

連結部材を有する鋼製橋脚の実験的検討

An experimental study on steel pier with joint member

安藤裕之*, 鈴木森晶**

Hiroyuki ANDO and Moriaki SUZUKI

*愛知工業大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

**博(工) 愛知工業大学助教授, 工学部都市環境学科土木工学専攻 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

Recent many researches of steel bridge pier designs are tend to how to satisfy strength and large deformation capacity against seismic load. And it is difficult to repair immediately when local buckling has occurred at flange panel after large earthquake. In this study, new type of steel pier has been proposed with considering easy and smart repair, for example only replace some members. The new type steel pier has separated into some blocks and connected with joint member, such as rectangle steel pipe, and high tension bolts. Three types of joint members have been selected and cyclic loading tests have been carried out under constant axial load.

Key Words : steel pier , joint member , tensile bolt , smart repair

キーワード : 鋼製橋脚, 連結部材, 引張ボルト, 簡易補修

1. 序論

地震によって生じる鋼製橋脚の損傷は, フランジに作用する圧縮力による座屈発生に起因する場合がほとんどである。兵庫県南部地震では, 完全に崩壊した橋脚の場合も含めて, 圧縮フランジの座屈破壊など比較的軽微な損傷にとどまった鋼製橋脚においても, その後, 部分的な補修では現状復帰できず, すべてを撤去, 復元を要する場合も見られた。よって, それらにかかる時間は長期的で, 建設費はもちろん, その間の経済的および社会的損失は計り知れない。同時に大量の産業廃棄物が発生するといったことが予想できる。また, 鋼製橋脚の現行の製作・架設方法は, 橋脚をいくつかのブロックに分割し, 工場で製作した各ブロックを, 現場での溶接作業で組立・架設を行っている。しかしながら, 橋脚の品質を確保するためには現場での溶接作業では厳重な管理が必要であり, 工場溶接に比べると多大な労力と時間を要することが予想される。

そこで, 本研究では, 橋脚をいくつかのブロックに分け, ブロック間に連結部材を配置し, それらをボルトで連結して, 地震時に構造物に入力されるエネルギーを意図的に吸収させる新形式の橋脚を提案する。この橋脚は, 工場で各ブロックを製作しておき, 現場ではブロックを連結部材で連結することにより架設するため, 架設時に大幅な工期の短縮が図れるだけでなく,

現場溶接が減少するため品質の向上も期待できる。また, 地震によって生じたエネルギーの大半を連結部材で吸収させるため, 地震後の橋脚本体はその機能と形状を保持し, 地震後の復旧作業は機能を失った連結部材の交換だけですむ。仮にブロックに損傷が生じて, 損傷が生じたブロックのみの交換や補修を行えばよく, 復旧にかかる費用や経済的損失を最小限に抑えることが可能となる。引張ボルト接合を用いた橋脚は, 一部実用化などがされているが^{1), 2)}, 本研究のような着想のものではない。本研究では, この橋脚に対して, 漸増変位繰り返し載荷実験および一定変位繰り返し載荷実験を行った。そして, 連結部材を有する鋼製橋脚の変形性能とエネルギー吸収量に関する情報を提供する。

2. 供試体概要

2.1 供試体概要

最近の橋脚の耐震設計に関する研究は, 巨大地震にも耐えられるよう, いかにして耐震性能を向上させるかということに重点をおいて研究が行われている^{3)~5)}。本研究で提案した鋼製橋脚の製作・架設方法は, 各ブロック間を連結部材で接続し, 意図的に連結部分で地震エネルギーを吸収させる構造である。本実験で用いた供試体は本研究室で過去に行われた中心軸圧縮柱を参考に設計した⁶⁾。連結部材の詳細は後述するが, 連結

部材の種類により α シリーズ、 β シリーズ、 γ シリーズ、各新品時(α -1, β -1, γ -1)と損傷した連結部材交換後(α -2, β -2), 供試体, 連結部材ともに交換したもの(α -3, β -3, γ -3)の計8体について実験を行った。

本実験で用いた供試体は材質 SM490YA を用い 750mm $\times$ 750mm の正方形断面で, 図-1 に示すように A, B-1, B-2, C(基部プレート)の4ブロックに分けた。供試体諸元を表-1に, ダイアフラム平面図を図-2に示す。本研究では, 連結部材を交換するだけで, 補修が完了した場合を想定した実験を行う関係上, 3種類の連結部材(α シリーズ, β シリーズおよび γ シリーズ)を用いた。

各ブロック間には, せん断力によりブロック間にずれが生じるのを防ぐため, せん断キーを挿入した⁷⁾(図-3参照)。このせん断キーの大きさは 724mm $\times$ 724mm, 板厚 25mm であるため, 組立時にフランジ面およびウェブ面とせん断キー間に隙間が生じる。そのため, 板厚 1~2mm の鋼板を挿入し隙間をなくした。

B-1, B-2 ブロックの高さは過去の実験結果より基部プレートから高さ 400mm 以内で座屈が生じていることなどを考慮して 450mm と設計した⁶⁾。ブロック間の接続に用いるダイアフラムの板厚は十分な強度を得るため 25mm とした⁸⁾。A ブロック中間の 3 枚のダイアフラムの板厚は 12mm とし 500mm ピッチで設けた。また, 連結部のダイアフラムは強度を増すためにダイアフラムの側面に高さ 85mm, 板厚 12mm の補強材を設けた(図-2 参照)。各ブロックの連結にはせん断キーの内側に配置した角パイプを用い, 角パイプとダイアフラムの接続には M30 の F10T 高力ボルトを用いた。写真-1 に組み立て段階の様子を示す。高力ボルトは, 図2, 3, 写真-1 に示すように連結部分 1 段につき上ブロック側に 24 本, 下ブロック側に 24 本の計 48 本配置した。

