鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動に関する 実験的研究

田原 潤¹・小野 潔²・西村 宣男³・宮田 亮⁴・田中 耕太郎⁵・美島 雄士⁶

¹正会員 日立造船鉄構株式会社 技術企画部 (〒559-8559 大阪市住之江区南港北1-7-89)

²正会員 東京工業大学准教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-6)

E-mail: ono.k.ae@m.titech.ac.jp

³フェロー 大阪大学名誉教授

⁴学生会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

⁵正会員 株式会社奥村組 関西支社土木工事第三部 (〒665-0808 兵庫県宝塚市切畑字長尾山7-966)

⁶正会員 日立造船鉄構株式会社 技術企画部 (〒559-8559 大阪市住之江区南港北1-7-89)

E-mail: mishima_y@hitachizosen.co.jp

兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚柱部の耐震設計法は確立されたが、はりと柱が交差する隅角部の耐震設計法は未だ確立されておらず、フィレットやスカラップといった疲労に配慮した構造詳細が耐震性に与える影響も明らかではない。本研究では鋼製ラーメン橋脚隅角部の変形性能や耐荷力を明らかにするため、部材の材質、補剛材配置について実構造物を再現した構造を有する試験体による正負交番載荷実験を実施した。その結果、疲労に配慮した構造詳細が隅角部の耐荷力に与える影響を明らかにした。さらに地震時に隅角部に発生する限界状態とその順序を整理し、隅角部のウェブパネルの初期降伏を既往の方法よりも精度よく評価する方法を提案した。

Key Words : steel rigid frame piers, beam- to-column connections, fillets, elasto-plastic behavior

1. はじめに

兵庫県南部地震以降に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾(以下、「道示V」という)において、鋼製橋脚については、従来の震度法といった弾性設計に加え、部材の塑性域の耐力および変形性能を考慮した具体的な耐震設計法が規定された。よって、鋼製橋脚の耐震設計では、弾性域のみならず塑性域における挙動特性をも適切に把握することが要求されるようになった。

鋼製橋脚の中でも都市高速道路などで採用実績が多い鋼製ラーメン橋脚は重要性が高く、塑性域の耐力および変形性能が要求される構造物である。特に、鋼製ラーメン橋脚のはりと柱の接合部である隅角部は、応力の伝達が複雑であり、また、単柱式の鋼製橋脚と比較して塑性域での耐力および変形性能に関する研究が少ないため、その弾塑性挙動は十分に把握されていない。よって、現行の常時やレベル1地震時に対する隅角部の設計^{2,3)}では、奥村・石沢⁴⁾、中井ら⁵⁾の提案した方法により算出した局

所的なピーク応力を用いた弾性設計法が適用されている。現状の設計法では、隅角部付近の板厚が一般部と比べ大きくなるために部材の輸送や架設、製作時の溶接等の施工性が悪化する場合もあり、この設計手法をレベル2地震時に対する耐震設計にそのまま適用した場合には更なる板厚の増大による施工性の悪化を招くことが予想される。

一方、近年鋼製ラーメン橋脚隅角部において、点検時に疲労き裂が発見された例が報告されている⁶⁾。疲労き裂の原因としては柱およびはりフランジ端部でのせん断遅れ現象や構造上の不連続に起因する高い応力集中、およびフランジ交差部の完全溶け込み溶接の施工性に起因する内部キズが存在による疲労強度の低下であると指摘されている⁷⁾。疲労耐久性向上対策として、柱とはりのウェブをフィレットにより滑らかに連結する構造や、フランジ交差部にスカラップを設けて完全溶け込み溶接の施工性を改善する構造が提案され、新設鋼製橋脚の建設工事に適用されている⁸⁾。

これまでも地震時の鋼製ラーメン橋脚の耐震性に関連して、はりおよび柱部材とも矩形箱型断面を有する隅角部の弾塑性挙動に着目した様々な研究が実施されている^{5)9)~17)}。しかし、これらの研究で行われた実験の試験体は、実構造物と比較して鋼材の材質、補剛材の配置などの構造詳細が異なるものもあり、実構造物の挙動が厳密に再現されていない可能性がある。また、フィレットやスカラップに関しては、疲労耐久性向上に着目した研究は従来から行われている⁷⁾⁸⁾が、隅角部の耐力および変形性能といった耐震性能に与える影響について着目した研究はほとんどない。よって、フィレットやスカラップを有する隅角部の耐震性能は未だ明らかになっていない。

以上の背景から、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計においては、隅角部の弾塑性挙動を反映し、さらに疲労に配慮したフィレット等の構造詳細の影響を考慮した耐震性能評価法の確立が求められている。そこで、本研究は実構造物と同等の材質、構造詳細を有する鋼製ラーメン橋脚隅角部の耐力および変形性能といった弾塑性挙動を把握することを目的とする。そのために、疲労に配慮した構造詳細を含め実構造物を再現した矩形箱型断面の鋼製橋脚隅角部の試験体による正負交番載荷実験を実施し、その実験結果を基に隅角部の弾塑性挙動に関する検討を行った。さらに隅角部に発生する降伏、座屈等とその順序を整理することにより限界状態を設定した上で、隅角部のフランジやウェブパネルの初期降伏を精度良く評価する方法の提案を行った。

2. 鋼製ラーメン橋脚隅角部の正負交番載荷実験の概要

(1) 試験体の設計と諸元

試験体の構造詳細を実際の構造物に近いものとするため、兵庫県南部地震以降に改訂された道示^{V)}および道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編¹⁸⁾（以下、「道示Ⅱ」という）に基づいて設計・施工された鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実績調査を実施し、試験体の断面寸法、補剛材配置、座屈パラメータに反映させることとした。

図-1 試験体の構造詳細

図-2 はりと柱のウェブ高（実績調査）

表-1 試験体の名称と諸元

試験体 名称	はり断面寸法		柱断面寸法		補剛材	構造詳細		隅角部 ウェブパネル 補剛材本数 N_p	材質	降伏点 σ_y (N/mm ²)
	フランジ $B_b \times t_b$ (mm)	ウェブ $H_b \times t_b$ (mm)	フランジ幅 $B_c \times t_c$ (mm)	ウェブ高 $H_c \times t_c$ (mm)	断面寸法 $h_r \times t_r$ (mm)	フィレット の有無	スカラップ の有無			
試験体1	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	×	3	SM570	563
試験体2	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	×	×	3	SM570	589
試験体3	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	○	3	SM570	571
試験体4	722×10	1000×10	722×10	754×10	74×10	○	×	3	SM570	570
試験体5	722×10	754×10	722×10	754×10	74×10	○	×	1	SM570	544
試験体6	720×9	752×9	720×9	752×9	68×9	○	×	3	SM490YA	400

なお、後述する実績調査結果には施工実績データに加えて過去に実施された隅角部実験^{5),9),10),13),14),15)}の試験体のデータを合わせて示している。試験体を図-1に、試験体諸元を表-1に示す。諸元の決定方法については施工実績調査の結果と併せて以下のa)~e)に詳述する。

a) 断面寸法

試験体の断面寸法は、既存の載荷フレームを活用すること、および試験体の溶接作業性を勘案し、高さ・幅が約750mmの矩形断面を基本とした。これは実構造物に対し約1/3のスケールに相当する。また、隅角部における柱とよりのウェブ高さの比率に関する実績調査結果を図-2に示す。なお、本図には施工実績データのみ示している。施工実績のウェブ高さは、概ねはり：柱=3：4～4：3の間に分布していることから、本研究でのウェブ高さは、はり：柱=1：1を基本とし、ウェブ高さの違いを調べるため試験体4のみはり：柱=4：3となるようはりのウェブ高さを大きくした。

b) 材質および板厚

材質に関する実績調査結果を図-3に示す。過去の試験体ではほとんどの場合でSS400材が使用されているのに対し、施工実績はSM570材が多く使用されており、次いでSM490Y材、SM520材が使用されている。この結果より本研究における試験体の材質は実績の多いSM570材とすることを基本とし、材質による違いを調べるため試験体6のみSM490Y材とした。また、板厚については載荷フレームおよびジャッキの能力を勘案してSM570材の試験体については10mmとし、SM490Y材の試験体については後述する補剛板の幅厚比パラメータがSM570材の試験体

