

軟弱地盤上に建設される海上橋梁の下部構造における
耐震設計方法に関する研究

A Study on the Seismic Design Method of Foundation Construction
of Seaside Bridge on Soft Ground

2012年7月

齊藤 泰

軟弱地盤上に建設される海上橋梁の下部構造における
耐震設計方法に関する研究

A Study on the Seismic Design Method of Foundation Construction
of Seaside Bridge on Soft Ground

2012年7月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科
建設工学専攻 構造設計研究

齊藤 泰

目 次

第1章 序論	1- 1
1.1 研究の背景と目的	1- 1
1.1.1 研究の背景と目的	1- 1
1.1.2 既往の研究成果と技術的課題	1- 3
1.1.3 研究の内容と目的	1- 9
1.2 東京港臨海道路の全体計画概要	1-11
1.2.1 東京港臨海道路の整備目的	1-11
1.3 東京ゲートブリッジの計画条件	1-13
1.3.1 計画条件概要	1-13
1.3.2 周辺地盤概要	1-16
1.4 東京ゲートブリッジの構造・設計概要	1-18
1.4.1 主橋梁部の構造概要	1-18
1.4.2 下部構造概要	1-19
1.4.3 設計条件概要	1-22
1.5 下部構造基本設計の課題に対する検討の方針と結果	1-25
1.6 参考文献	1-28
第2章 設計方法の検討	2-1
2.1 設計上の特徴と耐震設計方法	2-1
2.1.1 本橋における設計上の特徴	2-1
2.1.2 地盤-構造物の動的相互作用についての既往の研究	2-2
2.2 設計条件	2-4
2.2.1 地盤条件と土質定数	2-4
2.2.2 目標耐震性能	2-8
2.3 入力地震波の検討	2-9
2.3.1 耐震設計上の入力地震波	2-9
2.3.2 レベル1地震動の設定方針	2-10
2.3.3 レベル2（タイプⅠ）地震動の設定方針	2-12
2.3.4 レベル2（タイプⅡ）地震動の設定方針	2-15
2.4 動的サブストラクチャー法による耐震設計	2-20
2.4.1 地盤-構造物相互作用を考慮した耐震設計の必要性と手順	2-20
2.4.2 基礎構造の安全性の検討方針	2-22
2.5 一次元非線形 FEM 解析	2-24

2.5.1	解析方法	2-24
2.5.2	一次元非線形 FEM 解析条件	2-28
2.5.3	地震動解析結果	2-35
2.6	考察	2-46
2.7	参考文献	2-47
第3章	鋼管杭載荷試験結果の鋼管矢板井筒基礎設計への適用	3-1
3.1	設計条件	3-1
3.1.1	検討の背景	3-1
3.1.2	基本設計の概要	3-2
3.2	載荷試験	3-6
3.2.1	載荷試験の概要	3-6
3.3	鉛直支持力の検討	3-10
3.3.1	押し込み試験	3-10
3.3.2	急速載荷試験	3-23
3.4	水平支持力の検討	3-26
3.4.1	水平載荷試験	3-26
3.4.2	水平載荷試験結果に基づく検討	3-31
3.5	載荷試験結果の鋼管矢板井筒基礎設計への適用	3-32
3.5.1	設計支持力式の検討	3-32
3.5.2	鉛直方向地盤反力係数(kv)の検討	3-34
3.5.3	井筒部底面の水平方向せん断地盤反力係数(ks)の検討	3-35
3.5.4	鋼管矢板井筒基礎詳細設計	3-36
3.6	考察	3-38
3.7	参考文献	3-39
第4章	機能分離型すべり免震支承を用いた免震設計方法	4-1
4.1	支承構造の検討	4-1
4.1.1	検討の背景	4-1
4.2	すべり型免震支承の摩擦特性に関する検討	4-3
4.2.1	すべり型免震支承の免震機構	4-3
4.2.2	検討方法	4-6
4.2.3	せん断載荷試験概要	4-7
4.2.4	せん断載荷試験方法	4-10
4.2.5	せん断載荷試験結果	4-13

4.3	鉛直支承のバネモデル及び摩擦係数の検討	4-16
4.3.1	支承バネモデルの検討	4-16
4.3.2	摩擦係数設定の妥当性の検討	4-20
4.4	すべり型免震支承を有する橋の動的解析	4-25
4.4.1	鉛直方向地震動の免震効果に与える影響	4-25
4.4.2	動的解析結果	4-27
4.5	ゴムバッファの力学特性の検討	4-30
4.5.1	ゴム材の載荷試験概要	4-30
4.5.2	ゴム材の載荷試験結果と考察	4-31
4.6	鉛直支承ゴム材の圧縮変位に関する FEM 解析	4-35
4.6.1	FEM 解析の目的と方法	4-35
4.6.2	解析結果および考察	4-37
4.6.3	鉛直支承の圧縮バネ定数確認試験方法	4-39
4.7	考察	4-40
4.8	参考文献	4-41
第 5 章	結論	5-1
謝辞		5-4

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

1.1.1 研究の背景と目的

東京ゲートブリッジが建設される東京港は、大正12年に起きた関東大震災を契機に本格的な港湾整備が始まった。その後、昭和16年に国際貿易港として開港、昭和26年には特定重要港湾に指定された。昭和31年には増大する貨物需要に対応していくため初の港湾計画を策定し、その後も改訂を続け、平成16年に東京港第7次改訂港湾計画を策定、国際海上貿易の物流基盤としての機能を発展・強化し、今日の港勢を見るに至っている。

我が国有数の歴史と港勢を誇る東京港であるが、取扱貨物量の特に外貨貨物量について伸びる一方、物流や都市機能から発生する膨大な交通量により沿岸域の道路は慢性的な渋滞が生じている。重要な物流動線の機能低下は港湾から生産・消費圏のリードタイムの増加を招き、国際貿易の物流コストを押し上げる原因となるため、沿岸域の物流基盤を改善し輸送効率を上げることが不可欠であり、港湾施設の高規格化、効率化を速やかに推進することが喫緊の課題であった。東京港ではこうした沿岸域における国際貿易貨物を中心とする都市間物流の円滑化を図るため、東京都大田区城南島と江東区若洲を結ぶ東京港臨海道路の整備事業に着手した。

本研究の対象としている東京ゲートブリッジは、この東京港臨海道路において東京港第三航路(もしくは東京港東航路)を横断するため海上部に建設される3径間連続鋼トラスボックス複合橋である(図-1.1参照)。



図-1.1 東京ゲートブリッジ中央径間架設時 (2011. 2. 17)

この東京ゲートブリッジの橋脚の設計にあたっては大きく二つの問題があった。一つ目は本橋が長大橋であり主橋脚(MP2, MP3)が約 80,000kN/基という大きな上部構造の反力を支持しなければならないこと(図-1.2 参照)。二つめは周辺地盤が軟弱な沖積層が 30m 以上堆積しているため、支持層が A.P.-50m~-70m 程度と非常に深い位置に存在することである(第1章3節参照)。また、本橋は「道路橋示方書」¹⁾の適用範囲支間長である 200m を超える長大橋であるため、入力地震動の設定や耐震性能の設定にあたっては、より慎重な設計検討が必要であった。

このような技術的課題に対し、本論文は新設橋としては初めて導入される機能分離型すべり免震支承、 $\phi 1,500\text{mm}$ の大口径鋼管杭を採用した鋼管矢板井筒基礎を採用した軟弱地盤上に建設される海上橋梁の下部・基礎構造の設計方法について提案するものである。

本論文では、初めに本橋における耐震設計(詳細設計における)方法論とその設計結果、次に、詳細設計を実施するにあたり、鋼管矢板井筒基礎および機能分離型すべり免震支承において不確定な設計パラメータを設定するに至る検討方法とその結果について述べる。

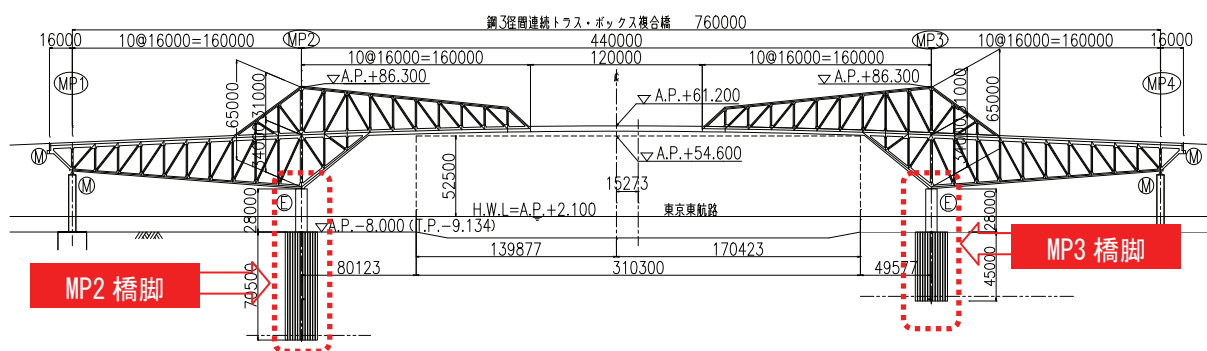


図-1.2 東京ゲートブリッジ主橋梁部断面図

1.1.2 既往の研究成果と技術的課題

1) 軟弱地盤上に建設される構造物の動的解析に用いられる入力地震動

東京ゲートブリッジにおける基盤入力地震動による動的解析モデルは、上部構造～支承～橋脚を三次元骨組モデル(基礎バネー上部構造骨組モデル)で表し、基礎～周辺地盤を平面ひずみ要素でモデル化(地盤ー基礎モデル)し、これら 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である(第 2 章参照)。このため、動的解析を行う上で入力地震動を設定しなければならず、本橋は臨港道路の一部であることから、港湾構造物としては「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾に、道路橋としては「道路橋示方書」¹⁾に準拠することとなる。

ここで、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾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」¹⁾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。

本橋は一般的な港湾構造物に比べ固有周期が長く地震動に対して共振する恐れが高いため、地震波の周波数特性が大きく影響する。このため、加速度応答スペクトルをもとに振幅調整した地震波(調整波)を設定すべきである。

以上から、入力地震動は「道路橋示方書」¹⁾の設定方法に準拠することとするが、合理的な耐震設計をする観点から、東京ゲートブリッジ建設地点近傍における既設の公共土木構造物の耐震設計において動的解析に用いた入力地震動について調査し、得られた知見を取りまとめ評価を行った。結果を表-1.1 に示す。

表-1.1 入力地震動調査結果

項目	事例-1：東京港連絡橋(レインボーブリッジ) 出典：東京港連絡橋(市橋部)の設計施工に関する調査研究報告書 ³⁾		事例-2：東京国際空港(羽田) 事例-2 ¹⁾ ：護岸等の施設 出典：平成13年東京国際空港耐震設計総合検討調査(耐震性検討編)報告書 ⁴⁾		事例-3：東京港第2航路海底トンネル 出典：東京港海底トンネル耐震検討委員会資料 ⁶⁾		事例-4：道路橋示方書 出典：「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」 ¹⁾	
	再現期間	75年	75年	75年	75年	75年	「橋の供用中に発生する確率の高い地震動」	
レベル1 地震動の設定	地震動の設定要領	<ul style="list-style-type: none"> 近隣の地震に対してマグニチュードを期待値に調整。 近隣地震波を加速調整し加速度応答スペクトルを算出。 複数の加速度応答スペクトルより目標加速度応答スペクトルを設定。 地震波を目標加速度応答スペクトルに振幅調整。 	<ul style="list-style-type: none"> 「港湾施設の技術上の基準・同解説」²⁾より設定。SMAC地震計の減衰特性をデジタルフィルタにより補正。 	<ul style="list-style-type: none"> 197組の地震波により、地盤種別に応じた加速度応答スペクトルが設定されている。 入力時振動はこの加速度応答スペクトルに振幅調整し使用される。 	<ul style="list-style-type: none"> 橋梁構造物であり目標加速度応答スペクトルの設定が必要と考える。 	統一性がより75年が妥当と考える。	橋梁構造物であり目標加速度応答スペクトルの設定が必要と考える。	本橋で採用するにあたっての評価
	最大加速度	工学的基盤面：191gal(神奈川県山梨県境地震) 208.6gal(茨城県千葉県境地震)	工学的基盤面：440gal	工学的基盤面：440gal	工学的基盤面：440gal	工学的基盤面：102gal	事例-2 ¹⁾ 、3は他と比べて極端に大きい。	
	震央距離及びマグニチュードと最大加速度の関係式	$\text{Log}_{10} a_{\text{COR}} = 0.55M - \log_{10}(X) + 0.005 \times 10^{0.5531} - 0.00122X + 0.502$ a _{COR} ：補正最大加速度(gal) M：マグニチュード X：実効距離(km)	$\text{Log}_{10} a_{\text{COR}} = 0.55M - \log_{10}(X) + 0.005 \times 10^{0.5531} - 0.00122X + 0.502$	$a_{\text{Hmax}} = \left[\begin{array}{l} 987.4 \times 10^{0.21611} \\ 232.5 \times 10^{0.31311} \\ 403.8 \times 10^{0.26511} \end{array} \right] \times (\triangleleft + 30)$ (I種地盤) (II種地盤) (III種地盤)	地震動の強度に大きく影響する部分であり事例-1の手法(土木研究所推定式)が妥当と考える。			
	目標加速度応答スペクトル	最大応答加速度 500gal	八戸波、大船渡波、ポートアイランド波。 目標とする加速度応答スペクトル曲線は設定していない。	最大応答加速度 200gal 事例-2 ¹⁾ と同様。	最大応答加速度 200gal 事例-2 ¹⁾ と同様。	最大応答加速度 200gal 事例-2 ¹⁾ と同様。	スペクトル曲線を設定している事例-4の道路橋示方書に従うのが妥当と考える。	
レベル2 地震動の設定	基本地震動	1983年神奈川、山梨県境地震による芝浦埠頭観測記録。	地域防災計画で定められた地震。 地震記録が残っている地震。 地震発生が記録が残っていない地震(断層等より推定)。	八戸波、大船渡波、ポートアイランド波。 地域防災計画で定められた地震。	開北橋記録 1978 宮城県沖地震(I種地盤) 板橋橋記録 1968 日向灘沖地震(II種地盤) 津軽大橋記録 1983 日本海中部地震(III種地盤)	地域情報を反映した事例-2 ¹⁾ が妥当と考える。ただし、道路橋示方書に規定される地震についても照査すべきと考える。		
	想定地震	設定されていない。	地域防災計画で定められた地震。 地震記録が残っている地震。 地震発生が記録が残っていない地震(断層等より推定)。	地域防災計画で定められた地震。 関東地震を想定した地震。	タイプI：関東地震を想定した地震 タイプII：兵庫県南部地震を想定した地震	地域情報を反映した事例-2 ¹⁾ が妥当と考える。ただし、道路橋示方書に規定される地震についても照査すべきと考える。		
	最大加速度	設定されていない。	工学的基盤面：486gal(関東地震) 498gal(元祿地震)	工学的基盤面：474gal	工学的基盤面：474gal	工学的基盤面 タイプI：290gal タイプII：725gal (タイプIIは土木研究所で設定した基盤面での地震3波の平均、タイプIはI種地盤で得られた結果に対する比率90%で補正)	地理状況を反映した事例-2 ¹⁾ が妥当と考える。ただし、架橋地点の地域情報を反映させるために新たな地震波の設定が考えられる。	
	目標加速度応答スペクトル	設定されていない。	設定されていない。	事例-4と同様。	事例-2 ¹⁾ と同様。	最大応答加速度 タイプI：630gal タイプII：1800gal (I種地盤の90%として算出)	事例-1と事例-2 ¹⁾ では目標加速度スペクトルが設定されていない。	

2) 大口径鋼管杭載荷試験事例

鋼管杭の載荷試験については全国で数多く実施事例が報告されている。このうちφ1,000mm程度以下までの鋼管杭の支持力特性に関してはかなり解明されており、その成果は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」¹⁾、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾等の杭基礎の設計の考え方に反映されている。

一方、φ1,000mmを超える大口径の鋼管杭の支持力機構については検討例が少なく、先端閉塞効果などの支持力機構が十分明らかになっていないのが現状である。しかしながら、東京ゲートブリッジではφ1,500mmの大口径鋼管矢板が使用される計画であるため、現状を踏まえ、大口径鋼管杭載荷試験(杭径φ1,000mm以上)の事例^{7)~30)}、東京湾周辺で実施された載荷試験の事例^{7)~30)}について得られた知見を**表-1.2**、**表-1.3**に取りまとめた。

表-1.2に示すように、大口径での鋼管杭載荷試験事例は合計7件であった。全事例とも、実際のプロジェクトを対象に杭の支持力確認を目的として、静的載荷試験、水平載荷試験、動的載荷試験を実施している。基礎の構造形式に着目すると大半が鋼管杭であり、今回の東京ゲートブリッジにおいて採用されている鋼管矢板基礎を対象としたものは美原大橋(北海道)の一例のみであった。このように、大規模プロジェクトにおいて大口径の鋼管杭が使用される場合には、原位置での載荷試験による支持力特性の確認が重要な要素であると考えられる。

表-1.2で示した事例のうち、東京湾周辺で実施された鋼管杭の載荷試験事例を**表-1.3**に示す。杭径に着目すると東京港国際空港沖合展開と東京モノレール羽田線は杭径φ1,000mm以下、工法については東京港国際空港沖合展開は中掘り工法、東京モノレール羽田線はジェット工法、東京湾横断道路は打撃工法であり、東京ゲートブリッジプロジェクトの参考になる打撃工法による大口径載荷試験事例は東京湾横断道路の一例しかなく、杭先端の閉塞効果については不明の点もあるため、実際の地点における載荷試験は有益であると考えられる。

表-1.2 大口径鋼管杭載荷試験の事例 7)~30)

No	事例の名称	場 所	実施 時期	径(mm)×杭長(m)	載荷試験の種 類	工 法
1	関西空港 連絡橋	大阪府	S63	φ 1000, φ 1500, ×58,69	鉛直(急速載 荷), 水平	油圧ハンマによる打撃工法
2	東京湾 横断道路	東京都	H1~H2	φ 1000~2000, ×50~62	動的, 鉛直, 水平	ディーズハンマ (KB-80),油圧ハンマ (PMJ-200)による打撃工法
3	東京港国際 空港沖合展開	東京都	H2~H3	φ 1000×60	鉛直, 水平	中掘り工法
4	美原大橋	北海道	H8	φ 1200×60	鉛直, 水平	油圧ハンマによる打撃工法
5	関西電力舞鶴 発電所工事	京都府	H9	φ 1200~1700 ×36~70	動的, 鉛直(急 速載荷)	ハイブハンマを一部併用した油圧 ハンマによる打撃工法
6	中部国際空港 ターミナルビル	愛知県	H13	φ 1000×16,18	鉛直(急速載 荷)	油圧ハンマ (IHC 社製 S-200)によ る打撃工法
7	神戸空港島 連絡橋	兵庫県	H13	φ 1500×54~60	衝撃載荷	油圧ハンマ (IHC 社製 SC-500)に よる打撃工法

表-1.3 東京湾周辺の鋼管杭載荷事例 7)~30)

事 例	杭径(mm)×杭長(m)	載荷試験の概要
東京湾横断道路	φ 1000mm~ φ 2000mm×50~62	大口径鋼管杭の極限支持力を確認するために鉛直載荷試験を実施。 その結果から、杭の鉛直支持力を先端の実肉厚部の支持と杭外面摩擦 力および支持層での杭内面摩擦力の総和から算定する式を提案。この 算定式は、土質条件や土層構成の異なる場所では別途検討が必要。
東京港国際空港 沖合展開	φ 800×73 φ 1000×60	中掘り工法の支持力特性を明らかにすることを目的に載荷試験を 実施。鋼管杭の施工性、支持力特性、設計値に対する安全性を確認。
東京モノレール 羽田線	φ 500×20	ジェット工法による支持力特性を明らかにするために載荷試験を 実施。支持力を確認。

3) 機能分離型すべり免震支承研究事例

兵庫県南部地震以降の橋梁構造の耐震設計では、部材の塑性化を考慮した設計が一般的になってきている。しかしながら、東京ゲートブリッジのような中路式のトラス橋梁(第1章4節参照)では、橋脚部が全体構造の規模に比べて小さいため、地震時に有効な塑性化を期待することが困難である。また、橋脚基部に発生した残留変位を地震後に復旧することは本橋の立地上、同様に困難であることが予想された。本橋の耐震性を確保するためには、地震時の塑性変形を支承部に集中させ、構造部材の損傷を極力小さくする必要があった。

以上から、支承の構造形式として機能分離型すべり免震支承が採用された(第4章参照)。そこで、すべり系免震支承の研究を既往の関連文献^{31)~53)}から調査し、現在までのすべり系免震支承の特性や設計方法を調査した。取りまとめた結果を以下に示す。

a) デバイス各種依存性について

- ・動的すべり特性については速度依存に関する研究が多数行われており、条件によるが高速度域(おおむね 10kine 以上)では摩擦係数がほぼ一定となる結果が得られている。同時に、面圧依存に関する研究も多数行われており、条件によるが面圧の増加に伴い摩擦係数は減少する傾向がある。
- ・温度上昇による摩擦係数の変化の実験が行われており、条件によるが温度の上昇に応じて摩擦係数は直線的に低下する傾向がある。
- ・摩擦係数の大きさを測定する試験を試験条件やすべり材の材質を変えて行っている。すべり材の材質についてはステンレス板と PTFE に関する耐久性(最大加振速度 120kine 程度)の研究について行われている。
- ・水平力支持機能に高減衰ゴム支承を用いた場合、その鉛直荷重の有無による履歴特性、破断性能への影響に関する研究が行われている。

b) 動的解析における減衰モデルについて

- ・支承の初期剛性の大きさと粘性減衰モデルの相関関係により、その応答値に与える影響について研究が行われている。
- ・Rayleigh 減衰モデルの相違による応答値の変化について研究が行われており、条件によるが、応答値の相違は支承部のパイリニアモデルの初期剛性に依存する傾向がある。
- ・支承部の初期剛性や剛部材の初期剛性の設定に関する研究が、解析上の条件を踏まえ数多く行われている。

c) すべり系免震系支承を用いた橋梁の免震設計法について

- ・すべり系免震設計において、速度・面圧依存性の有無が橋梁全体系の最大応答値に及ぼす影響について研究が行われている。
- ・桁のロッキング振動及び上下動に伴う支承部の軸力変動が橋梁全体の地震応答に及ぼす影響について研究が行われている。なお、調査した文献からは上下動に伴う支承部の軸力変動は橋梁の地震応答に及ぼす影響は少ないとされている。
- ・支承に発生する上揚力の設計法について研究が行われている。
- ・すべり系支承を簡便なバイリニアモデルとした場合の設計法への適用について研究が行われている。ここで、支承システム全体の平均的な挙動特性はバイリニアモデルでおおむね表現できるとされている。
- ・地震力を完全に絶縁するための摩擦係数の大きさについて研究が行われている。
- ・等価線形化手法によるすべり免震系支承の概略設計について研究が行われている。
- ・水平力支持機能に高減衰ゴム支承を用いたときの、機能分離型支承全体の履歴特性に関する研究が行われている。

1.1.3 研究の内容と目的

1) 免震設計を導入した耐震設計手法

本橋の下部構造躯体は全体構造の規模に対して小さく、地震時のエネルギーの吸収に有効な塑性化を期待すること、大規模かつ海上橋梁のため橋脚基部に発生した残留変位を地震後に復旧することが困難である。そこで、地震時の水平力を支承部で低減することを目的として免震支承構造を採用した。

しかしながら、本橋に発生する鉛直反力が 80,000kN/基となり、従来型の支承構造では工場の製造能力をはるかに上回る形状寸法となってしまった。このため、実現可能な支承規模および基礎構造規模を計画し導入する必要があることから、採用した免震支承の構造形式の妥当性の検討を行い、機能分離型すべり免震支承が採用された。

そのため、機能分離型すべり免震支承の免震設計手法について、摩擦によるエネルギー吸収を考慮した設計手法の妥当性確認、面圧および変位速度により変化する摩擦面の特性値の確認と設計定数の設定を行った。

検討方法としては、せん断載荷試験によるすべり面の摩擦係数の面圧依存性、速度依存性の定量的な把握、試験結果を基にした免震設計条件(摩擦係数の算定式パラメータ)の設定を行った。

本橋は支間 440m の長大橋梁であり(図-1.2 参照)、「道路橋示方書」¹⁾の適用範囲(支間長 200m 以下)を超えている。そこで、架橋地点の地域特性を考慮した耐震設計の最適化を行うため、動的解析手法、入力地震波および目標とする耐震性能の検討を行った。ここで、架橋周辺地盤は軟弱な沖積層が 30~40m 堆積していることから、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ったため、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検討を行った。

2) 鋼管杭載荷試験結果を適用した鋼管矢板井筒基礎設計手法

東京ゲートブリッジの主橋梁部の建設地点の地盤は N 値 0 の沖積粘土層が 30m 以上堆積していたため、大口径の鋼管杭(ϕ 1,500mm)を用いた鋼管矢板井筒基礎を採用した。大口径鋼管杭の支持力については、東京湾横断道路で載荷試験が行われている^{7), 10), 12)~14), 17)}が、その実施例は調査時においては少なく、杭先端の閉塞率を含めた支持力機構が明らかになっていないのが現状であった。

基本設計時には、先端支持力(閉塞率)および水平方向地盤バネ(変形係数 αE_0)を既往のデータや土質試験結果から設定したが、詳細設計にあたっては、より合理的、経済的な設計とするために、これらの設計条件を原位置載荷試験で直接的に確認することによって、支持力の設計条件の設定、水平方向の地盤反力係数の設定を行い、主として主塔の基礎構造に用いる設計パラメータを検討した。

本橋の基礎構造は、平面規模が大きく(幅 $B > 30\text{m}$)、鋼管矢板相互のせん断変形が卓越する。従来の鋼管矢板の継手構造は、普通鋼管をかみ合わせてモルタルを充填した構造(素管継手)であるが、従来型の継手構造では、地震時において大きなせん断変形が生じ、鋼管に作用する断面力を許容値内におさえるために、鋼管の本数や肉厚を増加させる必要があった。そこで、継手鋼管(図-1.3)に縞状の突起がついた縞鋼板を採用し、継手鋼管とモルタルの付着強度を高め、さらに継手に充填するモルタルに高強度($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)のモルタルを用いることで継手のせん断耐力を高めることにした。縞鋼板や高強度モルタルを採用した継手のせん断耐力については、その特性についての情報が少なく、本橋で採用するにあたり不明な点があったことから、せん断載荷試験による継手構造のせん断剛性、せん断耐力の確認を行い、その試験結果より設計定数(せん断耐力、せん断剛性)を設定した。

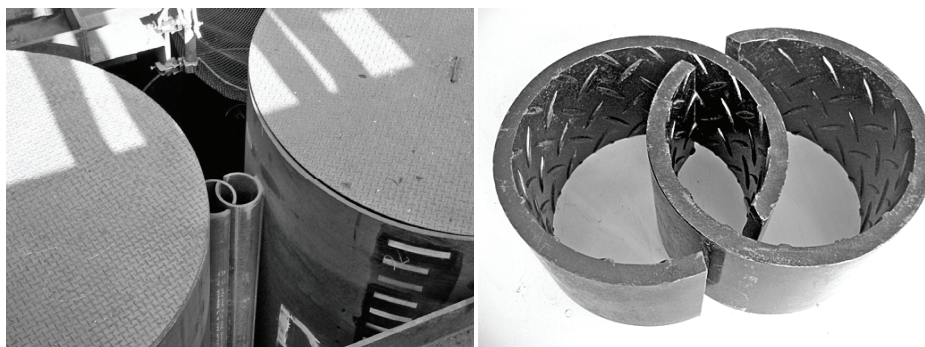


図-1.3 鋼管矢板の継手鋼管図(左) 継手部拡大図(右)

1.2 東京港臨海道路の全体計画概要

1.2.1 東京港臨海道路の整備目的

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經由して江東区若洲に至る臨港道路であり、主に以下の2点を目的として整備されるものである。

- ・ 東京港の臨海エリアの物流機能の向上と発展
- ・ 国道357号およびレインボーブリッジ等の周辺道路の渋滞緩和

図-1.4～1.8に東京港臨海道路の計画位置、全体縦断図等を示す。



図-1.4 東京港臨海道路の計画位置図



図-1.5 東京ゲートブリッジ鳥瞰図

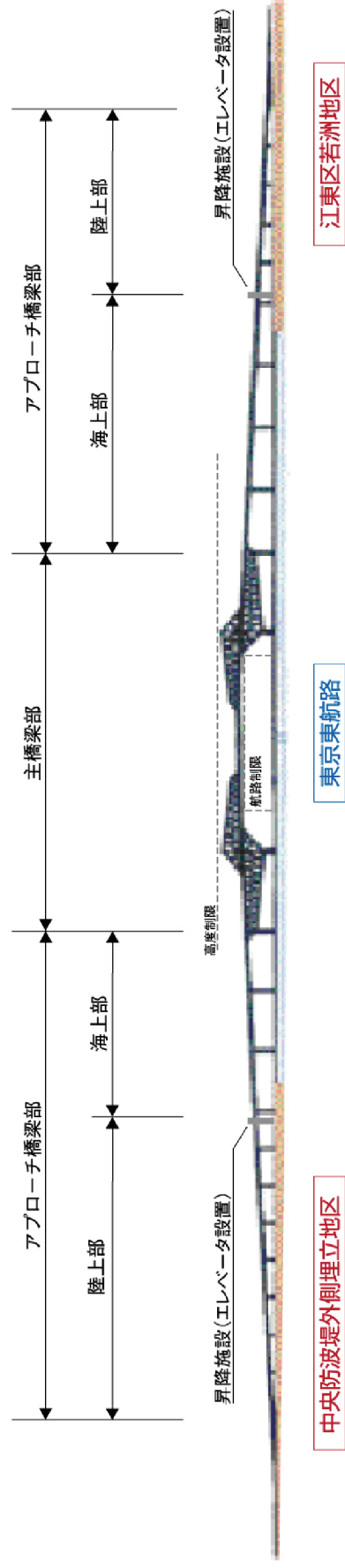


図-1.6 東京ゲートブリッジ側面概要図

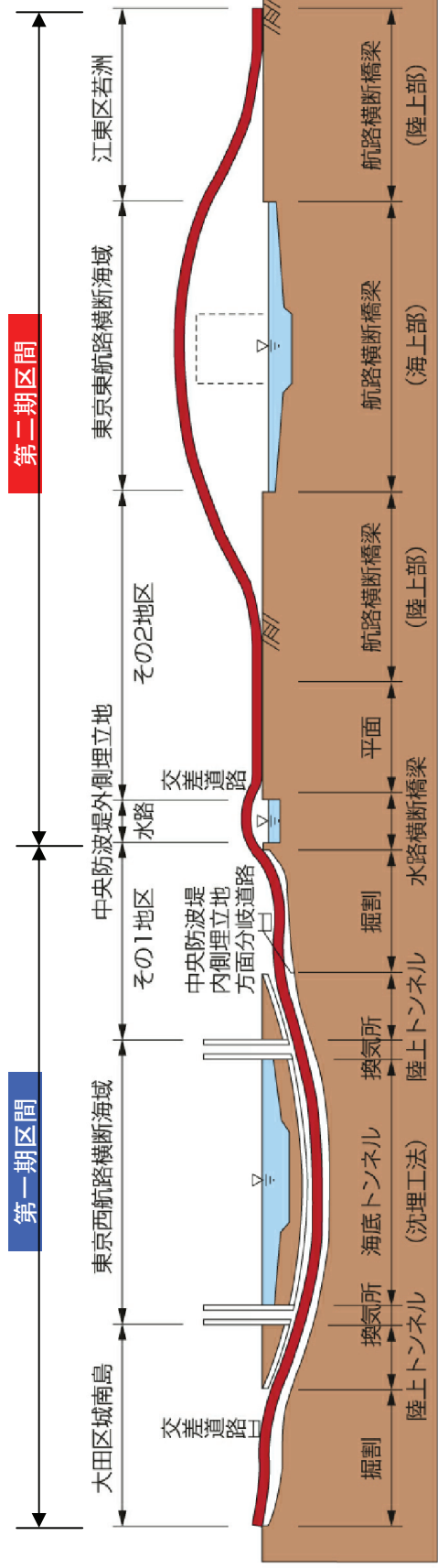


図-1.7 東京港臨海道路縦断概要図

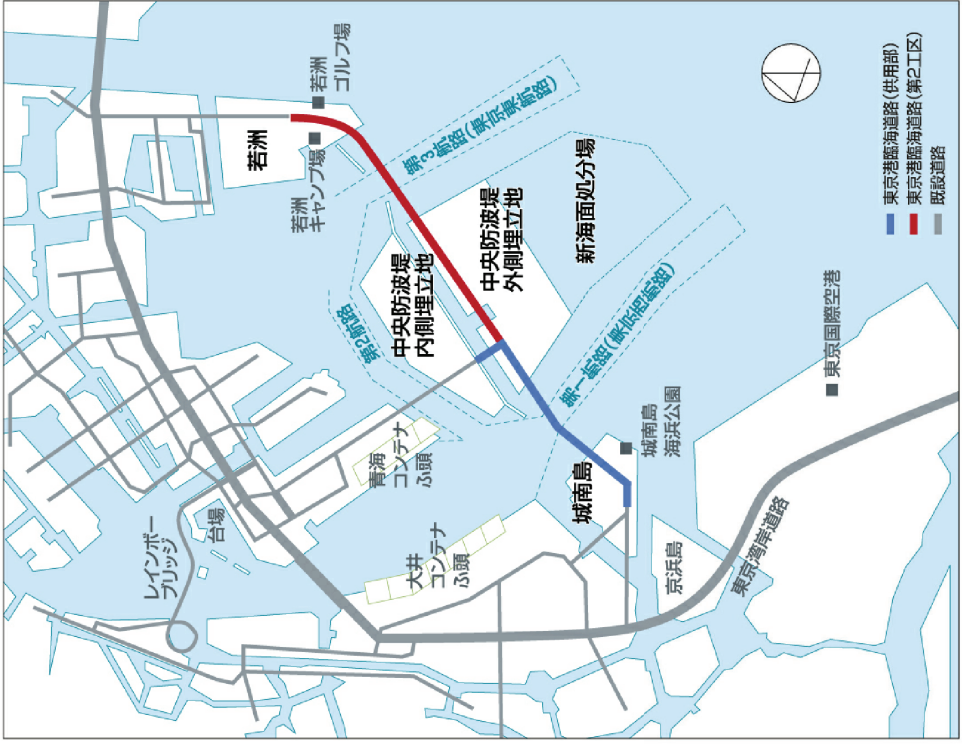


図-1.8 東京港臨海道路位置図

1.3 東京ゲートブリッジの計画条件

1.3.1 計画条件概要

1) 計画交通量

計画交通量：35,400 台/日(大型車混入率：日平均 43.4%)

(2011 年 11 月再評価後 計画交通量：32,100 台/日(大型車混入率：日平均 56.0%))

2) 道路規格

臨港道路 (港湾法⁵⁴⁾ 第 2 条第 5 項に基づく臨港交通施設)

第 4 種第 1 級に準拠(道路構造令⁵⁵⁾)

設計速度：60km/h(東京港第三航路横断橋梁区間 50km/h)

注) 道路線形については道路構造令に準拠し 60km/h を設計速度として設計している。ただし、臨港道路として「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾に従った場合は、縦断勾配 4%は、設計速度 50km/h に相当するため、第 3 航路横断橋梁区間については 50km/h の表記としている。

車道幅員および車線数

第三航路横断部：本線 4 車線(車線幅 3.5m×4)

アプローチ部：本線 4 車線(車線幅 3.5m×4)+側道 1 車線(車線幅 3.5m)

一般土工部：本線 6 車線(車線幅 3.5m×6)

歩行者動線と歩道幅員

海上部橋梁区間：陸側のみ、歩道幅員：3.5m(有効幅員 3m, 施設帯 0.5m)

陸上部橋梁区間(参考)：歩道なし

一般土工部(参考)：両側、歩道幅員：4.5m(有効幅員 3m, 植栽帯 1.5m)

3) 航路条件

本橋の計画にあたっては，東京港第三航路のための桁下空間の確保が必要である。
東京港第三航路(東航路)(航路位置については**図-1.8**参照)

航路幅=312m(ただし，副航路を含め防波堤開口幅を航路幅として確保)

航路限界高さ=A.P.+54.6m(航行船舶の実績より最大マスト高さ+余裕量 2m 確保)

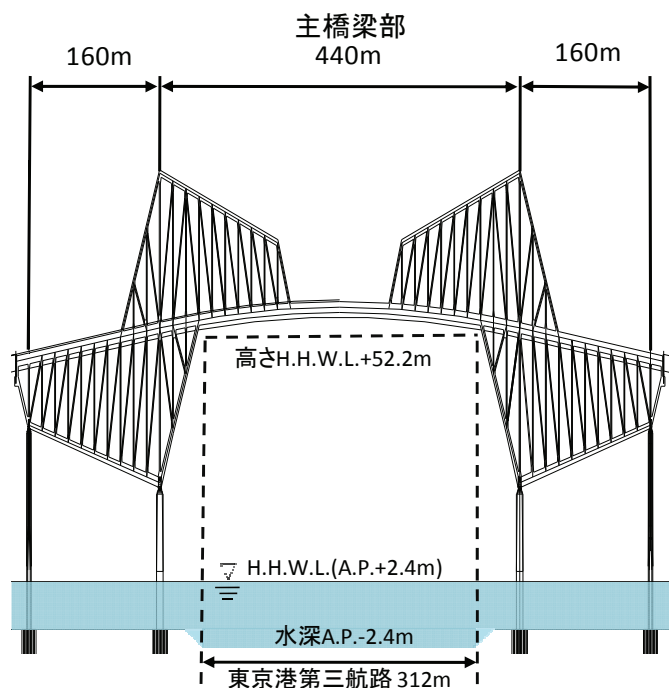


図-1.9 航路制限

2) 高度制限

本橋の架橋位置は，東京国際空港(羽田空港)への着陸航空機の進入路直下に位置するため構造物の高さの制約を受ける。高度制限については，**図-1.10**に示すような水平表面，円錐表面，外側水平表面，進入表面，進入延長表面，転移表面が定められており，本橋の架橋位置においては，**図-1.11**に示すように，新B滑走路円錐表面からA.P.+119.6mの制限を受ける。また，その他に航空局からの要請として「東京国際空港新B滑走路への東側からのVOR/DME進入経路維持に係る建築物の高さについて」，A.P.+97.0mの制限がある。

これらの条件より，本橋の計画条件としての高度制限はA.P.+97.0m(架設時A.P.+119.6m)とした。

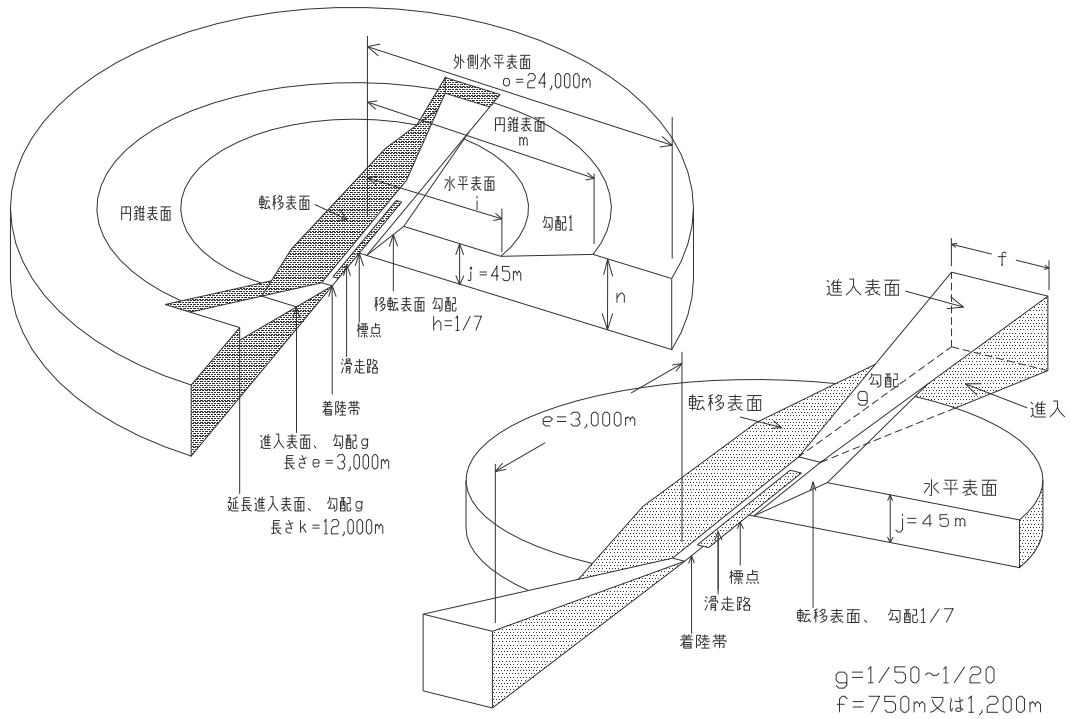


図-1.10 空域制限模式図(航空法第56条)

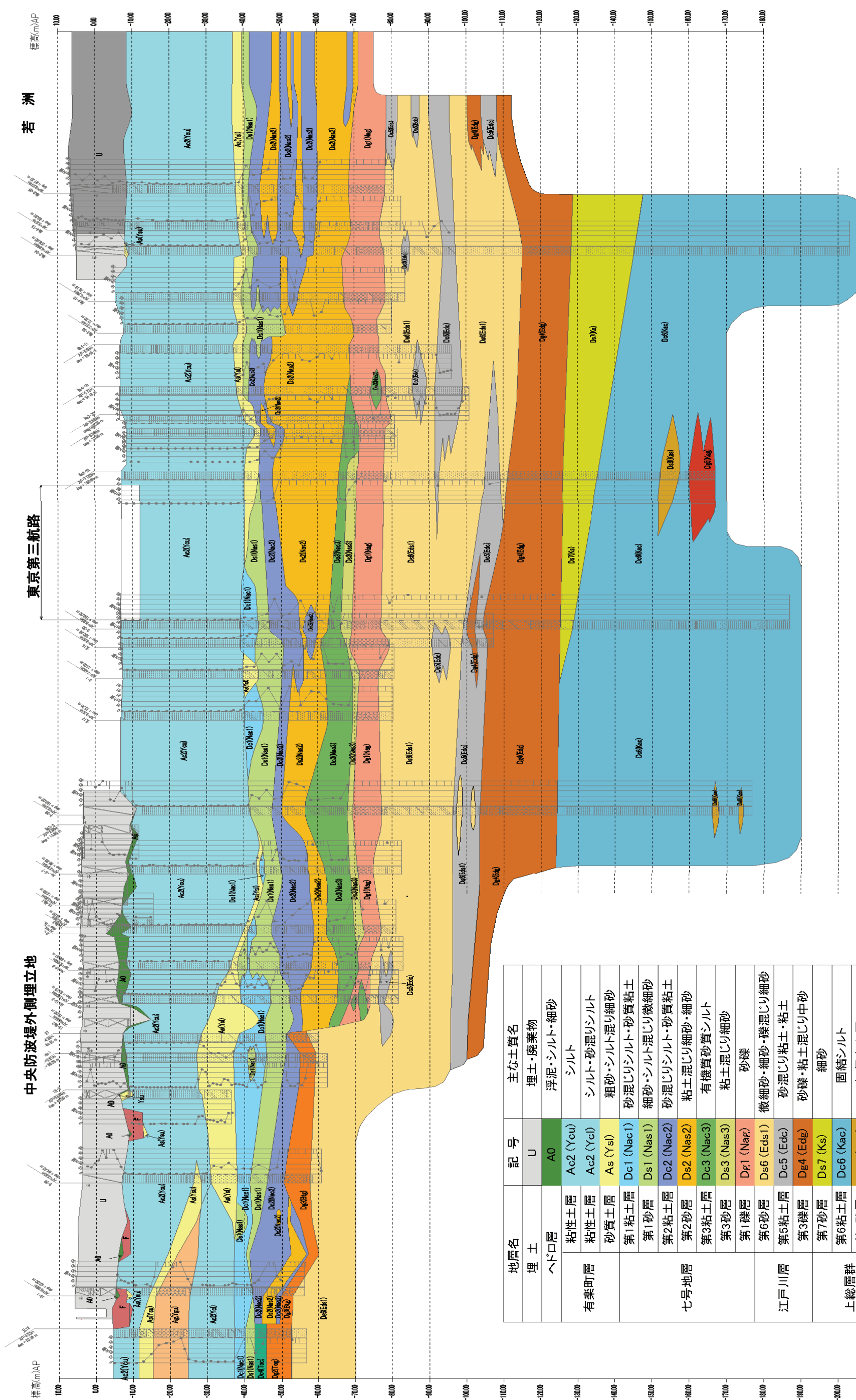


図-1.11 東京国際空港(新B滑走路)における空域制限略図

1.3.2 周辺地盤概要

路線全体の地層構成を図-1.12に示す。地層の特徴は以下の通りである。なお、土質定数設定方法等については第2章で述べる。

- ・ 土層構成は、上部より有楽町層(Ac2, As), 七号地層(Dc1~Dc3, Ds1~Ds3, Dg1), 江戸川層(Ds6, Dc5, Dg4), 上総層(Ds7, Ds8, Dc6, Dg5)と続いている。
- ・ 有楽町層は、沖積層で層厚約30m, N値=0のシルトを主体としている。
- ・ 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。
- ・ 上総層は、砂岩, 泥岩, 砂礫からなる関東平野の基盤を作る海成堆積層である。本橋の耐震設計上の基盤面はこの上総層上面(A.P.-125~130m)とした。



地層名	記号	主な土質名
埋土	U	埋土・廃棄物
ヘッドロ層	A0	浮泥・シルト・細砂
有楽町層	Ac2 (Ycu)	シルト
	Ac2 (Ycl)	シルト・砂混りシルト
	As (Ysi)	粗砂・シルト混り細砂
	Dc1 (Nac1)	砂混じりシルト・砂質粘土
	Ds1 (Nas1)	細砂・シルト混じり微細砂
七号地層	Dc2 (Nac2)	砂混じりシルト・砂質粘土
	Ds2 (Nas2)	粘土混じり細砂・細砂
	Dc3 (Nac3)	有機質砂質シルト
	Ds3 (Nas3)	粘土混じり細砂
	Dg1 (Nag)	砂礫
江戸川層	Ds6 (Eds1)	微細砂・細砂・礫混じり細砂
	Dc5 (Edc)	砂混じり粘土・粘土
上総層群	Dg4 (Edg)	砂礫・粘土混じり中砂
	Ds7 (Ks)	細砂
	Dc6 (Kac)	固結シルト
	Ds8 (Kas)	粗径火山灰
	Dg5 (Kag)	砂礫

図-1.12 路線全体地層構成図

1.4 東京ゲートブリッジの構造・設計概要

1.4.1 主橋梁部構造概要

第一航路横断部では，羽田空港の高度制限から橋梁などの大規模構造物を設置できず沈埋トンネル構造が採用されている(図-1.8 参照)．一方，第三航路横断部は羽田空港から比較的離れており高度制限が第一航路ほど厳しくないため，橋梁の計画が可能であった．橋梁構造はトンネル構造に比べ経済的と判断され，また，埋立地盤が一般廃棄物処分場のため地下構造物による対応が困難と判断されたことから，第三航路の横断は橋梁構造として計画された．

第三航路の航路幅は約 300m，航路限界高さは通過船舶の実績より A.P.+54.6m と設定されている．また，羽田空港の高度制限は A.P.+97m であり，構造物はこの範囲の中で計画しなければならなかった(前節参照)．その結果，大支間(支間長 440m)の桁下空間を確保し，構造高さを抑えた橋梁形式として鋼 3 径間連続トラス橋が採用された．ここで，既往のトラス橋の実績を表-1.4 に示す．本橋は 2011 年度に完成が予定されているが，その時点で長大トラス橋としては世界で第 9 位の支間長を有することとなる⁵⁶⁾．また，連続トラス橋に限れば生月大橋の中央支間長 400m を 20 年ぶりに超え世界最大となる．橋脚の基礎は，建設地点が軟弱地盤であること，海上での施工となることから鋼管矢板井筒基礎を採用した．

表-1.4 世界の長大トラス橋⁵⁶⁾

橋名	支間長(m)	完成年	用途	国名	備考
1 Quebec 橋	549	1917	併用	カナダ	ゲルバー
2 Forth 橋	521	1890	鉄道	イギリス	ゲルバー
3 港大橋	510	1974	道路	日本	ゲルバー
4 Commodore John J.Barry 橋	501	1974	道路	アメリカ	ゲルバー
5 Greater New Orleans 橋(East)	482	1958	道路	アメリカ	ゲルバー
6 Greater New Orleans 橋(West)	482	1988	道路	アメリカ	ゲルバー
7 Howrah 橋	460	1943	併用	インド	ゲルバー
8 Veteranns Memorial 橋(Gramercy 橋)	445	1995	道路	アメリカ	ゲルバー
9 東京ゲートブリッジ	440	2011	道路	日本	連続
10 San Francisco Oakland East Bay 橋	427	1936	道路	アメリカ	ゲルバー
11 生月大橋	400	1997	道路	日本	連続
12 Columbia River 橋(Astria 橋)	376	1966	道路	アメリカ	連続
13 Baton rouge 橋	376	1968	道路	アメリカ	ゲルバー
14 Tappan Zee 橋	369	1956	道路	アメリカ	ゲルバー
15 Long View 橋	366	1930	道路	アメリカ	ゲルバー
16 Patapsco 橋	366	1976	道路	アメリカ	連続

注) 生月大橋 : 3 径間連続トラス橋最大支間 400m(1991.7)

1.4.2 下部構造概要

1)耐震設計手法概要

本論第2章で詳細を述べるが、本橋梁は機能分離型すべり免震支承を用いた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、上部構造～支承～橋脚を三次元骨組モデル化した「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した「地盤-基礎モデル」の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を採用した。

「地盤-基礎モデル」への入力地震動については、レベル1は「道路橋示方書」¹⁾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、レベル2は架橋地点の特性を考慮して地震波を設定した。海洋型地震のレベル2タイプI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。また、直下型地震のレベル2タイプIIについては、活断層の設定が困難であったため、兵庫県南部地震の観測波形を基盤面に調整し、架橋地点の基盤面に入力した。耐震設計上の基盤面はいずれもA.P.-125～130mにある上総層上面である。

2)基礎構造形式概要

本論第3章で詳細を述べるが、基礎構造形式については、実績および経済性より鋼管矢板井筒基礎を採用した。鋼管矢板井筒基礎は鋼管杭径、継手のせん断耐力、杭の支持力確認、躯体重量の軽減が課題として考えられた。

このうち、重量軽減については、軽量コンクリートの適用性検討の結果、採用可能との判断に至ったが、縞鋼板継手の採用および原位置試験による支持力確認の結果、基礎の支持力が基礎規模の決定要因とならなくなったため、軽量コンクリートの導入効果がなくなり、本橋での採用は見送られた。

杭径については、橋梁基礎としての鋼管矢板井筒基礎における実績最大径 $\phi 1500\text{mm}$ に対して、 $\phi 1200\text{mm}$ 、 $\phi 1000\text{mm}$ を比較検討した結果、いずれも杭の断面耐力で杭本数が決定され、平面規模が躯体寸法から決まる最小寸法となる $\phi 1500\text{mm}$ が最も経済的であることが確認された。

支持層は、MP1、MP2 橋脚では中間層が砂質土と粘性土の互層となっているためA.P.-70m 付近のDg1層を支持層とした。MP3、MP4 橋脚ではA.P.-50m 付近のDs2層が厚く堆積しているためこれを支持層とした。MP3 橋脚については中間層支持としたため杭長が比較的短く周面摩擦が十分に取れないため、必要とされる支持力に対して杭先端に十字リブを設けることにより先端閉塞効果を高めて支持力を確保した。また、鋼管矢板の根入れが短い場合、掘削時に盤ぶくれの発生が考えられたが、設計では底版コンクリートの

増厚により対応した。

3)鋼管矢板井筒基礎設計の概要

本論第3章で詳細を述べるが、鋼管矢板井筒基礎の設計は、土木研究所資料 第1175号「矢板式基礎の設計法」⁵⁷⁾を参考に継手のせん断耐力を考慮した設計とした。また、継手のせん断耐力を高めるため継手管に縞鋼板を用いて高強度モルタルを充填させた高耐力継手を採用した。縞鋼板継手の採用にあたっては、模型試験によりせん断耐力およびせん断剛性を確認し設計に反映させている。杭の支持力については、東京湾横断道路での実績⁵⁸⁾において、架橋地点の支持層では杭の先端閉塞率の値が標準的なものより大きく取れる可能性が高いことが確認されている。したがって、原位置で静的載荷試験(押込み・水平)、急速載荷試験、コーン貫入試験等、支持力を確認するための試験を実施した。結果、得られた設計パラメータから先端支持力の値を算出し、合理的な照査結果が得られた。

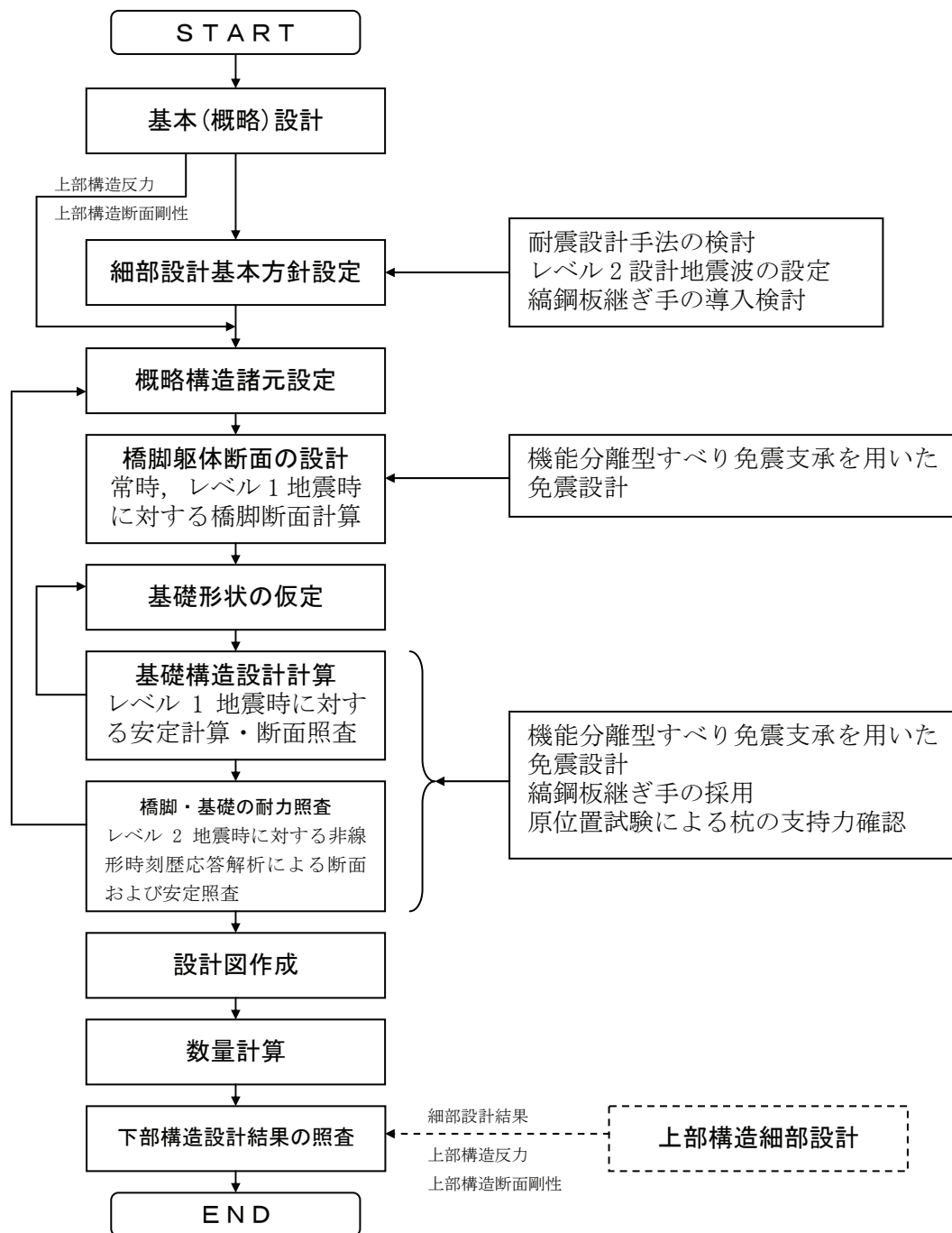
4)免震設計概要

本論第4章で詳細を述べるが、支承形式は固定支承、分散支承、免震支承を検討した結果、橋脚基礎および支承本体の構造規模が過大とならない免震支承を採用した。免震支承の形式としては、本橋の荷重規模に対し唯一既往の設備で製作が可能な、機能分離型すべり免震支承を採用した。

機能分離型すべり免震支承は、すべり面の摩擦係数が設計上の重要なファクターとなるが、摩擦係数は面圧や変位の速度によって変動することが知られている。本橋では、すべり面の摩擦係数の面圧依存性、速度依存性の力学特性を繰返載荷試験により確認し、採用した機能分離型すべり免震支承が設計地震動(第2章参照)に対して「道路橋示方書」¹⁾の許容値以内であることを確認した。

5)下部構造設計方法

次頁図-1.16 に下部構造の設計の流れを示す。



- 従来の下部構造設計との違い (従来→本橋採用)
- ・ 設計地震波：道路橋示方書の地表面波形→**経験的グリーン関数法によるレベル2地震波と兵庫県南部地震の記録波形の採用**
 - ・ 免震設計：高減衰ゴム支承あるいは鉛プラグ入りゴム支承→**機能分離型すべり免震支承の採用**
 - ・ 鋼管矢板井筒構造：従来形素管継手→**縞鋼板継手の採用**
 - ・ 杭の設計支持力：土質定数による設定→**原位置試験による確認**

図-1.16 下部構造の設計フロー

1.4.3 設計条件概要

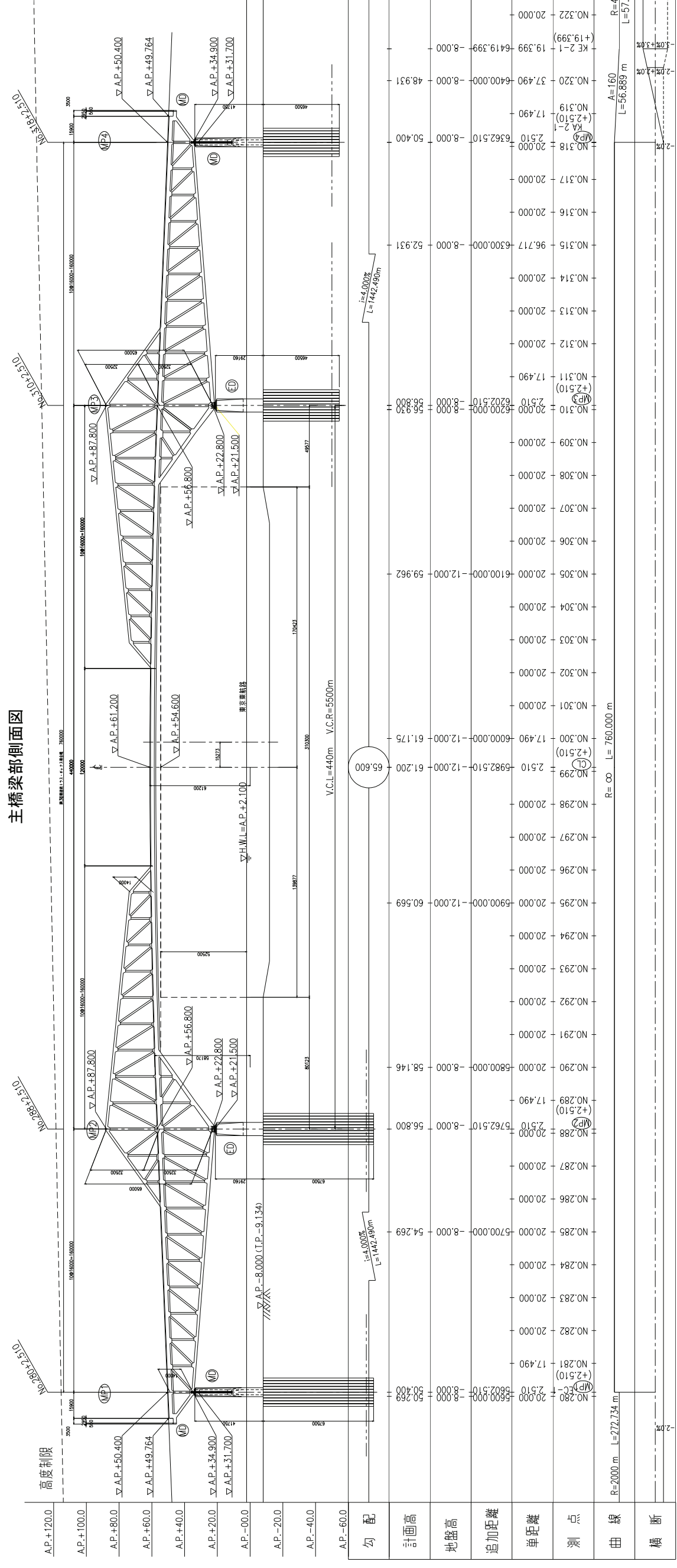
1)設計条件の整理

表-1.5, 図-1.18, 1.19 に東京ゲートブリッジの設計条件および設計図面を示す.

