

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

吉川 卓¹・町 勉²・浦川 洋介³・角本 周⁴

¹正会員 工修 オリエンタル建設(株) 第二技術部 (〒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) 第二技術部 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設(株) 第二技術部 (同上)

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

1. はじめに

橋梁の耐震設計では、基礎形式が岩盤に設置される直接基礎の場合には、一般に地盤の変形の影響が少ないとして基礎を固定とするか、地盤の変形を考慮する場合でも線形の地盤パネで評価している¹⁾。これは、一般の橋梁では主たる非線形性が橋脚基部等の構造部材に生じるものと考えているためである。しかしながら、レベル2地震動が作用した場合には、直接基礎の浮上りおよび基礎地盤の降伏によって直接基礎が非線形挙動を示すものと考えられる。このような直接基礎の非線形挙動を考慮することによって、橋脚および上部構造の耐震設計をより合理的に行えるものと考えられる²⁾。

そこで、本検討では、基礎を固定として耐震設計を行

ったPC連続ラーメン橋の橋軸方向を対象に、基礎地盤の降伏および直接基礎の浮上りによる非線形性を考慮した非線形静的解析および非線形動的解析を行い、直接基礎の非線形性が橋梁の耐震性に与える影響について検討を行った³⁾、⁴⁾。なお、検討では、基礎地盤の種類、地盤パネのモデルおよび非線形特性をパラメータとして解析を行っている。

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

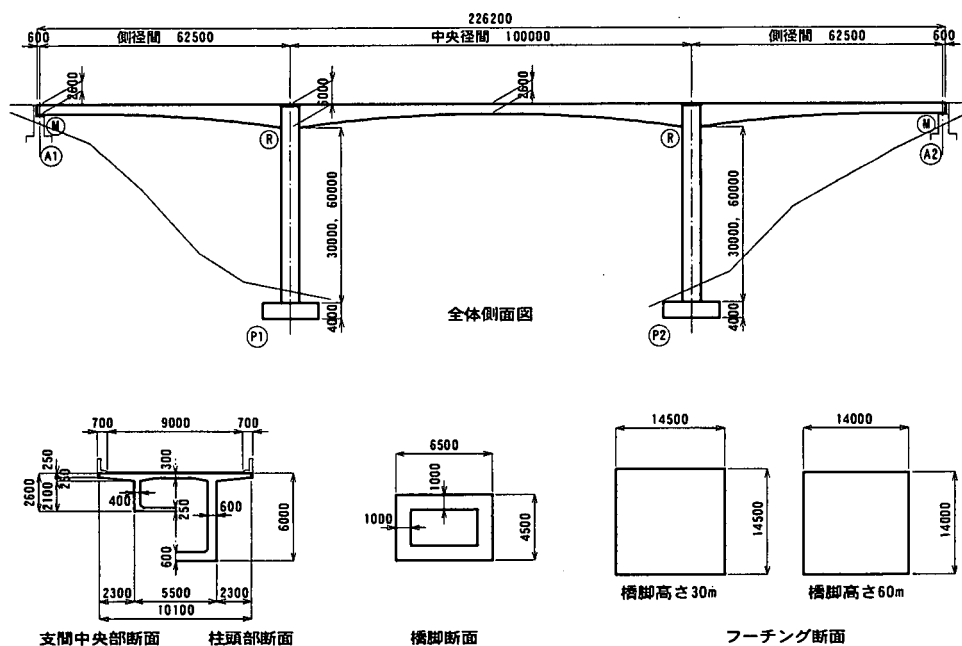


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

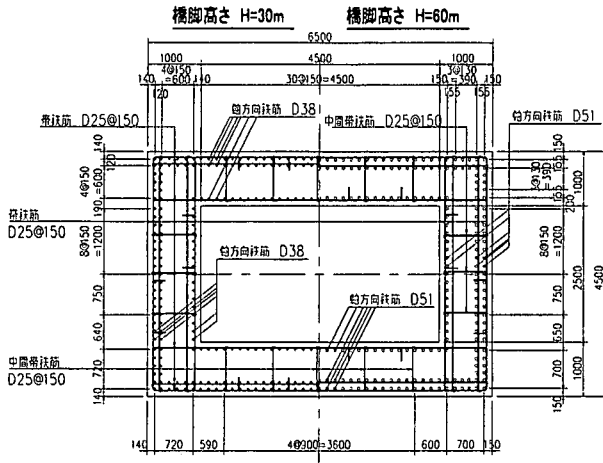


図-2 橋脚断面図

いて設定している⁵⁾。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 または 60m とした⁶⁾。なお、上部構造については橋脚高さ H=30m と H=60m で同一の構造としている。

橋脚の橋軸方向に対する鋼材配置は、橋梁全体系でレベル1およびレベル2地震動に対して静的解析により決定し、レベル2地震動に対して動的解析により照査した結果を用いた。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て耐震設計を行った⁷⁾。図-2に橋脚の断面図を示す。ここで、レベル1地震動に対する耐震設計に用いる固有周期は橋脚高さ H=30m で 0.810sec、橋脚高さ H=60m で 2.042sec となっている。また、橋梁全体系の保有水平耐力（震度）は、橋脚高さ H=30m で 0.62、橋脚高さ H=60m で 0.41 となっている。

本検討に用いた岩盤の諸数値は設計要領第二集⁸⁾を参考として表-1に示す値を用いた。直接基礎の寸法は、岩盤の種類を軟岩とし、フーチングの根入れがない状態を想定して、道路橋示方書IV編⁹⁾に準拠して決定した。レベル1地震動作用時における基礎底面に作用する断面力を表-2に、直接基礎の設計概要を表-3に示す。

