

既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE
OF EXISTING STEEL BRIDGE PIERS

西川和廣*・山本悟司**・名取 暢***・寺尾圭史****・安波博道†・寺田昌弘‡

Kazuhiro NISHIKAWA, Satoshi YAMAMOTO, Tohru NATORI, Keiji TERAOKA

Hiromichi YASUNAMI and Masahiro TERADA

*正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室 (〒305 茨城県つくば市大字旭一番地)

**正会員 建設省近畿地方建設局 浪速国道工事事務所 調査第一課 (〒573 大阪府枚方市南中振3-2-3)

***正会員 株式会社横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒261 千葉県千葉市美浜区新港88番)

****正会員 工修 株式会社横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒261 千葉県千葉市美浜区新港88番)

†正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富20-1)

‡正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 鋼構造研究開発センター (〒293 千葉県富津市新富20-1)

The purpose of this experimental study is to investigate methods to improve existing steel bridge piers. In this paper, authors tried to improve seismic performance of steel column specimens modelling steel bridge piers keeping their ultimate strength. A total of eight specimens, four are rectangular-section columns and four are circular-section columns, were tested under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads. Specimens consists of original columns and some kind of reinforced columns. Authors investigated test result using energy method.

The result shows that it's effective for the rectangular-section column to reinforce corners and for the circular-section column to build the outer pipe keeping a clearance.

Key Words : steel bridge pier, toughness, cyclic loading, energy absorption, seismic capacity,

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、これまでの耐震設計で想定していた規模をはるかに越えたものであり、高架橋を中心に多くの道路橋の橋脚が被害を受けたが、鋼製橋脚も初めて本格的な地震被害を受けた。建設省の「兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書」(平成7年3月30日)³⁾によれば、被災地域における直轄国道、阪神高速道路および高速国道の鋼製橋脚のうち、倒壊したり損傷変形が著しく大きなものの割合は約1%とRC橋脚の3%に比べ小さいが、小さな損傷まで含めると約半数が何らかの損傷を受けており、RC橋脚の3割に比べて逆に高いという統計も得られており、その耐震性の評価は現時点では相半ばしている。

従来、靱性を考慮した耐震設計法はRC橋脚のみに規定されていたが、今回の地震を契機に鋼製橋脚についても同様の規定を整備することが急務となった。また、同時に全国の既設橋脚の補強工法についても確立する必要がある。

従来、鋼製橋脚の耐震性の改善には、コンクリート充填が最も確実とされており、建設省の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」(平成7年2月27日)にもこの工法のみが提示されている^{1),2)}。しかしこの工法では、必然的に柱の耐荷力が増大

するため、とくに既設橋脚の補強には基礎やアンカーに負担がかかり、経済性や施工性の面から問題が少なくない。

本研究では、兵庫県南部地震により被災した鋼製橋脚の損傷状況、ならびに既往の実験的研究^{6)-10),14)}から、補剛版の局部座屈が必ずしも橋脚としての終局状態になってはいないことに注目し、局部座屈発生後の新たな終局限界状態を設定し、その終局状態を防止する工法としての耐震補強法と局部座屈発生後に移行する構造系の仮説を立て、実験を行うことにより実証している。

実験は実橋脚を想定した8体の矩形断面・円形断面の大型片持供試体を用いた準静的繰り返し載荷実験であるが、繰り返し回数については、RC橋脚と鋼製橋脚のヒステリシスループの形状の相違と、推定される地震時の応答変位の大きさを考慮し、従来の多くの実験とは異なる載荷ステップを採用した。また鋼製橋脚の耐震性の評価方法についてはここ数年で様々な手法が提案されつつある⁴⁾が、まだ確立には至っていないため、ここでは道路橋示方書⁵⁾に規定されているRC橋脚の保有水平耐力照査の方法に準じて耐震性能改善効果についての評価を行った。その結果、コンクリート充填のように柱の耐荷力や剛性を著しく増加させることなく、鋼製橋脚の靱性を高めることのできる工法を、矩形断面、円形断面双方について提示している。

2. 終局限界状態と補強方法

2.1 終局限界状態の仮定

都市内高速道路の高架橋脚に多用されている単柱形式のような静定構造物では、従来、最大耐荷力、すなわち局部座屈の発生を終局限界状態としていた。しかし、兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被災実態から、補剛板の局部座屈は必ずしも橋脚としての終局限界状態とはならないことが明らかとなった。

そこで、被災した鋼製橋脚の変形や破壊形態から、主に単柱形式の鋼製橋脚を対象として、その変形モードにおける終局限界状態を次のように仮定した。(Fig.1).

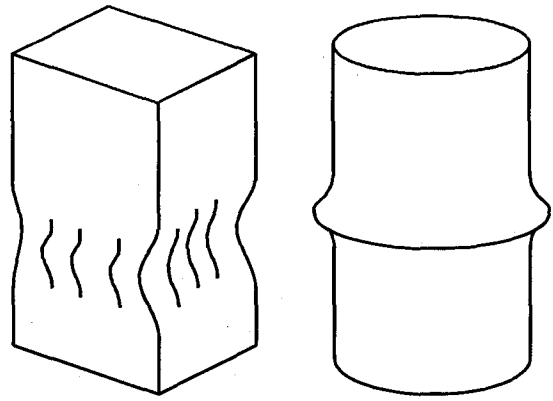


Fig.1 Ultimate State of Steel Pier

1. 矩形断面橋脚の終局限界状態

矩形断面の損傷の大半である補剛板の座屈において、角部の直線度が保たれた部材は全体としての変形が小さい。一方、部材の変形が著しいものは角溶接部が割れて、不安定なものが多かった。また、実際の損傷事例ではあまり見受けられなかったが、本研究の実験結果では、柱の角部が補剛板の局部座屈の進行に伴う部分的なねじれを生じ始めると、急速に強度を失い、変形が大きくなった。これらのことから、ここでは、矩形断面橋脚の終局限界状態を、角部に直線定規をあてたとき、目視で明らかに変形が確認できる状態とおいた。

2. 円形断面橋脚の終局限界状態

円形断面の損傷の大半は凸状の局部座屈、あるいはこれが断面の全周に進展した座屈（提灯座屈と呼ばれている）である。このような鋼管特有の局部座屈は、波長が短く、座屈発生点で折れ曲がるため橋脚全体に大きな残留変位が生じることがある。このことから円形断面橋脚の終局限界状態を大きな残留変位とならない程度の局部座屈による変形とおき、ここでは円形断面の全周にわたる提灯座屈の突出量が、外径の約1/100となる点とした。なお、どの程度までの残留変位を許容できるかについては矩形断面も併せて今後検討する必要がある。

以上の仮定は鋼製橋脚の変形とそれに伴う破壊形態に着目したものである。兵庫県南部地震においては、その他の損傷形態として脆性破壊や低サイクル疲労によるとされる鋼材の割れや亀裂の発生も報告されている。これら損傷形態に対して、どのように評価し、対策をなすべきかについては、損傷の実態調査を含め今後の検討課題と考える。