表-1.5 設計条件表

主 橋 梁 部 設 計 条 件					
線 形 条 件	道路規格		道路構造令 ⁵⁵⁾ 第4種第1級		
	設計速度		V=50km/h		
	有効幅員		W=21.0m		
	平面線形		R=∞		
	縦断勾配		i=4.0%		
	横断勾配		車道 i=2.0%, 歩道 i=1.0%		
橋 梁 諸 元	橋の重要度		B種の橋		
	活荷重		B活荷重		
	橋長		L=760.000m		
	支間長		S=160.000+440.000+160.000m		
	上部構造形式		綱3径間連続トラス・ボックス複合橋		
	舗装		グースアスファルト舗装 t=8cm		
	使用鋼材		BHS=500 SM490Y SM400A SS400		
	設計	橋軸方向		レベル1地震動 kh=0.3	
		橋軸直角方向		レベル1地震動 kh=0.3	
	下部構造	橋脚形式		RC壁式橋脚(充実断面)(MP2,MP3) RC2柱式橋脚(中空断面)(MP1,MP4)	
		基礎形式		鋼管矢板井筒基礎(φ1500)	
		材 料	コンクリート		柱:σ _{ck} =36N/mm ² (W/C=45%) フーチング:σ _{ck} =30N/mm ² (W/C=50%)
			鉄筋		SD345
			鋼管杭		SKK400、SKK490
	地盤種別		Ⅲ種地盤		
地域区分		A地域			
主な適用基準		道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ(H14.3)			
		港湾の施設の技術上の基準・同解説(H11.4)			

主橋梁部側面図



主橋梁部平面図

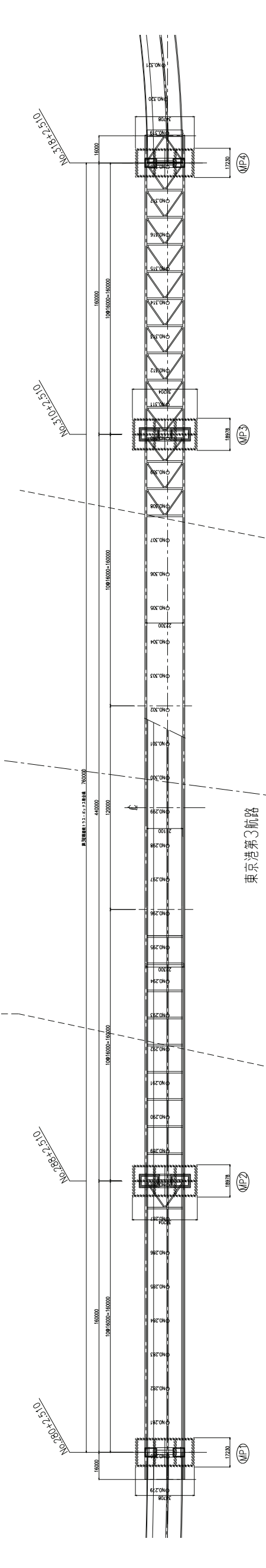
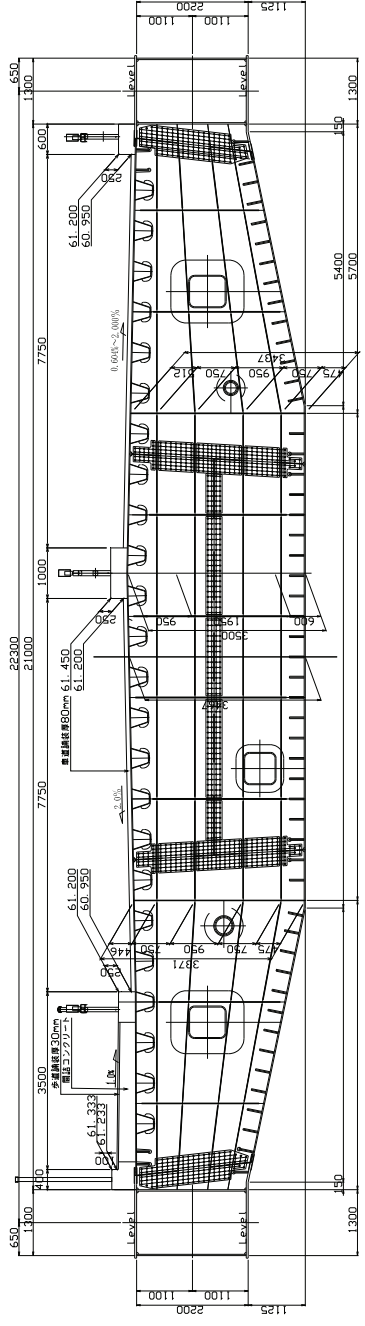
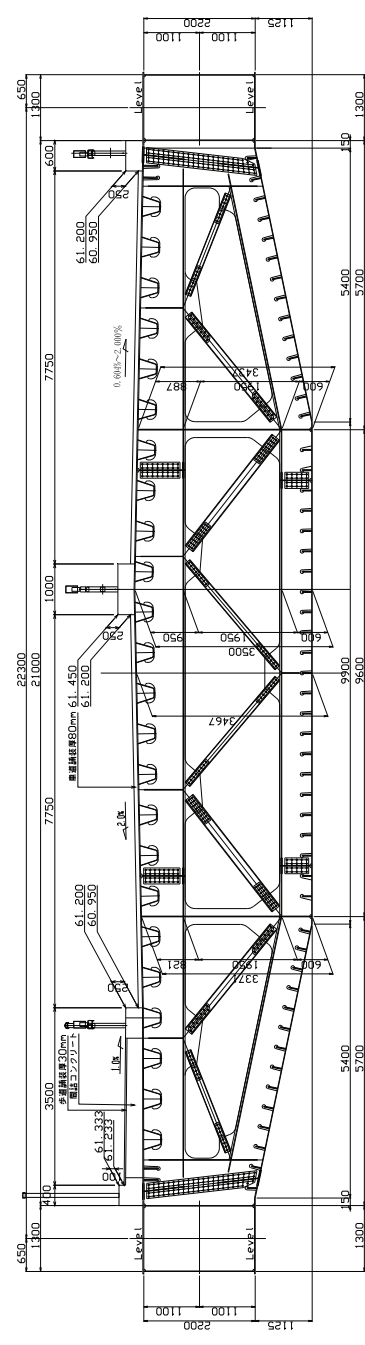


図-1.18 主橋梁全体一般図 (その1)

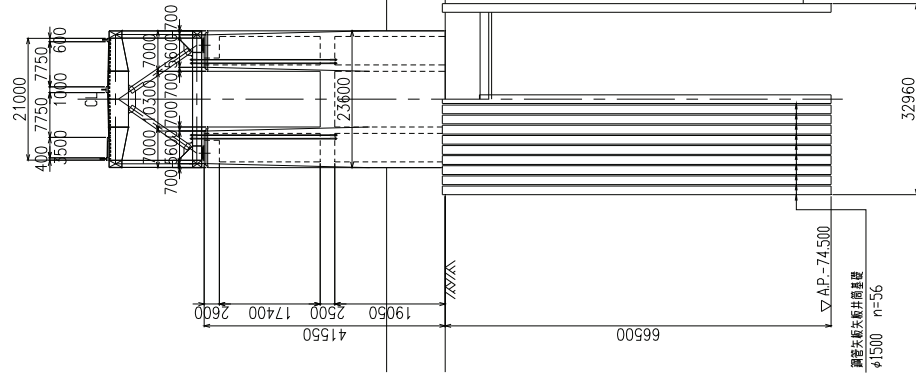
格点位置標準断面図



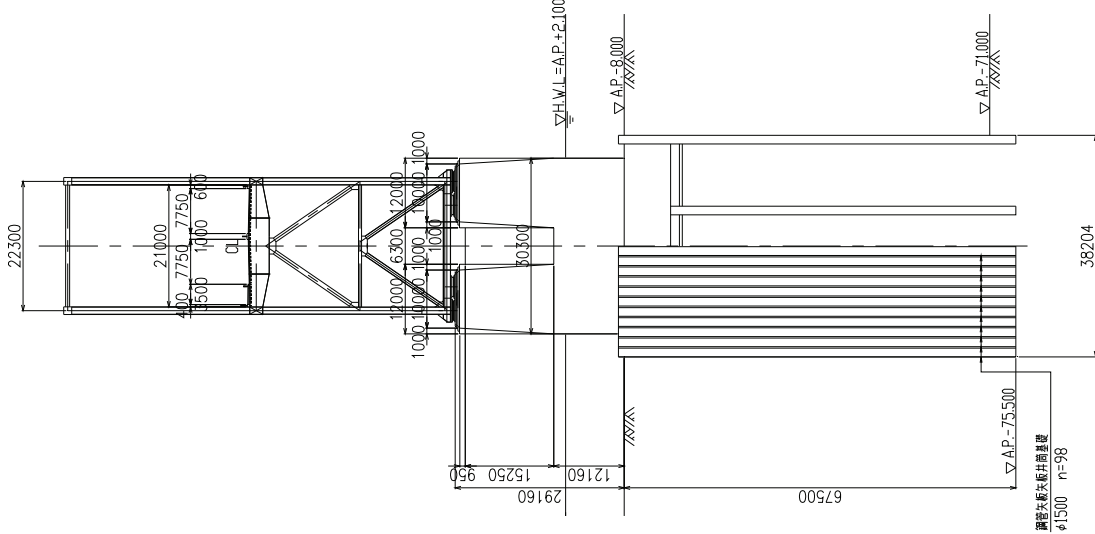
対傾構位置標準断面図



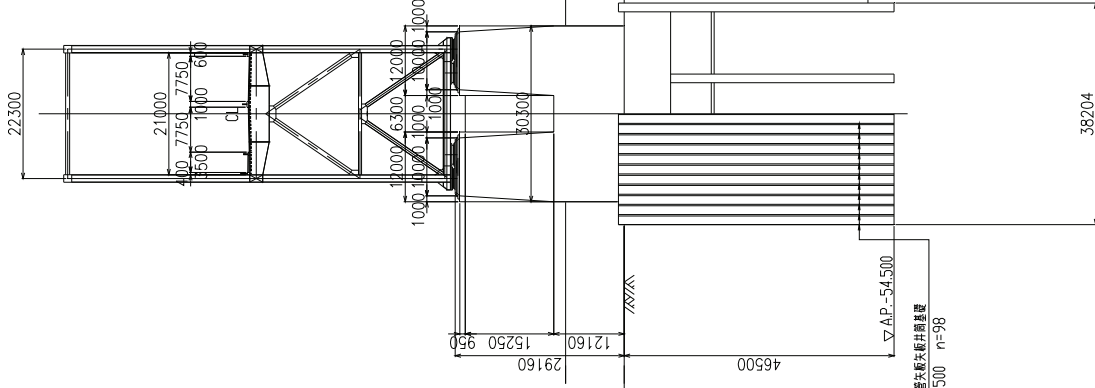
MP1支点横断面図



MP2支点横断面図



主橋梁部各支点横断面図



MP4支点横断面図

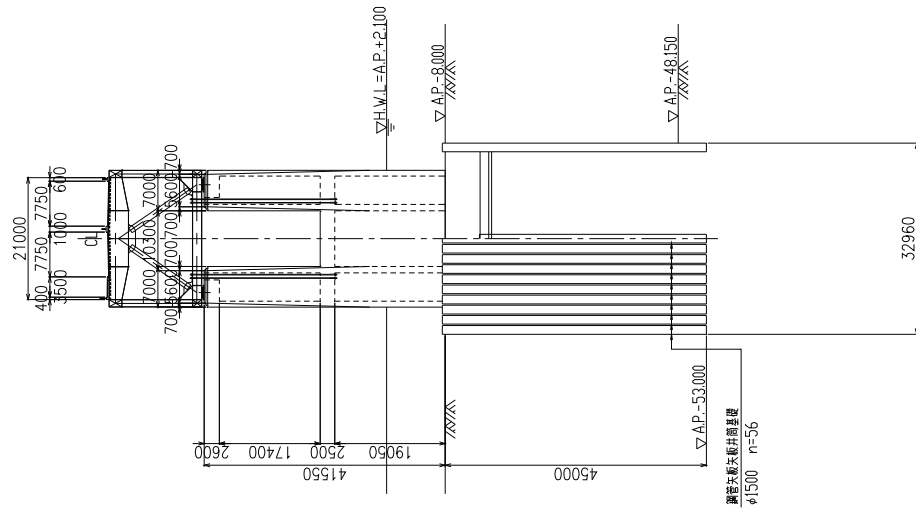


図-1.19 主橋梁全体一般図 (その2)

1.5 下部構造基本設計の課題に対する検討方針と結果

本橋における、基本設計(概略設計)時の下部構造部の耐震設計条件の技術的課題における検討内容について述べる。

レベル1地震動の静的安定計算における基礎構造の許容変位量については「道路橋示方書」¹⁾から基礎構造の弾性挙動範囲を確認することにより許容変位量(50mm)の緩和の可能性および具体的許容変位量について検討した。

解析方法についてはひずみレベルの違いによる地盤剛性の変化を考慮し、ボーリング調査より得られたG/Go曲線(第2章参照)から図-1.20に示す応力ひずみ曲線を設定し、これを立体非線形FEM解析の要素物性値として入力した。解析モデルの基礎形状は図-1.21のとおりとし、図-1.21に示すように基礎上部に強制変位を加え地盤の応力状態を把握した。

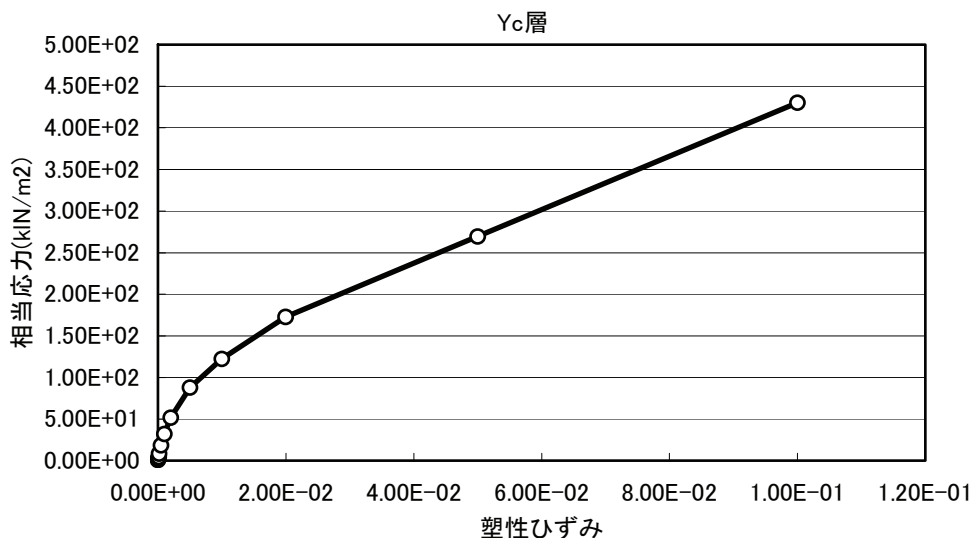


図-1.20 G/Go曲線を基にした応力ひずみ曲線

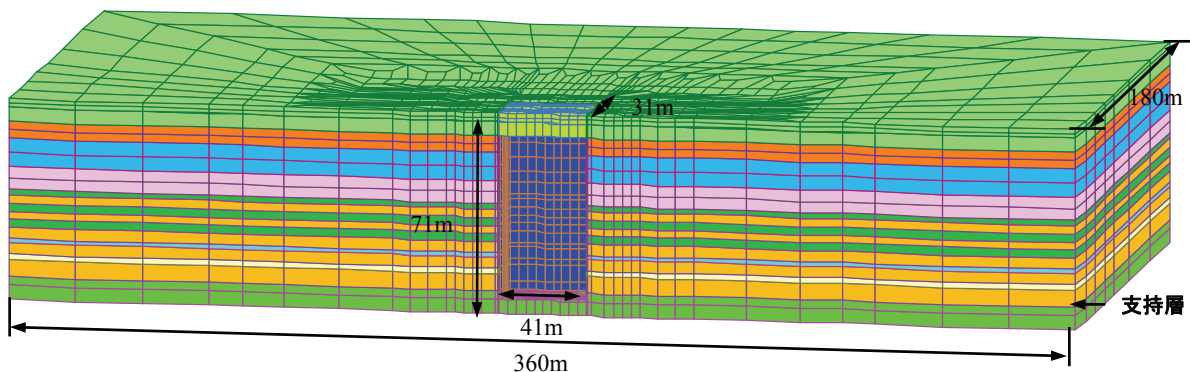


図-1.21 実基礎構造形状モデル

解析結果は、基礎構造の大型化に伴うひずみレベルの低下による地盤バネ値の増加量を定量化することができ、変位量を50mm以内とすることが可能となった。また、これによって、当初、現地盤面下3mの軟弱な土層の部分的な地盤改良を行うことにより、地盤抵抗を設計上考慮するか否かの検討も進めてきたが、基礎構造が「道路橋示方書」¹⁾の許容変位量内に収まったことにより、地盤改良を行わなくても、基礎の安定上の問題はないと判断した。

「道路橋示方書」¹⁾では地震時において地中構造物は地盤と同様の動きになると考え、耐震設計上の地盤面より下方の構造部分には地震力を作用させないとしている。しかしながら、本橋付近の地盤は軟弱で、単位体積重量も基礎躯体と比べ小さいことから、地盤と基礎との間に剛度差に起因する水平力が発生する可能性があると考えられたため、検討を行った。検討では、**図-1.22**に示すように、単位体積重量の大きいフーチングがその慣性力により地盤を水平方向に押す力を算出し、影響を把握することにした。解析方法としては**図-1.23**に示す2次元FEMモデルによる時刻歴解析とし、**表-1.6**に示す3ケースについて検討した。

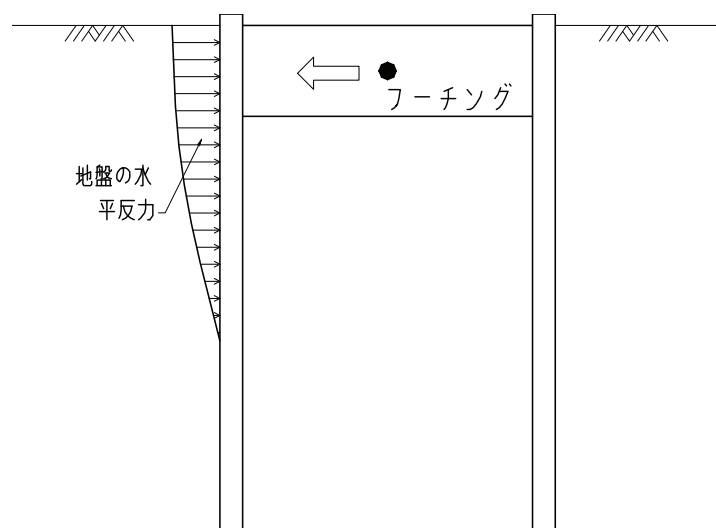


図-1.22 フーチング慣性力による影響

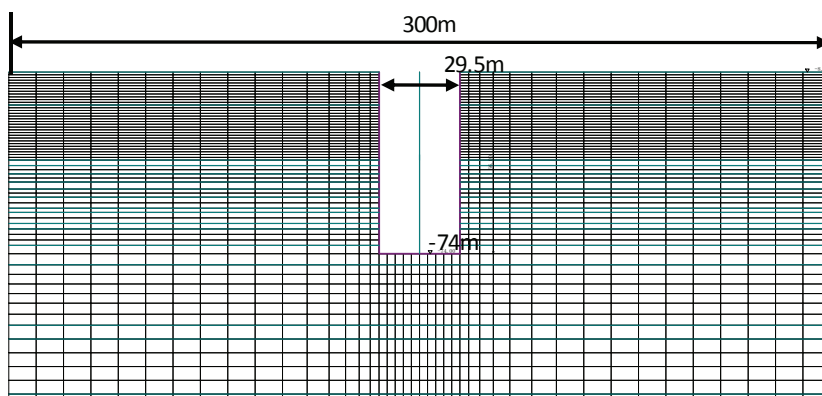


図-1.23 2次元FEM時刻歴解析モデル

表-1.6 地中部慣性力に係わる解析結果

	ケース1($\gamma=15$)	ケース2($\gamma=20$)	ケース3($\gamma=24.5$)
フーチングの重量 A(kN)	153,990	205,320	256,650
フーチングの最大慣性力 B(kN)	67,756	90,341	112,926
フーチングの最大震度 C(B/A)	0.44	0.44	0.44
水平力の合計 D(kN)	9,675	12,135	13,967
D/A	0.06	0.06	0.06

注1；表中 γ はフーチングの単位体積重量(kN/m³)

注2；入力地震動はレベル2(タイプ1)である。

注3；水平力の合計は水平力の明確な変化点である GL-19m までの合計とした。

解析検討の結果は表-1.6 に示すとおりである。フーチングの単位体積重量の増加による地盤と基礎工との間の水平力の増加は微少であり、地盤とフーチングとの単位体積重量の差が地盤に与える影響は少しであるが、地盤と基礎構造との間に剛度差に起因する水平力が発生しており、本橋の設計においては基礎構造の安定計算において地盤と基礎構造の間に発生する水平力を考慮した。

1.6 参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書，2002.3.
- 2) 社団法人 日本港湾協会：港湾の施設の技術条の基準・同解説，pp.46-51，2007.7.
- 3) 財団法人 首都高速道路技術センター：東京港連絡橋(吊橋部)の設計施工に関する調査研究報告書，1989.3.
- 4) 国土交通省関東地方整備局東京空港整備事務所：東京国際空港耐震設計総合検討調査(耐震性検討編)報告書，2001.
- 5) 国土交通省関東地方整備局東京空港整備事務所：東京国際空港東側ターミナル上層道路北側取付橋梁細部設計報告書，2000.
- 6) 社団法人 土木学会：東京港トンネル工事誌，1977.
- 7) 長谷川明機，馬淵浩司，草野成一：東京湾横断道路大口径鋼管杭の水平載荷試験について，第23回日本道路公団業務研究発表会論文集.
- 8) 本山蒔，川口廣：大口径鋼管杭の載荷試験(実杭における支持力の確認)，第23回土質工学研究発表会，1988.
- 9) 宮林秀次，本山蒔：海上における大口径鋼管杭の載荷試験について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，1987.
- 10) 中本泰弘，樺山好幸，高橋敏之，安達靖夫，安永正三：東京湾横断道路大口径鋼管杭鉛直載荷試験，第25回土質工学研究発表会，1990.
- 11) 春日正己，小林克美，大里睦男，朝倉光夫，高橋邦夫：東京国際空港 杭の鉛直・水平載荷試験報告，1991.
- 12) 木村敦，樺山好幸，安達靖夫，本間政幸，荒田透：東京湾横断道路 大口径鋼管杭鉛直載荷試験(その2)，第26回土質工学研究発表会，1991.
- 13) 片山猛，樺山好幸，安達靖夫：東京湾横断道路載荷試験結果に基づく大径鋼管杭の支持力機構，第45回年次学術講演会講演概要集，1990.

- 14)本間政幸, 荒田透, 木村敦: 東京湾横断道路 大口径鋼管杭載荷試験, 第 19 回日本道路会議一般論文集, 1991.
- 15)春日正己, 千田國善, 昆幸三, 高橋邦夫, 森隆: 東京国際空港立体駐車場(南棟)杭の鉛直載荷試験報告, 第 27 回土質工学研究発表会, 1992.
- 16)飯田久雄, 岩淵守義, 小林克美, 高橋邦夫, 田崎和之: 東京国際空港中央南北連絡橋杭の鉛直水平載荷試験報告, 第 27 回土質工学研究発表会, 1992.
- 17)本間政幸, 澤井廣之, 塩井幸武, 吉田修: 東京湾横断道路大口径鋼管杭載荷試験(その 3), 第 28 回土質工学研究発表会, 1993.
- 18)本間富美夫, 並松由克, 鶴東俊哉: 三原大橋における試験結果報告—鋼管矢板における載荷試験・施工試験について—: 第 40 回北海道開発局技術研究発表会発表概要集, 1996.
- 19)佐々木慎一, 赤石浩司, 伊東靖彦: 美原大橋における鋼管矢板の施工管理—動的載荷試験を用いた鋼管矢板の施工管理について—, 第 41 回北海道開発局技術研究発表会発表概要集, 1997.
- 20)伊東靖彦, 本田幸一, 赤石浩司, 大貫浩幸, 宮川昌宏: 動的載荷試験を用いた大規模鋼管矢板基礎の支持力管理, 土木学会第 53 回年次学術講演会概要集, 1998.
- 21)水間収三, 田公雅比古, 香田純忠, 長谷川憲孝, 岩村栄世, 永谷達也: 神戸空港島連絡橋梁下部工における大口径鋼管杭の衝撃載荷試験, 第 37 回地盤工学研究発表会, 2002.
- 22)水間収三, 田公雅比古, 香田純忠, 長谷川憲孝, 岩村栄世, 永谷達也: 大口径鋼管杭の衝撃載荷試験結果に基づく試験方法の考察, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, 2002.
- 23)横山好幸, 本間政幸, 片山猛, 丸山隆: 東京湾横断道路大口径鋼管杭鉛直載荷試験, 土と基礎 VOL.40, NO.2, 1992.
- 24)丸山隆英: 羽田沖合展開における鋼管杭の設計, 基礎工, 1992.9.
- 25)森信介, 山口隆史, 野異地巧, 兵道正明: 東京湾横断道路の鋼管杭載荷試験, 住友建設技術研究所所報 No.20, 1993. 26)
- 26)吉田修, 本間政幸, 加藤久人: 立杭の設計・鋼管杭の載荷試験, 土木技術 vol.47, No.5, 1992.

27)辻秀紀, 宮林秀次, 本山蒔: 大口径鋼管杭の載荷試験(関西国際空港連絡橋), 土と基礎 Vol.36, No.7, 1988.

28)寺田昌史, 岸本敏宏, 大村啓一, 秋里乃武宏, 堀越研一: 動的載荷試験を活用した鋼管杭の支持力管理, 基礎工, 1999.7.

29)本田幸一, 赤石浩司, 高玉波夫, 並松由克: 美原大橋主塔基礎形式の検討について, 基礎工, 1997.9.

30)金山功, 平山操, 松宮英康, 沢井広隆, 西村真二: 中部国際空港ターミナルビル新築工事における急速載荷試験, 基礎工, 2002.8.

31)(独)土木研究所, (株)構造計画研究所, パシフィックコンサルタンツ(株), 八千代エンジニアリング(株), オイルレス工業(株), 川口金属工業(株), 三協オイルレス工業(株), 日本鑄造(株), (株)ビービーエム: 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の開発に関する共同研究報告書(その1), 2005.7.

32)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, 1998.

33)伊津野和行, 袴田文雄, 志村敦: 機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 1999.7.

34)江藤慶三, 浜田信彦, 伊津野和行, 松本巧, 西田晃久: 都市内高架橋における既設鋼桁橋への機能分離型支承の概要, 鋼構造年次論文報告集 No.7, 1999.11.

35)監崎達也, 伊津野和行: すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 2001.8.

36)長澤光弥, 鈴木威, 足立幸朗, 西森孝三: 機能分離型支承を用いた橋梁における支承鉛直反力の変動に関する検討, 土木学会第57回年次学術講演会, 2002.9.

37)藤田亮一, 森敦, 金冶英貞, 伊津野和行: すべり免震支承システムのパラメータが橋梁応答に及ぼす影響, 地震工学論文集, 2003.12.

38)藤田亮一, 森敦, 金冶英貞, 伊津野和行: すべり免震支承のモデル化および地震動入力条件の違いが橋梁応答に及ぼす影響, 第7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, 2004.1.

39)矢田部浩， 運上茂樹：すべり系免震支承の摩擦履歴モデルの初期剛性と減衰タイプの違いが地震応答に与える影響， 地震工学論文集， 2003.12.

40)矢田部浩， 運上茂樹：すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一考察， 第7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， 2004.1.

41)日比雅一， 高橋良和， 家村浩和：振動台実験によるすべり免震支承の速度・面圧依存型数値モデルの検証， 土木学会第58回年次学術講演会， 2003.9.

42)家村浩和， 高橋良和， 柳川智史， 日比雅一：支持部軸力変動に着目した滑り免震橋梁振動台実験， 地震工学論文集， 2003.12.

43)鶴野禎史， 比志島康久， 和田正明， 河東鎬， 玉木利裕， 小川一志， 西田徹：摩擦減衰型免震装置の残留変位解除機構に関する実験的研究， 土木学会第53回年次学術講演会， 1998.10.

44)玉木利裕， 小川一志， 河東鎬， 西田徹， 比志島康久， 鶴野禎史， 和田正明：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的研究， 土木学会第53回年次学術講演会， 1998.10.

45)玉木利裕， 小川一志， 森本千秋， 比志島康久， 鶴野禎史：摩擦減衰免震装置の簡易設計法に関する一考察， 土木学会第54回年次学術講演会， 1999.9.

46)鈴木森晶， 青木徹彦， 森下宣明， 前野裕文， 鶴野禎史， 森重行雄：鋼製支承と高減衰ゴムダンパーによる機能分離型支承の耐震性能試験， 第26回地震工学研究発表会講演論文集， 2001.8.

47)鶴野禎史， 森重行雄， 沖森克文， 森下宣明， 播金昭浩， 吉光友雄：機能分離型支承用ダンパーの特性試験， 土木学会第57回年次学術講演会， 2002.9.

48)炭村透， 鶴野禎史， 北澤理仁：各種すべり材の摩擦特性に関する基礎的研究， 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， 2003.1.

49)玉木利裕， 坂井藤一， 小川一志， 斎藤敏雄， 小林秀和， 河東鎬：免震支承に関する実験的研究(免震ゴム支承の振動台実験)， 土木学会第52回年次学術講演会， 1997.9.

50)橋本靖智， 河東鎬， 小川一志， 磯江暁， 玉木利裕：摩擦減衰型免震装置と橋脚の非線形性を同時に考慮した連続高架橋の挙動， 土木学会第54回年次学術講演会， 1999.9.

51)友澤武昭，星谷勝，矢部正明：オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基本的検討，構造工学論文集，2000.3.

52)友澤武昭，星谷勝，矢部正明，尾山靖史：すべり支承の摩擦係数のばらつきが橋梁の非線形応答に与える影響，土木学会第55回年次学術講演会，2000.9.

53)森下宣明，前野裕文，鶴野禎史，森重行雄，青木徹彦，竹内孝徳：鋼製支承とダンパーの組み合わせによる機能分離型支承の特性試験，土木学会第56回年次学術講演会，2001.10.

54) 国土交通省港湾局：港湾小六法.

55)社団法人 日本道路協会：道路構造令の運用と解説，2004.2.

56)日本橋梁建設協会：日本の橋-多彩な鋼橋の百年史，朝倉書店，pp.82-85，1994.6.

57)建設省土木研究所：土木研究所資料第1175号，矢板式基礎の設計法(その1)，(その2)，(その3)，(1977.2)，(1978.6)，(1977.3).

58)横山好幸，本間政幸，片山猛，丸山隆：東京湾横断道路大口径鋼管杭鉛直載荷試験，土と基礎，Vol.40，No.2，pp.47-52，1992.

第2章 設計方法の検討

2.1 設計上の特徴と既往の耐震設計方法

2.1.1 本橋における設計上の特徴

本橋の構造形式および設計上の特徴として以下の項目が挙げられる。

- 1) 主橋梁部は鋼製のトラス・ボックス構造、アプローチ部は鋼製の箱桁構造となっている。このため、上部構造系の振動特性が異なっている。
- 2) 基礎構造形式は大規模な鋼管矢板井筒形式の基礎であり、基礎の平面規模が大きい(第3章参照)。
- 3) 周辺地盤は軟弱な沖積層が30～40m堆積している。このため、地盤変位が卓越する性状がある。
- 4) トラス・ボックス構造を受ける橋脚(MP2, MP3)(**図-2.1**参照)では、機能分離型すべり免震支承を適用し地震時安全性を確保している(第4章参照)。
- 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ケーブルを設置している。

以上から、本橋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り、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(基礎バネ-上部構造骨組モデル)で表し、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、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。

ここで、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、前述における問題がなく、主橋梁部の基本設計において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。

本章では、東京ゲートブリッジ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¹⁾について述べる。

2.1.2 地盤-構造物の動的相互作用についての既往の研究²⁾

構造物の地震時の挙動が地盤によって大きく異なることは広く知られている。ここで、地盤が堅固であれば、地盤と構造物の間で力のやり取りは発生するが、動的な相互作用の影響は小さい。一方、本橋の建設位置のように地盤が軟弱な場合では、振動が構造物から伝搬すると地盤の応答が大きな影響を受け、地盤の剛性が基礎と比較して小さいため、基礎の存在が地盤に影響を与えやすい。このため、地盤と構造物の間で動的な相互作用が顕著となる。また、本橋のように深い杭基礎構造は地盤変位の影響を強く受ける。

動的な相互作用の影響は、地盤条件はもとより基礎形式や上部構造との関連において決まり、一般的な判断は下せることが出来ない。このため、地盤、基礎形式、構造物の条件を考慮して動的相互作用の影響を設計に導入することが必要となる。動的な地盤と構造物の動的な相互作用を考慮した研究の歴史は1980年代から盛んに行われており、その一部について下記に示す。

①土岐憲三, 三浦房紀:地盤-構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文集Vol. 317, pp. 61-68, 1982. 1.

②森雅美, 佐藤紘志, 小暮幹太:土-構造物系の非線形動的相互作用, 構造工学論文集 Vol. 35A, pp. 1319-1328, 1989. 3.

③原田隆典, 坂梨和彦, ウィルソングルジェス:地盤との動的相互作用を考慮した連続橋の周期と減衰定数の評価方法, 土木学会論文集 No. 489/I-27, pp. 235-242, 1994. 4.

④石原哲哉, 三浦房紀:構造物-杭-地盤系の相互作用解析における3次元解析と2次元解析との比較, 土木学会論文集 No. 501/I-29, pp. 123-131, 1994. 10.

⑤永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征:基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 593-602, 1996. 3.

⑥葛西昭, 河村康文, 宇佐美勉:鋼製橋脚-基礎-地盤連成系の大地震挙動, 構造工学論文集Vol. 46A, pp. 745-756, 2000. 3.

⑦森伸一郎, 平田昭博:地盤-杭基礎構造物系の地震応答に及ぼす系構成要素の非線形性の影響, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 469-478, 2002. 3.

⑧土岐憲三, 清野純史, 小野祐輔, 古川愛子:杭基礎-地盤系における非弾性挙動を考慮した相互作用バネのモデル化について, 土木学会論文集 No. 710/I-60, pp. 235-245, 2002. 7.

地盤と構造物の動的相互作用現象において重要なことは、④で石原らが述べているが、地盤が波動伝播の媒体として3次元性および無限境界を有すること、さらに軟弱地盤においては地盤の材料非線形性を有する点である。しかしながら、これらの特性を考慮して地盤と構造物の動的相互作用系を解析するのは困難であるため、一般的な橋梁の耐震設計において取り入れられているのは少ない。

このため、④、⑤、⑧等において簡易化した解析モデルの検証が行われている。

道路橋の耐震設計では、基礎に地盤バネと減衰定数を与えることにより、慣性力相互作用を考慮することが多い。レベル2地震動においてもレベル1地震動と同じ地盤バネが用いられ、地盤バネが過大となるため、結果的に固有周期を短く評価する傾向があると考えられる。減衰定数については土質および基礎形式の種別によらずに一律の値が用いられるのが実状である。「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」³⁾では入力相互作用を考慮しているが一般的にはまだ少ない。

しかしながら、動的相互作用を出来る限り設計へ反映させ、合理的な照査を行えば、経済的な断面となり、本橋のように軟弱な地盤に深く根入れさせる鋼管杭基礎構造の場合、耐震安全性確保の観点からも地盤変位の影響について設計へ取り入れるべきと考える。本橋においては、前項で述べたように「基礎バネ-上部構造骨組モデル」、 「地盤-基礎モデル」の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を採用し、軟弱地盤上に建設される、免震機能を有する長大橋梁の耐震設計を実施する。

2.2 設計条件

2.2.1 地盤条件と土質定数

東京港第三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~Dc3, Ds1~Ds3, Dg1), 江戸川層(Ds6, Dc5, Dg4), 上総層(Ds7, Ds8, Dc6, Dg5)(-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。

東京ゲートブリッジの支持層は、東京第三航路より中央防波堤外側埋立地区側は A.P.-70m 付近の 7 号地層の第 3 砂層あるいは砂礫層(Dg1)とし、若洲地区側は AP-50m 付近から 7 号地第 2 砂層(Ds2)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(A.P.-125~130m 付近)とした。

路線全体の地層構成を図-2.1 に示す。

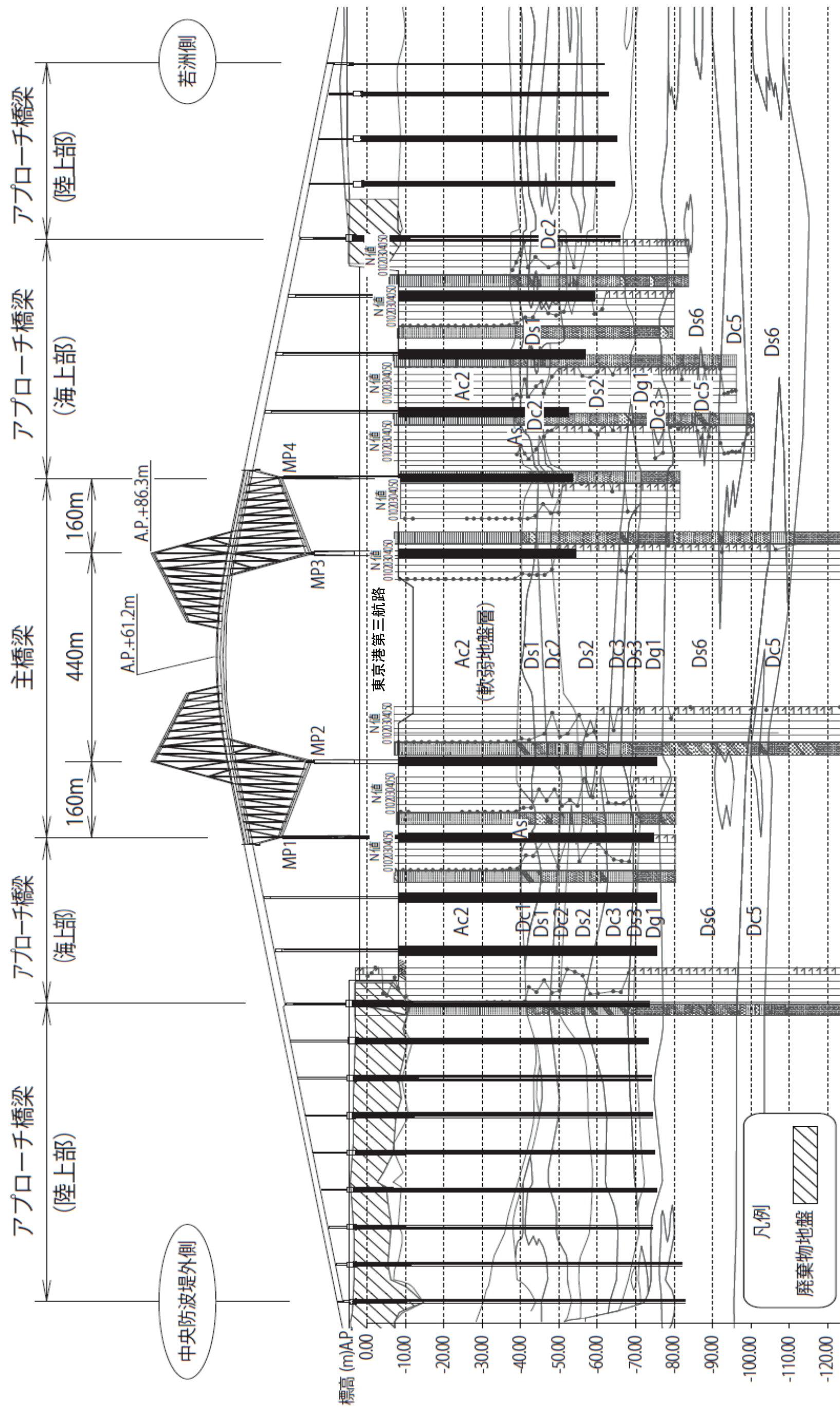


図-2.1 東京ゲートブリッジの地盤構成と構造概略図

次に土質定数の設定方法について述べる。なお、詳細設計時に設計パラメータの見直しを実施している(第3章参照)。

N値は各層のボーリング結果の平均的な値として設定した。粘着力はAc2層の粘着力は一軸圧縮試験結果を基に設定した。Dc1,2層の粘着力はGL-30m以深の土質試料は応力解放の影響が大きく、一軸圧縮試験で求まる強度は低めの値を示すと言われていることから、三軸圧縮試験結果(CU：圧密非排水試験)を基に設定した。三軸圧縮試験を基にした粘着力は平均的値の75%とした。

せん断抵抗角 ϕ は、「道路橋示方書」²⁾に示される式 $\phi=4.8\log N1+21(N1=170N/(Pvo'+70))$ 、 Pvo' は有効上載圧)、及び「港湾の施設の技術上の基準」³⁾に示される式 $\phi=25+3.2\sqrt{100N/(70+Pvo')}$ があるが、ここでは、海上としての地域性から「港湾の施設の技術上の基準」³⁾に示される式 $\phi=25+3.2\sqrt{100N/(70+Pvo')}$ を用いて設定した。Dg1層は、深度が深くN値を最大50として内部摩擦角を算出すると $\phi=4^\circ$ となり、洪積礫層としては非常に小さな値となってしまうことから、換算N値を使用して算出した。

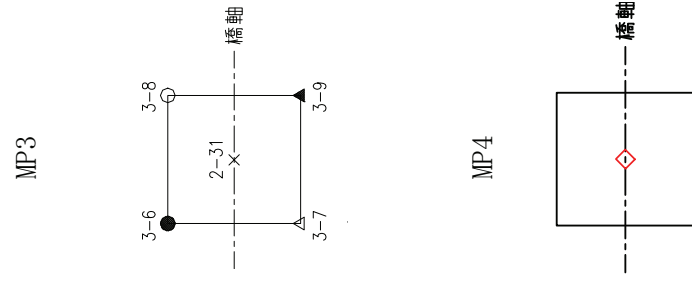
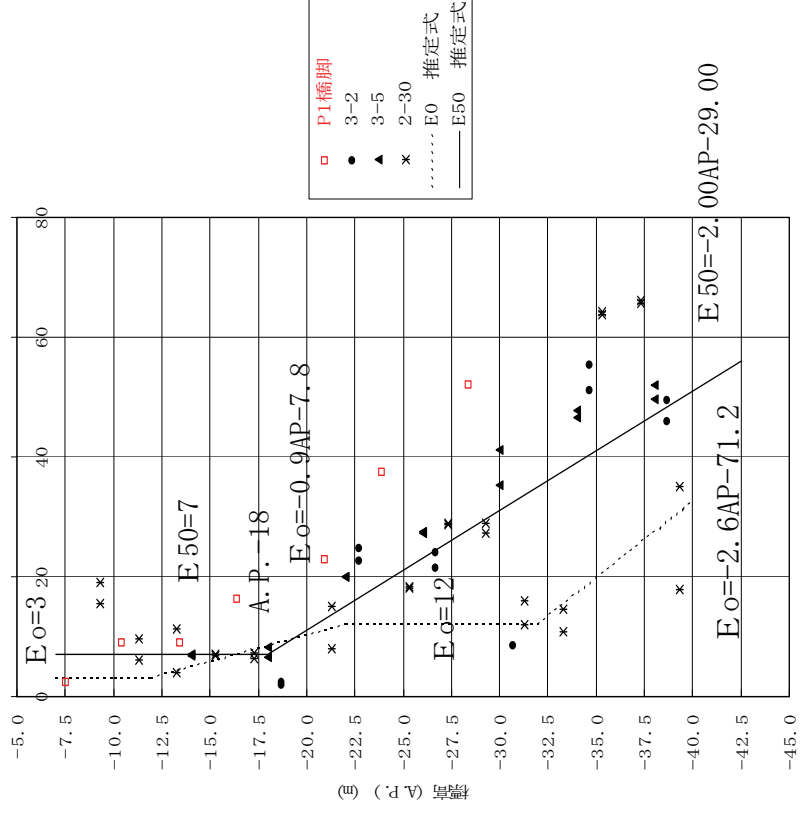
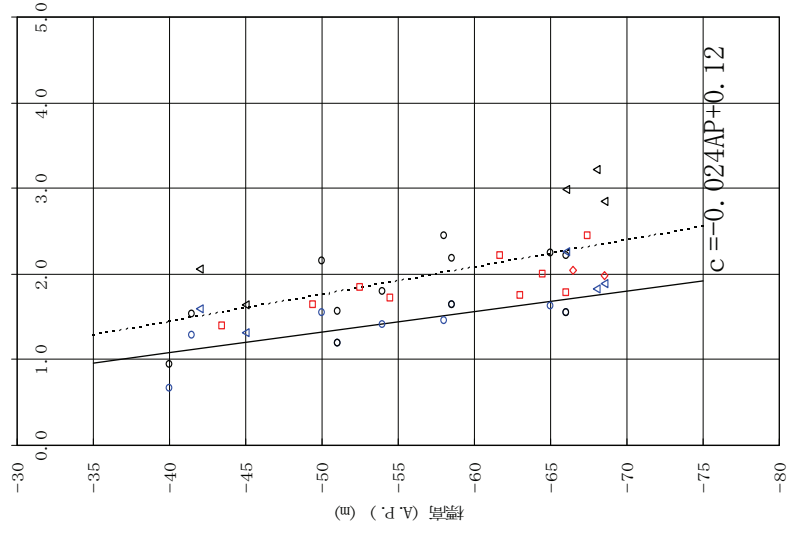
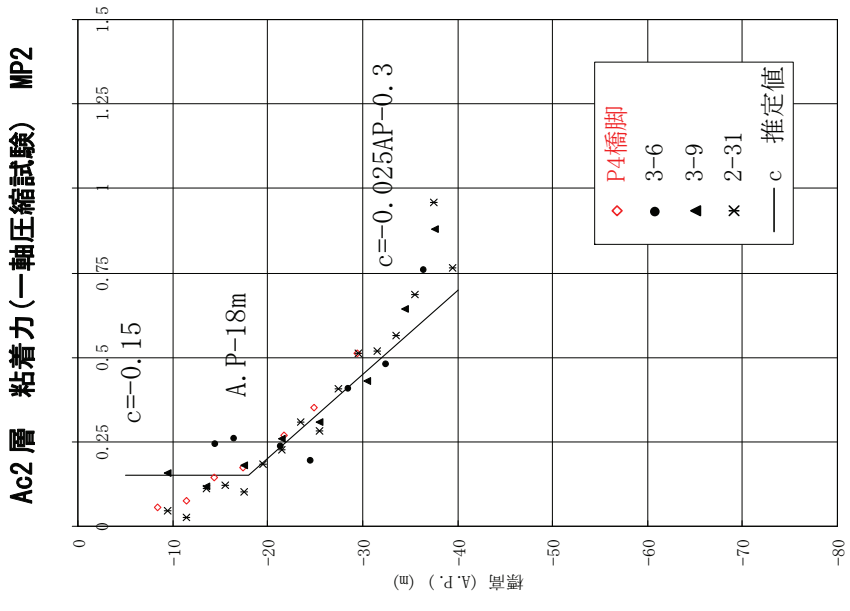
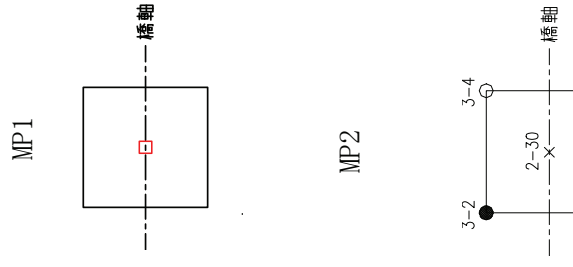
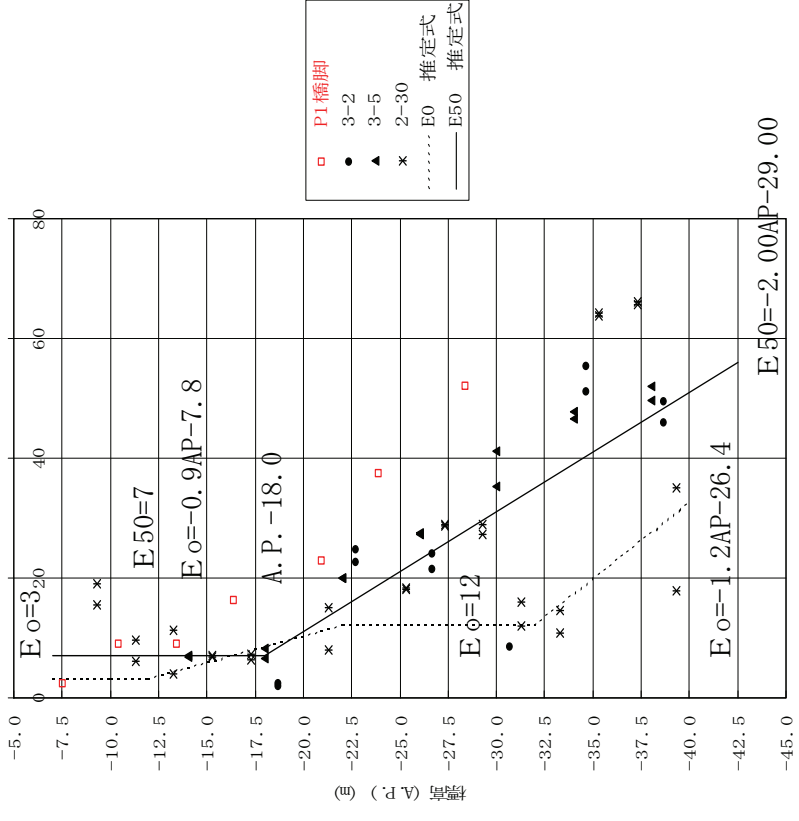
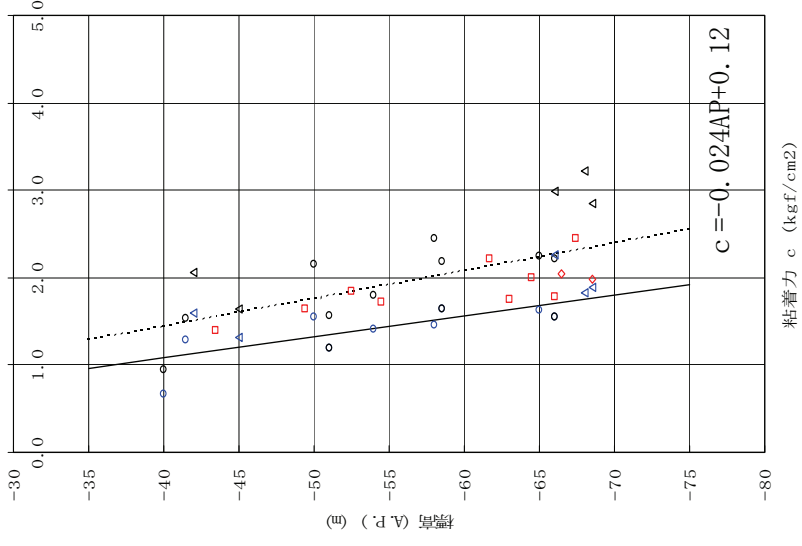
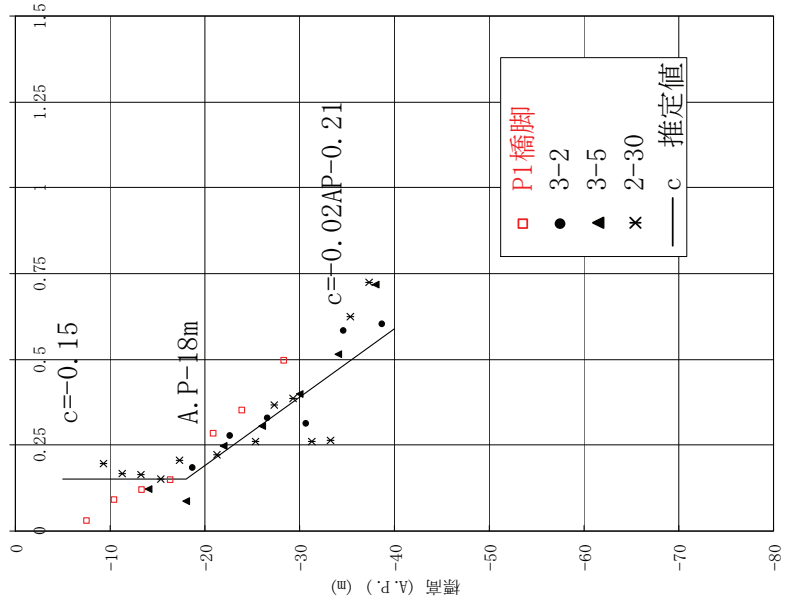
単位体積重量 γ は室内試験結果をもとに設定した。室内試験結果がないDg1層については「道路橋示方書」²⁾に示される一般的な値を使用した。水中単位体積重量については、試験結果から設定される湿潤単位体積重量が飽和土の値であると考えられることから、湿潤重量から 10kN/m^3 を差し引いた値に設定した。

