# 鋼製橋脚の耐荷性能に対する隅角部当板補強および溶接条件の影響

Analytical study on load carring capacity of steel bridge pier considering reinforcement with bolted plate and weld defect

下里哲弘\*, 平林泰明\*\*, 平山繁幸\*\*\*, 佐々木力\*\*\*\* Tetsuhiro Shimozato, Yasuaki Hirabayashi, Shigeyuki Hirayama, Tsutomu Sasaki

\*工修 琉球大学,工学部環境建設工学科(〒903-0213 沖縄県中頭郡西原町字千原1番地)
\*\*工修 首都高速道路(株),保全交通部鋼構造物疲労対策G(〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)
\*\*\*博(工)(株)東京鐵骨橋梁,技術開発部技術開発課(〒108-0023 東京都港区芝浦4-18-32)
\*\*\*\*工修(株)東京鐵骨橋梁,設計部設計課(〒302-0038 茨城県取手市下高井1020番地)

In steel bridge piers, weld defects induced by inappropriate fabrication have been considered as the origin of brittle fracture caused by earthquakes. In addition, increment of rigidity at beam-to-column connection due to reinforcement with bolted plate might lower load carrying capacity of steel bridge pier. In this study, for the purpose of examining the load carrying capacity, push-over analyses have been carried out. The models used in analyses are non-damaged model, damaged model which beam lower flange at beam-to-column connection is failed, and reinforced model which plate is set up using bearing type bolts at the damaged connection. Load carrying capacity of damaged model decreased about 10% compared with non-damaged model. This result indicates that weld defect induced at beam lower flange is not critical for the collapse of the steel bridge piers.

Key Words: beam-to-column connection of steel bridge pier, reinforcement with bolted plate,

inappropriate weld, load carrying capacity キーワード:鋼製橋脚隅角部,当板ボルト補強,溶接不具合,耐荷性能

## 1. はじめに

鋼製橋脚隅角部の十字溶接継手において,写真-1に 示す多数の疲労き裂が発見され<sup>1)</sup>,その発生原因につい て研究が行われている<sup>2,3</sup>.多数の隅角部に疲労き裂が 発生した主原因は、(A)隅角部のフランジ端部に生じる せん断遅れ現象によって,設計で想定した以上の大きな ピーク応力が発生すること、(B)隅角部を構成する梁フ ランジ・柱フランジ・梁ウェブの3溶接交差部には図-1に示す未溶着部(以下「デルタゾーン」と呼ぶ)が残 存していることである<sup>3</sup>.

一般的に地震時水平荷重を受ける鋼製ラーメン橋脚 は、大きな曲げモーメントの作用する橋脚基部が耐震上 最も厳しくなり、次に隅角部範囲外に位置する柱および 梁部の板厚減少部となる<sup>4)</sup>.この理由は、隅角部が梁応 力に加えてせん断遅れによる応力増加分を考慮して断 面諸量を決定する設計法<sup>5)</sup>を適用し、板厚が厚く確保さ れているためである.よって、通常、地震時に隅角部が クリティカルになることはないと言える.しかしながら、 阪神淡路大震災において、鋼製橋脚隅角部の横梁フラン ジ端部の3溶接線交差部を起点として脆性破壊が発生し た事例<sup>®</sup>があり、隅角部の溶接未溶着部などに脆性破壊の起点となる欠陥が存在する場合は、隅角部が耐震上クリティカルになる可能性がある.

首都高速道路では、原因(A)の対策として写真-2 に示すような大きなサイズの当板補強を行ない、隅角部 のフランジ端部に発生する大きなピーク応力を半減さ せて疲労耐久性を向上させている<sup>7)</sup>.また、当板補強後、 原因(B)の対策として、図-2に示すようにウェブ側 面から φ 100mm×奥行き 60mm 程度の寸法で、デルタゾ ーンとき裂をコア抜き除去する対策<sup>70</sup>が行なわれている. なお、このコア抜きによる断面欠損が橋脚の耐荷性能に 影響を与えないことは文献 8)で確認されている.しか しながら、次の 2 つのことに対し、鋼製橋脚全体の耐荷 性能の低下が懸念された.