(2) 解析モデル

解析モデルは2次元骨組モデルとし、上部構造は全断面有効剛性を有する線形はり要素とした。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け、塑性ヒンジ領域以外是非線形はり要素でモデル化した。

検討に用いた直接基礎の解析モデルとしては、図-3に示す①基礎を固定としたモデル、②基礎底面に地盤の降伏と直接基礎の浮上りを考慮した非線形回転バネを設置した回転バネモデル、③基礎底面に地盤の降伏を考慮した鉛直方向の非線形バネを約 1m 間隔で配置した分布バネモデルの3種類のモデルを用いた。なお、フーチング躯体は剛部材と仮定した。

表-1 検討に用いた岩盤の諸数値

		硬岩	軟岩
N値	N	50	50
摩擦角	ϕ (°)	40	35
付着力	c (kN/m ²)	1250	500
変形係数(地震時)	αE_0 (kN/m ²)	6.0×10^6	2.4×10^6
鉛直方向地盤反力度係数(地震時)			
H=30m	k_v (kN/m ³)	1,091,051	436,420
H=60m	k_v (kN/m ³)	1,120,147	448,059

表-2 レベル1地震動作用時の基礎底面に作用する断面力

		橋軸方向	直角方向
橋脚高さH=30m			
設計水平震度	k_h	0.20	0.20
鉛直力	V (kN)	60,567	61,046
水平力	H (kN)	15,216	11,659
曲げモーメント	M (kN·m)	277,322	233,669
橋脚高さH=60m			
設計水平震度	k_h	0.13	0.14
鉛直力	V (kN)	71,972	72,754
水平力	H (kN)	14,321	8,685
曲げモーメント	M (kN·m)	279,787	285,154

表-3 直接基礎の設計概要

		橋軸方向	直角方向
設計条件			
橋脚高さ	(m)	30	
岩盤の種類		軟岩	
フーチング寸法	B (m)	14.5	14.5
	D (m)	14.5	14.5
	H (m)	4.0	4.0
転倒			
許容偏心量	e_a (m)	4.83	4.83
偏心量	e_b (m)	4.58	3.83
判定	$e_b < e_a$	OK	OK
滑動			
せん断抵抗力	H_b (kN)	36,340	36,627
安全率(レベル1地震時)		1.2	1.2
許容せん断抵抗力	H_a (kN)	30,283	30,523
底面水平力	H (kN)	15,216	11,659
判定	$H < H_a$	OK	OK
鉛直支持			
極限支持力	Q_b (kN)	1,391,788	2,069,061
安全率(レベル1地震時)		2.0	2.0
許容鉛直支持力	Q_a (kN)	695,894	1,034,531
底面鉛直力	V (kN)	60,567	61,046
判定	$V < Q_a$	OK	OK
最大地盤反力度			
最大地盤反力度の上限值	q_y (kN/m ²)	900	900
最大地盤反力度	q_{max} (kN/m ²)	688	543
判定	$q_{max} < q_y$	OK	OK

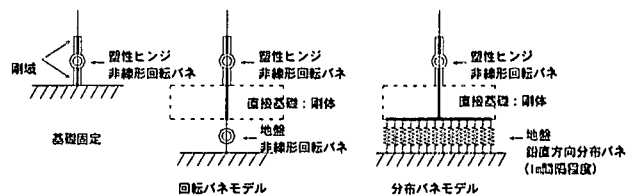


図-3 直接基礎のモデル化

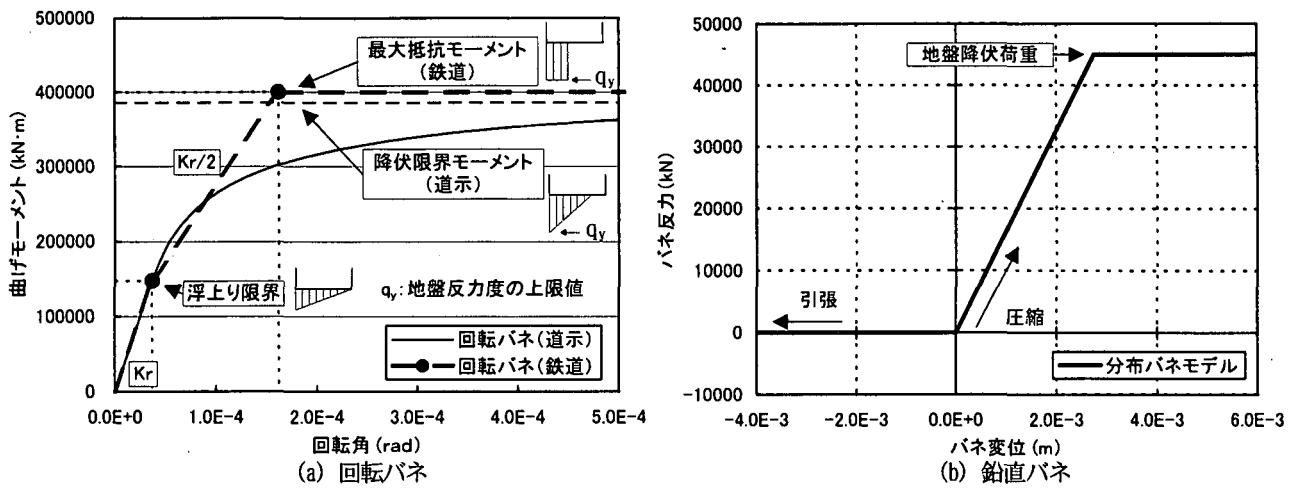


図-4 直接基礎の非線形特性 (H=30m, 硬岩)

