

水平 2 方向地震力を受ける鋼製橋脚アンカー部の終局挙動に関する研究

A Study on The Ultimate Seismic Behavior of Steel Pier-To-Footing Connections

廣江昭博*, 青木徹彦**, 鈴木森晶***, 海老澤健正****

Akihiro HIROE, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI, Takemasa EBISAWA

*工修 (株) 東京ハイウエイ (〒412-0026 御殿場市東田中 1140)

**博(工) 愛知工業大学教授 工学部都市環境学科土木工専攻 (〒470-0392 豊田市八草町)

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

**** 名古屋工業大学大学院助手 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

Single-directional linear type cyclic loading and bi-directional circle and square type horizontal loading tests were performed to investigate the ultimate behavior on rectangular steel pier base-to-footing connection. The main purpose of this study is to investigate the seismic response of the anchor bolts under several loading types. The destruction nature of an anchor bolts and footing concrete was examined using 1/5 scale models. The experimental result for the monotonic loading test was verified by numerical analysis.

KeyWord : Steel pier, Pier base, Bi-directional loading, Pier base-to-footing connection, Anchor bolt, Seismic test

キーワード : 鋼製橋脚, 橋脚基礎, 2 方向載荷, 橋脚と基礎の結合, アンカーボルト, 耐震実験

1. はじめに

兵庫県南部地震(1995. 1)では主要な幹線道路や高架橋で甚大な被害を被った。このため、橋梁など地上構造物に関する検討が各研究機関で盛んに行われてきたが、アンカー部の耐震設計手法の開発や設計基準への反映は必ずしも十分に行われていない。橋梁構造物において上部構造と基礎構造はそれぞれが慣性力を受けて互いに影響を及ぼしあう状況となるため、アンカー部の挙動を忠実に耐震設計に取り込むことが設計精度を向上させる上で重要である。

一般にアンカー部は基礎に剛結されたものと仮定されている。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編においても「アンカー部は橋脚の水平耐力と同等以上の耐力を有する」と記述されている¹⁾。しかし兵庫県南部地震では、橋脚躯体のみならずアンカー部の損傷も 200 件程度確認され、アンカー部の損傷を受けた場合には橋脚躯体の損傷は少なく、アンカー部の損傷が少ない場合には橋脚躯体の損傷は大きいというように、橋脚躯体とアンカー部には損傷の発生状況に一定の傾向があることが確認された。このように複雑な地震時挙動を考慮する場合、アンカー部の挙動特性を考慮し、橋脚とアンカー部の複合構造としての検討を行う必要があ

る。

この分野の研究には兵庫県南部地震以前に文献2)があり、その後、後藤、小畑らによる精力的な研究^{3), 4)}、や園田ら⁵⁾、田島ら^{6), 7)}による研究がある。これらはいずれも一方向載荷によるものである。建築の分野では柱脚の研究^{8), 9)}が見られる。2軸曲げを取り扱った研究にはRC橋脚に対する研究¹⁰⁾がある。

橋脚アンカーに関する従来の研究は著者等の知る限り1方向載荷に関するもので、実地震に近い2方向入力されたものは見あたらない。

本研究では矩形断面鋼製橋脚アンカー部に着目し、その実地震入力時の基本的な挙動を知ることが目的として、実構造物の約1/5の縮尺率を持つ大型供試体を作製し、単調載荷実験、直線繰り返し載荷実験、および入力地震波を単純化した水平2方向(漸増円形)載荷実験、水平2方向(漸増方形)載荷実験を行って、2方向からの地震力に対するアンカー部の基本的な耐荷力特性と劣化挙動について調べる。

2. 実験計画

2.1 実験供試体

供試体は実験設備の条件から、縮尺を実構造の1/5と

し、アンカーボルト径、アンカーボルトの配置、橋脚断面、アンカーフレームサイズおよびフーチングなどの基本寸法を設定した。アンカー部の定着方式としては、図-1(a)に示す杭方式と、図-1(b)に示す鉄筋コンクリート方式がある。前者は、ベースプレート下のコンクリートを無視し、脚柱からの引張力および圧縮力はすべてアンカーボルトを介してフーチング内のアンカービームに伝達させる。後者は、引張力は前者と同様アンカーボルトを介して下アンカービームに伝達されるが、圧縮力は脚柱ベースプレートから直接支圧力としてフーチングに伝達される構造形式である。

本研究では、現段階で高速道路等多くの公共構造物に使用されている杭方式に限定して検討を行う。

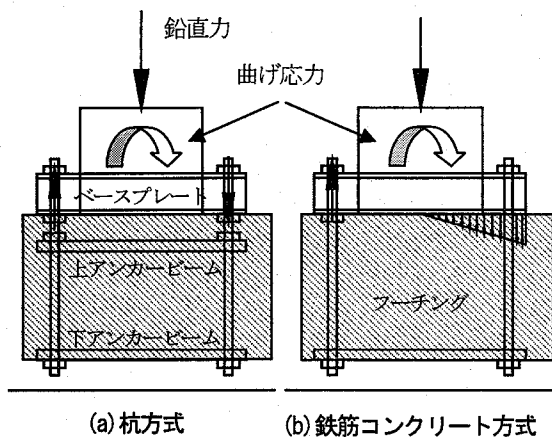
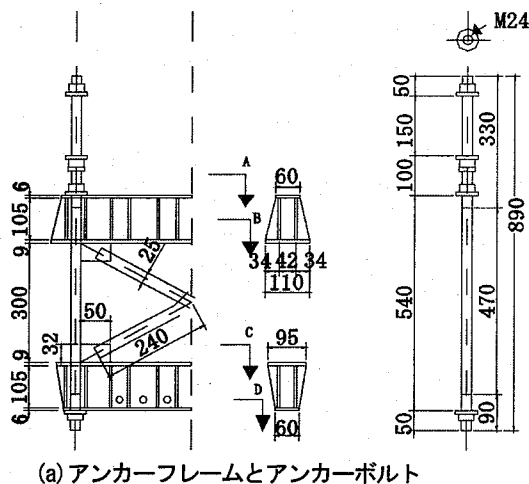
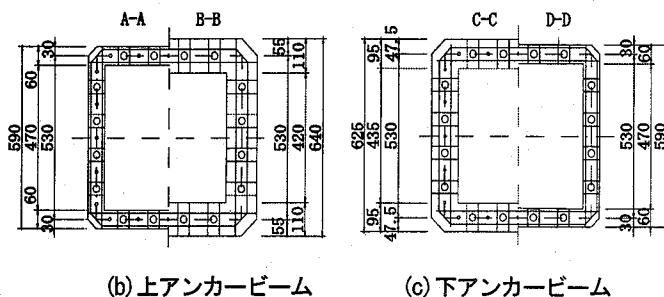


