

不等かつ高橋脚を有する免震橋の耐震性に関する一考察

○謝 旭¹・山下幹夫²・石橋 悟³・国分修一⁴

¹正会員 博士（学術） 開発コンサルタント(株)（〒170-0005 東京都豊島区南大塚3-20-6）
²正会員 開発コンサルタント(株)（同 上）
³ 開発コンサルタント(株)（同 上）
⁴正会員 工博 開発コンサルタント(株)（同 上）

1. はじめに

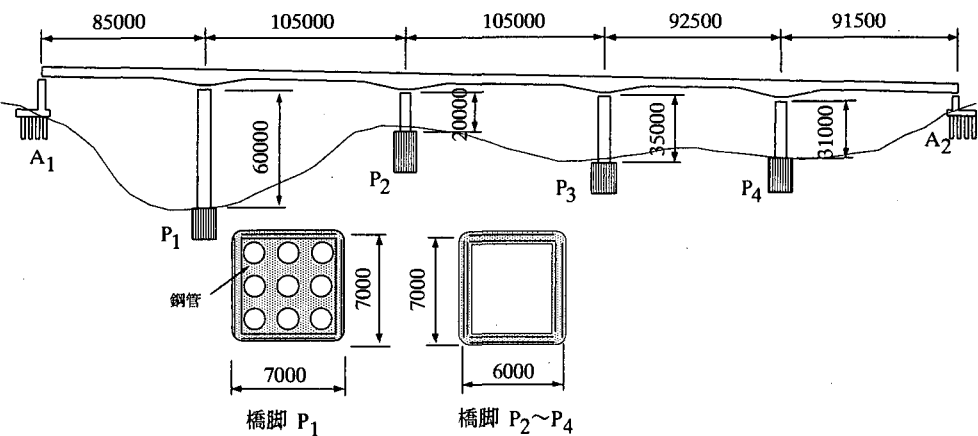
阪神大地震以降、橋梁上部構造の地震力低減を図るために、高橋脚を有する道路橋でも免震設計が積極的に採用されている¹⁾。

免震設計の基本的な考え方は、構造系の長周期化と支承の減衰効果により上部構造の地震力を低減するものである。免震支承による地震力低減効果を確保するには、支承の剛性を下部構造の剛性に比べて小さく設定し、各支承の変位発生タイミングを一致させることが重要であると指摘されている²⁾。この場合、支承間での変形に位相差は少なく、各下部構造への水平地震力分担率は免震支承の剛性比例で予測でき、橋梁の耐震性要求を容易に満足することができる。また、橋梁の水平変形が支承に集中するため、地震時の運動エネルギーは支承に吸収され、上部構造の水平地震力がその減衰効果により低減され

る。

しかし、高橋脚橋梁は橋脚剛性が低く、一般的な免震支承を用いると過度な長周期化を誘発し、大きな変位応答をもたらすため、支承剛性を相対的に高く設定せざるを得ない。加えて、不等かつ高橋脚橋梁では、各橋脚の剛性差が大きく、高橋脚躯体の高次振動モードの影響も受けることから、各支承の変形が一致せずに、上部構造の水平地震力分散や地震力低減などの効果を期待できないことが懸念される。

本文は、不等高かつ高橋脚を有する免震橋の耐震性を検討することを目的とし、図一1に示す橋脚高さが変化する5径間連続高架橋を例にし、免震橋として設計する際の橋梁地震応答、各橋脚への水平地震力分担、部材の運動エネルギー吸収および水平地震力低減について非線形動的解析により免震効果確認の検討を行ったものである。



図一1 橋梁の側面図と橋脚の断面図

2. 解析モデル及び入力地震動

(1) 解析モデル

解析に用いた橋梁の側面図および橋脚断面を図-1に示す。橋梁の支間割は図に示すような85m+105m+105m+92m+92mであり、橋脚の高さは20m～60mに変化する。P1橋脚は施工性やじん性からSRC鋼管複合構造とし、他の橋脚は中空のRC構造とした。橋脚の諸元は現行の耐震設計基準³⁾を満足するように設計し、等価設計震度は平成8年改定の道路橋示方書V(耐震編)に定めている最小値の0.4とした。

図-2は基礎を含む各橋脚単体の水平力-変位曲線(P-δ曲線)である。図に示すように、下部構造の橋軸方向における降伏剛性比は1(P1):8.8(P2):2.1(P3):3.4(P4)となっており、高さ20mのP2橋脚の降伏剛性は60mのP1橋脚の約9倍であることがわかる。