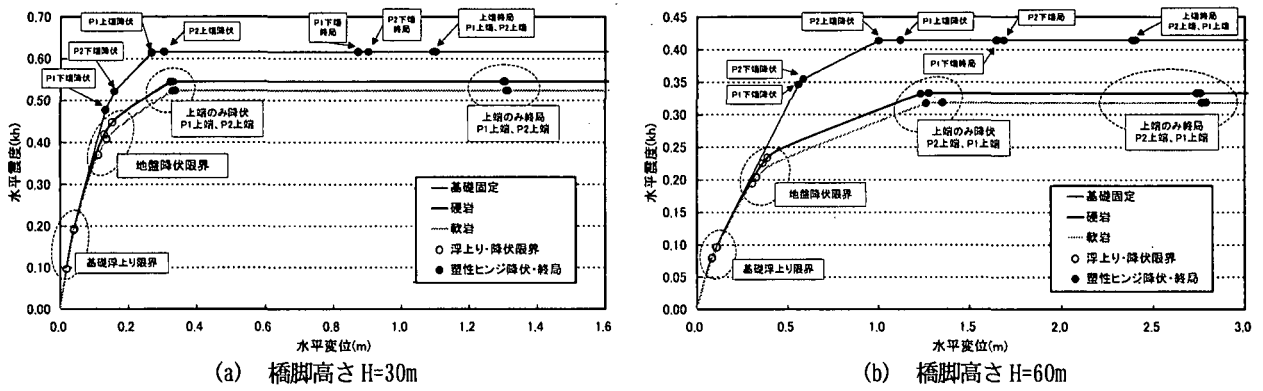


図-5 水平震度-水平変位関係 (回転バネモデル, 道示)

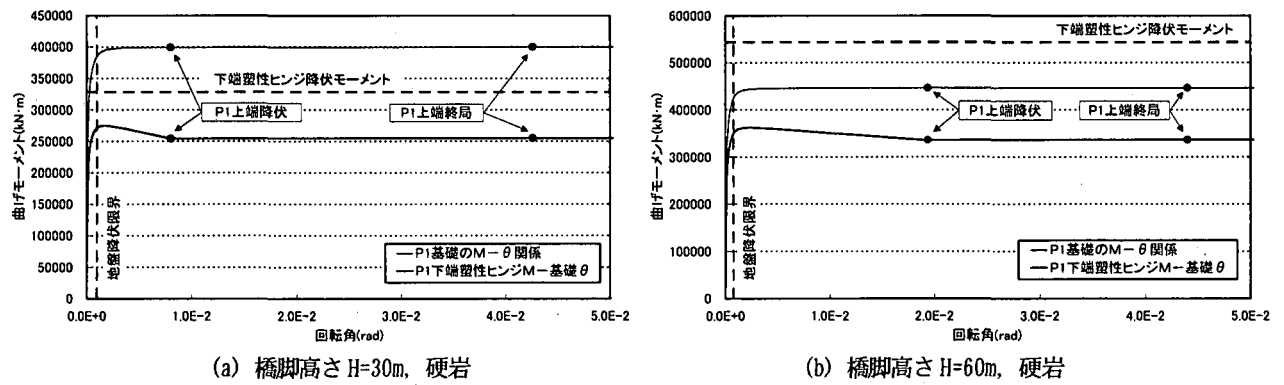


図-6 基礎底面と橋脚下端塑性ヒンジのM-θ関係

直接基礎の非線形特性は、各モデルに対して次のように設定した。①回転バネモデル(道示)：道路橋示方書IV編に示されている基礎の浮上り、地盤反力度の上限値を考慮した曲線モデル。②回転バネモデル(鉄道)：鉄道標準¹⁰⁾に示されているモデル。浮上り限界までは初期剛性 K_r 、次に地盤の降伏を考慮した最大抵抗モーメントまでは $K_r/2$ の剛性を持ち、それ以降は剛性を0とするトリリニアモデル。③分布バネモデル：鉛直向きに配置した非線形バネの引張側の剛性を0とすることで浮上りを考慮し、圧縮側については地盤の降伏点を折れ点とする完全バイリニアとしたモデル。

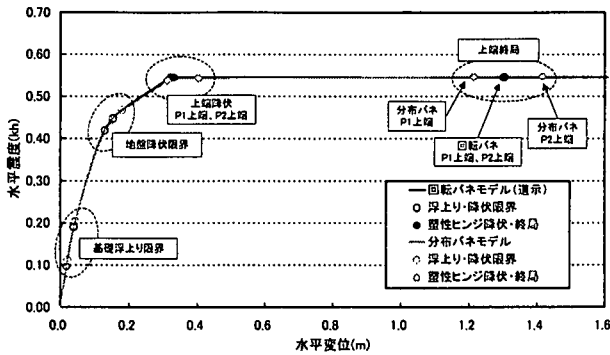
図-4 に、解析に用いた回転バネおよび分布バネの非

線形特性の一例を示す。ここで、地盤降伏時の地盤反力度は、道路橋示方書IV編に規定する常時に対する最大地盤反力度の上限値の3倍と仮定し、硬岩で 3000kN/m^2 、軟岩で 1800kN/m^2 とした。なお、設定した非線形特性は、フーチングの根入れの無い状態を想定している。

