

連続ラーメン橋における地盤バネの設定と耐震性に関する検討

町 勉¹・吉川 卓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

橋梁の耐震設計において、基礎の変形の影響、すなわち地盤のバネや減衰を適切に評価することは、重要な課題の1つである。しかしながら、レベル2地震動のように非常に強い地震動が生じた場合の地盤のバネや減衰の評価については不明な点が多いことから、従来のレベル1地震動に対する値を用いているのが実情である。さらに、比較的良好な地盤で支持されている直接基礎形式の場合は、基礎の変形の影響を無視して設計している場合も多い¹⁾。これらは、基礎の変形を考慮した方が固有周期は長く見積もられ地震力が小さく評価されることを考慮し、安全側の設計として準用しているものである。しかしながら、ラーメン橋のような不静定構造物では、地盤バネの大きさにより橋梁全体系の断面力の分布性状が

異なることから、地盤バネを考慮した場合の方が、部材によっては応答値が大きくなる可能性がある。

そこで、本検討では、PC3径間連続ラーメン橋を対象にして、地盤バネの設定が上下部構造の耐震性に与える影響を検討した。検討は、基礎固定として設計したモデル橋梁に対して、地盤バネの大きさをパラメータとして、非線形動的解析によって行った。

2. 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たものであり²⁾、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

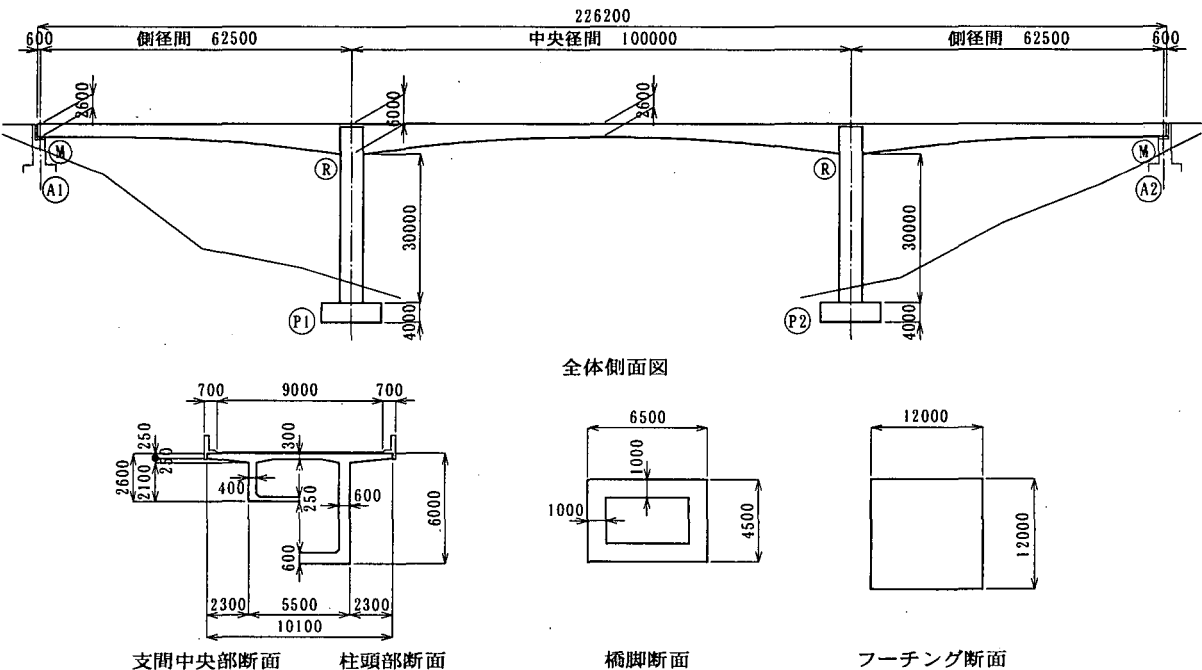


図-1 検討対象橋梁

した^{1), 3)}。なお、常時に対する鋼材配置等は、「コンクリート標準示方書・設計編」⁴⁾に準拠して限界状態設計法により決定した⁵⁾。また、地震時については、「PC構造物耐震設計規準(案)」⁶⁾および「コンクリート標準示方書・耐震設計編」⁷⁾に準拠して耐震設計を行い、重要度が高い構造物として耐震性能の照査を行った。その際、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設計した⁵⁾。

一方、地盤バネを考慮した解析ケースでは、既往のPC3径間連続ラーメン橋では最も実績の多い直接基礎を対象とし¹⁾、フーチング形状を12m×12mとして地盤バネを設定した。

3. 解析モデル

(1) 解析モデル

本検討における解析モデルを、図-2に示す。骨組モデルは、橋軸方向・橋軸直角方向ともに橋梁全体をモデル化した。その際、支承部はいずれの解析ケースにおいても橋軸方向は水平方向自由とし、橋軸直角方向は水平方向固定とした。また、基礎固定として設計したモデルでは、橋脚下端において完全固定とし、地盤バネを考慮したモデルでは、フーチング下端にて水平バネと回転バネで地盤バネをモデル化した⁸⁾。

橋脚のモデル化は、橋軸方向に対して橋脚上下端に、橋軸直角方向に対して橋脚下端に塑性ヒンジを想定した非線形回転バネを導入し、その他の部材は非線形はり要素とした。非線形履歴特性には、剛性低下型トリリニアモデル(武田型)を用いた。

上部構造のM-φ関係と非線形モデル化の一例を、図-3に示す。上部構造は非線形はり要素でモデル化し、0-ひびわれ-初降伏-終局を結ぶトリリニア型の非線形弾性モデルとした⁵⁾。ここで、上部構造の初降伏の定義

