

## 不等橋脚で支持された谷部横断型3径間連続橋に 対する地震時保有耐力法の適用性

山岸睦功<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>・庄司学<sup>3</sup>・後藤和満<sup>4</sup>

<sup>1</sup>学生会員 東京工業大学 大学院修士課程 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

<sup>2</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院土木工学専攻 (同上)

<sup>3</sup>正会員 工修 東京工業大学 大学院土木工学専攻 助手 (同上)

<sup>4</sup>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)

### 1. まえがき

平成8年道路橋示方書に規定されている地震時保有耐力法は、基本的に1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を切り出し、これをカンチレバー状の1次振動モードの変形を想定した体系として取りまとめられている。

しかし、橋梁形式によってはいろいろな振動モードが卓越するものがあり、上記の考え方がそのまま適用できない場合もあると考えられる。特に、高橋脚で、かつ、橋脚間の高さが異なる場合には高次振動モードが寄与する可能性が高い。

本研究では、高い不等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、これに対する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。

### 2. 解析対象橋ならびに解析モデル

#### (1) 解析対象橋

解析対象としたのは、図-1に示す橋長180mの谷部横断型の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、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。

基本固有周期は1.12秒であるため、設計水平震度 $k_{hc}$ はタイプ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×5.5mの断面が必要となる。軸方向鉄筋としてD51を3段配筋し、計540本使用する。この他にここでは図-2(b)(c)に示すように、断面9m×3.5mおよび9m×2.5mの橋脚を設計し、この橋脚で支持された場合の本橋の耐震性も検討することとする。ただし、これらの場合には橋全体系として固有周期を計算するのではなく、各橋脚がそれが支持する上部構造部分の重量を分担するとして、固有周期を橋脚1、橋脚2に対して独立に求めた。断面9m×3.5mの橋脚はD51を314本、断面9m×2.5mの橋脚はD51を284本使用し、それぞれ2段配筋となる。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。

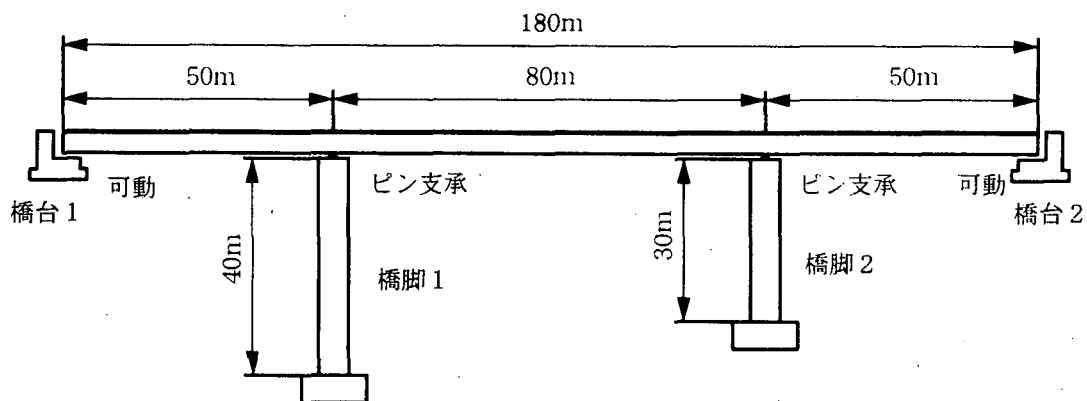


図-1 解析対象とするPC3径間連続橋

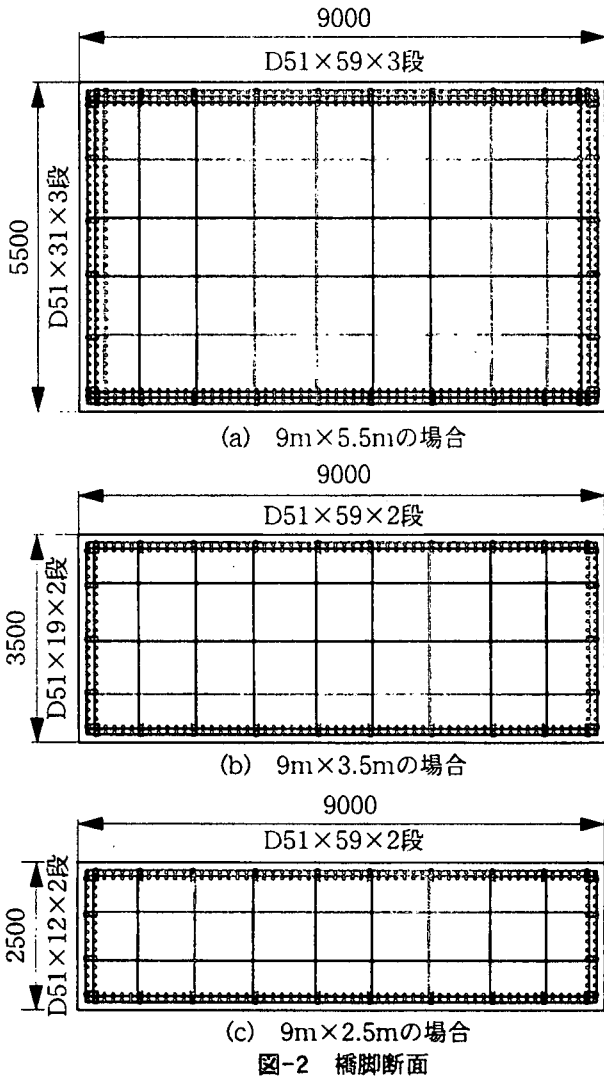


図-2 橋脚断面

## (2) 地震時保有耐力法による橋脚の耐震性の解析

表-1 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を示したものである。上述したように9m×5.5mの橋脚は地震時保有耐力法を満足するように断面設計されているが、9m×3.5m、9m×2.5mの橋脚は地震時保有耐力法の規定を満足していない。

