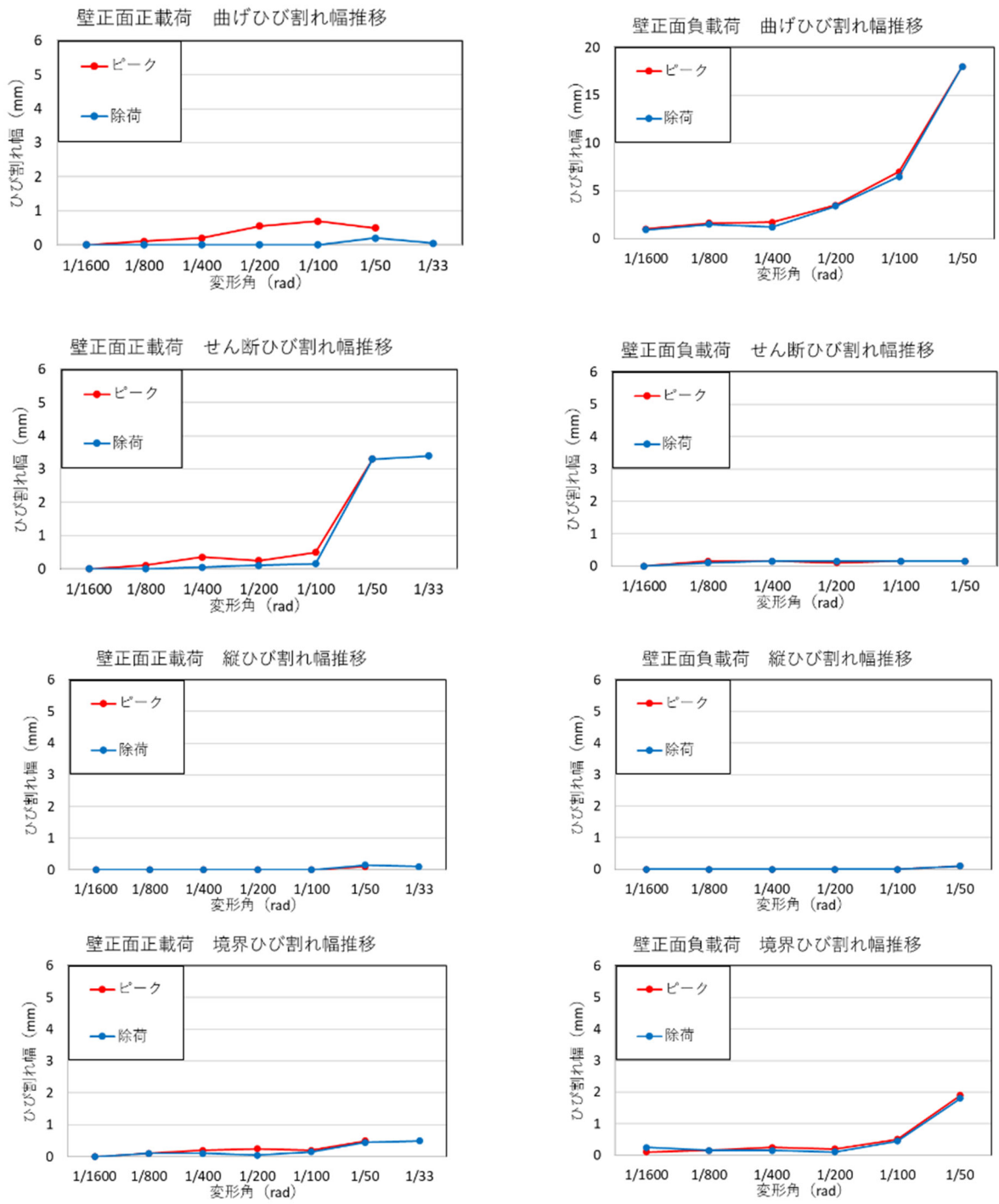


図 3.3.5-6 C1-RC1 壁正面ひび割れ幅推移

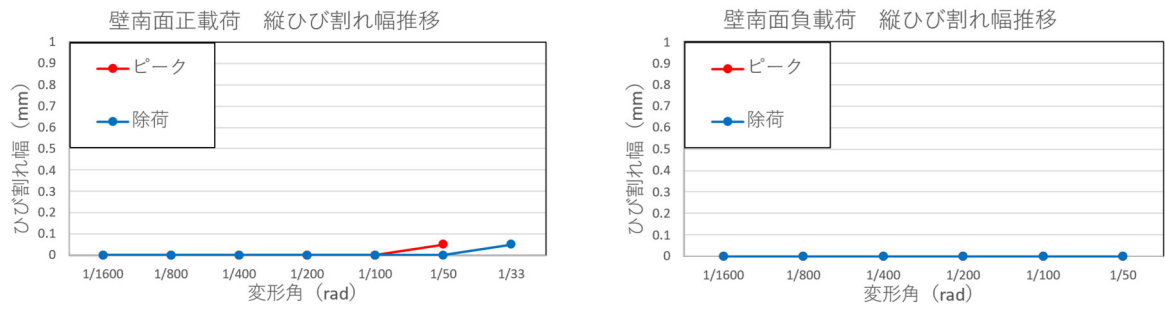


図 3.3.5-7 C1-RC1 壁南面ひび割れ幅推移

(3) C1-UFC1

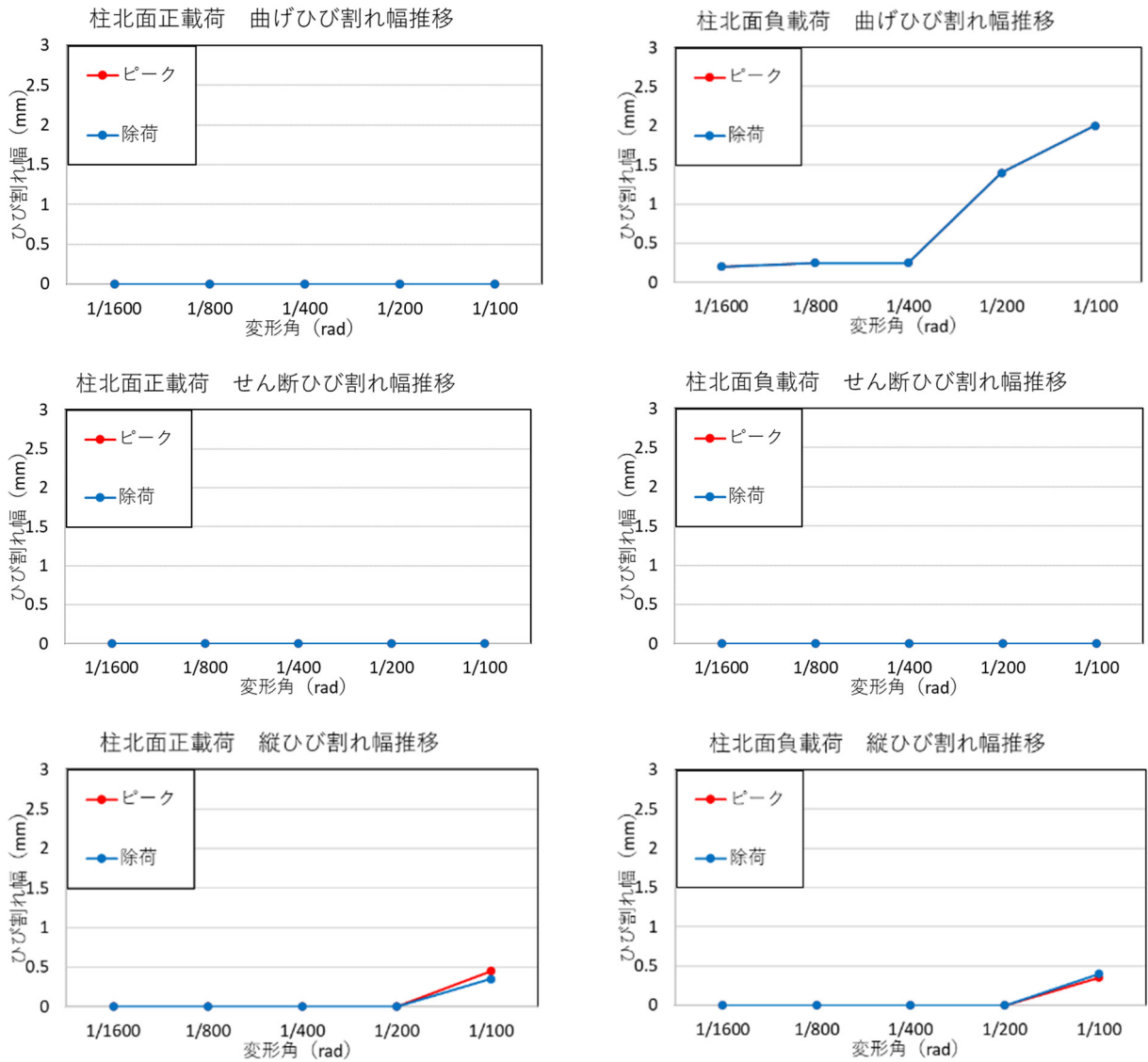


図 3.3.5-8 C1-UFC1 柱北面ひび割れ幅推移

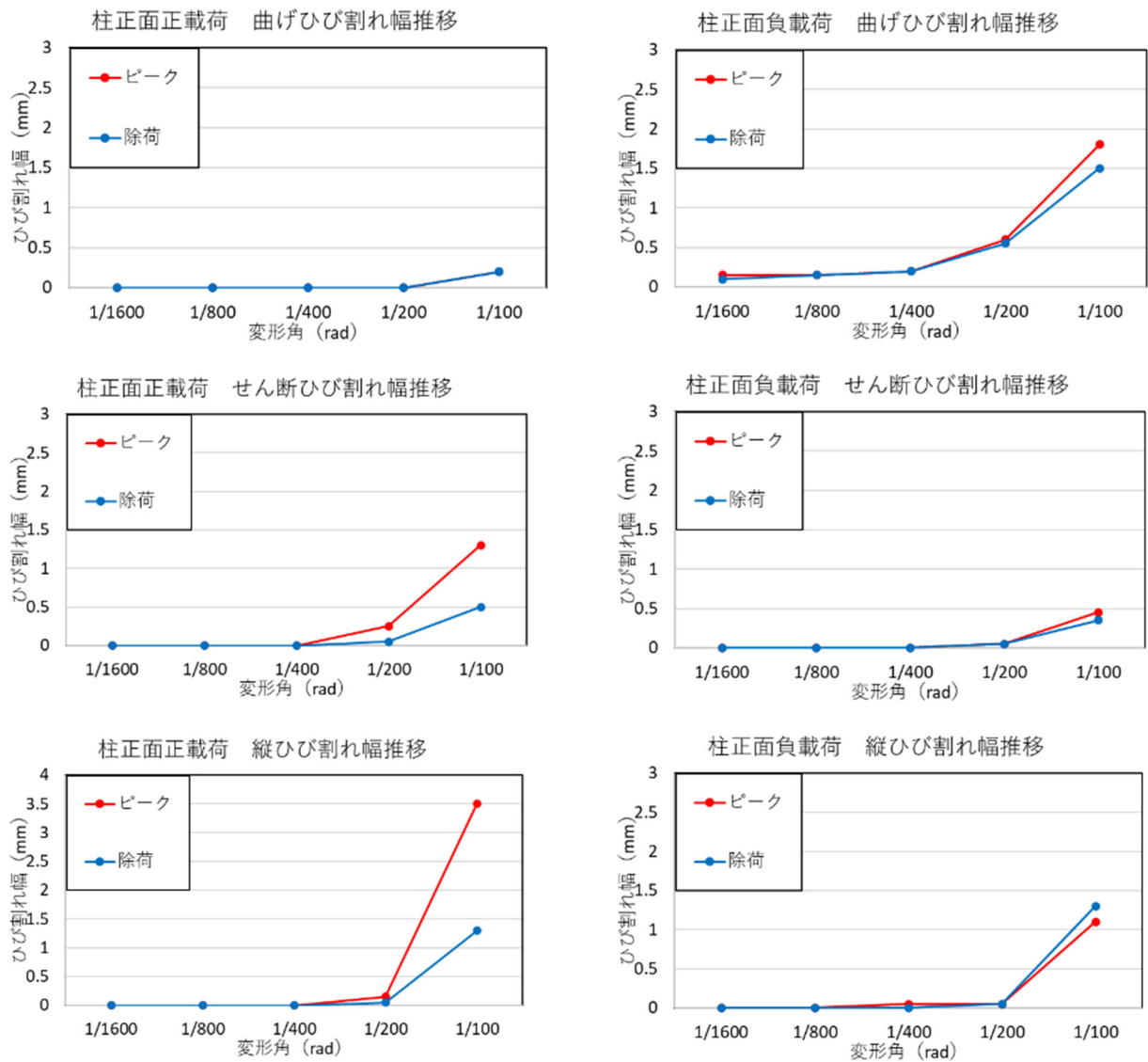


