

直接基礎に支持された連続ラーメン橋の張出し施工時の耐震性能

浦川 洋介¹・角本 周²・吉川 卓³・大木 太⁴

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 4-2-31)

²正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

⁴正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 (同上)

1. はじめに

PC橋の架設方法の一つである張出し架設工法は、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、山岳地帯の長支間の橋に適した工法である¹⁾。しかしながら、主桁の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能が問題となる可能性がある²⁾。そこで、著者らは、張出し施工時の耐震性能について、橋脚下端を固定条件とした場合の検討を行っている³⁾。橋脚下端を固定条件とした検討は、基礎に非線形性が生じないように設計するケーソン基礎や杭基礎に支持された場合は⁴⁾、その耐震性能を十分把握しているものと考えられる。一方、直接基礎に支持された場合は、①基礎の最大抵抗モーメントが橋脚下端の終局モーメント以下となること⁵⁾、⁶⁾、②根入れの少ない基礎のロッキング振動はエネルギー吸収の少ない原点指向型の履歴を示すことなどから⁷⁾、⁸⁾、その耐震性能は橋脚

下端を固定条件とした場合より劣ることが考えられる。

そこで、直接基礎に支持された連続ラーメン橋を対象にして、張出し施工時にどの程度の耐震性能を有しているかの検討を行った。検討は、張出し長や橋脚高をパラメータにし、橋軸方向および橋軸直角方向を対象に行った。さらに、基礎のロッキング振動をより小さい地震動から生じさせることで、橋を免震化する構造を採用する場合を想定して⁵⁾～⁷⁾、フーチング寸法を縮小した場合も検討した。

2. 検討対象橋および解析モデル

(1) 検討対象橋

検討は、図-1に示す中央径間 100m のPC 3径間連続ラーメン橋の張出し施工時の構造系を対象に行った。対象橋の桁高や径間長の比率は、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、橋脚高は、30m および 60m の2ケースとした³⁾、⁵⁾。

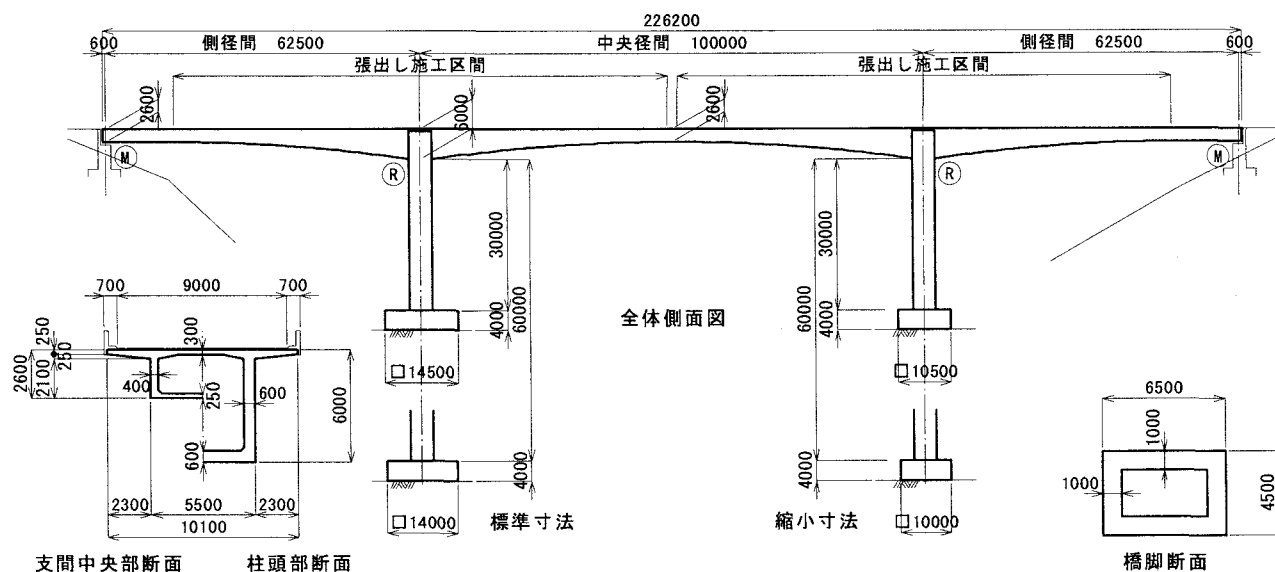


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

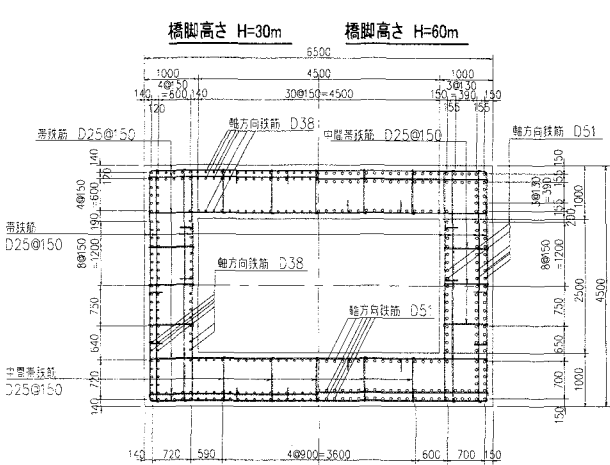
橋脚は、橋軸方向については橋梁全体系として、また、橋軸直角方向は1本柱形式の橋脚として、レベル1およびレベル2地震動に対して耐震性能を満足するように鋼材配置を決定した^{3), 5)}。橋脚高 30m および 60m に対する橋脚の鋼材配置を、図－2 に示す。