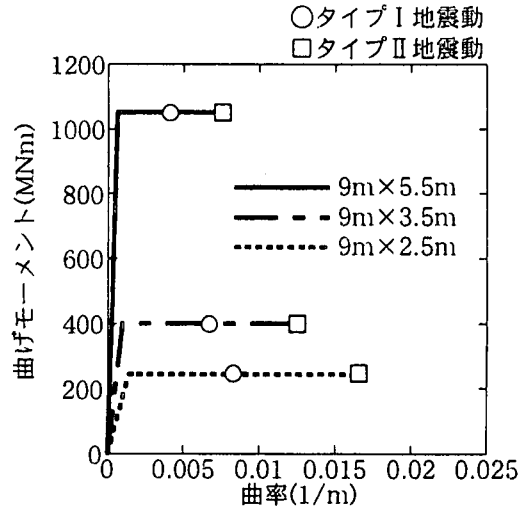
地震時保有耐力法ではあまり小さな地震力を用いないという観点から、設計水平震度 $k_{hc}$ および等価水平震度 $k_{he}$ に次のような下限値が設けられている。

$$k_{hc} > k_{hcmin} \quad (1)$$

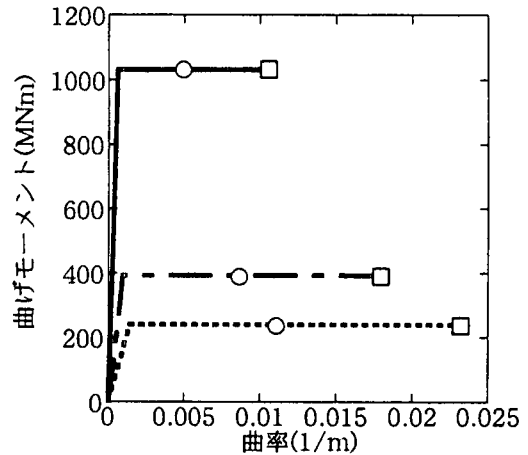
$$k_{he} > k_{hemin} \quad (2)$$

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である。

タイプI地震動に対する橋脚1を例にとると、9m×5.5mの橋脚では、設計水平震度 $k_{hc}$ は0.7であり式(1)の最小値規定には抵触しない。許容じん性率は $\mu_a = 1.37$ であり、等価水平震度 $k_{he} = 0.53$ となるため、式(2)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26.3MNはこれを上まわっており、慣性力に対して



(a) 橋脚1



(b) 橋脚2

図-3 橋脚基部における曲げモーメント-曲率関係

は安全と判定される。また、許容残留変位は0.4mとなり残留変位 $\delta_r$ 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、タイプII標準地震動に対する橋脚1を例にとると、9m×2.5mの橋脚では設計水平震度 $k_{hc}$ は0.27となり、式(1)の最小値規定から $k_{hc} = 0.6$ となる。許容じん性率 $\mu_a = 1.70$ であり、等価水平震度 $k_{he}$ は0.17となることから式(2)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となり、地震時保有耐力は6.1MNであることから、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ていない。

## (3) 解析モデル

動的解析では、上下部構造を離散型骨組構造モデルに置換した。橋脚はTakedaによる剛性劣化履歴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パイリニアモデルを用いた。桁は全段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。両橋台における可