2.2 補強に関する基本的考え方

従来の研究^{6)~14)}における主な耐震性能向上方策は以下のようなものである。

1. 補剛板の幅厚比や鋼管の径厚比を小さくする。あるいは、補剛材の剛度を高くしたりダイヤフラム

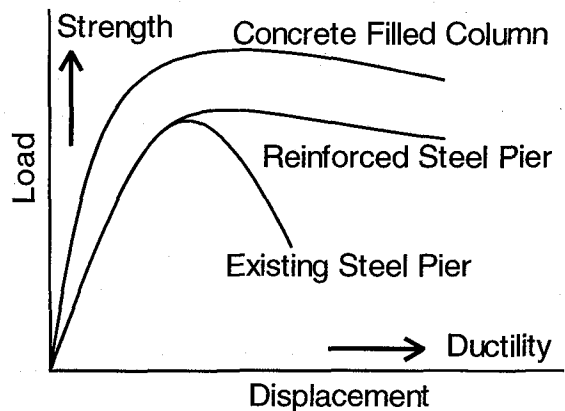


Fig.2 Concept of Reinforcement

間隔を密にしたりする。

2. コンクリートを充填したり巻立てたりする。あるいはコンクリートとの合成構造とする。

これらの方策は、局部座屈を防止して変形性能の向上を指向したものであるが、結果として最大耐荷力および剛性を同時に上昇させることになる。しかしながら、前述したような終局限界状態を前提として耐震性能改善方法を考えるならば、必ずしもこのような方策に固守する必要はなく、別な概念による改善方法の提案も成し得る。また、既設橋脚の耐震補強への適用を考えた場合、最大耐荷力の増加については基礎への影響が懸念され、基礎の補強が必要となるような方策は最善策とは言えない。Fig.2は耐荷性能と変形性能との関連を模式的に示したものである。初期剛性や最大耐荷力を大きく増加させることなく変形性能だけを向上させることができれば、基礎の補強工事を実施することなく耐震性能を確保することが可能となる。

このような構造特性を実現する方法として、最大耐荷力の以前と以後で復元力の発揮の機構が異なる構造

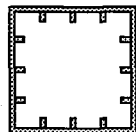
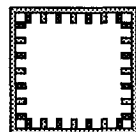
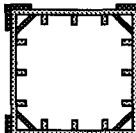
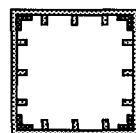
No.	Section	Outline of Reinforcement
2		No Reinforcement (Basic Section)
3		Addition of Stiffeners (80x6)
4		Outer Angle Plates & (130x130x6) Inner Flat Corner Plates (170x6)
5		Inner Angle Plates (90x90x9)

Fig.3 Cross Sections of Rectangular Specimens(mm)

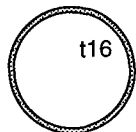
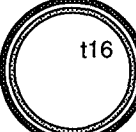
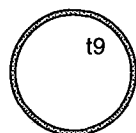
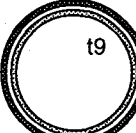
No.	Section	Outline of Reinforcement
6		No Reinforcement (Basic Section of t16)
7		Outer Pipe with Clearance (938 φ x9)
8		No Reinforcement (Basic Section of t9)
9		Outer Pipe with Clearance (938 φ x9)

Fig.4 Cross Sections of Circular Specimens(mm)

形式を考えることができ、本文で仮定した終局限界状態への到達を遅延させることを目標においた補強構造を、矩形断面、円形断面のそれぞれについて発案した。

矩形断面 (Fig.3のNo.4, No.5) については、四隅を補強することによって最大耐力に達したあたりで補剛板に局部座屈が発生しても、その後は四隅を柱とする仮想的なラーメン構造として耐力を維持しようとするものである。補剛板については、むしろその部分での変形を許容し、それによりエネルギーの吸収を図る。円形断面 (Fig.4のNo.7, No.9) については最大耐力に達したあたりで局部座屈が発生しても、その変形を制御することで橋脚全体の大変形を防止し、耐力の維持を図ろうとするものである。どちらの考え方においても局部変形の発生を許容し、それが発生した段階で構造系が変化することにより変形量が増大しないことを意図している。つまり、局部変形の発生後においては新たな構造形式への移行を促して、変形の不安定領域へ進行するのを防止することで耐力を維持し高い耐震性を発揮させることが基本的な考え方である。

3. 実験概要

3.1 実験供試体

供試体は矩形断面4体、円形断面4体とし、耐震性能改善補強前の基本構造を3体、これらに補強を施した改造構造5体を製作した。基本構造供試体の概略寸

Table1 Mechanical Properties of Steel

Specimen	σ_y	σ_u	δ_{el}	Material
No.2	3888	5633	36	SM490
No.3	3755	5612	36	SM490
No.4	3796	5602	36	SM490
No.5	3796	5602	36	SM490
No.6	3459	5480	46	SM490
No.7	3541	5500	44	SM490
No.8	3000	4490	41	SS400
No.9	2827	4469	42	SS400

Notes: σ_y =Yield Stress(kgf/cm²)
 σ_u =Tensile Strength(kgf/cm²)
 δ_{el} =Elongation(%)

法を Fig.5, 6に、鋼材の引張試験結果を Table1に、基本断面の定数を Table2に、供試体の基本パラメータを Table3に示す。

供試体の外形寸法については、改造構造供試体における補強部材の施工の可否や実構造物における溶接品質の再現性などに配慮し、極力大きな断面を考えた。

矩形断面供試体については、補剛板の板厚が $t=9\text{mm}$ 、縦方向補剛材の板厚が $t=6\text{mm}$ 、使用材質はともに SM490である。供試体の全長は約 3.5m であり、柱基部から約 900mm ピッチで板厚 6mm の横リブあ

Table2 Cross Section Constants

Type of Section	$A(\times 10^2 \text{mm}^2)$	$I(\times 10^4 \text{mm}^4)$
Rectangular	382.2	484972
Circular(t16)	447.1	436756
Circular(t9)	249.4	241931

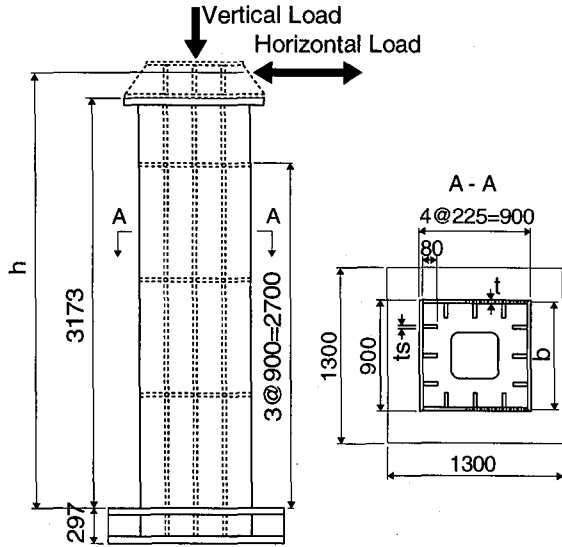


Fig.5 Test Specimen with Rectangular Section(mm)

