

## 東京港臨海大橋（仮称）の耐震設計法について

The seismic design of the Tokyo Port Seaside Bridge (tentative name)

齊藤泰\*, 清宮理\*\*, 日下部治\*\*\*, 下迫健一郎\*\*\*\*, 川上泰司\*\*\*\*\*

Yutaka Saitou, Osamu Kiyomiya, Osamu Kusakabe, Kenichirou Shimosako, Taiji Kawakami

\*工修, 国土交通省, 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

\*\* 工博, 早稲田大学, 創造理工学研究科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

\*\*\*工博, 東京工業大学, 大学院理工学研究科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

\*\*\*\*工博, 国土交通省, 関東地方整備局, 横浜港湾空港技術調査事務所 (〒221-0053 神奈川県横浜市神奈川区橋本町 2-1-4)

\*\*\*\*\*工修, 国土交通省, 関東地方整備局, 東京港湾事務所 (〒136-0082 東京都江東区新木場 1-6-25)

The Tokyo Port Seaside Road Bridge is under construction to cross Tokyo navigation channel. Its main bridge is a 3-span steel truss bridge with a center span of 440m. Soil condition of construction site is very soft clay and the steel pipe sheet pile foundation is adopted. To evaluate seismicity of the bridge at vigorous seismic activity area, dynamic response analysis is carried out. The super structure and sub structure is simultaneously modelled to consider interaction of them. Large sectional force and deformation are calculated at truss sections, therefore an isolation bearing consisting of sliding system and rubber buffer is installed between the truss part and the reinforced concrete pier.

*Key Words: the dynamic substructure method, aseismic design method for steel sheet pile pier foundations, sliding seismic isolation, steel truss bridge*

キーワード: 動的サブストラクチャー法, 鋼管井筒橋脚基礎の耐震設計方法, 機能分離型ゴム支承, トラス橋

### 1. はじめに

東京港臨海道路は、大田区城南島から中央防波堤外側埋立地を経由して江東区若洲を結ぶ全長約 8.0km の道路である。城南島から中央防波堤外側埋立地を結ぶ第 1 期事業約 3.4km は、海底トンネル方式で平成 14 年度に完成し開通している。現在は、中央防波堤外側埋立地から若洲に至る第 2 期事業を平成 15 年度より着手し、平成 23 年の完成を目指し工事を進めている。このうちの約 2.9km が東京港臨海大橋（仮称）（以下、臨海大橋と呼ぶ）含む橋梁区間である（図-1）。

本橋梁の設計の特徴として、以下の項目が挙げられる。

- 1) 周辺地盤は軟弱な沖積層が 30~40m 堆積している。
- 2) 基礎形式は大規模な鋼管矢板井筒形式で基礎である。
- 3) 主橋梁部は鋼製のトラス・ボックス構造、アプローチ部は鋼箱桁構造となっている。
- 4) トラス・ボックス構造を受ける橋脚（MP2, MP3）

では、機能分離型の免震支承が設置される。

- 5) 主橋梁トラス・ボックス構造を受ける両端部の橋脚（MP1, MP4）では、地震時の負反力対策として PC ケーブルを設置する。

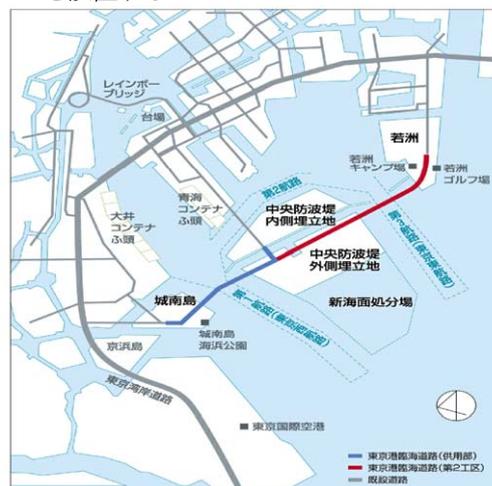


図-1 東京港臨海道路位置

以上から、本橋梁の耐震設計においては、周辺地盤と構造物の動的な相互作用、免震支承の力学特性を解析モデルに適切に表現する必要がある、地盤と構造物の動的相互作用などを評価する方法として、以下の3方法について考察を行った。

- 1) 上部構造～支承～橋脚～基礎～周辺地盤をまとめてFEMモデルで表現した全体系動的モデル。
- 2) 上部構造～支承～橋脚を三次元骨組モデルで表し(基礎バネ-上部構造骨組モデル)、基礎～周辺地盤を平面ひずみ要素でモデル化(地盤-基礎モデル)した2個の計算モデルの境界部で入力と出力を相互にやり取りする動的サブストラクチャー法。
- 3) 上部構造～支承～橋脚を骨組モデルで作成し、基礎を地盤バネで表し、地盤バネの先に地震動を入力する一般の道路橋で広く使用される方法。

1)は上部構造の詳細なモデル化に伴い三次元FEMモデルが必要となるため、設計への適用という点では現実的ではない。また、3)についてはMP2、MP3の有効入力の影響を適切に評価することと上部構造と下部構造との相互作用の考慮が十分でない。これに対し、2)の動的サブストラクチャー法は、上述における問題がなく、主橋梁部が既に三次元骨組モデルで設計しているため、上部構造モデルがそのまま利用することが出来、本橋の設計に最も適したものと判断した。

本検討は、臨海大橋で用いられた地盤と構造物(上部構造と下部構造)の相互作用を考慮した動的サブストラクチャー法を用いた耐震設計手法<sup>1)</sup>について述べる。

## 2. 東京港臨海大橋(仮称)の概要

### 2.1 構造概要

臨海大橋の主橋梁部(760m)は、東京港第3航路を横断する位置にあることから、船舶航行のための桁下空間

を確保し、かつ羽田空港を離発着する航空機の空域制限から、構造高さを抑えられた橋梁形式として、3径間連続トラス・ボックス複合構造(中央支間長440m、最高道路面高A.P.+61.2m)を採用している。この形式の橋梁としては、我が国では例のない長大橋(図-2、3)である。主橋梁の上部・下部構造概要を表-1、2に示す。

表-1 上部構造の諸元

形式	鋼3径間連続トラス・ボックス複合橋	
橋長	760.0m	
支間割	160.0m+440.0m+160.0m	
幅員	21.0m (0.4m+3.5m+7.75m+1.0m+7.75m+0.6m)	
活荷重	B活荷重	
支持構造	MP2	機能分離型すべり免震支承
	MP3	(荷重支持板+ゴムパッファ)
	MP1	可動支承+アップリフト対策ケーブル
	MP4	

表-2 下部・基礎構造の諸元

橋脚名	橋脚形状	下部寸法	備考
MP1	壁+2柱式橋脚	23.6×6.0×41.55	中空断面
MP2	壁式橋脚	30.3×8.0×29.16	充実断面
MP3	壁式橋脚	30.3×8.0×29.16	充実断面
MP4	壁+2柱式橋脚	23.6×6.0×41.55	中空断面
橋脚名	構造形式	基礎寸法	
MP1	鋼管矢板井筒 基礎(縮鋼板継手) φ1500	31.46×12.23×66.50	
MP2		36.70×17.48×67.50	
MP3		36.70×17.48×46.50	
MP4		31.46×12.23×46.50	
施工方法		打込工法、仮締切り兼用方式	

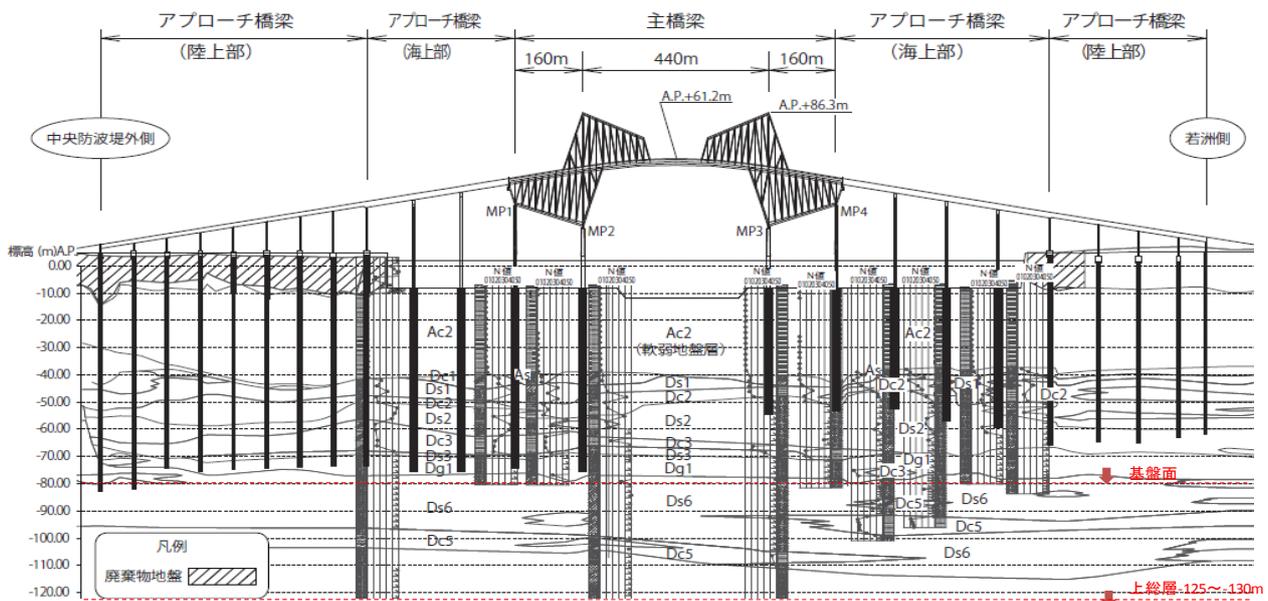
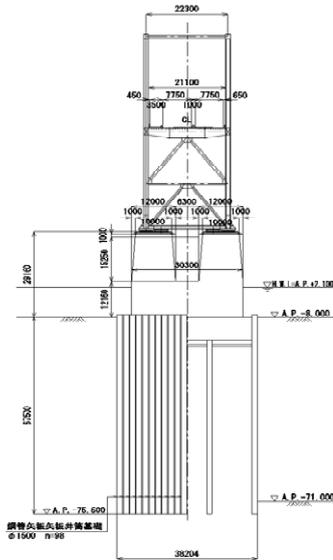