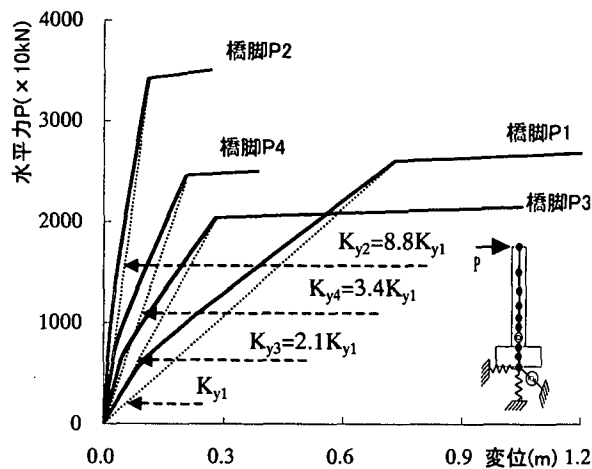


図-2 橋脚単体の水平力-変位曲線

次に、橋脚あるいは橋台と上部構造間に設ける高減衰積層ゴム免震支承(HDR)は、設置スペース、橋脚や等の要求性能を満足するように定められ、その設計諸元は表-1に示すとおりとする。

高橋脚免震橋では、桁端部の必要な遊間距離を短くするために、免震支承の水平剛性を高く設計する手法も考えられる。支承の設計条件は解析のパラメータでもあって、本文では、表-2と表-3に示すように免震支承の水平剛性を大きくしたケースも検討の対象とした。表-2は地震時に発生する最大せん断ひずみが250%以下となるように積層ゴム厚さ Σt_c を薄くし、せん断係数Gを高めたものである。表-3の諸元はさらにP2の免震支承基数を2倍とし、剛性が最も高いP2橋脚を降伏させる場合の橋

梁耐震性を検討するための設計条件である。ただし、現実の設計では、支承の回転変形や設置スペースなどの制約条件を考慮すると、表-2と表-3の支承条件を設計することは困難である。

以下、表-1～表-3の設計条件をそれぞれケースA、ケースBおよびケースCと略称する。

表-1 免震支承(HDR)の諸元(ケースA)

下部構	A1,A2	P1	P2	P3	P4
A(cm ²)	27125	23625	25650	22950	22950
Σt_c (cm)	32.4	10.8	28.8	34.2	30.4
G(N/mm ²)	1	1.2	1.2	1	1
基数	2	4	4	4	4

表-2 免震支承の諸元(ケースB)

下部構	A1,A2	P1	P2	P3	P4
A(cm ²)	27125	23625	25650	25650	25650
Σt_c (cm)	25.2	10.8	21.6	12.8	16.0
G(N/mm ²)	1	1.2	1.2	1.2	1.2
基数	2	4	4	4	4

表-3 免震支承の諸元(ケースC)

下部構	A1,A2	P1	P2	P3	P4
A(cm ²)	27125	23625	25650	25650	25650
Σt_c (cm)	25.2	10.8	21.6	12.8	160
G(N/mm ²)	1	1.2	1.2	1.2	1.2
基数	2	4	8	4	4

図-3に動的非線形解析により収束した有効変位 u_{Bc} に対応する支承の等価剛性 K_B と橋脚降伏剛性 K_y の相対剛性比を示す。図より、高橋脚(P1)の場合、支承等価剛性 K_B が降伏剛性 K_y の約3倍となっており、従来の免震橋と大きく異なっていることが確認できる。