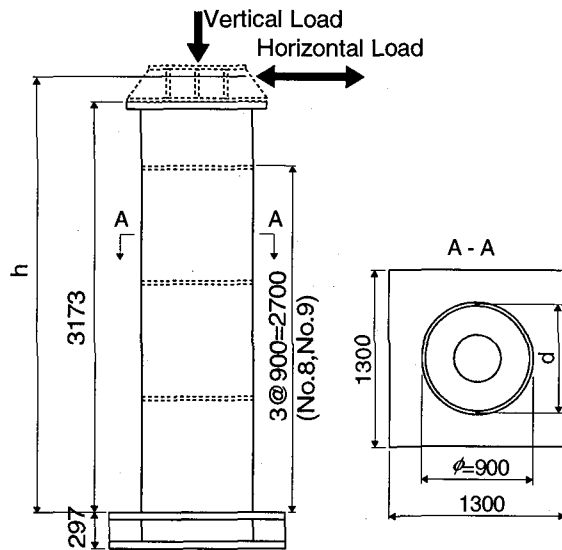


Fig.6 Test Specimen with Circular Section(mm)

るいはダイヤフラムを設置した。基本断面でおおよそ、 $R_f = 0.55$, $\gamma/\gamma^* = 0.9$ とした。 γ^* は弾性座屈理論から得られる補剛材の必要最小剛比である。これらの値については、補強が必要となる既設鋼製橋脚におけるパラメータを参照して決定したものである^{15),16)}。

円形断面供試体については鋼管の板厚が $t=16\text{mm}$ と $t=9\text{mm}$ の2シリーズがあり、使用材質は、 $t=16\text{mm}$ のものが SM490, $t=9\text{mm}$ のものが SS400 である。

(1) 矩形断面橋脚の補強構造

矩形断面橋脚における耐震性改善では以下に示す項目が主な検討内容として考えられた。

- 幅厚比制限のような従来の耐震性能改善の考え方に基づく補強と今回提案した角部の補強との改善効果の相違
- 角部の補強方法の違いが破壊モード、耐荷力、変形性能などにおよぼす効果の確認

Fig.3に供試体断面の概要を示す、従来の考え方に基づいた補強法としては、新たな縦補剛材を基本断面の補剛材間に設ける方法を採用した (No.3)。今回提案した角部の補強方法としては、比較的剛な補強 (No.4) と柔な補強 (No.5) の2種類の方法を考えた。剛な方法とは、角部の外側に鋼板をアングル状に形成した補強部材をすみ肉溶接し、内側には角部と隣接する縦補剛材間にコーナプレートをしみ肉溶接する方法である。柔な補強方法としては、角部の内側にアングル材をトルシア型高力ボルトによって接合した方法を考えた。その際、アングル材と角溶接の内面すみ肉溶接との干渉を回避するためにアングル材と補剛板との間にプレートを挟んだ。

補強高さはどれも、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる柱ベースから1800mmまでとした。No.3の供試体において新たに追加した縦方向補剛材については、実構造物の補強における施工性を考慮し、横リブ・ダイヤフラム位置で補強補剛材を断続させ、すみ肉溶接により横リブ・ダイヤフラムに接合した。No.4の外側アングルについては、補強高さ1800mmの全長を連続した一部材で補強することとし、すみ肉溶接により補剛板に接合した。また、アングル材と供試体基部のベースプレートとは溶接により接合した。No.5の内側アングルについては、箱内部での補強作業の容易さに配慮し、溶接を一切用いず高力ボルトにより接合し、横リブ・ダイヤフラム位置においては断続する構造とした。なお、接合にトルシア型高力ボルトを使用したのは、建築限界や美観などへの配慮から補強に伴う橋脚外面への突出量やその範囲を極力少なくするためである。

(2) 円形断面橋脚の補強構造

前述した耐震性能改善に関する基本的考え方における座屈変形の制御を行うために、柱の周囲にある程度隙間を設けて鋼管を巻く構造を考えた (Fig.4)。局部座屈が発生するまでは外巻鋼管は部材の剛性や荷重分担に寄与せず、局部座屈が発生してある程度の変形量になった段階で本体の局部座屈の変形の増大をこの外巻鋼管により拘束するのが目的である。外巻鋼管については、No.7, No.9 供試体ともその板厚を9mmと

Table3 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	$h(mm)$	$b(mm)$	$t(mm)$	$b_s(mm)$	$t_s(mm)$	γ/γ^*	$\bar{\lambda}$	R_f	P/P_y
No.2	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.89	0.262	0.557	0.122
No.3	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.91	0.257	0.547	0.127
No.4	3403	890.9	9.07	80	6.22	0.91	0.259	0.549	0.125
No.5	3403	891.0	9.05	80	6.22	0.91	0.259	0.550	0.125
Specimen	$h(mm)$	$d(mm)$	$t(mm)$			R/t	$\bar{\lambda}$	R_t	P/P_y
No.6	3403	883.9	16.1			28	0.281	0.076	0.138
No.7	3403	883.8	16.2			28	0.285	0.077	0.134
No.8	3403	891.3	8.70			52	0.260	0.122	0.124
No.9	3403	891.1	8.91			51	0.252	0.112	0.129

Notes: $R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}$, $\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$
 $R_t = \frac{d}{2t} \sqrt{3(1-\nu^2)}$

し、座屈の発生が予想される柱基部の領域をカバーできる高さ ($h=600mm$) とした。また、外巻鋼管とベースプレート上板は接合せず、切り離れた構造とした。柱本体と外巻鋼管との隙間については、2.1で仮定した円形断面橋脚の終局限界状態に基づき、No.7, No.9 供試体とも同一の $10mm$ とした。なお、外巻鋼管の実施工においては、数分割した円弧状の部材を現場において接合し形成することになる。また、隙間部については、防錆上の配慮や隙間の保持の面からシール材や柔な弾性材で充填しておくことが必要である。

(3) 供試体製作

供試体製作に際しては、部材の寸法精度に配慮し、断面寸法精度を左右するダイヤフラムの各辺を切削仕上げするとともに、供試体の鉛直度を確保するためにベースプレート下板を供試体軸線と鉛直になるよう切削仕上げした。

矩形断面供試体の四隅の角溶接については、実橋脚における角溶接を再現するため、外面から開先 $6mm$ の部分溶込み溶接を行い、内面からは脚長 $4mm$ のすみ肉溶接を行った。縦方向補剛材、横リブおよびダイヤフラムと補剛板との溶接は、脚長 $6mm$ のすみ肉溶接により行った。柱基部は、ベースプレート上板を補剛板が貫通し、ベースプレート下板とすみ肉溶接により接合する構造とした。なお、ベースプレート上板と補剛板とはすみ肉溶接で接合されている。補強構造は、実際の現場施工を想定して供試体の組立・溶接を完了した後に補強部材の取付けを行った。

円形断面供試体については、鋼板を曲げ加工して円弧状に成形し、完全溶込み溶接により鋼管を製作した。柱基部は箱断面供試体と同様の構造であり、ベースプレート上板を鋼管が貫通し、ベースプレート下板にすみ肉溶接されている。外巻鋼管は、予め鋼管に製作した

ものを供試体の天板を取付ける前にはめ込み設置した。

補強供試体の柱本体と外巻鋼管の隙間確保には、厚さ $10mm$ の小さな短冊状のゴムプレートを用いた。外巻鋼管の上下端部位置に円周方向に 15° 間隔でゴム板を設置して全周にわたりほぼ均等な隙間を確保した。