図-2 東京港臨海道路の地盤・構造の概略



図一3 MP2 支点部横断面

## 2.2 地盤概要

航路部での地層構成は、上部より有楽町層 (Ac2, As), 七号地層 (Dc1~3, Ds1~3, Dg1), 江戸川層 (Ds6, Dcg), 上総層 (-120.5m 以深) と続いている。有楽町層は沖積層で層厚約 30m, N 値が 0 のシルトである。七号地層は沖積層とも洪積層とも言われる中間的な地層で、層厚は約 20m, 砂質土と粘性土の互層状態を示し、N 値は上部の砂質土層 (Ds1) で 15 程度、下部の砂質土層 (Ds2, Ds3) で 50 以上、粘性土層 (Dc3) で 10 程度となっている。江戸川層は洪積層で、層厚は 50m 程度、N 値は 50 以上である。

臨海大橋の支持層は、東京東航路より中央防波堤外側埋立地区側は AP-70m 付近の 7 号地層の第 3 砂層あるいは砂礫層 (Nag) とし、若洲地区側は AP-50m 付近から 7 号地第 2 砂層 (Nas2) が厚く堆積しているため、その上面を支持層面とした。耐震設計上の基盤面は上総層上面 (AP-125~130m 付近) とした。

## 2.3 目標耐震性能の設定

本橋梁の耐震性能は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 橋の重要度の区分」<sup>6)</sup>に基づき B 種の橋に準じて「耐震性能 2」(表-3 参照) を目標とした。ただし、中間橋脚の RC 橋脚躯体については、支承構造による免震効果を明確にするために、弾性範囲内での設計とした。なお、上部構造の限界状態については、「道路橋示方書 V 表一解 5.3.1」<sup>6)</sup>より、引張材は弾性域を超えない限界の状態として構造用鋼材の強度 (降伏点) とした。圧縮材も同様に「道路橋示方書」<sup>6)</sup>に準じ座屈強度を全体座屈、局部座屈、全体安定の照査を実施した。

表-3 設計地震動と目標耐震性能

設計地震動	入力基盤波	耐震性能
レベル 1 地震動	道路橋示方書の I 種地盤の地表面波を基盤面波とする	地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)
レベル 2 地震動 (タイプ 1)	経験的グリーン関数法により作成する建設地点情報を取り入れた東京波を基盤面波とする	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能 2)
レベル 2 地震動 (タイプ 2)	兵庫県南部地震の基盤観測波を基盤面波とする	

## 3. 免震構造の採用

### 3.1 支承条件の検討

大型トラス橋梁の支承としては、これまで港大橋等で採用されている金属製のピン固定支承が主流であった。しかしながら、兵庫県南部地震以降、耐震性能の向上が求められ、ゴム材料による免震支承が本格的に採用されてきた。本橋梁は長大連続トラス橋であり、支承反力が非常に大きく免震構造による対応以外に耐震性能を確保することが困難であると判断されたことから、ゴム支承による免震構造を採用する。

全方向免震構造 (橋軸及び橋軸直角方向ともに免震構造) と橋軸方向免震構造 (橋軸方向のみ免震構造) を比較したところ後者は橋軸直角方向の反力が非常に大きく、基礎構造および下部構造の構造対応が困難なため不適当であると判断<sup>2)</sup>した。

### 3.2 免震支承の形式比較

免震支承の型式としては、「道路橋支承便覧 (平成 16 年 4 月)」<sup>3)</sup>に記載されているように、高減衰ゴム支承や鉛プラグ入りゴム支承などのアイソレータ機能とダンパー機能が一体となったゴム系が一般に用いられている。しかしこれらの支承は、今回ゴム厚が非常に厚くなりゴムの材質を均等に保って製造することが難しく、かつ、現在のゴム支承の製造能力を上回る形状寸法となるため、新たに製造設備の開発が必要となり費用の増加となることが懸念された。また、これら形式では地震時移動量が大きく伸縮継ぎ手の構造や隣接桁への影響が大きく今回の耐震性能に対する対応が難しいと判断した。そこで機能分離型のゴム支承 (HSR) を採用する。

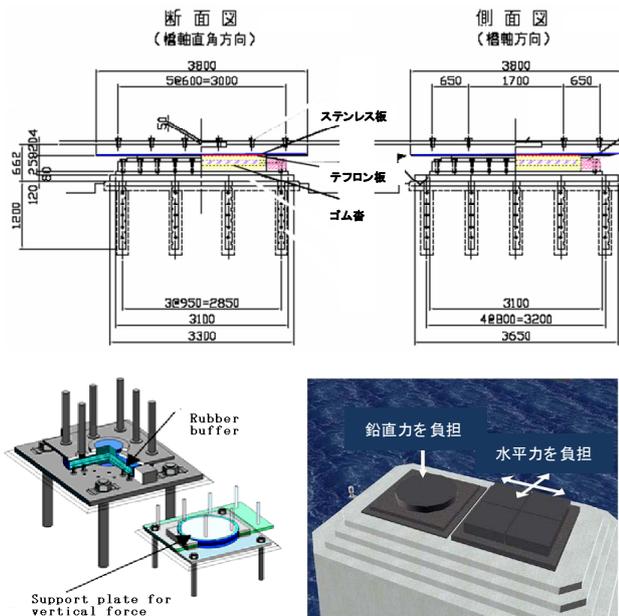


図-4 機能分離型ゴム支承参考図(MP2, MP3)

### 3.3 解析モデル

本橋梁は、上部構造の重心位置が支承位置と比べ高く、橋軸直角方向の地震時には図-5に示すように各支承に作用する軸力（面圧）が変化し、摩擦による水平力も大きく変化する。一般の桁橋等では常時（死荷重時）に対する地震時の軸力の変化が20%程度とされており、解析上この影響を無視できるが、本橋梁では軸力の変動が100%に近いいためこの影響を無視できない。

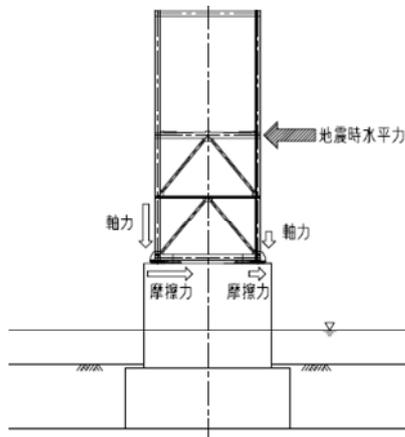


図-5 各支承に作用する軸力および摩擦力

機能分離型ゴム支承の摩擦係数は、すべり面に作用する面圧に応じて変化することが知られており<sup>4)</sup>、面圧に依存した摩擦係数の変化を試験により確認する必要がある。また、载荷速度に応じて摩擦係数が変化することも知られているため、载荷速度に依存した摩擦係数の変化についても確認した。

機能分離型ゴム支承の解析モデルは、高橋ら<sup>5)</sup>の論文の中で式-1a（荷重・速度依存型バネモデル）、1b（摩擦係

数（荷重・速度依存型））に示すようなすべり型免震支承の面圧および速度依存性を考慮したモデルを採用した。

$$F(P, V) = A [s' \{ \beta - \exp(nV) \} \{ 1 - \exp(-kP) \} + \alpha P] \quad (1a)$$

$$\mu(P, V) = [s' \{ \beta - \exp(nV) \} \{ 1 - \exp(-kP) \} / P + \alpha] \quad (1b)$$

ここで、 $F$ は摩擦力（kN）、 $A$ は接触面積（ $\text{cm}^2$ ）、 $V$ はすべり速度（ $\text{cm/s}$ ）、 $P$ は面圧（ $\text{kN/cm}^2$ ）、 $\mu$ は摩擦係数、 $s'$ 、 $n$ 、 $k$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ は材料パラメータである。材料パラメータは、 $\phi 300\text{mm}$ の支承に二軸载荷試験装置で速度と面圧を変化させた载荷試験結果より設定した（表-3）。

表-4 設計用の材料パラメーター

	$s'$	$k$	$\alpha$	$\beta$	$n$
上限値	1.40	0.085	0.040	1.85	0.25
設定値			0.025		
下限値			0.008		

また、試験結果（図-6）のバラツキを考慮し、材料パラメータ $\alpha$ を変数として上限値と下限値を設定し、ずれについても解析を行い、安全側の結果で設計を行った。なお、摩擦係数 $\mu$ は0.15とし永年的な変化を考慮し、支承摩擦係数の上限値と下限値の範囲を $\pm 20\%$ まで増加した。

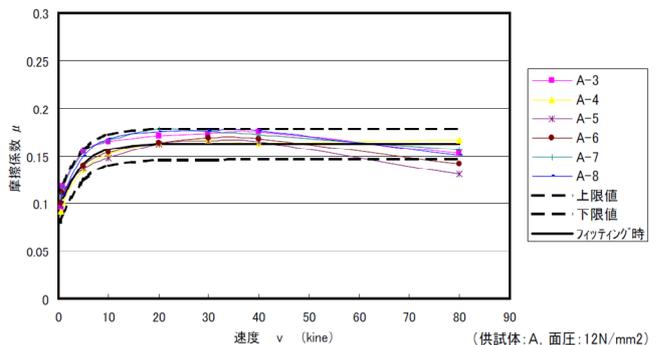


図-6 摩擦係数の上限値および下限値

なお、解析モデル図を図-7に示す。基礎・地盤を含めたバネを集中バネに置き換え、橋脚および上部構造を三次元フレームで組んだ三次元立体フレームによる線形時刻歴応答解析とした。上部構造で橋軸方向の卓越周期は2.0秒、橋軸直角方向は3.4秒である。

