

上部構造の耐震性能が ラーメン橋全体系の保有耐力に与える影響について

吉川 卓¹・町 勉²・角本 周³

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

1. はじめに

橋梁の耐震設計では、その重要性や想定地震動強度に
 応じて、地震時の安全性や地震後の供用性および修復性
 の観点から限界状態を選択し耐震性能を照査すること
 になる^{1), 2)}。ここで、供用性および修復性に対する限界状
 態については、想定地震動による部材の応答値を静的解
 析または動的解析により算定し、要求性能を満足する
 ことを照査すればよい。一方、安全性に対する限界状態に
 ついては、例えばPCラーメン橋のような不静定構造で
 はメカニズム状態を考慮しなければ全体系の保有性能を
 評価できないことから、全体系の静的解析により応答値
 と保有性能とを一体で算出し照査する必要がある^{3), 4)}。

ここで、PCラーメン橋において保有性能を評価する
 場合、橋脚の非線形性は考慮するが上部構造は線形部材

として解析するのが一般的である。しかしながら、上部
 構造の鋼材配置は常時の断面力に対して配置されている
 ことから、地震により構造系がメカニズム状態になる前
 に上部構造の鋼材が降伏する場合も考えられる。さらに、
 上部構造の地震時に対する補強鋼材は、動的解析より求
 められる要求性能を満足するように決定されることが多
 く、メカニズム状態における上部構造の保有性能は検討
 されていない場合が多い^{3), 4)}。

そこで、本検討では、PCラーメン橋の橋軸方向を対
 象とし、上部構造の耐震性能を考慮した場合に構造全体
 系のメカニズム状態に与える影響を把握した。さらに、
 3種類の慣性力の載荷方法について静的解析を行い、動
 的解析による応答値と比較することで、全体系および上
 部構造の保有性能を適切に評価できる方法について検討
 した^{5), 6)}。

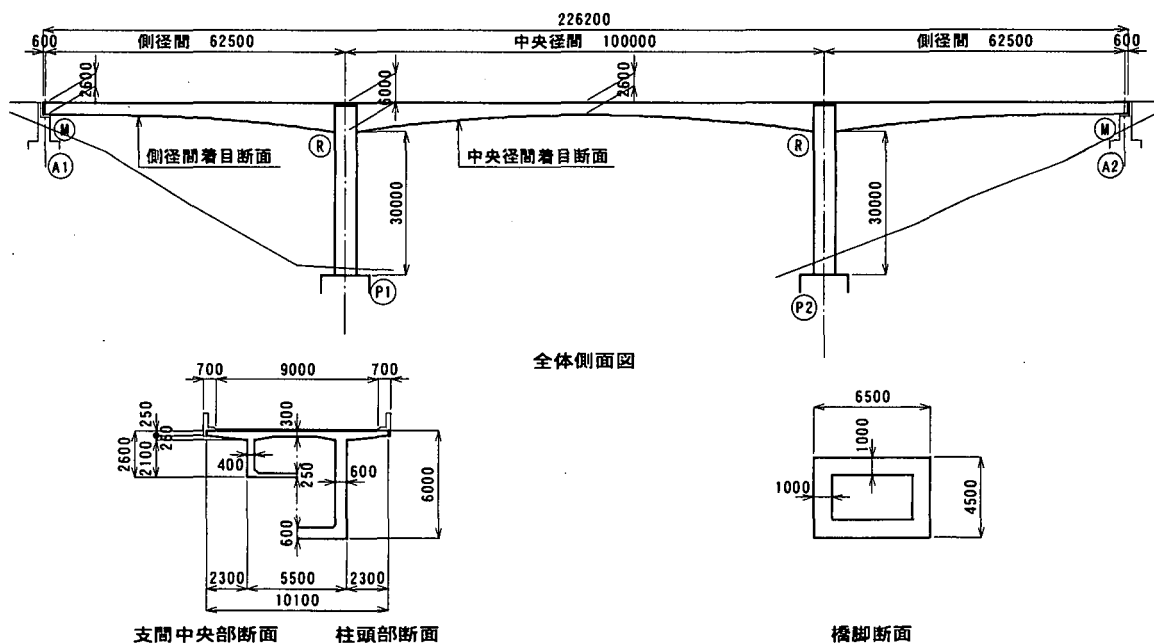


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

2. 検討対象橋梁および解析モデル

(1) 検討対象橋梁

検討は、図-1に示す中央径間100mのPC3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や径間長の比率等は、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⁷⁾。また、橋脚高は、動的解析により耐震設計を行うのが望ましいとされる範囲である30mとした^{4), 8)}。なお、耐震設計上の地盤種別はI種地盤とし、基礎の変形は考慮しないものとした。

(2) 解析モデルおよび解析パラメータ

本検討では、図-1に示したPCラーメン橋を、2次元骨組構造にモデル化して解析を行った。ここで、上部構造の耐震性を考慮した場合として上部構造を非線形としたモデル、考慮しない場合として上部構造を線形としたモデルを設定した。さらに、図-2に示すように、橋脚中間位置で橋軸方向曲げに対する軸方向鉄筋の段落しを設けない場合と設けた場合についてモデルを設定した。解析ケース名および解析モデルを、表-1示す。

