

ボルト止め補剛材を用いたラーメン橋脚の梁腹板補強に関する検討

Investigation into Seismic Upgrading of Frame-type Steel Pier Beam Webs by Bolted Stiffeners

杉浦裕幸*, 森下宣明*, 前野裕文**, 葛西昭***, 岡本隆****, 長山秀昭*****

Yasuyuki SUGIURA, Nobuaki MORISHITA, Hirofumi MAENO, Akira KASAI, Takashi OKAMOTO, Hideaki NAGAYAMA

*名古屋高速道路公社 保全施設部 保全課 (〒462-0844 名古屋市北区清水4丁目 17-30)

**工博 名古屋高速道路公社 保全施設部 保全課 (〒462-0844 名古屋市北区清水4丁目 17-30)

***工修 名古屋大学助手 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****工博 JFE 技研(株), 土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

*****工修 JFE 技研(株), 土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

In this study the web plate of box-sectioned beam is reinforced by two methods, where longitudinal stiffeners or diagonal stiffeners are adopted. The stiffeners are fixed to web plate by bolts. FEM analyses are carried out for such stiffened web plates. The numerical results clarify the inelastic seismic behavior in severe earthquakes of bolted stiffeners and web panels, which are found different from the results of welded stiffened web. Furthermore, based on the results, the improvement of seismic performance of the standard steel frame pier reinforced by the longitudinal stiffeners or diagonal stiffeners is verified.

Key Words: Web panel, Stiffener, Seismic reinforcement, Steel frame piers, bolted connection

キーワード: 腹板パネル, 補剛材, 耐震補強, 鋼製ラーメン橋脚, ボルト止め

1. まえがき

名古屋高速道路公社では、現在、図-1に示すような既設の鋼製ラーメン橋脚に対して耐震補強工事を計画・実施している。この補強方針としては、橋脚の柱基部が塑性化する前に梁がせん断降伏する「梁部先行型破壊」が生じるとされたものに対しては、それが起こらないような補強を行うことを原則としている。この梁のウェブパネルのせん断補強に関しては、荷重を受けている既設橋脚での溶接施工上の問題や、溶接品質の問題、さらには閉鎖空間内での作業性から、補剛材をできるだけ少ないボルトで接合することを基本としている。

これまで、鋼製ラーメン橋脚の耐震性についていくつかの検討が実施^{1)~6)}されてきた。筆者らも、鋼製ラーメン橋脚については、新設橋脚の梁部材を対象に箱形断面の梁の載荷実験を実施して、そのせん断耐荷力について検討するとともに、橋脚の耐震性を検討⁴⁾しているが、ここでは、先に述べたように既設ラーメン橋脚における梁のウェブパネルの補強方法、すなわち、ボルト止め補剛材による補強効果とそれを施された既設ラーメン橋脚の耐震性について検討した結果について報告する。

本論文では、まず、梁のウェブパネルのみをとりだし、載荷実験により補剛方法の差異による耐荷力と変形能を比較した。また、補剛材をボルト接合したウェブパネルの

解析モデルについては実験結果と比較することにより、その妥当性を検討した。次に、この解析手法を用いて、フランジを含む箱形断面梁全体の解析を行い、ボルト止め補剛材により補強された梁としての挙動を明らかにするとともに、耐震補強設計に必要な梁のせん断応力とせん断ひずみの関係を得た。最後に、このせん断応力とせん断ひずみの関係を梁部材の要素に適用して、鋼製ラーメン橋脚全体の梁モデルのPushover解析を行い、耐震性の評価を行った。

なお、本研究では、ウェブパネルの補強方法として、水平に配置した補剛材をボルトで止める方式（以下、「水平補剛方式」）と斜めに配置した補剛材をボルトで止める方式（以下、「斜め補剛方式」）の2つの補強方法を採用している。

2. ウェブパネル（せん断パネル）の載荷実験および解析による再現

2.1 既設橋脚の梁部ウェブパネルの現状調査

既設ラーメン橋脚における梁のウェブパネルについての調査結果を図-2に示す。この図に示すようにウェブパネルのアスペクト比 α ($=a/b$, a :横リブ間隔, b :ウェブ幅)は、0.5~1.0程度の範囲にあり、せん断幅厚比パラメータ R_{tw}

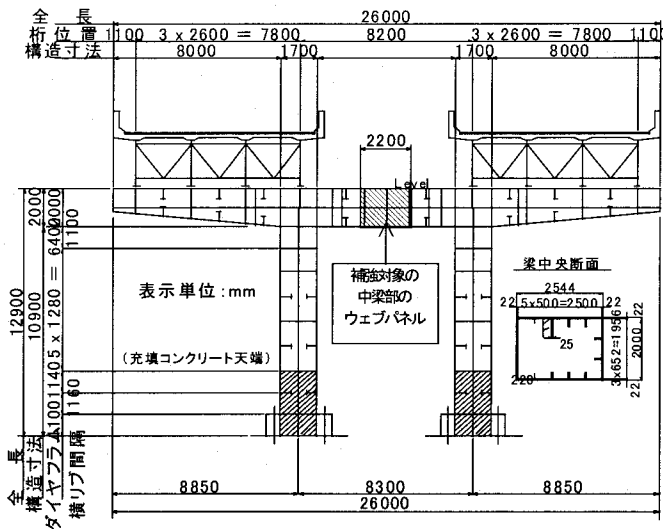


図-1 耐震補強対象の鋼製ラーメン橋脚

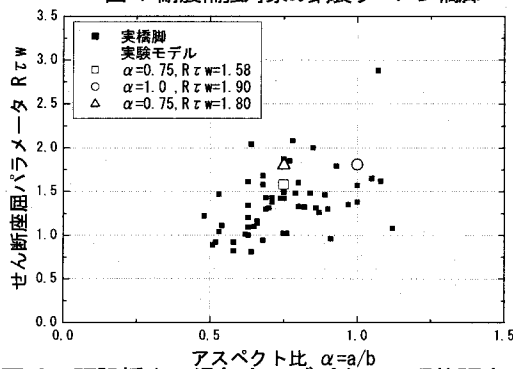


図-2 既設橋脚の梁部ウェブパネルの現状調査

は、概ね2.0以下となっている。なお、図中、□○△は、実験に用いた供試体のパラメータを示しているが、ここでは、代表的な $\alpha=0.75$, $R_{tw}=1.58$ の実験内容を中心に述べる。

