

PC連続ラーメン橋の張出し施工時の耐震性能に関する一検討

角本 周¹・町 勉²・吉川 卓³

¹正会員 工修 オリエンタル建設(株) 技術部主任研究員 (〒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(株) 技術部研究員 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設(株) 技術部研究員 (同上)

1. はじめに

山岳地帯などに建設されるPC連続ラーメン橋は、一般に張出し架設工法により施工されることが多い¹⁾。この工法は、PC構造の特徴を有効に利用しており、また、桁下空間の条件に制約されないことなどから、長支間の橋梁に適した工法である。しかしながら、主桁の張出し施工中は単一の橋脚のみによって支持された安定性の劣る構造であることから、施工時における耐震性が問題となる可能性がある²⁾。この主桁の張出し施工状態は、支間100m程度で半年から1年に及ぶが、主桁が順次張出されることから、固有振動数や卓越振動モードも変化していく^{3), 4)}。よって、張出し施工時の構造系は耐震性能も順次変化していくことになるが、施工時に考慮する地震力が明確に規定されていないことから^{2), 5)}、一般には検討が行われていないのが実情である。

そこで、本検討では、3径間連続PCラーメン橋を対象にして、完成時に対して耐震設計された橋梁が張出し

施工時にどの程度の耐震性能を有しているかを検討するために、張出し長をパラメータに非線形動的解析を行った。検討は、2種類の橋脚高を設定し、橋軸方向および橋軸直角方向を対象に行った。また、最大張出し時に対してP- δ 効果を考慮した場合および考慮しない場合についても検討を行った。

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における張出し施工時の構造系を対象に行った。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¹⁾。また、橋脚高さは、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および60mの2ケースとした^{2), 5)}。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。

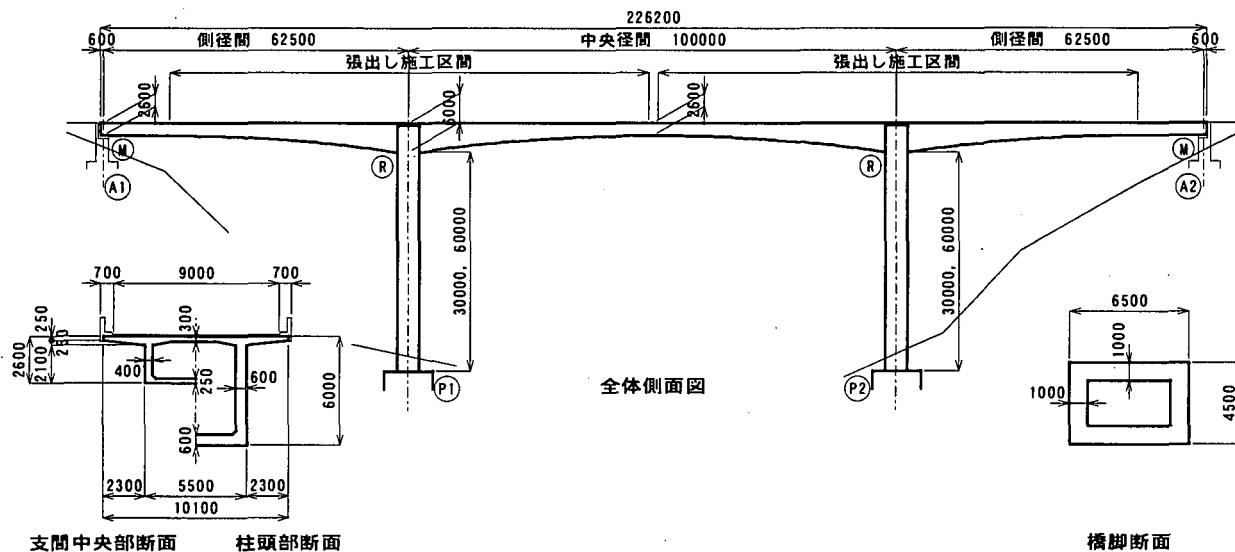


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

(2) 設計概要

対象とした橋梁は、常時については、施工時および完成時に対して「コンクリート標準示方書・設計編」⁶⁾に準拠して限界状態設計法により設計した。また、地震時については、「PC構造物耐震設計規準(案)」⁷⁾および「コンクリート標準示方書・耐震設計編」⁸⁾に準拠して限界状態設計法により耐震設計を行った⁹⁾。

橋脚は、橋軸方向については橋梁全体系で震度法および地震時保有耐力法により鋼材配置を決定し、動的解析により照査した。ここで、橋梁全体系の保有水平耐力は橋脚高30mで0.62、橋脚高40mで0.41となっている。橋軸直角方向は、1本柱形式の橋脚として震度法および地震時保有耐力法により鋼材配置を決定し、橋梁全体系で動的解析により照査している。ここで、橋脚の分担する上部構造の重量は、死荷重作用時の反力の2/3を下限值としている⁵⁾。橋脚高30mおよび60mに対する橋脚の鋼材配置を、図-2に示す。なお、橋脚高さ60mの橋梁の橋脚については、帯鉄筋を橋脚高さ30mの橋梁と同一に設定しており、せん断破壊に対して余裕をもたせた設計となっている。また、本検討では、いずれの橋脚高さにおいても軸方向鉄筋の段落しは設けていない。

一方、上部構造は、レベル2地震動に対して要求される耐震性能に応じた限界状態（以下、初降伏）を、橋軸方向については①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、②配置されていない場合には鉄筋の初降伏状態¹⁰⁾、橋軸直角方向については①ウェブに配置される鉄筋の初降伏状態または②PC鋼材の弾性限界¹¹⁾として設計した。なお、常時に対する設計および耐震設計の結果、橋脚高さ30mと橋脚高さ60mとは同一の鋼材配置となっている。

(3) 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ラーメン橋の張出し施工時を対象として解析を行っている。検討は、張出し

