

漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究

中井 博¹・北田俊行²・中西克佳³

¹正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)
²正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)
³正会員 大阪市立大学助手 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

地震荷重を受ける構造物の挙動は、構造物の質量、材料、寸法、および入力される地震動に左右される。そのため、構造物の耐震性状を定量的に把えることは、かなり難しい。そこで、本研究では、地震荷重を受ける橋脚柱の耐荷性状を調べるための簡易な実験法を提案する。さらに、鋼製、および部分的にコンクリートを充填した合成の橋脚柱を想定した供試体を用い、実際に実験を行って、これらの橋脚柱の耐震性に関する種々な検討を加えている。

Key Words : ultimate strength, ductility, seismic load, steel box pier, composite box pier

1. まえがき

わが国は世界でも有数の地震国であり、その中で土木構造物は、地震動などの過大な動的外力によって損傷・崩壊などの甚大な被害を被ってきている。

とくに、都市における高架橋などにおいては、この地震動によって、その下部構造である橋脚柱が、最も被害を被りやすい。そして、その崩壊は、橋梁全体の崩壊にもつながる。このことから、相当な規模の地震力に対しても十分に対抗できるように、強度や変形特性を調べるための研究¹⁾が、必要となっている。

このような情勢の中で、最近、土木の分野で活発に行われているハイブリッド実験等の仮動的な地震応答実験¹⁾は、ある特定の地震に対する構造物の挙動をとらえる手法として、極めて有効な手法である。しかしながら、その反面、地震波が本来ランダムであるため、その応答も作用荷重によってランダムな挙動を呈することが起因して、ハイブリッド実験は、任意の地震に対する耐荷力や変形特性を定量的に把握することに対して、かなり困難な手法であるという点も合わせ有している。

それゆえ、この分野においては、このハイブリッド実験と併行して、ある特定の地震加速度を必要と

せずに、任意の地震に対する構造物の挙動を総合的に把握することのできる実験を行うことも必要である。

ところで、鋼製橋脚は、通常コンクリートを橋脚下部内に充填して、自動車の衝突による衝撃力を吸収している。鋼断面と充填コンクリートとを積極的に合成するようにした合成橋脚柱では、鋼製橋脚柱よりも、耐荷力、および変形性能が、地震動などの動的外力のもとで飛躍的に向上することがこれまでの研究^{2)~6)}で明らかにされている。しかしながら、鋼製柱の内部にコンクリートを部分的に充填した合成柱(以下、部分合成柱とよぶ)の耐荷力特性、および変形性状は、まだまだ研究されていないのが現状である^{4)~6)}。

以上のような状況を踏まえ、本研究では、コンクリートの充填量を変化させた合成柱供試体を対象に、ある特定の地震加速度を用いず、対象構造物の固有振動周期、およびその静的漸増繰返し荷重下における終局変位を用いる漸増繰返し変位のもとで、その耐荷力、および変形特性を調べるため、つぎのような実験を行う。

まず、上部構造を想定して一定の軸方向圧縮力を受ける鋼製柱、および鋼製柱の内部にコンクリートを部分的に充填した合成柱を製作する。

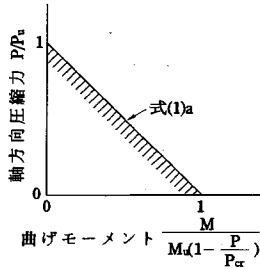


図-1 鋼製部材の軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係

つぎに、地震波による橋脚柱の応答変位をモデル化した疑似地震変位に相当する漸増繰返し変位を与えることによって、実験供試体を終局状態に至らしめる実験を行う。

このようにして得られた実験データにもとづき、漸増繰返し変位のもとでの橋脚柱の①耐荷力の変動、②履歴エネルギー吸収量、および③柱のたわみ波形、あるいは④剛性の変動などについて整理し、鋼製橋脚柱へのコンクリートの充填量、および、その耐震設計法について種々な面から定量的な検討を加える。

2. 漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の耐荷力

(1) 単調漸増荷重を受ける橋脚柱の耐荷力

a) 鋼製柱

軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M とを同時に受ける鋼製橋脚柱の耐荷力は、道路橋示方書によると、次式で照査することができる⁷⁾。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_u(1 - \frac{P}{P_{cr}})} \leq 1 \quad (1a)$$

また、

$$M_{eq} = \frac{M}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \quad (1b)$$

とおくと、次式で表せる。

$$\frac{M_{eq}}{M_u} \leq \psi \quad (1c)$$

ここに、

$$\psi = 1 - \frac{P}{P_u} \quad (2)$$

で、また

P_u : 軸方向圧縮力のみが作用するときの鋼製柱の終局軸方向力(kgf)

M_u : 圧縮力が作用しない鋼製柱の終局曲げモーメント(kgf·cm)

P_{cr} : 鋼製柱の弾性座屈時の終局軸方向力(kgf)

ちなみに、式(1a)の軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M との相関関係は、図-1で表される。

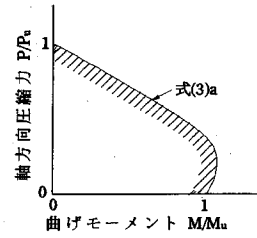


図-2 合成部材の軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係

b) 合成柱

軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M とを同時に受ける充填形式の合成橋脚柱の耐荷力は、鋼・コンクリート合成構造物の設計ガイドライン⁸⁾によると、次式で照査することができる。

$$(1 + \beta) \left(\frac{P}{P_u} \right)^2 - \beta \frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (3a)$$

$$\text{または、} \quad \frac{M}{M_u} \leq \psi \quad (3b)$$

ここに、

$$\psi = 1 - (1 + \beta) \left(\frac{P}{P_u} \right)^2 + \beta \frac{P}{P_u} \quad (4)$$

$$\beta = 91.7 \chi^2 - 13.75 \chi + 4.63 \quad (5)$$

であり、また

P_u : 軸方向圧縮力のみが作用するときの合成橋脚柱の終局軸方向力(kgf)

