

第2章 多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造柱，梁部材，接合部，部分骨組の構造実験

2.1 既存超高層鉄骨造建築物の実態調査

(1) 概要

部材・接合部実験の実験条件（実験パラメータ）を設定するために，既存建築物の実態調査を行い，柱梁部分を中心とした性能調査（柱・梁・接合部パネルの耐力比等）を実施した。

なお，最近の鉄骨造建築物を対象とすれば，制震装置（ダンパー）付きの構造が多いと推測されるが，制震装置（ダンパー）そのものは個々の建築物により独自性が強いいため調査対象としないこととした。

実態調査の対象としては，参加各社が設計あるいは施工に関わった既存の鉄骨造超高層とし，年代区分別（3区分：①～1985年，②1986～1995年，③1996年～）ごとに代表建物（棟数：13）を選定して，建物概要と構造設計概要を調査した。得られた結果の概要を以下に示す。

(2) 建物概要

建物の階数，高さ，固有周期（長辺，短辺）についての調査結果を図 2.1-1 に示す。調査対象の中で，最も多かったのは下記に示す範囲であった。

階数	: 30～40 階
建物高さ	: 100～150m
固有周期	: 3～4sec（長辺），3～4sec（短辺）

(3) 調査結果

1) 梁断面の状況

鉄骨梁の梁フランジ幅厚比と梁幅の関係，梁ウェブ幅厚比と梁せいの関係，梁フランジとウェブの幅厚比の相関を図 2.1-2 に示す。

梁フランジの幅厚比は，調査年代に関わらず，FA ランクを中心に分布し，年代が古くなると FC ランクも存在する。梁ウェブの幅厚比は，FA～FD ランクに分布し，年代が遡ると，FD ランクの割合が多くなる。

2) 梁端接合部ディテールの状況

建物概要の調査結果等^{2.1-1)～2.1-3)}を基に，各年代区分別（3区分）における梁端接合部ディテールをまとめた結果を表 2.1-1 に示す。

現場溶接形式（フランジ溶接，ウェブボルト接合形式）に関しては，年代～1985 および年代 1986～1995 年では，上側のスカラップが 35R，下側のスカラップが耳形のものや，上下とも 35R となっているもの等，様々な形状が存在する。年代 1996～では，JASS6^{2.1-1), 2.1-2)}の改定に伴い，35R+10R の複合円形のスカラップが使用されている。

工場溶接形式（フランジ，ウェブとも溶接接合）に関しては，年代～1985 および年代 1986～1995 年では，上下とも 35R のスカラップが，年代 1996～では JASS6^{2.1-1), 2.1-3)}の改定に伴い，35R+10R の複合円形とノンスカラップが使われている。

3) 柱断面の状況

調査建物の柱の断面形状は、主に箱形断面であった。鋼管柱の幅厚比と柱せいの関係、細長比と柱せいの関係を図 2.1-3 に示す。また、鋼管柱の軸力比と細長比の関係を図 2.1-4 に示す。

柱の幅厚比は、年代～1985 および年代 1986～1995 年では FA～FC ランクに分布し、年代 1996～では FA ランクに分布している。最下層の柱は年代を問わず、FA ランクに分布している。

柱の細長比は $\lambda = 12 \sim 25$ 程度に分布している。この値は、限界状態指針^{2.1-4)}における細長比 λ_c に換算すると $\lambda_c = 0.15 \sim 0.315$ に相当する。

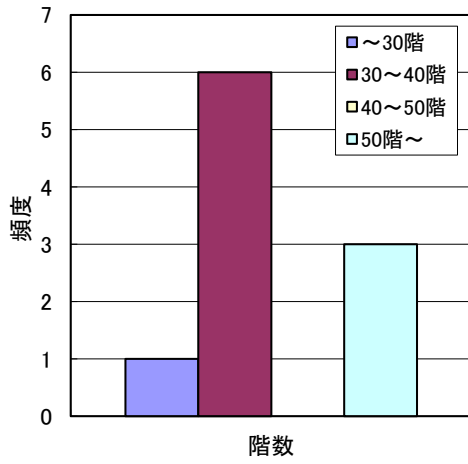
(ここで、 $\lambda_c = \sqrt{N_y / N_e}$ 、 $N_y = F_y \cdot A$ 、 $N_e = \pi^2 \cdot E \cdot I / k l_c^2$ 、 N_y : 降伏限界耐力、 N_e : 弾性曲げ座屈耐力、 F_y : 鋼管の降伏点、 A : 鋼管の断面積、 E 、 I : 弾性係数および断面 2 次モーメント、 $k l_c$: 座屈長さ)

柱の軸力比について、長期時は主に $\eta = 0.3 \sim 0.4$ に分布し、地震時は一例を除いて変動幅がおおよそ $\eta = 0 \sim 0.6$ の範囲内であった。除いた一例については、ブレース付き架構の柱であるため、純ラーメン架構の柱に比べて軸力負担が大きくなっていた。

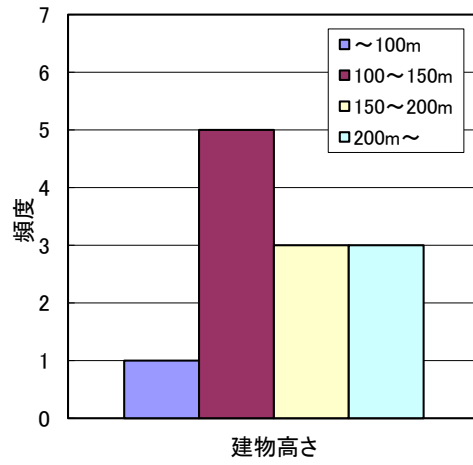
また、今回の実態調査の範囲を限界状態指針における区分で示すと、区分 C-I となり、塑性ヒンジが形成される前には座屈が発生しない領域である。

4) 柱梁接合部パネルの状況

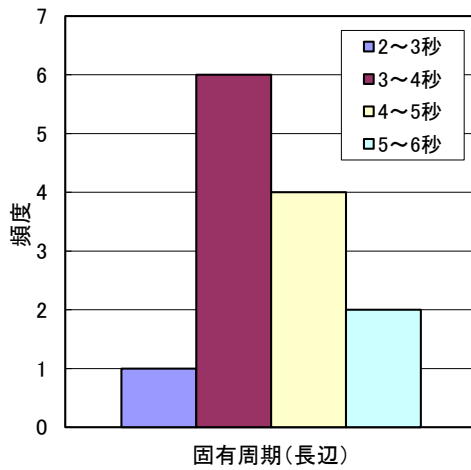
本実態調査の結果において、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、柱に対する耐力比で 0.52～2.2 倍、梁に対する耐力比で、内梁が 0.8～2.6 倍、外周梁が 1.4～5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することが分かった。



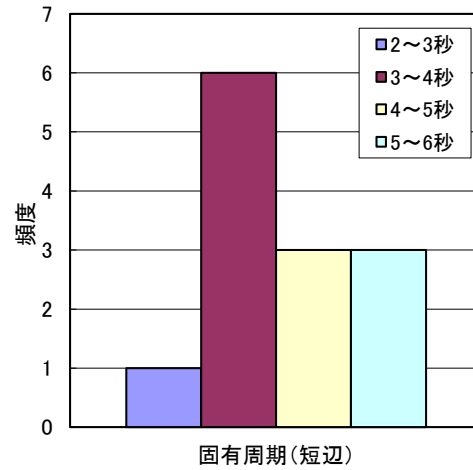
1) 階数 (n=10)



2) 建物高さ (n=12)



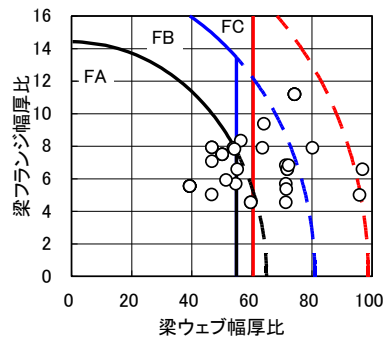
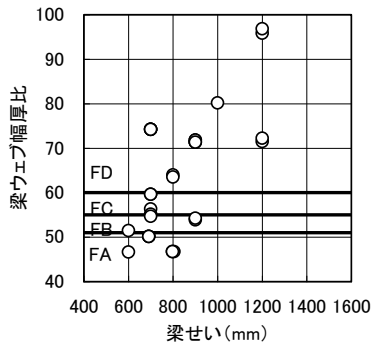
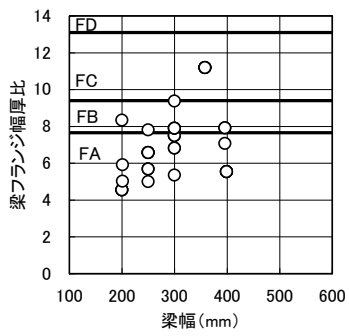
3) 固有周期 (長辺方向) (n=13)



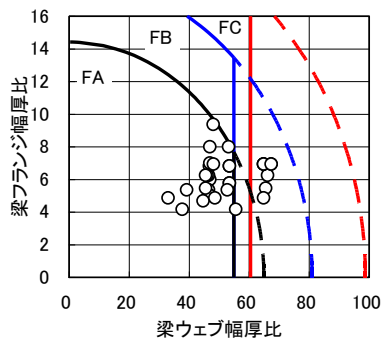
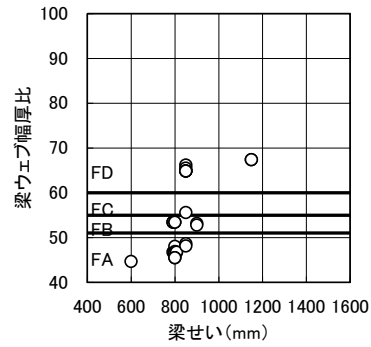
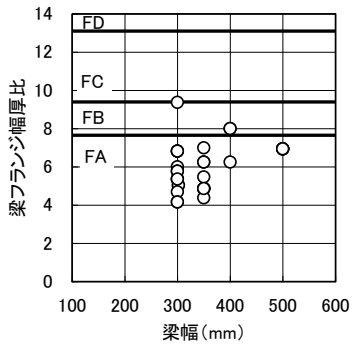
4) 固有周期 (短辺方向) (n=13)

図 2.1-1 建物概要

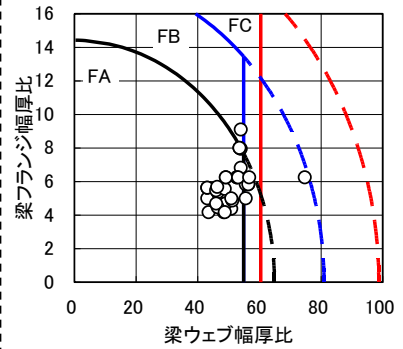
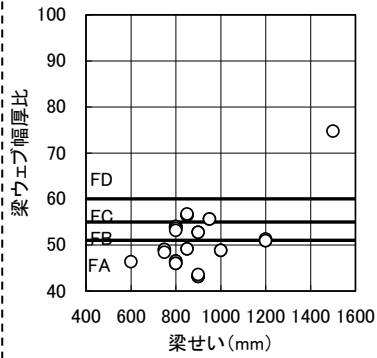
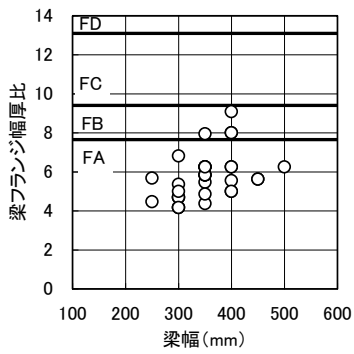
1) 年代：～1985 年



2) 年代：1986～1995 年



3) 年代：1996 年～



梁フランジ幅厚比と梁幅の関係

梁ウェブ幅厚比と梁せいの関係

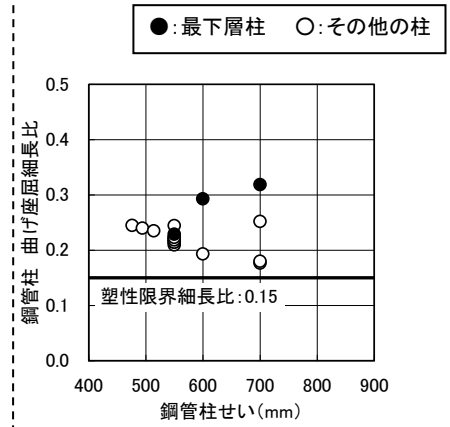
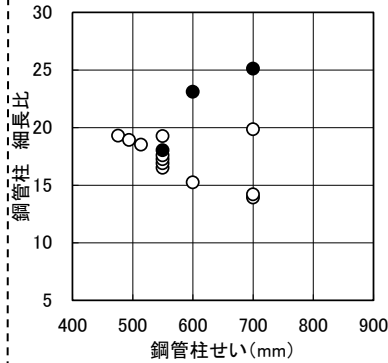
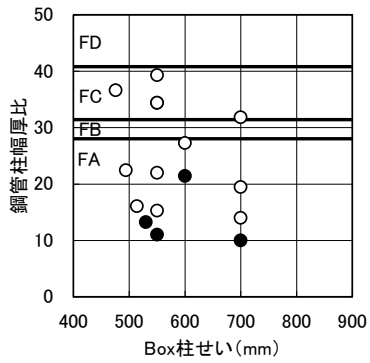
梁フランジとウェブの幅厚比相関

図 2.1-2 梁断面状況

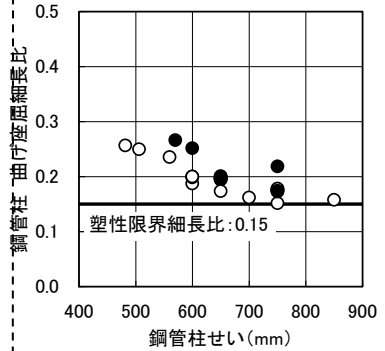
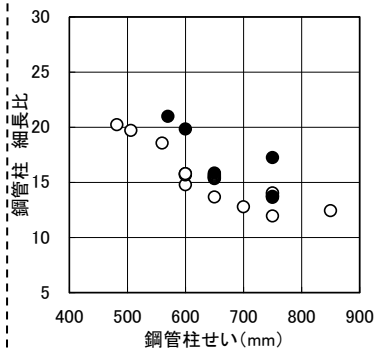
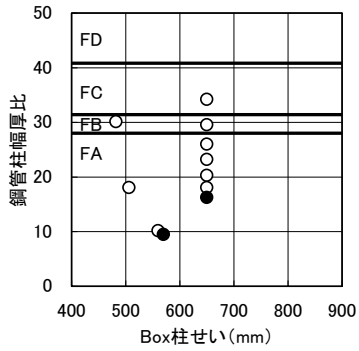
表 2.1-1 スカラップ形状の変遷

	【A】～1985年	【B】1986～1995年	【C】1996～2010年
現場溶接形式	<p>① </p> <p>② </p> <p>③ </p> <p>④ </p>	<p>① </p> <p>② </p> <p>③ </p> <p>④ </p>	<p>① </p> <p>JASS6改良型</p>
工場溶接形式	<p>⑤ </p>	<p>⑤ </p>	<p>② </p> <p>JASS6改良型</p> <p>③ </p> <p>ノンスカラップ</p>
備考	<p>鋼種(梁/柱) SS41, SM41, SM50A, B/SM50A, SM53</p> <p>梁端溶接 被覆、セルアシーールド(ノンガス)、CO2</p> <p>高カボルト S11T、F10T</p> <p>梁端フランジ カバークレート補強あり</p>	<p>鋼種(梁/柱) SM50A/SM50A</p> <p>梁端溶接 被覆、CO2</p> <p>高カボルト S10T、F10T</p> <p>梁端フランジ</p>	<p>鋼種(梁/柱) SN490B/SN490C, STKN490B, BCP325他</p> <p>梁端溶接 被覆、CO2(ガスシーールド)</p> <p>高カボルト S10T、F10T</p> <p>梁端フランジ 水平ハンチ補強あり</p>

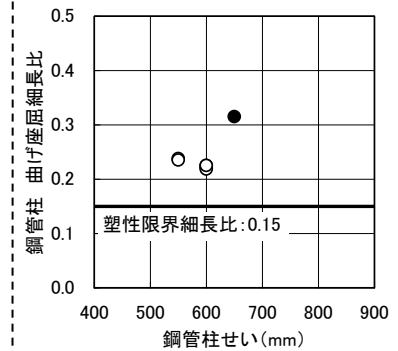
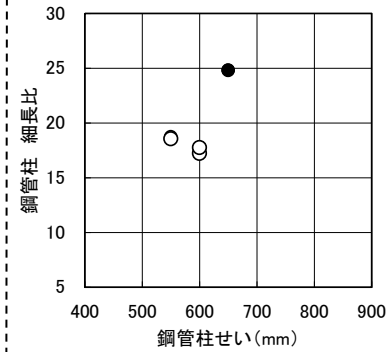
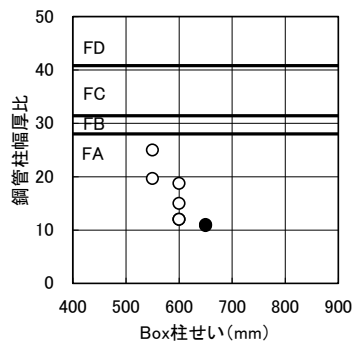
1) 年代：～1985年



2) 年代：1986～1995年



3) 年代：1996年～



幅厚比と柱せいの関係

細長比と柱せいの関係

曲げ座屈細長比と柱せいの関係

図 2.1-3 鋼管柱断面状況

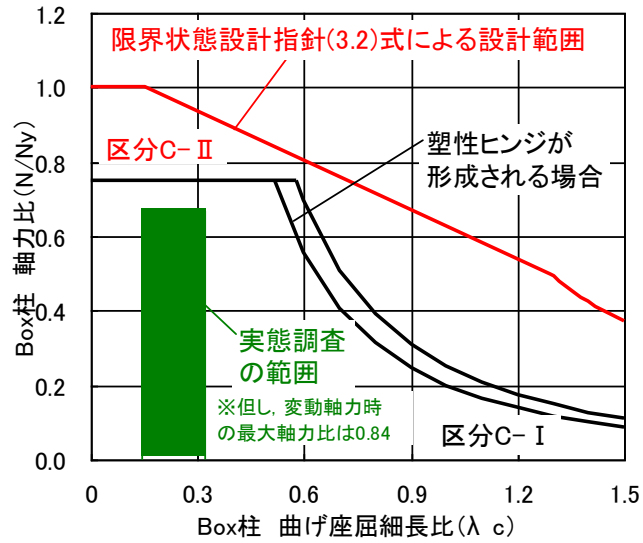


図 2.1-4 鋼管柱の軸力比と細長比の関係

<参考文献>

- 2.1-1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007. 2
- 2.1-2) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編, 2010. 10
- 2.1-3) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工事現場施工編, 2011. 8
- 2.1-4) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2002. 9

2.2 梁部材の多数回繰り返し载荷実験

2.2.1 梁部材の多数回繰り返し载荷実験(H22 実施分)

(1) 背景・目的

本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である梁部材が長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とする。特にここでは、主に局部座屈で変形能力が決定すると予想される幅厚比を有する H 形断面梁部材を対象にして、定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下および破断までの繰り返し回数に着目する。

先に実施された既存の超高層鉄骨造建築物の実態調査結果（2.1 節）から、梁部材に関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・梁部材の断面形状は H 形である。
- ・梁フランジの幅厚比は、FA ランクが多く、FB ランクも若干存在する。幅厚比は 4～9 程度に分布する。
- ・梁ウェブの幅厚比は、1996 年以降および 1986～1995 年の建物については、FA、FB ランクに属し、幅厚比が 40～60 程度のものが多い。一方、1985 年以前の建物では、FA～FC ランク以外に FD ランクも多く存在し、幅厚比は 45～95 程度に広く分布する。
- ・梁の幅厚比を「鋼構造限界状態設計指針」^{2.2.1-1)}の幅厚比区分で評価した場合、1996 年以降および 1986～1995 年の建物については P-I-1 に属するものが大半である。一方、1985 年以前の建物では、梁ウェブの幅厚比が大きき P-II 区分にも属さないものも存在する。
- ・梁せいは、600～1200mm 程度、梁のシアスパン比（梁の 1/2 スパン／梁せい）は 2～14 程度に分布し、梁せいと梁スパンとの間に明確な相関関係は存在しない。

また、既往研究の調査を行った結果、下記のことがわかった。

- ・梁部材の定振幅繰り返し载荷実験に関する既往の研究は、局部座屈でなく延性破断で変形性能が限界づけられる場合を扱った例が多い。
- ・局部座屈で変形性能が限界づけられる断面形状の梁部材を対象とし、かつ繰り返し数が 100 回程度の定振幅繰り返し载荷実験を行った研究例は少ない。
- ・局部座屈で変形性能が限界づけられる断面形状の梁部材を対象とした数少ない既往研究に関しても、単調载荷時の変形能力に近い大きな振幅での繰り返しを伴うものであり、長周期地震動で想定される比較的小さな振幅での定振幅繰り返し载荷実験の例は少ない。

以上より、実態調査の結果を反映した本実験の試験体計画に対して、既往研究では直接的に参考となる実験資料が非常に少ないため、本実験により多数回繰り返し変位を受ける鉄骨梁部材の保有性能を把握する必要があることがわかった。

(2) 試験体

1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.2.1-1、試験体形状・寸法を図 2.2.1-1 に示す。試験対象は H 形断面の梁部材であり、縮尺は実建物で使用される梁部材の 1/2 程度、試験体数は 6 体である。後述するように単純梁形式（3 点曲げ方式）で載荷を行うため、中央に加力用スタブを配置し、その両側に梁部材を配置している。

梁部材の断面は、BH-450×200×9×12 [BA シリーズ]、および BH-450×200×6×12 [BD シリーズ]、鋼材の材質は SM490A である。梁スパンはスタブ芯から両側に 2500mm（梁内法スパン 2350mm）であり、梁のシアスパン比は 5.22（=2350mm/450mm）である。

試験体は梁貫通形式とし、スタブフランジを H 形にくり抜き、H 形梁を貫通させ、H 形梁とスタブフランジの接合部には、スタブ側を K 開先とした部分溶込み溶接を採用した。梁端側の部分溶込み溶接部は溶接後グラインダ処理で滑らかに仕上げた。また、スタブ内部のパネル部分を構成するフランジ、ウェブについては、補強板により補強した。

実験パラメータは、①梁部材断面と②変位振幅である。①梁部材断面については、既存建物の実態調査結果、既往研究の調査結果、および現行の規準・指針での幅厚比制限値を参考にして決定した。梁フランジの幅厚比については、実態調査における梁フランジの幅厚比の上限に近く、かつ「鋼構造塑性設計指針」^{2.2.1-2)}において塑性ヒンジが形成される場所での幅厚比制限値（= 8.5）に近い値となるように決定し、8.3（FB ランク）とした。梁フランジの幅厚比は全試験体で共通である。一方、梁ウェブの幅厚比については、1985 年以前の建物で幅厚比 60～80 程度の FD ランク材が多数使用されていることを考慮して、BA シリーズの試験体で 47.3（FA ランク）、BD シリーズの試験体で 71.0（FD ランク）とした。②変位振幅については、基準変位を δp （= Qp/K_e 、 K_e ：試験体の弾性剛性の計算値、 Qp ：梁全塑性モーメント時の両側の梁せん断力の合計）として、BA シリーズでは $2\delta p$ 、 $2.5\delta p$ 、 $3\delta p$ の 3 水準を、BD シリーズでは $1.7\delta p$ 、 $2\delta p$ 、 $3\delta p$ の 3 水準を設定し、それぞれの部材断面で変位振幅の違いによる保有性能の比較を行った。

表 2.2.1-1 試験体一覧

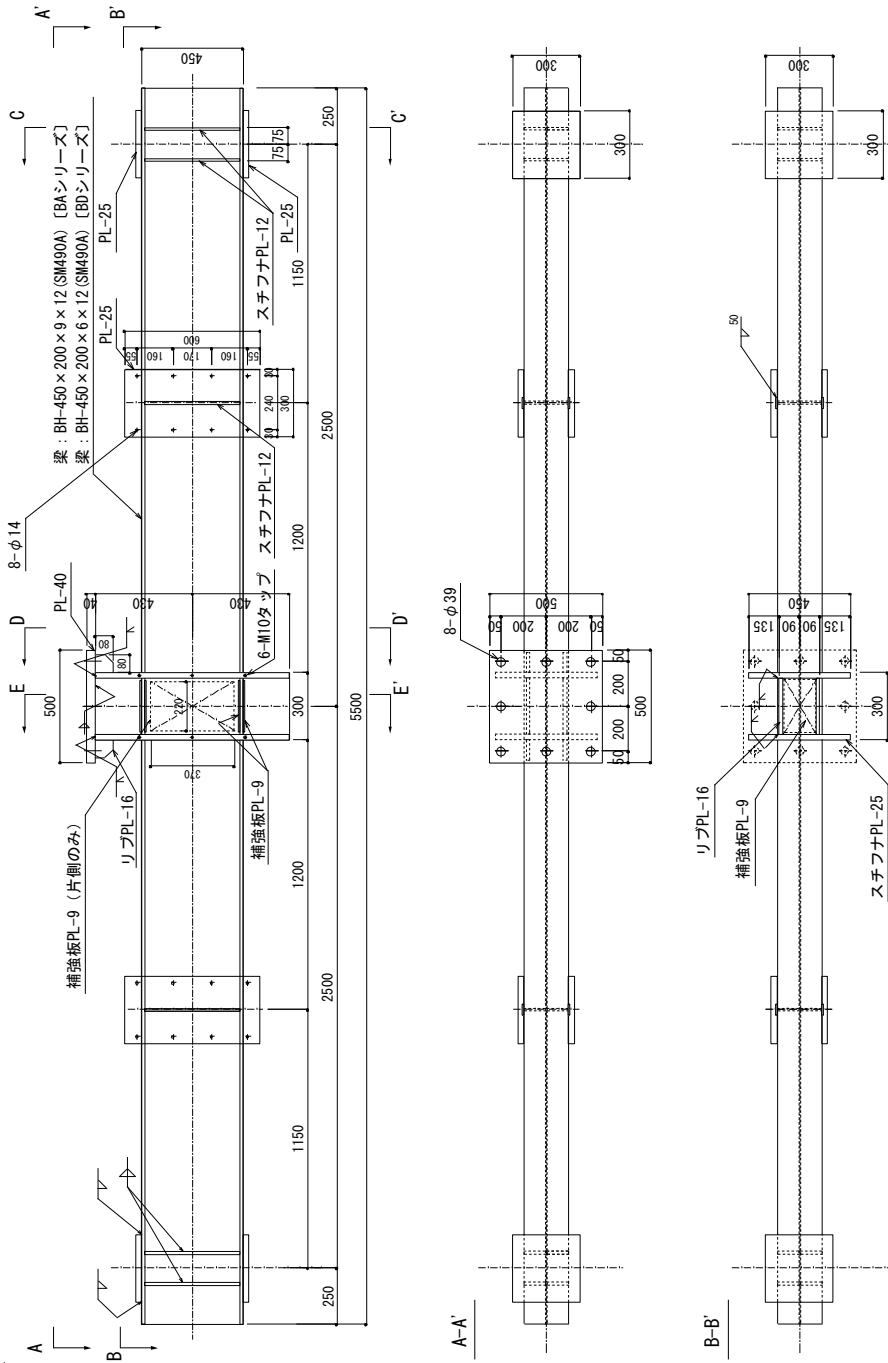
試験体名	梁		載荷方法	変位振幅	
	断面 (鋼種)	幅厚比 (幅厚比ランク)			
		フランジ			ウェブ
BA-2	BH-450×200×9×12 (SM490A)	8.3 (FB)	47.3 (FA)	$\pm 2 \delta p$	
BA-2.5				$\pm 2.5 \delta p$	
BA-3				$\pm 3 \delta p$	
BD-1.7	BH-450×200×6×12 (SM490A)	8.3 (FB)	71.0 (FD)	$\pm 1.7 \delta p$	
BD-2				$\pm 2 \delta p$	
BD-3				$\pm 3 \delta p$	

〔備考〕

・ δp ：梁の全塑性曲げモーメント（ M_p ）を弾性剛性で除して得られる変形〔計算値〕

①スチフナー開先加工要領
[S: 1/5]

(スチフナー)
45° (梁端側)
※梁端側は溶接後
グラインダー処理で
平滑に仕上げる。



〔備考〕

- ・鋼材は特記なき限りSM490Aとする。
- ・溶接方法：CO2半自動溶接
- ・溶接ワイヤ：YGM18
- ・溶接条件：入熱40kJ/cm以下、パス間温度350°C以下

図 2.2.1-1 試験体形状・寸法

2) 使用材料

試験体に使用する鋼材の鋼種は、SM490A である。試験体の使用鋼材（板厚 6mm, 9mm, 12mm, 25mm）を対象として引張試験を実施した。また、梁部材の使用鋼材（板厚 6mm, 9mm, 12mm）を対象として、シャルピー衝撃試験、化学成分分析を実施した。

鋼材の引張試験結果を表 2.2.1-2 に示す。降伏点または耐力、引張強さ、伸び（破断伸び）の値は、いずれも SM490A 鋼材としての JIS 規格値を満足している。

鋼材のシャルピー衝撃試験結果を表 2.2.1-3 に示す。試験片形状を 2mm V ノッチ、試験温度を 0°C とし、板厚 6mm, 9mm, 12mm のそれぞれの鋼材に対して 5mm サイズ、7.5mm サブサイズ、10mm フルサイズの試験片を用いた。いずれの鋼材も十分な吸収エネルギーを示している。

鋼材の化学成分分析結果を表 2.2.1-4 に示す。C, Si, Mn, P, S の含有量は、JIS 規格値を満足している。

鋼材の溶接性指標を整理した結果を表 2.2.1-5 に示す。炭素当量 (C_{eq}) の値は 0.402~0.409%、溶接割れ感受性組成 (P_{CM}) の値は 0.238~0.246% であり、参考として示した SN490B 材の JIS 規格値を満足している。HAZ 靱性評価式 (f_{HAZ}) の値は、0.432~0.472% であり、「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」^{2.2.1-3)}における要求値である 0.58% 以下 (0°C での要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応) を満足している。

表 2.2.1-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)	試験片 形状	使用部位
SM490A	6	377	537	70.2	26.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	358	538	66.5	25.9		梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	345	533	64.7	28.0		梁フランジ
	25	344	521	66.0	30.4		スタブフランジ

※降伏点または耐力、引張強さ、伸び、降伏比の値は、試験片 3 本の平均値を示す。

表 2.2.1-3 鋼材のシャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	吸収エネ ルギー (J)	脆性 破面率 (%)	試験片 形状	試験温度 (°C)	使用部位
SM490A	6	89	0	JIS Z2242 2mmVノッチ	0	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	139	15			梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	149	25			梁フランジ

※板厚 6, 9, 12mm の試験片はそれぞれ 5mm サブサイズ、7.5mm サブサイズ、10mm フルサイズとした。

表 2.2.1-4 鋼材の化学成分分析結果

鋼種	板厚 (mm)	化学成分													使用部位
		C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)	
SM490A	6	0.16	0.32	1.34	0.012	0.002	0.02	0.02	0.023	0.002	0.002	0.002	0.0004	0.0024	梁ウェブ [BDシリーズ]
	9	0.16	0.40	1.37	0.014	0.003	0.02	0.01	0.016	0.002	0.003	0.002	0.0004	0.0039	梁ウェブ [BAシリーズ]
	12	0.15	0.42	1.39	0.012	0.003	0.01	0.01	0.028	0.003	0.003	0.002	0.0003	0.0047	梁フランジ
SM490A規格値	0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下										

※試験方法は JISG0321 による。

表 2.2.1-5 鋼材の溶接性指標

鋼種	板厚 (mm)	C _{eq} (%)	P _{CM} (%)	f _{HAZ} (%)
SM490A	6	0.402	0.242	0.432
	9	0.409	0.246	0.472
	12	0.406	0.238	0.462
SM490A規格値 ^{※1}		0.38 以下	0.24 以下	0.58 ^{※2} 以下
SN490B規格値		0.44 以下	0.29 以下	

[備考]

- ・炭素当量 $C_{eq} = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$
- ・溶接割れ感受性組成 $P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$
- ・HAZ 靱性評価式 $f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti$

※1 熱加工制御を行った鋼板に適用（今回のケースでは参考値扱い）

※2 「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」における 0°Cでの要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応。

(3) 実験方法

1) 加力方法

載荷装置を図 2.2.1-2 に、載荷装置全景を写真 2.2.1-1 に示す。載荷方法は、単純梁形式（3 点曲げ方式）である。加力フレームに吊り下げた 2000kN 静的アクチュエータにより、試験体中央の加力スタブを介して、両側の梁部材に繰返し荷重を作用させた。梁部材の両端部は、反力床に設置したローラー支承に PC 鋼棒により緊結した。試験体の中央位置ではリニアガイドにより、加力用スタブの面外変形と回転を拘束した。また、試験体中央から両側に 1350mm 離れた位置でピン・ローラーにより梁部材の横座屈に伴う面外変形を拘束した。

なお、最終的に上下梁フランジのいずれかが全断面破断に至るまで定振幅繰返し変位による載荷を行う計画とした。

2) 計測方法

変位測定位置を図 2.2.1-3 に示す。試験体各部の変位を高感度変位計により測定した。

加力の制御に用いる梁部材変形 δ は、加力用スタブの鉛直変位（DV1～DV4）,および両側支点位置での鉛直変位（PV1,PV2）を用いて次式で算出した。

$$\delta = (DV1 + DV2 + DV3 + DV4) / 4 - (PV1 + PV2) / 2$$

ひずみ測定位置を図 2.2.1-4 に示す。試験体各部のひずみをひずみゲージにより測定した。試験体加力スタブ側の梁端部から 30mm, 112.5mm（=梁せい/4）, 225mm（=梁せい/2）, 450mm（=梁せい）だけ離れた各断面位置における梁フランジ、梁ウェブにひずみゲージ（一軸塑性ゲージ）を貼り付ける計画とした。

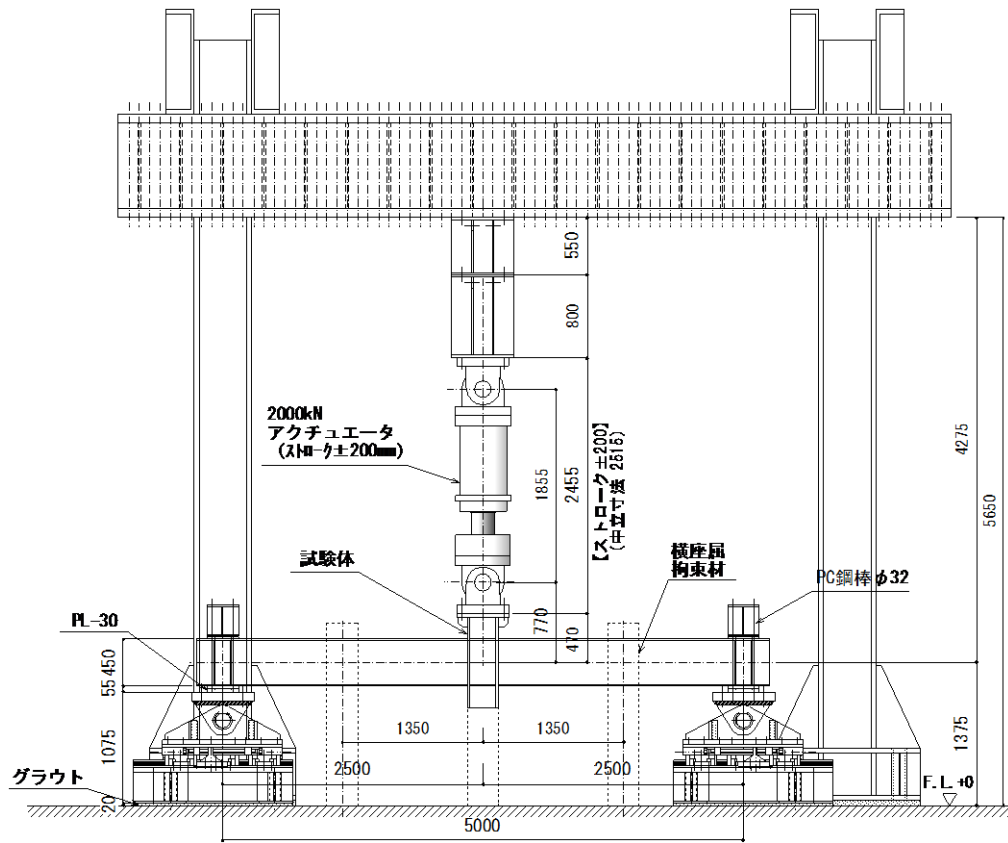


図 2.2.1-2 荷装置

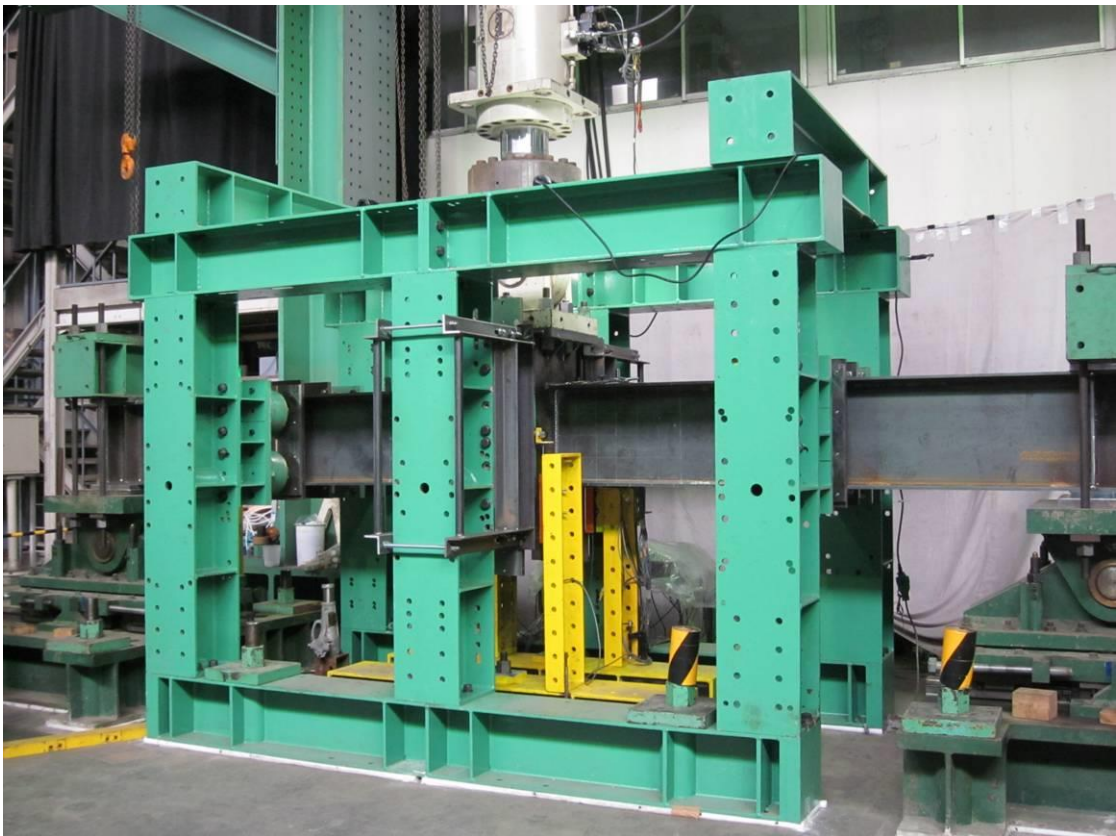


写真 2.2.1-1 荷装置全景

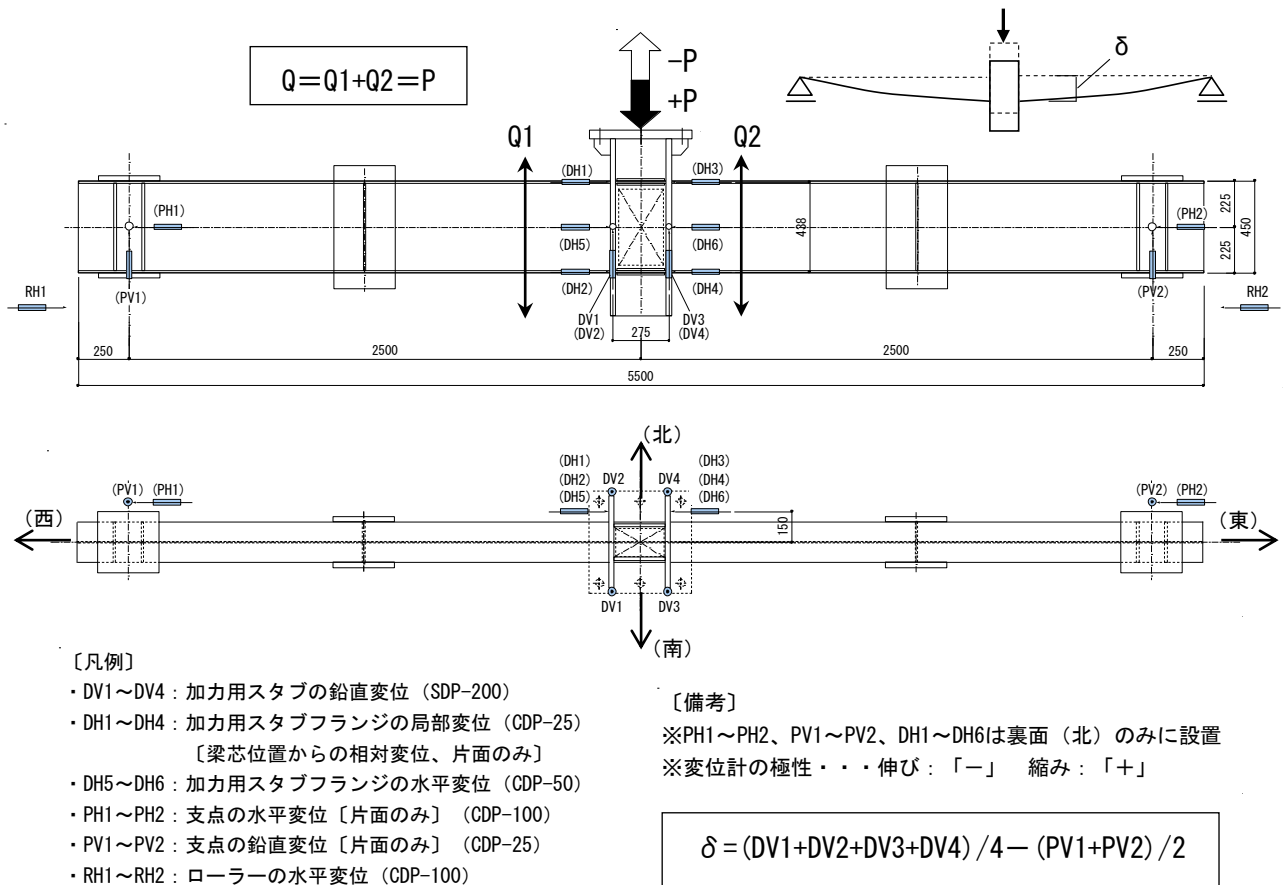


図 2.2.1-3 変位測定位置

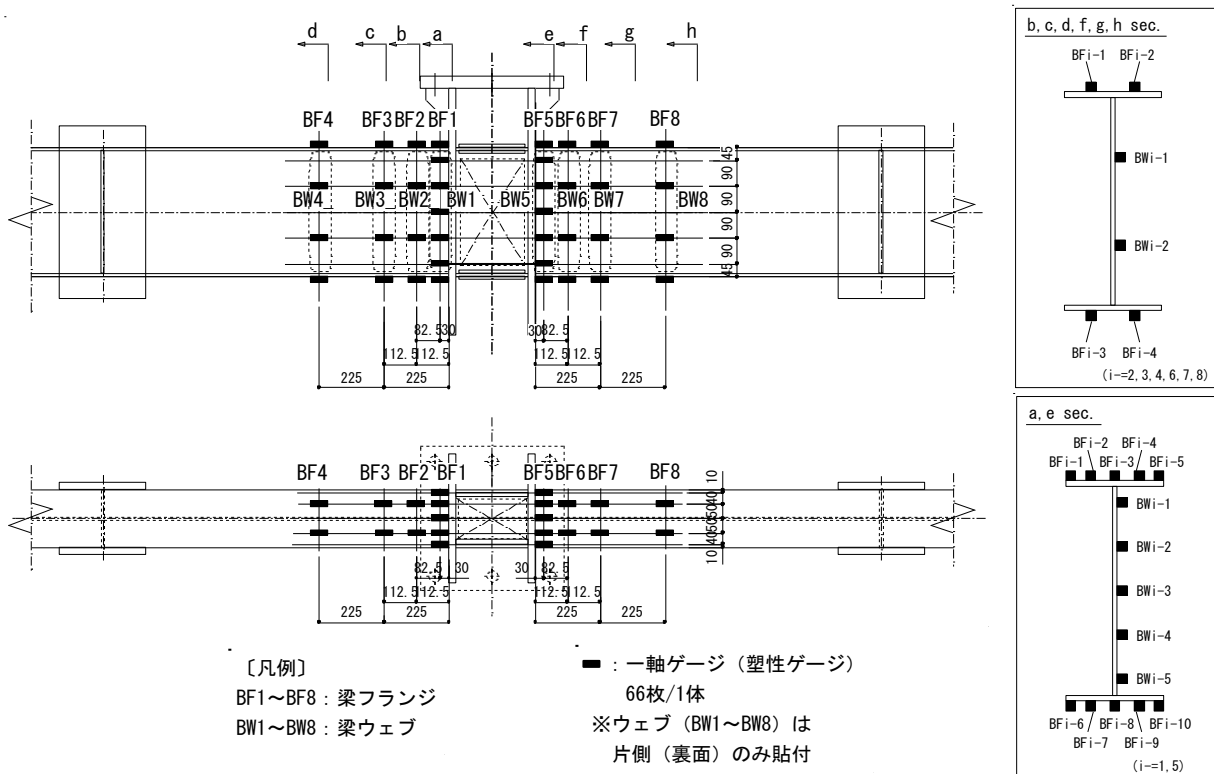


図 2.2.1-4 ひずみ測定位置

(4) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

実験結果一覧を表 2.2.1-6, 破壊状況のまとめを表 2.2.1-7, 試験体の破壊状況を写真 2.2.1-2～2.2.1-3, 加力終了後の試験体を写真 2.2.1-4～2.2.1-5 に示す。

試験体 BA-2 は, 最大耐力到達後に加力用スタブ側の梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, 以降繰返し数の増加に伴い, 局部座屈が進展した。158 サイクル目で耐力が最大耐力の 90% に低下し, その後, 梁端フランジ溶接部近傍でのき裂の発生・進展により, 梁フランジの全断面破断に至った (217 サイクル目負加力側)。

試験体 BA-2.5 は, 最大耐力の到達とほぼ同程度の繰返し数で梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, 以降繰返し数の増加とともに, 局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に, 梁端フランジ溶接部近傍でのき裂の発生・進展により, 梁フランジの全断面破断に至った (137 サイクル目正加力側)。

試験体 BA-3 は, 最大耐力の到達とほぼ同程度の繰返し数で梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, 以降繰返し数の増加に伴い, 局部座屈が進展した。局部座屈の進展に伴い, 荷重が緩やかに低下した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に, 局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し, その後き裂が進展することにより, 梁フランジの全断面破断に至った (42 サイクル目負加力側)。

試験体 BD-1.7 は, 最大耐力到達前後に梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, その後, 繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 90% に低下して以降に, 局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し, その後き裂が進展することにより, 梁フランジの全断面破断に至った (224 サイクル目正加力側)。

試験体 BD-2 は, 最大耐力到達前後に梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, その後, 繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に, 局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し, その後き裂が進展することにより, 梁フランジの全断面破断に至った (126 サイクル目負加力側)。

試験体 BD-3 は, 最大耐力到達前後に梁フランジ, 梁ウェブに局部座屈が発生し, その後, 繰返し数の増加とともに局部座屈が進展した。耐力が最大耐力の 85% に低下して以降に, 局部座屈発生域における梁フランジと梁ウェブの溶接部 (すみ肉溶接部) にき裂が発生し, その後き裂が進展することにより, 梁フランジの全断面破断に至った (31 サイクル目正加力側)。

表 2.2.1-6 実験結果一覧

試験体名	変位振幅 (mm)	剛性			耐力			繰返し数					
		実験値 eK (kN/mm)	計算値		実験値 Q_{max} (kN)	計算値		Q_{max}	$0.95Q_{max}$	$0.9Q_{max}$	$0.85Q_{max}$	破断	
			eK (kN/mm)	eK/eK		Q_p (kN)	Q_{max}/Q_p						
BA-2	$\pm 2\delta_p$ (34.8)	24.3	25.0	0.973	511	436	1.17	9	51	158	203	217	
BA-2.5	$\pm 2.5\delta_p$ (43.5)	24.9		0.998	532			1.22	4	19	24	30	137
								1.28	3	16	21	29	
BA-3	$\pm 3\delta_p$ (52.2)	23.7		0.946	555			1.27	3	6	6	8	42
								1.32	3	5	6	8	
BD-1.7	$\pm 1.7\delta_p$ (30.1)	22.7	22.6	1.002	449	402	1.12	6	66	176	216	224	
BD-2	$\pm 2\delta_p$ (35.4)	21.9		0.966	468			1.16	6	23	29	37	126
								1.22	4	20	28	33	
BD-3	$\pm 3\delta_p$ (53.1)	21.9		0.965	462			1.15	2	2	4	6	31
								1.21	1	2	4	6	

〔備考〕

- ・実験値，計算値は，上段が正側加力，下段が負側加力を示す。
- ・ δ_p ：全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値
(BA シリーズ：17.4mm，BD シリーズ：17.7mm)
- ・ eK ：初期剛性実験値（梁せん断力= $Q_p/3$ の時の割線剛性）
- ・ eK ：弾性剛性計算値
- ・ Q_{max} ：梁最大耐力実験値
- ・ Q_p ：梁全塑性耐力計算値
- ・繰返し数における灰色着色部は，梁フランジや梁ウェブの局部座屈の進展に直接起因するものでなく，梁端溶接部近傍でのき裂発生に起因するものを示す。

表 2.2.1-7 破壊状況のまとめ

試験体名	局部座屈発生の有無		き裂発生の起点	最終破壊形式
	梁フランジ	梁ウェブ		
BA-2	○	○	梁端フランジ溶接部近傍	梁フランジ全断面破断
BA-2.5	○	○	梁端フランジ溶接部近傍	梁フランジ全断面破断
BA-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-1.7	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-2	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断
BD-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ・ウェブすみ肉溶接部	梁フランジ全断面破断



局部座屈進展, 梁端溶接部き裂進展
(-158 サイクル目)



最終破壊状況(-217 サイクル目)

(a) 試験体 BA-2



局部座屈進展(+24 サイクル目)



最終破壊状況(+137 サイクル目)

(b) 試験体 BA-2.5



局部座屈進展(-7 サイクル目)



最終破壊状況(-42 サイクル目)

(c) 試験体 BA-3

写真 2.2.1-2 破壊状況[BA シリーズ]



局部座屈進展(-110 サイクル目)



最終破壊状況(+224 サイクル目)

(a) 試験体 BD-1.7



局部座屈進展(-28 サイクル目)



最終破壊状況(-126 サイクル目)

(b) 試験体 BD-2



局部座屈進展(-4 サイクル目)



最終破壊状況(+31 サイクル目)

(c) 試験体 BD-3

写真 2.2.1-3 破壊状況[BD シリーズ]



(a) 試験体 BA-2



(b) 試験体 BA-2.5



(c) 試験体 BA-3

写真 2.2.1-4 加力終了後の試験体[BAシリーズ]



(a) 試験体 BD-1.7



(b) 試験体 BD-2



(c) 試験体 BD-3

写真 2.2.1-5 加力終了後の試験体[BD シリーズ]

参考までに各試験体の実験経過を以下に列記する。

(文章中、+サイクルは正側加力、-サイクルは負側加力を示す。)

○試験体 BA-2 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±2δp]

- ・-4 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-536kN$)
- ・+9 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=511kN$)
- ・+25 サイクル：東西上フランジ局部座屈発生
- ・-25 サイクル：東西下フランジ局部座屈発生
- ・+80 サイクル：東西ウェブ座屈発生 (南に凸), 以降局部座屈進展
- ・+100 サイクル：東南下フランジ-端部溶接部き裂確認 (薄い白色)
- ・-110 サイクル：東南上フランジ-端部溶接部き裂前兆
- ・+130 サイクル：西南下フランジ-端部溶接部き裂発生 (以後進展なし)
- ・+140 サイクル：東南下フランジ-端部板厚方向き裂貫通 (長さ 9mm)
- ・+158 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-158 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-180 サイクル：東南上フランジ-板厚方向き裂貫通 (長さ 20mm)
- ・+203 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-204 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-211 サイクル：東南上フランジき裂ウェブすみ肉溶接部 (フィレット) に到達
- ・-215 サイクル：東南上フランジき裂ウェブを貫通
- ・-217 サイクル：東上フランジ全断面破断

○試験体 BA-2.5 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±2.5δp]

- ・-1 サイクル：東側ウェブ下方局部座屈発生 (南に凸)
- ・+2 サイクル：東側ウェブ上方局部座屈発生 (南に凸)
- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-557kN$)
- ・+4 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=532kN$)
- ・+10 サイクル：東西上フランジ局部座屈発生(東：下に凸, 西：上に凸)
- ・-10 サイクル：東西下フランジ局部座屈発生(東西ともに下に凸)
- ・-16 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+20 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-21 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+24 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-29 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+30 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+45 サイクル：東側下フランジにき裂発生の前兆
- ・+70 サイクル：東側下フランジにき裂発生(長さ 30mm)
- ・-80 サイクル：西側上フランジのフィレット部にき裂発生
- ・+133 サイクル：東側下フランジのき裂ウェブを貫通 (発音有)

- ・+137 サイクル：東側下フランジ全断面破断

○試験体 BA-3 [BH-450×200×9×12, 変位振幅±3δp]

- ・-1 サイクル：東側下フランジ局部座屈発生
- ・+2 サイクル：西側上フランジ局部座屈発生
- ・+3 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=555kN$)
- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-576kN$)，東側ウェブ座屈発生
- ・+4 サイクル：西側ウェブ座屈発生，以降局部座屈進展
- ・+6 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-6 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+8 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-8 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+35 サイクル：局部座屈発生域の西側上フランジ-ウェブすみ肉周方向き裂発生
- ・-40 サイクル：西側上フランジき裂フランジ板厚方向貫通
- ・-41 サイクル：西側上フランジ半分破断
- ・-42 サイクル：西側上フランジ全断面破断

○試験体 BD-1.7 [BH-450×200×6×12, 変位振幅±1.7δp]

- ・-3 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-557kN$)
- ・+6 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=532kN$)
- ・-7 サイクル：東側ウェブ下方局部座屈発生 (南に凸)
- ・+20 サイクル：東側上フランジ局部座屈発生(下に凸)
- ・-25 サイクル：東側下フランジ局部座屈発生(下に凸)
- ・-53 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+66 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-110 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-169 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+170 サイクル：東側下フランジフィレット部にき裂発生(10mm)
- ・+176 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-200 サイクル：東側上フランジフィレット部にき裂発生(10mm)
- ・+205 サイクル：東側下フランジフィレット部にき裂貫通
- ・+210 サイクル：き裂東側下フランジとウェブの板厚方向に貫通
- ・+216 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+224 サイクル：東側下フランジ全断面破断 ($\delta=25.6mm$)

○試験体 BD-2 [BH-450×200×6×12, 変位振幅±2δp]

- ・-4 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-491kN$)
- ・+5 サイクル：ウェブ上方局部座屈発生
- ・-5 サイクル：ウェブ下方局部座屈発生

- ・+6 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=468kN$)
- ・-6 サイクル：東南下フランジ局部座屈発生
- ・-7 サイクル：西南下フランジ局部座屈発生
- ・+8 サイクル：東南・西南上フランジ局部座屈発生
- ・-20 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+23 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-28 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+29 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-33 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+37 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-70 サイクル：西南上フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂発生
- ・-104 サイクル：西南上フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂反対側（北側）に貫通
- ・-112 サイクル：西南上フランジき裂ウェブに到達
- ・-118 サイクル：西南上フランジき裂ウェブを貫通
- ・-126 サイクル：西上フランジ全断面破断

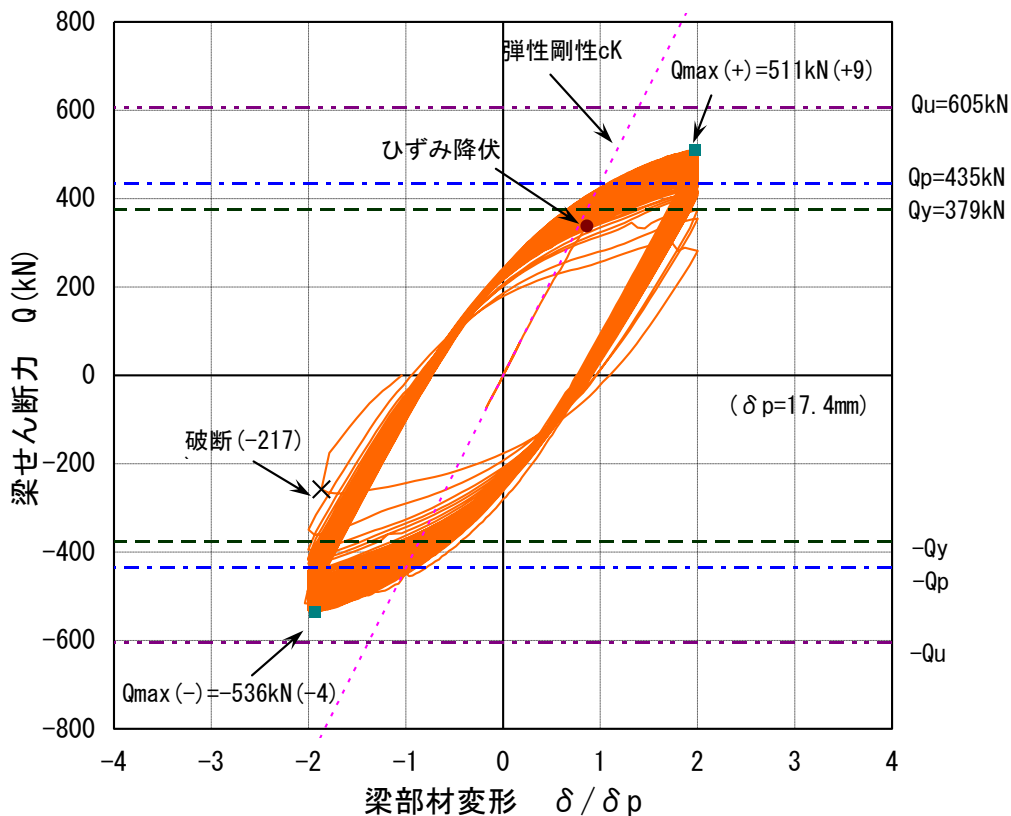
○試験体 BD-3 [BH-450×200×6×12, 変位振幅 $\pm 3\delta_p$]

- ・+1 サイクル：上フランジ・ウェブ局部座屈発生
- ・-1 サイクル：上フランジ・ウェブ局部座屈発生
- ・-1 サイクル：負側最大耐力到達 ($Q_{max(-)}=-487kN$)
- ・+2 サイクル：正側最大耐力到達 ($Q_{max(+)}=462kN$)
- ・+2 サイクル：正側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・-2 サイクル：負側荷重が最大耐力より 5%低下
- ・+4 サイクル：正側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・-4 サイクル：負側荷重が最大耐力より 10%低下
- ・+6 サイクル：正側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・-6 サイクル：負側荷重が最大耐力より 15%低下
- ・+20 サイクル：東側下フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂発生
- ・+21 サイクル：東側下フランジ・ウェブとのすみ肉溶接部（フィレット）き裂反対側（北側）に貫通
- ・+31 サイクル：東側下フランジ全断面破断

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重－変形特性を図 2.2.1-5～2.2.1-10 に示す。図の縦軸は、加力用スタブ両側の梁部材が負担するせん断力の合計 Q であり、アクチュエータのロードセルにより検出された荷重 P に等しい。また、図の横軸は、梁部材変形 δ を梁の全塑性耐力時変形 δ_p (=梁端部の全塑性曲げモーメントを弾性剛性の計算値で除して得られる値) で除した値 δ/δ_p を示す。同図には、梁端部フランジに貼り付けたひずみゲージが降伏ひずみに達した時点と最大耐力に到達した時点をプロットで示している。また、弾性剛性および梁部材耐力（降伏耐力、全塑性耐力、終局耐力）の計算値についても併記している。

いずれの試験体も加力初期においては紡錘型の履歴特性を描き、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク変位時の荷重が緩やかに低下した。また、局部座屈発生域における梁フランジ・梁ウェブ溶接部や梁端フランジ溶接部近傍にき裂が発生する段階に至ると、一部の試験体の荷重－変形関係にピンチングの挙動が見られた。



〔備考〕

- Q : 加力用スタブの両側の梁が負担するせん断力の合計 (図 2.2.1-3 参照)
- δ : 梁部材変形 (図 2.2.1-3 参照)
- δ_p : 全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値
(BA シリーズ : 17.4mm, BD シリーズ : 17.7mm)
- cK : 弾性剛性計算値
- Q_{max} : 梁最大耐力実験値
- Q_y : 梁降伏耐力計算値
- Q_p : 梁全塑性耐力計算値
- Q_u : 梁終局耐力計算値

図 2.2.1-5 荷重-変形関係 [試験体 BA-2]

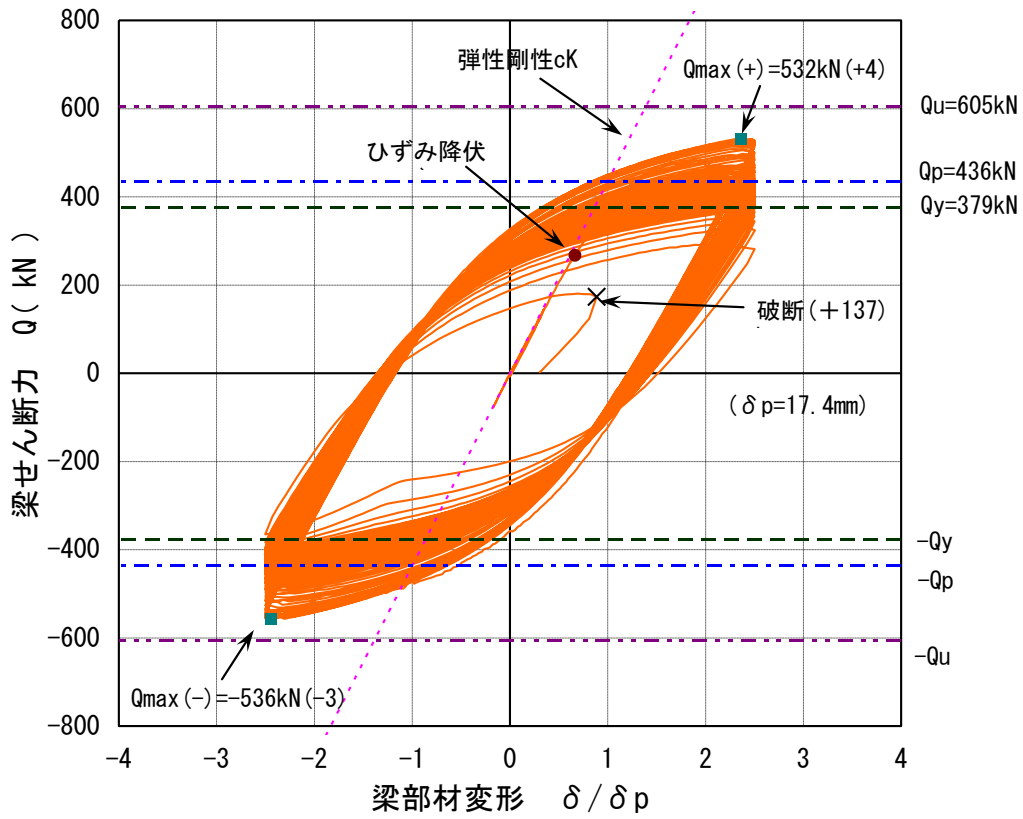


図 2.2.1-6 荷重-変形関係〔試験体 BA-2.5〕

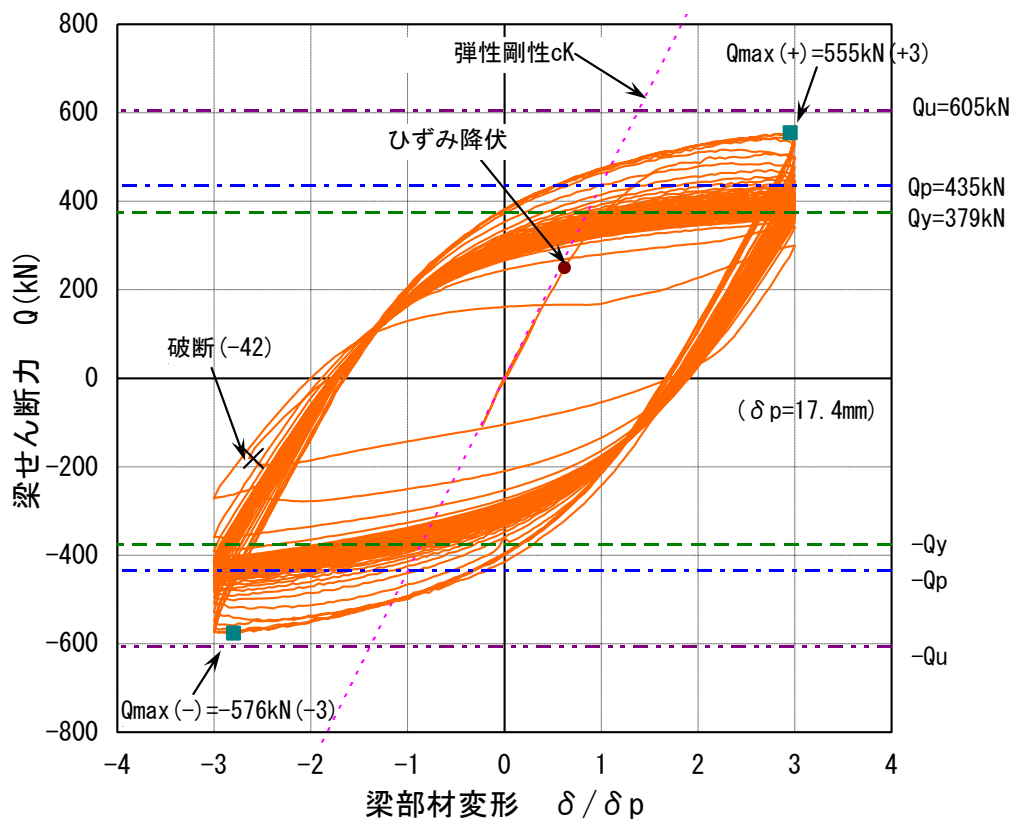
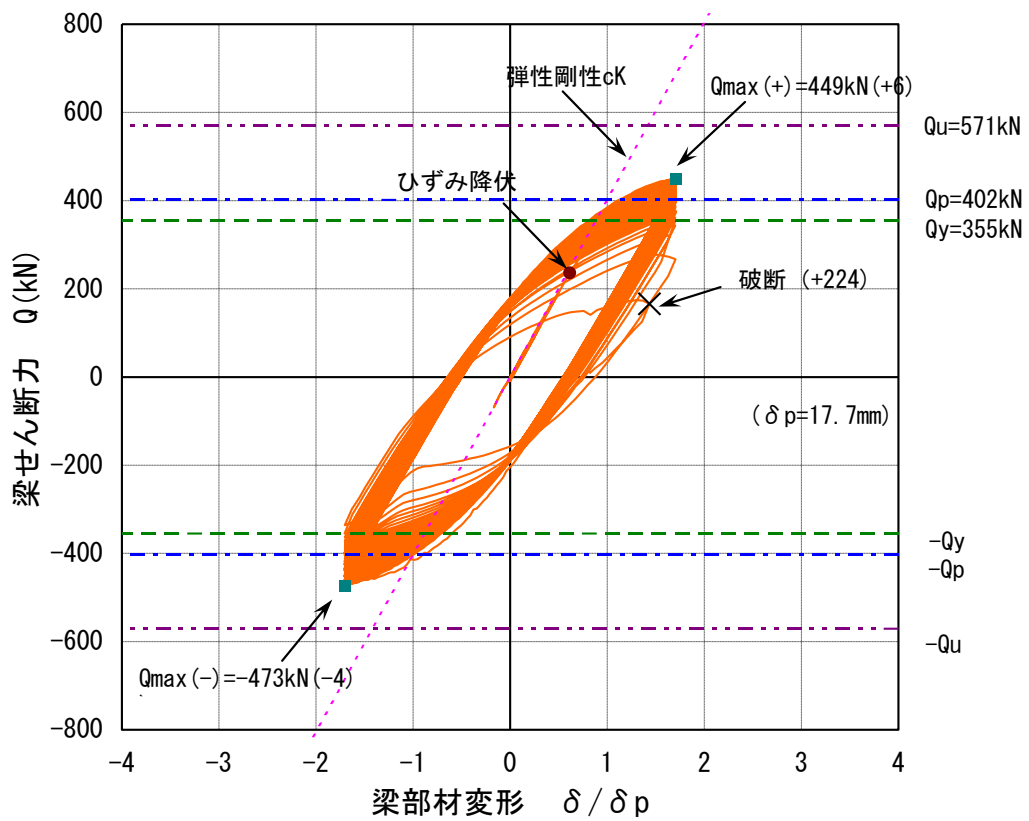


図 2.2.1-7 荷重-変形関係〔試験体 BA-3〕



〔備考〕

- Q : 加力用スタブの両側の梁が負担するせん断力の合計 (図 2.2.1-3 参照)
- δ : 梁部材変形 (図 2.2.1-3 参照)
- δ_p : 全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値
(BA シリーズ : 17.4mm, BD シリーズ : 17.7mm)
- c_K : 弾性剛性計算値
- Q_{max} : 梁最大耐力実験値
- Q_y : 梁降伏耐力計算値
- Q_p : 梁全塑性耐力計算値
- Q_u : 梁終局耐力計算値

図 2.2.1-8 荷重-変形関係〔試験体 BD-1.7〕

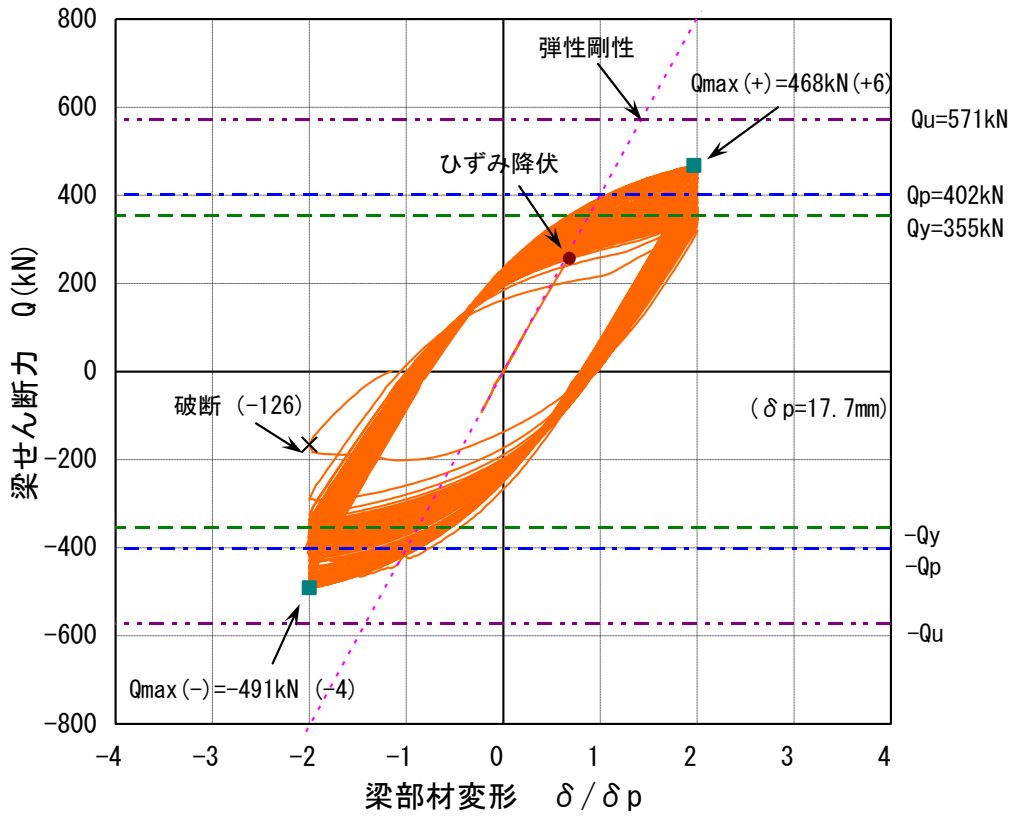


図 2.2.1-9 荷重-変形関係〔試験体 BD-2〕

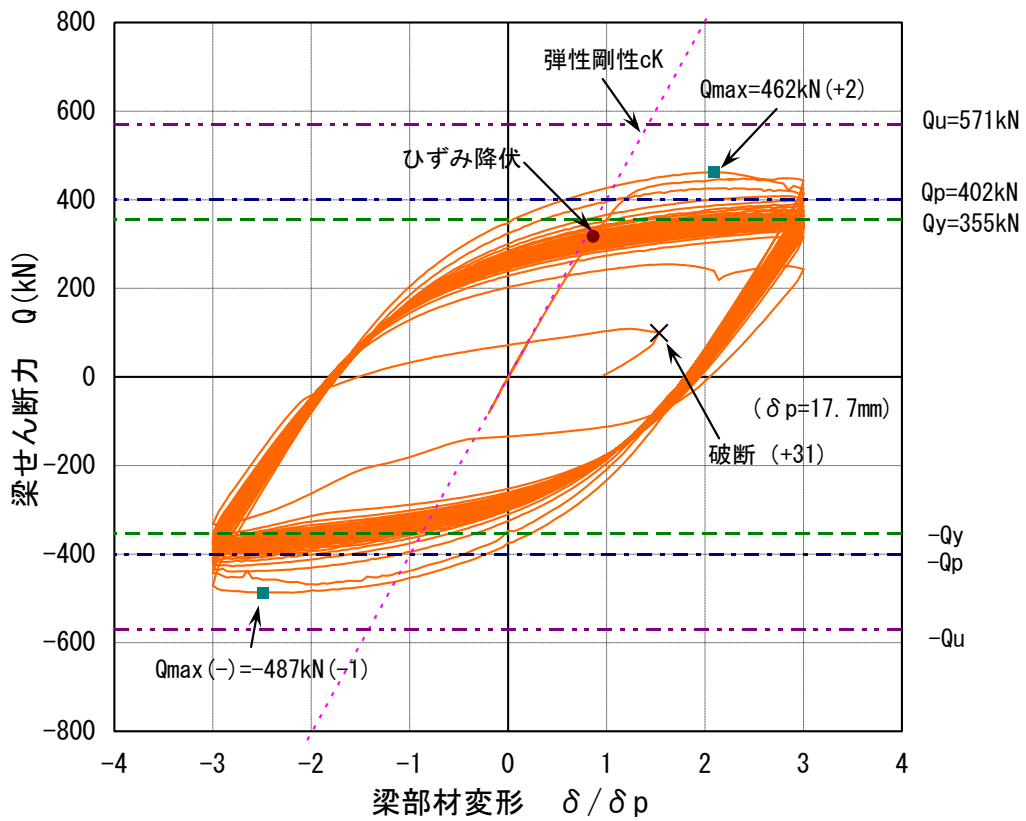


図 2.2.1-10 荷重-変形関係〔試験体 BD-3〕

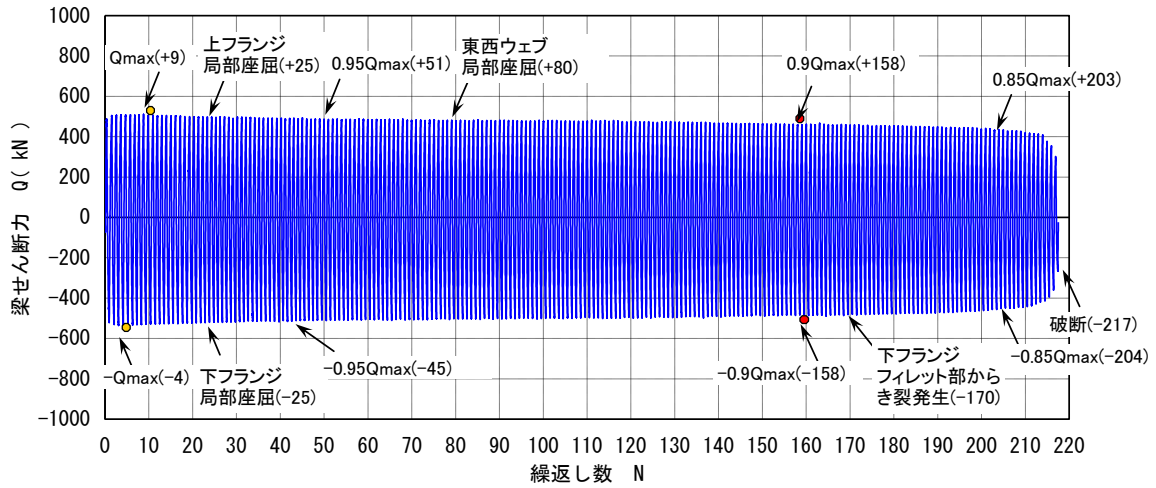
3) 多数回繰返し特性

各試験体に関して、梁せん断力 Q と繰返し数 N との関係の推移を図 2.2.1-11~2.2.1-12 に示す。同図には、最大耐力時および 95%、90%、85% 耐力時や座屈、き裂等の諸現象が発生した時の繰返し数を併記している。また、最大耐力時および 90% 耐力時については、それぞれ黄色、赤色の丸印で示している。

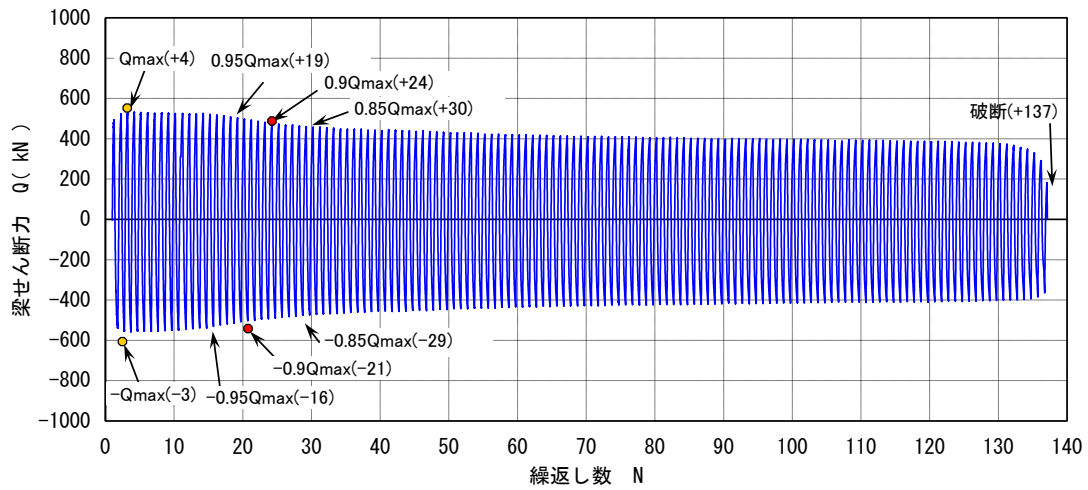
部材断面 BH-450×200×9×12 [BA シリーズ] の場合、 $\pm 2.5\delta p$ 、 $\pm 3\delta p$ の比較的大きな変位振幅（試験体 BA-2.5、BA-3）では、90% 耐力低下以降も局部座屈の進展により荷重が緩やかに低下し、最終的に梁フランジ破断が発生するまでに、90% 耐力低下以前よりも多くの繰返し数を要した。一方、 $\pm 2\delta p$ の比較的小さな振幅（試験体 BA-2）では、90% 耐力以降も局部座屈の進展が遅いため、局部座屈による耐力低下が生じにくく、結果として、梁端部フランジ溶接部近傍からのき裂の進展に伴い、90% 耐力低下以前よりも少ない繰返し数で破断に至った。

塑性率 ($\delta/\delta p$) 表現による変位振幅と耐力低下時（85% 耐力、90% 耐力、95% 耐力）、最終破断時の繰返し数との関係を図 2.2.1-13 に示す。同図の縦軸、横軸ともに対数表示としている。85% 耐力時や最終破断時においては、梁フランジや梁ウェブの局部座屈に伴う耐力低下の影響と梁端フランジ部でのき裂進展による耐力低下の影響が混在しているため、変位振幅（塑性率）－繰返し数関係に若干乱れが生じている。一方、90% 耐力までの段階では、概ね梁フランジや梁ウェブの局部座屈により耐力低下が生じているため、変位振幅（塑性率）－繰返し数関係に良好な相関性が認められる。BA シリーズ、BD シリーズの各々に関して、90% 耐力時における変位振幅（塑性率） $\delta/\delta p$ と繰返し数 N との関係に回帰分析を適用した結果を以下に示す。（図 2.2.1-13 に点線で併記）

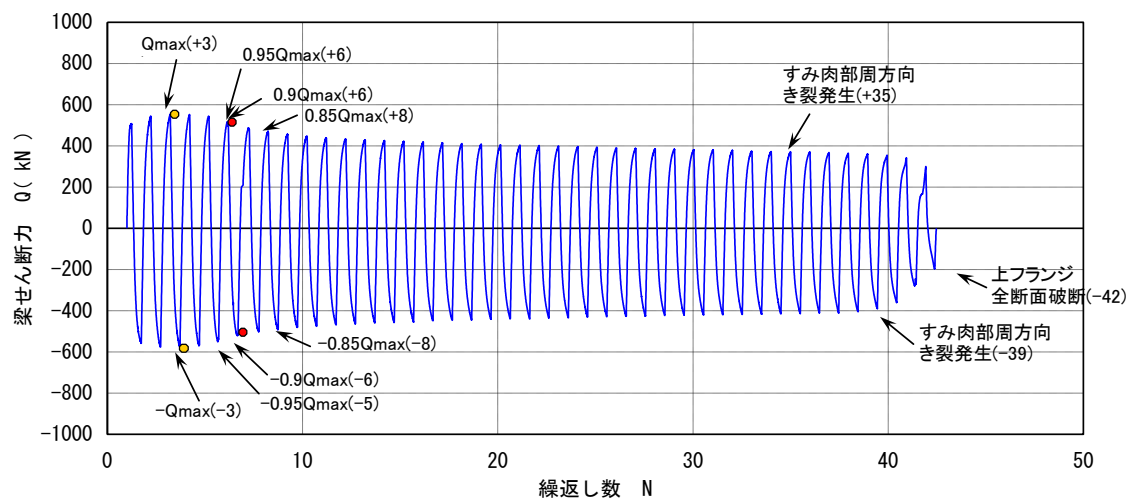
- ・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）
 $(\delta/\delta p) \cdot N^{0.123} = 3.72$ [相関係数 -0.999]
- ・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）
 $(\delta/\delta p) \cdot N^{0.161} = 3.65$ [相関係数 -0.983]



(a) 試験体 BA-2

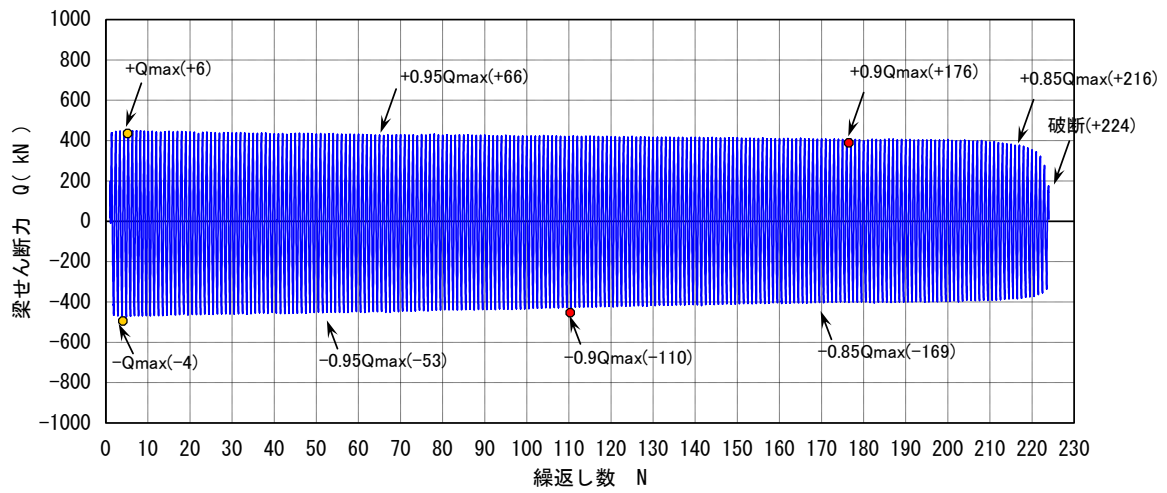


(b) 試験体 BA-2.5

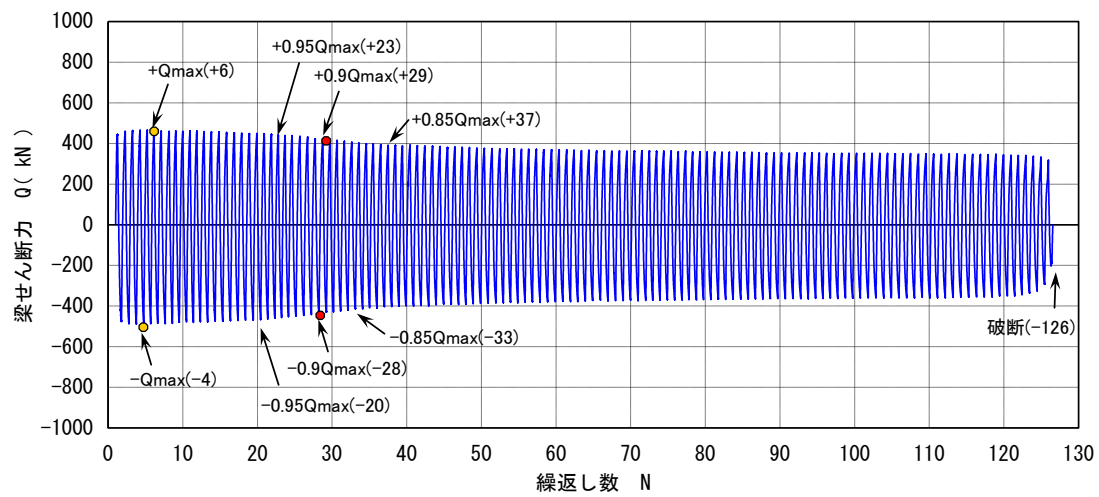


(c) 試験体 BA-3

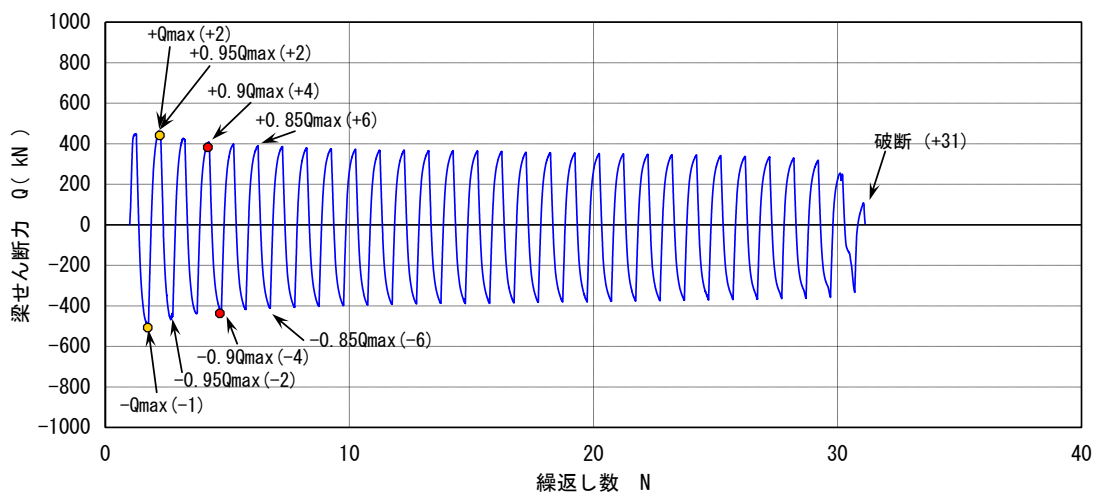
図 2.2.1-11 梁せん断力—繰返し数関係[BA シリーズ]



(a) 試験体 BD-1.7

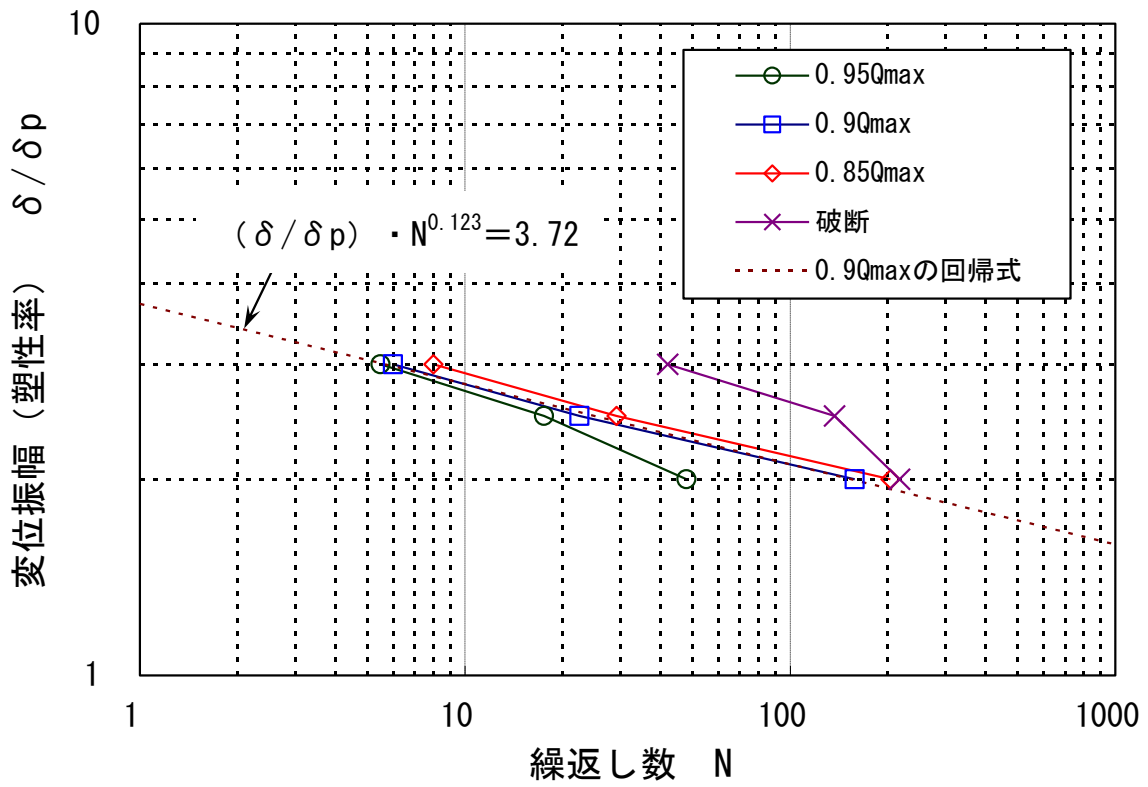


(b) 試験体 BD-2

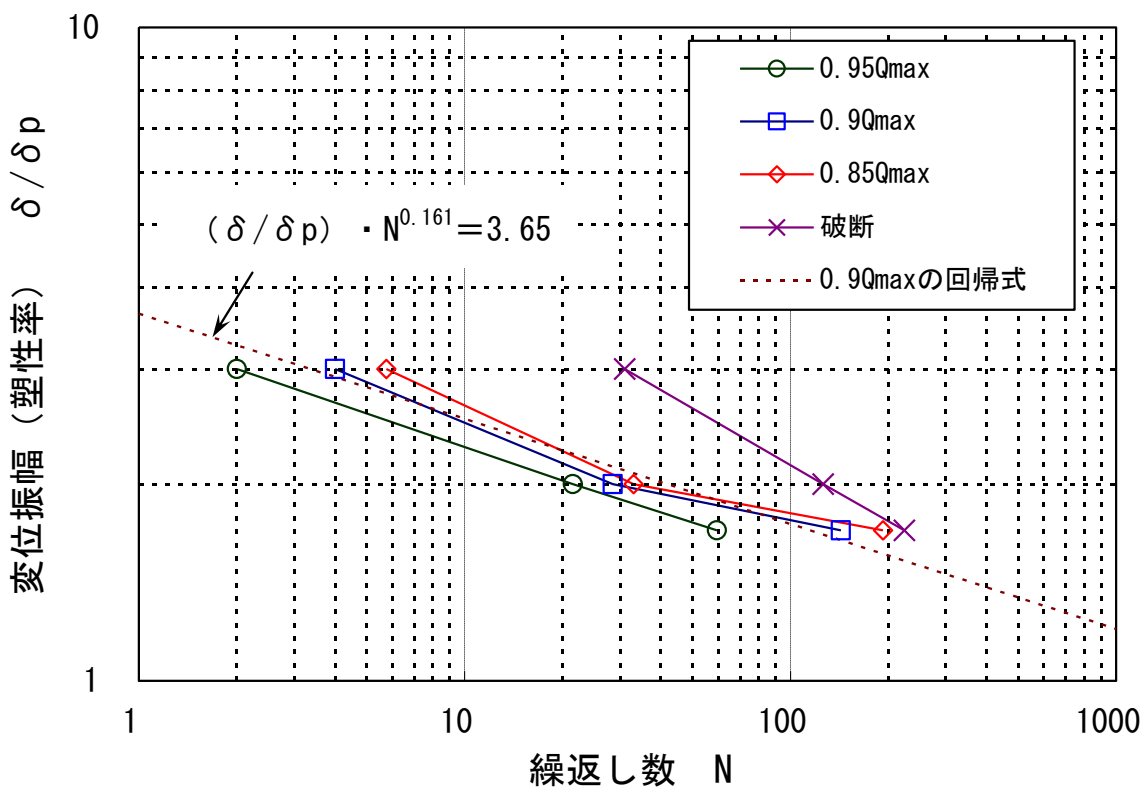


(c) 試験体 BD-3

図 2.2.1-12 梁せん断力-繰返し数関係[BD シリーズ]



(a) BH-450 × 200 × 9 × 12 [BA シリーズ]



(b) BH-450 × 200 × 6 × 12 [BD シリーズ]

図 2.2.1-13 変位振幅(塑性率)－繰返し数 関係

4) その他特記すべき特性

試験体の耐力が最大耐力の95%、90%、80%に低下した時点において梁フランジ、ウェブに発生している局部座屈波の高さを測定した結果を表2.2.1-8～2.2.1-9に示す。耐力の低下とともに局部座屈波高さが増加する傾向が確認できる。

表 2.2.1-8 局部座屈波の高さ〔BAシリーズ〕

試験体名	計測箇所		0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	
BA-2	正	サイクル	+51	+158	+203	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	1.5	8.5	11
			西ウェブ上側	0	4	4
			東上フランジ	1.5	8	10
			東ウェブ上側	0	4	4
	負	サイクル	-45	-158	-204	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	1.5	13	14
			西ウェブ下側	0	8	8
東下フランジ	1.5	5	5			
東ウェブ下側	0	2	2			
BA-2.5	正	サイクル	+19	+24	+34	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	13	22.5	28
			西ウェブ上側	12	10	22
			東上フランジ	1	2	5
			東ウェブ上側	1	4	6
	負	サイクル	-16	-21	-30	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	5.5	6	11
			西ウェブ下側	5	5	9
東下フランジ	16	26	33			
東ウェブ下側	16	16	23			
BA-3	正	サイクル	+6	+6	+8	
		局部座屈波高さ(mm)	西上フランジ	20	20	34
			西ウェブ上側	4	4	4
			東上フランジ	1.5	1.5	1.5
			東ウェブ上側	1	1	1
	負	サイクル	-5	-6	-8	
		局部座屈波高さ(mm)	西下フランジ	1.5	1.5	1.7
			西ウェブ下側	1	1	1
東下フランジ	17	23	32			
東ウェブ下側	10	13	22			

※計測箇所の説明図

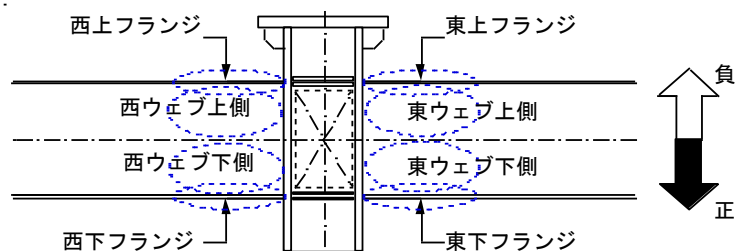
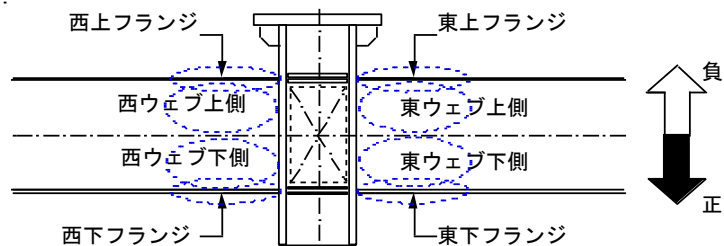


表 2.2.1-9 局部座屈波の高さ [BDシリーズ]

試験体名	計測箇所		0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	
BD-1.7	正	サイクル	+66	+176	+216	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	2.5	8	10
			西ウェブ上側	2	3.5	9
			東上フランジ	1.5	2	2
	東ウェブ上側		1.5	2	2	
	負	サイクル	-53	-110	-169	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	3	11.5	19.5
			西ウェブ下側	5	11	18
東下フランジ			2	2.5	3	
東ウェブ下側	2		2.5	2.5		
BD-2	正	サイクル	+23	+29	+37	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	11	18	25
			西ウェブ上側	12	15	23
			東上フランジ	5	5	5
	東ウェブ上側		5	5	5	
	負	サイクル	-20	-28	-33	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	6	15	22
			西ウェブ下側	8	15	22
東下フランジ			8	15	15	
東ウェブ下側	8		13	13		
BD-3	正	サイクル	+2	+4	+6	
		局部座屈波 高さ(mm)	西上フランジ	23	43	49
			西ウェブ上側	22	30	35
			東上フランジ	3	3	3
	東ウェブ上側		2.5	7	7	
	負	サイクル	-2	-4	-6	
		局部座屈波 高さ(mm)	西下フランジ	9	9	10
			西ウェブ下側	15	15	15
東下フランジ			29	48	53	
東ウェブ下側	15		32	33		

※計測箇所の説明図



(5) 結論ならびに今後の課題

梁部材が長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、定振幅繰返し変位による載荷実験を実施した。なお、ここでは、主に局部座屈で変形性能が決定されるような幅厚比を有する H 形断面梁部材（BA シリーズ：BH-450×200×9×12，BD シリーズ：BH-450×200×6×12，鋼種は SM490A）を対象とし、断面 BH-450×200×9×12 では塑性率 δ/δ_p で 2.5，2.0，3.0，断面 BH-450×200×6×12 では塑性率 δ/δ_p で 1.7，2.0，2.5 の変位振幅を与えた。

実験結果より、得られた結論を以下に示す。

- 1) いずれの試験体についても、最大耐力の 90% に耐力が低下した時点（90% 耐力時）の繰返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生・進展が耐力低下の主な要因となった。
- 2) 主な最終破壊形式は、局部座屈発生域での梁フランジと梁ウェブの溶接部（すみ肉溶接部）からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、BA シリーズで変位振幅が塑性率 2.0，2.5 の場合（試験体 BA-2，BA-2.5）の最終破壊形式は、梁端溶接部近傍からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 3) 今回の試験体に関して、最大耐力の 90% に低下した時点（90% 耐力時）の変位振幅（塑性率） δ/δ_p と繰返し数 N との関係は相関性が高く、以下の回帰式で表現できる。

・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.123} = 3.72$$

・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.161} = 3.65$$

また、今後の課題を以下に列記する。

- 1) 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握
- 2) シアスパン比が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 3) 変動振幅繰返し変位履歴下における梁部材の保有性能の把握
- 4) 床スラブの存在が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 5) 梁フランジ，梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でき裂進展が同時に発生する場合の保有性能の評価方法の確立
- 6) 今回の試験体と異なる幅厚比を有する梁部材の保有性能の把握

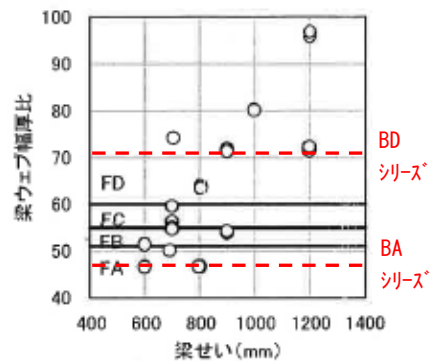
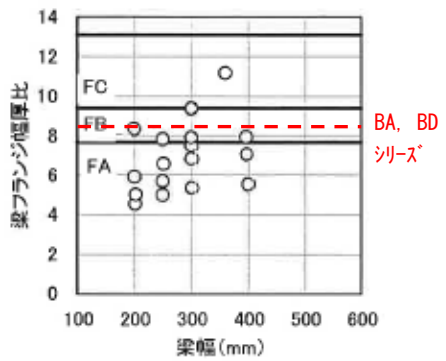
<参考文献>

2.2.1-1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010

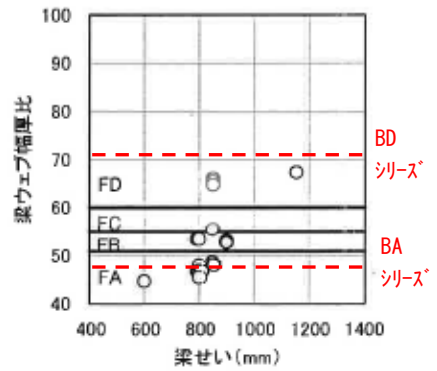
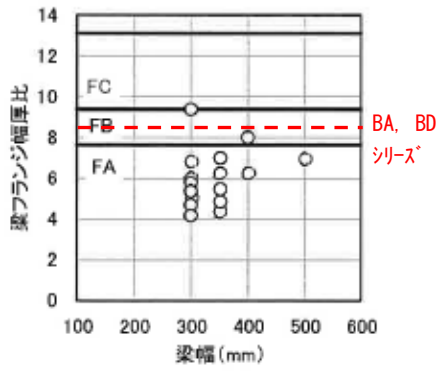
2.2.1-2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010

2.2.1-3) 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，2003

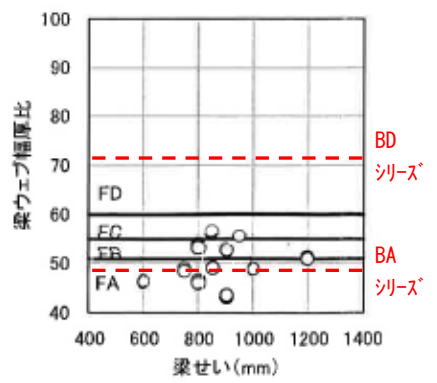
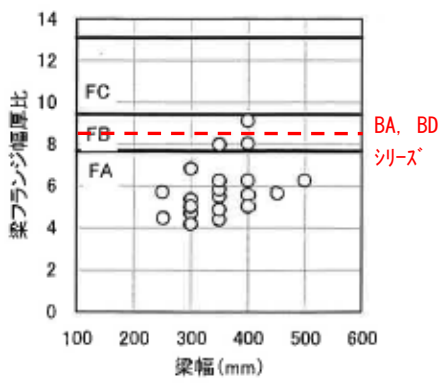
年代: ~1985年



年代: 1986~1995年



年代: 1996年~



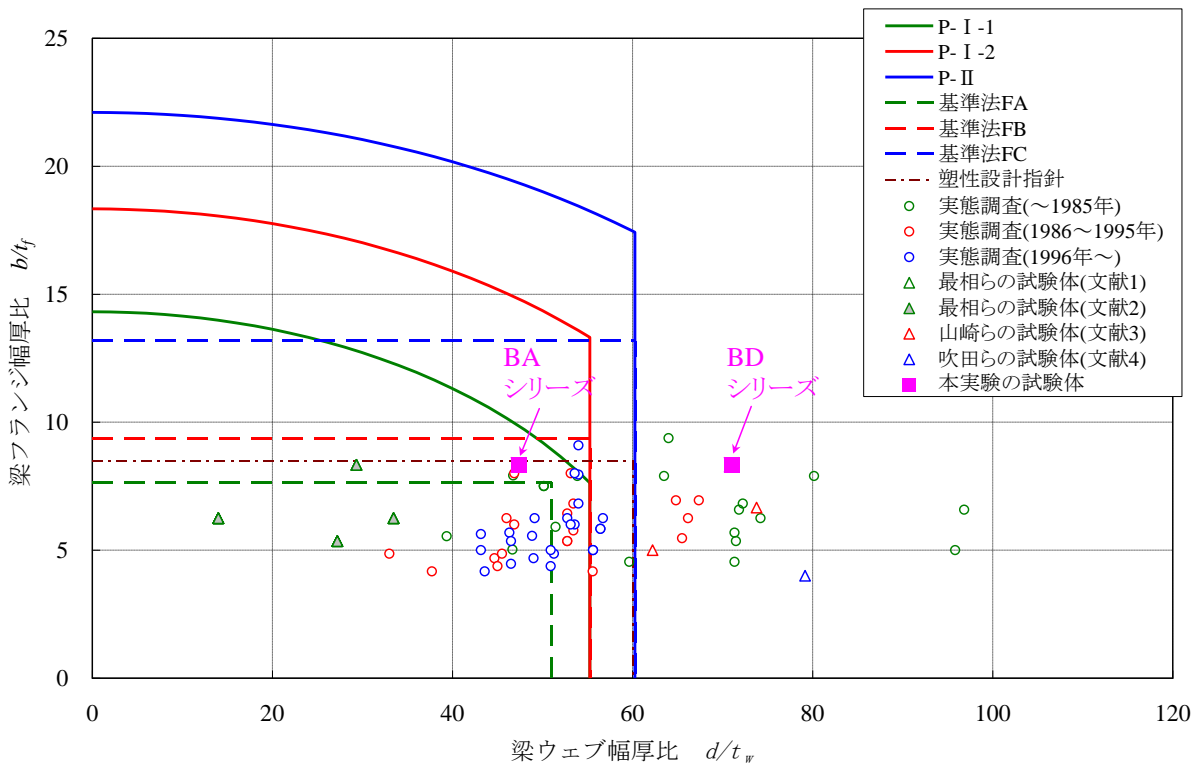
付図 2.2.1-1 既存超高層建物の実態調査結果(H形鋼梁)

付表 2.2.1-1 幅厚比制限値

鋼種：SM490, SN490

	基準法 幅厚比ランク ¹⁾			鋼構造 設計規準 ²⁾	鋼構造 塑性設計指針 ³⁾ 〔塑性ヒンジ部〕
	FA	FB	FC		
梁フランジ (b/t_f)	7.7	9.4	13.2	13.3	8.5
梁ウェブ (d/t_w)	51.0	55.3	60.4	60.3	60

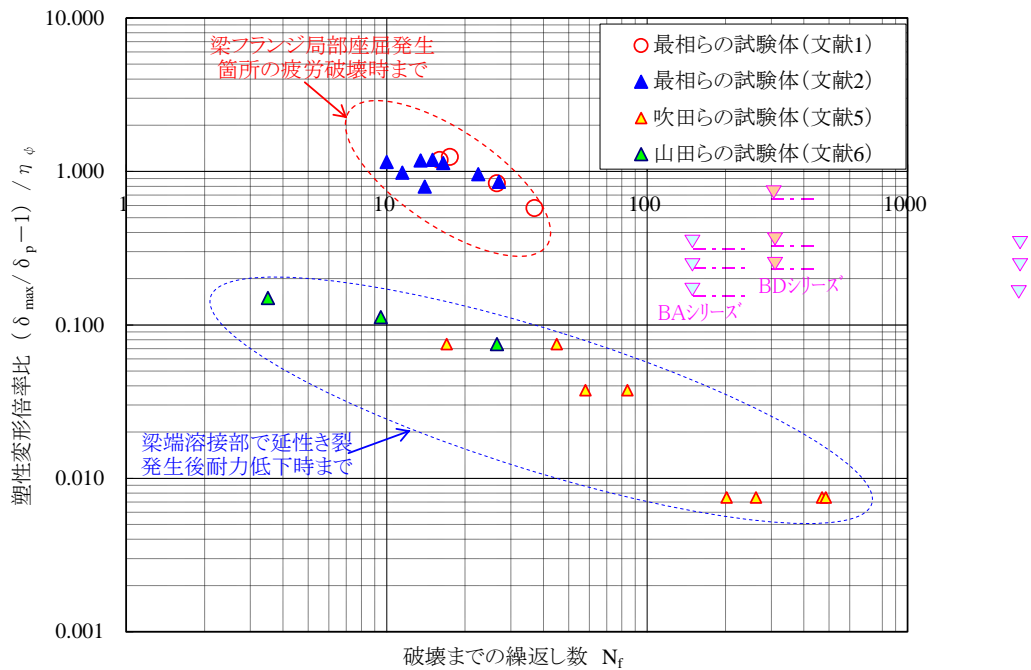
- 1) 日本建築センター：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 2) 日本建築学会：鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一，2005
- 3) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，2010



〔備考〕

- ・鋼材：SN490 または SM490 (ただし，文献 1) ,2) のみ SS400 を使用)
- ・文献 1) ～4) については，局部座屈で変形能力が決定したと思われる試験体を抽出

付図 2.2.1-2 H形鋼梁の幅厚比



付図 2.2.1-3 破壊までの繰返し数 (N_f) と塑性変形倍率比 ($(\delta_{max}/\delta_p - 1)/\eta_\phi$) との関係
 ※定振幅繰返し変位による載荷実験を扱った既往文献を対象とする。

[備考]

○ $\delta_{max}/\delta_p - 1$: 実験時の塑性変形倍率

ここで、 δ_{max} : 最大変形、 δ_p : 全塑性耐力時変形

○ η_ϕ : は文献 7) の(6)式により算出した局部座屈で決定される単調載荷時の塑性変形倍率

$$\eta_\phi = \left(\frac{s-1}{2s^2} \right) \left[\frac{E}{E_{st}} (s-1)(1+2s) + 3 \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \right) (s+1) \right] \quad \dots (6)$$

$$1/s = 0.4896/\alpha_f + 0.0460/\alpha_w + 0.7606 \quad (400N \text{ 級鋼})$$

$$= 0.2868/\alpha_f + 0.0588/\alpha_w + 0.7730 \quad (490N \text{ 級鋼})$$

$$\alpha_f = (E/\sigma_{fy}) \cdot (t_f/b)^2$$

$$\alpha_w = (E/\sigma_{yw}) \cdot (t_w/d_e)^2$$

ただし、 $d_e = d/2$

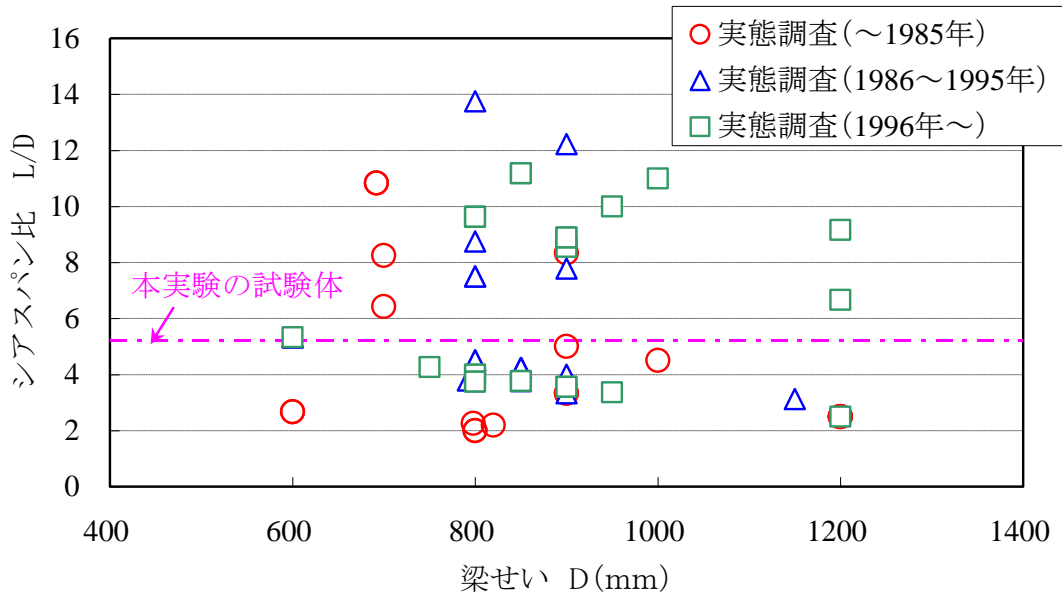
$$E/E_{st} = 50 \text{ (400N 級鋼)}, \quad 61 \text{ (490N 級鋼)}$$

$$\varepsilon_p/\varepsilon_y = 12.41 \text{ (400N 級鋼)}, \quad 10.91 \text{ (490N 級鋼)}$$

ここで、 s : 応力上昇率、 σ_{fy} : フランジの降伏点、 σ_{wy} : ウェブの降伏点、 E : ヤング係数、 E_{st} : 歪硬化剛性、 ε_y : 降伏ひずみ、 ε_p : 降伏棚域のひずみ、 b : フランジの半幅、 d : ウェブのせい、 t_f : フランジ厚さ、 t_w : ウェブ厚さ

なお、文献 5)、6) では、スチフナの設置により局部座屈の発生を抑制しているため、 $1/s = \sigma_{fy}/\sigma_{fu}$ を (6) 式に使用した。(σ_{fu} : フランジの引張強さ)

○ 本実験の試験体に関する η_ϕ の計算値は、 $\eta_\phi = 6.44$ (BA シリーズ)、 3.04 (BD シリーズ) である。



付図 2.2.1-4 梁せいとシラスパン比の関係

〔付録の参考文献〕

- 1) 最相元雄，後藤勝彦，早道大介，高井良彰秀，金子尚子：H形鋼梁の極低サイクル疲労破壊，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第13巻，pp.283-290，2005
- 2) 最相元雄，東浩一，中島隆文，藤木宗弘：強い繰返し荷重を受けるH形鋼片持梁の極低サイクル疲労破壊形状，鋼構造年次論文報告集，第16巻，pp.13-20，2008
- 3) 山崎真司，見波進：繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文集 第75巻 第652号，pp.1149-1157，2010.6
- 4) 山田祥平，北村有希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証，日本建築学会構造系論文集 第73巻 第623号，pp.119-126，2008.1
- 5) 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
- 6) 山田哲，角野大介，焦瑜，島田侑子，吉敷祥一：繰返し荷重を受ける梁部材のエネルギー吸収能力（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.567-570，2008
- 7) 加藤勉，中尾雅躬：局部座屈に支配されるH形断面鋼部材の耐力と変形能力，日本建築学会構造系論文集 第458号，pp.127-136，1994

2.2.2 梁部材の多数回繰り返し载荷実験(H23 実施分)

(1) 背景・目的

本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である梁部材が長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とする。特にここでは、主に局部座屈で変形能力が決定すると予想される幅厚比を有する H 形断面鉄骨梁部材を対象にして、多数回繰返し変位履歴下における耐力低下および破断までの繰返し回数に着目する。

H22 年度に実施した既存の超高層鉄骨造建築物の実態調査（2.1 節）により、以下のことが明らかにされている^{2.2.2-1)}。

- ・ H 形断面梁のフランジの幅厚比は FA ランク^{2.2.2-2)}が多く、FB ランクも若干存在する。
- ・ H 形断面梁のウェブの幅厚比は、1996 年以降および 1986～1995 年の建物で FA ランク、FB ランクに属するものが多いが、1985 年以前の建物では、FD ランクも多く存在する。

一方、既往研究の調査を行った結果、局部座屈で変形性能が限づけられる幅厚比の H 形梁部材を対象とし、長周期地震動で想定される多数回繰り返し変位による载荷実験を行った研究例は非常に少ないことがわかった。

以上の状況を踏まえて H22 年度には、フランジの幅厚比が FB ランクでウェブの幅厚比が FA ランクおよび FD ランクの H 形梁部材を対象にして、定変位振幅繰返し载荷実験により、多数回繰り返し変位を受ける梁部材の保有性能を把握した。

H23 年度は、新たにフランジの幅厚比が FA ランク、ウェブの幅厚比が FD ランクの H 形梁部材を対象にした定変位振幅繰返し载荷実験を実施し、多数回繰り返し変位を受ける梁部材の保有性能に関する実験資料の拡充を図る。

また、変動変位振幅による繰返し载荷実験を実施し、マイナー則を用いた累積損傷評価の適用性について検討する。さらに、床スラブの取り付け鉄骨梁部材を対象とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施し、床スラブの存在が多数回繰り返し変位を受ける梁の保有性能に与える影響について考察する。

(2) 試験体

1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.2.2-1, 試験体形状・寸法を図 2.2.2-2 に示す。試験対象は H 形断面梁部材であり, 縮尺は実建物で使用される梁部材と同程度とした。試験体形状は, 柱部材の中央に梁部材を接合した T 字形であり, 梁の部材断面は BH-600×200×9×16 (鋼種 SM490A), 柱の部材断面は □-500×500×22 (鋼種 BCR295) である。

梁の幅厚比は, フランジ 6.3 (FA ランク), ウェブ 63.1 (FD ランク) である [以下, AD シリーズ]。H22 年度に実施したフランジ FB ランク, ウェブ FA ランクの試験体 [以下, BA シリーズ], フランジ FB ランク, ウェブ FD ランクの試験体 [以下, BD シリーズ] と併せて, H 形断面梁のフランジとウェブの幅厚比の関係を図 2.2.2-1 に示す。図中には, H22 年度に実施した既存の超高層鉄骨造建築物に関する実態調査結果と, 他機関で実施された既往の多数回繰返し載荷実験の試験体の幅厚比を重ねて示す。また, 図中には参考として, 文献 2.2.2-3) に基づいて算定される「局部座屈で決定される単調載荷時の塑性変形倍率 (η_{ϕ})」を併記した。図 2.2.2-1 より, 今年度 (H23 年度) の AD シリーズの多数回繰返し変位に対する保有性能は, H22 年度に実施した BA シリーズと BD シリーズの間に位置すると予想される。

試験体数は 6 体であり, 純鉄骨梁試験体を 5 体, 床スラブ付き試験体を 1 体とした。試験体は梁貫通形式とし, 梁フランジとダイアフラムを一体として製作し, 梁フランジとダイアフラムの交差部には R 加工 (R=10mm) を施した。また, 柱鋼管壁の面外変形を抑制するために, 柱梁接合部パネル内部を十字形にスチフナで補強した。

柱面から梁加力点位置まで梁スパンは 3000mm とした。従って, 梁のシアスパン比は, 5.0 (= 3000mm/600mm) である。

床スラブ付き試験体のスラブ厚は 150mm とし, 配筋は縦横 D13@200 ダブルとした。スタッドについては, コンクリートの圧縮強度を 21N/mm² と仮定し, 文献 2.2.2-4) の完全合成梁の条件を満たすのに必要な本数 (2-φ16@150) を打設した。スラブ幅については, 文献 2.2.2-4) に基づき算定される有効幅 (=1500mm) を満足するように設定し, 1600mm とした。

今年度 (H23 年度) の実験における実験変数は以下とした。

①一定振幅載荷における変位振幅のレベル

変位振幅については, 基準変位を δ_p (= Q_p/K_e , K_e : 鉄骨梁の弾性剛性の計算値, Q_p : 梁の全塑性モーメント時のせん断力の計算値) として, $\pm 2\delta_p$, $\pm 2.5\delta_p$, $\pm 3\delta_p$ の 3 水準を設定し (それぞれ, 試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3 に対応), 変位振幅の違いによる保有性能の比較を行う。

②変動振幅載荷

$\pm 2 \sim 3\delta_p$ の変動振幅載荷 (試験体 AD-R1), および $\pm 2 \sim 2.5\delta_p$ の変動振幅載荷 (試験体 AD-R2) により, 累積損傷度の評価におけるマイナー則の適用性について検討する (変動変位載荷プログラムについては, 図 2.2.2-4 を参照)。

③床スラブの有無

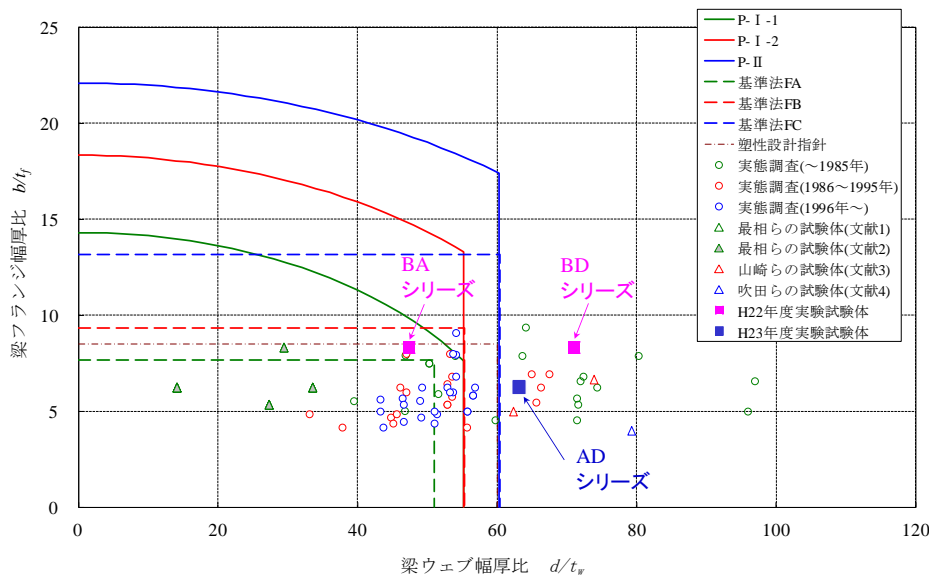
床スラブの取り付けいた試験体 (試験体 AD-2-S) を対象として, 純鉄骨梁の試験体 AD-2 と同じ $\pm 2\delta_p$ での定変位振幅繰返し載荷実験を実施することにより, 床スラブの存在が梁の保有性能に及ぼす影響について検討する。

表 2.2.2-1 試験体一覧

試験体名	梁		スラブ 有無	荷 荷 方 法	変位 振 幅	
	断面 (鋼種)	幅厚比 (幅厚比ランク)				
		フランジ				ウェブ
BA-1.7	BH-450×200×9×12 (SM490A)	8.3 (FB)	47.3 (FA)	なし	一定変位	±1.7 δ p
BA-2						±2 δ p
BA-3						±3 δ p
BD-2	BH-450×200×6×12 (SM490A)	8.3 (FB)	71.0 (FD)			±2 δ p
BD-2.5						±2.5 δ p
BD-3						±3 δ p
AD-2	BH-600×200×9×16 (SM490A)	6.3 (FA)	63.1 (FD)	なし	一定変位	±2 δ p
AD-2.5						±2.5 δ p
AD-3						±3 δ p
AD-R1				変動変位	±2~3 δ p	
AD-R2					±2~2.5 δ p	
AD-2-S					あり	一定変位

〔備考〕

- ・ は、H22年度実施済の試験体を示す。
- ・ δp : 梁の全塑性曲げモーメント (Mp) を弾性剛性で除して得られる変形〔計算値〕



< 梁の塑性変形能力の
計算値 >

試験体シリーズ		η_{ϕ}
H22年度	BA シリーズ	6.44
	BD シリーズ	3.04
H23年度	AD シリーズ	4.94

※ η_{ϕ} : 文献 2.1.1-3) に
基づく「局部座屈で決定
される単調荷荷時の
塑性変形倍率」の計算値

< 参考文献 >

- 1) 最相元雄, 後藤勝彦, 早道大介, 高井良彰秀, 金子尚子 : H 形鋼梁の極低サイクル疲労破壊, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第 13 巻, pp.283-290, 2005
- 2) 最相元雄, 東浩一, 中島隆文, 藤木宗弘 : 強い繰返し荷重を受ける H 形鋼片持梁の極低サイクル疲労破壊形状, 鋼構造年次論文報告集, 第 16 巻, pp.13-20, 2008
- 3) 山崎真司, 見波進 : 繰返し曲げを受ける鋼梁のエネルギー吸収能力, 日本建築学会構造系論文集 第 75 巻 第 652 号, pp.1149-1157, 2010.6
- 4) 山田祥平, 北村有希子, 吹田啓一郎, 中島正愛 : 初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集 第 73 巻 第 623 号, pp.119-126, 2008.1

図 2.2.2-1 H 形断面梁の幅厚比

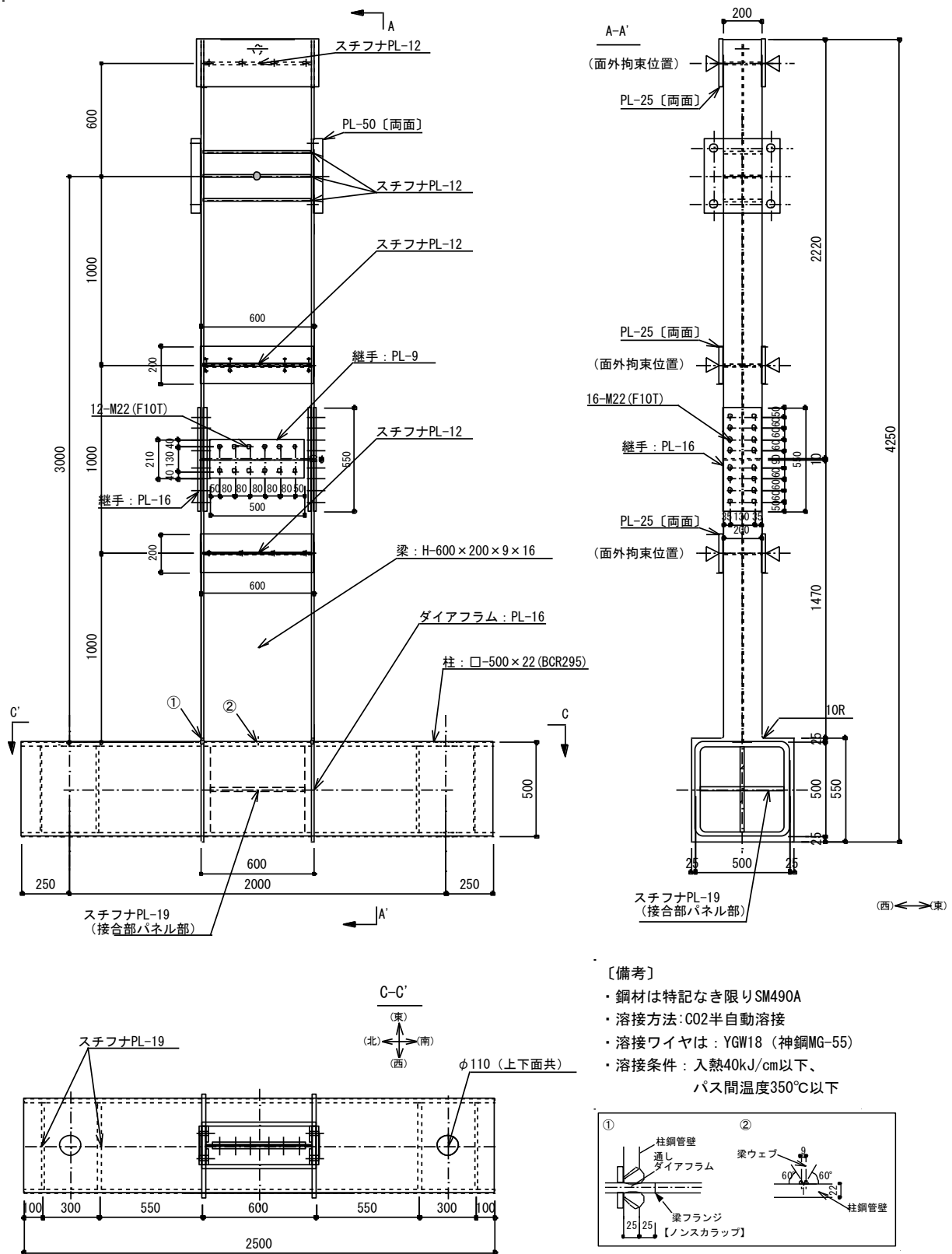


図 2.2.2-2(a) 試験体形状・寸法(純鉄骨梁試験体)

※試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3, AD-R1, AD-R2

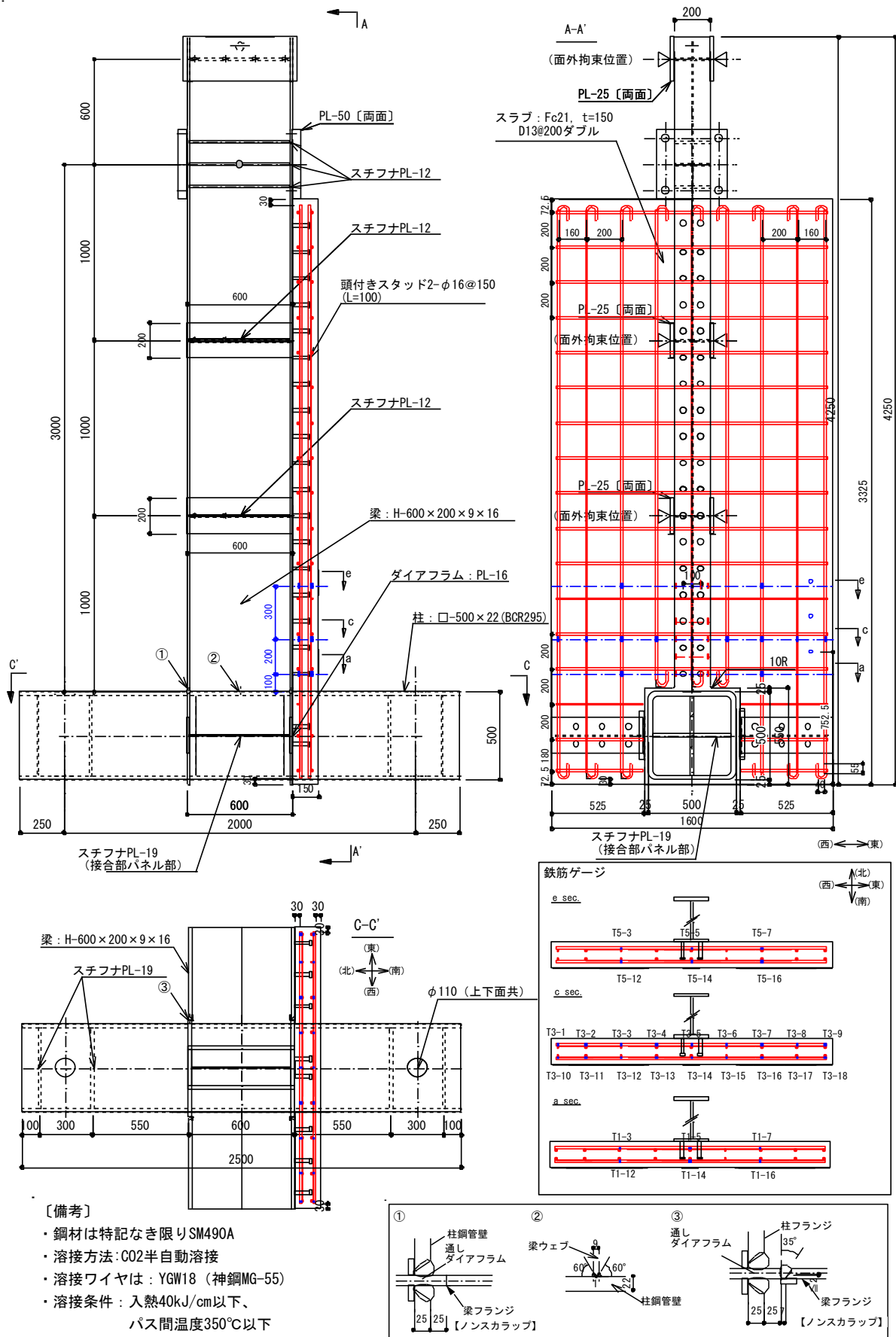


図 2.2.2-2(b) 試験体形状・寸法(スラブ付試験体)

