

高橋脚で支持された連続橋に対する地震時保有耐力法の適用性

Limitation of nonlinear static seismic design method for a bridge with tall columns

山岸睦功*・川島一彦**・庄司学***・後藤和満****

Mutsunori YAMAGISHI, Kazuhiko KAWASHIMA, Gaku SHOJI, Kazumitsu GOTO

* 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博, 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

*** 工博, 筑波大学講師, 機能工学系 (〒305-8573 つくば市天王台 1-1-1)

**** 株式会社建設技術研究所 (〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

This paper presents an analysis on the limitation of the nonlinear static seismic design method stipulated in the Design Specifications of Highway Bridges, 1996, Japan Road Association. A 180m long three-span continuous bridge supported by a 40m tall column and a 30m tall column was analyzed by both the nonlinear static seismic design and a nonlinear dynamic response analysis. Deck accelerations and displacements as well as curvature at the plastic hinges of the columns are compared based on the analysis. It was found that acceleration response resulting from the higher modes is important to produce a systematic difference between the nonlinear static seismic design and nonlinear dynamic response analysis.

Key words: nonlinear static seismic design, nonlinear dynamic response analysis, tall column

キーワード: 耐震設計, 地震時保有耐力法, 高橋脚, 非線形動的解析

1. まえがき

地震時保有耐力法は, 構造物の非線形応答を線形解析に置き直して解析する荷重ベース設計法であり, その考え方は1自由度系に限定されているわけではない。しかし, 現状では多自由度非線形系(マルチヒンジ系)や高次振動モードを考慮して解析できるほど, 解析法が洗練されているわけではないことも事実であり, このため, 耐震設計に際しては多くの場合に1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割し, カンチレバー状の1次振動モードが卓越するとして解析される¹⁾。

しかし, 橋梁形式によっては高次振動モードが卓越するため, 明らかに上記の考え方がそのまま適用できない場合もある。ここでは, 高橋脚で支持された谷部横断タイプの

PC3径間連続橋を取り上げ, 地震時保有耐力法の適用性を非線形動的解析との比較によって検討したので, この結果を報告する。

2. 解析対象橋

(1) 解析対象橋

解析対象としたのは, 図-1に示す橋長180mの谷部横断型PC3径間連続橋である。本解析では, この橋軸方向の応答に着目することとする。周辺地盤は岩盤であり, 道路橋示方書に規定されるI種地盤である。上部構造は, 両橋台では可動支承によって, また両橋脚ではピン支承によってそれぞれ支持されている。上部構造の重量は70.6MNである。

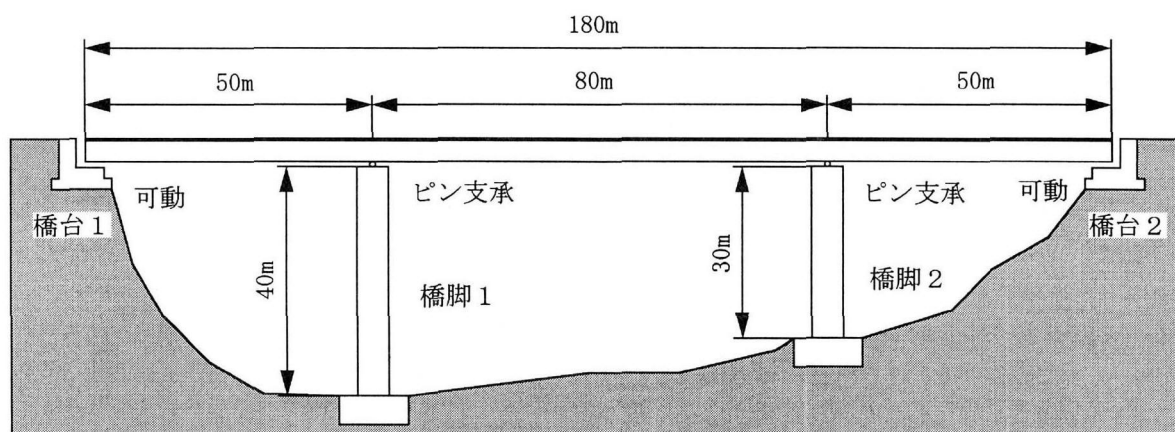


図-1 解析対象橋

表-1 桁および橋脚の重量(MN)と橋脚重量比

橋脚断面	桁	橋脚 1	橋脚 2	橋脚重量比
9m×5.5m	70.6	48.5	36.4	0.54
9m×3.5m		30.9	23.2	0.44
9m×2.5m		22.1	16.5	0.35

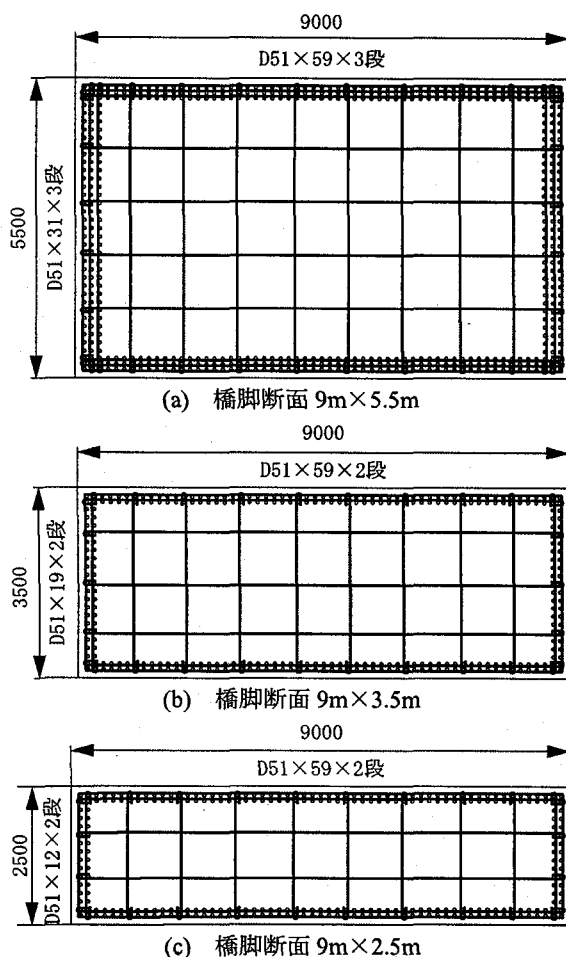


図-2 橋脚断面図

基本固有周期は1.1秒であるため、道路橋示方書に基づいて設計水平震度 k_{hc} を求めると、タイプⅠ地震動では0.7、タイプⅡ地震動では1.1となる。この地震力に対して橋脚1、2を概略設計すると、図-2(a)に示すように、9m（橋軸直角方向）×5.5m（橋軸方向）の断面が必要となる。なお、ここでは橋脚1、橋脚2ともに断面および配筋は同じであると仮定した。これは、橋脚剛性によって橋脚ごとに作用する地震力の配分が異なるため、剛性と地震力の配分が一致する最適な断面を定めようとする、実際の設計に近い繰り返しの計算が必要となる。これを避け、概略の断面で検討を行うために上記のように仮定したものである。軸方向鉄筋としてはD51を3段配筋し、計540本必要となる。ここでは、この他に図-2(b)(c)に示すように、断面9m×3.5mおよび9m×2.5mの橋脚を考えることとした。橋脚断面は上述した9m×5.5mの断面をもとに、任意に橋軸方向の幅を小さくしたものであり、地震時保有耐力法による耐震設計