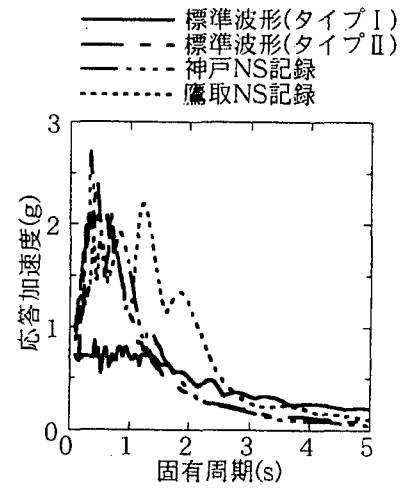
表-1 地震時保有耐力法に基づく橋脚の評価

(a) 橋脚 1

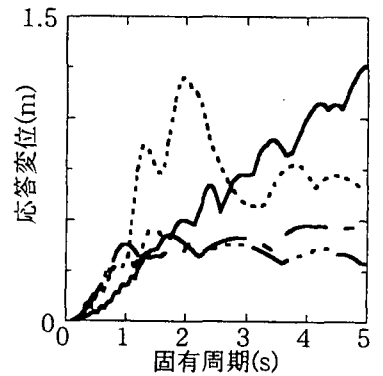
地震動タイプ	タイプ I 地震動			タイプ II 地震動			
	5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m	
橋脚断面高さ	5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m	
固有周期(s)	1.12	2.17	3.18	1.12	2.17	3.18	
設計水平震度 $k_{hc}$	0.70	0.52	0.41	1.07	0.60	0.60	
許容じん性率 $\mu_n$	1.37	1.27	1.17	2.53	2.12	1.70	
等価水平震度 $k_{hv}$	0.53	0.42	0.40	0.53	0.40	0.40	
等価重量 $W(MN)$	43.7	30.0	25.6	43.7	30.0	25.6	
慣性力に対する照査	慣性力 $k_{hv}W(MN)$	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			
	5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m	
橋脚断面高さ	5.5m	3.5m	2.5m	5.5m	3.5m	2.5m	
固有周期(s)	1.12	2.31	3.54	1.12	2.31	3.54	
設計水平震度 $k_{hc}$	0.70	0.50	0.38	1.07	0.60	0.60	
許容じん性率 $\mu_n$	1.64	1.47	1.29	3.79	3.08	2.29	
等価水平震度 $k_{hv}$	0.46	0.40	0.40	0.42	0.40	0.40	
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 $k_{hv}W(MN)$	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



(a) 応答加速度スペクトル



(b) 応答変位スペクトル

図-4 入力地震動の応答スペクトル

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-4は入力地震動の加速度応答スペクトルおよび変位応答スペクトルを示した結果である。タイプI-I種地盤の標準波形では、固有周期が少なくとも5秒までは固有周期の増大につれて変位応答スペクトルは増大し続ける。

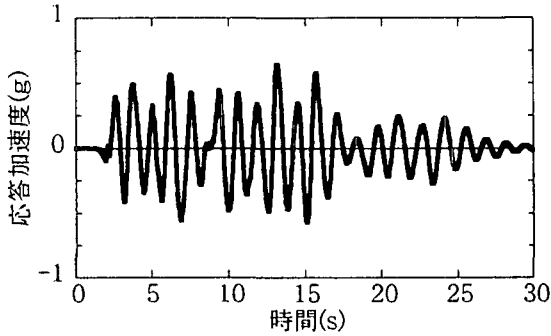
### 3. 橋脚断面が橋梁の耐震性に及ぼす影響

#### (1) タイプI地震動に対する主要点における地震応答特性

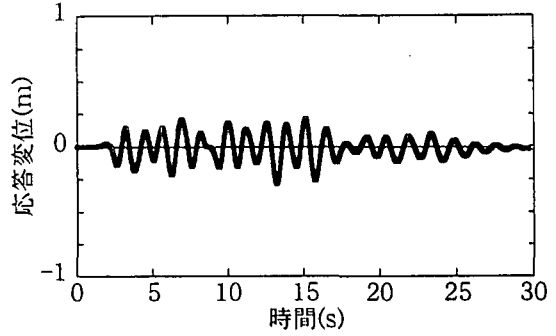
橋脚に対しては降伏剛性、桁に対しては全断面有効剛性を仮定した場合、基本固有周期は1.2秒(橋脚断面高さ5.5m)~3.5秒(橋脚断面高さ2.5m)となる。

タイプIの標準地震動を作用させた場合の桁中央点の応答加速度/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について示すと、それぞれ図-5、6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倍となっている。これは、図-4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。

9m×5.5mの橋脚の場合には、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の橋脚の場合には、橋脚1は線形であるが、橋脚2では曲率は $6.58 \times 10^{-3} / m$ と曲率じん性率で4.5程度非線形域に入っている。橋脚2における許容曲率は $4.68 \times 10^{-3} / m$ であり、応答値はこれを41%上回っているが、終局曲率は $11.1 \times 10^{-3} / m$ で

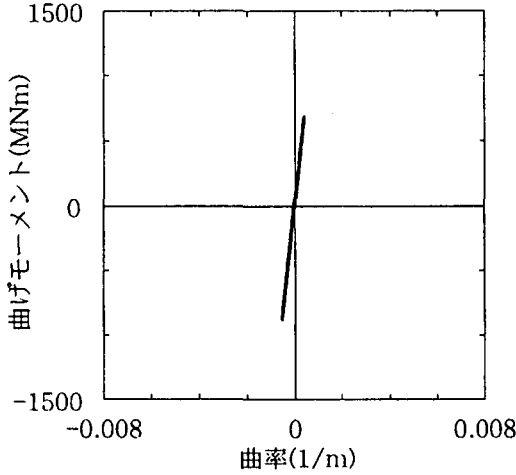


(a) 応答加速度

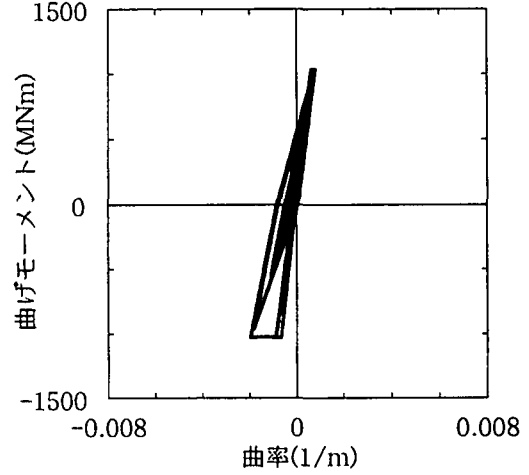


(b) 応答変位

(1) 桁中央点の応答



(a) 橋脚 1



(b) 橋脚 2

(2) 橋脚基部における曲げモーメント-曲率関係

図-5 9m×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)

