

## 第3章 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証

### 3.1 既存鉄骨造高層建築物から切出した部分骨組の実験と疲労曲線の検証

#### 3.1.1 背景・目的

長周期地震動を受ける超高層建築物は、揺れが継続する時間が長く、従来の耐震設計で想定されていたよりも多くの繰返し変形を受ける。そのため、長周期地震動に対する耐震設計では、比較的小さな振幅による多数回の繰返し変形に対する変形能力を適切に評価することが重要となる。しかし、長周期地震動を想定した多数回の繰返し履歴下における部材の変形能力について定量的に検討した実験研究は限られている<sup>3.1.1-1)~5)</sup>。

本事業の一環としてH22年度～H23年度に、構造上最も重要な柱梁接合部梁端溶接部を対象に、既往の実験データの少ない小振幅領域（塑性率3以下）における一定変位振幅繰返し载荷実験を実施し、梁フランジ端溶接部の破断により決まる変形能力（疲労寿命）と変位振幅の関係を検討した。また、長周期地震動による応答を想定した変動変位振幅繰返し载荷実験を実施し、変動振幅履歴下の疲労寿命予測に用いられる線形累積被害則（Miner則）の適用性を検証した。表3.1.1-1、図3.1.1-1にこれまでの本事業の実験結果と既往の多数回繰返し载荷実験結果<sup>3.1.1-1)~5)</sup>をあわせて示す。本事業の実験は、超高層建築物で多用される現場溶接形式（フランジ：現場溶接，ウェブ：高力ボルト摩擦接合）と工場溶接形式（フランジ，ウェブとも工場溶接）の2種の梁端接合形式について、それぞれ1990年代前半まで多く使用された接合ディテールを選定して実施している。実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式と工場溶接形式の2種の梁端接合形式について、塑性率0.9～3.0の範囲における変位振幅と疲労寿命ならびに破断寿命の関係で表される疲労曲線を得た。同一の変位振幅における現場溶接形式の破断寿命は工場溶接形式の約80%であった。なお、本実験では疲労寿命に安定した履歴ループが得られる限界として90%耐力時の繰返し数を用いた。
- 2) 鉄骨梁と床スラブからなる合成梁の疲労寿命および破断寿命は、塑性率として正曲げ側塑性率と負曲げ側塑性率の平均を用いることで鉄骨梁と同様の疲労曲線で評価し得る。
- 3) 2種類の変動変位振幅载荷実験の結果について線形累積被害則（Miner則）に基づいて求めた累積損傷度は、疲労寿命に対して0.58、0.60であり、破断寿命に対して0.60、0.65であった。

今年度は、既存鉄骨造建築物（1992年竣工，高さ約100m，地上24階）の中間階から切出した柱梁ト形骨組について、当時の梁端溶接部の多数回繰返し履歴下における保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握すること，ならびにこれまでの模型試験体を用いた実験で得た疲労曲線の妥当性を検証することを目的に定変位振幅繰返し载荷実験を行った。図3.1.1-2に試験体の切出し位置図を，写真3.1.1-1に切出し後の状況を示す。試験体は，2つの構面から2体を切出した。なお，試験体を切り出した2つの構面の製作工場は異なる。

#### <参考文献>

3.1.1-1) 吹田啓一郎，橋田勇生，佐藤篤司：繰返し塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の

- 変形能力その1～2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1021~1024, 2009
- 3.1.1-2) 吹田啓一郎, 真鍋義貴, 佐藤篤司, 津嘉田敬章, 田中剛, 蘇鐘鈺: 塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力その3～5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.769~772, 2010
- 3.1.1-3) 成原弘之, 泉満: 鋼構造柱梁仕口における梁端溶接部の疲労強度, 日本建築学会構造系論文集, 第508号, pp.111~117, 1998
- 3.1.1-4) 半澤徹也, 松岡祐一, 田村和夫, 寺田岳彦, 坂本真一, 堀江竜巳: 鉄骨造建物における柱梁接合部の構造性能に及ぼす繰返し変位振幅の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.525~526, 2006
- 3.1.1-5) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.767~768, 2010

表 3.1.1-1 H22～23 年度実験結果と既往の多数回繰返し载荷実験結果の比較

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	ダブイフレーム	梁端 接合形式	接合詳細		変位振幅 (塑性率)	破断寿命	破壊状況 (起点)
H22年 H23年 実験	K-09	K	H-600×200×12×19 (SM490A)	内 ダブイフレーム PL-25 (SN490B)	工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	鋼製 エンドタブ 切断なし	0.9	382	スカラップ底
	K-13							1.3	82	スカラップ底
	K-20							2.0	20	スカラップ底
	K-30							3.0	7	スカラップ底
	G-09	G	□-500×500×25×25 (SN490C)	現場溶接	1/4円:35R + 耳形スカラップ	溶接材料 YGW-11	0.9	216	溶接止端縁	
	G-13						1.3	67	スカラップ底	
	G-20						2.0	16	スカラップ底	
	G-30						3.0	5	スカラップ底	
GL-13	GL	BH-800×300×16×32 (SM490A)	内ダブイフレーム PL-36 (SN490B)	現場溶接	1/4円:35R 回し溶接		1.3	103	スカラップ底	
GL-20							2.0	32	スカラップ底	
文献1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 ダブイフレーム	工場溶接	ノンスカラップ	鋼製 エンドタブ 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁
		SC-L1	□-300×300×19×19 (SM490A)					2.0	118	溶接止端縁
		SC-L2	現場溶接		1/4円:25+10R	3.0		58	溶接止端縁	
						1.0		350	溶接止端縁	
文献2) 2006	B-SW2	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 ダブイフレーム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R 下フランジ: 耳形	鋼製 エンドタブ 切断なし	2.0	7	溶接止端縁
B-SW3	□-300×300×19×19 (SN490B)		1.43					34	溶接止端縁	
文献3) 2009	SC-1.2A	SC	H-400×200×8×13 (SN400B)	通し ダブイフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スカラップ 35R+10R	フラックススタブ	1.2	241	スカラップ底
	SC-1.2B							1.2	302	溶接止端縁
	SC-2.0							2.0	66	溶接止端縁
	NS-1.2A	NS	□-300×300×16 (BCR295)	現場溶接	ノンスカラップ	1/4円スカラップ	フラックススタブ	3.0	20	スカラップ底
	NS-1.2B							1.2	541	溶接止端縁
	NS-2.0							1.2	635	溶接止端縁
NS-3.0	2.0	101	溶接止端縁							
NS-3.0	3.0	49	溶接止端縁							
文献4) 2010	NSS-1.2A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し ダブイフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノンスカラップ	フラックススタブ	1.2	274	溶接止端縁
	NSS-2.0A							2.0	63	溶接止端縁
	NSS-3.0A							3.0	25	溶接止端縁
	NSS-4.0A							4.0	13	溶接止端縁
	NSW-1.2A	NSW 柱薄	H-500×200×10×16 (SN490B)	現場溶接	1/4円スカラップ	溶接材料 YGW-11	フラックススタブ	1.2	220	溶接止端縁
	NSW-2.0A							2.0	38	溶接止端縁
	NSW-3.0A							3.0	14	溶接止端縁
	NSW-4.0A							4.0	7	溶接止端縁
文献5) 2010	No.2-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A)	通し ダブイフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スカラップ	鋼製 エンドタブ 被覆アーク 溶接	4.0	1.5	スカラップ底
	No.2-L		6.0					2	スカラップ底	
	No.4-R	No.4	□-400×400×12×12 (SM490A)					1/4円:35R	4.0	

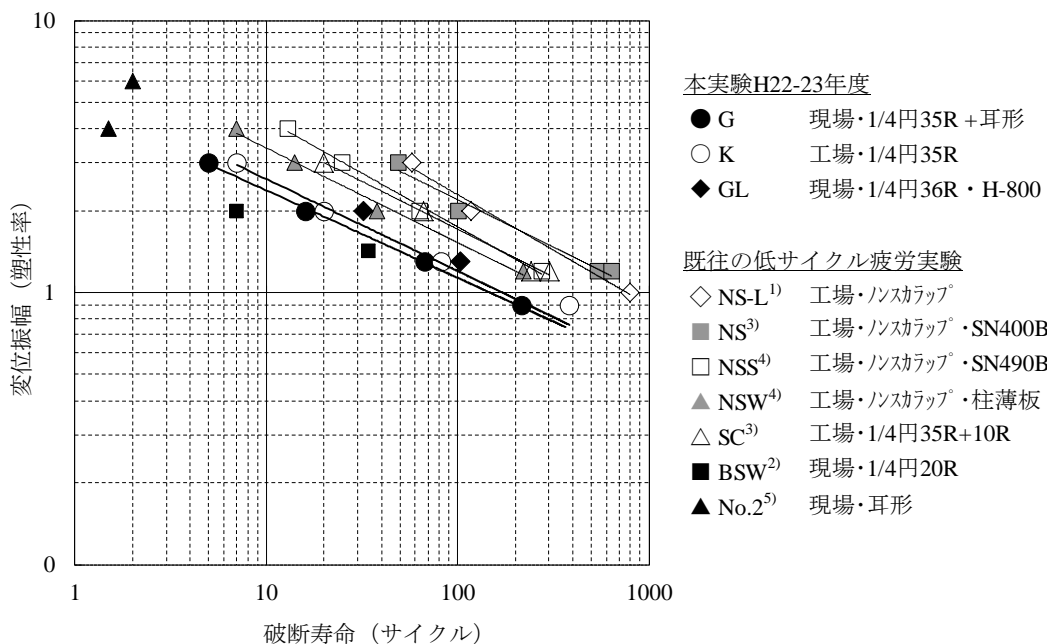


図 3.1.1-1 変位振幅—破断寿命関係

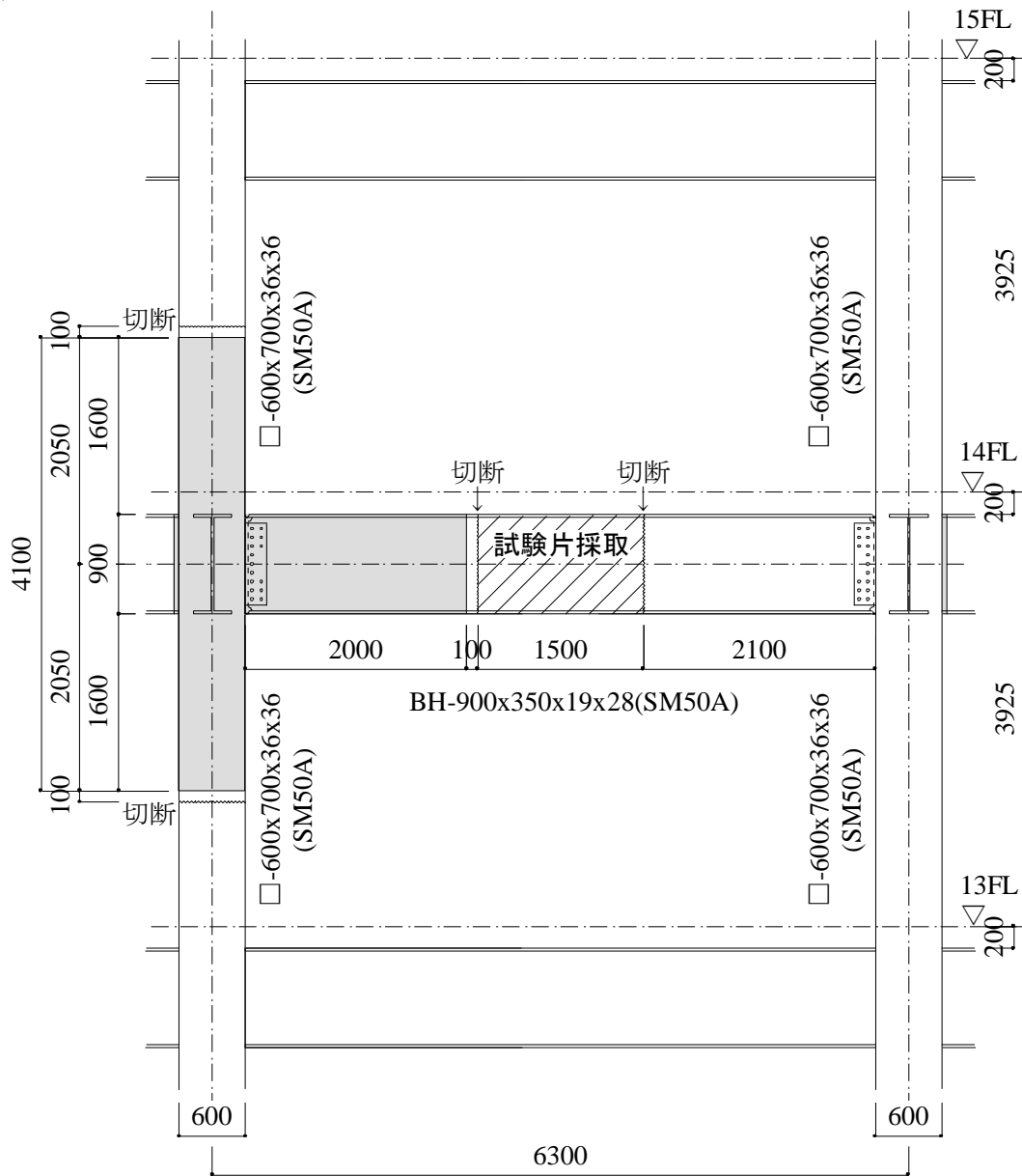


図 3.1.1-2 試験体採取位置(2つの構面から2体を切出)



写真 3.1.1-1 試験体切出状況

### 3.1.2 試験体

#### (1) 試験体諸元

試験体一覧を表 3.1.2-1 に、試験体の形状・寸法を図 3.1.2-1 に示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱に溶接組立 H 形断面梁を接合したト形柱梁骨組である。床スラブおよびスタッドは切出後にはつり、撤去した。試験体の梁断面は BH-900×350×19×28 であり、柱断面は□-600×700×36×36 である。梁材および柱材には溶接構造用圧延鋼材 SM50A の厚板が用いられている。梁の幅厚比はフランジ  $b/t_f=6.3$ 、ウェブ  $d/t_w=44.4$  であり、いずれも部材種別は FA ランクである。試験体数は 2 体で、定変位振幅繰返し载荷における振幅レベル [塑性率 1.3, 2.0] を実験変数とした。

試験体梁端部の接合詳細を図 3.1.2-2 に示す。梁端接合形式は現場溶接形式であり、フランジ端は溶接により、ウェブは高力ボルト摩擦接合により柱に接合されている。なお、梁は柱に 75mm 偏心して取り付けられている。梁ウェブ端のスカロップは半径 40mm の 1/4 円形状であり、フィレット部は回し溶接されている。梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブが用いられ、溶接後にエンドタブは切断していない。裏当て金の組立溶接は開先外では行われていない（図面上は組み立て溶接の位置が開先外に図示されていた）。フランジ端溶接部を対象にした UT 検査では欠陥は検出されなかったが、溶接全長に亘り余盛高さは 5mm 程度であり、管理許容差  $t/4$  ( $t$ : フランジ板厚) に対して 2mm 少ない。

ウェブ高力ボルト接合部にはトルシア形高力ボルト 15-M22(S10T)が用いられている。ウェブの曲げ耐力比  $bolM_u/wM_p$  は 0.56~0.58 (図 3.1.2-3 参照) である。

箱形断面柱の内ダイヤフラムと柱スキンプレーートの溶接は消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接 (CES 溶接) である。

表 3.1.2-1 試験体一覧

試験体	断面	接合形式	スカロップ	変位振幅
GC-13	梁 : (SM50A) BH-900×350×19×28 $b/t_f=6.3, d/t_w=44.4$	現場溶接形式 鋼製エンドタブ	1/4円 半径40mm	$\pm 1.3 \delta_p$
GC-20				$\pm 2.0 \delta_p$

※ $\delta_p$  : 梁全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(GC-13 : 22.1mm, GC-20 : 20.9mm)

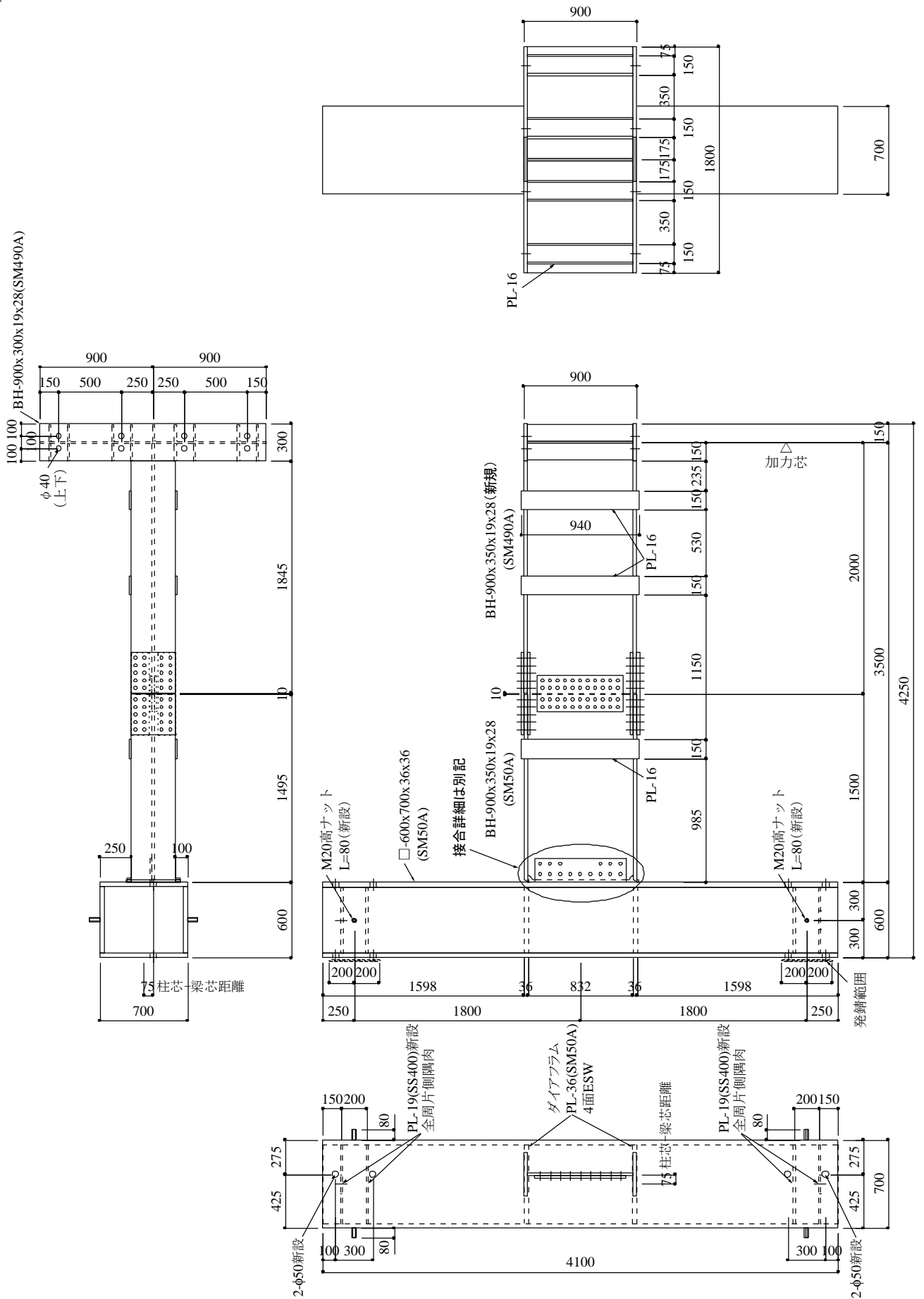


図 3.1.2-1 試験体の形状・寸法(GC-13, GC-20)

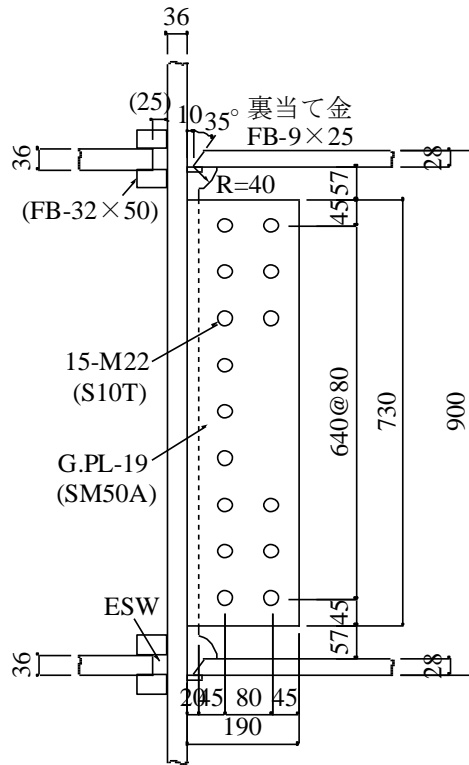


図 3.1.2-2 仕口詳細

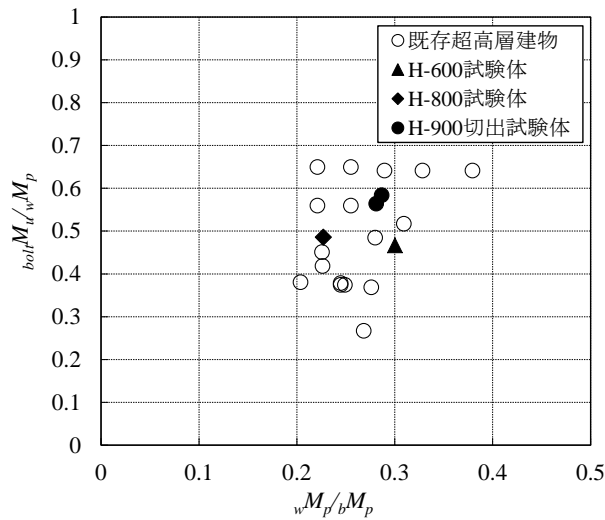
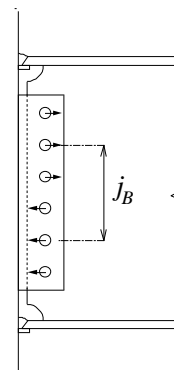


図 3.1.2-3 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

- $bM_p$  : 梁の全塑性モーメント
- $wM_p$  : 梁ウェブの全塑性モーメント
- ${}_{bolt}M_u$  : ウェブボルト接合部の最大曲げ耐力
 
$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (3.1.2-1)$$
- $j_B$  : ボルト群の重心間距離
- $n$  : 上側半分のボルト本数
- $q_{bu}$  : ボルト 1 本あたりの 1 面せん断最大耐力  
(はしめけ破断耐力以下)



## (2) 使用材料

### □鋼材の引張試験結果

鋼材の引張試験結果を表 3.1.2-2 に、梁のフランジ、ウェブの応力-ひずみ関係を図 3.1.2-4、図 3.1.2-5 に示す。梁のフランジ、ウェブの鋼種は溶接構造用圧延鋼材 SM50A である。いずれも降伏比は約 70%、伸びは約 30%であった。

### □鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果

梁フランジに使用した鋼材のVノッチシャルピー衝撃試験結果（試験温度 0℃）を表 3.1.2-3 に示す。試験片は JIS Z 2242 にしたがって圧延方向に採取し、側面からV形の切込みを入れた。0℃のシャルピー吸収エネルギー $vE_0$ は 2.12J、228J であった。

### □鋼材の化学成分分析結果

梁フランジに使用した鋼材の化学成分分析結果を表 3.1.2-4 に示す。化学成分分析は C, Si, Mn, P, S の主要 5 元素と Cu, Ni, Cr, Mo, V, Ti, B, N の合計 13 元素について行った。表には SM490A 材（SN490B 材）の JIS 規格値をあわせて示す。

### □鋼材の溶接性指標

梁フランジに使用した鋼材の溶接性指標を表 3.1.2-5 に示す。溶接性指標として、炭素当量  $C_{eq}$ 、溶接割れ感受性組成  $P_{CM}$ 、HAZ 靱性評価式  $f_{HAZ}$  について算出した。SM50A 材の  $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  の JIS 規格値はないため、表には参考として SN490B 材の規格値を示している。 $C_{eq}$  および  $P_{CM}$  はいずれも SN490B 材の規格値を満足している。 $f_{HAZ}$  の値は 0.443% であり、日本建築センター「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」<sup>3.1.2-1)</sup>における要求靱性  $vE_{act} \geq 70J$  に対応する値 (0.58%) 以下であった。

## <参考文献>

3.1.2-1) 日本建築センター：「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説」, 2006



表 3.1.2-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比 YR(%)	伸び (%)	部位
SM50A	28	368	516	71.3	31.0	GC-13フランジ
	28	346	505	68.4	31.7	GC-20フランジ
	19	363	511	71.1	29.3	GC-13ウェブ
	19	351	519	67.6	28.7	GC-20ウェブ

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 3.1.2-3 シャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	$vE_0$ (J)	脆性破面率 (%)	部位
SM50A	28	228	15	GC-13下フランジ
	28	212	27	GC-20下フランジ

JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値 (試験温度0°C)

※ $vE_0:0^\circ\text{C}$ のシャルピー吸収エネルギー

表 3.1.2-4 化学成分分析結果

採取部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
GC-13フランジ	0.17	0.33	1.47	0.009	0.002	0.01	0.02	0.03	0.01	0.001	0.001	0.0001	0.0019
SM490A規定 (SN490B規定)	0.20 (0.18) 以下	0.55 (0.55) 以下	1.65 (1.60) 以下	0.035 (0.030) 以下	0.035 (0.015) 以下								

表 3.1.2-5 溶接性指標

シリーズ	$C_{eq}$ (%)	$P_{CM}$ (%)	$f_{HAZ}$ (%)
GC-13フランジ	0.438	0.258	0.443
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58 <sup>*</sup> 以下

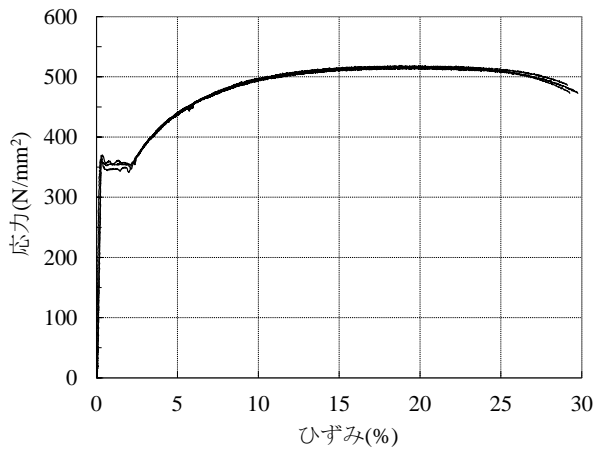
炭素当量

$$C_{eq} = C + \text{Si}/24 + \text{Mn}/6 + \text{Ni}/40 + \text{Cr}/5 + \text{Mo}/4 + \text{V}/14$$

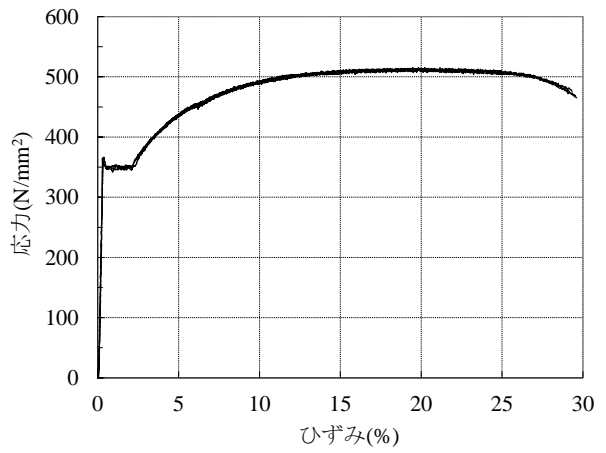
溶接割れ感受性組成  $P_{CM} = C + \text{Si}/30 + \text{Mn}/20 + \text{Cu}/20 + \text{Ni}/60 + \text{Cr}/20 + \text{Mo}/15 + \text{V}/10 + 5\text{B}$

HAZ靱性評価式  $f_{HAZ} = C + \text{Mn}/8 + 6 \times (\text{P} + \text{S}) + 12\text{N} - 4\text{Ti}$

※「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」における要求靱性 $vE_{act} \geq 70\text{J}$ に対応する値

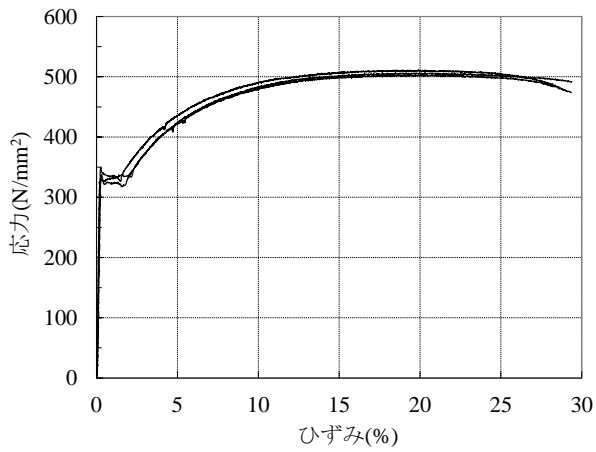


(a) PL-28, SM50A(フランジ)

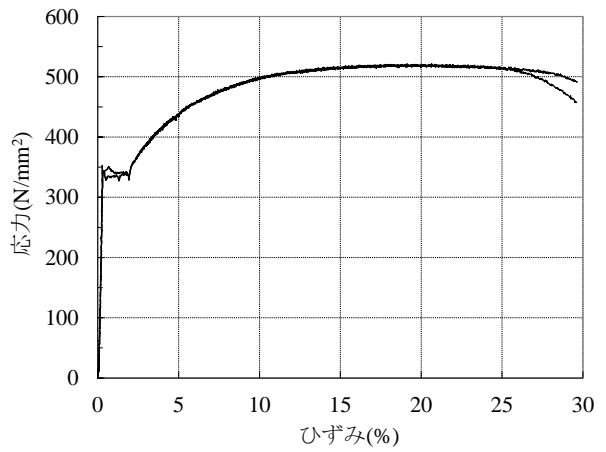


(b) PL-19, SM50A(ウェブ)

図 3.1.2-4 鋼材の応力-ひずみ関係 (GC-13)



(a) PL-28, SM50A(フランジ)



(b) PL-19, SM50A(ウェブ)

図 3.1.2-5 鋼材の応力-ひずみ関係 (GC-20)

### 3.1.3 実験方法

#### (1) 加力方法

加力装置図を図3.1.3-1に示す。反力床上に試験体の柱を水平に設置し、2台のアクチュエータ（定格能力±1MN，±300mm）により試験体の梁の上端部に水平の繰返し荷重を作用させる方法である。加力の符号については、GC-13は梁の下フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とし、GC-20は梁の上フランジに相当する側に引張力が作用する方向を正側加力とした。試験体の梁の横座屈を防止するため、3箇所面に外拘束治具を設けている。柱の両端ではピン治具などを用いず、PC鋼棒によって反力床に弾性的に固定されている。実験状況を写真3.1.3-1に示す

定変位振幅繰返し载荷では、梁の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 $\delta_p$ を基準とし、 $1.3\delta_p$ 、 $2\delta_p$ の2水準の変位振幅を与えた。実験は試験体が破壊（フランジ破断）するまで载荷を続けることとした。ここで、梁の全塑性時弾性変位 $\delta_p$ は式(3.1.3-1)により算出した（GC-13： $\delta_p=22.1\text{mm}$ ，GC-20： $20.9\text{mm}$ ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left( \frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (3.1.3-1)$$

- 記号  $Q_p$  : 梁端部の全塑性耐力（梁せん断力に換算）  
 $L_B$  : 柱フェイスから加力点までの距離（3500mm）  
 $I$  : 梁の断面二次モーメント  
 $wA$  : 梁ウェブの断面積  
 $E, G$  : 鋼材のヤング率およびせん断弾性率

#### (2) 計測方法

変位測定位置を図3.1.3-1に示す。加力点の水平変位の他に、柱梁接合部の梁端部の回転を測定した。これらの測定値を用いて、加力点変位 $\delta_i$ から柱梁接合部の回転による変位成分 $\delta_r$ を差し引いた梁のみの相対変位 $\delta_b$ を加力中に逐次算出することによって加力点変位を制御した。荷重はアクチュエータ内蔵のロードセルにより測定した。

ひずみ測定位置を図3.1.3-2に示す。試験体の梁の要所に、1体につき26枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。

- Dh1, Dh2 : 加力点変位計測用(SDP200)
- Dh3, Dh4 : 水平変位計測用(CDP25)
- Dv1~Dv4 : 梁端回転角計測用(CDP25)
- Dv11~Dv14 : 柱回転角計測用(CDP25)

梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_i - \delta_j = \frac{\delta_{h1} + \delta_{h2}}{2} - \frac{\delta_{v1} + \delta_{v2} - \delta_{v3} - \delta_{v4}}{2 \cdot D_B} \cdot L_B$$

$L_B$  : 梁内法長さ

$D_B$  : 計測点間距離

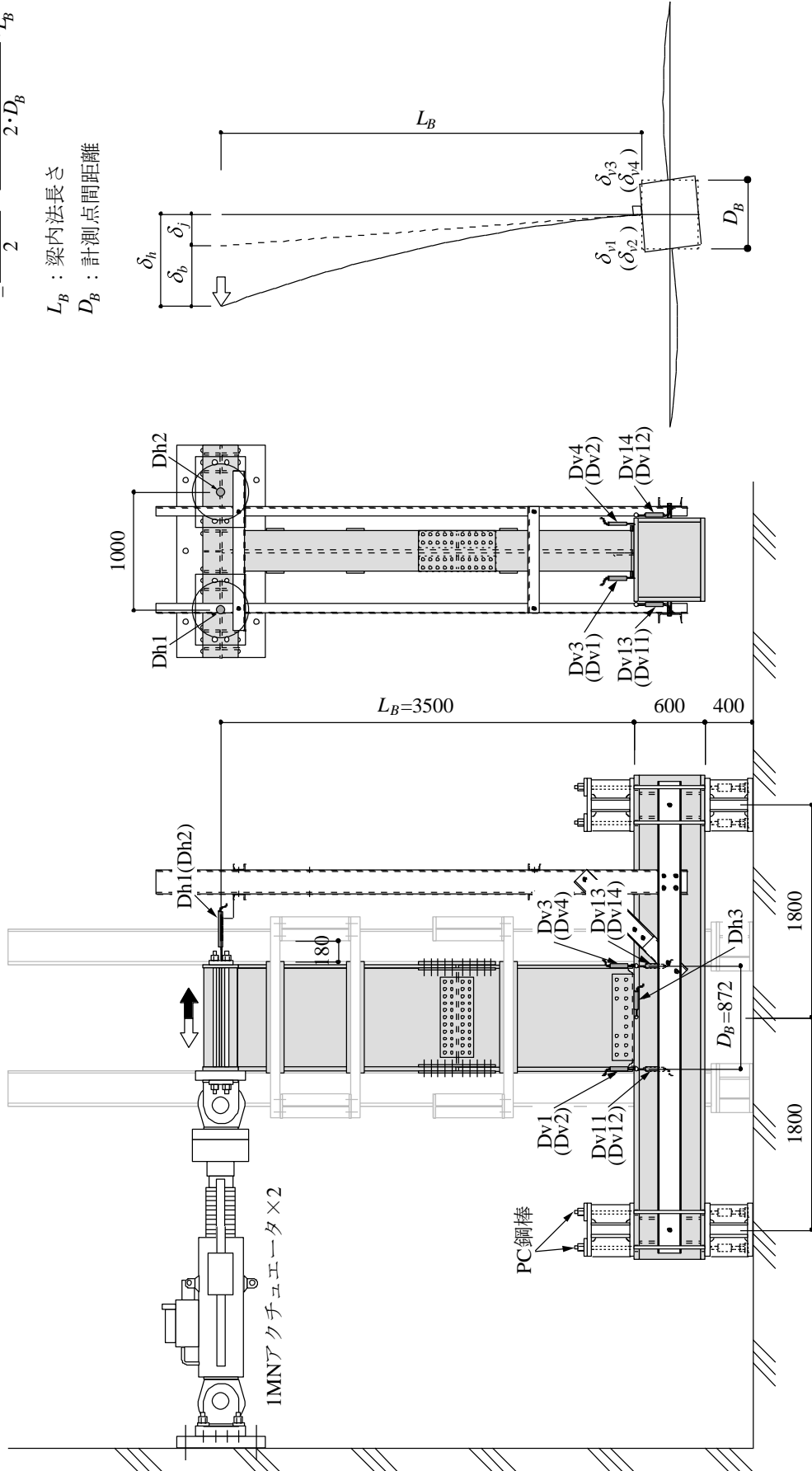


図 3.1.3-1 加力装置および変位測定位置



写真 3. 1. 3-1 実験状況

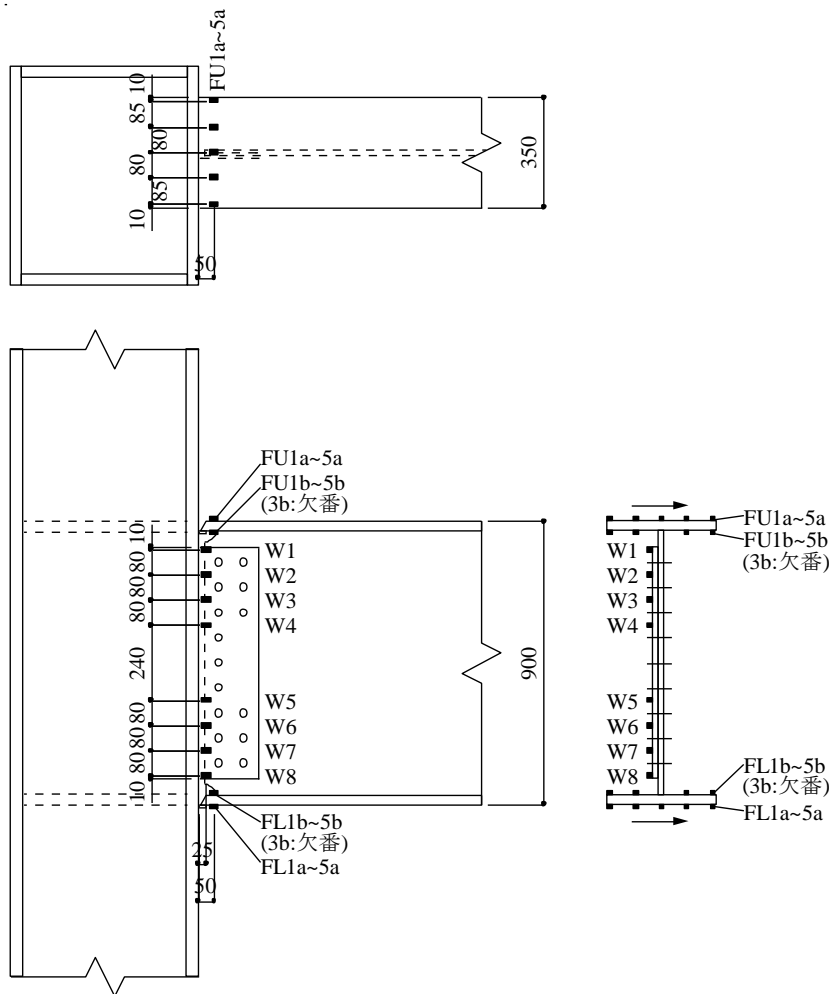


図 3. 1. 3-2 ひずみゲージ貼付け位置

### 3.1.4 実験結果

#### (1) 破壊性状

最大耐力や破断時の繰返し数などの主な実験結果の一覧を表 3.1.4-1 に示す。繰返し数  $N_{90\%}$ ,  $N_{85\%}$  は、履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重  $Q_{\max}$  の 90%, 85% に低下した時点の繰返し数である。 $N_f$  は一方の梁フランジがほぼ全面破断した時点の繰返し数である。各試験体の最終破壊状況を写真 3.1.4-1～写真 3.1.4-2 に示す。いずれの試験体も梁フランジ母材が破断して破壊に至った。なお、どの試験体も梁端部に局部座屈は発生していない。

GC-13, GC-20 は、昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり、梁フランジ母材が破断した。なお、GC-13 の亀裂はフランジ幅片側に集中したため、ピーク荷重が最大荷重から 50% 低下するまで載荷を継続した。荷重 50% 低下時に亀裂はフランジ幅の約 3/4 まで進展している。

表 3.1.4-1 実験結果一覧

試験体	振幅 mm	${}_e K$ kN/mm	${}_c K$ kN/mm	$\frac{{}_e K}{{}_c K}$	$Q_{\max}$ kN	$Q_p$ kN	${}_f Q_p$ kN	$\frac{Q_{\max}}{Q_p}$	$\frac{Q_{\max}}{{}_f Q_p}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$	破壊状況 (起点)
GC-13	$\pm 1.3\delta_p$ ( $\pm 28.7$ )	52.3	56.6	0.92	1196 1195	1249	898	0.96 0.96	1.33 1.33	36 44	38 —	51	フランジ破断 (スカラップ底)
GC-20	$\pm 2\delta_p$ ( $\pm 41.8$ )	51.9		0.92	1092 1084	1183	844	0.92 0.92	1.29 1.28	— 20	— 21	23	

ここに、同じ枠内の上段は正加力時の値、下段は負加力時の値を示す。

$\delta_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力に対応する弾性変位計算値(GC-13:22.1mm, GC-20:20.9mm)

${}_e K$  : 梁の初期剛性実験値(梁せん断力= $Q_p/3$ 時の割線剛性)

${}_c K$  : 梁の弾性剛性計算値

$Q_{\max}$  : 最大荷重(梁せん断力)実験値

$Q_p$  : 鉄骨梁の全塑性耐力計算値

${}_f Q_p$  : 鉄骨梁フランジのみの全塑性耐力計算値

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_{85\%}$  :  $0.85Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数



写真 3.1.4-1 最終破壊状況 (GC-13)



写真 3.1.4-2 最終破壊状況 (GC-20)

## (2) 荷重変形特性

各試験体の荷重－変形関係を図 3.1.4-1～図 3.1.4-2 の上段(a)に示す。この変形とは加力点変位  $\delta_h$  から柱梁接合部の回転による変位成分  $\delta_r$  を差し引いた梁のみの相対変位  $\delta_b$  を表す。図中の破線は弾性剛性  $eK$  と全塑性耐力の計算値である。全塑性耐力は、梁全断面有効とした場合 ( $Q_p$ ) と梁フランジのみの場合 ( $fQ_p$ ) の 2 種について示す。加力の符号は、GC-13 は梁の下フランジに相当する側に引張力が作用する方向が正側加力、GC-20 は梁の上フランジに相当する側に引張力が作用する方向が正側加力である。図 3.1.4-1～図 3.1.4-2 の下段(b)に加力サイクルの進行に対するピーク荷重の推移を示す。縦軸の荷重は最大荷重  $Q_{max}$  で除して無次元化している。

いずれの試験体もピーク荷重は 3~4 サイクルで最大値を示した。その後も安定した履歴を示すが、スカラップ底の亀裂の進展にともないピーク荷重は徐々に低下した。スカラップ底の亀裂が梁フランジ表面に貫通すると、ピーク荷重は最大ピーク荷重の 90%程度まで低下している。フランジ板厚方向に亀裂が貫通した後は亀裂の進展が顕著となり、ピーク荷重が大きく低下して破壊に至った。

各試験体の破断側梁フランジ端部の材軸方向ひずみの幅方向の分布を図 3.1.4-3 に示す。図には 1 サイクル目、2 サイクル目および 90%耐力時の各サイクルピーク時の分布を示している。梁フランジ端のひずみはサイクルの進行にともない引張ひずみ側にシフトする傾向にある。

梁端部シヤプレート材の材軸方向ひずみ分布を図 3.1.4-4 に示す。上下最外縁のプロットはウェブ直上の梁フランジのひずみを表す。シヤプレートの上下最外縁のみにひずみが生じており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。



・ GC-13 実験経過

36 サイクル :  $0.9Q_{\max}$  時

42 サイクル : フランジ半幅破断

51 サイクル : 耐力 50% 低下

破壊形式 : スカラップ底を起点とするフランジ母材破断

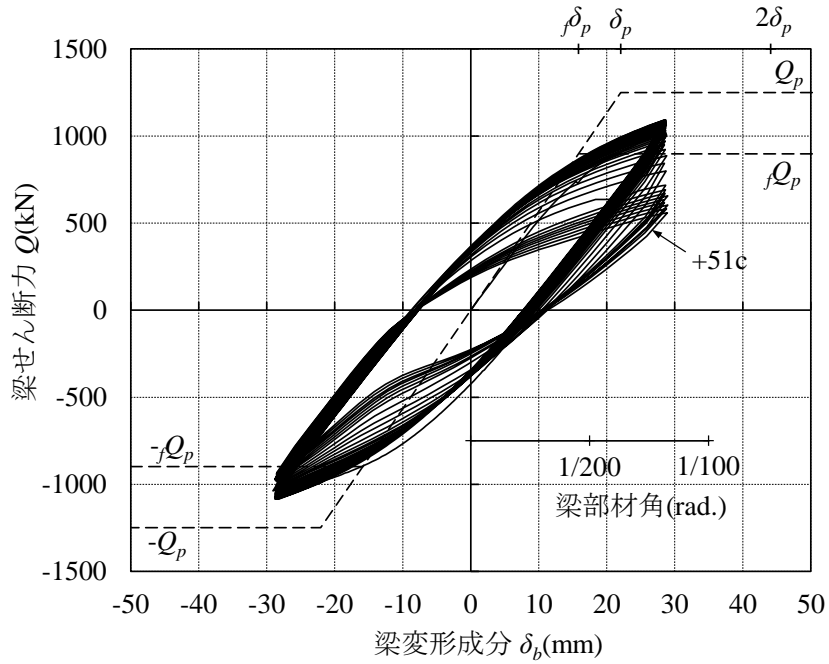


図 3.1.4-1(a) 荷重—変形関係 (GC-13 試験体)