M_u : 圧縮力が作用しない合成橋脚柱の終局曲げモーメント(kgf·cm)

χ : 荷重分担率で、次式で求める。

$$\chi = \frac{\sigma_{s.c.u} A_s}{\sigma_{s.c.u} A_s + 0.85 \sigma_{c.k} A_c} \quad (6)$$

(ただし、 $0.2 \leq \chi \leq 0.8$)

$\sigma_{s.c.u}$: 局部座屈を考慮しない鋼部材の軸方向圧縮応力度(kgf/cm²)

$\sigma_{c.k}$: コンクリートの設計基準圧縮強度(kgf/cm²)

A_s : 鋼の断面積(cm²)

A_c : 充填コンクリートの断面積(cm²)

ちなみに、式(3a)の軸方向圧縮力 P と曲げモーメント M との相関関係は、図-2で表される。

(2) 実際の地震波による橋脚柱の動的応答

橋脚柱に上部構造としての一定な軸方向圧縮力が作用し、そのうえ図-3に例示する加速度をもつ地震波が作用する場合を考える。このときの橋脚柱の応答変位は、地震波に含まれる多数の振動周期の中から、その構造物と同じ固有振動周期の波動を主として選んで振動し始め、正弦波形の卓越した不規則な振幅をもつ振動を引き起こす。

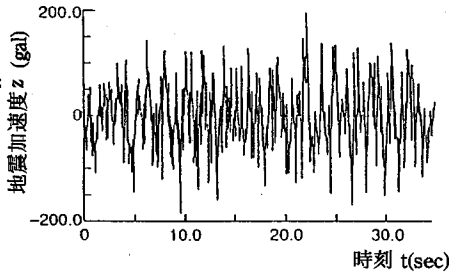


図-3 1983年日本海中央部地震加速度の時刻歴
(津軽大橋周辺地盤上での記録)

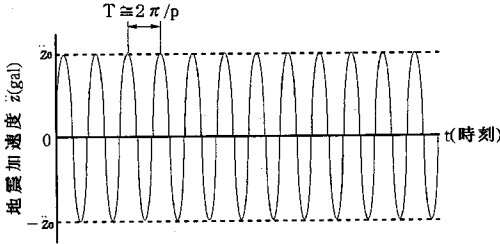


図-4 橋脚柱の固有振動周期に等しい
一定振幅の疑似地震波

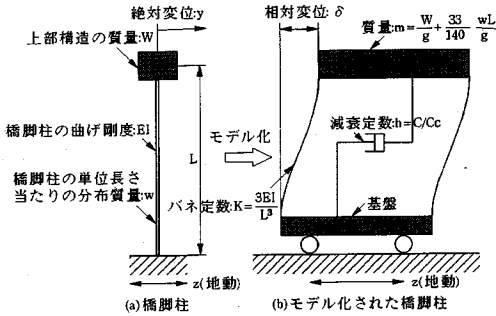


図-5 地動を受ける橋脚柱

しかしながら、このような振動は、橋脚柱の固有振動周期に等しい成分のものが卓越する。しかも、図-3の加速度振動は、大局的に、ほぼ一定の振幅をもつ正弦振動であると考えても、過言ではない。

そこで、この研究で用いる地震波、すなわち疑似地震波としては、図-3に示す複雑な地震波よりも、図-4に示すように、最も単純な正弦で定常な地震波に置き換えることができるものと仮定する。

(3) 疑似地震波による橋脚柱の動的応答と漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の実験法

図-5(a)に示す橋脚柱が地動 z を受けるとき、相対変位 $\delta = (y - z)$ 、 y :橋脚柱の絶対変位に関する基礎運動方程式は、図-5(b)のモデルを参照にすると、次式で与えられる。

$$\delta + 2ph \dot{\delta} + p^2 \delta = -\ddot{z} \quad (7)$$

本実験で用いる漸増繰返し強制変位を知るために、いま上述の2.(2)で述べたように、橋脚柱の固有円振動数 $p = \sqrt{K/M}$ (rad/s)に等しく、しかも図-4に示すように一定の加速度振幅 \ddot{z}_0 をもつ正弦波の地震波 \ddot{z} 、すなわち疑似地震波

$$\ddot{z} = \ddot{z}_0 \sin pt \quad (8)$$

を想定してみる。すると、このときの相対変位 δ の解は、次式で与えられる。

$$\delta = \delta_{max} (1 - e^{-ph'}) \cos pt \quad (9)$$

ここで、応答変位の最大値 δ_{max} は、

$$\delta_{max} = \frac{\ddot{z}_0}{m} \frac{1}{2h} \quad (10)$$

で求められる。

本実験では、この δ を用いて、漸増繰返し変位を、静的な場に変換して制御する。

しかし、式(9)~式(10)は、柱が弾性範囲内にある時に有効な式であり、塑性域に入ると使えない。

そこで、本研究ではとりあえず、一定鉛直力 P を作用させた状態で、静的な漸増水平荷重 H を載荷した場合について、3次元骨組構造物に対する弾塑性有限変位解析プログラム⁹⁾などを用いて最高荷重 H_u を求め、その時の水平変位 δ_{su} (以下、終局変位という)の n 倍(3章の実験では $n=3$ とした)の変位を式(9)中の最大変位 δ_{max} の値として用いることにする。

そして、道路橋示方書-V.耐震編の地震加速度データ¹⁰⁾を参考にして地盤種別によって定める荷重載荷時間 t_{max} (たとえば、第II種地盤のとき $t_{max} = 30$ (s))、および橋脚柱の固有振動周期 $T = (2\pi/p)$ とから、最大繰返し回数 N_{max} を次式で定める。

$$N_{max} = \frac{t_{max}}{T} \quad (11)$$

ここで、実橋脚の耐震性を調べるために縮小供試体を用いる場合には、両者の相似則を考慮して、荷重載荷回数 t_{max} 、および固有振動周期 T を定める必要がある。しかしながら、今回は、実験供試体自身の耐震性状に関して実験を行っているため、相似則を考慮していない。

