

鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊

三木 千寿¹・四十沢 利康²・穴見 健吾³

¹ フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152 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 (現東京電力株式会社) (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

³ 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

前の阪神・淡路大震災において、神戸市港湾幹線 P75 鋼製門型ラーメン橋脚隅角部で発生した脆性破壊に注目し、当該橋脚をモデル化した大型試験体を用いて正負交番載荷実験を行い、当該橋脚に生じた脆性破壊の再現を試みた。その結果、隅角部では、隅角部における歪み集中により、隅角部の溶接ビード交差部に生じた割れを起点として脆性破壊が生じる可能性があることを明らかにした。また、同様の新設・既設隅角部ディテールに対する補強案として、脆性破壊の原因と考えられる隅角部での歪み集中の緩和を目的とした R を有するリブを取り付ける手法を正負交番載荷実験及び弾塑性 FEM 解析により検討した結果、十分な耐震性能の向上効果が見られた。

Key Words : steel beam-to-column connections, brittle fracture, strain concentration

1. はじめに

前の阪神・淡路大震災により、神戸市港湾幹線(ハーバーハイウェイ) P75 鋼製門型ラーメン橋脚において、南柱隅角部の東・西面ウェブ及び北面フランジの3面に隅角部を起点とした脆性き裂が発生した(写真-1)。このような隅角部の脆性破壊はこれまで経験したことはなく、また、鋼製橋脚はコンクリート構造に比べ重量が軽く、また鋼材は基本的に延性に富んだ塑性変形能力を有しているとの認識から^{1),2),3),4),5),6),7)}、この P75 鋼製橋脚隅角部に生じたような隅角部の脆性破壊に関する研究はこれまで殆ど行われていない。そのため、隅角部における脆性破壊の発生メカニズムの解明、及び、既存構造物の同様のディテールの補強案、新設構造物の同様のディテールの耐震性能向上手法の検討⁸⁾が火急の課題となっている。

鋼製橋脚ラーメン隅角部の変形性能に対する影響因子としては、鋼材の持つ塑性変形能力以外にも、構成板の局部座屈や、隅角部における歪み集中、溶接残留応力などが挙げられる。ラーメン隅角部に今までとられてきた設計手法⁹⁾では、その弾性域での挙動をベースにしているために、これまで建築物の梁・柱一般部と比較して、隅角部が終局状態を迎えたときにどのような挙動を示すかは明らかにされていない。そのため、地震力による大きな歪み履歴を受けた時の隅角部の挙動、特に隅角部における弾

塑性歪み挙動との関連で、脆性破壊が発生するメカニズムを検討することは非常に重要であると考えられる。脆性破壊に影響する因子としては、温度、材質、大きな塑性歪み、及びその歪み速度などが考えられるが、特に隅角部では構造的な歪み集中が生じること、コーナー部が溶接ビードの交差部であるため溶接欠陥が入りやすいこと、また溶接による鋼材自体の靱性が低下する¹⁰⁾ことなどの問題もある。

本研究では、P75 鋼製橋脚隅角部に発生した脆性破壊を実験的に再現することを試み、同時に脆性破壊に至るまでの隅角部における歪み挙動に注目して脆性破壊の発生メカニズムを検討した。また、P75 鋼製橋脚隅角部と同様なディテールの補強案として、隅角部における歪み集中の低減を目的とした R を有するリブを隅角部に取り付けたディテールの効果を同様な実験により検討した。また、弾塑性 FEM 解析を用いて、隅角部の歪み挙動、特にリブを設けることによる歪み挙動を検討した。

2. 試験体及び実験方法

(1) 試験体の諸元

今回用いた試験体の形状・寸法を図-1 に示す。本試験体は、P75 橋脚の約 1/6 のスケールとなっている。また、梁・柱の一般部の断面係数を表-1 に示す。隅角部部分の仕様は、脆性破壊の生じた P75 橋脚で適用された仕様を参考にし、梁・柱部が直角に交差する矩形断面を有する L 型の隅角部モデルとした。

柱側のフランジを貫通させ、梁側にはダイヤフラムを取り付けることとした。使用鋼材は板厚 10mm の SS400 とした。また、外側フランジには、外側フランジの座屈が先行しないように板厚 12mm の SS400 のリブを取り付けた。

本研究では、P75 橋脚の隅角部をモデル化した試験体 2 体を用いて実験を行った。また、併せて補強案の検討として以下の試験体を製作して実験を行った。新設構造物に対する改善案モデルとしては、梁・柱接合部コーナーのウェブ部分に予め曲線 R (R= 50,100,200mm) を設けた試験体を製作した。また同様の既存構造物の補強案モデルとしては、梁・柱接合部コーナーに塑性変形能力の優れた板厚 20mm の低降伏点鋼材を用いて曲線 R (R=100, 200 mm) を有するリブを作成し後付溶接により取り付けした試験体を製作した。使用鋼材の機械的性質を表-2 に示す。また便宜上の試験体の呼称を表-3 に示す。