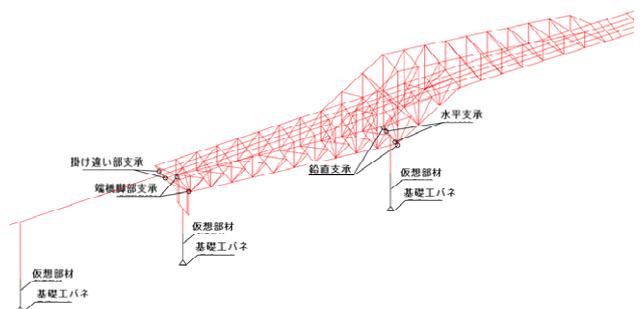


図-7 上部構造の解析モデルの概要

## 4. 動的サブストラクチャー法による耐震設計

### 4.1耐震設計概要

本橋梁は、機能分離型ゴム支承を用いたすべり免震設計を実施しており、地震時の構造解析は非線形時刻歴応答解析によっている。その際、計算容量を考慮し、前章で述べたとおり、動的サブストラクチャー法を採用し「地盤-基礎モデル」と「基礎バネ-上部構造骨組モデル」に分けた2段階の解析を行っている。「地盤-基礎モデル」への入力地震動については、L1レベルは「道路橋示方書」<sup>6)</sup>におけるI種地盤の地表面波を基盤面に入力することとし、L2レベルは架橋地点の特性を考慮して地震波を設定している。L2レベルタイプ1（海洋型地震）では、関東地震の断層モデルを想定し経験的グリーン関数法により「東京波」を設定した。L2レベルタイプ2（直下型地震）については、現時点では活断層の設定が困難である。そのため、類似の地盤構造であるという理由から、兵庫県南部地震の-80m工学基盤で取得された記録波形を架橋地点の地層構成の基盤面に入力することにした。

### 4.3入力地震波の設定

#### (1)入力地震波の検討

地震波は、L1地震動、L2地震動(タイプI、タイプII)の3種類に大きく分類<sup>9)</sup>される。前項2.2目標耐震性能の設定に示すとおり、L2地震動の場合はタイプIであってもタイプIIであっても構造物の挙動(モデル化)には違いはない。以上から、構造物に与える影響が最も大きい地震波を用いて設計を行うことにした。

#### (2)レベル1地震動の設定方針

レベル1地震動は、発生する可能性の比較的高い中規模程度の地震による地震動を想定した。本橋梁は臨港道路の一部であり、港湾構造物としては「港湾の施設の技術上の基準」<sup>7)</sup>に、道路橋としては「道路橋示方書」<sup>6)</sup>に準拠することになる。「港湾の施設の技術上の基準」では、護岸などのマッシュで固有周期の短い地中構造物を主に対象としているため、構造物の持つ固有周期の違いによる応答特性に必ずしも配慮したものになっていないといえる。それに対し「道路橋示方書」<sup>6)</sup>では、構造物の固有周期に応じた応答値を得るために加速度応答スペクトルを定義し、入力地震動として周波数領域で振幅調整した地震波を規定している。

本橋梁は、固有周期が2秒と比較的長く、長周期成分を含む地震動に対して共振する恐れが高いため、周波数特性を考慮<sup>1)</sup>して入力地震波を設定する必要がある。しかしながら、現行の道路橋示方書<sup>6)</sup>では、-128mの設計基盤面での入力地震波として設定されたものが提示されていないので、道路橋示方書のI種地盤を基盤面が露頭した地盤とみなし、そこで設定されている地表面波（道路橋示

方書・同解説V耐震設計編）6)を基盤面波として用いることにした。ここで、図-8はR-Oモデルで地表面で得られた加速度応答スペクトルを示す。

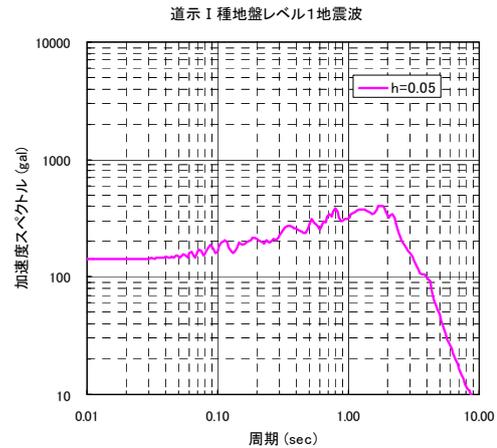
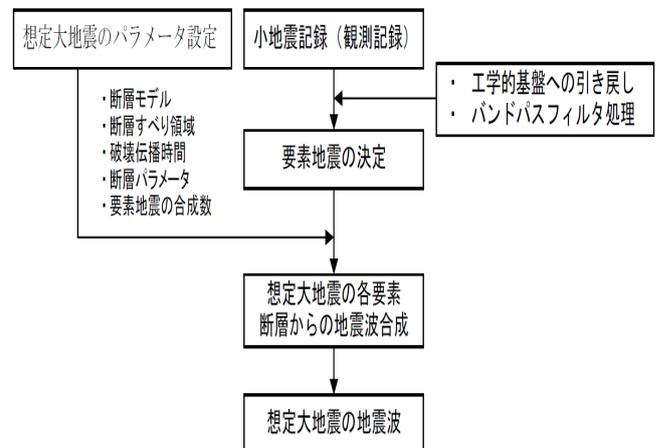


図-8 レベル1加速度応答スペクトル

#### (3)レベル2地震動(タイプI)の設定方針

プレート境界付近の断層により生じる海洋性のプレート境界型地震はレベル2タイプI地震動と定義<sup>9)</sup>されている。

レベル2タイプI地震動としては、建設地点の地域情報を取り入れた基盤面波を設定した。設定にあたっては、「道路橋示方書」<sup>6)</sup>と「港湾の施設の技術上の基準」<sup>7)</sup>に示されている各種レベルII地震動のスペクトルを比較検討し、本橋に最も影響を与える地震波を選定した。この結果、「中央防災会議地震防災対策強化地域指定専門委員会検討結果報告(H4.8)」<sup>8)</sup>、「東京における地震被害の想定に関する調査研究(H3.8)」<sup>9)</sup>等を参考に断層パラメータ<sup>10)</sup>を設定し、近隣の小地震記録をもとに経験的グリーン関数法により南関東地震を想定した基盤面波（東京波と呼ぶ）を設定した。経験的グリーン関数法による地震波の策定フローを図-9に示す。



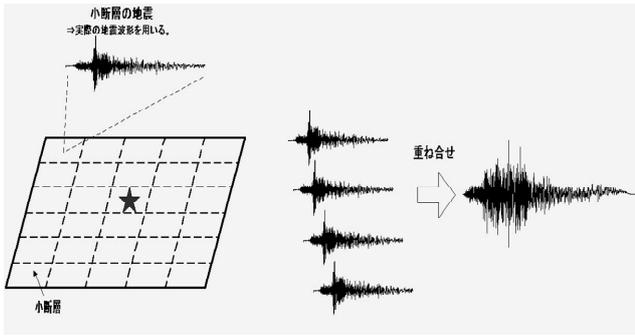


図-9 入力地震動の検討フロー図

なお、この東京波は南北方向 (NS) と東西方向 (EW) の2波を設定しているが、本橋の橋軸方向が南北方向あるいは東西方向に一致していないため、NS と EW を橋軸方向、橋軸直角方向に対応させることはできない。したがって、入力地震動としては、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して EW, NS の2波を基盤面波として入力した (図-10, 11 参照)。図-10 に見られるスパイクの出る要因としては桁間衝突や計算誤差を考えているが、現在、積極的に取り除く根拠がないため、問題としては認識しているがそのまま利用した。

また、得られた加速度応答スペクトルを図-12 に示す。これは I 種地盤の標準加速度応答スペクトルと調和的な傾向を示している。この得られた加速度応答スペクトルにおける凹凸については、本橋梁の上部構造の固有周期が2秒であるため、「道路橋示方書」よりも安全側である。

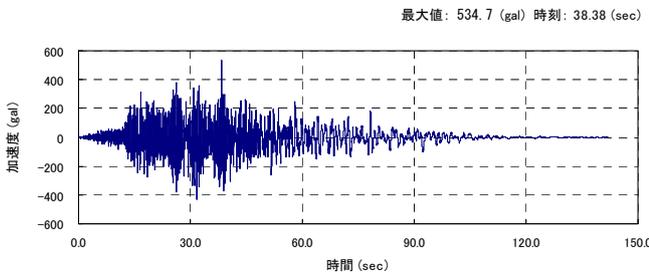


図-10 レベル2タイプI 東京波 NS

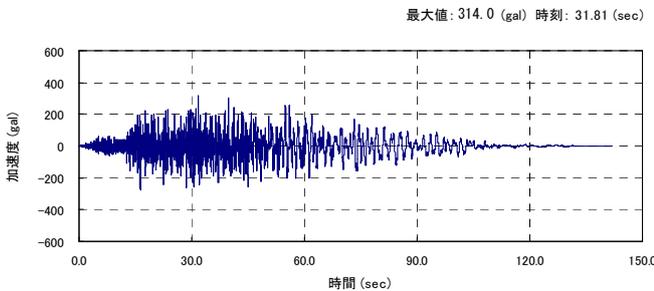


図-11 レベル2タイプI 東京波 EW

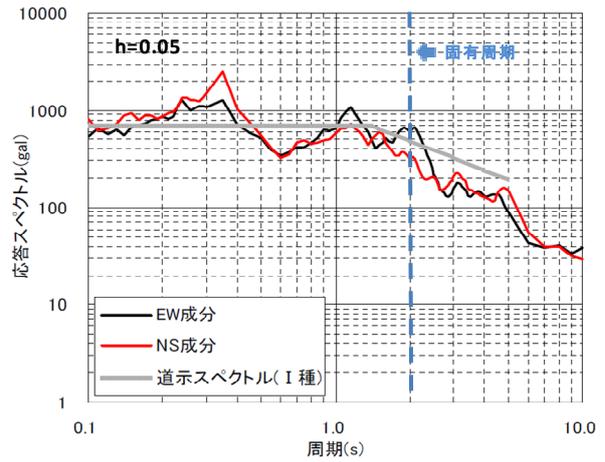


図-12 加速度応答スペクトル

#### (4) レベル2地震動 (タイプII) の設定方針

プレート境界から離れた内陸部の直下の断層により発生する内陸直下型地震はレベル2タイプII地震動と定義<sup>6)</sup>されている。

レベル2タイプII地震動については、架橋地域での直下型地震の記録がなく断層を想定することができないため、建設地点の地域情報を取り入れた基盤面波の設定は困難である。過去の直下型地震の基盤面観測記録としては、兵庫県南部地震における表-5の4地点の記録がある。

