

軟弱地盤に設置される大深度橋梁ケーソン基礎の耐震性能 について

パク インソプ¹・清宮 理²・安 同祥³

¹学生会員 早稲田大学創造理工研究科 修士課程 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

²正会員 工博 早稲田大学創造理工研究科 教授 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

³正会員 工博 早稲田大学創造理工研究科 准教授 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

1. まえがき

1995年1月17日、兵庫県南部地震の発生による阪神・淡路大震災や2011年3月11日、東北地方太平洋沖地震の発生により橋梁を含む社会基盤施設が大きな被害を受けた。社会基盤の中心である橋梁の被害は、震災後の救援活動及び物資支援、そして復旧・復興活動のためのアクセスを直接的に妨げる原因となり、2次あるいは3次災害を招く恐れもある。特に、臨海部に設置される大型道路橋の被害は、復旧活動の困難を招くと想定され、港湾地域が孤立につながる。耐震性能の要求は、一層高まっている。今後建設を予定している長大斜張橋においては、その耐震性能を様々な面で十分検討する必要がある。近年、斜張橋は特徴的に中央支間を伸ばす長大化の傾向があり、1100mを超える斜張橋も建設されている。

本研究では、計画中の軟弱地盤に設置される全長1036m、中央支間576mのニューマチックケーソンを有する5径間連続鋼斜張橋の橋梁基礎を研究対象としており、2本の主塔中、片側に着目して研究を行ったのである。この斜張橋は主塔が航空制限の関係で低く計画されており、塔高支間比が1/10.5で、ケーブルと主桁のなす角度が一般的より小さく一番外側のケーブルで8.5度となるように設定している。ゆえに、地震に対する耐震安全性の検討は十分に考慮する必要がある。

今回はこの橋梁を対象に、平成7年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台地盤上NS成分と平成23年東北地方太平洋沖地震の開北橋周辺地盤上EW成分、そして新晩翠橋周辺地盤上NS成分を入力加速度波形として基盤加振させる形式で動的応答計算を行い、

地盤や基礎構造物の挙動及び耐震性能に関して安全性の検証を行った。特に、本研究における橋梁は埋立て地となっている臨海区域の海上に建設されることを想定しており、地震が発生した際、人工埋立て島との非常時のアクセス確保を耐震性能としている。そのため大地震に対して橋梁基礎の各構成部材が降伏値以内であることを耐震性能としており、せん断耐力は十分有しているという前提で、曲げモーメントと曲率にに着目して、動的応答解析により、基礎本体の耐震性能について検討した。

また基礎周辺の地盤抵抗に対するニューマチックケーソン基礎の挙動や地盤の最大反力をみるため、地盤とニューマチックケーソン基礎の底面や側面、前背面の間に地盤反力度を表す抵抗要素を考慮してモデル化を行い、地盤と基礎構造物の間に浮上りやはく離が生じているかなどを検証した。

また外力として入力する各地震波形をパラメータに考慮しており、主桁とケーブルの重量を付加質量として与え、上部工の慣性力作用位置における水平変位をも比較検証する。

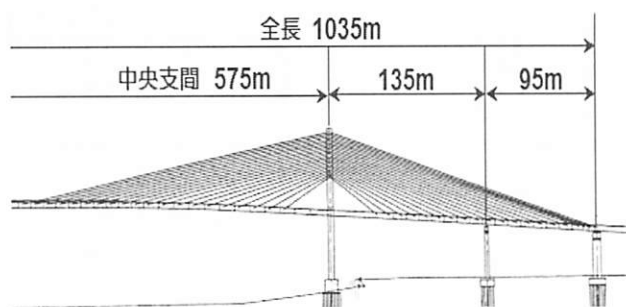


図-1 動的応答解析の対象

主塔の下端部では、大きな断面力が発生するので、耐力を向上することを目的とし、主塔の部材は高い降伏点の材料を用いる。従来引張強さが 570N/mm^2 級で使われてきたSMA570鋼材ではなく、日本工業規格（JIS G 3140）に規定され、東京ゲートブリッジの建設で適用された実績のあるSBHS500鋼材¹⁾を主塔に採用している。降伏点を 430N/mm^2 から 500N/mm^2 以上に増加する。また主塔の施工で溶接をする際にもSBHS500鋼材はSMA570鋼材に比べて溶接予熱温度を大幅に低減できる材質を有しているので、高い施工性を確保できる¹⁾と期待される。