直接基礎は、その支持地盤を岩盤とし、表－1 に示す CM 級および CL 級の 2 種類の岩級を想定した⁵⁾。また、フーチング寸法は、CL 級の岩盤に根入れが無い状態で設置する条件において、レベル1地震動に対する耐震性能を満足するように設定した（以下、標準寸法、橋脚高 30m で 14.5×14.5m、橋脚高 60m で 14.0×14.0m⁵⁾）。さらに、基礎のロッキング振動により免震化を図る場合として、フーチング寸法を約 70%に縮小した場合（以下、縮小寸法、橋脚高 30m で 10.5×10.5m、橋脚高 60m で 10.0×10.0m）も検討した。

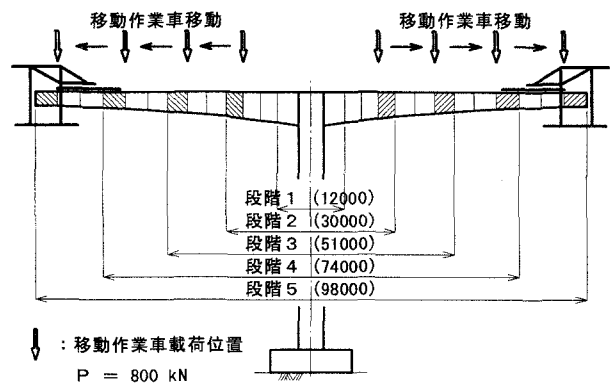
(2) 解析モデルおよび解析パラメータ

本検討では、図－3 に示すように、柱頭部の施工時から最大張出し時までの5段階を対象に解析を行った。なお、解析では、矩体重量以外に図－3 に示す位置に移動作業車の重量を考慮している。また、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た³⁾。

解析モデルは、橋軸方向は橋脚上下端2箇所塑性ヒンジを、橋軸直角方向には橋脚下端のみに塑性ヒンジを設けた。ここで、塑性ヒンジの骨格曲線は0－降伏－終局を結ぶ完全バイリニアモデルとし、履歴特性としては Takeda モデル（ $\alpha=0.5$ ）を用いた⁴⁾。また、上部構造および塑性ヒンジ領域以外の橋脚部分は、全断面有効剛性を有する線形はり部材でモデル化した。



図－2 橋脚断面図



図－3 設定した張出し段階

表－1 検討で想定した支持岩盤の諸数値

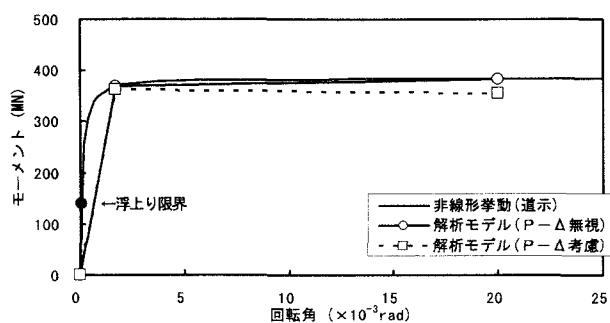
岩級		CM 級	CL 級
平板載荷試験値相当の地盤反力係数	$\times 10^3 \text{ MN/m}^3$	12.00	5.33
地盤反力度の上限値	MN/m^2	3.00	1.80

表－2 橋脚および基礎の非線形特性(H=30m)

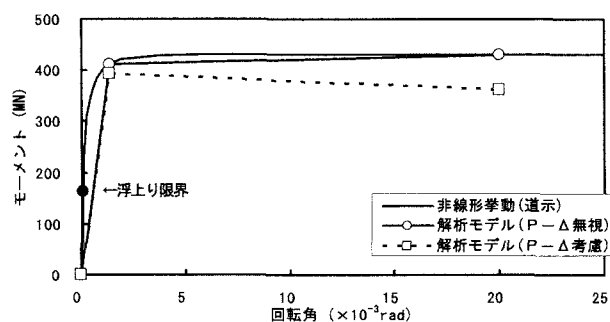
			張出し段階		
			1	3	5
橋脚上端 塑性ヒンジ 橋軸	降伏モーメント	MN・m	275	291	302
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.58	1.60	1.62
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	19.17	17.69	16.71
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	39.14	34.93	32.25
橋脚下端 塑性ヒンジ 橋軸	降伏モーメント	MN・m	294	310	321
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.60	1.63	1.65
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	17.40	16.09	15.23
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	34.10	31.17	29.89
橋脚下端 塑性ヒンジ 橋軸直角	降伏モーメント	MN・m	435	459	477
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.79	1.83	1.86
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	18.29	16.74	15.71
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	39.47	36.83	34.41
基礎パネ 標準寸法 CM 級	降伏限界モーメント	MN・m	262	326	370
	降伏限界回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	2.53	1.98	1.71
	最大抵抗モーメント	MN・m	268	336	383
基礎パネ 縮小寸法 CM 級	降伏限界モーメント	MN・m	137	178	205
	降伏限界回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.92	1.40	1.17
	最大抵抗モーメント	MN・m	141	187	217

表－3 橋脚および基礎の非線形特性(H=60m)

			張出し段階		
			1	3	5
橋脚上端 塑性ヒンジ 橋軸	降伏モーメント	MN・m	476	491	502
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.78	1.81	1.83
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	14.38	13.57	13.04
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	28.30	27.06	26.18
橋脚下端 塑性ヒンジ 橋軸	降伏モーメント	MN・m	512	527	537
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.85	1.87	1.89
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	12.57	11.92	11.48
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	25.37	24.34	23.62
橋脚下端 塑性ヒンジ 橋軸直角	降伏モーメント	MN・m	746	765	778
	降伏回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	2.05	2.07	2.09
	終局回転角(タイプⅠ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	11.52	10.78	10.28
	終局回転角(タイプⅡ)	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	23.92	22.22	21.10
基礎パネ 標準寸法 CM 級	降伏限界モーメント	MN・m	317	374	412
	降伏限界回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.83	1.51	1.34
	最大抵抗モーメント	MN・m	327	389	432
基礎パネ 縮小寸法 CM 級	降伏限界モーメント	MN・m	170	202	221
	降伏限界回転角	$\times 10^{-3} \text{ rad}$	1.24	0.99	0.86
	最大抵抗モーメント	MN・m	180	217	242