(2) 実験方法

本実験のセッティングを図-2 に示す。図中に示す静的載荷能力 50tonf の水平ジャッキにより変位制御で載荷を行った。また、試験体と水平ジャッキ、試験体と反力壁との間の連結はピン結合とした。阪神・淡路大震災当時の気温を考慮して、エタノールと液体窒素を用いて隅角部の温度を 0 度に保って実験を行った。図-3 に本実験で行った載荷方法を示す。ここで、降伏変位 $1 \delta y$ は、試験体 1 に対して引張側から載荷を開始しジャッキと荷重をモニタリングし、降伏に達したときの水平ジャッキの変位量とし、その他の試験体もこの試験体 1 から求めた $1 \delta y$ を基準として実験を行った（本実験における δy は 21mm であり、対応する荷重 P_y は 26.2tonf であった）。また試験体 2 の載荷方法である載荷方法 (b) は載荷方法 (a) で行った試験体 1 で $4 \delta y$ 2 回目で脆性破壊が生じたために、 $4 \delta y$ 以下の載荷履歴が耐震性、特に脆性破壊に対して影響を及ぼすかについて検討するために行ったものである。また図中の破線は $4 \delta y$ 3 回目の圧縮載荷の後に、単調引張載荷を行ったことを示している。写真-2 に載荷状況を示す。

3. 既設構造物をモデル化した試験体の実験結果

脆性破壊の再現を目的として既設構造物をモデル化した試験体 1,2 を用いて載荷実験を行った結果得られた荷重-変位曲線を図-4,5 に示す。試験体 1 (載荷方法 (a)) においては、 $2 \delta y$ の圧縮時に、梁・柱接合部のウェブに黒皮の剥離が生じ始め、隅角部付近の下フランジが試験体内部方向に、隅角部コー

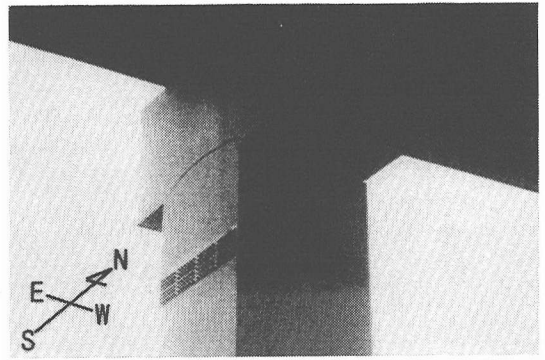


写真-1 P75 橋脚隅角部に生じた脆性破壊

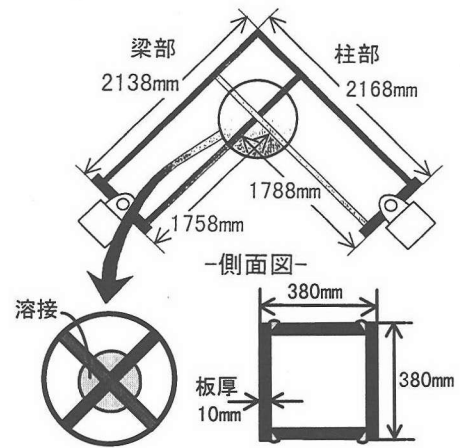


図-1 試験体の諸元

表-1 試験体梁・柱一般部の断面係数

断面積	断面二次モーメント	幅厚比パラメータ
14800mm ²	33793mm ⁴	0.731

表-2 使用鋼材の機械的性質

	降伏強度	引張強さ	伸び
SS400	291MPa	445MPa	32%
低降伏点鋼	95MPa	274MPa	74%

表-3 試験体の呼称

呼称		載荷方法
試験体 1	既存モデル	(a)
試験体 2	既存モデル	(b)
試験体 3	新設補強：R=50mm	(a)
試験体 4	新設補強：R=100mm	(a)
試験体 5	新設補強：R=200mm	(a)
試験体 6	既存補強：R=100mm	(a)
試験体 7	既存補強：R=200mm	(a)

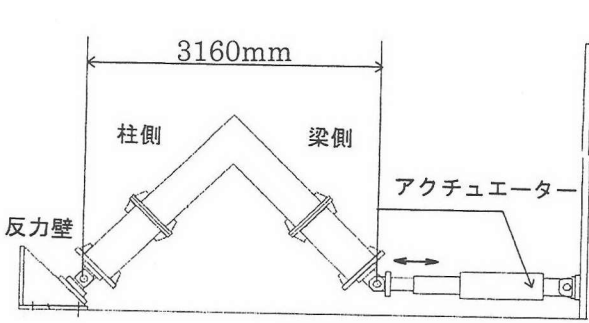


図-2 実験のセッティング

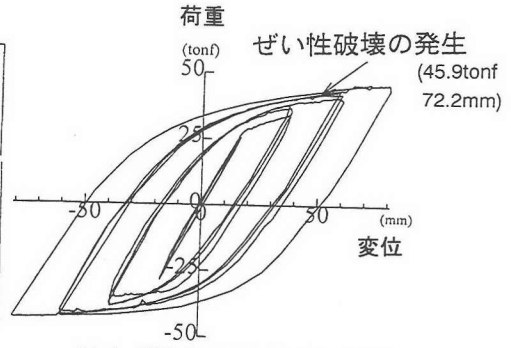


図-4 試験体1の荷重-変位関係

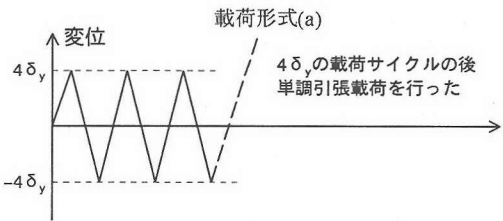
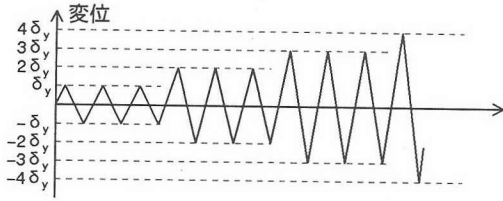