2. 2 実験概要⁷⁾

(1) 実験供試体

実験供試体の諸元を表-1 に、補剛材の配置状況を図-3 に示す。鋼材の材質は、ウェブパネル、補剛材ともにSS400 ($\sigma_y=326\text{N/mm}^2$) である。縮尺率は実際の橋脚の約 1/2.3 を想定し、パネル寸法は $1.0\text{m} \times 0.75\text{m}$ 、板厚 6mm (実物 14mm)、補剛材はボルト止めの施工性と剛性の関係からコ型 (溝形鋼)、L型 (山形鋼) 形状の2種類とした。ボルトは、M10 (実物 M22) とし、ボルトピッチは、補剛材をパネル片面のみに設置するため、補剛材を越えて発生する座屈モードを抑制するため、補剛材間隔の 1/2 とした。

供試体としては、無補剛パネル (A-0) とそれに水平補剛材を溶接したパネル (A-H-W)、水平補剛材をボルト止めたパネル (A-H-1)、A-H-1 の水平補剛材の剛性を 1/2 にしたパネル (A-H-1/2)、斜め補剛材をボルト止めたパネル (A-D-1) の5ケースである。なお、取り付ける補剛材の形状については、水平補剛方式ではコ型タイプ (A-H-1)、L型タイプ (A-H-1/2) の2種類とし、斜め補剛方式ではコ型タイプ (A-D-1) のみとした。

表-1 供試体の種類

タイプ	A-0	A-H-W	A-H-1	A-H-1/2	A-D-1
概要	無補剛(現状)	水平補剛(溶接)	水平補剛(ボルト)	A-H-1の補剛材剛性を1/2	斜め補剛(ボルト)
補剛材形状	—	C-80×65×6	C-80×65×6	L-50×65×6	C-80×65×6
ボルト径・ピッチ	—	—	M10×125mm		
補剛材の最適剛比 γ_{ms}^*	—	39.76			
補剛材の剛比 $\gamma (=EI_{ms}/bD)$	—	55.54	55.54	27.77	55.54
γ/γ_{ms}^*	—	1.40	1.40	0.70	1.40
せん断座屈パラメータ R_{rw}	1.58	0.60	0.60	0.60	0.81

(2) せん断幅厚比パラメータおよび補剛材の剛比

本研究では、ウェブパネル部に対する耐震性を評価する指標として、せん断幅厚比パラメータで整理することにした。そのせん断幅厚比パラメータは、式(1)、(3)により算出できる。式(1)は水平補剛方式、式(3)は斜め補剛方式に対して適用する。

$$R_{tw} = \frac{b}{n \cdot t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \tau_y}{k_t \cdot \pi^2 E}} \quad (1)$$

ここに、 b : ウェブパネルの幅、 n : パネルの分割数、 t : ウェブパネルの板厚、 ν : ポアソン比、 E : ヤング率、 k_t : 座屈係数で矩形板では式 (2) を用いる。

$$\left. \begin{aligned} k_t &= 5.34 + 4.0 / \alpha_s^2, \alpha_s \geq 1.0 \\ k_t &= 4.0 + 5.34 / \alpha_s^2, \alpha_s < 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ただし、 α_s : サブパネルのアスペクト比($=a/b_s$)、 a : 縦リブ間隔、 b_s : サブパネルのウェブ幅、である。

$$R_{tw} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \tau_y}{k_t \cdot \pi^2 E}} \quad (3)$$

式 (3) における斜め補剛方式の座屈係数 k_t は、実用式が提案されていないため、ここでは、ウェブパネルのアスペクト比 $\alpha (=a/b)$ をパラメータとし、補剛材位置の面外方向の変形を固定した線形固有値解析により座屈係数を算出し、式(4)を導いた。

$$k_t = 15.3 + 20.3 / \alpha \quad (0.5 < \alpha < 2.0) \quad (4)$$

なお、従来の矩形板、斜め補剛板における座屈係数の設計値と数値計算結果を比較したのが図-4 であり、解析値と設計値は比較的良い一致を示している。

補剛後のせん断幅厚比パラメータ R_{tw} は無補剛の1/2程度以下となるように設定し、水平補剛方式ではせん断降伏を目標に式(1)の値を 0.6 以下に、また、斜め補剛方式では、水平補剛と同等の補剛効果が得られることを目標に式(3)の値を 1.0 以下に設定した。

補強する供試体に使用した補剛材の剛比 γ (補剛材とパネルの曲げ剛性比) については、宇佐美らの提案⁸⁾する最適剛比 γ_{ws}^* を基準とし、1.4 倍、0.7 倍の2種類を設定した。水平補剛材の剛比 γ_{ws} とせん断に関する最適剛比 γ_{ws}^* は、それぞれ以下の式により算定するものとした。