- a) 当板補強は疲労上有効であるが、大きなサイズで あるため隅角部の剛性は増加する.このことによ る橋脚全体の耐荷性能の低下の有無.
- b) き裂除去法のコア抜き後に露呈した十字溶接部にのど厚不足の溶接が発見されている<sup>9</sup>.この溶接条件下における橋脚全体の耐荷性能の低下の程度.

写真-3にコア抜き後に露呈した十字溶接部の一例を



写真-1 隅角部の疲労亀裂



図-1 3溶接交差部のデルタゾーン



写真-2 当板補強

示す.のど厚不足の原因は、ルートギャップ、融合不良、 未溶着、割れなどの溶接不具合が発生したためであり、 き裂の発生原因ともなっている<sup>9</sup>.このような溶接不具 合は、部分溶け込み溶接で製作した際の開先加工および 溶接施工が十分な管理下で行われていなかった結果で あり、基準<sup>10</sup>に従い裏ガウジングを用いた完全溶け込 み溶接で製作した場合はこのようなトラブルは発生し ない.のど厚不足の溶接部を有する隅角部は、疲労き裂 の早期再発や地震時の荷重伝達機能を大幅に低下させ る可能性があり、さらに最悪のケースとして十字溶接部 が破断する恐れもあることから、強地震時に橋脚が保有 する水平耐力の大幅な低下が懸念される.



図-2 き裂除去法 (大コア法)



(a) 過大な未溶着



(b) 割れ 写真-3 コア抜き後の溶接状態

そこで、本研究では、先ず、当板補強により剛性が増加した隅角部を有するラーメン橋脚の耐荷性能を検証する.次に、梁フランジ十字溶接部ののど厚が不足したラーメン橋脚の耐荷性能の低下の程度を把握する.なお、のど厚不足を考慮した解析モデルは極めて複雑となるため、本研究では十字溶接部が荷重を伝達するケースとしないケースにモデル化して相対的に耐荷性能の評価を行う.



# 2. 解析手法

# 2.1 対象モデル

解析対象は、隅角部の断面諸量が地震荷重(EQ)により決定された既設橋脚を選定した.選定された橋脚は、 橋脚高さH=24.2m,幅B=11.6mの2層ラーメン橋脚であり、1971年に建設されている.また、地盤面から8.6m の高さまで柱内部に中埋めコンクリート(設計基準強度 18N/mm<sup>2</sup>)が打設されている.対象橋脚の形状、使用鋼 材および板厚構成を図-3に示す.なお、対象橋脚の隅 角部は、骨組解析により算出された面内地震荷重載荷時 の断面力から算出される梁応力に、奥村らの式<sup>5)</sup>を適用 してせん断遅れによる応力を加算して設計されている.

解析に用いる当板は、図-4 に示すように首都高速で 標準的に適用されているサイズとし、板厚 25mm、材質 SM490Y とした.また、当板の自由辺には、実際の当板 と同様に座屈防止用として板厚10mmのアングル材をモ デル化した.

#### 2.2 解析ケース

解析ケースは以下の4つとした.		
CASE1	(建設モデル)	: 建設当時のモデル
CASE2	(当板補強モデル)	: CASE1+当板補強モデル
CASE3	(梁破断モデル)	:隅角部梁フランジの十字溶
		接部が破断したモデル
CASE4	(当板梁破断モデル	ン): CASE3+当板補強モデル
なお,	CASE1 の解析にお	おいて、図-3中の〇印で囲ん
だ隅角部が最初に降伏したことから、この隅角部に		
CASE2 の当板, CASE3 および CASE4 での梁下フランジ		
十字溶接部の破断モデルを適用した		

# 2.3 解析モデル

橋脚および当板の鋼板は4節点の弾塑性シェル要素, 中埋めコンクリートは8節点の弾性ソリッド要素でモデ ル化し、中詰めコンクリートと鋼橋脚との接合は固定と した.着目隅角部の最小要素寸法は50mmである.なお, モデルは梁端部のせん断遅れによる応力集中と梁中央 部で小さくなる応力分布の対称性を考慮してミラーモ デルとした.要素分割図を図-5および図-6に示す.