図-3 荷荷形式 (正負交番載荷実験)

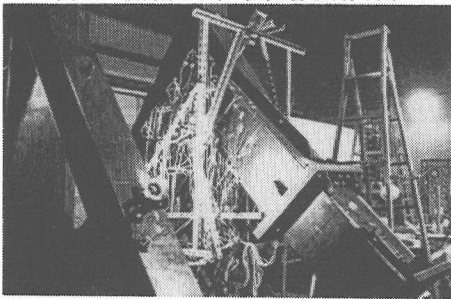
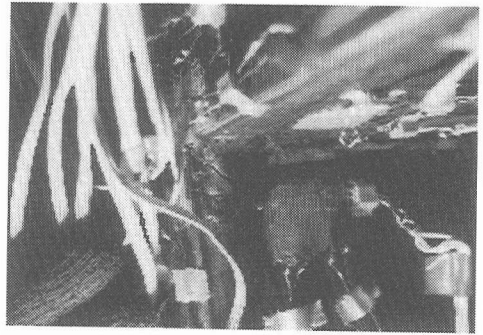
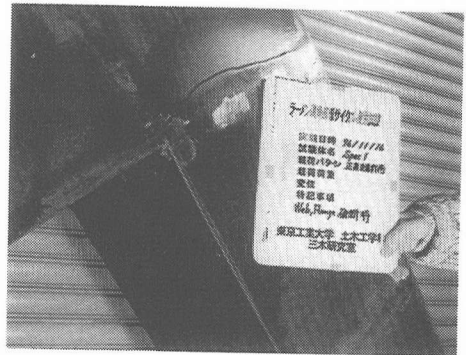


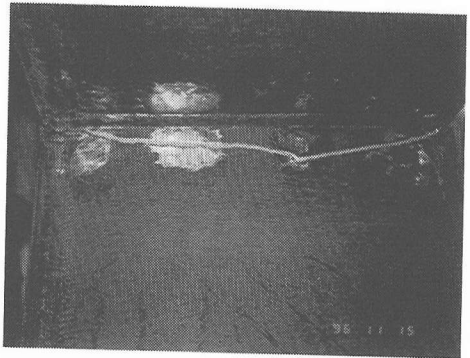
写真-2 荷荷状況



コーナー部に発生した割れ



ウェブの脆性亀裂



下フランジの脆性亀裂

写真-3 損傷状況 (試験体-1)

ナー付近のウェブが外側にはらみ出す座屈が生じ始めたが、荷重-変位線では耐力力の低下は見られていない。3 δy_2 回目の引張荷荷時には両側の隅角部コーナーの溶接ビード交差部に割れが生じた。その後の繰り返し荷荷によりこの割れは徐々に進展していたが、最終的には4 δy_2 回目の引張荷荷時にこの割れを起点とした脆性破壊が生じ、耐力力は急激に低下した。荷重-変位曲線を見てみると、脆性破壊発生前の4 δy_2 回目までは耐力力の低下は一切見られず、むしろ材料の歪み硬化と繰返し硬化により耐力力が増加している過程で脆性破壊が生じたことが分かる。写真-3に、損傷状況を示す。脆性

き裂の伝播状況を見てみると、両側の隅角部コーナーより発生した割れを起点とした脆性亀裂が両面ウェブ、及び下フランジ、ダイヤフラムをほぼ横断するほどの脆性破壊が発生しており、本実験によりP75橋脚に発生した脆性破壊を十分に再現できたと考えられる。

同ディテールの試験体である試験体2を用いて、 $4\delta y$ よりも小さい載荷履歴の影響を検討するために載荷形式(b)の正負交番載荷実験を行った。図-5に荷重-変位曲線を示す。 $4\delta y$ 2回目において繰り返し効果により大きく耐荷力が上昇しているが、概して試験体1の $4\delta y$ における荷重-変位曲線とほぼ同様の荷重変位曲線が得られていることが分かる。損傷過程としては、 $4\delta y$ 2回目引張載荷時において試験体1の場合と同様に、両側の隅角部コーナーの溶接ビード交差部に割れが生じ、この割れを起点として、同一サイクルで脆性破壊が生じた。しかしながら、この脆性亀裂は両面ウェブ、下フランジを約70mm程度進展した後に進展を停止していた。また、荷重-変位曲線からも分かるように、この脆性破壊による耐荷力の低下は殆ど見受けられない。試験体1と試験体2の脆性破壊発生時の荷重は殆ど同じであることから、 $3\delta y$ までの繰り返し載荷が、鋼材の持つ靱性に影響を及ぼした可能性があると考えられる。写真-4に試験体2の損傷状況を示す。