図-1 アンカー部の定着方式



(a) アンカーフレームとアンカーボルト



(b) 上アンカービーム

(c) 下アンカービーム

図-2 アンカーフレーム供試体

(1) アンカーフレーム

アンカーフレームは、実構造での設計法に従い、震度法レベルの荷重に対して設計を行う。すなわち、橋脚基部に作用する鉛直力、曲げモーメントなどの外力は、すべてアンカーボルトを介してフーチングコンクリートに伝達され、橋脚ベースプレートから直接フーチングコンクリートには伝達されないものとする。アンカーフレーム供試体を図-2(a)~(c)に示す。

(2) 橋脚

橋脚はアンカーフレームへの載荷部材として取り扱うこととする。よって橋脚自体はベースプレートを含めてアンカーボルトの破断荷重までは弾性範囲となるような断面で構成されている。

(3) フーチングコンクリート

フーチングコンクリートにおいても、アンカーボルトの終局挙動を観察するため、破断荷重まで曲げおよびせん断破壊をおこさない強度を有する設計を行う。配筋図を図-3に示す。フーチングコンクリートの剛体変位を防止するため押え部品により鉛直、水平方向の変位を拘束している。

(4) アンカーボルト

本実験で使用するアンカーボルトには通常のアンカーボルトと割溝ボルトの2種類を使用する。割溝ボルトはボルトの軸ひずみを測定するために縦方向にボルトを切断し、中心部に幅5mm、深さ2mmの溝加工を施したもので、溝内部にひずみゲージを接着する。これによりアンカーボルトの正確なひずみ計測を行い、さらにひずみゲージ貼り付け部分のコンクリート付着の影響を避けることができる。通常のボルトと割溝ボルトのいずれも材質 SC35N、径24mmの丸鋼を加工したもので、端部でM24のねじ加工をしている。

割溝りボルトを用いると、ボルトのひずみが正確に計測できる反面、ボルト強度の信頼性が不明であること、製作に大きな費用がかかることから、今回は試験的に後述の繰り返し載荷実験および方形載荷試験体のみの使用に留めた。

表-1 設計条件

アンカーボルト	S35CN $\sigma_{sy}=314 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鋼脚柱	矩形断面鋼製橋脚 SM490Y 約1/5 模型相当, 高さ:1440 (mm)
アンカービーム	SM490Y $\sigma_{ss}=205.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}^*$
ベースプレート	SM490Y $\sigma_{ss}=205.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}^*$
鉄筋	SD295 $\sigma_{ss}=176.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}^*$
フーチングコンクリート	2200×2200×750 (mm)

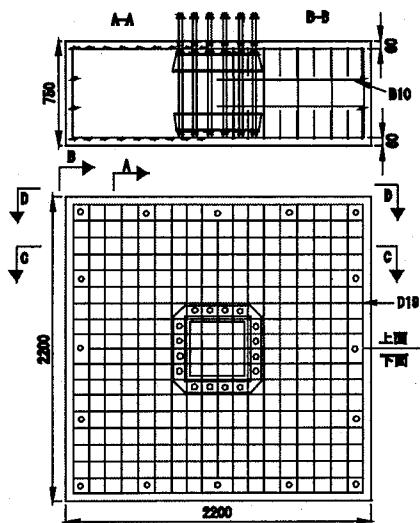


図-3 フーチング配筋図

(5) 試験体の設計荷重

本研究では上載荷重 V ，水平荷重 $H=0.3V$ (水平震度0.3)とし，圧縮側ボルト(ねじ径 M24，有効断面積 389mm^2)が許容降伏応力($186.2\text{MPa} \times k_e=279.3\text{MPa}$; k_e =地震時の割り増し係数1.5)に達するときの上載荷重 $V=426\text{kN}$ を求め，これから水平荷重 $H=128\text{kN}$ および設計モーメント $M_d=H \times h$ ($h=1.7\text{m}$) $=217\text{kNm}$ を定めた。

3. 載荷方法

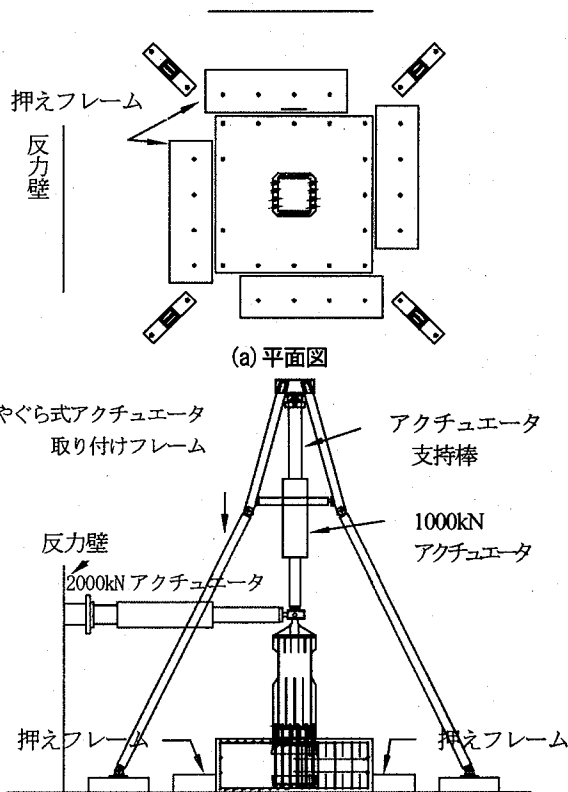
実験装置の概要図を図-4に示す。供試体を反力床に固定し，死荷重を想定した一定鉛直荷重を載荷するため供試体上部に1000kNアクチュエータを1基，地震による上部工水平荷重を想定した水平荷重を2000kNアクチュエータ2基用いることにより水平2方向載荷を可能にした。