変形係数は、Ac2層では海上部での採用実績の多い一軸圧縮試験結果を基に設定した。孔内水平載荷試験の結果は、粘着力との比率から考えて過小な値となっている可能性が高いと判断した。Dc1,2層の変形係数は三軸圧縮試験の結果を基に設定した。GL-30m以深の土質試料は応力解放の影響が大きく一軸圧縮試験の信頼性が劣ると考えられる。また、孔内水平載荷試験の結果は、粘着力との比率から考えて過小な値となっている可能性が高いと判断した。Ds1,2層及びDg1層については孔内水平載荷試験結果より設定した。

以上から、設定した主橋梁部(MP2, MP3)の土質定数を表-2.1に示す。また、図-2.2に粘着力、変形係数の設定方法について示す。

表-2.1 主橋脚部(MP2, MP3)土質定数

	N 値		粘着力 C(kN/m ²)		せん断抵抗角 ϕ (°)		単位体積重量 γ (kN/m ³)		変形係数(kN/m ²)	
	MP2	MP3	MP2	MP3	MP2	MP3	MP2	MP3	MP2	MP3
Ac2層	0	0	図-2.2 参照		—		15.0	15.0	図-2.2 参照	
Dc1層	10	4	図-2.2 参照		—		18.0	18.0	15,000	5,000
Dc2層	10	10	図-2.2 参照		—		18.0	18.0	15,000	15,000
Ds1層	20	15	—		32	32	18.5	18.5	10,000	10,000
Ds2層	50	50	—		36	38	19.5	19.5	20,000	20,000
Dg1層	50	50	—		40	40	20.0	20.0	80,000	60,000



Ac2層 粘着力(一軸圧縮試験) MP3

Dc1, 2層 粘着力(三軸圧縮試験) MP3

Ac2層 変形係数(一軸圧縮試験) MP3

凡例

図-2.2 土質定数

2.2.2 目標耐震性能

本橋の耐震性能は、「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 橋の重要度の区分」⁴⁾に基づき B 種の橋に準じて「耐震性能 2」を目標とした。表-2.2 に設計地震動と目標耐震性能を示す。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。

表-2.2 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」 ⁴⁾ 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)	兵庫県南部地震の観測波を基盤面に調整した基盤面波	

注；表中^{*}については次節参照

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」⁴⁾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」⁴⁾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。

2.3 入力地震波の検討

2.3.1 耐震設計上の入力地震波

本橋は動的サブストラクチャー法で設計をおこなうが、その解析の特殊性および本橋の基本思想から解析に用いる地震波を設定する。

地震波は、レベル1地震動、レベル2地震動(タイプⅠ,タイプⅡ)の3種類に大きく分類⁴⁾される。前節2.2.2目標耐震性能の設定に示すとおり、レベル2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、本橋のように橋脚に塑性化を許さない橋梁の場合、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。

構造物にもっとも影響を与える地震波の選定については、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3次元フレームで組んだ3次元立体フレームによる線形時刻歴応答解析とした。解析モデル図を図-2.3に示す。なお、上部構造における橋軸方向の固有周期は2.0秒、橋軸直角方向は3.4秒である。

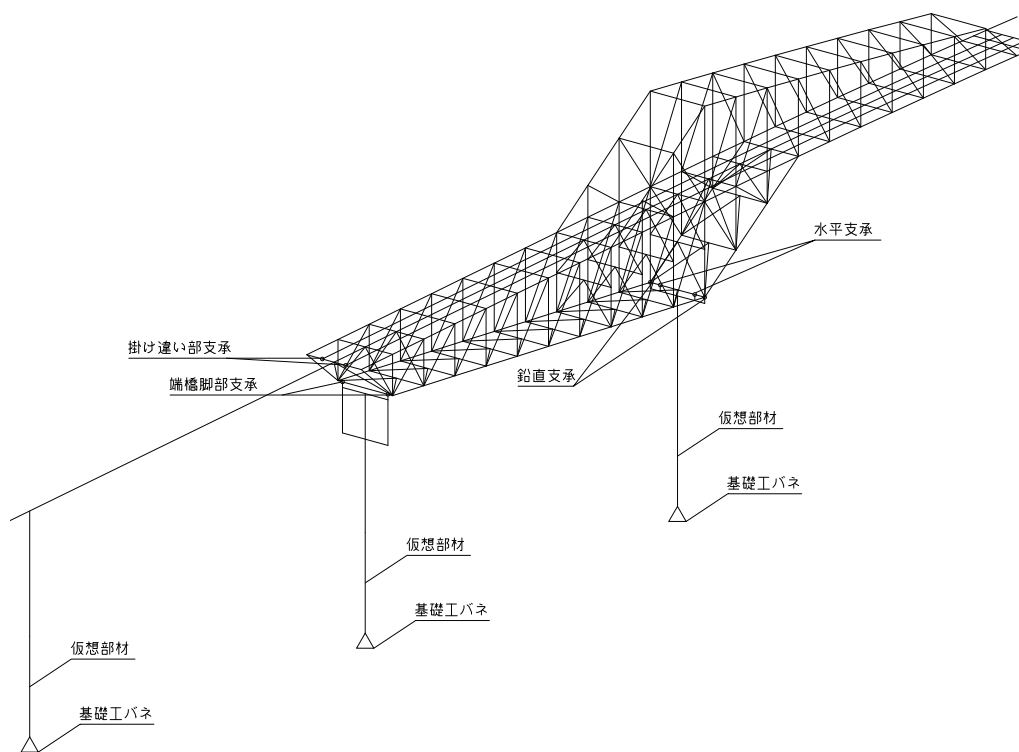


図-2.3 解析モデル概要図

2.3.2 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する。本橋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」⁵⁾に、道路橋としては「道路橋示方書」⁴⁾に準拠することになる。

「港湾の施設の技術上の基準」⁵⁾では、護岸などのマッシブ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。一方、「道路橋示方書」⁴⁾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。

本橋の固有周期は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¹⁾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」⁴⁾では、本橋の設計基盤面A.P.-128mにおける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」⁴⁾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(開北橋波)を基盤面波として用いることにした。ここで、**図-2.4**にRamberg-Osgoodモデル(以下R-Oモデルと略称する)で地表面で得られた加速度応答スペクトルを示す。

道示 I 種地盤レベル1地震波

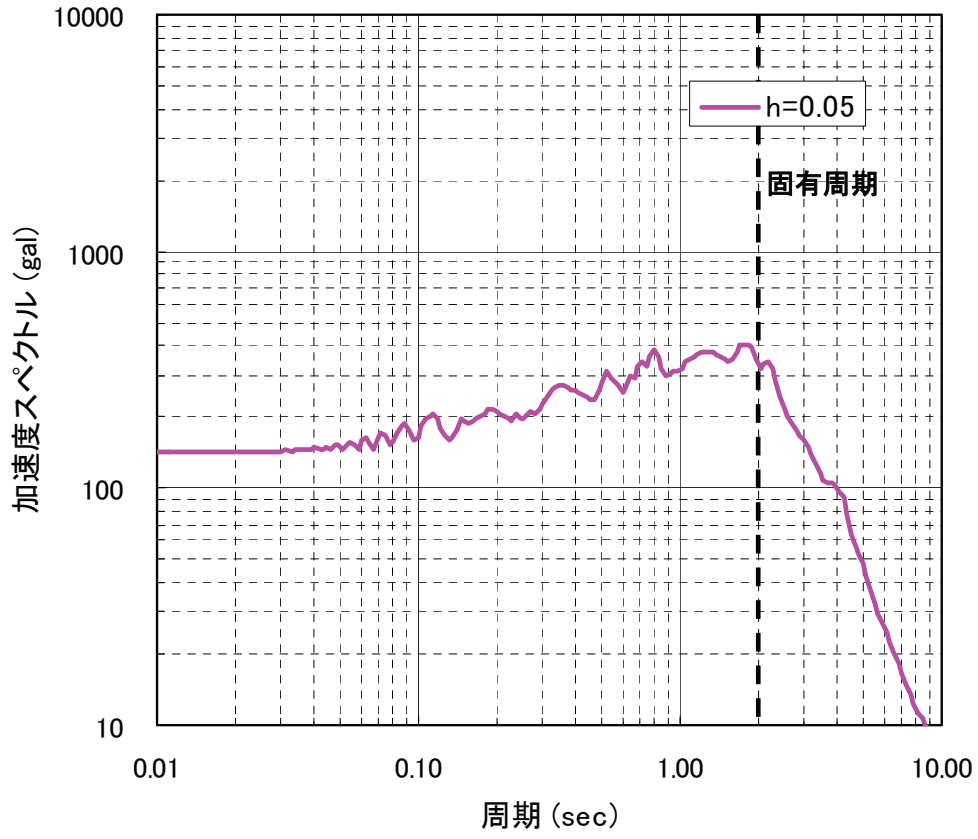


図-2.4 レベル1 加速度応答スペクトル

2.3.3 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⁴⁾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」⁴⁾と「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁵⁾に示されている各種レベル2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)」⁶⁾、「東京における地震被害の想定に関する調査研究(H3.8)」⁷⁾を参考に断層パラメータ⁸⁾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-2.5に示す。

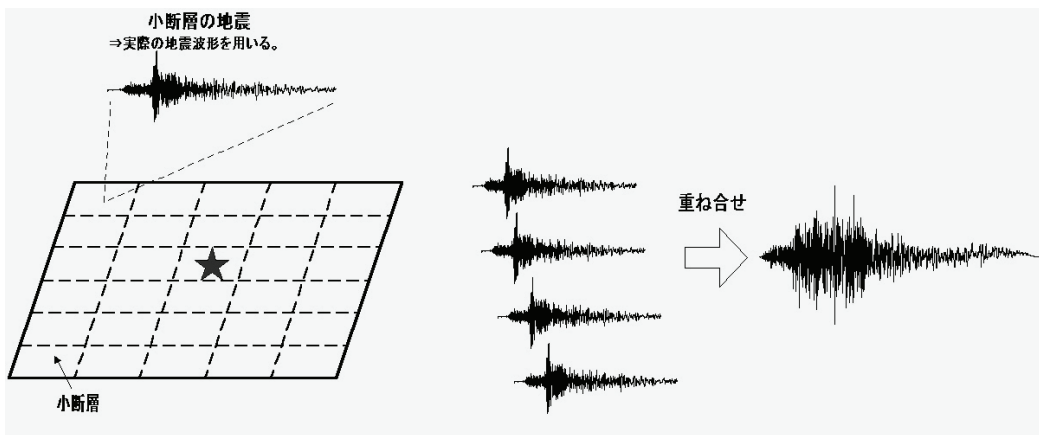
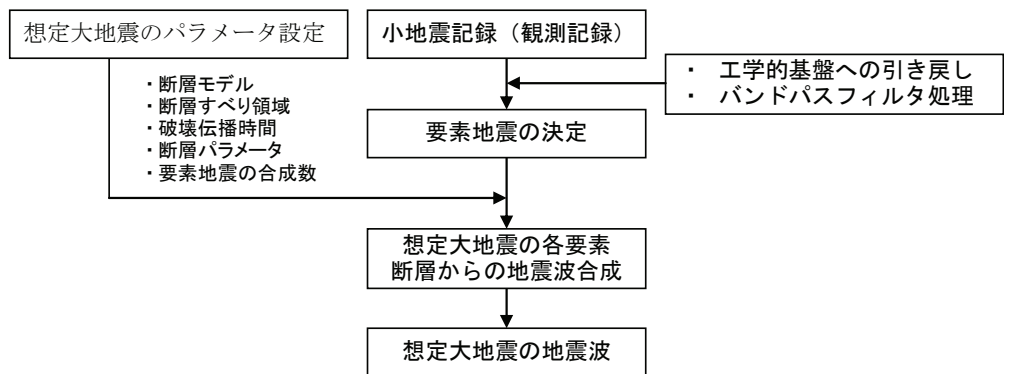


図-2.5 入力地震動の検討フロー図

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。入力した東京波を図-2.6、2.7に示す。ここで、図-2.6に見られるスパイク(図中赤丸)の出る要因としては、桁間衝突や計算誤差と考えている。しかしながら、積極的に取り除く根拠がないことから、問題としては認識しているが本橋設計時にはそのまま利用した。

最大値: 534.7 (gal) 時刻: 38.38 (sec)

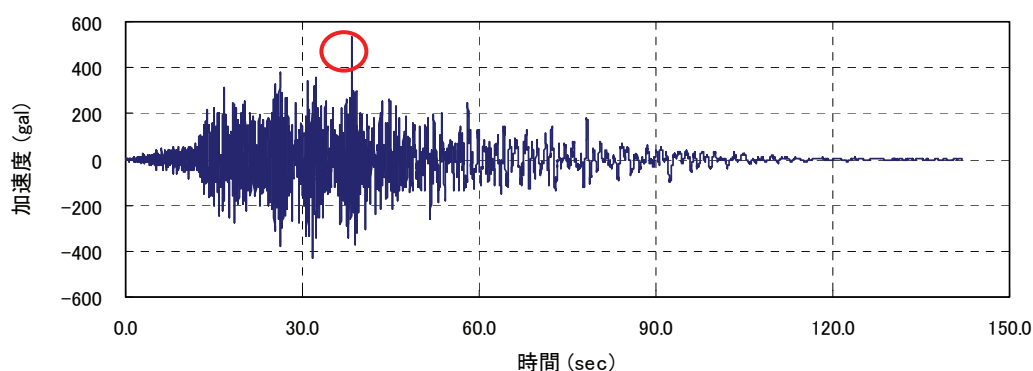


図-2.6 レベル2タイプI 東京波 NS

最大値: 314.0 (gal) 時刻: 31.81 (sec)

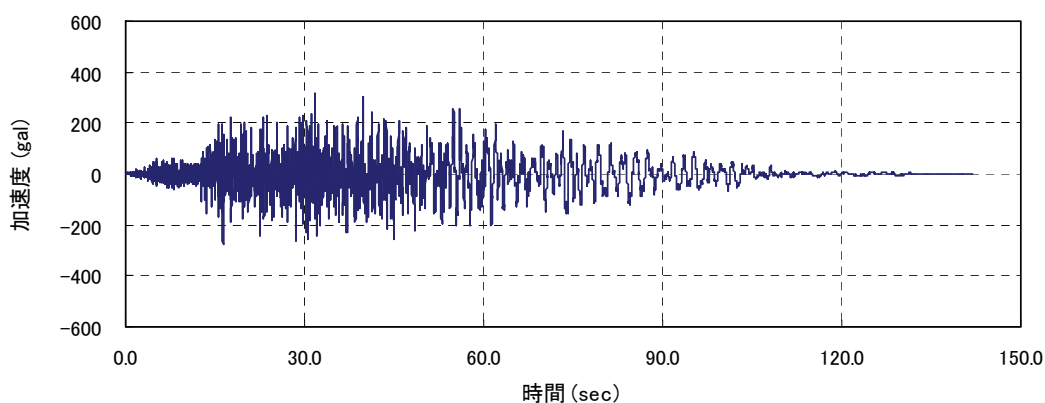


図-2.7 レベル2タイプI 東京波 EW

図-2.8 に得られた加速度応答スペクトルを示す。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」⁴⁾よりも安全側である。

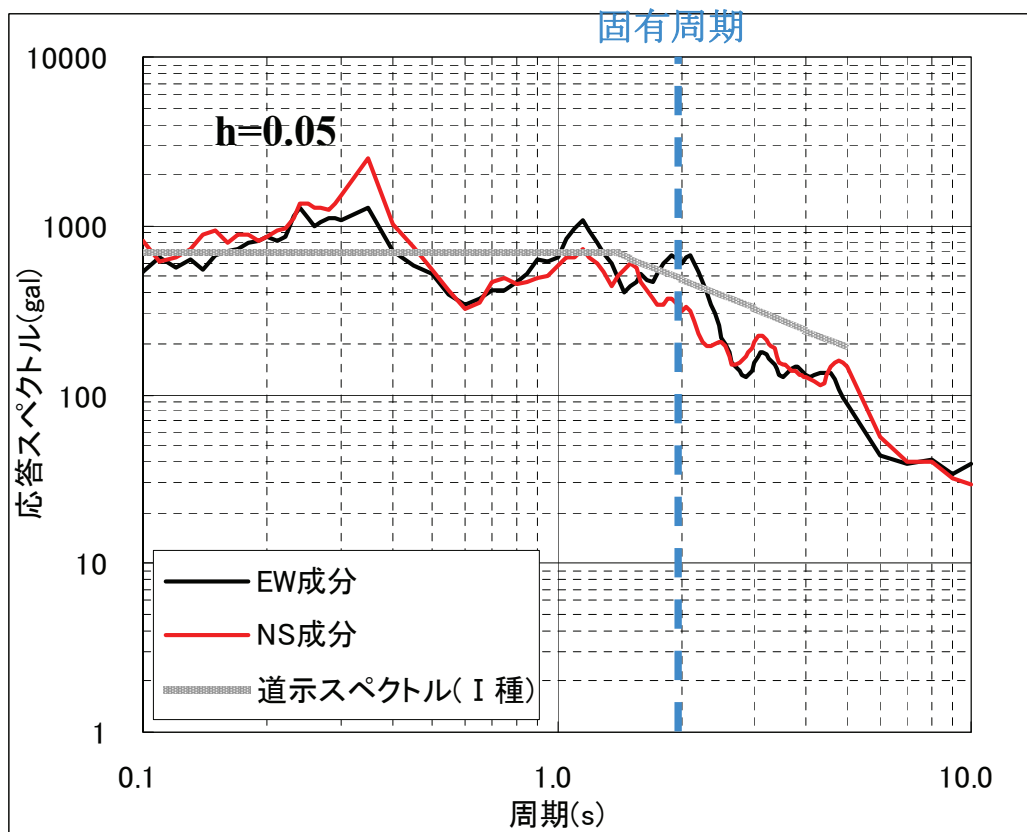


図-2.8 加速度応答スペクトル

2.3.4 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⁴⁾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-2.3の4地点(東神戸大橋はHA, HBの2地点)の記録がある。

表-2.3 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 ⁹⁾	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調整し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-2.9に表-2.3の観測波(2E)¹⁰⁾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。

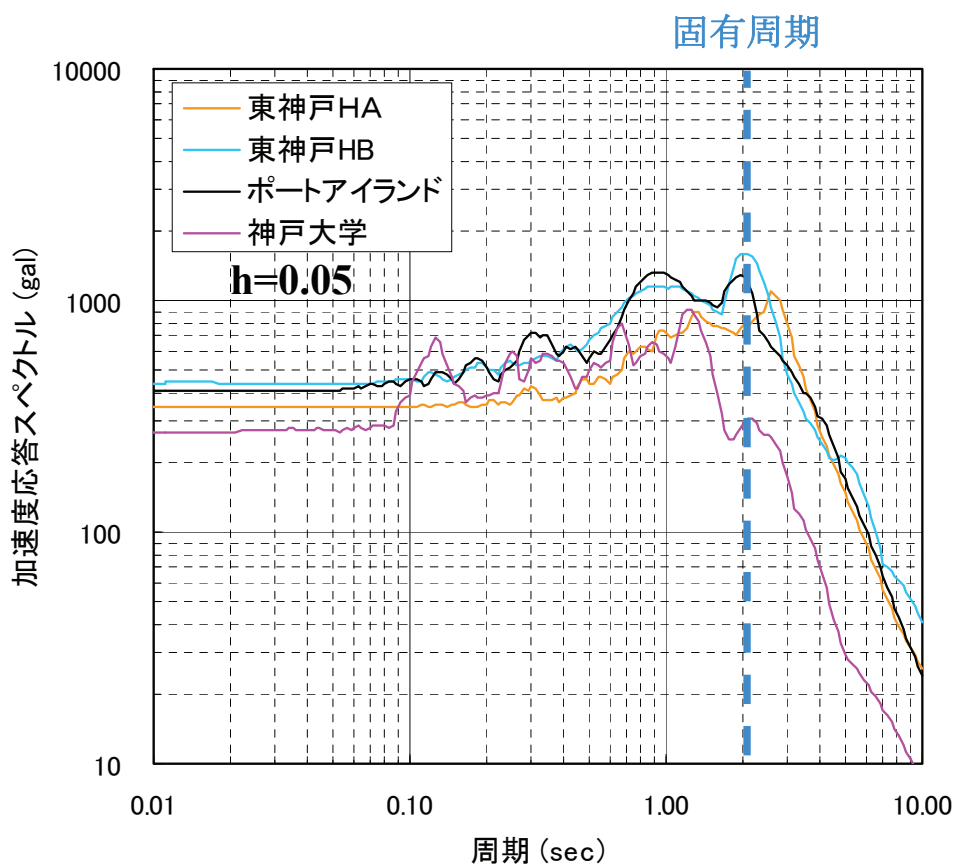


図-2.9 レベル2タイプⅡ地表面スペクトル比較

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、本橋は機能分離型すべり免震支承(以下、すべり型免震支承と略称)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。基礎照査位置での基礎反力および比率(最大反力東神戸HB波を1とした比率)を図-2.10に示す。

【橋軸方向】						【橋軸直角方向】							
波形	基礎反力			東神戸HBを分母にした比率			波形	基礎反力			東神戸HBを分母にした比率		
	軸力 N kN	せん断 S kN	モーメント M kN・m	軸力 N kN	せん断 S kN	モーメント M kN・m		軸力 N kN	せん断 S kN	モーメント M kN・m	軸力 N kN	せん断 S kN	モーメント M kN・m
波形	東神戸HB			東神戸HB			波形	東神戸HB			東神戸HB		
MP2	439.580	161.670	2,471.800	1.000	1.000	1.000	MP2	387.940	142.650	2,563.800	1.000	1.000	1.000
MP3	434.320	160.490	2,443.900	1.000	1.000	1.000	MP3	386.710	144.720	2,571.500	1.000	1.000	1.000
波形	東神戸HA			東神戸HA			波形	東神戸HA			東神戸HA		
MP2	410.890	100.270	2,014.800	0.935	0.620	0.815	MP2	386.240	94.617	1,949.900	0.996	0.663	0.761
MP3	417.280	97.058	2,020.600	0.961	0.605	0.827	MP3	385.410	93.427	1,937.500	0.997	0.646	0.753
波形	ポートアイランド			ポートアイランド			波形	ポートアイランド			ポートアイランド		
MP2	437.840	122.920	2,113.600	0.996	0.760	0.855	MP2	388.650	121.430	2,149.300	1.002	0.851	0.838
MP3	436.050	123.420	2,135.900	1.004	0.769	0.874	MP3	386.210	122.460	2,158.300	0.999	0.846	0.839
波形	東京波NS			東京波NS			波形	東京波NS			東京波NS		
MP2	402.970	70.692	1,300.800	0.917	0.437	0.526	MP2	387.140	63.832	1,735.800	0.998	0.447	0.677
MP3	401.920	70.591	1,278.100	0.925	0.440	0.523	MP3	384.800	61.357	1,741.200	0.995	0.424	0.677
波形	東京波EW			東京波EW			波形	東京波EW			東京波EW		
MP2	411.960	70.448	1,262.500	0.937	0.436	0.511	MP2	386.370	69.005	1,719.300	0.996	0.484	0.671
MP3	411.470	68.505	1,228.200	0.947	0.427	0.503	MP3	384.840	69.247	1,691.300	0.995	0.478	0.658
波形	レベル1			レベル1			波形	レベル1			レベル1		
MP2	396.840	41.724	895.610	0.903	0.258	0.362	MP2	384.930	33.345	1,034.900	0.992	0.234	0.404
MP3	396.330	40.890	863.140	0.913	0.255	0.353	MP3	384.560	33.205	1,023.300	0.994	0.229	0.398

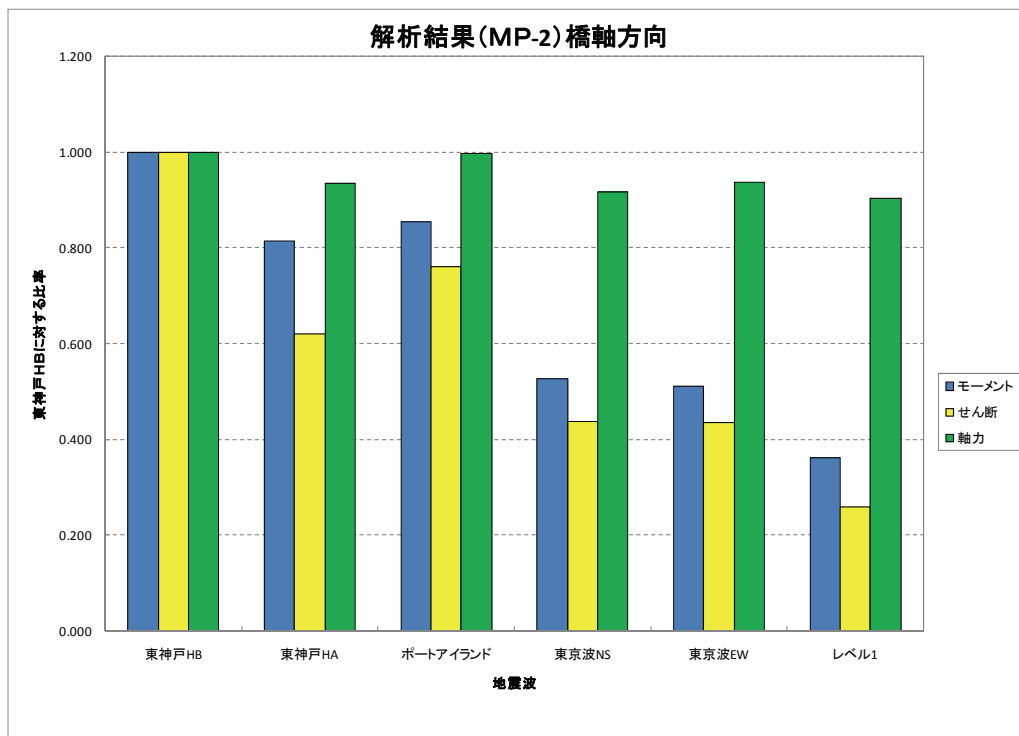


図-2.10① 基礎反力比較(橋軸方向)

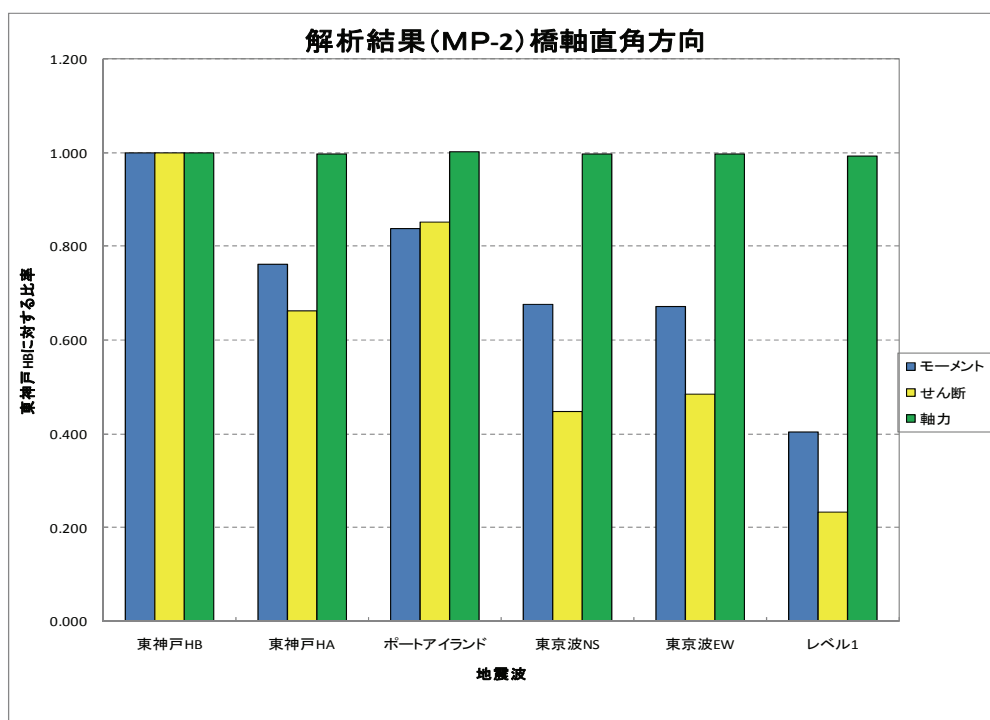


図-2.10② 基礎反力比較(橋軸直角方向)

以上から、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。

図-2.11~13に設定した基盤入力波の時刻歴波形を示す。

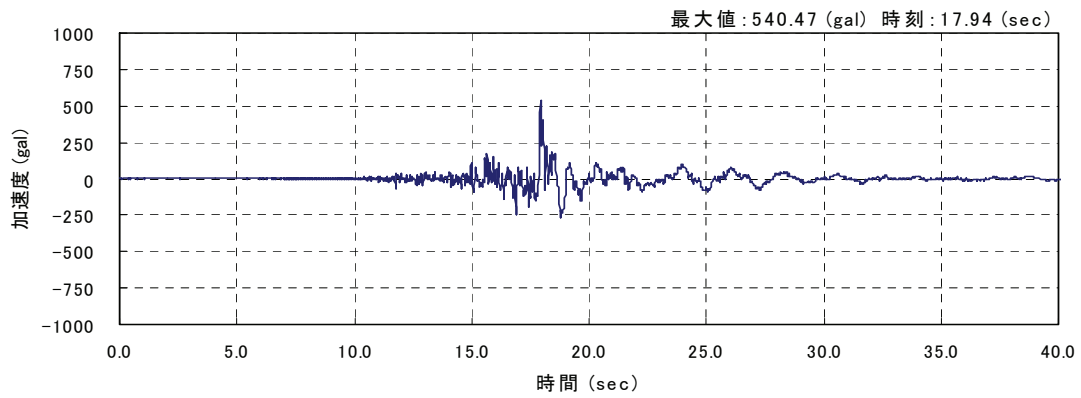


図-2.11 レベル2タイプⅡ 東神戸大橋 HA

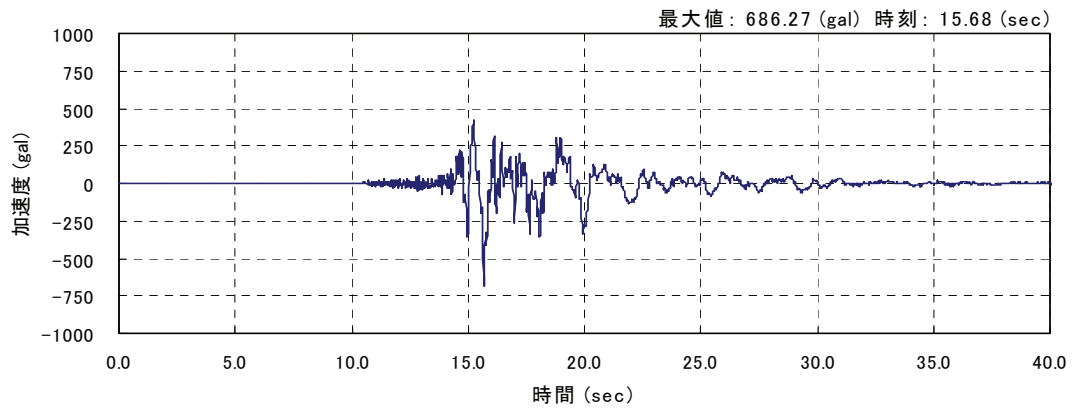


図-2.12 レベル2タイプⅡ 東神戸大橋 HB

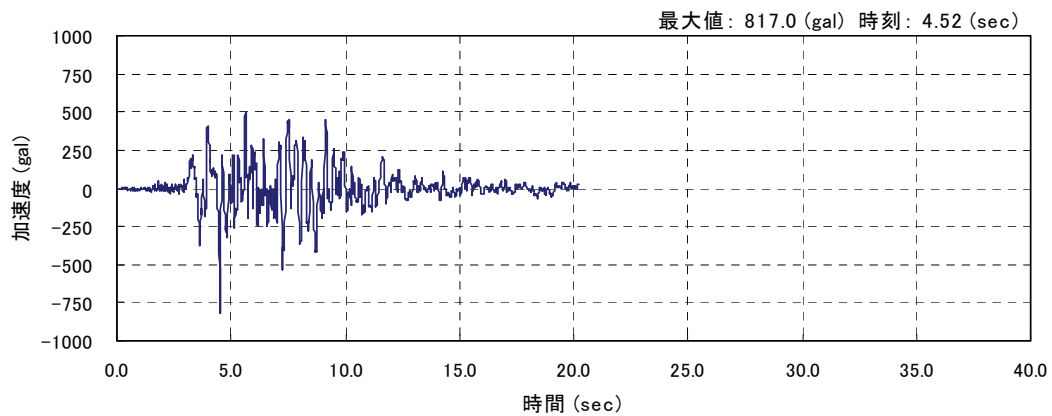


図-2.13 レベル2タイプⅡ ポートアイランド

2.4 動的サブストラクチャー法による耐震設計

2.4.1 地盤－構造物相互作用を考慮した耐震設計の必要性と手順

本橋梁は、すべり型免震支承を用いた免震設計を採用しており、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、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、レベル1は「道路橋示方書」⁴⁾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、レベル2は架橋地点の特性を考慮して地震波を設定している。レベル2タイプI(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。レベル2タイプII(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。

ここで、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-2.14に示す。

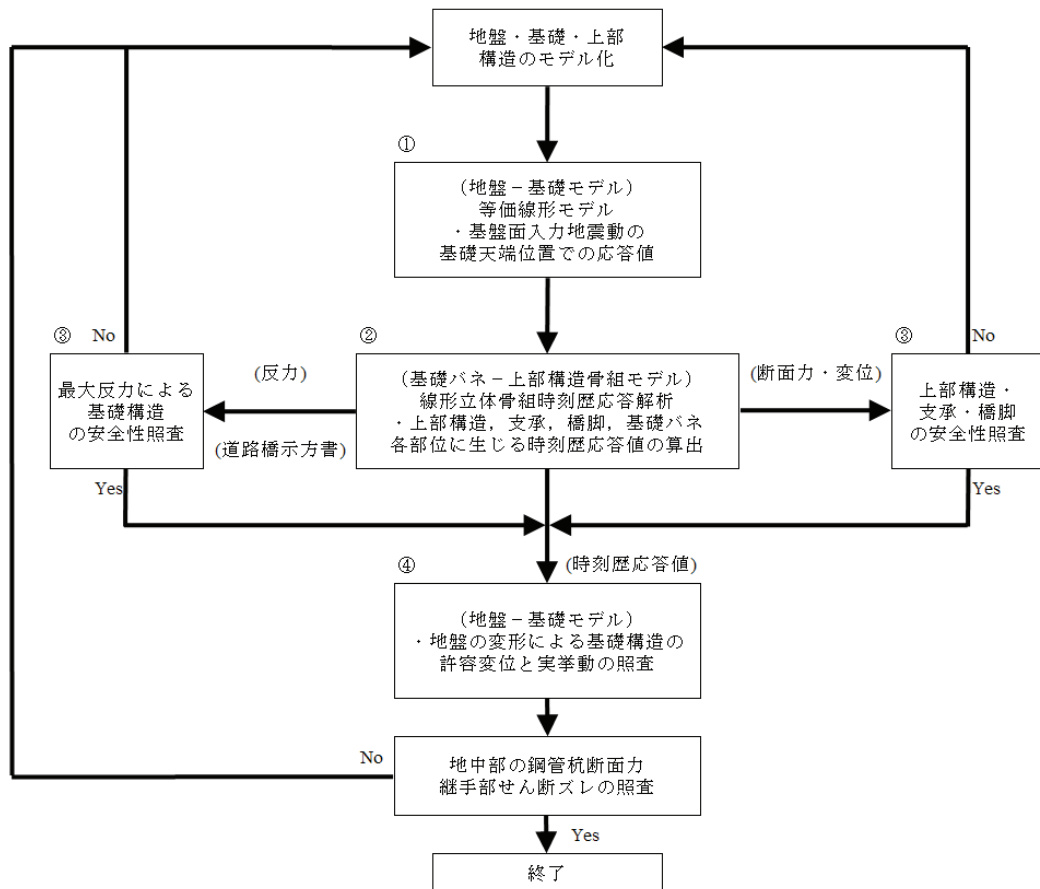


図-2.14 耐震設計フロー

図-2.14中の①「地盤-基礎モデル」と②「基礎バネ-上部構造骨組モデル」の解析イメージを図-2.15に示す。

①「地盤-基礎モデル」は基礎より入力する地震動が、鋼管矢板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。②「基礎バネ-上部構造骨組モデル」は基礎天端より上にある構造物(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、①「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前頁図-2.14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、②「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-2.14中③に示す「道路橋示方書」⁴⁾に準じた方法で鋼管矢板井筒基礎の安全性照査を行っているが、地盤の変形によって生ずる鋼管矢板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(表-2.3参照)。

今回の設計では対象となる構造物が軟弱地盤条件下にあるため、鋼管矢板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-2.14中④)。

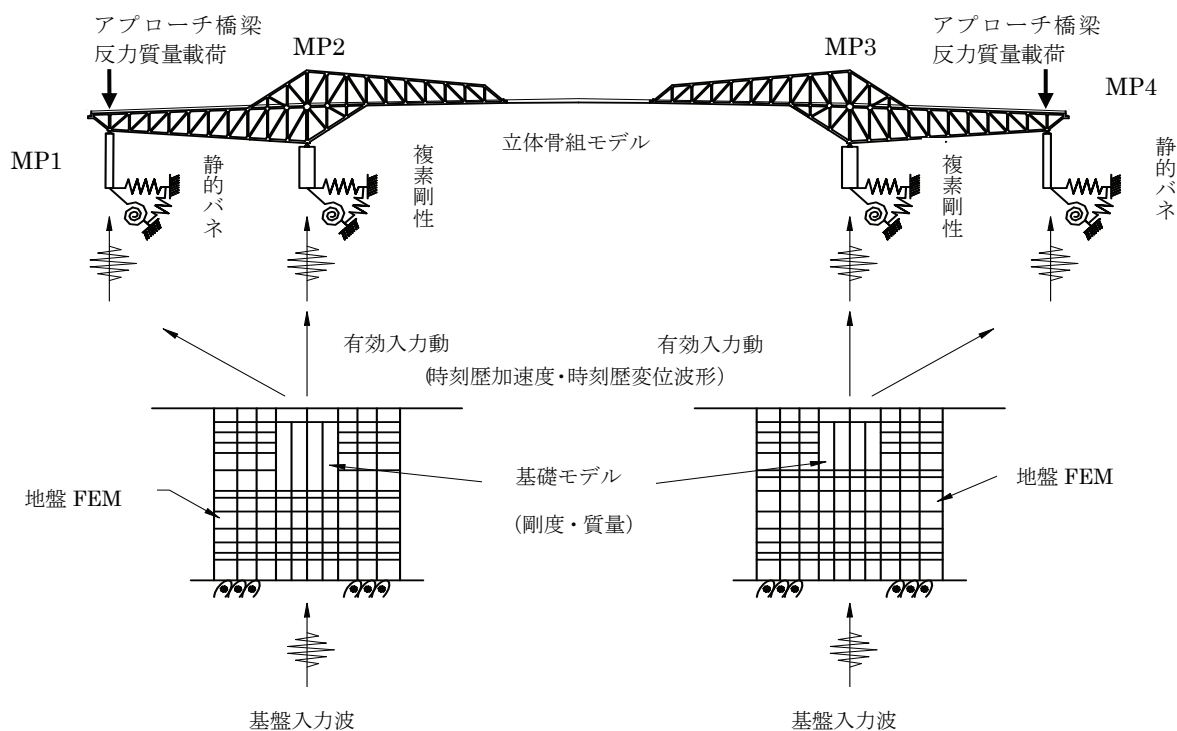


図-2.15 地震応答解析イメージ

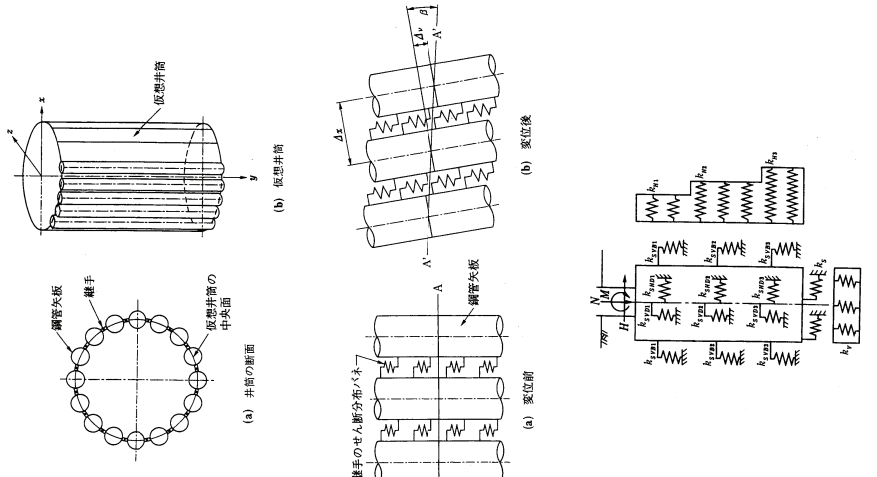
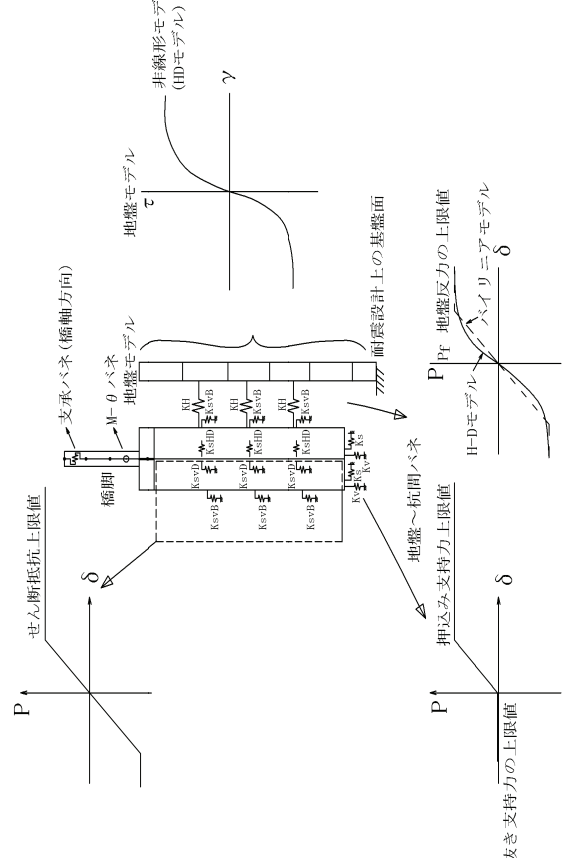
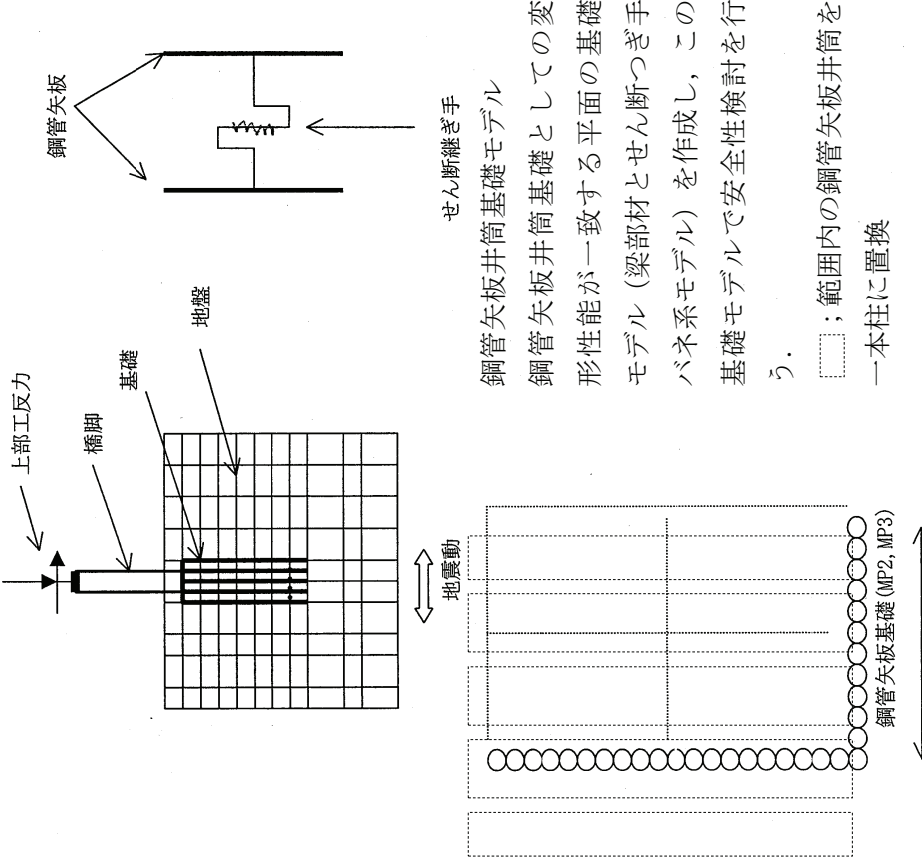
2.4.2 基礎の安全性の検討方針

基礎の安全性検討モデルは「道路橋示方書」⁴⁾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」⁴⁾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(図-2.13 中③)。

しかしながら、主橋梁部 MP2, MP3 の基礎構造は基本設計時において、平面規模が橋軸直角方向 40m, 橋軸方向 31m, 杭長は MP2 が 70m, MP3 が 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」⁴⁾の範疇を超えている。また、架橋地点は N 値 0 の軟弱な沖積粘性土が 30~40m 堆積しており、その下には砂層と粘土層の互層がある(図-2.1 参照)。なお、本橋における要求性能としてレベル 2 地震動に対しても弾性挙動内に抑えるとしている(本章 2 節 2 項参照)。

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り、評価方法についても確立されていない。しかしながら、動的サブストラクチャー法による地震解析における最終ステップとして、基礎の安全性を詳細に照査するために、地盤変位の影響について評価を行う必要があると判断し、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、基礎の規模が主橋梁部と比較し大きくない(20m×20m)ことから、有効入力の影響がそれほど大きくないと判断した。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。表-2.4 に基礎の安全性の検討モデルについて検討した結果を示す。

表-2.4 基礎の安全性検討モデル検討結果

	<p>(1) 「道路橋示方書」⁴⁾の方法</p> 	<p>(2) Penzien モデル</p> 	<p>(3) 2次元 FEM モデル</p> 
<p>モデルの概要</p>	<p>基礎天端に静的荷重を作用し、安全性の検討をおこなう</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造物モデルは「道路橋示方書」⁴⁾と同じモデルとする ・ 地盤のみの1次元モデルを作成する ・ 地盤と構造物の間にバネを設置する <p>このモデルにより安全性の検討をおこなう</p>	<p>鋼管矢板井筒基礎モデル 鋼管矢板井筒基礎としての変形性能が一致する平面の基礎モデル（梁部材とせん断つぎ手バネ系モデル）を作成し、この基礎モデルで安全性検討を行う。</p> <p>せん断つぎ手 鋼管矢板井筒基礎モデル 鋼管矢板井筒基礎としての変形性能が一致する平面の基礎モデル（梁部材とせん断つぎ手バネ系モデル）を作成し、この基礎モデルで安全性検討を行う。</p> <p>□；範囲内の鋼管矢板井筒を一本柱に置換</p>
<p>メリット</p>	<ul style="list-style-type: none"> 1)標準的な方法である 2)ツールが充実している 3)簡便である 4)既往の設計実績は多い 	<ul style="list-style-type: none"> 1)地盤変位の影響が考慮できない 2)慣性力と地盤変位の時間のズレが考慮できない 3)比較的簡便である 	<ul style="list-style-type: none"> 1)地盤変位の影響が考慮できる 2)慣性力と地盤変位の時間のズレが考慮できる 3)有効入力の影響が直接評価できる 4)3次元骨組解析による応答結果との整合がとれる
<p>デメリット</p>	<ul style="list-style-type: none"> 1)地盤変位の影響が考慮できない 2)慣性力と地盤変位の時間のズレが考慮できない 	<ul style="list-style-type: none"> 1)有効入力の影響が直接評価できない 2)3次元骨組解析による応答結果との整合はとれない 	<ul style="list-style-type: none"> 1)基礎モデルを構築する部分が煩雑である

2.5 一次元非線形 FEM 解析

2.5.1 解析方法

1) 解析方法

橋脚基礎周辺の地盤と橋脚基礎を FEM モデルにモデル化，2.3 節で設定した地震波を入力し，橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向それぞれについて，A.P.-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，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。

2) 解析モデル

当該モデルでは、A.P.-128.0mを耐震設計上の基盤面としてA.P.-11.0mからA.P.-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、A.P.-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。ここで、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、側面の境界条件はエネルギー伝達境界とし、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-2.16にMP2で用いた橋軸方向の解析モデルを示すが、境界条件、各要素の減衰は橋軸方向、橋軸直角方向同様である。

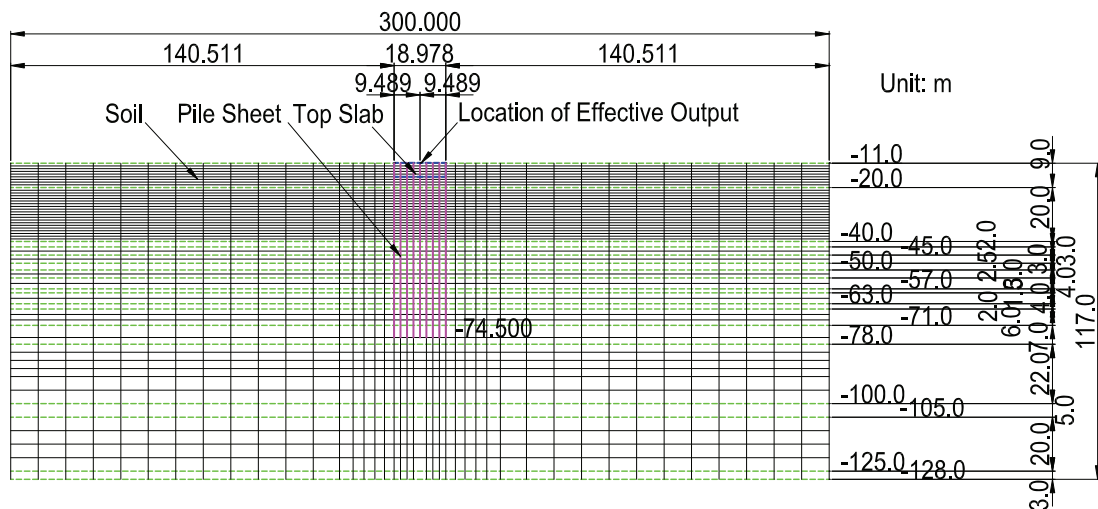


図-2.16 橋軸方向解析モデル参考図 (MP2)

3) 基礎構造物性値

鋼管矢板井筒基礎の形状を図-2.17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-2.5に示す。

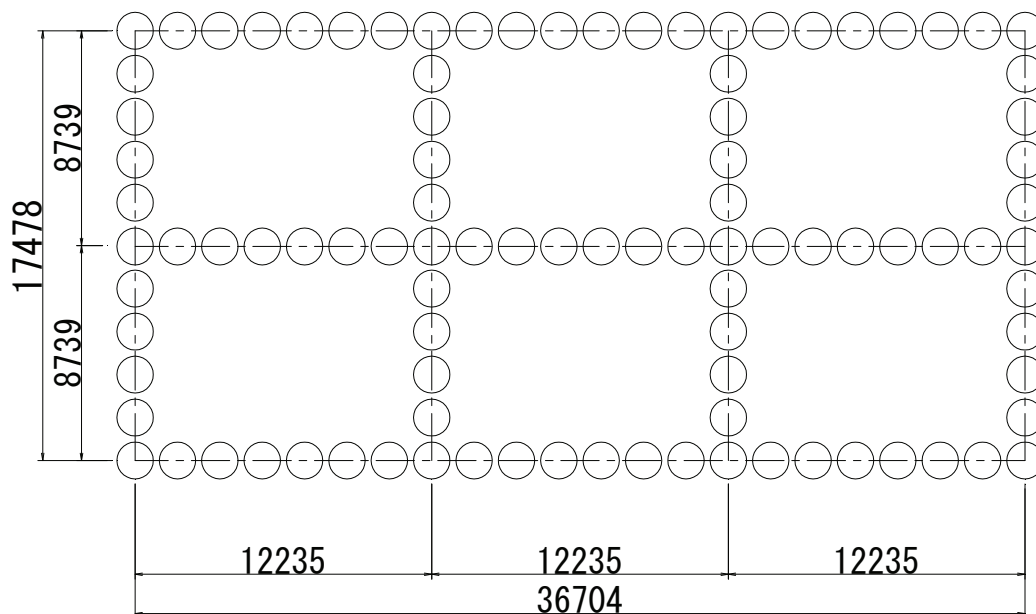


図-2.17 基礎形状図（詳細設計時断面）（MP2）

表-2.5 鋼管矢板ビーム要素諸元表

位置 A.P.(m)	ヤング係数 (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)
-11.0~-48.0	2.0×10 ⁸	77	8.829	306.35（橋軸方向）
				1016.64（橋軸直角方向）
-48.0~-75.5	2.0×10 ⁸	77	6.839	216.14（橋軸方向）
				740.04（橋軸直角方向）

ここで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/m³、中詰めコンクリート部分面積矢板1本あたり1.656m²)を考慮した。なお、頂版コンクリートのヤング係数は2.5×10⁷ kN/m²、単位体積重量は24.5 kN/m³である。

4) 地盤物性値

地盤の物性値(初期剛性 G_0 値)を表-2.6に示す. 図-2.16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-2.6 地盤物性値

層名(m)	深度(m)	密度 ρ_i (kN/m ³)	S波速度 V_s (m/s)	動ポアソン比 V_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

2.5.2 1次元非線形 FEM 解析条件

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¹¹⁾。地盤物性値は表-2.5の値を用い、地盤の初期材料減衰は1%とした。全層について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R-Oモデルのパラメータを設定した。モデルの境界条件は側方は自由境界とし、底面は粘性境界とした。図-2.18(1)～(9)にAc2層からDg3層までの非線形特性を示す。