は、橋軸方向に対しては①引張縁側にPC鋼材が配置されている場合はPC鋼材弾性限界および②配置されていない場合は鉄筋初降伏とし、橋軸直角方向に対しては①ウェブに配置される外側の鉄筋が降伏に達するときまたは②PC鋼材が弾性限界に達するときのいずれか早い方とした^{5), 9), 10)}。また、上部構造の終局の定義は、部材圧縮縁のコンクリートひずみが2000μに達した状態とした。なお、上部構造の橋軸方向M-φ関係は死荷重作用時が原点となるように補正して使用した。

(2) 地盤バネの設定

本検討において用いる地盤バネは、「道路橋示方書V編」に従って算出した^{1), 8)}。各解析ケースにおける地盤バネ定数の算出結果を、表-1に示す。地盤のバネ定数の設定にあたっては、せん断弾性波速度(以下VS)を指標とし、耐震設計上の基盤面と見なせVS=300m/sを境にしてVS=150, 300, 450m/sの3段階を設定した。なお、ここでは地盤の単位重量を18kN/m³、動的ポアソン比を

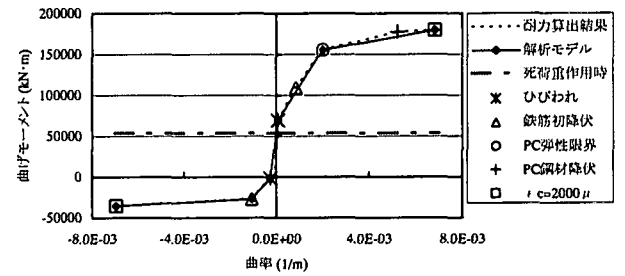


図-3 上部構造のM-φ関係と非線形モデル化の一例
(橋軸方向 中央径間中央)

表-1 解析ケースおよび地盤バネのパラメータ

解析ケース			VS150	VS300	VS450
地盤のせん断弾性波速度	VSi	m/s	150	300	450
フーチング底面の水平バネ	KH	kN/m	7.45E+05	4.66E+06	1.05E+07
フーチング底面の回転バネ	Kθ	kN・m/rad	2.68E+07	1.68E+08	3.77E+08

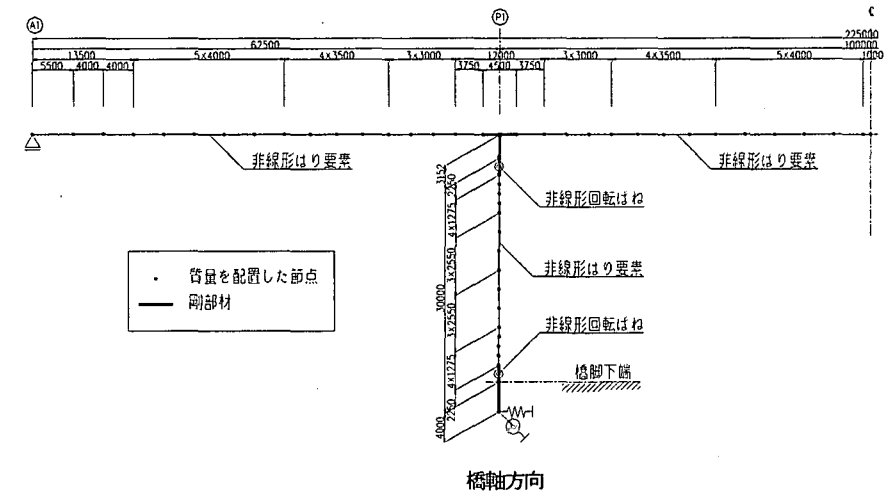
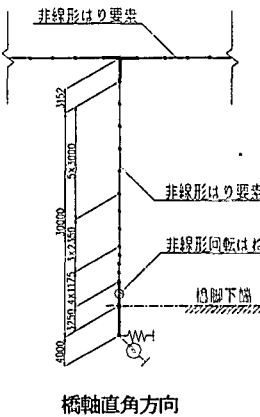


図-2 解析モデル



0.4 で一定とし、またフーチング底面の有効載荷面積は全断面有効とみなして設定した。

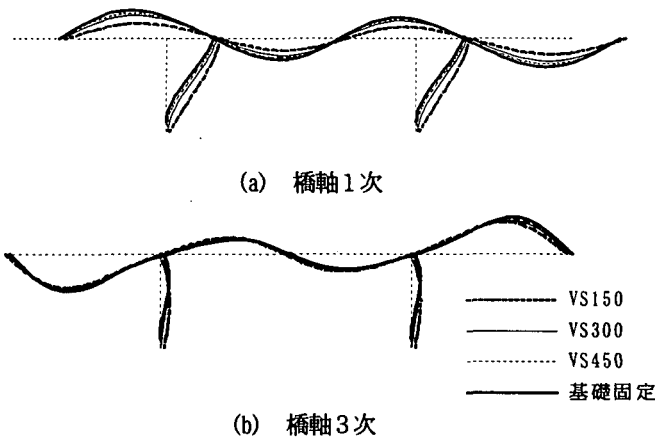
(3) 固有周期および固有振動モード

各解析ケースにおける固有振動モードの固有周期および有効質量率を、表－2 に示す。1 次振動モードの固有周期は、地盤バネ定数の低下に伴って長周期化する結果となった。一方、3 次振動モードはいずれの解析ケースにおいてもほぼ同等の値となった。

各解析ケース毎に加震方向の刺激係数で正規化した固有振動モードを、図－4 および図－5 に示す。地盤バネを考慮した解析ケースでは、地盤バネ定数の低下に伴って地盤バネの変形が大きくなるモード形状となる。また、上部構造は、橋軸方向のモードにおいてはいずれの解析ケースにおいても同様な形状となったものの、地盤バネ定数の低下に伴って水平方向ベクトル値は若干大きく、