(a) H=30m, 標準寸法, CM 級, 橋軸方向, 段階5



(b) H=60m, 標準寸法, CM 級, 橋軸方向, 段階5

図-4 基礎バネの非線形特性と解析モデル⁹⁾

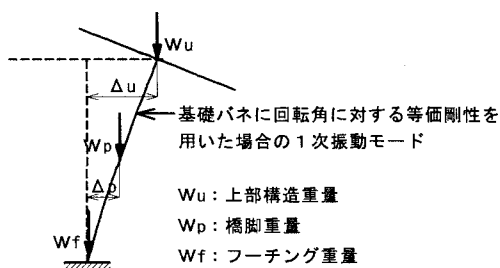


図-5 P-Δ効果の考え方

直接基礎のフーチングは、ロッキング振動のみ生じるものとし、フーチング底面の回転バネでモデル化した。回転バネの骨格曲線は、そのモデル化がレベル2地震時の挙動に与える影響が小さいことから⁵⁾、図-4に示すように、0-地盤降伏限界点-回転角 0.02rad (許容回転角の目安値⁴⁾) を結ぶバイリニアモデルとした。ここで、回転角 0.02rad 時における抵抗モーメントは最大抵抗モーメントとした。また、履歴特性としては、根入れの無い直接基礎の載荷実験ではエネルギー吸収の少ない鳥の嘴状の履歴曲線を示していることから⁸⁾、本検討では非線形弾性モデルを用いることとした⁵⁾。

検討に用いた橋脚塑性ヒンジおよび基礎バネの非線形特性を、表-2および表-3に示す。

(3) P-δ効果の影響

本橋のように橋脚高が高く、張出し施工時のように重量の大きい上部構造を1本柱形式で支持する構造の場合には、P-Δ効果により地震時の応答が増大することが考えられる^{3), 7), 10)}。そこで、本検討では、基礎バネの

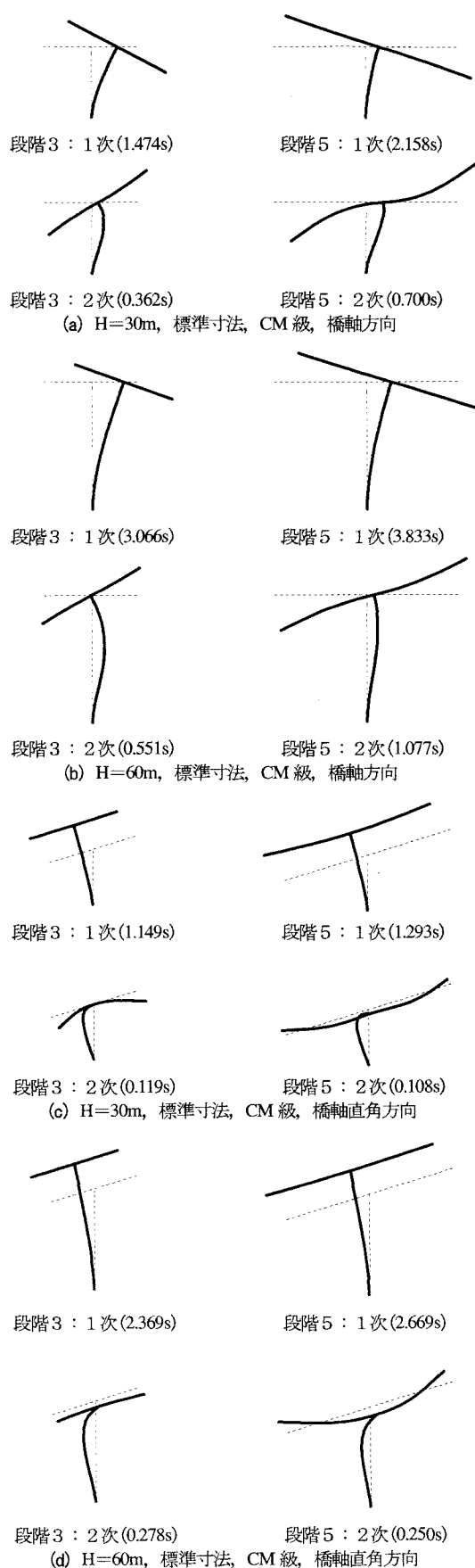


図-6 固有振動モード (基礎バネ: 降伏限界等価剛性)

