

不等橋脚を有する連続ラーメン橋における 個別橋脚の保有耐力下限値に関する検討

角本 周¹・落合 勝²・町 勉³

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町2-1-1)

²正会員 オリエンタル建設㈱ 技術部研究員 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部研究員 (同上)

1. はじめに

不等橋脚を有する場合など、橋脚間の剛性が大きく異なる連続構造形式の橋梁の橋軸直角方向では、橋梁全体系で解析すると、地震時慣性力の分担が極端に小さい橋脚が生じる場合がある。平成8年改訂の道路橋示方書¹⁾では、このような単独系で耐力が極端に小さくなる橋脚は、支承の損傷など不測の事態を考慮すると、橋梁全体系の安全性から望ましくないと解説されている。さらに、連続けた橋の個々の橋脚に対しては、少なくともその橋脚に作用する死荷重反力の $2/3$ 以上に等価水平震度を乗じた慣性力に対する耐力を有するように規定されている。一方、連続ラーメン橋においては、一般には連続けた橋と同様に扱われ設計されている場合が多いが²⁾、中間橋脚上には支承がないことから、個別橋脚の保有耐力下限値を別途に設定する

ことも考えられる。

そこで、本研究では不等橋脚を有するPC連続ラーメン橋の橋軸直角方向を対象とし、橋脚高比および個別橋脚の保有耐力下限値を解析パラメータとして、橋梁全体系の耐震性との関係について検討を行った。

2. 検討対象橋梁

検討は、図-1に示す中央径間100mのPC4径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や中央間長に対する側径間長の比率等は、既往のPC連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している^{3), 4)}。また、P1, P3橋脚高は30m, P2橋脚高は解析ケースにより30~70mの範囲で設定しているが、橋脚は全て等断面の同一寸法とした。なお、耐震設計上の地盤種別はI種地盤とした。

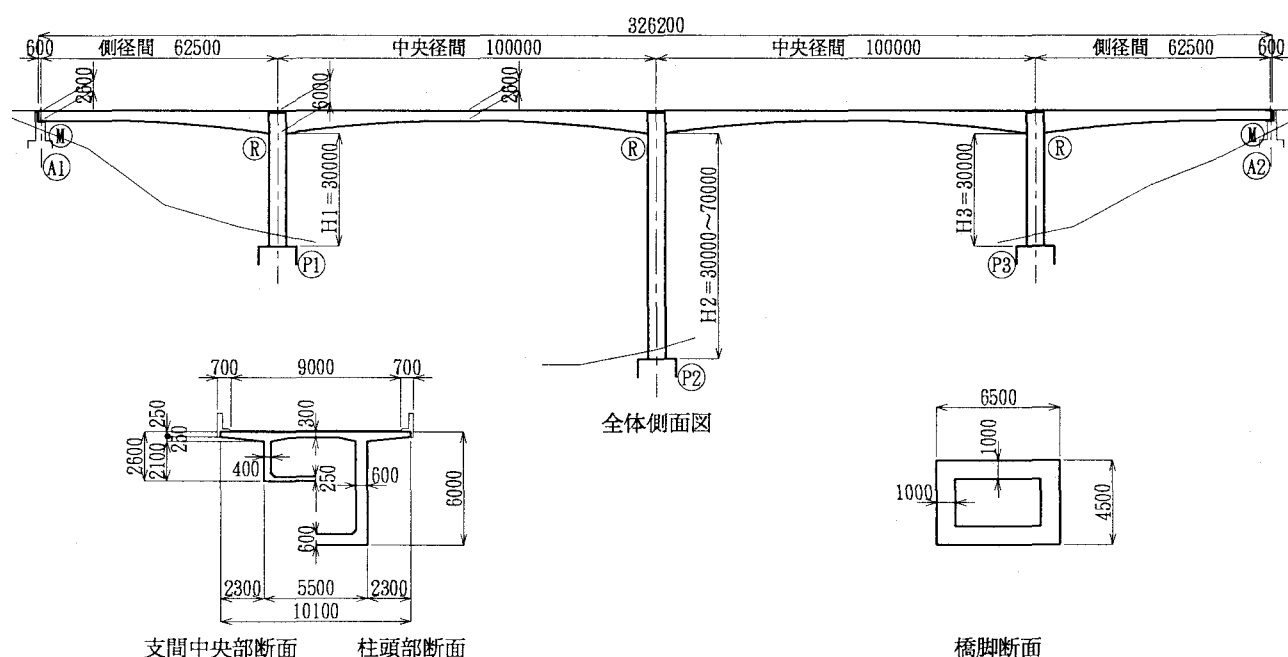


図-1 検討対象橋梁

3. 解析モデルおよび解析方法

(1) 解析モデル

P C連続ラーメン橋の橋軸直角方向では、連続けた橋と同様に各橋脚の下端に塑性ヒンジの発生が想定されることから^{2), 5)}, 本研究では橋脚下端の塑性ヒンジ(0.5D)でのみ非線形性を考慮することとし、塑性ヒンジ以外の橋脚および上部構造は線形はり要素でモデル化した。解析モデルを、図-2に示す。なお、線形はり要素の部材剛性には部材総断面に対する値を用いたが、不等橋脚であることを考慮して、橋脚のねじり剛性を総断面に対する値の1/20としたモデルも設定した^{6), 7)}。

