

鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛構造が その弾塑性挙動に及ぼす影響

佐々木 栄一¹・高橋 和也²・市川 篤司³・三木 千壽⁴・名取 暢⁵

¹正会員 工修 東京工業大学助手 大学院土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²正会員 工修 東京工業大学大学院 (現東海旅客鉄道株式会社) (同上)

³正会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁴フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁵正会員 横河ブリッジ株式会社 (〒108-0023 東京都港区芝浦4-4-44)

鋼製門形ラーメン橋脚隅角部を対象に、リブによる隅角部パネルの補剛構造および断面算定時のせん断遅れによる応力集中の考慮の有無が隅角部の弾塑性挙動にどのような影響を及ぼすかに着目した実験および解析を行った。実験では、新設の構造物を想定して幅厚比等のパラメータを制限した隅角部モデル供試体に対して正負交番荷重を行った。また、実験結果の検討の他、実験に用いた供試体と同じ構造で、幅厚比等のパラメータを変化させたモデルについて解析的な検討を行った。その結果、隅角部の補剛構造により損傷形態や耐力に差が生じること、せん断遅れの影響は変形性能には殆ど影響を及ぼさないこと等が明らかになった。

Key Words : beam-to-column connection, shear lag, strength, ductility

1. はじめに

都市高速道路の高架橋等には、鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている。これらのラーメン橋脚は薄肉補剛箱型断面により構成されている。その柱とはりの接合部(隅角部)付近には、顕著なせん断遅れ現象が発生することから、隅角部の設計は、このせん断遅れにより生じる局所的なピーク応力に基づいて弾性設計されている^{1), 2)}。その際、ピーク応力の算定には、奥村らの提案式³⁾が採用されている。その結果、隅角部は一般部に比べて板厚が厚くなり、場合によっては、製作、輸送、架設が難しくなる場合がある。

先の兵庫県南部地震では、構造物に甚大な被害がもたらされ^{4), 5)}、その後、設計に用いる地震動は、従来よりかなり大きなレベルのものに変わっている。従って、そのような大きな地震動に対してこれまでと同様の設計法で対処しようとする、隅角部の板厚はさらに大きくなる。

兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚に対しても、変形性能を期待した設計法の構築を目標に検討がなされ、繰返し大変形下の耐力および変形性能の評価を重要な課題として、単柱橋脚を主な対象に多くの研究がなされてきた^{6)~10)}。それらの成果を受けて、大規模地震に対する新たな設計法として、鉄道橋の設計基準では、弾性域での座屈発生を防

止し安定した耐荷力および変形性能を保証する目的で、幅厚比等のパラメータ制限を導入する方針が示されており¹¹⁾、道路橋の設計基準では、変形性能の要求される部位に用いられる補剛板について座屈パラメータに関する規定²⁾が追加された¹²⁾。隅角部についても、大規模地震を想定した場合、構造全体系として安定した耐荷力および変形性能を保証し、しかも脆性破壊が生じないような弾塑性設計法を構築する必要がある。隅角部の耐力および変形性能に関してはこれまでも様々な研究がなされている^{12)~22)}が、大規模地震に対する照査方法の観点からは、まだ検討すべき点が多々残されている。

そこで、本研究では、新設のラーメン橋脚の隅角部を想定し、隅角部パネルの補剛構造および断面算定時のせん断遅れによる応力集中の考慮の有無による板厚差が隅角部の弾塑性挙動に与える影響に着目した検討を行った。具体的には、隅角部の補剛構造、補剛板の板厚の異なる隅角部モデル供試体を作製し、その交番荷重実験を行うことにより、耐力、変形性能および損傷形式等の比較検討を行った。また、実験では、供試体のパラメータの範囲が限定されることから、より広いパラメータ範囲での検討を行うため、繰返し硬化による材料特性の変化を考慮したFEM解析を行った。

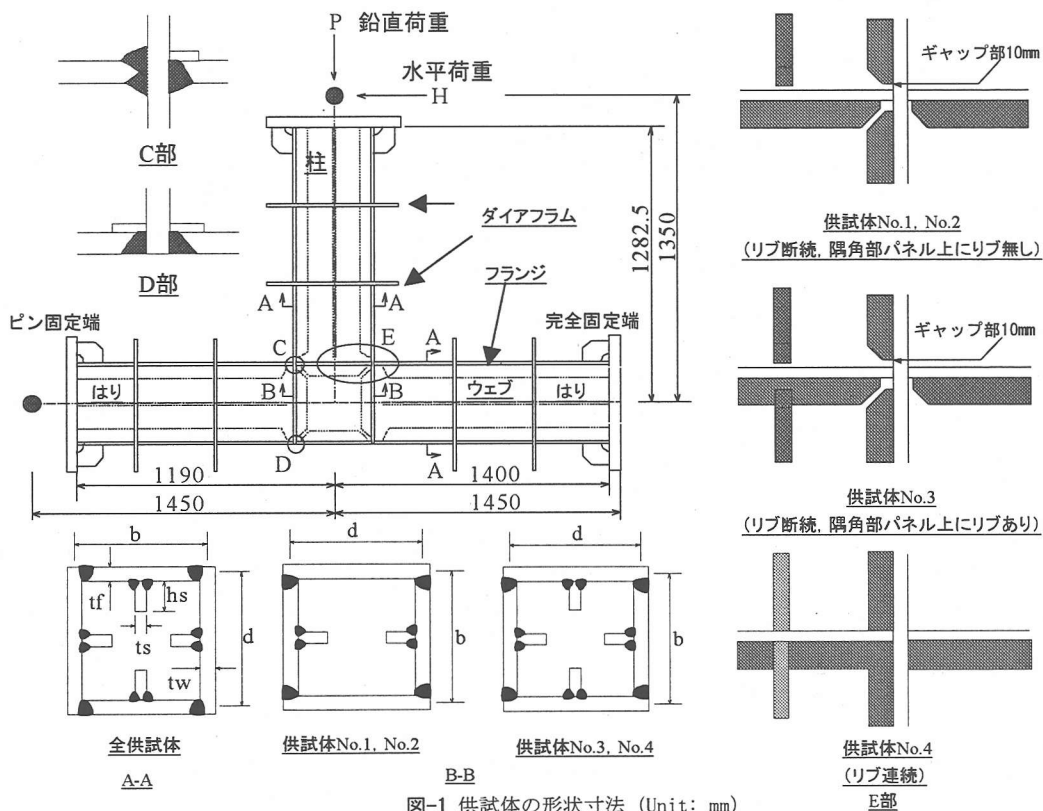


図-1 供試体の形状寸法 (Unit: mm)

2. 隅角部モデル供試体の交番载荷実験計画

(1) 供試体の設計

供試体は、隅角部に曲げモーメントと軸力が作用するように、T字形を採用した。実験に用いた供試体は4体である。以下に、供試体の設計の考え方を示す。

- ① 大規模地震に対して、構造物の耐震設計を行う場合、ある荷重の組合せによる設計荷重に対して弾性設計を行うことにより断面を定め、そのように決定された断面に対して大規模地震に対する照査を行うことになると考えられる。そこで、本研究でも、供試体の設計に際し、最初に部材の断面を定めるための荷重（以下、断面設計荷重）を設定し、断面設計荷重が作用したときに部材のある断面が降伏点に達するように断面を定めることとした。設定した荷重は、水平荷重 25tonf (245kN)、鉛直荷重 30tonf (294kN) である。なお、鉛直荷重は、載荷装置の容量を勘案し、軸力比が10%程度となるように設定した。
- ② このとき、せん断遅れによる応力集中を考慮した供試体および考慮しない供試体を製作する。
- ③ 本研究では、新設の構造物を対象としていることから、全ての供試体は、宇佐美らの提

表-1 供試体の諸元および設計条件

供試体		No.1	No.2	No.3	No.4
隅角部パネル上のリブの設置		無し	無し	有り (断続)	有り (連続)
せん断遅れの影響考慮の有無		無し	有り	無し	無し
フランジ幅(ウェブ中心間隔)b(mm)		312	311	312	312
ウェブ高さ d (mm)		309	310	309	309
補剛材の自由突出幅 hs (mm)		80	80	80	80
板厚 (mm)	フランジ tf	9	12	9	9
	ウェブ tw	8	9	8	8
	リブ ts	10	19	10	10
幅厚比パラメータ R	フランジ	0.336	0.250	0.336	0.336
	ウェブ	0.373	0.329	0.373	0.373
	パネル	0.382	0.340	0.191	0.191
γ/γ^*	リブ	0.485	0.255	0.485	0.485
	フランジ	4.65	5.24	4.65	4.65
γ/γ^*	ウェブ	6.16	10.3	6.16	6.16
	軸力比 P/Py** (%)	9.0	7.5	9.0	9.0
断面算定時に用いた断面設計荷重作用時の柱断面のフランジ応力度(MPa)***	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$	-295	-232	-295	-295
	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M + \sigma_S$	-361	-287	-361	-361