表-5 兵庫県南部地震の基盤観測波基盤観測記録

神戸大学	GL±0m, NS, EW 速度波形(2E)より加速度波形(2E)を算定 ※E:入射波
東神戸大橋 <sup>11)</sup>	GL-33m, N78E(HA), N12W(HB) 加速度波形(E+F)より、1次元波動理論により加速度波形(2E)を算定 ※E:入射波 F:反射波
ポートアイランド	GL-83m, N12E 加速度波形(E+F)より、1次元波動理論により加速度波形(2E)を算定 ※E:入射波 F:反射波

したがって、できる限り地域特性を反映させた耐震設計とするために、兵庫県南部地震の観測記録波を基盤面波として入力し、本橋の地盤条件をFEMモデルとした解析を実施した。図-13に表-5の観測波 (2E)<sup>12)</sup>を基盤面波とした場合の地表面での加速度応答スペクトルを比較したものを示す。

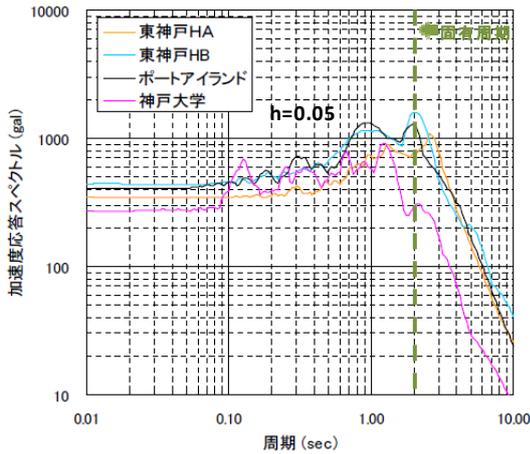


図-13 レベル2 タイプII地表面スペクトル比較

設計地震動については、構造物の固有周期に対応する加速度応答スペクトルが最大となる波形を採用するという考え方もあるが、本橋はすべり型免震支承を用いており弾塑性挙動となるため、大地震時の固有周期が一義的に定まらない。また、固有周期が3秒前後である橋軸直角方向に対するレベル2 タイプIIの試算では、周期2.5～4秒に対する応答が大きい東神戸大橋HAではなく、東神戸大橋HBで最大反力が生じるという結果が得られた。したがって、構造物の固有周期に応じた入力地震動を1波形に設定することは妥当といえないと判断し、設計地震動としては、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して東神戸大橋HA、HBおよびポートアイランドの3波を基盤面波として設定した。なお、神戸大学波においては東神戸大橋HA、HBおよびポートアイランド波と比較し総じて低い応答結果となったために対象としなかった。

#### 4. 4動的サブストラクチャー法による耐震設計手法

動的サブストラクチャー法を用いた耐震設計の流れを図-14に示す。図-14中の「地盤-基礎モデル①」と「基礎バネ-上部構造骨組モデル②」の解析イメージを図-15に示す。「地盤-基礎モデル」は基盤より入力する地震動が、鋼管井筒基礎天端位置でどのような応答となるかを計算するものである。「基礎バネ-上部構造骨組モデル」は基礎天端よりも上にある構造物（橋脚、支承、上部構造）を梁要素、バネ要素で三次元にモデル化し、「地盤-基礎モデル」で求めた基礎天端位置での時刻歴応答を入力として時刻歴応答解析を行う。これにより、骨組モデルで表現されている上部構造・支承・橋脚・基礎バネ各部位に生じる時刻歴応答値が求められるため、耐震安全性の照査を図-14中③（最大反力、断面力、変位）でおこなうことが可能となる。

既往の設計手法では、「基礎バネ-上部構造骨組モデル」の結果から基礎天端に作用する荷重が与えられるので、図-14中③に示す「道路橋示方書」<sup>9)</sup>に準じた方法で鋼管井筒基礎の安全性照査を行っているが、地盤の変形によ

て生ずる鋼管井筒基礎の変形の影響を考慮した安全性の検討は実施していない。今回の設計方法では軟弱地盤条件下にあるため、鋼管井筒基礎の安全性に対して周辺地盤の影響を考慮する必要があることから、地盤変位の影響を考慮できる方法で耐震安全性の照査を実施した（図-14中④）。

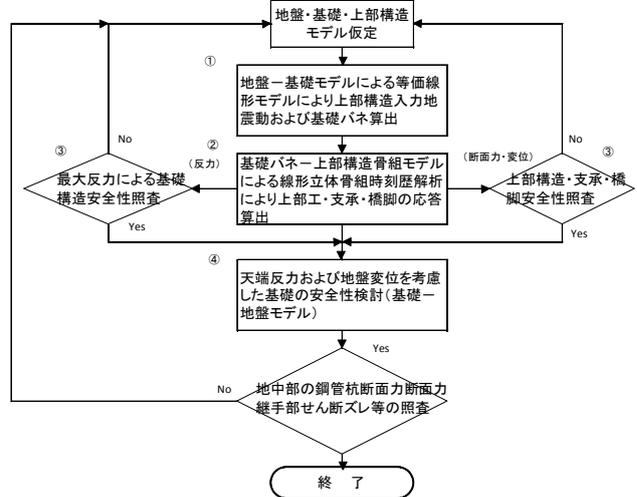


図-14 耐震設計フロー

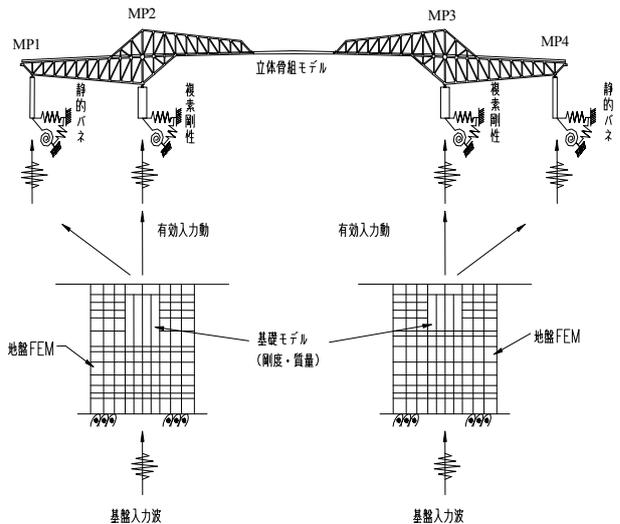


図-15 地震応答解析イメージ

#### 4. 5基礎の安全性の検討方針

基礎の安全性検討モデルは「道路橋示方書」<sup>9)</sup>の方法、Penzien モデルによる方法、2次元 FEM モデルによる方法等が考えられるが、「道路橋示方書」<sup>9)</sup>の方法は既往の設計において標準的な方法であり、この方法で得られた結果により諸元を決定することが基本であると考えられる（図-14の③）。これに対し、主橋梁部の MP2、MP3 は規模が橋軸直角方向 40m、橋軸方向 26m、深さ(70m, 45m)と一般的な橋梁より非常に大きく、支間長も 200m を超え「道路橋示方書」の範疇を超えている。

また、軟弱な沖積粘性土が 30～40m 堆積している環境にあり、かつ、レベル2 地震動に対しても弾性挙動内に

抑えることが要求性能としている。これまでの設計においては地盤の変位を考慮した基礎の安全性は確認されていないというのが現状である。

以上から、2次元FEMモデルにより鋼管杭の断面力およびせん断ずれなどの応答値を確認し照査を行うことにした。なお、主橋梁部以外の工区については、基礎の規模が20m×20mと主橋梁部と比較し大きくないことから、有効入力の影響がそれほど大きくないと判断された。以上から、FEM解析と比較し簡便なモデルとなるPenzienモデルで安全性の検討を行い地盤変位の影響について評価を行った。

## 5. 解析方法

### 5.1 算定手順

橋脚基礎周辺の地盤と橋脚基礎をFEMモデルにモデル化し、前章で設定した地震波を入力し、橋軸方向と直角方向の2方向それぞれについて、AP-11.0mの基礎中央位置での有効入力地震動と地盤インピーダンスを算出した。FEM解析の地盤物性は地盤のひずみ依存性による非線形性を考慮するため、P2地盤の1次元非線形FEM解析を行うことにより出力される応答ひずみ最大時刻（最大ひずみの70%のひずみに対応する等価剛性を使用）における剛性、減衰を用いた。

