

巨大地震災害への対応検討特別委員会

耐震性評価及び耐震設計検討部会

〔 土木学会・日本建築学会
巨大地震対応共同研究連絡会 土木構造物部会 〕

報 告 書

平成18年3月

社団法人 土 木 学 会

目次

1 . はじめに	1
2 . 活動経緯	
2.1 検討方針	2
2.2 部会の構成	3
2.3 検討経緯	5
3 . 道路橋WG	7
4 . 鉄道橋WG	65
5 . 港湾施設WG	89
6 . 地下構造物WG	144
7 . パイプラインWG	242
8 . タンクWG	286
9 . 土構造WG	365
10 . ダムWG	456
11 . 構造物の強度等調査法WG	490
12 . 動的解析WG	498
13 . 優先度WG	501
14 . まとめと今後の課題	523

1. はじめに（土木構造物部会の目的）

東南海地震や南海地震など海溝型の巨大地震の逼迫性が懸念されている。中央防災会議の専門調査会は平成15年4月に「東海地震対策大綱」を、さらに同年12月には東南海地震、南海地震に対する防災対策推進地域を設定した。専門調査会の報告によれば、これらのプレート境界の巨大地震では、阪神・淡路大震災を上回る強烈な地震動が広域にわたって発生し、住宅、公共建物、道路、鉄道施設、各種ライフラインシステム、臨海コンビナート施設等に甚大な被害が発生すること、および津波による広範な沿岸地域に被害が拡大することが予想されている。このため、既存構造物と施設の耐震診断と耐震補強を早急に実施し、さらに発災後の応急対策と復旧・復興対策を速やかに策定することが求められている。

土木学会は平成7年の阪神・淡路大震災に際し、被害調査と報告会の開催および報告書の刊行や耐震基準と耐震補強など土木構造物の耐震性向上のための基本方針の提言などを実施した。

これらの活動は、我が国の耐震設計上大きな役割を果たしたと考えられる。とくに、「2段階の地震動に対する社会基盤施設の耐震性能の照査」の提言は国の防災基本計画に取り入れられ、兵庫県南部地震以降改訂された各施設の耐震設計の重要な指針となった。しかしながら、海溝型の巨大地震を想定した場合、長周期地震動や巨大地震の震源域近傍の地震動を受けた場合における構造物の安全性など未解決の課題が残されているのも事実である。このため、海溝型の巨大地震に対して土木学会がとるべき対応と社会に果たすべき役割について検討すべく巨大地震災害対応特別委員会が設置された。

この委員会は「地震動部会」、「土木構造物部会」、「地震防災分野の研究開発の方向性検討部会」、「災害情報の共有化に関する技術的基盤検討部会」、「大都市圏の地震防災性向上の方策検討部会」および「地震防災教育を通じた人材育成部会」等7つの部会からなり、2年半にわたる検討を実施した。

本報告書はそのうち土木構造物部会の成果の概要を取りまとめたものである。

しかし海溝型の巨大地震によって発生する長周期を含む地震動に対して構造物の耐震安全性の問題は、土木構造物のみならず建築構造物も同様であるので、土木学会と日本建築学会が共同で検討することとなり、巨大地震対応共同研究連絡会が組織され、その下に図1に示すような3つの部会が設立された。そして、本部会はその中の土木構造物部会を兼ねることとなった。

本部会の活動目的を以下に示す。

橋梁等土木構造物の動的応答、損傷度に基づく耐震診断法の提示

耐震診断に基づく耐震補強法の提案

耐震診断および耐震補強ガイドラインの作成

2. 活動経緯

2.1 検討方針

本部会の目的達成のための検討は以下の項目を中心に行うこととした。

- (1) 耐震診断および耐震対策（補強）工法に関する文献等調査と現状の技術のまとめ
- (2) 検討対象構造物の選択と耐震性能（照査項目）のまとめ
- (3) 耐震診断（耐震性能の照査）とそれに基づく耐震補強方法の検討
- (4) 成果と今後の課題のまとめ
- (5) 計算過程に基づくガイドラインの作成

なお、土木構造物は多岐にわたるため、土木構造物として代表的な構造物を選択し、それ毎にWGを設置して検討した。また、既設構造物の特徴として、現有強度や変状等を調べる必要があるため、その方法等を検討するWG、今回の地震動の特徴である繰り返し回数が多い地震動に対する動的解析法の検討を行うWG、および数の多い既設構造物の補強順位を決めるための優先度の設定方法を検討WGも設置した。各WG以下に示す。

【構造物担当】

道路橋WG 鉄道橋WG 港湾施設WG 地下構造物WG パイプラインWG
 タンクWG 土構造物WG ダムWG

【共通事項担当】

構造物現況調査WG 耐震診断手法WG 耐震補強の優先度WG

また、構造物の耐震診断と補強法の検討についての進め方を図・1に示す。その内容は以下のとおりである。

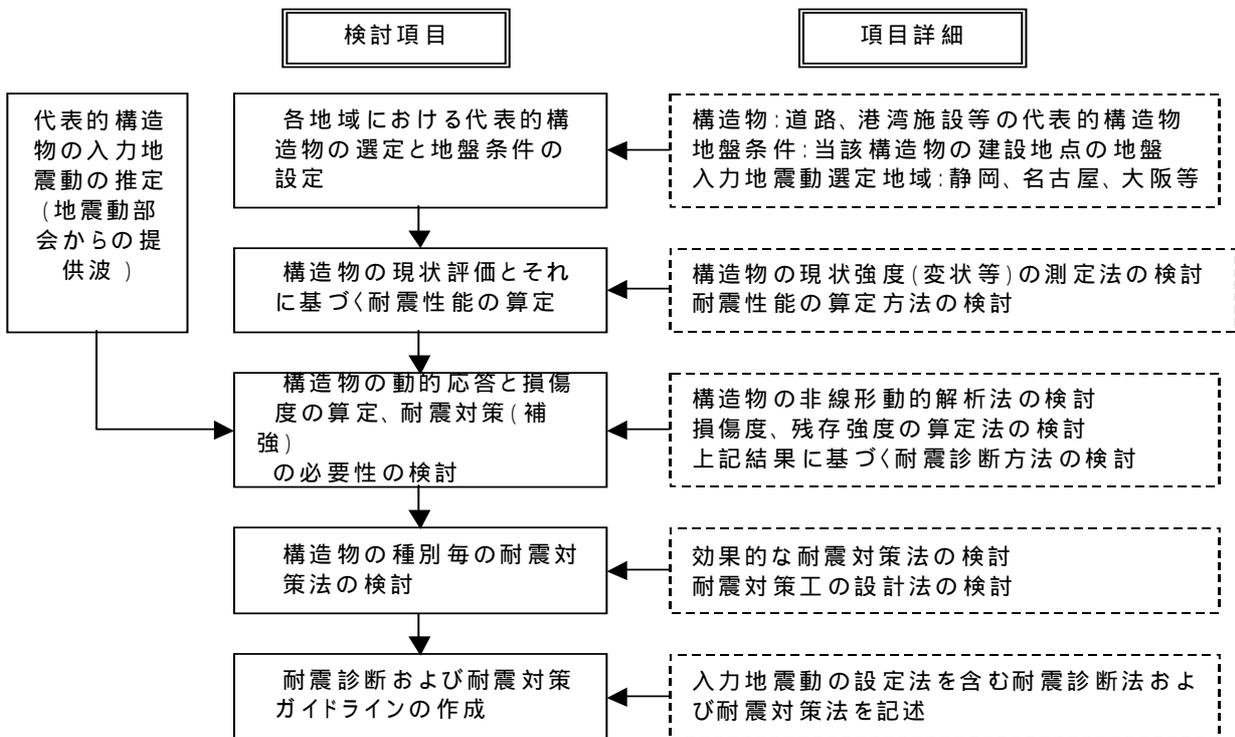


図-1 検討の流れ

(1) 代表的構造物の選定と地盤条件の設定

各WG毎に代表的な構造物を選定し、耐震性の照査を行う。選定した構造物の建設地点における地盤調査結果等に基づいて地盤条件を設定する。それに影響が大きいと推定される地域の地震動を選定して耐震診断を実施する。

(2) 構造物の現状評価とそれに基づく耐震性能の算定

選定した構造物の諸元や強度等を調査や設計に基づいて設定し、耐震性能を算定する。

(3) 構造物の動的応答と損傷度の算定、耐震対策の必要性の検討

構造物の応答解析（非線形動的解析手法）を実施し、求めた耐震性能の照査を行い、耐震対策の必要性の有無を検討する。

(5) 構造物の種別における耐震対策法の検討

耐震対策が必要な場合は効果的な耐震対策法を提案する。

(6) 耐震診断・耐震対策ガイドライン（計算例）の作成

上記検討結果をまとめて、耐震診断・耐震対策ガイドラインを作成する。これは代表構造物ごとに作成する。その内容は以下に示すものとなる。

- 1) 構造物の諸元、部材および地盤の性状の設定
- 2) 構造物に入力する地震動の設定
- 3) 構造物の耐震性能の算定
- 4) 構造物の応答値および損傷度等の算定
- 5) 耐震対策の必要性の判定
- 6) 耐震対策の提案とその設計

なお、耐震診断・耐震対策工の設計に用いる地震動は「地震動部会」から提供される波形（提供波）を用いる。

2.2 部会の構成

部会は、構造物の解析・設計や管理に係わる以下に示すおよそ70名の学識経験者・専門技術者等から構成した。そして、各委員は先に述べた11のWGに所属し、検討を実施した。

また、委員が多いこともあって、一堂に会することが困難な場合もあり、主査会を設け、連絡を密にし研究の進展を図った。以下に委員会名簿を掲載する。

部会長 西村昭彦 (株)ジェイアール総研エンジニアリング
幹事 山谷 敦 東電設計(株)

道路橋 WG

主査 西田秀明 (独)土木研究所

足立幸郎	阪神高速道路(株)	河藤千尋	本州四国連絡高速道路(株)
高木千太郎	東京都	中野錦也	愛知県
長屋定政	(株)オリエンタルコンサルタンツ	山本泰幹	首都高速道路(株)
*小倉裕介	元 八千代エンジニアリング(株)	*帆足博明	本州四国連絡高速道路(株)

* 溝口孝夫 首都高速道路(株)

鉄道橋 WG

主査 谷村幸裕 (財)鉄道総合技術研究所

大内 一 (株)大林組

菅野貴浩 東日本旅客鉄道(株)

小阪拓哉 中央復建コンサルタンツ(株)

長縄卓夫 東海旅客鉄道(株)

港湾施設 WG

主査 菅野高弘 (独)港湾空港技術研究所

主査代理 塩崎禎郎 鋼管杭協会 (JFE 技研(株))

春日井康夫 国土交通省

小嶋幸則 愛知県

野末康博 (独)港湾空港技術研究所

平嶋 裕 鋼管杭協会 (新日本製鐵(株))

* 小濱英司 (独)港湾空港技術研究所

地下構造物 WG

主査 渡辺和明 大成建設(株) (開削トンネル担当) 前田敏也 清水建設(株) (水道施設担当)

井上陽介 (株)オリエンタルコンサルタンツ

河村精一 中部電力(株)

趙 唯堅 大成建設(株)

西山誠治 (株)日建設計シビル

宮川義範 (財)電力中央研究所

宮本勝利 (株)日水コン

山谷 敦 東電設計(株)

パイプライン WG

主査 佐藤紘志 防衛大学校

大嶽公康 日本上下水道設計(株)

久保雅裕 日本理水設計(株)

鈴木信久 JFE 技研(株)

砂坂善雄 鹿島建設(株)

高梨和光 清水建設(株)

竹内幹雄 (株)日水コン

千葉智晴 (株)日水コン

寺本 正 (株)東京設計事務所

長濱泰広 (株)三水コンサルタント

中村 葵 (株)三水コンサルタント

* 岡田健司 (株)シビルソフト開発

* 木全宏之 清水建設(株)

* 小西康彦 (株)日水コン

* 李 騰雁 (株)シビルソフト開発

タンク WG

主査 坂井藤一 (有)FS 技術事務所

井上涼介 茨城大学

川口周作 新日本製鐵(株)

川村佳則 東京ガス(株)

小林信之 青山学院大学

酒井理哉 (財)電力中央研究所

座間信作 消防庁

竹内幹雄 (株)日水コン

田中元章 石川島播磨重工業(株)

谷口朋代 鳥取大学

内藤幸雄 鹿島建設(株)

西崎丈能 大阪ガス(株)

林 尚一郎 川崎重工業(株)

樋口俊一 (株)大林組

土方勝一郎 東京電力(株)

平野廣和 中央大学

松田 宏 JIP テクノサイエンス(株)

箕輪親宏 (独)防災科学技術研究所

若林雅樹 清水建設(株)

大峯秀一 (株)日水コン

土構造物 WG

主査 酒井久和 立命館大学			
渦岡良介 東北大学	大林 淳	不動建設(株)	
岡島充典 愛知県	岡村未対	愛媛大学	
澤田俊一 応用地質(株)	長縄卓夫	東海旅客鉄道(株)	
吉澤睦博 (株)竹中工務店	渡邊弘行	日本技術開発(株)	
* 山田岳峰 鹿島建設(株)	* 李 騰雁	(株)シビルソフト開発	

ダム WG

主査 有賀義明 電源開発(株)			
大角恒雄 日本工営(株)	佐々木隆	(独)土木研究所	
島本和仁 国土交通省	栃木 均	(財)電力中央研究所	
* 金銅将史 国土交通省	* 筋野晃司	国土交通省	

構造物の強度等調査法 WG

主査 羽矢 洋 (財)鉄道総合技術研究所			
上半文昭 (財)鉄道総合技術研究所	長谷川強	南海電気鉄道(株)	

動的解析法 WG

主査 室野剛隆 (財)鉄道総合技術研究所			
上半文昭 (財)鉄道総合技術研究所	金本昌幸	(株)ジエール総研エンジニアリング	
北原武嗣 関東学院大学	小島圭一	(株)トーニチコンサルタント	
矢部正明 (株)長大			

優先度 WG

主査 吉田郁政 武蔵工業大学			
秋山充良 東北大学	北原武嗣	関東学院大学	
木村礼夫 (株)ジエール総研エンジニアリング	鈴木修一	東電設計(株)	
中村 晋 日本大学			

オブザーバー

野津 厚 (独)港湾空港技術研究所	戸沢冬樹	N H K	
-------------------	------	-------	--

(50音順, *は旧委員, は協力者)

2.3 検討経緯

平成15年12月に第1回土木構造物部会を開催してから、平成18年3月の最終部会に至るまで、16回の部会を開催した。約2ヶ月に1回の頻度で開催したことになる。当初は9名(部会長を含む)の委員から始まった部会であったが、その後たびたび増員が図られ、最終的には延べ100名に迫る大所帯となった。そのため、委員が一堂に会した部会の開催は困難であったが、常に30名程度の委員の参加があり、活発な議論を展開することができた。

部会の中では、各WGの検討状況や結果について審議を行うとともに、各WGの代表者による講演を行っ

た。これは、土木構造物が多岐にわたるため、委員は担当する構造物以外の構造物の特徴あるいは検討内容を把握することが難しいことを考慮し、委員会を開催する毎に担当WGを決めて、そのWGの代表者による講演会をお願いしたものである。内容は、構造物の特徴、耐震性能の設定や検討方法などである。この講演により、各WGの検討内容が他の委員にも理解頂けたのではないかと考えている。

また、津波に関する講演も専門家（防衛大学校・藤間教授）をお願いした。しかし、津波については設計外力も含めて、成果に盛り込むまでには至らなかった。

部会以外にも、各WGはそれぞれ会合を開き精力的に検討を実施した。委員の協力の下、WG主査が中心となって、資料の収集・整理、代表構造物の解析・照査、耐震対策の検討、問題点の整理を行い、さらには、今後の耐震設計に対する提言をまとめ上げることができた。

3. にその成果の概要を述べる。

3. 道路橋WG

3.1 道路橋の耐震対策の現状

道路橋は、全国に橋長2m以上のものが675,289橋¹⁾あり、このうち橋長15m以上のものが14万橋強²⁾、長大橋として分類される最大支間が200mを超えるものが140橋あまり（建設中を含み、歩道吊橋を除いた独自集計による）と、数多く存在する。また、構造規模や形式も、最大支間長が数mの単純桁橋から、約2kmの明石海峡大橋のような吊橋まで多種多様である。

道路橋の耐震設計は、国土交通省の通達である「橋、高架の道路等の技術基準」（いわゆる「道路橋示方書」³⁾）に基づいて行われるのが通常であるが、本基準の適用外である最大支間長200mを超える長大橋では、個別に体系化された耐震設計が用られる場合も多い。道路橋の耐震設計は、1924年の内務省土木局の通達「橋台・橋脚等の耐震化の方法」で、地震力に相当する水平力を設計に考慮するようになったのが最初である。現在の耐震設計体系は、2002年（通達は2001年）の道路橋示方書に基づいているが、耐震設計に関する事項は兵庫県南部地震の被災経験をふまえて改定された1996年道路橋示方書が基本となっている。1996年の改定では、M8クラスの海溝型地震による地震動（タイプ 地震動）に加え、M7クラスの内陸直下型地震による地震動（タイプ 地震動）を新たに規定すると共に、じん性を考慮した地震時保有水平耐力法を鉄筋コンクリート橋脚以外の構造部材への適用範囲の拡大が行われたことなどが主な点としてあげられる。

既設橋梁については、兵庫県南部地震による被災分析に基づき、1980年以前の基準に基づいて設計された橋梁を優先的に耐震補強が行われてきている。この際の耐震補強は、現行の道路橋示方書と同等の耐震性能を確保するように行われているのが実状であるが、現地の橋梁条件の制約などから、現時点においても耐震対策が行われていない橋梁が残されている。そこで、より早急に推進するために、国土交通省より「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」、「新幹線・高速道路をまたぐ橋梁の耐震補強3箇年プログラム」が示され、2005年度からの3箇年において実施されている⁴⁾。これらのプログラムでは、兵庫県南部地震と同程度の地震動に対しても落橋等の甚大な被害を防止することで、路線としての機能確保や、高速でかつ大量の輸送を担っている新幹線、高速道路に対する橋梁が原因となった被害を軽減することを目指し、既往の被災経験に基づき、施工性等も勘案して当面必要とする対策が示されている。当面必要な対策としては、鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の補強や、落橋防止システムのうち、落橋防止構造を優先的に設置することが主な点としてあげられている。

3.2 道路橋の地震被害事例

道路橋の地震による被害事例は、兵庫県南部地震時をはじめ多く生じている。このうち兵庫県南部地震での主な被害状況は以下の通りである⁵⁾。

1) 落橋の主な要因

- ・鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の損傷に起因する倒壊による落下
- ・鋼製橋脚の局部座屈に起因する倒壊による沈下
- ・斜角桁橋の直角方向の支承破壊に起因する桁の回転変形による橋脚からの落下
- ・支承、落橋防止装置の破壊による桁の落下

2) 鉄筋コンクリート橋脚の被災は、躯体の損傷（ひびわれ、鉄筋座屈・破断、せん断破壊）が主であり、鋼製橋脚も座屈などに伴う大被害あり。橋台の主な被災は、橋台の沈下・移動、躯体ひびわれ・損傷など。

- 3)ピン，ローラー支承など支承高が高い場合は，支承部の破損により桁が橋脚上に落下して大きな損傷を受けたり，路面に大きな段差が生じ，早期復旧に支障を来たした事例有り．また，ゴム支承は鋼製支承より数が少なかったこともあるが相対的に被害が少なかった．
- 4)上部構造の被災形態は，けたの移動・沈下・傾斜，主部材の局部的損傷，伸縮継手・高欄・地覆の損傷など．落橋したものを除けば，支承部や落橋防止装置の取付部等の荷重が集中する箇所の損傷が多かった．
- 5)基礎の被害は，掘削やボアホールカメラなどによる調査の結果，直接基礎では被害が認められず，ケーソン基礎では流動化によると思われる曲げ亀裂が見られるもの1基を除き，損傷無しもしくはごく軽微な損傷．杭基礎は流動化によると考えられる被災度 b（基礎に大きな残留変位が見られるものあるいは杭体に曲げ亀裂がみられるもの）が阪神高速湾岸線で17基見られた以外は，被災度 c（杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの）以下．また，地中連続壁基礎では被災度 d（軽微な曲げ損傷）相当の損傷事例あり．
- 一方，長大橋の震災被害は，兵庫県南部地震時に初めて経験したといえる．これは多くの長大橋が大都市の港湾部で建設されているのに対し，これまで都市部を襲った地震が少なかったことが理由としてあげられる．以下に，長大橋の震災被害の事例を挙げる．

a. 東神戸大橋

東神戸大橋は，神戸市東灘区深江浜と同魚崎浜を結ぶ，中央径間長 485m，側径間長 200m の 3 径間連続鋼斜張橋である（図-3.1）．橋軸方向にはすべての橋脚上で可動のオールフリー形式，橋軸直角方向にはすべての橋脚上で固定の支持形式を採用している．1995 年兵庫県南部地震により東神戸大橋では支承及び橋脚が被災したが，そのほとんどは魚崎浜側（神戸方面側）端橋脚（海 P187）に集中していた．写真-3.1 に被災時の橋梁写真を示す．主塔およびケーブルには主たる損傷は見受けられなかったが支承において種々の損傷が見られた．海 P187 の端橋脚上には，主桁の橋軸直角方向変位を拘束するウインド支承 1 個，負反力を受け持つペンデル支承 2 個，主桁の不測の橋軸方向への大変位を抑制するベーンダンパー支承 2 個を設置していたが全ての支承が損傷した．また，ウインド支承では，上沓のセットボルトが全て破損していた．ボルトは延性破壊の様態を呈しており，過度な引張力が作用したため損傷したものと考えられている．ベーンダンパー支承では 2 基とも 4 本のセットボルトが支承のねじ部で曲げとせん断の組み合わせ応力により破断していた．ペンデル支承は 2 個とも主桁下弦材の取り付けプレートが八の字状にこじ開けられたように変形し，ピンが脱落した．ペンデル支承は桁部に働く上揚力を受け持つ部材であるが，桁とペンデルリンクとを接合するピンが脱落したため，側径間端部が約 40cm 浮き上がった．また，隣接桁が支承から脱落したため結果的に約 52cm の段差が生じた．側径間部の鋼製橋脚の横梁には局部せん断座屈が発生した．

東神戸大橋には強震計が設置されおり貴重な記録が得られている．観測された最大加速度を表-3.1 に示す．観測波の水平最大加速度は地表部で 327 ガルであったが，西宮・神戸地区での他の観測波が 600 ガルを超えていたのに比較すると小さい．これは，当該埋立地域での液状化の影響があったものと推察されている．

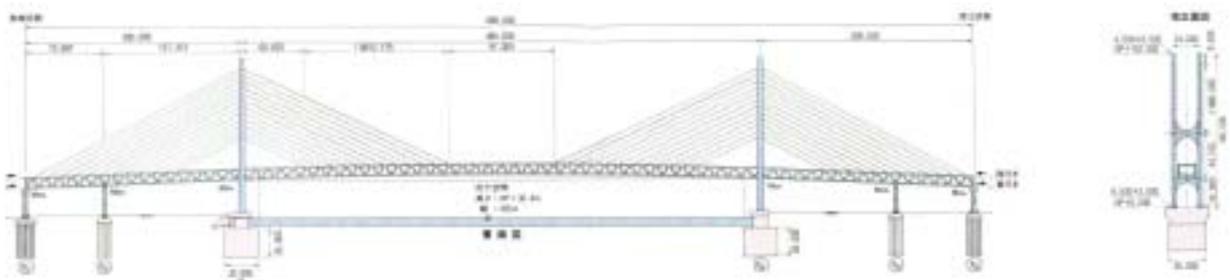


図-3.1 東神戸大橋一般図

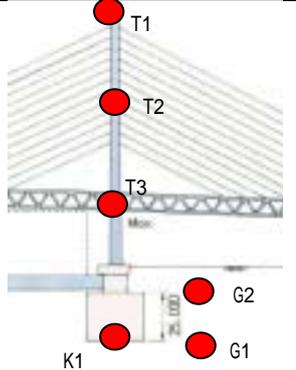


(1)桁の沈下による段差 (2)ベーンダンパーの損傷 (3)ウインド沓の損傷 (4)ペンデル支承の損傷

写真-3.1 東神戸大橋の兵庫県南部地震時の被災状況

表-3.1 1995年兵庫県南部地震に東神戸大橋で得られた加速度記録の最大値

観測位置		最大加速度 (gal)		
		橋軸	鉛直直角	橋軸直角
G1	地中部 GL-33m	425	-	446
G2	地中部 GL-1.5m	281	395	327
K1	ケーソン底面 (GL-34m)	334	389	355
T1	塔柱 h=140m	1,000 以上	-	-
T2	塔柱 h=76m	386	-	-
T3	塔柱 h=26m	596	807	807



b. 西宮港大橋

西宮港大橋は、西宮市甲子園浜と西宮浜を結ぶバスケットハンドル型ニールセンローゼ橋であり、支間長が 252m とこのタイプでは世界有数の橋梁である（図-3.2）。1995年兵庫県南部地震により、本橋に隣接する支間長 52m の甲子園浜側（大阪側）単純箱桁 1 連が、海 P99 橋脚上の 3 個の固定支承がすべて破壊し落下するとともに、西宮港大橋自体も固定支承などに損傷を生じた（写真-3.2）。落下した単純箱桁は、6 個のタイバー方式の桁連結装置でニールセンローゼ桁と結ばれていたが、桁連結装置を単純箱桁に取り付けている周辺の腹板が破断した。海 P99 橋脚上におけるけたかかり長は、鋼箱桁側には 110cm、ニールセンローゼ側には 420cm であった。落下した単純箱桁の可動支承側にあたる海 P98 橋脚上では、ローラーが下沓から逸脱するとともに、セットボルトが破断し、ベースプレートと下沓は分離した。海 P98 橋脚上の可動支承では単純箱桁は落下を免れたが、落下した単純鋼箱桁が、海 P98～P97 間の単純鋼箱桁にもぐりこむ形で接触している。さらに、ここで 6 箇所における桁間連結装置のピンが全て破断している。