橋脚の塑性ヒンジを表す非線形回転バネは、降伏剛性を初期剛性とする完全弾塑性モデルとした。ここで、降伏剛性は橋脚の耐力により変化するが、本研究では橋脚耐力の変化のみに着目して橋梁全体系の耐震性に与える影響を検討するため、想定された範囲の橋脚耐力に対する降伏剛性(総断面曲げ剛性の30~60%)の平均的な値である総断面曲げ剛性の45%に対してバネ剛性($2.85 \times 10^5 \text{ MN} \cdot \text{m/rad}$)を設定した。

解析ケースを表-1に示す。解析ケースは、P1およびP3橋脚の橋脚高を30mの一定としP2橋脚の高さを30~70mとした場合を設定した。

(2) 固有振動モードおよび上部構造分担重量

各解析ケースの固有振動モードを、解析ケース毎に橋軸直角方向の刺激係数で正規化して図-3に示す。

また、慣性力を水平に静的载荷させた場合の変形モードを、固有振動モードとは同一応答加速度に対する応答変位量で正規化して図中に付記する。静的変形モードは、固有振動モードに比べてP1およびP3橋脚位置

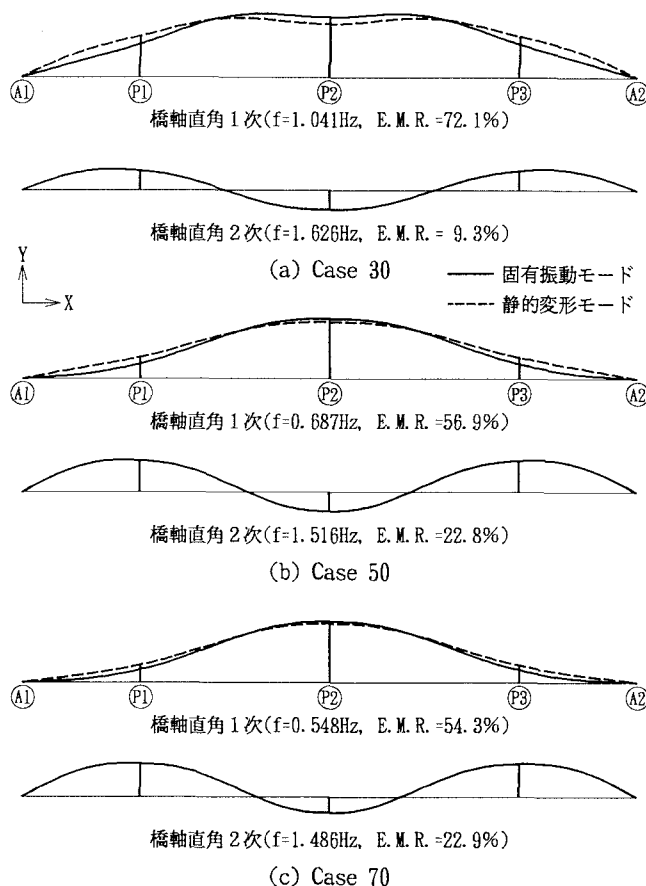


図-3 固有振動モードおよび静的変形モード

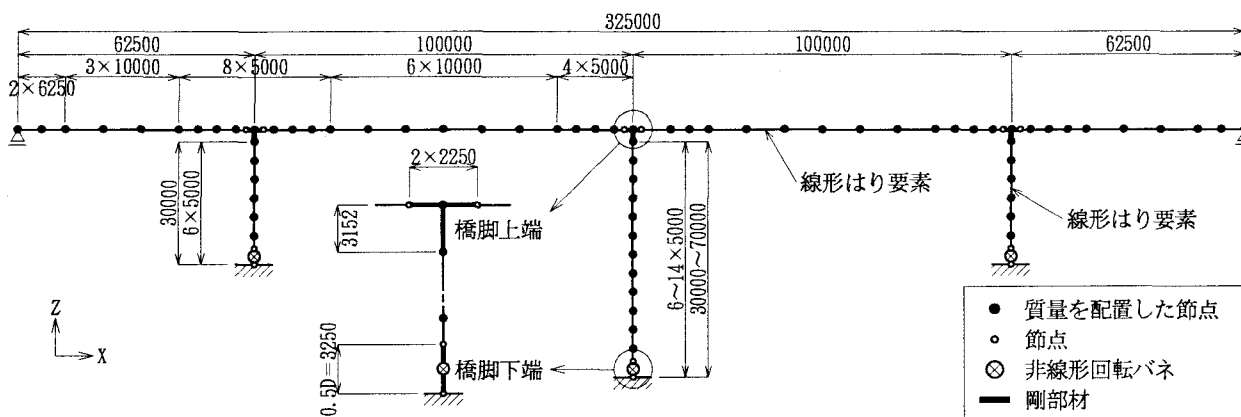
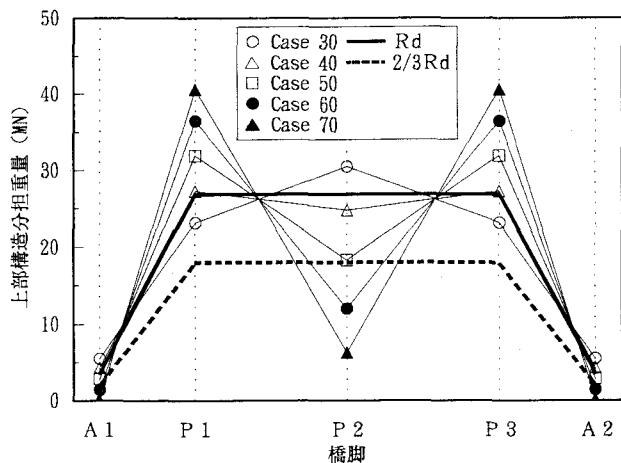


