

鋼製橋脚の非線形動的解析

鈴木 森晶^{*}，水越 秀和^{**}，宇佐美 勉^{***}

^{*}工博 愛知工業大学講師 工学部土木工学科 (〒470-03 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

^{**}名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻前期課程 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

^{***}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 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

1995年1月に発生した兵庫県南部地震以降，静的解析に基づく従来の耐震設計法を再考する必要性に迫られている。そのような中，各方面で動的な荷重条件下における研究が精力的に進められるようになってきており，また，地震後の橋脚の機能保持を考慮した設計法も提案されている。本研究では，鋼製橋脚の非線形性を考慮した復元力モデルを用い，パラメトリック解析を行うものである。また，動的解析を基に橋脚の耐震性能を評価する場合に必要な要求性能には最大応答変位および残留変位があるが，本研究のパラメトリック解析では特にこの点に着目し，機能保持を前提とした耐震設計を考慮し，安全性および機能保持の評価を行っている。

Key Words : Nonlinear analysis, Steel bridge pier, Dynamic response, Seismic design

1. 緒言

1995年1月に発生した兵庫県南部地震以降，静的解析に基づく従来の耐震設計法には限界があり，動的解析に基づく設計の必要性がしばしば指摘されている¹⁾。その場合，構造物の弾塑性動的応答を正確に解析できる手法の開発が必要で，そのための研究が各方面で精力的に進められている。

一方，土木学会鋼構造委員会・新技術小委員会・耐震設計WG（以下耐震設計WG）¹⁾では，地震後の橋梁の機能保持をも考えた新しい耐震設計法（終局・機能保持耐震設計指針）が提案されている。

本研究では，兵庫県南部地震観測地震波および道路橋示方書・V耐震設計編（以下道示）²⁾のレベル2・タイプII地震波を用いて補剛箱形断面鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析を行い，鋼製橋脚の主要な構造パラメータである，フランジ板の幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ λ （あるいは固有周期）が最大応答変位および残留変位におよぼす影響を調べる。そのための復元力モデルとして，著者らが開発した2パラメータモデル³⁾を用いる。動的解析を基に橋脚の耐震性能を評価する場合に必要な要求性能として最大応答変位および残留変位があるが，本研究のパラメトリック解析ではこれらの2つの量に着目し，耐震設計WG¹⁾で提案されている終局・機能保持耐震設計指針に基づき，安全性および機能保持の評価を行っている。

2. 弾塑性地震応答解析手法および入力地震波

本研究では，水平地震動を受ける鋼製橋脚を想定し，片持柱の先端に集中質量を有する1自由度系モデルを考え，線形加速度法⁴⁾を用いて弾塑性地震応答解析を行った。

復元力モデルとして，2パラメータモデル³⁾を使用し

た。2パラメータモデルは，ひずみ硬化などの繰返し履歴特性の違いなどを考慮し，箱形断面のフランジ幅厚比パラメータおよび細長比パラメータの値により3つのタイプに分類されている。また，繰返し載荷による除荷域の剛性低下を表現するパラメータ α と，同じく繰返し載荷による強度劣化を表現するパラメータ β の2つのパラメータから構成されている。さらに，このモデルは橋脚の寸法や上部工重量などの諸元および幅厚比パラメータや細長比パラメータなどの構造パラメータといった情報があれば，任意の地震動に対して精度良い応答を再現できる特徴を有している。2パラメータモデルの詳細については文献(3)を参照されたい。

用いた地震波は，兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台のNS成分（I種地盤上の観測波で以下JMA-NSo），JR鷹取駅⁵⁾のNS成分（II種地盤上の観測波で以下JRT-NSo），東神戸大橋のN168E成分（III種地盤上の観測波で以下HKB-TRo）およびレベル2・タイプII地震波を入力地震動とした。レベル2・タイプII地震波とは，道示²⁾に規定されているタイプIIの標準加速度応答スペクトルに適合するように，兵庫県南部地震において観測された実地震波をスペクトル調整した波形であり，動的応答解析用に各地盤種毎に3波づつ提供されている。

3. 鋼製橋脚のパラメトリック地震応答解析

ここでは，補剛箱形断面鋼製橋脚のフランジ幅厚比パラメータおよび細長比パラメータを変化させることにより種々の固有周期を有する鋼製橋脚についてパラメトリックな弾塑性地震応答解析を行う。

鋼製橋脚は道示²⁾の震度法により設計したものをを用いた。断面形は縦方向補剛材およびダイアフラムで補

剛された補剛箱形断面であり、縦方向補剛材剛比は最適剛比 γ^* の3倍以上とした。弾塑性地震応答解析では、Table 1 に示すように、補剛断面について幅厚比パラメータを $R_f=0.30 \sim 0.50$ とし、細長比パラメータを $\bar{\lambda}=0.20 \sim 0.70$ と変化させたモデルを考えた。このことにより解析する鋼製橋脚の固有周期を概略 0.3 秒～1.7 秒まで変化させることができる。地盤種は I, II, III 種の3種類を考え、兵庫県南部地震で観測された地震波をそれぞれ対応する地盤種に対して入力し、パラメトリック解析を計 165 通り行った。なお、これらの解析において、減衰定数は $\xi=0.05$ 、時間間隔 $\Delta t=0.01\text{sec}$ を仮定した。