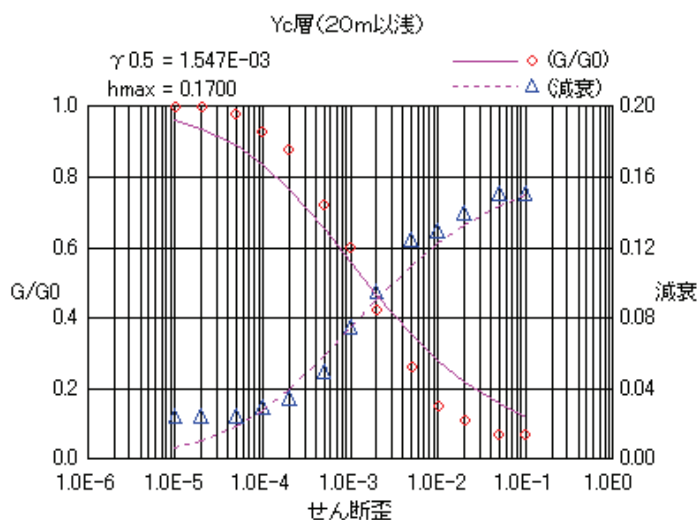


図-2.18(1) Ac2層(A.P. -20.0m以浅)非線形特性

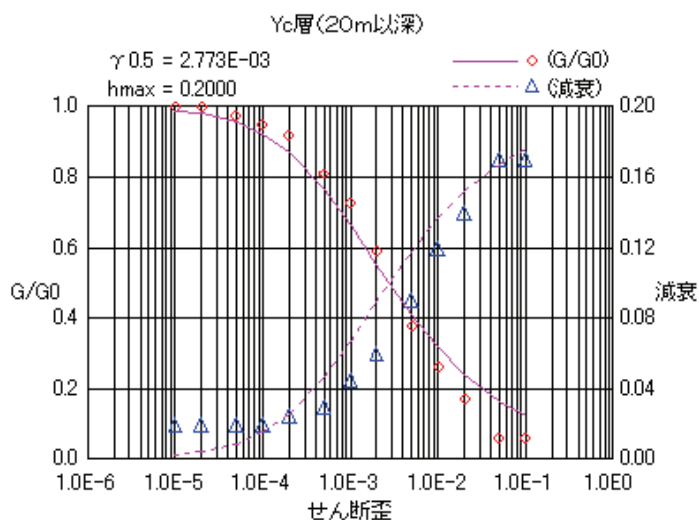


図-2.18(2) Ac2層(A.P. -20.0m以深)非線形特性

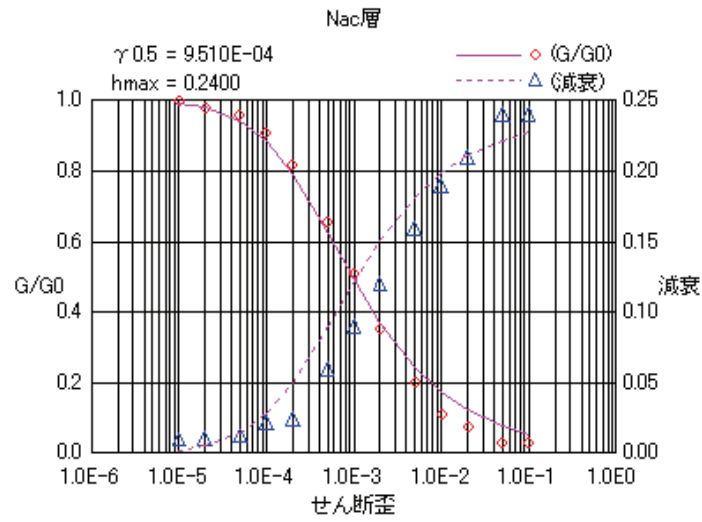


図-2.18(3) Dc1層, Dc2層非線形特性

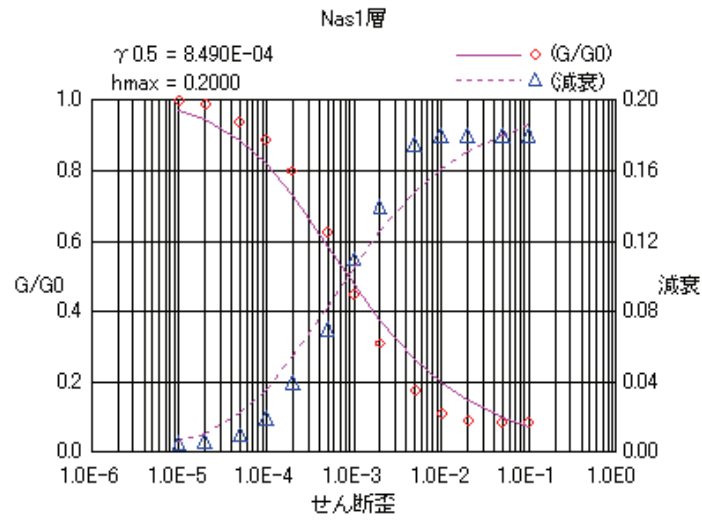


図-2.18(4) Ds1層非線形特性

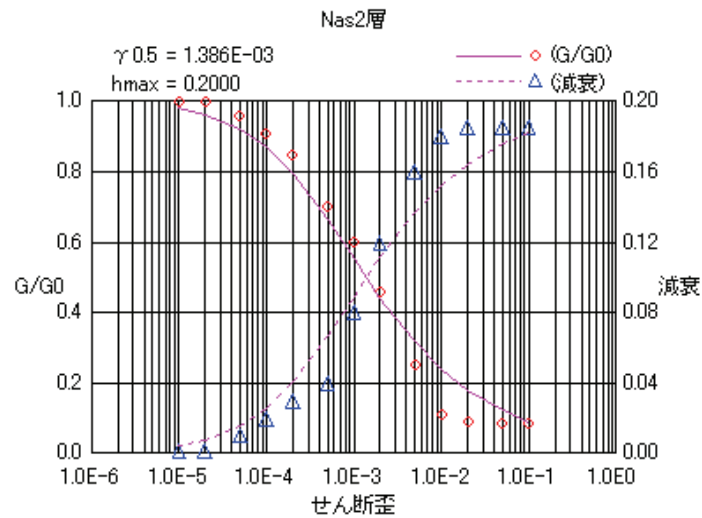


図-2.18(5) Ds2層非線形特性

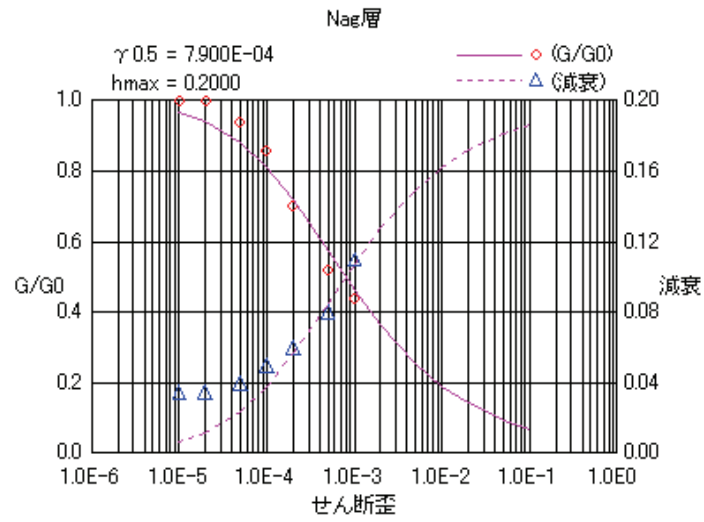


図-2.18(6) Dg1層非線形特性

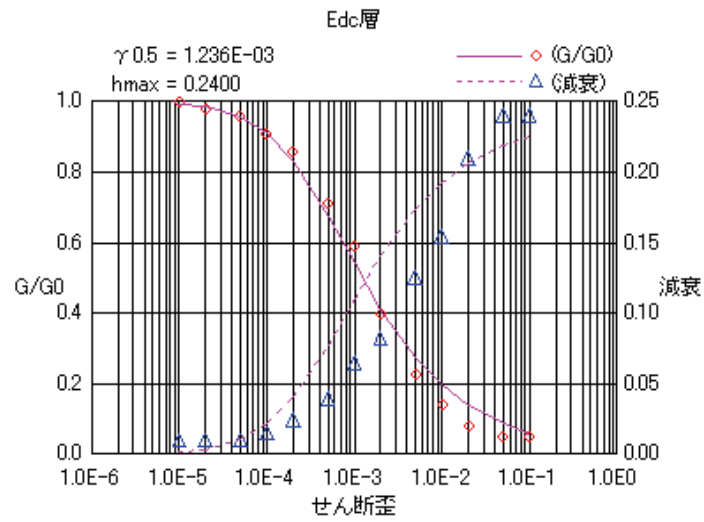


図-2.18(7) Dc3層非線形特性

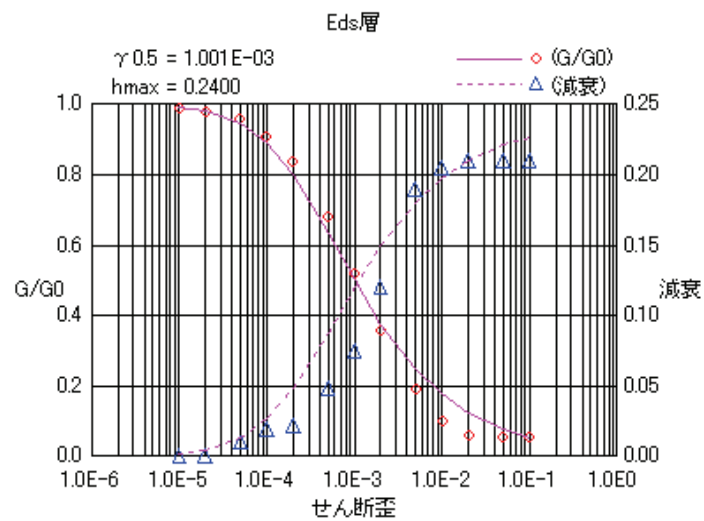


図-2.18(8) Ds3層非線形特性

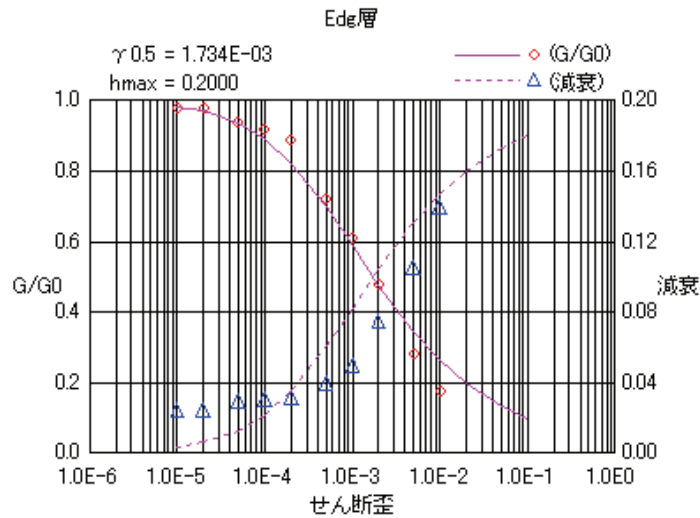


図-2.18(9) Dg3層非線形特性

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-β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MP2の固有値を表-2.7, 1次と2次の固有モードを図-2.19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ため、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-2.20に設定したレーリー減衰の曲線を示す。

表-2.7 MP2 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

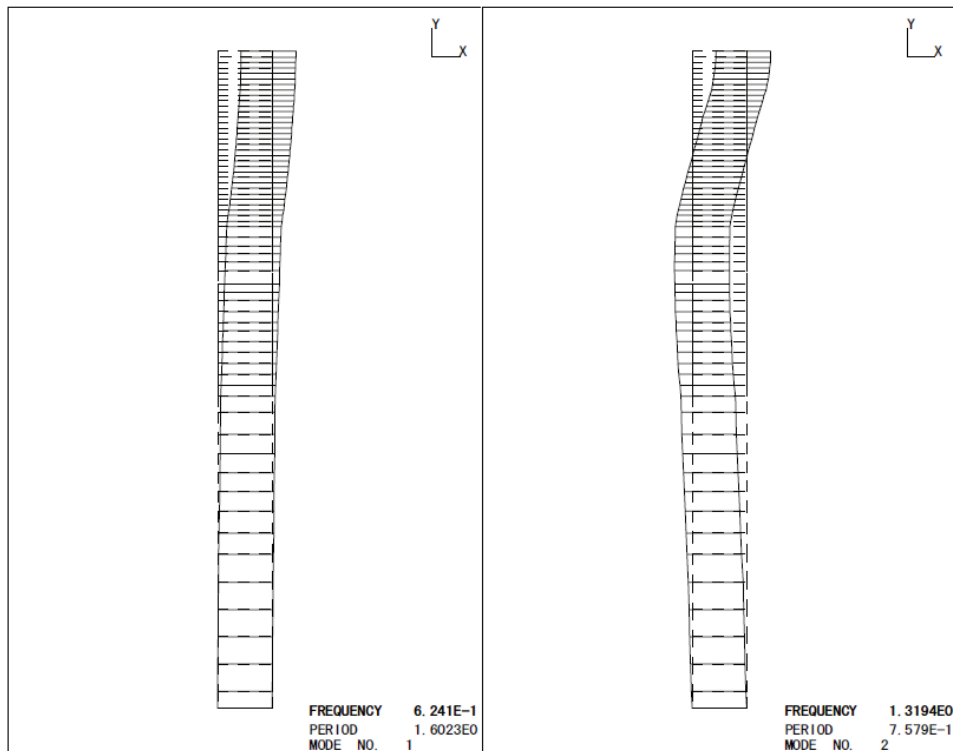


図-2.19 MP2 固有モード

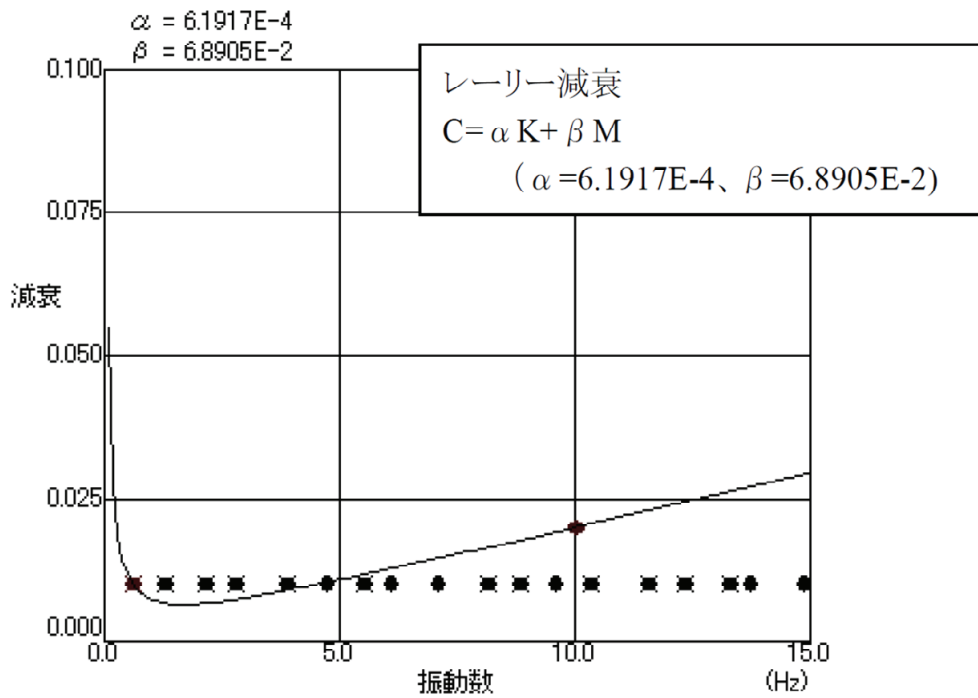


図-2.20 レーリー減衰の設定

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、レベル1地震動(開北橋波⁴⁾)、レベル2地震動(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-2.8に示す。なお、表中の剛性、減衰は解析上、各層内で層を細かく分割しているため、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-2.21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。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した。

表-2.8 1次元非線形 FEM 解析結果

層名	深度(m)	開北橋波 ⁴⁾ 入力結果		東神戸 HB 波入力結果	
		せん断弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数	せん断弾性係数 (kN/m ²)	減衰定数
Ac2(上)	-8.0~-20.0	5,940	0.086	3,570	0.119
Ac2(下)	-20.0~-40.0	9,340	0.096	5,280	0.141
Ds1	-40.0~-42.0	40,140	0.092	23,240	0.137
Dc1	-42.0~-45.0	51,330	0.090	25,630	0.165
Ds1	-45.0~-48.0	41,470	0.088	23,240	0.137
Dc2	-48.0~-50.5	51,860	0.088	23,040	0.137
Ds1	-50.5~-53.5	39,780	0.093	20,420	0.145
Dc2	-53.5~-57.5	48,040	0.100	19,760	0.182
Ds2	-57.5~-59.0	111,700	0.048	74,680	0.098
Dc2	-59.0~-63.0	45,007	0.109	18,290	0.187
Ds2	-63.0~-65.0	108,300	0.053	72,770	0.101
Dc2	-65.0~-71.0	41,390	0.119	17,470	0.189
Dg1	-71.0~-78.0	289,140	0.045	210,550	0.087
Ds3	-78.0~-100.0	240,870	0.045	143,960	0.124
Dc3	-100.0~-105.0	226,040	0.046	131,320	0.127
Dg3	-105.0~-125.0	511,980	0.024	407,310	0.060
Ds3	-125.0~-128.0	216,250	0.065	106,920	0.154

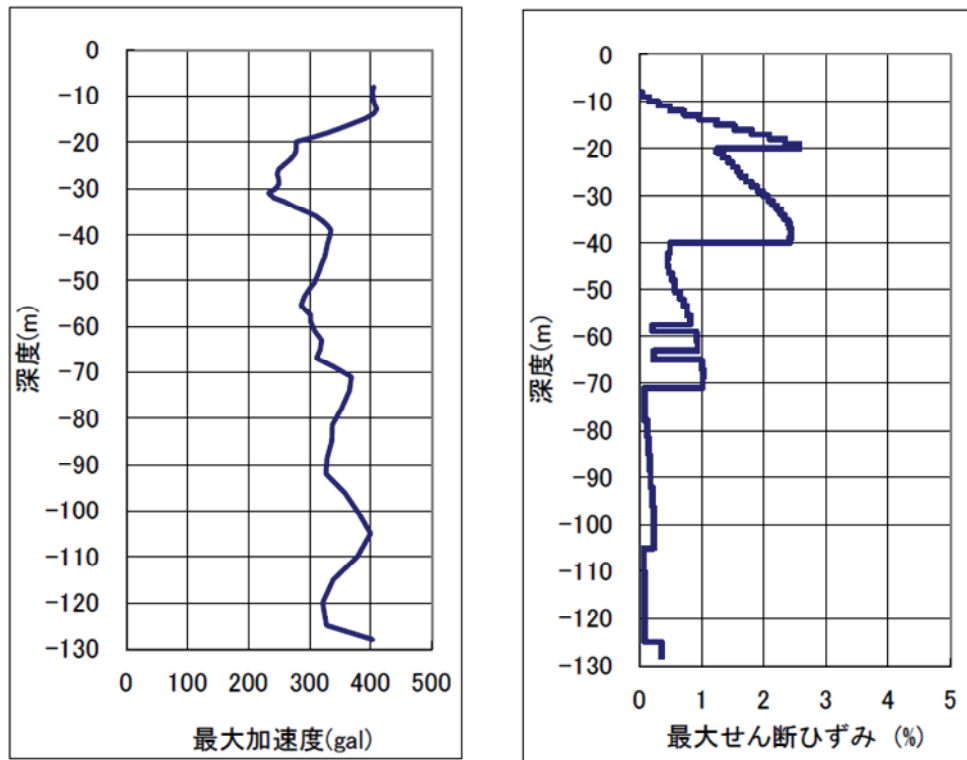


図-2.21 東神戸 HB 波での鉛直方向最大値分布

2.5.3 地震動解析結果

1) 有効入力地震動

有効入力地震動(L1(開北橋波⁴), L2(東神戸大橋HB波)の加速度波形をそれぞれ図-2.22, 2.23に示す.

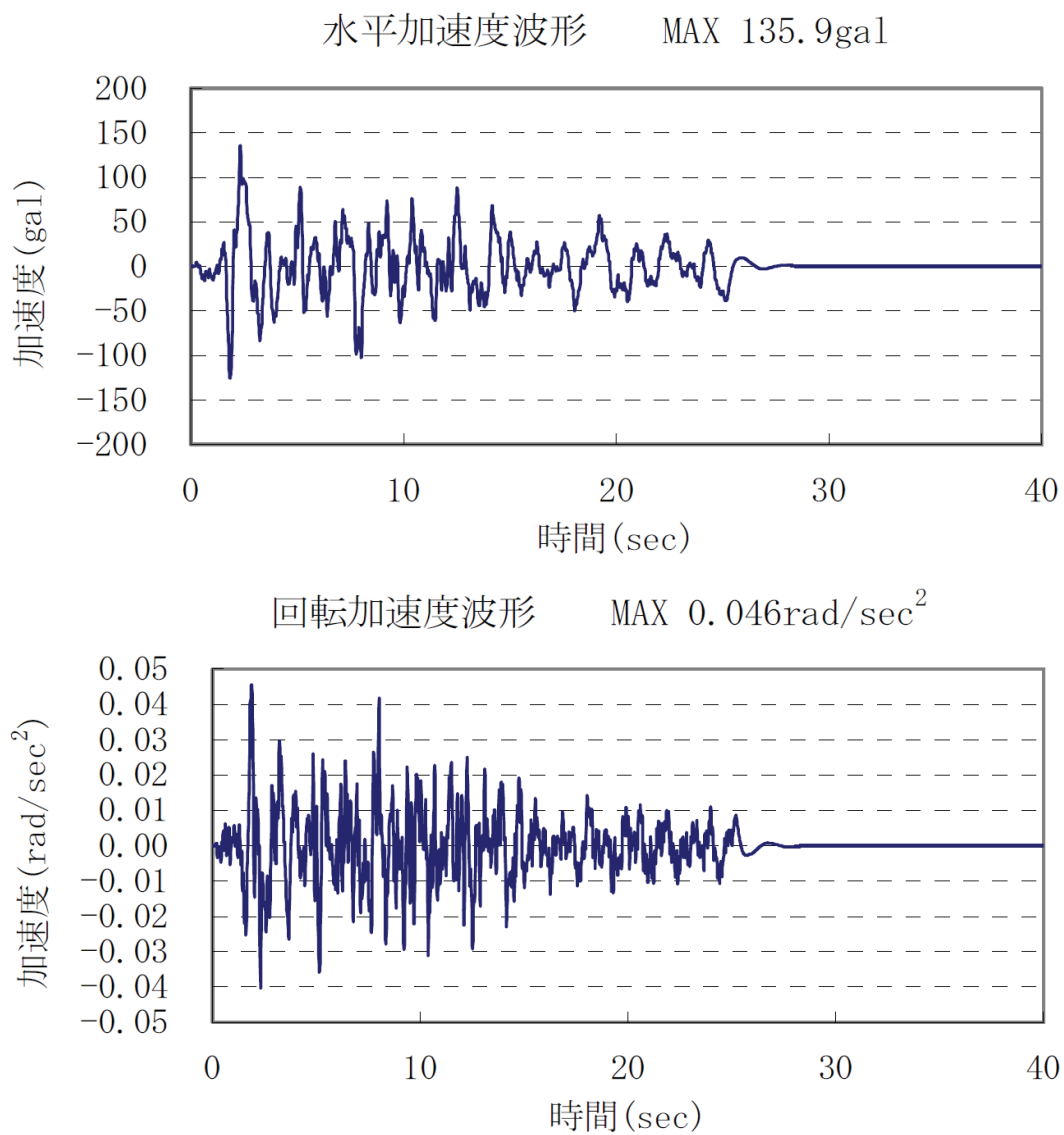


図-2.22 有効入力地震動基礎中心加速度(橋軸方向L1)

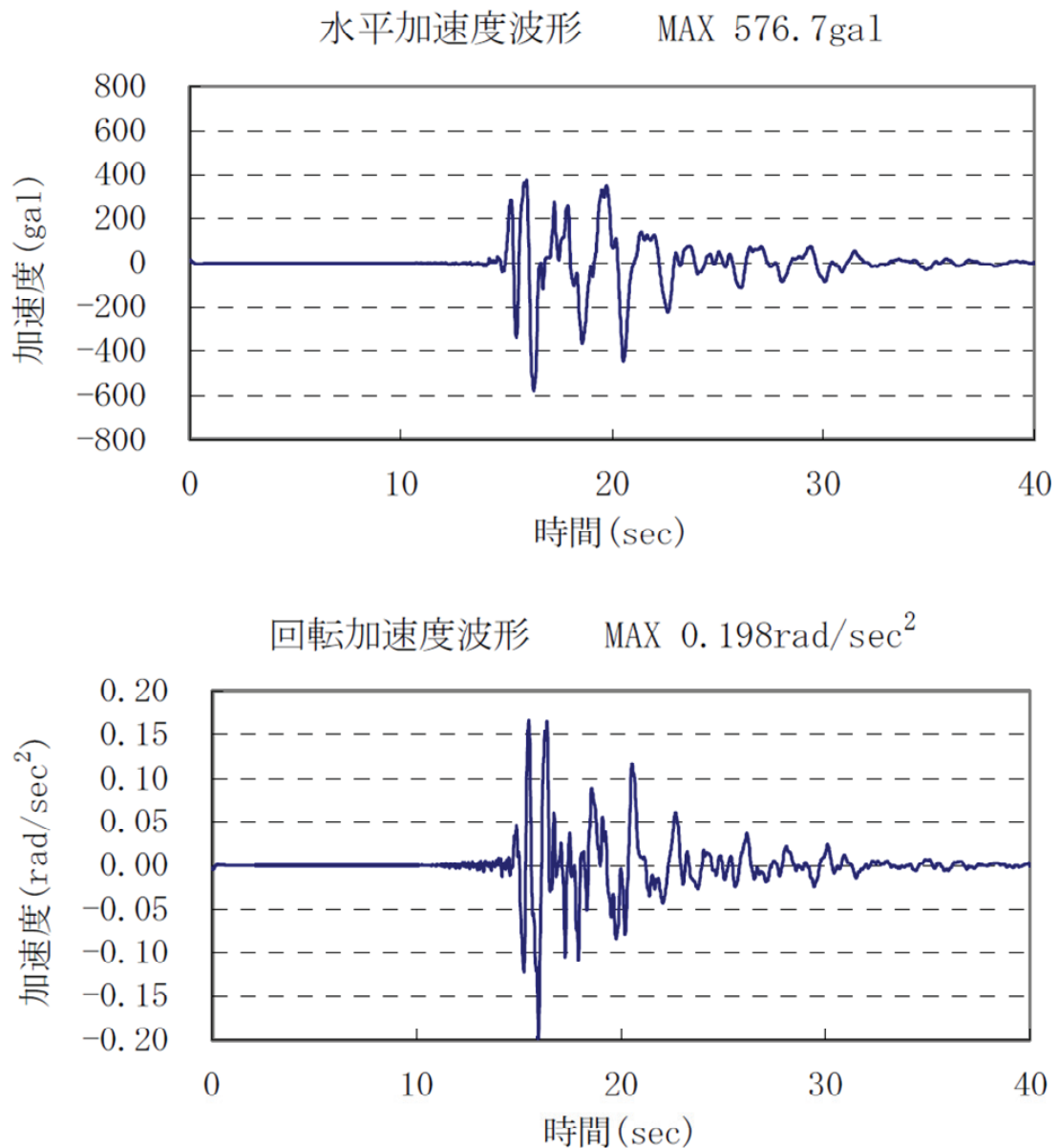


図-2.23 有効入力地震動基礎中心加速度(橋軸方向L2)

地盤インピーダンス(橋軸方向L1)を図-2.24, 2.25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.

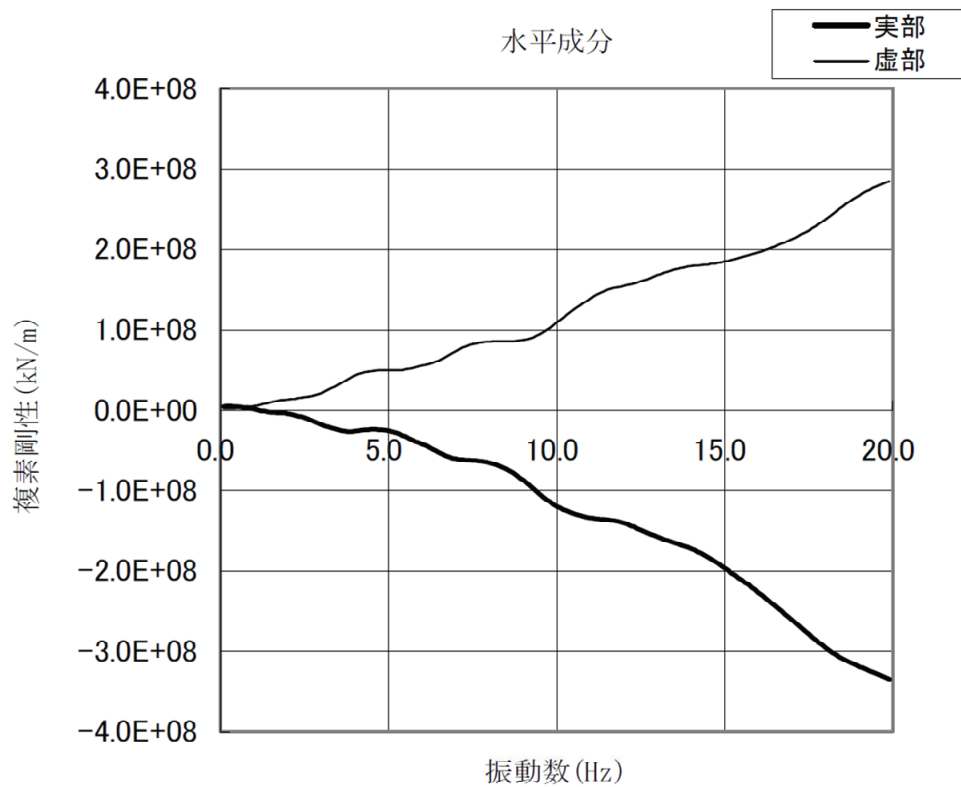


図-2.24 地盤インピーダンス (橋軸方向 L1 水平成分)

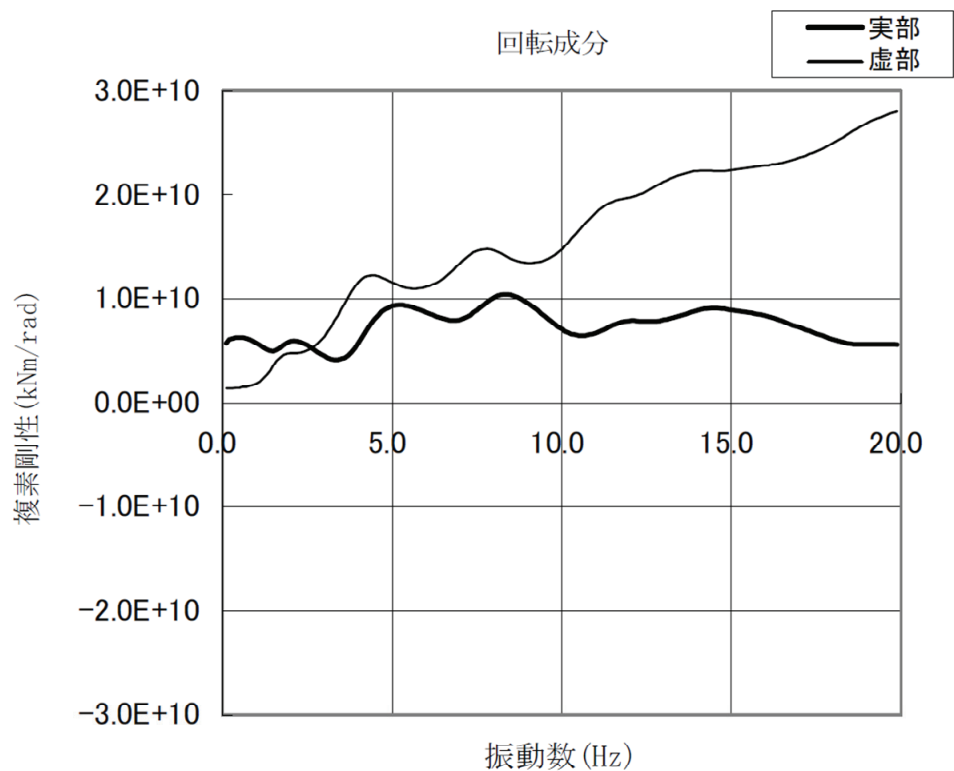


図-2.25 地盤インピーダンス (橋軸方向 L1 回転成分)

2) 免震支承の計算結果

免震支承の計算結果については、本論第4章に述べる。

3) 橋脚部の計算結果

計算結果を表-2.9に示す。ここで、レベル1入力地震波は「道路橋示方書」⁴⁾、レベル2入力地震波は神戸大橋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 M_{y0} は橋脚での降伏モーメント、 M_z 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-2.9 橋脚部計算結果一覧

MP2(橋軸方向)L2タイプ II	M_{y0}	M_z	M_{y0}/M_z
水平力(最大・最小)	2997614.5	2302190	1.302
	-2962208.2	-2613850	1.133
曲げ(最大・最小)	3050437.6	2556520	1.193
	-2959898.4	-2622480	1.129
軸力(最大・最小)	3123005.3	276505	11.295
	-2820026.6	-481922	5.852
MP2(橋軸直角方向)L2タイプ II	M_{y0}	M_z	M_{y0}/M_z
水平力(最大・最小)	8347415.8	15685	532.191
	8327478.6	355793	23.405
曲げ(最大・最小)	8333098.8	1449060	5.751
	-8326457.0	-1296990	6.420
軸力(最大・最小)	8354068.3	680513	12.276
	8318797.5	369824	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-2.26~2.29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-2.26, 2.28)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。

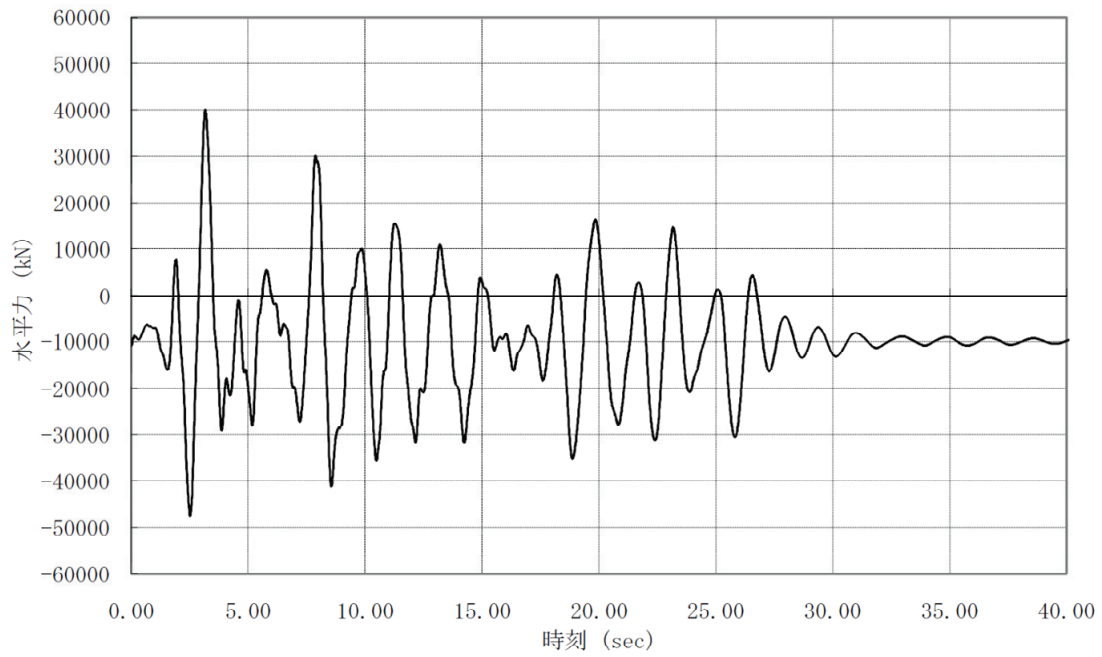


图-2.26 MP2 橋脚下端せん断力図 (橋軸方向 L1)

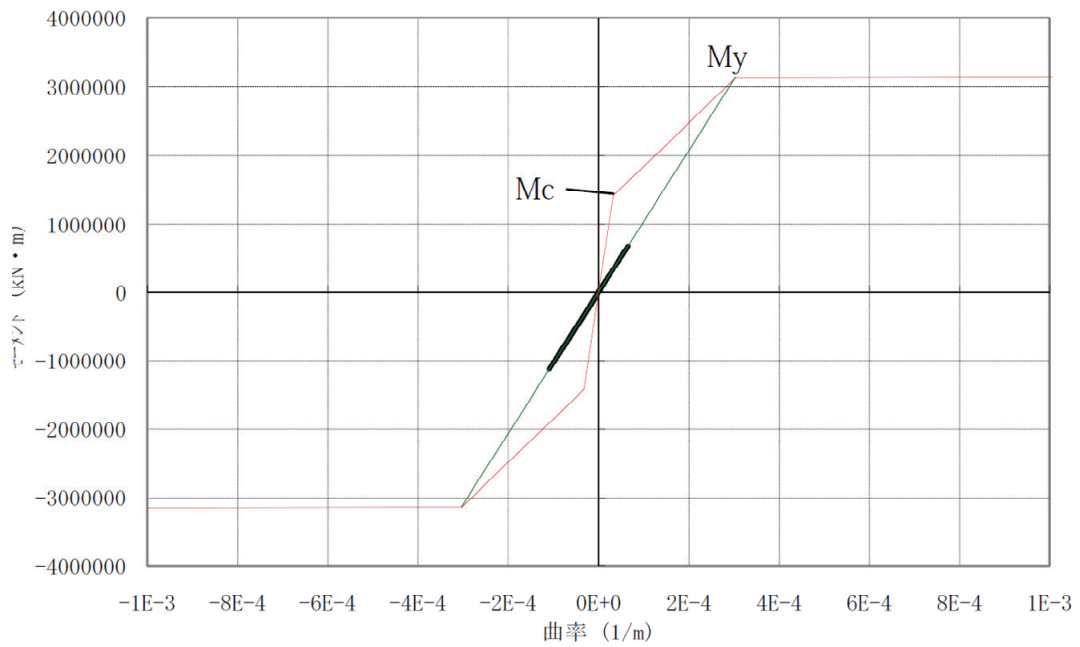


图-2.27 MP2 橋脚下端 M- ϕ 図 (橋軸方向 L1)

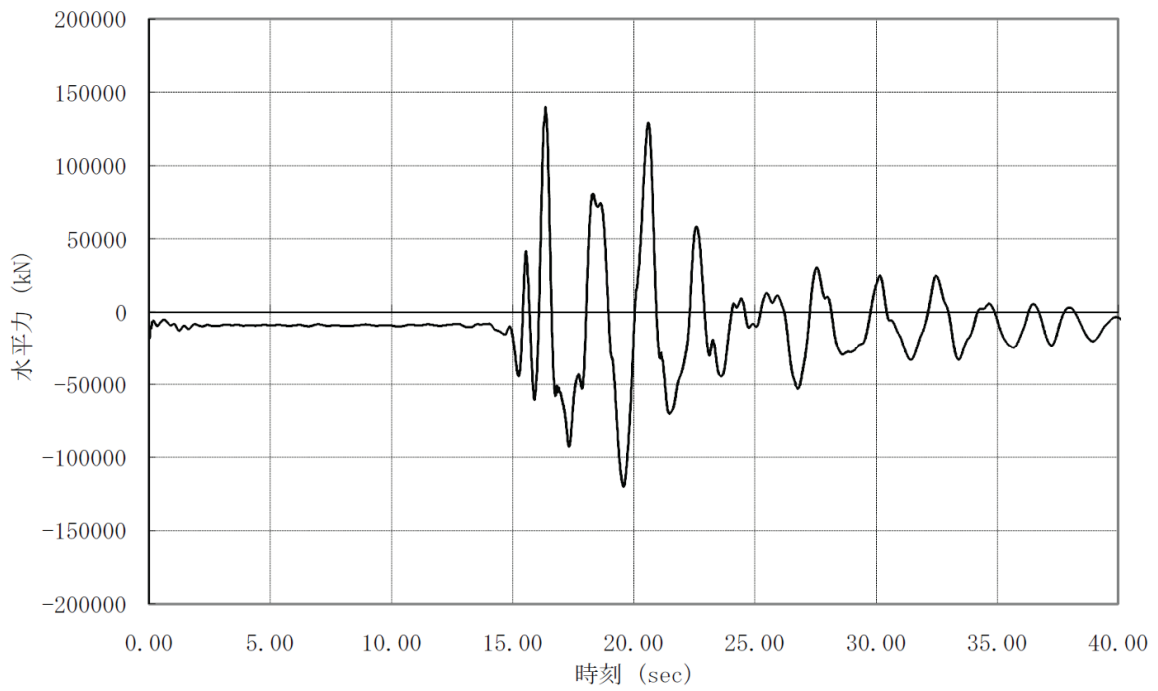


図-2.28 MP2 橋脚下端せん断力図 (橋軸方向 L2)

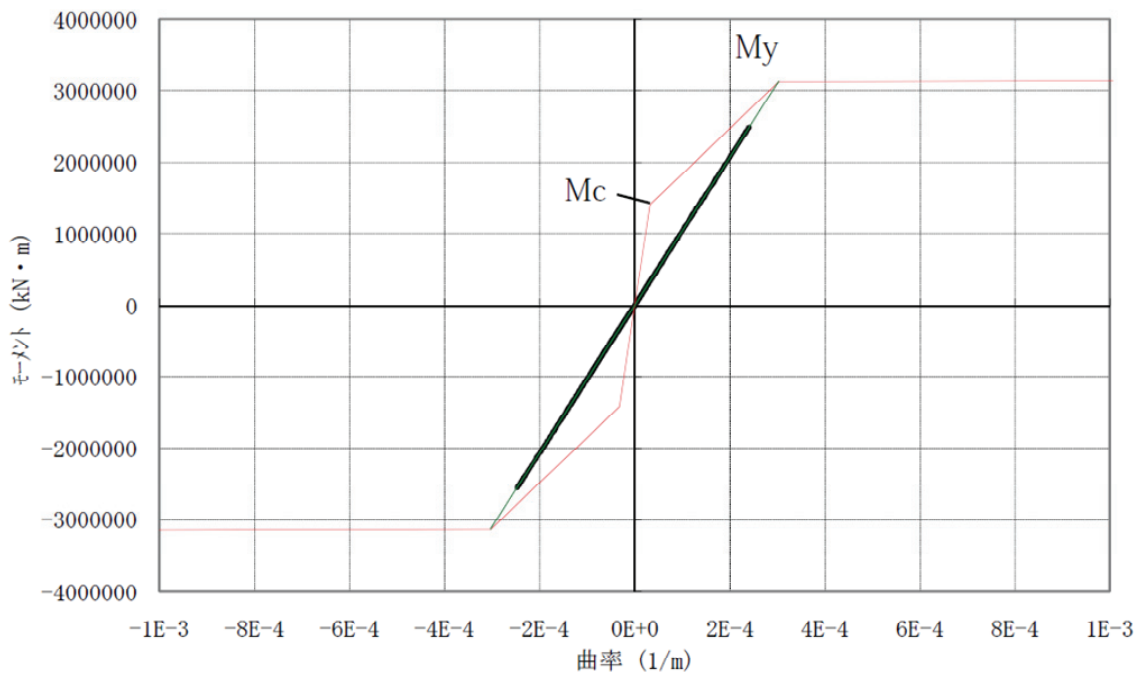


図-2.29 MP2 橋脚下端 M- ϕ 図 (橋軸方向 L2)

4) 鋼管矢板井筒基礎の計算結果

詳細については第3章で述べるが，計算結果(レベル1)を表-2.10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，レベル1の許容値は「道路橋示方書」⁴⁾に従った．

表-2.10 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
設計時盤面	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
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	δa	cm	5.000
	押込み支持力	Ra	kN/本	11322.0
	引抜き力	Pa	kN/本	-1978.0

表-2.10 基礎構造計算結果一覧

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
設計時盤面	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
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	δa	cm	5.000
	押込み支持力	Ra	kN/本	11322.0
	引抜き力	Pa	kN/本	-1978.0

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」⁴⁾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。

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-2.30 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-2.31~2.34 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。

レベル 1, 2 地震動における軸力の波形の状況は比較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。レベル 2 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。

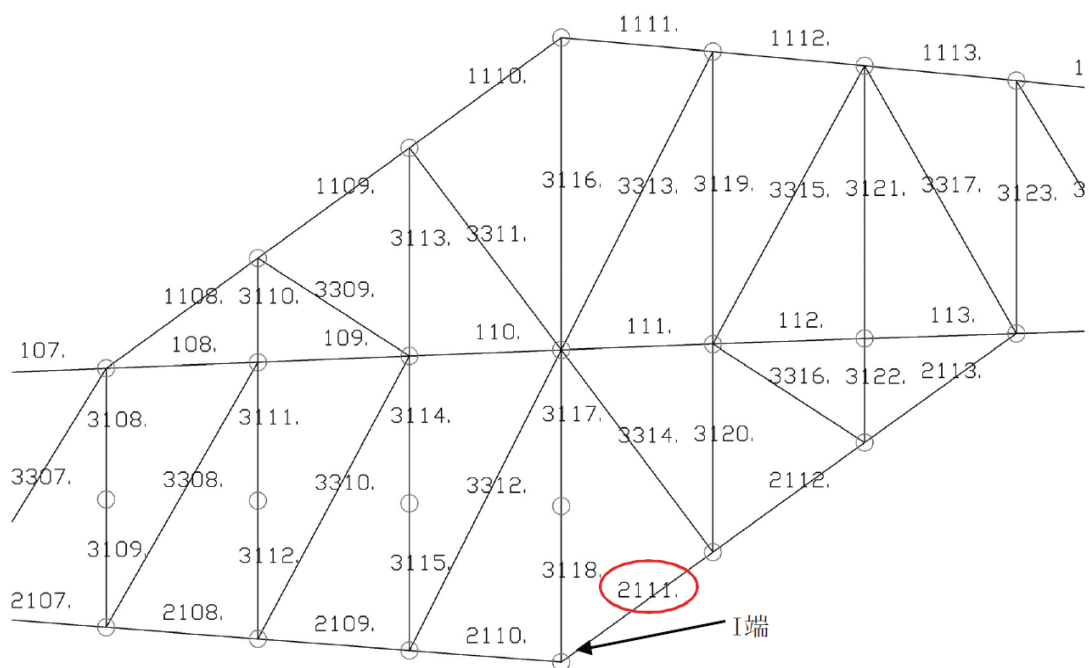


図-2.30 トラス部着目要素

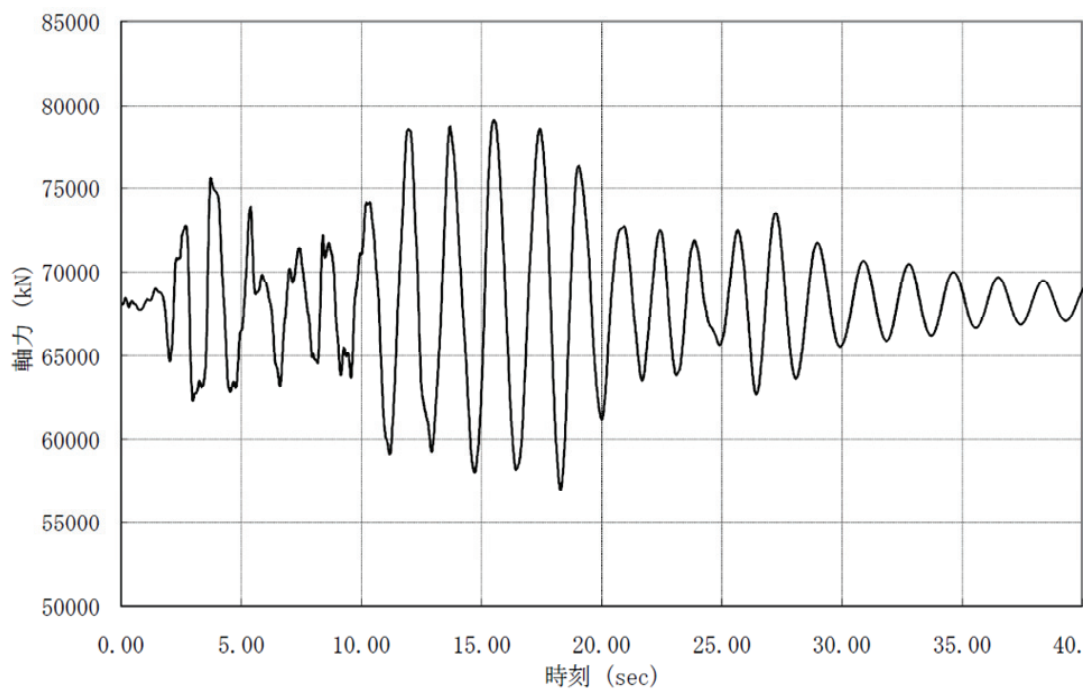


図-2.31 軸力時刻歴図 (橋軸方向 L1)

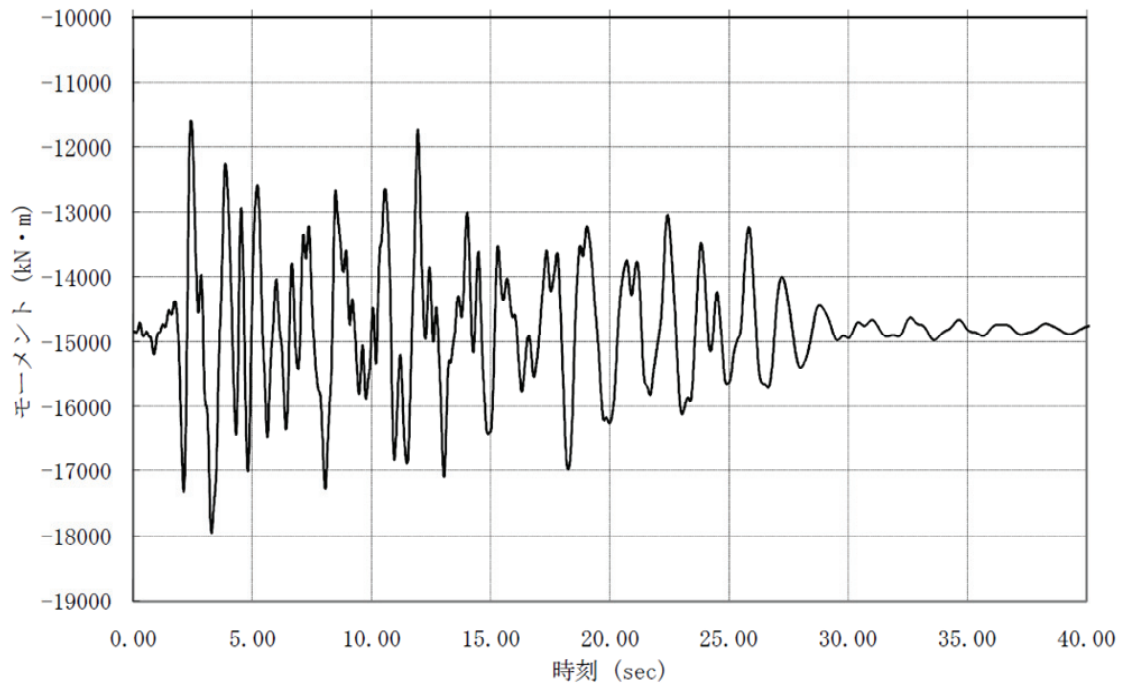


図-2.32 モーメント時刻歴図 (橋軸方向 L1)

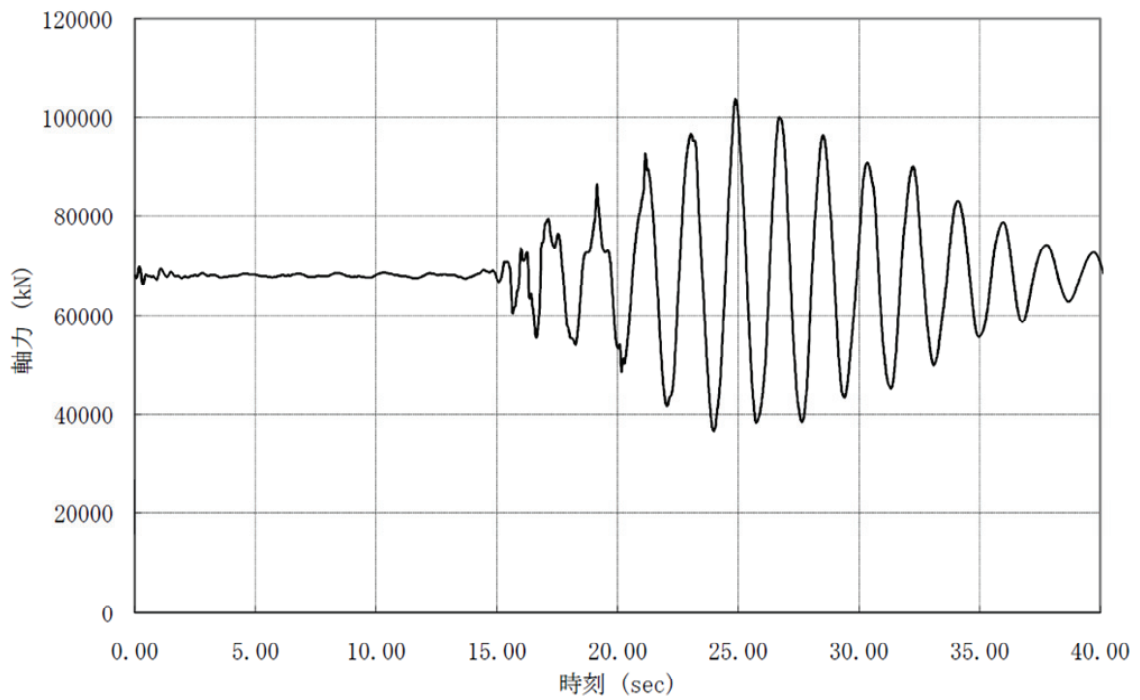


図 2.33 軸力時刻歴図 (橋軸方向 L2)

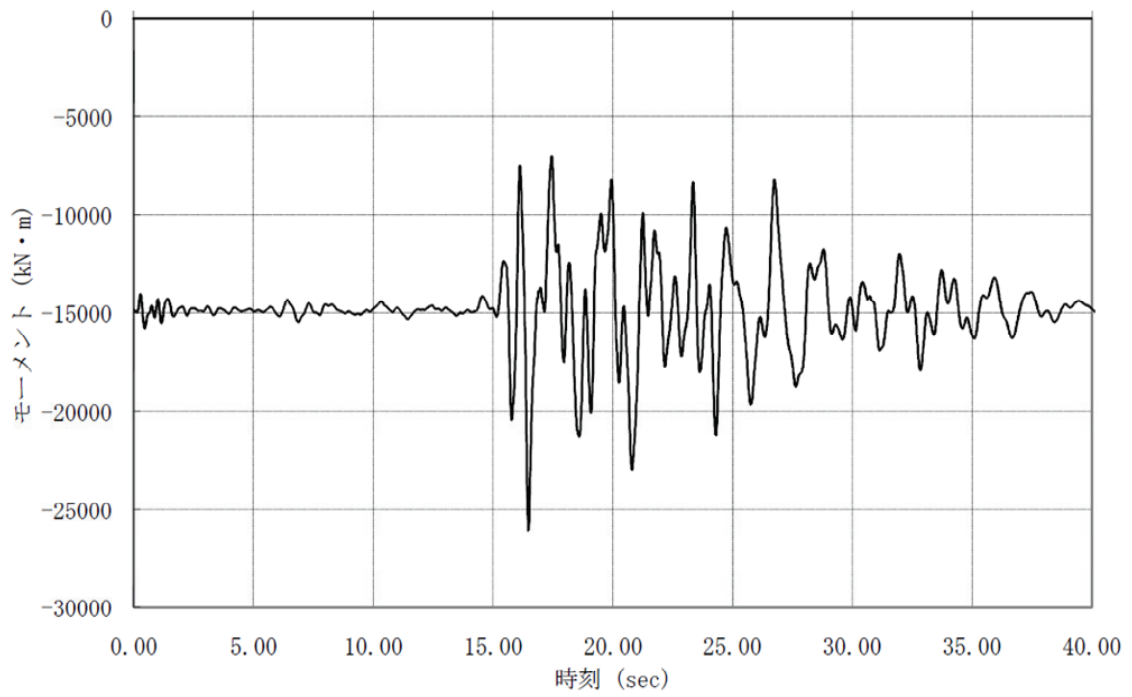


図-2.34 モーメント時刻歴図 (橋軸方向 L2)

2.6 考察

1)東京港第三航路を横断する東京ゲートブリッジ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」⁴⁾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の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」⁴⁾を基本としながらも、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)第4章で詳細を述べるが、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地震時では「道路橋示方書」⁴⁾許容値内で収まり、L2地震時においては「道路橋支承便覧」¹²⁾における許容せん断ひずみに納まった。

2.7 参考文献

- 1) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会：基礎・地盤・構造系の動的相互作用，1992.9.
- 2) 土木学会：橋の動的耐震設計，2004.5.
- 3) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計，1999.10.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 5) 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の基準・同解説，2007.7.
- 6) 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，1992.8.
- 7) 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，1991.8
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1992.7.