対象とした橋梁は、「PC構造物耐震設計規準(案)」²⁾

表-1 解析ケース一覧

解析ケース	上部構造	段落し有無
Case1	線形	無し
Case2	非線形	無し
Case3	線形	有り
Case4	非線形	有り

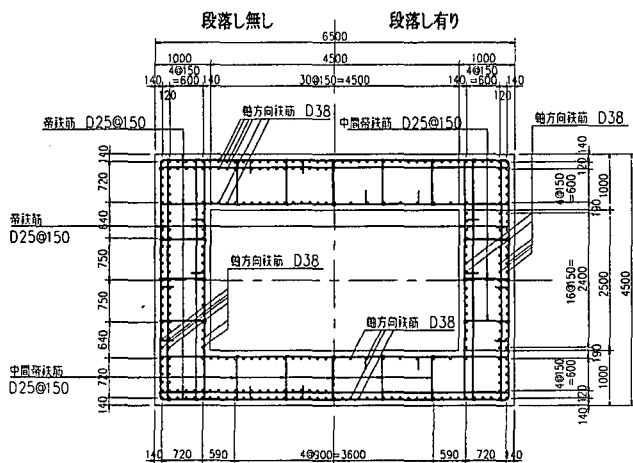


図-2 橋脚断面図

および「コンクリート標準示方書・耐震設計編」¹⁾に準拠して限界状態設計法により耐震設計を行い、重要度が高い構造物として耐震性能の照査を行った⁹⁾。ここで、上部構造に要求される耐震性能に対する限界状態(以下、初降伏)は、引張縁側にPC鋼材が配置されている場合にはPC鋼材弾性限界、配置されていない場合には鉄筋の初降伏状態としている¹⁰⁾。そこで、上部構造の非線形特性として、0-ひびわれ-初降伏-終局を結ぶトリリニアモデルを設定した。なお、上部構造を線形とした場合には全断面有効剛性を用いている。橋脚は上下端に塑性ヒンジを考慮した非線形回転バネを設置し、塑性ヒンジ領域以外は非線形はり要素でモデル化した。橋脚の非線形モデルは、塑性ヒンジ部および一般部ともに0-ひびわれ-降伏-終局を結ぶトリリニアモデルを用いた。

3. 解析手法

(1) 静的載荷方法

プッシュオーバーアナリシスにより橋梁全体系の保有性能を算出する場合の載荷方法として、上部構造および橋脚に一樣な慣性力を作用させる載荷方法や、地震時の応答加速度分布に応じた慣性力を載荷させる方法等が考えられる³⁾。そこで、本検討では図-3に示す3つの静的載荷方法を用い、その適用性について検討を行った。

方法A: 上部構造および橋脚両方に一樣な慣性力を作用させる載荷方法。

方法B: 上部構造のみに一樣な慣性力を作用させる方法。

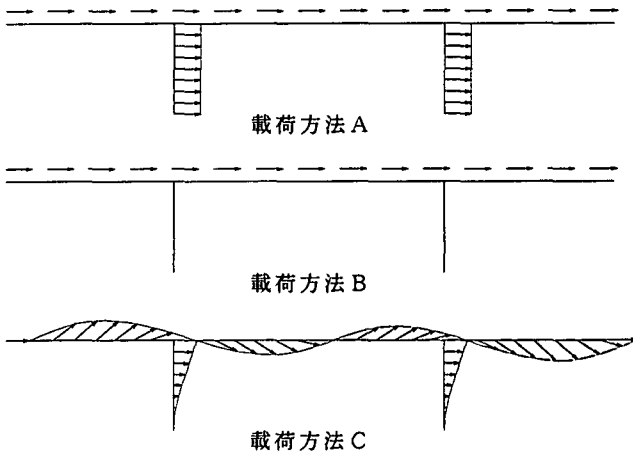


図-3 静的載荷方法

表-2 各ケースの固有周期, 降伏震度および降伏変位

解析ケース	解析方法	固有周期(sec)			完全弾塑性降伏震度			完全弾塑性降伏変位(m)		
		載荷方法A	載荷方法B	載荷方法C	載荷方法A	載荷方法B	載荷方法C	載荷方法A	載荷方法B	載荷方法C
Case1	固有振動解析	1.048	1.056	1.048	0.62	0.75	0.78	0.163	0.171	0.190
	フレーム法	1.004	0.962	0.977						
Case2	固有振動解析	1.080	1.107	1.175	0.62	0.75	0.69	0.176	0.192	0.211
	フレーム法	1.039	1.014	1.098						
Case3	固有振動解析	1.066	1.075	1.066	0.54	0.66	0.69	0.149	0.157	0.172
	フレーム法	1.025	0.982	0.995						
Case4	固有振動解析	1.092	1.121	1.180	0.54	0.66	0.68	0.158	0.172	0.210
	フレーム法	1.053	1.028	1.103						

方法C：橋脚に初期剛性を用いた場合の1次振動モードの水平、鉛直方向の加速度分布に応じて上部構造および橋脚に慣性力を作用させる載荷方法。

(2) プッシュオーバーアナリシス

図-4にプッシュオーバーアナリシスによる静的解析の結果の一例として、Case2における水平震度-水平変位関係を示す。ここで、連続ラーメン橋の初降伏および終局は、想定した4ヶ所の塑性ヒンジのうち1つが降伏あるいは終局に達するときと定義した。なお、塑性ヒンジの終局回転角は、タイプII地震動に対するコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いて算出した⁸⁾。本検討では、この算出された水平震度-水平変位関係を、0-初降伏を初期剛性とした完全弾塑性型にモデル化した場合の降伏変位および降伏震度を、構造全体系の降伏変位および降伏震度とした。

