

高架橋の耐震設計法の一考察

前野 裕文^{*}, 森下 宣明^{**}, 野中 哲也^{***}

^{*}工博 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内二丁目 1-36)

^{**}名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内二丁目 1-36)

^{***}ヤマト設計株式会社 解析グループ (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町上富田 3191-1)

実務設計の地震時保有水平耐力法で用いてきたプッシュオーバー解析のファイバーモデル理論および材料構成則を動的解析へ拡張し、実際の高架橋の耐震設計に適用した。まず、動的解析での検証を行うため、ハイブリッド地震応答実験結果との比較検討を行い、ここで用いるファイバーモデル理論および材料構成則が動的解析にも適用できることを確認した。次に、この理論および材料構成則の解析モデルを用いて、ゴム支承特性（等価剛性、減衰定数）を変化させたパラメトリック解析を実施した。また、実際の3径間連続の高架橋を例にとり、高架橋全体の耐震検討も試みた。この高架橋に対して、より実際の動的挙動が表現できるように、鋼桁とRC床版（合成構造）も含めてモデル化した。さらに、構造形式の異なる2連の高架橋に対し桁の移動量についての検討も実施した。これらの検討結果から、ゴム支承の有効性、橋脚系と全体系解析の応答値の差および隣接する2連の高架橋の固有周期比と桁遊間の関係が明らかになった。

Key Word : Seismic Design, Steel Bridge Pier, Dynamic Analyses, Fiber Model, Constitutive Equation

1. まえがき

阪神・淡路大震災以降、耐震性向上のために鋼製橋脚にもゴム支承の使用が多くなってきた。名古屋高速道路公社においても、ゴム支承を有する鋼製橋脚の建設を今後も多く予定している。

ゴム支承を有する鋼製橋脚の耐震性についての検討は、コンクリート橋脚と比較して十分であるといえない状況である。また、ゴム支承が鋼製橋脚に対して、本当に有効なのか検討した例も少ないと思われる。

このため、本文では、名古屋高速道路公社の標準的な高架橋を対象にして、ゴム支承を有する鋼製橋脚の耐震性について検討を行った。解析手法として、M- ϕ 関係を用いた復元力モデルによる解析^{1)~3)}や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 名古屋大学教授）（以下、「新技術小委員会」と呼ぶ）が提案しているファイバーモデル理論⁴⁾等があるが、ここでは後者の解析手法を用いた。

はじめに、ファイバーモデルの検証として、鋼製橋脚については首都高速道路公団が実施した繰返し載荷実験結果⁵⁾を、コンクリートを鋼製橋脚の基部に部分的に充填した橋脚については名古屋高速道路公社が実施した繰返し載荷実験結果⁶⁾と比較する方法を用いた。ハイブリッド地震応答実験との比較では土木研究所構造橋梁部橋梁研究室が実施した実験結果⁷⁾と、名古屋高速道路公社が実施したコンクリートを部分充填した鋼製八角形断面の実験結果⁸⁾を用いた。

次に、この解析法を用いて、3径間連続高架橋を対象にして動的解析を実施した。具体的には、この高架橋内のひとつのゴム支承を有する鋼製橋脚（以下、「橋脚系」と呼ぶ）に対して、地震時保有水平耐力法と動的解析を実施し、ゴム

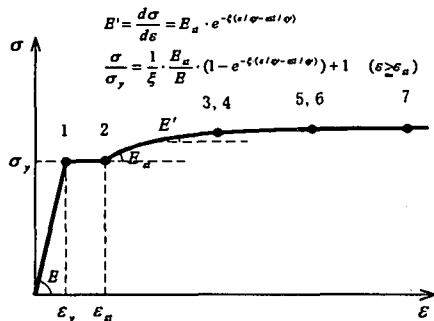
支承の有効性などについて考察した。また、高架橋全体（以下、「全体系」と呼ぶ）の動的解析も実施し、橋脚系と全体系の比較検討を行った。さらに、この高架橋と構造形式の異なる高架橋の2連の高架橋全体を動的解析しその挙動についても検討を加えている。

2. 動的解析用の材料構成則

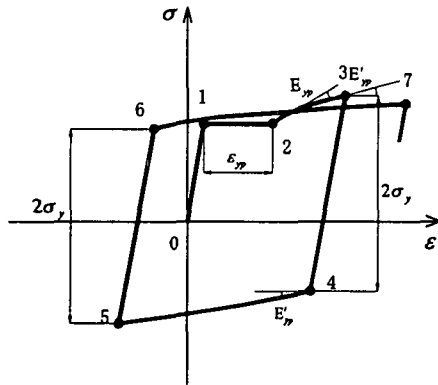
静的解析に使用する材料構成則としては、これまで新技術小委員会で、プッシュオーバー解析用として提案されているが、動的解析および繰返し載荷解析用としては、研究途上であると言える。ここでは、実務設計での動的解析を前提とした鋼および充填コンクリートの材料構成則を考察する。また、履歴法則として、等方硬化則、移動硬化則が一般的であり、これ以外にも、修正2曲面モデル⁹⁾、3曲面モデル¹⁰⁾およびBMCモデル¹¹⁾などがあるが、研究レベルであり、実務設計での使用実績はまだ少ない。等方硬化則については、荷重が過大に評価する（たとえば文献^{12) 13)}）ということで、使用されていないようである。したがって、ここでは、移動硬化則を使用することとした。

2.1 鋼材の応力-ひずみ関係

新技術小委員会で規定されている応力-ひずみ関係を図-1(a)に示す。この応力-ひずみ関係を用いた移動硬化則の例を示すと同図(b)のようになる（ここでは、同図(b)のことを「新技術モデル」と呼ぶ）。また、2次勾配をE/100としたバイリニアモデルに移動硬化則を適用した場合は図-2のようになる。これらの材料構成則を用いて実験値と比較を行った。実験供試体は首都高速道路公団で実施した供試体M20、M21およびM22⁵⁾を用いた。



(a) 単調荷重経路 (新技術小委員会)



(b) 繰返し荷重経路 (新技術モデル)

図-1 鋼材の応力-ひずみ関係

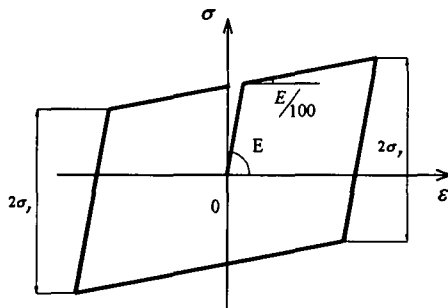


図-2 バイリニアモデル (移動硬化則)