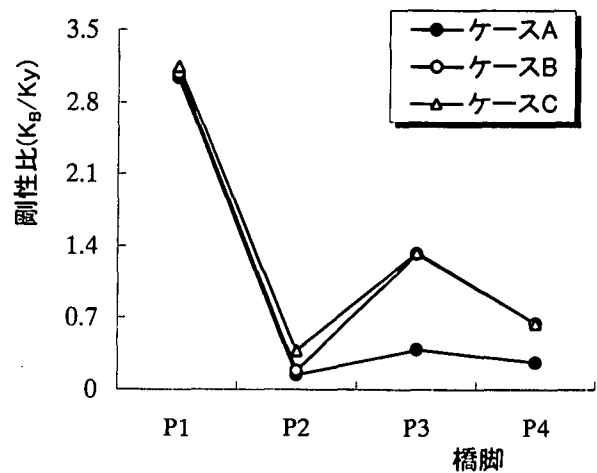


図-3 支承と橋脚の相対剛性比

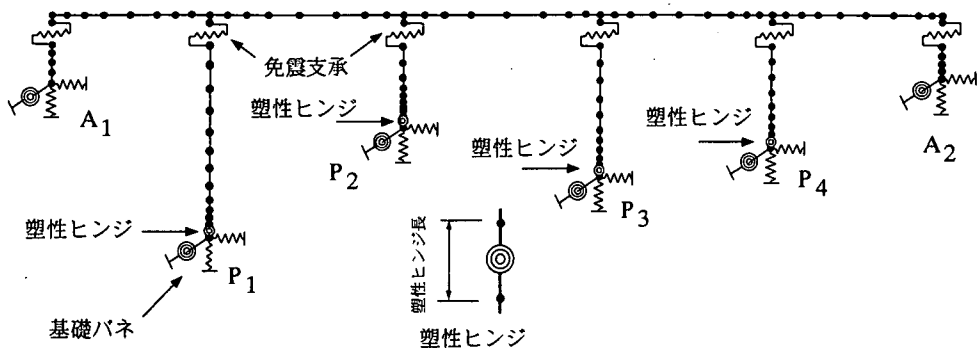


図-4 解析モデル

図-4に解析に用いた計算モデル図を示す。塑性化しない上部構造および橋梁両側の橋台を弾性部材としてモデル化し、橋脚躯体を非線形部材とした。橋脚の基部に塑性ヒンジを設け、橋脚躯体と塑性ヒンジの曲げモーメント M と曲率 ϕ （または回転角 θ ）の骨格曲線は剛性低下型トリリニアモデル(武田型)とした。

免震支承はバイリニア非線形部材とし、その一次剛性、二次剛性及び降伏変位は地震時の有効変位から算出した。また、この有効変位は計算前後の誤差が10%以下となるように収束計算で決定している。

各部材の減衰定数は道路橋示方書(耐震編)³⁾に準じ、それぞれの中間値を適用し、固有値解析の際には、非線形部材の剛性は等価剛性または降伏剛性で評価した。

(2) 入力地震動

タイプⅡの入力地震動による橋梁の地震応答がタイプⅠによるものよりやや大きいことから、本文では図-5に示すⅡ種地盤に適用するタイプⅡの標準地震波を入力地震動とした。図-6に、構造系の減衰を近似的に15%とした場合の加速度と変位応答スペクトルを示す。

図に示すように、加速度応答は固有周期が1.3sec前後から顕著に低下するのに対して、変位応答は緩やかに増加する。また、応答変位に着目すれば、固有周期が2.0secを超える範囲では第3波の応答が最も大きいことがわかる。

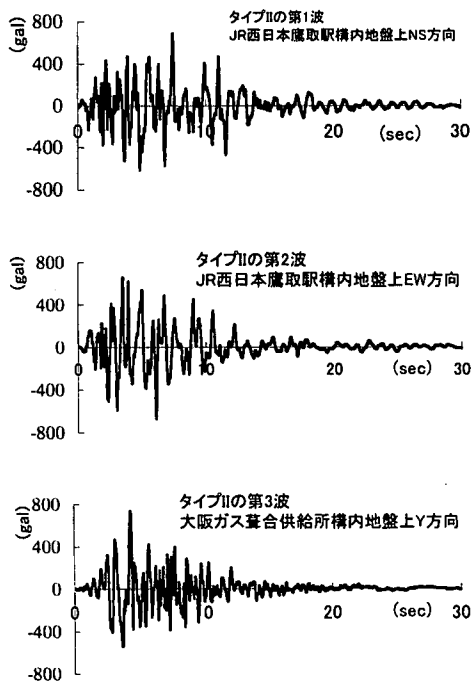
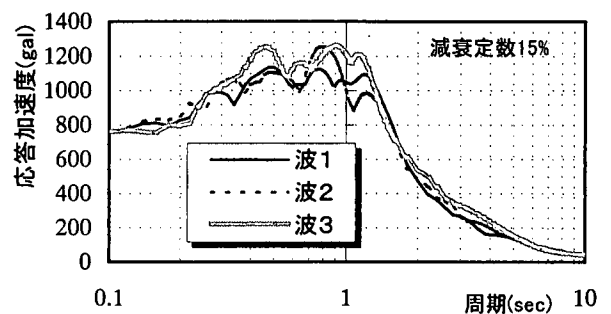
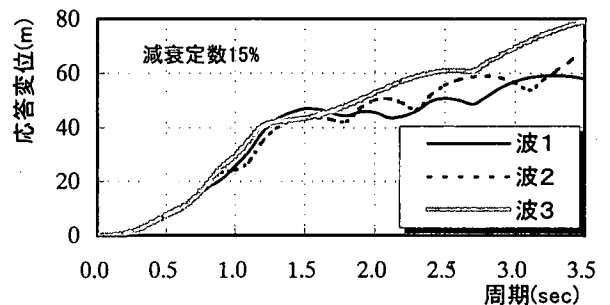