鉛直載荷は前述の一定鉛直力 $V=426\text{kN}$ を保持し，水平荷重は変位制御により与える。載荷後の橋脚上部の変位増大に伴い，鉛直アクチュエータに傾きが生じるが，これによる水平分力を加えて水平荷重値とした。

以下に各載荷の種類について詳細に述べる。水平2方向から載荷するため，本学で開発された3方向載荷装置を介してアンカー部に作用させる。

(1) 実験システム

本研究では2方向載荷を容易にするため，コンピュータによる自動制御を行う。自動制御システムは制御用コンピュータ，計測用コンピュータ，静的油圧アクチュエータ・制御システム(理研精機社製RCX-70)およびA/D変換器(東京測器社製DRA-101C)からなる。制御プログラムはVisual Basic6.0を用いて開発した。アクチュエータおよび計測データをA/D変換器を通して取り入れ，制御ラックとの通信を行い，アクチュエータを自動制御する。



(b) 側面図
図-4 実験概要図

(2) 載荷履歴

載荷履歴は従来から多くの実験で行われている一方向への単調載荷，一方向漸増変位繰り返し載荷をはじめに行う。実地震ではランダムな水平2方向入力があるが，本研究では2方向入力の基礎的性質を把握することが主目的であるため，これを単純化し，円形および方形パターンの2種類にモデル化する。将来，より研究の進展があったときには，実際に近いランダムな地震波を入力させて，橋脚基礎部の耐震挙動が調べられると思われる。しかし設計に反映させるためには，再び単純な載荷パターンにモデル化する必要があり，本研究はその基礎資料となる。

a) 単調載荷実験

鉛直荷重は前述の一定鉛直力 $V=426\text{kN}$ に保持した状態で，水平荷重を変位制御で増加させることにより，ベースプレートの相対回転角を単調増加させる。

b) 直線繰り返し載荷実験

圧縮側アンカーボルトのひずみが降伏ひずみとなる水平変位 $\delta_0=4.2\text{mm}$ を基準降伏変位として，図-5(a)に示すように水平変位を正負一回ずつ交互に繰り返し漸増載荷を行う。

c) 水平2方向(漸増円形)載荷実験

図-5(b)に示すように，降伏変位 δ_0 を基準とし，X方向へ $+1\delta_0$ まではらせん形を描くよう載荷を行う。その後Y軸が負側では，原点を中心とする半円を描くよう載荷を行い，Y軸が正側では原点からX方向の+側へ $+0.5\delta_0$ 。

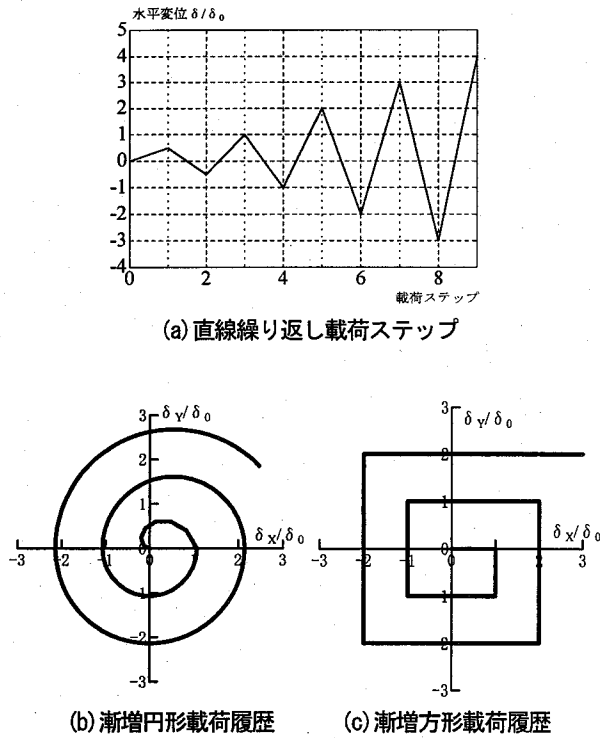


図-5 各荷重履歴

移動した点を中心とした半円の履歴をとる。この荷重パターンは漸増円形荷重といえるが簡単のため以下ではこれを円形荷重と呼ぶ。

d) 水平 2 方向(漸増方形)荷重実験

図-5(c)に示すように、X、Y方向に $1\delta_0$ ずつ荷重ステップを増加させて漸増方形の履歴とする。円形荷重と同様以下ではこれを方形荷重と呼ぶ。

4. 実験結果

4.1 材料試験結果

本研究で使用するアンカーボルト 2 本の引張試験結果の平均値を図-6 と表-2 に示す。試験に用いた割溝ボルトは 1 本とした。コンクリートの圧縮試験結果を表-3 に示す。

表-2 アンカーボルト引張試験結果

ボルトの種類	アンカーボルト(通常)	割溝ボルト
ヤング係数 $E(\text{kN/mm}^2)$	209	196
降伏応力 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	329	332
最大応力 $\sigma_u(\text{N/mm}^2)$	573	449
最大応力ひずみ $\varepsilon_u(\%)$	17.0	5.2

表-3 コンクリート圧縮試験結果

	設計仕様	材料試験結果
フーチングコンクリート	$\sigma_{ck}=24(\text{N/mm}^2)$	$f'_c=42.4(\text{N/mm}^2)$ (一軸圧縮強度)
ベースプレート内	$\sigma_{ck}=24(\text{N/mm}^2)$	$f'_c=55.0(\text{N/mm}^2)$ (一軸圧縮強度)

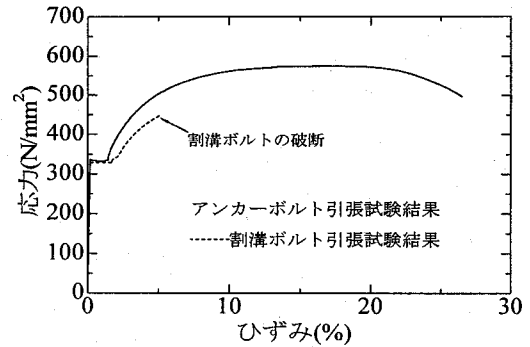


図-6 通常のアンカーボルトと割溝ボルトの応力—ひずみ関係

す。ここで用いた割溝ボルトの試験結果は、通常ボルトに比べ約 5 % 程度のひずみで早期に破断したが、後述のフーチングに用いた割溝ボルトでは、ひずみゲージにより 20 % 程度のひずみまで観測されており、問題はなかった(図-19 参照)。