解析手法は、周波数領域の線形解析とし、振動数20Hzまでの解析を行った。また、有効入力地震動を算出する際の解析時間は40.96秒とした。

### 5.2 解析モデル

当該モデルでは、AP-128.0mを基盤としてAP-11.0mからAP-128.0mの地盤と鋼管井筒基礎の頂版コンクリートを平面ひずみ要素でモデル化し、AP-11.0m位置での有効入力地震動と地盤インピーダンスを算出している。また、鋼管矢板は基礎中心位置に集約した1本のビーム要素でモデル化し、基礎幅領域の地盤とビーム要素が同じ動きをするように設定した。また、側面までの距離は基礎幅の2.5倍より大きくモデル化した。なお、側面の境界条件は伝達境界とし、底面の境界条件は粘性境界とした。奥行きは橋軸方向、橋軸直角方向、それぞれの基礎の奥行きに合わせている。各要素の減衰は鋼管矢板については2%、頂版コンクリートについては5%、地盤については1次元非線形FEM解析により算出された値を用いた。参考として図-16に解析モデルを示す。

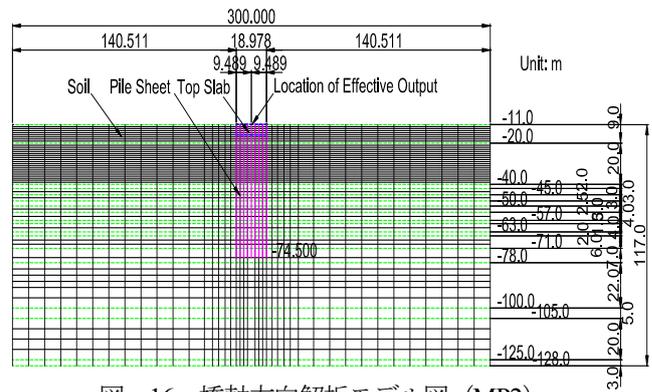


図-16 橋軸方向解析モデル図 (MP2)

### 5.3 基礎構造物性値

鋼管矢板井筒基礎の形状を図-17に示す。外周鋼管矢板62本、隔壁鋼管矢板36本を基礎中心位置の1本のビーム要素として集約しモデル化した。集約したビーム要素の諸元を表-6に示す。また、外周鋼管矢板の中詰めコンクリートについては本解析でモデル化した範囲の打設高13m分の重量（単位体積重量23.0 kN/m<sup>3</sup>、中詰めコンクリート部分面積矢板1本あたり1.656m<sup>2</sup>）を考慮した。なお、頂版コンクリートのヤング係数は2.5×10<sup>7</sup> kN/m<sup>2</sup>、単位体積重量は24.5 kN/m<sup>3</sup>である。

表-6 鋼管矢板ビーム要素

位置 AP(m)	ヤング係数 kN/m <sup>2</sup>	単位体積重 量 kN/m <sup>3</sup>	断面積 m <sup>2</sup>	断面二次モーメント m <sup>4</sup>
-11.0~-48.0	2.0×10 <sup>8</sup>	77	8.829	306.35 (橋軸)
				1016.64 (直角)
-48.0~-75.5	2.0×10 <sup>8</sup>	77	6.839	216.14 (橋軸)
				740.04 (直角)

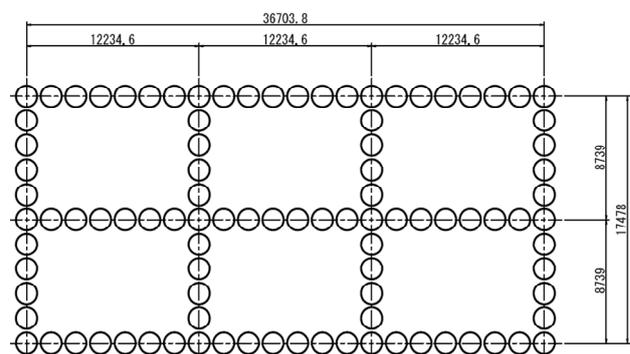


図-17 基礎形状 (MP2)

### 5.4 地盤物性値

地盤の物性値（初期剛性G0値）を表-7に示す。図-16の解析に用いたせん断弾性係数は、地盤のひずみ依存性による非線形性を考慮するため、最大ひずみの70%のひずみに対する等価剛性を用いた。

表-7 地盤物性値

層名 (m)	深度 (m)	密度 $\rho_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	動ポアソン比 $\nu_d$
Ac2 (上)	-8.0~-20.0	14.6	90	0.497
Ac2 (下)	-20.0~-40.0	14.6	110	0.496
Ds1	-40.0~-42.0	17.3	210	0.486
Dc1	-42.0~-45.0	17.5	210	0.486
Ds1	-45.0~-48.0	17.3	210	0.486
Dc2	-48.0~-50.5	17.5	210	0.486
Ds1	-50.5~-53.5	17.3	210	0.486
Dc2	-53.5~-57.5	17.5	210	0.486
Ds2	-57.5~-59.0	18.1	280	0.476
Dc2	-59.0~-63.0	17.5	210	0.486
Ds2	-63.0~-65.0	18.1	280	0.476
Dc2	-65.0~-71.0	17.5	210	0.486
Dg1	-71.0~-78.0	20.3	420	0.459
Ds3	-78.0~-100.0	19.1	390	0.464
Dc3	-100.0~-105.0	18.5	390	0.449
Dg3	-105.0~-125.0	19.9	530	0.446
Ds3	-125.0~-128.0	19.1	390	0.464

5.5 1次元非線形 FEM 解析

(1) 解析条件

地盤の非線形性を考慮した1次元非線形FEM解析を行った<sup>13)</sup>。全層について修正Ramberg-Osgoodモデル (以下R-Oモデル) の非線形性を考慮し、それぞれの層についてひずみ依存曲線から修正R-O モデルのパラメータを設定した。参考として図-18にYc層 (20m以浅および深) の非線形特性を示す。

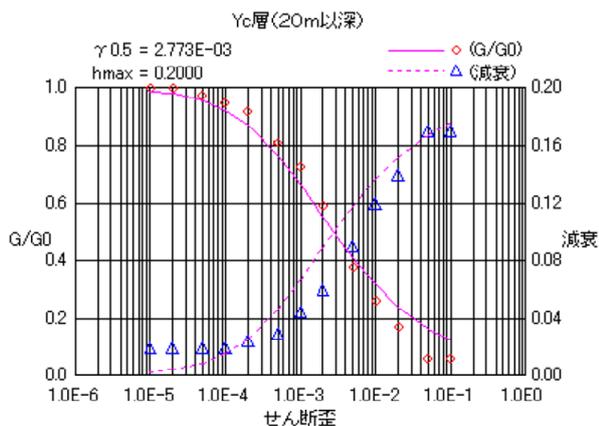
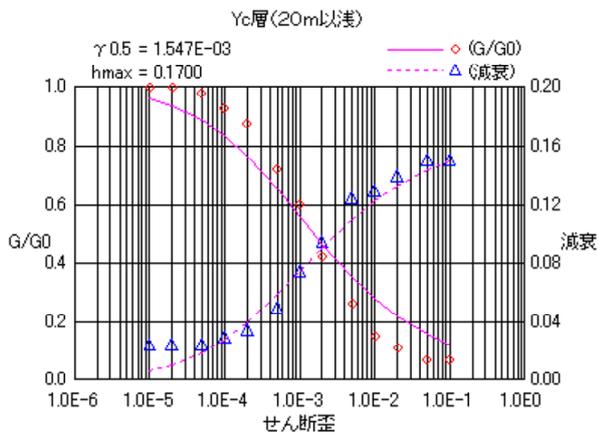


図-18 Yc層非線形特性

(2) 解析手法

解析手法は地盤の非線形性を考慮した逐次応答解析法 (非線形直接積分法) とした。数値積分法はNewmark- $\beta$ 法とし、積分時間間隔は非線形解析であることから細かくとることとし0.002秒とした。

(3) 固有値解析結果とレーリー減衰の設定

固有値解析結果として固有値を表-8, 1次と2次の固有モードを図-19に示す。1次の固有振動数は0.62Hzと比較的低い振動数である。動的解析に用いる減衰はレーリー減衰を用いた。また、レーリー減衰の係数は各モードで0.01とした。これは既にR-Oモデルで履歴減衰を考慮しているの数値計算上の安定性を増すために設定したものである。図-20に設定したレーリー減衰の曲線を示す。

表-8 固有値解析結果

モード	振動数 (1/sec)	周期 (sec)	有効質量比	各モードの減衰定数
			水平方向	
1	0.6241	1.6023	0.461	0.01
2	1.3194	0.7579	0.273	0.01
3	2.1792	0.4589	0.086	0.01
4	2.8119	0.3556	0.062	0.01
5	3.8884	0.2572	0.014	0.01