連結部材の締め付けにおいて, ボルトに導入する軸力は, 実験中にフランジに作用する引張力の 100% をボルトで伝達させているため, 設計ボルト軸力を降伏軸力よりも小さくする必要がある。そのため, ボルトの締め付けにおいては, トルクレンチを使用して, 人力により, およそ 100N $\cdot$ m で締め付けを行った。

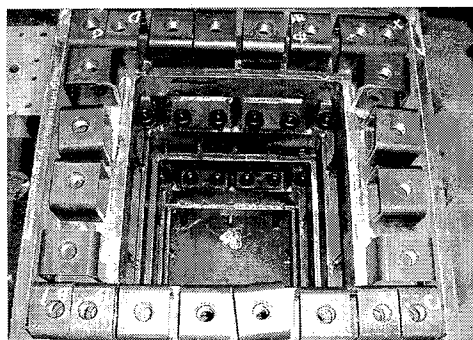


写真-1 連結部材の配置例 (β シリーズ)

表-1 供試体諸元

鋼種		SM490Y
供試体高さ	h (mm)	3550
フランジ板幅	b (mm)	750
フランジ板厚	t (mm)	12
補剛材幅	b_s (mm)	127
補剛材板厚	t_s (mm)	12
断面二次モーメント	I (mm ⁴)	4.14×10^9
断面二次半径	r (mm)	284
幅厚比パラメータ(フランジ)	R_R	0.349
細長比パラメータ	λ	0.345
補剛材剛比	γ_1 / γ^*	6.13

※供試体の高さは基部から水平荷重載荷位置までの高さ

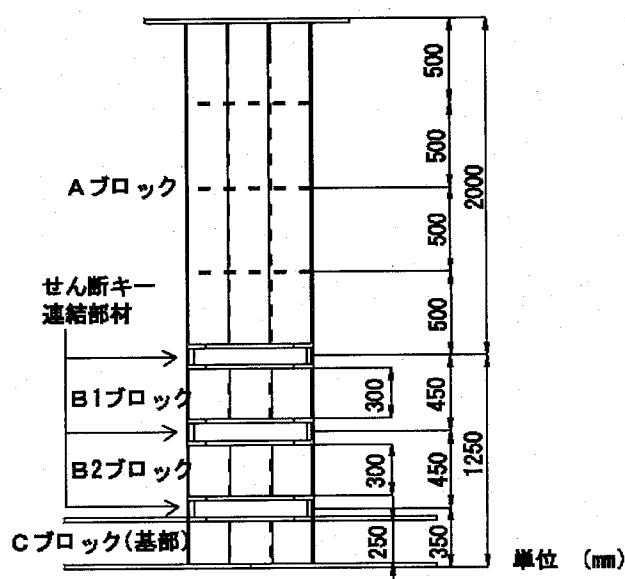


図-1 供試体概要図

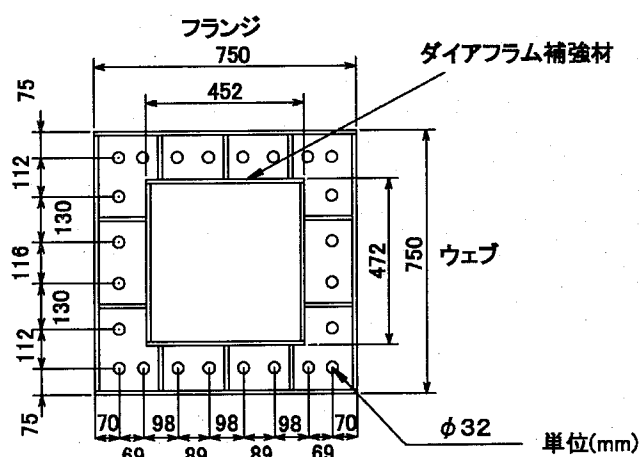


図-2 ダイアフラム平面図

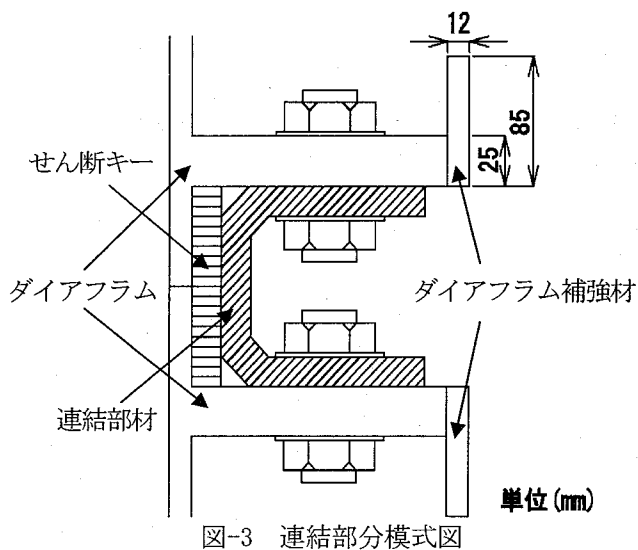


図-3 連結部分模式図

2.2 連結部材概要

本研究で用いた連結部材は以下のような条件を基準として選定した。

条件1. フランジ側連結部材の強度の和がフランジの降伏荷重と同等または上回らないこと。これは、本研究で地震後の早期補修も視野に入れているため、橋脚に地震による荷重が作用した時、フランジの座屈発生を抑制する必要がある。そのため、フランジの降伏荷重よりも小さな荷重で連結部材が降伏するようにするためである。

条件2. 地震時には連結部材が伸縮するが破断しにくいこと。これは、常時荷重においては本研究で対象としている構造形式では常に圧縮力が作用する構造となるが、地震時には引張力が連結部材に作用する。このときに破断しにくい形状とする必要がある。