CASE3 および CASE4 において、柱フランジ・梁下フ ランジ十字溶接部の破断は、柱フランジの節点と梁フラ ンジの節点を非共有とし、その間に接触要素を挿入する ことでモデル化している.これにより、着目隅角部に引 張力が作用する場合には両フランジは分離し、圧縮力が 作用する場合には接触することで荷重伝達の有無を考 慮した.解析法は材料非線形と幾何学的非線形を考慮し たプッシュオーバー解析とし、計算には汎用有限要素解 析プログラム ABAQUS ver.6.5.7 を用いた.

#### 2.4 鋼板および高力ボルトの材料特性

解析対象橋脚は,SS400,SM400,SM490Y,SM520 および SM570 の 5 種類の鋼材を使用している.これら の応力--ひずみ関係は,降伏後の傾きを弾性係数 (2.0 ×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>)の1/100としたバイリニア型でモデル化 した.降伏点は,JIS G 3106に規定されている降伏点の 最低保証値を用いて,SS400,SM400:235N/mm<sup>2</sup>, SM490Y,SM520:355N/mm<sup>2</sup>,SM570:450N/mm<sup>2</sup> と した.橋脚基部の中埋めコンクリートの応力--ひずみ関 係は弾性係数 2.2×10<sup>4</sup>N/mm<sup>2</sup>の弾性モデルとした.

当板と隅角部ウェブとの接合には、実橋脚の当板補強 で適用されている打込式高力ボルト支圧接合(BIOT)を



建設時

適用し、図-7 に示すようにウェブ板厚中心と当板厚中 心を弾塑性バネ要素で結合した.そのバネ剛性は、支圧 接合継手の実験結果<sup>11)</sup>より、ボルトに作用するせん断力 と継手のずれ関係(せん断剛性)で定義し、図-8 に示 すトリリニア型で設定した.このモデルは支圧接合の力 学性状として、荷重初期段階の摩擦接合状態から支圧接 合状態へと荷重伝達が円滑に移行する非線形曲線を特 徴としている.なお、軸方向の剛性は剛体と仮定した.

#### 2.5 境界条件および荷重条件

解析は、柱基部を完全固定とし、上部工死荷重 (9852kN)および橋脚の自重を先行載荷した状態で、上 部工の重心位置に水平荷重(α×上部工死荷重,α:荷 重倍率)を漸増載荷して行った.ここで、荷重倍率αは 道路橋示方書<sup>10</sup>に示されている設計水平震度に相当す る値である.以下、水平震度と称する.また、本解析で は、各ケースで漸増する水平荷重のピーク値に対する耐 荷性能を相対的に検証することを目的としていること



図-7 支圧ボルトのモデル化

から、荷重増分法を適用した.

### 3. 解析結果

当板補強

ンジ破断

#### 3.1 変形性能

図-9 に水平震度-水平変位関係を示す.ここで,水 平震度とは上部工死荷重に対する水平荷重の比,水平荷 重とは柱基部での水平方向反力の合計,水平変位 H<sub>0</sub> と は上層梁中央での水平変位である.なお,建設時の設計 水平震度は0.27 である.また,図中のマークは,各解析 ケースでの水平震度の最大値を示している.

図より,水平震度約0.8 までは全てのケースで同様な 線形挙動を示している.その後は非線形挙動となり,各 ケースで異なる挙動を示している.以下に各ケースの結 果を示す.

CASE1 (建設モデル)では、水平変位 H<sub>0</sub>=1.42m (H<sub>0</sub> / 脚高 H=5.9%)の時に最大水平震度 1.17 となり、その後、荷重の増加はほぼなく、変位のみ増加する状態となった.

CASE2(当板補強モデル)では、水平変位 H<sub>0</sub>=0.53m (H<sub>0</sub> / 脚高 H=2.2%)の時に、水平震度が約 3%低下した.しかし、その後は荷重の増加はほぼなく、変位のみ 増加する状態となった.