パラメトリック解析の結果を横軸に固有周期、縦軸に最大応変位 δ_{max}/δ_y および残留変位 δ_R/δ_y をとり、Fig. 1 に示す。ここで、 δ_y は降伏変位である。図中の曲線はパラメトリック解析の結果を幅厚比パラメータの違いにより比較したものである。また、図中には Table 2 に示されるような名古屋大学で過去に行われたハイブリッド地震応答実験^{6),7)} と同一諸元を有するモデルにおける弾塑性地震応答解析の結果も併せて示した。図中の記号のうち、白抜き記号がハイブリッド地震応答実験結果、塗りつぶした記号が弾塑性地震応答解析の結果で、それぞれ記号の形が同一のものが対応する実験結果と解析結果である。これらの結果について以下で考察する。

3.1 神戸海洋気象台地震波 (JMA-NSo I 種地盤)

神戸海洋気象台 (JMA-NSo I 種地盤) の地震波を入力したときの補剛箱形断面橋脚の応答は、Fig. 1(a),(b) から分かるように、固有周期 T が 0.6 秒以下の短周期の橋脚は、最大応変位は $10\delta_y$ 以上、残留変位は $R_f=0.35$ で $4\delta_y$ 以上、 $R_f=0.45$ で $8\delta_y$ 以上と非常に大きくなり、倒壊は免れたとしても地震後は撤去、再構築といった方法をとらざるを得ない可能性が高い。一方、固有周期が 1 秒付近の橋脚は、最大応変位は $4\delta_y$ 程度、残留変位は $2\delta_y$ 以下で、劣化域に入る度合いもわずかで、局部座屈の発生もわずかと考えられる。固有周期が 1.2 秒以上の橋脚では、最大応変位は $2\delta_y$ 以下、残留変位は $1\delta_y$ 以下で、目に見える損傷はほとんど無いと思われる。これらの応答の傾向は、JMA-NSo の地震波の加速度応答スペクトルの傾向と一致する。なお、ハイブリッド地震応答実験および対応する弾塑性地震応答解析の結果ともよく一致している。また、幅厚比パラメータ R_f が小さくなるにつれて最大応変位および残留変位は小さくなる傾向にある。

3.2 JR 鷹取駅地震波 (JRT-NSo II 種地盤)

JR 鷹取駅⁵⁾ (JRT-NSo II 種地盤) の地震波を入力した場合のパラメトリック解析結果を Fig. 1(c),(d)

Table 1 Parameters of Bridge Piers (Analysis)

R_f	$\bar{\lambda}$	Ground Type (Input Earthquake Accelerogram)
0.30	0.20 ~ 0.70 (0.05 step)	I (JMA-NSo) II (JRT-NSo) III (HKB-TRo)
0.35		
0.40		
0.45		
0.50		

Table 2 Parameters of Bridge Piers (Hybrid Test)

No.	Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	P/P_y	Natural Period (sec)
Input Accelerogram (Ground Type) : JMA-NSo (I)					
1	S45-35H	0.480	0.380	0.199	0.899
2	S30-25H	0.298	0.281	0.226	0.574
3	S30-60H	0.296	0.673	0.133	1.307
4	S2-35-35-H(05)	0.349	0.355	0.176	0.962
5	S2-35-35-H(10)	0.349	0.355	0.176	0.963
6	S2-25-35-H(05)	0.249	0.351	0.174	0.822
7	S2-35-35-HS(05)	0.349	0.355	0.176	0.994
Input Accelerogram (Ground Type) : JRT-NSo (II)					
8	S45-35H	0.480	0.380	0.167	0.873
9	S30-25H	0.298	0.281	0.191	0.551
10	S30-60H	0.296	0.673	0.091	1.301
11	S2-35-35-H(05)	0.349	0.355	0.153	0.914
12	S2-35-35-H(10)	0.349	0.355	0.153	0.906
13	S2-25-35-H(05)	0.249	0.351	0.152	0.759
14	S2-35-35-HS(05)	0.349	0.355	0.153	0.937
Input Accelerogram (Ground Type) : HKB-TRo (III)					
15	S45-35H	0.480	0.380	0.143	0.764
16	S30-60H	0.296	0.673	0.077	1.207
17	S2-35-35-H(05)	0.349	0.355	0.131	0.833

に示す。この地震波は最大加速度が 640gal 程度で、兵庫県南部地震で観測された中では中程度の地震波であるが、最大応変位は $0.5 \leq T \leq 1.0$ の領域で、約 $10\delta_y$ 以上であり、最大で $22\delta_y$ 程度生じている。残留変位も $0.6 \leq T \leq 1.0$ の領域では、約 $6\delta_y$ 以上で、最大で $21\delta_y$ 程度生じている。このように JRT-NSo は広い固有周期の領域で大きな応答値を示す。JMA-NSo の地震波が最初に非常に大きな加速度があり、その後の加速度があまり大きくないのに対して、JRT-NSo は地震開始から約 10 秒ほど 500gal 程度の比較的大きな加速度が周期的に作用し、大きな応答が生じたと考えられる。また、JRT-NSo の地震波ははくさび状の加速度が連続しているのも応答が大きくなった理由と考えられる。さらに、固有周期が $1.0 \leq T \leq 1.2$ の領域でも、最大応変位は $4 \sim 8\delta_y$ 程度で、残留変位も $2 \sim 6\delta_y$ 程度と、兵庫県南部地震で最大級の加速度が観測された JMA-NSo の場合の解析と比較しても、非常に大きくなっている。これは、JRT-NSo の場合、1 秒以降に最大の応答加速度スペクトルがあることが理由の 1 つとして考えられる。