表－2 各解析ケースの固有周期

			VS150	VS300	VS450	基礎固定
橋軸 1 次	固有周期	sec	1.756	1.233	1.137	1.048
	有効質量率	%	75	66	63	79
橋軸 3 次	固有周期	sec	0.475	0.439	0.428	0.416
	有効質量率	%	7	7	7	10
橋軸直角 1 次	固有周期	sec	2.404	1.524	1.363	1.211
	有効質量率	%	64	59	56	72
橋軸直角 3 次	固有周期	sec	0.454	0.446	0.444	0.441
	有効質量率	%	8	7	8	10



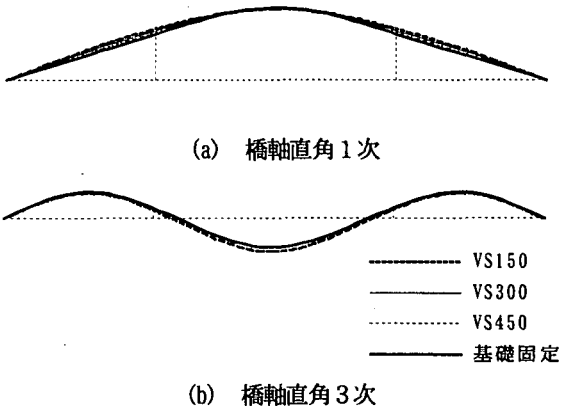
図－4 固有振動モード (橋軸方向)

鉛直方向のベクトル値は小さくなる傾向となった。

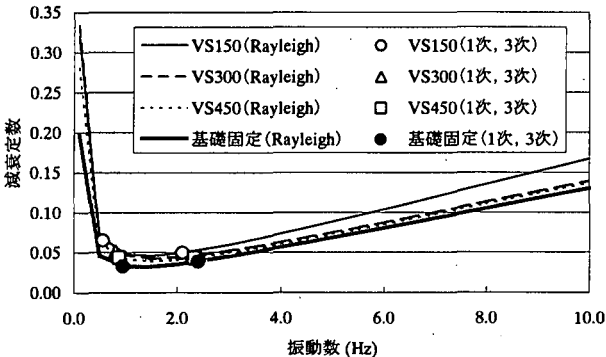
橋軸直角方向のモードにおいても、上部構造のモード形状はいずれの解析ケースも同様となった。ただし、1 次モードは、地盤バネ定数の低下に伴って側径間部における上部構造の水平ベクトル値が若干大きくなり、3 次モードは中央径間中央が若干大きくなる傾向となった。

(4) 減衰特性

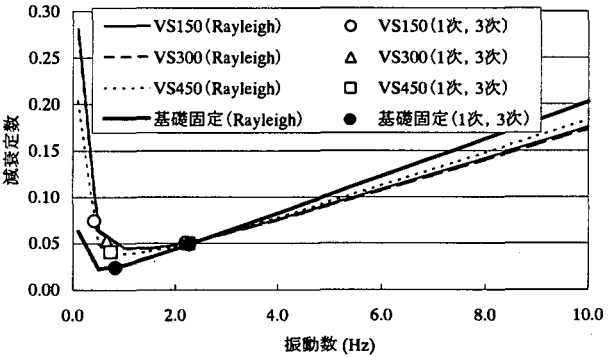
非線形動的解析における減衰特性は、Rayleigh 減衰を用いて設定した。その際、各要素の減衰定数は上部構造 5%^{5), 9)}、橋脚 2%、地盤バネ 10%とした^{1), 8)}。また、Rayleigh 減衰の設定方法による解析結果への影響をできるだけ小さくするため、基礎固定とした場合において有効質量率が上位 2 つとなる振動モードを基準とし、これらと同一のモード形状となる振動モードを選択して Rayleigh 減衰を設定した。各解析ケースにおける Rayleigh 減衰と Rayleigh 減衰の設定に使用したモード減衰定数を図－6 および図－7 に示す。1 次モードの減衰定数は、VS300、VS450 および基礎固定は 2～5%の間にあり、また地盤バネ定数の低下に伴い減衰定数が大きくなる。また、Rayleigh 減衰は、低振動数領域においては基礎固定とした場合が若干小さく、高振動数領域においては橋軸方向は VS150 が、橋軸直角方向は基礎固定が若干大きくなる設定となっている。



図－5 上部構造の固有振動モード (橋軸直角方向)



図－6 Rayleigh 減衰 (橋軸方向)



図－7 Rayleigh 減衰 (橋軸直角方向)