図 3.3.5-9 C1-UFC1 柱正面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

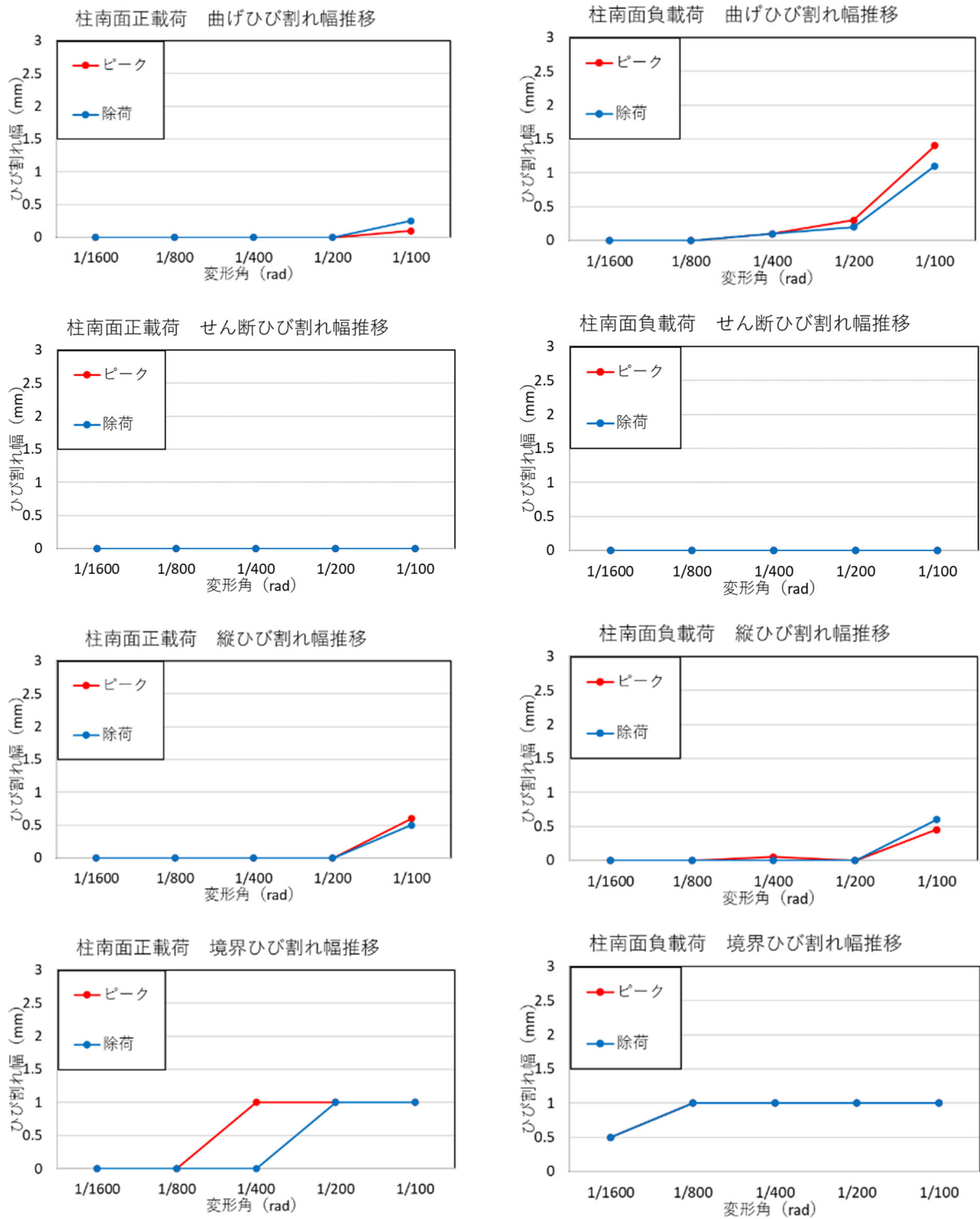


図 3.3.5-10 C1-UFC1 柱南面ひび割れ幅推移

(4) C1-UFC2

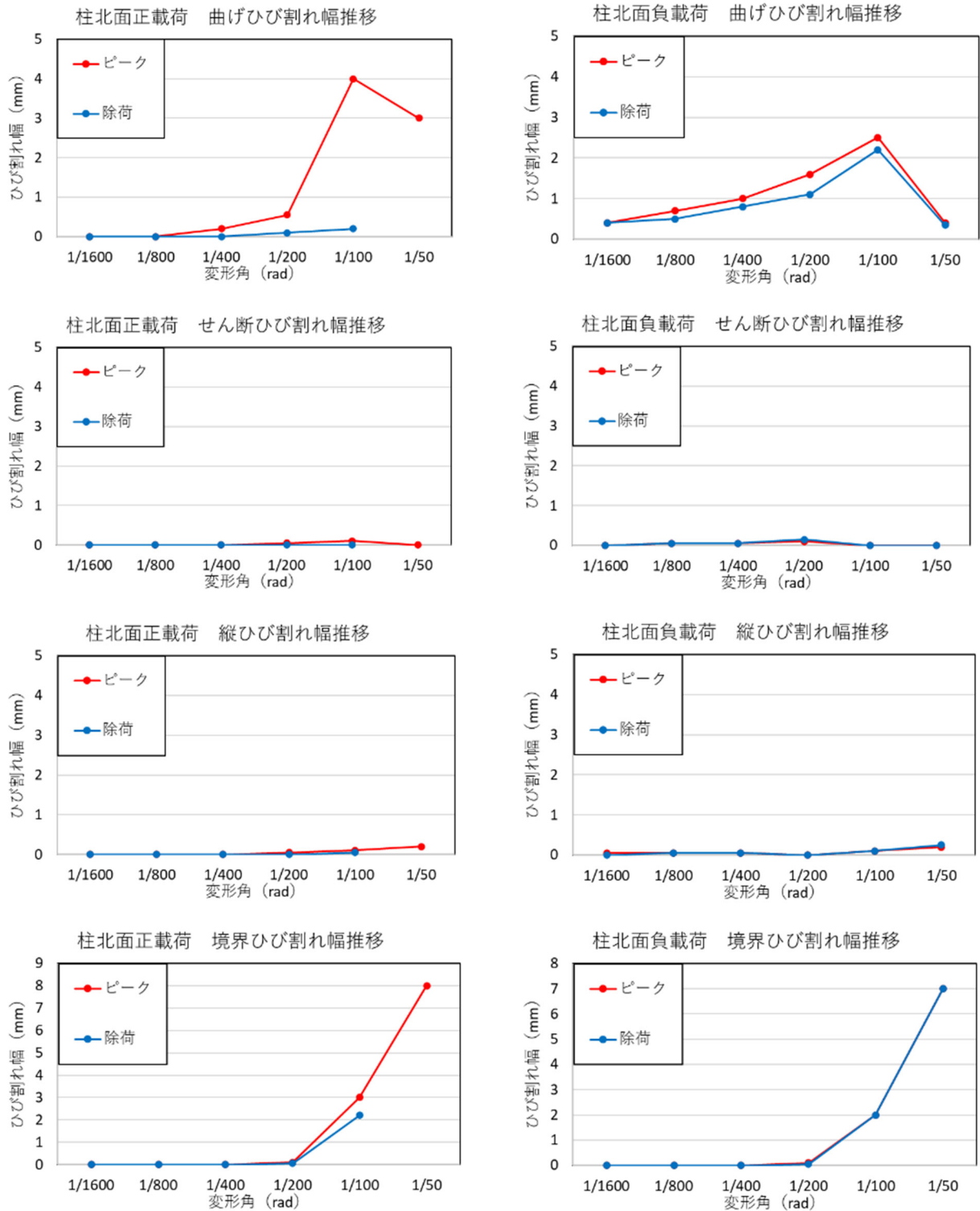


図 3.3.5-11 柱北面ひび割れ幅推移

第3章 迅速な補強工法を施した RC 造ピロティ柱の実験

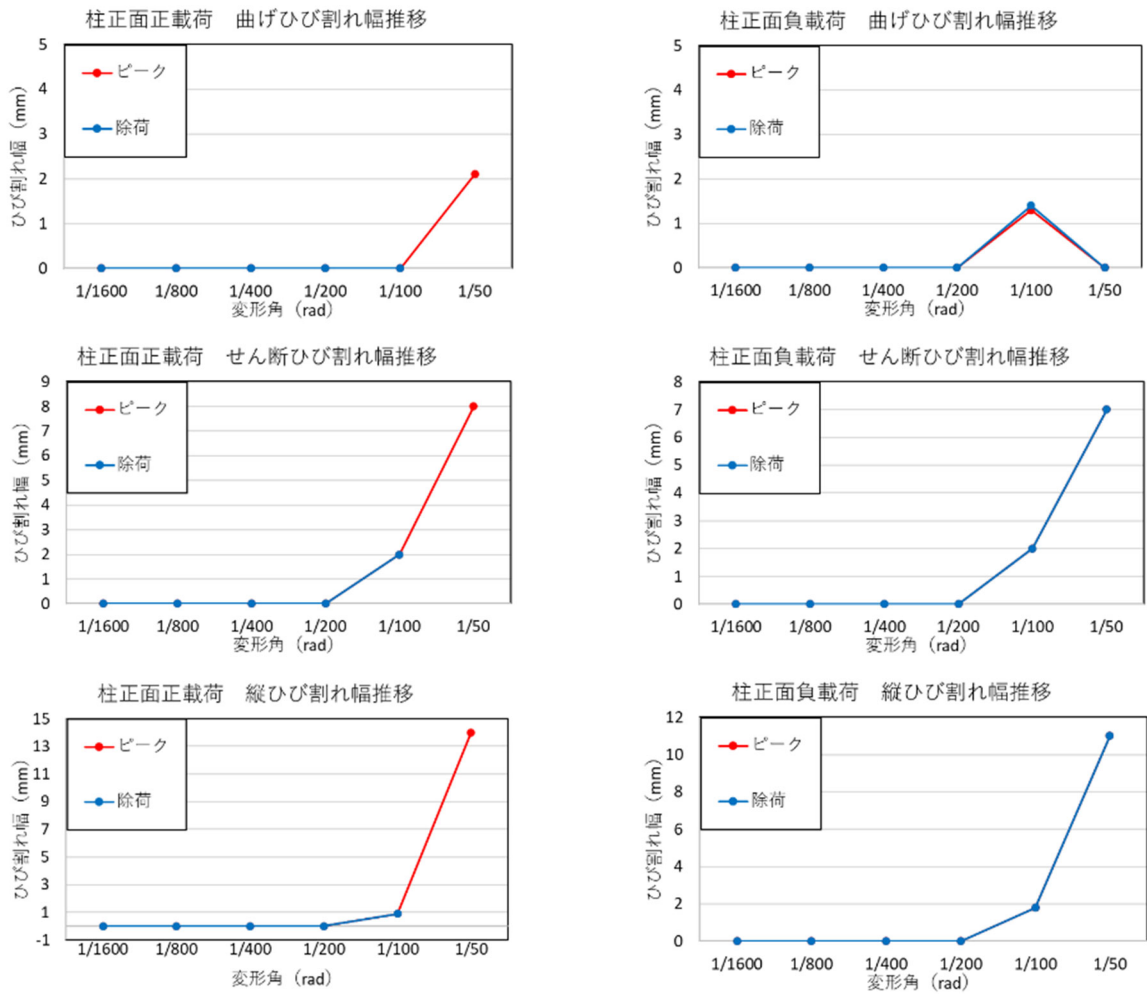