※試験体 AD-2-S

2) 使用材料

試験体に使用する鋼材の鋼種は、SM490A である。梁部材の使用鋼材（板厚 9mm, 16mm）を対象として引張試験，シャルピー衝撃試験，化学成分分析を実施した。

鋼材の引張試験結果を表 2.2.2-2 に示す。降伏点または耐力，引張強さ，伸び（破断伸び）の値は，いずれも SM490A 鋼材としての JIS 規格値を満足している。

鋼材のシャルピー衝撃試験結果を表 2.2.2-3 に示す。試験片形状を 2mmV ノッチ，試験温度を 0°C とし，板厚 9mm, 16mm のそれぞれの鋼板に対して 7.5mm サブサイズ，10mm フルサイズの試験片を用いた。いずれの鋼板も十分な吸収エネルギーを示している。

鋼材の化学成分分析結果を表 2.2.2-4 に示す。C, Si, Mn, P, S の含有量は，JIS 規格値を満足している。

鋼材の溶接性指標を整理した結果を表 2.2.2-5 に示す。炭素当量 (C_{eq}) の値は 0.370~0.410, 溶接割れ感受性組成 (P_{CM}) の値は 0.200~0.240 であり，参考として示した SN490B 材の JIS 規格値 ($C_{eq} \leq 0.44$, $P_{CM} \leq 0.29$) を満足している。HAZ 靱性評価式 (f_{HAZ}) の値は，0.366~0.477 であり，「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」^{2.2.2-5)}における要求値 0.58 以下（0°Cでの要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応）を満足している。

スラブ付き試験体を使用するコンクリートの圧縮強度試験結果を表 2.2.2-6, 鉄筋・スタッドの引張試験結果を表 2.2.2-7 に示す。

表 2.2.2-2 鋼材の引張試験結果

鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)	試験片 形状	使用部位
SM490A	9	397	556	71.4	23.0	JIS Z2201 1A号	梁ウェブ 〔ADシリーズ〕
	16	337	511	65.9	28.1		梁フランジ 〔ADシリーズ〕
BCR295	22	325	439	74.1	48.1	JIS Z2201 5号	柱 〔ADシリーズ〕

※降伏点または耐力，引張強さ，降伏比，伸びの値は，試験片 3 本の平均値を示す。

表 2.2.2-3 鋼材のシャルピー衝撃試験結果

鋼種	板厚 (mm)	吸収エネ ルギー (J)	脆性 破面率 (%)	試験片 形状	試験 温度 (°C)	使用部位
SM490A	9	135	3	JIS Z2242 2mmVノッチ	0	梁ウェブ〔ADシリーズ〕
	16	84	40			梁フランジ〔ADシリーズ〕

※板厚9mの試験片は7.5mmのサブサイズ，16mmの試験片は10mmのフルサイズとした。

※吸収エネルギーの値は，試験片3本の平均値を示す。

表 2.2.2-4 鋼材の化学分析結果

鋼種	板厚 (mm)	化学成分													使用部位
		C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)	
SM490A	9	0.15	0.36	1.17	0.002	0.003	0.2	0.11	0.200	0.027	0.003	0.017	0.0001	0.0091	梁ウェブ [ADシリーズ]
	16	0.10	0.25	1.39	0.014	0.003	0.19	0.08	0.190	0.080	0.110	0.002	0.0013	0.0083	梁フランジ [ADシリーズ]
SM490A規格値		0.20 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下									

※試験方法は JISG0321 による。

表 2.2.2-5 鋼材の溶接性指標

鋼種	板厚 (mm)	Ceq (%)	P _{CM} (%)	f _{HAZ} (%)	使用部位
SM490A	9	0.410	0.240	0.366	梁ウェブ[ADシリーズ]
	16	0.370	0.200	0.467	梁ウェブ[ADシリーズ]
SM490A規格値 ^{※1}		0.38以下	0.24以下	0.58 ^{※2} 以下	
SN490B規格値		0.44以下	0.29以下		

[備考]

・炭素当量 $Ceq = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$

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

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

※1 熱加工制御を行った鋼板に適用(今回のケースは参考値扱い)

※2 「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」における0℃での要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応。

表 2.2.2-6 コンクリートの圧縮試験結果

養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4 N/mm^2$)	備考
現場封緘	28	24.0	2.44	2.64	
	62	28.6	2.60	2.49	AD-2-S加力直前

※試験結果はシリンダー (φ100×h200) 3本の平均値を示す。

表 2.2.2-7 鉄筋・スタッドの引張試験結果

名称	径 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
頭付き スタッド	φ16	426	491	86.8	15.8
鉄筋 (SD295A)	D13	354	520	68.1	25.5

※降伏点または耐力、引張強さ、降伏比、伸びの値は、試験片3本の平均値を示す。

(3) 実験方法

1) 加力方法

載荷装置を図 2.2.2-3 に、載荷装置全景写真を写真 2.2.2-1 に示す。載荷方法は片持ち梁形式とした。ト字形試験体の梁を立て起こし、柱を横に倒した状態で反力床に PC 鋼棒により緊結し、1000kN 押し引き両用油圧ジャッキにより、梁先端部に繰返し水平力を作用させた。柱側の梁端から 1000mm, 2000mm 離れた位置でピン・ローラーにより梁部材の横座屈に伴う面外変形を拘束した。また、梁加力点から 600mm 先端側でピン・ローラーにより面外変形を拘束した。なお、最終的に上下梁フランジのいずれかが全断面破断に至るまで載荷を行う計画とした。

一定振幅載荷では、基準変位を $\delta_p (=Q_p/K_e, K_e: 鉄骨梁の弾性剛性の計算値, Q_p: 梁の全塑性モーメント時のせん断力の計算値)$ として、 $\pm 2\delta_p, \pm 2.5\delta_p, \pm 3\delta_p$ の 3 水準の変位振幅を与えた (AD シリーズでは、 $\delta_p = 21.9\text{mm}$)。

変動振幅載荷 (試験体 AD-R1, AD-R2) の加力プログラムを図 2.2.2-4 に示す。その設定方針を以下に示す。

- ・塑性率 2.0 を下回る小振幅は、局部座屈に対する損傷度が小さいので無視する。
- ・1block の繰返しで局部座屈によりピーク荷重が最大荷重の 90% に低下する状態 ($0.9Q_{\max}$) を起こさせないように、1block の $0.9Q_{\max}$ 時に対する累積損傷度 $cD_{90\%}$ を 0.5 程度とする。
- ・各振幅レベルの繰返し回数は同数とする。

以上の設定方針をもとに、試験体 AD-R1 では、振幅を 3 レベル (塑性率: 2.0, 2.5, 3.0), 各振幅 2 回ずつの繰返し載荷とした。1 block の繰返し数は 8, 累積損傷度 $cD_{90\%}$ は 0.507 である。試験体 AD-R2 では、振幅を 3 レベル (塑性率: 2.0, 2.25, 2.5), 各振幅 4 回ずつの繰返し載荷とした。1 block の繰返し回数は 16, 累積損傷度 $cD_{90\%}$ は 0.430 である。

2) 計測方法

変位測定位置を図 2.2.2-5 に示す。試験体各部の変位を高感度変位計により測定した。

加力の制御に用いる梁部材変形 δ は、梁加力点の変位 (H1, H2), ダイアフラムの水平変位 (DH1 ~ DH4), ダイアフラムの鉛直変位 (DV1 ~ DV4) を用いて次式で算出した (図 2.2.2-5 参照)。

$$\delta = -(H1+H2)/2 - (DH1+DH2+DH3+DH4)/4 - ((DV1+DV2)/2 - (DV3+DV4)/2) \times 3000/h$$

ここで、 $h=584\text{mm}$ (純鉄骨梁試験体の場合), $h=564\text{mm}$ (スラブ付試験体の場合)

ひずみ測定位置を図 2.2.2-6 に示す。試験体各部のひずみをひずみゲージにより測定した。試験体の梁端から、それぞれ 100mm, 200mm, 300mm, 400mm, 600mm だけ離れた各断面位置における鉄骨梁のフランジ, ウェブにひずみゲージ (一軸塑性ゲージ, 三軸塑性ゲージ) を貼付した。また、床スラブ付試験体 (試験体 AD-2-S) において、床スラブの梁材軸方向鉄筋にひずみゲージを貼付した (図 2.2.2-2(b)参照)。

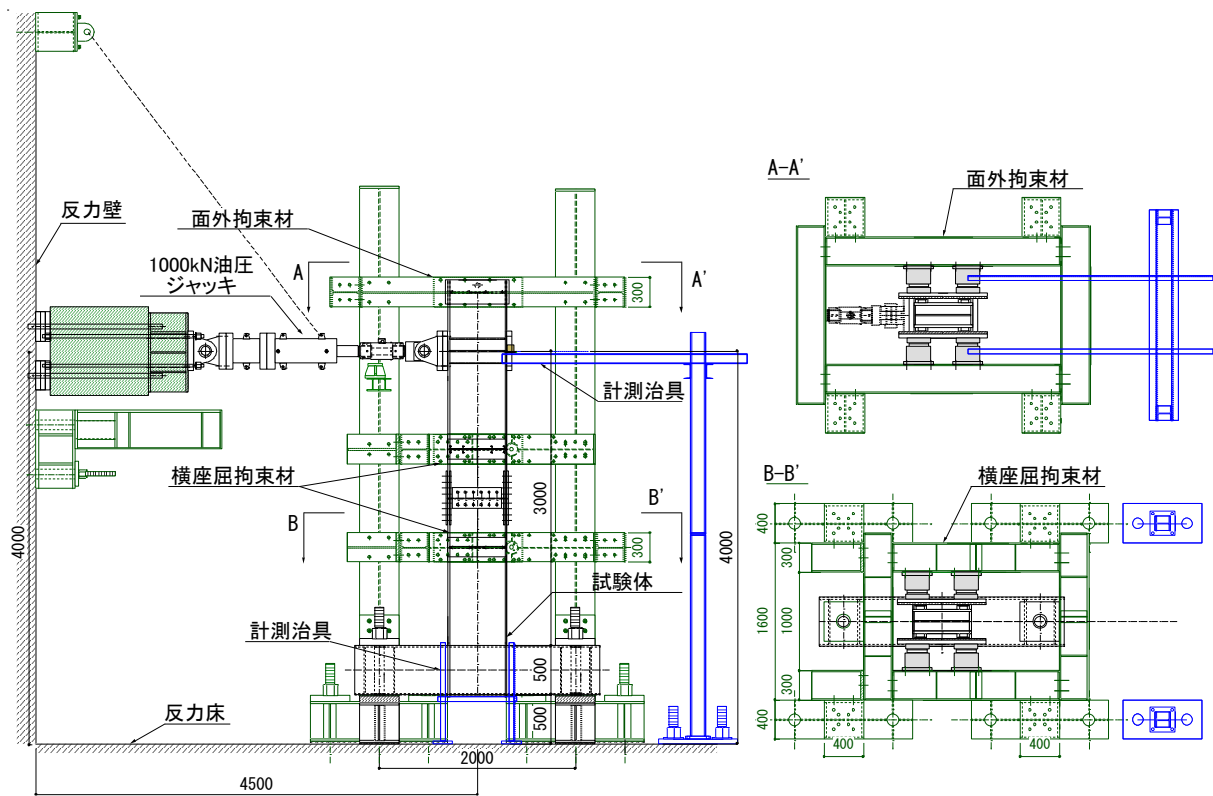


図 2.2.2-3(a) 载荷装置(純鉄骨梁試験体)



写真 2.2.2-1(a) 载荷装置全景(純鉄骨梁試験体)

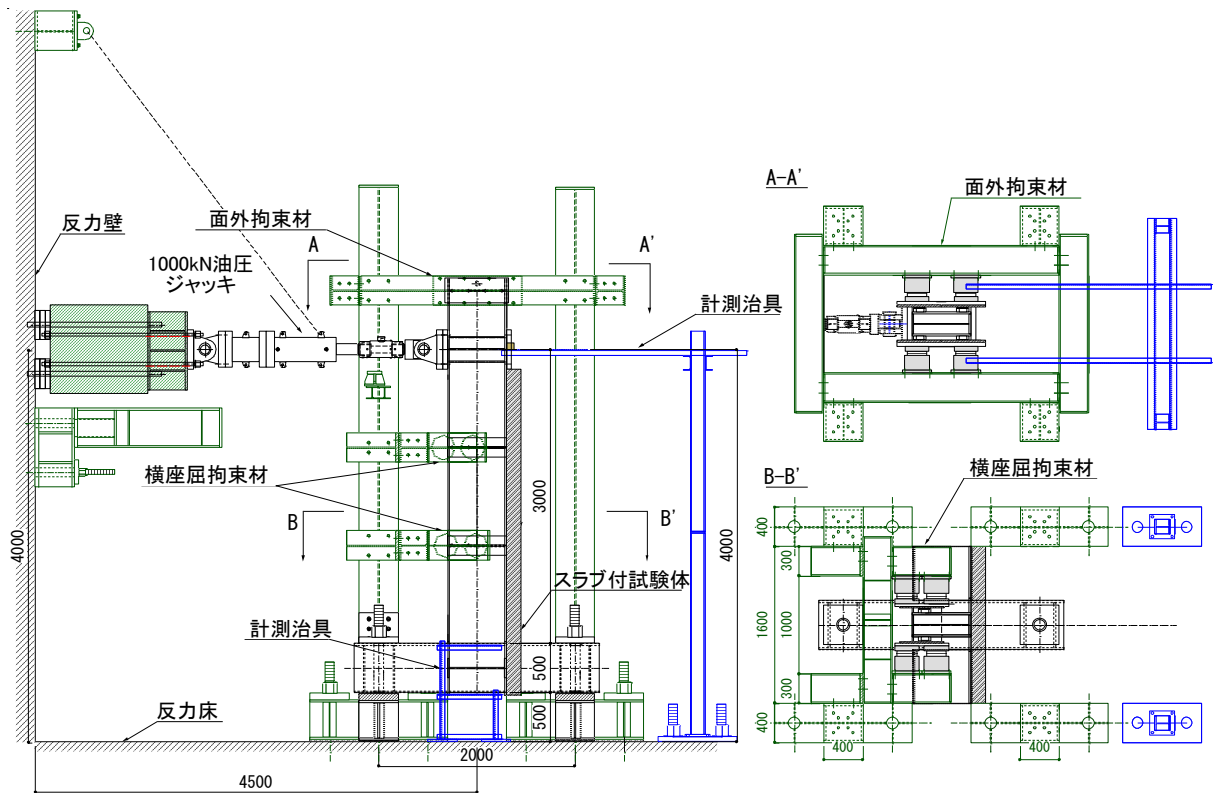


図 2.2-2-3(b) 載荷装置(スラブ付試験体)

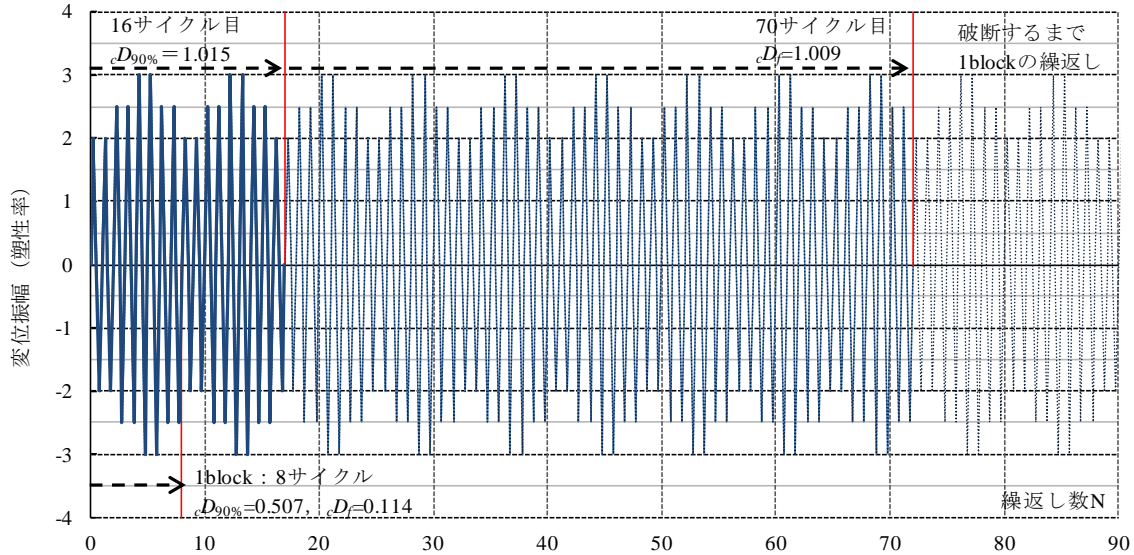


写真 2.2-2-1(b) 載荷装置全景(スラブ付試験体)

【設定方針】

- ・ 塑性率 2.0 を下回る小振幅は，局部座屈に対する損傷度が小さいので無視する。
- ・ 1block の累積損傷度 $cD_{90\%}$ を約 0.5 とし，1block の繰返しで局部座屈(10% 荷重低下)させない。
- ・ 各振幅レベルの繰返し回数は同数とする。

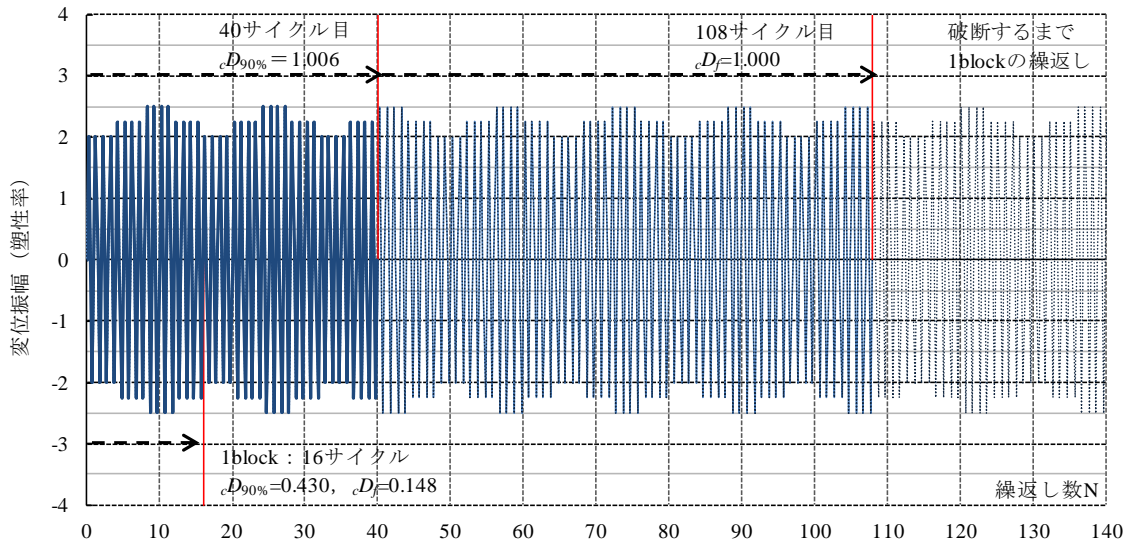
注) 累積損傷度 $cD_{90\%}$ ， cD_f は一定振幅繰返し载荷実験で得られた実験回帰式を用いて，マイナー則に基づき算出した。



- ・ 振幅レベル (塑性率: 2.0, 2.5, 3.0) $cD_{90\%}$: 0.9 Q_{max} 時の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度
- ・ 各振幅2回ずつの繰返し载荷 ※ 変動振幅载荷(AD-R1)における0.9 Q_{max} : 荷重がその振幅レベルにおける
- ・ 1blockの繰返し数: 8 最大荷重($Q_{max} \pm 2\delta p$, $Q_{max} \pm 2.5\delta p$, $Q_{max} \pm 3\delta p$)の90%まで低下した時点

cD_f : 破断に対する回帰式から求まる累積損傷度

(a) AD-R1 変動振幅(塑性率:2.0, 2.5, 3.0)

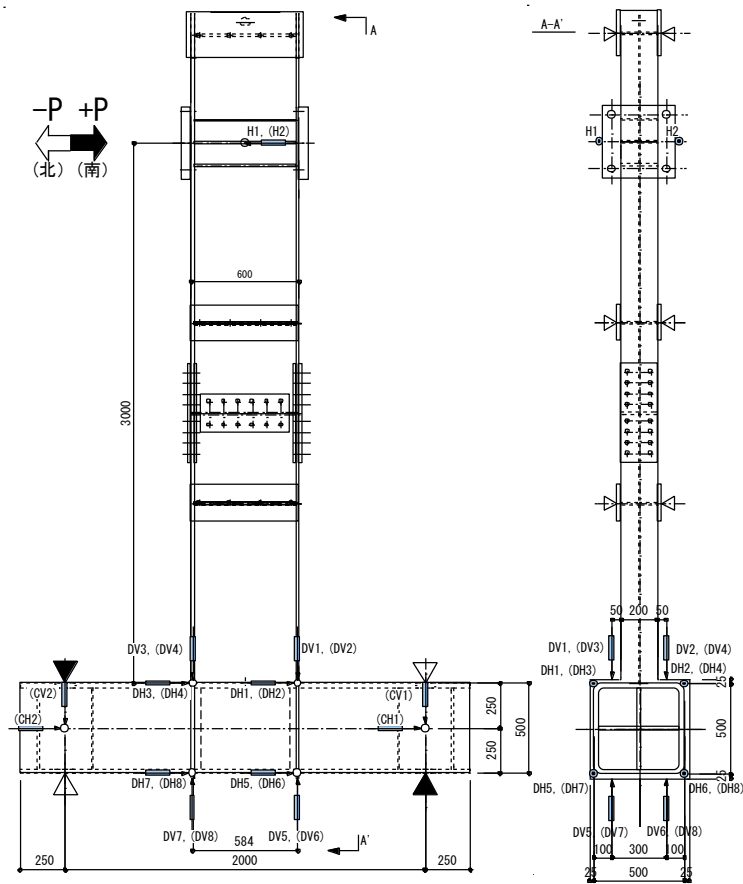


- ・ 振幅レベル (塑性率: 2.0, 2.25, 2.5) $cD_{90\%}$: 0.9 Q_{max} 時の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度
- ・ 各振幅4回ずつの繰返し载荷 ※ 変動振幅(AD-R2)における0.9 Q_{max} : 荷重がその振幅レベルにおける
- ・ 1blockの繰返し数: 16 最大荷重($Q_{max} \pm 2\delta p$, $Q_{max} \pm 2.25\delta p$, $Q_{max} \pm 2.5\delta p$)の90%まで低下した時点

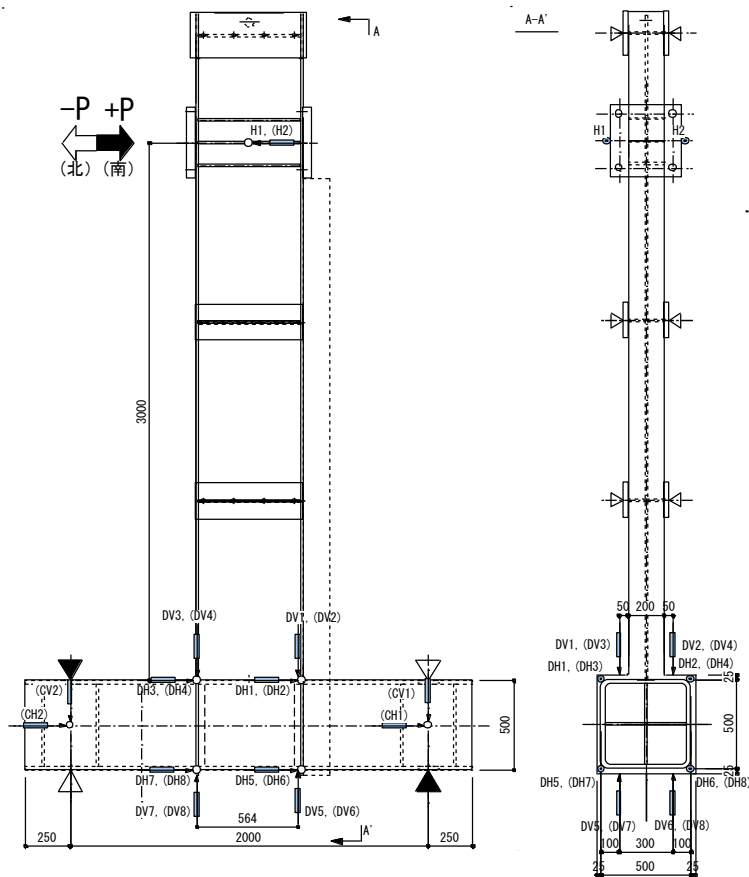
cD_f : 破断に対する回帰式から求まる累積損傷度

(b) AD-R2 変動振幅(塑性率:2.0, 2.25, 2.5)

図 2.2.2-4 変動振幅加力プログラム



(a) 純鉄骨梁試験体



(b) スラブ付試験体

【凡例】

- ・ H1～H2 (SDP-300)
: 梁加力点の水平変位
- ・ DV1～DV8 (GDP-25)
: ダイアフラムの鉛直変位
- ・ DH1～DH8 (GDP-25)
: ダイアフラムの水平変位
- ・ CV1～CV2 (GDP-10)
: 柱端の鉛直変位 [片面のみ]
- ・ CH1～CH2 (GDP-25)
: 柱端の水平変位 [片面のみ]

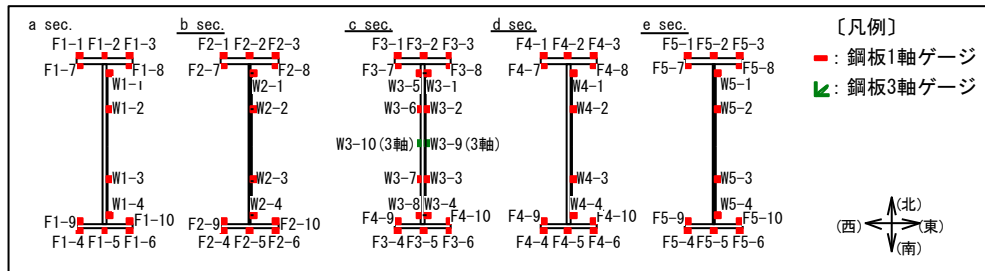
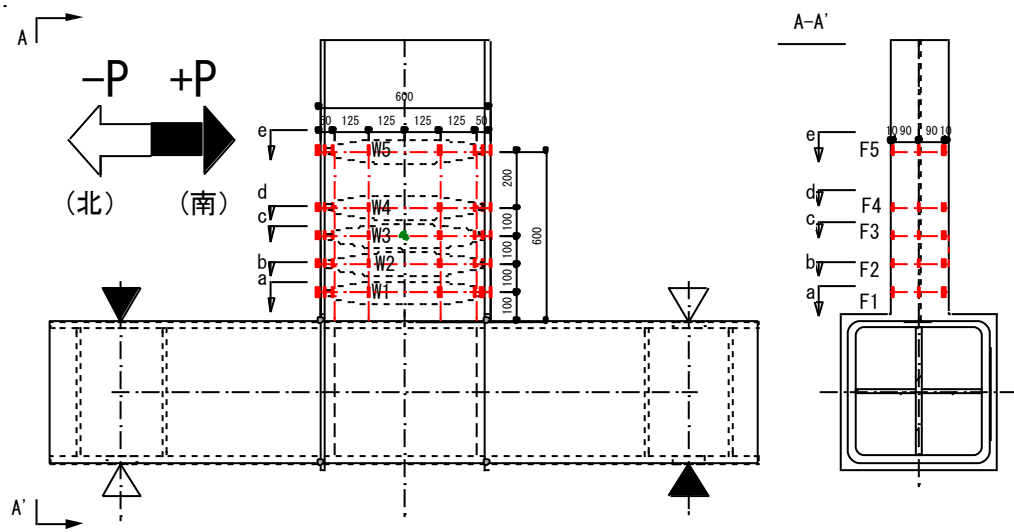
【備考】

※変位計の極性

伸び: +, 縮み: -

※CV1～CV2, CH1～CH2は裏面(東)のみに設置

図 2.2.2-5 変位計設置位置



注：鉄筋ゲージの貼付位置については図 2.1.1-2(b)を参照

図 2.2.2-6 ひずみゲージ貼付図

(4) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

実験結果一覧を表 2.2.2-8 に示す。 N_1 は、最大荷重 Q_{max} に到達した時点の繰返し数、 $N_{95\%}$ 、 $N_{90\%}$ 、 $N_{85\%}$ は、履歴ループのピーク荷重が最大荷重 Q_{max} の 95%、90%、85% に低下した時点 ($0.95Q_{max}$ 時、 $0.9Q_{max}$ 時、 $0.85Q_{max}$ 時) の繰返し数である。 N_f は上下フランジのいずれかが全断面破断した時点の繰返し数である。AD-R1 と AD-R2 は変動振幅载荷を行った試験体であり、最大荷重 Q_{max} について、各振幅レベルの最大荷重を示している。

破壊状況のまとめを表 2.2.2-9、試験体の破壊状況を写真 2.2.2-2、加力終了後の試験体写真を 2.2.2-3 に示す。いずれの試験体についても、 $0.85Q_{max}$ 時の繰返し数までは梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生が荷重低下の主な要因となった。特に、局部座屈の発生順序は、梁ウェブ、梁フランジの順であり、梁フランジの局部座屈の発生に伴い荷重低下が顕著になった。 $0.95Q_{max}$ 時以降は、局部座屈による荷重低下が繰返し数の増加に伴って緩やかとなり、き裂の進展が顕著になるまでは急激な荷重低下は見られなかった。主な最終破壊形式は、梁端 R 加工部 ($R=10\text{mm}$) からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率 3.0 の定振幅の場合 (試験体 AD-3) の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。

表 2.2.2-10 に各荷重低下の時点 ($0.95Q_{max}$ 時、 $0.9Q_{max}$ 時、 $0.85Q_{max}$ 時) における局部座屈発生位置と座屈波の高さを整理している。局部座屈の発生位置は概ね柱から約 200mm (梁せいの 1/3 程度) の位置に発生しているが、塑性率 3.0 の大きな変位振幅を含む試験体 (AD-R1、AD-3) においては、柱面から約 300mm~400mm (梁せいの 1/2~2/3 程度) の位置にも大きな座屈波が発生した。AD-3 は、 $0.85Q_{max}$ 時までは正負共に柱面から 200mm の位置で座屈波が進展したが、それ以降に、負側载荷時における圧縮側フランジで柱面から約 400mm の位置の座屈波の進展が顕著となり、最終的に写真 2.2.2-3(1)(c) のような高次モードの局部座屈性状を示した。

スラブ付試験体 (AD-2-S) において、正側载荷時に圧縮側となる領域では、梁ウェブ・梁フランジ共に終始局部座屈が確認されなかった。一方、負側载荷時には、圧縮側となる梁ウェブ・梁フランジの局部座屈の進展に伴う荷重低下が顕著になっており、同じ変位振幅を与えた純鉄骨試験体 (AD-2) と比較して、局部座屈による荷重低下時期が早く、座屈波も大きくなっている。これは、スラブの影響で正側载荷時にフランジに大きな引張の塑性ひずみが生じた後、負側载荷時にフランジが圧縮され、負側载荷時の塑性ひずみが増大するためと考えられる。AD-2-S の座屈波の大きさと荷重低下の時点 ($0.95Q_{max}$ 時、 $0.9Q_{max}$ 時、 $0.85Q_{max}$ 時) に着目すると、変位振幅が塑性率 3.0 の純鉄骨試験体 (AD-3) と概ね一致している。

表 2.2.2-8 実験結果一覧

試験体名	変位振幅 (mm)	剛性			耐力			サイクル数						
		実験値	計算値	$\epsilon K_c/K$	実験値	計算値	Q_{max}/Q_p	Q_{max}	$0.95Q_{max}$	$0.9Q_{max}$	$0.85Q_{max}$	破断		
		ϵK (kN/mm)	$c K$ (kN/mm)		Q_{max} (kN)	Q_p (kN)		N_1	$N_{95\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	N_f		
AD-2	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.8	13.7	1.01	350	300	1.17	+4c	+69c	+119c	+132c	+141c		
							-356		1.19	-4c	-53c		-91c	-133c
AD-2.5	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)	13.8		1.01	370		1.23	+3c	+16c	+23c	+34c	+56c		
					-370		1.23	-3c	-10c	-17c	-27c			
AD-3	$\pm 3\delta_p$ (65.7)	13.7		1.00	380		1.27	+2c	+8c	+11c	+17c	+70c		
					-375		1.25	-2c	-5c	-8c	-12c			
AD-R1	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.8		1.01	346		1.15	+2c	-	-	-	-85c		
					-351		1.17	-2c	-	-	-			
	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)				365		1.22	+4c	+12c	+16c	-			
					-372		1.24	-4c	-12c	-15c	-			
	$\pm 3\delta_p$ (65.7)				373		1.24	+5c	-	-	+21c			
					-381		1.27	-5c	-	-	-22c			
AD-R2	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	13.9	1.01	354	1.18	+4c	+18c	-	-	+108c				
				-358	1.20	-4c	-17c	-	-34c					
	$\pm 2.25\delta_p$ (49.3)			361	1.20	+7c	-	+30c	-					
				-368	1.23	-5c	-	-	-					
	$\pm 2.5\delta_p$ (54.8)			365	1.22	+9c	-	-	+44c					
				-369	1.23	-9c	-	-27c	-					
AD-2-S	$\pm 2\delta_p$ (43.8)	28.6	32.0	0.90	524	1.75	+2c	+8c	+16c	+38c				
				-392	1.31	-2c	-5c	-8c	-15c					

〔備考〕

- ・実験値は、上段が正側加力、下段が負側加力を示す。
- ・ δ_p ：鉄骨梁の全塑性耐力に対応する梁弾性変形計算値
(ADシリーズ：21.9mm)
- ・ ϵK ：梁の初期剛性実験値（梁せん断力= $Q_p/3$ の時の割線剛性）
- ・ $c K$ ：梁の弾性剛性計算値（スラブ付き梁の場合は、合成梁正曲げ剛性^{2.1.1-4})
- ・ Q_{max} ：最大荷重（梁せん断力）計算値
- ・ Q_p ：鉄骨梁の全塑性耐力計算値

表 2.2.2-9 破壊状況のまとめ

試験体名	局部座屈発生 の有無		き裂発生の起点	最終破壊形式
	梁フランジ	梁ウェブ		
AD-2	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-2.5	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-3	○	○	局部座屈発生域の 梁フランジ母材	梁フランジ全断面破断
AD-R1	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-R2	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断
AD-2-S	○	○	梁端フランジ(R部)	梁フランジ全断面破断

表 2.2-10 局部座屈発生状況のまとめ

試験体名	計測箇所		0.95Q _{max}	0.9Q _{max}	0.85Q _{max}	局部座屈波頂部の位置	
AD-2	正	繰返し回数		+69c	+119c	+132c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	1.5 7	4 10	7.5 10	
	負	繰返し回数		-53c	-91c	-133c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	5 9	16 13	27 17	
AD-2.5	正	繰返し回数		+16c	+23c	+34c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	7 14	13 17	17 17	
	負	繰返し回数		-10c	-16c	-27c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	13 18	22 26	36 26	
AD-3	正	繰返し回数		+8c	+11c	+17c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	17 17	26 20	36 21	
	負	繰返し回数		-5c	-8c	-12c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	20 20	26 20	30 20	
AD-R1	正	繰返し回数		+12c	+16c	+21c	柱面から320mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	5 15	27 16	35 21	
	負	繰返し回数		-12c	-15c	-22c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	11 15	22 18	34 21	
AD-R2	正	繰返し回数		+18c	+30c	+44c	柱面から180mm
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	10 15	22 19	32 24	
	負	繰返し回数		-17c	-27c	-36c	柱面から200mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	14 14	23 23	28 23	
AD-2-S	正	繰返し回数		+8c	+16c	+24c	-
		局部座屈波 高さ(mm)	南フランジ 南ウェブ上側	- -	- -	- -	
	負	繰返し回数		-5c	-8c	-15c	柱面から220mm
		局部座屈波 高さ(mm)	北フランジ 北ウェブ下側	16 23	23 23	32 26	

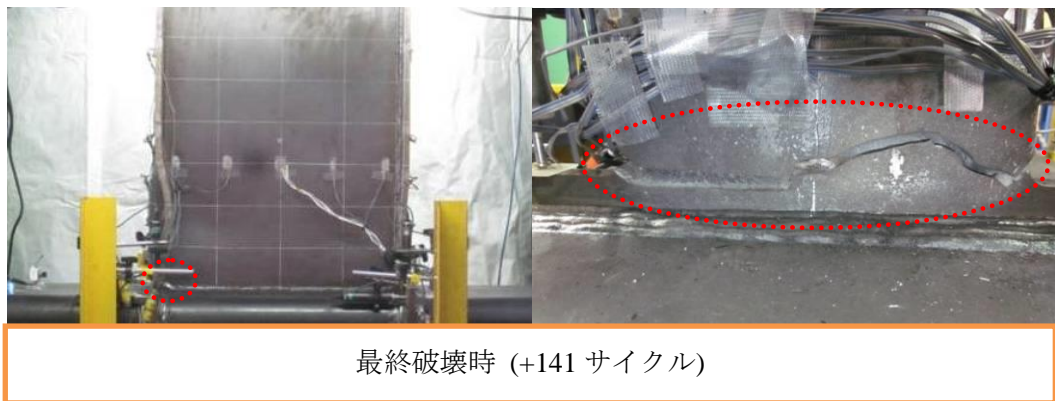
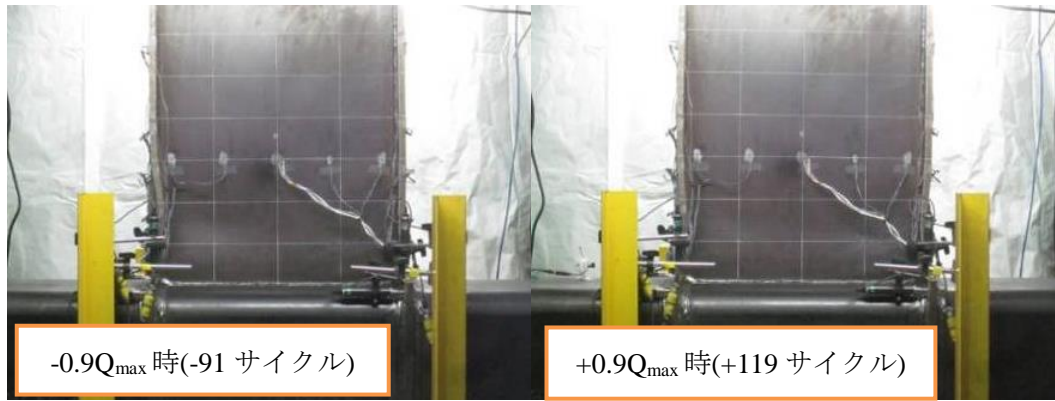


写真 2.2.2-2(a) 破壊状況(試験体 AD-2)

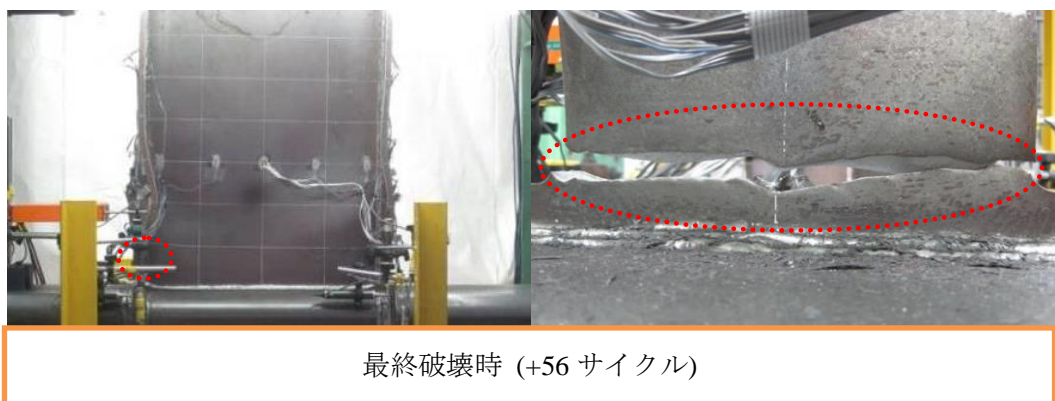
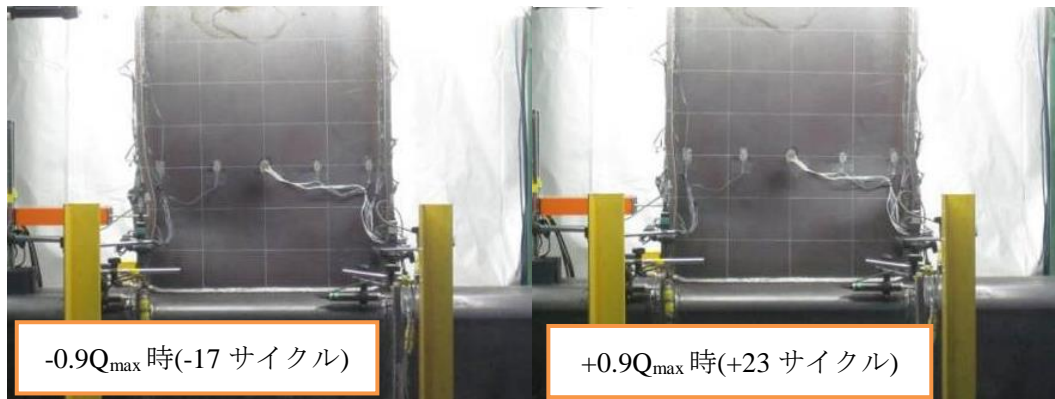


写真 2.2.2-2(b) 破壊状況(試験体 AD-2.5)

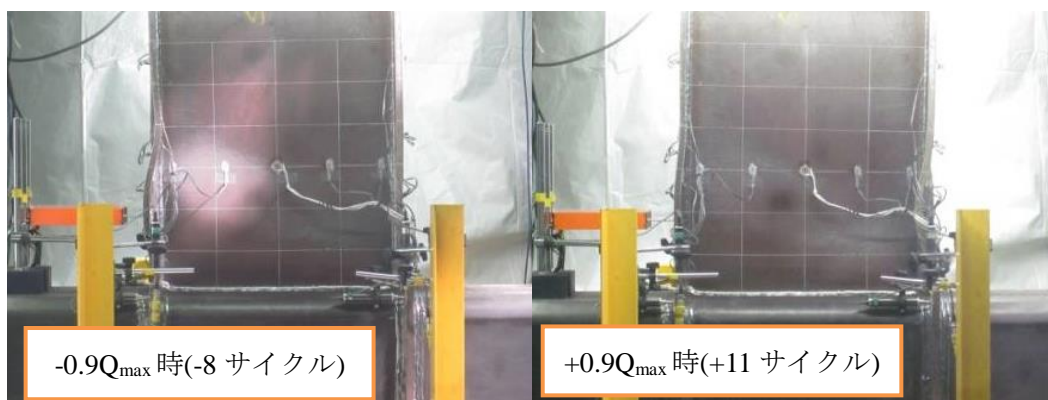


写真 2.2.2-2(c) 破壊状況(試験体 AD-3)

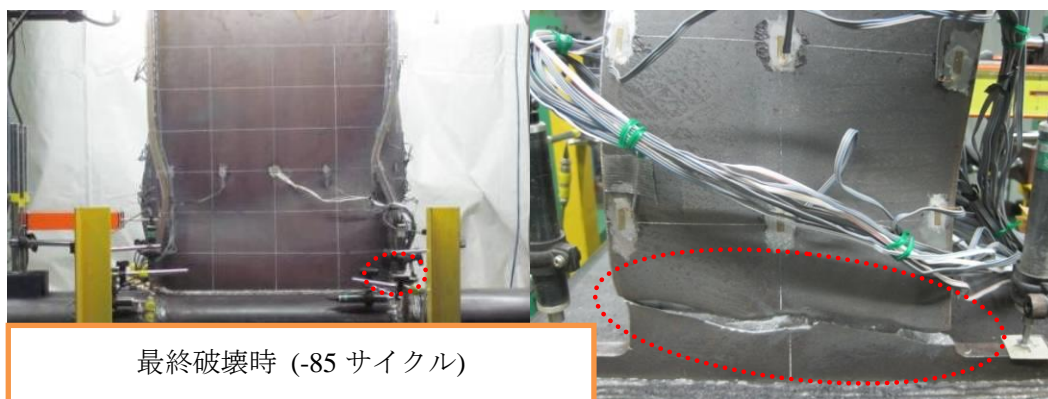
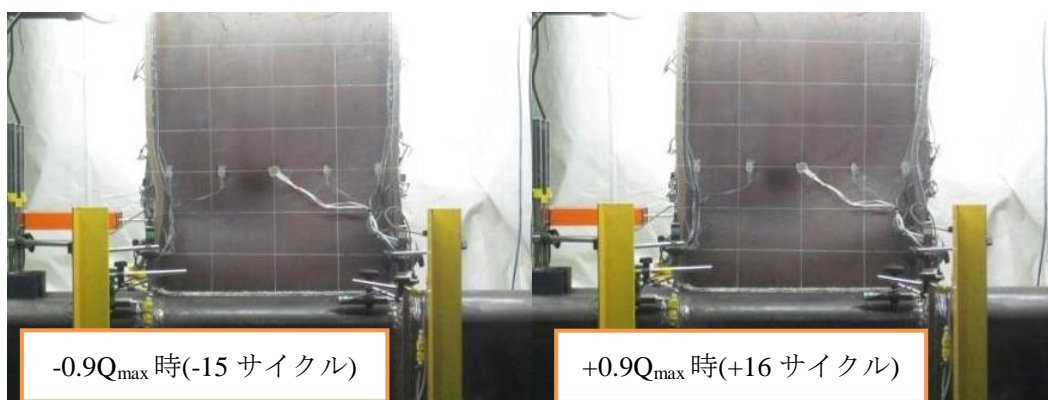


写真 2.2.2-2(d) 破壊状況(試験体 AD-R1)

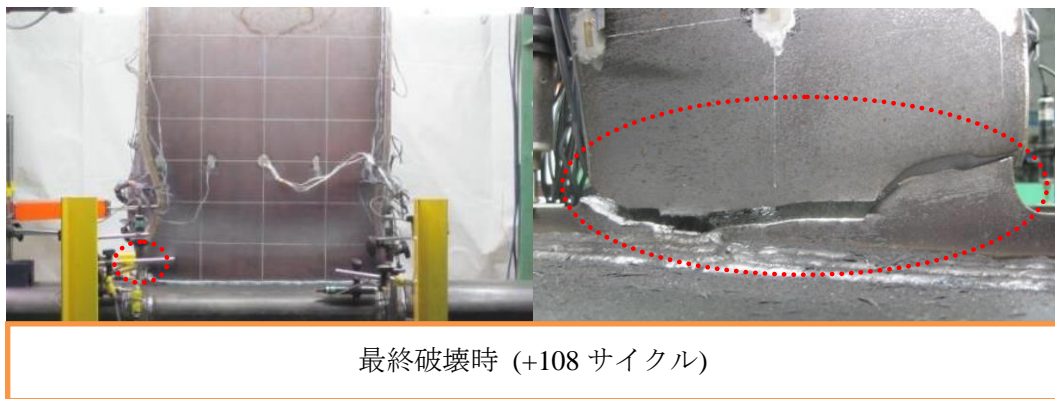
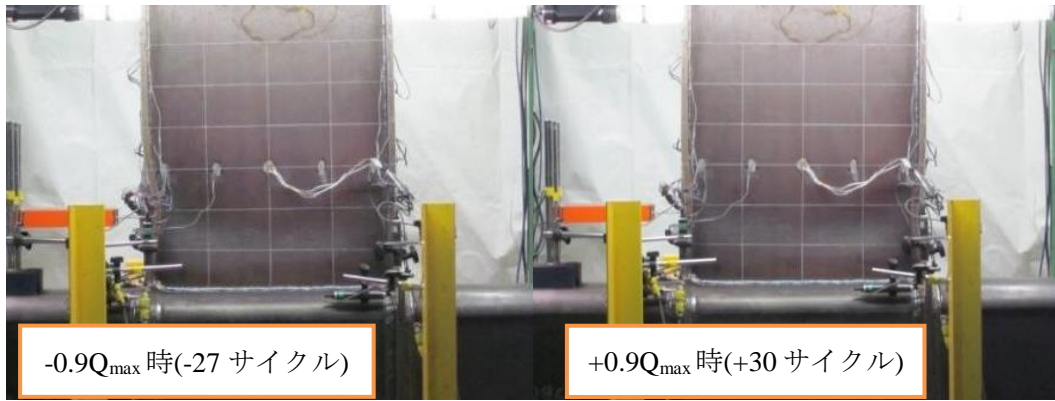


写真 2.2.2-2(e) 破壊状況(試験体 AD-R2)

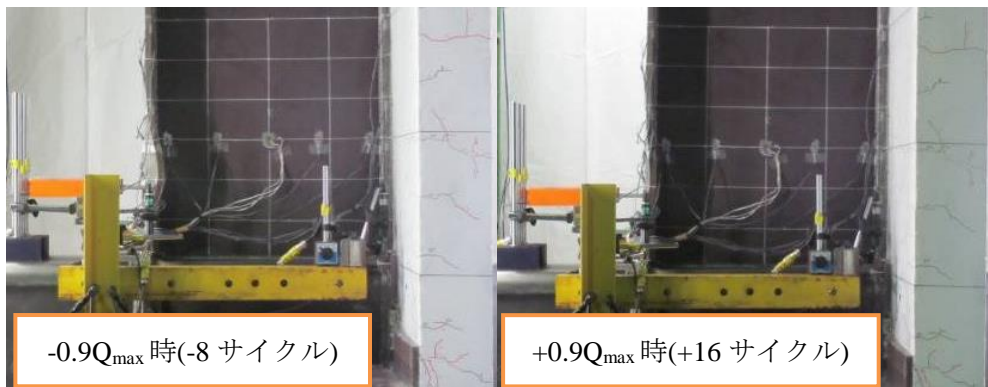
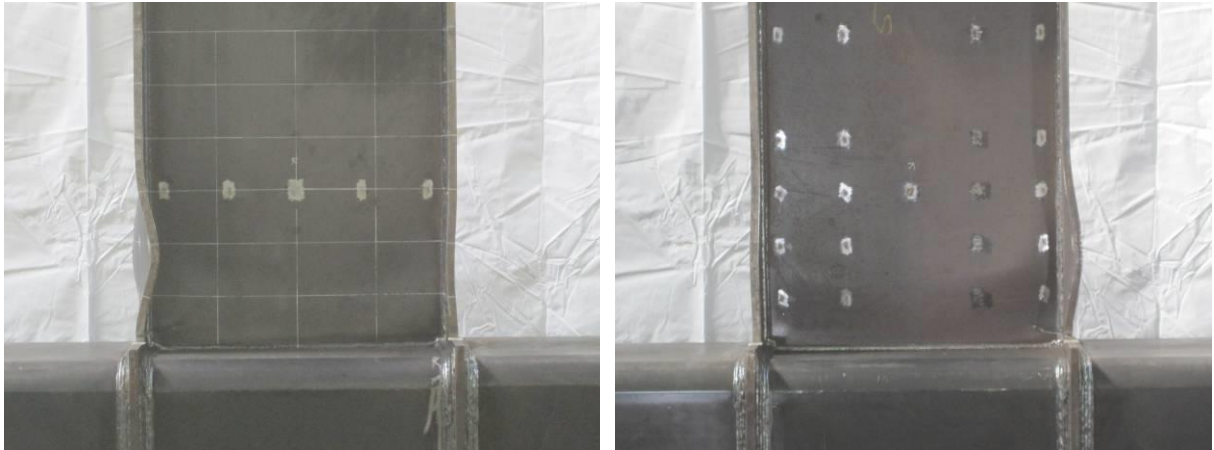


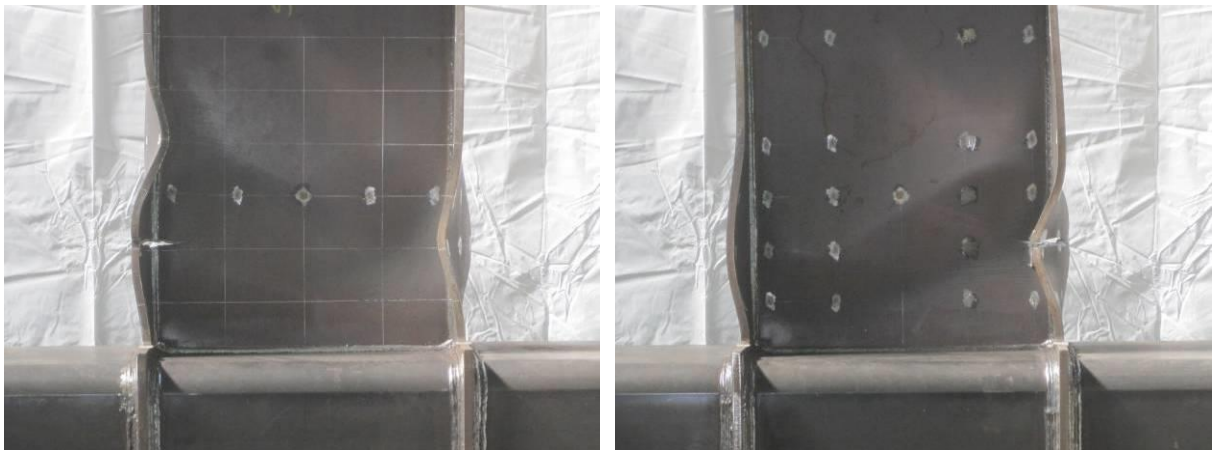
写真 2.2.2-2(f) 破壊状況(試験体 AD-2-S)



(a) 試験体 AD-2

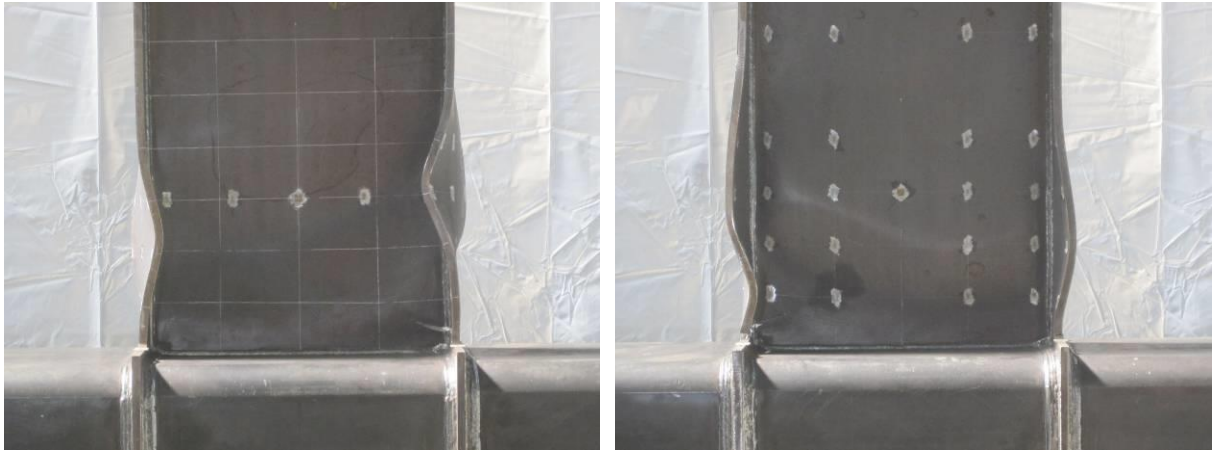


(b) 試験体 AD-2.5

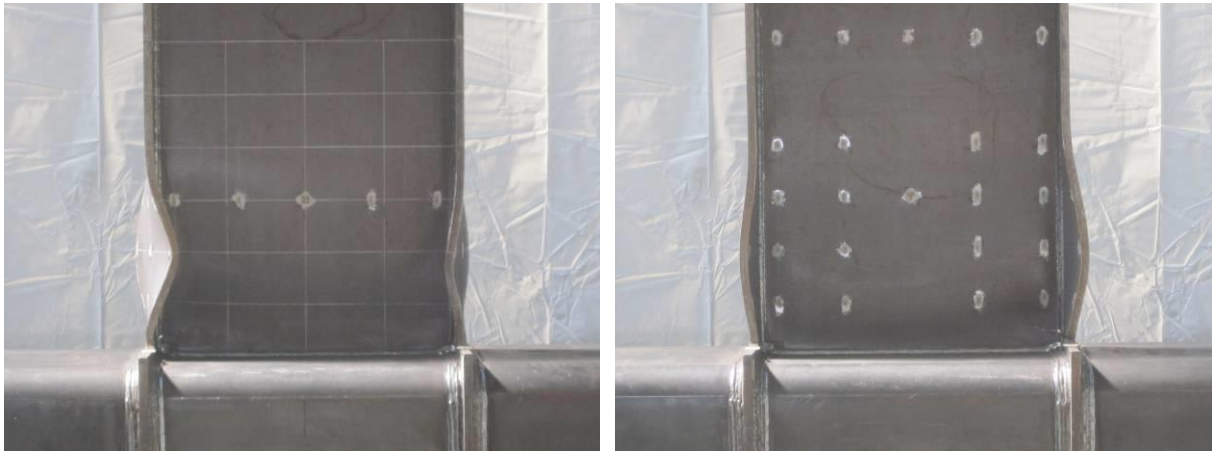


(c) 試験体 AD-3

写真 2.2-2-3(1) 加力終了後の試験体状況(試験体 AD-2,AD-2.5,AD-3)



(d) 試験体 AD-R1



(e) 試験体 AD-R2



(f) 試験体 AD-2-S

写真 2.2.2-3(2) 加力終了後の試験体状況(試験体 AD-R1,AD-R2,AD-2-S)

参考までに各試験体の実験経過を以下に列記する。

(文章中、+サイクルは正側加力、-サイクルは負側加力を示す。)

○試験体 AD-2 [BH-600×200×9×16, 変位振幅 $\pm 2\delta_p$]

- +4 サイクル : 正側最大耐力到達($Q_{max}=350.1kN$)
南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 西に凸, 柱面から 150mm)
- -4 サイクル : 負側最大耐力到達($-Q_{max}=-357.0kN$)
北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 東に凸, 柱面から 150mm)
- -35 サイクル : 北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 南に凸, 柱面から 180mm)
- +50 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 南に凸, 柱面から 180mm)
- -53 サイクル : 負側荷重 5%低下 ($-0.95Q_{max}$)
- +60 サイクル : 北側フランジにき裂 (き裂長さ : 2mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +69 サイクル : 正側荷重 5%低下 ($+0.95Q_{max}$)
- +90 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 5mm)
- -91 サイクル : 負側荷重 10%低下 ($-0.9Q_{max}$)
- +119 サイクル : 正側荷重 10%低下 ($+0.9Q_{max}$), (き裂長さ : 35mm)
- +132 サイクル : 正側荷重 15%低下 ($+0.85Q_{max}$), (き裂長さ : 80mm)
- -132 サイクル : 負側荷重 15%低下 ($-0.85Q_{max}$)
- +135 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +141 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-2.5 [BH-600×200×9×16, 変位振幅 $\pm 2.5\delta_p$]

- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 7mm, 東に凸)
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 南に凸)
- +2 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2.5mm, 西に凸)
- +3 サイクル : 正側最大耐力到達($Q_{max}=370kN$)
- -3 サイクル : 負側最大耐力到達($-Q_{max}=-370kN$)
- +5 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 南に凸)
- -10 サイクル : 負側荷重 5%低下 ($-0.95Q_{max}$)
- +16 サイクル : 正側荷重 5%低下 ($+0.95Q_{max}$)
- -17 サイクル : 負側荷重 10%低下 ($-0.9Q_{max}$)
- +23 サイクル : 正側荷重 10%低下 ($+0.9Q_{max}$)
- -27 サイクル : 負側荷重 15%低下 ($-0.85Q_{max}$)
- +34 サイクル : 正側荷重 15%低下 ($+0.85Q_{max}$)
- +36 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 2.5mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +45 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通(き裂長さ : 23mm)
- +54 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +56 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-3 [BH-600×200×9×16, 変位振幅±3δ_p]

- +1 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 4mm, 西に凸)
- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 8mm, 東に凸)
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3.5mm, 北に凸)
- +2 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 北に凸)
- -2 サイクル : 負側最大耐力到達(-Q_{max}=-375kN)
- +3 サイクル : 正側最大耐力到達(Q_{max}=380kN)
- -5 サイクル : 負側荷重 5%低下 (-0.95Q_{max})
- +8 サイクル : 正側荷重 5%低下 (+0.95Q_{max})
- -8 サイクル : 負側荷重 10%低下 (-0.9Q_{max})
- +11 サイクル : 正側荷重 10%低下 (+0.9Q_{max})
- -12 サイクル : 負側荷重 15%低下 (-0.85Q_{max})
- +17 サイクル : 正側荷重 15%低下 (+0.85Q_{max})
- +30 サイクル : 北側フランジにき裂(局部座屈頂部, 柱面から 200mm)
- +66 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通
- +68 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +70 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-R1 [BH-600×200×9×16, 変位振幅(変動振幅)±2δ_p, ±2.5δ_p, ±3δ_p]

- +2 サイクル : 正側(+2 δ_p時)最大耐力到達(+Q_{max}^{+2 δ_p} =346kN)
- -2 サイクル : 負側(-2 δ_p時)最大耐力到達(-Q_{max}^{-2 δ_p} =-351kN)
- +3 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 西に凸)
- -3 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 東に凸)
- +4 サイクル : 正側(+2.5 δ_p時)最大耐力到達(+Q_{max}^{+2.5 δ_p} =365kN)
- -4 サイクル : 負側(-2.5 δ_p時)最大耐力到達(-Q_{max}^{-2.5 δ_p} =-372kN)
- +5 サイクル : 正側(+3 δ_p時)最大耐力到達(+Q_{max}^{+3 δ_p} =373kN)
南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 2mm, 北に凸)
- -5 サイクル : 負側(-3 δ_p時)最大耐力到達(-Q_{max}^{-3 δ_p} =-381kN)
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 4mm, 南に凸)
- +12 サイクル : 正側荷重(+2.5 δ_p時)5%低下 (+0.95Q_{max}^{+2.5 δ_p})
- -12 サイクル : 負側荷重(-2.5 δ_p時)5%低下 (-0.95Q_{max}^{-2.5 δ_p})
- -15 サイクル : 負側荷重(-2.5 δ_p時)10%低下 (-0.9Q_{max}^{-2.5 δ_p})
- +16 サイクル : 正側荷重(+2.5 δ_p時)10%低下 (+0.9Q_{max}^{+2.5 δ_p})
- +21 サイクル : 正側荷重(+3 δ_p時)15%低下 (+0.85Q_{max}^{+3 δ_p})
- -22 サイクル : 負側荷重(-3 δ_p時)15%低下 (-0.85Q_{max}^{-3 δ_p})
- -37 サイクル : 南側フランジにき裂(き裂長さ : 2mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- -56 サイクル : 南側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 5 mm)
- -79 サイクル : 南側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- -85 サイクル : 南側フランジ全断面破断

○試験体 AD-R2 [BH-600×200×9×16, 変位振幅(変動振幅) $\pm 2\delta_p$, $\pm 2.25\delta_p$, $\pm 2.5\delta_p$]

- +1 サイクル : 南側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 1.5mm, 東に凸)
- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 東に凸)
- +4 サイクル : 正側(+2 δ_p 時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2\delta_p}$ =354kN)
- -4 サイクル : 負側(-2 δ_p 時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2\delta_p}$ =-358kN)
- +5 サイクル : 南側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 北に凸)
- -5 サイクル : 北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 3mm, 南に凸)
負側(-2.25 δ_p 時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2.25\delta_p}$ =-368kN)
- +7 サイクル : 正側(+2.25 δ_p 時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2.25\delta_p}$ =361kN)
- +9 サイクル : 正側(+2.5 δ_p 時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2.5\delta_p}$ =365kN)
- -9 サイクル : 負側(-2.5 δ_p 時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2.5\delta_p}$ =-369kN)
- -17 サイクル : 負側荷重(-2 δ_p 時)5%低下 (-0.95 $Q_{\max}^{-2\delta_p}$)
- +18 サイクル : 正側荷重(+2 δ_p 時)5%低下 (+0.95 $Q_{\max}^{+2\delta_p}$)
- -27 サイクル : 負側荷重(-2.5 δ_p 時)10%低下 (-0.9 $Q_{\max}^{-2.5\delta_p}$)
- +30 サイクル : 正側荷重(+2.25 δ_p 時)10%低下 (+0.9 $Q_{\max}^{+2.25\delta_p}$)
- -36 サイクル : 負側荷重(-2 δ_p 時)15%低下 (-0.85 $Q_{\max}^{-2\delta_p}$)
- +44 サイクル : 正側荷重(+2.5 δ_p 時)15%低下 (+0.85 $Q_{\max}^{+2.5\delta_p}$)
- +45 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 2.5mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +76 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 20mm)
- +103 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通
- +108 サイクル : 北側フランジ全断面破断

○試験体 AD-2-S [BH-600×200×9×16, スラブ付 変位振幅 $\pm 2\delta_p$]

- -1 サイクル : 北側ウェブに局部座屈 (座屈高さ : 15mm, 東に凸)
北側フランジに局部座屈 (座屈高さ : 5mm, 南に凸)
- +2 サイクル : 正側(+2 δ_p 時)最大耐力到達(+ $Q_{\max}^{+2\delta_p}$ =524kN)
- -2 サイクル : 負側(-2 δ_p 時)最大耐力到達(- $Q_{\max}^{-2\delta_p}$ =-392kN)
- -5 サイクル : 負側荷重 5%低下 (-0.95 Q_{\max})
- +8 サイクル : 正側荷重 5%低下 (+0.95 Q_{\max})
- -8 サイクル : 負側荷重 10%低下 (-0.9 Q_{\max})
- +12 サイクル : 北側フランジにき裂(き裂長さ : 1mm, 梁端フランジ東側 R 部)
- +14 サイクル : 北側フランジき裂板厚方向に貫通 (き裂長さ : 1mm)
- -15 サイクル : 負側荷重 15%低下 (-0.85 Q_{\max})
- +16 サイクル : 正側荷重 10%低下 (+0.9 Q_{\max})
- +24 サイクル : 正側荷重 15%低下 (+0.85 Q_{\max})
- +34 サイクル : 北側フランジき裂ウェブフィレット部貫通(発音あり)
- +38 サイクル : 北側フランジ全断面破断

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重(P)-変形 (δ/δ_p) 特性を図 2.2.2-7, ピーク変位時の荷重の推移を図 2.2.2-8 に示す。図の縦軸は、梁部材が負担するせん断力 Q であり、ジャッキのロードセルにより検出された荷重 P に等しい。また、図の横軸は、梁部材変形 δ を梁の全塑性耐力時変形 δ_p (=梁端部の全塑性曲げモーメントを弾性剛性の計算値で除して得られる値) で除して得られる塑性率 δ/δ_p を示す。同図には、鉄骨梁の弾性剛性の計算値、および全塑性耐力の計算値 Q_p を併記している。変動振幅で繰返し载荷を行った純鉄骨梁試験体(AD-R1, AD-R2)の各振幅レベルの最大荷重は、 Q_{max} の右上に各振幅レベルを表記している (AD-R1 : $Q_{max}^{\pm 2\delta_p}$, $Q_{max}^{\pm 2.5\delta_p}$, $Q_{max}^{\pm 3\delta_p}$, AD-R2 : $Q_{max}^{\pm 2\delta_p}$, $Q_{max}^{\pm 2.25\delta_p}$, $Q_{max}^{\pm 2.5\delta_p}$)。スラブ付試験体(AD-2-S)については、合成梁としての正曲げ剛性の計算値、および全塑性耐力の計算値(正側 : Q_p^{S+} , 負側 : $-Q_p^{S-}$)を追記している。

定振幅繰返し载荷を行った試験体(AD-2,AD-2.5,AD-3)において、繰返し回数が 2~4 サイクルで最大荷重 Q_{max} に到達した。その後も安定した紡錘型の履歴特性を描き、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。いずれの試験体についても、最大荷重の 85%に荷重が低下した時点 ($0.85Q_{max}$ 時) の繰返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生が耐力低下の主な要因となった。特に、 $0.95Q_{max}$ 時以降は、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下の勾配が繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示し、 $0.85Q_{max}$ 時以降にき裂の進展が顕著になるまでは急激な荷重低下は見られなかった。き裂の進展が顕著になると、その反対側の荷重においてもスリップの挙動が見られ、荷重が大きく低下した。

変動振幅繰返し载荷を行った試験体(AD-R1,AD-R2)において、いずれも 1block 目における変位振幅が漸増する領域(AD-R1 : 1~6 サイクル, AD-R2 : 1~12 サイクル)で各振幅レベルの最大荷重に到達した。その後も、変位振幅の変動により荷重も上下するが、局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。

塑性率 2.0 の定振幅で繰返し载荷を行ったスラブ付試験体(AD-S-2)において、繰返し回数が 2~4 サイクルで最大荷重 Q_{max} に到達しており、正側・負側共にスラブを含めた全塑性耐力の計算値 Q_p^{S+} , $-Q_p^{S-}$ を上回った。その後も安定した荷重履歴を描き、負側では局部座屈の発生と進展に伴い、ピーク時の荷重が緩やかに低下した。また、純鉄骨梁の試験体と同様に、破断の直前には、スリップの挙動が見られ、荷重が大きく低下した。正側では、柱鋼管周りのコンクリートの圧壊による剛性低下と梁フランジのき裂の進展により荷重が低下しているが、 $0.9Q_{max}$ 時においても履歴ループが安定しており、繰返し数に対する荷重低下も顕著ではないことがわかる。同じ振幅で载荷した純鉄骨梁の試験体(AD-2)と比較すると、 $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数は 1/10 以下(AD-2 : 91 サイクルに対して AD-2-S : 8 サイクル)、破断時の繰返し数は 1/3 以下(AD-2 : 141 サイクルに対して AD-2-S : 38 サイクル)となっており、スラブの存在が梁部材の局部座屈性状とそれに伴う耐力低下に与える影響は大きいことがわかる。

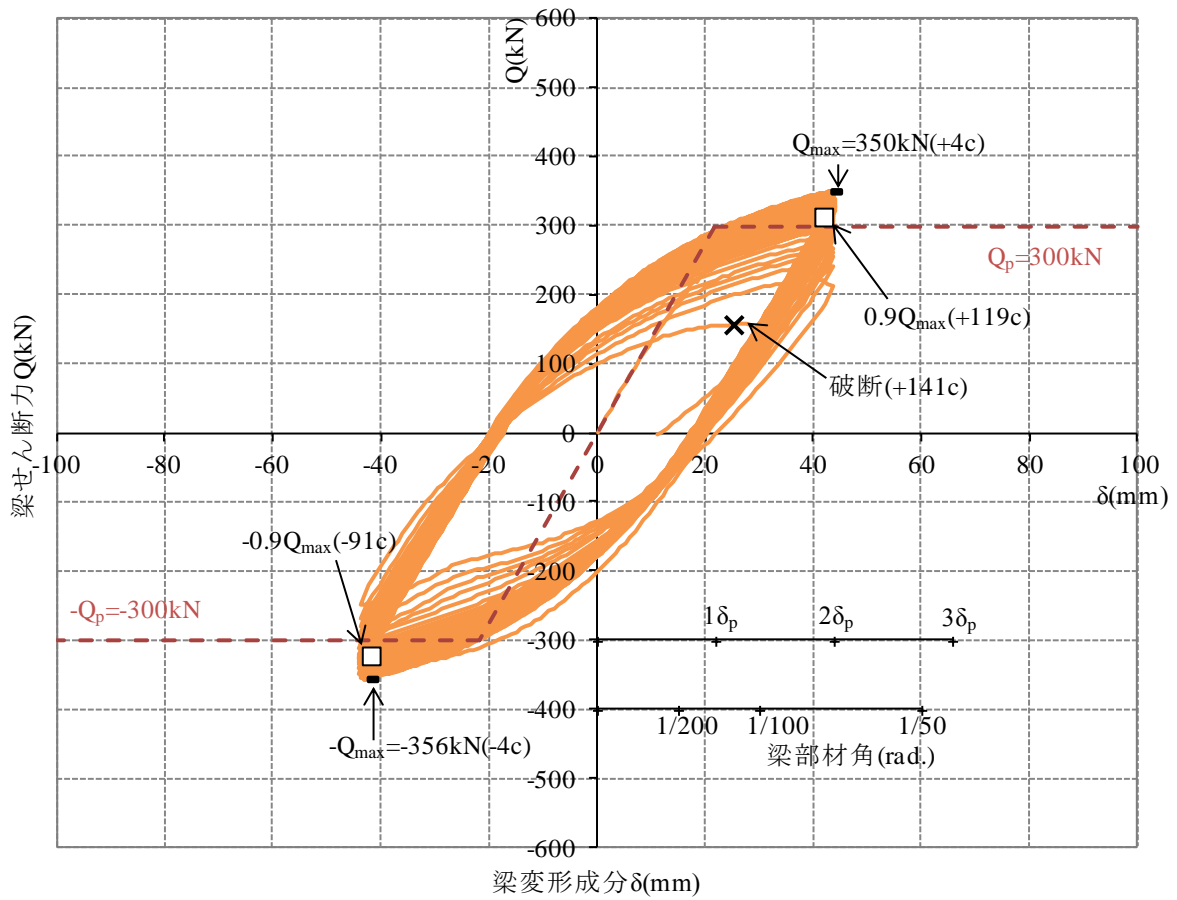


図 2.2.2-7(a) 荷重－変形関係(試験体 AD-2)

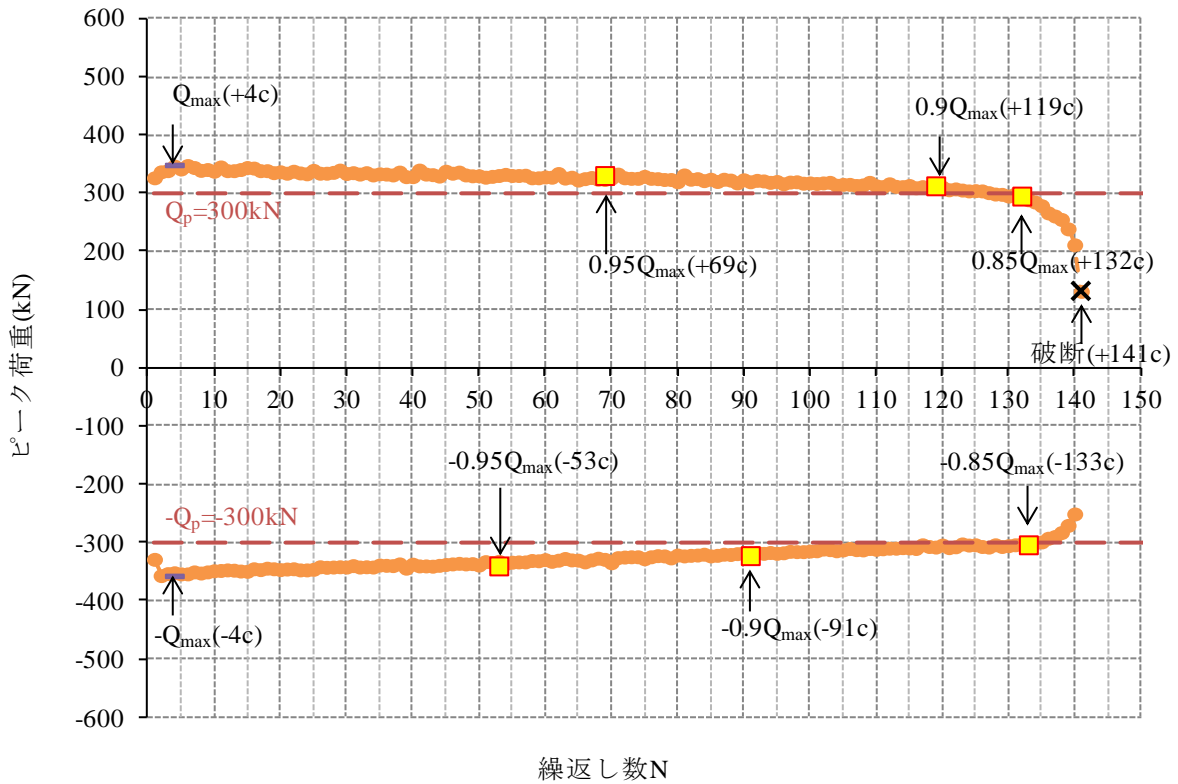


図 2.2.2-8(a) ピーク荷重の推移(試験体 AD-2)

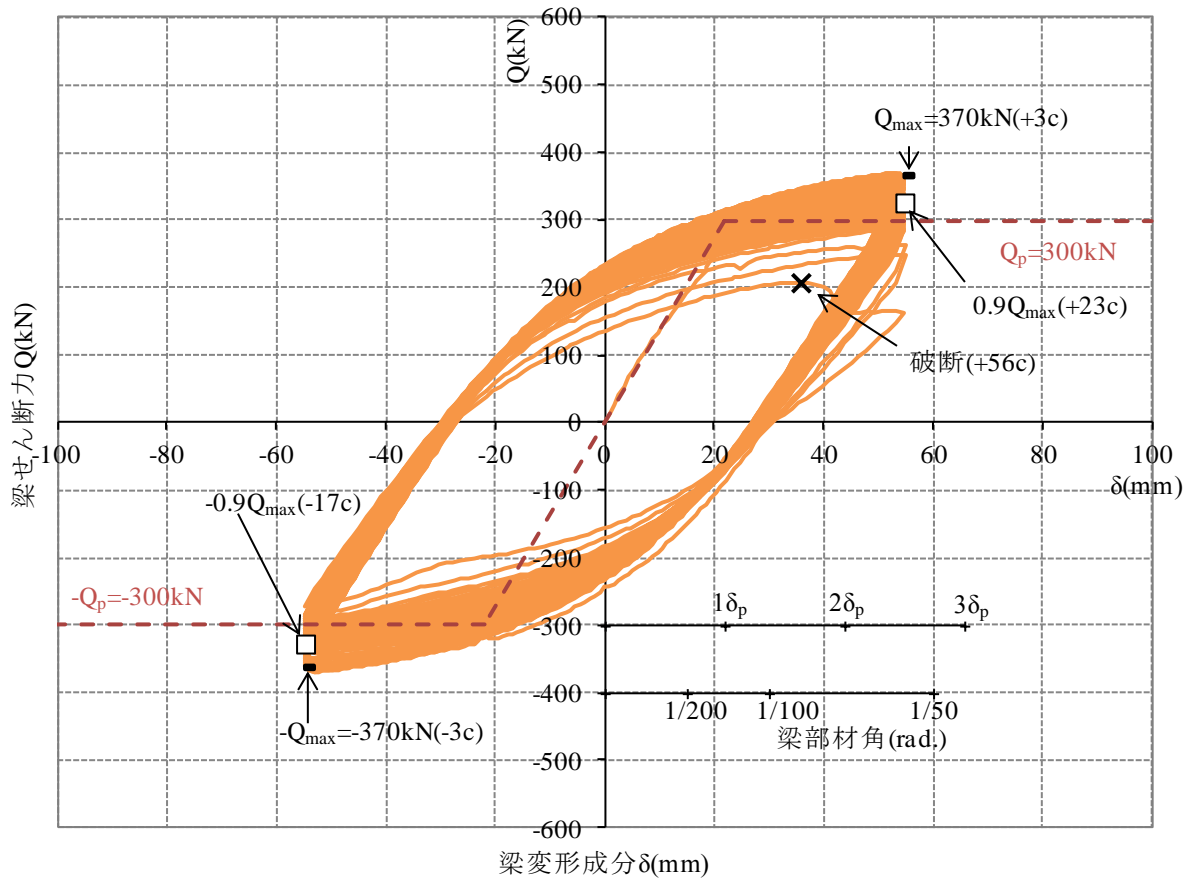


図 2.2.2-7(b) 荷重—変形関係(試験体 AD-2.5)

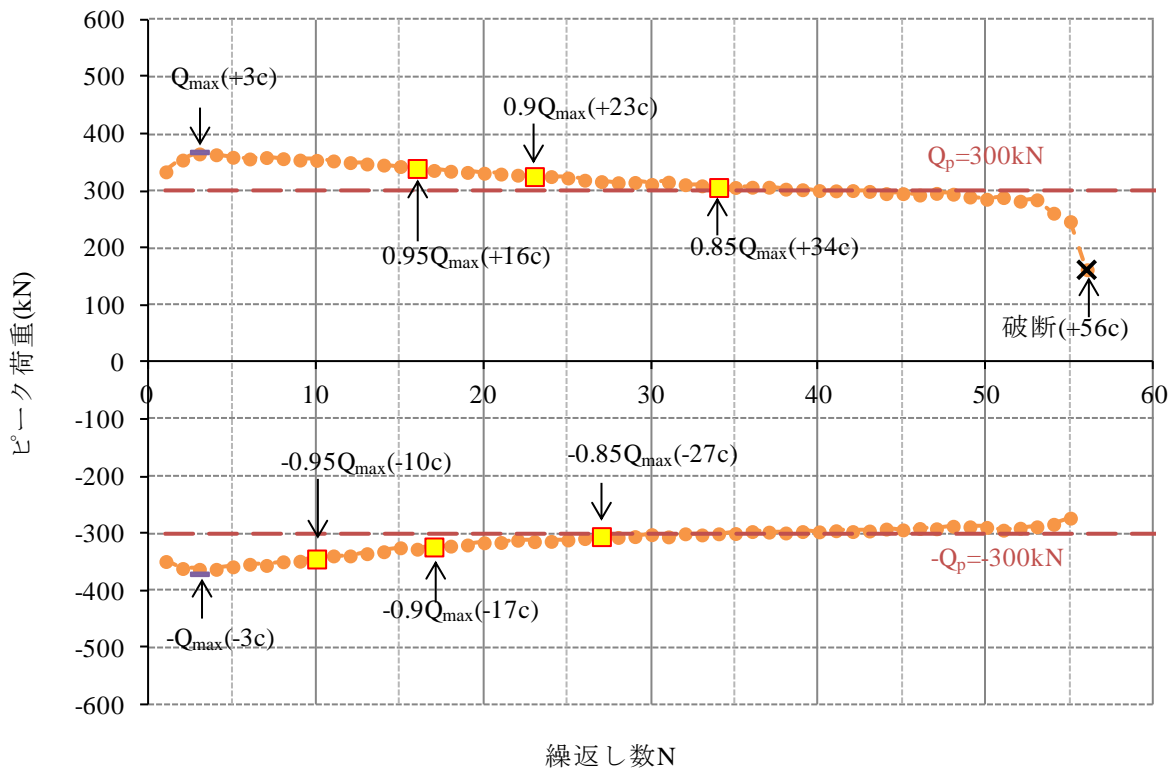


図 2.2.2-8(b) ピーク荷重の推移(試験体 AD-2.5)

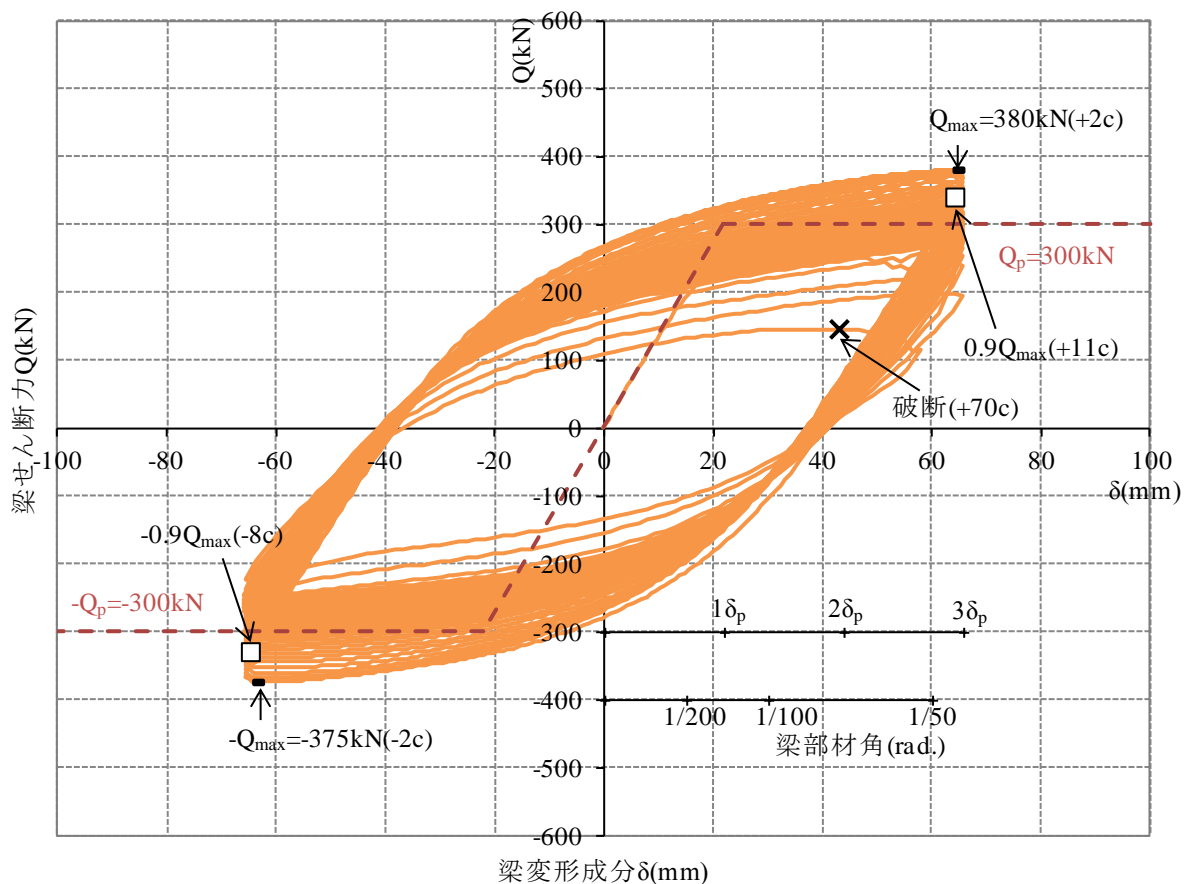


図 2.2.2-7(c) 荷重－変形関係(試験体 AD-3)

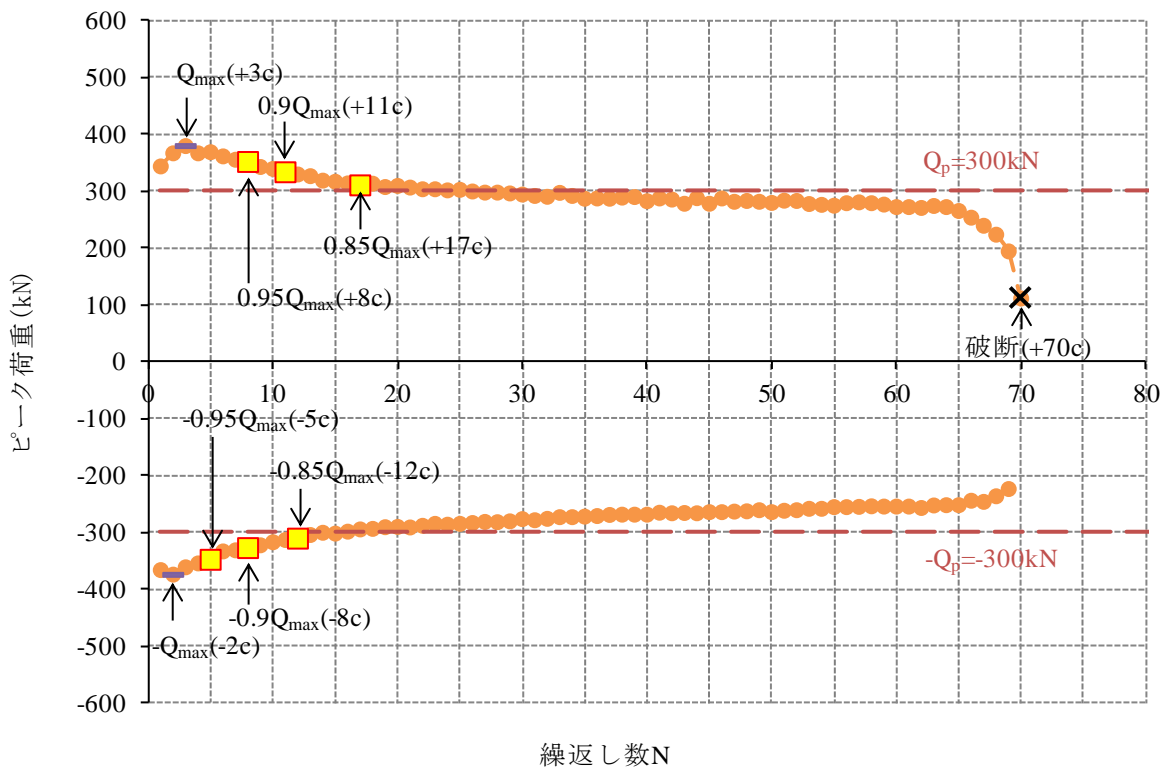


図 2.2.2-8(c) ピーク荷重の推移(試験体 AD-3)

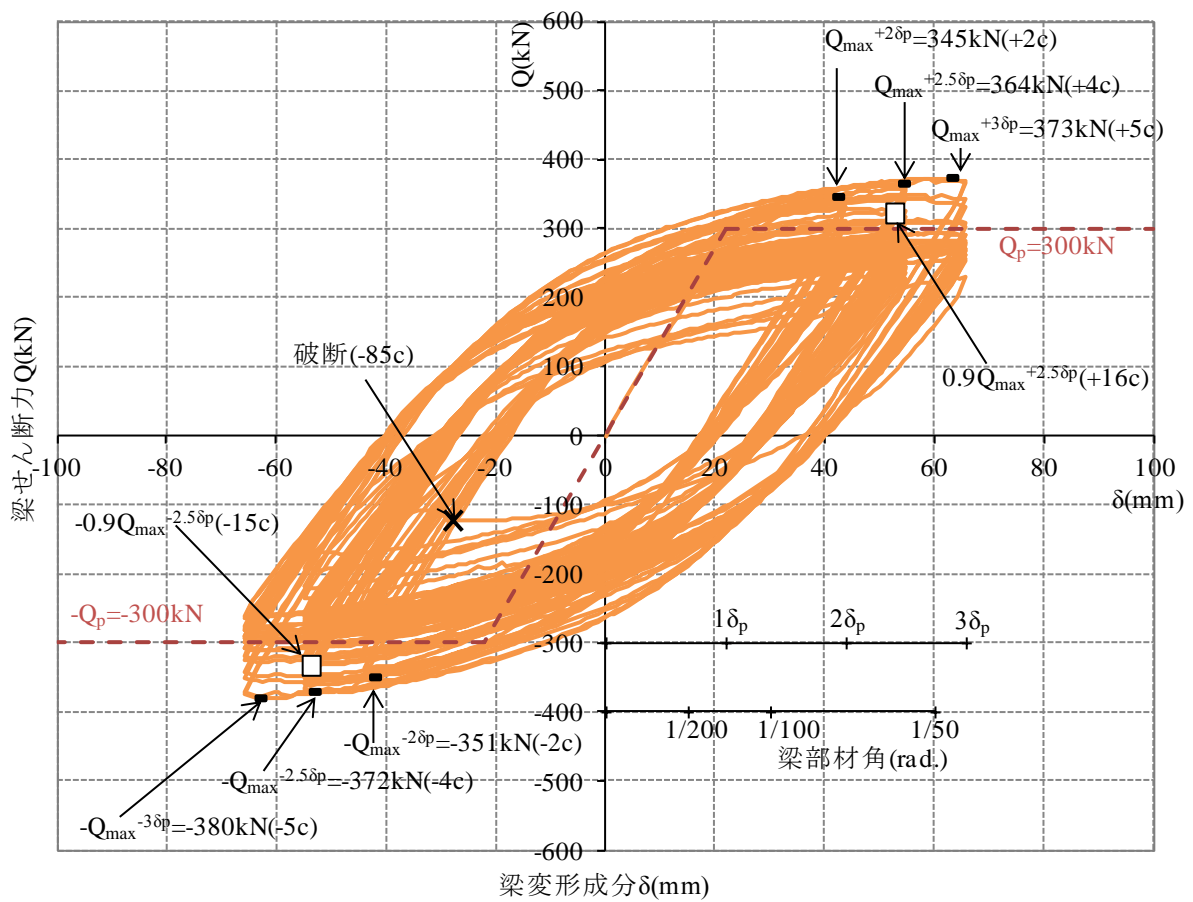


図 2.2.2-7(d) 荷重—変形関係(試験体 AD-R1)

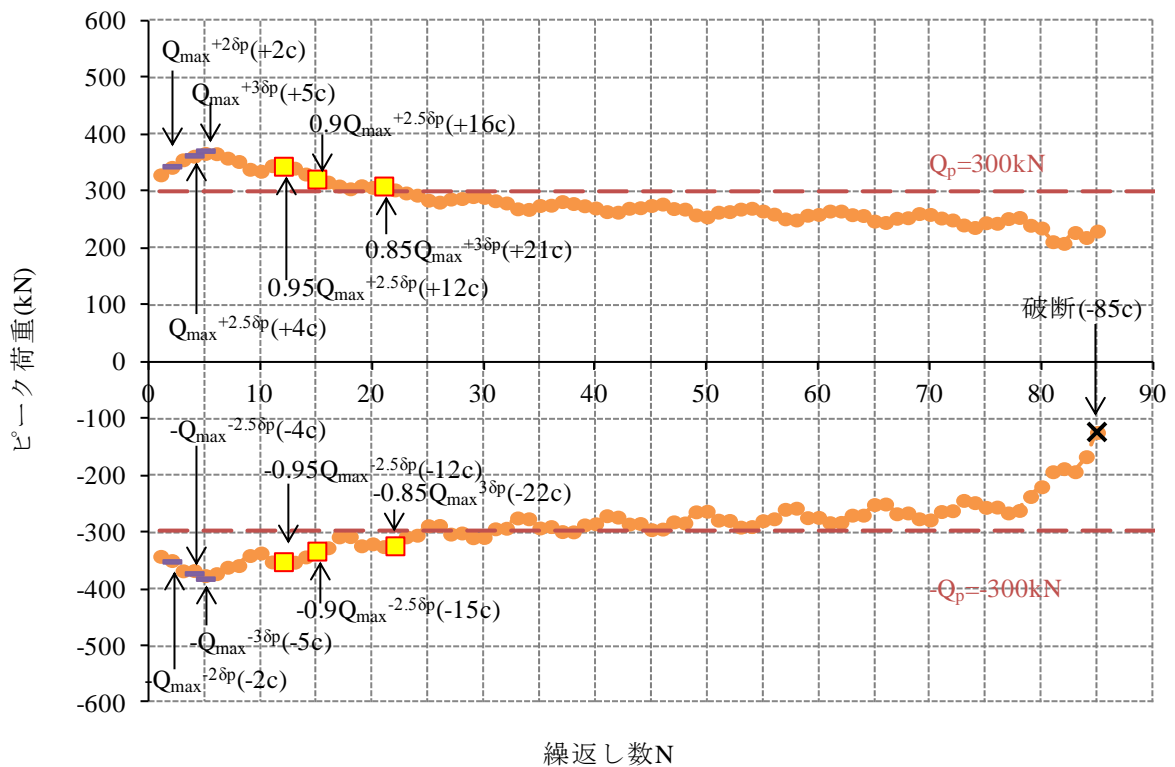


図 2.2.2-8(d) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R1)

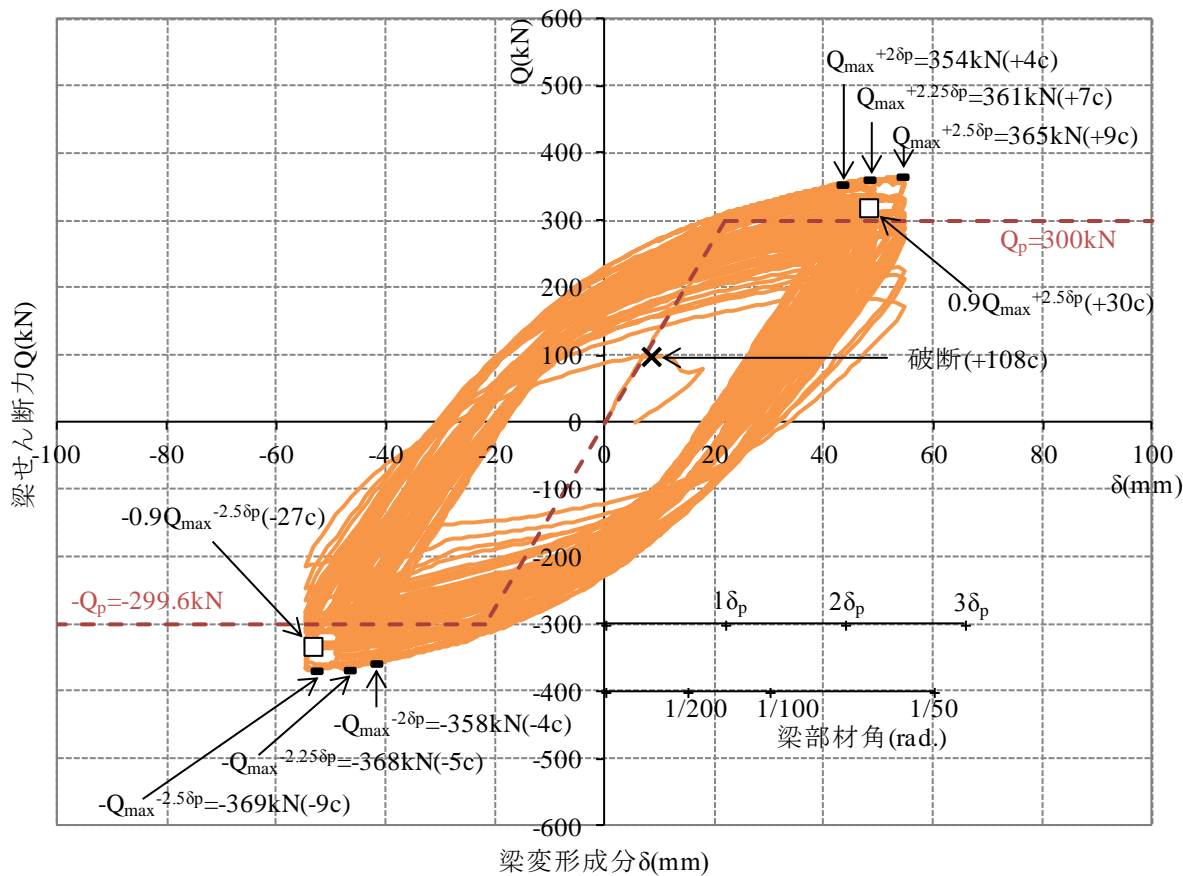


図 2.2.2-7(e) 荷重—変形関係(試験体 AD-R2)

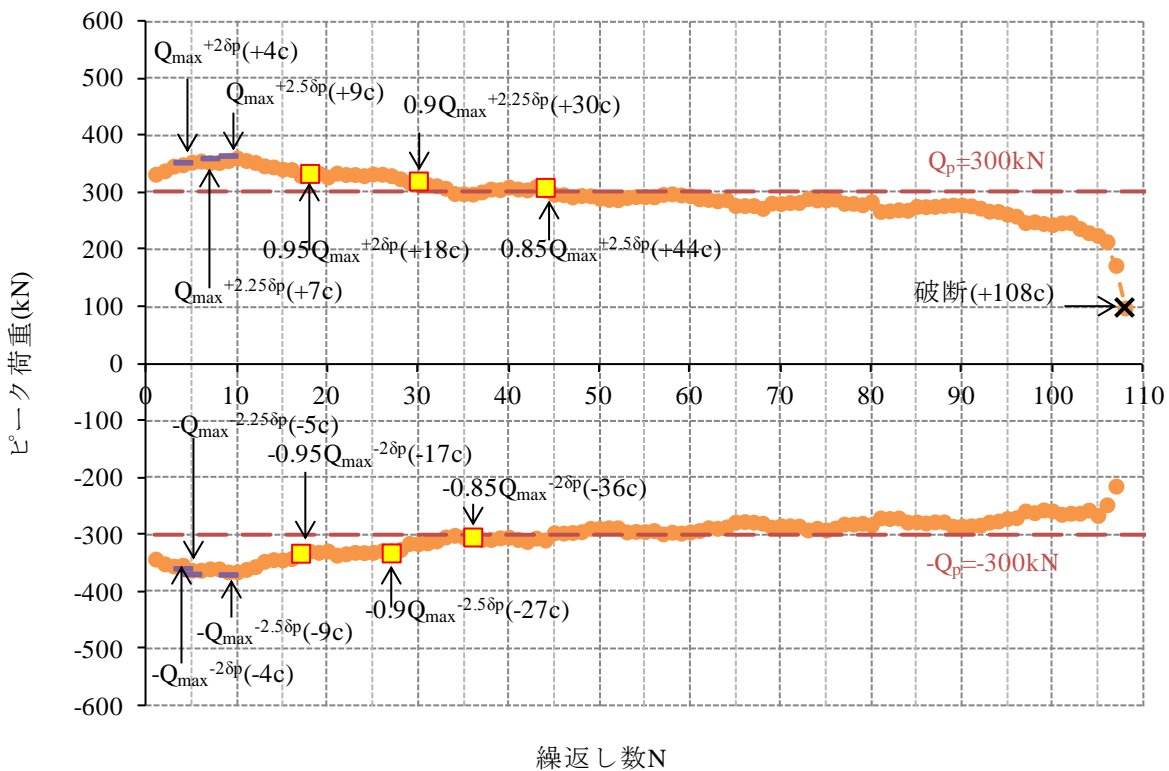


図 2.2.2-8(e) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R2)

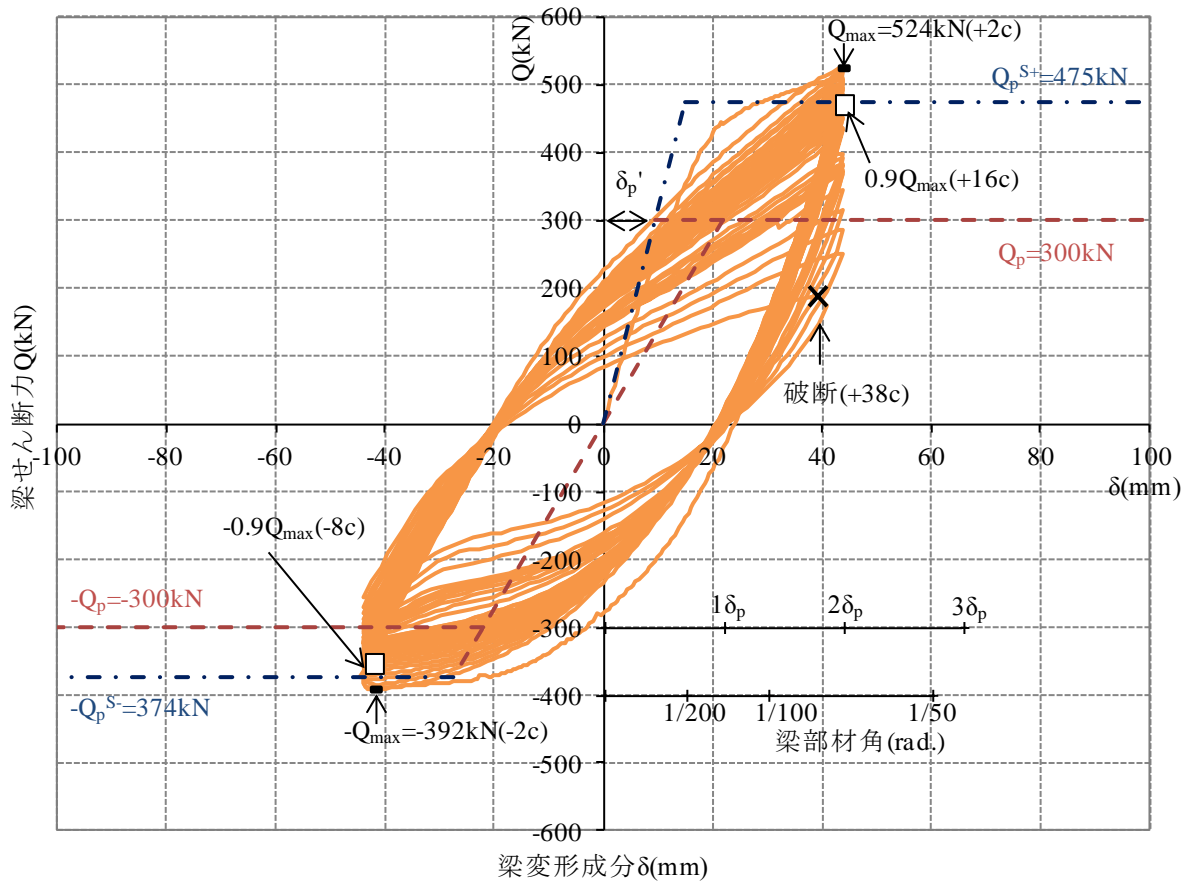


図 2.2.2-7(f) 荷重－変形関係(試験体 AD-2-S)

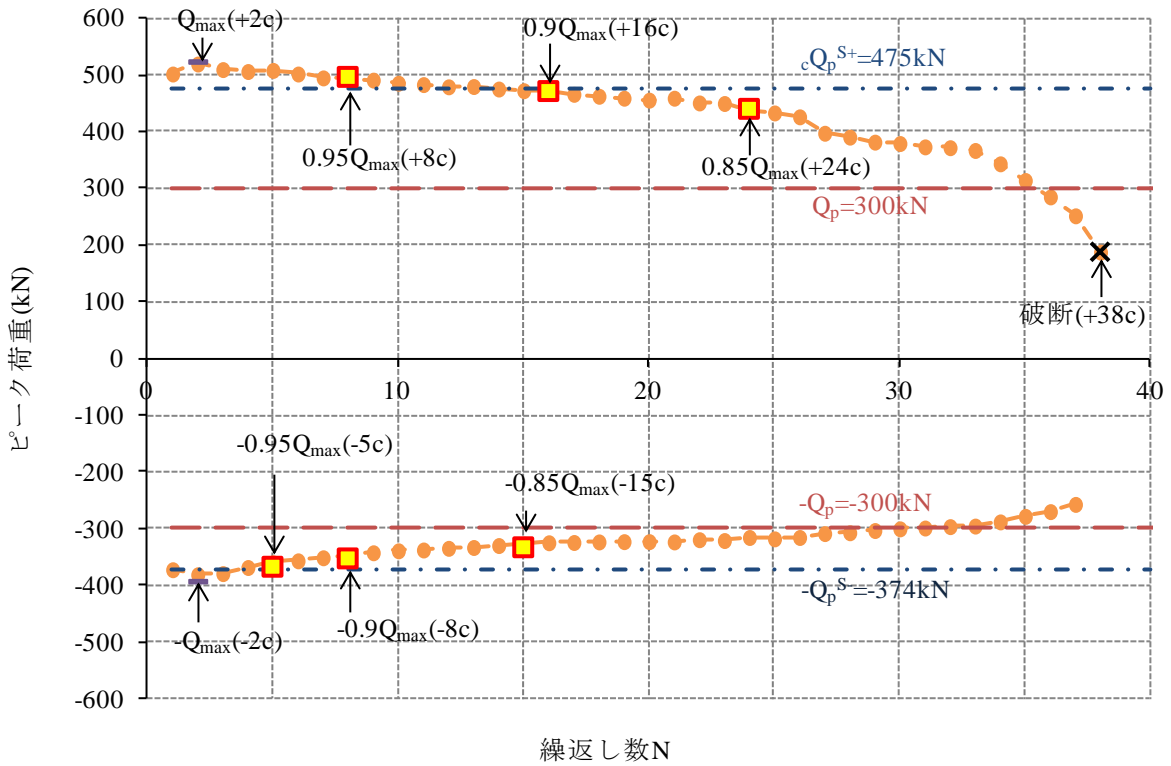


図 2.2.2-8(f) ピーク荷重の推移(試験体 AD-R2)

3) 多数回繰返し特性

・変位振幅とサイクル数の関係

塑性率 (δ / δ_p) 表現による変位振幅と荷重低下時(0.95 Q_{max} 時, 0.9 Q_{max} 時, 0.85 Q_{max} 時)および破断時の繰返し回数 ($N_{95\%}$, $N_{90\%}$, $N_{85\%}$, N_f) との関係を図 2.2.2-9 に示す。図の縦軸, 横軸ともに対数表示としている。

試験体 AD-2, AD-2.5, AD-3 の各々に関して, 各荷重低下時における対数表示による塑性率 (δ / δ_p) と繰返し回数 ($N_{95\%}$, $N_{90\%}$, $N_{85\%}$, N_f) との関係に直線回帰分析を適用した結果を以下に示す (図に点線および実線で併記)。荷重低下時の回帰式(0.95 Q_{max} 時, 0.9 Q_{max} 時, 0.85 Q_{max} 時)は, いずれも相関性が高く, 各回帰式の勾配(繰返し数に係る乗数)も良く一致していることが分かる。

AD シリーズ : BH-600×200×9×16(SM490A)

- ・回帰式 [0.95 Q_{max} 時] : $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{95\%}^{0.165}=3.80$
- ・回帰式 [0.9 Q_{max} 時] : $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{90\%}^{0.161}=4.09$
- ・回帰式 [0.85 Q_{max} 時] : $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_{85\%}^{0.165}=4.43$
- ・回帰式 [破断時] : $(\delta / \delta_p) \cdot {}_cN_f^{0.323}=10.22$

・変動振幅における累積損傷度の検証

変動振幅(AD-R1, AD-R2)における累積損傷度の評価にマイナー則を適用した結果を表 2.2.2-11 に示す。変動振幅載荷における各荷重低下時(0.95 Q_{max} , 0.9 Q_{max} , 0.85 Q_{max})と破断時について, 上記の回帰式を用いて算出した累積損傷度は, AD-R1 : ${}_cD_{95\%}=1.030$, ${}_cD_{90\%}=1.018$, ${}_cD_{85\%}=0.833$, ${}_cD_f=1.222$, AD-R2 : ${}_cD_{95\%}=0.750$, ${}_cD_{90\%}=0.716$, ${}_cD_{85\%}=0.595$, ${}_cD_f=1.000$ であった。

・スラブ付試験体の評価

スラブ付試験体(合成梁)の正曲げ剛性は, スラブの存在により純鉄骨梁の剛性と比べて高くなる。そこで, 合成梁としての塑性率について, 正側は合成梁の正曲げ剛性を用い, 負側は鉄骨梁の弾性剛性を用いて算出したそれぞれの塑性率の平均として次式で算出する。

$$\text{合成梁の塑性率} : \mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$$

$$\text{ここで, } \delta_p' = Q_p / {}_cK, \delta_p = Q_p / {}_sK$$

(Q_p : 鉄骨梁の全塑性耐力, ${}_cK$: 合成梁の正曲げ剛性, ${}_sK$: 鉄骨梁の弾性剛性)

図 2.2.2-10 中の□は塑性率を補正していない AD-2-S の実験結果 ($\delta / \delta_p=2.0$), ■は上記の補正を行った AD-2-S の実験結果 ($\mu'=3.34$) を示す。補正を行った実験結果に対して上記回帰式を適用すると, 0.9 Q_{max} 時の繰返し数の計算値 : 4 サイクル(実験値 : 8 サイクル), 破断時の繰返し数の計算値 : 31 サイクル(実験値 : 38 サイクル)となり, 実験結果に対して安全側に評価していることがわかる。

・H22 年度の実験結果との比較

変位振幅 (塑性率) - 繰返し数($N_{90\%}$)関係に関して H23 年度(AD シリーズ : BH-600×200×9×16 [SM490]) と H22 年度(BA シリーズ : BH-450×200×9×12 [SM490A], BD シリーズ : BH-450×200×6×12 [SM490A]) の実験結果を比較したものを図 2.2.2-10 に示す。0.9 Q_{max} 時の塑性率と繰返し回数の関係において, AD シリーズは, BD シリーズより上に位置しており, BA シリーズ

はやや下に位置している。よって、AD シリーズの梁部材の多数回繰返し性能は BD シリーズと BA シリーズの間に位置していると考えられる。

・ 既往の実験結果との比較

図 2.2.2-11(a)に変位振幅（塑性率）－繰返し数($0.9Q_{\max}$ 時)関係に関して、局部座屈で終局耐力 ($0.9Q_{\max}$)が決定する場合(AD シリーズ, BA シリーズ, BD シリーズ)と梁端溶接部の延性き裂で終局耐力が決定する場合の実験結果を重ねて示している。各実験結果の $0.9Q_{\max}$ 時の回帰式について、梁部材の局部座屈で決まる場合と梁端接合部のき裂で決まる場合とでは傾きが異なるため、局部座屈の回帰曲線と延性き裂の回帰曲線が交差する領域がある。これは、終局耐力の決定要因が変化する境界であり、この領域よりも大きな変位振幅の多数回繰返しでは、局部座屈が先行して発生すると考えられる。図中の G 及び K は、1995 年以前の超高層鉄骨造建築物で使用された梁端接合部ディテールを再現した試験体であり、概ね塑性率 3 を超える変位振幅の多数回繰返しで、局部座屈が先行して発生すると考えられる。ただし、梁端溶接部の性能がさらに良い場合、より小さな変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

図 2.2.2-11(b)に、図 2.2.2-11(a)同様の試験体について、変位振幅（塑性率）－繰返し数(破断時)関係を示す。局部座屈が発生した試験体(AD シリーズ, BA シリーズ, BD シリーズ)の破断時の繰返し数は、局部座屈を発生させない試験体(G, K, NSSA, NSWA)と比べてばらつきが大きく、相関性が低い。回帰式の勾配は概ね他の試験体(G, K, NSSA, NSWA)と一致している。

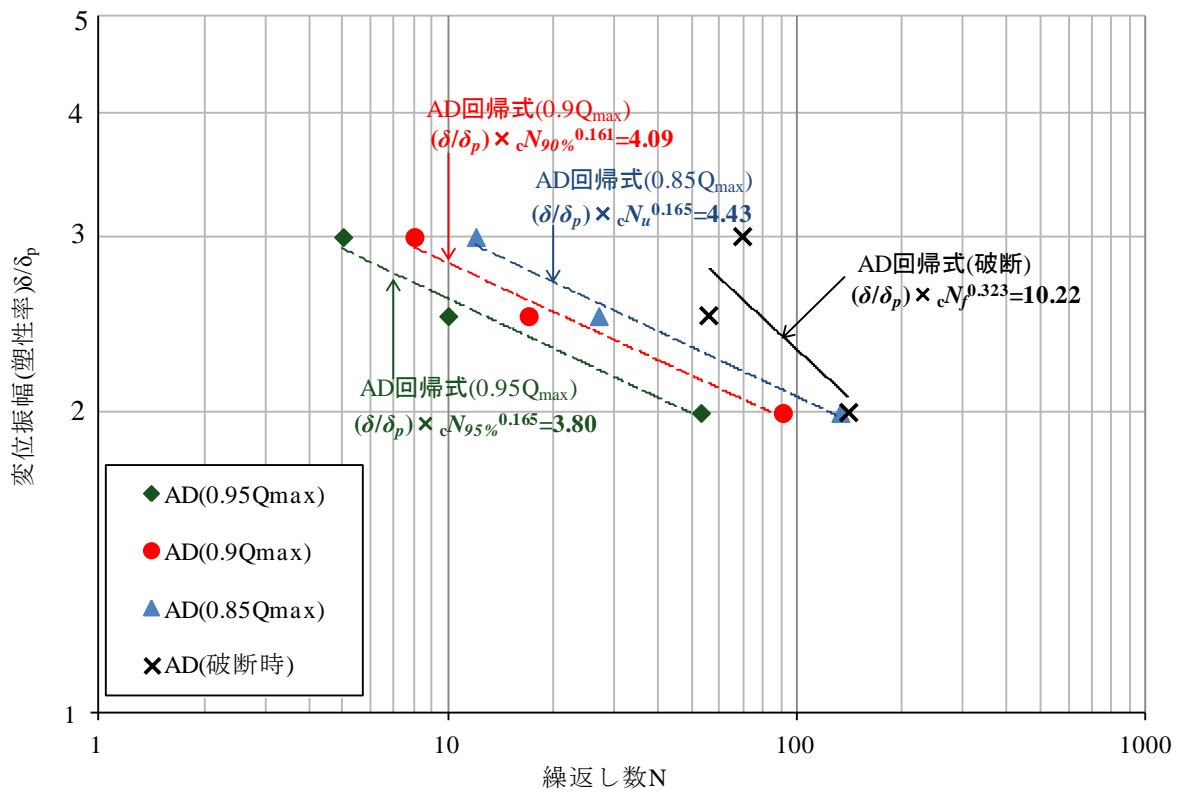


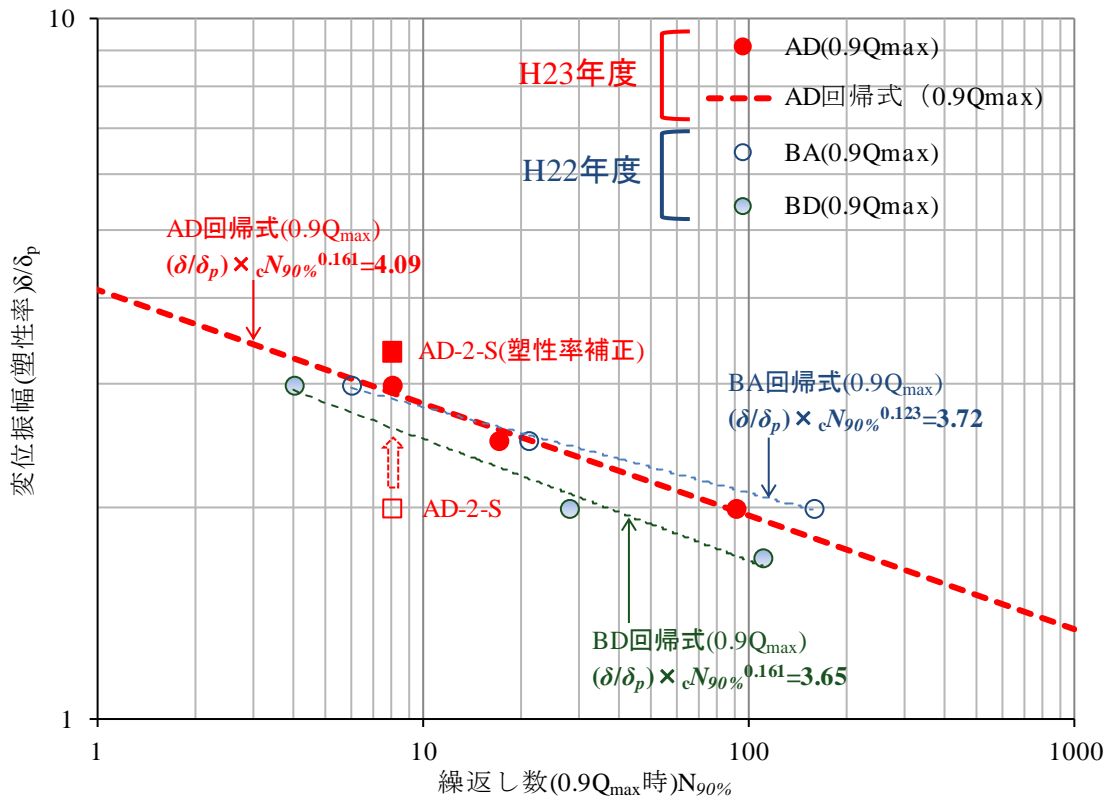
図 2.2.2-9 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係[AD シリーズ]

表 2.2.2-11(a) 変動振幅(AD-R1)におけるマイナー則の検討: 回帰式より算出

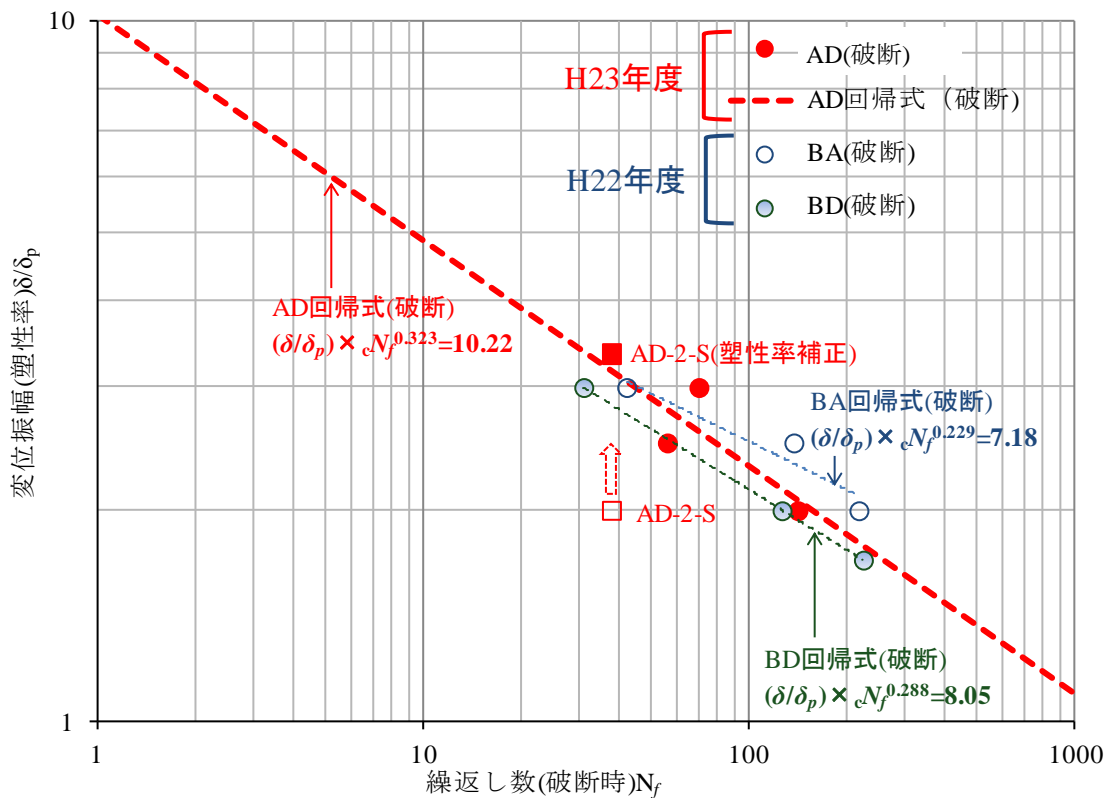
変動振幅(AD-R1)			0.95Q _{max}		0.9Q _{max}		0.85Q _{max}		破断	
加力ブロック	サイクル	塑性率 δ/δ _p	回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出	
			疲労寿命 cN _{95%}	累積損傷度 cD _{95%} Σ(1/cN _{95%})	疲労寿命 cN _{90%}	累積損傷度 cD _{90%} Σ(1/cN _{90%})	疲労寿命 cN _{85%}	累積損傷度 cD _{85%} Σ(1/cN _{85%})	破断寿命 cN _f	累積損傷度 cD _f Σ(1/cN _f)
block1	1	2	49	0.020	85	0.012	124	0.008	147	0.007
	2	2	49	0.041	85	0.024	124	0.016	147	0.014
	3	2.5	13	0.120	21	0.071	32	0.047	74	0.027
	4	2.5	13	0.198	21	0.118	32	0.079	74	0.041
	5	3	4	0.436	7	0.263	11	0.173	42	0.065
	6	3	4	0.674	7	0.409	11	0.267	42	0.089
	7	2.5	13	0.753	21	0.456	32	0.299	74	0.102
	8	2.5	13	0.831	21	0.503	32	0.330	74	0.116
block2	9	2	49	0.852	85	0.515	124	0.338	147	0.123
	10	2	49	0.872	85	0.527	124	0.346	147	0.129
	11	2.5	13	0.951	21	0.574	32	0.377	74	0.143
	12	2.5	13	1.030	21	0.621	32	0.409	74	0.157
	13	3	4		7	0.767	11	0.503	42	0.180
	14	3	4		7	0.913	11	0.597	42	0.204
	15	2.5	13		21	0.960	32	0.629	74	0.218
	16	2.5	13		21	1.007	32	0.660	74	0.231
block3	17	2	49		85	1.018	124	0.668	147	0.238
	18	2	49				124	0.676	147	0.245
	19	2.5	13				32	0.707	74	0.259
	20	2.5	13				32	0.739	74	0.272
	21	3	4				11	0.833	42	0.296
	22	3	4						42	0.320
	23	2.5	13						74	0.334
	24	2.5	13						74	0.347
block11	81	2	49						147	1.164
	82	2	49						147	1.171
	83	2.5	13						74	1.185
	84	2.5	13						74	1.198
	85	3	4						42	1.222
	86	3	4							
	87	2.5	13							
	88	2.5	13							

表 2.2-11(b) 変動振幅(AD-R2)におけるマイナー則の検討: 回帰式より算出

変動振幅(AD-R2)			0.95Q _{max}		0.9Q _{max}		0.85Q _{max}		破断	
加力ブロック	サイクル	塑性率 δ/δ_p	回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出		回帰式より算出	
			疲労寿命 $cN_{95\%}$	累積損傷度 $D_{95\%}$ $\Sigma(1/cN_{95\%})$	疲労寿命 $cN_{90\%}$	累積損傷度 $D_{90\%}$ $\Sigma(1/cN_{90\%})$	疲労寿命 $cN_{85\%}$	累積損傷度 $D_{85\%}$ $\Sigma(1/cN_{85\%})$	破断寿命 cN_f	累積損傷度 D_f $\Sigma(1/cN_f)$
block1	1	2	49	0.020	85	0.012	124	0.008	159	0.006
	2	2	49	0.041	85	0.024	124	0.016	159	0.013
	3	2	49	0.061	85	0.035	124	0.024	159	0.019
	4	2	49	0.081	85	0.047	124	0.032	159	0.025
	5	2.25	24	0.123	41	0.071	61	0.049	110	0.034
	6	2.25	24	0.165	41	0.096	61	0.065	110	0.043
	7	2.25	24	0.206	41	0.120	61	0.082	110	0.052
	8	2.25	24	0.248	41	0.145	61	0.098	110	0.061
	9	2.5	13	0.327	21	0.192	32	0.130	80	0.074
	10	2.5	13	0.405	21	0.239	32	0.161	80	0.087
	11	2.5	13	0.484	21	0.286	32	0.192	80	0.099
	12	2.5	13	0.563	21	0.333	32	0.223	80	0.112
	13	2.25	24	0.604	41	0.357	61	0.240	110	0.121
	14	2.25	24	0.646	41	0.382	61	0.256	110	0.130
	15	2.25	24	0.688	41	0.406	61	0.273	110	0.139
	16	2.25	24	0.729	41	0.430	61	0.289	110	0.148
block2	17	2	49	0.750	85	0.442	124	0.297	159	0.154
	18	2			85	0.454	124	0.306	159	0.161
	19	2			85	0.466	124	0.314	159	0.167
	20	2			85	0.478	124	0.322	159	0.173
	21	2.25			41	0.502	61	0.338	110	0.182
	22	2.25			41	0.526	61	0.355	110	0.191
	23	2.25			41	0.551	61	0.371	110	0.200
	24	2.25			41	0.575	61	0.388	110	0.209
	25	2.5			21	0.622	32	0.419	80	0.222
	26	2.5			21	0.669	32	0.450	80	0.235
	27	2.5			21	0.716	32	0.482	80	0.247
	28	2.5					32	0.513	80	0.260
	29	2.25					61	0.529	110	0.269
	30	2.25					61	0.546	110	0.278
	31	2.25					61	0.562	110	0.287
	32	2.25					61	0.579	110	0.296
block3	33	2					124	0.587	159	0.302
	34	2					124	0.595	159	0.309
	35	2							159	0.315
	36	2							159	0.321
	37	2.25							110	0.330
	38	2.25							110	0.339
	39	2.25							110	0.348
	40	2.25							110	0.357
	41	2.5							80	0.370
	42	2.5							80	0.383
	43	2.5							80	0.395
	44	2.5							80	0.408
	45	2.25							110	0.417
	46	2.25							110	0.426
	47	2.25							110	0.435
	48	2.25							110	0.444
block7	97	2							159	0.894
	98	2							159	0.901
	99	2							159	0.907
	100	2							159	0.913
	101	2.25							110	0.922
	102	2.25							110	0.931
	103	2.25							110	0.940
	104	2.25							110	0.949
	105	2.5							80	0.962
	106	2.5							80	0.975
	107	2.5							80	0.987
	108	2.5							80	1.000
	109	2.25								
	110	2.25								
111	2.25									
112	2.25									

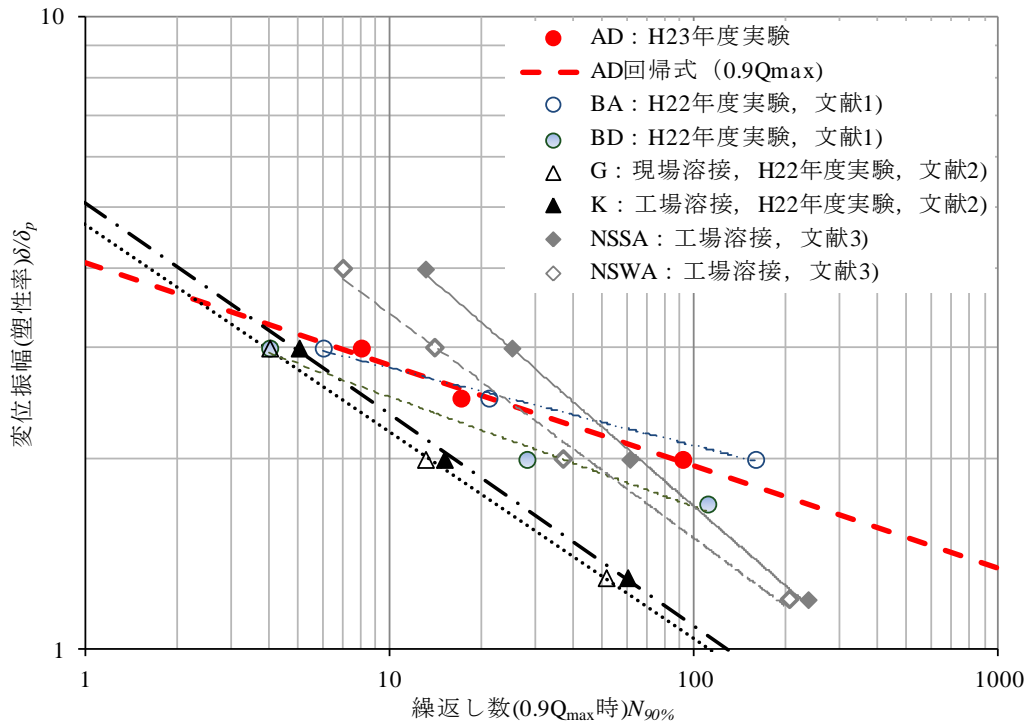


(a) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(0.9 Q_{max} 時)関係

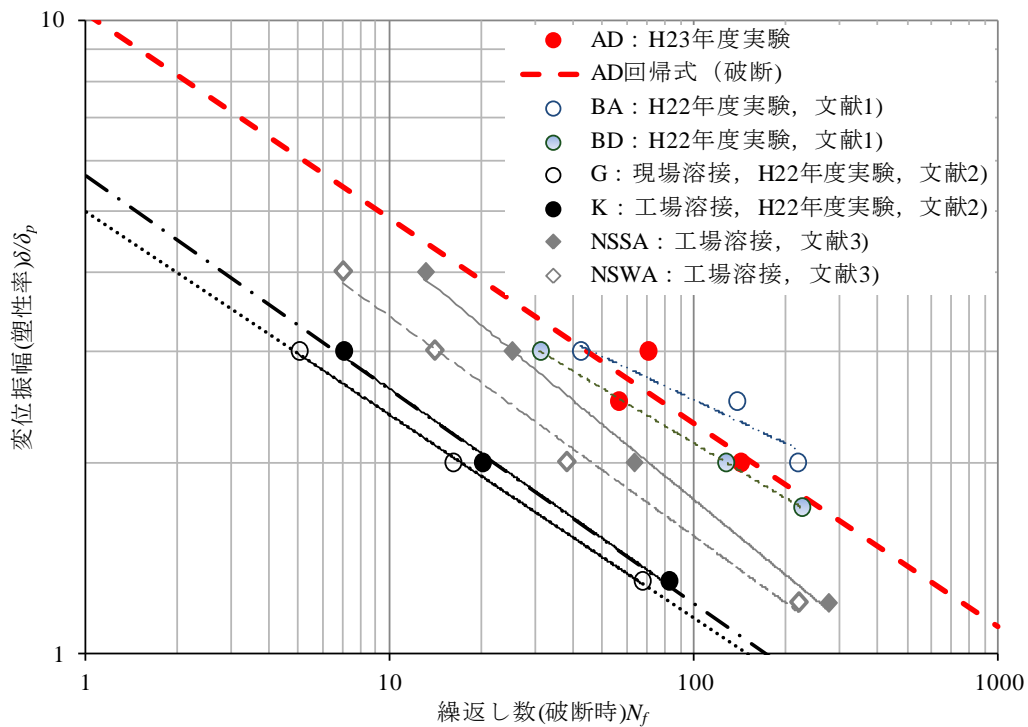


(b) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(破断時)関係

図 2.2.2-10 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係[H22年度の実験結果との比較]