条件3. 構造が簡単で簡易施工ができ低コストであること。これは、昨今の公共事業投資の減少に伴い建設業界でのコスト縮減が叫ばれている。また、溶接熟練工の減少などの問題もあり、簡単な構造でしかも容易に施工ができ、さらに、市場流通規格品を用いることで、コストを抑えるためである。

以上の3点より、本実験では連結部材に角パイプを用いて、角パイプとダイアフラムをボルトで接続し、角パイプの伸縮により地震エネルギーを吸収させる構造とした。

2.3 連結部材諸元

表-2, 写真-2, 3, 4 に実験で使用した連結部材 (角パイプ) 諸元と実物の写真を示す。角パイプのサイズは各ブロック間に設けたせん断キーの内側に設置することから、100mm×100mm の角パイプとした。

板厚はフランジと同様の板厚を有する 12mm (α 、 γ シリーズ) とそれより一回り小さい 9mm (β シリーズ) とした。ただし、この連結部材での強度をフランジよりも小さくするため、 α シリーズは一面をカットしてコの字型とした (写真-2)。また、橋脚ブロック組立て時施工性を考えてフランジおよびウェブにそれぞれ 2 個ずつ配置し、連結部分 1 段につき 8 個使用した。一方、 β シリーズの方も橋脚ブロック組立て時における施工性の問題から各連結部材を上下ボルト 1 対毎に独立した形状とし、各連結部分 1 段につき 24 個ずつ配置した (写真-1)。ただし、 γ シリーズは、 α 、 β より強くすることを目的とし、 α シリーズと同一部材で一面をカットせず使用した。そのため、前述した条件1の強度の和を考慮せずに製作した。また、形状がロの字型の連結部材に関しては、必要に応じて組立て前に一度ワッシャーとナットをボルトで締め付けた状態で内側のワッシャーとナットを連結部材の内側に点溶接で固定している。

表-2 連結部材諸元

	α	β	γ
鋼種	SS400 相当		
外形寸法	100mm×100mm		
部材長	241, 330mm	80mm	470, 660mm
板厚	12mm	9mm	12mm
形状	コの字	ロの字	ロの字

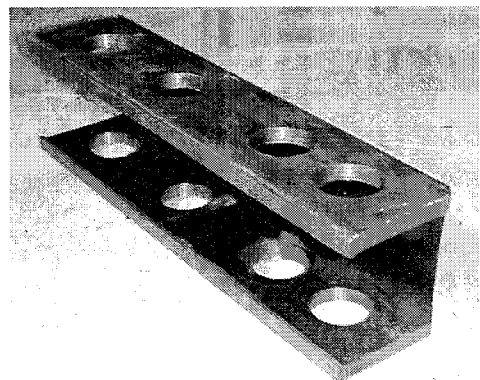


写真-2 連結部材 (α シリーズ $t=12\text{mm}$)

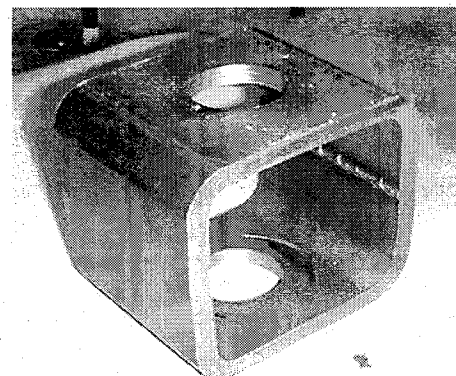


写真-3 連結部材 (β シリーズ $t=9\text{mm}$)

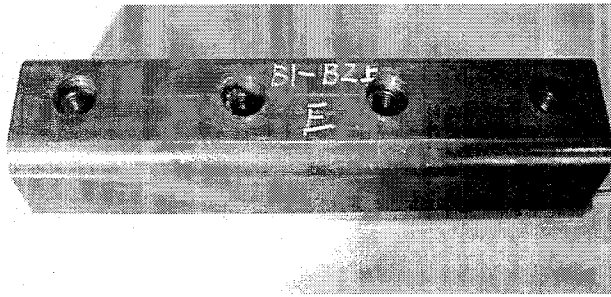


写真-4 連結部材 (γ シリーズ t=12mm)

3. 実験概要

3.1 鉛直載荷荷重

上部構造重量に相当する鉛直荷重 P は、式(1)、(2)で示すはり-柱強度相関式により求める³⁾。式(1)、(2)の小さい方を鉛直荷重として採用する。式(1)より、軸力比 P/P_y は 0.17、鉛直荷重 P は 3179kN となった。

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M_0}{M_y} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{\alpha C_m M_0}{M_y \{1 - (\alpha P/P_E)\}} \leq 1 \quad (2)$$

ここで、 α :安全率(=1.14)、 P_y :全断面降伏軸力、 P_u :中心軸圧縮強度、 P_E :オイラーの座屈荷重、 M_y :降伏モーメント、 C_m :等価曲げモーメント定数(=0.85)、 h :供試体有効高さ、 M_0 :橋脚基部に作用するモーメントである。

3.2 水平載荷荷重

現在までに、様々な実験方法で橋脚の耐震性能に関する研究が行われてきたが、本実験のように、橋脚を分割し、橋脚本体以外でエネルギーを吸収するといった形式の実験が過去に行われていないため、降伏水平荷重・降伏水平変位の定義が困難である。そこで、本実験では、ほぼ同一断面の橋脚の実験で用いた降伏水平変位を参考に、 δ_y (20mm) を基準水平変位と設定した⁶⁾。表-3に示すように、漸増変位繰り返し載荷実験では、耐力が低下するまで $1\delta_y$ (± 20 mm) を基準として載荷を行った。また、一定変位繰り返し載荷実験においては、 $5\delta_y$ (± 100 mm) を基準として3サイクル載荷した後、 $10\delta_y$ (± 200 mm) で11サイクル載荷し、さらに、 γ -3については、 $15\delta_y$ (± 300 mm) で耐力低下が見られるまで載荷を行った。