非線形特性にP-Δ効果の影響を考慮した場合の検討も行った。

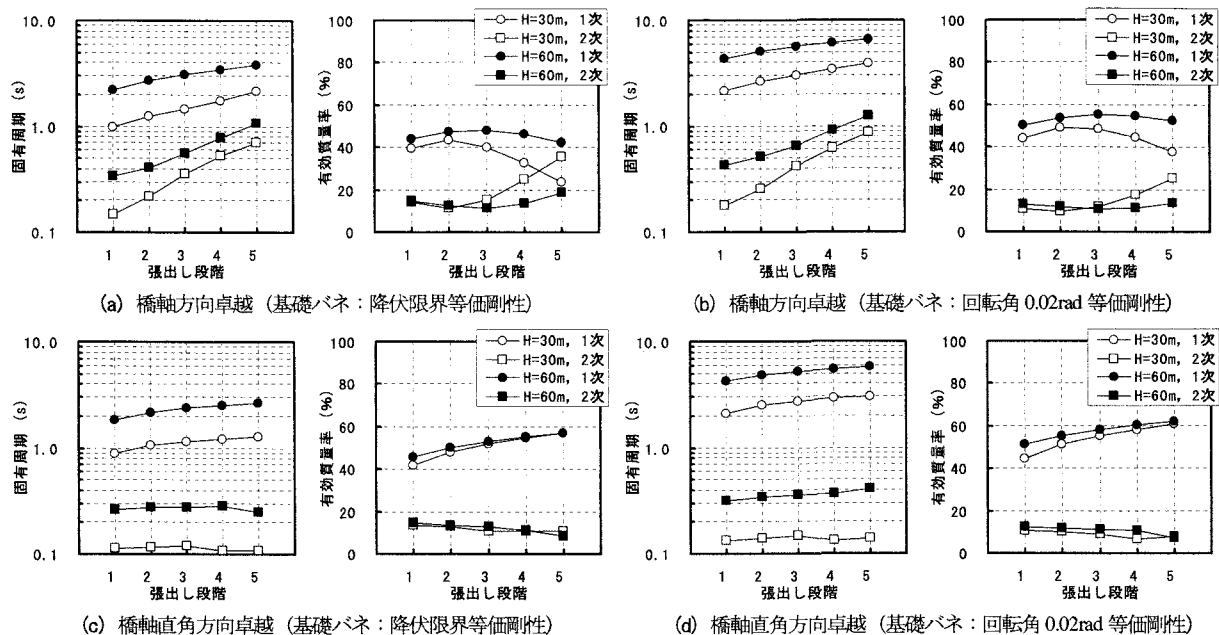


図-7 張出し施工時の固有周期および有効質量率

P- Δ 効果の影響は、本検討では、基礎バネの各回転角に対する等価剛性を用いて算出した1次モード(図-5参照)をもとに、式(1)より回転角に対する基礎バネの抵抗モーメントを補正することで考慮した。

$$M_E = M - (W_u \Delta_u + W_p \Delta_p + W_f \Delta_f) \quad (1)$$

ここに、 M_E はP- Δ 効果を考慮したモーメント、 M はP- Δ 効果を見捨てたモーメントであり、 W_u 、 W_p 、 W_f は上部構造、橋脚およびフーチング重量、 Δ_u 、 Δ_p 、 Δ_f は回転角に応じた上部構造、橋脚およびフーチング重心位置の1次モードの水平変位である。図-4に、P- Δ 効果の影響を考慮した場合の基礎バネの骨格曲線を付記する。橋脚高が60mの場合の最大張出し時には、回転角0.02radに対する抵抗モーメントは15%程度低下する。

3. 固有振動特性

図-6に、張出し段階3、5における各方向の卓越する固有振動モードを示す。また、図-7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³⁾。

張出し段階の違いにより固有振動モードおよび固有周期は変化する、さらに、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が1次モードの有効質量率よりも大きくなる。また、基礎バネに回転角0.02rad相当の等価剛性を用いた場合の固有周期は、地盤降伏限界相当の等価剛性を用いた場合に比べて、1次モードでは2倍程度長周期化しており、橋脚高が60mの場合の最大張出し時には、固有周期が5秒を超える長周期構造となっている。

4. 張出し施工時の耐震性能

(1) 非線形動的解析

張出し施工時の耐震性能は、非線形動的解析により検討を行った。ここで、入力地震動には、I種地盤に対する標準地震動(タイプIおよびタイプIIを各3波⁴⁾)を用い、張出し施工時の保有性能を把握するために入力地震動を0.25~2.00倍の範囲で変化させて解析を行った。

解析における減衰マトリックスは、初期剛性に対してRayleigh減衰により設定した。ここで、基礎バネの非線形化に伴い過大な粘性減衰力が解析上付加されないように¹⁾、基準振動数は1次モード(基礎バネ:降伏限界等価剛性)の固有振動数とその50倍の振動数とし、それぞれの減衰定数には1次モードのモード減衰定数を用いた

(Rayleigh減衰①)。図-8に、本検討で用いたRayleigh減衰と、基準振動数およびその減衰定数に卓越する2つの振動モードの固有振動数およびモード減衰定数を用いたRayleigh減衰(Rayleigh減衰②)の、モード減衰との関係を示す。ここで、モード減衰は、構造要素の等価減衰定数を橋脚の塑性ヒンジ回転バネ2%、上部構造および橋脚の線形はり部材5%、基礎バネ10%として算出している⁴⁾。また、図-9に、非線形動的解析結果として、基礎バネの回転角とフーチング底面のモーメント(フーチング部分のはり部材の端部モーメント)との関係を、それぞれのRayleigh減衰を用いた場合について示す。基礎バネの骨格曲線とフーチング底面モーメントとの差が、付加された粘性減衰力であり、Rayleigh減衰②の場合は、基礎バネが非線形化すると、粘性減衰力により見かけの抵抗モーメントが25%増加することになる。

非線形動的解析結果の一例を、図-10に示す。ここで、

図-10(b)および(f)の回転角算出値とは、基礎バネの応答回転角の解析値から、1次モードにおける基礎バネの回転角と上部構造の応答変位との関係を用いて、上部構造の応答変位を算出した値である。橋軸直角方向地震時では、解析値と回転角算出値とはよく一致しており、P- Δ 効果に与える高次振動モードの影響は無いものと考えられる。一方、橋軸方向地震時では、回転角算出値には高次振動モードの成分が含まれ、回転角算出値が解析値を上回る区間では、本検討の方法ではP- Δ 効果を過大に見込むことになる。橋脚下端の塑性ヒンジの応答は、図-10(d)および(g)に示すように、橋軸方向および橋軸直角方向地震時とも基礎バネの非線形化により応答回転角が頭打ちになっている。一方、橋脚上端の塑性ヒンジの応答は(図-10(c))、橋軸方向地震に対して2次モードの応答が卓越しており、塑性化が生じている。