(a) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(0.9Q_{max}時)関係



(b) 変位振幅(塑性率)－繰返し数(破断時)関係

図 2.2.2-11 変位振幅(塑性率)－繰返し数関係(既往の実験結果との比較)

<参考文献>

- 1) 平成 22 年度建築基準整備促進事業 27-2 「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書, pp.2.1.2-1~2.1.2-34, 平成 23 年 3 月
- 2) 平成 22 年度建築基準整備促進事業 27-2 「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書, pp.2.1.3-1~2.1.3-33, 平成 23 年 3 月
- 3) 吹田, 他: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響－塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁接合部の変形能力その 1－, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1135~1142, 2011.6

(5) 結論ならびに今後の課題

梁部材が長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、昨年度(BA, BD シリーズ)と幅厚比の異なる H 形断面梁部材(AD シリーズ: BH-600×200×9×16 [SM490])を対象とし、載荷パターン〔定振幅(±2δ_p, ±2.5δ_p, ±3δ_p), 変動振幅(±2δ_p~±3δ_p, ±2δ_p~±2.5δ_p)〕とスラブの有無を実験変数として多数回繰返し載荷実験を行った。

実験結果より得られた結論を以下に示す。

- 1) いずれの試験体においても、梁フランジ及びウェブの両方に局部座屈が発生し、梁フランジの局部座屈の発生に伴い、荷重低下が顕著になった。最大荷重の 95%に荷重が低下した時点(0.95Q_{max} 時)以降、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下は、繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示した。なお、き裂の進展が顕著になるまで急激な荷重低下は見られなかった。
- 2) 局部座屈波頂部の位置は、すべての試験体の梁ウェブ・梁フランジ共に、柱面からおおよそ 200mm(梁せいの 1/3)離れた位置であった。ただし、塑性率 3.0 の大きな変位振幅を含む試験体(AD-3, AD-R1)においては、片側のフランジに高次の座屈モードが発生し、約 300~400mm(梁せいの 1/2~2/3) の位置にも座屈波が確認された。
- 3) 主な最終破壊形式は、梁端 R 加工部(R=10mm)からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率 3.0 の定振幅の場合(試験体 AD-3) の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 4) 定振幅繰返し載荷の試験体 (AD-2, AD-2.5, AD-3) に関して、最大荷重の 90%に荷重が低下した時点 (0.9Q_{max} 時) での繰返し数(N_{90%})と変位振幅(塑性率)δ/δ_p との関係は、以下の回帰式で表現できる。

$$\bullet \text{ AD シリーズ回帰式 [0.9Q}_{\max} \text{ 時]} \quad : \quad (\delta/\delta_p) \cdot N_{90\%}^{0.161}=4.09$$

また、H23 年度試験体 (AD シリーズ) の梁部材の多数回繰返し性能は、H22 年度試験体(BD シリーズ: BH-450×200×6×12 [SM490A], BA シリーズ: BH-450×200×9×12 [SM490A]) の間に位置していると考えられる。

- 5) 変位振幅が塑性率 2.0 の定振幅のスラブ付試験体(AD-2-S)は、同じ変位振幅の純鉄骨試験体 (AD-2)と比べて局部座屈やき裂による荷重低下が顕著であった。純鉄骨梁試験体を対象にして得られた変位振幅（塑性率）と繰返し数の実験回帰式は、各荷重低下時(0.95Q_{max}, 0.9Q_{max}, 0.85Q_{max}, 破断)の繰返し数を危険側に評価するが、合成梁の剛性を考慮して塑性率を補正することにより、概ね安全側に評価できる。
- 6) 塑性率 2.0~3.0 の変動振幅載荷(AD-R1)と塑性率 2.0~2.5 の変動振幅載荷(AD-R2)において、最大荷重の 90%に荷重が低下した時点 (0.9Q_{max} 時) の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度 D_{90%}は、それぞれ 1.018, 0.716 であった。また、破断時に対する回帰式から求められる累積損傷度 D_fはそれぞれ 1.222, 1.000 であった。
- 7) 梁の耐力低下の要因が梁部材の局部座屈の場合と梁端接合部のき裂の場合とでは、回帰式 (0.9Q_{max} 時)の勾配が異なり、変位振幅が大きいほど局部座屈が梁の耐力低下の要因となり

やすい。また、梁端溶接部の性能が良いと、比較的小さな変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

なお、今後の課題として考えられる項目を以下に列記する。

- 1) 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握
- 2) シアスパン比の大小が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- 3) 梁フランジ、梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でのき裂進展を統一的に扱うことが可能な梁部材の保有性能評価法の確立

<参考文献>

- 2.2.2-1) 平成 22 年度 建築基準整備促進事業 27-2 「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書, pp.2.1.2-1～34, 2011.3
- 2.2.2-2) 日本建築センター：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 2.2.2-3) 加藤勉, 中尾雅躬：局部座屈に支配される H 形断面鋼部材の耐力と変形能力, 日本建築学会構造系論文集 第 458 号, pp.127～136, 1994
- 2.2.2-4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説, 2010
- 2.2.2-5) 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, 2003

2.3 梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験

2.3.1 梁端溶接部の多数回繰り返し载荷実験(H22 実施分)

(1) 背景・目的

建築物の設計に用いる長周期地震動およびそれらの作成手法が明確になりつつあるが、このような長時間にわたる長周期の外力下で塑性化する架構の限界性能については、いまだ不明な点が多い。本実験は、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物を対象とし、構造安全上重要な部位である柱梁接合部梁端溶接部に関して、長周期地震動により多数回繰返し変形を受ける場合の限界性能（耐力、変形能力、劣化性状等）を把握することを目的とする。

既存建物の実態調査(2.1 節)から、鉄骨梁端溶接部に関わる事項を要約すると以下の通りである。

□幅厚比について

- ・梁フランジの幅厚比は、年代に関わらず FA ランクが多く、幅厚比 4~9 程度に分布する。
- ・梁ウェブの幅厚比は、1995 年以前では FD ランクが確認されたが 1995 年以降はない。

□スカラップ形状について

- ・現場溶接形式では、1995 年までは下フランジ側を高さ 60mm 程度の耳形状とするものが多く確認された。
- ・工場溶接形式では、1995 年までは半径 35mm の 1/4 円形状とし、フィレット部はフランジ-ウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接のままとするものが多く確認された。
- ・1995 年以降は、現場溶接形式、工場溶接形式ともに、半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップ底に半径 10mm のアールを設けた複合円形状のものあるいはノンスカラップが多い。

□ウェブ高力ボルト接合部について

- ・1995 年以前のウェブ高力ボルト接合部はせん断力のみを負担させて曲げ負担を無視した設計が行われていた。このようなウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力について調査した結果を図 2.3.1-1 に示す。調査は 1979 年,1991 年竣工の超高層建物 2 棟について行った。図の縦軸は、ボルト接合部の最大曲げ耐力 $_{bolt}M_u$ に対する梁ウェブの全塑性モーメント $_wM_p$ の比を表す。 $_{bolt}M_u$ は全塑性状態を仮定して式(2.3.1-3)により求めた。図の横軸は、梁母材のウェブ曲げ負担割合 $_wM_p/bM_p$ を示す。既存超高層建物の $_{bolt}M_u/_wM_p$ は 0.3~0.7 の範囲にある。

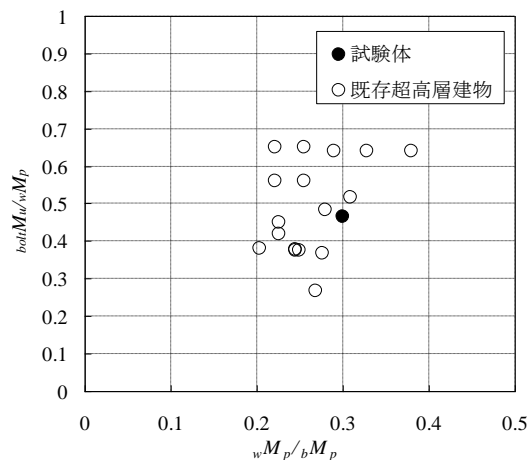


図 2.3.1-1 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

<曲げ耐力算定式>

$${}_bM_p : \text{梁の全塑性モーメント}$$

$${}_bM_p = {}_bZ_p \cdot F_y \quad (2.3.1-1)$$

$${}_wM_p : \text{梁ウェブの全塑性モーメント}$$

$${}_wM_p = {}_wZ_p \cdot F_y \quad (2.3.1-2)$$

$${}_{bolt}M_u : \text{ウェブボルト接合部の最大曲げ耐力}$$

$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (2.3.1-3)$$

記号

F_y : 梁鋼材の降伏強さ

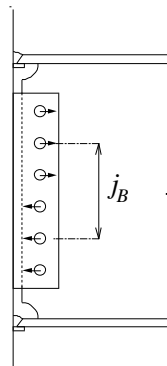
${}_bZ_p$: 梁の塑性断面係数

${}_wZ_p$: 梁ウェブの塑性断面係数

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)



既往の研究のうち、定変位振幅繰返し载荷を行った実験の諸元を表 2.3.1-1 に示す。梁端溶接部の長周期地震動を想定した低サイクル疲労特性の把握を目的とし、载荷振幅を実験変数とした系統的な実験は文献 2.3.1-3), 2.3.1-4)の研究がある。

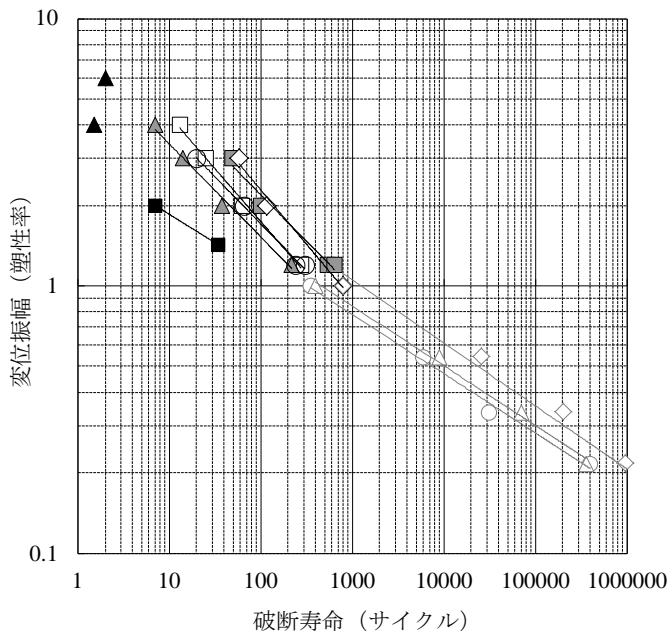
- ・試験体の柱梁接合部は通しダイアフラム形式、梁端溶接部は工場溶接形式を対象。
- ・スカラップ形式は、半径 35mm の 1/4 円のスカラップ底に半径 10mm のアールを設けた複合円形状とノンスカラップの 2 種。
- ・変位振幅は、塑性率で 1.2, 2, 3, 4 の 4 種。

以上より、実態調査の結果を反映し、また、既往研究で把握できていない実験因子を考慮して、以下に示す試験体を基本に計画をすることとした。

1. 試験体は現場溶接形式と工場溶接形式の 2 種を対象とする。
2. スカラップ形状として、現場溶接形式は半径 35mm の 1/4 円形状と耳形形状の 2 種とし、工場溶接形式は半径 35mm の 1/4 円形状とする。スカラップ底は回し溶接のままとする。
3. ウェブ高力ボルト接合部は 1 列配置とし、 ${}_{bolt}M_u/{}_wM_p$ が実態調査結果の中間値 0.5 程度になるように設定する。

表 2.3.1-1 既往の定振幅繰返し载荷実験概要および疲労曲線

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	タ°イフレーム	梁端接合形式	接合詳細	その他	変位振幅 (塑性率)	破断寿命	破壊状況 (起点)				
文献 2.3.1-1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A) □-300×300×19×19 (SM490A)	内 タ°イフレーム	工場溶接	ノスカラップ°	鋼製 エンド°タブ° 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁				
								2.0	118	溶接止端縁				
								3.0	58	溶接止端縁				
		SC-L1					現場溶接	1/4円:25+10R		1.0	350	溶接止端縁		
		SC-L2						1/4円:25+10R		1.0	400	溶接止端縁		
	高サイクル 疲労実験	NS-H					工場溶接	ノスカラップ°		1.0	800	溶接止端縁		
										0.54	25700	溶接止端縁		
										0.34	204000	溶接止端縁		
										0.22	960000	溶接止端中央		
										0.14	3000000	溶接止端縁		
SC-H1				工場溶接	スカラップ° 25R+10R		1.0	350	溶接止端縁					
							0.54	6000	溶接止端縁					
						0.34	31500	溶接止端縁						
						0.22	400000	スカラップ°底						
	SC-H2			現場溶接	スカラップ° 25R+10R		1.0	400	溶接止端縁					
							0.54	8900	溶接止端縁					
							0.34	70000	スカラップ°底					
							0.22	360000	スカラップ°底					
文献 2.3.1-2) 2006	B-SW2	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 タ°イフレーム PL-19 (SN490B)	現場溶接	上フランジ: 1/4円:20R	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)			下フランジ: 耳形		1.43	34	溶接止端縁				
文献 2.3.1-3) 2009	SC-1.2A	SC	H-400×200×8×13 (SN400B) □-300×300×16 (BCR295)	通し タ°イフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円: 35R+10R	フラックス 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			
	SC-3.0									3.0	20	スカラップ°底		
	NS-1.2A	NS								ノスカラップ°		1.2	541	溶接止端縁
	NS-1.2B										1.2	635	溶接止端縁	
	NS-2.0										2.0	101	溶接止端縁	
NS-3.0						3.0	49	溶接止端縁						
文献 2.3.1-4) 2010	NSS-1.2A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B)	通し タ°イフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノスカラップ°	フラックス 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)							溶接材料 YGW-11	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 2.3.1-5) 2010	No.2-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A)	通し タ°イフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形	鋼製 エンド°タブ° 被覆アーケ 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		スカラップ°底



既往の低サイクル疲労実験

- ◇ NS-L^{2.3.1-1)} 工場・ノスカラップ°
- NS^{2.3.1-3)} 工場・ノスカラップ°・SN400B
- NSS^{2.3.1-4)} 工場・ノスカラップ°・SN490B
- ▲ NSW^{2.3.1-4)} 工場・ノスカラップ°・柱薄板
- SC^{2.3.1-3)} 工場・1/4円35R+10R
- BSW^{2.3.1-2)} 現場・1/4円20R
- ▲ No.2^{2.3.1-5)} 現場・耳形

既往の高サイクル疲労実験

- ◇ NS-H^{2.3.1-1)} 工場・ノスカラップ°
- SC-H1^{2.3.1-1)} 工場・1/4円25R+10R
- △ SC-H2^{2.3.1-1)} 現場・1/4円25R+10R

変位振幅－破断寿命関係

(2) 試験体

1) 試験体諸元

表 2.3.1-2 に試験体一覧を、図 2.3.1-2 に試験体の全体形状を示す。試験体は、溶接組立箱形断面柱（□-500×500×25）に溶接組立H形断面梁（BH-600×200×12×19）を接合した実大規模のト形柱梁骨組である。梁のフランジ材およびウェブ材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を、柱材には建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を使用した。梁の幅厚比はフランジ： $b/t_f=5.3$ ，ウェブ： $d/t_w=50$ であり，部材種別は FA ランクである。試験体の柱フェイスから加力点位置までの距離は 3.0m，柱の支点間距離は 3.6m である。製作工場からの運搬の都合で，梁の中間に継手を設けている。

試験体数は 6 体で，梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした。図 2.3.1-3 に試験体梁端部の接合詳細を示す。梁端接合形式は現場溶接形式と工場溶接形式の 2 種とした。

G シリーズは現場溶接形式の試験体であり，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している。フランジは上下ともに実部材における下フランジを想定し，フランジ端は上下ともに内開先とした。梁ウェブ端にはスカラップを設けた。上フランジ側のスカラップは半径 35mm の 1/4 円形状とし，フィレット部はフランジ-ウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接のままとした。下フランジ側のスカラップは高さ 60mm の耳形形状とした。ウェブ高力ボルト接合部は梁ウェブの曲げ負担を考慮しない設計とし，1 列配置 6-M22(F10T)（曲げ耐力比 ${}_{bolt}M_u/wM_p=0.47$ ：前掲の図 2.3.1-1 参照）とした。なお，現行の日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」^{2.3.1-6}で設計したウェブボルト接合部の仕様は 2 列配置 12-M22(F10T)（ ${}_{bolt}M_u/wM_p=0.93$ ）となる。

K シリーズは工場溶接形式の試験体であり，フランジおよびウェブとも溶接により柱に接合している。梁ウェブ端には半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップを設け，フィレット部は回し溶接のままとした。

表 2.3.1-2 試験体一覧

試験体名	断面	梁端接合形式	変位振幅	備考
G-1	梁：(SM490A) BH-600×200×12×19 フランジ幅厚比 $b/t_f=5.3$ ウェブ幅厚比 $d/t_w=50$	現場溶接	$\pm 1.3\delta_p$	スカラップ： 上側 35R(回し溶接まま) 下側 耳形スカラップ 鋼製エンドタブ(切断しない)
G-2			$\pm 2\delta_p$	
G-3			$\pm 3\delta_p$	
K-1	柱：(SN490C) □-500×500×25×25	工場溶接	$\pm 1.3\delta_p$	スカラップ：35R(回し溶接まま) 鋼製エンドタブ(切断しない)
K-2			$\pm 2\delta_p$	
K-3			$\pm 3\delta_p$	

※ δ_p ：全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(21.5mm)

□共通事項

梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブを用い、溶接後に切断はしていない。梁フランジの溶接はCO₂半自動溶接であり、一層多パス盛の積層方法とした。溶接姿勢は、現場溶接形式では下向き溶接（製作では下フランジを溶接した後、試験体を上下反転させて上フランジを溶接）であり、工場溶接形式では横向き溶接である。溶接ワイヤは YGW-11（銘柄：MG-50），ワイヤ径 1.2φを使用した。溶接条件は特に管理（指定）しなかったが、結果的に入熱 30kJ/cm 以下、パス間温度 250℃以下であった。裏当て金の組立溶接は、現場溶接形式ではエンドタブ位置の開先内で柱スキンプレートおよび梁フランジと接合し（現行 JASS6^{2.3.1-7}と同様），工場溶接形式では開先外で柱スキンプレートおよび梁フランジと 40mm 程度のすみ肉溶接で接合した。

梁フランジとウェブの溶接は、スカラップ底手前 70mm まではサブマージアーク溶接で接合し、回し溶接を含む残りの部分を CO₂半自動溶接で接合した。なお、実態調査において、耳形スカラップは主にロールH形鋼に用いられていたことから、ビルトH形鋼の本試験体では、図 2.3.1-3(c)に示すように、耳形のスカラップ底から 40mm の範囲のみウェブに開先を設けてフランジとウェブの不溶接部を無くすように突合せ溶接とした。

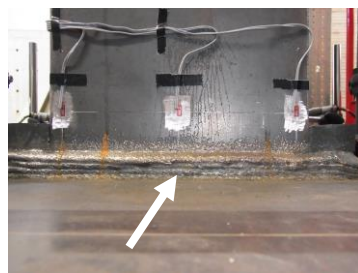
箱形断面柱の角溶接はサブマージアーク溶接で、内ダイアフラムと柱スキンプレートの溶接は 4 面とも非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接とした。

□梁端溶接部のフランク角

G-1 と K-1 試験体について、フランジ溶接止端とスカラップ底の回し溶接部の型をとり、フランク角を計測した。その結果を表 2.3.1-3 に示す。各溶接部のフランク角は、132° ～145° の範囲であった。

表 2.3.1-3 梁端溶接部のフランク角

試験体	フランジ中央溶接止端		スカラップ底の回し溶接	
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ
G-1	-	-	139°	144°
K-1	132°	139°	136°	145°



フランジ溶接止端中央(K-1)



スカラップ底の回し溶接(K-1)



スカラップ底の回し溶接(G-1)



耳形スカラップ底(G-1)

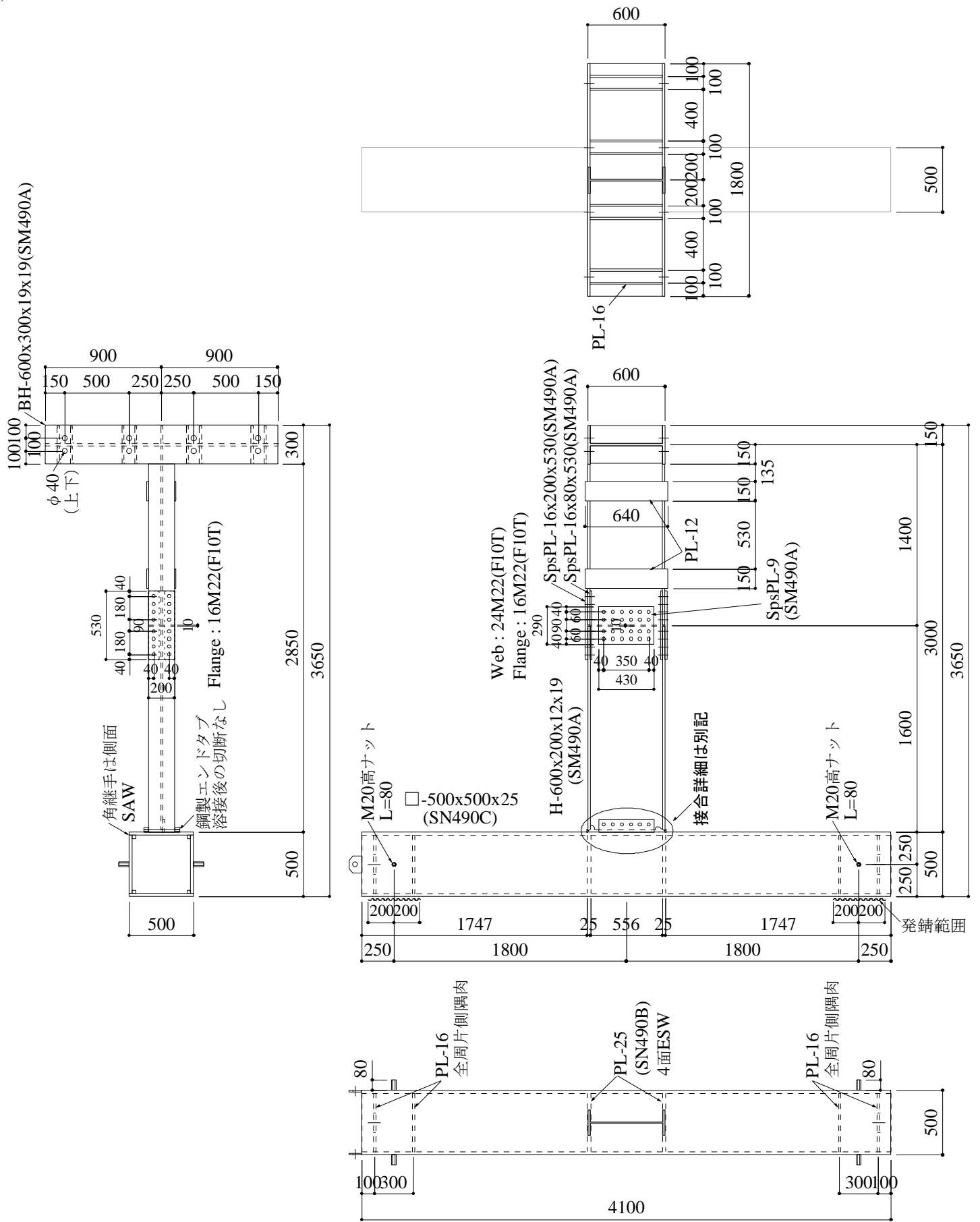
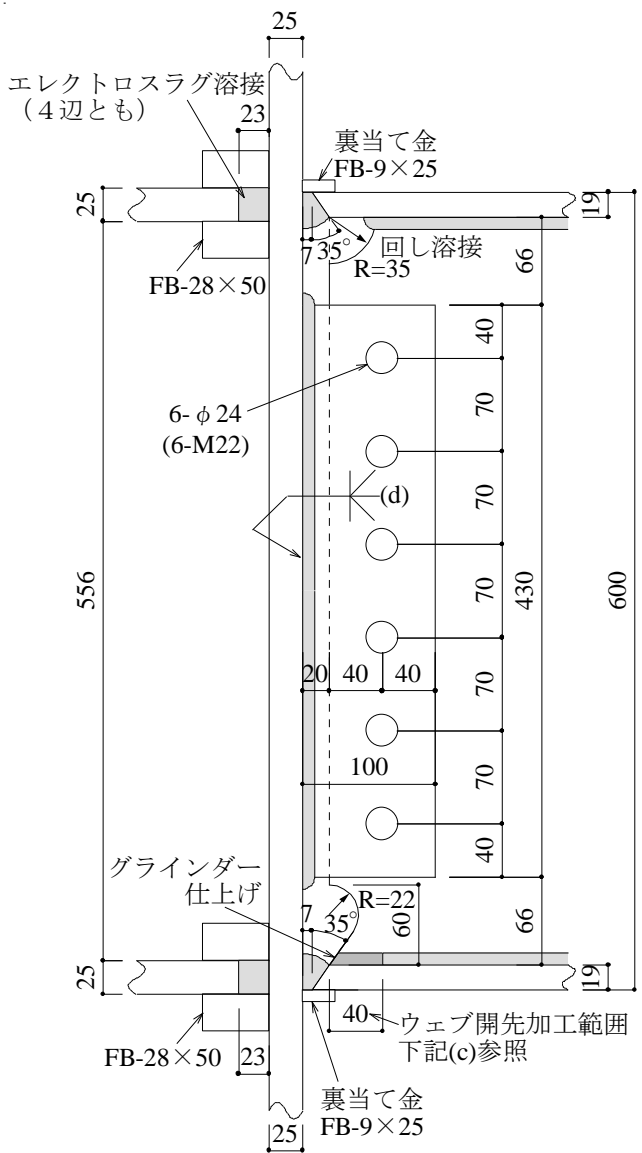
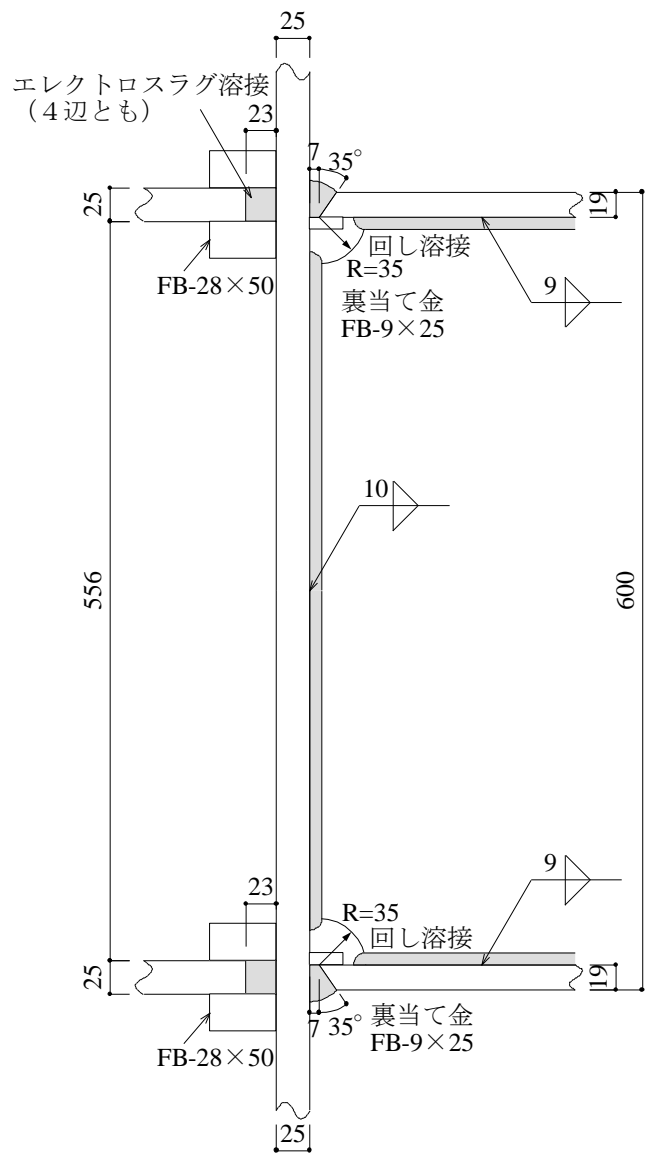


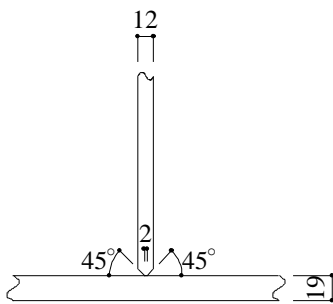
図 2.3.1-2 試験体の形状・寸法



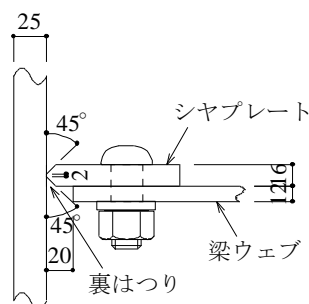
(a) 梁端仕口部 (現場溶接形式)
フランジ端は上下ともに内開先・下向き溶接



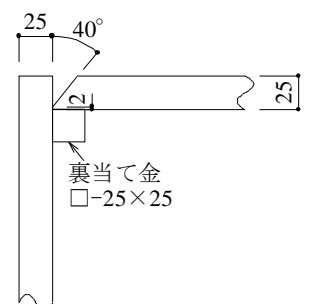
(b) 梁端仕口部 (工場溶接形式)
フランジ端は上下ともに外開先・横向き溶接



(c) 梁フランジウェブ溶接部
(現場接合形式の梁端40mmのみ)



(d) 柱-シヤプレート溶接部



(e) 柱角継手 (SAW)

図 2.3.1-3 溶接詳細図

2) 使用材料

□引張試験結果

試験体を使用した鋼材の引張試験結果を表 2.3.1-4 に、応力-ひずみ関係を図 2.3.1-4 に示す。梁のフランジ材、ウェブ材およびシアプレート材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を使用した。柱のスキンプレートには建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を、ダイアフラム材には建築構造用圧延鋼材 SN490B の厚板を使用した。梁フランジ材のミルシートの写しを表 2.3.1-8 に示す。

□Vノッチシャルピー衝撃試験結果

梁の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 2.3.1-5 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 261J で、脆性破面率 0%であった。

□化学成分分析結果

梁のフランジに使用した鋼材の化学成分分析結果を表 2.3.1-6 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している。主要 5 元素の値は、表 2.3.1-8 に示すミルシートの値とほぼ一致し、いずれも SM490A 材の規格値を満足している。

□溶接性指標

梁のフランジに使用した鋼材の溶接性指標を表 2.3.1-7 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} について下式を用いて算出した。SM490A 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 0.47% 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」^{2.3.1-8)}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。

$$\text{炭素当量} \quad C_{eq} = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 \quad (2.3.1-4)$$

$$\text{溶接割れ感受性組成} \quad P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B \quad (2.3.1-5)$$

$$\text{HAZ 靱性評価式} \quad f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti \quad (2.3.1-6)$$

表 2.3.1-4 鋼材の引張試験結果

鋼種	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 YR(%)	伸び (%)	使用部位
SM490A	12	11.80	364	523	69.7	26.7	ウェブ
SM490A	16	15.71	343	521	65.9	27.7	シアプレート
SM490A	19	18.78	337	511	66.0	29.2	フランジ
SN490C	25	25.23	370	520	71.1	30.0	柱スキンプレート
SN490B	25	25.18	348	522	66.6	29.3	ダイアフラム

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 2.3.1-5 シャルピー衝撃試験結果

鋼種	公称板厚 (mm)	vE_0 (J)	脆性破面率 (%)	使用部位
SM490A	19	261	0	フランジ

※ vE_0 : 0°Cのシャルピー吸収エネルギー

JIS Z 2242 Vノッチ試験片×3本の平均値 (試験温度0°C)

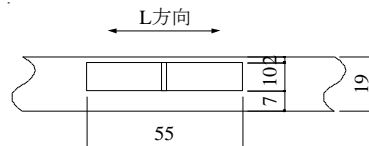


表 2.3.1-6 化学成分分析結果

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
フランジ	0.16	0.33	1.33	0.013	0.004	0.01	0.01	0.03	0.01	0.035	0.002	0.0003	0.0034
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 2.3.1-7 溶接性指標

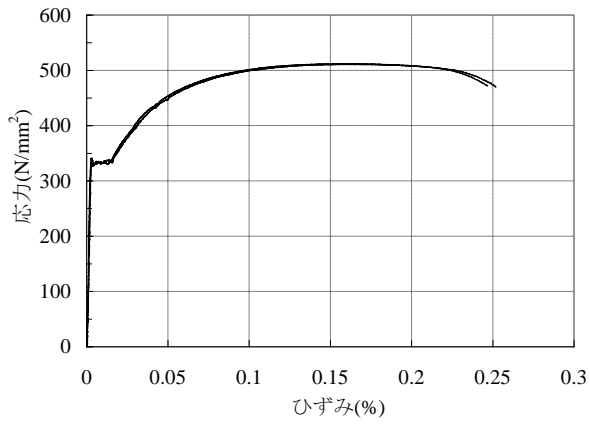
部位	C_{eq} (%)	P_{CM} (%)	f_{HAZ} (%)
フランジ	0.41	0.25	0.47
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58 [※] 以下

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

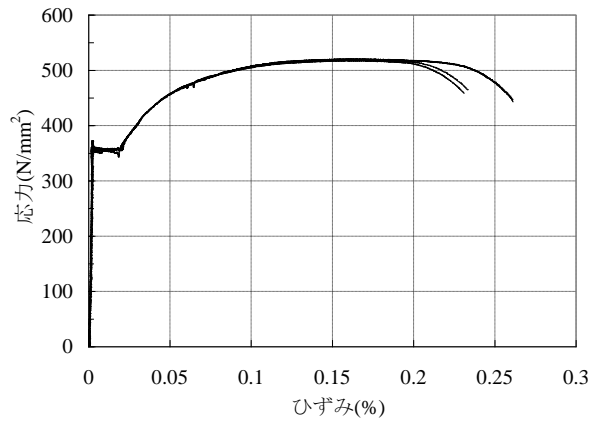
溶接割れ感受性組成 $P_{CM} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$

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

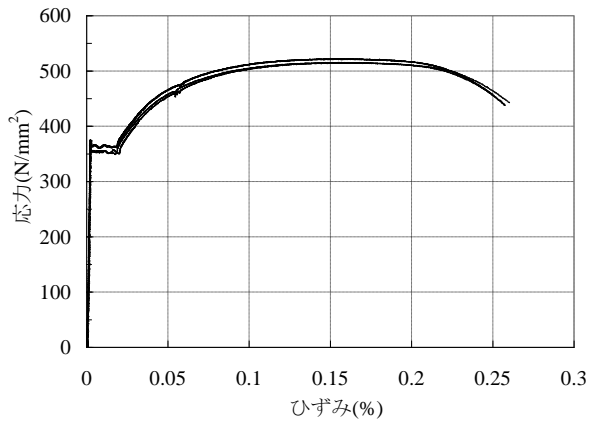
※ 「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」における要求靱性 $vE_{act} \geq 70J$ に対応する値



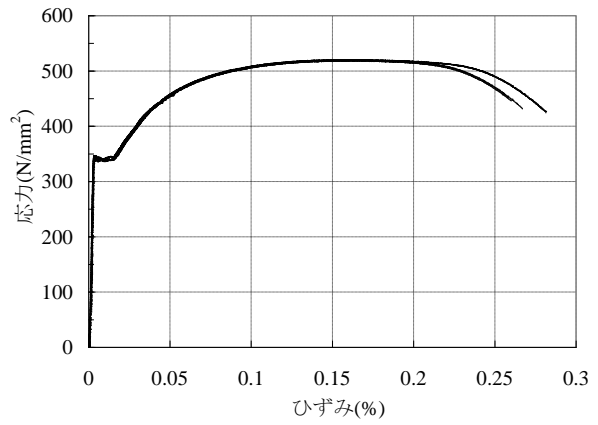
(a) PL-19, SM490A(フランジ)



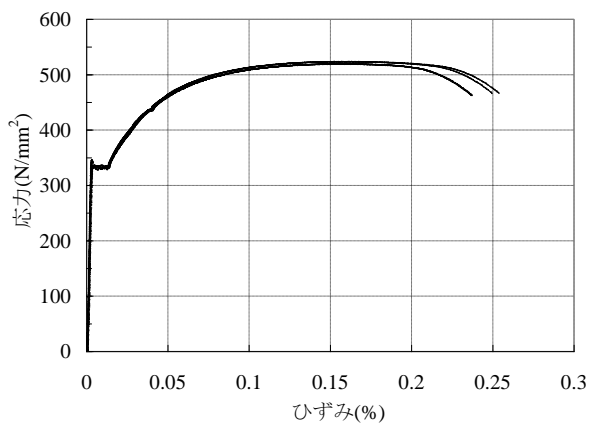
(b) PL-12, SM490A(ウェブ)



(c) PL-25, SN490C(柱スキンプレート)



(d) PL-25, SN490B(ダイアフラム)



(e) PL-16, SM490A(シアプレート)

図 2.3.1-4 使用鋼材の応力-ひずみ関係

表 2.3.1-8 梁フランジ材のミルシート

(3) TEL (011) 770041

証明番号 No. : K3 34706
 CERTIFICATE No. : 2016E4
 契約番号 No. : KSL CONTRACT No. :
 顧客名 : SENDAI SHEARING K.K.
 CUSTOMER : METAL ONE CORPORATION
 注文者 : 4TB
 SHIPPER :
 品名 : STEEL PLATE

神鋼製鋼所
 加古川製鉄所 加古川市金永町1番地
 KOBELITE STEEL, LTD.
 KAKOGAWA WORKS
 1, Kamezawa-cho, Kakogawa-city, Japan

日付 : 2010-02-25 E06

注文者照合番号 : 9B/J2860
 REFERENCE No. :
 規格 : JIS G 3106 SM 490A
 SPECIFICATION :

寸 法 S I Z E 単位 UNIT INCH : ", FEET : ', mm : SPACE	員 数 QUAN- TITY	質 量 M A S S T A B L E K G	製 品 番 号 P L A T E No.	製 鋼 番 号 C A S T No.	管 理 番 号 C O N T R O L No.	引 張 試 験 T E N S I L E T B S T		衝撃試験 I M P A C T T E S T	化 学 成 分 C H E M I C A L C O M P O S I T I O N %								備 考 R E M A R K S				
						降伏力 Y. P.	引張強さ T. S.		CHEMICAL COMPOSITION %												
									C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr		Mo	V	Nb	Al
28.0 X 2438 X 12192	1	6,728	6659972	KA1980	C939071	A 386	537	32	AVE.	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100	X100				
19.0 X 2438 X 12192	1	6,728	6659541	KA1981	C938801	A 387	533	29													
	1	4,567	6756234	KC6649	C975802	A 389	523	27													
	1	4,567	6756236																		
TOTAL	5	27,157																			

VISUAL AND DIMENSIONAL INSPECTION: ACCEPTABLE.

上記の注文品は個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 SAIKYO FACTORY RESULTS.
 本証明書は○印①枚のみ有効です。
 仙台製鉄所 加古川製鉄所 加古川製鋼所
 加古川製鋼所 加古川製鉄所 加古川製鋼所
 品質保証室
 MANAGER OF QUALITY SYSTEM

M. Guter

降伏比 74.4 %

10.11.02 吉田 幹人

NOTES: G.L.: A=200 MM
 Y.R.=降伏比 YIELD RATIO, R.A.=絞り REDUCTION AREA, S.F.=延性断面 CLEAVAGE FRACTURE, X.=BEND TEST...GOOD(G), CC=複合計算 COMPOSITE CALCULATION.

(3) 実験方法

1) 加力方法

加力装置および変位測定位置を図2.3.1-5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、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、2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2.3.1-1に示す。

加力は定変位振幅の繰返し载荷である。梁端部の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 δ_p を基準とし、 $1.3\delta_p$ 、 $2.0\delta_p$ 、 $3.0\delta_p$ の3水準の変位振幅を与えた。実験は試験体が破壊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 δ_p は式(2.3.1-7)により算出した（ $\delta_p=21.5\text{mm}$ ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left(\frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (2.3.1-7)$$

- 記号 Q_p : 梁端部の全塑性耐力（加力点荷重に換算）
 L_B : 柱フェイスから加力点までの距離（3000mm）
 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2.3.1-5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 δ_h から柱梁接合部の回転による変位成分 δ_r を差し引いた梁のみの相対変位 δ_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2.3.1-6に示す。試験体の梁の要所に、1体につき12～42枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。



写真 2.3.1-1 実験状況

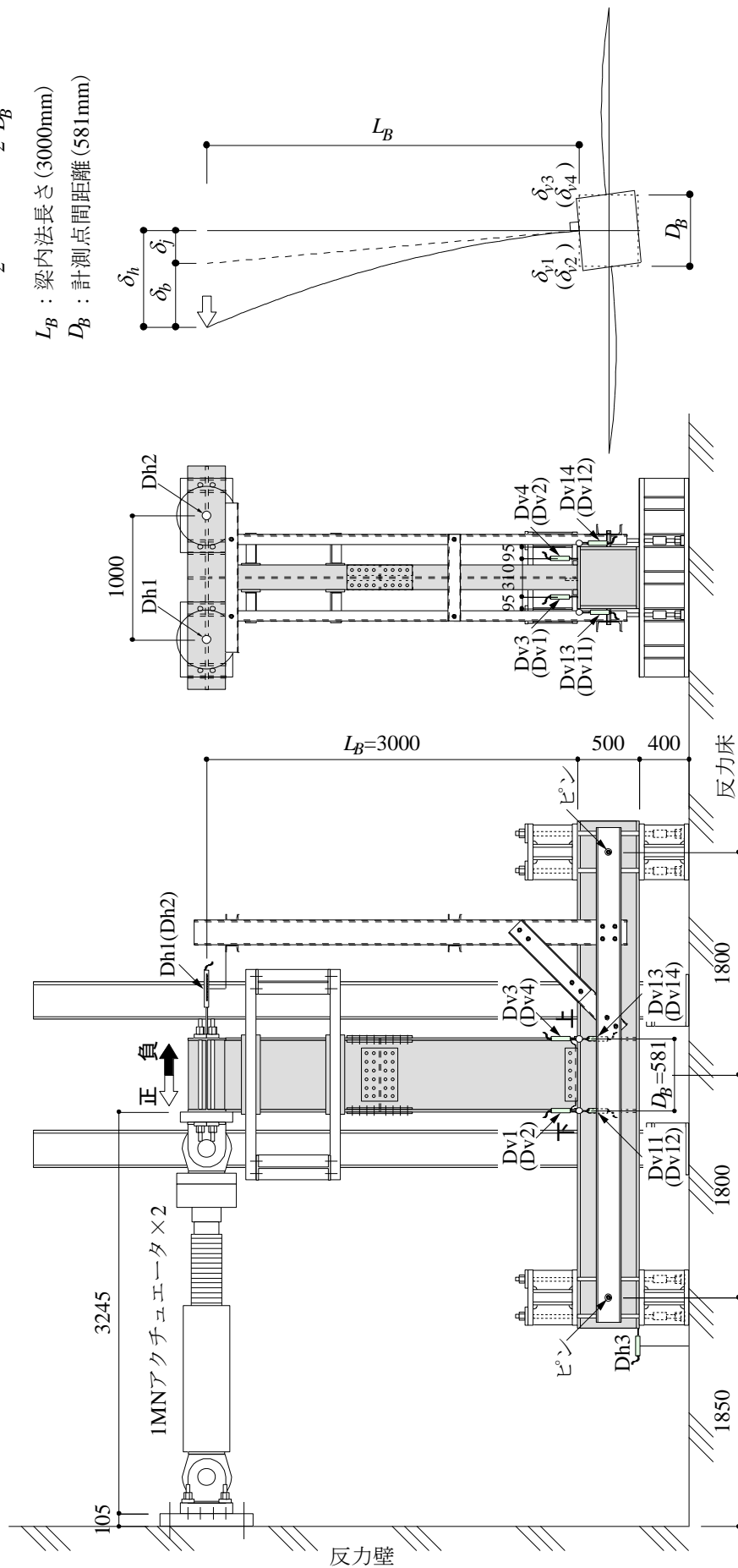
梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_{h1} - \delta_j$$

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

L_B : 梁内法長さ (3000mm)

D_B : 計測点間距離 (581mm)



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

図 2.3.1-5 加力装置および変位測定位置

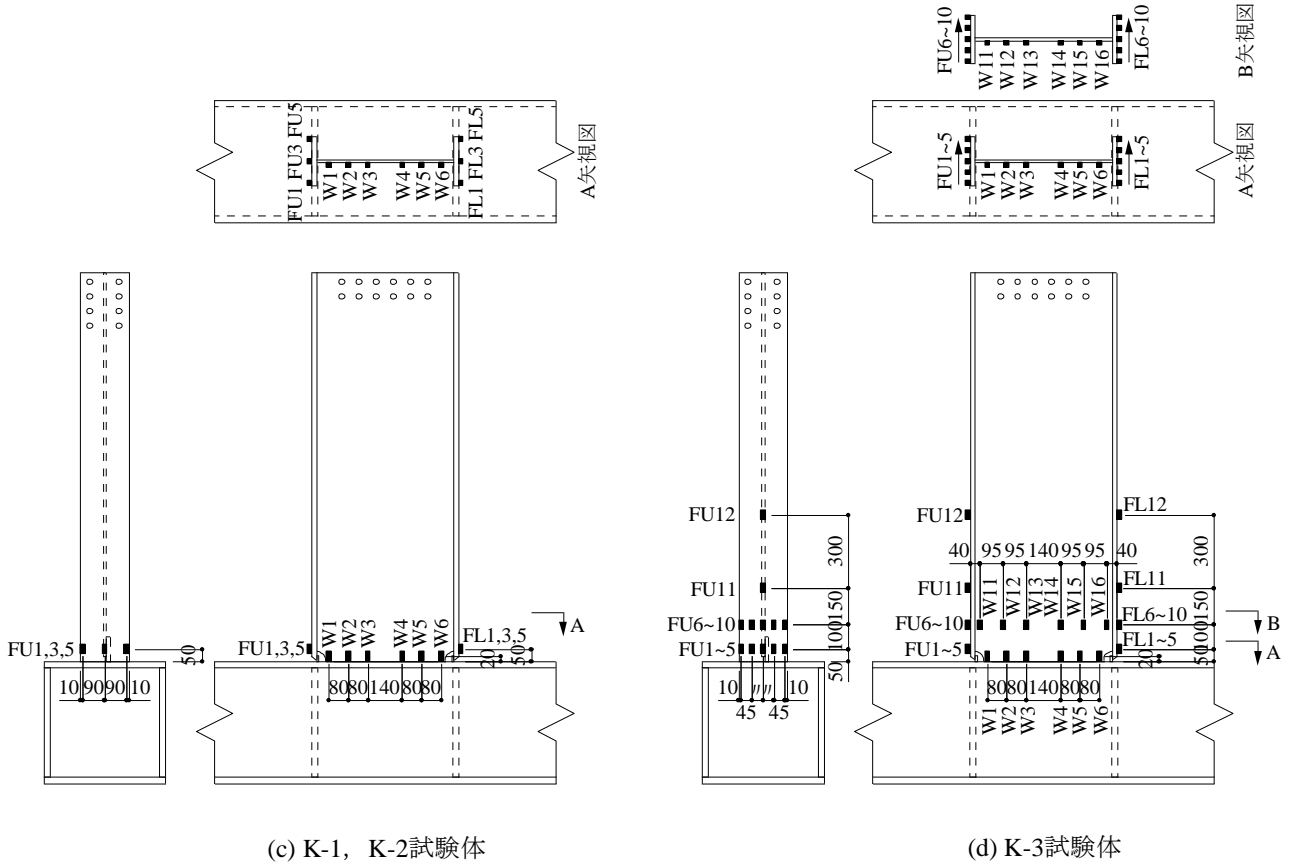
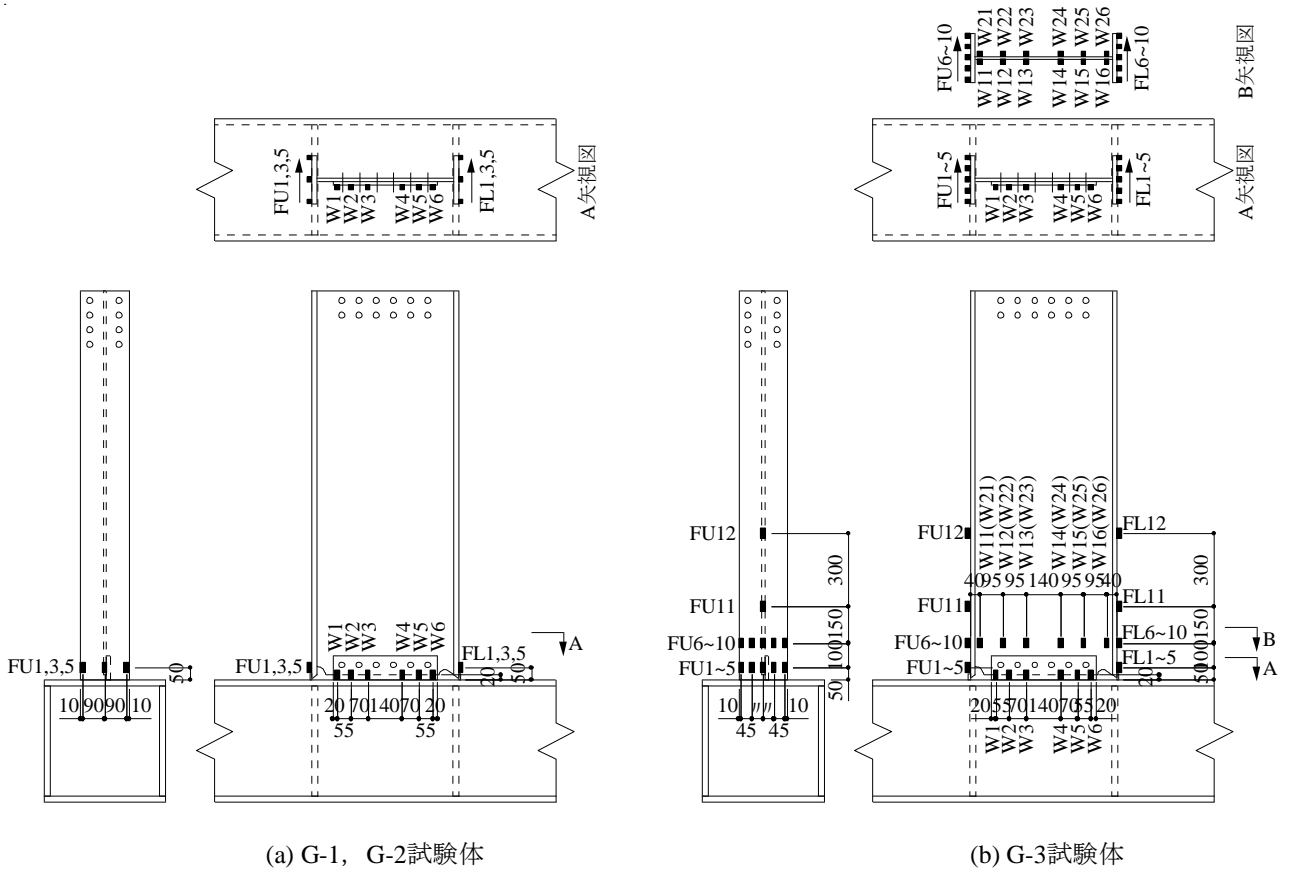


図 2.3.1-6 ひずみ測定位置

(4) 実験結果

1) 破壊性状

最大耐力や破断サイクルなどの主な実験結果の一覧を表 2.3.1-9 に示す。疲労寿命 N_u は履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重 Q_{\max} から 10%低下したときのサイクルと定めた。破断寿命 N_f は一方の梁フランジがほぼ全面破断したサイクルである。

各試験体の破壊状況を写真 2.3.1-2~2.3.1-7 に示す。いずれの試験体も、加力初期 (1~3 サイクル) に 35R 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る形で梁フランジ母材がほぼ全面破断して破壊に至った。なお、いずれの試験体も梁端部に局部座屈は発生していない。

現場溶接形式の G シリーズにおいて、耳形スカラップ底に亀裂は発生するものの、その進展は小さい。梁フランジの破断は耳形スカラップ側ではなく 35R スカラップ側で生じており、形状的に耳形の方がスカラップ底の応力集中が小さいものと考えられる。実験終了後の観察において、ウェブ高力ボルト接合部にすべりが生じているのが確認された。

表 2.3.1-9 実験結果一覧

試験体	変位振幅 (mm)	${}_e K$ (kN/mm)	${}_c K$ (kN/mm)	Q_{\max} (kN)	Q_p (kN)	Q_{\max}/Q_p	N_u	N_f
G-1	$\pm 1.3\delta_p$ (± 28.0)	16.0	16.7	353	359	0.98	+51c	+67c
				-351		0.98	—	
G-2	$\pm 2\delta_p$ (± 43.0)	15.7		408		1.14	+13c	+16c
				-399		1.11	—	
G-3	$\pm 3\delta_p$ (± 64.5)	16.0		448		1.25	+4c	+5c
				-440		1.23	—	
K-1	$\pm 1.3\delta_p$ (± 28.0)	16.2		367		1.02	+60c	+82c
				-361		1.01	-73c	
K-2	$\pm 2\delta_p$ (± 43.0)	16.3		428		1.19	+17c	-20c
			-415	1.16	-15c			
K-3	$\pm 3\delta_p$ (± 64.5)	16.0	466	1.30	+5c	+7c		
			-448	1.25	-5c			

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。

δ_p : 全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(21.5mm)

${}_e K$: 初期剛性実験値 (梁載荷荷重 = $Q_p/3$ 時の割線剛性)

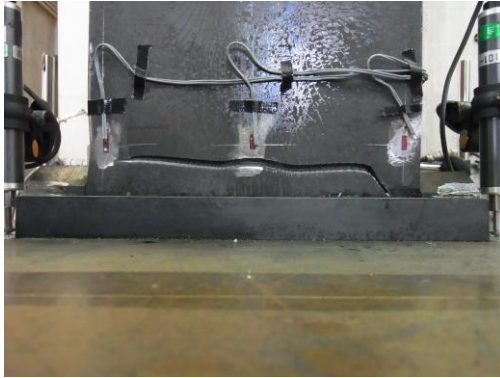
${}_c K$: 弾性剛性計算値

Q_{\max} : 最大荷重実験値

Q_p : 梁全塑性耐力計算値

N_u : 疲労寿命 (ピーク荷重が最大ピーク荷重から10%低下したときのサイクル)

N_f : 破断寿命 (一方のフランジがほぼ全幅破断したときのサイクル)



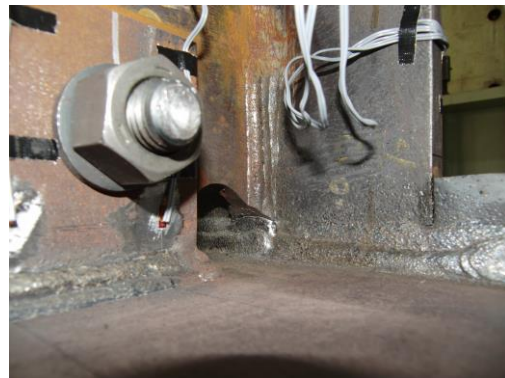
上フランジ破断状況(+67 サイクル)



上フランジ破断状況(+67 サイクル)

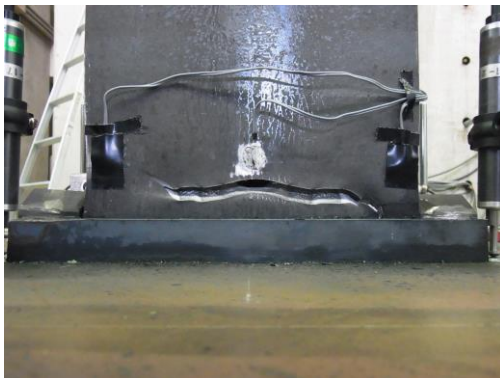


実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-66 サイクル)

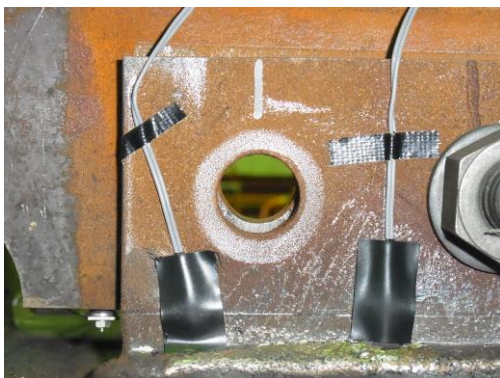
写真 2.3.1-2 破壊状況 (G-1 試験体)



上フランジ破断状況(+16 サイクル)



上フランジ破断状況(+16 サイクル)



実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-15 サイクル)

写真 2.3.1-3 破壊状況 (G-2 試験体)



上フランジ破断状況(+5 サイクル)



上フランジ破断状況(+5 サイクル)



実験終了時のウェブボルト孔のずれ



耳形スカラップ底の亀裂(-4 サイクル)

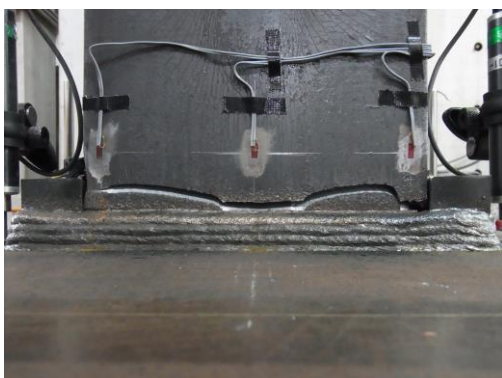
写真 2.3.1-4 破壊状況(G-3 試験体)



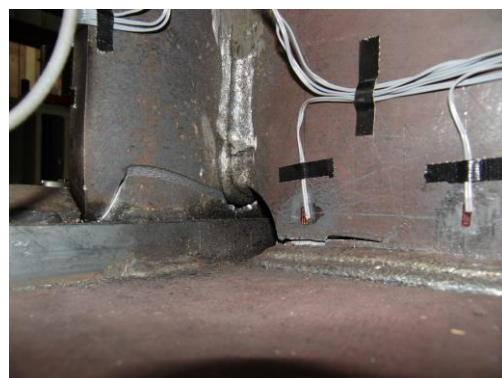
下フランジ表面の亀裂(-82 サイクル)



下フランジ側スカラップ底の亀裂(-82 サイクル)

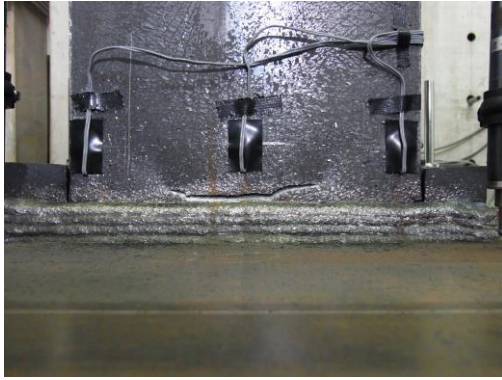


上フランジ破断状況(+83 サイクル)



上フランジ破断状況(+83 サイクル)

写真 2.3.1-5 破壊状況(K-1 試験体)



上フランジ表面の亀裂(+20 サイクル)



上フランジ側スカラップ底の亀裂(+20 サイクル)

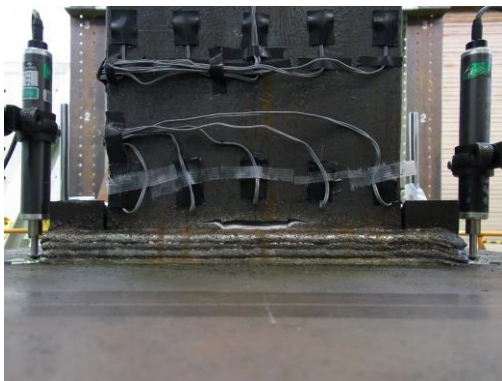


下フランジ破断状況(-20 サイクル)



下フランジ破断状況(-20 サイクル)

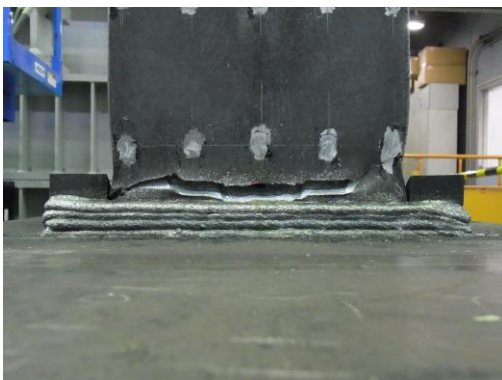
写真 2.3.1-6 破壊状況 (K-2 試験体)



下フランジ表面の亀裂(-6 サイクル)



下フランジ側スカラップ底の亀裂(-6 サイクル)



上フランジ破断状況(+7 サイクル)



上フランジ破断状況(+7 サイクル)

写真 2.3.1-7 破壊状況 (K-3 試験体)

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重－変形関係を図 2.3.1-7～図 2.3.1-12 の上段(a)に示す。ここの変形とは加力点変位 δ_i から柱梁接合部の回転による変位成分 δ_r を差し引いた梁のみの相対変位 δ_b を表す。図中の破線は弾性剛性 eK と全塑性耐力 Q_p の計算値である。加力の符号については、梁の上フランジ (G シリーズでは 35R スカラップ側) 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 2.3.1-7～図 2.3.1-12 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。図には全塑性耐力計算値 Q_p と最大ピーク荷重 Q_{max} の 90%耐力を破線で示している。

いずれの試験体も 3 サイクル程度でピーク荷重は最大値を示した。その後は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する。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。その後は梁フランジの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ている。本実験では、安定した履歴ループが得られる限界を疲労寿命と定め、疲労寿命としてピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を採用することとした。なお、G シリーズの耳形スカラップ側に引張力が作用する負側加力におけるピーク荷重は、終始、最大ピーク荷重の 90%耐力以上であった。

□各部のひずみ分布

図 2.3.1-13 に G-3, K-3 試験体の 1 サイクル目における梁上フランジ端部 (引張応力側) の材軸方向ひずみの幅方向の分布を示す。梁端部のひずみ分布は、フランジ中心軸上のひずみが大きく、フランジ両縁に向かって小さくなる傾向にある。フランジ中央位置は、スカラップによる断面欠損のため、材軸方向ひずみが大きくなったものと考えられる。同一変位におけるひずみの大きさは K-3 試験体よりも G-3 試験体の方が大きい。これは、梁端部ウェブ (シヤプレート) の曲げ負担の相違による影響と考えられる。すなわち、梁端ウェブを高力ボルトで接合する G-3 試験体は梁端ウェブ (シヤプレート) の曲げ負担が小さく (特に本実験ではボルト本数が少ない)、K-3 試験体よりもフランジの曲げ負担が大きくなったためである。

図 2.3.1-14 に G-3 試験体のシヤプレートおよび K-3 試験体の梁端部ウェブの材軸方向ひずみ分布を示す。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。G-3 試験体のシヤプレートのひずみはほとんど生じておらず、シヤプレートは曲げを負担していない。K-3 試験体の梁端部ウェブのひずみは、ウェブの上下最外縁のひずみが卓越しており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。

□ウェブ高力ボルト接合部のすべり

図 2.3.1-15 に G-3 試験体の梁端部ウェブ高力ボルト接合部のすべり挙動を示す。ウェブボルト接合部のすべりの状況を確認するために、同図右側に示すように、梁端ウェブの小口にカンチレバー型変位計を 2 台設置した。柱フェイスとウェブ小口の間が狭まる場合を正值としている。ボルト接合部のすべりは、1 サイクル目の加力初期から生じている。定常サイクルにおけるすべり量は一定で $\pm 4\text{mm}$ 程度のすべりが生じていた。

・ G-1 実験経過

- +2,-3 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 20 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 46 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 66 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

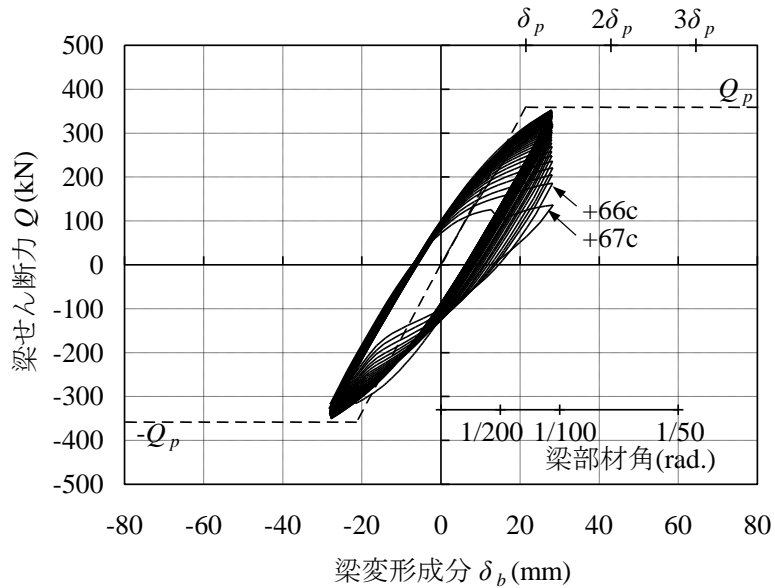


図 2.3.1-7(a) 荷重－変形関係(G-1 試験体)

(正側加力：35R スカラップ側が引張，負側加力：耳形スカラップ側が引張)

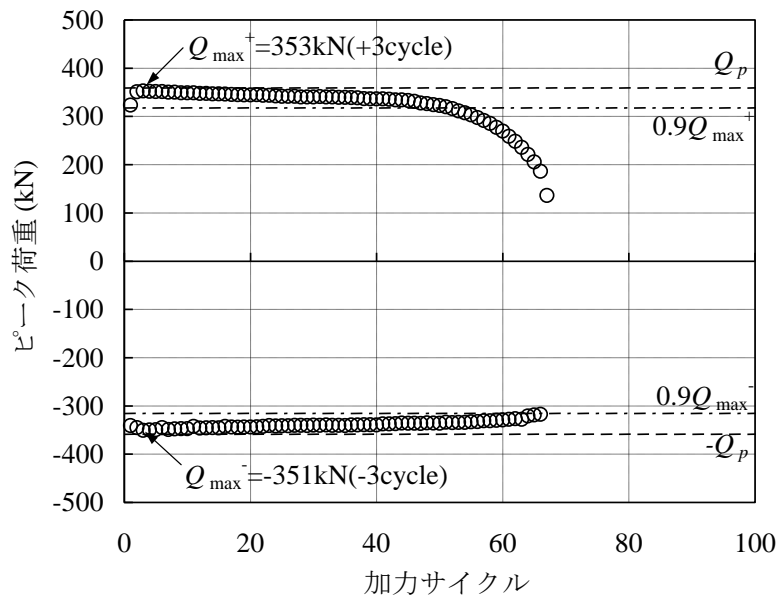


図 2.3.1-7(b) ピーク荷重の推移(G-1 試験体)

・ G-2 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (35R 回し溶接, 耳形スカラップとも)
- 13 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 14 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 16 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

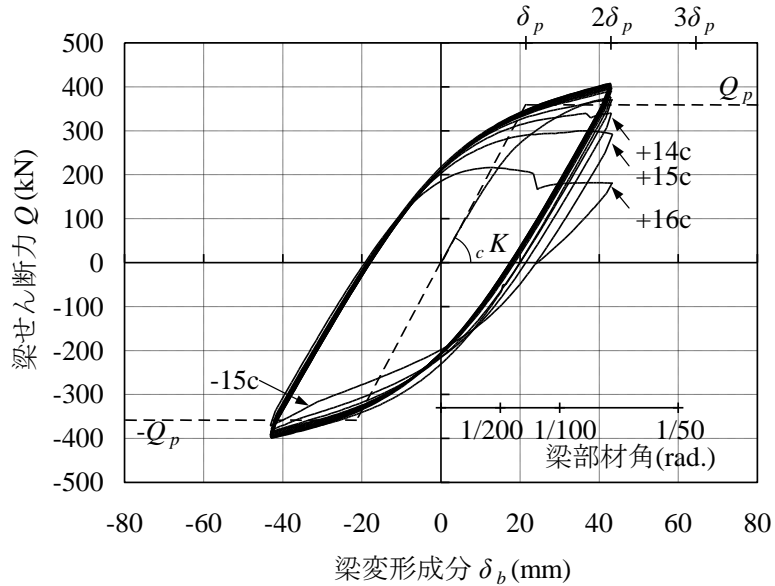


図 2.3.1-8(a) 荷重－変形関係(G-2 試験体)

(正加力 : 35R スカラップ側が引張, 負加力 : 耳形スカラップ側が引張)

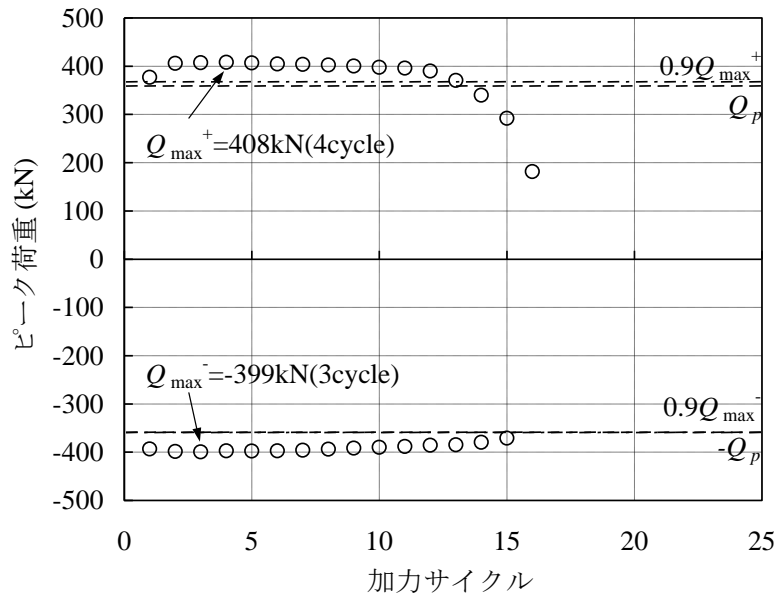


図 2.3.1-8(b) ピーク荷重の推移(G-2 試験体)

・ G-3 実験経過

- 0 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (35R 回し溶接, 耳形スカラップとも)
- 0 3 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ両側面の溶接止端に亀裂発生
- 0 4 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 0 5 サイクル目 : 35R スカラップ側のフランジ全幅破断

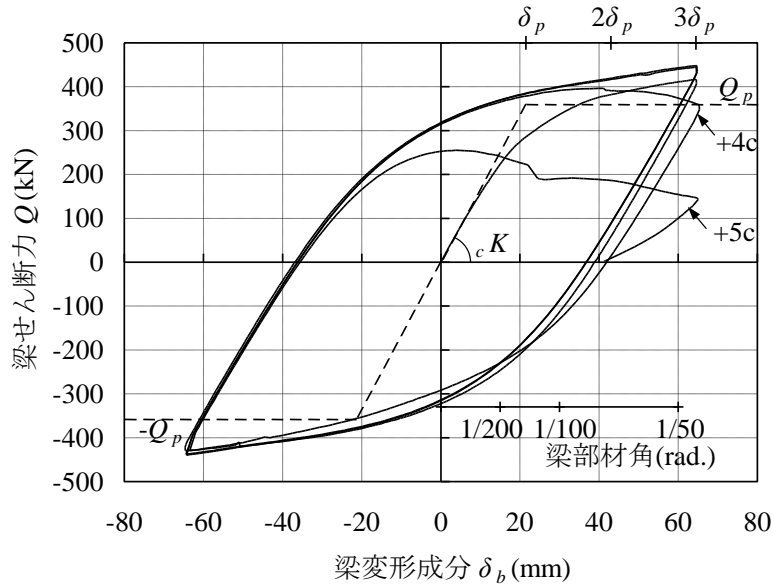


図 2.3.1-9(a) 荷重－変形関係(G-3 試験体)

(正加力 : 35R スカラップ側が引張, 負加力 : 耳形スカラップ側が引張)

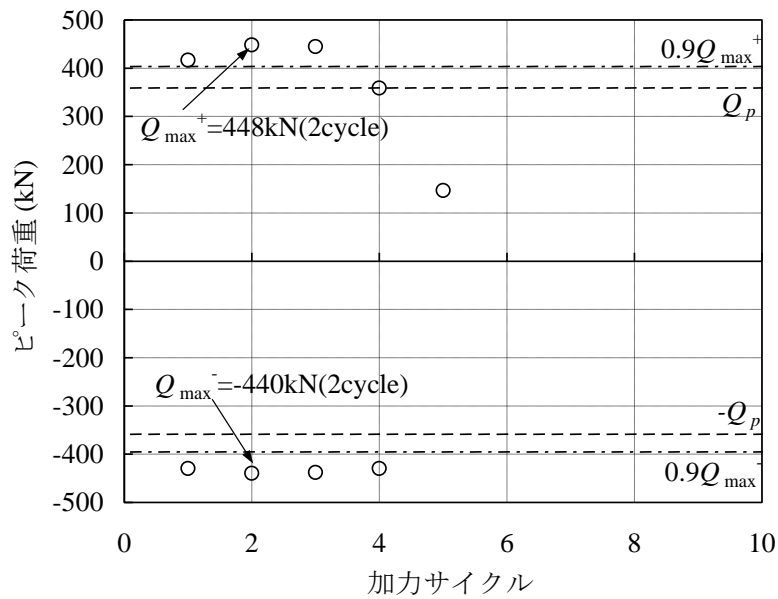


図 2.3.1-9(b) ピーク荷重の推移(G-3 試験体)

・ K-1 実験経過

- 2,+3 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 30 サイクル目 : 上下フランジ表側溶接止端の幅中央および両端に亀裂発生
- 68 サイクル目 : 35R スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 83 サイクル目 : 上フランジ全幅破断

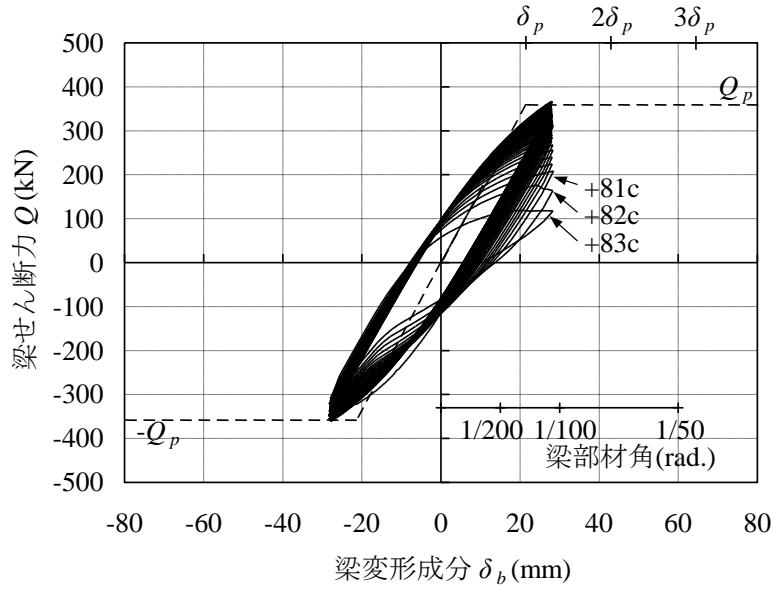


図 2.3.1-10(a) 荷重—変形関係(K-1 試験体)

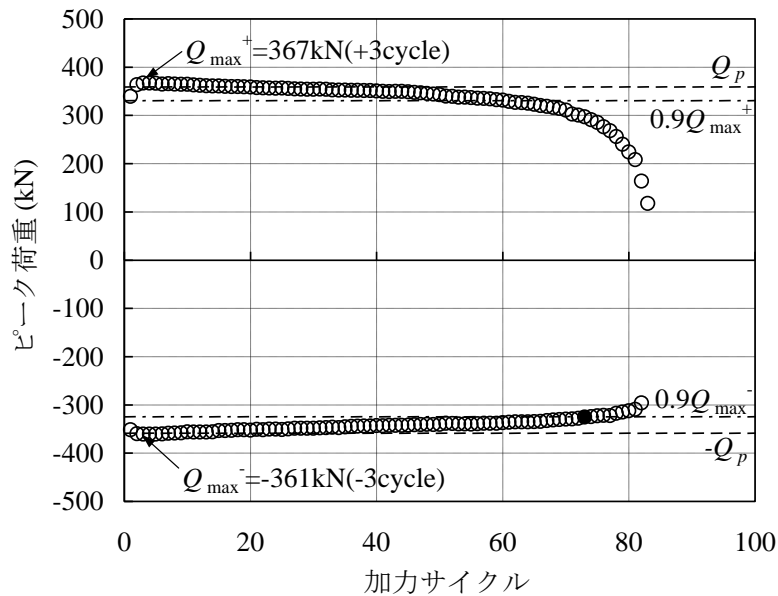


図 2.3.1-10(b) ピーク荷重の推移(K-1 試験体)

・ K-2 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 7 サイクル目 : フランジ表側溶接止端の幅中央位置に亀裂発生
- 14 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 20 サイクル目 : 下フランジ全幅破断

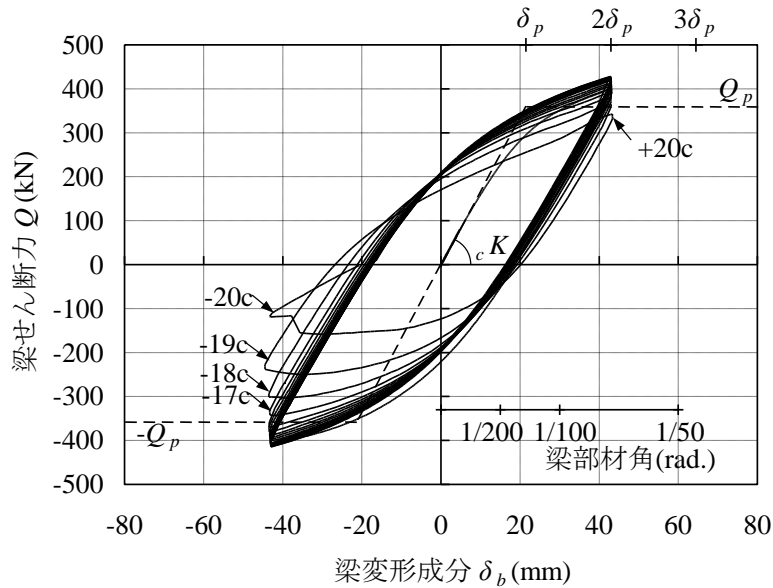


図 2.3.1-11(a) 荷重—変形関係(K-2 試験体)

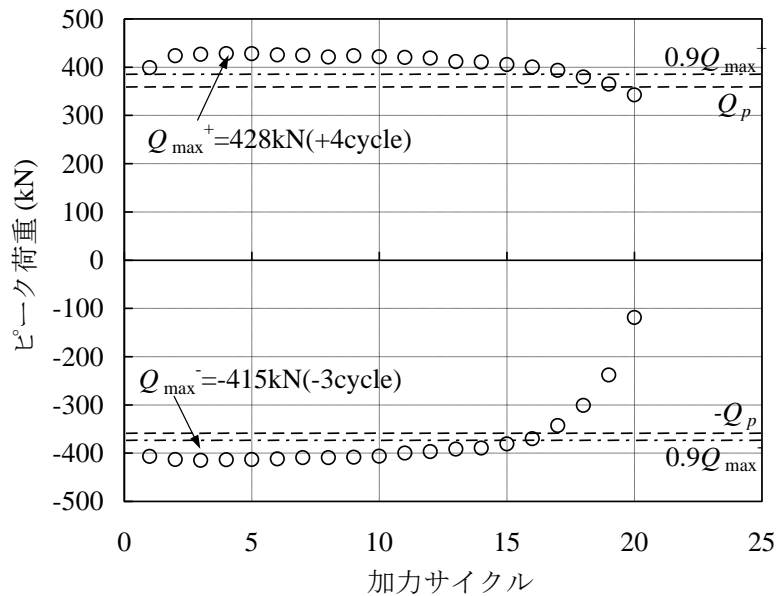


図 2.3.1-11(b) ピーク荷重の推移(K-2 試験体)

・ K-3 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底のまわし溶接止端に沿って亀裂発生
- 5 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 6 サイクル目 : フランジ幅の約半分が破断
- 7 サイクル目 : フランジ全幅破断

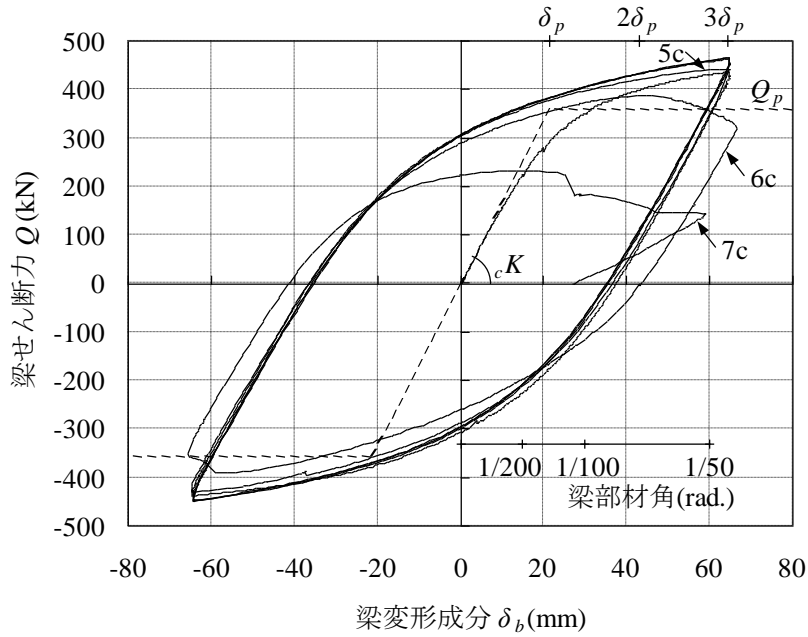


図 2.3.1-12(a) 荷重—変形関係(K-3 試験体)

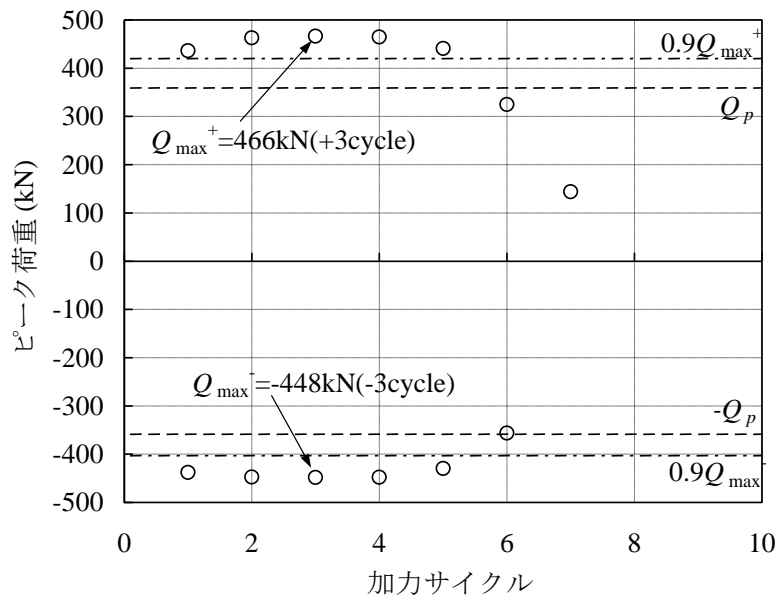
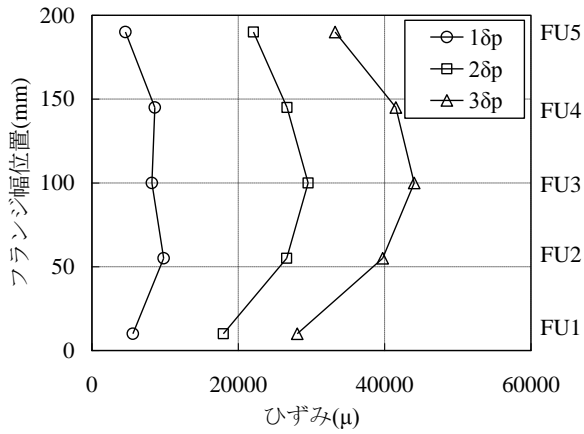
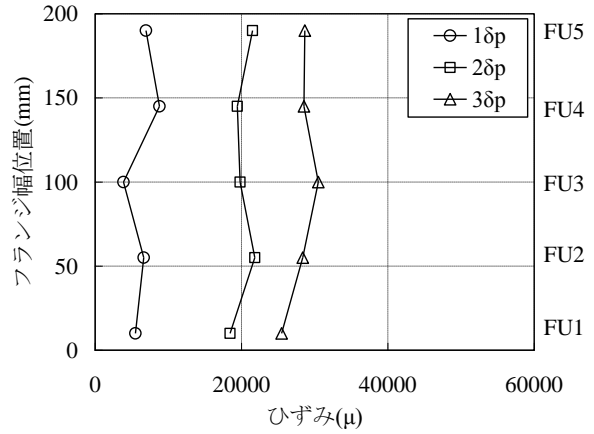


図 2.3.1-12(b) ピーク荷重の推移(K-3 試験体)

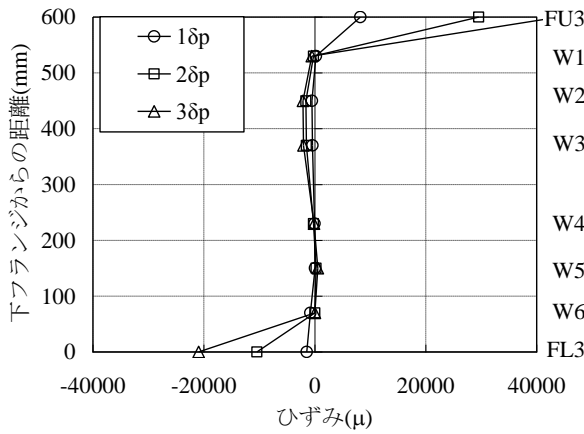


(a) G-3 試験体

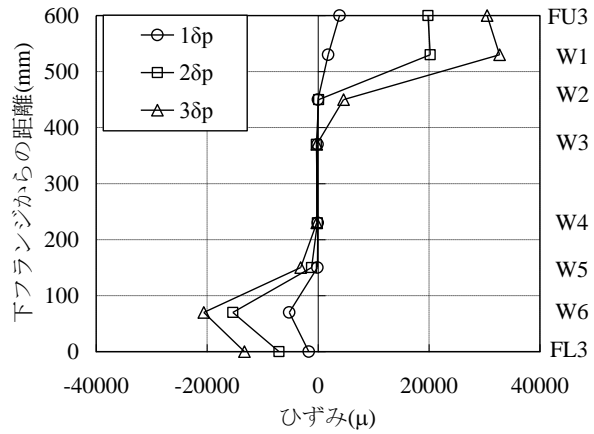


(b) K-3 試験体

図 2.3.1-13 梁端上フランジ幅方向のひずみ分布



(a) G-3 試験体



(b) K-3 試験体

図 2.3.1-14 梁端部シヤプレート・ウェブのひずみ分布

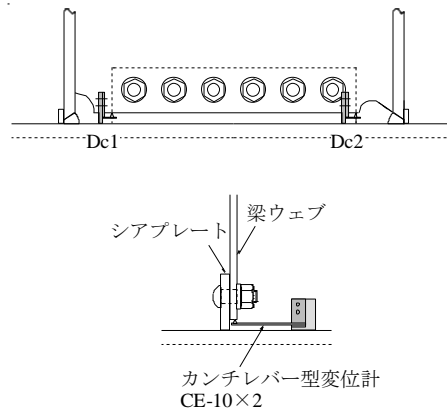
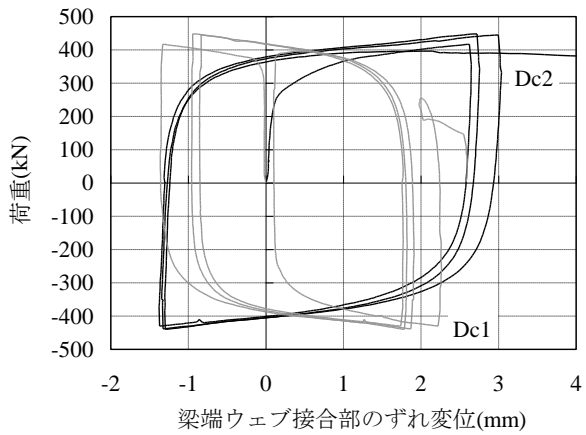


図 2.3.1-15 梁端ウェブ高力ボルト接合部のすべり挙動(G-3 試験体)

3) 多数回繰り返し特性

各試験体の疲労寿命，累積塑性変形倍率などの疲労特性指標を表 2.3.1-10 に示す。塑性振幅 μ_p は，変位振幅から弾性変位を除いた塑性変位を全塑性時弾性変位 δ_p で除した値（片振幅）の疲労寿命 N_u （ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときのサイクル）までの平均である。累積塑性変形倍率 η_p は疲労寿命 N_u までを有効として求めた。

一般に，部材の低サイクル疲労における塑性ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_p$ と疲労破断までの繰返し数 N の関係は，式(2.3.1-8)の Manson-Coffin 型の疲労曲線で表される。 k と C は材料や形状などに依存する係数である。

$$\Delta\varepsilon_p \cdot N^k = C \quad (2.3.1-8)$$

以下では，この Manson-Coffin 型の疲労曲線を準用した梁端溶接部の塑性変形性能の評価法を検討する。

□繰返しサイクル数による評価

変位振幅（塑性率） μ ，塑性振幅 μ_p と疲労寿命 N_u の関係を図 2.3.1-16 に，変位振幅（塑性率） μ ，塑性振幅 μ_p と破断寿命 N_f の関係を図 2.3.1-17 に示す。上記の疲労曲線式(2.3.1-8)における $\Delta\varepsilon_p$ に変位振幅 μ （塑性率）と塑性振幅 μ_p を用い， N に疲労寿命 N_u と破断寿命 N_f を用いた場合について，梁端接合形式別に両対数軸上で直線回帰し，Manson-Coffin 則を適用すると以下の式を得る。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_u^{0.328} = 4.70, \quad \mu_p \cdot N_u^{0.646} = 4.53 \quad (2.3.1-9), (2.3.1-10)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98, \quad \mu_p \cdot N_f^{0.633} = 5.08 \quad (2.3.1-11), (2.3.1-12)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_u^{0.335} = 5.08, \quad \mu_p \cdot N_u^{0.675} = 5.24 \quad (2.3.1-13), (2.3.1-14)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68, \quad \mu_p \cdot N_f^{0.681} = 6.58 \quad (2.3.1-15), (2.3.1-16)$$

図 2.3.1-16，図 2.3.1-17 中の実線は式(2.3.1-9)～(2.3.1-16)で求めた疲労曲線である。疲労曲線は実験結果と良い対応を示している。工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁ウェブの曲げ負担率が小さく梁フランジに生じる応力が大きくなるため，フランジ破壊で決定される疲労寿命は短い。疲労曲線の勾配，すなわち，Manson-Coffin 則の係数 k は梁端接合形式によらずほぼ等しい。

□累積塑性変形倍率による評価

変位振幅（塑性率） μ ，塑性振幅 μ_p と累積塑性変形倍率 η_p の関係を図 2.3.1-18 に示す。上記の疲労曲線式(2.3.1-8)における N に累積塑性変形倍率を用いた場合について，梁端接合形式別に μ ， μ_p と η_p の関数に Manson-Coffin 則を適用すると以下の式を得る。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot \eta_p^{0.867} = 53.5, \quad \mu_p \cdot \eta_p^{1.697} = 523 \quad (2.3.1-17), (2.3.1-18)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot \eta_p^{0.975} = 91.3, \quad \mu_p \cdot \eta_p^{1.957} = 1716 \quad (2.3.1-19), (2.3.1-20)$$

図 2.3.1-18 中の実線は式(2.3.1-17)～式(2.3.1-20)で求めた疲労曲線である。これより，本実験の範囲において μ ， μ_p — η_p 関係についても Manson-Coffin 型の式が概ね成立するといえる。

表 2.3.1-10 疲労特性指標

試験体	μ	μ_p	η_p	η_{pf}	N_u	N_f
G-1	1.3	0.35	71.2	99.6	51	67
G-2	2.0	0.90	45.8	55.6	13	16
G-3	3.0	1.81	27.2	28.5	4	5
K-1	1.3	0.33	78.4	118.1	60	82
K-2	2.0	0.85	50.2	71.2	15	20
K-3	3.0	1.75	33.3	41.5	5	7

[記号] μ : 塑性率 ($=\delta_b/\delta_p$)

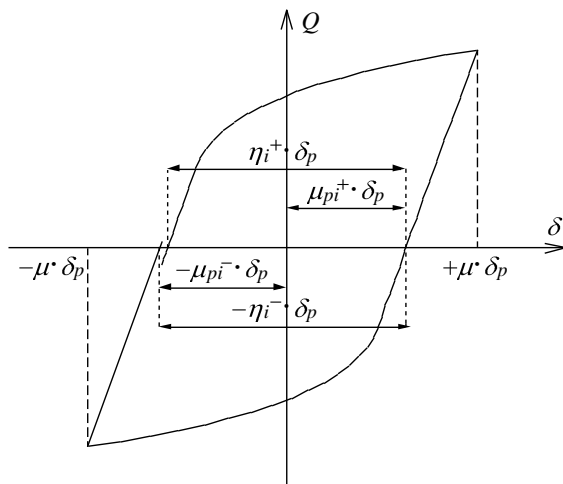
μ_p : 塑性振幅 (片振幅) (下図参照)

η_p : 疲労寿命までの累積塑性変形倍率 (下図参照)

η_{pf} : 破断寿命までの累積塑性変形倍率

N_u : 疲労寿命 (ピーク荷重が最大ピーク荷重から10%低下したときのサイクル)

N_f : 破断寿命 (一方のフランジがほぼ全幅破断したときのサイクル)



・塑性振幅 (片振幅) :

$$\mu_p = \sum_{i=1}^{N_u} \left(\frac{\mu_{pi}^+ + \mu_{pi}^-}{2} \right) / N_u \quad (2.3.1-21)$$

・累積塑性変形倍率 :

$$\eta_p = \sum_{i=1}^{N_u} (\eta_i^+ + \eta_i^-) \quad (2.3.1-22)$$

[記号の定義]

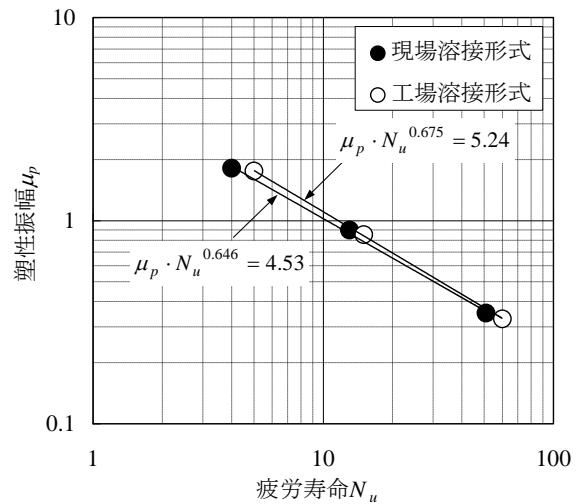
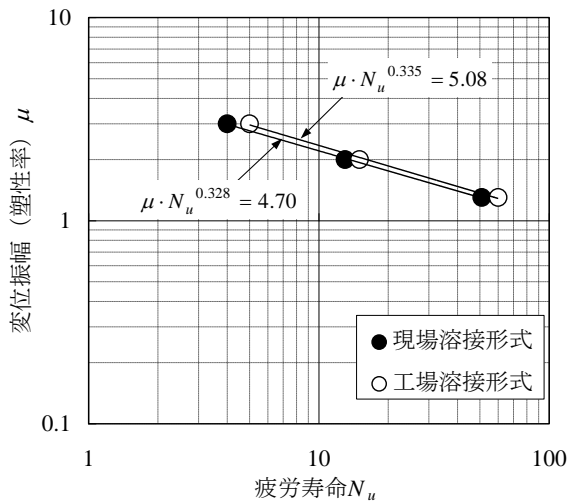


図 2.3.1-16 変位振幅, 塑性振幅—疲労寿命関係

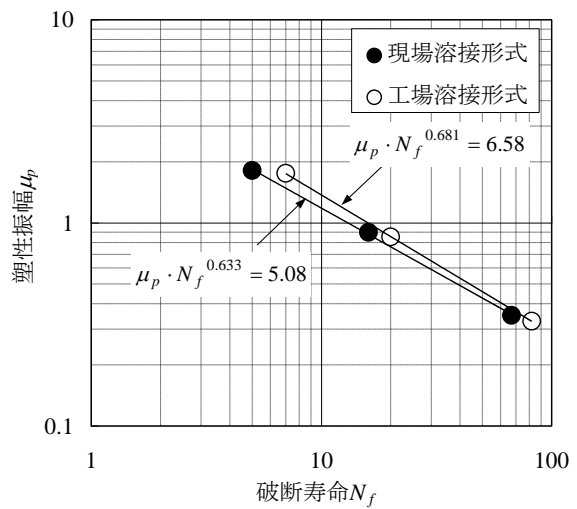
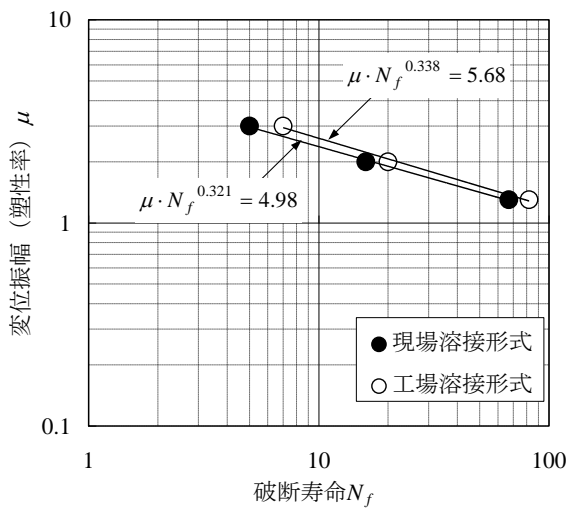


図 2.3.1-17 変位振幅, 塑性振幅—破断寿命関係

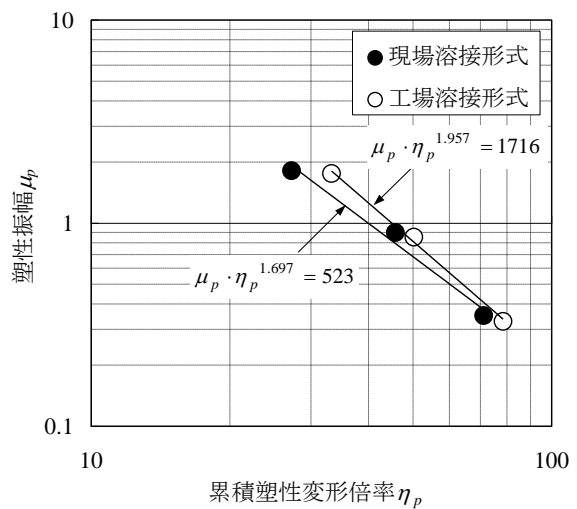
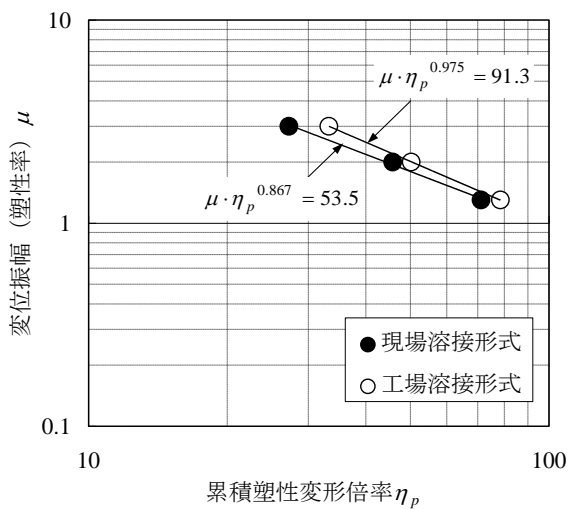


図 2.3.1-18 変位振幅, 塑性振幅—累積塑性変形倍率関係

□既往の実験結果との比較

変位振幅（塑性率）と破断寿命の関係について、前掲の既往実験結果と本実験結果を比較して図 2.3.1-19 に示す。本実験結果を○、●印で示す。また、現場溶接形式を黒塗り、工場溶接形式を白塗りまたは灰色で示す。図中の実線は各シリーズの実験結果に Manson-Coffin 則を適用した近似曲線を示す。

- ・梁端接合部における疲労曲線の勾配，すなわち，Manson-Coffin 則の係数 k は梁端接合形式や接合ディテールによらずほぼ等しい。
- ・破断寿命は，工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が総じて短い。
- ・工場溶接形式においてスカラップ形状別に破断寿命を比較した場合，ノンスカラップ形式，1/4円スカラップ+10R の複合円形式，1/4円スカラップ形式（回し溶接まま）の順で破断寿命は短くなる傾向にある。

以上のように，梁端接合形式や接合ディテール（スカラップ形状）は梁端溶接部の塑性変形能力（疲労寿命）に影響を与える。今後，梁端溶接部の疲労曲線の適用範囲を拡大するとともに精度を向上させる更なる実験データの蓄積が望まれる。

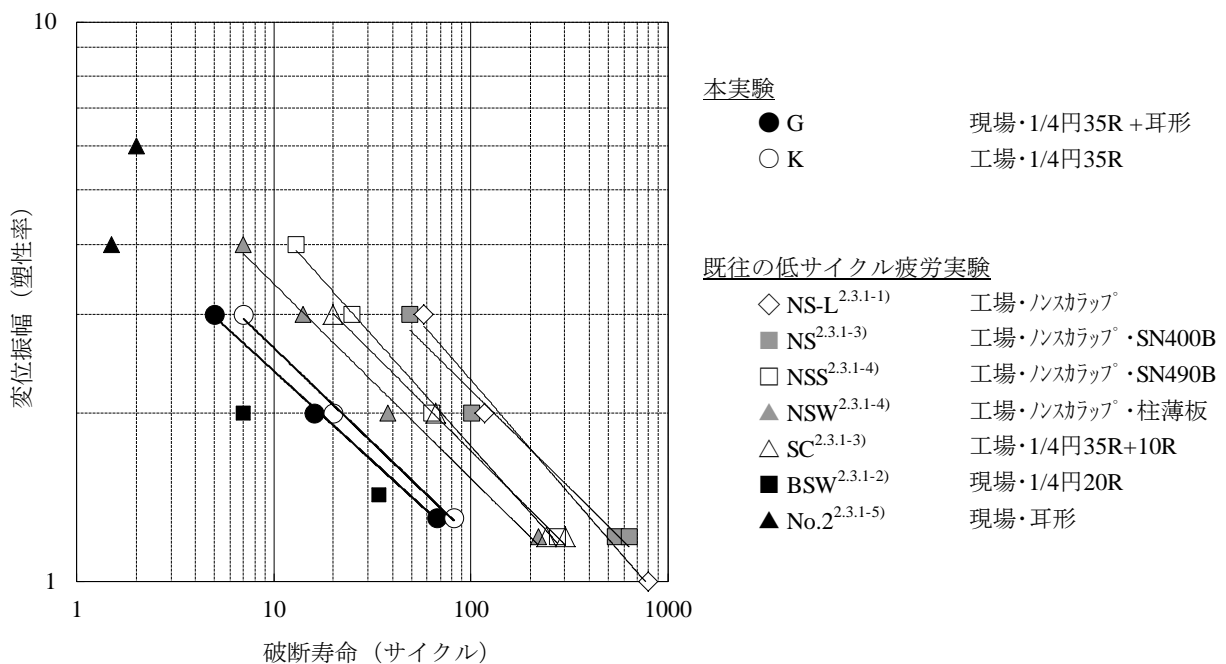


図 2.3.1-19 既往の実験との比較

(5) 結論ならびに今後の課題

多数回の繰返し変形を受ける鉄骨梁端溶接部の限界性能を把握することを目的に、実大試験体を用い、梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- 2) 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- 3) 履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- 4) ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を用いた疲労寿命 N_u と塑性率 μ の関係は、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の Manson-Coffin 型の式で表せる。
現場溶接形式 $\mu \cdot N_u^{0.328} = 4.70$
工場溶接形式 $\mu \cdot N_u^{0.335} = 5.08$
- 5) 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が疲労寿命は短い。

今後に残された課題は以下の 3 項目が挙げられる。

- 1) 塑性率 1 以下の小変位振幅における疲労特性の把握。
→ 「2.2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の応答評価」において、長周期地震動により超高層建築物の梁端溶接部に生じる変形（塑性率）を算定した結果、塑性率が 1 以下の振幅の割合が非常に多いことがわかった。そのため、塑性率が 1 以下（0.8 程度）の変位振幅における疲労寿命、破断寿命を把握し、今回示した疲労曲線の適用範囲を拡大するとともに精度を向上させる必要がある。
- 2) 変動振幅下における累積損傷度評価の妥当性検証。
→ 一般に、変動振幅を受ける部材の疲労寿命の予測には Miner 則が用いられる。梁端接合部の累積損傷度評価に Miner 則が適用できるかを実験的に検証する必要がある。また、Miner 則の適用性の問題だけでなく、許容損傷度の問題がある。疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係も含めて、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題である。
- 3) 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価。
→ 今回、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（スカラップ形状など）の疲労寿命についても検討する必要がある。また、床スラブが付いた合成梁の場合、下フランジに相対的に大きなひずみ（応力）が生じる。床スラブが梁端溶接部の疲労寿命に与える影響も検討する必要がある。

<参考文献>

- 2.3.1-1) 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
- 2.3.1-2) 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
- 2.3.1-3) 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
- 2.3.1-4) 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
- 2.3.1-5) 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
- 2.3.1-6) 日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」, 2006
- 2.3.1-7) 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007
- 2.3.1-8) 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

2.3.2 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験(H23 実施分)

(1) 背景・目的

建築物の設計に用いる長周期地震動およびそれらの作成手法が明確になりつつあるが、このような長時間にわたる長周期の外力下で塑性化する架構の保有性能については、いまだ不明な点が多い。本実験は、我が国における既存を含む鉄骨造超高層建物を対象とし、構造安全上重要な部位である柱梁接合部梁端溶接部に関して、長周期地震動により多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）を把握することを目的とする。

昨年度は、実大規模のト形柱梁骨組を用いて梁端接合形式〔現場溶接形式，工場溶接形式〕および変位振幅 $[1.3\delta_p, 2\delta_p, 3\delta_p]$ を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。表 2.3.2-1，図 2.3.2-1 に昨年度の実験結果と既往の多数回繰返し载荷実験結果^{2.3.2-1)~5)}を比較して示す。昨年度の実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- 2) 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- 3) 荷重が最大耐力から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- 4) 90%耐力時の繰返し数 $N_{90\%}$ と塑性率 μ の関係は相関性が高く、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の回帰式で表せる。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (2.3.2-1)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (2.3.2-2)$$

- 5) 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、90%耐力時の繰返し数 $N_{90\%}$ およびフランジ破断時の繰返し数 N_f は工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が短い。

H23 年度は、H22 年度の実験成果を拡充するよう以下の 3 項目に着目し実験を計画した。

- 1) 塑性率 1 以下の小変位振幅における疲労寿命の把握
→ H22 年度報告書 2.2 節の地震応答解析において、長周期地震動により超高層建物の梁端部に生じる変形（塑性率）を算定した結果、塑性率が 1 以下の振幅の割合が非常に多いことがわかった。そのため、塑性率が 1 以下の変位振幅における多数回繰返し特性を把握し、今回示した疲労曲線の適用範囲を拡大するとともにその精度を向上させる。
- 2) 変動振幅下における累積損傷度評価の妥当性検証
→ 変動振幅を受ける部材の疲労寿命の予測に用いられる Miner 則について、梁端接合部の損傷度評価に適用できるかを実験的に検証する。
- 3) 床スラブの存在，梁断面寸法の相違が多数回繰返し特性に与える影響評価
→ 床スラブが付いた合成梁の場合，下フランジに相対的に大きなひずみ（応力）が生じるため，床スラブの存在が多数回繰返し特性に与える影響を検討する。また，梁断面寸法の相違が多数回繰返し特性に与える影響について，比較的大きな梁断面を用いて実験的に検討する。

表 2.3.2-1 H22 年度実験結果と既往の多数回繰返し載荷実験結果の比較

	試験体名	シリーズ	梁・柱断面寸法	タイアフレーム	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)		
文献 2.3.2-1) 1998	低サイクル 疲労実験	NS-L	H-380×150×9×16 (SM490A)	内 タイアフレーム	工場溶接	ノンスラップ ⁶⁾	鋼製 エンド・タブ ⁷⁾ 切断 10mm残	1.0	800	溶接止端縁		
			2.0					118	溶接止端縁			
		SC-L1	□-300×300×19×19 (SM490A)		現場溶接	1/4円:25+10R	1.0	350	溶接止端縁			
		SC-L2	1/4円:25+10R			1.0	400	溶接止端縁				
文献 2.3.2-2) 2006	B-SW2 B-SW3	B-SW	H-450×150×6×16 (SN490B)	内 タイアフレーム 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 ⁷⁾ 切断なし	2.0	7	溶接止端縁		
			1.43					34	溶接止端縁			
文献 2.3.2-3) 2009	SC-1.2A SC-1.2B SC-2.0 SC-3.0	SC	H-400×200×8×13 (SN400B) □-300×300×16 (BCR295)	通し タイアフレーム PL-19 (SN490C)	工場溶接	1/4円スラップ ⁶⁾ 35R+10R	フラックススタブ ⁸⁾	1.2	241	スラップ ⁶⁾ 底		
								1.2	302	溶接止端縁		
								2.0	66	溶接止端縁		
	NS-1.2A NS-1.2B NS-2.0 NS-3.0	NS			工場溶接	ノンスラップ ⁶⁾	1.2	541	溶接止端縁			
							1.2	635	溶接止端縁			
							2.0	101	溶接止端縁			
3.0	49	溶接止端縁										
文献 2.3.2-4) 2010	NSS-1.2A NSS-2.0A NSS-3.0A NSS-4.0A	NSS	H-500×200×10×16 (SN490B) □-350×350×22 (BCR295)	通し タイアフレーム PL-22 (SN490C)	工場溶接	ノンスラップ ⁶⁾	フラックススタブ ⁸⁾	1.2	274	溶接止端縁		
								2.0	63	溶接止端縁		
								3.0	25	溶接止端縁		
	NSW-1.2A NSW-2.0A NSW-3.0A NSW-4.0A	NSW 柱薄			工場溶接	溶接材料 YGW-11	4.0	13	溶接止端縁			
							1.2	220	溶接止端縁			
							2.0	38	溶接止端縁			
3.0	14	溶接止端縁										
4.0	7	溶接止端縁										
文献 2.3.2-5) 2010	No.2-R No.2-L No.4-R	No.2	H-400×125×6×16 (SM490A) □-400×400×12×12 (SM490A)	通し タイアフレーム PL-19 (SM490A)	現場溶接	耳形スラップ ⁶⁾	鋼製 エンド・タブ ⁷⁾ 被覆 ⁹⁾ アーク 溶接	4.0	1.5	スラップ ⁶⁾ 底		
								6.0	2	スラップ ⁶⁾ 底		
		4.0							スラップ ⁶⁾ 底			
H22年 本実験	G-13 G-20 G-30	G			H-600×200×12×19 (SM490A) □-500×500×25×25 (SN490C)	内 タイアフレーム PL-25 (SN490B)	現場溶接	1/4円:35R + 耳形スラップ ⁶⁾	鋼製 エンド・タブ ⁷⁾ 切断なし	1.3	67	スラップ ⁶⁾ 底
										2.0	16	スラップ ⁶⁾ 底
	K-13 K-20 K-30	K					工場溶接	1/4円:35R 回し溶接	溶接材料 YGW-11	1.3	82	スラップ ⁶⁾ 底
			2.0	20						スラップ ⁶⁾ 底		
			3.0	7						スラップ ⁶⁾ 底		

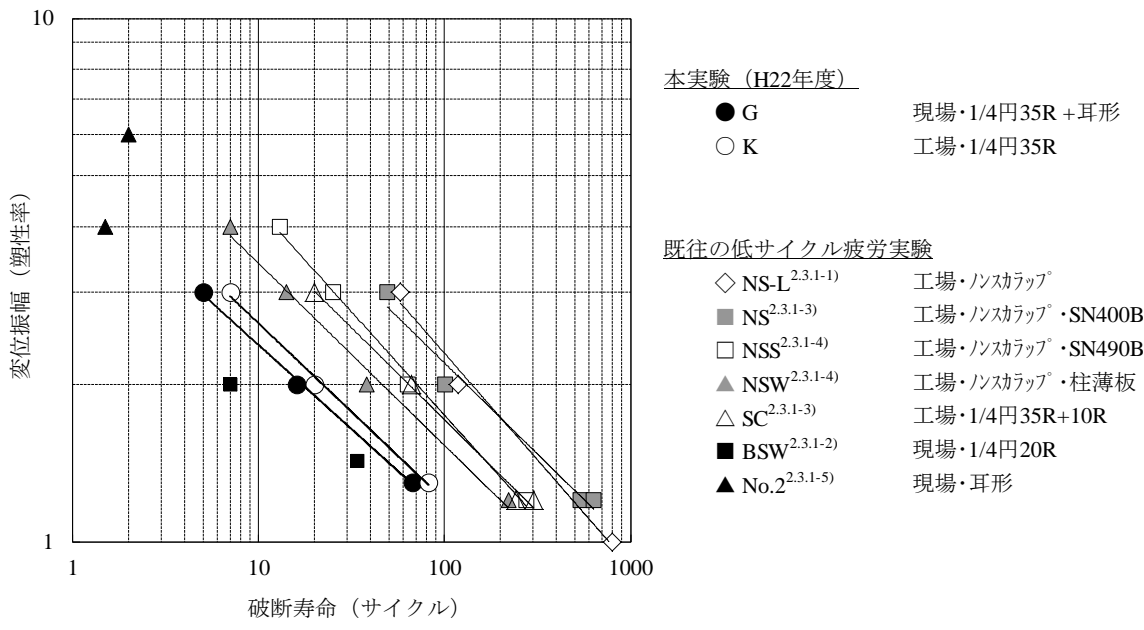


図 2.3.2-1 変位振幅-繰返し数関係

(2) 試験体

1) 試験体諸元

試験体一覧を H22 年度の試験体と併せて表 2.3.2-2 に示す。試験体の全体形状を図 2.3.2-3 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実大規模のト形柱梁骨組である。試験体数は 8 体で、梁断面寸法 [H-600, H-800] , 梁端接合形式 [現場溶接形式, 工場溶接形式] , 载荷パターン [振幅レベル, 変動振幅] およびスラブの [有, 無] を実験変数とした。

梁断面は、BH-600×200×12×19 と BH-800×300×16×32 の 2 種である。梁せい H-600 の試験体は、図 2.3.2-4 に示すように、H22 年度の試験体を再利用した。H22 年度の試験体の梁部分 900mm を取り出し、塑性化していない加力点側を柱と接合させた。また、柱も 180° 反転させて再利用した。H-600, H-800 とともに梁のフランジ材およびウェブ材には溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を、柱材には建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を用いている。梁の幅厚比は、H-600 : フランジ $b/t_f=5.3$, ウェブ $d/t_w=50$, H-800 : $b/t_f=4.7$, $d/t_w=60$ であり、いずれも部材種別は FA ランクである。製作工場からの運搬の都合で、梁の中間に継手を設けている。

試験体梁端部の接合詳細を図 2.3.2-5 に示す。梁端接合形式は、工場溶接形式と現場溶接形式の 2 種とした。K シリーズは工場溶接形式の試験体であり、フランジおよびウェブとも溶接により柱に接合している。梁ウェブ端には半径 35mm の 1/4 円形状のスカラップを設け、フィレット部はフランジウェブのすみ肉溶接と連続した回し溶接とした。

G シリーズは現場溶接形式の試験体であり、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している。G-09, G-R1, G-R2, GL-13, GL-20 のフランジ端は実部材における下フランジを想定して上下ともに内開先とした。梁ウェブ端にはスカラップを設けた。スカラップは半径 35mm の 1/4 円形状とし、フィレット部は回し溶接のままとした。ウェブ高力ボルト接合部は梁ウェブの曲げ負担を考慮しない設計とし、H-600 : 6-M22(F10T) (曲げ耐力比 $\text{bolt}M_u/wM_p=0.47$: 図 2.3.2-2 参照) , H-800 : 10-M22(F10T) ($\text{bolt}M_u/wM_p=0.49$) とした。

G-09-S と G-13-S の床スラブは等厚な鉄筋コンクリート造スラブとした。スラブ厚は 180mm とし、スラブ筋 D13-@200 を 2 段に配した。床スラブの幅は全試験体共通で 2000mm とした。スラブコンクリートの目標圧縮強度は 21N/mm² とした。頭付きスタッドは直径 ϕ 19, 高さ 100mm である。試験区間の梁上フランジに 200mm 間隔で 2 列 (ゲージ間隔 100mm) に配し、直交梁においては 1 列に配した。試験区間のスタッド本数 n_p は、現行の日本建築学会「各種合成構造設計指針」^{2.3.2-6)} で算出される完全合成梁に必要な本数 n_f を満足する (合成率 $n_p/n_f=1.01$)。

梁フランジ端部の溶接においては鋼製のエンドタブを用い、溶接後にエンドタブは切断はしていない。梁フランジの溶接は CO₂ 半自動溶接であり、多層多パス盛の積層方法とした (H-600 工場溶接形式 : 6 層 19 パス, H-600 現場溶接形式 : 5 層 7 パス, H-800 現場溶接形式 : 7 層 14 パス)。溶接姿勢は、現場溶接形式では下向き溶接 (製作では下フランジを溶接した後、試験体を上下反転させて上フランジを溶接) であり、工場溶接形式では横向き溶接である。溶接ワイヤは YGW-11 (銘柄 : MG-50) , ワイヤ径 1.2 ϕ を使用した。溶接条件は特に管理 (指定) しなかったが、結果的に入熱 30kJ/cm 以下、パス間温度 250°C 以下であった。裏当て金の組立溶接は、現場溶接形式ではエンドタブ位置の開先内で柱スキンプレートおよび梁フランジと接合し (現行 JASS6^{2.3.2-7)} と同様) , 工場溶接形式では開先外で柱スキンプレートおよび梁フランジと 40mm 程度のすみ肉溶接

で接合した。

H-600 シリーズは H22 年度の試験体を再利用した都合上、梁フランジとウェブはスカラップ底までサブマージアーク溶接で接合されていた。今年度は、スカラップ底に回し溶接を施すために、スカラップ底手前 70mm 程度のサブマージアーク溶接部をガウジングで除去した後、回し溶接を含めて CO₂ 半自動溶接で再接合した。H-800 シリーズの梁フランジとウェブの溶接は、スカラップ底手前 70mm まではサブマージアーク溶接で接合し、回し溶接を含む残りの部分を CO₂ 半自動溶接で接合した。

箱形断面柱の角溶接はサブマージアーク溶接であり、内ダイアフラムと柱スキンプレートの溶接は 4 面とも非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接である。

□梁端溶接部のフランク角

フランジ溶接止端とスカラップ底の回し溶接部の型をとり、溶接部のフランク角を計測した。その結果を表 2.3.2-3 に示す。表中の下線は破断したフランジ側を表す。

表 2.3.2-2 試験体一覧

試験体	断面	接合形式	スカラップ	スラブ	変位振幅	目的			
K-09	梁 : (SM490A) BH-600×200×12×19	工場 溶接	上下 1/4円35R	—	±0.9 δ_p	疲労曲線の取得			
K-13					±1.3 δ_p				
K-20					±2.0 δ_p				
K-30					±3.0 δ_p				
G-09	フランジ幅厚比 $b/t_f=5.3$ ウェブ幅厚比 $d/t_w=50$	現場 溶接	上下 1/4円35R 上側 1/4円35R 下側 耳形	—	±0.9 δ_p	疲労曲線の取得			
G-13					±1.3 δ_p				
G-20					±2.0 δ_p				
G-30					±3.0 δ_p				
G-R1					柱 : (SN490C) □-500×500×25×25	上下 1/4円35R	有	変動振幅1	変動振幅における 損傷度評価
G-R2								変動振幅2	
G-09-S									±0.9 δ_p
G-13-S	±1.3 δ_p								
GL-13	梁 : (SM490A) BH-800×300×16×32	現場 溶接	上下 1/4円35R	—	±1.3 δ_p	梁断面寸法の影響 Z_p : H600の3倍			
GL-20					$b/t_f=4.7, d/t_w=46.0$		±2.0 δ_p		

は、H22年度実施済の試験体を示す。

※ δ_p : 純鉄骨梁の全塑性耐力に対応する梁弾性変位計算値(H-600 : 21.5mm, H-800 : 31.6mm)

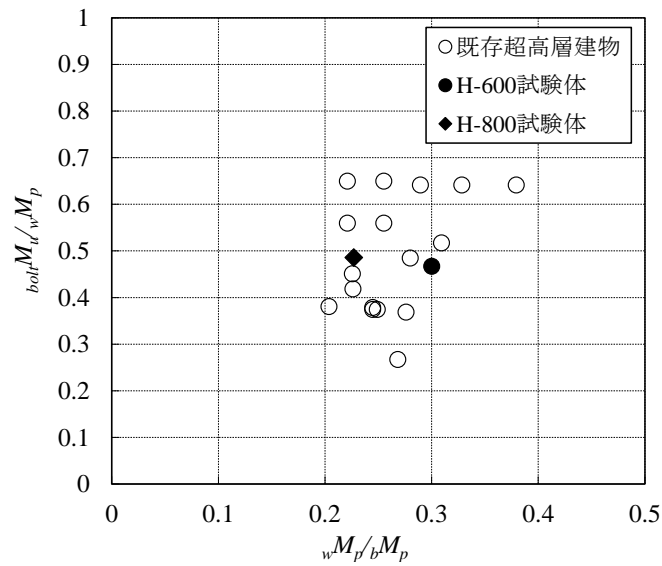


図 2.3.2-2 ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力比

- 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

$${}_{bolt}M_u = j_B \cdot n \cdot q_{bu} \quad (2.3.2-3)$$
 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)

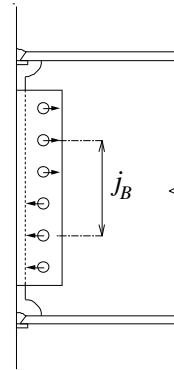
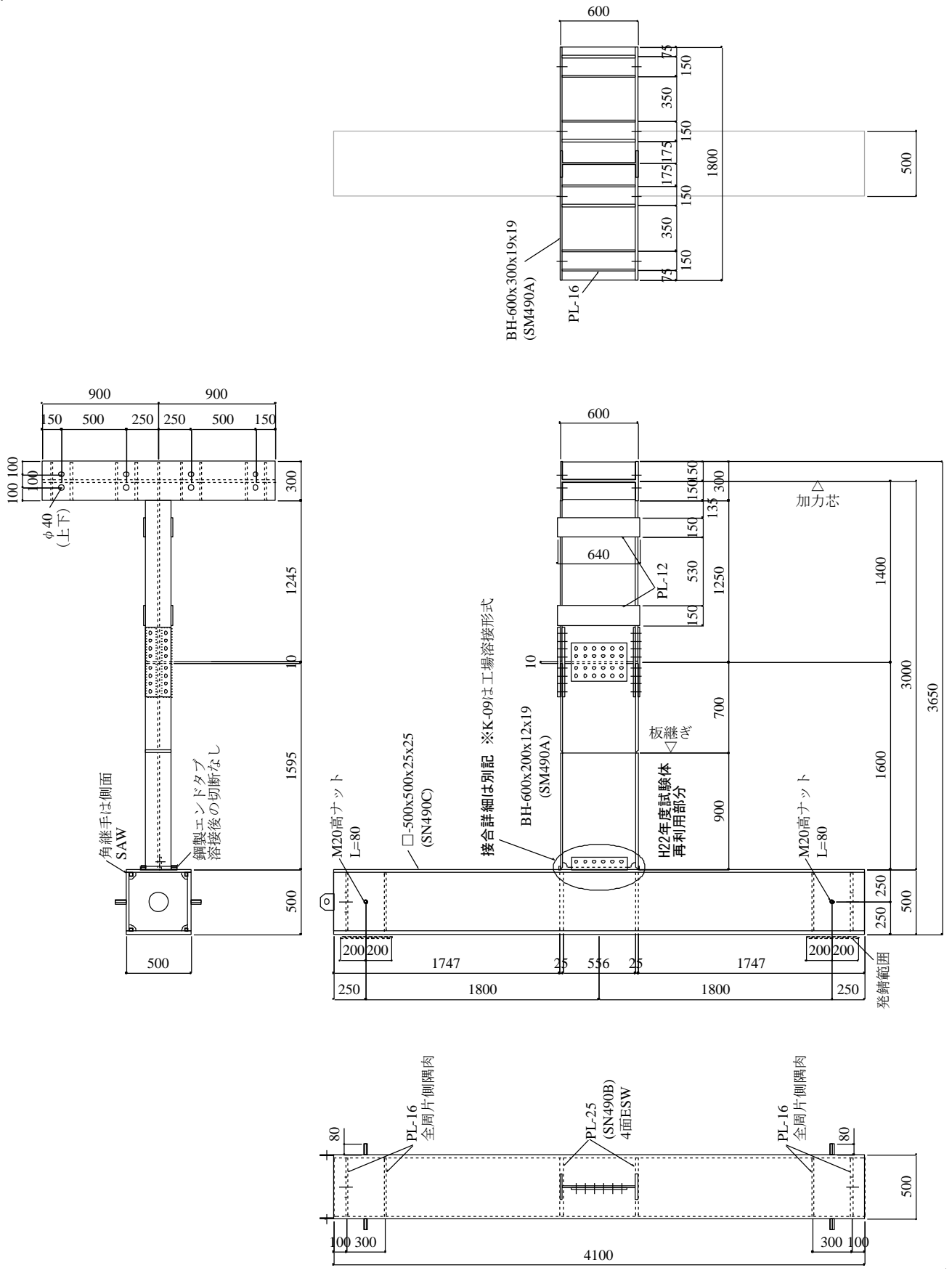


表 2.3.2-3 梁端溶接部のフランク角

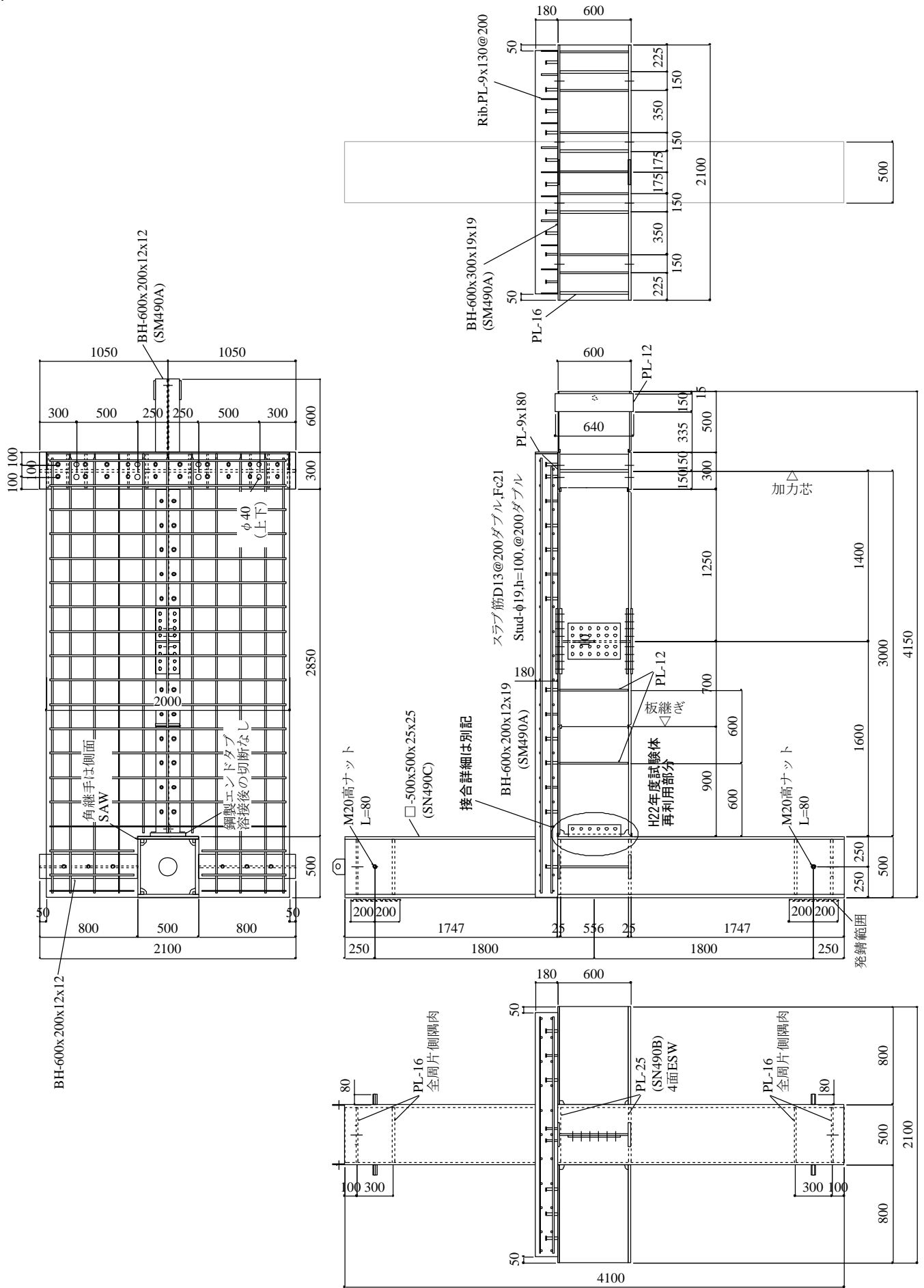
試験体	スカルップ底の回し溶接		フランジ幅中央溶接止端		備考
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ	
K-13	<u>136°</u>	145°(耳形側)	132°	139°	H22年度 試験体
G-13	<u>139°</u>	144°(耳形側)	-	-	
K-09	<u>121°</u>	118°	<u>124°</u>	122°	H23年度 試験体
G-09	138°	<u>133°</u>	-	-	
G-R1	121°	<u>124°</u>	-	-	
G-R2	122°	<u>140°</u>	-	-	
G-09-S	144°	<u>120°</u>	-	-	
G-13-S	143°	<u>126°</u>	-	-	
GL-13	<u>147°</u>	139°	-	-	
GL-20	137°	<u>141°</u>	-	-	