4.2 単調荷重実験結果

(1) M— θ 関係曲線

本実験で得られた基部モーメント M と相対回転角 θ の関係を 図-7 に示す。基部モーメント M は水平力と荷重点高さの積として求めた。相対回転角 θ は以下のように求めた。

橋脚基部の 4 隅に変位形を設け、フーチングとの相対変位を計測する。橋脚基部中心を原点とし、X、Y 軸を取る。変位形設置位置はそれぞれ原点から距離 S にある。

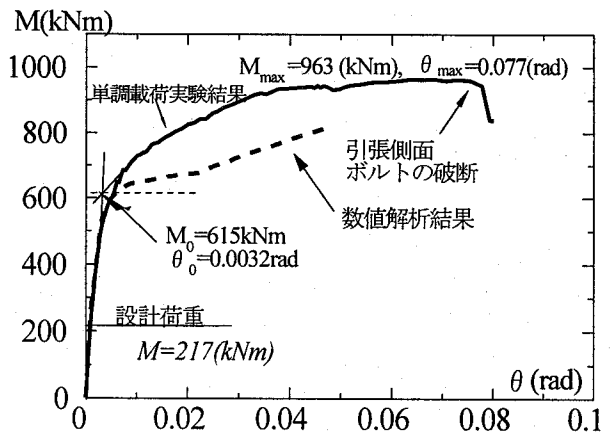


図-7 単調荷重試験の M— θ 関係曲線

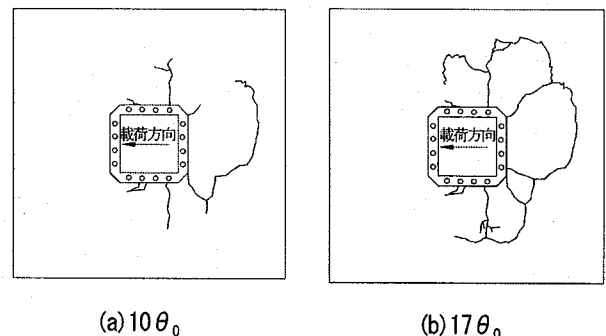


図-8 フーチングコンクリートひび割れ進展状況(単調荷重)

とする。X方向回転角 θ_x は、X座標上で同じ位置にある2個の変位計の読みの平均値を求め、Xの+方向と一方向のこれら平均値の差を求める。これを変位計のX方向設置距離2Sで除して求めた。Y方向回転角 θ_y も同様である。

図-7より、基部モーメント $M=500$ (kNm)、相対回転角 $\theta=0.0030$ (rad)前後まではほぼ弾性的な挙動を示し、アンカーボルト全体の剛性が低下しながら、基部モーメントが増加する傾向が見られる。降伏モーメントは $M_0=615$ (kNm)である。その時点の降伏回転角 $\theta_0=0.0032$ radを図のように弾性域と塑性域の接線の交点によって算出した。その後、最大モーメント $M_u=963$ (kNm)は2.(5)項で述べた設計荷重 $M_d=217$ kNmの4.4倍に達し、以降は引張側外縁角部のアンカーボルトの破断に伴う急激な荷重の低下により実験は終了した。

(2) 破壊性状(フーチングコンクリート)

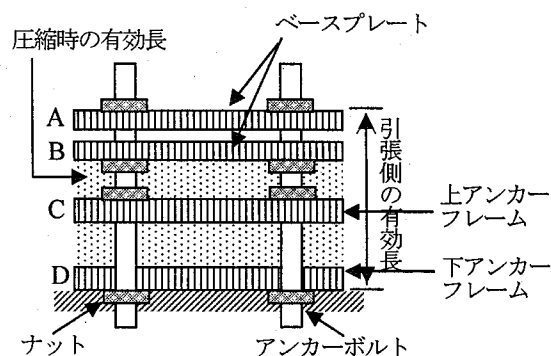
単調載荷時のフーチングコンクリートのひび割れ状況を $10\theta_0$ と $17\theta_0$ の各時点について図-8(a),(b)に示す。なお θ_0 はフーチングに対する相対回転角を示す。 $6\theta_0$ 時にベースプレートの載荷側からひび割れが生じ、 $10\theta_0$ でアンカーボルトの引張側でコンクリートの剥離が生じた。 $11\theta_0$ 時にベースプレートとフーチングコンクリートの間で微細な離間を確認し、最終的な最大離間量は17mmとなった。またベースプレートはフーチングコンクリートに沈み込む形になっていた。ひび割れの進展方向としてはアンカーボルトの引張側から圧縮作用側へと変化し、最終的にはフーチングコンクリートの端面近くまでひび割れが進展する様子が見られた。

4.3 M- θ 関係の数値解析

本解析では、単調載荷実験によって得られたM- θ 関係曲線と数値解析の再現性、またアンカーボルトに作用する圧縮力と引張力の有効長の検討を行うため数値解析を行った。

(1) アンカーボルトの有効長の決定

杭方式では、橋脚下端の曲げモーメントに対し、アンカーボルトは引張力および圧縮力に抵抗すると仮定して設計する。また基部相対回転角の変化とともに中立軸も移動する。アンカーボルトへの圧縮力の伝達は、脚柱ベースプレート下に配置されたナットを介して行われる。よってアンカーボルトに作用する圧縮力は脚柱ベースプレート下に配置されたナットより下端で作用するから、圧縮時の有効長を図-9に示すB~C間のベースプレート下のナットから上アンカーフレーム上端までの間で作用すると仮定した。引張側の有効長については図-9のA~D間のベースプレートと下アンカーフレームの間で作用すると仮定する。また、アンカーボルトの断面積はネジ部谷系の平均値から算定した。