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、以下では最大応答に着目して、入力地震動ごとに、桁中央点においてどのように応答が変化するかを示すと、図-7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の断面高さが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、前述したように断面高さが小さくなる程、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。一方、最大応答変位はタイプII標準波形、神戸海洋気象台記録、鷹取駅記録の場合にはいずれも橋脚の断面高さが5.5mから3.5m、2.5mと小さくなってもほとんど変化しないのに対して、タイプI標準波形を入力した場合にはこれとは反対の傾向となる。これは、上述したようにタイプI標準波形では固有周期5秒まで固有周期に応じて応答変位スペクトルが増大するのに対して、神戸海洋気象台記録や鷹取駅記録ではタイプII標準波形と同様に固有周期2秒以上においては変位応答スペクトルレベルは増大しないためである。

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-8のようになる。タイプI標準波形を作用させた場合には、橋脚1、橋脚2ともに橋脚断面高さが5.5mから2.5mに減少するにつれて、応答曲率は増加するのに対して、タイプII標準波形を作用させた場合にはこれとは反対の特性を示す。これは前述したタイプI標準波形とタイプII標準波形の周期特性によるものである。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ともにいずれの入力地震動を作用させた場合にも、応答曲率は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、橋脚断面高さを3.5mおよび2.5mとした場合に、応答曲率は許容曲率を上回るが、終局曲率には達していない。なお、ここには示さないが、当然、基部よりも上の橋脚断面では、応答曲率は図-8に示した値よりも小さい。

4. 地震時保有耐力法の評価

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。

入力地震動の加速度応答スペクトルレベルには固

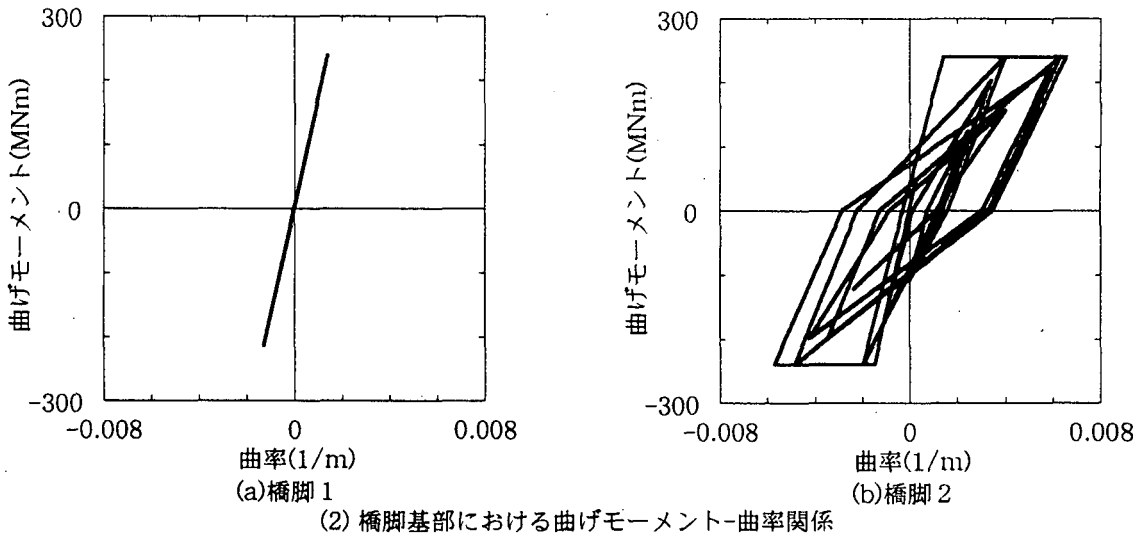
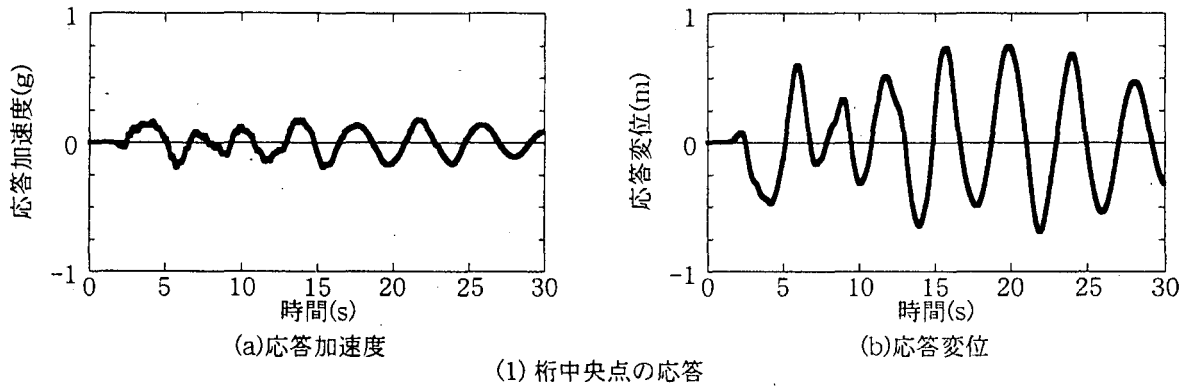
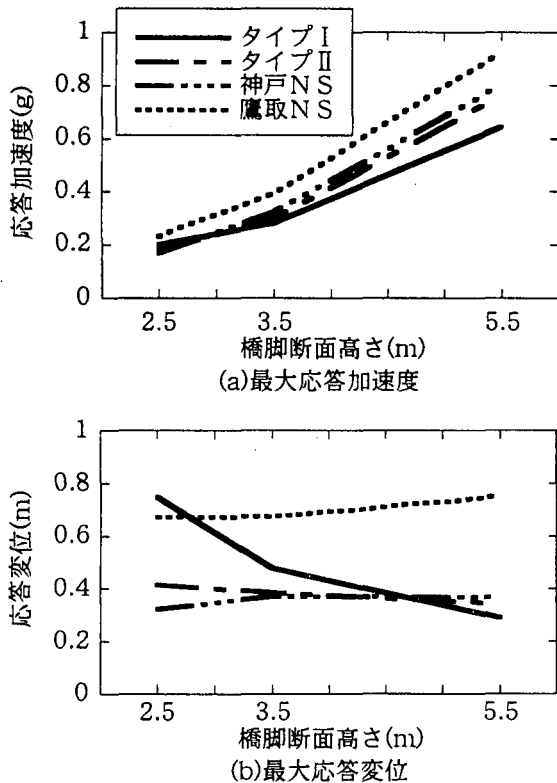