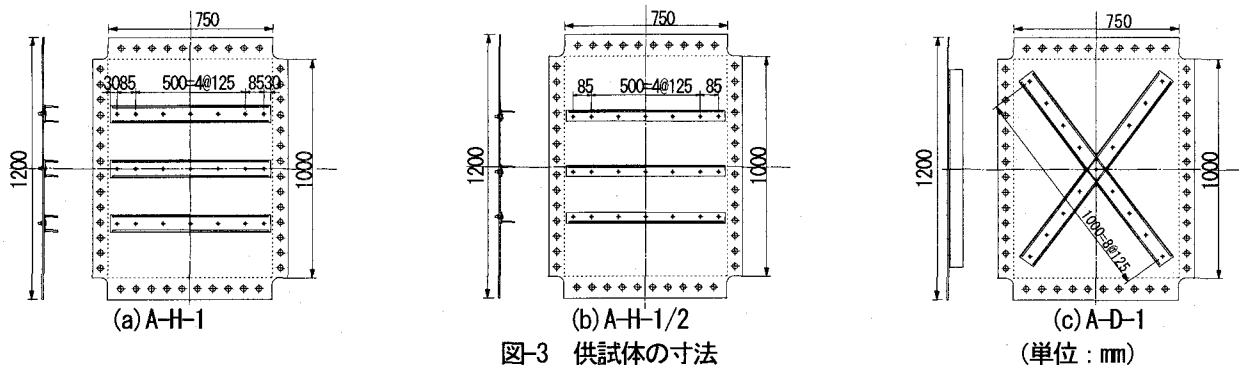


図-3 供試体の寸法

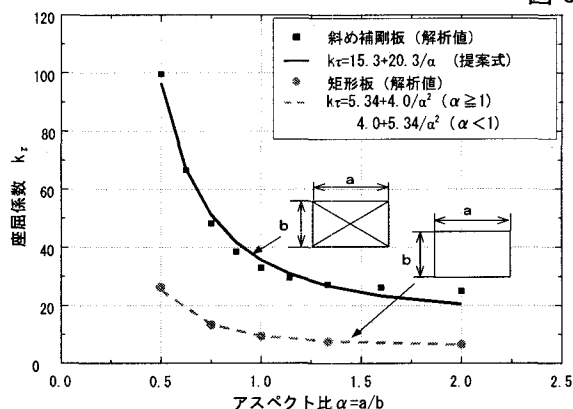


図-4 矩形板、斜め補剛板の座屈係数

$$\gamma_{ws} = \frac{EI_{ws}}{bD} \quad (5)$$

ここに、 I_{ws} ：水平補剛材の断面 2 次モーメント、 D ：ウェブパネルの曲げ剛度であり、次式により求める。

$$D = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6)$$

$$\gamma_{ws}^* = \frac{27.3(n_w - 1)^{0.6} \alpha - 23.3\alpha}{0.20(n_w - 1)^{0.7} - 0.60/\alpha + 0.52/\alpha^2} \quad (7)$$

ここに、 n_w ：サブパネルの分割数

斜め補剛材の設計においては、斜め補剛材の剛比 γ_d とせん断に関する最適剛比 γ_{ws}^* の比が 1.0 以上になれば良いものとした。 γ_d は以下の式により算定し、 γ_{ws}^* は式(7)による。

$$\gamma_d = \frac{EI_d}{bD} \quad (8)$$

ここに、 I_d ：斜め補剛材の断面 2 次モーメント

(3) 載荷装置および載荷パターン

図-5 に載荷装置概要図を示す。供試体に対し、純せん断状態を模擬して繰り返しせん断力を載荷するため、供試体の周囲の治具は、4 箇所をピン結合とし、治具と供試体 4 辺はボルトにより接合している。また、治具の 1 辺に剛な載荷ブロックと連結したアクチュエーターを設置し、変位制御載荷を行った。変位制御に用いるせん断降伏変位 δ_y は、供試体（鋼板）の載荷辺がせん断降伏応力度（材料試験値）に達する時点での変位と定義する。すなわち、せん断ひずみを微小量と仮定すると、 $\delta_y = b\gamma_y$ 、ただし b ：ウェブパネルの幅（=1000mm）、 γ_y ：せん断降伏ひずみ

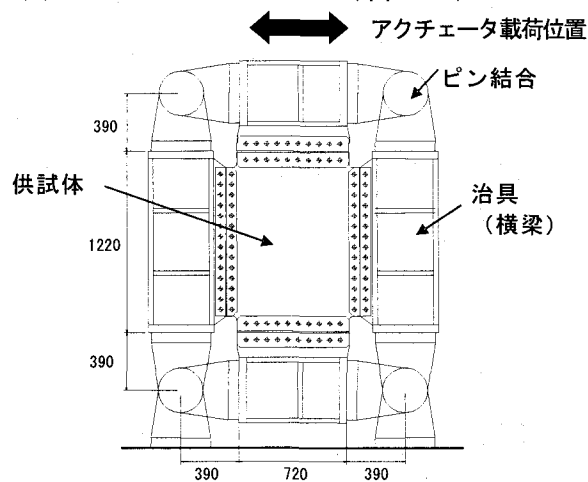


図-5 載荷装置概念図(単位：mm)

である。載荷パターンは、せん断降伏変位を基準とし、漸増繰り返し載荷とした。なお、各サイクルの繰り返し回数は 1 回である。

2. 3 実験結果

図-6(a)～(c)に各供試体の $\pm 5\delta_y$ までの荷重－変位曲線を示す。

①無補剛 (A-0) は、 $+1\delta_y$ の載荷過程において、800kN 付近で荷重－変位曲線が大きく折れ曲がった。これは、対角線上の座屈によるものである。その後、繰り返し載荷により交互に対角線上の座屈が発生し、載荷変位の増加とともに座屈の面外変形は大きくなる（写真 1(a)）。載荷変位 $\pm 5\delta_y$ でほぼ最大荷重（約 1150kN）に到達した後、隅角部などに亀裂が生じて耐荷力が低下し始める。この供試体の荷重－変位曲線においては、対角線の座屈モードが反転し、逆の斜張力場が形成されるまでは耐力の上昇が見られないことに特徴がある。

②溶接補剛 (A-H-W) は、 $+1\delta_y$ の載荷過程において、800kN 付近で荷重－変位関係が緩やかに折れ曲がり始めた。その後、繰り返し載荷により徐々に塑性化が進行し、端パネル部分で対角線方向の座屈モードが観察された。 $\pm 5\delta_y$ でほぼ最大荷重（約 1400kN）に到達した。

③水平補剛 (A-H-1) は、 $+1\delta_y$ の載荷過程、900kN 付近で荷重－変位関係が緩やかに折れ曲がるものの、無補剛に対して耐力も大きく紡錘型の履歴を示す。これは、配置した補剛材が、対角線上の大きな座屈の抑止効果であると考えられる（写真 1(b)）。 $\pm 5\delta_y$ 以下の範囲では、溶