**Py = $\sigma_y A$, Aは柱部の断面積

***四角で囲んだ方の数字は供試体設計に用いた応力を表す。

案²³⁾に従い、幅厚比パラメータ (R) が 0.5 以下に、またフランジの補剛材剛比と必要剛比との比 (γ/γ^*) を 3 以上になるように設計する。

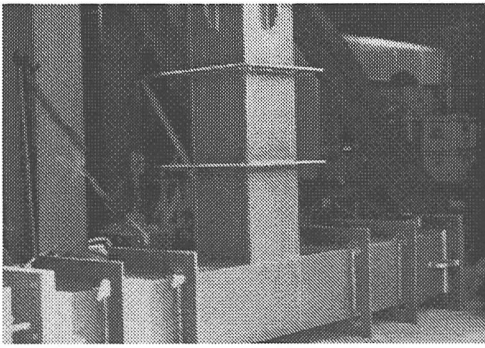


写真-1 供試体の外観

なお、本研究では隅角部にも宇佐美らが鋼製橋脚に対して提案しているパラメータを適用することを考えた。すなわち、材料・施工面の連続性を考慮し、隅角部を柱の一部と考え、隅角部パネルに宇佐美らの提案に基づいて設計された柱部ウェブと同様の鋼板を適用し、補剛材を設ける場合についても、その配置および剛度を柱部と同様にする構造とした。

- ④ 本研究で用いる供試体は、設計事例の多い柱部が貫通する構造とする。このとき、はり部の上側のフランジは隅角部で柱部のフランジ板に外部と内側から溶接により接合する(図-1のC部参照)。
- ⑤ 隅角部における補剛構造の違いが、その耐力や変形性能に与える影響を検討する目的で、補剛リブの構造を変化させる(図-1のE部参照)。

上記の方針に基づいて設計した各供試体の特徴を以下に述べる(図-1、表-1)。

i) 供試体 No. 1 は、隅角部パネルにリブを設置しない構造で、断面設計荷重作用時に、せん断遅れによる付加応力を考慮しない曲げ応力(σ_M)と軸応力(σ_N)のみの垂直応力度が最も大きくなる断面(以下、設計断面)で降伏点に達するように設計した。なお、設計断面は、柱と隅角部とが交差する位置である。

ii) 供試体 No. 2 は、隅角部パネルにリブを設置しない構造で、せん断遅れによる付加応力を考慮し¹⁾、曲げ応力と軸応力にその応力(σ_S)を加えた垂直応力度が、断面設計荷重時に降伏点に達するように設計した。設計断面は供試体 No. 1 と同じ位置である。表-1 に供試体設計時に算出した設計断面における応力度を示す。すなわち、供試体 No. 2 では、現在の隅角部の設計法同様、せん断遅れを考慮して局所的なピーク応力に対して設計されており、供試体 No. 1 に比べて板厚が厚くなっている。

iii) 供試体 No. 3 は、供試体 No. 1 の隅角部パネル上に、柱部のウェブ上のリブと連結しない、独立したリブを設置した構造とした。これは、現在、道路橋では、隅角部の補剛構造として一般的に用いられている形式である。

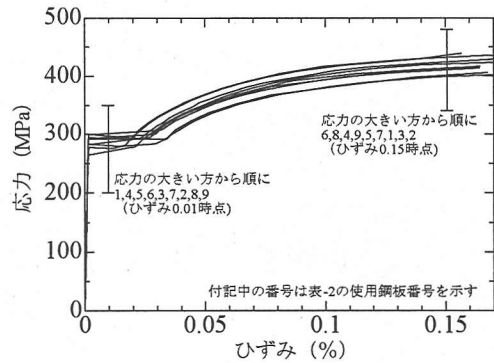


図-2 引張試験結果

表-2 使用鋼材の引張試験結果と使用箇所

使用鋼板	板厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	使用箇所
1	8	299	413	供試体No. 1ウェブ
2	8	283	406	供試体No. 3ウェブ
3	8	291	406	供試体No. 4ウェブ
4	9	293	428	供試体No. 1フランジ, ダイアフラム 供試体No. 2ウェブ, ダイアフラム
5	9	299	408	供試体No. 3フランジ, ダイアフラム 供試体No. 4フランジ, ダイアフラム
6	10	288	436	供試体No. 1リブ
7	10	282	417	供試体No. 3リブ, 供試体No. 4リブ
8	12	276	439	供試体No. 2フランジ
9	19	264	426	供試体No. 2リブ

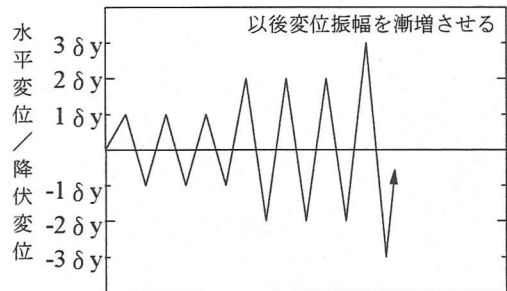


図-3 荷重パターン

iv) 供試体 No. 4 は、供試体 No. 1 と同様に、隅角部パネル上にリブを設置し、そのリブを十字溶接継手により連続化したもので、隅角部パネルに柱部からの力がリブを介して伝達される構造となっている。この補剛構造は、道路橋では、昭和 50 年代前半より以前の隅角部の設計では一般的であったが、施工性等の理由により、現在では、供試体 No. 3 のような隅角部付近でリブを断続させる補剛構造が採用されている。なお、鉄道橋では、現在もこのような構造ディテールが採用されている。

本研究で用いた供試体の大きさは、一般的な鋼製ラーメン橋脚隅角部^{24), 25)}の約 1/6 のスケールである。実際の鋼製ラーメン橋脚ではダイアフラムは箱型断面の内側に配置されているが、本研究で用いた供試体は断面が小さいことから外側にダイアフラムを配置する形式とした(写真-1)。また支持条件は、供試体の実験中の安定性を考慮して、一方のはり部の端部を完全固定、他方の端部をピン固定とした。なお、このような条件で行った実

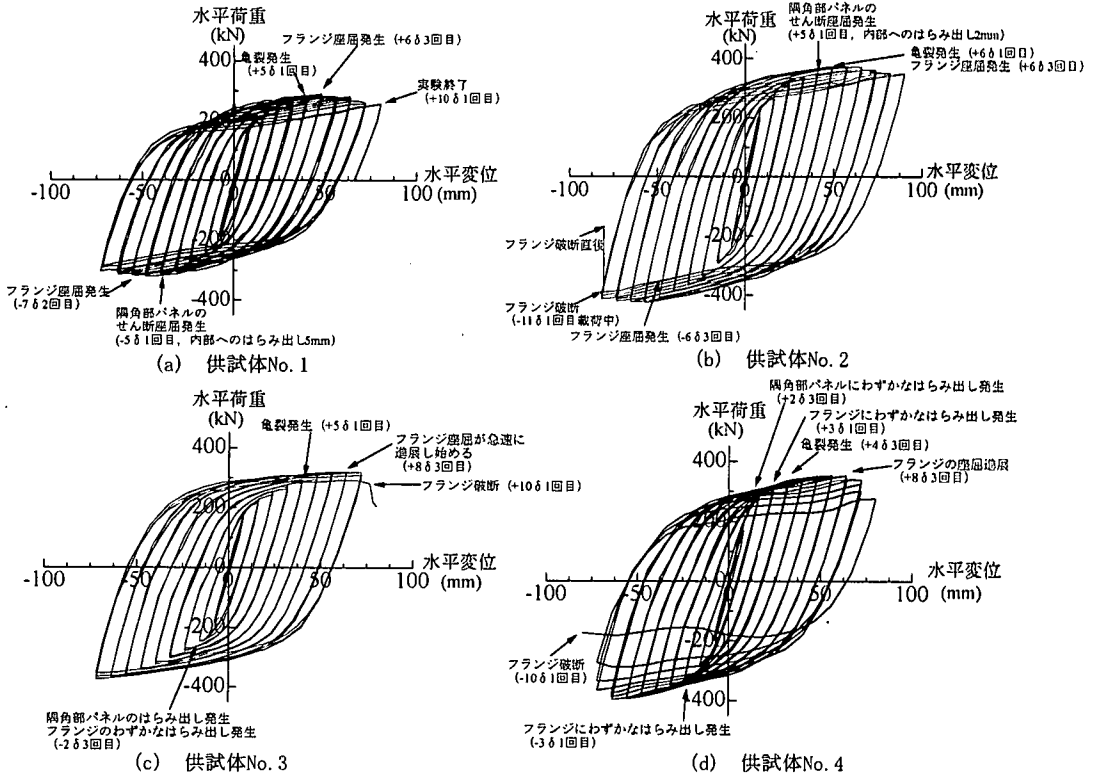


図-4 水平荷重—水平変位履歴曲線

表-3 実験結果

供試体	損傷形式	H_y (kN)	H_{max} (kN)	δ_y (mm)	H_{max}/H_y	δ_{max}/δ_y	δ_{95}/δ_y
No. 1	せん断屈曲先行型	147	289	8.0	1.97	6.0	8.26
No. 2	せん断屈曲先行型	202	374	8.2	1.85	7.0	9.39
No. 3	曲げ屈曲卓越型	168	320	8.0	1.91	9.0	9.16
No. 4	曲げ屈曲卓越型	170	354	8.0	2.09	8.0	9.06