※下線は破断したフランジ側を示す。



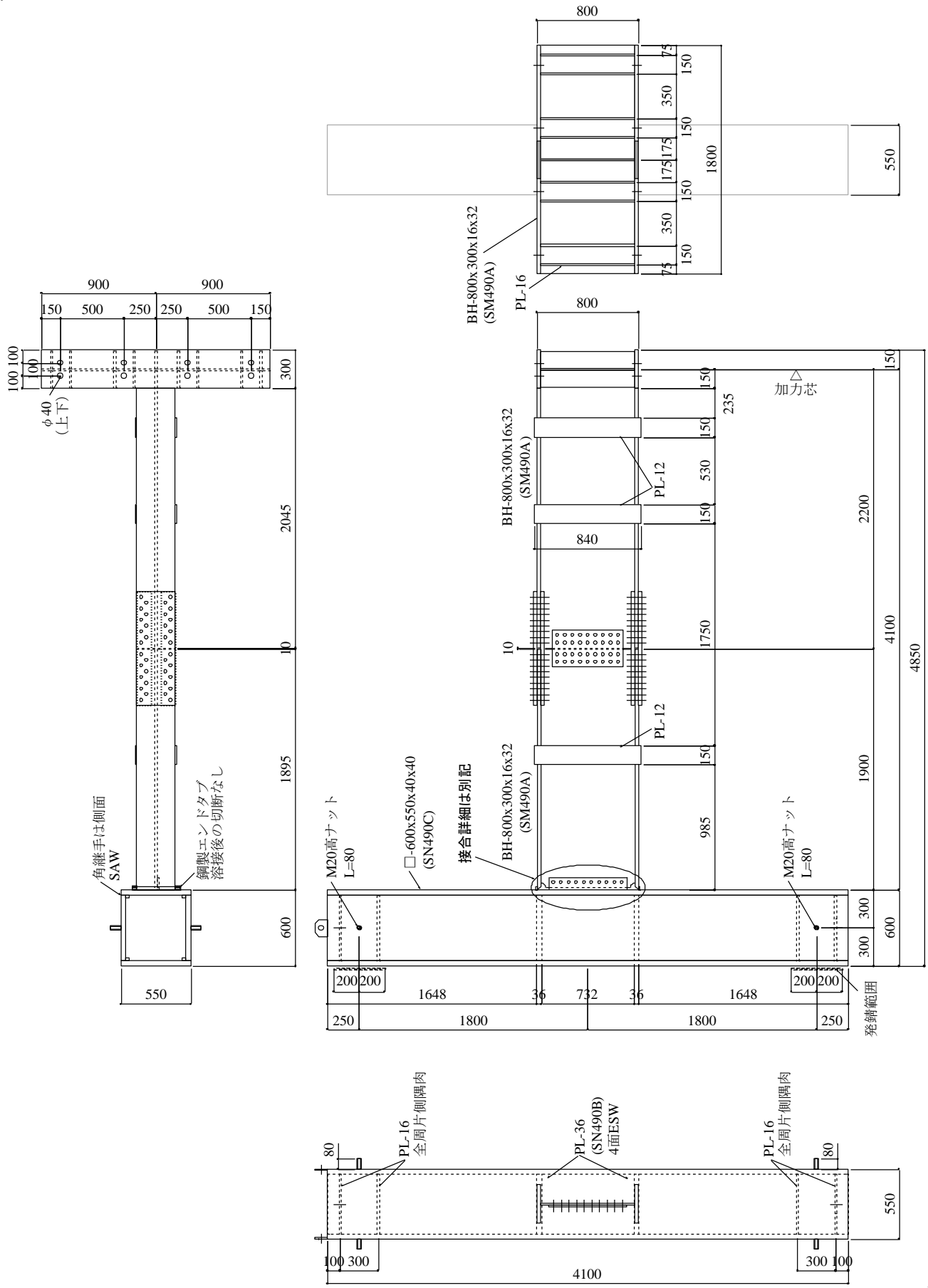
(a) K-09, G-09, G-R1, G-R2 試験体 (BH-600x200x12x19)

図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法



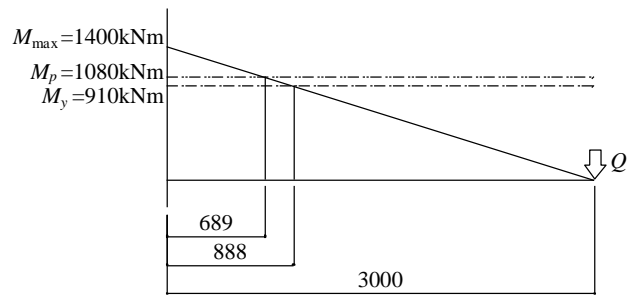
(b) G-13-S, G-20-S 試験体 (BH-600x200x12x19, スラブ付き)

図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法 (つづき)

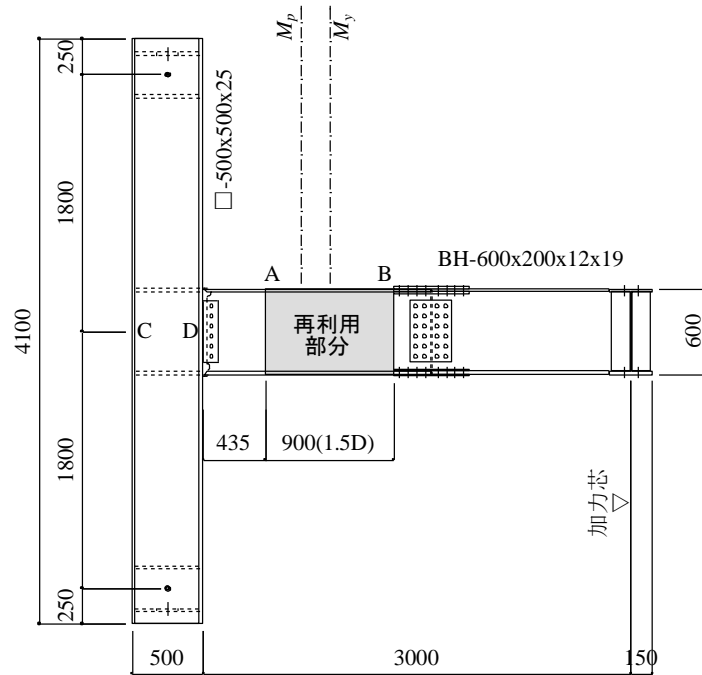


(c) GL-13, GL-20 試験体 (BH-800x300x16x32)

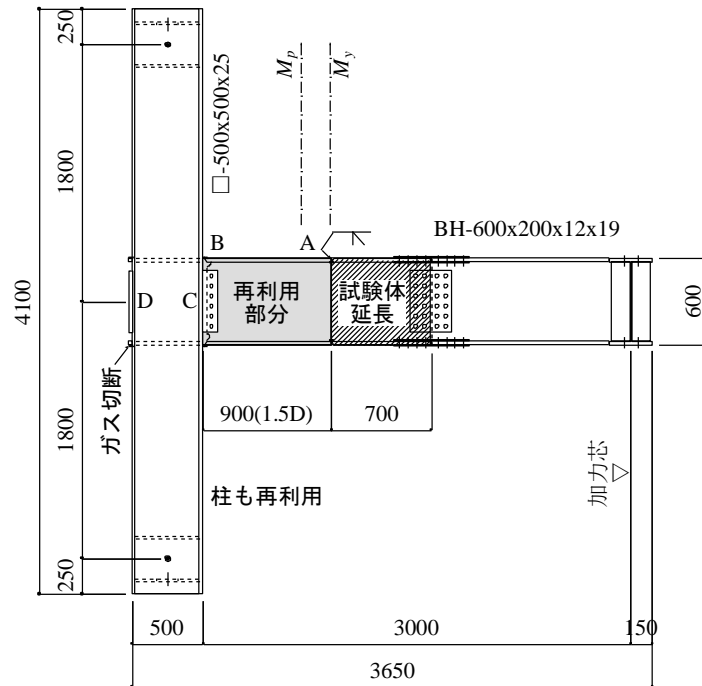
図 2.3.2-3 試験体の形状・寸法(つづき)



H22年度K-30試験体の最大モーメント分布

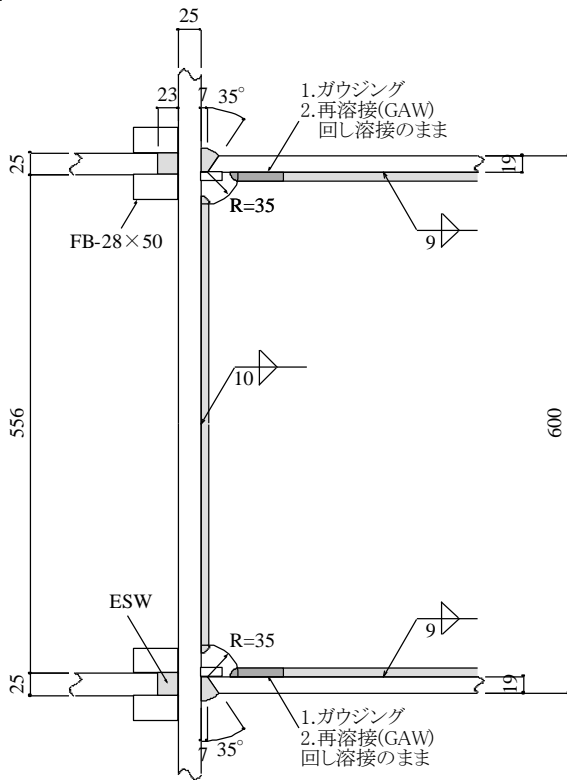


(a) H22年度試験体



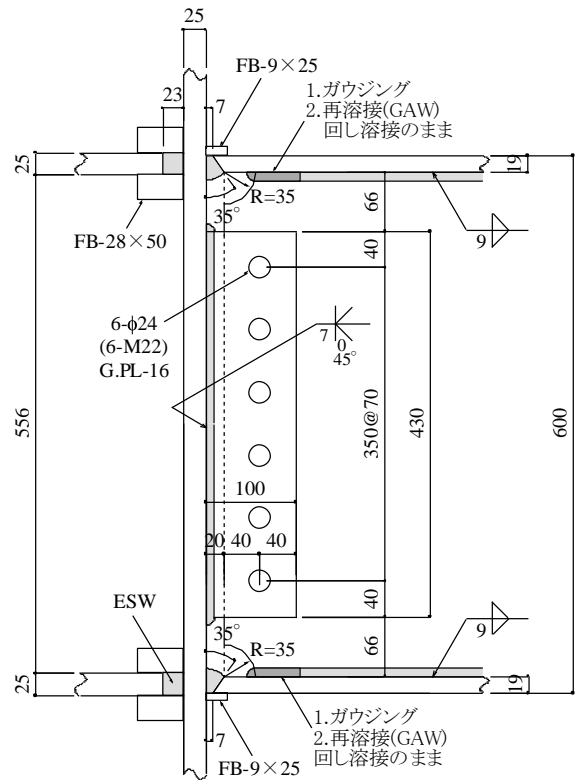
(b) H23年度試験体

図 2.3.2-4 試験体再利用の概要



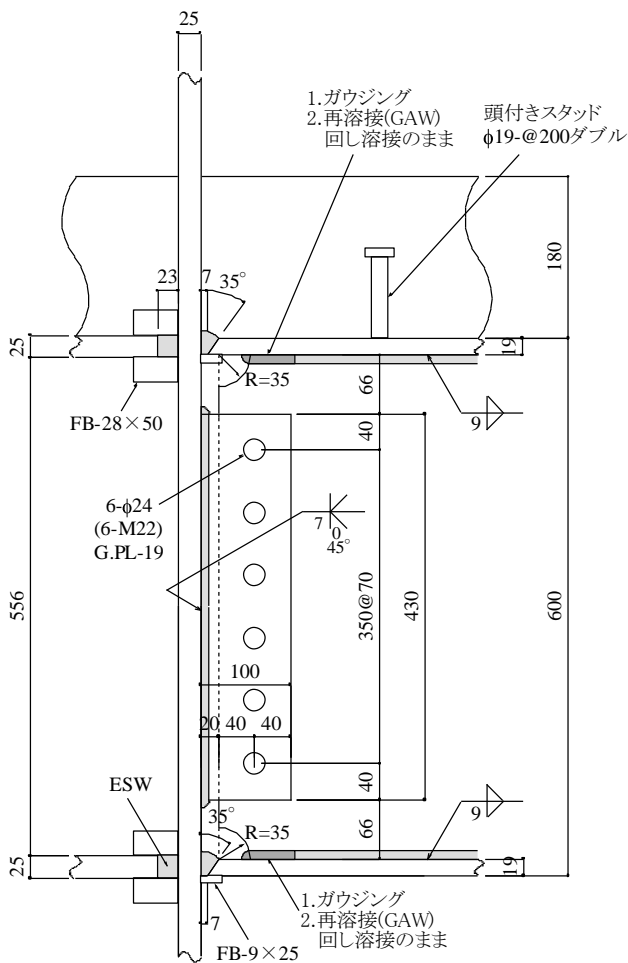
(a) K-09試験体

(フランジ端は横向き溶接: YGW11)



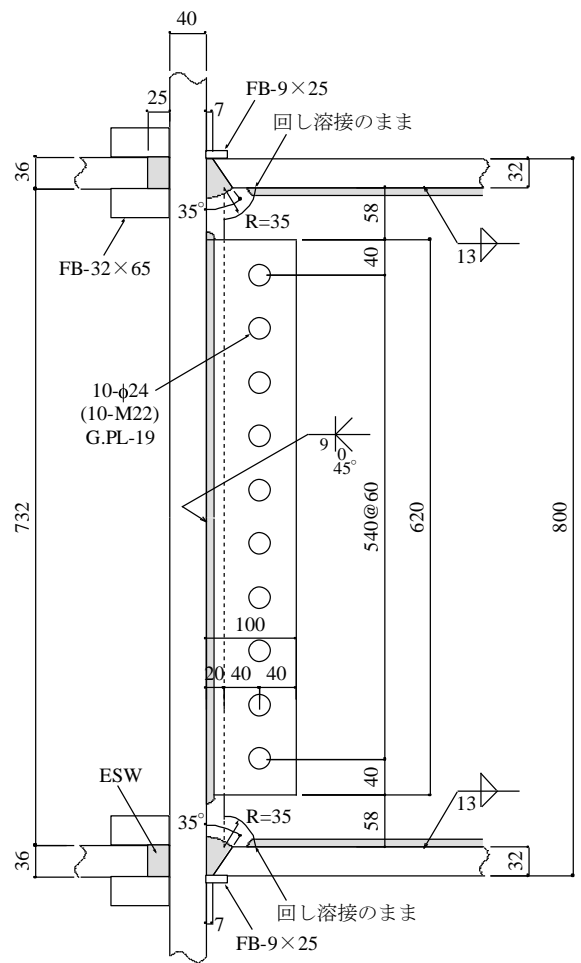
(b) G-09, G-R1, G-R2試験体

(フランジ端は下向き溶接: YGW11 ※上下とも内開先)



(c) G-13-S, G-20-S試験体

(フランジ端は下向き溶接: YGW11)



(d) GL-13, GL-20試験体

(フランジ端は下向き溶接: YGW11 ※上下とも内開先)

図 2.3.2-5 仕口詳細

2) 使用材料

□鋼材の引張試験結果

試験体に使用した鋼材の引張試験結果を表 2.3.2-4 に、梁のフランジ、ウェブの応力-ひずみ関係を図 2.3.2-6、図 2.3.2-7 に示す。H-600、H-800 とともに、梁のフランジ、ウェブおよびシアプレートには溶接構造用圧延鋼材 SM490A の厚板を使用した。柱のスキンプレートには建築構造用圧延鋼材 SN490C の厚板を、ダイアフラムには建築構造用圧延鋼材 SN490B の厚板を使用した。

□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°C）を表 2.3.2-5 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°Cのシャルピー吸収エネルギー vE_0 は H-600 : 261J, H-800 : 239J 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 2.3.2-6 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 2.3.2-7 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。SM490A 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 H-600 : 0.47%, H-800 : 0.50 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」^{2.3.2-8)}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。

□スラブコンクリートの強度試験結果

G-09-S, G-13-S に使用したスラブコンクリートの強度試験結果を表 2.3.2-8 に、応力-ひずみ関係を図 2.3.2-8 に示す。現場封緘養生供試体の圧縮強度は、G-13-S 加力日 : 22.2N/mm², G-09-S 加力日 : 23.8 N/mm² であった。

表 2.3.2-4 鋼材の引張試験結果

シリーズ	鋼種	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 YR(%)	伸び (%)	使用部位
H600 シリーズ	SM490A	12	364	523	69.7	26.7	ウェブ
	SM490A	16	343	521	65.9	27.7	シアプレート
	SM490A	19	337	511	66.0	29.2	フランジ
	SN490B	25	348	522	66.6	29.3	ダイアフラム
	SN490C	25	370	520	71.1	30.0	柱スキンプレート
H800 シリーズ	SM490A	16	372	532	69.9	27	ウェブ
	SM490A	19	365	529	69.0	28	シアプレート
	SM490A	32	357	512	69.7	34	フランジ
	SN490B	36	392	525	74.8	34	ダイアフラム
	SN490C	40	355	524	67.6	33	柱スキンプレート

JIS Z 2201 1A号試験片×3本の平均値

表 2.3.2-5 シャルピー衝撃試験結果

シリーズ	鋼種	板厚 (mm)	vE_0 (J)	脆性破面率 (%)	使用部位
H600	SM490A	19	261	0	フランジ
H800	SM490A	32	239	3	

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°Cのシャルピー吸収エネルギー

表 2.3.2-6 化学成分分析結果

シリーズ	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
H600	0.16	0.33	1.33	0.013	0.004	0.01	0.01	0.03	0.01	0.035	0.002	0.0003	0.0034
H800	0.16	0.26	1.49	0.014	0.004	0.02	0.01	0.02	0.01	0.001	0.013	0.0001	0.0035
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 2.3.2-7 溶接性指標

シリーズ	C_{eq} (%)	P_{CM} (%)	f_{HAZ} (%)
H600	0.41	0.25	0.47
H800	0.43	0.25	0.50
SN490B規定	0.44以下	0.29以下	0.58*以下

炭素当量

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

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

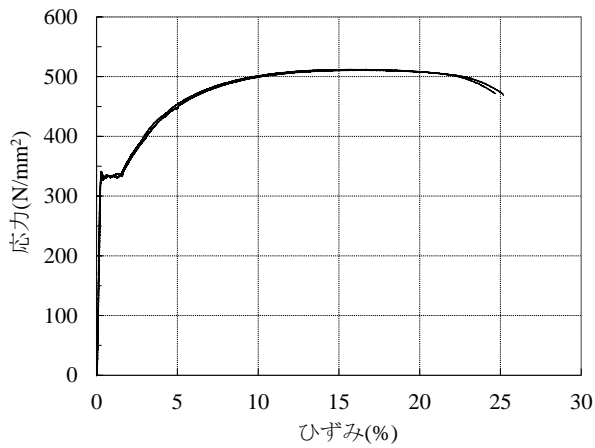
HAZ靱性評価式 $f_{HAZ} = C + Mn/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4Ti$

※「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 $vE_{act} \geq 70J$ に対応する値

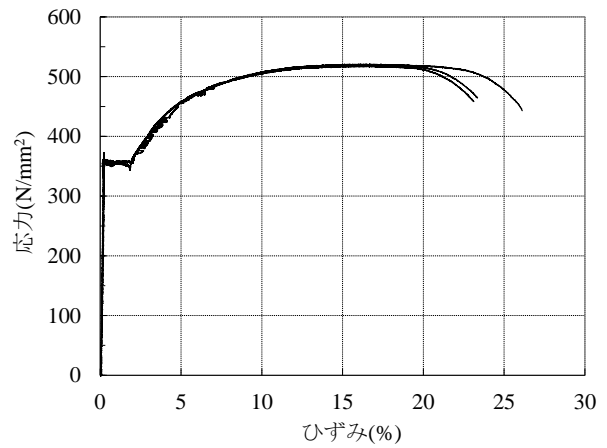
表 2.3.2-8 スラブコンクリートの材料試験結果

打設	養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比	備考
2011.12.8 打設1車	標準	7	17.9	-	-	-	
		14	21.3	-	-	-	
		28	25.3	-	-	-	
21-12-20-N	現場封緘	7	16.6	-	-	-	
		14	19.5	-	-	-	
		28	22.1	-	-	-	
		33	22.2	1.93	2.39	0.21	G-13-S加力日
		40	23.8	2.02	2.46	0.23	G-09-S加力日

※テストピース (φ100mm×200mm) の3本の平均値

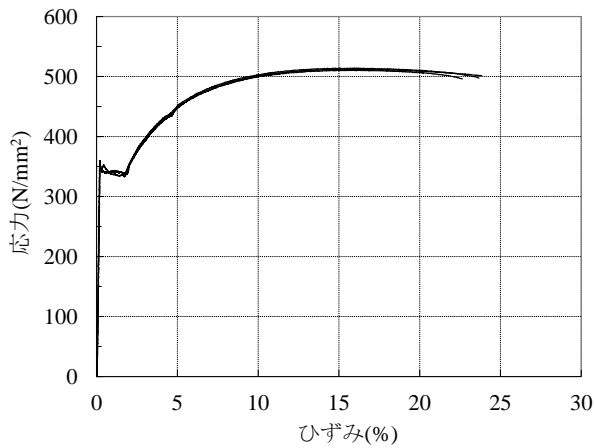


(a) PL-19, SM490A(フランジ)

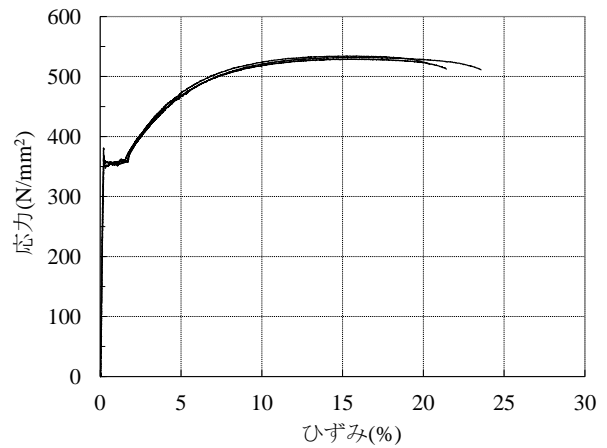


(b) PL-12, SM490A(ウェブ)

図 2.3.2-6 H-600 鋼材の応力-ひずみ関係

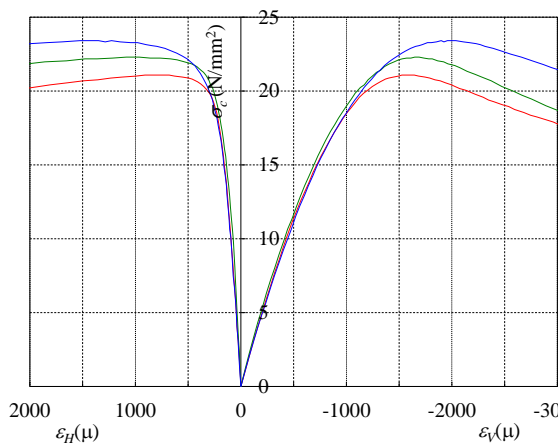


(a) PL-32, SM490A(フランジ)

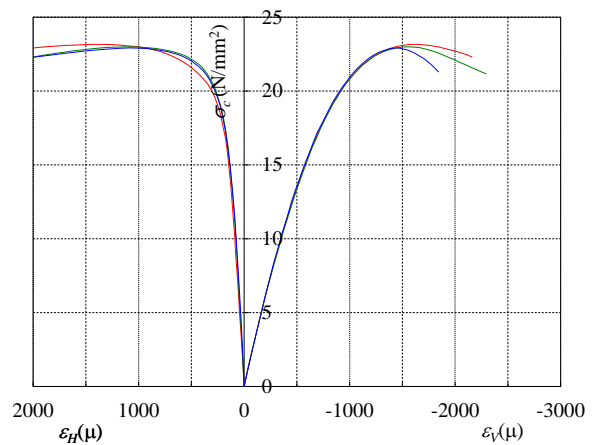


(b) PL-16, SM490A(ウェブ)

図 2.3.2-7 H-800 鋼材の応力-ひずみ関係



(a) 材齢 33 日 (G-13-S 加力日)



(b) 材齢 40 日 (G-09-S 加力日)

図 2.3.2-8 スラブコンクリートの応力-ひずみ関係

(3) 実験方法

1) 加力方法

実験状況を写真2.3.2-1に、加力装置を図2.3.2-9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、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た。試験体の梁の横座屈を防止するため、2~3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。

定変位振幅繰返し载荷では、梁端部の全塑性耐力に対応する弾性相対変位 δ_p を基準とし、 $0.9\delta_p$ 、 $1.3\delta_p$ 、 $2\delta_p$ の3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 δ_p は式(2.3.2-4)により算出した（H-600： $\delta_p=21.5\text{mm}$ ，H-800： 31.6mm ）。

$$\delta_p = Q_p \cdot \left(\frac{L_B^3}{3E \cdot I} + \frac{L_B}{G \cdot wA} \right) \quad (2.3.2-4)$$

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（H-600：3000mm，H-800：4100mm）

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

変動振幅载荷の加力プログラムを図 2.3.2-10 に示す。その設定方針を以下に示す。

- ・塑性率 0.8 以下の小振幅は、損傷度が小さいので無視する。
- ・塑性率 2 を超える振幅を含む場合、少数の繰返しで破断することが予想され、長周期地震動（多数回の繰返し）に対する資料とならない。そのため、塑性率は 2 を上限とする。
- ・1block の繰返しで破断させないように、1block の累積損傷度 D_f を 0.5 程度とする。
- ・2.2 節の地震応答解析の頻度分布を総じてみると、各振幅レベルの繰返し数はほぼ同数とみなせる。そのため、各振幅レベルの繰返し数は同数とする。

以上の設定方針をもとに、G-R1 では、振幅を 7 レベル（塑性率：0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0）とし、各振幅 2 回ずつの繰返し载荷とした。1block の繰返し数は 24（塑性率 1 を超える振幅の繰返し数は 18）、累積損傷度 D_f は 0.56 である。G-R2 では、振幅を 5 レベル（塑性率：0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6）とし、各振幅 5 回ずつの繰返し载荷とした。1block の繰返し数は 40（塑性率 1 を超える振幅の繰返し数は 25）、累積損傷度 D_f は 0.54 である。

Miner 則に基づく累積損傷度 D は、いくつかの変動振幅が作用する部材が破壊に至る過程で、破壊に対してどの程度損傷しているかを示す度合であり、下式で表される。

$$D = \sum (n_i / N_i) \quad (2.3.2-5)$$

記号 n_i : i レベルの振幅の繰返し数

N_i : i レベルの一定振幅で繰返された時の疲労寿命

上述の累積損傷度 D_f は、H22 年度のフランジ破断に対する回帰式(2.3.2-2)を用いて算出した。

2) 計測方法

変位測定位置を図2.3.2-9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 δ_0 から柱梁接合部の回転による変位成分 δ_1 を差し引いた梁のみの相対変位 δ_2 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2.3.2-11に示す。試験体の梁の要所に、1体につき24~30枚の1軸の弾性ひずみゲージを貼り付けた。



(a) スラブ付き試験体(G-09-S)



(b) H-800 シリーズ(GL-13)

写真 2.3.2-1 実験状況

- 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)

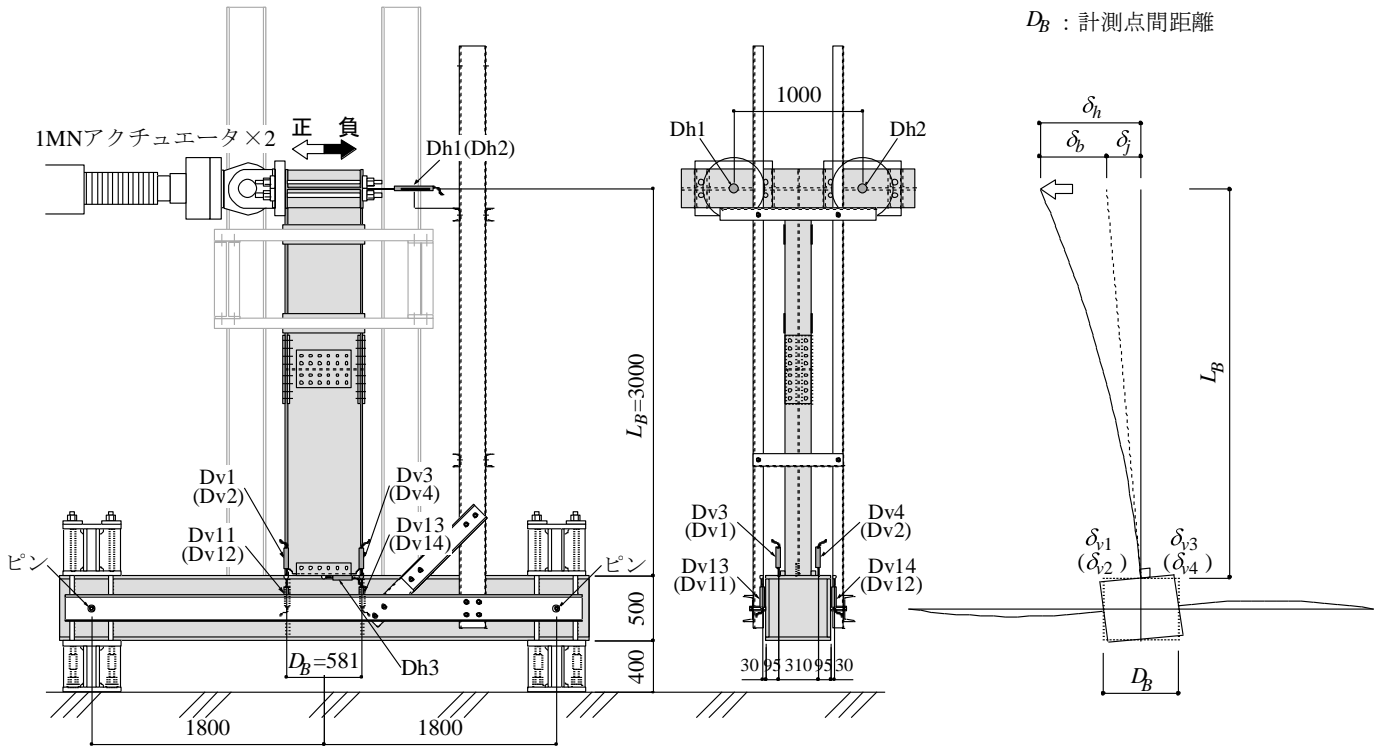
梁相対変位 (制御変位)

$$\delta_b = \delta_h - \delta_j$$

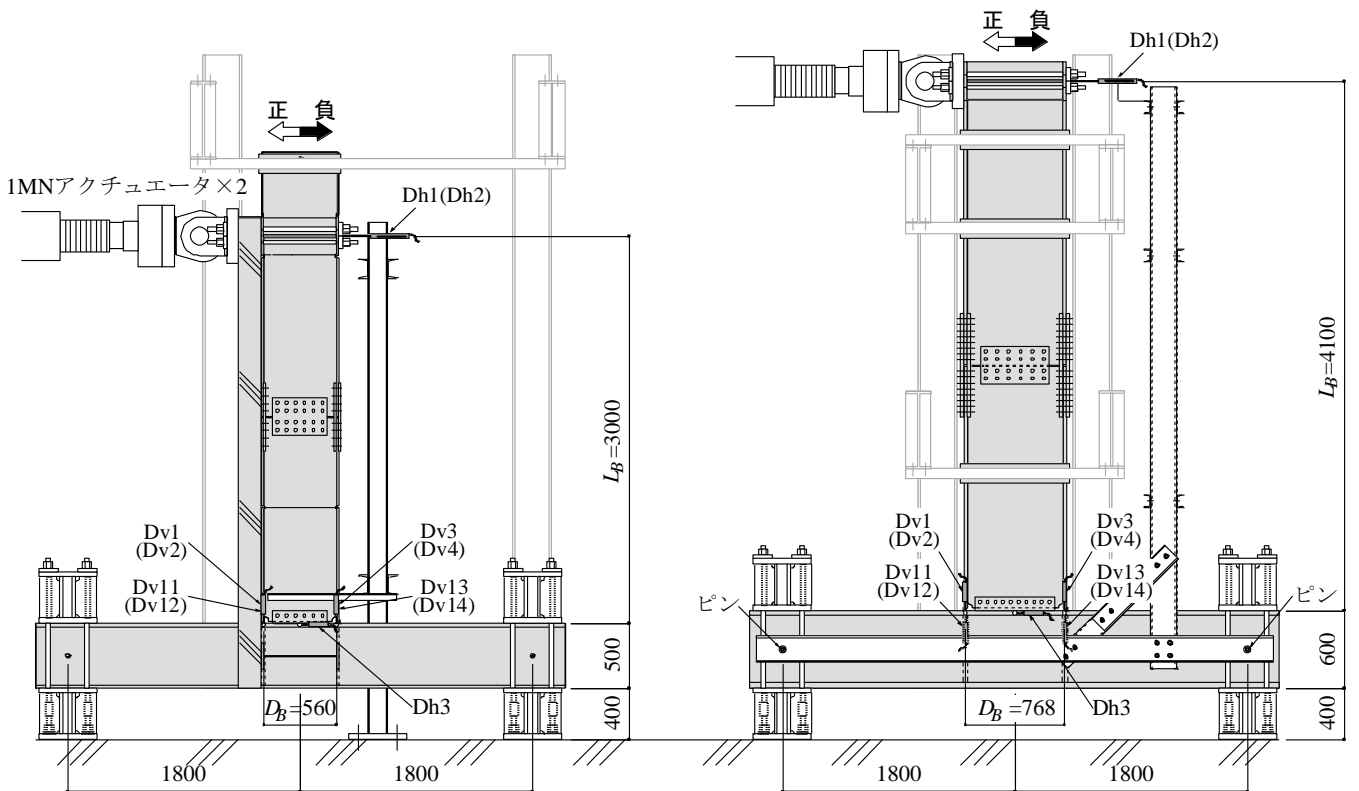
$$= \frac{\delta_{h1} + \delta_{h2}}{2} - \frac{\delta_{v1} + \delta_{v2} - \delta_{v3} - \delta_{v4}}{2 \cdot D_B} \cdot L_B$$

L_B : 梁内法長さ

D_B : 計測点間距離



(a) H600シリーズ(スラブなし)



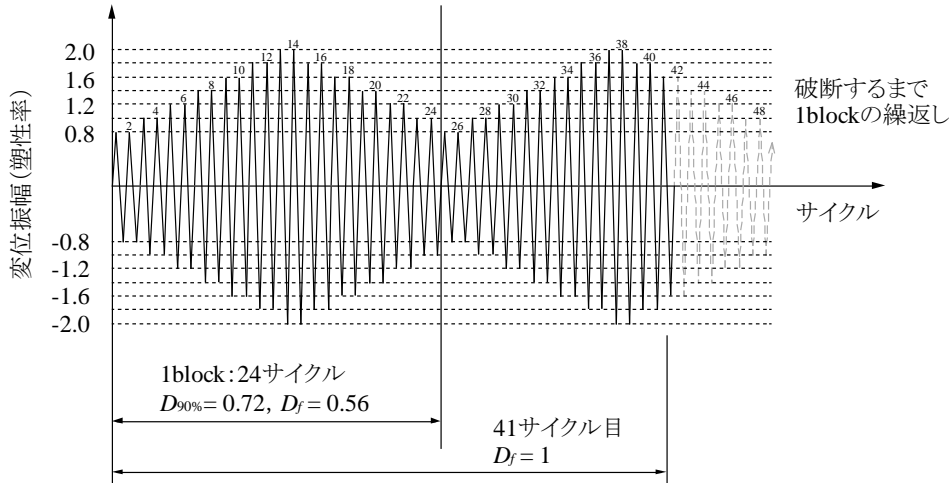
(b) H600シリーズ(スラブ付き)

(c) H800シリーズ(スラブなし)

図 2.3.2-9 加力装置および変位測定位置

<設定方針>

- 塑性率 0.8 以下の小振幅は、損傷度が小さいので無視する。
- 塑性率は 2 を上限とする。(塑性率 2 を超える振幅を含む場合、少数の繰返しで破断してしまい、長周期地震動(多数回の繰返し)に対する資料とならない。)
- 1block の累積損傷度 D_f を 0.5 程度とする。(1block の繰返しで破断させない)
- 各振幅レベルの繰返し数は同数とする。
(地震応答解析の頻度分布を総じてみると、各振幅レベルの繰返し数はほぼ同数とみなせる)

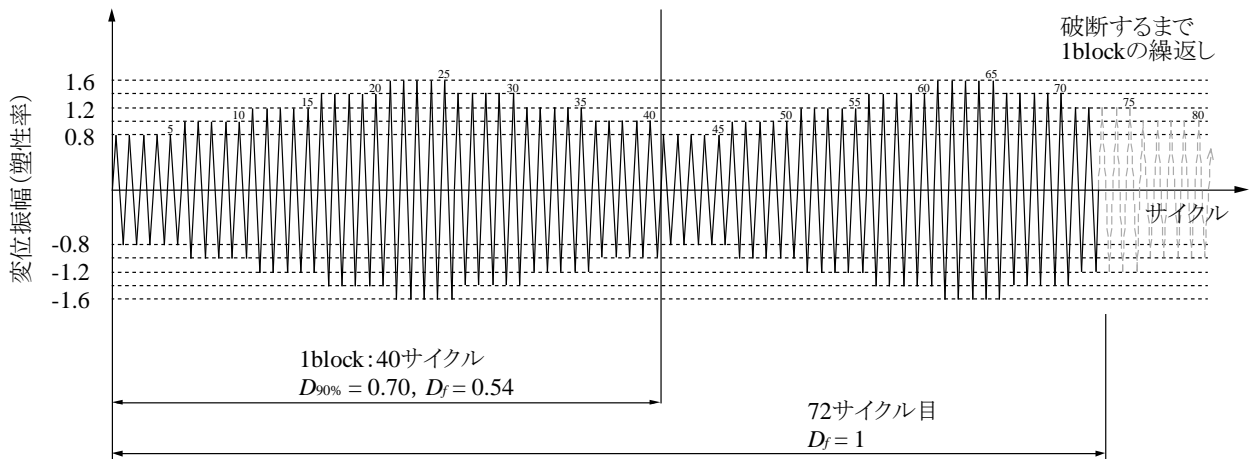


- 振幅 7 レベル(塑性率:0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0)
- 各振幅 2 回ずつの繰返し载荷
- 1block の繰返し数:24
- 塑性率 1 を超える繰返し数:18

D_f : 破断に対する累積損傷度

$D_{90\%}$: $0.9Q_{max}$ 時に対する累積損傷度

(a) G-R1



- 振幅 5 レベル(塑性率:0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.6)
- 各振幅 5 回ずつの繰返し载荷
- 1block の繰返し数:40
- 塑性率 1 を超える繰返し数:25

(b) G-R2

図 2.3.2-10 変動振幅加カプログラム

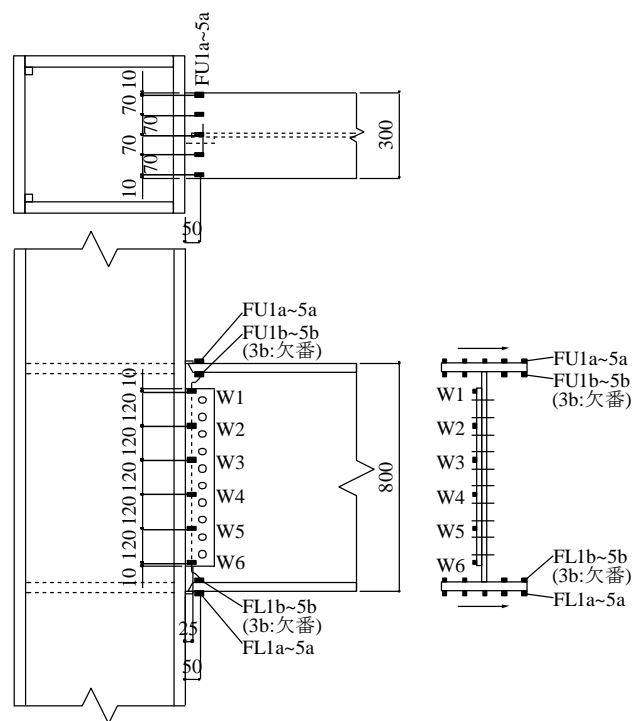
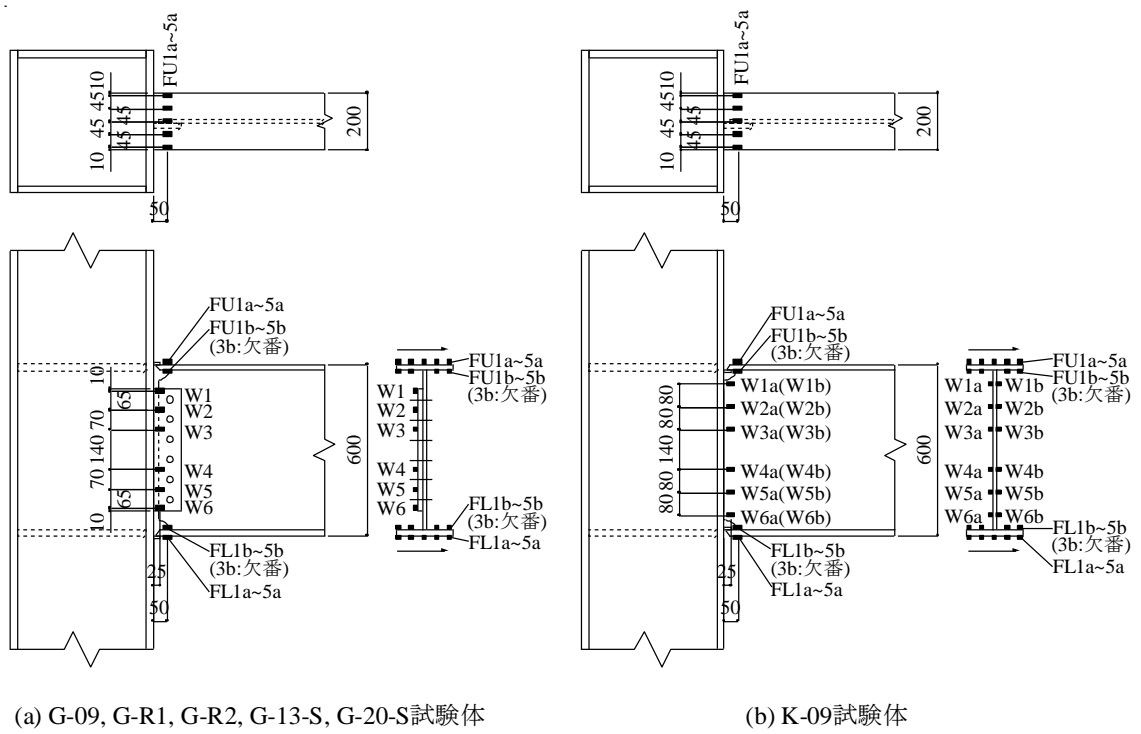


図 2.3.2-11 ひずみゲージ貼付け位置

(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、H22 年度の実験結果とあわせて表 2.3.2-9 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 2.3.2-2～写真 2.3.2-9 に示す。後述する荷重変形関係の図の上部に実験経過（亀裂確認時や破断時の繰返し数など）を明記する。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。

K-09 [工場溶接形式、塑性率 0.9] は、最初にフランジ端部側面（エンドタブとのスリット近傍）の溶接止端に亀裂が発生した。次いでスカラップ底の回し溶接およびフランジ表面幅中央の溶接止端に沿う亀裂が発生した。亀裂は梁フランジ板厚方向および幅方向に進展し、最終的にこれらの亀裂が繋がる形で梁フランジ母材が全面破断して破壊に至った。

G-09 [現場溶接形式、塑性率 0.9]、G-R1 と G-R2 [現場溶接形式、変動振幅] は、H22 年度の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る形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。

G-09-S、G-13-S [現場溶接形式、スラブ付き] は、下フランジ側のスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が発生した。上フランジ側のスカラップ底の回し溶接止端にも加力初期から亀裂は発生したが、その進展は小さい。G-13-S は、最終的にスカラップ底の亀裂が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る形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。G-09-S は、スカラップ底の亀裂と梁フランジ端部側面の溶接止端の亀裂が繋がることなく、直線的にフランジ母材が破断した。スラブコンクリートにおいて、柱フェイスとの支圧面の圧壊や負曲げ時の曲げひび割れが確認されたが、損傷は軽微であった。

GL-13、GL-20 [現場溶接形式、H-800] は、加力初期にスカラップ底の回し溶接止端に沿う亀裂が複数 (2~3 箇所) 発生した。フランジに接する側 (1 パス目) の回し溶接止端に生じた亀裂は、フランジ板厚方向・幅方向に進展し、フランジから離れた側 (2 パス目) の回し溶接止端に生じた亀裂は梁の材軸方向に進展した (写真 2.3.2-9(a)参照)。最終的にスカラップ底の 1 パス目の回し溶接止端に生じた亀裂が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る形で梁フランジ母材がほぼ全面破断した。しかし、亀裂の進展具合は H-600 シリーズとは異なり、スカラップ底の 1 パス目の回し溶接止端に生じた亀裂の進展は小さく、梁フランジ端部側面の溶接止端に発生した亀裂の進展が顕著であった (写真 2.3.2-9(b)参照)。

表 2.3.2-9 実験結果一覧

試験体	変位振幅 mm	eK kN/mm	cK kN/mm	$\frac{eK}{cK}$	Q_{max} kN	Q_p kN	$\frac{Q_{max}}{Q_p}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	N_f	破壊状況 (起点)
K-09	$\pm 0.9\delta_p$ (± 19.3)	16.6	16.7	0.99	299 -299	359	0.83 0.83	376 -310	— -357	-382	フランジ破断 (溶接止端)
K-13	$\pm 1.3\delta_p$ (± 28.0)	16.2		0.97	367 -361		1.02 1.01	60 -73	70 —	82	
K-20	$\pm 2\delta_p$ (± 43.0)	16.3		0.97	428 -415		1.19 1.16	17 -15	19 -17	-20	
K-30	$\pm 3\delta_p$ (± 64.5)	16.0		0.96	466 -448		1.30 1.25	5 -5	6 -6	7	
G-09	$\pm 0.9\delta_p$ (± 19.3)	16.3	16.7	0.97	298 -285	359	0.83 0.80	162 -203	187 —	216	フランジ破断 (スカラップ底)
G-13	$\pm 1.3\delta_p$ (± 28.0)	16.0		0.96	353 -351		0.98 0.98	52 —	56 —	67	
G-20	$\pm 2\delta_p$ (± 43.0)	15.7		0.94	408 -399		1.14 1.11	13 —	14 —	16	
G-30	$\pm 3\delta_p$ (± 64.5)	16.0		0.96	448 -440		1.25 1.23	4 —	4 —	5	
G-R1	変動 1 $0.8\sim 2\delta_p$	16.1	16.7	0.97	391 -385	359	1.09 1.07	17 -17	19 -19	31	
G-R2	変動 2 $0.8\sim 1.6\delta_p$	16.3		0.97	374 -362		1.04 1.01	31 -31	35 -38	56	
G-09-S	$\pm 0.9\delta_p$ (± 19.3)	37.7	40.1	0.94	436 -355	359	1.21 0.99	20 —	32 —	64	
G-13-S	$\pm 1.3\delta_p$ (± 28.0)	38.5		0.96	496 -411		1.38 1.14	7 —	8 —	17	
GL-13	$\pm 1.3\delta_p$ (± 41.1)	26.1	26.5	0.98	803 -795	839	0.96 0.95	102 -95	— -100	-103	フランジ破断 (スカラップ底 + 溶接止端縁)
GL-20	$\pm 2\delta_p$ (± 63.3)	25.6		0.97	879 -883		1.05 1.05	30 —	31 —	32	

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。

は、H22年度実施済の試験体を示す。

δ_p : 鉄骨梁の全塑性耐力に対応する弾性変位計算値(H-600:21.5mm, H-800:31.6mm)

eK : 梁の初期剛性実験値(梁せん断力= $Q_p/3$ 時の割線剛性)

cK : 梁の弾性剛性計算値(スラブ付きの場合は合成梁正曲げ剛性²⁾)

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

$N_{90\%}$: $0.9Q_{max}$ 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 2.3.2-2 最終破壊状況(K-09:-382 サイクル)

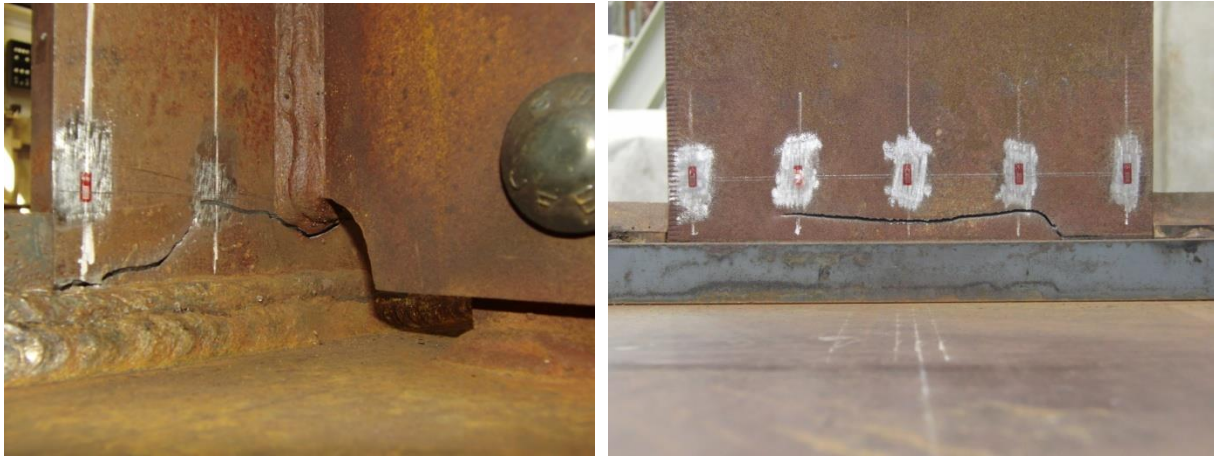


写真 2.3.2-3 最終破壊状況(G-09:+216 サイクル)

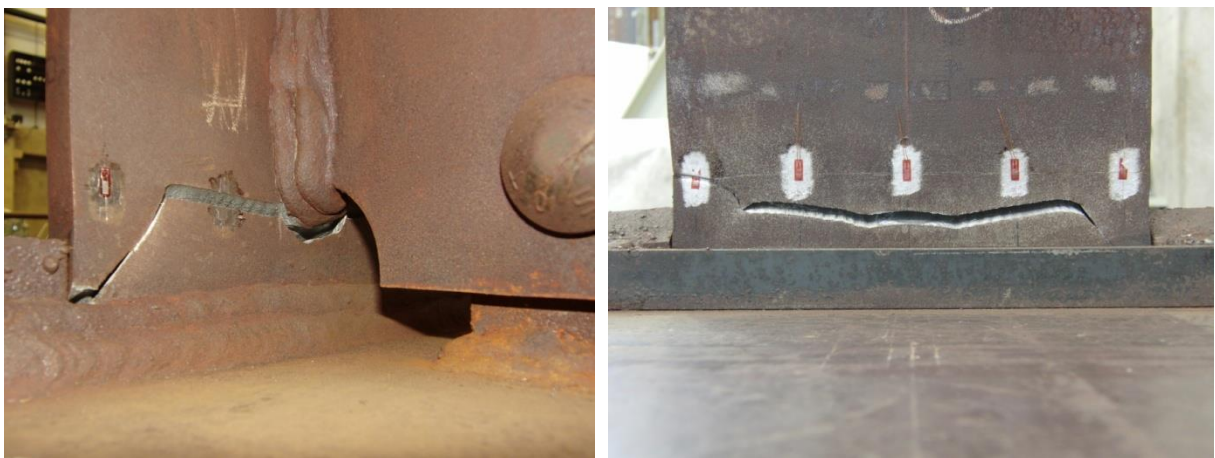


写真 2.3.2-4 最終破壊状況(G-R1:+31 サイクル)



写真 2.3.2-5 最終破壊状況 (G-R2: +56 サイクル)



写真 2.3.2-6 最終破壊状況 (G-09-S: +64 サイクル)

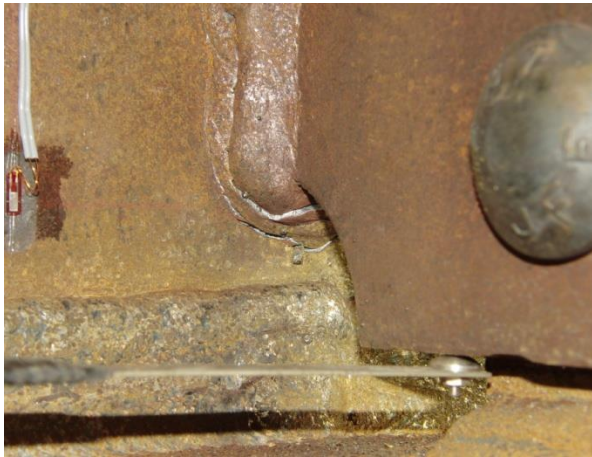




写真 2.3.2-7 最終破壊状況 (G-13-S:+17 サイクル)



写真 2.3.2-8 最終破壊状況 (GL-13:-103 サイクル)



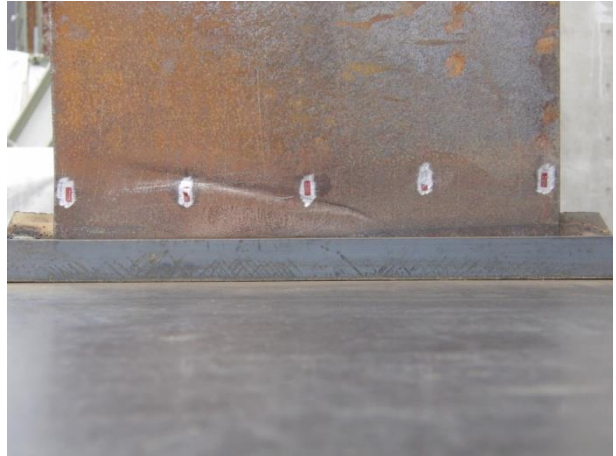
(a) +10 サイクル:スカラップ底の複数亀裂



(b) +31 サイクル:破断直前の亀裂状況



(c) +32 サイクル:フランジ破断状況



(d) +32 サイクル:フランジ破断状況

写真 2.3.2-9 破壊状況 (GL-20)

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重—変形関係を図 2.3.2-12～図 2.3.2-19 の上段(a)に示す。この変形とは加力点変位 δ_i から柱梁接合部の回転による変位成分 δ_r を差し引いた梁のみの相対変位 δ_b を表す。図中の破線は弾性剛性 eK と全塑性耐力 Q_p の計算値である。スラブ付き試験体において、加力の符号は梁の下フランジ側に引張力が作用する方向が正側加力である。図 2.3.2-12～図 2.3.2-19 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。

定振幅で繰返し載荷した試験体において、ピーク荷重は 2~5 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、鉄骨梁試験体ではピーク荷重は最大ピーク荷重の 90%程度まで、スラブ付き試験体では 85%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。

□各部のひずみ分布

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 2.3.2-20 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。また、そのひずみ分布はフランジ両縁と中央のひずみが小さい M 字形状を示す。

G シリーズのシャプレートおよび K-09 の梁端部ウェブの材軸方向ひずみ分布を図 2.3.2-21 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。シャプレートのひずみはほとんど生じておらず、シャプレートは曲げを負担していない。K-09 試験体の梁端部ウェブのひずみは、ウェブの上下最外縁のひずみが卓越しており、それより内側のひずみは弾性範囲内に留まっている。

・ K-09 実験経過

- 105 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : スカラップ底の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : フランジ表面幅中央の溶接止端に亀裂発生
- 309 サイクル目 : $0.9Q_{max}$ 時
- 382 サイクル目 : フランジ破断

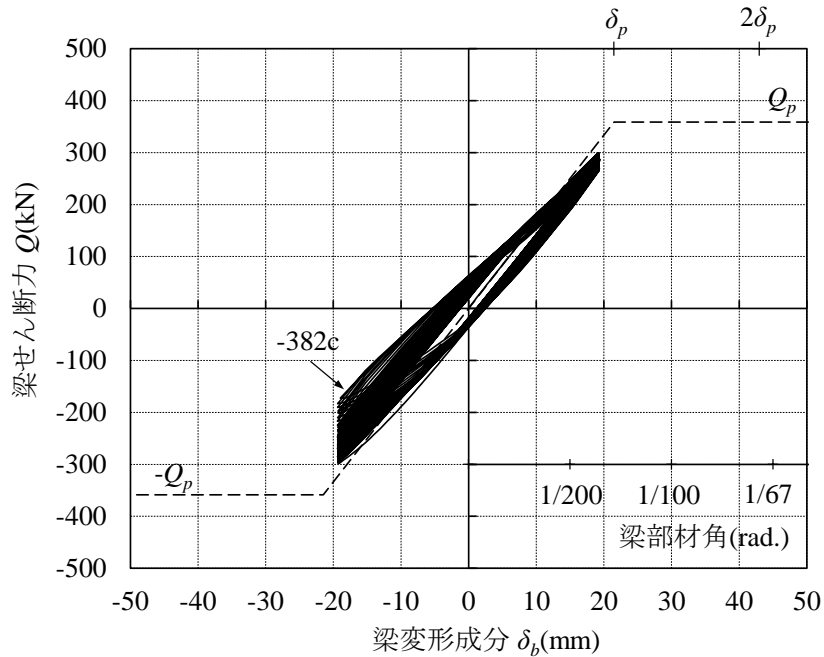


図 2.3.2-12(a) 荷重－変形関係(K-09 試験体)

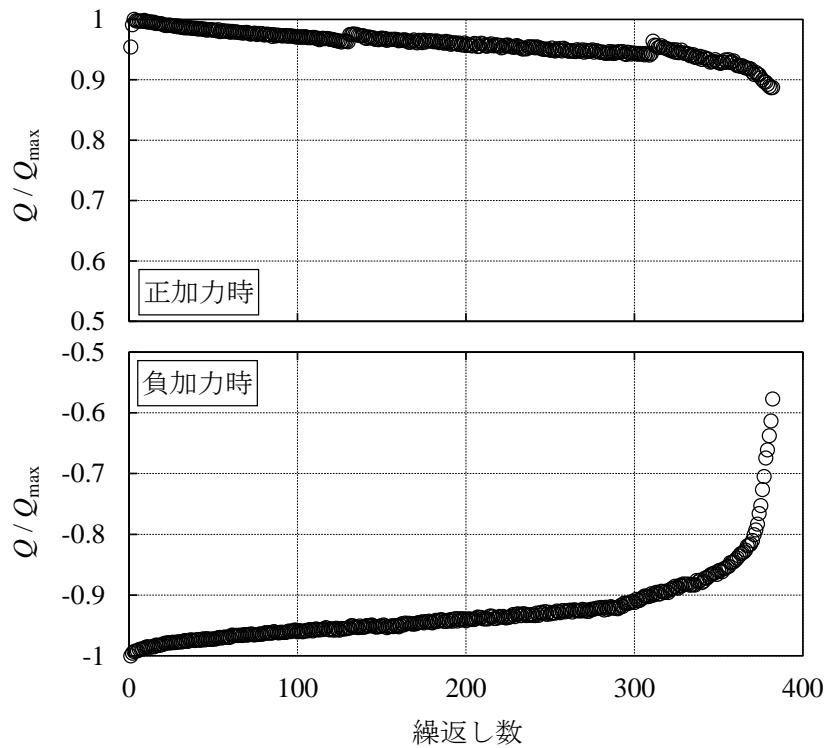


図 2.3.2-12(b) ピーク荷重の推移(K-09 試験体)

・ G-09 実験経過

- 10 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 90 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 160 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 162 サイクル目 : $0.9Q_{\max}$ 時
- 216 サイクル目 : フランジ破断

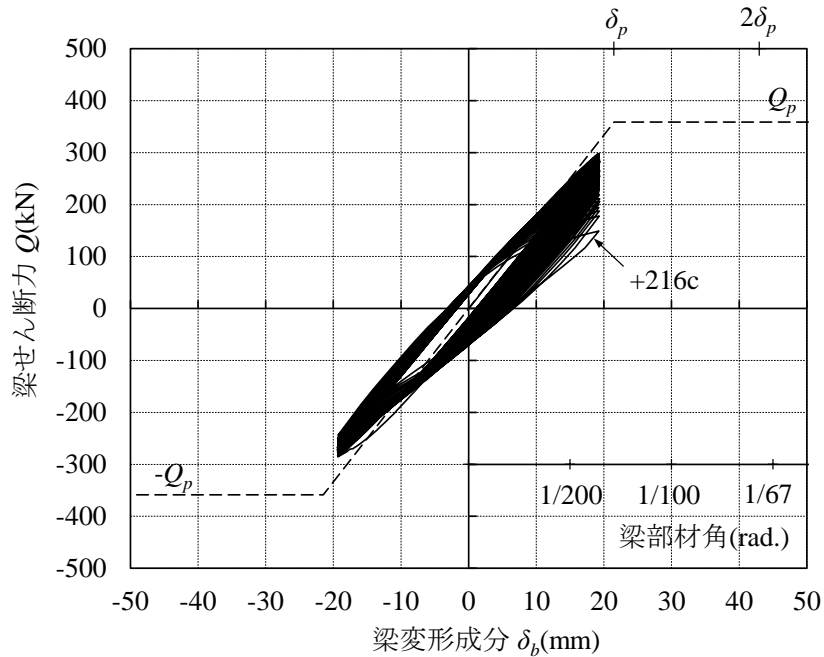


図 2.3.2-13(a) 荷重-変形関係(G-09 試験体)

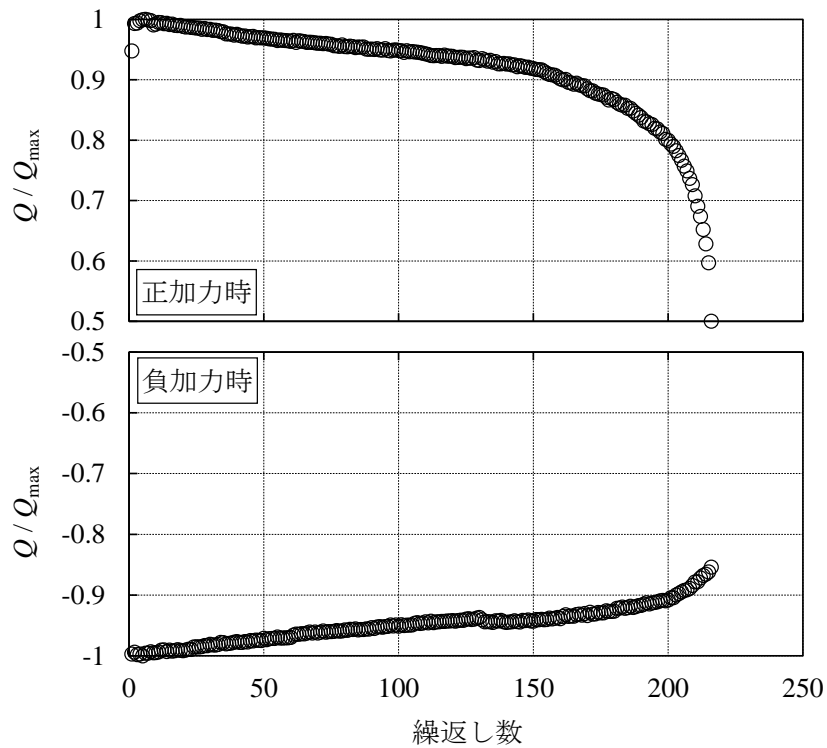


図 2.3.2-13(b) ピーク荷重の推移(G-09 試験体)

・ G-R1 実験経過

- 5 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (1block 目・漸増 $1.2\delta_p$ 載荷時)
- 14 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生 (1block 目・漸増 $2.0\delta_p$ 載荷時)
- 16 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通 (1block 目・漸増 $1.8\delta_p$ 載荷時)
- 17 サイクル目 : $0.9Q_{i,max}$ 時 (1block 目・漸減 $1.6\delta_p$ 載荷時)
- 31 サイクル目 : フランジ破断 (2block 目・漸増 $1.4\delta_p$ 載荷時)

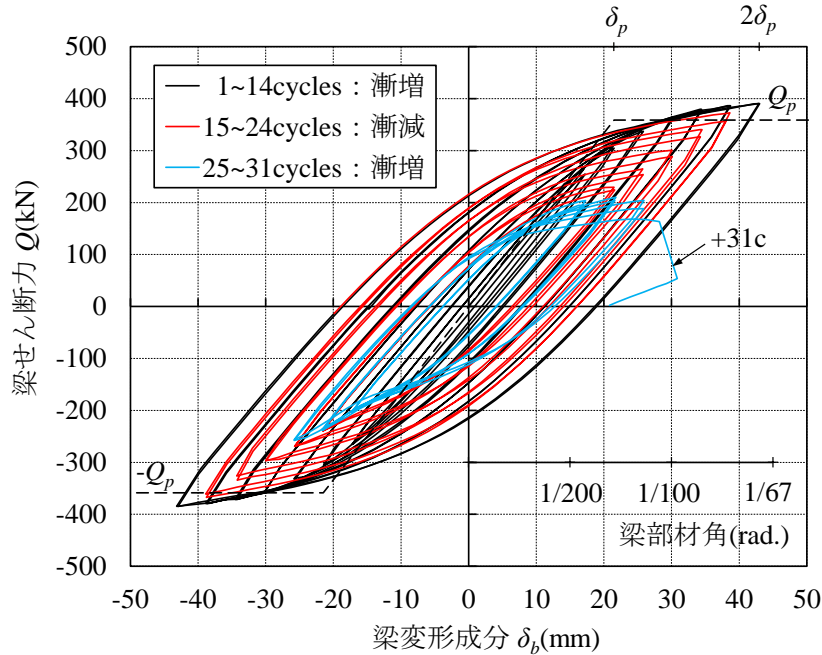


図 2.3.2-14(a) 荷重－変形関係(G-R1 試験体)

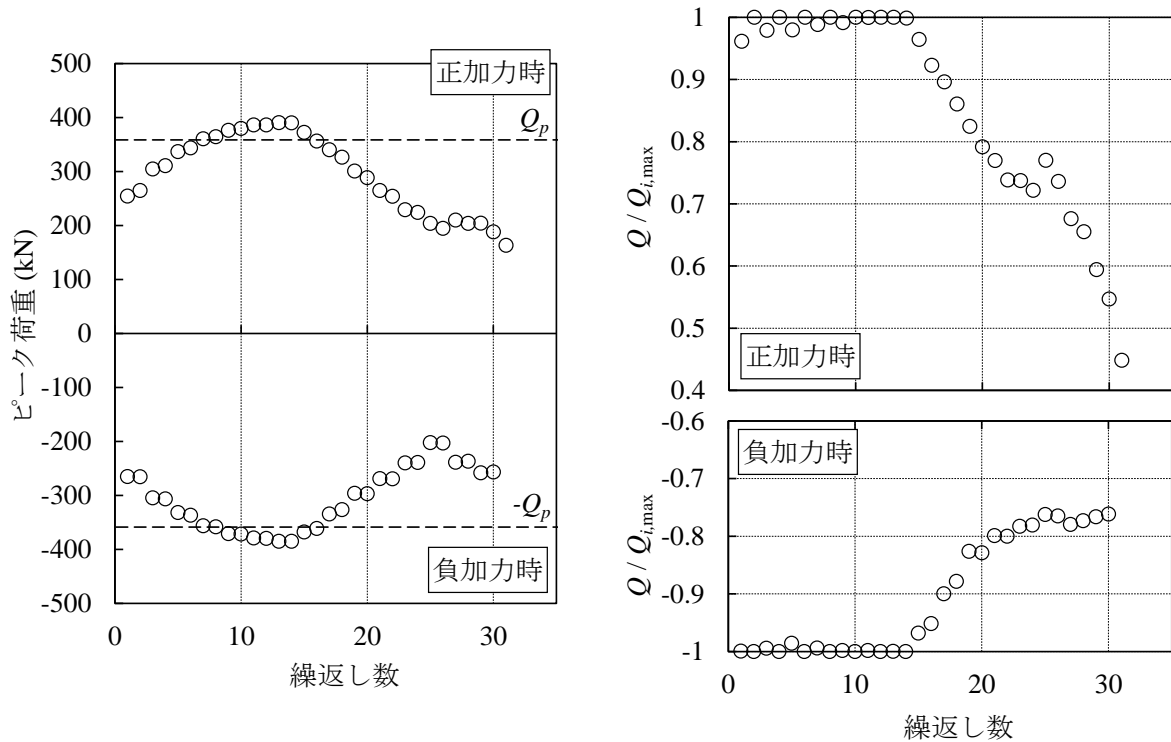


図 2.3.2-14(b) ピーク荷重の推移(G-R1 試験体)

・ G-R2 実験経過

- 7 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生 (1block 目・漸増 $1.0\delta_p$ 載荷時)
- 17 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生 (1block 目・漸増 $1.4\delta_p$ 載荷時)
- 28 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通 (1block 目・漸減 $1.4\delta_p$ 載荷時)
- 31 サイクル目 : $0.9Q_{i,max}$ 時 (1block 目・漸減 $1.2\delta_p$ 載荷時)
- 56 サイクル目 : フランジ破断 (2block 目・漸増 $1.4\delta_p$ 載荷時)

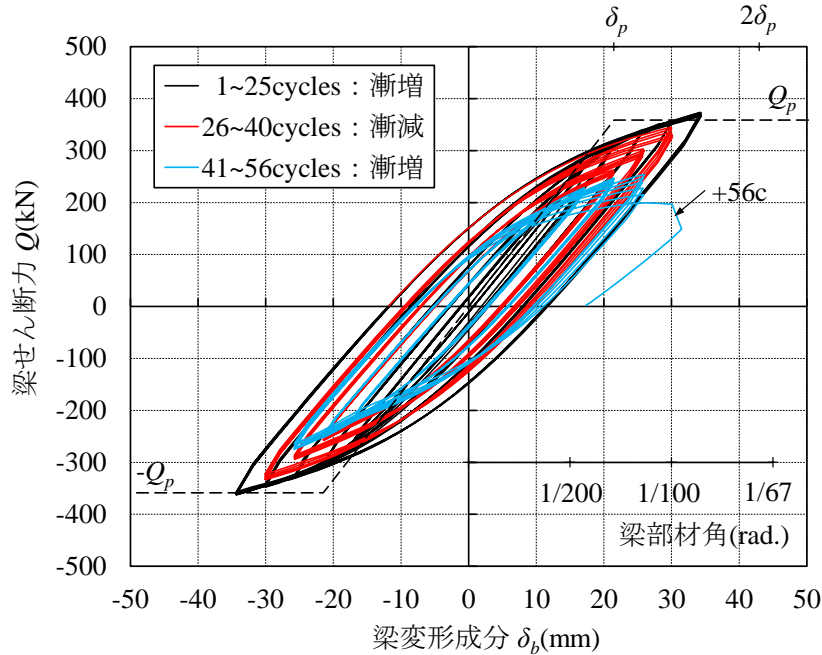


図 2.3.2-15(a) 荷重-変形関係(G-R2 試験体)

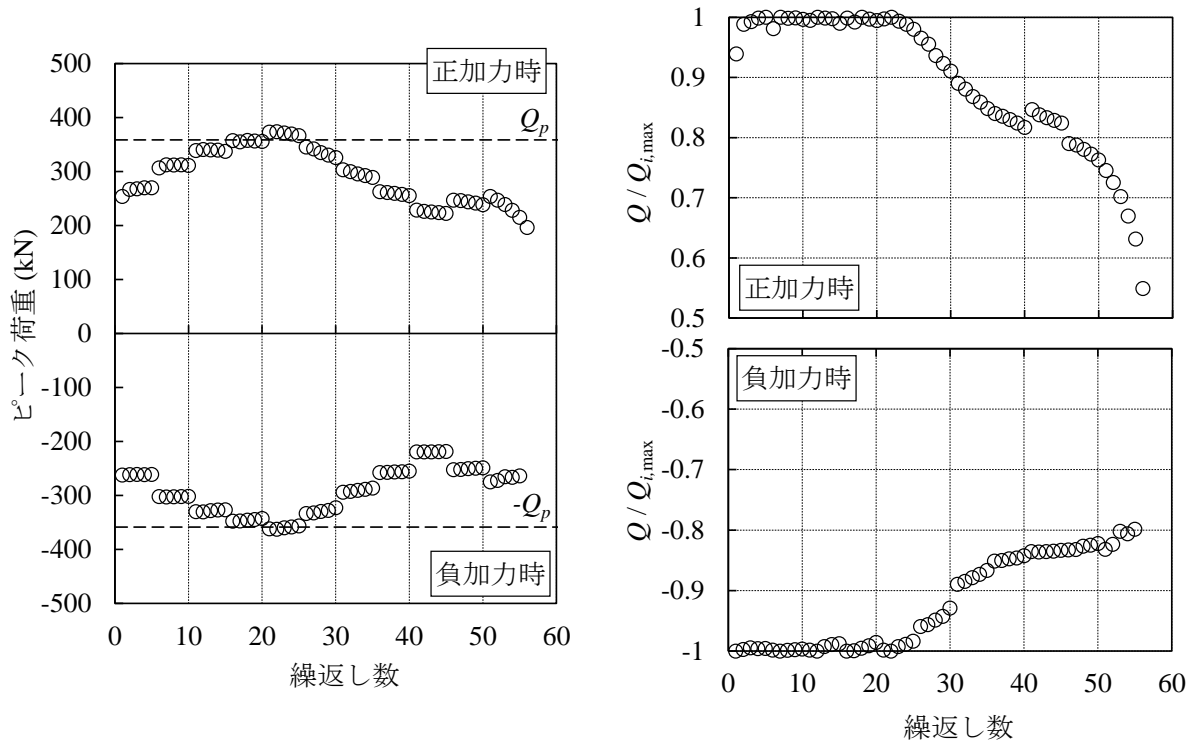


図 2.3.2-15(b) ピーク荷重の推移(G-R2 試験体)

・ G-09-S 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 20 サイクル目 : $0.9Q_{\max}$ 時
- 25 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 31 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 32 サイクル目 : $0.85Q_{\max}$ 時
- 64 サイクル目 : フランジ破断

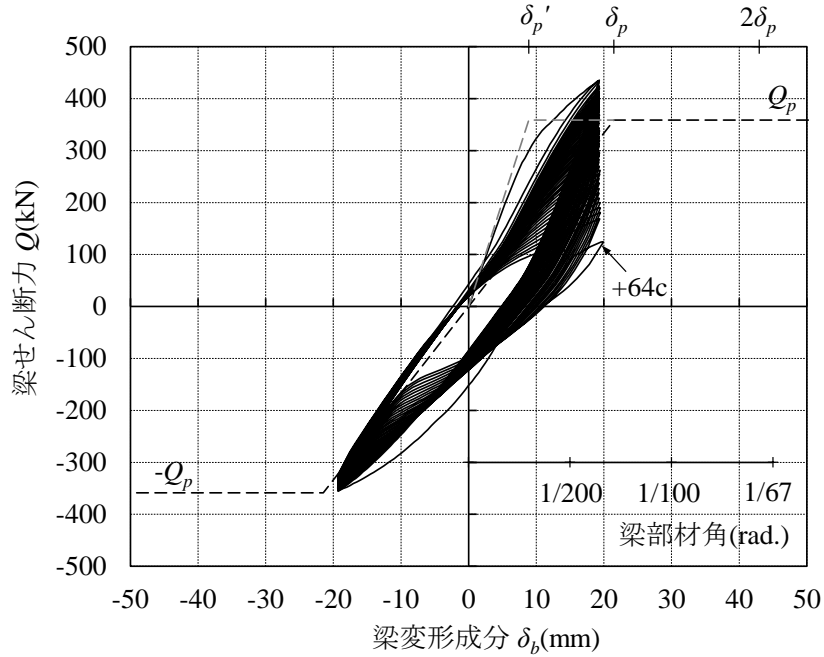


図 2.3.2-16(a) 荷重－変形関係(G-09-S 試験体)

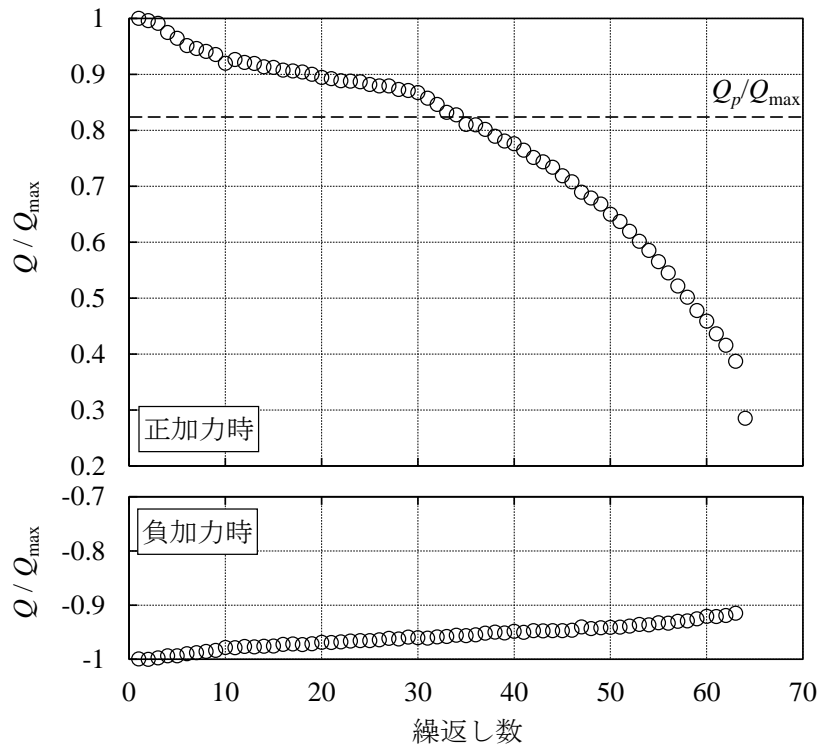


図 2.3.2-16(b) ピーク荷重の推移(G-09-S 試験体)

・ G-13-S 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 3 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 7 サイクル目 : $0.9Q_{\max}$ 時
- 8 サイクル目 : $0.85Q_{\max}$ 時, スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 17 サイクル目 : フランジ破断

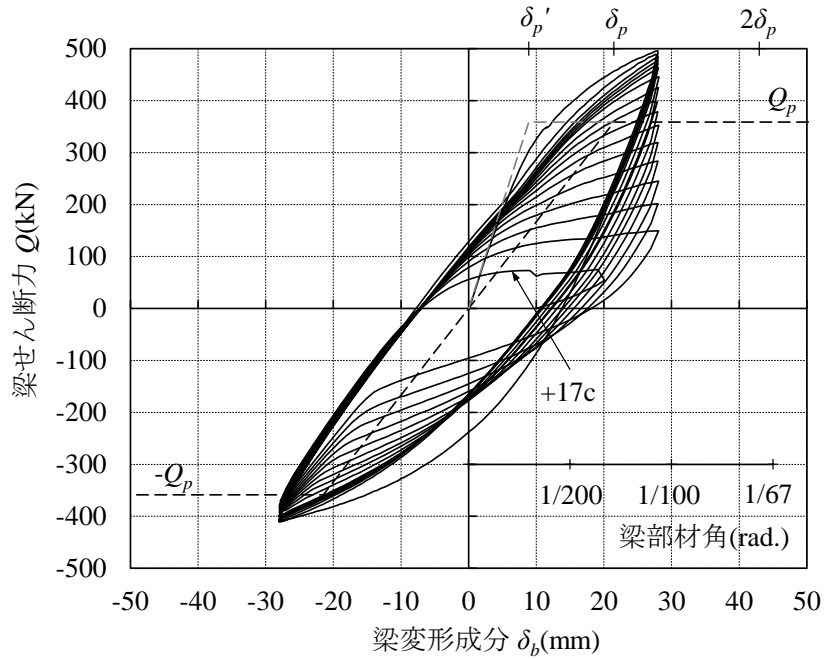


図 2.3.2-17(a) 荷重－変形関係(G-13-S 試験体)

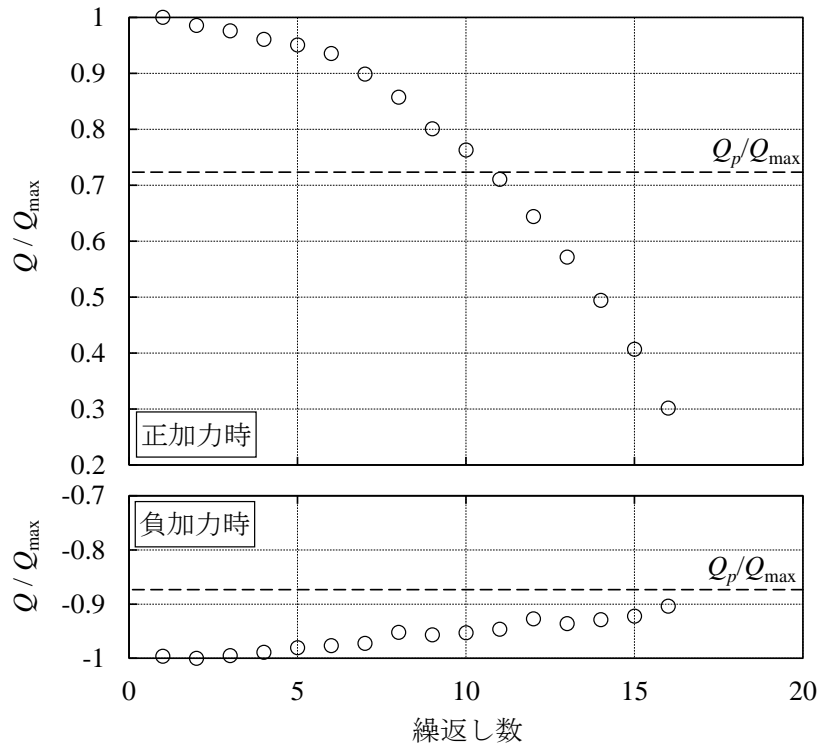


図 2.3.2-17(b) ピーク荷重の推移(G-13-S 試験体)

・ GL-13 実験経過

- 2 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 38 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 95 サイクル目 : $0.9Q_{max}$ 時
- 97 サイクル目 : スカラップ底の亀裂がフランジ表側に貫通
- 103 サイクル目 : フランジ破断

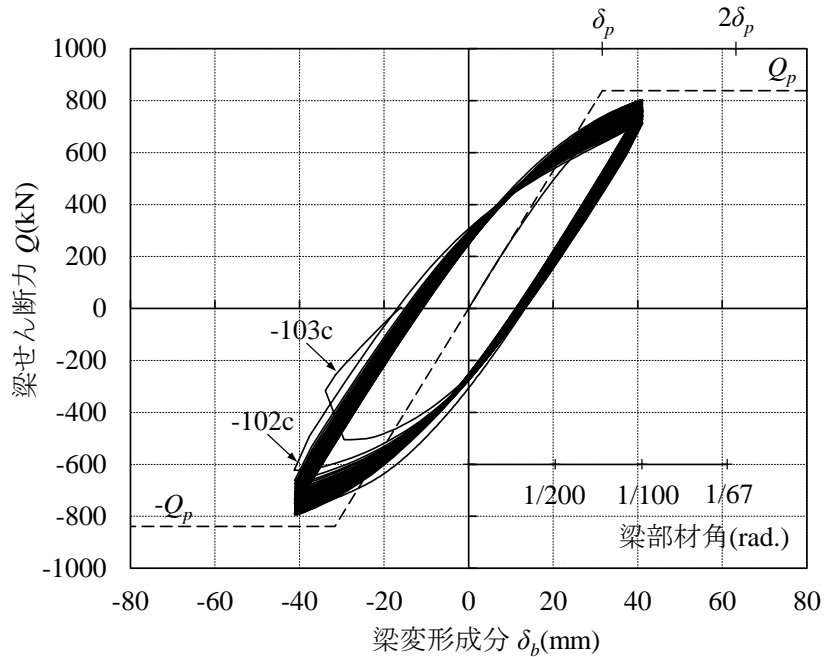


図 2.3.2-18(a) 荷重—変形関係 (GL-13 試験体)

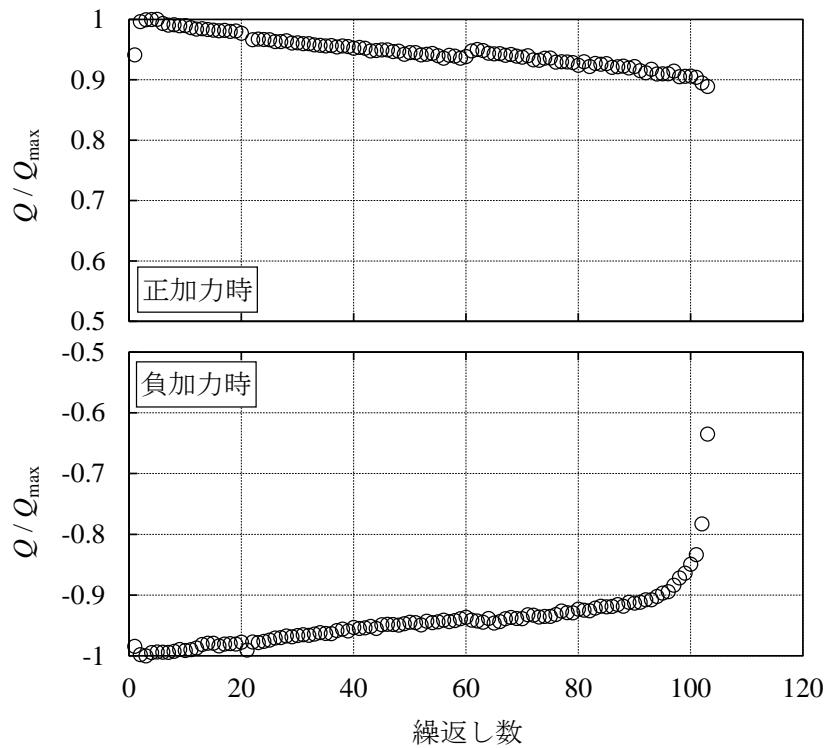


図 2.3.2-18(b) ピーク荷重の推移 (GL-13 試験体)

・ GL-20 実験経過

- 1 サイクル目 : スカラップ底に亀裂発生
- 5 サイクル目 : フランジ端側面の溶接止端に亀裂発生
- 15 サイクル目 : フランジ側面の溶接止端に亀裂発生
- 30 サイクル目 : $0.9Q_{max}$ 時。フランジ側面溶接止端の亀裂が進展
- 32 サイクル目 : フランジ破断

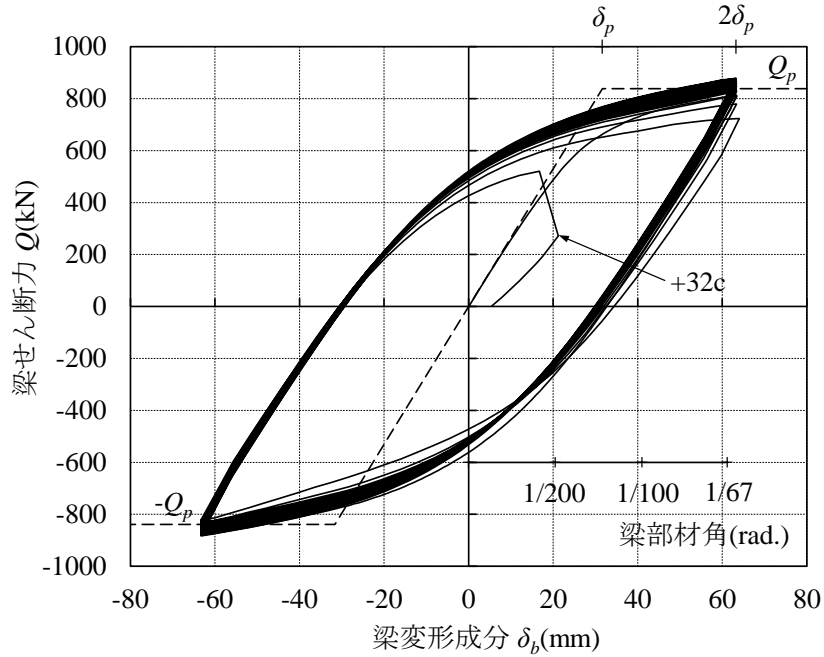


図 2.3.2-19(a) 荷重－変形関係 (GL-20 試験体)

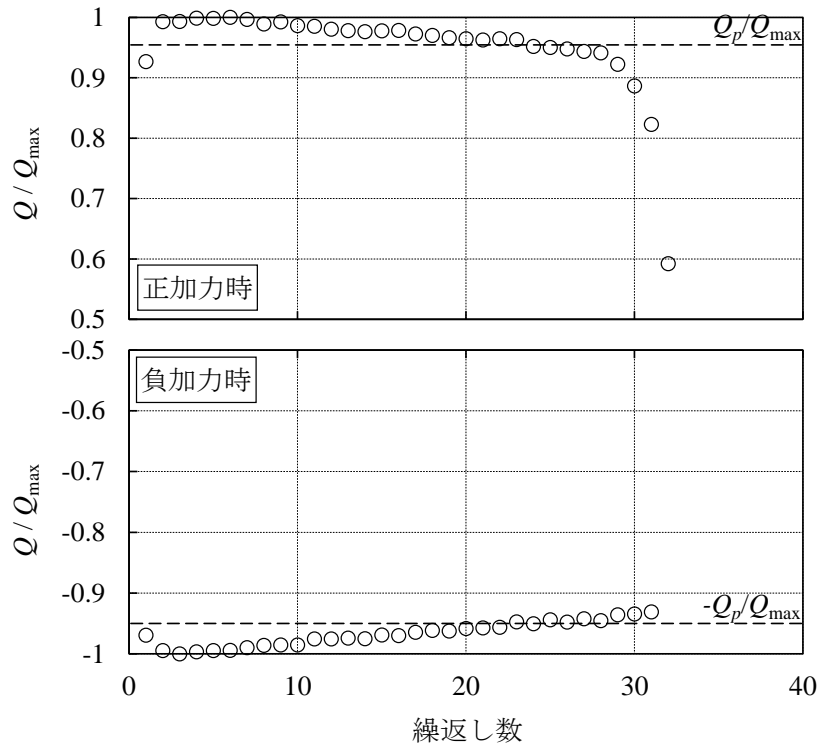


図 2.3.2-19(b) ピーク荷重の推移 (GL-20 試験体)

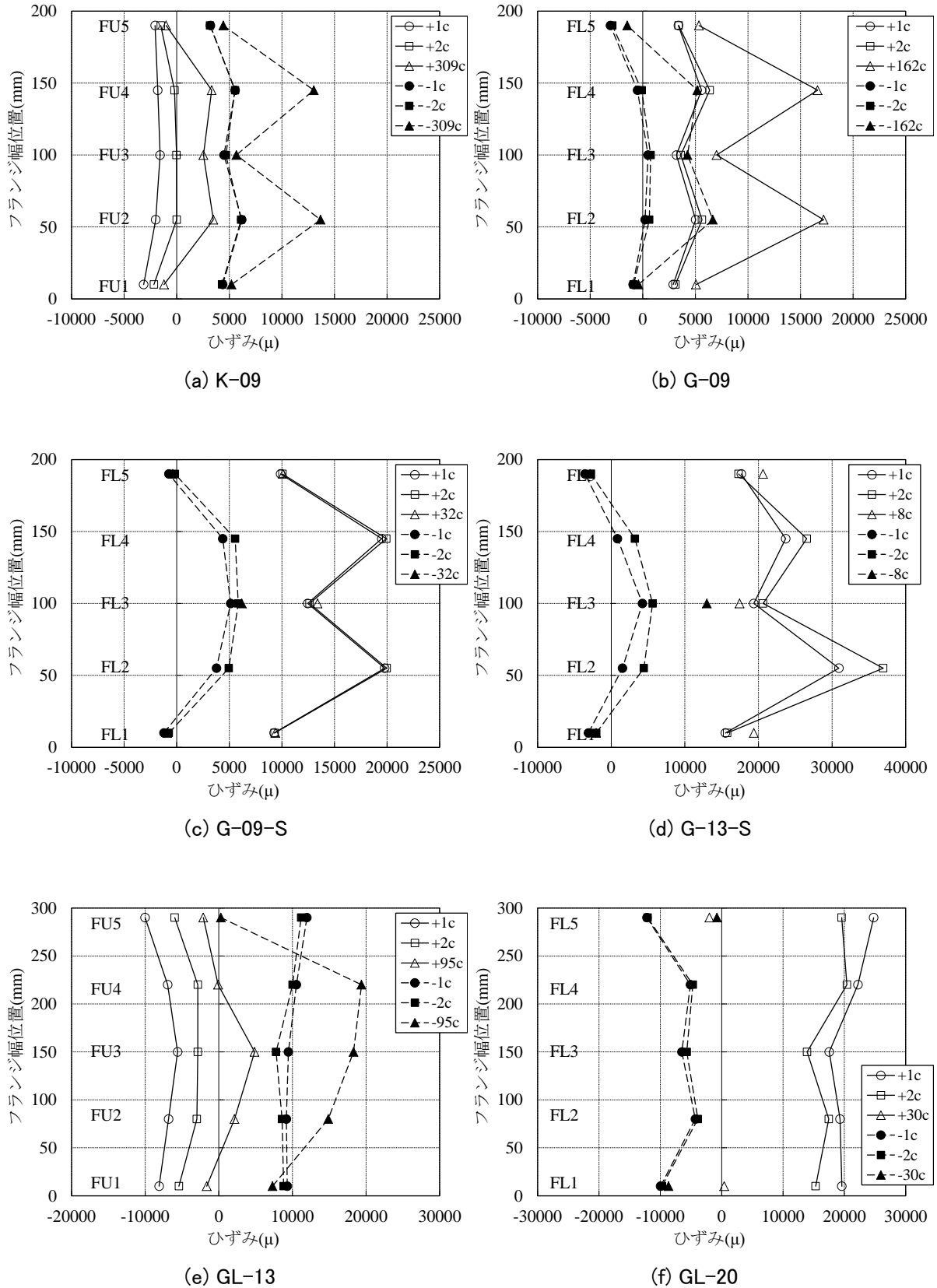


図 2.3.2-20 破断側フランジ端部の材軸方向ひずみ分布
 (実線: 正加力, 点線: 負加力 / 1 サイクル目, 2 サイクル目, 90%耐力時)

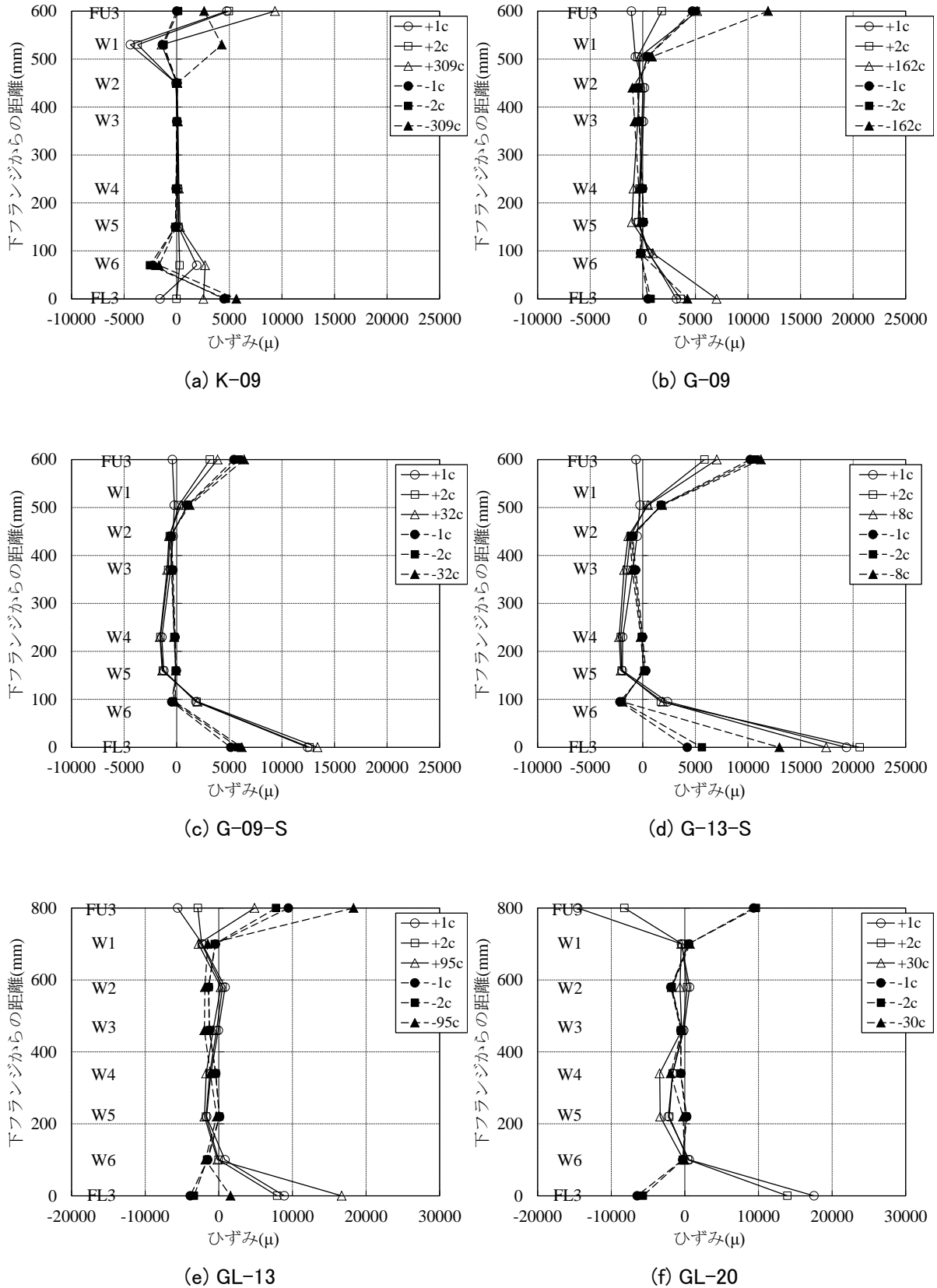


図 2.3.2-21 ウェブ端部の材軸方向ひずみ分布
 (実線: 正加力, 点線: 負加力 / 1 サイクル目, 2 サイクル目, 90%耐力時)

3) 多数回繰り返し特性

a) 変位振幅と繰返し数関係

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 2.3.2-10 に示す。変位振幅 μ —90%耐力時繰返し数 $N_{90\%}$ 関係を図 2.3.2-22 に、変位振幅 μ —破断時繰返し数 N_f 関係を図 2.3.2-23 に示す。図中の直線は、H22 年度の報告書で示した梁端接合形式別の回帰式である。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.328} = 4.70 \quad (2.3.2-6)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.321} = 4.98 \quad (2.3.2-7)$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_{90\%}^{0.335} = 5.08 \quad (2.3.2-8)$$

$$\mu \cdot N_f^{0.338} = 5.68 \quad (2.3.2-9)$$

G-09, K-09 の実験結果（図中の□, ■印）を見ると、塑性率 0.9 の場合でも上記の回帰式で評価可能といえる。また、上記回帰式は、梁せい 800mm の GL-13, GL-20 との実験結果（図中の▲印）を若干過小評価しているものの概ね良い評価を与える。なお、回帰式が実験結果を過小に評価している K-09, GL-13, GL-20 は、フランジ破断を支配する亀裂が他の試験体と異なり、フランジ端側面の溶接止端を起点とする亀裂であった。

合成梁の正曲げ剛性はスラブの存在により鉄骨梁に比べて高くなる。そこで、合成梁としての塑性率を、正加力側は合成梁の正曲げ剛性を用い、負加力側は鉄骨梁の弾性剛性を用いて算出したそれぞれの塑性率の平均として求めると、G-09-S : $\mu' = 1.54$, G-13-S : $\mu' = 2.22$ となる。

$$\text{合成梁の塑性率} : \mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2 \quad (2.3.2-10)$$

$$\text{ここで, } \delta_p' = Q_p / {}_c K, \quad \delta_p = Q_p / {}_s K$$

$$Q_p : \text{鉄骨梁の全塑性耐力, } {}_c K : \text{合成梁の正曲げ剛性, } {}_s K : \text{鉄骨梁の弾性剛性}$$

図中の◇, ◆印は、この塑性率 μ' を用いた G-09-S, G-13-S の実験結果である。上記回帰式は実験結果を危険側に評価している。ただし、合成梁における 90% 耐力時は、前掲の図 2.3.2-16, 図 2.3.2-17 に示すように、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力 Q_p 以上の耐力を示す。合成梁の耐力低下にはスラブコンクリートの損傷分が含まれるため、スラブを耐力に見込んでいない場合の設計に対して、「90% 耐力時繰返し数」は梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。参考として、上記回帰式で同定される繰返し数は G-09-S : 30 回, G-13-S : 10 回であり、これらの繰返し数における耐力は、いずれの試験体も Q_p 以上の耐力を有している。

b) 変動振幅下における累積損傷度評価の検証

変動振幅荷重の G-R1, G-R2 の実験結果概要を図 2.3.2-24 に示す。変動振幅荷重における 90% 耐力時繰返し数は、荷重がその振幅レベルにおける最大荷重の 90% まで低下した時点とした。90% 耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 $D_{90\%}$ は、G-R1 : 0.58, G-R2 : 0.60 であった。破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 D_f は、G-R1 : 0.60, G-R2 : 0.65 であった。

表 2.3.2-10 疲労特性指標

試験体	μ (μ')	$\eta_{90\%}$	$N_{90\%}$	$N_{85\%}$	N_f	$D_{90\%}$	D_f
K-09	0.9	121.7	310	357	382		
K-13	1.3	78.4	60	70	82		
K-20	2.0	50.2	15	17	20		
K-30	3.0	33.3	5	6	7		
G-09	0.9	77.0	162	187	216		
G-13	1.3	71.2	51	56	67		
G-20	2.0	45.8	13	14	16		
G-30	3.0	27.2	4	4	5		
G-09-S	0.9 (1.5)	67.1	20	32	64		
G-13-S	1.3 (2.2)	31.8	7	8	17		
GL-13	1.3	149.3	95	100	103		
GL-20	2.0	117.2	30	31	32		
G-R1	変動	32.8	-	-	-	0.58	0.60
G-R2	変動	38.4	-	-	-	0.60	0.65

[記号]

μ, μ' : 塑性率 (鉄骨梁 : $\mu = \delta / \delta_p$, 合成梁 : $\mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$)

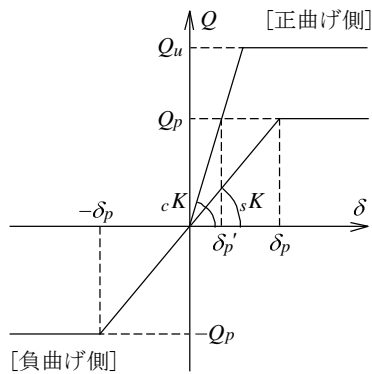
$\eta_{90\%}$: $N_{90\%}$ までの累積塑性変形倍率

$N_{90\%}$: $0.9Q_{\max}$ 時の繰返し数

N_f : フランジ破断時の繰返し数

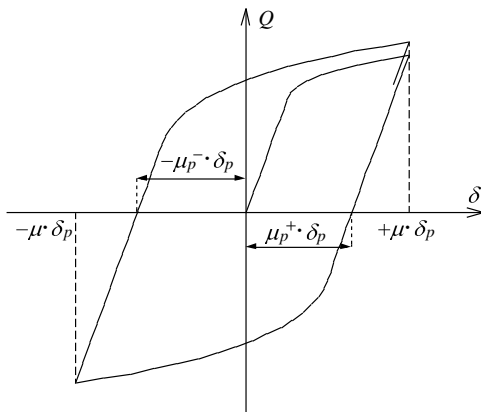
$D_{90\%}$: $N_{90\%}$ に対する回帰式から算出される累積損傷度

D_f : N_f に対する回帰式から算出される累積損傷度



鉄骨梁の塑性率 : $\mu = \delta / \delta_p$

合成梁の塑性率 : $\mu' = (\delta / \delta_p' + \delta / \delta_p) / 2$



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

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

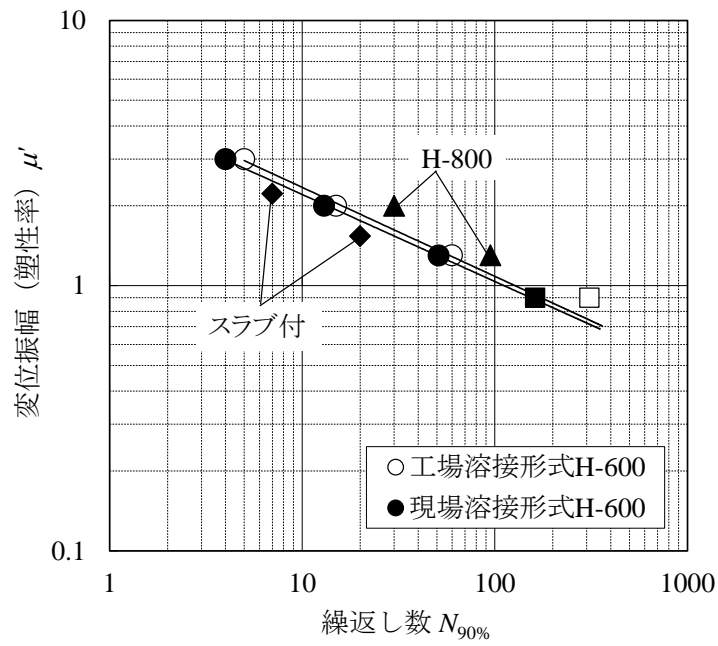


図 2.3.2-22 変位振幅-90%耐力時繰返し数関係

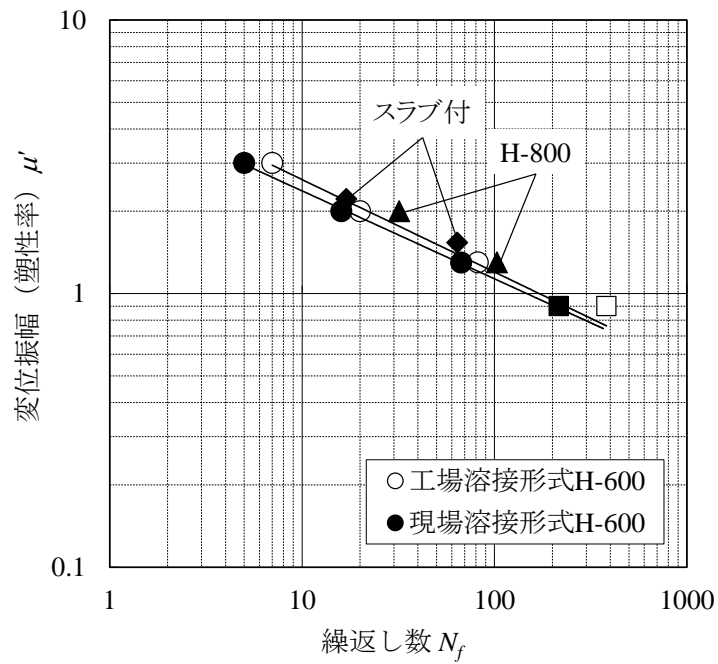
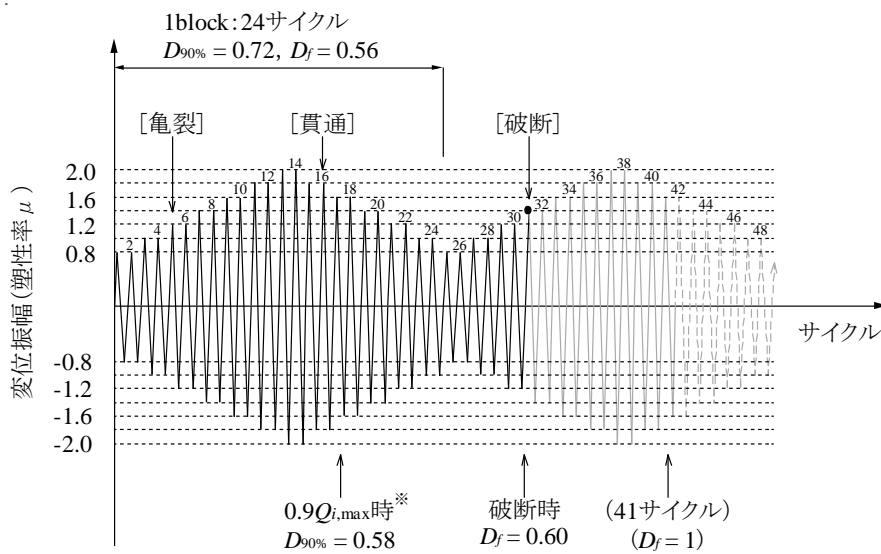
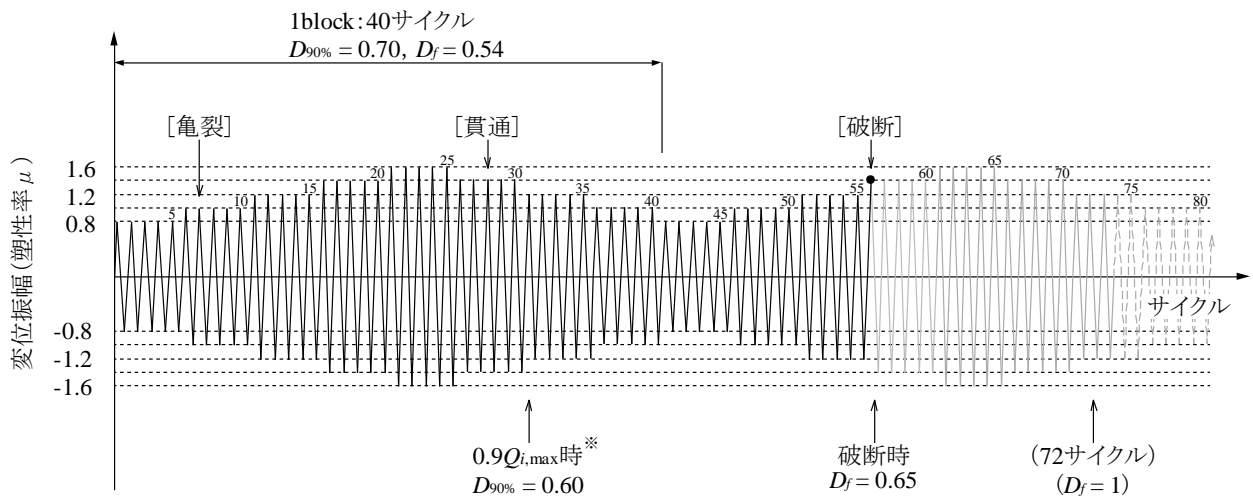


図 2.3.2-23 変位振幅-フランジ破断時繰返し数関係



(a) G-R1



(b) G-R2

D_f : 破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度

$D_{90\%}$: $0.9Q_{i,max}$ 時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度

※変動振幅载荷における $0.9Q_{i,max}$ 時: 荷重がその振幅レベルにおける最大荷重の90%まで低下した時点

[亀裂]: スカラップ底の亀裂確認時点

[貫通]: スカラップ底の亀裂がフランジ表面に貫通した時点

[破断]: フランジが破断した時点

図 2.3.2-24 変動振幅载荷実験結果

(5) 結論ならびに今後の課題

鉄骨造超高層建物の梁端溶接部を対象に、長周期地震動により多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能を把握することを目的に、梁断面寸法、梁端接合形式、载荷パターンおよびスラブの有無を実験変数とした多数回繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- 1) 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、変位振幅と繰返し数の関係は塑性率 0.9 の場合でも H22 年度に示した回帰式を外挿することで評価できる。
- 2) H22 年度に示した回帰式は、梁断面を大きくした試験体（梁せい 800mm）の 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数を若干過小評価するものの概ね良い評価を与える。
- 3) H22 年度に示した回帰式は、スラブの付いた合成梁試験体の 90%耐力時の繰返し数を危険側に評価する。ただし、合成梁試験体における 90%耐力時のサイクルは、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力 Q_p 以上の耐力を有しており、梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。また、上記回帰式から同定される繰返し数においても Q_p 以上の耐力を有していた。
- 4) 変動振幅载荷実験において、90%耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 $D_{90\%}$ は 0.58, 0.60 であった。フランジ破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 D_f は 0.60, 0.65 であった。

今後に残された課題は以下の項目が挙げられる。

- 1) 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価。
→ 本実験では、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（現行のスカラップ形状など）の多数回繰返し特性についても検討する必要がある。
- 2) 許容損傷度の評価
→ 合成梁を含め、疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題であり、今後検討する必要がある。

参考文献

- 2.3.2-1) 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
- 2.3.2-2) 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
- 2.3.2-3) 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
- 2.3.2-4) 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
- 2.3.2-5) 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
- 2.3.2-6) 日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」, 2010
- 2.3.2-7) 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事, 2007
- 2.3.2-8) 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

2.4 柱部材の多数回繰り返し載荷実験

2.4.1 柱部材の多数回繰り返し載荷実験(H22 実施分)

(1) 背景・目的

本実験では、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である柱部材に関して、長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とした。特に今回は、定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目した。

先に実施された既存建物の実態調査結果（2.1.1 節）から、柱に関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・柱断面形状は、箱形断面が多く、H形断面は少ない（限定的）。
- ・箱形断面柱の幅厚比は、FA ランクが多く、幅厚比 10～28 程度に分布する。
- ・軸力比 n は、一定軸力（長期）で $n=0.3$ 程度、変動軸力（地震時）で最大 $n=0.67$ 。
- ・細長比 λ は、 $\lambda=12\sim 25$ 程度に分布。これは、限界状態設計指針^{2.4.1-1)}における細長比 λ_c に換算すると $\lambda_c=0.15\sim 0.315$ 程度に相当。

（ここで、 $\lambda_c = \sqrt{N_y / N_e}$ 、 $N_y = F_y \cdot A$ 、 $N_e = \pi^2 \cdot E \cdot I / k l_c^2$ 、 N_y ：降伏限界耐力、 N_e ：弾性曲げ座屈耐力、 F_y ：鋼管の降伏点、 A ：鋼管の断面積、 E 、 I ：弾性係数および断面 2 次モーメント、 $k l_c$ ：座屈長さ）

また、既往研究^{2.4.1-2) -2.4.1-45)}の調査を行った結果、下記のことがわかった。

- ・柱について、多数回（100 回程度）の繰り返し載荷を行った研究はない。
- ・鋼管柱に関して、一定振幅繰り返し載荷実験を実施した研究では、繰り返し数が 10 回程度、軸力比は $n=0\sim 0.3$ 程度、部材角は $R=1/13\sim 1/90\text{rad}$ 程度である。
- ・H 形柱に関して、一定振幅繰り返し載荷実験を実施した研究では、繰り返し数が最大 30 回程度、軸力比は $n=0\sim 0.6$ 程度、弾性限界変形比は $\Delta/\Delta_{pc}=1.7\sim 5.1$ 程度である。
- ・既往の実験データの範囲を整理すると、下記ようになる。

箱形断面の場合

断面寸法：□-100～125
幅厚比：FA
細長比：10～40
軸力比：0～0.3(変動、一定)

H 形断面の場合

断面寸法：H-70～150×100～150
幅厚比：FA(フランジ、ウェブ共に)
細長比：20～40
軸力比：0～0.3, 0.6～0.7(変動、一定)

以上より、実態調査の結果を反映した本実験の試験体計画（細長比の範囲）に対して、既往研究では、同様な試験体を対象とした実験資料がないため、本実験により多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の保有性能を把握する必要があることがわかった。

(2) 試験体

1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.4.1-1, 計画時の試験体耐力一覧を表 2.4.1-2, 試験体形状を図 2.4.1-1 に示す。

試験体は, 縮尺 1/2 の断面を有する溶接組立箱形断面鋼管柱 (以下、鋼管柱) 試験体 6 体であり, 柱断面は \square -330 \times 330 \times 12, 材質は SM490A である。本実験の試験体は, 文献 2.4.1-1) の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式によると C-I の区分に属し, 試験体耐力は, 軸力と曲げモーメントを考慮した全塑性耐力となる。

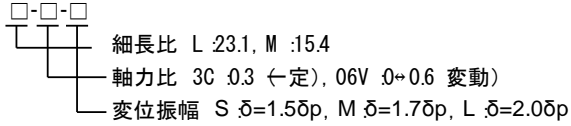
実験因子は, ①細長比, ②軸力比および③変位振幅とした。①細長比 λ は, 実態調査結果の最大値に近く, 1 階柱を想定した細長比 $\lambda=23.1$ (以下, L 試験体と呼ぶ) と, 実態調査結果の平均値程度で基準階を想定した $\lambda=15.4$ (以下, M 試験体と呼ぶ) とし, 両者の比較を行った (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M)。②軸力比 η は, 中柱を対象とした一定軸力 $\eta=0.3$ を基本とし, 隅柱を想定した変動軸力 $\eta=0\sim 0.6$ (L-06V-L) を設けた。③変位振幅は, 基準変位を $\delta p (=Q_p / K_e, K_e$: 試験体の弾性剛性実験値, Q_p : 軸力を考慮した全塑性耐力計算値時の柱せん断力) とし, 1.5, 1.7, 2.0 δp の 3 水準を設け, 細長比の区分ごとに変位振幅の違いによる保有性能の比較を行った (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M)。なお, 上記変位振幅と部材角 R の関係について, L 試験体では, 1.5, 1.7, 2.0 δp はそれぞれ $R=1/111\text{rad}$ (以下, rad は省略), 1/101, 1/88, M 試験体では, 1.5, 1.7 δp はそれぞれ 1/139, 1/126 である。

また, 試験体製作では, 鋼管柱の角溶接部, 鋼管柱とスタブフランジおよび内ダイアフラム溶接部について, JASS6 に従い入熱量(40000J/cm 以下), パス間温度(350 $^{\circ}$ C以下)を管理して溶接を行った。

表 2.4.1-1 試験体一覧

試験体	縮尺	断面		材質	細長比 λ (λp^{*1})	柱高さ せん断 スパン比)	軸力比 (N_a/N_0)	変位振幅
		形状	部材ランク					
L-3C-S	1/2程度	□- 330×330 ×12	FA (27.5)	SM490	L23.1 Ø.29)	3000 4.5)	0.3	S (1.5δp)
L-3C-M								M (1.7δp)
L-3C-L								L (2.0δp)
L-06V-M					M15.4 Ø.20)	2000 3.0)	0→0.6	M (1.7δp)
M-3C-S							0.3	S (1.5δp)
M-3C-M							0.3	M (1.7δp)

※試験体名称



※1: 限界状態設計指針^{2.4.1-1})における曲げ座屈細長比

表 2.4.1-2 諸耐力一覧(計画時)

試験体 名称	導入軸力	軸力比	全塑性耐力 ^{※1}	全塑性耐力時 柱せん断力
	Na	η	Mp	Qp
	(kN)		(kN・m)	(kN)
L-3C-S	1763.0	0.3	577.4	384.9
L-3C-M				
L-3C-L				
L-06V-M	0.0	0.0	701.1	467.4
	3526.0	0.6	329.9	220.0
M-3C-S	1763.0	0.3	577.4	577.4
M-3C-M				

※1: 限界状態設計指針^{2.4.1-1})の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC-Iの区分として耐力を評価。

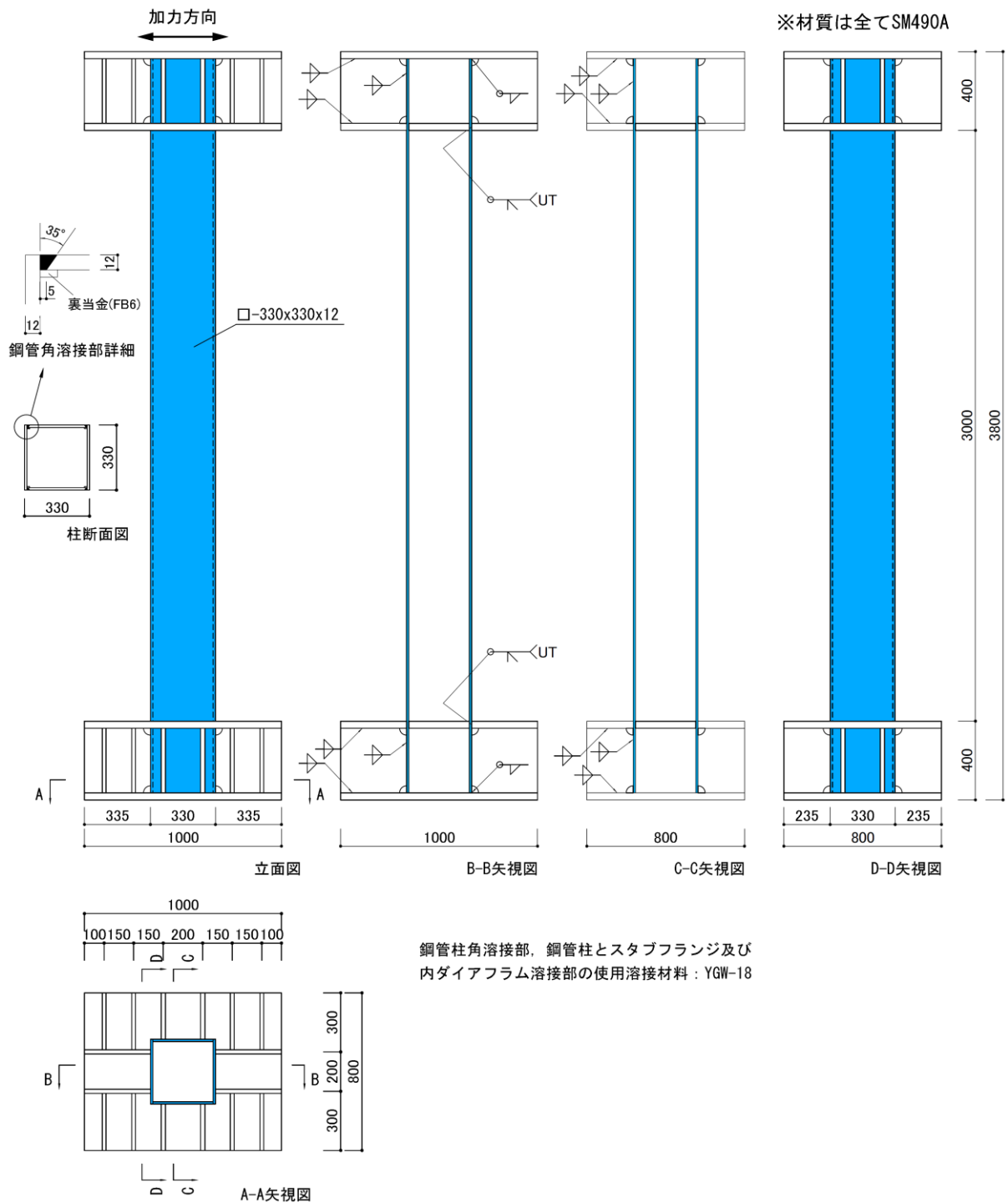


図 2.4.1-1(a) 試験体形状
(L-3C-S, L-3C-M, L-3C-L, L-06V-M)

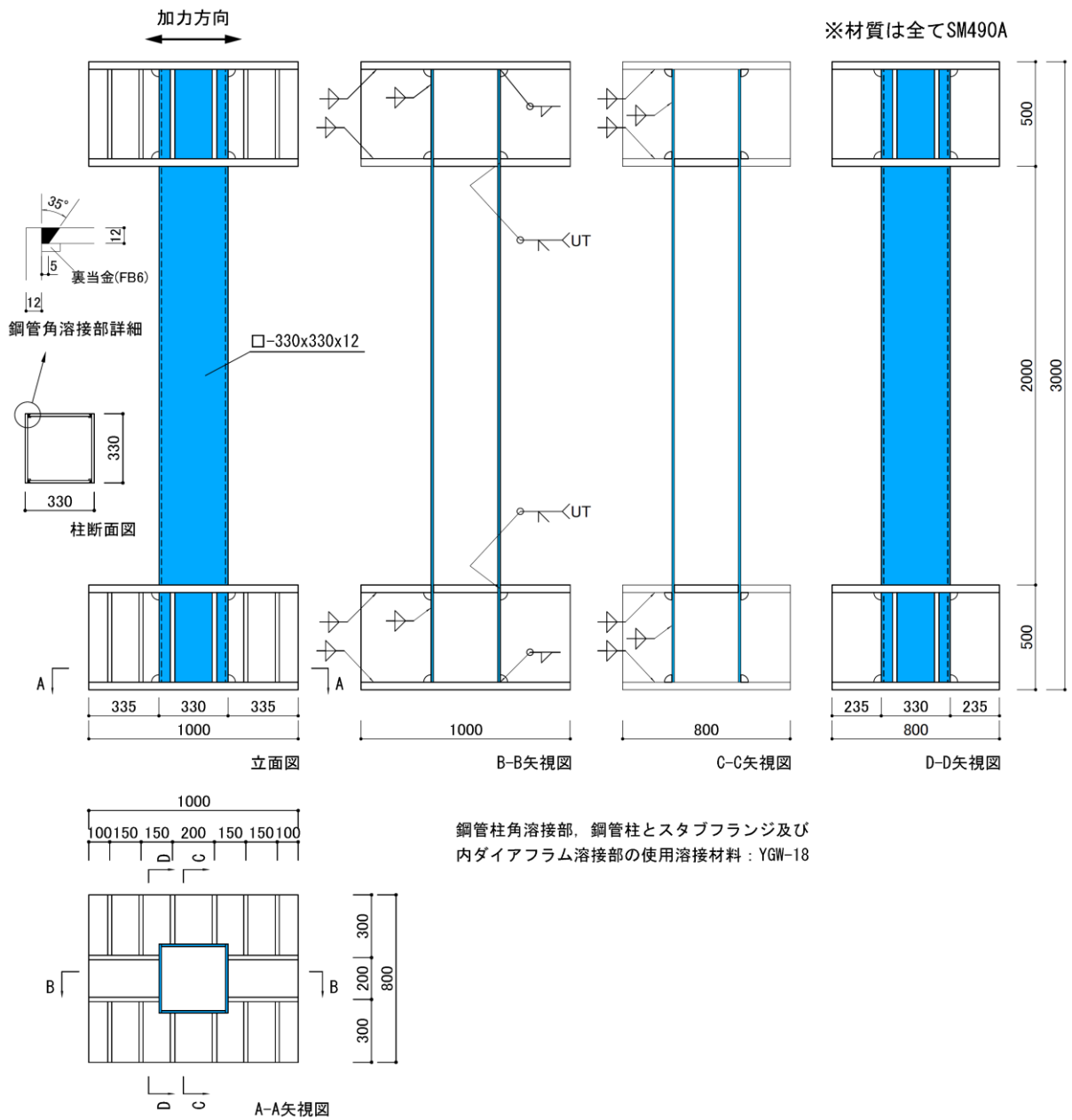


図 2.4.1-1(b) 試験体形状
(M-3C-S, M-3C-M)

2) 使用材料

使用した鋼材の機械的性質を表 2.4.1-3 に、応力・ひずみ関係を図 2.4.1-2 に示す。また、シャルピー衝撃試験結果を表 2.4.1-4 に、化学成分分析結果を表 2.4.1-5 に、溶接性指標を表 2.4.1-6 に示す。

柱鋼管に使用した鋼材 (PL-12, SM490A) は、JISS Z 2241 の試験方法に基づき引張試験を行い、機械的性質を把握するとともに、JISS Z 2242 の試験方法に基づき衝撃試験を行い、0°Cにおけるシャルピー吸収エネルギーを算出した。また、炭素当量 (Ceq)、割れ感受性組成 (Pcm)、fHAZ 式^{2.4.1-46)}の値を評価するために、13 元素 (C, Si, Mn, Ni, Cr, Mo, Cu, V, B, P, S, N, Ti) について化学成分分析を実施した。各値の評価式は以下となる。

・炭素当量 $Ceq=C+Si/24+Mn/6+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$ (2.4.1-1)

・溶接割れ感受性組成 $Pcm=C+Si/30+Mn/20+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B$ (2.4.1-2)

・HAZ 靱性評価式 $fHAZ=C+Mn/8+6\times(P+S)+12N-4Ti$ (2.4.1-3)

表 2.4.1-3 鋼材の機械的性質

部位	試験片名	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
柱部材	L-1	12	11.6	349	535	65	28
	L-2		11.6	350	536	65	27
	L-3		11.6	351	538	65	28
	平均値	-	11.6	350	536	65	28

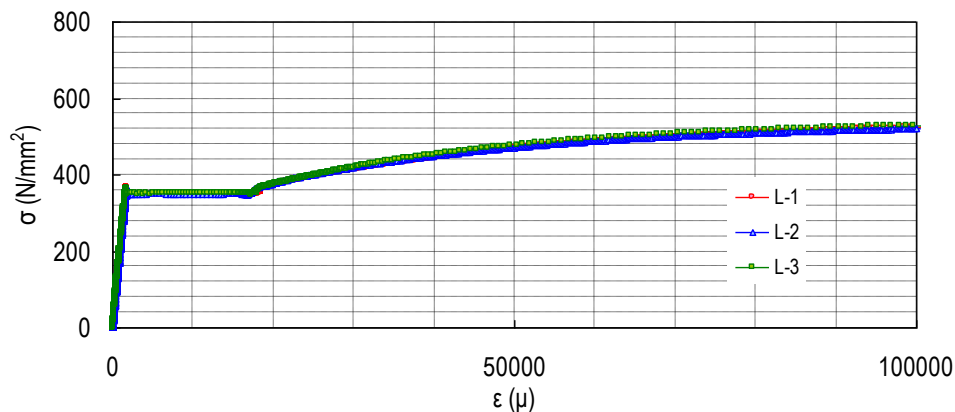


図 2.4.1-2 応力・ひずみ関係 (PL-12: SM490A)

表 2.4.1-4 シャルピー衝撃試験結果(PL-12:SM490A)

部位	試験片名	吸収 エネルギー (J)	脆性 破面率 (%)
柱部材	L-1	101	50
	L-2	154	40
	L-3	181	40
	平均値	145	43

*1. シャルピー試験片は、ロール直交方向にノッチを設けた。

表 2.4.1-5 化学成分分析結果(PL-12:SM490A)

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
柱部材	0.16	0.39	1.4	0.019	0.004	0.011	0.004	0.026	0.002	0.002	0.002	4E-04	0.004
490 N/mm ² 鋼	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	-	-	-	-	-	-	-	-

表 2.4.1-6 溶接性指標(PL-12:SM490A)

部位	C _{eq} (%)	P _{CM} (%)	f _{HAZ} (%)
柱部材	0.42	0.25	0.51
490 N/mm ² 鋼	0.44 以下	0.29 以下	0.58 以下

(3) 実験方法

1) 加力方法

加力装置図を図 2.4.1-3 に、加力状況を写真 2.4.1-1 に、変動軸力の導入方法を図 2.4.1-4 に示す。

加力は、研建式加力方式を採用した。反力床上に敷設した加力フレームの上に試験体を設置し、上下の加力フレームと試験体スタブを PC 鋼棒で緊結することで試験体を固定し、上スタブ上部に取り付いた加力梁を介して、鉛直方向の 2000kN 押し引きジャッキにより軸力を導入した状態で、水平方向の 1000kN 押し引きジャッキにより一定振幅の繰り返し加力を行った。一定軸力時は、 $\eta=0.3$ ($\eta=Na/No$, $No=sA \cdot s\sigma_y$, Na : 導入軸力, No : 軸降伏耐力, sA : 鋼管断面積, $s\sigma_y$: 鋼管の降伏点) の軸力を導入した。また、変動軸力の導入方法として、事前解析の結果をもとに、水平変位が $1.0\delta_p$ に到達した時点で最小または最大軸力となるようにして、変位振幅に連動させて軸力を変動させた。加力履歴について、変位振幅は 1.5, 1.7, $2.0\delta_p$ の 3 水準とし、加力は、原則として試験体耐力が最大耐力に対して 85%に低下した時点までとし、その時点を最大の繰り返し数とした。

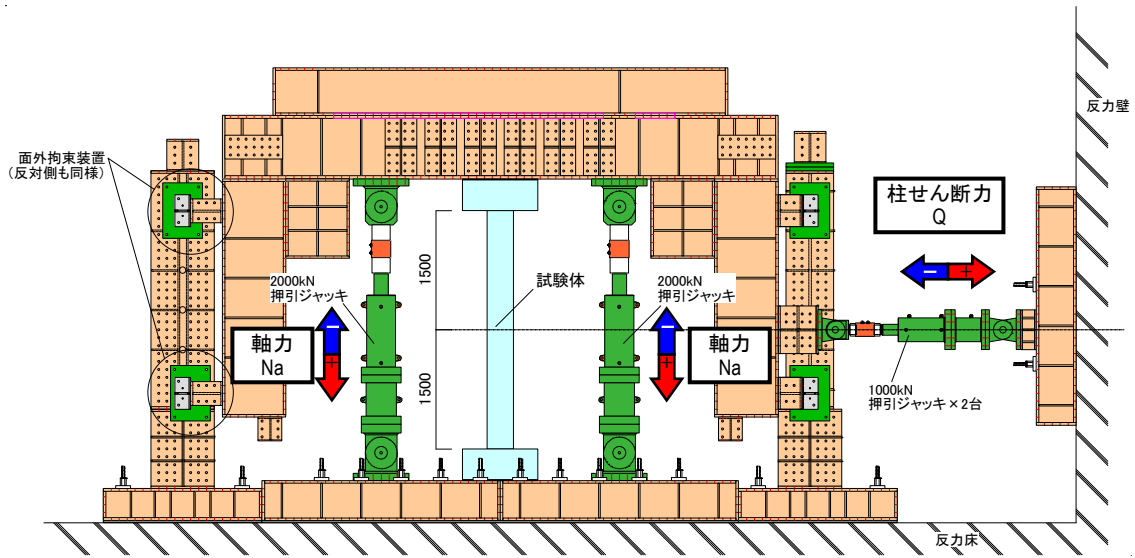


図 2.4.1-3 加力装置図(L 試験体)