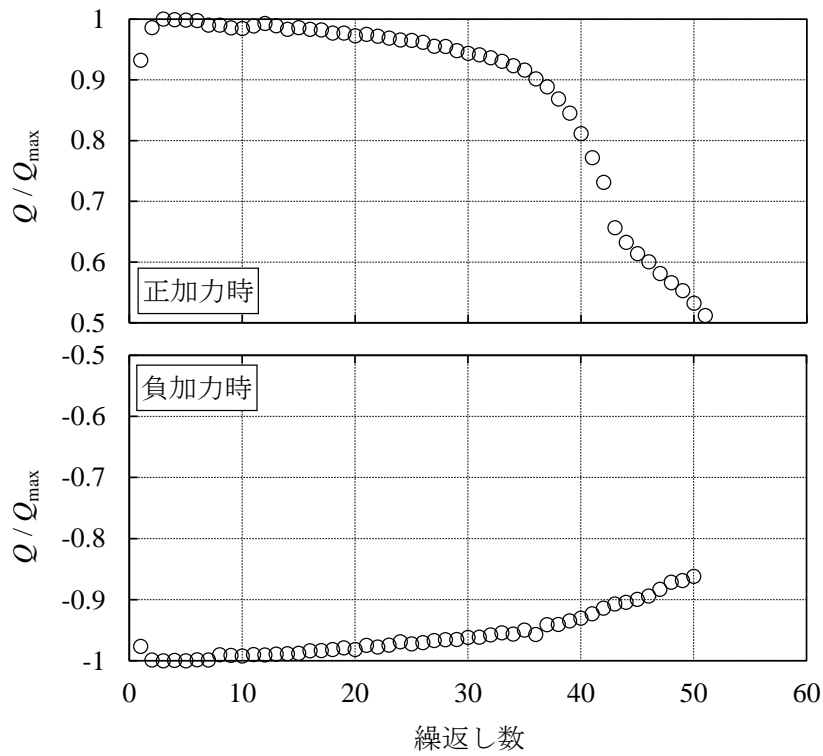


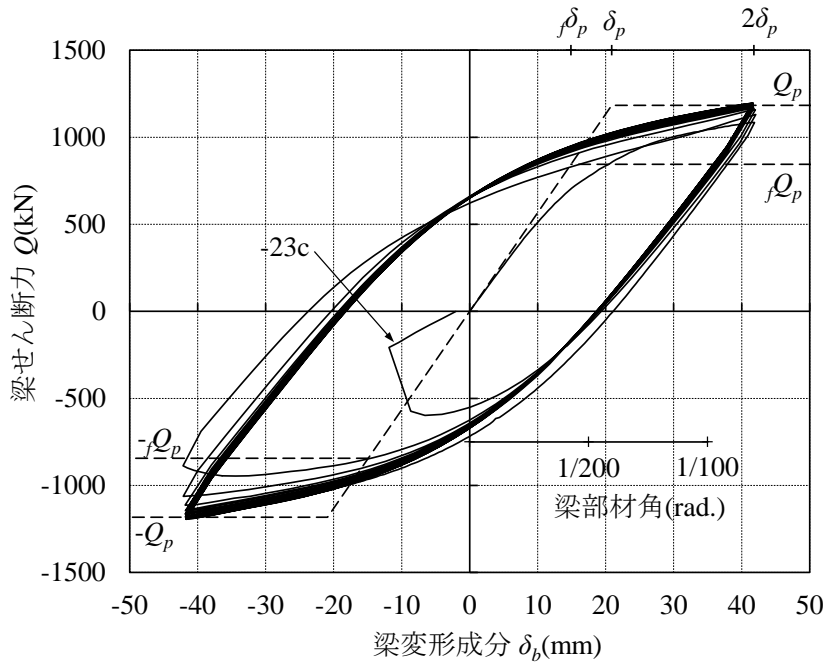
図 3.1.4-1(b) ピーク荷重の推移 (GC-13 試験体)

・ GC-20 実験経過

20 サイクル :  $0.9Q_{max}$  時

23 サイクル : フランジ全幅破断

破壊形式 : スカラップ底を起点とするフランジ母材破断



00

図 3.1.4-2(a) 荷重—変形関係 (GC-20 試験体)

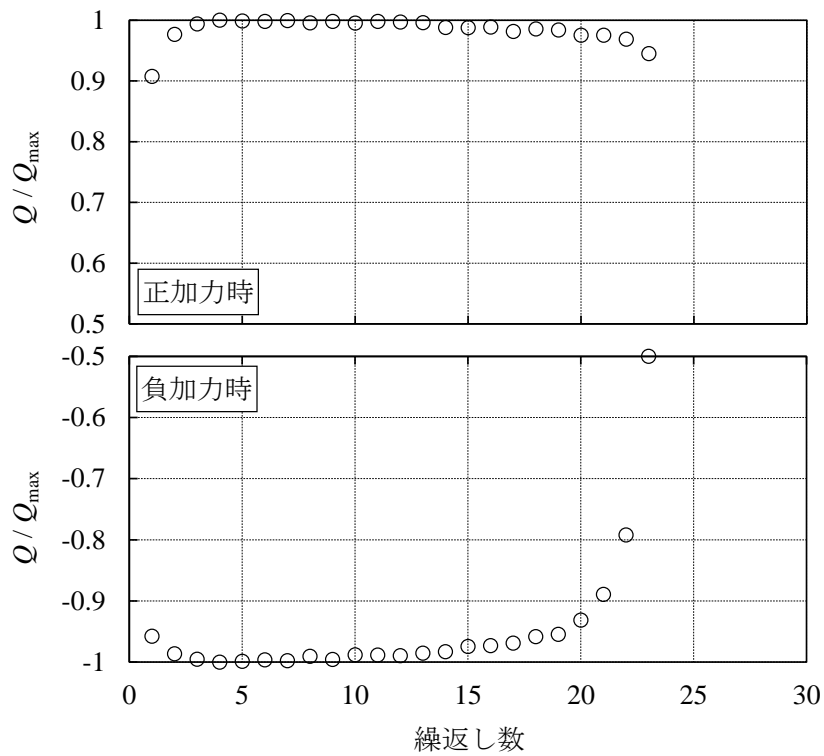


図 3.1.4-2(b) ピーク荷重の推移 (GC-20 試験体)

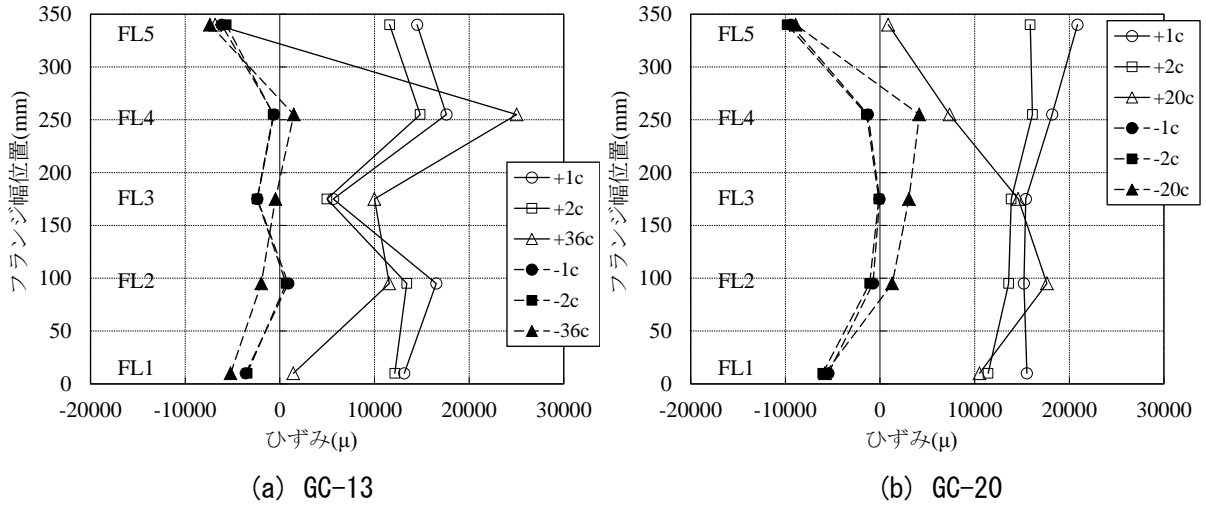


図 3.1.4-3 破断側フランジ端部の材軸方向ひずみ分布

(実線：正加力，点線：負加力 / 1 サイクル目，2 サイクル目，90%耐力時)

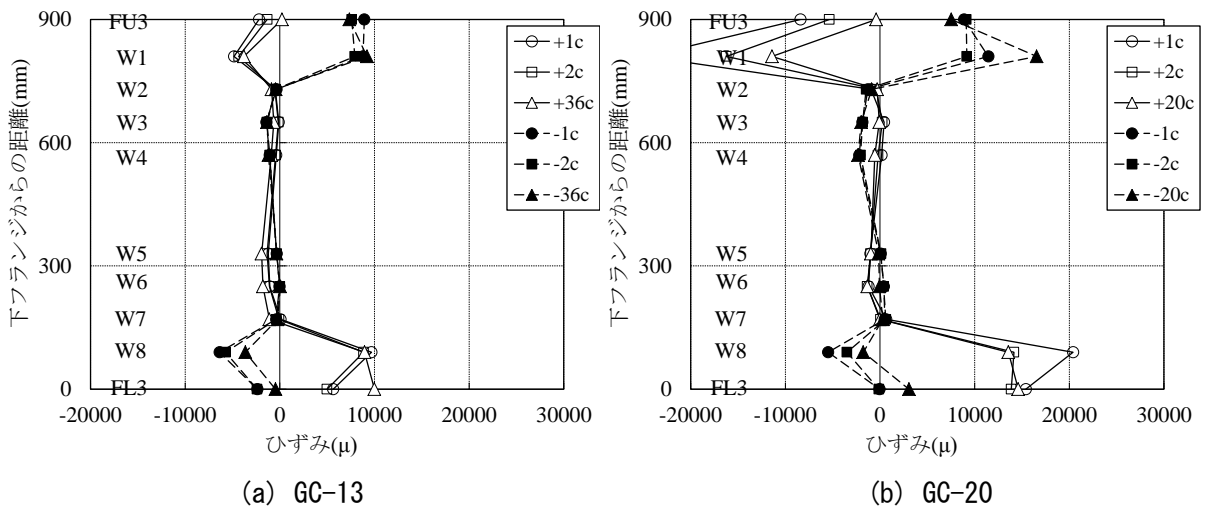


図 3.1.4-4 ウェブ端部の材軸方向ひずみ分布

(実線：正加力，点線：負加力 / 1 サイクル目，2 サイクル目，90%耐力時)

### 3.1.5 多数回繰り返し特性

各試験体の繰返し数、累積損傷度などの疲労特性指標を表 3.1.5-1 に示す。変位振幅（塑性率）—破断時繰返し数  $N_f$  関係を図 3.1.5-3 に、変位振幅（塑性率） $\mu$ —90%耐力時繰返し数  $N_{90\%}$  関係を図 3.1.5-4 に示す。塑性率は、図 3.1.5-1 に示すように、ウェブの曲げ負担を考慮する設計と考慮しない設計で異なる。ここでは以下の2通りについて求めた。各図(a)の塑性率 $\mu$ は、梁全断面有効として求めた全塑性耐力  $Q_p$  から算出し、各図(b)の塑性率 $f\mu$ は梁フランジのみの全塑性耐力  $fQ_p$  から算出した。 $f\mu / \mu$  は 1.31~1.46 である。各図(a)中の直線は、H22 年度に示した梁端接合形式別の回帰式(3.1.5-1)~(3.1.5-4)である。

既存建物から切出した GC-13, GC-20 の実験結果（図中の◆印）は、模型試験体を用いた実験から得た回帰式と良い対応を示しており、これらの回帰式の妥当性が検証された。

- ・ 塑性率  $\mu = \delta / \delta_p$  の場合の回帰式 ( $\delta_p = M_p / sK$ ,  $M_p$  : 梁全断面有効の全塑性耐力,  $sK$  : 梁弾性剛性)

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (3.1.5-1)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98 \quad (3.1.5-2)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (3.1.5-3)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68 \quad (3.1.5-4)$$

- ・ 塑性率  $f\mu = \delta_f / \delta_p$  の場合の回帰式 ( $\delta_p = M_p / sK$ ,  $fM_p$  : 梁フランジのみの全塑性耐力)

$$\text{現場溶接形式} \quad f\mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 6.86 \quad (3.1.5-5)$$

$$f\mu \cdot N_f^{0.321} = 7.27 \quad (3.1.5-6)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad f\mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 7.42 \quad (3.1.5-7)$$

$$f\mu \cdot N_f^{0.338} = 8.31 \quad (3.1.5-8)$$

表 3.1.5-1 疲労特性指標

試験体	$\mu$	$f\mu$	$\eta_u$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	$N_f$
K-09	0.9	1.32	121.7	310	357	382
K-13	1.3	1.90	78.4	60	70	82
K-20	2.0	2.92	50.2	15	17	20
K-30	3.0	4.38	33.3	5	6	7
G-09	0.9	1.32	77.0	162	187	216
G-13	1.3	1.90	71.2	51	56	67
G-20	2.0	2.92	45.8	13	14	16
G-30	3.0	4.38	27.2	4	4	5
GL-13	1.3	1.70	149.3	95	100	103
GL-20	2.0	2.61	117.2	30	31	32
GC-13	1.3	1.81	64.4	36	38	51
GC-20	2.0	2.80	79.0	20	21	23

[記号]

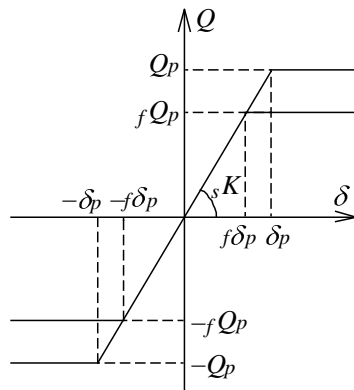
$\mu, f\mu$  : 塑性率 (下図参照)

$\eta_u$  :  $N_{90\%}$  までの累積塑性変形倍率 ( $\mu$  を用いて算出)

$N_{90\%}$  :  $0.9Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_{85\%}$  :  $0.85Q_{\max}$  時の繰返し数

$N_f$  : フランジ破断時の繰返し数



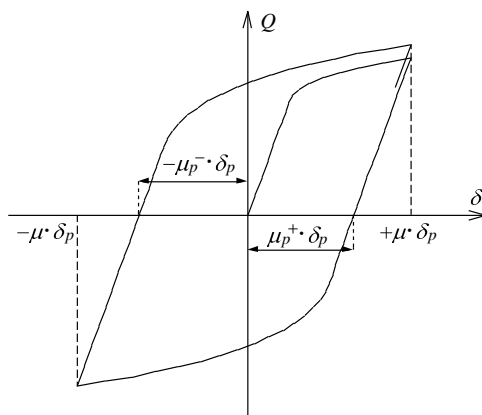
$$\mu = \delta / \delta_p \quad \delta_p = Q_p / sK$$

$$f\mu = \delta / f\delta_p \quad f\delta_p = fQ_p / sK$$

$Q_p$  : 梁全断面有効の全塑性耐力

$fQ_p$  : フランジのみの全塑性耐力

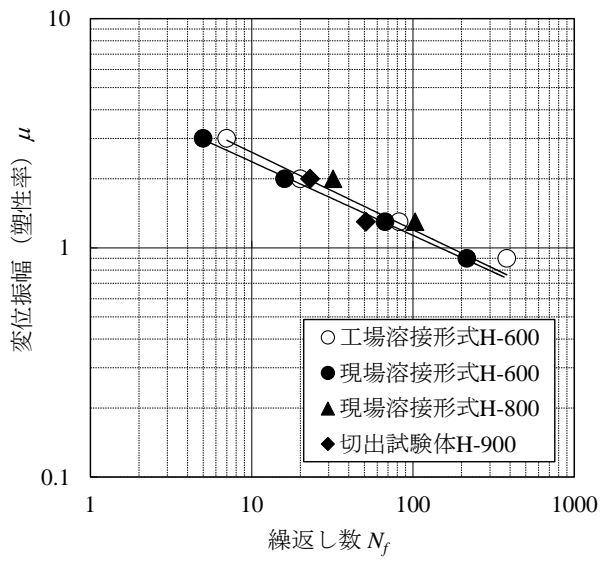
図 3.1.5-1 塑性率の定義



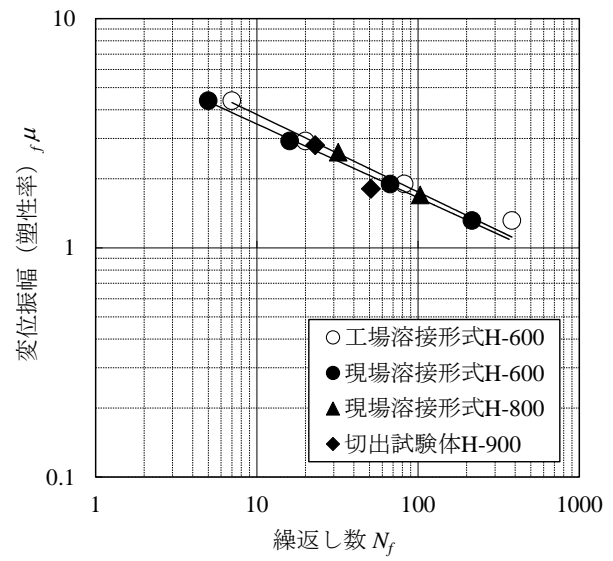
$$\text{累積塑性変形倍率: } \eta_u = \sum_{i=1}^{N_{90\%}} 2\mu_{pi}$$

$$\text{塑性振幅: } \mu_{pi} = (\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-) / 2$$

図 3.1.5-2 累積塑性変形倍率の定義

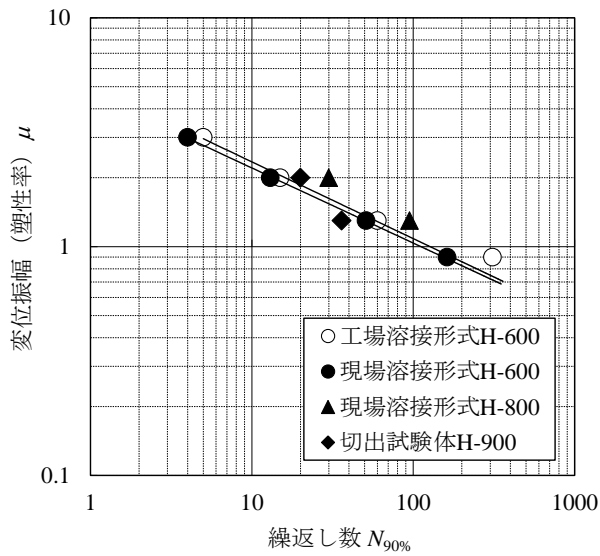


(a)  $\mu$  を用いた場合

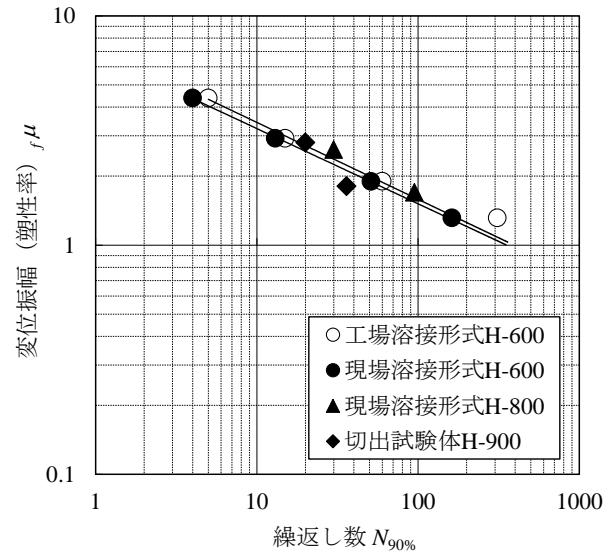


(b)  $f\mu$  を用いた場合

図 3.1.5-3 変位振幅—フランジ破断時繰返し数関係



(a)  $\mu$  を用いた場合



(b)  $f\mu$  を用いた場合

図 3.1.5-4 変位振幅—90%耐力時繰返し数関係

### 3.1.6 まとめ

既存鉄骨造超高層建物から切出した柱梁ト形骨組を対象に、変位振幅を実験変数とした一定変位振幅繰返し載荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 実物を切出した試験体は、昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり、梁フランジ母材が破断した。
- 2) 実物を切出した試験体における変位振幅と 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数の関係は、H22 年度に示した梁端接合形式別の回帰式と良い対応を示す。





### 3.2 鉄骨造3層実大架構実験と疲労曲線の検証

#### 3.2.1 実験概要

この調査検討では、これまでに、部材実験（梁、梁端接合部、接合部パネル、柱）および部分骨組実験を行っており、その実験結果を検討して多数回繰り返し下での鉄骨部材の変形能力評価法（性能曲線等）を提案している（4.2節参照）。

鉄骨造3層架構実験では、部材実験と同スケールの柱・梁を有する3層3スパン2構面の立体モデル（平面5m×16.5m、高さ12.85m；最上部の梁芯までの高さはFL+12.250m）を用いて、

- ・定振幅繰り返し下での鉄骨架構の挙動（梁端破断後の架構の挙動も含む）の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として実施した。

また、本実験は建築研究所の実大構造物実験棟にて行った。

#### 3.2.2 実施体制

本実験の計画・実施にあたり、事業主体（鹿島建設株式会社〔幹事会社〕、株式会社大林組、清水建設株式会社、大成建設株式会社、株式会社竹中工務店、株式会社小堀鐸二研究所）および建築研究所から、実験WGを構成した。

実験WGの構成および担当を図3.2.2-1に示す。

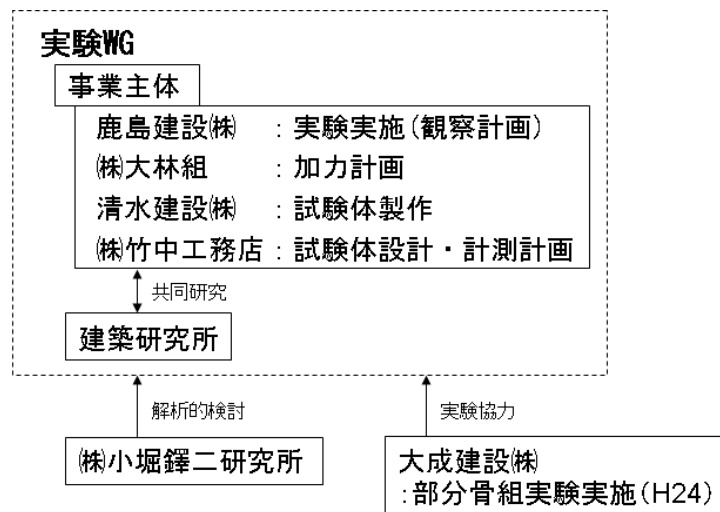


図 3.2.2-1 実験 WG の構成

### 3.2.3 試験体

#### (1) 試験体形状・寸法および梁端ディテール

試験体の形状・寸法を図 3.2.3-1 に示す。試験体は、3 層 3 スパン 2 構面の立体モデルである。最上部の梁芯までの高さは FL+12,250 である。梁端の終局状態を評価する試験部位は、2 階および 3 階の梁端である。柱はすべて溶接組立箱形断面  $\square 400 \times 22$  (SM490A)、2 階および 3 階の梁は BH500  $\times$  180  $\times$  12  $\times$  19 (SM490A) とする。梁フランジ厚は、本業務で平成 22 年度および 23 年度の梁端を対象にした要素実験の試験体と同じとした。試験部位となる梁のスパン 5.5m は、梁せい 500mm の 11 倍となり、ラーメン構造の建物の梁せいとスパンの関係の一例を模している。

2 階および 3 階床はデッキスラブとし、梁上のコンクリート厚さは 110mm である。梁上フランジには頭付きスタッド ( $\phi 19$ , L=80, @200 ダブル) を溶接し完全合成梁となるようにした。床スラブコンクリートの設計基準強度は Fc21 とした。

各構面、各階の梁端の仕様は表 3.2.3-1 の通りとし、それらの梁端ディテールを図 3.2.3-2 に示す。Y1 構面には、近年 JASS6<sup>3.2.3-1</sup>) で推奨されている新しい梁端ディテールを、Y2 構面には比較的初期のころの超高層建物に用いられた梁端ディテールを設定した。さらに、それぞれの梁端接合形式には、工場溶接接合と現場混用接合の両者を設定している。それぞれの接合形式の破壊性状の比較を目的としている。

X1 および X2 通りの梁端を現場混用接合タイプとし、梁ウェブを高力ボルト接合、梁フランジを現場での接合を想定した突合せ溶接としている。現場での溶接を想定しているため、下フランジは内開先としている。Y1 構面の新型の現場溶接部のウェブ高力ボルト (12-M20) は、梁芯に近い中央の 6 本で梁のせん断力に抵抗し、上下の各 3 本により梁の曲げを伝達する設計とした。この時、上下の 6 本のボルトによる最大曲げ耐力が梁ウェブのスカラップを控除した断面の全塑性曲げ耐力を上回るように設計した。

新型現場混用接合部のウェブスカラップは、JASS6 に示されている 35R+10R の複合円とし、旧型は 35R のスカラップを設け、スカラップ底にはまわし溶接を施工した。ウェブおよびフランジの接合順序は、新型・旧型ともにウェブの高力ボルトの本締めの後、梁端フランジを溶接接合している。

X3 および X4 通りの梁端接合部は工場での施工を想定し、梁ウェブは隅肉溶接、フランジは上・下フランジともに外開先の突合せ溶接とした。Y1 構面 (新型) の工場接合部はノンスカラップ (裏当て金 2 分割)、Y2 構面 (旧型) は 35R スカラップ (スカラップ底回し溶接) としている。

溶接管理条件を表 3.2.3-1 に示す。梁フランジの積層は、新型では 6 層 8 パス、旧型では 7 層 10 パス程度である。

材料の基準強度 ( $F=325\text{N/mm}^2$ ) を用いて計算した各部材の全塑性曲げ耐力は表 3.2.3-2 の通りである。梁の全塑性曲げ耐力に対し柱の曲げ耐力は 2.07 倍、接合部パネルの全塑性パネルモーメントは 2.02 倍である。

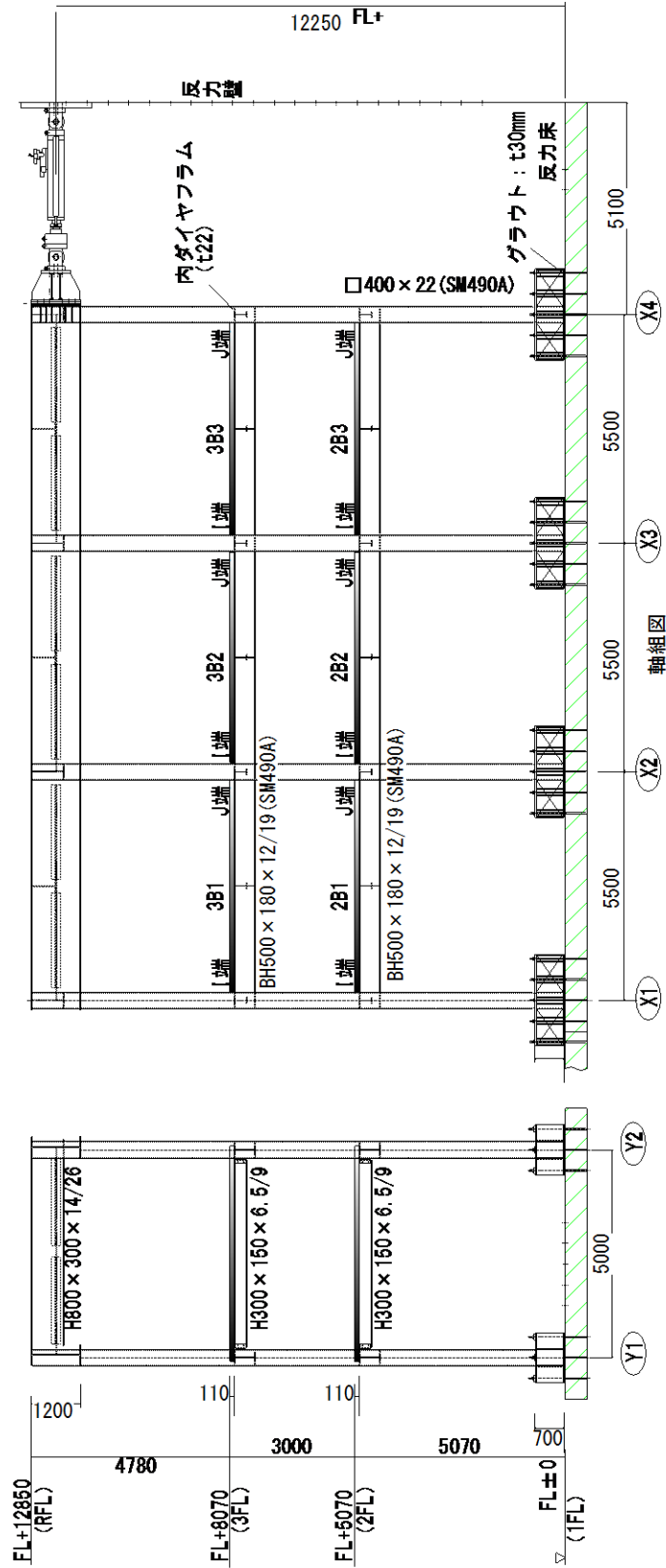
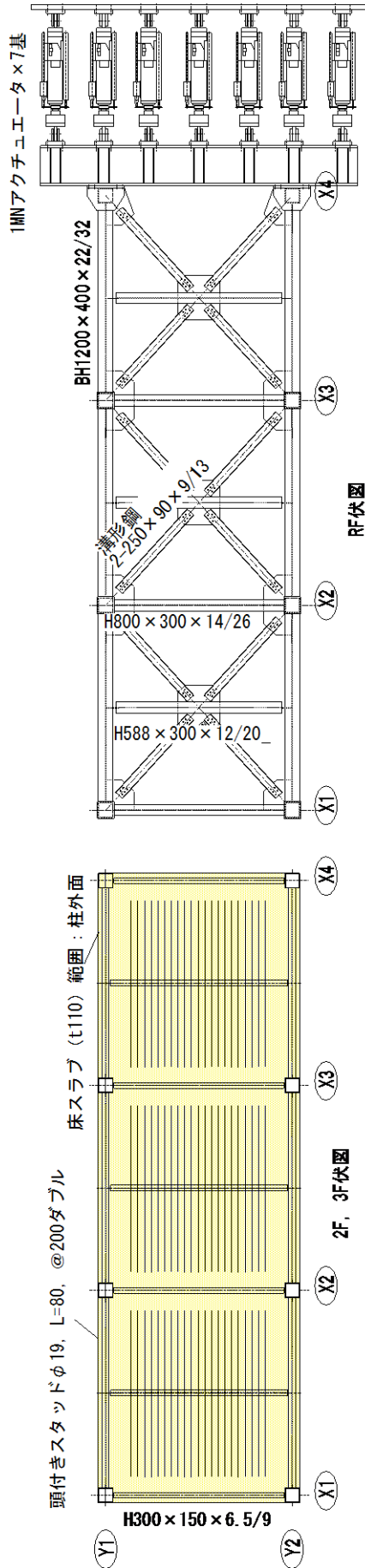


図 3.2.3-1 試験体形状・寸法 (mm)

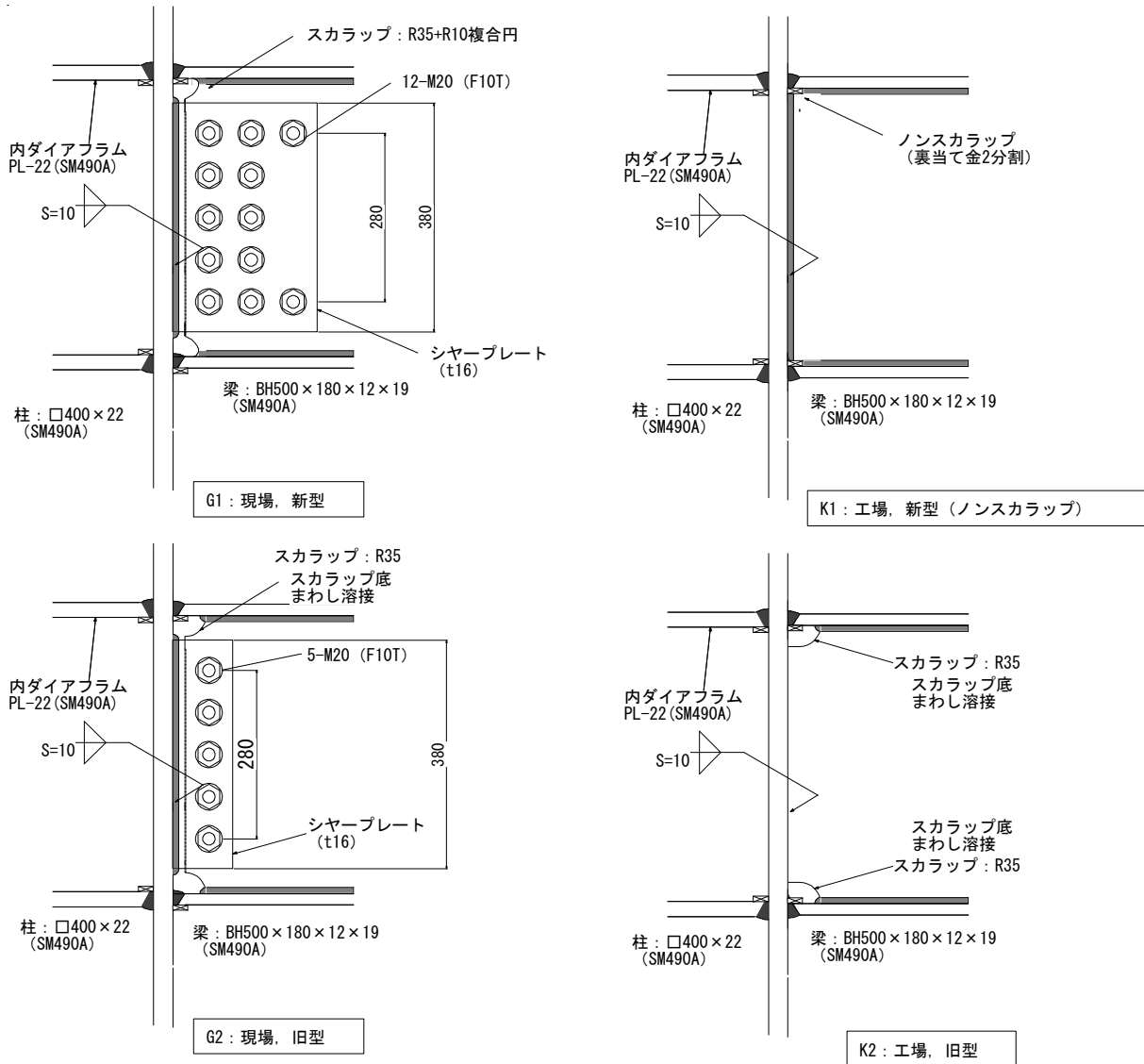


図 3.2.3-2 梁端ディテール

表 3.2.3-1 梁端仕様

Y1 構面：新型	
<b>【現場接合タイプ（混用接合）】</b> 3B1(I,J端), 3B2(I端) 2B1(I,J端), 2B2(I端) スカラップ：改良型複合円 ウェブ：ボルト（せん断力に加え，曲げ耐力 伝達も考慮）	<b>【工場溶接接合タイプ】</b> 3B2(J端), 3B3(I,J端) 2B2(J端), 2B3(I,J端) スカラップ：ノンスカラップ ウェブ：溶接
溶接管理条件 使用ワイヤ：YGW18, 入熱 40000J/cm 以下, パス間温度 350°C以下	
Y2 構面：旧型	
<b>【現場接合タイプ（混用接合）】</b> 3B1(I,J端), 3B2(I端) 2B1(I,J端), 2B2(I端) スカラップ：35R, スカラップ底回し溶接 ウェブ：ボルト（梁せん断力のみ伝達）	<b>【工場溶接接合タイプ】</b> 3B2(J端), 3B3(I,J端) 2B2(J端), 2B3(I,J端) スカラップ：35R, スカラップ底回し溶接 ウェブ：溶接
溶接管理条件 使用ワイヤ：YGW11, 入熱 30000J/cm 以下, パス間温度 250°C以下	

表 3.2.3-2 材料の F 値に基づく各部材の全塑性曲げ耐力

部材	断面	全塑性曲げ耐力 (kN-m)
柱	□400×22 (SM490A)	1534.2
梁	BH500×180×12×19 (SM490A)	742.7*
接合部パネル	—	1501.1

\*: スカラップによる断面欠損は考慮していない。

## (2) 使用材料の機械的性質

柱および 2 階, 3 階梁への使用材料の機械的性質の一覧を表 3.2.3-3 に示す。材料とその使用部位の対応は図 3.2.3-3 の通りである。梁フランジについては, 0°Cにおけるシャルピー衝撃試験結果もあわせて示す。なお, 手配の都合上, 柱は 3 種類, 梁は 2 種類の材料を用いた。

梁端に用いた材料 (フランジおよびウェブ) の引張試験によって得られた 3 本の試験片の応力-ひずみ関係を図 3.2.3-4 に, ミルシートを表 3.2.3-4 に示す。

床スラブコンクリートの圧縮試験結果 (現場封緘養生) を表 3.2.3-5 に示す。圧縮試験は加力直前に実施した。この時の材齢は 30 日である。TP#1 は, 打ち込み直前の生コンから, TP#2 は打ち込み直後の生コンから採取している。

表 3.2.3-3 使用材料の機械的性質(ミルシート値)

部材		機械的性質				シャルピー衝撃試験*2		
		降伏強さ*1 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ*1 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏比*1	伸び (%)	吸収エネルギー(J)	延性破面率(%)	
柱(t22)	MC1	415 (393)	532 (528)	0.78 (0.74)	28 (29)	—	—	
	MC2	398	531	0.75	28	—	—	
	MC3	358	513	0.70	27	—	—	
梁	MB1 (S1)	フランジ (t19)	406 (367)	537 (524)	0.76 (0.70)	27 (27)	108	68
		ウェブ(t12)	374 (355)	525 (509)	0.71 (0.70)	27 (26)	—	—
	MB2 (S2)	フランジ (t19)	425 (403)	523 (506)	0.81 (0.80)	30 (30)	210	100
		ウェブ(t12)	378 (398)	532 (535)	0.71 (0.74)	27 (25)	—	—

\*1: 機械的性質に関し ( ) 内は引張試験結果を示し, 各数値とも 3 本の平均を示す。

\*2: 0°Cにおける試験結果を表し, 3 本の平均を示す。

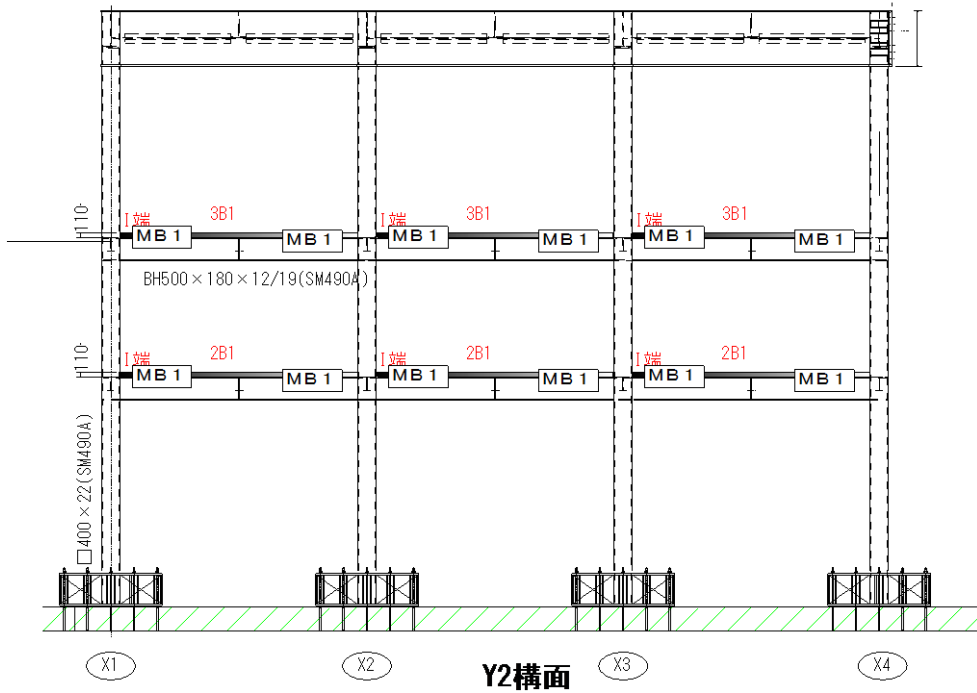
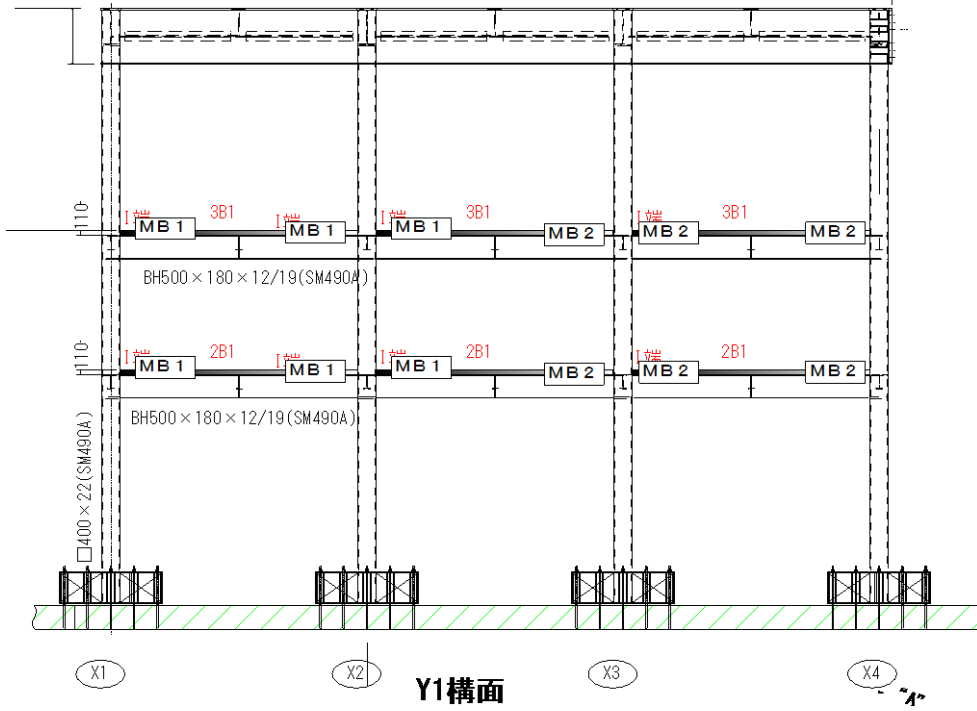
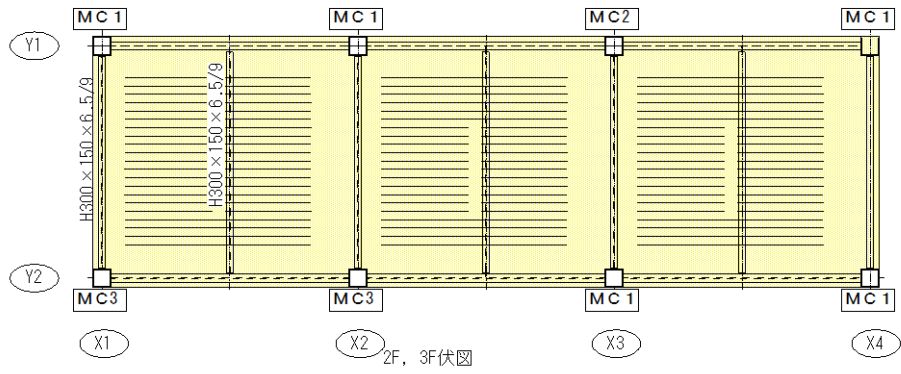
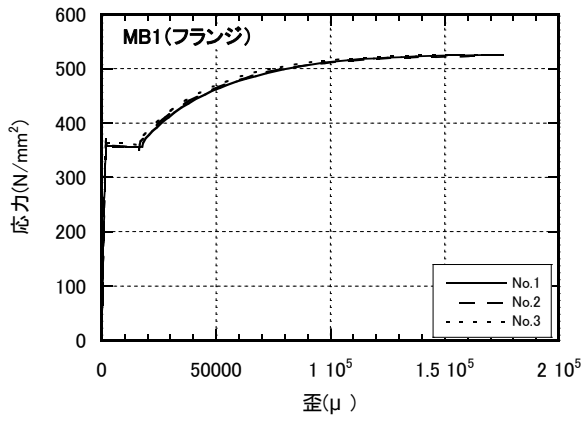
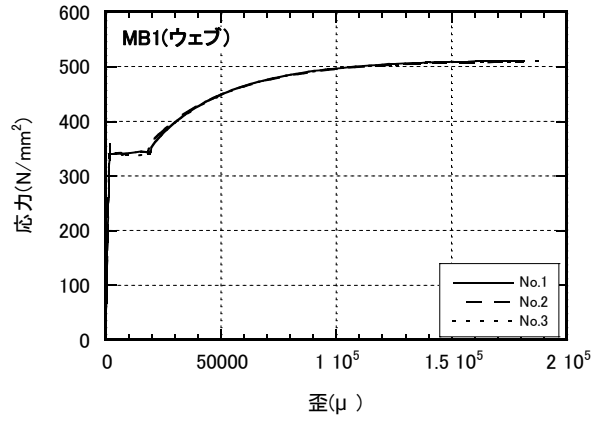


図 3.2.3-3 使用材料と使用部位の対応

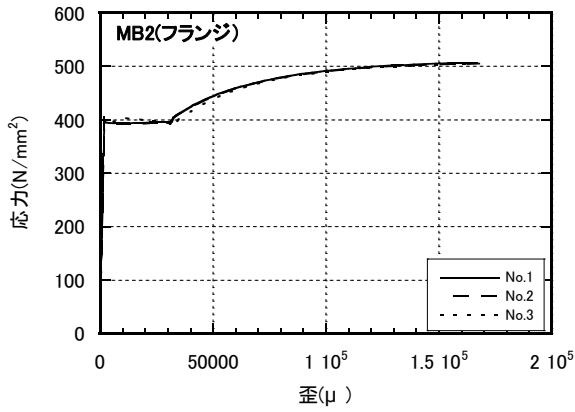


(a) フランジ (t19)

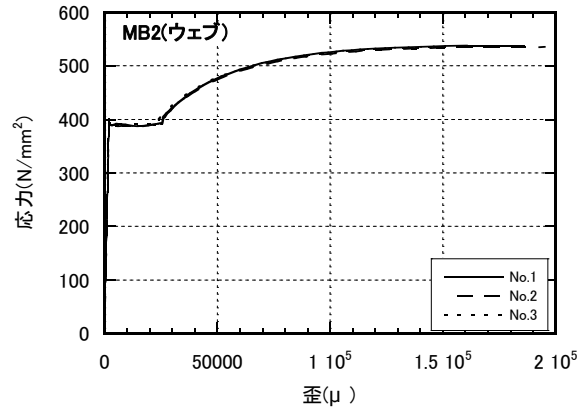


(b) ウェブ (t12)

図 3.2.3-4(1) 梁端使用材料の応力—ひずみ関係(MB1)



(a) フランジ (t19)



(b) ウェブ (t12)

図 3.2.3-4(2) 梁端使用材料の応力—ひずみ関係(MB2)

表 3.2.3-4(1) 梁端使用材料のミルシート値(MB1 フランジ)

**鋼材検査証明書**  
INSPECTION CERTIFICATE

延明番号: Y5 99539  
CERTIFICATE No.: 214817  
船名: TAKASAGO KINZOKUKOGYO K.K.  
CUSTOMER: K.K. KANAX  
注文者: K.K. KANAX  
SHIPPER: 201  
品名: STEEL PLATE  
注文者照会番号: 510  
REFERENCE No.:  
規格: JIS G 3106 SM 490A  
DATE: 2012-05-30 J05

寸法 S I Z E 単位 UNIT INCH, FEET, mm, SPACE	数量 QUAN- TITY	質量 MASS TABLE KG	製品番号 PLATE No.	製鋼番号 CAST No.	管理番号 CONTROL No.	引張試験 TENSILE TEST		引張強さ T.S. N/MM2	伸び E.L. %	衝撃試験 IMPACT TEST	化学成分 CHEMICAL COMPOSITION %											備考 REMARKS
						引張強さ T.S. N/MM2	伸び E.L. %				C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	
						SPEC. MIN. MAX.	315	490	21		AVE.	X100	X1000	X10000	X100	X1000	X100					
19.0 X 2850 X 12060	1	5,282	3309032	KA9616	B772051	A	405	527	26		20551	1653535						26				
19.0 X 2850 X 9660	1	4,230	3309031	KA9616	B772051	A	405	527	26		15331	3613	4	1	2	036		4024				
19.0 X 2570 X 12060	1	4,763	3350661	KA9898	B791511	A	366	520	27		15411	4212	6	1	2	0	3	4124				
19.0 X 2570 X 9660	1	3,816	3350663	KA9898	B791511	A	366	520	27		15411	4212	6	1	2	0	3	4124				
19.0 X 1430 X 12060	1	2,651	3368032	KB2838	B801261	A	406	537	27		14361	3510	4	1	2	036		4125				
19.0 X 1430 X 9660	1	2,122	3368031	KB2838	B801261	A	406	537	27		14361	3510	4	1	2	036		4125				
19.0 X 1290 X 12060	1	2,392	330275B	KA9550	B769831	A	383	519	28		15341	3316	4	1	2	037		3923				
19.0 X 1290 X 9660	1	1,915	330275A	KA9550	B769831	A	383	519	28		15341	3316	4	1	2	037		3923				
TOTAL	10	35,750																				

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION: ACCEPTABLE.