3.2 実験方法

(1) 荷重方法

荷重は Fig.8に示すように十分に剛な加力フレーム内に供試体および油圧ジャッキを水平に設置して行った。

実験では、まず供試体に所定の軸力を載荷した後、その軸力を一定に保持した状態で柱頂部の載荷点に正負の繰返し水平荷重を準静的に載荷した。なお、所定軸力については、(公称降伏応力を用いて計算した) 全断面降伏荷重の 15% となるように設定した。この値は、文献^{15),16)}によると既設鋼製橋脚(矩形断面)における軸力成分の平均的な値と考えることができる。Fig.7に載荷サイクルの概念図を示す。供試体の下端(ベースプレート上板部直上)が降伏するときの載荷点の変位を δ_{y0} とすると、まず、 δ_{y0} を片振幅とした交番載荷を行ない、以降、変位 δ_{y0} の整数倍の変位を片振幅とした両振りの交番載荷を $\pm 2\delta_{y0}$, $\pm 3\delta_{y0}$, $\pm 4\delta_{y0}$ …… というように漸次振幅を増加させながら、十分に大きな水平変位および変形が生じ、かつ水平反力が降伏時の値より十分に下がるまで載荷を行った。

本実験では繰返し荷重の載荷条件として各 δ_{y0} における繰返し回数を1回ずつとした。降伏点を越える弾塑性域においては、荷重-変位関係はそれまでの負荷履歴に依存することや一回の地震での最大耐荷力を越える振幅の発生頻度を考慮して設定したものである。特に、鋼製橋脚のヒステリシスループの特徴から、RC橋脚とは異なり大変形時に残留変位が残りやすく、

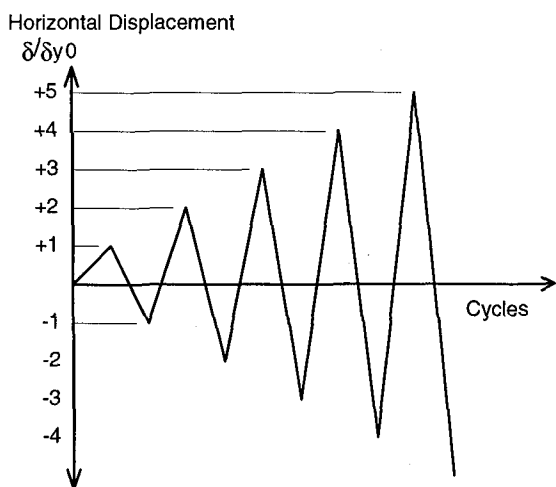


Fig.7 Loading Program

その状態を中心とした片振りのような挙動をする場合も多く見受けられ、また1ループでのエネルギー吸収量が極めて大きなことにも着目し、1回の方がより実際に近いと考えた。

繰り返し载荷の基本変位となる δ_{y0} は、以下により算出した。

$$\delta_{y0} = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (2)$$

ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力であり、計算に際しては矩形断面供試体と $t=16\text{mm}$ の円形断面供試体については 3200kgf/cm^2 (SM490の公称降伏点)を、 $t=9\text{mm}$ の円形断面供試体については 2400kgf/cm^2 (SS400の公称降伏点)を用いた。 z は断面係数である。

(2) 計測・観察項目

荷重・変位・ひずみの計測は、供試体頂部の水平変位を動ひずみ計を用いてモニターしながら、水平荷重を一定に保持した状態で静的に行った。計測のステップ数は1ループあたり約40ステップとした。また、加力フレームの変形およびベースプレート浮き上がり等の影響を測定結果から削除するために、供試体のフレーム固定部における回転変位および水平変位を併せて計測した。

供試体外面の変形性状については、目視による観察の他に、矩形断面供試体では補剛板の面外変形量を定規にて、円形断面供試体では座屈波形を楕円ゲージを用いて測定した。

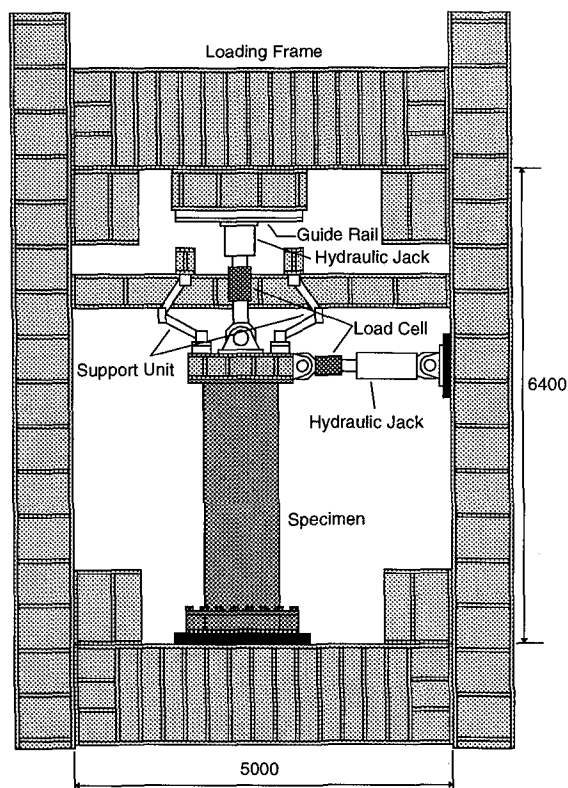


Fig.8 Test Setup

4. 実験結果と考察

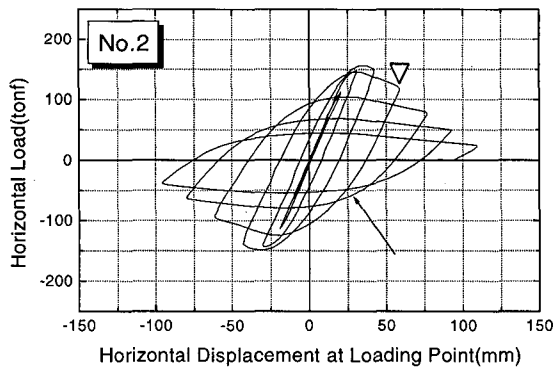
4.1 水平荷重—水平変位関係

各供試体の水平荷重—水平変位関係（ヒステリシスループ）を Fig.9に、また、水平荷重—水平変位関係の包絡線を基本断面の同じ供試体ごとに Fig.10に示す。なお、水平変位については、供試体基部の水平方向のスライド量と剛体回転により供試体頂部に発生する水平変位を除去したものである。

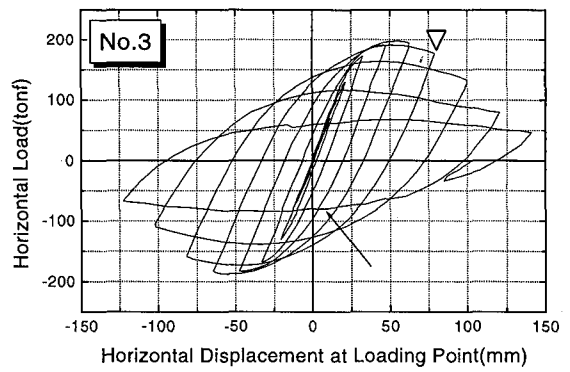
まず矩形断面柱では、外側の角補強を行った No.4 が耐荷力・剛性とも基本断面である No.2 と比較して最も大きくなり、内側の角補強を行った No.5 が最も小さい上昇幅となった。No.3 はその中間であった。Fig.9 より、補強後はどれも耐荷力と変形性能のバランスを保って全体的に靱性が向上しているが、No.4 が一旦荷重ピークを超えてからの1ループごとの劣化が大きいものに対して、No.5 のそれが相対的に小さいことがわかる。