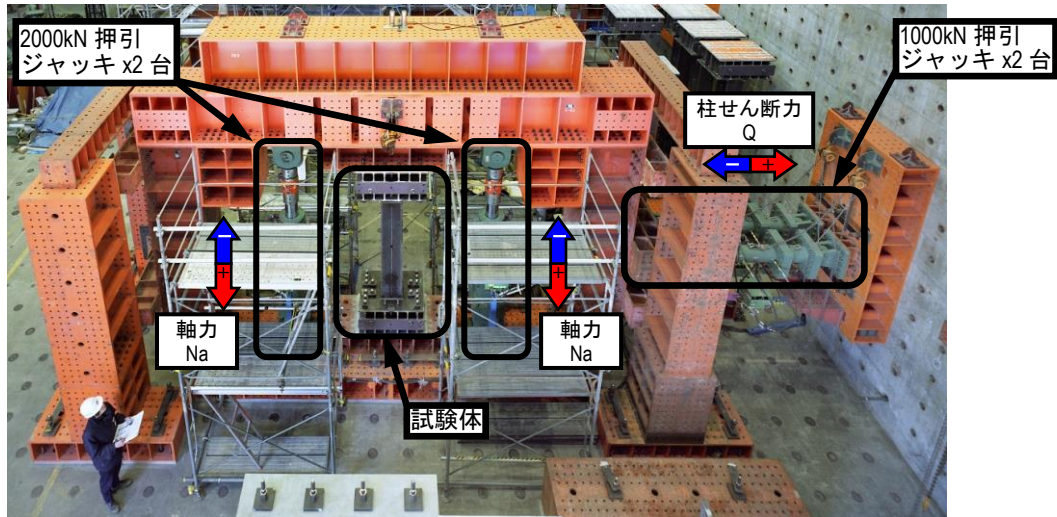


写真 2.4.1-1 加力状況(M 試験体)

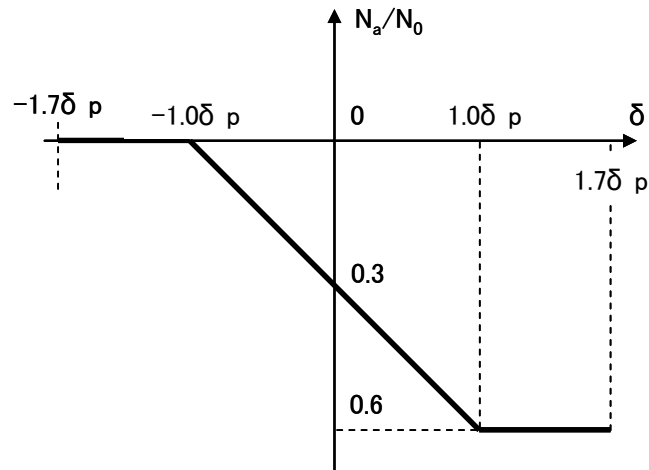


図 2.4.1-4 変動軸力の導入方法

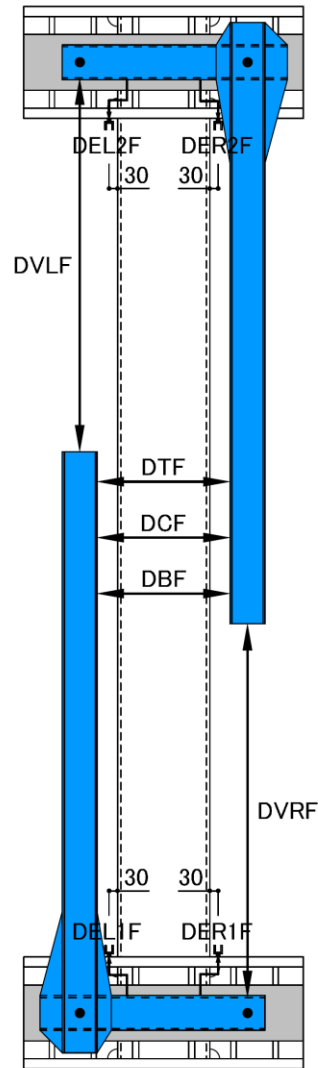
2) 計測方法

計測項目一覧を表 2.4.1-7、変形計測位置を図 2.4.1-5、ひずみ計測位置を図 2.4.1-6 に示す。

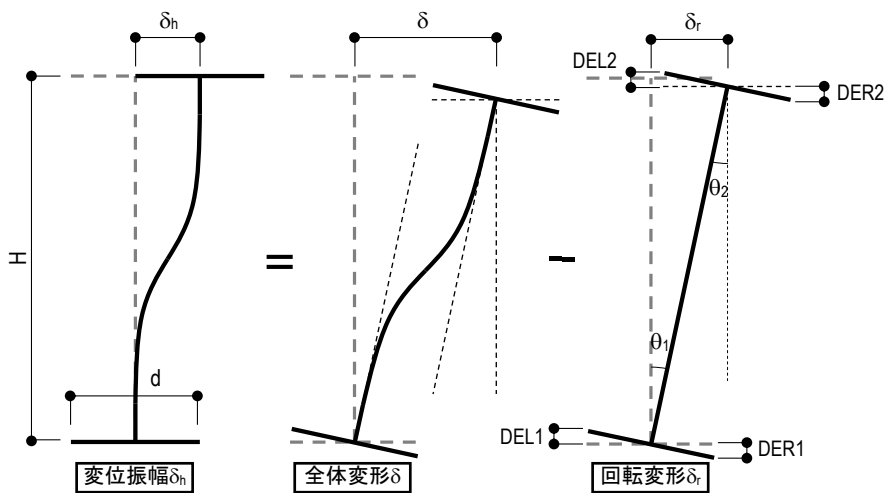
計測は、試験体作用荷重、部材の水平、鉛直、端部回転変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみについて行った。なお、試験体の加力制御に用いた変位 δh は、柱の全体変形 δ から、スタブフランジの面外変形による端部回転変形 δr を差し引いた値である。

表 2.4.1-7 計測項目一覧表

計測項目	計測点数		計測点名称	
	L 試験体	M 試験体		
荷重	柱せん断力	2	PF, PB	
	柱軸力	2	NL, NR	
	小計	4		
変形	柱水平方向変形	6	DTF, DCF, DBF, DTR, DCR, DBR	
	柱鉛直方向変形	4	DVLF, DVRF, DVLB, DVRB	
	端部回転変形	8	DEL1F, DER1F, DEL2F, DER2F, DEL1B, DER1B, DEL2B, DER2B	
	小計	18		
ひずみ	柱フランジ	26	22	EFR1-EFR9, EFR1F, EFR1B, ERF9F, EFR9B (L試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, EFR7F, EFR7B (M試験体 R面(L面はR→L))
	柱ウェブ	14	14	EFWF1, EWF5, EWF9, EWF1L, EWF9L, EWF1R, EWF9R (L試験体, F面(B面はF→LB)) EFWF1, EWF4, EWF7, EWF1L, EWF7L, EWF1R, EWF7R (M試験体, F面(B面はF→LB))
	小計	40	36	
計測点数合計	62	58		



※裏面変位計はF→B



$$\begin{aligned}
 \delta_h &= \delta - \delta_r \\
 \delta &= \{[DCF] + [DCB]\} / 2 \\
 \delta_r &= \theta H \\
 \theta &= \{\theta_1 + \theta_2\} / 2 \\
 \theta_1 &= \{DEL1 + DER1\} / d \\
 \theta_2 &= \{DEL2 + DER2\} / d \\
 DEL1 &= \{[DEL1F] + [DEL1B]\} / 2 \\
 DER1 &= \{[DER1F] + [DER1B]\} / 2 \\
 DEL2 &= \{[DEL2F] + [DEL2B]\} / 2 \\
 DER2 &= \{[DER2F] + [DER2B]\} / 2
 \end{aligned}$$

図 2.4.1-5 変位計測位置

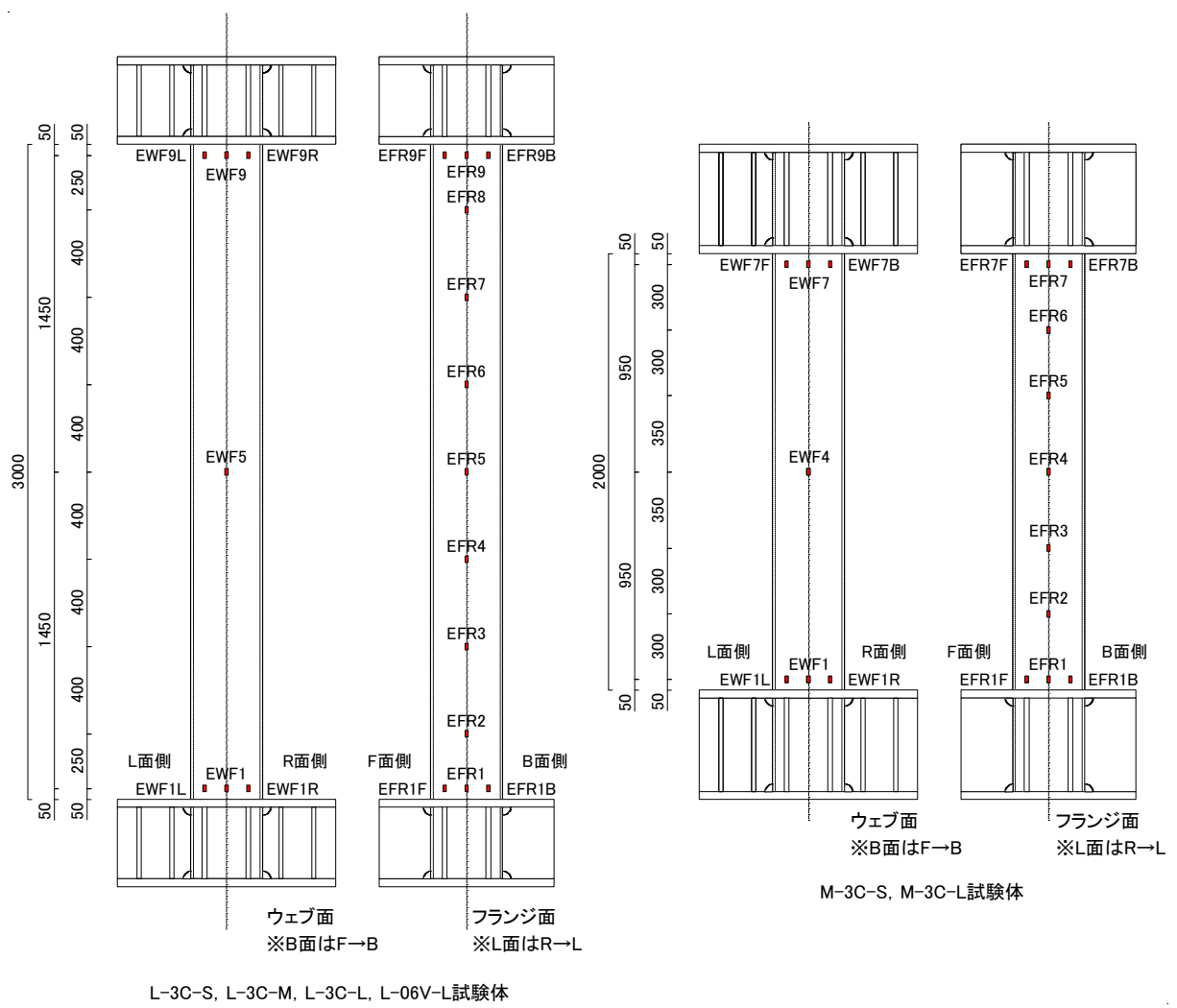


図 2.4.1-6 ひずみ計測位置

(4) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

試験体の耐力計算値 M_p , Q_p , 初期剛性実験値 K_e , 基準変位 δ_p および実験時変位振幅を表 2.4.1-8 に、実験結果一覧を表 2.4.1-9 に、実験終了後の写真を写真 2.4.1-2 に示す。なお、加力途中の局部座屈波高さの計測は、L-3C-S 試験体を除いた試験体で実施した。但し、L-3C-L 試験体の局部座屈波高さの計測は、その他の試験体と異なる方法で行ったため、参考値として表に記載する。

いずれの試験体も、最大耐力に達した後、柱頭・柱脚部の局部座屈の進展により耐力低下を生じた。なお、全体座屈や鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジ溶接部、内ダイアフラム溶接部の亀裂は見られなかった。以下に、各試験体の実験経過及び破壊性状の詳細を示す。

L-3C-S 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.40\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正負両加力ともに 3 サイクル目で最大耐力に達した。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 156 サイクル目で荷重が最大耐力の 85% に、負側加力は 147 サイクル目で荷重が最大耐力の 90% になった。実験終了時の鋼管の局部座屈波の最高高さ（以下、最高座屈高さ）は 10.1mm であった。

L-3C-M 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.67\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正側加力では 7 サイクル目、負側加力では 8 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 4.7mm であった。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 30 サイクル目で、負側加力は 37 サイクル目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85% になった。+30 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 24.9mm であった。

L-3C-L 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.93\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力は 1 サイクル目で、正側加力ではピーク時荷重が増加し 2 サイクル目で最大耐力に達した。その後、局部座屈の進行に伴う軸縮みおよび鋼管の膨らみが急激に増加し、正側加力は 9 サイクル目、負側加力は 7 サイクル目といった少ない繰り返し数で、荷重が最大耐力の 85% に達した。

L-06V-M 試験体（細長比：23.1，変位振幅： $1.63\delta_p$ ，軸力比：0～0.6（変動））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力は 1 サイクル目で、正側加力ではピーク時荷重が増加し 4 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 5.8mm であった。変動軸力により高軸力下となる正側加力では、その後の局部座屈の進行による鋼管の膨らみ、軸縮みの増加が顕著で、10 サイクル目で最大耐力の 85% に荷重が低下した。一方、負側加力ではわずかな荷重低下しか見られなかった。+10 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 13.7mm であった。

M-3C-S 試験体（細長比：15.4，変位振幅： $1.45\delta_p$ ，軸力比：0.3（一定））では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正負両加力ともに 4 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 2.4mm であった。その後、局部座屈の進行による鋼管の膨らみおよび軸縮みの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 84 サイクル目で、負側加力は 81 サイクル

目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85%になった。-81 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 18.6mm であった。

M-3C-M 試験体（細長比：15.4，変位振幅：1.65 δ_p ，軸力比：0.3（一定））では，1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後，正負両加力ともに 2 サイクル目で最大耐力に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 5.3mm であった。その後，局部座屈の進行による鋼管の膨らみの増加に伴い，各サイクルのピーク荷重が低下し，正側加力は 23 サイクル目で，負側加力は 22 サイクル目でそれぞれ荷重が最大耐力の 85%になった。-22 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 21.1mm であった。

最大耐力時の繰り返し数について，細長比，変位振幅との関係性は確認できなかった。また，細長比によらず，変位振幅が大きくなるほど，荷重が最大耐力の 85%に低下するまで（以下，0.85 Q_{max} 時と呼ぶ，95%および 90%の時も同様）の繰り返し数は減少した。変動軸力の場合は，同一振幅で一定軸力の場合に比べて，最大耐力時および 0.85 Q_{max} 時の繰り返し数が小さくなった。

L 試験体（細長比：23.1）における軸力比の違いによる最高座屈高さの比較より，0.85 Q_{max} 時の最高座屈高さは，一定軸力（軸力比：0.3）に比較して変動軸力（軸力比：0~0.6）の場合約 1/2 となっている。また，変位振幅に着目して，M 試験体（細長比：15.4）における 0.85 Q_{max} 時の最高座屈高さを見ると，振幅が大きいほど最高座屈高さが高い。なお，最終状態における鋼管の局部座屈による膨らみは，柱頭より柱脚部が顕著であった。

表 2.4.1-8 試験体の耐力，初期剛性，基準変位および実験時変位振幅

	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力 計算値時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準変位 δ_p (mm)	実験時振幅	
					δ_h (mm)	δ_h/δ_p
L-3C-S	507	338	18.80	17.99	25.11	1.40
L-3C-M	508	339	19.38	17.49	29.17	1.67
L-3C-L	509	339	19.79	17.13	33.04	1.93
L-06V-M	508	338	19.45	17.40	28.29	1.63
M-3C-S	509	509	52.96	9.61	13.90	1.45
M-3C-M	508	508	54.16	9.37	15.45	1.65

表 2.4.1-9(a) 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル					
			曲げ降伏時 Qy ^{*1}	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	
L-3C-S	正	CYCLE		+1	+3	+73	+123	+156
		水平	せん断力 Q(kN)	319	409	389	369	349
			変位 δh(mm)	19.76	24.45	25.05	25.03	24.84
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	6.59	8.15	8.35	8.34	8.28
		鉛直	軸力 N(kN)	1541	1534	1541	1544	1542
			変位 δv(mm)	1.885	3.43	6.355	7.815	9.3175
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.11	0.21	0.26	0.31	
	負	CYCLE		-	-3	-59	-147	-
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-410	-390	-369	-
			変位 δh(mm)	-	-24.59	-25.00	-25.06	-
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	-	-8.20	-8.33	-8.35	-
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1536	1541	1543	-
変位 δv(mm)			-	3.74	6.27	8.93	-	
軸ひずみ εv(%)	-		0.12	0.21	0.30	-		
L-3C-M	正	CYCLE		+1	+7	+17	+24	+30
		水平	せん断力 Q(kN)	219	417	398	376	355
			変位 δh(mm)	11.35	28.71	28.79	28.80	28.47
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	3.78	9.57	9.60	9.60	9.49
		鉛直	軸力 N(kN)	1543	1539	1542	1541	1540
			変位 δv(mm)	1.68	6.65	8.87	10.69	13.01
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.22	0.30	0.36	0.43	
	負	CYCLE		-	-8	-21	-30	-37
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-432	-412	-390	-369
			変位 δh(mm)	-	-28.67	-29.01	-28.35	-28.90
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	-	-9.56	-9.67	-9.45	-9.63
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1538	1541	1539	1541
変位 δv(mm)			-	7.29	10.04	13.15	17.28	
軸ひずみ εv(%)	-		0.24	0.33	0.44	0.58		
L-3C-L	正	CYCLE		+1	+2	+5	+7	+9
		水平	せん断力 Q(kN)	262	417	403	381	361
			変位 δh(mm)	13.85	30.80	31.52	31.98	31.97
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	4.62	10.27	10.51	10.66	10.66
		鉛直	軸力 N(kN)	1542	1542	1542	1542	1543
			変位 δv(mm)	1.69	4.54	8.35	11.28	14.75
	軸ひずみ εv(%)		0.06	0.15	0.28	0.38	0.49	
	負	CYCLE		-	-1	-4	-6	-7
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-422	-407	-380	-367
			変位 δh(mm)	-	-31.53	-30.82	-30.60	-31.02
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	-	-10.51	-10.27	-10.20	-10.34
		鉛直	軸力 N(kN)	-	1541	1540	1540	1541
変位 δv(mm)			-	4.11	8.01	10.76	12.43	
軸ひずみ εv(%)	-		0.14	0.27	0.36	0.41		
L-06V-M	正	CYCLE		+1	+4	+6	+8	+10
		水平	せん断力 Q(kN)	200	289	277	262	247
			変位 δh(mm)	11.84	27.40	27.61	27.80	27.80
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	3.95	9.13	9.20	9.27	9.27
		鉛直	軸力 N(kN)	2623	3074	3073	3076	3076
			変位 δv(mm)	3.02	7.12	7.96	8.73	9.40
	軸ひずみ εv(%)		0.10	0.24	0.27	0.29	0.31	
	負	CYCLE		-	-1	-	-	-
		水平	せん断力 Q(kN)	-	-457	-	-	-
			変位 δh(mm)	-	-28.18	-	-	-
			部材角 R(rad.x10 ⁻³)	-	-9.39	-	-	-
		鉛直	軸力 N(kN)	-	2	-	-	-
変位 δv(mm)			-	1.28	-	-	-	
軸ひずみ εv(%)	-		0.04	-	-	-		

表 2.4.1-9(b) 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル						
			曲げ降伏時 Qy *1	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax		
M-3C-S	正	CYCLE		+1	+4	+38	+65	+84	
		水平	せん断力	Q(kN)	448	612	582	551	520
			変位	δh (mm)	8.92	13.56	13.82	13.85	13.81
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	2.97	6.78	6.91	6.93	6.91
		鉛直	軸力	N(kN)	1545	1548	1548	1547	1546
			変位	δv (mm)	1.26	2.89	4.98	6.54	8.79
	軸ひずみ		ϵv (%)	0.06	0.14	0.25	0.33	0.44	
	負	CYCLE		-	-4	-36	-63	-81	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-608	-578	-548	-519
			変位	δh (mm)	-	-13.69	-13.86	-13.87	-13.85
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	-	-6.85	-6.93	-6.94	-6.92
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1546	1548	1547	1547
			変位	δv (mm)	-	3.11	4.99	6.51	8.48
	軸ひずみ		ϵv (%)	-	0.16	0.25	0.33	0.42	
M-3C-M	正	CYCLE		+1	+2	+11	+17	+23	
		水平	せん断力	Q(kN)	446	621	593	563	532
			変位	δh (mm)	8.76	14.66	15.18	15.14	15.33
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	2.92	7.33	7.59	7.57	7.67
		鉛直	軸力	N(kN)	1540	1540	1542	1541	1544
			変位	δv (mm)	1.24	2.78	6.34	8.19	10.51
	軸ひずみ		ϵv (%)	0.04	0.14	0.32	0.41	0.53	
	負	CYCLE		-	-2	-10	-16	-22	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-614	-583	-554	-523
			変位	δh (mm)	-	-14.52	-15.19	-15.13	-15.23
			部材角	$R(\text{rad} \cdot 10^{-3})$	-	-7.26	-7.59	-7.57	-7.61
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1539	1541	1540	1544
			変位	δv (mm)	-	3.29	6.36	8.18	10.44
	軸ひずみ		ϵv (%)	-	0.16	0.32	0.41	0.52	

*1. 曲げ降伏時 Qy は、材端の柱フランジに貼付した計 6 枚の歪ゲージの内、片側フランジに貼付した計 3 枚の歪ゲージが圧縮降伏した際の荷重を指す。

表 2.4.1-9(c) 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

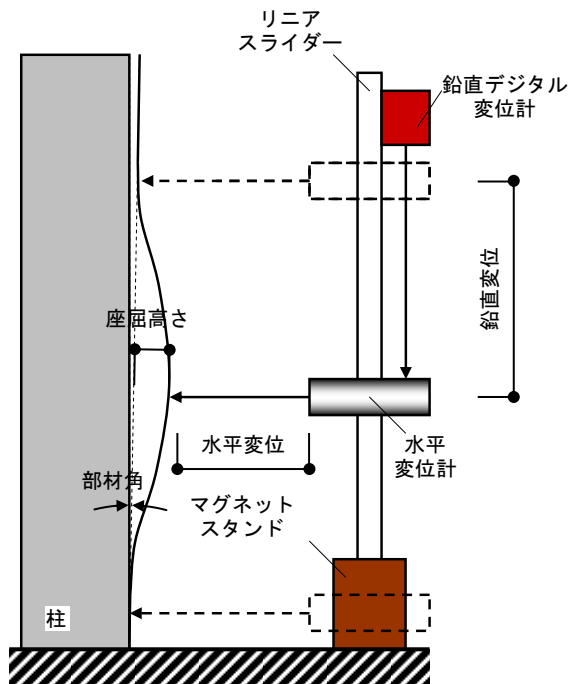
試験体 名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
L-3C-S *1	正	CYCLE	-	-	-	-	-	-	-
		R	-	-	-	-	-	-	-
		L	-	-	-	-	-	-	-
		B	-	-	-	-	-	-	-
		F	-	-	-	-	-	-	-
	負	CYCLE	-	-	-	-	-	-	-160
		R	-	-	-	-	-	-	10.09
		L	-	-	-	-	-	-	-9.03
		B	-	-	-	-	-	-	7.74
		F	-	-	-	-	-	-	7.18
L-3C-M	正	CYCLE	0	+1	+7	+17	+24	+30	-
		R	1.10	1.01	2.12	5.80	8.18	11.07	-
		L	0.29	-0.55	-4.72	-12.76	-18.21	-24.87	-
		B	0.58	0.74	4.29	8.23	14.67	20.58	-
		F	0.47	-0.65	2.48	6.95	12.22	17.79	-
	負	CYCLE	-	-1	-8	-21	-30	-37	-38
		R	-	0.69	4.02	8.20	12.09	-20.66	-19.61
		L	-	0.34	-3.15	-9.33	-20.41	-28.39	-28.63
		B	-	0.83	4.41	10.37	19.95	27.51	25.26
		F	-	-0.45	2.69	9.30	18.32	27.32	25.59
L-3C-L *2	正	CYCLE	0	+1	+2	+5	+7	+9	-
		R	0.00	1.00	-1.00	5.00	-14.00	-18.00	-
		L	0.00	0.00	-1.00	-12.00	-23.00	-23.00	-
		B	0.00	1.00	1.00	9.00	12.00	21.00	-
		F	0.00	2.00	2.00	11.00	20.00	22.00	-
	負	CYCLE	-	1	-1	-4	-	-7	-10
		R	-	-1.00	-1.00	-14.00	-	-21.00	-29.34
		L	-	-1.00	-1.00	-9.00	-	-15.00	-27.82
		B	-	1.00	1.00	11.00	-	20.00	27.03
		F	-	2.00	2.00	12.00	-	18.00	26.74
L-06V-M	正	CYCLE	0	+1	+4	+6	+8	+10	-
		R	-0.64	0.95	-0.90	1.80	2.50	3.04	-
		L	1.53	1.39	-5.76	-8.87	-11.49	-13.72	-
		B	-0.14	0.30	3.69	5.90	8.29	10.15	-
		F	-0.45	-0.20	2.92	4.91	6.30	8.02	-
	負	CYCLE	-	-1	-1	-	-	-	-11
		R	-	-0.69	-1.23	-	-	-	3.30
		L	-	1.98	0.78	-	-	-	-7.31
		B	-	-0.36	0.45	-	-	-	6.37
		F	-	-0.20	-0.22	-	-	-	5.39

*1. L-3C-S 試験体は、試験終了時のみ計測を行った。

*2. L-3C-L 試験体の局部座屈波高さの計測は、その他の試験体と異なる方法で行ったため、参考値として記載する。

表 2.4.1-9(d) 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体名称	計測面		荷重レベル						
			軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時
M-3C-S	正	CYCLE	0	+1	+4	+38	+65	+84	+85
		R	0.19	-0.52	-1.27	-4.84	-9.23	-15.20	-15.10
		L	0.29	0.65	-1.94	-7.50	-12.67	-18.91	-17.08
		B	0.44	-0.62	1.31	5.77	11.08	17.98	14.57
		F	0.50	0.29	-1.94	2.75	7.91	14.47	13.86
	負	CYCLE	-	-1.00	-4.00	-36.00	-63.00	-81.00	-
		R	-	-0.92	-2.40	-7.63	-12.63	-18.59	-
		L	-	0.88	-0.71	-3.89	-8.73	-14.27	-
		B	-	0.26	1.43	5.26	9.38	15.85	-
		F	-	-2.83	-1.92	2.10	6.96	13.46	-
M-3C-M	正	CYCLE	0	+1	+2	+11	+17	+23	+24
		R	0.30	0.15	-1.02	-7.03	-11.22	-17.09	-17.36
		L	-0.28	-1.59	-2.87	-10.73	-15.86	-21.27	-18.68
		B	0.74	0.57	2.10	8.05	13.55	19.27	15.87
		F	0.37	0.31	2.48	7.73	12.67	17.98	15.70
	負	CYCLE	-	-1.00	-2.00	-10.00	-16.00	-22.00	-
		R	-	-2.18	-5.25	-11.11	-15.69	-21.09	-
		L	-	-0.39	-0.97	-6.58	-11.12	-16.14	-
		B	-	0.80	1.72	7.75	12.18	17.69	-
		F	-	0.78	2.36	7.61	12.81	17.91	-



座屈高さ計測概要



座屈高さ計測状況



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

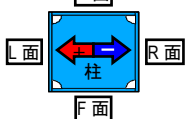


写真 2.4.1-2(a) 試験体の最終状況
(L-3C-S(細長比 23.1, 一定軸力比 0.3, 一定振幅 1.40 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

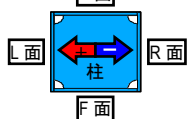


写真 2.4.1-2(b) 試験体の最終状況

(L-3C-M(細長比 23.1,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.67 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

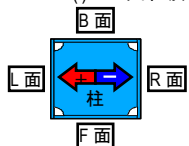


写真 2.4.1-2(c) 試験体の最終状況
(L-3C-L(細長比 23.1,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.93 φ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

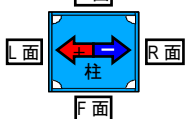


写真 2.4.1-2(d) 試験体の最終状況

(L-06V-M(細長比 23.1, 変動軸力比 0→0.6, 一定振幅 1.63 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

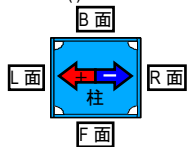
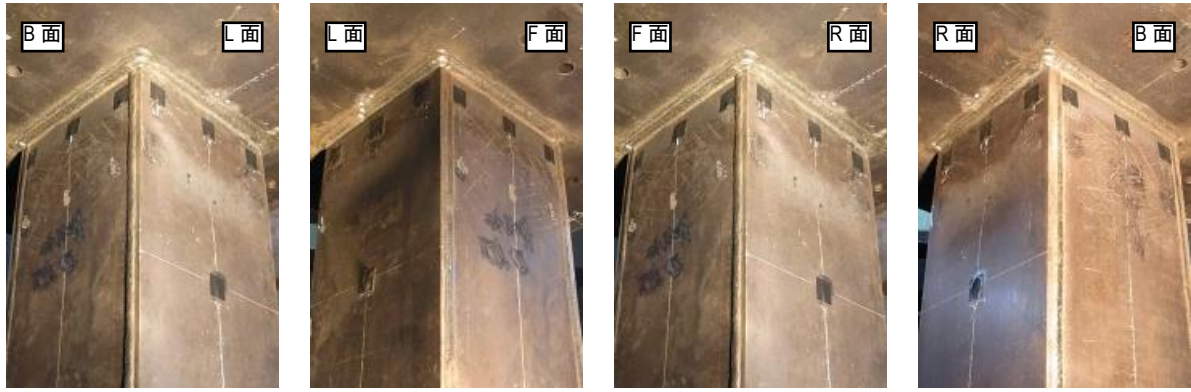


写真 2.4.1-2(e) 試験体の最終状況

(M-3C-S(細長比 15.4,一定軸力比 0.3,一定振幅 1.45 ϕ))

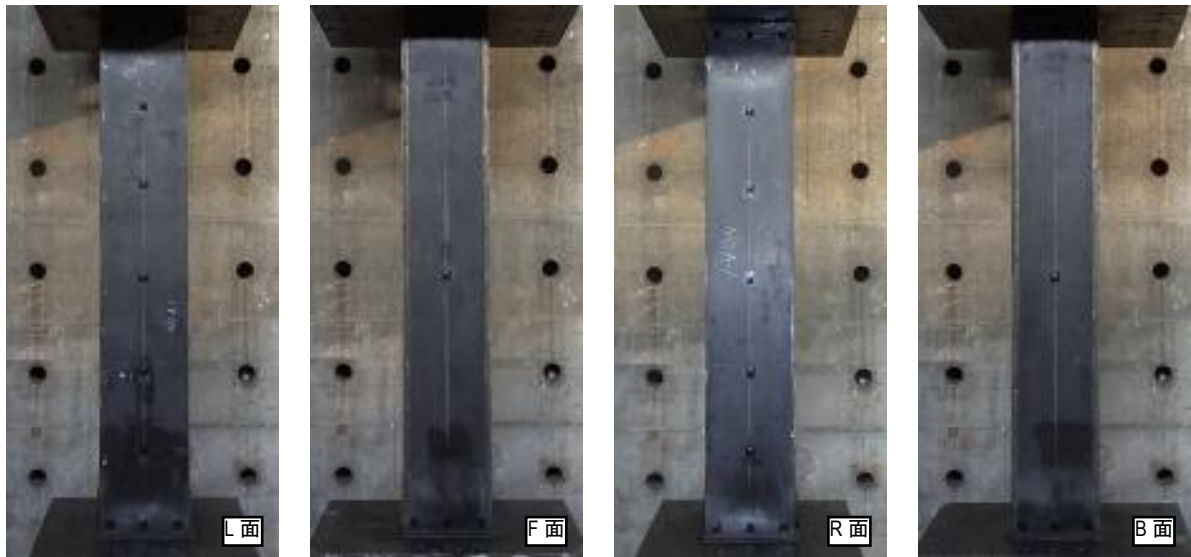


(a) B-L 面柱頭部詳細

(b) L-F 面柱頭部詳細

(c) F-R 面柱頭部詳細

(d) R-B 面柱頭部詳細

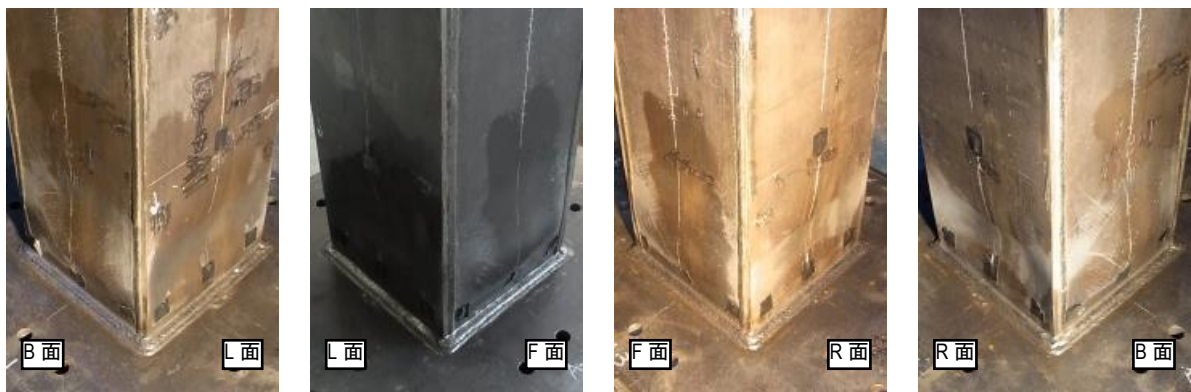


(e) L 面全景

(f) F 面全景

(g) R 面全景

(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細

(j) L-F 面柱脚部詳細

(k) F-R 面柱脚部詳細

(l) R-B 面柱脚部詳細

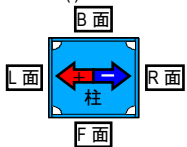


写真 2.4.1-2(f) 試験体の最終状況

(M-3C-M(細長比 15.4, 一定軸力比 0.3, 一定振幅 1.65ϕ))

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重-変形関係を図 2.4.1-7 に、荷重-軸縮み関係を図 2.4.1-8 に示す。荷重-変形関係の縦軸は、柱せん断力実験値 Q を全塑性耐力計算値時の柱せん断力 Q_p で除した値であり、荷重-変形関係の横軸は、水平変位 δ_h を基準変位 δ_p で除した値である。ここで、変動軸力の試験体

(L-06V-M) では、軸力比 0.3 で算出した全塑性耐力計算値を用いている。また、荷重-軸縮み関係の横軸は、荷重-変形関係の縦軸と同様である。なお、L3C-M 試験体は、荷重-変形関係の原点をオフセットしたままの状態で加力を行ったため、1 サイクル目のみ正側加力の最大変位 (1.53 δ_p) が所定振幅 (1.67 δ_p) より小さく、負側加力の最大変位 (1.87 δ_p) が所定振幅より大きくなったが、その後の構造型状への影響は小さいと思われる。

a) 荷重-変形関係 (図 2.4.1-7)

いずれの試験体も、1 サイクル目における柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後、最大耐力までは膨らみの大きな紡錘形の履歴性状を示したが、繰り返し加力により、荷重の低下とともに、面積の小さい履歴へと変化した。また、全塑性耐力計算値 Q_p に対する最大耐力実験値の比率は、L 試験体 (細長比 : 23.1) で 1.21~1.27 倍、M 試験体 (細長比 : 15.4) で 1.20~1.22 倍となり、細長比、変位振幅による違いは見られず、振幅 1.5 δ_p の時点で既に各試験体の保有する終局耐力におおよそ達していたものと考えられる。なお、P- Δ 効果により柱脚に付加される曲げモーメントを柱せん断力に換算すると、全柱せん断力の 2~5% 程度であった。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、変位振幅が 1.5, 1.7 δ_p のいずれにおいても荷重-変形関係に大きな違いは見られない。一方、同一振幅での変動軸力と一定軸力の比較 (L-06V-M と L-3C-M) より、正側加力時の最大耐力は変動軸力の方が小さく、これは高軸力の影響によるものと考えられる。また、変位振幅に着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が大きいほど履歴面積は大きくなるが、最大耐力に大きな違いは見られない。

b) 荷重-軸縮み関係 (図 2.4.1-8)

変動軸力試験体 (L-06V-M) を除き、いずれの試験体も、加力初期のサイクルで軸縮みが大きく増加し、その後軸縮みの増加量が一定となり、0.85 Q_{max} 時に近づくとつれて再度軸縮みの増加量が大きくなる傾向が見られる。一方、変動軸力試験体は、正側加力のみで軸縮みが増加し、特に、初期サイクルでの軸縮みが大きい。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、変位振幅が 1.5, 1.7 δ_p のいずれにおいても、細長比が大きいほど軸縮みが小さい。これは、柱高さが小さいほど材端部の塑性化領域が狭く、局部的に局部座屈が進行したためと考えられる。一方、同一振幅での変動軸力と一定軸力の比較 (L-06V-M と L-3C-M) によると、変動軸力の場合、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが一定軸力に比べて非常に大きく、また、軸縮みが累積するだけの一定軸力の場合と比べて、正側加力で軸縮みを生じた後に、負側加力でほぼ軸縮みが生じる前の状態まで伸ばされることから、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなるため、早期に 0.85 Q_{max} 時に達したと考えられる。また、変位振幅に着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が小さいほど 1 サイクルにおける軸縮みが小さいことが分かる。

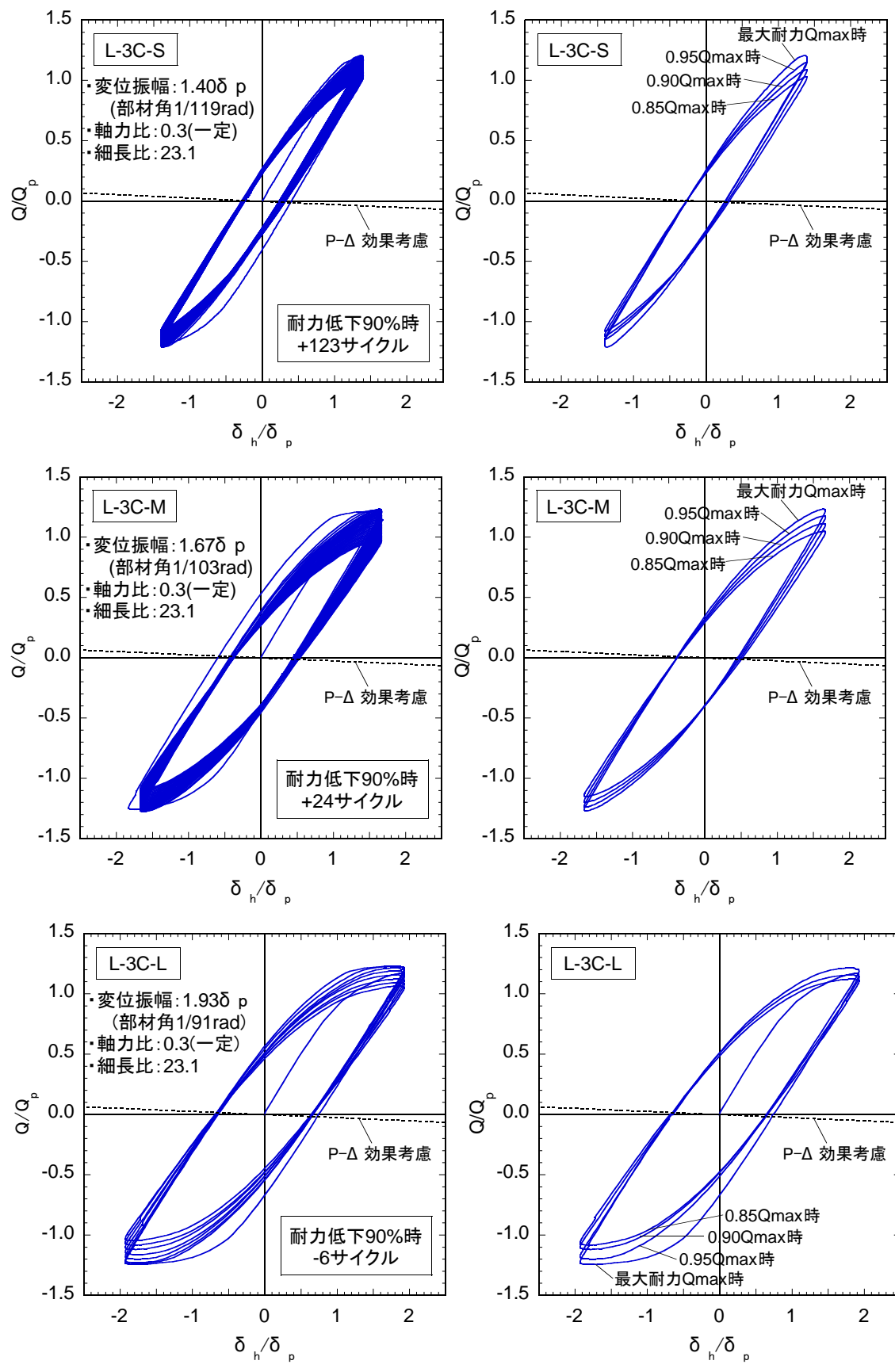


図 2.4.1-7(a) 荷重-変形関係

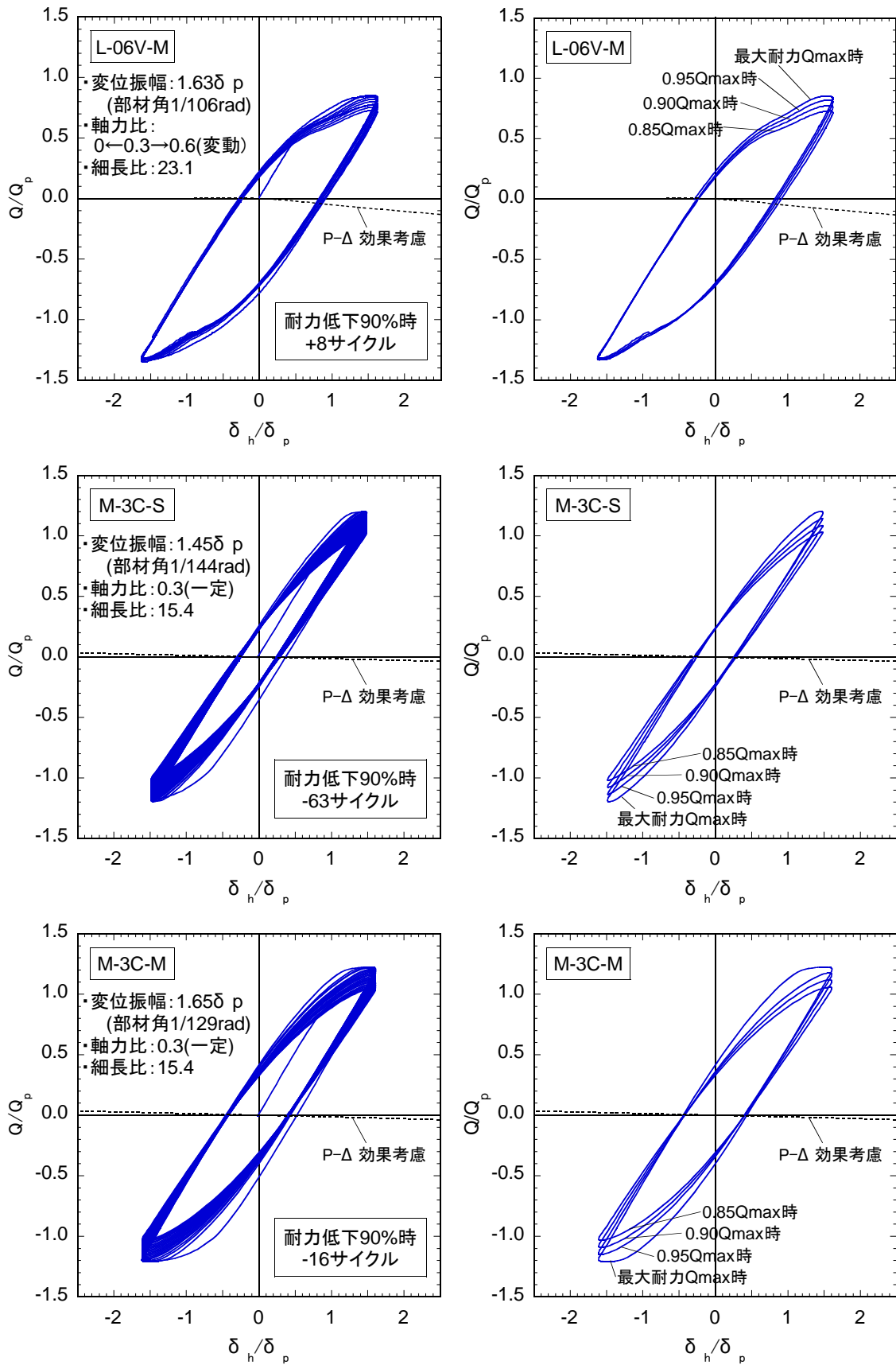


図 2.4.1-7(b) 荷重-変形関係

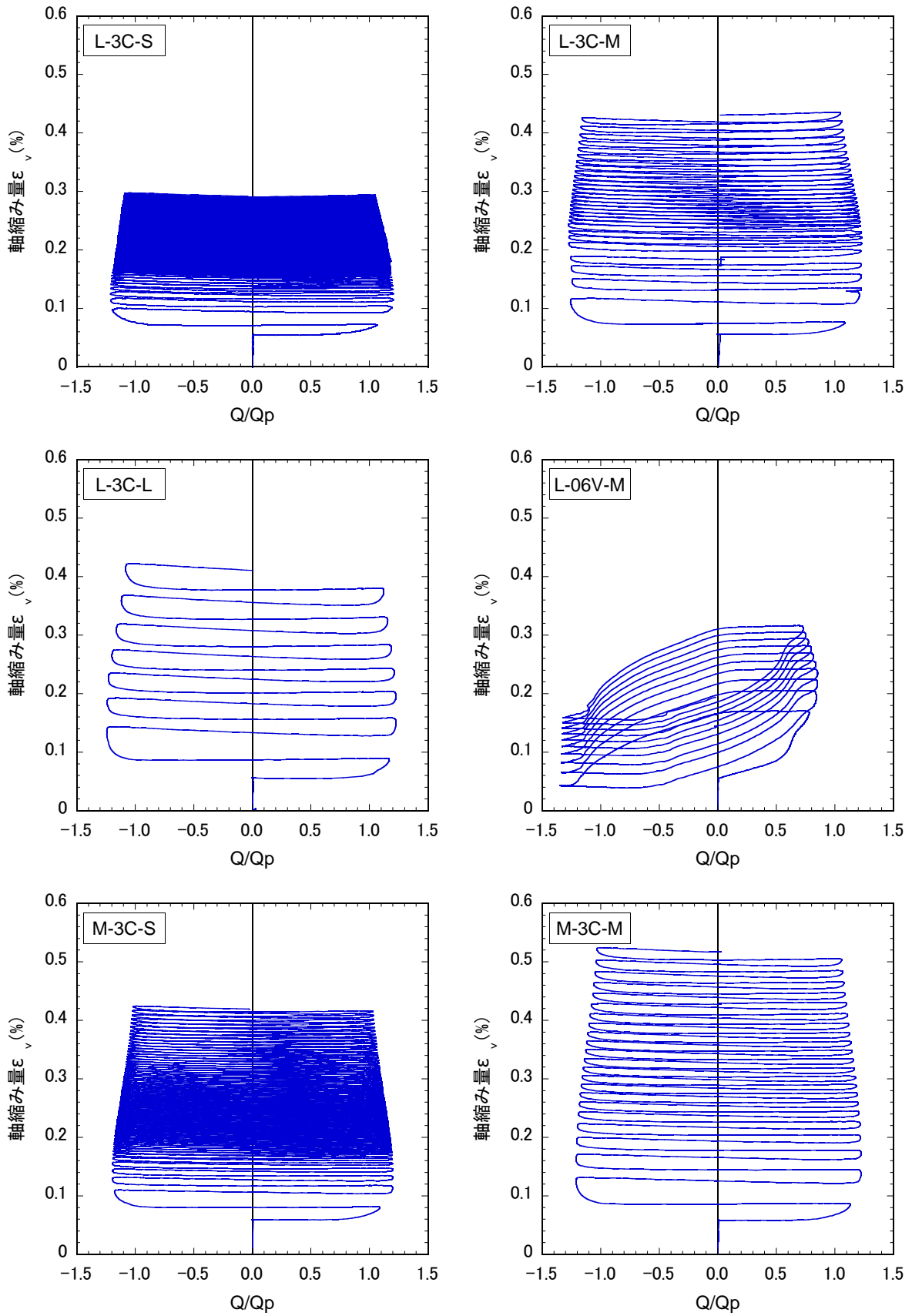


図 2.4.1-8 荷重-軸縮み関係

3) 多数回繰り返し特性

各サイクルピークでの荷重の推移を図2.4.1-9に、変位振幅と繰り返し数の関係を図2.4.1-10に、累積塑性変形倍率の一覧を表2.4.1-10に、変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を図2.4.1-11に示す。なお、変位振幅と繰り返し数の関係および変位振幅と累積塑性変形倍率の関係のグラフ縦横軸は対数軸表示としている。

a) 各サイクルピークでの荷重の推移 (図 2. 4. 1-9)

いずれの試験体も、最大耐力以降に各サイクルピーク荷重の低下率(グラフの傾き)が一定となり、0.9Q_{max} 時以降、その低下率が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、変位振幅が小さくなるほど顕著に表れた。一方、細長比、軸力比による各サイクルピーク荷重の推移の違いは見られない。

b) 変位振幅と繰り返し数の関係 (図 2. 4. 1-10)

L 試験体(細長比:23.1)について、変位振幅と荷重低下サイクル数との関係は、振幅が小さいほど繰り返し数が大きくなり、対数軸上で直線上に右下がりの分布を示した。このL試験体において、0.9Q_{max} 時における変位振幅と繰り返し数の関係に直線回帰分析を適用した結果を以下に示す。

$$\log(\delta h / \delta p) = 0.416 \log(N) + 2.258 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

また、変動軸力の場合、一定軸力に比べて繰り返し数が減少している。90%荷重低下時の変位振幅と繰り返し数の関係で、細長比による違いに着目すると、細長比が小さいほど繰り返し数は少ないが、両グラフは対数軸上でほぼ平行に分布していることより、多数回繰り返し特性の評価では、係数の設定により評価が可能と考える。

c) 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係 (図 2. 4. 1-11)

変位振幅の増加、細長比の減少とともに、試験体の累積塑性変形倍率は小さくなる。変位振幅と繰り返し数の関係と同様に、L試験体における変位振幅と累積塑性変形倍率の関係は、対数軸上で直線上に右下がりの分布を示した。このL試験体において、0.9Q_{max} 時における変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を直線回帰分析を適用した結果を以下に示す。

$$\log(\delta h / \delta p) = 0.555 \log(\eta_p) + 2.562 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

さらに、変動軸力の場合、一定軸力に比べて累積塑性変形倍率は小さい。また、90%荷重低下時の変位振幅と累積塑性変形倍率の関係において、細長比による比較より、両グラフは対数軸上でほぼ平行に分布していることが分かる。

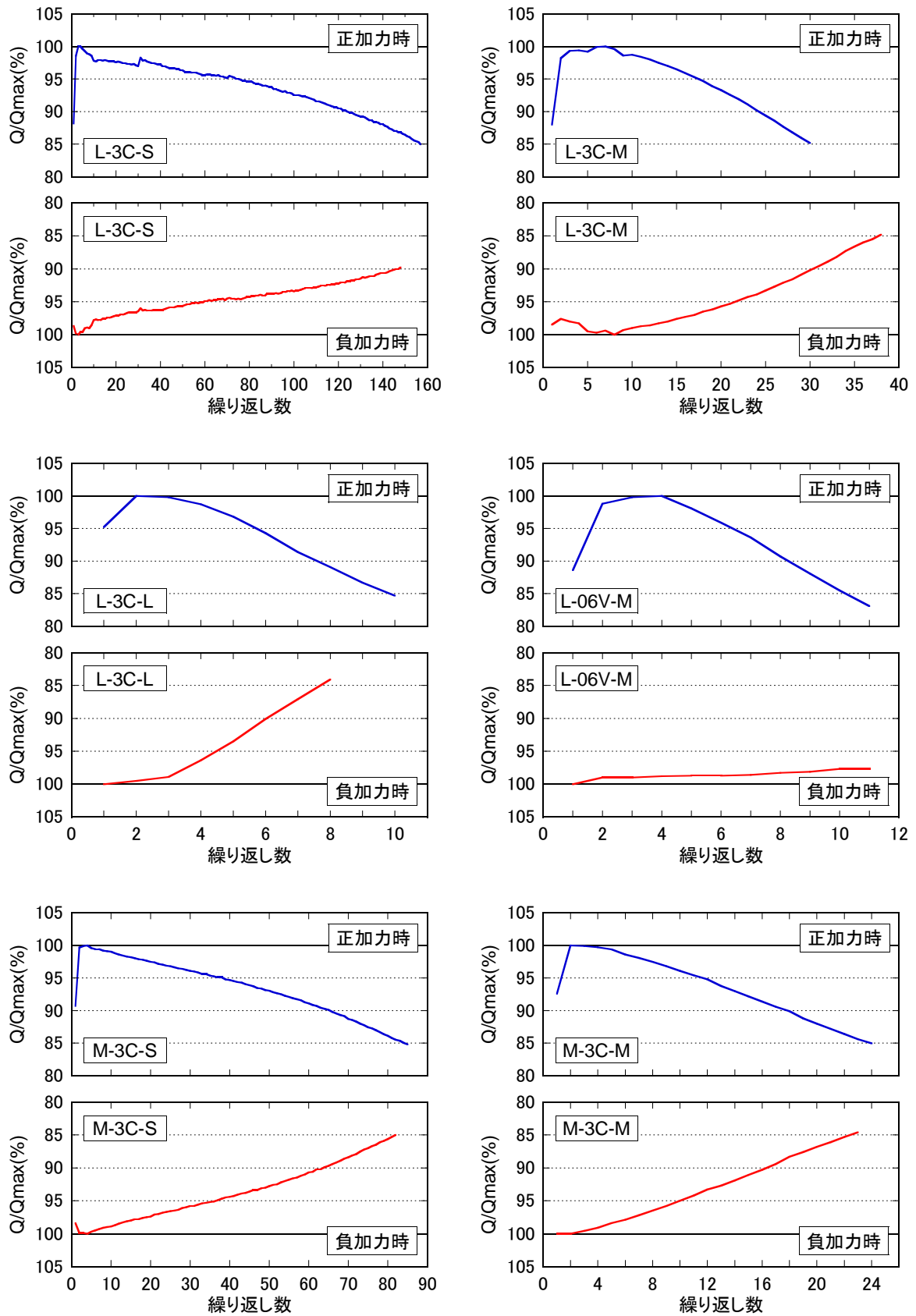
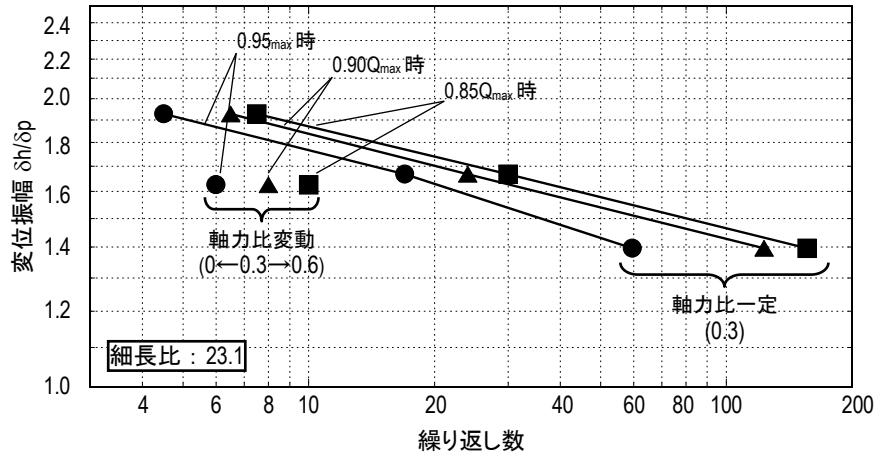
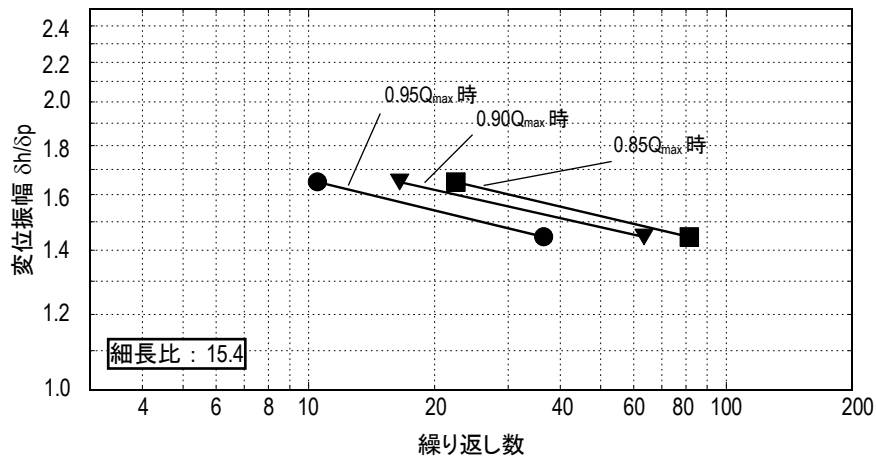


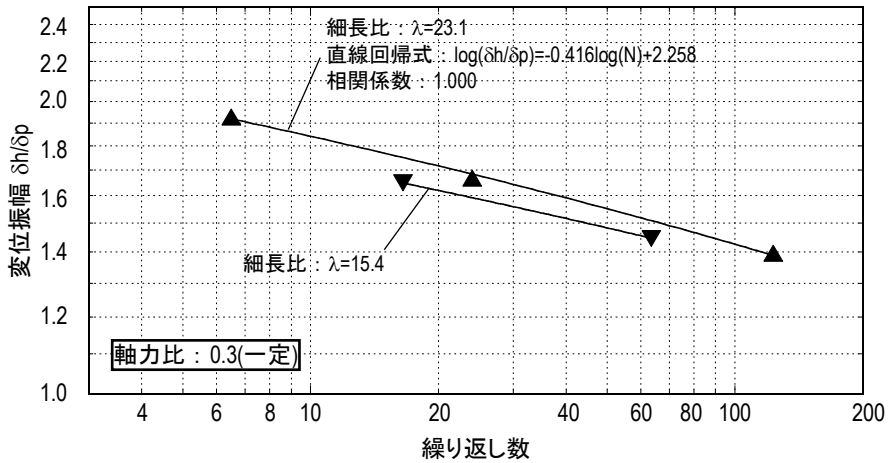
図 2.4.1-9 各サイクルのピークでの荷重の推移



(a) 細長比 L23.1 における軸力比一定と変動の比較



(b) 細長比 M15.4 の場合

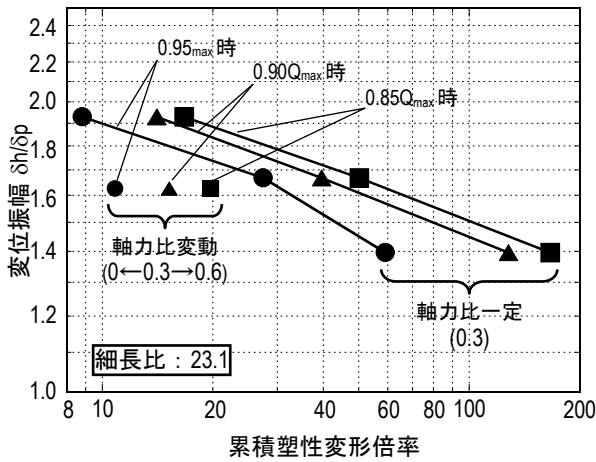
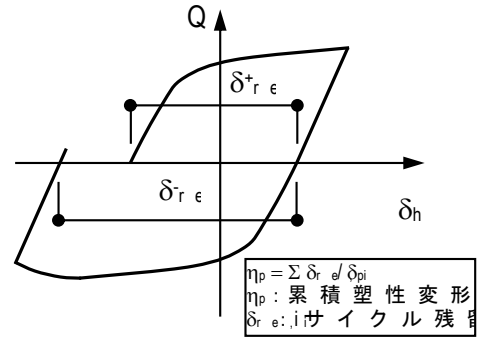


(c) 細長比による最大耐力低減率 0.90Qmax 時の比較

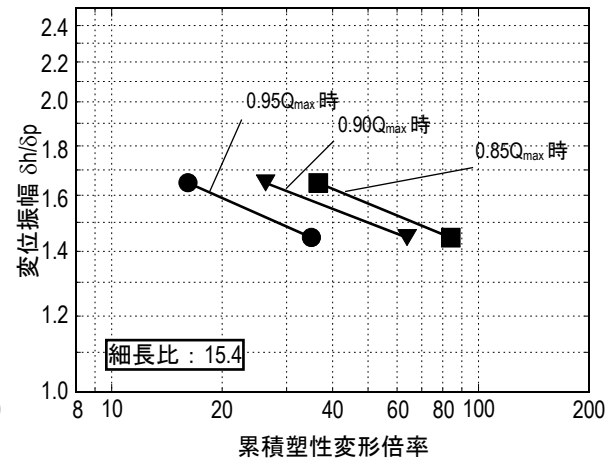
図 2.4.1-10 変位振幅と繰返し数の関係

表 2.4.1-10 累積塑性変形倍率

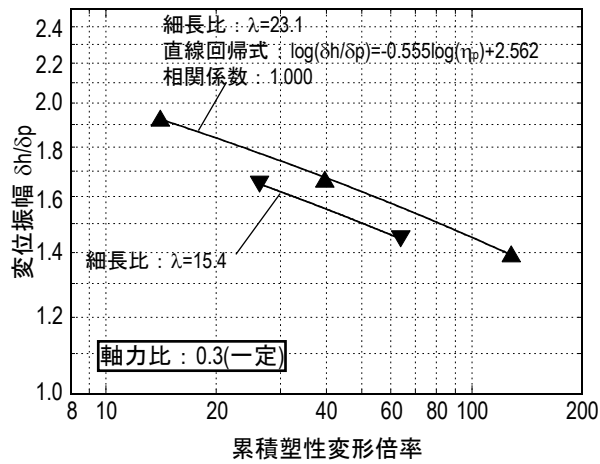
試験体 名称	荷重レベル		
	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax
L-3C-S	59.1	128.0	166.3
L-3C-M	27.4	39.6	50.2
L-3C-L	8.8	14.1	16.7
L-06V-M	10.8	15.2	19.7
M-3C-S	35.1	63.8	84.1
M-3C-M	16.1	26.3	36.5



(a) 細長比 L23.1 における軸力比一定と変動の比較



(b) 細長比 M15.4 の場合



(c) 細長比による最大耐力低減率 0.90Qmax 時の比較

図 2.4.1-11 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

5) その他特記すべき特性

各サイクルピークでの軸縮みの推移を図 2.4.1-12 に、主要サイクルでの最高座屈高さの推移を図 2.4.1-13 に、正側加力時の主要サイクルでの鋼管フランジの材軸方向のひずみ分布を図 2.4.1-14 示す。なお、各サイクルピークでの軸縮みの推移および主要サイクルでの最高座屈高さの推移のグラフは、正負両側加力ともに $0.85Q_{max}$ 時までを示している。

a) 各サイクルピークでの軸縮みの推移 (図 2.4.1-12)

荷重-軸縮み関係の項で記述したとおり、変動軸力試験体 (L-06V-M) を除き、いずれの試験体も、加力初期での各サイクル間の軸縮みの増加率 (グラフの傾き) が大きい区間と、その後軸縮みの増加率が一定となる区間および最終的に再度軸縮みの増加率が大きくなる区間が存在することが分かる。この最終的に軸縮みの増加率が大きくなる時点が、 $0.9Q_{max}$ 時近傍であり、前述した各サイクルのピーク荷重の低下率が大きくなる時点に対応するものと考えられる。一方、変動軸力試験体は、正側加力で主に軸縮みが増加し、上記のような最終的に再度軸縮みの増加率が大きくなる区間は見られなかった。

細長比の違いによる比較 (L-3C-S と M-3C-S, L3C-M と M-3C-M) では、細長比によらず同様の軸縮みの増加傾向を示している。一方、変位振幅の違いに着目すると (L-3C-S と L-3C-M と L-3C-L, M-3C-S と M-3C-M) , 振幅が大きいほど軸縮みの推移のグラフが直線的になることが分かる。

b) 主要サイクルでの最高座屈高さの推移 (図 2.4.1-13)

前述の各サイクルピークでの荷重および軸縮みの推移で示された特性と同様の傾向が、局部座最高座屈高さの推移でも見られる。すなわち、 $0.9Q_{max}$ 時近傍の各サイクルのピーク荷重の低下率が大きくなる時点および軸縮みの増加率が大きくなる時点にほぼ対応する形で、最高座屈高さの増加率 (グラフの傾き) が大きくなっている。これより、最大耐力低下の要因は、局部座屈の進展による軸縮みの増加であり、 $0.9Q_{max}$ 時近傍より局部座屈の進展が次第に大きくなることが分かった。

c) 主要サイクルでの材軸方向のひずみ分布 (図 2.4.1-14)

いずれの試験体も半曲点位置は、おおよそ試験体高さ中央に位置していることが分かる。柱脚部の塑性化領域に着目すると、L 試験体の塑性化領域は柱脚から約 600mm であり、試験区間の約 20% を占めるが、M 試験体では柱脚から約 300mm で、試験区間の 15% 程度と L 試験体に比べ材端部に集中している。これより、M 試験体の耐力低下サイクル数が L 試験体に比べて少なかったのは、損傷が材端部に集中したことによるものと思われる。

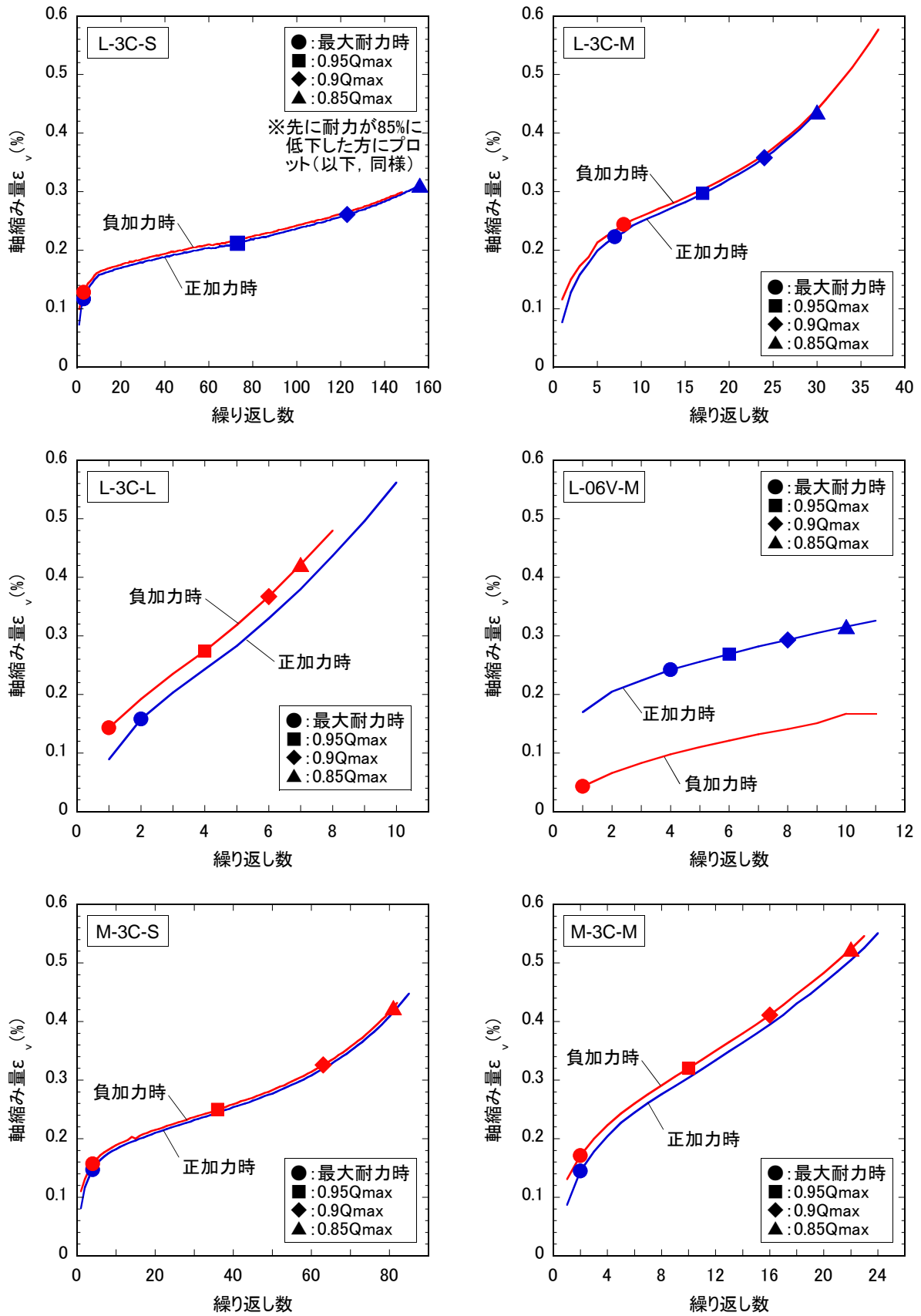


図 2.4.1-12 各サイクルピーク荷重時の軸縮みの推移

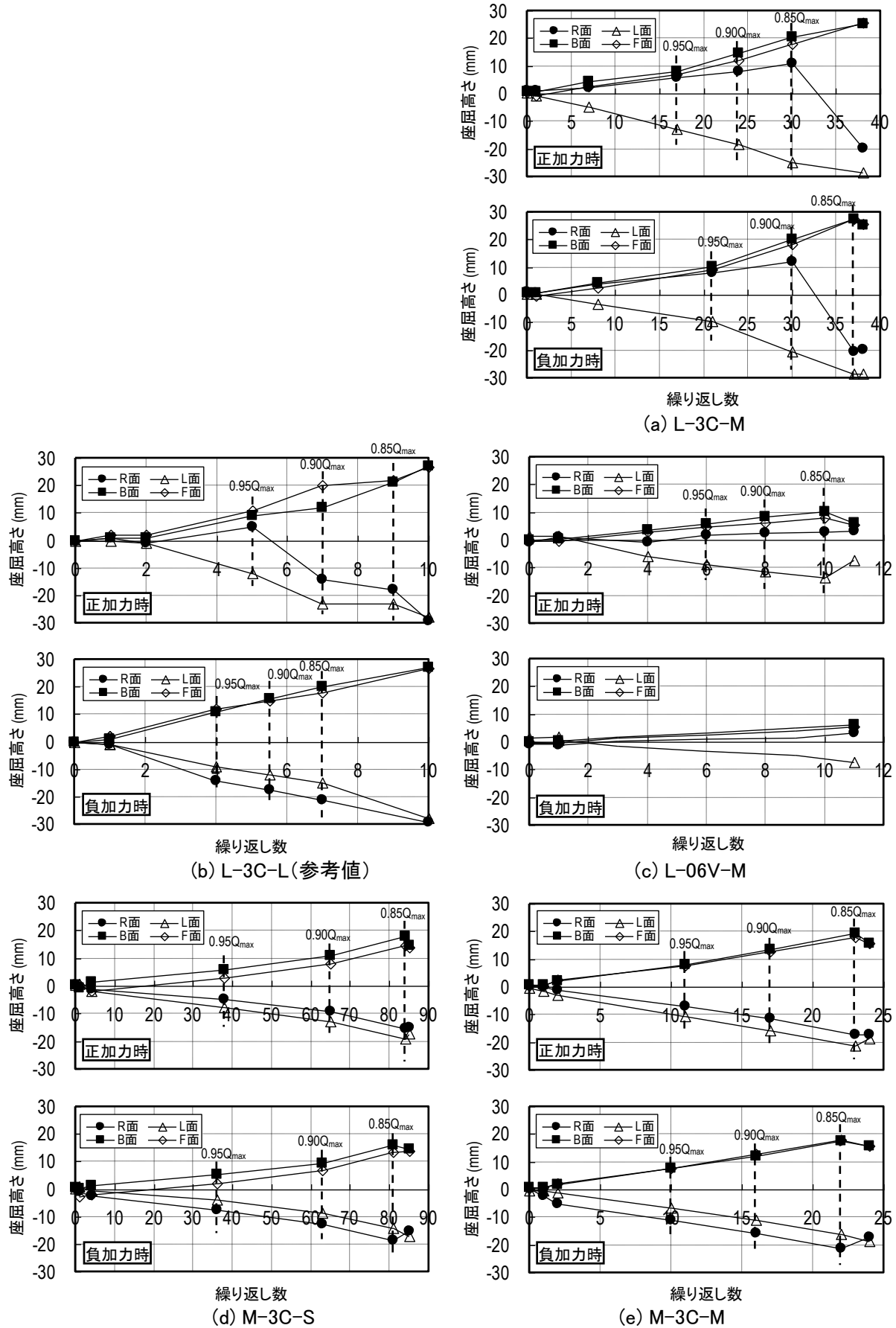


図 2.4.1-13 各サイクルピーク荷重時の局部座屈波高さの推移

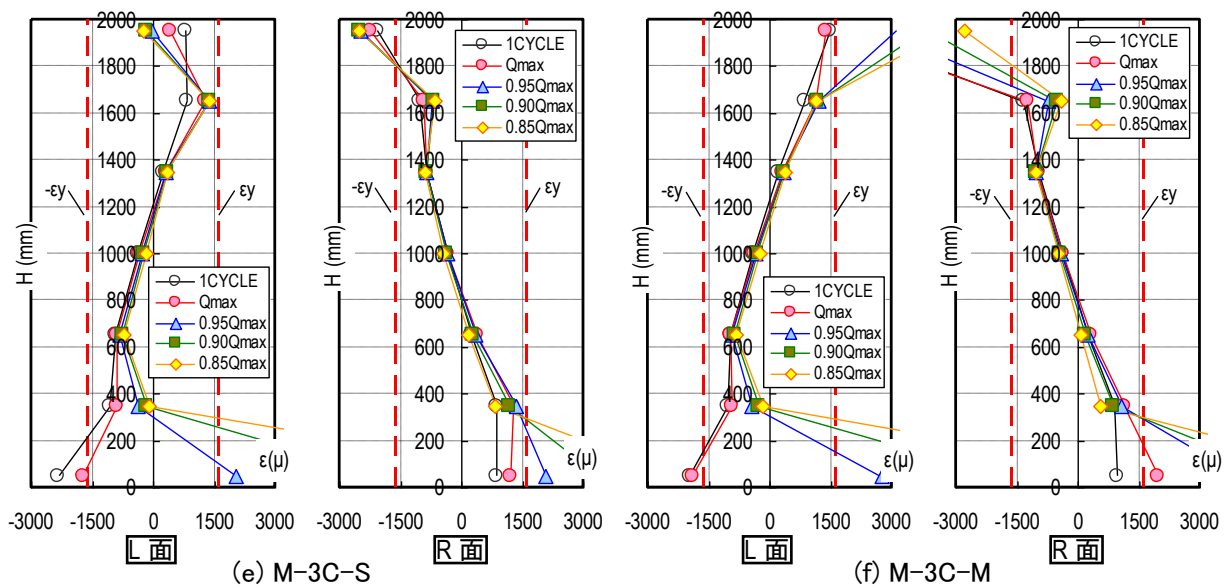
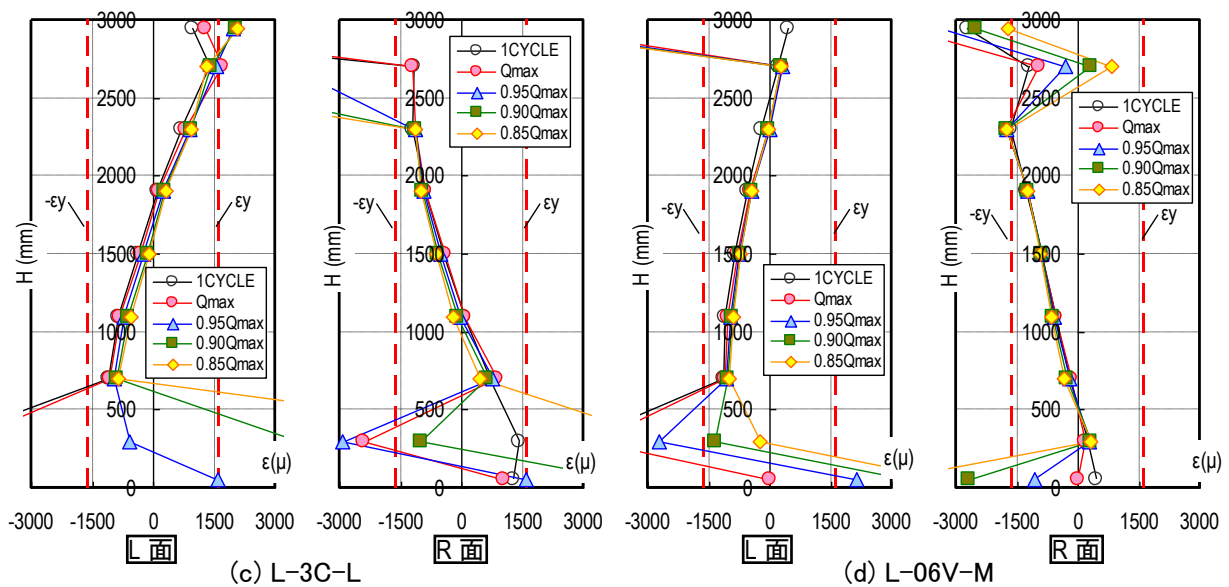
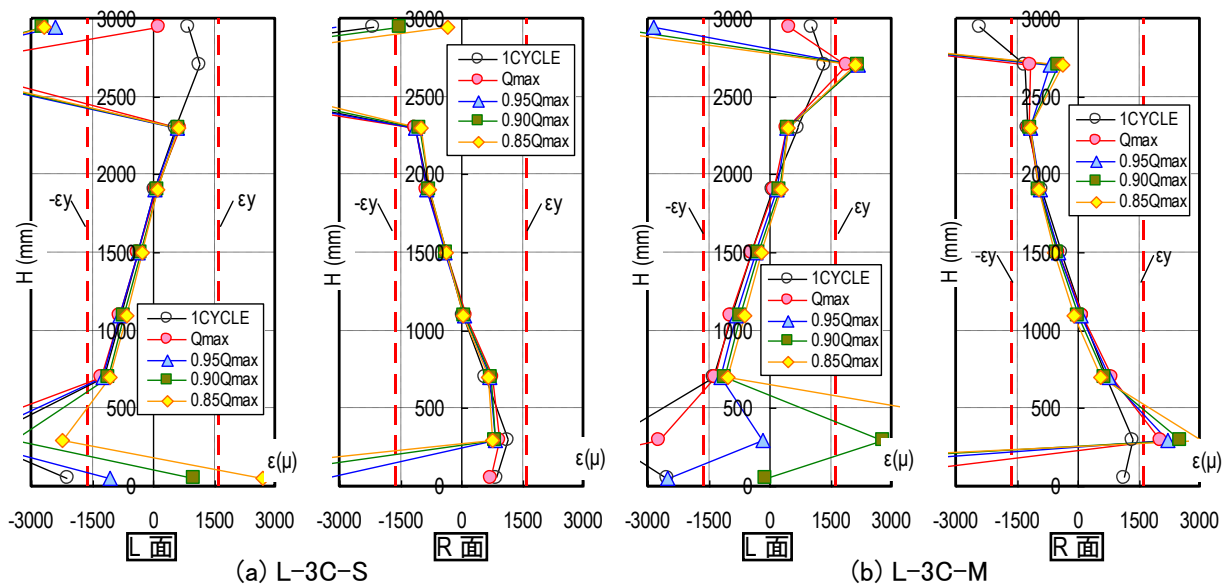


図 2.4.1-14 材軸方向のひずみ分布(正加力時)

(5) 結論

長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の保有性能の把握を目的に、特に定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目して、既存建物の実態調査の結果を反映した実験パラメータ（細長比，軸力比および変位振幅）を設定して曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- a) 最大耐力以降の耐力低下の要因は、柱頭・柱脚部に生じた局部座屈の進展であり、各サイクルピークでの最大耐力，軸縮みおよび局部座屈波高さの推移より， $0.9Q_{max}$ 時近傍より，徐々に局部座屈の進展が大きくなるとともに，最大耐力の低下率，軸縮みの増大率が大きくなることが分かった。
- b) 最大耐力に対する $0.9Q_{max}$ 時の繰り返し数は，細長比 23.1，一定軸力（軸力比 0.3），振幅 1.5，1.7， $2.0\delta_p$ でそれぞれ 123，24，6 回，同じ細長比で，変動軸力（軸力比 0～0.6），振幅 $1.7\delta_p$ の場合 8 回であった。また，細長比 15.4，一定軸力（軸力比 0.3），振幅 1.5， $1.7\delta_p$ でそれぞれ 63，16 回となった。
- c) 変位振幅と繰り返し数の関係は，対数軸上で直線上に右下がりに分布する。また，細長比 15.4 は 23.1 に対して繰り返し数は少なくなったが，両細長比のグラフは対数軸上で平行に分布している。
- d) 細長比 23.1，振幅 $1.7\delta_p$ において，一定軸力（軸力比 0.3）に比べて変動軸力（軸力比 0～0.6）の $0.9Q_{max}$ 時の繰り返し数が 1/3 になった要因は，高軸力下での局部座屈進展に伴う軸縮みの急激な増加によるものと考えられる。
- e) 軸力比 0.3，変位振幅 1.5， $1.7\delta_p$ において，細長比 23.1 に比べて細長比 15.4 の $0.9Q_{max}$ 時の繰り返し数が少ない。これは，細長比が小さいほど塑性化領域が狭く，局部的に局部座屈が進展したことが要因と考えられる。
- f) 振幅の増加，細長比の減少とともに，試験体の累積塑性変形倍率は小さくなる。変位振幅と累積塑性変形倍率の関係は，変位振幅と繰り返し数の関係と同様に，対数軸上で直線上に右下がりの分布を示す。

<参考文献>

- 2.4.1-1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説
- 2.4.1-2) 鄭景洙, 小林和子, 吉敷祥一, 山田哲：変動軸力と繰返し曲げを受ける鋼部材の損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, PP179-186, 2007
- 2.4.1-3) 林林, 山崎真司, 見波進：H 形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 563 号, PP177-184, 2003
- 2.4.1-4) 山崎真司：変動軸力と繰返し水平力と受ける鋼柱の弾塑性挙動(その 3, 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP649-652, 1997
- 2.4.1-5) 山崎真司, 見波進, 森康行：変動軸力と繰返し水平力を受ける鋼柱の弾塑性挙動(その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP343-346, 1996
- 2.4.1-6) 山崎真司：変動軸力と繰返し水平力を受ける箱形断面鋼柱の弾塑性挙動, 鋼構造年次論文報告集 4, PP181-188, 1996
- 2.4.1-7) 山田哲：局部座屈を伴う箱型断面鋼柱の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, PP115-122, 1994
- 2.4.1-8) 鈴木敏郎, 玉松健一郎, 奥田賢持：変動軸力を受ける柱の弾塑性挙動について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 鋼造系 48(構造), PP967-968, 1973
- 2.4.1-9) 鈴木敏郎, 玉松健一郎：低層鉄骨造骨組における柱の変動軸力について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 鋼造系 48(構造), PP965-966, 1973
- 2.4.1-10) 五十嵐定義, 辻岡静雄, 杉山茂徳, 伊田健二：冷間成形角形鋼管断面の定軸圧下での弾塑性曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP677-678, 1985
- 2.4.1-11) 辻岡静雄, 五十嵐定義, 杉山茂徳：冷間成形角形鋼管部材の弾塑性曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), PP1113-1114, 1986
- 2.4.1-12) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 山中耕一：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅱ 定変位振幅曲げ $N=1/3N_y$, $\delta a=\pm 30\text{mm}, \pm 45\text{mm}$), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), PP1347-1348, 1984
- 2.4.1-13) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 山中耕一：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅳ 定変位振幅曲げ $N=1/3N_y$, $b/t=35.1$, $\delta a=\pm 16.5\text{mm}, \pm 20\text{mm}, \pm 30\text{mm}$), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP679-680, 1985
- 2.4.1-14) 山田稔, 河村廣, 谷明勲, 中川貴詞：複曲率交番繰返し曲げを受ける角形鋼管柱の弾塑性変形挙動および崩壊性状に関する研究(Ⅶ 一方向載荷： $N=2/3N_y$), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), PP1111-1112, 1986
- 2.4.1-15) 辻文三, 西野孝仁, 中塚力：鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究(Ⅰ：繰返し載荷； $L/D=5.25, 7.00$ ； $N/N_y=0.4$), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), PP681-682, 1985

- 2.4.1-16) 辻文三, 西野孝仁, 中塚力: 鋼管柱の弾塑性変形性状に関する研究 (II: 繰返し
 載荷; $L/D=3.50, 7.00$; $N/N_y=0.2, 0.4$), 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道),
 PP1115-1116, 1986
- 2.4.1-17) 北芳男, 辻文三: 冷間成形角形鋼管柱の弾塑性挙動, 日本建築学会大会学術講演梗
 概集(東北), PP1305-1306, 1991
- 2.4.1-18) 津田恵吾, 松井千秋: 一定軸力下で水平力を受ける角形鋼管柱の耐力, 日本建築学
 会構造系論文集, 第 512 号, PP149-156, 1998
- 2.4.1-19) 川口淳, 森野捷輔: 繰返し載荷を受ける CFT 柱の局部座屈性状に関する実験的研究,
 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, PP141-148, 2001
- 2.4.1-20) 倉田真宏, 中島正愛, 吹田啓一郎: 固定柱脚を想定した角形鋼管柱の大変形繰返し
 載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 598 号, PP149-154, 2005
- 2.4.1-21) 劉大偉, 金尾伊織, 中島正愛: 鋼構造柱縮小模型に対する完全崩壊実験, 日本建築
 学会大会学術講演梗概集(東北), PP529-530, 2002
- 2.4.1-22) 林林, 山崎真司, 見波進: H 形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験, 日本建築学会構
 造系論文集(563), PP177-184, 2003
- 2.4.1-23) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —
 (その 1) 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP531-532, 2001
- 2.4.1-24) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —
 (その 2) 単調載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP533-534, 2001
- 2.4.1-25) 林林, 山崎真司, 見波進, 島津辰也, 遠山解: H形鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈実験 —
 (その 3) 繰返しおよびランダム載荷実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集,
 C-1, PP535-536, 2001
- 2.4.1-26) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑
 性曲げ捩れ座屈挙動 (その 1) 単調・繰返し載荷実験の結果, 日本建築学会大会
 学術講演梗概集, C-1, PP523-524, 2002
- 2.4.1-27) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑
 性曲げ捩れ座屈挙動 (その 2) 変動軸力繰返し・ランダム載荷実験の結果, 日本
 建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP525-526, 2002
- 2.4.1-28) 石丸憲義, 山崎真司, 見波進, 林林, 島津辰也: 複曲率曲げを受ける H 形鋼柱の塑
 性曲げ捩れ座屈挙動 その 3 解析と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1,
 PP527-528, 2002
- 2.4.1-29) 日下元彦, 石鍋雄一郎, 半貫敏夫: H 形鋼柱の P- Δ 効果に与える材料特性の影響
 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, P P 531-532, 2002
- 2.4.1-30) 日下元彦, 半貫敏夫, 秋山宏: 材料特性のばらつきが P- Δ 効果を受ける H 形鋼柱の
 挙動に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP625-626, 2003
- 2.4.1-31) 増田浩行, 山田稔: 定軸圧を受ける H 形断面鋼柱の弾塑性曲げせん断変形並びに崩
 壊性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP675-676, 1998
- 2.4.1-32) 山崎真司: H 形断面鋼柱の曲げ捩れ座屈挙動解析, 日本建築学会大会学術講演梗概
 集, C-1, PP623-624, 2003

- 2.4.1-33) 外山圭佑, 山崎真司, 見波進: H形断面鋼柱の塑性曲げ捩れ座屈挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP831-832, 2006
- 2.4.1-34) 須藤亘平, 山崎真司, 見波進, 外山圭佑: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その1 実験方法および一方向載荷実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP725-726, 2005
- 2.4.1-35) 須藤亘平, 山崎真司, 見波進, 外山圭佑: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その2 繰返し載荷実験結果および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP727-728, 2005
- 2.4.1-36) 見波進, 山崎真司, 外山圭佑, 高濱亮太: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その3 単調載荷実験と解析結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP831-832, 2006
- 2.4.1-37) 見波進, 山崎真司, 外山圭佑, 高濱亮太: 任意方向の水平力を受ける H形断面鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究 その4 繰返し載荷実験結果と解析結果の比較および考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, PP833-834, 2006
- 2.4.1-38) 大井謙一: 変動軸力と水平力を受ける H形鋼柱の弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, B 38, PP421-430, 1992
- 2.4.1-39) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その1 実験計画および実験結果: 論文報告集, NO.281, PP71-80, 1979
- 2.4.1-40) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その2 荷重-変形関係, 論文報告集, NO.286, PP23-28, 1979
- 2.4.1-41) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その3 単調載荷時と繰返し載荷時との塑性変形性状の対応性及びエネルギー吸収能力, 論文報告集, NO.288, 49, 1980
- 2.4.1-42) 牧野稔, 松井千秋, 三谷勲: H形鋼柱の局部座屈後の変形性状その4 塑性変形能力, 論文報告集, NO.290, PP45, 1980
- 2.4.1-43) 鈴木敏郎, 小野徹郎: 圧縮と曲げを受ける鉄骨H形断面柱の塑性変形能力に関する研究(その1): 論文報告集, NO.292, PP23-29, 1980
- 2.4.1-44) 高梨晃一, 谷口英武, 田中尚: 定軸力下で任意方向の繰返し水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動-2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状第1報-, 論文報告集, NO.323, PP59-70, 1983
- 2.4.1-45) 松井千秋, 森野捷輔, 津田恵吾: 軸力と任意方向水平力を受けるH形鋼柱材の弾塑性性状に関する実験的研究, 論文報告集, NO.361, PP113-122, 1986
- 2.4.1-46) 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

2.4.2 柱部材の多数回繰り返し载荷実験(H23 実施分)

(1) 背景・目的

本実験では、我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において、構造安全上重要な部位である柱部材に関して、長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る多数回繰り返し特性（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的とした。

昨年度は、過去に民間6社事業主体が施工した既存超高層建物の実態調査を行い、各種部材試験体の適切な実験因子を設定し、下記に示す多数回繰り返し実験を行った。実態調査により決定した柱部材の試験体は、縮尺1/2で箱型断面形状を有する鋼管柱試験体6体であり、柱断面は□-330×330×12、幅厚比27.5(FB)、材質はSM490Aとした。実験因子は、①細長比、②軸力比および③変位振幅であり、①細長比は、実態調査結果で得られた最大値に近く、1階柱を想定した座屈細長比 $\lambda=23.1$ (以下、L試験体)と、実態調査結果の平均値程度で基準階を想定した $\lambda=15.4$ (以下、M試験体)の2水準とした。②軸力比 $n(=N_a/N_0)$ 、 N_a :導入軸力、 $N_0=sA_s\sigma_y$:軸降伏耐力、 sA :鋼管実断面積、 $s\sigma_y$:鋼管の降伏点)は、中柱を対象とした定軸力比 $n=0.3$ と隅柱を想定した変動軸力比 $n=0\sim 0.6$ の2種とした。③変位振幅 δ_n は、基準変位 $\delta_p(=Q_p/K_e)$ 、 Q_p :軸力を考慮した全塑性耐力計算値時せん断力、 K_e :弾性剛性実験値)に対し、1.5、1.7、2.0 δ_p の3水準を設けた。以上の試験体の定振幅繰り返し载荷実験を行い、以下の知見を得た。

- ・ 繰り返し载荷による耐力低下は、材端部に生じる局部座屈に起因し、細長比が小さく、振幅の大きい試験体ほど、早期に耐力低下する。
- ・ 細長比が小さい場合に繰り返し数が少なくなるのは、材端部の塑性化領域が小さく、局部的に座屈が進行することが一因であると考えられる。
- ・ 変動軸力試験体では、早期に耐力低下する。
- ・ 変位振幅と試験体の耐力が最大耐力 Q_{max} の90%まで低下したサイクル(以下、0.9 Q_{max} 時)の繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係は、対数軸上で直線状に左上がり分布し、変位振幅の減少、細長比の増大とともに、繰り返し数および累積塑性変形倍率が大きくなる。

柱部材の多数回繰り返し特性の把握のためには、変位振幅の与条件(振幅レベル、载荷履歴、2軸曲げ)、軸力状態(軸力比、载荷履歴)、幅厚比、細長比等、種々のパラメータの組み合わせを考慮する必要があるが、既往研究が少ないのが現状であり、上記も限られたパラメーターでの知見である。そこで、本年度は、既存超高層の実情に即した優先度の高いパラメーターを選定し、定性的に構造性能を検証することとした。昨年度に未検討であった優先的検討課題としては、以下の項目が挙げられる。

- ・ 実建物モデルでの応答解析における最大振幅が、比較的小さい振幅域(1.0~1.5 δ_p)である。
- ・ 既存建物の実態を踏まえ、隅柱を対象とした変動軸力についての更なる実験資料の蓄積が必要である。
- ・ 実建物においては、細長比の大きい2層吹抜となっているものが見られる。
- ・ 近年の鉄骨造超高層建物の多くでは、柱部材をCFT造とする例が多いが、CFT試験体の定振幅繰り返し実験に関する研究は未だに少ない。例えば、2.4.2-8,2.4.2-9

以上より、今年度は、昨年度に行われた実験に加え、更に、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、を実験パラメータとして、定振幅繰り返し変位履歴下の柱部材の構造性能を定性的に把握することを目的に、多数回繰り返し载荷実験を行った。

(2) 試験体

1) 試験体諸元

試験体一覧を表 2.4.2-1、計画時の試験体耐力一覧を表 2.4.2-2、試験体形状を図 2.4.2-1 に示す。

試験体は、縮尺 1/2 で箱形断面形状を有する鋼管柱試験体（以下、S 試験体）4 体とコンクリート充填鋼管柱（以下、CFT 試験体）1 体である。昨年と同様に、柱断面は□-330×330×12、鋼管のフランジとウェブの幅厚比区分^{2.4.2-1)}は FA (27.5)、材質は SM490A である。S 試験体は、細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式^{2.4.2-2)}によると C-I の区分に属し、試験体耐力は、軸力と曲げモーメントを考慮した全塑性耐力で評価した。また、CFT 試験体は中柱区分^{2.4.2-3)}に属し、軸力と変形による付加モーメントを考慮した終局耐力を用いた。

変位振幅は、基準変位を $\delta_p (=Q_p/K_e, Q_p: 軸力を考慮した全塑性耐力計算値時せん断力, K_e: 弾性剛性実験値)$ とし、全試験体で $1.2\delta_p$ とした。実験因子は、①細長比、②軸力比、③構造種別とした。①細長比 λ は、基準階を想定した $\lambda=15.4$ (M 試験体) と、1 階柱を想定した細長比 $\lambda=23.1$ (L 試験体)、一階吹抜け柱を想定した $\lambda=30.8$ (LL 試験体) とした。②軸力比 n は、中柱を対象とした定軸力 $n=0.3$ を基本とし、定軸力 $n=0.6$ と隅柱を想定した変動軸力 $n=0\sim 0.6$ を設けた。③構造種別は、S 造と CFT 造の 2 種とする。CFT 試験体は、充填コンクリートの効果を確認するため、鋼管断面と軸力比は S 試験体と同様とし、その結果、初期軸力導入時に鋼管部分に生じる軸応力は S 試験体と等しくなったが、導入軸力 N_a は S 試験体の約 2 倍程度となった（表 2.4.2-2 参照）。軸力比 0.6 の場合の部材ランクは新都市基準式^{2.4.2-6)}で FC (限界部材角 $R_u=1.03\%$)、CFT 指針式^{2.4.2-3)}においても FC ($R_u=1.44\%$) となっている。

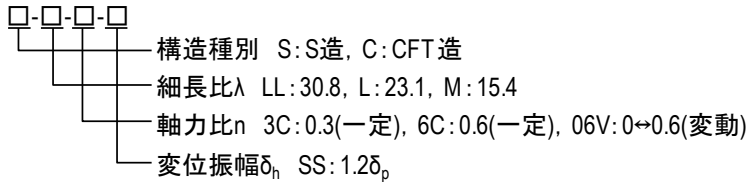
なお、S-L-6C-SS は、563 サイクルに及ぶ定振幅繰り返し载荷の後、以後の耐力低下の兆候を確認出来なかったため、载荷条件を変動軸力 ($n=0\sim 0.6$) に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点まで加力した。

また、試験体製作においては、鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジおよび内ダイアフラム溶接部について、JASS6 に従い溶接を行い、入熱量 (40kJ/cm 以下)、パス間温度 (350°C 以下) の制限値を管理した。

表 2.4.2-1 試験体一覧

試験体 ^{*1}	柱部材諸元				実験因子				
	縮尺	断面		材質	柱高さ (シア スパン比) H (mm)	細長比 (曲げ座屈 細長比 ^{*3}) $\lambda(\lambda_p)$	軸力比 n	構造 形式	変位 振幅 δ_h
		形状 (mm)	部材 ^{*2} ランク						
S-L-3C-SS	1/2	□- 330x330x12	FB (27.5)	SM490A	3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0.3	S造	SS (1.2 δ_p)
S-L-6C-SS ^{*4}							0.6		
S-LL-06V-SS							0 \leftrightarrow 0.6		
S-M-06V-SS							0 \leftrightarrow 0.6		
C-L-06V-SS					3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0 \leftrightarrow 0.6	CFT造	

*1: 試験体名称の定義



*2: 鋼管のフランジ・ウェブ幅厚比, 文献2.4.2-1)を参照のこと (FA:27, FB:32, FC:41)

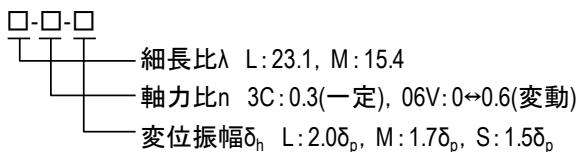
*3: 限界状態設計指針における曲げ座屈細長比, 文献2.4.2-2)を参照のこと

*4: 一定軸力(軸力比0.3)の0.9Qmax時繰返し回数である549回に達しても耐力が低下しなかったため、
 載荷条件を変動軸力(n=0 \leftrightarrow 0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して85%に低下した時点まで
 加力した

(参考 2010 年度の試験体一覧)

試験体 ^{*1}	柱部材諸元				実験因子				
	縮尺	断面		材質	柱高さ (シア スパン比) H (mm)	細長比 (曲げ座屈 細長比 ^{*3}) $\lambda(\lambda_p)$	軸力比 n	構造 形式	変位 振幅 δ_h
		形状 (mm)	部材 ^{*2} ランク						
L-3C-S	1/2	□- 330x330x12	FB (27.5)	SM490A	3000(4.5)	L: 23.1(0.29)	0.3	S造	S(1.5 δ_p)
L-3C-M									M(1.7 δ_p)
L-3C-L									L(2.0 δ_p)
L-06V-M					0 \leftrightarrow 0.6	M(1.7 δ_p)			
M-3C-S					2000(3.0)	M: 15.4(0.20)	0.3		S(1.5 δ_p)
M-3C-M									M(1.7 δ_p)

*1: 試験体名称の定義



*2: 鋼管のフランジ・ウェブ幅厚比, 文献2.4.2-1)を参照のこと (FA:27.5, FB:32, FC:41)

*3: 限界状態設計指針における曲げ座屈細長比, 文献2.4.2-2)を参照のこと

表 2.4.2-2 諸耐力一覧(計画時)

試験体	導入軸力		全塑性 ^{*2,3} 耐力	全塑性耐力時 柱せん断力
	導入軸力	軸力比		
	N_a (kN)	n	M_p (kN・m)	Q_p (kN)
S-L-3C-SS	1603	0.3	525	350
S-L-6C-SS	0	0	638	425
	1603	0.3	525	350
	3206	0.6	300	200
S-LL-06V-SS	0	0	638	638
	1603	0.3	525	525
	3206	0.6	300	300
S-M-06V-SS	0	0	638	319
	1603	0.3	525	263
	3206	0.6	300	150
C-L-06V-SS	0	0	741	494
	3289	0.3	747	498
	6577	0.6	463	309

*1: 昨年度試験体に用いた使用鋼材の降伏応力 $\sigma_y=350(N/mm^2)$ を用いて算出

*2: S造試験体は、限界状態設計指針の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC- I 区分として全塑性耐力を評価、文献2.4.2-2) 参照

*3: CFT造試験体は、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針における中柱として終局耐力を評価、文献2.4.2-3) 参照

(参考 2010 年度の試験体一覧)

試験体	導入軸力		全塑性 ^{*2} 耐力	全塑性耐力時 柱せん断力
	導入軸力	軸力比		
	N_a (kN)	n	M_p (kN・m)	Q_p (kN)
L-3C-S	1548	0.3	507	338
L-3C-M	1549	0.3	508	339
L-3C-L	1549	0.3	509	339
L-06V-M	0	0	616	411
	1548	0.3	508	338
	3096	0.6	290	193
M-3C-S	1550	0.3	509	509
M-3C-M	1548	0.3	508	508

*1: 使用鋼材の降伏応力 $\sigma_y=350(N/mm^2)$ と試験体の実寸法を用いて算出

*2: 限界状態設計指針の細長比と軸力比を考慮した部材ランク評価式でC- I 区分として全塑性耐力を評価、文献2.4.2-2) 参照

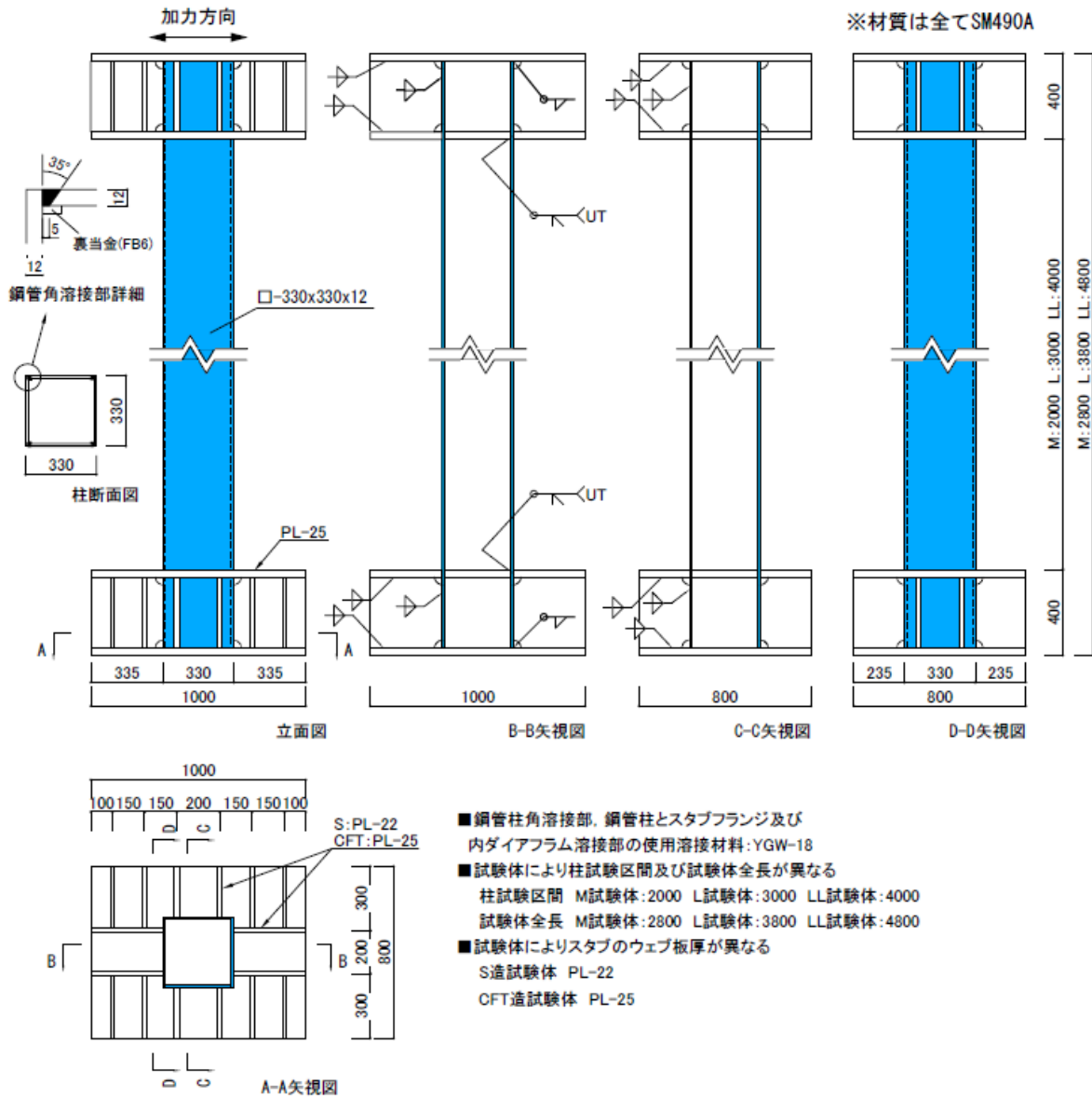


図 2.4.2-1 試験体形状

2) 使用材料

使用鋼材の機械的性質を表 2.4.2-3 に、応力・ひずみ関係を図 2.4.2-2 に示す。また、シャルピー衝撃試験結果を表 2.4.2-4 に、化学成分分析結果を表 2.4.2-5 に、溶接性指標を表 2.4.2-6 に示す。

柱鋼管に使用した鋼材 (PL-12, SM490A) は、JIS Z 2241 の試験方法に基づき引張試験を行い、機械的性質を把握するとともに、JIS Z 2242 の試験方法に基づき衝撃試験を行い、0°Cにおけるシャルピー吸収エネルギーを算出した。また、炭素当量 (C_{eq})、割れ感受性組成 (P_{cm})、 f_{HAZ} 式^{2.4.2-4}の値を評価するために、13 元素 (C, Si, Mn, Ni, Cr, Mo, Cu, V, B, P, S, N, Ti) について化学成分分析を実施した。各値の評価式は以下となる。

$$\bullet \text{ 炭素当量} \quad C_{eq} = C + S_i/24 + M_n/6 + N_i/40 + C_r/5 + M_o/4 + V/14 \quad (2.4.2-1)$$

$$\bullet \text{ 溶接割れ感受性組成} \quad P_{cm} = C + S_i/30 + M_n/20 + C_u/20 + N_i/60 + C_r/20 + M_o/15 + V/10 + 5B \quad (2.4.2-2)$$

$$\bullet \text{ HAZ 靱性評価式} \quad f_{HAZ} = C + M_n/8 + 6 \times (P + S) + 12N - 4T_i \quad (2.4.2-3)$$

また、CFT 試験体の充填コンクリートに使用したコンクリートの調合表を表 2.4.2-7 に、圧縮強度試験結果を表 2.4.2-8 に、割裂試験結果を表 2.4.2-9 に、受入試験状況を写真 2.4.2-1 示す。

表 2.4.2-3 鋼材の機械的性質

部位	試験片名	公称板厚 (mm)	実測板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
柱部材	L-1	12	11.2	387	560	69	28
	L-2		11.1	378	571	66	27
	L-3		11.1	369	572	64	28
	平均値	-	11.1	378	568	67	28

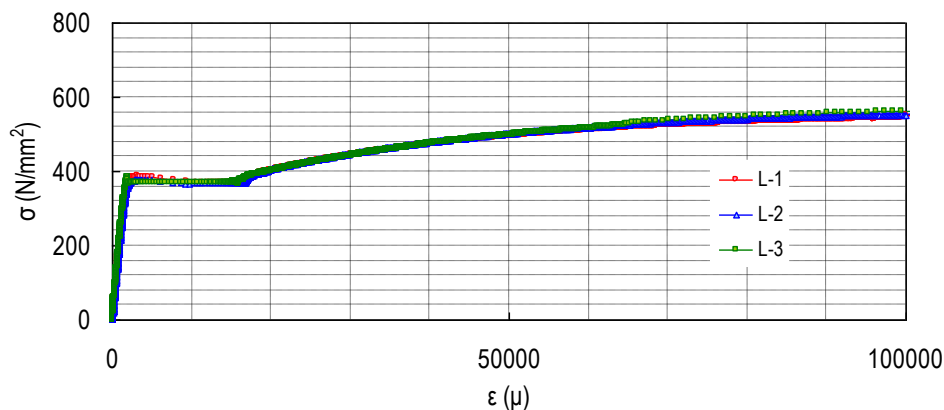


図 2.4.2-2 応力・ひずみ関係(PL-12:SM490A)

表 2.4.2-4 シャルピー衝撃試験結果(PL-12:SM490A)

部位	試験片名	吸収 エネルギー (J)	脆性 破面率 (%)
柱部材	L-1	216	15
	L-2	214	10
	L-3	179	15
	平均値	203	13

*1. シャルピー試験片は、ロール直交方向にノッチを設けた。

表 2.4.2-5 化学成分分析結果(PL-12:SM490A)

部位	化学成分												
	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Cu (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Ti (%)	B (%)	N (%)
柱部材	0.14	0.34	1.41	0.013	0.002	0.011	0.017	0.023	0.002	0.005	0.002	1E-04	0.003
490 N/mm ² 鋼	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	-	-	-	-	-	-	-	-

表 2.4.2-6 溶接性指標(PL-12:SM490A)

部位	C _{eq} (%)	P _{CM} (%)	f _{HAZ} (%)
柱部材	0.40	0.22	0.43
490 N/mm ² 鋼	0.44 以下	0.29 以下	0.58 以下

表 2.4.2-7 コンクリートの調合

	スラン プ フロー (cm)	粗骨材 最大寸 法 (mm)	セメント 種類	調合 強度	水セメ ント比	セメント	水	粗骨材	細骨材	混和材	単位容 積重量	粗骨 材率	空気量
				F _c (N/mm ²)	W/C (%)	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	G _v (kg/m ³)	S _v (kg/m ³)	AE (kg/m ³)	G _v (kg/m ³)	$\frac{G_v}{G_v+S_v}$ (%)	A (%)
設計時	50	10	普通	60.0	36	500	180	876	741	7.5	2305	54.2	4.5
受入時	57.5			-	-	-	-	-	-	-	-	2283	-

表 2.4.2-8 コンクリートの圧縮強度試験結果

材齢	試験片名	直径	高さ	断面積	質量	見掛け密度	圧縮強度	静弾性係数	ポアソン比
		R (mm)	h (mm)	cA (mm ²)	c_m (g)	c_d (kg/m ³)	$c\sigma_B$ (N/mm ²)	cE (kN/mm ²)	$c\nu$
7	1	100.2	195.8	7890	3515	2275	50.44	23.61	0.16
	2	100.3	194.8	7893	3505	2280	50.34	27.20	0.21
	3	100.4	193.5	7920	3503	2285	52.61	27.35	0.18
	平均値	100.3	194.7	7901	3507	2280	51.13	26.05	0.18
21	1	100.1	193.1	7871	3493	2298	64.47	29.25	0.17
	2	100.2	193.5	7884	3495	2291	61.33	29.83	0.22
	3	100.1	192.9	7866	3493	2302	61.17	27.77	0.18
	平均値	100.1	193.2	7874	3493.7	2297	62.32	28.95	0.19
27 (実験 開始日)	1	100.2	195.9	7890	3524	2280	63.23	28.55	0.17
	2	100.2	195.5	7885	3521	2284	63.12	30.30	0.18
	3	100.2	194.2	7877	3511	2295	67.28	29.71	0.17
	平均値	100.2	195.2	7884	3518.7	2286	64.54	29.52	0.17
28 (実験 終了日)	1	100.2	197.9	7883	3604	2310	74.48	32.84	0.18
	2	100.1	194.5	7871	3543	2314	74.47	33.41	0.21
	3	100.1	196.4	7874	3575	2311	69.01	32.58	0.23
	平均値	100.1	196.3	7876	3574	2312	72.65	32.94	0.21

表 2.4.2-9 コンクリートの割裂強度試験結果

材齢	試験片名	直径	高さ	断面積	引張強度
		R (mm)	h (mm)	cA (mm ²)	$c\sigma_t$ (N/mm ²)
7	1	149.6	197.3	17584	4.44
	2	149.7	195.8	17593	4.15
	3	149.4	195.8	17530	4.09
	平均値	149.6	196.3	17569	4.23

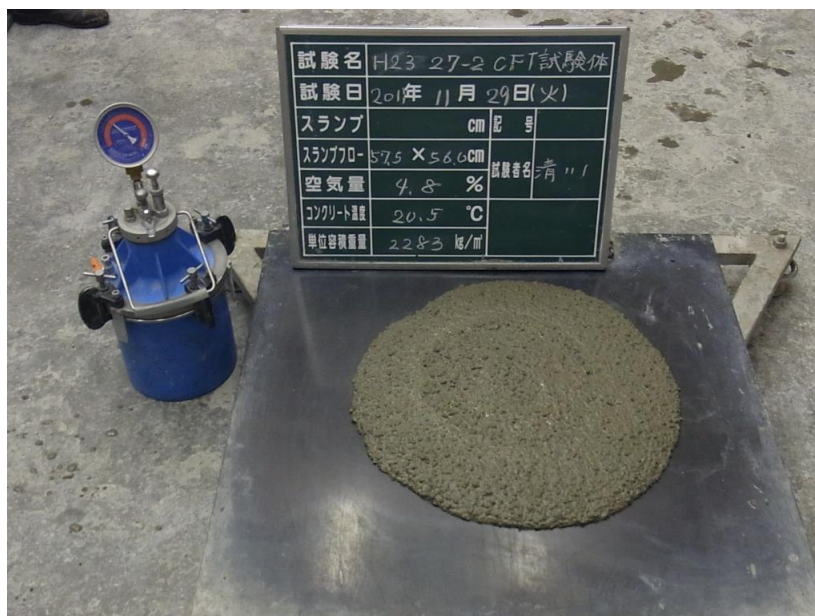


写真 2.4.2-1 コンクリート受入検査状況

(3) 実験方法

1) 加力方法

加力装置図を図 2.4.2-3 に、加力状況を写真 2.4.2-2～写真 2.4.2-3 に、変動軸力の導入方法を図 2.4.2-4 に示す。

加力は、建研式加力方式を採用した。反力床上に敷設した加力フレームの上に試験体を設置し、上下の加力フレームとスタブを PC 鋼棒を緊結することで試験体を固定し、上スタブ上部に取り付いた加力梁を介して、鉛直方向の 10000kN 押しジャッキにより軸力を導入した状態で、水平方向の 1000kN 押し引きジャッキにより一定振幅の繰り返し加力を行う。また、鉛直方向の 10000kN 押し引きジャッキにより、加力梁の姿勢制御を行う。定軸力時は、 $n=0.3, 0.6$ ($n=N_a/N_o$, $N_o=sA \cdot s\sigma_y$, N_a : 導入軸力, N_o : 軸降伏耐力, sA : 鋼管断面積, $s\sigma_y$: 鋼管の降伏点) の軸力を導入する。また、変動軸力の導入方法として、水平変位が $1.0\delta_p$ に到達した時点で最小または最大軸力となるようにして、変位振幅に連動させて軸力を変動させた。载荷履歴について、変位振幅は $1.2\delta_p$ とし、実験終了時は、原則として試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点までとし、その時点を最大の繰り返し回数とする。

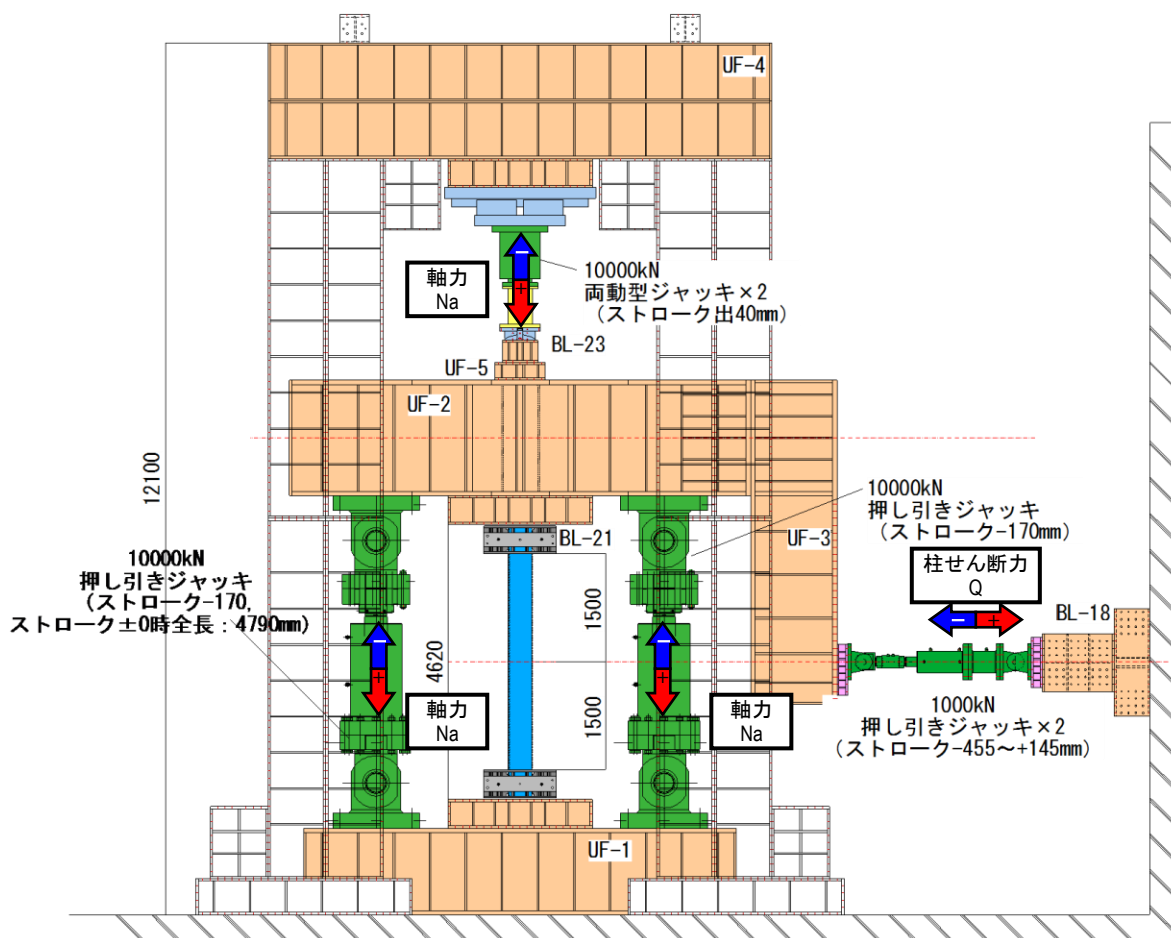


図 2.4.2-3 加力装置図(L 試験体)

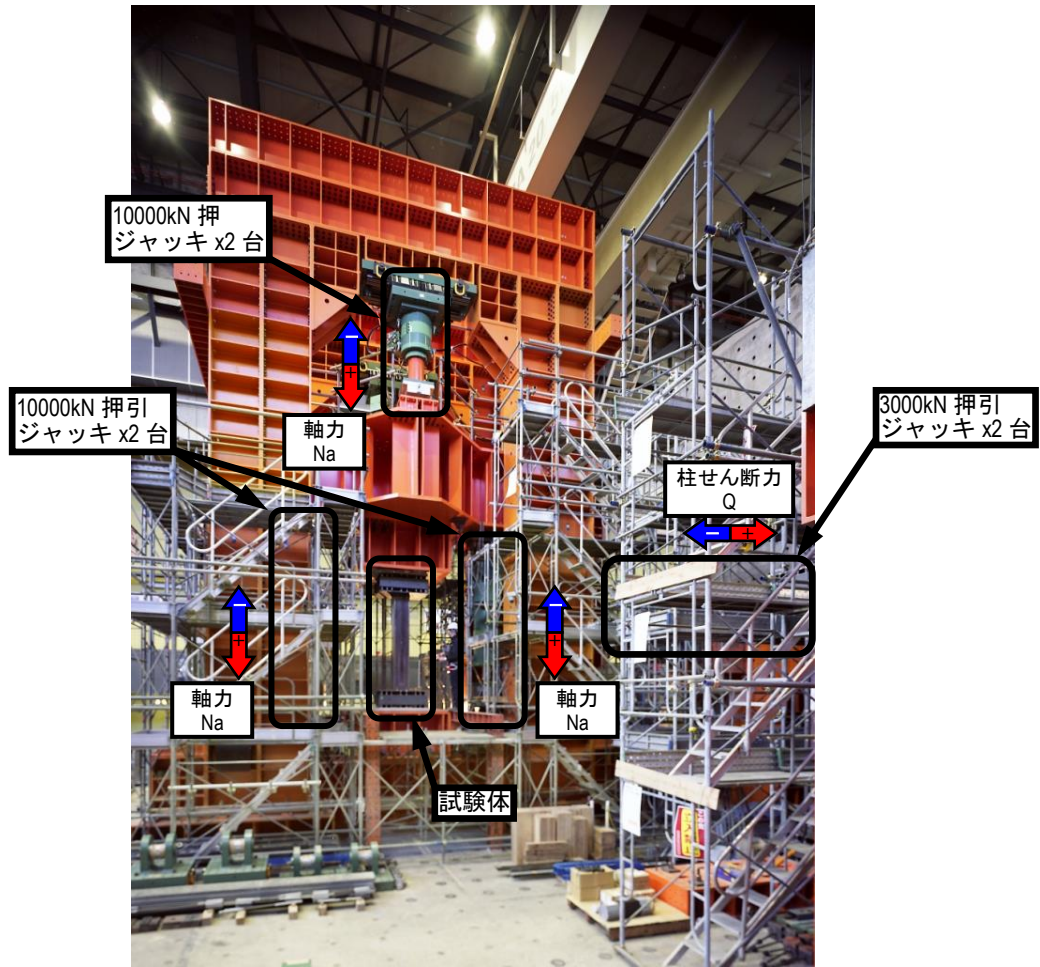


写真 2.4.2-2 加力状況全景(M 試験体)

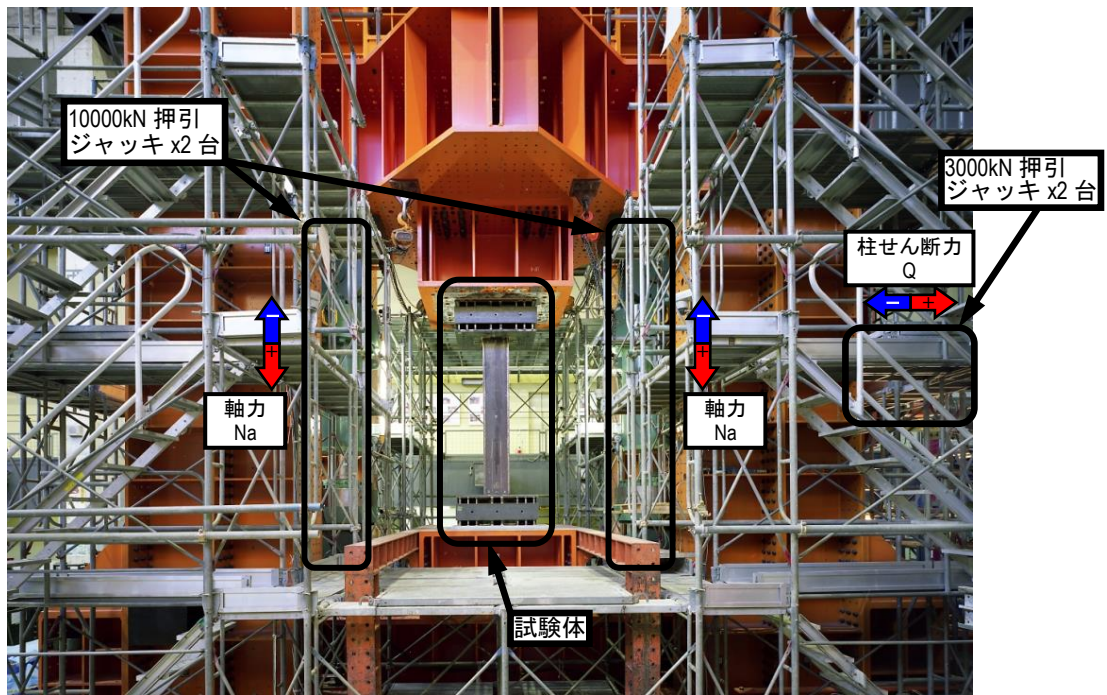


写真 2.4.2-3 加力状況拡大(M 試験体)

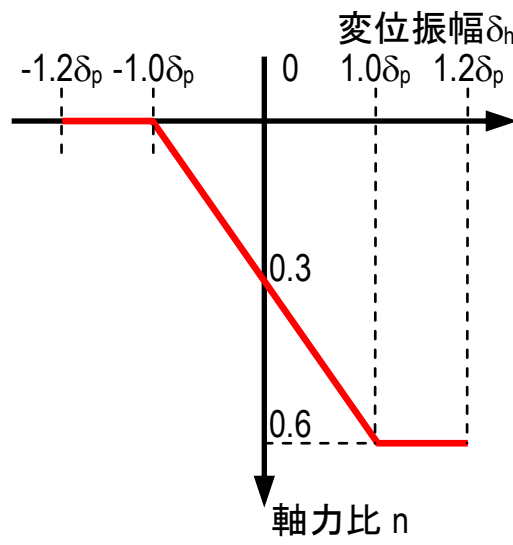


図 2.4.2-4 変動軸力の導入方法

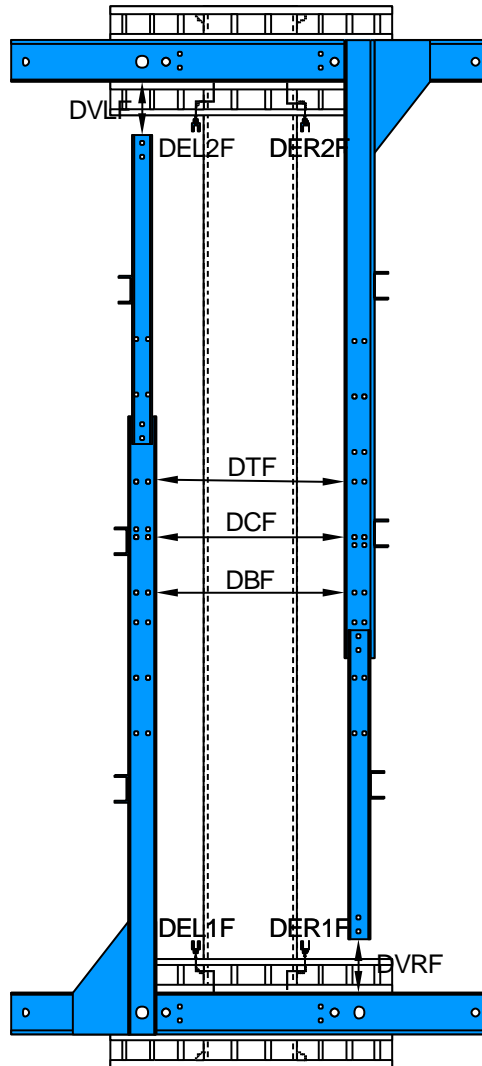
2) 計測方法

計測項目一覧を表 2.4.2-10、変形計測位置を図 2.4.2-5、ひずみ計測位置を図 2.4.2-6～図 2.4.2-7 に示す。

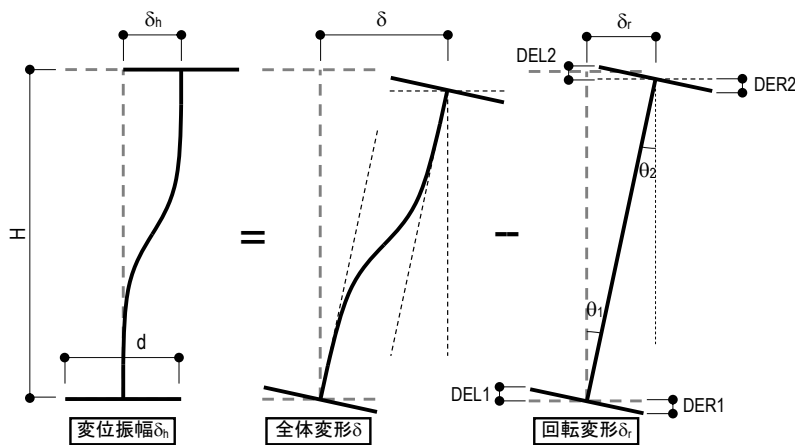
計測は、試験体作用荷重、部材の水平、鉛直、端部回転変形、鋼管フランジおよびウェブのひずみについて行った。なお、試験体の加力制御に用いた変位 δ_h は、柱の全体変形 δ から、スタブフランジの面外変形による端部回転変形 δ_r を差し引いた値である。また、図 2.4.2-8 に示すように、柱材端部の座屈高さについても計測を行う。

表 2.4.2-10 計測項目一覧表

計測項目	計測点数			計測点名称
	L 試験体	M 試験体	LL 試験体	
荷重	柱せん断力	2		PF, PB
	柱軸力	2		NL, NR
	小計	4		
変形	柱水平方向変形	6		DTF, DCF, DBF, DTR, DCR, DBR
	柱軸柱鉛直方向変形	4		DVLF, DVRF, DVLB, DVRB
	局部 浮き上り変形	8		DEL1F, DER1F, DEL2F, DER2F, DEL1B, DER1B, DEL2B, DER2B
	小計	18		
ひずみ	柱フランジ	22	22	26 EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, ERF7F, EFR7B (L試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR7, EFR1F, EFR1B, EFR7F, EFR7B (M試験体 R面(L面はR→L)) EFR1-EFR9, EFR1F, EFR1B, ERF9F, EFR9B (LL試験体 R面(L面はR→L))
	柱ウェブ	6	6	6 EWF1, EWF4, EWF7 (L試験体, F面(B面はF→LB)) EWF1, EWF4, EWF7 (M試験体, F面(B面はF→LB)) EWF1, EWF5, EWF9 (LL試験体, F面(B面はF→LB))
	小計	28	28	32
計測点数合計	50	50	54	



※裏面変位計はF→B



$$\begin{aligned}
 \delta_h &= \delta - \delta_r \\
 \delta &= \{[DCF] + [DCB]\} / 2 \\
 \delta_r &= \theta H \\
 \theta &= \{\theta_1 + \theta_2\} / 2 \\
 \theta_1 &= \{[DEL1] + [DER1]\} / d \\
 \theta_2 &= \{[DEL2] + [DER2]\} / d \\
 DEL1 &= \{[DEL1F] + [DEL1B]\} / 2 \\
 DER1 &= \{[DER1F] + [DER1B]\} / 2 \\
 DEL2 &= \{[DEL2F] + [DEL2B]\} / 2 \\
 DER2 &= \{[DER2F] + [DER2B]\} / 2
 \end{aligned}$$