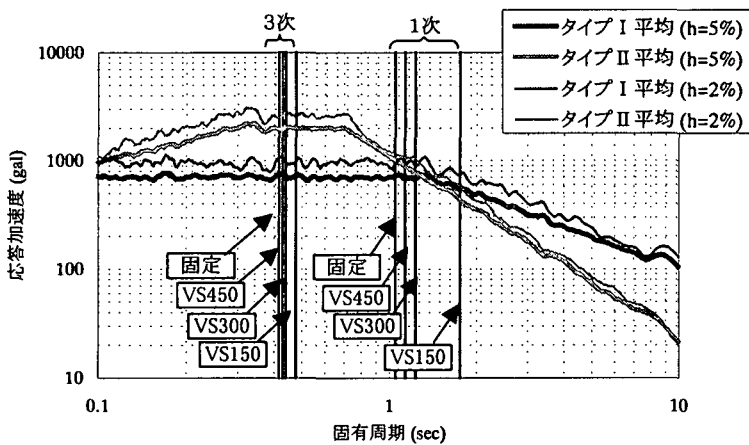
4. 解析結果

(1) 加速度応答スペクトル

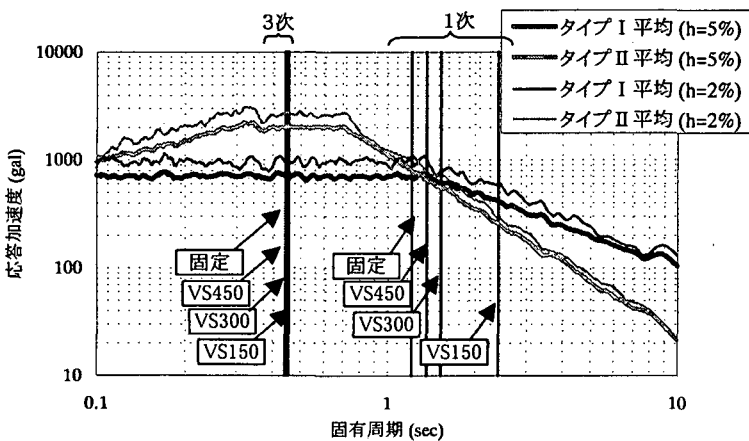
解析に用いた標準地震動の加速度応答スペクトルを、図-8に示す。ここで、加速度応答スペクトルは、タイプⅠおよびタイプⅡともに、それぞれ3波形に対する加速度応答スペクトルを平均して示している（以下、解析結果は3波平均で示す）。また、図中に各解析ケースの固有周期を付記するが、固有周期が、際だって突出した加速度応答に一致する解析ケースは認められない。なお、地盤バネの設定が上下部構造の耐震性に与える影響と部材の塑性化の程度との関係を把握するために、標準地震動の周期特性は変化させずに、地震動強度のみを2倍にして入力した場合についても検討した。以下、前者をFactor=1.0、後者をFactor=2.0と称する。

(2) 塑性ヒンジ回転角

橋軸方向におけるP1橋脚塑性ヒンジの最大回転角を図-9に示す。また、ひびわれ・降伏・許容回転角を図中に付記する。橋軸方向においては、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、地盤バネを考慮したケース

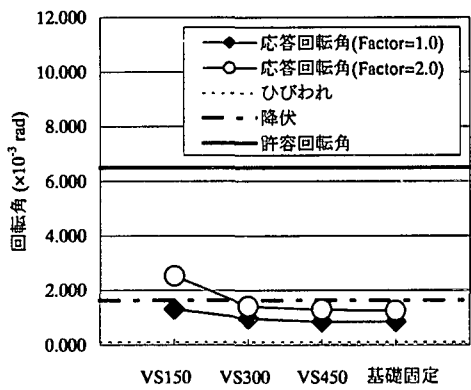


(a) 橋軸方向

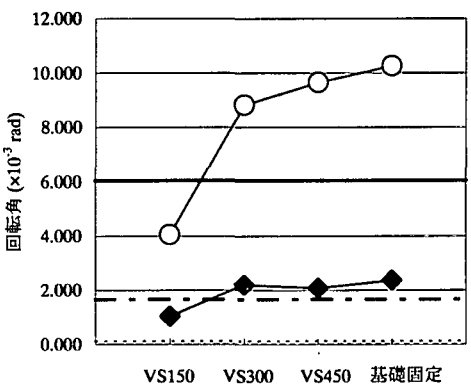


(b) 橋軸直角方向

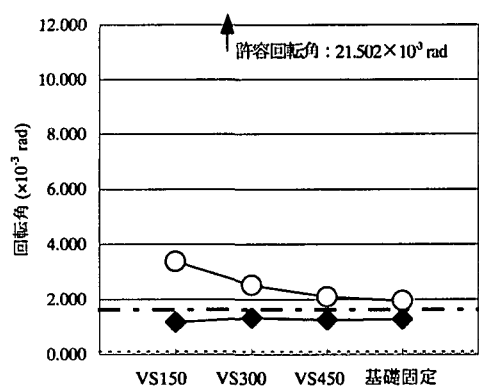
図-8 加速度応答スペクトル



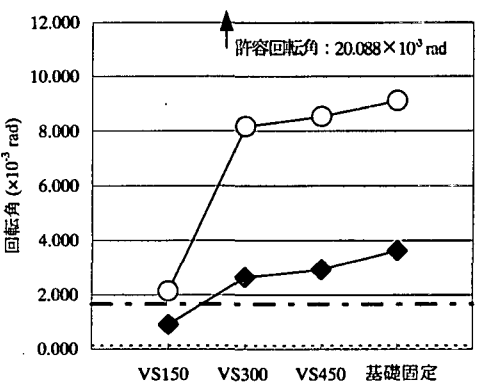
(a) 上端塑性ヒンジ (タイプⅠ地震動)



(b) 下端塑性ヒンジ (タイプⅠ地震動)

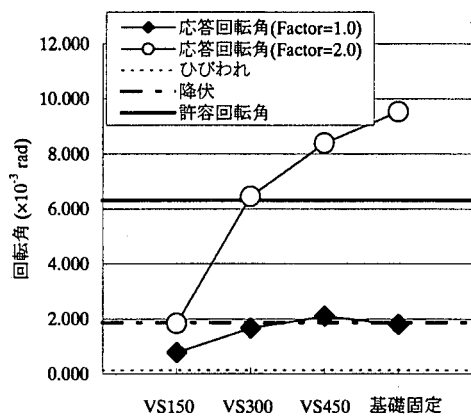


(c) 上端塑性ヒンジ (タイプⅡ地震動)