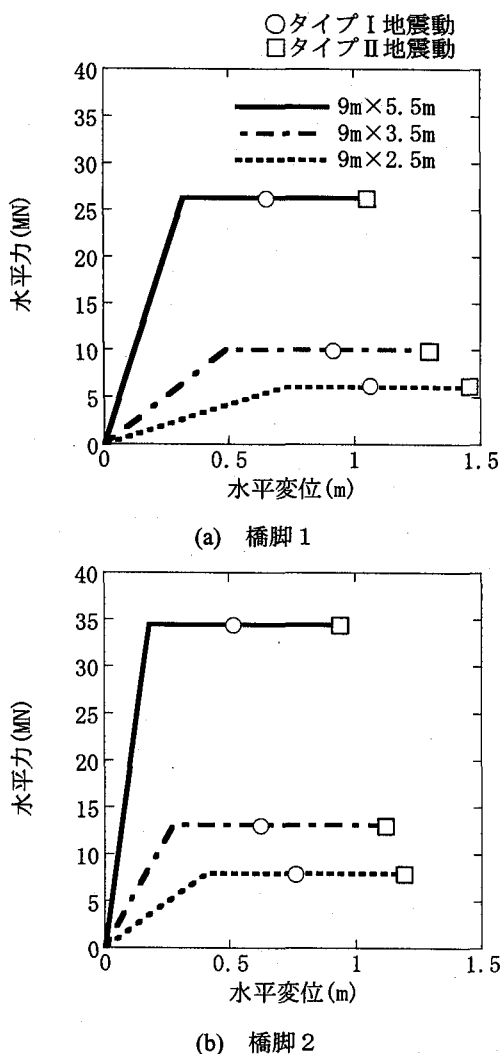


図-3 橋脚天端における水平力-水平変位関係

計では耐震性は確保されないと判定される。なお、上述した断面9m×5.5mの場合には道路橋示方書に基づいて設計振動単位として固有周期を求めているが、断面9m×3.5mおよび9m×2.5mの場合には概略設計であることから、橋脚1、橋脚2をそれぞれ1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分とみなして固有周期を求めている。ここで、断面9m×3.5mの橋脚ではD51を314本、断面9m×2.5mの橋脚ではD51を284本、それぞれ2段配筋されている。

表-1は以上の3種類の橋脚の重量を示した結果である。断面が9m×5.5mの場合には、橋脚1の重量 W_{P1} 、橋脚2の重量 W_{P2} はそれぞれ48.5MN、36.4MNである。上述したように、桁重量 W_D は70.6MNであるため、橋脚重量比 ξ を

$$\xi = \frac{W_{P1} + W_{P2}}{W_D + W_{P1} + W_{P2}} \quad (1)$$

と定義すると、 ξ は0.54となる。これに対して、9m×3.5m、9m×2.5mの橋脚では、橋脚重量比 ξ はそれぞれ0.44、0.35と小さく、橋脚断面を小さくすることにより橋全体系に占める橋脚重量を大幅に低減でき、建設費の低減につながる事がわかる。

表-2 地震時保有耐力法に基づく橋脚の評価

(a) 橋脚 1

地震動タイプ		タイプ I 地震動			タイプ II 地震動		
橋脚幅		5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m
固有周期(s)		1.1	2.2	3.2	1.1	2.2	3.2
設計水平震度 k_{hc}		0.70	0.52	0.41	1.07	<u>0.60</u>	<u>0.60</u>
許容じん性率 μ_a		1.37	1.27	1.17	2.53	2.12	1.70
等価水平震度 k_{he}		0.53	0.42	<u>0.40</u>	0.53	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>
等価重量 $W(MN)$		43.7	30.0	25.6	43.7	30.0	25.6
慣性力に対する 照査	慣性力 $k_{he}W(MN)$	23.2	12.6	10.2	23.2	12.0	10.2
	地震時保有水平耐力(MN)	26.3	10.0	6.1	26.3	10.0	6.1
	耐震性の判定	OK	OUT	OUT	OK	OUT	OUT
残留変位に対する 照査	許容残留変位 $\delta_{ra}(m)$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
	残留変位 $\delta_r(m)$	0.03	0.21	0.40	0.21	0.33	1.16
	残留変位による判定	OK	OK	OK	OK	OK	OUT

(b) 橋脚 2

地震動タイプ		タイプ I 地震動			タイプ II 地震動		
橋脚幅		5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m
固有周期(s)		1.1	2.3	3.5	1.1	2.3	3.5
設計水平震度 k_{hc}		0.70	0.50	0.38	1.07	<u>0.60</u>	<u>0.60</u>
許容じん性率 μ_a		1.64	1.47	1.29	3.79	3.08	2.29
等価水平震度 k_{he}		0.46	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>	0.42	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>
等価重量 $W(MN)$		74.2	67.6	64.3	74.2	67.6	64.3
慣性力に対する 照査	慣性力 $k_{he}W(MN)$	34.1	27.0	25.7	31.2	27.0	25.7
	地震時保有水平耐力(MN)	34.4	13.1	8.0	34.4	13.1	8.0
	耐震性の判定	OK	OUT	OUT	OK	OUT	OUT
残留変位に対する 照査	許容残留変位 $\delta_{ra}(m)$	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
	残留変位 $\delta_r(m)$	0.07	0.47	1.01	0.23	0.71	2.71
	残留変位による判定	OK	OUT	OUT	OK	OUT	OUT

(2) 地震時保有耐力法による橋脚の耐震性評価

道路橋示方書に基づいて橋脚天端における水平力-水平変位の関係を上記 3 種類の橋脚に対して求めると、図-3 のようになる。橋軸方向の橋脚幅（以下、単に、橋脚幅と呼ぶ）が大きくなるにつれて、当然、降伏耐力は大きくなるが、終局変位は小さくなるのがわかる。これは、断面の最外縁におけるコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達する時を終局曲率と定義されているためである¹⁾。

また、タイプ I 地震動を受ける場合の橋脚 1 を例にとると、橋脚幅が 5.5m の場合には、終局変位 u_u は 0.68m であるが、降伏変位 u_y が 0.32m と大きいので、変位じん性率 μ ($=u_u/u_y$) は 2.13 となり、次式で与えられる許容じん性率 μ_a は 1.37 しかない。

$$\mu_a = 1 + \frac{u_u - u_y}{\alpha u_y} \quad (2)$$

ここで、 α はじん性に関する安全係数で、地震動による応答の繰返し回数がじん性に及ぼす影響を考慮して、タイプ I 地震動に対しては 3.0、タイプ II 地震動に対しては 1.5 とされている¹⁾。橋脚幅が 2.5m の場合にはもっと極端で、 $u_u=1.08m$ であるが、 $u_y=0.72m$ と大きいので、 $\mu=1.5$ 、 $\mu_a=1.17$ となる。

このように、高橋脚の場合には断面幅が小さくなる程、

降伏変位が大きくなるため、変位じん性率は小さくなる。これはあくまでも橋脚系じん性率であり、地盤の影響や積層ゴム支承が採用されている場合にはこの変形を見込むと、全体系じん性率はさらに小さくなる^{2) 3)}。

表-2 は上記の 3 種類の橋脚に対して地震時保有耐力法に基づく耐震計算を行った結果である。ただし、ここでは道路橋示方書に基づいて、1 基の下部構造とそれが支持する上部構造分ごとに耐震設計を行っている。地震時保有耐力法では、設計水平震度 k_{hc} を荷重低減係数 R で割って等価水平震度 k_{he} を次式のように求める。

$$k_{he} = \frac{k_{hc}}{R} \quad (3)$$

ここで、

$$R = \sqrt{2\mu_a - 1} \quad (4)$$

であり、 μ_a は式(2)による橋脚の許容じん性率である。

また、地震時保有耐力法では極端に小さな地震力を用いないという観点から、設計水平震度 k_{hc} および等価水平震度 k_{he} に次式の下限值が設けられている¹⁾。

$$k_{hc} > k_{hcmin} \quad (5)$$

$$k_{he} > k_{hemin} \quad (6)$$

ここで、 k_{hcmin} はタイプ I 地震動では

0.3、タイプ II 地震動では 0.6 であり、 k_{hemin} はタイプ I、タイプ II 地震動ともに 0.4 とされている。

断面が 9m×5.5m の橋脚 1 を例に、タイプ I 地震動に対する照査を行うと、 $k_{hc}=0.7$ となり、式(5)の最小値規定には抵触しない。式(2)による $\mu_a=1.37$ であり、式(3)から $k_{he}=0.53$ となるため、式(6)の最小値規定にも抵触しない。これに相当する慣性力 $k_{he}W$ は 23.2MN となるが、地震時保有耐力 P_a は 26.3MN とこれを上まわっており、慣性力に対しては安全と判定される。また、許容残留変位は 0.4m であるが、残留変位 δ_r は 0.03m となることから、残留変位に対しても安全と判断される。