図-6 9m×2.5mの橋脚で支持した場合の地震応答 (タイプI地震動を作用させた場合)



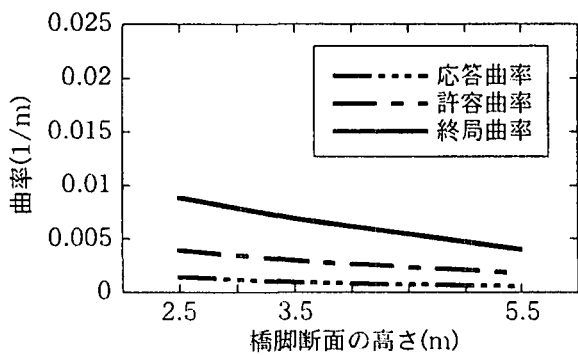
有周期依存性があるため、これと地震時保有耐力法による結果を比較する際には、両者のスペクトル特性の違いを考慮する必要がある。しかし、標準加速度応答スペクトルにフィッティングさせた標準波形を用いた場合はこうした違いは記録されたままの地震動を入力する場合よりも小さいはずである。このため、ここではタイプIとタイプIIの標準波形を作用させた場合を対象に結果を示すこととする。

図-9は動的解析によって求めた桁(中央点)の最大加速度と地震時保有耐力法の計算に用いた等価水平震度 $k_{he}$ との関係を示した結果である。ただし、表-1に示したように、地震時保有耐力法による耐震計算では、式(1),(2)による震度の最小値規定を設けているが、これは地震時応答とは別の設計上の配慮であるため、ここでは最小値規定を設けない場合の結果を示している。これによれば、全体として等価水平震度 $k_{he}$ 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めの値を与えており、両者の一致度はかなり良い。

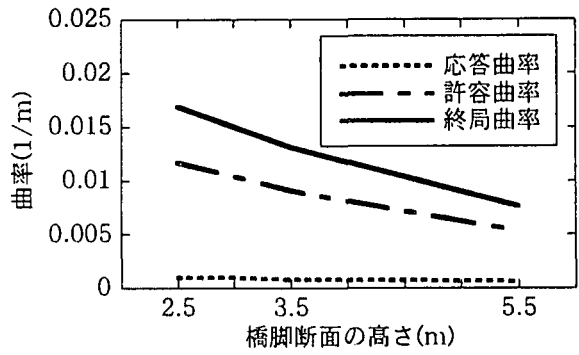
一方、地震時保有耐力法では、橋脚天端における応答変位 $u$ は以下のように求められる。