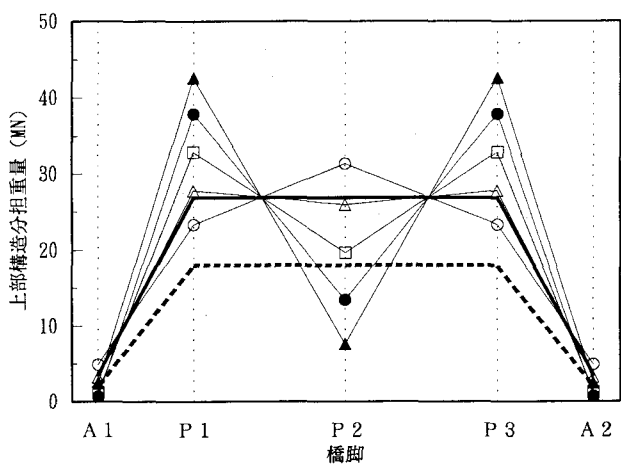
図-2 解析モデル

表-1 解析ケース

解析 ケース	P2橋脚高 (m)	橋軸直角1次固有周期 (sec)				水平震度 khc				等価水平震度 khc	
		橋脚G J		橋脚0.05 G J		橋脚G J		橋脚0.05 G J		G J	0.05 G J
		固有解析	7レ-λ法	固有解析	7レ-λ法	タイプI	タイプII	タイプI	タイプII		
Case 30	30.0	0.961	0.945	0.976	0.957	0.714	1.204	0.714	1.173	0.412	0.412
Case 40	40.0	1.215	1.177	1.243	1.204	0.714	0.814	0.714	0.784	0.412	0.412
Case 50	50.0	1.456	1.411	1.501	1.454	0.687	0.602	0.666	0.573	0.397	0.385
Case 60	60.0	1.660	1.613	1.722	1.675	0.602	0.484	0.581	0.455	0.348	0.335
Case 70	70.0	1.824	1.778	1.903	1.857	0.548	0.414	0.525	0.385	0.316	0.303



(a) 橋脚ねじり剛性 = G J



(b) 橋脚ねじり剛性 = 0.05 G J

図-4 各橋脚が分担する上部構造重量

で大きく P2橋脚位置で小さい傾向にあるが、両者はほぼ一致している。表-1に固有振動解析により算出した固有周期と静的フレーム法により算出した固有周期¹⁾を付記するが、固有周期も両者はほぼ一致した結果となっている。

各解析ケースにおいて、慣性力を水平に静的載荷させた場合の各橋脚が分担する上部構造重量を図-4に示す。また、図中に各橋脚の死荷重反力を付記する。Case30および Case40では、各橋脚が分担する上部構造重量は死荷重反力とほぼ等しいが、Case50, Case60および Case70では、P2橋脚の分担する上部構造重量は死荷重反力のそれぞれ2/3, 1/2および1/4程度となっている。なお、橋脚のねじり剛性に部材総断面に対する値を用いた場合とその1/20の値を用いた場合とでは、1/20の値を用いた場合の方が各橋脚の分担する上部構造重量は若干大きくなる結果となった。

(3) 個別橋脚の保有耐力

各解析ケースにおける個別橋脚の曲げ耐力は、道路橋示方書に準じ¹⁾、以下の方法により設定した。

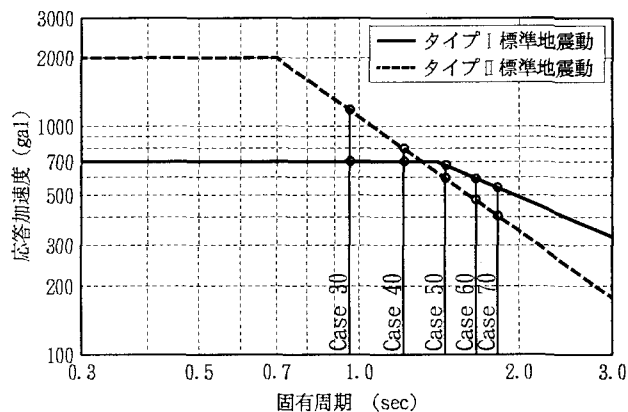


図-5 検討用加速度応答スペクトル

表-2 各解析ケースの橋脚耐力

解析 ケース	橋脚降伏耐力 (MN・m)			
	橋脚 G J		橋脚 0.05 G J	
	P1, P3	P2	P1, P3	P2
Case 30	387	482	390	493
Case 40	441	574	447	595
Case 50	483	600	479	609
Case 60	473	539	471	549
Case 70	471	490	471	499

表-3 P2橋脚に設定した保有耐力下限値

下限値	P2橋脚降伏耐力 (MN・m)		
	Case 50	Case 60	Case 70
Wu	600	539	490
0.3Rd	—	—	531
0.4Rd	—	—	592
0.5Rd	—	571	653
0.6Rd	—	629	714
0.7Rd	611	687	—
0.8Rd	666	744	—
0.9Rd	721	802	—
1.0Rd	776	—	—