これに対して、断面が 9m×2.5m の橋脚 I に対するタイプ II 地震動に対する照査では、 $k_{hc}=0.27$ となり、式(5)の最小値規定から $k_{hc}=0.6$ となる。式(2)から $\mu_a=1.7$ であるため、式(3)から $k_{he}=0.17$ となるが、式(6)の最小値規定より $k_{he}=0.4$ となる。これに相当する慣性力 $k_{he}W$ は 10.2MN となるが、地震時保有耐力 P_a は 6.1MN しかないことから、この断面では慣性力に対して安全ではないと判断される。同様に、許容残留変位は 0.4m であるのに対して、残留変位は 1.16m となり、残留変位に対する照査も満足しない。

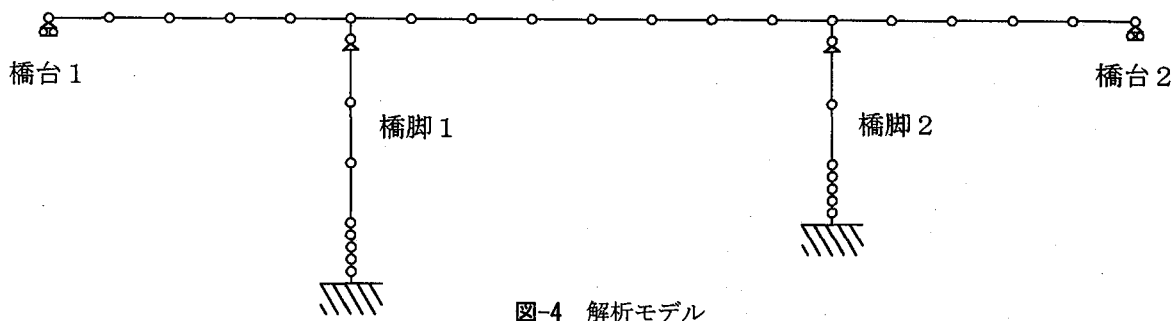


図-4 解析モデル

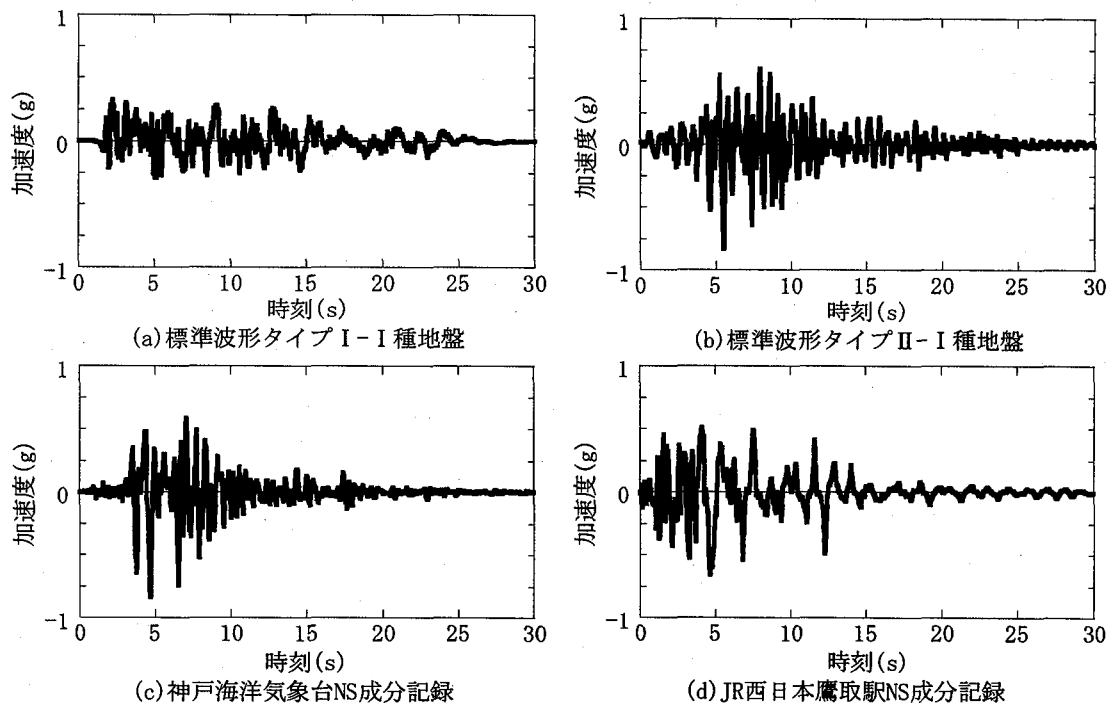


図-5 入力地震動

3. 解析モデル

動的解析では、上下部構造を図-4 に示すように離散型骨組構造モデルに置換した。橋脚は Takeda 型剛性劣化履歴⁴⁾を用いてモデル化した。ただし、初期クラックは無視し、降伏剛性と降伏後剛性から成るバイリニアモデルを用いた。桁は全断面有効剛性を有する線形はり要素によってモデル化した。桁は橋脚天端においてピン支持されているとし、両橋台における可動支承の摩擦力は無視した。建設地点は I 種地盤であり、地盤剛性が大きいので、橋脚の最下端では並進、回転とも固定支持としている。減衰定数は桁、橋脚ともに 0.05 と仮定し、エネルギー比例減衰法によって 1 次および 2 次のモード減衰定数 ($h_1=h_2=0.05$) を計算し、これを用いてレーリー減衰により減衰力を求めた。

入力地震動としては、道路橋示方書に示される標準波形 (タイプ I-I 種地盤、タイプ II-I 種地盤) の他、1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 NS 成分記録、JR 西日本鷹取駅 NS 成分記録の 4 種を用いた。図-5 は入力地震動の加速度を、また、図-6 は応答スペクトルを示した結果である。