表-1 最大荷重の比較

供試体	実験値	新技術モデル	バイリニアモデル
M20	1815 (1.00)	1593 (0.88)	1796 (0.99)
M21	1658 (1.00)	1495 (0.90)	1649 (0.99)
M22	2060 (1.00)	1768 (0.86)	2059 (1.00)

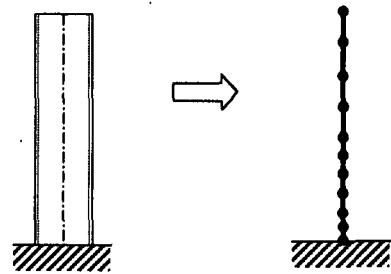
() は比率を示す

(1) 解析モデル

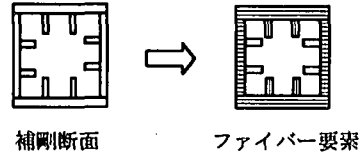
図-3に示すようなファイバーモデルでモデル化する。部材軸方向の梁要素分割は、同図(a)に、断面方向のファイバー要素分割は、同図(b)に示す。

(2) 解析結果と考察

3供試体の解析結果を表-1に示す。この内、M20 供試体について、荷重-変位曲線 (履歴ループ図) の実験値を

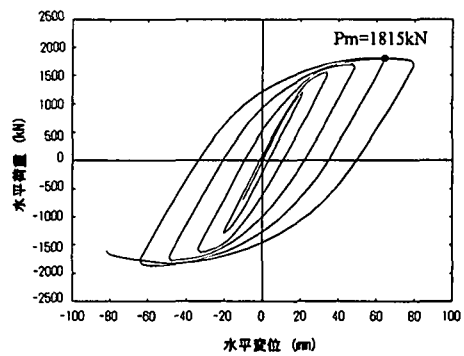


(a) 要素分割図

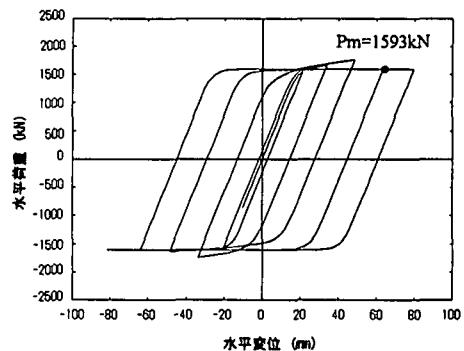


(b) ファイバー要素分割図

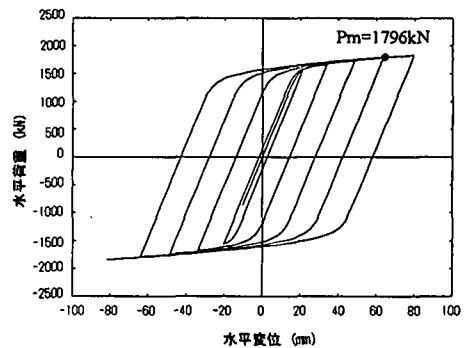
図-3 解析モデル



(a) 実験結果 (M20)



(b) 解析結果 (新技術モデル)



(c) 解析結果 (バイリニアモデル)

図-4 荷重-変位曲線

図-4 (a)に、新技術モデルを同図(b)に、バイリニアモデルの解析結果を同図(c)にそれぞれ示す。ここに、図-4のグラフおよび表-1内の P_m は、実験において荷重が最大となる変位のときの荷重点を表している。

ファイバーモデルの制約上、局部座屈が表現できないため最大荷重以降の劣化領域は、表現できない。したがって、ファイバーモデルの計算上、応力-ひずみ関係において負の勾配を定義しない限り、荷重（耐力）が低下することは、通常ありえない。しかし、図-4(b)に示すように、新技術モデルの場合、実験の最大値（同図(a)参照）を迎える前に軟化（荷重が劣化）しているのがわかる。これは、図-1(b)に示した応力-ひずみ関係の履歴ループの形がそのまま表れたと考えられる。

これに対して、バイリニアモデルは、図-4(c)から荷重と変位の関係は実験とかなり一致し、荷重が低下することなく、実験との整合がよい。ただし、履歴ループの形は弾性域の縮小が考慮されていないバイリニアモデルを使用しているため、角張った紡錘形になっている。

また、表-1に示すように、他の供試体 M21 と M22 についても同様なことが言える。

以上より、実務設計レベルにおいて、荷重とそれに対応する変位の使用を考えれば、鋼材の繰返しおよび動的解析用の材料構成則（応力-ひずみ関係）としては2次勾配を $E/100$ としたバイリニアモデルを、硬化則としては移動硬化則の採用が適切であると考えられる。

2.2 充填コンクリートの材料構成則

(1) 解析条件

鋼製橋脚の基部に部分的に充填される充填コンクリートの材料構成則については、新技術小委員会で規定されているプッシュオーバー解析用のモデル(以下、「新技術モデル」と呼ぶ)を用いた。ただし、除荷と再載荷については規定がないため、図-5に示すように初期勾配で除荷と再載荷をするものとし、解析モデルや鋼材は2.1で考察を加えたものを用い実験値と比較する。実験供試体は名古屋高速道路公社が実施した供試体 N-3⁶⁾ および八角形断面橋脚⁸⁾を用いた。

(2) 解析結果と考察

図-6に供試体 N-3 の解析結果を実験と比較して示す。最大荷重までは、概ね実験と一致しているのがわかる。ただし、鋼材においては、弾性域の縮小が考慮されない鋼材の材料構成則を使用しているため、履歴ループの形が角張った紡錘形になっている。

次に、八角形断面橋脚の解析結果の荷重-変位曲線を

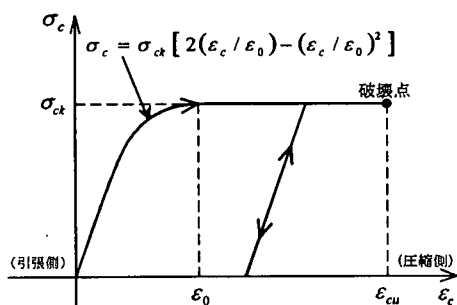
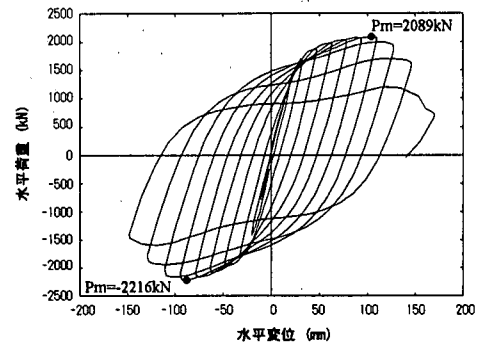
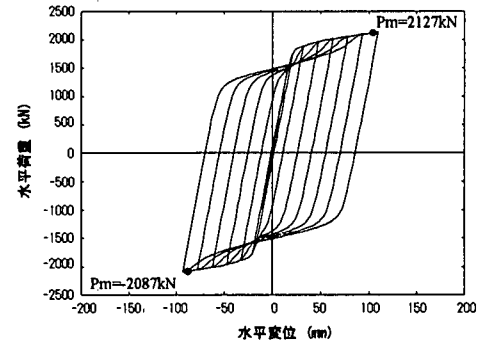