上記の注文品は御指定の規格または仕様に従って製造され、その要求事項を満足していることを証明します。  
WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN MADE TO THE APPLICABLE SPECIFICATION BY THE BASIC OXYGEN PROCESS AND TESTED IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE RULES WITH SATISFACTORY RESULTS.

24.9.14  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社  
SURVEYOR TO

品質保証室長  
MANAGER OF QUALITY SYSTEM SECTION

NOTES: CE01=C+S1/24+MN/6+NI/40+CR/5+MO/4+V/14+(CU/13); PCM=C+MN/20+SI/30+CU/20+NI/60+CR/20+MO/15+V/10+5B  
Y.R.=降伏比 YIELD RATIO, R.A.=絞り REDUCTION AREA, S.F.=延性破壊面 SHEAR FRACTURE, C.F.=脆性破壊面 CLEAVAGE FRACTURE, ※=BEND TEST...GOOD(G), CC=複合計算 COMPOSITE CALCULATION. 4441 A4566※

表 3.2.3-4(2) 梁端使用材料のミルシート値(MB1 ウェブ)

**検査証明書**  
INSPECTION CERTIFICATE

延明番号: 98618-002 Date: 2012-7-17  
船名: 住友金属工業株式会社 鹿島製鉄所  
Order No.: 8317500121049  
注文者: ハワフ コウキョウ オオサカ  
Customer: タカワコ ケンゾウ コウキョウ KK  
規格: JIS G3106 SM490A

住友金属工業株式会社 鹿島製鉄所  
SUMITOMO METAL INDUSTRIES, LTD.  
KASHIMA STEEL WORKS  
3 Hikari Kashima Ibaraki 314-0014 Japan

製作番号 Our Ref. No.	寸法 Size (MM)	数量 Quantity KG	製品番号 Cast No.	引張試験 Tensile Test	引張強さ Y.P. T.S. N/MM2	伸び E.L. %	衝撃試験 IMPACT TEST	試験温度 Test Temp.	化学成分 Chemical Composition %											備考 REMARKS
									C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ti	
GATZ									7	X100	X1000	X10000	X100	X1000	X10000	X100				
20349.00X2438X13000	631195901-03	32612411	6918 F7825T	C2	391	534	27		L17	30	13	15	3							
			2612411	F07825T	C2	374	525	27	L17	30	13	15	3							
			12612409	F07825T	C2	374	525	27	L17	30	13	15	3							
203511.00X2438X13000	3075 FA0189T	C2	446	569	23				L17	31	13	18	4							
			12612411	F07825T	C2	374	525	27	L17	30	13	15	3							
			42612411	F07825T	C2	374	525	27	L17	30	13	15	3							
			12300 F07825																	
			42612411	F07825T	C2	374	525	27	L17	30	13	15	3							
			12300 F07825																	

備考 Remarks: TOTAL 23 60728KG

24.9.14  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社  
SURVEYOR TO

品質保証室長  
Manager of Quality Assurance

NOTES: The Material Tests are same results in case of the same Test Piece Number. The Chemical Compositions are same results in case of the same Cast Number.  
[注1] 試験片熱処理条件 Heat Treatment for Test Piece... 鋼材の検査条件-表示. Conditions to be Stipulated in Remarks. [注2] 位置 Position...T:Top, B:Bottom. [注3] 方向 Direction...L:Lengthwise, C:Crosswise, 2:Through Thickness.  
[注4] 試験片形状 Rectangular Test Specimen...200mm(8"), 50mm(2"), 50mm(2"). 丸鋼試験片 Round Tensile Test Specimen...A:50mm(2"), B:50mm(2").  
[注5] 降伏点及び引張り力 T.P.or Y.S...Y.P.:Upper yield point, L.P.:lower yield point, STS-R:5% STS extension-under-load. [注6] 曲げ試験 Bend Test...G:Good.  
[注7] 分析成分 Analysis...L:ladle, P:Product. [注8] 超音波試験 Ultrasonic Test...G:Good. [注9] 寸法, 外形, 形状検査 Dimension, Visual, Shape Inspection...G:Good.  
[注10] 硬度試験 Hardness Test Position...SUR.:Surface, 1/2T:1/2, 1/4T:1/4.  
[注11] 試験片供給条件 Test Specimen [注12] 仕立り状態 Conditions of Supply



表 3.2.3-4(3) 梁端使用材料のミルシート値(MB2 フランジ)

JFE スチール株式会社 西日本製鉄所(福山)  
JFE Steel Corporation WEST JAPAN WORKS (FUKUYAMA)

**検査証明書**  
INSPECTION CERTIFICATE

顧客名: YOSHIDA KOGYO CO., LTD.  
顧客管理番号: \_\_\_\_\_  
注文者: JFE SHOJI KENZAI HANBAI  
注文管理番号: 121  
品名: HOT ROLLED STEEL PLATE  
規格: JIS G3106 SM490A

証明書番号: A5-1582-001  
発行日: 2012-08-01  
Order No.: \_\_\_\_\_  
Construction No.: \_\_\_\_\_  
注文番号: 2CAA223

JFE CODE: S555 1 BH590A X4

品番 Heat No.	寸法 Size	数量 Quantity	重量 Mass (CAL)	化学成分 (%)											引張試験		備考 Remarks	
				C	Si	Mn	P	S	Nb	Ti	その他	Yield	T.S.					
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.9713	2.91	0.13	1.2	0.02	0.02						TC	425	523	30	
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97															
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97															
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97															
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97															
34911	19MMX2438MMX12000MM	1	44.97															
VISUAL & DIMENSIONS : GOOD		TOTAL	6	269.82														

検査結果: 24.9.10  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社

東大阪市西石切町  
吉田鋼業株式会社 検査部  
所長 原田

西日本製鉄所 福山検査グループリーダー

表 3.2.3-4(4) 梁端使用材料のミルシート値(MB2 ウェブ)

住友金属工業株式会社 鹿島製鉄所  
SUMITOMO METAL INDUSTRIES, LTD.  
KASHIMA STEEL WORKS  
3 Hikari Kashima Ibaraki 314-0014 Japan

**検査証明書**  
INSPECTION CERTIFICATE

証明書番号: 75367-001  
発行日: 2011-7-27  
顧客管理番号: \_\_\_\_\_  
注文者: O56043939163  
注文管理番号: \_\_\_\_\_  
品名: アウタ  
規格: JIS G3106 SM490A

品番 Our Ref. No.	寸法 Size (MM)	重量 Mass (KG)	数量 Quantity	製鋼番号 Cast No.	引張試験	衝撃試験	化学成分 (%)											備考 Remarks		
							C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Ti		Nb	その他
9102	12.00X2438X13000	6150	2	1612308	C2	378	532	27												
		6150	2	1612309	C2	410	539	24												
		3075	1	11731417	C2	375	525	28												
9108	22.00X2438X13000	11612603	2	635405201	C2	459	562	26												

備考 Remarks: TOTAL 7 24087KG

検査結果: 24.9.10  
大阪府高石市高砂3丁目2番地  
高砂金属工業株式会社

品質保証室  
Manager of Quality Assurance Section

表 3.2.3-5 床スラブコンクリートの圧縮試験結果(現場封緘養生, 材齢 30 日)

TP#	$\sigma \max(\text{N/mm}^2)$	TP#	$\sigma \max(\text{N/mm}^2)$
1-1	32.9	2-1	29.7
1-2	34.1	2-2	29.3
1-3	33.2	2-3	30.8
平均	33.4	平均	29.9
総平均		31.7	

### (3) 接合部耐力比

材料強度のミルシート値を用い、各接合部の柱・梁・パネル耐力比を文献 3.2.3-2) により算定する。算定結果を表 3.2.3-6 に示す。スカラップを有する梁端については、スカラップによる断面欠損を考慮した。スラブによる梁耐力への寄与は無視した。

中柱を含む全ての接合部において、パネル耐力は梁耐力よりも大きく梁が先行降伏することが予想される。しかし、中柱においては梁のひずみ硬化による耐力上昇につれ接合部パネルも塑性化する可能性がある。

表 3.2.3-6 実材料強度(ミルシート)に基づいた柱・梁・パネル耐力比<sup>3.2-2)</sup>

接合部 位置		X1 (側柱)			X2 (中柱)			X3 (側柱)			X4 (側柱)		
		柱	梁	パネル	柱	梁	パネル	柱	梁	パネル	柱	梁	パネル
Y1 構面	3F	4.99	1.00	2.59	2.49	1.00	1.29	2.14	1.00	1.11	4.45	1.00	2.31
	2F	4.99	1.00	2.59	2.50	1.00	1.29	2.13	1.00	1.11	4.46	1.00	2.31
Y2 構面	3F	4.30	1.00	2.23	2.15	1.00	1.12	2.49	1.00	1.29	4.99	1.00	2.59
	2F	4.31	1.00	2.23	2.15	1.00	1.12	2.50	1.00	1.29	2.50	1.00	1.29

#### 【参考文献】

3.2.3-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書，2007年2月

3.2.3-2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針 第3版，2012年3月

### 3.2.4 加力方法

#### (1) アクチュエータの配置

骨組架構試験体およびアクチュエータの配置状況を図 3.2.4-1 に示す。使用する実験施設は、(独) 建築研究所の実大構造物実験棟である。アクチュエータ（最大荷重 $\pm 1000\text{kN}$ 、ストローク $\pm 500\text{mm}$ 、最大速度  $2\text{mm/sec}$ ）を試験体の最上階（GL+12250mm）に 7 台設置し、加力梁を介して地震力を再現した水平力を試験体に作用させる。

アクチュエータの全長は、中立位置で  $3734\text{mm}$  ( $3234\sim 4234\text{mm}$ ) であり、本実験での加力に使用可能なアクチュエータのストロークは、押し（正側） $384\text{mm}$ 、引き（負側） $616\text{mm}$  である。

#### (2) アクチュエータの制御

加力時におけるアクチュエータの制御方法は、以下とする（図 3.2.4-1 参照）。

- ・各構面(Y1,Y2)位置のアクチュエータ 2 本を主（マスター）とし、アクチュエータの内部変位による変位制御とする。
- ・各構面(Y1,Y2)の両脇の 2 本ずつのアクチュエータは従（スレーブ）とし、当該構面(Y1,Y2)のアクチュエータの荷重と同じになるような荷重制御とする。
- ・構面(Y1,Y2)の中央にあるアクチュエータ 1 本は従（スレーブ）とし、構面(Y1)のアクチュエータの荷重と同じになるような荷重制御とする。
- ・最上階の変位  $\delta$  を主（マスター）となる 2 台のアクチュエータに指令変位として与えながら、加力を進める。

#### (3) 载荷スケジュール

2.2.2 項で提案された梁端溶接部の塑性率—破断寿命関係（図 3.2.4-2）の実験下限式をもとに破断までの繰返し数を推定し、旧型タイプの梁端のみならず、新型タイプの梁端も破壊に至るような载荷スケジュールとする。また、载荷スケジュール全体での繰返し数が 100 回以上の多数回繰返し载荷となるように、梁端の塑性率振幅を定める（表 3.2.4-1 参照）。さらに、試験体の増分解析結果から 2 階、3 階の梁端の塑性率と最上階の変位（あるいは変形角）との関係を確認し、最上階の変位（変形角）に関する载荷スケジュールを設定する。このようにして定めた事前計画時の载荷スケジュールを表 3.2.4-2 の 1) に示す。

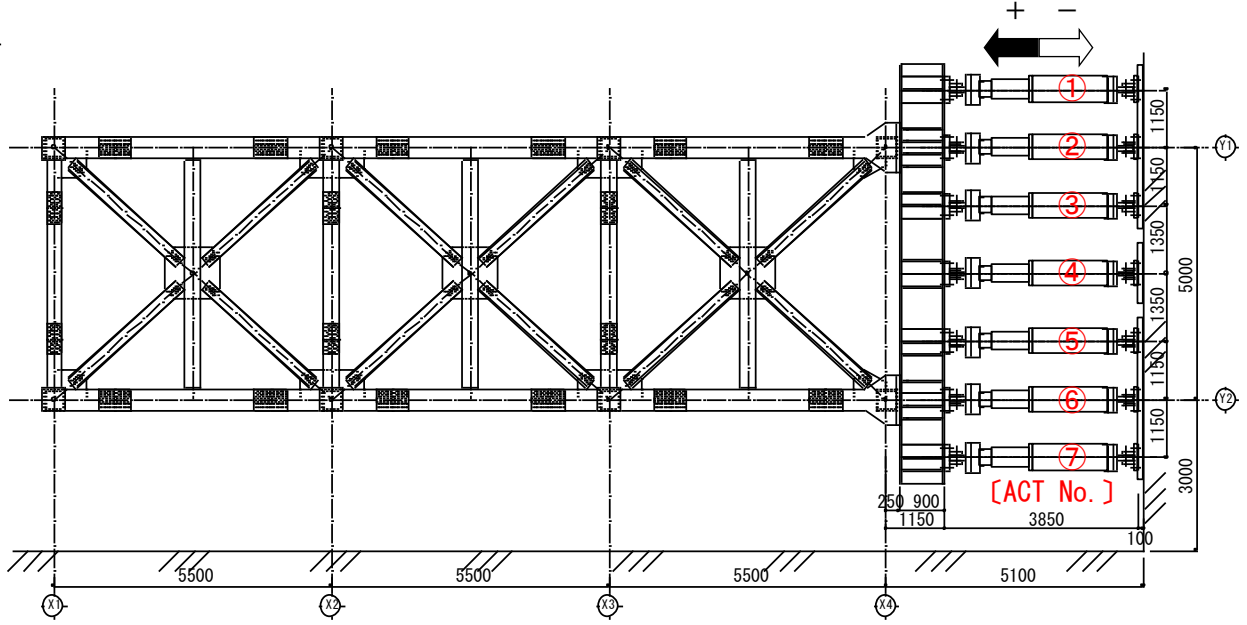
なお、実験実施時には、使用鋼材の降伏点の基準強度（F 値）からの上昇を考慮し、変位振幅として与える最上階の変位（変形角）を修正した。実験実施時の载荷スケジュールを表 3.2.4-2 の 2)、図 3.2.4-3 に示す。

また、実験状況を写真 3.2.4-1 に示す。

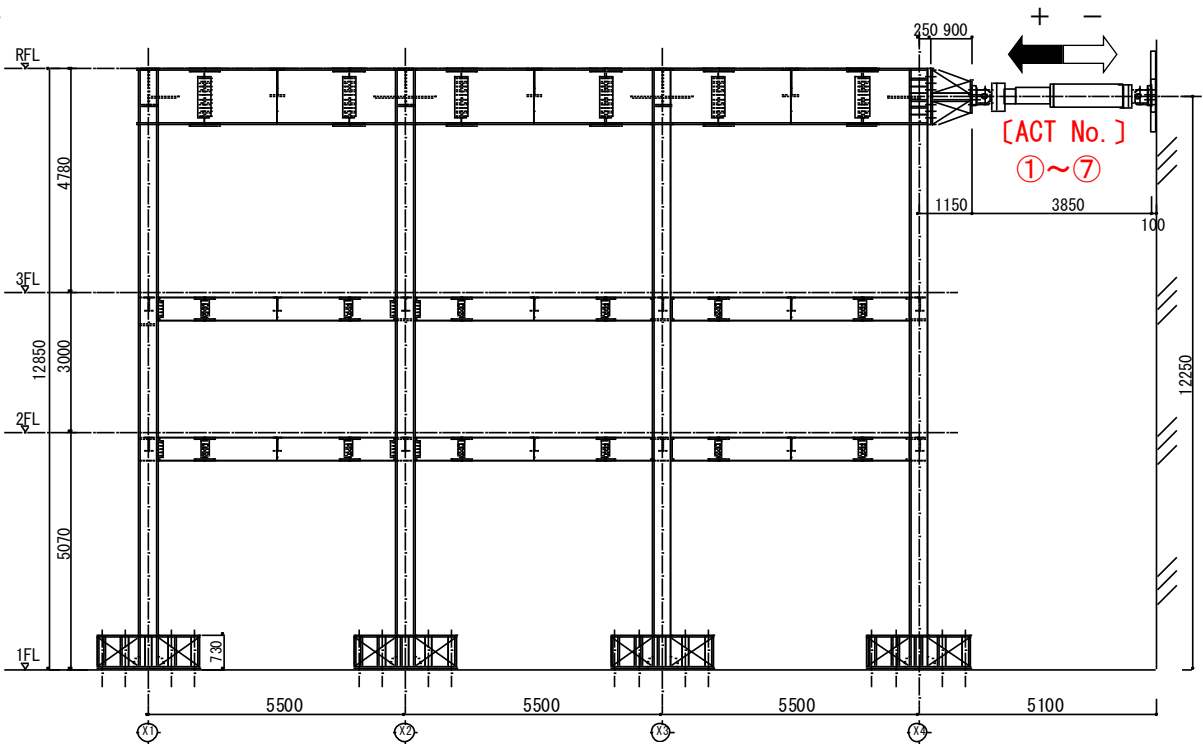
〔制御方法〕 ①～⑦は、ATC No.

- |                            |                            |
|----------------------------|----------------------------|
| ① 荷重 $P_{Y1}$              | ⑤ 荷重 $P_{Y2}$              |
| ② 変位 $P_{Y1}, \delta_{Y1}$ | ⑥ 変位 $P_{Y2}, \delta_{Y2}$ |
| ③ 荷重 $P_{Y1}$              | ⑦ 荷重 $P_{Y2}$              |
| ④ 荷重 $P_{Y1}$              |                            |

※ 枠あり：主（マスター）、枠なし：従（スレーブ）



(a) 平面図



(b) 軸組図

図 3.2.4-1 加力方法

凡例

プロット形状：実験機関

- 青色系統：スカラップ付
- 赤色系統：スカラップ無
- 緑色系統：水平ハンチ梁
- 灰色系統：脆性破壊
- ×+\*印：局部座屈

- 塗潰し：現場溶接
- 白抜き：工場溶接

基準促27-2

- 大成 ● G 現場・1/4円35R+耳形
- 大成 ○ K 工場・1/4円35R
- 大成 ● GL 現場・1/4円35R-H800
- 大成 ● G-S 現場・1/4円35Rスラブ付
- 清水 ■ S 現場・1/4円35R
- 大林 × BA 局部座屈
- 大林 \* BD 局部座屈
- 大林 + AD 局部座屈

既往の低サイクル疲労実験

- 大成 ○ NS-L 工場・ノスカラップ
- 清水 ■ B-SW 現場・1/4円20R
- 鹿島 ■ No.2 現場・耳形
- 大林 ● TA サイプレート
- 大林 ● HA 水平ハンチ
- 大林 ● TB サイプレート
- 吹田 ◇ SC 工場・1/4円35+10R SN400B
- 吹田 ◇ SCS 工場・1/4円35+10R SN490B
- 吹田 ◇ NS 工場・ノスカラップ・SN400B
- 吹田 ◇ NSS 工場・ノスカラップ・SN490B
- 吹田 ◇ NSW 工場・ノスカラップ・柱薄板
- 見村 △ H 工場・ノスカラップ
- 見村 △ BB 工場・ノスカラップ
- 見村 △ NB 工場・ノスカラップ
- 見村 △ SBB 工場・1/2円5R
- 見村 △ SB 工場・1/2円10R
- JFE ▲ No.1,2 現場・1/4円35+10R HBL385

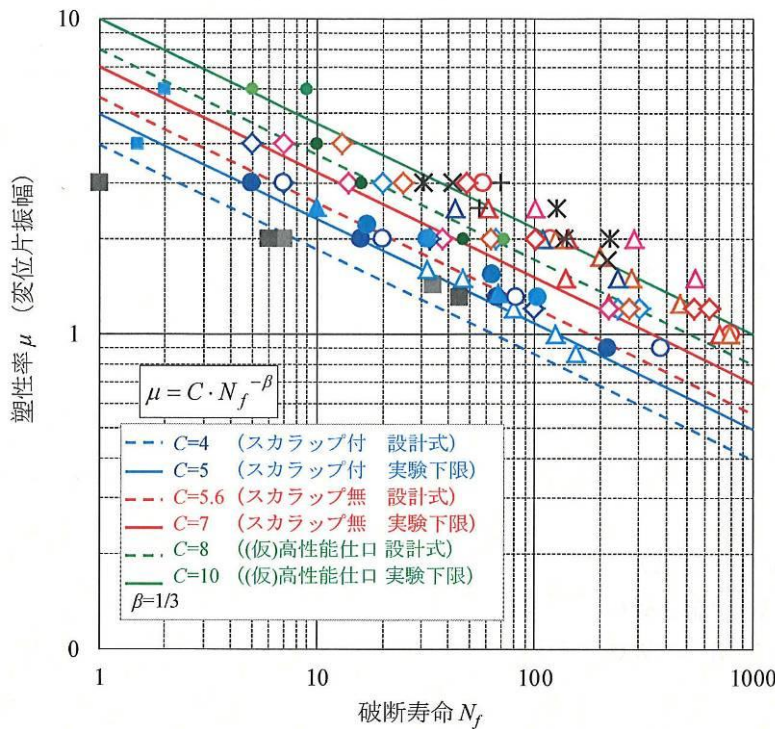


図 3.2.4-2 梁端溶接部の塑性率-破断寿命関係

表 3.2.4-1 载荷スケジュール(塑性率, 繰返し数)の設定

構面	適用回帰式 (実験下限)		塑性率	破断までの 繰返し数	繰返し数	繰返し数	累積 損傷度
			$\mu_i$	$N_{fi}$			
Y1 (新型)	スカラップ無	$\mu = 7 \cdot N_f^{-1/3}$ ↓ $N_f = (7/\mu)^3$	1.51	100			
			0.9	471	60	0.13	0.13
			1.2	198	30	0.15	0.28
			2	43	10	0.23	0.51
			3	13	2	0.16	0.67
Y2 (旧型)	スカラップ付	$\mu = 5 \cdot N_f^{-1/3}$ ↓ $N_f = (5/\mu)^3$	1.08	100			
			0.9	171	60	0.35	0.35
			1.2	72	30	0.41	0.76
			2	16	10	0.64	1.40
			3	5	2	0.43	1.84

〔備考〕

「H24年度建築基準整備促進事業 27-2 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験」におけるマイナー則による累積損傷度の検討結果：Dr=0.60~0.65  
⇒「Dr≥0.65で破断」と仮定

表 3.2.4-2 载荷スケジュール

1) 事前計画時

- ・最上階の変形角  $R_i$  での正負交番繰返し载荷 ( $R_1 \times n_1$  回,  $R_2 \times n_2$  回,  $R_3 \times n_3$  回, ...) )

i	1	2	3	4
梁端の塑性率 $\mu_i$	0.9	1.2	2.0	3.0
最上階の変形角 $R_i$	$\pm 1/200$	$\pm 1/150$	$\pm 1/125$	$\pm 1/100$
繰返し数 $n_i$	60	30	10	破壊するまで

2) 実験実施時

- ・最上階の変形角  $R_i$  での正負交番繰返し载荷 ( $R_1 \times n_1$  回,  $R_2 \times n_2$  回,  $R_3 \times n_3$  回, ... )
- ・ $R = \pm 1/300$  程度の小振幅による加力を事前に実施 (30回)
- ・降伏点の基準強度 (F 値) からの上昇を考慮

i	1	2	3	4	5
梁端の塑性率 $\mu_i$	0.45	0.9	1.2	2.0	3.0
最上階の変形角 $R_i$	$\pm 1/300$	$\pm 1/150$	$\pm 1/120$	$\pm 1/100$	$\pm 1/66^*$
最上階の変位 $\delta_{ti}$	39	78	100	120	180*
繰返し数 $n_i$	30	60	30	10	10

※1回目の载荷は、最上階の変形角 1/57, 振幅 200mm で実施したが、柱降伏等が発生したため、2回目以降から、最上階の変形角 1/66, 振幅 180mm で実施。

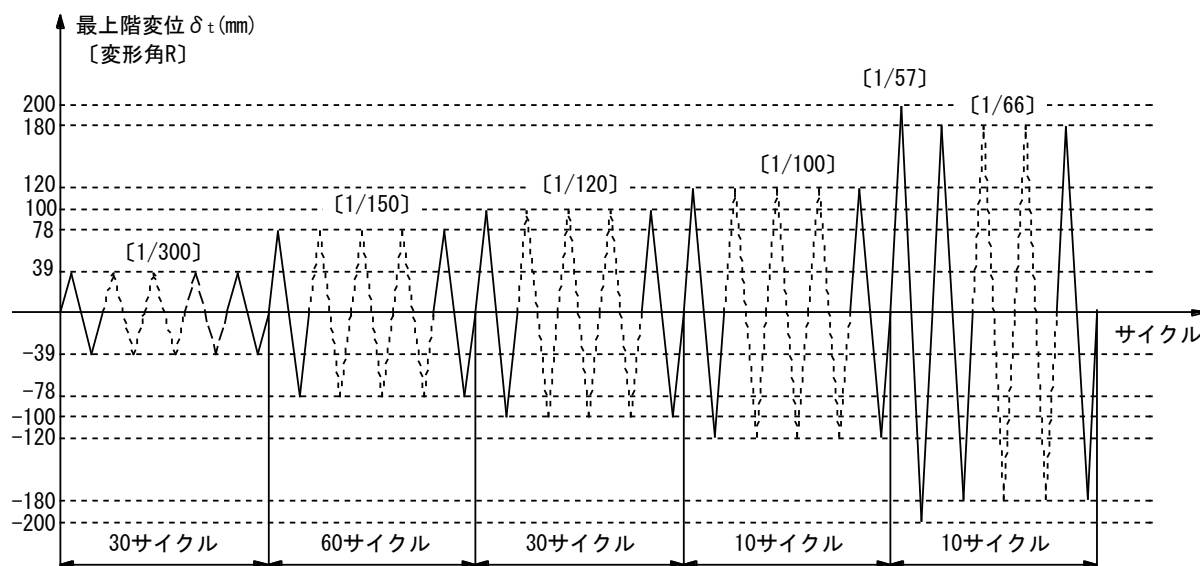


図 3.2.4-3 载荷スケジュール(実験実施時)

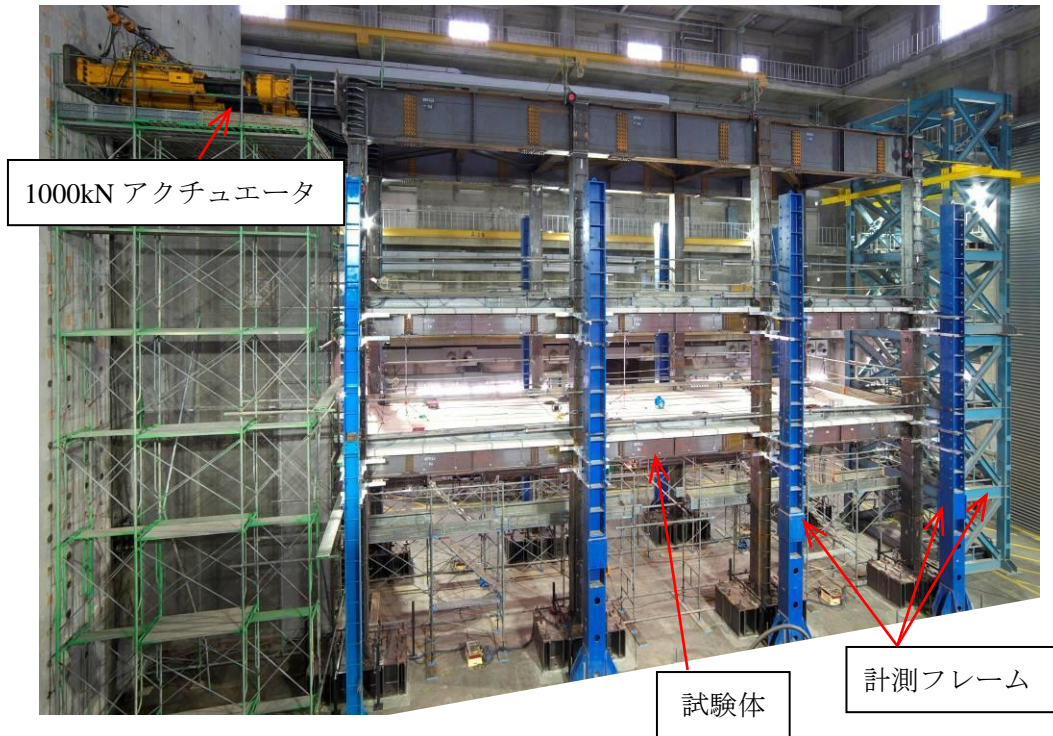


写真 3.2.4-1 実験状況

試験体の加力を行うに際して、フレームモデルを用いて増分解析を実施した。解析モデル概要を図 3.2.4-4 に示す。主な解析条件は以下の通りである。

- ・ 柱脚回転ばね剛性  
1,200,000 kN・m/rad。8 か所共通。
- ・ 梁の曲げ剛性増大率  
 $\varphi=1.25$ 。建築学会「各種合成構造設計指針」に従い、合成梁の正曲げ・負曲げ剛性を算定し、その平均値を採用する。
- ・ 梁端の降伏モーメント（折れ点の曲げ耐力）  
MB1=907.4kN・m, MB2=941.2kN・m（図 3.2.4-5 参照）。  
ミルシートによる降伏点より算定した鉄骨のみの全塑性モーメントとする。
- ・ 柱梁接合部パネル  
柱幅、梁幅で決定される大きさとし、せん断変形を考慮する。

また、以下の解析結果図を次ページ以降に示す。

- ・ 水平荷重－最上階変位関係（図 3.2.4-6）
- ・ 層せん断力－層間変形関係（図 3.2.4-7）
- ・ 梁端モーメント－梁端回転角関係（図 3.2.4-8）

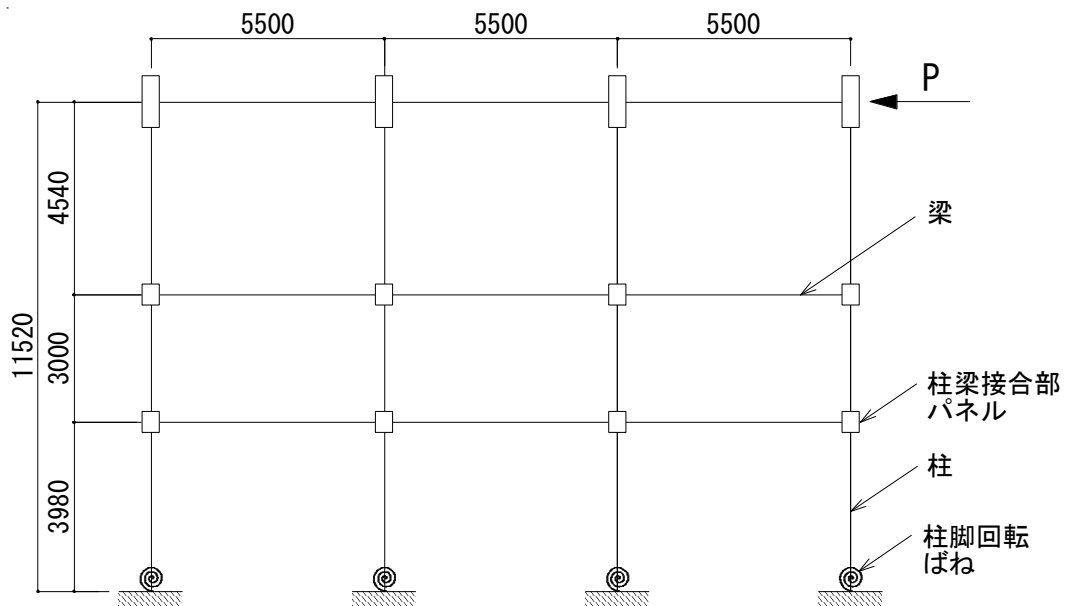


図 3.2.4-4 解析モデル



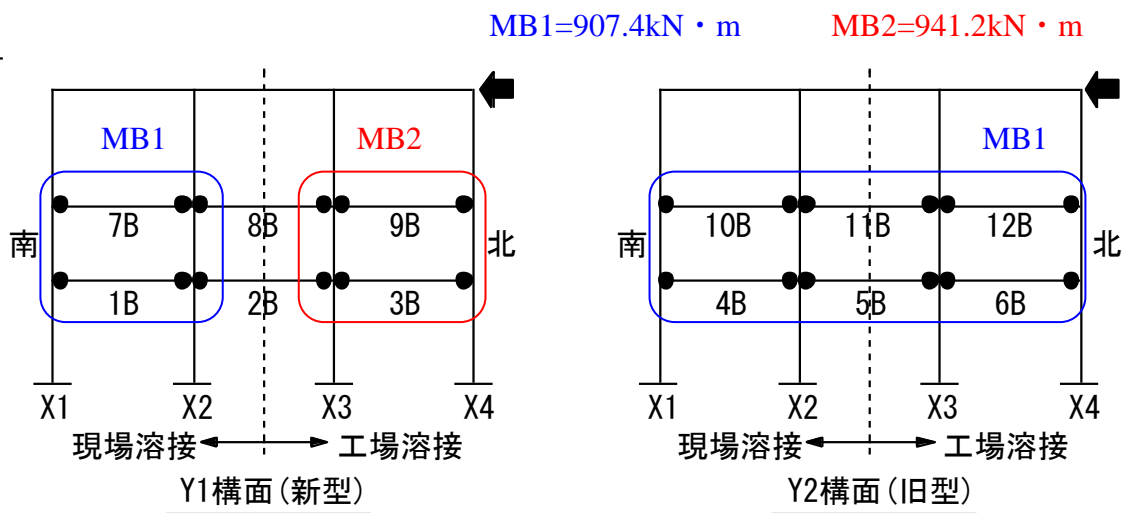


図 3.2.4-5 梁端の降伏モーメント(折れ点の曲げ耐力)

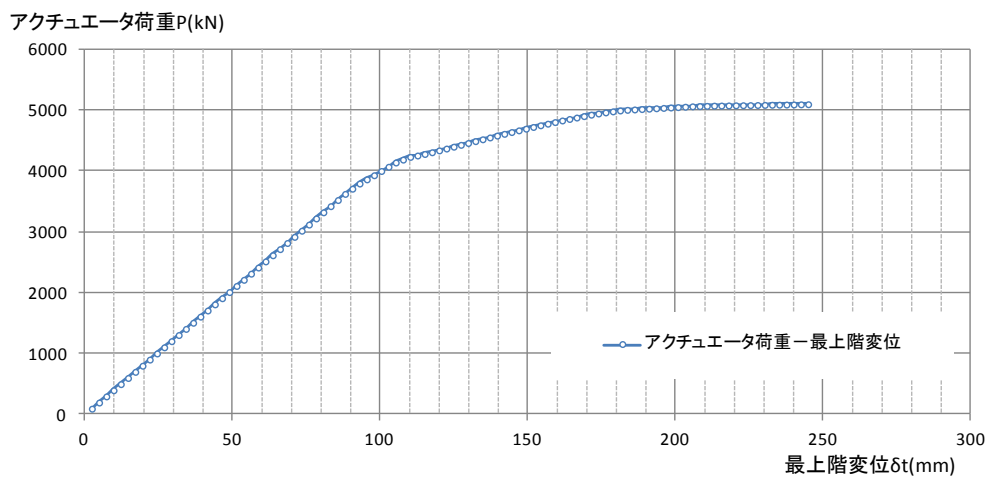


図 3.2.4-6 水平荷重-最上階変位関係

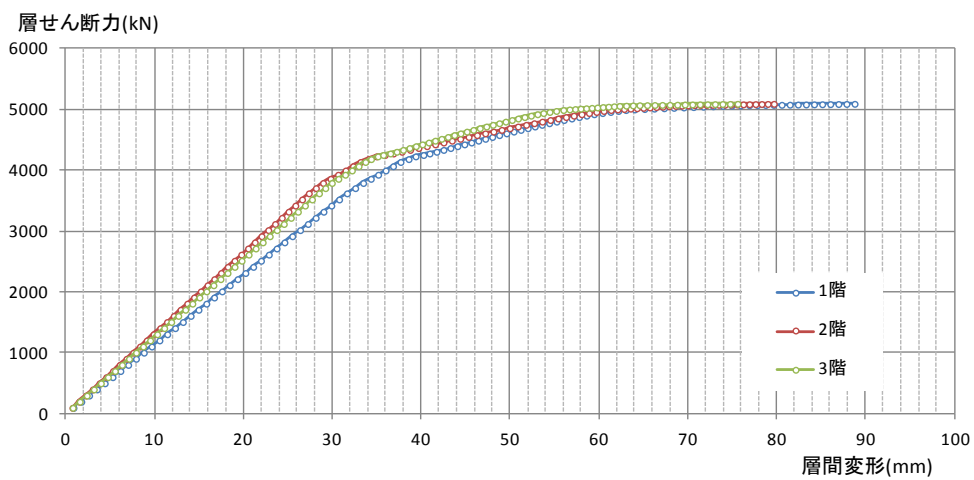
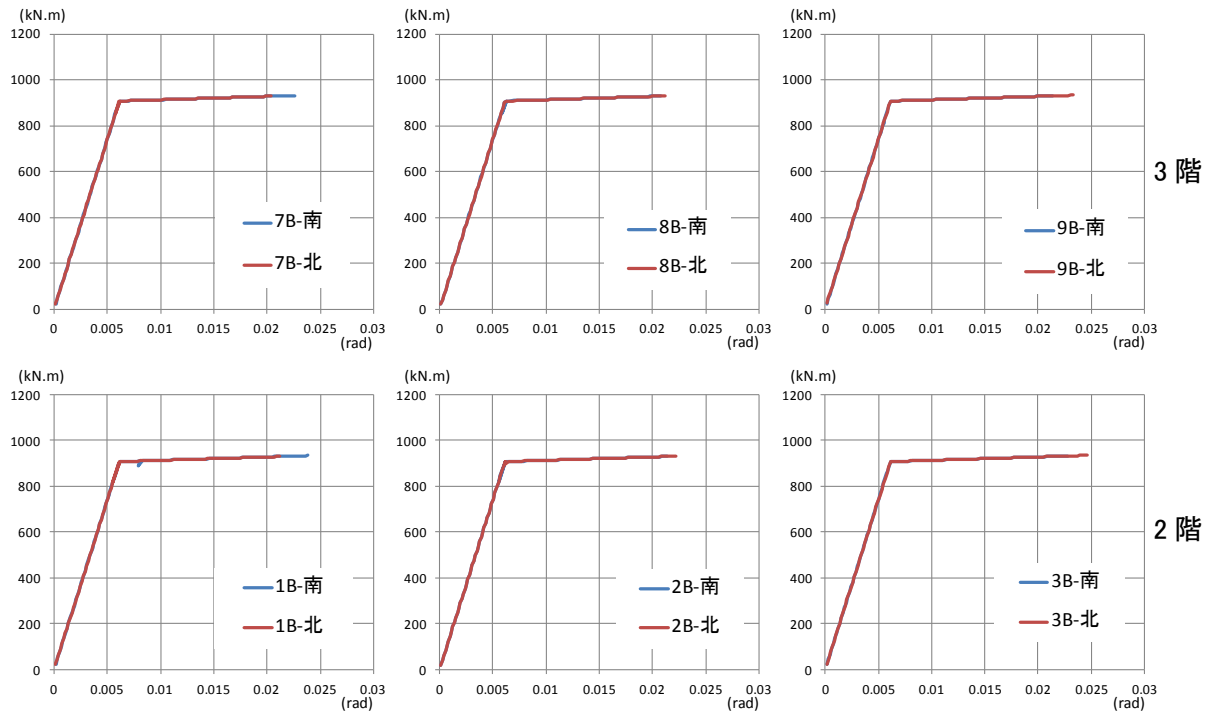
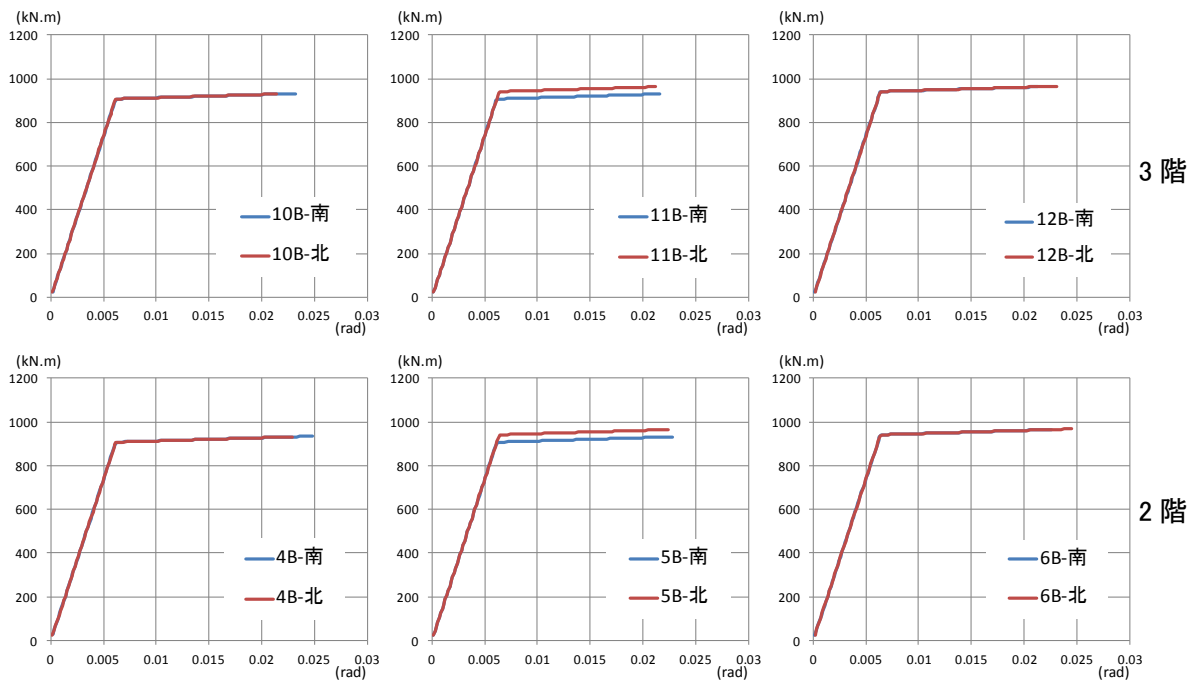