H_y : 降伏水平荷重, H_{max} : 最大水平耐力, δ_y : 降伏変位, δ_{max} : 最大耐力時の変位,

δ_{95} : 最大耐力を過ぎ耐力が95%に低下した時点での変位 (包絡線上)

験供試体の断面力は、連続ラーメン橋脚の中間柱近傍に近いものとなっている。

(2) 使用鋼材

供試体の使用鋼材は全てSS400である。供試体に使用された全ての鋼板に対して、JIS1号1A型の引張試験片を用いて引張試験を行った。その結果を、図-2および表-2に示す。

(3) 実験装置および載荷方法

水平荷重は50tonf (490kN) 水平ジャッキにより変位制御で与えた。鉛直荷重は水平方向にスムーズに動くスライダーを取り付けたジャッキにより、供試体の水平方向変位に追従して、30tonf (294kN) の一定荷重を与えた。

載荷パターンは、図-3に示すように、繰返し数3回の漸増変位正負交番載荷とした。なお、正負交番載荷の基本降伏変位 ($1\delta_y$) は、隅角部付近の柱部のフランジにおけるひずみ (後述する図-8中のaおよびeのゲージにより測定) が降伏ひずみに達した時の変位とした。

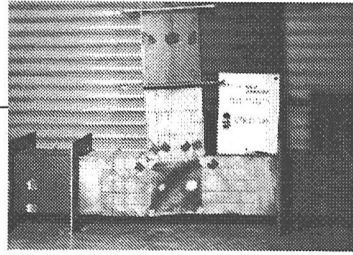
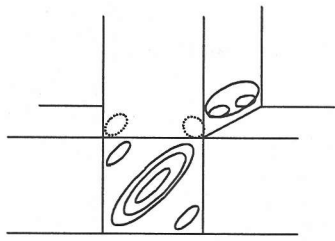
(4) 測定項目および測定方法

実験では、各載荷段階毎に損傷の発生状況等を目視により注意深く観察するとともに、柱頂部の変位、はりおよび柱各部のひずみを塑性ひずみゲージで測定した。

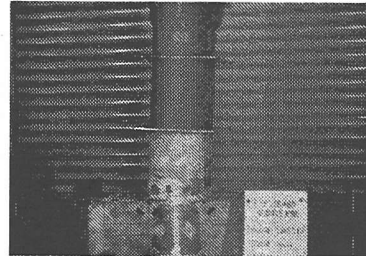
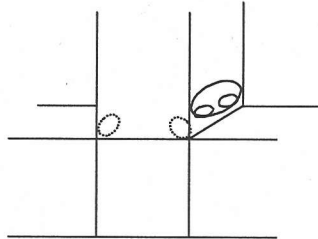
3. 実験結果

最近の耐震設計法では、耐震性能を明確にして、地震時にその性能を確保する設計法に移行しつつある。このとき、耐震性能のひとつとして、復旧の容易さ、すなわち、補修・補強の容易さが指標の1つになる^{11), 26)}。その意味で、どの段階でどのような損傷が発生したかを明確にすることは重要である。このようなことから、ここでは、損傷形式、耐力および変形性能について整理した。また、発生ひずみについても考察する。

なお、実験の結果得られた水平荷重—水平変位関係の履歴曲線およびその包絡線をそれぞれ図-4、図-6に示す。図-4には、各供試体の損傷の発生状況を併せて示した。また、表-3には、損傷形式、



(a) せん断座屈先行型



(b) 曲げ座屈卓越型

図-5 損傷形式の分類

降伏荷重、最大水平耐力等の実験結果を示す。なお、正負方向で最大耐力が若干異なるが、ここでは、そのうちより小さい方（正方向の最大水平耐力）を最大水平耐力として示した。

(1) 供試体の損傷形式の分類

実験では、隅角部付近の最終的な損傷形式として、図-5に示す2つのタイプが観察された。本研究では、それらを、せん断座屈先行型と曲げ座屈卓越型と呼ぶことにする。

せん断座屈先行型は、隅角部パネルに顕著なせん断座屈変形が先行し、最大耐荷力に達する付近で柱部フランジ上に曲げによる座屈変形が現れ、耐力低下に到るタイプである。隅角部パネルにリブを設置していない供試体No.1およびNo.2がこのタイプに属する。

一方、曲げ座屈卓越型は、隅角部パネルにおけるせん断座屈変形は殆ど見られず、柱部のフランジに局部座屈が発生し、最大耐力に達する付近でそれが顕著となり耐力が低下するタイプである。このタイプには、隅角部パネル上にリブを設置した供試体No.3およびNo.4が属する。

隅角部パネルにリブがない供試体では、隅角部パネルのせん断座屈耐力が柱およびはりの曲げ耐力より小さいためにせん断座屈先行型を示したのに対し、隅角部パネルにリブがある供試体では、せん断座屈耐力が相対的に大きいために、曲げ座屈卓越型に移行したものと考えられる。大規模地震を想定した場合、例えば、鉄道橋の設計基準¹¹⁾で柱部の塑性ヒンジ化を想定しているように、隅角部近傍（隅角部パネル、あるいは、はり・柱部）を塑性ヒンジ化させることが考えられる。本研究で行った実験のパラメータは限られているが、

その結果は、リブによる補剛によって隅角部近傍の損傷形式を制御することの可能性を示すものと考えられる（4.(2)参照）。

(2) 損傷の進行状況

a) 降伏領域の進展

供試体の各部に貼り付けたひずみゲージにより測定したひずみの変化に基づき、隅角部付近の降伏領域の進展状況について述べる。

各供試体とも、基本降伏変位 ($1\delta_y$) レベルでは、供試体断面算定の際に想定したように、最初に圧縮を受ける側のコーナー部付近の柱部フランジが降伏した。また、それとほぼ同時に、その近傍のはりフランジおよびウェブで降伏に到った。載荷変位が $2\delta_y$ になると、はりおよび柱のフランジが全幅にわたって降伏し、隅角部パネルにおいてもコーナー部近傍で降伏に到った。さらに、 $3\delta_y$ になると、隅角部の全面にわたって降伏した。なお、供試体によって、降伏領域の広がり方に大きな差が見られなかった。

b) 損傷状況の変化

各供試体に発生した損傷の状況を図-4の水平荷重-水平変位曲線に示す。各供試体とも、 $3\delta_y$ までは塑性化した領域の黒皮が剥がれる様子が観察され、また隅角部パネルでは $2\delta_y$ 時には供試体内部方向へわずかにはらみ出す変形が見られた。

供試体No.1およびNo.2のせん断座屈先行型では、 $5\delta_y$ 時に急激に隅角部パネルのはらみ出しが進行し、目視でも観察できるようになった。これらの供試体では、その後最大耐力に達する付近で柱およびはりのフランジにも局部座屈および全体座屈が連成した形ではらみ出しが認められるようになり、その後両者はともに変形が進行していった。一方、

供試体 No. 3 および No. 4 の曲げ座屈卓越型では、 $2\delta_y$ 以降、隅角部パネルのはらみ出しは最後まで進行することなく、柱およびはりのフランジの座屈が $7\delta_y$ 以降急激に進行した。

また、いずれの供試体も $5\delta_y$ 付近で隅角部コーナー部の溶接ビード止端部にき裂が発生し、サイクル数の増加とともに進展していった。特に、 $8\delta_y$ 以降き裂は急速に進展し、最終的にはフランジの破断とともに耐荷力が低下し、実験を終了した。