と同程度となるよう9mmとした。

c) 補剛材本数（パネル分割数）

隅角部フランジおよびウェブに配置する補剛材の本数は、道示Ⅱに記述される補剛板の幅厚比パラメータ R_R を実績調査に合わせるよう決定することとした。

フランジの R_R に関する実績調査の結果を図-4に示す。施工実績では R_R が0.3～0.5の間に分布しているのに対し、過去の試験体では R_R は0.4～1.0で分布している。過去の試験体は施工実績と比較して全体的に R_R が大きい。これは、過去の研究がフランジよりもウェブパネル（図-1に示す隅角部のフランジとダイヤフラムで囲まれる部分。以下、「隅角部ウェブパネル」という）の変形性能に主眼を置いていたためであると推測する。本研究では施工実績の上限値程度となる $R_R=0.5$ 程度となるよう、補剛材本数は3本とすることを基本とした。

d) 補剛材の断面寸法

隅角部フランジおよびウェブに配置する補剛材の断面寸法は、道示Ⅱに記述される補剛材の幅厚比パラメータ

図-3 隅角部の材質の実績調査結果

図-4 幅厚比パラメータ R_R , R_F の実績調査結果

図-5 補剛材剛比 γ_I の実績調査結果

図-6 実験装置

R_F が前項に示した補剛板の幅厚比パラメータ R_R と同程度の値となること、および補剛材の剛比 γ_I が実構造物を極力再現できるよう決定することとした。

補剛材の剛比 γ_I の実績調査結果を図-5に示す。実績調査の γ_I は、道示Ⅱに記述される縦補剛材の必要剛比 $\gamma_{I,req}$ よりは大きい($\gamma_I/\gamma_{I,req} > 1$)が、道示Ⅴに記述される最適剛比 γ_I^* よりは小さい($\gamma_I/\gamma_I^* < 1$)という傾向にある。そこで本研究では R_F と R_R がほぼ同じ値で、 $\gamma_I/\gamma_{I,req} > 1$ かつ $\gamma_I/\gamma_I^* < 1$ となるよう補剛材断面寸法を決定した。

e) 疲労耐久性に配慮した構造詳細

フィレットに関しては、FEM解析や疲労試験により応力集中の低減効果や疲労耐久性の向上が確認され⁸⁾、新設橋脚に対し図-1に示すように突出長 W および摺り付け半径 R をはりウェブ高の20%とする形状を標準とする設計基準²⁾もある。今後新設される鋼製ラーメン橋脚の隅角部でこの形状を採用するものが多数あると考えられることから、本研究の試験体についても同様のフィレットを設置することを基本とし、試験体2のみフィレットなしの構造とした。

スカラップ構造に関しては、溶接施工性や非破壊検査の容易性を考慮した寸法の決定方法が提案され、実構造物への適用もなされている⁸⁾。本研究ではスカラップ構造の有無による違いを調べるため、試験体3のみ文献⁸⁾を参考に、図-1に示すような形状のスカラップ構造を設けることとした。

f) 隅角部ウェブパネルの補剛材本数

隅角部ウェブパネルには、実際の鋼製ラーメン橋脚隅角部と同様、柱一般部のウェブと同寸法・同本数の補剛材を設置する。この補剛材は、通常、設計計算では考慮されないが、隅角部ウェブパネルの強度や変形性能には寄与していると考えられる。また補剛材を溶接すること

図-7 はり下フランジひずみゲージ設置位置

図-8 ウェブひずみゲージ設置位置

による残留応力がパネルの耐荷力やせん断変形性能に影響することが考えられる。よって、試験体5のみ隅角部ウェブパネルの補剛材本数を1本として挙動を比較することとした。

(2) 実験方法

正負交番载荷実験は、図-6に示すようにフレームの一部に試験体と両端をピンとしたジャッキを組み込んだ実験装置により実施した。

また、実際の鋼製ラーメン橋脚で横ばり部に水平力が作用した場合の曲げモーメント分布を再現するため、载荷ジャッキを可能な限り傾けることとした。

以下では、具体的な計測方法や荷重载荷方法について詳述する。

a) 計測方法

フランジのひずみ計測は、図-7に示すようにフランジ交差部のフランジ表面より50mmの位置（以下、「フランジ交差部近傍」という）およびフィレット端部付近となる280mmの位置（以下、「フィレット端近傍」という）で実施した。ウェブのひずみ計測は、図-8に示す位置で実施した。

図-9 試験体における変位計の設置位置

図-10 荷重載荷方法

表-2 実験結果一覧

試験体 名称	実験時 降伏変位 δ_Y (mm)	降伏荷重 (実験値) P_{YE} (kN)	降伏時変位 δ_{YE} (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	最大荷重時変位 δ_M (mm)	P_{max}/P_{YE}	δ_M/δ_{YE}	荷重低下の要因
試験体1	8.8	737	5.6	955	30.0	1.30	5.38	はり下フランジの座屈
試験体2	6.6	745	6.5	937	26.4	1.26	4.04	柱内フランジの座屈
試験体3	8.6	777	5.7	995	28.1	1.28	4.94	はり下フランジの座屈
試験体4	7.3	953	5.4	1205	14.6	1.26	2.69	柱内フランジの座屈
試験体5	9.6	739	4.7	966	17.0	1.31	3.65	ウェブパネルの座屈
試験体6	5.5	411	2.8	694	26.0	1.69	9.32	はり下フランジの座屈

変位の計測は、はり先端部およびジャッキストロークに加え、図-9に示す隅角部から柱・はりそれぞれに1パネル分だけ離れたダイヤフラム位置同士を結んだ線上で実施した。この変位計による値を隅角変位 δ と称し、後述する荷重載荷の制御に使用する。また、フランジおよびフィレットの面外変形を計測するため、はり下フランジおよび柱フランジ外面と、フィレットの突出部にも鋼板の面外方向に変位計を設置した。

b) 荷重載荷方法

本実験では、はり下フランジまたは柱内側フランジそれぞれのフランジ交差部近傍の表裏に設置したひずみゲージの値の平均のうち、大きいほうの値が材料試験より算出した降伏ひずみに達した時点フランジの降伏とみなし、この時点での隅角変位 δ をフランジの実験時降伏変位 δ_Y と定義する。荷重の載荷方向はジャッキが縮む方向（はりが鉛直下方に変形する方向）を正、ジャッキが伸びる方向（はりが鉛直上方に変形する方向）を負とし、正方向より載荷を開始する。そしてフランジが降伏に達した時点（隅角変位 $+1\delta_Y$ ）で載荷方向を反転させて除荷を行い、次に負方向に隅角変位 $-1\delta_Y$ まで載荷を行う。以降図-10に示すように $\pm 2\delta_Y$, $\pm 3\delta_Y$, ... と $1\delta_Y$ ずつ変位を漸増させながら正負交番載荷を行い、最大荷重が観察されるまで載荷を行った。具体的には、図-10に示す載荷方法で載荷を実施し、当該サイクルの変位目標値に対する荷重値が直前のサイクルの変位目標