A, B : ベースプレート, C : 上アンカーフレーム
D : 下アンカーフレーム, B~D間はコンクリート充填

図-9 アンカー部モデル概念図

(2) 数値解析方法

実験では死荷重に相当する鉛直荷重(426kN)を載荷した後、水平荷重を単調増加させた。数値解析でも同様の手順で解析した。アンカーボルトは線材と仮定し、一様軸方向応力のみ発生するとした。フーチングのコンクリートは曲げ方向に20分割し、弾性体と仮定した。まず剛体と仮定した橋脚中央点の変位量 δ_c を下方に1mm与え、0.5mmずつ増加させる。変位増加ごとに回転角 θ を0(rad)から0.001(rad)ずつ増加させ、各ボルト軸力、コンクリート抵抗力を求め、繰り返し試算により外力と釣り合う点を算出した。ボルト軸力算定式を式(1)~(3)に示す。

$$\delta_{st} = \delta_c + s \tan \theta \quad (1)$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{\delta_{st}}{L_{st}}, \quad \sigma_{st} = E \cdot \varepsilon_{st} \quad (2)$$

$$P_{st} = \sigma_{st} \times A_{st} \quad (3)$$

ここに、 θ : 基部回転角, s : 中立軸からアンカーボルトまでの距離, δ_{st} : アンカーボルトの伸び量, A_{st} : アンカーボルトの有効断面積, L_{st} : アンカーボルトの有効長, δ_c : 中央点の変位量, ε_{st} : 基部回転角に対するアンカーボルトのひずみ, σ_{st} : 材料試験結果から得られた ε_{st} 点における応力

(3) 数値解析結果

図-7に実験結果と数値解析結果を比較して示す。降伏基部モーメント $M_0=615$ kNm, $\theta_0=0.0032$ radの弾性域まで実験結果と数値解析結果はほぼ同等の値を示した。このことから、前述で定義した圧縮力と引張力の作用位置に関する定義の妥当性を確認した。しかし、降伏点以降は実験結果を下回る結果となり、基部モーメントは最大19%低くなった。

今回の数値解析では、コンクリートの圧縮抵抗力も考慮しているため純粋な杭方式ではなく、実験値と一致した結果を期待したが、誤差は大きいものとなった。この

原因の一つ考えられるものは橋脚基部のベースプレートの広がりによるコンクリート上の曲げの支点位置の広がり、およびコンクリート抵抗力が予想よりも大きかったためと思われる。

4.4 直線繰返し載荷実験結果

(1) M- θ 関係

直線繰返し載荷実験によって得られた基部モーメント M と相対回転角 θ の関係を図-10 に示す。最大曲げモーメント $M_{\max}$ は x 軸が正側の最大基部モーメント、また最小曲げモーメント $M_{\min}$ は x 軸が負側の最小基部モーメントとした。水平荷重載荷位置での水平変位 $\pm 4\theta_0$ 程度を境として、アンカーボルトの塑性変形によりスリップ型(原点付近で相対回転角の増大と共に基部モーメントが増大しない現象)の履歴を描き、急激に剛性が低下している。これは、繰返し載荷によるアンカーボルトの塑性化や脚柱基部コンクリートの圧壊、またフーチングコンクリートのひび割れによるものであると考えられる。また、最大基部モーメント ($\theta_{\max}=14\theta_0$) 以降、急激な基部モーメントの低下が見られる。この原因としては、アンカーボルトの破断とともにアンカー部の耐力が低下したためと考えられる。

(2) 破壊性状(フーチングコンクリート)

直線繰返し載荷実験で、降伏水平変位 δ_0 におけるフーチングコンクリートのひび割れ状況を図-11 に示す。単調載荷実験結果のひび割れ結果と比較するとベースプ

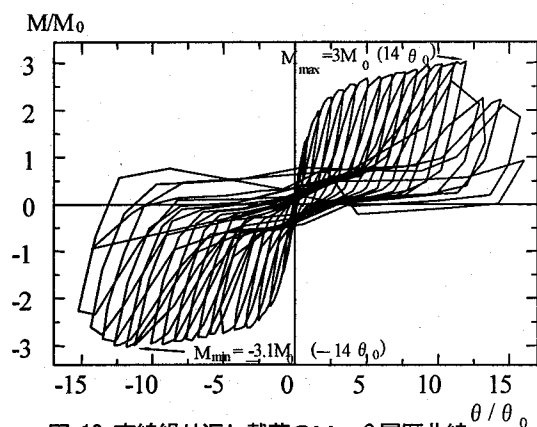


図-10 直線繰返し載荷のM- θ 履歴曲線

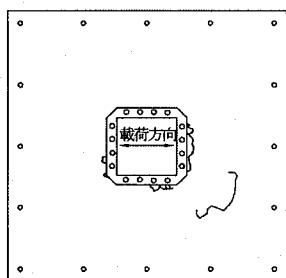


図-11 フーチングひび割れ状況

ート付近にひび割れがわずかに見られる程度で繰返し載荷実験ではほとんどひび割れが起らなかった。この原因としては、直線繰返し載荷ではボルトの損傷により最大水平力が単調載荷より上昇しなかったためと考えられる。

4.5 水平2方向載荷実験結果

(1) M- θ 関係曲線

水平2方向載荷実験によって得られたアンカー部の基部モーメント M と相対回転角 θ の関係を X, Y 方向別にそれぞれ図-12(a), (b)と図-13(a), (b)に示す。縦軸は、基部モーメント M を降伏基部モーメント M_0 で、横軸は相対回転角を降伏回転角 θ_0 で無次元化している。水平2方向(漸増円形)載荷実験において水平荷重載荷点での水平変位 $\pm 3\theta_0$ 程度を境にアンカーボルトの塑性変形により、徐々に剛性が低下するが、再び上昇を示し、 $14\theta_0$ あたりから一部のボルト破断により最大荷重の低下が急速に生じて終局に到っている。荷重の低下後再び上昇する理由は、アンカーボルトの残存耐力により一様にエネルギーを吸収しないためであると考えられる。また、その他の要因として、橋脚がフーチングコンクリートに沈み込むため、フーチングコンクリートにも耐力の伝達が行われるためである。

(2) 耐力相関関係曲線とひび割れ進展状況

(a) 円形載荷実験

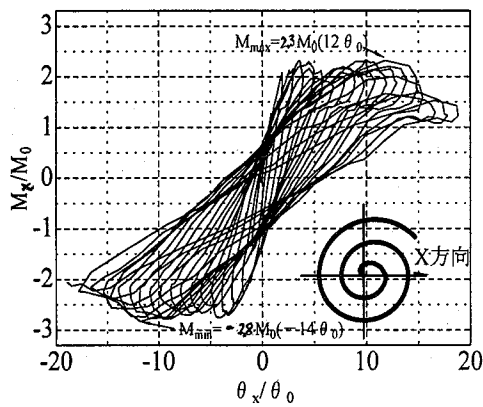
図-14(a)に X, Y 方向の相対回転角 θ_x, θ_y を示す。またその時点の耐力 M_x, M_y の相関関係を図-14(b)に示す。図-14(a)より、本実験の載荷履歴は正確な漸増円形の履歴を描く。しかし相対回転角の増大とともに Y 軸が負の箇所若干直線的な円形の履歴をとる。完全な漸増円形になっていない理由はプログラムの目標値到達までの分割数と目標に到達した事を示す到達評価幅に原因があると考えられる。