なお、実際のラーメン橋脚が上記のような損傷を受けた場合には補修が必要になるが、どの供試体も隅角部が $3\delta_y$ 付近までは、補修を必要とするような外見上の変形は認められなかった。但し、この付近では、隅角部が全面的に降伏しており、ひずみ履歴の観点から、補修の必要性について検討が必要と考えられる。

(3) 耐荷力および変形性能に関する検討

最大耐力 H_{max} は、図-6および表-3に示すように、板厚の厚い供試体No. 2およびリブを連続させた供試体No. 4は、それぞれ供試体No. 1に比べて、29%および22%大きい。また、変形性能を示す、 δ_{95}/δ_y (δ_{95} : 宇佐美らが終局限界状態として提案する²⁷⁾ 最大耐力を過ぎ95%に低下する点での変位) は、表-3に示すように、どのタイプでもほとんど差違は無いが、せん断座屈先行型(供試体No. 1およびNo. 2)は、曲げ座屈卓越型(供試体No. 3およびNo. 4)に比べて、最大耐力に達した後の荷重の低下が緩やかな履歴を示した。

以下に、各供試体の実験結果を比較し、隅角部の構造が耐力および変形性能に及ぼす影響について検討する。

a) せん断遅れによる応力集中の考慮による板厚差の影響

部材断面の決定の際に、せん断遅れによる応力集中を考慮したかどうかにより板厚が異なる供試体No. 1と供試体No. 2を比較すると、損傷形式はいずれもせん断座屈先行型であり、各荷重段階での損傷状況にも差違は見られない。耐力は、板厚が大きい供試体No. 2の方が大きくなっているが、いずれの供試体も安定した水平変位—水平荷重関係を示しており、 δ_{max}/δ_y が6以上と優れた変形性能を発揮した。降伏荷重および降伏変位で無次元化した水平変位—水平荷重関係の包絡線(図-7)で比べると、両者の曲線はほぼ一致し、同様の挙動を呈していることがわかる。すなわち、せん断遅れによる応力集中の考慮の有無による板厚差は、隅角部の耐力に差をもたらすものの、その変形性能には影響していない。

b) 隅角部パネルのリブの有無の影響

前述のように、隅角部パネルにリブのない供試体No. 1とそれにリブを設置しただけの供試体No. 3を比較すると、損傷形式は、前者がせん断座屈先行型で後者が曲げ座屈卓越型であった。両者の耐力および変形性能を比較すると、いずれも最大耐力

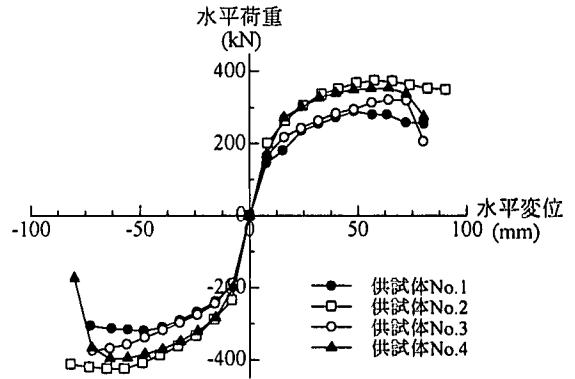


図-6 荷重変位曲線の包絡線

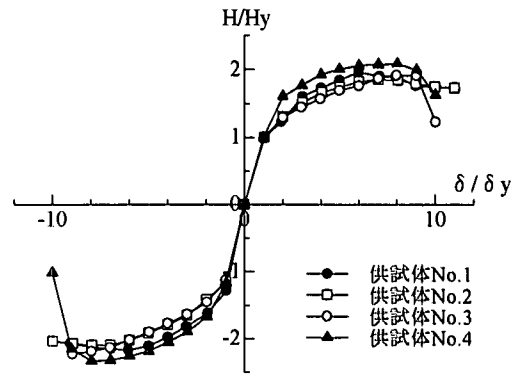


図-7 無次元化した包絡線の比較

に達するまで安定した水平変位—水平荷重関係を示しているが、供試体No. 3の方が最大耐力が若干大きく、最大耐力時の変位も供試体No. 3の方が大きい。このように、隅角部パネルのリブの有無は、隅角部の損傷形式に影響を与え、さらに、耐力および変形性能にも影響を与える。

c) 隅角部パネルにおけるリブの連続性の影響

リブの連続性の影響について検討するため、リブを連続させた供試体No. 4とリブを連続させていない供試体No. 3とを比較する。これはいずれも、曲げ座屈卓越型の損傷形式を示し、損傷形式には差違は認められない。また、変形性能については、いずれの供試体も δ_{max}/δ_y が8以上と優れた変形性能を発揮し、大きな塑性変形領域まで安定した水平変位—水平荷重関係を示しており、変形性能に大きな差違は見られない。しかし、耐力面では、図-6からわかるように、リブを連続させた供試体No. 4で約10%の向上が見られ、明らかな差違が認められた。また、図-7から、リブを連続させた供試体No. 4では、降伏荷重に対する最大耐力の増加比率も、供試体No. 3に比べて向上していることがわかる。このように、隅角部パネルのリブの連続化は、変形性能には影響しないが、耐力には影響を及ぼすものと考えられる。

表-4(a) 最大耐力到達時のひずみ測定値

供試体	H _{max} 到達時の 載荷段階	ひずみ (%)				
		載荷段階	gauge a	gauge e	gauge f	gauge g
No. 1	+6 δ y1回目	+6 δ y1回目	-0.33	-0.90	3.82	1.29
		-6 δ y1回目	-3.63	-3.78	2.88	2.50
No. 2	+7 δ y3回目	+7 δ y3回目	-3.87	-0.72	3.72	0.98
		-7 δ y3回目	-3.61	-3.83	2.51	2.53
No. 3	+8 δ y1回目	+8 δ y1回目	-2.90	-4.15	3.22	0.82
		-8 δ y1回目	-7.60	-6.32	2.53	1.61
No. 4	+8 δ y1回目	+8 δ y1回目	3.51	-1.11	0.83	0.17
		-8 δ y1回目	-1.11	-5.89	0.54	0.31

表-4(b) H₉₅到達時のひずみ測定値

供試体	H ₉₅ 到達時の 載荷段階	H ₉₅ /H _{max}	ひずみ (%)				
			載荷段階	gauge a	gauge e	gauge f	gauge g
No. 1	+8 δ y2回目	0.953	+8 δ y2回目	-3.68	-4.38	8.84	4.61
			-8 δ y2回目	-5.75	-8.56	7.35	7.41
No. 2	+9 δ y3回目	0.950	+9 δ y3回目	**	-5.08	6.33	2.64
			-9 δ y3回目	**	-7.79	4.89	3.81
No. 3	+9 δ y3回目	0.968	+9 δ y3回目	-7.86	-5.12	2.42	0.83
			-9 δ y3回目	-7.91	-5.12	2.34	1.39
No. 4	+9 δ y1回目	0.956	+9 δ y1回目	**	-6.88	0.53	0.20
			-9 δ y1回目	**	-8.25	0.59	0.25

**は、ゲージが剥がれた為計測不能であったことを示す。

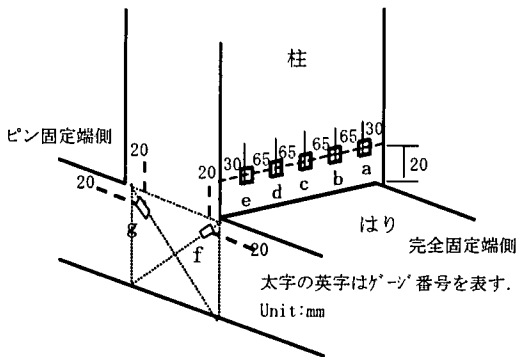


図-8 ひずみゲージの設置位置

(4) 発生ひずみに関する検討

a) ひずみ履歴

図-9 および図-10 に、図-8 に示す位置の板表面に貼り付けたゲージにより測定された柱部フランジおよび隅角部パネルのコーナー部近傍のひずみ履歴を示す。図-9 および図-10 には、最大耐力に到達した時点のひずみを◇印で示しており、表-4(a)には最大耐力到達付近でのひずみ量として、最大耐力到達時とその直後の逆方向への載荷時のひずみを数値で示した。表-4(b)は、耐力が最大耐力を過ぎその95%に低下した時点でのひずみ量を示す。図-9 から、いずれの供試体においても、最大耐力以降、柱部フランジのひずみが圧縮側に偏っていくことがわかる。これは、最大耐力以降、フランジにおける供試体内部方向への座屈が急速に進展したためである。