固有周期が 1.2 秒以上では最大応変位は $4\delta_y$ 程度

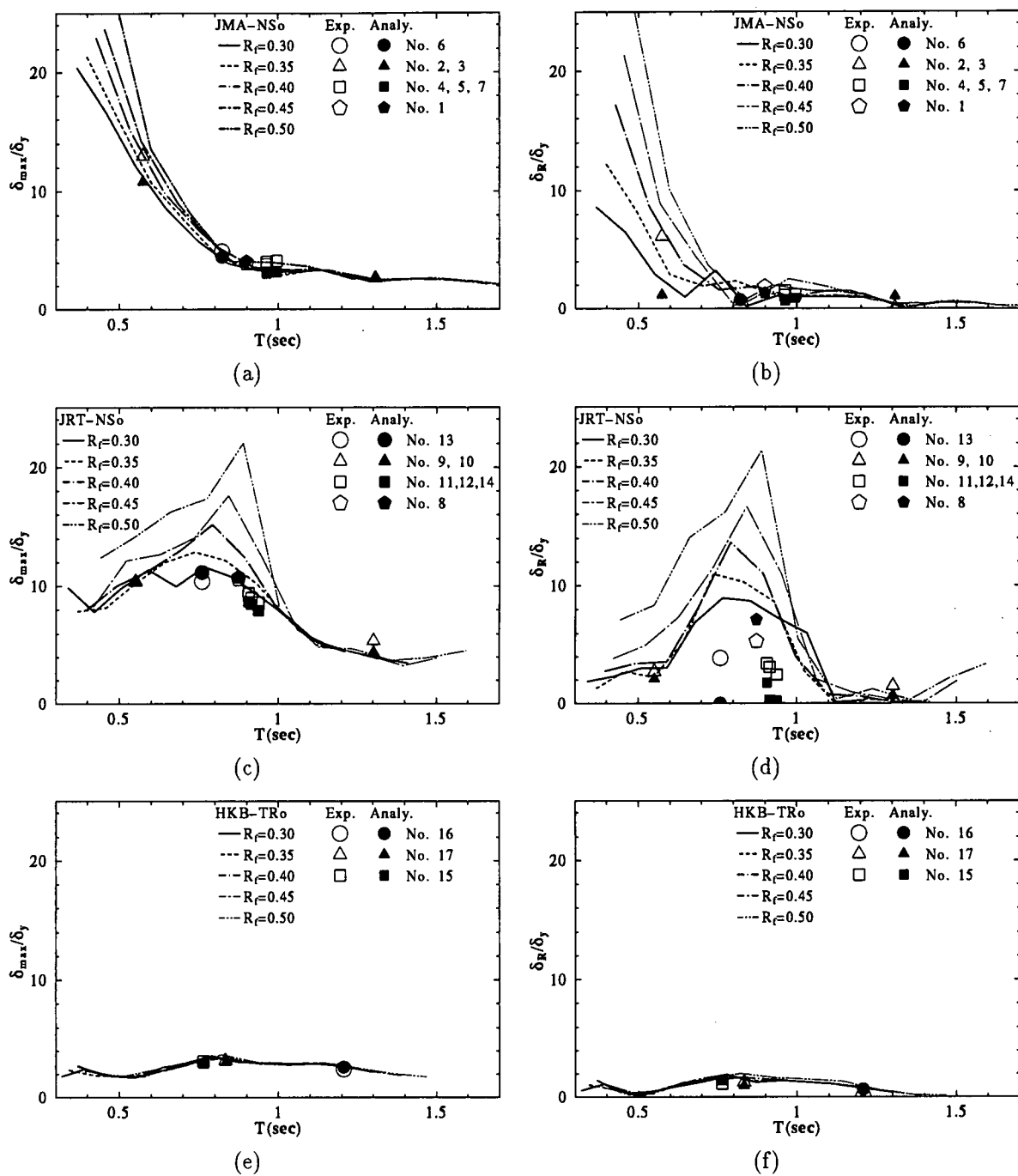


Fig. 1 Response Analysis Results with Hyogo-ken Nanbu Earthquake

で、残留変位も $1\delta_y$ 程度におさまっている。また、ハイブリッド地震応答実験結果およびそれに対応する弾塑性地震応答解析結果を比較してみると、最大応答変位はハイブリッド地震応答実験結果およびそれに対応する弾塑性地震応答解析結果の方がやや小さめの値となっている程度であるが、残留変位はかなり小さくなっている。これは、このパラメトリック解析において骨格曲線を決定する際に、文献(8)で提案した推定式を用いているためと考えられる。この推定式は実験値の平均値(または下界値曲線)となるように設定してあるので、これを用いて弾塑性地震応答解析を行った場合には、ハイブリッド地震応答実験よりは大きな応答

(安全側の評価)を示す場合がある。そのため、応答に差が出たものと考えられる。また、JMA-NSoの場合と同様に、幅厚比パラメータ R_f が小さくなるにつれて最大応答変位および残留変位は小さくなる傾向にある。

3.3 東神戸大橋地震波(HKB-TRo III 種地盤)

東神戸大橋(HKB-TRo III 種地盤)の地震波を入力した場合のパラメトリック解析結果を Fig. 1(e),(f) に示す。この図から、最大応答変位 δ_{max} 、残留変位 δ_R ともに R_f によらずほぼ同程度の値となっている。固有周期 T による影響もほとんどなく、最大応答変位は、 $2\sim 4\delta_y$ であり、残留変位は、 $2\delta_y$ 以下になっている。ま