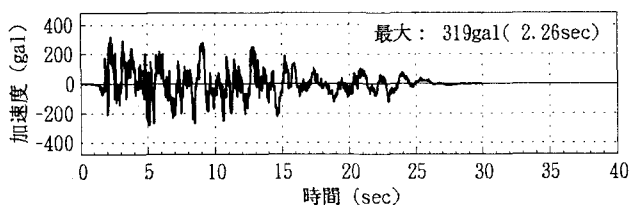
- ① 固有振動解析より算出した固有周期から、図-5に示す加速度応答スペクトルに応じた水平震度を設定¹⁾。
 - ② タイプⅠ地震動に対しては橋脚の許容塑性率 $\mu_a = 2$ を、タイプⅡ地震動に対しては橋脚の許容塑性率 $\mu_a = 5$ を想定して、水平震度から等価水平震度を算出。
 - ③ 図-4に示した各橋脚の分担する上部構造重量および各橋脚重量の50%に等価水平震度を乗じた慣性力に対して、必要な橋脚耐力を算出。
- 各解析ケースに対して設定された橋脚耐力を、表-2に示す。さらに、P2橋脚の分担する上部構造重量が死荷重反力の2/3程度以下となる Case50, Case60および Case70に関しては、P2橋脚に対して、表-3に示す各段階の保有耐力下限値を設定した。

(4) 非線形動的解析

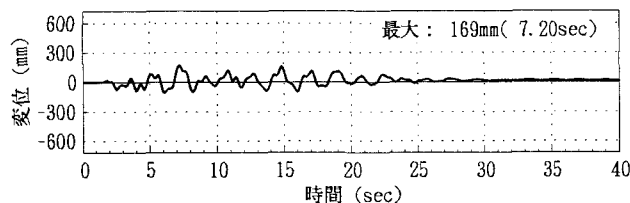
非線形動的解析においては、非線形回転バネの履歴特性には剛性低下型バイリニアモデル（図-7参照）を用いた。また、減衰特性には Rayleigh 減衰を用い、図-3に示す橋軸直角方向地震動に対して卓越する振動モードの減衰定数を5%として設定した。

入力地震動には、図-5に示した加速度応答スペクトルの適合波を用い、タイプⅠおよびタイプⅡとも各3波形に対して解析を行った^{1), 8)}。

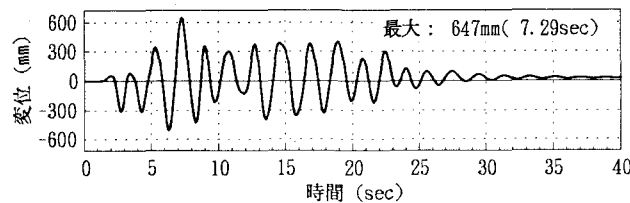
非線形動的解析の結果の一例として、Case70の解析モデルにタイプⅠの地震動を入力した場合の上部構造の応答変位波形を図-6に、塑性ヒンジの履歴曲線を図-7に示す。なお、解析例は、P2橋脚の耐力を分担する上部構造重量に対する慣性力から設定した場合（耐力 W_u ）と、道路橋示方書に準じて死荷重反力の2/3に対する慣性力から設定した場合（耐力 $2/3R_d$ ）



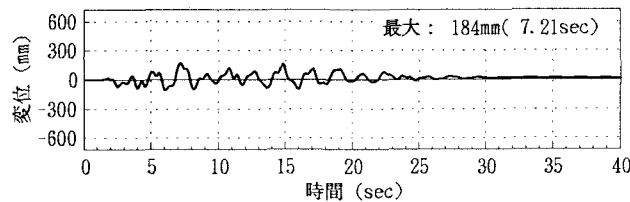
(a) 標準地震動(タイプⅠ-1)



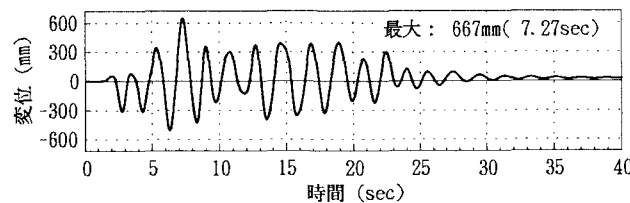
(b) P1橋脚位置応答変位(耐力 W_u)



(c) P2橋脚位置応答変位(耐力 W_u)



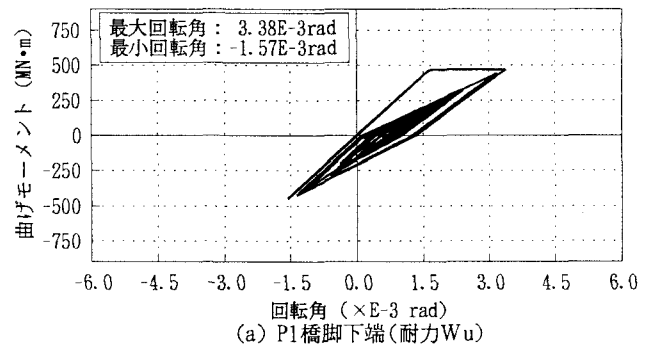
(d) P1橋脚位置応答変位(耐力 $2/3R_d$)



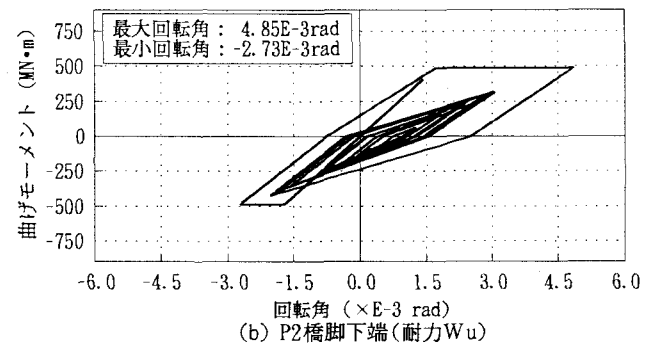
(e) P2橋脚位置応答変位(耐力 $2/3R_d$)