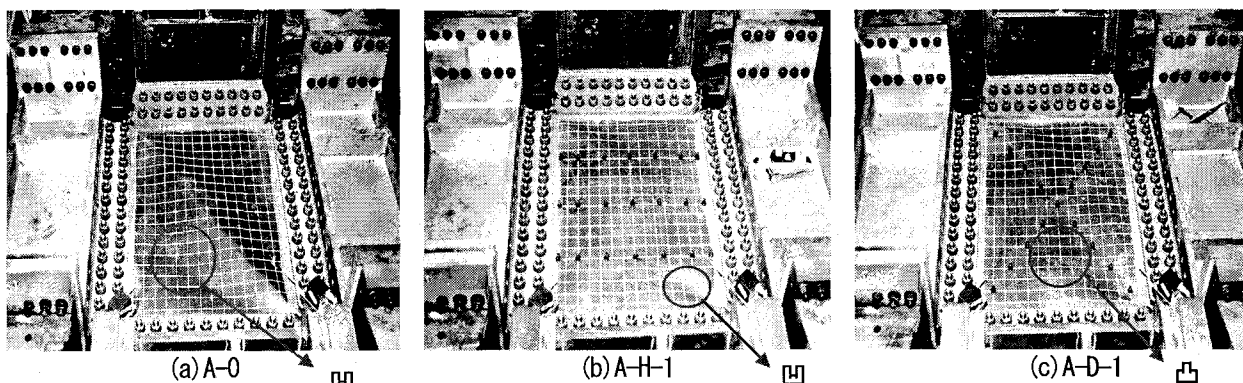
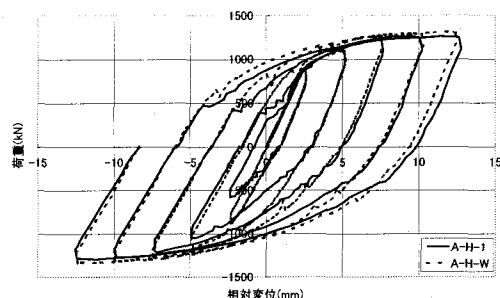
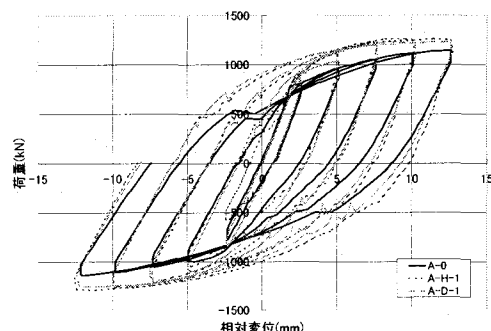


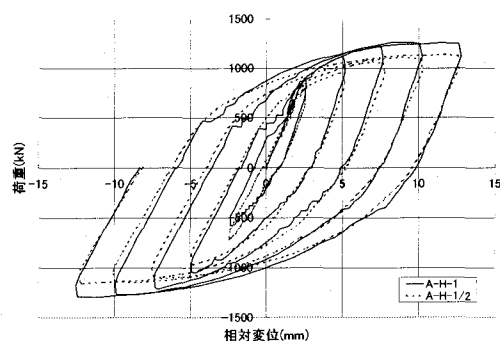
写真1 セン断実験の+5 δ_y 終了時の状況



(a) 溶接とボルト接合の比較



(b) 無補剛・水平補剛・斜め補剛方式の比較



(c) 補剛材剛性の影響比較

図-6 荷重-変位曲線

接補剛と同程度の補剛効果が確認できた(図-6(a))。

ただし、A-H-1は $\pm 5\delta_y$ でほぼ最大荷重に到達した後、無補剛と同様に隅角部に亀裂が生じて耐荷力が減少し始める。

④水平補剛の剛性を1/2にした供試体(A-H-1/2)は、 $\pm 5\delta_y$ 以下の範囲では、耐力が若干低下するもののA-H-1と同様の挙動を示し、大きな影響がないことが確認できた(図-6(c))。

⑤斜め補剛(A-D-1)については、対角線上の大きな屈を抑止する効果があり、 $\pm 5\delta_y$ 以下の範囲ではA-H-1と同様の挙動を示した(図-6(b)、写真1(c))。

2. 4 数値解析による実験の再現

(1) 解析モデルおよび解析条件

図-3で示した実験供試体の中で、水平補剛方式と斜め補剛方式に対して、解析モデルを作成し有限要素法による弾塑性有限変位解析を行った。載荷および拘束条件は、図-5に示す実験と同様な条件を適用した。なお、供試体には、治具を通して荷重が伝わることになるため、供試体だけでなく、供試体周囲の4辺の治具(横梁)までモデル化した。

実験供試体において、ウェブパネルには、補剛材がボルト止めされていることから、このボルト止めしたときの挙動を正確に表現できるように、図-7に示すようなモデル化を行った。すなわち、補剛材とウェブパネルが接触している部分は、接触要素を用いてモデル化し、補剛材とウェブパネルの間で圧縮状態のときだけ力が伝わるようにし、引張り状態では伝わらないように考慮した。なお、このとき接触しながらずれるときの摩擦力は無視した。

ボルトについては、図-7に示す位置に配置し、梁要素でモデル化した。これにより、補剛材とウェブパネルの間で引張りが発生したときは、このボルトを通じてのみ力が伝わることになる。

ウェブパネルと補剛材の材料構成則における降伏値は材料試験結果から決定し、応力-ひずみ関係はひずみ硬化(E/100)を考慮した移動硬化型のバイリニアモデルとした。なお、本解析では、初期応力と初期不整は考慮していない。