CASE3 (梁破断モデル) では、水平変位 H<sub>0</sub>=0.46m (H<sub>0</sub> /脚高 H=1.9%) で最大水平震度 1.06 となった直後に急 激に耐荷性能が低下した.また、最大荷重時の変形性能 は建設モデルの約 30%と低い.

CASE4(当板梁破断モデル)では、水平変位  $H_0=1.54m$ ( $H_0$  / 脚高 H=6.4%)で最大水平震度 1.17 となり、その 直後に CASE3(梁破断モデル)と同様に急激に耐荷性能 が低下している.最大荷重時までの変形性能は建設モデ ルと同程度であった.

隅角部は梁幅の 1/2 長さの横梁及び柱部を隅角部範囲 とし、せん断遅れの影響を考慮して設計しているため、 板厚が厚く剛性が大きくなっている. そのため隅角部範



囲外の横梁部や柱部は、隅角部より板厚が減少し剛性も 小さく、耐荷性能上クリティカルとなる.

よって、CASE2 では当板補強により隅角部の剛性が増加し隅角部範囲外の板厚減少部にひずみが集中するため、CASE1 (健全モデル)より耐荷性能が低下したと考えられる.一方、CASE4 (当板破断モデル)は当板補強で剛性が増加するが、梁破断の影響で隅角部の剛性が低下したため、隅角部範囲外の板厚減少部のひずみ集中が緩和され、橋脚全体の耐荷性能はCASE3 (梁破断モデル)より向上し、CASE1 (建設モデル)と同等となったと考えられる.ただし、梁破断モデルは当板の有無にかかわらず、最大荷重到達後急激に耐荷性能が低下する.

# 3.2 耐力の比較

図-10 に各解析ケースにおける耐力の比較を示す.縦 軸は(各解析ケースの最大荷重)/(CASE1の最大荷重) で定義する耐力比である.



耐力比の小さい順に並べると、CASE3(梁破断モデル) で0.90、CASE2(当板モデル)で0.93、CASE4(当板梁 破断モデル)で1.00であり、当板補強で約7%、梁破断 で約10%低下する.なお、当板梁破断モデルは建設モデ ルと同程度の耐力を示した.

### 3.3 塑性ヒンジの位置

図-11 に最大荷重時の塑性域の拡がりを示す.図の 丸枠は塑性ヒンジの位置を示し、数字は塑性ヒンジが形 成された順番と水平震度を示している.

CASE1(建設モデル)では4つの塑性ヒンジが形成されている.先ず,水平震度1.04で中層梁右側の隅角部範囲外の板厚減少部に塑性ヒンジが形成され,水平震度1.11で中層梁左側の板厚減少部,水平震度1.14で右側柱基部,水平震度1.17で左側柱基部に塑性ヒンジが形成された.よって,解析対象橋脚は橋脚基部より中層梁の板 厚減少部に塑性ヒンジが早く形成されることから,中層



梁で当板および梁破断をモデル化し、それが橋脚全体の 耐荷性能に与える影響を検証するモデルとして適当で あると言える. なお、2.2 で述べたように最初に降伏す る中層梁の左側より先に右側に塑性ヒンジが形成され たが、これは右側の要素サイズが左側より大きいことが 影響している.

CASE2(当板補強モデル)での塑性ヒンジは、先ず水 平震度 0.83 で当板モデル化の中層梁左側の板厚減少部 に発生し、次に水平震度 1.07 で中層梁右側の板厚減少部 に形成された. CASE 2 では CASE1 と比較して中層梁左 側に先に塑性ヒンジが形成され、柱基部には塑性ヒンジ が形成されなかった.これは当板の取付け位置の先端部 と隅角部範囲外の板厚減少部が一致し、その部位にひず みが集中した結果、水平震度 0.83 の段階で塑性ヒンジが 形成されたためである.つまり、早期に中層横梁の耐荷 性能が低下した結果、橋脚基部に塑性ヒンジが形成され る水平震度 1.14 まで橋脚全体の耐荷性能を保持できな かったためと考えられる.よって、当板により隅角部に 剛性が加わることで隅角部範囲外の板厚減少部にはひ ずみが集中し塑性ヒンジ形成が早くなり、最大荷重は建 設モデルより低くなったと考えられる.

