

免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価

子林稔¹・宇佐美勉²・葛西昭³

¹正会員 工修 三菱重工株式会社 横浜製作所 (〒231-8715 神奈川県横浜市中区錦町)

²フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学 教授 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)

³正会員 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)

本研究は、コンクリート部分充填および免震支承をもつ単柱式鋼製橋脚に対するパラメトリック解析を実施することにより、レベル2地震動に対する鋼製橋脚の安全性ならびに機能保持性の検討を土木学会・鋼構造新技術報告書¹⁾の考えに基づいて行ったものである。コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚とコンクリート充填・非免震鋼製橋脚を1自由度系にモデル化、また、コンクリート無充填・免震鋼製橋脚とコンクリート充填・免震橋脚を2自由度系にモデル化して、弾塑性地震応答解析を行い、橋脚の最大変位損傷度(最大応答変位と終局変位との比)ならびに残留変位損傷度(残留変位と橋脚の高さ/100との比)を基に、橋脚の耐震性能評価を行っている。最後に、これらの結果を基に、鋼製橋脚の耐震設計ガイドラインとして、コンクリート充填を行うべき、あるいは免震支承を使用すべき固有周期の範囲について提案をしている。

Key Words : steel bridge pier, concrete-filled steel bridge pier, seismic isolator, elasto-plastic seismic response analysis.

1. 緒言

平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震は、従来の耐震設計で想定していた規模をはるかに越える大きな地震動であったため、同地域の道路橋をはじめ多くの社会基盤施設に多大な被害がおよび、多数の市民がその犠牲となった。特に避難路、物資の輸送路として重要な役割を担う幹線道路の被災によって、震災後の人命救助活動・災害復旧活動が大きく遅れ、被害が拡大する原因の1つとなった。このような背景から各方面で様々な角度より耐震設計基準が見直されてきている。震災後、いち早く作成された土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WGの報告書¹⁾(以下、新技術報告書と略称する)では、終局限界状態に対する安全性の照査とともに機能保持の照査を合わせて考えた耐震設計指針(終局・機能保持耐震設計指針)が提案されている。

これまでの研究^{2),3)}により、鋼製橋脚のみでは、提案された設計指針を満たすことが不可能な場合もあり、コンクリート部分充填鋼製橋脚^{4)~9)}、免震橋脚^{10),11)}に対する検討が必要であると指摘されてきている。前者は、コンクリートを部分的に充填することにより、柱基部の局部屈曲の発生を抑制し、柱の耐力の向上と変形能を高めることができ、後者は、免震装置の柔軟性を利用して挙動を長周期化することにより、構造物の固有周期を地震動の卓越周期成分から避け、更に履歴減衰

などの減衰性能を付加することによって、構造物に作用する慣性力を低減することができるものである。そこで、本論文では、水平1方向にレベル2地震動を受ける単柱形式橋脚をとりあげ、コンクリートを充填していない鋼製橋脚に加え、コンクリートが部分充填された鋼製橋脚¹²⁾、免震支承を用いた免震鋼製橋脚、そして、コンクリートを部分充填し、更に免震支承を用いた鋼製橋脚の4つのタイプの鋼製橋脚に対して、安全性および機能保持の照査を行い、それらの結果を基に単柱式鋼製橋脚の設計ガイドラインを提案する。

2. 要求性能および保有性能

構造設計とは、構造物が保有する性能(保有性能)が、入力された外力に対して、構造物に要求される性能(要求性能)を上回るようにすることである^{2),3)}。そこで、耐震設計を行うにあたって、本研究における両性能に対する指標を定義しておく。

要求性能としては、橋脚柱頂部の最大応答水平変位 $\delta_{\max,P}$ および残留変位 $\delta_{R,P}$ を採用する。また、これらに対応する保有性能としては、終局水平変位 δ_u 、機能保持限界としての残留変位制限値¹⁾ $\delta_{R,lim}$ をそれぞれ指標として採用する。すなわち、

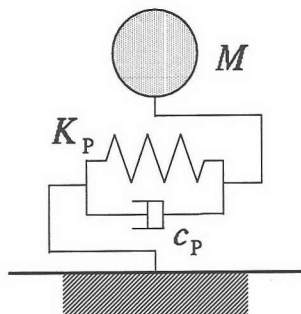
$$\delta_{\max,P} \leq \delta_u \quad (1)$$

$$\delta_{R,P} \leq \delta_{R,lim} \quad (2)$$

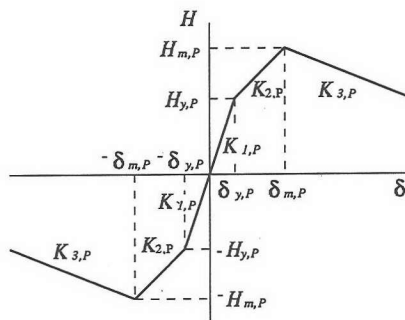
表一 1 許容損傷度の分類と機能保持限界としての残留変位制限値¹⁾

許容損傷度 (記号)	損傷内容および復旧期間	残留変位制限値
崩壊 (A _S)	車両通過が不可能, 撤去・建て替え必要	$h/100$ 以上
大損傷 (A)	橋の機能喪失, 補修 2ヶ月以上必要	$h/100$
中損傷 (B)	緊急車両のみ通行可能, 補修に 2週間から 2ヶ月程度必要	$h/150$
小損傷 (C)	数日以内で復旧可能. または, 補修しながら普通車両通行可能	$h/300$
無損傷 (D)	損傷がほとんど無し. 目視点検後, すぐに通常交通可能	$h/1000$

注) h = 橋脚高さ



図一 1 非免震橋脚の解析モデル



図一 2 コンクリート無充填橋脚の骨格曲線

表一 2 許容損傷度による耐震設計法の分類¹⁾

地震動 構造物	中地震	海洋型の 大地震	内陸型の 直下大地震
最重要	D	C	C
重要	D	C	B
普通	D	B	A

注) A~D : 表一 1 参照

であれば, 安全性および機能保持性を満足することになる。

コンクリートを充填しない鋼製橋脚の終局水平変位 δ_u は, 準静的繰返し載荷実験から得られる水平荷重-水平変位曲線の包絡線において, 最大水平荷重 H_m から水平荷重が 95% 低下した荷重 H_{95} に対応する変位 δ_{95} とした。以下, H_{95} を終局強度 H_u とする。 H_{95} を終局強度としたのは, 橋脚の各種パラメータを適切に選択した場合, 最大荷重点到達以降もある程度の粘りがある¹³⁾ ことから余剰的な耐荷力に期待でき, その粘りを有効に活用し, さらに経済性を考慮するためである。コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の終局水平変位は, 文献 12) に示した水平荷重を単調に増大させて水平荷重-水平変位関係を弾塑性有限変位解析から求める方法 (Pushover 解析) によった。なお, 単柱式鋼製橋脚の保有性能である終局水平変位 δ_u (以下, 終局変位と略称する) の計算式あるいは計算方法を付録 I に示す。

残留変位制限値は, 想定地震動ならびに構造物の重

要度に応じた値 (表一 1, 表一 2) が新技術報告書¹⁾ に規定されている。

3. コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚

まず, 柱基部へのコンクリート充填, ならびに免震化を行っていない場合の鋼製橋脚の耐震性能について調べる。

(1) 解析モデルおよび入力地震動

本研究では, 非免震橋脚は上部構造と橋脚が剛結されていると仮定する。従って, 図一 1 に示すように, 片持柱の先端に集中質量 M を有し, 水平地震動を受ける 1 質点 1 自由度系モデルに置き換え, 線形加速度法を用いることによって弾塑性地震応答解析^{14), 15)} を行った。なお, 図一 1 において, K_P = 橋脚の剛性, c_P = 橋脚の粘性減衰係数である。解析するにあたって, 橋脚の減衰定数 $\xi_P = 0.05$, 解析時間間隔 $\Delta t = 0.001$ (s) とし, 集中質量 M は道路橋示方書¹¹⁾ の規定を参考に, 上部構造の質量 M_U と, 橋脚躯体全質量の 30% の値 M_P との和とした。

橋脚の地震時挙動を決定する復元力モデルとして, 文献 16) で提案されている図一 2 に示したようなトリリニア型の骨格曲線を持つ 2 パラメータモデルを使用した。このモデルは, 補剛箱形断面鋼製橋脚を対象とし, 繰返し載荷による除荷域の剛性低下や強度劣化を考慮したモデルであり, 橋脚の構造パラメータの情報が

表-3 解析に用いたパラメータ値

鋼種	SS400
鋼材の弾性係数 E	206GPa (21,000kgf/mm ²)
鋼材の降伏応力 σ_y	235MPa (24kgf/mm ²)
鋼材のポアソン比 ν	0.3
充填コンクリート強度 σ_{ck}	19.6MPa(2.0kgf/mm ²)
断面形状	4枚の同一補剛板よりなる正方形箱形断面
板厚 t	20mm
補剛材厚 t_s	20mm
補剛材幅 b_s	233mm($R_f = 0.35$), 240mm($R_f = 0.40$), 247mm($R_f = 0.45$)
幅厚比パラメータ R_f	0.35 (断面幅 $b = 1570$ mm), 0.40 ($b = 1800$ mm), 0.45 ($b = 2020$ mm)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.20 から 0.60 まで 0.05 刻み (橋脚の高さ h は表-6 参照)
縦方向補剛材本数	3本 (サブパネル数 $n = 4$)
縦方向補剛材剛比 γ	$3\gamma^*$ 以上 (γ^* = 最適補剛材剛比)
ダイアフラム間隔 l_d	b (b = 断面幅)