図-14(b)より耐力の相関関係の形状は弾性域および非弾性域で方形に近いほぼ円形の形状を示した。これはボルトの配置が矩形になっているためである。最大耐力に至るまでの耐力相関関係はアンカーボルトとフーチングコンクリート内部の局部的圧壊を伴うため、複雑な挙動をとる。

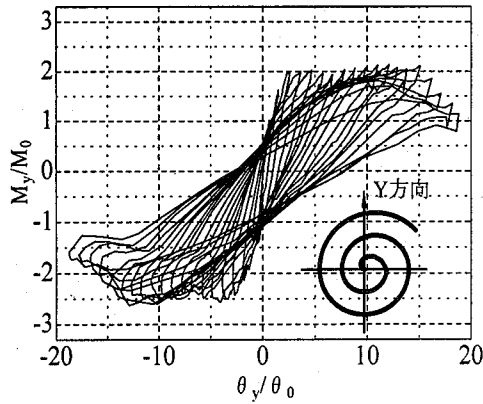
(b) 方形載荷実験

図-15(a)に X, Y 方向の相対回転角 θ_x, θ_y を、またその時点の耐力 M_x, M_y の相関関係を図-15(b)に示す。同図(a)から載荷履歴はほぼ正確な漸増方形の載荷履歴を示していることが分かる。

曲げモーメント相関関係は星型の形状を示した。星の頂部の中点を原点と結び、星型の傾きを調べると約11度 X, Y 軸から傾いている。これは、載荷履歴が方形の1辺を順に載荷するため、角部のボルトは X, Y 方向の重なりによって早期に塑性化が進み、水平力に対して有

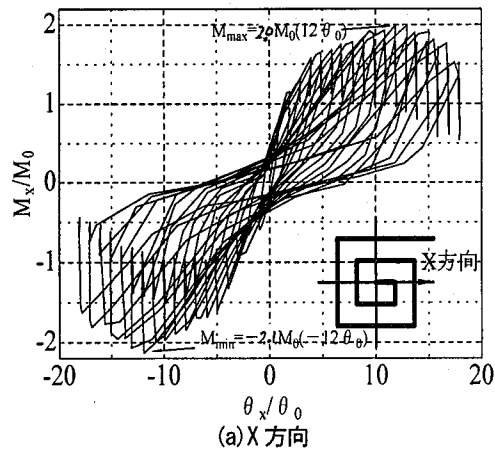


(a) X 方向

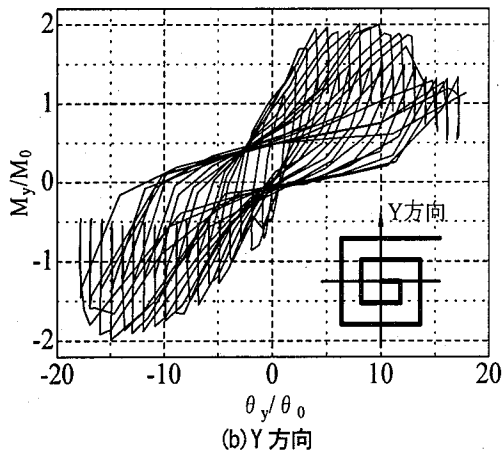


(b) Y 方向

図-12 水平 2 方向 (漸増円形) 載荷の M-θ 関係曲線



(a) X 方向

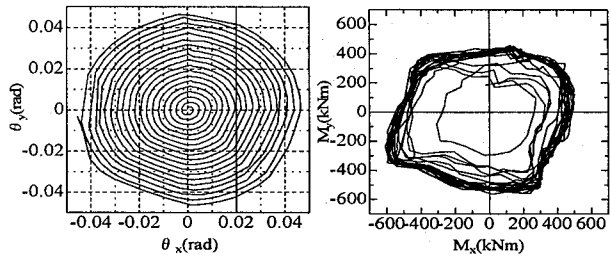


(b) Y 方向

図-13 水平 2 方向 (漸増方形) 載荷の M-θ 関係曲線

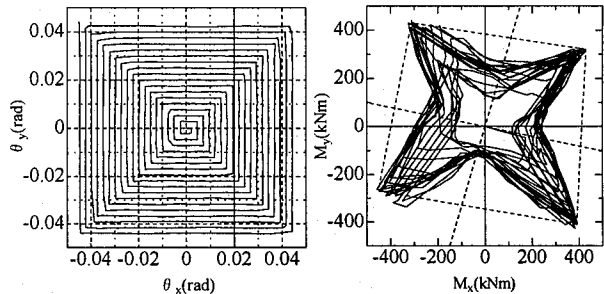
効に抵抗するアンカーボルトが X, Y の方向の辺に対して一様ではなくなるものと思われる。

円形および方形載荷実験時のフーチングのひび割れ状況を図-16 および図-17 に示す。両図の比較より、円形載荷の方がひび割れの進捗が大きくなっている。これは図-12 および図-13 に示した M-θ 曲線に表れているように、円形載荷の方がより大きなモーメントが作用しており、



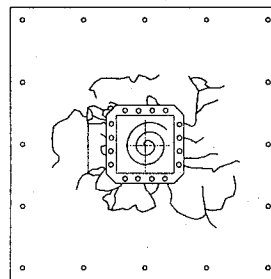
(a) X, Y 方向の相対回転角 (b) X, Y 方向の基部モーメント

図-14 水平 2 方向 (漸増円形) 載荷耐力相関関係曲線

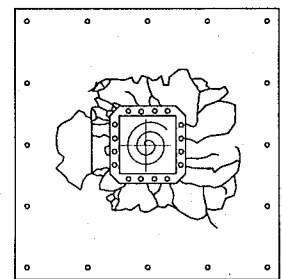


(a) X, Y 方向の相対回転角 (b) X, Y 方向の基部モーメント

図-15 漸増方形載荷の耐力相関関係曲線

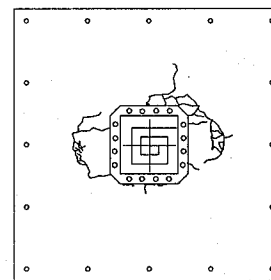


(a) 15θ_0

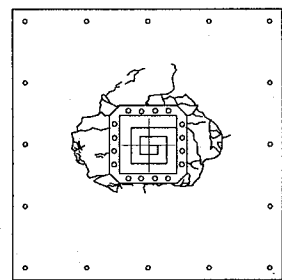


(b) 19θ_0

図-16 フーチングのひび割れ (水平 2 方向 (漸増円形) 載荷)