このように、本実験法は、対象とする橋脚柱の固有振動周期、およびその静的漸増荷重による終局変位を用いて、最大繰返し載荷回数 N_{max} を一義的に決めることができる。

図-6は、式(9)を変位と繰返し回数 N との関係で例示したものである。この図で、減衰定数 h の取り方によって、変位と繰返し回数との包絡線の形状を種々変化させることができる。3.の実験では、終局荷重を漸増繰返し荷重のもとで正確に求めるために、包絡線の形状が図-6に示すように、滑らかになるよ

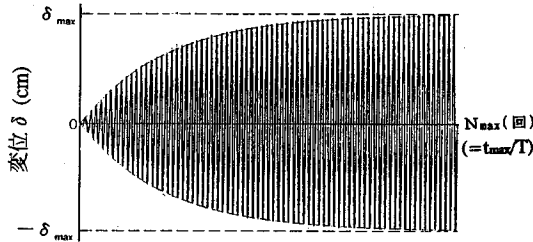


図-6 橋脚柱の固有振動周期に等しい一定振幅の地震による応答変位と繰返し回数Nとの関係

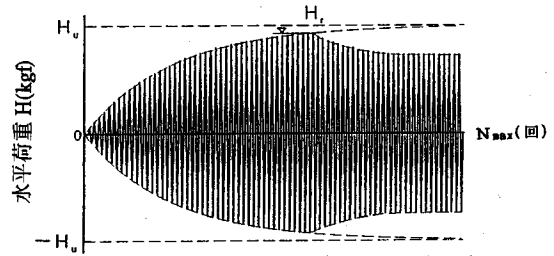


図-8 漸増繰返し変位を受ける橋脚柱の応答水平荷重と繰返し回数との関係

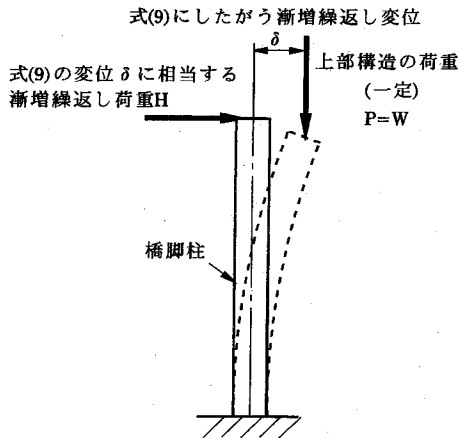


図-7 橋脚柱の漸増繰返し変位によるハイブリッド実験

うに、実際的ではないが $h=0.005$ としている。しかしながら、この減衰定数 h の定め方については、今後、検討する必要がある。

本研究では、以降、式(9)の変位 δ に相当する荷重のことを、漸増繰返し荷重と呼ぶことにする。

以上のことから、図-7に示すよう、鉛直方向には橋脚柱に上部構造の荷重に相当する軸方向圧縮力 $P=W$ を与えておき、また水平方向にはアクチュエーターで式(9)の変位 δ を与える変位制御の実験を行う。

(4) 漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の耐力

一定の軸方向圧縮力のほか、上記の2.(3)に示した漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の水平荷重は、一般に、図-8に示すように、静的な漸増荷重のもとにおける終局水平荷重 H_u まで達することなく、ある繰返し回数で最大耐力 H_r に達したのち、次第に減少してゆく。

この繰返し載荷回数の増大に伴って変動する保有抵抗曲げモーメント $M_{u.p.c.i}$ と水平変位 δ_i (最大耐力時を $i=0$ とする。したがって、最大保有曲げモ

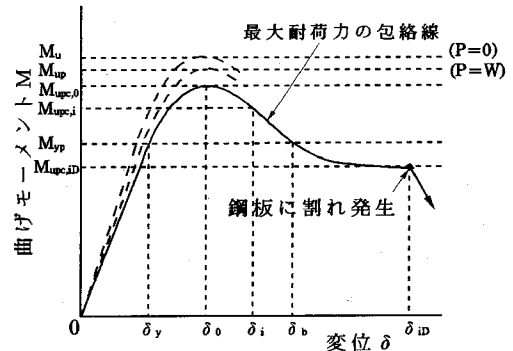


図-9 繰返し荷重載荷時の保有抵抗曲げモーメントの変動状況

ーメント、および、その時の変位は、 $M_{u.p.c.0}$ 、および δ_0 となる)との関係が、図-9に例示するように、プロットできれば、任意の水平変位 δ_i に対する保有抵抗曲げモーメント $M_{u.p.c.i}/M_u$ が求められる。

いま、この保有抵抗曲げモーメント $M_{u.p.c.i}$ を、次式で表す。

$$M_{u.p.c.i} = \alpha_i \phi M_u = \rho_i M_u \quad (12)$$

ここに、

ρ_i : 繰返し荷重載荷時における変位 δ_i における終局曲げモーメントの低減率

α_i : 変位 δ_i に対応する漸増繰返し荷重載荷時の式(4)の係数 ϕ に乘すべき補正係数

ϕ : 式(4)の軸方向圧縮力の影響による終局曲げモーメントの低下率

また、図-9中の記号を説明すると、次のとおりである。

$$M_{u.p} = \phi M_u \quad (13)$$

: 軸方向圧縮力を受ける柱の終局曲げモーメント

$$M_{u.p.c.0} = \alpha_0 \phi M_u = \alpha_0 M_{u.p} = \rho_0 M_u \quad (14)$$

: 軸方向圧縮力と同時に漸増繰返し荷重を受ける柱の最大保有抵抗曲げモーメント

$$M_{u.p.c.iD} = \alpha_{iD} \phi M_u = \alpha_{iD} M_{u.p} = \rho_{iD} M_u \quad (15)$$