表-4 対策が必要なコンクリート無充填・非免震鋼製橋脚の固有周期の範囲

地盤種	R_f	最大変位損傷度 (1)		残留変位損傷度 (2)		(1) と (2) 両方考慮	
		最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物
I	0.35	0.6 秒以下	0.6 秒以下	1.7 秒以下	0.90~1.2 秒	1.7 秒以下	1.2 秒以下
	0.45	0.7 秒以下	0.7 秒以下			1.7 秒以下	1.2 秒以下
II	0.35	0.6~1.1 秒	0.6~1.1 秒	全周期	0.7 秒以上	全周期	0.6 秒以上
	0.45	1.3 秒以下	1.3 秒以下			全周期	全周期
III	0.35	なし	なし	全周期	0.7 秒以上	全周期	0.7 秒以上
	0.45	なし	なし			全周期	0.7 秒以上

あれば、任意の地震動に対して精度よく応答を再現できる特徴を有している。復元力特性の詳細については文献 16) を参照されたい。

橋脚断面は 4 枚の同一補剛板よりなる正方形箱形断面とし、橋脚のパラメータとして、幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ をとりあげ、パラメトリック解析を行った。 R_f 、 $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2 n^2}} \quad (3)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここで b = フランジ幅、 t = フランジ厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 ν = 鋼材のポアソン比、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数、 r = フランジに平行な主軸に関する断面 2 次半径である。

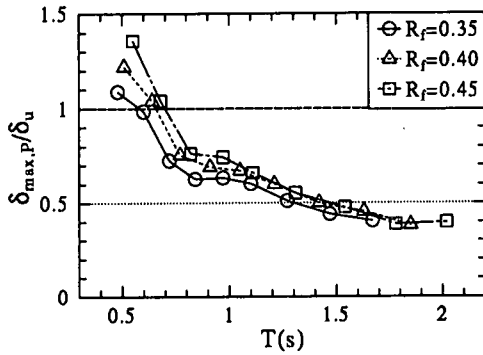
数値解析で用いた各パラメータの値を表-3 に示す。 $R_f = 0.35$ は局部座屈が生じ難く、ダクティリティーの高い断面である。 $\bar{\lambda}$ を 0.2 ~ 0.6 に変化させることにより、橋脚の固有周期を概略 0.4 秒から 2 秒程度まで変化

させることができる。橋脚は現行道路橋示方書の震度法¹¹⁾によって設計し、上部構造重量 (= 橋脚の軸圧縮力 P) を定めた。但し、地域別補正係数は 1.0 とした。表-3 に示されたパラメータ値以外の橋脚の諸元は付録 I の表-6 にまとめられている。

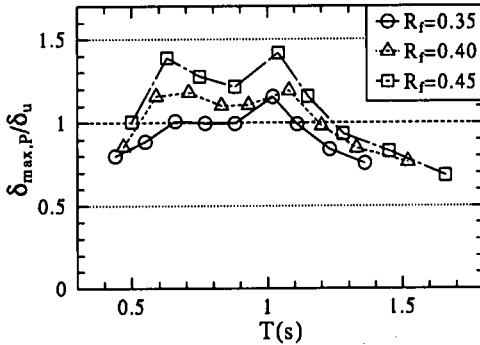
入力地震動としては、道路橋示方書¹¹⁾に規定されているレベル 2・タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに適合するように調整された地震動¹⁷⁾ (各地盤種に対して 3 波) を使用した。なお、本論文での地震応答解析結果は、道路橋示方書の規定に従って、各地盤種に関する地震波 3 波による地震応答の平均を示している。

(2) 解析結果

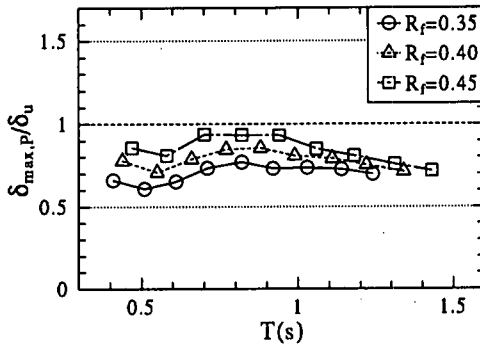
数値解析結果を図-3、4 に示す。図-3 の横軸は固有周期 T (s) であり、縦軸は橋脚柱頂部の最大応答変位 $\delta_{\max,P}$ を終局変位 δ_u で除したもの (以下、橋脚の最大変位損傷度) である。終局変位 δ_u の具体的な算定式は付録 I に示されている。また、図-4 の縦軸は橋脚柱頂部の残留変位 $\delta_{R,P}$ を $h/100$ で除したもの (以下、橋脚



(a) I種地盤



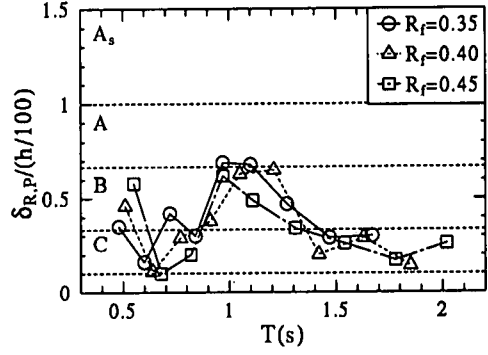
(b) II種地盤



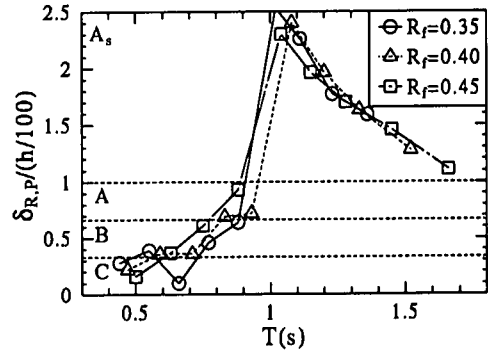
(c) III種地盤

図-3 橋脚の最大変位損傷度 (コンクリート無充填・非免震)

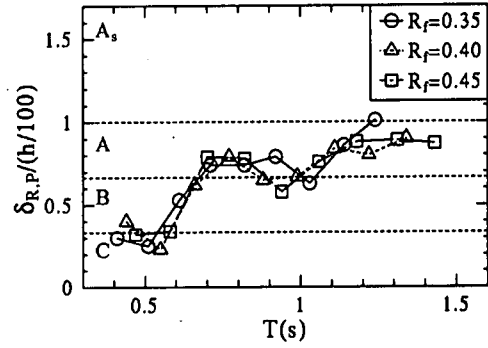
の残留変位損傷度)である。図中の A_s , A, B, C は表-1 に示される橋脚の損傷ランクを示す。なお、最大変位損傷度については、最重要構造物および重要構造物では1.0が安全性の限界値であり、残留変位損傷度については、最重要構造物では小損傷 (Cランク) の制限値 (図中では1/3)、重要構造物では中損傷 (Bランク) の制限値 (図中では2/3) が機能保持限界値である。この限界値より判断すると、図-3, 4においてII種地盤では、広範囲の固有周期帯で、安全性の確保できない領域や、機能保持限界を満たさない領域の存在



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-4 橋脚の残留変位損傷度 (コンクリート無充填・非免震)

が確認できる。例えば、 $R_f = 0.35$ において、最大変位損傷度に関しては、固有周期が0.6~1.1秒、残留変位損傷度に関しては、全周期 (最重要構造物)・0.7秒以上 (重要構造物) が限界を満たさない領域である。

これらの結果を踏まえて、免震化や柱基部へのコンクリート充填等の対策を行う必要がある橋脚の固有周期を表-4にまとめる。ただし、残留変位損傷度 $\delta_{R,P}/(h/100)$ に対しては、幅厚比パラメータ R_f による影響があまりみられなかったため、対策の必要な固有周期は、 R_f に対して区別をつけず、すべての R_f に対

表-5 対策が必要なコンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚の固有周期の範囲

地盤種	最大変位損傷度 (1)		残留変位損傷度 (2)		(1) と (2) 両方考慮	
	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物	最重要構造物	重要構造物
I	なし	なし	1.5 秒以下	なし	1.5 秒以下	なし
II	なし	なし	全周期	なし	全周期	なし
III	なし	なし	0.9 秒以下	なし	0.9 秒以下	なし

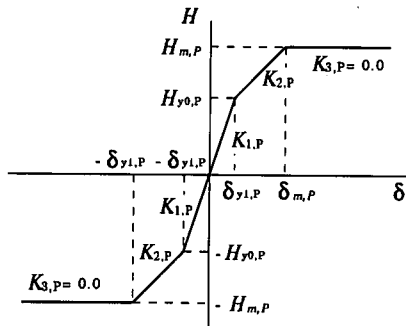


図-5 コンクリート充填橋脚の骨格曲線

して安全側となるようにした。つまり、同一の固有周期において、最大の残留変位損傷度を用いて決定した。なお、対象となる橋脚は最重要構造物、重要構造物に内陸型直下地震（レベル2・タイプII地震動）が入力された場合である。