図-5 充填コンクリート（新技術モデル）

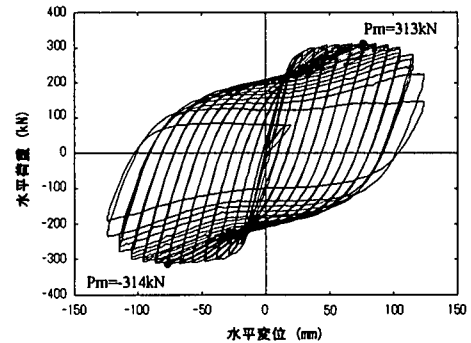


(a) 実験結果

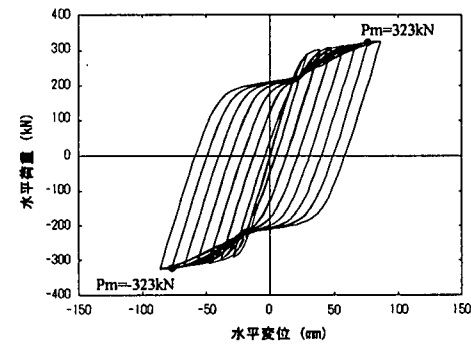


(b) 解析結果

図-6 荷重-変位曲線(N-3)



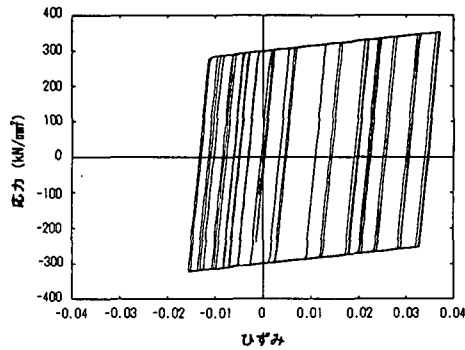
(a) 実験結果



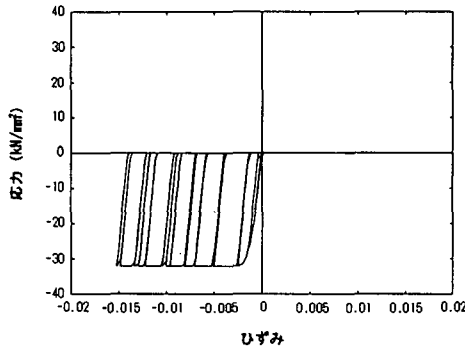
(b) 解析結果

図-7 荷重-変位曲線(八角形断面)

図-7に示す。この図より、最大荷重が多少、解析の方が大きくなっているが、実験値と概ね一致しているのがわかる。このときの橋脚基部における鋼とコンクリートの応力-ひずみ曲線を図-8に示す。同図(b)より、充填コンクリートの骨格曲線が新技術小委員会の応力-ひずみ曲線になっているのがわかる。また、ひずみが0.23%以降、応力は一定となり最終ループ時のひずみはかなり大きくなっている。



(a) 応力-ひずみ曲線 (鋼)



(b) 応力-ひずみ曲線 (充填コンクリート)

図-8 応力-ひずみ曲線(八角形断面)

本来、ここまで、充填コンクリートのひずみが進展すれば、応力は軟化（剛性が負）すると考えられるが、ここでは一定としている。このため、図-7の荷重-変位曲線において、解析の最大荷重が実験より大きくなったと思われる。

2.3 時刻歴応答解析への適用

これまでの静的繰返し載荷解析は、材料構成則を評価するための解析であったが、ここでは、この繰返し載荷解析により検証した材料構成則を用いて、ハイブリッド地震応答実験と同様な解析を行い、実験値と比較することにより動的解析で適用できることを確認する。ここでの動的解析には、時刻歴応答解析を用いた。

(1) 鋼製橋脚（コンクリート非充填）への適用

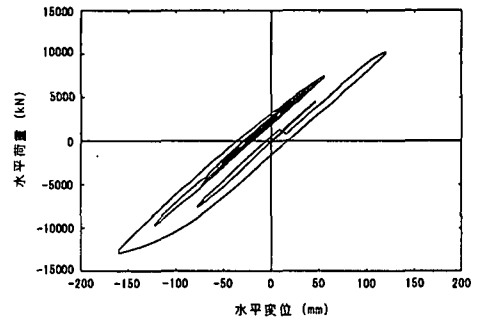
①対象橋脚と解析条件

コンクリート非充填鋼製橋脚に関しては実験供試体 A3R⁷⁾を用いて考察する。解析に用いた鋼と充填コンクリートの材料構成則および解析モデルについては、前述したものと同一である。

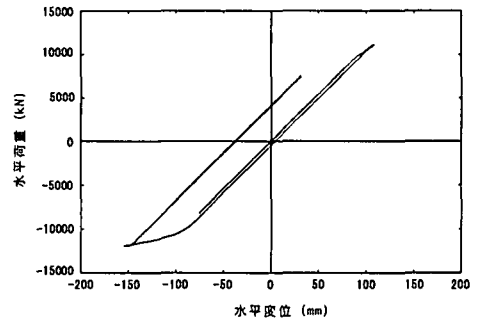
入力地震波としては、兵庫県南部地震において記録された東神戸大橋の地震波を使用する。減衰定数は、ハイブリッド地震応答実験に合わせて5%とした。死荷重に相当する軸圧縮力が作用したときの静的解析を行い、これを初期状態として時刻歴応答解析を行う。