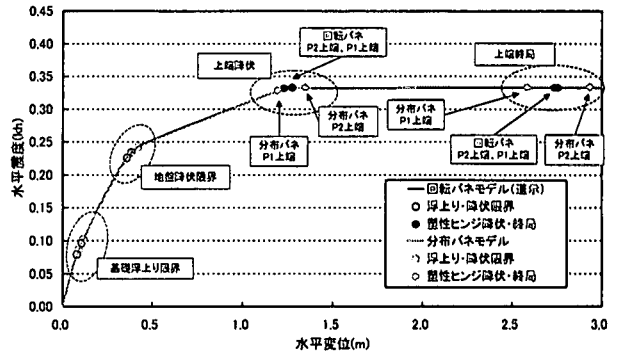
3. 非線形静的解析

(1) 水平震度-水平変位関係

図-5 に、回転バネモデル(道示)を用いた場合の水平震度-上部構造の水平変位関係を示す。基礎を固定とした場合には、橋脚高さ $H=30\text{m}$ 、 60m ともに橋脚下端の



(a) 橋脚高さ H=30m



(b) 橋脚高さ H=60m

図-7 回転パネモデル(道示)と分布パネモデルの比較(硬岩)

塑性ヒンジ降伏までは、ほぼ線形の挙動を示し、橋脚上端が降伏した後に橋脚下端が終局に至る挙動となっている。一方、直接基礎の非線形性を考慮した場合は、橋脚高さ H=30m で、水平震度 0.4 程度の地盤の降伏限界までは基礎を固定とした場合とほぼ一致した挙動を示しており、その後、橋脚下端は降伏せずに橋脚上端が降伏から終局に至る挙動となっている。この場合、直接基礎の非線形性を考慮することによって、終局時の水平震度が約 0.1 程度低下する結果となっている。橋脚高さ H=60m の場合にも、H=30m と同様に、地盤の降伏限界程度から水平震度-水平変位関係の勾配が低下し、その後、橋脚上端のみが降伏および終局に至る挙動となっている。また、この場合にも終局時の水平震度は 0.1 程度低下する結果となっているが、低下の割合は橋脚高さが高い方が大きい結果となっている。橋脚高さに関わらず、岩盤の種類による挙動の差は小さいことから、主に直接基礎の浮上りによる非線形性が橋梁の耐震性に影響を与えているものと考えられる。

図-6 に、静的解析における基礎底面および橋脚下端塑性ヒンジに作用する曲げモーメントを比較して示す。図は、岩盤の種類を硬岩とした場合の、P1 橋脚における結果であり、比較のため横軸は直接基礎の回転角としている。なお、図中、地盤の降伏限界回転角および橋脚下端塑性ヒンジの降伏モーメントを付記している。橋脚下端に作用する曲げモーメントは、地盤降伏限界程度までは線形に増加するが、地盤降伏限界以降は上端塑性ヒンジが降伏するまで直線的に低下し、その後一定値となっている。なお、橋脚高さ H=30m では、基礎底面に作用する曲げモーメントは橋脚下端の降伏モーメントを超えているが、橋脚高さ H=60m の場合は、基礎底面に作用する最大曲げモーメントは下端塑性ヒンジの降伏モーメント以下となっており、橋脚高さが高い方がより直接基礎の非線形性の影響が大きくなっている理由と考えられる。

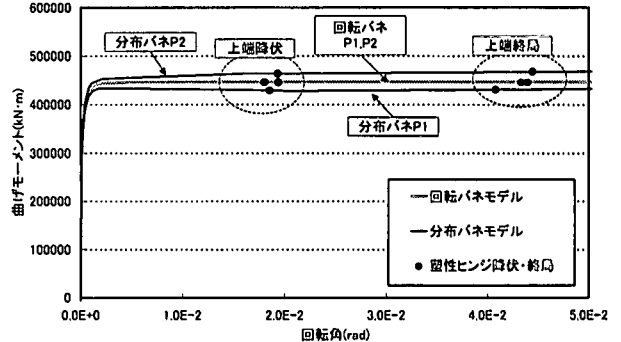


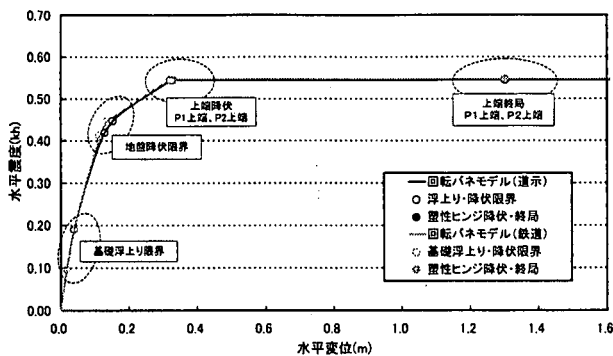
図-8 基礎底面の M-θ 関係の比較

(2) 解析モデルの影響

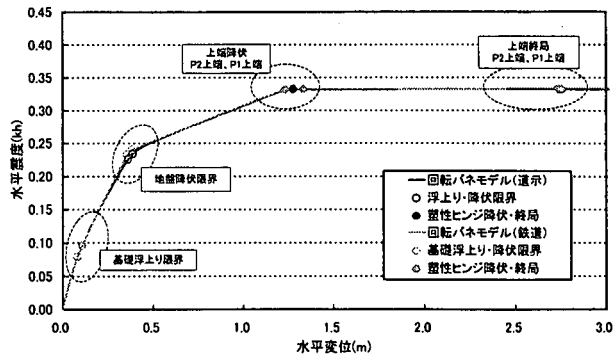
図-7 に、回転パネモデル(道示)および分布パネモデルによる結果を比較して示す。図は、岩盤の種類を硬岩とした場合の解析結果である。橋脚高さに関わらず、降伏・終局時の変位が若干異なっているものの、水平震度-水平変位関係は両者良く一致しており、解析モデルの違いによる影響はほとんどないものと考えられる。また、この結果より、分布パネモデルを用いた場合に考慮することが可能な、橋脚の軸力変動による影響は僅かであったものと考えられる。