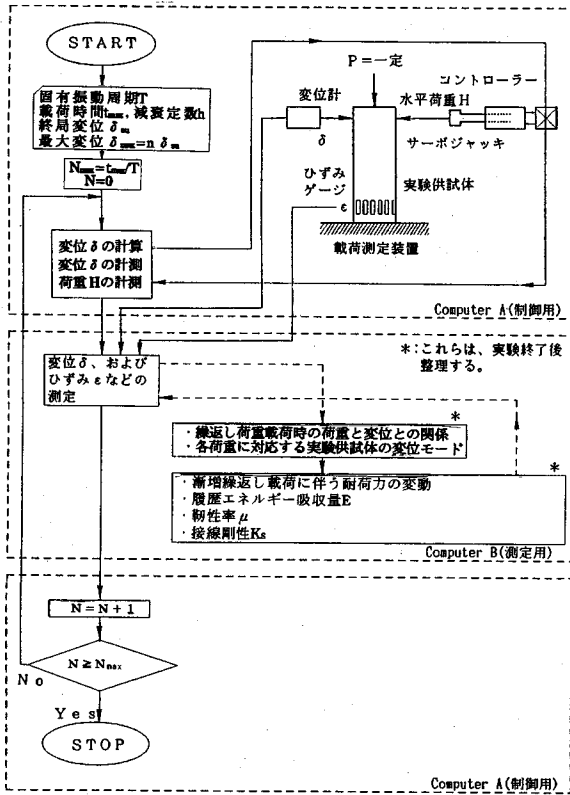


図-10 実験のフロー・チャート

図-9に示すように、漸増繰返し荷重を受ける柱において、繰返し載荷回数が増大に伴う保有抵抗曲げモーメントがある限界状態に達したとき($i=i_D$ 時)の保有抵抗曲げモーメント

$M_{p,i}$: 柱の降伏曲げモーメント

最大荷重後の1つの限界状態($i=i_D$, その時の $\delta_i = \delta_{iD}$)、たとえば保有抵抗曲げモーメントがある一定値に収束する状態などが何らかの方法で明確に設定できれば、今後、耐震設計上有用なデータが得られる。

上記の提案による手法にしたがい、実際に実験を遂行した。その結果を、以下に述べる。

3. 実験計画

(1) 実験の手順

図-10には、実験のフロー・チャートを示す。

また、実験の手順を示すと、以下のとおりである。
 手順①: まず、実験供試体の固有振動周期 T は実橋脚に関する実験データを参考にして¹¹⁾ 0.3秒、荷重載荷時間 t_{max} は道路橋示方書記載の地

表-1 実験供試体の内訳

No.	種類	実験供試体名	実験供試体の特徴
1	鋼製柱	S-L0	幅厚比パラメーター $R=0.64$ 細長比パラメーター $\lambda=0.29$ 軸方向圧縮力 $P/N_{ps}=0.15$
2	合成柱	R-L/4	幅厚比パラメーター $R=0.64$ 細長比パラメーター $\lambda=0.29$ コンクリートを $x/4$ 充填 軸方向圧縮力 $P/N_{ps}=0.15$
3		R-L/3	幅厚比パラメーター $R=0.64$ 細長比パラメーター $\lambda=0.29$ コンクリートを $x/3$ 充填 軸方向圧縮力 $P/N_{ps}=0.15$
4		R-L/2	幅厚比パラメーター $R=0.64$ 細長比パラメーター $\lambda=0.29$ コンクリートを $x/2$ 充填 軸方向圧縮力 $P/N_{ps}=0.15$

注) P: 軸方向圧縮力(一定)
 N_{ps} : 鋼製断面の全塑性軸力
 x: 実験供試体長(x=510mm)

盤種別Ⅱの地震加速度時刻歴¹⁰⁾を参考にして30秒とする。

手順②: つぎに、鋼製柱供試体の終局強度における最大変位 δ_{su} を弾塑性有限変位解析プログラム⁹⁾によって計算し、 $\delta_{max}=3\delta_{su}$ と定める。さらに、実験供試体の減衰係数 h を0.005と定めることにより、図-6に示した載荷変位と繰返し回数との関係を得る。したがって、繰返し回数の計画最大値 N_{max} は100となる。

手順③: そして、鋼製柱、および合成柱の全ての実験供試体に対し、一定の軸方向圧縮力、すなわち実績調査結果¹²⁾にもとづき、断面の全塑性軸方向圧縮力の0.15倍を作用させた状態で、手順①～②で得た模擬地震荷重に対応する漸増繰返し変位載荷実験を行う。

手順④: さらに、その結果から、耐荷力の変動(妥当な ρ_0 , および ρ_{iD} の値)、エネルギー吸収量、靱性率、および接線剛性の変動などについて整理し、鋼橋脚柱へのコンクリートの充填効果、および合成橋脚柱の耐震設計法について種々な面から比較・検討する。

(2) 実験供試体の内訳

実験供試体の内訳を、表-1に示す。

(3) 実験供試体の設計

本研究で用いた実験供試体の寸法諸元を、図-11に示す。ここで採用する各実験供試体の断面寸法比 b/d は、実績調査結果¹³⁾にもとづいて1.27とした。そして、各実験供試体の幅厚比パラメーター R ($\sqrt{\sigma_y/\sigma_{cr}}$, σ_{cr} : 弾性座屈応力度)は、道路橋示方書・同解説、Ⅱ.鋼橋編¹⁴⁾で定められている限界値