(2) 解析モデルの妥当性の確認

前項の解析モデルを用い、水平補剛方式に対して解析を行った結果の荷重-変位関係を図-9に示す。図内には、実験結果も合わせて示している。この図より、解析結果の最大荷重およびそのときの変位が、実験結果とよい精度で一致していることがわかる。また、履歴ループの形については、解析の結果が多少角張った紡錘となっている。これは、主に鋼材の応力-ひずみ関係としてバイリニアモデルを採用したことによるものと考えている。

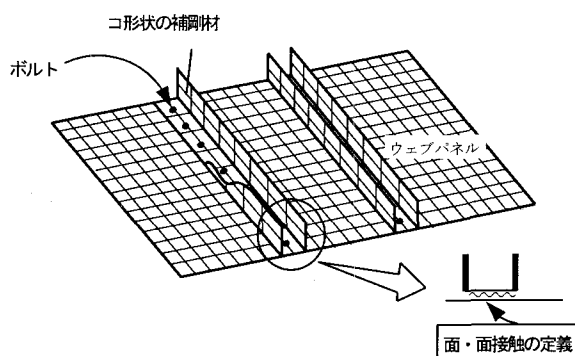


図-7 ウェブパネル部のモデル化（コ形補剛材）

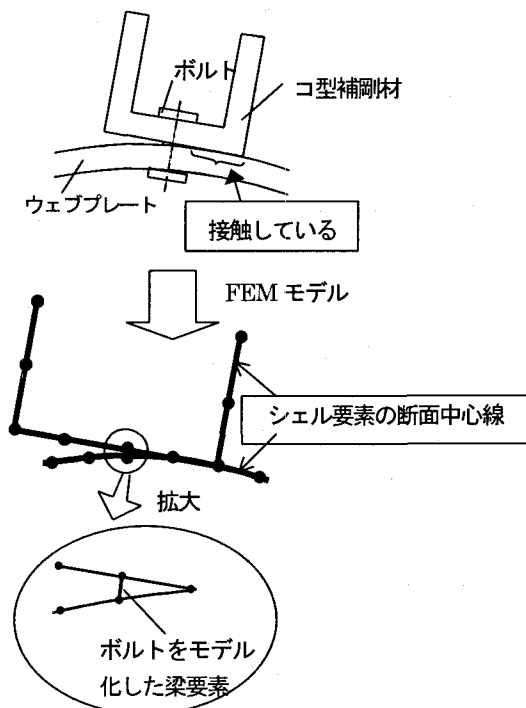


図-8 ボルト止め補剛材の変形状態

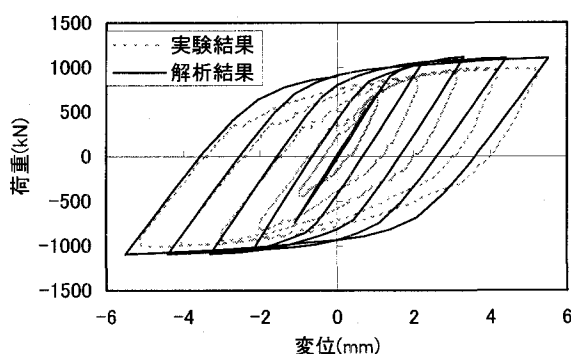


図-9 荷重-変位曲線（水平補剛方式）

実験において最大荷重を示した $+5\delta_y$ 時の解析結果の座屈モードを図-10に示す。この図から、水平補剛方式および斜め補剛方式ともに、各パネル内で大きく座屈するが、座屈波形が補剛材の各パネル間でほとんど連続しておらず、それぞれの補剛材がウェブパネル全体の面外座屈を防止する役割をはたしているものと判断できる。また、図-10に示す座屈モードは、写真1に示す実験結果の座屈モードの凹凸性状を比較的良く再現している。

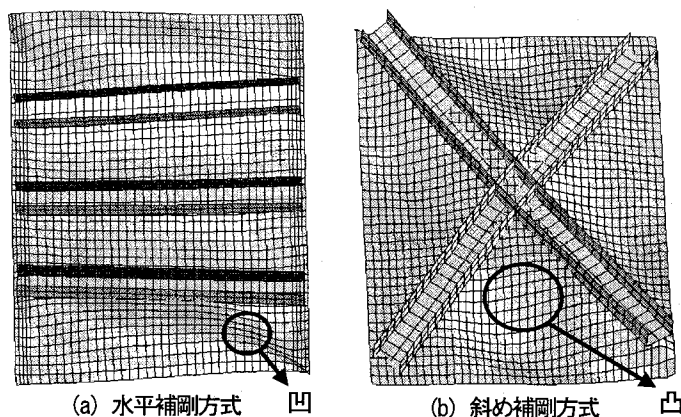


図-10 座屈モード図（コ形補剛材）

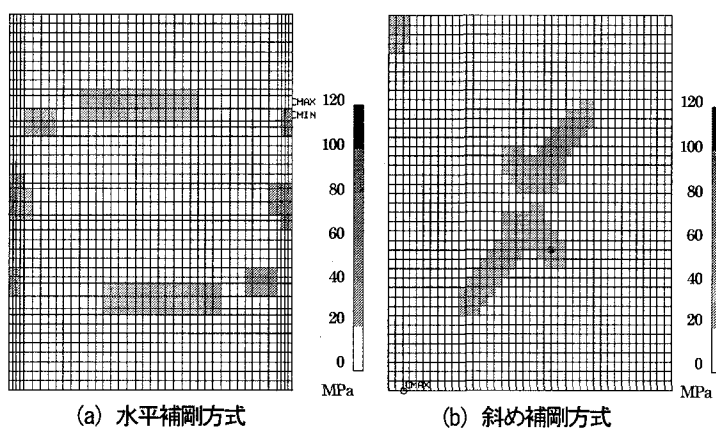


図-11 接触圧分布

(3) ボルト接合部の挙動

補剛材がウェブパネルの変形を抑えるために、どの位置に支圧力が作用しているかを示したのが図-11である。この図において、(a)が水平補剛方式の場合、(b)が斜め補剛方式の場合である。これらの図から、支圧力の発生は両補剛方式において補剛材の底面全体に発生するわけではなく、変形を抑えている補剛材の一部であることがわかる。特に、この現象は、斜め補剛方式の場合に明確であり、対角線に沿った面外の変形を抑制する方向に支圧力が作用していることがわかる。そのため、荷重方向が逆方向になった場合には、逆の対角線に沿って発生する。