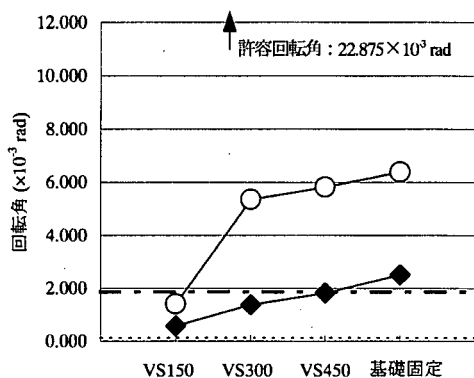


(d) 下端塑性ヒンジ (タイプⅡ地震動)

図-9 塑性ヒンジの最大回転角 (橋軸方向)



(a) 下端塑性ヒンジ (タイプⅠ地震動)



(b) 下端塑性ヒンジ (タイプⅡ地震動)

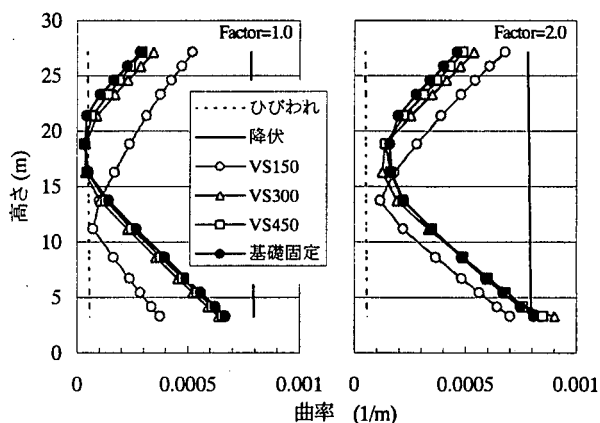
図-10 塑性ヒンジの最大回転角 (橋軸直角方向)

の中で耐震設計上の基盤面とみなせる VS300 および VS450 は、基礎固定に近い最大回転角となった。しかしながら、地盤バネを考慮したケースは、地盤バネ定数の低下に伴って、基礎固定に比べて下端塑性ヒンジの最大回転角は小さく、一方上端塑性ヒンジの最大回転角は大きくなる傾向となった。また、この傾向は、VS150 でより顕著となり、基礎固定では Factor=1.0 で塑性化していた下端塑性ヒンジが VS150 では塑性化しない結果となり、逆に上端塑性ヒンジの最大回転角が降伏回転角に近い結果となった。

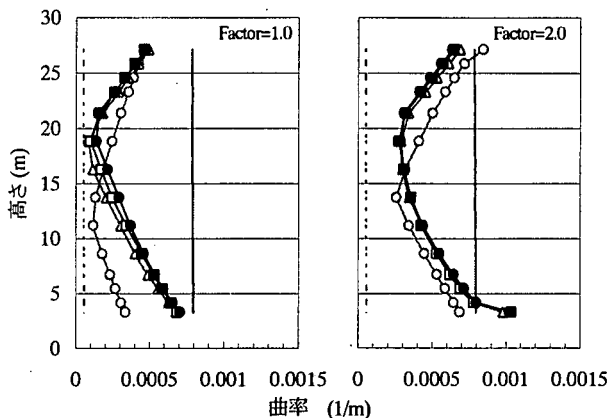
橋軸直角方向における塑性ヒンジの最大回転角を図-10 に示す。橋軸直角方向においては、橋軸方向の下端塑性ヒンジと同様に、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに地盤バネを考慮したケースは基礎固定に比べて塑性ヒンジの最大回転角が小さくなる傾向を示し、VS150 では顕著な相違が見られた。

(3) 塑性ヒンジ以外の橋脚部材の応答曲率・せん断力

P1 橋脚の橋軸方向に対する塑性ヒンジ領域以外の応答曲率およびせん断力を、それぞれ図-11 および図-12 に示す。また、ひびわれ・降伏曲率およびせん断耐力をそれぞれの図中に付記する。

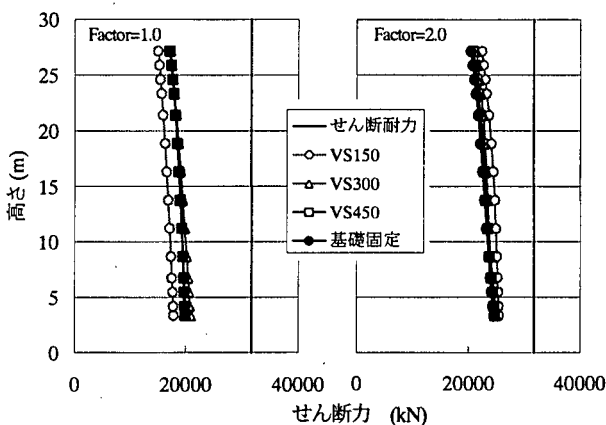


(a) タイプⅠ地震動

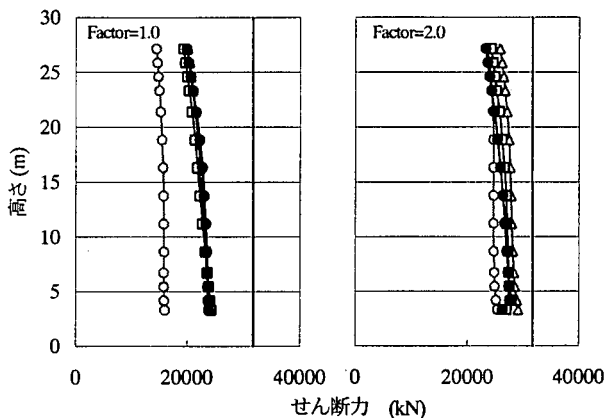


(b) タイプⅡ地震動

図-11 塑性ヒンジ以外の橋脚部材の曲率分布 (橋軸方向)