上述の考察において、最大変位損傷度に関しては、終局変位を許容変位とした場合である。現行道路橋示方書¹¹⁾の安全係数 α を考えると、許容変位 δ_a と終局変位 δ_u の関係は、

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \alpha \frac{\delta_a}{\delta_y} + 1 - \alpha \quad (5)$$

となる。上式を用いて、図-3の縦軸の δ_u を δ_a に置き換えれば、許容変位を基準にした安全性評価が可能である。式(5)の右辺の $1 - \alpha$ は負であるので、安全側として、この項を無視すれば、図-3の縦軸において $1/\alpha$ となる値が、許容変位を基準とした、安全性の境界線となる。例えば、 $\alpha = 1.5$ とすると、縦軸の0.67以下が安全領域となる。

4. コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚

橋脚の損傷を抑えるためにコンクリートを充填したコンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚の耐震性能について調べる。ただし、本論文では、橋脚のコンクリート充填部と中空断面部が、ほぼ同時に終局状態に達するような高さ（最適充填高さ）までコンクリートが充填されている橋脚¹²⁾のみをとりあげる。

(1) 解析モデル

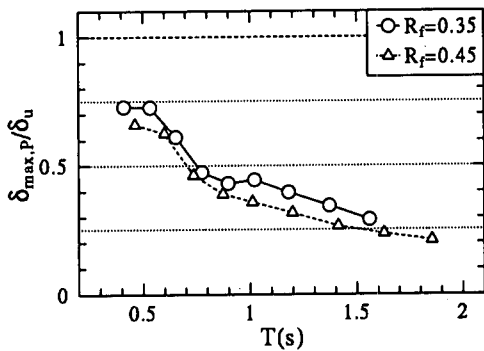
コンクリート部分充填・非免震橋脚の解析モデルは、コンクリート無充填・非免震橋脚と同様な1質点1自由度系のモデルである。コンクリート無充填・非免震橋脚のモデルとの相異点は、橋脚の復元力モデルとしてコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する復元力モデルを使用している点である。このコンクリート部分充填鋼製橋脚に対する復元力モデルは、図-5に示したようなトリリニア型の骨格曲線を持つモデル¹⁸⁾とした。復元力特性の詳細については文献18)を参照されたい。なお、充填コンクリートの強度は19.6MPaとした。

表-3に示されたパラメータ以外の橋脚の諸元は、付録Iの表-7にまとめられている。コンクリート充填高さは、文献12)の最適充填高さより若干高いが、これは、本論文ではダイアフラム間隔 l_d をフランジ幅 b としたのに対し、文献12)では $0.5b$ としたためである。

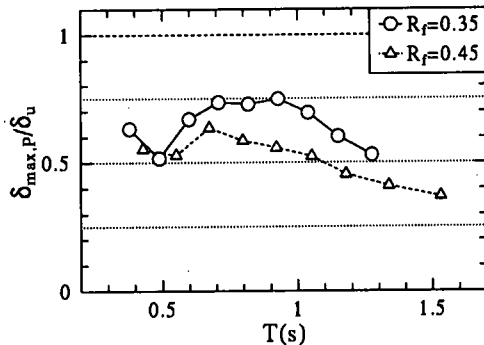
(2) 解析結果

解析結果を図-6, 7に示す。ただし、終局変位 δ_u はコンクリート無充填橋脚のように推定式がないことから弾塑性有限変位解析¹²⁾を行うことによって求めた。 δ_u の具体的な値は付録Iにまとめられている。

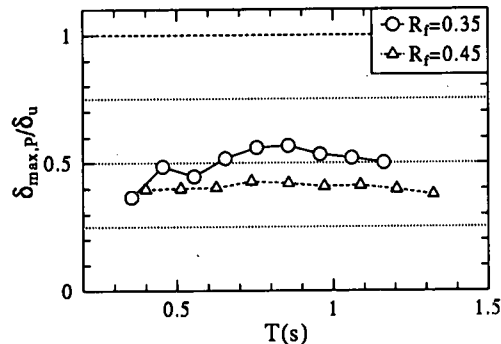
これらの結果から、コンクリートを充填することにより、I種地盤の残留変位損傷度を除き、橋脚の最大変位損傷度、残留変位損傷度が大きく低減されることが分かる。I種地盤の残留変位損傷度は、コンクリートを充填しない場合にも大きくは無かったため、大きな低減は無かったが、低減されたものがほとんどであった。これは、柱基部のコンクリートにより局部座屈が抑制され、変形性能が向上したことが原因である。特に最大変位損傷度に関しては全地盤種、全周期において損傷度が1.0を越えることがない。また、残留変位損傷度においても、すべてが中損傷(Bランク)以内におさまっているため、重要構造物では、コンクリートを充填することにより、ほぼすべての周期において設計指針を満たすことが可能であり、最重要構造物に対してのみ、免震化等の対策を考える必要がある。免震化が必要と考えられる周期を表-5にまとめる。ただし、幅厚比パラメータ R_f の影響は最大変位損傷度で大き



(a) I種地盤

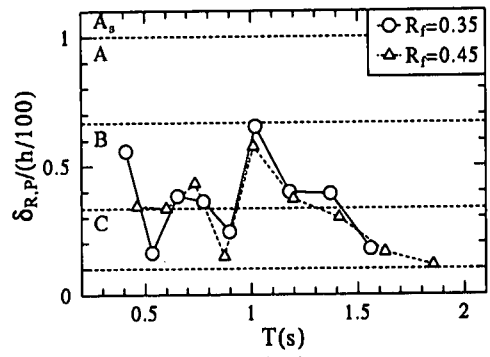


(b) II種地盤

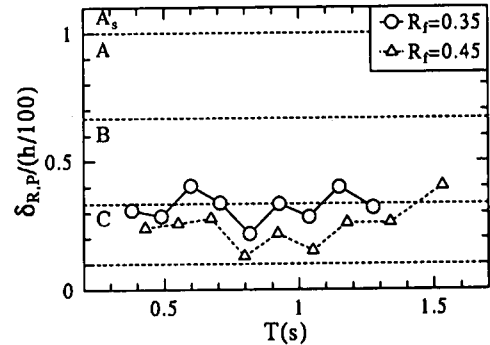


(c) III種地盤

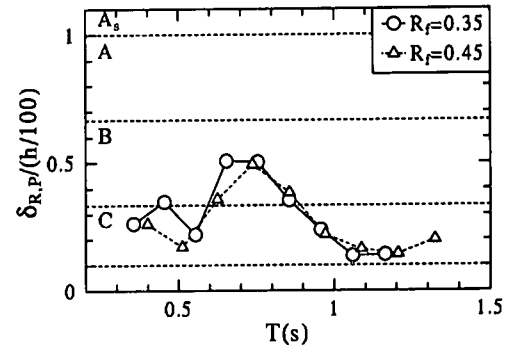
図-6 橋脚の最大変位損傷度 (コンクリート部分充填・非免震)



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-7 橋脚の残留変位損傷度 (コンクリート部分充填・非免震)

く生じるが、ともに損傷度は1.0以下であり安全であることから、対策の必要な橋脚の固有周期を R_f に対して区別しない。

5. 免震鋼製橋脚

橋脚の損傷を抑えるために免震化した橋脚の耐震性能について調べる。ただし、免震化等の対策が必要ないと考えられる橋脚に対しても免震橋脚の特徴を調べるため解析を行っている。以下に解析手法について説明する。

(1) 解析モデル

免震橋脚を図-8に示すように、橋脚柱頂部と上部構造物に質点(それぞれ M_P , M_U)を有し、水平地震動を受ける2質点2自由度系モデルに置き換え、線形加速度法を用いることによって、文献19)に記載の方法により弾塑性地震応答解析を行った。応答解析においては、減衰項としてWilson・Penzienらが提案した比例減衰マトリクス^{14),15)}を採用した。その際、必要となるモード別減衰定数は、橋脚の減衰定数 $\xi_P = 0.05$ 、免震支承の減衰定数は無視 ($\xi_B = 0.00$)として、道路橋示方書¹¹⁾の規定を参考に、ひずみエネルギーに比例

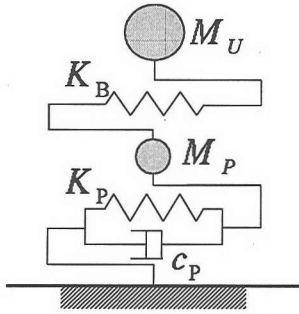


図-8 免震橋脚の解析モデル

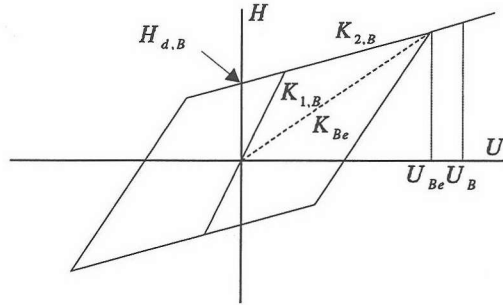


図-9 免震支承の復元力モデル (移動硬化則)

する配分²⁰⁾によって求めた (付録 II 参照)。また、解析時間間隔 $\Delta t = 0.001(\text{s})$ とした。

次に復元力モデルであるが、橋脚については非免震橋脚と同様のモデルを採用した。また、免震支承については免震設計法マニュアル (案)¹⁰⁾ で提案されている鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力モデルを採用した。このモデルは 図-9 に示されるバイリニア型の骨格曲線を有し、履歴法則は移動硬化則に従う。免震支承の復元力モデルの詳細については文献 10) を参照されたい。また、橋脚の諸量は、非免震橋脚と同一である (表-3, 6 および 7 参照)。