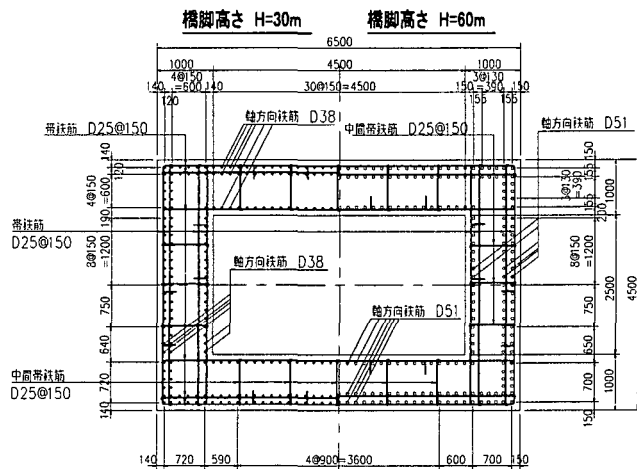


図-2 橋脚断面図

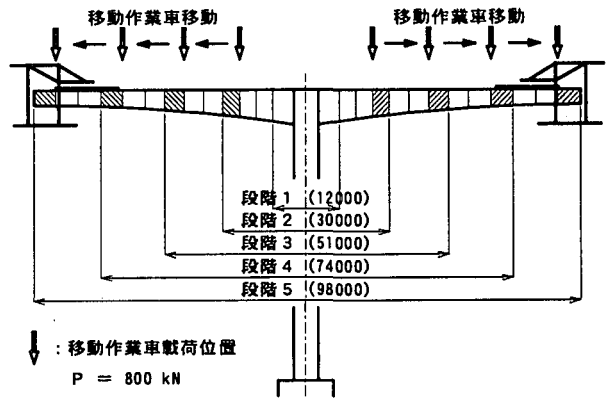


図-3 設定した張出し段階

長をパラメータとして行い、柱頭部の施工時から最大張出し時までの5段階に分けて解析モデルを作成した。図-3に設定した張出し段階および移動作業車位置を示す。なお、張出し段階2～5の最先端ブロック（図のハッチ部分）はコンクリート打設直後の状態を想定しているため、線形はり要素でモデル化を行った。解析モデルは、完成系の一般的な解析方法と同様に、橋軸方向は橋脚上下端2箇所に塑性ヒンジを設け、直角方向には橋脚下端のみに塑性ヒンジを設けている。また、塑性ヒンジ領域以外是非線形はり要素でモデル化を行った。

(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。橋脚部材の骨格曲線は張出し段階毎の上部構造重量を考慮して算出している。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⁹⁾。

上部構造の非線形モデルは履歴減衰を考慮しない非線形弾性モデルを用い、各張出し段階の上部構造の曲げモーメントや鋼材配置、および移動作業車荷重を考慮して設定した。上部構造の非線形特性としては、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⁹⁾。

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⁾、¹¹⁾、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、張出し施工時の保有性能を把握するために、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、地震動強度と応答値の関係について検討を行っている。

(5) P-δ効果の影響

本橋梁のように、橋脚高さ30mおよび60mと比較的高く、また最大張出し時のように1本柱形式でかつ上

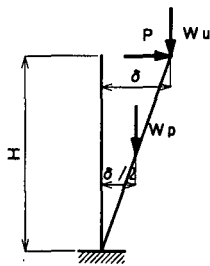


図-4 P-δ効果の考え方

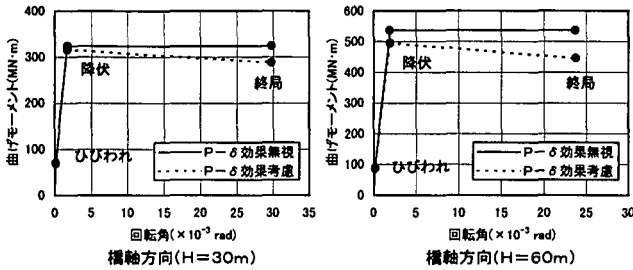


図-5 P-δ効果を考慮した塑性ヒンジのM-θ関係

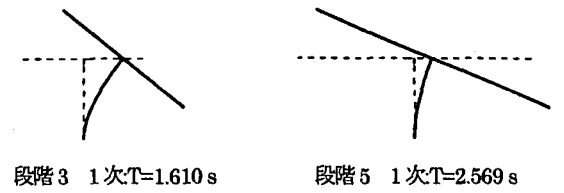
部構造重量が比較的大きな場合には、地震時のP-δ効果を見逃すことができないものと考えられる^{1,2)}。そこで、本検討では、最大張出し時である段階5を対象にP-δ効果を考慮した非線形動的解析を行った。

P-δ効果による付加モーメントは、高橋・矢部の研究³⁾を参考に、図-4に示すように上部構造重量と橋脚重量によるものを考慮することとした。このときのP-δ効果による付加モーメントを考慮した橋脚下端の曲げモーメントは、式(1)により求められる。

$$M_{NL} = M_{NL} - W_u \delta - W_p \delta / 2 \quad (1)$$

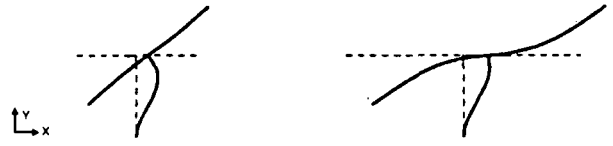
- ここに、 M_{NL} : P-δ効果を考慮した曲げモーメント
- M_{NL} : P-δ効果を無視した曲げモーメント
- W_u : 上部構造重量
- W_p : 橋脚躯体重量
- δ : 慣性力作用位置における変位

図-5に、P-δ効果を考慮した場合および考慮しない場合の橋軸方向橋脚下端塑性ヒンジのM-θ関係を示す。本検討では、慣性力作用位置に静的に水平力を作用させたときの水平変位と橋脚下端の曲げモーメントの関係から、式(1)によりP-δ効果を考慮した場合の曲げモーメントを算出し、塑性ヒンジのM-θ関係の骨格曲線を補正することによりP-δ効果を考慮することとした。なお、高橋・矢部の研究によると、30mの橋脚高さでP-δ効果を考慮した場合の初降伏および終局時の変位は、考慮しない場合の2%程度しか増加していない結果となっているため、回転角についての補正は行わないこととした^{1,3)}。