円形断面に関しては、予想通り厚肉供試体 ($t=16\text{mm}$)・薄肉供試体 ($t=9\text{mm}$)とも、剛性および最大耐荷力に基本断面と補強断面でまったく変化がなく、局部座屈が発生して初めて補強効果が現れている。その上で、最大荷重点以降の変形性能は大きく改善されており、これまでになかった変形形態を見せた。

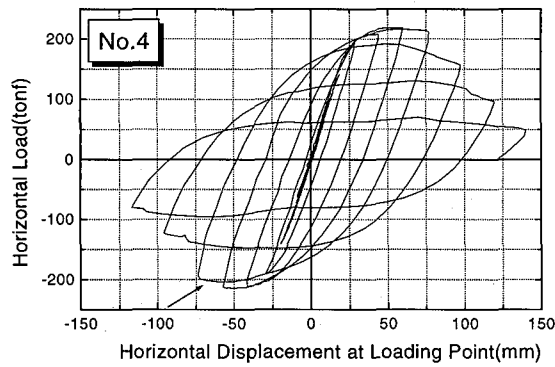
厚肉供試体の No.7 では、No.6 で荷重がピークを越えて落ち始めるループになっても荷重を維持し、その



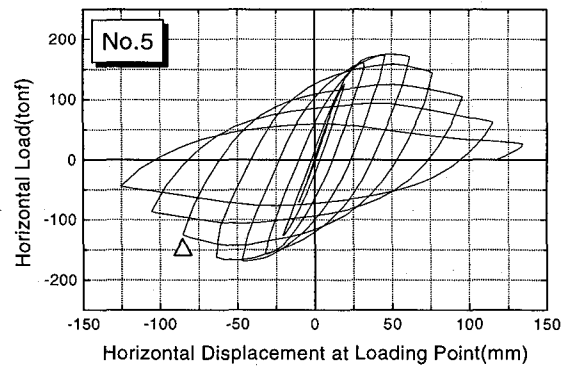
(a)



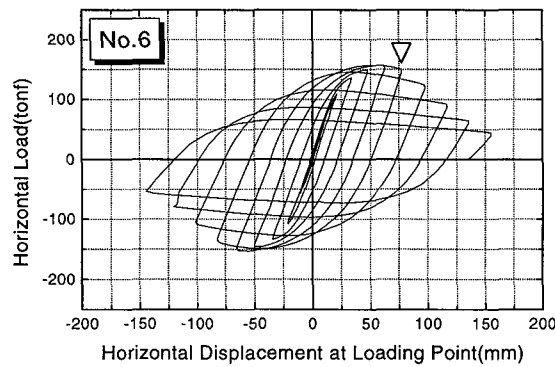
(b)



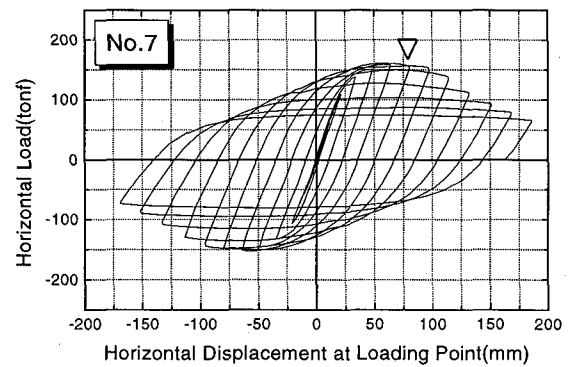
(c)



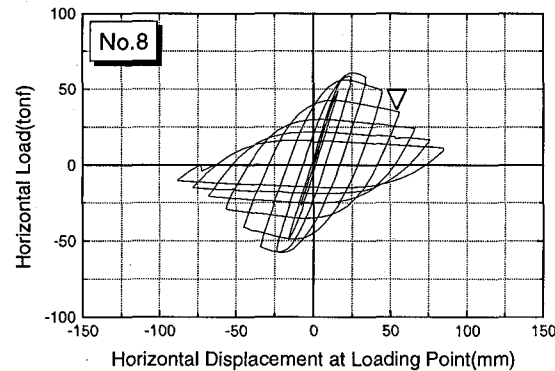
(d)



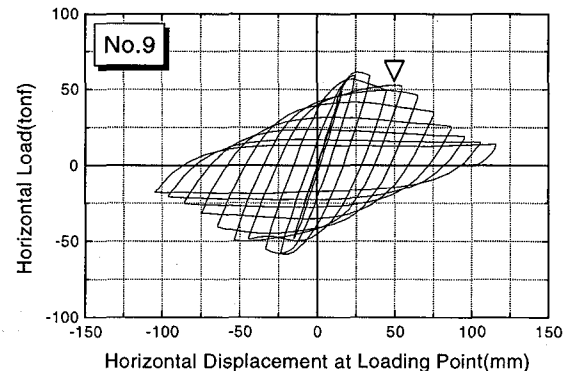
(e)



(f)



(g)



(h)

Fig.9 Hysteresis Loops

後2ループほどピーク荷重を維持した後、徐々に荷重が落ち始めた。また、ヒステリシスをみると、荷重が落ち始めるループでは一旦ヒステリシスが下向きになるが、その後のループにおいてはヒステリシスの改善が認められる。これは、柱本体の変形が外巻鋼巻により拘束されたことを示していると考えられる。外巻鋼管に貼付したひずみゲージの計測値をみても、それまでひずみがまったく現れなかった外巻鋼管において、柱本体が圧縮になる側の軸方向およびフープ方向に伸びを示すひずみが発生しており、この事を裏付けている。

薄肉供試体のNo.9では、水平荷重がピークを超える段階まで無補強のNo.8と同じヒステリシスを記録したが、No.7のように最大荷重を維持することなく無補強のNo.8と同じように一旦荷重が低下した。しかしその後荷重が再び上昇して、補強効果を発揮した。やはりこのとき外巻鋼管のひずみが柱本体が圧縮となる側で伸びを示しており、荷重上昇が外巻鋼管に柱が接触したことによるものであるということを裏付けている。

厚肉供試体と薄肉供試体の違い、つまり、補強効果発揮のタイミングの違いは柱と外巻鋼管との隙間の大きさに起因するものと考えられる。外巻鋼管はどちらも10mmの隙間をあけて設置してあるが、柱本体の板厚との比率で考えると、No.9の隙間のほうが相対的には大きい。従って、No.9ではもっとクリアランスを小さくして、柱本体の変形量との関係において最適なタイミングで補強効果を発揮させることが必要であり、No.7の本体鋼管厚と隙間幅との比に近づけることでNo.7と同様の補強効果を期待できるものと考えられる。