写真-5に試験体1及び試験体2に生じた脆性亀裂の破面写真、及びSEM(走査型電子顕微鏡)による観察結果を示す。破面上には脆性破面の一般的な形状であることが観察されており、隅角部コーナーの割れを起点として脆性破壊が生じたことが破面観察からも分かる。

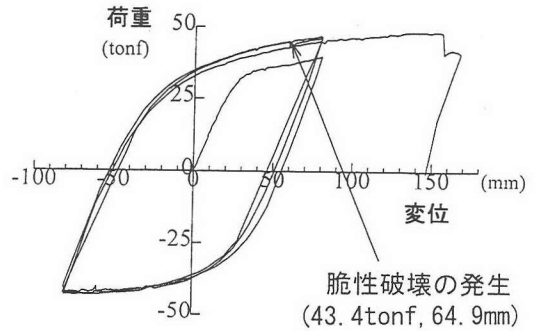
以上のように、鋼製橋脚隅角部には、地震による、大きな繰り返し変位により隅角部から脆性破壊が生じる可能性があることが実験的に確認された。また、この脆性破壊は隅角部コーナーの溶接ビード交差部に生じた割れを起点として生じるために、繰り返し熱影響を受けた領域に繰り返し大きな塑性歪みを受け、鋼材が大きく脆化していると考えられる領域から発生すると考えられる。

4. 補強案モデルを用いた実験結果

図-6に新設構造物を想定した改善ディテール、及び既存構造物の補強ディテールを示す。表-4に補強案モデル試験体を用いた試験体の試験結果のまとめを示す。

(1) 新設構造物の補強モデルの実験結果

$R=50,100,200\text{mm}$ のリップを設けた試験体の全てが、概ね同じような、荷重-変位曲線を描き、同じような損傷形態を呈していたために、ここでは例として

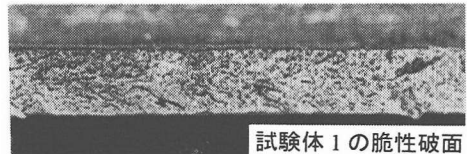


(本実験では、 $4\delta y$ 3回目の圧縮載荷の後に、単調引張載荷を行っている)

図-5 荷重-変位曲線(試験体2)



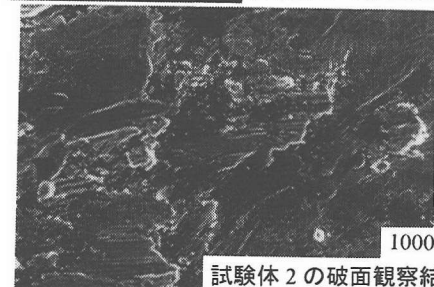
写真-4 損傷状況(試験体2)



試験体1の脆性破面



試験体2の脆性破面



1000倍

試験体2の破面観察結果

写真-5 脆性亀裂観察結果(試験体1,2)

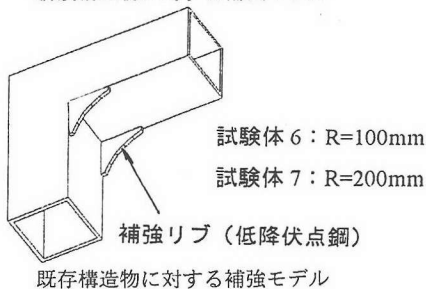
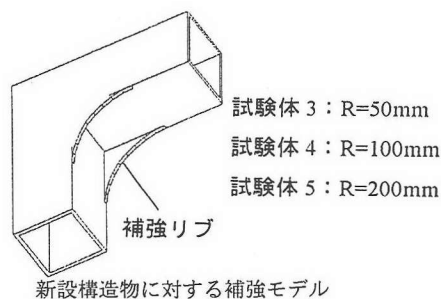


図-6 補強モデルの概略図

表-4 試験結果一覧

試験体 1	3-2-T: 隅角部コーナーに割れ 4-2-T: コーナーの割れを起点に脆性破壊 (両面ウェブ、下フランジをほぼ横断)
試験体 2	4-2-T: 隅角部コーナーに割れが生じ、その割れを起点として脆性破壊 (ウェブ・下フランジともに70mm程度、耐力力の低下は殆どなし)
試験体 3	4-2-C: リブ端近傍ウェブの座屈が顕著になり、圧縮側で耐力力の低下が見られる 4-3-T: リブ端に21mm程度の割れ発見 5-3-T: 割れを起点に脆性破壊 (座屈頂部まで進展)
試験体 4	4-2-T: リブ端に割れ発見 4-2-C: リブ端近傍ウェブの座屈が顕著になり、圧縮側で耐力力の低下が見られる 5-1-T: 割れを起点に脆性破壊 (座屈頂部まで進展)
試験体 5	4-2-C: リブ端近傍ウェブの座屈が顕著になり、圧縮側で耐力力の低下が見られる 5-3-T: リブ端に割れ発見したが、荷重増加過程で割れを起点に脆性破壊 (座屈頂部まで進展)
試験体 6	4-2-T: リブ止端部に14mmの割れ発見 4-2-C: リブ端近傍ウェブの座屈 4-3-T: 外フランジとウェブの剥離より実験中止
試験体 7	4-2-C: リブ端近傍ウェブの座屈 4-3-T: リブ止端部に割れ発見 5-2-T: 外フランジとウェブの剥離より実験中止

a-b-T は a δ yb 回目の引張荷重時を意味する。C は圧縮荷重時

R=200mm (試験体 5) の実験結果について報告する。荷重形式は試験体 1 との比較のために荷重方法(a)としている。図-7 に試験体 5 から得られた荷重-変位曲線を示す。3 δ y までは全く耐力力の低下は見受けられていないが、4 δ y の圧縮荷重時に急激な耐力力の低下が見受けられている。これは 3 δ y 圧縮荷重時程度から見られ始めたリブ端近傍ウェブが外面にはらみ出す座屈や下フランジの座屈が非常に顕著に見受けられ始めたことが原因である。一方、4 δ y の引張荷重時には、耐力力の低下は見