ニールセンローゼ桁では、西宮浜側（神戸側）の海 P100 橋脚上の 2 基のピボット支承（固定支承）のうち、山側の支承では上沓が 2 つに割れ、海側の支承ではセットボルトが破断した。海 P99 橋脚上の可動支承は、西宮浜側に移動制限装置の移動幅 30cm 一杯の残留変位を生じた。なお、海 P99 橋脚上のニールセンローゼ桁と隣接する単純鋼箱桁が衝突した形跡はない。また、海側のケーブルのケーブルシムの脱落により、ケーブル張力が抜けたものが 1 本確認されるとともに、シムのズレなども多く確認された。

また、本橋が位置する甲子園浜及び西宮浜の埋立地では、液状化とそれに伴う地盤流動が生じた。地盤流動は航路側に向かって生じており、護岸の近くではどちらの浜においても流動量は 1～2m に達すると推定されている。これに伴い、橋脚ケーソン天端面において西宮側では 1～5cm 程度、甲子園側では 1～9cm 程度で航路側へ残留移動量が生じた。

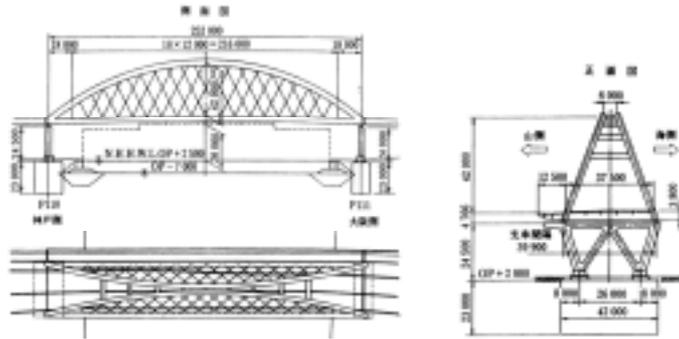


図-3.2 西宮港大橋一般図



(1)隣接径間部の桁の落下



(2)ピボット支承の損傷



(3)ケーブル軸力の抜け

写真-3.2 西宮港大橋の兵庫県南部地震時の被災状況

c. 六甲アイランド大橋

六甲アイランド大橋は、神戸市東灘区魚崎浜と六甲アイランドを結ぶ、支間長 217m のローゼ形式のダブルデッキアーチ橋である(図-3.3)。1995年兵庫県南部地震により、本橋では、六甲アイランド側の海 P214 橋脚上で可動支承のローラーおよび水平ストッパーが損傷し、橋体が支承より脱落下橋軸直角方向に約 3.1m 移動した(写真-3.3)。この移動により、海 P214



写真-3.3 六甲アイランド橋の横移動

橋脚上で東側主構が橋脚からはみ出し、端部の横桁が架設時に橋体をジャッキアップするために設置された架台に乗り上げ、下路側端横桁が大きく変形した。一方、魚崎浜側の海 P213 橋脚上の固定支承は健全な状態であり、ラーメン橋脚にねじれ変形が生じているだけであった。また、アーチリブの連結材 6 本に座屈が生じた。

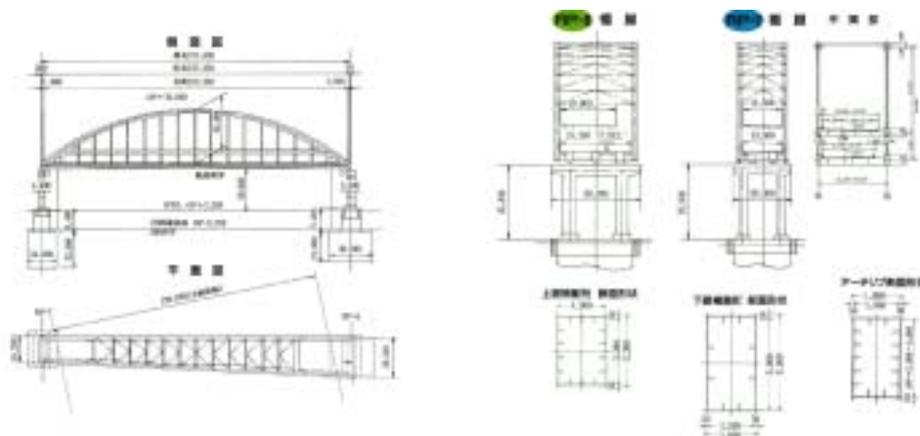


図-3.3 六甲アイランド大橋一般図

d. 明石海峡大橋

明石海峡大橋は、兵庫県南部地震当時、主塔の架設及びケーブルストランドの架設を完了し、ケーブルを円形に整形するスクイジング作業中であった。

地震直後より、明石海峡大橋への影響調査として、構造物点検、測量、水中カメラ等による周辺地盤の調査を実施された。地震後の点検では、本体構造物への影響は主塔の第一段と底板の間で数ミリのずれが計測されたのみであり、既に完成しているアンカレイジ、主塔基礎および架設が完了している主塔、ケーブルの本体構造物には、いずれも損傷は見られなかった。また、測量を行った結果、淡路島側主塔（3P）は概ね西方向へ約 1.3m、淡路島側アンカレイジ（4A）も概ね西方向へ約 1.4m 相対的に変位している事が確認された。この結果、中央支間長が 1990m から約 1990.8m に、淡路島側側径間長が 960m から約 960.3m に広がった。海底調査によると、基礎は地盤上を滑動した形跡が見られないことから、この変位は基礎を支持する地盤の変位に伴うものと推定された。

地震後の明石海峡大橋の新しい系を図-3.4 に示す。この新しい系に対して検討を行い、以下のように整理された。

強度：完成時の吊橋全体系モデルに兵庫県南部地震による基礎の変位を強制変位として与えた解析を行った、この結果から、塔、ケーブル、補剛桁いずれも応力上問題とならないことが確認された。

線形：中央径間および側径間のサグが浅くなることにより、縦断線形は 3% を超える部分が出る。また、平面線形も塔の位置で約 0.03 度折れる。しかし、道路構造令や自動車走行上問題になることはないことが確認された。

スパン：中央径間および側径間のスパンの伸びに対しては、当時製作中であった補剛桁の長さを変更して対応された。

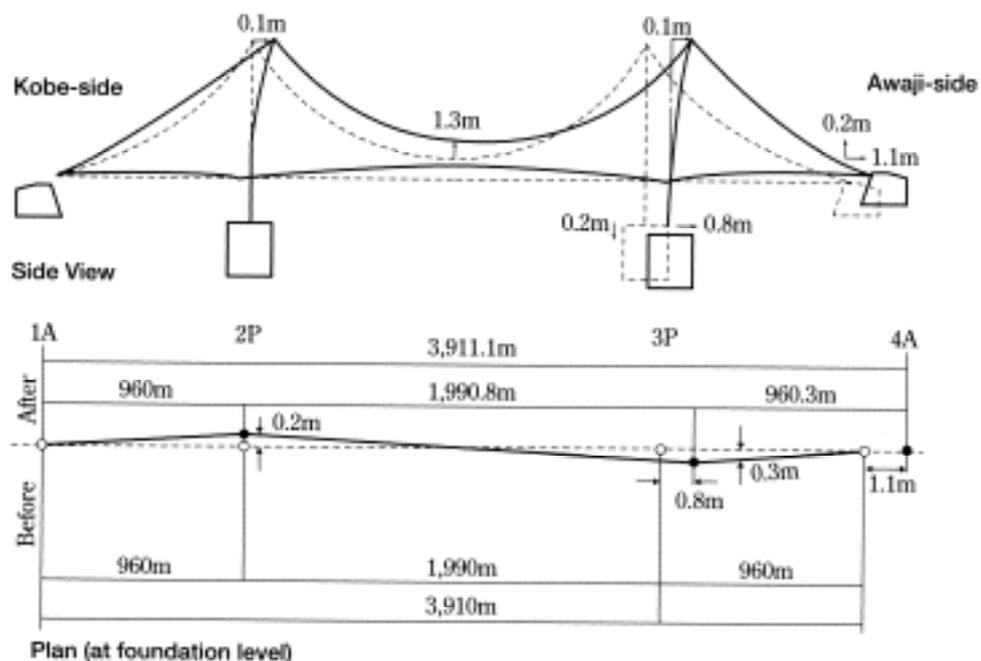


図-3.4 兵庫県南部地震後の基礎変位に伴う橋梁全体の变形

e. 来島海峡大橋第一大橋

2001年3月24日に発生した芸予地震により、本州四国連絡道路西瀬戸自動車道の来島海峡大橋（図-3.5）でセンターステイクケーブルの破断が生じた。

芸予地震（ $M_j=6.7$ 、震源深さ 50km）は、図-3.6 に示すとおり来島海峡大橋から震央距離約 30km で発生した。西瀬戸自動車道で震度 5 強が観測されたため、地震発生直後に通行止めの措置が取られ、直ちに路面点検を実施し、通行に支障がないことを確認し、1 時間半後に通行止めが解除されている。

この地震により、第一大橋の補剛桁と主ケーブルの相対変位を制御するセンターステイクに設けられたロッド（図-3.7）の 4 本全てが破断した（写真-3.4）。

センターステイクに設けられたロッドは、設計地震力の 60%（約 1333kN）で破断する設計となっていたが、地震後に行われた来島海峡大橋 3 橋全てに対する芸予地震の観測地震動を入力とした動的解析の結果より、第一大橋のセンターステイクロッドのみが発生最大張力が設計張力を超過し破断することが確認されている。

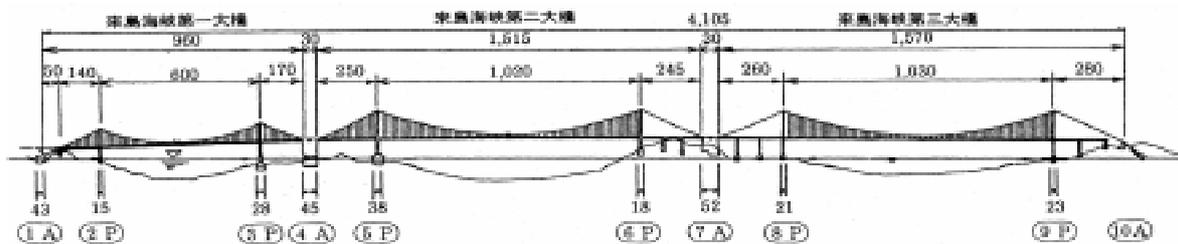


図-3.5 来島海峡大橋一般図



図-3.6 芸予地震震源位置と来島海峡大橋位置関係

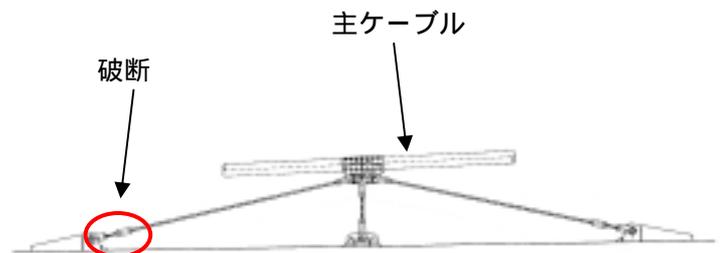


図-3.7 センターステイク



写真-3.4 センターステイク破断状況

3.3 道路橋の耐震性能目標と照査項目

土木学会の土木構造物の耐震設計ガイドライン（案）⁶⁾の解説では、耐震性能を規定するための状態を、1)無被害、2)構造物としての機能を維持しているが補修が必要な状態、3)崩壊又は完全な破壊ではないが構造物の機能が喪失している状態、4)崩壊又は完全な破壊、の4段階に分けている。また、道路橋示方書³⁾では、1)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）、2)地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかに行いうる性能（耐震性能2）、3)地震による損傷が橋として致命的にならない性能（耐震性能3）、と規定しており、前者のガイドライン案とほぼ同様である。道路橋の耐震性能は、修復性や安全性の他、道路橋に要求される基本的機能である通行性（供用性）の観点も考慮し、表-3.2のように整理されている。また、耐震性能を設計地震動のレベルと橋の重要度と対応づけて表-3.3のように整理されている。

表-3.2 耐震性能の観点（道路橋示方書）³⁾

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことができる
耐震性能3	落橋に対する安全性を確保する			

表-3.3 設計地震動と目標とする橋の耐震性能（道路橋示方書）³⁾

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		耐震性能1	
レベル2地震動	タイプ 地震動	耐震性能3	耐震性能2
	タイプ 地震動		

A種の橋：橋の重要度が標準的な橋 B種の橋：橋の重要度が高い橋

各耐震性能に対応する限界状態は以下のように整理される。

耐震性能1：橋全体系としての力学的特性が弾性域を超えない範囲にとどまる

耐震性能2：塑性化を考慮した部材にのみ修復が容易に行いうる範囲内の塑性変形が生じる

耐震性能3：塑性化を考慮した部材にのみ当該部材の塑性変形性能を超えない範囲の塑性変形が生じる

一般的な橋梁では、橋脚基部に損傷を誘導するように設計することが多いが、例えば、鉄筋コンクリート橋脚では、降伏以前のレベルが耐震性能1、かぶりコンクリートが剥落するレベル（計算上の終局変位時）が耐震性能3、それ以前の損傷レベルでかつ残留変位が許容残留変位以下であるレベルが耐震性能2、をそれぞれ満足していることとなる。

長大橋では、構造形式や規模によって応答特性が複雑となるが、吊橋・斜張橋において地震時に損傷が予想される部位の一例を整理すると表-3.4のようになる。長大橋に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象として現れることに対する影響が大きいことから、損傷の程度やその状況を推定し、各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を損傷連鎖関図として整理している事例がある⁷⁾⁸⁾。この例として、横浜ベイブリッジの損傷連鎖関図を図-3.8に示す。これに基づいて、目標とする耐震性能を確保する上で、許容できる損傷とできない損傷を分類できると共に、照査項目や許容値の設定、耐震対策の効果が効率良く発揮できる構造部位を選定を行うことができる。

表-3.4 吊橋・斜張橋の構成部位と予想される損傷部位の一例

橋の部位	着目部位	構成部材の分類			支配的な荷重条件			損傷可能性		備考
		吊橋・斜張橋構造系	道路構造系	付属物	常時	地震時	その他(暴風時等)	L2地震時	長周期地震動	
アンカレイジ	上屋(道路桁、道路桁橋脚)								-	吊橋のみ
	アンカレイジ基礎								-	同上
	ケーブル定着部								-	同上
橋脚	(端)橋脚								-	斜張橋のみ
主塔	主塔基礎								-	
	塔柱								-	
	斜材、水平材								-	
	ケーブル定着部								-	
	タワーリンク								-	
	ウインド査、ウインドタンク								-	
桁関係	道路床組								-	
	補剛桁								-	長周期の影響は伸縮装置に関連するもの
	伸縮装置								-	
	エンドリンク								-	
ケーブル関係	(主)ケーブル								-	
	ケーブル定着部								-	
	ハンガーロープ								-	
	ステイクケーブル								-	
	塔頂サドル								-	

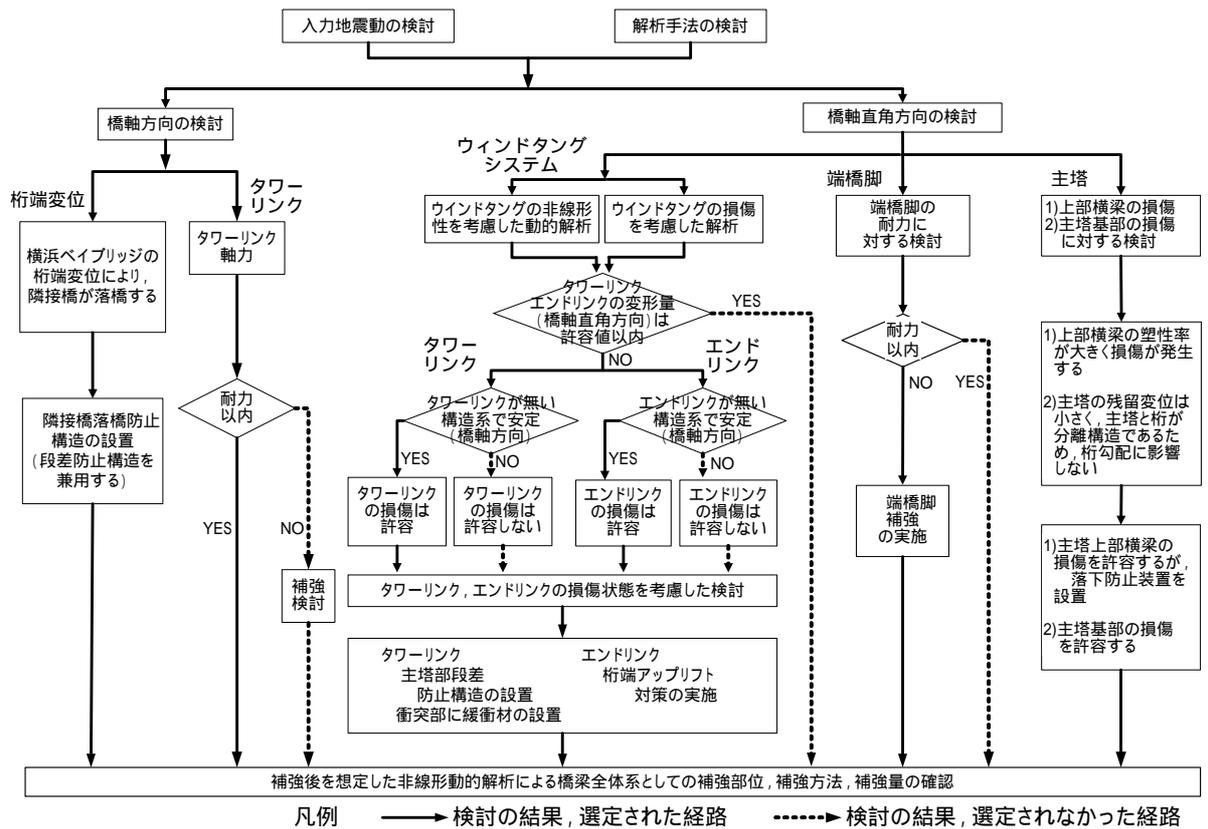


図-3.8 横浜ベイブリッジの損傷連関図⁸⁾

3.4 これまでに行われている道路橋の耐震対策事例

3.4.1 一般的な規模の道路橋の耐震対策

一般的な規模の道路橋の耐震対策は、橋梁の構造特性に応じて、橋脚補強，落橋防止対策，橋梁全体系の耐震性向上を組み合わせられて行われてきており，主な工法を整理すると次のようになる。

1)橋脚補強

- ・鉄筋コンクリート橋脚：じん性補強，せん断補強，曲げ耐力補強，段落し部補強があり，鉄筋コンクリート巻立て工法，鋼板巻立て工法，繊維材巻立て工法がある．
- ・鋼製橋脚：じん性補強（座屈防止），曲げ耐力補強があり，コンクリート充填工法，断面補強工法がある．

2)落橋防止対策

- ・けたかかり長：けたかかり長を確保する工法として，鉄筋コンクリート増設工法，鋼製ブラケット増設工法などがある．
- ・落橋防止構造：上下部構造を連結する構造，上部構造を相互に連結する構造，突起を設ける構造があり，連結構造の場合は，PCケーブル，チェーン等が，突起を設ける構造では，鉄筋コンクリートブロック，鋼製ブラケットが用いられる．
- ・変位制限構造：落橋防止構造と同様の工法が用いられる．

3)橋梁全体系の耐震性向上

多径間連続化と反力分散方式の採用，免震支承の採用など

しかし，跨線橋や河川橋などでは，様々な制約条件のため耐震対策が十分でない箇所が残っている．国土交通省のデータ⁴⁾によると，昭和55年より前の設計基準による道路橋のうち，特に優先的に耐震補強を実施する必要のある橋梁の耐震補強進捗率の平成16年度末の見込みは，跨線橋・跨道橋76%，河川橋40%となつ

表-3.5 一般的な規模の既設橋梁における耐震補強工法の例

補強対象部位	工 法	特 徴	適用例
建 築 ・ 橋脚 ・ 床 版 ・ 桁 など	SR-CF工法	炭素繊維シートとCFアンカーによる既存建築物の耐震改修工法．炭素繊維シートを閉鎖型に巻き付けることを阻害している箇所に適用でき，閉鎖型と同等の補強効果が得られる．施工を簡便化．	中央自動車道 底沢大橋
RC橋脚	多面プレキャストアラミド注入工法	アラミド繊維シートを用いた耐震補強工法．RC橋脚の周囲にクリアランスがほとんどない場合に適用でき，鋼板巻立て工法と比べ，溶接不要，軽量，騒音・振動の低減，工期の短縮が可能．	首都高速道路
橋脚	PCaパネルを用いた橋脚の水中補強工法	ドライアップ不要の耐震補強法．補強鋼材が内包されたRCプレキャストパネルによって補強するもので，水中での補強が必要な橋脚に対してもドライアップなしでの施工が可能．	沖縄県 那覇港橋梁
橋梁全体系 (橋軸方向)	PC連結材による既設橋の耐震補強工法	下部工の変形制御による耐震補強．橋台，橋脚の頂部をPC鋼材で繋ぎ，大規模地震時の橋脚の変形を制御することで橋梁全体系の耐震性能を向上．	一般国道202号 瀬石谷橋
橋梁全体系	鋼製アーチによる既設橋の補強工法	パイプアーチを用いた既設橋梁の補強法．耐震性能の向上に加え耐久性の向上およびB活荷重への対応条件を満足することができる．	一般国道3号 遠賀高架橋
基礎	In-Cap工法	基礎の耐震補強工法．既設基礎の回りに矢板等の地中壁を打ち込みその内部を固化改良し，さらにフーチングと剛結し補強する．	千葉県
液状化対策	CurveX（カーベックス）工法	自在ボーリングを用いた地盤改良工法．大規模な仮設設備を必要とせず，既設構造物・既存施設を供用しながらその直下の地盤改良の施工が可能．	津松阪港液状化対策 実海域実証実験
仮設工 (周辺技術)	鋼製パネル式仮締切工法	鋼製パネルを用いた仮締切工法．既設水中橋脚の補修・補強工事を行う際に矢板等の打設を行わず，仮締切壁体を構築する．	千葉県小見川大橋他



(1)PC 連結材による耐震補強
(一般国道 202 号 瀬石谷橋)



(2)鋼製アーチによる耐震補強
(一般国道 201 号 東大橋)

写真-3.5 橋梁全体系を考慮した既設橋の耐震補強事例

ており、このような箇所でも対応が可能な工法を中心として現在も様々な提案が行われている。このような工法について新技術情報提供システム (NETIS) から収集した事例を表-3.5及び付録に示す。

3.4.2 長大橋の耐震対策

長大橋は、前述のように、構造形式や規模によって応答特性が複雑となるため、橋梁全体系の特性を考慮し様々な対策が行われている。代表的な長大橋の耐震対策例を表-3.6、また、その実施状況を写真-3.6に示す。

表-3.6 代表的な長大橋の耐震対策例

橋梁名	橋梁形式	完成年	全長 (m)	最大支間長(m)	主たる耐震補強・対策方法
レインボーブリッジ	吊橋	1993	798	570	部材補強 (ウインドタンク, 主塔水平材他), 隣接橋落橋防止構造等
横浜ベイブリッジ	斜張橋	1989	860	460	主塔部段差防止構造, 桁端アップリフト対策, 橋脚補強等
港大橋	トラス橋	1974	980	510	道路床組免震化, 高減衰化 (座屈拘束ブレース), 部材補強等
西宮港大橋	ニールセンローゼ橋	1993	252	252	部材補強 (橋脚), 支承部対策 (変位制限構造, 段差防止構造)
Vincent Thomas	吊橋	1964	1894	457	タワー補強, オイルダンパー, 橋脚RC巻立て
Benicia-Martinez	トラス橋	1962	1895	160.9	L R B, F P B を用いた免震化対策
Richmond-San Rafael	カンチレバートラス橋	1956	8851	317.2	E B F, L R B, オイルダンパー等による耐震対策



道路床組免震支承 (港大橋) ダンパー設置 (Vincent Thomas 橋) FPB*支承 (Benicia-Martinez 橋)
FPB: Friction Pendulum Bearing