3. 箱形断面梁モデルの解析

3. 1 解析条件および解析モデル

(1) 解析対象および解析条件

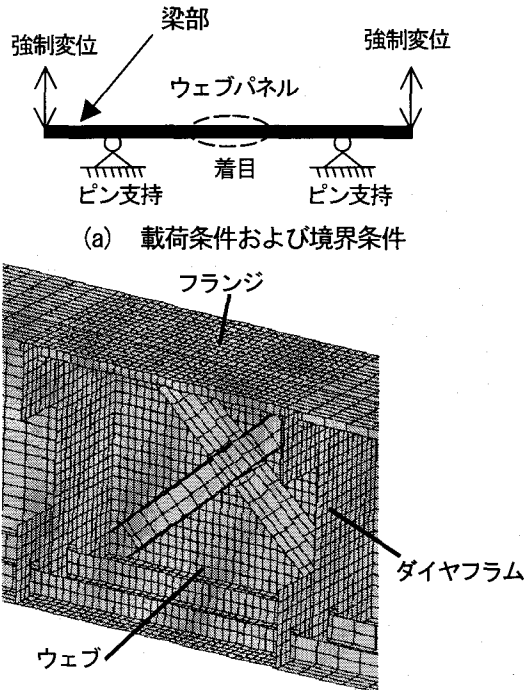
実際の梁は、箱形断面であり、フランジ部の諸元もウェブパネル部のせん断耐力に影響することが考えられる。このため、耐震補強で対象とする標準的な鋼製ラーメン橋脚（図-1）における梁部を取り出し、その挙動を明らかにするための解析を行った。荷重・荷重条件は、図-12(a)に示すように、鋼製ラーメン橋脚の面内（橋軸直角）方向に地震荷重が作用したときに、梁に作用する荷重状態を前提にしている。この時、着目する梁部の中央は、せん断力が支配的であり、曲げが小さい荷重状態である。

解析は、対象橋脚の梁部において、無補剛の断面と、表-2に示すように水平補剛材をボルト止めしたものおよび

表-2 解析ケース

解析ケース名	条件内容	補強後 R_{zw}
ケース1	2本の水平補剛材をボルト止め	0.56
ケース2	斜め補剛材をボルト止め	0.71

※補強前 $R_{zw}=1.36$



(a) 载荷条件および境界条件
(b) ウェブパネル部
図-12 解析モデル

斜めに補剛材をボルトで止めたものとした。なお、この補剛材は、前述の2.2で示した補剛材の剛性の条件を満足させている

(2) 解析モデル

本解析においては、前章のウェブパネルだけのモデル化と異なり、図-12 (b)に示すように、実際の橋脚梁部のようにフランジを含めて箱形断面梁全体をモデル化する。取り付けの補剛材とウェブパネル部は、図-7, 8で示したモデル化と同様である。なお、载荷方向と構造の対称性から、解析モデルはハーフモデルとした。図-12 (b)は、梁部の中央部分のハーフモデルを内側から見た図である。

3. 2 補剛方式の比較解析

解析結果の荷重-変位の関係を示したのが、図-13 である。この図は、梁のウェブパネルにおけるそれらを表示している。また、その荷重-変位関係において、最大荷重を示したときの座屈モードを図-14に示す。挙動が理解しやすいように、フランジやダイアフラム等は省略して補剛材付きのウェブパネルのみを表示させている。また、座屈モードが半断ししやすいように表示倍率を、斜め方向から見た場合は、ともに3倍にしている。水平方向から見た場合は、表示倍率は等倍である。水平補剛方式の場合は、補強によ

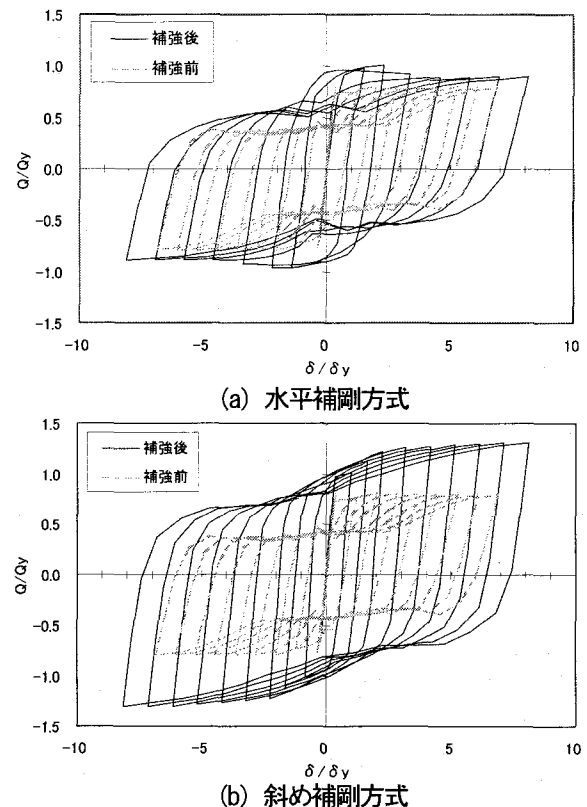


図-13 せん断力-せん断変位の関係

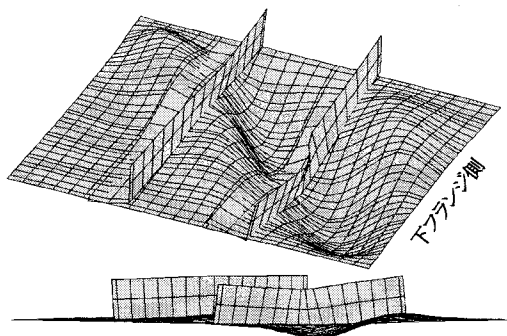
り最大荷重が、せん断降伏の荷重まで上昇していることがわかる。一方、斜め補剛方式は、変位の増加とともに荷重も増加している。これは、ウェブパネルが斜張力場になったときに斜め補剛材がトラス構造のような役割をして、荷重を受け持つことによるものと考えられる。このことは、図-14 (b)の最大荷重時の座屈モードからもわかり、斜張力場となっている逆方向では、補剛材が面外に変形しているが、斜張力場の方向においては、その方向の座屈に沿ったかたちで補剛材が取り付けられている。また、履歴ループについては、どちらの補強方法においても、斜張力場が反転し、逆の斜張力場が形成されるまで耐力の上昇はみられないが、斜め補剛方式の場合の方が履歴吸収エネルギーが大きいことがわかる。