(2) 解析手順

本研究では、文献 10), 21) の解析手法を参考に、以下の手順で免震橋脚の解析を行った。

- ① 目標とする免震橋脚の固有周期 T を与える。
ただし、この固有周期 T は、橋脚の弾性剛性 K_P および免震支承の等価剛性 $K_{B,e}$ (図-9) を用いた、1次モードに対する免震橋脚の固有周期のことである。
- ② 既知の値である上部構造物の質量 M_U および橋脚の弾性剛性 K_P を用いて、①で決定した固有周期 T と等しくなるような免震支承の等価剛性 $K_{B,e}$ を算出する。すなわち、橋脚の質量 M_P の影響は無視²¹⁾して、

$$K_{B,e} = \frac{1}{\frac{1}{M_U} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 - \frac{1}{K_P}} \quad (6)$$

より $K_{B,e}$ を求める。

- ③ 地震波入力時に発生する免震支承の最大水平変位 U_B を仮定し、その 70% の値である有効変位 $U_{B,e}$ を算出する。
道路橋示方書¹¹⁾ では等価剛性 $K_{B,e}$ を算出する際、応答の非定常性を考慮して、免震支承に発生する

変位の 70% を用いることを規定していることから本研究でもそのようにしている。

- ④ 免震支承の最適な降伏荷重 $H_{d,B}$ を決定する。
ここで、 $H_{d,B}$ は、骨格曲線が荷重軸 (図-9 の縦軸) と交わる点である。最適な $H_{d,B}$ の決定方法については後述する。
- ⑤ 以下の関係式から免震支承の骨格曲線の第 1, 第 2 勾配 ($K_{1,B}$, $K_{2,B}$) を算出する¹⁰⁾。

$$K_{2,B} = K_{B,e} - \frac{H_{d,B}}{U_{B,e}} \quad (7)$$

$$K_{1,B} = 6.5K_{2,B} \quad (8)$$

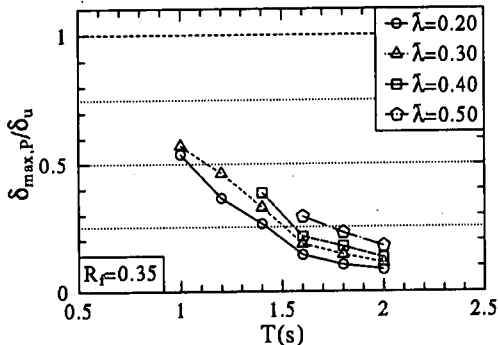
- ⑥ 地震波を入力し弾塑性地震応答解析を行い、免震支承に生じた最大水平変位 U'_B 等を求める。
- ⑦ 免震支承に生じた変位 U'_B が③で仮定した U_B と差がある場合には、 U_B の仮定値を入れ替えて再度計算を行い、相対誤差が 10% 以内に収まるまで繰り返し計算を行う。

以上の解析手法により、目標の周期特性になる免震橋脚の地震時応答を調べる。与えられた固有周期 T に対する最適な降伏荷重 $H_{d,B}$ として付録 III に示すように、橋脚の履歴吸収エネルギーが最も小さくなる、すなわち、免震支承の履歴吸収エネルギーがほぼ最大となる降伏荷重を採用した。

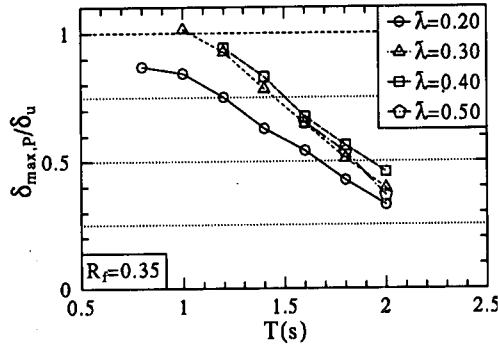
(3) 解析結果

図-10, 11 にコンクリート無充填・免震鋼製橋脚の結果を示す。両図とも横軸は、免震橋脚の固有周期であり、図-10 の縦軸は最大変位損傷度、図-11 の縦軸は残留変位損傷度を示している。

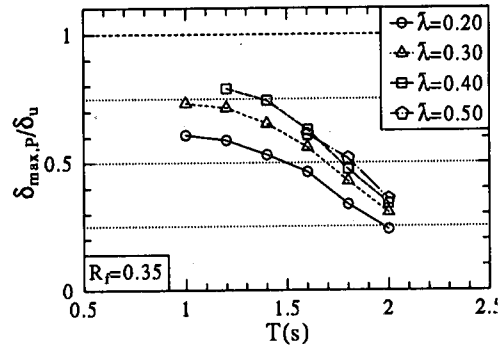
これらの図において、それぞれの橋脚の最短固有周期に対応する点が、非免震橋脚の応答値である。免震支承を用いて長周期化を行うことによって、すべての地盤種において、最大変位損傷度、残留変位損傷度が低減されることが分かる。従って、免震支承を用いた



(a) I種地盤



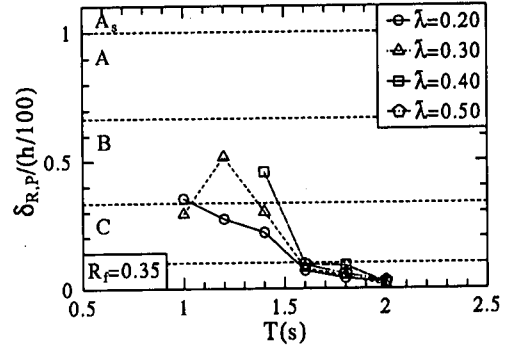
(b) II種地盤



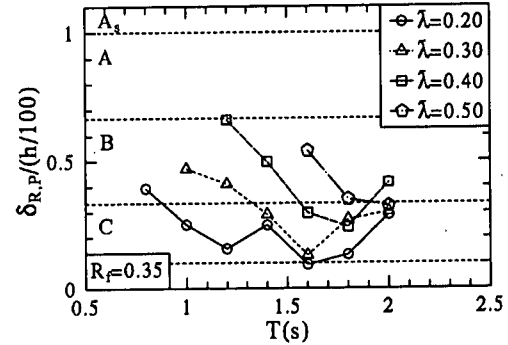
(c) III種地盤

図-10 橋脚の最大変位損傷度 (コンクリート無充填・免震)

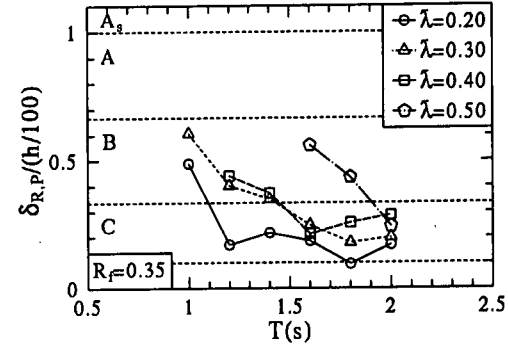
設計の際、目標とする損傷度まで免震橋脚の長周期化を行えば良いといえる。しかし、II種地盤において細長比パラメータが大きい橋脚では、2.0秒まで長周期化したとしても、残留変位損傷度を小損傷 (Cランク) まで低減させることはできないため、最重要構造物では設計指針を満足することができない。ただし、長周期化すると残留変位が低減する傾向にあることから、2.0秒を越えるような長周期化を行うことによって、設計指針を満足させることは可能であろう。しかし、むやみに長周期化を行うと、上部構造の応答変位が大きくなるのが予想される。よって、鋼製橋脚に対



(a) I種地盤



(b) II種地盤

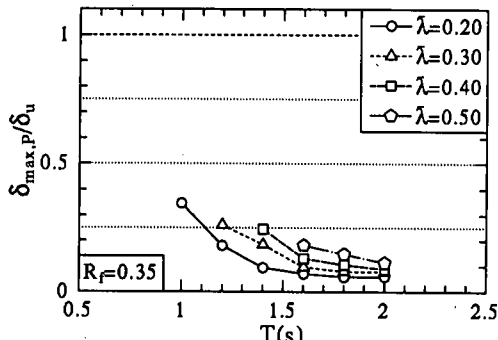


(c) III種地盤

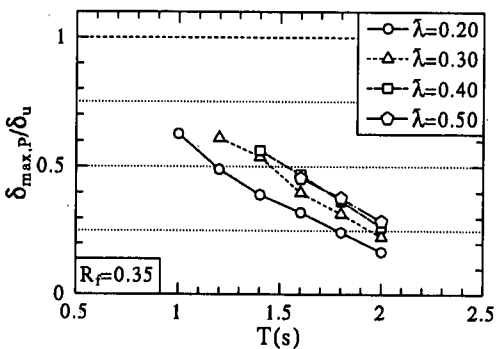
図-11 橋脚の残留変位損傷度 (コンクリート無充填・免震)