隅角部パネルのコーナー部付近のひずみについても、図-10 に示すように、最終的に一方へ偏る(引張側)傾向が見られる。また、表-4(b)に示す

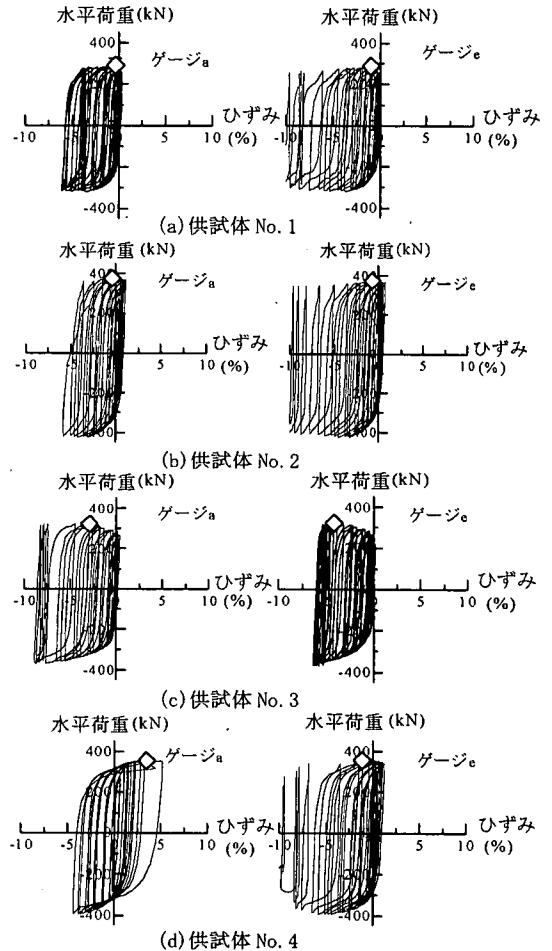


図-9 柱部フランジ端部付近のひずみ履歴 (◇は、最大耐力 H_{max} 時)

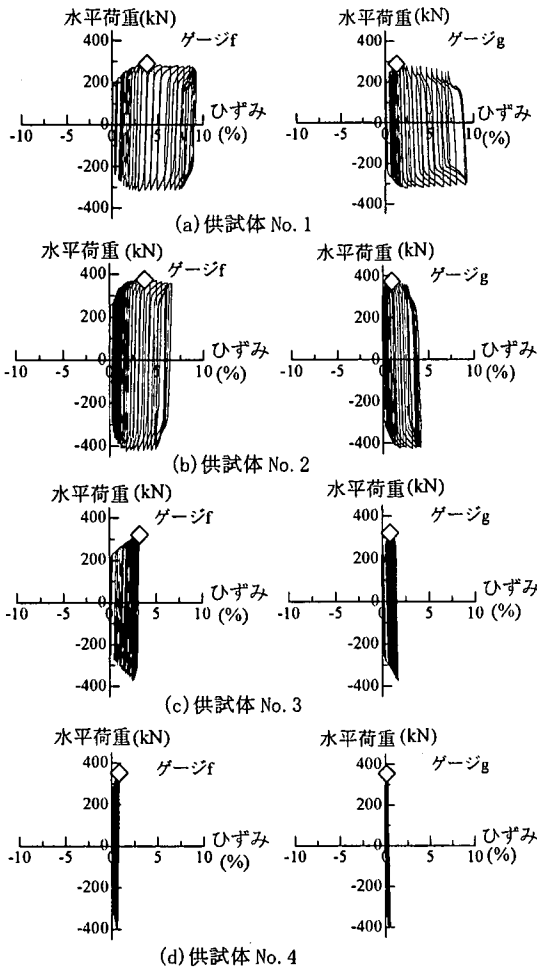
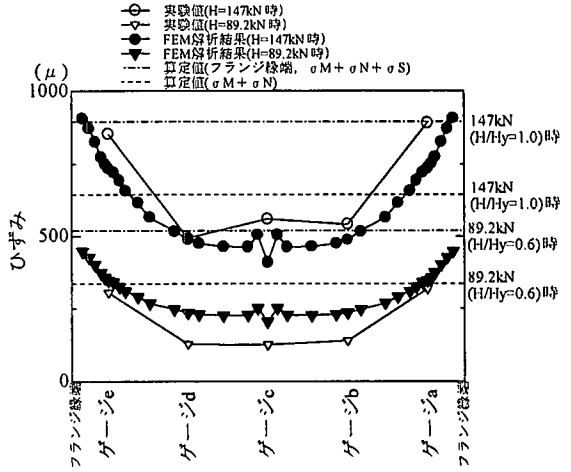


図-10 隅角部パネル上のコーナー部付近のひずみ履歴 (◇は、最大耐力 H_{max} 時)

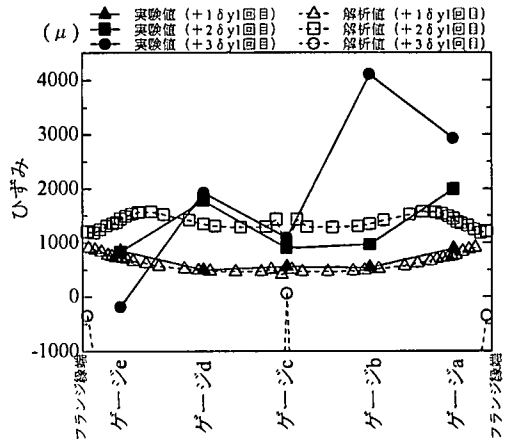
ように、せん断座屈先行型 (供試体 No. 1 No. 2) では、曲げ座屈卓越型 (供試体 No. 3 および No. 4) に比べて、隅角部パネルのコーナー部付近で、比較的大きな塑性ひずみが発生している。特に、リブを連続させた供試体 No. 4 では、他の供試体と比べてひずみが小さい。このように、隅角部パネルに、リブを設置すると、コーナー部付近でのひずみの発生は小さくなり、リブを連続化するとさらに小さくなる。

b) 柱部フランジ上のひずみの変化

図-11 は、フランジに発生するひずみを荷役段階毎に示したものである。図-11(a) は、特に弾性域に着目して、フランジにおける発生ひずみを、実験結果、後述する FEM 解析結果、ひずみ計測位置における曲げモーメントと軸力のみによるひずみ算定値、および、それにさらに奥村らの提案式により算出したせん断遅れによるひずみを加えたフランジ端部のひずみの算定値と比較したものである。供試体の種類により、ひずみ分布の傾向に大きな差は認められなかったことから、ここでは、



(a) 弾性域でのひずみ分布



(b) 塑性域でのひずみ分布

図-11 隅角部近傍の柱フランジでのひずみ分布 (供試体 No. 1)

供試体 No. 1 についてのみ示す。図-11(a) は、弾性域として、水平荷重 (H) が降伏水平荷重 (H_y) の 0.6 倍および 1.0 倍に達する時点を示す。図から、弾性域では、フランジ端部近傍でひずみが大きくなり、せん断遅れの影響が明瞭に顕れている。フランジプレート端部では、奥村らの提案式によるせん断遅れを考慮したものと比較的近い値となっており、弾性域においては、奥村らの提案式は降伏水平荷重に到るまで、妥当な評価を与えることがわかる。

一方、図-11(b) は、 $1\delta_y$ 以降の塑性領域でのフランジでのひずみの変化を、後述する FEM 解析結果とともに示したものである。この図から、塑性域では、 $2\delta_y$ 到達以降、弾性域の応力分布と特徴を異にしており、プレート端部近傍のみに集中して高いひずみが発生するという傾向は見られないことがわかる。すなわち、弾性域で見られるせん断遅れによるフランジ端部における局所的なひずみ集中は、変形の進行とともに見られなくなる。従って、弾性域で考慮するせん断遅れによるひずみ集

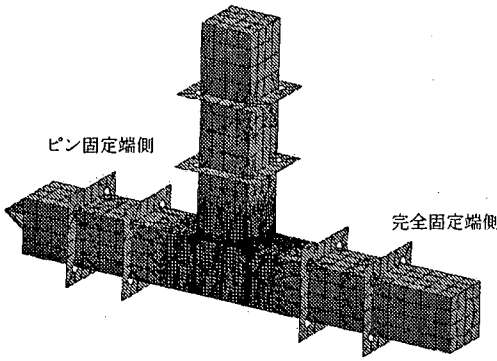


図-12 解析モデルのメッシュ図 (供試体 No. 1)

中は、変形性能に影響を及ぼすものではないと考えられる。

4. 解析による実験結果の評価および構造が及ぼす影響に関する検討

実験のほか、今後、解析的なアプローチが重要となると考えられることから、隅角部の挙動を解析的にどの程度トレースできるかを検証する目的で、FEMによる解析を行った。また、今回行った実験は、宇佐美らが鋼製橋脚に対して提案するパラメータ範囲²³⁾内にあるものの、比較的厚肉構造になる狭い範囲でしか実施していない。そこで、パラメータ解析を実施し、3.(3)に述べたリブの有無や連続性の影響を調査した。