値における荷重値を下回った場合に、最大荷重が観察されたものと考え、当該サイクルにて載荷を終了した。なお、本載荷に先立ち、100kN程度の荷重で弾性載荷を数回を行った。その際、荷重—隅角変位関係、ひずみ等の測定値がほぼ弾性挙動であったことを確認している。

3. 正負交番載荷実験結果

(1) 荷重—変位関係および耐力力

各試験体の荷重 (P) と隅角変位 (δ) の関係を図-11に、降伏荷重 (P_{YE})、最大荷重 (P_{max}) および荷重低下の要因となった座屈性状を表-2に示す。ここで、 P_{max} は実験における正側の最大荷重とし、このときの変位を δ_M とする。 P_{YE} の定義については後で詳述するが、 P — δ 関係が線形から非線形に移行するときの荷重であり、このときの変位を δ_{YE} とする。そして、 P — δ 曲線の包絡線を荷重 P については P_{YE} で、隅角変位 δ については δ_{YE} で除して無次元化したものを図-12に示す。以下に、表-2および図-12の結果を用いて、試験体1を基本に各試験体の構造や材質の違いによる耐力力や変形性能に関する考察を示す。

a) フィレットの有無

試験体1（フィレットあり）と試験体2（フィレットなし）を比較すると、 P_{max} , δ_M いずれもフィレットを有

※図中の 1)~6)は試験体の以下の状態を示す。(定義は 4 章参照)

1)フィレット面外座屈 2)隅角構造の降伏 3)ウェブパネル初期降伏 4)フランジ降伏 5)フランジ座屈 6)ウェブせん断座屈

図-11 荷重 P —隅角変位 δ 関係

する試験体1のほうが若干大きいですが、それらの差は1割程度と小さなものとなっている。それに対して、 δ_{YE} については、試験体2が試験体1より2割程度大きくっており、そのため、 δ_M/δ_{YE} については試験体2が試験体1より3割程度小さくなっている。この原因として以下のことが考えられる。 δ_{YE} の決定の際、弾性域の外挿線（後述の図-17参照）を利用した。 P_{YE} は試験体1および試験体2ではほぼ等しくなっていた（表-2参照）のに対し、 $P_{YE}-\delta_{YE}$ 関係で整理した包絡線における弾性域の剛性は試験体2の方が試験体1より小さくなっており、その結果、試験体2の δ_{YE} が試験体1より大きくなったと考えられる。なお、試験体2の弾性域の剛性が試験体1より小さくなった原因としては、試験体2ではフィレットがないため、後述の図-13(b)に示すようにフランジ端部での応力集中が大きく、試験体1に比べてフランジ断面が有効に作用しなかったことが考えられる。よって、フィレットの設置は、降伏に関する変位には若干影響する可能性がある

図-13 はり下フランジの応力度分布

が、降伏に関する荷重、最大耐力に関する荷重および変位にはほとんど影響しない。

b) スカラップの有無

試験体1 (スカラップなし) と試験体3 (スカラップあり) を比較すると、 P_{YE} 、 P_{max} 、 δ_{YE} 、 δ_M はいずれも差が1割程度以下で小さく、包絡線の形状も似ていることがわかる。よって、本実験で再現した程度の大きさであれば、スカラップによる断面欠損は降伏および最大耐力に関する荷重および変形性能にはほとんど影響しない。

c) はり高さ

試験体1 (はり高さ754mm) と試験体4 (はり高さ1000mm) では、はりの断面積が異なる。そこで、断面積の影響を除くために、 P_{max} および δ_M を無次元化した P_{max}/P_{YE} および δ_M/δ_{YE} の比較を行った。 P_{max}/P_{YE} については、試験体1で1.30、試験体4で1.26とほぼ等しくなっているが、 δ_M/δ_{YE} については2倍程度の大きな差が生じている。ところで、図-12の試験体4の包絡線では、 δ/δ_{YE} が δ_M ($\delta/\delta_{YE}=2.76$)付近で一度荷重が下がった後、再度、荷重が上昇していることがわかる。荷重が低下した際、試験体内部を観察したところ、柱内フランジの補剛材とフランジの溶接部が裂け、補剛材がフランジから剥がれていることがわかった。この補剛材の剥がれが荷重低下および δ_M の値が小さくなった原因であると考えられる。なお、再度荷重上昇後に観察された最大荷重 (1,156kN) が観察された変位を δ_{YE} で除して無次元化した値は4.63であり、試験体1との差は約1割程度小さくなっている。

d) 隅角部ウェブパネル補剛材数

試験体1 (補剛材3本) と試験体5 (補剛材1本) を比較すると、 P_{YE} 、 P_{max} についてはほとんど差がないことがわかる。それに対し、 δ_{YE} 、 δ_M については、試験体5の方が試験体1より小さく、 δ_{YE} については約2割程度、 δ_M に

ついては約4割程度も小さくなっている。試験体5の δ_M が小さくなった理由としては、試験体5のウェブパネルを補剛材の影響を把握する目的で弾性範囲内で座屈しない程度、具体的にはウェブパネルをせん断に対する幅厚比パラメータ $R_p=0.6$ にしているのに対し、他の試験体は $R_p=0.3$ としていることから、試験体5のウェブパネルの座屈耐荷力が他の試験体より低くなっていることが原因と考えられる。

e) 材質

試験体1 (SM570材) と試験体6 (SM490Y材) の材料の降伏点の大小による影響を除くため P_{max} および δ_M を無次元化した P_{max}/P_{YE} および δ_M/δ_{YE} の比較を行った。その結果、試験体6は試験体1と比較して、 P_{max}/P_{YE} で1.3倍程度、 δ_M/δ_{YE} で1.7倍程度と、荷重および変形性能のいずれも優れていることがわかる。

(2) 弾性域におけるフランジ応力度

フィレットおよびスカラップの設置によるフランジ応力度への影響を調べるため、試験体1～3について、弾性域におけるフランジの応力度分布を調べた。はり下フランジにおいて、ジャッキの載荷荷重が約300kNのときの応力度分布を図-13に示す。図中の各試験体の実験値とともに示している σ_n は着目位置の作用断面力より算出したフランジの平均応力度を、 σ_s は奥村・石沢⁴⁾の提案式により算出したせん断遅れによる応力度である。従来の隅角部においては、この σ_n に σ_s を加算した応力度 $\sigma_n + \sigma_s$ を許容値以内とすることによりフランジ板厚の設計がなされている。フィレットおよびスカラップの影響について以下に詳述する。

a) フィレットの有無

図-13(b)よりフランジ交差部近傍では、フィレットのない試験体2ではフランジ端部にせん断遅れによる応力

(a) はり下フランジ

(b) 柱内フランジ

図-14 フランジの面外変形（試験体1）

図-15 荷重低下時のフランジ変形挙動

集中がみられるが、フィレットを有する試験体1および試験体3ではフランジ端部の応力度の集中の度合いが小さく、発生応力度は σ_n よりも若干小さい値となっている。これは、フィレットの設置により応力集中が低減され、フランジ交差部近傍での発生応力度がほぼ平均応力度に近くなることを示している。従って、フィレットを設置した場合には、奥村・石沢の提案式⁴⁾による $\sigma_n + \sigma_s$ を用いたフランジの設計は安全側となっており、合理化の余地があると考えられる。また、図-13(a)より試験体1および試験体3ではフィレット近傍でフランジ端部に応力集中がみられるが、応力度の大きさは σ_n に近い値であり、フィレットのない試験体2と同程度である。

b) スクラップの有無

図-13(b)より、フランジ交差部近傍ではスクラップを有する試験体3の応力度分布はスクラップのない試験体とほぼ同じであり、本研究の試験体に設置した程度のスクラップであれば、断面欠損がフランジの全体的な応力度分布に与える影響は小さい。なお、スクラップ近傍の応力性状については別途詳細な検討が必要である。