して免震化を行うのみでは不十分な橋脚のパラメータが存在し、さらなる対策を必要とする。上部構造の応答変位については後述する。

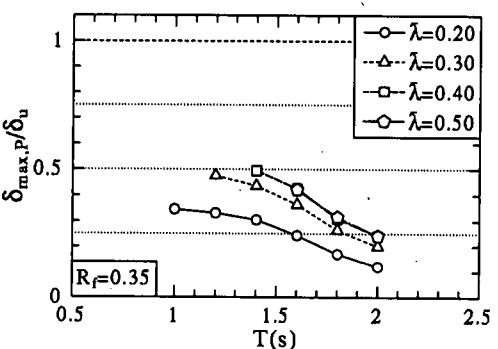
次に、図-12、13にコンクリート充填鋼製橋脚の結果を示す。コンクリート部分充填橋脚は免震化を行う前から、最大変位損傷度が1.0以下となっているため、長周期化によって損傷度を低減する必要があるのは残留変位損傷度のみである。コンクリート無充填・免震橋脚は、II種地盤において細長比パラメータが大きい場合、2.0秒までの長周期化では残留変位損傷度を中損傷 (Cランク) まで低減することはできなかったが、コン



(a) I種地盤



(b) II種地盤

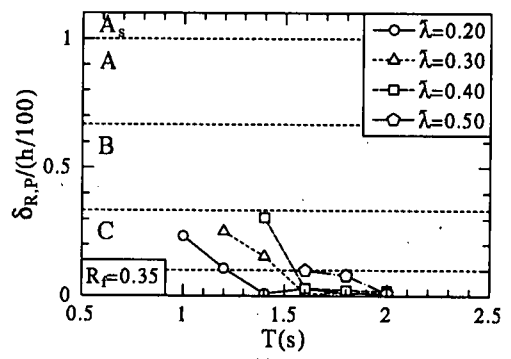


(c) III種地盤

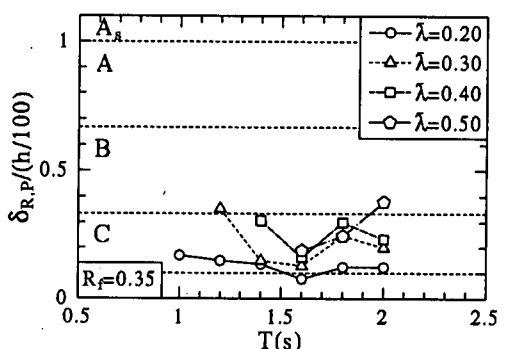
図-12 橋脚の最大変位損傷度 (コンクリート部分充填・免震)

クリート部分充填・免震橋脚では損傷度が、ほぼ中損傷 (Cランク) 以内におさまっている。従って、コンクリート部分充填・免震橋脚を用いることによって最重要構造物に対しても2.0秒までの長周期化で設計指針を満足させることが可能である。

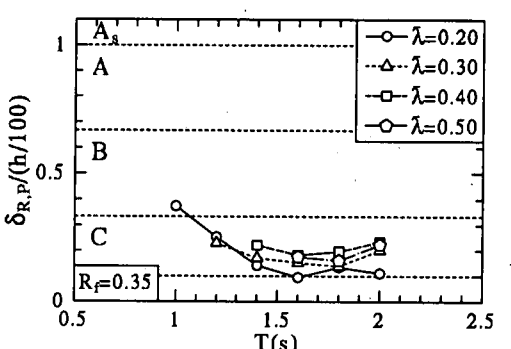
なお、コンクリート部分充填・免震橋脚はコンクリート無充填・免震鋼製橋脚に対して以下のような長所がある。免震橋脚は損傷度を低減するために、長周期化することによって修正地震動の卓越周期成分から固有周期を避けているが、修正地震動より卓越周期成分が高い地震動を免震橋脚が受けた場合、共振して非免震



(a) I種地盤



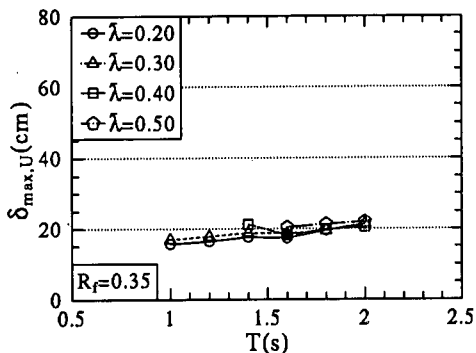
(b) II種地盤



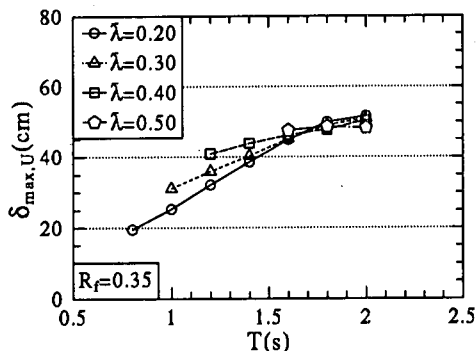
(c) III種地盤

図-13 橋脚の残留変位損傷度 (コンクリート部分充填・免震)

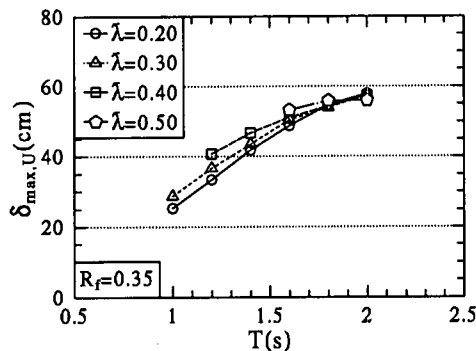
橋脚より橋脚の損傷が大きくなる場合があることが分かっている²²⁾。このような場合、コンクリート無充填・免震橋脚では、最大変位損傷度、残留変位損傷度が予想以上に大きくなる可能性がある。しかし、コンクリートを部分的に充填することによって、変形能が大きくなり、残留変位を低減する効果があるため、たとえ想定された固有周期と卓越周期が合致し、共振する場合においても、充填しない場合に比べて損傷を軽減することができる。従って、重要構造物で、免震化によって、機能保持限界値を下回るようなコンクリート無充填・免震鋼製橋脚で設計指針を満足する橋脚に対して、コ



(a) I種地盤

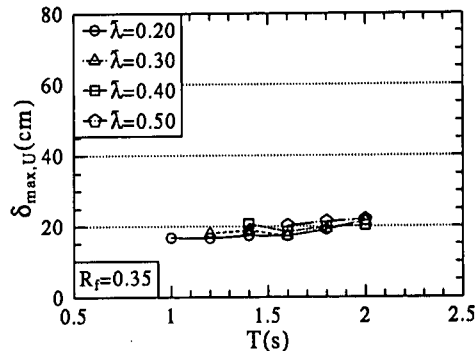


(b) II種地盤

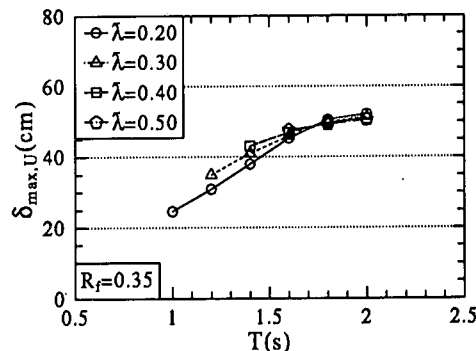


(c) III種地盤

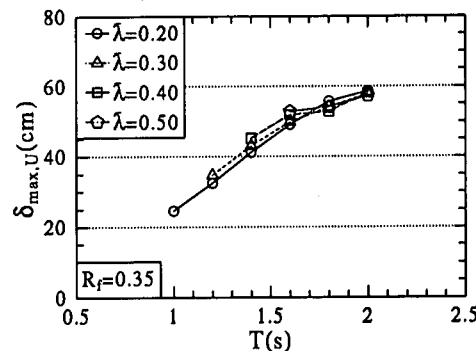
図-14 上部構造物の最大応答変位 (コンクリート無充填, 免震)



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-15 上部構造物の最大応答変位 (コンクリート充填, 免震)

ンクリートを充填するのがよい。

最後に、免震橋脚は、上部構造の応答変位が大きくなる恐れがあるため、どの程度の応答変位が生じるかを示しておく。図-14, 15は、コンクリート無充填、充填・免震橋脚の上部構造の最大応答変位スペクトルを示したものである。これらの図より、次のことがいえる。

- ① 上部構造の最大応答変位は橋脚の高さおよびコンクリートの有無にほぼ無関係に、地盤種および免震橋脚の固有周期によって定まる。
- ② 最大応答変位は、長周期化するにつれて大きく生じている。特にII, III種地盤ではI種地盤に比べて

大きい。これは付録IIIの最適降伏震度で述べられるように、II, III種地盤の慣性力はI種地盤に比べて大きいためである。

6. 結言

レベル2地震動を受ける鋼製橋脚、コンクリート部分充填鋼製橋脚および免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析により、表-3のパラメータを有する鋼製橋脚の安全性および機能保持性の評価を行った。安全性は橋脚の最大応答変位 $\delta_{\max, P}$ とその終局変位 δ_u 、機能保持性は残留変位 $\delta_{R, P}$ と残留変位制限値(表-1)を比較する