段階3 1次:T=1.610s

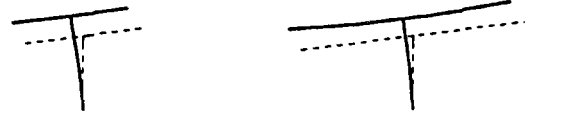
段階5 1次:T=2.569s



段階3 2次:T=0.385s

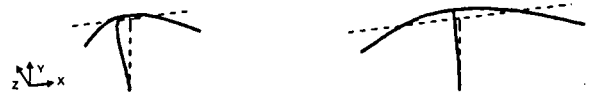
段階5 2次:T=0.693s

図-6 固有振動モード (H=30m 橋軸方向)



段階3 1次:T=1.000s

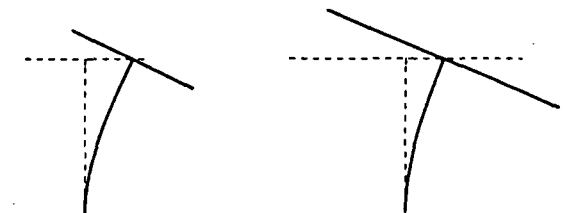
段階5 1次:T=1.204s



段階3 2次:T=0.102s

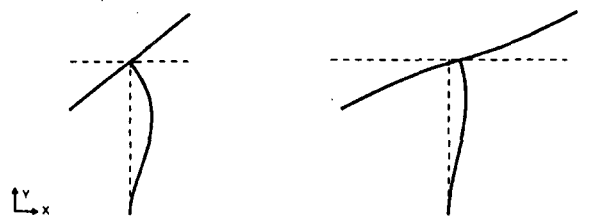
段階5 2次:T=0.309s

図-7 固有振動モード (H=30m 直角方向)



段階3 1次:T=3.437s

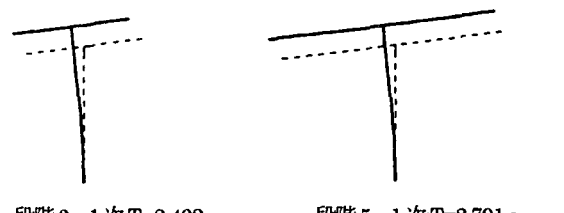
段階5 1次:T=4.429s



段階3 2次:T=0.628s

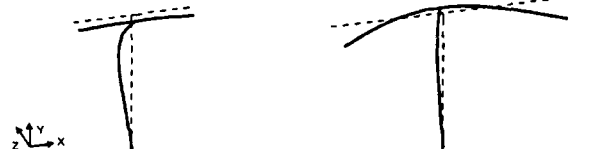
段階5 2次:T=1.195s

図-8 固有振動モード (H=60m 橋軸方向)



段階3 1次:T=2.402s

段階5 1次:T=2.791s



段階3 2次:T=0.282s

段階5 2次:T=0.351s

図-9 固有振動モード (H=60m 直角方向)

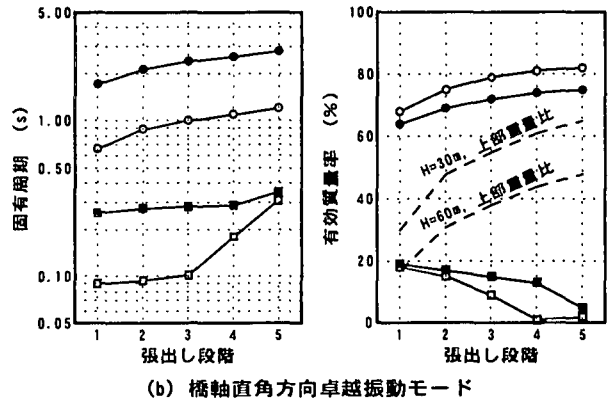
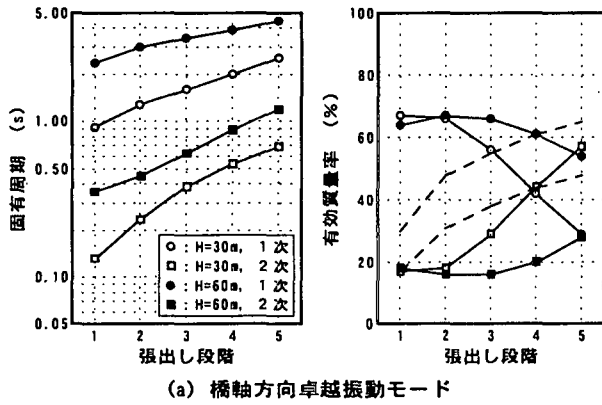