図 3.2.4-7 層せん断力-層間変形関係



(a) Y1構面(新型)



(b) Y2構面(旧型)

図 3.2.4-8 梁端モーメントー梁端回転角関係

### 3.2.5 測定方法

図 3.2.5-1 に変位測定計画を、図 3.2.5-2 にひずみ測定計画を示す。測定は下記の項目について実施した。

#### 変位測定

層間変形角(写真 3.2.5-1 参照)

梁部材角(写真 3.2.5-2 参照)

柱梁接合部パネルせん断変形角(写真 3.2.5-2 参照)

架構の長辺方向構面外変位(水準器を利用して目視で確認)

#### ひずみ測定

柱、梁の軸ひずみ(軸力)および曲げひずみ(曲げモーメント、せん断力)

ウェブ軸方向ひずみ

柱梁接合部パネルせん断ひずみ

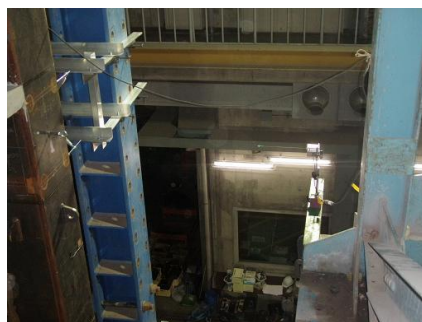
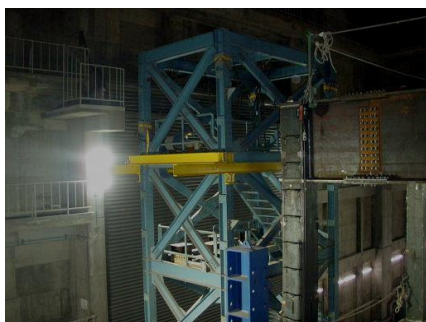


写真 3.2.5-1 層間変形角測定状況

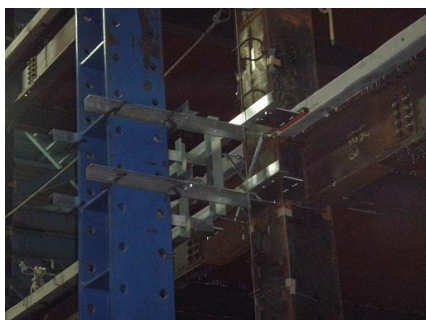
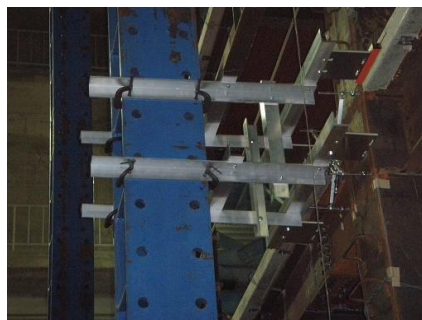
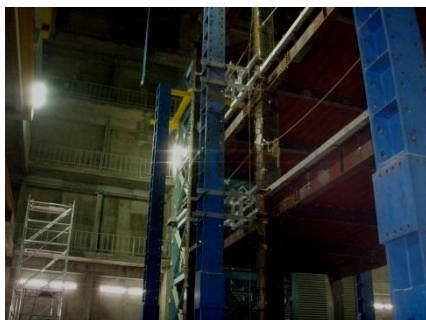
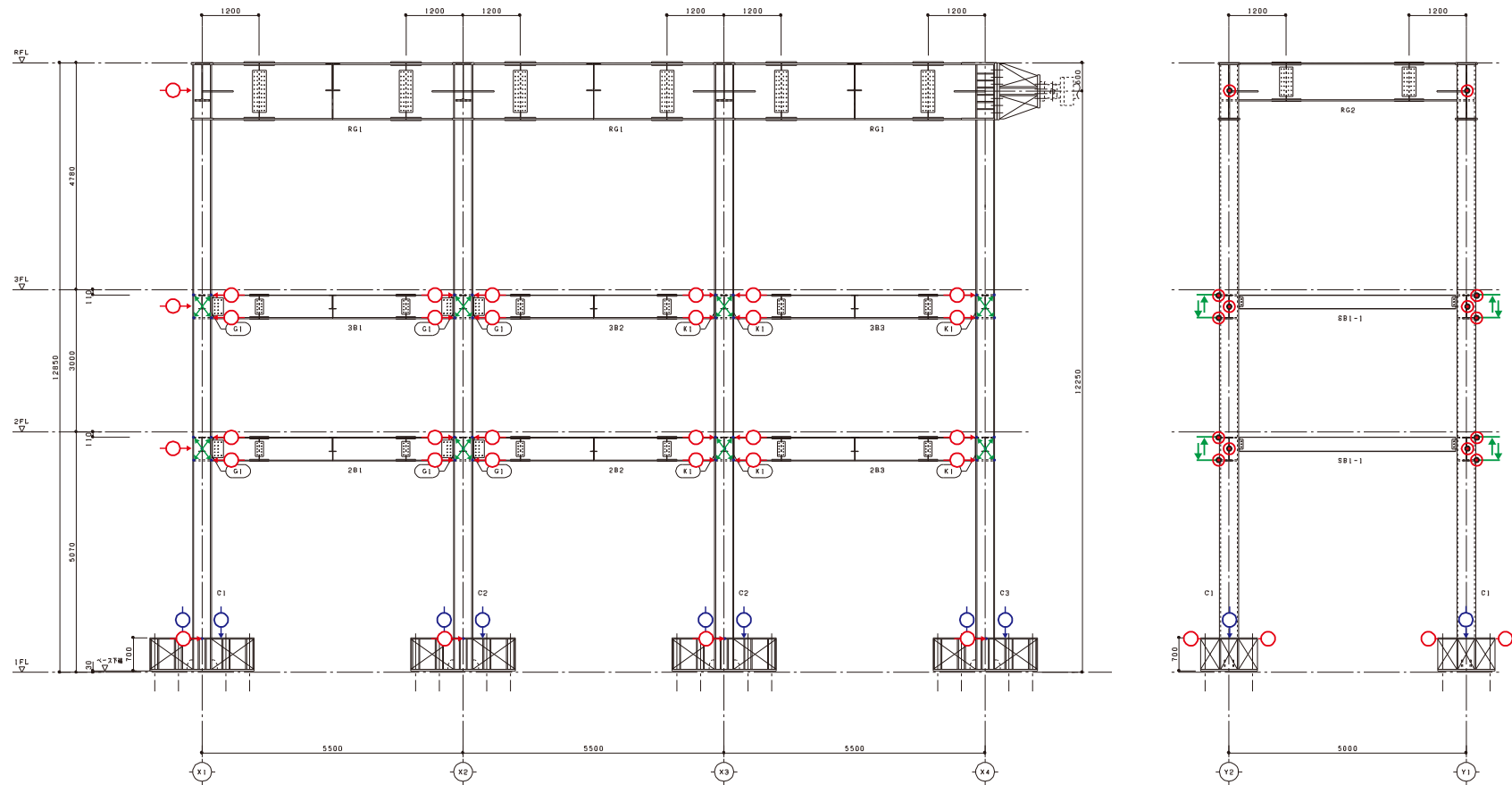


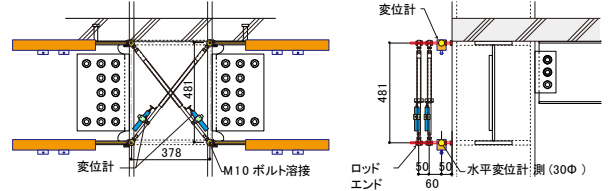
写真 3.2.5-2 梁部材角およびパネルせん断変形角測定状況



○: 層間変形角 および梁の回転角  
 1F: 16本 (CDP25)  
 2F: 26本 (SDP200D)  
 3F: 24本 (SDP300D)  
 : 2本 (DP-500E)  
 RF: 2本 (DP-500E)

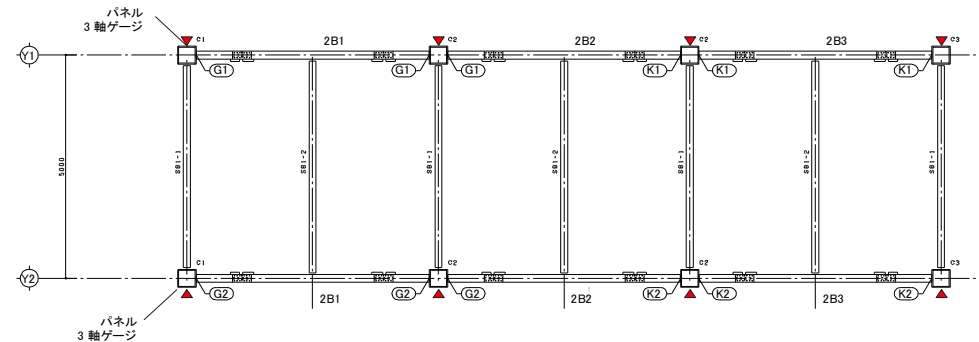
✕: パネルせん断変形角  
 2F: 16本 (CDP25)  
 3F: 16本 (CDP25)  
 ○: 柱脚回転  
 1F: 16本 (CDP10)

変位計合計  
 CDP10 : 16本  
 CDP25 : 48本  
 SDP200D : 26本  
 SDP300D : 24本  
 DP-500E : 4本



パネルせん断変形角 層間変形角および梁回転角計測

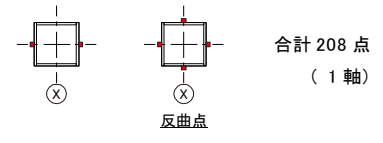
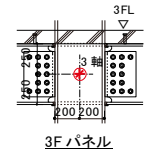
図 3.2.5-1 変位測定計画



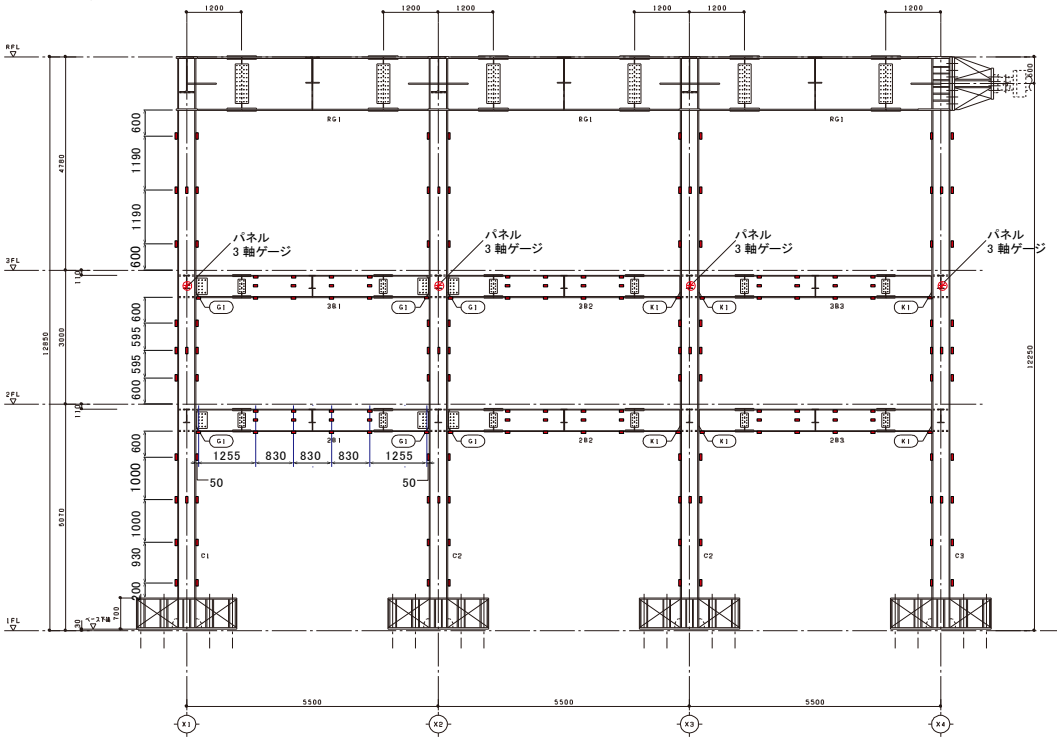
・ 柱の軸ひずみおよび曲げひずみ  
柱断面 X-400×400×22

・ パネル(3 Fのみ)  
合計 点(3軸)

2\*2 断面+4\*1 断面=8 点\*16 柱≒ 8 点(1軸)  
2\*3 断面+4\*1 断面=10 点\*8 柱≒ 0 点(1軸)

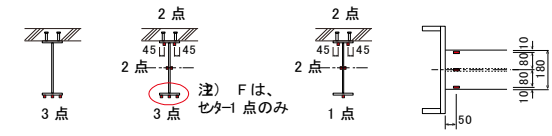


合計 208 点  
(1軸)



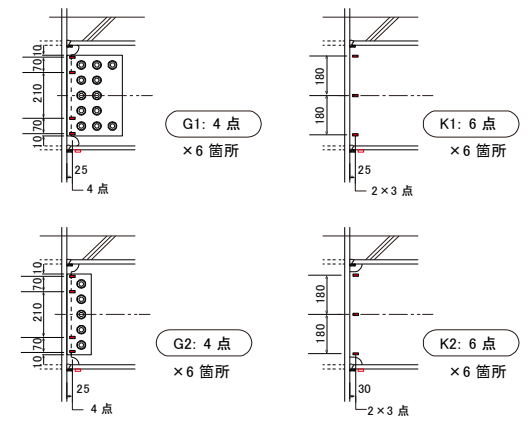
・ 梁の軸ひずみおよび曲げひずみ、局部座屈ひずみ  
梁断面 H-500×180×12×19

3F2\*3+2\*7+2\*5=8 0 点\*6 梁≒ 0 点 合計 336 点  
2F2\*3+4\*5=2 6 点\*6 梁≒ 6 点 (1軸)



端部から 50 端部から 1305 端部から 2135 下フランジ端部  
2F,3F 共通 (3点) 3F (7点) 2F,3F 共通 (5点)

・ 梁ウェブのひずみ 合計 120 点(1軸)



Y1 通り軸組図 1/50  
→ X4

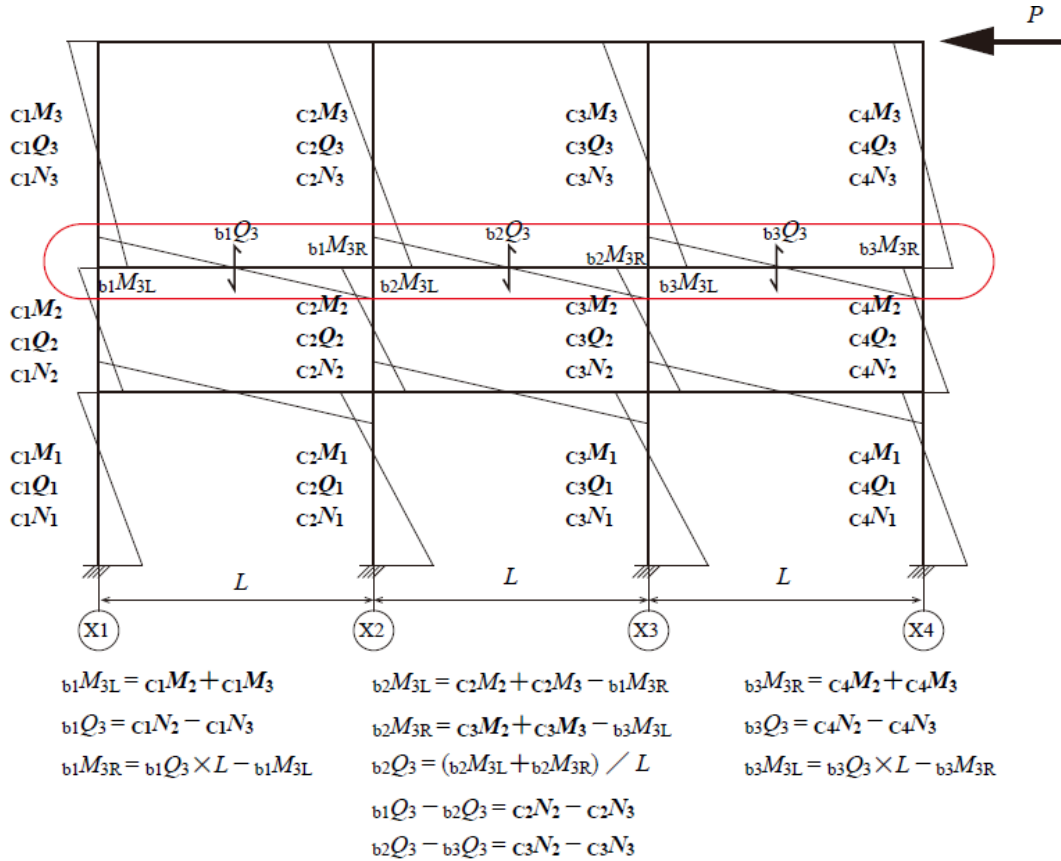
計測点総合計  
208+336+120+3\*8=688 8 点

図 3.2.5-2 ひずみ測定計画

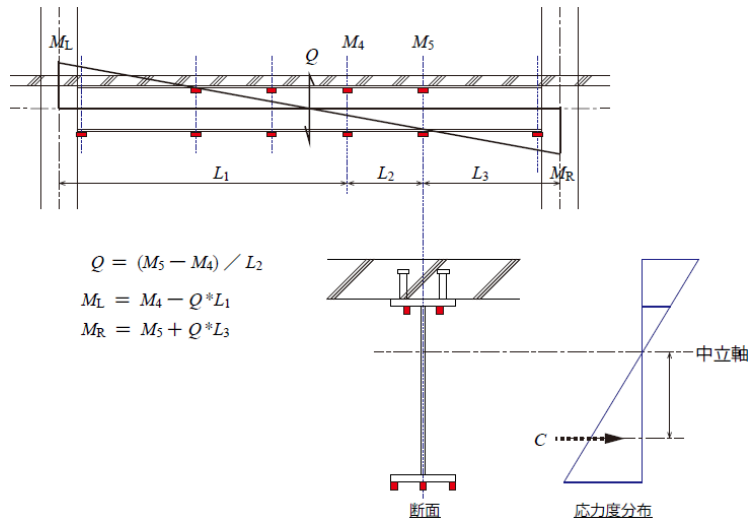
柱部材に作用する応力はひずみゲージより求めた。

梁端部に作用するモーメントは、梁に作用するせん断力を求める必要があり、次の二種類の方法でせん断力を求め算定した。図 3.2.5-3 に応力の算定方法を示す

- i. 柱の軸力差で梁のせん断力を求める方法
- ii. 梁に貼付したひずみゲージから作用モーメントを求めせん断力を求める方法



i 柱の軸力差で梁のせん断力を求める方法



ii 梁に貼付したひずみゲージから作用モーメントを求めせん断力を求める方法

図 3.2.5-3 部材の応力算定方法

### 3.2.6 実験結果

#### (1) 実験経過

接合部詳細を図 3.2.6-1 に、実験経過を表 3.2.6-1～3.2.6-7 に、実験経過のヒンジ図を表 3.2.6-3～3.2.6-7 に、梁端接合部実験経過写真を写真 3.2.6-1～3.2.6-19 に示す。図 3.2.6-1 中の各接合部の I 端は、正載荷時に下フランジ圧縮、上フランジ引張となり、J 端は正載荷時に下フランジ引張、上フランジ圧縮となる。負載荷時には、上下フランジの引張・圧縮が逆転する。

最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所であり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。現場溶接ディテールの破断が多数を占めるが、これは梁端曲げモーメントのウェブの負担率が小さく、下フランジのひずみが大きくなることが原因と考えられる (3.2.6 (3) 1) (b), (c)参照)。特に、旧型・現場溶接は他のディテールよりもウェブの負担率が小さく、梁端の破断が先行した。また、梁端ディテールの如何に関わらず、梁端モーメントが相対的に大きい側柱に取り付く梁端の損傷が、内柱に取り付く梁端よりも進展する傾向が見られた。

以下に、試験体の損傷が確認された変形角  $1/150\text{rad}$  以降の実験経過を梁端ディテール毎に示す。なお、変形角  $1/300\text{rad}$  では、試験体に目立った損傷は確認されず、試験体は弾性であったと考えられる。また、試験体の柱部材は、塑性化が確認されたが、亀裂、局部座屈等の目立った損傷は確認されなかった。

#### ■ 旧型・現場溶接梁端

-90 サイクルピーク時に、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)と中柱の 3 階 I 端側梁端(Y2X2\_3FI)の下スカラップ底に亀裂が発生した後、98 サイクル終了時までには、全ての I 端側梁端(Y2X1\_2FI, Y2X1\_3FI, Y2X2\_3FI, Y2X2\_2FI)に下スカラップ底の亀裂が発生した。その後、-106 サイクルで、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)の下スカラップ底の亀裂が、全接合部で最も早く下フランジを貫通し、-117 サイクル加力時に破断した。一方、中柱においては、3階I端側梁端(Y2X2\_3FI)の下スカラップ底の亀裂が-131 サイクルピーク時に貫通した後、-133 サイクル加力時に下フランジが破断した。140 サイクル加力終了時までには中柱の 2 階 J 端側梁端(Y2X2\_2FJ)を除く全ての梁端が破断し、加力を終了した。

#### ■ 新型・現場溶接梁端

+91 サイクルピーク時に、側柱の 2 階 I 端側梁端(Y2X1\_2FI)の下スカラップ底に亀裂が発生した後、-121 サイクルピーク時に下スカラップ底の亀裂が貫通し、-130 サイクルピーク時に下フランジが全断面破断した。一方、中柱においては、+131 サイクルピーク時に 3 階 J 側梁端(Y1X2\_3FJ)に下スカラップ底の亀裂が発生し、全ての梁端接合部に損傷が確認された後、+134 サイクル加力時には、下フランジが部分破断し、+136 サイクル加力時に下フランジが全断面破断した。なお、この間の-133 サイクル加力時に、3 階側柱の I 側梁端(Y1X1\_3FI)の下フランジが破断し、側柱に取り付く全ての新・旧現場溶接梁端の破断が確認されている。140 サイクル加力終了時までには中柱の 2 階 J 端側梁端(Y1X2\_2FJ)を除く全ての梁端が破断し、加力を終了した。

#### ■ 旧型・工場溶接梁端

108 サイクル終了時に、2 階の側柱 J 端側梁端(Y2X4\_2FJ)と内柱 I 端側梁端(Y2X3\_2FI)の梁端溶接始末端部に亀裂が発生した。その後、側柱 J 端側梁端(Y2X4\_2FJ)は、+135 サイクル加力時に部分破断が発生した後、+136 サイクル加力時に下フランジが全断面破断した。140 サイクル加力終了時までには 3 階の側柱 J 端側梁端(Y2X4\_3FJ)の破断も確認され、側柱に取り付く旧型ディテールの梁端が全て確認され、中柱の破断は確認されなかった。

#### ■ 新型・工場溶接梁端

116 サイクル終了時までには、一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたのみで、目立った損傷は確認出来なかった。



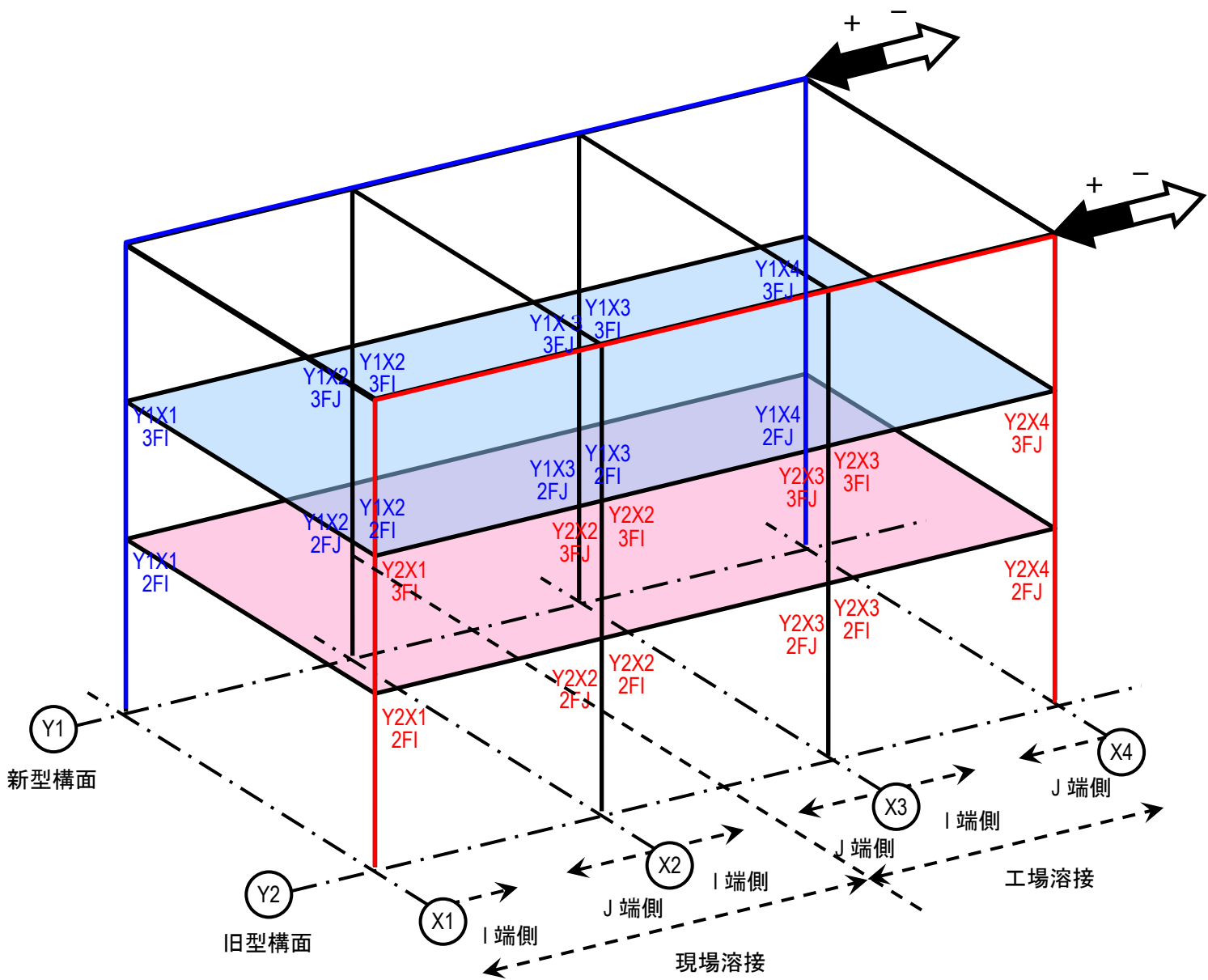


図 3.2.6-1 接合部詳細

表 3.2.6-1 実験経過(新型構面)

種編	変形角	CYCLE	観測箇所	Y1K1_3F1			Y1K1_3F2			Y1K1_3F3			Y1K2_3F1			Y1K2_3F2			Y1K2_3F3			Y1K3_3F1			Y1K3_3F2			Y1K3_3F3			
				下フランジスカラップ面 溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他	下フランジスカラップ面	下フランジ溶接 動荷役部	その他		
30	1/300	+20	ピーク時	試験体外面																											
		-20	ピーク時	試験体外面																											
		+30	ピーク時	試験体外面																											
		-30	ピーク時	試験体外面																											
		30	終了時	試験体内面																											
70	1/150	+32	ピーク時	試験体外面																											
		-32	ピーク時	試験体外面																											
		+45	ピーク時	試験体外面																											
		-45	ピーク時	試験体外面																											
		45	終了時	試験体内面																											
		+60	ピーク時	試験体外面																											
		-60	ピーク時	試験体外面																											
		60	終了時	試験体内面																											
		-90	ピーク時	試験体外面																											
100	1/120	-91	ピーク時	試験体外面																											
		91	ピーク時	試験体外面																											
		91	終了時	試験体内面																											
		98	終了時	試験体内面																											
		+106	ピーク時	試験体外面																											
		-106	ピーク時	試験体外面																											
		106	終了時	試験体内面																											
		116	終了時	試験体内面																											
		-117	加力時	試験体外面																											
		+120	ピーク時	試験体外面																											
		-120	ピーク時	試験体外面																											
		120	1/100	+121	ピーク時	試験体外面																									
-121	ピーク時			試験体外面																											
122	終了時			試験体内面																											
122	地震後観察			試験体内面																											
-126	加力時			試験体外面																											
-128	加力時			試験体外面																											
+130	ピーク時			試験体外面																											
-130	ピーク時			試験体外面																											
200	1/57	+131	ピーク時	試験体外面																											
		-131	ピーク時	試験体外面																											
		131	終了時	試験体内面																											
		-132	加力時	試験体外面																											
		+134	加力時	試験体外面																											
180	1/63	+153	加力時	試験体外面																											
		-154	加力時	試験体外面																											
		+155	加力時	試験体外面																											
		-155	加力時	試験体外面																											
		+156	加力時	試験体外面																											
		-156	加力時	試験体外面																											
		+157	加力時	試験体外面																											
		+157	加力時	試験体外面																											
180	終了時	試験体内面																													
140	終了時	試験体内面																													

表 3.2.6-2 実験経過 (旧型構面)

振種	変形角	CYCLE	観測箇所	Y2X1-3F1			Y2X1-3F2			Y2X2-3F1			Y2X2-3F2			Y2X3-3F1			Y2X3-3F2								
				下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他	下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他	下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他	下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他	下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他	下フランジスカラップ 度	下フランジ溶接 部	その他						
39	1300	+20	ピーク時	試験体外周																							
		20	ピーク時	試験体外周																							
		+30	ピーク時	試験体外周																							
		30	ピーク時	試験体外周																							
		30	終了時	試験体内周																							
		+32	ピーク時	試験体外周																							
78	1150	32	ピーク時	試験体外周																							
		+45	ピーク時	試験体外周			下フランジ がり10mm																				
		45	ピーク時	試験体外周			亀裂発生																				
		45	終了時	試験体内周																							
		+60	ピーク時	試験体外周																							
		60	ピーク時	試験体外周																							
		70	終了時	試験体内周																							
		+90	ピーク時	試験体外周																							
		90	ピーク時	試験体外周																							
		100	1120	+91	ピーク時	試験体外周																					
91	ピーク時			試験体外周																							
91	終了時			試験体内周	亀裂発生																						
98	終了時			試験体内周																							
+105	ピーク時			試験体外周																							
105	ピーク時			試験体外周																							
108	終了時			試験体内周	亀裂発生																						
116	終了時			試験体内周																							
+117	加力時			試験体外周																							
+120	ピーク時			試験体外周																							
120	ピーク時			試験体外周																							
120	1100			+121	ピーク時	試験体外周																					
		121	ピーク時	試験体外周																							
		122	終了時	試験体内周																							
		122	地震後観測	試験体内周	亀裂確認																						
		+126	加力時	試験体外周																							
		126	加力時	試験体外周																							
		+130	ピーク時	試験体外周																							
		130	ピーク時	試験体外周																							
		130	終了時	試験体内周																							
		200	1057	+131	ピーク時	試験体外周																					
				131	ピーク時	試験体外周																					
				131	終了時	試験体内周																					
+132	加力時			試験体外周																							
180	1653	132	加力時	試験体外周																							
		+133	加力時	試験体外周																							
		133	加力時	試験体外周																							
		+134	加力時	試験体外周																							
		134	加力時	試験体外周																							
		+135	加力時	試験体外周																							
		135	加力時	試験体外周																							
		+136	加力時	試験体外周																							
		136	加力時	試験体外周																							
		137	加力時	試験体外周																							
+139	加力時	試験体外周																									
140	終了時	試験体内周																									

表 3.2.6-3 実験経過ヒンジ図

(±31~±90 サイクル: 目標変形 $\delta = \pm 78\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/150\text{rad}$ .)

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			+32 ピーク時	-32 ピーク時	+90 ピーク時	-90 ピーク時
78	1/150	Y1 新型				
		Y2 旧型				

表 3.2.6-4 実験経過ヒンジ図

(±91~±120 サイクル: 目標変形 $\delta = \pm 100\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/120\text{rad}$ .)

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			91 終了時	98 終了時	+106 ピーク時	-106 ピーク時
100	1/120	Y1 新型				
		Y2 旧型				
		Y1 新型				
		Y2 旧型				

- : 下フランジスカロップ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジスカロップ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- ⊠ : 下フランジ梁端溶接部破断

表 3.2.6-5 実験経過ヒンジ図

(±121～±130 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 120\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/100\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE			
			+121 ピーク時	-121 ピーク時	122 終了時	-126 加力時
120	1/100	Y1 新型				
		Y1 新型				

表 3.2.6-6 実験経過ヒンジ図

(±131 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 200\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/57\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE		
			+131 ピーク時	-131 ピーク時	131 終了時
200	1/57	Y1 新型			
		Y2 旧型			

- : 下フランジスカラップ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジスカラップ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- ⊠ : 下フランジ梁端溶接部破断

表 3.2.6-7 実験経過ヒンジ図

(±132~±140 サイクル:目標変形 $\delta = \pm 180\text{mm}$ , 変形角  $R = \pm 1/63\text{rad.}$ )

振幅 (mm)	変形角 (rad.)	観察 構面	CYCLE				
			-132 加力時	-133 加力時	+134 加力時	+135 加力時	
180	1/63	Y1 新型					
			Y2 旧型				
				CYCLE			
				-135 加力時	+136 加力時	+139 加力時	140 終了時
		Y1 新型					
			Y2 旧型				

- : 下フランジカランプ底亀裂発生  
溶接始末端部亀裂発生
- : 下フランジカランプ底亀裂貫通
- ⊗ : 下フランジ梁端溶接部部分破断
- × : 下フランジ梁端溶接部破断









Y2X1 3F	下スカラップ底亀裂発生 91 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 108 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -126 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-1 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X1\_3F)









Y2X1 2F	下スカラップ底亀裂発生 -90 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 91 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -106 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -117 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-2 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X1\_2F)






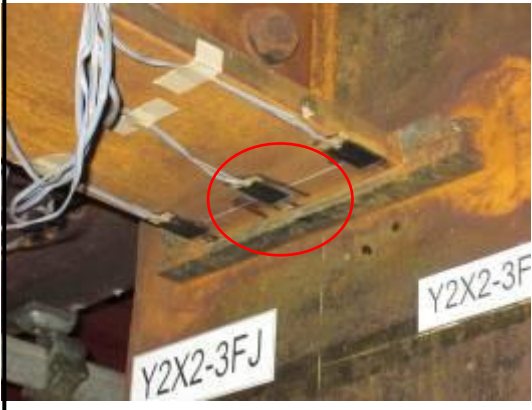

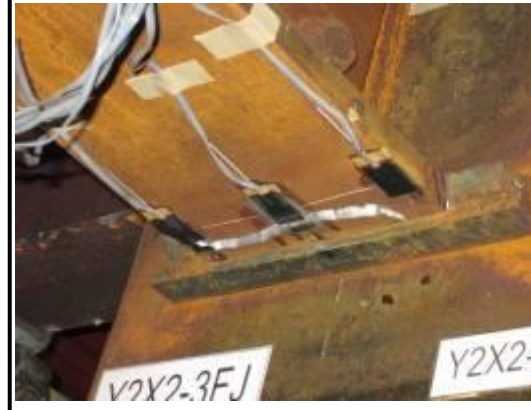
Y2X2 3FJ	下スカラップ底亀裂発生 +121 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通 +130cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断 +134 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 +136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-3 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_3FJ)





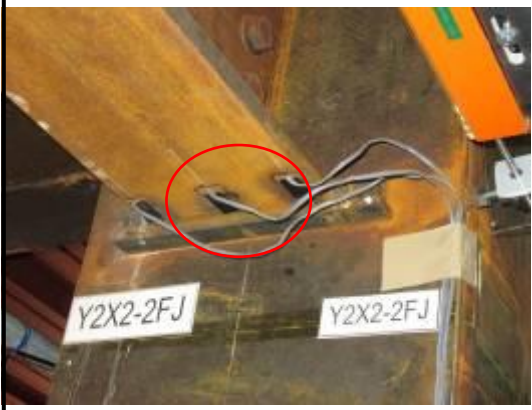

Y2X2 2FJ	下スカラップ底亀裂発生 +121 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通 +130cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	最終状況 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-4 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_2FJ)





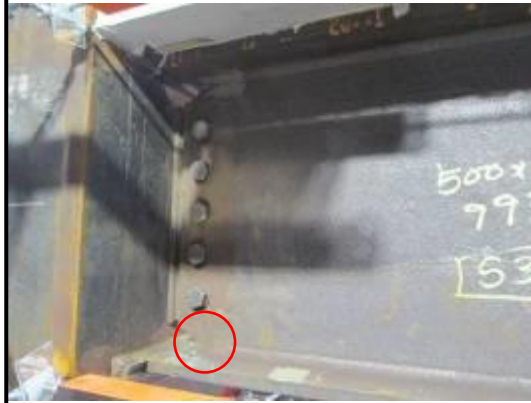



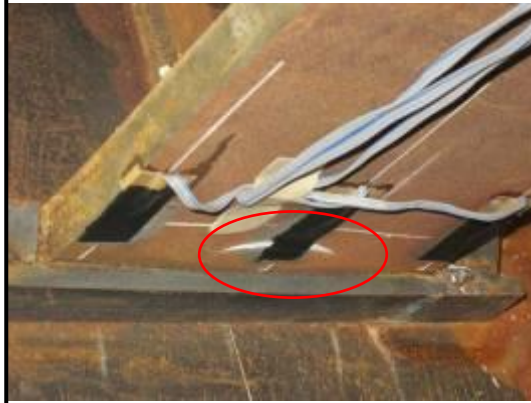

Y2X2 3FI	下スカラップ底亀裂発生 -90 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -131 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -133 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-5 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_3FI)







Y2X2 2FI	下スカラップ底亀裂発生 98 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 -134 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断 -135 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景			/	/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-6 梁端接合部実験経過写真(旧型現場溶接 : Y2X2\_2FI)







Y1X1	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
3F	108 cycle 終了時(試験体内周より)	108 cycle 終了時(試験体内周より)	-131 cycle peak 時(試験体外周より)		140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-7 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X1\_3F)

Y1X1	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
2F	91 cycle 終了時(試験体内周より)	122 cycle 地震後観察時(試験体内周より)	-121 cycle peak 時(試験体外周より)	-128 cycle 加力時(試験体外周より)	-130 cycle peak 時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-8 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X1\_2F)



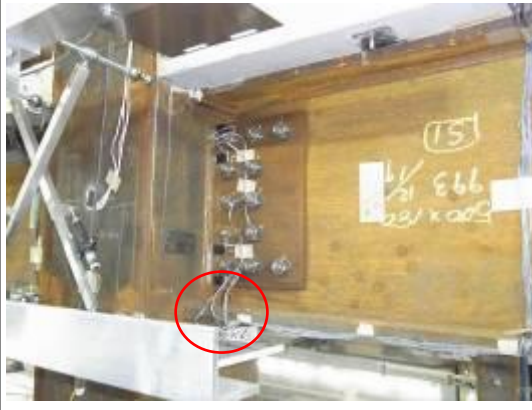


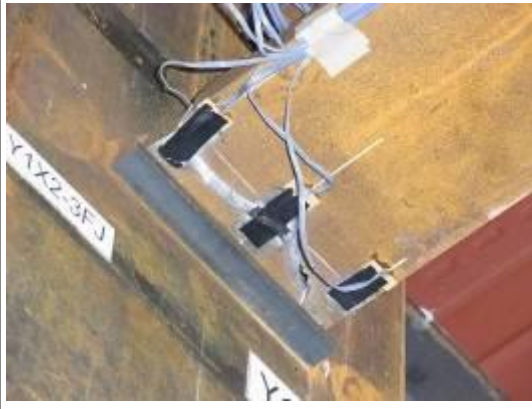
Y1X2 3FJ	下スカラップ底亀裂発生 +131 cycle peak (試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断 +134 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 +136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景		/	/		
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-9 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_3FJ)









Y1X2 2FJ	下スカラップ底亀裂発生 +106 cycle peak 時(試験体外周より)	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 140 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通 140 cycle 終了時(試験体内周より)	下フランジ一部破断	最終状況 (上スカラップ底亀裂発生) 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景				/	
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-10 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_2FJ)





Y2X3 3FJ	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況
		116 cycle 終了時(試験体内周より)			140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-11 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_3FJ)

Y2X3 2FJ	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況
		116 cycle 終了時(試験体内周より)			140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-12 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_2FJ)

Y2X3 3FI	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況
		116 cycle 終了時(試験体内周より)			140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-13 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_3FI)

Y2X3 2FI	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	最終状況
		108 cycle 終了時(試験体内周より)			140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-14 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X3\_2FI)

Y2X4 3F	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 122 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断 +139 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 140 cycle 終了時(試験体内周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-15 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X4\_3F)

Y2X4 2F	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生 108 cycle 終了時(試験体内周より)	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断 +135 cycle 加力時(試験体外周より)	下フランジ全断面破断 +136 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-16 梁端接合部実験経過写真(旧型工場溶接 : Y2X4\_2F)







Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
3FI	108 cycle 終了時(試験体内周より)			-136 cycle 加力時(試験体外周より)	-137 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-17 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_3FI)









Y1X2	下スカラップ底亀裂発生	下フランジ溶接始末端部亀裂発生	下スカラップ底亀裂貫通	下フランジ一部破断	下フランジ全断面破断
2FI	98 cycle 終了時(試験体内周より)		+136 cycle 加力時(試験体外周より)	-136 cycle 加力時(試験体外周より)	-137 cycle 加力時(試験体外周より)
接合部全景					
損傷箇所拡大					

写真 3.2.6-18 梁端接合部実験経過写真(新型現場溶接 : Y1X2\_2FI)





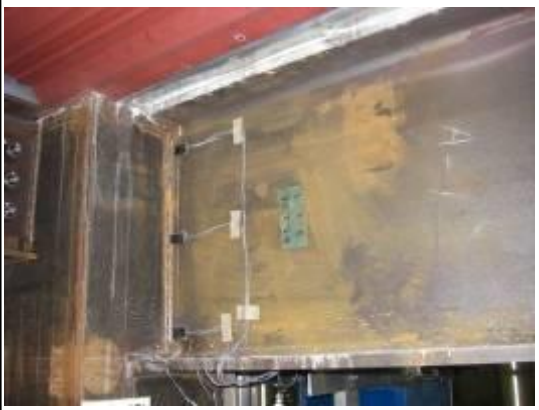


		最終状況		
		140 cycle 終了時(試験体内周より)		
		Y1X3_3FJ	Y1X3_3FI	Y1X4_3FJ
接合部全景				
				
損傷箇所拡大				
				

写真 3.2.6-19 梁端接合部実験経過写真(新型工場溶接)



## (2) 荷重-変位関係

図 3.2.6-2 に架構全体の層せん断力-変形角関係を示す。縦軸はアクチュエーターの荷重の合計(層せん断力)を、横軸は架構頂部の水平変位を頂部までの高さで除した値(最上階変形角)を示す。図中の解析値は 3.2.4 項の解析による結果を示す。載荷振幅±0.008rad 終了時までには破断を生じた梁端部は 1 箇所、さらに載荷振幅±0.01rad 終了時までには 2 箇所あったが、その間に耐力や剛性の低下は見られない。最終のサイクル(載荷振幅±0.015rad)では、破断箇所の増加に伴い剛性、最大振幅時の耐力が徐々に下がり、耐力は最終的に 10%程度低下した。しかしながら、実験終了までピーク変形に到達前に荷重低下(負勾配)は発生せず、安定した履歴性状を示した。

図 3.2.6-3 に各層の層せん断力-変形角関係を示す。縦軸はアクチュエーターの荷重の合計(層せん断力)を、横軸は各層の層間変形角を示す。全層中、2 層目の層間変形角が最も大きくなっている。

図 3.2.6-4 は各層、各構面の層せん断力-変形角関係を示したもので、柱に貼付したひずみゲージより柱のせん断力を求め、累加して層せん断力とした。梁端フランジ破断が多く生じた Y2 構面(旧型)は、1 層、2 層において Y1 構面(新型)より、最大振幅時の耐力が小さくなっており、梁端フランジ破断の影響が見られる。