第3章 鋼管杭載荷試験結果の鋼管矢板井筒基礎設計への適用

3.1 設計条件

3.1.1 検討の背景

東京ゲートブリッジ主橋梁部の建設地点の地盤はN値0の沖積粘土層が30m以上堆積しており、橋脚の基礎はこの沖積粘土層より下にある支持層まで達する長大なものとする必要があった。

また、海上部の橋脚基礎の構造形式は高い耐震性能を確保するため鋼管矢板井筒基礎を採用した。この際、経済性の観点からφ1,500mmの大口径鋼管杭を用いることにした。φ1,500mm級の大口径の鋼管杭については東京湾横断道路の事業で載荷試験¹⁾が行われるなど、支持力機構の検討がされた事例があるものの、その他の実施例は少なく支持力機構が明らかになっていない状況であった。

そのような中で、当初の基本設計では「道路橋示方書」²⁾に準拠していた。しかし、より合理的、経済的な設計とするために、細部設計を実施するに当たり、主として主塔の基礎構造に用いる設計パラメータを見直すことにした。

このため、主橋梁部基礎の建設地点近傍において、静的載荷試験(押込み・水平)、急速載荷試験、衝撃載荷試験および各種地盤調査(標準貫入試験、三成分コーン貫入試験、不攪乱試料サンプリング)を実施した。

本章では、初めに、本橋の概要と基本設計の概要について述べる。次に、主塔基礎の設計見直しのための載荷試験と地盤調査試験について述べ、最後に載荷試験の結果見直した設計パラメータを用いて詳細設計した主塔基礎構造設計結果について述べる。

3.1.2 基本設計の概要

本橋は東京港の第三航路をまたぐものであり、主橋梁部760m、主桁間440mである。その構造の概要と地盤の概要を図-3.1に示す。

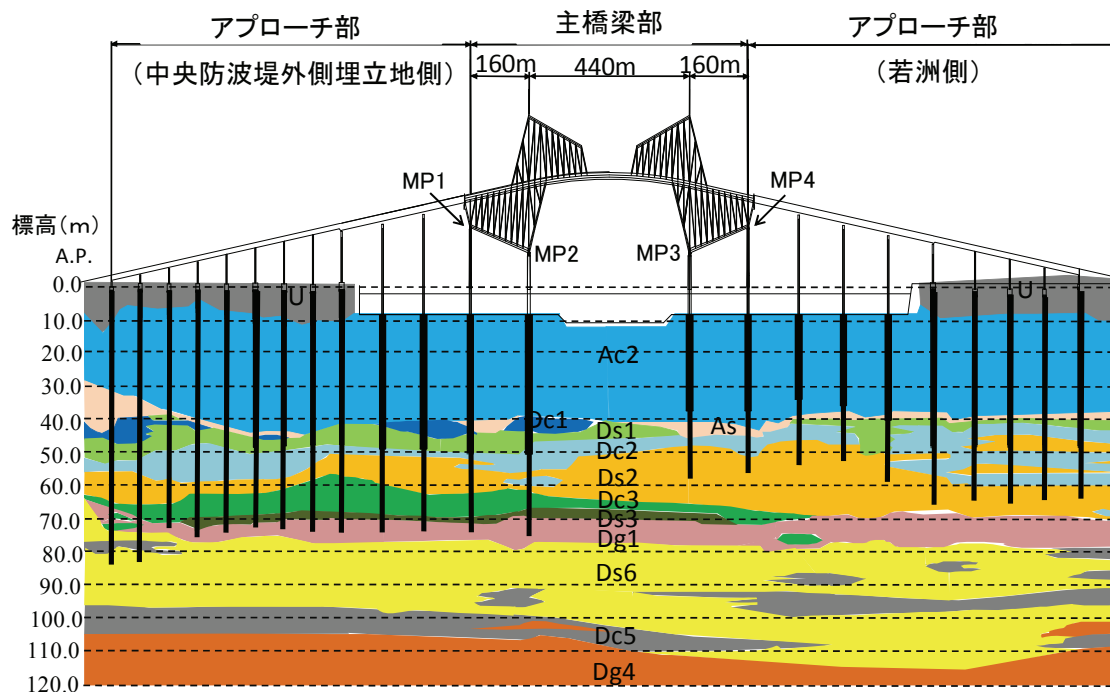


図-3.1 東京ゲートブリッジ構造・周辺地盤概要図

主橋梁部は、水深A.P.-7mほどで、A.P.-40m付近までは粘性土が続き、その下には、砂と粘土の互層がある。さらに下のA.P.-70m付近に礫層を挟んだ後、その下も砂と粘土の互層をなした地盤である。

本橋の当初の基本設計における設計照査は「道路橋示方書」²⁾に準拠した。基礎に死荷重および設計水平震度に相当する慣性力が作用した場合に基礎に生じる断面力、地盤反力度および変位を算出し、基礎が降伏に達していないことを照査した。ここで、基本設計時の設計用値の考え方を表-3.1に示す。また、図-3.2に基礎周辺に想定している地盤ばねを示す。

表-3.1 基本設計時の設計用値の考え方

鉛直方向	
設計支持力(極限支持力 R_u)の設定式	<p>「道路橋示方書」²⁾推定式に準拠</p> $R_u = \alpha_1 \times 300 N A_p + U \sum L_i f_i$ <p>α_1; みかけの閉塞率, N; N 値(≤ 40), A_p; 杭先端断面積(m^2), U; 杭の周長(m), L_i; 周面摩擦力度を考慮する層の層厚(m), f_i; 杭周面摩擦力度(砂質土 $2N(\leq 100)$, 粘性土 $10N(\leq 150)$, 砂礫 $2N(\leq 100)$)</p>
鉛直方向地盤反力係数 k_v (kN/m^3)	<p>「道路橋示方書」²⁾方式にて $k_v = k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4}$ により計算</p> <p>$k_{v0} = \alpha_2 E_0 / 0.3$ (α_2; 地盤反力係数の推定に用いられる係数, E_0; 設計対象位置の地盤反力係数(N/mm^2)), $B_v = D_0$ 鋼管矢板本体の外径(m)</p>
水平方向	
水平方向支持力算定の考え方	<p>「道路橋示方書」²⁾方式にて土質試験等から得られた変形係数($\alpha_3 E_0$)より k_H を計算</p>

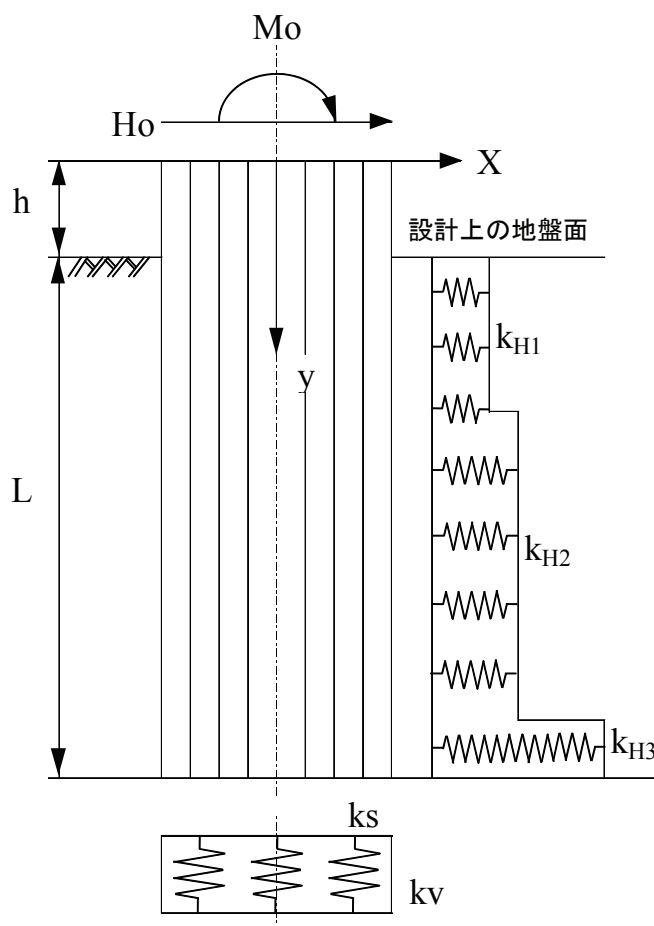


図-3.2 地盤抵抗のモデル図

鋼管矢板基礎の解析モデルは、「道路橋示方書」²⁾により仮想井筒ばりにより算定した。なお、本橋の設計では動的サブストラクチャー法により算出された上部工反力（橋脚基部の反力）を静的荷重に置き換える照査方法³⁾を採用している。表-3.2に橋軸および橋軸直角方向における仮想井筒ばり計算に用いた荷重を示す。

表-3.2 MP2仮想井筒ばり計算結果一覧表

項目		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			常時	地震時	地震時	
作用力	Vo	kN	487,625	487,625	487,625	
	Ho	kN	0.0	83,250	71,550	
	Mo	kNm	0.0	2,068,009	2,577,240	
設計地盤面水平変位		δ_2	cm	0.000	3.37	2.90
鉛直反力	最大	Rmax	kN/本	3,585	5,725	5,932
	最小	Rmin	kN/本	3,585	1,446	1,239
許容値	地盤面水平変位	δ_a	cm	5.00	5.00	5.00
	押込支持力	Ra	kN/本	4,022	6,033	6,033
	引抜力	Pa	kN/本	-1,029	-2,058	-2,058

なお、本橋では、橋軸および橋軸直角方向における基礎構造の設計に用いる設計水平震度は $k_{hp}=1.0$ としている。

本橋では、杭に作用する曲げモーメントが非常に大きく、大口径の杭を使用する方が有利であることから杭径 $\phi 1,500\text{mm}$ を採用することとした。大口径の鋼管杭では、打ち込み工法における先端閉塞率が低下する傾向があり設計上この点を考慮する必要がある。そこで、東京湾横断道路の事業で行われた載荷試験の結果¹⁾に基づき先端閉塞率 α_1 を27%とした。また、主塔基礎MP2(図-3.1参照)については、鋼管矢板の根入れ深度をA.P.-69m以深の砂礫層(Dg1層)を支持層とし、鋼管矢板の根入れを「道路橋示方書」²⁾の考え方にしたがって5Dとしたため鋼管矢板長は77mとした。

表-3.2に橋軸および橋軸直角方向における仮想井筒ばり計算の計算結果、および本橋における許容値を示す。また、この計算による鋼管矢板井筒基礎の平面図を図-3.3に示す。この基礎構造の基本設計時において、次頁に示す問題点が挙げられた。

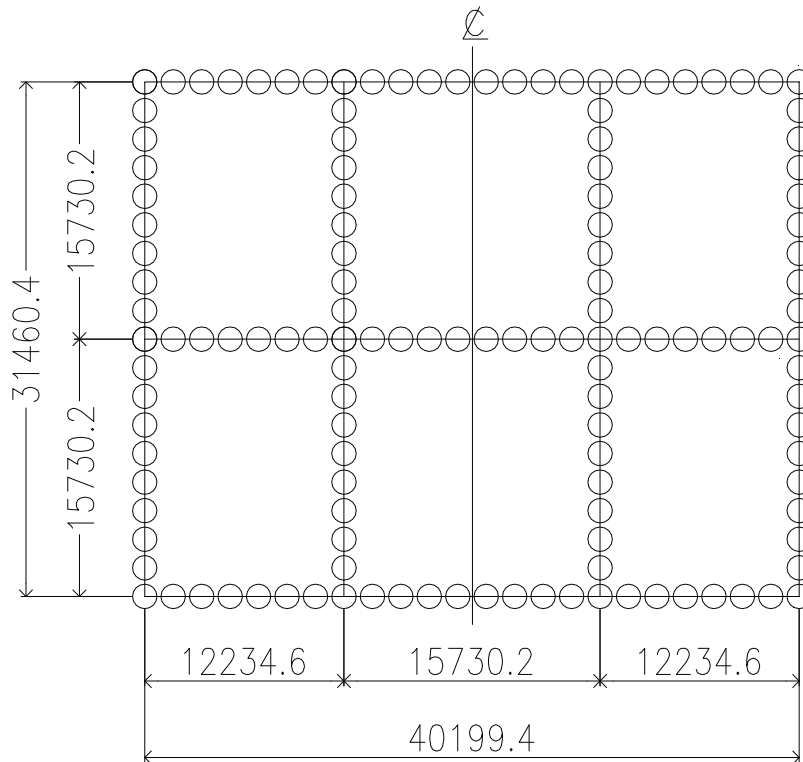


図-3.3 基本設計時鋼管矢板井筒基礎断面図

1) 鋼管矢板の閉塞率 α_1 を27%としたため、十分な支持力を得るには鋼管矢板井筒基礎の平面形状を大きくする必要がある。杭の閉塞効果を適切に把握することができれば、合理性の高い基礎の設計が可能となる。

2) 支持層への根入れ比を5.0とすると想定している支持層の下面に近づき、想定支持層直下の軟弱層の影響を受ける可能性が生じてくる(図-3.4)。このため、Dg1層内への杭の根入れ比を5.0よりも小さくするか、その下にあるDs6層を支持層にするかを判断する必要がある。

3) 土質試験から得られた変形係数($\alpha_3 E_0$)から「道路橋示方書」²⁾により水平方向支持力を算出すると、震度法によるレベル1地震時の変位照査で基礎形状が決定されてしまうため、より精度よく水平方向の変形係数を求める必要があった。なお、変形係数を求めるのに用いた土質試験及び地盤調査はAc2層では一軸圧縮試験、その他の粘性土層では三軸試験、砂層および砂礫層では孔内水平載荷試験である。

4) 基礎の鉛直方向地盤反力係数についても、載荷試験結果をもとに直接的に求めることによって合理的設計が可能となると考えられる。

以上のように、表-3.1に示すパラメータが不確定なため、設計が適切に行われぬおそれがあった。そこで、想定している杭径の杭を設計で想定している深度まで打設し、鉛直載荷試験、水平載荷試験、地盤調査の追加を行うことにより、当該橋梁部での地盤条件において適切な設計パラメータを設定することにした。

3.2 載荷試験

3.2.1 載荷試験の概要

載荷試験は、橋脚建設場所と同じ地盤条件を有しているMP2橋脚の直近で実施した。試験実施位置を図-3.4(1)、試験位置近傍の既存の地盤調査結果と載荷試験実施後に実施した載荷試験地点に最も近い位置(図-3.5の△と示した位置)での地盤調査結果を図-3.4(2)に示す。

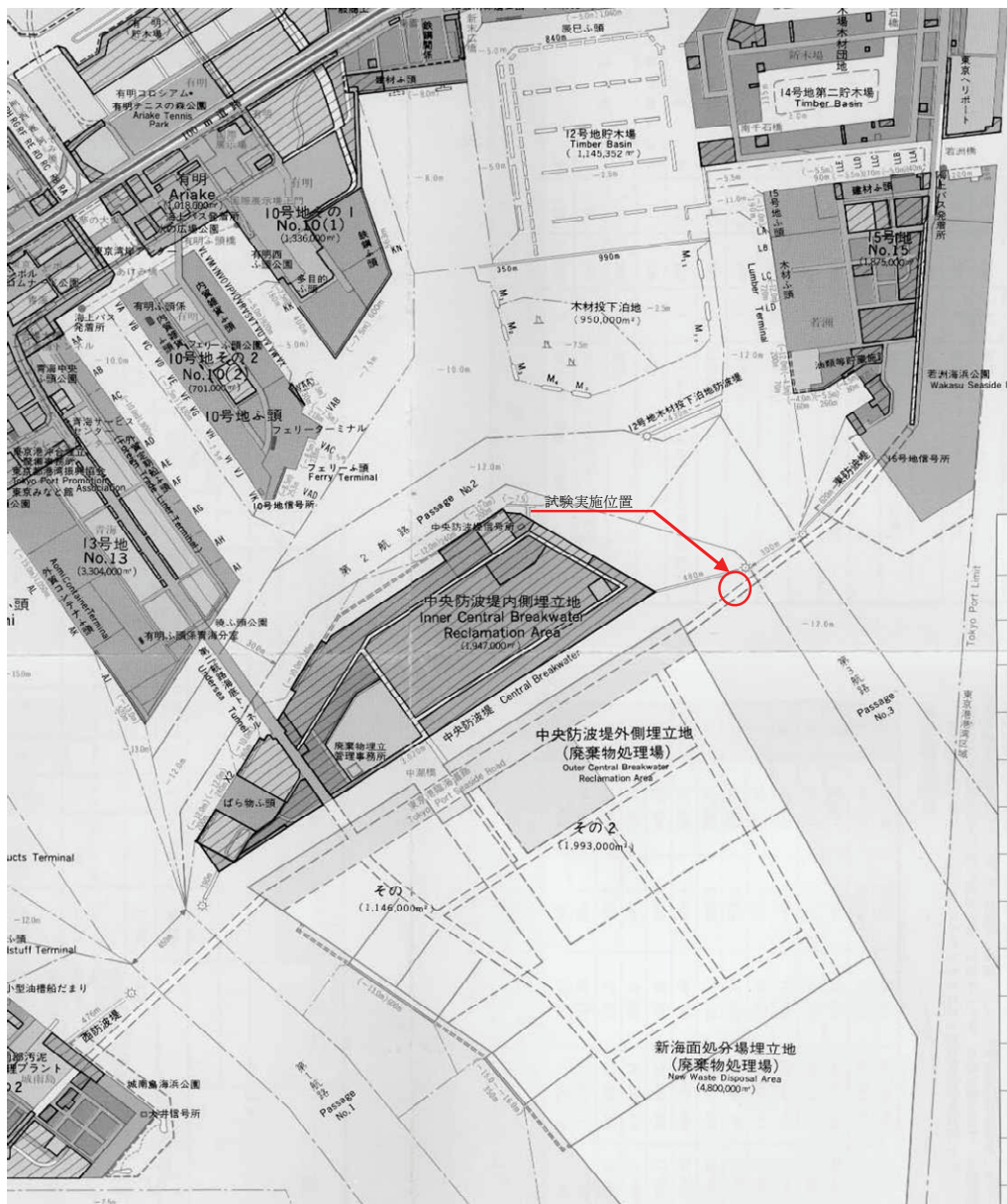


図-3.4(1) 試験実施位置図

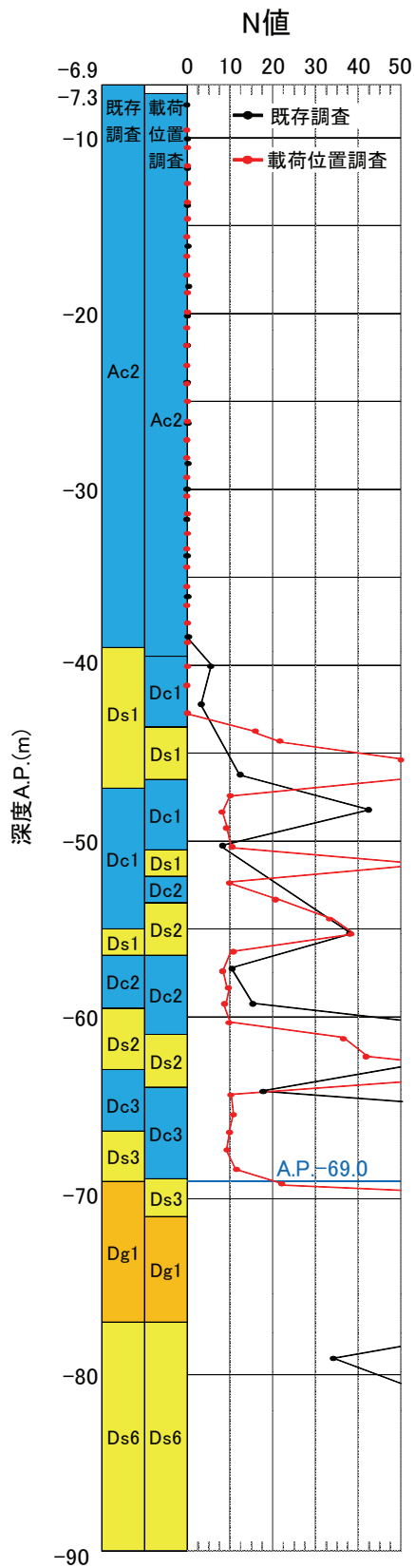


図-3.4(2) 試験位置近傍の地盤調査結果

この地点の水深は約A.P.-7mであり、A.P.-40mまでは軟弱粘性土層である。その下A.P.-70m付近までは砂と粘土の互層が続き、A.P.-70m付近以下に比較的厚いDg1層があり、その下はDs6層となっている。この地盤調査結果をもとに載荷試験を実施する際の諸元を決定した。

図-3.5に杭配置概要と追加の地盤調査実施位置を示す。これらすべての杭は打撃工法により施工した鋼管杭（杭③、④、⑤はSKK490、一部の杭では下杭にSKK400を使用）である。各杭の緒元は表-3.3に示すとおりである。なお、これらの杭の施工においては、打ち止め時には、貫入量とリバウンド量のチェックを行い、良質な支持層に達していることを確認しているが、打ち止め管理は根入れ深さ管理とした。

図-3.5に示すように、杭④では押込み試験と水平載荷試験を、杭⑤では押込み試験を実施した。杭③では急速載荷試験を実施した。なお、杭④の押込み試験は杭打設後約1ヶ月後に、水平載荷試験は押込み試験実施後3週間後に行った。杭⑤の押込み試験は杭打設後2ヶ月後に実施した。杭③の急速載荷試験は杭打設後3ヶ月後に実施した。また、すべての載荷試験終了後に、図中の赤丸の地点ではコーン貫入試験を、△の地点では標準貫入試験を実施した。

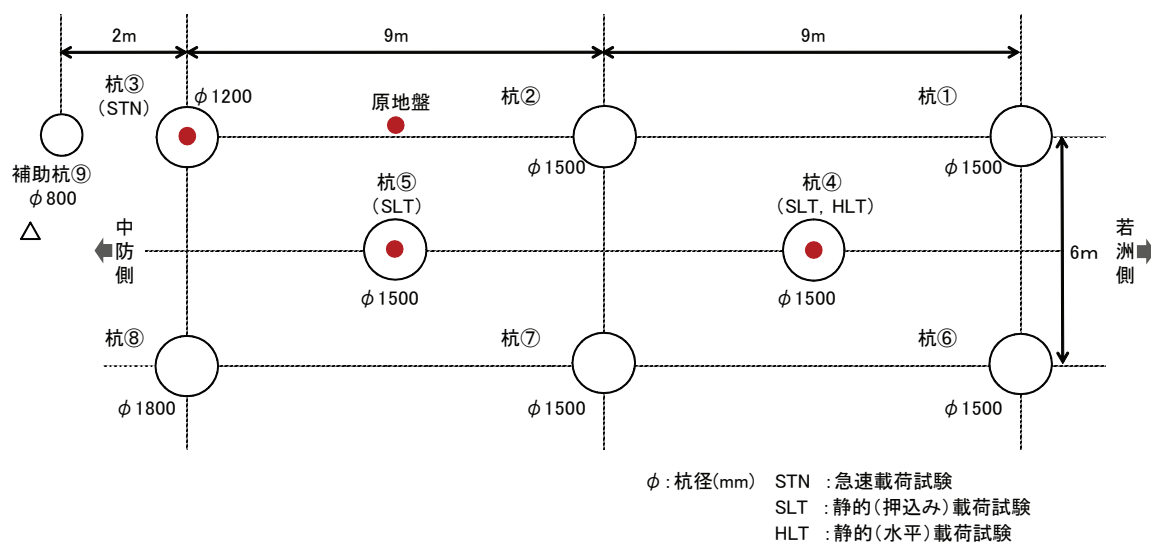


図-3.5 試験杭配置概要

なお、既存の土質調査結果をもとにして、杭③、④では支持層をA.P.-69m以深の砂礫層(Dg1層)と想定し、支持層への根入れを3Dとして根入長を決定した。杭⑤では支持層をA.P.-77m以深の砂層(Ds6層)と想定し、支持層への根入れを3Dとして根入長を決定した。

表-3.3 各杭の諸元

杭 No.	鋼管杭径 D(mm)	下杭の肉厚 t(mm)	杭先端深さ A.P.(m)
①	φ 1500	22	-86.0
②	φ 1500	22	-78.5
③	φ 1200	28	-72.6
④	φ 1500	28	-73.5
⑤	φ 1500	28	-86.0
⑥	φ 1500	22	-86.0
⑦	φ 1500	22	-86.0
⑧	φ 1800	22	-89.0
⑨	φ 800	9	-42.0

3.3 鉛直支持力の検討

3.3.1 押込み試験

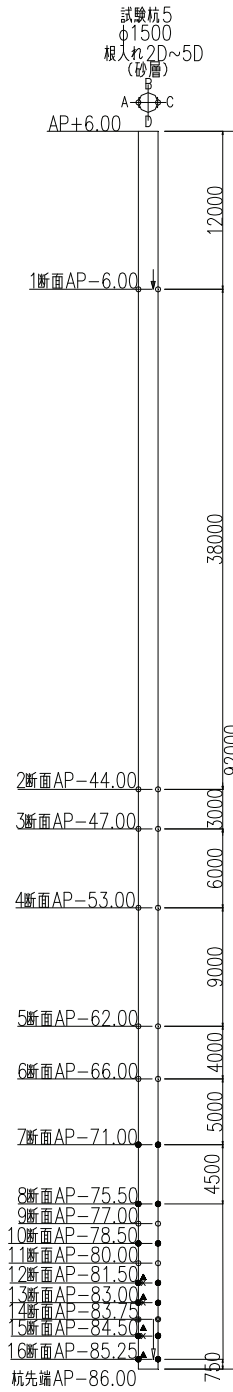
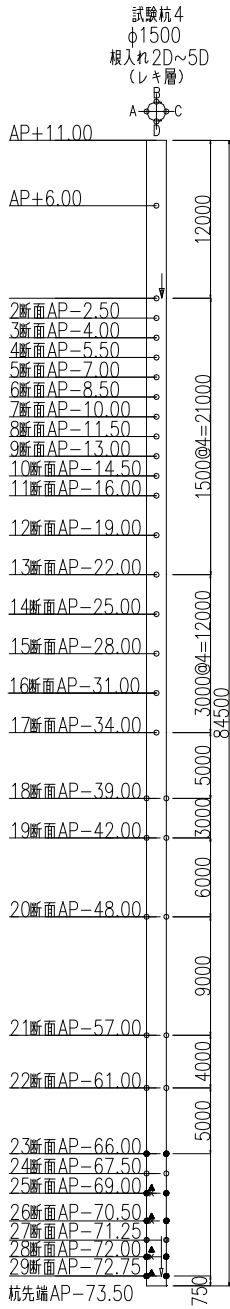
1) 試験概要

杭④と杭⑤に対しては地盤工学会基準「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」⁴⁾に準拠し多サイクル方式で押込み試験を実施した。

この押込み試験では、それぞれの杭の周りの4本の杭を反力杭とし、反力梁を設け、油圧ジャッキによって載荷試験を行った(図-3.6)。試験時には、杭頭荷重をロードセルで計測し、杭頭変位量(精度1/50mm, ストローク200mm)と杭先端変位量(精度1/100mm, ストローク100mm)を計測したほか、ひずみゲージを用いて、杭に作用する軸力分布を求めた。図-3.7に杭④と⑤における計器設置位置を示す。



図-3.6 押込み試験状況



- ・1から17断面は水平載荷試験用ひずみ計でB,D方向に設置する。
- ・18断面以深は鉛直載荷試験用ひずみ計でA,C方向に設置する。

- 凡例
- ：溶接型ひずみ計
23断面×2方向 計46点
 - ：耐衝撃型ひずみ計
5断面×2方向 計10点
 - ：溶接型ひずみ計
27断面位置はフープテンション計測用
 - ×：土圧計 3断面(計4点)
土圧計の3断面位置は杭の内外に各1点
 - ▲：間隙水圧計 4断面(計4点)
 - ↓：杭中間部変位計
1断面×2方向 計2点
 - ↓：杭先端部変位計
1断面×2方向 計2点

- 凡例
- ：溶接型ひずみ計
9断面×2方向 計18点
 - ：耐衝撃型ひずみ計
6断面×2方向 計12点
 - ：溶接型ひずみ計
14断面位置はフープテンション計測用
 - ×：土圧計 3断面(計4点)
土圧計の3断面位置は杭の内外に各1点
 - ▲：間隙水圧計 4断面(計4点)
 - ↓：杭中間部変位計
1断面×2方向 計2点
 - ↓：杭先端部変位計
1断面×2方向 計2点

図-3.7 杭④と⑤の計器設置位置図

2) 限界抵抗力の判定

図-3.8に押し込み試験の結果得られた、杭頭の変位量と荷重の関係を示す。杭頭における変位と荷重の関係をみると杭④よりも杭⑤のほうが、初期の沈下剛性が高く、抵抗性が高い。

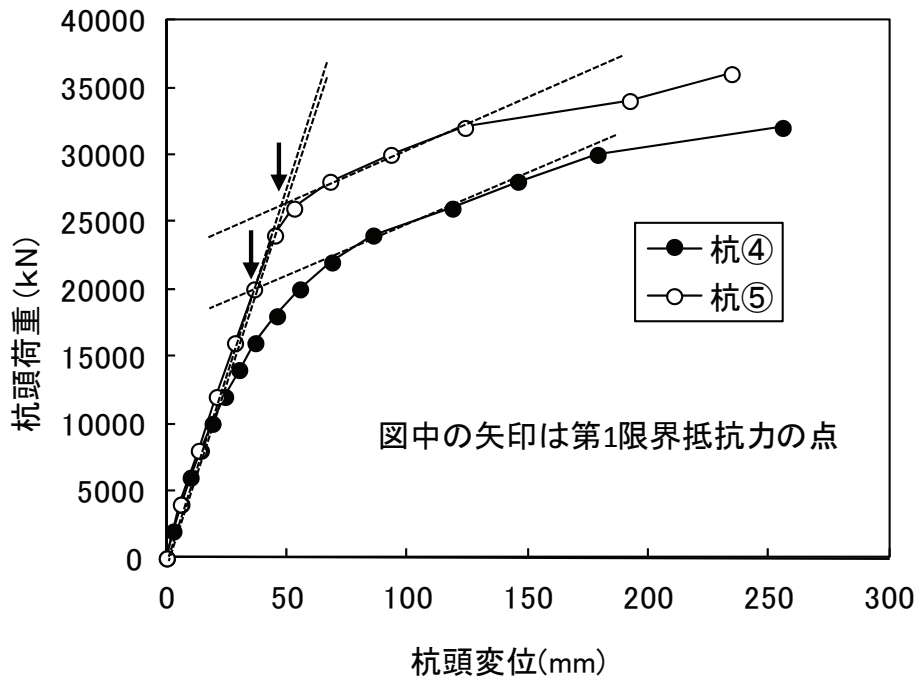


図-3.8 杭頭における荷重と変位の関係

図-3.9にlog P-log S曲線を示す。この結果と、地盤工学会基準「杭の押し込み試験方法 (JGS1811-2002)」⁴⁾に基づく各種判定方法によって判定された杭頭の第1限界抵抗力の結果はほぼ同一の値となっており、杭④と杭⑤の第1限界抵抗力 P_{oy} は20,000kNと26,000kNであった。

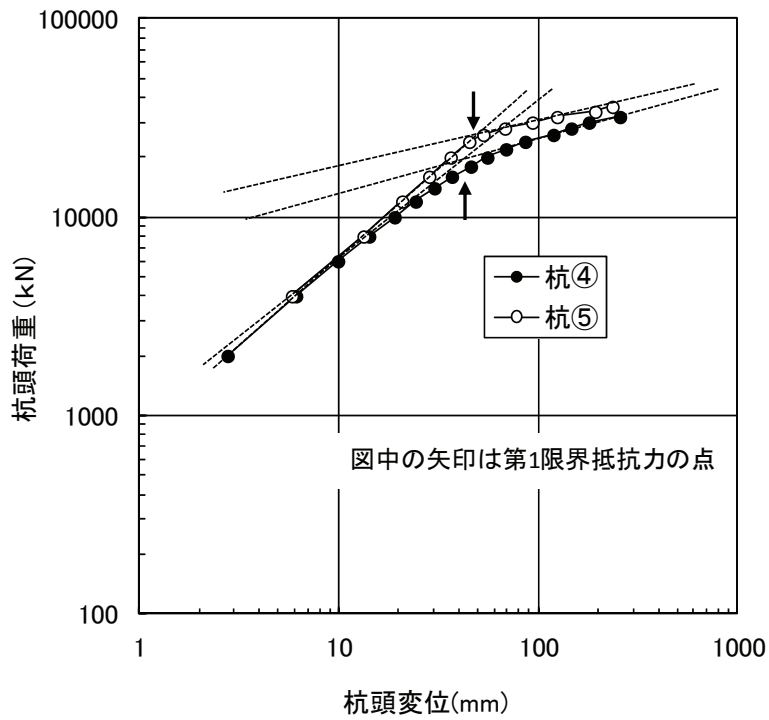


図-3.9 logP-logS曲線

図-3.10には、杭頭荷重と杭先端の変位量の関係を示す。図-3.8との違いは、図-3.8では杭の圧縮量が含まれているが、図-3.10では杭の圧縮量の影響が含まれていないところにある。この図より、第2限界抵抗力 P_0 を判定すると、杭④、杭⑤のそれぞれで、31,000kN、35,000kNであった。

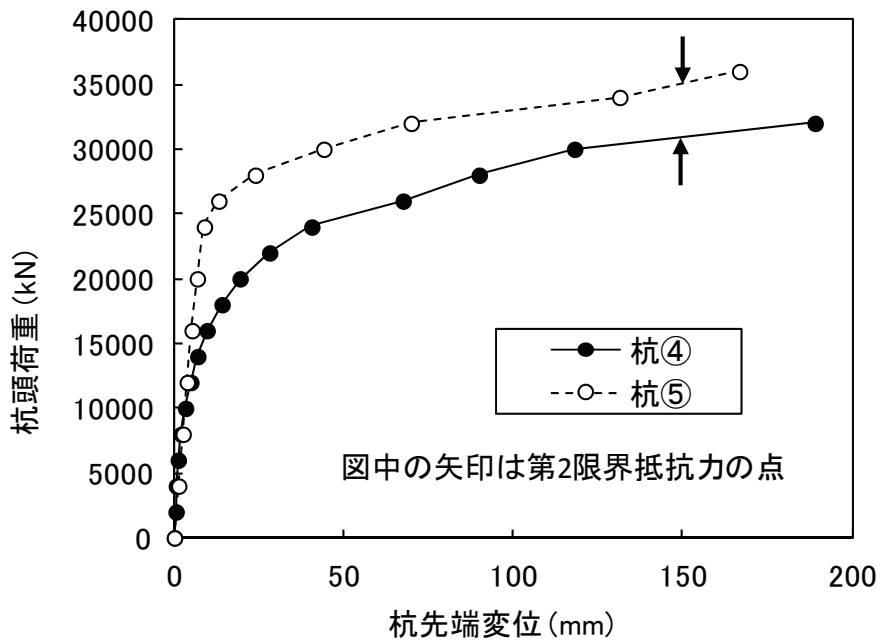
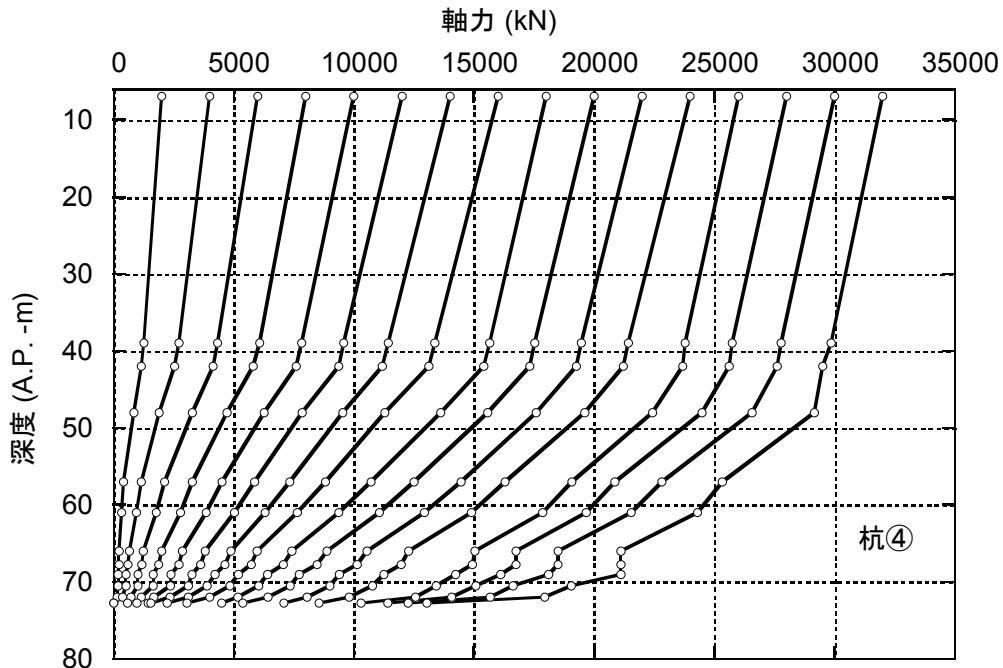


図-3.10 杭先端変位と杭頭荷重の関係

3) 杭先端抵抗力の検討

図-3.11 に杭体に設置したひずみ計の値から算出した深度方向の杭の軸力分布を示す。杭⑤では、A.P.-44mで軸力が大きく変化する結果となった。この杭のA.P.-44m以浅の軸力分布の変化を見ると、荷重とともにA.P.-44m以浅の周面抵抗が低下する傾向を示しており、杭④の挙動とは大きく異なる傾向となっている。この区間は杭④も杭⑤も沖積粘土層であり、その挙動としては、杭④のほうがより妥当性が高い結果となっていると考えられ、杭⑤ではA.P.-44mの計測に何らかの問題があった可能性がある。

上記の杭⑤におけるA.P.-44mの計測結果を考慮せずに全体の挙動を見ると、図-3.11に示したこれらの杭では、A.P.-40m付近までは沖積粘性土であるため、深度の増加に伴う軸力の低減は小さく、それより深い部分で深度とともに軸力が低下していることが分かる。また、いずれの杭でも、荷重の増加とともに、杭先端部付近で杭軸力が急激に変化している。



a) 杭④

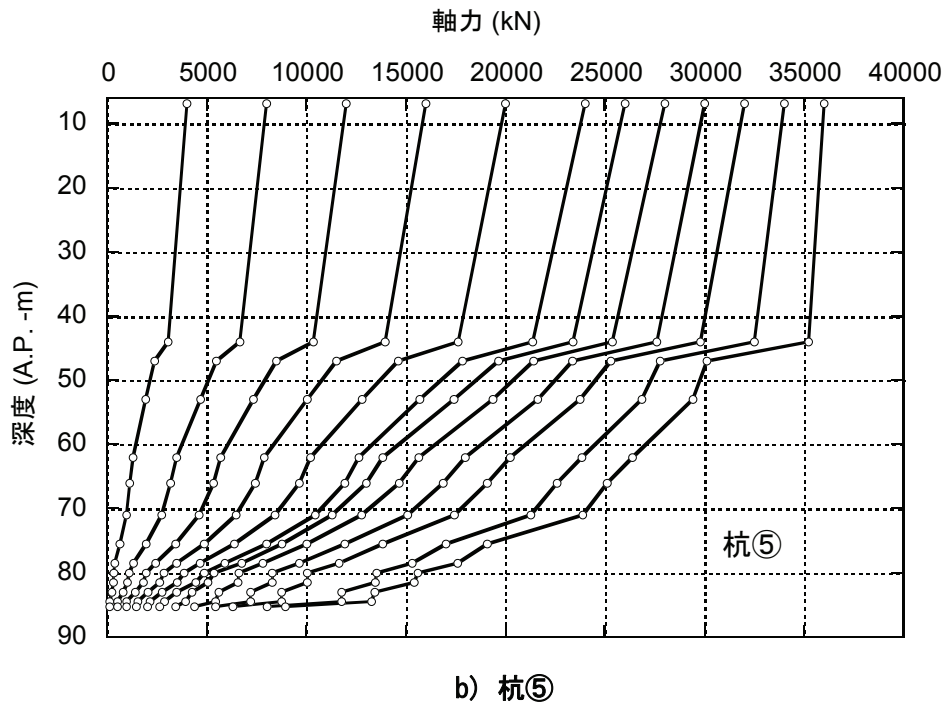


図-3.11 軸力分布図

そこで、図-3.12に杭④の杭先端部付近の軸力分布を拡大したものを示す。この図からわかるように、A.P.-72.75mの部分の軸力は、荷重が大きくなってきたときに増加しにくくなり、杭先端部付近で軸力分布が大きく曲がる傾向にある。

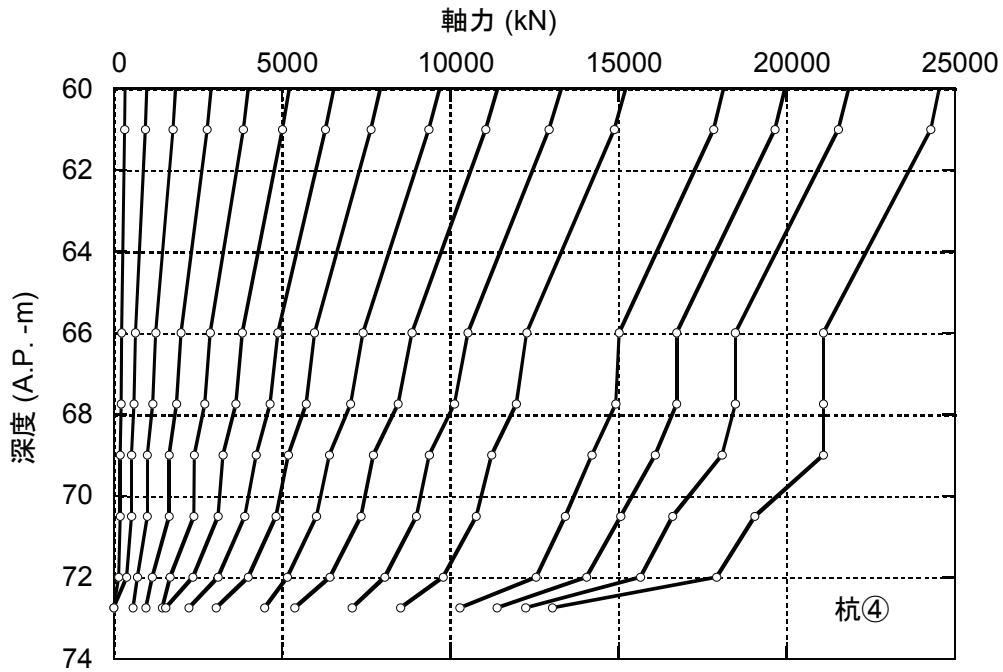


図-3.12 試験杭④の杭先端部の軸力分布の拡大図

このような特性が当該部分の地盤特性によるものであるのかどうかを判断するため、杭④と杭⑤の杭先端付近の軸力分布を比較してみたのが図-3.13である。

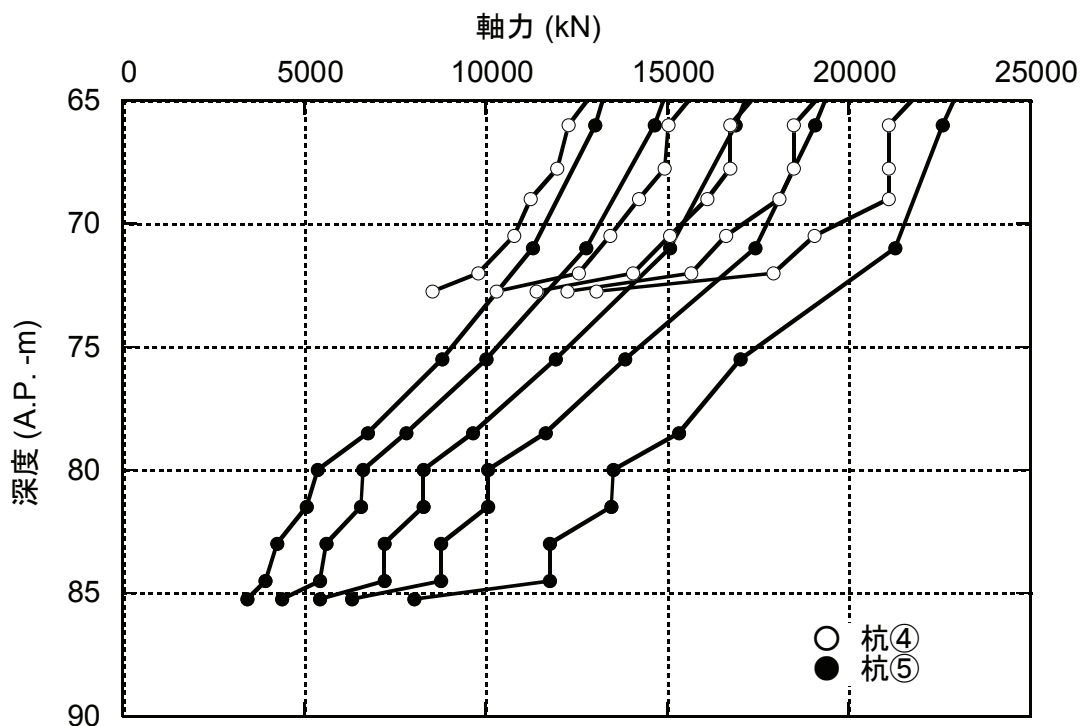


図-3.13 杭先端部付近の軸力分布の比較

この図をみると、A.P.-73m付近で軸力が大きく変化したのは、杭④の場合だけであり、杭⑤ではそのような変化は観察されない。また、杭⑤においても荷重レベルが上がると杭先端部付近(A.P.-85.25m)の軸力が増加しにくくなる傾向がみられる。

このことを模式的に示すと次頁図-3.14のようになる。

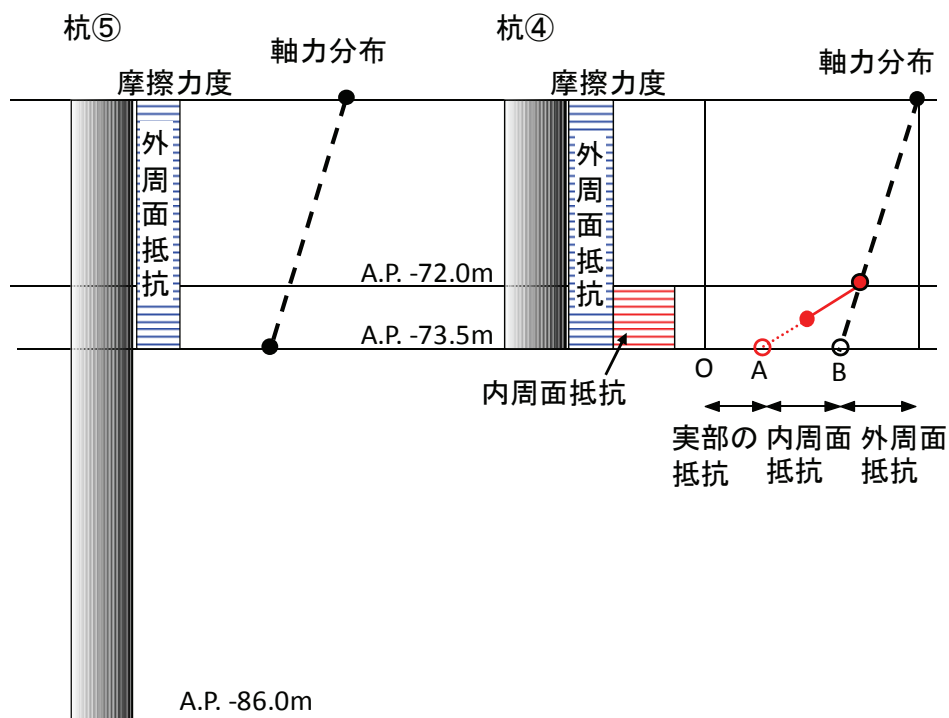


図-3.14 軸力分布と摩擦の関係

つまり、杭④に杭先端付近で杭に作用する軸力の急激な減少がみられているが、杭⑤のほぼ同じ深さで、同じ軸力レベルで杭軸伝達力の急激な減少は見られていない。開端杭では一般的に内周面抵抗が杭先端部分で大きく作用する⁵⁾ことからして、杭④の先端付近で見られた急激な軸力の減少は地盤条件に伴う外周面抵抗の増加によるものではなく、荷重の増加に伴う内周面抵抗の増加によるものではないかと考えられる。

杭⑤の先端付近でも杭④で生じたのと同じように、荷重レベルが大きくなると、杭先端部での急激な軸力の減少が生じておりこれらの現象は同じ理由によるものであると考えられる。

つまり、**図-3.14**の杭④に示したように、支持層と想定される地盤中で計測された杭の軸力を杭先端まで外挿したものをB点とし、杭先端付近で杭の軸力分布が著しく折れ曲がった点からの軸力を杭先端まで外挿したものをA点とする。このとき、杭先端の全抵抗力はB点で表され、杭先端での杭の実部の抵抗はA点で表されると考えられる。B点とA点の差は杭内部に詰まった土と杭の間の内周面摩擦によって発揮したものと考えることができる。なお、開端杭の支持力が杭の実部の抵抗と内周面抵抗の和によって発揮されるという考え方は参考文献6)にも示されている。このような考え方にに基づき、杭先端の全抵抗と杭の実部の抵抗、内周面抵抗の変化について考察する。

具体的には、**図-3.15**に示すように、杭先端付近で杭先端と同じ地層内で測定された数点の軸力測定値の平均的な傾向を直線で外挿して杭先端の軸力を求めたものをB点とし、杭先端付近の軸力測定点の深いところの2点を直線で延長して求めた杭先端の軸力をA点とする。ここでやっているように外挿によって杭先端の抵抗の成分を求めることはやや荒っぽい仮定であり、絶対値の議論は十分には行えないと考えられるが、全体的な傾向は把握できるものと思われる。

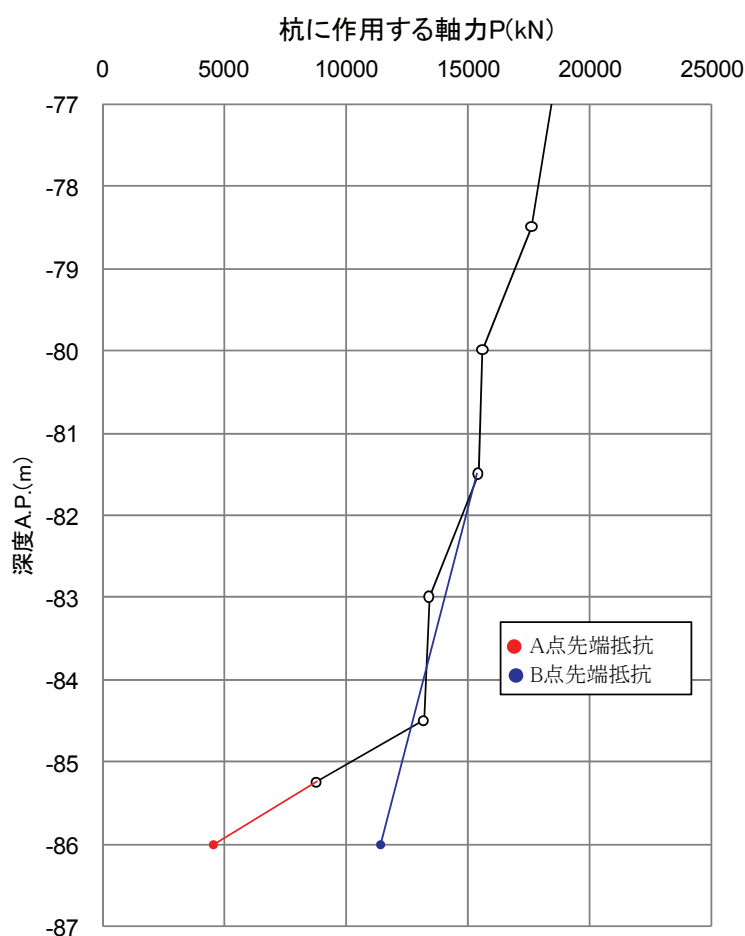


図-3.15 先端伝達荷重概念図 (杭⑤)

図-3.16と図-3.17は、以上の仮定に基づいて、杭④と⑤のB点抵抗とA点抵抗，B点抵抗とA点抵抗の差と杭先端部の沈下量との関係を示したものである。

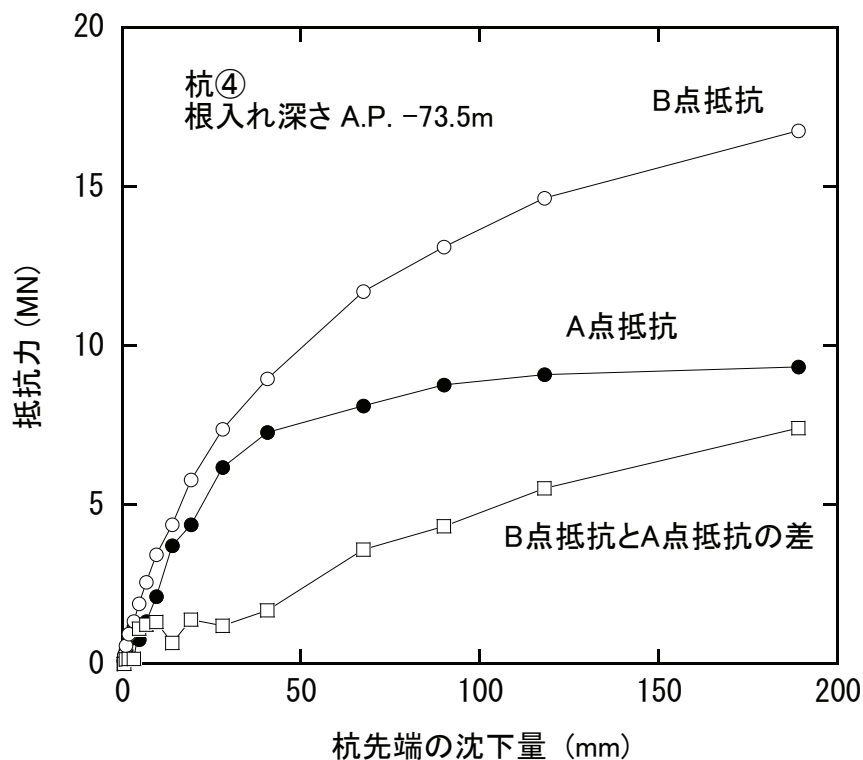


図-3.16 試験杭④の杭頭抵抗力と沈下量の関係

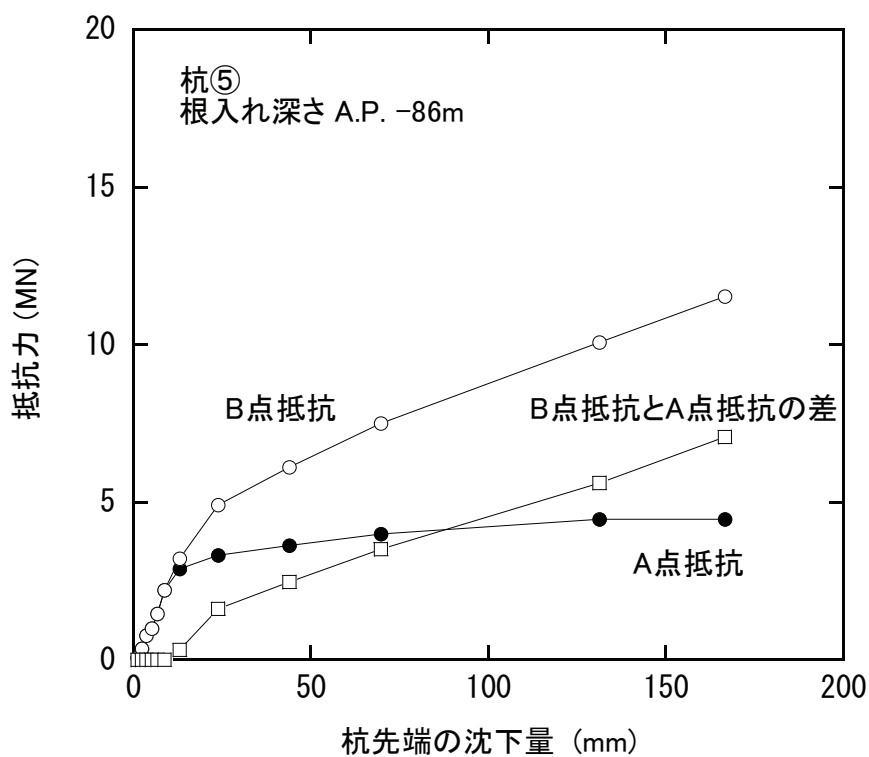


図-3.17 試験杭⑤の杭頭抵抗力と沈下量の関係

これらの図から次のことが分かる。A点抵抗は杭先端の沈下が小さいときから生じ、杭先端の沈下量が50mmに達するまでにほぼ最大値に達する。B点抵抗は0.1Dに相当する杭先端沈下が生じても最大値に達することなく、沈下とともに増加する傾向にある。その結果、両者の抵抗の差の抵抗は、杭頭沈下量が小さいときには、抵抗を発揮しないが、杭頭の沈下とともに抵抗を発揮し、0.1D相当の沈下量ではまだ最大値に達していない。