図 3.3.5-12 柱正面ひび割れ幅推移

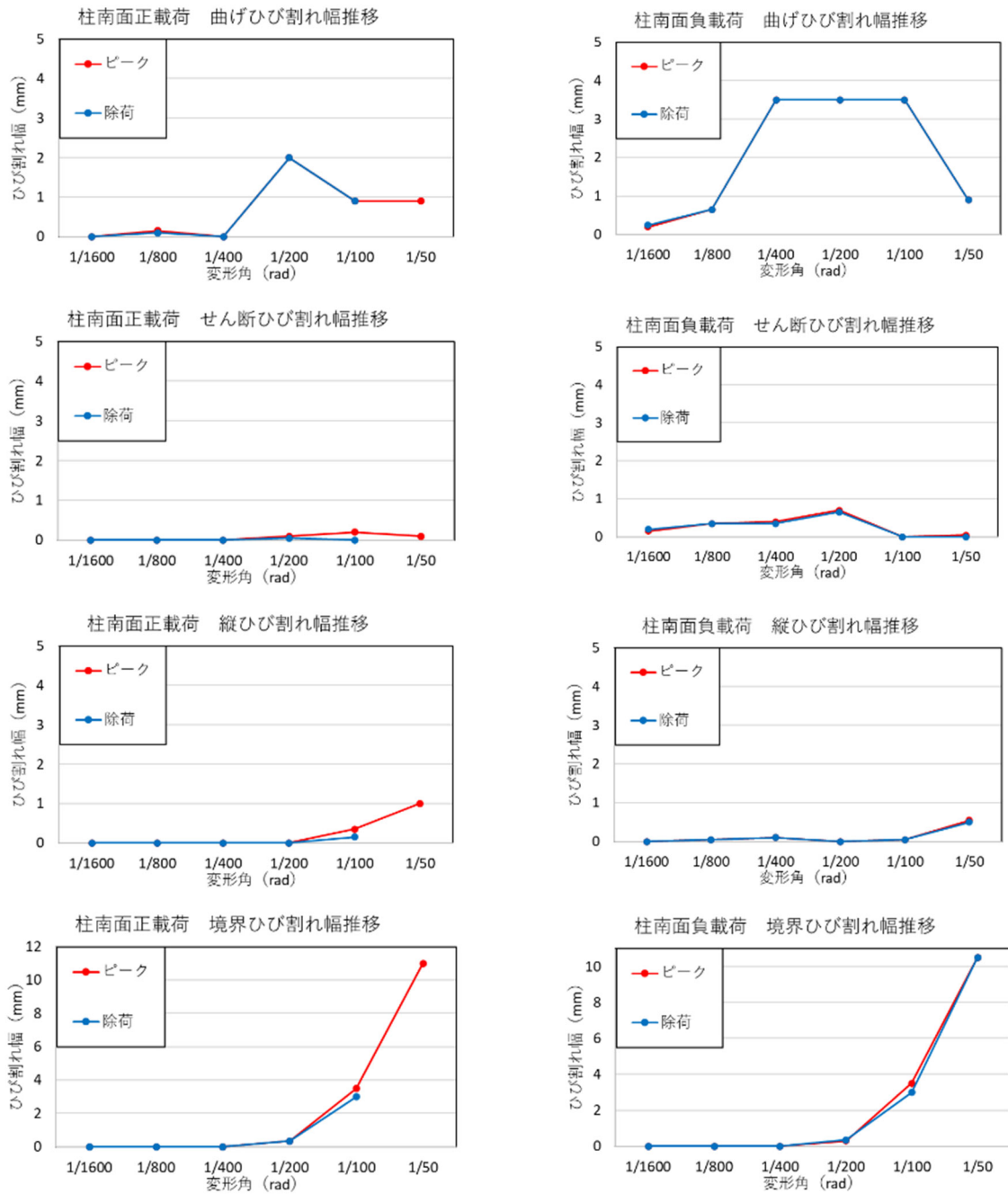


図 3.3.5-13 柱南面ひび割れ幅推移

(5) C1-R

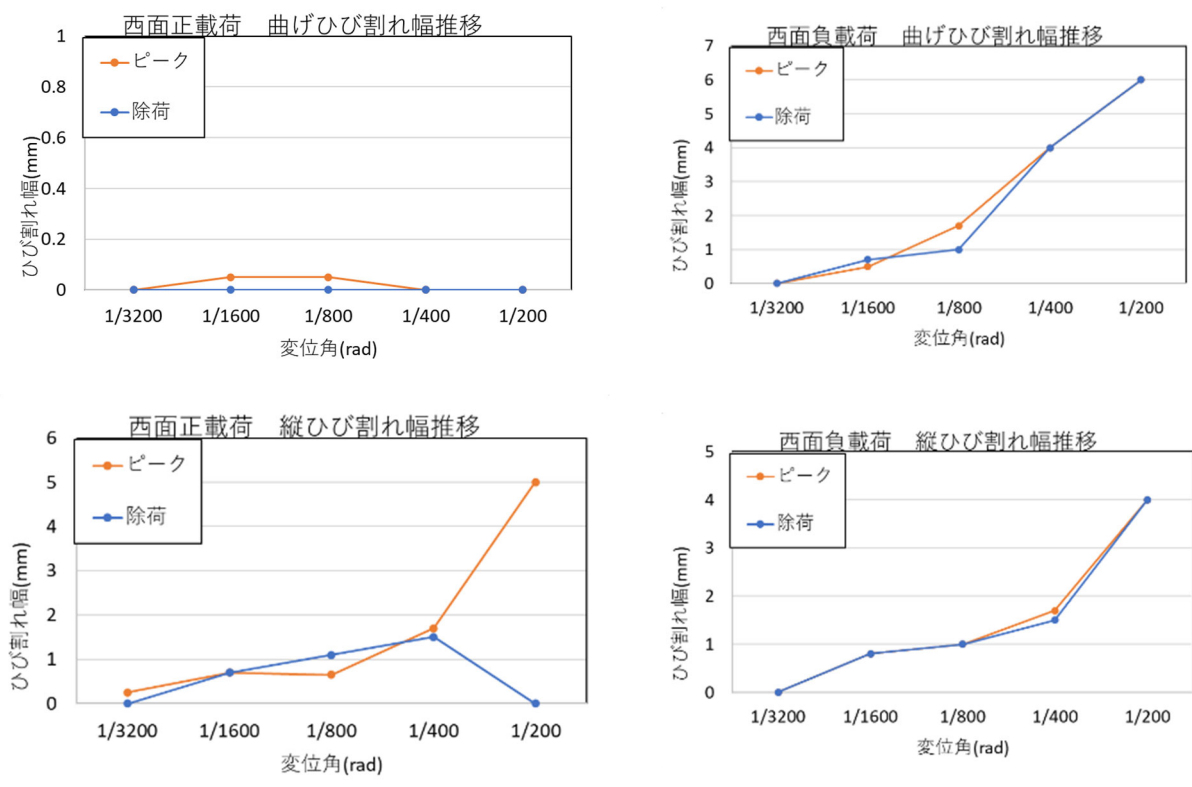


図 3.3.5-14 柱正面ひび割れ幅推移

3.4 結論

3章では、1章に示した熊本地震で被災したピロティ階を含む実建物を想定し、柱に対する効果的な耐震補強工法開発を目的とした補強実験を行った。