図-5 入力地震動の波形



(a) 応答加速度スペクトル



(b) 応答変位スペクトル

図-6 地震波の加速度と変位応答スペクトル

3. 解析結果及び考察

非線形動的解析は Newmark の β 法を用いて行った。Newmark β 法の β 値は $1/4$ とし、時間刻みは 0.002sec とした。レイリー減衰 ($[C]=\alpha[M]+\beta[K]$) の係数 α と β は固有値解析から得た両卓越モードのひずみエネルギー比例減衰より算出した。

以下、橋脚および支承の地震応答から不等かつ高橋脚を有する免震橋の耐震安全性を考察し、その適用性を検討する。但し、橋軸直角方向においては耐震安全性を確認したが、ここではその考察は省略する。

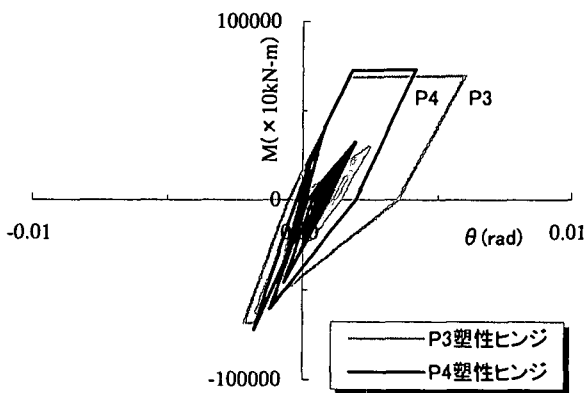
(1) 橋脚と支承の地震応答

非線形動的解析結果より、ケース A の場合、主桁の応答最大変位は 591mm に至るものの、橋軸方向と橋軸直角方向とも橋脚に降伏は発生しなかった。また、免震支承の最大せん断ひずみは約 180% に達しているが、許容値の 250% に対して若干の余裕がある。これに対し、ケース B とケース C の場合、固

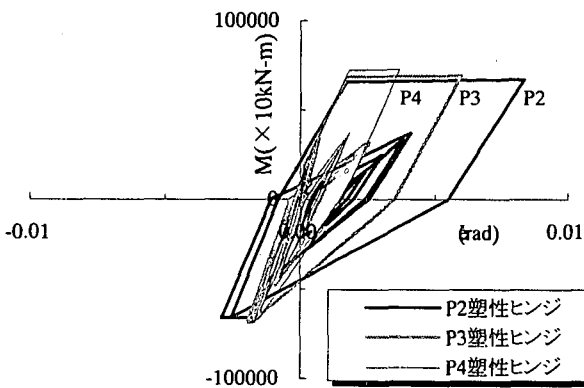
有周期はそれぞれ 2.19sec と 2.02sec と、ケース A の 2.60sec より小さいものの、主桁の最大変形は依存として 590mm と 583mm となっている。これは、図-6 に示したように、II 種地盤で固有周期が 1.3sec を超える場合、応答変位が周期にそれほど依存しないためである。しかし、地震力は周期が短くなるにつれて急増し、増加した地震力は図-7 に示すように橋脚基部を塑性化させて、桁の変位応答を誘発している。

支承の地震応答について、A1 橋台の応答値を基準とし、最も高い P1 橋脚と最も低い P2 橋脚の支承水平変形を抽出し、橋脚高さの影響を考察する。図-8 に応答の卓越する時間域 ($4.0 \sim 8.0\text{sec}$) の支承水平変形履歴を示す。第 1 波～第 3 波とも同様な履歴特性を示したため、ここでは応答が最も大きい入力波 3 を検討の対象とした。

結果より、P2 橋脚は弾性範囲 (ケース A とケース B) ではもちろん、降伏 (ケース C) してもその支承の変形応答履歴は A1 橋台の支承とよく一致し、位相差が殆どみられなかった。これに対して、P1 橋脚の支承はいずれのケースも A1 橋台と一致していない時間域がみられ、橋脚の高次振動モードの影響を受けていることが確認できた。



(a) ケース B (第 3 波入力)



(b) ケース C (第 3 波入力)