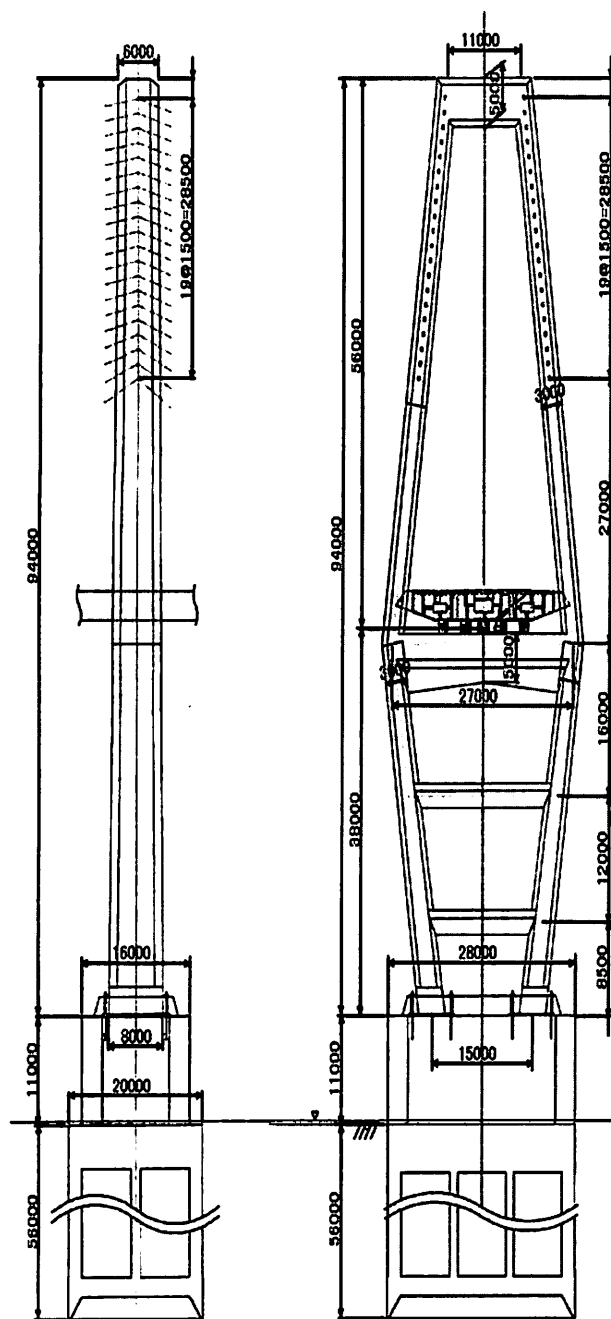


図-2 研究対象橋脚の断面図

2. 斜張橋及びニューマチックケーソン基礎周辺の地盤モデル化

この章では、斜張橋の上部工を簡略化した理論背景や研究対象モデル全体の特性及び基礎構造物や周辺地盤のモデル化について述べる。

構造物の解析全体モデルの概要を図-3に示す。本研究対象の5径間連続鋼斜張橋のモデル化には、中央支間の中央部を区切って2本の橋脚中、片側だけに着目して、レベル2 地震に対する耐震安全性の検討を行うことにした。動的応答解析には2次元地盤・構造物連成動的耐震解析ソフトウェアSoil Plusを使用しており、軟弱地盤の構造物への影響を検討したのである。また構造を簡略するため、上部構造を1本の柱にした。簡略化の妥当性については、構造の振動特性に着目して、有限要素法の解析ソフトウェアTDAPを用いて確認した。