写真-3.6 長大橋の耐震対策実施状況

3.4.3 耐震対策の具体事例

a. 新大橋

新大橋は、隅田川に架かる、1976年に架設された橋長170.0mの2径間連続鋼斜張橋である。床版は鋼床版、鋼製主塔はケーソン基礎を有する鉄筋コンクリート橋脚に支持され、橋台は杭基礎で支持されている。本橋は、1995年兵庫県南部地震の被災状況を踏まえ、レベル2地震動に対し、損傷が限定的なものにとどまり、機能回復が早期に行える性能を保持することを目標に、2000年から2箇年で耐震補強の設計、施工が実施された。橋梁全体で耐震上弱点となる箇所を抽出するため、平面的な簡易モデルによる線形時刻歴動的解析および二次解析として立体骨組モデルによる非線形動的解析が実施された。この際の入力地震動としては、「道路橋の耐震設計に関する資料」（日本道路協会、1997年）の時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例に示されている地震波が用いられている。また、橋脚については、軸方向鉄筋の段落しを行っていないことから橋脚基部の曲げ破壊先行形になると仮定し、既設断面の中間帯鉄筋はせん断補強・横拘束筋として考慮しないで地震時保有水平耐力法により照査されている。照査の結果、主塔の曲げ耐力と橋脚のせん断耐力が不足していることが明らかとなった。橋軸直角方向地震時における主塔基部の補強については、トラス部材による補強と主塔断面増厚の補強の2点について比較検討し、景観上大きな変更が伴わない主塔断面を増加する対策が採用され、主塔基部から32746mm高さまで橋軸直角方向の補強として板厚47mm～33mmのSM520C～SM490YBのあて板補強が行われている。また、橋脚については、じん性とせん断耐力を確保するため、橋脚基部から85000mmの高さまで鉄筋コンクリート巻立て(厚さ300mm)を実施すると同時に、横拘束中間PC鋼棒4本($\phi 32$)が設置された。



写真-3.7 新大橋

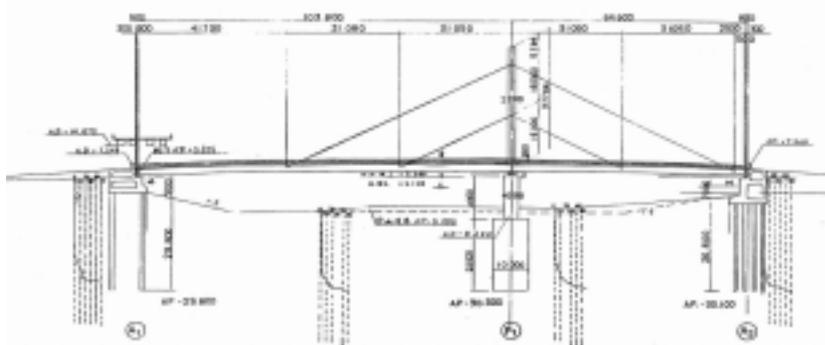


図-3.9 新大橋一般図

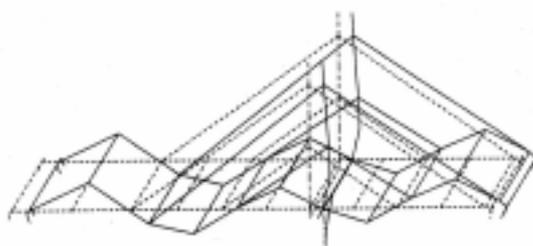
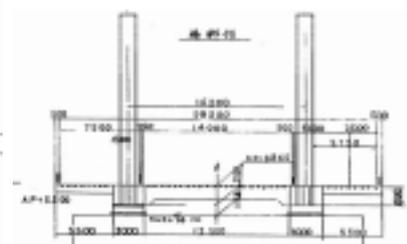


図-3.10 解析モード図(9次モード)

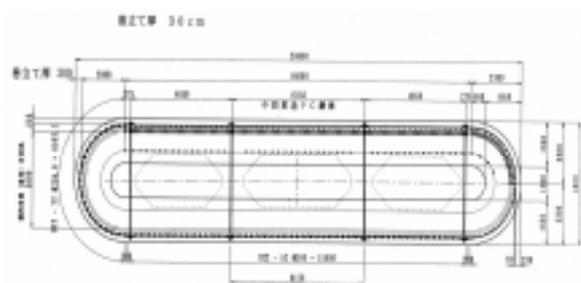


図-3.11 橋脚耐震補強詳細図

b. 港大橋⁹⁾

長大橋として最初に補強対策が行われているのが、ゲルバートラス橋である港大橋（中央径間長510m，全長980m）である．総重量は45 000tonであり，うちダブルデッキの床組は20 000tonを占めている．港大橋の耐震補強においては，レベル2地震動に対する元構造の耐震性とその性能向上化に関する要求性能を明らかにした上で，耐震補強にあたり当該地に近接する上町断層系の破壊を想定した設計入力地震動を設定し，地震時性能を向上させるための損傷制御構造すなわち復旧を主構以外の水平力対応部材に限定する損傷制御設計論に基づき補強が実施されている．

想定地震動については，内陸直下型と海溝型地震によるレベル2地震動を断層モデルを用いて検討している．断層破壊シナリオの不確定性に対しては，擬似的な三次元差分法を用いることにより感度解析を実施し，本橋の固有周期との関係からクリティカルとなる破壊シナリオをSI値を用いて選定し地震動が計算されている．なお，地震動は上町断層系地震と，南海・東南海地震による地震動が算定されている．

耐震性能向上は，全体応答の低減と部材耐力の増加に大別できるが，小箱断面であるトラス部材の補強は施工性に課題が多いことから，本橋では，長周期化，高減衰化，TMD効果などによる応答低減を選択することが望ましいと判断された．橋軸方向の支配的なモードである1次モードは，応答スペクトルが右下がりとなる直前の周期に位置することから，長周期化の効果は大きく，免震構造が有効と考えられた．一方，橋軸直角方向の場合，変位の制約があることから長周期化の効果はあまり期待できないため，高減衰化を期待

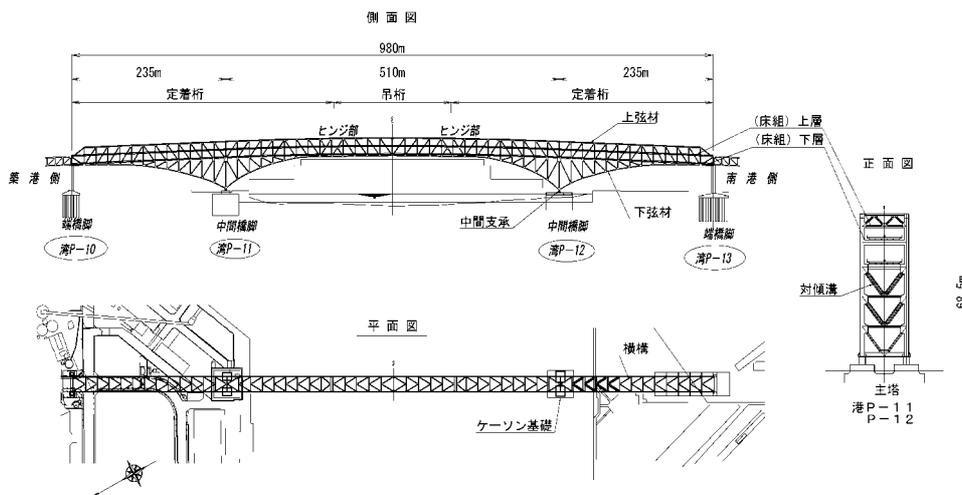


図-3.12 港大橋一般図

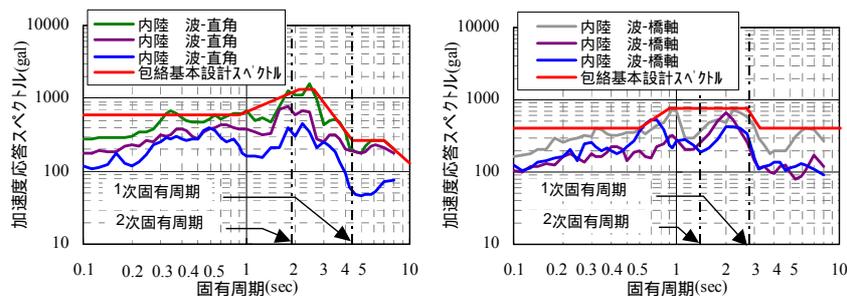
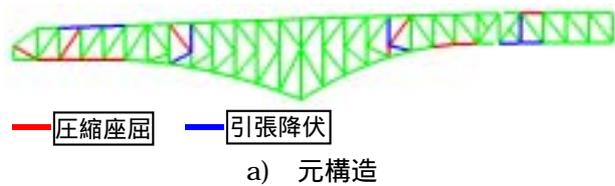
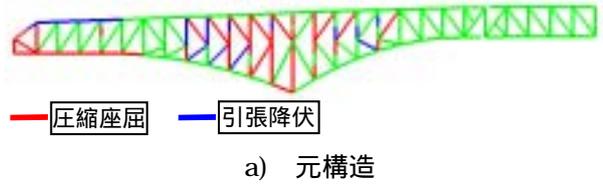


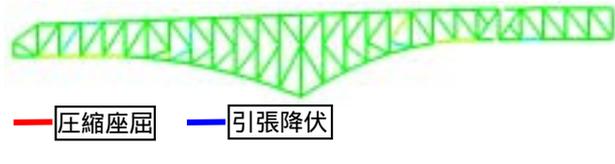
図-3.13 内陸型地震の想定地震動の加速度応答スペクトルと包絡基本設計スペクトル



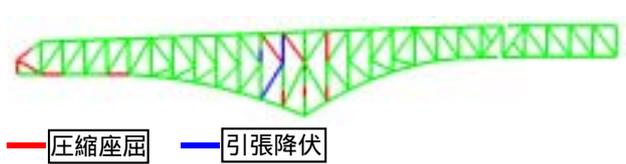
a) 元構造



a) 元構造



b) 床組免震構造



b) 床組連結 + 座屈拘束ブレース構造

図-3.14 橋軸方向の対策効果

図-3.15 橋軸直角方向の対策効果

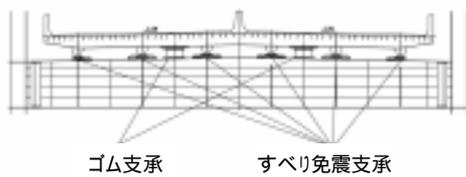


図-3.16 床組免震機構

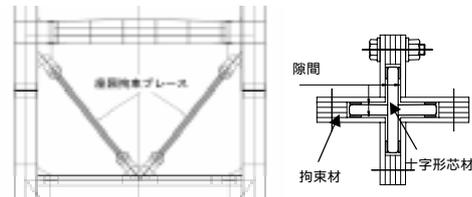


図-3.17 座屈拘束ブレース

する設計が望ましいとされた。このような判断の下、耐震性能向上策として、橋軸方向に対してはすべり免震支承システムによる床組を免震化させる工法が、橋軸直角方向に対してはトラス部材の一部を鋼製履歴ダンパーである座屈拘束ブレースに取り替えることによる高減衰工法が採用された。この工法の採用により、補強が必要となるトラス部材は大幅に減少した。

c. 横浜ベイブリッジ、レインボブリッジ、鶴見つばさ橋^{7,8)}

首都高速道路において代表的な長大橋梁である横浜ベイブリッジ（1989年開通）、レインボブリッジ（同1993年）、鶴見つばさ橋（同1994年）の3橋（写真-3.8）は、いずれも兵庫県南部地震以前に設計、建設されているため、橋の供用期間中に発生する確率が低い大きな強度を持つレベル2地震動を考慮した設計がなされていない。このため、1995年兵庫県南部地震以後、これら3橋のレベル2地震動に対する耐震



(1) 横浜ベイブリッジ



(2) レインボブリッジ



(3) 鶴見つばさ橋

写真-3.8 首都高速道路における長大吊構造系橋梁

性評価や耐震補強方法に関する検討が精力的に進められている。検討は、基本方針の策定、レベル 2 地震動の作成、動的解析の実施、動的応答値を用いた損傷評価と補強構造の検討という流れで行われている。

レベル 2 地震動としては、相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界に発生する M8 クラスの地震と、内陸直下で発生する M7 クラスの地震の 2 種類を想定している。プレート境界に発生する M8 クラスの地震による強震動は、図-3.18 に示す 1923 年関東地震における震源モデルを基本としながら、最新の地震学の知見に照らして発生がありうると考えられる震源過程の範囲で作成されている。具体的には、その破壊の伝搬方向を架橋地点に向かうように設定し、地震動の周期成分には、検討対象とする橋梁の主要な固有振動モードの固有周期と同じ周期のものが多く含まれるようにアスペリティサイズとその位置を変化させている。一方、首都圏における内陸直下で発生する M7 クラスの地震は、具体的な地震を想定するほどの情報がないので、既往最大規範の考えに基づいて、兵庫県南部地震の際に観測された地震動を対象としている。

レベル 2 地震動に対して、3 橋が目標とする耐震性能は、レベル 2 地震動によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きないこととしている。

吊構造形式の長大橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が現れる。損傷の程度やその状況は、非線形動的解析より得られた応答値と、大きな損傷が生じると予想された部位はその耐力や変形性能を 3 次元有限要素法による弾塑性解析等によって推定している。これらの情報に基づき、図-3.8 に示した各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を整理した損傷連関図を作成している。

耐震補強構造は、この損傷連関図に基づいて、当該橋梁に許容できる損傷と許容できない損傷を分類し、耐震補強の効果が効率良く発揮できる構造部位を選定した後、補強の難易度や経済性を踏まえて選定している。現時点での、横浜ベイブリッジの耐震補強（案）を図-3.19 に一例として示す。選定された耐震補強構造は、耐力が不足している構造部位は耐力を増加し、変位量が過大となる構造部位は追従できる変位を増加して、回避できない損傷に対しては落橋防止構造システムを向上させるような補強を基本としている。

なお、現在、目標とする耐震性能を満足するように、これら 3 橋の耐震補強構造の詳細な検討や設計が進められているため、損傷評価や補強方法等は、今後見直される可能性もある。

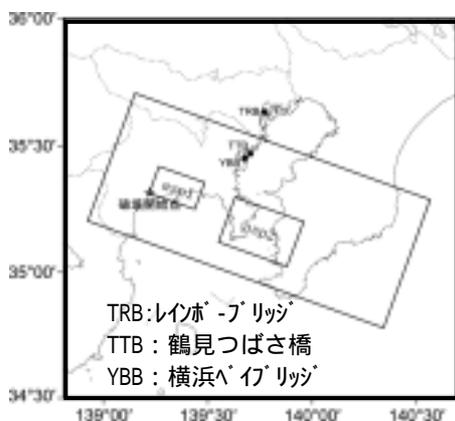


図-3.18 1923 年関東地震の震源断層と 3 橋梁の架橋地点

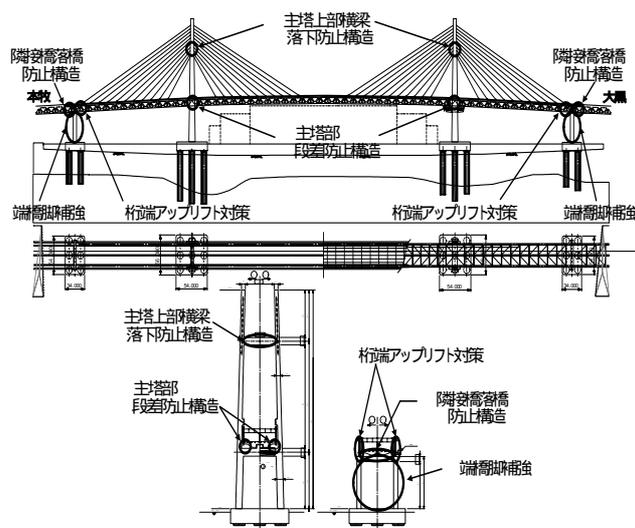


図-3.19 横浜ベイブリッジの耐震補強（案）

d. 米国カリフォルニア州の長大橋^{10,11)}

米国における耐震補強の事例として、カリフォルニアの長大橋と耐震補強方法を取り上げる。カリフォルニアの長大橋の耐震補強プロジェクトは、ロマプリータ地震以降、順次実施されてきており、現在その最終段階にきている。耐震補強の特徴としては、免震・制震技術が積極的に採用していることが挙げられる。図-3.20 にサンフランシスコ周辺の長大橋の位置図、表-3.7 に長大橋の耐震補強方法の概要、写真-3.9 に代表的な橋梁の耐震対策状況を示す。

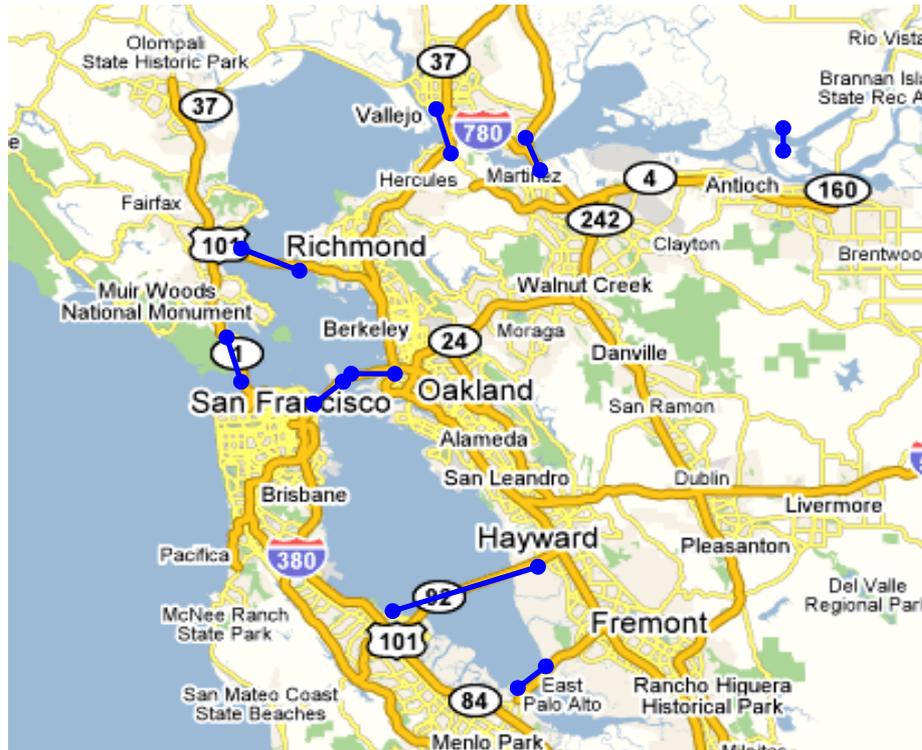
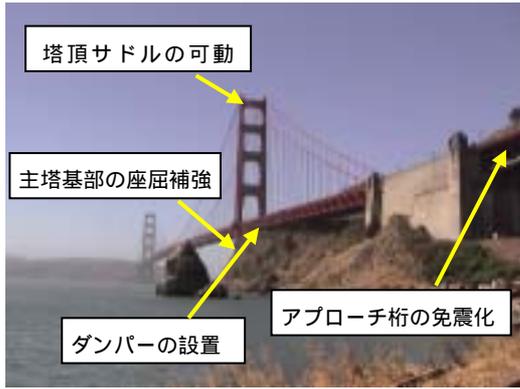


図-3.20 サンフランシスコ周辺の長大橋

表-3.7 長大橋一覧と耐震補強方法¹⁰⁾

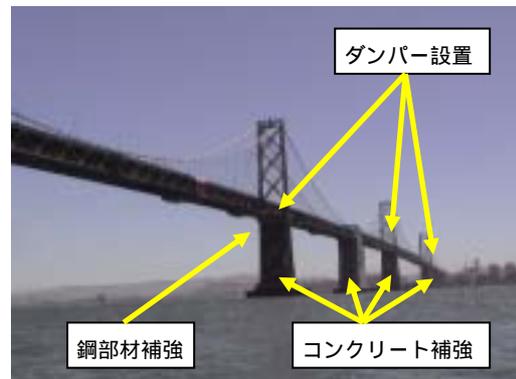
分類	橋梁名(地図表記)	形式	全長(m)	完成年	補強	主たる耐震補強方法・装置
既設	Golden Gate+アプローチ ()	吊橋+トラス、アーチ	2789	1932	要	オイルダンパー、部材補強、LRB
"	Antioch ()	鋼鈹桁	2877	1978	不要	なし
"	Benicia-Martinez ()	トラス橋	1895	1962	要	FPS, LRB
"	Carquinez Strait ()	カンチレバートラス橋	1620	1927	撤去	なし
"	Second Carquinez Strait	カンチレバートラス橋	1588	1958	要	トラス部材補強、ロックアップ装置
"	Richmond-San Rafael ()	カンチレバートラス橋	8851	1956	要	EBF, LRB, オイルダンパー
"	San Francisco-Oakland West ()	吊橋+トラス	7010	1936	要	一方向FPS, 基礎補強, HTB取替
"	San Francisco-Oakland East ()	トラス橋		1937	撤去	なし
"	San Mateo-Hayward ()	鋼床版箱桁橋	10943	1967	要	増杭
"	Dumbarton ()	鋼箱桁	2600	1981	不要	なし
"	Vincent Thomas	吊橋	1849	1964	要	タワー補強, オイルダンパー, 橋脚RC巻立
"	Coronado	鋼床版箱桁橋	3440	1969	要	LRB, オイルダンパー, 橋脚RC巻
架替	Third Carquinez Strait	吊橋	1028	2003		
"	New San Francisco-Oakland East Bay+アプローチ	自碇式吊橋	3100	2012 (予定)		主塔せん断パネル



(1)Golden Gate 橋



(2)Carquinez 橋



(3)San Francisco-Oakland Bay East 橋

(4)San Francisco-Oakland Bay West 橋



(5)Benicia Martinez 橋

(6)Vincent Thomas 橋

写真-3.9 カリフォルニアの長大橋の耐震対策状況事例

3.5 耐震性能評価における必要事項と課題

3.5.1 既設橋梁の構造特性の把握

既設橋梁の耐震性能の評価を行うに際しては、次の点を把握することが重要である。

- 1)上部構造重量 2)下部構造の材料，寸法，断面諸値 3)支承の形式，材料，寸法
- 4)落橋防止構造の種類，材料，寸法 5)地盤条件（地盤柱状図，N値分布図など）
- 6)既設耐震補強工の種類，材料，寸法 7)補修及び補強履歴 8)変状程度

これらは，現地調査のほか，設計・竣工図書や点検台帳をもとに把握することができる。しかし，竣工が古い構造物では，設計・竣工図書等の文献が残っていない場合もあり，かぶりコンクリートの部分的なはつりによる調査や鉄筋の非破壊調査法による推定，当時の設計基準に準拠した逆設計による推定を行う必要がある。これらの精度が，求められる既設橋梁の耐震性の評価に影響することから，非破壊検査法による鉄筋位置などの推定精度の向上や，技術者が設計当時の技術基準の特徴などを把握しておくことが重要である。

3.5.2 解析における留意点

この10年あまりのコンピュータ環境の向上や解析技術の向上，汎用ソフトウェアの普及を受けて，道路橋の耐震性照査を動的解析に基づいて行われることが多くなっている。動的解析は，静的解析に比べて実際の挙動をより精緻に把握することができ，場合によってはより合理的な設計が可能になるという利点がある。しかし，動的解析に関する知見の不足というごく基本的なものの他，幾何学的非線形性の取り扱いの有無や初期断面力の考慮方法，構造部材のモデル化の方法（要素分割や非線形性，履歴モデルの設定など），減衰マトリックスの設定法（Rayleigh減衰設定時の使用モードの違いなど）等により異なる応答結果を与える場合がある。モデル化や減衰の設定方法が応答値に与える影響などについては例えば文献(12)，(13)等で検討されており参考になる。従って，耐震性照査をする場合は，ある特定の解析により得られた応答値を過信せず，解析における仮定やモデル化の方法等と合わせて判断する必要がある。また，長周期地震動が道路橋に作用した場合，構造物も地盤も繰り返し回数の多い応答となる可能性がある。例えば，地盤の液状化が繰り返し回数の多い地震動により進展し，構造物の応答特性に影響を及ぼすような状況に関する実挙動の把握や解析モデルの検証は明確になっているとはいえないことから，今後の検討課題の一つと考えられる。

3.5.3 長大橋の耐震性能評価における留意点

長大橋の耐震性能評価は，橋種が多様であることや，道路橋示方書の適用範囲外となることから耐震設計法が個別に設定されている場合があるなど，標準的な規模の橋梁と条件が異なるが，次の点を把握することが重要である。

a. 長周期地震動の影響

長大橋は，標準的な規模の橋梁（最大支間長が 200m 以下程度）に比べて，固有周期が長いことから，長周期地震動により地震時応答が増幅することが懸念されている。吊橋，斜張橋及びトラス橋の固有周期の例を表-3.8，また，一次固有周期と最大支間長の関係を図-3.21 に示す。長大橋の固有周期は多様であるが，全般的に固有周期が長い低次モードでは桁の振動が卓越しており，固有周期 1～数秒において吊橋や斜張橋の主塔の振動が卓越するモードが現れている。

桁に関する固有周期が極端に長い明石海峡大橋（桁水平 1 次振動 26 秒），来島海峡大橋，多々羅大橋などでは，長周期地震動に対する上部構造の影響を検討するため，当初設計の段階で長周期地震動スペクトルが設定されている。これは，明石海峡大橋の上部構造の耐震設計において検討された成果を来島海峡大橋，多々羅大橋においても適用したものである。この他の長大橋においても，当初設計において長周期地震動ま

表-3.8 長大橋の固有周期の例(主要な振動モード)