(1) 供試体のモデル化および解析条件

a) 供試体のモデル化

供試体は、全ての部材をシェル要素によりモデル化した。柱およびはりの端部は載荷点あるいは支点となっており剛な治具が取付けてあるため、その部分の要素は剛体として扱った。本研究では、文献²⁸⁾に示された方法により、溶接ビードによる板厚変化を考慮した。これは、柱と隅角部との交差部に溶接ビード分の板厚増加を無視して解析を行うと、応力集中の影響が大きく現れるためである。ギャップ部のない供試体 No. 4 については、溶接ビードの影響を考慮していない。いずれの供試体も最小メッシュサイズは、隅角部コーナー部分近の 5mm であり、節点数および要素数は、それぞれ約 9000 および約 8400 である。供試体 No. 1 の解析モデルのメッシュ図を図-12 に示す。

b) 解析条件

解析は、汎用有限要素解析プログラム ABAQUS により行った。材料特性は、全ての使用鋼板それぞれに対して定義することとし、引張試験より得られた応力-ひずみ関係(図-2 および表-2 参照)を多直線近似し、多直線近似の移動硬化則に、さらに、繰返しひずみによる降伏曲面の大きさの変化

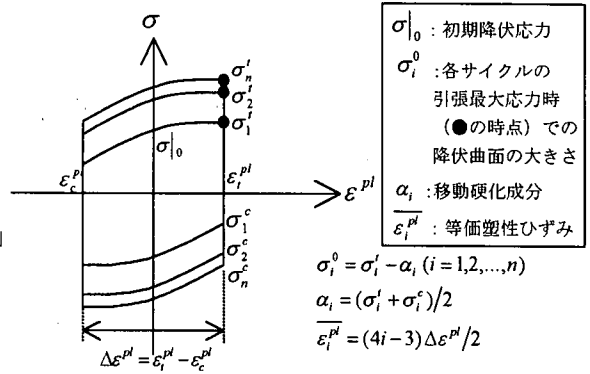


図-13 降伏曲面の大きさと同値塑性ひずみの定義

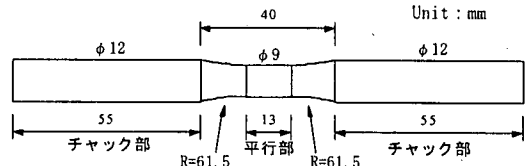


図-14 丸棒試験片の形状および寸法

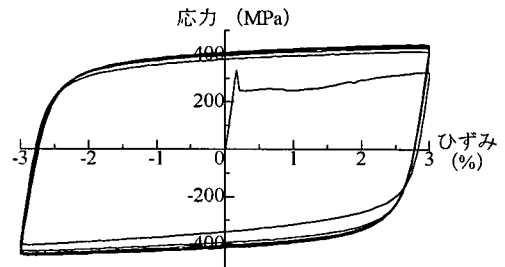


図-15 使用鋼材の繰返し応力-ひずみ関係

表-5 降伏曲面の大きさの変化の定義に用いた値

サイクル	等価塑性ひずみ $\frac{\epsilon_i^{pl}}{\epsilon_i^{pl}}$	降伏曲面の大きさ σ_i^0 (MPa)
1	0.03	287.4
2	0.15	362.6
3	0.27	374.6
4	0.39	377.6
5	0.51	382.3

を考慮した構成則²⁹⁾を用いて表現した。ここで、繰返しひずみによる降伏曲面の大きさの変化を考慮したのは、使用材料である SS400 材が、顕著な繰返し硬化を呈する材料であり、本実験のように供試体が繰返し荷重を受ける場合には、繰返し硬化による降伏曲面の大きさの変化を考慮する必要があると考えたためである。本研究では、繰返しによる降伏曲面の大きさの変化を、簡便な等価塑性ひずみ³⁰⁾の関数²⁹⁾として表現することとした。関数に用いる定数は、一定歪み振幅の繰返し荷重試験により得た繰返しの応力-ひずみ関係から、各サイクルの引張最大応力に達した時点から圧縮側に戻る際の降伏曲面の大きさ σ_i^0 と、最大引張応力

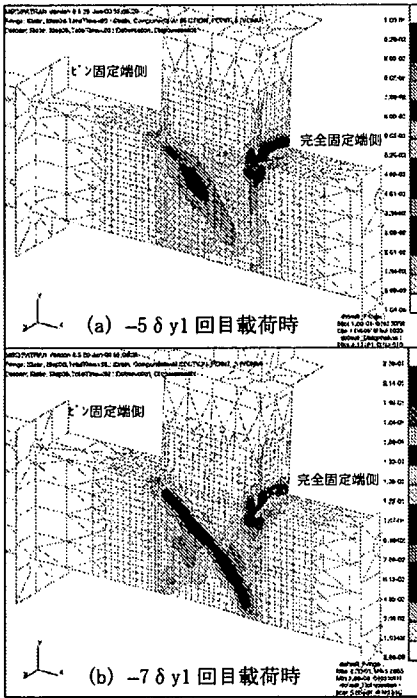


図-16 変形・ひずみ分布図 (供試体 No. 1)

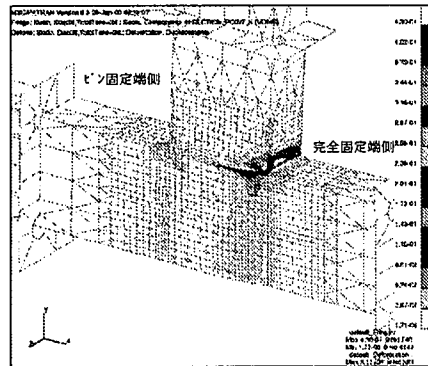


図-17 変形・ひずみ分布図 (供試体 No. 3, -7 delta 1 回目)

に達した時点での等価塑性ひずみ $\bar{\epsilon}_p$ の関係を図-13 のように求め、そのデータから最小二乗法により決定した。すなわち、図-14 に示した丸棒試験片に対して、ひずみ振幅 6% (±3%) の繰返し載荷試験を行い、その結果得られた図-15 のような応力-ひずみ関係から、表-5 のような値を求め、入力値とした。この際、ひずみ振幅は、実験の結果得られた供試体のフランジおよび隅角部パネルのひずみ履歴 (図-9, 図-10 参照) から、最大耐力時の発生ひずみレベルを考慮して選定した。表-5 の値については、表-2 に示した全ての鋼板に関して同様であると同一値を用いた。

なお、本研究では、残留応力および初期不整の影響は考慮していない。

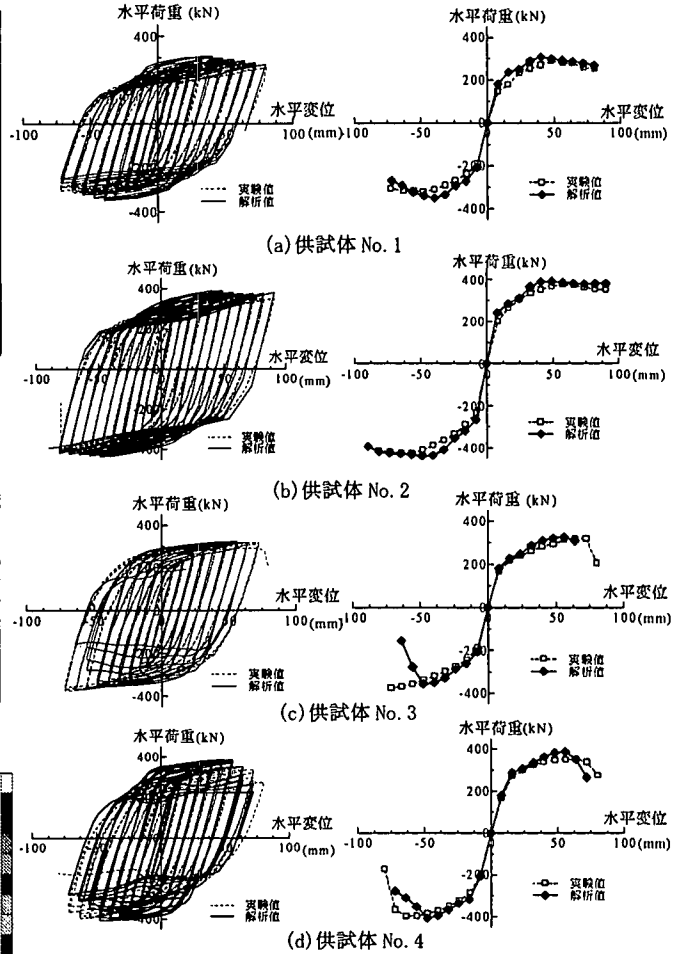


図-18 実験結果と解析結果との比較
(左：水平荷重-水平変位関係、右：包絡線)