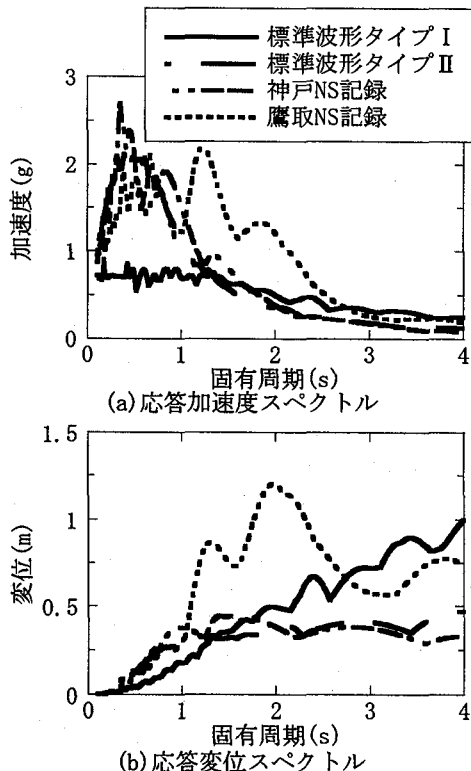


図-6 入力地震動の応答スペクトル

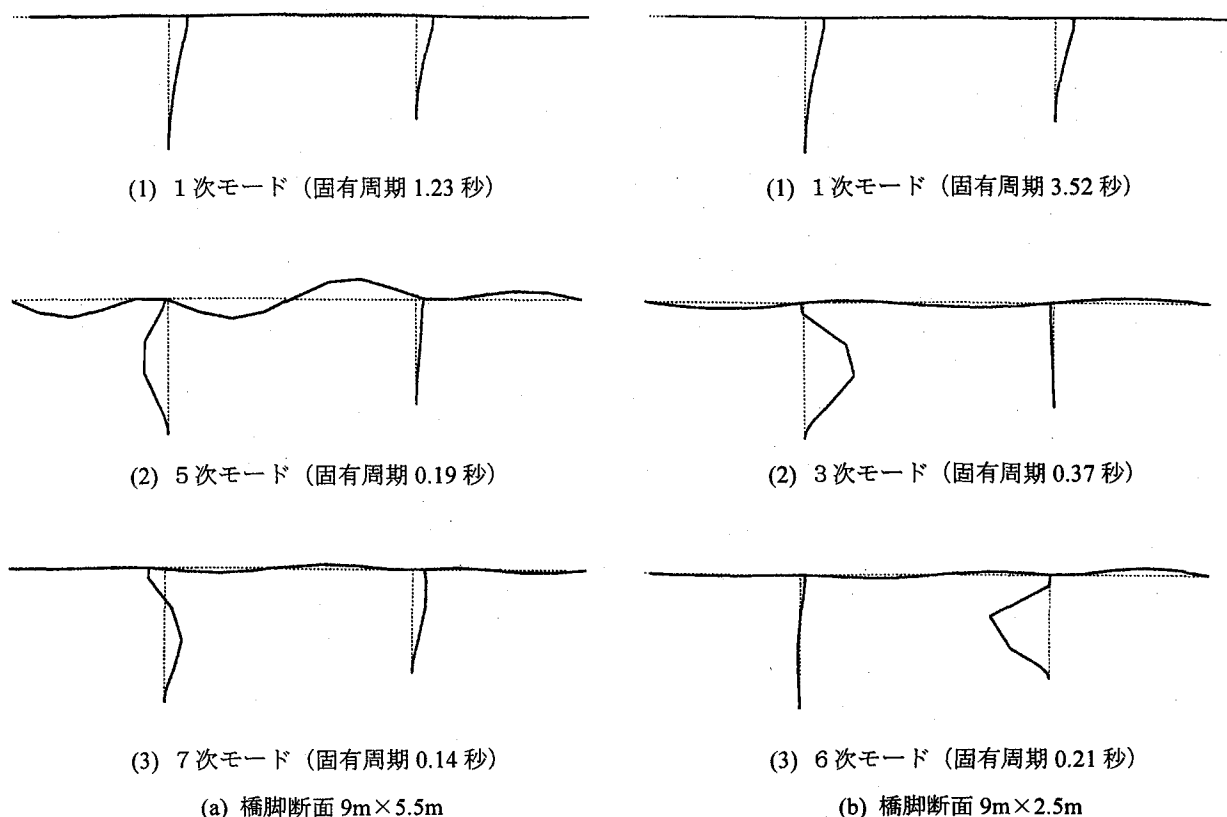


図-7 卓越する振動モード

表-3 刺激係数および有効質量比

橋脚断面	モード	刺激係数	有効質量比
9m×5.5m	1次	34.5	75%
	5次	7.1	3%
	7次	7.8	4%
9m×3.5m	1次	30.7	84%
	3次	7.1	4%
	6次	6.6	4%

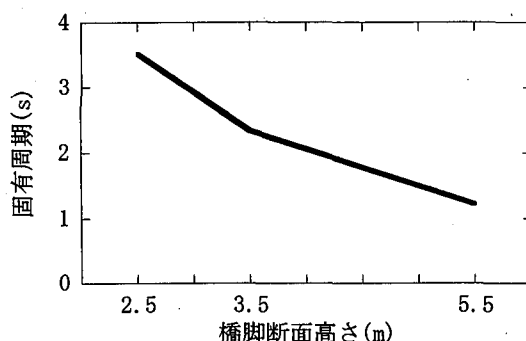


図-8 基本固有周期

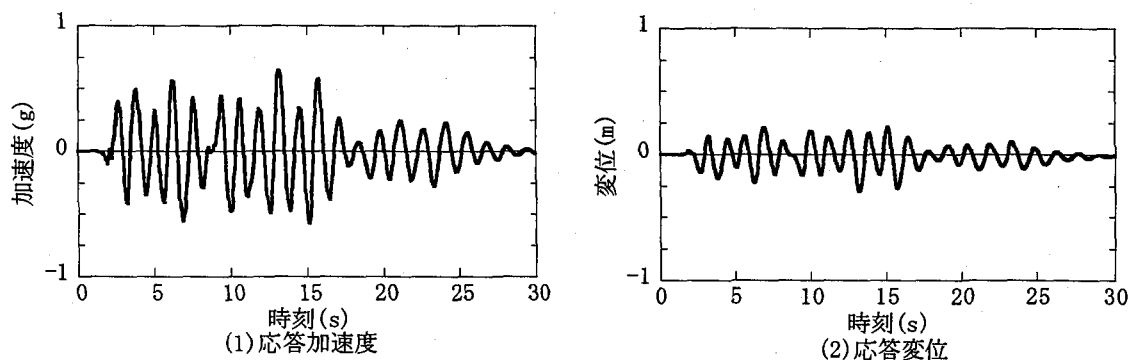
4. 橋脚断面が橋梁の耐震性に及ぼす影響

(1) タイプ I 地震動に対する地震応答特性

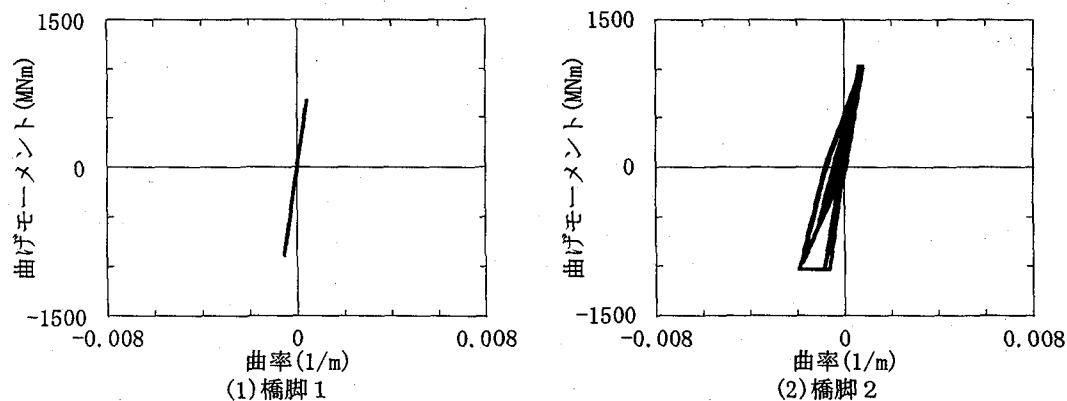
橋脚に対しては降伏剛性、桁に対しては全断面有効剛性を仮定した場合の固有振動特性を主要モードに対して示した一例が、図-7である。橋脚幅によって刺激係数および有効質量比は表-3 のように、また、基本固有周期は図-8 のように変化する。図-7には9m×5.5mの橋脚と9m×2.5mの橋脚で支持された場合の結果を示しているが、9m×3.5mの橋脚で支持された場合も含めて基本固有振動モードはいずれの場合にも、橋脚はカンチレバー状に振動し、桁はこれに従って並進するモードである。2番目および3番目に卓越する振動モードでは、それぞれ橋脚1、橋脚2が中間高さで曲げ変形する振動モードとなっている。ただし、剛性の低い9m×2.5mの橋脚で支持した場合には2つの橋