図-10 張出し施工時の固有周期および有効質量率

3. 固有振動特性

図-6~9に、張出し段階3, 5における加震方向に対して卓越する固有振動モードを示す。また、図-10に、

張り出し施工時の固有周期および有効質量率の変化を示す。ここで、各固有振動特性は、橋脚には降伏剛性を、上部構造には全断面有効剛性を用いて算出している。

図より、張出し段階の違いにより固有振動モードおよ

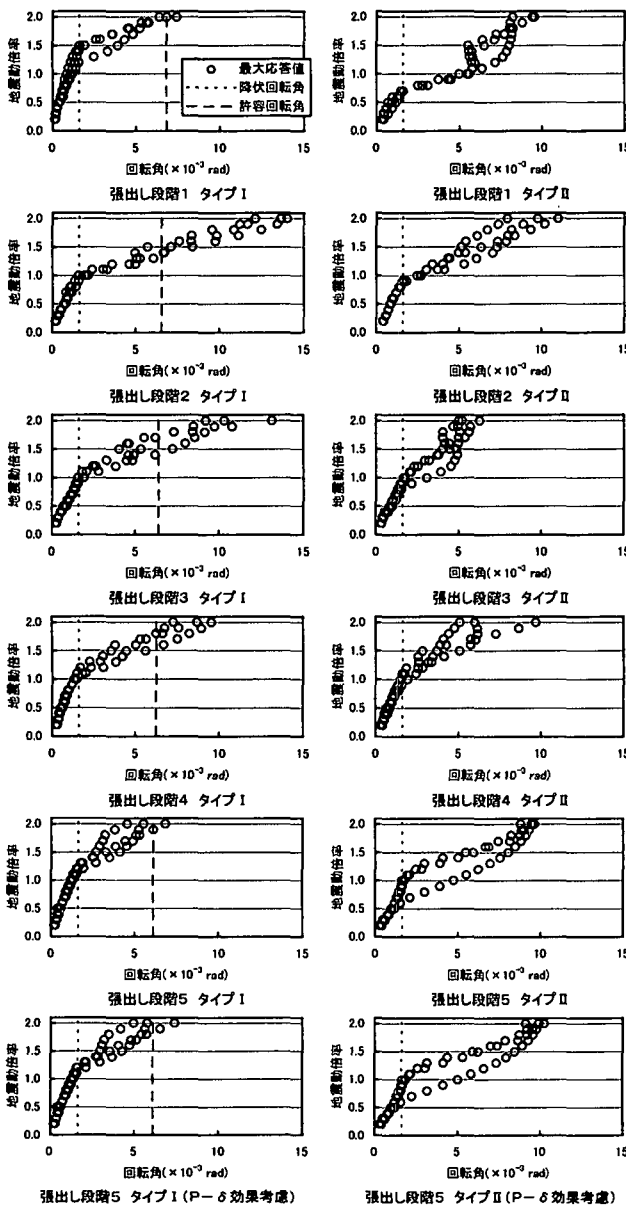


図-11 橋脚下端塑性ヒンジ回転角 (H=30m 橋脚軸方向)

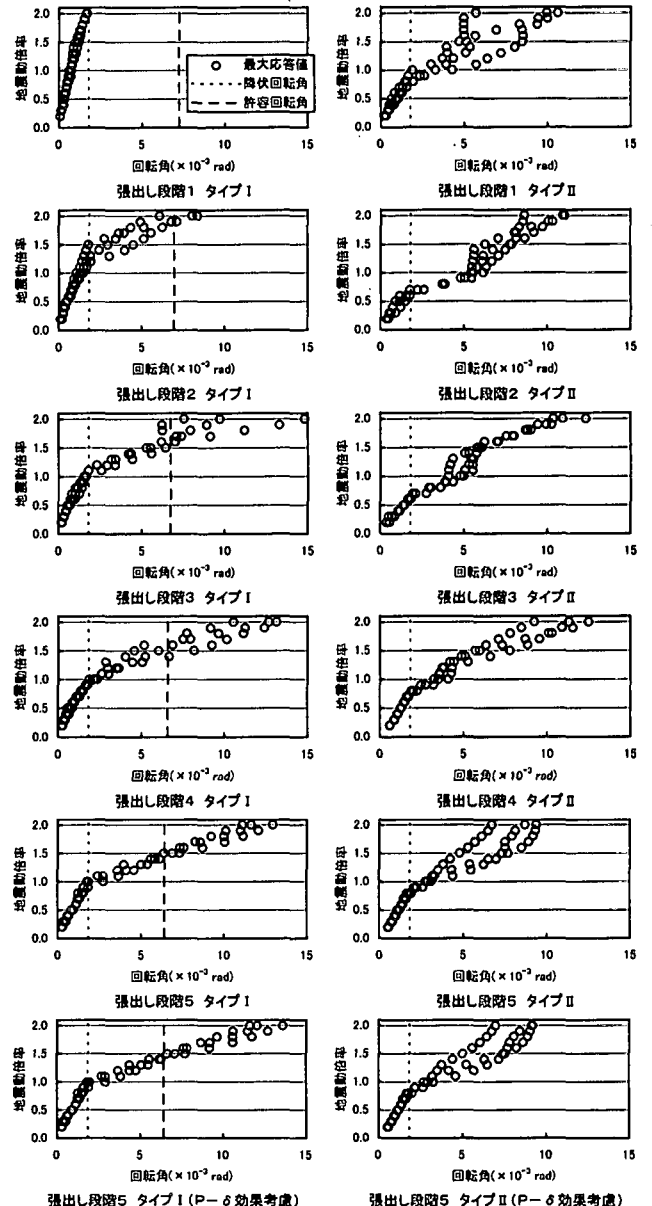


図-12 橋脚下端塑性ヒンジ回転角 (H=30m 直角方向)

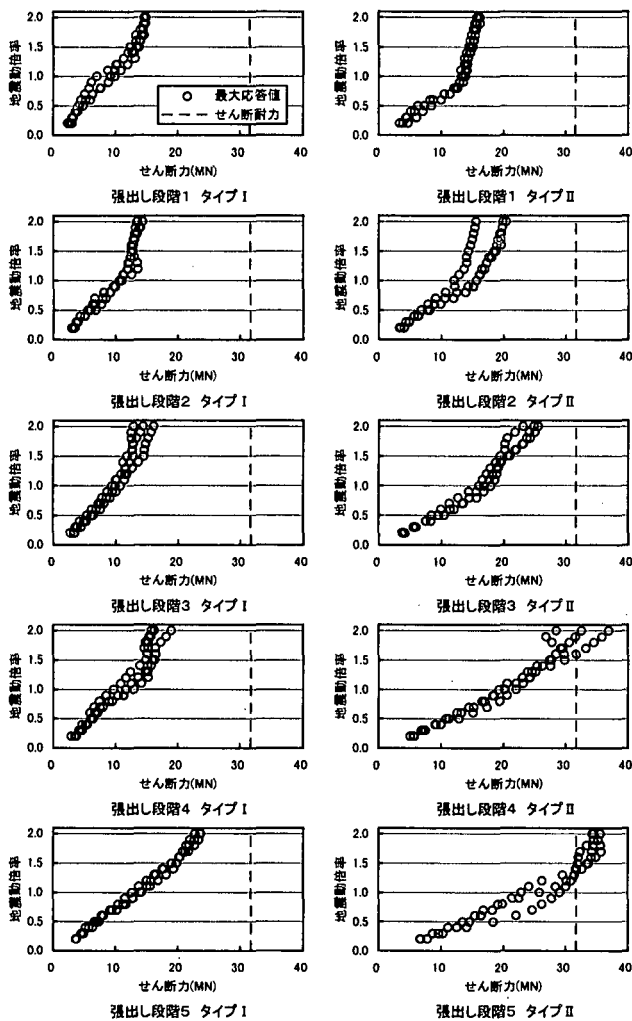


図-13 橋脚下端応答せん断力 (H=30m 橋軸方向)