まず、補強実験先立ち、対象無補強試験体（矩形柱）骨格曲線の適切な評価手法について検討した。検討対象は、1984年から2019年までに刊行された日本コンクリート工学年次論文集と日本建築学会構造系論文集から①新耐震基準（柱帯筋比 0.2 以上）②高軸力（軸力比 0.4 以上）③シアスパン比 2 以下の 3 条件を満たす計 6 体の矩形柱試験体である。得られた知見を以下に示す。なお、ここで得られた知見は 7 章の復元力特性評価に反映させている。

- ・せん断余裕度（曲げ精算式/大野荒川 mean 式）を各試験体で算定したところ、せん断余裕度が 1 を超えた試験体は 3 体であり、これらは全て実験で確認された破壊モードと整合している。
- ・剛性低下率の式について、本検討のようにシアスパン比が 2 以下の試験体においても、通常シアスパン比 2 以上に用いる算定式にて剛性を計算した場合がより実験値を捉えた。
- ・破壊モードがせん断破壊になると推定される試験体では、曲げ剛性、せん断剛性ともに剛性低下を考慮したものと比べ、曲げ剛性のみ剛性低下を考慮したものは精度が良い傾向があり、曲げ破壊になると推定される試験体では、その差はそれほど見られなかった。

補強実験は、RC 造壁および超高強度繊維補強コンクリート（UFC）パネルを用いて、ピロティ階を想定した変動軸力下における RC 造矩形柱を補強した試験体を対象に行った。無補強試験体および、RC 壁や UFC パネルを片側袖壁として補強したものや、UFC パネルを柱の両せい面に張り付けた補強試験体を加力し、各補強効果について検討を行った。その結果、RC 壁を補強した試験体は最大耐力が約 1.6 倍、剛性が約 2.6 倍に増加し、また靱性能も向上したことを確認した。UFC パネルを袖壁や貼り付けとして補強した試験体は、ともに最大耐力が約 1.25 倍、剛性が 1.7~1.8 倍に増加しており、補強による効果を確認した。

参考文献

- [3-1] 保永将矢, 向井智久, 渡邊秀和, 衣笠秀行: せん断破壊する RC 造ピロティ柱の耐震補強に関する実験研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.42, No.2, pp.835~840, 2020.7
- [3-2] 帆足勇磨, 増田安彦, 田才晃, 楠浩一: 高軸力下における低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1231-1236, 2007.7
- [3-3] 根口百世, 高月行治, 塚越英夫, 南宏一: 低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維巻き付け補強による補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1039-1044, 2010.7
- [3-4] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2018
- [3-5] 建設省大臣官房技術調査室監修, (社)建築研究振興協会編: 鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン, 技報堂出版, 2000.8