各解析ケースの完全弾塑性モデルの降伏震度および降伏変位を表-2に示す。降伏震度は、載荷方法AおよびBでは上部構造のモデルを変化させた場合でも同一の値となっている。一方、載荷方法Cでは上部構造を線形とした場合と比較して、上部構造を非線形とした場合の降伏震度が小さく評価されている。これは、載荷方法AまたはBでは、4ヶ所全ての塑性ヒンジが降伏した後に1つの塑性ヒンジが終局に至ったのに対して、載荷方法Cでは4ヶ所全ての塑性ヒンジが降伏に至る前に1つの塑性ヒンジが終局に至ったためである。なお、降伏変位は上部構造を非線形とした場合が大きく評価されている。

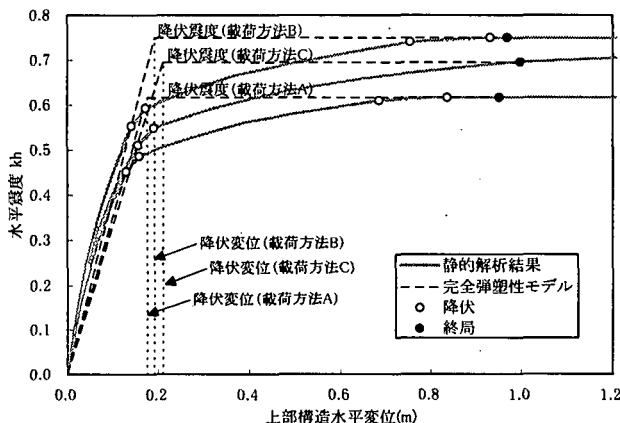


図-4 水平震度-上部構造水平変位関係 (Case2)

(3) 固有振動解析

固有振動モードおよび静的載荷における弾性変形モードの一例として、Case2の結果を比較して図-5に示す。固有振動モードは同一応答加速度に対する応答変位量で正規化して示している。なお、固有振動解析および静的弾性解析において橋脚の剛性は、プッシュオーバーアナリシスで求めた水平震度-水平変位関係の完全弾塑性モデルの初期剛性と等価な剛性を用いた。また、上部構造

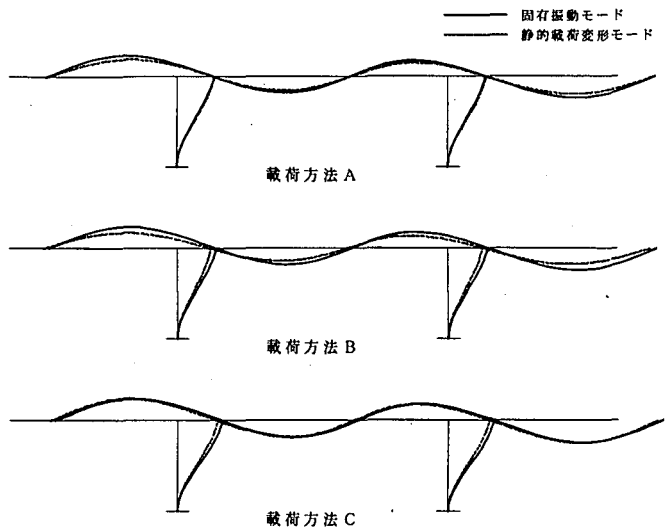


図-5 固有振動モードと静的変形モードの比較

は全断面有効剛性とした。

橋脚の弾性変形モードは、載荷方法Aを用いた場合が固有振動モードと最も良く一致している。一方、上部構造の弾性変形モードは、載荷方法Cを用いた場合が固有振動モードと最も良く一致している。載荷方法Bでは、上部構造、橋脚ともに固有振動モードとは異なった形状となっている。表-2に、各載荷方法に基づいた固有振動解析とフレーム方より求めた固有周期を示す。いずれの載荷方法においても2つの固有周期はほぼ一致している。

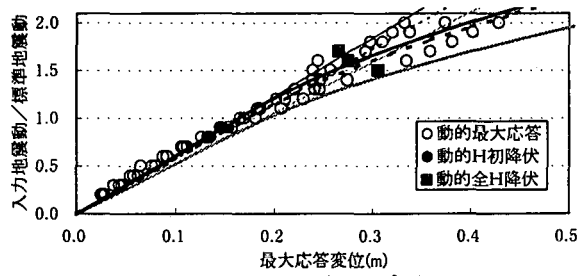
(4) 非線形動的解析

非線形動的解析では、橋脚部材の履歴特性として剛性低下型トリリニアモデル(武田型)を用いた。また、上部構造を非線形とした場合には、履歴減衰を考慮しない非線形弾性モデルを用いた。減衰特性にはRayleigh減衰を用い、地震時に卓越する固有振動モードの固有振動数は、載荷方法Aの固有振動解析に基づき設定した。なお、各部材の減衰定数は上部構造を5%¹⁰⁾、橋脚部材を2%とした。入力地震動は、タイプIおよびタイプIIとも各3波形とし、標準地震動の加速度応答スペクトルの周期特性は変化させずに、地震動強度のみを0.2~2.0倍の範囲で変化させ入力した。