図-7 降伏した塑性ヒンジの履歴曲線

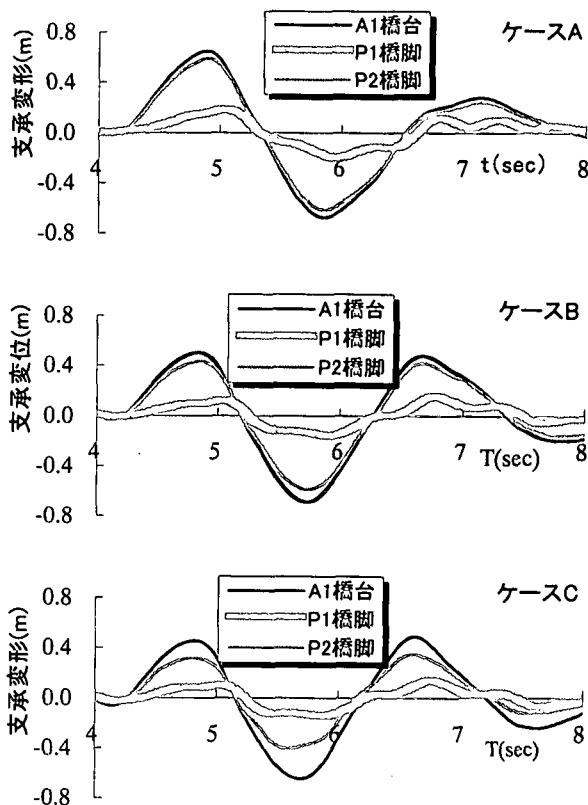


図-8 橋軸方向の支承変形応答 (第 3 波)

図-9 に図-8 と同様な時間域における支承水平反力の時刻歴を示す。図に示すように、P1 橋脚は躯体の高次モードの影響を受けて、3 ケースとも水平反力の変動が大きく、7.0sec の付近で、乱れの挙動がみられた。一方、P2 橋脚は橋脚が塑性した場合でも A1 橋台の支承水平反力と相似な時刻歴を示している。

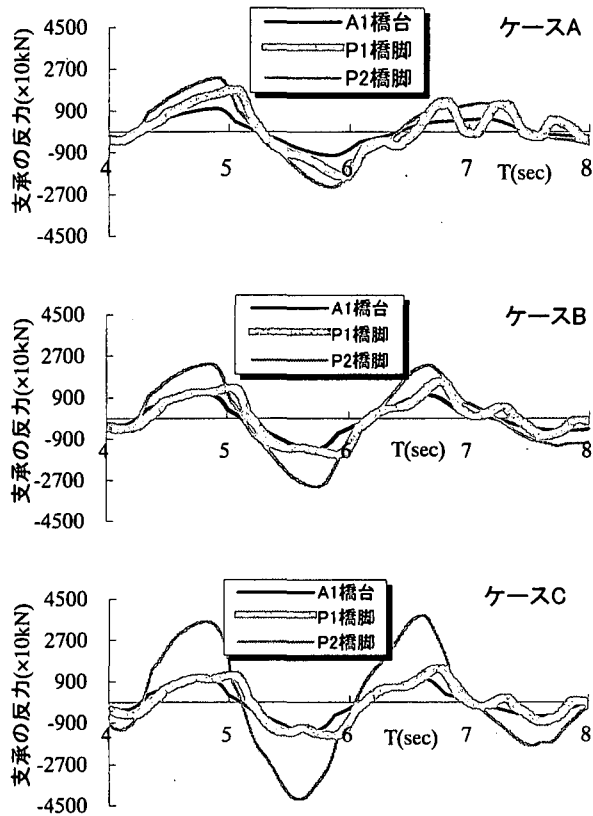


図-9 橋軸方向の支承反力時刻歴 (第3波)

(2) 地震力の分担率

高橋脚が上部構造の水平地震力分担率に及ぼす影響を明確するために、ここで非線形静的解析の結果を基準として、比較検討を行う。

ケース A を対象として、橋軸方向に震度を漸増させたときの非線形静的解析から求めた A1 橋台の支承水平反力及びその支承水平反力に対する各支承の反力比を図-10 に示す。この場合の免震支承の非線形モデル (剛性と降伏変位) は非線形動的地震応答解析から得た有効変位から算出したものを適用した。

図-10 の結果より、各支承の水平反力比は震度 0.1 付近で免震支承の降伏に伴い変化するが、その後は橋脚の降伏 (震度 0.42 前後) まではほぼ一定であることがわかる。