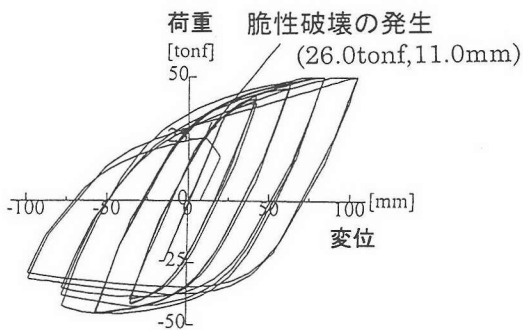


図-7 荷重-変位曲線 (試験体 5)

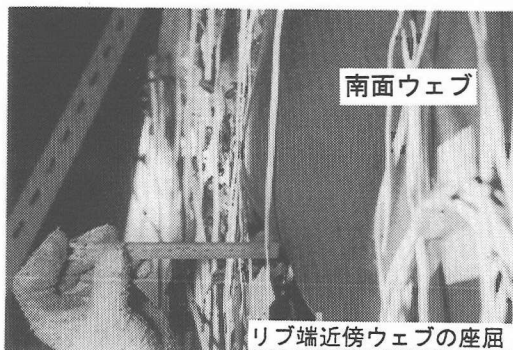


写真-6 損傷状況 (試験体 5)

れていないが、これは上述の座屈部が元に戻るためである。5 δ y の繰り返し荷重サイクルに入ると、耐力力は圧縮荷重時のみではなく、引張荷重時でも低下している。写真-6 に、試験体 5 の損傷状況を示す。4 δ y2 回目の引張荷重時において、リブ端に割れが発生した。この割れは繰り返し荷重の進行に従い、徐々に進展していたが、最終的には 5 δ y2 回目の引張荷重時にこの割れを起点として脆性破壊を生じた。この脆性亀裂は、ウェブでは座屈の頂部で、下側フランジでは、ウェブの進展量とほぼ同等

の長さで進展を停止していた。この脆性破壊により、荷重-変位関係からも分かるように、大きく耐荷力が低下していた。他の新設構造物の補強案モデルである試験体3、試験体4でも、それぞれ5 δy の引張載荷時で同様の損傷過程で脆性破壊を生じた。

以上の結果より、本研究で検討した新設構造物の補強案モデルでは、脆性破壊が生じているものの、単純に耐荷力のみを評価すれば、試験体1が4 δy 2回目で大きな脆性破壊が生じたのに対して5 δy の載荷サイクルで脆性破壊が生じたことより、この補強案モデルは耐震性の向上に効果的であると考えられる。

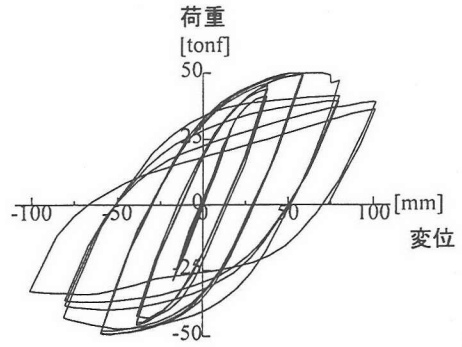


図-8 荷重-変位曲線（試験体7）

(2) 既設構造物の補強案モデルの実験結果

R=100,200mm のリブを設けた試験体である試験体6、試験体7がほぼ同様の荷重-変位曲線を描き、同様の損傷状況を呈したために、ここではR=100mmのリブを設けた試験体7の実験結果を中心に述べる。図-8に荷重-変位曲線を示す。新設構造物の実験結果と同様に、3 δy までの載荷サイクルまでは、耐荷力の低下は全く見受けられない。4 δy の載荷サイクルにおいて、圧縮載荷時、引張載荷時ともに耐荷力の低下が見受けられる。これは、圧縮載荷時には、新設構造物の改善案モデルと同様に、3 δy の圧縮載荷時から見受けられた下フランジの箱断面内側への座屈、及びリブ端近傍ウェブの外側にはらみ出す座屈が非常に大きく現れ始めたことが原因であると考えられる。一方、引張載荷時の耐荷力の低下は、ウェブの座屈とともに、梁、及び柱の外側フランジ接合部近傍の、ウェブ・フランジの角溶接に内在していた溶接欠陥を起点としてウェブが断面から剥がれてしまったことが原因であると考えられる。このウェブの剥離は試験体6においても同様に見られ、実験はこの剥離が顕著に見られ出した時点で終了している。このウェブの剥離は実験終了後の観察により溶接不良によるものであることが確認された。試験体6、7の損傷状況を写真-7に示す。新設構造物の場合と同様に、4 δy の引張載荷時において、リブ端の後付溶接の溶接止端部から割れが発生した。また、この割れは繰り返し載荷の進行により若干の進展を呈していた。