(2) 地震動強度、施工段階と基礎バネの応答回転角

各橋脚高の張出し段階3、5における地震動倍率と基礎バネの最大応答回転角との関係を、図-11および図-13に示す。なお、解析では、応答回転角が0.02radを超えても基礎バネの2次剛性は変化しないものとした。

橋脚高30mでは、タイプI地震動とタイプII地震動では、ほぼ同程度の最大応答値が生じている。一方、橋脚高60mでは、タイプI地震動による最大応答値がタイプII地震動による最大応答値の3倍程度となっている。また、最大応答値の平均値は、その値が地盤降伏限界点を超えた後は地震動倍率にほぼ線形比例して増加しているが、個々の地震波に対する最大応答値は、最大応答値が

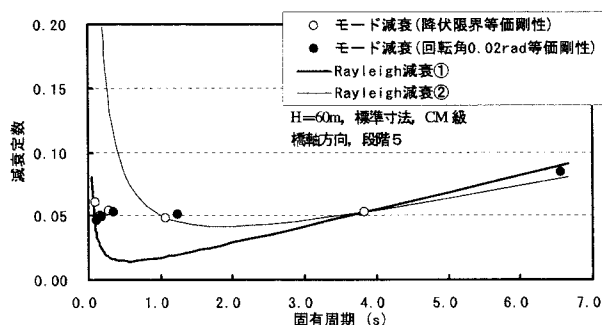


図-8 Rayleigh減衰とモード減衰定数

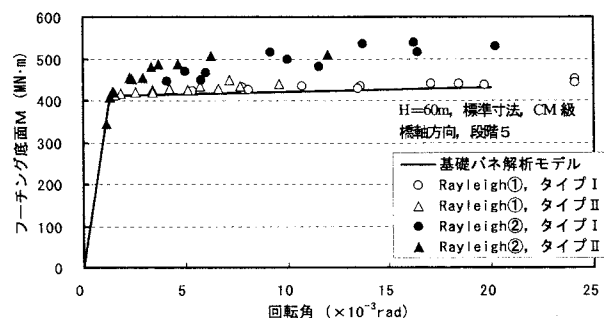


図-9 Rayleigh減衰とフーチング底面モーメント

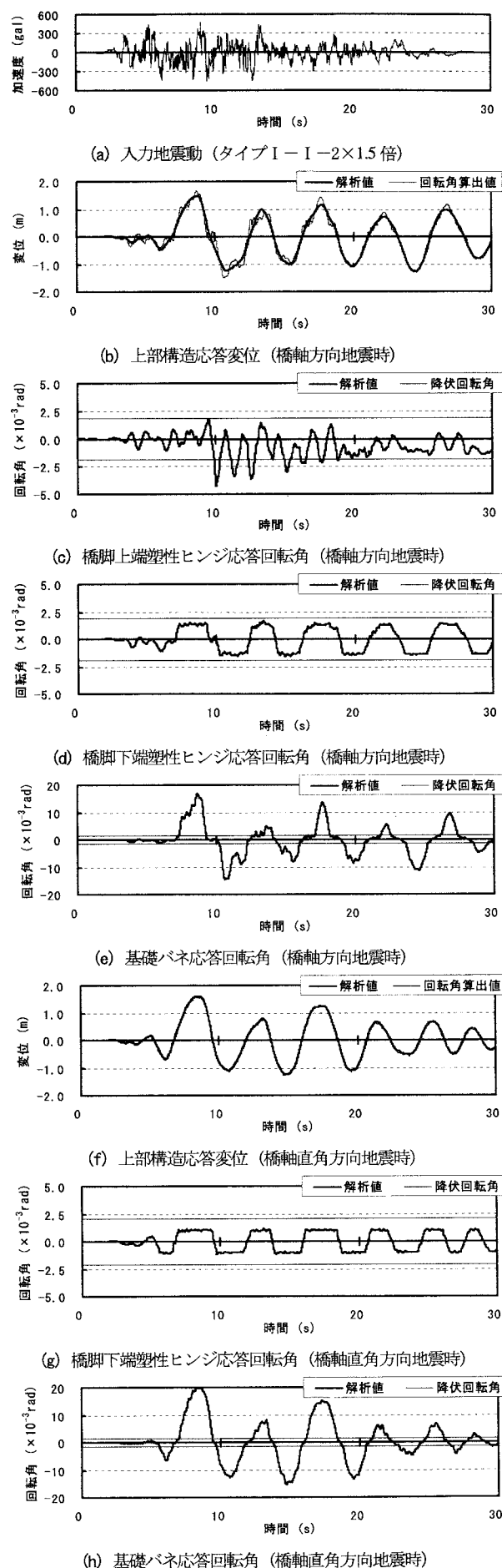


図-10 解析結果例 (H=60m, 標準寸法, CM級)