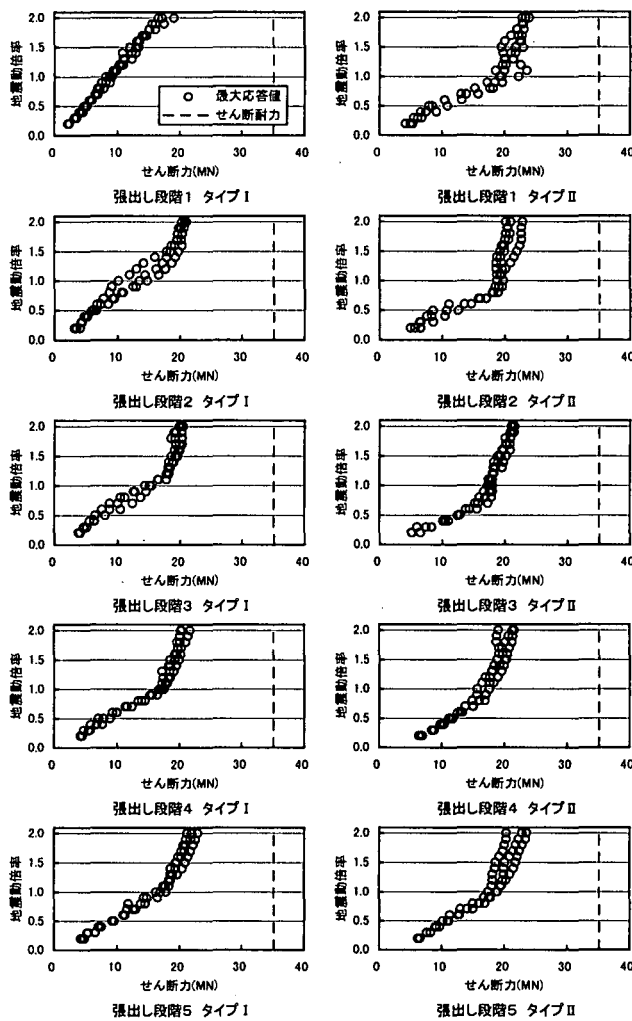


図-14 橋脚下端せん断力 (H=30m 直角方向)

び固有周期が変化していることが分かる。特に、橋軸方向については、張出し長が長くなると1次モードの有効質量率が減少する傾向があり、橋脚高30mの最大張出し時には、2次モードの有効質量率のほうが1次モードより大きくなる。

4. 張出し施工時の耐震性能

(1) 橋脚下端塑性ヒンジの応答回転角 (H=30m)

橋脚高さが30mの場合の各張出し段階における入力地震動倍率と橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を図-11, 12に示す。なお、図中には各張出し段階における塑性ヒンジの降伏回転角および許容回転角を付記している。また、最大張出し時である段階5において、橋脚下端塑性ヒンジのM- θ 関係に前述のP- δ 効果を考慮した場合の最大応答回転角についても示している。

橋軸方向の応答回転角は、タイプI地震動では、入力地震動倍率が2.0倍に至ると全てのケースで許容回転角を超える結果となっている。張出し段階で比較すると、段階2以降、張出し長の増加とともに最大応答値が低下する傾向にある。一方、タイプII地震動における応答回

転角は、張出し段階2で最大、段階3で最小となっている。なお、橋軸方向において応答回転角が最大となるのは、張出し段階2のタイプI地震動である。橋軸直角方向の応答回転角は、タイプI地震動では入力地震動倍率が2.0倍に至ると張出し段階1を除いた全てのケースで許容回転角を超える結果となっている。タイプI地震動において応答回転角が最大となるのは段階3である。一方、タイプII地震動における応答回転角は、張出し段階4で最も大きく、段階5で最も小さくなっている。直角方向において応答回転角が最大となるのは、張出し段階3のタイプI地震動である。

張出し段階5におけるP- δ 効果を考慮した場合の応答回転角を考慮しない場合と比較すると、橋軸方向および直角方向とも、その影響は顕著に現れていない。

なお、全ての解析ケースにおいて、入力地震動倍率が1.0程度であれば、許容回転角に対して十分に安全な結果となっている。

(2) 橋脚下端の応答せん断力 (H=30m)