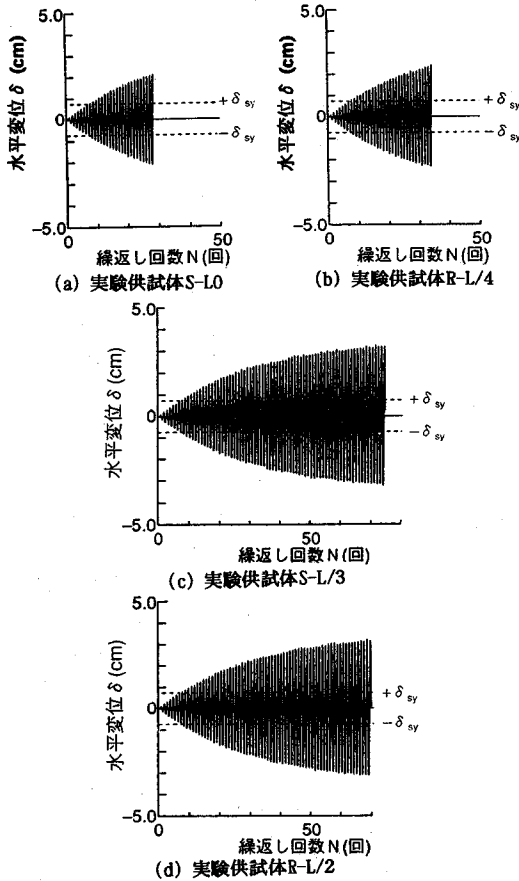


図-13 各実験供試体の水平変位と繰返し回数との関係

(2) 水平荷重と繰返し回数との関係

図-14(a)~(d)には、各実験供試体の水平荷重と繰返し回数との関係を示す。

まず、図-14(a)から明らかなように、実験供試体S-L0は、最大荷重に達した後、急激に耐荷力が低下してゆき、その後の明確な限界状態($i=i_b$)が見い出せない。これと実験供試体R-L/4とは、若干、荷重の低下率が異なる。しかし、耐荷力低下の現象は、類似している。したがって、実験供試体R-L/4にコンクリートを充填した効果が現れているとはいえない。これは、局部屈曲が供試体基部の合成断面で発生せず、その上方の鋼製断面で発生したためである。

つぎに、図-14(c)、および(d)から、実験供試体R-L/3、およびR-L/2の水平荷重は、最大耐荷力に達した後、繰返し回数の増大に伴って、鋼製断面として計算した全塑性水平荷重までは徐々に低下してゆき、この状態が最大荷重後の1つの限界状態に設定できることがわかる。

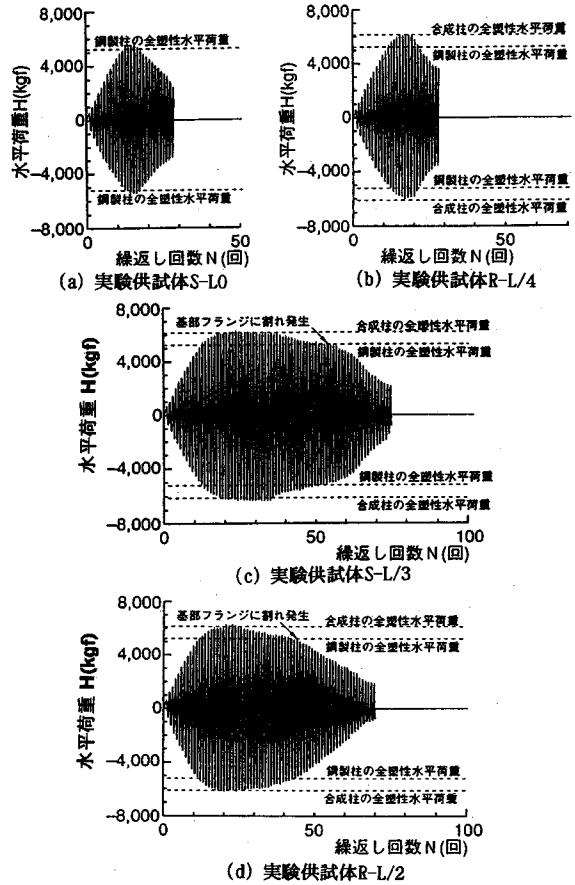


図-14 各実験供試体の水平荷重と繰返し回数との関係

(3) 水平荷重－水平変位曲線

図-15(a)~(d)には、各実験供試体の水平荷重－水平変位曲線を示す。

まず、図-15(a)の水平荷重－水平変位曲線から、鋼製柱実験供試体S-L0は、一度、最大水平荷重(=全塑性荷重)に達した後、繰返し載荷回数の増加に伴い、耐荷力が著しく低下してゆくことがわかる。

つぎに、図-15(c)、および(d)から、実験供試体R-L/3とR-L/2の最大耐荷力は、ほぼ同じ値であることがわかる。しかしながら、両合成柱供試体が最大耐荷力に達した後の水平荷重の挙動には、相違が認められる。この原因には、5.(1)、および(2)で述べたように、割れの発生、および、その進展の仕方の相違が挙げられる。さらに、この割れの発生、および、その進展の仕方には、コンクリート充填区間長の相違が大きく関係していると考えられる。

最後に、図-15に示した各実験供試体の水平荷重－水平変位曲線の包絡線を鋼製柱供試体としての全

表-4 各実験供試体の靱性率

No.	実験供試体名	μ
1	S-L0	2.396
2	R-L/4	1.837
3	R-L/3	3.017
4	R-L/2	2.789

塑性水平荷重 H_{sp} 、および全塑性変位 δ_{sp} で無次元化したものを、図-16に示す。

したがって、図-16と図-9との図の比較、および図-14から、提案式(12)~(15)の低下率 ψ 、 α 、および ρ は、

$$\psi \cong 1.0 \quad (16)$$

$$\alpha_0 \cong \rho_0 \cong 1.0 \quad (17)$$

$$\alpha_{iD} \cong \rho_{iD} \cong M_{sup}/M_{cup} \quad (18)$$

にとれることがわかる。ここに、 M_{sup} 、および M_{cup} は、それぞれ軸方向圧縮力を受ける鋼製断面、および合成断面の終局曲げモーメントである。これらの値の妥当性については、多くの実験を行うことにより、今後、検討を加える必要がある。