(a) タイプⅠ地震動



(b) タイプⅡ地震動

図-12 塑性ヒンジ以外の橋脚部材のせん断力 (橋軸方向)

橋軸方向の応答曲率は、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、VS300 および VS450 の曲率分布が基礎固定と同程度の分布を示す結果となった。しかしながら、地盤バネを考慮した解析ケースは、地盤バネ定数の低下に伴って、橋脚下端付近の応答曲率は小さくなる傾向となり、逆に橋脚上端付近の応答曲率が大きくなる傾向となった。特に、VS150 ではその傾向が顕著となり、橋脚上端付近の応答曲率が橋脚下端付近の応答曲率よりも大きい結果となった。

橋軸方向のせん断力は、入力地震動 Factor=1.0 の場合には、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、VS300 および VS450 は基礎固定と同程度の分布を示し、VS150 は基礎固定に比べて小さくなる結果となった。それに対して入力地震動 Factor=2.0 の場合には、タイプⅡ地震動の VS150 を除き、地盤バネを考慮した解析ケースが基礎固定を若干上回る結果となった。これらは、曲率分布の傾きが大きい結果となる解析ケースでせん断力が大きくなる傾向が見られることから、曲率分布との相関があるものと考えられる。

P1 橋脚の橋軸直角方向に対する塑性ヒンジ以外の応答曲率を、図-13 に示す。橋軸直角方向の応答曲率は、橋軸方向の橋脚下端付近の応答曲率と同様に、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、VS150 が最も小さい結果となった。また、VS300 および VS450 は基礎固定とほぼ同程度の曲率分布を示すか、あるいは地盤バネ定数が大きくなるほど基礎固定の解析結果に近づく結果となった。

以上のことから、橋脚に関しては、耐震設計上の基礎面とみなせる VS=300m/s 程度以上の大きな地盤バネ定数を設定した場合には基礎固定に近い結果が得られることがいえる。また、地盤バネを考慮することで橋脚下端の応答曲率は緩和されるが、橋軸方向については橋脚上端の曲率が增大する傾向があることがいえる。

(4) 上部構造の最大応答水平変位

上部構造の最大応答水平変位を、図-14 に示す。橋軸方向においては、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、地盤バネ定数の低下に伴い上部構造の最大応答変位が大きくなる傾向となった。この傾向は、固有振動モードの水平方向ベクトル値とよく一致する。また、Factor=1.0 では、基礎固定の場合にはタイプⅡ地震動の方がタイプⅠ地震動に比べて最大応答変位が大きいが、VS300 では両者が同程度となり、VS150 では逆にタイプⅠ地震動の方が大きくなる結果となった。これは、図-8 に示すように、VS150 の1次モード固有周期において、タイプⅠ地震動の加速度応答スペクトルがタイプⅡ地震動のそれを上回っていることと一致する。

橋軸直角方向においては、タイプⅠ地震動では地盤バ

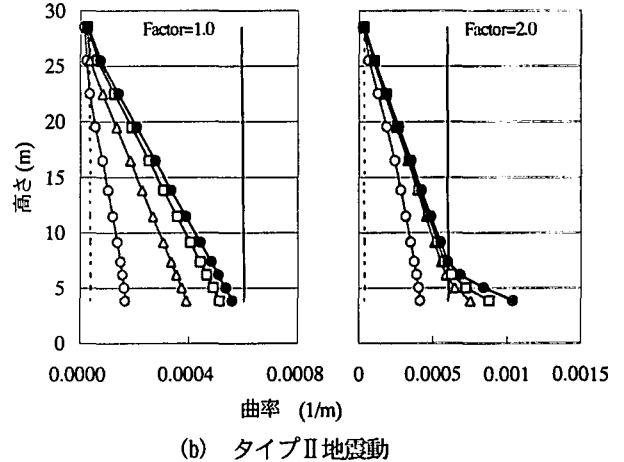
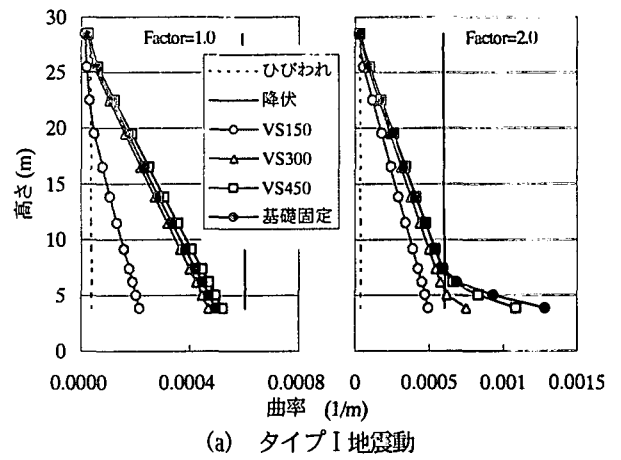


図-13 塑性ヒンジ以外の橋脚部材の曲率分布
(橋軸直角方向)

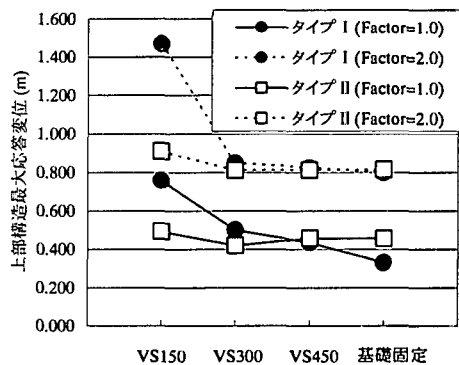
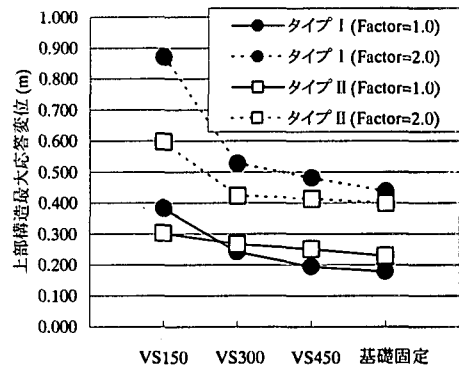