た、HKB-TRoの加速度そのものが400gal以下と小さかったことと、多くの周期的な波形がなかったこともあり、安全側の評価をしているもののJRT-NSoの場合のような差は生じず、ハイブリッド地震応答実験結果と、それに対応する弾塑性地震応答解析結果ともよく一致している。また、この地震波を入力した場合の水平荷重は劣化域にはほとんど達しない、また達したとしてもわずかで、局部座屈による損傷もほとんど無いと考えられる。

4. 耐震設計への適用

平成8年12月に大幅に改定された道示²⁾では、コンクリートを充填した鋼製橋脚に対して、鉄筋コンクリート製橋脚と同様な地震時保有水平耐力の照査規定が加えられた。ところが、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に対しては、ぜい性的な破壊を防ぎ、じん性の向上を図れる構造とし、また、動的解析においては、同等の構造細目を有する供試体の繰返し載荷実験の復元力特性を基にすると規定されるにとどまっている。言い換えると、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に対しては、明確な耐震設計規準が無いに等しいと言える。

ここでは、レベル2・タイプⅡ地震波を入力地震波として行ったパラメトリック解析結果を用いて鋼製橋脚の耐震設計への適用について述べる。また、道示²⁾では動的応答解析においては、3波程度の波を用いてその平均を動的応答解析の結果とするのがよいとされているので、提供されている3波を用いたパラメトリック解析結果の平均値を用いて鋼製橋脚の耐震設計への適用について述べる。なお、パラメトリック解析においては、入力地震波が異なることを除いて、前章で述べた兵庫県南部地震観測地震波を入力地震波として行ったパラメトリック解析と同様な手法を用いている。

4.1 要求性能と保有性能

兵庫県南部地震以降、耐震設計は従来の仕様設計から性能要求設計へ移行する動きが見られるようになってきた。鋼製橋脚についてもこの動きは当てはまり、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WG¹⁾においても橋脚に対する地震後の機能保持を考慮した耐震設計についての提案がなされている。

ここでは、前述の機能保持を考慮した照査法の考え方の1つとして、構造物の有する性能を保有性能 (Supply)、外力が入力された場合に構造物へ要求される性能を要求性能 (Demand) と定義し、それらの関係について考察する。例えば、動的解析を基に橋脚の耐震安全性を照査する場合に重要な指標となる量に最大応答変位が挙げられる。そして、橋脚自身が持つ変形性能を Supply、地震動などの外力が作用したときに生ずる最大の応答変位を Demand と定義することが出来る。この他に、橋脚に対する耐荷力、残留

Table 3 Examples of Demand and Supply

要求性能 (Demand)	≤	保有性能 (Supply)
D1 設計水平荷重	S1	保有水平耐力
D2 最大応答変位	S2	変形性能
D3 残留変位	S3	残留変位制限値
D4 累積塑性ひずみ	S4	低サイクル疲労

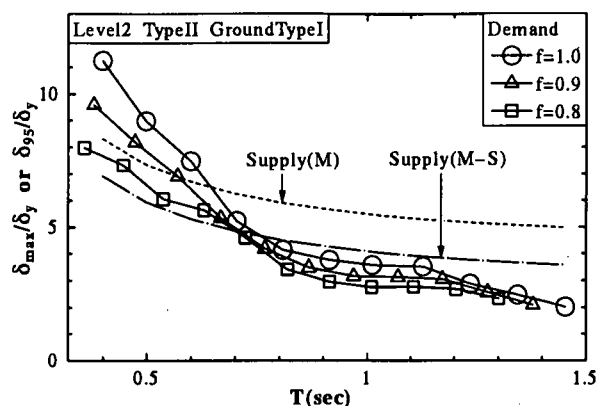
Table 4 Damage Classification and Seerviceability Limit¹⁾

記号 (ランク)	損傷内容 復旧期間	橋脚限界値 (δ_R/h)
As	崩壊と見なされる損傷 撤去建て替えが必要	1/100 以上
A	崩壊はしないが機能を失う 復旧には2ヶ月以上	1/100 以下
B	最低限の機能を維持している 2週間～2ヶ月の復旧期間	1/150 以下
C	数日以内の補修で復旧可能、 補修しながら一般車両通行可能	1/300 以下
D	損傷がほとんど無い 点検後すぐに通行可能	1/1000 以下

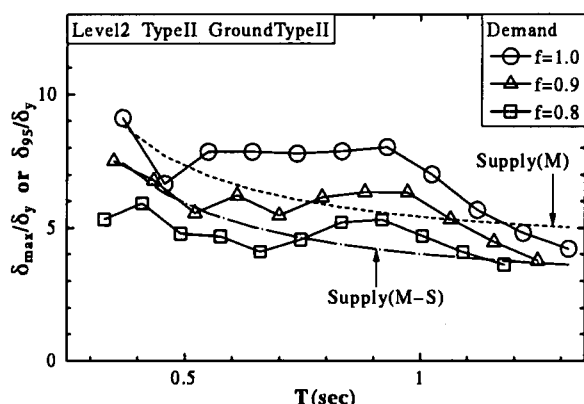
変位などについても同様の定義ができ、Table 3 のようにまとめることができる。そして、これらの保有性能がそれぞれの要求性能を上回っていれば、安全であると判定されるというものである。