図-11 に支承水平反力応答 (ケース A) より換算した反力比の時刻歴を示す。但し、A1 橋台の水平

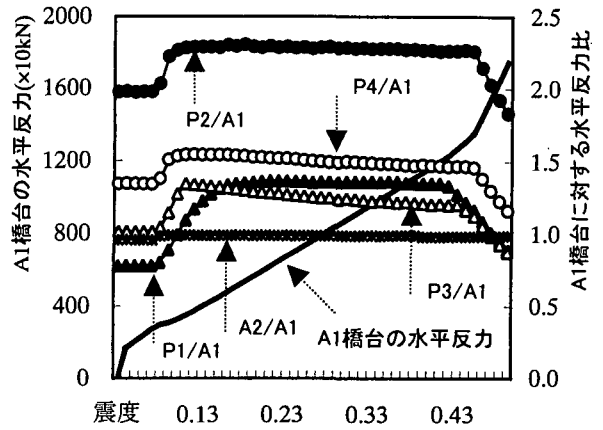


図-10 静的解析による A1 支承反力と各支承の反力比

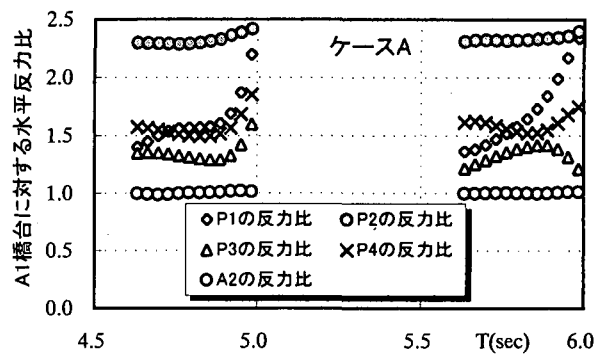


図-11 橋軸方向の支承水平反力比 (第3波)

反力が 8000kN を超えた最大応答値に近い時間域を検討の対象とした。

結果より、A2 橋台と P2 橋脚の支承水平反力比は約 1.0 と 2.3 であり、図-10 の剛性割合で求めた値とよく一致している。これに対して、P1 橋脚の支承反力比は 1.4~2.3 の範囲で変化し、図-10 で推定された約 1.4 と大きく異なっていることがわかる。これは、高橋脚への水平地震力が橋脚躯体の高次振動モードに影響されたためと考えられる。また、P3 橋脚と P4 橋脚の支承水平反力比はある範囲で変動するものの、橋脚の高さが低いため、その影響度は P1 橋脚の支承水平反力変動より小さいことが伺える。

以上より、高橋脚を有する免震橋では、支承と橋脚の合成剛性の割合で決定される地震力の分担率が必ずしも橋脚への水平地震力を推測できないことを示しており、最適の設計値を得るためには、多くの繰り返し計算が必要になると思われる。

(3) エネルギー吸収に関する橋脚剛性の影響

免震設計では、支承降伏剛性と橋脚降伏剛性との

比率が重要な設計パラメーターとなり、地震時の運動エネルギーが免震支承に吸収されるように橋脚と免震支承の相対水平剛性を設計することが望まれる。しかし、不等かつ高橋脚を有する連続橋では、一般的な免震橋梁と同じように設計することが困難であるため、支承の水平剛性が相対的に高く設計される。

以下に、支承と塑性ヒンジのエネルギー吸収に着目して、支承の水平剛性が相対的に高く設計されている免震橋のエネルギー吸収機能を確認する。

図-12 に、免震支承と橋脚塑性ヒンジの累積吸収エネルギー（3波の平均値）比較を示す。ここに、免震支承と塑性ヒンジの累積吸収エネルギーは式(1)より算出したものである。

$$\begin{aligned} E_b &= \sum \int F_b d\delta_b \\ E_h &= \sum \int M_h d\theta_h \end{aligned} \quad (1)$$

式(1)において、 E_b と E_h はそれぞれ免震支承と塑性ヒンジの累積吸収エネルギー、 F_b と M_h は支承バネの水平反力と塑性ヒンジに生じる曲げモーメントの応答、 δ_b と θ_h は支承バネの水平変形と塑性ヒンジの回転角である。

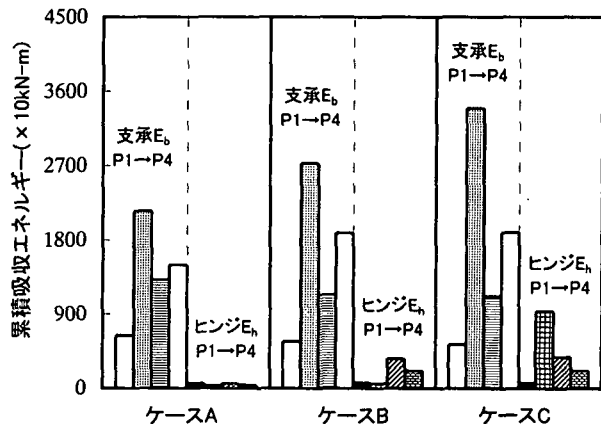


図-12 支承と塑性ヒンジの累積エネルギー吸収比較

結果より、免震支承の設計条件に関係なく、何れのケースも低橋脚の免震支承に吸収されるエネルギーは大きいことがわかる。また、橋脚が高くなるにつれて免震支承に吸収されるエネルギーが小さくなる傾向が見られた。特に、相対剛性の小さい P1 橋脚では、下部構造の変形が支承に集中されず、免震支承のエネルギー吸収効果が低下することが明らかである。