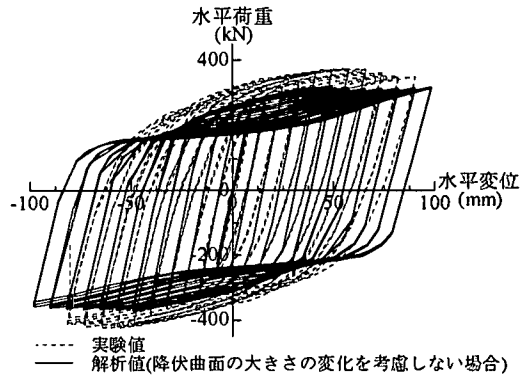


図-19 降伏曲面の大きさの変化の考慮の影響
(供試体 No. 2)

(2) 解析による実験結果の再現性

a) 損傷形式および損傷の状況

せん断座屈先行型の損傷形式を呈した供試体 No. 1 について、損傷状況を比較する。解析の結果得られた変形・ひずみ分布図 (図-16) を見ると、

表-6 解析モデルの諸元

モデル	H_{max}/H_y	δ_{max}/δ_y	パネルせん断座屈 発生時期	柱フランジ座屈 発生時期	損傷形式
No1	1.71	5.0	+2 δ_y 3回目	-5 δ_y 1回目	せん断座屈先行型
No3	1.80	7.0	発生せず	-5 δ_y 1回目	曲げ座屈卓越型
No4	2.15	7.0	発生せず	-5 δ_y 2回目	曲げ座屈卓越型
No1-st	1.78	5.0	+2 δ_y 2回目	-5 δ_y 1回目	せん断座屈先行型
No3-st	1.83	7.0	発生せず	-5 δ_y 1回目	曲げ座屈卓越型
No4-st	1.99	7.0	発生せず	-5 δ_y 1回目	曲げ座屈卓越型
No1-R04	1.57	4.0	+3 δ_y 1回目	-3 δ_y 3回目	せん断座屈先行型
No3-R04	1.55	4.0	発生せず	-3 δ_y 2回目	曲げ座屈卓越型
No4-R04	1.76	5.0	発生せず	-4 δ_y 1回目	曲げ座屈卓越型
No1-R05	1.41	3.0	+2 δ_y 2回目	-3 δ_y 1回目	せん断座屈先行型
No3-R05	1.50	3.0	発生せず	-3 δ_y 2回目	曲げ座屈卓越型
No4-R05	1.55	3.0	発生せず	-3 δ_y 2回目	曲げ座屈卓越型

表-7 解析結果のまとめ

モデル	Rf	Rw	$(\gamma/\gamma^*)_f$	$(\gamma/\gamma^*)_w$	P/Py	備考
No1	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No1-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No1-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No1-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響
No3	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No3-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No3-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No3-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響
No4	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No4-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No4-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No4-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響

添字のfはフランジ, wはウェブを表す.

-5 δ_y 1回目でせん断座屈が見られるようになり、-7 δ_y 1回目の時点ではフランジの変形が顕著になっている様子が見られる。ここで、変形・ひずみ分布図は、載荷面について対称として、その片側のみを示した。このように解析結果は、実験のせん断座屈先行型の損傷形式および損傷状況を再現できている。供試体No. 2についても、同様であった。

曲げ座屈卓越型の損傷形式を呈した供試体No. 3について、例として、-7 δ_y 1回目の時点での解析の結果得られた変形・ひずみ分布図(図-17)を見ると、隅角部パネルの座屈変形が抑えられ、フランジ上に、実験と同様な位置に座屈による変形が集中している様子が見られる。この場合にも、実験時における損傷状況と同様であった。供試体No. 4も、供試体No. 3同様であった。

b) 耐力力および変形性能

図-18に全ての供試体について水平荷重-水平変位関係とその包絡線の比較を示す。いずれの供試体についても、解析結果は実験結果とほぼ一致している。曲げ座屈卓越型を呈した供試体 No. 3 および No. 4 では、負方向荷重で最大耐力到達以降、実験結果との差違が見られるが、最大耐力と最大耐力付近までの挙動は精度良く評価されていると考えられる。図-19は供試体 No. 2を例にとり、塑性変形に伴う降伏曲面の大きさの変化による影響を

考慮しない場合の解析を示したものであるが、この場合には耐力を過小評価していることがわかる。このように、本研究で用いた SS400 材のように、明瞭な繰返し硬化を呈する鋼材を使用した場合、解析において繰返し硬化の影響を考慮することが重要と考えられる。

c) 発生ひずみ

図-11に、図-8に示す柱部ゲージ貼付位置でのひずみ分布を示す。図-11(a)に示すように、弾性域においては、解析結果は、実験値と傾向、大きさとも良く一致していることがわかる。なお、奥村らの提案式によるせん断遅れを考慮したフランジプレート端部でのひずみは、既往の研究³¹⁾で示されているように、シェル要素を用いた本研究の解析結果と良く一致する。

一方、図-11(b)に示すように、塑性変形領域に入ると、解析結果は、変形が大きくなるにつれて、実験値とのかい離が大きくなる。これは、解析結果では、実験における局所的な繰返し塑性変形を完全には再現できていないためと考えられる。

(3) パラメータを変化させた場合の損傷形式、耐力力および変形性能に及ぼす補剛構造の影響

(2)に述べたように、本研究の解析法では、損傷形式、耐力および変形性能については、実験を比較

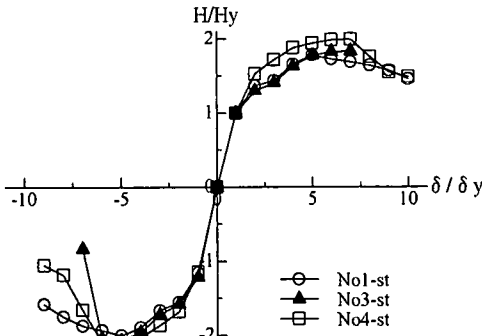
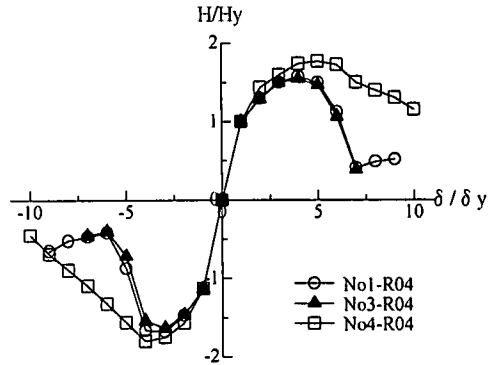
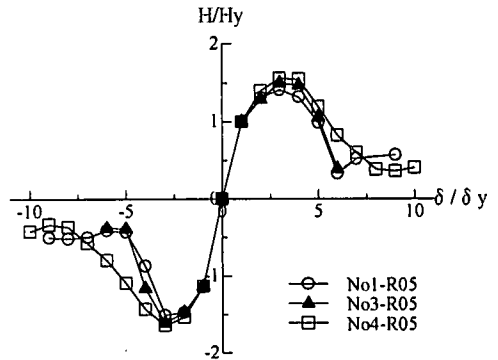


図-20 縦補剛材剛比を変化させた場合の隅角部パネルのリブ構造の違いの影響



(a) 幅厚比パラメータRを0.4とした場合



(b) 幅厚比パラメータRを0.5とした場合

図-21 幅厚比を変化させた場合の隅角部パネルのリブ構造の違いの影響

的精度良くトレースできると考えられた。そこで、ここでは、実験で行ったより広範囲のパラメータ範囲について、隅角部パネルのリブの有無、リブの連続性が耐力および変形性能に与える影響について検討した。すなわち、隅角部の補剛構造のみが異なる供試体 No.1, No.3, No.4 を基本モデルとして、その縦補剛材剛比および幅厚比を変化させた解析モデルを対象に検討を行った。対象とした解析モデルの諸元を表-6 に示す。また、表-7 は、それらの解析結果をまとめて示したものである。