(1) 上部工の簡略化

本研究のモデル図-3に示されるように、主桁とケーブルの質量を1質点に置換えて、単純化した。

主桁とケーブルの重力を主塔の片持ちはり形式の橋脚に上部工の慣性力として与え、簡略化したモデルを採用した。

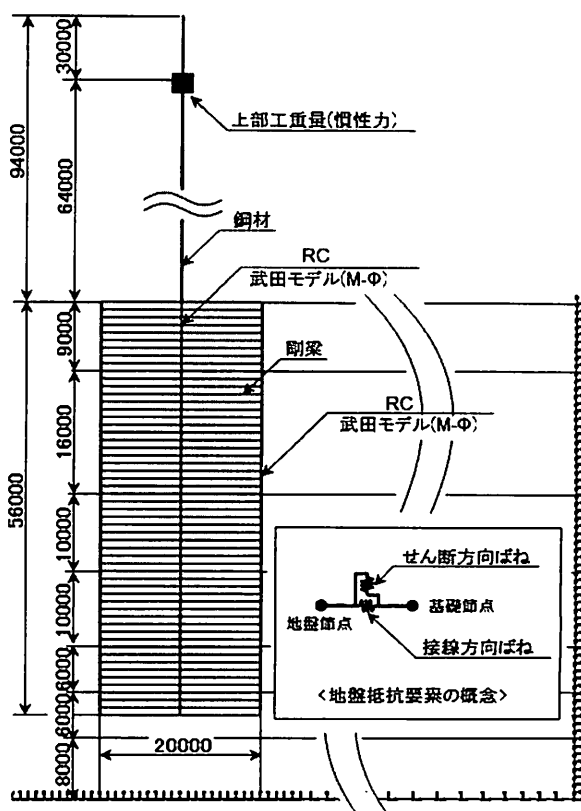


図-3 解析モデル

一本の片持ちはりの主塔に集中質量を与えた時の固有周期と上部工全体(主桁+主塔+ケーブル)の固有周期をTDAPを用いて、固有値解析を行い、動的解析プログラムSoilPlusでの地盤を考慮したモデルの妥当性を確認している。上部工全体モデルを固有値解析した時、主塔の振動が現れるモードにおける固有周期を、一本片持ちはりの主塔に一致させることが目的である。この上部工の簡単化には、斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する論文²⁾での理論を参考にしている。

まず、論文で参考にしている斜張橋の遊動円木振動数 f_L を推定するための実用算定式を(1)式に示す。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum 3EI/(\alpha h)^3}{m_e}} \tag{1}$$

$$m_e = m_G + \sum \left\{ (H - \alpha h) \times \frac{w_T}{g} + 0.243\alpha h \times \frac{w_T}{g} \right\} \tag{2}$$

$$P_{TG} = \frac{\sum (EI/H)_{TOWER}}{(EI/L_c)_{GIRDER}} \tag{3}$$

ここに、
EI：主塔の曲げ剛性
 α ：主塔剛性の寄与を補正する係数
 Σ ：主塔の本数
 m_e ：斜張橋の遊動円木振動モードに対応する等価質量、(2)式で求める。
 m_G ：桁部の全質量(110000kN)
 w_T ：主塔の単位長さ当たりの重量(500kN/m)
 g ：重力加速度
 $0.243\alpha h \times w_T/g$ ： αh より下方の主塔質量の寄与分。補正係数 α は、主塔と主桁の曲げ剛性比を表す以下のパラメータを導入し、斜張橋の遊動円木振動数特性に及ぼす主塔剛性の寄与を検討する。
 $(EI/H)_{TOWER}$ ：主塔の単位長さ当たりの曲げ剛性
 $(EI/L_c)_{GIRDER}$ ：中央径間部における主桁の単位長さ当たりの曲げ剛性
本研究での対象構造物はファン型斜張橋であり、

$P_{TG} = 65.73$ 、中間支点があるので、次式により補正係数 α を求める。

$$\alpha = 0.113 \times \log_{10} P_{TG} + 0.774 \tag{4}$$

上部工の重量を各構成要素別にみると、主桁 110000kN、ケーブル 9000kN、主塔 4700kNであり、上部工重量(主桁+ケーブル)として60000kNを与える。

上記で述べている斜張橋の遊動円木振動数 f_L を算定式より求めると $f_L = 0.366$ (Hz) で等価した構造の固有周期は、2.73(s)になる。

次にFEMプログラムのTDAPを用いて上部工(主桁+ケーブル+主塔)の固有値解析を行い、等価した構造の周期が確認できる結果を図-4に示す。固有値解析のモード図と固有周期より、8次モードで主塔が水平方向に刺激されている。この際、等価した構造の周期が2.52(s)と表-1によって確認できる。またTDAPを用いて上部工を一本はり化したモデルは、固有周期は2.43(s)であった。