(1)吊橋

橋梁名	形式	橋長 (m)	中央支間 (m)	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	振動モード	出典
明石海峡大橋 (本四高速)	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋	3991	1991	26.3	0.038	桁水平曲げ対称1次	本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋(その1,2,3,4)工事 鋼構造物の実施設計報告書(35/59), 1995. 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋2P,3P主塔工事 鋼構造物の実施設計報告書(9/21), 1991.
				15.6	0.064	桁鉛直曲げ対称1次	
				13.2	0.076	桁水平曲げ逆対称1次	
				9.0	0.111	側径間遊動円木振動	
				2.3	0.442	主塔曲げ1次	
来島海峡第三大橋 (本四高速)	単径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋	1570	1030	14.8	0.068	桁水平曲げ対称1次	本州四国連絡橋公団：来島大橋補剛桁(その5,6)工事 鋼構造物の実施設計報告書(4/10), 1997.
				9.5	0.105	桁鉛直曲げ逆対称1次	
				6.1	0.164	中央径間遊動円木振動	
				5.0	0.202	桁水平逆対称1次	
				11.6	0.086	桁水平曲げ対称1次	
大鳴門橋 (本四高速)	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋	1629	876	6.8	0.147	桁鉛直曲げ逆対称1次	吉田修：兵庫県南部地震による大鳴門橋の動態観測値と応答解析値の比較分析,鋼構造論文集第6巻第22号, 1999.
				6.4	0.156	桁鉛直曲げ対称1次	
				3.3	0.305	ケーブルと主塔連成振動	
				1.8	0.543	中央径間遊動円木振動	
				13.0	0.077	桁水平曲げ対称1次	
安芸灘大橋 (広島県)	3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋	1175	750	7.6	0.131	桁鉛直逆対称1次	鳥海,西岡他：安芸灘大橋の振動実験,橋梁と基礎, 2001.
				4.4	0.225	桁水平曲げ逆対称1次	
				1.3	0.756	主塔振動	
				8.59	0.116	桁橋軸直角水平曲げ対称1次	
レインボーブリッジ (首都高速)	3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋	798	570	6.45	0.155	桁鉛直曲げ逆対称1次と橋軸方向曲げ1次	文献7)
				4.37	0.229	芝浦側側径間橋軸方向1次	
				4.34	0.230	台場側側径間橋軸方向1次	
				8.0	0.125	桁水平曲げ対称1次	
平戸大橋 (長崎県)	単径間2ヒンジ補剛トラス吊橋	665	465	4.6	0.219	桁鉛直曲げ逆対称1次	長崎県土木部：平戸大橋工事報告書, 1978.
				3.3	0.306	桁鉛直曲げ対称1次	

(2)斜張橋

橋梁名	形式	橋長 (m)	中央支間 (m)	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	振動モード	出典
多々羅大橋 (本四高速)	3径間連続複合箱桁斜張橋	1480	890	11.72	0.085	桁水平対称1次	本州四国連絡橋公団：多々羅大橋地震観測記録の検証解析報告書(内部資料), 2004.
				7.63	0.131	桁遊動円木振動	
				4.46	0.224	桁鉛直曲げ対称1次	
				4.32	0.232	桁水平逆対称1次	
東神戸大橋 (阪神高速)	3径間連続鋼トラス斜張橋	885	485	4.72	0.212	桁水平対称1次	阪神高速道路公団：東神戸大橋工事誌(5号湾岸線), 1994.
				4.34	0.230	桁遊動円木振動	
				2.58	0.388	桁鉛直対称1次	
				1.89	0.529	主塔面内曲げ1次	
横浜ベイブリッジ (首都高速)	3径間連続鋼トラス斜張橋	860	460	7.82	0.128	桁遊動円木振動	文献7)
				3.55	0.282	桁橋軸直角水平曲げ対称1次	
				3.30	0.303	桁遊動円木振動	
檜石島橋 (本四高速)	3径間連続鋼トラス斜張橋	790	420	2.45	0.408	桁水平対称1次	吉澤努,森谷俊他：本州四国連絡橋の地震時挙動とシミュレーション解析,構造工学論文集vol46A, 2000.
				2.38	0.420	桁鉛直曲げ1次	
				1.54	0.660	主塔橋軸直角曲げ1次	
				4.02	0.249	桁水平対称1次	
名港西大橋 (中日本高速)	3径間連続鋼箱桁斜張橋	758	405	3.13	0.320	桁鉛直対称1次	日本道路公団名古屋建設局：名港西大橋工事誌, 1986.
				2.52	0.397	桁鉛直曲げ逆対称1次	
				2.07	0.483	桁遊動円木振動	

(3)トラス橋

橋梁名	形式	橋長 (m)	最大支間 (m)	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	振動モード	出典
港大橋 (阪神高速)	鋼ゲルバートラス	980	510	4.38	0.228	水平曲げ1次	文献9)
				2.75	0.364	鉛直曲げ1次	
				1.86	0.538	水平曲げ2次	
				1.37	0.730	鉛直曲げ2次	
生月大橋 (長崎県)	鋼3径間連続トラス	800	400	4.22	0.237	水平曲げ1次	窪田,呉他：3径間連続トラス橋(生月大橋)の固有振動および非線形地震応答特性,土木学会第59回年次学術講演会, 2004.
				2.84	0.352	鉛直曲げ1次	
				2.02	0.496	水平曲げ2次	
				1.63	0.614	鉛直曲げ2次	
与島橋 (本四高速)	鋼2+3径間連続ダブルデッキトラス	854	245	1.91	0.521	3径間部鉛直曲げ1次	本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋の大規模地震時の耐震性に関する検討報告書(内部資料), 2003.
				1.39	0.718	3径間部水平曲げ1次	
				1.14	0.878	2径間部水平曲げ1次	
				1.11	0.903	3径間部鉛直曲げ2次	

でを考慮している事例はあるが、建設当時に地域特性を考慮した長周期地震動を設定できる環境があった地域は限定されており、他地点での検討や経験的に得られたスペクトルを元に長周期地震動を設定していることも多いと考えられる。このことから、今後、地域特性を考慮した長周期地震動が橋梁の耐震性に及ぼす影

響について検討することが必要と考えられる。ただし、桁の振動が当初設計より大きくなることにより、橋軸方向の桁端部の衝突や特定部材への作用応力の増大などが懸念されるものの、耐風設計によりある程度桁のたわみを許容していることもあるため、一概に即耐震対策が必要となるとは限らないと推測される。また、主塔などの構造部材に対しては、長周期地震動でなく、短周期の地震動の影響が支配的となるうえ、橋梁全体系の安定性にも大きく影響を及ぼすことから、短周期地震動に対する耐震性検討も重要である。

b. 耐震性能と地震時限界状態の設定

長大橋の上部構造は、上部構造の振動モードに対する固有周期が長いこと、また、当初設計における入力地震動での設計検討では上部構造に及ぼす影響が下部構造に比べ相対的に小さかったことから、耐震設計によって部材の諸元が決定されることが少なかった。また、耐震設計により部材の諸元が決定される場合においても、許容応力度設計により弾性範囲で設計されているため、当然ながら部材の塑性化は考慮されていない。そのため塑性化、座屈等が局部的にでも発生した場合の部材損傷以降の部材の挙動や限界状態を明らかにしていくことが重要であると考えられる。また、長大橋は、その規模、架橋条件などから一度地震で大きな損傷を受けると、その復旧に多額の費用と困難を伴うことが予想される。

3.5.4 津波の影響の評価に関する課題

2004年12月26日のスマトラ島沖地震では、津波により多数の人的及び物的な被害をもたらし、道路橋も例外ではなかった¹⁴⁾。我が国においても、1993年7月12日の北海道南西沖地震での奥尻島を中心とした地域や、1960年5月22日(現地時間)でのチリ地震(マグニチュード9.5)における三陸海岸沿岸地域など、過去に数多くの津波による被害を受けている。このうち、北海道南西沖地震では、奥尻島の磯内地区で21m、また、国道における道路冠水の被害を受けた島牧村栄磯地区では7.5mの津波が観測され、道路被害は、国道における道路冠水が5箇所、道道における津波による二次的被害が117箇所に及んでいる¹⁵⁾。また、津波ではないが、波力に起因するものとしては、2004年9月8日の台風18号により4径間での落橋や橋脚の損傷が生じた国道229号線の大森大橋(北海道神恵内村)の被災事例がある。

道路橋は、第三者被害の防止の観点から、津波が来襲しても、主要部材が流出しないようにすると共に、特に緊急性の高い輸送路に位置する場合はさらに地震後の復旧復興活動を円滑に行うためにも橋としての機能を保持することが理想的である。しかし、津波の影響を荷重として考慮して設計している構造物は、防波堤や津波水門といった港湾関連施設程度であり、道路橋を始めとした陸上にある構造物では、一般に、津波荷重を考慮した設計を行っておらず、津波避難ビル¹⁶⁾で最近設計法の検討が始まった程度である。さらに、津波が作用した場合の道路橋をはじめとした陸上にある構造物の損傷メカニズムについては十分な知見がない状況である。このことから、津波が道路橋の耐震性に及ぼす影響を検討するためには、スマトラ島沖地震での津波による道路橋の被害事例をふまえた損傷メカニズムの解明を行うことは非常に有用であるといえる。

「スマトラ沖大地震及びインド洋津波被害政府調査団」や「土木学会スマトラ沖地震・津波被害調査団」「科学技術振興調整費緊急研究調査団」により実施された調査によると、道路構造物の被災状況の概要(速報)では、インドネシアおよびスリランカでの道路橋被害について次のようにまとめている。

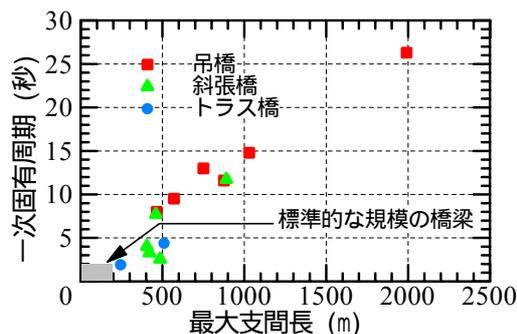


図-3.21 一次固有周期と最大支間長の関係

インドネシア・バンダアチェ周辺

- ・津波あるいは船／漂流物の衝突による上部構造や下部構造の完全な流失が生じ、中支間長の鋼トラス橋の上部構造の流出が顕著であった。上部構造の流失した場合は、陸側に流されている場合が多かった。
- ・上部構造が橋軸直角方向へ大きく変位している橋が見られた。
- ・調査した範囲では、上部構造や流失した橋や大きな変位が生じた橋は、上部構造を下部構造に拘束する機構が設けられていないか、非常に軽微な構造であった。鋼トラス橋でも支承により固定されていた場合は、流失していない事例もあった。
- ・橋台背面土、土工部の大規模な浸食・流失が見られた。

スリランカ南部・東部

- ・橋梁の橋台の不安定化による落橋、橋台背面土や土工部の浸食・流失などが見られた。
- ・橋桁自体が津波により流失したと思われる事例はなかったが、これは、震源近傍のスマトラに比べて津波高が低かったためと推測される。
- ・橋台背面土の浸食・流失は津波の引き水により生じた事例が多いと推測される。

調査報告では、津波に対する道路橋の流失防止対策として、せん断キーやアップリフト対策などの支承部構造、下部構造周辺や橋台背面土部の洗屈対策が重要であると考えられることを示している。

また、田中らは、特に、インドネシアアチェ州の西海岸で河川の河口部もしくはラグーン開口部に架かる橋梁は、橋桁の流出、橋脚の傾斜、橋台背面土の流出が生じていること、ただし、海浜部の橋梁であっても欄干の破損程度の軽微な被害にとどまっているところもあり、津波強さや築造年代、施工法などにより被害に差が出ている可能性があることを報告している¹⁷⁾。

Iemura らは、バンダアチェの橋梁の被災に対して、津波波力が橋梁の水平抵抗力よりも大きかったが、必ずしも落橋に至らなかったこと、落橋防止システムが津波に対して有効であること、漂流物による衝撃力の低減には柔らかいバンパーのようなシステムの設置が有効であること、水による力を低減するには流れの方向に対する桁の形状やガードレールの抵抗力を弱くしておくことが有効である可能性があることを示している¹⁸⁾。

構造物の設計において、津波の影響を考慮する際に考える荷重としては、津波の水の力に起因する津波荷重と、船舶などの漂流物に起因する衝突荷重がある。津波荷重については、波高、津波流速、波圧、継続時間等に依存するが、港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 11 年、（社）日本港湾協会）では、津波荷重の波力 $P(\text{kgf})$ を長波による波力として提示されている。また、前述した津波避難ビルの検討では、護岸に遡上した非分裂波と分裂波による建物に作用する流体力に関する水理模型実験により測定された波圧分布を採用しており、最大津波波圧 p_m を以下のようにしている¹⁹⁾。

$$p_m(z) = (3\eta_{\max} - z)\rho g$$
$$(0 \leq z/\eta_{\max} \leq 3)$$

z : 陸上地面を基準とした上向き正の座標

η_{\max} : 最大遡上水深

ρ : 流体の密度

g : 重力加速度

これ以外の津波荷重の評価法としては、例えば、土木学会の「原子力の津波評価技術」²⁰⁾には、上記の他、

大森らの水平波力算定式²¹⁾、飯塚・松富の水平抗力算定式²²⁾などが挙げられている。

衝突荷重については、衝突する物体を特定できないことから、理論的に荷重を設定することは困難と考えられ、衝突荷重を設計で考慮した基準はないようである。

道路橋の場合は、桁と波高の関係により、下部構造のみに津波荷重が作用する場合と上部構造にも作用する場合があることや、波高によっては桁部への揚力の発生も考えられる。

以上のような被害事例や津波の影響の考慮法を参考にしつつ、道路橋についても、津波に対する影響に関して、今後、研究や議論が必要と考えられる。

3.6 耐震性能照査事例

3.6.1 照査対象地震動

照査対象地震動としては、地震動部会提供波の中から、短周期帯域と長周期帯域で加速度応答スペクトルが比較的大きいものを選定した。選定した地震動の波形および応答スペクトル例を図-3.22、3.23に示す。なお、図-3.23には、道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルも合わせて示す。

短周期帯域で応答が大きくなっている地震動は、鈴木らによって推定された東南海地震に対するMIE006（K-NET津）地点の提供波である。この波形は地表面で推定されたものであるが、表層地盤を線形としてモデル化していることもあり短周期帯域での応答が卓越している。このため、後述する免震橋の検討では、本提供波を、K-NET津の地盤データ及び付近の表層地盤データを元に、線形解析によりGL-30mの工学的基盤相当（S波速度500m/s）に割り戻し、免震橋モデルで想定した地盤条件における地表面波を等価線形解析により新たに作成したものをを用いた（図-3.22(2)、図-3.23(2)）。

長周期帯域で応答が大きくなっている地震動は、鶴来らによって推定された東南海・南海地震同時発生時におけるYAE地点（東大阪市）の提供波である。この波形はS波速度が350m/sにおけるものであり、道路橋示方書のⅠ種地盤相当と見ることができ、短周期帯域を除いてタイプⅠ地震動Ⅰ種地盤の標準加速度応答スペクトルと同程度の大きさとなっている。

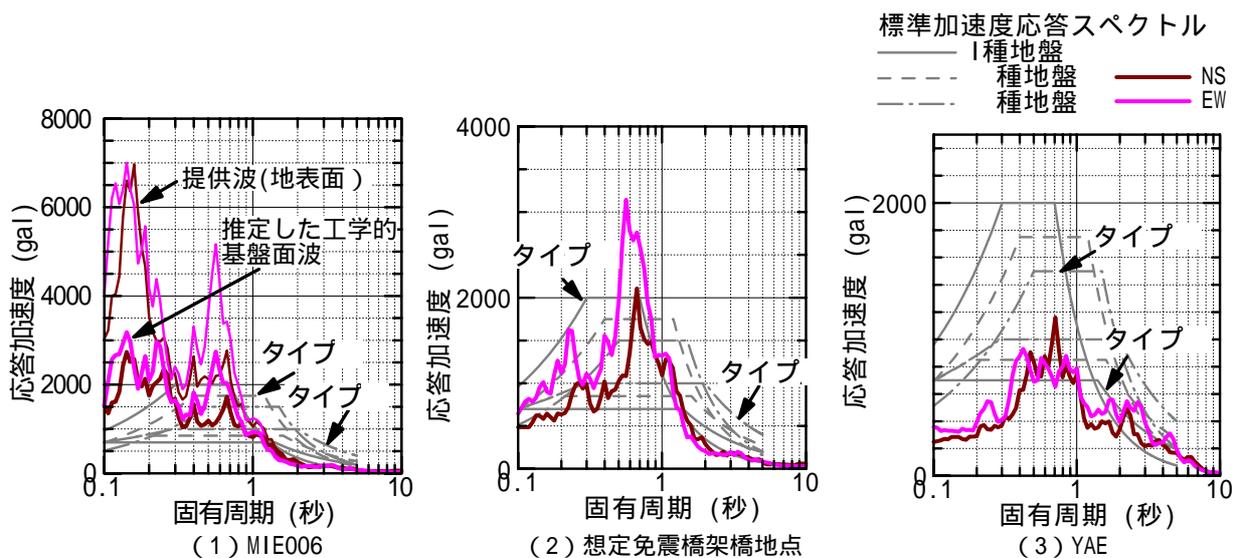


図-3.22 照査対象地震動の加速度応答スペクトル

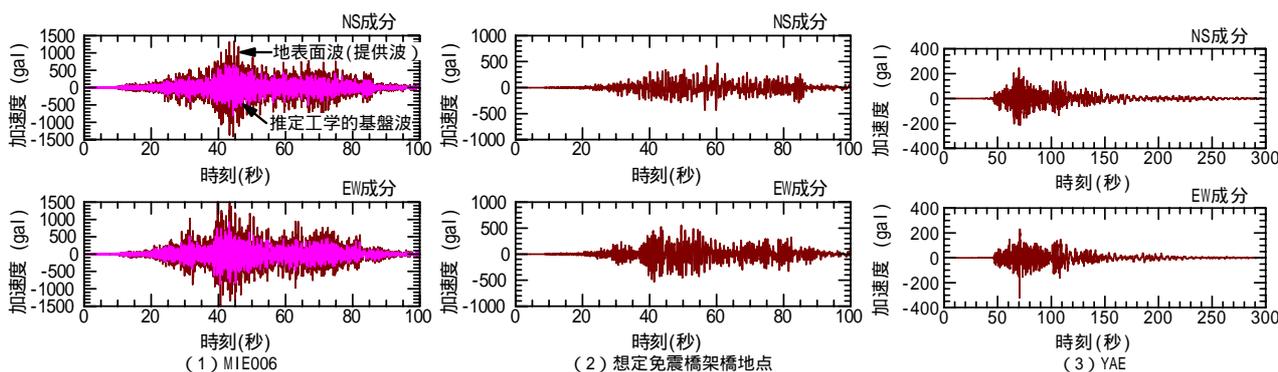


図-3.23 照査対象地震動の加速度波形

3.6.2 免震橋の照査事例

a. 対象構造物例と解析モデル

対象橋梁は、1996年道路橋示方書により設計した下図に示す高減衰積層ゴム支承（HDR）を用いた標準的な規模の図-3.24に示す高架橋（9径間連続鋼鈹桁橋、橋長388m、平均支間長43m）である。橋脚は、高さ約12mのRCT型橋脚であり、基礎工は、杭径1.2m、杭長約30m、杭本数5～7本の場所打ち杭である。地盤種別は種地盤である。本橋の固有周期は0.85秒（橋軸方向：1次、橋脚：全断面有効、支承：有効設計変位に対する等価剛性とした場合）である。

解析モデルは図-3.25に示す橋梁全体系を対象とした2次元骨組みモデルとした。橋脚は下端の塑性ヒンジ部にひびわれ、初降伏、終局時を結ぶ弾塑性回転バネを設け、塑性ヒンジ以外の部材はトリリニア型の非線

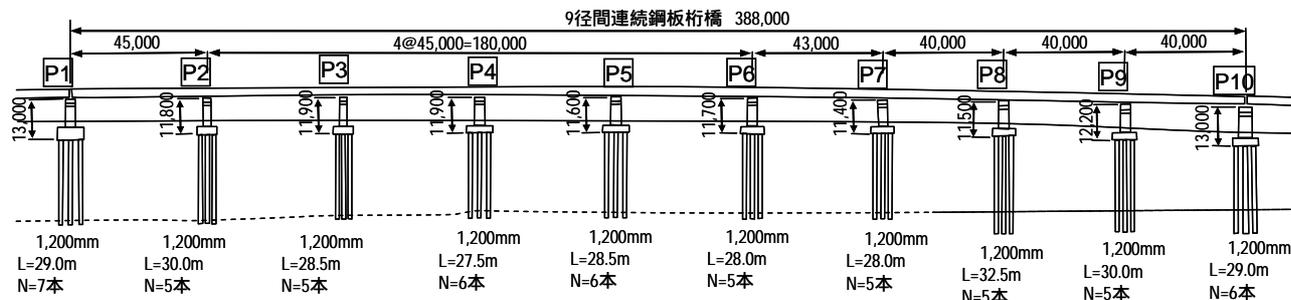


図-3.24 解析対象橋梁全体図（単位:mm）

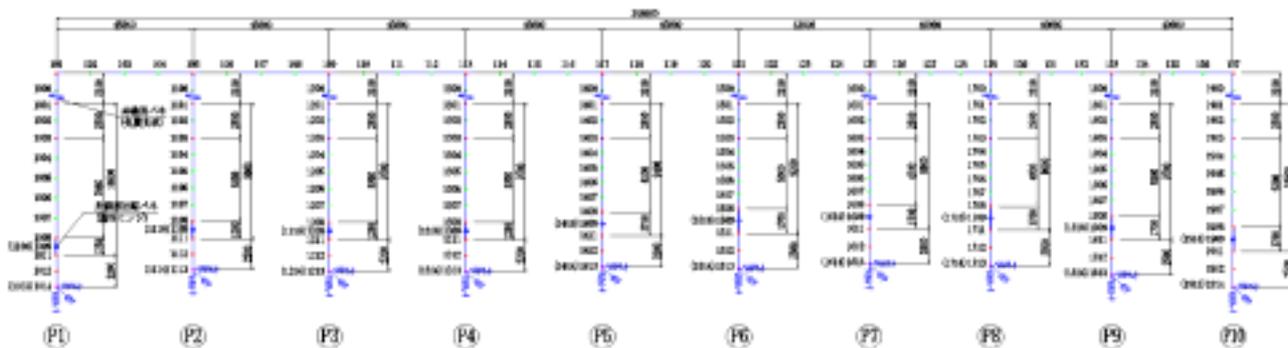


図-3.25 解析モデル図

形梁要素でモデル化した。弾塑性回転バネと非線形梁要素の復元力特性は武田モデルを用いた。また、免震支承の非線形特性はバイリニアでモデル化し、その1次剛性と2次剛性の値を支承の有効設計変位(U_{Be})から算出するモデルとした。減衰のモデル化はRayleigh減衰とし、地盤バネは線形バネ要素とした。

b. 目標耐震性能と照査項目

耐震性能2を満足することを目標として、各橋脚基部の回転角、免震支承のひずみ(許容ひずみ250%)、並びに桁端変位を照査した。

c. 数値解析手法

Newmarkβ法による直接積分法による時刻歴応答解析(積分時間間隔0.002秒)とし、地震動の入力は、橋軸方向とした。

d. 非線形時刻歴応答解析結果

3.6.1で作成した免震橋架橋地点波のNS成分を入力した場合の橋脚基部において最大応答回転角が最大となるP3橋脚における最大応答回転角及び支承最大変位、並びにP10橋脚上桁端部における上部構造と下部構造の最大相対変位に対する照査結果を表-3.9に示す。なお、道路橋示方書標準波に対する照査結果も合わせて示す。また、P3橋脚基部及び支承履歴を図-3.26、P10橋脚上桁端変位を図-3.27に示す。MIE006NS波による最大応答値は、橋脚がひび割れ程度、支承の発生最大ひずみが100%程度に収まることを始め、いずれについても道路橋示方書の標準波の場合と比べ小さい結果となるとともに、照査を満足する結果となった。

表-3.9 照査結果一覧

入力地震動	P3 橋脚						P10 橋脚上桁端部		
	橋脚基部最大回転角 (rad)			支承最大変位 (cm)			上部構造と下部構造との最大相対変位(cm)		
道路橋示方書標準波 (- -1)	0.000607	0.003417	OK	18.5	47.3	OK	22.0	50.0	OK
道路橋示方書標準波 (- -1)	0.002283	0.009337	OK	35.5	47.3	OK	42.4	50.0	OK
MIE006NS(免震橋架橋地点波)	0.000619	0.003417	OK	18.9	47.3	OK	19.9	50.0	OK

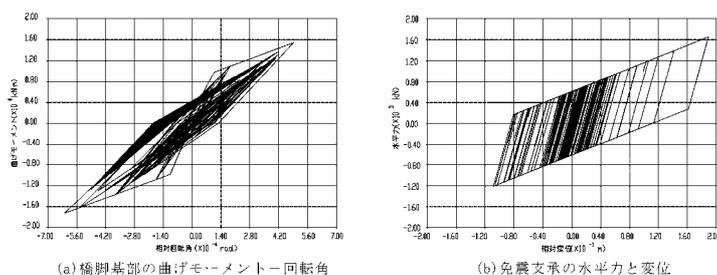


図-3.26 橋脚基部履歴曲線(a)、支承履歴曲線(b) (P3 橋脚)
(入力地震動：MIE006-NS 成分免震橋架橋地点波)