②解析結果と考察

解析した結果の荷重-変位履歴を図-9(b)に示す。同図(a)の実験結果と比較して、ほぼ一致しているのがわかる。特に、実務設計で重要な最大応答荷重と最大応答変

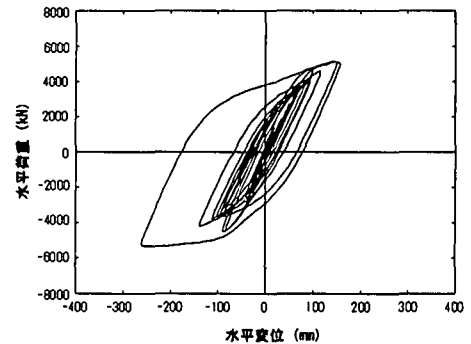


(a) 実験結果

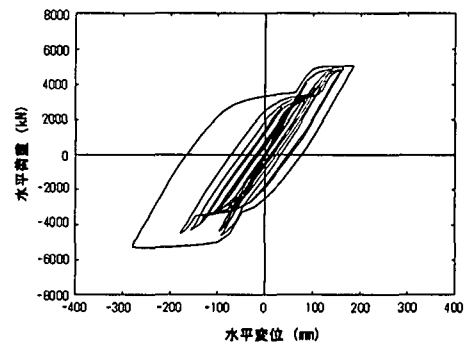


(b) 解析結果

図-9 荷重-変位曲線(A3R)



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-10 荷重-変位曲線(八角形断面)

位については、よい精度で一致している。

(2) コンクリートを部分充填した鋼製橋脚への適用

①対象橋脚と解析条件

前述したコンクリートを部分充填した八角形断面の鋼製橋脚を用いて考察する。解析に用いた充填コンクリートの材料構成則、解析モデル、地震波および減衰定数については、前述したものと同一である。

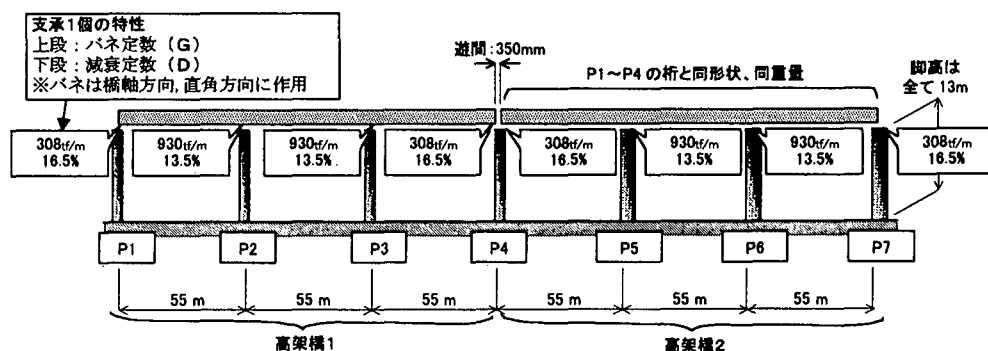


図-11 対象高架橋

②解析結果と考察

解析した結果の荷重-変位履歴を図-10(b)に示す。同図(a)の実験結果と比較して、よい精度で一致しているのがわかる。最も外側の履歴ループにおいて、途中でくぼみが実験と比較して極端になっているが、これは単純な充填コンクリートの材料構成則を用いているからであろう。これを一致させるには、複合材料としての高精度な鋼材および充填コンクリートの材料構成則を使用する必要があるが、実務設計においてはこれで十分であると考えられる。

3. 高架橋への適用

これまで検証を行ってきた材料構成則・硬化則を用いたファイバーモデルによりゴム支承を有する連続高架橋の耐震検討を行う。対象は、図-11に示すような公社の建設する標準な高架橋であり、鋼製橋脚の基部には部分的にコンクリートを充填している。

ここでは、連続高架橋のうち一つの橋脚を取り出した場合の動的応答解析値と地震時保有水平耐力法により設計された値の比較を行う。次に、ひとつの橋脚と連続高架橋全体とのそれぞれを動的解析し比較する。なお、これらの解析において橋脚の基部は完全固定としている。

地震波についてはⅡ種地盤用のタイプ2標準地震波である3波を用いた。

3.1 コンクリートを部分充填した鋼製橋脚系の解析

(1) 対象橋脚

対象高架橋の中の橋脚P2（橋脚の形状については図-13参照）を取り出し、この橋脚に対して耐震検討を行うことにする。この橋脚は、Ⅱ種地盤で震度法および損傷度を用いた地震時保有水平耐力法¹⁴⁾により設計された鋼製単柱橋脚である。この地震時保有水平耐力法による照査の結果を表-2に示す。

次に、この橋脚に対して分散ゴム支承を想定し、この支承の材料特性（せん断剛性と減衰定数）をパラメータとして動的解析を実施した。

(2) モデル化と解析条件

コンクリート部分充填鋼製橋脚のモデル化は、前述してきたファイバーモデルで行った。柱の要素分割は、15程度

表-2 地震時保有水平耐力の照査

高さ	h	m	13.00
水平耐力および水平変位	Pyc	kN	14070
	Pu	kN	20112
	δ_{yc}	m	0.0630
	δ_u	m	0.3323
	δ_0	m	—
塑性率	$\mu (\delta_u / \delta_{yc})$	—	5.27
安全係数	α	—	1.50
許容塑性率	μ_a	—	3.85
地域別補正係数	Cz	—	1.00
固有周期	T	s	1.426
地震時保有水平耐力法に用いる水平震度	khc0	—	1.3894
	khc	—	1.39
	khe	—	0.65
地震時保有水平耐力法に用いる等価重量	Wu	kN	14732
	Wp	kN	1328
	W	kN	15396
	kheW	kN	10007
地震時保有水平耐力の照査	Pa	kN	18098
	判定	—	$Pa \geq kheW$ OK
残留変位の照査	δ_R	m	0.011
	δ_{Ra}	m	0.130
	判定	—	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK

にした。これ以上分割数を増やしても、対象橋脚においてはほとんど結果は変わらないことを経験している（たとえば、100分割程度にしても橋脚天端の変位で0.6%の差しか出なかった）。材料構成則については、前述の検証と同様に鋼材にはバイリニアモデル、充填コンクリートには新技術モデルを用いた。

入力地震波としては、Ⅱ種地盤用のタイプ2標準波形である3波を用いた。橋脚の減衰定数については、道示を参考にして2%とした。

(3) 解析結果と考察

①地震時保有水平耐力法との比較

地震時保有水平耐力法の計算に用いた諸数値は表-3のCASE2と同じであり、これと比較することで考察する。表-2の中で地震時保有水平耐力法相当の外力が作用した場合の柱の発生曲げモーメントは235274kN・m（ここでは、 $Pa \times h$ とした）であり、表-3に示す分散ゴム支承（CASE2）を用いた場合の動的応答解析値と比べると1.05となっている。一方、減衰効果のあるゴム支承（CASE6）を用いた場合はそれが、0.96となっている。