表-3 部材種類と載荷パターン

部材種類	α	β	γ
載荷パターン			
漸増変位	$\alpha-1$ $\alpha-2$	$\beta-1$ $\beta-2$	$\gamma-1$
一定変位	$\alpha-3$	$\beta-3$	$\gamma-3$

※-1は供試体、部材ともに新品、-2は供試体はそのままで部材のみ交換
-3は供試体部材ともに交換

3.3 実験載荷装置

実験載荷風景を写真-5に示す。上部構造重量を想定した鉛直荷重は供試体の上端部に載荷ビームを設け4400kNアクチュエータ2基を鉛直方向に取り付け、供試体に圧縮力が作用するように載荷した。また、地震時の慣性力を想定した水平荷重は4400kNアクチュエータ1基を用いて載荷した。なお、実験中は鉛直力が一定となるように制御しながら実験を行った。

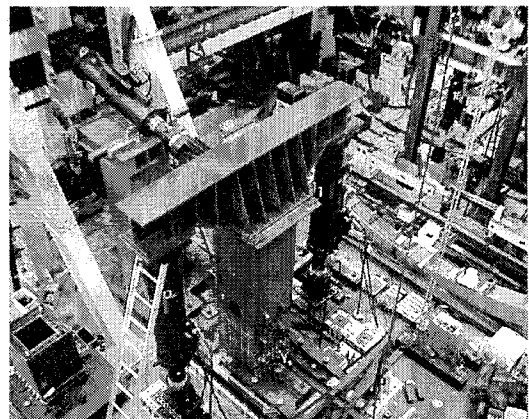


写真-5 実験載荷風景

4. 実験結果

4.1 材料引張試験結果

実験に使用する橋脚本体と同じ鋼材のJIS1号試験片を3体用意し、引張方向と引張直角方向のひずみを測定できるようにひずみゲージを試験片の表裏に貼付して、引張試験を行い、その材料特性を求めた。引張試験結果を平均したものを表-4に示す。

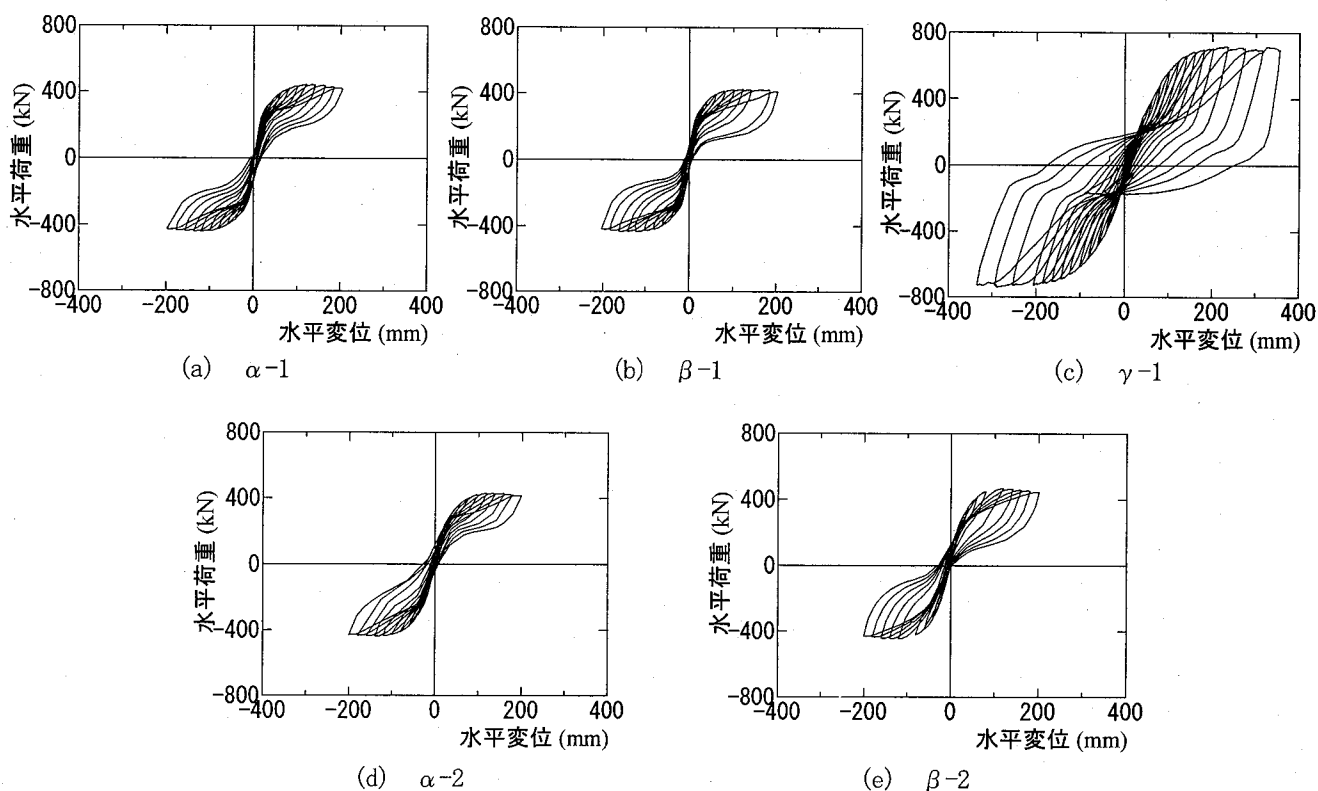


図-4 水平荷重-水平変位履歴曲線 (漸増変位)