ところで、本研究では、この橋脚の最大応答変位に関する保有性能として鋼製橋脚の準静的実験から得られた最大荷重の95%荷重である H_{95} に対応する変位 δ_{95} を採用し、具体的な値はその推定式⁸⁾ から算定した。鋼製橋脚の保有性能の限界値をどの値に設定するかについては議論の分かれるところであるが、本研究では、鋼製橋脚は最大荷重発生以後にもある程度は粘りがあることから耐荷力が期待でき、その粘りを有効に利用する意味からも δ_{95} を用いることとした。残留変位に関しては、文献 1) に提案されている δ_R/h を指標として用いた (Table 4参照)。ここで、 h は橋脚高さである。この指標は、 δ_R/h の値により橋脚の損傷と復旧期間を定めたものであり、 δ_R/h の値が小さいほど、つまり D ランクに近いほど地震後の橋脚が健全であることを表している。また、要求性能としてはレベル2・タイプⅡ地震波をそれぞれ3波ずつ用いてパラメトリック解析を行い、応答変位についてそれらの平均を用いた。解析では、幅厚比パラメータを $R_f=0.35$ とし、細長比パラメータは3章の解析と同様に $\bar{\lambda}=0.20 \sim 0.70$ とした。

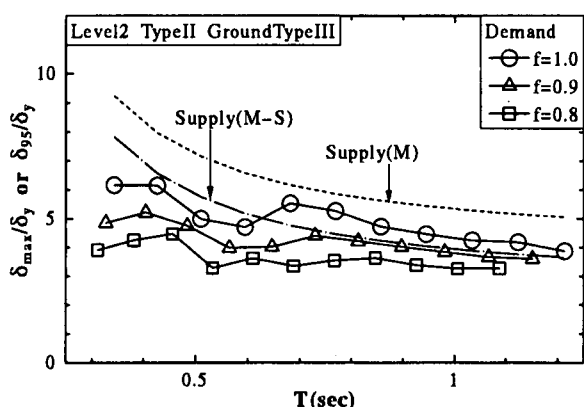
Fig. 2 には、横軸に固有周期、縦軸に応答変位をとり、Supply として δ_{95}/δ_y 、Demand としてパラメトリック解析結果の最大応答変位を丸印の曲線 ($f=1.0$) としてプロットした。Fig. 3 には、横軸に固有周期、縦軸に橋脚高さ h と残留変位 δ_R の比をとり、解析結果をプロットし、値が小さいほど安全であると評価され



(a) Level 2 Type II G.type I



(b) Level 2 Type II G.type II

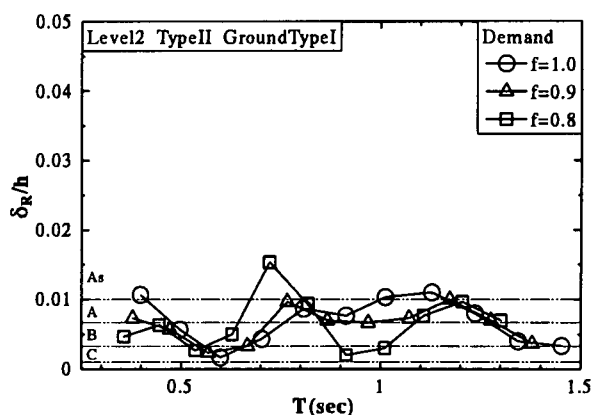


(c) Level 2 Type II G.type III

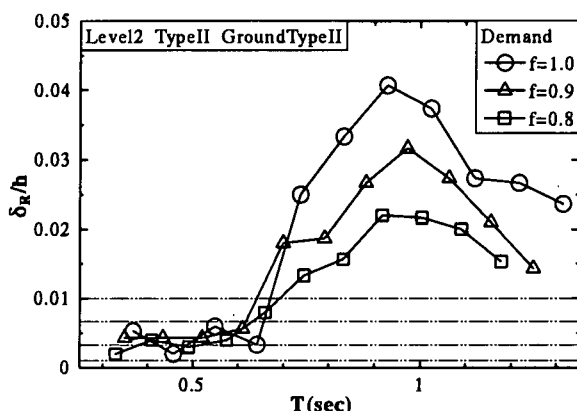
Fig. 2 Relationship between Demand and Supply (Maximum Displacement)

る。Fig. 2 中の破線は δ_{95}/δ_y の推定式⁸⁾により得られた曲線 (Supply(M)) である。一点鎖線は、鋼製橋脚の準静的載荷実験結果の標準偏差分だけ推定式を平行移動した曲線 (Supply(M-S)) で、実験結果の下界値曲線となっており、より安全な評価をする場合の目安となる。また、Fig. 2, Fig. 3 中のその他の記号の意味は後述する。これらの図より以下のことが言える。最大応答変位について

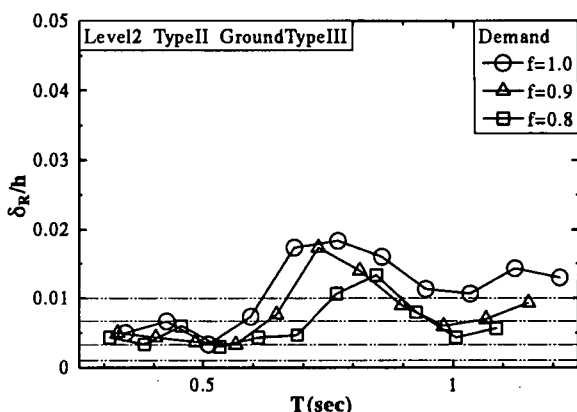
1. レベル 2・タイプ II 地震波 (I 種地盤) を入力した場合、固有周期が 0.6 秒以下の場合には Demand が Supply を上回っている。この領域では Demand