(3) はり下フランジと柱内フランジの変形

図-14に試験体1のはり下フランジ、柱内フランジの面外変形を示す。本図では、各载荷サイクルで変位 δ が目

写真-1 フィレットの座屈変形

図-16 フィレット座屈変形の定義

標値に達したときのフランジの変形状態を示し、部材のたわみなどの影響を除くため、フランジ端部の値がゼロとなるよう補正した値としている。本図より、载荷サイクルが $+1 \delta_y$ 、 $+2 \delta_y$ 、 $\dots$ と増加するにつれて、はり下フランジ、柱内フランジとも内面側の面外変形が増大する凹の状態となったが、 $+4 \delta_y$ においては、はり下フランジが座屈して凹の変形が急増し、それと同時に柱内フランジから凹から凸に飛び移るように変化する現象が観察され、図-14にもこの傾向が現れている。この現象が発生する要因としては、はり下フランジと柱内フラ

図-17 隅角部の剛性変化の定義

ンジとの十字溶接部の剛性がフランジ一般部に比べて高いために、はり下フランジの座屈による面外変形の急増とともに、柱一はりフランジの十字溶接部が直角を保とうとして図-15に示すように柱内フランジの変形を逆方向に変化させるものと考えられる。なお、図-14では試験体1に対する結果のみを記載しているが、隅角部ウェブパネルのせん断座屈により破壊した試験体5を除く他の試験体でも同様の現象が観察された。

4. 実験における隅角部の状態

(1) 試験体の状態とその定義

正負交番荷重実験で観察された試験体各部位の状態と、その定義方法について以下に詳述する。

a) フィレットの座屈変形

フィレットを有する試験体（試験体1, 3～6）においては、写真-1に示すようにフィレットが初期の荷重荷重中（ $+1\delta_y$ ）に折れ曲がるような座屈変形が発生した。ただし、この現象によって荷重の低下や変形の増大などの変化はみられなかった。

本研究では、実験における荷重荷重により発生したフィレットの変形が、塑性化により除荷したときに発生する残留変形が許容値以上となる状態を座屈変形と定義する。具体的には図-16に示すように、荷重とフィレット変位の関係を用い、除荷時の傾きからフィレットがもとに戻らなくなる限界の状態が、最初の荷重サイクル（ $+1\delta_y$ ）における除荷時の直線と平行な線を許容残留変形の点から延ばして荷重－変位曲線と交差する箇所（図-16の点A）であるとし、これをフィレットの座屈変形発生とする。なお、フィレットの許容残留変形は特に定められていないが、目安として道示Ⅱに示される圧縮材の曲がりに対する製作誤差許容値を参考に、フィレット自由端の1/1000（ $=0.3\text{mm}$ ）とした。

写真-2 フランジ交差部端部の溶接ビード割れ

写真-3 スクラップまわし溶接部止端の割れ

写真-4 隅角部ウェブパネルのせん断座屈

b) 隅角部の剛性変化

実験の $P-\delta$ 関係において試験体の剛性が変化し、曲線が線形から非線形に移行するときを隅角部の剛性変化と定義し、このときの荷重を降伏荷重（ P_{YE} ）と定義する。具体的には、黄らの研究¹⁰⁾を参考に図-17に示すように横軸を隅角変位の二乗とした $P-\delta^2$ 関係をもとに算出した値とした。

図-18 各試験体の状態と発生荷重

c) 隅角部ウェブパネルの初期降伏

隅角部ウェブパネルには、直応力とせん断応力が同時に作用するため、作用応力度より算出した von Mises の等価応力度 σ_e が降伏点を超過する状態を初期降伏と定義する。具体的には、図-8に示す隅角部ウェブパネルに設置した3軸ひずみゲージのいずれかにおいて、ひずみ計測値より算出した von Mises の等価応力度が表-1に示す降伏点に達した状態とした。

d) フランジの降伏

3章で述べたように、フランジ交差部近傍のフランジ表裏に設置したひずみゲージの値の平均が、降伏ひずみに達した状態をフランジの降伏と定義した。

e) フランジ交差部十字溶接ビードの割れ

フィレットのない隅角部のフランジ交差部端部に地震に相当する荷重を繰り返し作用させると、せん断遅れを含めた構造的なひずみ集中により溶接ビードに割れが発生することが三木ら¹⁷⁾により確認されている。本研究においてもフィレットがない試験体2では、 $-3\delta_y$ に達したところで、写真-2に示すようにフランジ交差部端部の溶接ビードに割れが観察されたが、割れ発生時に荷重の低下等はみられなかった。この割れは、フランジ交差部端部で発生する高いひずみ集中により、低サイクル疲労が起こったものと推測される。実構造物ではこの部位の溶接ビードを滑らかな形状に仕上げて応力集中を緩和するために、こうした低サイクル疲労が発生するかどうかについては別途詳細な検討が必要であるが、本実験ではスカラップの寸法が小さいためにグラインダーが溶接ビード端に十分届かず、ビード形状が十分滑らかになっていなかったと考えられる。なお、この割れはフィレットを設置した他の試験体では見られず、フィレットは溶接部の割れの抑制にも効果があると言える。

f) スカラップまわし溶接部止端の割れ

スカラップを設置した試験体3では $-3\delta_y$ に達したと

ころで写真-3に示すようにスカラップのはりフランジ側端部でまわし溶接部にき裂が発生した。これは、本研究の試験体はスカラップの寸法が小さく、まわし溶接止端の仕上げが困難であったため、溶接止端の凹凸によるひずみ集中が原因であると推測される。ただし、実構造物に採用されるスカラップ⁸⁾では、本実験の試験体よりも溶接止端を滑らかに仕上げるため、本実験のような割れが発生するかどうかについては別途詳細な検討が必要である。

g) 隅角部ウェブパネルのせん断座屈

隅角部ウェブパネルの補剛材本数が少ない試験体5では、写真-4に示すようなせん断座屈が発生し、この現象の発生により荷重が低下したため、試験体5の P_{max} の状態を隅角部ウェブパネルのせん断座屈発生と定義する。

h) フランジの座屈

図-15に示したように、はり下フランジ、柱内フランジのうち一方のフランジの面外変形の急増により他方のフランジの変形が飛び移り、凹凸が逆転する状態をフランジの座屈と定義する。この現象は荷重低下とほぼ同時に発生していたので、試験体5以外の P_{max} の状態をフランジの座屈発生と定義する。

(2) 荷重および変形の挙動との比較

各試験体において、前項に示したc)とf)の溶接の割れに関する事項を除く状態となる荷重を図-18に示す。図-18では従来の設計方法^{1)~3)}で作用応力度が許容応力度に達するときの荷重を設計荷重と称し、併せて示している。e)とf)は発生したときの荷重を厳密に検知できなかったことや、試験体の耐荷力や変形性能に影響を与えるものではなかったことから、除外している。