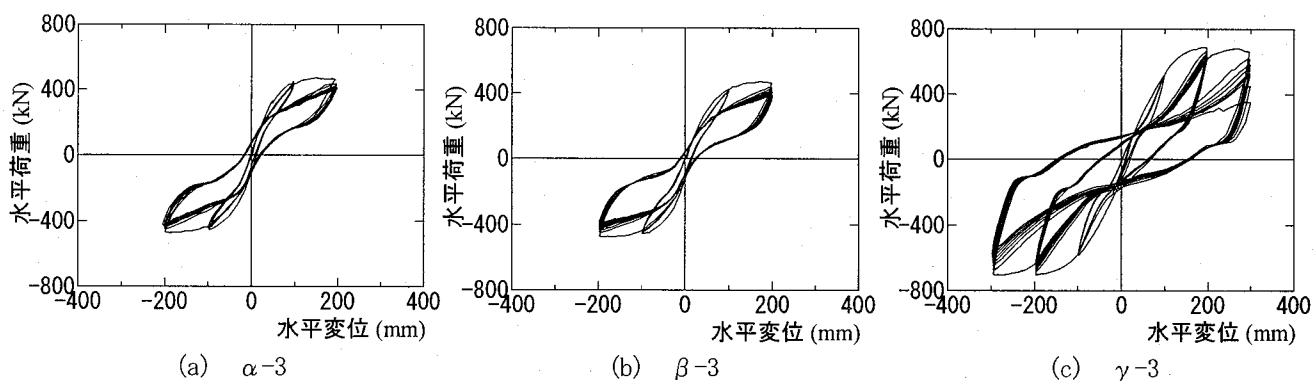


図-5 水平荷重-水平変位履歴曲線 (一定変位)

表-4 引張試験結果

ヤング率	(GPa)	201
ポアソン比		0.277
降伏応力	(MPa)	379
降伏荷重	(kN)	182
降伏ひずみ	(μ)	2041
ひずみ硬化係数	(GPa)	21.4
硬化開始ひずみ	(μ)	22240
最大応力	(MPa)	530
最大荷重	(kN)	255
最大応力点ひずみ	(μ)	159729
伸び率	(%)	27.0

4.2 水平荷重-水平変位履歴曲線

縦軸に水平荷重、横軸に水平変位をとり、漸増変位繰り返し載荷の水平荷重-水平変位履歴曲線を図-4に示す。また、一定変位繰り返し載荷の水平荷重-水平変位履歴曲線を図-5に示す。なお、本実験のように、鉛直力を両端がピン構造になったアクチュエータで載荷する場合、水平力により供試体が斜めになったときに鉛直力アクチュエータの水平成分が生じるが、図-4、5の水平荷重については、鉛直力アクチュエータの水平成分と水平力アクチュエータの合力として表記している。

図-4より、 α シリーズで比較すると、新品時(図-4(a))の最大荷重が440kNに対して、連結部材交換後の実験(図-4(d))での最大荷重は426kNと約3%低下している。逆に β シリーズで比較すると、新品時(図-4(b))の最大荷重が423kNに対して、連結部材交換後の実験(図-4(e))

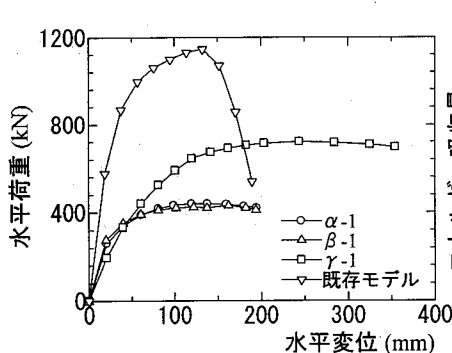


図-6 包絡線

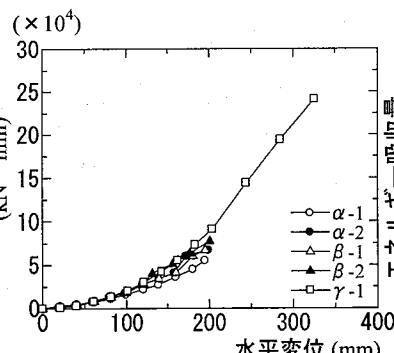


図-7 脚全体のエネルギー吸収量
(漸増変位)

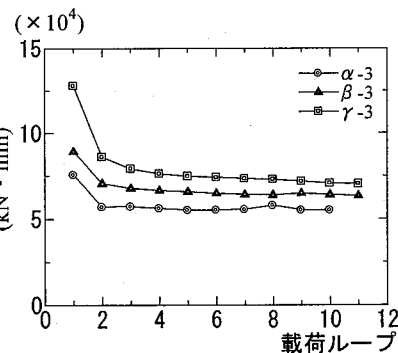


図-8 脚全体のエネルギー吸収量
(一定変位)

での最大荷重は465kNと約10%上昇している。これは、供試体組み立て時に各ブロック間の連結においては、連結部材の加工誤差、施工精度等によって、連結部材に引張力が作用した際に、不均一に荷重を分担したためと考えられる。しかしながら、連結部材交換後も最大荷重の大幅な低下や最大荷重以後の水平荷重の急激な低下が生じる様子も無く、連結部材を交換するという簡単な補修方法でありながら、新品時とほぼ同様な性能を有していることが分かる。また、 γ シリーズにおいては、最大荷重が700kN以上に達しており、 α 、 β シリーズよりも約300kN近く大きな値となっている。繰り返しによる最大荷重以後の荷重低下は、 α 、 β シリーズが $10\delta_y$ の時に約16%程度であったのに対し、 γ シリーズは約11%の低下となっている。なお、 γ -2シリーズを行っていないのは、 $15\delta_y$ まで載荷した時点で、フランジ面に座屈が生じてしまい、連結部材のみだけではなく、供試体も交換しなければならなかったためである。