CASE3(梁破断モデル)での塑性ヒンジは、水平震度 1.04で中層梁右側の板厚減少部に形成されるのみであった.これは左側隅角部が梁破断モデルによりヒンジ状態 であるため、水平震度 1.04 に右側に塑性ヒンジ形成後に は橋脚全体の耐荷性能が急激に低下したためであると 考えられる.よって、梁破断の影響により橋脚全体の耐 荷性能が著しく低下していると考えられる.

CASE4(当板梁破断モデル)での塑性ヒンジは、4つ 形成されている.先ず、水平震度0.79で梁破断と当板補 強されている中層梁左側の板厚減少部で形成され、その 後、水平震度1.05で中層梁右側の板厚減少部、水平震度 1.13で右側柱基部、水平震度1.17で左側柱基部の順とな った.よって、梁破断の影響で隅角部の剛性が低下する 反面、当板補強で剛性が増加した結果、健全モデルと同 様に柱基部2箇所及び横梁板厚減少部2箇所に塑性ヒ ンジが形成されるまで橋脚全体の耐荷性能を保持して いる.

# 3.4 座屈変形

図-12 に CASE1 (建設モデル)の最大荷重時の中層 梁の変形を示す.右側板厚減少部の上フランジで座屈が 生じ,左側隅角ウェブパネルに塑性変形が生じている.

図-13 に CASE2(当板補強モデル)の中層梁左側隅 角部の変形を示す.最大荷重時には隅角部範囲外に位置 する板厚減少部で梁下フランジとウェブに座屈変形が 生じ,最終的には梁ウェブのせん断座屈崩壊が見られた. また,当板が横梁の内側に座屈している.





(a) 中層梁左側隅角部

(b) 中層梁右側隅角部

図-14 最大荷重時における CASE3 (梁破断モデル)の変形図



(a) 中層梁左側隅角部前面

(b) 中層梁左側隅角部背面

図-15 最大荷重時における CASE4(当板梁破断モデル)の変形図

図-14 に CASE3 (梁破断モデル)の最大荷重時にお ける中層梁の変形を示す. 梁破断をモデル化された左側 隅角部の梁下フランジは柱フランジに接触した後,柱フ ランジ面に沿って板面外方向に変形している.また,本 ケースで唯一塑性ヒンジが形成された右側の隅角部外 の板厚減少部は、上フランジが座屈変形がみられる.こ れらのことより、図-9 で示した荷重-変位関係におい て、ピーク値に達した直後に耐荷性能が急激に低下した のは、破断した梁下フランジの変形が大きくなり、橋脚 全体の平衡状態が保持できなくなったためと考えられ る.

図-15 に CASE4 (当板梁破断モデル)の最大荷重時 における中層梁左側の変形を示す. CASE3 と同様な梁下 フランジの変形状態が確認される. これが図-9 で最大 荷重通過後に急激に耐荷性能が低下した原因であると 考えられるが、本ケースは当板の補強効果により、建設 モデルと同程度の耐荷性能を示している.

以上の座屈変形状態から,次の2つが明らかとなった.

- (1) 梁破断モデルにおいては、梁下フランジが柱フランジ面に沿って大きく湾曲し、耐荷性能が急激に低下し、橋脚全体の平衡状態が保持できなくなる.
- (2) 当板補強においては、隅角部の剛性を増加させる ことで、隅角部範囲外の板厚減少部に対して、ひず みを集中させ座屈を誘発する.

### 3.5 応力分布

着目している中層梁左側の隅角部において、図-16に 示すように隅角部の柱フランジから50mm離れたせん断 遅れの影響が大きい断面 A とせん断遅れの影響が少な い985mm離れた板厚減少部の断面 B の2 断面における 応力分布を比較考察する. なお、せん断遅れの影響を設 計上考慮する隅角部範囲とは梁幅 1/2 の横梁長さ部で ある. 図-17 は断面 A、図-18 は断面 B での応力分布 である. 各図には設計水平震度に相当する水平震度 0.28 の時と健全モデルで最初に塑性ヒンジが形成される水 平震度 1.00 の時の応力分布を示している. また、同図の





縦軸はシェル要素の板厚中心で算出したミーゼス応力 を材料の降伏点で除した比,横軸は上下フランジ幅また はウェブ高さを示す.