図-18より、本実験において、フィレットがない試験体2以外の隅角部では、まずa)フィレットの座屈変形が最初に発生している。つぎに、b)隅角部の剛性変化と

c)隅角部ウェブパネルの初期降伏はほぼ同時期に発生している。その後、d)フランジの降伏が発生し、荷重の繰り返しによりg)隅角部ウェブパネルのせん断座屈とh)フランジの座屈が発生すると同時に荷重の低下がおこる。また、設計荷重は最初に発生した限界状態であるフィレットの座屈よりも小さい。このことは、従来の設計方法で設計された隅角部が、フィレット、フランジ等の部材の耐力に対して十分な余裕があることを示しており、隅角部を構成する部材の耐力を適切に評価することができれば、従来の設計方法よりも経済的な隅角部断面とすることが十分可能である。

5. 隅角部の初期降伏評価方法

(1) 隅角部の初期降伏と試験体の挙動

隅角部の変形は鋼製ラーメン橋脚の横ばりや支持する上部工の変形に影響するため、レベル2地震時にも剛性の変化による残留変形を発生させないことが望ましい。本実験では、隅角部の剛性変化と隅角部ウェブパネルの初期降伏がほぼ同時期に発生しており、隅角部の剛性変化に対してウェブパネルの初期降伏が支配的であったことがわかる。よって、隅角部ウェブパネルの初期降伏を推定することにより、隅角部の剛性の変化を把握することが可能である。

隅角部ウェブパネルの初期降伏を推定するための応力状態の把握は、FEM解析や後述の一定せん断流パネル解析^{19)~21)}により詳細な検討が可能である。しかし、鋼製ラーメン橋脚の構造計画においてははり高さや柱高さの最適化を図るために、隅角部ウェブパネルの寸法を種々変化させる可能性があり、要素分割の修正等が必要な解析的手法は煩雑さを伴う。そこで、本研究では隅角部に作用する応力の状態をモデル化し、初等力学により簡便に隅角部ウェブパネルの初期降伏を算定する方法を提案し、隅角構造の降伏荷重の評価への適用性について検討する。

(2) 従来の隅角部の初期降伏評価方法

従来、隅角部の設計計算においては、図-19に示すように、柱・はりに作用する曲げモーメントおよび軸力をフランジに受け持たせ、フランジに作用する力が全て隅角部ウェブパネルにせん断応力として伝達すると仮定する。そして、曲げモーメントおよび軸力によりフランジに作用する力を式(1a)~(1d)により算出する。

$$F_{bo} = -\frac{M_b}{d_b} + \frac{N_b}{2} \quad (1a)$$

$$F_{bi} = \frac{M_b}{d_b} + \frac{N_b}{2} \quad (1b)$$

図-19 隅角部に作用する断面力

$$F_{co} = -\frac{M_c}{d_c} + \frac{N_c}{2} \quad (1c)$$

$$F_{ci} = \frac{M_c}{d_c} + \frac{N_c}{2} \quad (1d)$$

ここに、

F_{bo} , F_{bi} : 曲げモーメントおよび軸力によりはりフランジに作用する力(kN)

F_{co} , F_{ci} : 曲げモーメントおよび軸力により柱フランジに作用する力(kN)

M_b , M_c : はりおよび柱に作用する曲げモーメント(kN・m)

N_b , N_c : はりおよび柱に作用する軸力(kN)

d_b , d_c : はりおよび柱のフランジ間隔(m)

また、フランジ作用力により隅角部ウェブパネルに作用するせん断応力度は(2a)~(2d)により算出する。

$$\tau_{bo} = \frac{F_{bo}}{2d_c t_w} \quad (2a)$$

$$\tau_{bi} = \frac{-F_{bi} + Q_c}{2d_c t_w} = \tau_{bo} \quad (2b)$$

$$\tau_{co} = \frac{F_{co}}{2d_b t_w} \quad (2c)$$

$$\tau_{ci} = \frac{-F_{ci} + Q_b}{2d_b t_w} = \tau_{co} \quad (2d)$$

ここに、

τ_{bo} , τ_{bi} : はりフランジ力により隅角部ウェブパネルに作用するせん断応力度(N/mm²)

τ_{co} , τ_{ci} : 柱フランジ力により隅角部ウェブパネルに作用するせん断応力度(N/mm²)

Q_b , Q_c : はりおよび柱に作用するせん断力(kN)

t_w : 隅角部ウェブパネルの板厚(mm)

図-20 本実験の構造モデル

この考え方は、H型断面材の隅角部に対するBeedleら²⁰⁾の研究成果を、奥村らが箱断面材に拡張したものである。

黄ら^{10),11)}の研究では、式(2a)～(2d)に示したせん断応力度 τ が隅角部ウェブパネルの降伏せん断応力度 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ に達したときを降伏と判定している。そして、図-20に示すような本実験の構造モデルに対し、式(3)および式(4)より算出される降伏荷重 P_{YC} が、実験における降伏荷重と概ね一致することが確認されている。

$$P_{YC} = \frac{M_{YC}}{L \cos \theta} \quad (3)$$

$$M_{YC} = \frac{2d_b d_c t_w \sigma_y}{\sqrt{3}} \left[\frac{1}{1 - (d_c + d_b \tan \theta) / (2L)} \right] \quad (4)$$

ここに、

P_{YC} : 試験体の降伏荷重(kN)

M_{YC} : 試験体の降伏モーメント(kN)

L : 柱中心から荷重載荷点までの距離(mm)

θ : ジャッキの傾斜角度(rad)

σ_y : 鋼材の降伏点(N/mm²)

(3) 従来の初期降伏評価方法を用いた実験結果の評価

式(3)から算出される P_{YC} (縦軸) と、実験における降伏発生荷重 P_{YE} (横軸) とを比較した結果を図-21に示す。また既往の研究成果として、 P_{YE} を本実験と同じ方法で算出している黄ら^{10),11)}の実験結果を比較対象とし、同様に算出した P_{YC} および P_{YE} を併せて図示している。本図より、既往の研究では P_{YC} と P_{YE} とがほぼ一致しているが、本実験では P_{YE} よりも P_{YC} のほうが30%程度大きくなり、

図-21 従来の評価方法による降伏荷重の比較

図-22 隅角部のウェブとフランジの板厚の比

本実験結果に対しては、式(3)による評価方法は隅角部ウェブパネルの初期降伏を大きめに評価することとなる。

(4) 従来の初期降伏評価方法の問題点

式(4)の初期降伏評価方法は、隅角部ウェブパネルに作用する曲げモーメントや軸力が小さくほぼ純せん断状態であると仮定し、直応力度の影響を無視してせん断応力度のみで降伏を判定するものである。しかし、厳密にははりおよび柱部材からの曲げモーメントおよび軸力により派生する直応力度とせん断力により発生するせん断応力度が作用しており、純せん断と仮定する場合よりも小さい荷重で降伏する。よって、隅角部ウェブパネルに作用する直応力度の影響が相対的に大きくなると、直応力度を考慮しない式(3)による初期降伏評価方法では大きめに評価することになる。

既往の実験、実績調査および本実験におけるウェブと

フランジの板厚の比を図-22に示す。既往の実験の試験体では全てフランジよりもウェブの板厚が小さいのに対し、本実験の試験体はフランジとウェブが同板厚である。すなわち、既往の実験の試験体は、隅角部ウェブパネルの板厚が相対的に小さく曲げモーメントや軸力の大部分をフランジで受け持つために、隅角部ウェブパネルは従来の評価方法の仮定と同様純せん断に近い状態となる。それに対し、本実験の試験体は隅角部ウェブパネルとフランジの板厚が同じであるため、隅角部ウェブパネルが受け持つ曲げモーメントや軸力が既往の実験よりも相対的に大きくなり、直応力度の影響が無視できなくなる。このことが、本実験で P_{YE} よりも P_{YC} のほうが30%程度大きくなった原因であると考えられる。