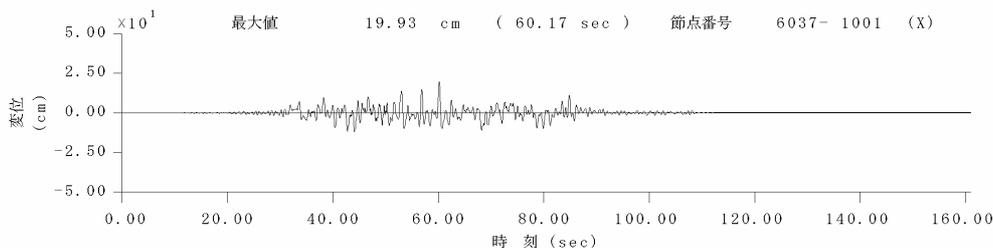


図-3.27 桁端変位波形 (P10 橋脚) (入力地震動：MIE006-NS 成分免震橋架橋地点波)

3.6.3 斜張橋の照査事例

a. 解析対象橋梁と解析モデル

対象橋梁は、文献23に示されている橋長400m（中央支間長200m）を有するハープ型2面吊りPC3径間連続斜張橋である（図-3.28）。主桁は3室箱桁、主塔形状はH型であり、橋脚基礎は種地盤に立地する直接基礎である。各部材使用材料は表-3.10に示す。

橋梁全体系の解析モデルは、図-3.29に示す3次元骨組モデルとした。橋脚、主塔及び主塔横梁は、曲げモーメント・曲率関係を剛性低下型トリリニアモデル（武田モデル、 $\alpha=0.5$ ）、斜材は引張側のみ負担する非抗圧縮性を考慮した非対称線形弾性モデル、横桁は剛部材とした。主桁は、PC部材であるため塑性化を考慮してモデル化することが考えられるが、ここでは正側と負側の初降伏時の曲げモーメントと曲率から求めた割線剛性を有する線形弾性モデルとした。なお、この際の初降伏は、正側の曲げに対しては下フランジの下筋、負の曲げに対しては上フランジの上筋が、それぞれ降伏したときとした。橋脚基礎はSRモデルによる弾性地盤バネとした。また、支承部は可動型ゴム支承（橋軸直角方向固定）としていることから、拘束条件は、橋軸方向、橋軸直角軸回り及び鉛直軸回りを自由、その他を固定とした。

本橋のように、規模が大きく、橋梁形式も特殊な場合には、主塔の軸力変動に伴うP-効果の影響などが一般的な規模のけた橋より大きいため、初期断面力や幾何剛性の設定が解析結果に影響を及ぼす。実際の橋梁における耐震性照査の際は、別途架設段階を考慮した解析を行い初期断面力や幾何剛性を設定するべきである。しかし、今回は、これらの設定に必要な条件が明確でないため、斜材の初期調整力と、完成系に対する自重解析によりえられた主塔、橋脚の軸力を元に幾何剛性のみを考慮した。これらの仮定のため、文献23とは固有周期などが異なっている。

減衰はRayleigh減衰とし、各構造部材の減衰定数（主桁5%、主塔及び橋脚2%、斜材2.5%、基礎10%）を用いてひずみエネルギー比例減衰法による固有値解析結果に基づいて設定した。

b. 目標耐震性能と照査項目

道路橋示方書に示される耐震性能2を満足することを目標として、以下に着目して照査した。

主桁：桁端部が橋台と衝突しないこと（現行の遊間は65cmとする）

橋脚、主塔、主塔横梁：最大応答曲率が許容曲率以下であること。ここで、入力地震動はタイプ 地震動とし

表-3.10 使用材料

部材	コンクリート	鉄筋	PC鋼材
主桁	σ_{ck} = 40MPa	SD345	SBPR930/1180 32 (上フランジ) SWPR7B 12S15.2 (下フランジ)
主塔			
橋脚	σ_{ck} = 24MPa		
フーチング			

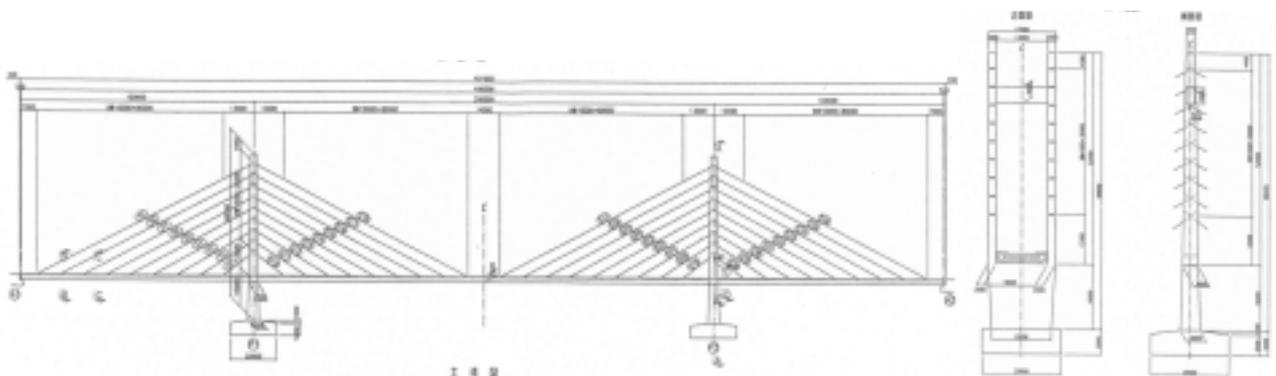


図-3.28 解析対象橋梁（PC斜張橋）（文献23より抜粋）

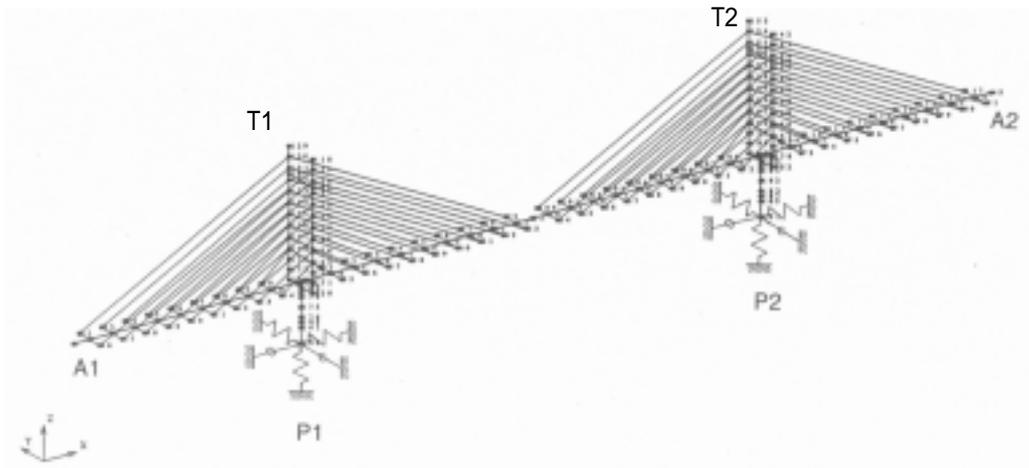


図-3.29 斜張橋の解析モデル（文献23に加筆）

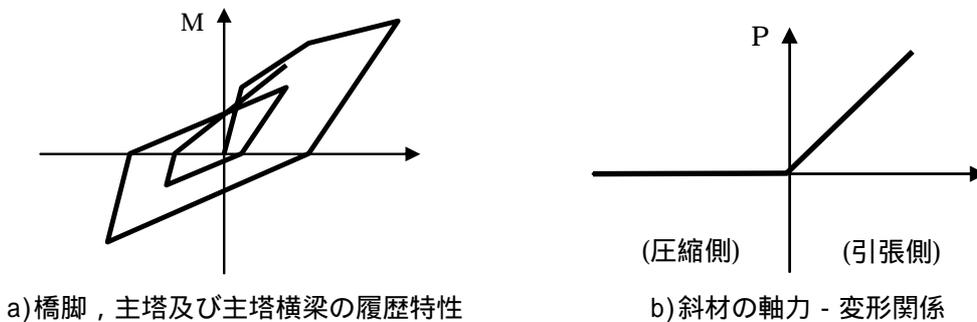


図-3.30 各部材の解析モデル

て扱い、安全係数 $=3.0$ とした。

斜材：最大発生引張力が降伏張力以下であること

実際の橋では、この他に主桁の耐力・変形性能や支承部に作用する上揚力、斜材の定着部など数多くの照査項目があるが、より高度でかつ詳細な解析が必要であることからここでは省略する。

c. 数値解析手法

Newmark 法による直接積分法による時刻歴応答解析（積分時間間隔 0.002 秒， $\gamma=0.25$ ）とし、地震動の入力は、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ個別に行った。

d. 固有値解析結果と減衰の設定

固有値解析の結果を表-3.11に、また、1, 3次（それぞれ橋軸、橋軸直角方向1次）の振動モードを図-3.31に示す。橋軸方向の振動が卓越する1次は橋軸方向の桁の曲げと主塔の変形を伴ったモードであり固有周期 3.52 秒、橋軸直角方向の振動が卓越する3次は橋軸直角方向に桁が変形するモードであり固有周期 1.93 秒である。この解析結果を基に、ここでは、有効質量比が大きなモードの組合せからRayleigh減衰を橋軸及び橋軸直角方向にそれぞれ設定した。選択したモードとRayleigh減衰の定数を表-3.12に示す。なお、中長大橋のように、多数のモードが有り、かつ、大きな有効質量比のモードがいくつかある場合は、低次のモードで組み合わせると応答変位を小さく評価することがあるので、結果の解釈の際に注意が必要である。

表-3.11 固有値解析結果(1~30次)

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	減衰率 (%)	累積有効質量比(%)						並進3方向全有効 質量比 (累積%)
				並進			回転			
				橋軸(X)	橋軸直角(Y)	鉛直(Z)	Rx	Ry	Rz	
1	0.284	3.516	3.873	27						8.9
2	0.353	2.832	3.637			1				9.3
3	0.519	1.926	5.071		20					16.1
4	0.579	1.726	4.398	68						30.0
5	0.690	1.450	3.738							30.0
6	0.698	1.433	3.581		38					35.9
7	0.765	1.307	3.223			24				43.4
8	0.888	1.127	3.145							43.4
9	1.028	0.973	3.731			37				47.7
10	1.286	0.778	4.332	79						51.3
11	1.303	0.767	4.817						3	51.3
12	1.402	0.713	4.034			39				52.0
13	1.561	0.641	3.987							52.0
14	1.563	0.640	5.208		68					61.9
15	1.784	0.560	6.104							61.9
16	1.848	0.541	3.244				1			62.7
17	1.889	0.529	4.349			41				63.2
18	1.923	0.520	2.829						53	63.2
19	2.247	0.445	4.434							63.5
20	2.337	0.428	3.127			42				64.0
21	2.481	0.403	4.309			45				65.0
22	2.535	0.395	6.552		88		3			70.9
23	2.677	0.374	4.572							70.9
24	2.747	0.364	2.887	82						71.7
25	2.811	0.356	3.566		90		9			72.3
26	3.046	0.328	6.549							72.3
27	3.124	0.320	2.429						60	72.3
28	3.174	0.315	4.901			47				73.0
29	3.534	0.283	5.293			48				73.2
30	3.610	0.277	3.794				25			73.2

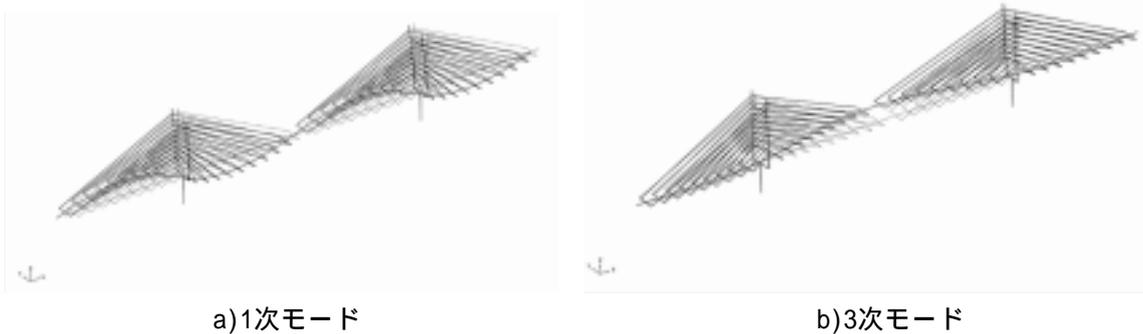


図-3.31 固有振動モード図

表-3.12 Rayleigh 減衰のモードと係数

モード次数	橋軸方向		橋軸直角方向	
	1次	4次	3次	14次
振動数(Hz)	0.284	0.579	0.519	1.563
減衰定数	0.0387	0.0440	0.0507	0.0521
α	0.0807		0.2451	
β	0.0181		0.0081	

e. 非線形時刻歴応答解析結果

YAEのNS成分(提示波)を入力した場合の結果例を示す。

橋軸方向加振時

- ・桁端部の最大変位

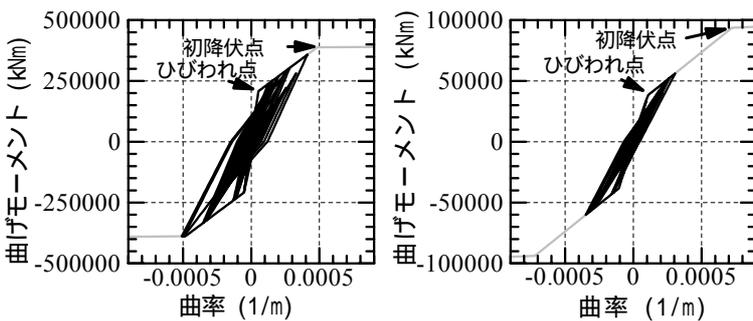
A1橋台側及びA2橋台側における桁端部の最大応答変位は45.9cmであり、遊間の65cm未満であることから桁端部での衝突は生じない。

・橋脚及び主塔

橋脚及び主塔の各着目位置での断面の照査結果を表-3.12，P1橋脚基部及びT2主塔基部断面における曲げモーメント・曲率関係を 図-3.32に示す．最大応答値はいずれの位置でも許容値未満にとどまった．また，最大応答値は，主塔基部はひびわれを超える程度，橋脚は初降伏程度という結果となり，橋脚及び主塔の他の断面位置でも同様となった（図-3.33）．

表-3.12 主塔及び橋脚の断面照査結果（橋軸方向加振時，YAE-NS 成分波入力）

照査断面	最大応答値			許容値		照査結果	
	せん断力 (kN)	曲率 (1/m)	モーメント (kN・m)	せん断耐力 (kN)	曲率 (1/m)	せん断力	曲率
T1主塔横梁接合部	2530	2.831E-04	18162	7661	5.128E-03	OK	OK
T1主塔基部	7401	5.037E-04	74023	10567	2.608E-03	OK	OK
P1橋脚基部	16658	5.098E-04	388785	52643	5.296E-03	OK	OK
T2主塔基部	7320	5.088E-04	74482	10567	2.608E-03	OK	OK
P2橋脚基部	16561	5.001E-04	388745	52643	5.296E-03	OK	OK



a) P1橋脚基部

b) T2主塔基部

図-3.32 各部材の曲げモーメント - 曲率関係

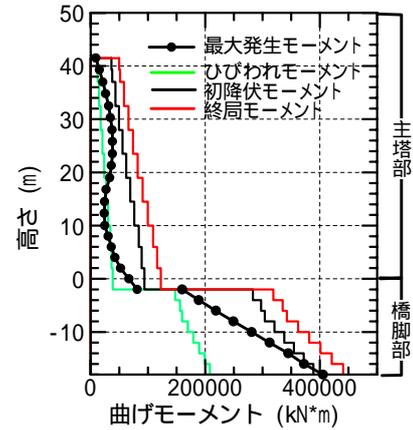


図-3.33 T1主塔，P1橋脚の最大

曲げモーメントの高さ方向分布

・斜材

中央径間（P1側）最下段斜材における発生軸力を図-3.34に示す．最下段斜材では，瞬間的に張力が抜けることはあるものの，斜材の発生最大軸力は，最も大きいものでも斜材の降伏荷重（約10 600kN）の8割程度にとどまっており，照査を満足している．

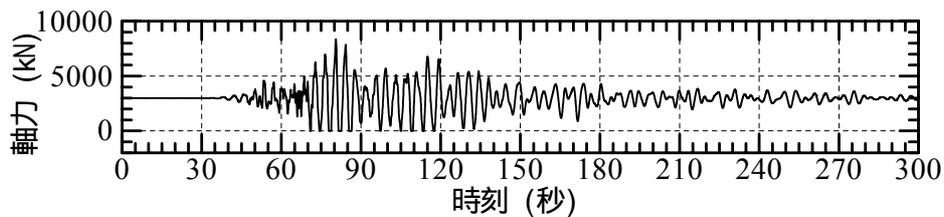


図-3.34 中央径間(P1側)最下段斜材における発生軸力

橋軸直角方向加振時

・橋脚及び主塔

橋脚及び主塔の各着目位置での断面の照査結果を表-3.13, P1橋脚基部及びT2主塔基部断面における曲げモーメント・曲率関係を 図-3.35に示す。最大応答値はいずれの位置でも許容値未滿にとどまった。また、最大応答値は、主塔基部はひびわれを超える程度、橋脚はひびわれ以前にとどまる結果となった。橋脚及び主塔の最大曲げモーメントの高さ方向分布を図-3.36に示す。照査対象の、主塔横梁接合部付近、主塔及び橋脚基部で発生曲げモーメントが大きいが、それ以外は主塔ではひびわれ程度、橋脚ではひびわれ以前にとどまっていることがわかる。なお、主塔横梁についてもひびわれは生じない結果となった。

表-3.13 主塔及び橋脚の断面照査結果（橋軸直角方向加振時，YAE-NS 成分波入力）

照査断面	最大応答値			許容値		照査結果	
	せん断力 (kN)	曲率 (1/m)	モーメント (kN・m)	せん断耐力 (kN)	曲率 (1/m)	せん断力	曲率
T1主塔横梁	4410	6.823E-05	16535	10164	5.309E-04	OK	OK
T1主塔横梁接合部	1079	1.729E-03	28318	7282	9.071E-03	OK	OK
T1主塔基部	2240	1.292E-03	48442	7857	5.035E-03	OK	OK
P1橋脚基部	28864	1.179E-05	428472	63998	1.391E-03	OK	OK
T2主塔横梁	4410	6.829E-05	16537	10164	5.309E-04	OK	OK
T2主塔基部	2240	1.292E-03	48451	7857	5.035E-03	OK	OK
P2橋脚基部	28864	1.179E-05	428472	63998	1.391E-03	OK	OK

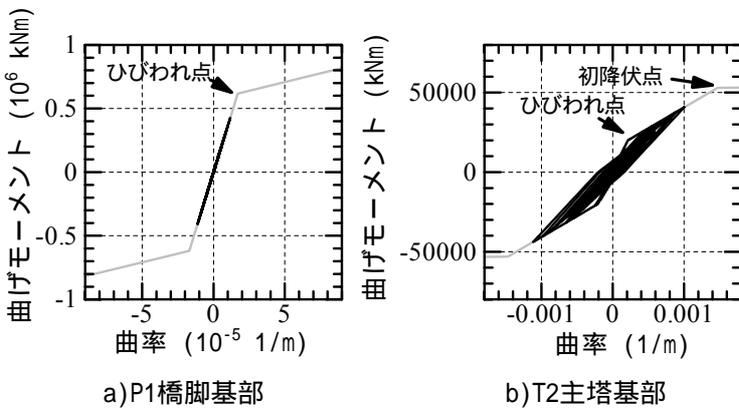


図-3.35 各部材の曲げモーメント - 曲率関係

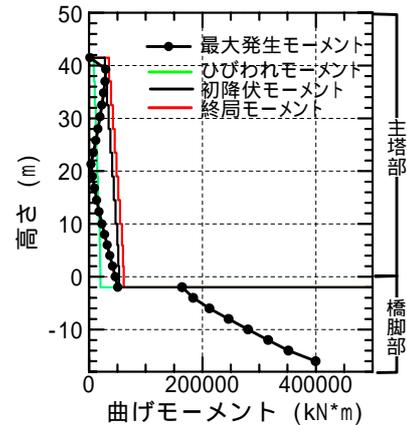


図-3.36 T1主塔, P1橋脚の最大曲げモーメントの高さ方向分布

以上より橋軸方向加振時及び橋軸直角方向加振時のいずれにおいても全ての項目で照査を満足しており、要求性能を確保できているといえる。

3.6.4 吊橋の耐震検討事例

ここでは、長周期地震動が吊橋の応答特性に及ぼす影響に着目した検討を示す。従って、実際に耐震照査を行う場合は、先に示した斜張橋の事例のように非線形性を考慮した解析モデルを用いて照査する必要がある。

a. 解析対象橋梁と解析モデル

対象橋梁は、橋長960m（中央支間長600m）を有する3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋である。主塔は多段の水

平材を有するラーメン形式主塔である。橋脚基礎は直接基礎形式であり、S波速度600～800m/sの花崗岩に支持されていることを想定して作成した。

橋梁全体系の解析モデルは、図-3.37に示す3次元骨組モデルとした。

各構造部材については、ここでは長大橋において従来行われてきた設計と同様、基本的に線形弾性モデルとして扱うこととした。主塔及び補剛桁は梁要素とし、このうち主塔の塔柱については、初期軸力に相当する初期剛性を見込んだ。メインケーブル、ハンガーロープ及びエンドステイは弦要素とし、いずれも初期張力に相当する初期剛性を見込んだ。センターステイは、大規模地震時に破断するように設計上考慮されていることから、破断しない場合と破断する場合を考慮し、破断しない場合は線形弾性モデル（弦要素）、破断する場合は、斜張橋の斜材と同様に非抗圧縮性を考慮した非対称線形弾性モデル（弦要素）とした。補剛桁と主塔の連結部については、タワーリンクを弦要素、ウインド脊及びウインドタンクを梁要素で図-3.37のようにモデル化した。アンカレイジ上の側径間端部にあるエンドリンクは梁要素とした。主塔及びアンカレイジ部基礎にはSRモデルによる弾性地盤バネを考慮した。

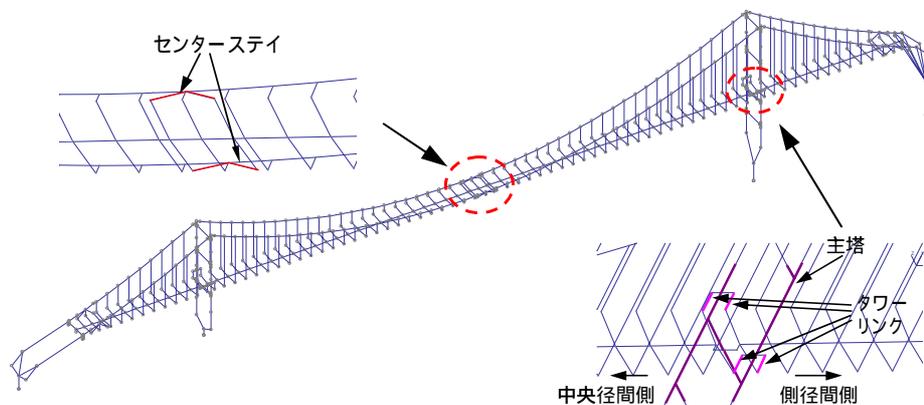


図-3.37 吊橋の解析モデル

b. 数値解析手法

時刻歴応答解析は、Newmarkの法($\gamma=0.25$)による直接積分により行った。

c. 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書の標準波 (I-I-1) と、MIE006及びYAEのNS成分とした。これらの地震動は、地表面或いはそれに近い地盤上で算出されており、本橋梁で想定している基礎位置におけるS波速度より小さい。

d. 減衰の設定

時刻歴応答解析に使用する減衰は橋軸及び橋軸直角方向にそれぞれ設定した。この際、各構造部材の減衰定数（主塔基礎及びアンカレイジ5%、基礎15%、その他2%）を用いて、ひずみエネルギー比例減衰法により固有値解析を行った。

固有値解析の結果を表-3.14及び表-3.15に、また、1～5次の振動モードを図-3.38、図-3.39に示す。センターステイの有無により多少固有周期は変わっているが、全体的な傾向はほぼ同じである。低次の振動モードは、桁の振動モードであり、1次(センターステイ有り7.16秒、なし7.94秒)は橋軸方向、2次(いずれも6.81秒)は橋軸直角方向の桁の曲げモードとなっている。

表-3.14 固有値解析結果

(センターステイありの場合, 1~10次及び300次までのうち有効質量比が0.004以上のモード)

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	減衰率 (%)	有効質量比(並進 %)			刺激係数		
				橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
1	0.140	7.162	0.0200	0.3			1.38E+01	-5.31E-07	-2.04E-01
2	0.147	6.808	0.0200		1.4		-7.29E-10	3.07E+01	1.19E-07
3	0.205	4.883	0.0201			0.3	-7.49E-01	2.92E-06	1.44E+01
4	0.270	3.708	0.0200			0.3	4.12E+00	2.30E-06	1.29E+01
5	0.330	3.031	0.0200	0.7		0.2	-2.22E+01	5.23E-06	1.04E+01
6	0.372	2.686	0.0200			0.1	-7.81E-01	-1.24E-06	-6.39E+00
7	0.418	2.391	0.0201	0.6		0.6	1.95E+01	-2.09E-07	1.96E+01
8	0.426	2.348	0.0200				4.49E-08	3.80E+00	-1.79E-07
9	0.445	2.248	0.0200				-1.24E-03	-1.78E-09	-7.57E-04
10	0.464	2.155	0.0200	0.1		0.6	9.28E+00	-7.24E-06	-1.97E+01
15	0.578	1.730	0.0200		0.4		3.25E-07	-1.73E+01	9.30E-07
23	0.751	1.331	0.0203	0.7			-2.22E+01	4.71E-06	8.59E-02
65	1.963	0.509	0.0214	0.5			1.90E+01	-3.75E-05	-5.44E-01
81	2.402	0.416	0.1085	35.6			1.55E+02	6.99E-06	-5.52E-01
130	3.800	0.263	0.0293	1.3			-2.93E+01	-1.27E-05	1.58E+00
133	3.868	0.259	0.1145	13.6			-9.57E+01	2.64E-06	-3.42E-01
147	4.129	0.242	0.0220	0.5			1.74E+01	-6.31E-06	2.18E-01
239	5.690	0.176	0.0417		42.4		-6.21E-07	1.69E+02	-6.67E-07
240	5.690	0.176	0.0240		7.9		-4.46E-07	-7.30E+01	-4.83E-07
241	5.698	0.176	0.0233		6.4		-4.74E-08	6.59E+01	-5.38E-08