(4) 靱性率

表-4には、各実験供試体の靱性率を示す。

ここで、靱性率 μ は、次式で求めたものである。

$$\mu = \frac{\delta_b}{\delta_y} \quad (19)$$

ここに、 δ_y は鋼製・合成柱供試体の外側鋼板の最外縁が降伏する変位であり、また δ_b は図-9に示すように、実験供試体が最大耐荷力に達した後、降伏荷重まで低下した点の変位である。

この表から、実験供試体R-L/3、およびR-L/2は、比較的大きな靱性率を有している。すなわち、変形性能が、高いことがわかる。

(5) 実験供試体の耐荷力

図-17には、2.(1)で示した軸方向圧縮力と曲げモーメントとの相関関係に、実験供試体4体の値をプロットしたものを示す。

図中の●印は、図-15(c)、および(d)で示した基部フランジに割れ発生時の作用曲げモーメントをプロットしたもので、この図より、この点がほぼ鋼製柱の全塑性相関曲線上にあることがわかる。

(6) 実験供試体の変形モード

载荷中の各実験供試体の変形モードを、図-18(a)~(d)に示す。

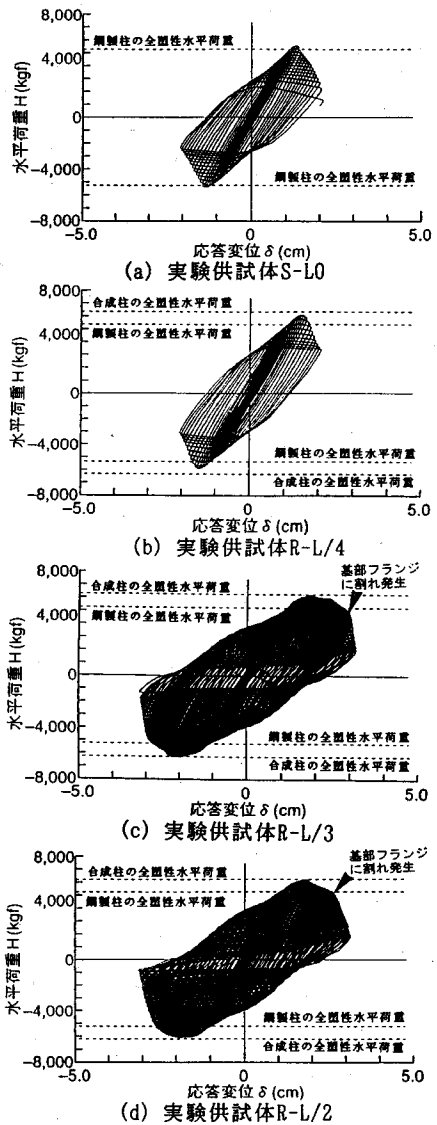


図-15 各実験供試体の水平荷重-水平変位曲線

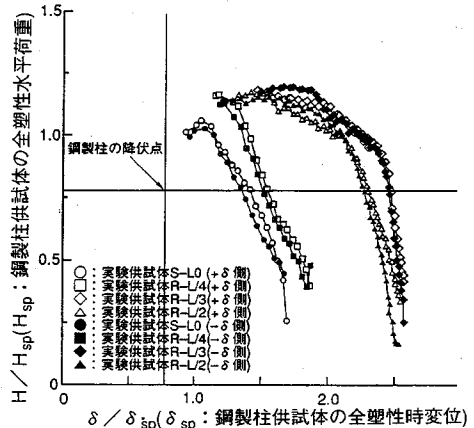


図-16 各実験供試体の水平荷重-水平変位の包絡線

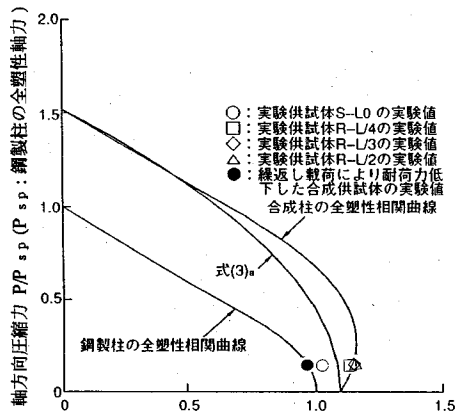


図-17 各実験供試体の軸方向圧縮力と曲げモーメントの相関関係

図-18 各実験供試体の変位モード

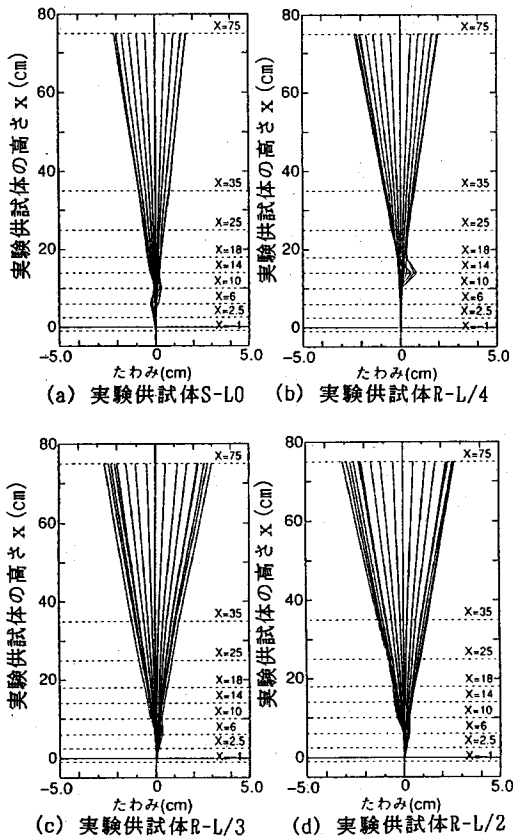


図-19 各実験供試体の履歴吸収エネルギー量

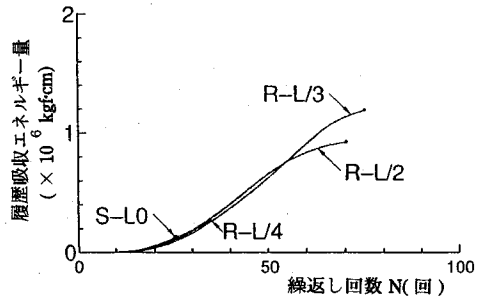


図-20 各実験供試体の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係

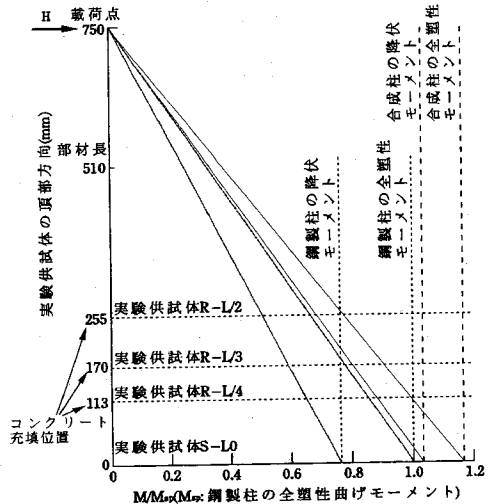


図-20 各実験供試体の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係

(7) 履歴吸収エネルギー量と繰返し回数との関係

図-19には、実験供試体4体の履歴吸収エネルギー量と繰返し回数との関係を示す。

ここで、履歴吸収エネルギー量とは、5.(2)で述べた水平荷重-水平変位曲線から次式により求めたものである。

$$E = \int H d \delta \quad (20)$$

ここに、

H: 水平荷重(kgf)

δ : 水平変位(cm)

この図から、実験供試体S-L0、およびR-L/4の2体は、他の2体の供試体と比較して、著しくエネルギーの吸収量が小さいことがわかる。