この三つのモデル化により、本研究対象の主塔の固有周期を求めると、2.4~2.7(s)を示しており、SoilPlusでの地盤を考慮したモデルは妥当であることが確認できた。

表-1 上部工の固有周期及び有効質量

次数	固有周期 (Sec)	刺激係数	水平方向有効質量 (累積有効質量比%)
1	11.2	-24.33	592.1(0)
2	8.004	7.768	60.35(0)
3	4.998	-5.749	33.05(0)
4	4.056	-25.71	661.2(1)
5	3.042	37.76	1426(1)
6	2.679	-149	22170(12)
7	2.523	-25.78	6647.5(12)
8	2.503	339.1	115000(67)
9	2.271	98.79	9759(71)

表-2 地盤条件

No	地質 種類	層厚 (m)	平均 N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比 (動的)	動的ヤング率 E(kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m ²)
1	埋土層	9	8	18	0.49	89586	35	0
2	粘性土	16	2	15	0.49	46292	0	90
3	粘性土	10	4	18	0.49	88180	0	100
4	砂質土	10	19	18	0.49	159471	35	0
5	粘性土	6	10	17	0.49	153406	0	140
6	砂質土	6	76	19	0.49	662760	35	0
7	砂礫土	8	151	20	0.49	1102576	35	0

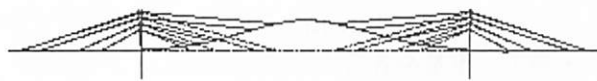


図-4 (a) 固有値解析によるモード図(1次)

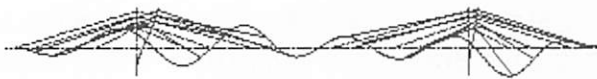


図-4 (b) 固有値解析によるモード図(8次)

表-3 主塔の寸法

No	長さ (m)	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面 2 次 モーメント(m ⁴)
1	12	50	1.29	7.909
2	12	50	1.31	8.511
3	10	43	1.145	7.886
4	12	48	1.296	9.431
5	10	50	1.37	10.48
6	6	60	1.546	11.926
7	8	64	1.712	14.039
8	4	66	1.831	15.938
9	8	68	1.954	18.022
10	8	71	2.11	20.584
11	4	85	2.606	26.77

(2) 主塔の形状と寸法

主塔の寸法は、表-3に示す。

主塔の各部は主塔の頂点からの順に、部材の番号を付けている。全ての部材はSBHS500鋼材を採用して角柱で扱っており、鋼材の厚さを各50mm～85mmにしている。主塔の部材は線形特性を有する梁要素とした。

(3) 地盤と構造物の特性及び寸法

ニューマチックケーソン基礎について述べる。ケーソン基礎の寸法は、幅 20m、ケーソン躯体の深さ56m、奥行き28mである。

躯体の側壁厚さは2.5mで、ケーソン内側の隔壁厚さは1.5mにしており、6室で構成されている。またケーソン外壁と隔壁は、RC構造の一本の非線形はり要素にしており、復元力特性を武田モデルとして考慮し、曲げに対する断面力の変化に注目する。橋軸方向の側壁と隔壁は剛梁に置換して深さ1m間隔に集約化させ、ケーソン基礎全体を連結する形状を取っている。ケーソンの頂版(厚さ4m、奥行き