$$u = u_y \cdot \mu_R \quad (3)$$

ここで、 $u_y$ は橋脚の降伏変位、 $\mu_R$ は橋脚の応答じん性率で次式で与えられる。<sup>1)</sup>

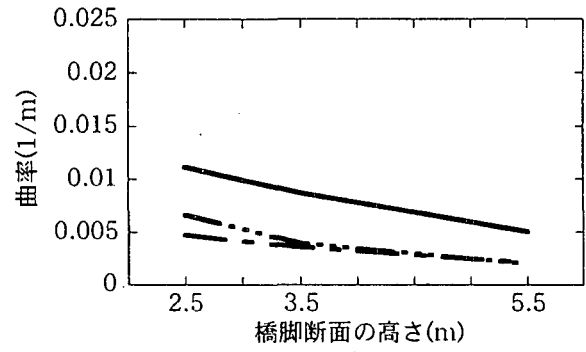


(a) タイプ I 地震動

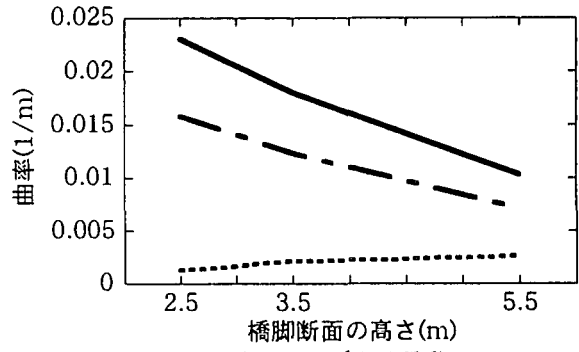


(b) タイプ II 地震動

(1) 橋脚 1



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

(2) 橋脚 2

図-8 橋脚基部における最大応答曲率

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{k_{hc}W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4)$$

ここで、 $P_a$ は橋脚の地震時保有耐力、 $W$ は等価重量である。式(4)はエネルギー一定則に基づいて  $k_{hc}W$  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(3)で求めた橋脚天端の変位と動的解析によって求めた最大応答変位を比較した結果が、図-10 である。これによれば、タイプ I、タイプ II 地震動いずれの場合にも、式(3)により求められた橋脚天端の変位は動的解析によって求められる橋脚天端の最大応答変位の約 2 倍となっている。

上述したように、等価水平震度  $k_{hc}$  は動的解析によって求めた桁の最大応答加速度と同程度かやや小さめであったにもかかわらず、応答変位については式(3)による橋脚天端の変位が、動的解析から求めた最大応答変位よりも大きくなる理由を明らかにするために、等価水平震度  $k_{hc}$  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作用させた場合の桁中央点の変位が図-11 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モデル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静的に作用させた場合の結果も示している。図-11 によれば、 $9m \times 5.5m$ 、 $9m \times 3.5m$  の場合には、等価水平震度  $k_{hc}$  に相当する慣性力を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、 $9m \times 2.5m$  の場合には、前者の方が後者の 2 倍 (タイプ I 地震動) ~ 1.8 倍 (タイプ II 地震動) 程度の値を与える。

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-12 である。 $9m \times 5.5m$  の場合には、タイプ II 地震動を作用させた場合の橋脚基部を除けば、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が、橋脚が  $9m \times 3.5m$ 、 $9m \times 2.5m$  となるにつれて、橋脚の加速度が桁の加速度とは異なる方向に作用する度合いが大きくなる。特に、タイプ II 地震動を作用させた  $9m \times 2.5m$  の場合には、桁の最大加速度は  $0.18g$  であるのに対して、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  $\eta$  を次式のように定義する。

$$\eta = \frac{F_{P1} + F_{P2}}{F_D} \quad (5)$$

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。

$$F_{Pi} = \sum_{j=1}^{n_i} m_{Pij} \cdot a_{Pij} \quad (6)$$

$$F_D = \sum_{k=1}^m m_{Dk} \cdot a_{Dk} \quad (7)$$

ここで、 $m_{Pij}$ 、 $a_{Pij}$  はそれぞれ橋脚  $i$  ( $i=1,2$ ) の  $j$  点

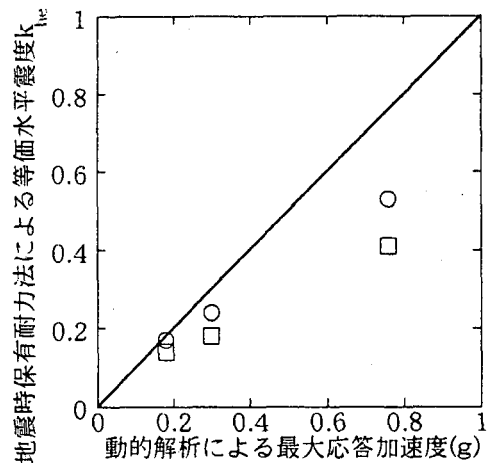
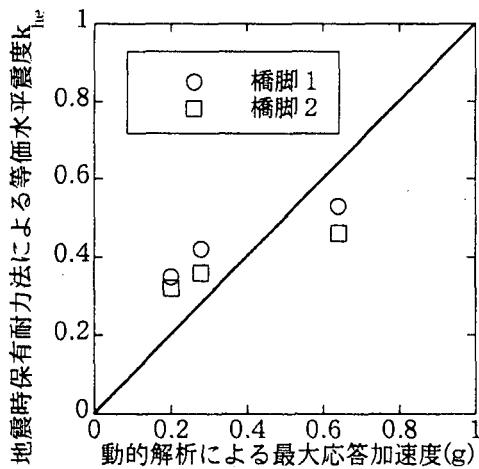


図-9 等価水平震度 $k_{he}$ と非線形動的解析による最大応答加速度(桁中央点)の比較(震度の下限値を設けない場合)