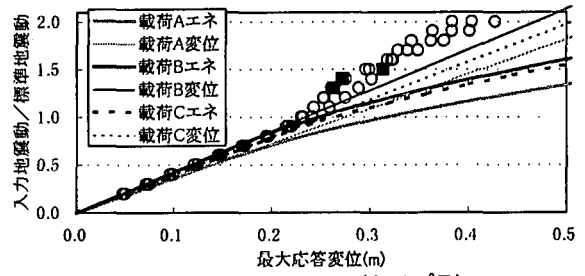
4. 動的解析および静的解析結果の比較

(1) 上部構造の最大応答変位

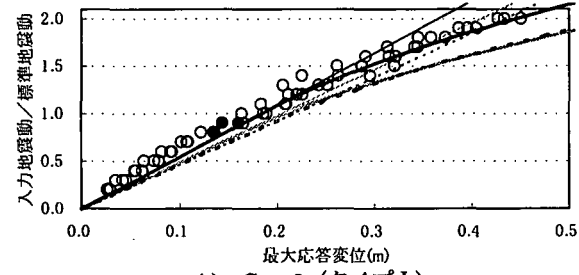
動的解析による入力地震動と上部構造の最大応答変位の関係を図-6に示す。図中、●印は橋梁全体系における初降伏を超えた段階を示し、■印は想定している4ヶ所全ての塑性ヒンジが降伏を超えた段階を示している。なお、図中には、図-4に示した水平震度-水平変位関係の完全弾塑性モデルより、それぞれのエネルギー一定則および変位一定則に基づき算出した入力地震動と上部



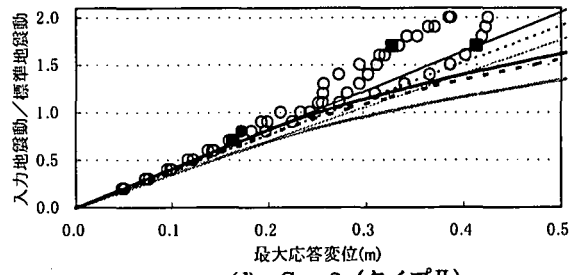
(a) Case1 (タイプI)



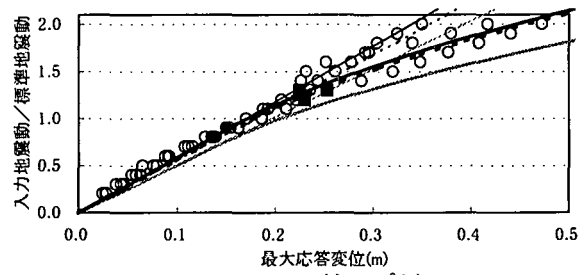
(b) Case1 (タイプII)



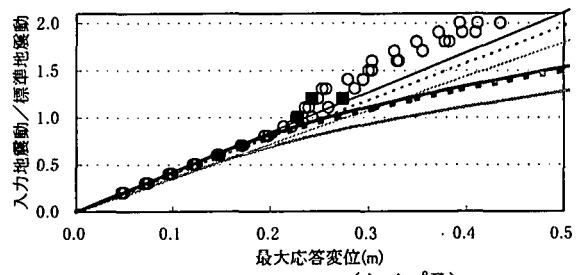
(c) Case2 (タイプI)



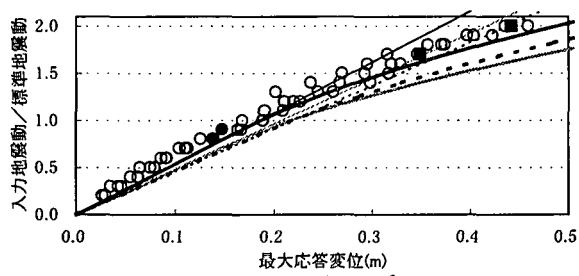
(d) Case2 (タイプII)



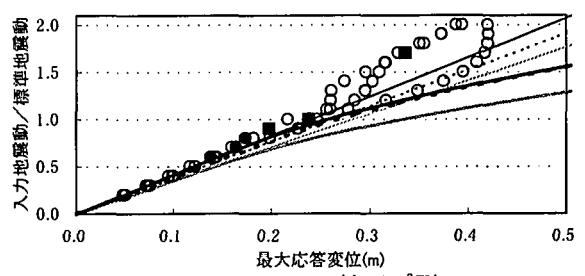
(e) Case3 (タイプI)



(f) Case3 (タイプII)

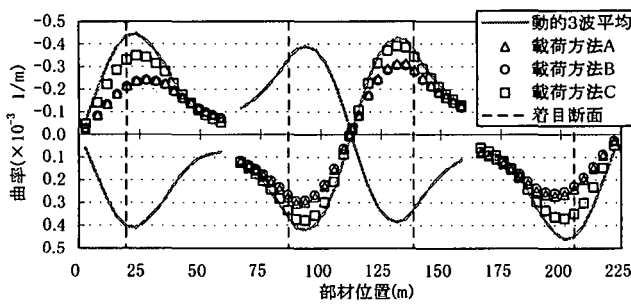


(g) Case4 (タイプI)

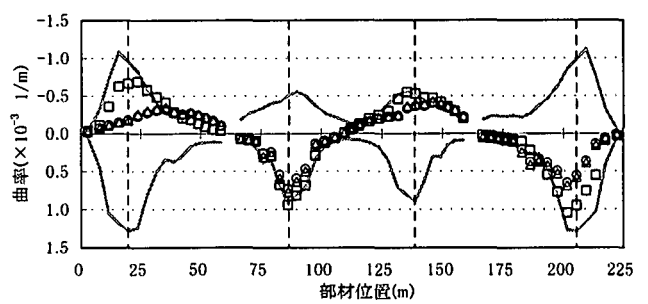


(h) Case4 (タイプII)