本実験では、ウェブが剥離してしまい、最終的に耐荷力が急激な低下を示すような破壊までは至らなかったが、単純に耐荷力のみを試験体1と比較すると、耐震性の向上が得られたと考えることができる。

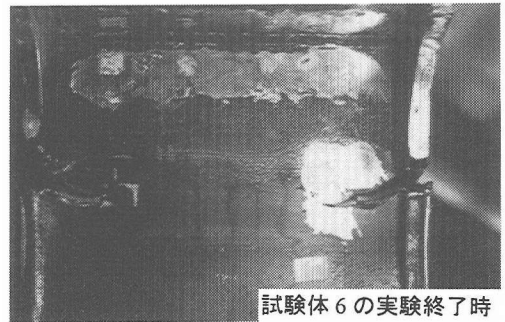


写真-7 損傷状況（試験体6,7）

考えられる隅角部における歪み集中を検討するために、汎用有限要素法プログラム ABAQUS を用いて弾塑性有限要素法解析を行った。図-9に、要素分割図の一例を示す。材料定数は、使用鋼材の引張試験から得られた結果を基に bi-linear と仮定している。図-10に解析に用いた応力-歪み関係を示す。

(1) 隅角部における歪み集中

試験体1、試験体2の隅角部に発生した脆性破壊は、隅角部における歪み集中に依るところが大きい。この歪み集中は、隅角部の二次的形狀による歪み集中、及び箱断面であるが故の shear-lag による歪み集中の両方の効果の複合によるものと考えられる。そこで、図-11に示すように試験体2の下側フラン

5. 歪み集中に注目した考察

試験体の隅角部から発生した脆性破壊の原因と

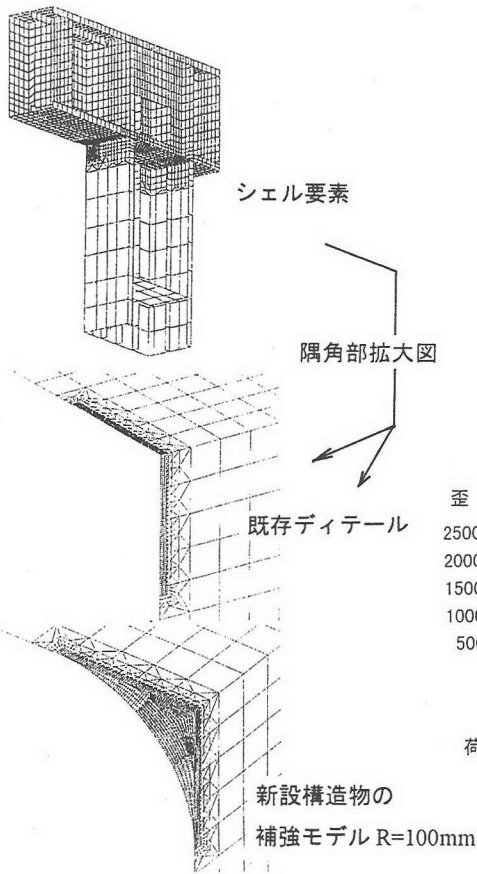


図-9 要素分割図の一例

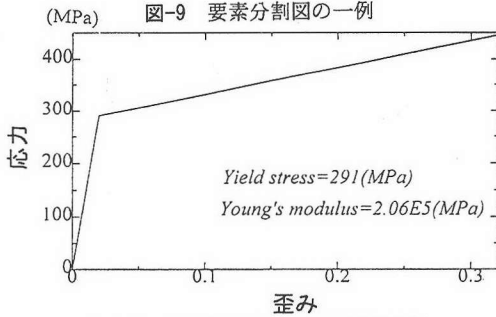


図-10 解析条件 (応力-歪み関係)

に貼付した歪みゲージにより、荷重の増加に伴う隅角部近傍の下側フランジ内の歪み分布の変化を図-12に示す。これは、載荷方法(b)で行った試験の中で4 δ y1回目の引張載荷時に測定した結果である。図よりも明らかなように、弾性域でも shear-lag の効果は見られているが、特に、塑性域に入ると、隅角部コーナー部、即ち脆性破壊の起点となり得る位置に非常に大きな歪み集中が生じていることが分かる。図-13に隅角部コーナー部近傍の歪み分布のFEM解析結果を示す。この図からも、隅角部コー

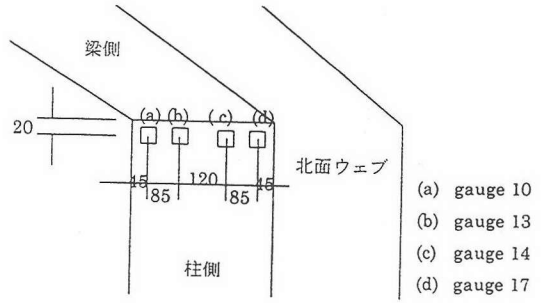


図-11 歪みゲージ貼付位置 (下フランジ)