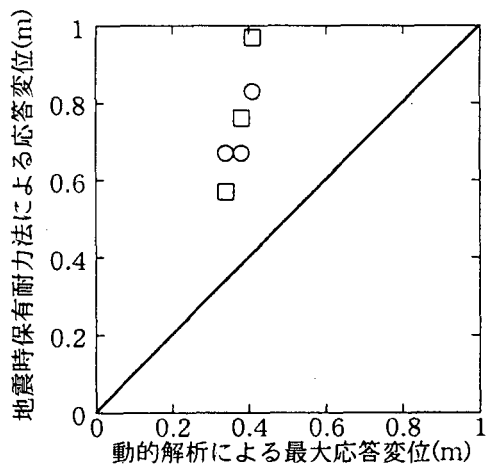
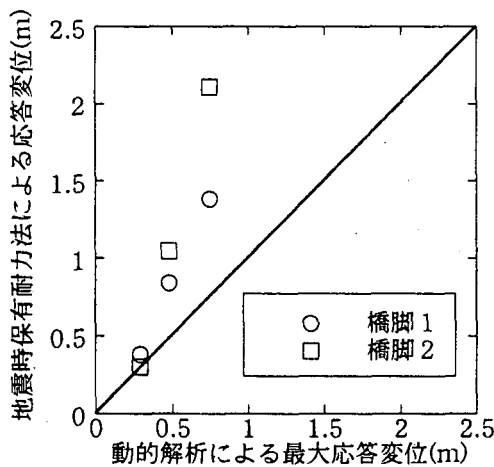


図-10 地震時保有耐力法と非線形動的解析による橋脚天端の最大応答変位の比較(震度の下限値を設けない場合)

- 非線形動的解析による応答変位(応答加速度が最大となる瞬間)
- - - 応答加速度に比例する慣性力を作用させた場合
- ..... 等価水平震度 $k_{he}$ に相当する慣性力を一様に作用させた場合

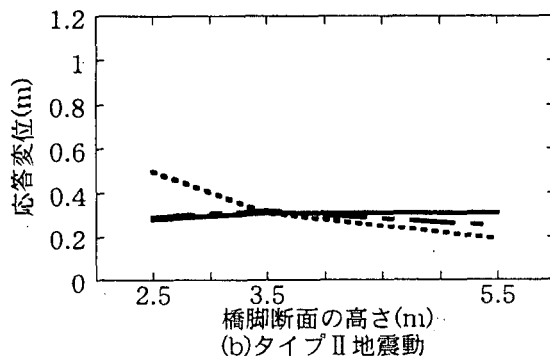
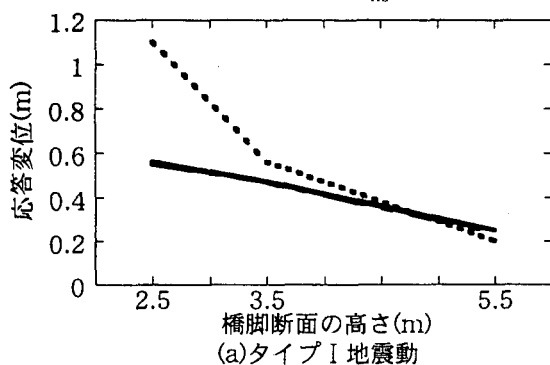
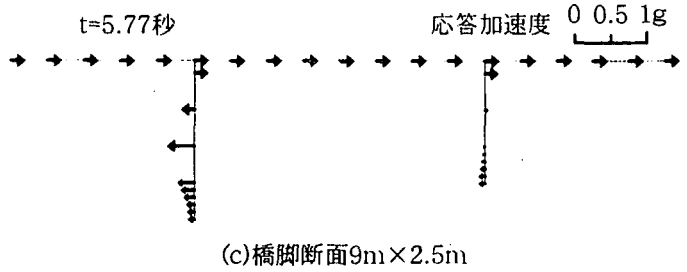
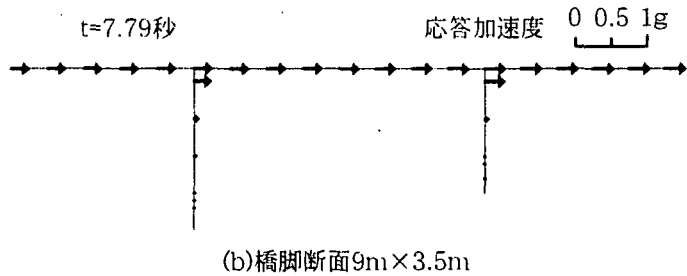
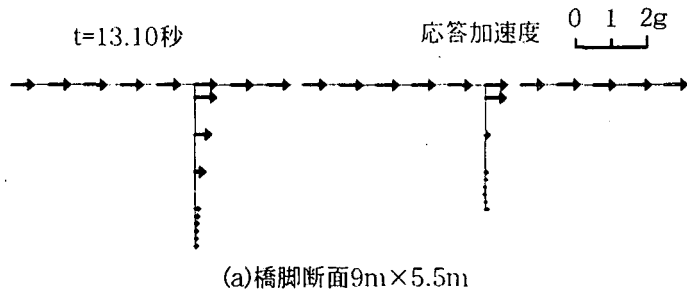