これより、この例に示すようなゴム支承を有し地震時保有水平耐力法で設計された橋脚を動的解析法で照査する場合、少し検討する必要を示唆している。しかし、減衰効果のあるゴム支承を採用する場合は、地震時保有水平耐力法で設計すれば安全側の評価をしていることがわかる。

表－3 ゴム支承を有する鋼製橋脚の解析結果

CASE	支承のせん断剛性	支承の減衰定数	固有周期	支承最大応答変位 δ_b (mm)	最大塑性率 $(\delta_{max}/\delta_{yc})$ μ	橋脚天端最大応答加速度 (m/s^2)	上部構造最大応答加速度 α_s (m/s^2)	橋脚天端最大応答変位 δ_{max} (mm)	上部構造最大応答変位 δ_s (mm)	橋脚の最大応答曲げモーメント (kN・m)
1	0.5G	—	1.91	771	1.35	1.55	12.19	85	888	216373
2	1.0G	—	1.43	483	3.00	5.98	13.72	189	713	248904
3	2.0G	—	1.10	241	3.32	9.30	15.34	209	500	248621
4	∞	—	0.64	—	2.27	9.81	12.71	143	191	241623
5	1.0G	0.5D	1.43	449	2.20	4.79	12.99	139	629	240021
6	1.0G	1.0D	1.43	391	1.52	3.07	11.72	95	521	225420
7	1.0G	2.0D	1.43	284	1.08	2.59	10.22	68	370	188561

②支承特性による比較

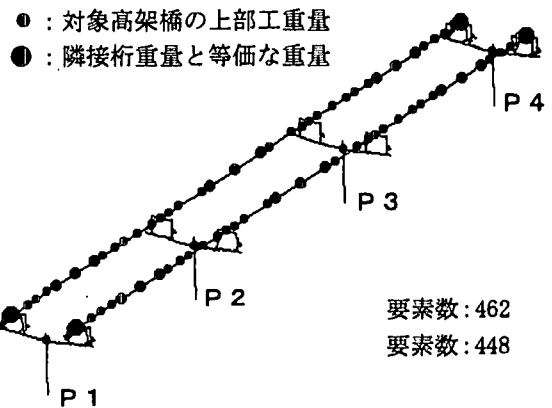
(a) 支承の一般的なせん断剛性を G (震度法・保耐法により設計したゴム支承のせん断剛性) とし、0.5G、1.0G、2.0G 及び ∞ の 4 ケースについて、パラメーター解析した結果を表－3 の CASE 1 ～ 4 に示す。

これより、Ⅱ種地盤では、一般的な分散ゴム支承を用いた場合と例えば鋼製支承 (せん断剛性が ∞) を用いた場合でも、橋脚基部の最大応答曲げモーメントにはあまり有意な差は無いようである。しかし、当然のことであるが、固有同期と上部工の変位に大きな差が出るため、設計においては注意を要する点であろう。

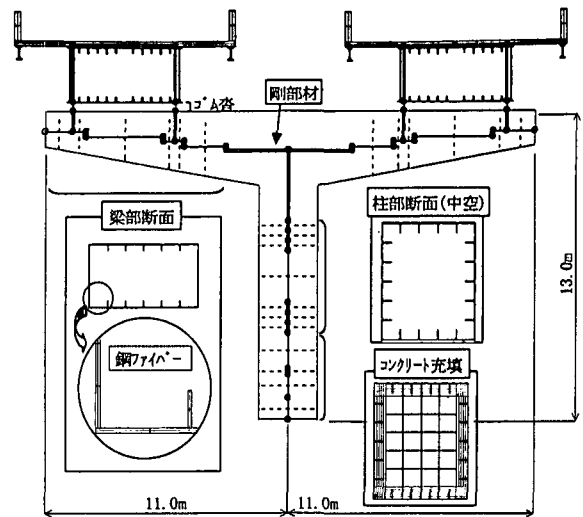
(b) 次に、一般的なせん断剛性 G と減衰定数 D を有するゴム支承に対し、減衰効果をパラメーターとして解析を行った。この結果が、同表の CASE 5 ～ 7 である。CASE 2 と CASE 6 を比較すると、上部構造での最大応答加速度は 0.85、橋脚天端での最大応答変位は 0.50、基部の最大応答曲げモーメントは 0.91 と減少しておりゴム支承の減衰効果が顕著に現れている。

また、減衰効果のある支承を用いると鋼製支承に比べ上部構造の応答変位を除いて効果が認められるとともに、減衰値の増加に伴い設計上合理的になることがわかる。

これらより、P 2 橋脚のような鋼製橋脚に対し、減衰効果を有する支承を採用するか否かにより、その設計や動的挙動に大きく影響を与えそうである。しかし、常時の荷重に対し安定した支承を設計する必要があることは言うまでもない。



図－12 全体系解析モデル



図－13 T型鋼製橋脚の解析モデル

3.2 3径間連続高架橋の全体系解析

(1) 対象高架橋

対象高架橋は、図－11 の P1～P4 橋脚からなる 3 径間連続高架橋 (高架橋 1) を対象とする。まず、上部構造のモデル化において高架橋全体の動的挙動に対しコンクリート床版・コンクリート壁高欄と鋼桁の合成効果の影響を調べた。次に、その結果を用い連続高架橋の動的特性 (全体系) を考察するとともに、その中の一つの橋脚 P 2 (橋脚系) と比較した。

(2) モデル化と解析条件

対象高架橋を図－12 に示すような全体系モデルで考える。この図は、梁要素分割および質量を有する主な節点を示している (柱の質量は表示省略した)。P 1 と P 4 橋脚については、これらの橋脚が負担する隣接の桁重量と等価な重量を作用させた。

このモデルの規模は、要素数 462 (この内、ファイバー要素は 262)、節点数 448 である。

コンクリート部分充填鋼製橋脚に対しては、前述したようなファイバーモデルを用いてモデル化する。

上部構造のモデル化においては、実際の高架橋全体の動的挙動が正確に表現できるように、鋼桁と RC 床版を一体と見なし (合成構造) ファイバーモデルでモデル化する。これらの梁要素分割とファイバー要素分割は、図－13 のようになる。材料構成則については、前述の検証と同様に鋼材はバイリニアモデル、充填コンクリートは新技術モデルを用いた。

入力地震波としては、Ⅱ種地盤用のタイプ 2 標準波形である 3 波を用いた。

表－４ 床版合成を考えた最大応答値の比較

比較項目		RC床版あり	RC床版なし
桁変位 (cm)	P1	51.2 (1.00)	52.1 (1.02)
	P2	46.7 (1.00)	46.1 (0.99)
脚天端変位 (cm)	P1	11.0 (1.00)	11.1 (1.01)
	P2	10.1 (1.00)	10.1 (1.00)
基部曲げモーメント (kN・m)	P1	155831 (1.00)	155860 (1.00)
	P2	200788 (1.00)	199805 (1.00)