(a) Level 2 Type II G.type I



(c) Level 2 Type II G.type II



(c) Level 2 Type II G.type III

Fig. 3 Relationship between Demand and Supply (Residual Displacement)

が想定した Supply である δ_{95}/δ_y を上回っていると同時に、橋脚の最大応答変位が $7 \sim 10\delta_y$ 以上と、非常に大きく橋脚の損傷が大きくなりすぎる可能性があり、危険な応答を示すと言える。また、場合によっては隣接する桁同士がぶつかりあったりする可能性が高く、橋脚以外の部分の損傷が大きくなりすぎるケースもあり得ると考えられる。一方、固有周期が 0.7 秒以上の場合には Supply が Demand を上回っており、想定した変位の範囲内に収まっており、安全であると言える。

2. レベル 2・タイプ II 地震波 (II 種地盤) を入力した

場合については、固有周期が $0.55 \leq T \leq 1.2$ と広範囲で Demand が Supply を上回っており、 $T = 0.45$ 付近と $T \geq 1.2$ のわずかな領域で Demand が Supply を下回っているにすぎない。このことより、レベル 2・タイプ II 地震波（II 種地盤）を入力した場合には、免震化、コンクリートを基部に充填する、または、次節で述べるような設計時の安全率の変更などの、何らかの方法で最大応答変位を小さくできるような工夫をする必要があると言える。

- レベル 2・タイプ II 地震波（III 種地盤）を入力した場合については、固有周期の全域において Demand が Supply を下回っており、固有周期についてはさほど慎重になる必要は無いと言える。

残留変位について

- レベル 2・タイプ II 地震波（I 種地盤）を入力した場合、0.8 秒～1.25 秒の領域では Fig. 2(a) で Demand が Supply を下回っているにもかかわらず、A または As ランクとなっている。その他の領域では B, C ランクに収まっている。
- レベル 2・タイプ II 地震波（II 種地盤）を入力した場合、最大応答変位が広い領域で Demand が Supply を上回っている影響もあると考えられるが、固有周期が 0.7 秒以上で、As ランクになっている。また、0.7 秒以下の領域においては B, C ランクになっている。
- レベル 2・タイプ II 地震波（III 種地盤）を入力した場合は、固有周期が 0.6 秒以上で、As ランクになっている。また、0.6 秒以下の領域においては B ランクになっている。

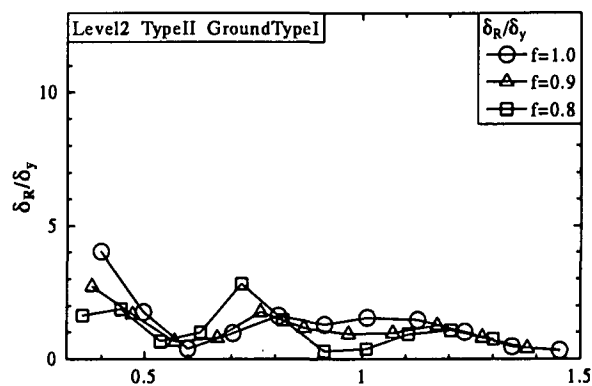
以上のことより、最大応答変位は Demand が Supply を下回り強度的に安全であると判断されても、地震後の機能を考慮した照査規準による判定では必ずしも良好な結果となっていない。次節でこれらに対する対策について述べる。

4.2 安全率変更による応答への影響

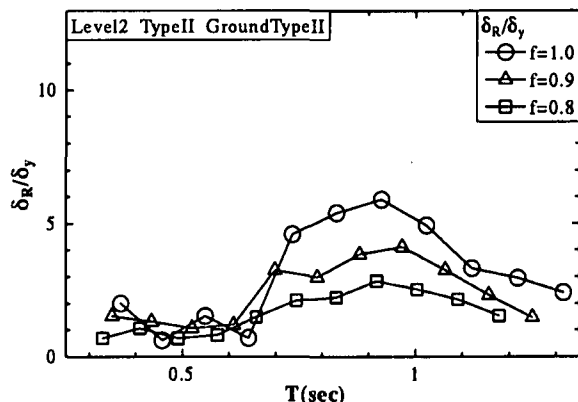
前節では、地震波と橋脚の固有周期の組み合わせによって、Demand が Supply を上回り危険な応答を示す場合があることを示した。また、最大応答変位で安全と判断されても残留変位において δ_R/h が大きくなりすぎ、機能を失っている可能性があることを示した。

ここでは、橋脚の 1 次設計に用いる設計条件式の右辺の値を変更することにより、安全率を変更することと同等の効果が得られることに着目し、この右辺の値を変更することにより最大応答変位を低減する方法について述べる。