橋脚高さが30mの場合の各張出し段階における入力地震動倍率と橋脚下端の最大応答せん断力の関係を図-

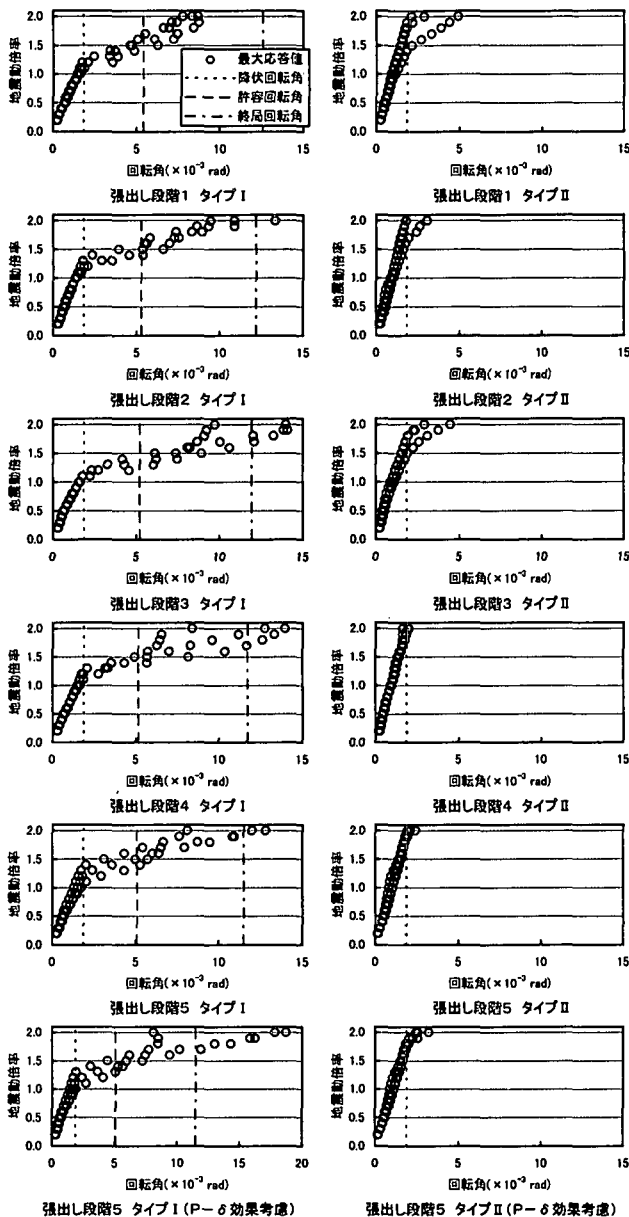


図-15 橋脚下端塑性ヒンジ回転角 (H=60m 橋軸方向)

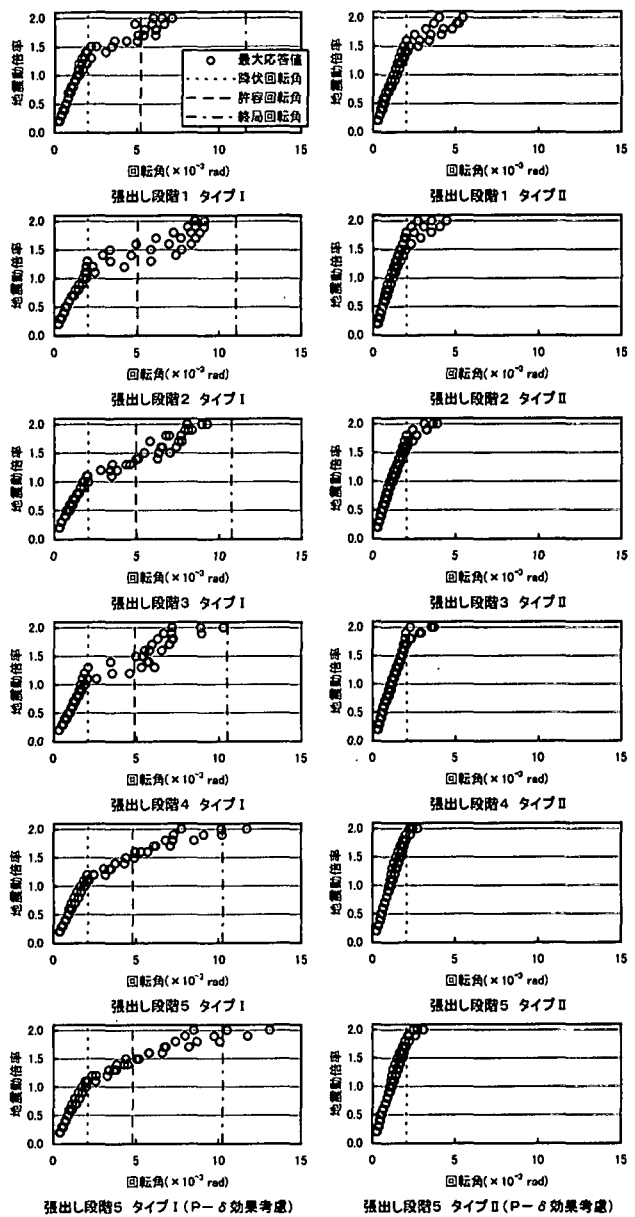


図-16 橋脚下端塑性ヒンジ回転角 (H=60m 直角方向)

13, 14 に示す。また、図中には各張出し段階における橋脚下端のせん断耐力を付記している。入力地震動倍率と応答せん断力の関係は、いずれの解析ケースにおいても橋脚下端塑性ヒンジの塑性化に対応して勾配が変化していることが分かる。

橋軸方向の応答せん断力は、タイプ I 地震動の場合、張出し長の増加とともにその値が大きくなっている。一方、タイプ II 地震動では、張出し段階 1~4 では張出し長の増加とともに最大応答値が増加しているが、段階 5 では段階 4 より小さな値となっている。なお、張出し段階 4 および 5 では最大応答値がせん断耐力を超えているが、その時の地震動倍率は 1.4~1.6 であり、入力地震動倍率が 1.0 程度であれば、せん断耐力に対して十分に余裕のある結果となっている。

橋軸直角方向のタイプ I 地震動では、張出し長の増加に伴い、若干ではあるが最大応答値が増加する傾向にあ

る。一方、タイプ II 地震動では、張出し段階 5 において最大応答値を示すが、張出し長の変化による応答値への影響は顕著に表れていない。なお、直角方向では、全ての解析ケースでせん断耐力を下回る応答となっている。

(3) 橋脚下端塑性ヒンジの応答回転角 (H=60m)

橋脚高さが 60m の場合の各張出し段階における入力地震動倍率と橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を図-15, 16 に示す。また、張出し段階 5 については、P-δ 効果を考慮した解析結果を付記している。なお、図中には各張出し段階における塑性ヒンジの降伏回転角、許容回転角および終局回転角を付記している。

橋軸方向のタイプ I 地震動では、張出し段階 1 が最も小さな応答値となっており、また、張出し段階 2~5 においては、入力地震動倍率が 2.0 程度で終局回転角を超える応答となっている。一方、タイプ II 地震動の場合に