図-6 上部構造の応答変位波形(Case70, 橋脚G J)

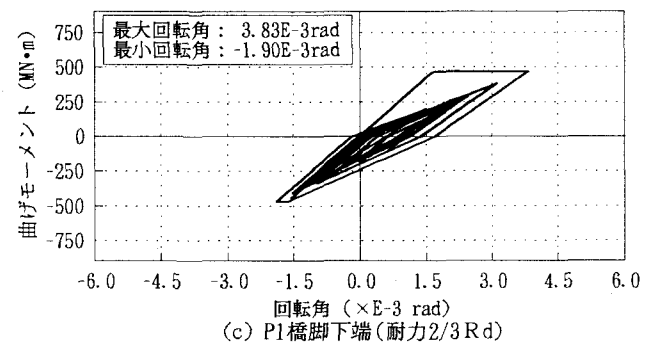
とを示している。死荷重反力の2/3に対して P2橋脚の耐力を設定した場合の方が P2橋脚の耐力は50%程度大きくなるにも関わらず、上部構造の応答変位は若干大きくなる結果となった。また、死荷重反力の2/3に対して P2橋脚の耐力を設定した場合には、P2橋脚の応答回転角は降伏回転角を超過しないが、逆に P1橋脚の応答回転角が15%程度増加する結果となった。このように、個別橋脚の保有耐力を増加することが、必ずしも橋梁全体系の耐震性を向上させる結果とはならない場合がある。



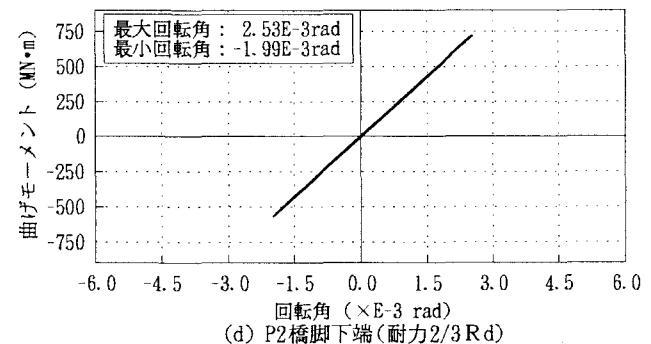
(a) P1橋脚下端(耐力 W_u)



(b) P2橋脚下端(耐力 W_u)



(c) P1橋脚下端(耐力 $2/3R_d$)



(d) P2橋脚下端(耐力 $2/3R_d$)

図-7 塑性ヒンジの応答履歴曲線(Case70, 橋脚G J)

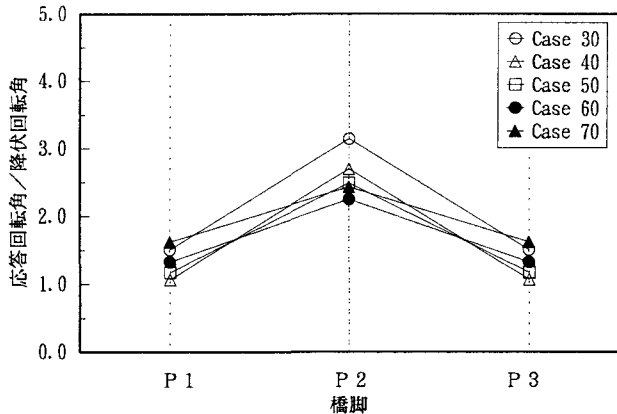
4. 解析結果

(1) 橋脚高比の影響

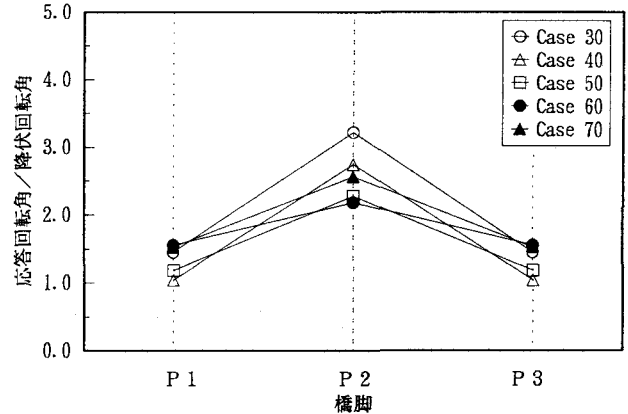
分担する上部構造重量および橋脚重量の50%に対して橋脚耐力を設定した場合に対して、各橋脚下端の塑性ヒンジの応答塑性率（応答回転角／降伏回転角）を図-8および図-9に示す。ここで、各橋脚下端の塑性ヒンジの応答塑性率は、タイプIおよびタイプIIそ

れぞれ3波形に対する最大応答塑性率を平均して示している。

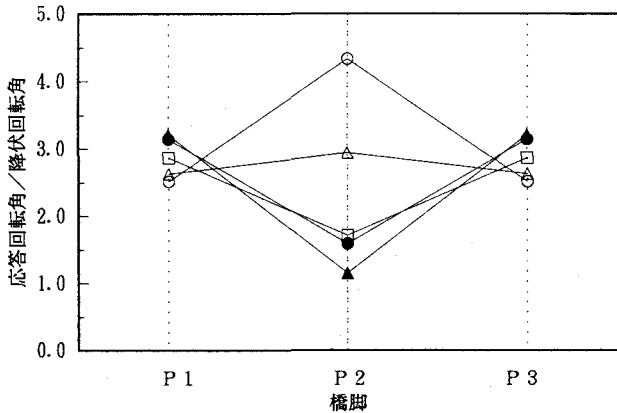
Case30および Case40の場合は、分担する上部構造重量も図-4に示したように各橋脚でほぼ同一であるが、タイプI地震動に対する応答塑性率は P1橋脚に比べて P2橋脚が2.0～2.5倍程度大きな応答を示す結果となった。また、Case50、Case60および Case70の場合は、P2橋脚が分担する上部構造重量が P1橋脚の