() は比率を示す

減衰定数については、橋脚を2%、上部構造を3%減衰とした。支承部は、図－11に示した値とした。

(3) コンクリート床版の合成効果の影響

動的挙動により影響を与えられ考えられる橋軸直角方向において、床版剛度の影響について考察する。表－4にコンクリート床版、コンクリート高欄と鋼桁との合成効果の有無による最大応答値の比較を示す。この最大応答値も標準波形3波平均値である。この表から、脚天端変位と基部曲げモーメントはほとんど変化ないが、桁変位については多少の差があることがわかる。今回の対象高架橋のようにすべての橋脚がほとんど同じでも多少の差がでてきていることから、上部構造や橋脚の形式などが異なり、剛性や固有周期が異なる場合は、コンクリート床版の合成効果の影響は大きくなると思われる。

なお、全体系で解析したときの床版および桁の応答値は、全て弾性域であった。

(4) 全体系の解析結果と考察

①固有周期

橋軸直角方向が1次（固有周期：1.67秒）、橋軸方向が2次（固有周期：1.65秒）で、この2つのモードが卓越した。これらの固有周期は、前述の橋脚系の固有周期より多少大きくなっている。

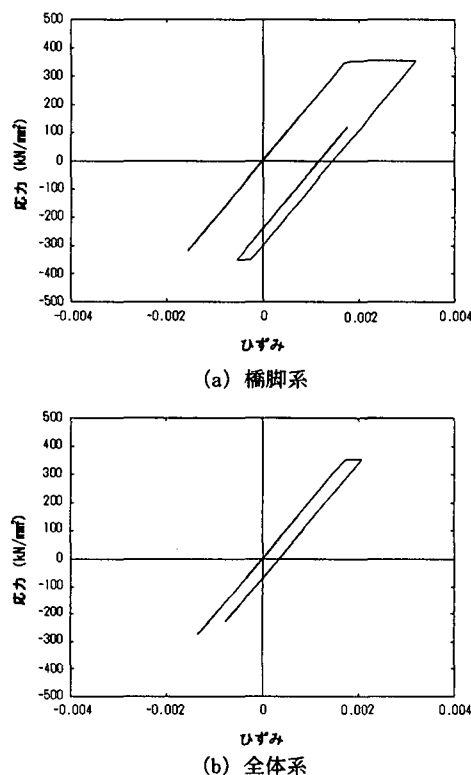
②応答値の比較

表－5に橋脚系と全体系の応答値を比較した結果を示す。この応答値は、標準波形3波の平均値である。この表から、全体系の方が橋脚系より応答値が1～3割程度、応答値が低くなっているのがわかる。

まず、全体的に、橋脚系より全体系の方の応答値が低くなった理由について考察する。橋脚系の橋軸方向の固有周期は、表－3のCASE6から1.43秒である。これに対して、全体系の固有周期は前述のように1.65秒であり、固有周期の比（全体系／橋脚系）は、1.15となる。入力地震波としてⅡ種地盤のタイプ2の標準波形を使用しているため、このように全体系の固有周期が大きくなると応答値も低くなる傾向を示す。したがって、この固有周期の差により、

全体系の応答値が橋脚系より低くなったと考えられる。その応答値の曲げモーメントが最大になる基部の塑性化については、全体系で鋼材および充填コンクリートがわずかに降伏し、橋脚系で全体系よりやや降伏がすすんでいる程度であった。その例として、基部最下端の要素の最縁端フランジ部における応力－ひずみ曲線を図－14に示す。

次に、橋軸方向と橋軸直角方向を比較して、橋軸方向における橋脚系と全体系の応答差が橋軸直角方向のものより大きくなった理由について考察する。橋軸方向において橋脚P2に発生する最大の曲げモーメント分布を図化したのが、図－15である。同図(a)から、橋脚系では慣性力作用位置（上部構造の重心位置）がゼロで基部で最大になっているのがわかる。これに対して、全体系の場合は、基部で最大になるが、慣性作用位置でもある程度の曲げモーメントが発生している（同図(b)参照）。これは、全体系の場合、桁と柱が剛結合ではないがゴム支承で結合されたラーメン構造になったため、橋脚系と比較して応答値が低くなったと考えられる。このような理由から、橋軸方向の応答値の差が橋軸直角方向より大きくなったのであろう。



図－14 応力－ひずみ曲線（鋼材）

表－５ 橋脚系と全体系の比較

対象系	橋軸方向				橋軸直角方向			
	固有周期 (s)	桁変位 (cm)	脚天端変位 (cm)	曲げモーメント (kN・m)	固有周期 (s)	桁変位 (cm)	脚天端変位 (cm)	曲げモーメント (kN・m)
橋脚系	1.426	52.1 (1.00)	9.5 (1.00)	225268 (1.00)	1.468	52.0 (1.00)	12.4 (1.00)	208880 (1.00)
全体系	1.646	45.7 (0.88)	6.7 (0.71)	194759 (0.86)	1.670	48.5 (0.93)	10.5 (0.85)	202958 (0.97)

() は比率を示す

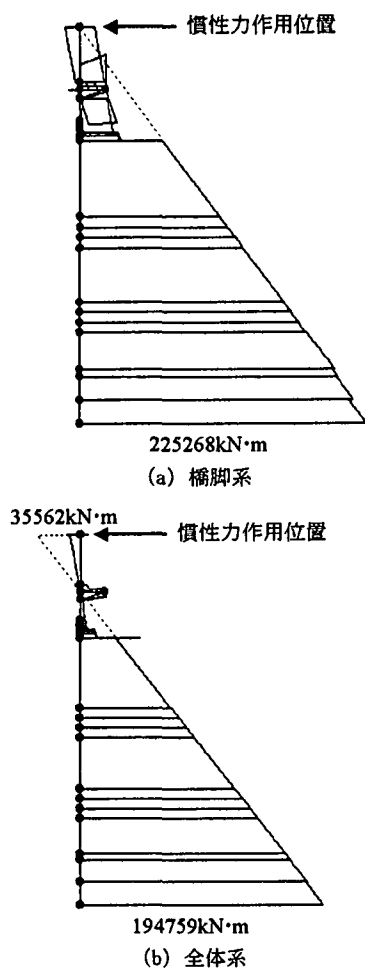


図-15 P2 橋脚の曲げモーメント(橋軸方向)の比較

この例に示すような比較的簡単な橋梁形式においても、全体系を想定してモデル化した橋脚系の応答値が全体系と多少異なる場合がでてくるようである。このことから、より合理的な設計をするためには、全体系の動的解析を行うことが望ましいことになる。しかし、全体系の動的解析は、モデル化も複雑になり、計算時間も増大する。応答値の中には橋脚系と全体系の応答の差が小さいもの(表-5から桁の変位など)があるため、設計において何に着目するか(たとえば、桁の移動量や橋脚基部の最大曲げモーメントなど)により、すべて全体系で動的解析するのではなく、橋脚系の動的解析で十分な場合もあると考えられる。