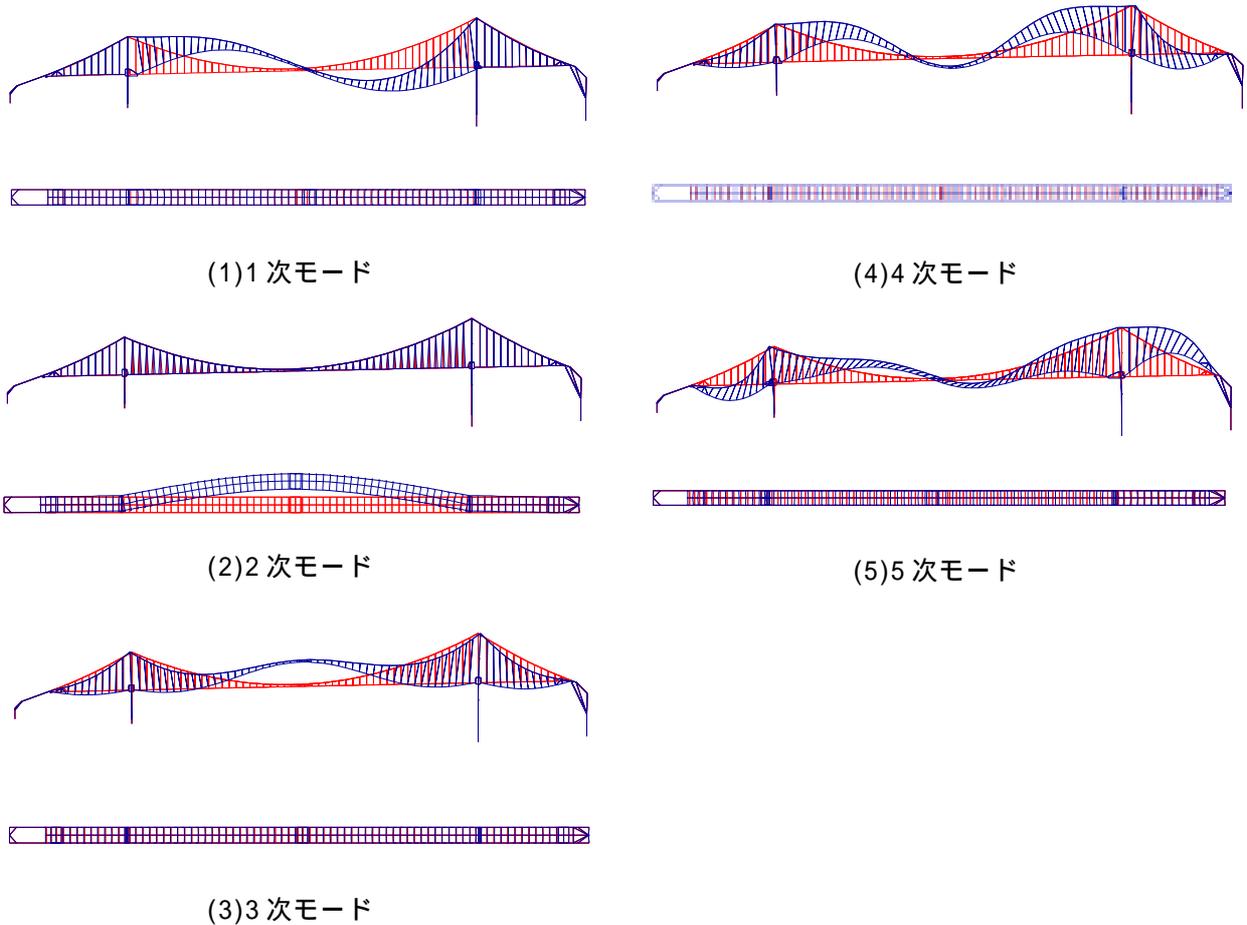


図-3.38 振動モード図(センターステイありの場合)

表-3.15 固有値解析結果

(センターステイなしの場合, 1~10次及び300次までのうち有効質量比が0.004以上のモード)

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	減衰率 (%)	有効質量比(並進 %)			刺激係数		
				橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
1	0.126	7.940	2.000	0.8			2.35E+01	-5.99E-07	-2.09E-01
2	0.147	6.809	2.001		1.4		-1.45E-08	3.07E+01	1.26E-07
3	0.190	5.251	2.000	0.6			-2.06E+01	1.26E-06	1.74E+00
4	0.205	4.875	2.006			0.3	3.03E+00	2.70E-06	1.43E+01
5	0.271	3.693	2.003			0.3	-5.08E-01	2.82E-06	1.34E+01
6	0.369	2.710	2.003			0.4	-1.68E-01	3.56E-06	1.69E+01
7	0.372	2.686	2.000				4.54E-01	7.18E-07	3.63E+00
8	0.426	2.349	2.003				1.15E-07	3.75E+00	-3.35E-07
9	0.445	2.248	2.000				1.27E-04	-1.42E-09	2.12E-03
10	0.455	2.199	2.004			0.9	1.13E+00	5.44E-06	2.46E+01
15	0.578	1.731	2.003		0.5		1.05E-06	-1.74E+01	1.07E-06
23	0.748	1.337	2.029	1.0			2.56E+01	-7.29E-06	2.02E-01
58	1.785	0.560	2.085	0.4			1.71E+01	-4.27E-05	1.41E-01
81	2.397	0.417	8.679	24.5			-1.29E+02	-2.04E-05	6.04E-01
82	2.410	0.415	4.288	11.0			8.62E+01	-2.04E-05	-7.29E-02
84	2.452	0.408	2.082	0.5			1.81E+01	-8.65E-06	2.70E-01
130	3.795	0.264	2.633	0.9			2.42E+01	1.38E-05	-1.69E+00
132	3.864	0.259	11.686	13.9			-9.67E+01	2.44E-06	-3.12E-01
147	4.124	0.243	2.219	0.5			-1.82E+01	5.03E-06	-2.90E-01
239	5.689	0.176	2.466		0.9		-1.68E-06	7.83E+01	-2.11E-06
240	5.690	0.176	4.105		41.2		-2.46E-07	-1.67E+02	-3.13E-07
241	5.698	0.176	2.329		6.4		-3.29E-08	6.59E+01	-4.31E-08
252	5.817	0.172	2.044		0.9		5.11E-08	-2.43E+01	7.50E-08

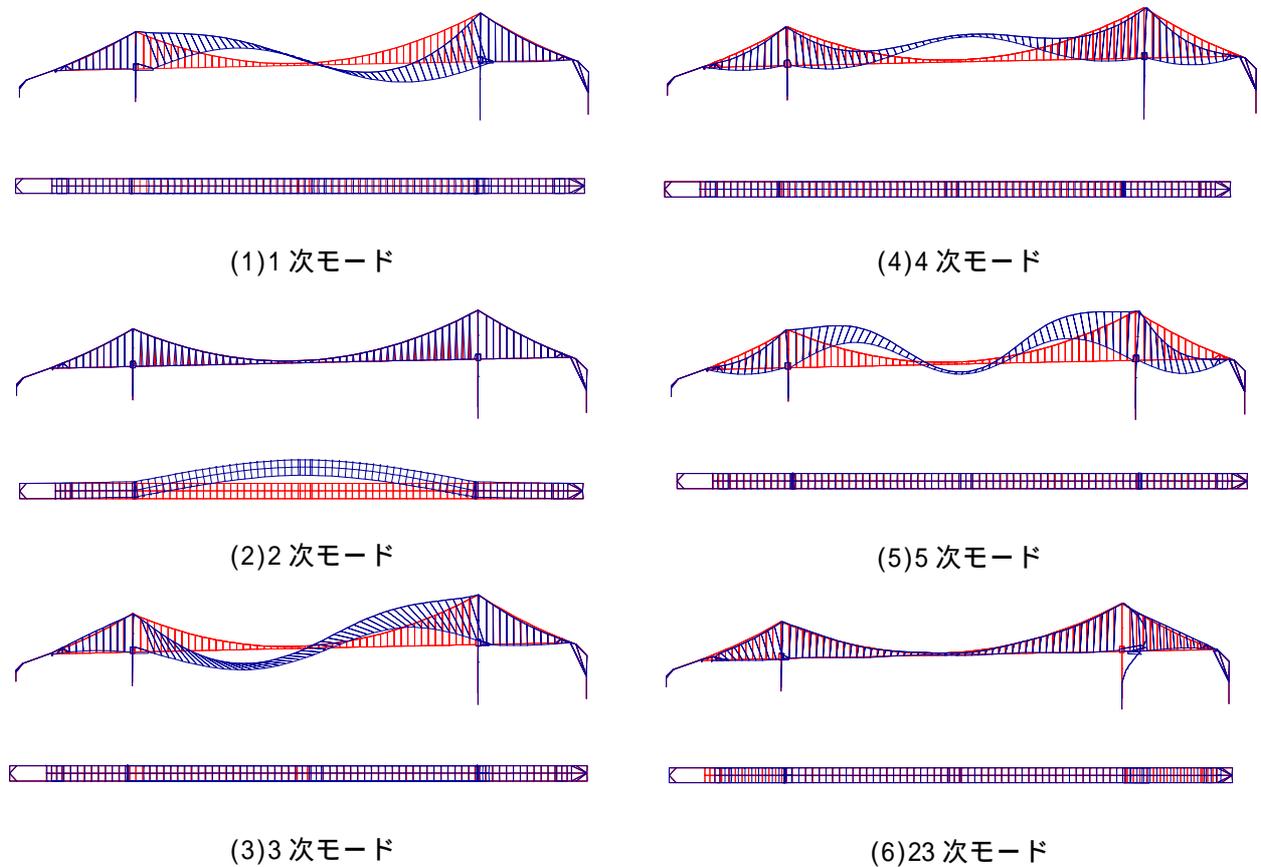


図-3.39 振動モード図(センターステイなしの場合)

e . 時刻歴動的解析結果

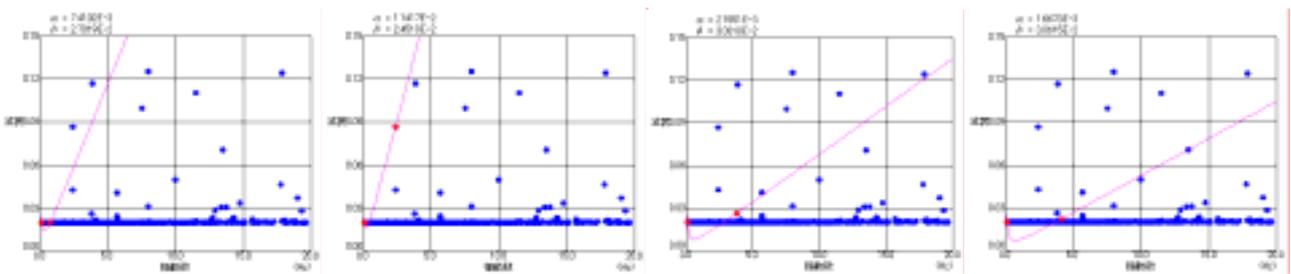
固有値解析の結果より、桁の振動が長周期地震動に対して影響が大きいと考えられることから、以下、橋軸方向に対する桁の応答変位に着目した検討結果を示す。

(1)減衰の設定の違いが桁の応答に及ぼす影響

減衰の設定の違いが、桁の応答に及ぼす影響について検討した。比較検討した減衰は、有効質量比が大きいモードやモード減衰との関係から作成した4組の Rayleigh 減衰(1次と81次, 1次と130次, 1次と147次), 及び2組のひずみエネルギー比例減衰(100次まで, 300次まで, 500次まで, 800次まで)を対象とした。Rayleigh 減衰において質量行列と剛性行列にかかる係数値を表-3.16に、また、設定した Rayleigh 減衰とモード減衰の比較を図-3.40に示す。これらの減衰を用いて、センターステイがないモデルに対して道路橋示方書標準波(I-I-1)を入力して時刻歴動的解析を行った。

表-3.16 Rayleigh 減衰の係数値

係数	1次・23次	1次・81次	1次・130次	1次・147次
	0.0074	0.0114	0.0022	0.0017
	0.0270	0.0245	0.0303	0.0306



(1)1次と23次

(2)1次と81次

(3)1次と130次

(4)1次と147次

図-3.40 20Hz未滿のモード減衰(最大479次)とRayleigh減衰(センターステイなしの場合)

解析によって得られた補剛桁変位の最大応答変位を表-3.17に示す。

表 - 3.17 減衰の設定の違いが補剛桁の最大応答変位に及ぼす影響の比較

減衰種別	側径間補剛桁変位(cm)				中央径間補剛桁変位(cm)			
	1A側(17)		2A側(73)		T1側(19)		T2側(71)	
	+	-	+	-	+	-	+	-
Rayleigh(1-23次)	53.1	57.2	36.5	40.3	133.0	146.2	133.2	146.3
Rayleigh(1-81次)	42.3	49.2	36.7	32.9	131.9	146.1	132.0	146.2
Rayleigh(1-130次)	74.7	77.7	46.2	42.0	134.7	146.3	134.9	146.5
Rayleigh(1-147次)	77.3	80.4	46.8	42.6	134.9	146.1	135.1	146.5
ひずみエネルギー比例(100次まで)	53.3	58.0	37.2	41.2	129.7	145.8	129.9	146.0
ひずみエネルギー比例(300次まで)	53.2	57.4	40.6	36.8	129.7	145.9	129.9	146.0
ひずみエネルギー比例(500次まで)	53.2	57.4	40.6	36.9	129.6	145.9	129.9	146.0
ひずみエネルギー比例(800次まで)	53.2	57.4	40.6	36.9	129.7	145.9	129.9	146.0

ひずみエネルギー比例減衰の場合は、いずれもほぼ同程度の最大応答値を示しており、特に 300 次以上ではほぼ同一の値となっている。Rayleigh 減衰では、1 次と 130 次及び 1 次と 147 次でとった場合は、側径間及び中央径間の最大応答値はひずみエネルギー比例減衰の場合より大きくなっているが、1 次と 81 次の場合は側径間で小さくなっている。最大応答変位が大きくなった 2 ケースでは、図-3.40 より 100 次程度までモード減衰より小さめに減衰を評価しているために、応答が大きくなったものと考えられる。また、81 次モードは、橋軸方向の中で最も有効質量が大きなモードであるが、振動モードやモード減衰から桁の振動よりも主塔や基礎の影響が卓越していることが、桁の応答に及ぼす影響が小さくなった要因と考えられる。このことから、Rayleigh 減衰の設定の際は、単に有効質量比や刺激係数の大きさだけで選択するのではなく、照査で着目している応答を適切に評価できることに配慮して決定する必要があるといえる。

(2)入力波の違い等が桁の応答変位に及ぼす影響

入力波の違いが桁の応答特性に及ぼす影響を検討するために、2 つの提供波を用い、センターステイが破断するモデル（橋軸方向）及びセンターステイなしのモデル（橋軸直角方向）に対する時刻歴動的解析を行った。また、主塔と中央径間を結ぶ 1400kN 粘性ダンパー 2 基を中央径間補剛桁両端部に取り付けて橋軸方向の桁の低減を図ったモデル（図-3.41）、さらに、YAE については、センターステイあり及びなしのモデルについても解析を行った。減衰は 1 次と 130 次のモード減衰からなる Rayleigh 減衰（図-3.42）とした。

側径間及び中央径間補剛桁の端部における最大応答変位の解析結果を表-3.18 に、中央径間補剛桁中央部における応答変位波形を図-3.43 に示す。

地震動の違いによる応答結果を比べると、周期 2~6 秒程度の応答スペクトルが比較的大きな YAE では、中央径間補剛桁の最大応答変位が、側径間補剛桁よりも大きくなっているのに対し、短周期帯域での応答スペクトルが大きな MIE006 では、側径間補剛桁の方が中央径間側補剛桁より大きな最大応答変位となっている。このことから、入力地震動の特性の違いにより、最大応答値だけでなく、最大応答となる位置も変わることがわかる。

センターステイのモデル化の違いが桁の応答特性に及ぼす影響については、センターステイありの場合は、なしの場合に比べ、中央径間補剛桁及び側径間補剛桁の最大応答変位がともに大きくなっている。また、センターステイが破断するモデルでは、センターステイなしの場合より同程度かやや小さな最大応答変位となっている。これより、地震時における桁の応答変位を設計上考慮する際は、センターステイの破断の影響を考慮して解析することが良いと考えられる。

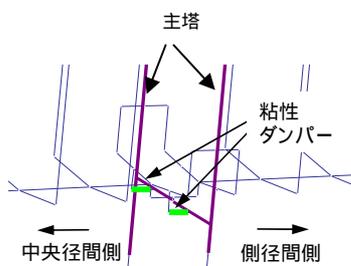


図-3.41 粘性ダンパーを設置した場合の解析モデル

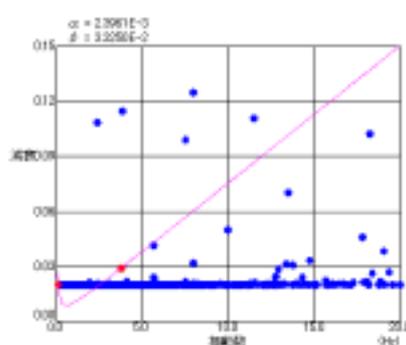


図-3.42 20Hz 未満のモード減衰と Rayleigh 減衰（センターステイあり、1 次と 130 次）

表-3.18 補剛桁の最大応答変位解析結果(橋軸方向加振)

波形種類	側径間補剛桁変位(cm)				中央径間補剛桁変位(cm)			
	1A側(17)		2A側(73)		T1側(19)		T2側(71)	
	+	-	+	-	+	-	+	-
YAE・NS								
センターステイ破断	28.3	27.3	19.6	17.7	75.3	62.9	75.3	62.9
センターステイあり	36.6	26.7	22.2	18.5	85.1	83.6	85.1	83.5
センターステイなし	28.2	27.9	19.9	18.3	80.3	69.2	80.4	68.8
中央径間ダンパー設置	32.6	29.8	22.7	18.2	27.0	31.2	27.0	31.1
MIE006・NS								
センターステイ破断	74.7	74.1	74.8	73.6	58.1	44.4	58.3	44.4
中央径間ダンパー設置	84.9	91.8	80.8	74.1	38.8	31.2	39.1	31.4

粘性ダンパーを設置した場合の桁の最大応答変位は、設置しない場合と比べ YAE で 1/3 程度、MIE006 で 2/3 程度に抑えられている。しかし、ダンパーを設置していない側径間側補剛桁の最大応答変位は、若干ではあるがいずれも大きくなっている。このことから、入力波の特性によりダンパーによる応答の抑制効果には差があること、ダンパーの設置位置は応答特性に応じて適切に選定する必要があること、がわかる。

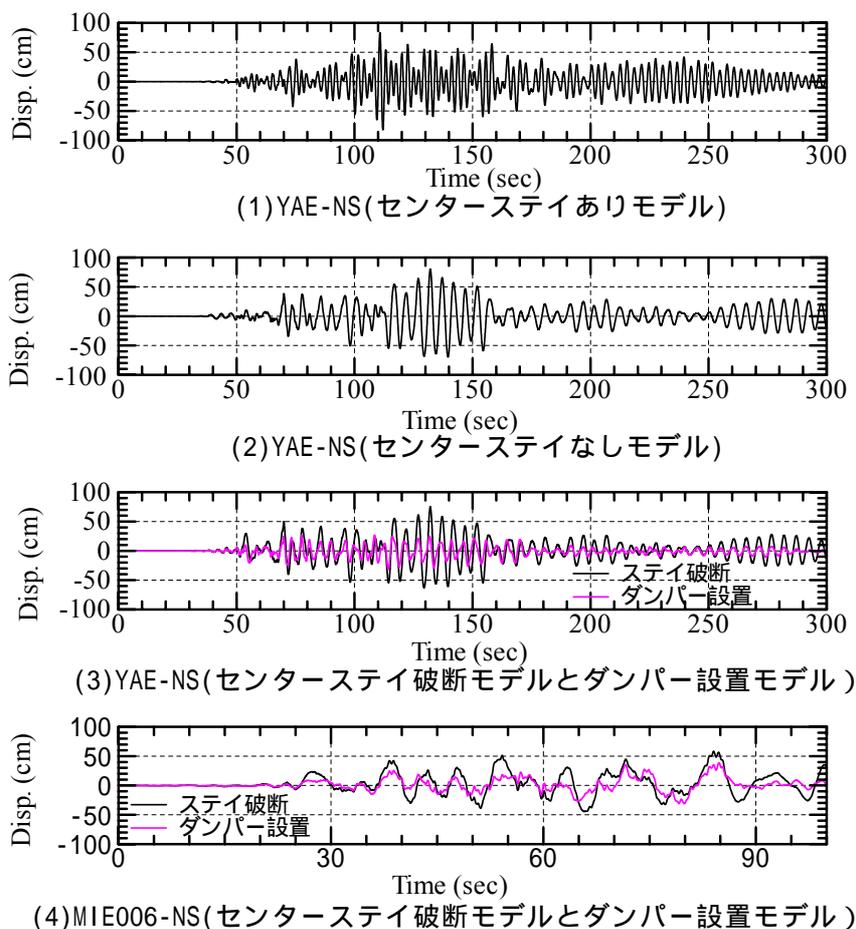


図-3.43 中央径間補剛桁中央部における橋軸方向応答変位波形

3.7 今後の課題

道路橋の耐震対策の現状や考え方，具体事例，照査例について，これまでに得られている知見を基本に取りまとめたが，今後，解決すべきあるいは一層検討を進めることが望ましいと思われる課題もまだ残されており，例えば，以下のような項目が挙げられる．

- ・施工等に制約条件があり，耐震対策が困難な場合が多い河川橋や跨道橋，跨線橋などに適用できる効果的な耐震対策法の研究，開発
- ・長大橋（特殊橋を含む）の耐震対策法の研究，開発
- ・津波による道路橋の被災メカニズムの解明，対策の必要性を含めた津波に対する道路橋の要求性能の整理，津波を想定するとした場合の荷重の設定方法などに関する研究，開発

謝辞：解析モデルの作成や解析手法の検討においては，(株)CRCソリューションズならびにJIPテクノサイエンス(株)のご協力を頂いた．関係各位に謝意を表する．

参考文献

- 1)国土交通省道路局：2005年版道路統計年報
- 2)玉越隆史，中洲啓太，石尾真理，武田達也：道路橋資産管理に関する最近の施策動向と取り組み，土木技術資料，Vol.46，No.11，pp.22-27，2004.
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 4)http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/06/060308_.html
- 5)国土交通省土木研究所，日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，(財)土木研究センター：道路構造物の震災調査・復旧技術と耐震補強技術に関する共同研究報告書・兵庫県南部地震の経験を踏まえた道路橋の震前対策及び震災復旧に関する事例集・，共同研究報告書，第 272 号，2001.
- 6)土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)・耐震基準作成のための手引き・，2001.
- 7)小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動，土木学会論文集 No.794 / I-72，pp.1-19，2005.
- 8)小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集 No.801 / I-73，pp.1-20，2005.
- 9)金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集 No.787/I-71，pp.1-19，2005.
- 10)金治英貞：「耐震補強にどう応用するか」，土木学会平成 15 年度全国大会研究討論会，研-07 資料，減・免・制振手法による耐震性能の新しい向上策-動的解析による設計の新たなる展開-
- 11)California Department of Transportation: Toll bridge seismic retrofit program report, Fourth quarter report, 2005.
[<http://www.dot.ca.gov/baybridge/>]
- 12)土木学会：橋の動的耐震設計，2003.
- 13)土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の現状と今後・地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会・活動報告書・，2006.

- 14)土木学会スマトラ島沖地震・インド洋津波被害調査特別委員会スマトラ島長調査団報告書
(<http://www.jsce.or.jp/committee/2004sumatra/report.htm>)
- 15)田原澄男：北海道南西沖地震における道路の被害状況と対策，道路，No.634，pp.54-59，1993.
- 16)岡田恒男，菅野忠，石川忠志，扇丈朗，高井茂光，浜辺千佐子：津波に対する建築物の構造設計法について・その 2：設計法(案)，ビルディングレター，pp.1-8，2004.
- 17)田中達吉，勝間秀樹，伊関伸一，松尾淳，長田正樹：2004年12月26日スマトラ沖地震・津波による構造物被害の概要，2004年12月26日スマトラ沖地震報告会概要集，pp.65-70，日本地震工学会，2005.4.
- 18)Hirokazu Iemura, Mulyo Harris Pradono, Yoshikazu Takahashi: Report on the Tsunami Damage of Bridges in Banda Aceh and Some Possible Countermeasures：土木学会地震工学論文集, 第28巻, 2005.
- 19)朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，pp.911-915，2000.
- 20)土木学会原子力土木委員会津波評価部会：原子力発電所の津波評価技術, 2002.
- 21)大森政則，藤井直樹，京谷修，高尾誠，金戸俊道，池谷毅；直立護岸を越流した津波の水位・流速および波力の数値計算，海岸工学論文集，第47巻，pp.376-380，2000.
- 22)飯塚秀則，松富英夫：津波氾濫流の被害想定，海岸工学論文集，第47巻，pp.381-385，2000.
- 23)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料-PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例，1998.