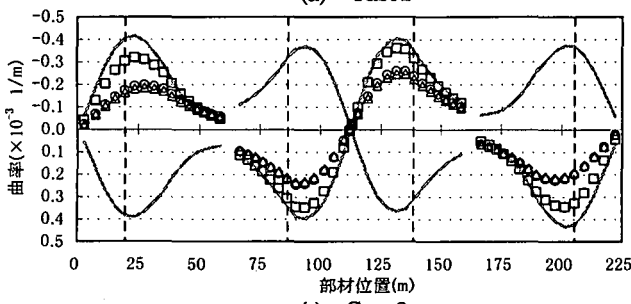
図-6 入力地震動と上部構造の最大応答変位



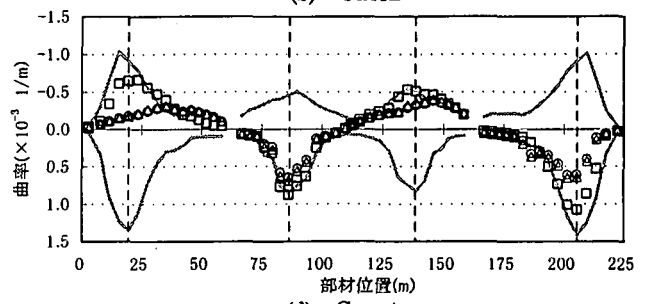
(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4

図-7 変位一定則に基づく上部構造の応答曲率

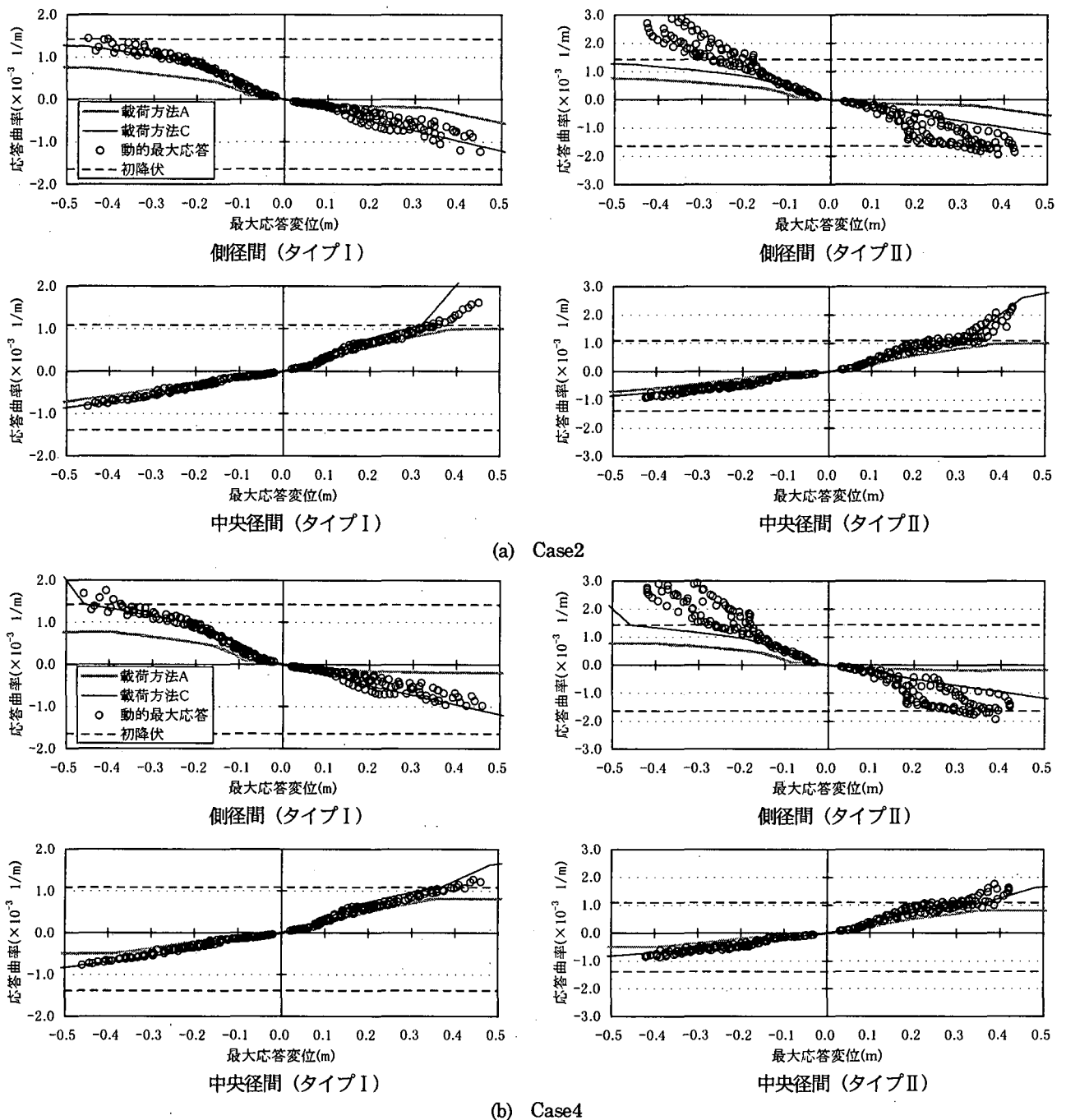


図-8 上部構造の最大応答変位と上部構造の最大応答曲率の関係

構造の応答変位の関係を付記している。なお、エネルギー一定則および変位一定則における標準水平震度は、固有振動解析により算出した固有周期に応じて道路橋示方書V編⁸⁾に規定しているタイプIまたはII地震動の標準加速度応答スペクトルから設定している。