4. Pushover 解析による補強効果の確認

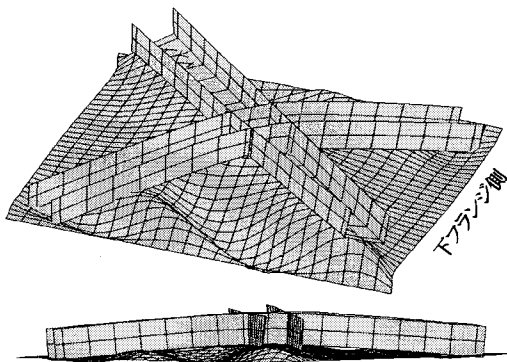
4. 1 解析条件

図-1で示した鋼製ラーメン橋脚に対して、前章の解析結果である梁部のせん断耐力と変形性能をもとに梁骨組モデルによるPushover解析を行い、補強による耐震性能の向上を検討した。

鋼製ラーメン橋脚に対するモデル化は、図-15に示すように、梁要素のファイバーモデルで行う。柱部についての詳細なモデル化、材料構成則および照査法については、文献10), 11)に示されている。梁部については、ウェブパネル部にせん断応力とせん断ひずみの関係を定義する必要があり、文献4)を参考にして、次のようにしてその関係を算出した。



(a) 水平補剛方式



(b) 斜め補剛方式

図-14 最大荷重時の座屈モードの比較

図-13 で示した荷重-変位曲線の包絡線をもとに、トリリニアモデルで近似する。その近似方法は、最大荷重値 Q_{max} をまず求め、 Q_{max} のときの履歴ループ図と同じ履歴吸収エネルギー（面積）になるように、降伏荷重 Q_y を算出する。次に、 Q_{max} 以降の劣化域における劣化剛性は、解析結果の劣化域の包絡線をもとに直線で近似した。終局の判定は、対象橋脚に作用させる漸増水平荷重が最大値を示したときとした。

このようにして求めた、水平補剛方式の場合のせん断力とせん断変位関係（トリリニアモデル）を示すと図-16 のようになり、この関係をウェブパネル部に与えることにする。

4. 2 解析結果

補強前の橋脚に対して、Pushover 解析した結果を図-17 に示す。この図から、梁が柱より先に終局を迎え、崩壊形式が梁先行型であるのがわかる。さらに、柱降伏後すぐに梁の最大荷重に達し、終局に至り、変形性能が期待できず、文献 9)～11) で規定されている地震時保有耐力法による照査を行ったところ、所要の耐震性が満足しないという結果となった。

水平補剛方式および斜め補剛方式で耐震補強した橋脚に対して、同様に Pushover 解析を実施した。その結果を図-18 に示す。同図(a)の水平補剛方式から補強前に比べ、最大耐力が 25%、変形性能が 60%

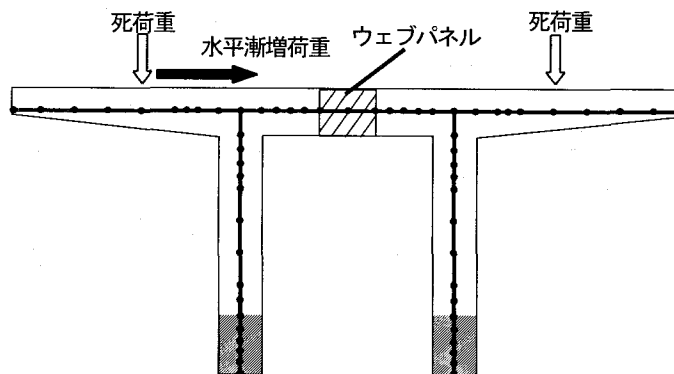


図-15 解析モデル

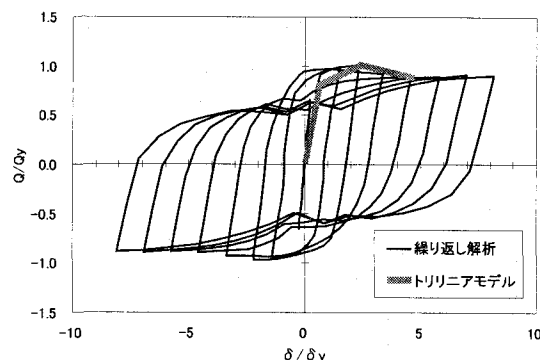


図-16 水平補剛方式のスケルトン

向上しているのがわかる。補強前と同様に、梁が柱より先に終局を迎え、崩壊形式が梁先行型になっている。しかし、対象橋脚について地震時保有耐力法¹⁰⁾による照査を行ったところ、耐震性が確保されているという結果となった。また、同図(b)の斜め補剛方式から、補強前に比べ、最大耐力が 50%、変形性能が 150%向上しているのがわかる。斜め補剛方式にすると、崩壊形式として望ましい柱先行型になっている。対象橋脚について地震時保有耐力法による照査を行っても、十分に耐震性が確保されているという結果となった。