脚がほぼ上下端を固定された状態で桁とは独立に変形する結果、橋脚1が変形する場合には橋脚2はほとんど変形せず、橋脚2が変形する場合には橋脚1はほとんど変形しない。これに対して剛性が大きい9m×5.5mの橋脚で支持した場合には2本の橋脚のいずれにも変形が生じる。

タイプ I 標準地震動を作用させた場合の桁中央点の応答加速度、応答変位および橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴を9m×5.5mと9m×2.5mの橋脚で支持した場合を例に示すと、それぞれ図-9、10のようになる。桁中央点の応答加速度および応答変位の最大値は、9m×5.5mの橋脚で支持した場合には0.64g、0.29mであるのに対して、9m×2.5mの橋脚で支持した場合には0.20g、0.75mと、それぞれ9m×5.5mの場合の1/3倍、2.6倍となる。これは、図-6に示したように、長周期化に伴ってタイプ I 標準波形では応答変位が増大するためである。

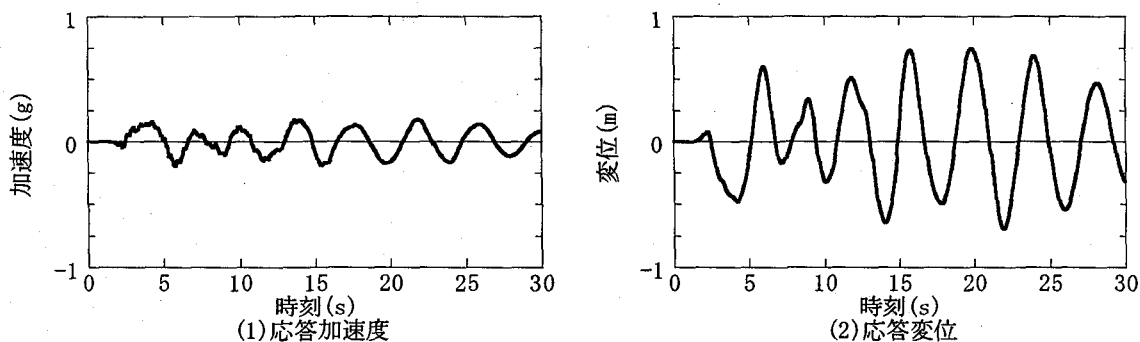


(a) 桁中央点の応答

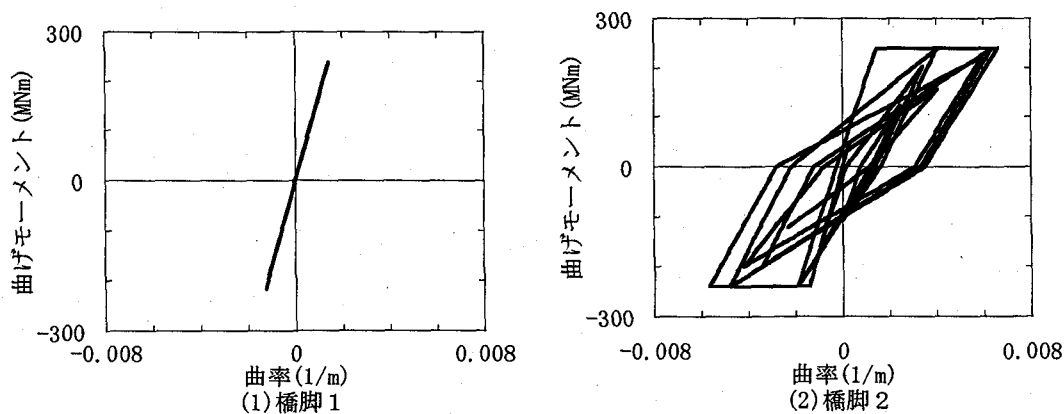


(b) 橋脚基部における曲げモーメント・曲率関係

図-9 橋脚幅が 5.5m の橋脚で支持した場合の地震応答
(タイプ I 地震動を作用させた場合)



(a) 桁中央点の応答



(b) 橋脚基部における曲げモーメント・曲率関係

図-10 橋脚幅が 2.5m の橋脚で支持した場合の地震応答
(タイプ I 地震動を作用させた場合)