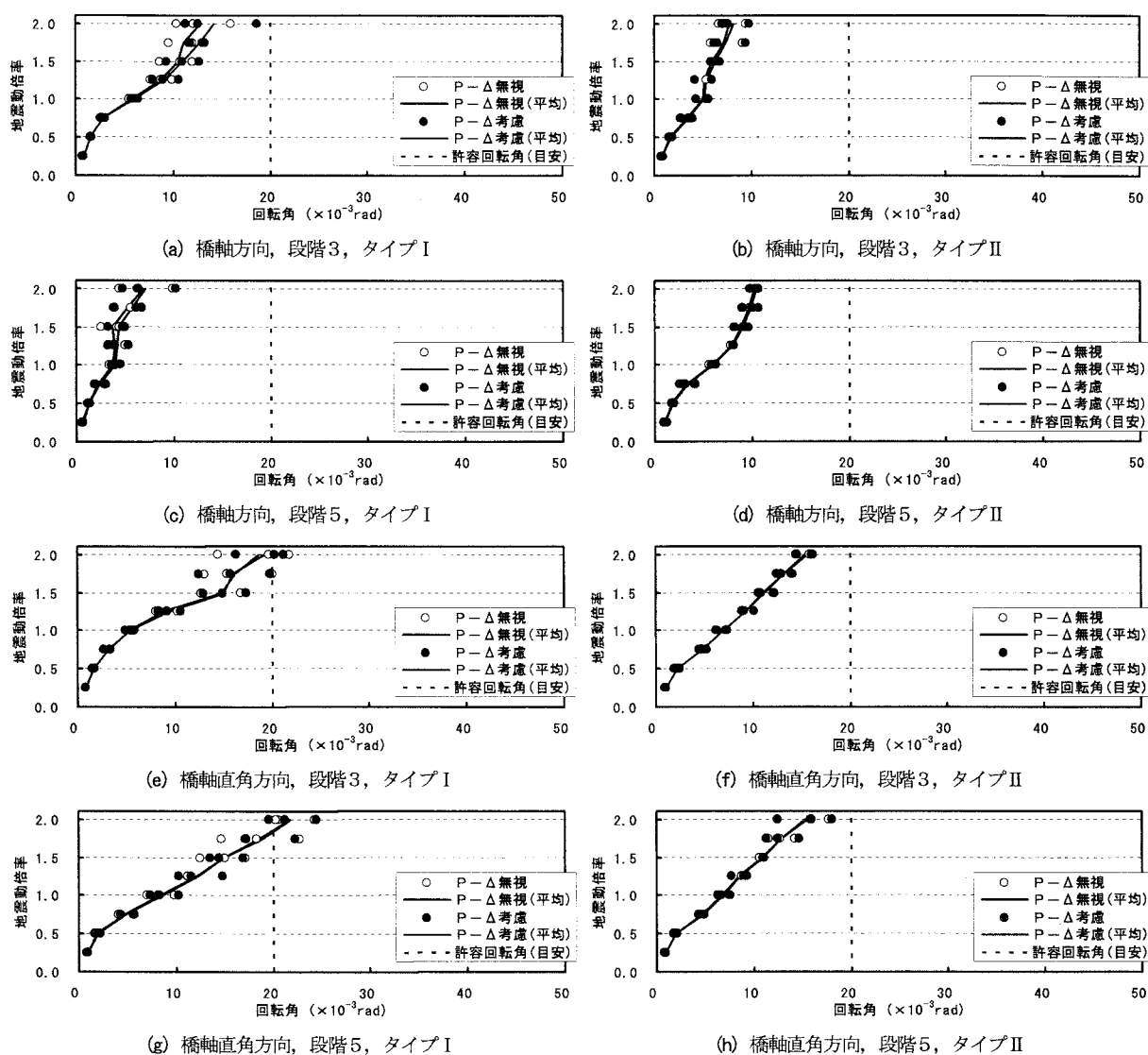


図-11 地震動強度とフーチング回転角 (H=30m, 標準寸法, CM 級)

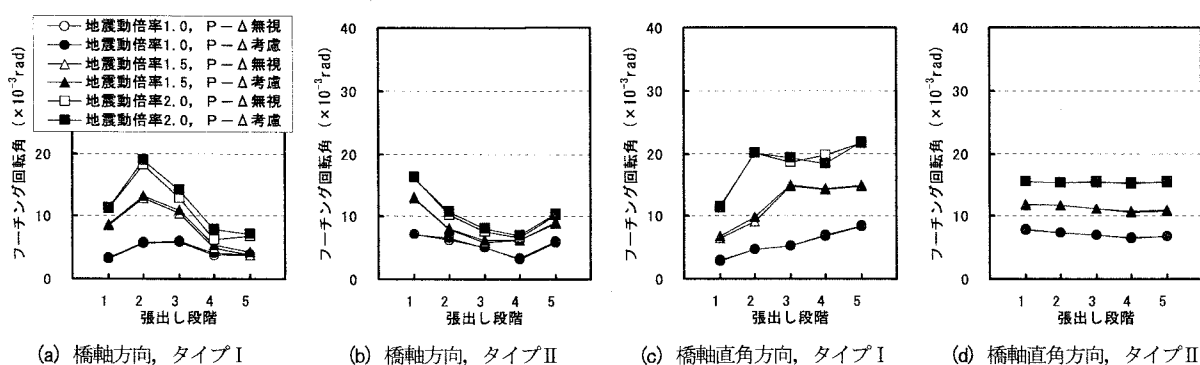


図-12 張出し段階とフーチング回転角 (H=30m, 標準寸法, CM 級)

0.01rad を超えるとばらつきが大きくなる傾向にある。

各橋脚高の場合の張出し段階と基礎バネの最大応答回転角 (3 波平均) との関係を示す。図-12 および図-14 に示す。橋軸直角方向地震時の最大応答値は、張出し段階が進むほど大きくなる傾向にある。一方、橋軸方向地震時の最大応答値は、張出し段階 2～3 程度で最も大きくなる。この傾向は、図-7 に示す張出し段階と有効質量率