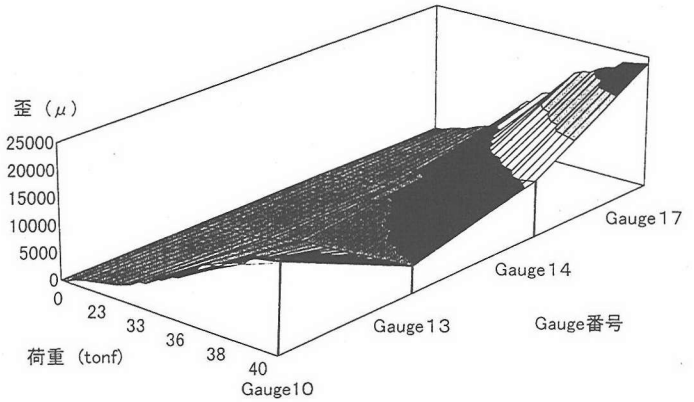


図-12 下フランジの荷重-歪み分布関係 (試験体2)

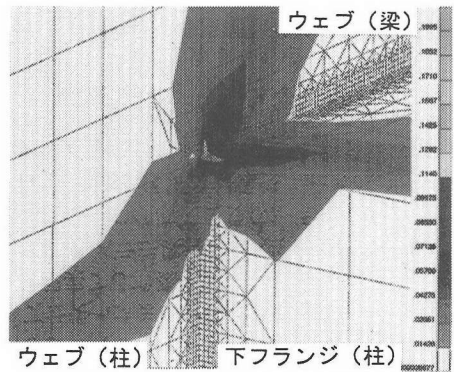


図-13 隅角部コーナー部近傍の歪み分布

ナー部には、非常に大きな歪みが生じていることが分かる。中井、福岡¹¹⁾らは shear-lag はラーメン隅角部の耐荷力低下には影響せず、使用限界状態に対しては shear-lag を考慮した応力照査で十分であり、終局限界状態に対しては shear-lag を考慮しない全塑性状態に対して照査するべきであると提案している。しかしながら、本研究で対象としたように、隅角部からの脆性破壊が発生する場合、この shear-lag による隅角部コーナー部の歪み集中の影響が大きいものと考えられる。

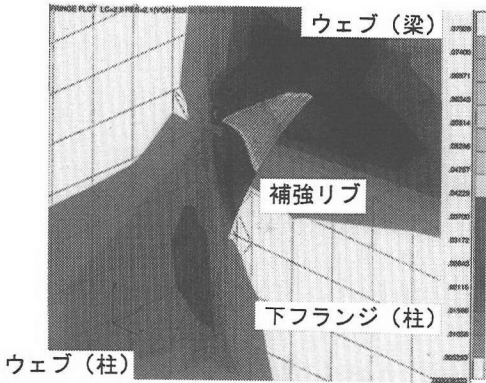


図-14 リブを取り付けることによる歪み分布の変化

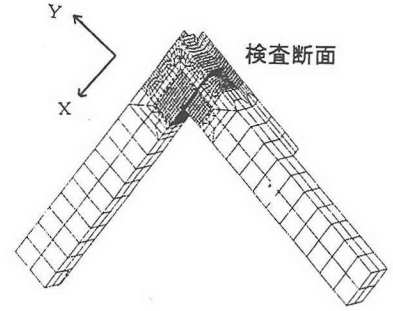


図-15 歪み集中の検査断面

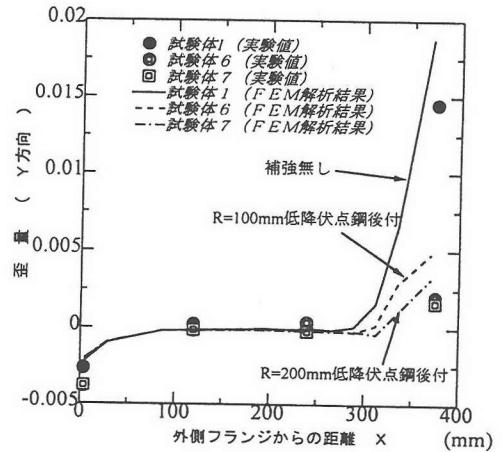
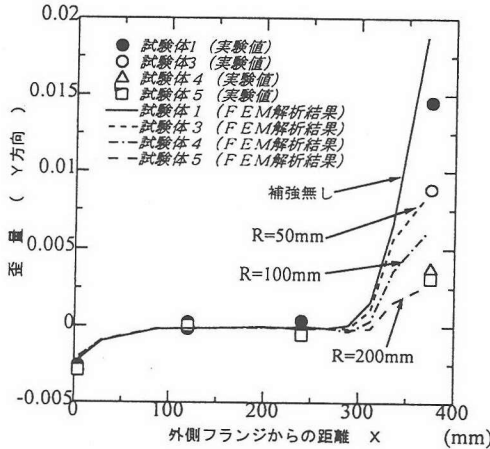