図-14 上部構造の最大応答水平変位

ネ定数の低下に伴って上部構造の最大応答変位が大きくなる傾向が顕著に見られ、タイプⅡ地震動では同程度の最大応答変位となった。また、VS150 および VS300 において、タイプⅠ地震動の方がタイプⅡ地震動よりも最大応答変位が大きくなる結果となったが、これは図-8に示すように、タイプⅠ地震動の加速度応答スペクトルがタイプⅡ地震動のそれを上回っていることと一致する。

(5) 上部構造の応答曲率

橋軸方向における各解析ケースの上部構造の応答曲率を、図-15に示す。また、ひびわれ・初降伏・終局曲率を図中に付記する。橋軸方向においては、タイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動ともに、いずれのFactorにおいてもVS300 および VS450 は基礎固定と同程度の曲率分布を示す結果となった。しかしながら、地盤バネを考慮した解析ケースは、地盤バネ定数の低下に伴って、タイプⅠ地震動に対しては支間中央、端支点付近を除く領域で大きくなり、逆にタイプⅡ地震動に対しては小さくなる傾向を示し、VS150 で特に顕著な差が生じる結果となった。VS150 の場合、タイプⅠ地震動に対しては橋脚上端の応答曲率も基礎固定に比べて大きくなることから、その影響で上部構造の応答も大きくなったものと考えられる。一方、タイプⅡ地震動に対しては、橋脚上端の応答曲率が基礎固定と同程度であることからその影響は小さいものと考えられ、さらに、固有振動モードの鉛直方向ベクトル値がVS150 では小さくなることから、上部構造の応答が低減されたものと考えられる。

橋軸直角方向における各解析ケースの上部構造の応答曲率を、図-16に示す。タイプⅠ地震動に対しては、地盤バネ定数の低下に伴い支間中央部での応答曲率が大きくなる結果となった。一方、タイプⅡ地震動に対しては、中央径間側の柱頭部付近では地盤バネを考慮したケースの応答曲率が大きい、その他の領域では地盤バネ定数の低下に伴い応答曲率が減少する傾向となった。なお、支間中央の応答曲率は、最大応答水平変位が大きくなるタイプⅠ地震動において大きくなる傾向となっており、最大応答変位が基礎固定と同程度となるタイプⅡ地震動では小さくなる傾向となっている。これらについては、地盤バネ定数を考慮した解析ケースでは高次の振動モードの寄与率が高くなることが主要な要因として考えられるが、他の要因も含めてさらなる分析が必要である。

以上より、上部構造については、基礎固定とすることが必ずしも安全側の結果を与えるとはいえない場合があることから、今回考慮していない橋台の変形の影響などを含めて、さらに検討を行う必要があるといえる。

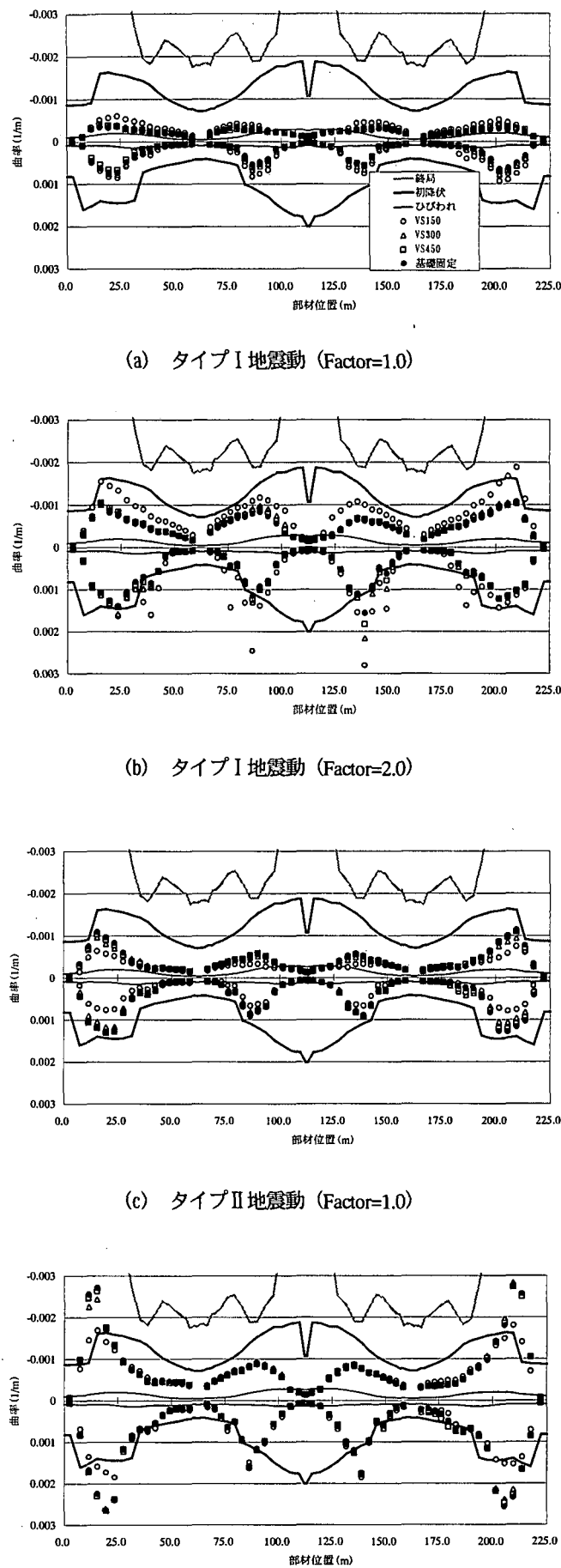


図-15 上部構造の曲率分布 (橋軸方向)