静的載荷における橋脚の軸力変動の影響を検討するため、図-8 に、回転パネモデル(道示)と分布パネモデルの基礎底面位置における曲げモーメント-回転角関係を示す。図中には、橋脚上端塑性ヒンジの降伏および終局に対応する点をプロットしている。なお、図は橋脚高さ H=60m、硬岩とした場合の結果である。橋脚の軸力変動の影響を考慮可能である分布パネモデルを用いた場合の M-θ 関係は、P1 橋脚では橋脚の軸力が減少するために回転パネモデルと比較して曲げモーメントが低下し、P2 橋脚では軸力が増加するために曲げモーメントが増加する挙動となっている。橋脚の軸力変動を考慮することによる基礎底面の曲げモーメントの変化は、±5%程度と小さく、この結果からも橋脚の軸力変動が耐震性に与える影響は僅かであることが確認できる。

図-9 に、回転パネモデルの非線形特性に道示モデルを用いた場合と鉄道モデルを用いた場合の結果を比較し



(a) 橋脚高さ H=30m



(b) 橋脚高さ H=60m

図-9 非線形特性の比較 (硬岩)

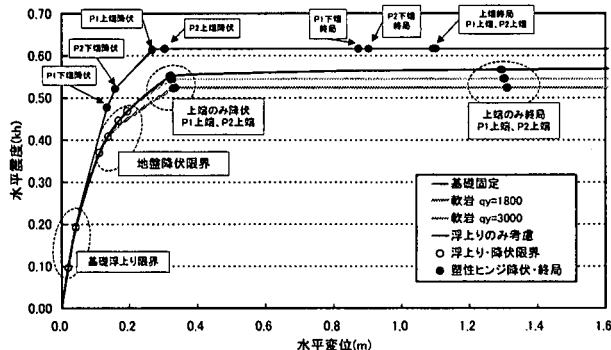


図-10 地盤反力度上限値の影響 (H=30m, 軟岩)

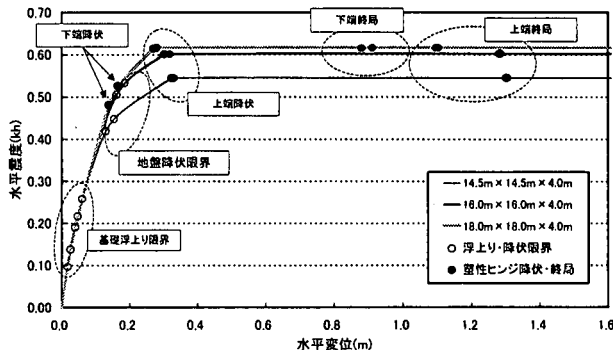


図-11 基礎寸法の影響 (H=30m, 硬岩)

て示す。なお、岩盤の種類は硬岩としている。図より、橋脚高さに関わらず、非線形特性の異なる2つの回転バネでも、地盤の降伏限界、塑性ヒンジの降伏、終局変位および水平震度-水平変位関係がほぼ一致していることから、直接基礎の非線形性が橋梁の耐震性に与える影響を評価する場合には、トリリニアモデルで近似した鉄道モデルを使用することで十分に可能であると考えられる。

(3) 地盤反力度の上限値の影響

図-10に、橋脚高さ H=30m、軟岩とし、地盤反力係数 (k_v) は変化させず、地盤反力度の上限値 (q_y) のみを変化させた場合、および地盤反力度の上限値を考慮せずに直接基礎の浮上りによる非線形性のみを考慮した場合の水平震度-水平変位関係を比較して示す。地盤反力度の上限値を硬岩の仮定値である $q_y=3000\text{kN/m}^2$ とした場合、および浮上りによる非線形のみを考慮した場合には、 $q_y=1800\text{kN/m}^2$ と比較して終局時の水平震度が若干増加するものの、橋脚下端の塑性ヒンジが降伏せずに上端のみが降伏から終局に達する挙動は同じである。また、この結果からも直接基礎の浮上りによる非線形が、主に橋梁の耐震性に影響を与えているものと考えられる。また、 $q_y=3000\text{kN/m}^2$ とした結果と、図-5(a)に示す硬岩の終局時の水平度がほぼ同等であることから、地盤反力係数も直接基礎の非線形性に与える影響は小さいものと考えられる。