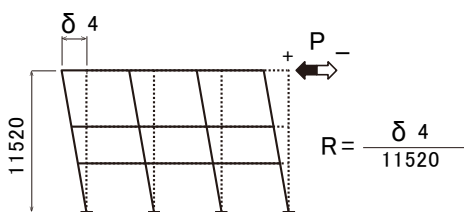
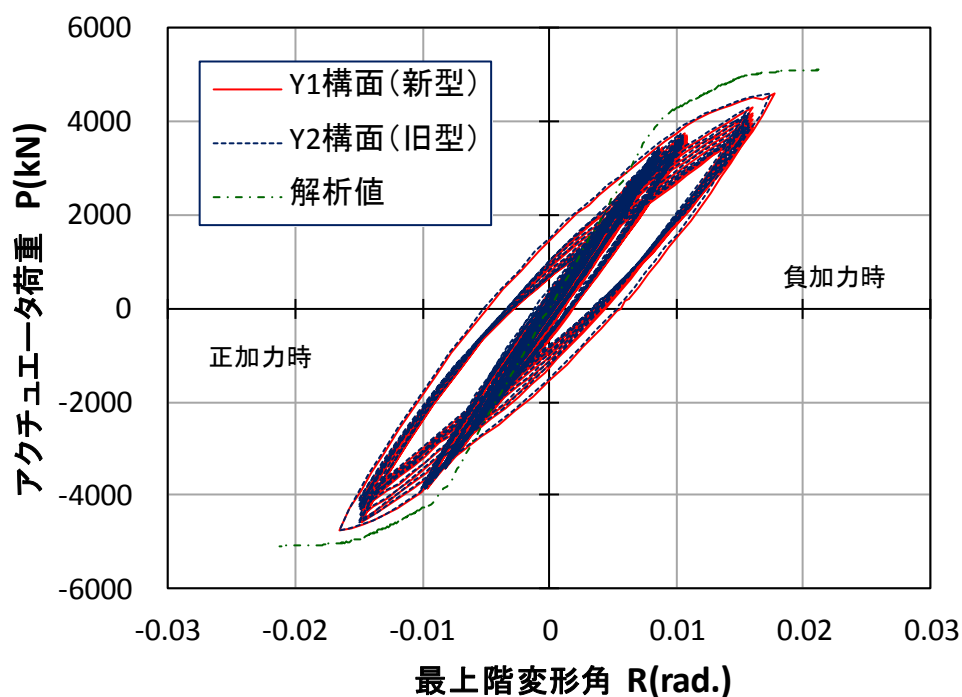


図 3.2.6-2 架構全体の荷重-全体変形角関係

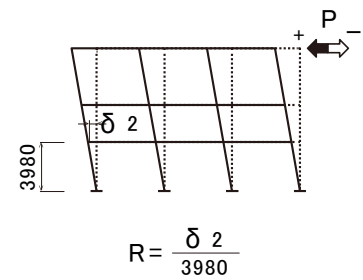
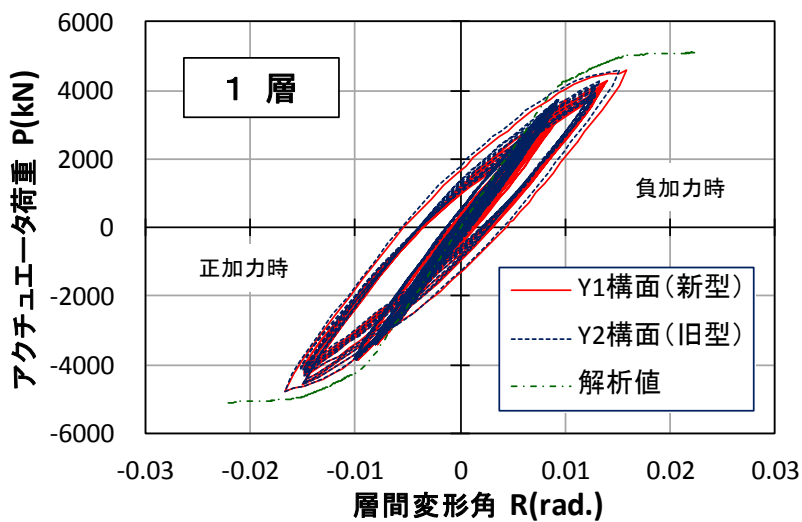
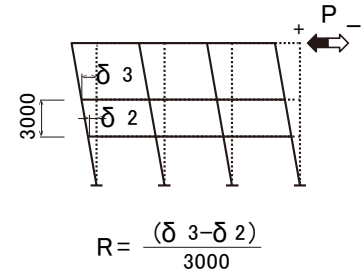
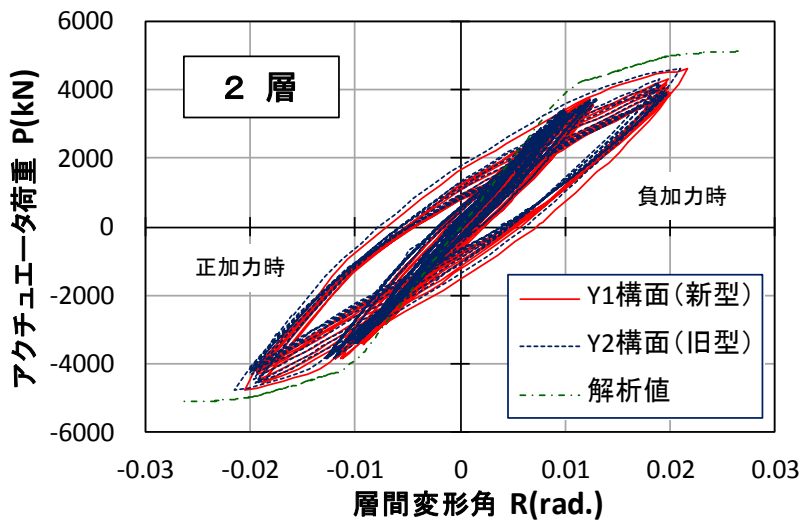
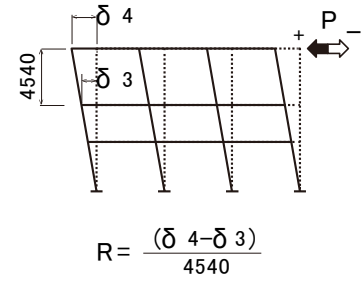
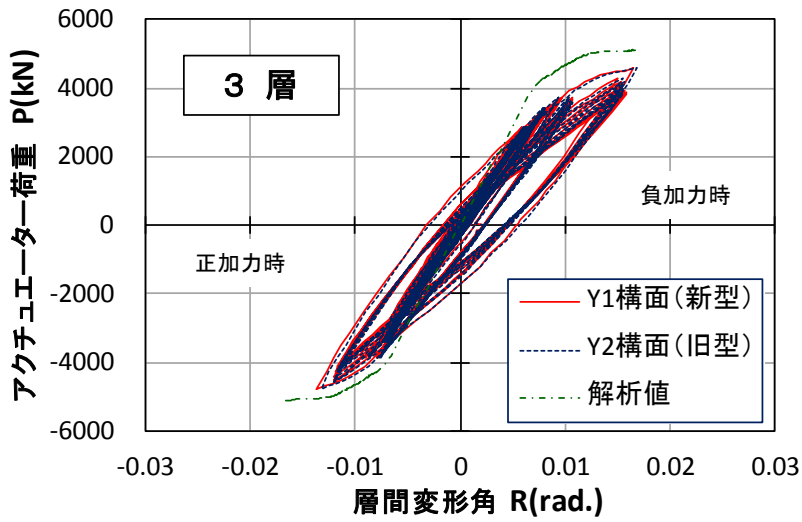


図 3.2.6-3 各層の層せん断力-層間変形角関係

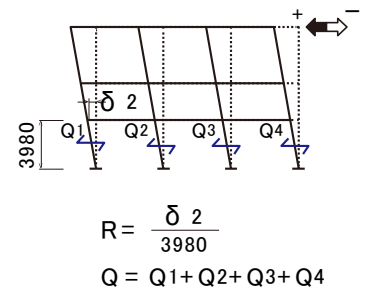
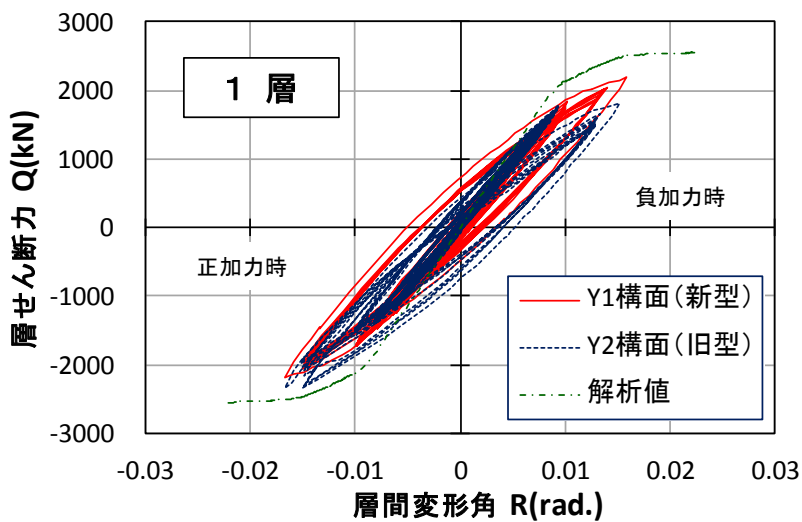
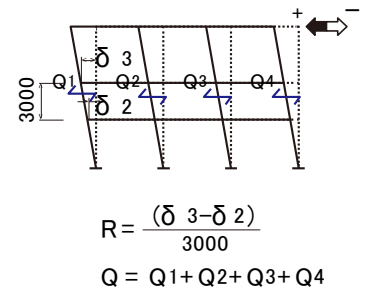
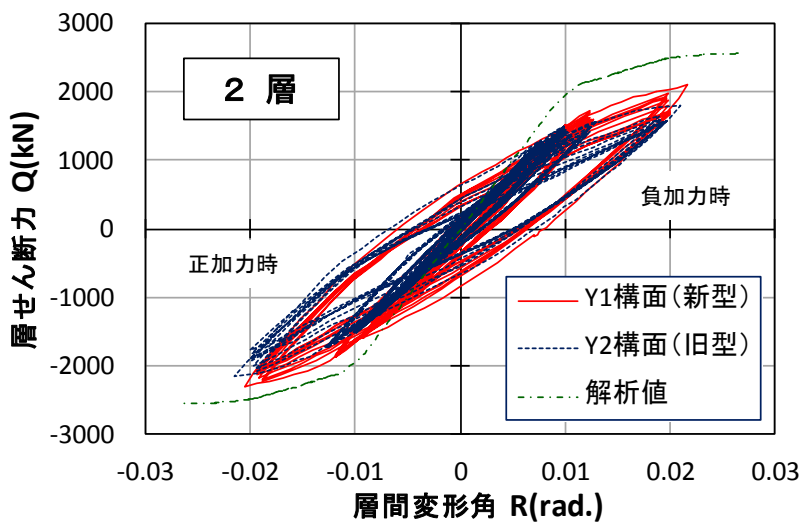
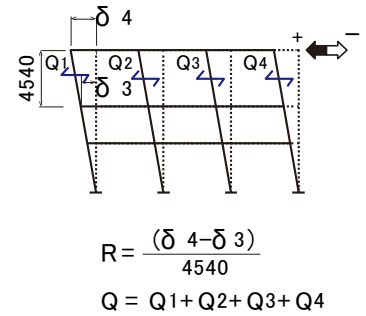
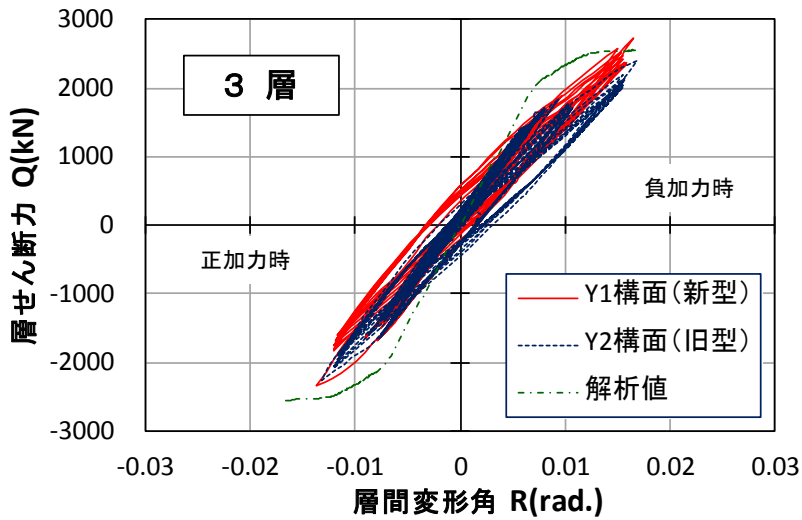


図 3.2.6-4 構面毎の層せん断力—層間変形角関係

図 3.2.6-6~3.2.6-8 に梁端毎のモーメント-回転角関係を示す。縦軸は梁端の作用モーメントを、横軸は梁端部の回転角を示す。側柱に取り付く梁端部に関しては、柱の作用モーメントより梁に作用するモーメントを求めている(図 3.2.5-3 参照)。それ以外の梁端に関して図 3.2.5-3, i, ii に示す方法で作用モーメントを求めたところ、振幅の増加に伴い安定した値が得られない傾向を示した。参考として図 3.2.6-5 に図 3.2.5-3, i, ii の方法で 7B 梁端(挿絵参照)のモーメント-回転角関係を求めて比較した結果を示す。また、図 3.2.6-9~3.2.6-11 に図 3.2.5-3, i の方法で求めた梁端のモーメント-回転角関係を示す(側柱のモーメント-回転角関係は図 3.2.6-6, 3.2.6-8 と同じ)。ここでは、中柱に取り付く梁端はその柱に作用したモーメントを案分して、梁の作用モーメントとした。

ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った(図 3.2.6-6~3.2.6-7 参照)。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが見られた(図 3.2.6-8, 6B-北参照)。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られる。

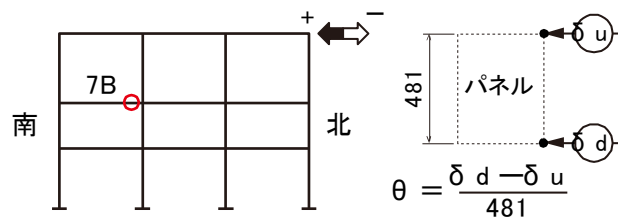
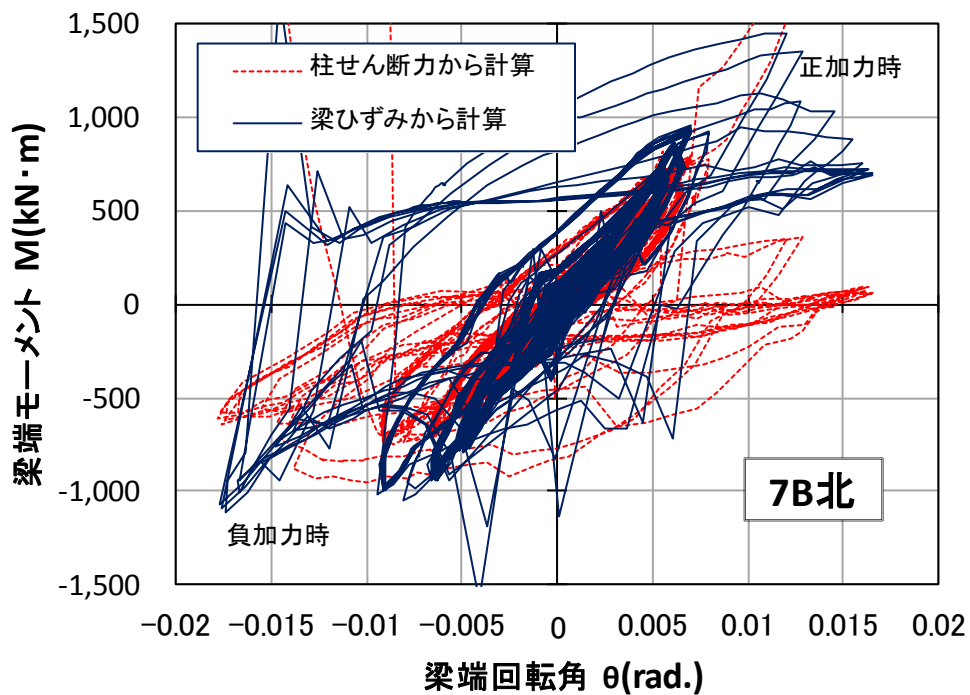


図 3.2.6-5 梁端モーメントの比較

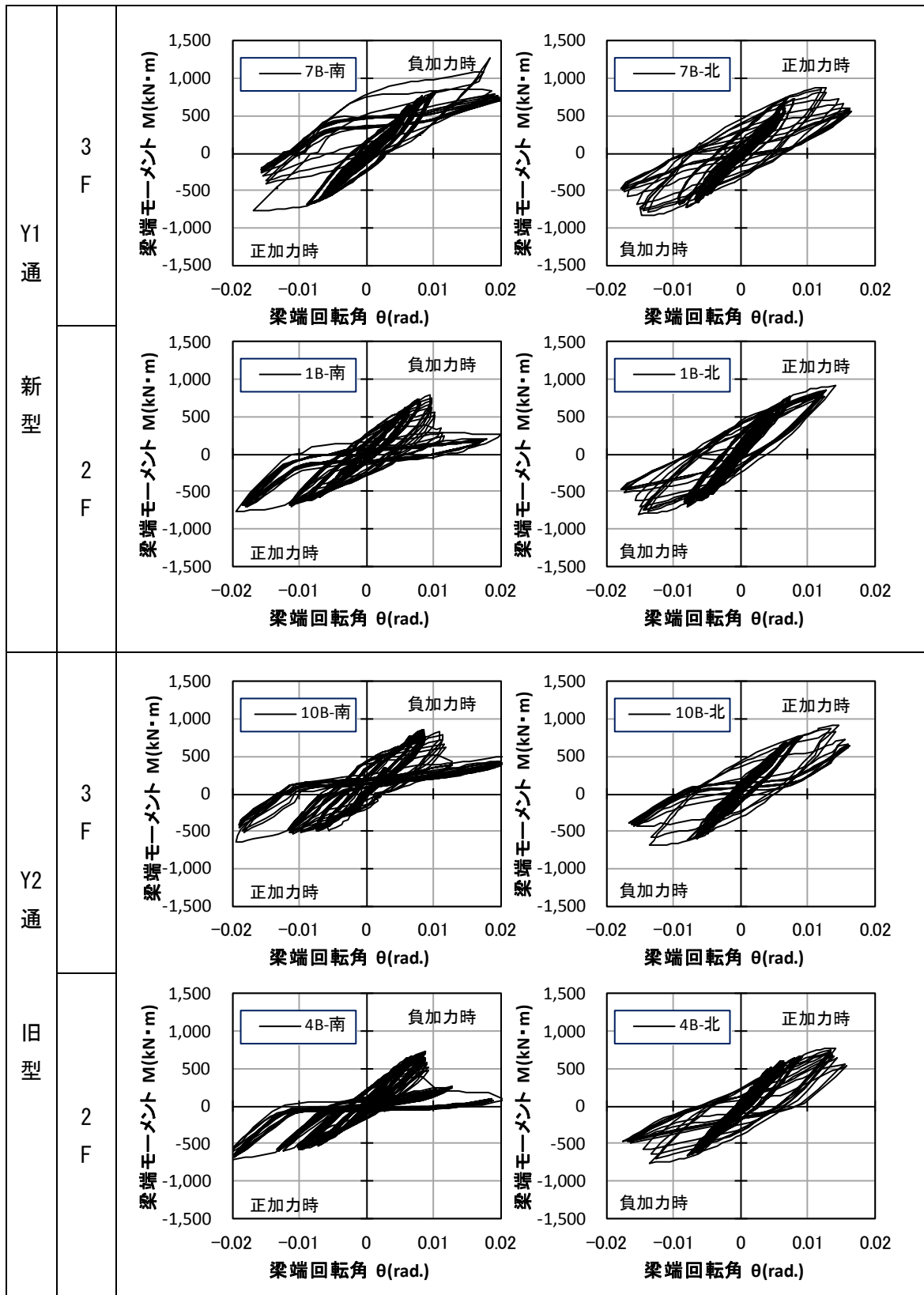
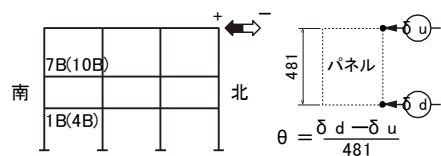


図 3.2.6-6 梁端モーメント-回転角関係



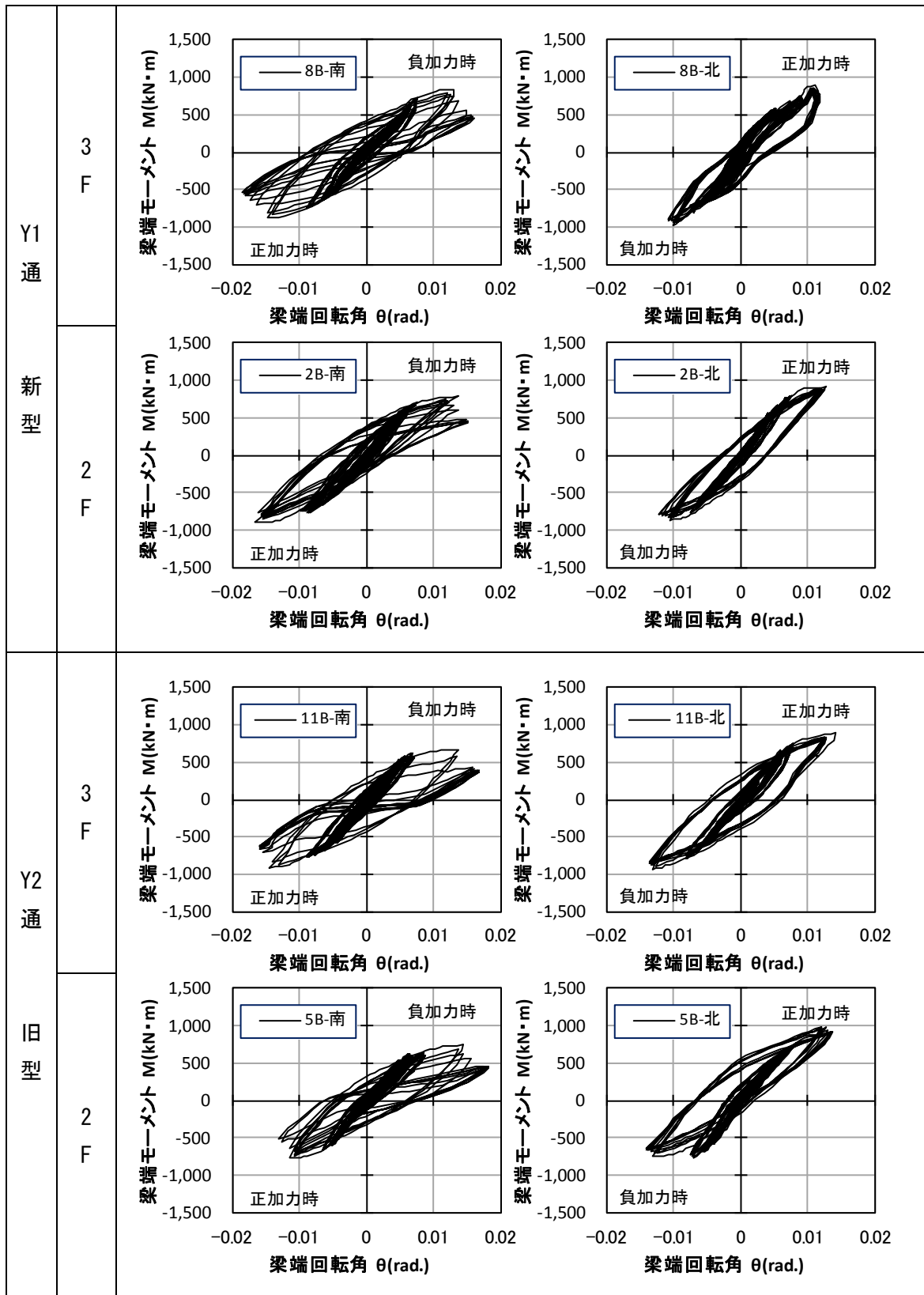
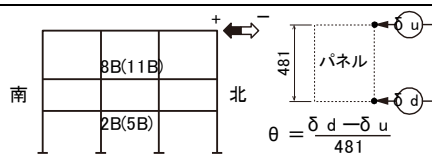


図 3.2.6-7 梁端モーメント-回転角関係



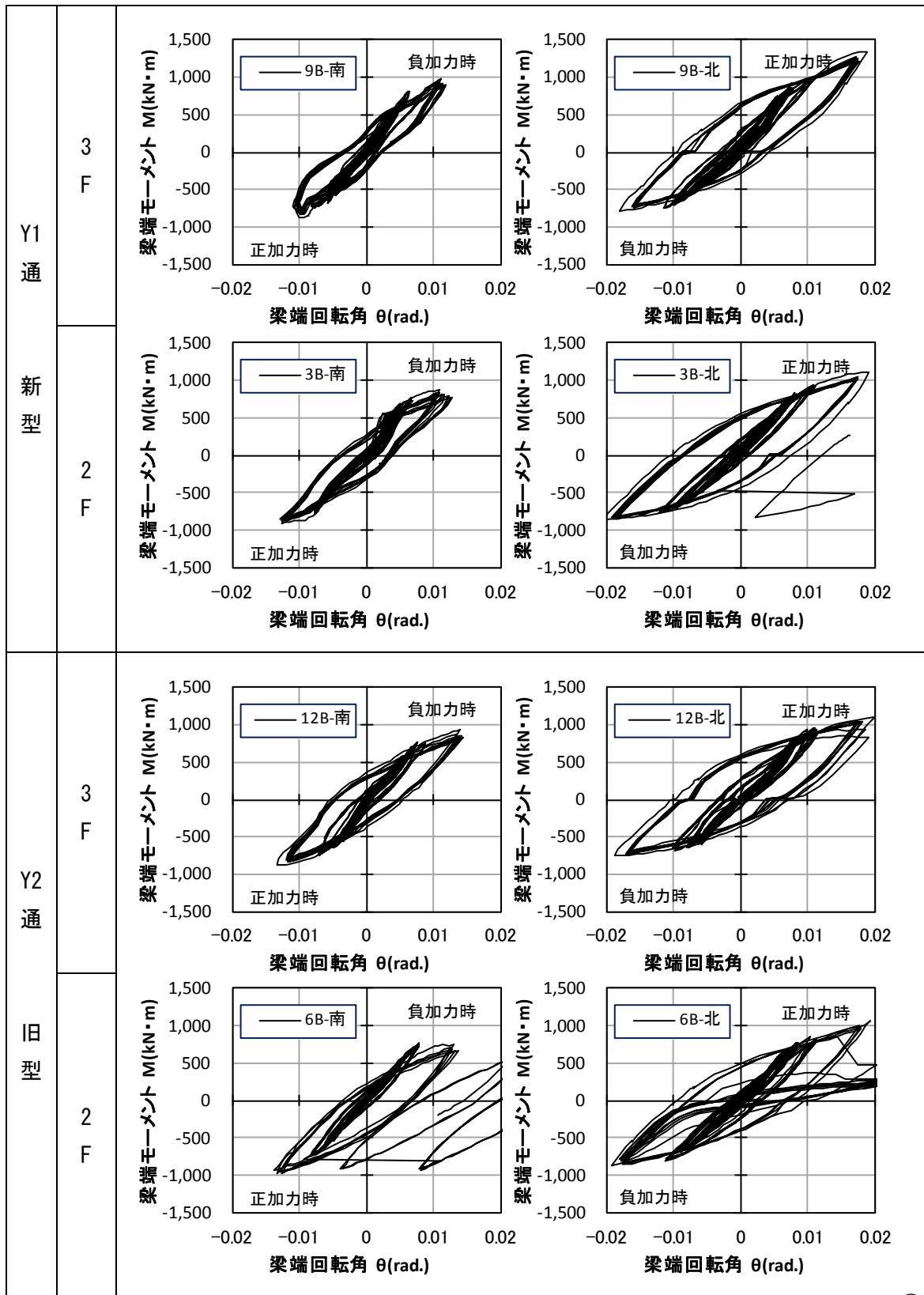
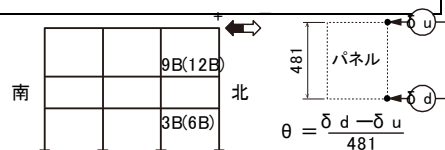


図 3.2.6-8 梁端モーメント-回転角関係



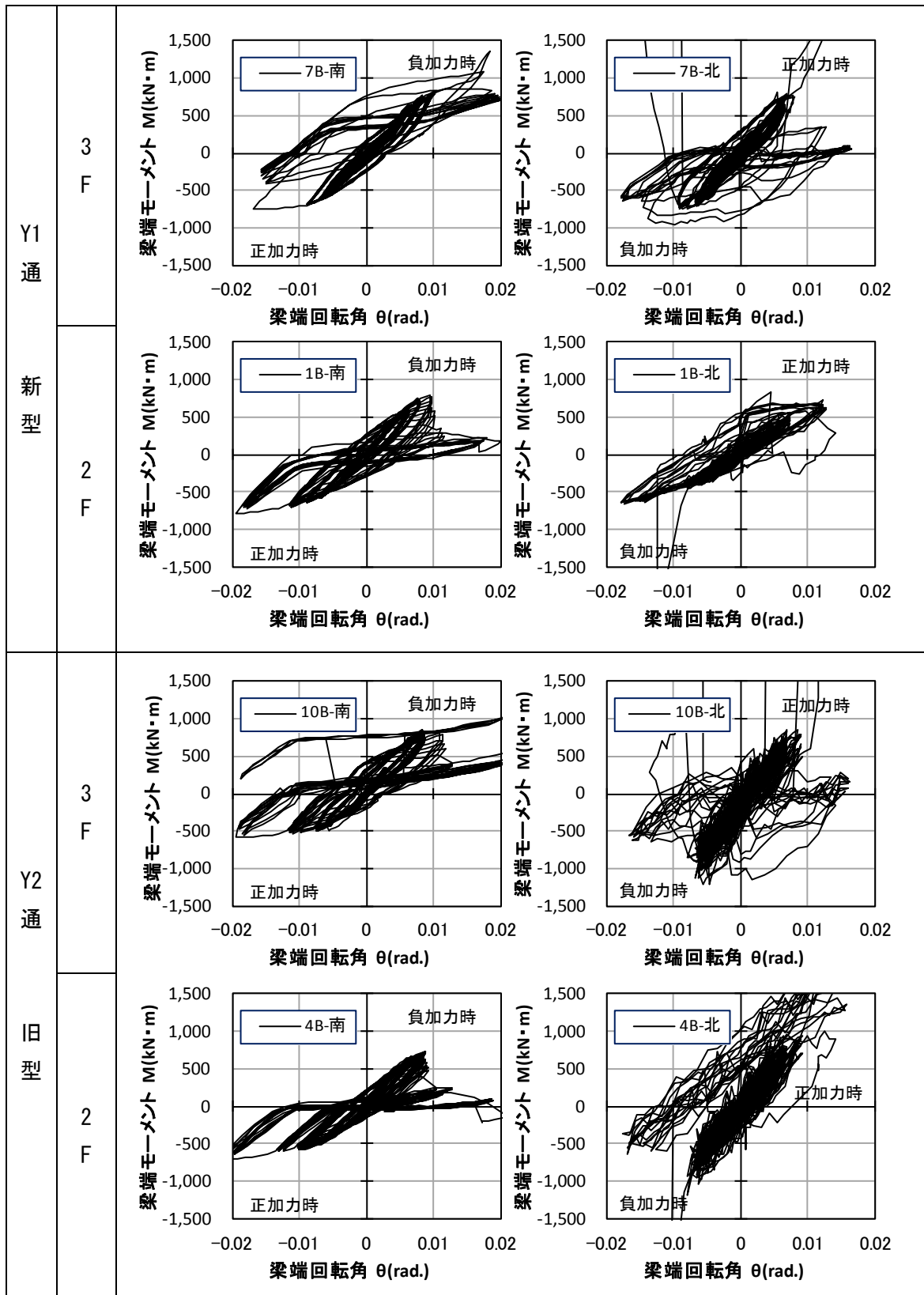
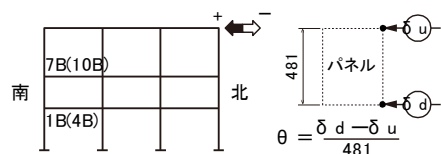


図 3.2.6-9 梁端モーメント-回転角関係





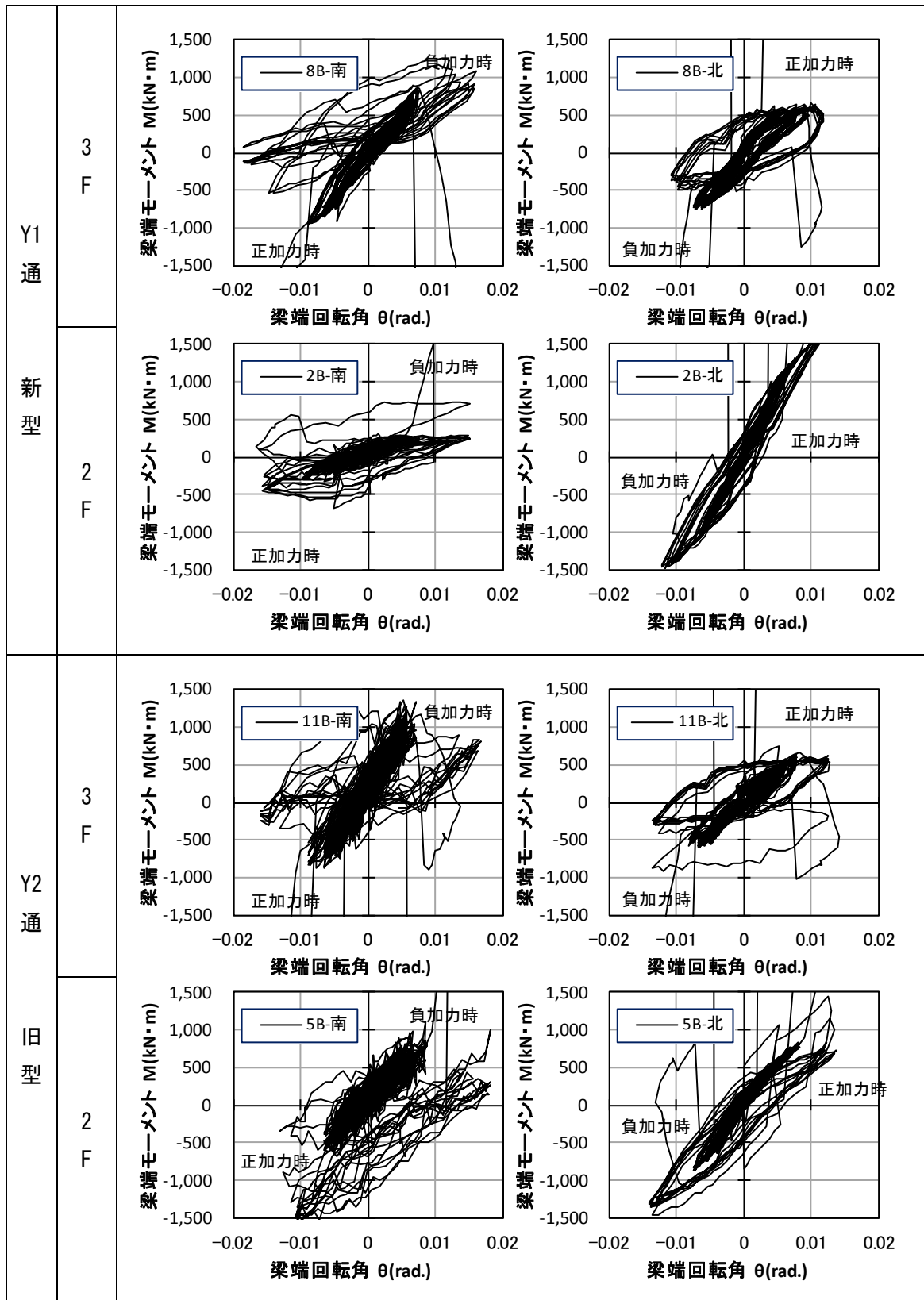
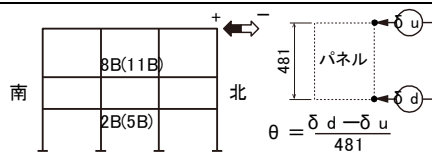


図 3.2.6-10 梁端モーメント-回転角関係



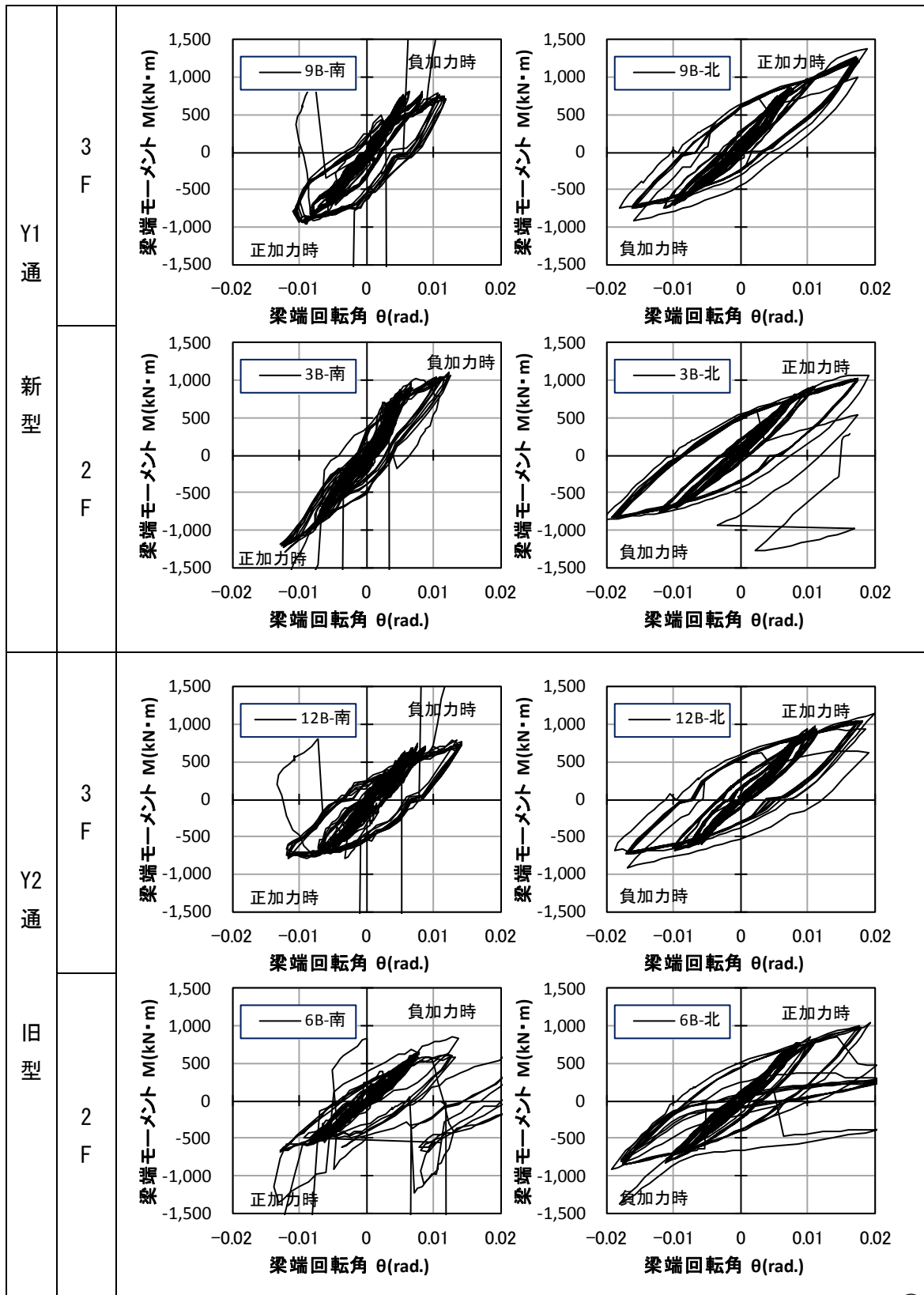


図 3.2.6-11 梁端モーメント-回転角関係

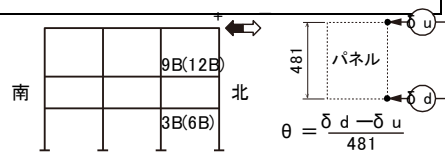


図 3.2.6-13~3.2.6-14 にパネルのモーメント-せん断変形角関係を示す。縦軸のモーメントは次式(3.2.6-1)<sup>3.2.6-1)</sup>で求めた値(図 3.2.6-12 参照)を、横軸はパネルに設置した変位計より求めたせん断変形角(図 3.2.6-13~3.2.6-14 中挿絵参照)を示す。

$${}_pM = {}_bM_R + {}_bM_L - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \cdot \frac{d_b}{2} \quad (3.2.6-1)$$

ここに、 ${}_bM_R$ ,  ${}_bM_L$ : 接合部パネルの左右の梁端に作用する曲げモーメント

${}_cQ_U$ ,  ${}_cQ_L$ : 接合部パネルの上下の柱端部に作用するせん断力

$d_b$ : 梁フランジ板厚中心間距離

また、図 3.2.6-15 のパネルのモーメント-せん断ひずみ関係は、横軸をパネルに貼付したひずみゲージより求めたせん断ひずみとしたものである。側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅の 0.015rad 時に塑性化したことが分かる。中柱の履歴形状に差が見られるのはフランジ破断の影響であり、破断を生ずることによりパネルに発生するモーメントが小さくなったためである。変位計によるせん断変形角とひずみゲージによるせん断ひずみとは概ね良い対応を示しており、塑性化の状況も捉えている。

全体の変形に対する各部材の変形の割合は、最大振幅時±0.015rad で見ると、

中柱に取り付く梁端: ±0.013rad, 側柱に取り付く梁端: ±0.02rad

中柱のパネル: ±0.004~0.007rad, 側柱のパネル: ±0.002rad

であり、全体の変形から梁とパネルの変形を減じた値が柱の変形となるが、その値は小さく、本実験では梁の変形が支配的であると言える。

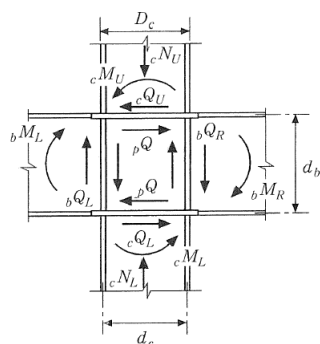


図 3.2.6-12 柱梁接合部パネルの応力状態<sup>3.2.6-1)</sup>

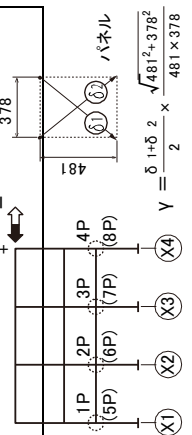
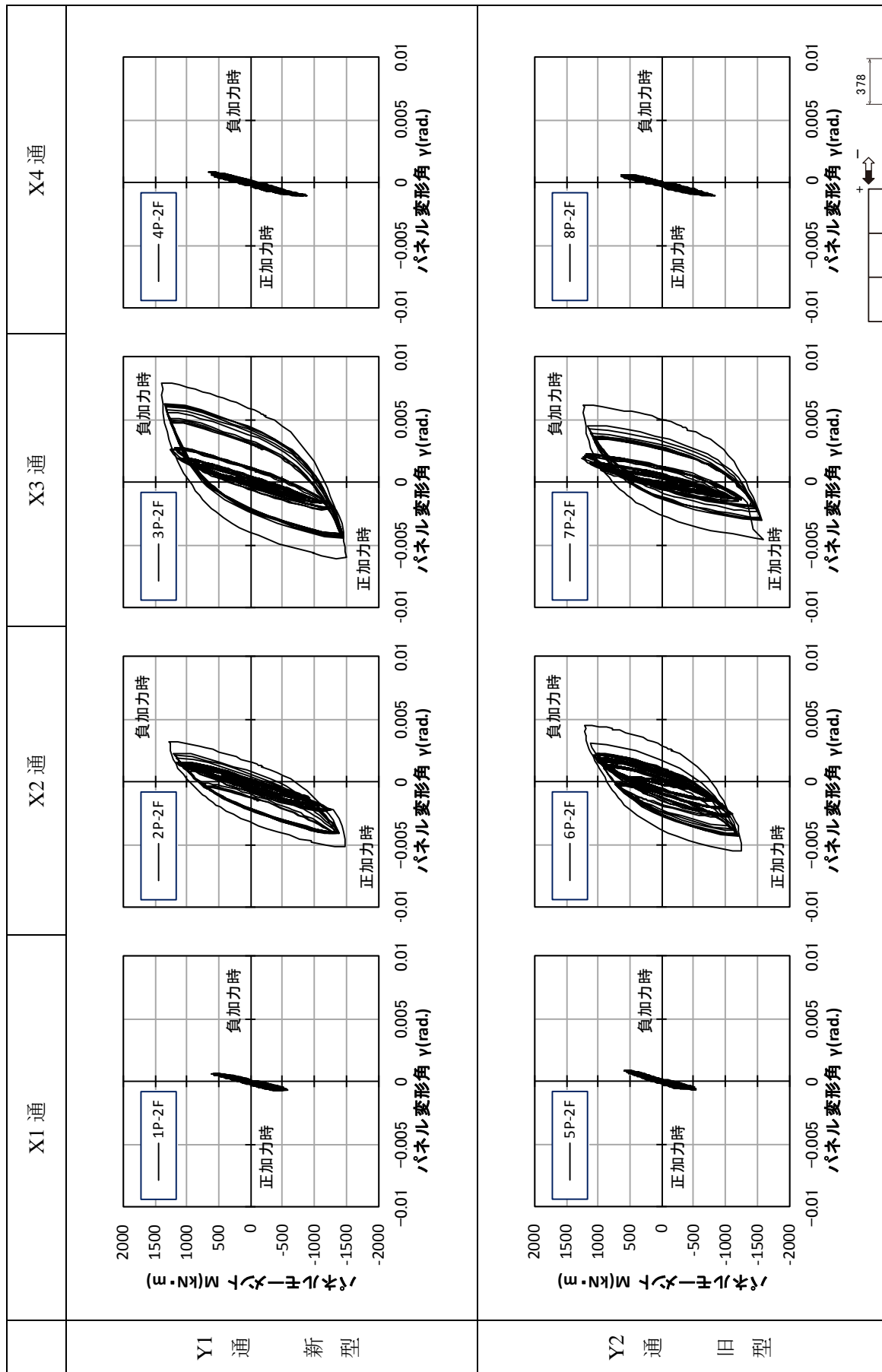