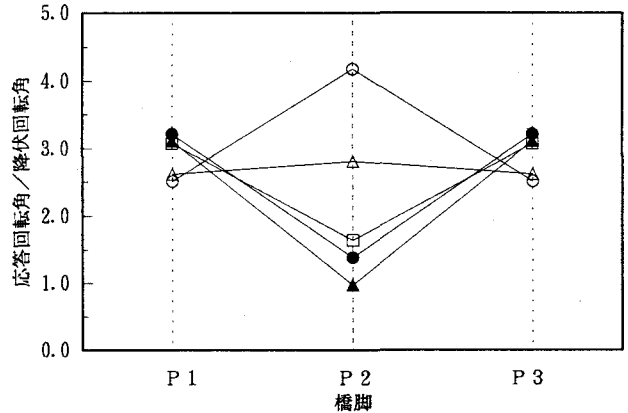
(a) タイプI地震動



(a) タイプI地震動



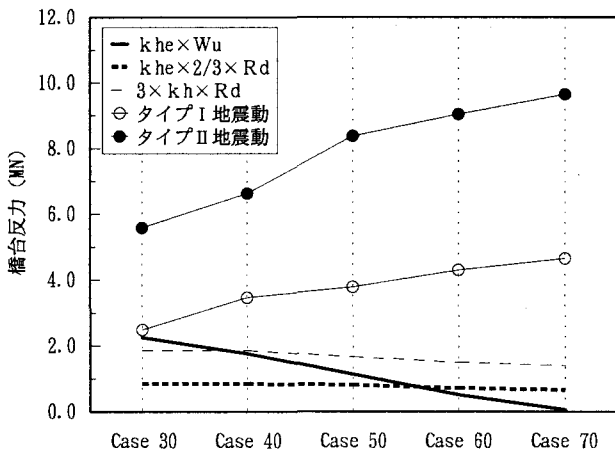
(b) タイプII地震動



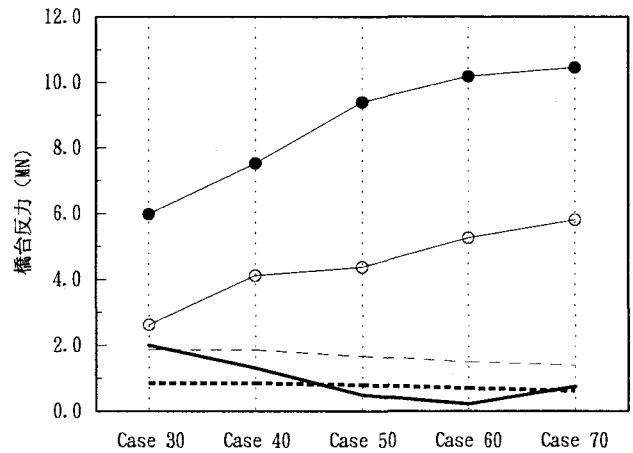
(b) タイプII地震動

図-8 橋脚高比と塑性ヒンジ応答塑性率
(橋脚剛性 = G J)

図-9 橋脚高比と塑性ヒンジ応答塑性率
(橋脚剛性 = 0.005 G J)



(a) 橋脚ねじり剛性 = G J



(b) 橋脚ねじり剛性 = 0.05 G J

図-10 橋台に作用する上部構造の慣性力

分担する上部構造重量に比べて1/2~1/6程度に小さいが、タイプⅠ地震動に対する応答塑性率はP1橋脚に比べてP2橋脚が1.5~2.0倍程度大きく、逆にタイプⅡ地震動に対する応答塑性率はP2橋脚に比べてP1橋脚が2.0~3.0倍程度大きい応答を示す結果となった。なお、橋脚のねじり剛性に部材総断面に対する値を用いた場合とその1/20の値を用いた場合とでは応答塑性率に有意な差はなく、地震動のタイプや橋脚高比に対する傾向も認められない。

各解析ケースに対して、橋台に作用する上部構造の最大慣性力を図-10に示す。ここで、最大慣性力は、図-8および図-9と同様にタイプⅠおよびタイプⅡそれぞれ3波形に対する最大慣性力を平均して示している。橋台が分担する上部構造重量は、図-4に示したように橋脚高比が大きくなるほど小さくなる。しかしながら、動的解析の結果から得られた橋台に作用する上部構造の最大慣性力は、地震動のタイプによらず橋脚高比が大きくなるほど大きくなり、Case70の場合はCase30に比べて2倍程度の慣性力となる。さらに、タイプⅡ地震動に対する最大慣性力はタイプⅠ地震動に対する最大慣性力に比べて2.0~2.5倍程度大きな応答を示す結果となった。なお、橋脚のねじり剛性に部材総断面に対する値を用いた場合とその1/20の値を用いた場合とでは、1/20の値を用いた場合の方がタイプⅠ地震動で10%程度、タイプⅡ地震動で20%程度、最大慣性力が大きくなっている。以上のように、動的解析から得られた橋台に作用する上部構造の最大慣性力は、いずれの解析ケースにおいても橋台が分担する上部構造重量に等価水平震度を乗じたものを超過しており、橋台部の解析モデル化を含めてより詳細に検討する必要がある。