なお、ここでは、梁先行型の破壊形式の場合においても、単柱形式鋼製橋脚の柱と同様に、水平力が最大を終局と定義した。

5. まとめ

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の梁腹板の補強方法として、ボルトで取り付ける水平補剛方式と斜め補剛方式の 2 つの補強方法を提案し、それを想定したウェブパネルの繰返し載荷実験により耐力特性を明確にするとともに、これらの結果をもとに有限要素法による解析手法の妥当性を検証した。そして、この解析手法をフランジとウェブで構成されている箱形断面梁部材に対し適用し、そのせん断耐力特性を求め、それを鋼製ラーメン橋脚全体の梁要素モデルに適用し、耐震性能の検討を行った。本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

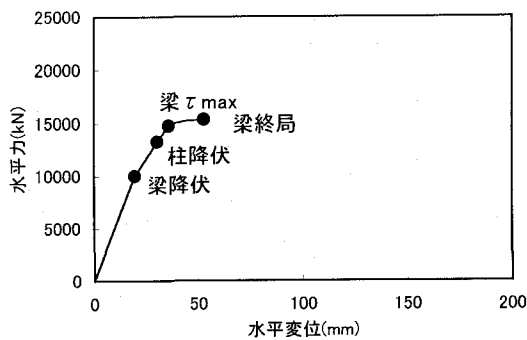
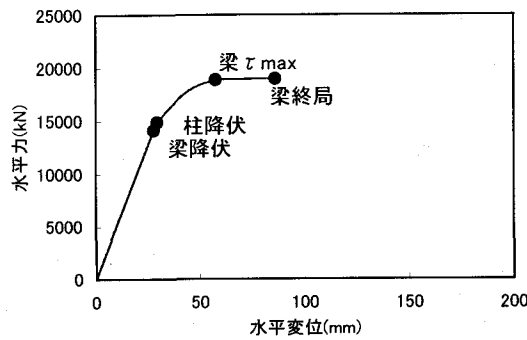
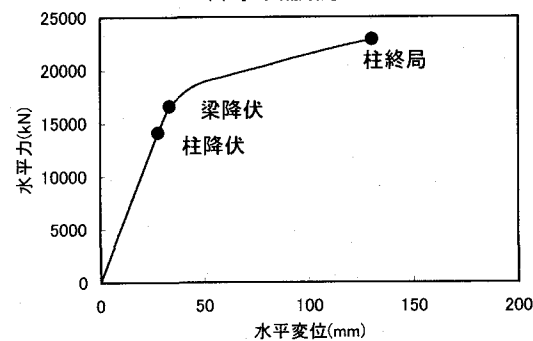


図-17 梁ウェブ補強前の荷重-変位曲線



(a) 水平補剛方式



(b) 斜め補剛方式

図-18 梁ウェブ補強後の荷重-変位曲線

- (1) 補剛材をボルトにより取り付けけた場合においても、せん断耐荷力特性の改善がはかれることは、ウェブパネルの実験により確認でき、ボルトによる補剛材の取り付け状態を解析モデルで考慮し、精度良く評価すれば、ウェブパネルの変形性能・耐荷力特性が解析により評価できることを示した。
- (2) フランジとウェブで構成されている箱形断面鋼部材の解析に、この手法を適用し、ボルト止めした補剛材を有するウェブパネルの挙動を解明できた。しかし、せん断耐力は、ウェブパネルの挙動とともに、フランジの諸元が影響し、箱形断面梁部材の耐震性（せん断耐力）を評価する上においては、この構造諸元も配慮する必要がある。
- (3) 解析で得られた箱形断面鋼部材のせん断耐力特性を適用し、名古屋高速道路公社の標準的なラーメン橋脚に水平補剛方式と斜め補剛方式の補強方法の解析を行った結果、前者は補剛しないラーメン橋脚に対し最大耐力が25%、変形性能が60%向上し、後者はそれぞれが50%、150%向上した。これにより、耐震設計で想定しているレベル2地震動に対して耐震性能を満足してい

ることが確認できた。

- (4) 最後に、補強方法として、水平補剛方式と斜め補剛方式の両方を提案したが、既設鋼製ラーメン橋脚の耐震補強設計をする場合には、既設構造物の耐震性能や補強部位の応力状態のみならず、閉鎖空間での施工を考え、品質確保や施工性などを十分に検討し選定する必要があると考えている。

謝辞

梁の耐荷力実験ならびに解析を行うにあたり多岐にわたってご指導いただいた名古屋大学大学院 宇佐美勉教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森下泰光, 福本秀士, 青木徹彦, 高久達将, 熊野拓志, 佐藤武司: 鋼製ラーメン橋脚の耐震性能実験と工事実績調査, 橋梁と基礎, pp. 32-37, 2001. 7.
- 2) 福本秀士, 上野谷実, 中村雅樹, 小林泰男: 繰返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 143-150, 2000. 3.
- 3) 前野裕文, 森下宣明, 青木徹彦, 鈴木森品, 梅田聡, 三輪恭久: コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 801-808, 2001. 3.
- 4) 森下宣明, 森久芳, 前野裕文, 岡本隆, 野中哲也, 宇佐美勉: 鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を評価した耐震設計, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 293-298, 2003. 1.
- 5) 前野裕文, 森下宣明, 葛漢彬, 青木徹彦, 高野光史, 吉光友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 667-674, 2002. 3.
- 6) 森下宣明, 前野裕文, 岡本隆, 中村信秀, 青木徹彦, 宇佐美勉: 鋼製箱形断面のせん断耐荷力実験, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 171-176, 2001.
- 7) 前野裕文, 杉浦裕幸, 長山秀昭, 市川和臣, 岡本隆: ボルト止め補剛材を用いたせん断パネルの交番載荷試験, 第58回年次学術講演会, I-593, 2003. 9.
- 8) Praween CHUSILP, 葛漢彬, 宇佐美勉: せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 657-666, 2002. 3.
- 9) Zheng, Y., Usami, T., and Ge, H. B. (2000): Ductility of thin-walled steel box stub-columns, J. struct. Engrg., ASCE, Vol. 126(11), pp. 1312-1311.
- 10) (社) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会, 耐震設計研究 WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996. 7.
- 11) (社) 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000. 4.

(2003年9月12日 受付)