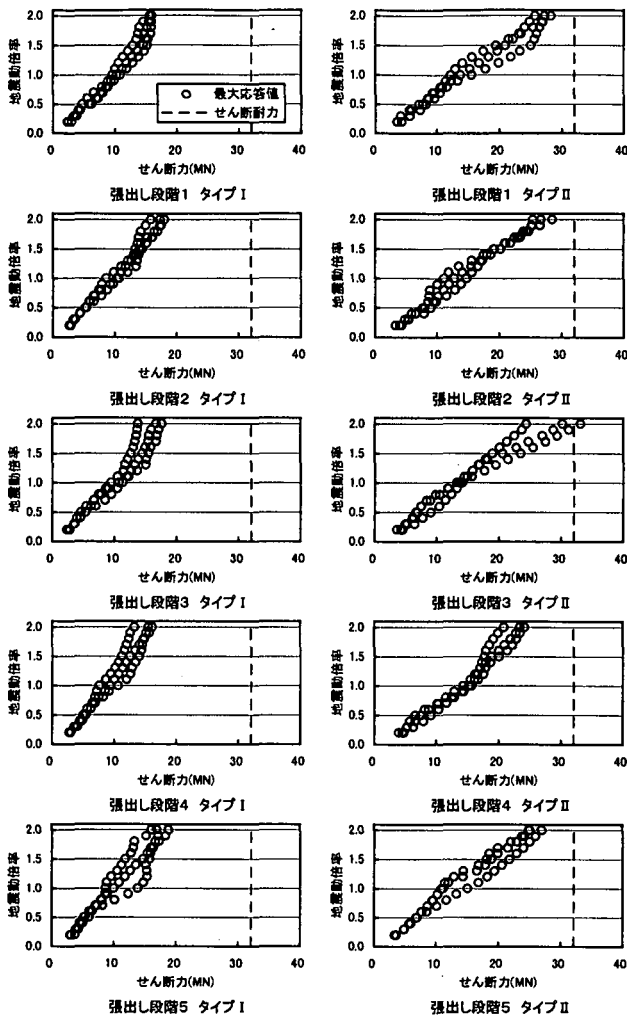


図-17 橋脚下端応答せん断力 (H=60m 橋軸方向)

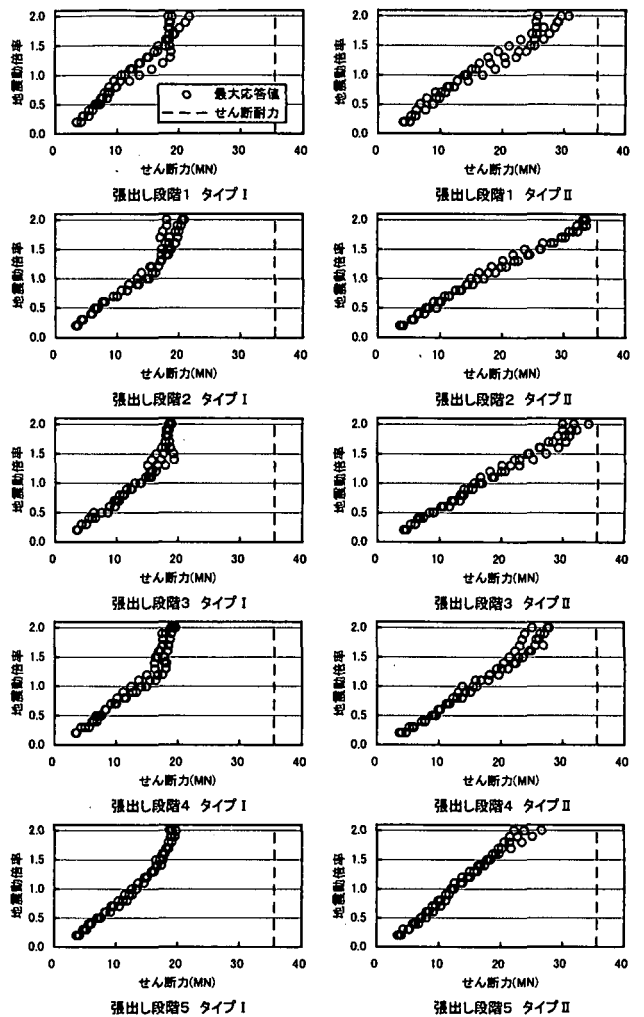


図-18 橋脚下端せん断力 (H=60m 直角方向)

は、張出し段階1で最大応答値を示しているものの、いずれの解析ケースにおいてもほぼ弾性に近い応答となっている。なお、橋軸方向において応答回転角が最大となるのは、張出し段階3におけるタイプI地震動である。

P- δ 効果を考慮した場合、タイプI地震動では、橋脚高さが30mの場合と異なり、その影響が顕著に現れており、P- δ 効果を考慮した場合の応答回転角は、考慮しない場合と比較して最大50%程度増加している。タイプII地震動においては弾性に近い応答となっているため、P- δ 効果による影響は僅かである。

橋軸直角方向のタイプI地震動においては、張出し長の増加に伴い最大応答回転角が増加する傾向にあり、張出し段階5の入力地震動倍率が2.0の場合に終局回転角を超える応答を示している。一方、タイプII地震動においては、張出し長の増加とともに最大応答値が小さくなる傾向にあり、最大張出し時である段階5では、ほぼ弾性応答となっている。P- δ 効果を考慮した場合、タイプI地震動では応答回転角が最大約20%程度増加しているが、タイプII地震動では、ほぼ弾性応答であるため顕著な差は見られない。

以上、橋脚高さを60mとした場合には、応答回転角が

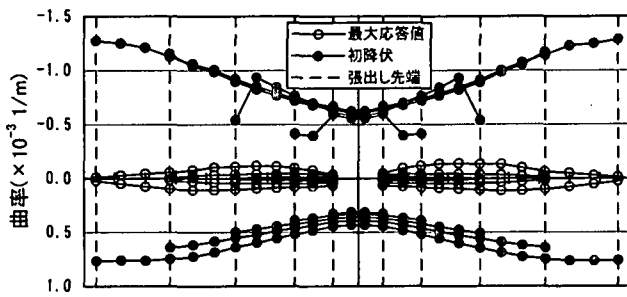
終局回転角を超えるケースもあるが、地震動倍率が1.0程度であれば、全ての解析ケースにおいて応答回転角は降伏回転角程度であることから、橋脚高さが高い場合についても十分な耐震性能を有しているものといえる。