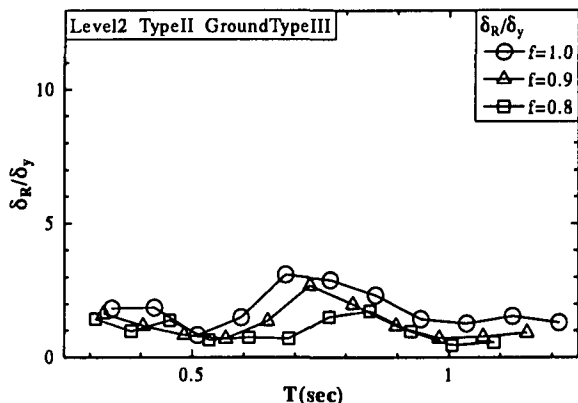
震度法により橋脚の 1 次設計を行う際には、以下の



(a) Level 2 Type II G.type I



(b) Level 2 Type II G.type II



(c) Level 2 Type II G.type III

Fig. 4 Results of Parametric Analysis (Residual Displacement)

2つの設計条件式を満足するように設計される。

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{C_m \nu M_0}{M_y \left(1 - \frac{\nu P}{P_E}\right)} \leq f \quad (1)$$

$$\frac{\nu P}{P_u} + \frac{\nu M_0}{M_y} \leq f \quad (2)$$

ここで、 P_u =有効座屈長を用いて計算した柱の中心軸圧縮強度、 P_E =片持柱のオイラー座屈荷重、 M_y =降伏モーメント、 M_0 =柱基部の曲げモーメント、 $C_m=0.85$ =等価モーメント修正係数、 ν =安全率(=1.14)である。なお、 f =低減係数であり、震度法により通常の 1 次設計を行う場合には $f=1.0$ として設計を行う。

この低減係数 f を 1.0 から 0.9, 0.8, ... と小さくして 1 次設計を行い、こうして設計した橋脚モデルを用いて 3 章で行ったパラメトリック解析と同様な解析を行った。これらの解析結果を Fig. 2～Fig. 4 に示してある。Fig. 4 は横軸に固有周期を、縦軸には残留変位を降伏変位 δ_y で無次元化した値をとり、解析結果をプロットしたものである。これらの図中の丸印は低減係数を 1.0 とした場合、三角印は 0.9 とした場合、四角印は 0.8 とした場合のパラメトリック解析の結果である。これらの図より以下のことが言える。

1. 最大応答変位に関しては、低減係数を 1.0 から 0.9, 0.8 と小さくしていくことにより、低減係数を 0.1 小さくする毎に、 $1\delta_y$ 程度またはそれ以上の最大応答変位が低減されており、低減係数を変更したことの効果がはっきりと現れている。特に、レベル 2・タイプ II の I 種地盤の 0.6 秒以下の領域および II 種地盤の全域のように、応答変位が大きくなるときにこの効果は顕著である (Fig. 2)。
2. 低減係数が 1.0 の時に Demand が Supply を上回っていた場合においても、低減係数を 0.9, 0.8 とする事により Demand を Supply より下回らせることができる (Fig. 2)。
3. 残留変位についても最大応答変位と同様に、低減係数を 1.0 から 0.9, 0.8 と小さくしていくことにより、残留変位を小さく抑えることができる。また、レベル 2・タイプ II の II 種地盤の 0.7 秒以上の領域のように、低減係数が 1.0 の時に残留変位が $3.0\delta_y$ 程度以上あった場合にこの効果は顕著である (Fig. 4)。
4. 低減係数が 1.0 の時に残留変位がもともと $2\delta_y$ 以下と小さな領域においては、低減係数を小さくしていくことにより、残留変位が大きくなることもあるが、その大きさは $1\delta_y$ 以内である (Fig. 4)。
5. 残留変位と橋脚高さの比について見てみると、残留変位と同様な傾向が見られ、場合によっては危険なランクに移ってしまう場合がある (Fig. 3)。
6. レベル 2・タイプ II の II 種地盤における 0.7 秒以上の領域など、もとの残留変位が $3\delta_y$ 以上と大きな場合には低減係数を変更した効果が現れているが、評価のランクが変わるほどの効果は見られない (Fig. 3)。

以上のように、低減係数を 1.0 から 0.9, 0.8, ... と小さくしていくことにより、最大応答変位、残留変位ともに小さくすることができ、最大応答変位に関しては Demand を Supply より小さく抑えることができる。ところが、残留変位に対する Table 4 の照査規準を改善できるような効果はあまり期待できない場合がある。このような場合には、免震化、基部にコンクリートを充填するなどの何らかの対策が必要になってくると考えられる。

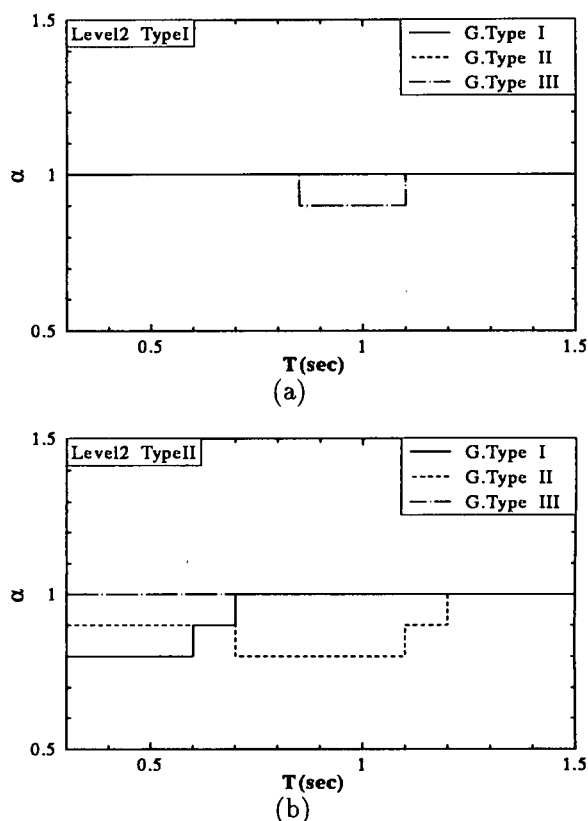


Fig. 5 Relationship between Reduction Factor and Natural Period

4.3 設計手法の提案

4.2 では、低減係数 f を変更することにより、最大応答を小さく出来る事を述べた。ここでは、そのパラメトリック解析の結果を用いて耐震設計への適用方法について述べる。