28m)とケーソン底版(厚さ5m、奥行き28m)は、はり要素に集約化した。

3. 入力地震動

入力地震波形を図-5に示す。

入力は、公益社団法人日本道路協会より公開されている加速度波形を用いた。これらの波形はI種地盤で観測されており、レベル2地震動である。

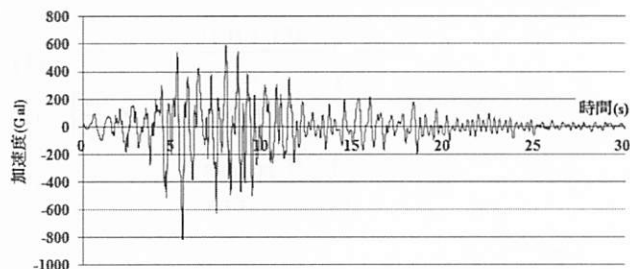


図-5 (a) 兵庫県南部地震神戸海洋気象台 NS成分

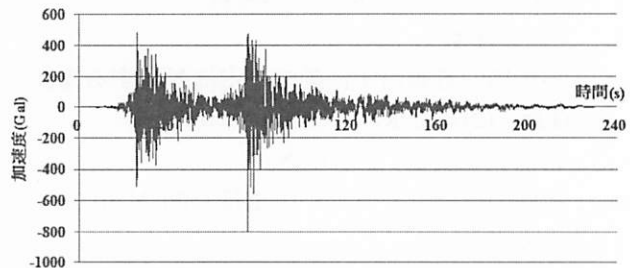


図-5 (b) 東北地方太平洋沖地震開北橋周辺 EW成分

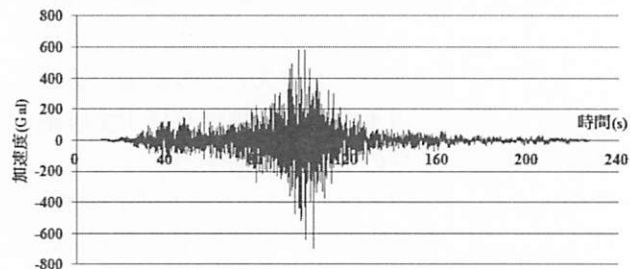


図-5 (c) 東北地方太平洋沖地震新晩翠橋周辺 NS成分

図-5(a)は波形の記録時間が 30s、最大加速度が 812Gal で、図-5(b)は波形の記録時間が 240s、最大加速度が 795Gal、図-5(c)は波形の記録時間が 240s、最大加速度が 693Gal である。構造物の応答値は、材料非線形の動的応答解析により求めた。直接積分法の解析手法を採用し、積分は Newmark 法($\gamma=0.5$, $1/\beta=4$)によって数値積分を行った。

地盤条件を表す物性値を表-2 に示す。表層地盤の上から第 1 層、第 2 層の順にして、物性値をみる。表-2 に示されている通り、表層地盤は上から第 3 層まで非常に柔らかい地盤である。表層地盤の厚さは

34m にしており，ケーソン基礎の支持層は砂礫土で、地盤を 7 層に分けた．また地盤の応力 - ひずみの関係について非線形特性を表すために，修正 Ramberg-Osgood モデルを採用しており，減衰特性として歪エネルギー比例減衰の Rayleigh 減衰定数を適用する．

4. 解析ケース

解析ケースを表-4に示す．

表-4 解析ケース

入力 波形	兵庫県南部地 震神戸海洋 気象台 NS 成分	東北地方太 平洋沖地震 開北橋周辺 EW 成分	東北地方太 平洋沖地震新 潟県橋川 NS 成分
解析	Case1	Case2	Case3

5. 解析結果

(1) 固有値解析

固有値解析結果を表-5に示す．

表-5 固有値解析結果

Mode 次数	周期 (Sec)	刺激係数 X 方向	有効質量比 X 方向	Mode 減衰
1	2.6853	140.4	0.0189	0.0291
2	1.3794	749.74	0.5384	0.0986
4	0.8828	134.11	0.0172	0.099
10	0.5886	-322.06	0.0994	0.1
14	0.5043	154.74	0.0229	0.1
17	0.4124	125.58	0.0151	0.0999

表-5は，基盤加震方向(X方向)における構造物の代表的な振動モードであり，上記の振動モード中，2次と10次によって解析用Rayleigh減衰を求めた．上記の結果を用いてRayleigh減衰パラメータを設定しており， $\alpha = 1.326844\text{E-}2$ ， $\beta = 6.229756\text{E-}1$ の定数を求め，動的解析の減衰定数にしている．