図-17 (a) は設計時の水平震度 0.28 での断面 A の応 力分布である.降伏しているのは下フランジ端部のみで あり,それ以外は全て弾性域であった.下フランジおよ びウェブ面の下端では、当板補強 (CASE2 及び CASE4) により、フランジ端部の応力が低減している.また、フ ランジ破断により梁フランジの応力がウェブ面へ分配 されている状態が CASE3 のウェブ下端の応力増加より 確認できる.

図-17 (b) に建設モデルで最初に塑性ヒンジが形成 される水平震度1.00 での断面Aの応力分布を示す.上 下フランジおよびウェブは梁幅またはウェブ高さの約2 ~3割が降伏し、フランジの両端部ではミーゼス応力/ 降伏点が最大で1.4程度を示した.このことから、フラ ンジ端部は降伏後もせん断遅れによりひずみが集中し 増加することがわかる.また、中央付近は弾性域のまま であることからもフランジ端部のひずみの集中度合い が伺える.なお、鋼材の構成則でひずみの制限値は設け ていない.

図-18 (a) に設計時の水平震度 0.28 での断面 B の応 力分布を示す. 断面 B では板厚減少により剛性が急変す るため, 断面 A とは逆に, 当板有り (CASE2 および CASE4) は当板無し (CASE1 および CASE3) に比べて 応力が増加している. また, 隅角部から 985mm 離れて いるため, せん断遅れによる応力集中は小さい.

図-18 (b) に建設モデルで最初に塑性ヒンジが形成 される水平震度 1.00 での断面 B の応力分布を示す.ウ ェブ面の応力はいずれの解析ケースにおいても全高降 伏状態を示し、上下フランジでは CASE2 (当板補強モデ ル) で全幅降伏状態を示し、板厚減少部で塑性ヒンジが 形成されていることが確認できる. 以上のことより、隅角部範囲外に位置する板厚減少部 は剛性減少の影響でひずみが増加し、当板補強により更 に増加することから、当板補強は橋脚全体の耐荷性能に 影響を与えていることが応力分布からもわかる.

# 3.6 当板補強構造の耐荷力特性

#### (1) 当板の座屈

図-19 に当板の自由辺中央における面外変形量と水 平震度の関係を示す.図より,当板は水平震度 0.8 以前 までは高い剛性で線形関係を示している.水平震度 0.8 時点において, CASE2, CASE4 ともに当板の自由突出 部の面外変形量が急激に増加し,座屈が発生しているの がわかる.その後,後座屈強度の性状を示し,隅角部に 作用する荷重を伝達している.また,図-9の橋脚全体 の水平荷重と水平変位関係における水平震度 0.8 とは, 概ね線形から非線形関係へ移行する値であるが,橋脚全





図-20 支圧ボルトのせん断力(最大荷重時)

体の耐荷性能に影響を及ぼす最大荷重近傍ではないこ とから、当板の面外座屈は橋脚全体の耐荷性能には影響 を与えていないと考えられる.

(2) 支圧接合ボルトの挙動

図-20 に最大荷重時におけるボルトの作用せん断力 の分布を示す.

CASE2(当板補強モデル)では、水平震度0.24のとき に当板先端付近のd-15, e-13, e-14 位置の3 本のボルト がすべり耐力(82kN)を超えた.その後、荷重の増加に 伴いすべり耐力を超えたボルトが9本あったものの、ボ ルトのせん断降伏には至らなかった.