また、実験供試体R-L/2の履歴吸収エネルギー量は、実験開始から、繰返し回数55回あたりまで、実験供試体R-L/3のそれを上回っている。ところが、その後、実験供試体R-L/3の履歴吸収エネルギー量の方が、実験供試体R-L/2のそれを上回っている。

その理由を説明するために、図-20には、各実験

これらの図から、実験供試体4体とも、断面が局部座屈するまで柱全体としてたわんでいるため、たわみ波形は、滑らかな曲線を描いていることがわかる。しかし、局部座屈が発生した後、その部分がヒンジ的な挙動を呈し、たわみ波形は、折れ線状になっていることがわかる。

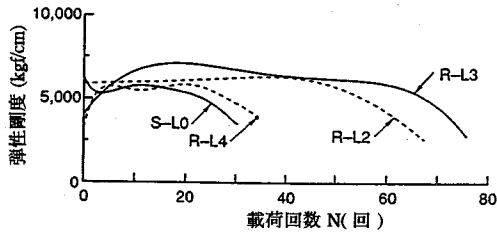


図-21 各実験供試体の剛性の変動

供試体の作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメントとの関係を示す。ここに、図中の横点線は、各実験供試体のコンクリートの充填区間を示している。

この図からわかるように、載荷点の水平荷重Hを増大させてゆくと、実験供試体R-L/2は、基部合成断面部で降伏した後、基部合成断面部で全塑性状態に至る。一方、実験供試体R-L/3は、鋼製断面部で降伏し、徐々に降伏領域が基部合成断面部に広がった後、基部合成断面部で全塑性状態に至る。すなわち、実験供試体R-L/2は基部合成断面部のみでエネルギーを吸収しているのに対し、実験供試体R-L/3は鋼製断面部でもエネルギーを吸収している。

以上の理由によって、実験供試体R-L/3の履歴吸収エネルギー量は、実験供試体R-L/2のそれを上回ったと推察できる。

(8) 実験供試体の接線剛性の変動

各荷重段階の低荷重レベルにおける実験供試体の剛性の変動を調べることは、実験供試体の健全性を評価するのに有効な手段となる。

ここで、剛性 K_s とは、以下の式で表されるものである。

$$K_s = \frac{H_{i,j} - H_{i,j-1}}{\delta_{i,j} - \delta_{i,j-1}} \quad (21)$$

ここに、

$H_{i,j}$: 繰返し荷重段階の第j番目の荷重 (低荷重領域)

$H_{i,j-1}$: $H_{i,j}$ の1ステップ前の荷重

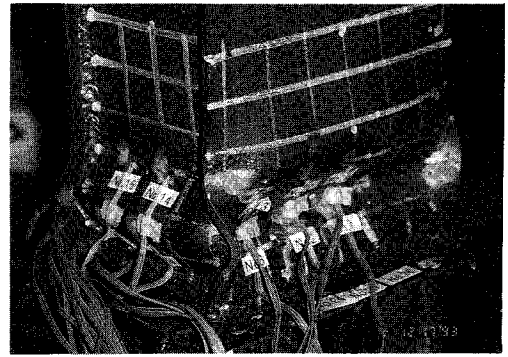
$\delta_{i,j}$: $H_{i,j}$ に対応する変位

$\delta_{i,j-1}$: $H_{i,j-1}$ に対応する変位

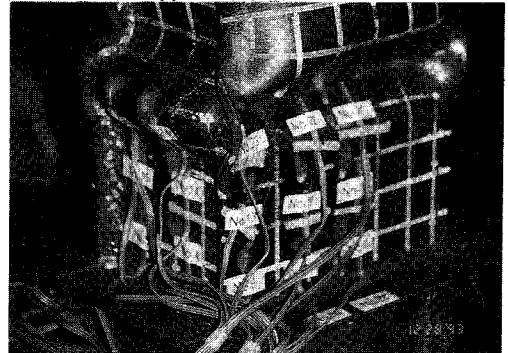
上式にもとづき、各実験供試体4体について接線剛性 K_s を求めた結果を、図-21に示す。

この図から、各実験供試体は、載荷回数が増加に伴って、剛度が徐々に低下していることが伺える。そのうち、合成柱として挙動している実験供試体R-L/3、およびR-L/2は、剛度が半分まで低下しても、破壊に至っていない。このことから、これら2体は、大きな靱性をもっていることがわかる。