との関係と類似しており、2 次モードの影響が無視できないためと考えられる。なお、いずれの張出し段階においても、橋脚高 30m は地震動倍率 2.0 まで、橋脚高 60m は地震動倍率 1.5 までは最大応答値が許容回転角の目安程度であり、完成系においてレベル 1 地震動に対する耐震性能を満足したフーチング寸法は、張出し施工時にレベル 2 地震動が生じて、残留変位は小さく十分な転

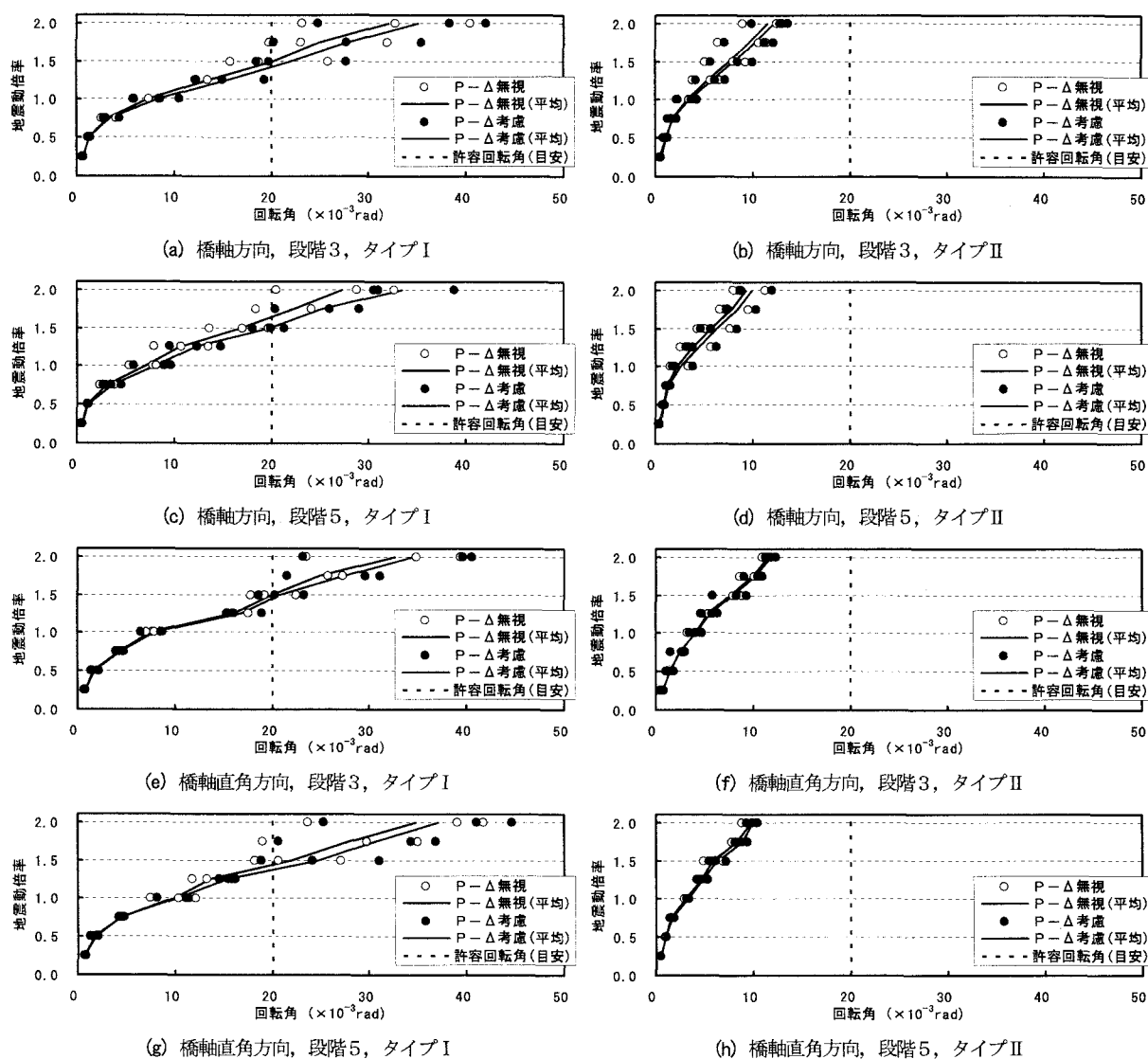


図-13 地震動強度とフーチング回転角 (H=60m, 標準寸法, CM 級)

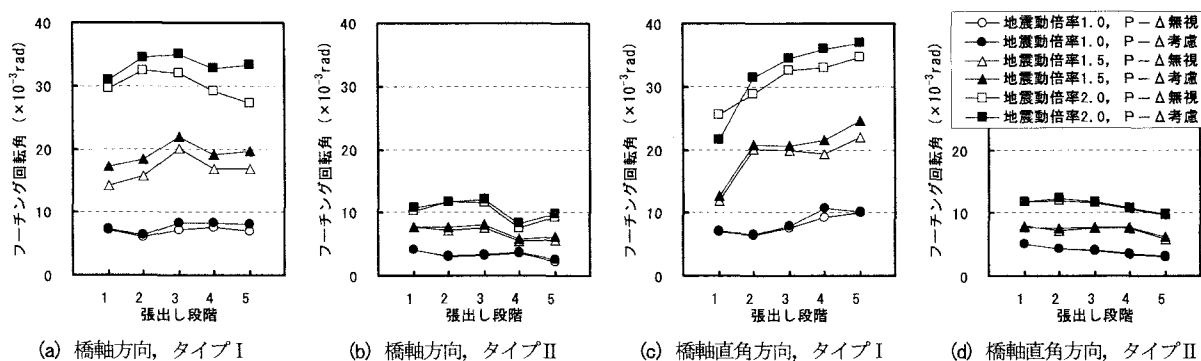


図-14 張出し段階とフーチング回転角 (H=60m, 標準寸法, CM 級)