ことにより評価した(式(1),(2))。残留変位制限値は、想定地震動および構造物の重要度に応じて決定される新技術報告書の規定値¹⁾を用いた(表-1,2)。本論文では、 $\delta_{\max,P}/\delta_u$ を最大変位損傷度、 $\delta_{R,P}/(h/100)$ を残留変位損傷度と定義している。従って、安全性は最大変位損傷度が1.0以下で満足され、機能保持性は、残留変位損傷度が最重要構造物に対して1/3以下(小損傷)、重要構造物に対して2/3以下(中損傷)の時に満足される。入力地震動はレベル2・タイプII地震動の標準加速度応答スペクトルに適合する地震動^{11),17)}(各地盤種について3波)であり、応答値は、各地盤種について3波の応答値の平均値を用いた。免震化を行う際には、免震支承として鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し、その降伏荷重を、橋脚の累積吸収エネルギー量が最小となるように定めた(付録III参照)。

本研究によって得られた結論をまとめると以下のようになる。

コンクリート無充填・非免震鋼製橋脚(図-3,4)

- ① III種地盤を除き最大変位損傷度が1.0を越え安全性を満たさない固有周期帯が存在する。
- ② 残留変位損傷度は、すべての地盤種において大損傷(Aランク)(表-1参照)にランクされる固有周期帯が存在する。特に、II種地盤において周期が0.9秒以上の橋脚はすべて崩壊(Asランク)にランクされる。
- ③ 免震化、コンクリート部分充填等の対策が必要な固有周期帯が表-4のように存在する。

コンクリート部分充填・非免震鋼製橋脚(図-6,7)

- ① 橋脚の基部にコンクリートを充填することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
- ② 最大変位損傷度は、1.0を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
- ③ 残留変位損傷度は、中損傷(Bランク)まで低減することは可能であるが、小損傷(Cランク)まで低減することが不可能なパラメータ領域が存在する。
- ④ 従って、最重要構造物の場合、免震化等の対策が必要となる(表-5参照)。

コンクリート無充填・免震鋼製橋脚(図-10,11)

- ① 橋脚を免震化することにより、最大変位損傷度、残留変位損傷度を著しく低減することができる。
- ② 最大変位損傷度は1.0を越えることはなく、安全性は常に満たされる。
- ③ II種地盤において細長比が大きい橋脚は、2.0秒までの長周期化では残留変位損傷度を小損傷(Cランク)まで低減することはできない。

- ④ 従って、最重要構造物の場合、更なる長周期化もしくはコンクリート充填等の対策が必要となる。

コンクリート部分充填・免震鋼製橋脚(図-12,13)

- ① 最大変位損傷度を常に1.0以下、かつ残留変位損傷度を小損傷(Cランク)以下に抑えることが可能である。
- ② 従って、最重要構造物に対しても安全性および機能保持性が確保できる。

鋼製橋脚の設計ガイドライン

- ① 鋼製橋脚の固有周期が表-4に当てはまる場合は、コンクリート充填もしくは免震化を行い、耐震安全性および機能保持性を高めなければならないが、それ以外の固有周期の橋脚はコンクリート無充填・非免震で十分である。
- ② コンクリート部分充填・非免震橋脚は、免震化のように上部構造に生じる変位が大きくなるはならないため、重要構造物に対しては免震橋脚よりよい。
- ③ ただし、最重要構造物に対しては、コンクリートを充填するのみでは、損傷を抑えることはできない場合もあるので、表-5に当てはまる橋脚に対しては免震化を行わなくてはならない。
- ④ 免震化の場合、予想していない卓越周期成分の地震動が入力された場合に備えて、コンクリートを橋脚基部に部分充填した方がよい。
- ⑤ 免震支承の最適降伏荷重は式(A.5)~(A.7)によって定めることができる。
- ⑥ 免震橋脚の上部構造には図-14,15程度の最大応答変位が生じることに留意して、けた端部の遊間を定めなければならない。

これらの結論およびガイドラインは現行道路橋示方書のレベル2・タイプII地震動の標準加速度応答スペクトルに適合する地震動¹¹⁾に対して得られたものである。

なお、本論文では橋脚と地盤との連成効果を見逃しているため、地盤の効果を導入したことによる長周期化が考慮されていない。さらに、隣接橋脚との動的相互作用も考慮されていない。従って、構造システムとしての鋼製橋脚の設計法を確立する上では、これらの連成効果を考慮すべきであり、今後の研究課題である。

謝辞：本論文は、文部省科学研究費 基盤研究B(1)「機能保持を前提とした橋梁構造物の総合的耐震設計法」(研究代表者：宇佐美勉)を使用して行った研究の一部である。有益な御意見を寄せられた、研究分担者諸氏に深謝する。

表-6 コンクリート無充填橋脚の諸元

$\bar{\lambda}$	地盤種	$R_f = 0.35$					$R_f = 0.40$					$R_f = 0.45$				
		h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P_y	δ_u/δ_y	h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P_y	δ_u/δ_y	h (m)	δ_y (mm)	T (sec)	P/P_y	δ_u/δ_y
0.20	I	5.65	13.4	0.476	0.255	8.58	6.50	15.6	0.512	0.257	6.93	7.36	17.6	0.545	0.257	6.01
	II		14.1	0.434	0.217	9.07		16.4	0.472	0.218	7.24		18.6	0.503	0.219	6.21
	III		14.6	0.409	0.188	9.50		17.0	0.440	0.190	7.50		19.2	0.469	0.190	6.39
0.25	I	7.06	20.8	0.596	0.217	7.50	8.13	24.2	0.642	0.218	6.26	9.20	27.4	0.683	0.219	5.56
	II		21.8	0.547	0.182	7.85		25.2	0.589	0.184	6.48		28.6	0.627	0.184	5.71
	III		22.4	0.508	0.157	8.16		26.0	0.547	0.159	6.65		29.5	0.583	0.159	5.82
0.30	I	8.48	30.1	0.719	0.188	6.81	9.76	34.9	0.774	0.190	5.82	11.0	39.6	0.825	0.190	5.28
	II		31.3	0.658	0.157	7.06		36.2	0.708	0.159	5.98		41.1	0.755	0.159	5.38
	III		32.1	0.610	0.135	7.26		37.2	0.657	0.136	6.11		42.2	0.700	0.137	5.46
0.35	I	9.89	41.2	0.844	0.167	6.32	11.4	47.8	0.909	0.168	5.52	12.9	54.2	0.969	0.168	5.08
	II		42.6	0.770	0.139	6.51		49.4	0.830	0.140	5.64		56.1	0.884	0.140	5.15
	III		43.6	0.713	0.119	6.66		50.6	0.768	0.119	5.74		57.4	0.819	0.120	5.22
0.40	I	11.3	54.3	0.971	0.149	5.97	13.0	62.9	1.046	0.150	5.31	14.7	71.4	1.114	0.151	4.93
	II		55.9	0.884	0.124	6.11		64.8	0.953	0.125	5.40		73.6	1.015	0.125	4.99
	III		57.1	0.817	0.106	6.22		66.2	0.881	0.106	5.47		75.1	0.939	0.107	5.04
0.45	I	12.7	69.2	1.098	0.135	5.70	14.6	79.7	1.208	0.142	5.12	16.6	89.7	1.314	0.149	4.80
	II		71.1	0.999	0.112	5.82		82.4	1.077	0.113	5.21		93.5	1.148	0.113	4.87
	III		72.4	0.923	0.095	5.91		84.0	0.995	0.096	5.27		95.3	1.060	0.096	4.91
0.50	I	14.1	85.2	1.267	0.132	5.46	16.3	97.6	1.416	0.143	4.97	18.4	110	1.545	0.150	4.70
	II		88.1	1.115	0.102	5.59		102	1.202	0.103	5.07		116	1.281	0.103	4.77
	III		89.6	1.029	0.087	5.66		104	1.109	0.087	5.11		118	1.183	0.087	4.80
0.55	I	15.5	102	1.468	0.134	5.26	17.9	118	1.627	0.143	4.85	20.2	132	1.776	0.150	4.62
	II		107	1.231	0.094	5.40		124	1.328	0.094	4.95		140	1.451	0.099	4.69
	III		109	1.136	0.079	5.46		126	1.225	0.080	4.99		143	1.307	0.080	4.72
0.60	I	17.0	121	1.668	0.133	5.11	19.5	140	1.849	0.142	4.76	22.1	157	2.018	0.150	4.56
	II		128	1.363	0.088	5.25		147	1.517	0.095	4.85		166	1.657	0.100	4.62
	III		130	1.243	0.073	5.31		151	1.341	0.074	4.89		171	1.431	0.074	4.56

h = 柱高さ, δ_y = 降伏変位, T = 固有周期, P/P_y = 軸圧縮力/全断面降伏軸圧縮力, δ_u = 終局変位

付録 I 橋脚の終局変位および諸元

コンクリート無充填橋脚

コンクリート無充填橋脚の終局変位は、以下に示す推定式¹⁾から算定した。

$$\frac{\delta_u}{\delta_{y,P}} = 0.0147 \left\{ \left(1 + \frac{P}{P_y} \right) R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{-3.5} + 4.20 \quad (A.1)$$