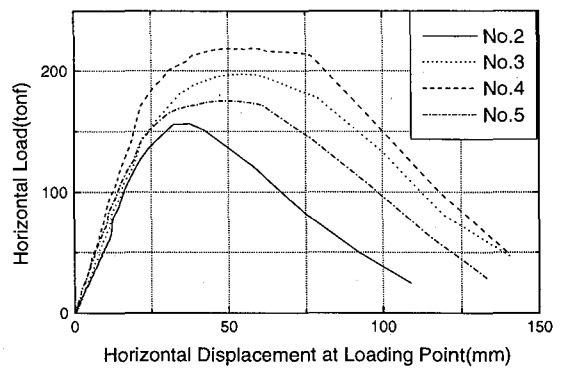
4.2 変形・破壊の進展プロセス

(1) 矩形断面供試体

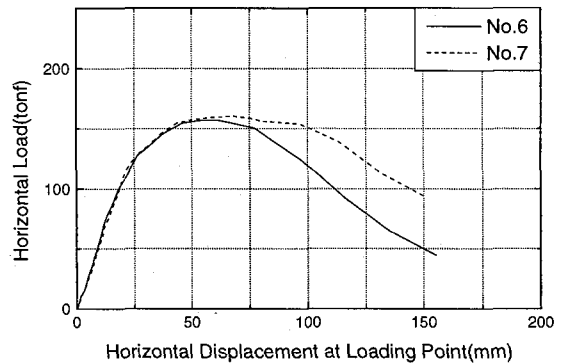
改善対策を施していないNo.2供試体では、水平荷重が最大値を示すころよりベースプレートと横リブで囲まれた最下パネルの圧縮側のフランジが全体的に凹状となる局部座屈が現れた。本文で終局限界状態と仮定した角部に直線定規をあてたとき目視で変形のないことが確認できた変位量は $5\delta_{y0}$ までであり、直線度の維持限界の前後で際立った変化は現れなかったが、以降角部のねじれや、それに伴う変形が局部的に早まり、耐荷力が急激に低下する様相を示した。

縦方向補剛材を追加したNo.3も変形の進展は基本的にNo.2と同様であり、角部が直線度を保持できた変位量は $6\delta_{y0}$ であった。

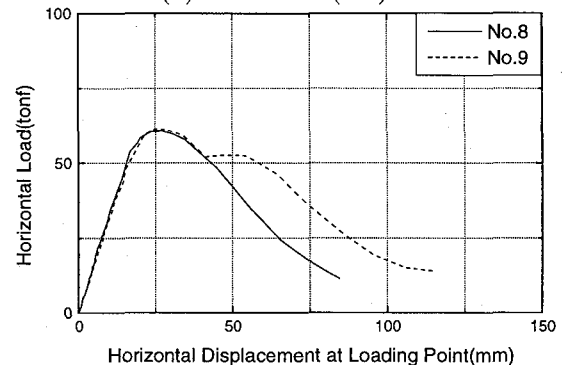
角部を補強したNo.4、No.5も水平力が最大値を示す直後までは挙動は補剛板の座屈に支配されており、基本的にはNo.2と同様の挙動を呈する。しかし2種類の補強構造とも補剛版の座屈後における角部のねじれ現象の発生は遅く、座屈変形が増大しながらも最大荷重点以降においても耐荷力を高く保持している。Fig.9の履歴曲線中に、角部の直線度の維持限界を▽印で示す。



(a) for Rectangular



(b) for Circular(t16)



(c) for Circular(t9)

Fig.10 Envelopes of Positive Side

No.4のヒステリシス中に▽の記載がなされていないのは、載荷終了時点まで角部にねじれ挙動が認められなかったためである。また、No.5供試体においては変位量が $-6\delta_{y0}$ 程度まで角部の直線度が保持されている。このように角部を補強することにより補剛板の座屈変形の発生後に角部4本の柱からなる安定したラーメン構造 (Fig.11) を出現させ、本文で仮定した終局限界状態への移行を遅延させることが可能であると考えられる。また、今回の実験では明瞭に観察することはできなかったが、補剛板表面のひずみの測定結果および変形状の観察結果からウェブ面については、座屈発生後において四隅の柱を結ぶブレースングとして機能していることが推測される。なお、No.4の供試体について

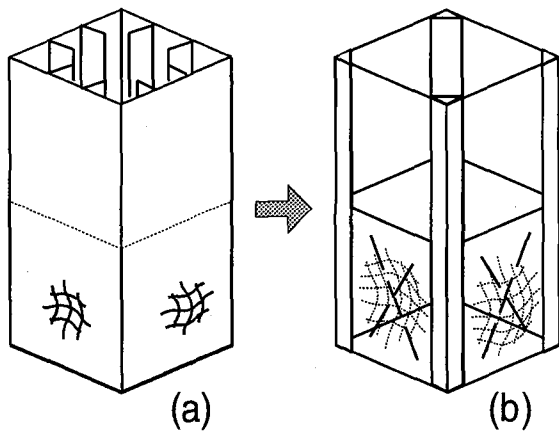


Fig.11 Progress of Deformation for Rectangular Section Specimen

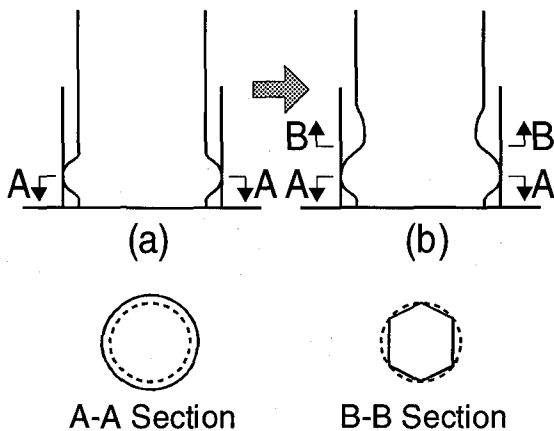


Fig.12 Progress of Deformation for Circular Section Specimen

ては、変形量が $-6\delta_{y0}$ 付近 (Fig.9中に「印」で示す) において圧縮側の角溶接線に沿って裂けるような割れが生じた。これは供試体内部に補強設置したコーナプレートが面外座屈を起し、それに伴い角部を押し広げる力が作用したためと考えられる。しかし、この時点での荷重低下や鉛直変位 (軸方向の縮み) の進行はほとんど認められず、鉛直荷重の保持機能に支障をきたすことはなかった。No.5の供試体においては、No.4において見られたような割れは発生しなかった。これは、高力ボルトで補強材を接合することにより、荷重に応じて柱本体と補強材との間にずれが生じ、このずれがひずみの集中を適度に開放したことが一因として考えられる。

(2) 円形断面供試体

改善対策を施していない No.6, No.8 は水平荷重が最大となる直前より圧縮側の柱基部に凸状の局部座屈が現れはじめた。その後繰り返し荷重にともない、座

屈変形が大きくなるとともに周方向に進展し、やがて反対側から進展してきた同様の座屈変形と一体となり、いわゆる提灯座屈のモードを呈した。この座屈モードについては、水平荷重が最大時の1/3に低下した実験の最終段階においても変化がないことから、本実験条件下での終局状態と考えられる。