図 2.4.2-5 変位計測位置

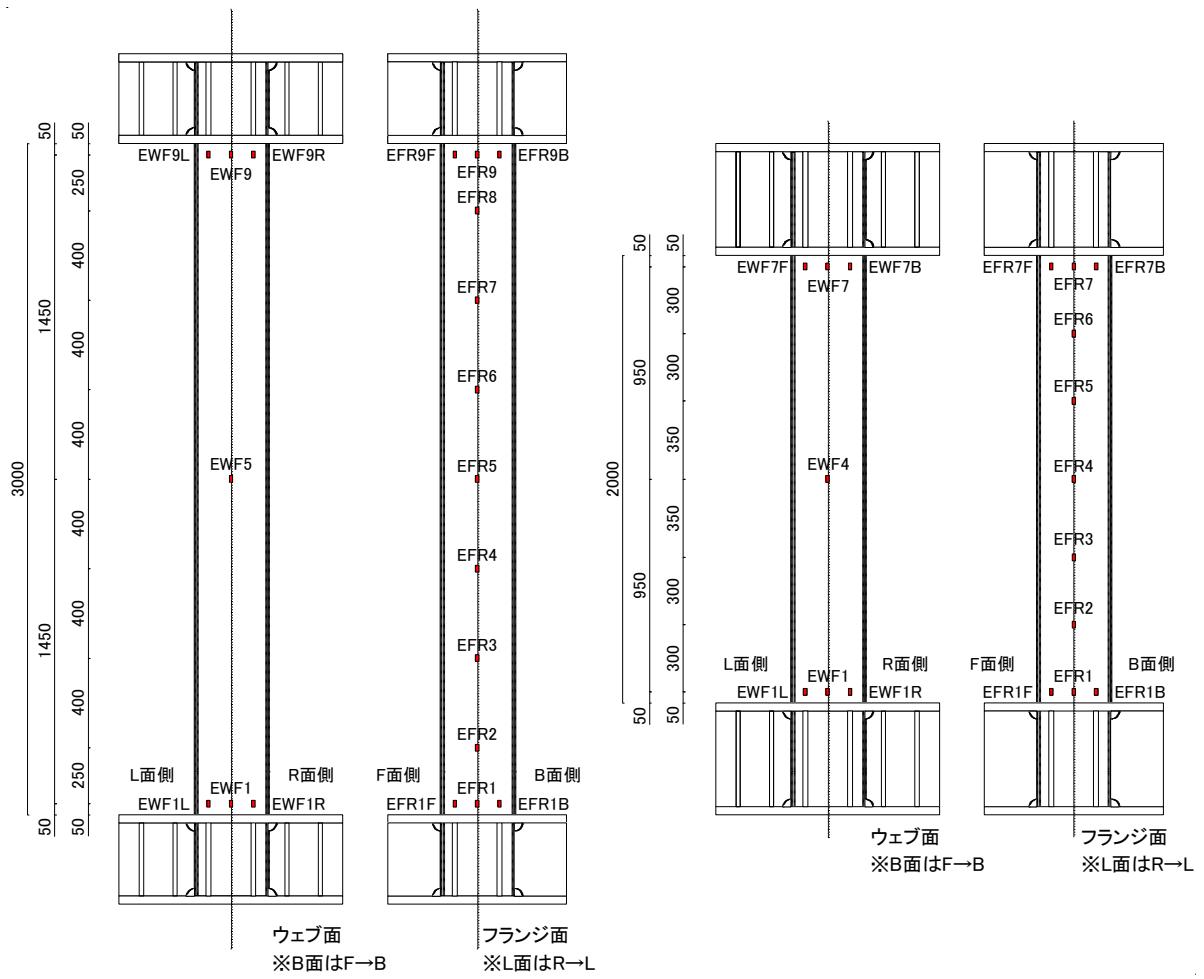


図 2.4.2-6 ひずみ計測位置(L 試験体, M 試験体)

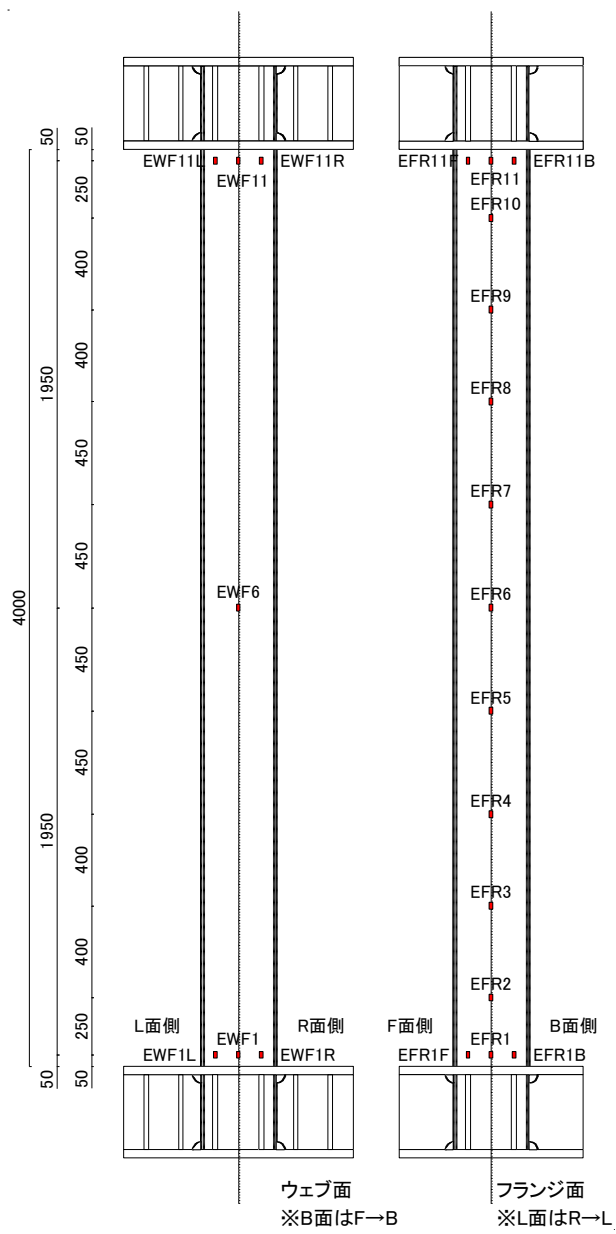
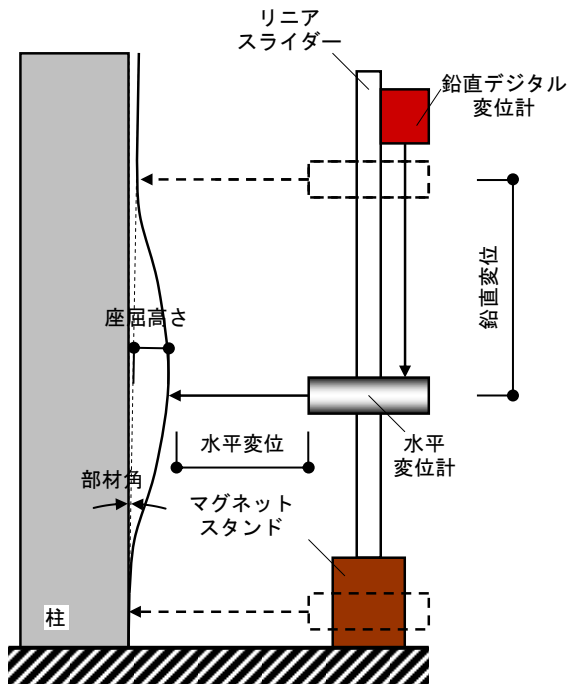


図 2.4.2-7 ひずみ計測位置(LL 試験体)



座屈高さ計測概要



座屈高さ計測状況

図 2.4.2-8 座屈高さ計測概要

(4) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

試験体の耐力計算値 M_p , Q_p , 初期剛性実験値 K_e , 基準変位 δ_p および実験時変位振幅を表 2.4.2-11 に、実験結果一覧を表 2.4.2-12～表 2.4.2-15 に、実験終了後の写真を写真 2.4.2-4～写真 2.4.2-6 と写真 2.4.2-8～写真 2.4.2-9 に示す。なお、CFT 試験体の加力終了後の鋼板除去状況を写真 2.4.2-7 に示した。但し、S-L-06V-SS 試験体の各種計測値は、S-L-6C-SS 試験後の同一試験体で実施したため、参考値として表に記載する。なお、変動軸力試験体の δ_p は、 $n=0.3$ のときの全塑性耐力 Q_p を用いて算出した。

全ての S 試験体において、最大荷重に達した後、柱頭・柱脚部の局部座屈の進展により耐力低下を生じた。CFT 試験体(C-L-06V-SS)においては、最大荷重に達した後、顕著な柱頭・柱脚部の局部座屈の進展は見られず、鋼管内部の充填コンクリートのひび割れの進行により荷重低下を生じたと考えられる。なお、全体座屈や鋼管柱の角溶接部、鋼管柱とスタブフランジ溶接部、内ダイアフラム溶接部の亀裂は見られなかった。以下に、各試験体の実験経過および破壊性状の詳細を示す。

S-L-3C-SS 試験体 (S 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0.3 (一定)) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、正側加力では 3 サイクル目、負側加力では 5 サイクル目で最大荷重に達した。この時の最高座屈高さは 1.41mm であった。その後、局部座屈の進行による軸縮みおよび鋼管の膨らみの増加に伴い、ピーク荷重が低下し、正側加力は 876 サイクル目で荷重が最大荷重の 85% に、負側加力は 666 サイクル目で荷重が最大荷重の 90% になった。実験終了時の最高座屈高さは 8.44mm であった。

S-L-6C-SS 試験体 (S 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0.6 (一定)) では、1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後、負側加力では 2 サイクル目で、正側加力では 563 サイクル目まで荷重が微増し続けて最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 1.15mm であった。563 サイクルで正側の最大荷重に達したが、この間、軸縮みおよび鋼管の膨らみは殆ど増加せず、局部座屈の進展は確認出来なかった。また、明確な耐力低下の兆候も確認出来ず、同変位振幅かつ低い定軸力比の S-L-3C-SS 試験体の最大荷重 90% 低下サイクルを越えたため、563 サイクルで加力を終了することとした。その後、変動軸力 (軸力比 : 0~0.6) に変更し、継続して試験を行った。正側加力ではその後の 1 サイクル目で局部座屈による荷重低下が発生し、負側加力では 29 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 3.47mm であった。変動軸力により高軸力下となる正側加力では、その後の局部座屈の進行により、29 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下したが、負側加力では荷重低下は見られなかった。+29 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 5.35mm であった。最高座屈高さより、局部座屈の進行は僅かに確認出来るものの、最大荷重の 85% に荷重が低下するまで軸縮みの増加は殆ど確認出来なかった。

C-L-06V-SS 試験体 (CFT 造, 細長比 : 23.1, 軸力比 : 0~0.6 (変動)) は、1 サイクル目正側の荷重 250kN 付近で鋼管とコンクリートの付着切れと思われる異音を確認した後、柱頭・柱脚が曲げ降伏し最大荷重に達した。その後、1 サイクル目負側でも最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 0.72mm であり、軸力導入時と大きく変化はなかった。そして、高軸力となる正側加力で荷重低下し、11 サイクル目で最大荷重の 85% に達した。実験終了時の最高座屈高さは 0.77mm であった。また、加力終了後の鋼板除去状況 (写真 2.4.2-7) より、鋼管 R 面柱頭部に

曲げひび割れが確認出来る。これは、R面が曲げ引張となる負加力時に生じたひび割れであり、ひび割れ幅は最大で0.15mmであった。

S-LL-6C-SS 試験体 (S造, 細長比: 15.4, 軸力比: 0~0.6 (変動)) では, 1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後, 正側加力では 2 サイクル目, 負側加力では 3 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 0.78mm であった。その後, 変動軸力により高軸力下となる正側加力での局部座屈の進行により, 113 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下した。+113 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 2.90mm であった。

S-M-6C-SS 試験体 (S造, 細長比: 15.4, 軸力比: 0~0.6 (変動)) では, 1 サイクル目で柱頭・柱脚が曲げ降伏した後, 正側加力では 2 サイクル目, 負側加力では 10 サイクル目で最大荷重に達した。この時の鋼管の膨らみの最大値は 1.19mm であった。その後, 変動軸力により高軸力下となる正側加力での局部座屈の進行により, 65 サイクル目で最大荷重の 85% に荷重が低下した。+65 サイクルピーク荷重時の鋼管の最高座屈高さは 3.10mm であった。

表 2.4.2-11 試験体の耐力, 初期剛性, 基準変位および実験時変位振幅

	軸力 計算値 Na (kN)	軸力比 n	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準 変位 δp (mm)	実験時 振幅		実験時 最大荷重	
							δh (mm)	δh/δp	Qmax (kN)	Qmax/Qp
S-L-3C-SS	1612	0.3	531	353	18.36	19.25	22.43	1.17	-389	1.10
S-L-6C-SS①	3227	0.6	304	202	19.20	10.55	12.63	1.20	243	1.20
S-L-6C-SS②	1613	0.3	532	354	19.20	18.45	22.11	1.20	-	-
	3227	0.6	304	202	-	-	-	-	290	1.43
C-L-06V-SS	3454	0.3	764	509	26.64	19.11	22.91	1.20	-	-
	6909	0.6	481	320	-	-	-	-	390	1.22
S-LL-06V-SS	1612	0.3	530	265	8.54	31.04	37.28	1.20	-	-
	3224	0.6	303	151	-	-	-	-	204	1.35
S-M-06V-SS	1611	0.3	530	530	54.10	9.80	11.72	1.20	-	-
	3223	0.6	303	303	-	-	-	-	421	1.39

*1. S-L-6C-SS 試験体は, ①定軸力 (軸力比 0.3) の 0.9Qmax 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため, 載荷条件を②変動軸力 (n=0↔0.6) に変更し, 試験体耐力が最大荷重に対して 85% に低下した時点まで加力した

(参考 2010 年度の試験体一覧)

	軸力 計算値 Na (kN)	軸力比 n	全塑性耐力 計算値 Mp (kN・m)	全塑性耐力時 柱せん断力 Qp (kN)	初期剛性 実験値 Ke (kN/mm)	基準 変位 δp (mm)	実験時 振幅		実験時 最大荷重	
							δh (mm)	δh/δp	Qmax (kN)	Qmax/Qp
L-3C-S	1548	0.3	507	338	18.80	17.99	25.11	1.40	409	1.21
L-3C-M	1549	0.3	508	339	19.38	17.49	29.17	1.67	417	1.23
L-3C-L	1549	0.3	509	339	19.79	17.13	33.04	1.93	-422	1.24
L-06V-M	1548	0.3	508	338	19.45	17.40	28.29	1.63	-	-
	3096	0.6	290	193	-	-	-	-	289	1.49
M-3C-S	1548	0.3	508	508	52.96	9.61	13.90	1.45	-608	1.20
M-3C-M	1550	0.3	509	509	54.16	9.37	15.45	1.65	-614	1.21

表 2.4.2-12 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル						
			曲げ降伏時 Qy *1	最大荷重時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax		
S-L-3C-SS	正	CYCLE		+1	+3	+222	+550	+876	
		水平	せん断力	Q(kN)	327	386	367	348	328
			変位	δh(mm)	21.70	22.36	22.42	22.42	22.40
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	0.01	7.45	7.47	7.47	7.47
		鉛直	軸力	N(kN)	1594	1595	1605	1599	1602
			変位	δv(mm)	1.975	2.5625	3.295	3.995	5.3425
	軸ひずみ		εv(%)	0.07	0.09	0.11	0.13	0.18	
	負	CYCLE		-	-5	-227	-666	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-389	-370	-349	-
			変位	δh(mm)	-	-22.44	-22.39	-22.43	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	-7.48	-7.46	-7.48	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	1596	1606	1599	-
変位			δv(mm)	-	2.62	3.27	4.24	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.09	0.11	0.14	-		
S-L-6C-SS ① ²	正	CYCLE		-	+563	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	243	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	12.62	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	4.21	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	3250	-	-	-
			変位	δv(mm)	-	5.48	-	-	-
	軸ひずみ		εv(%)	-	0.18	-	-	-	
	負	CYCLE		-1	-2	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-200	-242	-	-	-
			変位	δh(mm)	-10.01	-12.50	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	0.00	-4.17	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	3237	3239	-	-	-
変位			δv(mm)	4.18	4.75	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		0.14	0.16	-	-	-		
S-L-6C-SS ② ²	正	CYCLE		-	+1	+2	+10	+29	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	290	274	260	246
			変位	δh(mm)	-	16.17	21.88	22.09	22.12
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	5.39	7.29	7.36	7.37
		鉛直	軸力	N(kN)	-	3003	3203	3209	3209
			変位	δv(mm)	-	5.30	6.18	6.27	6.33
	軸ひずみ		εv(%)	-	0.18	0.21	0.21	0.21	
	負	CYCLE		-	-29	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-414	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-22.03	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	-7.34	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	10	-	-	-
変位			δv(mm)	-	2.25	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.08	-	-	-		
C-L-06V- SS	正	CYCLE		+1	+1	+2	+3	+11	
		水平	せん断力	Q(kN)	278	390	341	350	330
			変位	δh(mm)	11.48	22.71	22.83	22.84	22.91
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	0.00	7.57	7.61	7.61	7.64
		鉛直	軸力	N(kN)	5356	6876	6899	6891	6895
			変位	δv(mm)	3.39	5.02	5.45	5.49	5.74
	軸ひずみ		εv(%)	0.11	0.17	0.18	0.18	0.19	
	負	CYCLE		-	-1	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-503	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-22.78	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	-7.59	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	70	-	-	-
変位			δv(mm)	-	0.23	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.01	-	-	-		

表 2.4.2-13 実験結果一覧

試験体 名称			荷重レベル						
			曲げ降伏時 Q _y *1	最大荷重時 Q _{max}	0.95Q _{max}	0.90Q _{max}	0.85Q _{max}		
S-LL-06V- SS	正	CYCLE		+1	+2	+19	+56	+113	
		水平	せん断力	Q(kN)	134	204	194	183	173
			変位	δh(mm)	16.29	36.93	37.20	37.29	37.21
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	0.00	9.23	9.30	9.32	9.30
		鉛直	軸力	N(kN)	2385	3221	3223	3228	3221
			変位	δv(mm)	3.42	6.24	6.60	6.76	6.88
	軸ひずみ		εv(%)	0.09	0.16	0.17	0.17	0.17	
	負	CYCLE		-	-3	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-316	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-37.22	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	-9.31	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	14	-	-	-
変位			δv(mm)	-	1.25	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.03	-	-	-		
S-M-06V- SS	正	CYCLE		+1	+2	+10	+29	+65	
		水平	せん断力	Q(kN)	349	421	399	378	358
			変位	δh(mm)	9.95	11.38	11.70	11.75	11.73
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	0.00	5.69	5.85	5.87	5.87
		鉛直	軸力	N(kN)	3180	3207	3227	3225	3229
			変位	δv(mm)	2.91	3.34	3.53	3.60	3.64
	軸ひずみ		εv(%)	0.15	0.17	0.18	0.18	0.18	
	負	CYCLE		-	-10	-	-	-	
		水平	せん断力	Q(kN)	-	-673	-	-	-
			変位	δh(mm)	-	-11.69	-	-	-
			部材角	R(rad.x10 ⁻³)	-	-5.85	-	-	-
		鉛直	軸力	N(kN)	-	15	-	-	-
変位			δv(mm)	-	0.61	-	-	-	
軸ひずみ	εv(%)		-	0.03	-	-	-		

*1. 曲げ降伏時 Q_yは、材端の柱フランジに貼付した計 6 枚の歪ゲージの内、片側フランジに貼付した計 3 枚の歪ゲージが圧縮降伏した際の荷重を指す。

*2. S-L-6C-SS 試験体は、①定軸力（軸力比 0.3）の 0.9Q_{max} 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため、載荷条件を②変動軸力(n=0↔0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85%に低下した時点まで加力した

表 2.4.2-14 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
S-L-3C-SS	正	CYCLE			+3	+222	+550	+876	-
		R			-0.75	-1.90	-4.54	-8.90	-
		L			-0.41	-0.83	-2.09	-5.55	-
		B			0.57	1.55	2.70	6.61	-
		F			-0.51	0.76	2.12	5.23	-
	負	CYCLE	-	-1	-5	-227	-666	-	-878
		R	-	1.20	1.16	1.14	-2.74	-	-5.56
		L	-	-1.43	-1.41	-1.77	-4.89	-	-8.44
		B	-	0.57	0.81	1.98	3.76	-	7.05
		F	-	-0.48	-0.36	0.61	2.40	-	4.99
S-L-6C-SS ① ^{*1}	正	CYCLE	0	+1	+563	-	-	-	-
		R	-0.87	-1.11	-1.15	-	-	-	-
		L	-0.50	0.38	0.67	-	-	-	-
		B	-0.55	0.14	-0.20	-	-	-	-
		F	-0.65	0.51	-0.83	-	-	-	-
	負	CYCLE	-	-1	-2	-	-	-	-563
		R	-	0.43	0.43	-	-	-	-0.82
		L	-	-0.44	-0.89	-	-	-	-0.59
		B	-	0.37	0.23	-	-	-	-0.38
		F	-	-0.58	-0.72	-	-	-	0.41
S-L-6C-SS ② ^{*1}	正	CYCLE	0	+1	+1	+2	+10	+29	-
		R	-0.82	-3.47	-3.47	-3.93	-4.56	-5.35	-
		L	-0.59	0.77	0.77	0.84	0.80	0.87	-
		B	-0.38	-0.87	-0.87	-0.34	-0.42	-0.33	-
		F	0.41	0.82	0.82	0.95	1.01	1.06	-
	負	CYCLE	-	-1	-29	-	-	-	-29
		R	-	-0.81	-1.88	-	-	-	-1.88
		L	-	-0.63	-0.60	-	-	-	-0.60
		B	-	-0.12	0.21	-	-	-	0.21
		F	-	0.63	0.85	-	-	-	0.85
C-L-06V-SS	正	CYCLE	0	+1	+1	+2	+3	+29	-
		R	0.00	0.21	0.21	0.28	-0.59	-0.59	-
		L	-1.09	0.72	0.72	0.75	0.73	0.77	-
		B	-0.69	-0.06	-0.06	-0.59	0.16	0.15	-
		F	-0.32	-0.28	-0.28	-0.30	-0.54	-0.30	-
	負	CYCLE	-	-1	-1	-	-	-	-11
		R	-	0.54	0.54	-	-	-	0.68
		L	-	-0.70	-0.70	-	-	-	-0.55
		B	-	-0.11	-0.11	-	-	-	0.08
		F	-	-0.43	-0.43	-	-	-	-0.52

*1. S-L-6C-SS 試験体は、①定軸力（軸力比 0.3）の 0.9Qmax 時繰り返し数である 549 回に達しても耐力が低下しなかったため、載荷条件を②変動軸力(n=0↔0.6)に変更し、試験体耐力が最大荷重に対して 85%に低下した時点まで加力した

表 2.4.2-15 実験結果一覧(局部座屈波高さ)

試験体 名称	計測面	荷重レベル							
		軸力導入時	1CYCLE	最大耐力時 Qmax	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax	試験終了時	
S-LL-06V- SS	正	CYCLE	0	+1	+2	+19	+56	+113	-
		R	0.91	-0.66	-0.59	-0.86	-1.43	-2.90	-
		L	-0.23	0.78	0.77	0.83	0.84	0.81	-
		B	-0.95	-0.26	0.12	0.27	0.42	0.50	-
		F	-0.08	0.51	0.61	0.72	0.84	1.00	-
	負	CYCLE	-	-1	-3	-	-	-	-113
		R	-	0.62	0.70	-	-	-	0.79
		L	-	-1.12	-1.18	-	-	-	-1.40
		B	-	0.69	0.37	-	-	-	0.49
		F	-	0.58	0.65	-	-	-	0.75
S-M-06V- SS	正	CYCLE	0	+1	+2	+10	+29	+65	-
		R	-0.39	-0.94	-1.19	-1.90	-2.42	-3.10	-
		L	-0.66	0.44	0.39	0.44	0.43	0.47	-
		B	-0.15	0.12	-0.25	-0.17	-0.16	-0.32	-
		F	-0.46	0.73	0.51	0.61	0.56	0.66	-
	負	CYCLE	-	-1	-10	-	-	-	-65.00
		R	-	0.55	0.49	-	-	-	-0.91
		L	-	-0.59	-0.58	-	-	-	-0.57
		B	-	-0.16	-0.20	-	-	-	-0.25
		F	-	0.55	0.70	-	-	-	0.55



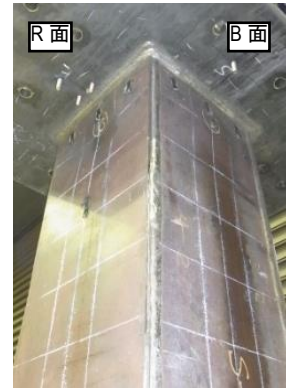
(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

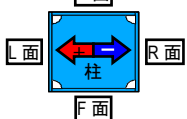


写真 2.4.2-4 試験体の最終状況

(S-L-3C-SS(S造,細長比 23.1,定軸力比 0.3,一定振幅 1.17 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

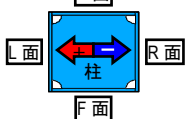


写真 2.4.2-5 試験体の最終状況

(S-L-6C-SS①(S造,細長比 23.1,定軸力比 0.6,一定振幅 1.20 ϕ))

(S-L-6C-SS②(S造,細長比 23.1, 変動軸力比 0 \leftrightarrow 0.6,一定振幅 1.20 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

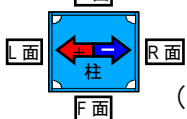
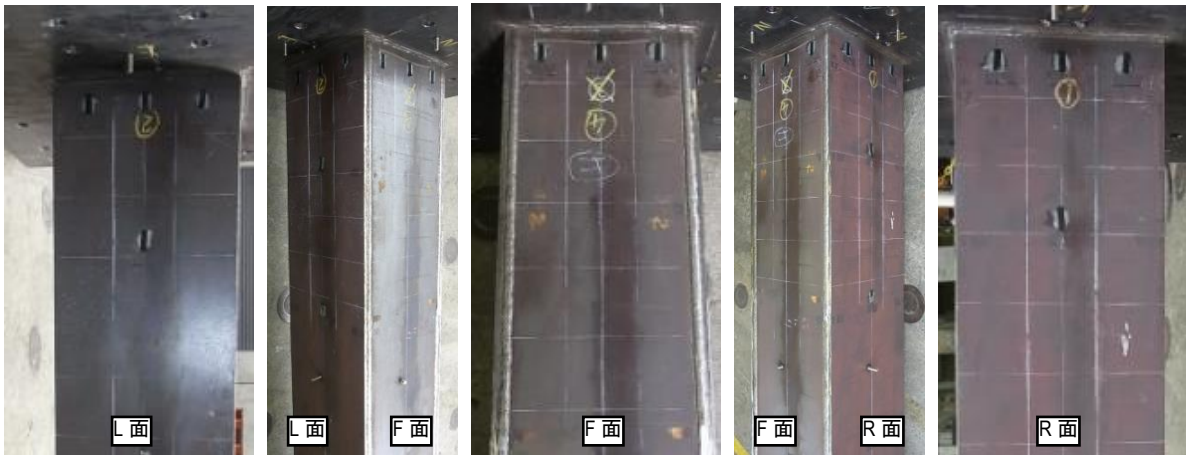
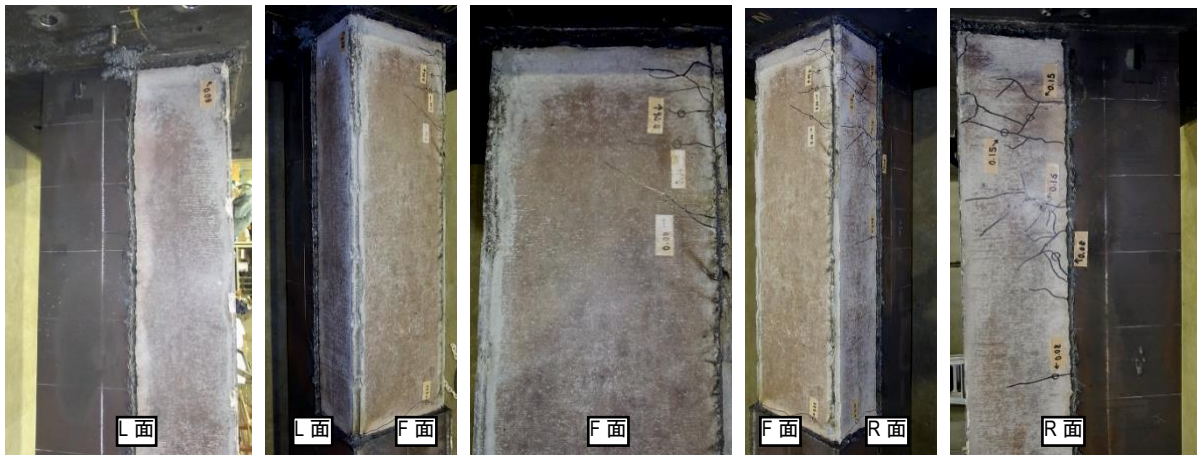


写真 2.4.2-6 試験体の最終状況

(C-L-06V-SS(CFT 造,細長比 23.1,変動軸力比 $0 \leftrightarrow 0.6$,一定振幅 1.20ϕ))



(a) L面柱頭部詳細 (b) L-F面柱頭部全景 (c) F面柱頭部詳細 (d) F-R面柱頭部詳細 (e) R面柱頭部詳細
鋼板除去前



(a) L面柱頭部詳細 (b) L-F面柱頭部全景 (c) F面柱頭部詳細 (d) F-R面柱頭部詳細 (e) R面柱頭部詳細
鋼板除去後

写真 2.4.2-7 CFT 試験体の鋼板除去状況

(C-L-06V-SS(CFT 造,細長比 23.1,変動軸力比 $0 \leftrightarrow 0.6$,一定振幅 1.20ϕ))



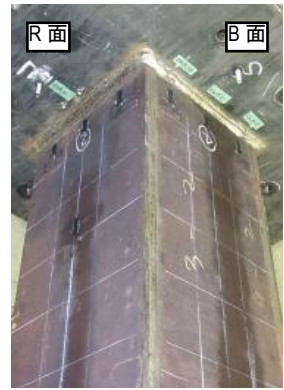
(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

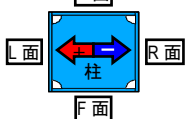


写真 2.4.2-8 試験体の最終状況

(S 造, S-LL-06V-SS(細長比 30.8, 変動軸力比 0↔0.6, 一定振幅 1.20 ϕ))



(a) B-L 面柱頭部詳細



(b) L-F 面柱頭部詳細



(c) F-R 面柱頭部詳細



(d) R-B 面柱頭部詳細



(e) L 面全景



(f) F 面全景



(g) R 面全景



(h) B 面全景



(i) B-L 面柱脚部詳細



(j) L-F 面柱脚部詳細



(k) F-R 面柱脚部詳細



(l) R-B 面柱脚部詳細

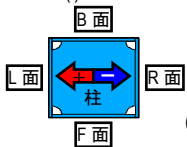


写真 2.4.2-9 試験体の最終状況

(S 造,S-M-06V-SS(細長比 15.4, 変動軸力比 0↔0.6,一定振幅 1.20 φ))

2) 荷重変形特性

各試験体の荷重-変形関係を図 2.4.2-9 に、荷重-軸縮み関係を図 2.4.2-10 に示す。荷重-変形関係の縦軸は、柱せん断力実験値 Q を全塑性耐力計算値時の柱せん断力 Q_p で除した値であり、荷重-変形関係の横軸は、水平変位 δ_h を基準変位 δ_p で除した値である。ここで、変動軸力試験体 (C-L-06V-SS, S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) の基準変位 δ_p 算出には、軸力比 0.3 で算出した全塑性耐力計算値を用いている。また、荷重-軸縮み関係の横軸は、荷重-変形関係の縦軸と同様である。

a) 荷重-変形関係(図 2.4.2-9)

全ての S 試験体において、1 サイクル目における柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、その後の加力サイクルにおいて、ひずみ硬化により荷重が増加し、最大荷重に到達した。そして、繰り返し加力による局部座屈の発生・進展により、徐々に荷重が低下し、面積の小さな履歴へと変化した。なお、顕著な荷重低下の見られなかった S-L-6C-SS 試験体は、正側、負側ともに 1 サイクル目で柱頭・柱脚の曲げ降伏に伴い、ピーク荷重近傍で剛性が低下し、エネルギー吸収能力の大きな履歴性状を示したが、2 サイクル目以降の繰り返し加力時の履歴面積は、他の試験体に比べ小さくなった。

CFT 試験体(C-L-06V-SS)においては、1 サイクル目正側における鋼管・コンクリート間の付着切れ、負側におけるひび割れおよび柱頭・柱脚での曲げ降伏に伴い剛性が低下し、正側、負側ともに 1 サイクル目で最大荷重に達した。S 試験体と比較し、エネルギー吸収能力の大きな履歴性状を示したが、高軸力となる正加力側で徐々に荷重低下し、面積の小さな履歴へと変化した。これは、後述する鋼管フランジのひずみ性状、負加力での曲げ引張側で充填コンクリートに生じた引張ひび割れが正加力の最大荷重時に閉じきらず、曲げ圧縮側のコンクリート部分の応力負担が減少することが要因と考える。

全塑性耐力計算値 Q_p に対する最大荷重実験値の比率は、S 造で定軸力試験体、軸力比 0.3 が 1.10 倍、軸力比 0.6 が 1.20 倍、変動軸力試験体が 1.35~1.39 倍、CFT 試験体で 1.22 倍となった。また、P- Δ 効果により柱脚に付加される曲げモーメントを柱せん断力に換算すると、全柱せん断力の 3~11%程度であった。

b) 荷重-軸縮み関係(図 2.4.2-10)

定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) では、加力初期のサイクルで軸縮みが大きく増加し、その後軸縮みの増加量が一定となることが確認出来る。そして、S-L-3C-SS 試験体は、 $0.85Q_{max}$ 時に近づくにつれて、軸縮みの増加量が大きくなる傾向が見られたが (2.4.2 (E) 4) a)参照) , S-L-6C-SS 試験体は、軸縮みの増加量が一定のまま、最大荷重の低下の兆候が見られなかった。

一方、変動軸力試験体 (C-L-06V-SS, S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが定軸力試験体に比べて大きく、軸縮みが増加するだけの定軸力試験体と違い、軸縮みの増減が見られる。これは、軸力量と載荷状態の違いによる挙動の違いである。

細長比の違いによる比較 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、荷重-軸縮み関係に大きな違いは見られない。変動軸力試験体における構造種別の違い (S-LL-06V-SS, C-L-06V-SS) に着目すると、CFT 試験体では、負側加力ではほぼ軸縮みが生じる前の状態 (軸縮み 0) まで伸ばされ、S 試験体よりも、1 サイクルでの軸縮みの変化量が約 1.2~1.3 倍程度大きくくなっていることが確認出来る。

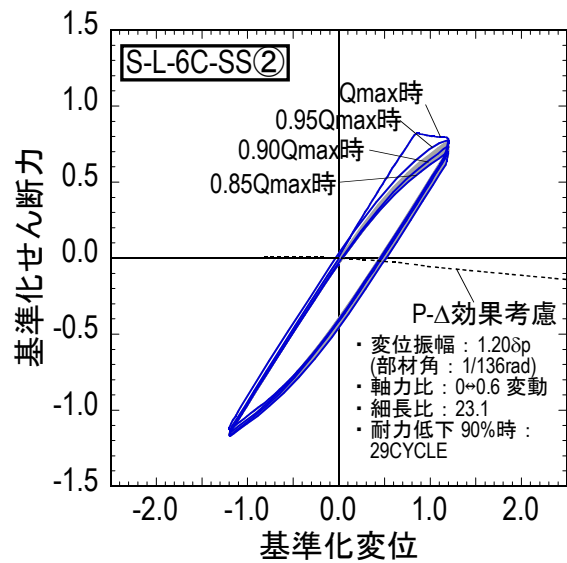
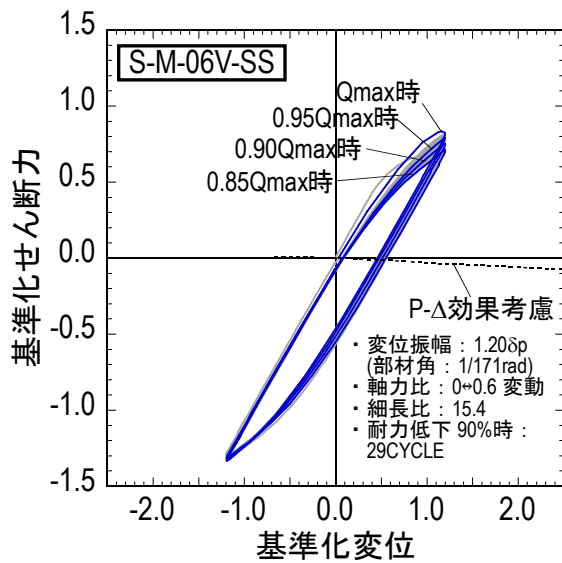
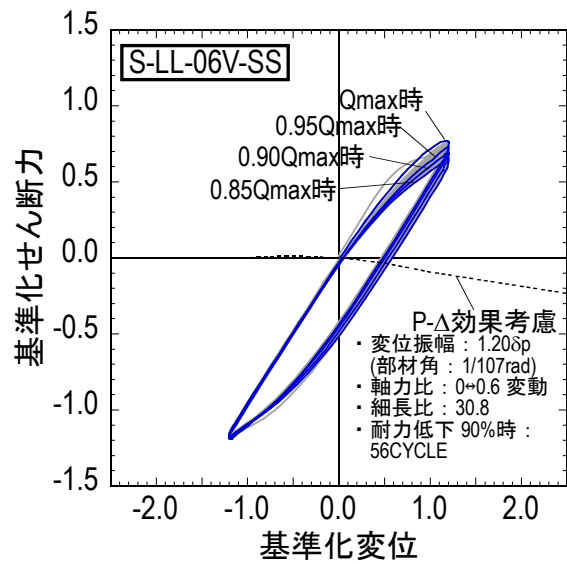
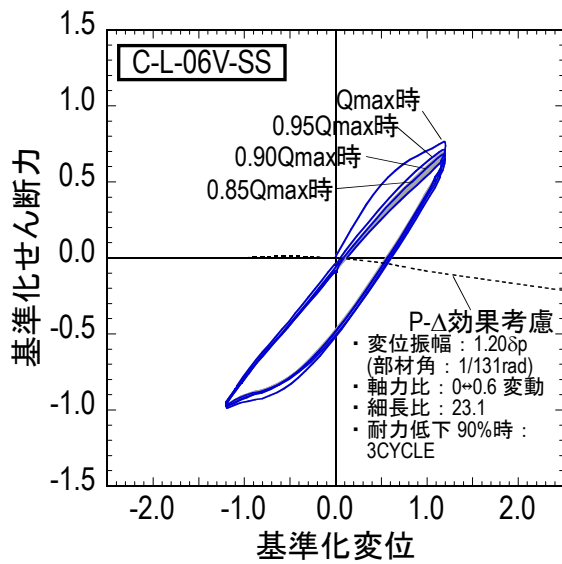
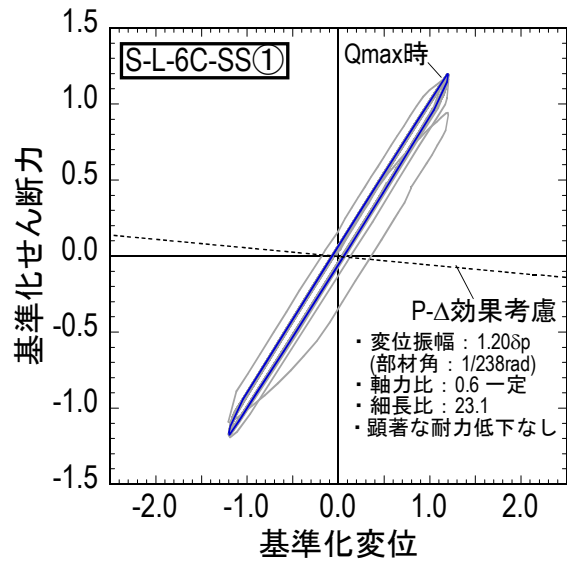
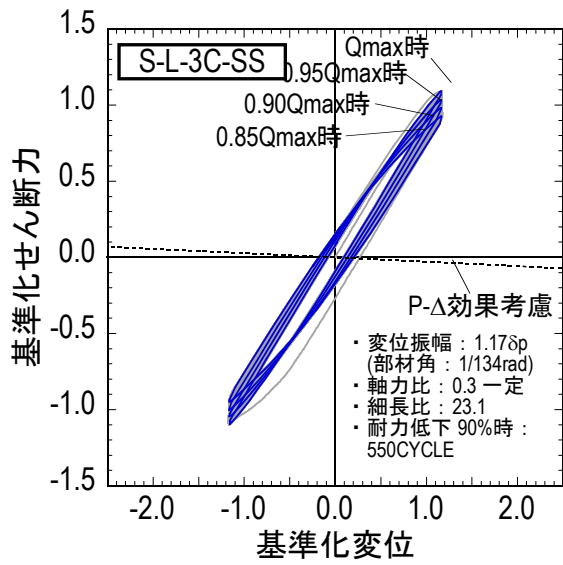


図 2.4.2-9 荷重-変形関係

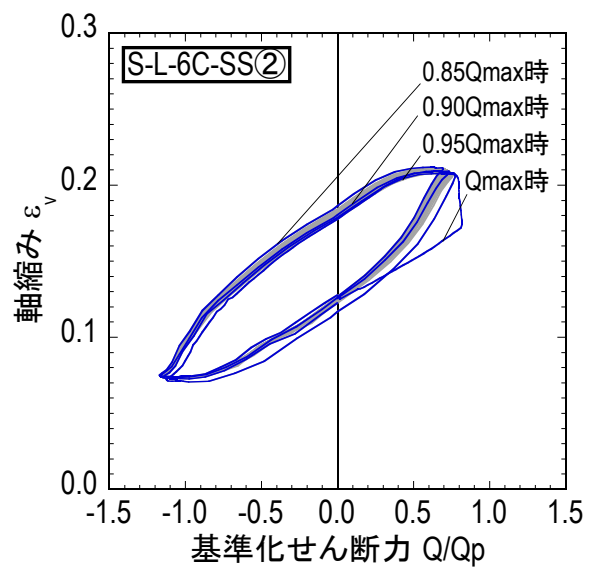
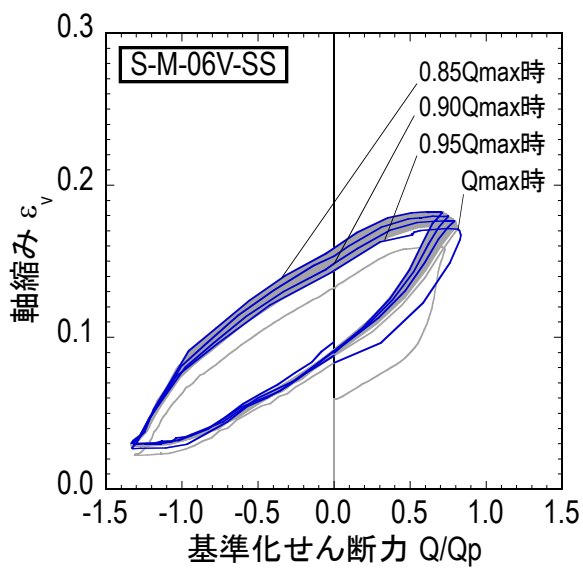
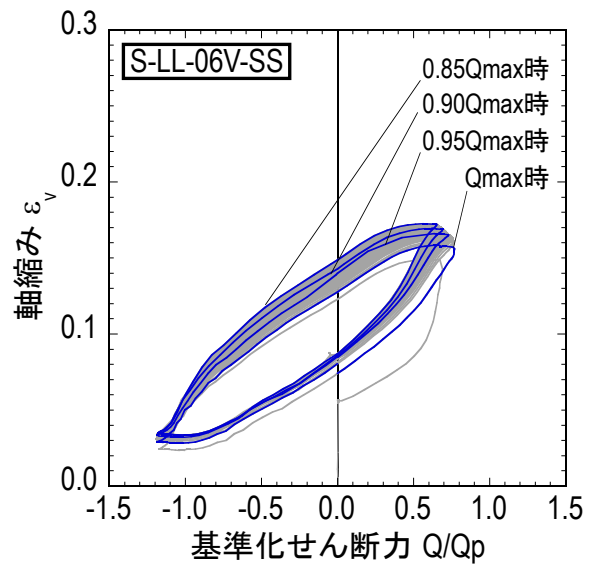
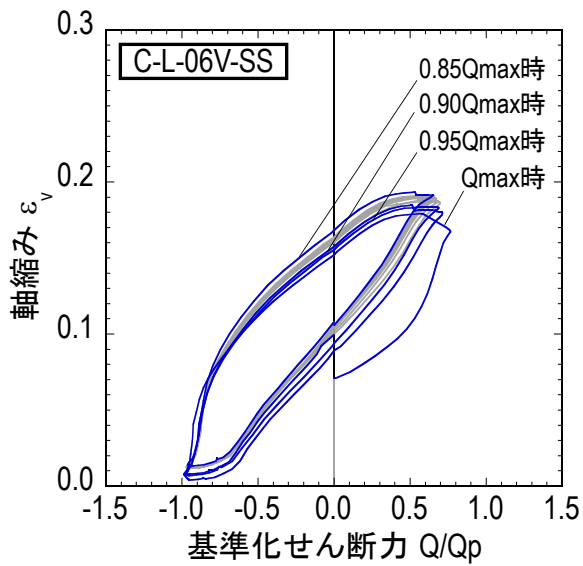
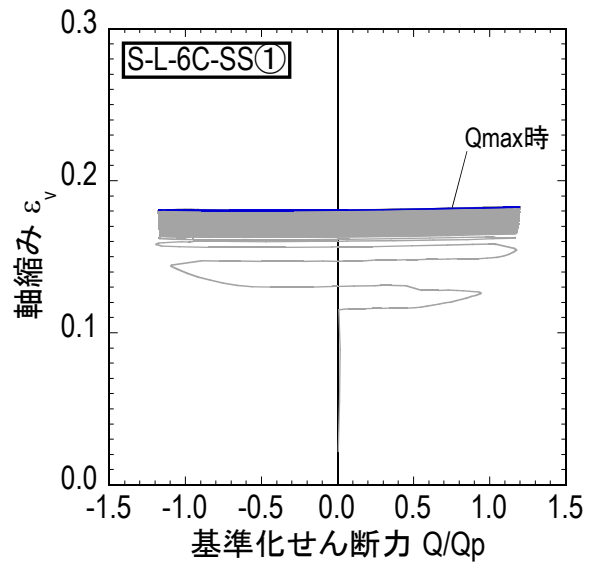
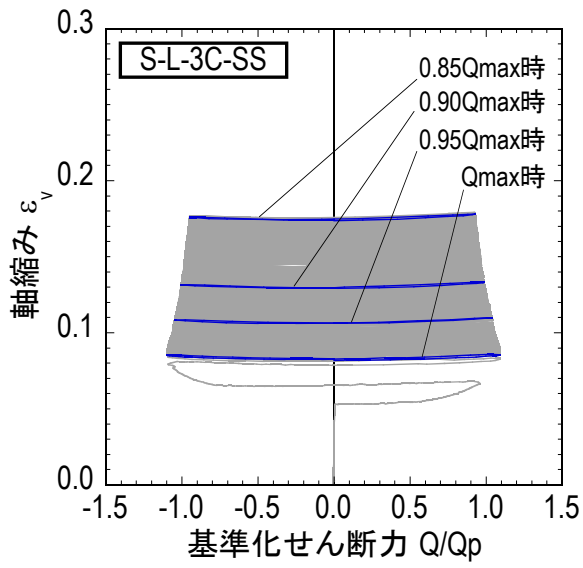


図 2.4.2-10 荷重-軸縮み関係

3) 多数回繰り返し特性

各サイクルピークでの荷重（以下、ピーク荷重）の推移を図 2.4.2-11 に、変位振幅と繰り返し数の関係を図 2.4.2-12 に、累積塑性変形倍率の一覧を表 2.4.2-16 に、変位振幅と累積塑性変形倍率の関係を図 2.4.2-13 に示す。なお、変位振幅と繰り返し数の関係および変位振幅と累積塑性変形倍率の関係をグラフ縦横軸は対数軸表示としている。また、以下では主として正負加力時のどちらかが先に 90% もしくは 85% まで耐力低下したサイクル(以下、 $0.9Q_{\max}$ 時、 $0.85Q_{\max}$ 時)で、各種多数回繰り返し特性の検証を行うこととし、この時の繰り返し回数を $N_{0.9}$ 、 $N_{0.85}$ とした。図 2.4.2-12 と図 2.4.2-13 の図中には、S 造で軸力比 0.6 の試験体 (S-L-6C-SS) を、緑矢印と共に示しているが、これは、耐力低下の兆候が見られなかったため、加力終了時 (563 サイクル) の各特性値をプロットしており、実際には $0.9Q_{\max}$ 時および $0.85Q_{\max}$ 時の各特性値は更に大きな値となることを示している。

a) 各サイクルピークでの荷重の推移(図 2.4.2-11)

S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS) は、最大荷重以降に各サイクルピーク荷重の低下率 (グラフの傾き) が一定となり、 $0.9Q_{\max}$ 時以降その低下率が大きくなる傾向が見られた。一方、変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、繰り返し数が増えるほどピーク荷重の低下率が小さくなり、細長比が小さいほど高軸力となる正側加力での荷重の低下率が大きい。CFT 試験体では、S 試験体に比べ、早期にピーク荷重が低下していることが分かる。

b) 変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係(図 2.4.2-12, 図 2.4.2-13)

細長比 23.1、定軸力比 0.3 の S 試験体では、変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係は、振幅が小さいほど繰り返し数および累積塑性変形倍率が大きくなり、対数軸上で直線状に左上がりの分布となった。

22 年度の実験結果を踏まえ、変位振幅と繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係を直線回帰分析した結果を下式に示す。

・変位振幅と繰り返し数の関係

$$0.9Q_{\max} \text{ 時} : \delta_h/\delta_p \cdot N_{0.9}^{0.113} = 2.389 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 1.000}) \quad (2.4.2-4)$$

$$0.85Q_{\max} \text{ 時} : \delta_h/\delta_p \cdot N_{0.85}^{0.106} = 2.389 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 1.000}) \quad (2.4.2-5)$$

・変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

$$0.9Q_{\max} \text{ 時} : \eta_p \cdot N_{0.9}^{0.164} = 3.016 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 0.999}) \quad (2.4.2-6)$$

$$0.85Q_{\max} \text{ 時} : \eta_p \cdot N_{0.85}^{0.147} = 2.938 \quad (\text{資料数 4, 相関係数 0.999}) \quad (2.4.2-7)$$

S 試験体について、同変位振幅における比較を行うと、定軸力で軸力比 0.6 より 0.3 の方が繰り返し数は少ない。また、変動軸力 (軸力比: 0~0.6) は、定軸力 (軸力比: 0.3) に比べると、繰り返し数が減少している。いずれも後述するように 1 サイクル中で鋼管フランジが経験する軸ひずみの変化量が大きくなることで、早期に荷重低下したためと考えられる ((E) 4) d) 参照)。変動軸力試験体での細長比による違い (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) に着目すると、細長比が小さい程、材端部に塑性化領域が集中するため、繰り返し数が減少することが確認出来る。一方、CFT 試験体は、S 試験体に比較して、繰り返し数が小さくなった。これは、負加力側の最大荷重

時（軸力 0）に、材端部の曲げ引張側で充填コンクリートの引張ひび割れが生じるとともに、鋼管フランジが大きく塑性化し、続く正加力側の最大荷重時では、生じた充填コンクリートのひび割れが閉じきらず、曲げ圧縮側となるコンクリート部分の応力負担分が減少し荷重低下したことよると考える。なお、変位振幅と累積塑性変形倍率の関係でも上記と同様のことが言える。

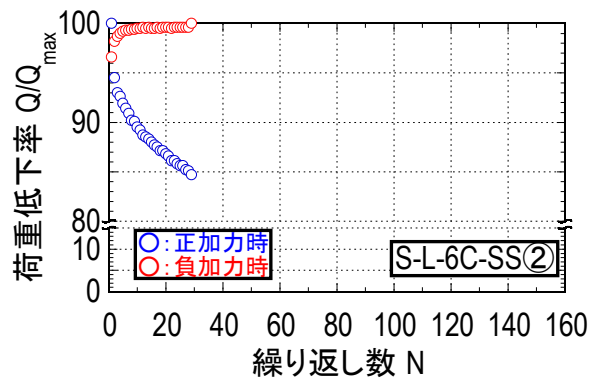
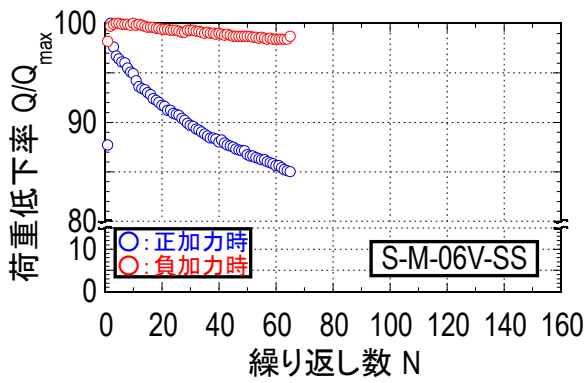
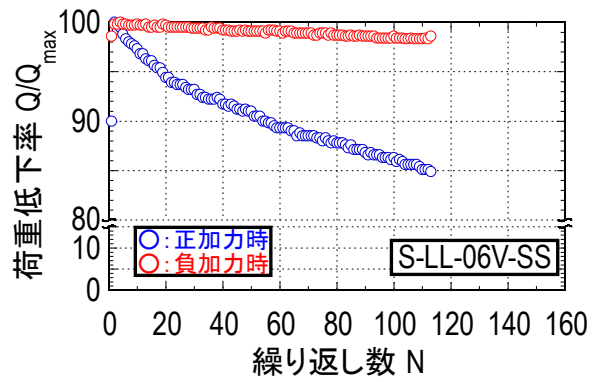
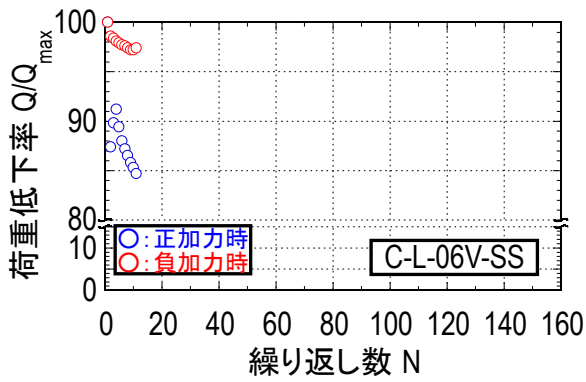
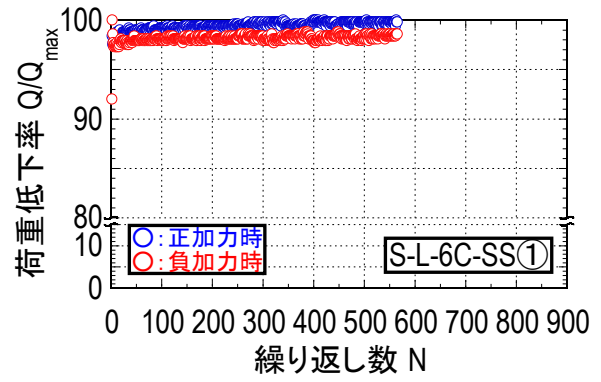
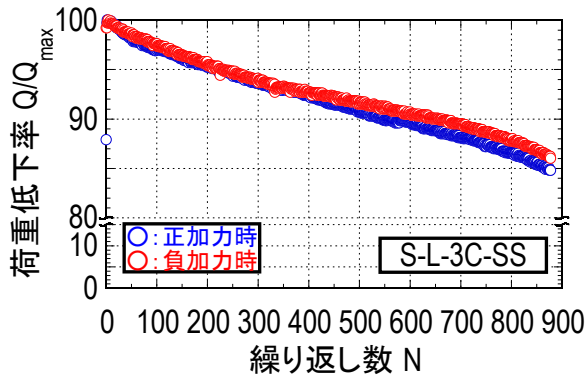
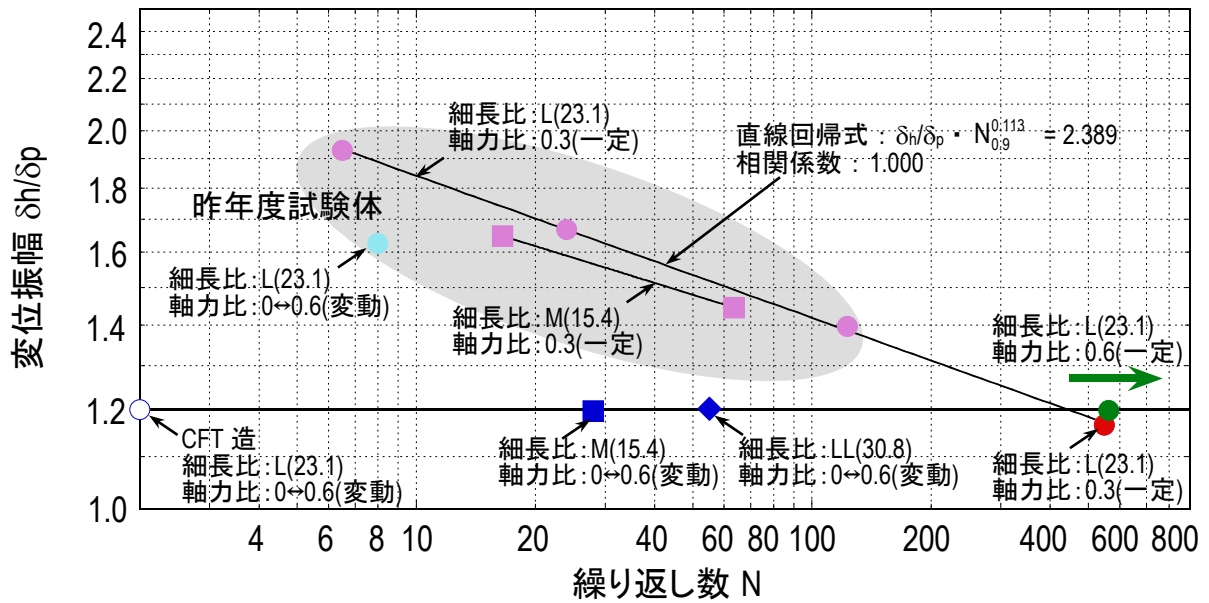
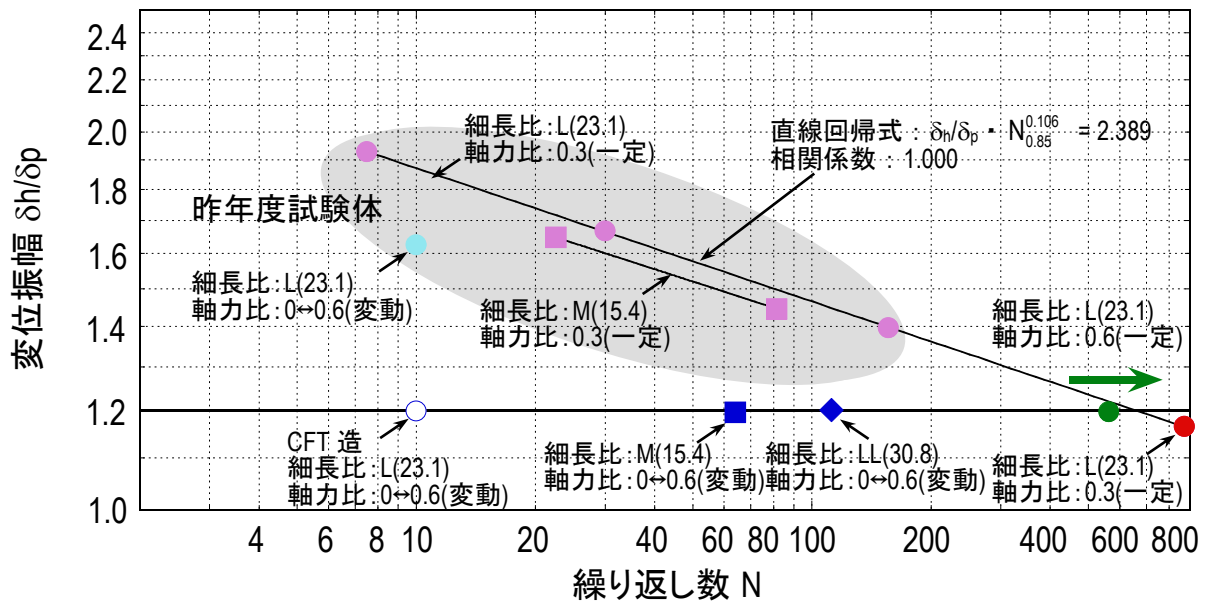


図 2.4.2-11 各サイクルのピークでの荷重の推移



(a) 最大荷重低減率 90%時

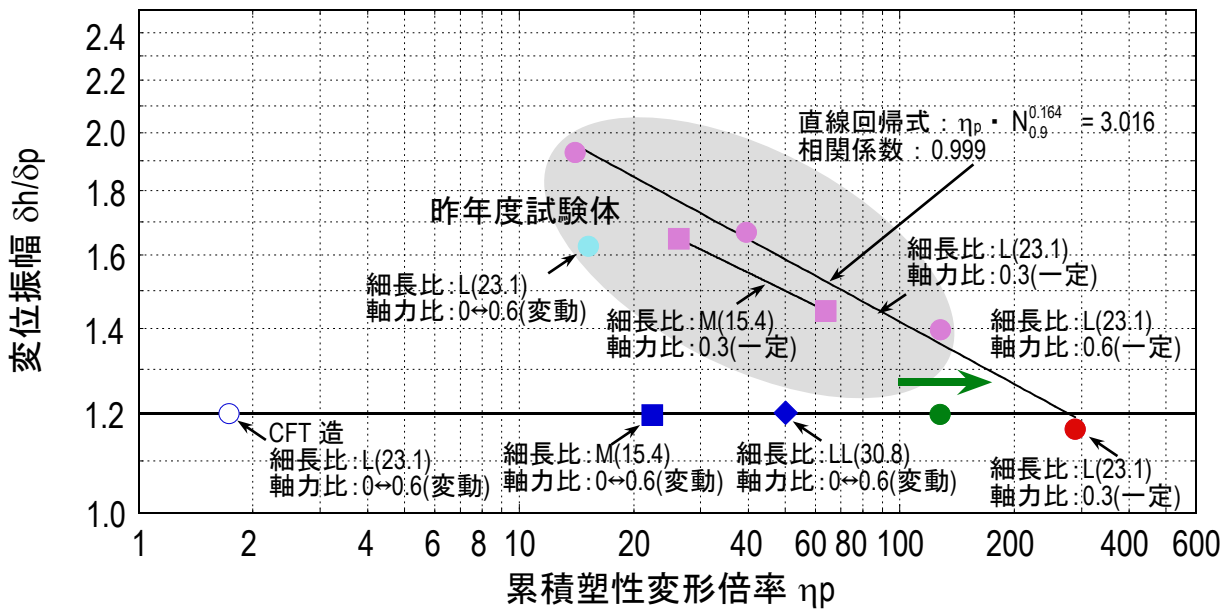
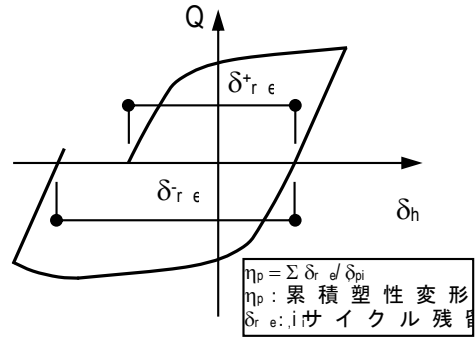


(b) 最大荷重低減率 85%時

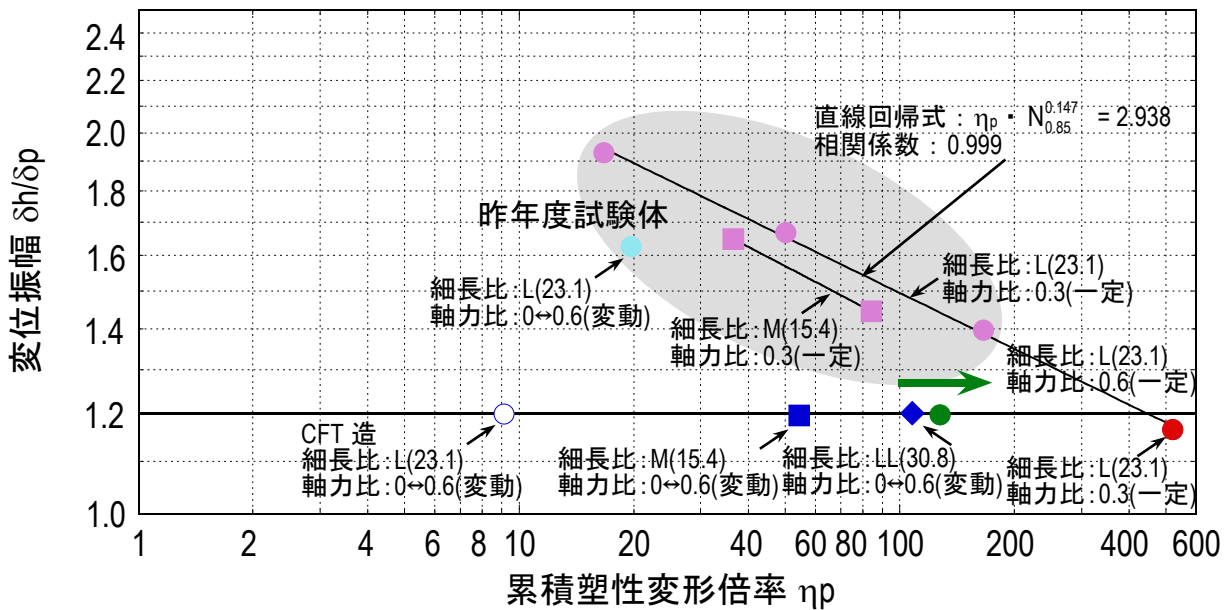
図 2.4.2-12 変位振幅と繰り返し数の関係

表 2.4.2-16 累積塑性変形倍率

試験体名称	荷重レベル		
	0.95Qmax	0.90Qmax	0.85Qmax
S-L-3C-SS	95.9	289.1	521.3
S-L-6C-SS	-	-	-
S-L-06V-SS	128.5	140.8	170.3
C-L-06V-SS	0.7	1.7	9.1
S-LL-06V-SS	15.5	50.1	107.8
S-M-06V-SS	6.9	22.4	54.4



(a) 最大荷重低減率 90%時



(b) 最大荷重低減率 85%時

図 2.4.2-13 変位振幅と累積塑性変形倍率の関係

4) その他特記すべき特性

各サイクルピークでの軸縮みの推移を図 2.4.2-14 に、正側加力時の主要サイクルでの最高座屈高さの推移を図 2.4.2-15 に、正側加力時の主要サイクルでの鋼管フランジの材軸方向の曲率分布を図 2.4.2-16 に、柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移を図 2.4.2-17～図 2.4.2-18 に示す。なお、図 2.4.2-16 の縦軸は柱脚からのひずみ計測位置を柱高さで除した基準化柱高さであり、横軸は鋼管フランジ L, R 面(図 2.4.2-6～図 2.4.2-7 参照)表面の材軸方向ひずみより算出した鋼管柱の曲率である。また、各サイクルピークでの軸縮みの推移および主要サイクルでの最高座屈高さの推移のグラフは、正・負側加力の最大荷重時と最初に 0.95 , 0.9 , $0.85Q_{\max}$ となった時点(以下、主要サイクル)を併せて示す。ここで、軸縮み ε_v は δ_v/H (δ_v :柱鉛直変形, H :柱高さ)である。

a) 各サイクルピークでの軸縮みの推移(図 2.4.2-14)

定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) では、加力初期の軸縮みの増加率(グラフの傾き)は一定となっており、S-L-3C-SS 試験体は、 $0.9Q_{\max}$ 時以降で軸縮みの増加率が大きくなり、 $0.85Q_{\max}$ (加力終了)に至った。これは、昨年度の定軸力試験体と同様の傾向である。一方、S-L-6C-SS 試験体は、軸縮みの増加量が一定のまま、最大荷重の低下の兆候が見られなかった。

変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS, C-L-06V-SS) では、正側加力時の 1 サイクル目の軸縮みが軸力比 0.3 の定軸力試験体 (S-L-3C-SS) に比べて大きく、また、軸縮みが累積する一方の定軸力試験体と比べて、正側加力で軸縮みを生じた後に、負側加力で伸ばされることから、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなる。CFT 試験体では、負側加力でほぼ軸縮みが生じる前の状態まで伸ばされ、S 試験体よりも、1 サイクルでの軸縮みの変化量が大きくなっていることが確認出来る。

b) 主要サイクルでの最高座屈高さの推移(図 2.4.2-15)

前述の各サイクルピークでの軸縮みの推移と同様の傾向であり、S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS) では、 $0.9Q_{\max}$ 時以降で座屈高さの増加率(グラフの傾き)が大きくなり、 $0.85Q_{\max}$ に至った。これより、各サイクルピーク時の荷重および軸縮みの推移から得られた知見を踏まえると、 $0.9Q_{\max}$ 時が保有性能を規定する判断指標の 1 つと考えることができる。また、変動軸力試験体 (S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS) では、座屈高さの増加率(グラフの傾き)は定軸力試験体より小さいことが確認出来る。なお、以上の結果は昨年度と同様の挙動である。一方、CFT 試験体では、繰り返し加力による座屈高さの増加は明確に確認出来ない。これは、充填コンクリートが座屈変形を拘束するためと考えられる。

c) 主要サイクルでの材軸方向の曲率分布(図 2.4.2-16)

曲率分布の半曲点位置は、おおよそ試験体高さ中央に位置していることが分かる。柱中央部における弾性領域の傾きから直線回帰した曲率線(図中赤破線)を求め、柱頭・柱脚部の塑性化領域を算出すると、細長比 15.4 の試験体 (S-M-06V-SS) の塑性化領域は、柱頭から最大 14% であり、最大 23% を占める細長比 30.8 の試験体 (S-LL-06V-SS) よりも狭いことが確認出来る。これが、細長比が小さいほど繰り返し数が少なかった要因と考えられる。

d) 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移(図 2.4.2-17～図 2.4.2-18)

S 造で定軸力試験体 (S-L-3C-SS, S-L-6C-SS) において、軸力比 0.6 に比べて軸力比 0.3 の場合、加力初期のひずみ振幅が大きく (3000μ 程度)、正・負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験していることが確認出来る。つまり、本実験における変位振幅 ($1.2\delta_p$) では、低軸力の場合、 \square サイ

クル中で鋼管フランジが経験する軸ひずみの変化量が大きく、早期に荷重低下したことが考えられる。

一方、変動軸力試験体（S-LL-06V-SS, S-M-06V-SS）において、正側加力で圧縮ひずみとなるフランジは、正・負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、ひずみの変化量（4000～7000 μ ）が定軸力試験体（S-L-3C-SS, S-L-6C-SS）よりも大きい。前述した定軸力試験体の傾向と同様に、 \square サイクル中の経験軸ひずみが大きくなることで、早期に荷重低下したと考えられる。

CFT 試験体（C-L-06V-SS）では、 \square サイクルでのひずみの変化量（約 7000～8000 μ ）と負加力側において曲げ引張側の鋼管フランジに生じるひずみが S 試験体に比べ大きく、降伏ひずみを超えていることが分かる。これは、CFT 断面の特性として負加力側の最大荷重時（軸力 0）に、材端部の曲げ引張側の充填コンクリートが引張ひび割れを生じ、S 試験体に比べ 2 倍程度大きいせん断力および軸力（表 2.4.2-11）を曲げ引張側の鋼管フランジが負担することで、鋼管フランジが大きく塑性化するためと考えられる。その後、正加力側の最大荷重時には、負加力側で生じた充填コンクリートの引張ひび割れが閉じきらず、曲げ圧縮側のコンクリート部分の応力負担が減少するため、正・負側加力を通じて鋼管フランジの応力負担の増加による圧縮・引張ひずみの変化量が大きくなる。

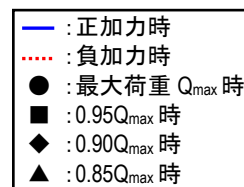
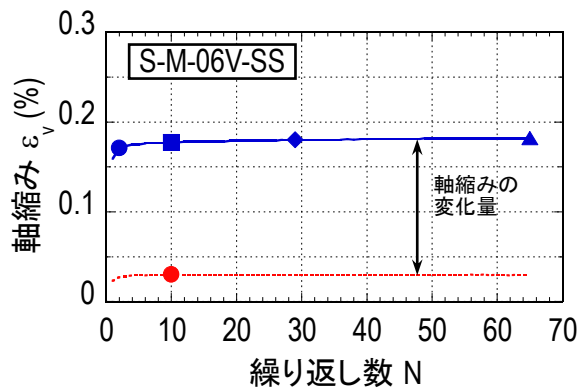
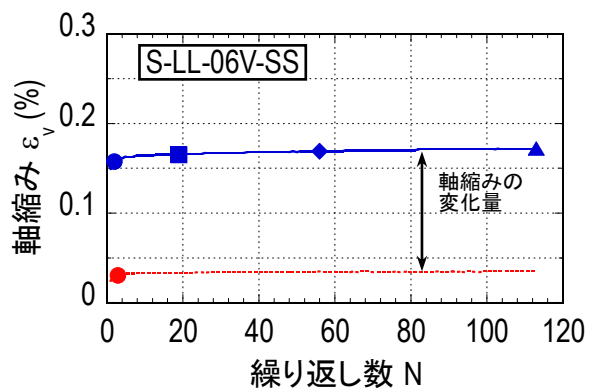
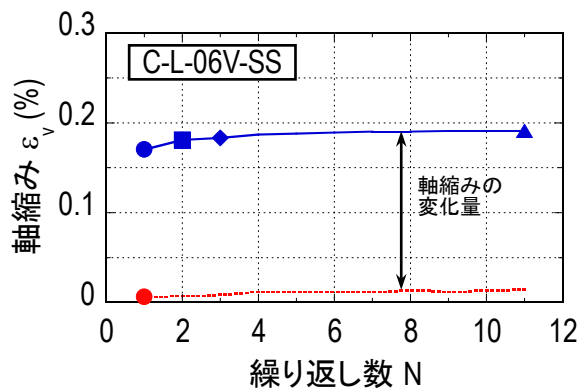
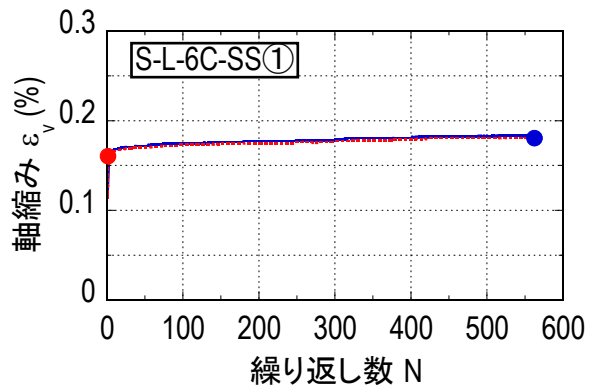
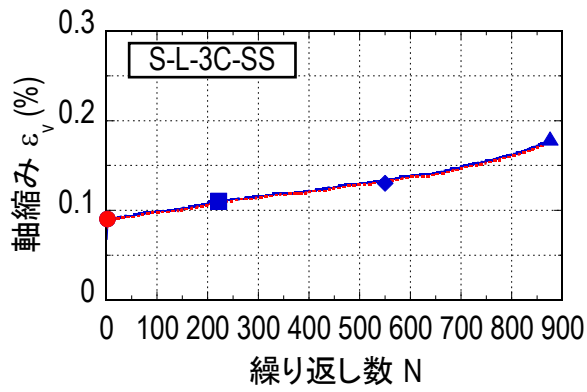


図 2.4.2-14 各サイクルピーク荷重時の軸縮みの推移

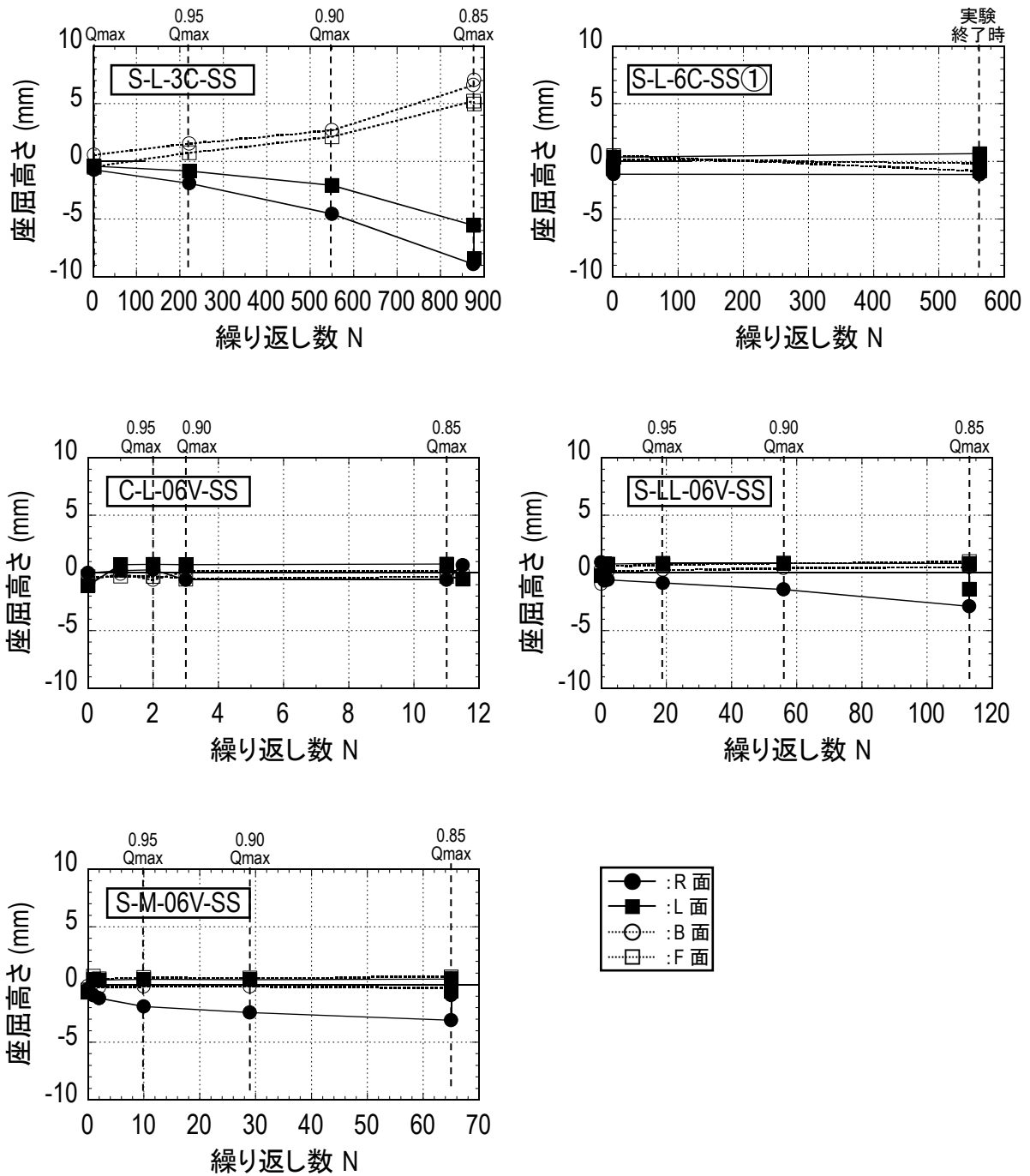


図 2.4.2-15 各サイクルピーク荷重時の局部座屈波高さの推移

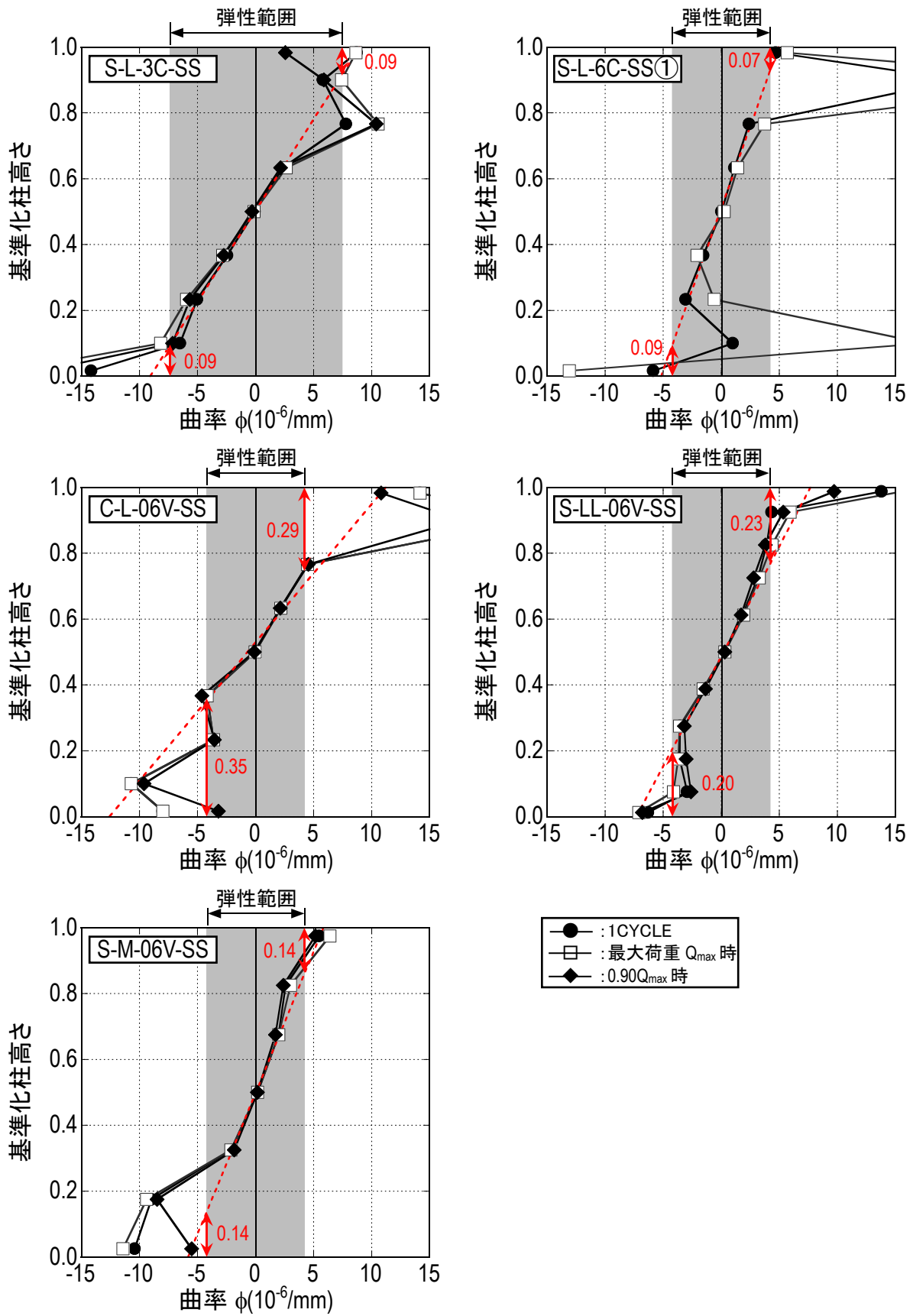
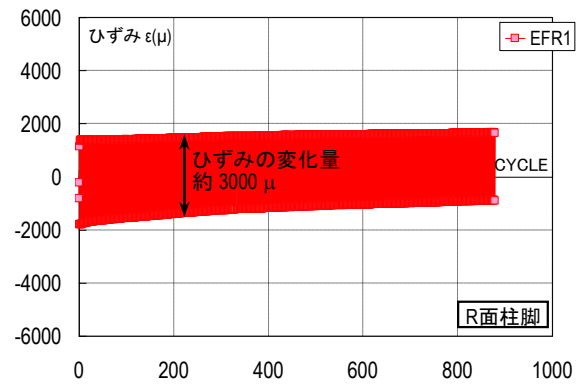
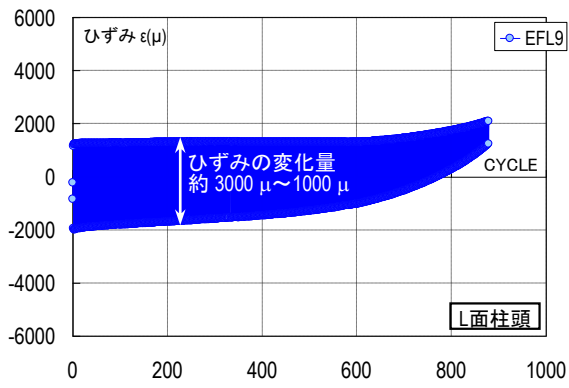
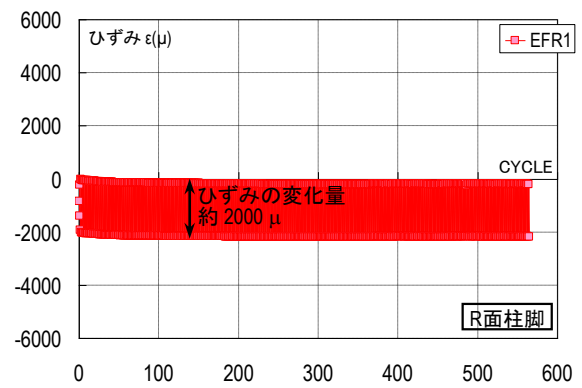
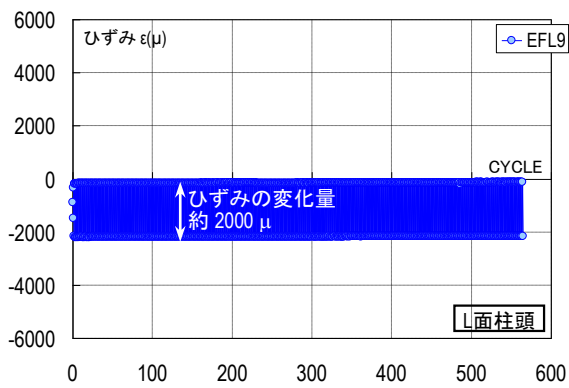


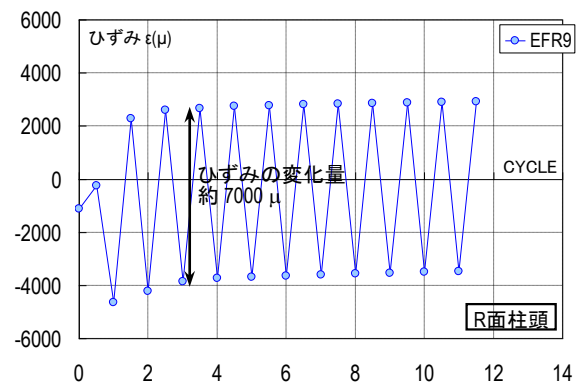
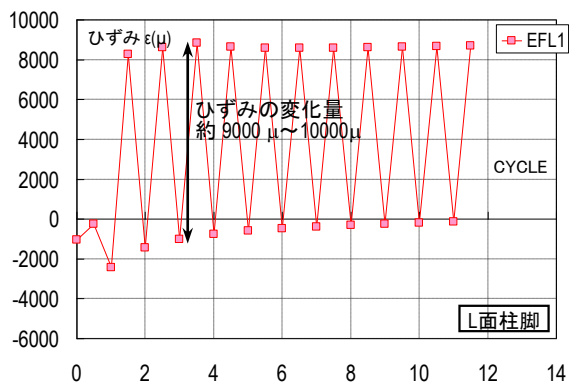
図 2.4.2-16 材軸方向の曲率分布



(a) S-L-3C-SS

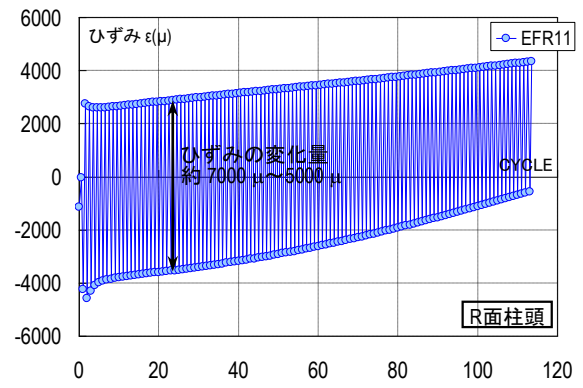
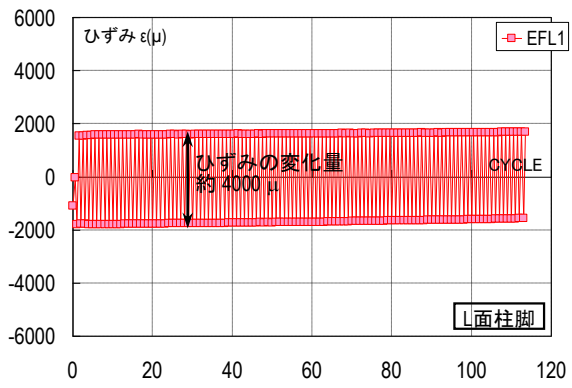


(b) S-L-6C-SS①

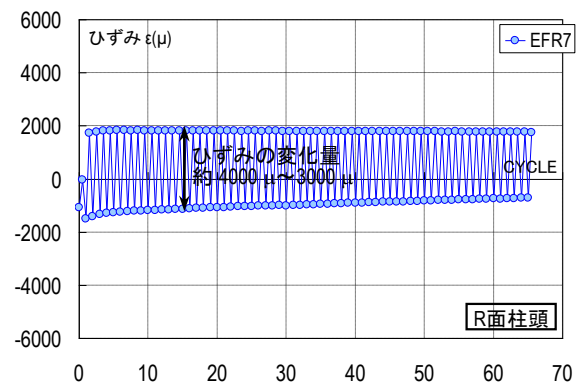
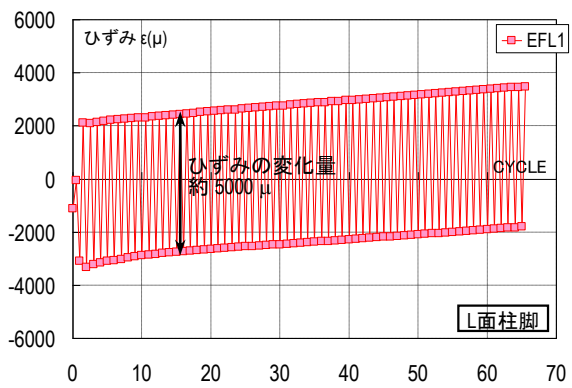


(c) C-L-06V-SS

図 2.4.2-17 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移



(d) S-LL-06V-SS



(e) S-M-06V-SS

図 2.4.2-18 柱頭・柱脚鋼管フランジのひずみの推移

(5) 結論ならびに今後の課題

長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける鋼管柱部材の多数回繰返し特性の把握を目的に、特に定振幅繰返し変位履歴下における耐力低下までの繰返し数に着目して、既存建物の実態を反映し、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、④構造種別を対象とした曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- 全ての S 試験体の最大荷重以降の荷重低下の要因は、柱頭・柱脚部に生じる局部座屈の進展であるが、局部座屈と関係性のある軸縮みの進展に関して定軸力時と変動軸力時では挙動が異なる。これらは、昨年度の実験結果でも同様であった。
- S 試験体の最大荷重に対する $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数は、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 で 549 回、変動軸力(軸力比 0~0.6)で、細長比 30.8, 15.4 がそれぞれ 55, 28 回となった。なお、定軸力(軸力比 0.6)、細長比 23.1 では、定軸力(軸力比 0.3)の $0.9Q_{max}$ 時繰返し数である 549 回に達しても耐力低下が見られなかった。
- S 試験体の変位振幅と $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数および累積塑性変形倍率の関係について、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 に関して以下の評価式を得た。これは、昨年度の実験結果を踏まえて評価したものである。

$$\delta_h/\delta_p \cdot N^{0.113} = 2.389 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

$$\eta_p \cdot N^{0.164} = 3.016 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

- S 試験体において定軸力で軸力比が異なる場合、軸力比 0.3 は 0.6 に比べ $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数が少ない。また、定軸力(軸力比 0.3)に比べ、変動軸力(軸力比 0~0.6)では $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数が少ない。これは、鋼管フランジが正負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、また 1 サイクル中で経験する軸ひずみの変化量が大きいために要因と考えられる。
- S 試験体の変動軸力(軸力比 0~0.6)において、細長比が大きいほど、 $0.9Q_{max}$ 時の繰返し数が少ない。これは、細長比が小さいほど塑性化領域が狭く、局部的に座屈が進展したことが要因と考えられる。
- CFT 試験体の最大荷重以降の荷重低下は、負加力の最大荷重時(軸力 0)における曲げ引張側鋼管フランジの塑性化、負加力側の引張ひび割れが正加力最大荷重時に閉じきらないことによるコンクリート部分の応力負担の減少が要因と推測される。

なお、S 造柱の今後の課題としては、以下の項目に関する実験資料の蓄積が挙げられる。

- 軸力比の異なる定軸力柱
- 軸力変動幅の異なる変動軸力柱(引張軸力あり)
- 幅厚比の大きい柱 (FB : 32, FC : 41)

また、今回の実験における CFT 試験体の部材ランクは、FC 相当となっており、早期に耐力低下が生じる結果となったが、CFT 構造を用いた建物で、塑性化の可能性のある最下階の部材ランクは FA とするのが一般的である。そこで、今後の課題として、既存建物の実態を反映した CFT 造柱の多数回繰返し特性の把握が必要と考える。

<参考文献>

- 2.4.2-1) 日本建築センター：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書
- 2.4.2-2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説
- 2.4.2-3) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針
- 2.4.2-4) 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
- 2.4.2-5) 建築研究所ほか：平成22年度建築基準整備促進事業 27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」調査報告書
- 2.4.2-6) 社団法人新都市ハウジング協会：コンクリート充填鋼管(CFT)造技術基準・同解説の運用および計算例等
- 2.4.2-7) 建築研究所ほか：ハイブリット構造に関する共同研究報告書
- 2.4.2-8) 川口淳, 森野捷輔:繰返し荷重を受ける CFT 柱の局部座屈性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 540 号, pp.141-148, 2001
- 2.4.2-9) 山口美有希, 河野昭彦, 徐培蓁:性能設計のための CFT 柱の累積損傷限界:既往の実験結果に基づく考察(CFT 柱(2),構造 III), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1143-1144, 2005

2.5 柱梁接合部パネル，部分架構の多数回繰り返し載荷実験

2.5.1 柱梁接合部パネルの多数回繰り返し載荷実験

(1) 背景・目的

本実験は，国交省の建築基準整備促進補助金事業「27-2 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」の一環として実施されるものであり，我が国における既存を含む超高層鉄骨造建築物において，構造安全上重要な部位である柱部材に関して，長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力，変形能力，劣化性状等）の把握を目的とする。特に今回は，定振幅繰返し変位履歴下における耐力低下までの繰返し回数に着目する。

先に実施された既存建物の実態調査結果（2.1 節）から，柱梁接合部パネルに関わる事項を要約すると以下の通りである。

- ・ 柱断面形状は，箱形断面が多く，H形断面は少ない
- ・ 箱形断面柱の幅厚比は，FA ランクが多く，幅厚比 10～28 程度に分布
- ・ 軸力比 n は，一定軸力（長期）で $n=0.3$ 程度，変動軸力（地震時）で最大 $n=0.67$

建築学会の鋼構造接合部設計指針^{2.5.1-1)}によれば，接合部パネルの力学性状に対する各影響因子との関係は，

- ・ 耐力比は影響なし
- ・ パネルアスペクト比は，現状の使用範囲では影響小
- ・ 軸力比は高い場合に影響があるが，現状の使用範囲では影響なし
- ・ 幅厚比(柱幅/板厚比)は影響があるが，現状では FA ランク(490 材で角形は 27 以下，H は 37 以下)が守られている建物が多い

また，柱梁接合部パネルの低サイクル疲労問題を取り扱った研究はなく，参考となる研究は鋼材ダンパーとしてせん断パネルを扱った実験的研究があり，文献 2.5.1-2)にまとめられている。

ここでは，長周期地震動を受ける超高層鉄骨造に関して，柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労特性)を把握する。

(2) 試験体

1) 試験体諸元

H22 年度は柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比、変位振幅をパラメータとした載荷実験を実施した。

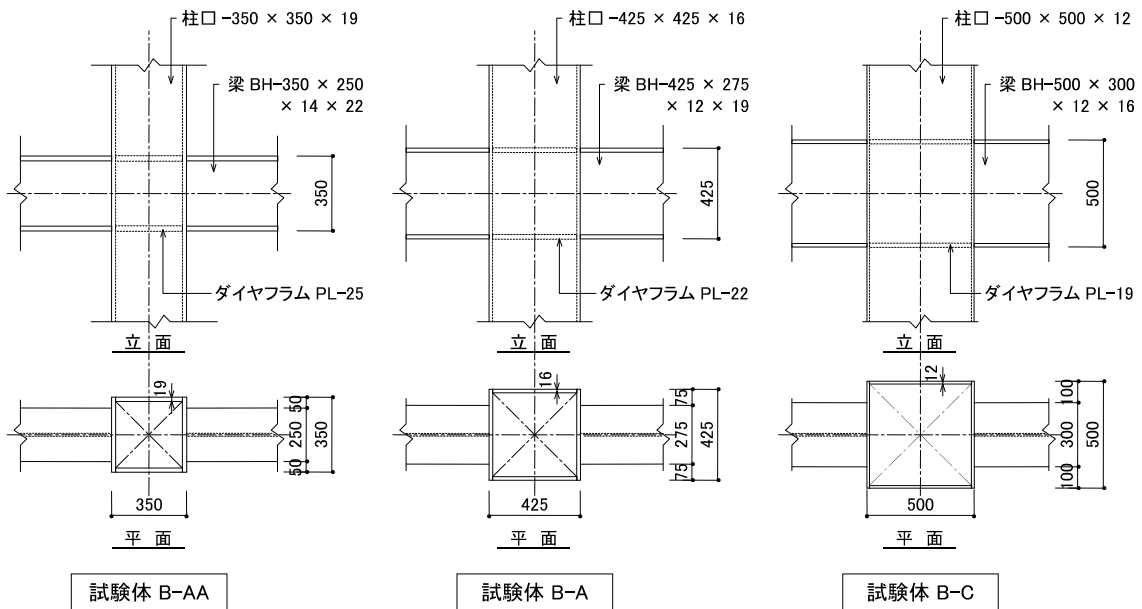
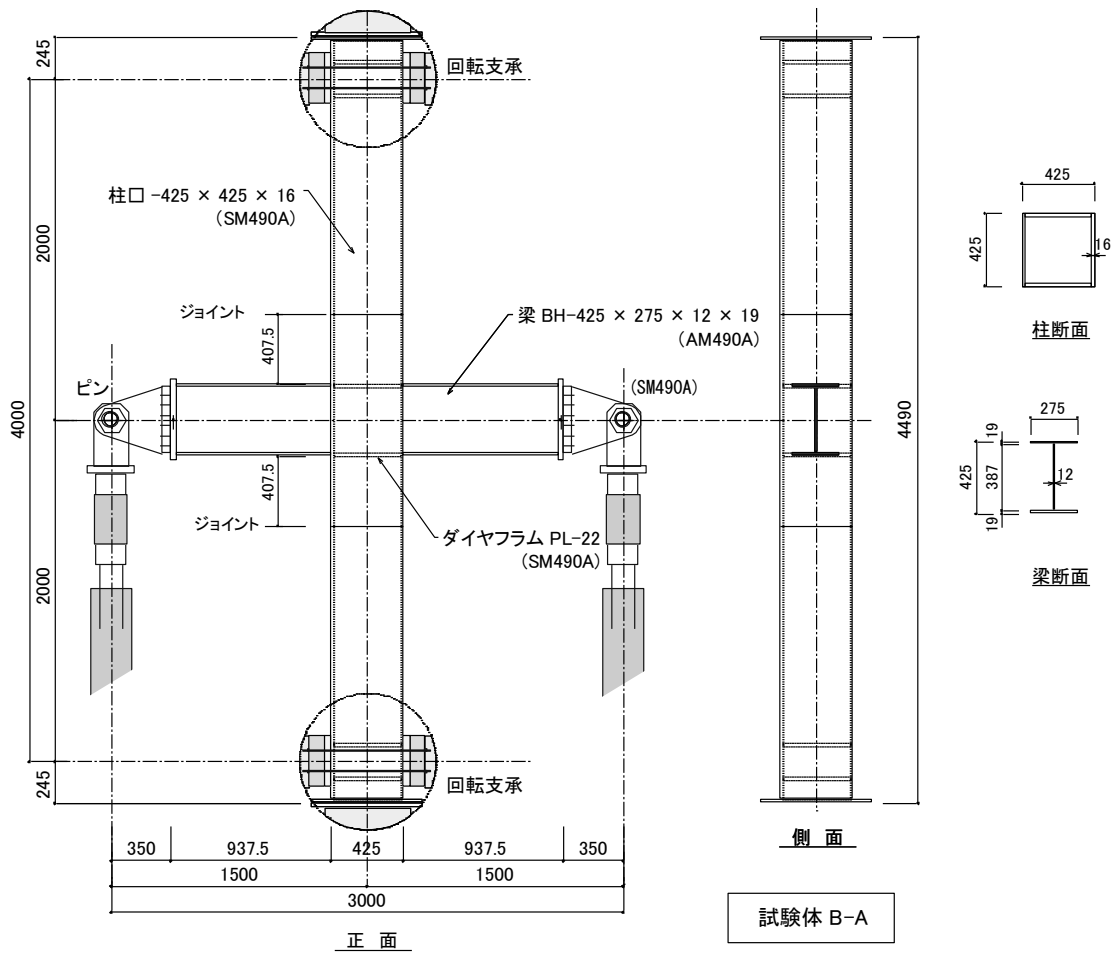
表 2.5.1-1 に試験体パラメータ一覧を、図 2.5.1-1 に試験体形状寸法を示す。公称値に基づく降伏応力度を用いてパネル幅厚比を 3 水準(FA ランク/1.5, FA ランク, FC ランク)設定した。なお、鋼材の実降伏応力度に対してはそれぞれ FA ランク, FB ランク, FD ランクとなった。変位振幅は $3\gamma_y \sim 8\gamma_y$ で与えた(各試験体の γ_y はせん断変形角 1/370~1/330)。柱軸力比は実降伏応力度を用いた柱の軸降伏耐力 N_y に対して、0.0~0.5 N_y の間で与えた。振幅と軸力比の組合せは表 2.5.1-1 を参照のこと。

柱とダイヤフラムの取り合いは、ダイヤフラムから 400mm 程度離れた位置で柱を切断し、ダイヤフラムを完全溶け込み溶接で柱に取り付け、その後柱を完全溶け込み溶接で接続する。梁フランジの溶接はノンスカップの完全溶け込み溶接とした。

表 2.5.1-1 試験体一覧(鋼種 SM490A 材)

試験体名	柱断面	梁断面	柱幅厚比 ()はランクと 閾値*1	軸力比	ハ° 補 耐力比	変位 振幅
B-AA-5	□-350×350×19	BH-350×250×14×22	18 (FA, 25)	0.5 N_y	0.67(柱) 0.60(梁)	5 γ_y
B-A-8	□-425×425×16	BH-425×275×12×19	27 (FB, 28)	0.3 N_y	0.48(柱) 0.63(梁)	8 γ_y
B-C-3 B-C-6 B-C-8	□-500×500×12	BH-500×300×12×16	41 (FC, 38)	0.0 N_y	0.67(柱) 0.50(梁)	3 γ_y 6 γ_y 8 γ_y

*1 実強度で換算(公称値による幅厚比に $\sqrt{\sigma_y/F}$ を乗じた値で評価 σ_y :実降伏応力度, F :基準強度)



試験体接合部
 図 2.5.1-1 試験体形状寸法

2) 使用材料

表 2.5.1-2 に素材の機械的性質を、表 2.5.1-3 にシャルピー試験結果を、表 2.5.1-4 に鋼材の化学成分分析試験結果を、表 2.5.1-5 に溶接指標を示す。

表 2.5.1-2 素材の機械的性質

使用試験体部位			板厚 (mm)	鋼種	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (μ)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	降伏比 Y.R.	伸び ϵ (%)
B-AA	B-A	B-C							
	W	C,W	12	SM490A	373	1820	550	0.68	25.3
W			14	SM490A	366	1785	542	0.68	27.1
	C	F	16	SM490A	418	2039	576	0.73	26.4
C	F	D	19	SM490A	404	1971	562	0.72	27.2
F	D		22	SM490A	381	1859	532	0.72	29.8
D			25	SM490A	379	1849	551	0.69	29.7

記号 C : 柱
F : 梁フランジ
W : 梁ウェブ
D : ダイヤフラム

表 2.5.1-3 シャルピー試験結果(試験温度 0°C)

板厚(mm)	吸収エネルギー(J)
12	151
16	250
19	178

表 2.5.1-4 鋼材の化学成分分析試験結果

板厚 (mm)	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	Ni (%)	Cr (%)	Mo (%)	V (%)	Cu (%)	B (%)	N (%)	Ti (%)
12	0.15	0.45	1.44	0.011	0.003	0.02	0.02	0.01	<0.001	0.01	0.0001	0.0035	0.002
16	0.17	0.30	1.38	0.015	0.003	0.02	0.03	0.01	0.038	0.02	<0.0001	0.0022	0.001
19	0.17	0.29	1.41	0.022	0.005	0.02	0.04	0.01	0.040	0.02	<0.0001	0.0026	0.001
SM490A	0.2 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下								

表 2.5.1-5 溶接性指標

板厚(mm)	C_{eq} (%)	P_{CM} (%)	f_{HAZ} (%)
12	0.416	0.240	0.448
16	0.424	0.257	0.473
19	0.431	0.259	0.535
SM490A*1	0.38 以下	0.24 以下	0.58 以下
SN490B	0.44 以下	0.29 以下	

*1 熱加工制御を行った場合の鋼板

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

溶接割れ感受性塑性 $P_{CM}=C+Si/3+Mn/20+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B$

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

(3) 実験方法

1) 加力方法

図 2.5.1-2 に加力装置図を、写真 2.5.1-1 に加力状況を示す。軸力は $0.0\sim 0.5N_y$ とした。加力は柱梁接合部パネルのせん断変形角で制御し、変形角を一定とする繰返し载荷とする。荷重が最大耐力の 90% まで耐力低下または繰返し回数が 100 回に達する時点まで载荷した。

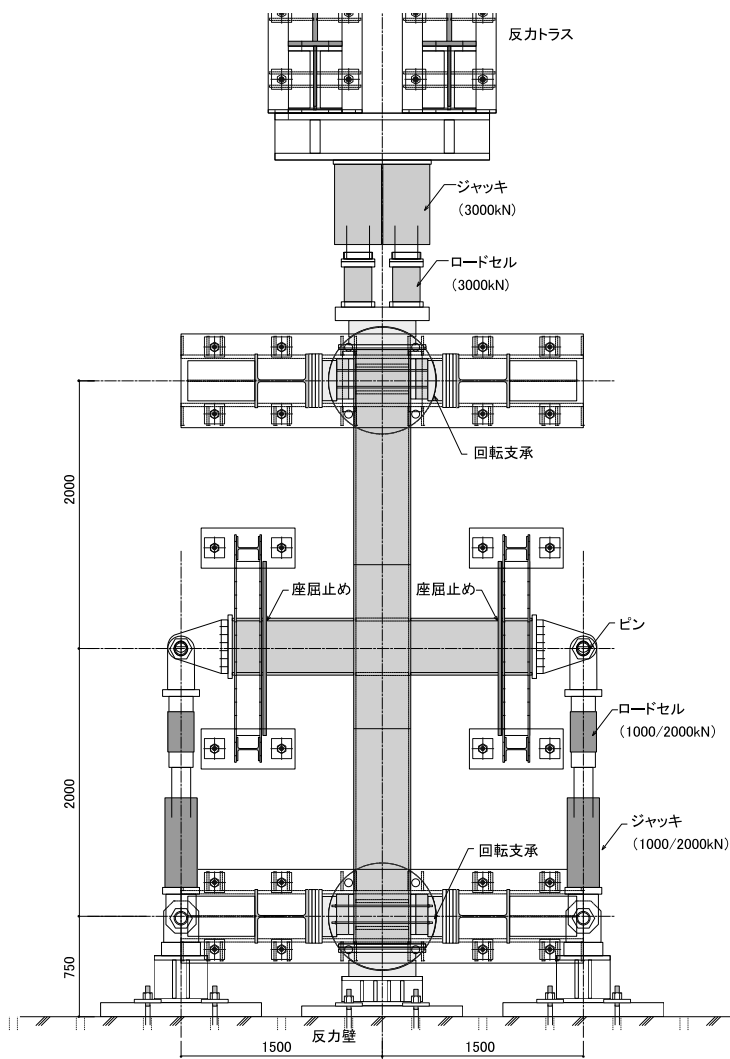


図 2.5.1-2 加力装置図

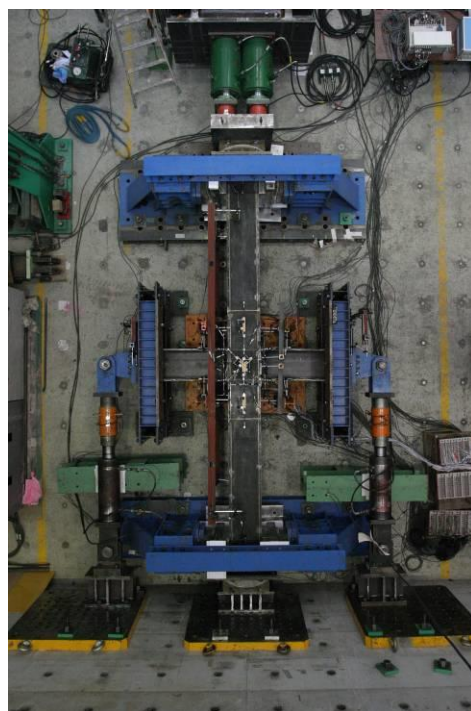
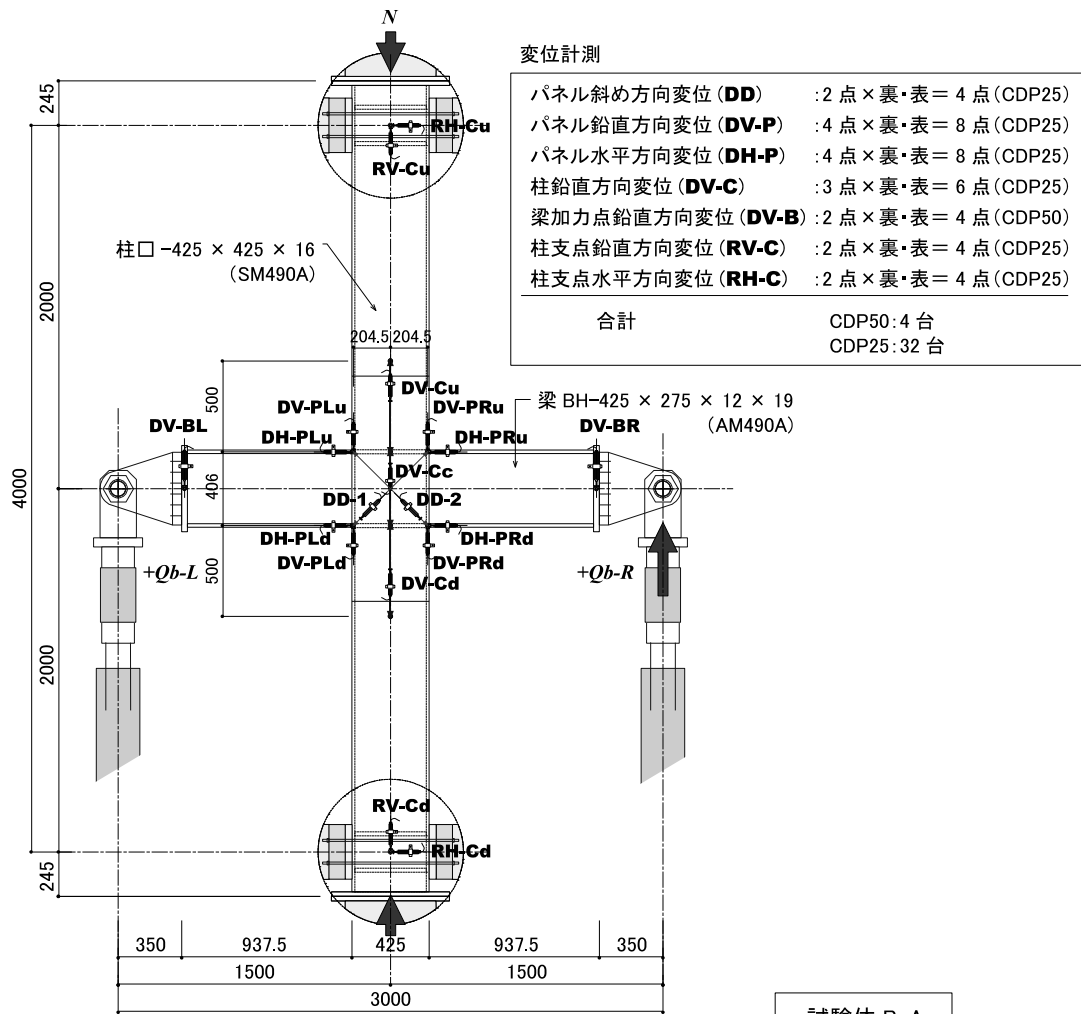


写真 2.5.1-1 加力状況

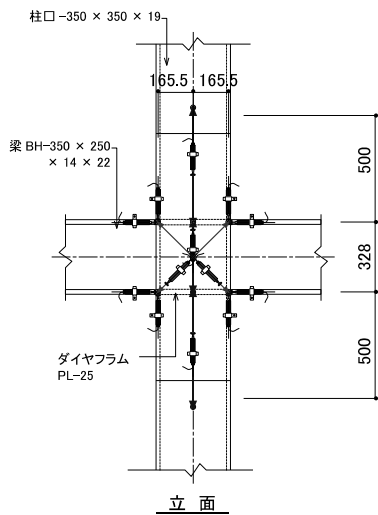
2) 計測方法

図 2.5.1-3 に変位測定計画を示す。変位は架構全体の層間変形角、梁の部材角、および柱梁接合部パネルのせん断変形角を測定した。

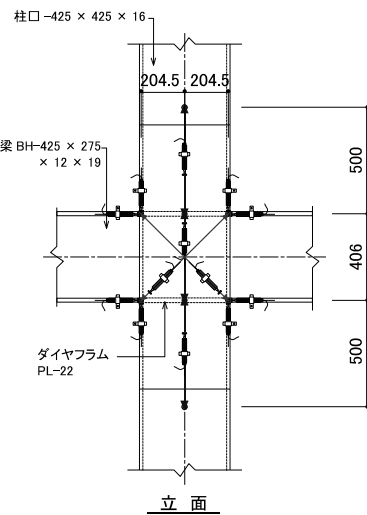
図 2.5.1-4 にひずみ測定計画を示す。ひずみは柱梁接合部パネル部分のせん断ひずみを測定した。また、柱頭と柱脚および梁端の応力状態を把握するためのひずみを測定した。



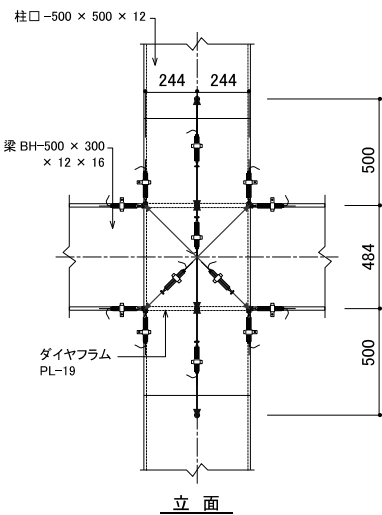
正面



試験体 B-AA



試験体 B-A



試験体 B-C

試験体接合部

図 2.5.1-3 変位測定位置図

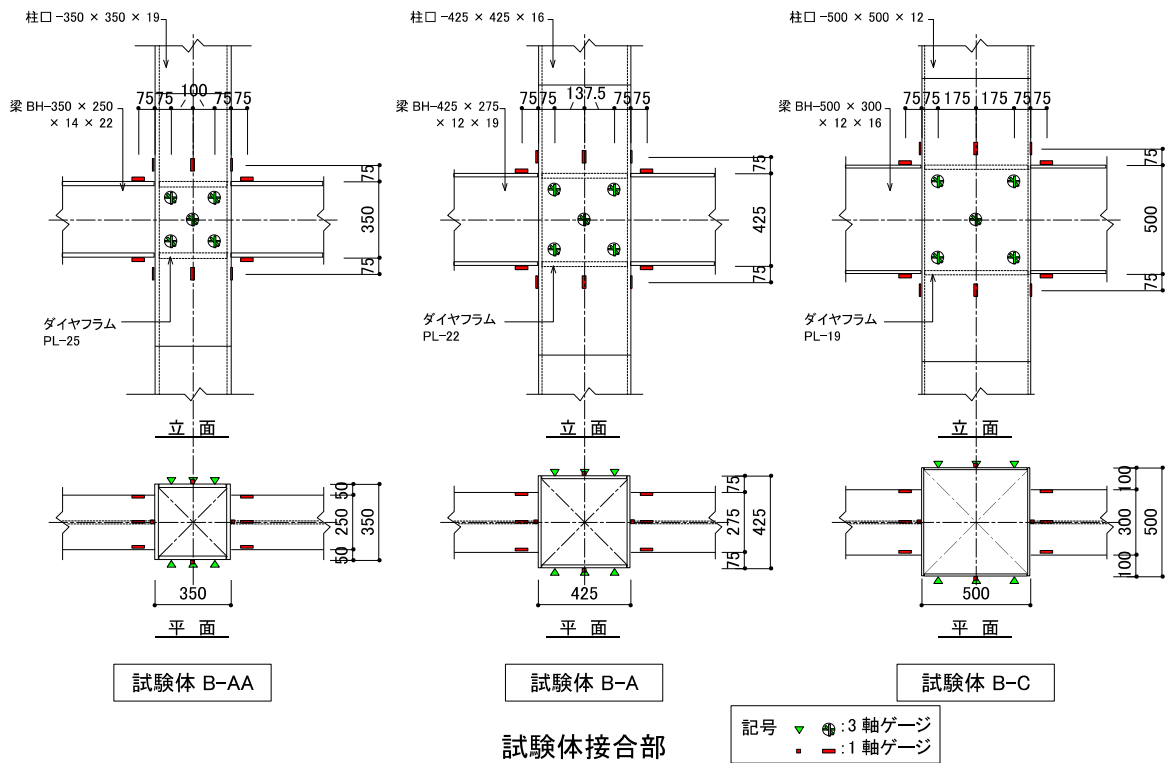
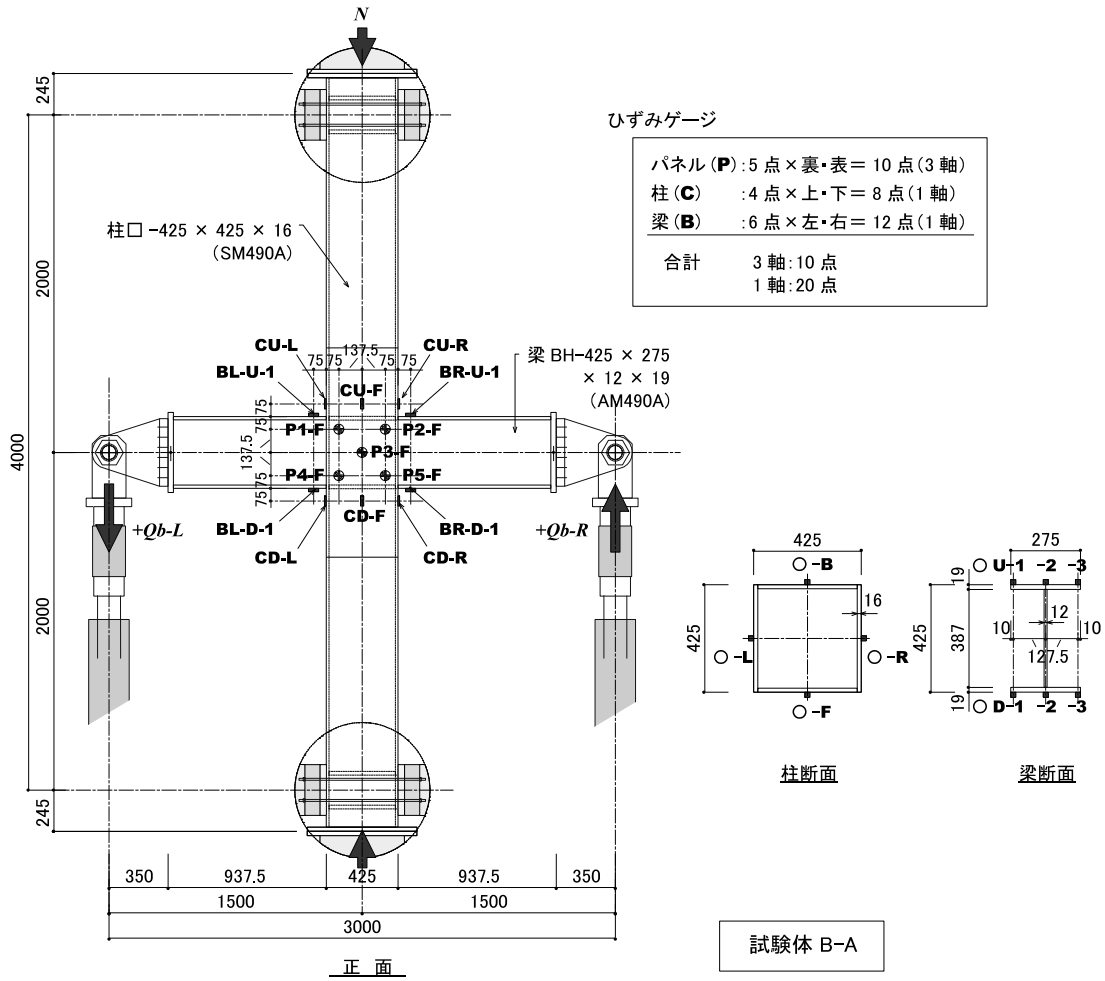


図 2.5.1-4 ひずみ測定位置図

(4) 実験結果

1) 実験経過および破壊性状

写真 2.5.1-2~2.5.1-6 に各試験体の破壊状況を示す。

試験体 B-AA-5 では、当初軸力比 0.4、変位振幅を 5% として 13 回の繰返し載荷を実施したのち、軸力比を 0.5 として続けて載荷を行った。載荷初期において、柱は柱-梁接合部を支点とする S 字形たわみモードの反転を繰返したが、載荷の進行に伴い柱-梁接合部が徐々に梁材軸方向の一方向へ移動し、110 サイクルの正載荷時に接合部近傍の柱に局部座屈を生じ、柱が構面内に曲げ変形して柱崩壊となったため加力を終了した(写真 2.5.1-2 参照)。この現象は文献 2.5.1-3) に指摘される発散挙動と考えられる。柱梁接合部パネル上下の柱頭、柱脚の柱の曲げひずみによると(図 2.5.1-21 参照)、載荷初期は対称定常状態にあり、その後非対称定常状態へ移行したことが伺える。また、この発散挙動は柱の圧縮ひずみが累積することによっても生ずることが指摘されている^{2.5.1-3)}。これは、軸力比と柱の曲げ振幅値の組合せがある限界値を超えると発生し、特に軸力比 0.5 を超えると可能性が高くなる。

試験体 B-A-8 では、軸力比 0.3、変位振幅を 8% として 18 回の繰返し載荷を実施し、耐力が最大耐力の 97% まで低下した。19 サイクルの正載荷時に梁端フランジが破断し、載荷を終了した。フランジの疲労亀裂は梁端部のエンドタブより発生し、徐々に進展していった(写真 2.5.1-3 参照)。柱および梁の曲げひずみ(図 2.5.1-22 参照)によれば、両部材とも塑性化していることが分かるが、載荷の進行に伴い柱の塑性ひずみは停留しているのに対し梁のひずみは累積しており、梁の破壊が先行したことが伺える。

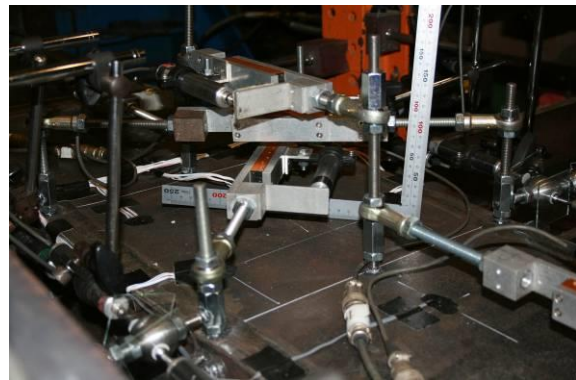
試験体 B-C-3 では、当初軸力比を 0.5、変位振幅を 3% として載荷を開始し、2 サイクル目の負載荷側で柱に局部座屈を生じ、それに伴い柱が構面内に曲げ変形した。その後、軸力比を 0.0、変位振幅を 3% として載荷を再開した。繰返し回数が 201 回に達した時点で、ほとんど耐力が低下しなかったのを確認し、加力を終了した(写真 2.5.1-4 参照)。なお、軸力比 0.5 における不安定挙動は、試験体 B-AA-5 と同様な現象と考えられる。

試験体 B-C-6 では、当初軸力比を 0.3、変位振幅を 6% として載荷を開始したが、1 サイクル目の正載荷側で柱のひずみレベルが高くなったため、負載荷以降の変位振幅を 4% として載荷を続けた。10 サイクル目正載荷時に再度、柱のひずみレベルが高くなったため、軸力比を 0.0、変位振幅を 6% として載荷を続けた。耐力は、繰返し回数 45 回で最大耐力の 90% となった。その後も載荷 55 回まで実施した。最終的な耐力は最大耐力の 88% であった(写真 2.5.1-5 参照)。

試験体 B-C-8 では、軸力比 0.0、変位振幅を 8% として載荷を実施し、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90% となった。その後も載荷 60 回まで実施した。最終的な耐力は最大耐力の 79% であった(写真 2.5.1-6 参照)。



-50 サイクル

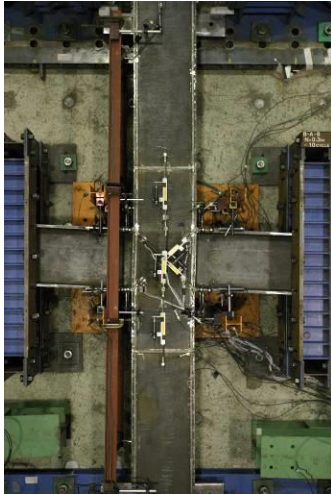


-100 サイクル



最終破壊

写真 2.5.1-2 破壊状況(試験体 B-AA-5)



-10 サイクル

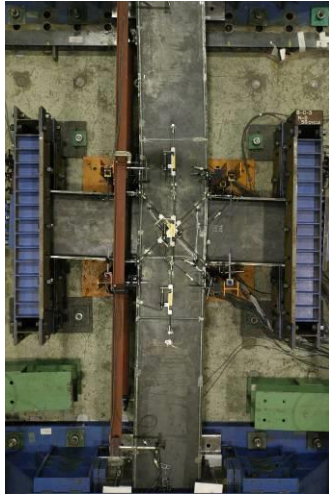


+19 サイクル



最終破壊

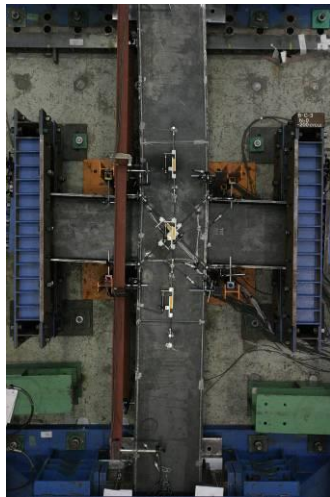
写真 2.5.1-3 破壊状況(試験体 B-A-8)



-50 サイクル



-100 サイクル



-200 サイクル

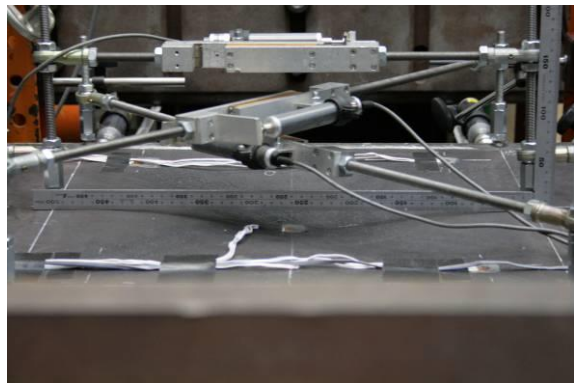
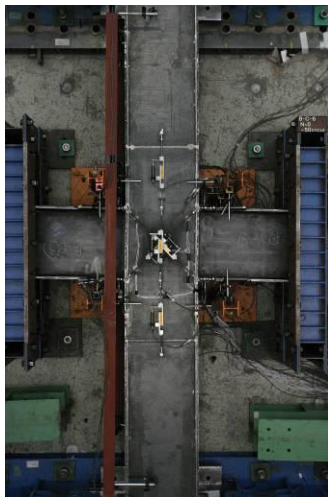


最終破棄

写真 2.5.1-4 破壊状況(試験体 B-C-3)



-20 サイクル

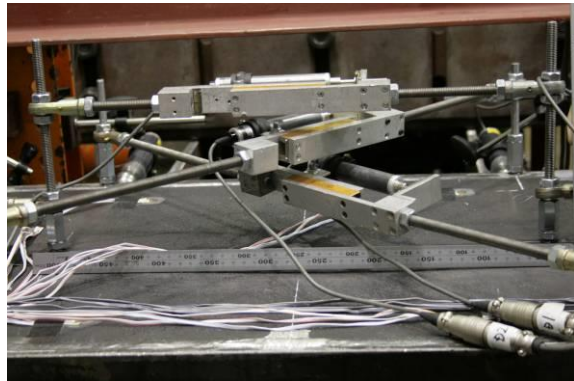
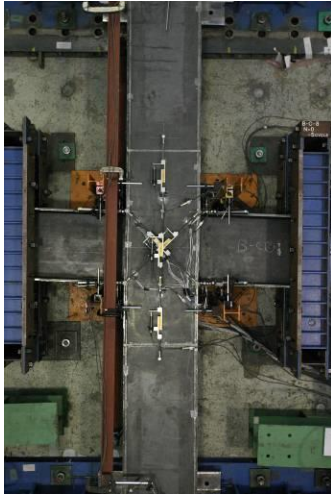


-50 サイクル

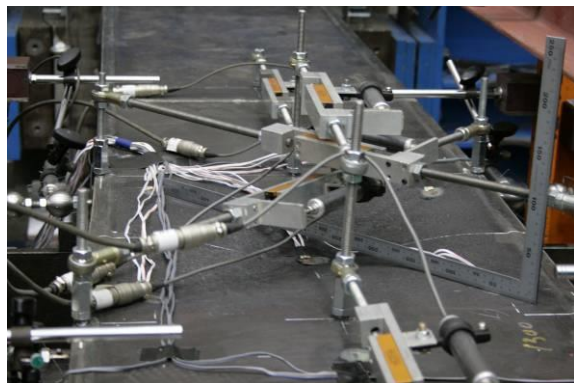


最終破壊

写真 2.5.1-5 破壊状況(試験体 B-C-6)



-5 サイクル



-20 サイクル



最終破壊

写真 2.5.1-6 破壊状況(試験体 B-C-8)

2) 荷重変形特性

図 2.5.1-5～2.5.1-9 に各試験体の荷重-変位関係とサイクル毎の最大耐力の推移を示す。(a), (c), (d)のグラフの縦軸の荷重は梁のせん断力を、(a)の横軸の変形はパネルのせん断変形角、(c)は梁の部材角および(d)は層間変形角である。梁のせん断力は左右の平均であり、またパネルのせん断変形角は表裏の平均、梁の部材角は左右の平均である。(b)は縦軸がサイクル毎の最大荷重を、横軸はサイクルである。また、表 2.5.1-6 に実験結果一覧を示す。表中の計算値の全塑性耐力は文献 2.5.1-2)に基づき算定し、実験値の全塑性耐力は 0.35%オフセット値を採用した。

試験体 B-AA-5 は、110 回の繰返しに対してパネルの変形角関係にほとんど変化が見られず、安定した履歴性状を示している。梁の挙動は概ね弾性であり、また層間変形角もパネルの挙動同様、安定した履歴性状となっており、耐力は最終サイクルまでほとんど低下しなかった。なお 14 サイクル目から軸力比を 0.4 から 0.5 に変更しているが、履歴性状に影響は見られない(図 2.5.1-5 参照)。

試験体 B-A-8 は、18 回の繰返し載荷で徐々に耐力が低下し、最終サイクルでは最大耐力の 97% まで低下した。梁は載荷サイクルの進行に合わせ徐々に履歴が大きくなっており、また層間変形角も大きくなっている。梁フランジの変形の増加により梁が疲労限に達しフランジの破断を生じたと考えられる。90%耐力に達するのは 40~回程度と予想される(図 2.5.1-6 参照)。