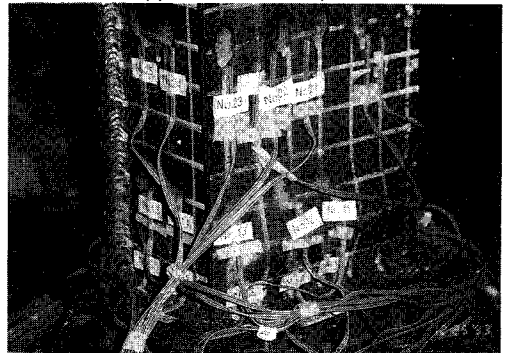
(9) 実験供試体の崩壊状況



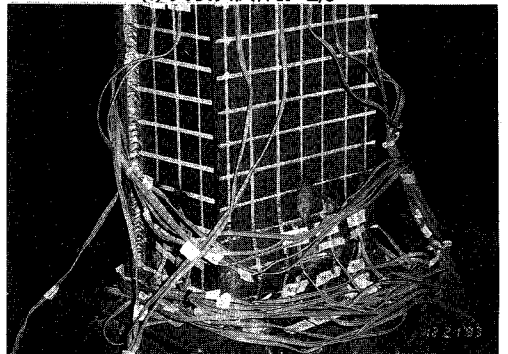
(a) 実験供試体S-L0



(b) 実験供試体R-L/4



(c) 実験供試体R-L/3



(d) 実験供試体R-L/2

写真-1 各実験供試体の崩壊状況

写真-1には、実験終了後の各実験供試体の崩壊状況を示す。

6. まとめ

本研究では、漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の実験法を提案し、実際に、鋼製柱供試体、およびコンクリートを部分的に充填した合成柱供試体を用いて実験を行った。そして、これらの供試体の耐荷力、変形性能、および剛性などについて検討を加えた。

実験によって得られた主な結論をまとめると、以下に示すとおりである。

- i) 鋼製柱は、コンクリートを柱基部に部分的に充填することによって、鋼製柱供試体よりも地震時の耐荷力、および変形性能を著しく向上させることができる。
- ii) コンクリートの充填量が少なすぎると、合成断面ではない鋼製断面に座屈変形が発生し、合成柱とする意味がなくなる。したがって、コンクリートの充填量は、各柱の構造詳細をもとに、慎重に検討しなければならない。
- iii) 文献2)の研究成果と比較して、鋼管全体にコンクリートを充填するよりも、コンクリートの充填を部分的にすることによって、強度は、若干、低下するものの、合成柱自身に粘りがでて、靱性に富むようになる。そのことによって、極端な耐荷力の低下を、防ぐことができる。
- iv) 溶接部分が弱点とならないような溶接方法を用いた箱形断面合成柱の耐荷力は、繰返し荷重を受けると、その回数が増大に伴い、徐々に鋼製柱の耐荷力に近づいてゆく。
- v) 本研究で提案した実験法を実施することによって、漸増繰返し荷重を受ける橋脚柱の定量的なデータを得ることができた。しかしながら、実験法に関しては、載荷繰返し荷重の載荷時間 t_{max} 、最大繰返し回数 $N_{max}(=t_{max}/T)$ 、および減衰定数 h の設定法など、今後、検討すべき点も多々残されている。

謝辞：本研究を遂行するに当たり、第3著者である中西克佳は、平成5年度に文部省の科学研究費・奨励研究の補助金を受けた。また、実験には、当時、大阪市立大学・工学部・橋梁工学研究室の4回生であった児玉英明君(現 西松建設(株)勤務)の協力を得た。ここに、記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 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、1993年8月。
- 2) 中井 博、北田俊行、吉川 紀、中西克佳、尾山達巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.39A, pp.1347-1360, 1993年3月。
- 3) 中井 博、北田俊行、中西克佳、杉山 功、河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱(充填形式)の耐荷力、および変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.40A, pp.1401-1412, 1994年3月。
- 4) 葛漢彬、宇佐美勉、寺田昌弘：コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的、および理論的研究、構造工学論文集、Vol.38A, pp.119-132, 1992年3月。
- 5) 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柱の繰返し弾塑性挙動、構造工学論文集、Vol.39A, pp.249-261, 1992年3月。
- 6) 葛漢彬、宇佐美勉、戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形性能に関する研究、構造工学論文集、Vol.40A, pp.163-176, 1992年3月。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ.鋼橋編、丸善、pp.151-154, 1990年2月。
- 8) 土木学会：鋼-コンクリート合成構造物の設計ガイドライン、pp.137-146, 1989年3月。
- 9) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会編：設計小委員会報告書・長大鋼橋の耐荷力とコンピュータによる視覚化に関する研究、1994年3月。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V.耐震設計編、丸善、pp.148-163, 1990年2月。
- 11) 阪神高速道路公団：構造物設計基準(橋梁編)、第5編、pp.329, 1985年4月。
- 12) 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)、橋脚と基礎、Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982年7月。
- 13) 中井 博、北田俊行、國廣昌史、中村清孝、岸田和人：組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.36A, 土木学会、pp.89-100, 1990年3月。
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅱ.鋼橋編、丸善、pp.144-149, 1990年2月。
- 15) 土木学会：座屈設計ガイドライン、pp.164-165, 1987年10月。

(1994. 6. 20. 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL AND COMPOSITE BRIDGE PIERS UNDER GRADUALLY INCREASING AND CYCLIC LOAD

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Katsuyoshi NAKANISHI

The behavior of steel structures subjected to seismic load depends on the mass, material and dimensions of the structures, and the applied seismic movement. The quantitative evaluation of the ultimate strength and ductility of the structures against earthquake is, therefore, very difficult. For this purpose, a simple experimental method is proposed in this study. Then, the ultimate strength and ductility of steel piers and composite piers partially filled with concrete in bottom part of them are investigated by using the experimental method.