5. まとめ

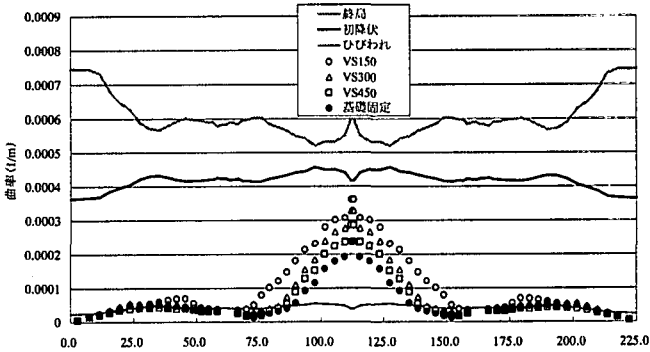
本研究では、PC3径間連続ラーメン橋を対象にして、地盤バネの設定が上下部構造の耐震性に与える影響について基本的な検討を行った。その結果をまとめると、次の通りである。

- (1) 地盤バネを設定することで固有周期は長周期化する一方で、高次の振動モードの影響が大きくなる。
- (2) 地盤バネを考慮した場合の橋脚の応答曲率は、地盤バネ定数の低下に伴って、橋脚下端付近は小さくなるが、橋軸方向では橋脚上端付近が大きくなる傾向がある。
- (3) 橋脚の曲率分布の傾きが大きい結果となる場合には、橋脚のせん断力が大きくなる傾向がある。
- (4) 上部構造の最大応答水平変位は、特にタイプⅠ地震動において、地盤バネ定数の低下に伴い大きくなる傾向がある。
- (5) 地盤バネを考慮した場合の上部構造の応答曲率は、地盤バネ定数の低下に伴って、タイプⅠ地震動では大きく、タイプⅡ地震動では小さくなる傾向がある。

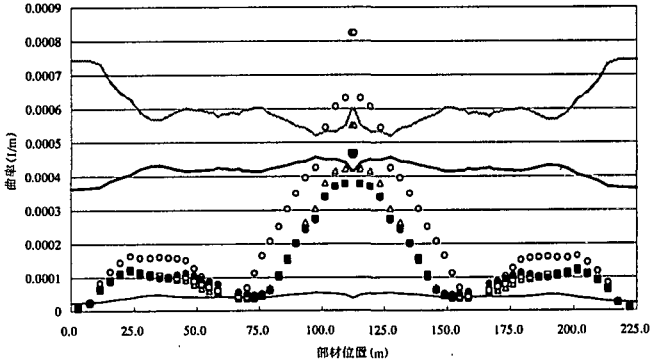
なお、本検討では、PC連続ラーメン橋の基礎形式として採用される場合のある深礎基礎や杭基礎等は検討対象としていない。また、橋脚ごとに異なる基礎形式を採用している場合など、橋脚毎の地盤バネの設定が橋梁全体の挙動に影響を及ぼすことも考えられる。今後は、これらのパラメータを含めて総合的に検討していく予定である。

参考文献

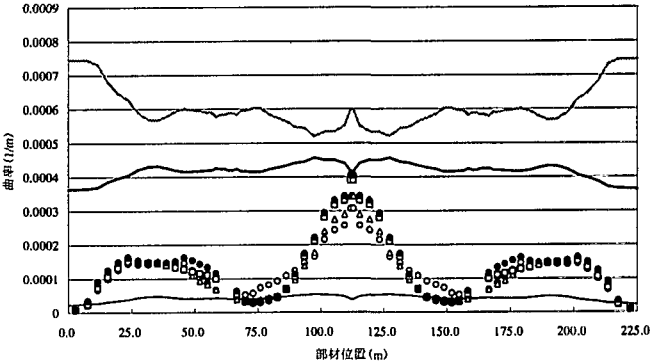
- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.12.
- 2) (財)高速道路調査会：PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3
- 3) (社)土木学会：橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会－耐震設計の現状と今後の課題－，1999.10.
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，1996.3.
- 5) 前原康夫，日紫喜剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法によるPC連続ラーメン橋の耐震設計，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.243-250，1999.12.
- 6) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC構造物耐震設計標準(案)，1999.12.
- 7) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編，1996.7.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1.
- 9) 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.
- 10) 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.



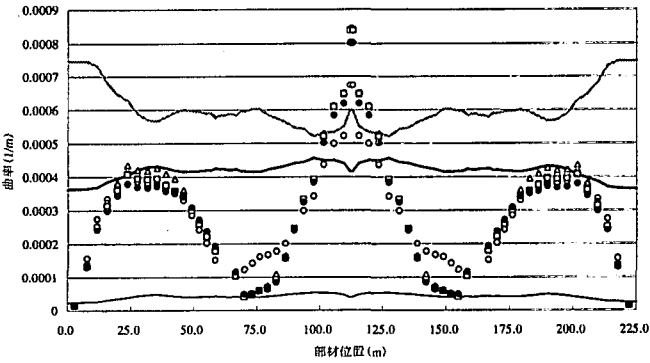
(a) タイプⅠ地震動 (Factor=1.0)



(b) タイプⅠ地震動 (Factor=2.0)



(c) タイプⅡ地震動 (Factor=1.0)



(d) タイプⅡ地震動 (Factor=2.0)

図-16 上部構造の曲率分布 (橋軸直角方向)