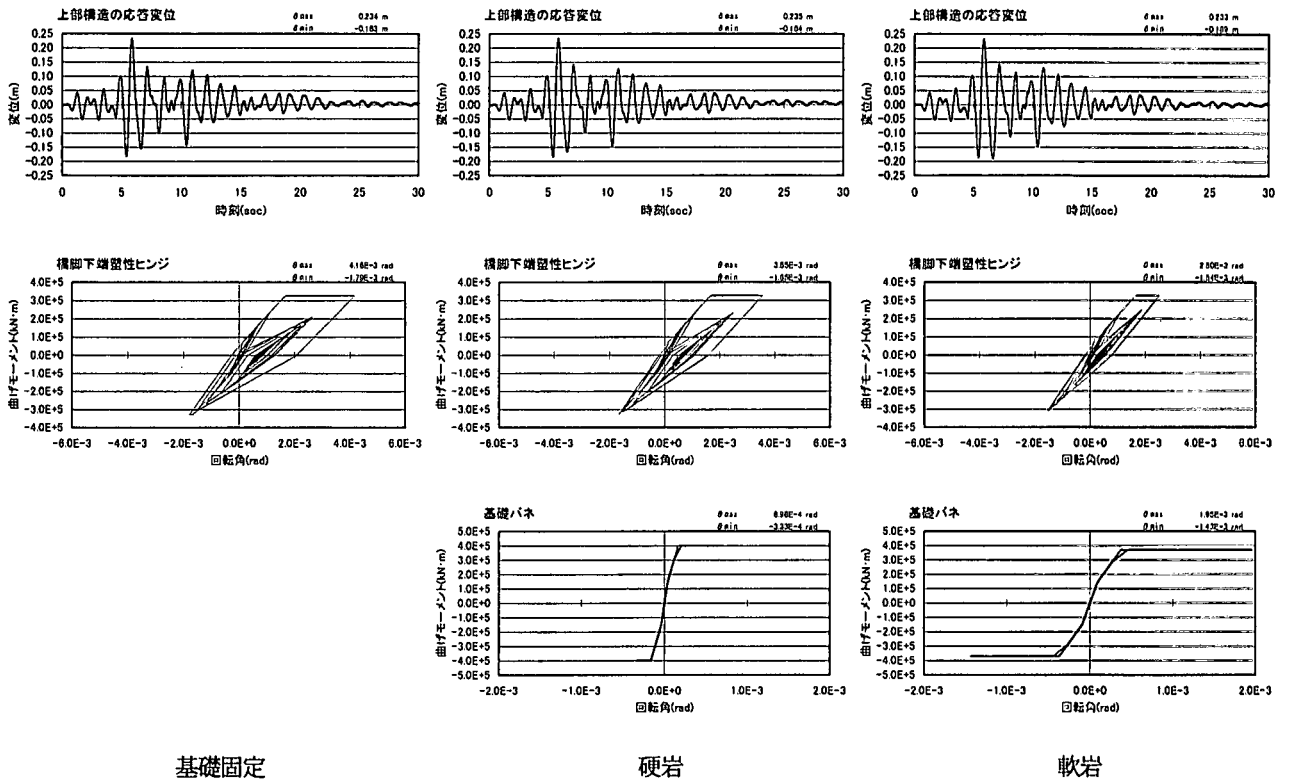
(4) 基礎寸法の影響

直接基礎の寸法が、橋梁の耐震性にどの程度の影響を与えるのかを検討するために、基礎の寸法を変化させた静的解析を行った。図-11に水平震度-水平変位関係を示す。直接基礎の寸法を $14.5\text{m} \times 14.5\text{m}$ から $16.0\text{m} \times 16.0\text{m}$ へと増加させた場合には、終局時の水平震度が0.06程度高くなっているものの、橋脚上端のみが降伏に達し橋脚下端は降伏しない結果となっている。一方、寸法を $18.0\text{m} \times 18.0\text{m}$ とした場合には、水平震度0.2程度で直接基礎が浮上るものの、0.5程度で橋脚下端の降伏に達し、続いて橋脚上端が降伏する挙動となっている。この結果は、基礎を固定とした場合の結果とほぼ一致しており、この程度の寸法の場合には、直接基礎を固定とみなすことが可能であるものと考えられる。