試験体 B-C-3 は、軸力比を 0.5、変位振幅を $3\gamma_y$ とした載荷 2 サイクル目の負荷側で柱に局部座屈を生じ、試験体 B-AA-5 と同様の破壊を生じた。それ以後の軸力比 0.0 として載荷を続したが、パネルと層間変形角の挙動は繰返し回数 201 回まで安定した履歴を示した。最終的な耐力は 91%程度であった。また梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-7 参照)。

試験体 B-C-6 は、軸力比を 0.3 から 0.0 へ、変位振幅を $4\gamma_y$ から $6\gamma_y$ へ変化させ載荷し、10 サイクル目以降、耐力は徐々に低下し繰返し回数 45 回で最大耐力の 90%となった。繰返し回数の増加に伴い、パネルには変形 $\pm 10/1000$ 付近でピンチングのような挙動が見られ、それが層間変形角の関係にも影響している。梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-8 参照)。

試験体 B-C-8 では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90%となり、繰返し回数の増加に伴い、パネルには変形 0 付近でピンチングの挙動が見られる。梁は概ね弾性レベルの挙動を示している(図 2.5.1-9 参照)。

表 2.5.1-6 実験結果一覧

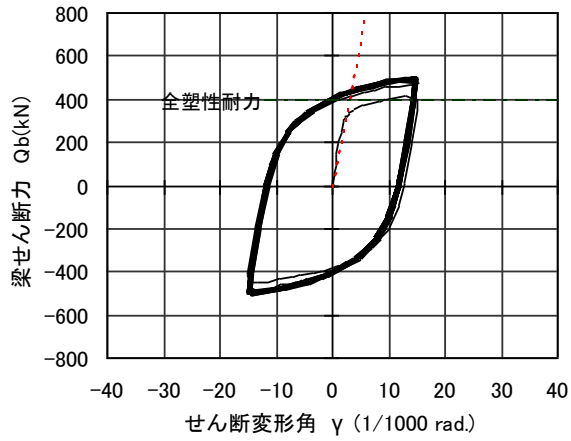
試験体名	柱幅厚比 ()はランクと閾値*1	軸力比	変位振幅 ()はせん断変形角	繰返し回数	全塑性耐力 (kN)		
					計算値*3	実験値*4	実験値/計算値
B-AA-5	18 (FA, 25)	0.5 M_y	5 γ_y (1/56.4)	110 以上	397	380	0.96
B-A-8	27 (FB, 28)	0.3 M_y	8 γ_y (1/40.9)	18 以上	560	504	0.90
B-C-3			3 γ_y (1/122)	201 以上		469	0.83
B-C-6	41 (FC, 38)	0.0 M_y	6 γ_y (1/61.1)	36 (45)*2	568	491	0.86
B-C-8			8 γ_y (1/45.9)	17		504	0.89

*1 実強度で換算(公称値による幅厚比に $\sqrt{\sigma_y/F}$ を乗じた値で評価 σ_y :実降伏応力度, F :基準強度)

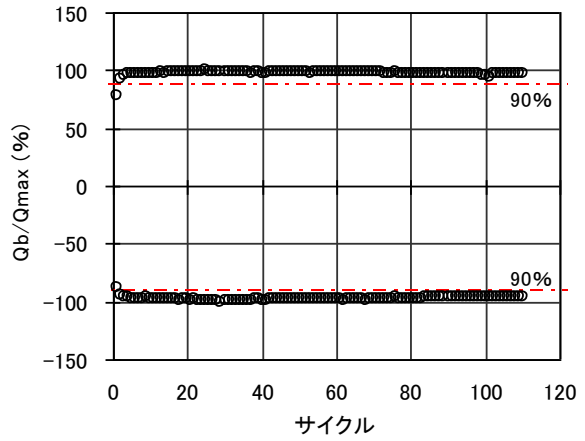
*2 ()内は $4\gamma_y$ を含む繰返し数

*3 文献 2.5.1-2)に基づき梁の載荷荷重として算定

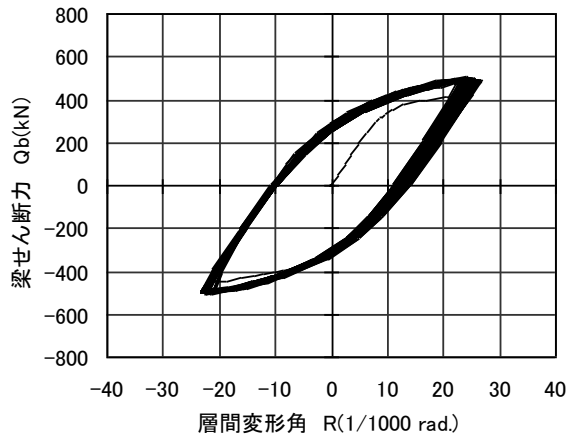
*4 0.35%オフセット値



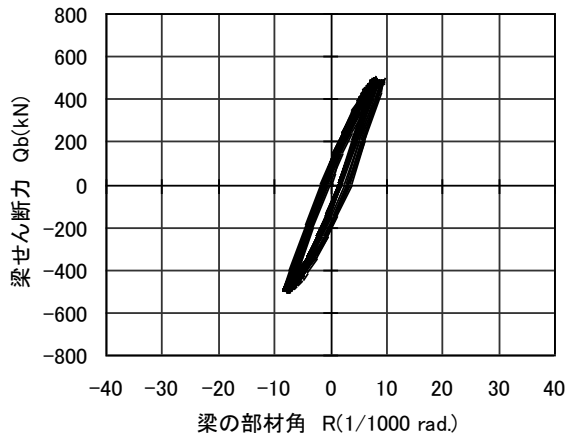
(a) パネルのせん断変形角



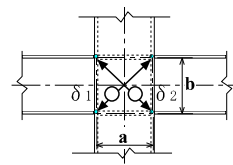
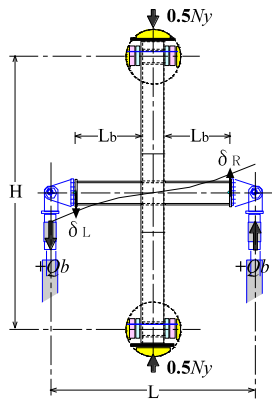
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a+b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

θ_c : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

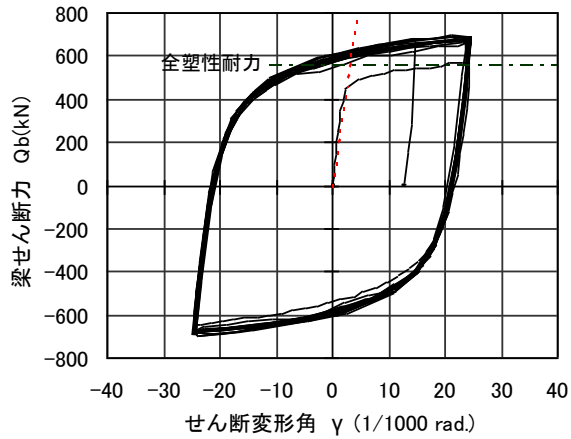
δ_b : δ_{Rb} と δ_{Lb} の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

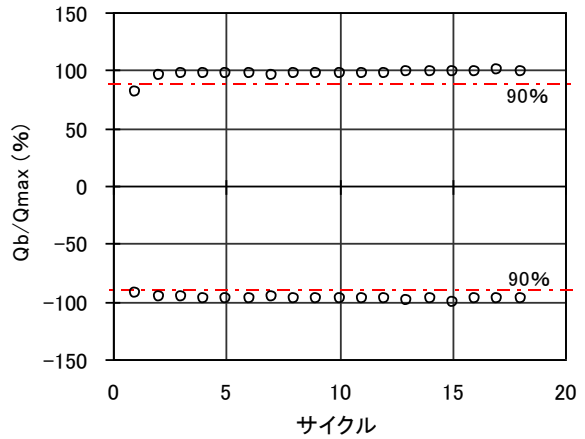
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

θ_b : 柱面の局部変形による傾き

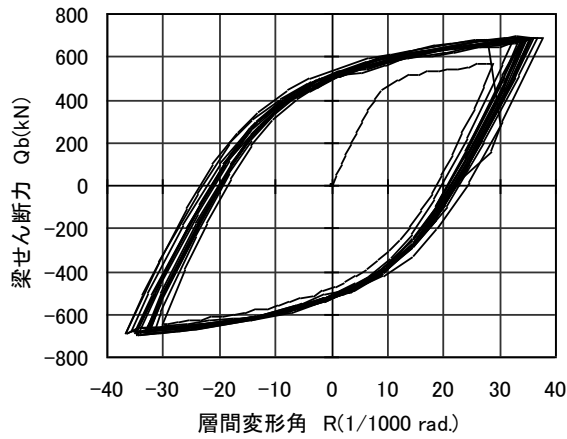
図 2.5.1-5 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-AA-5)



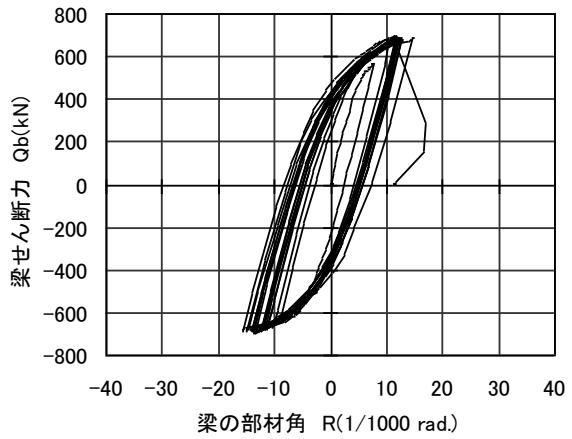
(a) パネルのせん断変形角



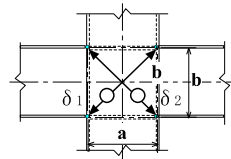
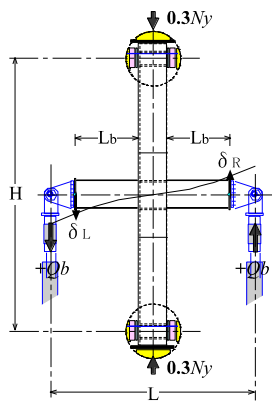
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

θ_c : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

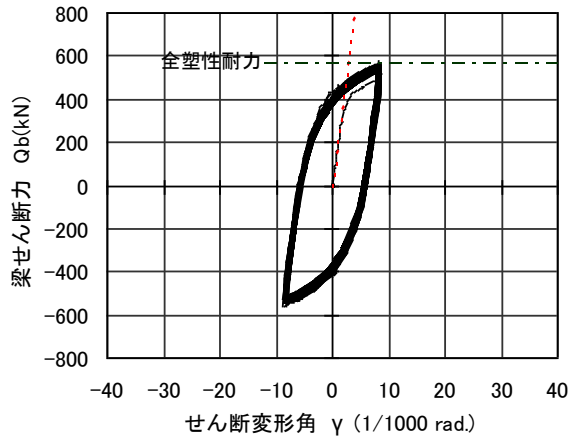
δ_b : δ_{Rb} と δ_{Lb} の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

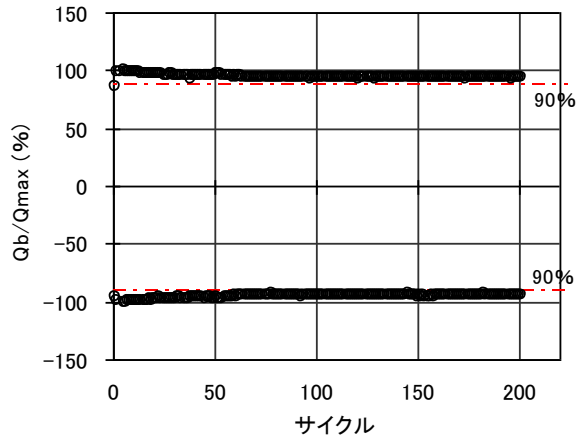
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

θ_b : 柱面の局部変形による傾き

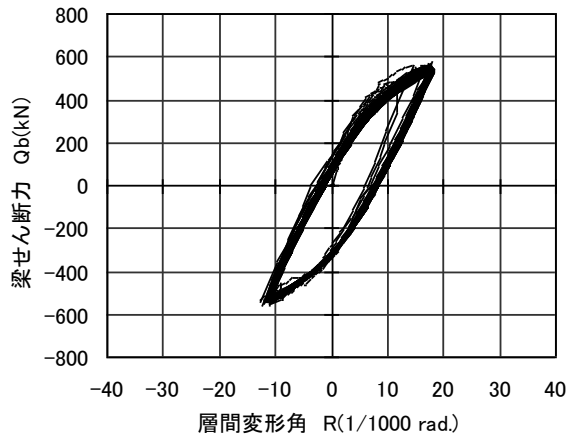
図 2.5.1-6 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-A-8)



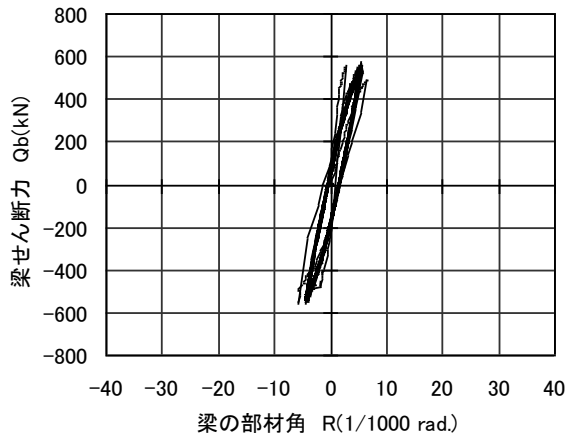
(a) パネルのせん断変形角



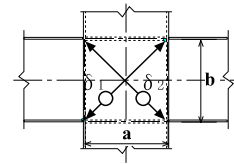
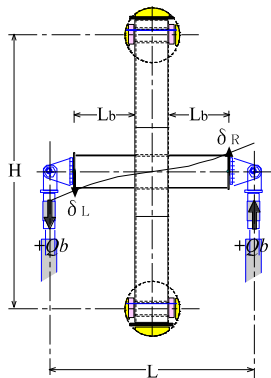
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_L + \delta_R}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

θ_c : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

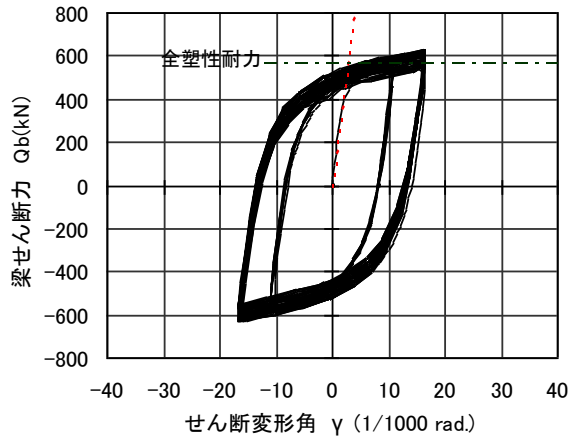
δ_b : δ_{Rb} と δ_{Lb} の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

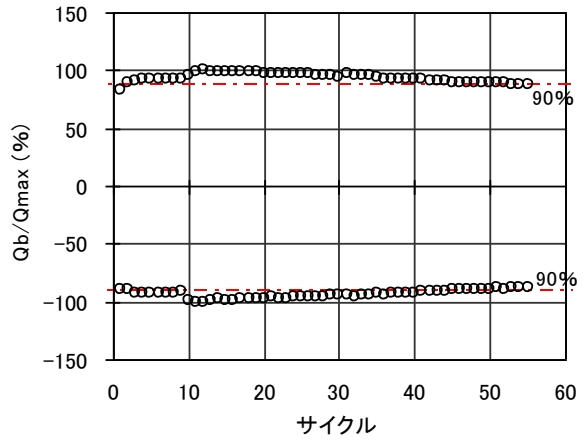
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

θ_b : 柱面の局部変形による傾き

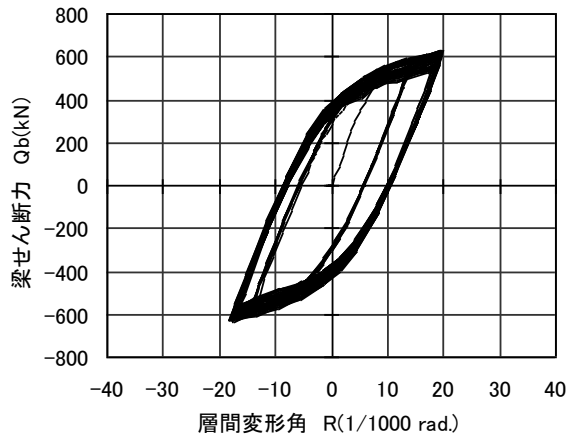
図 2.5.1-7 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-3)



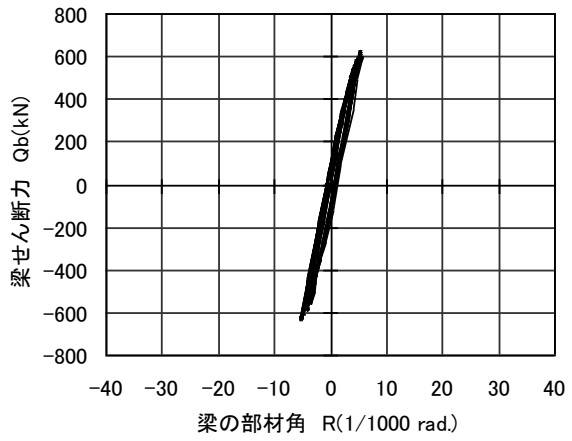
(a) パネルのせん断変形角



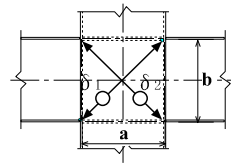
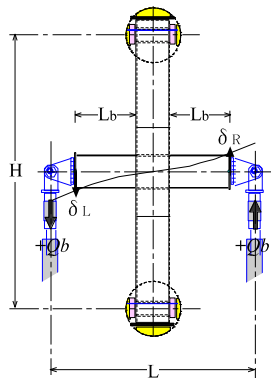
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

θ_c : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

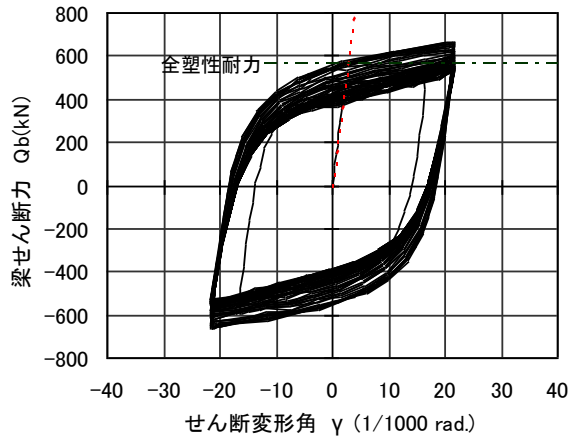
δ_b : δ_{Rb} と δ_{Lb} の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

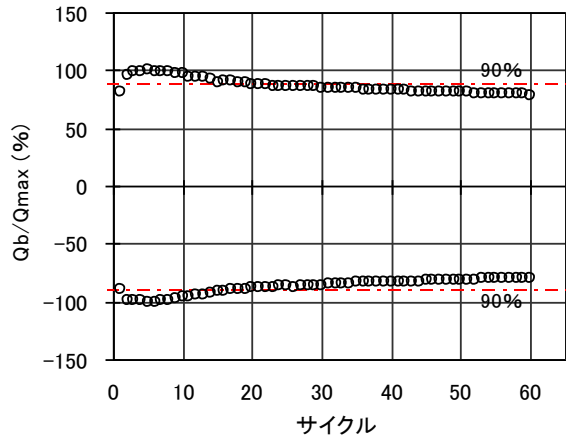
$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

θ_b : 柱面の局部変形による傾き

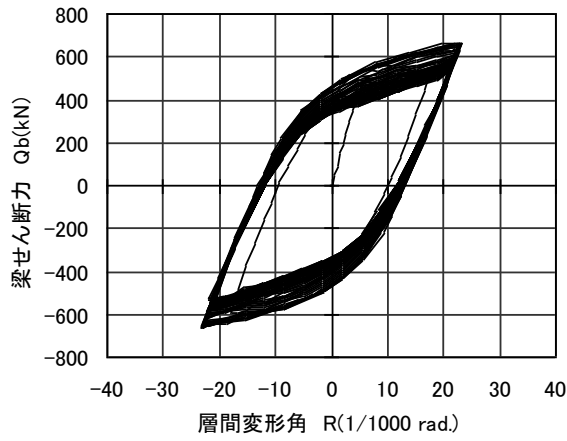
図 2.5.1-8 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-6)



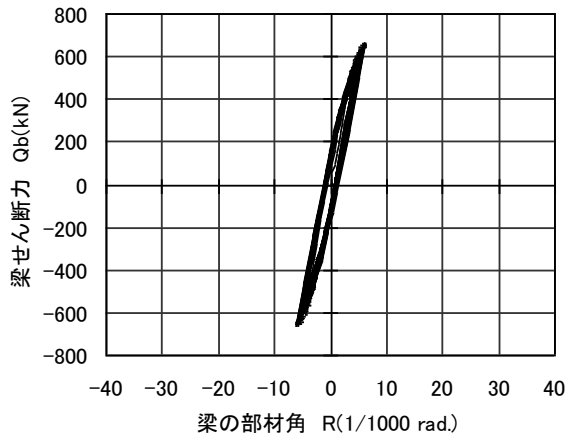
(a) パネルのせん断変形角



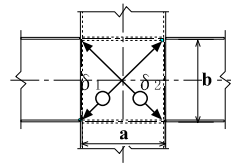
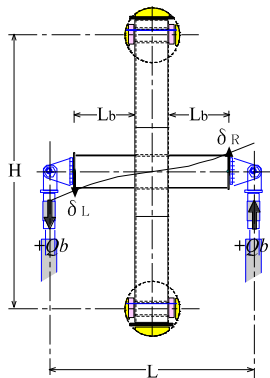
(b) 加力サイクル



(c) 架構全体の層間変形角



(d) 梁の部材角



$$\text{パネル } \gamma = \frac{\delta 1 + \delta 2}{2} \times \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{a \cdot b}$$

$$\text{層間変形角 } R = \frac{(\delta_R + \delta_L) - \theta_c \times L}{L}$$

θ_c : 柱の回転角

$$\text{梁部材角 } R = \frac{\delta_b}{L_b}$$

δ_b : δ_{Rb} と δ_{Lb} の平均

$$\delta_{Rb} = \delta_R - \theta_{Rb} \times L_b$$

$$\delta_{Lb} = \delta_L - \theta_{Lb} \times L_b$$

θ_b : 柱面の局部変形による傾き

図 2.5.1-9 梁のせん断力-変形角関係 (試験体 B-C-8)

3) 多数回繰り返し特性

図 2.5.1-10 に疲労曲線を示す。図中の直線は既往の研究^{2.5.1-2)}に基づく結果である。これによれば、鋼種 LY100, LY225 のせん断パネル(H 形断面相当)の疲労試験に対する疲労曲線は幅厚比毎に次式で示されている。

$$\gamma = 0.156 \cdot N^{-0.408} \quad (\text{幅厚比 } 30\sim 33) \quad (2.5.1-1)$$

$$\gamma = 0.0825 \cdot N^{-0.355} \quad (\text{幅厚比 } 38\sim 42) \quad (2.5.1-2)$$

ここに γ :パネルのせん断変形角(片振幅)(rad.)

N :最大耐力の 90%低下時の繰返し回数

図中のプロットは実験結果を示し、矢印は 90%耐力に達していない結果である。なお、ここでは既往の研究との整合を図るためパネルの幅厚比を内法により求めている。

試験体 B-AA-8 は柱の破壊が先行したため、試験体 B-A-8 は梁の破断が先行したためパネルが 90%耐力になるまでの正確な繰返し数は不明である。既往の研究には幅厚比の小さなものについてはデータがないため、参考にもっとも幅厚比の小さい結果(30~33)を実線で示す。

試験体 B-C シリーズは図中の点線に対応するが、鋼種が異なることもあるが、やや下側の結果となっている。90%耐力の確認ができた試験体 B-C-6, B-C-8 で近似線を求めると、次式で表わされ、図中に一点鎖線で示す。

$$\gamma = 0.0646 \cdot N^{-0.383} \quad (\text{幅厚比 } 39.7) \quad (2.5.1-3)$$

試験体 B-C-3 は 90%耐力を確認できなかったため、(2.5.1-3)式を用いて試験体 B-C-3 の繰返し数を求めると 221 回となる。

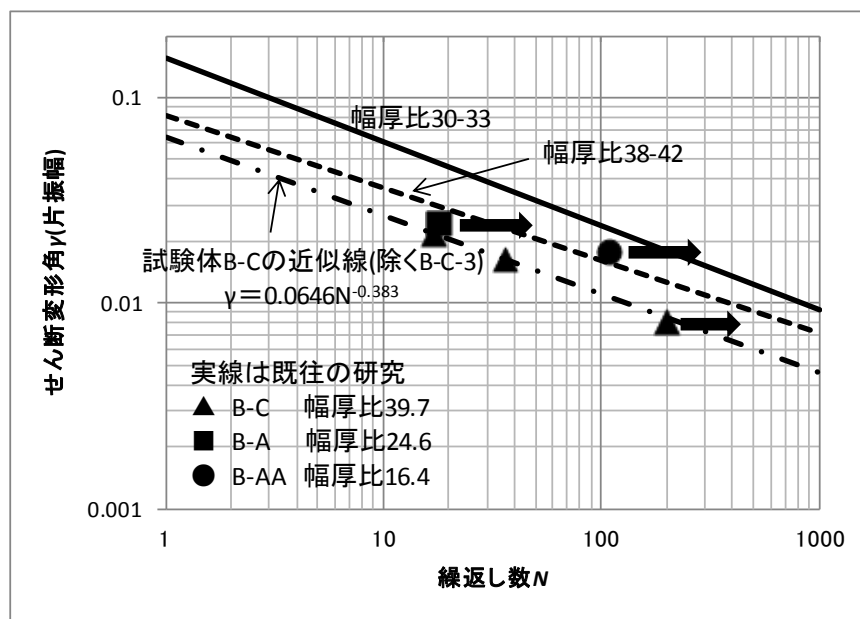


図 2.5.1-10 疲労曲線

4) その他特記すべき特性

図 2.5.1-11~2.5.1-20 に各試験体の梁のせん断力と柱梁接合部パネルのせん断ひずみの関係を示す。

図 2.5.1-21~2.5.1-25 に各試験体の梁のせん断力と柱および梁のひずみの関係を示す。(a)は柱の曲げひずみを、(b)は柱の軸ひずみを、(c)は梁の曲げひずみを示す。

図 2.5.1-26 に試験体 B-AA-5, B-A-8 の梁のせん断力と柱の軸方向変位の関係を示す。

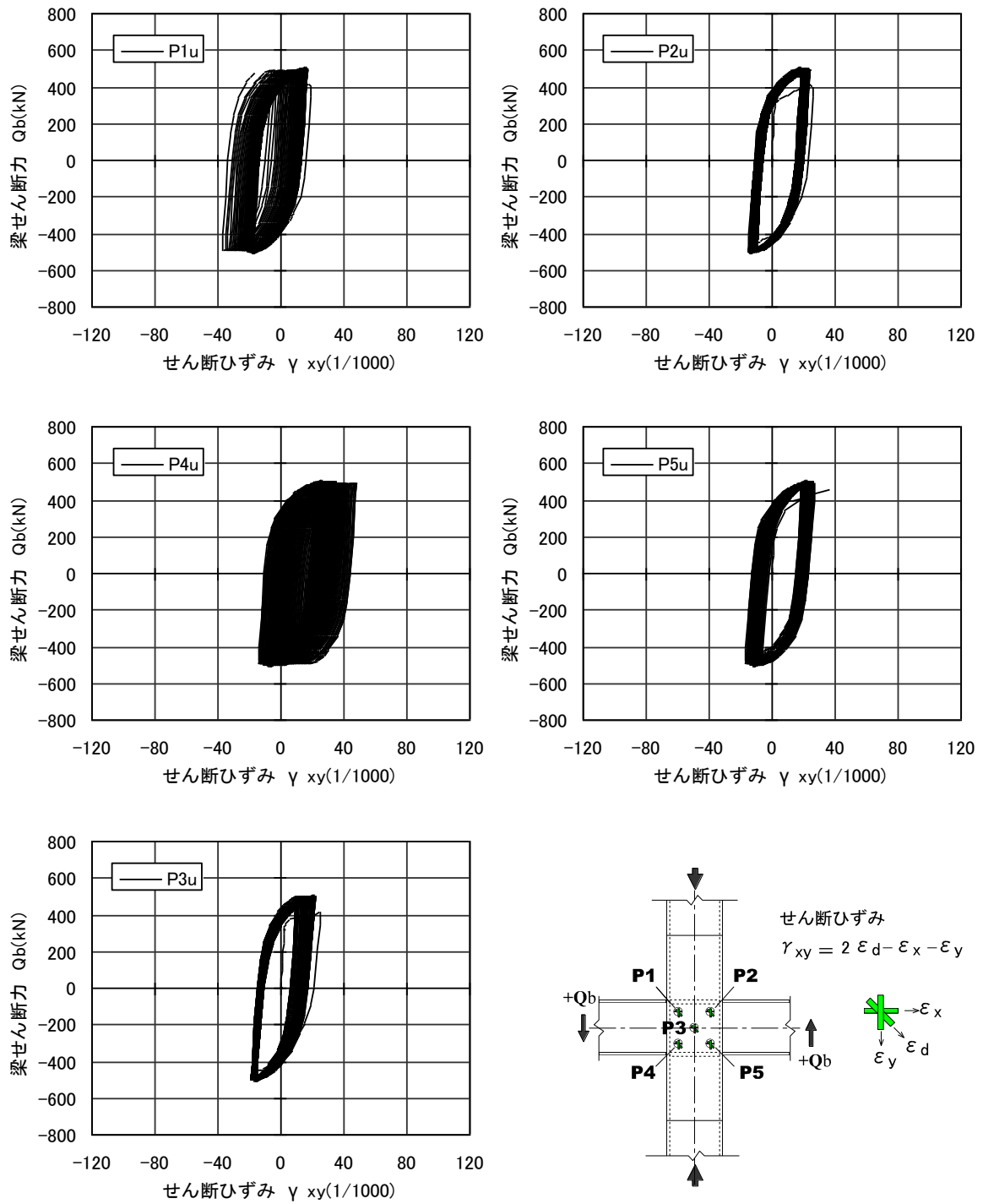


図 2.5.1-11 梁のせん断力-せん断ひずみ関係 (試験体 B-AA-5: 上面)

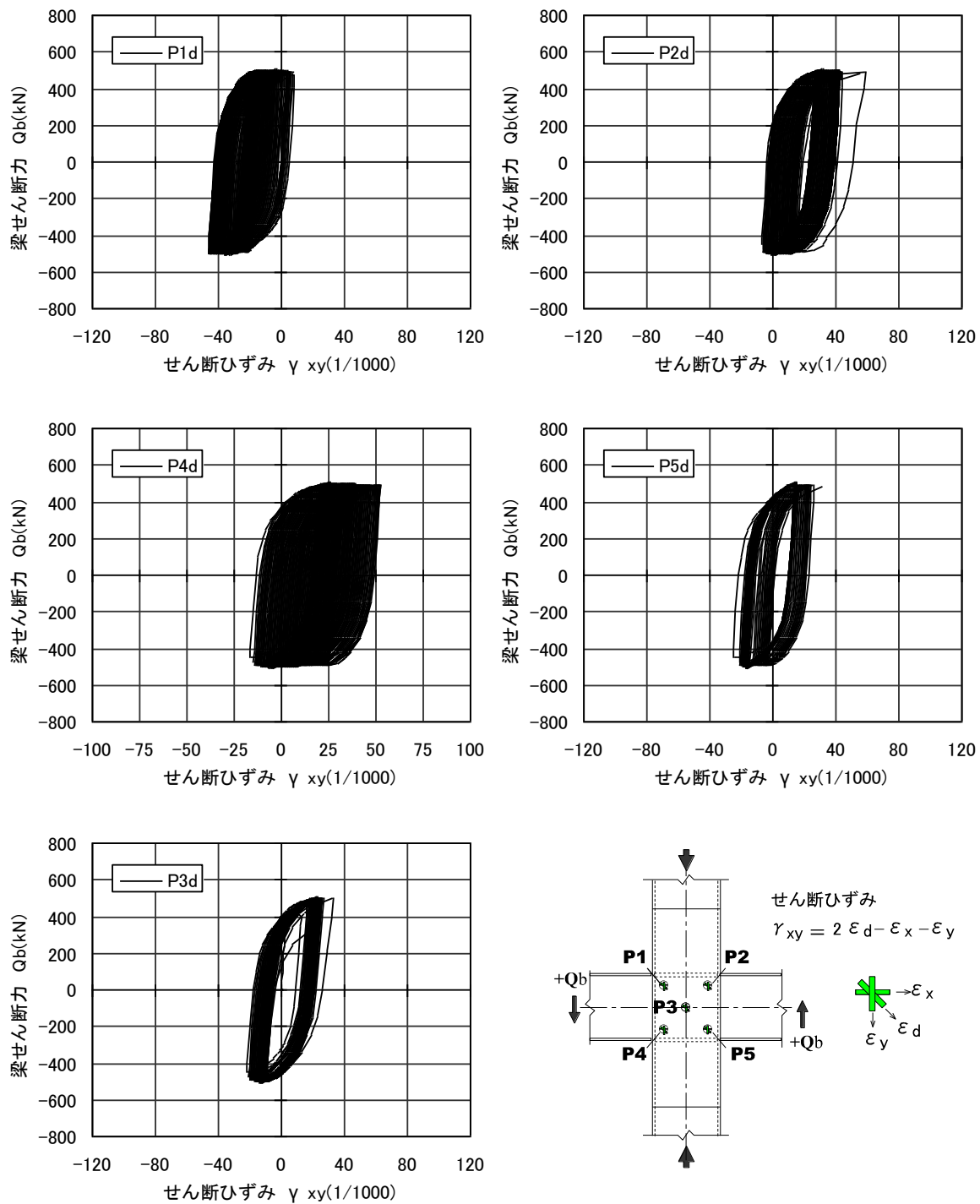


図 2.5.1-12 梁のせん断力-せん断ひずみ関係 (試験体 B-AA-5: 下面)

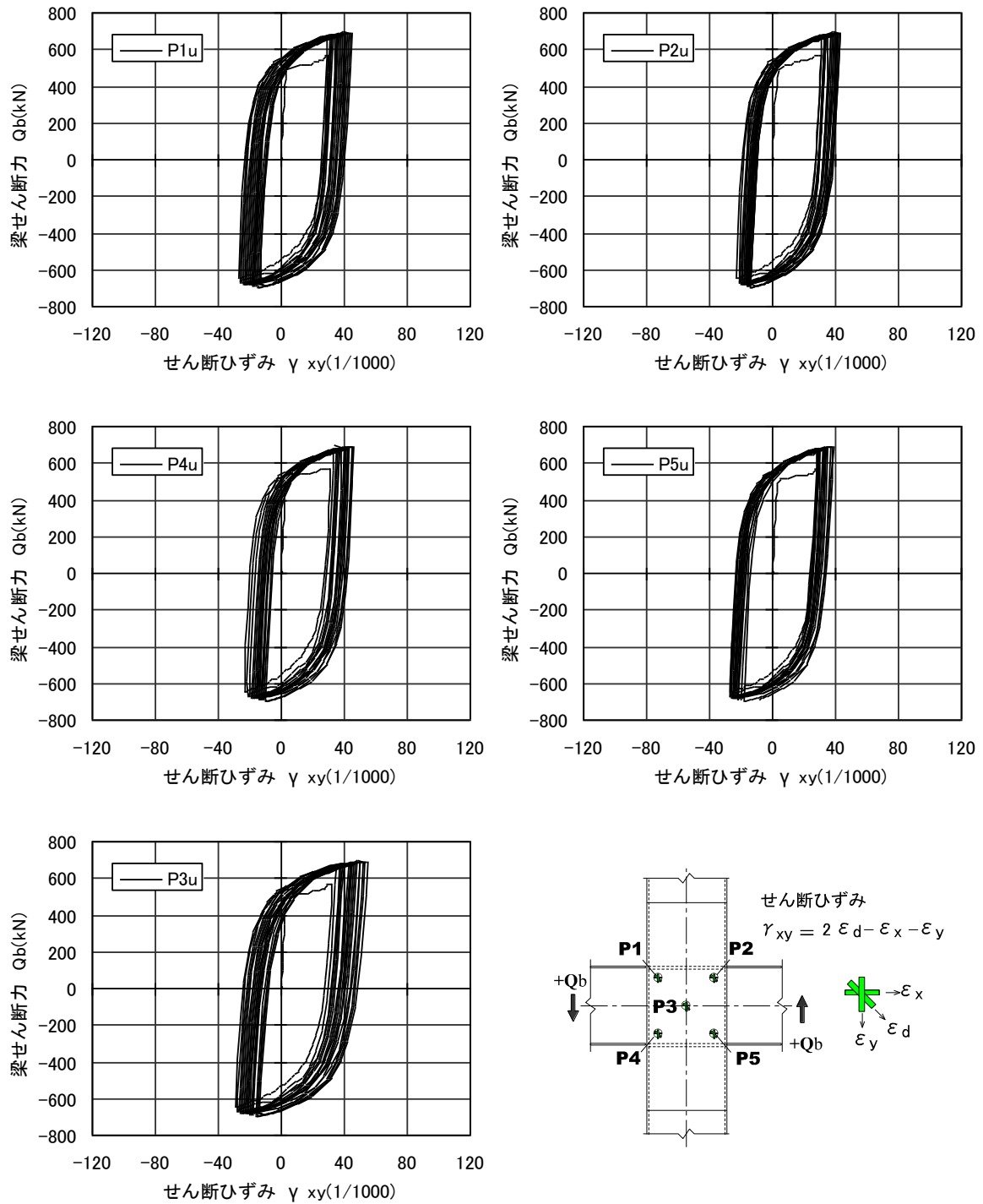


図 2.5.1-13 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-A-8: 上面)

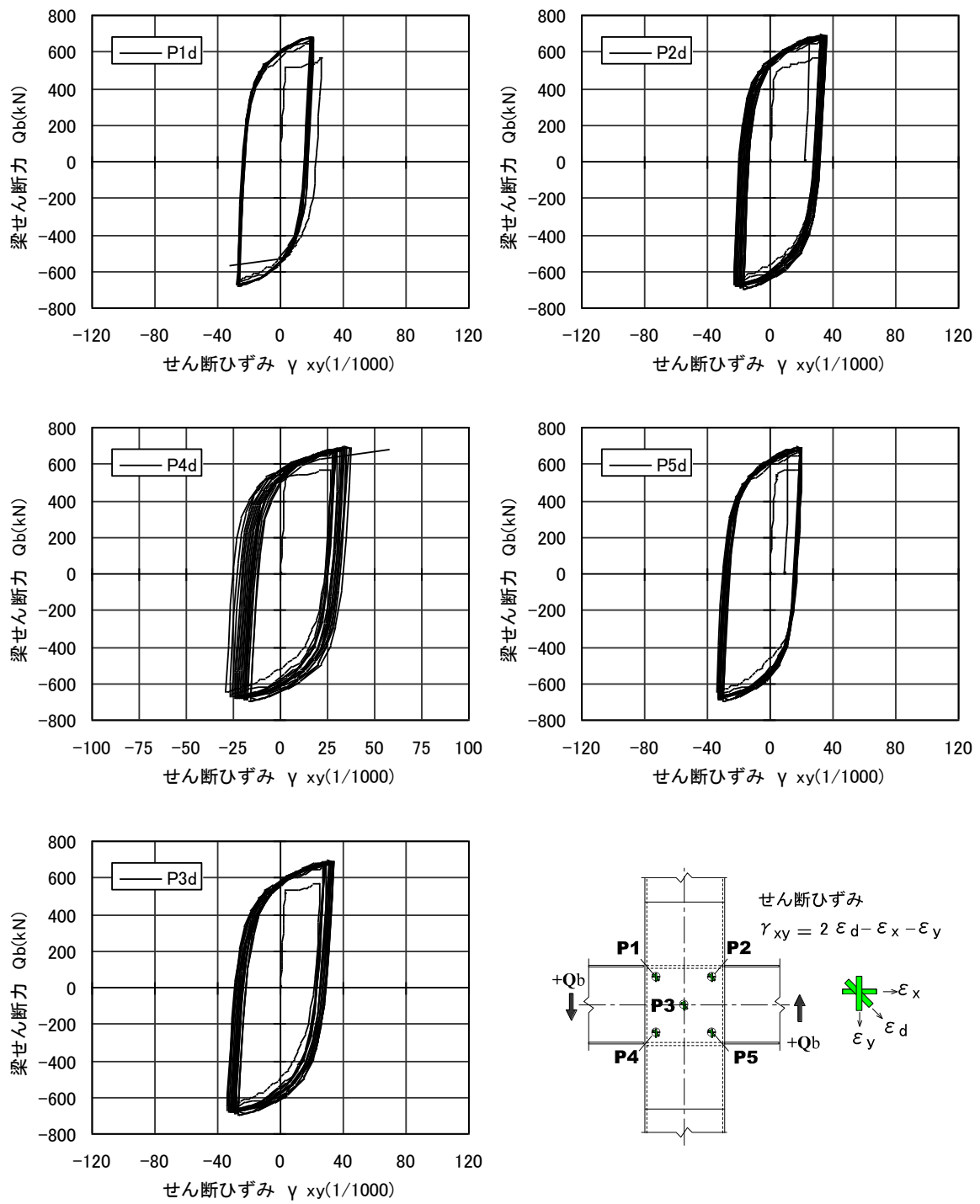


図 2.5.1-14 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-A-8: 下面)

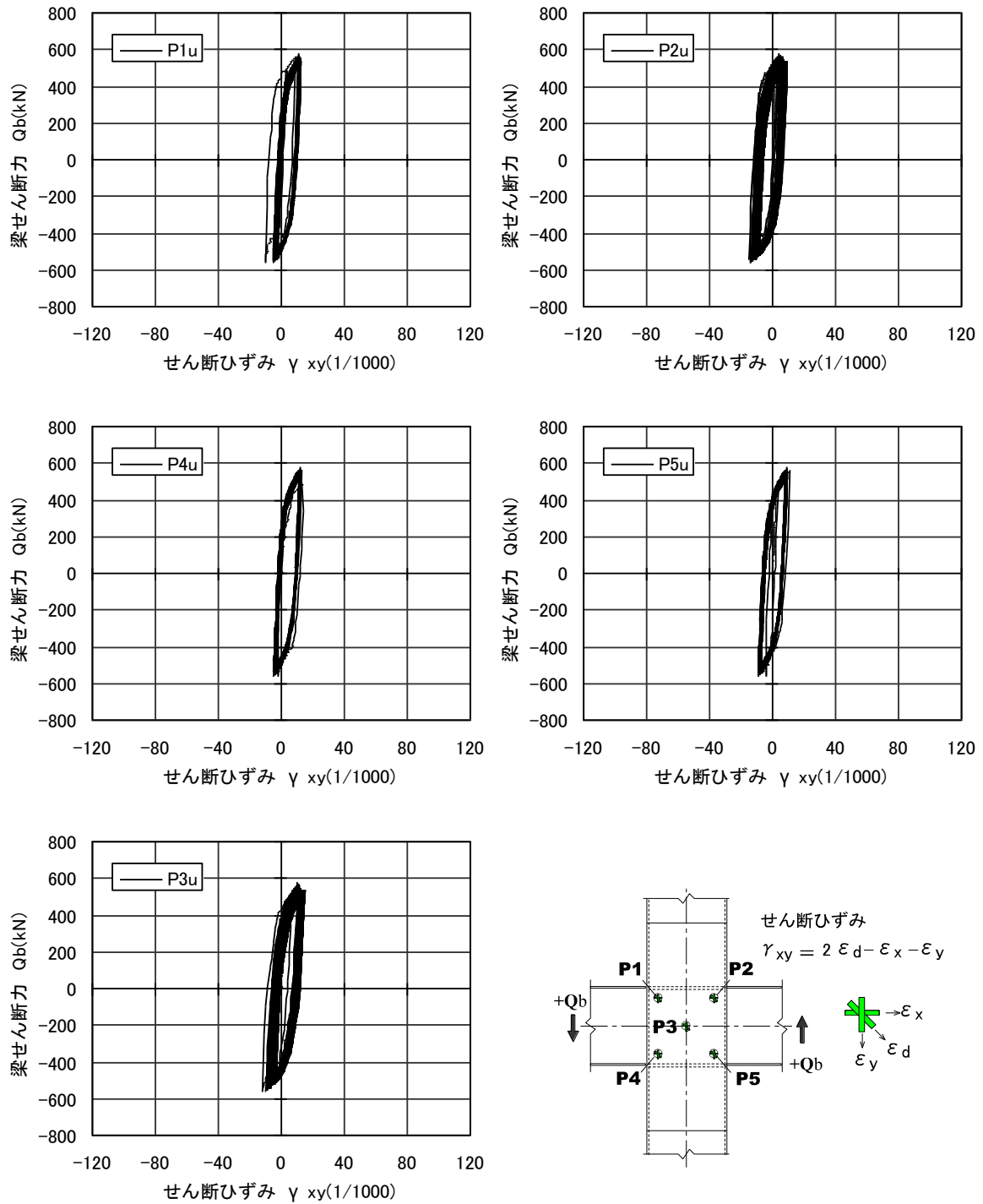


図 2.5.1-15 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-3: 上面)

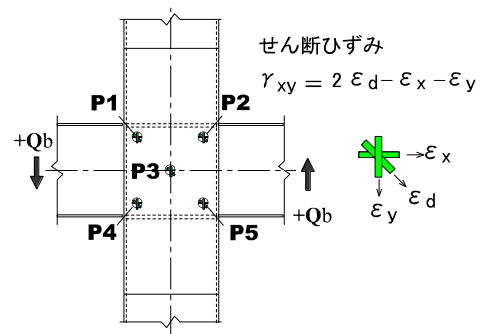
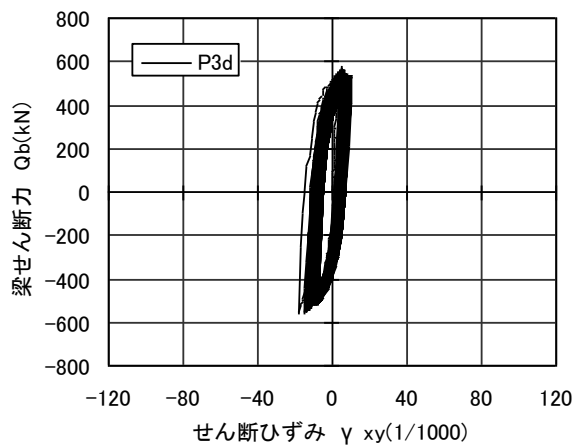
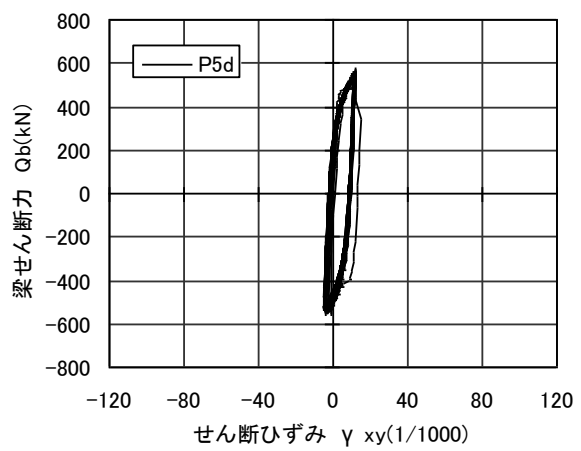
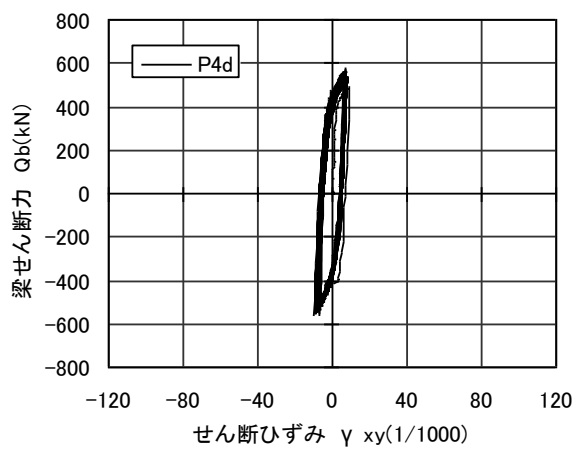
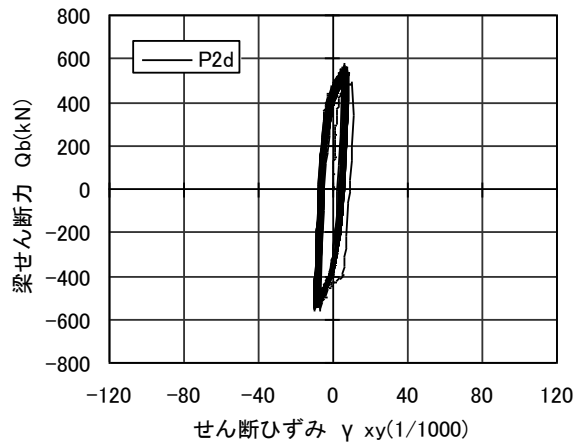
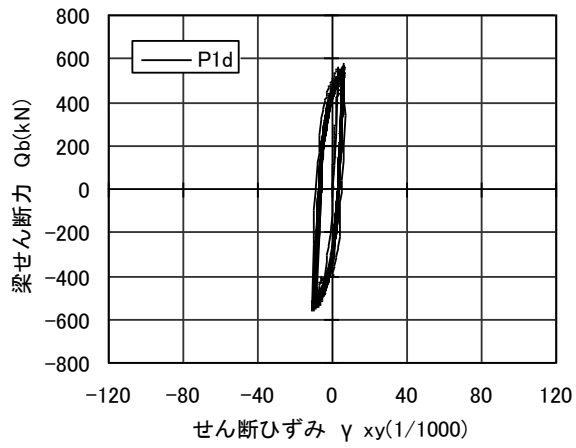


図 2.5.1-16 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-3: 下面)

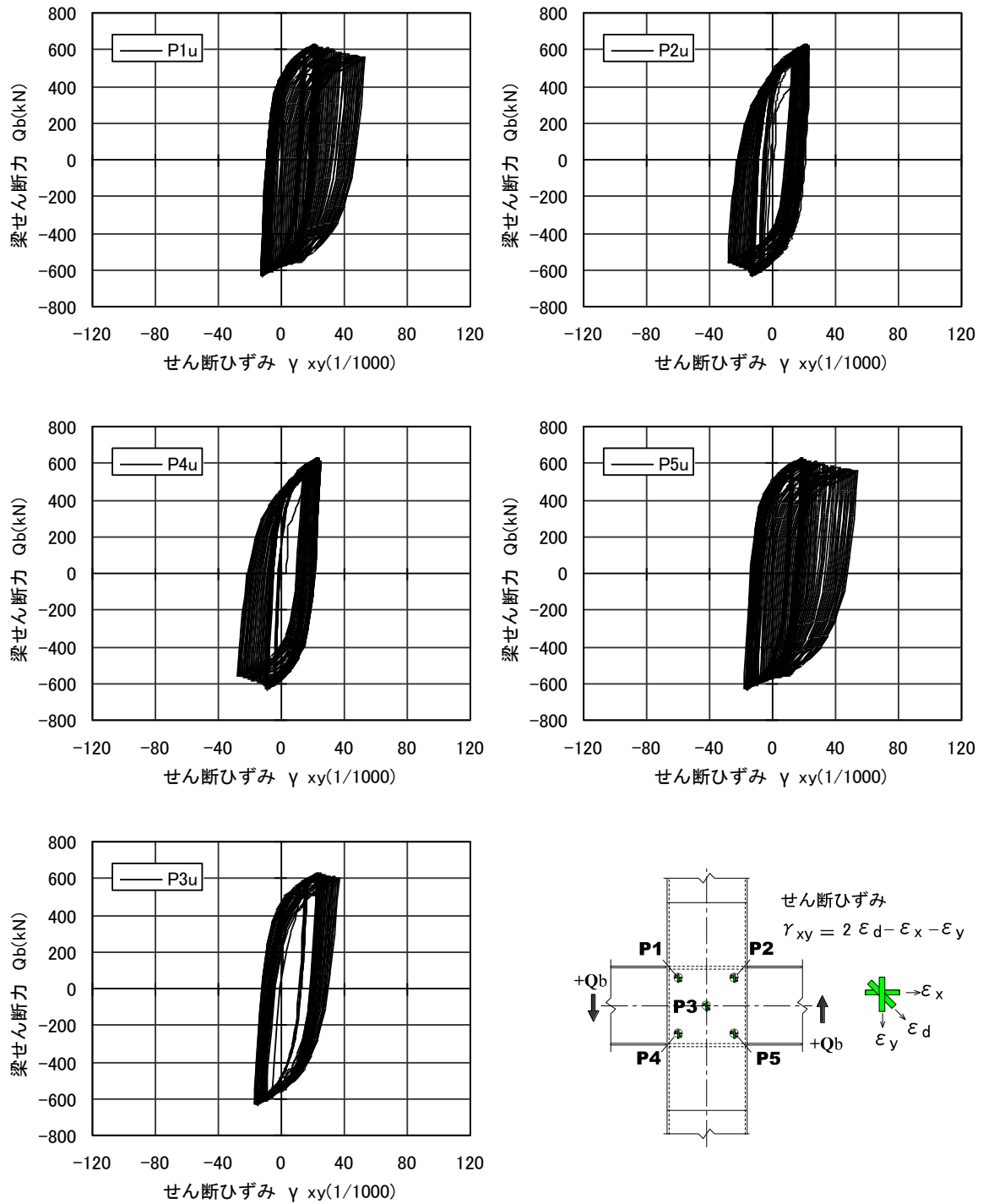


図 2.5.1-17 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-6: 上面)

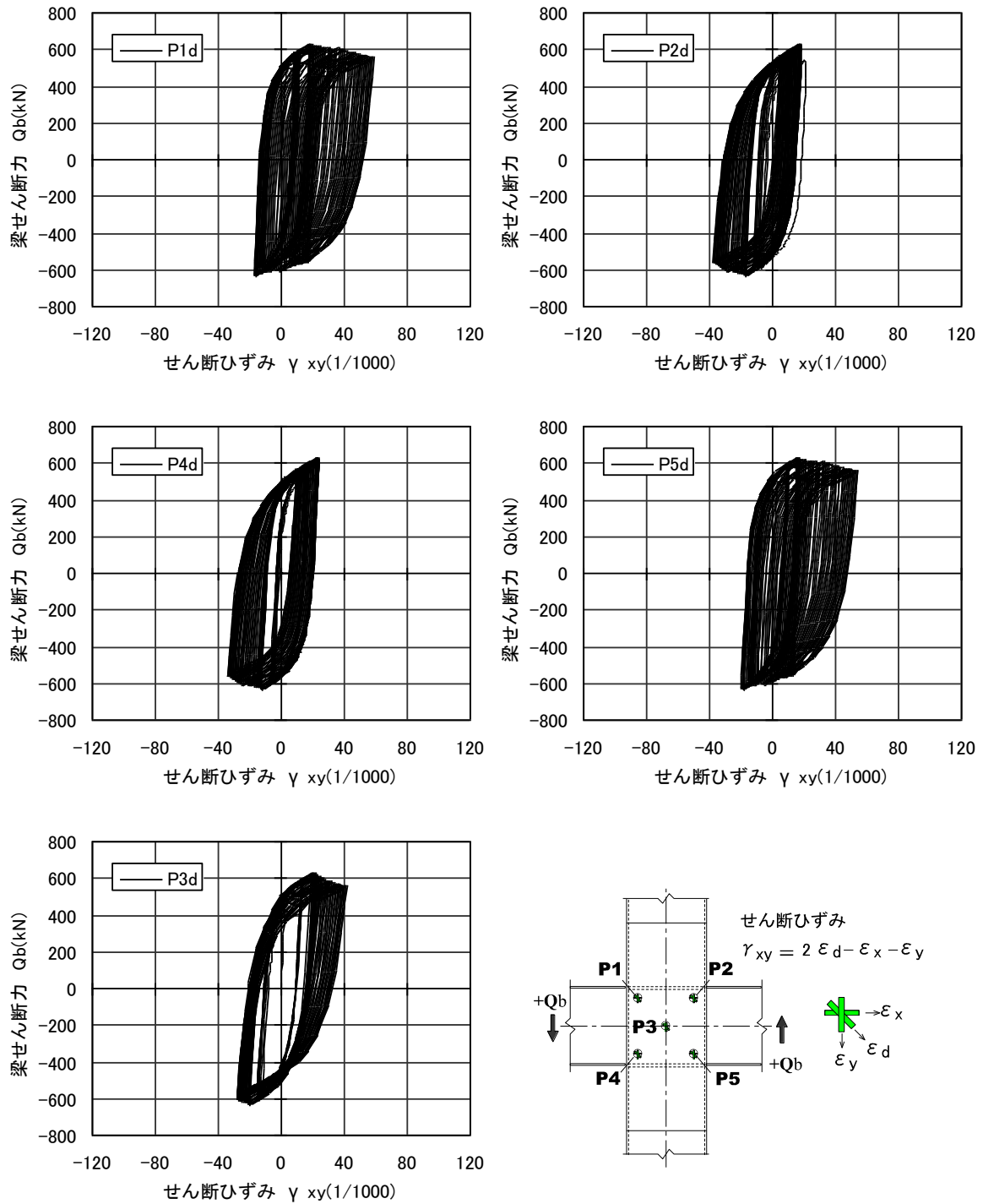


図 2.5.1-18 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-6: 下面)

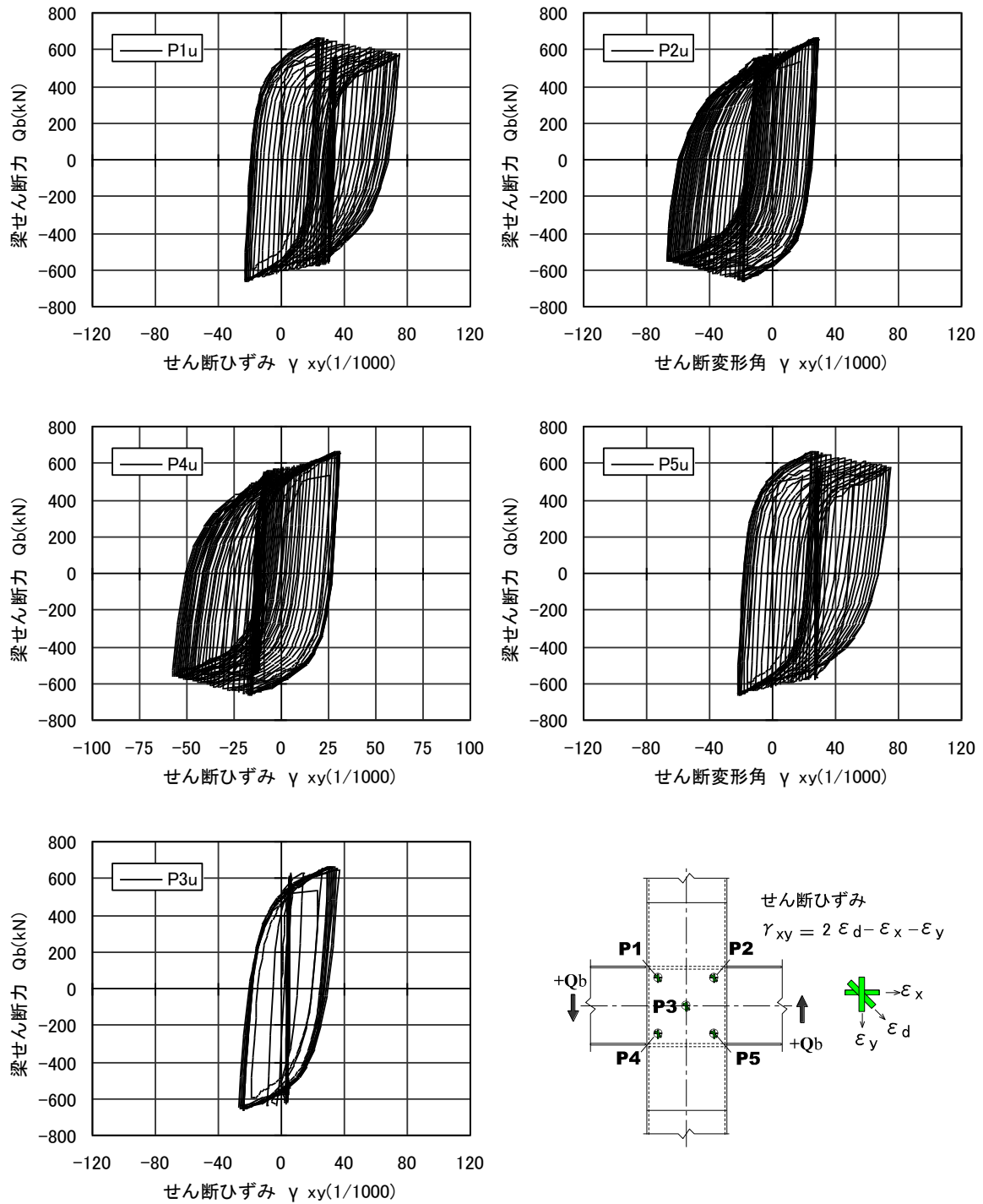


図 2.5.1-19 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-8: 上面)

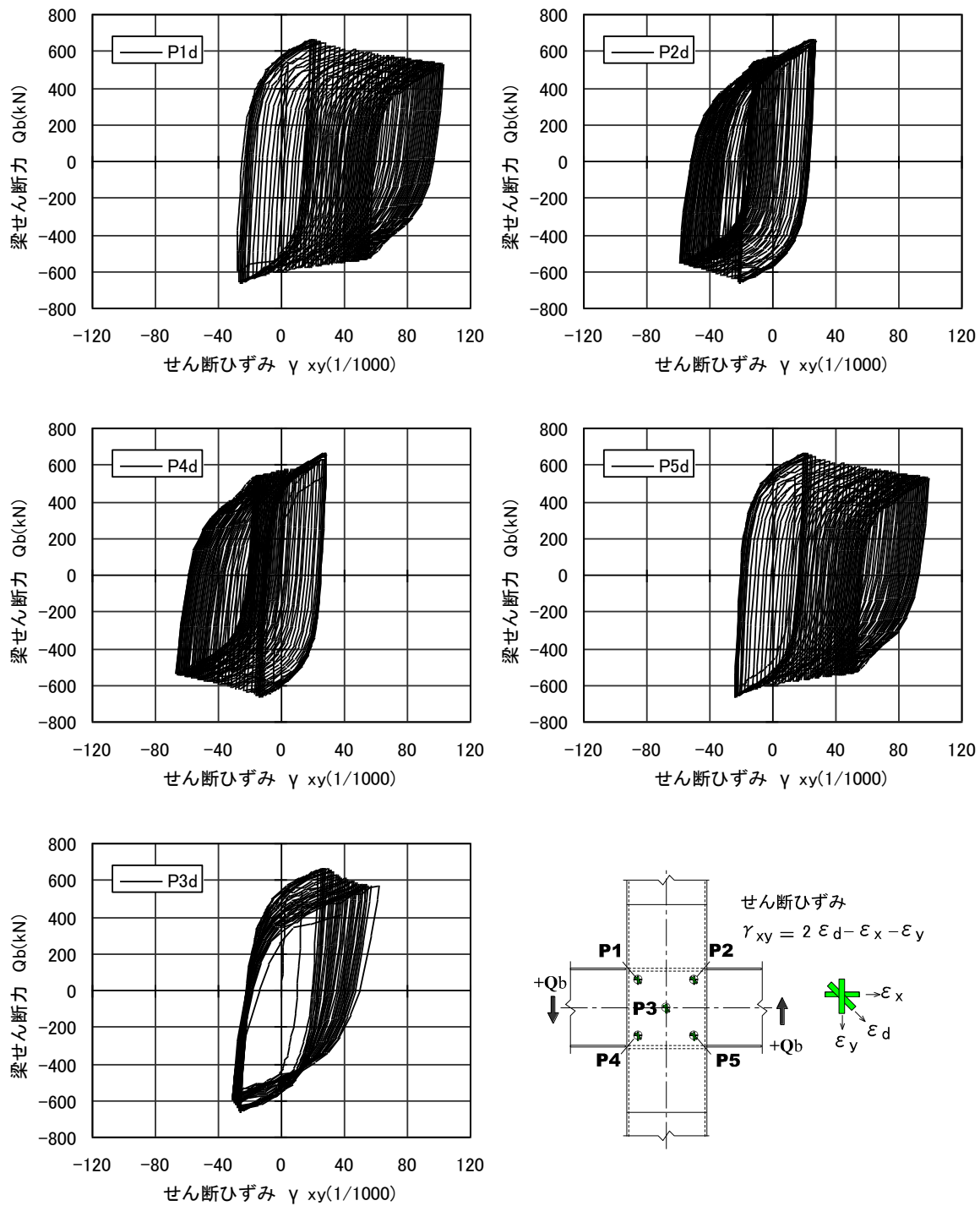
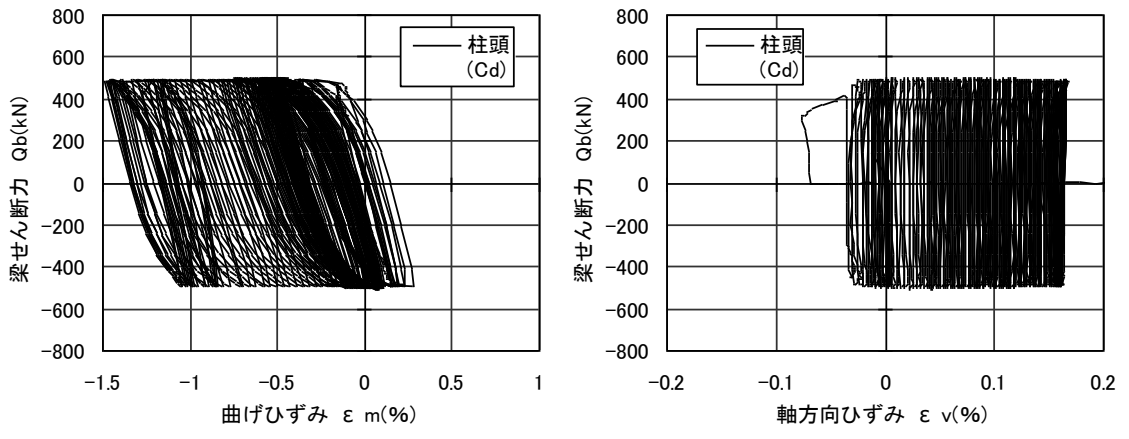
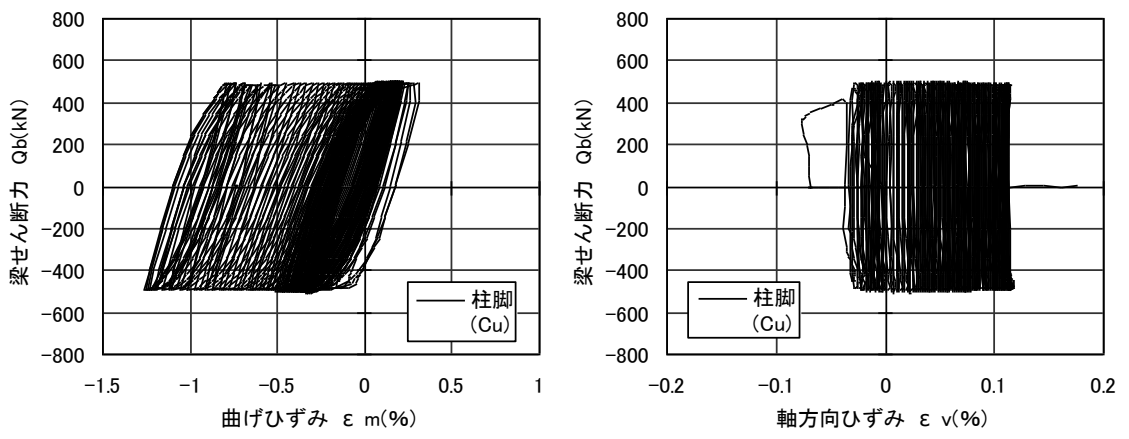
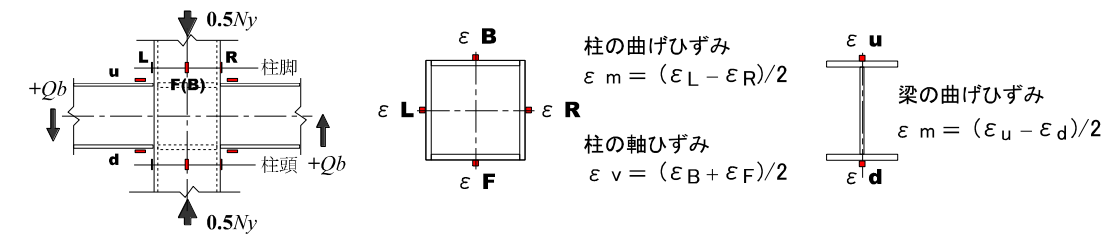
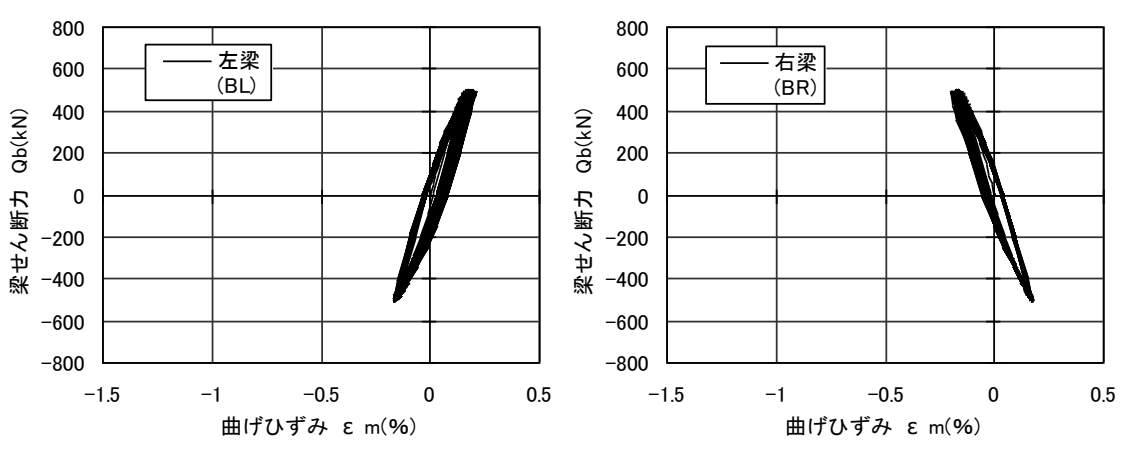


図 2.5.1-20 梁のせん断力-せん断ひずみ関係(試験体 B-C-8: 下面)



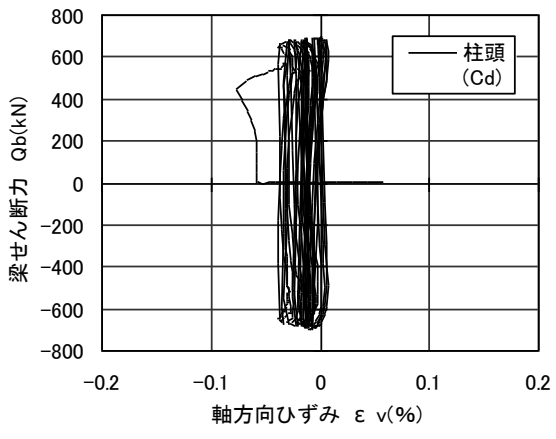
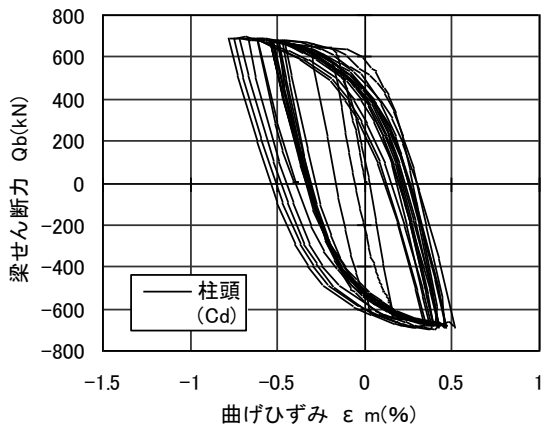
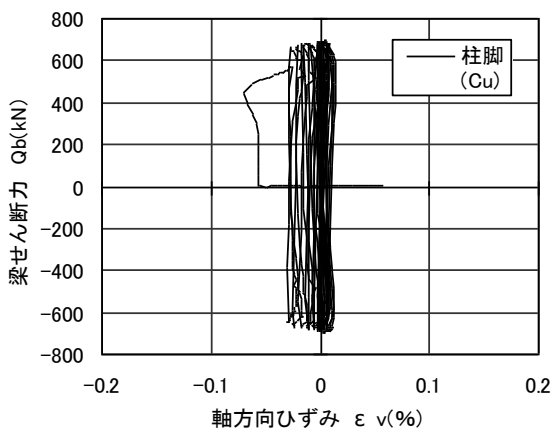
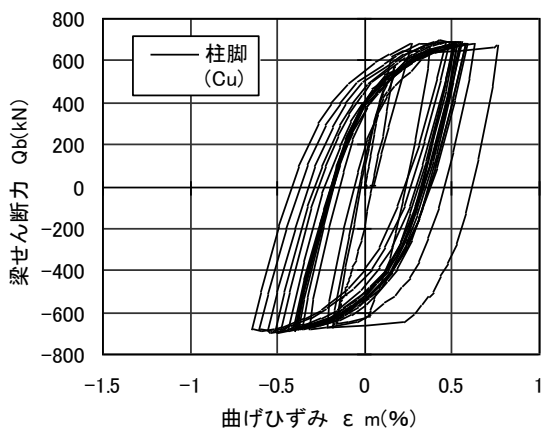
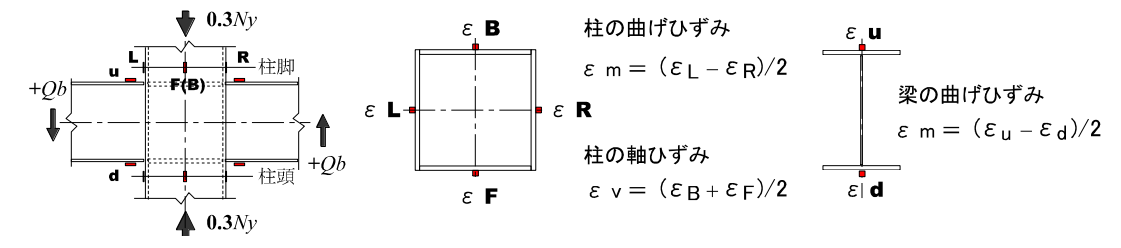
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



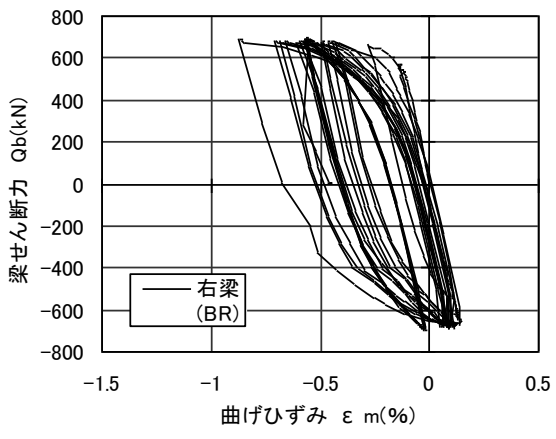
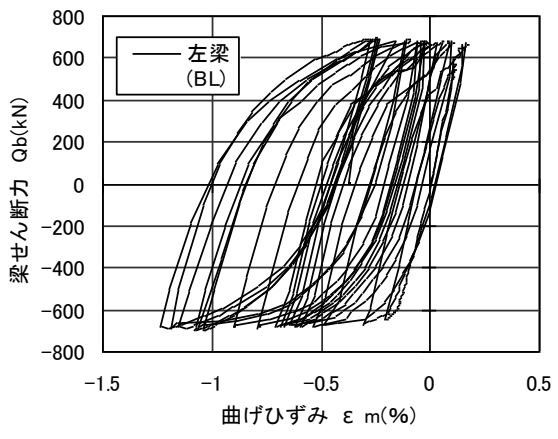
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-21 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-AA-5)



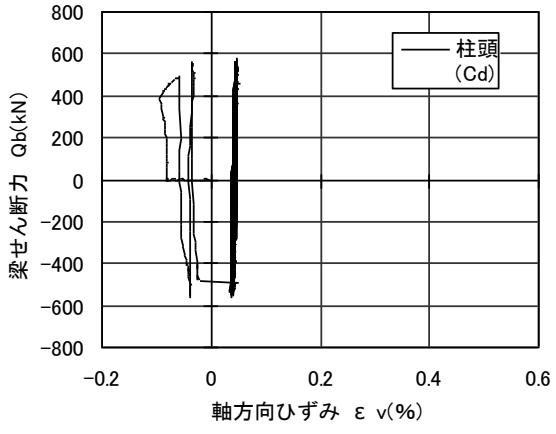
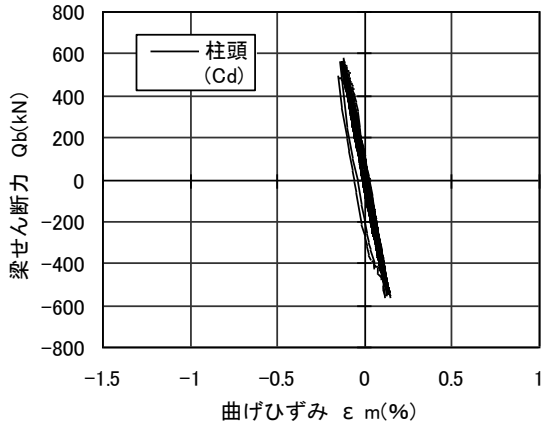
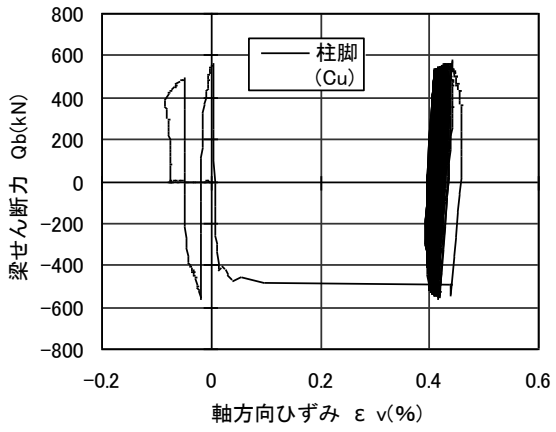
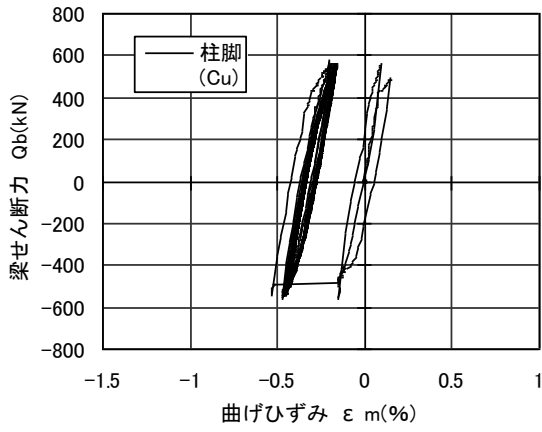
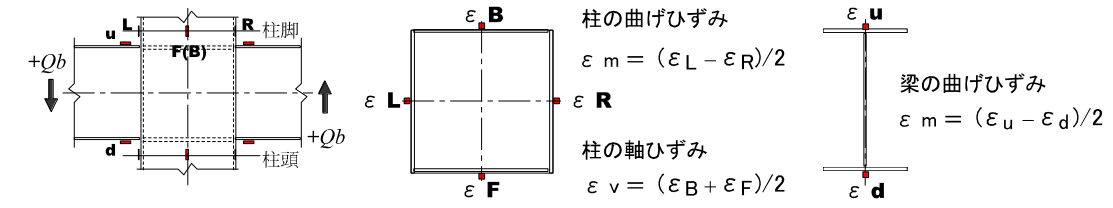
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



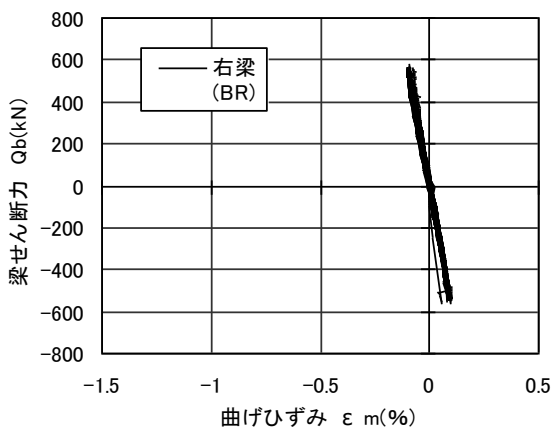
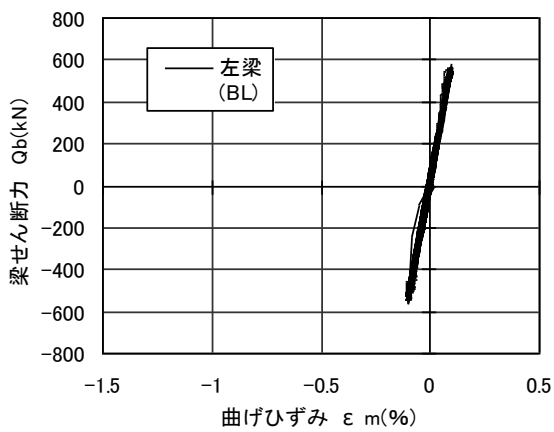
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-22 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-A-8)



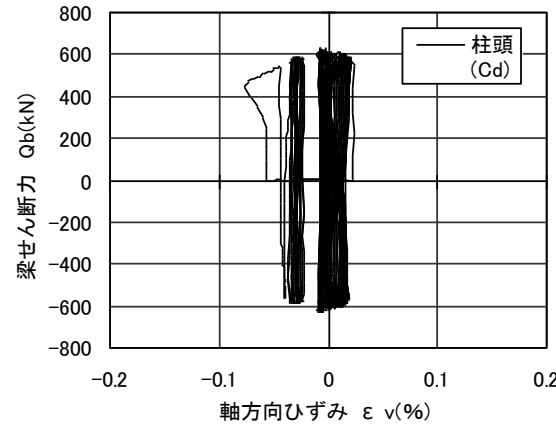
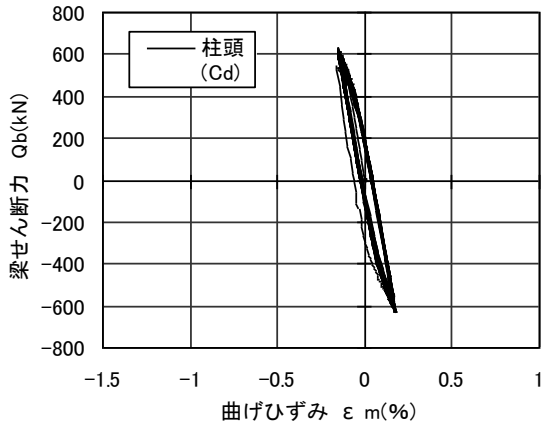
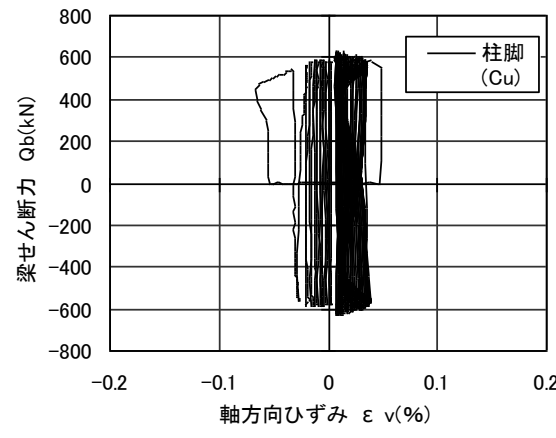
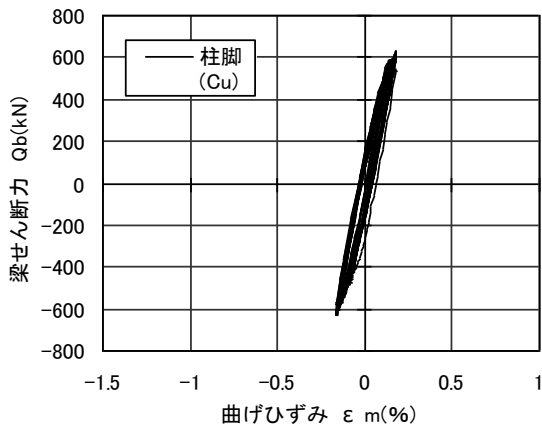
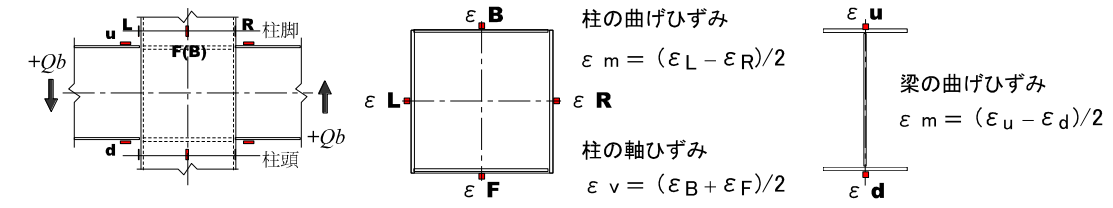
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



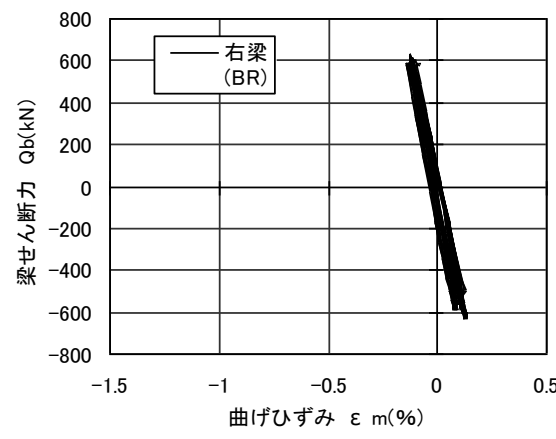
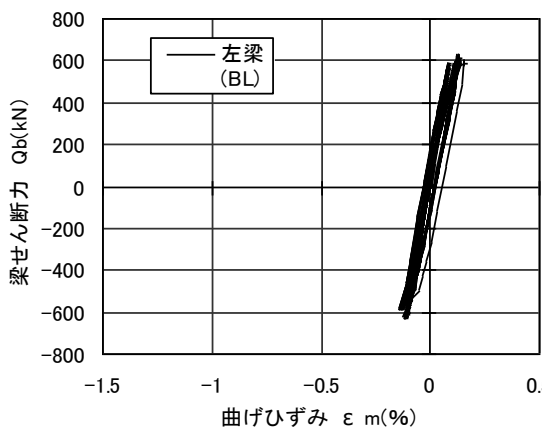
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-23 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-3)



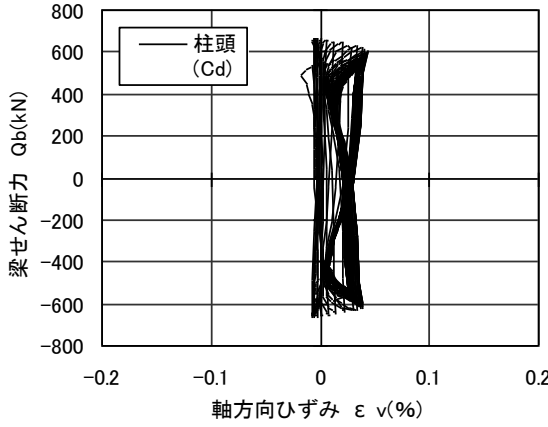
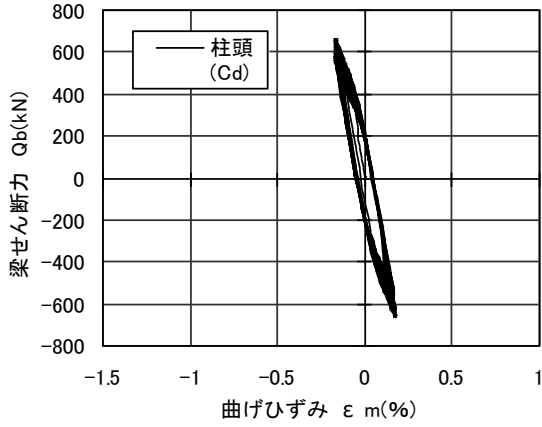
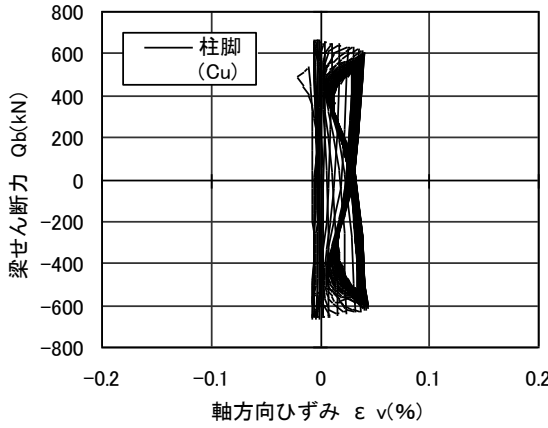
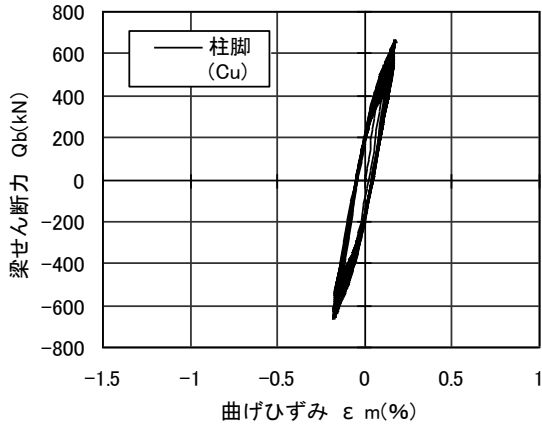
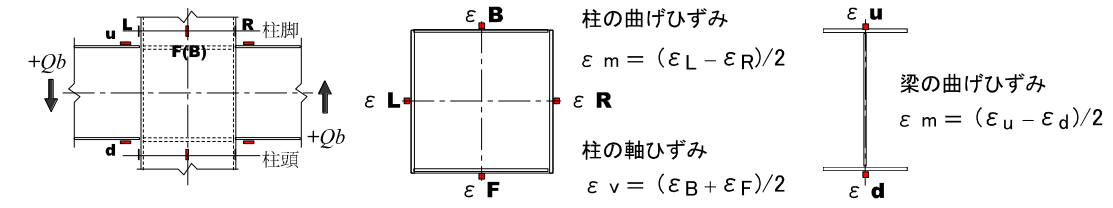
(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



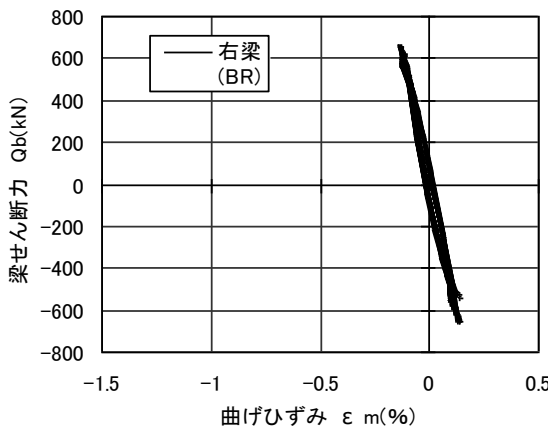
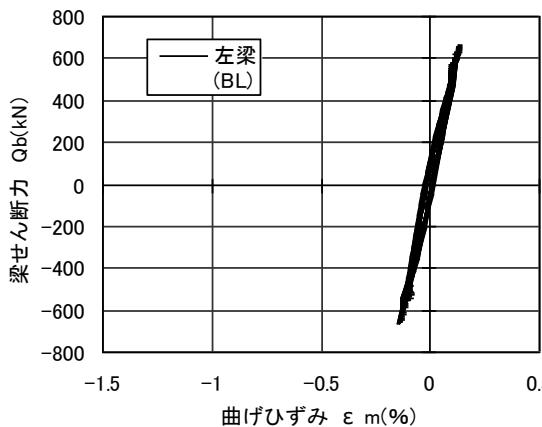
(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-24 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-6)



(a) 柱の曲げひずみ

(b) 柱の材軸方向ひずみ



(c) 梁の曲げひずみ

図 2.5.1-25 梁のせん断力-柱および梁のひずみ関係(試験体 B-C-8)

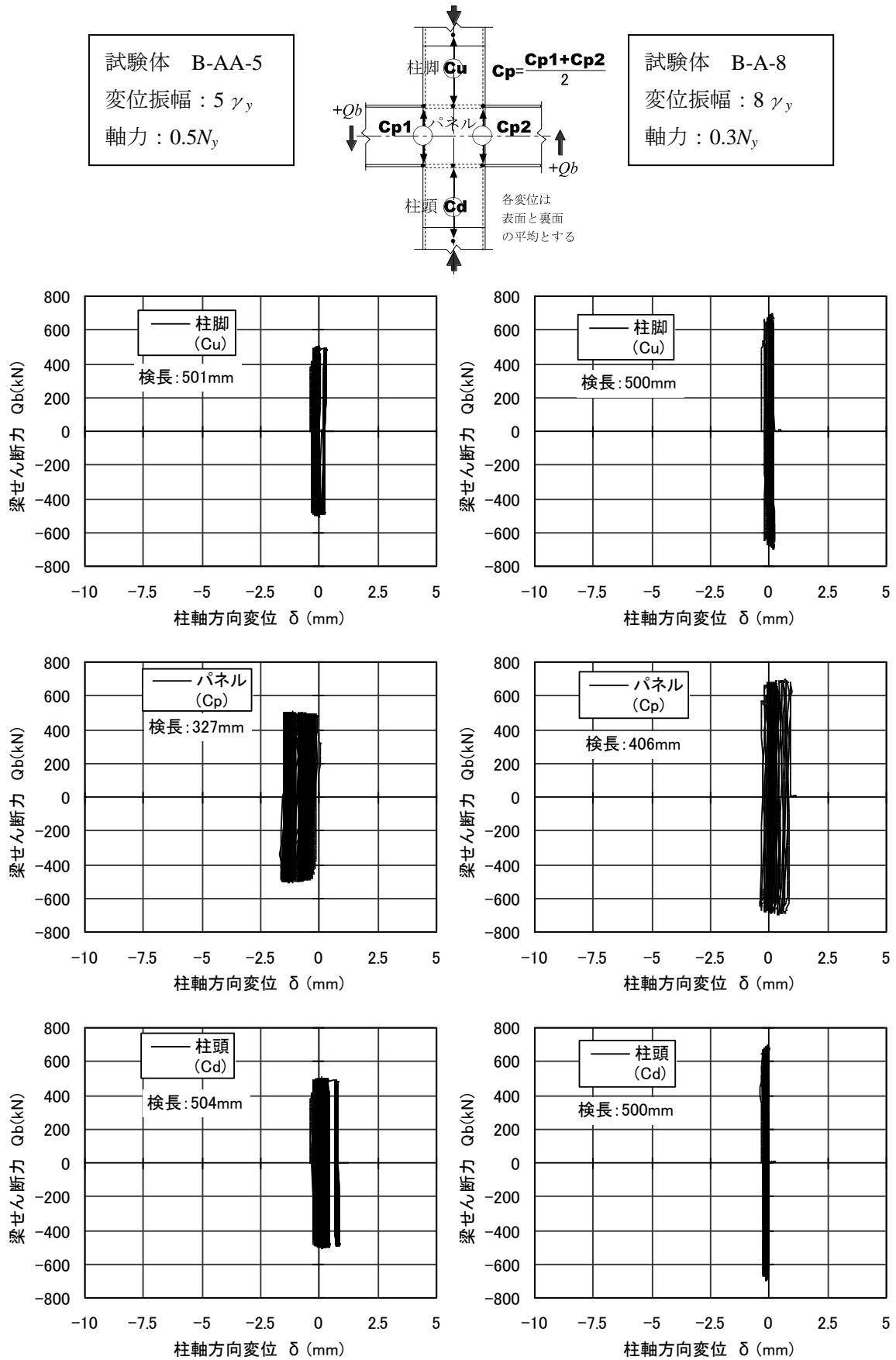


図 2.5.1-26 梁のせん断力-柱の軸方向変位関係 (試験体 B-AA-5, B-A-8)

(5) 結論ならびに今後の課題

長周期地震動を受ける超高層鉄骨造に関して柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労特性)を把握することを目的に、柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比、変位振幅をパラメータとした載荷実験を実施した。以下に得られた成果を示す。

- 1) 幅厚比 FA ランク、軸力比 0.5、変位振幅を 5% とした試験体では、110 サイクルの正載荷時に接合部近傍の柱に局部座屈を生じ、柱の破壊が先行し終局に至った。
- 2) 幅厚比 FB ランク、軸力比 0.3、変位振幅を 8% とした試験体では、19 サイクルの正載荷時に梁端フランジが破断し、載荷を終了した。18 回の繰返し載荷時の耐力は、最大耐力の 97% であった。
- 3) 幅厚比 FD ランク、軸力比を 0.5、変位振幅を 3% とした試験体では、2 サイクル目の負載荷側で柱に局部座屈を生じた。その後、軸力比を 0.0 として載荷を実施し、繰返し回数 200 回まで耐力が低下しなかったため、加力を終了した。
- 4) 幅厚比 FD ランクの試験体では、軸力比を 0.3、変位振幅を 4% として 9 サイクル載荷した後、軸力比を 0.0、変位振幅を 6% として繰返し回数 45 回で最大耐力の 90% となった。
- 5) 幅厚比 FD ランク、軸力比 0.0、変位振幅を 8% とした試験体では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90% となった。
- 6) 幅厚比が小さくなるにつれ疲労特性は良くなる傾向にあり、既往の研究と同様の傾向が得られた。
- 7) 幅厚比が大きい試験体は、幅厚比が FD ランク相当であり、与えたせん断変形角も実用上では過大となる $1/122(3\%)$ の変形を与えたが、200 回以上の繰返し載荷に対しても耐力低下が見られず、耐震上十分な疲労性能が確認できた。
- 8) 幅厚比が小さくなることで疲労性能は向上する。
- 9) 載荷振幅の増加により柱梁接合部パネルの疲労限の回数は減少するが、パネル部分の耐力上昇や軸力により、柱や梁の応力が高くなり破壊が他の部位に移行する可能性が高くなる。

変形の程度にもよるが、実験により柱梁接合部パネルの塑性化後の耐力上昇により、柱や梁の耐力、疲労特性への影響がみられた。これは、柱梁接合部パネルの疲労特性を把握するためにパネルのせん断変形角の振幅を $1/100$ より大きくしたためである。せん断パネルの疲労曲線^{2.5.1-2)}から、柱梁接合部パネルの小振幅($1/100$ 未満)時の疲労寿命を推定できると考えられるので、柱や梁の疲労寿命と比較することにより、柱梁接合部パネルの健全性を評価することになる。

今後の課題としては、実建物の柱、梁、柱梁接合部パネルのプロポーシオンを考慮した中で、柱梁接合部パネルと柱や梁の不安定問題について検討することが考えられる。

<参考文献>

- 2.5.1-1) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 丸善, 2006.03
- 2.5.1-2) 日本建築学会 荷重運営委員会 繰返し荷重効果小委員会:シンポジウム 風と地震による繰返し荷重効果と疲労損傷, 2004
- 2.5.1-3) 日本建築学会:鋼構造座屈設計指針, 技報堂, 1996, pp.170-177

2.5.2 柱梁接合部部分架構の多数回繰り返し繰り返し荷実験

(1) 背景・目的

これまでの本調査検討では、構造要素として①梁、②梁端、③柱および④接合部パネルに着目し、それらを模した試験体に対して多数回繰り返し実験が実施された。これらのうち、梁端接合部の破断に着目した多数回繰り返し実験の結果を図2.5.2-1に示す。この図は、縦軸に塑性率振幅(δ/δ_p)、横軸に梁端梁フランジの破断寿命(N_f)の関係を示している。また、同図中には既往の定変位繰り返し実験のうち、従来型スカラップ(耳形もしくは1/4単円)の結果(2.5.2-1)・(2.5.2-2)も示している。

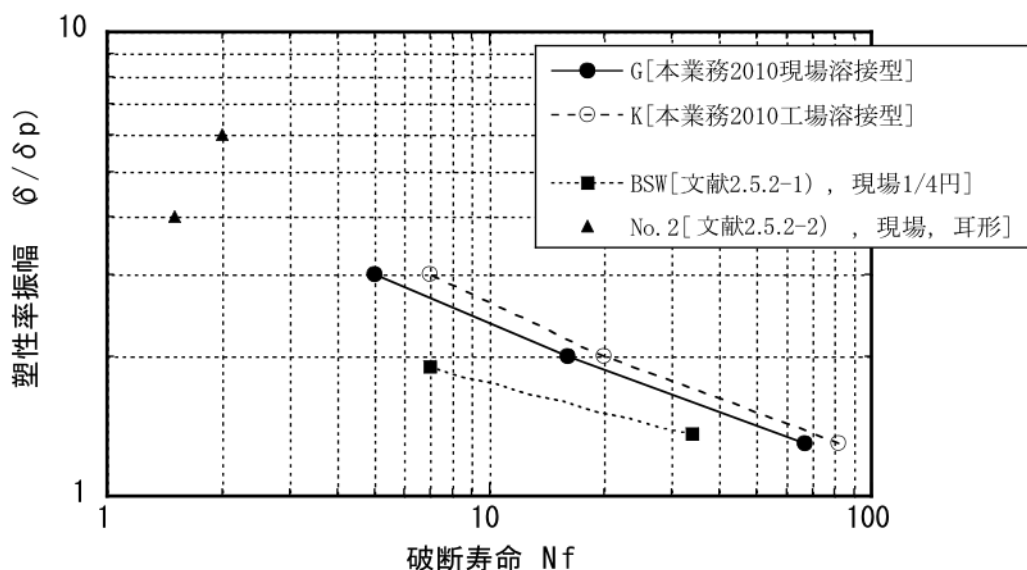


図 2.5.2-1 本業務(2010年度)および既往の文献における塑性率と破断寿命の関係(従来型スカラップ)

文献 2.5.2-2)の試験体シリーズを除き、図は各実験シリーズともに右下がりの傾向にあり、昨年度の本業務で実施した試験体は(G)および(K)それぞれ両対数軸上でほぼ線形関係にある。しかしながら、昨年度本業務で実施した梁端破断の試験体はすべてT形であるため、柱軸力や接合部パネルのせん断変形の影響が含まれていない。

そこで、ここでは柱梁接合部部分架構の多数回繰り返し繰り返し荷実験として、下記の点に着目して実験を実施し、多数回繰り返しに関する力学性能へ及ぼす各パラメータの影響を把握することを目的として実施した。なお、各パラメータは、2.1節の「実態調査」の結果に基づき設定している。

- ①試験体形状は十字形部分架構骨組とし、柱軸力の導入および両端の梁への逆対称加力とする。軸力は、柱の降伏軸力に対し0.3とする。
- ②梁端の破壊挙動に及ぼす接合部パネルのせん断変形の影響を把握するため、パネル-梁耐力比をパラメータとする。文献 2.5.2-3)によると、接合部パネルのせん断変形によって梁端フランジに2次曲げが生じ、梁端の破断に影響を及ぼすことが指摘されている。パネル耐力比によっては、この影響が考えられる。
- ③梁端接合ディテールはすべて現場接合を想定し、梁フランジを突合せ溶接、ウェブを高力ボルト摩擦接合とする。その際、ウェブボルトによる曲げ耐力をパラメータとし、梁ウェブ

接合部の伝達効率による影響も把握する。また、上下ともスカラップは 35R-1/4 単一円とし、フランジとの交角は 90°とした。上フランジは外開先、下フランジは内開先とする。本実験を実施することで、日本建築学会の JASS6^{2.5.2-4)}で示されるノンスカラップや改良型スカラップを用いた梁端接合部の力学性能に対し過小評価を与えることとなると考えられる。

④使用鋼種は、柱・梁ともに SM490A 材とし、柱は溶接組み立て箱形断面とする。

(2) 試験体

1) 試験体およびパラメータ

パラメータは、パネル耐力比、加力振幅、梁端ウェブ接合部の耐力（伝達効率）とする。試験体一覧を表 2.5.2-1 に、試験体の形状・寸法を図 2.5.2-2 に示す。また、試験体の梁端接合部ディテールを図 2.5.2-3 に示す。

【パラメータ】

①梁パネル耐力比 $\alpha=0.8$ 及び 1.3

α : 梁全塑性曲げ耐力に対するパネル全塑性曲げ耐力の比。

(2.1節の実態調査では、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、梁に対する耐力比で、内梁が0.8~2.6 倍、外周梁が1.4~5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することから、弱パネル試験体も対象とする。)

②加力振幅 $\pm 1.3\text{B}\delta\text{p}$ 、 $\pm 2.0\text{B}\delta\text{p}$ 、 $\pm 3.0\text{B}\delta\text{p}$

($\text{B}\delta\text{p}$: 梁の全塑性耐力に相当する弾性変形)

③梁端ディテール 梁フランジ接合 : 突合せ溶接, 35R スカラップ, スカラップ底まわし溶接あり

梁ウェブ接合 : 高力ボルト接合とする

梁端拡張なし

(梁端ディテールでは、ウェブボルト接合部の耐力（伝達効率）をパラメータとする。かつての設計で行われた「ウェブはせん断を負担する」試験体に加え、曲げも負担する試験体を設定する。)

④柱軸力比 $N/N_y=0.3$ (一定)

表 2.5.2-1 試験体一覧 (柱軸力比はすべて 0.3)

試験体		①梁パネル 耐力比	②振幅	③梁端ウェブ接合
1	S1.3	1.3	$\pm 1.3 B\delta p$	高力ボルト (梁せん断のみ伝達)
2	S2.0	1.3	$\pm 2.0 B\delta p$	
3	S3.0	1.3	$\pm 3.0 B\delta p$	
4	W2.0	0.8	部分架構の変形角が No.2 と同一となる振幅とする。	高力ボルト (梁せん断に加えウェブ曲げも伝達)
5	S2.0 B	1.3	$\pm 2.0 B\delta p$	

柱は溶接組立箱形断面柱とし、W2.0 以外は $\square 400 \times 32$ 、W2.0 のみパネル耐力を低下させているため $\square 400 \times 19$ である。梁はすべて BH500 \times 200 \times 12 \times 19 とする。柱、梁ともにすべて SM490A 材の鋼板により製作する。ダイアフラムは内ダイアフラムとし、ダイアフラム厚は $t=25\text{mm}$ とする。柱スキンプレートとダイアフラムの溶接は、2面をエレクトロスラグ溶接、残り2面を CO₂ 半自動溶接とする。梁がとりつく面のダイアフラム溶接は CO₂ 半自動溶接である。柱の幅厚比は 12.5 (試験体 W2.0 以外)、21 (W2.0) である。梁の幅厚比はウェブ 42、フランジ 5.3 であり、部材種別は FA ランクである。柱の全長は 3500mm、梁の反曲点間距離 L は 6000mm であるので、せん断スパン比は $6 (=L/(2BH))$ 、 BH : 梁せい) である。柱、梁の断面および各耐力を求め表 2.5.2-2 に示す。表中の値は材料 (SM490A) の降伏強さを材料の F 値である 325N/mm² として求めている。

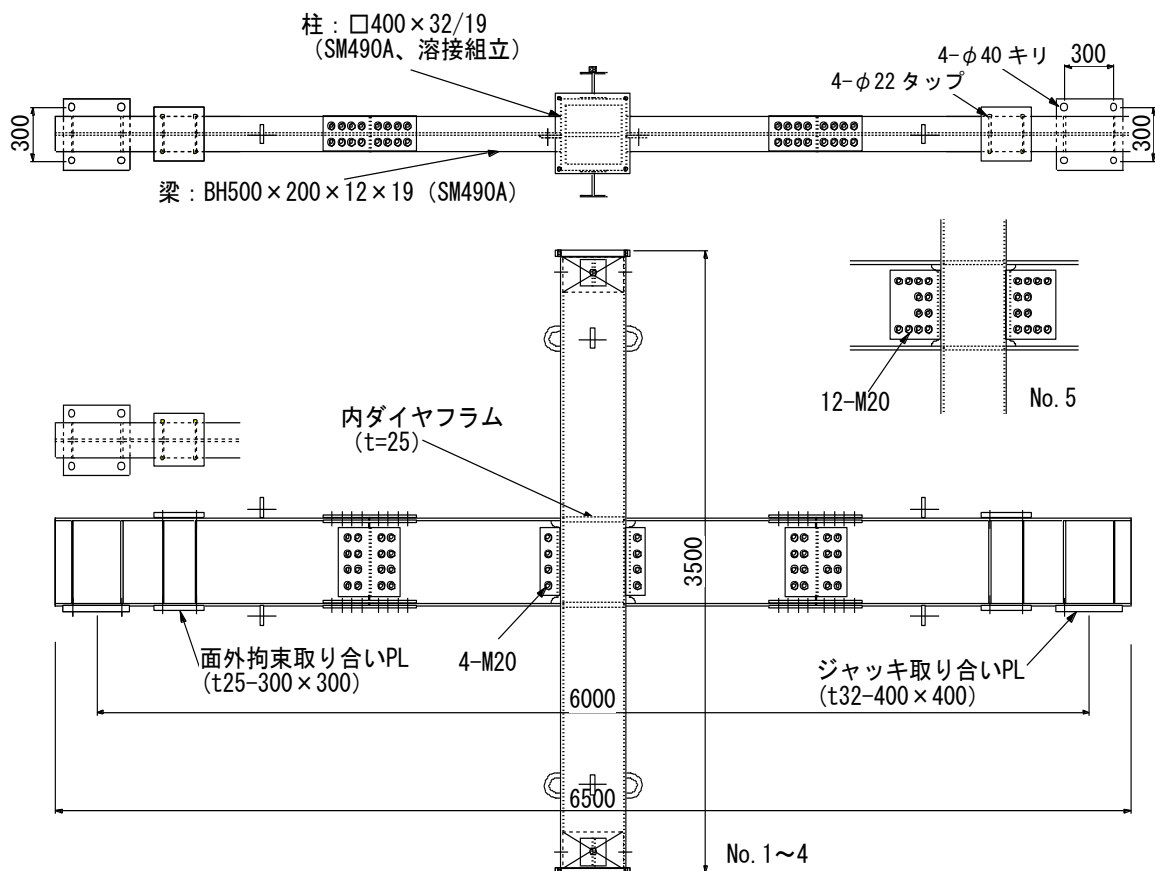


図 2.5.2-2 試験体の全体形状・寸法 (全 5 体)

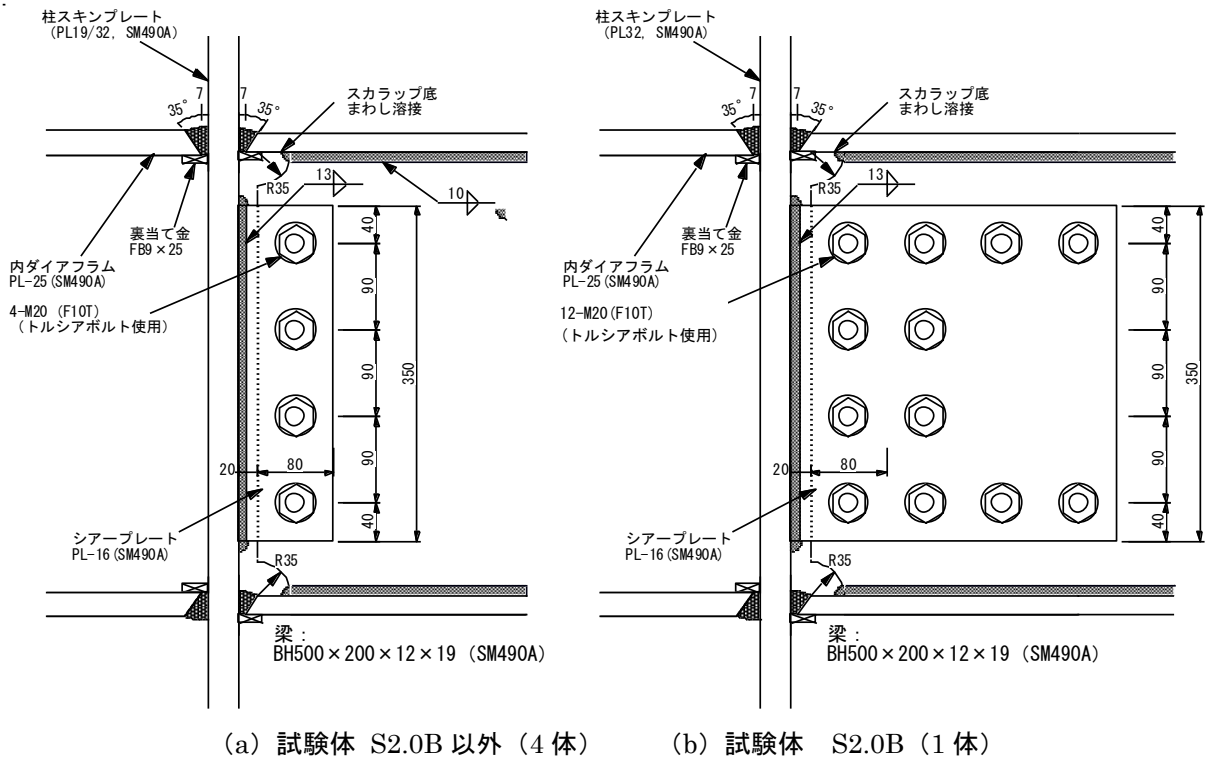


図 2.5.2-3 梁端接合部詳細

表 2.5.2-2 試験体断面および耐力一覧

試験体		柱断面 cMp (kN·m)	梁断面, BMp (kN·m)	軸力比 (軸力 kN)	pMp (kN·m)	ウェブボルト 曲げ耐力 (kN·m)	パネル/ 梁耐力 比
1	S1.3	□400×32, $cMp=2118$	BH- 500×200×12×19, $BMp=744$ $BQp=265$ kN	0.3 (4593)	2126	≒0	1.35
2	S2.0						
3	S3.0						
4	W2.0	□400×19, $cMp=1346$		0.3 (2823)	1307	≒0	0.82
5	S2.0B	□400×32, $cMp=2118$		0.3 (4593)	2126	80.2	1.35

cMp : 柱全塑性曲げ耐力 (軸力考慮せず)、 BMp : 梁全塑性曲げ耐力 (スカラップ断面欠損考慮)

pMp : パネル全塑性曲げ耐力

パネル/梁耐力比は建築学会鋼構造接合部設計指針第 5 章 5)による。

各数値は、 $\sigma_y=325$ N/mm²(SM490A)として計算。

2) 梁端溶接仕様

梁端フランジの溶接は、図 2.5.2-3 に示すように上フランジは外開先、下フランジは内開先とし現場での溶接ディテールを模擬した。溶接条件およびその管理値を表 2.5.2-3 に示す。なお、梁端フランジの溶接は、ウェブ高力ボルトの本締めを終えた後に施工した。梁フランジ両端のエンドタブには鋼製を用い、溶接後はそのままとした。

スカラップ底にはまわし溶接を施工した。スカラップ底のまわし溶接のフランク角を表 2.5.2-4 に示す。また、梁端溶接部を模擬したダミー試験体を作成し、ビッカース硬さ試験を実施した。

結果を図 2.5.2-4 に示す。

表 2.5.2-3 梁フランジ溶接条件および管理値

使用ワイヤ YGW11、φ1.2、パス間温度 250℃以下、入熱 30000J/cm 以下
積層方法：6層8パス

溶接条件測定記録

工事名	試験体
溶接年月日	2011.11.24
天候	晴れ
気温・湿度	18.5℃
部材マーク	タイプA(C-A)下フランジ
溶接長	280 (200+80)
サイズ	BH-500x200x12x19
予熱温度	ナシ
溶接方法	CO2半自動
作業者及びオペレーター	堀 聡
溶接姿勢	下向き
母材材質	SM490A
溶接材料	KC-50(1.2φ)
シールドガス	CO2
ガス流量	30L/min

実施場所：片山ストラテック(株) 東京工場
測定者：

鋼材	溶材	パス間温度	入熱量
SN490 SM490 TMCP325	YGW18 ()	≤350℃	≤40kJ/cm
SS400 SM490	YGW11 ()	≤250℃	≤30kJ/cm

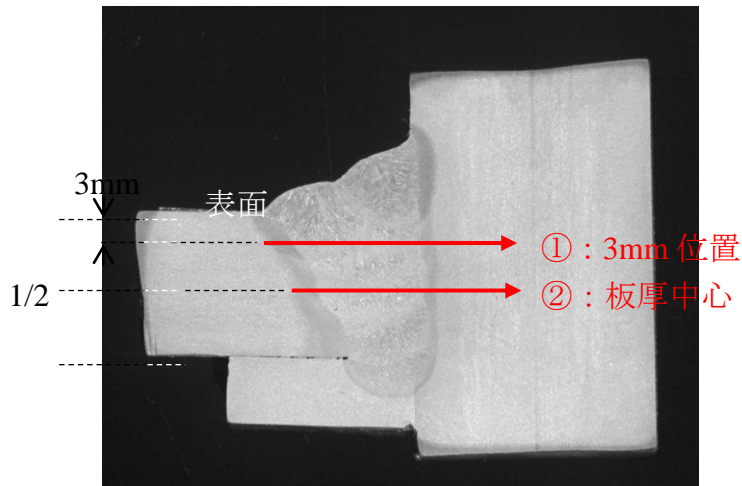
下フランジ 左右共 同じ積層図

積層図

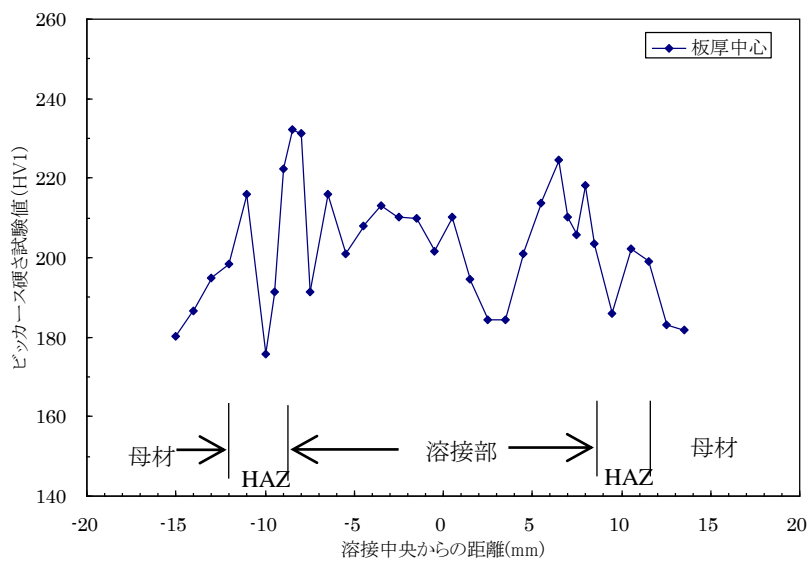
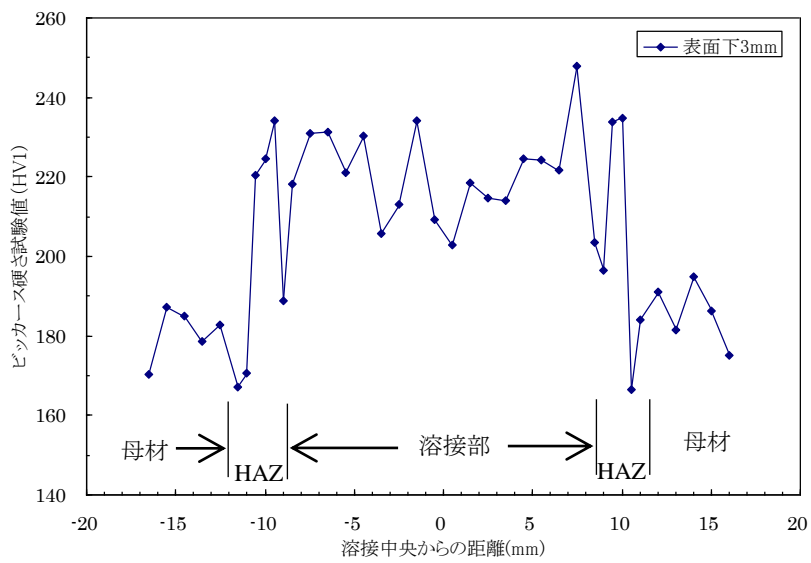
表 2.5.2-4 スカラップ底まわし溶接止端部のフランク角(°)

試験体	左梁		右梁	
	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ
S1.3	110	109	119	116
S2.0	125	118	114	113
S3.0	109	119	106	121
W2.0	129	118	129	126
S2.0B	121	112	111	104

: 加力により初めに破断した梁位置を示す。



(a)ビッカース硬さ試験位置



(b) 硬さ分布 (上: 表面下 3mm 部、下: 板厚中心部)

図 2.5.2-4 溶接部近傍のビッカース硬さ分布

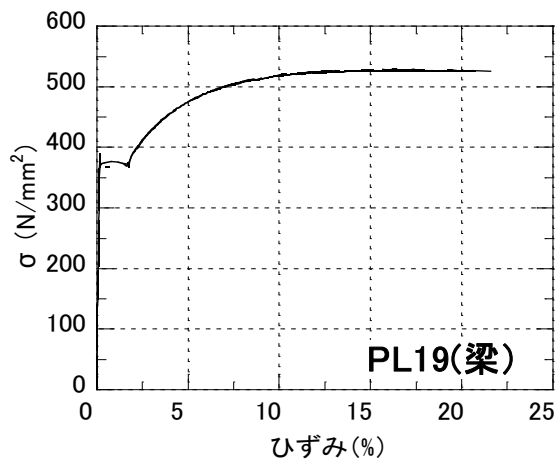
3) 材料特性

a) 機械的性質

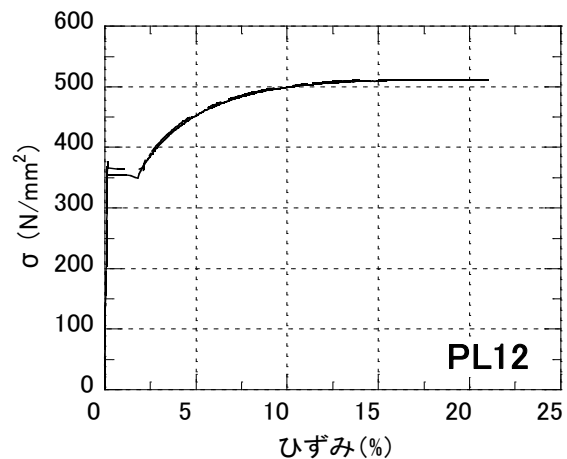
試験体に使用した鋼材および梁端溶接部の溶着金属の機械的性質を表 2.5.2-5 に、応力-ひずみ関係を図 2.5.2-5 に示す。

表 2.5.2-5 使用材料の機械的性質 (各 3 本の平均、カッコ内はミルシート記載値)

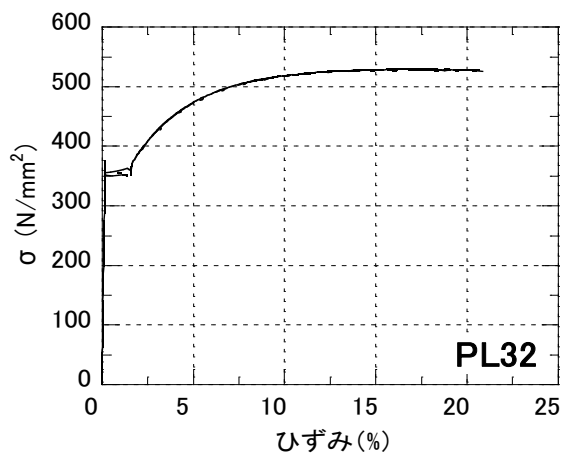
使用部位	降伏強さ (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	備考
梁フランジ (t19)	385 (413)	527 (539)	27 (26)	SM490A JIS1A 号引張試験片
梁ウェブ (t12)	377 (388)	513 (520)	26 (26)	
柱 1 (t32)	368 (394)	528 (535)	30 (28)	
柱 2 (t19)	441 (430)	552 (553)	27 (28)	
ダイアフラム (t25)	412 (442)	537 (565)	29 (25)	
Depo (φ6)	520	612	24	14A 号 (φ6) 引張試験片 標点間距離: 30mm



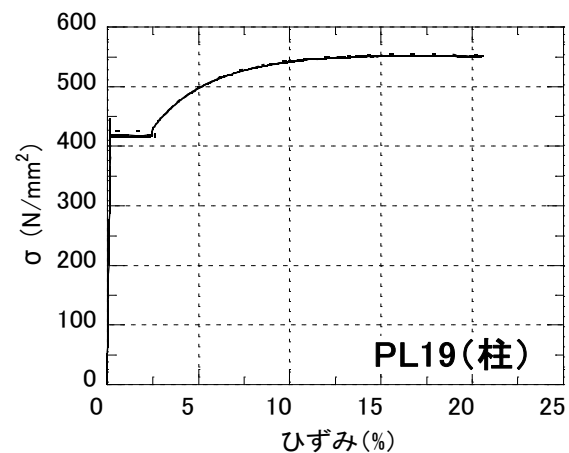
(a) PL19(梁フランジ)



(b) PL12(梁ウェブ)

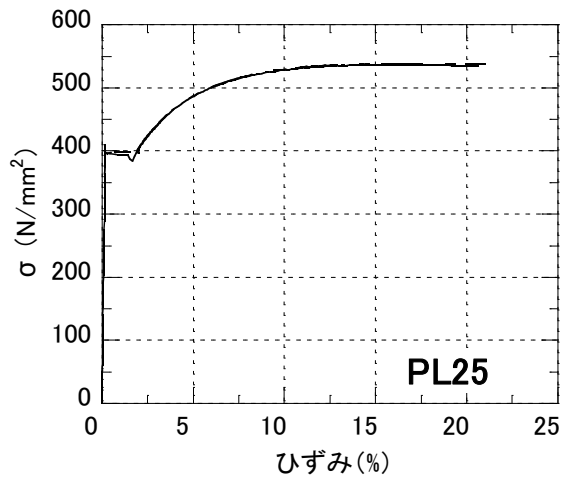


(c) PL32(柱鋼管 1)

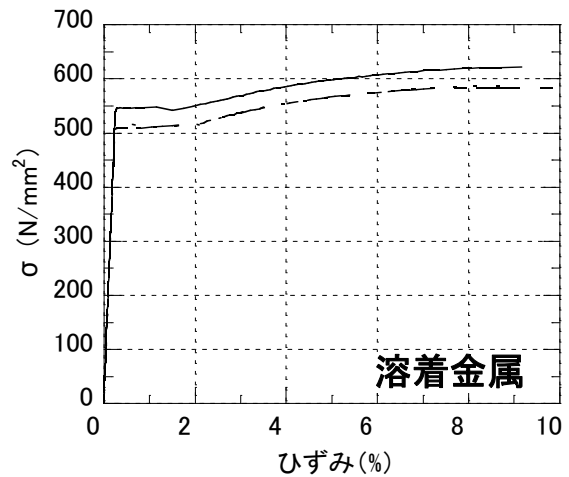


(d) PL19(柱鋼管 2)

図 2.5.2-5 使用材料および溶着金属の応力-ひずみ関係



(e) PL25(ダイアフラム)



(f) 溶着金属

図 2.5.2-5 (続き) 使用材料および溶着金属の応力-ひずみ関係

表 2.5.2-6 耐力一覧 (材料試験結果に基づき再計算)

試験体		柱断面 cMp (kN·m)	梁断面, BMp (kN·m)	軸力比 (軸力 kN)	pMp (kN·m)	ウェブボルト ト曲げ耐力 (kN·m)	パネル /梁耐 力比
1	S1.3	□400×32, $cMp=2399$	BH- 500×200×12×19, $BMp=877.3$ $BQp=313.3kN$ $Bdp=22.5mm$	0.3(5203)	2408	≒0	1.22
2	S2.0						
3	S3.0						
4	W2.0	□400×19, $cMp=1825$		0.3(3830)	1773	≒0	0.90
5	S2.0B	□400×32, $cMp=2399$		0.3(5203)	2408	80.2	1.22

cMp : 柱全塑性曲げ耐力 (軸力なし), BMp : 梁全塑性曲げ耐力

pMp : パネル全塑性曲げ耐力

b) シャルピー衝撃試験結果

梁フランジ母材, 梁端溶接部の溶着金属および熱影響部から試験片を採取してシャルピー衝撃試験を実施した。採取位置を図 2.5.2-6 に示す。試験片は JIS Z 2202 に規定される 5 号試験片とした。試験結果を表 2.5.2-7 および図 2.5.2-7 に示す。

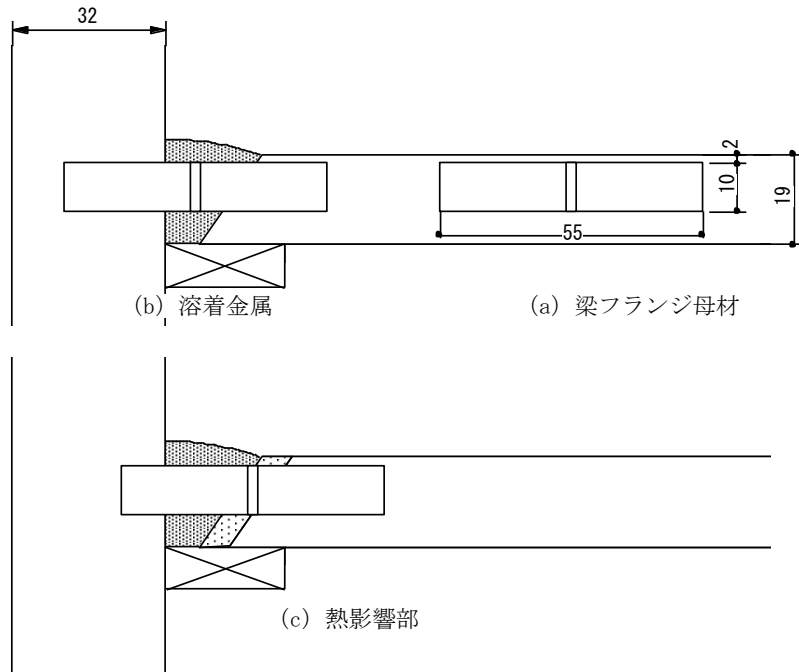
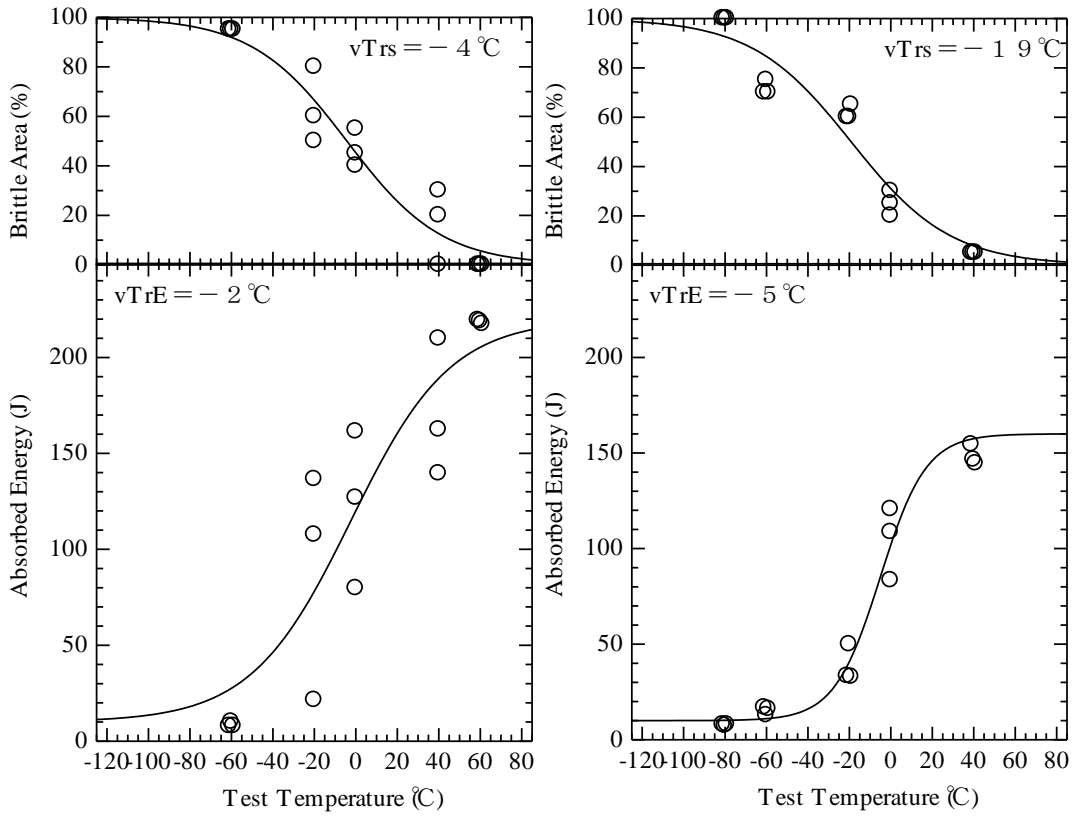


図 2.5.2-6 シャルピー衝撃試験片採取位置

表 2.5.2-7 シャルピー衝撃試験結果

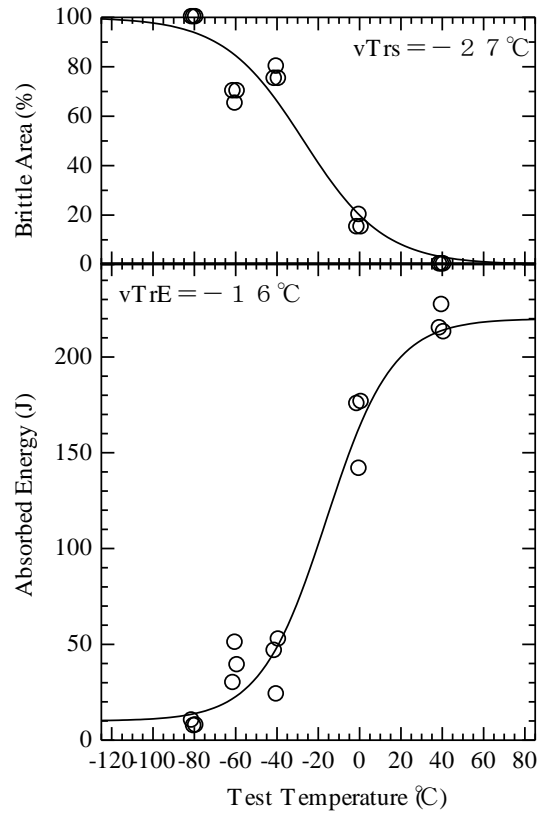
試験片採取位置	vE_0^* (J)	エネルギー遷移温度 (°C)	破面遷移温度 (°C)	上部棚エネルギー (J)
母材	122	-2	-4	220
Depo	104	-5	-19	160
HAZ	164	-16	-27	220

* : 試験温度 0°Cでの値 (3本の平均)



(a) 梁フランジ母材

(b) 溶着金属 (DEPO)



(c) 熱影響部 (HAZ)

図 2.5.2-7 梁母材, 溶着金属 (DEPO) および熱影響部 (HAZ) のシャルピー衝撃遷移曲線

c) 化学成分

梁フランジに用いた鋼板について、C, Si, Mn, P, S, Cu, Ni, Cr, Mo, V, B, Ti, N の 13 元素の成分値を求めた。分析方法および分析結果を表 2.5.2-8 に示す。分析結果から算出した、炭素当量 (Ceq) ・溶接割れ感受性組成 (PCM) ・溶接熱影響部靱性指標 (fHAZ) および計算式を表 2.5.2-9 に示す。

表 2.5.2-8 化学成分分析結果 (wt%)

	C	Si	Mn	P	S	Cu
分析値	0.17	0.27	1.46	0.017	0.003	0.01

Ni	Cr	Mo	V	B	Ti	N
0.01	0.03	0.01	<0.001	0.0001	0.018	0.0028

<分析方法>

C : JIS G 1211 燃焼 - 赤外線吸収法
 S : JIS G 1215 燃焼 - 赤外線吸収法
 N : JIS G 1228 不活性ガス融解 - 熱伝導度法
 その他, : JIS G 1253 スパーク放電発光分光分析法

表 2.5.2-9 分析結果から算出した各種指標値

指標	算出値	参考 (SN490B 規定)
炭素当量 Ceq(%)	0.43	0.44 以下
溶接割れ感受性組成 P _{CM} (%)	0.26	0.29 以下
マグ溶接熱影響部靱性指標 f _{HAZ} (%)	0.43	0.58 以下*

<計算式>

$$Ceq(\%) = C + (Mn/6) + (Si/24) + (Ni/40) + (Cr/5) + (Mo/4) + (V/14)$$

$$P_{CM}(\%) = C + (Si/30) + (Mn/20) + (Cu/20) + (Ni/60) + (Cr/20) + (Mo/15) + (V/10) + 5B$$

$$f_{HAZ}(\%) = C + (Mn/8) + 6(P+S) + 12N - 4Ti$$

* : 「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」^{2.5.2-6)} における要求靱性値 $vE \geq 70J$ に対応する値

検査証明書 INSPECTION CERTIFICATE

需要家 : KATSURA STEEL CO., LTD.
 Customer :
 需要家管理番号 :
 Customer's Control No.:
 注文者 : JFE SHOJI TRADE CORPORATION
 Shipper :
 注文者照会番号 : DA1 -1
 Reference No.:
 品名 : HOT ROLLED STEEL PLATE
 Commodity :
 規格 : JIS G3106 SM490A
 Specification :

証明書番号 : M-48011-001
 Certificate No.:
 発行日 :
 Date : 2011-09-09
 船名 :
 Ship No.:
 工番番号 :
 Construction No.:
 注文番号 : 1AK3273
 Order No.:

JFE CODE: S792 Y S X04

製品番号 Item No.	行番 No.	需要家管理番号 Customer's Control No.	寸法 (MM) Size (mm)	炉種 Heat No.	成分	化学成分	質量	引張試験		
								引張強さ	伸び	
SPECIFIED VALUE (STANDARD)		T X W X L		Yield Point / Tensile		Elongation		Tensile Test		
				Y.P./Y.S. T.S.		E.L. %		Y.P./Y.S. T.S.		
J6307 C	D001	19X2240X10000						315	490	21
4-3099	B002	19X2240X13400				19	TC 413	539	26	A
2-6316	B002	19X2240X13400				0	TC 361	525	24	A
2-6316	B002	19X2240X13400								
J6307 A	B002	19X2240X13400				19	TC 413	539	26	A
4-3099										
VISUAL & DIMENSIONS : GOOD		TOTAL				8		34562KG		

引張試験方法: Size of Impact Test Specimen
 1: 10x10mm 2: 7.5x10mm 3: 2.5x10mm 4: 5x10mm
 5: 1/3x10mm 6: 2.5x10mm 7: Thicknessx10mm
 引張試験機: Unit of Impact Test Property
 吸収エネルギー: K: kgf.m, C: kgf.m/cm², J: Joule
 Absorbed Energy, U: J/cm², F: ft. lbf, N: N-m
 破断形状: Fracture (F), S: 延び, Shear B: 脆性, Brittle
 破断位置: Lateral Expansion, M: mm L: ml
 注5: 鋼材試験, Band Test
 BT: 鋼材試験, Ultrasonic Examination
 UST: 鋼材試験, Ultrasonic Examination

岡山県備前市吉永町神根本335
 株式会社 掛入チール
 リーダー 渡辺春海

上記商品は検査の結果、指定の規格に合格していることを証明いたします。
 WE HEREBY CERTIFY THAT THE MATERIAL DESCRIBED HEREIN HAS BEEN TESTED AND INSPECTED WITH SATISFACTORY RESULTS IN ACCORDANCE WITH THE REQUIREMENTS OF THE ABOVE SPECIFICATION.