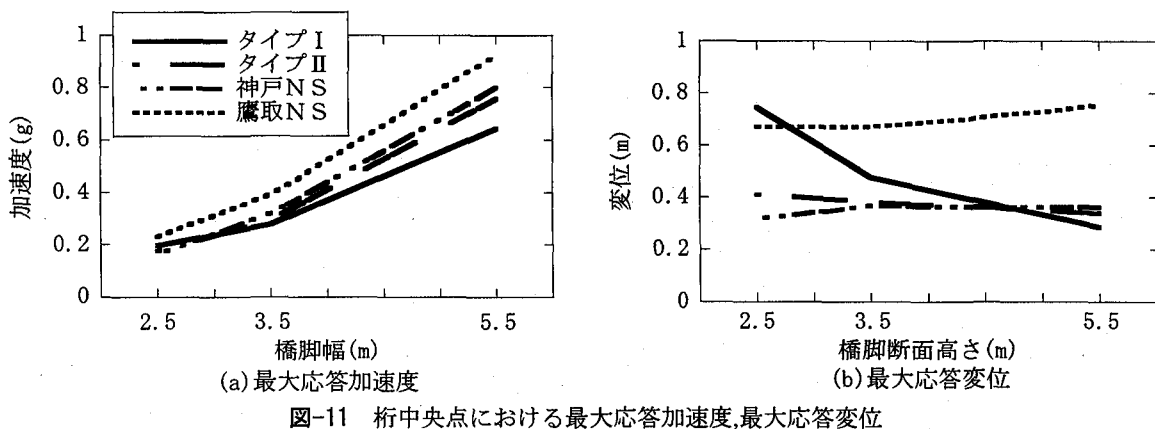


図-11 桁中央点における最大応答加速度,最大応答変位

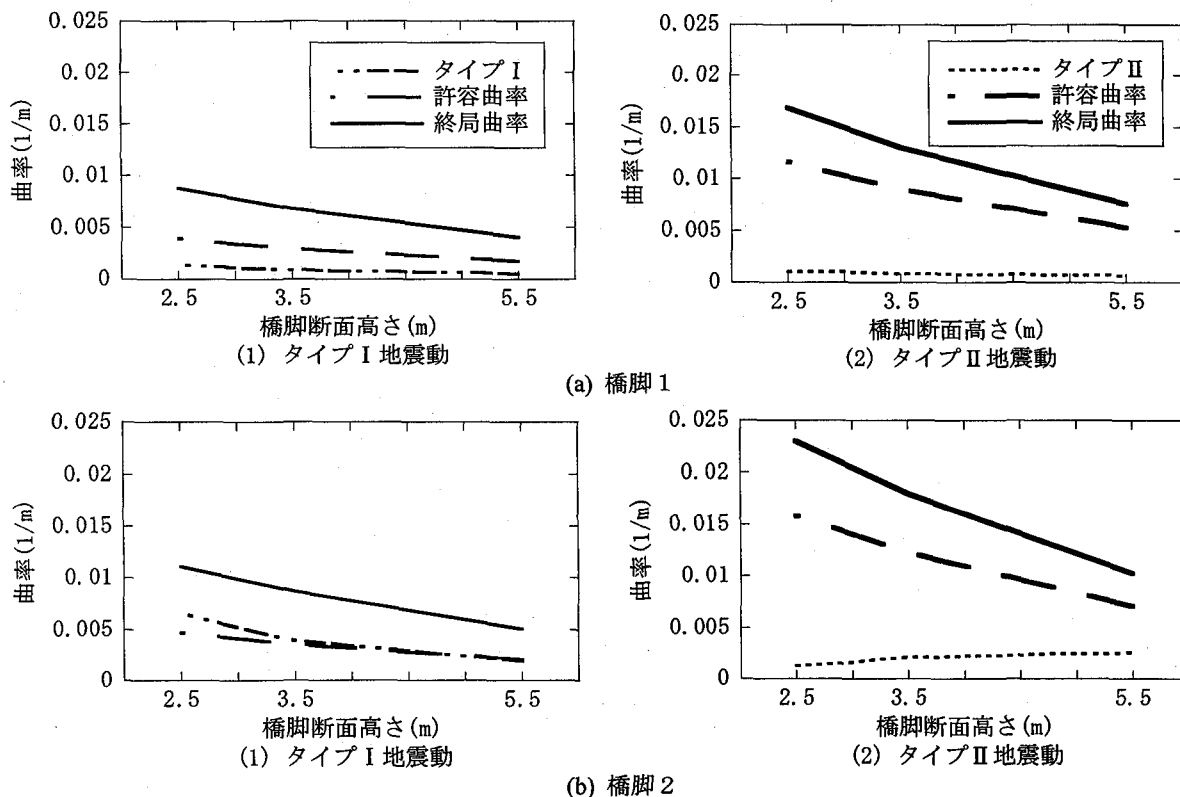


図-12 橋脚基部における最大応答曲率

9m×5.5m の橋脚で支持した場合には、橋脚 1 は線形、橋脚 2 はわずかに非線形に入っただけであるのに対して、9m×2.5m の橋脚で支持した場合には、橋脚 1 は線形であるが、橋脚 2 では最大応答曲率は $6.58 \times 10^{-3}/\text{m}$ となり、曲率じん性率は 4.5 程度となる。橋脚 2 における許容曲率は $4.68 \times 10^{-3}/\text{m}$ であり、応答値はこれを 41% 上回るが、終局曲率は $11.1 \times 10^{-3}/\text{m}$ であるため、これに対してはまだ余裕がある。

(2) 橋脚断面と地震応答特性の関係

以上は、タイプ I 標準地震動に対する応答であるが、桁中央での最大応答に着目して、これが入力地震動ごとにどのように変化するかを示すと、図-11 のようになる。最大応答加速度はいずれの入力地震動の場合にも橋脚幅が 5.5m から 3.5m、2.5m と小さくなるにつれて漸減する。こ

れは、図-8 に示したように橋脚幅が小さくなる程、基本固有周期が 1.2 秒から 3.5 秒へと長くなり、これに伴って入力加速度レベルが減少するためである。タイプ I 標準波形を入力した場合には、橋脚幅が 5.5m から 3.5m、2.5m と小さくなるにつれて最大応答変位は大きくなるが、その他の地震動を作用させた場合にはほとんど変化しない。これは、図-6 に示した変位応答スペクトル特性から説明することができる。変位応答波形からわかるように、ここには示していない幅 3.5m の橋脚で支持した場合を含めて、いずれの場合には桁には大きな残留変位は生じていない。

橋脚基部においてどの程度の曲率が生じるかをタイプ I およびタイプ II 標準波形を作用させた場合を例に示すと図-12 のようになる。これによれば、橋脚 2 にタイプ I 標準波形を作用させた場合を除けば、橋脚 1、橋脚 2 ともいずれの入力地震動を作用させた場合にも、応答曲率は

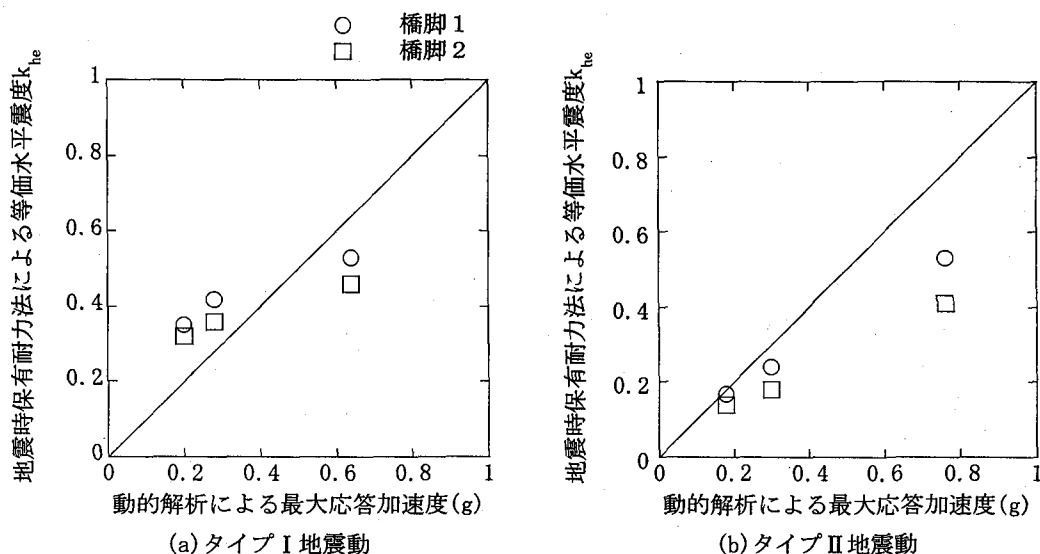


図-13 等価水平震度 k_{he} と非線形動的解析による最大応答加速度(桁中央点)の比較

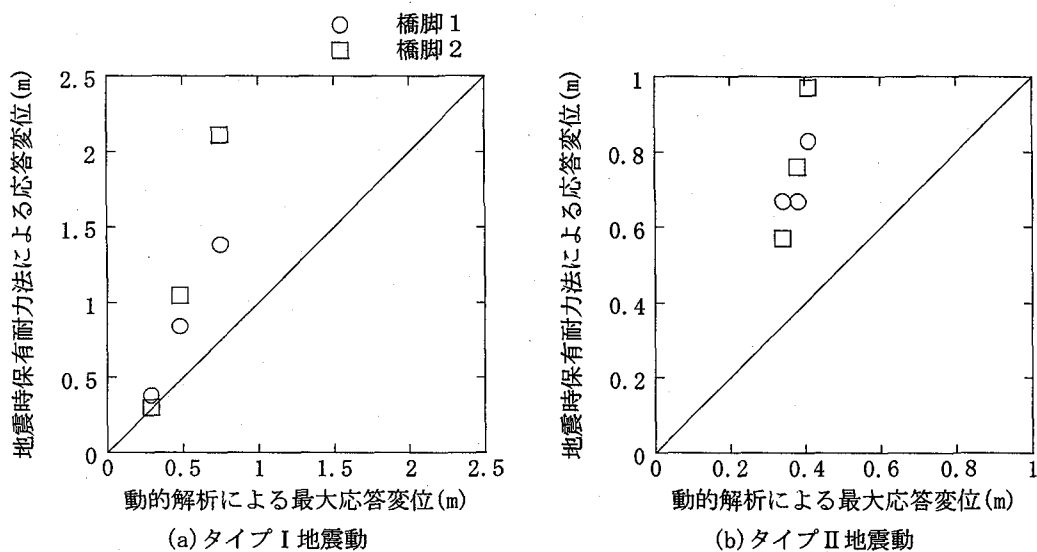


図-14 地震時保有耐力法と非線形動的解析による橋脚天端の最大応答変位の比較

許容曲率を下回っている。橋脚 2 にタイプ I 標準波形を作用させた場合には、橋脚幅が 3.5m と 2.5m の場合には、応答曲率は許容曲率を上回るが、終局曲率には達しない。