タイプI地震動に対する動的解析の最大応答変位は、上部構造を線形としたCase1およびCase3では荷重方法Aによる完全弾塑性モデルよりエネルギー一定則に基づき算出した応答変位が上限値となっている。上部構造を非線形としたCase2およびCase4では荷重方法Bによる完全弾塑性モデルによりエネルギー一定則に基づき算出した応答変位がほぼ上限値となっている。なお、地震動強度1.0倍以下での動的応答変位は、解析ケースに関わ

らず荷重方法Bに基づく応答変位とほぼ一致している。

タイプII地震動に対する動的解析の最大応答変位は、上部構造を線形としたCase1およびCase3では荷重方法Bにより、非線形としたCase2およびCase4では荷重方法Cによる完全弾塑性モデルより変位一定則に基づき算出した応答変位が上限値となっている。また、地震動強度1.0倍以下での動的応答変位は、解析ケースに関わらず荷重方法BまたはCによる変位一定則に基づく応答変位とほぼ一致しており、地震動強度が1.0倍を超えると静的解析結果より小さな応答変位となる傾向にある。

以上、解析結果よりタイプI地震動に対しては、エネルギー一定則に基づく応答変位より、タイプII地震動に対しては変位一定則に基づく応答変位より動的応答変位

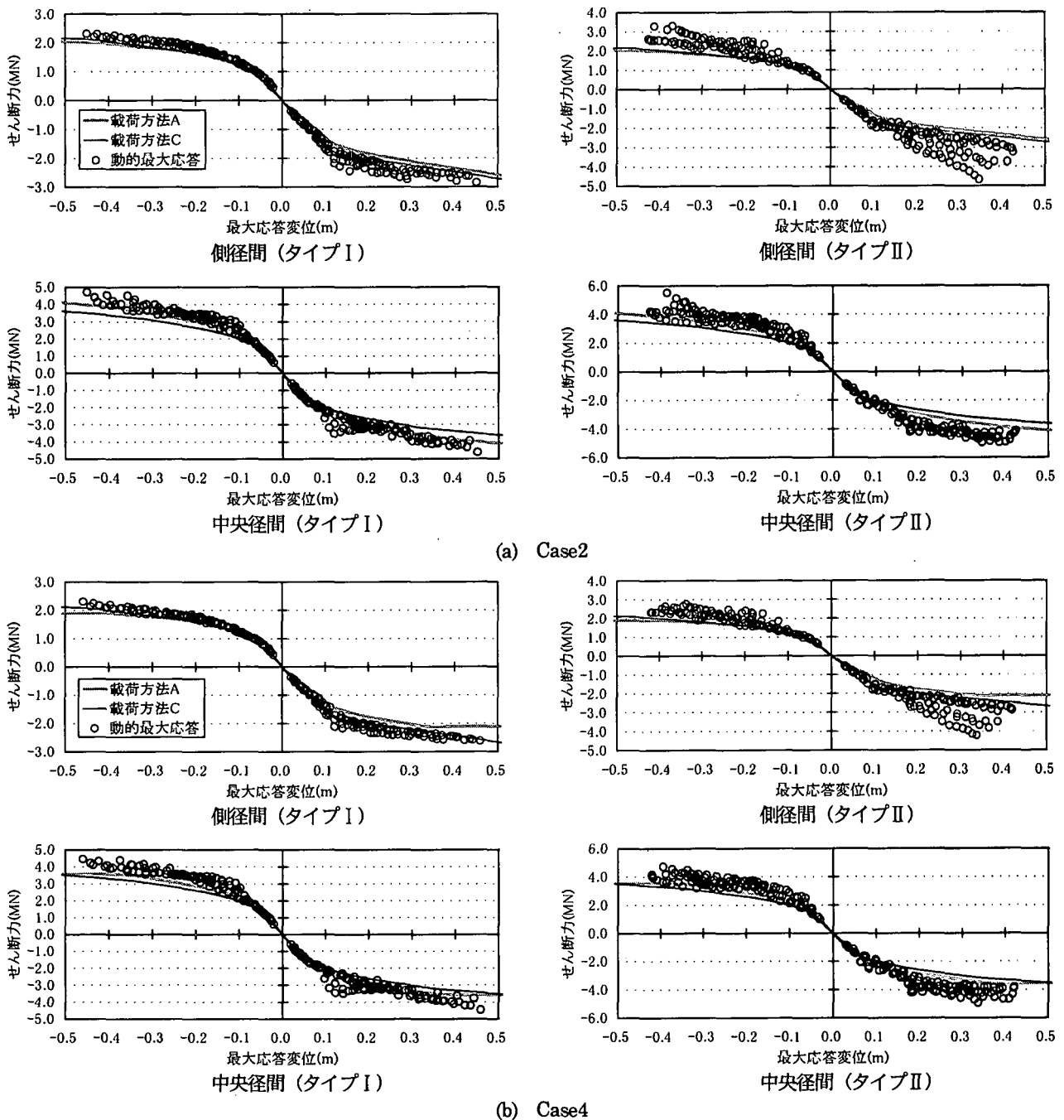


図-9 上部構造の最大応答変位と上部構造の最大せん断力

の上限値を評価可能であるものと考えられる。また、入力地震動強度が 1.0 倍以下であれば、エネルギー一定則もしくは変位一定則に基づき算出した応答変位によって動的最大応答値変位の評価が可能である。なお、本検討に用いた橋梁の地震時の固有周期が約 1.1 秒程度であることから、タイプ I 地震動に対してはエネルギー一定則による、タイプ II 地震動に対しては変位一定則による応答変位がよく一致したものと考えられる。