(2) 橋脚耐力下限値の影響

P2橋脚の分担する上部構造重量が死荷重反力の2/3

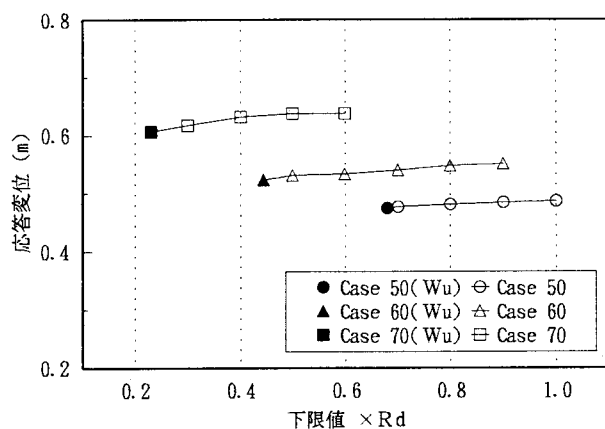
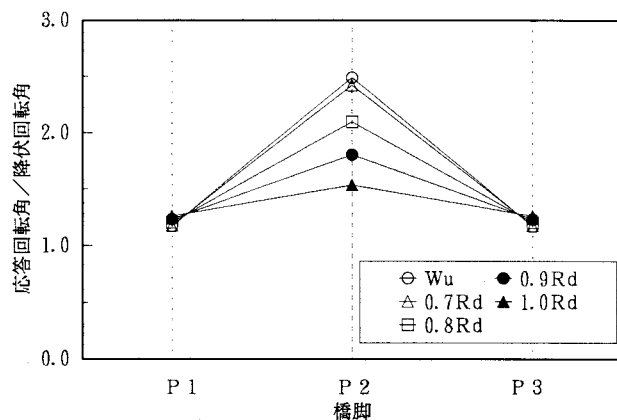
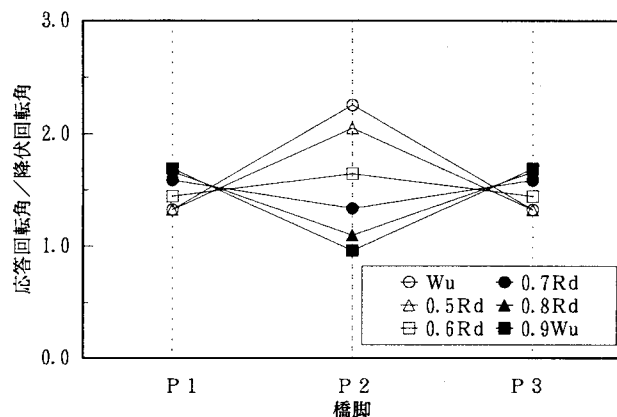


図-11 保有耐力下限値と上部構造最大応答変位
(P2橋脚位置、ねじり剛性G J)

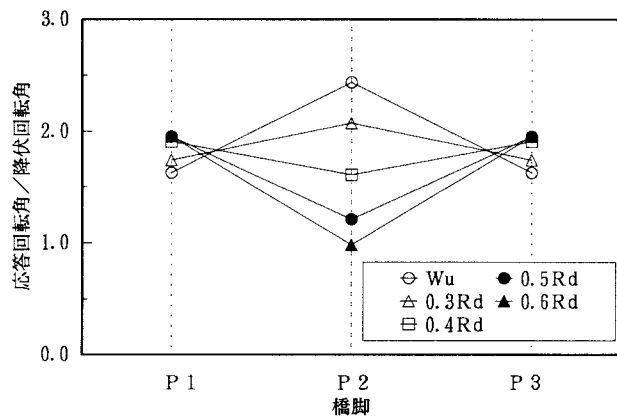
程度以下となる Case50, Case60および Case70に対して、表-3に示すP2橋脚の保有耐力下限値を設定した場合の上部構造最大応答変位を図-11に示す。ここで、最大応答変位は、タイプⅠ3波形に対する最大応答変位を平均して示している。保有耐力の下限値を増加させても、最大応答変位にはほとんど影響を与えない結果となった。これは、図-5に示す本研究に用いた地震波の加速度応答スペクトルとCase50, Case60およびCase70の固有周期の関係から見て、変位応答がエネルギー一定則に基づく周期帯域に各解析ケース



(a) Case 50(タイプⅠ地震動)



(b) Case 60(タイプⅠ地震動)



(c) Case 70(タイプⅠ地震動)

図-12 保有耐力下限値と塑性ヒンジ応答塑性率
(ねじり剛性G J)

の固有周期があるためと考えられる⁹⁾。

Case50, Case60および Case70に対して, P2橋脚の保有耐力下限値と各橋脚下端の塑性ヒンジの応答塑性率の関係を図-12に示す。ここで, 塑性ヒンジの応答塑性率は, 図-11と同様にタイプⅠ3波形に対する最大応答塑性率を平均して示している。全ての解析ケースにおいて, P2橋脚の保有耐力下限値を増加させると P2橋脚の応答塑性率は減少するが, 逆に P1橋脚の応答塑性率は増加する傾向にある。タイプⅠ地震動に対して各橋脚が同程度の応答塑性率となるには, P2橋脚の保有耐力下限値を Case50では死荷重反力の100%程度に対して, Case60では死荷重反力の60%程度に対して, Case70では死荷重反力の40%程度に対して設定した場合であり, 橋脚高比により異なる結果となった。