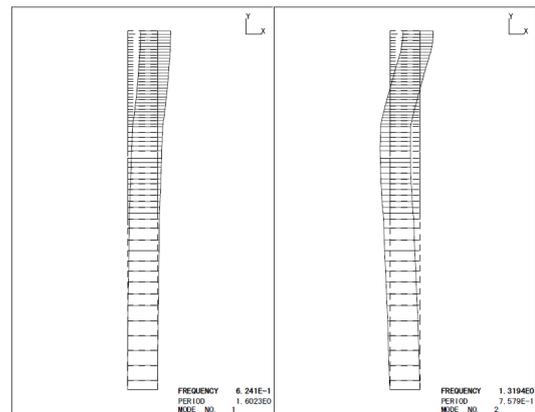


図-19 固有モード

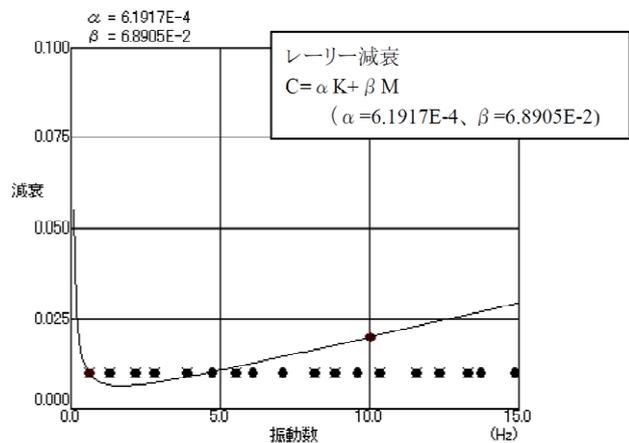


図-20 レーリー減衰の設定

(4) 応答ひずみ最大時刻における表層地盤のせん断剛性係数と減衰定数

解析結果として、L1（道路橋示方書）、L2（東神戸大橋HB波）入力時の応答ひずみ最大時刻におけるせん断剛性係数と減衰定数を表-9に示す。なお、解析上は各層内で層を細かく分割しているため、表中の剛性、減衰は、各層内で解析において分割された層ごとに出力される値を層厚で平均したものである。また、図-21に東神戸HB波入力時の最大加速度の鉛直分布および最大せん断ひずみの鉛直分布を示す。

表-9 1次元非線形FEM解析結果

層名 (m)	深度 (m)	L1地震動波入力結果		東神戸HB波入力結果	
		せん断 弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数	せん断 弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数
Ac2(上)	-8.0~-20.0	5940	0.086	3570	0.119
Ac2(下)	-20.0~-40.0	9340	0.096	5280	0.141
Ds1	-40.0~-42.0	40140	0.092	23240	0.137
Dc1	-42.0~-45.0	51330	0.090	25630	0.165
Ds1	-45.0~-48.0	41470	0.088	23240	0.137
Dc2	-48.0~-50.5	51860	0.088	23040	0.137
Ds1	-50.5~-53.5	39780	0.093	20420	0.145
Dc2	-53.5~-57.5	48040	0.100	19760	0.182
Ds2	-57.5~-59.0	111700	0.048	74680	0.098
Dc2	-59.0~-63.0	45007	0.109	18290	0.187
Ds2	-63.0~-65.0	108300	0.053	72770	0.101
Dc2	-65.0~-71.0	41390	0.119	17470	0.189
Dg1	-71.0~-78.0	289140	0.045	210550	0.087
Ds3	-78.0~-100.0	240870	0.045	143960	0.124
Dc3	-100.0~-105.0	226040	0.046	131320	0.127
Dg3	-105.0~-125.0	511980	0.024	407310	0.060
Ds3	-125.0~-128.0	216250	0.065	106920	0.154

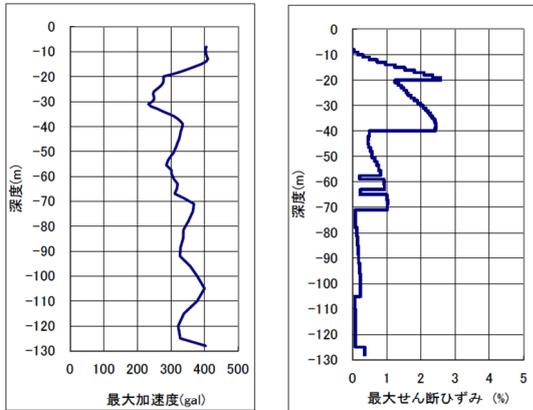


図-21 東神戸 HB 波での鉛直方向最大値分布

加速度各層での最大値は、沖積層で入力基盤での半分程度であり、地表面で同程度となっている。また最大せん断ひずみは40mの沖積層下端で計算されている。

6. 地震動解析結果

6.1 有効入力地震動

有効入力地震動（橋軸方向L1（道路橋示方書）、L2（東神戸大橋HB波）の加速度波形）を図-22、23、地盤インピーダンス（橋軸方向L1）を図-24、25にそれぞれ示す。ここで、水平成分については振動数が大きくなるに従っ

て複素剛性は比例的に大きくなった。一方回転成分に関しては複素剛性の実部はほぼ同程度であった。また、表層地盤での1次減衰で固定した振動モードでの複素剛性を上部構造の設計に用いた。

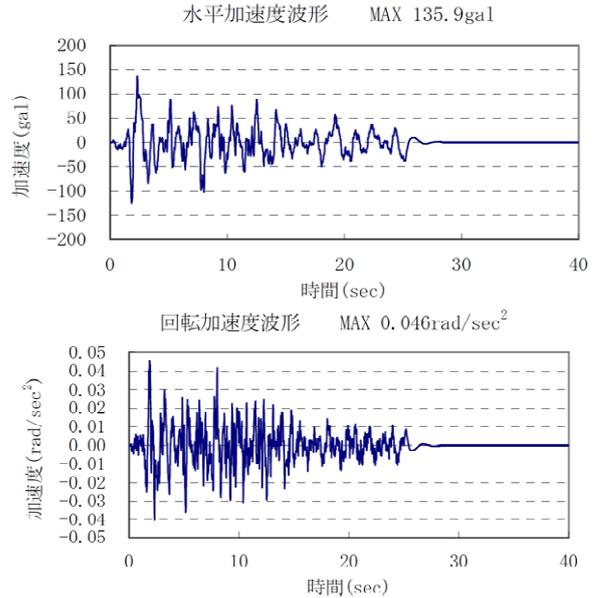


図-22 有効入力地震動基礎中心加速度（橋軸 L1）

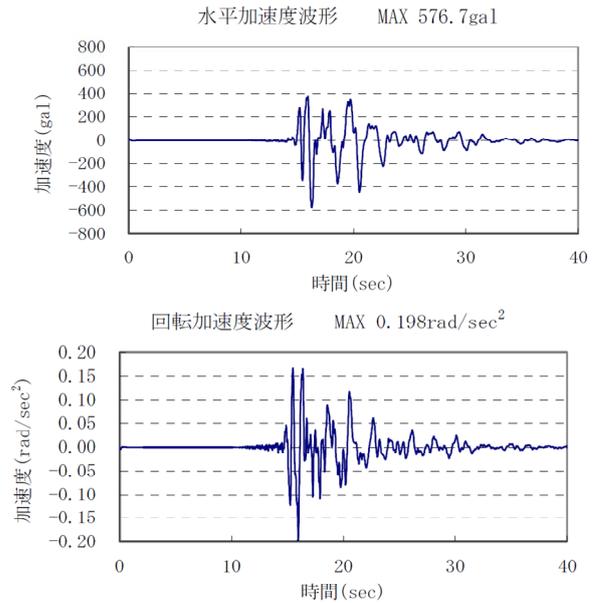


図-23 有効入力地震動基礎中心加速度（橋軸 L2）

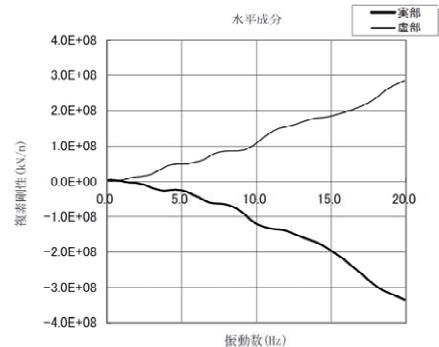


図-24 地盤インピーダンス  
(橋軸 L1 水平成分)

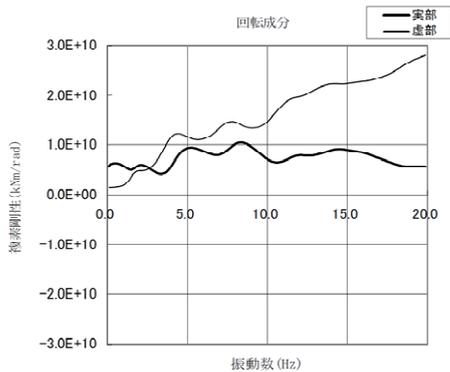


図-25 地盤インピーダンス  
(橋軸 L1 回転成分)

## 6.2 免震支承の計算結果

計算結果を表-10、図-26~31に示す。なお、入力波 L1 は道路橋示方書、L2 は神戸大橋 HB 波である。支承 (MP2, MP3) の最大水平変位は、常時で 97mm、L1 地震時では 97mm、L2 地震時では 713mm (MP2) となった。常時は温度変化などにより自重の摩擦分を水平方向の作用荷重としているが L1 地震時はほぼ常時と同じ水平変位量となった。設計照査においては「道路橋支承便覧」ゴム支承の設計における許容値<sup>3)</sup>を参考とした。また隣接する MP1, MP4 橋脚では支承に負反力が生じるが PC 鋼棒により約 20000kN の圧縮力を導入してこの負反力に対応した。

表-10 支承計算結果

支承名	常時							
	部材設計用作用力		片側移動量					
	R max (kN)	H (kN)	δ (mm)					
MP2 (鉛直)	79,980	7,998	159					
MP3 (鉛直)	79,814	7,981	159					
MP2 (水平)		2,998	79					
MP3 (水平)		2,998	79					
支承名	動解時 (L1)							
	橋軸方向				橋軸直角方向			
	部材設計用作用力		片側移動量		部材設計用作用力		片側移動量	
	RL (kN)	RU (kN)	H (kN)	δ (mm)	RL (kN)	RU (kN)	H (kN)	δ (mm)
MP2 (鉛直)	75,278	56,360	6,930	97	84,348	46,972	6,059	27
MP3 (鉛直)	74,480	52,164	6,823	87	79,068	47,550	5,232	22
MP2 (水平)	0	0	3,915	97	0	0	1,040	27
MP3 (水平)	0	0	3,579	86	0	0	844	22
支承名	動解時 (L2)							
	橋軸方向				橋軸直角方向			
	部材設計用作用力		片側移動量		部材設計用作用力		片側移動量	
	RL (kN)	RU (kN)	H (kN)	δ (mm)	RL (kN)	RU (kN)	H (kN)	δ (mm)
MP2 (鉛直)	93,200	39,674	9,674	722	111,444	21,320	9,257	147
MP3 (鉛直)	95,634	34,378	8,609	634	101,190	25,118	8,195	109
MP2 (水平)	0	0	29,495	713	0	0	5,904	147
MP3 (水平)	0	0	26,003	626	0	0	4,305	108