No.6, No.8については、提灯座屈のモードでの頂点の突出変形量の平均値が約10mmになった点を、No.7, No.9については、ヒステリシスループの様子から、柱本体の変形部が外巻鋼管に接触したと考えられる点を Fig.9中に▽で示す。補強の有無ではほぼ同一の水平変位を示している。この変位量が2章で仮定した円形断面橋脚の変形モードからみた終局限界状態に一致するものと見なしたとき、特に薄肉の無補強供試体 (No.8) では水平荷重が最大耐荷力の60%程度に低下しているのに対し、補強供試体 (No.9) のそれは90%程度の大きな耐荷力を示していることがわかる。

改善対策を施した No.7 は、水平荷重が最大値より少し低下した頃より No.6 の提灯座屈の発生位置に該当する位置で外巻鋼管に、鋼管柱本体に発生した提灯座屈の頂点を映し出すような変形が現れた。さらに載荷を進めると、この変形の直上において管周の数ヶ所を節として節と節の間の円弧が直線になろうとする変形が生じた。実験終了後、供試体を解体して鋼管柱本体の状況を調査した結果、橋脚の基部近傍に提灯座屈が、その直上には円周の5, 6ヶ所を節とする凹状の局部座屈が生じていた。一方、No.7と同一の方法で改善対策を施した No.9 は、実験の最終段階まで外巻鋼管はほとんど変化が見られなかったが、鋼管柱本体の変形は No.7 とほぼ同様の形態を呈していた。以上より、改善対策を施した円形鋼管の変形の進展プロセスを以下のように考えることができる。

Fig.12(a) に示したような提灯座屈が発生し、これを第一モードとすると、外巻鋼管に接触した後は (b) のように第一モードとしての変形が妨げられるため第二モードとして次の座屈が発生した。局部座屈が生じた柱を荷重を受けていない補強材で支えることにより、安定した塑性ヒンジ状の構造物が出現したものと考えられる。

5. 耐震性能評価と改善効果

現在、道路橋示方書⁵⁾における大地震時の耐震性能評価方法として RC 橋脚を対象に、限界状態までの弾塑性エネルギーと弾性入力エネルギーが等価になるというエネルギー一定則に基づいた保有水平耐力照査法が採られている。この考え方に準じて鋼製橋脚の限界状態までの弾塑性吸収エネルギーを用いて耐震性能評価を行う前に、RC 橋脚と鋼製橋脚のヒステリシスの特徴の違いを考慮して限界状態を設定する必要がある。

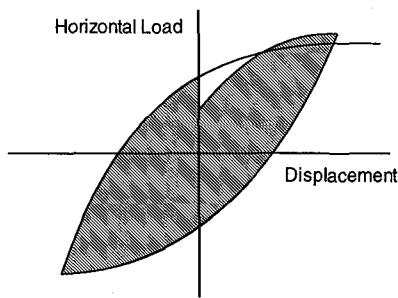


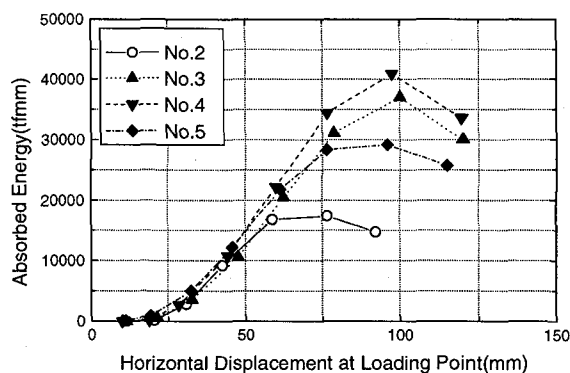
Fig.13 Absorbed Energy

鋼製橋脚のヒステリシスループの特徴は、1 ループあたりのエネルギー吸収量の大きさに代表される (Fig.13). ある変位まで変形した後逆方向へ载荷した場合、除荷剛性が長く継続し、ヒステリシスの第2・第4象限の面積が大きな紡錘形を呈している. さらにこの特徴は、最大荷重点以降もある変位領域までは安定して発揮される.

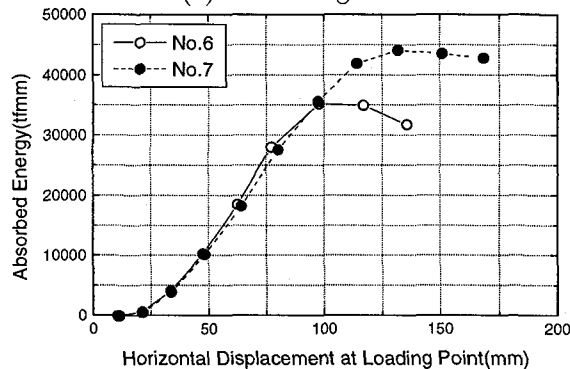
Fig.14は、各供試体について1 ループごとのエネルギー吸収量を示したものである Fig.10に示した水平荷重-水平変位関係の包絡線との対比から、エネルギー吸収量は荷重ピーク点以降も増加しており、荷重がおおよそ初期降伏荷重 (H_y) まで低下したところで最大となっていることがわかる. これは既往の研究^{10),14)}でも指摘されている. このようなことから、ここでは各载荷ステップの最大変位時の耐力が H_y 以上である範囲内で、1 ループの吸収エネルギーが最大となる時点エネルギー吸収能の観点から限界状態と設定し、エネルギー論的な視点から耐震性能改善効果について評価する.

Fig.15は、RC 橋脚の保有水平耐力照査の手法に準じてエネルギー一定則を模式的に示したものである. 原点と包絡線の降伏点、最大荷重点およびエネルギー吸収能から設定した限界状態点を結んだ面積を弾性入力エネルギーと等価になるとおいて弾性応答作用力 (H_E) を算出するものである. ただし、本実験ではあくまでも既設橋脚を対象にしていることから、降伏荷重 H_y は全供試体とも無補強断面供試体の降伏荷重とした. 各供試体の降伏時変位 δ_y , 最大荷重 H_m , 最大荷重時変位 δ_m , 限界状態時の変位 δ_u と、これらを用いて算定した吸収エネルギー量および弾性応答作用力と降伏荷重の比率 H_E/H_y と無補強断面の比率を1としたときの補強断面の比率の大きさをまとめて Table 4に示す. なお、 H_y の算定は、引張試験の結果 (Table1) を用い、式2により行った.

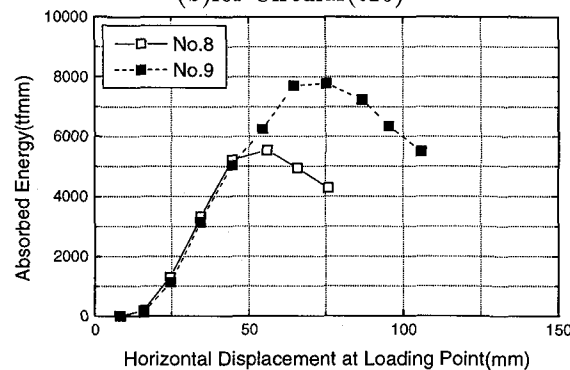
矩形断面橋脚では無補強の No.2 と比較して他の3体では吸収エネルギーにおいては2倍以上の改善効果が



(a)for Rectangular



(b)for Circular(t16)



(c)for Circular(t9)

Fig.14 Energy Absorption in 1 Loop

現れている. 補剛板の幅厚比制限を行うことの効果と角部を補強した場合の効果と弾性応答作用力 (H_E/H_y) により比較すると、No.4の比較的剛に角部を補強した場合には無補強の場合の1.77倍となっており、幅厚比を小さくした場合 (1.55倍) より大きな効果が得られている. ただし、No.4における効果については最大荷重の上昇にともなう吸収エネルギーの増大が寄与していることに留意する必要がある. 溶接により補強部材が取り付けられた供試体は、断面定数の上昇により耐力も向上していると考えられる.