西日本製鉄所(倉敷) 1712-8511 岡山県倉敷市水島川原田1丁目 WEST JAPAN WORKS (KURASHIKI) 1, MIZUHAMA, KAWASAKI-CITY, OKAYAMA-PRE 712-8511, JAPAN
 このミルシートは特殊防偽防止技術を使用しております。 This inspection Certificate is printed with special forgery proof technology.

O印のみ有効
 MANAGER OF INSPECTION GROUP
 西日本製鉄所 倉敷検査グループリー

(3) 実験方法

1) 加力方法

加力は、軸力用ジャッキ（能力圧縮最大 6MN）にて柱に一定軸力（軸力比 0.3）を加え、左右の梁端を 1MN 両動ジャッキにて逆対称に変位制御で所定の強制変位を与える。制御は左右の梁の変形とし、所定の塑性率振幅で試験体が破断するまで繰り返す。加力装置の概要を図 2.5.2-8 に、加力状況を写真 2.5.2-1 に示す。

梁の全塑性耐力に相当する弾性変形 ${}_B\delta_p$ は (2.5.2-1) 式により算出した。表 2.5.2-5 に示す通り、 ${}_B\delta_p = 22.5\text{mm}$ である。

$${}_B\delta_p = \frac{{}_B M_P}{{}_B L \times {}_B K} \quad (2.5.2-1)$$

記号 ${}_B M_P$: 梁の全塑性モーメント (=877.3 kN·m)

フランジ、ウェブともに実材料強度を用い、梁端のスカロップによる断面欠損を考慮

${}_B L$: 梁反曲点（ジャッキ取り付け位置）から柱フェイスまでの距離 (=2.8m)

${}_B K$: 梁の弾性剛性 (2.5.2-2) 式による。

$${}_B K = \left(\frac{{}_B L^3}{3E \cdot I} + \frac{{}_B L}{G \cdot A_W} \right)^{-1} \quad (2.5.2-2)$$

I : 梁の断面 2 次モーメント、

A_W : 梁ウェブ断面積

E : ヤング係数、

G : せん断弾性係数

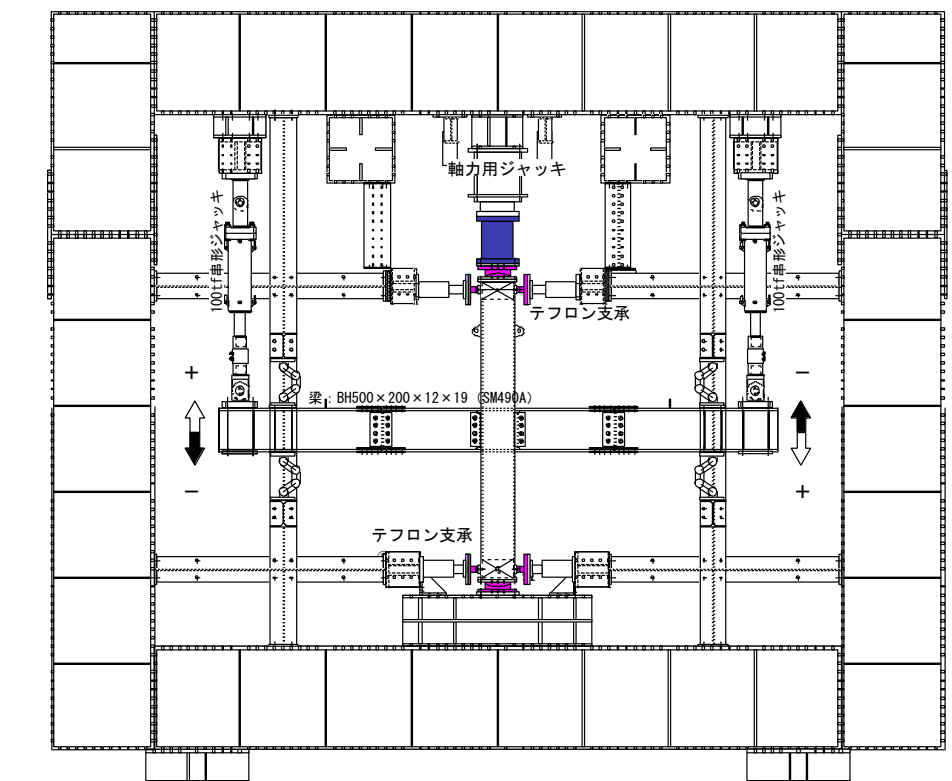


図 2.5.2-8 加力装置概要

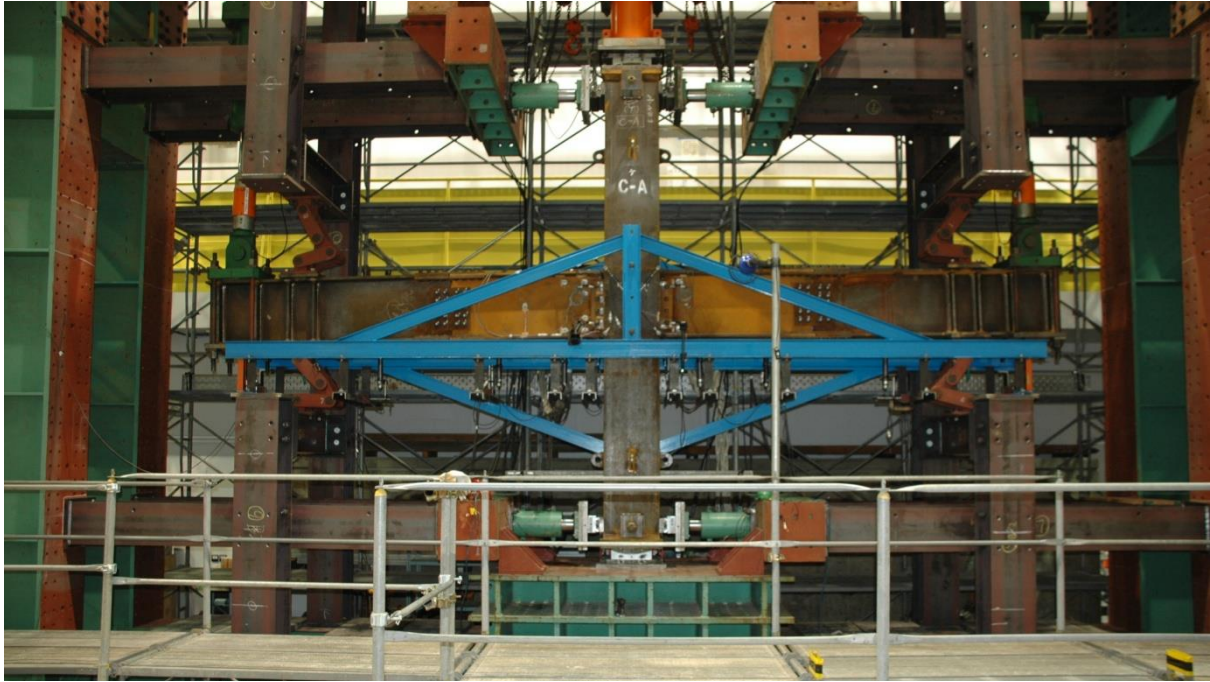
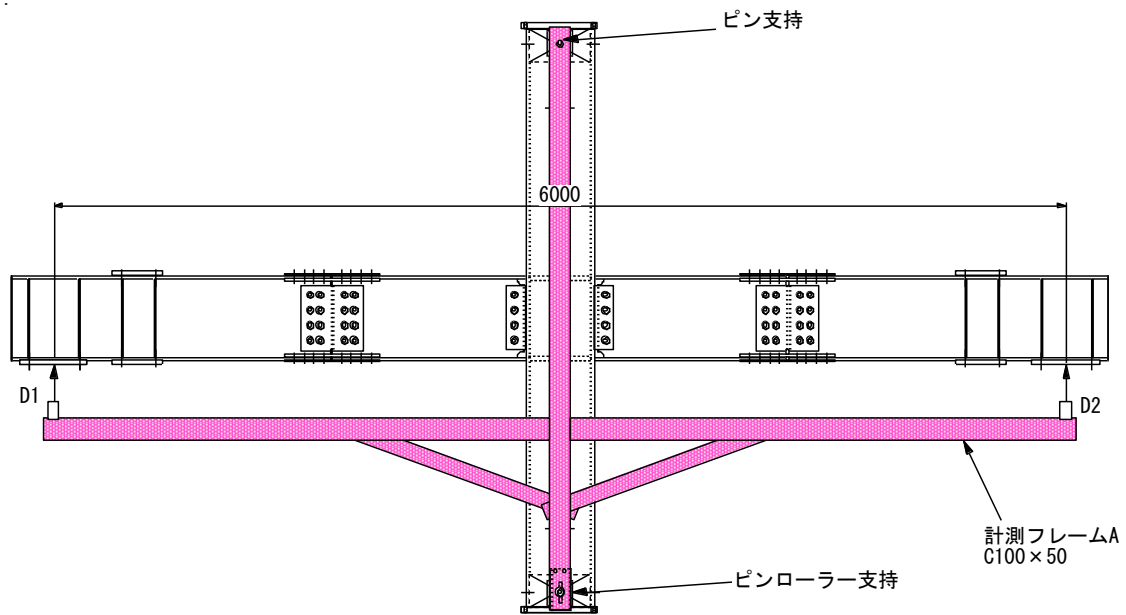


写真 2.5.2-1 加力状況（青色の部材は変位計測用フレーム）

2) 計測方法

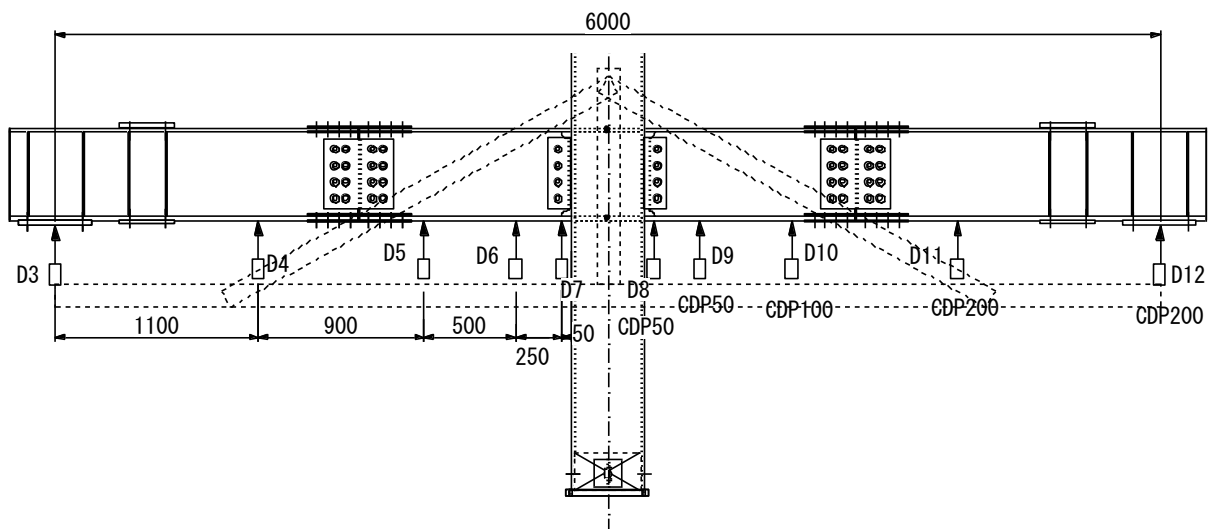
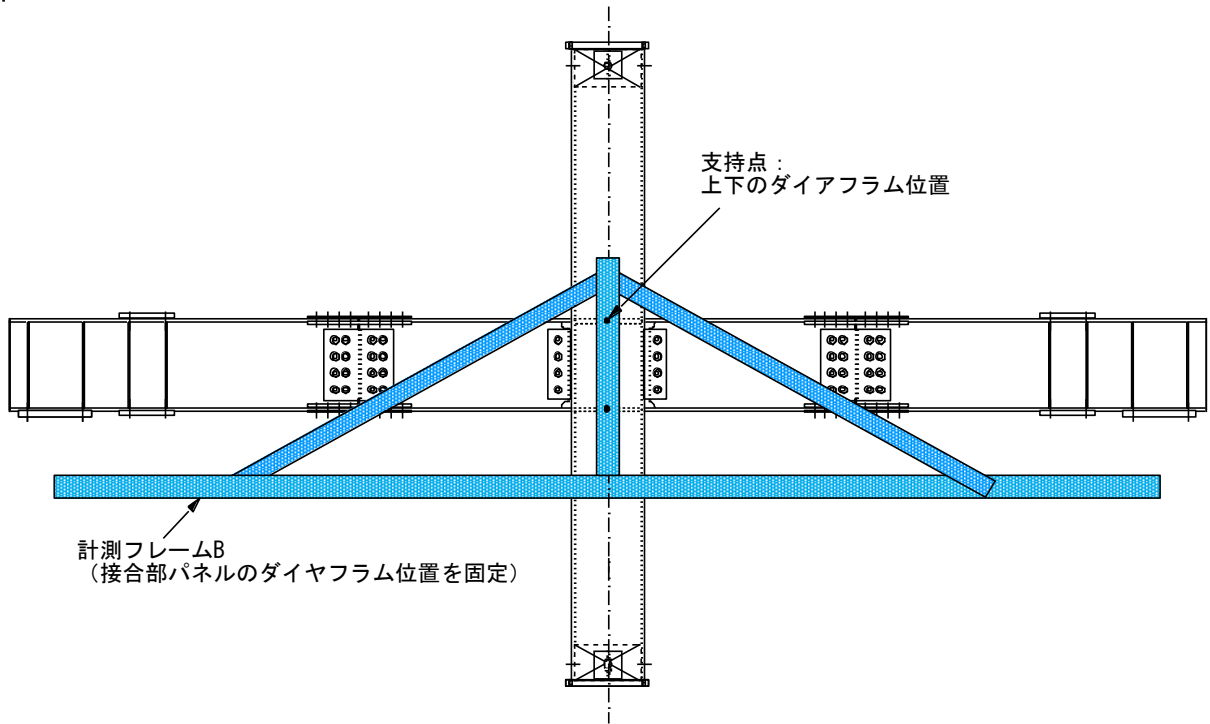
変位計測位置を図 2.5.2-9 に示す。梁先端の加力点の鉛直変位は、柱頭・柱脚を不動点とする計測フレーム A による D1, D2 の他に梁端（接合部パネル）を不動点とする計測フレーム B を用いて D3, D12 を測定している。前者は柱の曲げ、接合部パネルのせん断、梁の曲げせん断変形のすべてを含み、後者は梁のみの変形を測定している。また、接合部パネルのせん断変形を測定するために接合部パネルに X 型に変位計を設置している。ひずみ計測位置を図 2.5.2-10 に示す。



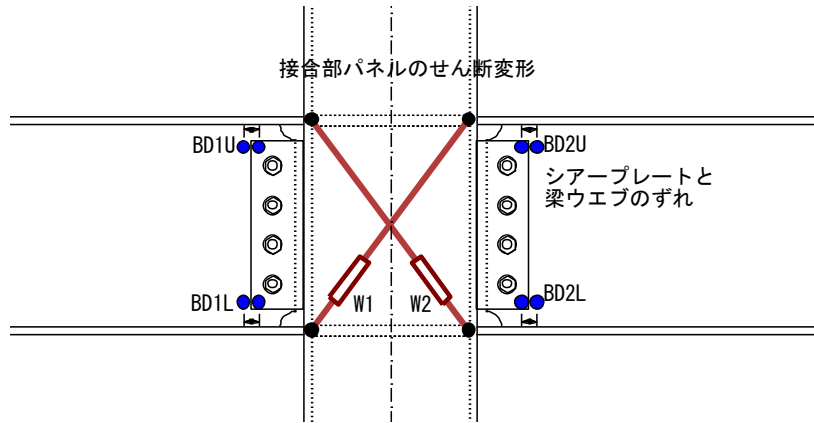
(a) 全体変形

（柱頭柱脚を計測フレームの支持点とし、柱、接合部パネル、梁の総合変形を計測）

図 2.5.2-9 変位計測方法

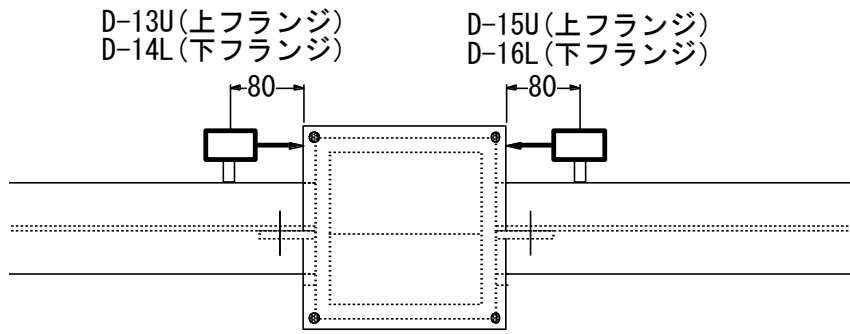


(b) 梁の変形(計測フレーム B を不動点)



(c) 接合部パネルのせん断変形とシアープレートと梁ウェブのずれ

図 2.5.2-9 (続き) 変位計測方法



(d) 梁端フランジのローカル変位

図 2.5.2-9 (続き) 変位計測方法

柱：外形口400

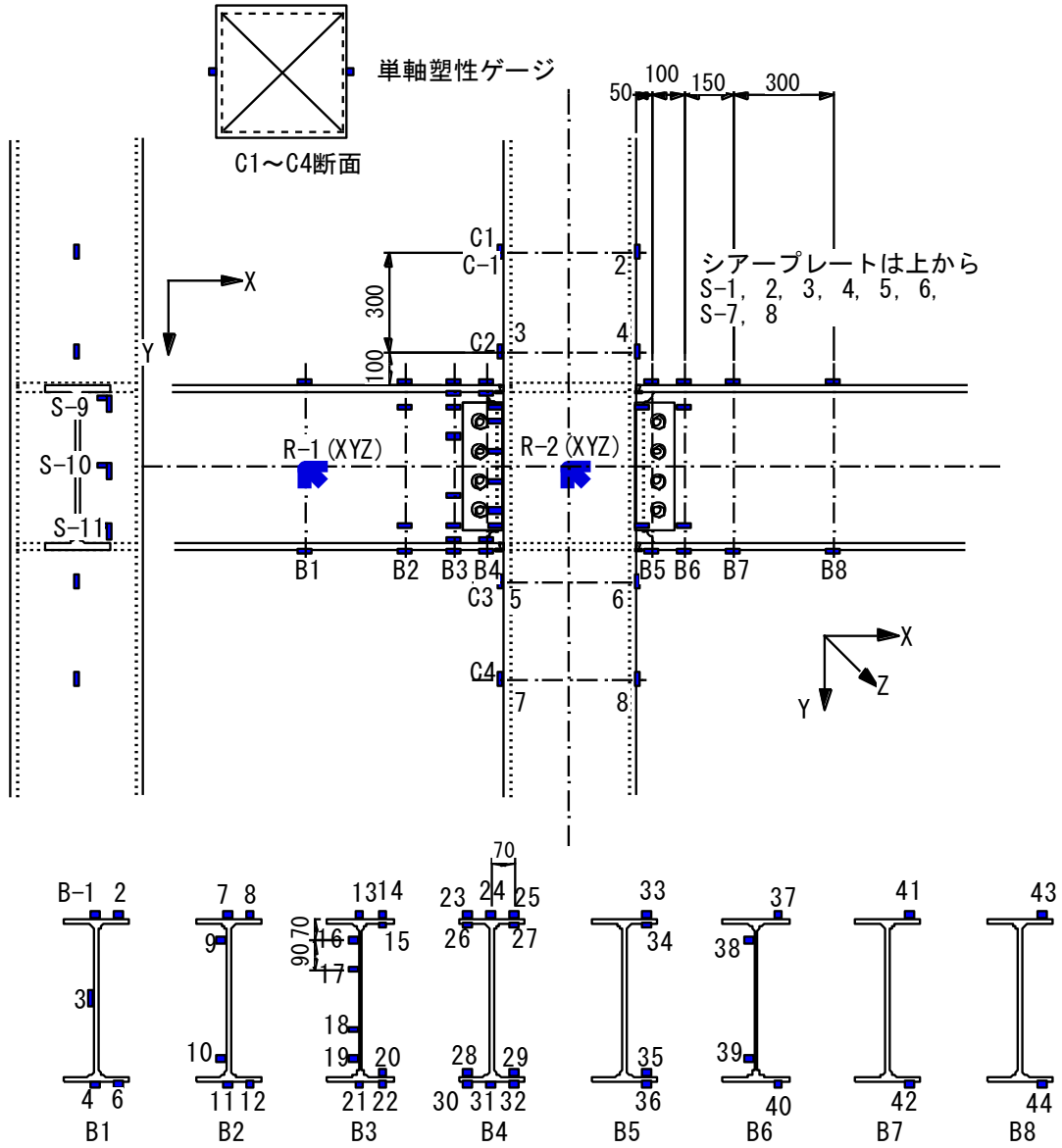
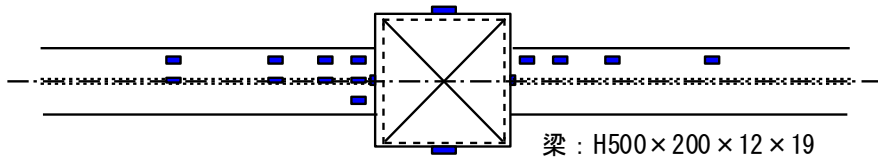


図 2.5.2-10 ひずみ計測位置

(4) 実験結果

1) 最大耐力および破壊状況

最大耐力および破断位置，耐力がピーク荷重から 10%低下したサイクル，破断したサイクル，および実験開始時の室温の一覧を表 2.5.2-11 に示す。また，梁フランジの破断位置の一覧を表 2.5.2-12 に示す。なお，試験体 W2.0 の梁の変位振幅は下記の流れで設定した。

- ①試験体 S2.0 の梁塑性率 ($B\delta/B\delta_p$) 2.0 のときの全体層間変形角 R を実験結果に基づき算定 → $R=1/54$
- ②試験体 W2.0 を加力し，第 1 サイクル正側における全体層間変形角 $R=1/54$ のときの梁変形 $B\delta$ を算定。 → $B\delta=32.0\text{mm}$ ($=1.4 B\delta_p$)
- ③ $B\delta=\pm 32.0\text{mm}$ で正負定変位繰り返し加力を実施

各試験体の梁破断状況，破断面の状況を写真 2.5.2-2～2.5.2-6 に示す。いずれの試験体ともに早期にスカラップ底まわし溶接止端部にき裂が生じ，そのき裂がフランジの全断面破断に進展した。梁の変位振幅によってき裂の進展状況は異なり，梁塑性率振幅の小さな試験体 S1.3 および W2.0 は徐々に耐力低下を起こした後にフランジ母材が全断面破断したが，その他の試験体ではわずかに耐力を低下した後に梁フランジ母材が急激に全断面破断した。振幅の大きな試験体ほど破面に占める脆性破面の割合が大きい。特に振幅の最も大きい試験体 S3.0 の梁破断面は，ほとんどが脆性破面である。

梁フランジの破断は，試験体 S3.0 では下フランジ（内開先）であったが，その他の試験体では上フランジ（外開先）であった。本実験の結果では，必ずしも裏当金およびルート部が外側にある下フランジ溶接部が上フランジ（外開先）に対し早期に破壊する結果とはなっていない。

また，試験体 S2.0 のみ梁フランジの破断に伴い最もフランジに近い位置のウェブボルトが破断した。

表 2.5.2-11 最大耐力および最終状況一覧

試験体	梁変位振幅(mm)	最大耐力 (kN)		破断位置	n_u	n_f	加力開始時室温 (°C)
		正側	負側				
S1.3	± 29.3 ($1.3 B\delta_p$)	+321.5 (+1.03)	-325.0 (-1.04)	左上フランジ	36+ 35-	45-	5.5
S2.0	± 45.0 ($2.0 B\delta_p$)	+358.0 (+1.14)	-358.0 (-1.14)	左上フランジ	—	6-	5.0
S3.0	± 67.5 ($3.0 B\delta_p$)	+360.5 (+1.15)	-371.5 (-1.19)	右下フランジ	—	1-	6.3
W2.0	± 32.0 ($1.4 B\delta_p$)	+320.5 (+1.02)	-324.5 (-1.04)	右上フランジ	19+ 20-	23+	4.0
S2.0B	± 45.0 ($2.0 B\delta_p$)	+378.0 (+1.21)	-380.5 (-1.21)	左上フランジ	—	9-	5.5

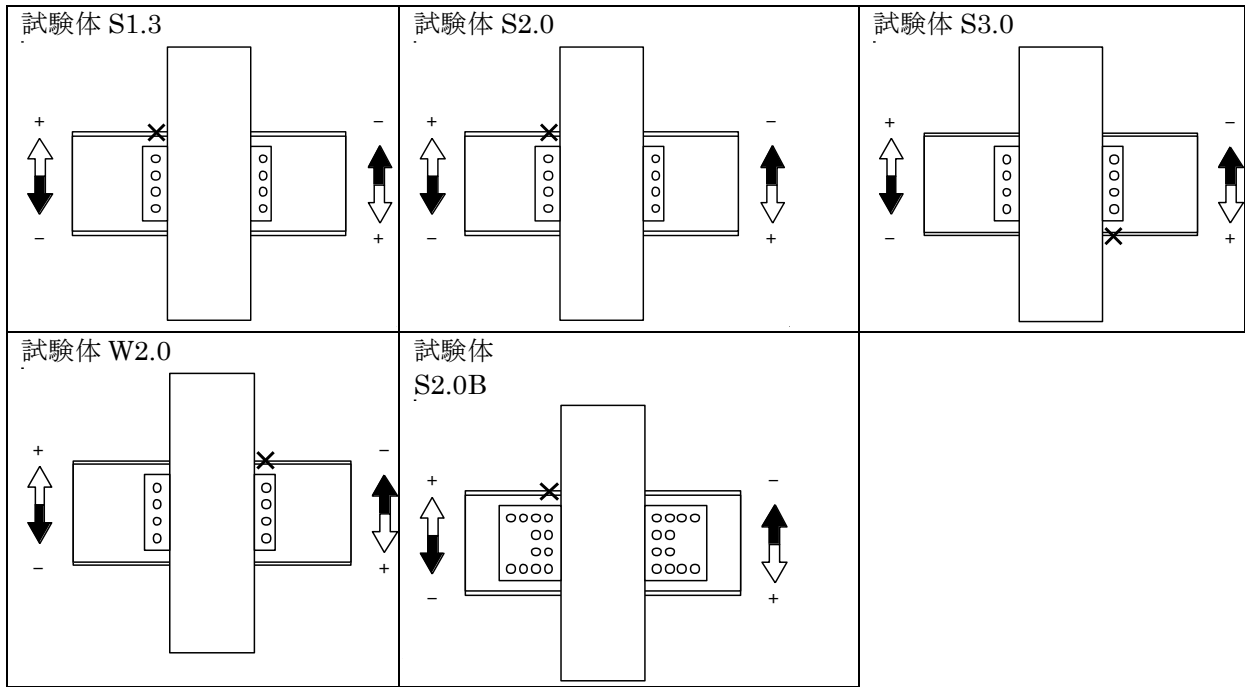
* 耐力は、梁せん断力（左右の平均）を表記

n_u : 梁フランジ耐力がピーク荷重から 10%低下したサイクル

(記載がない試験体は，10%低下する前にフランジが破断した)

n_f : 梁フランジが全断面破断したサイクル

表 2.5.2-12 破断位置一覧



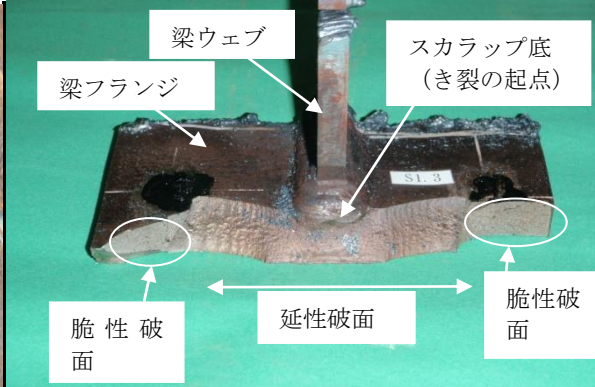
(a) スカラップ底に生じたき裂(10 サイクル)



(b) 梁上フランジ溶接ビード止端部のき裂(44 サイクル)



(c) 梁上フランジの貫通き裂



(d) 破面写真

写真 2.5.2-2 破壊状況 (試験体 S1.3)



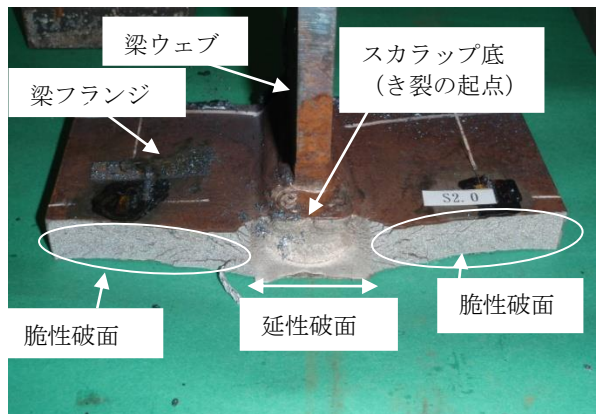
(a) スカラップ底に生じた亀裂(1 サイクル)



(b) 梁上フランジ貫通き裂, ウェブボルト破断



(c) 破断した高力ボルト



(d) 破面写真

写真 2.5.2-3 破壊状況(試験体 S2.0)



(a) フランジ破断状況(1-サイクル)



(b) フランジ破断状況(フランジ外側)



(c) 破面状況(ほとんどが脆性破面)



(d) スカラップ底のき裂の起点部

写真 2.5.2-4 破壊状況(試験体 S3.0)



(a) 貫通き裂(フランジ内側から)



(b) 同左(フランジ外側から)



(c) 接合部パネルの塑性化によるミルスケールの剥離



(d) ウェブボルト接合部のすべり

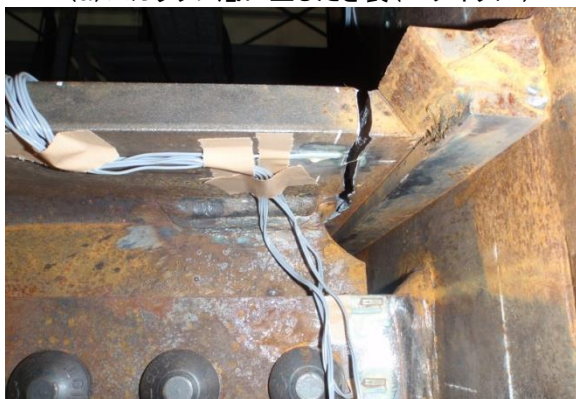
写真 2.5.2-5 破壊状況(試験体 W2.0)



(a) スカラップ底に生じたき裂(2 サイクル)



(b) ビード止端部のき裂(5 サイクル)



(c) 破断状況



(d) 破面状況(起点部を除きほとんどが脆性破面)

写真 2.5.2-6 破壊状況(試験体 S2.0B)

2)履歴特性

a)荷重-変形関係

各試験体の梁せん断力と梁端の変形を図 2.5.2-11 から 2.5.2-15 に示す。各図とも縦軸は左右の梁せん断力の平均、横軸は各図の左は梁のみの変形（左右の梁の平均）、右図は柱、接合部パネル、梁の全ての変形が含まれた梁端の変形である。また、左図中には梁理論によって求められる梁の弾性剛性と全塑性曲げ耐力 BQ_p の関係を Bi-linear で、右図には FEM 解析により求められた試験体の挙動を示している。FEM 解析の概要を表 2.5.2-13 に示す。

各試験体は、梁のみの変形および全体変形の弾性剛性、降伏耐力、その後の非線形挙動ともに計算ないし解析との対応は良好である。梁の塑性率振幅の小さな試験体 S1.3 および W2.0 は繰り返すごとに延性的な耐力低下を起こしているが、その他の試験体は耐力低下をそれほど起こすことなく急激に破断している。

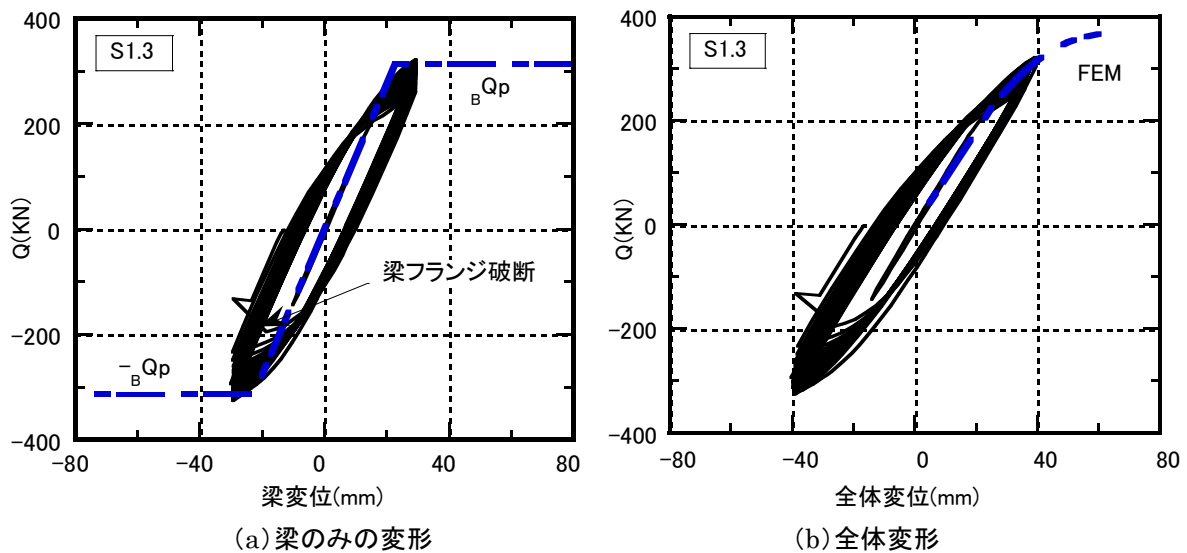


図 2.5.2-11 荷重-変形関係(試験体 S1.3)

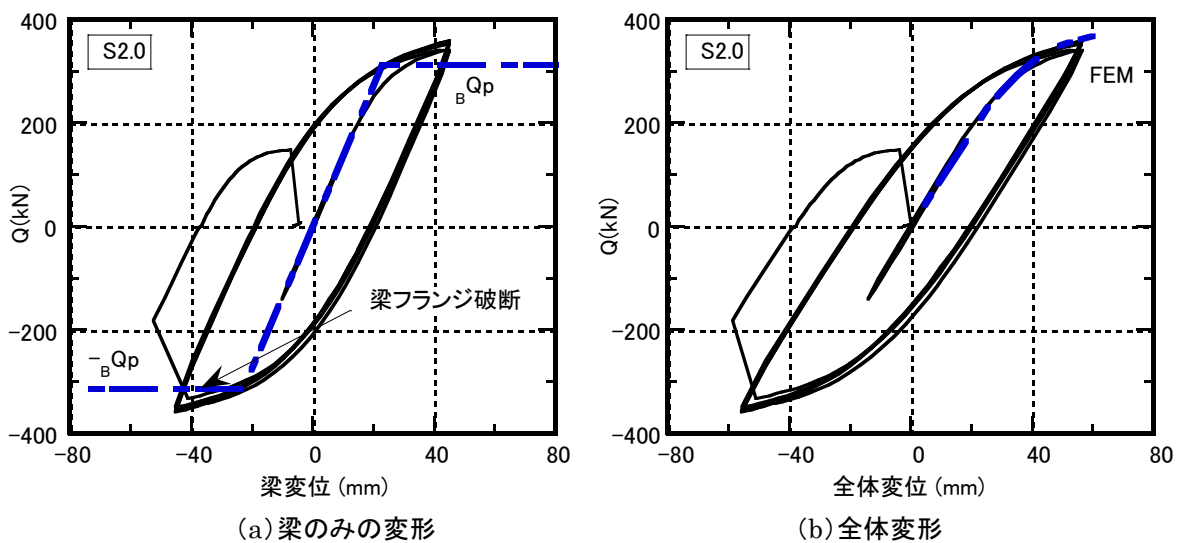
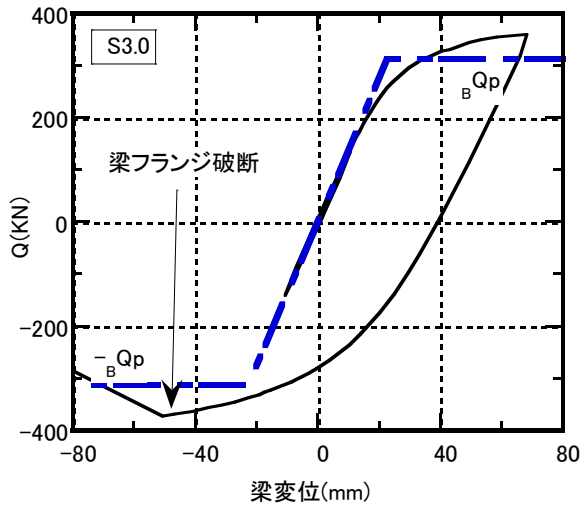
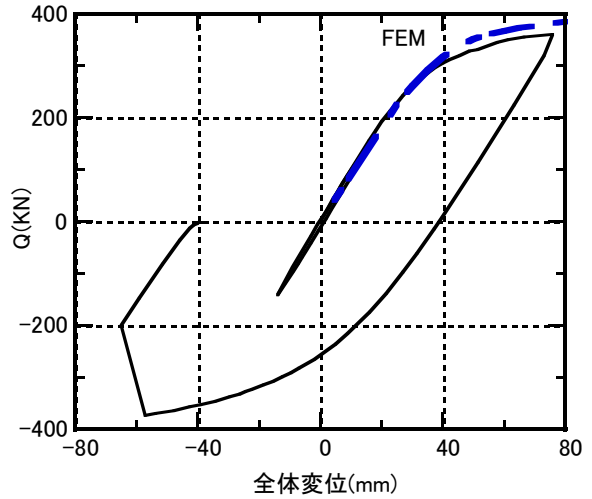


図 2.5.2-12 荷重-変形関係(試験体 S2.0)

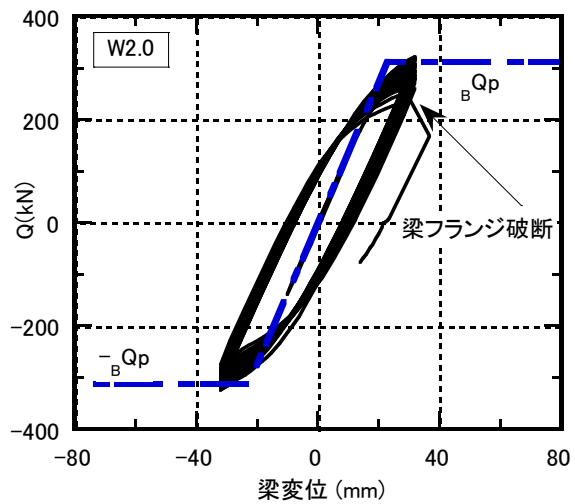


(a) 梁のみの変形

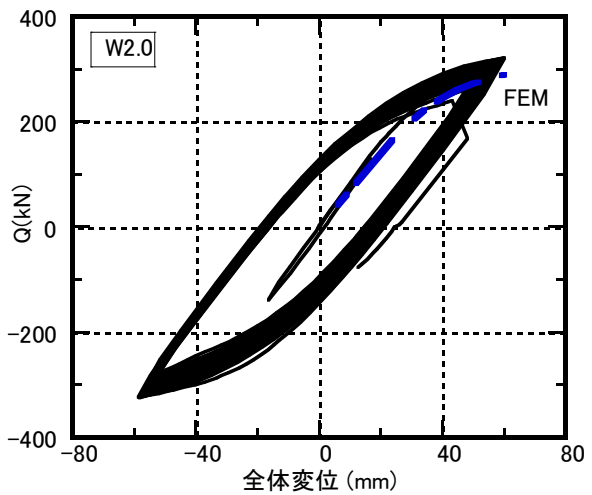


(b) 全体変形

図 2.5.2-13 荷重-変形関係 (試験体 S3.0)

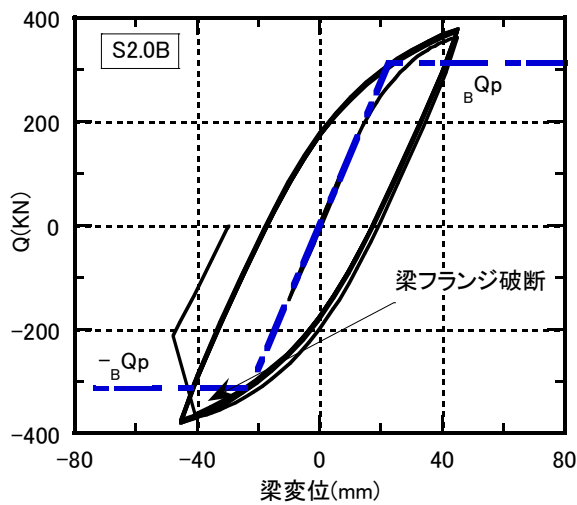


(a) 梁のみの変形

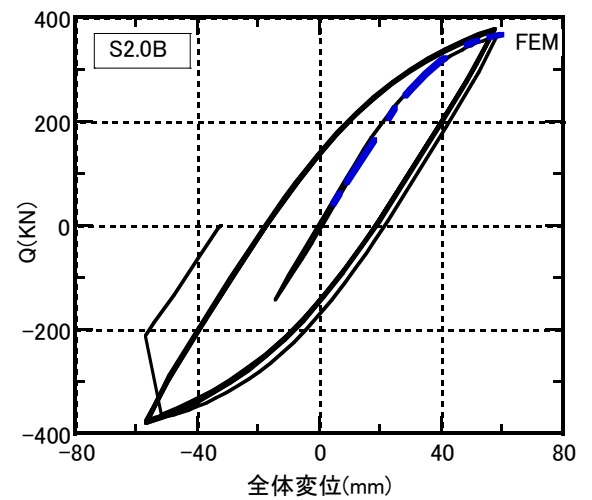


(b) 全体変形

図 2.5.2-14 荷重-変形関係 (試験体 W2.0)



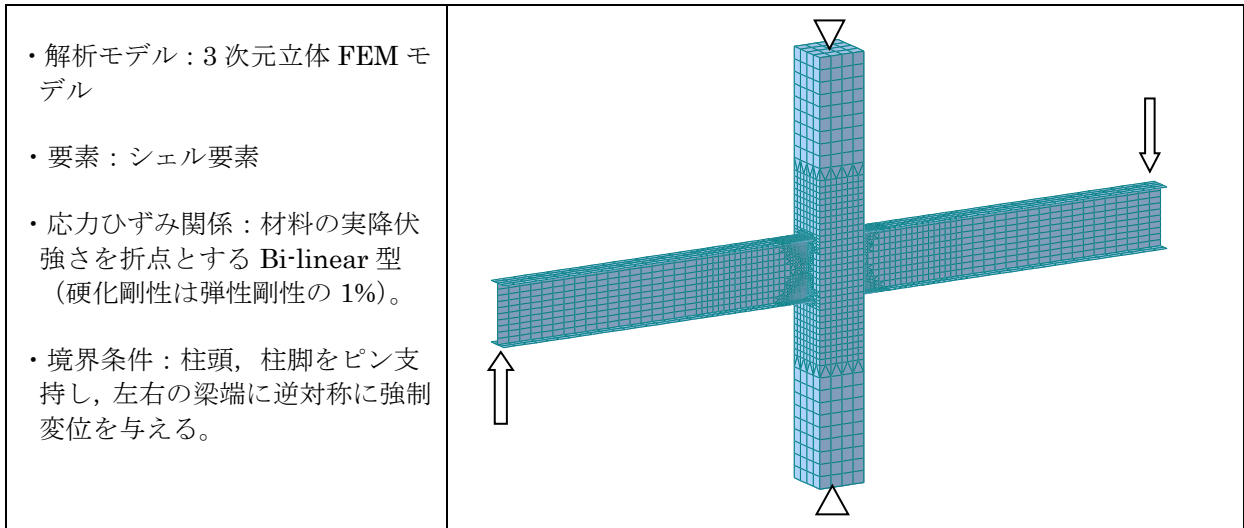
(a) 梁のみの変形



(b) 全体変形

図 2.5.2-15 荷重-変形関係 (試験体 S2.0B)

表 2.5.2-13 FEM 解析概要



b)各サイクルのピーク荷重の推移

各サイクルのピーク荷重の推移を図 2.5.2-16 に示す。図中には梁の全塑性耐力およびその 90%の耐力を示す。

梁の塑性率振幅の小さい試験体 S1.3($b\delta/b\delta p=1.3$)および W2.0($(b\delta/b\delta p)=1.4$)は加力を続けるにつれ徐々に耐力低下を起し，全塑性耐力の 90%を下回っても梁フランジ全断面破断には至っていない。これに対しその他の試験体では十分な耐力低下を起さずことなく一挙に梁フランジ全断面破断に至った。

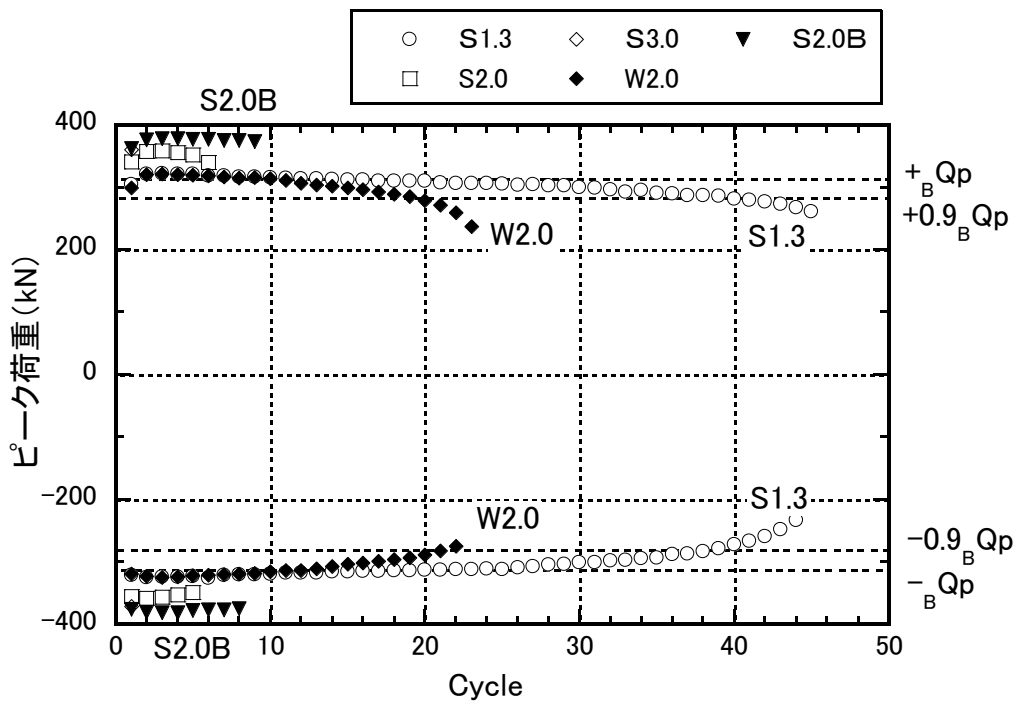
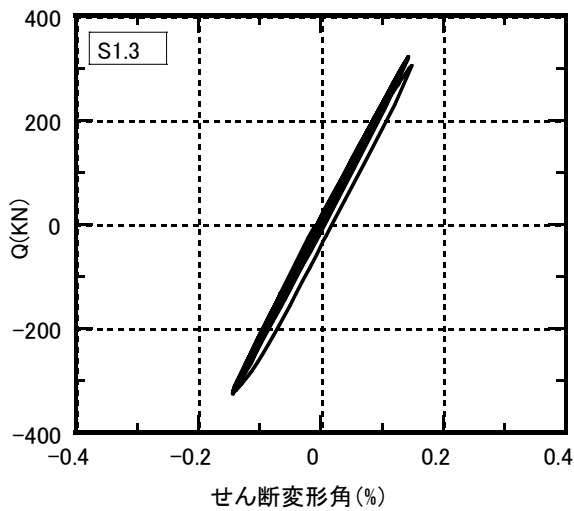


図 2.5.2-16 各サイクルのピーク荷重の推移

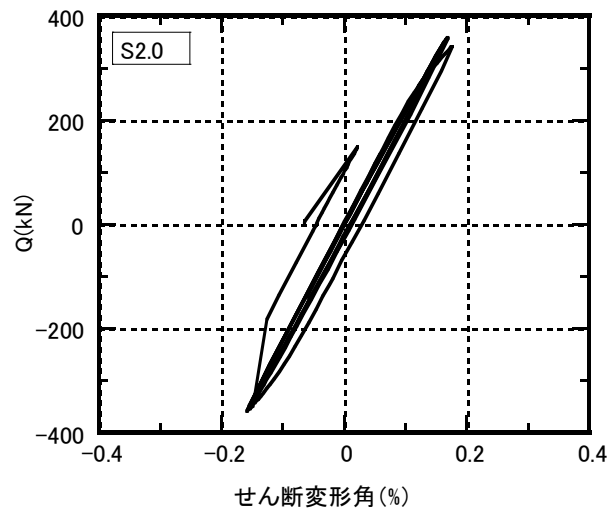
c) 接合部パネルの履歴

各試験体の接合パネルの荷重-せん断変形角関係を図 2.5.2-17 に示す。「荷重」は、左右の梁せん断力の平均で示している。弱パネルの試験体 W2.0 には、パネルの荷重-変形関係の計算値を Bi-linear で示している。試験体 W2.0 の図中には接合部パネルのせん断剛性、全塑性パネル耐力の関係を Bi-linear で示す。

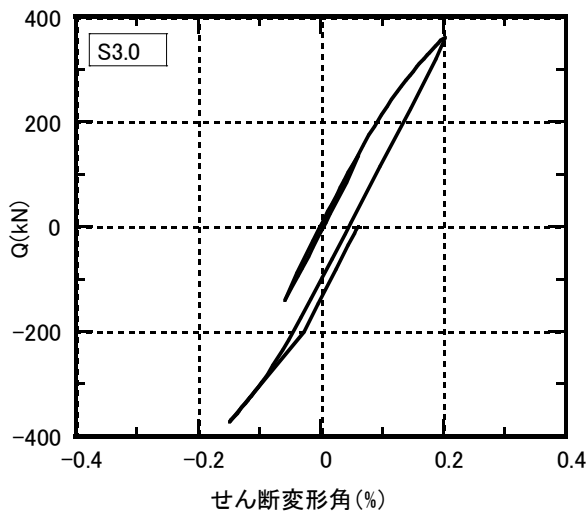
弱パネルの試験体 W2.0 のみ、接合部パネルは大きく塑性履歴を示しているが、その他の試験体は線形挙動を示しているである。試験体 W2.0 のパネルの弾塑性挙動と計算値との対応は良好である。



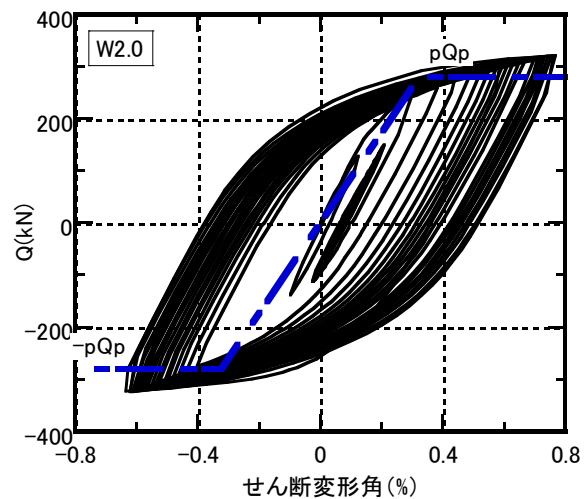
(a) 試験体 S1.3



(b) 試験体 S2.0

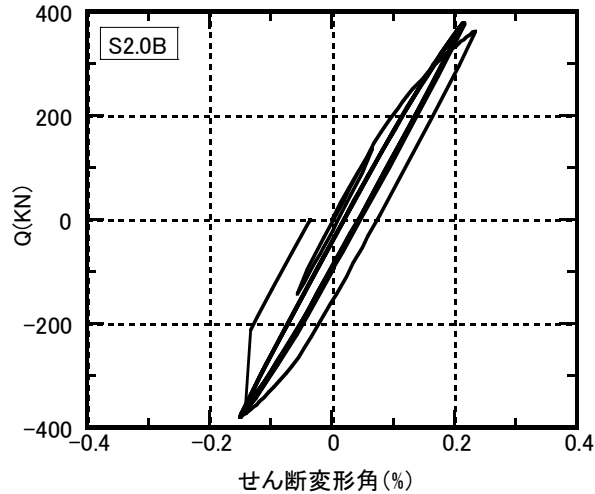


(c) 試験体 S3.0



(d) 試験体 W2.0

図 2.5.2-17 接合部パネルの荷重-せん断変形角関係



(e) 試験体 S2.0B

図 2.5.2-17 (続き) 接合部パネルの荷重-せん断変形角関係

d) 梁, 柱, 接合部パネルの変形割合

各試験体の梁先端の変位に占める梁, 接合部パネル, 柱の変形成分を図 2.5.2-18 に示す。

いずれの試験体ともに梁の占める変形が最も大きい弱パネルの試験体 W2.0 は他の試験体に比べパネルの変形成分が大きくなっていることがわかる。梁の先端変位は, 試験体 S2.0, S2.0B および S2.0B でほぼ同じであるが, W2.0 は接合部パネルの占める割合が大きいため, 梁の変形が小さくなっている。W2.0 試験体の梁端のひずみは, 同一の変形 (層間変形) の強パネル試験体に比べかなり緩和され, S2.0 の梁塑性率は 2.0 であるが, W2.0 の梁塑性率は 1.4 である。

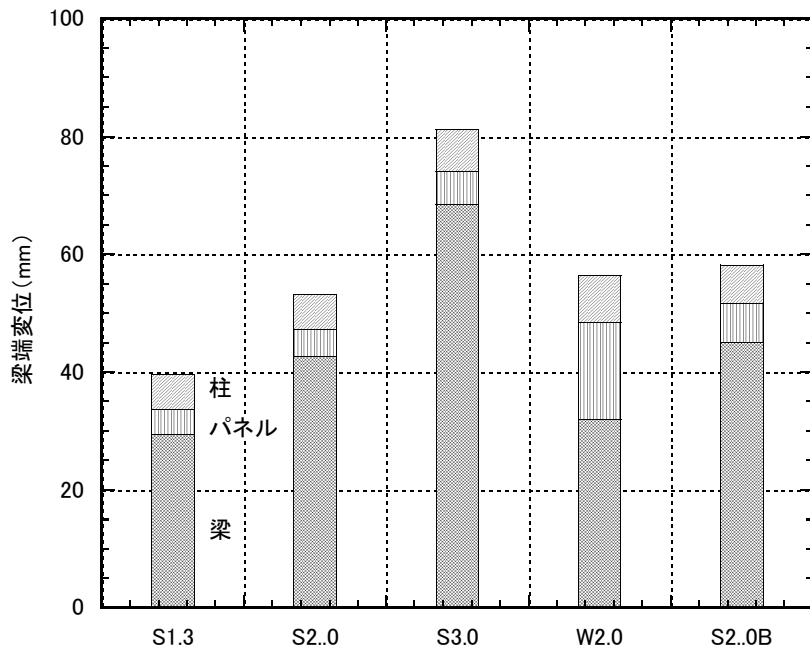


図 2.5.2-18 各部の変形割合

e) シアープレートと梁ウェブの水平方向のずれ

梁せん断力 (左右の梁の平均) とシアープレートと梁ウェブの水平方向のずれ変形の関係を図

2.5.2-19 に示す。計測位置は、図 2.5.2-9 参照。

ほとんどの試験体ともに加力を繰り返すにつれ変形が正側（引張側）に累積している。この原因は、ウェブが引張られることによるウェブ自身の伸びとウェブプレートのネッキングに起因するボルト張力の減少にともなう高力ボルト接合部の滑りの両者が含まれていると考えられる。

梁の塑性率振幅が小さく、結果的に繰り返し回数が多い試験体 S1.3 および W2.0 では、耐力の低下時に引張り側への変形の累積が顕著に生じている。この段階では梁ウェブはほとんど荷重を伝達できていない可能性がある。また、梁ウェブの高力ボルト接合部の耐力を向上させた試験体 S2.0B では変形の累積は見られず、試験体 S2.0 に比べ変形そのものも小さい。

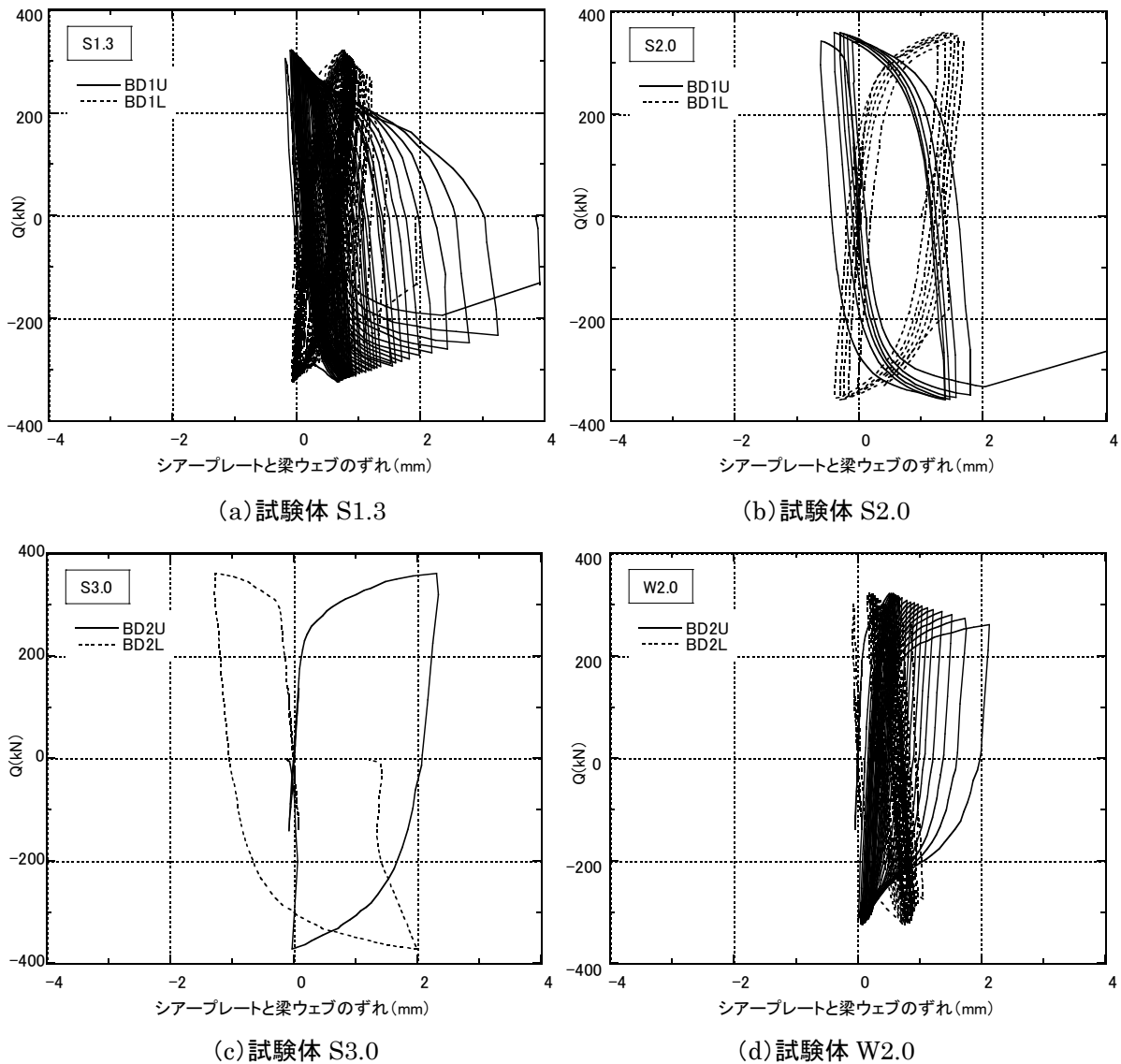
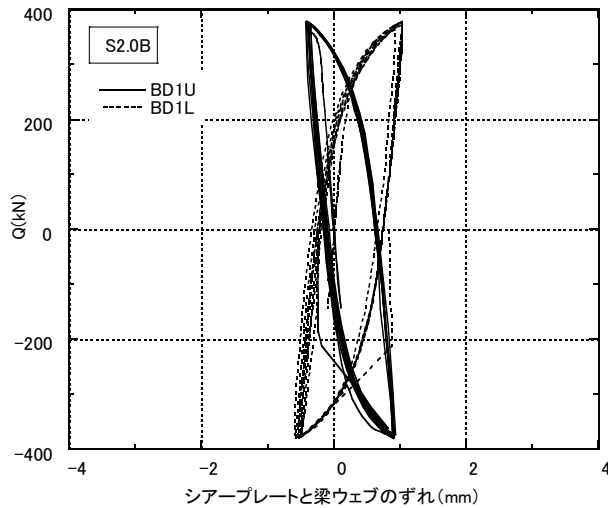


図 2.5.2-19 シアープレートと梁ウェブ水平方向のずれ



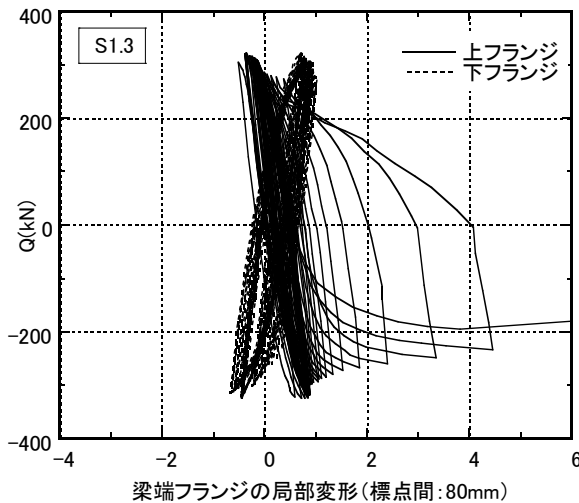
(d) 試験体 S2.0B

図 2.5.2-19 (続き) シアープレートと梁ウェブ水平方向のずれ

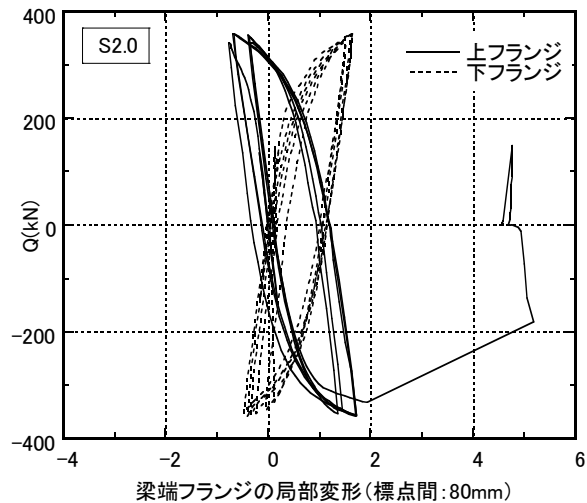
f) 梁端フランジ軸方向の局部変位

各試験体の梁せん断力と梁端フランジに設置した変位計の関係を図 2.5.2-20 に示す。この変位計は、図 2.5.2-9 (d) に示すものであり、標点間距離は 80mm である。

梁の塑性率振幅が小さく延性的に耐力低下を生じた試験体 S1.3 および W2.0 では、正側（引張側）への変位の累積が生じた後に破断している。これに対しその他の試験体では正側への変位の累積はほとんどなく、破断につながっていることがわかる。第 1 サイクルの負側で下フランジが破断した試験体 S3.0 の圧縮時の変位は約 1.4mm、これを標点間距離 80mm で除してこの間の平均ひずみを求めると約 1.8%となる。

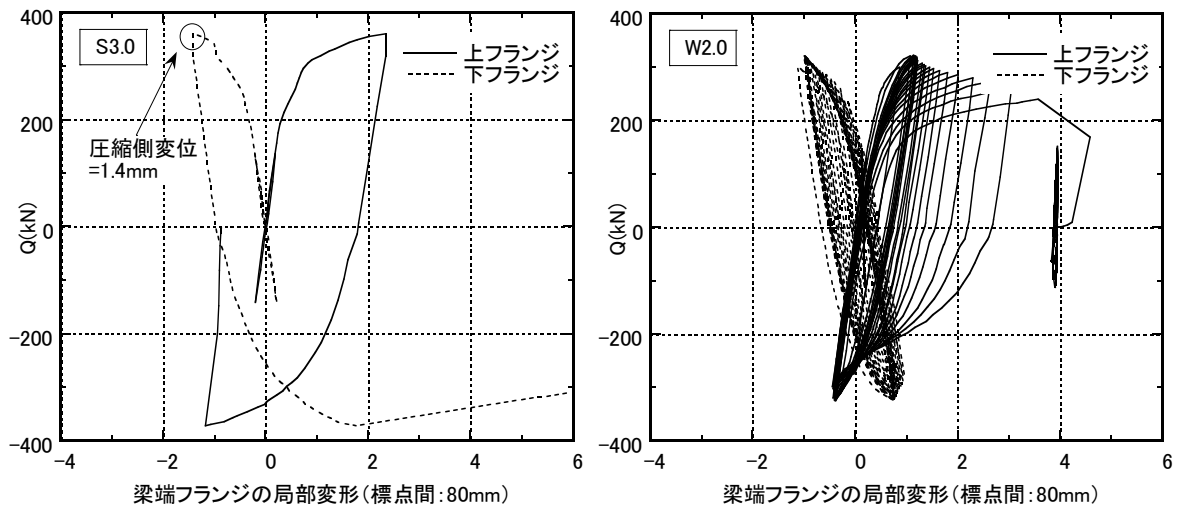


(a) 試験体 S1.3



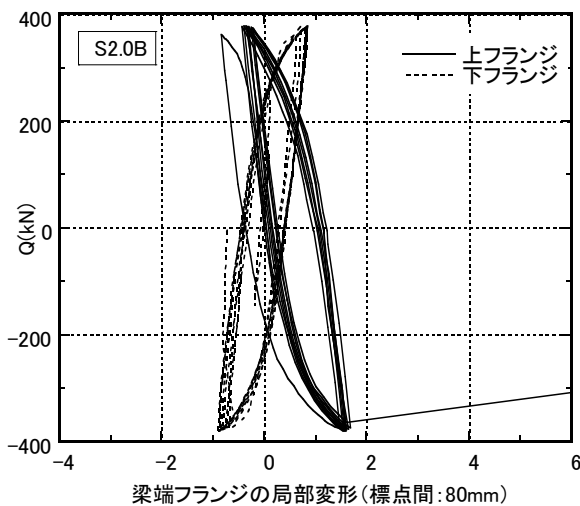
(b) 試験体 S2.0

図 2.5.2-20 梁端フランジの軸方向局部変形



(c) 試験体 S3.0

(d) 試験体 W2.0



(e) 試験体 S2.0B

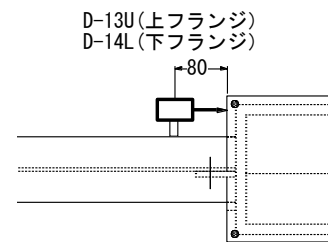


図 2.5.2-20 (続き) 梁端フランジの軸方向局部変形

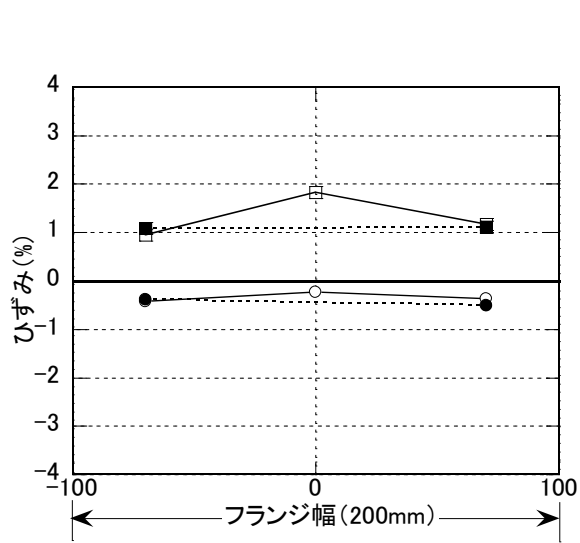
3) 各部のひずみ

a) 梁端フランジ

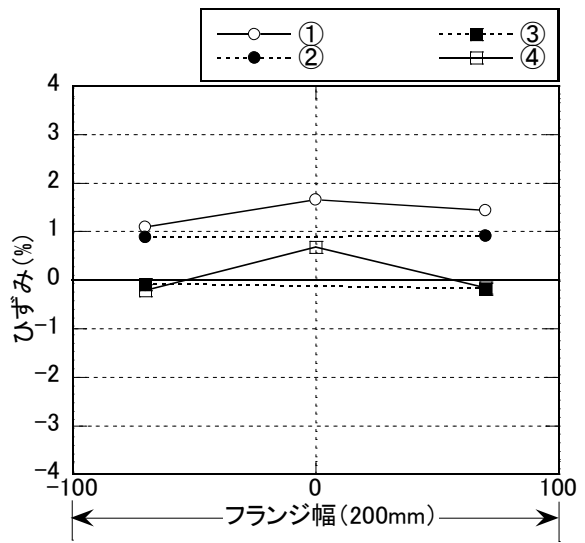
第1サイクルの正・負のピーク時について、梁端の上下フランジの表裏に貼付したひずみの分布を図 2.5.2-21 に示す。①および④がフランジ外側 (各 3 枚)、②および③がフランジ内側 (各 2 枚) である。貼付位置は柱フェイスから 50mm とし、ほぼスカラップ底の位置に相当する。なお、①および②は正載荷時に圧縮に、③および④が引張りになる。

各試験体ともにフランジ中央のひずみが大きく、梁の中央部ではスカラップによるひずみ集中が生じていることがわかる。弱パネルの試験体 W2.0 では、フランジの内外のひずみに大きな差はなく、ここでのひずみゲージの結果からは、他の強パネルの試験体に比べ 2 次曲げが顕著に生じているとは言えない。

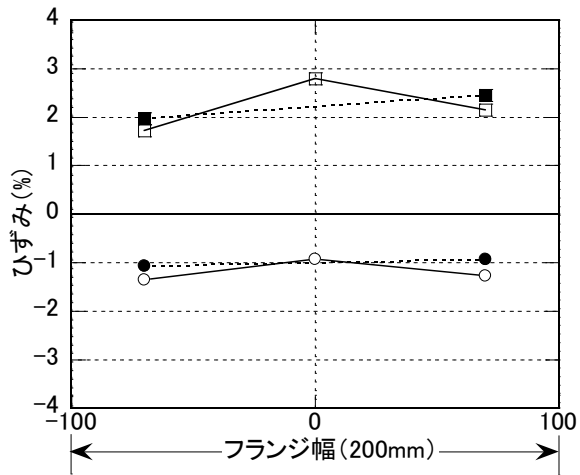
各試験体の第1サイクル正側のピーク時の引張り側フランジ外側のひずみ分布を比較して図 2.5.2-22 に示す。最も塑性率振幅の大きな試験体 S3.0 では、フランジ中央 (スカラップ底の外側) において約 3.5% のひずみとなっている。



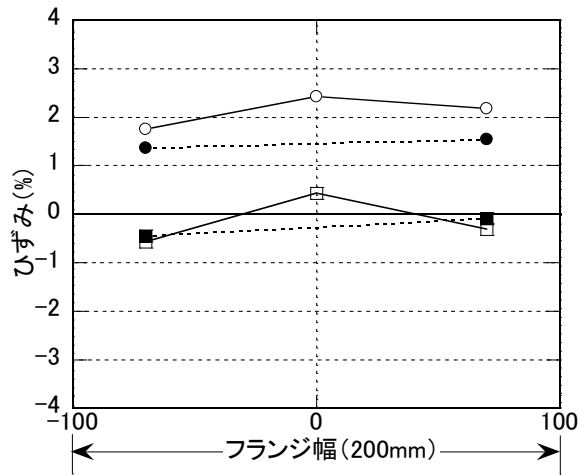
(a-1) 試験体 S1.3 正載荷時



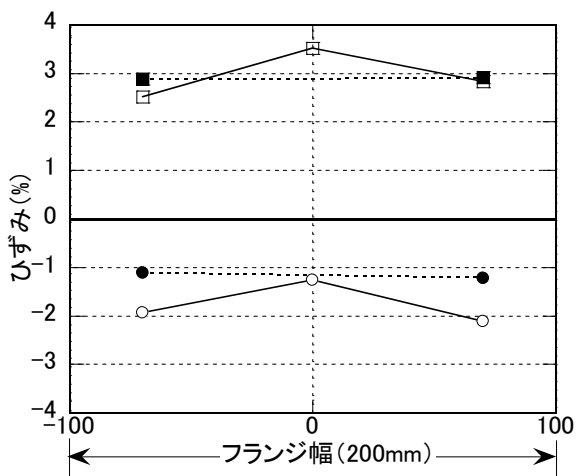
(a-2) 試験体 S1.3 負載荷時



(b-1) 試験体 S2.0 正載荷時



(b-2) 試験体 S2.0 負載荷時



(c-1) 試験体 S3.0 正載荷時

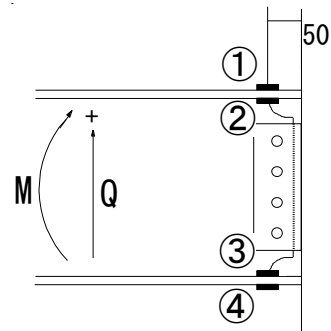
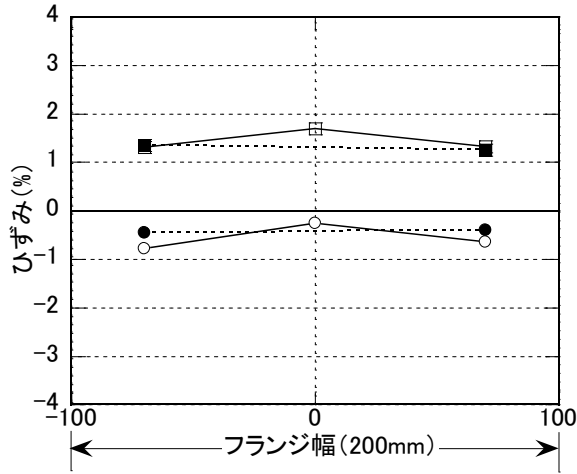
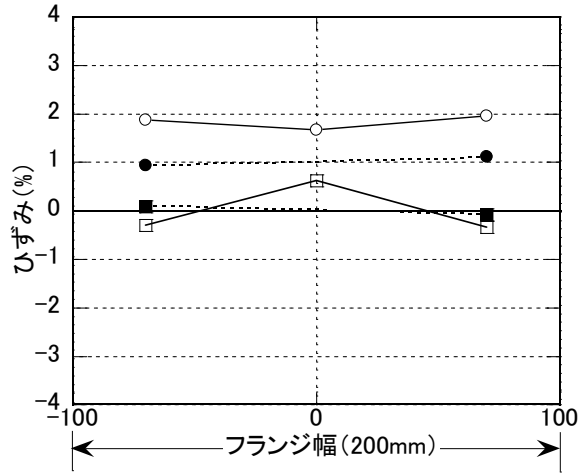


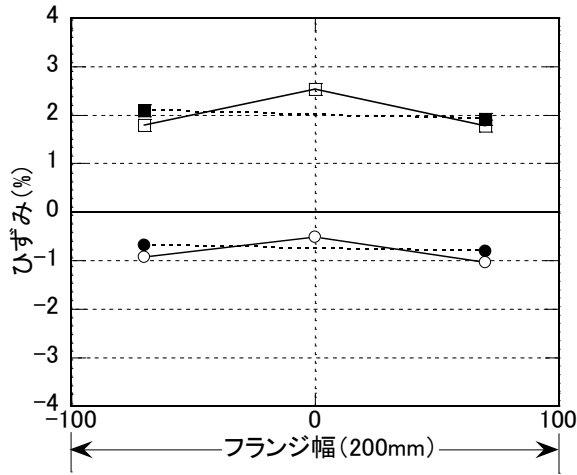
図 2.5.2-21 梁端フランジのひずみ



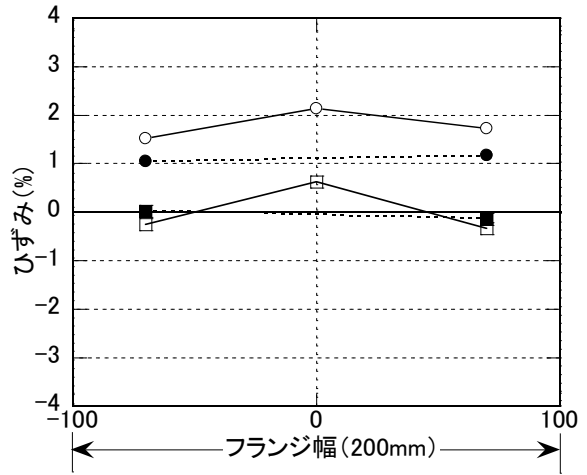
(d-1) 試験体 W2.0 正載荷時



(d-2) 試験体 W2.0 負載荷時



(e-1) 試験体 S2.0B 正載荷時



(e-2) 試験体 S2.0B 負載荷時

図 2.5.2-21 (続き) 梁端フランジのひずみ

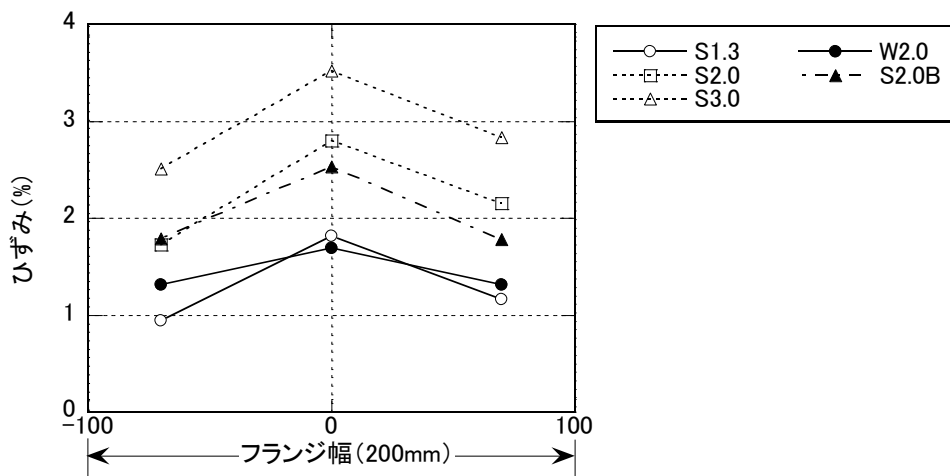


図 2.5.2-22 各試験体のフランジのひずみの比較 (第1サイクル正側ピーク時)

b) 梁ウェブ

柱フェイスから2つの断面の梁のひずみ分布を図 2.5.2-23 に示す。断面 A は柱フェイスから 300mm、断面 B は 150mm の距離である。

柱フェイスから 300mm 離れた A 断面ではほぼ平面保持の仮定が成立しているのに対し、B 断面ではフランジのひずみに比べウェブのひずみが小さくなっている。この傾向は特に振幅の大きな S3.0 および S2.0 で顕著である。素材試験の結果、梁ウェブ (t=12) の降伏強さは 377N/mm² であり、降伏ひずみ ($w\epsilon_y$) は 0.18% である。 $\pm w\epsilon_y$ を図中に記入する。ウェブの上下端ではほぼ降伏ひずみに達していることが分かる、

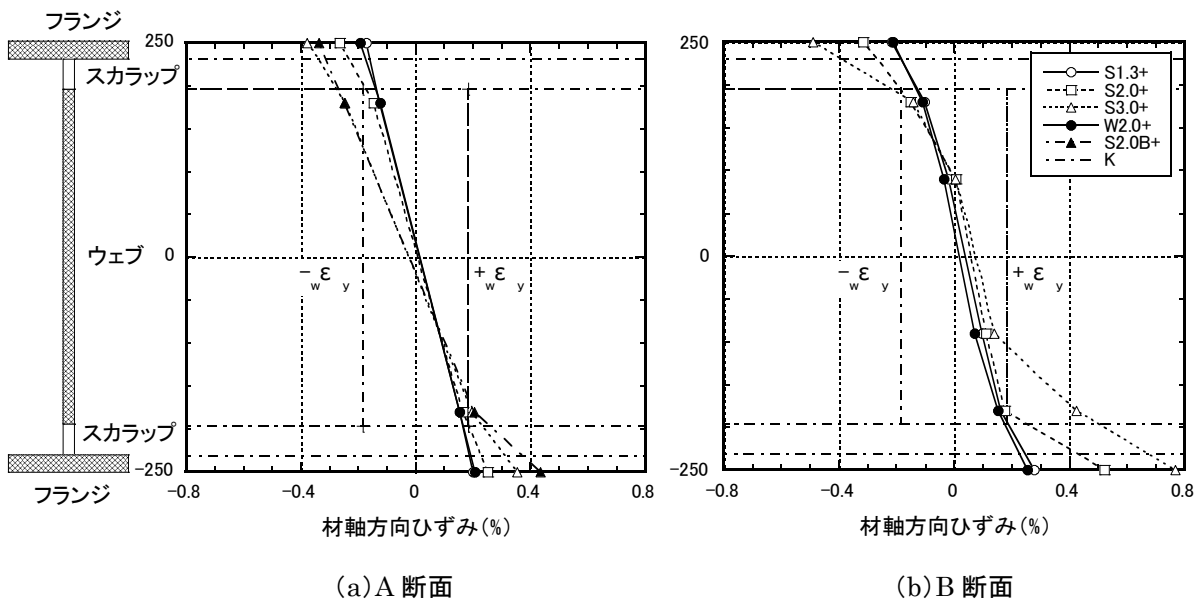
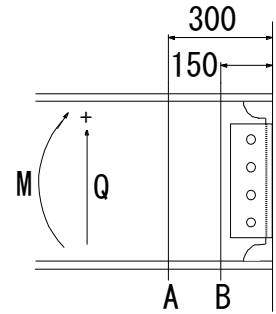
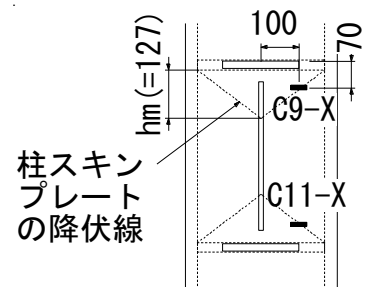


図 2.5.2-23 梁断面のひずみ分布 (第1サイクル正側ピーク時)

c) 柱スキンプレート

柱せん断力と柱スキンプレートに柱材軸と直行方向に貼付したひずみゲージで測定した面外曲げひずみの関係を図 2.5.2-24 に示す。貼付位置は右図参照。ひずみゲージ貼付位置は、文献 2.5.2-5) に記述される降伏線理論を用いた箱形断面柱に接合される H 形鋼梁端の降伏曲げ耐力にもとづき求めた柱スキンプレートの降伏線上にほぼ対応する。



日本建築学会鋼構造接合部設計指針 2.5.2-5) 「4 章：柱梁接合部」(本文 4.8b) 式に基づき梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力 m を求める。箱形断面柱のときの耐力 m は下式による。

$$m = \min \left\{ 1.4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{cy}}{t_{bw} \cdot F_{wy}}} \right\} \quad (2.5.2-3)$$

記号 t_{cf} : 柱板厚, d_j : 柱鋼管壁の塑性領域の高さ (ダイアフラムの内法間距離)

b_j : 柱鋼管壁の降伏領域の幅, t_{bw} : 梁ウェブ板厚

F_{cy} , F_{wy} : それぞれ, 柱, 梁尾ウェブの降伏強さ

実材料強度を用いて耐力 m を求めると, 柱板厚 32mm, 19mm の試験体ともに $m = 1.0$ となる。しかし, 柱および梁の材料強度を SM490A 材の規格下限値とすると, S シリーズの試験体はすべて $m = 1.0$ となるが, 柱板厚の薄い試験体 W2.0 において $m = 0.93$ となる。

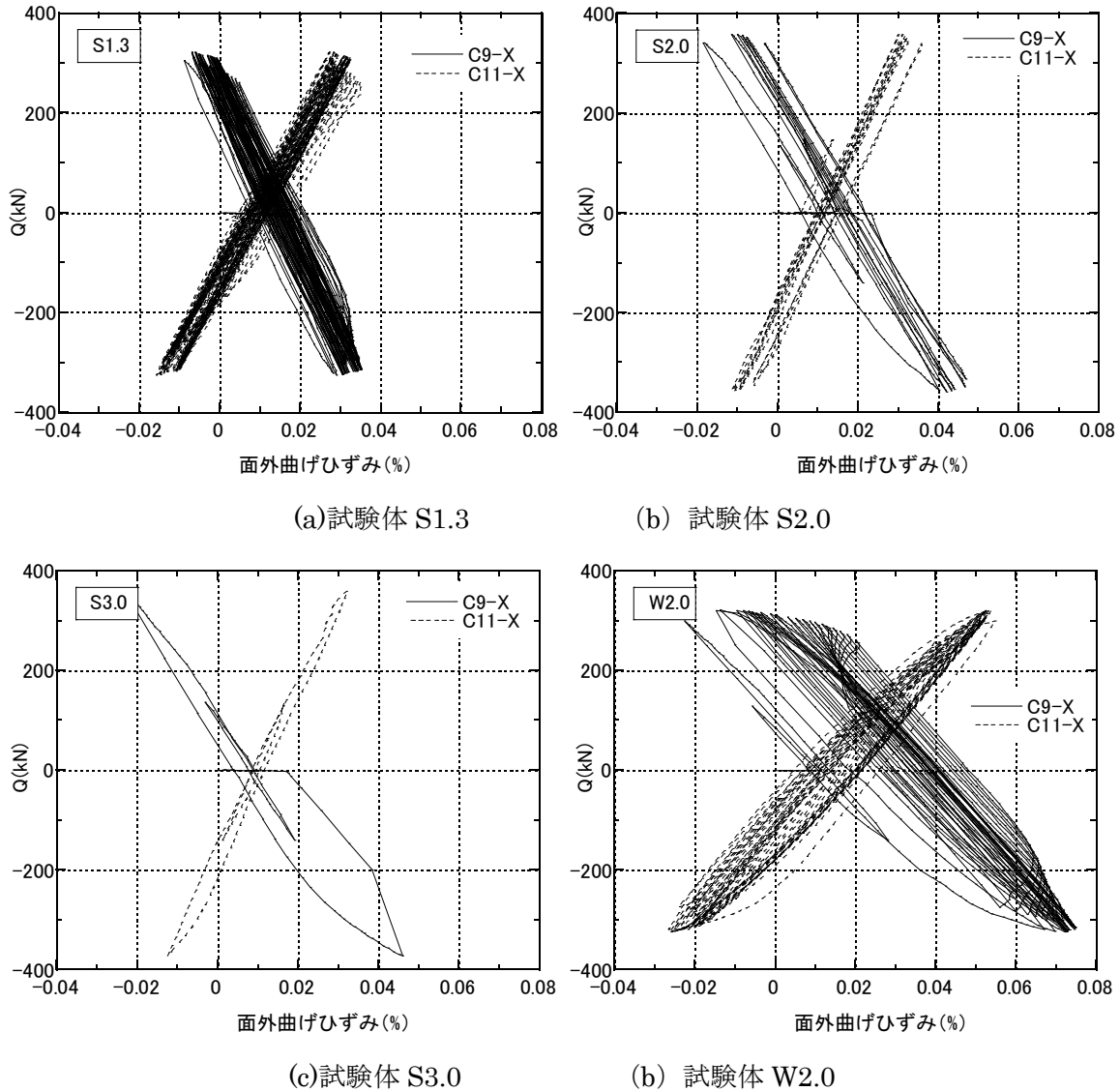


図 2.5.2-24 柱スキンプレートの面外曲げひずみ

4) 破断繰り返し回数

各試験体の塑性率振幅 $\mu (=B\delta/B\delta_p)$ と破断寿命 n_f の関係を図 2.5.2-25 に白丸 (○) で示す。図中には回帰直線も示す。回帰式は (2.5.2-4) 式となる。また, 図中に昨年度の本事業によって実施された梁端溶接部の多数回繰り返し実験の結果もプロットしている。

本実験結果は, 両対数軸上でほぼ線形関係にある。特に接合部ディテールおよび柱と梁の断面

が等しく振幅のみが異なる S1.3, S2.0 および S3.0 の結果は、はほとんど一直線上にある。弱パネルの試験体 W2.0 は回帰直線よりもやや左にあり疲労寿命が低く、ウェブボルトの曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は回帰直線よりも右にあり疲労寿命が高い傾向にあることを示している。

昨年度の梁端溶接部の多数回繰返し実験との比較では、今年度の本実験は全体的に疲労寿命が低く、かつ回帰直線の傾きが緩い傾向にある。昨年度の実験では、振幅が大きい試験体でもき裂が延性的に進展した後に梁フランジが全断面破断している。本実験では、塑性率振幅が小さい試験体 S1.3 であっても延性き裂が進展したが、最終的に脆性破面が部分的に表れていた。塑性率振幅の大きな試験体 S2.0 や S3.0 では、ほとんどが脆性破面であり延性的なき裂進展は起こしていない。本実験では、延性き裂が十分に進展する前に脆性的に破断したことが、疲労寿命が低いこととなって表れている可能性が考えられる。

$$\mu \cdot n_f^{0.23} = 3.04 \quad (2.5.2-4)$$

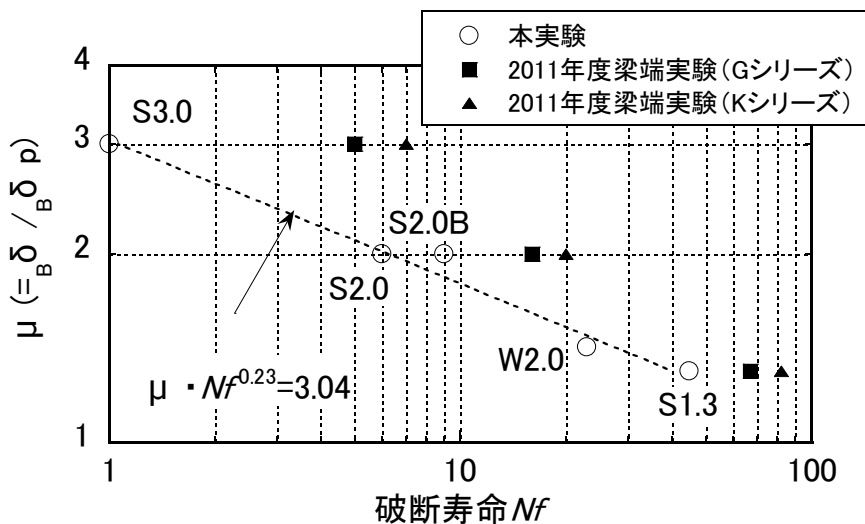


図 2.5.2-25 塑性率振幅と破断寿命の関係

5) 破壊に対する考察

a) フランジの最大応力

各試験体について、最大耐力時の梁フランジの最大応力を下式により推定する。

$${}_F\sigma_u = \frac{Q_{\max} \cdot {}_B L - {}_w M}{A_F \cdot h_b} \quad (2.5.2-5)$$

記号 ${}_F\sigma_u$: 梁フランジ最大応力 Q_{\max} : 最大耐力 (梁せん断力),
 ${}_B L$: 柱フェイスから梁加力点までの距離 (=2.8m),
 ${}_w M$: ウェブ高力 (表 2.5.2-6 参照)
 A_F : 梁フランジ断面積, h_b : 梁のフランジ中心間距離

推定結果を表 2.5.2-14 に示す。表中には、材料の引張試験で得られた梁フランジの引張強さ σ_u に対する比も併せて示す。

塑性率振幅が小さく延性き裂が十分に進展した後に破断した試験体 S1.3 および W2.0 に関して

は、材料の引張強さに対するフランジ最大応力の比 $F\sigma_u / \sigma_u$ は 0.93~0.94 である。これに対し、延性き裂が十分に進展する前に脆性的に破断したその他の試験体では、 $F\sigma_u / \sigma_u$ は 1.02~1.08 の範囲にあり、梁フランジ応力は材料の引張強さに達していたと推定される。

文献 2.5.2-7) から、実大実験で得られた脆性的に破壊した試験体の最大耐力と材料破壊靱性の関係を図 2.5.2-26 に示し、本実験結果をプロットする。なお、本実験における材料の破壊靱性は、実験実施時の温度を平均的に 5°C (表 2.5.2-11 参考) として梁フランジ母材のシャルピー吸収エネルギー遷移曲線 (図 2.5.2-7) から求め、 $vE=130J$ とした。

図 2.5.2-26 では、本実験結果は既往の実験結果の範囲に概ね含まれていることがわかる。

表 2.5.2-14 梁フランジ最大応力の推定結果

試験体	最大耐力 (kN)		wM (kN·m)	$F\sigma_u$ (N/mm ²)	$\frac{F\sigma_u}{\sigma_u^*}$
	Q_{max} (kN)	梁端曲げ $Q_{max} \times_B L$ (kN·m)			
S1.3	321.5	900.2	0	492.5	0.93
	-325.0	-910.0	0	-497.9	-0.94
S2.0	+358.0	1002.4	0	548.4	1.04
	-358.0	-1002.4	0	-548.4	-1.04
S3.0	+360.5	1009.4	0	552.2	1.05
	-371.5	-1040.2	0	-569.1	-1.08
W2.0	+320.5	897.4	0	491.0	0.93
	-324.5	-908.6	0	-497.1	-0.94
S2.0B	+378.0	1058.4	80.2	535.2	1.02
	-380.5	-1065.4	-80.2	-539.0	-1.02

* σ_u : 材料試験によって得られた梁フランジの引張強さ (=527 N/mm²)

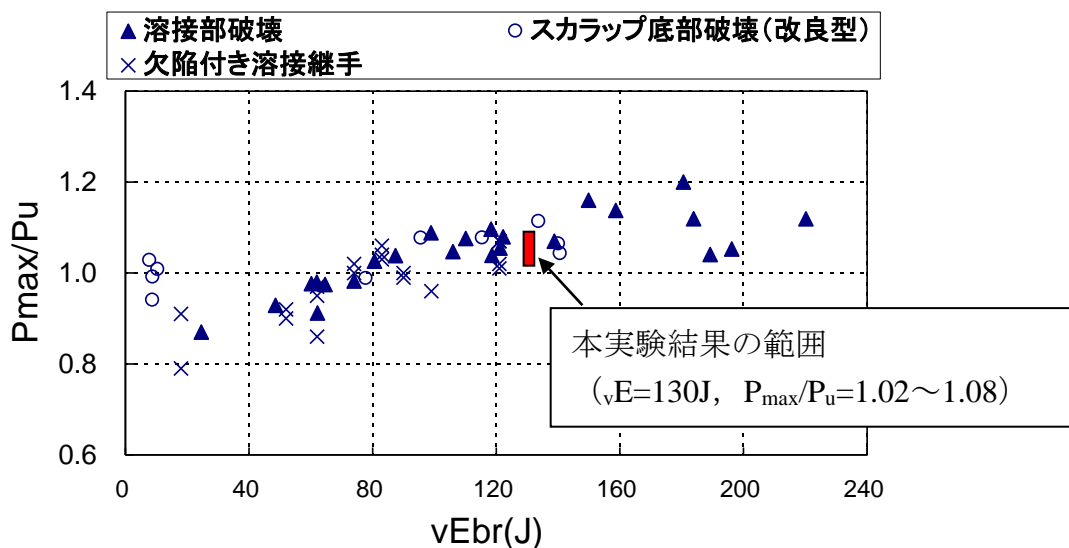


図 2.5.2-26 既往の研究による最大耐力と材料破壊靱性の関係^{2.5.2-7)} と本実験の対応

b) 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角

各試験体の破断繰り返し回数 n_f から累積塑性変形倍率 η および累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{pl}$ を求める。

それぞれ下式による。

$$\eta = 4({}_B\delta / {}_B\delta_p - 1) \times (n_f - 1) \quad (2.5.2-6)$$

$$\Sigma\theta_{pl} = \eta \times {}_B\theta_p \quad (2.5.2-7)$$

$${}_B\theta_p = {}_B\delta_p / {}_B L \quad (2.5.2-8)$$

記号 ${}_B\delta$: 梁加力振幅, ${}_B\delta_p$: 梁の全塑性耐力時の弾性変形,
 ${}_B L$: 柱フェイスから梁加力点までの距離 (=2.8m),

求めた結果を表 2.5.2-15 に示す。ただし, η および $\Sigma\theta_{pl}$ は, 試験体 S3.0 のみ第 1 サイクル負側のピーク (破断) までとした。さらに, 塑性率振幅と累積塑性変形倍率 η および累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{pl}$ の関係を図 2.5.2-27 および図 2.5.2-28 にそれぞれ示す。また, 既往の研究による累積塑性回転角^{2.5.2-8)} を図 2.5.2-29 に示す。

図 2.5.2-27 および図 2.5.2-28 から, 塑性率振幅と破断繰り返し回数の関係と同様, 右上がりの関係にあることがわかる。言い換えれば, 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角ともに塑性率振幅依存性があることを示している。これらの図が両対数軸で表わされていることを考慮すると, その依存性は極めて大きいと考えられる。

図 2.5.2-29 (a) ~ (d) は, スカラップ形状ごとに示され, この図の基は漸増交番載荷実験であり, 本実験とは載荷方法が異なっているが, 本実験と同じ (a) 従来型スカラップのスカラップ底破断試験体の $\Sigma\theta_{pl}$ は, 0.1~0.6 の範囲にあり, 本実験結果と概ね同様の値となっている。

表 2.5.2-15 累積塑性変形倍率および累積塑性回転角

試験体	梁変位振幅(mm)	n_f	η	$\Sigma\theta_{pl}$ (rad)
S1.3	$\pm 1.3 {}_B\delta_p$	45-	52.8	0.424
S2.0	$\pm 2.0 {}_B\delta_p$	6-	20	0.161
S3.0	$\pm 3.0 {}_B\delta_p$	1-	6	0.048
W2.0	$\pm 1.4 {}_B\delta_p$	23+	35.2	0.283
S2.0B	$\pm 2.0 {}_B\delta_p$	9-	32	0.257

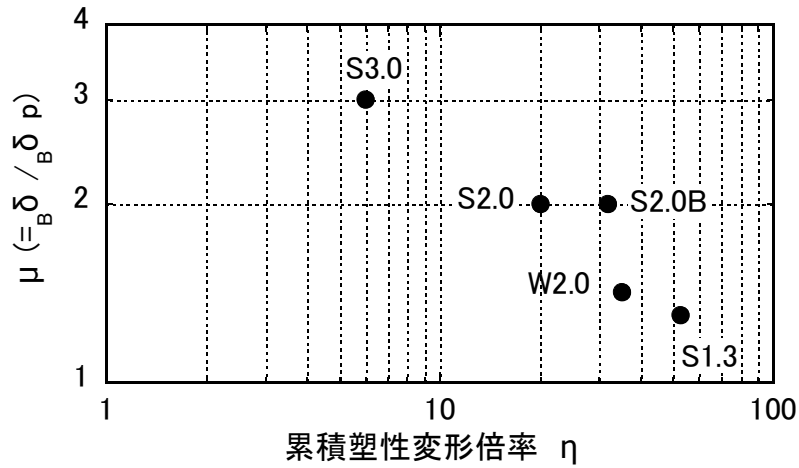


図 2.5.2-27 塑性率振幅と累積塑性変形倍率 η の関係

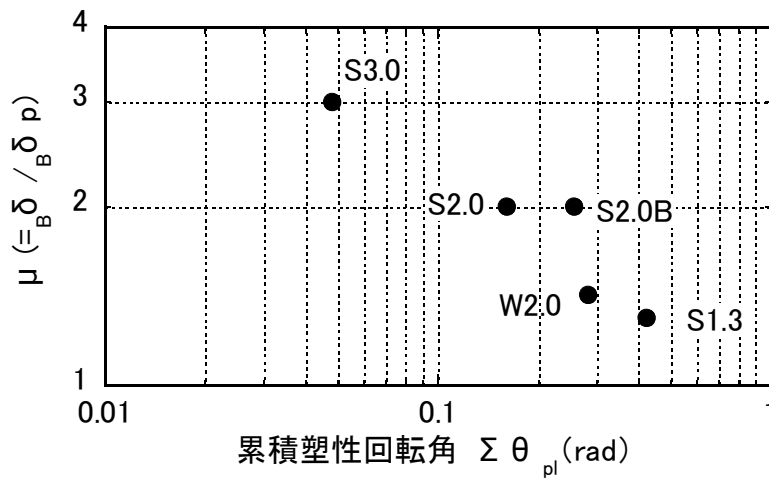


図 2.5.2-28 塑性率振幅と累積塑性回転角 $\Sigma \theta_{pl}$ の関係

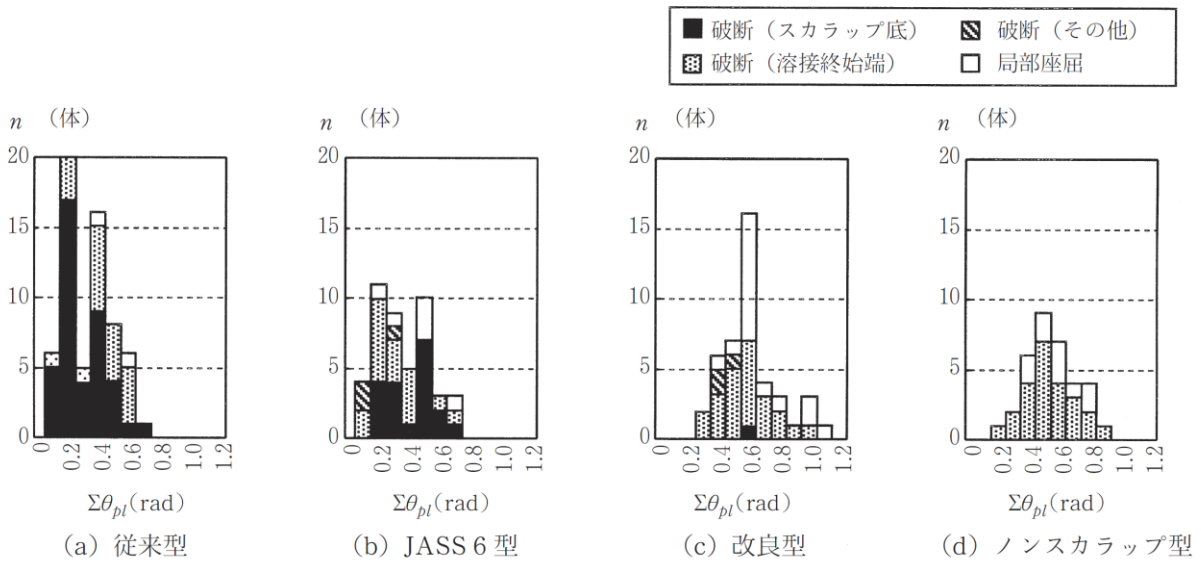


図 2.5.2-29 既往の研究による累積塑性回転角 $\Sigma \theta_{pl}$ ^{2.5.2-8)}

(5) 結論ならびに今後の課題

本実験によって得られた結論は下記の通り。

- 1) いずれの試験体ともにスカラップ底の回し溶接止端部がき裂の起点となり梁フランジ母材の全断面の破断が生じた。スカラップ底のひずみ集中は、梁端フランジ破壊を引き起こす要因である。
- 2) 現場溶接タイプの上フランジ（外開先）と下フランジの比較においては、5体中4体が上フランジの破断、1体が下フランジの破断であり、本実験の結果では必ずしも上フランジが下フランジ（内開先）よりも変形能力が高いとは言えない。
- 3) 塑性率振幅の小さな試験体（S1.3, W2.0）では、延性的なき裂進展に伴い徐々に耐力が低下した後に梁フランジ母材が破断した。このような試験体では破断面に占める延性的破面が比較的に目立っている。
- 4) 塑性率振幅の大きな試験体（S2.0, S3.0, S2.0B）では延性的な耐力低下を伴うことはほとんどなく、梁フランジ母材の全断面破断が生じた。これらの試験体の破断面はほとんどが脆性的な破面であった。
- 5) 塑性率振幅と破断繰り返し回数の間には、両対数軸上ではほぼ線形関係にある。
- 6) 弱パネルの試験体 W2.0 では、破断繰り返し回数はこの直線に対しやや低い傾向にあるが、その差は顕著ではない。弱パネルの試験体は、全体変形に占める接合部パネルの変形割合が大きいため、同じ層間変形のもとでは強パネル試験体よりも梁の塑性率が低く抑えられる。このため、接合部パネルのせん断変形により梁端に2次曲げが生じたとしても同一全体変形（層間変形）に対応する梁端の破断寿命は、強パネルの試験体よりも高い。
- 7) 梁ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は、同じ塑性率振幅の試験体 S2.0 に対し耐力、繰返し能力ともに向上した。
- 8) 脆性的に破断した試験体のフランジの最大応力は、材料の引張強さの 1.02～1.08 倍であり、材料の引張強さに達した後に破断に至ったと推定される。
- 9) 梁端の累積塑性変形倍率および累積塑性回転角ともに塑性率振幅依存性は非常に大きい。

今後の課題として以下が挙げられる。

1) 材料の特性値と破断寿命の関係の定量的な評価

本実験で用いた材料は、昨年度の梁端実験に用いた材料よりも試験温度におけるシャルピー吸収エネルギーが低く遷移温度が高いため、破壊靱性が低い材料であった。そのため延性的なき裂進展が十分でなく破断した可能性がある。材料の破壊靱性やその他の要因が破断寿命に及ぼす定量的な影響を把握する必要がある。

2) 梁端ディテールの影響の定量的な評価

本実験で想定した梁端ディテールは、比較的初期の超高層建物に用いられていた形式である。そのためスカラップ底のひずみ集中の影響により比較的早期に破断した。近年に梁端に用いられているディテールではひずみ集中が緩和されている。その影響を定量的に把握し、より精度の高い評価につなげる必要がある。

3) 個々の構造要素の限界状態と建物全体の性能との関係の把握

22年度および23年度の各実験はいずれも特定の構造要素ないし部分架構を取り出した多数回繰り返し実験を実施した。その結果、各構造要素の限界状態、限界性能の実験的把握は実施することができた。しかしながら、実建物は多くの構造要素の組み合わせで成立している。本調査業務で実施した各実験をより有効に活用するためにも、各構造要素の限界状態が建物性能へ及ぼす影響を評価することは重要である。

【参考文献】

- 2.5.2-1) 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 C-1，pp.525-526，2006年9月
- 2.5.2-2) 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 C-1，pp.767-768，2010年9月
- 2.5.2-3) 田渕基嗣，田中剛：接合部パネルのせん断挙動が梁部材の曲げ挙動に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.543-544，1999年9月
- 2.5.2-4) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事，2007年2月
- 2.5.2-5) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針（第2版），2006年3月
- 2.5.2-6) 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，2003年9月
- 2.5.2-7) 鈴木孝彦，石井匠，森田耕次，高梨晃一：欠陥を有する柱梁溶接接合部の破断性状に関する実験的研究，鋼構造論文集，第6巻23号，pp.149-164，1999年9月
- 2.5.2-8) 日本建築学会鉄骨工事運営委員会：調査研究成果報告会資料集（スカラップWG），2000年11月

2.6 まとめ

第2章の各実験等の概要と得られた成果をまとめて以下に示す。

(1) 既存超高層鉄骨造建築物の実態調査

部材・接合部実験の実験条件（実験パラメータ）を設定するために、既存建築物の実態調査を行い、柱梁部分を中心とした性能調査（柱・梁・接合部パネルの耐力比等）を実施した。得られた結果の概要を以下に示す。

- ・ 梁フランジの幅厚比は、調査年代に関わらず、FA ランクを中心に分布し、年代が古くなると FC ランクも存在する。梁ウェブの幅厚比は、FA～FD ランクに分布し、年代が遡ると、FD ランクの割合が多くなる。
- ・ 柱の幅厚比は、年代～1985 および年代 1986～1995 年では FA～FC ランクに分布し、年代 1996～では FA ランクに分布している。最下層の柱は年代を問わず、FA ランクに分布している。柱の軸力比について、長期時は主に $\eta = 0.3 \sim 0.4$ に分布し、地震時は一例を除いて変動幅がおおよそ $\eta = 0.0 \sim 0.6$ の範囲内にあった。
- ・ 本実態調査の結果において、柱梁接合部パネルの耐力に関して得られた情報は僅かであったが、柱に対する耐力比で 0.52～2.2 倍、梁に対する耐力比で、内梁が 0.8～2.6 倍、外周梁が 1.4～5.5 倍という結果であった。これより、接合部パネルの耐力が、梁や柱の耐力を下回るような設計がされている建物も存在することが分かった。

(2) 梁部材の多数回繰返し载荷実験

梁部材が長周期地震動による多数回繰返し変位を受ける場合に発揮し得る保有性能（耐力、変形能力、劣化性状等）の把握を目的として、定振幅繰返し変位による载荷実験を実施した。ここでは、主に局部座屈で変形性能が決定されるような幅厚比を有する H 形断面梁部材（BA シリーズ：BH-450×200×9×12，BD シリーズ：BH-450×200×6×12，鋼種は SM490A）と幅厚比の異なる H 形断面梁部材（AD シリーズ：BH-600×200×9×16〔SM490〕）を対象とし、载荷パターン〔定振幅、変動振幅〕とスラブの有無を実験変数として多数回繰返し载荷実験を行った。実験結果より、得られた結論を以下に示す。

1) BA, BD シリーズの実験結果

- ・ いずれの試験体についても、最大耐力の 90%に耐力が低下した時点（90%耐力時）の繰返し数までは、梁フランジや梁ウェブでの局部座屈の発生・進展が耐力低下の主な要因となった。
- ・ 主な最終破壊形式は、局部座屈発生域での梁フランジと梁ウェブの溶接部（すみ肉溶接部）からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、BA シリーズで変位振幅が塑性率 2.0, 2.5 の場合（試験体 BA-2, BA-2.5）の最終破壊形式は、梁端溶接部近傍からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- ・ 最大耐力の 90%に低下した時点（90%耐力時）の変位振幅（塑性率） δ/δ_p と繰返し数 N との関係は相関性が高く、以下の回帰式で表現できる。

・ BA シリーズ：断面 BH-450×200×9×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.123} = 3.72$$

・ BD シリーズ：断面 BH-450×200×6×12（鋼種 SM490A）

$$(\delta/\delta_p) \cdot N^{0.161} = 3.65$$

2) AD シリーズの実験結果

- いずれの試験体においても、梁フランジ及びウェブの両方に局部座屈が発生し、梁フランジの局部座屈の発生に伴い、荷重低下が顕著になった。最大荷重の95%に荷重が低下した時点(0.95Q_{max}時)以降、繰返し数に対する局部座屈による荷重低下は、繰返し数の増加に伴って緩やかとなる傾向を示した。なお、き裂の進展が顕著になるまで急激な荷重低下は見られなかった。
- 局部座屈波頂部の位置は、すべての試験体の梁ウェブ・梁フランジ共に、柱面からおおよそ200mm(梁せいの1/3)離れた位置であった。ただし、塑性率3.0の大きな変位振幅を含む試験体(AD-3, AD-R1)においては、片側のフランジに高次の座屈モードが発生し、約300～400mm(梁せいの1/2～2/3)の位置にも座屈波が確認された。
- 主な最終破壊形式は、梁端R加工部(R=10mm)からのき裂の発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。ただし、変位振幅が塑性率3.0の定振幅の場合(試験体AD-3)の最終破壊形式は、座屈波頂部での梁フランジ母材からのき裂発生・進展に伴う梁フランジの全断面破断であった。
- 定振幅繰返し载荷の試験体(AD-2, AD-2.5, AD-3)に関して、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q_{max}時)での繰返し数(N_{90%})と変位振幅(塑性率)δ/δ_pとの関係は、以下の回帰式で表現できる。

$$\bullet \text{ AD シリーズ回帰式 } [0.9Q_{\max} \text{ 時}] : (\delta/\delta_p) \cdot N_{90\%}^{0.161} = 4.09$$

また、H23年度試験体(ADシリーズ)の梁部材の多数回繰返し性能は、H22年度試験体(BAシリーズ: BH-450×200×6×12 [SM490A], BAシリーズ: BH-450×200×9×12 [SM490A])の間に位置していると考えられる。

- 変位振幅が塑性率2.0の定振幅のスラブ付試験体(AD-2-S)は、同じ変位振幅の純鉄骨試験体(AD-2)と比べて局部座屈やき裂による荷重低下が顕著であった。純鉄骨梁試験体を対象にして得られた変位振幅(塑性率)と繰返し数の実験回帰式は、各荷重低下時(0.95Q_{max}, 0.9Q_{max}, 0.85Q_{max}, 破断)の繰返し数を危険側に評価するが、合成梁の剛性を考慮して塑性率を補正することにより、概ね安全側に評価できる。
- 塑性率2.0~3.0の変動振幅载荷(AD-R1)と塑性率2.0~2.5の変動振幅载荷(AD-R2)において、最大荷重の90%に荷重が低下した時点(0.9Q_{max}時)の繰返し数に対する回帰式から求められる累積損傷度D_{90%}は、それぞれ1.018, 0.716であった。また、破断時に対する回帰式から求められる累積損傷度D_fはそれぞれ1.222, 1.000であった。
- 梁の耐力低下の要因が梁部材の局部座屈の場合と梁端接合部のき裂の場合とでは、回帰式(0.9Q_{max}時)の勾配が異なり、変位振幅が大きいほど局部座屈が梁の耐力低下の要因となりやすい。また、梁端溶接部の性能が良いと、比較的小さい変位振幅でも局部座屈が耐力低下の要因となり得ると考えられる。

なお、今後の課題として考えられる項目を以下に列記する。

- 梁せいが大きく梁ウェブの曲げモーメント負担が大きい部材断面についての保有性能の把握

- ・ シアスパン比の大小が梁部材の保有性能に及ぼす影響の把握
- ・ 梁フランジ、梁ウェブの局部座屈と梁端溶接部近傍でのき裂進展を統一的に扱うことが可能な梁部材の保有性能評価法の確立

(3) 梁端溶接部の多数回繰返し载荷実験

多数回の繰返し変形を受ける鉄骨梁端溶接部の限界性能を把握することを目的に、実大試験体を用い、梁端接合形式および変位振幅を実験変数とした定変位振幅繰返し载荷実験を実施した。本実験結果を要約すると以下のとおりである。

- ・ 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、試験体の破壊は 35R スカラップ底の回し溶接止端を起点とした梁フランジ母材の破断であった。
- ・ 現場溶接形式における耳形スカラップにおいて、スカラップ底に亀裂は発生するがその進展は小さい。形状的に耳形スカラップの方が 35R スカラップ（回し溶接）よりもスカラップ底の応力集中は小さいものと考えられる。
- ・ 履歴ループのピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下するサイクルまでは、安定した履歴ループが得られる。
- ・ ピーク荷重が最大ピーク荷重から 10%低下したときの繰返しサイクル数を用いた疲労寿命 N_f と塑性率 μ の関係は、塑性率 1.3~3.0 の範囲において、梁端接合形式別に以下の Manson-Coffin 型の式で表せる。

$$\text{現場溶接形式} \quad \mu \cdot N_f^{0.328} = 4.70$$

$$\text{工場溶接形式} \quad \mu \cdot N_f^{0.335} = 5.08$$

- ・ 工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が梁端ウェブの曲げ負担が少ないため、同一変位における梁フランジに生じるひずみ（応力）が大きくなる。そのため、工場溶接形式よりも現場溶接形式の方が疲労寿命は短い。
- ・ 現場溶接形式および工場溶接形式ともに、変位振幅と繰返し数の関係は塑性率 0.9 の場合でも上に示した回帰式を外挿することで評価できる。
- ・ これらの回帰式は、梁断面を大きくした試験体（梁せい 800mm）の 90%耐力時およびフランジ破断時の繰返し数を若干過小評価するものの概ね良い評価を与える。
- ・ これらの回帰式は、スラブの付いた合成梁試験体の 90%耐力時の繰返し数を危険側に評価する。ただし、合成梁試験体における 90%耐力時のサイクルは、まだ安定した履歴ループを描き、鉄骨梁の全塑性耐力 Q_b 以上の耐力を有しており、梁の保有性能として余裕を残す繰返し数といえる。また、上記回帰式から同定される繰返し数においても Q_b 以上の耐力を有していた。
- ・ 変動振幅载荷実験において、90%耐力時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 $D_{90\%}$ は 0.58, 0.60 であった。フランジ破断時の繰返し数に対する回帰式から求まる累積損傷度 D_f は 0.60, 0.65 であった。

今後に残された課題としては以下の項目が挙げられる。

- ・ 梁端接合詳細の相違が疲労寿命に与える影響評価

本実験では、主に 1995 年以前の超高層建築物の梁端接合詳細を対象に実験を行った。今回の試験体と異なる梁端接合詳細（現行のスカラップ形状など）の多数回繰返し特性についても検討す

る必要がある。

- ・ 許容損傷度の評価

合成梁を含め、疲労損傷をどの程度許容するかは、耐震性能の劣化の関係、建築物の耐用年数や要求性能との関係などから総合的に判断されるべき問題であり、今後検討する必要がある。

(4) 柱部材の多数回繰り返し载荷実験

長周期地震動による多数回繰り返し変位を受ける鋼管柱部材の多数回繰り返し特性の把握を目的に、特に定振幅繰り返し変位履歴下における耐力低下までの繰り返し数に着目して、既存建物の実態を反映し、①小振幅領域、②高軸力柱(一定および変動)、③一階吹抜け柱を想定した長柱、④構造種別を対象とした曲げせん断実験を実施した。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ・ 全ての S 造試験体の最大荷重以降の荷重低下の要因は、柱頭・柱脚部に生じる局部座屈の進展であるが、局部座屈と関係性のある軸縮みの進展に関して定軸力時と変動軸力時では挙動が異なる。これらは、22, 23 年度の実験結果で同様であった。
- ・ S 試験体の変位振幅と 0.9Q_{max} 時の繰り返し数および累積塑性変形倍率の関係について、定軸力(軸力比 0.3)、細長比 23.1 に関して以下の評価式を得た。これは、22, 23 年度の実験結果を踏まえて評価したものである。

$$\delta h / \delta p \cdot = 2.389 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

$$\eta p \cdot = 3.016 \quad (\text{相関係数 } 1.000)$$

- ・ S 造試験体において定軸力で軸力比が異なる場合、軸力比 0.3 は 0.6 に比べ 0.9Q_{max} 時の繰り返し数が少ない。また、定軸力(軸力比 0.3)に比べ、変動軸力(軸力比 0.0~0.6)では 0.9Q_{max} 時の繰り返し数が少ない。これは、鋼管フランジが正負加力で圧縮・引張ひずみを交互に経験し、また 1 サイクル中で経験する軸ひずみの変化量が大きいことが要因と考えられる。
- ・ S 造試験体の変動軸力(軸力比 0.0~0.6)において、細長比が大きいほど、0.9Q_{max} 時の繰り返し数が少ない。これは、細長比が小さいほど塑性化領域が狭く、局部的に座屈が進展したことが要因と考えられる。
- ・ CFT 試験体の最大荷重以降の荷重低下は、負加力の最大荷重時(軸力 0)における曲げ引張側鋼管フランジの塑性化、負加力側の引張りひび割れが正加力最大荷重時に閉じきらないことによるコンクリート部分の応力負担の減少が要因と推測される。

S 造柱の今後の課題としては、軸力比の異なる定軸力柱、軸力変動幅の異なる変動軸力柱(引張軸力あり)、幅厚比の大きい柱(FB:32, FC:41)などの実験資料の蓄積が挙げられる。

また、今回の実験における CFT 試験体の部材ランクは、FC 相当となっており、早期に耐力低下が生じる結果となったが、CFT 構造を用いた建物で、塑性化の可能性のある最下階の部材ランクは FA とするのが一般的である。今後の課題として、既存建物の実態を反映した CFT 造柱の多数回繰り返し特性の把握が必要と考える。

(5) 柱梁接合部パネル、部分架構の多数回繰り返し载荷実験

1) 柱梁接合部パネルの多数回繰り返し载荷実験

柱梁接合部パネル部が多数回の塑性ひずみ履歴振幅を受ける場合の構造特性(低サイクル疲労

特性)を把握することを目的に、柱断面形状を箱形断面とし、パネル幅厚比(FA ランク, FB ランク, FD ランク)、軸力比(0.0, 0.3, 0.5)、変位振幅($3\gamma y \sim 8\gamma y$)をパラメータとした載荷実験を実施した。

- ・ 幅厚比 FA ランク, 軸力比 0.5, 変位振幅を $5\gamma y$ とした試験体, 幅厚比 FB ランク, 軸力比 0.3, 変位振幅を $8\gamma y$ とした試験体, 幅厚比 FD ランク, 軸力比を 0.5, 変位振幅を $3\gamma y$ とした試験体では最大耐力の 90%の耐力に至る前に、それぞれの柱や梁が破壊あるいは十分な疲労性能を有することが確認できる回数に達し、加力を終了した。幅厚比 FD ランク, 軸力比を 0.0, 変位振幅を $6\gamma y$ とした試験体では、繰返し回数 45 回で、幅厚比 FD ランク, 軸力比 0.0, 変位振幅を $8\gamma y$ とした試験体では、繰返し回数が 17 回で耐力が最大耐力の 90%となった。
- ・ 実験より、幅厚比が小さくなるにつれ柱梁接合部パネルの疲労特性は良くなる傾向にあり、せん断パネルの疲労試験に関する既往の研究と同様の傾向が得られた。また、幅厚比が FD ランク相当の試験体に、実用上では過大となるせん断変形角 $1/122(3\gamma y)$ の変形を与えたが、200 回以上の繰返し載荷に対しても耐力低下が見られず、耐震上十分な疲労特性が確認できた。

2) 柱梁接合部部分架構の多数回繰返し載荷実験

柱や接合部パネルなどが及ぼす梁端の限界性能への影響を把握することを目的とした実験を行った。試験体は、柱を溶接組立箱形断面(□ 400×400)に梁(BH 500×200×12×19)を接合させて十字形部分架構である。柱、梁ともに SM490A 材を用い、梁端は現場接合を想定し、梁フランジは突合せ溶接、梁ウェブは高力ボルト接合とした。スカラップは 35R-1/4 円とし、スカラップ底は 90° で梁フランジと交差させさらにスカラップ底には回し溶接を施工した。試験体は合計 5 体、パラメータはパネル-梁耐力比、ウェブ高力ボルト曲げ耐力および加力振幅とし、梁の塑性率振幅として 1.3~3.0 を設定した。

実験結果の概要を以下に示す。

- ・ いずれの試験体ともにスカラップ底の回し溶接止端部がき裂の起点となり梁フランジ母材の全断面の破断が生じた。スカラップ底のひずみ集中は、梁端フランジ破壊を引き起こす要因である。
- ・ 現場溶接タイプの上フランジ(外開先)と下フランジの比較においては、5 体中 4 体が上フランジの破断、1 体が下フランジの破断であり、本実験の結果では必ずしも上フランジが下フランジ(内開先)よりも変形能力が高いとは言えない。
- ・ 塑性率振幅の小さな試験体(S1.3, W2.0)では、延性的なき裂進展に伴い徐々に耐力が低下した後に梁フランジ母材が破断した。このような試験体では破断面に占める延性的破面が比較的目立っている。
- ・ 塑性率振幅の大きな試験体(S2.0, S3.0, S2.0B)では延性的な耐力低下を伴うことはほとんどなく、梁フランジ母材の全断面破断が生じた。これらの試験体の破断面はほとんどが脆性的な破面であった。
- ・ 塑性率振幅と破断繰返し回数は、両対数軸上でほぼ線形関係にある。
- ・ 弱パネルの試験体 W2.0 では、破断繰返し回数はこの直線に対しやや低い傾向にあるが、その差は顕著ではない。弱パネルの試験体は、全体変形に占める接合部パネルの変形割合が大きいため、同じ層間変形のもとでは強パネル試験体よりも梁の塑性率が低く抑えられる。こ

のため、接合部パネルのせん断変形により梁端に2次曲げが生じたとしても同一全体変形（層間変形）に対応する梁端の破断寿命は、強パネルの試験体よりも高い。

- 梁ウェブ高力ボルト接合部の曲げ耐力を向上させた試験体 S2.0B は、同じ塑性率振幅の試験体 S2.0 に対し耐力，繰返し能力ともに向上した。
- 脆性的に破断した試験体のフランジの最大応力は、材料の引張強さの 1.02～1.08 倍であり、材料の引張強さに達した後に破断に至ったと推定される。

今後の課題として、材料の特性値と破断寿命の関係の定量的な評価や梁端ディテールの影響の定量的な評価等が挙げられる。