図 3.2.6-13 パネルモーメント-パネル変形角関係(2F)

$$Y = \frac{\delta \cdot 11 \cdot \delta^2 \cdot \sqrt{481^2 + 378^2}}{481 \times 378}$$

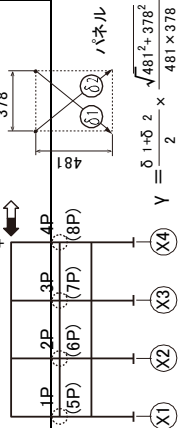
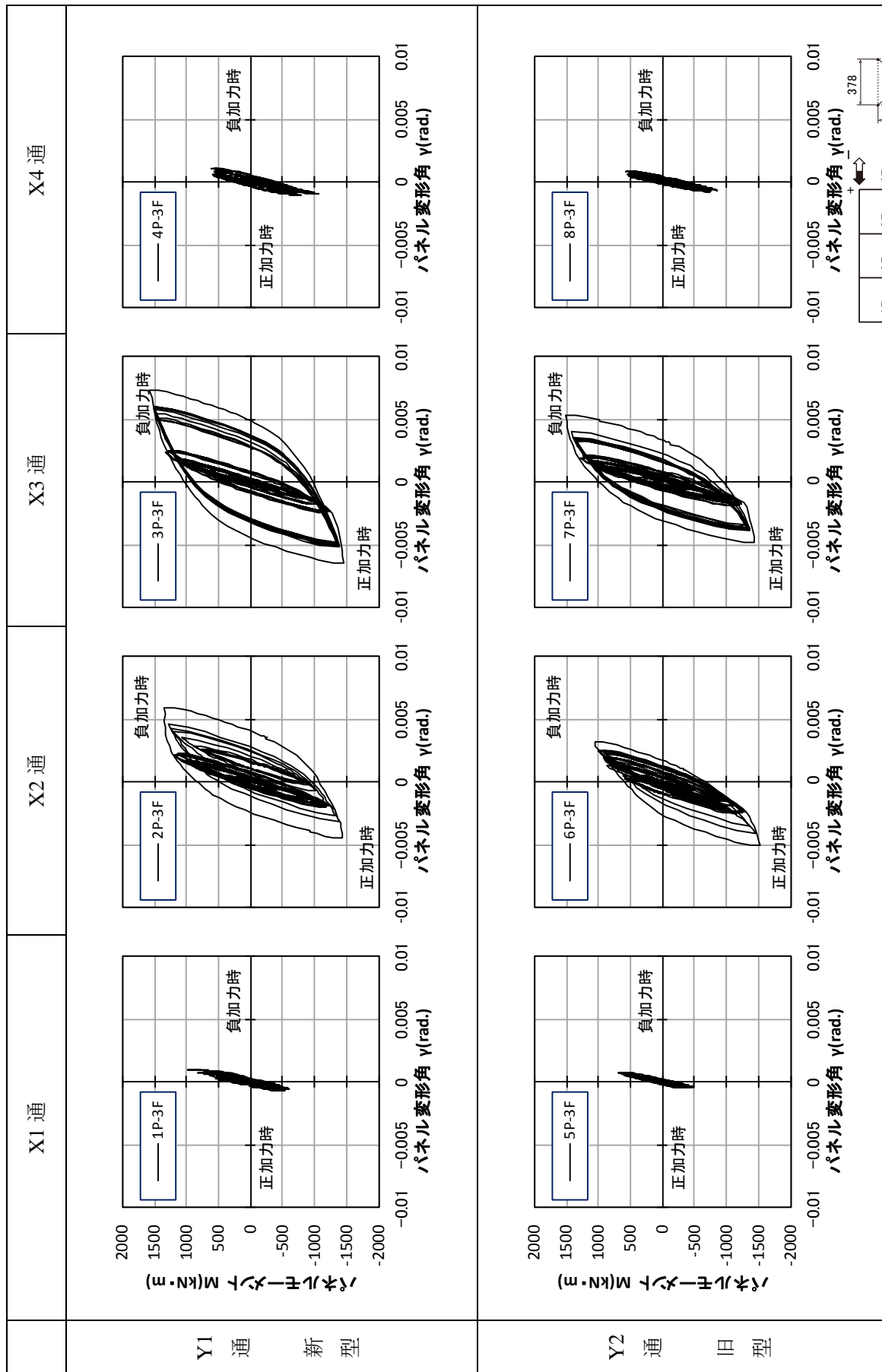


図 3.2.6-14 パネルモーメント-パネル変形角関係(3F)

$$Y = \frac{\delta \cdot 1 + \delta \cdot 2 \cdot \sqrt{481^2 + 378^2}}{481 \times 378}$$

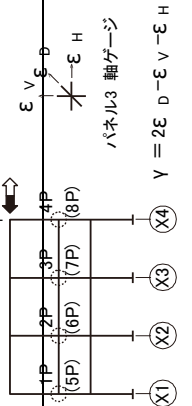
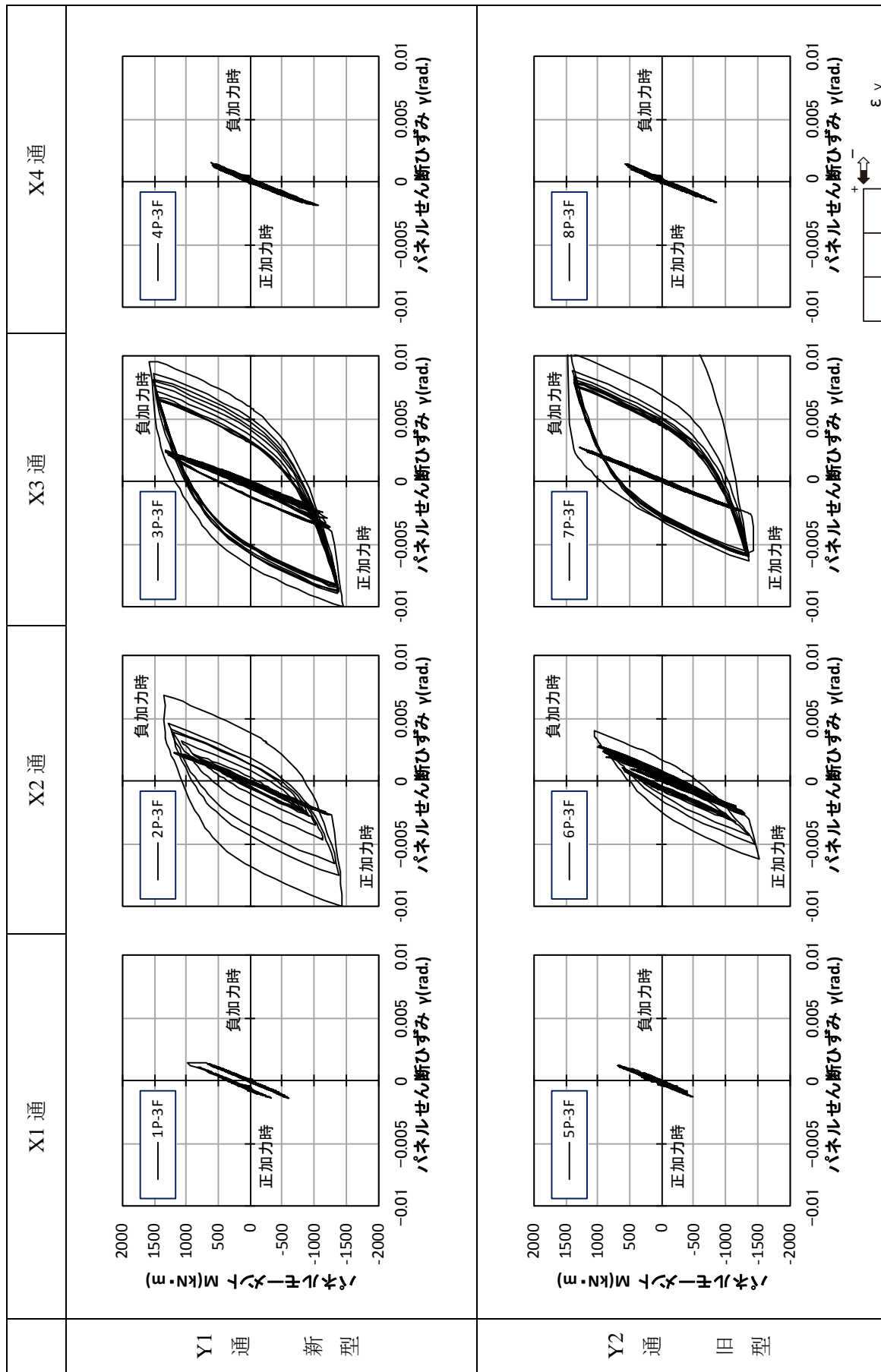


図 3.2.6-15 パネルモーメント-パネルせん断ひずみ関係(3F)

### (3) ひずみ性状

#### 1) ひずみ分布

##### (a) 架構のひずみ分布

各変形角 1 回目の加力時における架構のひずみ分布を図 3.2.6-16~21 に示す。ここで、梁のひずみ分布には梁下端のひずみゲージの値（同一断面内の平均値）を用い、柱のひずみ分布には、柱の加力方向+側（図中左側）に貼付したひずみゲージの値を用いた。また、図中には、梁フランジの損傷状況をプロット（○：亀裂発生，●亀裂貫通，×：破断）で併せて示す。

図 3.2.6-16, 17 に示した通り、変形角 1/150 までは、柱および梁ともに概ね線形的なひずみ分布を示している。

図 3.2.6-18 に示した変形角 1/120 では、梁端部のひずみが 3000 $\mu$  以上に増大しており、塑性化していることが分かる。柱は 1500 $\mu$  以下の弾性範囲である。

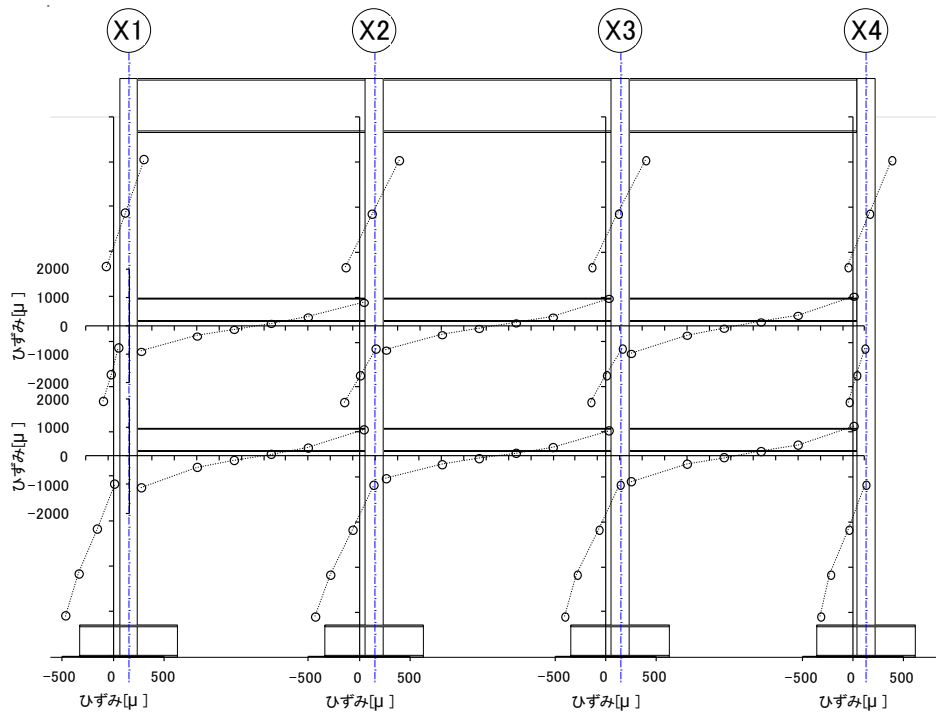
図 3.2.6-19 に示した変形角 1/100 では、X1, Y1 通りの梁端部のひずみがほぼ 0 となっているが、これは梁端フランジに亀裂が発生、貫通したためと考えられる。また、X1, Y2 通りの梁端部では引張側のフランジにも圧縮歪が発生しているが、すでに梁端フランジが完全破断しているため参考値である。それ以外の梁端部のひずみは 7500 $\mu$  程度であり、塑性率 2.0 以上に塑性化している。

図 3.2.6-20, 21 に示した変形角 1/57, 1/63 では、新型・工場溶接のディテール（X3-X4, Y1 通り）以外の梁端部で破断または亀裂が発生している。新型・工場溶接のディテールの梁端部でも 10000 $\mu$  以上のひずみが計測されており、塑性化が進行していることが分かる。また、柱脚部で 4000 $\mu$  を超えるひずみが計測されており、塑性化したものと考えられる。

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]

Y1通り: 1/300(1)

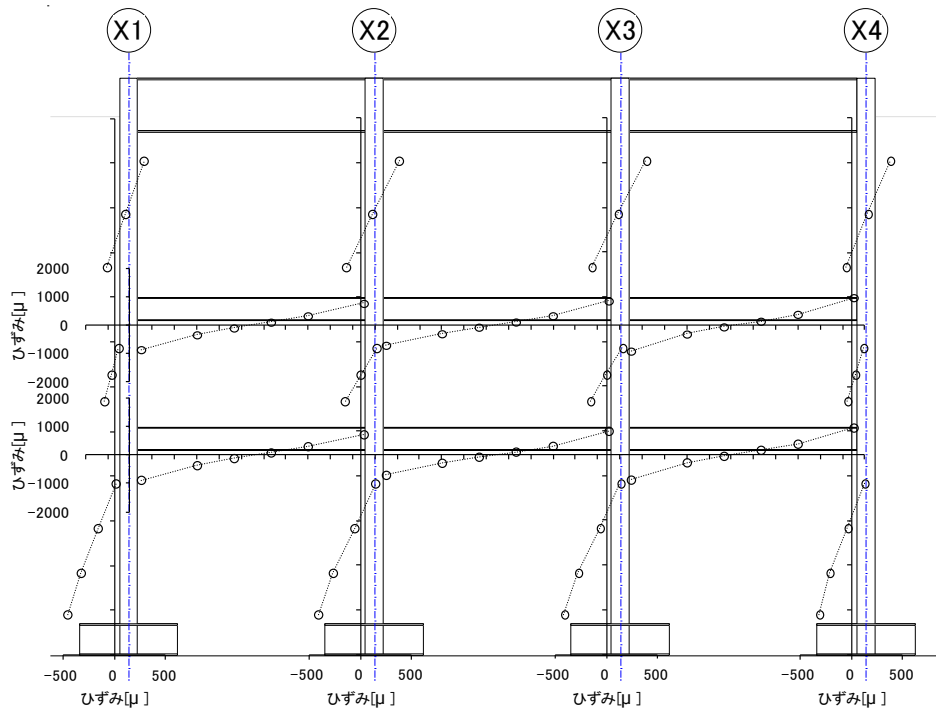
← P



(a) Y1 通り

Y2通り: 1/300(1)

← P



(b) Y2 通り

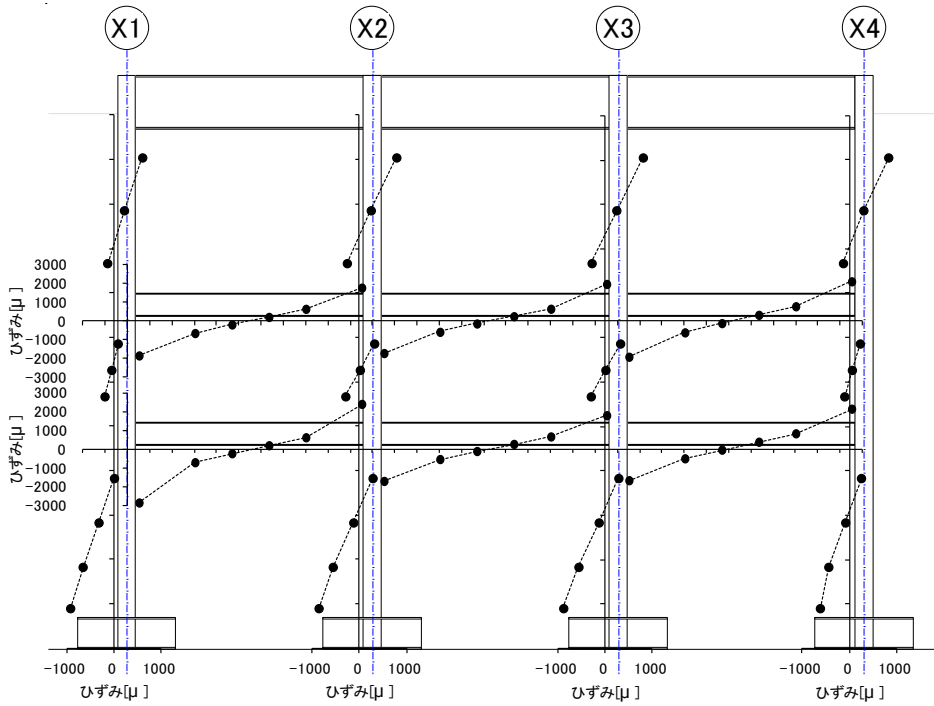
図 3.2.6-16 架構のひずみ分布: 変形角 1/300 × 1 回目



梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]

Y1通り: 1/150(1)

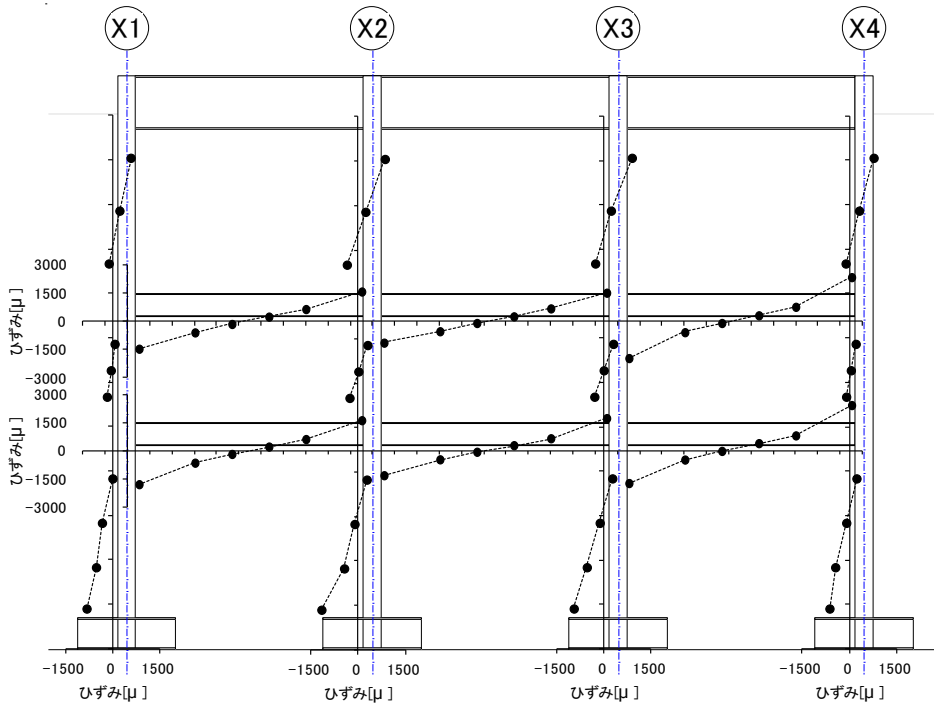
← P



(a) Y1 通り

Y2通り: 1/150(1)

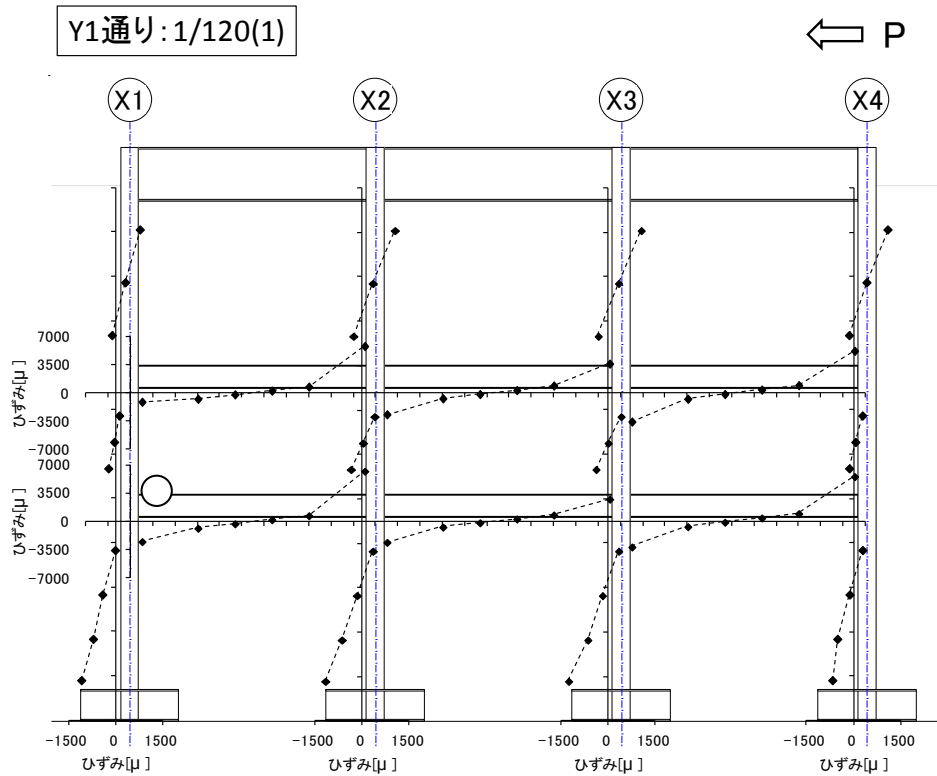
← P



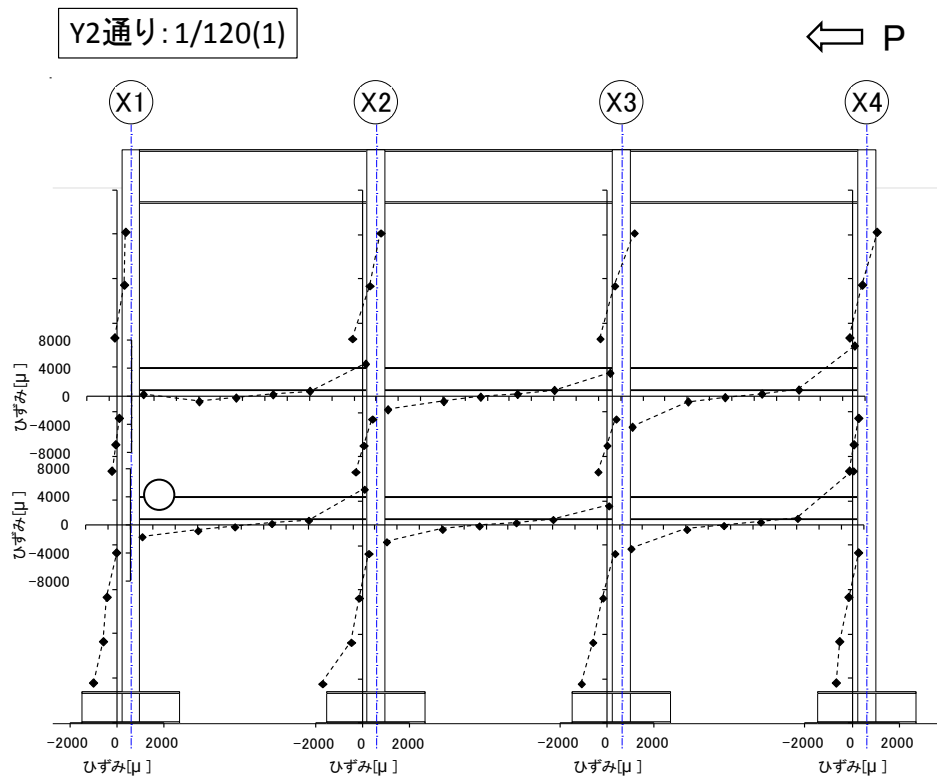
(b) Y2 通り

図 3.2.6-17 架構のひずみ分布: 変形角 1/150 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]



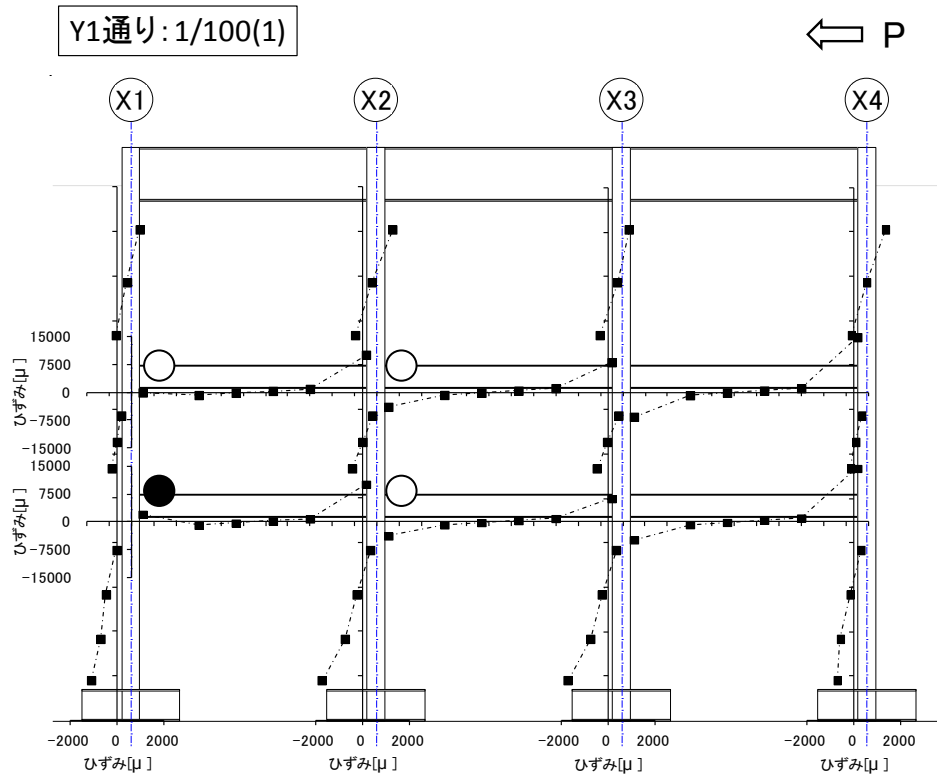
(a) Y1 通り



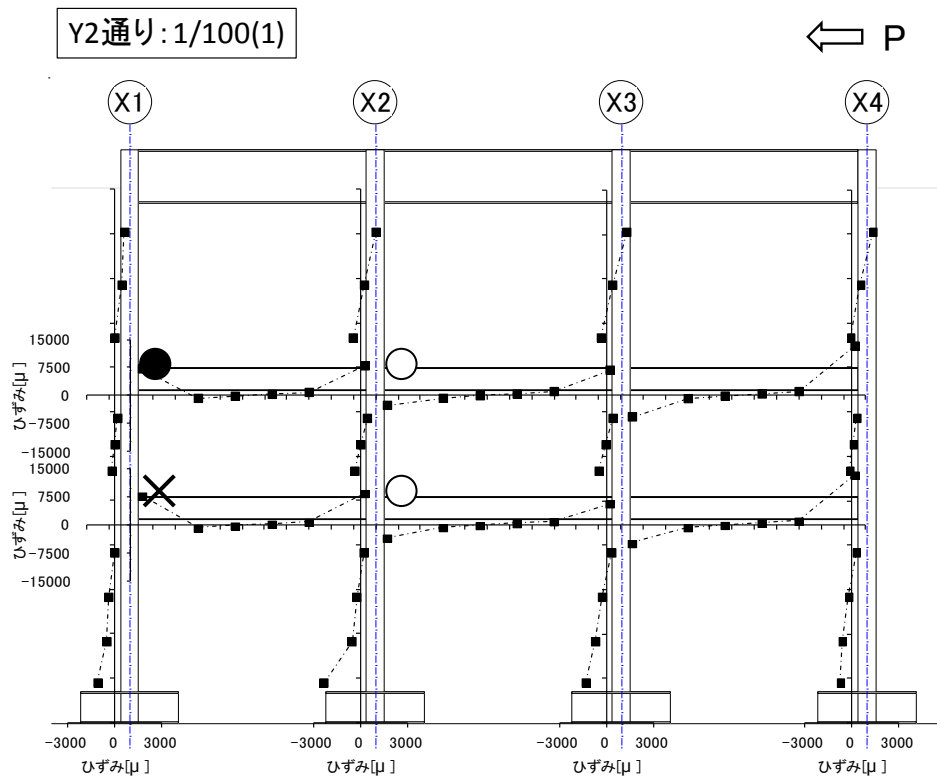
(b) Y2 通り

図 3.2.6-18 架構のひずみ分布: 変形角 1/120 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]



(a) Y1 通り



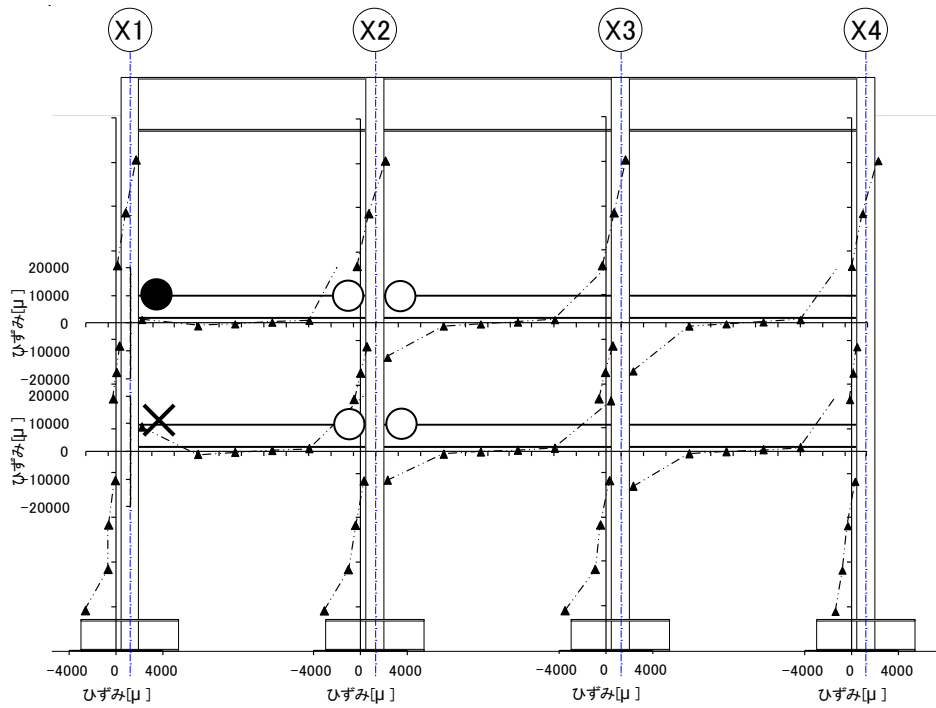
(b) Y2 通り

図 3.2.6-19 架構のひずみ分布: 変形角 1/100 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○ : 亀裂発生, ● : 亀裂貫通, × : 破断]

Y1通り: 1/57 (1)

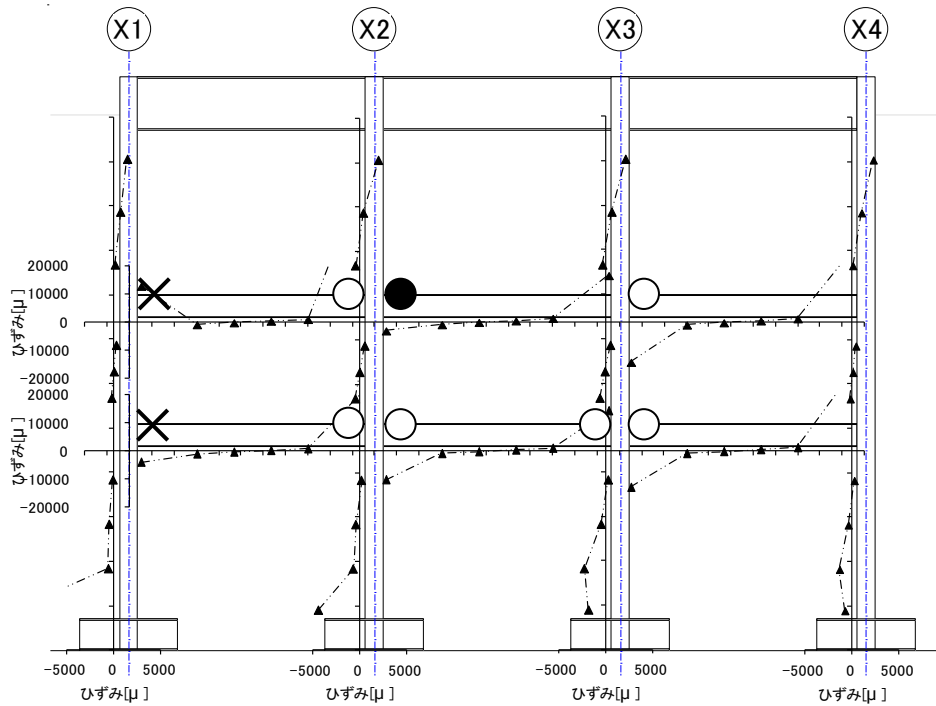
← P



(a) Y1 通り

Y2通り: 1/57 (1)

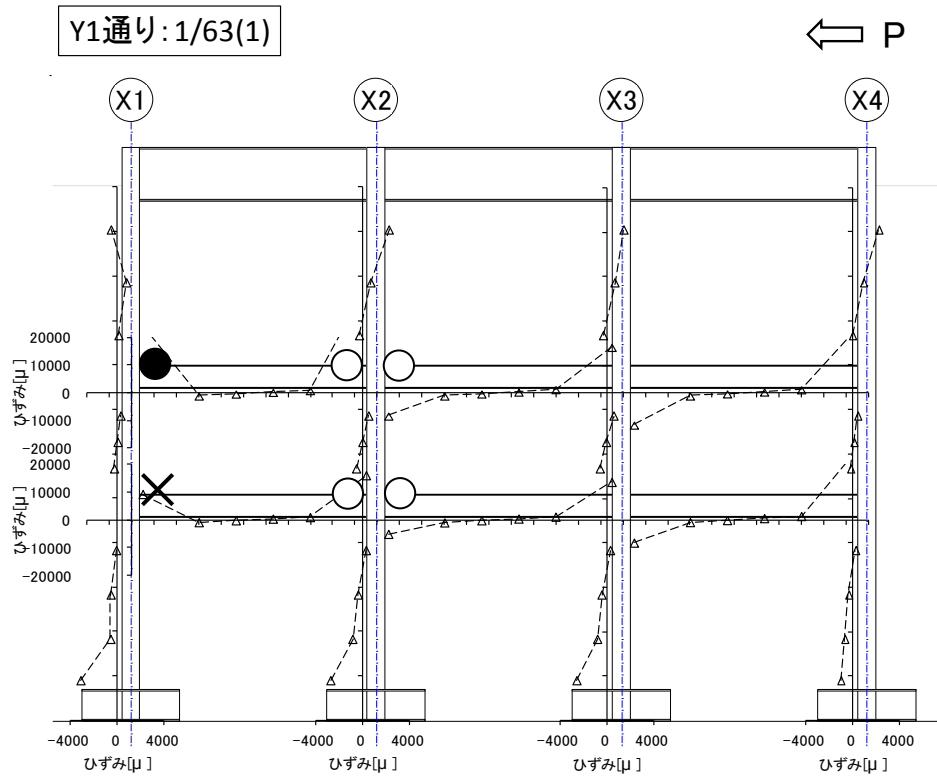
← P



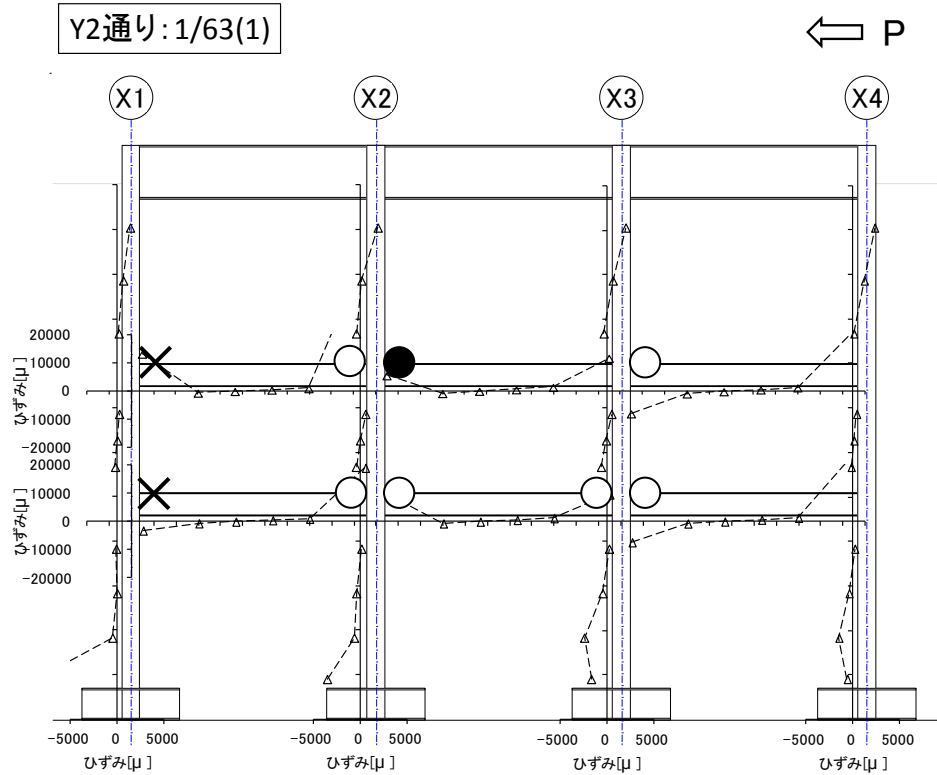
(b) Y2 通り

図 3.2.6-20 架構のひずみ分布: 変形角 1/57 × 1 回目

梁端下フランジの損傷状況 [○：亀裂発生，●：亀裂貫通，×：破断]



(a) Y1 通り



(b) Y2 通り

図 3.2.6-21 架構のひずみ分布: 変形角 1/63 × 1 回目

## (b) 梁端下フランジのひずみ分布

梁端下フランジに貼付したひずみゲージを用いて、各変形角における梁端フランジのひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-22 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張側加力時のひずみ分布を図 3.2.6-23～26 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて隅柱の計測値を代表として示した。また、図中には、各変形角におけるひずみの平均値（3 点）を併せて示す。

図 3.2.6-23～26 に示した通り、変形角 1/300, 1/150 の加力では、フランジ外側（小口側）のひずみが大きく、中央（ウェブ位置）のひずみが小さい。変形角 1/100, 1/57, 1/63 の加力においては、ばらつきは大きいものの、中央（ウェブ位置）のひずみが大きくなる傾向が見られる。ウェブスカラップ底を起点にフランジ破断が発生した破壊性状と対応するものと考えられる。

図 3.2.6-23～26 に示した下フランジひずみの平均値について、フランジ破断までの加力振幅毎の推移を図 3.2.6-27 に示す。変形角 1/150 以降の加力サイクルにおいて、現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向がある。新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。

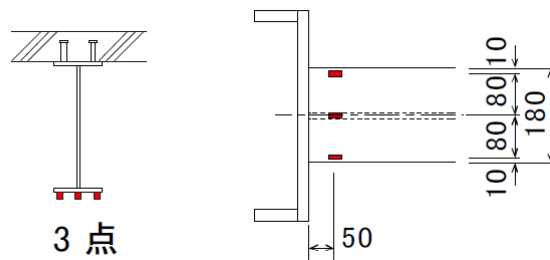


図 3.2.6-22 梁端フランジのひずみゲージ貼付位置

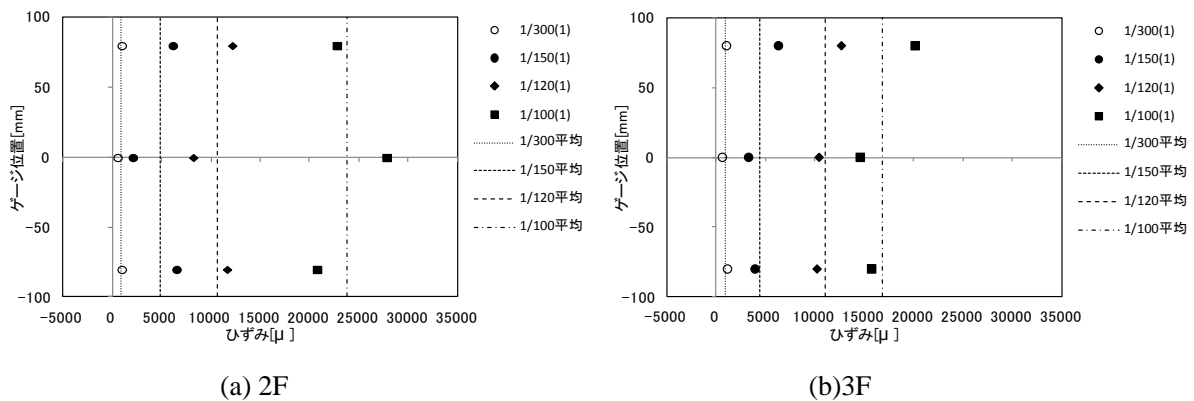


図 3.2.6-23 梁端下フランジのひずみ分布: 新型・現場溶接 (X1, Y1 通り)

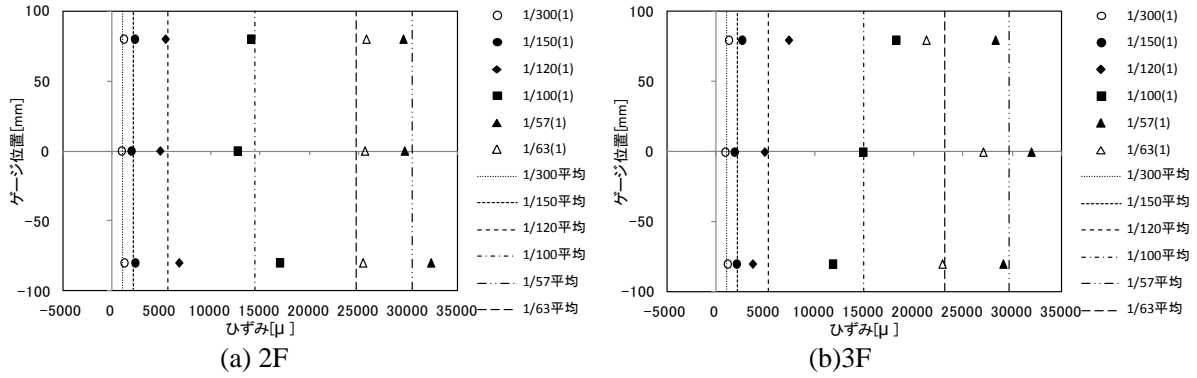


図 3.2.6-24 梁端下フランジのひずみ分布:新型・工場溶接(X4, Y1 通り)

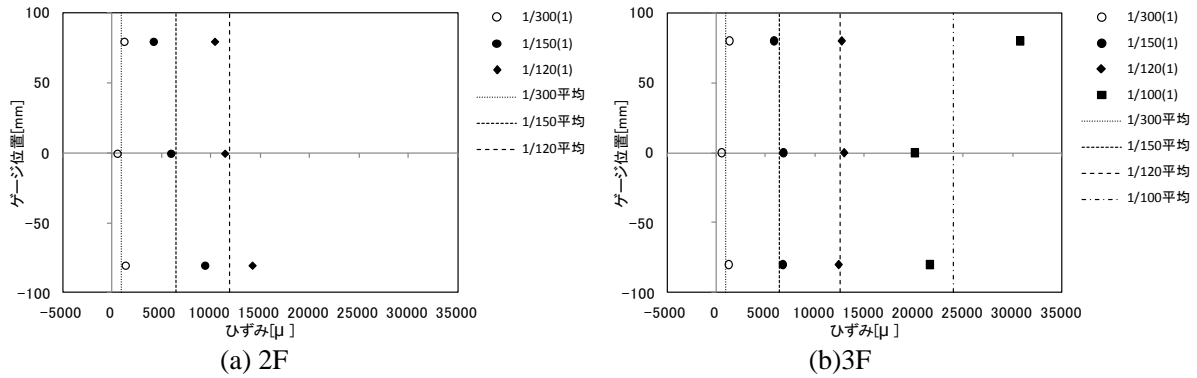


図 3.2.6-25 梁端下フランジのひずみ分布:旧型・現場溶接(X1, Y2 通り)