(a) 16θ_0



(b) 18θ_0

図-17 フーチングのひび割れ (水平 2 方向 (漸増方形) 載荷)

フーチングに及ぼす作用力も大きかったためと考えられる。

水平2方向の漸増円形または方形载荷はアンカーボルト配置の隅角部からエネルギー吸収が先行しており、橋脚中央付近のアンカーボルトより早く破断する。また、直線繰返し载荷実験と比較してアンカーボルト全体の曲げに対する剛性の低下が早い。

(3) 円形载荷のアンカーボルトのひずみ履歴

図-18 に円形载荷時のアンカーボルトの配置を示し、図-19 に計測されたひずみと基部モーメントの関係を示す。またここではフランジ面に近いアンカーボルトから1列目ボルト、2列目ボルト、3列目ボルトと称し、各列における代表的なひずみの変化を示す。

図-19(a), (b), (c)に示された基部モーメントの正側において1, 2列目のボルトは、ほぼすべて11 δ_y 以降の履歴ループのひずみの変化が少なくなり、1列目は5000 μ 付近で、2列目は1800 μ 付近に収束した値を示した。

このような結果となったのは、橋脚頂部の変位を一定割合で増大させる過程で、はじめはボルトの伸びの寄与が大きかったが、やがて繰返し载荷に伴うフーチング表面のコンクリートの軟化あるいはコンクリート内部のアンカーフレームの浮き上がりや沈み込みが生じ、ボルト

の伸びがなくても橋脚基部回転が可能となったためと推察される。同図(c)より、フランジ面から橋脚中心部に向かうにつれて、逆S字型の曲線を描いている。

(4) 包絡線

円形载荷実験、方形载荷実験によって得られた包絡線を直線繰返し载荷実験結果と共に図-20 に、降伏荷重と最大荷重比の関係を表-4 に示す。縦軸は载荷方向の水平荷重 H^* を降伏水平荷重 H_0 で、また横軸は変位 δ^* を降伏水平変位 δ_0 で無次元化している。

変位 $\delta^* = \sum \Delta \delta^*$ と降伏水平荷重 H^* は以下の(4), (5)式により求めた。なお一方向载荷の場合、これらの結果は通常の $H-\delta$ 関係と同じになる。

$$\Delta \delta^* = \sqrt{\Delta \delta x^2 + \Delta \delta y^2} \quad (4)$$

$$H^* = Hx \frac{\Delta \delta x}{\Delta \delta^*} + Hy \frac{\Delta \delta y}{\Delta \delta^*} \quad (5)$$

$$\delta^* = \sum \Delta \delta^*, \Delta E^* = H^* \Delta \delta^*, E^* = \sum \Delta E^* \quad (6)$$

同図より直線繰返し载荷実験、水平2方向(漸増円形)载荷とも設計荷重の約2.2倍の強度を有するため、安全側として評価できる。方形载荷の降伏荷重は他の二つと比較して約30%低い値を示した。

最大荷重は一方向繰返し载荷と比べ、円形载荷で約26%、方形载荷で約17%低下した。これは1方向载荷に比べ、2方向载荷では入力エネルギーが大きいため、早期にアンカーボルトの塑性化、フーチングコンクリートのひび割れや劣化が生じるためと考えられる。

円形载荷実験では10 δ_0 時に一時的に耐力が増加している。これはある変位以降コンクリート内部の抵抗力の

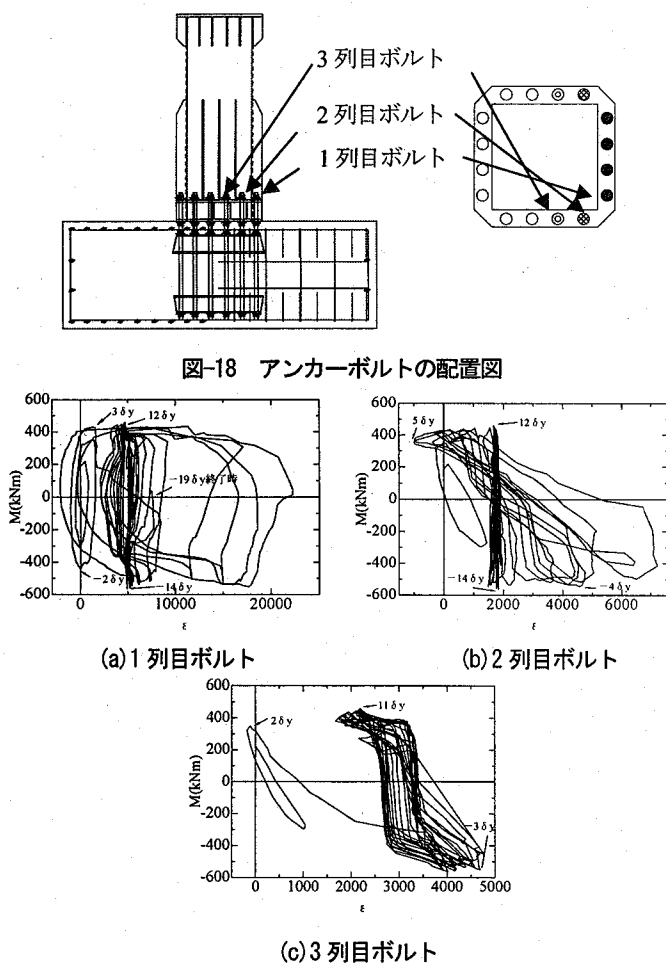


図-18 アンカーボルトの配置図

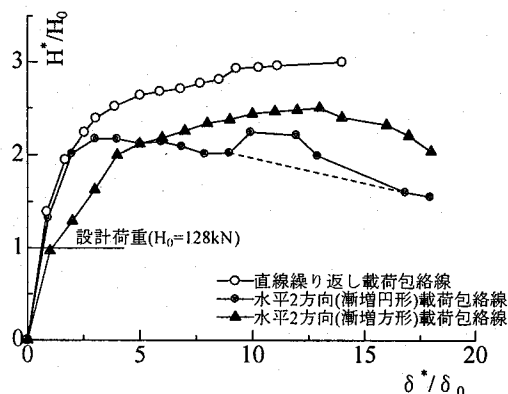


図-20 $H^*-\delta^*$ 関係曲線

表-4 降伏荷重と最大荷重比

载荷履歴	1 θ_0 時の H^*/H_0	H_{max}^*/H_0
繰返し载荷	1.39	3.01
漸増円形载荷	1.32	2.24
漸増方形载荷	0.96	2.50