B点抵抗は杭④のほうが杭⑤よりも大きい。この違いは、A点抵抗の違いによるものであり、B点抵抗とA点抵抗の差分の違いは両方の杭であり大きくない。

杭の実部の抵抗についてはランドルフら⁷⁾と山肩ら⁸⁾が地盤調査結果と関連付けた研究をしている。

ランドルフら⁷⁾は開端杭の実部の単位面積当たりの先端抵抗力として式(3-1)を示している。

$$q_b = \frac{\lambda m (w_b/D)}{(w_b/D) + c} \cdot q_c \quad (3-1)$$

式(3-1)において q_c はCPT試験による計測貫入抵抗値(kN/m^2)、 w_b/D は正規化先端沈下、 m 、 c 、 λ はパラメータで、 $\lambda=1.75-(\sigma'_v/200)$ この時 $\sigma'_v < 200\text{kPa}$ 、 $\lambda=0.75$ この時 $\sigma'_v \geq 200\text{kPa}$ である。これらのパラメータの取り方は参考文献7)に従い、 $m=0.7$ 、 $c=0.015$ 、 λ は0.75とした。また、ここでは、 $w_b/D=0.1$ で検討する。

そのため、式(3-1)はここでは、 $q_b=0.46q_c$ で表される。したがって、杭先端実断面積部の抵抗力 R_t は q_b に先端実断面積 A_t を乗じて求められる。载荷試験位置近傍の原地盤でのCPT試験の結果では、杭④の先端付近の地盤で $q_c=97\text{MPa}$ 、杭⑤の先端付近では 50MPa であった。その結果から R_t を求めると杭④で7,900kN、杭⑤で4,000kNとなる。

また、山肩ら⁸⁾は、杭先端の極限支持力度を400N(N:杭先端N値)で表している。ここで、载荷試験位置近傍の原位置のN値(図-3.4)について換算N値(=50・30/(50打した時の貫入量(cm)))を求めると、杭④で125、杭⑤で68であった。ここから、杭先端実断面積部の抵抗力 $R_t=400NA_t$ で求めると、杭④で8,500kNとなり、杭⑤で4,600kNとなった。

図-3.16と図-3.17からはA点抵抗はそれぞれ、杭④で8,000kN程度、杭⑤で4,500kN程度となっており、いずれもランドルフら⁷⁾と山肩ら⁸⁾が提案する杭の実部の抵抗値に近い数字となっていた。

以上の結果からすると、A点の荷重は杭実部の荷重と判断して大きく間違っていないものであると考えられる。また、B点が杭先端の全抵抗と考えることについても大きく間違っているとは考えられないため、図-3.16と図-3.17に示したB点抵抗とA点抵抗の差を内周面抵抗と考えて差し支えないものと思われる(図-3.14)。

以上のように、杭の全先端支持力をB点抵抗とすれば、第2限界抵抗時の杭の先端抵抗は、それぞれ、杭④で16,000kN、杭⑤で11,000kN程度となる。ここでは、B点荷重をも

とにみかけの閉塞率を検討することにする。

なお、ここではみかけの閉塞率 α_1 は「道路橋示方書」²⁾の標準的な設計の考え方に準じ、式(3-2)で定義した。

$$\alpha_1 = P/(300NA_p) \quad (3-2)$$

ここで、Pは先端支持力(kN)、NはN値(≤ 40)、 A_p は杭先端断面積(=1.767m²)である。このようにして求めた見かけの閉塞率は杭④で0.75、杭⑤で0.5となった。

4) 周面摩擦応力の検討

載荷試験の結果得られた杭の軸力分布(図-3.11参照)と式(3-3)より求めた各ひずみ計設置区間における杭周面摩擦力度の最大値を表-3.4に示す。

$$\tau_i = \frac{P_{i-1} - P_i}{\pi \cdot D \cdot l_i} \quad (3-3)$$

ここで、 τ_i はi-1点とi点の間での周面摩擦力(kN/m²)、 P_i はi地点での軸力(kN)、 π は円周率、Dは杭の直径(m)、 l_i はi地点での区間長である。

表-3.4 深度毎の周面摩擦力度

杭④		杭⑤	
深度 A.P. (m)	最大周面摩擦力度 (kN/m ²)	深度 A.P. (m)	最大周面摩擦力度 (kN/m ²)
-6.90~-39.00	12.86	-6.90~-44.00	3.05
-39.00~-42.00	24.86	-44.00~-47.00	103.85
-42.00~-48.00	67.86	-47.00~-53.00	149.11
-48.00~-57.00	94.62	-53.00~-62.00	109.19
-57.00~-61.00	84.68	-62.00~-66.00	70.42
-61.00~-66.00	142.13	-66.00~-71.00	135.59
-66.00~-67.75	107.53	-71.00~-75.50	261.43
-67.75~-69.00	127.97	-75.50~-78.50	205.02
-69.00~-70.50	317.00	-78.50~-81.50	174.49
-70.50~-72.00	159.54	-81.50~-84.50	173.25

これらにより砂質土，粘性土，砂礫土の最大周面摩擦力度作用時の摩擦力とN値との関係を整理すると**表-3.5**に示す結果が得られる．このうち砂質土と粘性土については「道路橋示方書」²⁾の推定式とほぼ同等な値となっていた．砂礫土については「道示」²⁾の推定式に対して2倍の値が得られた．これらのことから，設計では，砂質土，粘性土，では最大周面摩擦力度作用時の摩擦力とN値との関係は「道示」²⁾の推定式と同じ値とし，砂礫土についてのみ「道示」²⁾の推定式より大きな値を用いることにした．

表-3.5 杭周面摩擦力度 (fi) の設計採用値

	道示推定式	杭④	杭⑤	平均	採用値
砂質土	2N	2.5N	3.0N	2.7N	2N
粘性土	10N	13.2N	7.0N	10.1N	10N
砂礫土	2N	—	4.2N	4.2N	4N

3.3.2 急速載荷試験

1) 試験概要

急速載荷試験は杭頭に載せた反力マスを特殊な推進剤の燃焼ガス圧力で打ち上げ、その反力を杭頭に鉛直に載荷するものである。反力マスの慣性反力により載荷することから、反力杭を必要としないこと、試験時間が短く現場の拘束時間が短いことが特徴として挙げられる。図-3.18に試験概要図を示す。

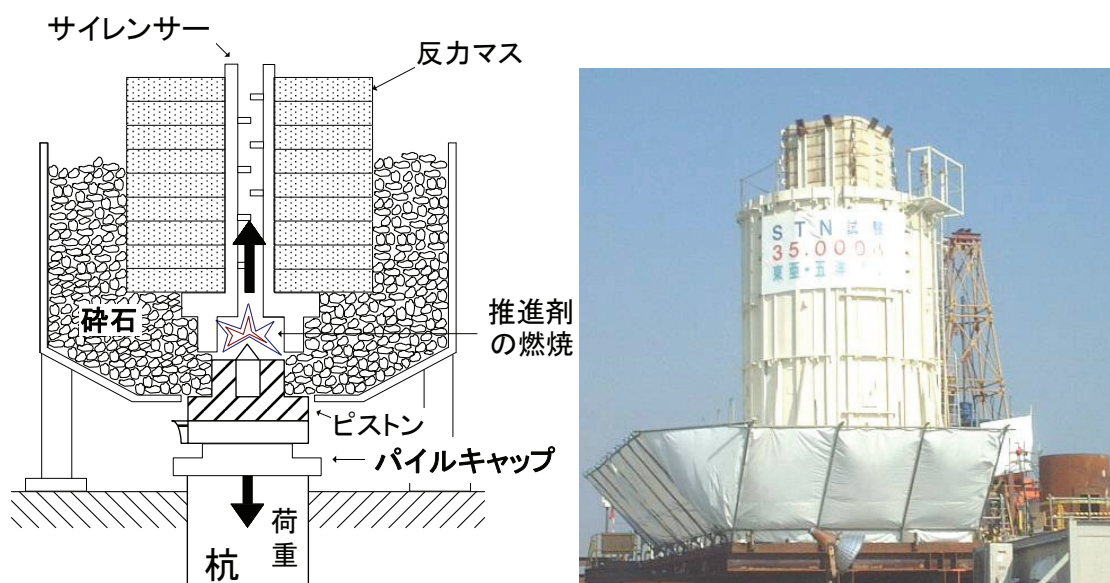


図-3.18 急速載荷試験概要図

急速載荷試験は杭③に対して実施した。本試験における計画最大荷重は35,000kNとした。この荷重は当時の国内最大計画荷重であった。

杭は支持層への根入れ長を杭径の3倍(3.6m)とし、杭体には周面摩擦分布および先端抵抗測定のため5断面のひずみゲージ、杭頭部(A.P.+4.98m)と杭先端部(A.P.-71.85m)の2断面に加速度計、杭頭部(A.P.+4.98m)にレーザー式変位計を設置した。

2) 試験結果

急速載荷試験結果の計測値を表-3.6に示す。ここで、杭頭速度、杭頭変位は加速度の積分値から求めた値である。杭先端抵抗力と周面摩擦力を分離するための詳細解析はスミスモデルによる波形マッチング解析を用いた⁹⁾。波形マッチング解析結果を図-3.19に示す。合計支持力として26,800kN、そのうち周面摩擦力16,000kN、先端支持力10,800kNを得た。図-3.20に波形マッチング解析結果による軸力分布および周面摩擦力度分布を示す。

表-3.6 急速载荷試験結果

初期荷重	2,176kN
初期変位	6.93mm
最大杭頭荷重	33,714kN
最大杭頭変位	117.3mm
最大杭頭速度	3.45m/s
最大杭頭加速度	154.0m/s ²
残留杭頭変位	35.7mm

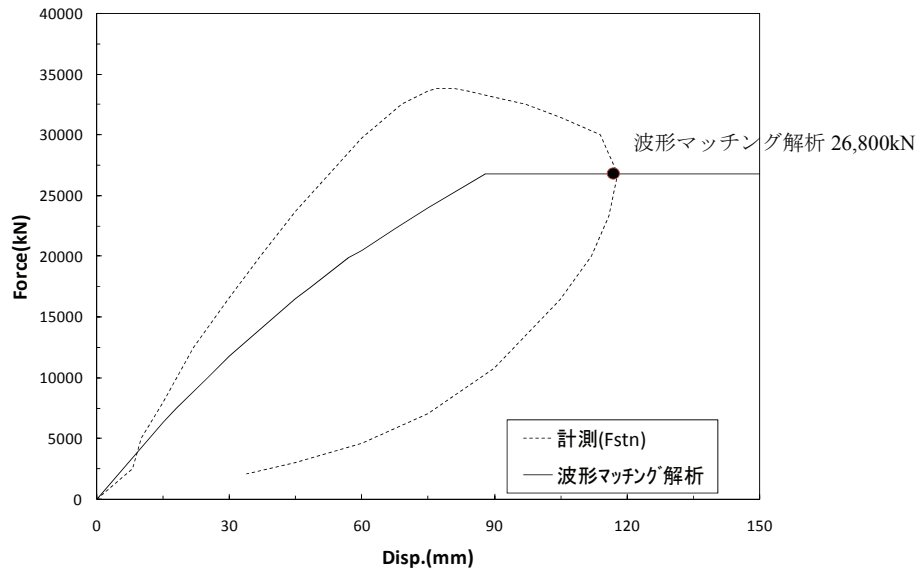


図-3.19 波形マッチング解析結果(杭頭荷重変位量曲線)

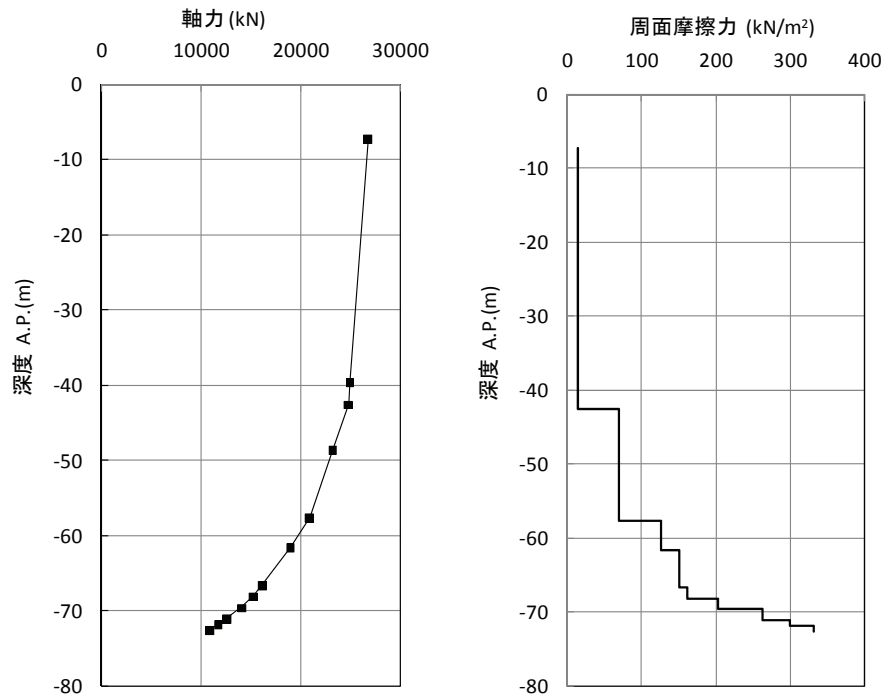


図-3.20 波形マッチング解析結果による軸力分布と周面摩擦力度分布 (杭③)

3) 先端支持力の検討

急速載荷試験の結果から得られた杭頭での静的極限荷重は 26,800kN、先端の静的抵抗成分は 10,800kN であった。この先端の静的抵抗成分値は波形マッチング解析で得られたものであり、モデルとしては杭先端位置での杭の全抵抗に相当する。つまり、この値は前項で述べた押し込み試験結果を解釈する際の図-3.15 における B 点相当であると考えられる。

本試験で得られた先端の静的抵抗成分を N 値に基づいた設計支持力式 $300NA_p^{1)}$ で閉塞率 100%として計算される値 13,560kN(N=40)と比較した場合、みかけの閉塞率は 80%となった。

4) 周面摩擦力の検討

急速載荷試験の解析結果から得られた周面摩擦力と押し込み載荷試験結果から推定した周面摩擦力の深度分布を比較した結果を図-3.21 に示す。図中では、杭③の結果を実線で、押し込み試験から求めた地盤区分と N 値から推定される平均的な周面摩擦力(表-3.5)を破線で示している。A.P.-42m～A.P.-57m 間では、急速載荷試験の結果のほうが周面摩擦力がやや小さく、それより深いところでは急速載荷試験の結果のほうが大きいという傾向を示しているが、両者は概ねよく一致した傾向にあると思われる。

以上の結果を総合し、設計用値としては表-3.5 を用いることにした。

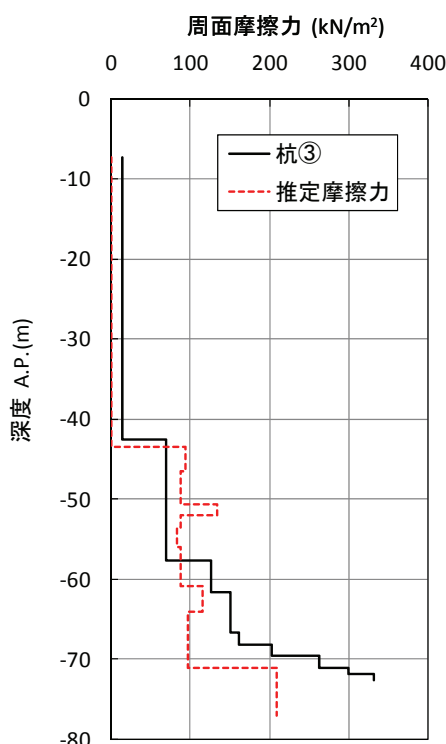


図-3.21 周面摩擦力の比較

3.4 水平支持力の検討

3.4.1 水平載荷試験

1) 試験概要

水平載荷試験は杭④に対し、押し込み試験を実施した後で十分な養生期間を取った後に実施した。水平載荷試験は地盤工学会「杭の水平載荷試験方法・同解説」¹⁰⁾に準拠し、一方向の多サイクル方式で実施した。この試験では、軟弱層における水平支持力の確認、基礎設計に用いる地盤定数の算定を目的とした。図-3.22に水平載荷装置および基準杭・基準梁の設置概要図を示す。

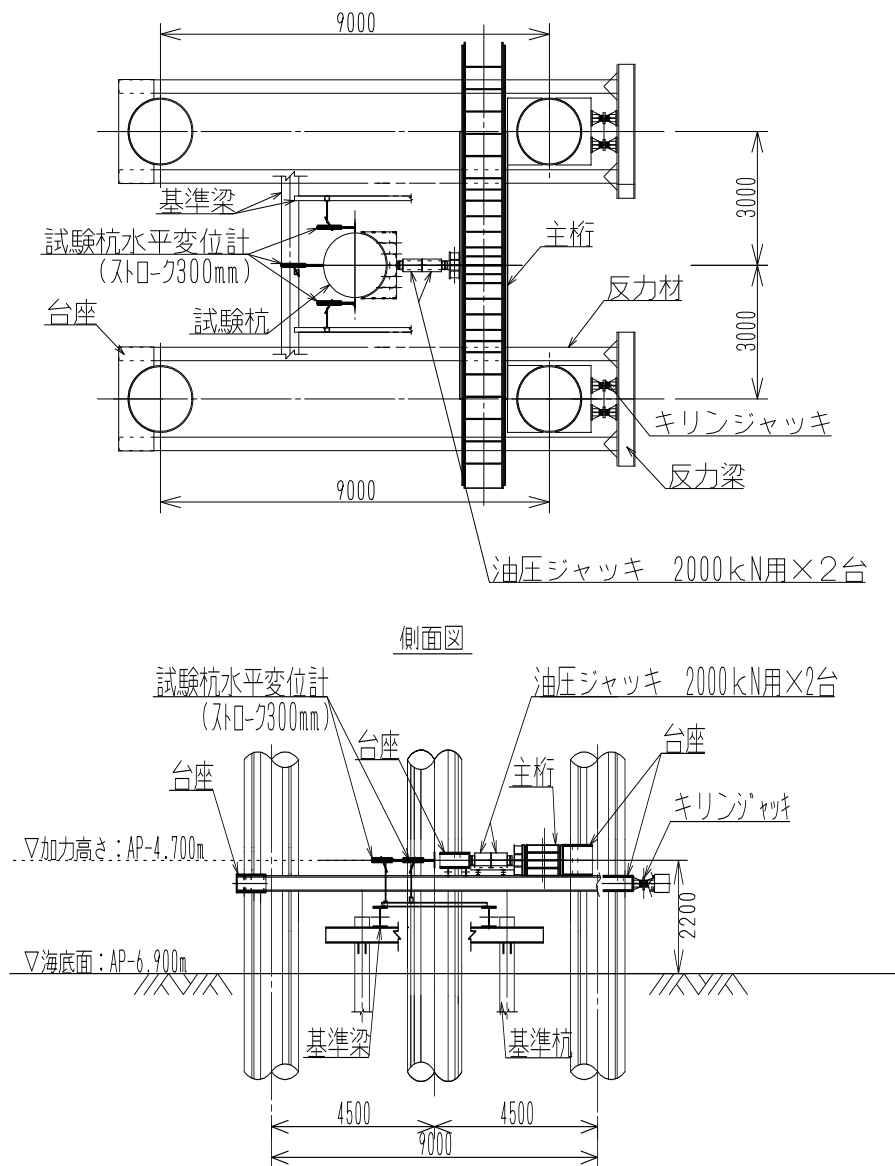


図-3.22 水平載荷試験装置および基準杭・梁

当海域は水深がA.P.-7m前後であり、加力点を海上に設ける一般的な試験方法では突出長が長くなるため、杭に作用する曲げモーメント、加力点変位を大きくしないと、目的とする試験杭の地盤面以深での水平変位を十分に与えることができない。

そこで、加力点をA.P.-4.7m(海底面から2.2m上方)とした水中載荷方式とし、加力点で200mm以上の変形を与えられる載荷装置を用いて、試験杭の地表面付近で比較的大きな水平変形を生じさせることにした。加力装置は載荷能力2,000kNの油圧ジャッキ2台を直列に並べ大変形に対応できるように配置した。また、変位測定の基準となる基準点および基準梁も水中に設置した。

基準杭はH形鋼(H-400×400)をバイプロハンマーで打設し、載荷試験装置が沈まないように根入れ長を40m確保した。

水平載荷試験では、ひずみゲージ、水平変位計を設置した。杭の水平方向の変位計はストローク300mmで防水型の変位計を試験杭の周囲に3点設置した。

2) 試験結果

図-3.23にこの試験の結果得られた、載荷点での荷重と変位の関係を示す。水平載荷試験は1,080 kNまで載荷し、加力点で250mm変形させた。

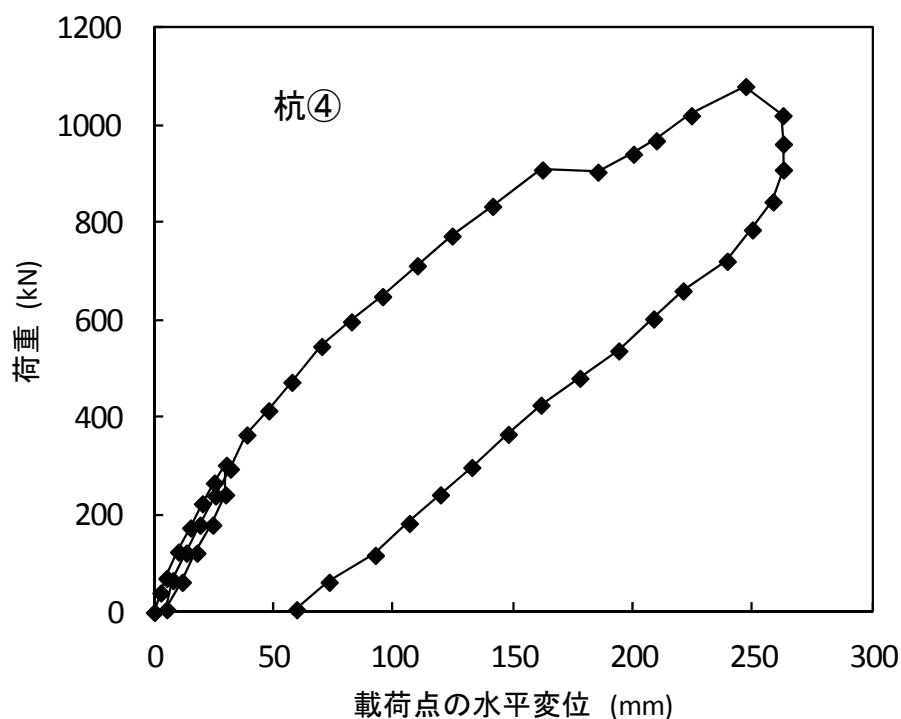


図-3.23 載荷点荷重変位曲線図

図-3.24～図-3.26に、変位、曲げモーメント、地盤反力の深度分布を示す。図-3.25には、測定された曲げひずみと測定された曲げモーメントから滑らかな関数で近似した曲げモーメント分布を示す。この曲げモーメント分布を2階積分および2階微分することによって、深度方向の変位と水平地盤反力の分布を推定したものが図-3.24と図-3.26である。

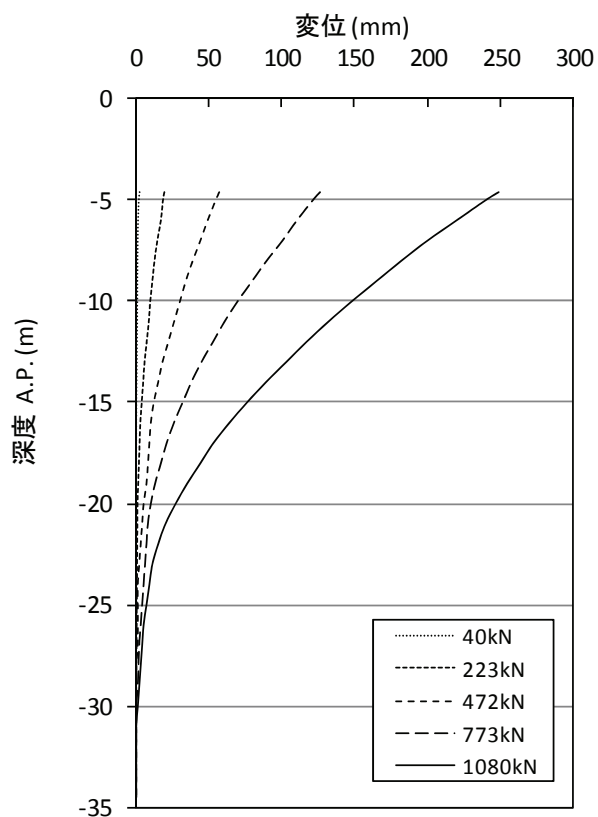


図-3.24 変位の深度分布

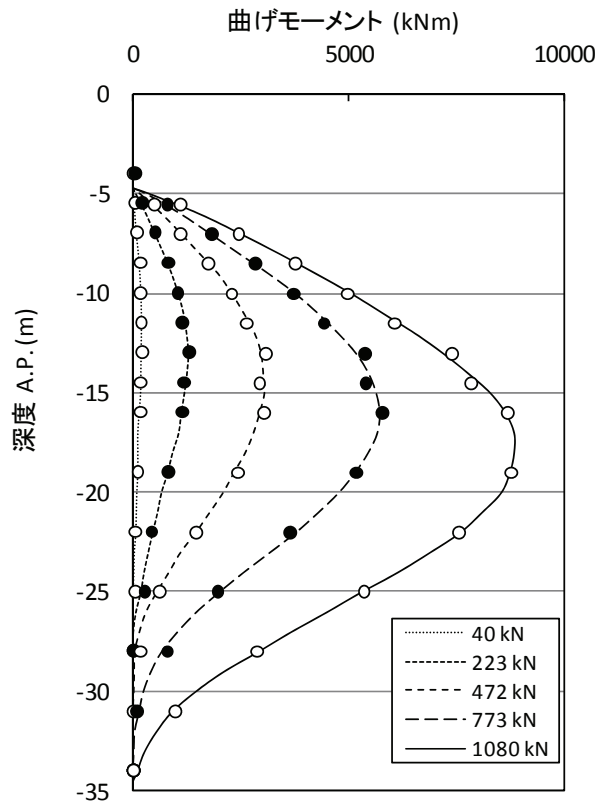


図-3.25 曲げモーメントの測定値と測定値を近似した深度分布

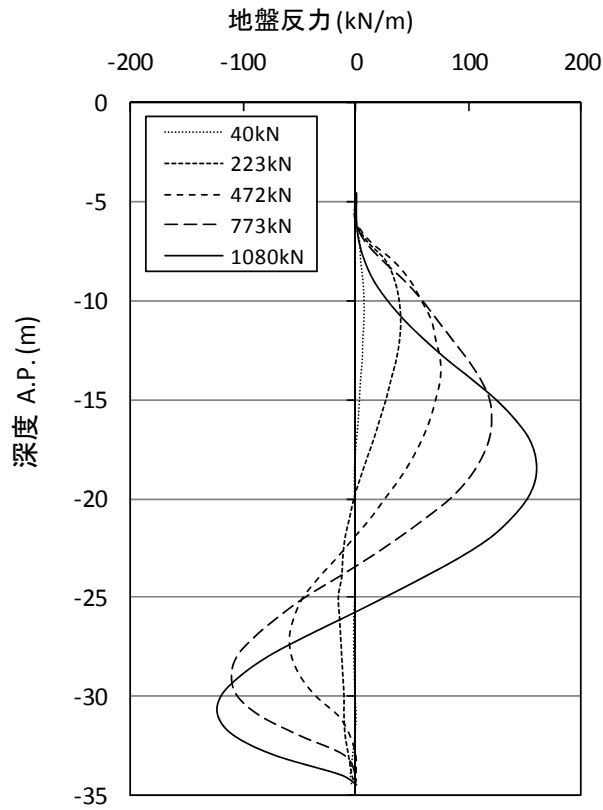


図-3.26 水平地盤反力の深度分布

図-3.26をみると、深いところでの変位が浅いところの変位より小さいにもかかわらず、深度に比例する形で地盤反力が増加する傾向にあった。また、1,080kNまで載荷した場合には、地表面付近での地盤反力が小さくなる結果となった。後者について、このような結果は定かではないが、解析精度に多少の問題があったことも考えられる。

図-3.27には、図-3.24と図-3.26から求められる、チャンの式($p=k_H y$)における地盤反力係数 k_H の深度分布の推定値を示した。この結果から、各載荷段階での k_H の深度方向の変化をみると、いずれの載荷段階であっても深度A.P.-15m~-20mあたりまでは、深くなるにつれて k_H が増加する傾向にあることが分かる。また、チャンの式の特徴から、杭の変位の増加とともに地盤反力係数が低下する傾向にあるため、A.P.-15mよりも浅い部分では載荷荷重が増えるにつれてどの深度の k_H も低下する傾向にあることが分かる。

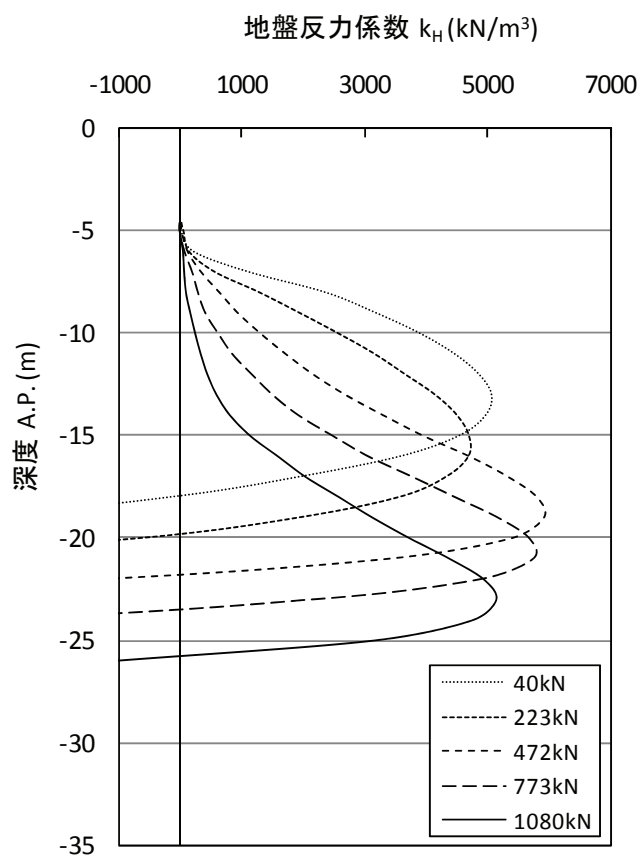


図-3.27 地盤反力係数 k_H の深度分布の推定値

3.4.2 水平載荷試験結果に基づく検討

1) 水平方向地盤反力係数 (k_H) の検討

載荷試験で用いた杭の杭径は 1,500mm であるが、設計で考えるべき鋼管矢板基礎の幅はこれとは異なる。そこで、水平載荷試験結果から求めた水平方向地盤反力係数(k_H)と試験杭の載荷幅($B_H=1,500\text{mm}$)から変形係数($\alpha_3 E_0$)を逆算し求めることにした。水平方向地盤反力係数(k_H)は、対象とする地盤位置における変位量が基準変位量である杭径の 1% ($\delta=15\text{mm}$)に達した時点の変位と地盤反力の関係より算出した。

ここでは、「道路橋示方書」²⁾に示された変形係数($\alpha_3 E_0$, **表-1** 参照)から地盤反力係数を求める式を逆算的に用いて変形係数を求めた。その式を式(4-4)に示す。

$$\alpha_3 E_0 = 0.3 \cdot k_H / ((D/\beta)^{1/2} / 0.3)^{-3/4} \quad (4-4)$$

ここで、 k_H は水平地盤反力係数 (kN/m^3)、 β は基礎の特性値 (m^{-1}) である。

ここでは、地盤反力係数が深度方向に増加する傾向を示していることから設計地盤面より 2m 毎に地盤反力係数の平均値を求め、そこから変形係数を求めた。

基本設計で用いた変形係数と載荷試験結果から得られた変形係数を比較した結果を **図-3.28** に示す。基本設計時には、A.P.-11.0m を代表深度と考えて、そこでの一軸圧縮試験の結果から $\alpha_3 E_0 = 2,800 \text{ kN/m}^2$ とし、それ以深の $\alpha_3 E_0$ が一定値であるとしていた。載荷試験結果をもとにした設計の見直しでは、**図-3.28** に示した深度と $\alpha_3 E_0$ の関係を用いることにしたため、基本設計時に比べて相当大きな値が取れるようになった。

結果として **図-3.28** に示す載荷試験結果から求めた数字を用いることにした。

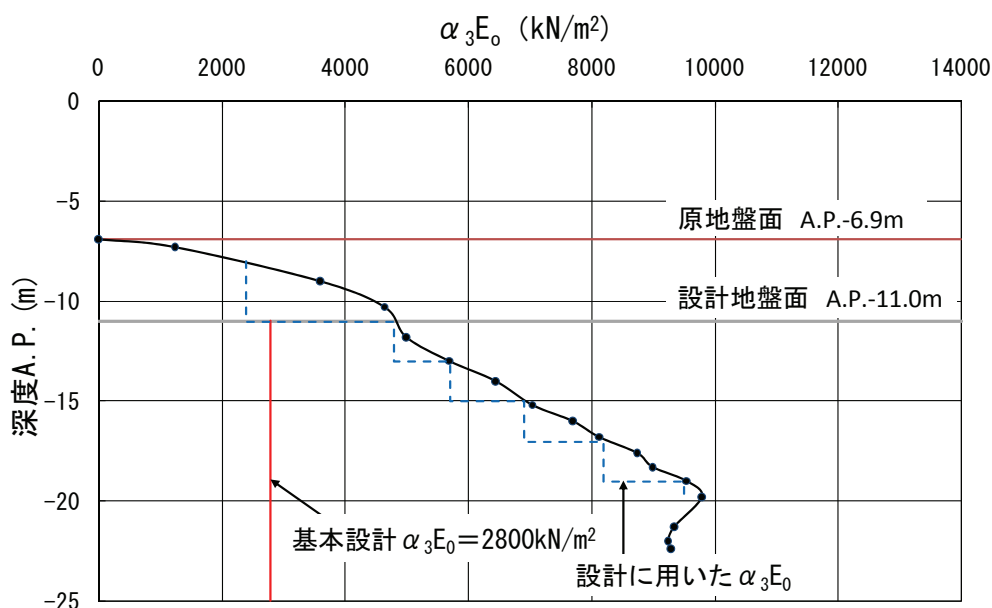


図-3.28 深度方向の $\alpha_3 E_0$ 分布

3.5 載荷試験結果の鋼管矢板基礎設計への適用

3.5.1 設計支持力式の検討

本橋の基礎構造詳細設計に用いる設計極限支持力は前節の検討結果より杭の先端支持力と周面摩擦力の組み合わせと仮定し式(3-5)を提案した。

$$R_u = \alpha_1 \cdot 300NA_p + U \sum L_i \cdot f_i \quad (3-5)$$

式(3-5)において、 R_u は杭の極限支持力(kN)、 α_1 みかけの閉塞率(式(3-2)に示すように先端支持力を $300NA_p$ で除した値)、ただし、 N は N 値(≤ 40)、 A_p は杭先端断面積(m^2)、 U は杭の周長(m)、 L_i は周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)、 f_i は周面摩擦力度(載荷試験結果提案値)(kN/m^2)である。

図-3.29 に実験結果をもとに結論された表-3.7 に示した定数を用いて式(3-5)から求めた軸力分布と第 2 限界抵抗力時における最大荷重時の実測軸力分布および当初設計時に設定していた最大軸力分布を示す。

表-3.7 砂礫層支持のみかけの閉塞率 α_1 、周面摩擦力度 f_i

みかけの閉塞率 α_1	周面摩擦力度 f_i (kN/m^2)		
	0.74	砂質土	粘性土
2N		10N	4N

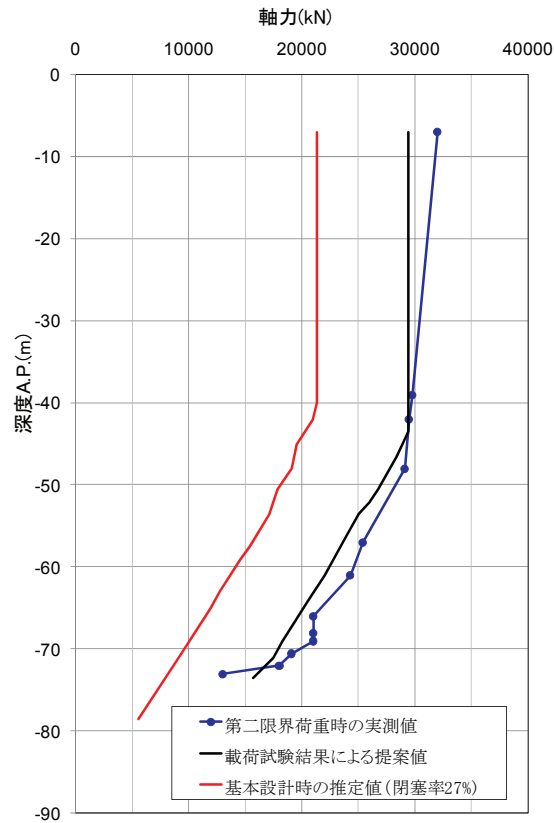


図-3.29 軸力分布の比較（杭④）

図-3.29 示すように表-3.7 による杭頭荷重は実測値より小さくなるように、また、いずれの深度においても実測値を一般的には上回らないように設定されている。また、当初設計と比べると、主として先端抵抗の取り方の違いにより、推定される最大杭頭荷重に違いが生じていることが分かる。

以上から、設計で表-3.7に示す値を採用することにより、先端抵抗を適切に評価できるようになり、基本設計段階に比べて大きな支持力をとれるようになった。そこで、詳細設計においては表-3.7を用いて極限支持力を推定することにした。なお、図-3.29に示した提案値は1本の載荷試験結果から得られた結果であるため、地盤全体のばらつきを考慮するため、設計時に用いる支持力は図-3.29に示した値を1.2で除した値を用いた。

3.5.2 鉛直方向地盤反力係数 (k_v) の検討

杭先端の鉛直方向地盤反力係数は、杭先端の地盤が降伏した時点の杭先端荷重と杭先端変位から求めた。

ここでは、設計用の地盤反力係数を求めるため、(1)で示したように実測先端抵抗(B点抵抗に相当)をあらかじめ1.2で除したものをを用いた。杭④における鉛直方向地盤反力係数(k_v)を算定した結果と基本設計時の比較表を表-3.8に示す。

ここで、杭④の載荷試験結果より求めた地盤反力係数は、杭④では、基本設計時に用いた反力係数(孔内載荷試験のE₀より算出)と結果的にはほぼ同等の値となったが、載荷試験の結果を使うことによって精度が向上できていると考えられる。

表-3.9 常時の鉛直方向地盤反力係数

	基本設計時 (kN/m ³)	載荷試験結果 $k_v = P_y / A_p / S_{py}$ (kN/m ³)		
杭④	142,000	131,000	降伏荷重 P _y (kN)	6,500
			先端変位量 S _{py} (m)	0.028
			先端断面積 A _p (m ²)	1.77

3.5.3 井筒部底面の水平方向せん断地盤反力係数（ k_s ）の検討

井筒部底面の水平方向せん断地盤反力係数は「鋼管矢板基礎設計施工便覧」¹²⁾に準じて式(3-6)より算出した。

$$k_s = 0.30k_v \quad (3-6)$$

ここで、 k_s は井筒部底面の水平方向せん断地盤反力係数(kN/m^3)、 k_v は鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)である。前項3.5.2で得られた鉛直方向地盤反力係数を式(3-6)に代入し求めた杭④の水平方向せん断地盤反力係数は $k_s=39,300\text{kN/m}^3$ となり、基本設計時の $k_s=42,600\text{kN/m}^3$ とほぼ同じ値であったが、載荷試験から求めた数字を設計に用いることにした。

3.5.4 鋼管矢板井筒基礎詳細設計

前項に述べたように，設計定数を各土質試験結果から設定した鋼管矢板井筒基礎の基本設計時の断面と鉛直方向地盤反力係数，水平方向地盤反力係数，杭先端支持力および杭周面摩擦力を載荷試験結果から設定した詳細設計時の断面の比較を表-3.9に示す．また，その時の詳細設計計算結果を表-3.10に示す．載荷試験結果を反映することにより平面形状，鋼管矢板本数，杭長等の低減が図られた．

表-3.9 鋼管矢板井筒基礎設計結果比較 (MP2)

	平面形状 単位(mm)	杭本数
		杭長(根入長)
基本設計		136 本
		70.5m(5D)
詳細設計		98 本
		67.5m(3D)

表-3.10 MP2仮想井筒ばり詳細設計結果一覧表

項目		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			常時	地震時	地震時	
作用力	V_0	kN	379,606	436,650	424,300	
	H_0	kN	0	54,973	25,701	
	M_0	kNm	0	1,386,165	896,785	
設計地盤面水平変位		δ_2	cm	0.000	4.01	1.15
鉛直反力	最大	R_{max}	kN/本	3,874	6,619	5,562
	最小	R_{min}	kN/本	3,874	2,292	3,098
許容値	地盤面水平変位	δ_a	cm	5.00	5.00	5.00
	押込支持力	R_a	kN/本	5,304	7,956	7,956
	引抜力	P_a	kN/本	-337	-674	-674

3.6 考察

東京ゲートブリッジの建設に当たり、主塔基礎として、鋼管井筒矢板基礎が選定された。その根入れ深度はA.P.-75m以上となることが想定され、また、大口径鋼管矢板が必要となる見込みであった。また、支持層として期待できそうな層が2層あり、どちらの層を支持層にするかについても不確定なところがあった。また、構造設計で採用する鉛直方向と水平方向の地盤反力係数についても杭の載荷試験結果に基づいて設定することにより精度の向上を図ることが検討された。このようなことから、建設予定地点近傍で、 $\phi 1,200\text{mm}$ 、 $\phi 1,500\text{mm}$ 、 $\phi 1,800\text{mm}$ の鋼管杭を用いて静的載荷試験(押込み、水平)、急速載荷試験、衝撃載荷試験を実施した。

以上の試験の結果、次のことが明らかとなった。

- 1) 押込み試験の結果から $\phi 1,500\text{mm}$ の開端鋼管杭を支持層に3D(D：杭径)根入れした場合のみかけの閉塞率は砂礫層75%、砂層50%となった。また、急速載荷試験結果から $\phi 1,200\text{mm}$ の開端鋼管杭を支持層に3D根入れした場合にみかけの閉塞率は80%となり $\phi 1,500\text{mm}$ の場合より大きくなった。本載荷試験結果からは既往の試験²⁾のものより大きな支持力を期待できることが分かった。
- 2) 周面摩擦力は押込み試験、急速載荷試験結果から試験杭の設置条件、試験方法にかかわらず、砂質土層、粘性土層では「道路橋示方書」²⁾に規定された関係式で与えられる値と同様であった。礫層については大きな値となった。
- 3) 砂礫地盤の鉛直方向地盤反力係数を静的載荷試験結果より算定した。この結果は、孔内水平載荷試験から推定したものとほぼ同じ値となったが、原理的に考えると載荷試験によるもののほうが精度が高いことが推察される。
- 4) 水平方向地盤反力係数についても載荷試験結果を用いることによりより精度の高い推定ができるようになった。

以上の載荷試験結果を用いて基礎の設計を見直したところ、鋼管矢板の値入長を短くすることができたほか、鋼管矢板井筒基礎の断面積を基本設計の5割まで低減することができた。

一般的に、地盤調査結果をもとにして設計基準等に示された標準的な推定式を用いて支持力を設定すると、十分な精度が得られない場合が多く、このような場合には、杭の載荷試験を実施することが有効である。本橋のケースでは、標準的な方法を用いると設計上期待できる支持力が過小評価になることが懸念されたため、杭の載荷試験を実施した。その結果、基礎の設計を大幅に見直す結果となった。このような載荷試験の実施は基礎の設計照査の合理性を高める上で非常に有効であると考えられる。

3.7 参考文献

- 1)横山好幸, 本間政幸, 片山猛, 丸山隆: 東京湾横断道路大口径鋼管杭鉛直載荷試験, 土と基礎, Vol.40, No.2, pp.47-52, 1992.
- 2)社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002. 3.
- 3)齊藤泰, 日下部治, 清宮理, 下迫健一郎, 川上泰司: 東京港臨海大橋(仮称)の耐震設計法について, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.393-406, 2010.3.
- 4)社団法人 地盤工学会: 地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説, 2002. 5.
- 5)菊池喜昭, 水谷崇亮, 森川嘉之: 載荷試験を活用した鋼管杭の設計・施工管理手法の体系化, 港湾空港技術研究所資料 No.1202, p.163, 2009.
- 6)日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.206-207, 2001.
- 7)De Nicola,A., and Randolph,M.F.: Plugging behavior of driven and jacked piles in sand, Geotechnique47(4), pp.841~856, 1997.
- 8)山肩邦男, 永井興史朗: 開端鋼管ぐいの支持力に関する考察(その2), 日本建築学会論文報告集, 第213号, 1973.11.
- 9)西村真二, 松本樹展: スタナミック試験における波動現象の影響, 第30回土質工学研究発表会, pp.1431-1434, 1995.7.
- 10)社団法人 地盤工学会: 地盤工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説, 1983.10.
- 11)社団法人 日本道路協会: 鋼管矢板基礎設計施工便覧, 1997.12.

第4章 機能分離型すべり免震支承を用いた免震設計

4.1 支承構造の検討

4.1.1 検討の背景

東京ゲートブリッジの主橋梁部(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、かつ羽田空港を離着陸する航空機の空域制限から、構造高さを抑えた橋梁形式として、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(図-4.1参照)。

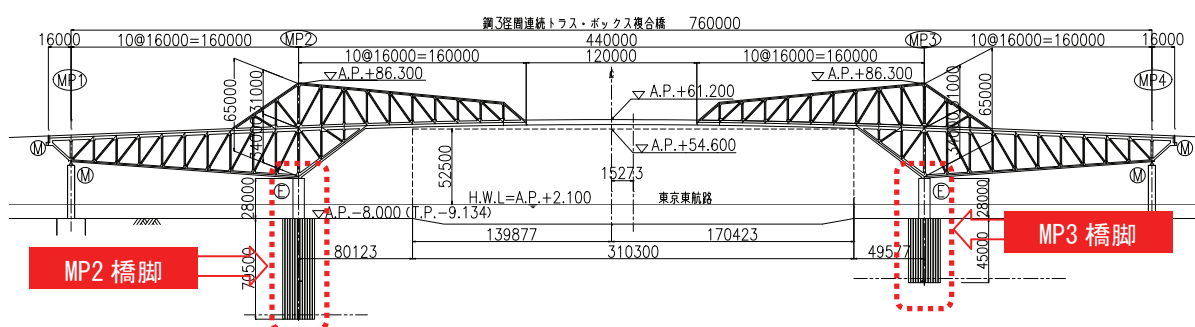


図-4.1 東京ゲートブリッジ主橋梁部図 (単位mm)

建設地点の地盤状況はN値0のシルト層が30m以上堆積している軟弱地盤が広がっているため(第2章2節参照)、地震時の地盤変位は大きくなり、構造物は高い耐震性が要求された。

ここで、兵庫県南部地震以降の橋梁構造の耐震設計では部材の塑性化を考慮した設計が一般的になってきている。本橋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施工上極めて難しく、発生した橋脚基部の残留変位を地震後に復旧することは困難である。そこで、本橋では耐震性を確保するため免震支承を採用し、地震力を低減させ、かつ地震時の塑性変形を支承部に集中させることで、地震時の構造部材の損傷を極力防止することにした。

免震支承としては積層ゴム系の免震支承が一般的である。本橋における支承反力は80,000kN/基と、これまでのゴム系支承として国内最大規模の鈴蘭大橋 50,000kN/基を超え非常に大きく、鉛直支持力の観点からゴム支承が有利と言えないため、鉛直支持と水平支持の機能を分離させた機能分離型すべり免震支承(以下、すべり型免震支承と略称する)の採用¹⁾を検討した。

検討においては、三次元立体骨組みモデルによる線形時刻歴応答解析を実施²⁾し、各

支承条件における支承部に発生する水平反力の算出を行った。地震時の各レベルの入力地震動は、「道路橋示方書」³⁾に規定されているⅢ種地盤の地表面波を用いた(第2章3節参照)。

地震時移動量、製作面、経済性について比較した結果、MP1、MP4においては負反力があるため従来型の免震支承、MP2、MP3においてはすべり型免震支承が最適構造であると判断された。従来型の免震支承では1つの支承で鉛直力と水平力の両者を支持していたのに対して、本橋のMP2、MP3橋脚で採用したすべり型免震支承では、鉛直力を負担する機能と水平力を負担する機能が分離されているため、鉛直機能及び水平機能をそれぞれ合理的に照査でき、従来型と比較するとサイズをコンパクト化することが可能である。

また、荷重支持板の水平移動による摩擦抵抗によるエネルギー減衰効果により、地震時の水平移動量を小さくすることも可能である。したがって、設計上、すべり面の摩擦係数が重要な要素となるが、最新の理論では摩擦係数は面圧(単位面積当たりの鉛直反力)や、変位の速度によって変動することが知られている^{4),5)}。また、古典的な乾燥摩擦は個体表面に対して Amonton (1699)-Coulomb(1785)の法則により以下の経験則が成り立つとされている。

- 1)摩擦力は接触面に加えられる垂直荷重に比例する。
- 2)摩擦力は見かけの接触面積には無関係である。
- 3)摩擦力はすべり速度には無関係である。
- 4)静摩擦力は動摩擦力より大きい。

ここで、上記経験則3)は低すべり速度域や高すべり速度域においては成立しない⁶⁾。また、高分子材料などのように変形の際に粘弾性特性を示し、内部摩擦の大きい材料に対しては上記経験則4)は成立せず、動摩擦力の方が静摩擦力よりも大きい場合がある⁶⁾。以上から、近年のトライボロジーに関する知識により、Bowden-Taborによる凝着理論^{7),8)}が固体摩擦の基本原則と考えられているため、本橋支承におけるすべり面の摩擦力の面圧依存性、速度依存性を実験により確認し、その結果を設計へ取り入れることにした。

また、水平力を受け持つゴムバッファは橋の復元力機能とともに構造物の固有周期を決定する役割も有するため、二つの要素が組み合わされていないと免震機能が成り立たない。そのため、一般の積層ゴム支承の基本特性試験によりゴムバッファの性能を確認した。

本章では、新設橋では初めてMP2、MP3橋脚で採用した機能分離型すべり免震支承の力学特性を解明した実験手法とその結果およびすべり型免震支承の摩擦減衰を考慮した本橋の耐震設計における動的解析結果について述べる。

4.2 すべり型免震支承の摩擦特性の検討

4.2.1 すべり型免震支承の免震機構

本橋で採用するすべり型免震支承の摩擦減衰機構は、荷重支持板(図-4.2 参照)上面のPTFE(四フッ化エチレン樹脂材料)板と上沓下面のステンレス板で確保される。

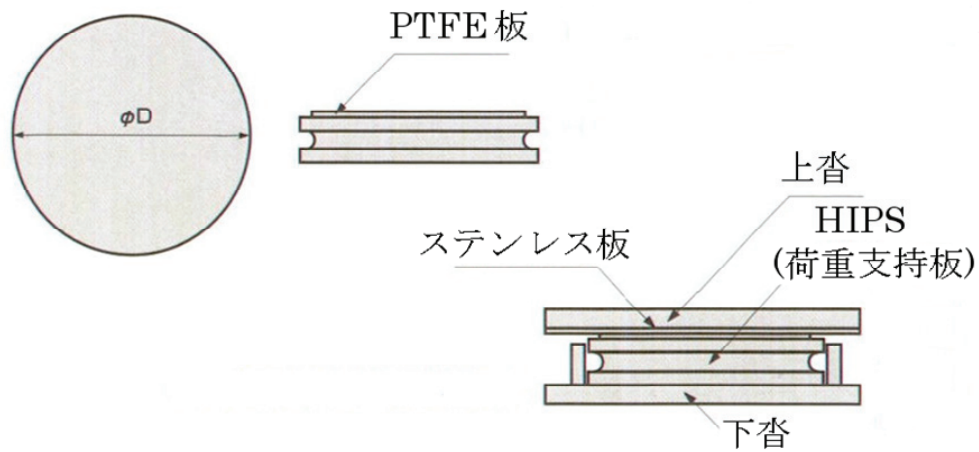


図-4.2 荷重支持板参考図

すべり型免震支承の免震機構を概念図で示すと図-4.3 のとおりである。

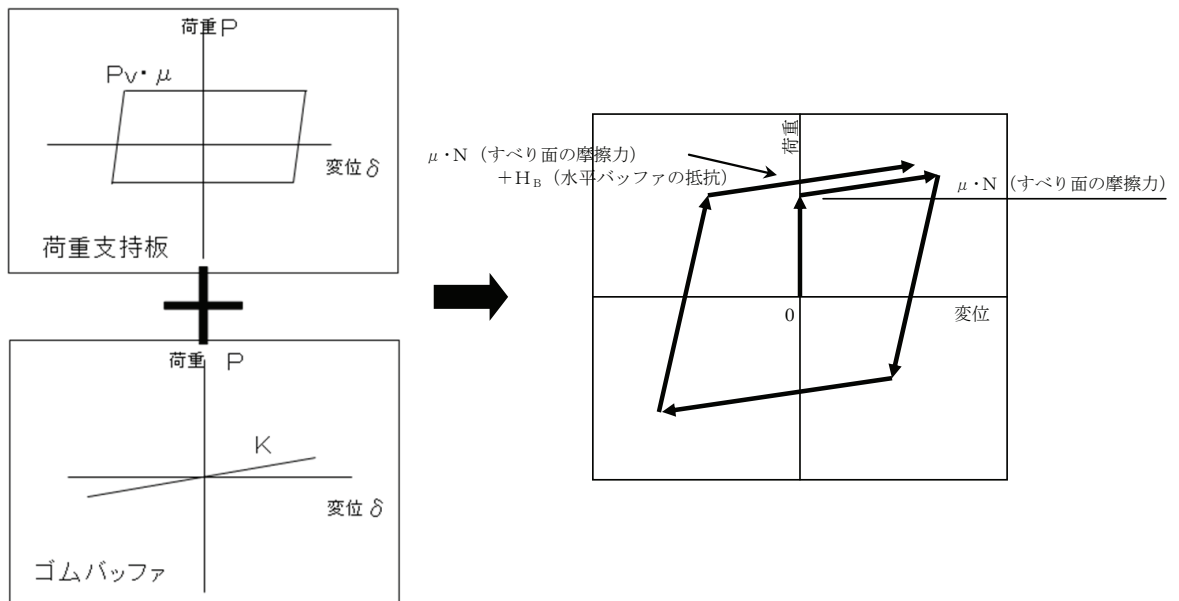


図-4.3 すべり型免震支承の免震機構の概念図

立ち上がりは、鉛直支承のすべり面の摩擦抵抗によりほとんど変位量なしで水平力を支持するが、すべり面の摩擦抵抗以上の荷重が作用したときに水平変位を生じ、ゴムバッファのゴムのせん断抵抗が作用し、**図-4.3**に示すヒステリシスループによりエネルギーの吸収がなされる。摩擦係数はすべり面に作用する面圧と加振速度に依存することが知られており、単純なバイリニアモデルでは表現できない。この面圧と速度を考慮したすべり型免震支承のモデル式は既に提案⁹⁾されている。

本橋では上部構造の重心位置と支承位置とが高さ方向に離れており、橋軸直角方向の地震時には支承に作用する軸力が大きく変化し、すべり型免震支承に作用する摩擦による水平力が時々刻々と変化する構造となる(**図-4.4**参照)。

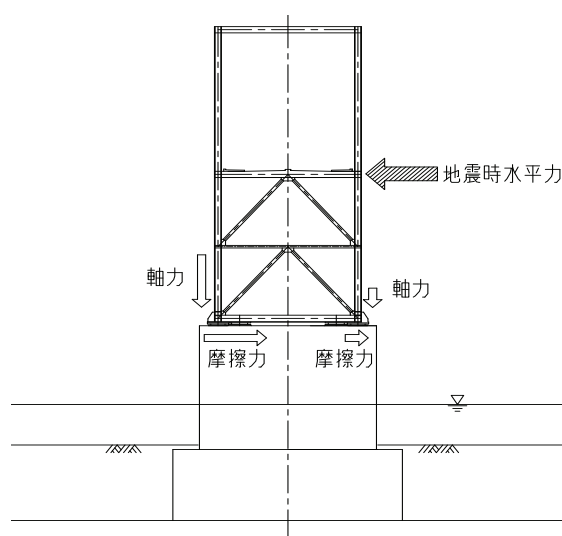


図-4.4 各支承に作用する軸力・摩擦力

一般の桁橋等では常時(死荷重時)に対して地震動に伴う面圧の変化は 20%前後と考えられ、「道路橋示方書」³⁾における耐震設計法では、可動支承の摩擦力としては考慮されるが摩擦力によるエネルギー吸収を考慮する設計法とはなっていない。本橋では構造上、地震動に伴い 100%近い面圧の変化が考えられたことから、この面圧と本橋の水平力についてもその影響を考慮した解析を行う必要があると判断した。

ここで、すべり型免震支承の摩擦係数は面圧に依存⁹⁾して変化することから、摩擦による水平力の変化を考慮した解析を行うためには、面圧に依存した摩擦係数の変化をせん断載荷試験により確認しておく必要があった。同様にすべり型免震支承の摩擦係数は速度に依存⁹⁾して変化するため、支承に作用する面圧と摩擦力の関係を検証する必要があった。

以上を踏まえ、荷重支持板に対する面圧と加振速度を変化させたせん断載荷試験を実施

することで、摩擦係数の面圧及び速度依存性を検証し両者の関係を定式化することにした。面圧及び速度に依存した支承バネモデルについては、高橋らの論文¹⁰⁾の中にある指数関数モデルを基礎とした下式(4-1a)、(4-1b)のモデルを参考とし、試験結果からこの基本式の各定数を設定することにした。

$$F(v, N) = KN^n [1.0 - \exp(-av)] \quad (4-1a)$$

$$\mu(v, N) = KN^{-(1-n)} [1.0 - \exp(-av)] \quad (4-1b)$$

ここで、 F は摩擦力(N)、 v はすべり速度(kine)、 N は軸力(N)、 μ は摩擦係数、 K 、 n 、 a はせん断載荷試験から求まる材料パラメータである。

4.2.2 検討方法

試験は鉛直支承のすべり面の摩擦係数の面圧依存性，速度依存性をせん断载荷試験により確認し，設計に用いる支承のバネモデルとして式(4-1a)，(4-1b)における各パラメータ値を設定することを目的とした。図-4.5に载荷試験および検討の流れを示す。

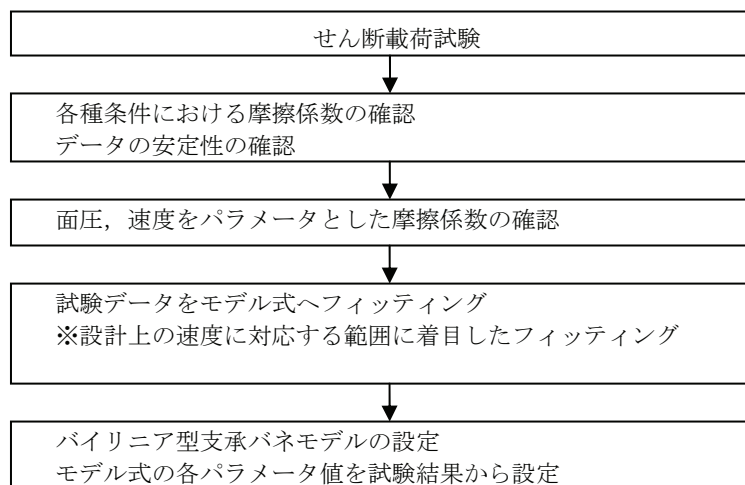


図-4.5 载荷試験とバネモデルの検討フロー

4.2.3 せん断載荷試験概要

本橋 MP2, MP3 橋脚部で採用した支承断面図を **図-4.6** に示す.