図-5より、 α 、 β 、 γ ともに、2ループ目以降は1ループ目と比較すると小さな荷重となっているが、3ループ目以降11ループまではほぼ同じ軌跡を描いている。一般的な鋼製橋脚と比較して、大変位で繰り返し載荷を行っても水平荷重の低下が少ないことが分かる。なお、 γ -3の $\delta=300\text{mm}$ での繰り返し載荷については、8ループ目において急激に水平荷重の低下が表れたため途中で実験を中止した。

4.3 包絡線

本研究で用いた橋脚と同一断面の橋脚との比較を行うため、無次元化をしていない包絡線を図-6に示す。この図より、既存モデル⁶⁾は最大荷重に達するまでが早く、最大荷重後の耐力の低下が著しい。それに対して、連結部材を用いた橋脚は最大荷重に達するまでの変位が大きく、また、最大荷重後の耐力低下が緩やかである。これより、連結部材を用いた橋脚はダクティリティが大きく、変形性能に優れているといえる。また、 α 、 β 、 γ を比べると γ シリーズは α 、 β シリーズより、最大荷重が2倍近くになっており、さらに耐力低

下も緩やかになっている。これは、前述したように、フランジ面に座屈が表れたため、連結部材のみでなくフランジでもエネルギーを吸収しているため、より効率的にエネルギーを分担して吸収しているものと思われる。詳細は後述する。

4.4 エネルギー吸収量

4.4.1 橋脚全体のエネルギー吸収量

漸増変位繰り返し載荷実験での橋脚全体のエネルギー吸収量を図-7に示す。

この図より、載荷変位が増大するとともにエネルギー吸収量も増大していく様子がわかる。一般的な橋脚においては、最大荷重発生以後は各変位サイクルでの吸収エネルギー量が頭打ちとなる傾向が見受けられるが、本研究での供試体は最大荷重以後(α 、 β はおおよそ100mm、 γ は200mm)も順調にエネルギー吸収量が増加している。また、補修前後でエネルギー吸収量に有意な差はなく、損傷後に連結部材の交換だけで新品と同様な性能が得られることがわかる。 γ シリーズは、 α 、 β シリーズに比べエネルギー吸収量は最大で2倍程度大きい。これは、連結部材の諸元を見直したことにより、連結部材の強度が強まり、橋脚本体においてもエネルギー吸収させることができたためである。

次に一定変位繰り返し載荷実験($\delta=200\text{mm}$)での橋脚全体でのエネルギー吸収量を図-8に示す。1ループ目から2ループ目にかけてエネルギー吸収量は α シリーズで約25%、 β シリーズで約21%、 γ シリーズで約33%減少するが、2ループ目以降は目立った減少は無く、以後 $11\delta_y$ までほぼ一定の吸収量になっている。

4.4.2 エネルギー吸収割合

α -1~3、 β -1~3、 γ -1,3の橋脚全体のエネルギー吸収量 E と各連結区間における連結部材のエネルギー吸収量 E_i の割合を図-9に示す。なお、このエネルギー吸収量は連結区間の離間量と水平荷重をモーメントの