増加があったのかも知れない。詳細は不明である。

(5) エネルギー吸収量

水平2方向(漸増円形) 載荷実験によって得られた累積エネルギー吸収量を図-21 に示す。横軸には変位 δ^* を δ_0 で無次元化し、縦軸には累積吸収エネルギー E^* を示す。なお、累積エネルギー吸収は前述の式を用いて(6)式のように定義した。直線繰返し載荷と円形載荷はほぼ単調的にエネルギーを吸収する。しかし前者は $6\delta_0$ の時点でそれまでの増加から一旦減少している。これは全アンカーボルトのうち部分的損傷によるものと思われる。方形載荷の累積吸収エネルギーは $\delta^*/\delta_0=15$ 付近で円形載荷実験と比較して約17%程度高い値を示す。これは方形載荷の入力エネルギーが他より大きいと考えられる。

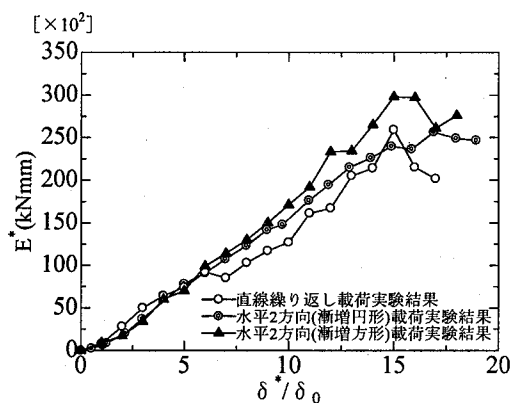


図-21 累積吸収エネルギー

第4章 結論

本研究では鋼製橋脚アンカー部に水平2方向載荷を与えた場合の終局挙動を把握するため、単調載荷実験、直線繰返し載荷実験、および水平2方向載荷として漸増円形載荷実験、漸増方形載荷実験を行った。以下に本研究で得られた結論をまとめる。

- (1) 水平2方向載荷実験での最大荷重は一方繰返し載荷と比べ、円形載荷で約26%、方形載荷で約17%低下した。これは1方向載荷に比べ、2方向載荷では入力エネルギーが大きいと思われる。
- (2) 水平2方向の漸増円形または方形載荷はアンカーボルト配置の隅角部からエネルギー吸収が先行しており、橋脚中央付近のアンカーボルトより早く破断する。また、直線繰返し載荷実験と比較してアンカーボルト全体の曲げに対する剛性の低下が早い。
- (3) 耐力相関関係曲線は円形載荷では矩形の形状をとり、方形は星型の形状を示す。これらはボルトの配置と載荷履歴によって形状が変化すると考えられる。
- (4) 各載荷履歴の変化によるエネルギー吸収は入力エネルギーによって $6\delta_0$ 付近から違いが現れる。
- (5) 単調載荷に対する数値解析結果により、アンカーボ

ルトの圧縮側と引張側の有効長の妥当性を検証し、降伏基部モーメントまで単調載荷実験結果とほぼ同等の結果を得た。それ以降は数値解析結果が約19%の強度低下を示した。

おわりに、巨大地震時のアンカー部に損傷を生じさせないことが重要であるが、もし損傷を生じた時には早期復旧が重要である。現段階ではアンカーボルトは地中に存在するため、補修が難しい。よって今後の課題としては、供用後のアンカーボルトの取替えが出来る構造形式などさらに研究を深める必要がある。

謝辞：本研究を行うにあたり名古屋工業大学の後藤芳顯教授には有益な助言を頂いた。また実験は本学土木工学科4年生加藤君、森本君、本学耐震実験センターの鈴木博氏の協力により行われた。ここに記して深謝する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2003.5
- 2) 前野裕文，後藤芳顯，小畑誠，松浦聖：付着型アンカーボルトを用いた鋼脚柱定着部の耐荷力実験，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1321-1334，1993
- 3) 後藤芳顯，上條崇，藤原英之，小畑誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察，構造工学論文集，Vol.42A，pp.987-998，1996.3
- 4) 小畑誠，井上道雄，後藤芳顯：付着型アンカーボルトの引き抜き耐力に及ぼす縁端距離の影響，構造工学論文集 Vol.42A，pp.1131-1138，1996.3
- 5) 園田佳巨，佐藤敏志，篠原啓治，小林行雄：あと施工アンカーボルトの動的引抜き破壊メカニズムに関する実験的考察，構造工学論文集 Vol.43A，pp.1347-1354，1997.3
- 6) 田嶋仁志，半野久光，藤原英之，後藤芳顯：単調載荷条件下での矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動とモデル化，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.297-311，1999.1
- 7) 田嶋仁志，半野久光，藤原英之，後藤芳顯：繰返し荷重下の矩形断面鋼製橋脚アンカー部の終局挙動，土木学会論文集 No.612/I-46，313-324，1999.1
- 8) 崔宰赫，大井謙一，嶋脇興助：繰返し2軸曲げを受ける露出型鉄骨柱脚の載荷実験，構造工学論文集 Vol.50B，pp.387-392，2004.3
- 9) 市川健，増田浩志，佐藤邦昭，田中淳夫：鋳造金物を用いた付着接合形式脚柱の力学性状に関する研究，鋼構造論文集 Vol.11.44，pp.35-44，2004.12
- 10) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性，土木学会論文集 No.759/I-67，79-98，2004.4

(2005年9月10日受付)