図-16 補強リブによる歪みの低減効果

(2) 補強リブによる歪み集中の低減効果

ここでは、試験体3～7に取り付けたリブにより、どの程度歪み集中が緩和されるかを実験、及びFEM解析により検討した。

図-14にR=100mmの補強リブを取り付けたモデルの解析結果を示す。歪み集中部は、リブを取り付けることにより、隅角部コーナー部から、リブのR部の中心位置に移動していることが分かる。また、リブ端部における歪み集中も大きい。補強モデルを用いた全ての実験においてリブ端部近傍ウェブの座屈、及びリブ端部からの亀裂が生じたのは、このリブ端部での歪み集中が原因であると考えられる。

次に図-16に、図-15に示す検査断面の歪み分布の実測値、及び解析値を併せて示す。ここで示す実測値、解析値ともに $2\delta y_3$ 回目の引張载荷時の値とした。図よりも明らかなように、新設構造物、既設構造物の補強モデルともに補強リブを設けることにより、試験体1に見られるような隅角部での大きな歪み集中が大きく低減されていることが分かる。またその低減効果もRが大きいく程、大きくなる

傾向にある。この歪み集中低減が、リブを取り付けることにより隅角部からの脆性破壊を防止できる一つの大きな要因であると考えられる。

6. 結論

今回鋼製橋脚隅角部をモデル化した試験体を用いての正負交番载荷実験、及び有限要素解析を行うことにより得られた結論を以下に示す。

- 1) 本研究により、P75橋脚に生じた脆性破壊を再現でき、既設橋脚で用いられている隅角部形状では強震時に脆性破壊が生じる危険性を有していることが本実験により再確認された。この脆性破壊は、隅角部コーナー部の溶接ビード交差部に生じた割れを起点として発生することが分かった。
- 2) この隅角部の起点となる隅角部コーナーは shear-lagを含めた構造的な歪み集中により非常に大きな繰返し歪みを受けることが分かった。
- 3) 新設構造物、既設構造物の補強案モデルとして、隅角部コーナーにRを有する補強リブを取り付け

て実験を行った結果、耐震性が向上することが明らかとなった。これは、リブにより隅角部コーナー部の大きな歪み集中を大きく低減できるためであり、その効果はRが大きいくほど大きいことが分かった。また、その向上程度は本実験では1δy程度以上のものであった。

4) 本研究で検討した補強案モデルを用いた実験の特徴的な損傷形態は、リブ端近傍ウェブの座屈、及びリブ端近傍からの亀裂の発生であった。

5) 本研究で行った実験では全ての割れの発生、及び脆性破壊の発生は各載荷サイクルの2回目以降で生じたものであり、今後その原因について検討するべきであると考えられる。

本研究では触れていないが鋼製橋脚ラーメン隅角部にどの程度の変形能力を期待するかという問題は、このような検討で最も重要であるが、今後この点について考えていかなければならない。

謝辞：本研究は、東京工業大学創造プロジェクト研究会都市基盤施設研究体における研究の一環として行われたものであり、ここに関係各位に感謝を表します。また、試験体製作にあたり全面的な協力をして頂いた横河ブリッジ名取氏には感謝致します。

参考文献

1) 山田尚之,青木徹彦:鋼製八角形断面中を有するラーメン隅角部の静的および繰り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.197-206, 1996,3.

- 2) 酒造敏廣,林田雅樹:繰り返し水平外力を受ける変断面ラーメン柱の履歴崩壊挙動に関する基礎的研究, 第45回土木学会年次学術講演会概要集, pp.160-161, 1990.
- 3) 酒造敏廣,坂本浩,秋田篤也:繰り返し力を受ける鋼製ラーメン隅角部の崩壊挙動とエネルギー吸収特性, 第45回土木学会年次学術講演会概要集, pp.158-159, 1990.
- 4) 酒造敏廣,事口寿男:鋼製ラーメン橋脚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.
- 5) 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.1-18,1968.5.
- 6) 羽柴喜彦:鋼製ラーメン橋脚隅角部の静的および繰り返し載荷実験, 技法たきがみ, Vol.14, pp.74-76, 1996.
- 7) 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り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.
- 8) 坂口三代治,松本雅治,中井博,北田俊行:コーナー部を円弧状とした柱をもつ鋼製ラーメン橋脚の梁・柱隅角部の応力性状に関する実験的研究, 第47回土木学会年次学術講演会, pp.378-379, 1992.
- 9) 道路橋示方書共通編・鋼橋編:社団法人日本道路協会.
- 10) 本間宏治:鋼橋部材における高性能鋼の活用に関する基礎的研究, 東京工業大学博士論文, 1997.3.
- 11) 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 と耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.193-206, 1987.3.

(1997. 6. 2 受付)

BRITTLE FRACTURE AT BEAM-TO-COLUMN CONNECTION DURING EARTHQUAKE

Chitoshi MIKI, Toshiyasu AIZAWA and Kengo ANAMI

During Great Hanshin-Awaji Earthquake, brittle fracture was caused at beam-to-column connection of P75 steel pier. In this study, concerning the brittle fracture at P75 pier, simulations of brittle fracture at beam-to column connection is carried out by using large scale specimens simulating the P75 beam-to-column joint. In addition, as improve or retrofit details of beam-to column connection against such brittle fracture, some improved specimens which include ribs at corners of connection are also used. As a result, there is a high possibility that brittle fracture is caused at corner of connection where there is a high strain concentration. On the other hand, improve or retrofit details studied in this study are much effective.