図-11 加速度分布による応答変位の違い

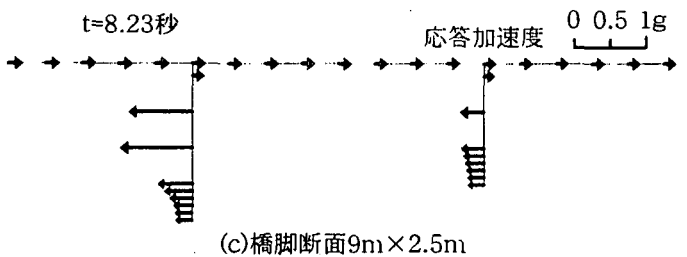
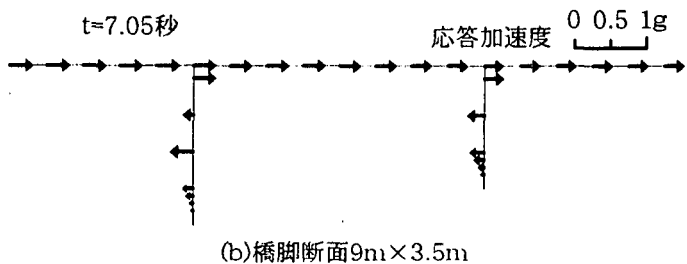
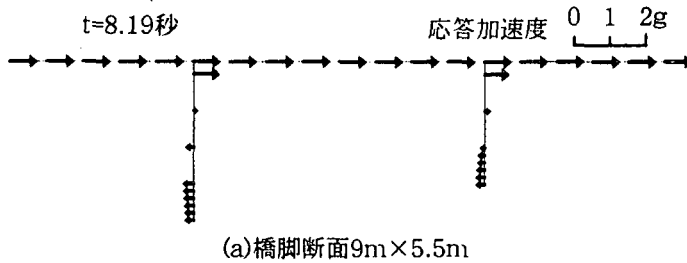
( $j=1 \dots n_i$ )における質量および加速度,  $m_{Dk}$ ,  $a_{Dk}$ はそれぞれ桁の $k$ 点( $k=1 \dots m$ )における質量および加速度である。ここで,  $a_{Pij}$ ,  $a_{Dk}$ は図-12に示した動的解析から求めた応答加速度である。

式(5)による橋脚の慣性力比 $\eta$ を求めると, 表-2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,  $9m \times 5.5m$ ,  $9m \times 3.5m$ の橋脚では $\eta=0.56$ ,  $\eta=0.68$ であるのに対して,  $9m \times 2.5m$ の

橋脚では $\eta=-0.47$ となる。 $\eta$ が負となるのは前述したように桁と橋脚では慣性力の向きが異なるためである。一方, タイプII標準地震動を作用させた場合には,  $9m \times 5.5m$ 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されるためである。また  $9m \times 3.5m$ ,  $9m \times 2.5m$ の場合には $\eta=-0.41$ ,  $\eta=-1.30$ と負となるが, これは上述したように桁と



(1) タイプⅠ地震動を作用させた場合



(2) タイプⅡ地震動を作用させた場合

図-12 桁中央点における応答加速度最大時の加速度分布

表-2 式(5)による慣性力比  $\eta$

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
$F_{D_1}$ (MN)	44.8	19.7	13.7	52.3	20.4	12.6
$F_{P_1}$ (MN)	17.4	10.6	-5.4	-2.3	-4.3	-12.7
$F_{P_2}$ (MN)	7.5	2.7	-1.0	2.7	-4.1	-3.7
$\eta$	0.56	0.68	-0.47	0.01	-0.41	-1.30

橋脚では慣性力の向きが異なるためである。

## 5. 結論

いろいろな振動モードが卓越する橋梁に対して、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。本解析結果から得られた結論は、以下の通りである。

(1) 橋脚断面 9m×5.5m の場合には、橋脚剛性が大きいので、2基の橋脚がいずれも同一方向に変形するのに対して、9m×3.5m、9m×2.5m の橋脚では、橋脚剛性が低いので2基の橋脚が独立に変形する振動モードとなる。

(2) 地震時保有耐力法を満足しない橋脚でも、タイプⅠ標準地震動を作用させた場合には許容曲率をわずかに上回る程度で、終局曲率には達しない。ここに非線形動的解析を実施するメリットが存在する。

(3) 震度の下限値規定を設けない場合の地震時保有耐力法で決められる等価水平震度と非線形動的解析によって求めた桁の最大応答加速度の一致度はかなり良い。

(4) 非線形動的解析によって求められる最大応答変位の分布は、この瞬間の加速度分布に各節点の質量を乗じた慣性力を静的に作用させることによってほぼ正確に求められる。

(5) 等価水平震度  $k_{he}$  に相当する慣性力を作用させて地震時保有耐力法で計算される応答変位は、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倍となる。これは等価水平震度の分布が上記(4)の実際の応答加速度と一致しないためで、 $k_{he}$  の分布形を見直すことにより精度向上が期待できる。

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