Fig. 5 は固有周期を横軸にとり、Fig. 2において Demand が Supply を下回るときの f の値を連ねたものを縦軸にとったものである。橋脚を震度法により 1 次設計する際には固有周期が求められるが、この図は、その固有周期と地盤種から低減係数 f が求められるものである。その f が 1.0 より小さい場合には、式 (1) および (2) の右辺の f を変更し、再度 1 次設計を行う。以上の手順により震度法による 1 次設計のみで、橋脚に要求される要求性能 (Demand) を満足するような、橋脚の設計が可能となる。

また、本研究で取り上げた単柱形式の橋脚の例では、目標とする Supply に δ_{95}/δ_y を採用し、これと Demand との比較により、低減係数 f を求めているが、例えばラーメン橋脚などのようなその他の形状の構造物については、別な Supply を用いる必要があるかもしれない。その際には、本研究と同様な手順によりパラメトリック動的応答解析を行い、Fig. 5 に相当する関係式を求めておけば良いことになる。ただし、他の形式の構造物に対する復元力モデルなどの開発は、まだほとんど行われておらず、今後さらに研究を進める必要がある。

5. 結言

本研究では、兵庫県南部地震の観測地震波である、神戸海洋気象台 (NS 成分)、JR 鷹取駅 (NS 成分) 東神戸大橋 (N168E 成分) およびレベル 2 タイプ II 地震波を用いて補剛箱形断面鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析を行い、固有周期の相違による鋼製橋脚の激震時の挙動の違いについて考察した。本研究で得られた結論の主なものを列挙すると以下のようになる。

1. 2パラメータモデルを用いて弾塑性地震応答解析を行い、細長比パラメータ λ (あるいは固有周期)、幅厚比パラメータ R_f などの応答に与える影響を示した。また、解析結果はハイブリッド地震応答実験結果と良く一致した。特に最大応答変位については非常に精度の良い結果を得ている。
2. 震度法を用いて設計した橋脚に、兵庫県南部地震において観測された地震波を入力してパラメトリック解析を行った結果、神戸海洋気象台 (I 種地盤) の地震波は、細長比が小さく、固有周期が 1 秒以下の橋脚に、非常に大きな応答変位を与え、特に固有周期 $T=0.6$ 秒以下の橋脚は、最大応答変位で $10\delta_y$ 以上、残留変位で $4\sim 8\delta_y$ 以上の応答となる。
3. JR 鷹取駅 (II 種地盤) の地震波を入力したときは、固有周期が $0.5 \leq T \leq 1.0$ と広い領域で最大応答変位で $10\delta_y$ 以上の、非常に大きな応答変位を与た。また、固有周期が 1.2 秒以上にならないと最大応答変位は $4\delta_y$ 以下にならない。
4. 東神戸大橋 (III 種地盤) の地震波を入力したときは、最大応答変位、残留変位ともに小さく、損傷もわずかと考えられる。
5. レベル 2・タイプ II 地震波を入力したパラメトリック解析において、最大応答変位について Demand が Supply を下回り強度的に安全であると判断されても、地震後の機能保持を前提とした残留変位についての照査規準による判定では良好な結果となっていない場合がある。

6. 低減係数を 1.0 から 0.9, 0.8, ... と小さくしていくことにより、最大応答変位、残留変位ともに小さくすることができ、最大応答変位に関しては Demand を Supply より小さく抑えることができる。ところが、残留変位についての照査規準を改善できるような効果はあまり期待できない場合がある。このような場合には、免震化、基部にコンクリートを充填するなどの何らかの対策が必要になってくる。

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：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) M.Paz，： *Structural Dynamics, Theory and Computation*, Van Nostrand Reinhold, 1990.
- 5) Y.Nakamura： Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-Ken-Nanbu Earthquake, JR Earthquake Information No.23c, 1995,2, Railway Technical Research Institute.
- 6) 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.555/I-38 pp.119-129，1997.
- 7) 渡辺孝一，宇佐美勉，金田一智章，鈴木森晶，岡本隆，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の提案 ～ハイブリッド地震応答実験による検証～，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.361-368，1997.
- 8) 鈴木森晶・宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，第 519 号/I-32，pp.115-125，1995.

(1997 年 3 月 31 日 受付)

NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF STEEL BRIDGE PIERS

Moriaki SUZUKI, Hidekazu MIZUKOSHI and Tsutomu USAMI

During and after severe Hyogoken-nanbu earthquake, the seismic design methods tend to considering both ultimate and serviceability limit states.

In this study, the dynamic/seismic response analysis have performed using restoring force model considering nonlinear behavior of steel bridge pier. And the parametric analysis also performed with various parameters such as width-thickness ratio and slenderness ratio. Then, grade both ultimate and serviceability limit states by the maximum response displacement and residual displacement.