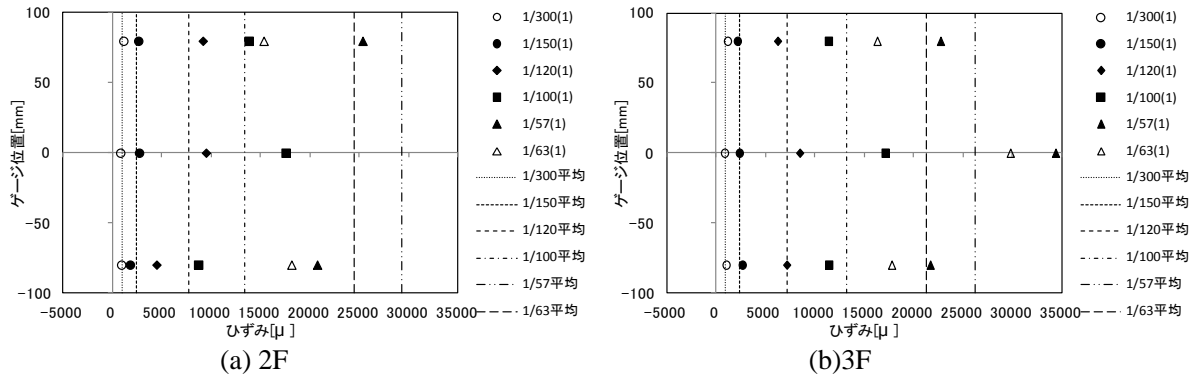


図 3.2.6-26 梁端下フランジのひずみ分布:旧型・工場溶接(X4, Y2 通り)

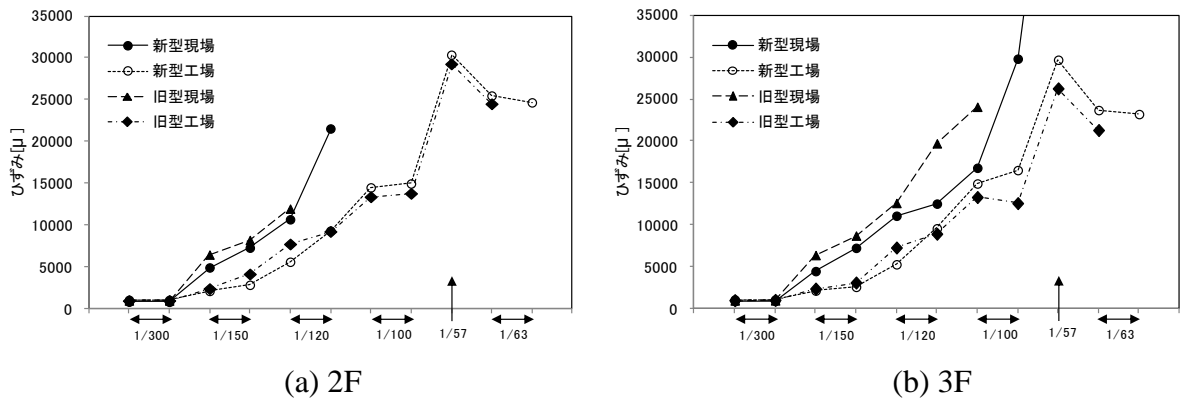


図 3.2.6-27 梁端下フランジひずみ平均値の加力振幅毎の推移

### (c) 梁端ウェブのひずみ分布

梁端ウェブに貼付したひずみゲージを用いて、各変形角における梁端ウェブのひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-28 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張側加力時のひずみ分布を図 3.2.6-29～32 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて隅柱の計測値を代表として示した。

図 3.2.6-29～32 に示した通り、新型・現場溶接、新型・工場溶接、旧型・工場溶接のディテールでは、シアプレートまたはウェブが曲げモーメントを負担し、引張下フランジ側の計測位置で引張ひずみが増大している。一方、旧型・現場溶接のディテールでは、高さ方向のいずれの計測位置においても引張ひずみが卓越しておらず、シアプレートが曲げモーメントを負担していないものと考えられる。

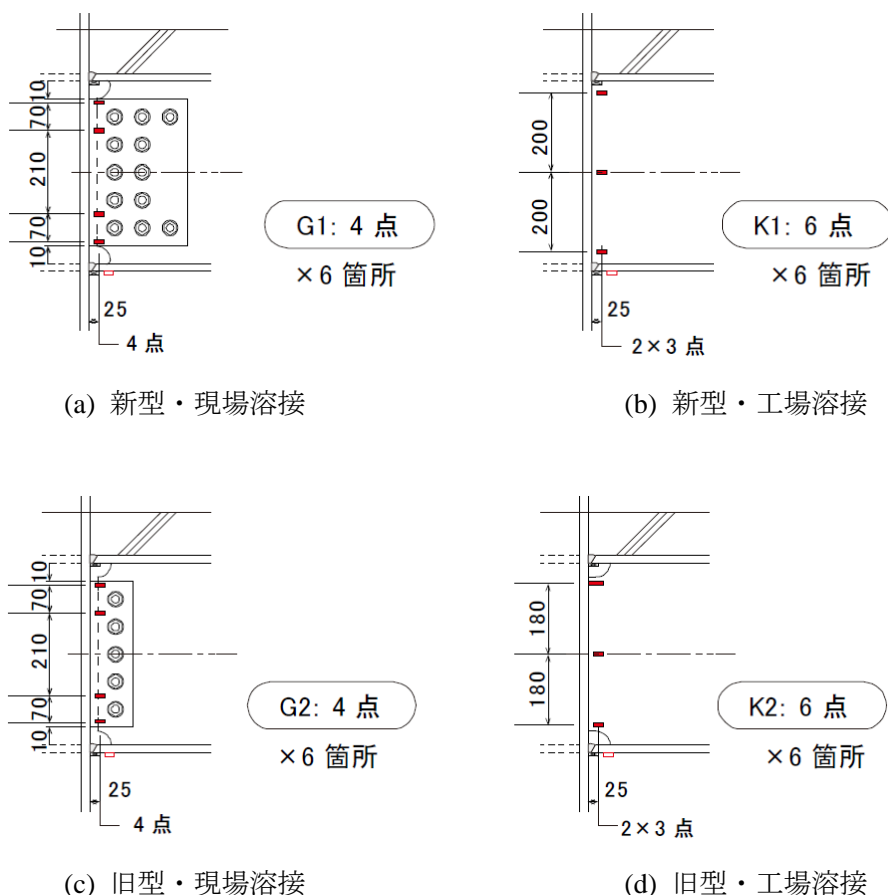
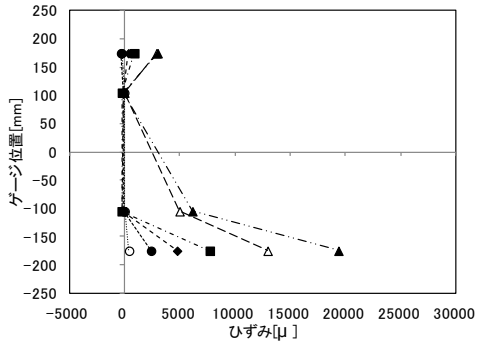
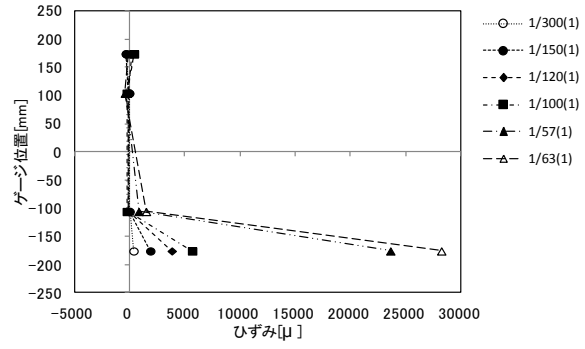


図 3.2.6-28 梁端ウェブのひずみゲージ貼付位置



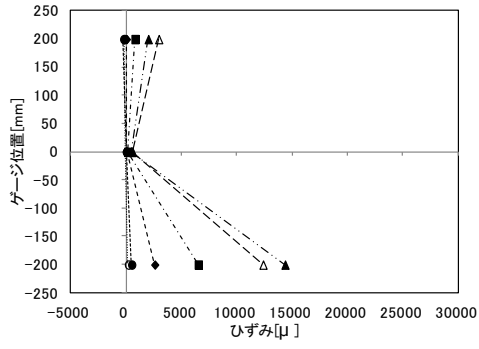


(a) 2F

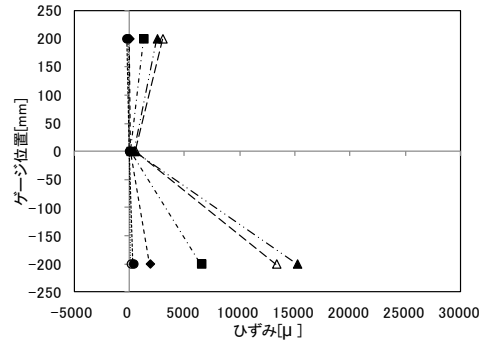


(b) 3F

図 3.2.6-29 梁端ウェブのひずみ分布: 新型・現場溶接 (X1, Y1 通り)

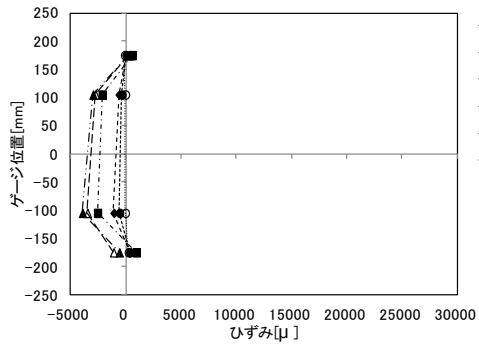


(a) 2F

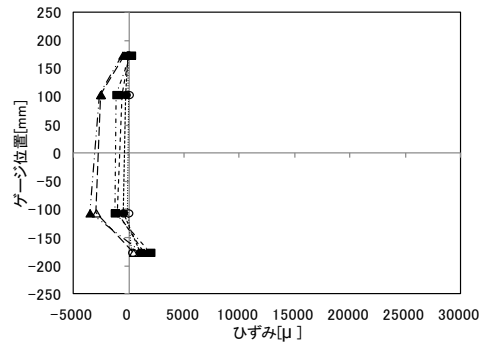


(b) 3F

図 3.2.6-30 梁端ウェブのひずみ分布: 新型・工場溶接 (X4, Y1 通り)

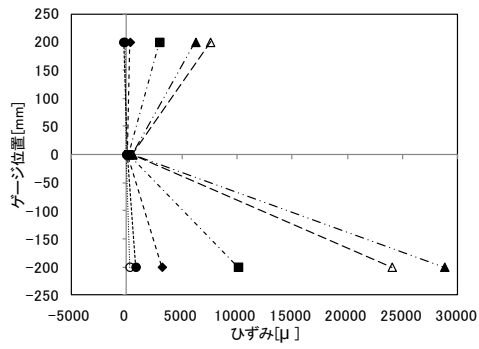


(a) 2F

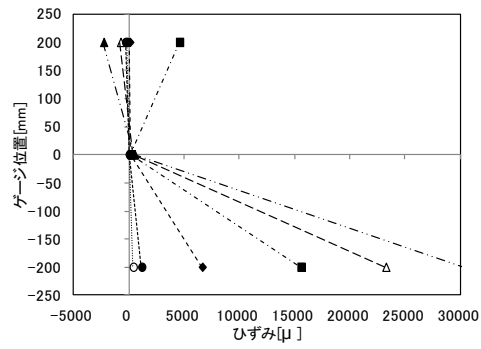


(b) 3F

図 3.2.6-31 梁端ウェブのひずみ分布: 旧型・現場溶接 (X1, Y2 通り)



(a) 2F



(b) 3F

図 3.2.6-32 梁端ウェブのひずみ分布: 旧型・工場溶接 (X4, Y2 通り)

#### (d) スパン中央部の梁断面のひずみ分布

梁スパン中央付近の上下フランジおよびウェブ中央に貼付したひずみゲージ（図 3.2.6-33(a)参照）を用いて、スパン中央部の梁断面のひずみ分布を求めた。ひずみゲージの貼付位置図を図 3.2.6-33 に、各溶接ディテールについて下フランジ引張および圧縮加力時のひずみ分布を図 3.2.6-34～37 に示す。ここでは、各溶接ディテールについて X1-X2 通りまたは X3-X4 通りの 2F 梁を代表として示した。

図 3.2.6-34～37 の(a)に示した下フランジ引張加力時のひずみ分布を見ると、いずれの溶接ディテールにおいてもひずみの中立軸が梁断面中央から約 50～100mm 程度上側に位置する傾向が見られる。これは床スラブの合成効果であると考えられる。なお、新型・現場溶接（図 3.2.6-34(a)）および旧型・現場溶接（図 3.2.6-36(a)）では、変形角 1/57 および 1/63 で分布の傾向が逆転しているが、これは梁端フランジの破断の影響であると考えられる。

図 3.2.6-34～37 の(b)に示した下フランジ圧縮加力時のひずみ分布を見ると、いずれの溶接ディテールにおいてもひずみの中立軸は梁断面中央と概ね一致している。梁下フランジ圧縮側の加力では、床スラブの合成効果はほぼないものと考えられる。

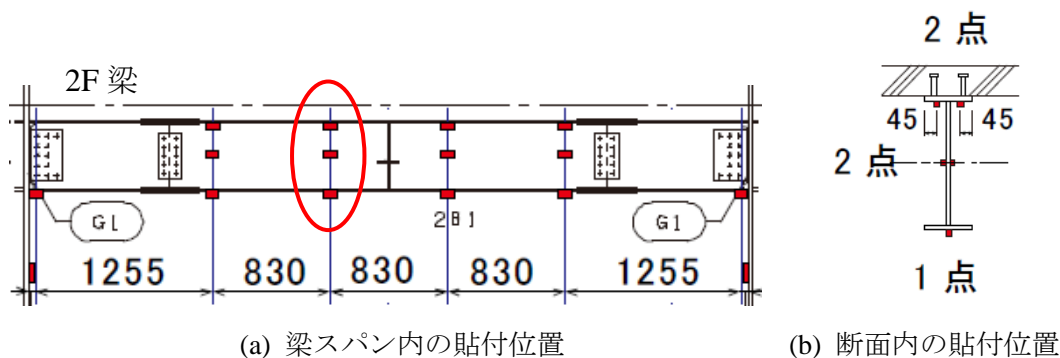
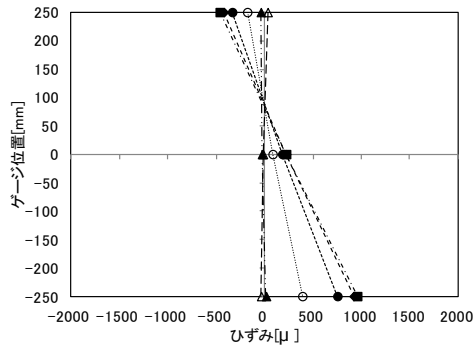
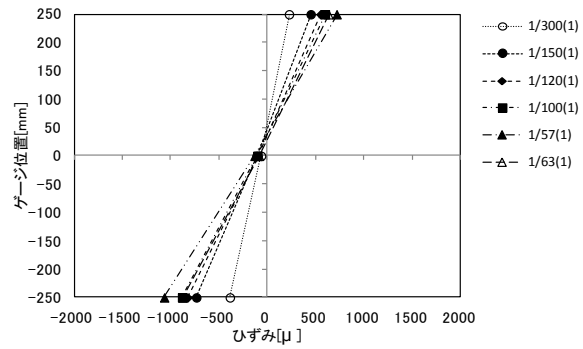


図 3.2.6-33 スパン中央部梁断面のひずみゲージ貼付位置

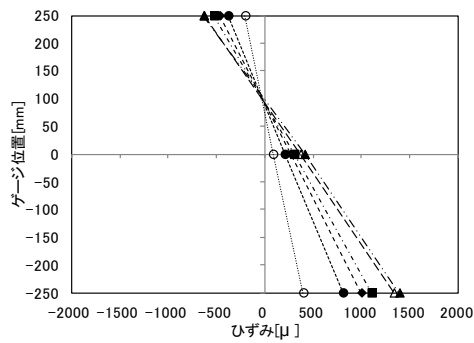


(a) 下フランジ引張

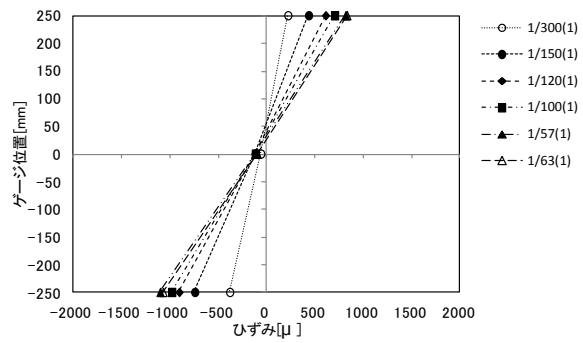


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-34 梁スパン中央断面のひずみ分布: 新型・現場溶接 (X1-X2, Y1 通り, 2F)

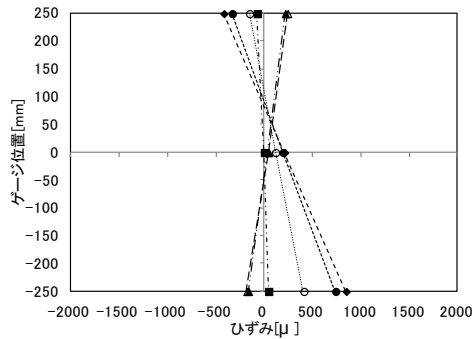


(a) 下フランジ引張

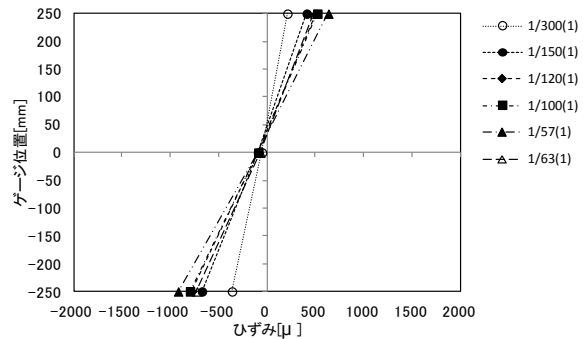


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-35 梁スパン中央断面のひずみ分布: 新型・工場溶接 (X3-X4, Y1 通り, 2F)

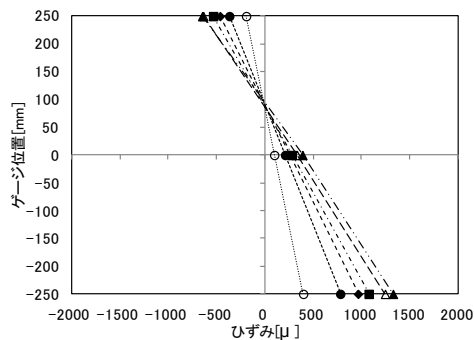


(a) 下フランジ引張

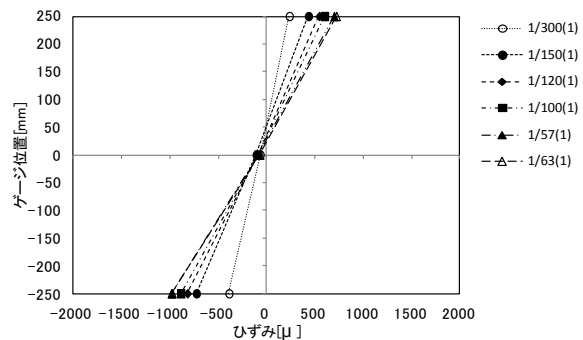


(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-36 梁スパン中央断面のひずみ分布: 旧型・現場溶接 (X1-X2, Y2 通り, 2F)



(a) 下フランジ引張



(b) 下フランジ圧縮

図 3.2.6-37 梁スパン中央断面のひずみ分布: 旧型・工場溶接 (X3-X4, Y2 通り, 2F)

## 2) ひずみ履歴

### (a) 梁端モーメントーひずみ関係

梁端下フランジのひずみ履歴を示す。ここでは、各溶接ディテールについて 2F 隅柱、梁端下フランジの中央に貼付したゲージの計測値を代表とした。ひずみゲージの貼付位置を図 3.2.6-38 に示す。各溶接ディテールについて、梁端フェイス位置モーメントとひずみの関係を、加力変形角毎に分けて図 3.2.6-39～42 に示す。

図 3.2.6-39 に示した新型・現場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/100$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  で塑性化し、引張側にひずみが累積していく傾向が見られる。変形角  $1/120$  では引張ひずみの累積がさらに進行し、変形角  $1/100$  で破断に至っている。

図 3.2.6-40 に示した新型・工場溶接のディテールのひずみ履歴には、全加力の実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  以降塑性化し、変形角の増加に伴いひずみ振幅も増加しているが、加力終了まで顕著な引張ひずみの累積は見られない。

図 3.2.6-41 に示した旧型・現場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/120$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  で塑性化し、引張側にひずみが累積していく傾向が見られる。変形角  $1/120$  では引張ひずみの累積がさらに進行し、破断に至っている。

図 3.2.6-42 に示した旧型・工場溶接のディテールのひずみ履歴には、梁端下フランジ破断が発生した変形角  $1/63$  までの実験結果をプロットした。変形角  $1/300$  では弾性範囲であり、変形角  $1/150$  以降塑性化し、変形角の増加に伴いひずみ振幅も増加しているが、変形角  $1/100$  までは引張ひずみの累積は顕著ではない。変形角  $1/57$ ,  $1/63$  で引張ひずみが累積していく傾向が見られ、破断に至っている。

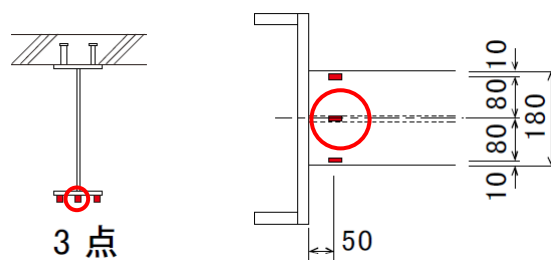
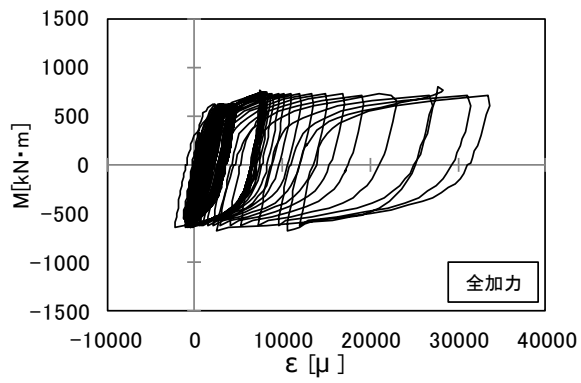
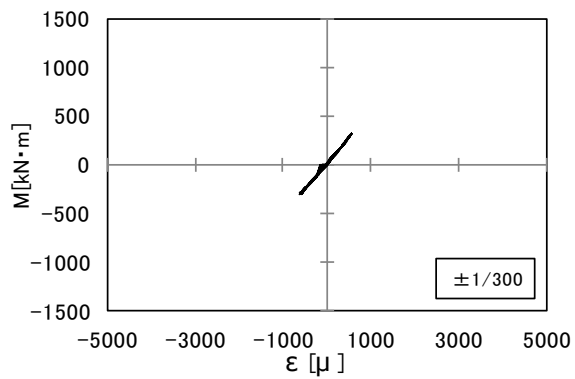


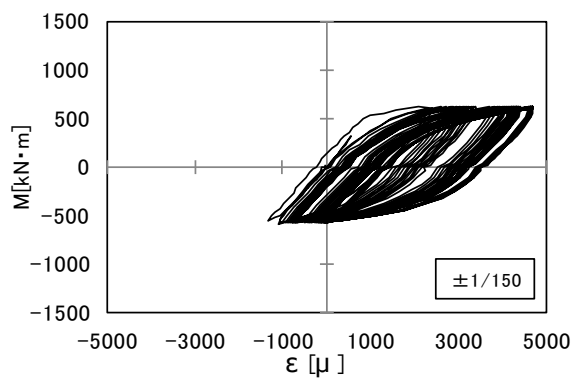
図 3.2.6-38 梁端フランジのひずみゲージ貼付位置



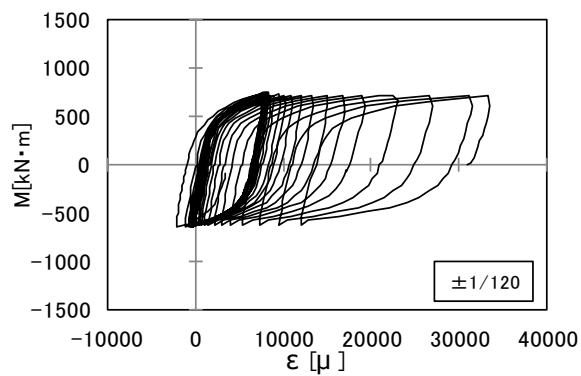
(a) 全加力



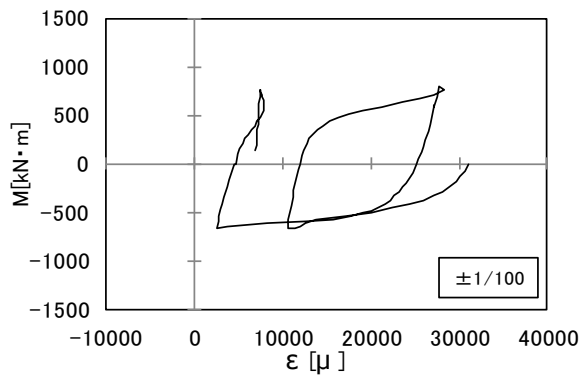
(b) ±1/300



(c) ±1/150

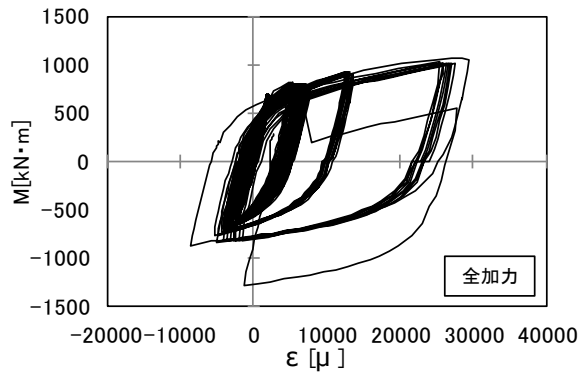


(d) ±1/120

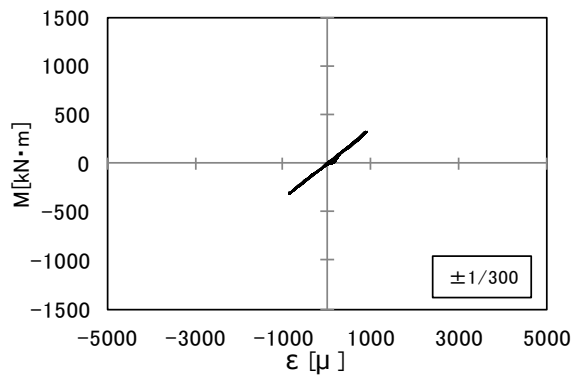


(e) ±1/100

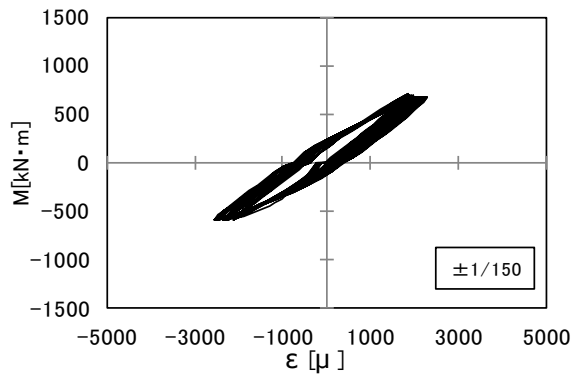
図 3.2.6-39 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
 新型・現場溶接 (X1, Y1 通り 2F)



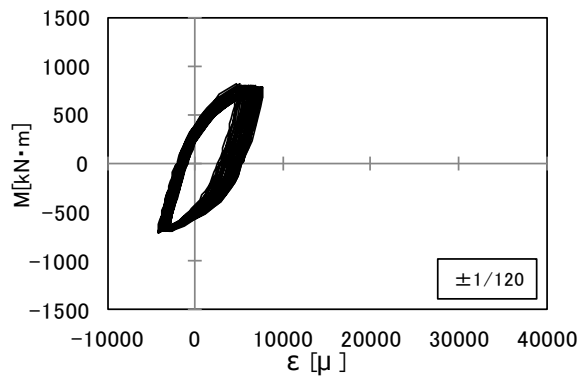
(a) 全加力



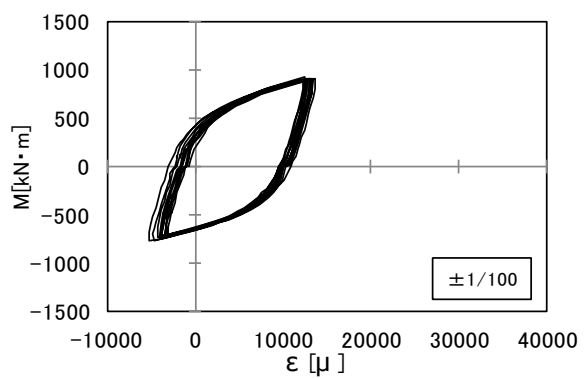
(b)  $\pm 1/300$



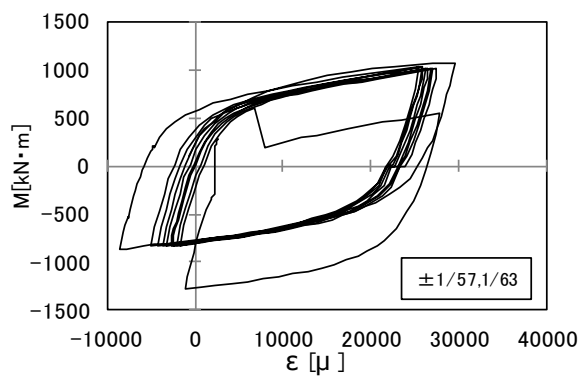
(c)  $\pm 1/150$



(d)  $\pm 1/120$

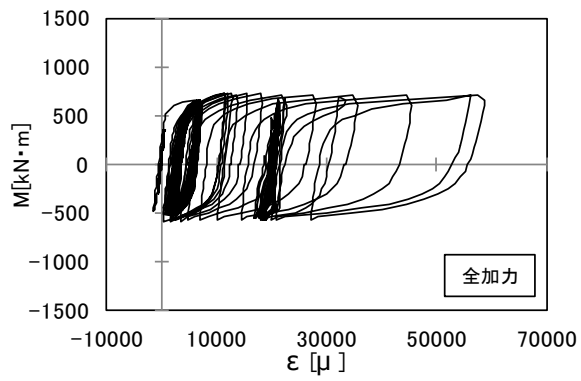


(e)  $\pm 1/100$

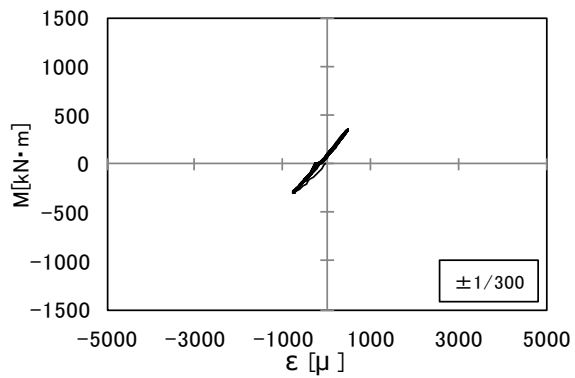


(f)  $\pm 1/57, 63$

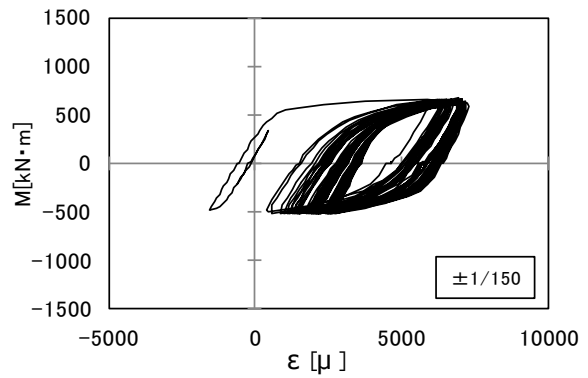
図 3.2.6-40 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
新型・工場溶接(X4, Y1 通り 2F)



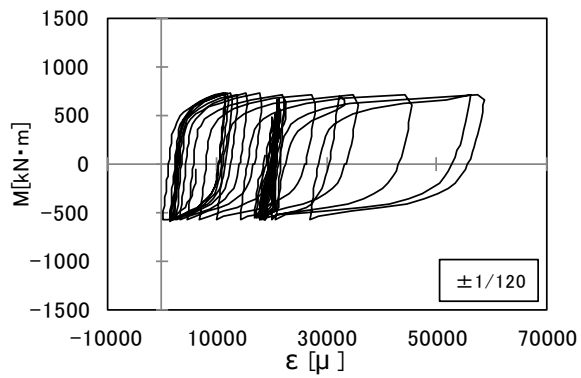
(a) 全加力



(b) ±1/300

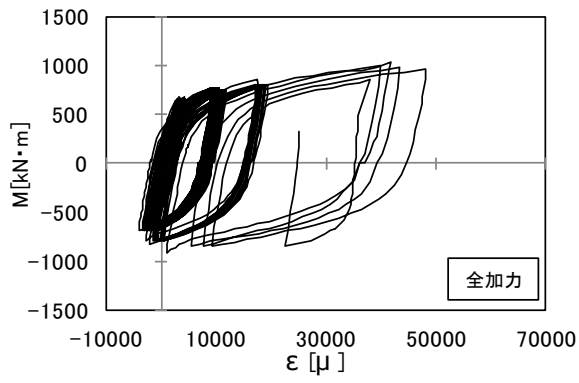


(c) ±1/150

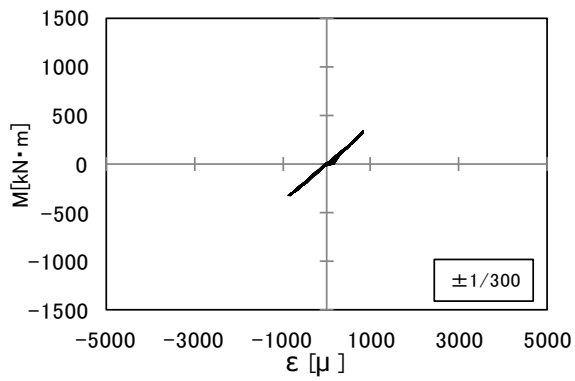


(d) ±1/120

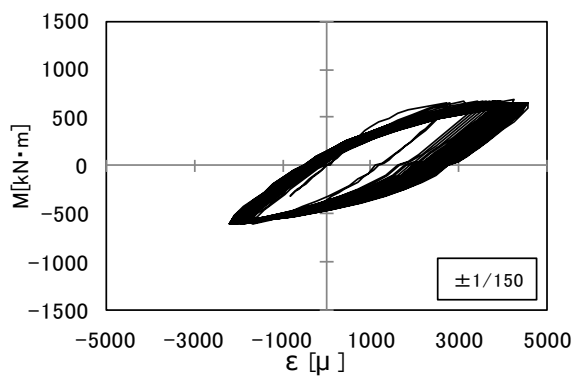
図 3.2.6-41 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
旧型・現場溶接(X1, Y2 通り 2F)



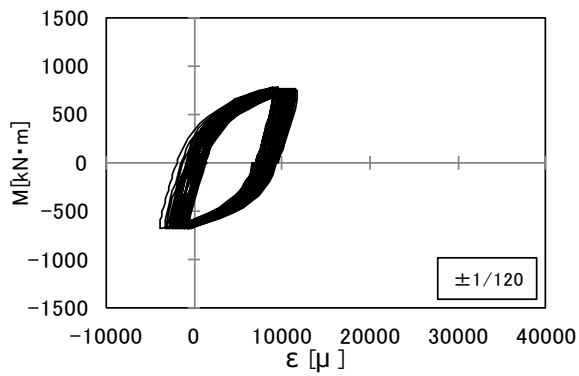
(a) 全加力



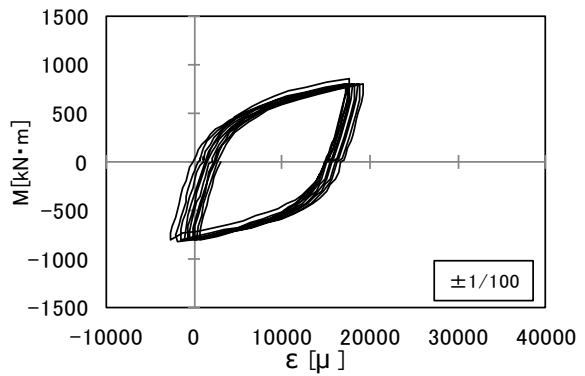
(b) ±1/300



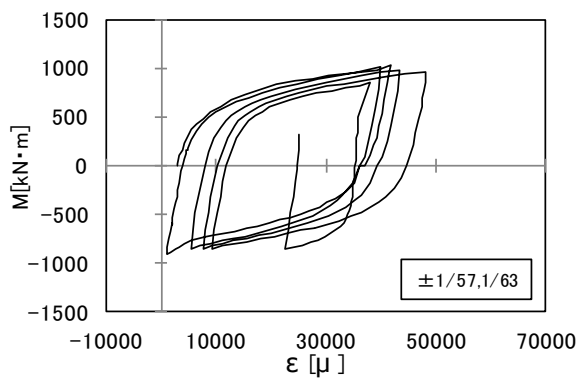
(c) ±1/150



(d) ±1/120



(e) ±1/100



(f) ±1/57, 63

図 3.2.6-42 梁フェイスモーメントとひずみの関係  
旧型・工場溶接(X4, Y2 通り 2F)



(b) パネルモーメントーひずみ関係

接合部パネルのひずみ履歴について検討する。接合部パネルの 3 軸ゲージの貼付位置を図 3.2.6-43 に示す。各接合部パネルのパネルモーメントとせん断ひずみの関係を図 3.2.6-44 に示す。ここでパネルモーメントは、接合部に取り付く梁のフェイスモーメントの合計とし、せん断ひずみは、3 軸ゲージの計測歪を用いて算定した最大せん断ひずみとした。

図 3.2.6-44 から分かる通り、隅柱 (X1, X4 通り) の接合部パネルでは入力されるパネルモーメントが小さく、弾性挙動を示している。中柱 (X2, X3 通り) の接合部パネルでは履歴ループを描いており、塑性化したものと考えられる。

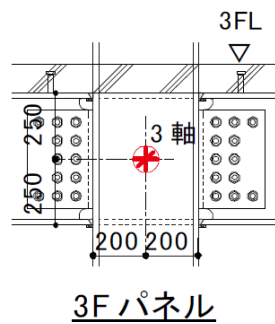
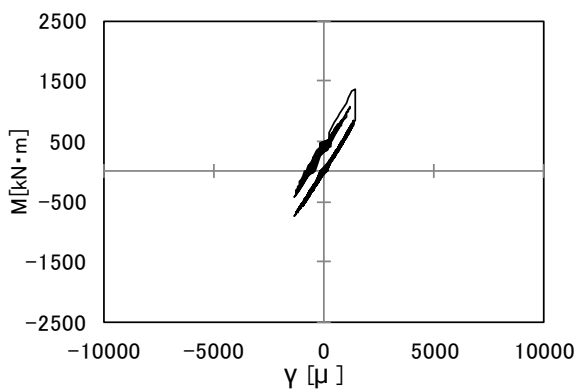
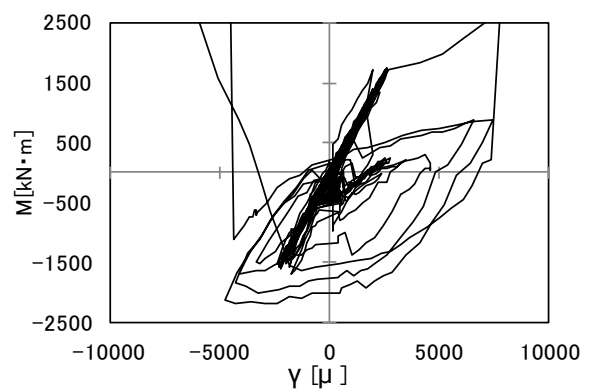


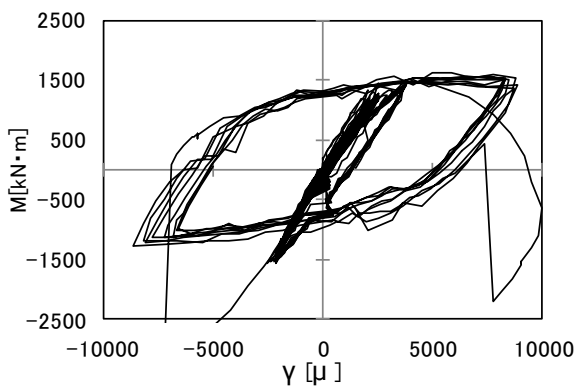
図 3.2.6-43 接合部パネルの 3 軸ゲージ貼付位置



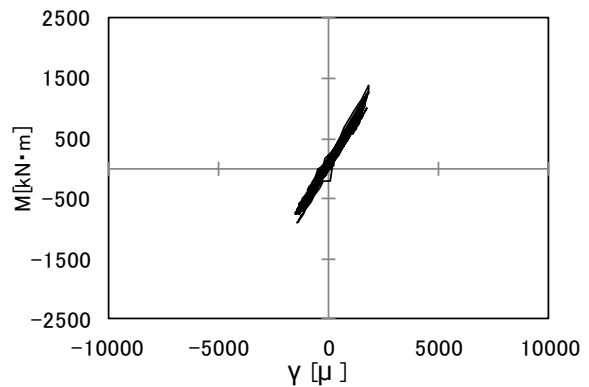
(a) X1, Y1, 3F



(b) X2, Y1, 3F

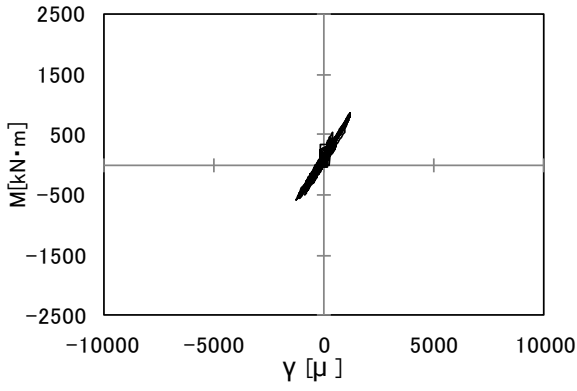


(c) X3, Y1, 3F

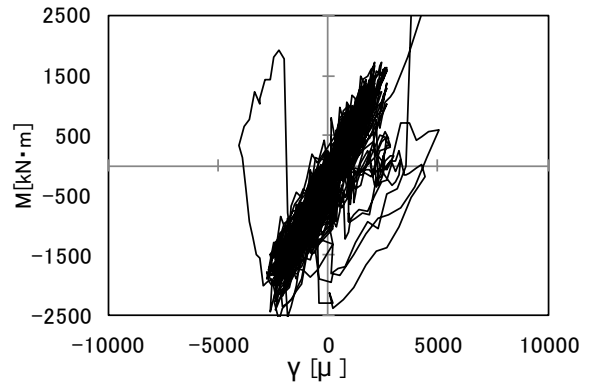


(d) X4, Y1, 3F

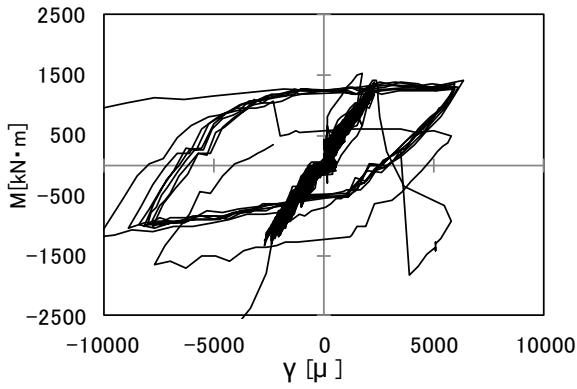
図 3.2.6-44 パネルモーメントとせん断ひずみの関係



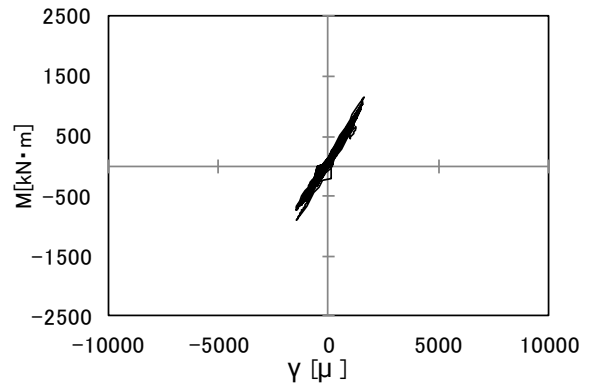
(e) X1, Y2, 3F



(f) X2, Y2, 3F



(g) X3, Y2, 3F



(h) X4, Y2, 3F

図 3.2.6-44(続き) パネルモーメントとせん断ひずみの関係

#### (4) 既往実験結果との比較

##### 1) 検討内容

梁端モーメント( $M$ )－梁端回転角( $\theta$ )関係の実験値 (図 3.2.6-45(1)) をもとに、疲労曲線式を用いて Miner 則により累積損傷度  $D$  を算出する。

なお、 $M$ - $\theta$  関係における  $M$  の算出は、柱のひずみゲージから柱モーメントを算出し、それをもとに柱フェイス位置での梁端モーメントを算出する方法 (中柱については、節点の柱モーメントの和を両側の梁に 1/2 ずつ振り分ける方法) に拠った。

累積損傷度  $D$  は、次式で算出する。

$$D = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\mu_i}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (3.2.6-2)$$