コンクリート部分充填橋脚

コンクリート部分充填橋脚に対しては、終局強度に対する推定式がないので、文献 12) に示した方法により計算を行った。

両橋脚に対する終局変位を示したものが図-16, 17 である。また、数値計算に用いた橋脚の諸元(表-3に示したパラメータ値以外の量)を表-6, 7に示す。

付録 II 減衰マトリクスの作成

免震橋脚のモデルのような多自由度の運動方程式を解く際、橋脚の粘性減衰を考慮するためには減衰マトリクスが必要となる。減衰マトリクスとしては、質量比例型減衰、剛性比例型減衰、レーリー減衰等多種あるが、本研究では高次モードの減衰定数まで考慮することができる Wilson・Penzien らが提案した¹⁹⁾以下の式を用いる。

$$[C] = [M][\Phi][A][\Phi]^T[M] \quad (A.2)$$

ここで $[C]$ は減衰マトリクス, $[M]$ は質量マトリクス, $[\Phi]$ はモードマトリクス, $[A]$ は本論文のような 2 自由

表-7 コンクリート部分充填橋脚の諸元

$\bar{\lambda}$	地盤種	$R_f = 0.35$				$R_f = 0.45$			
		コンクリート 充填率 (%)	δ_y (mm)	T (sec)	δ_u/δ_y	コンクリート 充填率 (%)	δ_y (mm)	T (sec)	δ_u/δ_y
0.20	I	35.0	10.0	0.411	14.8	45.0	12.7	0.463	14.6
	II	35.0	10.5	0.379	13.1	40.0	13.5	0.429	14.6
	III	30.0	11.0	0.355	14.9	40.0	14.0	0.400	14.3
0.25	I	30.0	16.7	0.533	11.4	40.0	21.1	0.600	12.4
	II	30.0	17.4	0.489	12.3	40.0	22.0	0.511	12.2
	III	30.0	17.9	0.454	12.0	40.0	22.7	0.512	12.1
0.30	I	30.0	24.9	0.653	10.9	40.0	31.5	0.736	11.0
	II	30.0	25.8	0.598	10.5	40.0	32.7	0.673	11.0
	III	30.0	26.5	0.554	10.2	40.0	33.6	0.625	11.1
0.35	I	30.0	34.7	0.775	9.61	40.0	44.1	0.873	10.3
	II	30.0	35.9	0.707	9.27	40.0	45.6	0.797	10.6
	III	30.0	36.7	0.654	8.94	40.0	46.6	0.738	11.0
0.40	I	30.0	46.3	0.897	8.93	40.0	58.8	1.011	10.4
	II	30.0	47.7	0.817	8.64	40.0	60.6	0.921	10.6
	III	30.0	48.7	0.755	8.50	35.0	62.6	0.857	10.9
0.45	I	30.0	59.6	1.020	8.36	40.0	74.6	1.198	10.2
	II	30.0	61.2	0.927	8.16	35.0	78.6	1.052	10.3
	III	30.0	62.4	0.856	8.19	35.0	80.1	0.972	10.4
0.50	I	30.0	73.9	1.180	8.07	40.0	91.9	1.413	9.92
	II	30.0	76.4	1.038	7.97	35.0	98.2	1.179	10.2
	III	30.0	77.7	0.958	8.17	35.0	99.9	1.088	10.1
0.55	I	30.0	89.2	1.371	7.97	40.0	111	1.628	9.74
	II	30.0	93.3	1.149	8.07	35.0	119	1.338	9.89
	III	30.0	94.8	1.060	8.10	35.0	122	1.205	9.79
0.60	I	30.0	106	1.560	8.07	40.0	132	1.854	9.55
	II	30.0	112	1.275	8.01	35.0	142	1.531	9.60
	III	30.0	114	1.163	8.02	35.0	146	1.323	9.50

注) 柱高さおよび軸力比はコンクリート無充填橋脚と同じ。

度系であれば以下のマトリクスとなる。

$$[A] = \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_1/M_1 & 0 \\ 0 & 2\xi_2\omega_2/M_2 \end{bmatrix} \quad (A.3)$$

式中において $\xi_i = i$ 次モードの減衰定数, $\omega_i = i$ 次モードの固有円振動数 ($i = 1, 2$) である。

減衰マトリクスを求めるには各次モードの減衰定数 ξ_i を求める必要がある。本研究では道路橋示方書¹¹⁾の規定を参考にひずみエネルギーに比例する配分を行った各次モードの減衰定数を使用した。具体的には以下の式を用いて算出している。

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^n \xi_j \{\phi_{ij}\}^T [K_j] \{\phi_{ij}\}}{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}} \quad (A.4)$$

ここに

$\{\phi_{ij}\}$: i 次振動モードの要素 j のモードベクトル

ξ_j : 要素 j の減衰定数

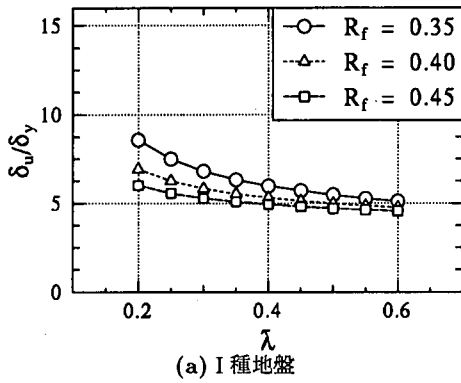
$[K_j]$: 要素 j の剛性マトリクス

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの構造全体のモードベクトル

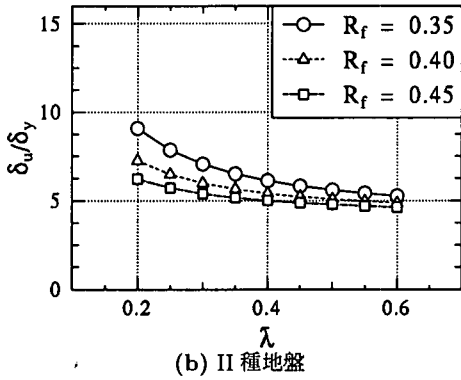
$[K]$: 構造全体の剛性マトリクスである。

付録 III 免震支承の最適降伏荷重

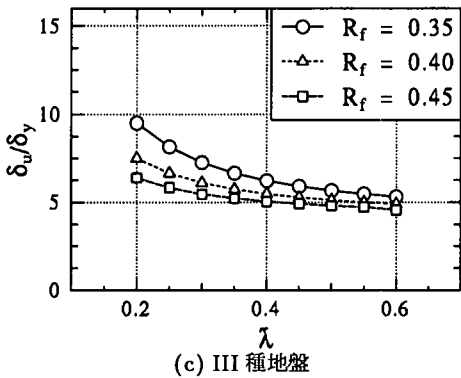
本文 5.(2) で解析手法について述べたが、そこで決定する免震支承のパラメータは、免震支承の降伏荷重 $H_{d,B}$ および免震橋の周期 T である。そこで、橋脚の各パラメータおよび各地盤種に対して免震橋脚のパラ



(a) I種地盤

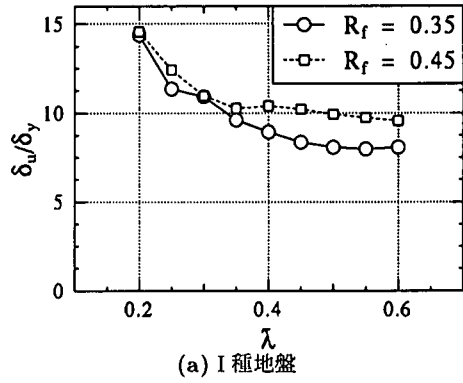


(b) II種地盤

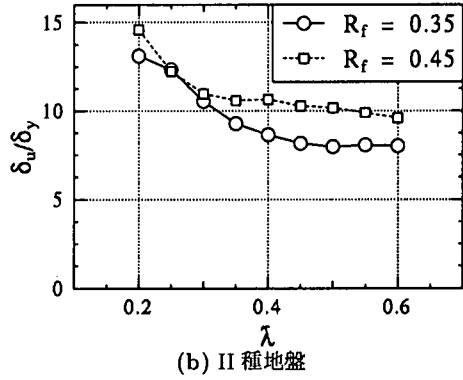


(c) III種地盤

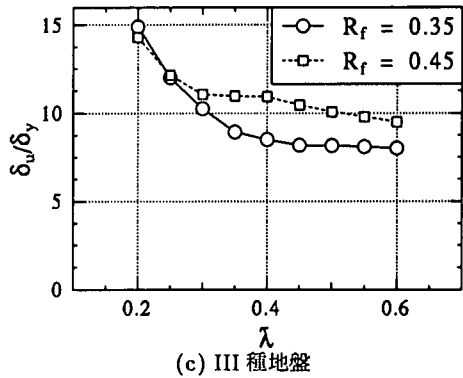
図-16 コンクリート無充填橋脚の終局変位



(a) I種地盤



(b) II種地盤



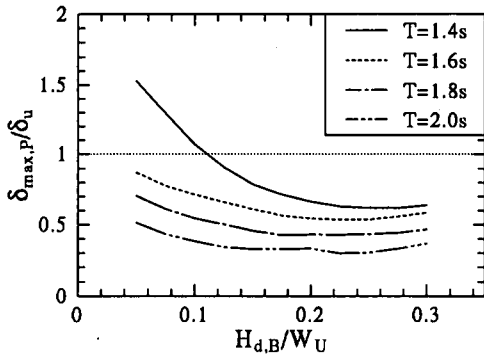
(c) III種地盤

図-17 コンクリート充填橋脚の終局変位

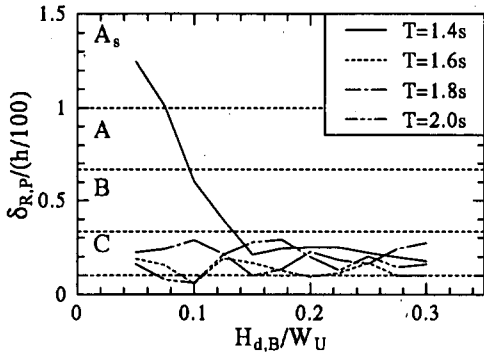
メトリック解析を行った。ただし、本研究では長周期化を2.0秒まで行うことにしている。解析結果の例として幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.2$ 、地盤種としてII種地盤を取り上げ、橋脚の各損傷に関係する応答結果を図-18に示す。ただし、これらの図の横軸には免震支承の降伏荷重 $H_{d,B}$ を上部構造の重量 W_U で除したものと(以下、免震支承の降伏震度)を用い、縦軸として(a)には橋脚の最大変位損傷度 ($\delta_{\max,P}/\delta_u$)、(b)には橋脚の残留変位損傷度 ($\delta_{R,P}/(h/100)$)、(c)には橋脚の累積吸収エネルギー ΣE_P を基本単位量 $E_e = H_{y,P} \cdot \delta_{y,P}/2$ で除したものと ($\Sigma E_P/E_e$) を用いている。これらの図から残留変位損