倒安全性を有しているといえる。

P-Δ効果は、橋脚高 30m に比べて橋脚高 60m の方が、タイプII地震動に比べてタイプI地震動の方が、その影響が大きい結果となっている。しかしながら、影響がある場合でも、P-Δ効果を考慮した最大応答値は無視した場合に比べて20%程度の最大応答値の増加となっている。

(3) 岩級、フーチング寸法と基礎パネの応答回転角

岩級およびフーチング寸法をパラメータとして、各橋脚高の張出し段階5における地震動倍率と基礎パネの最大応答回転角との関係を、図-15 および図-16 に示す。なお、最大張り出し時の構造系の重心位置は、フーチング底面より、橋脚高 30m では 20.6m (標準寸法) または 24.3m (縮小寸法)、橋脚高 60m では 36.8m (標準寸法)

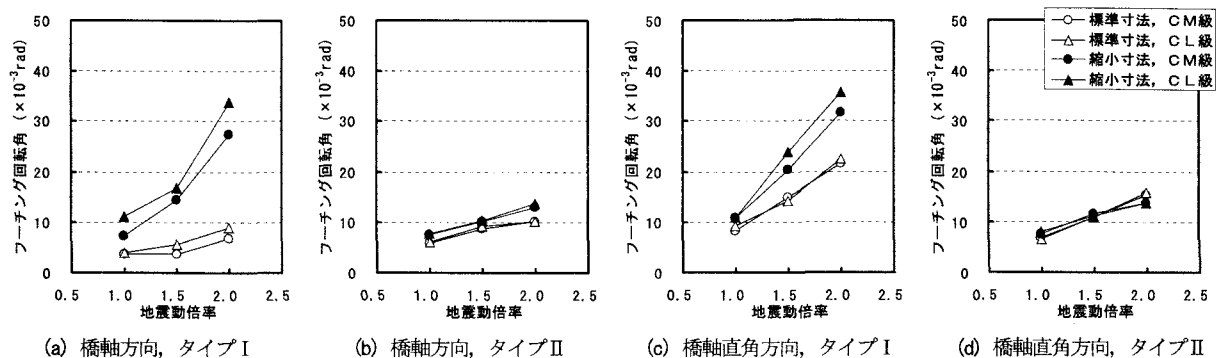


図-15 フーチング寸法、岩級とフーチング回転角 (H=30m, 張出し段階5, P-Δ無視)

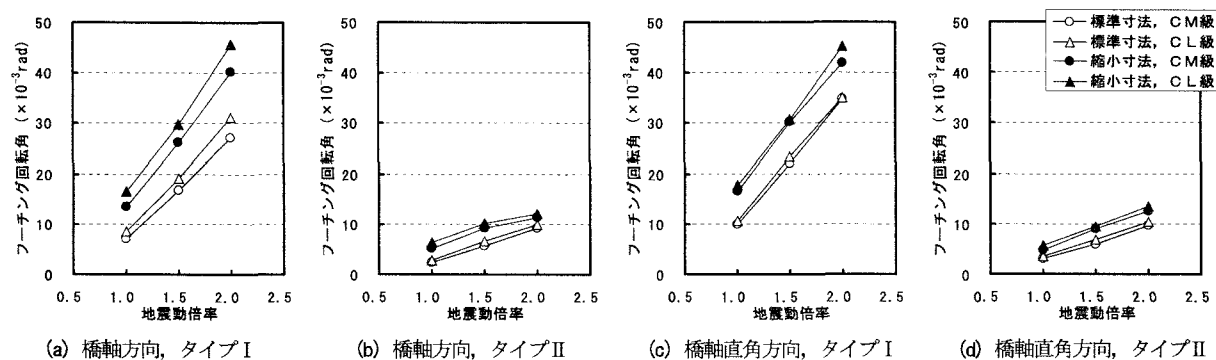


図-16 フーチング寸法、岩級とフーチング回転角 (H=60m, 張出し段階5, P-Δ無視)

または42.2m (縮小寸法) である。

支持岩盤のCM級とCL級の相違が、最大応答値に与える影響は小さい結果となっている。また、フーチング寸法を縮小すると、タイプI地震動に対する最大応答値は増加するが、タイプII地震動に対する最大応答値に与える影響は小さい。なお、フーチング寸法を約70%に縮小しても、レベル2地震動に対する最大応答値は、残留変位から定まっている許容回転角の目安値を超えない結果となっている。

5. まとめ

本検討では、直接基礎に支持された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、橋脚高さ、フーチング寸法等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) 完成系に対して決定されたフーチング寸法は、張出し施工時に作用するレベル2地震動に対しても十分な転倒安全性を有する。

(2) 橋軸方向地震時では、基礎の最大応答回転角は最大張出し時に生じていない。

(3) P-Δ効果による影響は、本検討の範囲では、最大応答回転角が20%程度増加する結果となった。

(4) フーチング寸法を約70%に縮小しても、レベル2地震動に対する基礎の最大応答回転角は、許容回転角の目安値を超えない。

参考文献

- (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.
- (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.
- 角本周，町勉，吉川卓：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，第4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.157-164，2000.12.
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3.
- 吉川卓，町勉，浦川洋介，角本周：直接基礎の非線形性を考慮した連続ラーメン橋の耐震性に関する検討，第5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.369-376，2002.1.
- 川島一彦，細入圭介：直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.97-111，2002.4.
- M. J. 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.
- 羽矢洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，No.595/VI-39，pp.127-140，1998.6.
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，2002.3.
- (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.
- 松田泰治，大塚久哲，山田純司：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰設定に関する一考察，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.411-416，2003.1.