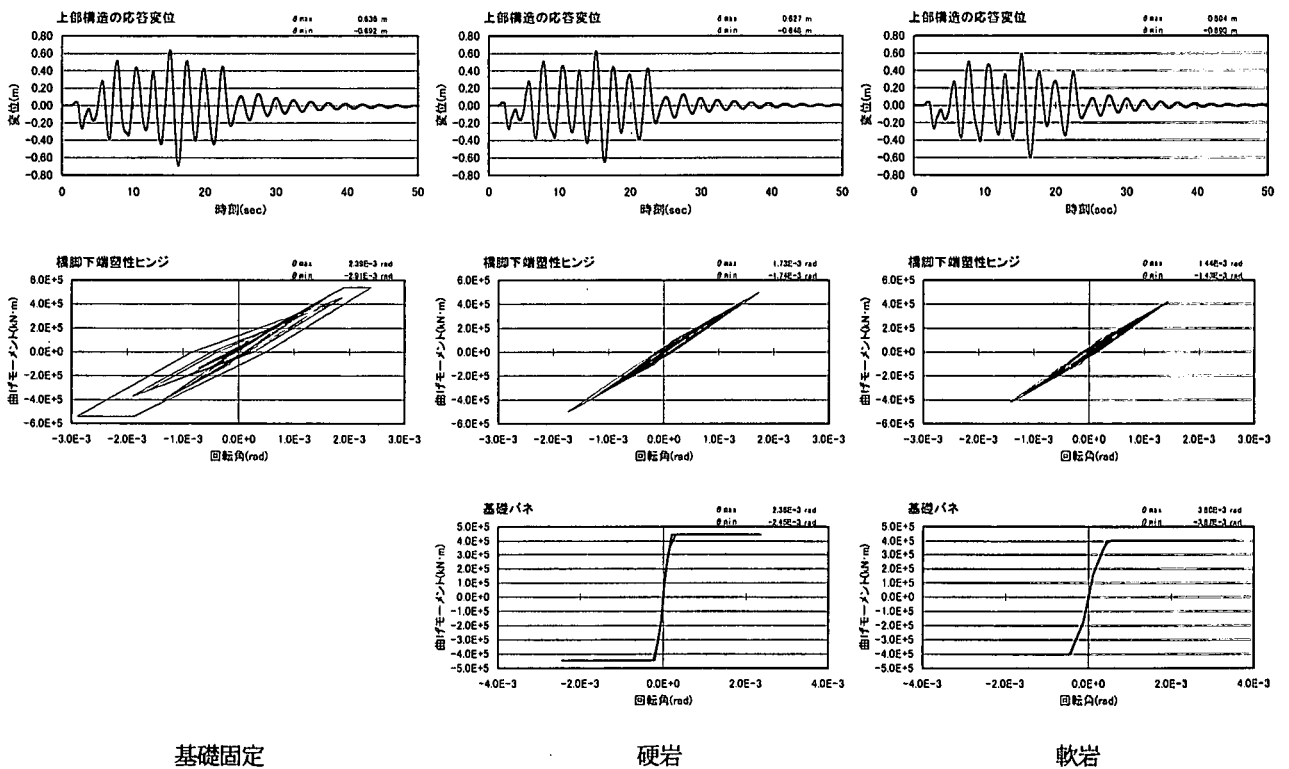
4. 非線形動的解析

(1) 解析モデル

動的解析における直接基礎の非線形性は、静的解析において設定した3種類のモデルの結果がほぼ一致していたことから、トリリニア型の鉄道モデルを使用した。また、直接基礎の履歴特性としては、根入れの無い直接基礎の載荷実験¹¹⁾によると履歴ループは面積の小さな鳥の嘴状の形状となり原点指向性を示していることから、本検討では非線形弾性モデルを用いることとした。なお、橋脚の非線形性は静的解析と同様にトリリニア型とし、



(a) 橋脚高さ $H=30\text{m}$ (タイプII-1-1)



(b) 橋脚高さ $H=60\text{m}$ (タイプI-1-1)

図-12 上部構造の応答変位波形および橋脚下端塑性ヒンジ、基礎パネの応答履歴曲線

表-4 動的解析における最大応答値 (3波平均)

		橋脚高さ H=30m						橋脚高さ H=60m					
		タイプ I			タイプ II			タイプ I			タイプ II		
		固定	硬岩	軟岩	固定	硬岩	軟岩	固定	硬岩	軟岩	固定	硬岩	軟岩
上部構造最大応答変位(m)		0.181	0.185	0.189	0.237	0.238	0.238	0.641	0.616	0.603	0.356	0.356	0.358
橋脚応答塑性率	P1 上端	0.64	0.64	0.63	0.78	0.77	0.75	0.75	0.69	0.63	0.46	0.46	0.45
	P2 上端	0.66	0.65	0.64	0.78	0.78	0.77	0.75	0.69	0.63	0.46	0.46	0.45
	P1 下端	1.50	1.28	0.97	2.46	2.10	1.41	1.22	0.89	0.75	0.61	0.60	0.58
	P2 下端	1.71	1.36	0.98	2.24	1.89	1.31	1.31	0.90	0.76	0.66	0.64	0.61
基礎応答塑性率	P1 基礎	-	3.80	4.37	-	4.84	5.85	-	11.49	9.14	-	0.93	1.06
	P2 基礎	-	4.46	4.89	-	4.46	5.93	-	12.05	9.55	-	1.00	1.33

履歴復元力特性として武田型を用いた。

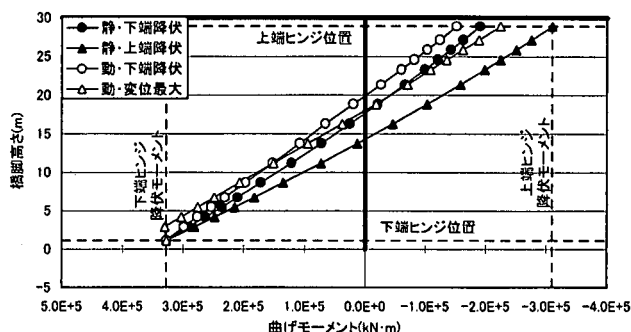
動的解析における減衰マトリクスは Rayleigh 減衰より設定し、部材の減衰定数として、上部構造 5%、橋脚 2%、基礎バネを 10% としたひずみエネルギー比例減衰より算出した。なお、入力地震動は、タイプ I、II の各 3 波形とした。

(2) 最大応答値

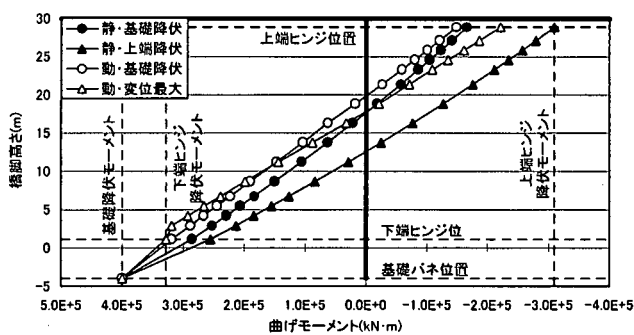
図-12 に、上部構造位置における時刻歴応答変位波形、および橋脚下端塑性ヒンジ、基礎バネの応答履歴曲線の一例を示す。また、表-4 に、各解析ケースの最大応答値の 3 波形平均を示す。直接基礎の非線形性を考慮した静的解析では、基礎が降伏した後に、橋脚下端は降伏せずに橋脚上端のみが降伏する挙動を示していた。一方、非線形性を考慮した動的解析では、橋脚高さ H=30m の場合には基礎および橋脚下端がともに降伏に達し、橋脚上端は降伏しない結果となっている。また、橋脚高さ H=60m の場合には橋脚の塑性ヒンジは上下端とも降伏せずに基礎バネのみが降伏に達している。また、橋脚高さに関わらず、橋脚下端の応答塑性率は軟岩→硬岩→基礎固定の順に大きくなっている。なお、上端塑性ヒンジの応答塑性率および上部構造の最大応答変位は、橋脚高さ H=60m、タイプ I 地震動の場合には、軟岩→硬岩→固定の順に大きくなっており、それ以外の場合には基礎の非線形性を考慮してもほぼ同じ結果となっている。