傷度を除き、すべての応答結果が下に凸の形状をしており、最適な(応答が最も小さくなる)降伏震度²³⁾が存在することが分かる。これは免震支承の降伏荷重を変化させることにより、免震支承が吸収するエネルギー量が変化するため、履歴減衰量に差が生じたことが原因である。本論文では免震支承の役割は地震動の入力エネルギーをできるだけ多く吸収し、橋脚の吸収するエネルギー量を小さくすることであると考える。橋脚のエネルギー吸収量が最低となる降伏震度(図(c)の黒丸印)を最適降伏震度とした。

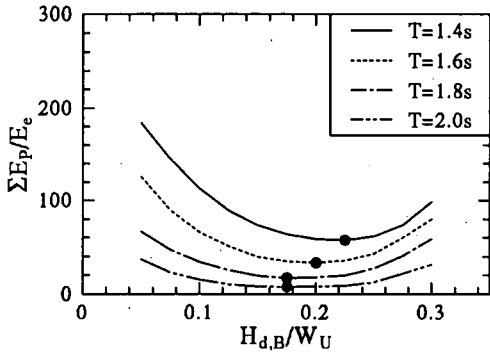
次に、免震橋脚の固有周期と最適降伏震度の近似関係式を提案する。図-19は、種々のパラメータを持つ



(a) 橋脚の最大変位損傷度



(b) 橋脚の残留変位損傷度



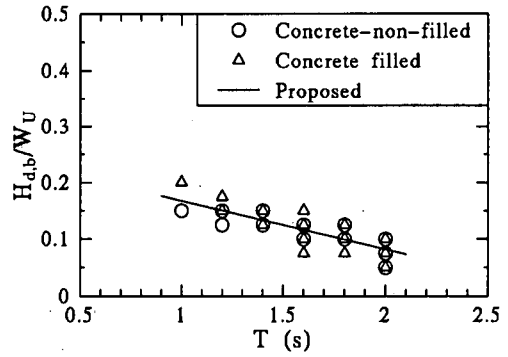
(c) 橋脚の累積吸収エネルギー

図-18 橋脚の損傷度と免震支承の降伏震度との関係
(コンクリート無充填橋脚, $R_f = 0.35$, $\bar{\lambda} = 0.20$, II種地盤)

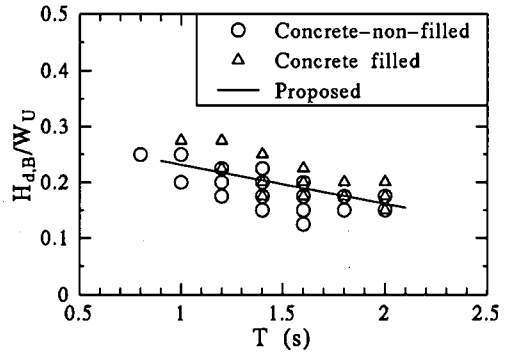
コンクリート無充填橋脚とコンクリート部分充填橋脚の最適降伏震度を比較したものである。コンクリート部分充填橋脚の最適降伏震度がコンクリート無充填橋脚に比べてやや大きい値となっている。しかし、本論文では、推定式の簡略化のためこれらの差異を無視し、最小2乗法を用いることにより近似線形相関式を提案する。その相関式を図-19と次式に示す。

I種地盤

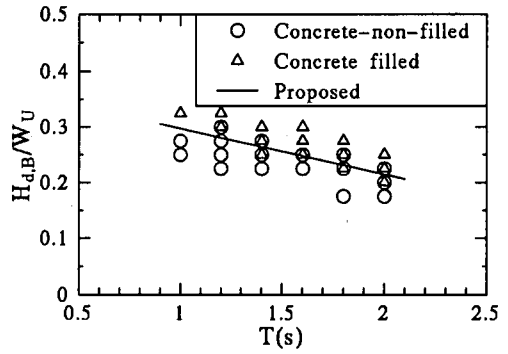
$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0855T + 0.253 \quad (A.5)$$



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-19 最適降伏震度と固有周期の近似相関式

II種地盤

$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0704T + 0.302 \quad (A.6)$$

III種地盤

$$\frac{H_{d,B}}{W_U} = -0.0823T + 0.380 \quad (A.7)$$

ただし、すべての近似相関式の定義域は $1.0 \leq T \leq 2.0$ である。ここで、 T は免震橋脚の固有周期である。

最適降伏震度は免震橋が長周期化されるに従って小さくなる事が分かる。これは免震支承の最適降伏震

度は、橋脚の応答に関係しているためと考えられる。まず、橋脚柱頂部の質点における力の釣り合いを考えると、橋脚柱頂部の慣性力は橋脚や免震支承の復元力に比べると無視できるほどの大きさであることから、橋脚と免震支承の復元力はほぼ等しいことが分かる。すなわち橋脚の最大復元力が免震支承の最大復元力でもあり、その最大復元力に対して免震支承が最大にエネルギーを吸収できる降伏荷重が、最適降伏震度となると考えられるからである。よって長周期化されるに従い慣性力が低下すると、橋脚の応答が小さくなるため最適降伏震度も小さくなると考えられる。また、最適降伏震度を地盤種によって比べると、I種地盤は他の地盤種に比べてかなり小さいことが分かる。これについても長周期化と同様に慣性力で説明できる。つまり加速度応答スペクトル¹¹⁾から、0.7秒以上の周期では、I種地盤の加速度応答は他の地盤種に比べてかなり小さく、その結果、慣性力が小さくなったためと考えられる。

参考文献

- 1) 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(主査：宇佐美勉)：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 2) 宇佐美勉，水越秀和，鈴木森晶：鋼製橋脚の要求性能と保有性能，橋梁と基礎，Vol.32，No.1，pp.45-49，1997.
- 3) 鈴木森晶，水越秀和，宇佐美勉：鋼製橋脚の非線形動的解析，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
- 4) 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高圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993.3.
- 5) 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鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.3.
- 6) 才塚邦宏，木曾英滋，宇佐美勉，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.277-288，1995.3.
- 7) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地

- 震応答実験，土木学会論文集，No.523/I-33，pp.55-67，1995.10.
- 8) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島徑：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動，土木学会論文報告集，No.537/I-35，pp.77-88，1996.4.
 - 9) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.119-129，1997.1.
 - 10) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992.
 - 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)，丸善，1996.12.
 - 12) 葛西昭，葛漢彬，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能，橋梁と基礎，Vol.31，No.9，pp.23-29，1997.
 - 13) 宇佐美勉ら：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.207-218，1998.4.
 - 14) Paz, M.: Structural Dynamics(2nd. ed.), Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold, 1990.
 - 15) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
 - 16) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.
 - 17) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
 - 18) 子林稔，鈴木森晶，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，構造工学論文集，Vol.43A，pp.859-868，1997.3.
 - 19) Clough, R. W. and Penzien J.: Dynamics of Structures(2nd. ed.), McGraw-Hill, Inc., 1993.
 - 20) 日本鋼構造協会 成岡昌夫，中村恒善共編：骨組構造解析法要覧，培風館，1976.
 - 21) 林亜紀夫，成田伸之，前田研一，岩崎興治：橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索，土木学会論文集，No.563/VI-33，pp.117-128，1996.12.
 - 22) 飯山かほり，川島一彦，庄司学：免震効果を得るために必要な長周期化，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.289-292，1997.7.
 - 23) 庄司学，川島一彦，飯山かほり：橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価固有周期の設定，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.293-296，1997.7.

(1998. 8. 21 受付)

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF STEEL BRIDGE PIERS WITH AND WITHOUT SEISMIC ISOLATOR

Minoru KOBAYASHI, Tsutomu USAMI and Akira KASAI

The purpose of this study is to evaluate seismic performance of steel bridge piers with and without a seismic isolator, and to perform a parametric study for such structures. Concrete-non-filled and filled steel bridge piers are modeled as single degree of freedom systems. Discussed and compared are the calculated response and damage of such structures. On the other hand, concrete-non-filled and filled steel bridge piers with a seismic isolator are modeled as two degree of freedom systems. Similarly the damages of such structures are compared and discussed. Finally, a proposal of seismic design method for steel bridge piers is presented based on the results of the elasto-plastic seismic response analysis.