図-22に示したように、実構造物は本実験の試験体と同様ウェブの板厚がフランジと同程度となる場合がほとんどであり、従来の初期降伏評価方法では、隅角部の降伏を適切に評価することができない。そこで、直応力度の影響を考慮した新しい初期降伏評価方法を提案する。

(5) 新しい初期降伏評価方法の提案

a) 隅角部ウェブパネルの断面力作用状態のモデル化

評価方法を検討するにあたり、隅角部ウェブパネルの応力伝達に関し以下の仮定をし、この仮定を再現するため、はりとはりに作用する断面力によって部材内に生じる応力度について図-23に示すようなモデル化を行う。

- ・はり上フランジが分担する力 T_{bo} は、柱内縁から外縁方向にいくにつれ減少し外縁で0となるが、これを柱フランジ間隔 d_c の間で平均的にせん断流として作用するものと仮定する。
- ・隅角部ウェブパネルが分担するはり直応力度 $M_b/W_b + N_b/A_b$ は、鉛直方向の位置に応じた値が順次柱フランジ間隔 d_c の間で外縁方向にいくにつれ減少し、これも平均的にせん断流として作用するものと仮定する。

上記は、はりから作用する断面力に対する仮定を示しているが、柱から作用する断面力に対しても同様の仮定をする。なお、図-23に示す記号の定義は以下のとおりである。

M_b, M_c : 図-23 に示す隅角部ウェブパネル境界辺に作用するはりおよび柱の曲げモーメント(kN・m)

N_b, N_c : 図-23 に示すはりおよび柱に作用する軸力(kN)

W_b, W_c : はりおよび柱の断面係数(m³)

A_b, A_c : はりおよび柱の断面積(m²)

T_{bo}, T_{co} : 式(5a), (5b)に示す、はりおよび柱の外側フランジが負担する軸方向断面力の和(kN)

図-23 隅角部に作用する応力度のモデル化

$$T_{bo} = -\frac{M_{bf}}{d_b} + \frac{N_{bf}}{2} \quad (5a)$$

$$T_{co} = -\frac{M_{cf}}{d_c} + \frac{N_{cf}}{2} \quad (5b)$$

M_{bf}, N_{bf} : 式(6a), (6b)に示す、はりのフランジが分担する曲げモーメント(kN・m)および軸力(kN)

M_{cf}, N_{cf} : 式(6c), (6d)に示す、柱のフランジが分担する曲げモーメント(kN・m)および軸力(kN)

$$M_{bf} = \rho_{bf}^M M_b \quad (6a)$$

$$N_{bf} = \rho_{bf}^N N_b \quad (6b)$$

$$M_{cf} = \rho_{cf}^M M_c \quad (6c)$$

$$N_{cf} = \rho_{cf}^N N_c \quad (6d)$$

ρ_{bf}^M, ρ_{bf}^N : 式(7a), (7b)に示す、はりに作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\rho_{bf}^M = \frac{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2}}{A_{bf} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{d_b}{2} + A_{bw} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{M_b}{W_b} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{d_b}{2}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{3A_{bf}}} \quad (7a)$$

$$\rho_{bf}^N = \frac{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b}}{A_{bf} \cdot \frac{N_b}{A_b} + A_{bw} \cdot \frac{N_b}{A_b}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{bw}}{A_{bf}}} \quad (7b)$$

ρ_{cf}^M, ρ_{cf}^N : 式(7c), (7d)に示す, 柱に作用する曲げモーメントおよび軸力のフランジ分担率

$$\rho_{cf}^M = \frac{1}{1 + \frac{A_{cw}}{3A_{cf}}} \quad (7c)$$

$$\rho_{cf}^N = \frac{1}{1 + \frac{A_{cw}}{A_{cf}}} \quad (7d)$$

A_{bf}, A_{bw} : はりフランジおよびウェブ断面積(mm²)
 A_{cf}, A_{cw} : 柱フランジおよびウェブ断面積(mm²)

b) 隅角部ウェブパネルの任意の点の応力度成分

前項に示したモデル化に対し, 隅角部ウェブパネル内の任意の位置の応力度を考えるため, 図-23 の A 点を原点とする x および y 座標を新たに定義する. この座標系における任意の点 (x, y) における直応力度およびせん断応力度は式(8a)~(8d)のようになる.

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c} \quad (8a)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \frac{y}{d_b} \quad (8b)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{M_{cf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{\frac{1}{2} \cdot N_{cf}}{2 \cdot d_b \cdot t_w} + \frac{1}{y} \cdot \int_0^x \sigma_y dx \quad (8c)$$

$$\tau_{yx} = -\frac{M_{bf}}{2 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{\frac{1}{2} \cdot N_{bf}}{2 \cdot d_c \cdot t_w} + \frac{1}{x} \cdot \int_0^y \sigma_x dy \quad (8d)$$

ここに,

σ_x : x 方向 (はり軸方向) 直応力度(N/mm²)
 σ_y : y 方向 (柱軸方向) 直応力度(N/mm²)
 τ_{xy}, τ_{yx} : せん断応力度(N/mm²)

c) 初期降伏の判定

本研究では, 式(8a)~(8d)より算出した直応力度とせん断応力度が式(9)の条件を満たすときを隅角部ウェブパネルの初期降伏と定義する.

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sigma_Y \quad (9)$$

なお, 式(8c), (8d)ははりと柱の形状に对称性があり, かつ $x=y$ となる位置でのみ釣り合い条件 $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ が成立する式である. しかし, 隅角部ウェブパネルにおいて, 直応力度が最大となるフランジ交差部およびせん断応力度が最大となる位置 (隅角部ウェブパネル中央) は, $x=y$ の関係が成立し, ほぼ $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ となることから, 本研究では, 式(9)による初期降伏の判定には式(8c)の τ_{xy} と式(8d)の τ_{yx} の平均を用いればよい.

図-24 フィレットがある場合の隅角部に作用する応力度のモデル化

d) フィレットが設置された隅角部への拡張

フィレットが設置された隅角部では, はりウェブに作用するせん断力の一部がフィレットを介して柱ウェブに伝達されと考えられることから, 図-24に示すようにフィレットを二等辺三角形に近似して, フランジ交差部から二等辺三角形の1辺分だけ離れた位置を隅角部ウェブパネル端部と考えた直応力度分布を仮定することにより, 式(8a)~(8b)で示す応力度算出式を, 以下の式(10a), (10b)に示すように拡張することができる.

$$\sigma_x = \left[\frac{N_b}{A_b} - \frac{M_b}{W_b} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d_b} \right) \right] \cdot \frac{x}{d_c + \sqrt{2}H} \cdot \frac{y}{d_b} \quad (10a)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{N_c}{A_c} - \frac{M_c}{W_c} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{d_c} \right) \right] \cdot \frac{y}{d_b + \sqrt{2}H} \cdot \frac{x}{d_c} \quad (10b)$$

ここに,

H : フィレットの突出長 (mm)

(6) 新しい初期降伏評価方法の実験結果への適用

新たに提案した応力度算出式(8a)~(8d)と式(10a)および(10b)による応力度の隅角部ウェブパネル対角線上の分布を図-25に示す. なお, 本図の横軸は, 図-23の点線に示すように点 A を原点とした線上で, 点 A から対象とする点までのウェブパネルの対角線方向の距離 L_w を示している. また, 図-25(c)では, Beedle の式²⁾ (式(2a))より算出したせん断応力度も併せて図示している. 提案式により算出値と実験値を比較すると, ウェブパネル端部では提案式と実験値で若干の誤差があるものの, ウェブパネルの初期降伏の評価に用いる各応力度の最大値に