Case50, Case60および Case70に対して, P2橋脚の

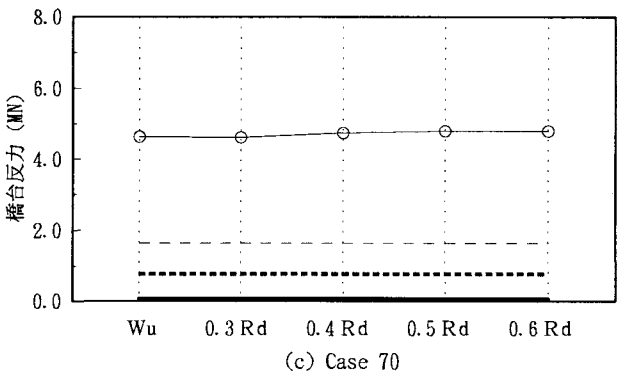
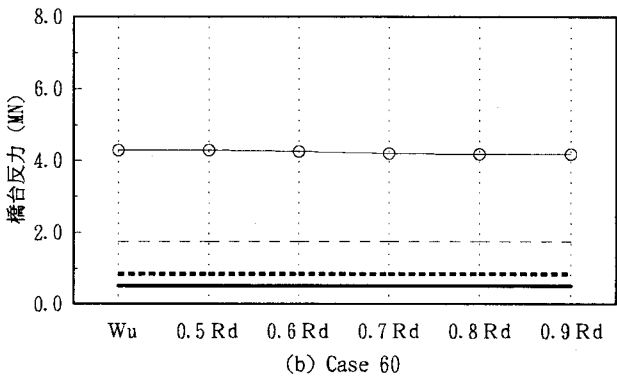
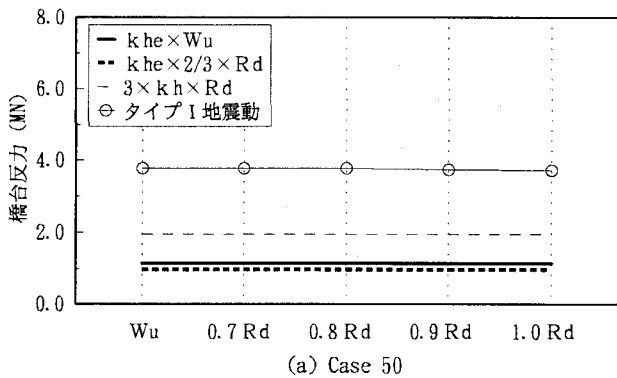


図-13 保有耐力下限値と橋台に作用する上部構造の慣性力(ねじり剛性GJ)

保有耐力下限値と橋台に作用する上部構造の最大慣性力の関係を図-13に示す。ここで, 最大慣性力は, 図-11と同様にタイプⅠ3波形に対する最大慣性力を平均して示している。橋台に作用する上部構造の最大慣性力は, 上部構造の最大応答変位と同様に, P2橋脚の保有耐力下限値が変化してもほぼ一定の応答を示す結果となった。

5. まとめ

本研究では, 不等橋脚を有するPC連続ラーメン橋の橋軸直角方向を対象として, 橋脚高比および個別橋脚の保有耐力下限値と橋梁全体系の耐震性との関係について検討を行った。その結果をまとめると, 次のとおりである。

(1) ある橋脚の保有耐力を大きくすることは他の橋脚の応答塑性率を増加させる場合もあり, 必ずしも橋梁全体系の耐震性を向上させる結果とはならない。

(2) 各橋脚が分担する上部構造重量に対して橋脚耐力を設定した場合, 橋脚高比が大きい解析ケースでは, タイプⅠ地震動に対しては P1橋脚に比べて P2橋脚の応答塑性率が大きくなるが, タイプⅡ地震動に対しては逆に P1橋脚の応答塑性率が大きくなる。

(3) 各橋脚の塑性ヒンジの応答塑性率を同程度にするための橋脚の保有耐力下限値は, 同一タイプの地震動に対しても橋脚高比により異なる。

(4) P2橋脚の保有耐力が増減しても, 橋台に作用する上部構造の慣性力にはほとんど影響を与えない。

以上, 不等橋脚を有するPC連続ラーメン橋における個別橋脚の保有耐力下限値について基本的な検討を行った。しかしながら, 本研究では橋脚下端の塑性ヒンジでのみ非線形性を考慮しており, 上部構造重量の分担比に影響を与える橋台部もモデル化していない。さらに, 支間長比や径間数によっては, 検討対象とした橋梁から得られた結果と異なる傾向を示すことも考えられる。よって, 今後はこれらのパラメータを含めて総合的に検討していく予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, pp.147-156, 1996.12.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例-, 1998.1.
- 3) (財)高速道路調査会: PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書, 1988.3.
- 4) (財)高速道路調査会: PC橋の新しい構造事例に関する調査研究-PC多径間連続橋に関する調査研究-, 1996.3.

- 5) (財)土木研究センター：耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.217-236，1997.5.
- 6) (社)土木学会地震工学委員会：橋梁の耐震設計に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－，1998.9.
- 7) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. Calvi：橋梁の耐震設計と耐震補強，川島一彦監訳，技報堂出版，1998.4.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3.
- 9) 大塚久哲，山本智弘，松田泰治：最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-48，1998.1.