(2) 基礎本体の曲げモーメント～曲率

ケーソン基礎の降伏は，基礎の塑性化，基礎の浮上りにより照査し，上部構造の慣性力作用位置での最大水平変位を比較検討する．

表-6 ケーソン基礎の曲げ耐力

曲げ耐力(kNm)	外壁	隔壁
ひび割れ発生点	82404	33898
降伏点	511011	123969
終局点	568701	145412

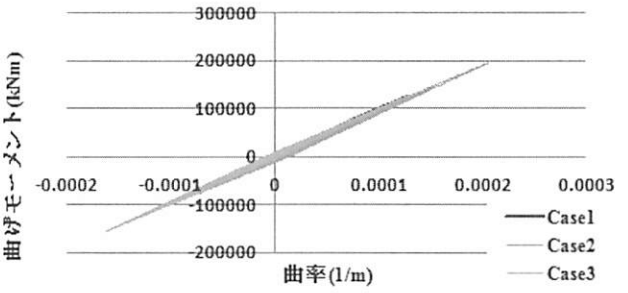


図-6 (a) 外壁天端での曲げモーメントと曲率

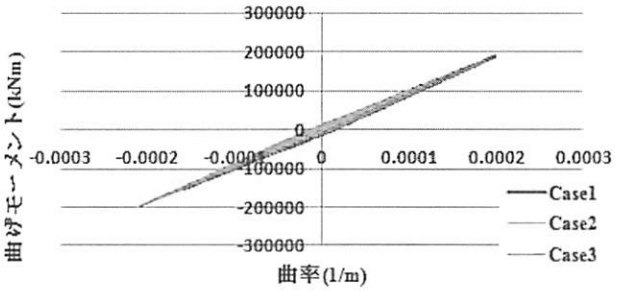


図-6 (b) 外壁下端での曲げモーメントと曲率

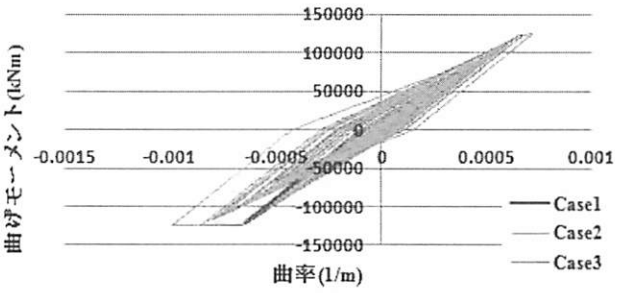


図-6 (c) 隔壁天端での曲げモーメントと曲率

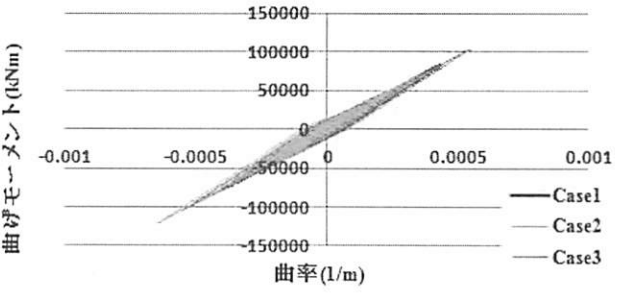


図-6 (d) 隔壁下端での曲げモーメントと曲率

ケーソン基礎の外壁と隔壁は，トリリニア型の武田モデルを採用しており，発生曲げモーメントが最も大きいと予測できる基礎の天端と下端での曲げモーメントと曲率の履歴を比較する．

(3) 基礎底面の鉛直反力

浮上りの判定は、基礎底面における地盤反力がマイナスとなった時点で浮上ったとみなしており、基礎底面の浮上り面積が基礎底面積の60%に達した状態である。ここでは、底面5か所(左端、左中央、中央、右中央、右端)での地盤抵抗要素の鉛直方向反力時刻歴を図-7に示して検討する。