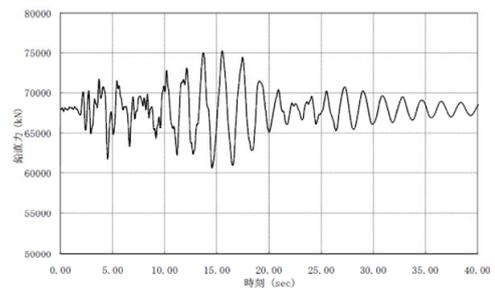


図-26 鉛直力 (MP2 橋軸方向 L1)

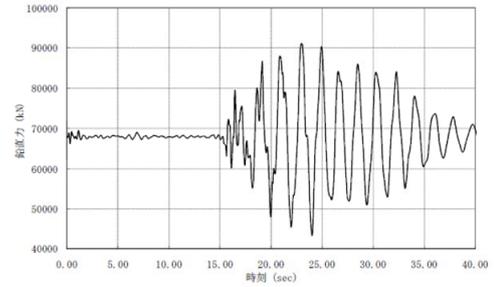


図-27 鉛直力 (MP2 橋軸方向 L2)

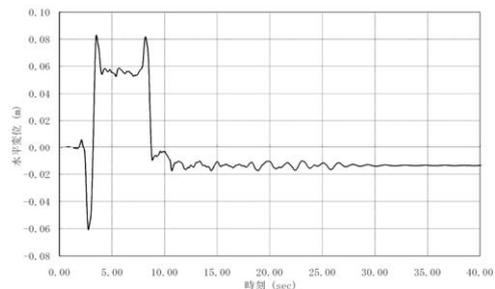


図-28 水平変位 (MP2 橋軸方向 L1)

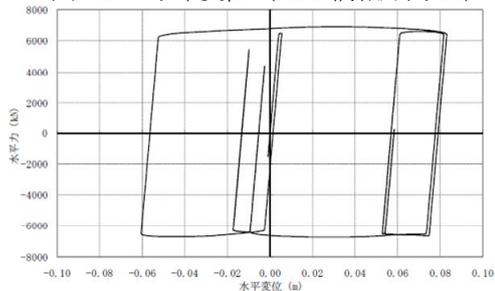


図-29 水平力-水平変位 (MP2 橋軸方向 L1)

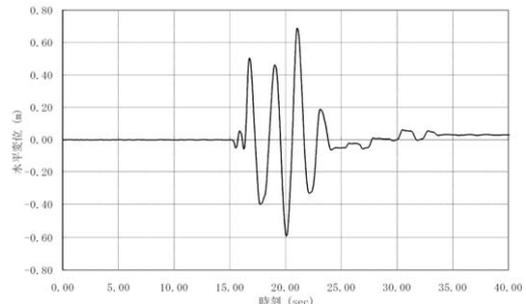


図-30 水平変位 (MP2 橋軸方向 L2)

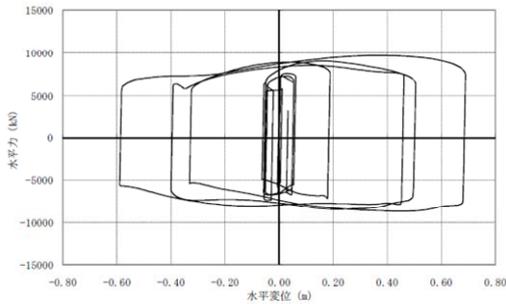


図-31 水平力-水平変位 (MP2 橋軸方向 L2)

図-26, 27に示すように約2秒程度の振動周期で鉛直力は正弦波的に振動しているが、水平変位は4秒程度の早い時間で滑りの影響が見られる。橋軸方向はL2地震時では水平力は主に水平支承で分担している。一方、橋軸直角方向の水平力は鉛直支承で分担していた。水平力と水位変位の関係は図-29,31に示すように履歴を描いている。ゴムバッファの厚さは290mm (29mm/枚×10枚) であることから、「道路橋支承便覧」における許容せん断歪み250%以内<sup>3)</sup>に収まっている (290mm×250%=725mm > 713mm) いる。同様に鉛直支承においても、地震時の変位量の最大値が722mm(MP2)から、スライディングプレート幅3800mm、荷重支持版の直径が2300mmから3cm程度 (3800/2-2300/2-722=28mm) の余裕がある。

### 6.3 橋脚部の計算結果

計算結果を表-11に示す。ここで、入力波L1は道路橋示方書、L2は神戸大橋HB波である。橋脚の履歴特性はひび割れを無視したバイリニア型を用いている。1次剛性としては橋脚の降伏剛性を用いた。ここでMy0は橋脚での降伏モーメント、Mzは計算された曲げモーメントを示す。橋脚部における安全率は、レベル1地震動では降伏曲げモーメントに対して1.7/1.5=1.13とし、レベル2地震動では降伏曲げモーメントに対して1.7/1.7=1.0としている。

表-11 橋脚計算結果一覧

MP2 (橋軸方向) L2 タイプ II	My0	Mz	My0/Mz
水平力 (最大・最小)	2997614.5 -2962208.2	2302190 -2613850	1.302 1.133
曲げ (最大・最小)	3050437.6 -2959898.4	2556520 -2622480	1.193 1.129
軸力 (最大・最小)	3123005.3 -2820026.6	276505 -481922	11.295 5.852
MP2 (橋軸直角方向) L2 タイプ II	My0	Mz	My0/Mz
水平力 (最大・最小)	8347415.8 8327478.6	15685 355793	532.191 23.405
曲げ (最大・最小)	8333098.8 -8326457.0	1449060 -1296990	5.751 6.420
軸力 (最大・最小)	8354068.3 8318797.5	680513 369824	12.276 22.494

次に、橋軸方向の橋脚下端におけるせん断力およびM-φ関係図を図-32~35に示す。なお、橋脚基部については降伏以下で照査することから、降伏剛性で解析している。M-φ図からも分かるように、降伏曲げモーメント以下となっている。せん断力図(図-32, 34)から分かるようにそれぞれの橋脚のせん断耐力より小さい水平力しか働いていないのでせん断破壊しない結果となっている。

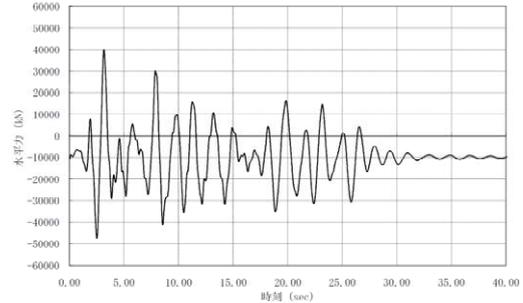


図-32 MP2 橋脚下端せん断力図 (橋軸方向 L1)

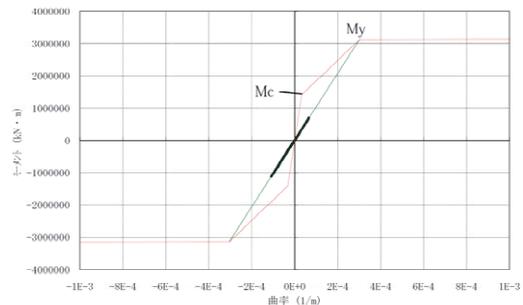


図-33 MP2 橋脚下端 M-φ 図 (橋軸方向 L1)

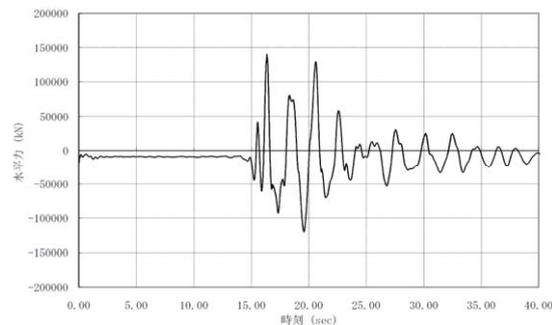


図-34 MP2 橋脚下端せん断力図 (橋軸方向 L2)

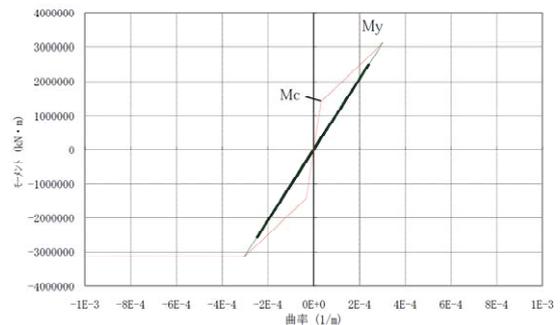


図-35 MP2 橋脚下端 M-φ 図 (橋軸方向 L2)

### 6.4 鋼管矢板井筒基礎の計算結果

計算結果（レベル1）を表-12に示す。鋼管矢板井筒の押抜き、引抜き、発生応力度とも、いずれも許容値以内であった。ここで、L1の許容値は「道路橋示方書」<sup>9)</sup>に従った。