以下に、各パラメータを変化させた場合の隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式、耐力および変形性能への影響について述べる。なお、ここでは、パラメータの変化による諸元の変化を考慮して、無次元化した量を用いて検討を行った。

a) 縦補剛材剛比のみを変化させた場合

実験条件と比べて、フランジの γ/γ^* を、宇佐美らの提案²³⁾における要求範囲の限界である、3.0 にほぼ等しくなるように低下させた場合 (No1-st, No3-st, No4-st) について検討した。表-7 に示すように、この場合にも、実験と同様、隅角部パネルにリブのない No1-st はせん断座屈先行型を示し、リブを設置した No3-st, No4-st では曲げ座屈卓越型を示し、隅角部パネルのリブの有無によってその損傷形式が変化することがわかる。また、図-20 に示すように、解析結果得られた水平変位—水平荷重関係の包絡線について、No1-st と No3-st の比較から、隅角部パネルのリブの有無は、耐力および変形性能に影響を殆ど及ぼさないこと、また、No3-st と No4-st の比較から、やはり実験と同様、リブの連続性は変形性能に殆ど影響を与えないが耐力を大きくする効果 (No4-st では No3-st と比べ約9%の上昇) があることがわかる。

このように、隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式、耐力、および変形性能への影響については、フランジの縦補剛材剛比を γ/γ^* でほぼ 3.0 まで低下させた場合も、実験と同様の傾向を示した。

b) 縦補剛材剛比および幅厚比パラメータを変化させた場合

フランジおよびウェブの γ/γ^* を 3.0 とほぼ等しくなるようにし、さらに、幅厚比パラメータ R を新設構造物に対するパラメータ制限範囲²³⁾から、0.4 (No1-R04, No3-R04, No4-R04) と 0.5 (No1-R05, No3-R05, No4-R05) の 2 つのレベルに変化させた場合について考える。表-7 からわかるように、損傷形式については、幅厚比パラメータ R が 0.4, 0.5 と変化しても、実験と同様に、隅角部パネルにリブのない場合 (No1-R04, No1-R05) には、せん断座屈先行型を示し、リブを設置した場合 (No3-R04, No4-R04, No3-R05, No4-R05) には曲げ座屈卓越型を示した。また、図-21 は、幅厚比パラメータ R を 0.4 と 0.5 とした場合それぞれについて、解析結果得られた水平変位—水平荷重関係の包絡線を比較したものである。図からわかるように、幅厚比パラメータが大きくなると、降伏荷重に対する最大耐力の増加比率が低下し、表-7 に示すように柱部のフランジにおける局部座屈の発生が比較的小さな変位段階で発生するため、最大耐力へ到るまでの変形性能も低下する。また、その後の耐力

の低下も大きい。しかし、隅角部パネルの補剛構造の違いの影響については、実験と同様の傾向が見られる。すなわち、幅厚比パラメータ R が 0.4, 0.5 と変化しても、隅角部パネルにリブが無い場合と、リブが断続に設置されている場合とでは、耐力および変形性能に殆ど差違は見られず、また、同図および表-7 からわかるように、リブを連続させた場合には、降伏荷重に対する最大荷重の増加比率が上昇する傾向が見られる。ただし、上昇の割合は幅厚比パラメータ R が大きくなるにつれて小さくなり、従って実験で確認されたものに比べて小さい。

このように、隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式、耐力、および変形性能への影響については、幅厚比パラメータ R を 0.4, 0.5 に変化させた場合にも、実験と同様の傾向を示している。

5. 結論

本研究では、新設の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に、宇佐美らが橋脚に対して提案しているパラメータ範囲を隅角部にも適用し、隅角部の補剛構造等が損傷形式、耐力および変形性能に及ぼす影響を検討することを目的に、その構造を変化させたモデル供試体に対し、正負交番載荷実験を行った。その結果および FEM 弾塑性解析に基づき、隅角部の構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響について考察した。以下に、本研究の結論をまとめる。

- 隅角部パネルにリブがない構造では、せん断座屈先行型を示し、リブを設けると曲げ座屈卓越型を示す。このように、隅角部の損傷形式はせん断座屈先行型と曲げ座屈卓越型とに分類でき、それらは隅角部パネルの補剛構造の違いにより制御できる可能性がある。
- 隅角部でのリブの連続化により、耐力の向上および隅角部コーナー部付近のひずみ低減を図ることが可能である。
- 本実験で対象としたパラメータ範囲では、断面算定時にせん断遅れによる応力集中を考慮するかどうかによる板厚差は、耐力に差違をもたらすが、変形性能には殆ど影響を及ぼさない。
- 弾性域では、せん断遅れによる応力集中が明瞭に見られるが、塑性変形が進むにつれて、せん断遅れによる局所的なひずみ集中は見られなくなる。従って、現在の設計法で考慮している弾性域でのせん断遅れによるひずみ集中は、変形性能に影響を及ぼすものではないと考えられる。
- 繰返し硬化による材料特性の変化を考慮した FEM 解析により、隅角部の耐荷力、変形性能および損傷形式を、少なくとも最大耐力付近まで良好にトレースすることができる。ただし、ある着目点でのひずみについては、塑性域に入ると、実験での局所的な繰返し塑性変形を完全には再現できていないと考えられ、変形が進むにつれて実験値とのかい離が大きくなる。

参考文献

- 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, No. 153, pp. 1-18, 1968. 5.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・I 共通編 II 鋼橋編, 1996. 12.
- 首都高速道路: 鋼構造物設計基準, 1981.
- 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の安全性の調査報告, 1995. 7.
- 鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告, 1996. 3.
- 土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書(耐震設計研究), 1996. 5.
- 建設省土木研究所: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I~VIII), (総括編), 共同報告書第 178~184, 212, 219号, 1997. 4-9., 1998. 10., 1999. 3.
- 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997. 5.
- 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会: 第2回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1998. 11.
- 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会: 第3回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 2000. 1.
- 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計, 丸善, 1999. 3.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・V 耐震設計編, 1996. 12.
- 中井博, 福岡梧, 酒造敏広, 明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 193-206, 1987. 3.
- 酒造敏広, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 121-134, 1991. 3.
- 中井博, 酒造敏広, 橋本良之: せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について, 土木学会論文集, No. 455/1-21, pp. 95-104, 1992. 10.
- 黄元燮, 西村宣男, 高津秀俊: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 201-214, 1994. 3.
- 黄元燮, 西村宣男, 西野滋博: 鋼製ラーメン橋脚隅角部パネルの強度および変形能の評価法, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 215-226, 1994. 3.
- 宇佐美勉, 戸谷和彦, 鈴木森晶, 是津文章: 繰返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 289-300, 1995. 3.
- 山田尚之, 青木徹彦: 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰返し強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 197-205, 1996. 3.
- 青木徹彦, 長谷川桂, 山田将樹: 鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰返し強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 177-186, 1997. 3.

- 21) 酒造敏広, 事口寿男, 長田好生: 鋼変断面門型ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp. 205-216, 1997. 3.
- 22) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原正人: 鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験, 鉄道総研報告, 第13巻, 第4号, 1999. 4.
- 23) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の地震時水平保有耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No. 525/I-33, pp. 69-82, 1995. 10.
- 24) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, pp. 35-40, 1982. 6.
- 25) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, pp. 43-49, 1982. 7.
- 26) 土木学会土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説, 2000. 6.
- 27) 才塚邦宏, 宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証, 土木学会論文集, No. 570/I-40, pp. 287-296, 1997. 7.
- 28) 塩崎匡克: 箱断面補剛桁のダイアフラム-縦リブ交差部の構造疲労に関する研究, 東京工業大学卒業論文, 1993. 2.
- 29) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver. 5.8, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., 1998.
- 30) 大倉一郎, 田原潤, 安田修, 広野正彦: 繰返し塑性ひずみによる鋼材の破壊靱性低下を評価するためのモデル, 構造工学論文集, Vol.45A, pp. 347-356, 1999. 3.
- 31) 岡本舜三編: 鋼構造の研究, 1977.

(2000. 12. 18 受付)

INFLUENCES OF STIFFENING METHODS ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS OF STEEL RIGID FRAME PIERS

Eiichi SASAKI, Kazuya TAKAHASHI, Atsushi ICHIKAWA,
Chitoshi MIKI and Tooru NATORI

In this study, as new designed beam-to-column connections, here, beam-to-column connections whose plates have lower value of width-thickness ratio parameter are considered. In order to verify the elasto-plastic performance of them, cyclic loading tests and FEM analysis on the T-shaped model specimens were carried out. In this study, the influence of the difference of stiffening methods of shear panels and also the effect of the change of plate thickness by considering shear lag phenomenon or not were considered. As a result, it came to be clear that the difference of stiffening methods of shear panels affects damage modes of beam-to-column connections and the strength, and that the shear lag phenomenon doesn't affect the ductility of beam-to-column. Furthermore, it was found that by FEM analysis considering cyclic hardening of steels, the damage modes and the strength and the ductility of beam-to-column connections can be traced.