対しては、提案式と実験値とがよく一致している。さらに、図-25(c)に着目すると、提案式により算出したせん断応力は従来の式(2a)により算出したせん断応力よりも小さい。これらのことから、提案式は初期降伏の評価に十分有効であるとともに、従来の方法よりも応力度を適切に評価することにより合理的な設計が可能であると考えられる。なお、図-25では試験体1に対する結果のみを示しているが、他の試験体でも同様に提案式による算出値と実験値がよく一致していた。

また、式(8a)～(8d)と式(10a), (10b)により算出した応力度が式(9)で初期降伏と判定されるときに荷重を新たな降伏荷重の算出値 P_{YM} と定義し、図-21の縦軸をこの P_{YM} として図化したものを図-26に示す。図-21と比べて、既往の研究成果を含めて P_{YM} は実験結果である P_{YE} とよく一致している。

以上の結果より、隅角部ウェブパネルが曲げモーメントを受け持つことによる直応力の影響を適切に考慮することにより、従来の純せん断状態を仮定した初期降伏評価法に比べ初期降伏の評価をより合理的に行うことが可能である。なお、試験体のフランジとウェブの板厚を同厚としたこと、既往の研究⁹⁾において「フランジ厚<ウェブ厚」の場合には、ウェブのせん断力分布が「フランジ厚 $\geq$ ウェブ厚」の場合とは異なることが報告されていること、さらに旧公団の設計基準²⁾でも「フランジ厚 $\geq$ ウェブ厚」の規定があること等を考慮し、本提案式の適用範囲は「フランジ厚 $\geq$ ウェブ厚」の隅角部とする。

6. 一定せん断流パネル解析によるフランジ・ウェブに作用する応力度の把握

(1) 精緻な応力度評価法の必要性

フィレットを有する場合には図-13(b)に示したようにフランジ交差部近傍の応力度は、せん断遅れ等による応力集中の影響が小さく、ほぼ平均応力度となることが明らかになった。よって、フィレットを有する隅角部に対してはせん断遅れの影響を考慮せず平均応力度のみで板厚を決定する方が合理的であると考えられる。ただし、そのためには設置したフィレットが応力集中の緩和に十分効果的であることを確認することが前提となる。そこで、本研究ではフィレットを有する隅角部のフランジ応力度を適切に評価する手法として、隅角部フランジの複雑な応力度分布を適切に表現でき、かつFEM解析よりも簡便な手法として近年研究が進められている一定せん断流パネル解析^{19)～21)}を対象に、実験結果および初期降伏評価法との比較を行い、隅角部の応力度評価への適用性について検討を行う。

(a) x方向応力度

(b) y方向応力度

(c) せん断応力度

図-25 提案式より算出した応力度と実験値との比較

図-26 提案式による降伏荷重の比較

(2) 解析概要

一定せん断流パネルとは線形に変化する軸力を伝える縁部材要素を外周に持つ板要素であり、全ての直応力を無視し、一定のせん断応力のみを考慮するという制限された仮定からマトリックスが誘導された要素である^{19),20)}。大村ら²¹⁾は鋼製橋脚隅角部を対象として、この解析手法とFEM解析とを比較することにより、FEM解析に比べ少ない要素数や節点数で十分な精度が得られることを確認している。本研究では、一定せん断流パネル解析と実験結果との比較を行い、この解析手法によりフィレットの有無に対するはり下フランジ直応力度および隅角部ウェブパネルのせん断応力度の分布挙動の再現性を調べる。対象とする試験体は、フィレットを有する試験体1およびフィレットのない試験体2とする。

(3) 構造のモデル化

解析モデルを図-27に示す。隅角部からはり側、柱側それぞれ1節目のダイヤフラムまでを一定せん断流パネル要素を用いて詳細にモデル化し、それ以外の部分についてははり要素でモデル化した。境界条件は、柱下端を完全固定とし、はり先端に荷重を載荷した。

(4) 実験結果との比較

a) はり下フランジの応力度分布

はり下フランジのフィレット端近傍とフランジ交差部近傍における応力度の比較結果を図-28に示す。本図は、図-13と同様ジャッキの載荷荷重が約300kNのときの結果である。図-28(a)より、図-13(a)で見られたフィレットを有する試験体1のフィレット端近傍での応力集中が解析で再現されている。また、図-28(c)より、図-13(b)で見られたフィレットを有する試験体1の応力集中の緩和や、フィレットを有しない試験体2のフランジ交差部近傍でのせん断遅れの影響も解析でよく再現されている。このように一定せん断流パネル解析はフィレットの有無によるフランジ応力度分布の違いを十分再現できることから、フィレットを有する隅角部の応力度の評価方法として十分実用的である。また、フィレットを有する場合には実験、解析ともフランジに発生する応力度は平均応力度 σ_n と同程度かそれ以下の値である。よって、フィレットを有する隅角部のフランジについては、せん断遅れを考慮せず平均応力度で板厚決定した断面に対し、一定せん断流パネル解析により局所の応力度を算出し、フィレットの効果の検証や疲労耐久性の検討を実施すれば、十分な性能を有する断面設計が可能であると考えられる。

b) 隅角部ウェブパネルの応力度分布

隅角部ウェブパネルのせん断応力度分布の比較結果を図-29に示す。なお、図-29では図-25(c)と同様式(2a) (Beedleの式)による応力度を示し、さらに5章で提案し

図-27 一定せん断流パネル解析モデル

た(8c)および(8d)より算出したせん断応力度も併せて示している。一定せん断流パネル解析結果は実験結果や5章で提案した隅角部ウェブパネルの初期降伏評価法により算出したせん断応力度とよく一致している。これらのことから、一定せん断流パネル解析はウェブパネルの応力度評価にも十分適用可能である。よって、隅角部のウェブパネルについては、第5章で提案した応力度評価方法で決定した断面に対して、一定せん断流パネル解析による応力度で照査を行うといった断面設計が可能であると考えられる。

7. 設計法への展開

実験結果により5章で提案した隅角部の初期降伏評価法、および6章で検証した一定せん断流パネル解析による応力度評価法をもとに、筆者らが提案する隅角部の設計法の手順を図-30に示す。提案する設計法はフィレットを有する隅角部を主な対象とし、下記の特徴を有するものである。

- (1)せん断遅れを考慮しない平均応力度を用いたフランジの板厚の決定。
- (2)隅角部ウェブパネルの初期降伏を考慮した断面形状の設定。
- (3)上記の(1)および(2)で設定した断面に対する、一定せん断流パネル解析等による詳細なモデル化による断面照査の実施。

(a) 試験体1・フィレット端近傍

(b) 試験体1・フランジ交差点近傍

(c) 試験体2・フィレット端近傍

(d) 試験体2・フランジ交差点近傍

図-28 一定せん断流パネル解析と実験とのフランジ応力度の比較 (はり下フランジ)

図-29 隅角部ウェブパネルの応力度の比較 (試験体1)

上記手法により、従来の設計法に比べ合理的かつ経済的な設計ができるものとする。なお、図-30で破線で示した以下の項目については、今後検討が必要である。

- a) フィレットが常時やレベル1地震時に塑性変形し過大な残留変形が残ることは、使用性の観点から好ましくないため、隅角部の設計においてはこれらの荷重に対してもフィレットの変形が過大とならないことを照査する必要がある。しかし、フィレットのような三角形の鋼板の耐荷力に関する研究²³⁾²⁴⁾は少なく、強度評