(2) 変位一定則に基づく上部構造の応答値

各静的荷重方法における、変位一定則に基づき算出した応答変位時の上部構造の曲率分布、およびタイプ II 地震動（地震動強度 1.0 倍）における最大応答曲率の 3 波

平均値を図-7に示す。なお、変位一定則における標準水平震度は、4. (1)と同様に求めている。

上部構造を線形とした Case1 および Case3 では、荷重方法 C による応答値が最も大きくなっているが、いずれの静的荷重方法においても動的解析による応答曲率を下回っている。一方、上部構造を非線形とした Case2 および Case4 では、荷重方法 C において、側径間のピーク値付近では動的応答値を若干下回っているものの、中央径間では動解の応答値と一致している。側径間において動的応答値が静的解析値よりも大きな値となっているのは、側径間の上下動が卓越する 3 次モードの影響によるものと考えられる。なお、荷重方法 A, B による応答値はほぼ同等であり、特に側径間において動的応答値とは

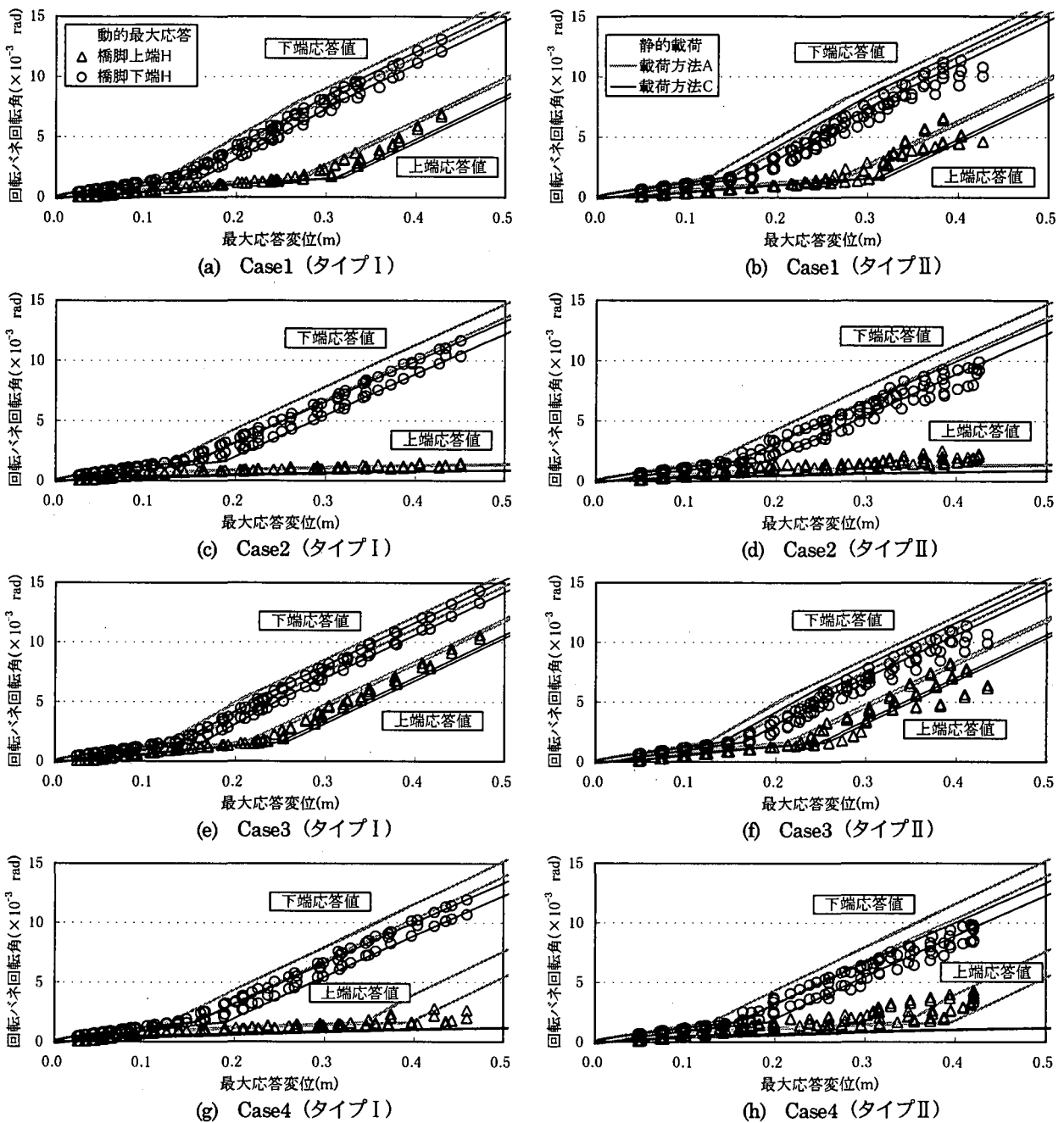


図-10 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角の関係

異なった値となっている。これより、上部構造を非線形とし、1次モードの加速度分布を考慮した静的荷重方法による変位一定則に基づき上部構造の応答値を算出することで、想定地震動に対する要求性能が概ね評価できるものと考えられる。