(3) 橋脚の曲げモーメント分布

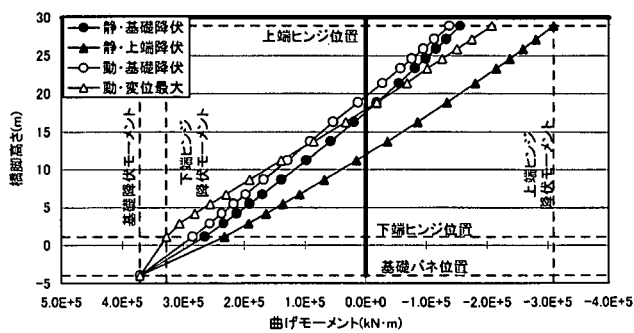
図-13 に、橋脚高さ H=30m の場合の P1 橋脚における静的解析とタイプ II-1 地震動における動的解析による応答曲げモーメントを比較して示す。直接基礎の非線形性を考慮した場合、基礎降伏時は静的解析と動的解析でほぼ同等の分布となっている。一方、静的解析では基礎降伏後に橋脚下端塑性ヒンジの曲げモーメントが低下しているのに対して、動的解析では基礎降伏後も橋脚下端の曲げモーメントが増加し、橋脚下端も降伏に達する。以上、動的解析の最大変位時は静的解析のメカニズム状態とは橋脚の曲げモーメントの分布形状が異なる結果となった。



(a) 基礎固定



(b) 硬岩

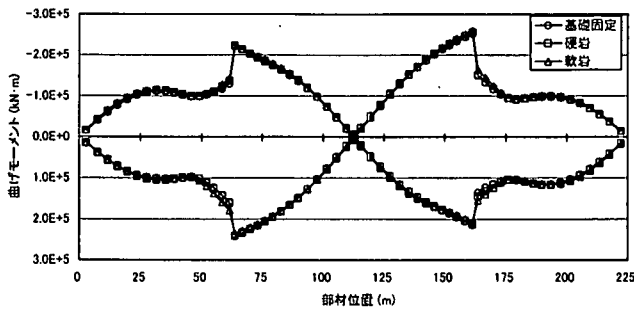


(c) 軟岩

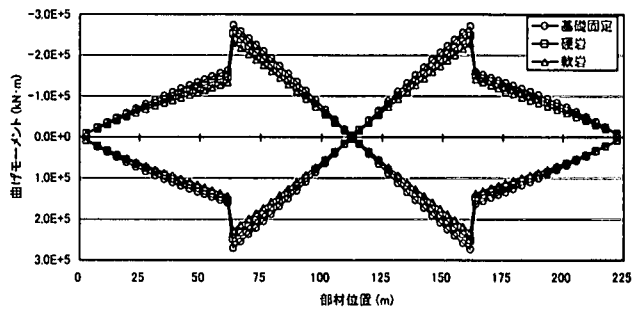
図-13 橋脚の曲げモーメント分布

(4) 上部構造の曲げモーメント分布

図-14 に、動的解析における上部構造の最大応答曲げモーメント分布を示す。橋脚高さ H=30m の場合には、岩盤の種類に関わらず全ての結果がほぼ一致しており、



(a) 橋脚高さH=30m タイプII地震動



(b) 橋脚高さH=60m タイプI地震動

図-14 上部構造の最大曲げモーメント分布 (3波平均)

直接基礎の非線形性の影響は僅かであるものと考えられる。一方、橋脚高さH=60mの場合には、固定、硬岩、軟岩の順に最大曲げモーメントが低下し、固定と軟岩を比較した場合、最大で約15%程度曲げモーメントが低下している。この結果は、橋脚上端塑性ヒンジの応答塑性率と対応しており、直接基礎の非線形性が上部構造に与える影響は、橋脚高さにより異なるものと考えられる。

5. まとめ

本検討では、P C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象に、直接基礎の非線形性を考慮した静的解析および動的解析を行い、直接基礎の非線形性が橋梁の耐震性に与える影響について検討を行った。

以下に、静的解析による結果をまとめる。

(1) 直接基礎の非線形性を考慮した場合、地盤が降伏することにより橋脚下端の塑性ヒンジは降伏に至らず、上端の塑性ヒンジのみが降伏、終局に至る。

(2) 直接基礎の非線形性を考慮することによって、終局時の水平震度が低下する。また、岩盤種別による差は顕著には現れない。

(3) 橋脚の軸力変動が橋梁の耐震性に与える影響は僅かである。

(4) 直接基礎の解析モデルおよび非線形特性の違いによる差異は僅かである。

以下に、動的解析による結果をまとめる。

(1) 直接基礎の非線形性を考慮した静的解析では、橋脚下端の塑性ヒンジは降伏しなかったが、動的解析では直接基礎および橋脚下端ともに降伏に達する結果となった。

(2) 動的解析による最大変位時と、静的解析におけるメカニズム時における橋脚の曲げモーメント分布形状は異なる結果となった。

(3) 直接基礎の非線形性が上部構造の応答に与える影響は、橋脚高さにより異なる。

(4) 基礎の非線形性を考慮した場合、静的解析では保有水平耐力(終局時の水平震度)が低下したが、動的解析では応答変位や構造部材の応答曲率等が低下する結果となった。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.12.
- 細入圭介，川島一彦：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，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，第1部(B)，pp.86-87，2001.10.
- 吉川卓，町勉，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一検討(静的解析)，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，第1部(A)，pp.538-539，2001.10.
- 町勉，吉川卓，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一検討(動的解析)，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，第1部(A)，pp.540-541，2001.10.
- (財)高速道路調査会：P C多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3.
- 角本周，町勉，吉川卓：P C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.
- 前原康夫，日紫喜剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法によるP C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.
- 日本道路公団：設計要領第二集，1998.7.
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，1996.12.
- (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎構造物・杭土圧構造物，1997.3.
- 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.