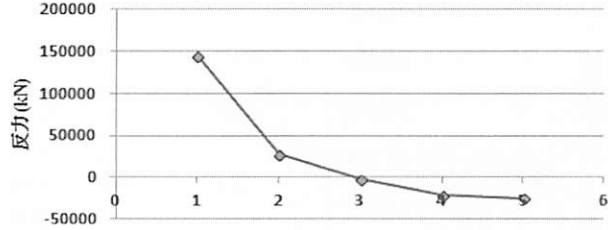


図-7 (a) Case1による鉛直方向地盤反力

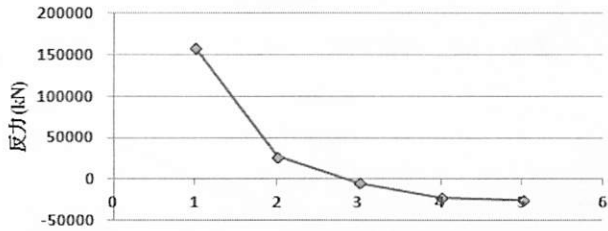


図-7 (b) Case2による鉛直方向地盤反力

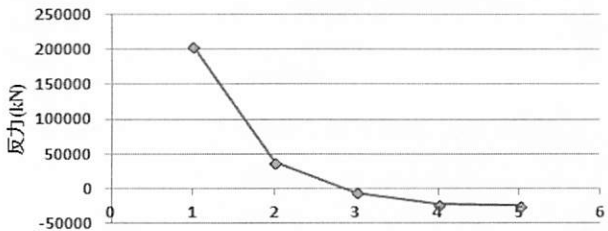


図-7 (c) Case3による鉛直方向地盤反力

(4) 基礎前背面の地盤抵抗

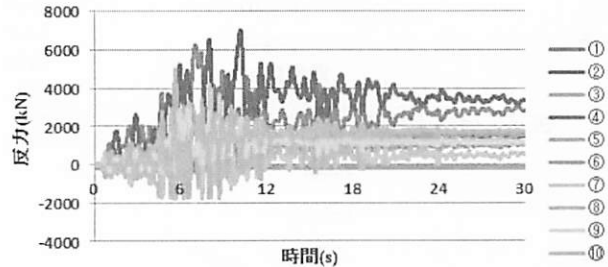


図-8 (a) Case1による水平せん断方向地盤反力

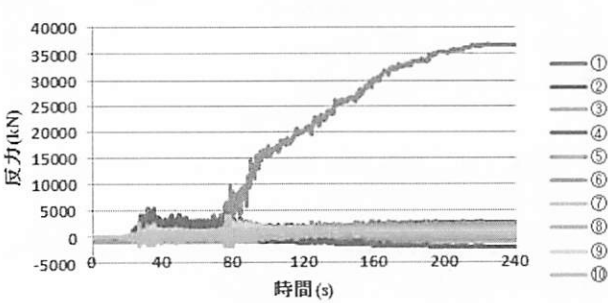


図-8 (b) Case2による水平せん断方向地盤反力

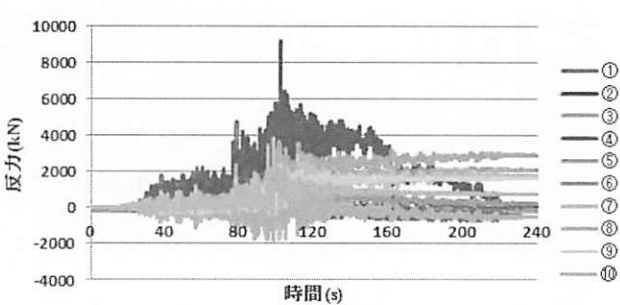


図-8 (c) Case3による水平せん断方向地盤反力

各層の中間時点での水平せん断方向地盤抵抗反力の時刻歴を図-8に示す。①と②が第1層の要素で、③と④が第2層の順であり、奇数が基礎前面の左側、偶数が基礎前面の右側である。

(5) 慣性力作用位置での最大水平変位比較

表-7に慣性力作用位置での最大水平変位を示す。

表-7 慣性力作用位置での最大水平変位			
解析	Case1	Case2	Case3
最大変位(m)	-0.732	-1.31	-0.986

6. 結論

- (1) 設計地震動に対してニューマチックケソン外壁は降伏曲げモーメント以下であったが、隔壁は降伏しているので、曲げモーメントに対する耐力を向上させる必要がある。
- (2) 地盤底面での浮上りは、僅かな範囲であり、基礎底面の浮上り面積が60%に達していないので、浮上りには安全である。基礎前面では地盤とはく離が生じている無視出来る程小さい範囲である。
- (3) 最大応答水平変位は、1.31mで最大傾斜角は2.2/100程度であった。残留変位は構造物が降伏しておらず道路橋示方書の制限値以内であった。

参考文献

1) 経済産業省産業技術環境局産業基盤標準化推進室：橋梁用高降伏点鋼板のJISを規定－軽量化・施工性向上が可能な橋梁用高性能鋼板の普及を目指して－，2008年11月20日

2) 米田昌弘：斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する研究，土木学会論文集，第422号／I-14，1990年10月

3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編，Ⅳ下部構造編），2012年3月