以上のように、地震時保有耐力法では耐震性がないと判定される $9\text{m} \times 3.5\text{m}$ 、 $9\text{m} \times 2.5\text{m}$ の橋脚でも、非線形動的解析を行うと耐震性に問題がないと判定される場合がある。ここに、非線形動的解析を行うメリットがある。

5. 地震時保有耐力法の適用性の評価

以上のように、地震時保有耐力法では耐震性が満足されない橋脚でも、動的解析では耐震性を満足するといった異なった結果を与える原因を考えてみよう。以下では、地震時保有耐力法の入力地震動と同じ地盤種別および地震動タイプの標準加速度応答スペクトルにフィッティングさせたタイプ I、タイプ II 標準波形を作用させた場合を対象に結果を示す。

図-13 は動的解析によって求めた桁（中央点）の最大加速度と式(3)による等価水平震度 k_{he} との関係を示した結果である。ただし、地震時保有耐力法では、式(5)、(6)のように k_{hc} の最小値を設けているが、これは設計上の配慮であるため、ここでは最小値を設けない場合の結果を示している。これによれば、全体として k_{he} は動的解析によって求めた桁の最大加速度と同じかやや小さい値を与えており、両者の一致度は決して悪くない。

一方、地震時保有耐力法では、橋脚天端（＝桁）における応答変位 u は以下のように求められる。

$$u = u_y \cdot \mu_R \quad (7)$$

ここで、 u_y は橋脚の降伏変位、 μ_R は橋脚の応答じん性率で次式で与えられる¹⁾。

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (8)$$

ここで、 P_a は橋脚の地震時保有耐力、 W は等価重量であ

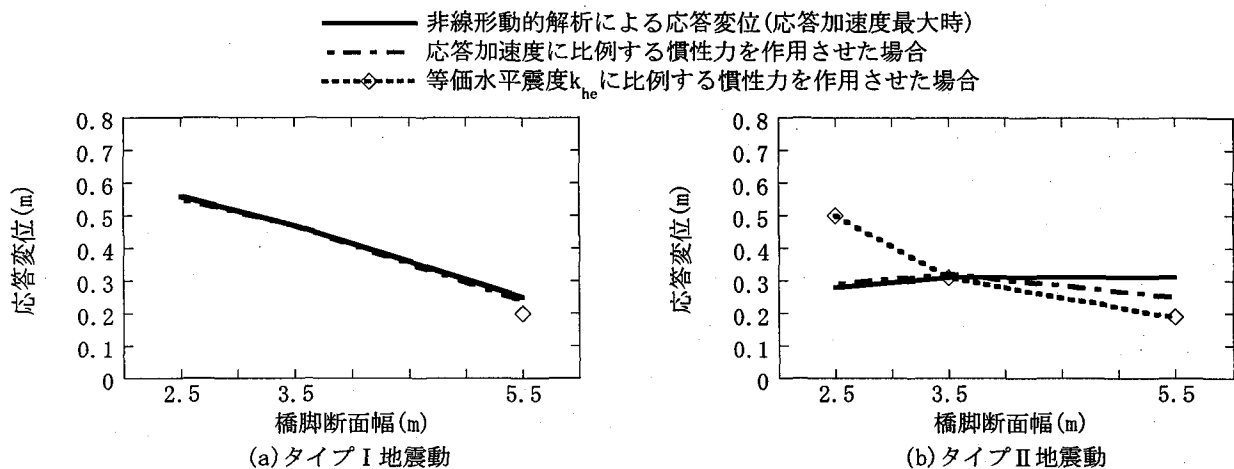


図-15 加速度分布による応答変位の違い

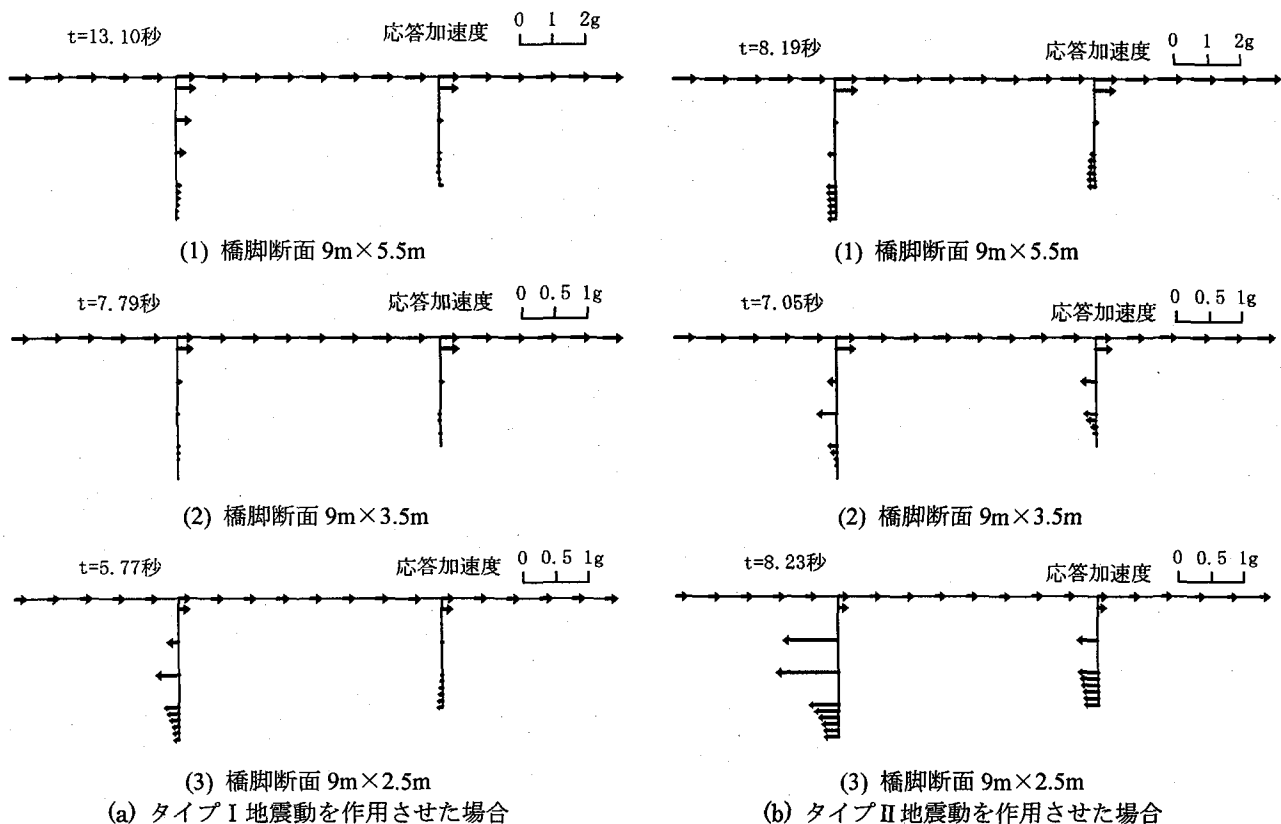


図-16 桁中央点で応答加速度が最大となる瞬間の加速度分布

る。式(8)は桁～橋脚系を1自由度系と見なしてエネルギー一定則に基づいて $k_{he}W$ に相当する慣性力が作用した場合の橋脚の応答じん性率を与えるものである。このように式(7)で求めた桁の変位と動的解析によって求めた桁の最大応答変位を比較した結果が、図-14である。これによれば、タイプ I、タイプ II 地震動のいずれを作用させた場合にも、式(7)で求められた桁の変位は動的解析によって求められる桁の最大応答変位の約2倍となっている。

このように、 k_{he} は動的解析によって求めた桁の最大応答加速度とほぼ同程度であるにもかかわらず、桁の応答変位については式(7)による値が、動的解析から求めた最大応