3.3 連続した高架橋の全体系解析

(1) 対象高架橋

対象高架橋は、図-11に示すような構造形式の異なる2連の高架橋を対象とする。P5~P7 橋脚は、図-16に示すようなラーメン橋脚であり、これら下部構造や高架橋の固有周期が異なる場合の動的挙動について、主に桁の移動量(桁遊間)という観点から考察する。

(2) モデル化と解析条件

前述のようなファイバーモデルを用いてモデル化する。材料構成則については、同様なものを使用する。その他の解析条件は、前述の全体系解析と同様である。

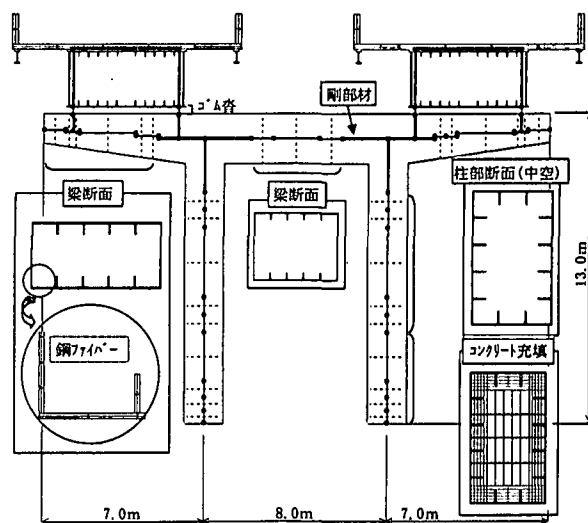


図-16 ラーメン型鋼製橋脚の解析モデル

表-6 T型橋脚の周期特性

モード	固有周期 (s)	刺激係数		
		橋軸方向	直角方向	鉛直方向
1	1.522	0.000	21.388	0.000
2	1.441	-21.503	0.000	-0.003
3	1.433	0.000	0.053	0.000
4	1.369	0.006	0.000	0.248
5	1.271	0.000	-0.040	0.000

表-7 ラーメン型橋脚の周期特性

モード	固有周期 (s)	刺激係数		
		橋軸方向	直角方向	鉛直方向
1	1.469	21.505	0.000	0.001
2	1.426	0.000	11.229	0.000
3	1.414	0.000	-18.295	0.000
4	1.368	-0.059	0.000	-0.211
5	1.239	0.000	1.117	0.000

(3) 解析結果

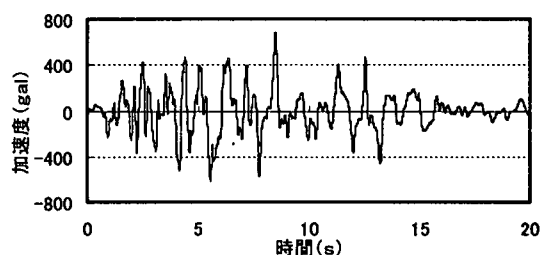
① 固有周期

高架橋1側は、表-6より、1次で橋軸直角方向に、2次で橋軸方向に卓越モードが表れているのがわかる。これに対して、高架橋2側は1次で橋軸方向に、2次と3次で橋軸直角方向に卓越モードが表れているのが表-7からわかる。このように1次の卓越モードの方向がそれぞれ異なったのは、橋脚の構造形式が高架橋1側ではT型橋脚、高架橋2側ではラーメン橋脚と異なるからである。高架橋2側では、ラーメン橋脚の面内(橋軸直角)方向の剛性が高いため、面外(橋軸)方向に揺れ易くなったと考えられる。

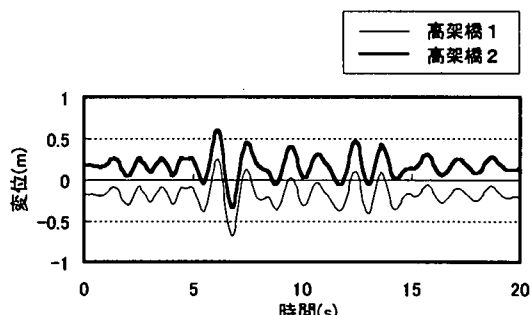
これらの2連高架橋の橋軸方向の固有周期は、

高架橋1側(P1~P4 橋脚): 1.441 秒

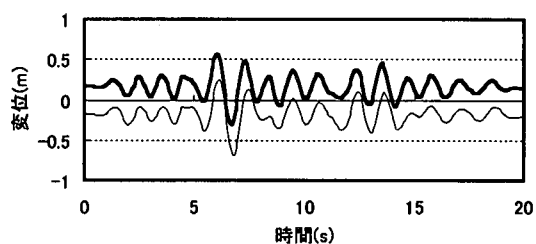
高架橋2側(P4~P7 橋脚): 1.469 秒



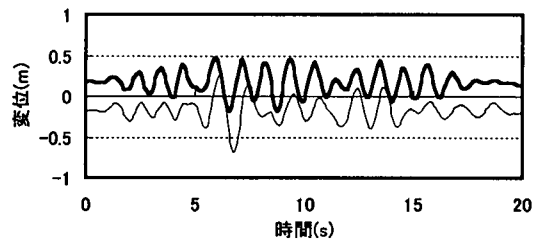
(a) 標準波形 TYPE221



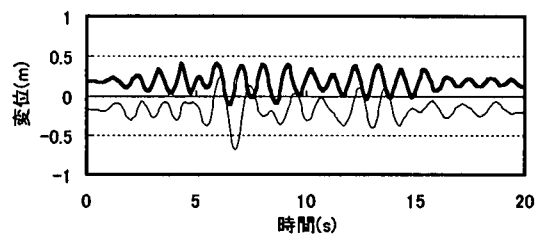
(b) 周期比 1.0



(c) 周期比 1.1



(d) 周期比 1.3



(e) 周期比 1.5

図-17 桁の応答履歴

となり、概ね一致している。これは、橋梁形式よりむしろゴム支承のパネ値が2連の高架橋においてまったく同じであることに起因するものと考えられる。なお、これらの固有周期は、それぞれの高架橋に分けて、掛け違いの橋脚が負担する隣接の桁重量や支承で連続化していることを無視して計算している。したがって、前述の全体系の固有周期より多少、小さくなっている。