付録：新技術情報提供システム（NETIS）から収集した耐震対策工法の事例

道路橋 WG で収集した比較的最近開発，適用された耐震対策工法の事例を次ページ以降に示す．

但し，ここに示すのはあくまで事例であり，特定の工法を推奨するために掲載したものではない．

補強対象部位	橋脚、桁など	補強技術名	S R - C F 工法 (C F アンカー工法)	マニュアル	有
--------	--------	-------	-----------------------------	-------	---

補強の目的: せん断補強および曲げ補強

(概要)

炭素繊維シートによる耐震改修は、施工が簡便、かつ、安全であり、工期も短い。しかし、例えば、2 柱 I 型断面橋脚の壁部のせん断補強や桁のせん断補強などでは、炭素繊維シート端部を鋼製ブラケットとアンカーボルトで定着する必要が生じる。この鋼製ブラケットは重量が重く、補強後の橋脚重量が増すため好ましくなく、かつ、その取り付けにはクレーン等が必要であり、大がかりな施工となる上、危険性が高い。また、アンカーボルト取り付け用の孔の削孔が終了するまでは鋼製ブラケットの製作にかかれず、施工工程も多いため工期も長くなる。そこで、これらの問題を解決するため、炭素繊維シートの構成材料である炭素繊維ストランドを必要量束ねた通称 C F アンカーを開発した。写真 1 に C F アンカーの外観を示す。C F アンカーの扇部は炭素繊維シート上面へ、埋込部はコンクリート中へそれぞれ定着される。

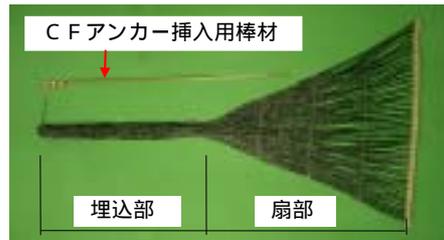


写真 1. C F アンカーの外観

(特徴)

表 1 に C F アンカー工法の特徴を、従来工法と比較して示す。なお、表 1 中の削孔寸法は、(適用事例) に示した補強工事における実寸法である。

表 1. 工法の特徴

工法	鋼製ブラケット	C F アンカー
概要	炭素繊維シートに鋼製ブラケットを接着し、アンカーボルトにより柱部コンクリートに固定する。 削孔 32mm@375mm 深さ 300mm	炭素繊維シートに C F アンカー扇部を接着し、C F アンカー埋込部を柱部コンクリートに固定する。 削孔 20.5mm@350mm 深さ 250mm
施工性	1) 重い場合クレーンが必要	1) 軽量なため手作業で施工可能
安全性	2) 重量物の落下・挟まれる恐れ有 3) 錆びに対する維持管理が必要	2) 安全性が高い 3) 耐久性に優れる
工期	長い (鋼製ブラケット加工を含む)	短い
価格	同程度	
評価		

(使用材料・使用機材)

- (1) C F アンカー
- (2) 先込充填樹脂
- (3) 含浸接着樹脂
- (4) C F アンカー挿入用棒材
- (5) 先込充填樹脂注入器
- (6) C F アンカー挿入補助具
- (7) C F アンカー出来型管理用定規

(留意点)

C F アンカー取り付け後、含浸接着樹脂が硬化した後は、出来型を変更することが出来ない。このため、C F アンカー取り付け後、含浸接着樹脂が固まらないうちに、C F アンカーの出来型管理を終了させる必要がある。

(適用部材)

I型断面橋脚の補強に限らず、隅角部が絡むすべての炭素繊維シート端部定着に使える。

(特許の有無)

- 特開 2000-27446 コンクリート部材の補強構造および補強工法
- 特開平 11-152907 コンクリート部材の曲げ補強構造および曲げ補強工法
- 特開平 11-152931 コンクリート部材のせん断補強構造およびせん断補強工法
- 特開平 11-256838 コンクリート部材の補強構造および補強工法
- 特開 2000-45565 コンクリート部材の補強構造および補強工法
- 特願 2002-188426 定着用アンカー、定着用アンカーの製造方法、及びコンクリート構造物の補修補強方法

(補強効果確認概要 - 実験結果等)

1. CFアンカー扇部の定着耐力

図1に示すような炭素繊維シートとCFアンカー扇部定着供試体を作製し、実験結果からCFアンカー扇部定着耐力設計式(1)を導出している。なお、実験の要因は、炭素繊維シートの層数、CFアンカーを構成する炭素繊維ストランドの本数、炭素繊維シート幅、CFアンカー扇長などである。

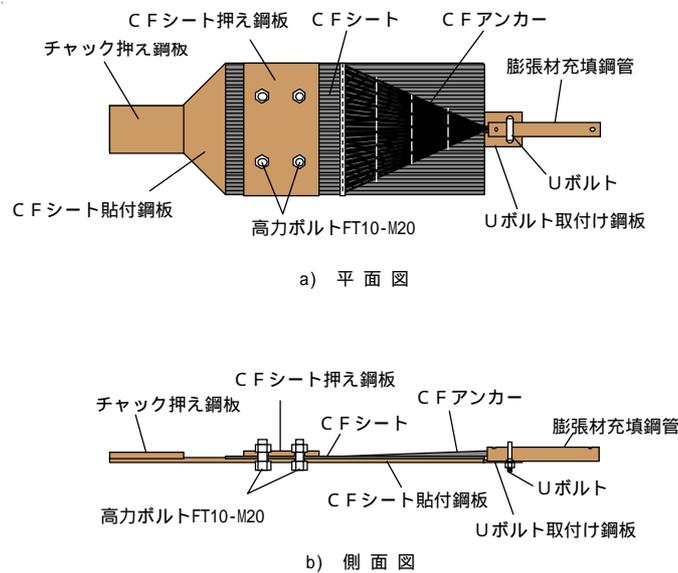


図1. CFアンカー扇部定着耐力測定用供試体の構成

CFアンカーの扇部の定着設計耐力 P_{b1} は下式で算定する。

$$P_{b1} = K_1 \cdot \rho_p \cdot \cos^2(\theta) \cdot A_{be} \dots \dots \dots (1)$$

ただし、 $L_e \leq L_o$ 、かつ、 $L_o \leq r_L$ の場合

$$A_{be} = \{(B_L \cdot d_{cs}) \cdot (2 \cdot L_o \cdot L_e) / r_L + 2 \cdot d_{cs}\} \cdot L_e / 2$$

$L_e \leq L_o \leq r_L$ 、かつ、 $r_L \leq L_o$ の場合

$$A_{be} = B_L \cdot (L_o \cdot r_L) + \{(B_L \cdot d_{cs}) \cdot (L_o \cdot L_e) / r_L + d_{cs} + B_L\} \cdot (r_L \cdot L_o + L_e) / 2$$

$L_e + r_L \leq L_o$ の場合

$$A_{be} = B_L \cdot L_e$$

参考文献 (効果確認)	長澤保紀他：炭素繊維アンカーによる耐震補強工法の定着設計と施工方法，既存構造物の耐震補強に関するシンポジウム，2002.11（土木学会）
----------------	--

補 強 効 果 (実 験 例 、 適 用 事 例)

ここに、 p : 含浸接着樹脂の引張せん断強度 (N/mm²)

K_1 : 実験定数:0.83

: 扇角度 (= $2 \cdot \tan^{-1}$ (扇配置間隔 / 2 / 扇全長)

L_0 : 扇全長 (mm), 50mm の倍数

$$B_L = 1000 \cdot n_{cs} \cdot a_{cs} \cdot f / W_L$$

$$r_L = \{ (1000 \cdot n_{cs} \cdot a_{cs} \cdot f) / W_L \cdot d_{cs} \} \cdot L_0 / (B_0 \cdot d_{cs})$$

$$d_{cs} = 1.8 \cdot (n_{cs} \cdot a_{cs})^{1/2}$$

n_{cs} : 炭素繊維ストランドの本数, 10 の倍数

a_{cs} : 24K 炭素繊維ストランド 1 本あたりの断面積 (= 0.87mm², 単位 : mm²)

f : 炭素繊維密度 (= 1.8, 単位 : g / cm³)

L_e : 扇定着有効長さ (実験値, 単位 : mm)

W_L : 扇定着有効目付量 (実験値, 単位 : g / m²)

2. C F アンカー埋込部の定着耐力

図 2 に示すようなコンクリート中へ C F アンカー埋込部が埋め込まれた供試体を作製し, 実験結果から C F アンカー埋込部定着耐力設計式 (2) を導出している. なお, 別途, コンクリートのコーン状破壊の検討も行うこととしている. 実験の要因は, C F アンカーを構成する炭素繊維ストランドの本数, 削孔深さ, 削孔径, 削孔角度などである.

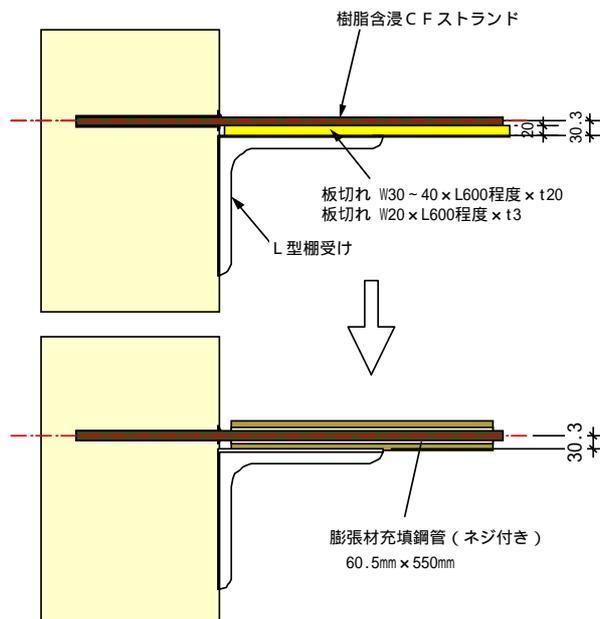


図 2. C F アンカー埋込部定着耐力測定用供試体の構成

C F アンカーの埋込部の定着設計耐力 P_{b2} は下式で算定する。

$$P_{b2} = \text{Min} \{ K_{2s} \cdot p \cdot L_{cs} \cdot (n_{cs} \cdot a_{cs})^{1/2} \cdot \cos \theta_{cs}, K_{2t} \cdot f_{csuk} \cdot n_{cs} \cdot a_{cs} \cdot \cos^3 \theta_{cs} \} \quad (2)$$

ここに、 L_{cs} : 埋込み深さ (mm), 10mm の倍数

n_{cs} : 炭素繊維ストランドの本数, 10 の倍数

a_{cs} : 炭素繊維ストランド 1 本あたりの断面積 (= 0.87mm²)

θ_{cs} : 穿孔角度 (°) ただし、0 ° θ_{cs} 50 °

f_{csuk} : 炭素繊維ストランド引張強度

p : 含浸接着樹脂の引張せん断強度

K_{2s} , K_{2t} : 実験定数 : $K_{2s} = 6.33$ 、 $K_{2t} = 0.812$

(適用事例)

日本道路公団・中央自動車道底沢大橋上下線 8 橋脚のうち, 7 橋脚を炭素繊維シートで補強した。(図 3 参照)。橋脚はいずれも図 4 に示すような I 型断面をしており, 柱間の壁に横方向に貼り付けられたせん断補強用炭素繊維シートの両端が C F アンカー (1 橋脚のみ) および従来工法である鋼製ブラケット (6 橋脚) で定着された (図 5 参照)。

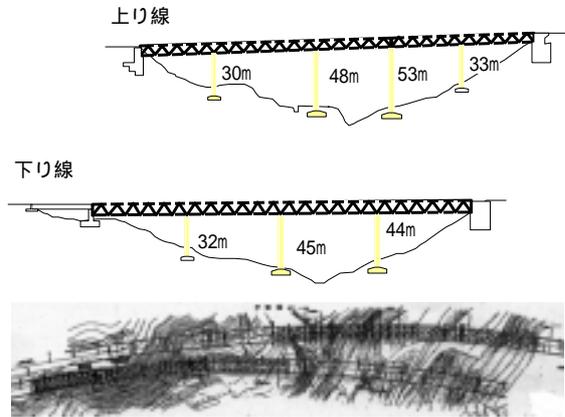


図 3 . 橋梁一般図

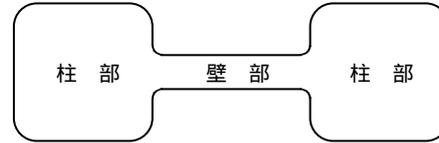


図 4 . 橋脚断面

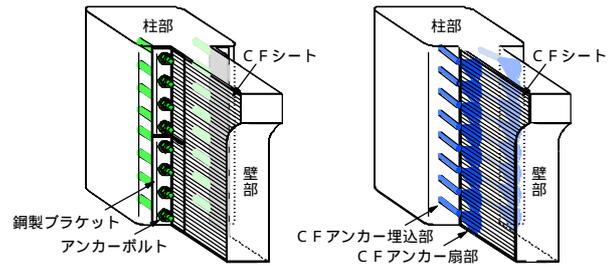


図 5 . 端部定着方法

開発者	清水建設株式会社, 鹿島建設株式会社、株式会社コンステック, ショーボンド建設株式会社, 新日本製鐵株式会社, 大成建設株式会社, 株式会社東邦アーステック、東レ株式会社, 日鉄コンポジット株式会社, 三菱化学産資株式会社
参考文献 (適用事例)	コンクリート工学, 「工事報告: I 型断面橋脚の炭素繊維シートと炭素繊維ストランドによる補強・中央自動車道底沢大橋耐震補強工事」投稿中

補強対象部位	橋脚（柱部材）	補強技術名	多面プレキャストアラミド注入工法	マニュアル	有（無）
補強の目的	曲げじん性能増大				
<p>（概要）</p> <p>高架下に施設がある場所で RC 橋脚を耐震補強する場合、RC 橋脚と施設の間にクリアランスがほとんどない場合がある。このような施工条件下で、施設の移設が難しい場合、従来の鋼板巻き立て工法（溶接）では適用しにくい。そこで、鋼板巻き立て工法（溶接）と比べ、溶接の必要性がなく、軽量化、騒音・振動の低減、工期の短縮が可能で、かつ、上記の施工条件下においても施工できる多面プレキャストアラミド注入工法を考案した。</p> <p>本工法は、既設 RC 橋脚の曲げじん性能を増大させるための耐震補強工法である。</p> <p>本工法は、あらかじめ工場で三面のプレキャスト板を製造し、橋脚に隙間をあけて設置し、残り一面を現場で貼りつけ後に隙間に充填材を注入して橋脚と一体化させるものである。</p>					
					
<p>（特徴）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・軽量である。 従来の鋼板と比べて約 1/10 の重量となり容易に人力で運搬、組立てが可能である。 ・狭い場所での施工が可能である。 三面が構造物に囲まれた橋脚の場合には、三面プレキャスト板を上部より挿入できる。 ・品質、耐久性について プレキャスト板は、品質管理の行き届いた工場で製作されるので品質が優れている。また、腐食しないため耐久性が高く、あらかじめ塗装や耐火被覆などの取付けも可能である。 ・特別な技能や資格が不要である。 ・施工工程が少ない。 ・作業の安全性が高い。 ・非導電性のため、電気系統や情報機器に影響を与えない。 					
<p>（仕様材料・使用機材）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アラミド繊維シート、含浸接着樹脂（エポキシ樹脂）、充填材（樹脂モルタル、無収縮モルタル） ・コラムクランプ（充填注入時のはらみ防止） 					
<p>（留意点）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アラミド繊維シートの最低幅を 150mm とし、三面の他に一面および二面が構造物に囲まれた橋脚などの RC 構造物にも適用可能。 ・充填材の注入高さに留意する。（剛性および側圧を考慮して 1m 未満とする） 					
<p>（適用部材）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・曲げじん性補強およびせん断補強を必要とする既設 RC 橋脚柱 ・建物屋根部と橋脚横梁下端との間隙が 200mm 以上の箇所 					
<p>（特許の有無）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・2001.1 特許取得 特許第 3151722 号（コンクリート柱状体の補強方法及び補強材） 					
参考文献 （効果確認）	3 面プレキャストアラミド板および鋼板を用いた RC 橋脚の補強に関する研究：山川智久・田村富雄・小野定，日本コンクリート工学協会「コンクリート工学論文集」，Vol.13、No.3，pp.71～80，2002.9 他 5 編				

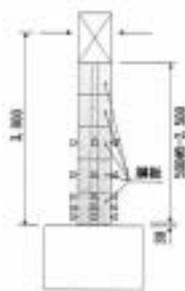
補 強 効 果 (実 験 例 、 適 用 事 例)

(補 強 効 果 確 認 概 要 - 実 験 結 果 等)

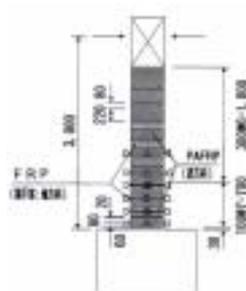
実橋脚の1/3モデルを用いた水平力交番載荷実験により本工法の補強効果を確認した。

(鋼板補強：鋼板機械継手工法，アラミド補強A：樹脂モルタル充填，アラミド補強B：無収縮モルタル充填)

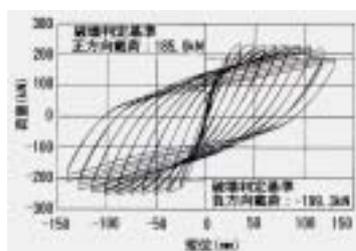
鉛直方向の継手部における充填材の漏れ防止および注入時の内圧に対する補強のための縦方向アラミド繊維シートの効果については、実験において確認された。



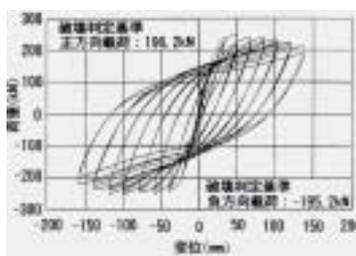
鋼板補強概要



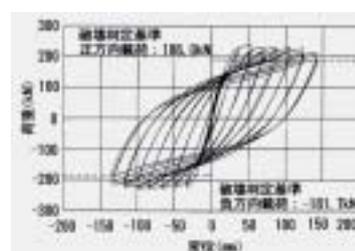
アラミド補強A・B



荷重 - 変位履歴曲線 (鋼板補強)



荷重 - 変位履歴曲線 (アラミド補強 A)



荷重 - 変位履歴曲線 (アラミド補強 B)

各実験結果の比較

		数 値 解 析 値			実 験 値		
		無 補 強	鋼板補強	アラミド補強A・B	鋼板補強 (無収縮モルタル)	アラミド補強A (樹脂モルタル)	アラミド補強B (無収縮モルタル)
初期降伏時	荷重 P_y (kN)	146.2	159.1	146.8	134.9	163.4	157.8
	変位 δy (mm)	14.2	14.2	15.8	11.8	16.8	17.3
終 局 時 (*最大荷重時)	荷重 P_u (kN)	192.4	220.0	201.8	231.3*	245.3*	232.6*
	変位 δu (mm)	27.5	95.6	108.3	118.2	134.2	138.6
靱 性 率		1.0	4.8	4.9	9	7	7

計算値と比べて各実験値とも十分な安全率を有しており、地震時には充填材の種類に関係なく同等の性能を有する。

(適 用 事 例)

適用実績：1件 (適用条件例と適用状況を下記に示す)



(1)適用条件例



(2)現場状況



(3)プレキャスト板



(4)プレキャスト板取付



(5)はらみ防止

開 発 者

首都高速道路公団・佐田建設(株)・ファイベックス(株)：連絡先 佐田建設(株) 東京支店 担当 山川
TEL 03-5391-1551 FAX 03-5396-7590 E-mail : tomohisa_yamakawa@satakensetsu.co.jp

参 考 文 献
(適 用 事 例)

高架下に施設がある場所における橋脚耐震性向上工事 [工事記録] : 栗田繁・須藤肇・能野浩二・山川智久、日本コンクリート工学誌、Vol.37、No.10、pp.45~48、1999.10 他2編

補強対象部位	橋脚（柱部材）	補強技術名	アラミド繊維シート巻立てとアンカー筋および基部鋼板併用による耐力向上工法	マニュアル	有（無）
補強の目的	曲げ耐力増大				
<p>（概要）</p> <p>道路インターチェンジや高速道路高架下の道路横断面において制約条件を受ける場合に、既設 RC 橋脚の曲げ耐力を増大させるための耐震補強工法である。結果的に軽量化・騒音の低減・工期の短縮が可能となった。</p> <p>本工法は、制約条件をクリアした上で重機および規制作業の日数が少なくでき、かつ軽量で柔軟性のあるアラミド繊維シート巻立てとアンカー筋および基部鋼板併用による耐力向上工法です。</p> <p>本工法は、曲げ耐力の向上を図るため縦方向にアラミド繊維シートを貼付け、かつアンカー筋および基部鋼板の併用により耐力の向上を行うものである。アンカー筋と鋼板の曲げ伝達は従来とおりの方法であるが、鋼板とアラミド繊維シートの曲げ伝達については鋼板とアラミド繊維シートの継手長を 300mm 以上として、基部から 1D（D：橋脚幅）程度までは鋼板補強、それ以上の範囲をアラミド繊維シートによる補強である。</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>（特徴）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・既設 RC 橋脚とガードレール等の隙間が 100mm～350mm 程度の箇所に適用可能（右図参照） ・補強後の空間制限 250mm の確保が可能 <div style="text-align: center;"> </div> <p>本工法の適用条件例</p> <p>（仕様材料・使用機材）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アラミド繊維シート，含浸接着樹脂（エポキシ樹脂），鋼板，スタッド，充填材（エポキシ樹脂） <p>（留意点）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼板とアラミド繊維シートとの設計曲げ付着強度を 4.5N/mm² とし，かつ必要継手長を 300mm 以上とする。 ・アラミド繊維シート巻立て部において最低 1 層の横拘束シートを使用する。 ・基部から 1D（D：橋脚幅）以上が土中部である場合に適用が可能である。（基部鋼板部） ・本工法において土中部の施工条件により基部拘束方法を RC 巻立て併用や H 鋼拘束等に変更する場合および円形断面に適用する場合は，解析などを行い拘束および剛性の影響を把握した上で十分な検討を必要とする。 <p>（適用部材）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・曲げ耐力の向上が必要な既設 RC 橋脚柱（兼じん性補強およびせん断補強） ・既設 RC 橋脚とガードレール等の隙間が 100mm～350mm 程度の箇所に適用可能 <p>（特許の有無）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・なし 					
参考文献 （効果確認）	山川智久・種 健・秋山雄平・田村富雄；鋼板とアラミド繊維シートを用いた橋脚基部補強における曲げ補強効果に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.58，pp.488-495，セメント協会，2005.2				

補 強 効 果 (実 験 例、 適 用 事 例)

(補 強 効 果 確 認 概 要 - 実 験 結 果 等)

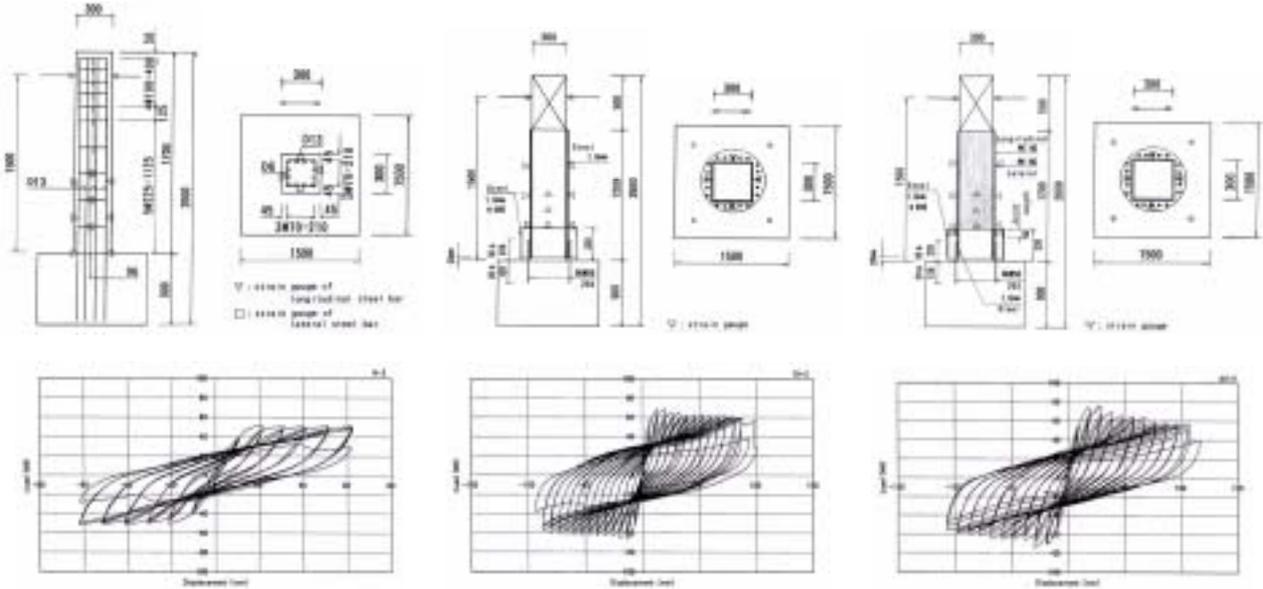
実橋脚の 1/6 モデルを用いた水平力交番載荷実験により本工法の曲げ補強効果を確認した。