(3) 上部構造の最大応答曲率および最大応答せん断力

上部構造を非線形とした Case2 および Case4 における動的解析による上部構造の正負の最大応答変位と最大曲率の関係を、図-8に示す。なお、図中には正負両方向に地震動を作用させた場合の結果をプロットしている。着目点は側径間(支点より 19.50 m) および中央径間(支点より 86.25 m) の2点であり、この2点は地震時の応答曲率が卓越している断面である(図-1, 図-7参照)。

なお、静的荷重において荷重方法AとBでは上部構造の応答値に大差がないため、図中には荷重方法AおよびCによる応答変位と応答曲率、応答せん断力の関係を付記している。

タイプI地震動における応答曲率は、側径間および中央径間ともに荷重方法Cによる静的解析結果と良く一致している。タイプII地震動における応答曲率は、中央径間では荷重方法Cの静的解析結果と良く一致している。一方、側径間では動的応答値が静的応答値を大きく上回り、荷重方法Cによる応答値が動的応答値の下限値となっている。

図-9は、上部構造の最大応答変位と上部構造の応答せん断力の関係を示したものである。静的荷重による応答せん断力は、側径間では荷重方法Cによる応答値が載

荷方法Aによる応答値を若干上回っている。一方、中央径間では載荷方法Aの方が載荷方法Cより大きな応答値となっている。これは、載荷方法Cで上部構造に作用させた鉛直方向力が、側径間ではせん断力を増加させる方向に作用するのに対して、中央径間ではせん断力を低下させる方向に作用するためである。

動的解析による最大せん断力は、タイプI地震動において、側径間では載荷方法Cによる応答せん断力と一致し、中央径間では載荷方法Aによる応答せん断力と一致している。タイプII地震動に対する側径間の応答せん断力は、載荷方法Cによる応答値が動的応答値の下限値となっており、同一変位に対する動的応答値は静的応答値の2倍程度の値となっている。一方、中央径間にける動的応答値は静的応答値とほぼ一致した傾向を示している。

(4) 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角

動的解析における上部構造の最大応答変位と各塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を図-10に示す。また、図中には、各静的載荷方法によるプッシュオーバーアナリシスより算出した上部構造の水平変位と各塑性ヒンジの回転角の関係を付記している。

タイプI地震動では、いずれのケースも橋脚下端の動的応答値が載荷方法Cによる応答回転角と良く一致している。一方、上端では、載荷方法Aにより算出した応答回転角が動的応答値の上限値となっている。

タイプII地震動では、橋脚下端については上部構造の解析モデルの違いによらず、載荷方法Cより算出した回転角が動的応答値の上限値となっている。一方、上端については上部構造を線形としたCase1およびCase3では、載荷方法AまたはBにより算出した回転角が動的応答値の上限値となっている。上部構造を非線形としたCase2およびCase4の場合には、動的解析による最大応答回転角が静的解析値を若干上回っているものの、傾向は載荷方法Aによる結果とほぼ一致している。

5. まとめ

本検討では、PC連続ラーメン橋の橋軸方向を対象に、3種類の載荷方法によるプッシュオーバーアナリシスおよび非線形動的解析により、上部構造の耐震性能が橋梁全体系の保有耐力に与える影響およびその評価方法について検討を行った。その結果をまとめると、次のようになる。

(1) 動的解析による上部構造の最大応答変位は、静的解析において上部構造および橋脚両方に慣性力を作用させ、構造全体系の挙動を完全弾塑性モデルとして算出した応答変位が上限となる。

(2) 1次モードの加速度分布に基づいたプッシュオーバーアナリシスにより、エネルギー一定則に基づき算出した応答変位時の上部構造の応答曲率は、動的解析による最大応答曲率とほぼ一致する。

(3) 動的解析により算出した上部構造の最大応答変位と上部構造の最大曲率およびせん断力の関係は、タイプII地震動における側径間を除けば、静的解析による結果とほぼ一致する。

(4) 動的解析により算出した上部構造の最大応答変位と橋脚塑性ヒンジの最大応答回転角の関係は、上部構造を非線形としたモデルにおいても、静的解析による結果とほぼ一致している。

参考文献

- (1) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編，1996.7.
- (2) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC構造物耐震設計規準(案)，1999.12.
- (3) (社)土木学会：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.
- (4) (社)土木学会：橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会—耐震設計の現状と今後の課題—，1999.10.
- (5) 二階堂輝幸，角本周：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討，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.65-68，1998.1.
- (6) 角本周，吉村徹，吉川卓：PC連続ラーメン橋における静的耐震設計法の適用範囲に関する検討，第2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.109-116，1998.12.
- (7) (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.
- (8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.75-80，1996.12.
- (9) 前原康夫，日紫喜剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法によるPC連続ラーメン橋の耐震設計，第3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.243-250，1999.12.
- (10) 大塚久哲，岡田稔規，角本周，堤忠彦：PC箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.2，pp.90-97，2000.3.