表-12 基礎構造計算結果一覧

橋軸方向		項目	単位	地震時
作用力		Vo	kN	402861.0
		Ho	kN	51215.0
		Mo	kN・m	1531865.0
基礎天端	変位	$\delta 1$	cm	3.621
	たわみ角	$\theta 1$	mrad	-1.319
設計地盤面	変位	$\delta 2$	cm	3.621
	たわみ角	$\theta 2$	mrad	-1.319
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN・m	-1709522.0
Mmax発生位置		Lm (標高)	m	-28.000
応力度	外周矢板 (SKY400)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	94.41
	外周矢板 (SKY490)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	108.59
	隔壁矢板 (SKY400)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	99.44
井筒部底面曲げモーメント		MB	kN・m	-507658.0
鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	5195.0
	最小	Rmin	kN/本	3027.0
許容値	変位量	$\delta a$	cm	5.000
	押込み支持力	Ra	kN/本	11322.0
	引抜き力	Pa	kN/本	-1978.0
	応力度(SKY400)	$\sigma a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0
	応力度(SKY490)	$\sigma a$	N/mm <sup>2</sup>	280.0

橋軸直角方向		項目	単位	地震時
作用力		Vo	kN	400772.0
		Ho	kN	68234.0
		Mo	kN・m	1786600.0
基礎天端	変位	$\delta 1$	cm	3.838
	たわみ角	$\theta 1$	mrad	-0.866
設計地盤面	変位	$\delta 2$	cm	3.838
	たわみ角	$\theta 2$	mrad	-0.866
井筒部最大曲げモーメント		Mmax	kN・m	-2584693.0
Mmax発生位置		Lm (標高)	m	-43.000
応力度	外周矢板 (SKY400)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	102.64
	外周矢板 (SKY490)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	105.48
	隔壁矢板 (SKY400)	$\sigma_{max}$	N/mm <sup>2</sup>	101.20
井筒部底面曲げモーメント		MB	kN・m	-1869365.0
鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	6522.0
	最小	Rmin	kN/本	1657.0
許容値	変位量	$\delta a$	cm	5.000
	押込み支持力	Ra	kN/本	11322.0
	引抜き力	Pa	kN/本	-1978.0
	応力度(SKY400)	$\sigma a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0
	応力度(SKY490)	$\sigma a$	N/mm <sup>2</sup>	280.0

基礎の計算結果は、基礎天端におけるレベル1における変位許容値が5cmに対して計算値が3.6cmであった、また鋼管井筒のたわみ角が1.0mrad以下という結果となり、基礎の変形が小さいことが分かる。また、レベル2地震での鋼管矢板井筒基礎の計算結果も許容値以内に収まっていた。この時の許容値は「道路橋示方書」<sup>9)</sup>に基づいている。今回の計算結果ではレベル2地震動でも橋脚は降伏せず大変形や鋼管の降伏は生じない結果となった。

### 6.5 トラス部の計算結果

橋脚MP2 中間支点中央径間下弦材(図-36 要素2111)における橋軸方向の軸力(圧縮が正)時刻歴結果、橋軸直角回りモーメントを図-37~40に示す。ここで、要素2111は下弦材で断面力が最大となるトラス材の箇所である。

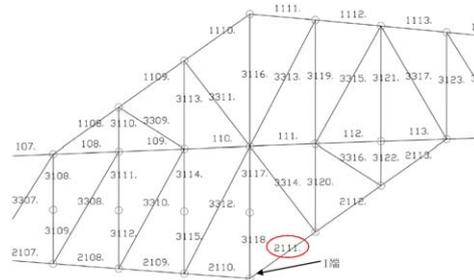


図-36 トラス部着目要素

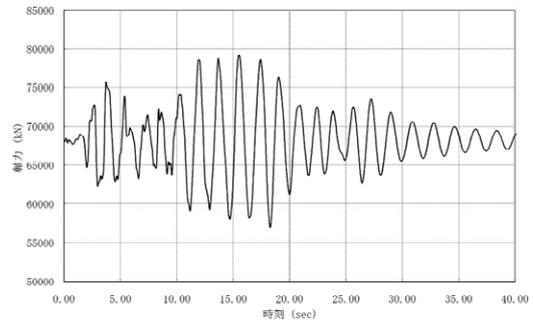


図-37 軸力時刻歴図 (橋軸方向 L1)

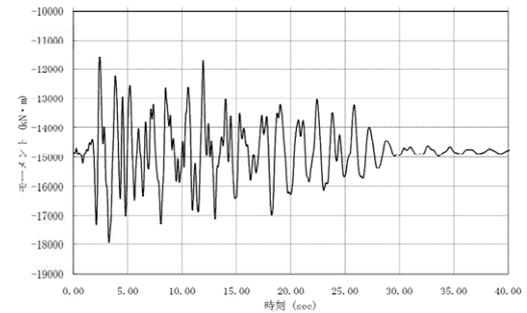


図-38 モーメント時刻歴図 (橋軸方向 L1)

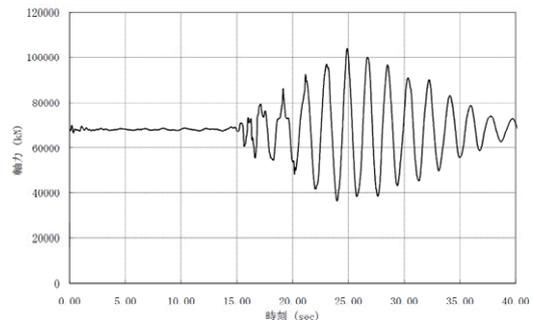


図-39 軸力時刻歴図 (橋軸方向 L2)

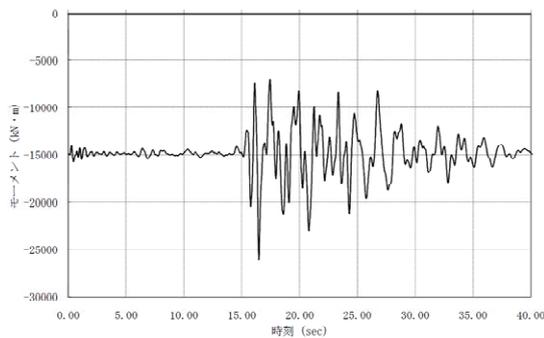


図-40 モーメント時刻歴図（橋軸方向L2）

レベル1, 2地震動における軸力の波形の状況は比較的的正弦波的であるが曲げモーメントはやや高い振動数が混じっている。約2秒の振動周期が卓越している。L2地震時の応力の許容値は、トラスの引張材で降伏値、圧縮材で座屈を考慮した値を設定した。かなり大きな軸力と曲げモーメントがこの箇所のトラス材に計算されたが、合成応力はいずれも降伏値以内であった。

## 7. 結論

- 1) 東京港第三航路を横断する東京港臨海大橋は、現在建設中であるが、航路制限と羽田国際空港の空域制限から鋼トラス橋の形式が採用された。またこの橋梁は非常に厚い軟弱地盤に建設される。
- 2) 本橋梁は海上に建設される長大橋であるため、地震後の大規模な復旧は困難である。このためレベル1およびレベル2地震動とも鋼管井筒基礎の鋼管杭、鉄筋コンクリート製橋脚および鋼トラス部材の材料を降伏応力以下にする要求性能を採用した。
- 3) レベル1およびレベル2地震動として道路橋示方書に示される地震波形とともに、これ以外に関東地震クラスの模擬地震動を想定断層を基に作成、また、港湾設計基準に示される地震動とあわせて検討した。
- 4) 耐震設計においては「道路橋示方書」基本としながらも、地盤と基礎構造との動的相互作用を計算モデルで同時に見込む動的サブストラクチャー法を採用した。このサブストラクチャー法により要求性能を照査した。
- 5) これらの要求性能を満足するため、上下方向と水平方向の機能を分離した大型のゴム支承（既往実績最大≒25,000kN/基、本橋≒80,000kN/基）を採用した。機能分離型免震支承でのすべり面の摩擦力によるエネルギー減衰を考慮した設計を行った。この際摩擦係数の速度依存性、面圧依存性を実験により確認し設計に取り入れた。機能分離型免震支承の水平変位については、L1地震時には道路橋示方書許容値内で収まり、L2地震時には「道路橋支承便覧」における許容せん断ひずみに納まった。

## 謝辞

本研究にあたっては、平成14年度から平成19年度にかけて実施されてきた東京港臨海道路の検討委員会、分科会において委員の方々に指導を賜っています。また、地震応答計算ではセントラルコンサルタント株式会社 糸井誠氏に協力得たことに感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 基礎・地盤・構造系の動的相互作用, 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会, 1992.9
- 2) すべり系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法マニュアル(案), (独) 土木研究所, 共同研究報告書, 平成18年10月
- 3) 日本道路協会, 道路橋支承便覧, pp.119-121, 平成16年4月
- 4) 伊津野和行, 袴田文雄, 佐藤大輔, 中村一平: 橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2783-2788, 1998.11
- 5) 日比雅一, 高橋良和, 家村浩和: 振動台実験による滑り免震支承の速度・面依存性数値モデルの検証, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.58, pp.789-790, 2003.9
- 6) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成14年3月
- 7) 国土交通省港湾局監修, 社団法人日本港湾協会, 港湾の施設の技術上基準・同解説, 平成19年7月
- 8) 中央防災会議(1992), 中央防災会議地震防災対策強化地域指定専門委員会検討結果報告, 平成4年8月
- 9) 東京都防災会議(1991), 東京における地震被害の想定に関する調査研究, 平成3年8月
- 10) Wald, J.W. and P.G. Somerville, Variable-slip rupture model of the Great 1923 Kanto, Japan earthquake Geodetic and body-waveform analysis, Bull. Seism. Soc. Am, Vol.85, No.1, pp.159-177, 1995
- 11) 田村敬一, 二宮嘉朗, 濱田禎: 液状化を考慮した簡易な地震応答解析, 土木学会第51回年次学術講演会, pp.336-337, 1996.9
- 12) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する考察, 土木学会論文集, No.493 III-27, pp.49-58, 1994.6
- 13) 地盤の地震時応答特性の数値解析法-SHAKE DESRA-, 土研資料第1778号, 1982

(2009年9月24日受付)