角部を柔に補強した No.5 については、改善効果は1.51倍と No.3 と同等ながら、最大荷重の上昇については No.3 より小さく、このことを考慮するならば本研

Table 4 Load and Displacement at Yield, Maximum and Ultimate State

Specimen	H_y (tf)	δ_y (mm)	H_m (tf)	δ_m (mm)	δ_u (mm)	Absorbed Energy (tfmm)	H_E/H_y	Ratio
No.2	108	18	156	34	59	6266	2.59	1.00
No.3	104	16	197	51	100	13474	4.02	1.55
No.4	105	13	219	58	98	14404	4.62	1.77
No.5	105	15	175	47	96	12080	3.94	1.51
No.6	85	15	157	48	117	13097	4.48	1.00
No.7	88	15	160	59	151	17517	5.18	1.16
No.8	42	10	61	27	56	2439	3.63	1.00
No.9	40	10	61	25	75	3370	4.27	1.18

Notes: H_y is Calculated Value using the Result of Tensile Test

Ratio: Reinforcement-Basic Section Ratio of H_E/H_y

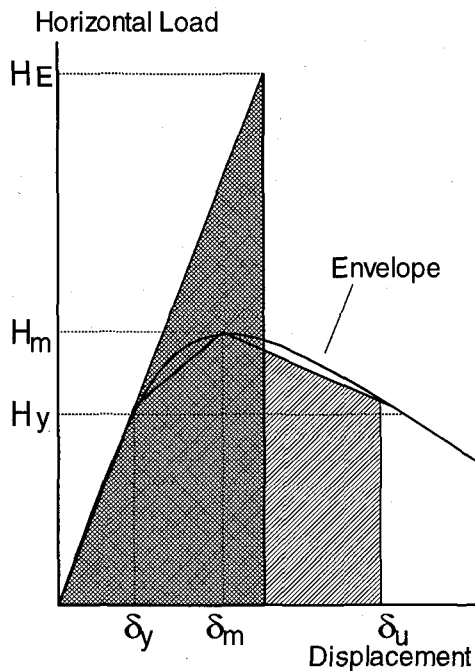


Fig.15 Lateral Earthquake Load-Displacement Relationship

究において期待した構造特性を有する補強方法であるといえる。このように、同じ角部の補強方法でもその方法により改善効果が異なることから、剛性を増し最大荷重を上昇させることによりエネルギー吸収能を確保するのか、あるいは最大荷重は増加させずに靱性の向上を期待するのか、基礎やアンカーボルトへの影響、施工条件などを加味して補強方法を選定することが必要である。

円形断面橋脚については、改善効果が1.16~1.18倍であり、矩形断面橋脚ほどの大幅な改善効果は認めら

れなかった。特に厚肉 ($t=16\text{mm}$) のNo.6とNo.7は、基本断面供試体自体が大きな変形性能を有していたことによるものと考えられる。しかし薄肉 ($t=9\text{mm}$) のNo.8, No.9供試体では、前節でも述べたように隙間の設定が適切ではなかったことが改善効果に影響を及ぼしているものと考えられることから、この点に配慮するならばさらに大きな効果が期待できる。

6. 結論

本研究では、鋼製橋脚の耐震性能の改善を目的とし、局部座屈後に安定した構造系に移行するいくつかの方法を提案し、準静的繰り返し載荷実験を行った。そして、破壊の進行形態から構造系移行の仮説を実証するとともに、エネルギー論的な視点から耐震性能の評価を行った。その結果得られた結論は以下の通りである。

1. 矩形断面供試体において、今回の実験条件下では補剛版の局部座屈が先行し、その後角部がねじれを伴って変形し、剛性と耐荷力を失ってゆく挙動を示したが、角部を補強することにより、その変形は著しく抑制されるとともに角部の4本柱+補剛板のブレースングの構造系に移行し、靱性も改善されることが確認された。
2. 2種類の角補強のうち、角部に閉断面を形成する方法 (No.4) では、コーナー部の柱がねじり変形をほとんど受けなくなるために、この部分が最後まで柱として挙動したのに対し、アングルによる補強 (No.5) では、ねじれの生じる位置は変化したものの、最終的には無補強断面 (No.2) に類似した挙動を示した。
3. 板とダイアフラムに溶接して増設した補強部材は、その断面定数の改善分に相当する耐荷力の上昇をもたらし、これに対し高力ボルトを用いダイアフ

- ラム部に固定せずに設置した補強部材の耐荷力増加への寄与は接合面のすべりなどの影響により非常に小さい。逆に変形性能の点から見ると、大変形時の水平荷重-変位の勾配はボルト接合タイプの方が安定しており、靱性の改善に寄与している。
4. 縦リブの追加は変形モードへの改善効果はないが、靱性の改善効果は期待できる。
 5. 円形供試体の場合、隙間をあけて局部変形防止用の鋼管を基部に設置することで、初期剛性と最大耐荷力を全く変化させずに最大荷重以降の靱性を向上させることができた。
 6. 鋼管柱本体の板厚と外巻鋼管の板厚・隙間の比率を適切に設定することで、補強効果を調節できることの可能性を示した。

今回の実験では、兵庫県南部地震において見られた矩形断面橋脚の角溶接部が破断する破壊モードを再現していない。別途実験により、基部に打設されるコンクリートが局部座屈のモードを拘束することが関連した現象であることはほぼ明らかになっており、今後は、この点をも加味した実験を引き続き行う予定である。

なお、鋼製橋脚の耐震性能向上については、現在、建設省土木研究所を中心として首都高速道路公団、阪神高速道路公団、(社)日本橋梁建設協会および(社)鋼材倶楽部の5機関による共同研究を実施しており、本実験はその準備段階において計画され実施されたものであり、今後結果を共同研究に反映してゆくものであることを付記しておく。

参考文献

- 1) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様，平成7年2月。

- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料(案)平成7年6月。
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，平成7年3月。
- 4) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の新技術に関する調査研究報告書(中間報告)，平成5年3月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成2年2月。
- 6) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.1-16，1994.4。
- 7) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：鋼製橋脚橋脚模型正負交番荷重実験，土木研究所資料第2174号，ISSN 0386-5878，昭和58年3月。
- 8) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106，1991.3。
- 9) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人：補剛矩形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，1992.3。
- 10) 宇佐美勉・坂野 茂・是津文章・青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993。
- 11) 鈴木森晶・宇佐美勉・竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.99-108，1995.1。
- 12) 宇佐美勉，葛漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993年3月。
- 13) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994年3月。
- 14) 富永知徳・安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol40A，pp.189-200，1994。
- 15) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，82-6，pp.35-40，1982。
- 16) 中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下)，橋梁と基礎，82-7，pp.43-49，1982。

(1995年9月18日受付)