さらに、橋脚が降伏した場合、塑性ヒンジに吸収

されるエネルギーは増加するものの、免震支承の吸収機能は低下する傾向がみられず、文献 4)の橋脚単体を対象として得た結果と異なる挙動を示した。これは、橋脚間の水平地震力再配分により耐震性の向上が期待できることを示している。

次に、ケース B を例に、エネルギー吸収履歴から橋脚の塑性化に伴う免震支承エネルギー吸収の変化を検討する。図-13 に入力波 3 により降伏した部材のエネルギー吸収履歴を示す。比較資料として、橋脚が降伏しなかったケース A の結果（点線）を同図に併記している。図に示すように、ケース B は地震力の増加により、橋梁全体が吸収されたエネルギーはケース A より多く、その増加量は殆ど相対剛性の高い P2 と P4 の免震支承に吸収される。これに対して、相対剛性の低い P1 と P3 の免震支承に吸収されたエネルギーはケース A よりやや大きいものの、その差異が小さい。

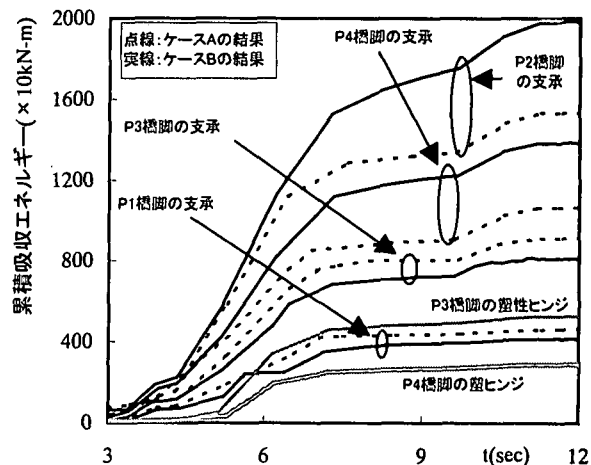
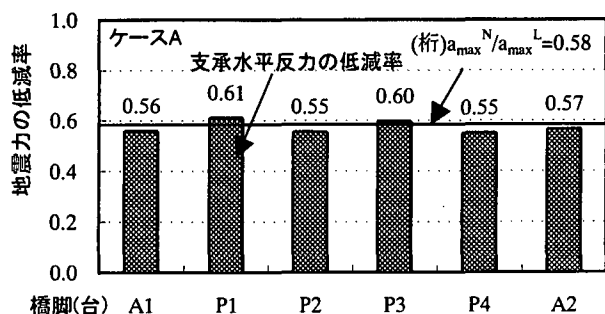


図-13 支承と塑性ヒンジのエネルギー吸収履歴

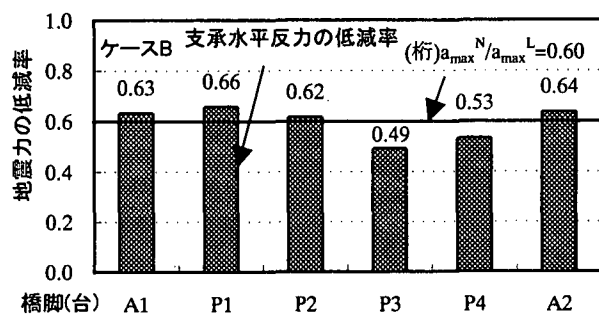
(4) 地震力の低減率

文献 5)では、橋脚一基を対象として、上部構造の最大非線形加速度応答 $a_{\max}^N$ と最大線形加速度応答 $a_{\max}^L$ の比 ($a_{\max}^N/a_{\max}^L$) により免震橋地震力低減率の検討がなされている。しかし、不等高橋脚を含む免震橋では、各橋脚間の地震力低減率は異なるため、橋脚一基を対象とした低減率は橋梁の地震力低減特性を必ずしも正しく表現することができないと考える。