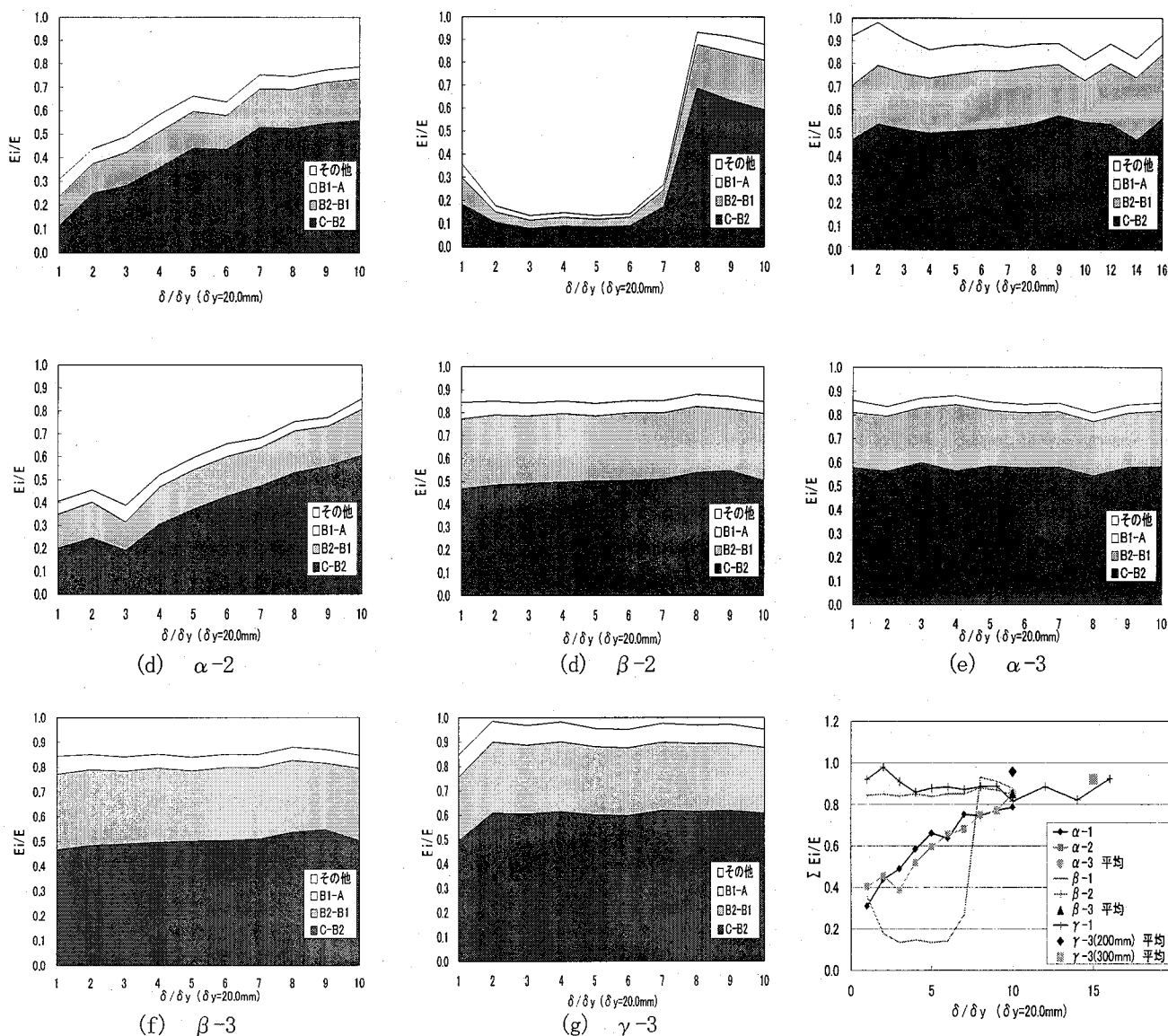


図-9 エネルギー吸収割合

つりあいより連結部材での荷重に変換した荷重の積として表した。α, β, γシリーズともに、連結部材だけを見ると、基部であるC-B2間のエネルギー吸収量が最も多く、全体の約50%~60%ほどを占めている。続いてB2-B1, B1-A間と小さくなっている。これは基部に作用する曲げモーメントが最も大きくなるため、ブロック間の離間量が基部に近くなるにつれて相対的に大きくなっているからである。また、橋脚全体のエネルギー吸収量に対して連結部材でのエネルギー吸収量は約80%以上を占めている。

図-10に各変位におけるエネルギー吸収比の変化を示す。δ/δ_yが小さい時(6δ_y程度まで)は各実験においてはばらつきが大きい、この時は全体のエネルギー吸収量も10δ_yと比べると半分以下であるため誤差とみなすことができると考えられる。δ/δ_y=8以降はΣE_i/Eが約80%付近に収束することがわかる。また、γ-3においては、γ-3(δ=200mm)よりγ-3(δ=300mm)の

ほうがエネルギー吸収比が小さい。これは、γ-3(δ=200mm)では供試体に変化は無く、γ-3(δ=300mm)では、B2およびCブロックにかけて部分的に座屈したためと考えられる。

5. 供試体状況

実験後の供試体状況を写真-6~10に示す。写真-6はα-1供試体に300mmの変位を与えた時のB2ブロック圧縮側フランジ面状況である。写真からも分かるように表面の塗装が剥がれ、しわが若干現れた程度で、供試体表面においては局部座屈などが見られなかった。図-11にB2ブロックフランジ面に貼った塑性ひずみゲージのうち、基部に近い9枚の平均より算出した圧縮側のひずみ分布図を示す。一部で4000μのひずみ値があったが、ほぼ2000μ程度であった。また、実験後の供試体を解体する段階では、フランジやダイアフラムなど供試体内部

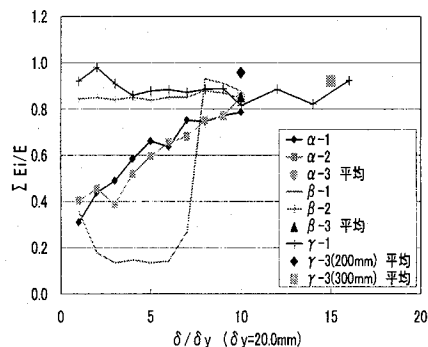


図-10 エネルギー吸収比

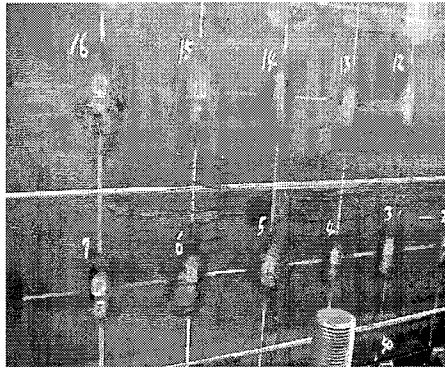


写真-6 実験後フランジ面(α-1)

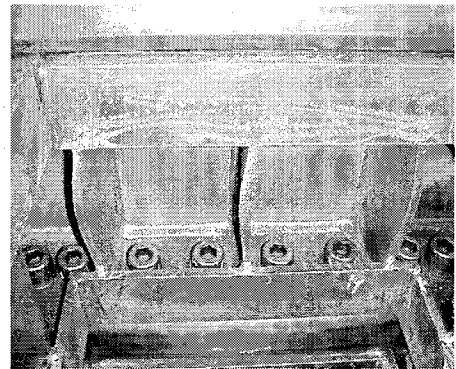


写真-7 実験後ダイアフラム(γ-1)

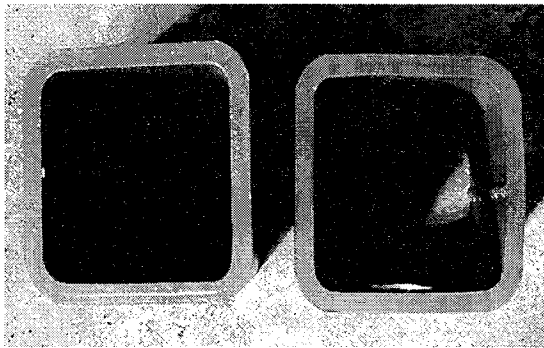


写真-8 連結部材(β-1)
(左:新品 右:実験後)

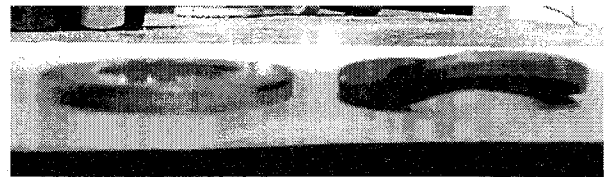


写真-9 ワッシャー(β-1)
(左:新品 右:実験後)