図-30 提案する隅角部の設計手順

価法は確立されていない。従って、フィレットの座屈耐荷力に対する照査に関しては、さらなる研究・知見

を必要とする。

- b) 隅角部の変形は横ばりや上部工の変形に大きく影響することから、レベル2地震時に隅角部の剛性変化により大きな変形が発生することは耐震性能上好ましくないと考える。そこで、レベル2地震に対する限界状態を本研究で提案したウェブパネルの初期降伏とするか、あるいはある程度の降伏を許容した状態とするかについては、今後さらなる検討を要すると考えられる。

8. 結論

本研究では鋼製橋脚隅角部の変形性能や耐力を明らかにするため、部材の材質、補剛材配置について実構造物を再現した構造を有する試験体による正負交番荷重実験を実施した。その結果、フィレット等の疲労に配慮した構造詳細が隅角部の耐力等に与える影響を明らかにし、さらに隅角部のウェブパネルの応力度を把握することにより初期降伏を合理的に評価する方法を提案した。本研究で得られた結論を以下に示す。

- a) 本研究で対象としたフィレットおよびスカラップは隅角部の耐力にほとんど影響を与えない。なお、疲労に対する詳細な検討は別途必要である。
- b) 弾性域内での隅角部のフランジ応力度分布について、フィレットを設置すると、フランジ交差部近傍のせん断遅れの影響等による応力集中は大幅に緩和され、フランジの平均応力度に近くなる。また、スカラップの設置の有無はフランジの全体的な応力度分布にほとんど影響を与えない。
- c) 隅角部ウェブパネルの補剛材が十分配置される場合には、隅角部近傍のはり下フランジまたは柱内フランジの面外座屈変形により荷重の低下がおこる。隅角部ウェブパネルの補剛材が少なくせん断の弾性座屈強度に対して余裕が少ない場合には、ウェブパネルのせん断座屈により荷重の低下がおこり、フランジの座屈により荷重が低下する場合に比べて耐力は同程度であるが変形性能は小さい。
- d) 本実験では、初期降伏が発生する前にフィレットに大きな面外変形が発生したことから、弾性設計の範疇（常時、レベル1地震時等）でフィレットの座屈に対する照査が必要である。
- e) 隅角部ウェブパネルの直応力度の影響を適切に評価することにより、隅角部の板厚が「フランジ厚 $\geq$ ウェブ厚」の場合において、合理的かつ精度の良いウェブパネルの初期降伏評価方法を提案した。
- f) 隅角部のウェブおよびフランジ応力度分布はフィレットの有無に関わらず一定せん断流パネル解析により精度良く把握することが可能である。

今後は、隅角部の荷重低下の主要因であるフランジの座屈や、弾性域で座屈の発生が懸念されるフィレットの耐力に対する評価方法を明らかにする必要がある。また、隅角部の降伏や終局状態の評価方法を実構造物の耐震設計に活用するため、隅角部の挙動に対し要求される耐震性能を示し、鋼製ラーメン橋脚を構成する他の部位との強度・性能のバランスを考慮した合理的な耐震設計法について検討していく予定である。

謝辞：本研究は(財)災害科学研究所「鋼製ラーメン隅角部の耐震性能設計法に関する研究会（SDSC研究会）」の一環として実施したものであります。研究会構成員各位のご指導・ご協力に深く謝意を示します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1995.12.
- 2) 首都高速道路公団：首都高速道路橋梁構造物設計要領，II 鋼橋編，2003.5.
- 3) 阪神高速道路公団：設計基準第2部，構造物設計基準（橋りょう編）第2編鋼構造，2000.4.
- 4) 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，第153号，pp.1-18，968.5.
- 5) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐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.
- 6) 森河久，下里哲弘，三木千壽，市川篤司：箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.177-183，2002.4.
- 7) 三木千壽，市川篤司，坂本拓也，田辺篤史，時田英夫，下里哲弘：鋼製箱型ラーメン橋脚隅角部の疲労特性，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.361-371，2002.7.
- 8) 長谷川和夫，伊東昇，山本泰幹，齋藤亮，清川昇悟，村野益巳：首都高速道路の建設における鋼製橋脚隅角部の疲労耐久性向上の技術，橋梁と基礎，Vol.41，No.2，pp.31-39，2007.2.
- 9) 酒造敏廣，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.
- 10) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊：鋼製ラーメン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.
- 11) 黄元燮，西村宣男，西野滋博：鋼製ラーメン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.
- 12) 佐々木栄一，高橋和也，市川篤司，三木千壽，名取暢：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，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.201-214，2001.10.
- 13) 早稲田大学理工学部：液状化・側方流動と強地震動に対す

- る次世代高性能橋脚の開発, 合成構造を用いた次世代高性能橋脚の開発, 平成14年度報告書, pp.82-110, 2005.3.
- 14) 高久英彰, 依田照彦, 井浦雅司: ラーメン隅角部の崩壊形式とパネルの降伏耐力の相関性について, 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-012, 2002.9.
 - 15) 池田学, 市川篤司, 山田正人, 安原真人: 鋼製ラーメン隅角部の正負交番載荷実験, 鉄道総研報告, Vol.13, No.4, pp.41-46, 1999.4.
 - 16) 山口栄輝, 市川篤司, 池田学, 久保知徳, 三木千壽: 繰り返し荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部におけるハンチの効果, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.119-125, 2000.3.
 - 17) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.4.
 - 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説II 鋼橋編, 1995.12.
 - 19) 尾下里治: 鋼床版合成トラス構造の解析方法の提案, 横河ブリッジ技報, No.23, pp.27-33, 1994.1.
 - 20) 尾下里治, 江川定利: 鋼床版合成形式橋梁の解析方法に関する一提案, 土木学会論文集, No.516/IV-27, pp.197-206, 1995.6.
 - 21) 大村武馬, 下山田孝志, 江川定利, 玉越隆史: 鋼製橋脚隅角部の解析手法の一提案, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.23-32, 2005.3.
 - 22) Beedle, L. S., Topractsoglou, A. A., and Johnston, B. G.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, Welding Research Supplement, Progress Report No.4, Part 11, pp.543-560, 1952.11.
 - 23) 越智内士, 松村政秀, 北田俊行: 直角二等辺三角形板の座屈耐荷力に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.211-217, 2005.3.
 - 24) 上田幸雄, 松石正克: 有限要素法による鋼構造物の弾塑性解析 (第3報) 種々の荷重を受ける三角形板の座屈, 関西造船協会誌, No.131, pp.27-32, 1969.3.

(2008. 3. 31 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS OF STEEL RIGID FRAME PIERS

Jun TAHARA, Kiyoshi ONO, Nobuo NISHIMURA,
Ryo MIYATA, Kotaro TANAKA and Yuji MISHIMA

Specific seismic design methods of beam-to-column connections of steel rigid frame piers have not been established because the seismic performance has not been clear sufficiently. Moreover, the fatigue damage of beam-to-column connections is one of serious problems and structural details such as fillets and scallops were proposed for improving the fatigue performance. But the influence of them on the seismic performance of connections has not been obvious. In this study, experiments of beam-to-column connections were conducted in order to grasp the seismic performance of beam-to-column connections and to estimate the influence of structural details, steel grade and geometry on the seismic performance. Bucking parameters, steel grade and structural details of test specimens were decided in consideration of the survey results of actual steel rigid frame piers. From the experimental results, it was found that fillets and scallops dealt with in study have little effect on the seismic performance of beam-to-column connections and it is important to estimate the yield of web panels of beam-to-column connections adequately. Furthermore, methods for evaluating stresses on web panels of beam-to-column connections were proposed and the validity of the proposed methods was confirmed by comparing experimental results and calculations by the previous model with calculations by the proposed method.