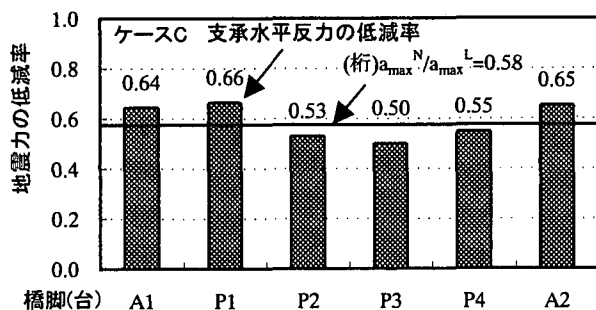
ここで、文献 5)と同様に最大非線形応答と最大線形応答の比で地震力の低下率を評価するが、検討の対象は橋梁全体モデルとした。また、線形応答は支承の等価剛性 K_b を用いて、応答スペクトル法から得た結果である。



(a) ケース A の地震力低減率



(b) ケース B の地震力低減率



(c) ケース C の地震力低減率

図一14 地震力の低減率

図一14に各ケースの地震力低減率を示す。図中には、地震力低減率の差異を考慮して、桁加速度応答のほかに、橋脚あるいは橋台の支承水平反力低減率も併記している。

結果より、主桁の最大加速度は橋脚の塑性化状況に関係せず、3ケースとも約60%に低減したことがわかる。また、すべての橋脚が降伏しなかったケースAでは、橋脚あるいは橋台の水平反力低減率が55%~61%と、桁の加速度低減率とほぼ同じであった。これに対して、一部の橋脚が降伏したケースBとケースCでは、橋脚間の地震力低減率差異が顕著となった。降伏した橋脚の地震力は桁の加速度低減率より低下し、降伏しなかった橋脚の地震力は逆に増加する。以上の結果、一部橋脚の塑性化が地震力の再配分を招くことは明らかである。

一般に、地震力の低下は橋脚のじん性率と構造系の減衰に起因するものである。しかしながら、ケースBとケースCの桁加速度低減率がケースAの場合とあまり変わらないことから、上部構造の地震力低下は減衰効果に寄与されるものと思われる。

また、減衰に起因する地震力低減率を評価するために、式(2)の一次モードひずみエネルギー比例減衰で構造系の等価減衰 h を近似し、道路橋示方書V(耐震編)に示されている式(3)により値を求めると、3ケースとも約0.74となる。

$$h_1 = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{ \phi_{1j} \}^T [K_j] \{ \phi_{1j} \}}{\{ \phi_1 \}^T [K] \{ \phi_1 \}} \quad (2)$$

$$C_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (3)$$

これを図一14の結果と比較して、式(3)が安全側に地震力低減率を評価していることがわかる。式(2)の $\{ \phi_1 \}$ と $\{ \phi_{1j} \}$ は一次モードの構造全体のモードベクトルと要素 j のモードベクトル、 h_j と $[K_j]$ は要素 j の等価減衰および等価剛性、 $[K]$ は構造全体の等価剛性マトリックスである。

4. まとめ

本文では、5径間連続橋を例に、不等かつ高橋脚免震橋梁の耐震性を検討し、免震橋として設計される場合の水平地震力分担率、エネルギー吸収および地震力低減率を非線形動的解析により考察した。その結果を要約すると、次のようである。

- 1) 高橋脚橋梁の周期が長いため、免震橋として設計する場合、桁の端部に0.6 mに近い変位を生じる。しかし、免震支承のエネルギー吸収効果は計算結果より期待できると考えられる。
- 2) 一般に、高橋脚免震橋の周期は1.3secを超えるため、Ⅱ種地盤での変位応答はそれほど変化しない。このため、変位応答の低減より、むしろ地震力の低減を考慮して免震支承を設計するのが適切である。
- 3) 高橋脚躯体の高次振動モードは免震支承の地震応答を複雑にするが、これによる橋梁の耐震性に悪影響は見られない。
- 4) 橋脚が高くなるにつれ、支承のエネルギー吸収機能力が低下する傾向が見られた。また、橋脚の

降伏は橋脚間に地震力を再配分するため、損傷が支承から橋脚へ移行することはない。

- 5) 一部橋脚の塑性化は上部構造の地震力を低下させないが、塑性化した橋脚への地震力が小さくなることが明らかである。
- 6) 上記の結果より、桁端部の水平変位を吸収できれば、不等かつ高橋梁を有する連続橋梁を免震橋として設計することが可能性である。また、その場合、地震応答が単一橋脚から得たものと異なっていることがわかる。

有する複合構造高橋脚橋の耐震設計例，土木学会第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計，393-396，1999。

- 2) 成田信之編著：鋼橋の未来（第5章），技報堂出版，176-188，1998。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ（耐震編）、平成8年。
- 4) 飯山，川島，庄司：免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討，構造工学論文集，Vol.44A，701-709，1998。
- 5) 川島，永井：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-55，235-250，2001。

参考文献

- 1) 高橋昭一，宮西洋幸，大口健，大場誠道：不等高を