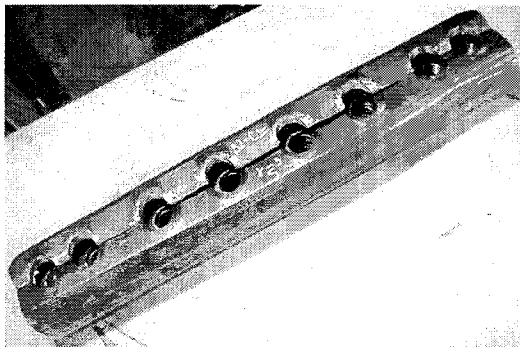


写真-10 連結部材(γ-3 フランジ側)

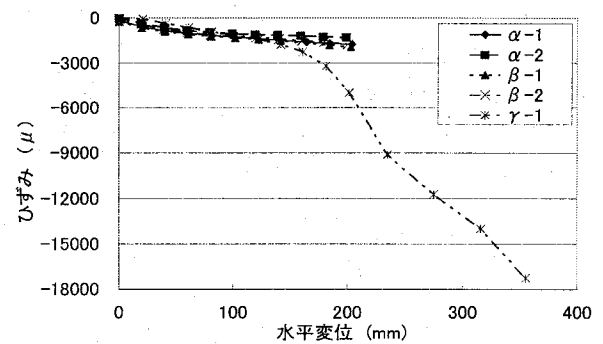


図-11 ひずみ分布図

はα、βシリーズは目立った損傷は無く、比較的容易に解体作業を行うことができた。しかし、γシリーズに至っては、供試体内部のダイアフラムに写真-7に見られるような座屈が見られ、容易に解体作業を行うことができない部分があった。ひずみ値においても、水平変位の200mm以後急激に増加し、350mmの時点では17000μ程度に達する結果となっていた。写真-8には、β-1供試体に使用していた連結部材(右)と同型の新品を比較したものである。若干の変形は確認できたものの、破断など目立った損傷は見られなかった。同様に写真-9には新品と実験後のワッシャーを示した。ワッシャーは連結部材とは対照的に再使用不可能なほどの変形を生じたものも多く、α-2、β-2の実験を行う際にはすべて新品に取り替えた。ボルトおよびナットについては、ほとんど無

損傷であった。しかし、γ-3供試体に用いた連結部材の中には、連結部材自体に亀裂が入るなどの現象が見られた(写真-10参照)。ただし、 $\delta=300\text{mm}$ での繰り返しにおいては連結区間が50mm程度伸びており、今回用いた連結部材の伸び性能の限界値に達しているため、最終的には連結部材に亀裂が入り、耐力が低下したと考えられる。

6. 結論

本研究では、橋脚を高さ方向に分割してブロック形状に製作し、ブロック間を連結部材とボルトで接続する新形式の構造を有する簡易補修型橋脚を提案した。そして、3種類の連結部材を有する鋼製橋脚に対して、

漸増変位繰返し載荷実験および一定変位繰返し載荷実験を行った。得られた結論をまとめると以下のようになる。

- (1) 連結部材を交換することによる補修前後の実験を行った結果、水平荷重-水平変位履歴曲線およびエネルギー吸収能力はほとんど変わらない性能を有していることが分かった。
- (2) 最大荷重においては、どのシリーズも既存モデルに比べ劣ってしまうが、耐力低下は緩やかで、ダクティリティが大きく、変形性能に優れている。
- (3) 橋脚全体のエネルギー吸収量に対して、連結部材が受け持つエネルギー吸収量の割合が80%以上を占めることが分かった。
- (4) 曲げモーメントが大きく働く基部に配置された連結部材でのエネルギー吸収量は最大50%以上となった。
- (5) 本研究のような構造形式を用いると、連結部分に損傷を集中させることができる。そのため、補修作業は連結部材を交換するだけでよく、地震後の補修が容易に行えるものと考えられる。
- (6) 各実験の終了後、連結部材およびワッシャーには変形が見られたが、フランジやダイアフラムなど供試体本体にはシリーズを除き座屈などの顕著な損傷は見られなかった。

以上のように、本研究で提案した橋脚構造は、優れた変形性能を有しているものの、既存モデルと比べるとエネルギー吸収量が少ない、連結部材でのエネルギー吸収量の比率が全体に対して大きい、などの特徴を有している。そのため、現時点では実用化が難しいと考えられる。しかしながら、履歴曲線は免震ゴムのそれとよく似た傾向を示しており、今後免震性能の面か

らも詳細に検討する必要があると考えられる。

謝辞

本研究は、愛知工業大学耐震実験センターで行い、耐震実験センター研究費を使用して行いました。ここに深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 大島治一：来島大橋主塔の継手構造，本四技法，vol. 18 No. 71, pp. 42-56, 1994. 7.
- 2) 例えば、渡邊英一，杉浦邦征，山口隆司，諸岡伸，斎藤浩：多列配置高力ボルト引張継手の力学的挙動，構造工学論文集，Vol. 45A, pp. 51-60, 1999. 3.
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG：鋼橋耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996. 7.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・V耐震設計編，2002. 3.
- 5) 鈴木森品：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻研究報告書，No. 9702, 1997. 3.
- 6) 青木徹彦，鈴木真一，渡辺俊輔，鈴木森品，宇佐美勉，葛漢彬：面外繰返し水平力を受ける逆L型鋼製箱型断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 724/I-62, pp. 213-223, 2003. 1.
- 7) 今中明子，鈴木森品，青木徹彦：簡易補修型鋼製橋脚に関する実験的検討，平成15年度第58回年次学術講演会，I-555, 2003. 9.
- 8) 日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案），1994. 3.

(2005年9月10日受付)