② 応答値の比較

この2つの高架橋の周期比（高架橋1の周期／高架橋

表-8 周期比と桁最大変位の関係

周期比	桁最大変位(cm)			
	TYPE221	TYPE222	TYPE223	3波平均
0.98	5.00	4.26	5.52	4.93
1.12	26.37	24.57	27.24	26.06
1.30	45.82	48.70	49.35	47.96
1.52	50.59	51.44	46.30	49.44

2の周期)は、前述したようにほぼ1.0である。ここでは、周期比が応答変位にどのような影響を与えるかを調べるために、高架橋2側のゴム支承のパネ定数を調整(大きく)し、周期比を1.1、1.3および1.5に変化させて解析してみた。入力地震波としては、Ⅱ種地盤のタイプ2の標準波形を使用した。このように周期比を変化させた場合の桁の応答変位を、図-17に示す。この図は、標準波形TYPE221を使用し、2つの高架橋の桁の応答変位を桁の遊間350mmと仮定して重ねてグラフ化したものである。この2つのグラフが交われば仮定した桁遊間の場合に桁衝突が起きていることになる。なお、この計算において桁の衝突による隣の桁への影響は反映しておらず、桁が何度も自由に衝突すると仮定していることに注意する必要がある。

この図からは、周期比が1.1までなら、2つの高架橋はほぼ同じ波の周期で桁が振動するのがわかる。しかし、周期比が1.3以上になると桁衝突は起きようである。ただし、これらは、公社の標準的な高架橋を対象にした結果であり、高架橋の構造形式や桁の遊間などが異なれば、この結果もかわる。

Ⅱ種地盤用のタイプ2標準波形3波に対して、この周期比ごとに桁衝突を起こさせない遊間量を算出し、まとめたのが表-8である。この表より、周期比1.3以上になると桁衝突させないための必要な遊間は、かなり大きくなることがわかるが、桁と下部構造との桁かかり長の確保も耐震設計上非常に重要であり、総合的に検討する必要がある。なお、この必要な遊間の値は、地震波の種類により多少の差はある。

4. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

ファイバーモデル理論に用いる材料構成則について、検討したところ、次のようなことがわかった。

- 1) 新技術小委員会からプッシュオーバー用として提案されている鋼材の応力-ひずみ関係と、履歴法則として移動硬化則を使用すると、繰返し載荷解析において最大荷重が低下することがある。
- 2) 実務設計で繰返し載荷解析および動的解析を行うときは、鋼材には2次勾配を $E/100$ としたバイリニアモデルを、履歴法則としては移動硬化則を使用するのがよい。また、充填コンクリートには新技術小委員会の提案するモデルを使用するのがよい。

公社の標準的な高架橋に対して、ここで提案する材料構成則とファイバーモデルを用いた動的解析の結果、次のことがわかった。

- 3) ゴム支承で設計された鋼製単柱橋脚に対して、せん断剛性Gをパラメータとして解析した結果、分散ゴムを用いた場合と鋼製支承を用いた場合では、上部構造位置での加速度応答値にはあまり有意な差は無いが、減衰効果のあるゴム支承を用いるとその効果が現れる。
- 4) 今回検討を加えた高架橋において全体系と橋脚系で動的応答値を比較検討した結果、1割～3割程度、全体系の方が応答値が低くなる。しかし、着目する項目によっては橋脚系で動的解析を行ってもよい場合がある。
- 5) 一般的な桁の遊間を有する2連の高架橋に対して全体系で動的解析をした結果、それぞれの高架橋において全体系で計算された固有周期比が1.3倍程度以上で桁の衝突が起きるようである。

謝辞

本検討は名古屋高速道路公社の鋼構造物設計基準改訂作業の中で検討したものであり、社団法人日本橋梁建設協会の高田寛（幹事長：榑横川ブリッジ）、菊川長朗（副幹事長：川田工業榑）には協力いただいた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 西川和廣，村越潤，小野潔，高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法，土木技術資料，41-10. 1999.
- 2) 田嶋仁志，半野久光，船本浩二，松田宏：実験結果に基づく鋼製橋脚のM- ϕ 関係に関する一検討，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集 pp. 33-40. 1998. 11.
- 3) 運上茂樹，寺山徹：鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集 pp. 99-106. 1998. 11.
- 4) 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，土木学会，1996. 7.
- 5) 建設省土木研究所等：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書，第180号，1997年4月
- 6) 建設省土木研究所等：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書，第212号，1998年9月
- 7) 西川和廣，村越潤，山本悟司，上仙皚，高橋実，中嶋浩之，岡田淳：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料第3583号，1999. 3.
- 8) 前野裕文，宇佐美勉，葛漢彬，岡本隆，水谷慎吾，魚井啓次：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集 pp. 189-199，1998. 3.
- 9) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Development of Cyclic Two-surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, *NUCE Reserch Report*, No. 9302, March, 1993.
- 10) 後藤芳顯，王慶雲，小畑誠，高橋宣男：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp. 209-216，1997年
- 11) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集 No. 513/I-31，27-38，1995. 4.
- 12) 大田孝二，中村聖三，小林洋一，中川知和，水谷慎吾，野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎 97-12，pp. 33-39，1997. 12.
- 13) 安波博道，寺田昌弘，名取暢，寺尾圭史，西川和廣：弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析 鋼構造論文集，1996. 3.
- 14) 名古屋高速道路公社：耐震設計基準 1998. 4.

(1999年11月19日受付)

A STUDY ON SEISMIC DESIGN FOR STEEL VIADUCT

Hirofumi MAENO, Nobuaki MORISHITA and Tetsuya NONAKA

We conventionally use fiber model theories and constitutive model of the push over analysis when analyzing a seismic restoring horizontal force of steel bridge piers. We expanded the use of the fiber model theories and constitutive model to the dynamic analysis, and applied them to a seismic analysis for actual viaducts. First, to verify the use of fiber model theories and constitutive in the dynamic analysis, we compared the results of the dynamic analysis with those of hybrid seismic response experiments, and confirmed that the fiber model theories and constitutive model could be applied to the dynamic analysis as well. Next, we conducted a seismic analysis on a system of the entire viaduct, using an actual viaduct with three continuous spans as an example. The results of these analyses showed the effectiveness of the rubber support, differences in seismic response values between the bridge piers system and the entire viaduct system, and the relation between different frequencies and the amount of lateral movement of girder.