答変位よりも2倍程度大きくなる理由を明らかにするために、 k_{he} に相当する慣性力をプッシュオーバーアナリシスによって桁、橋脚に一樣に作用させた場合の桁中央点の変位が図-15である。プッシュオーバーアナリシスでは動的解析に用いたと同じモデルを用いている。また、図中には後述する動的解析によって求めた応答加速度に比例した慣性力をプッシュオーバーアナリシスによって作用させた場合の結果も示している。橋脚幅を3.5m、2.5mとし、タイプ I 地震動を作用させた場合には、橋脚1、橋脚2とも降伏するため、静的な応答変位は無限大となるが、その他の場合には桁中央点の変位を求めることができる。図

-15によれば、橋脚断面が9m×5.5m、9m×3.5mとある程度大きい場合には、 k_{he} に相当する慣性力をプッシュオーバーアナリシスによって静的に作用させて求めた桁の変位は、動的解析によって求めた桁の最大応答変位とほぼ同じであるが、橋脚断面が9m×2.5mと小さくなると、タイプII地震動を作用させた場合には前者の方が後者の1.8倍程度大きくなり、タイプI地震動を作用させた場合には、橋脚1、橋脚2ともに降伏するというように、動的解析とは異なった結果が求められる。

このようになる原因を検討するために、動的解析によって求めた桁の応答加速度が最大となる瞬間における加速度分布を求めた結果が図-16である。9m×5.5mの橋脚では、タイプII地震動を作用させた場合には橋脚の下部の一部で桁とは反対方向に加速度が生じているが、その他の箇所やタイプI地震動を作用させた場合には、全体として橋脚の加速度は桁の加速度と同じ向きとなっている。これに対して、橋脚断面が9m×3.5m、9m×2.5mと小さくなるにつれて、橋脚の加速度は桁の加速度とは反対方向に向くようになる。特に、タイプII地震動を作用させた9m×2.5mの橋脚で支持された場合には、桁の最大加速度は0.18gしかないのに対して、橋脚1の中間高さでは最大加速度は-1.0gに達している。

このような点を定量化するために、ここでは橋脚の慣性力比 η を次式のように定義する。

$$\eta = \frac{F_{P1} + F_{P2}}{F_D} \quad (9)$$

ここで、 F_{P1} 、 F_{P2} 、 F_D はそれぞれ橋脚1、橋脚2、桁の慣性力であり、次式により求められる。

$$F_{Pi} = \sum_i \int_0^{H_{Pi}} m_{Pi} \cdot a_{Pi} dx \quad (i=1,2) \quad (10)$$

$$F_D = \int_0^L m_D \cdot a_D dx \quad (11)$$

ここで、 m_{Pi} 、 a_{Pi} 、 H_{Pi} はそれぞれ橋脚 i ($i=1,2$)の質量、応答加速度、高さ、 m_D 、 a_D 、 L はそれぞれ桁の質量、応答加速度、橋長である。 a_{Pi} 、 a_D としては図-16に示した動的解析から求めた桁中央における応答加速度が最大となる瞬間の加速度を用いる。

式(9)による橋脚の慣性力比 η を求めると、表-4のようになる。これによれば、タイプI地震動を受ける場合には、9m×5.5m、9m×3.5mの橋脚では $\eta=0.56$ 、 $\eta=0.68$ であるのに対して、9m×2.5mの橋脚では $\eta=-0.47$ となる。 η が負となるのは桁と橋脚では慣性力の向きが異なることを表している。一方、タイプII標準地震動を作用させた場合には、9m×5.5mの橋脚では $\eta=0.01$ と極めて小さい。これは橋脚1と橋脚2では慣性力の向きが異なり、両者がほぼキャンセルするためである。また9m×3.5m、9m×2.5mで支持した場合には $\eta=-0.41$ 、 $\eta=-1.3$ となり、桁と橋脚では慣性力の向きが大きく異なることを表している。

以上の点から、断面の大きい9m×5.5mの橋脚で支持した場合には、基本振動モードが卓越するため、桁と橋脚に作用する慣性力はほぼ同じ向きであり、橋脚断面が9m×3.5m、9m×2.5mと小さくなるにつれて、高次振動モード

表-4 式(9)による慣性力比 η

地震動タイプ	タイプI地震動			タイプII地震動		
橋脚断面高さ	5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m
F_D (MN)	44.8	19.7	13.7	52.3	20.4	12.6
F_{P1} (MN)	17.4	10.6	-5.4	-2.3	-4.3	-12.7
F_{P2} (MN)	7.5	2.7	-1.0	2.7	-4.1	-3.7
η	0.56	0.68	-0.47	0.01	-0.41	-1.30

が卓越するようになり、桁の慣性力が橋脚の慣性力と異なる方向に作用する度合いが大きくなることがわかる。プッシュオーバーアナリシスでは k_{he} に相当する慣性力を上下部構造に様に静的に作用させたため、断面が9m×2.5mの橋脚で支持した場合には、前述したように、タイプI地震動では橋脚1、橋脚2とも降伏すると求められたり、タイプII地震動では桁の応答変位が動的解析によっても求めた値の約2倍の値を与えたと考えることができる。

このことを検証するために、図-16に示した応答加速度分布に比例して慣性力を静的に作用させた場合の桁の変位を求めた結果を前出の図-15に示してある。これは動的解析によって求めた値とほとんど同じである。

以上の点から、高橋脚で支持された橋では、地震動の卓越周期の範囲に存在する主要な高次振動モードをチェックし、図-7(b)に示したように、桁と橋脚のモード振幅が異なるような卓越高次振動モードが存在する場合には、地震時保有耐力法の適用性を慎重に検討することが求められる。地震時保有耐力法の適用性を広げるためには、高次振動モードの影響を加えた加速度応答分布をある程度の精度で推定する手法を開発する必要がある。しかし、これはなかなか面倒なことであり、そこまで解析するのであれば動的解析を直接使用の方が確実ではないかと考えられる。

6. 結論

高橋脚で支持された3径間連続橋を対象として、高次振動モードが地震時保有耐力法の適用性に与える影響を非線形動的解析との比較によって検討した。本解析結果から得られた結論は、以下の通りである。

(1) 地震時保有耐力法を満足しない橋脚でも、非線形動的解析を行うと許容曲率を満足する範囲に収まる場合がある。高橋脚で支持された橋では、この点に非線形動的解析を実施するメリットが存在する。

(2) 地震時保有耐力法で求められる等価水平震度 k_{he} と非線形動的解析によって求めた桁中央部の最大応答加速度はかなりよく一致する。

(3) 等価水平震度 k_{he} に相当する慣性力をプッシュオーバーアナリシスによって静的に作用させると、橋脚1、橋脚2とも降伏するというように非線形動的解析とは異なった結果が求められたり、計算される桁の変位は、非線形動的解析によって求めた桁の最大応答変位の約2倍と大きく異なる場合がある。

(4) 上記(3)のようになるのは、等価水平震度 k_{he} を上下部構造に様に作用させたためで、 k_{he} の分布形を見直すことにより精度が向上する。高橋脚で支持された橋では、上下部構造に様な慣性力を作用させるのではなく、実際の非線形応答加速度の分布をできるだけ近似して慣性力を作用させる必要がある。

謝辞：本解析に用いた橋梁の特性に関しては、建設技術研究所・技術第四部の大塚篤生氏の御指導を得ました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，1996
- 2) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系じん性率と全体系じん性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，619/I-47，pp. 131-144，1999
- 3) 川島一彦，永井政伸：免震橋の荷重低減係数に及ぼすじん性率の設定法の影響，土木学会論文集，No. 675/I-55，pp. 235-250，2001
- 4) Takeda, T. Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 357-364, 1970

(2001年9月14日受付)