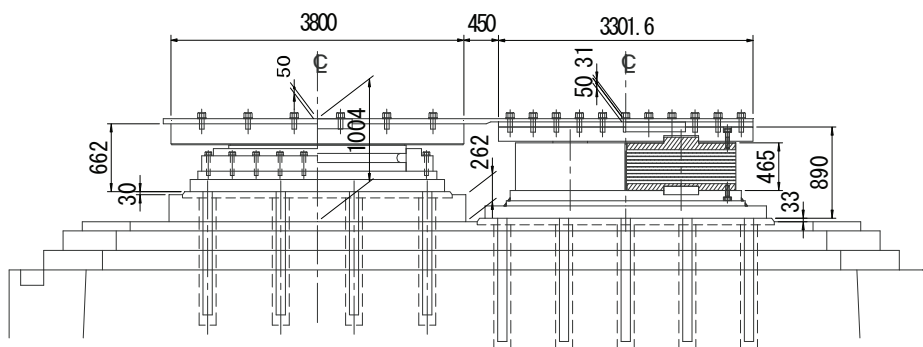


図-4.6 支承断面図

本橋において計画される支承反力は 80,000kN/基と大きいため、計画された支承規模での載荷試験は不可能である。そのため、試験供試体は試験機の載荷能力(鉛直荷重・水平荷重・水平変位・水平加振速度)に対して最大級のサイズとして 1,750kN(耐荷面積 $A=70,685\text{mm}^2$ 面圧 $\sigma=25\text{N/mm}^2$)とした。面圧は、本橋の橋軸直角方向に地震波を入力した時、このすべり型免震支承の片方に全死荷重(面圧 $\sigma=12\sim 20\text{N/mm}^2$)を受けることを想定し $\sigma=40\text{N/mm}^2$ を作用させた。試験供試体諸元を **図-4.7**, **表-4.1**, 載荷条件を **表-4.2** に示す。

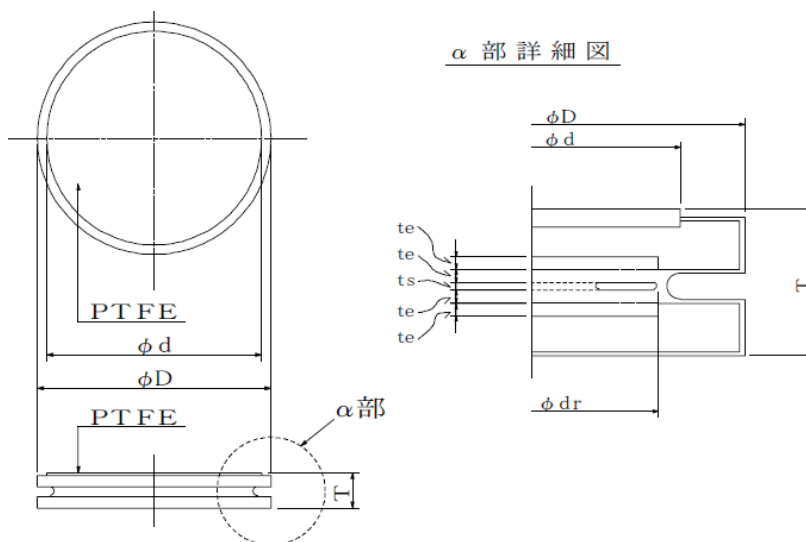


図-4.7 試験供試体 (荷重支持板本体)

表-4.1 試験供試体寸法（設計値）

公称反力		1,750kN
摩擦係数		0.15
外形	D	380mm
PTFE 径	d	340mm
リング径	d_r	300mm
耐荷面積	A	70,685mm ²
ゴム厚	t_e	4.5mm
鉄板厚	t_s	6.0mm
形状係数	S_1	16.7

表-4.2 載荷ケース

載荷ケース	面 圧
常時荷重（RD+RL） 設計最大または許容最大）	25N/mm ² （道示 ³⁾ や支承便覧 ¹⁾ の仮定値）
地震時（RD）	20N/mm ²
地震時（片方に荷重が偏った場合を想定）	40N/mm ²

なお、表-4.2 において、本試験はすべり型免震支承の公称反力 1,750kN(鉛直支承)を用いており、鉛直荷重 1,750kN に対して面圧 25N/mm²である。

ここで、一般に可動支承に用いられる PTFE は摩擦係数 0.10 程度以下の低い摩擦係数のものが市販されている。すべり型免震支承では摩擦による減衰力が大きい方が効率的であるため、摩擦が 0.15 程度以上の PTFE 製支承が開発されている。採用にあたっては、摩擦係数 0.15(供試体 A)、摩擦係数 0.10(供試体 B)それぞれについて試験を行い、本橋で要求する摩擦力(摩擦減衰)で性能の安定している摩擦係数 0.15 の PTFE 製支承を選択した。

また、支承に桁の回転変位による偏心載荷荷重が作用した場合の試験もあわせて行った。偏心載荷荷重の影響を把握するための試験は、試験機の載荷板にテーパライナーを加振方向に対して直角に取付け、回転角は中間支点部の支承の設計で最も厳しい 1/300(上部構造が鋼橋の場合)からその半分の 1/600 のテーパライナーを準備し、試験状態を見て適切な角度を設定した。なお、実橋の回転角は 1/1000(活荷重による回転角、地震時は更に回転角は小さい)程度と小さい。摩擦係数 0.15(供試体 A)の試験ケースを表-4.3 に示す。

表-4.3 供試体 A（摩擦係数 0.15）の試験ケース

試験ケース	試験目的	加振パターン (kine)	供試体回転角	試験個数
試験 1	基本性状把握	0.5→80	—	3
試験 2	載荷順序の影響把握	80→0.5	—	2
試験 3		ランダム	—	1
試験 4	偏心載荷の影響把握	0.5→80	1/300	1
試験 5		0.5→80	1/600	1

試験機は振動载荷の可能な 2 軸試験機(鉛直加力 3,000kN, 水平加力 ± 400 kN, 加振速度 80kine)を使用した. 図-4.8 に試験機概要図を示す. ここで, 鉛直荷重および加振速度は試験機の最大能力から鉛直荷重 2,824kN, 加振速度は 80kine とした.

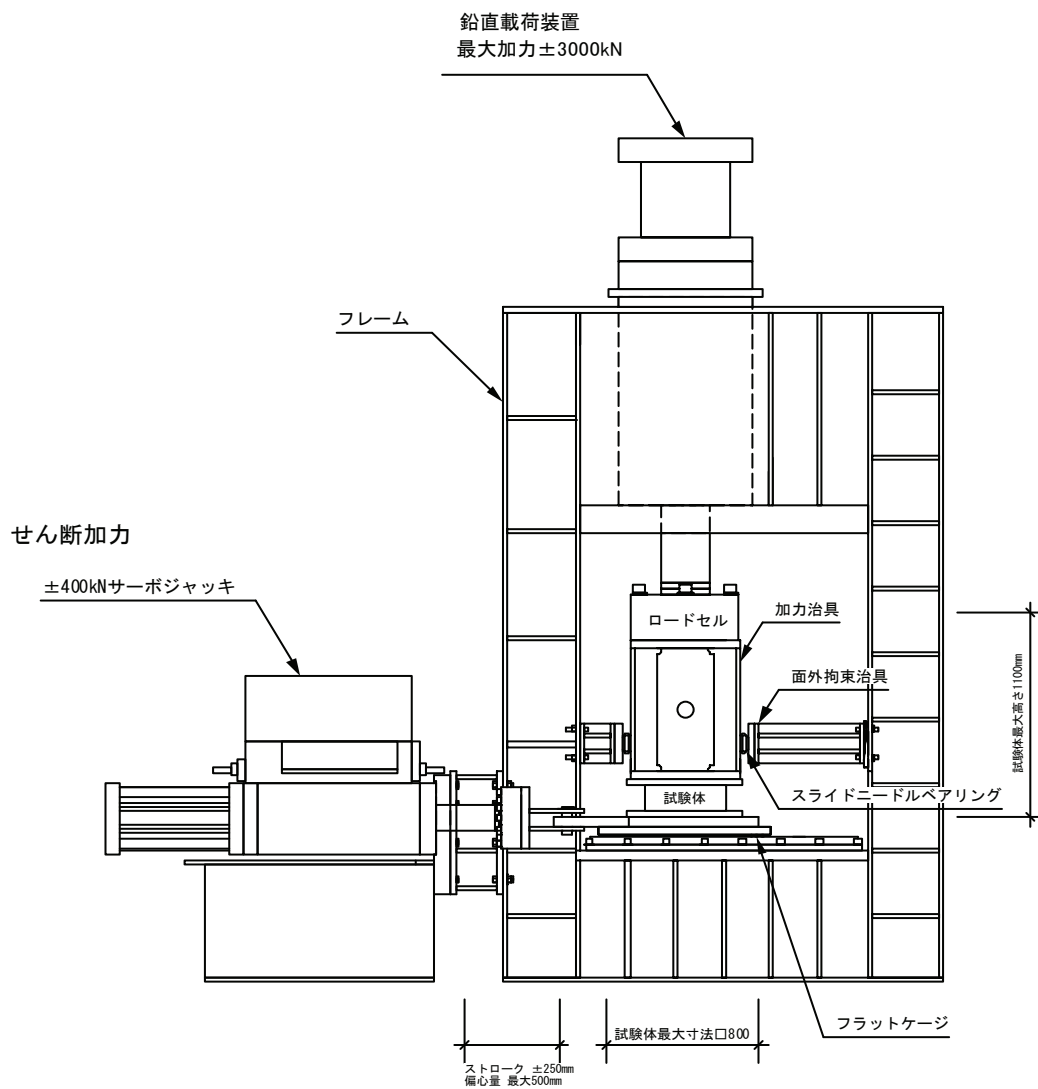


図-4.8 2軸加振試験機概要図

4.2.4 せん断載荷試験方法

a) 鉛直荷重

面圧は「道路橋支承便覧」¹¹⁾における最小応力値 1.5N/mm^2 を初期値とし、すべり型免震支承における設計死荷重相当として 12N/mm^2 および設計最大荷重時面圧として 25N/mm^2 ，ならびに地震時における反力差による増加分を考慮し 40N/mm^2 の面圧を設定した．その間の面圧は適宜補正し設定した．表-4.4 に面圧と加振速度の組合せについて示す．

表-4.4 面圧と加振速度の組合せ

試験ケース	供試体 No.	面圧 (N/mm^2)	加振パターン (kine)
試験 1	①,②,③	1.5→3.0→6.0→12.0→ 20.0→25.0→30.0→40.0	0.5→1.0→5.0→10.0→20.0→30.0→ 40.0→80.0 (単調増加)
試験 2	①,②		80.0→40.0→30.0→20.0→10.0→5.0 →1.0→0.5 (単調減少)
試験 3	—		ランダム
試験 4	—		0.5→1.0→5.0→10.0→20.0→30.0→ 40.0→80.0 (単調増加)
試験 5	—		0.5→1.0→5.0→10.0→20.0→30.0→ 40.0→80.0 (単調増加)

b) 加振速度

既往の研究⁹⁾を参考にして、摩擦係数の速度依存性が顕著に変化する $0.5\sim 5.0\text{kine}$ までを比較的細かく分割し、その後は試験機の最大能力である 80kine までを表-4.4 面圧と加振速度の組み合わせにおける加振パターンのように分割した．なお、本橋の設計地震時の最大速度は 40kine である．

c) 加振順序

加振履歴による摩擦面の発熱等による摩擦力の変化を確認するため低速度(0.5kine)から高速度(80kine)へ順次変化(単調増加)、高速度(80kine)から低速度(0.5kine)へ順次変化(単調減少)、ランダムに加振速度を変化させた合計 3 パターンを設定した(表-4.4 参照)．

d) 加振方法

1 ケースあたりの加振回数は、既往の研究⁹⁾を参考に 4 波とし、1 波を除く 2 波から 4 波の平均値を当該供試体の特性値とした^{12), 13)}．また、1 ケースあたりの加振幅は既往加振試験⁴⁾を参考に $\pm 30\text{mm}$ を基本とした．ただし、加振速度 80kine のケースについては、 $\pm 30\text{mm}$ の加振幅では加振周期が非常に短くなり加速度等の影響による測定誤差が懸念されるため $\pm 80\text{mm}$ とした．加振パターンの一例を図-4.9 に示す．なお、本試験において加振は正弦波加振を実施している．

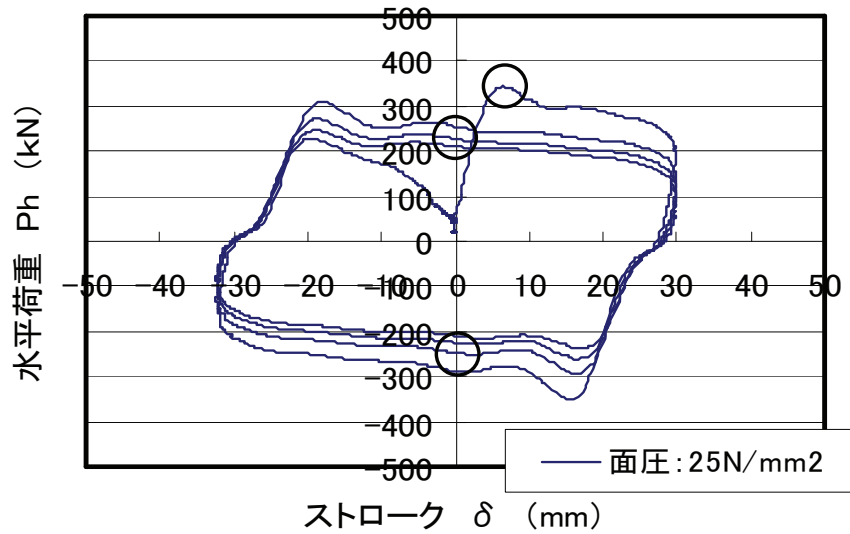


図-4.9 加振パターンの例

e) 摩擦係数の測定要領

摩擦力の測定位置は、図-4.9に示す荷重-変位履歴曲線図中の○印の位置で実施し、4波の間に合計8回の測定を行った。

f) 測定項目

本試験に関する測定項目を表-4.5、試験供試体設置状況写真を図-4.10に示す。なお、試験項目は「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」¹⁾等を基に前頁で述べた速度、面圧の変化に関する試験を実施した。

表-4.5 測定項目

変位	
使用機器	レーザ式変位計（2箇所）
測定方法	X-Y方向，Z方向の振動台との相対変位.
加速度	
使用機器	加速度計（試験機本体に組み込み）
測定方法	X方向
荷重（2軸加振試験機 図-4.10 参照）	
使用機器	3分力計
温度	
使用機器	熱電対

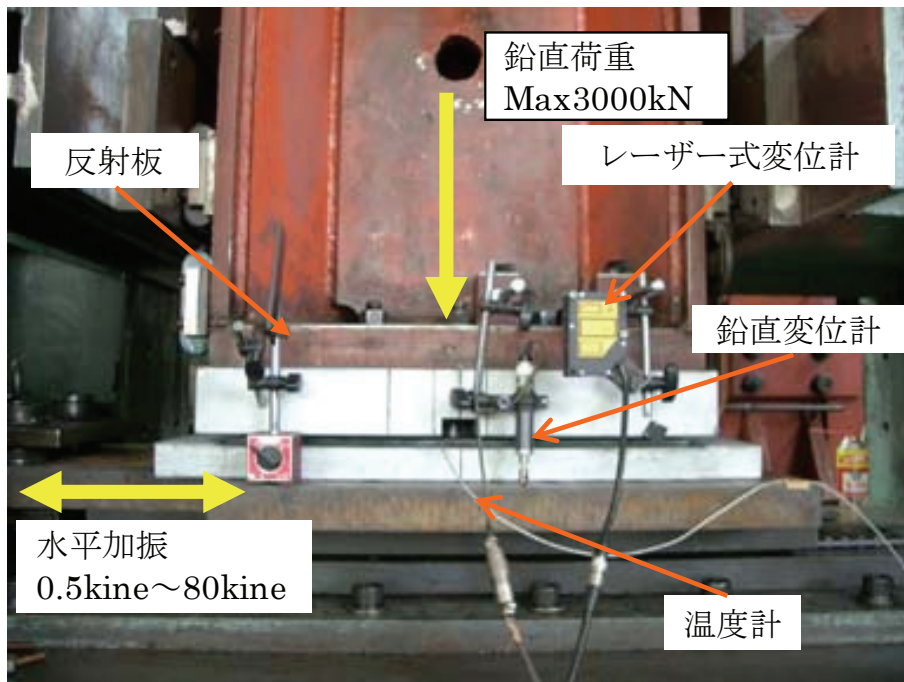


図-4.10 供試体設置状況写真

4.2.5 せん断载荷試験結果

a) 载荷履歴及び発熱による影響の検討

すべり型免震支承の载荷履歴の影響については、前項で述べたように载荷順序を変化させることにより検討した。試験結果を図-4.11に示す。

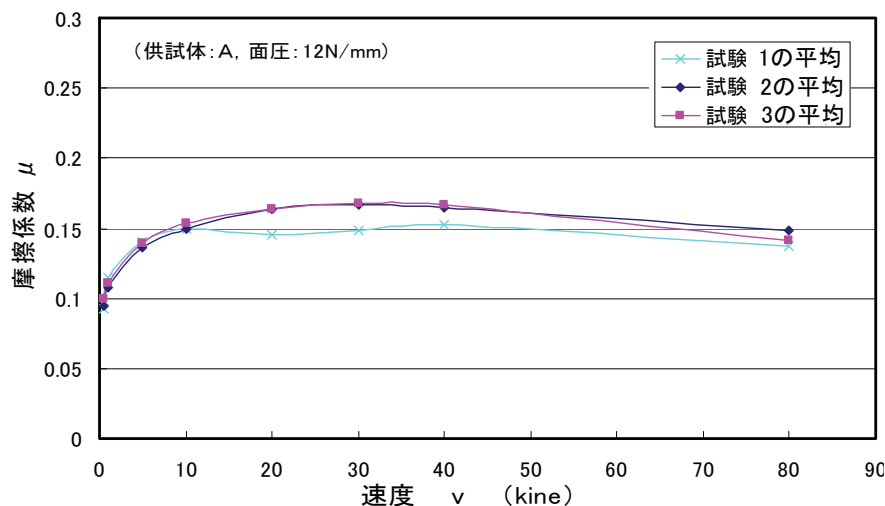


図-4.11 载荷履歴の影響（摩擦係数 0.15）

ここで、载荷順序の影響は载荷履歴にほとんど現れていない。供試体の温度については载荷時における急激な温度上昇は確認できず、温度は試験の進行とともに徐々に上昇した。本試験においては全 64 回(試験数(8 供試体) \times 面圧(1.5~40.0N/mm²))の载荷で概ね 10°C 程度の上昇となった。図-4.12 に温度上昇の一例を示す。

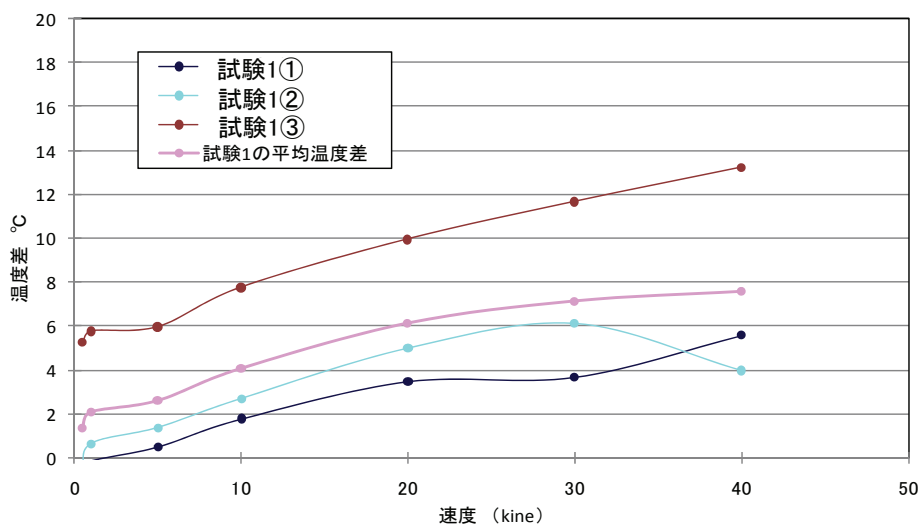


図-4.12 試験速度による温度差（面圧 25N/mm²）

b) 荷重の偏心載荷による影響の検討

すべり型免震支承に作用する荷重の偏心載荷の影響については、4.2.3 せん断載荷試験概要で述べたようにテーパライナーを用いて支承に回転角を与えた状態で載荷試験を行うことにより検討した。検討の結果を図-4.13 に示す。

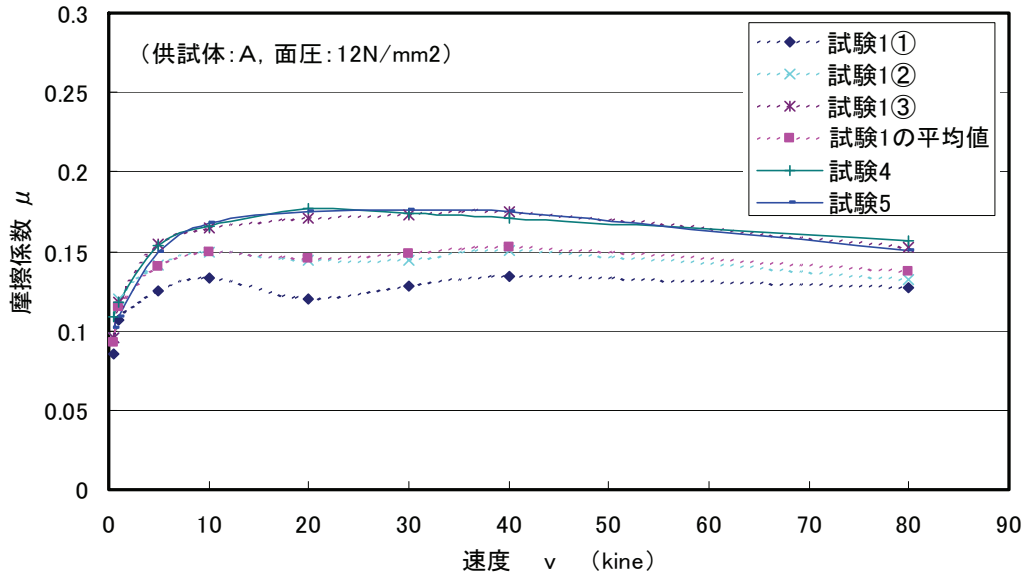


図-4.13 偏心載荷荷重の影響（摩擦係数 0.15）

試験結果は、回転角 1/300, 1/600 を加えた供試体 A-7, A-8 とともに高めの摩擦係数となっているが、標準載荷である試験 1 供試体とほぼ同様な値でありバラツキの範囲内にあると考えられる。

以上から荷重の偏心載荷が支承の摩擦係数に与える影響は非常に小さいと判断した。

c) 支承のスケール効果について

本載荷試験に用いた支承は最大反力 1,750kN 用の支承であるが、本橋に使用する支承は最大反力 80,000kN と非常に大きく、支承スケールの違いによる摩擦係数への影響が懸念される。支承スケールの違いが摩擦係数に影響を与える要素としては、支承載荷面の平坦性や支承剛性の違いによる面圧分布の違いが考えられる。この点に着目すると、前項で述べたように、テーパライナーを用いて支承の面圧分布を強制的に変化させた試験においても摩擦係数に大きな影響はなく、面圧の分布が変化しても、摩擦係数への影響は比較的小さいと判断した。

d) 加振回数の影響の検討

今回の試験を通じて、すべり型免震支承は図-4.14 に示すように加振回数の増加に伴って摩擦係数が低下する傾向を示した。伊津野らの研究⁴⁾では摩擦係数値の設定について、加振 1 回目のデータを省略し試験値として安定する 2 回目～4 回目のデータの平均値としている。今回の試験においても 1 回目と 2 回目の変化は大きいですが、2 回目～4 回目の間の変化は比較的小さくなっている。このため、伊津野らの研究⁴⁾同様に 2 回目～4 回目のデータの平均値を試験結果として使用した。

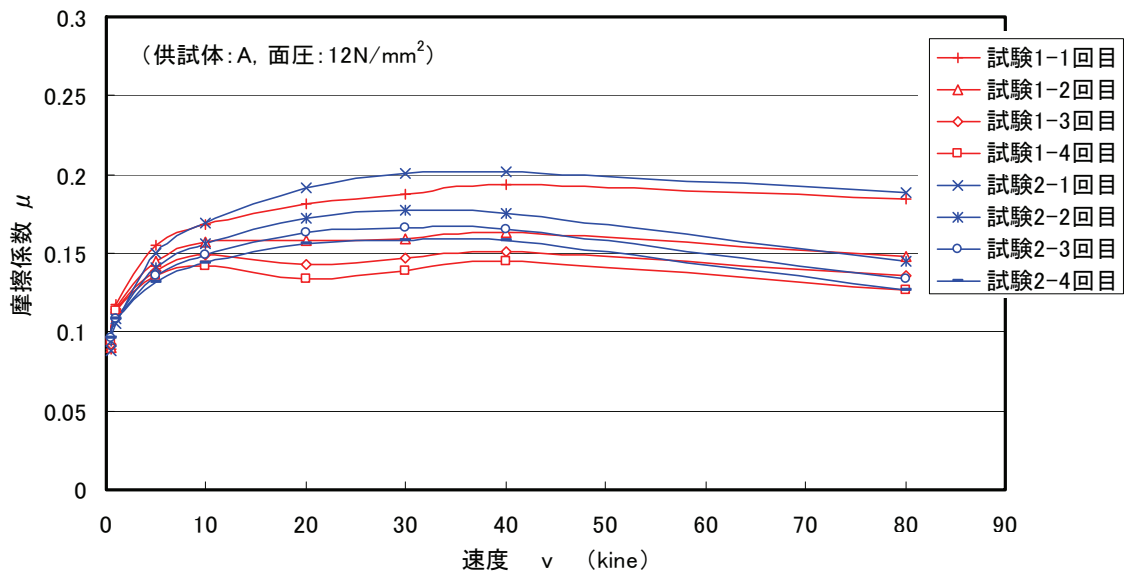


図-4.14 加振回数の影響 (摩擦係数 0.15)

4.3 鉛直支承のバネモデル及び摩擦係数の検討

4.3.1 支承バネモデルの検討

すべり型免震支承の解析モデルは当初より想定した高橋ら¹⁰⁾の論文の次式(4-2a)(荷重・速度依存型バネモデル), (4-2b)(摩擦係数(荷重・速度依存型))に示すモデル式を用いて, 載荷試験結果をもとに支承バネモデルを設定した. なお, モデル式へのフィッティングは, 本橋における最大速度が 40kine であるため, 速度については 0.5~40kine のデータ, 面圧については死荷重反力相当の 12N/mm²のデータを対象に行った.

$$F(P, V) = A[s' \{1 - \exp(-nV)\} \{1 - \exp(-kP)\} + \alpha P] \quad (4-2a)$$

$$\mu(P, V) = [s' \{1 - \exp(-nV)\} \{1 - \exp(-kP)\} / P + \alpha] \quad (4-2b)$$

ここで, F は摩擦力(N), A は接触面積(mm²), V はすべり速度(kine), P は面圧(N/mm²), μ は摩擦係数, s' , n , k , α は材料パラメータである. 材料パラメータを表-4.6 に示す.

表-4.6 材料パラメータ

	s'	k	α	n
供試体 A	1.81	0.12	0.045	0.28

また, 摩擦係数の面圧依存性, 速度依存性へのフィッティングの結果を図-4.15, 4.16 に示す.

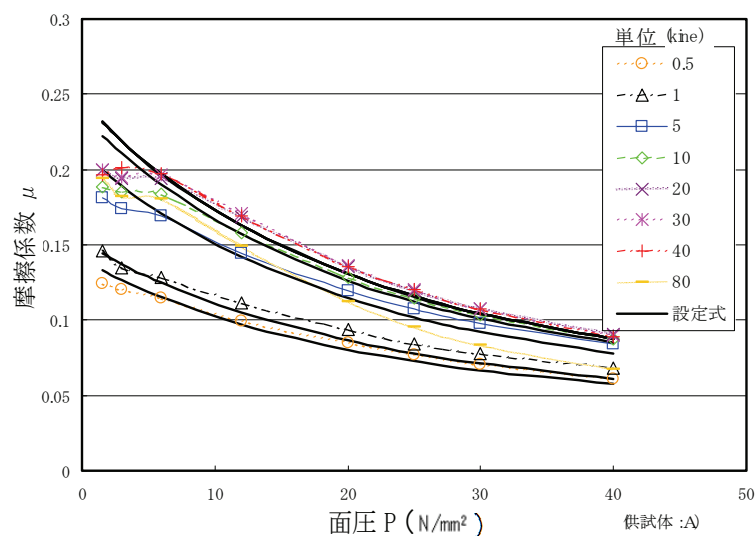


図-4.15 摩擦係数の面圧依存性へのフィッティング

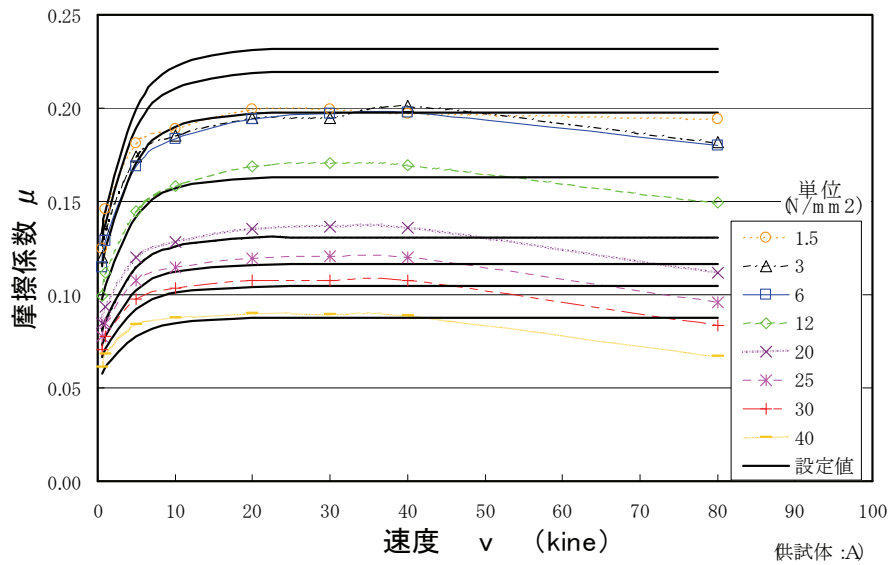


図-4.16 摩擦係数の速度依存性へのフィッティング

摩擦係数の速度依存性については、速度 10kine までは指数関数的に増加、40kine まではほぼ一定値に漸近し、80kine では低下する傾向が確認された。式(4-2a)、(4-2b)をもとにしたフィッティングでは、図-4.15、4.16 に示すように低速度帯におけるフィッティングが良好となっていない。

フィッティングの結果、本依存性式に関して速度依存性を考慮した摩擦係数の適合性は、摩擦係数 0.15 を基本性能とする PTFE 製支承について、面圧依存性式および速度依存性式の適合性に最も合致していると判断した。

次に、摩擦係数に対して速度と面圧の双方が指数関数的な変化を示していることから、両者の関係を自然対数で近似し、速度項の式を $\{1-\exp(-nV)\}$ から $\{\beta-\exp(-nV)\}$ へ変更し、低速度帯におけるフィッティングを良好となるように配慮した。得られた材料パラメータを表-4.7、提案式によるフィッティング結果を図-4.17 に示す。

表-4.7 材料パラメーター

	s'	k	α	β	n
供試体 A	1.40	0.085	0.025	1.85	0.25

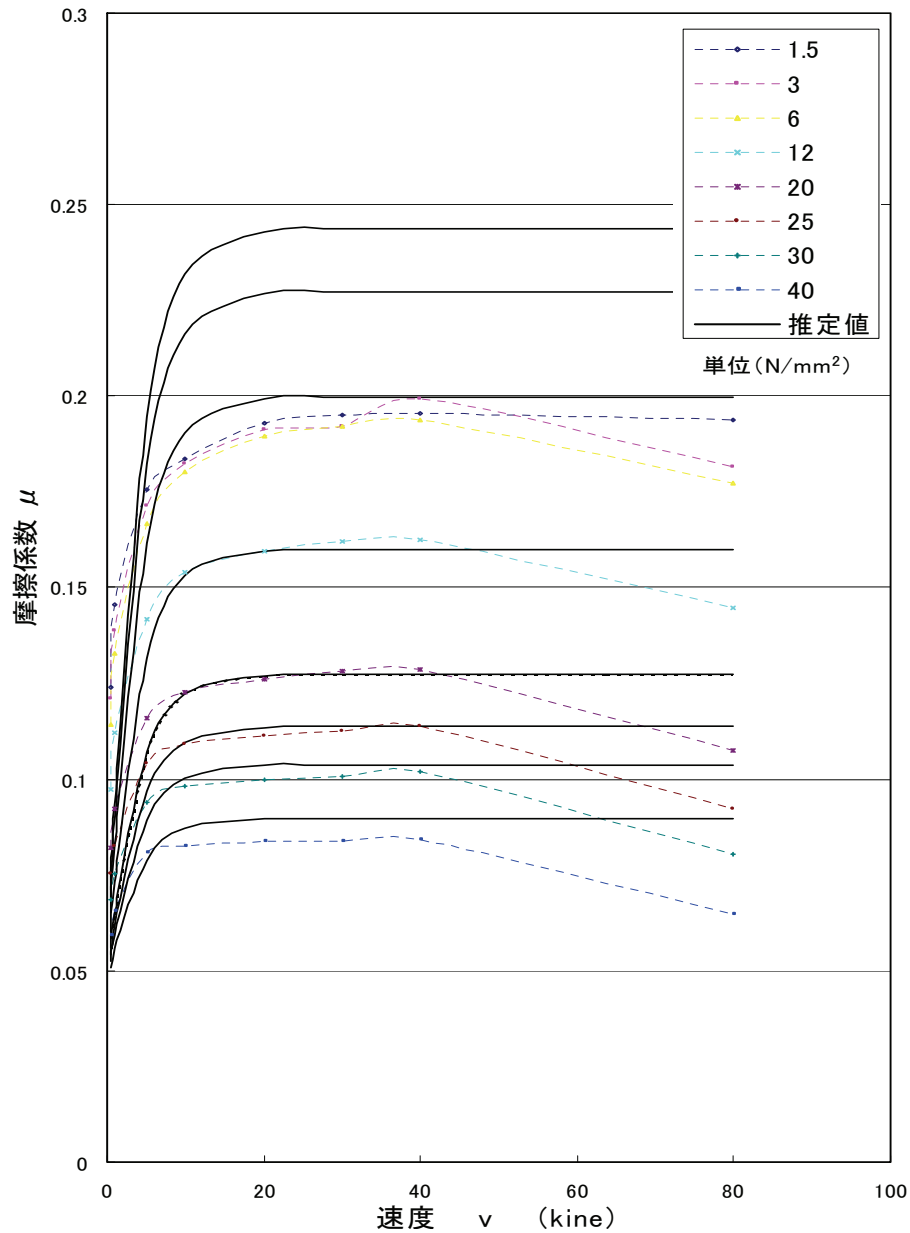


図-4.17 提案式によるフィッティング結果

80kine 付近では摩擦係数が若干低下した。面圧依存性については、面圧の増加に伴い摩擦係数が指数関数的に減少する傾向が確認された。

ここで、図-4.16に示す試験値と比較すると、面圧が小さい時で試験結果と若干のずれが生じるものの、地震時設計面圧である12~20N/mm²では比較的良好なフィッティング結果が得られた。ただし、得られた摩擦係数の試験結果が幅をもって分布していることを考慮し、設計モデルでは分布の上限値と下限値を設定し、両方の値を使用して解析を実施、得られた結果が安全側となる値で応力照査を行った。上限値と下限値の設定は、得られた材料パラメーター中の α を変化させて行うことにした。設定結果を表-4.8、図-

4.18に示す。ここで、材料パラメーター α の上限値、下限値は試験供試体8個の製品自体のバラツキ幅と本橋における設計限界値(耐力・応答変位)の解析結果から、基準値に対して $\pm 20\%$ と設定した。

表-4.8 材料パラメーター

		s'	k	α	β	n
供試体 A (0.15)	上限値	1.40	0.085	0.040	1.85	0.25
	設定値			0.025		
	下限値			0.008		

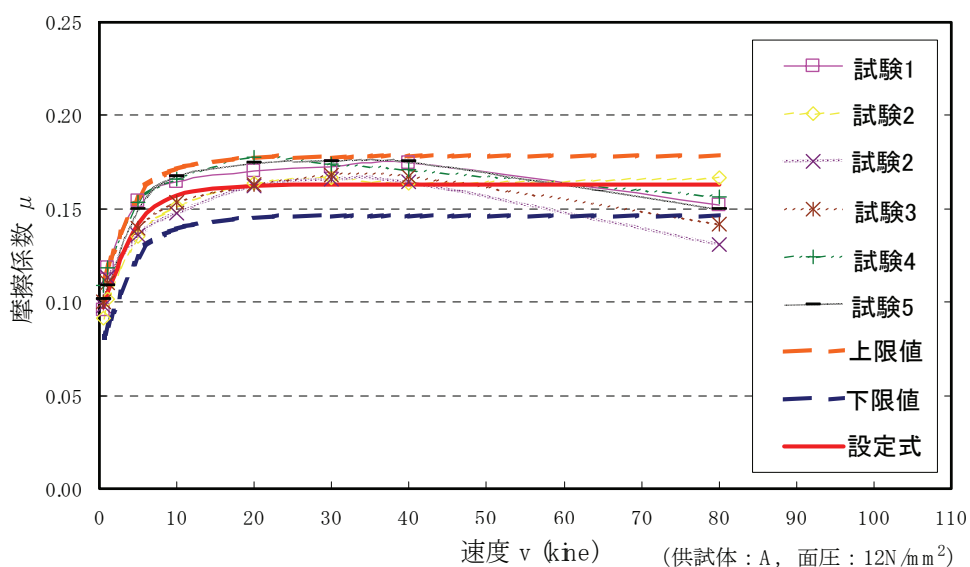


図-4.18 解析モデルの設定結果

速度60kne以上での下限値は試験結果をやや上回るが、次項4.3.2で述べる摩擦熱の影響と考えられ、本橋において設計上想定される最大速度が40kne程度であることを考慮すれば、十分な包括範囲の設定が出来たものと考えられる。

4.3.2 摩擦係数設定の妥当性の検討

今回のせん断载荷試験では、各面圧、速度の摩擦係数を4波の加振(1波につき2回測定し合計8回の測定)のうち、1波目を除く2~4波目(3~8回目の測定)の平均を各摩擦係数として設定した。しかしながら、1波目の値は他と比べ特に高い値を示しており、この原因を検討するとともに1波目を摩擦係数算出の平均から除いたことの妥当性について検討した。面圧 12N/mm^2 における累積積ストローク(試験変位1ストロークの移動距離に対する1~8加振時の累積)と摩擦係数の関係を図-4.19~24に示す。

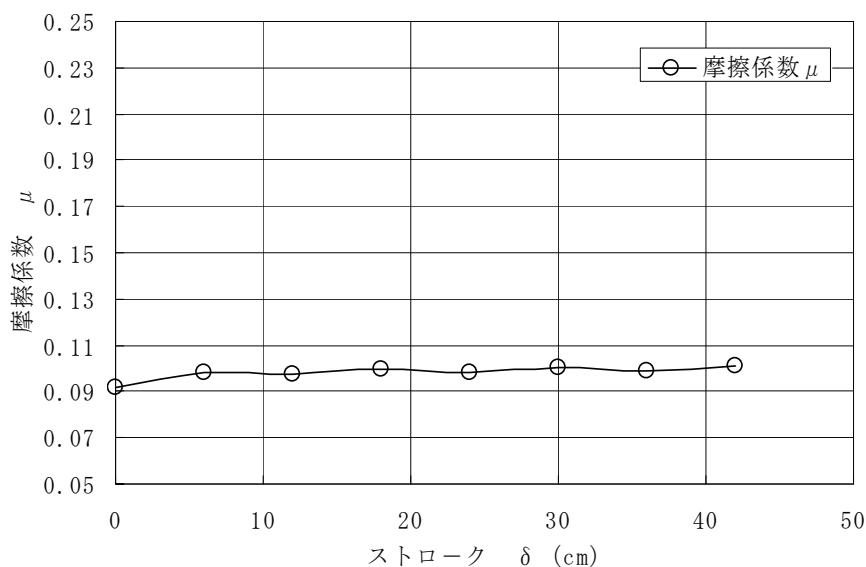


図-4.19 累積ストロークと摩擦係数 (速度 0.5kine)

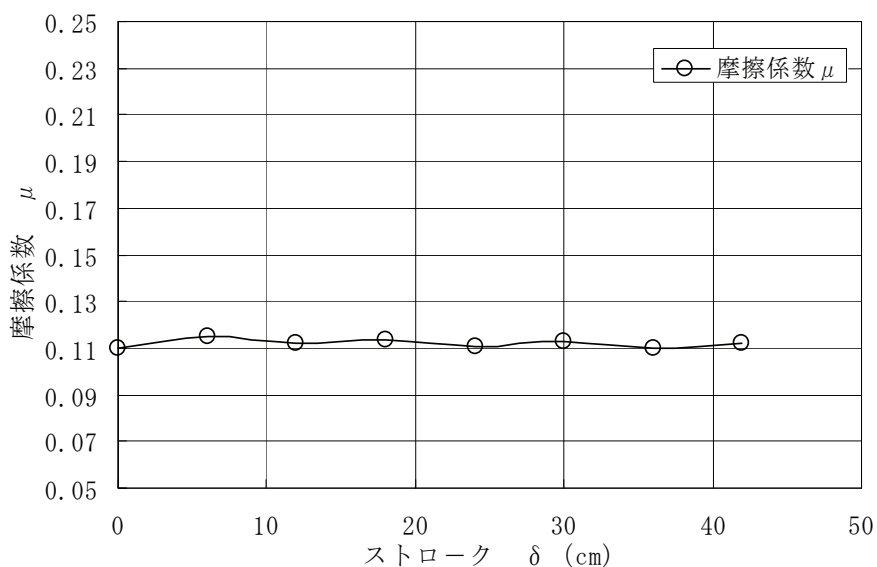


図-4.20 累積ストロークと摩擦係数 (速度 1.0kine)

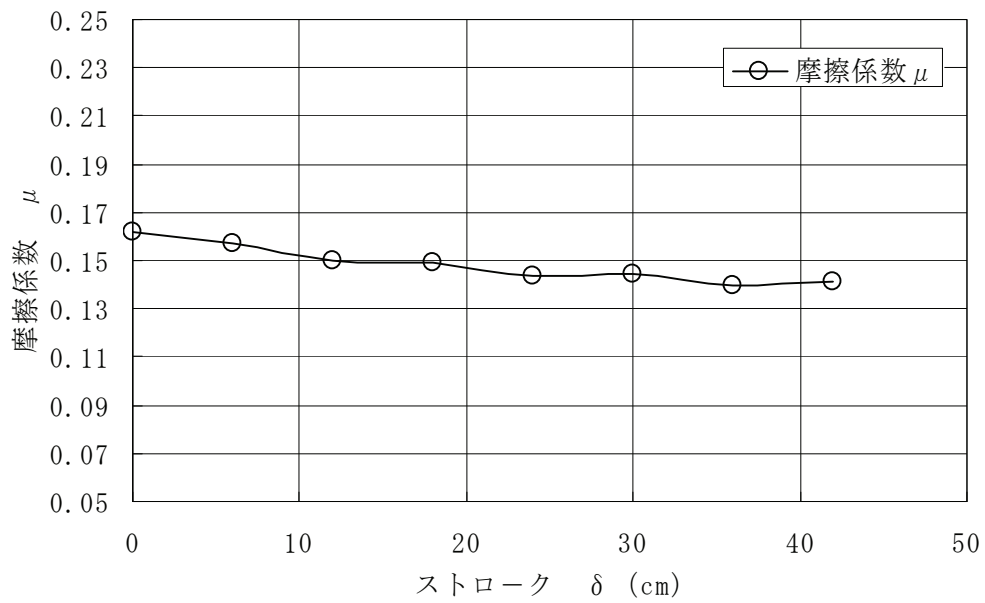


図-4.21 累積ストロークと摩擦係数（速度 5.0kine）

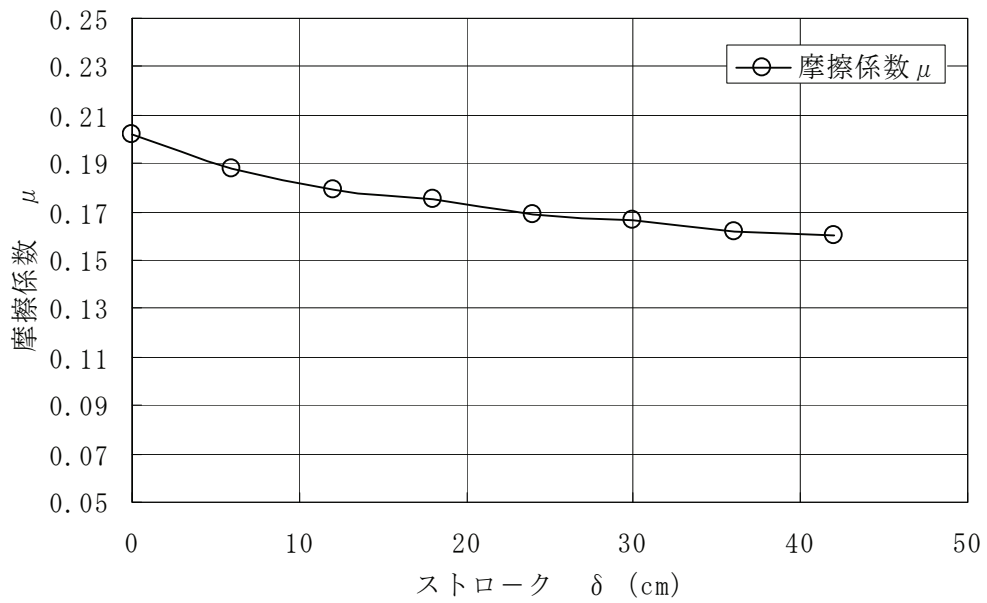


図-4.22 累積ストロークと摩擦係数（速度 20.0kine）

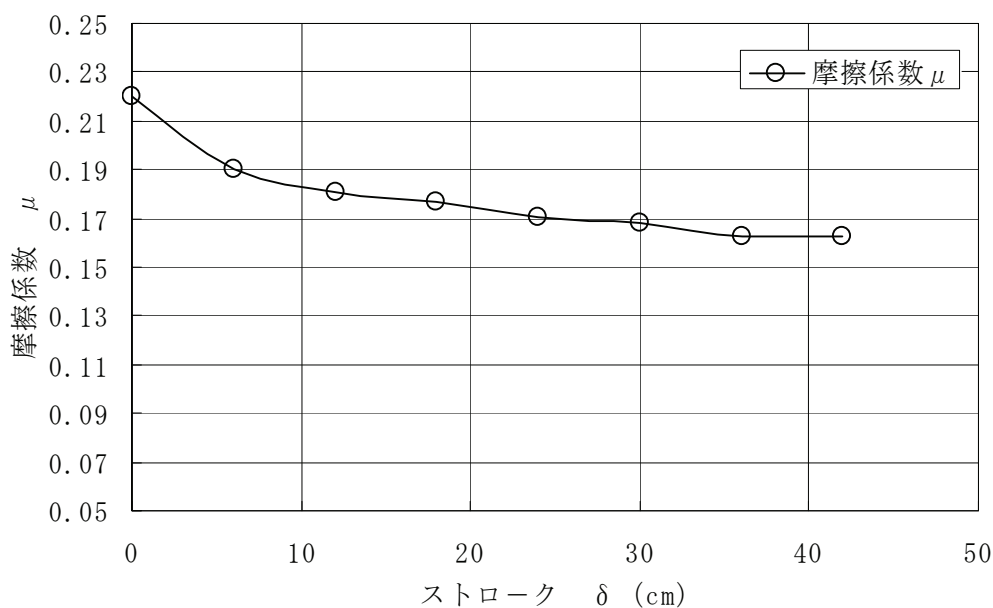


図-4.23 累積ストロークと摩擦係数（速度 40.0kine）

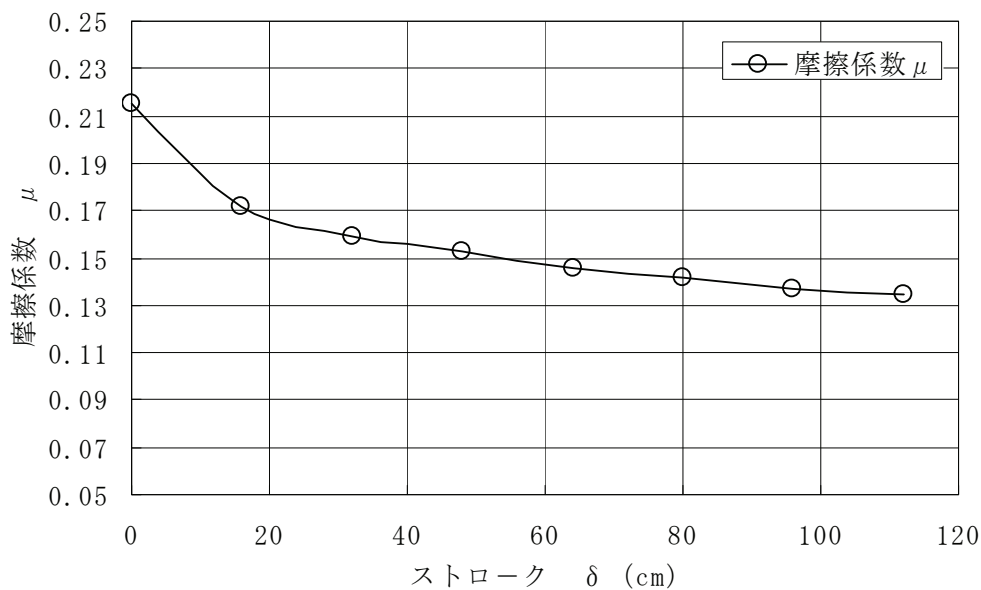


図-4.24 累積ストロークと摩擦係数（速度 80.0kine）

図に示すように、速度20kine以上の試験結果においては、摩擦係数は2ストローク以降の摩擦係数の変化が小さいことが分かる。この摩擦係数の低下率の差の原因については、摩擦面の平滑化と発熱が考えられるが、平滑化が原因であるとする、と、載荷履歴の増加と共に摩擦係数が低下し続けることになる。しかしながら、せん断載荷試験の結果では各試験毎に同様な摩擦係数の低下が繰り返して発生しており、実際の現象をうまく説明できない。発熱が原因であるとする、と、各試験のインターバルの間に、試験供試体の摩

擦面の温度が低下するため、各試験毎で同様に摩擦係数の低下が繰り返して発生していることがうまく説明できる。今回の試験では低速域0.5kineから高速域80kineまでの試験を行った。低速域においては温度の影響を示さず、摩擦係数は一定値を示した。このことからもある一定の発熱になると摩擦係数が低下することが説明できると考えることが出来る。

以上から、初期の摩擦係数の低下は摩擦面の発熱が原因であると考えられる。特に速度の速い80kineの場合、移動距離も大きいため発熱も顕著となり摩擦の変化が比較的大きいことから確認できる。

表-4.9は、**表-4.10**に示す各材料の温度物性値をもとに、下記1)~4)の4つの条件を仮定した場合の、摩擦面の温度上昇量と载荷時間の関係を算出したものである。

- 1) 加振による仕事エネルギーはすべて熱に変わる。
- 2) 加振速度40kine(平均速度20kine)、面圧12N/mm²、摩擦係数0.15とする。
- 3) 摩擦面の発熱量(360×103J/m²・s)はテフロン板またはステンレス板のいずれか一方に入熱する。
- 4) 温度上昇量の算出はシュミットの図式解法を用いて行う。

表-4.9 摩擦面における発熱と温度上昇の関係

	経過時間	発熱量 Q(J/m ²)	熱拡散係数	伝導距離 ΔX(mm)	温度上昇 ΔK(°C)	温度勾配 (°C/mm)
テフロン	0.1	36,000	1.15E-07	0.15	219	1440
	0.2	72,000		0.21	309	
	0.3	108,000		0.26	379	
	2.0	720,000		0.68	978	
	10.0	3,600,000		1.52	2186	
	25.0	9,000,000		2.40	3456	
ステンレス	0.1	36,000	4.11E-06	0.91	20	22
	0.2	72,000		1.28	28	
	0.3	108,000		1.57	35	
	2.0	720,000		4.06	90	
	10.0	3,600,000		9.07	200	
	25.0	9,000,000		14.34	317	

表-4.10 各材料の温度物性値

	単位	テフロン	ステンレス	空気
比熱 (Cp)	J/kg・℃	1,000	500	1,027
単位重量 (ρ)	kg/m ³	2,170	7,930	3.6
熱伝導率 (λ)	W/m・℃	0.25	16.3	0.024
融点	℃	327	1,398	—

テフロン側の温度は、外気温を20℃とすれば、载荷0.2秒付近でテフロンの融点である327℃に達する急激な温度上昇を示している。これは、測定された摩擦係数の低下が0.3秒付近(2回目の摩擦係数測定時付近)で完了することとも良く一致しており、測定の1回目と2回目間の摩擦係数の低下の原因は、テフロン板側の温度が融点に達し、溶融したテフロンによる潤滑膜が形成されることによる摩擦係数の低下ではないかと考えた。

このように、摩擦面の温度上昇が摩擦係数低下の原因であるとする、地震時の最大加速度の発生時点においては、摩擦面が融点に達する十分な温度に達しており、摩擦係数も十分に低下した状態と考えられるため、1回目の高い値を除いた値の平均値を摩擦係数としても、実際の地震時の挙動を合理的に表現しており、摩擦係数の設定として妥当性が高いと判断した。

4.4 すべり型免震支承を有する橋の動的解析

4.4.1 鉛直方向の地震動が免震効果に与える影響

「道路橋示方書」³⁾の耐震設計では、水平方向の地震力のみを考慮し、支承部の設計を除き鉛直方向の地震力を考慮することとされていない。しかしながら、すべり型免震支承では鉛直方向反力の変化が支承の摩擦抵抗力に直接影響するため、支承の免震効果に影響を与える可能性がある。

以上から、鉛直地震動を考慮した場合の解析を行い、この影響について検討した。解析に用いる鉛直地震動は「道路橋示方書」³⁾に示される支承の設計に用いる鉛直地震力の考え方を参考に、本橋で設定した水平地震動²⁾を表-4.11に示す係数で補正し、鉛直地震動として用いた。表-4.11の設計地震動を用いて解析検討した支承部及び橋脚下端部に作用する最大水平反力を表-4.12、4.13に示す。ここで、解析モデルはバイリニア型支承バネモデルとし、バネ定数は今回の試験で得られた結果を採用した。なお、今回の計算モデルでは鉛直支承と水平支承の設置位置(図-4.6参照)が異なるため、鉛直荷重に対しては鉛直支承、水平荷重に対してはゴム支承でそれぞれ独立して抵抗するモデルとして解析した。

水平または鉛直支承単独に作用する水平力は、最大23%と比較的大きな相違があるが、両者を合計した支承反力及び橋脚下端の反力では6%程度の相違に留まっており、鉛直方向の地震動が免震効果に与える影響は非常に少ないといえる。

表-4.11 設計鉛直地震動補正值²⁾

設計地震動	入力基盤波	補正值
レベル1地震動	道路橋示方書のI種地盤の地表面波(開北橋波)を橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して設定	0.50倍
レベル2タイプII地震動	兵庫県南部地震の観測波(東神戸大橋HB, HA, ポートアイランド波)を基盤面に調整した基盤面波を橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して設定	0.67倍

表-4.12 支承部水平反力の比較

橋軸方向地震時		レベル1地震動(反力kN)	レベル2タイプII地震動(反力kN)
鉛直 支承	水平地震動	7748.0	6522.7
	水平+鉛直地震動	7895.8	6669.8
	比率	102%	102%
水平 支承	水平地震動	3331.4	16909.0
	水平+鉛直地震動	3023.3	17909.0
	比率	91%	106%
合計	水平地震動	11079.4	23431.7
	水平+鉛直地震動	10919.1	24578.8
	比率	99%	105%

橋軸直角方向地震時

		レベル1地震動（反力 kN）	レベル2タイプII地震動（反力 kN）
鉛直 支承	水平地震動	9057.1	6732.2
	水平+鉛直地震動	9257.5	7122.8
	比率	102%	106%
水平 支承	水平地震動	685.3	8139.7
	水平+鉛直地震動	841.0	8377.1
	比率	123%	103%
合計	水平地震動	9742.4	14871.9
	水平+鉛直地震動	10098.5	15499.9
	比率	104%	104%

表-4.13 橋脚下端部水平反力の比較

		レベル1地震動（反力 kN）	レベル2タイプII地震動（反力 kN）
橋軸 方向	水平地震動	40147.5	91377.5
	水平+鉛直地震動	37692.0	96512.0
	比率	94%	106%
橋軸 直角 方向	水平地震動	52184.0	108215.0
	水平+鉛直地震動	55344.0	114670.0
	比率	106%	106%

4.4.2 動的解析結果

本橋における動的解析計算結果を表-4.14, 図-4.25~28に示す.