(4) 橋脚下端の応答せん断力 (H=60m)

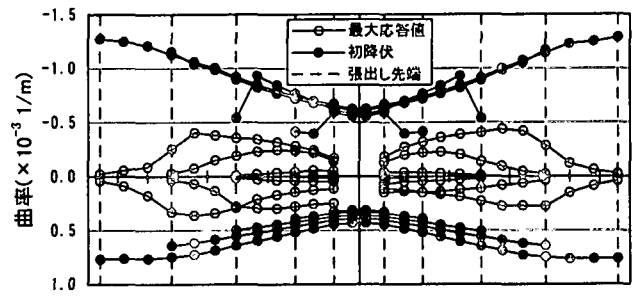
橋脚高さが60mの場合の各張出し段階における入力地震動倍率と橋脚下端の最大応答せん断力の関係およびせん断耐力を図-17, 18に示す。地震動倍率と応答せん断力の関係は、橋脚高さ30mの解析結果と同様に、塑性ヒンジの塑性化に対応して、その勾配が変化している。

橋軸方向のタイプI地震動では、最大応答せん断力はいずれの張出し段階においてもほぼ一定値となっている。一方、タイプII地震動では、張出し段階3において最大となっており、入力地震動倍率が2.0の場合にはせん断耐力を超える応答となっている。

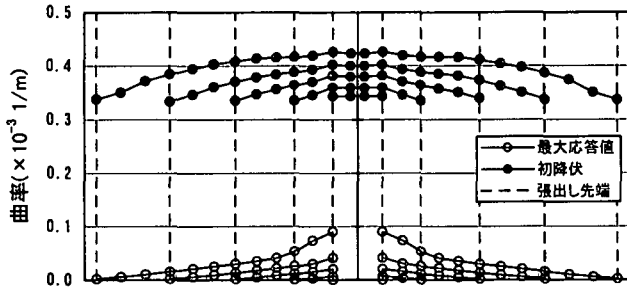
橋軸直角方向のタイプI地震動では、橋軸方向の結果と同様に張出し段階に関わらず、最大応答せん断力がほぼ一定値を示している。一方、タイプII地震動では、張出し段階3で最大応答値を示し、段階5が最も小さな値となっている。



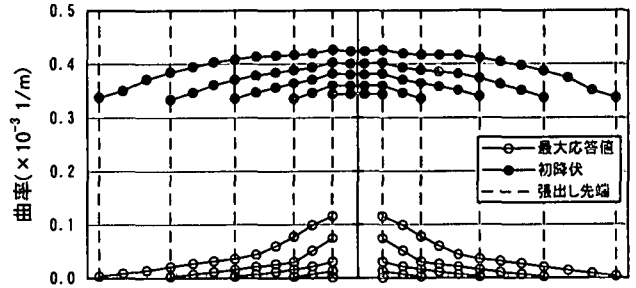
(a) 橋軸方向 タイプI



(b) 橋軸方向 タイプII



(c) 直角方向 タイプI



(d) 直角方向 タイプII

図-19 各張出し段階における上部構造の最大応答曲率 (H=30m)

(5) 上部構造の耐震性能

図-19に、橋脚高さ30mの場合の各張出し段階における入力地震動倍率1.0に対する最大応答曲率の3波平均値を示す。図中には上部構造の初降伏に対する曲率を付記している。また、破線は各張出し段階における先端ブロック（張出し段階2～5については、1ブロック内側）位置を示している（図-3参照）。

図より、いずれの張出し段階においても橋軸方向および直角方向ともに完成時に対して設定した限界状態を十分に満足していることがわかる。これより、完成時に対して耐震性能を満足するように設計を行った上部構造は、張出し施工時においても十分な耐震性を有することがいえる。

5. まとめ

本検討では、PC連続ラーメン橋の張出し施工時の耐震性について、張出し長および橋脚高さをパラメータに検討を行った。その結果をまとめると、次のようになる。

- (1) 張出し施工時における橋脚の塑性ヒンジ応答回転角および応答せん断力は、上部構造重量が比較的大きくなる最大張出し時に最大になるとは限らない。
- (2) 完成時に対して耐震設計された橋脚は、張出し施工時に作用する地震動に対して十分な耐震性を有する。
- (3) P- δ 効果による影響は、橋脚高さが高い場合に顕著に現れ、P- δ 効果を考慮しない場合と比較して塑性ヒンジの応答回転角は最大約1.5倍程度となる。
- (4) 完成時に対して耐震性能を満足するように耐震設計を行った上部構造は、張出し施工時においても十分な耐震性能を有する。

参考文献

- 1) (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.
- 2) (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.
- 3) Tsunomoto, M., Higuchi, H. and Goto, Y.: Proc. of the First Japan-Italy Workshop on Seismic Design of Bridges, pp.439-456, 1995.3.
- 4) 角本周, 大塚久哲, 運上茂樹, 長屋和宏: AMDによるPC斜張橋の施工時制震に関する検討, 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp.201-208, 1996.11.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.12.
- 6) (社)土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 1996.3.
- 7) (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.
- 8) (社)土木学会: コンクリート標準示方書・耐震設計編, 1996.7.
- 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, 石原真一, 角本周, 堤忠彦: 交番載荷実験に基づくPC箱桁の復元力特性の提案, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.5, pp.18-24, 2000.9.
- 11) 岡田稔規, 大塚久哲, 矢葺亘, 角本周, 堤忠彦: 橋軸直角方向交番載荷実験によるPC箱桁の履歴特性, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.527-532, 2000.10.
- 12) (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, 1997.5.
- 13) 高橋雅裕, 矢部正明: 各国の耐震設計基準によって耐震設計されたRC橋脚のP- δ 効果の比較, 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.349-356, 1999.12.