ただし、 $\mu_i = \frac{\mu_i^+ + \mu_i^-}{2}$

$$\mu_i^+ = \theta_{i,max}^+ / \theta_p, \quad \mu_i^- = \theta_{i,max}^- / \theta_p$$

$$\theta_p = M_p / K_\theta$$

$$M_p = \sigma_{fy} \cdot Z_{fp} + \sigma_{wy} \cdot Z_{wp}$$

ここで、

$\mu_i$  : 第  $i$  サイクルにおける梁端の塑性率 (正負平均)

$\mu_i^+$  : 第  $i$  サイクルにおける正側ピーク変位時における梁端の塑性率

$\mu_i^-$  : 第  $i$  サイクルにおける負側ピーク変位時における梁端の塑性率

$\theta_{i,max}^+$  : 第  $i$  サイクルにおける正側ピーク変位における梁端の回転角

$\theta_{i,max}^-$  : 第  $i$  サイクルにおける負側ピーク変位における梁端の回転角

$\theta_p$  : 梁端の弾性限回転角

$M_p$  : 鉄骨のみを考慮した梁の全塑性モーメント

$K_\theta$  : 梁端の弾性回転剛性

$N$  : 繰返し数 (サイクル数)

$C, \beta$  : Manson Coffin 型の疲労曲線 ( $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$ ) における定数

$\sigma_{fy}$  : 梁フランジの降伏点

$\sigma_{wy}$  : 梁ウェブの降伏点

$Z_{fp}$  : 梁フランジの塑性断面係数

$Z_{wp}$  : 梁ウェブの塑性断面係数

鉄骨梁の全塑性モーメント( $M_p$ )の算定に必要な梁材の降伏点( $\sigma_{fy}, \sigma_{wy}$ )は、ミルシート値とする。使用する疲労曲線式については、以下の 2 通りの場合を検討する。

<CASE1> 疲労曲線式として 4.2.2 項で提案された実験下限式を用いる場合

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (3.2.6-3)$$

スカラップ付 実験下限： $C=5$ ,  $\beta=1/3$

スカラップ無 実験下限： $C=7$ ,  $\beta=1/3$

ここでは、新型・現場、旧型・現場、旧型・工場タイプの梁端には「スカラップ付 実験下限」、新型・工場タイプには「スカラップ無 実験下限」の  $C, \beta$  を使用する。

<CASE2> 疲労曲線として 2.3.1 項で実施した梁端接合部実験の回帰式を用いる場合

$$\mu = C \cdot N_f^{-\beta} \quad (3.2.6-4)$$

現場溶接形式： $C=4.98$ ,  $\beta=0.321$

工場溶接形式： $C=5.68$ ,  $\beta=0.338$

ここでは、旧型・現場および旧型・工場タイプの梁端のみを検討対象とし、旧型・現場タイプには「現場溶接形式」、旧型・工場タイプには「工場溶接形式」の  $C, \beta$  を使用する。

<CASE1>、<CASE2>のそれぞれに関して、梁端の塑性率( $\mu_i$ )の算出に必要な弾性回転剛性( $K_\theta$ )として、以下の3通りを考える。

算出法①：スラブによる合成効果を見込んだ弾性回転剛性の計算値を用いる場合

梁の弾性回転剛性( $K_\theta$ )は、梁の両端に逆対称曲げが作用する状態を仮定し、次式で算出する。

$$K_\theta = 6E \cdot I/L \quad (3.2.6-5)$$

ここで、 $L$ ：梁内法スパン=5100mm

$E$ ：ヤング係数=205,000N/mm<sup>2</sup>

$I$ ：梁の断面二次モーメント

ここでは、 $I=I_s$ （鉄骨梁の断面 2 次モーメント） $\times 1.25$ （合成効果）とする。なお、ここで求められる  $K_\theta$  は、3.2.4 項で示したフレームモデルを用いた増分解析による梁端の回転剛性（図 3.2.6-45 の「解析値」の弾性剛性）と一致する。

算出法②：スラブによる合成効果を見無視した弾性回転剛性の計算値を用いる場合

①で、 $I=I_s$ （鉄骨梁の断面 2 次モーメント） $\times 1.0$  とする。

算出法③：弾性回転剛性の実験値を用いる場合

実験による梁端の  $M-\theta$  関係において、変形角  $R=1/300$  の第 1 サイクルの正側・負側ピーク変位時における割線剛性の平均値を用いる（変形角  $R=1/300$  の載荷時における  $M-\theta$  関係については、図 3.2.6-45(2)を参照）。

梁端の弾性回転剛性、弾性限回転角の算出結果を表 3.2.6-9 に示す。弾性回転剛性の実験値（算出法③）は、算出法①による計算値に対して 0.64~1.00 倍、算出法②による計算値に対して 0.80~1.25 倍である。

## 2) 検討結果

梁端が破断に至るまでの累積損傷度 ( $D$ ) を算出した結果を表 3.2.6-10 に示す。なお、破断に至らなかったものについては、加力終了時までの  $D$  を算出した。また、梁端の累積損傷度 ( $D$ ) を図示した結果を図 3.2.6-46 に示す。

検討結果の概要は、以下の通りである。

### <CASE1>について

- a) 破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、以下の範囲である。
  - ・算出法①の場合  
新型・現場： $D=1.36\sim 1.79$ ，旧型・現場： $D=0.93\sim 1.56$ ，旧型・工場： $D=3.17\sim 3.44$
  - ・算出法②の場合  
新型・現場： $D=0.70\sim 0.92$ ，旧型・現場： $D=0.47\sim 0.80$ ，旧型・工場： $D=1.62\sim 1.76$
  - ・算出法③の場合  
新型・現場： $D=0.36\sim 0.75$ ，旧型・現場： $D=0.45\sim 0.88$ ，旧型・工場： $D=0.94\sim 1.02$
- b) 算出法③による破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、22 年度実施した梁端接合部の変動振幅載荷実験の累積損傷度  $D_f$  ( $=0.60\sim 0.65$ ) と、比較的良い対応を示している。
- c) 側柱寄りの梁端では、弾性回転剛性( $K_\theta$ )の実験値が算出法①による計算値よりも小さい傾向にある（図 3.2.6-45(2)参照）ため、算出法①では側柱寄りの梁端の  $D$  が 1 を大きく超える場合もある。

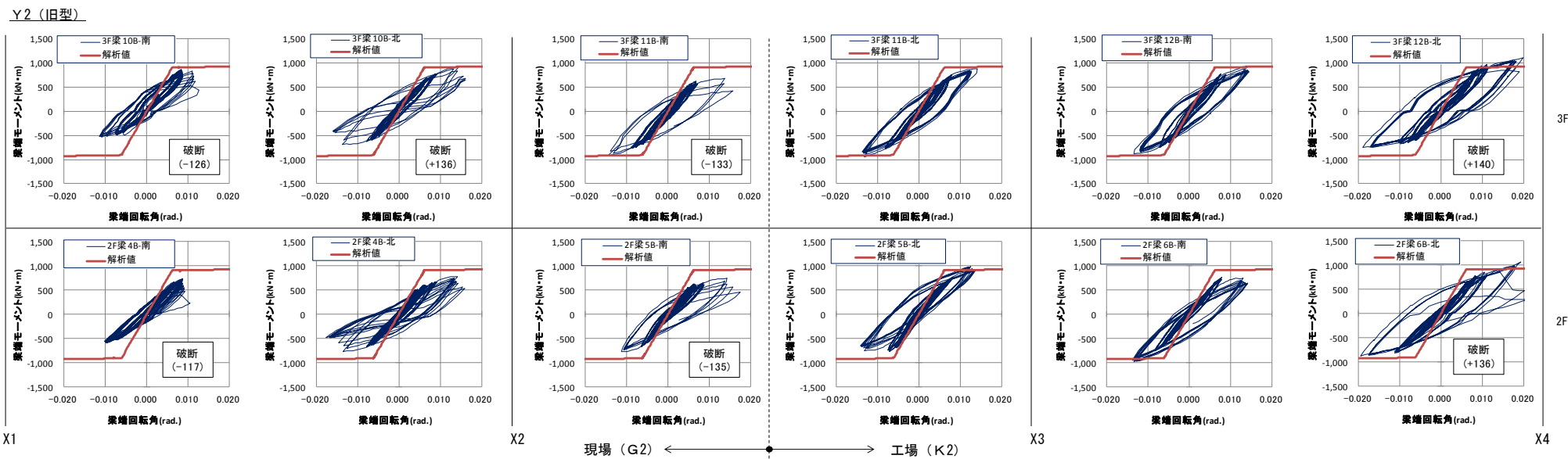
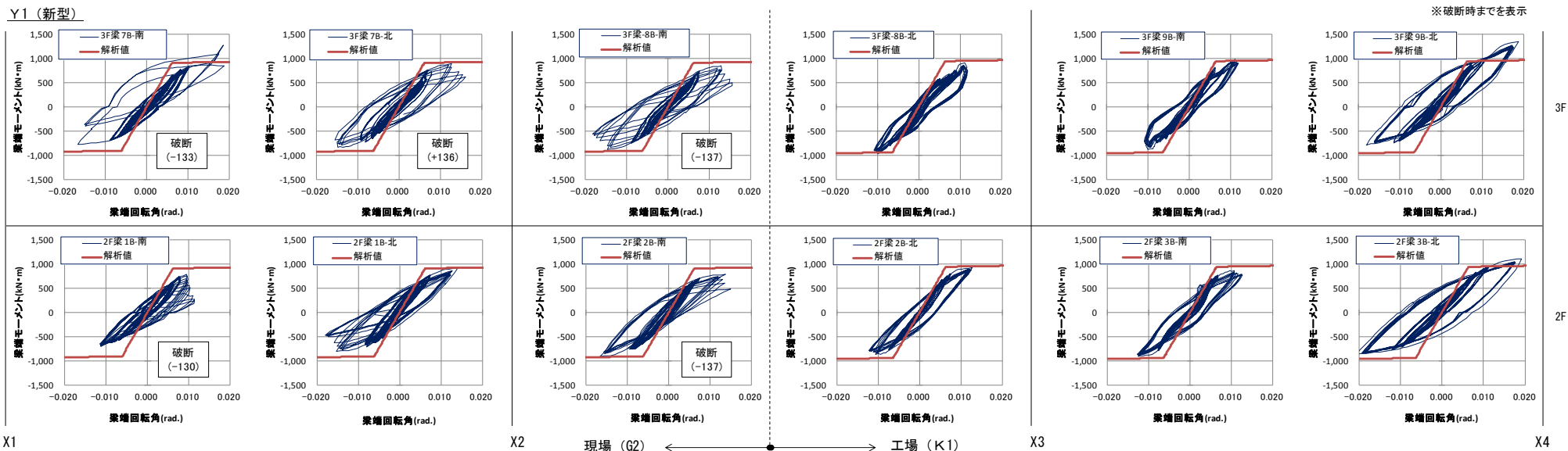
### <CASE2>について

- a) 破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、以下の範囲である。
  - ・算出法①の場合  
旧型・現場： $D=0.80\sim 1.35$ ，旧型・工場： $D=2.27\sim 2.45$
  - ・算出法②の場合  
旧型・現場： $D=0.40\sim 0.68$ ，旧型・工場： $D=1.17\sim 1.27$
  - ・算出法③の場合  
旧型・現場： $D=0.38\sim 0.76$ ，旧型・工場： $D=0.68\sim 0.74$
- b) 算出法③による破断に至った梁端の累積損傷度  $D$  は、22 年度実施した梁端接合部の変動振幅載荷実験の累積損傷度  $D_f$  ( $=0.60\sim 0.65$ ) と比較的良い対応を示している。
- c) <CASE1>と比較して、疲労曲線式が塑性率( $\mu$ )—繰返し数( $N$ )関係図上で上方に位置するた

め，結果として算出される  $D$  の値が，<CASE1>と比較してやや小さい。

<参考文献>

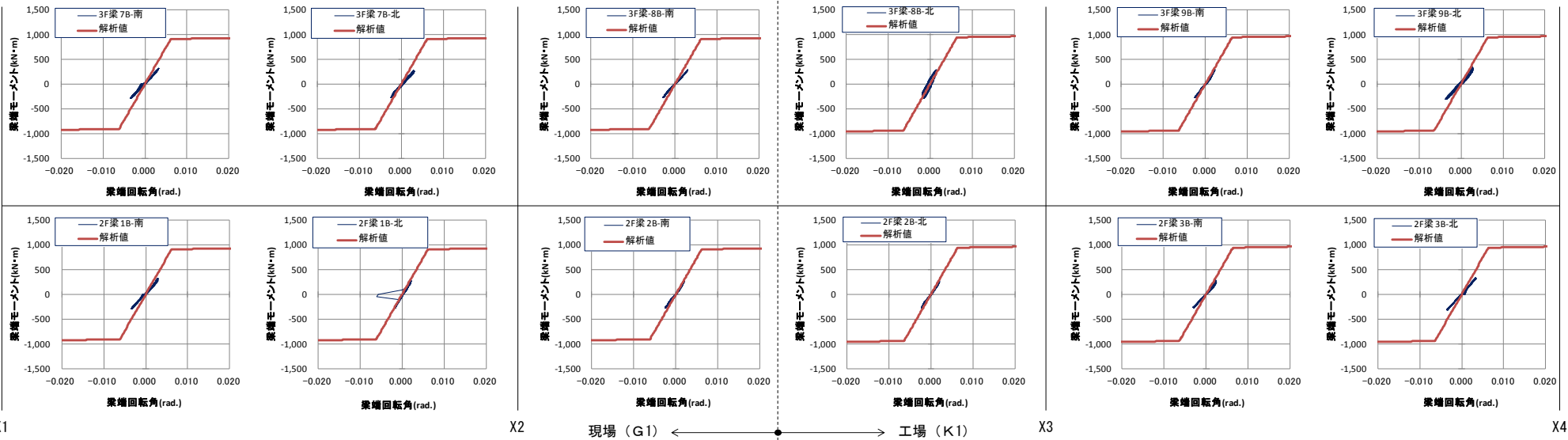
3.2.6-1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針、2012.03



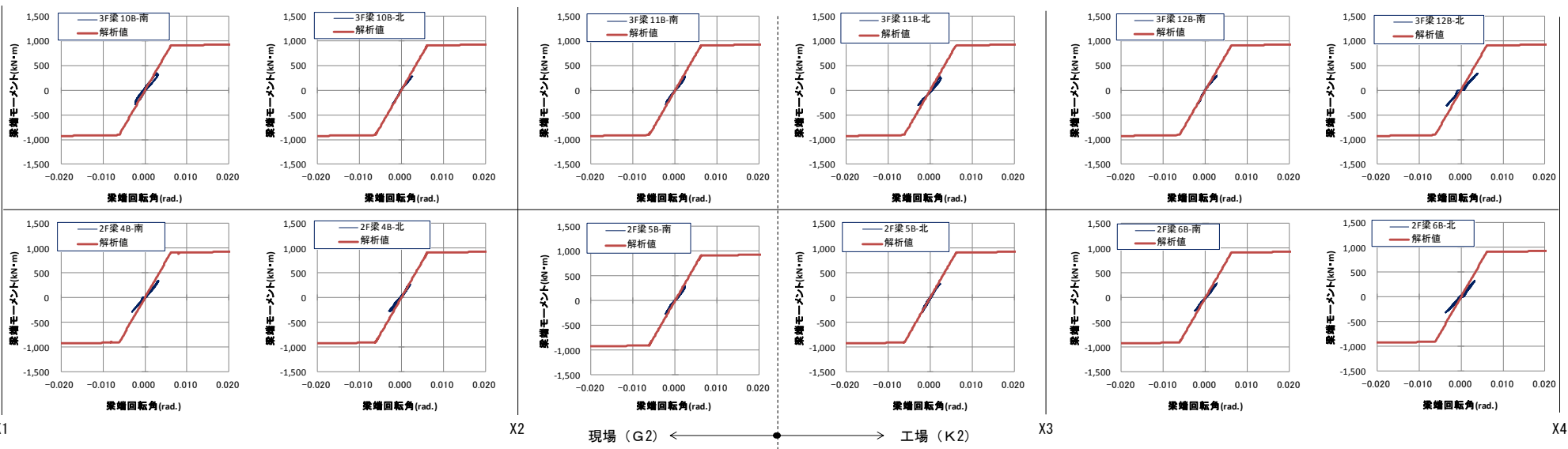
※図中の「解析値」は、3.2.4 項のフレームモデルを用いた増分解析により得られた  
梁端モーメント-梁端回転角関係 (正側・負側に拡張) を示す。

図 3.2.6-45(1) 梁端モーメント-梁端回転角関係 (破断時までを表示)

Y1 (新型)



Y2 (旧型)



※図中の「解析値」は、3.2.4 項のフレームモデルを用いた増分解析により得られた梁端モーメント-梁端回転角関係（正側・負側に拡張）を示す。

図 3.2.6-45(2) 梁端モーメント-梁端回転角関係（変形角 R=1/300 加力時を表示）



表 3.2.6-9 梁の弾性回転剛性・弾性限回転角

構面	階	梁端位置	梁端仕様	弾性回転剛性 $K_{\theta}$ (kN・m)					全塑性 モーメント $M_p$ (kN・m)	弾性限回転角 $\theta_p$ (rad.)		
				計算値		実験値	実験値/計算値			算出法 ①	算出法 ②	算出法 ③
				算出法 ①	算出法 ②	算出法 ③	③/①	③/②				
Y1	3F	7B-南	新型・現場	149059	119247	95693	0.642	0.802	907.4	0.00609	0.00761	0.00948
		7B-北		149059	119247	95622	0.642	0.802	907.4	0.00609	0.00761	0.00949
		8B-南		149059	119247	97204	0.652	0.815	907.4	0.00609	0.00761	0.00934
		8B-北	新型・工場	149059	119247	149558	1.003	1.254	941.2	0.00631	0.00789	0.00629
		9B-南		149059	119247	120110	0.806	1.007	941.2	0.00631	0.00789	0.00784
		9B-北		149059	119247	100542	0.675	0.843	941.2	0.00631	0.00789	0.00936
	2F	1B-南	新型・現場	149059	119247	95378	0.640	0.800	907.4	0.00609	0.00761	0.00951
		1B-北		149059	119247	140336	0.941	1.177	907.4	0.00609	0.00761	0.00647
		2B-南		149059	119247	121175	0.813	1.016	907.4	0.00609	0.00761	0.00749
		2B-北	新型・工場	149059	119247	127126	0.853	1.066	941.2	0.00631	0.00789	0.00740
		3B-南		149059	119247	104928	0.704	0.880	941.2	0.00631	0.00789	0.00897
		3B-北		149059	119247	98898	0.663	0.829	941.2	0.00631	0.00789	0.00952
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	149059	119247	112700	0.756	0.945	907.4	0.00609	0.00761	0.00805
		10B-北		149059	119247	125594	0.843	1.053	907.4	0.00609	0.00761	0.00722
		11B-南		149059	119247	117572	0.789	0.986	907.4	0.00609	0.00761	0.00772
		11B-北	旧型・工場	149059	119247	124729	0.837	1.046	907.4	0.00609	0.00761	0.00727
		12B-南		149059	119247	142395	0.955	1.194	907.4	0.00609	0.00761	0.00637
		12B-北		149059	119247	96799	0.649	0.812	907.4	0.00609	0.00761	0.00937
	2F	4B-南	旧型・現場	149059	119247	99195	0.665	0.832	907.4	0.00609	0.00761	0.00915
		4B-北		149059	119247	114850	0.771	0.963	907.4	0.00609	0.00761	0.00790
		5B-南		149059	119247	116071	0.779	0.973	907.4	0.00609	0.00761	0.00782
		5B-北	旧型・工場	149059	119247	133844	0.898	1.122	907.4	0.00609	0.00761	0.00678
		6B-南		149059	119247	111866	0.750	0.938	907.4	0.00609	0.00761	0.00811
		6B-北		149059	119247	102268	0.686	0.858	907.4	0.00609	0.00761	0.00887

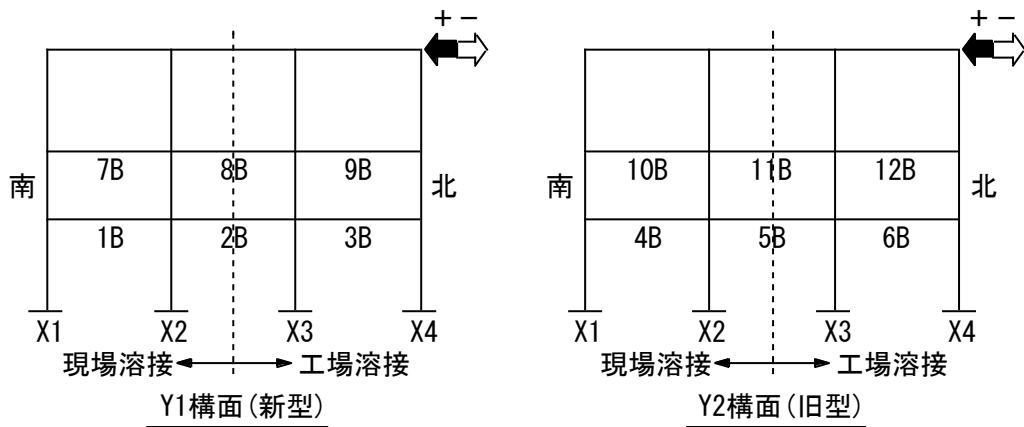


表 3.2.6-10(1) 梁の累積損傷度評価 <CASE1>

構面	階	梁端位置	梁端仕様	破壊状況 (サイクル数)	疲労曲線式 $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$			累積損傷度D		
					種類	$\beta$	C	算出法①	算出法②	算出法③
Y1	3F	7B-南	新型・現場	破断(-133)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.79	0.92	0.47
		7B-北		破断(+136)		1/3	5	1.36	0.70	0.36
		8B-南		破断(-137)		1/3	5	1.66	0.85	0.46
		8B-北	新型・工場	き裂なし(-140)		1/3	7	0.38	0.20	0.39
		9B-南		き裂なし(-140)		1/3	7	0.33	0.17	0.17
		9B-北		き裂なし(-140)		1/3	7	1.14	0.59	0.35
	2F	1B-南	新型・現場	破断(-130)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.67	0.85	0.44
		1B-北		き裂貫通(140)		1/3	5	1.61	0.83	1.35
		2B-南		破断(-137)		1/3	5	1.40	0.72	0.75
		2B-北	新型・工場	き裂なし(-140)		1/3	7	0.37	0.19	0.23
		3B-南		き裂なし(-140)		1/3	7	0.40	0.21	0.14
		3B-北		き裂なし(-140)		1/3	7	1.39	0.71	0.41
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	破断(-126)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.31	0.67	0.57
		10B-北		破断(+136)		1/3	5	1.46	0.75	0.88
		11B-南		破断(-133)		1/3	5	0.93	0.47	0.46
		11B-北	旧型・工場	き裂発生(116)		1/3	5	1.55	0.79	0.91
		12B-南		き裂発生(116)		1/3	5	1.38	0.71	1.21
		12B-北		破断(+140)		1/3	5	3.44	1.76	0.94
	2F	4B-南	旧型・現場	破断(-117)	スカラップ付 実験下限	1/3	5	1.56	0.80	0.46
		4B-北		き裂貫通(+130)		1/3	5	1.92	0.99	0.88
		5B-南		破断(-135)		1/3	5	0.96	0.49	0.45
		5B-北	旧型・工場	き裂発生(116)		1/3	5	1.46	0.75	1.06
6B-南	き裂発生(108)	1/3		5		1.64	0.84	0.69		
6B-北	破断(+136)	1/3	5	3.17		1.62	1.02			

※赤字部分は、破断に至ったものを示す。

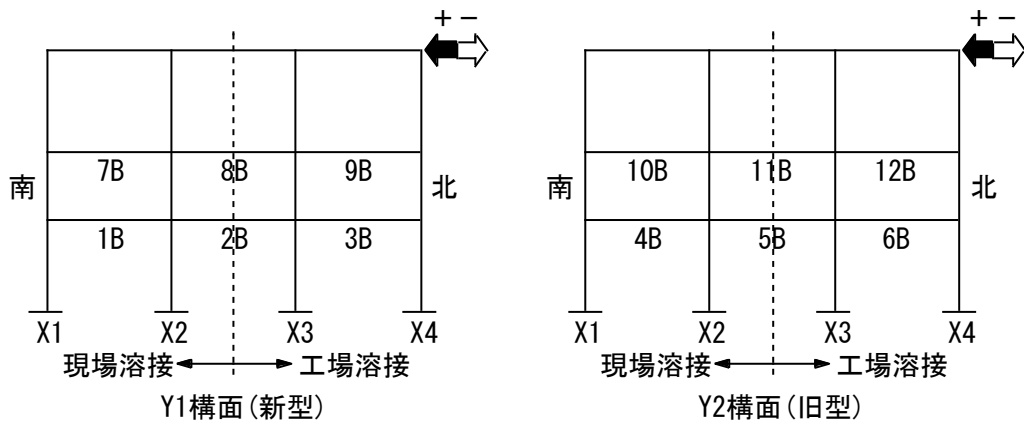
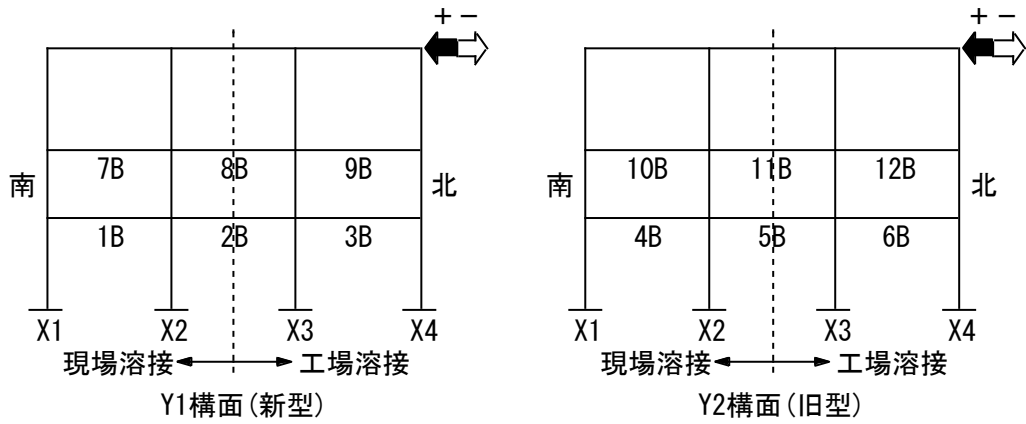
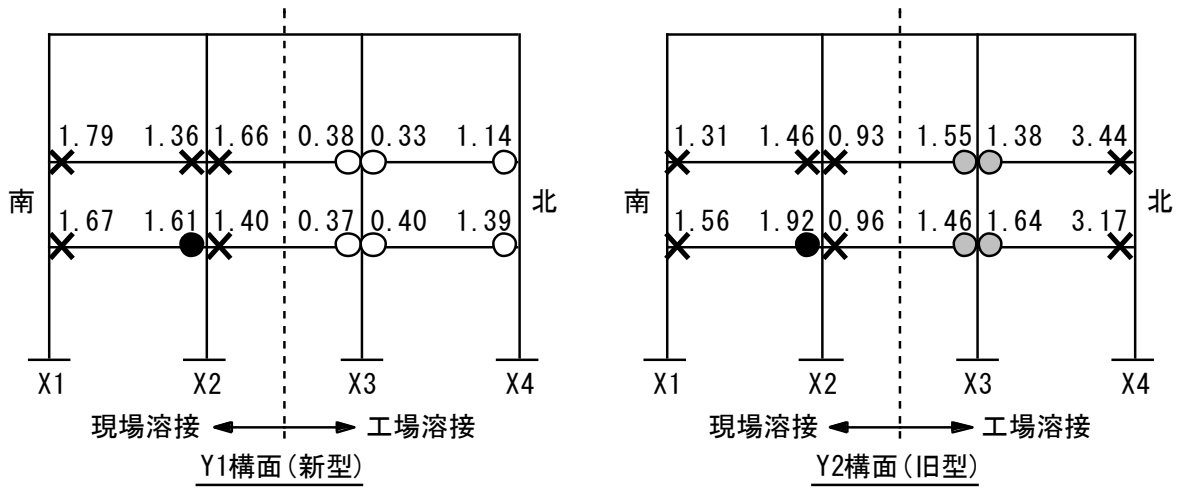


表 3.2.6-10(2) 梁の累積損傷度評価 <CASE2>

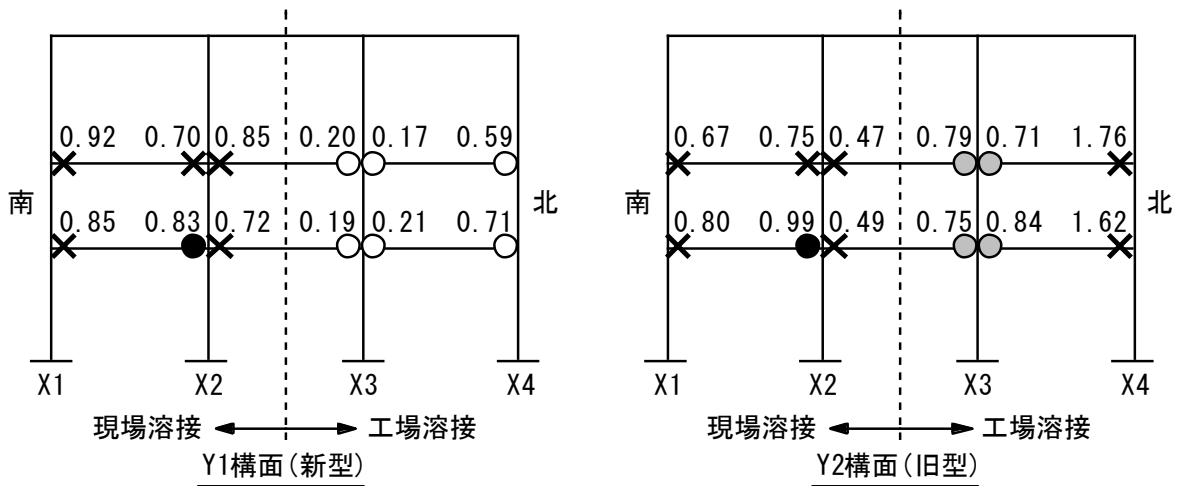
構面	階	梁端位置	梁端仕様	破壊状況 (サイクル数)	疲労曲線式 $\mu = C \cdot N_f^{-\beta}$			累積損傷度D		
					種類	$\beta$	C	算出法①	算出法②	算出法③
Y1	3F	7B-南	新型・現場	破断(-133)	X					
		7B-北		破断(+136)						
		8B-南		破断(-137)						
		8B-北	新型・工場	き裂なし(-140)						
		9B-南		き裂なし(-140)						
		9B-北		き裂なし(-140)						
	2F	1B-南	新型・現場	破断(-130)						
		1B-北		き裂貫通(140)						
		2B-南	破断(-137)							
		2B-北	き裂なし(-140)							
3B-南	新型・工場	き裂なし(-140)								
		3B-北	き裂なし(-140)							
Y2	3F	10B-南	旧型・現場	破断(-126)	梁端接合部	0.321	4.98	1.14	0.57	0.48
		10B-北		破断(+136)	実験回帰式	0.321	4.98	1.29	0.65	0.76
		11B-南		破断(-133)	(現場溶接・破断)	0.321	4.98	0.80	0.40	0.38
		11B-北	旧型・工場	き裂発生(116)	梁端接合部	0.338	5.68	1.12	0.58	0.66
		12B-南		き裂発生(116)	実験回帰式	0.338	5.68	1.00	0.52	0.87
		12B-北		破断(+140)	(工場溶接・破断)	0.338	5.68	2.45	1.27	0.68
	2F	4B-南	旧型・現場	破断(-117)	梁端接合部	0.321	4.98	1.35	0.68	0.38
		4B-北		き裂貫通(+130)	実験回帰式	0.321	4.98	1.73	0.86	0.77
		5B-南	破断(-135)	(現場溶接・破断)	0.321	4.98	0.83	0.41	0.38	
		5B-北	旧型・工場	き裂発生(116)	梁端接合部	0.338	5.68	1.05	0.54	0.76
6B-南	き裂発生(108)	実験回帰式		0.338	5.68	1.18	0.61	0.51		
6B-北	破断(+136)	(工場溶接・破断)		0.338	5.68	2.27	1.17	0.74		

※赤字部分は、破断に至ったものを示す。

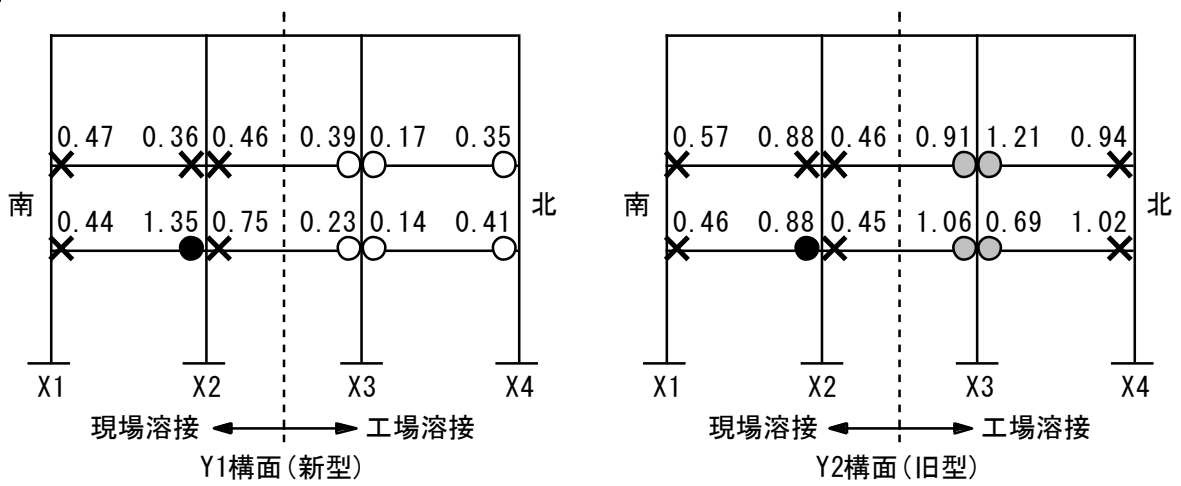




算出法①: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.25$ )を用いた場合



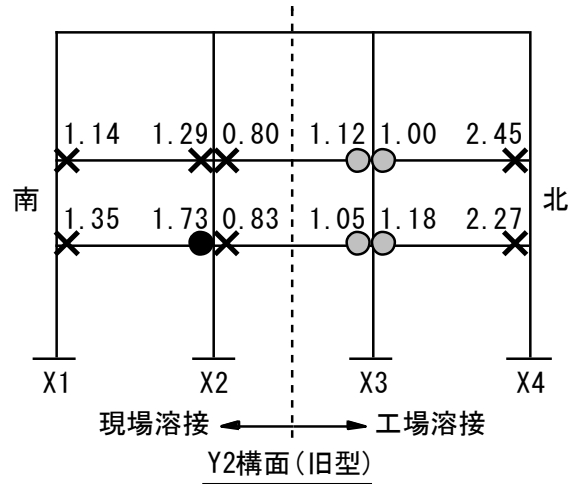
算出法②: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に計算値( $I=I_s \times 1.0$ )を用いた場合



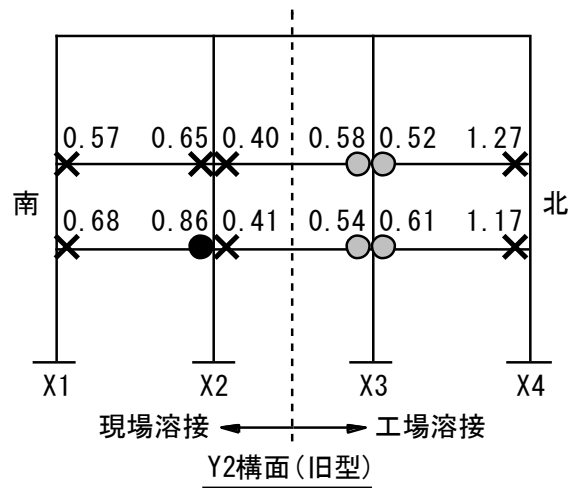
算出法③: 弾性回転剛性( $K_{\theta}$ )に実験値を用いた場合

【凡例】 ○ : き裂なし, ● : き裂発生, ● : き裂貫通, × : 破断

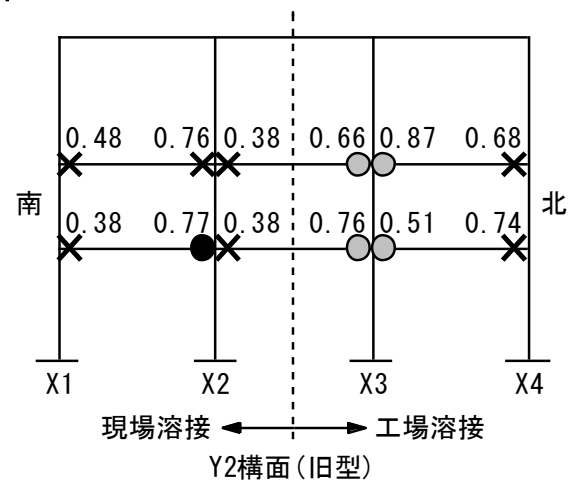
図 3.2.6-46(1) 梁の累積損傷度 D <CASE1>



算出法①: 弾性回転剛性( $K_\theta$ )に計算値( $I=I_s \times 1.25$ )を用いた場合



算出法②: 弾性回転剛性( $K_\theta$ )に計算値( $I=I_s \times 1.0$ )を用いた場合



算出法③: 弾性回転剛性( $K_\theta$ )に実験値を用いた場合

【凡例】 ○ : き裂なし, ● : き裂発生, ● : き裂貫通, × : 破断

図 3.2.6-46(2) 梁の累積損傷度 D <CASE2>

### 3.2.7 鉄骨造 3 層実大架構実験のまとめ

国土交通省建築基準整備促進事業の 27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証法に関する検討」において、

- ・定振幅繰返し下での鉄骨架構の挙動(梁端破断後の架構の挙動も含む)の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として、鉄骨造 3 層実大架構実験を実施した。試験体には過去に実施した部材実験と同スケールの柱・梁を有する 3 層 3 スパン 2 構面(平面 5m×16.5m, 高さ 12.85m; 最上部の梁芯までの高さは FL+12.25m)を用い、梁端部の接合ディテール(現場溶接タイプ 2 種類, 工場溶接タイプ 2 種類)をパラメータとした。以下に得られた成果を示す。

- 1) 最終加力終了(載荷振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ )までに梁端接合部の 50%にフランジ破断を生じ、破断箇所増加に伴い剛性と最大振幅時の耐力が徐々に下がったが、耐力の低下は最終的に 10%程度であり、実験終了までピーク変形到達前の荷重低下(負勾配)は発生せず、安定した履歴性状を示した。
- 2) 梁端モーメント-梁端回転角関係の実験値をもとに、疲労曲線式を用いて Miner 則により累積損傷度  $D$  を算出した。既往の部材実験結果の下限式と回帰式の 2 通りの疲労曲線に対して、初期剛性の実験値を用いて算出した梁の塑性率による  $D$  値は、既往の部材実験で得られた  $D$  値と良い対応を示した。
- 3) 梁端塑性率 0.9 相当の変形角 $\pm 1/150$ の 60 回の繰返し載荷後、梁端塑性率 1.2 相当の変形角 $\pm 1/120$ の 30 回の繰返し載荷でフランジ破断が 1 箇所、梁端塑性率 2.0 相当の変形角 $\pm 1/100$ の 10 回の繰返し載荷で更にフランジ破断が 2 箇所発生した。変形角 $\pm 1/100$ は超高層建築物の極稀に生ずる地震時に、数回建物に生ずる変形レベルに相当する。
- 4) 梁端接合部 24 箇所(接合形式 4 種類×6 箇所)に対し、最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所あり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。同一接合形式では、接合部パネル変形の影響で側柱に取付く梁→中柱に取付く梁の順で下フランジの破断が進行した。
- 5) 各ディテールでばらつきはあるものの、ウェブ曲げ分担率の影響で旧型現場→新型現場→旧型工場の順で梁端下フランジが破断した。この結果は梁端近傍の引張フランジの平均ひずみにも現れており、旧型・現場>新型・現場>旧型・工場>新型・工場の順になっている。
- 6) ウェブ曲げ分担率の影響で現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向にあるが、新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。
- 7) ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが一部見られた。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られた。
- 8) 側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ 時に

塑性化した。

- 9) 最終加力サイクル時(載荷振幅 $\pm 0.015\text{rad}$ )に柱頭柱脚に塑性化現象が見られたが、実験終了時まで耐力低下に至るような破壊は生じなかった。





### 3.3 まとめ

第3章の実験の概要と得られた成果を以下にまとめて示す。

#### (1) 既存鉄骨造高層建築物から切出した部分骨組の実験と疲労曲線の検証

既存鉄骨造建築物（1992年竣工，高さ約100m，地上24階）の中間階から切出した柱梁ト形骨組について，当時の梁端溶接部の多数回繰返し履歴下における保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握すること，ならびにこれまでの模型試験体を用いた実験で得た疲労曲線の妥当性を検証することを目的に定変位振幅繰返し載荷実験を行った。

試験体は，溶接組立箱形断面柱（□-600×700×36×36：SM50A）に溶接組立H形断面梁（BH-900×350×19×28：SM50A）が接合されたト形柱梁骨組である。梁の幅厚比はフランジ $b/t_f=6.3$ ，ウェブ $d/t_w=44.4$ であり，いずれも部材種別はFAランクである。梁端は現場溶接形式で柱に接合されており，梁ウェブ端には半径40mmの1/4円形状のスカラップが設けられている。

試験体数は2体で，定変位振幅繰返し載荷における振幅レベル〔塑性率1.3，2.0〕を実験変数とした。

実験結果概要を以下に示す。

- 1) 1992年竣工の実建物から切出した試験体は，昨年度までの模型試験体と同様の破壊性状を示した。加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。この亀裂が梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し，最終的に梁フランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に発生した亀裂と繋がり梁フランジ母材が破断した。
- 2) 1992年竣工の実建物から切出した試験体において，変位振幅と90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数の関係はH22年度に示した回帰式と良い対応を示しており，これらの回帰式の妥当性が検証された。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70, \quad \mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08, \quad \mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68$$

#### (2) 鉄骨造3層実大架構等の構造実験と疲労曲線の検証

鉄骨造3層架構実験は，部材実験と同スケールの柱・梁を有する3層3スパン2構面の立体モデル（平面5m×16.5m，高さ12.85m；最上部の梁芯までの高さはFL+12.250m）を用いて，

- ・定振幅繰返し下での鉄骨架構の挙動（梁端破断後の架構の挙動も含む）の把握
- ・提案した変形能力評価法の検証

を目的として実施した。

以下に得られた成果を示す。

- 1) 最終加力終了（載荷振幅±0.015rad）までに梁端接合部の50%にフランジ破断を生じ，破断箇所増加に伴い剛性と最大振幅時の耐力が徐々に下がったが，耐力の低下は最終的に10%程度であり，実験終了までピーク変形到達前の荷重低下（負勾配）は発生せず，安定した履歴性状を示した。
- 2) 梁端モーメント-梁端回転角関係の実験値をもとに，疲労曲線式を用いてMiner則により累積損傷度 $D$ を算出した。既往の部材実験結果の下限式と回帰式の2通りの疲労曲線に

対して、初期剛性の実験値を用いて算出した梁の塑性率による  $D$  値は、既往の部材実験で得られた  $D$  値と良い対応を示した。

- 3) 梁端塑性率 0.9 相当の変形角  $\pm 1/150$  の 60 回の繰返し载荷後、梁端塑性率 1.2 相当の変形角  $\pm 1/120$  の 30 回の繰返し载荷でフランジ破断が 1 箇所、梁端塑性率 2.0 相当の変形角  $\pm 1/100$  の 10 回の繰返し载荷で更にフランジ破断が 2 箇所発生した。変形角  $\pm 1/100$  は超高層建築物の極稀に生ずる地震時に、数回建物に生ずる変形レベルに相当する。
- 4) 梁端接合部 24 箇所(接合形式 4 種類  $\times$  6 箇所)に対し、最終的な試験体梁端の破断箇所数は 12 箇所あり、旧型・現場溶接 5 箇所、新型・現場溶接 5 箇所、旧型・工場溶接 2 箇所であった。新型・工場溶接は一部梁端の下フランジに黒皮剥れが見られたが、目立った損傷は確認出来なかった。同一接合形式では、接合部パネル変形の影響で側柱に取付く梁→中柱に取付く梁の順で下フランジの破断が進行した。
- 5) 各ディテールでばらつきはあるものの、ウェブ曲げ分担率の影響で旧型現場→新型現場→旧型工場の順で梁端下フランジが破断した。この結果は梁端近傍の引張フランジの平均ひずみにも現れており、旧型・現場>新型・現場>旧型・工場>新型・工場の順になっている。
- 6) ウェブ曲げ分担率の影響で現場溶接ディテールの方が工場溶接ディテールよりもフランジのひずみが大きい傾向にあるが、新型、旧型のディテールによる差異は、現場、工場ともに顕著ではない。
- 7) ウェブ高力ボルト摩擦接合とした現場タイプの梁端では、旧型、新型ともに亀裂進展に伴いピーク変形時の荷重が低下し、破断に至った。ウェブ溶接接合とした旧型の工場タイプでは、ピーク変形に至る途中である荷重増加中に脆性的に破断するケースが一部見られた。下フランジ破断後はウェブの曲げ分担率の大小により抵抗できる曲げモーメント値に差が見られた。
- 8) 側柱のパネル部は終始弾性状態であったが、中柱のパネル部は最終振幅  $\pm 0.015\text{rad}$  時に塑性化した。
- 9) 最終加力サイクル時(载荷振幅  $\pm 0.015\text{rad}$ )に柱頭柱脚に塑性化現象が見られたが、実験終了時まで耐力低下に至るような破壊は生じなかった。