CASE4(当板破断モデル)では、水平震度0.24のとき に CASE2 と同じ当板先端位置のボルトがすべり耐力を 超えた後、梁ウェブ下端付近のボルトですべりが生じて いる. その後,水平震度 1.11 で a-1 位置のボルトで降伏 耐力 (198kN) に達した. 最大荷重時には, さらに a-3 位置のボルトが降伏耐力に達したが、ボルトのせん断破 断までには至らなかった. このことにより、梁フランジ 破断により当板が負担する応力が大きくなり、その結果 ボルトへ作用するせん断力も増加するが、支圧接合継手 は、ある位置のボルトがすべり耐力を超過した際も、円 滑に隣接ボルトへ荷重分配し、高力ボルトが有している 高いせん断破断強度まで荷重伝達が期待できることが わかる.一方、摩擦接合継手は主すべりが発生した場合、 そのすべり量相当の変位の発生やボルトがせん断破壊 等の変状となることが考えられ、このような荷重伝達機 能を解析上モデル化するのも極めて複雑であると考え られる. よって、本研究で適用した支圧接合継手モデル は、当板補強された橋脚全体の耐荷性能を評価すること を可能としている.

### 4. まとめ

本研究では、隅角部の断面設計がせん断遅れを考慮した設計法を適用し、かつ断面寸法決定時の荷重が地震荷 重である2層ラーメン橋脚を対象に、当板補強により剛 性が増加した隅角部を有するラーメン橋脚の耐荷性能 の検証と梁フランジの十字溶接部ののど厚が不足した 状態におけるラーメン橋脚の耐荷性能の低下の程度を 検証した.ここで得られた主な結果は以下のとおりであ る.

(1) 当板補強は隅角部の応力集中を低減することで疲労耐久性の向上には大きく寄与するが、橋脚全体の耐荷性能の向上は期待できない.また、橋脚形状によっては当板補強による剛性増加の影響により、橋脚全体の耐荷性能は低下する.

- (2) 隅角部の梁フランジ十字溶接継手ののど厚不足により、橋脚の耐荷性能の低下は小さいが、橋脚全体の変形性能は著しく低下する.
- (3) 十字溶接継手が破断状態の隅角部に、荷重初期から せん断破断強度まで安定して荷重伝達できる高力ボ ルト支圧接合継手を用いた当板補強を適用した場合、 建設時と同程度の耐荷性能が保持できる可能性があ る.
- (4) 隅角部のような大きな荷重を受ける部位での当板補 強には、すべり耐力以降に円滑に隣接ボルトへ荷重 分配し、高力ボルトが有している高いせん断破断強 度近くまで荷重伝達が期待できる支圧接合継手の適 用は有効である.

### 参考文献

- (1) 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.
- 2) 三木千壽,市川篤司,坂本拓也,田辺篤史,時田英夫, 下里哲弘:鋼製箱形断面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.
- 3) 三木千壽, 平林泰明, 時田英夫, 小西拓洋, 柳沼安俊: 鋼製橋脚隅角部の板組構成と疲労き裂モード, 土木学会 論文集, No.745/I-65, pp.105-109, 2003.
- 佐々木栄一,三木千壽,市川篤司,高橋和也:鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動,構造工学論文集, Vol.50A, pp.1467-1477, 2004.
- 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,153 号, pp.1-18, 1968.
- 5) 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.
- 7)下里哲弘,時田英夫,町田文孝,三木千壽:首都高速道路における鋼橋脚隅角部の疲労損傷対策,土木学会年次学術講演会概要集第1部, pp.863-864, 2003.
- 田辺篤史,佐々木栄一,三木千壽: 隅角部に疲労補修を 施した鋼製ラーメン橋脚の地震時挙動,構造工学論文集, Vol.51A, pp.1257-1266, 2005.
- 9) 三木千壽, 平林泰明:施工の不具合を原因とする疲労損 傷, 土木学会論文集 A、Vol.63, No.3, pp.518-532, 2007.
- 日本道路協会,道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 丸善,2002.
- 木ノ本剛,下里哲弘,明橋克良,三木千壽:鋼製橋脚 隅角部の当て板補強の支圧接合に関する実験,土木学 会年次学術講演会概要集第 I 部, pp.1085-1086, 2003. (2007 年9月 18 日受付)