表-4.14 動的解析計算結果

常時

支承名	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

レベル1地震時

支承名	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)	—	—	3,915	97	—	—	1,040	27
MP3(水平)	—	—	3,579	86	—	—	844	22

レベル2地震時

支承名	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)	—	—	29,495	713	—	—	5,904	147
MP3(水平)	—	—	26,003	626	—	—	4,305	108

支承(MP2, MP3)の最大水平変位は常時及びレベル1地震時では97mm(MP2), レベル2地震時では713mm(MP2)となった. 設計においては, 「道路橋支承便覧」¹¹⁾ゴム支承の設計における許容値を参考とした.

図-4.25, 4.26に示すよう約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みられる. 鉛直支承による水平力と水平変位の関係は図-4.27, 4.28に示すような履歴を描いている. ここで, 水平支承の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」¹¹⁾における許容せん断歪み250%以内に収まっている(290mm×250%=725mm>713mm). 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.

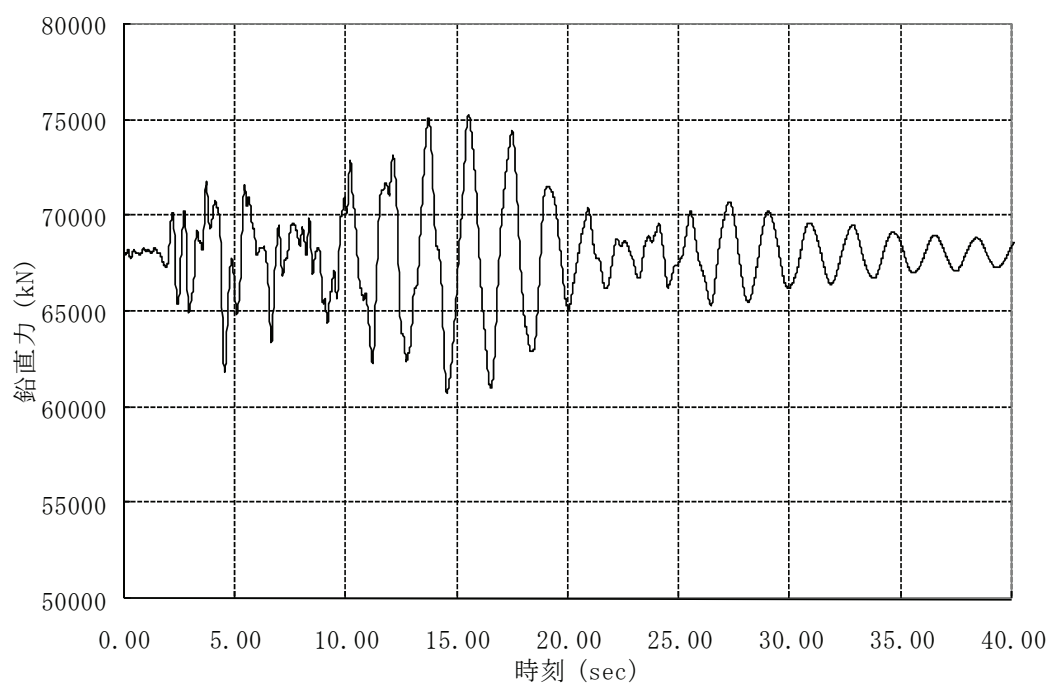


図-4.25 鉛直力 (圧縮が正) (MP2橋軸方向L1)

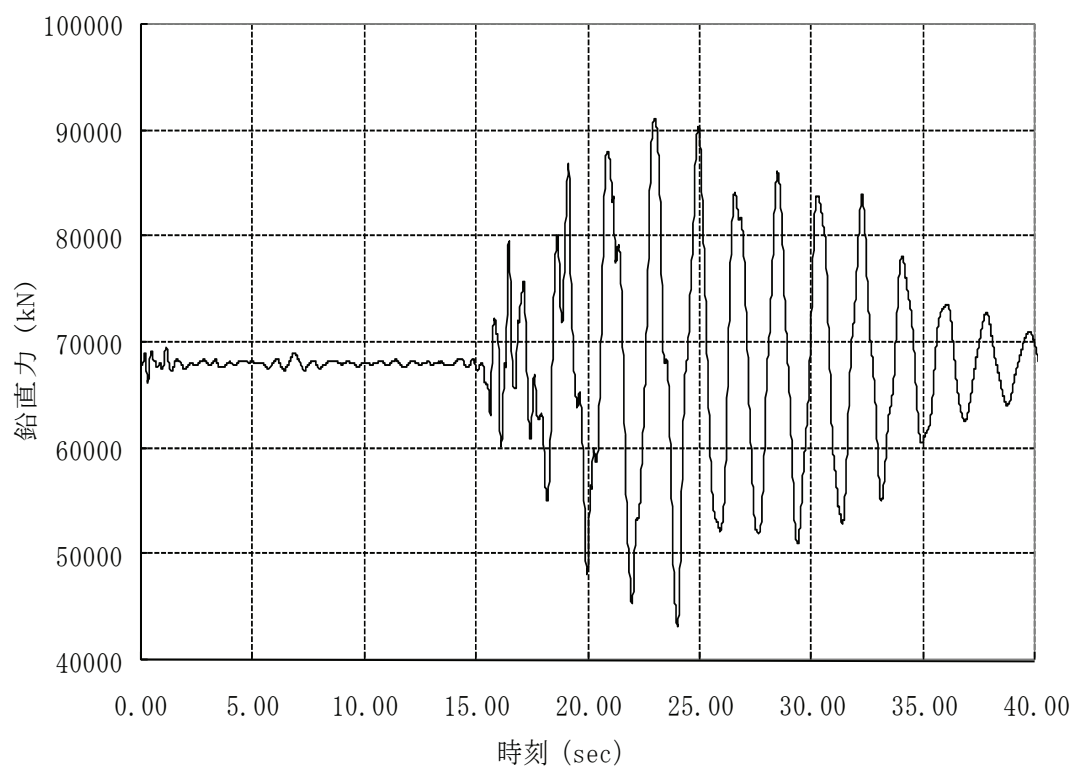


図-4.26 鉛直力 (圧縮が正) (MP2橋軸方向L2)

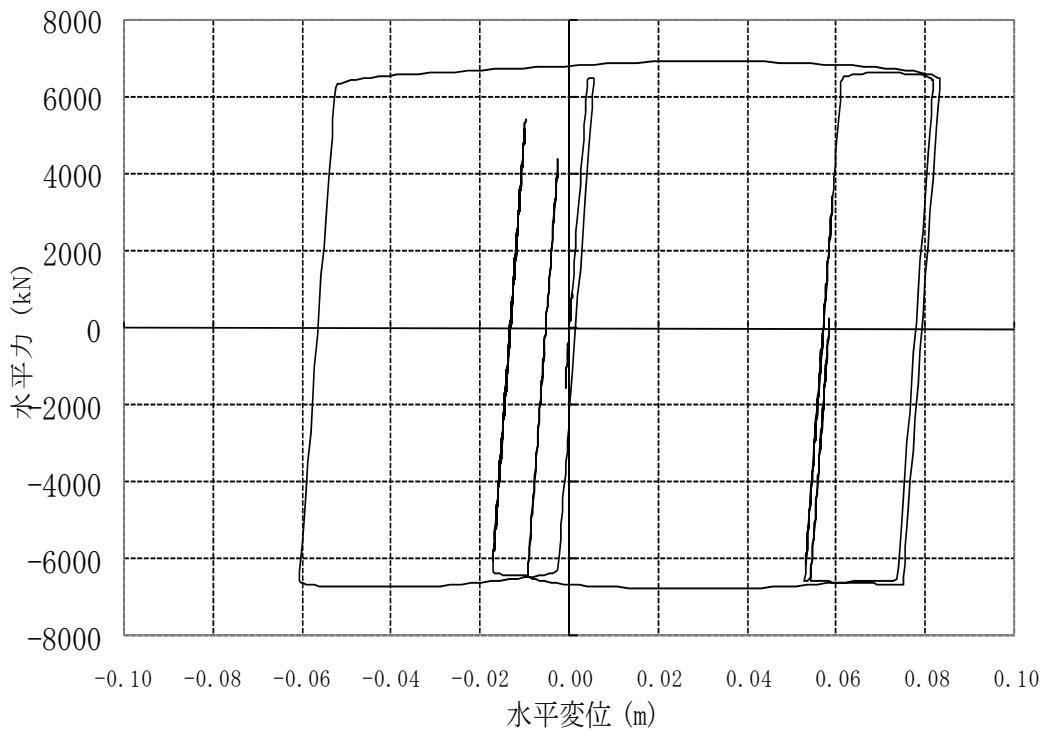


图-4.27 水平力—水平变位 (MP2 桥轴方向 L1)

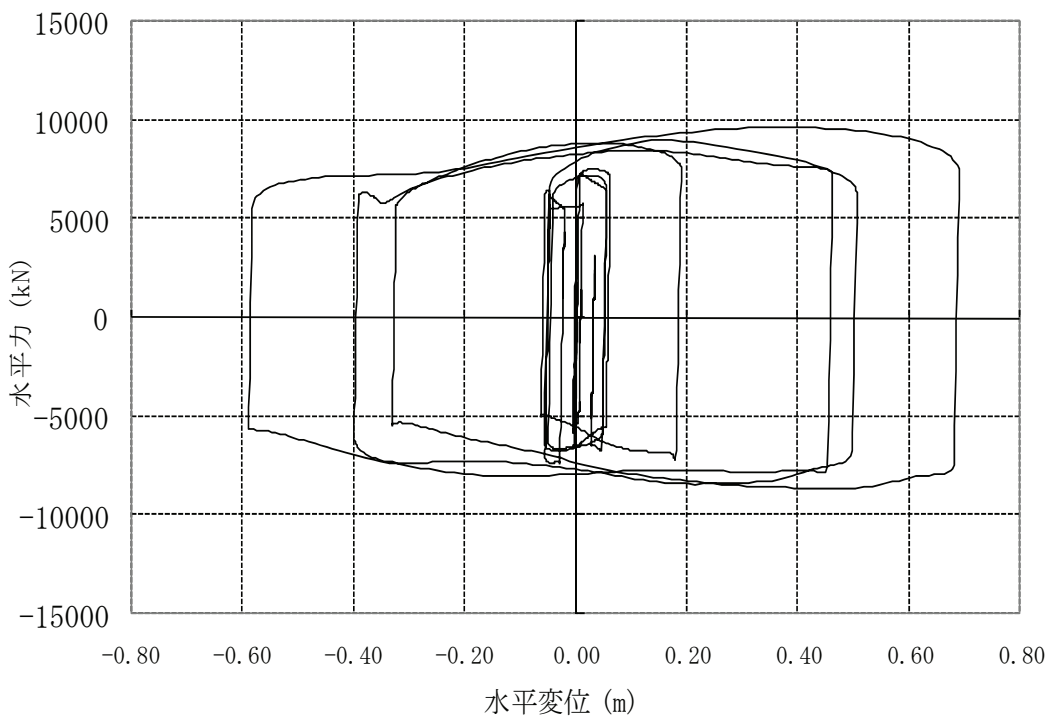


图-4.28 水平力—水平变位 (MP2 桥轴方向 L2)

4.5 ゴムバッファの力学特性の検討

4.5.1 ゴム材の載荷試験概要

本橋で採用したすべり型免震支承は、鉛直力を受け持つすべり支承と水平力を受け持つゴムバッファから構成される支承装置である(図-4.6参照)。ゴムバッファは橋の復元力機能とともに構造物の固有周期を決定する役割も有する。すべり型免震支承に用いるゴムバッファは上部構造の鉛直荷重を支持しないため、一般の積層ゴム支承に比べて設計の自由度が高いという特徴がある。

ゴムバッファにおいて、すべり支承と同等の変位追従機能や各種依存性を把握するために、以下に述べる確認試験を行った。

本橋のようにすべり型免震構造としてのゴムバッファは鉛直荷重を支持しない状態で使用することから、鉛直荷重が無負荷状態と一般の積層ゴム支承の性能試験条件である 6N/mm^2 載荷時の特性が同等であることを確認した。ゴムバッファには、従来の積層ゴム支承と同様なものを使用しているため、基本特性は日本道路公団構造物管理等^{12),13)}における積層ゴム支承の品質管理手法を準用し表-4.15に示す性能の把握を行った。

表-4.15 ゴムバッファ基本特性試験

試 験 項 目		
動的特性	①	せん断ばね定数を確認するための基本特性試験
	②	正負連続繰返し載荷に関する基本特性試験 (連続 50 回)
	③	履歴経験に対する安定性確認試験
	④	変形速度に対する依存性確認試験
	⑤	外気温の変化に対する依存性試験
静的特性	⑥	地震時の最大水平変位に対する限界状態を確認するための基本特性試験
	⑦	上向きの地震力に対する限界状態を確認するための基本特性試験
耐久性	⑧	温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験 (5000 回水平繰返し)
	⑨	材料の経年劣化に対する性能安定性確認試験

4.5.2 ゴム材の載荷試験結果と考察

a) 載荷時のせん断特性

本橋のゴムバッファーに使用する天然ゴム(NR)(弾性係数 1.4N/mm^2 (呼称G14¹¹))を用いて、有効平面寸法 $400\text{mm}\times 400\text{mm}$ の供試体について圧縮応力度 0N/mm^2 および 6N/mm^2 のせん断ひずみ $\pm 175\%$ ($\pm 105\text{mm}$)、3回目の荷重-変位の履歴曲線を図-4.29、4.30に示す。

ここで、圧縮応力度の差にも関わらず、それぞれの履歴特性やせん断ばね定数はほぼ同様な特性を示していることが確認できた。

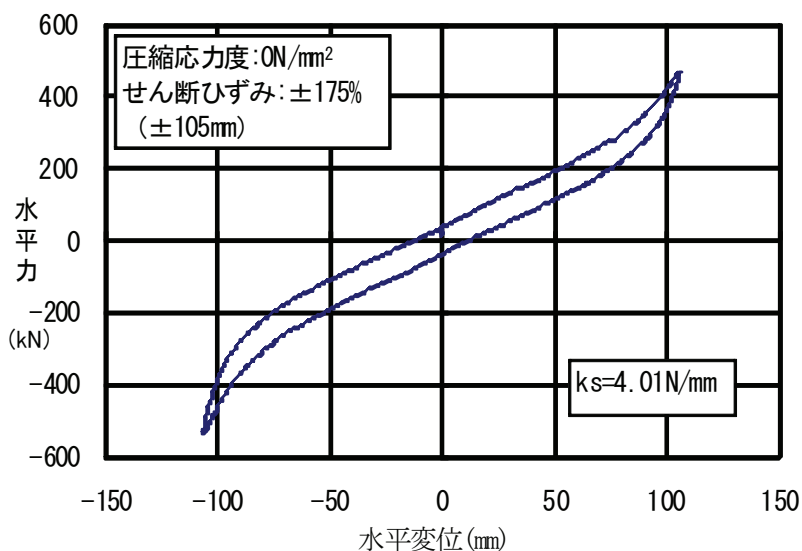


図-4.29 載荷時のせん断特性（無負荷状態）

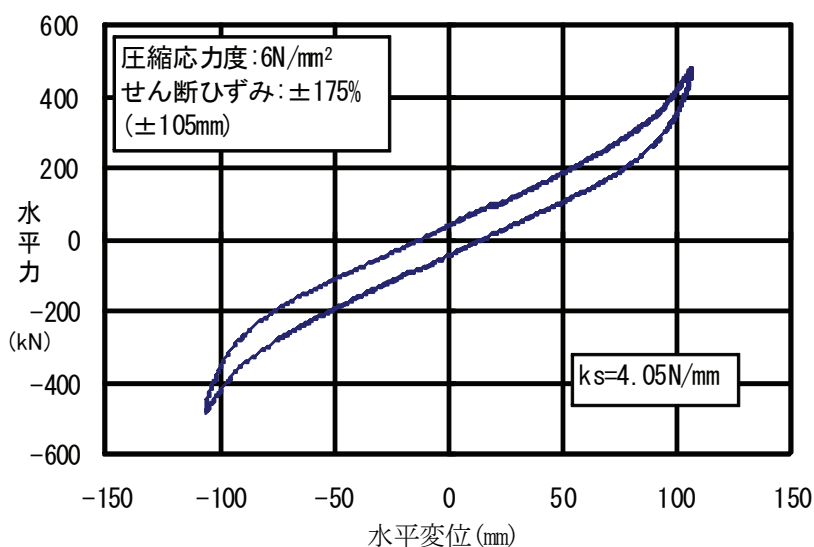


図-4.30 載荷時のせん断特性（6N/mm²）

b) 動的特性

本橋のゴムバッファーに使用する天然ゴム(NR-G14)を用いた供試体により動的特性を確認した結果を表-4.16, 図-4.31に示す.

表-4.16 ゴムバッファー動的特性試験

動的特性試験項目	試験値	
①せん断ばね定数を確認するための基本特性試験 (判定基準±10%)	4.008N/mm ²	7.4%
②正負連続繰返し载荷に関する基本特性試験 (連続 50 回)	4.206N/mm ²	1.4%
③履歴経験に対する安定性確認試験	4.048N/mm ²	-2.4%
④変位速度に対する依存性確認試験 (2 秒に対して)	+0.3~+1.2%	
⑤外気温の変化に対する依存性試験 (+23℃基準)	-1.4% (+40℃) +13.8% (-10℃)	

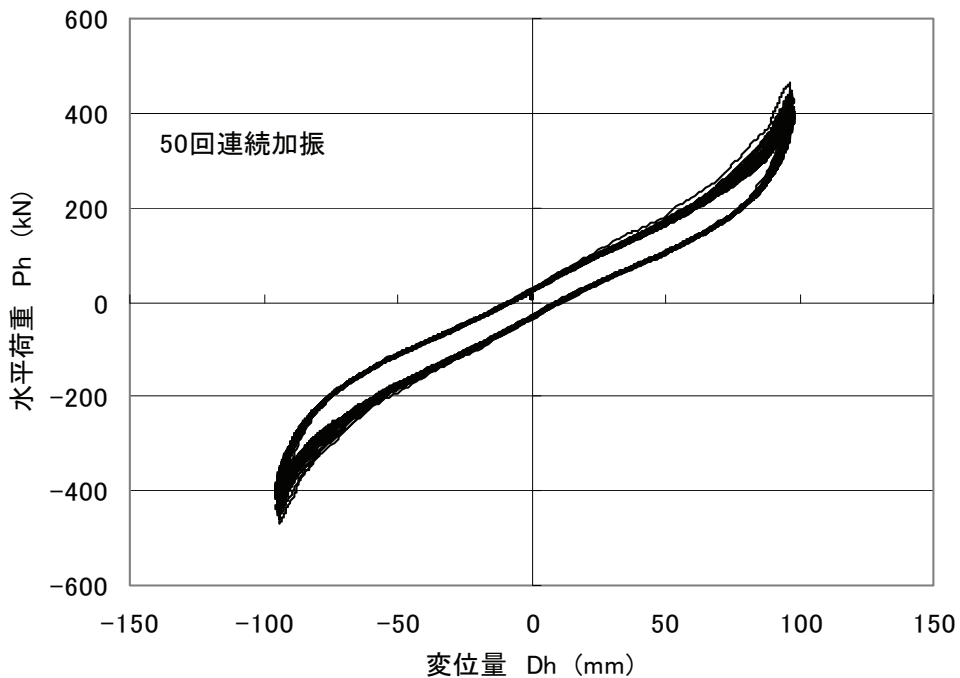


図-4.31 水平荷重—変位量の関係

c) 静的特性

本橋のゴムバッファーに使用する天然ゴム(NR-G14)を用いた供試体により静的特性を確認した結果を表-4.17, 図-4.32に示す.

表-4.17 ゴムバッファー静的特性試験

静的特性試験項目	試験値
⑥地震時の最大水平変位に対する限界状態を確認するための基本特性試験 (判定基準 250%以上)	302% (378mm)
⑦上向きの地震力に対する限界状態を確認するための基本特性試験 (判定基準 2.5N/mm ² 以上)	-3.93N/mm ² (101%伸び)

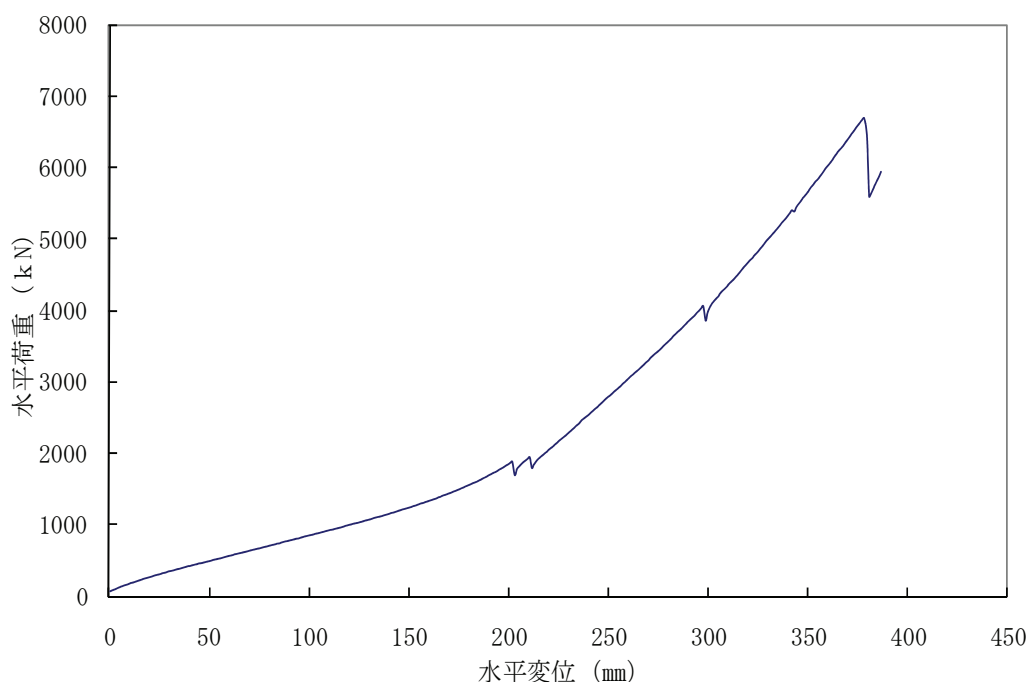


図-4.32 水平荷重—水平変位量の関係

d) 疲労耐久性

本橋のゴムバッファーに使用する天然ゴム(NR-G14)を用いた供試体により疲労耐久性を確認した結果を表-4.18、図-4.33に示す。ここで、前項表-4.15における⑨材料の経年劣化に対する性能安定性確認試験については、数十年の使用実績から抜き出した材料を持って比較しなければならないため現実的ではない。本実験においては、「道路橋支承便覧」¹⁰⁾で規定するゴム材料の老化試験の規格値を満足することによって、材料の経年劣化に対する性能の安定性を確認した。

表-4.18 ゴムバッファー疲労耐久性試験

疲労耐久性試験項目	試験値
⑧温度変化に伴う常時の水平繰返し変位に対する安定性確認試験（せん断±70%水平繰返し 5000回）（判定基準 機能を失わないこと）	-2.7% 外観異常なし

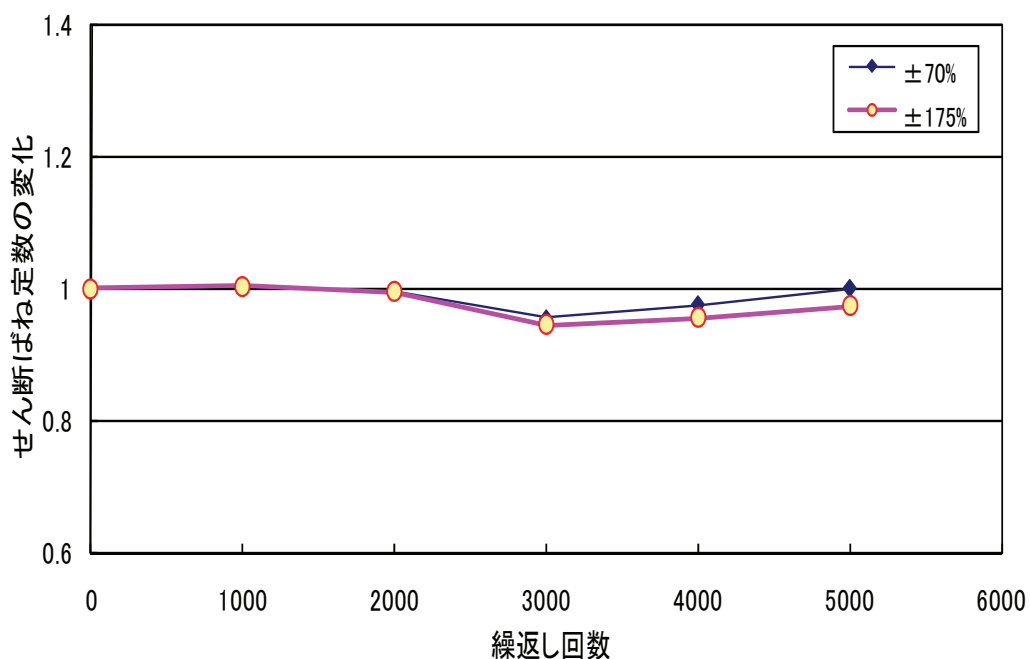


図-4.33 せん断ばね定数の変化—水平繰返し回数の関係

e) ゴムバッファ—基本特性試験結果考察

すべり型免震構造として用いる場合のゴムバッファは、鉛直荷重を支持しない状態で使用することから、ゴムバッファに鉛直荷重が無負荷状態での性能を把握する必要がある。しかしながら、そのような状態での試験は、試験機の制御上の問題、計測精度の問題、安全性確保の問題から現実には難しい場合も多いことから、一般の積層ゴム支承の性能試験条件である 6N/mm^2 載荷時の特性と無載荷状態の特性が同等であるかについて供試体(有効平面寸法400mm, NR-G14)を用いて確認した。

その結果、本橋で使用するゴムバッファの特性値は鉛直荷重を支持する一般の積層ゴム支承の性能試験条件で特性確認できることが分かった。また、動的特性、静的特性、耐久性に関しても同様に満足できる結果を得ることができた。

4.6 鉛直支承ゴム材の圧縮変位に関するFEM解析

4.6.1 FEM解析の目的と方法

a) 解析の目的

本橋 MP2, 3 に使用する鉛直支承(ゴム支承)の最大支承反力を表-4.19 に示す. ここで, 圧縮性能試験の鉛直載荷能力は 25,000kN であり能力値を超えてしまうため, ゴム支承に設計最大荷重を載荷して圧縮変位を確認することが出来ない. また, 本支承における圧縮ばね定数の算定は, 圧縮応力度 $3\text{N/mm}^2 \sim 12\text{N/mm}^2$ における荷重-変位の接線剛性によって確認するものである. ここで, 圧縮ばね定数を算出する為の荷重範囲を表-4.20 に示す. 本橋 MP2, MP3 に使用するゴム支承においては圧縮応力度 12N/mm^2 に相当する鉛直荷重が試験機の載荷能力を超えるため試験により圧縮ばね定数の確認が出来ない. 以上から, 発生変位を検証するシミュレーション解析によって挙動を確認した.

表-4.19 ゴム支承設計条件

橋脚	設計最大		死荷重	
	荷重 (kN)	応力度 (N/mm ²)	荷重 (kN)	応力度 (N/mm ²)
MP2 80,000kN	79,980	24.5	68,033	20.8
MP3 80,000kN	79,814	24.4	67,915	20.8

表-4.20 圧縮ばね定数を算定するための荷重

橋脚	3N/mm ² 相当荷重		12N/mm ² 相当荷重	
	荷重 (kN)	応力度 (N/mm ²)	荷重 (kN)	応力度 (N/mm ²)
MP2 80,000kN	9,806	3.0	39,222	12.0
MP3 80,000kN	9,806	3.0	39,222	12.0

b) 解析方法

80,000kN のシミュレーション解析による圧縮変位の確認の指標として, 30,000kN の FEM 解析を行い, 圧縮試験結果と比較することによって FEM 解析の適用性を確認した. ここでは, 設計最大荷重を載荷した時のゴム部に発生する引張側の最大ひずみ(Lagrange ひずみ)を照査し安全性を確認した.

解析モデルは, 図-4.34 に示すようにゴム支承を2次元軸対称問題としてゴムと鋼板の 1/2 断面をモデル化した. 下鋼板との結合部を剛体結合, 中央1点に強制変位を付与し, 各変位時の中央1点での反力を圧縮荷重として圧縮応力度-圧縮変位の関係を得た.

ゴムの材料モデルは, 本橋で用いるゴム材の材料特性試験結果(単軸伸張試験および2軸均等伸張試験結果)を Mooney 系3次関数モデル(Janus-Green-Simpson モデル)でカーブフィットした時の特性値を採用した.

ゴム支承のように鋼板とゴムが結合したモデルのゴムを完全非圧縮とした解析による圧縮剛性は、実際の圧縮剛性よりも大きくなることが知られている。したがって、通常ゴムのポアソン比を変えながら解析を繰り返し行い、圧縮試験による圧縮応力度－圧縮変位の関係を精度良く再現できるポアソン比を選定する。しかしながら、ポアソン比を一定とした解析では圧縮試験による圧縮応力度－圧縮変位の関係をうまく再現できないため、本件では圧縮変位の大きさに応じてポアソン比が変化する可変ポアソン比を使用した。ポアソン比の値は、繰り返し解析を行った結果、表-4.21 を通る線形式を採用した。ここで、鋼材(SS400)のヤング係数($E=206,800\text{Mpa}$)およびポアソン比($\nu=0.3$)は実測値を用いた。

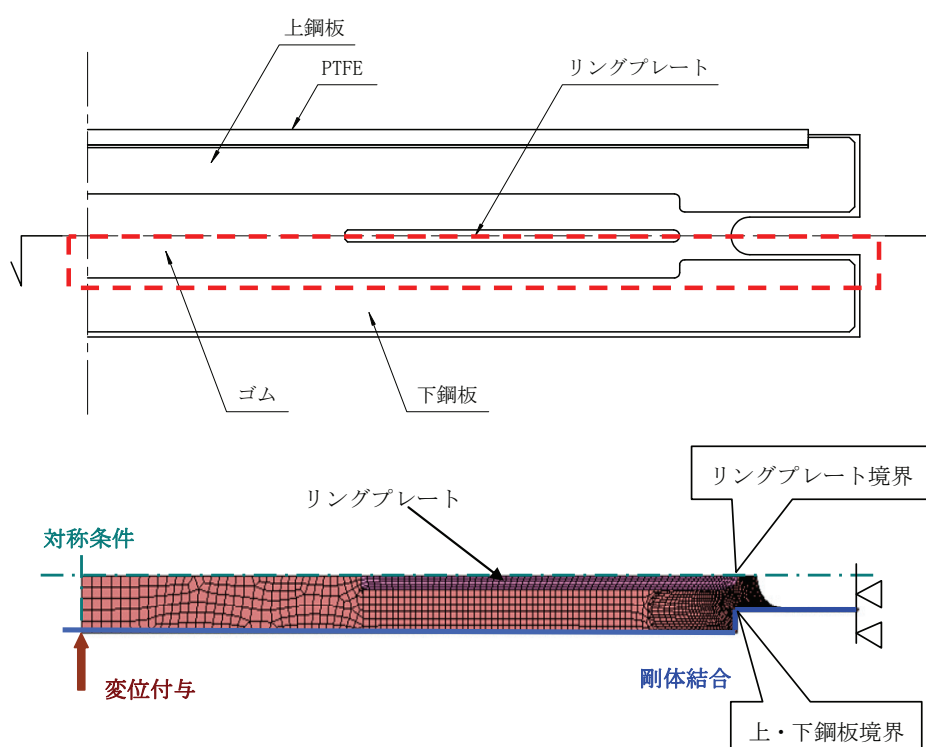


図-4.34 ゴム支承断面のモデル図

表-4.21 ポアソン比

変位 (mm)	ポアソン比 ν
0.0	0.49885
3.0mm	0.49959
6.0mm 以上	0.49990

4.6.2 解析結果および考察

80,000kN ゴム支承について FEM 解析から設計最大荷重までの圧縮応力度－圧縮変位の関係と 25000kN までの圧縮試験による圧縮応力度－圧縮変位の関係を対比したものを **図-4.35** に示す。いずれの载荷ケースとと解析値は良く一致しており、FEM 解析が実際の圧縮試験を精度良く再現していることが確認できた。

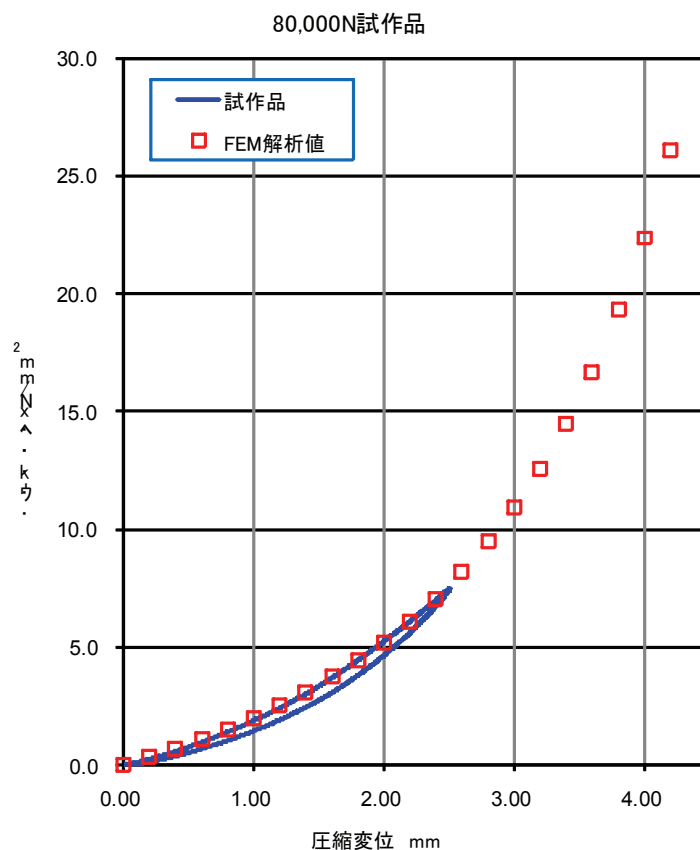


図-4.35 圧縮変位-圧縮応力度の関係図

80000kN 支承のFEM 解析から得られた許容応力度 25N/mm^2 の約1/2(死荷重相当), 1 倍, 2倍, 3倍载荷時のLagrange ひずみを **表-4.22** に示す。なお, **図-4.36**にFEM解析によるひずみ分布図(25N/mm^2 载荷時)の一例を示す。この境界部ゴムのLagrange ひずみの値はいずれも, 1750kN-Hips の圧縮試験とFEM 解析から得られた照査ひずみ $7.19^{15)}$ (圧縮応力時にリングプレート境界部ゴムに亀裂が生じた場所に発生するLagrange ひずみ最大値)以下であった。以上から, 80000kN 支承は3 倍载荷における圧縮応力度に対しても力学特性が安定していることいえる。

表-4.22 圧縮変位-圧縮応力度の関係図

載荷倍率	圧縮応力度 (N/mm ²)	Lagrange ひずみ
		80000kN
死荷重相当	12	0.95
1倍	25	2.18
2倍	50	3.48
3倍	75	6.91

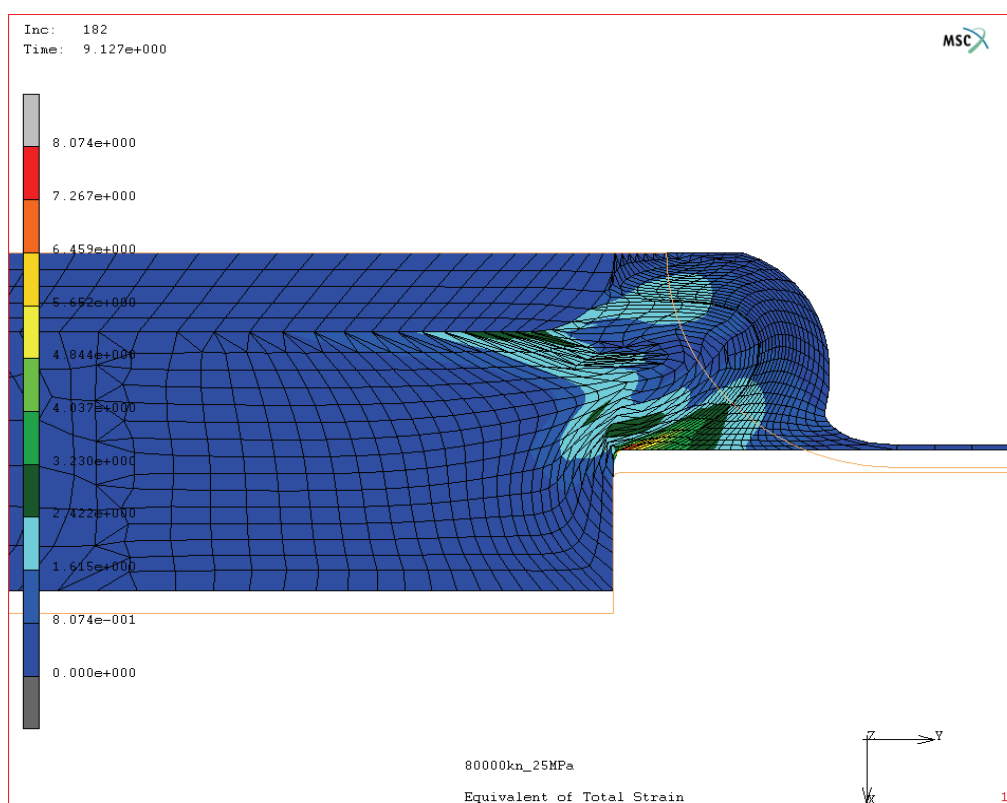


図-4.36 FEM解析によるひずみ分布図 (80,000kN 25N/mm²)

4.6.3 鉛直支承の圧縮バネ定数確認試験方法

80,000kNの ゴム支承の圧縮バネ定数の確認は、 3N/mm^2 および 12N/mm^2 に相当する鉛直荷重における圧縮変形の関係で算出した。その鉛直荷重は、表-4.20 に示される9,806kN および39,222kN である。しかしながら、圧縮試験の鉛直載荷能力は25,000kN であるため 3N/mm^2 及び 12N/mm^2 における接線勾配から圧縮バネ定数を算出できない。そのため、4.6.1, 4.6.2 項でFEM によるシミュレーション解析の結果、実験値による圧縮荷重-圧縮変位の関係とFEM が良く一致することを踏まえ、圧縮変位が基準値よりやや大きい試作ゴム支承の圧縮荷重-圧縮変位の関係を基準値に補正した。更に品質管理における判定基準 $\pm 30\%$ を通るひずみ曲線を図-4.37 のように設定した。MP2, MP3 に使用する80,000kN すべり支承の圧縮確認試験では、鉛直荷重25,000kN(7.7N/mm^2)までの圧縮荷重-圧縮変位の関係が設計基準履歴曲線の $\pm 30\%$ の限界曲線内であることで確認した。

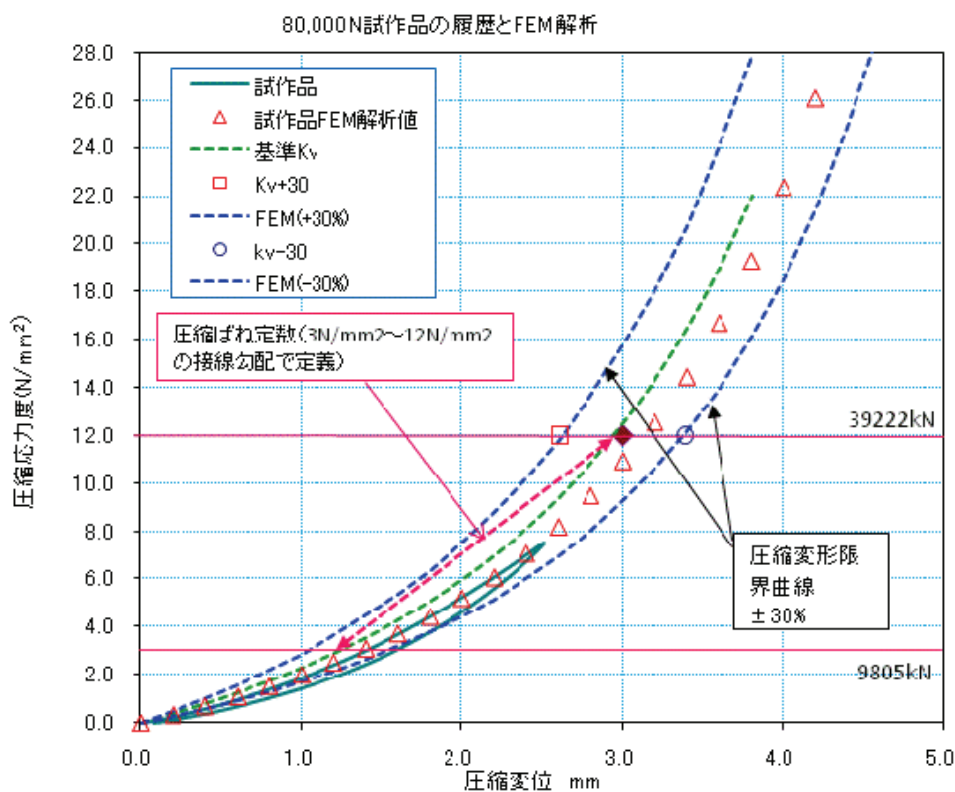


図-4.37 圧縮変形履歴と圧縮限界曲線

4.7 考察

本橋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地震動とも構造部材料を降伏点以下にする要求性能を採用している²⁾。この要求性能を満たすため、上下方向と水平方向の機能を分離した大型のゴム支承を採用し、すべり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。なお、本橋の支承はゴム系支承として世界最大規模(既往実績最大 $\approx 50,000\text{kN/基}$ 、本橋 $\approx 80,000\text{kN/基}$)である。

本橋で採用した、機能分離型すべり免震支承における力学特性を解明するための試験手法とその結果、およびすべり型免震支承の摩擦減衰を考慮した本橋の耐震設計における動的解析結果から得られた結果は、次の通りである。

1) 本橋の上部構造の重心が高いため、橋軸直角方向地震力による桁の回転による浮き上がりによって、左右の反力差がすべり型免震支承を用いた機能分離型の免震橋の機能へ影響することが懸念されたため、すべり面の摩擦係数の速度依存性、面圧依存性等の力学特性を実験的手法で検討した。

今回の試験結果では荷重の偏心载荷が支承の摩擦係数へ与える影響は少なく、支承の面圧分布が変化しても摩擦係数への影響は比較的少なかった。

また、摩擦係数の低下はテフロン板の発熱による融解が原因との知見を得た。既往の摩擦係数の面圧とすべり速度の関係式は今回の実験結果とはあまり合わず、新たに修正式を提案した。

2) 今回の試験結果を基に地震応答解析を行ったところ、機能分離型すべり免震支承の水平機能を構成する水平抵抗部材のゴムバッファについてはレベル1地震時では「道路橋示方書」³⁾許容値内で収まり、レベル2地震時には「道路橋支承便覧」¹¹⁾における許容せん断ひずみに納まった。

また、本橋の支承の面圧が大きいことから鉛直地震動が本橋の地震応答に及ぼす影響を地震応答計算により調べたが、影響は小さいことが分かった。

3) 本試験によれば、摩擦力をバイリニア型でモデル化して免震設計を行う場合には摩擦係数は 0.05～2.0 程度の範囲が良く、摩擦係数 0.15 程度が最も適合性が良いことが分かった。従って、摩擦力を用いて免震設計を行う場合には採用するすべり面の摩擦係数の適合性に留意が必要だと考えられる。

4.8 参考文献

- 1) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案），（財）土木研究センター，1992.12.
- 2) 齊藤泰，日下部治，清宮理，下迫健一郎，川上泰司：東京港臨海大橋（仮称）の耐震設計法について，構造工学論文集 Vol.56A，pp. 393-406，2010.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 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) 伊津野和行，袴田文雄，中村一平：機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究，土木学会論文集 No.654，I-52，pp.233-244，2000.7.
- 6) 山本雄二，兼田楨宏：トライボロジー，理工学社，2001.2.
- 7) Bowden, F.P. and Tabor, D., The friction and lubrication of solids, PT.1, Oxford, 1950.
- 8) Bowden, F.P. and Tabor, D., The friction and lubrication of solids, PT.2, Oxford, 1964.
- 9) 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・面圧依存性数値モデルの検証，第 58 回土木学会年次学術講演会，I-395，pp.103，2003.9.
- 10) 高橋良和：コンクリート構造物の応答制御技術委員会・第Ⅲ編 7 章，滑り型免震システムに関する検討，日本コンクリート工学会報告書論文集，ppⅢ-129-133，2002.6.
- 11) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1992.7.
- 12) 日本道路公団：構造物管理要領，2004.4.
- 13) 日本道路公団試験方法（JHS）418-2004.

第5章 結論

橋梁の耐震設計においては、部材の塑性化を考慮した設計が一般的になってきている。しかしながら、海上橋梁の場合、施工性の観点から地震後に発生した橋脚基部の残留変位を復旧することは困難である。そのため、免震支承を採用することで橋梁の耐震性を確保し、地震力を低減させる手法を採用した。

また、我が国の海上橋梁建設位置は軟弱な沖積粘土層が厚く堆積していることが多く、橋梁の基礎は、この層より下にある支持層へ達するために長大なものとなる。このような場合、必然的に杭基礎のような深い基礎構造となるが、地盤の剛性が基礎と比較して小さいため、基礎の存在が地盤に影響を与え易く、基礎構造が地盤変位の影響を強く受ける。

ここで、本橋の主橋梁部は鋼製のトラス・ボックス構造、アプローチ部は鋼製の箱桁構造となっており、上部構造系の振動特性が異なっている。基礎の構造形式は、大口徑鋼管杭を用いた平面規模の大きな鋼管矢板井筒形式基礎である。このため、地盤・基礎・構造物の条件を考慮して、それら特徴に応じて動的相互作用の影響を設計に導入することになる。動的相互作用現象は、地盤が波動伝播の媒体として3次元性および無限境界を有すること、地盤が強い非線形特性を有することが重要である。本橋において、これら特性を完全に考慮した、上部構造～支承～橋脚～基礎構造～周辺地盤をまとめた全体系の動的なモデルを解析するのは困難であり、設計を実施する上で現実的ではない。

以上から、本橋では「基礎バネー上部骨組モデル」と「地盤ー基礎構造モデル」の2個の計算モデルにより、それら境界部で入出力を相互にやり取りする動的サブストラクチャー法を用いた耐震設計手法を採用した。

設計するに当たって、本橋は長大橋梁であり「道路橋示方書」等の規準適用外の部分が多かった。そこで、力学特性について実験的検証を行うことにより、設計パラメータを見直し、合理的な設計をすることにした。

本研究では、設計パラメータを実験により設定し、免震効果を利用し、簡易化したモデルを用いて動的相互作用を考慮した耐震設計法について提案したものである。本章では本研究で得られた結果を述べる。

1)東京ゲートブリッジは、東京港第三航路を横断するため航路制限と東京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地震動とも鋼管矢板井筒基礎の鋼管杭、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した。また、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」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」を基本としながらも、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。この動的サブストラクチャー法により要求性能を照査した。

5)本橋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機能分離型すべり免震支承を採用し、鉛直支承における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、面圧依存性をせん断載荷試験により確認し設計に取り入れた。今回の試験結果を基に地震応答解析を行ったところ、機能分離型すべり免震支承の水平機能を構成する水平抵抗部材のゴムバッファーについてはレベル1地震時では「道路橋示方書」許容値内で収まり、レベル2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。また、本橋の支承の面圧が大きいことから鉛直地震動が本橋の地震応答に及ぼす影響を地震応答計算により調べたが、影響は小さいことが分かった。

6) 押込み試験の結果からφ1,500mmの開端鋼管杭を支持層に3D(D:杭径)根入れした場合のみかけの閉塞率は砂礫層75%、砂層50%となった。また、急速載荷試験結果からφ1,200mmの開端鋼管杭を支持層に3D根入れした場合、みかけの閉塞率は80%となりφ1,500mmの場合より大きくなった。本載荷試験結果からは既往の試験2)のものより大きな支持力を期待できることが分かった。

7) 周面摩擦力は押込み試験、急速載荷試験結果から試験杭の設置条件、試験方法にかかわらず、砂質土層、粘性土層では「道路橋示方書」に規定された関係式で与えられる値と同様であった。礫層については大きな値となった。

8) 鉛直方向地盤反力係数を静的載荷試験結果より算定したところ、砂地盤、砂礫地盤ともほぼ同じ地盤反力係数が得られた。この結果は、孔内水平載荷試験から推定したものとは傾向が異なっていたが、載荷試験によるもののほうが精度が高いことが推察される。水平方向地盤反力係数についても載荷試験結果を用いることによりより精度の高い

推定ができるようになった。

9) 載荷試験結果を用いて基礎の設計を見直したところ、鋼管矢板の値入長を短くすることができたほか、鋼管矢板井筒基礎の断面積を基本設計の5割まで低減することができた。

10) 一般的に、地盤調査結果をもとにして設計基準等に示された標準的な推定式を用いて支持力を設定すると、十分な精度が得られない場合が多く、このような場合には、杭の載荷試験を実施することが有効である。本橋のケースでは、標準的な方法を用いると設計上期待できる支持力が過小評価になることが懸念されたため、杭の載荷試験を実施した。その結果、基礎の設計を大幅に見直す結果となった。このような載荷試験の実施は基礎の設計照査の合理性を高める上で非常に有効であると考えられる。

11) 本橋の上部構造の重心が高いため、橋軸直角方向地震力による桁の回転による浮き上がりによって、左右の反力差がすべり型免震支承を用いた機能分離型の免震橋の機能へ影響することが懸念されたため、すべり面の摩擦係数の速度依存性、面圧依存性等の力学特性を実験的手法で検討した。今回のせん断載荷試験結果では、荷重の偏心載荷が支承の摩擦係数へ与える影響は少なく、支承の面圧分布が変化しても摩擦係数への影響は比較的少なかった。また、摩擦係数の低下はテフロン板の発熱による融解が原因との知見を得た。既往の摩擦係数の面圧とすべり速度の関係式は、今回の試験結果とはあまり合わず、新たに修正式を提案した。

12) 今回のせん断載荷試験によれば、摩擦力をバイリニア型でモデル化して免震設計を行う場合には、摩擦係数は0.05～0.2程度の範囲が良く、摩擦係数0.15程度が最も適合性が良いことが分かった。従って、摩擦力を用いて免震設計を行う場合には採用するすべり面の摩擦係数の適合性に留意が必要だと考えられる。

謝辞

本研究の実施ならびに本論文のとりまとめにあたりましては、終始変わらぬご指導ご鞭撻を賜りました早稲田大学教授清宮理先生に深く感謝の意を表し、心より御礼を申し上げます。また、本論文の審査にあたり同大学教授依田先生、同大学教授小泉先生ならびに同大学教授秋山先生よりご示唆、ご助言をいただきましたことに御礼申し上げます。

また、本研究の機会を与えて下さいました、国土交通省関東地方整備局東京港湾事務所、横浜港湾空港技術調査事務所の皆様、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臨海道路(仮称)技術検討委員会(委員長;東京工業大学三木千壽教授)、耐震・基礎構造検討分科会(委員長;東京工業大学日下部浩教授)の委員の方々、関係各位に深く感謝を申し上げます。

本論文のテーマに関しましては、著者が国土交通省関東地方整備局東京港湾事務所勤務時代に担当させていただいた、軟弱地盤に建設される東京ゲートブリッジの免震機能を有する基礎構造の耐震設計に関するものであり、今後、規準適用規格外の橋梁基礎構造物設計に際する、設計パラメータ設定方法、耐震設計手順・方法に寄与することを祈念しております。

論文をまとめるにあたり、多大なるご助言を賜りました、東京工業大学三木千壽教授、茨城工業高等専門学校日下部浩校長、国土技術政策総合研究所運上茂樹氏、独立行政法人港湾空港技術研究所菊池喜昭氏、金正富雄氏、今井隆氏、系井誠氏、西村真二氏、渡辺米利氏、宮本順一氏、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米山浩男所長、独立行政法人国際協力機構川上泰司技術審議役(前・東京港湾事務所長)他、関係者の方々に感謝の意を表します。

また、貴重な時間を割いて頂き、多大なる協力頂きました、国土交通省関東地方整備局の皆様、現在、私が所属している国土交通省国土技術政策総合研究所の水上市純一氏、坪川将丈氏、櫻井佳代子さんに深く感謝を申し上げます。

最後に、社会人大学院生という私のわがままに対して、支え励ましてくれた家族に心より感謝いたします。