なお、実験においては従来工法である曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法および無補強試験体についても実験を行い、本工法との比較を行った。各試験体の概要、荷重・変位履歴曲線および実験結果の比較を以下に示す。

無 補 強

鋼 板 補 強

アラミド補強 (本工法)



		数 値 解 析 値		実 験 値		
		無補強	鋼板補強・アラミド補強 (鋼板 t=1.5mm 相当)	無補強	鋼板補強	アラミド補強 (本工法)
初期降伏時	荷重 P_y (kN)	33.2	57.9	39.3	53.8	55.6
	変位 δ_y (mm)	6.1	7.8	10.3	6.7	9.7
終 局 時 ($P_u = P_y$)	荷重 P_u (kN)	33.2	57.9	39.3	53.8	55.6
	変位 δ_u (mm)	20.0	31.3	62.1	93.9	106.7
じ ん 性 率		2.5	3.0	5	13	10

(適 用 事 例)

適用実績：2 件 (適用状況を下記に示す：適用事例は円形断面であり、解析により拘束効果の確認済)



補強前状況

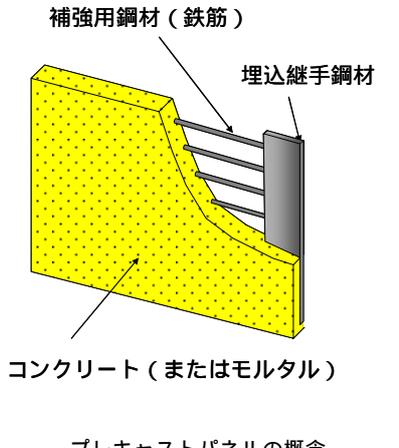
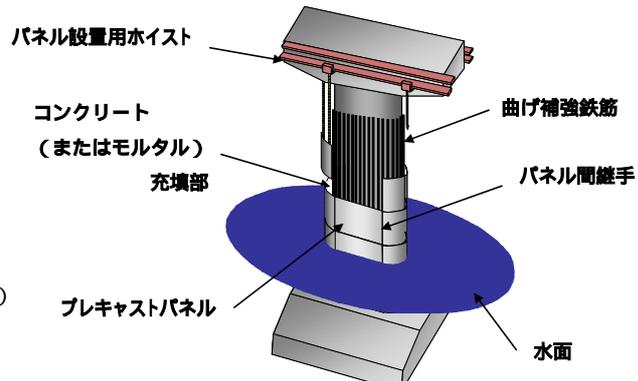
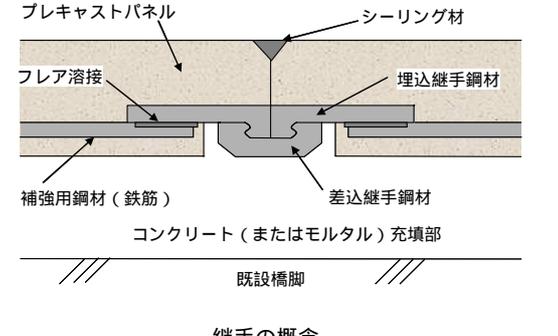


基部鋼板部状況



シート貼付状況

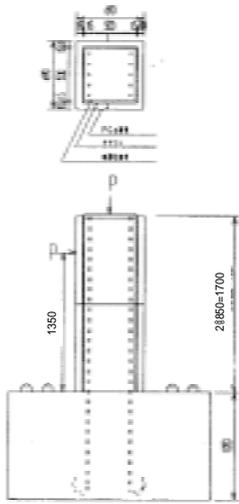
開 発 者	佐田建設㈱：連絡先 東京支店 担当 山川 TEL 03-5391-1551 FAX 03-5396-7590 E-mail : tomohisa_yamakawa@satakensetsu.co.jp
参考文献 (適 用 事 例)	アラミド繊維シート巻立てとアンカー筋および基部鋼板併用による耐力向上工法：日本コンクリート工学協会「近年の被害地震におけるコンクリート構造物の耐震性能評価に関する研究委員会報告書・論文集」, pp.321 ~ 323, 2004.7

補強対象部位	橋脚	補強技術名	PRISM工法(P C a パネルを用いた橋脚の水中補強工法)	マニュアル	有・無
補強の目的	耐震補強(せん断補強, じん性補強, 曲げ補強), 耐久性の向上				
<p>(概要)</p> <p>港湾・河川などの水中部の橋脚では、橋脚周囲に仮締め切りを設けてドライアップを行った後、気中で補強工事を行うのが一般的であり、大規模な仮設工事が必要なる場合が少なくない。本工法は、大規模な仮締め切りを省略できると共に、ドライアップを必要としない R C 橋脚の耐震補強工法で、補強用鋼材を内包した高耐久性のプレキャストパネルを気中でリング状に組み立てて水中に沈設し、既設橋脚との間に水中不分離性コンクリート(またはモルタル)を充填して、既設橋脚と一体化させる耐震補強工法である。</p> <p>(特徴)</p> <p>水中橋脚の耐震補強において橋脚周囲のドライアップが不要であり、工期の短縮と工費の削減を可能にする。</p> <p>プレキャストパネルに内包した補強鋼材をかみ合わせ方式の継手鋼材で連結し、既設橋脚内に巻立てることにより、通常の R C 巻立て工法と同等以上の耐震補強性能を有する。</p> <p>(使用材料・使用機材)</p> <p>使用材料：プレキャストパネル(帯鉄筋内包、差込式継手付き)、拡底式アンカー(じん性補強時)、水中硬化性樹脂(曲げ補強鉄筋定着剤)</p> <p>使用機器：油圧コアボーリングマシン(水中使用)、エアツール(水中使用)、電動チェーンブロック</p> <p>(留意点)</p> <p>潜水土による水中作業では、流速 1m/sec 程度以上の場合、作業者の安全と作業能率確保のため、周囲に静穏域を設ける必要がある。フーチング上の土砂堆積量が多い場合、土質によっては簡易土留めが必要となる場合がある。</p> <p>(適用部材)</p> <p>橋脚をはじめとする柱部材一般</p> <p>(特許の有無)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・アンカーの施工方法及び切断ビット (特許第 03404301 号、平成 15 年 2 月 28 日) ・継手及びコンクリート構造体(審査請求中) ・鉄筋コンクリート支持柱の耐震補強構造(審査請求中) ・他 3 件公開中 					
 <p>補強用鋼材(鉄筋)</p> <p>埋込継手鋼材</p> <p>コンクリート(またはモルタル)</p> <p>プレキャストパネルの概念</p>		 <p>パネル設置用ホイスト</p> <p>コンクリート(またはモルタル) 充填部</p> <p>曲げ補強鉄筋</p> <p>パネル間継手</p> <p>プレキャストパネル</p> <p>水面</p> <p>PRISM工法の概念</p>			
 <p>プレキャストパネル</p> <p>シーリング材</p> <p>フレア溶接</p> <p>埋込継手鋼材</p> <p>補強用鋼材(鉄筋)</p> <p>差込継手鋼材</p> <p>コンクリート(またはモルタル) 充填部</p> <p>既設橋脚</p> <p>継手の概念</p>					
参考文献 (工法全般)	道路保全・建設技術審査証明報告書「プレキャストパネルによる橋脚の水中耐震補強工法 PRISM工法」(技審証第 0013 号) 財団法人道路保全技術センター, 2002.8				

補 強 効 果 (実 験 例)

(1) せん断・じん性補強効果確認試験

橋脚モデル試験体を用いた正負交番荷重試験を行い、水平荷重・荷重点変位関係から、PCaパネルの補強効果を確認した。

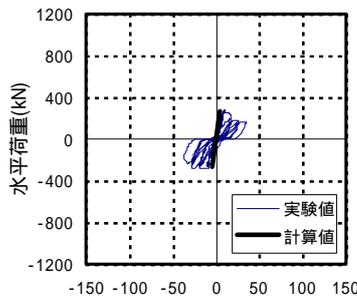


1/2 スケール試験体

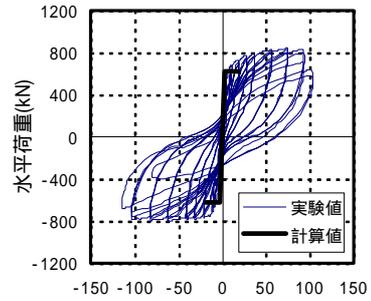
試験体概要

試験体の諸元

試験体 No.	既設柱		補強用PCa		作用軸力 (圧縮応力) (N/mm ²)
	断面	主筋	帯鉄筋	帯鉄筋	
2	500 × 500	5D22	D10@300	D16@75	7.84
5	× 1700			-	0



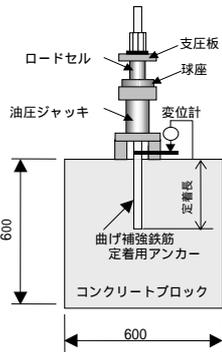
試験体 No.5 (無補強)



試験体 No.2 (PCa 補強)

(2) 曲げ補強鉄筋の補強効果確認試験

水中施工した曲げ補強鉄筋の引抜き耐力確認試験を行い、孔壁を目粗した場合、定着長 20D で母材破断することを確認し、設計必要定着長 (30D) を決定した。また、橋脚モデル試験体を用いて曲げ補強鉄筋の補強効果を確認した。



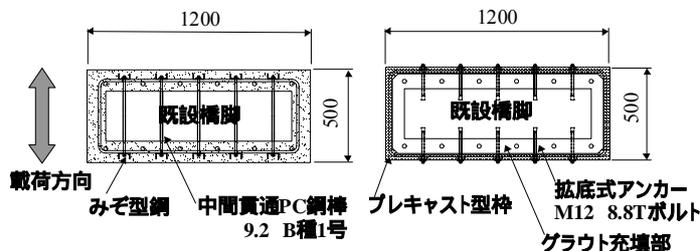
試験結果の一例

No.	鉄筋仕様	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	補強筋	定着長	穿孔方法	孔内側表面処理	孔径 (mm)	破壊モード	P _{max}	P _{max} /P _y	P _{max} /P _u	u
											(kN)			(MPa)
No. 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	付着破壊	145	0.4	0.3	4.9
											433	1.5	0.9	13.5
											466	1.6	1.0	14.6
No. 6	D32 SD345	364	581	-	200	コアボーリング	目差し有り	38	-	母材破断	473	1.6	1.0	7.4
											467	1.6	1.0	7.3
											472	1.6	1.0	7.4
No. 7	-	-	-	-	27D	-	-	-	-	母材破断	468	1.6	1.0	4.9
											480	1.7	1.0	5.0
											472	1.6	1.0	4.9

P_{max}: アンカーの最大耐力、P_y: 母材の降伏耐力、P_u: 母材の終局耐力、u: アンカーの最大耐力時の平均付着応力

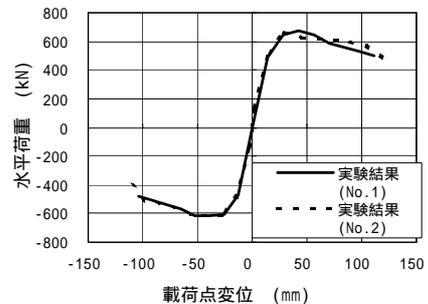
(3) 拡底式アンカーのじん性補強効果確認試験

橋脚モデル試験体の正負交番荷重試験により、貫通鋼棒と途中定着した拡底式アンカーのじん性補強効果が同等であることを確認した。



試験体 No.1 貫通鋼棒

No.2 拡底式アンカー(途中定着)



参考文献 (構造実験)

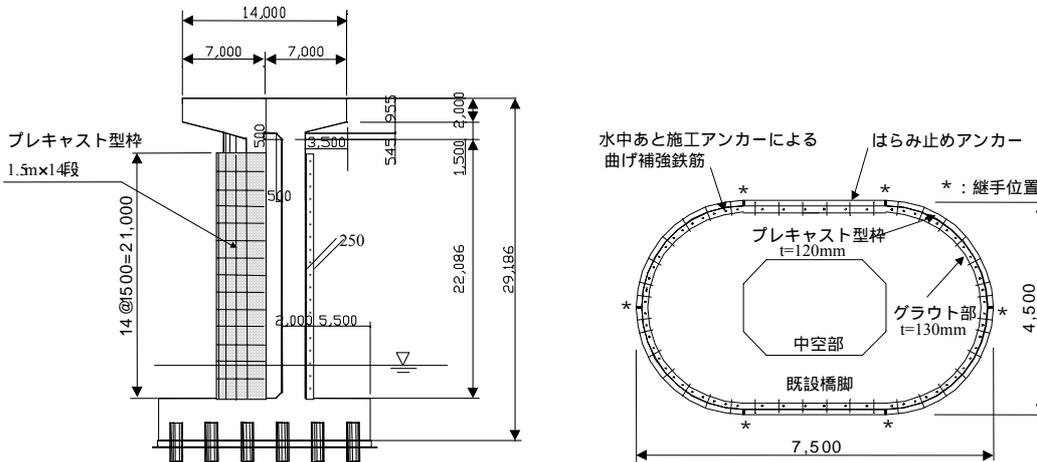
・小原ら：水中で施工する樹脂接着系あと施工アンカーの耐荷性状に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集 21-3，1999 ・山本ら：拡底式アンカーを用いて補強した壁式橋脚の耐震性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，23-2，2001

適用事例

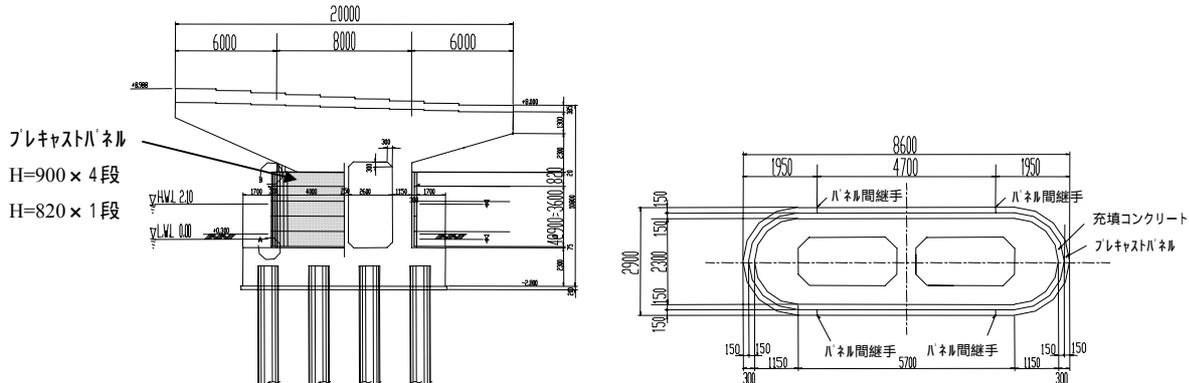
PRISM工法施工実績(平成16年12月現在)

No.	工事名	発注者	施工業者	場所	施工時期	補強仕様						
						基数	高さ	面積	補強厚さ	補強目的	橋脚断面形状	水深
1	平成11年度那覇港(泊心頭地区)橋梁(改良)下部工改良工事(第3次)	沖縄開発庁沖縄総合事務局那覇港湾空港工事事務所	前田建設工業	沖縄県那覇市	平成11年5月	1基	21m	423㎡(仕上がり)	250mm	せん断補強、曲げ補強	小判形(4.0m×7.0m)	約2.6m(H.W.L)
2	平成12年度那覇港(泊心頭地区)橋梁(改良)下部工改良工事	沖縄開発庁沖縄総合事務局	前田建設工業	沖縄県那覇市	平成12年10月	1基	4.5m	89㎡(仕上がり)	300mm	せん断補強、曲げ補強	小判形(2.3m×8.0m)	約2.6m(H.W.L)
3	平成14年度那覇港(泊心頭地区)橋梁(改良)下部工改良工事(第3次)	沖縄開発庁沖縄総合事務局	前田建設工業	沖縄県那覇市	平成14年11月	2基	約6.0m	221㎡(仕上がり)	300mm	せん断補強、曲げ補強	小判形(2.3m×8.0m)	約3.6m(H.W.L)
4	平成14年度那覇港(泊心頭地区)橋梁(改良)下部工改良工事(第1次)	沖縄開発庁沖縄総合事務局	東亜建設工業	沖縄県那覇市	平成14年10月	3基	約5.1m	約5.3m	約5.3m	せん断補強、曲げ補強	小判形(2.3m×8.0m)	約3.6m(H.W.L)
5	平成14年度那覇港(泊心頭地区)橋梁(改良)下部工改良工事(第2次)	沖縄開発庁沖縄総合事務局	国土総合建設	沖縄県那覇市	平成14年8月	1基	約6.2m	122.5㎡(仕上がり)	300mm	せん断補強、曲げ補強	小判形(2.3m×8.0m)	約3.6m(H.W.L)
6	伊万里港(久原南地区)橋梁耐震補強工事	国土交通省九州地方整備局唐津港湾工事事務所	前田建設工業	佐賀県伊万里市	平成15年1月	1基	約8.8m	447.3㎡(仕上がり)	200mm	せん断補強	小判形+円筒形(6.5m×25.0m)	約5.0m(H.W.L)
7	伊万里港(久原南地区)橋梁耐震補強工事	国土交通省九州地方整備局唐津港湾工事事務所	前田建設工業	佐賀県伊万里市	平成16年1月	1基	約10.2m	531.0㎡(仕上がり)	200mm	せん断補強	小判形+円筒形(6.5m×25.0m)	約6.4m(H.W.L)

(1) No.1 工事



(2) No.2 工事



開発者 前田建設工業株式会社

参考文献 (適用事例) 水中橋脚の耐震補強工法「PRISM工法」, 土木技術, 2002.12

補強対象部位	橋脚、基礎	補強技術名	連結材による既設橋の耐震補強工法 (PC & PA工法)	マニュアル	有
補強の目的	既設橋の耐震補強				
<p>(概要)</p> <p>過去に施工された一般道路や高速道路などの橋梁では、阪神大震災を契機とした耐震基準の見直しにより橋脚の耐震補強が求められており、橋脚を高耐震構造とするために橋脚の増し厚工事や基礎杭の補強工事が行われてきている。</p> <p>しかしながら、上記補強工事は非常な手間および工期を要し、さらには膨大なコストがかかる等の問題がある。</p> <p>本工法は、これらの問題を解消することを目的として、各橋台・橋脚の頂部を連結材(PC鋼材)でそれぞれ繋ぎ、大規模地震時における橋脚の変形を制御することで、橋梁全体の耐震性能を向上できるものである。</p> <div style="text-align: center;"> <p>工法概要図</p> </div> <p>(特徴)</p> <p>本工法の特徴は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋脚本体の補強を必要としない。 橋脚本体の補強が不要であるため、大規模な仮設構造物を必要としない。 大幅な工費の縮減、工期の短縮が可能である。 <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>施工概要</p> <p>PC&PA工法の施工は、橋台と橋脚の側面に削孔を行い、PCケーブルを挿入して緊張するシンプルで簡単な施工です。(従来工法のような仮設工が不要です。)</p> <p>(従来工法の施工) 河川内では水を堰き止め、橋脚の土を掘り起こし、工事を行います。</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>[PC&PA工法の施工]</p> </div> </div> <p>(仕様材料・使用機材)</p> <p>材料：PC鋼線(亜鉛メッキ処理)、定着具(PC & PA工法仕様)、保護管(PE管)</p> <p>機材：緊張用ジャッキ</p> <p>(留意点)</p> <p>本工法を適用するための条件は以下のとおりであるが、補助工法を用いることで適用が可能となる場合もある。</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋台が堅固であり、大規模地震時における変形量が僅かである。 橋脚が壁式橋脚のように、橋軸直角方向の耐震耐力を十分に有しており、橋軸方向の耐震耐力のみ不足している状況である。 桁下余裕を十分に有している。 <p>(適用部材)</p> <p>鉄筋コンクリート橋脚</p> <p>基礎杭</p> <p>(特許の有無)</p> <p>特許申請中(平成16年12月現在)</p>					
参考文献 (効果確認)	成田久平, 岡安功二: PC鋼材で連結された既設橋梁の補強効果, 第57回年次学術講演会講演概要集, 2002.9.(土木学会)				

補強効果(実験例、適用事例)

(補強効果確認概要 - 実験結果等)

局部耐力確認試験準備中(平成16年12月現在)

(適用事例)

施工例

橋梁名:一般国道202号 瀬石谷橋

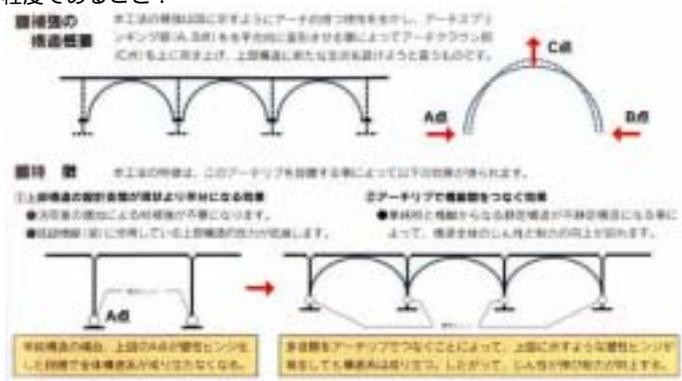
発注者:国土交通省九州地方整備局 福岡国道事務所

竣工年:平成16年6月



開発者	株千代田コンサルタント
参考文献 (適用事例)	庄野誠, 成田久平ら: P C 鋼材による変位制御と耐震補強効果, 第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2004.10.(プレストレストコンクリート技術協会) 中原晋, 平川吉幸ら: 瀬石谷橋橋脚耐震補強工事施工報告(P C & P A 工法), 第 13 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2004.10.(プレストレストコンクリート技術協会)

補強対象部位	主桁、橋脚、基礎杭	補強技術名	鋼製アーチによる既設橋の補強工法 (MAR工法)	マニュアル	有 無
補強の目的	主桁の大型車対策、橋脚の耐震補強				
(概要)	<p>現在、既設道路橋における橋脚の耐震補強は、大規模地震動にも耐えられるようにコンクリート巻き立て工法、鋼板巻き立て工法等により実施されているのが一般的であり、既設橋の基礎においても必要に応じて補強が実施されている。</p> <p>しかし、基礎の補強工事にかかる工期・工事費等の実情を考えると、基礎の安定性向上のための補強は必要最小限とすべきであり、そのためにも基礎の負担を大きくしない補強方法が望まれる。</p> <p>鋼製アーチによる既設橋梁の補強工法(MAR工法と称する)は、橋脚柱をコンクリートや鋼板で巻き立てることによる直接部材を補強する工法とは異なり、鋼製アーチ部材を用いて隣接する橋脚間を連結し、不静定次数を上げることで全体構造の剛性を高める、いわば構造系の変更による補強工法である。</p> <p>また、本工法は耐震性能の向上に加え、耐久性の向上およびB活荷重への対応条件を満足することができ、これまではそれぞれ個別に実施されてきた主桁の補強と橋脚の耐震補強を、鋼製アーチ部材を付加するだけで同時に補強できる工法である。</p>				
(特徴)	<p>本工法は、既設橋梁の耐震補強と活荷重補強および耐久性向上を目的とするもので、その補強方針は基礎を補強することなく、橋梁全体としての耐力を向上させることにある。その概要は以下のとおりである。</p> <p>耐震性能の向上 鋼製アーチ部材を設置することで、高次不静定構造物となり耐震性能の向上を図ることができる。また、鋼製アーチ部材は落橋防止装置としての機能も併せ持つものである。</p> <p>B活荷重への対応 主桁のB活荷重への対応は、一般に鋼板接着工法やアウトケーブル工法等の部材を直接補強する方法が採用されているが、本工法は主桁中央部を鋼製アーチで支持し支間長を半減させることにより、主桁に作用する荷重の軽減を図るものである。</p> <p>耐久性の向上 橋梁は材料劣化に起因する損傷に対する耐久性のほかに、繰り返し荷重(疲労)に対する耐久性を有することが必要である。施工後数十年を経たコンクリート橋では、中性化、塩害、アルカリ骨材反応等による経年劣化が顕在化している橋梁も多く、補修による耐久性の向上を図る必要があるが、本工法のように持続荷重や繰り返し荷重を軽減し疲労に対する耐荷力の向上を図ることも、広い意味での耐久性向上に繋がるものである。</p>				
(仕様材料・使用機材)	一般構造材料、一般土木機材による。				
(留意点)	<p>本工法の適用条件は以下のとおりである。</p> <p>桁下空間 既設橋脚の桁下に鋼製アーチ部材を設置するため、道路や鉄道などの交差物件、その他の占用物の支障とならないこと。</p> <p>施工ヤード・運搬 鋼製アーチ部材は設置箇所まで運搬し、そこでの組立・横移動により所定の位置に設置することとするため、橋梁側面に組立ヤードおよび搬入路が必要である。</p> <p>適用支間長 PCプレテン桁、PCポステン桁が採用されている支間長程度であること。</p> <p>アーチライズ比 アーチライズ/アーチスパンが1/2以下であること。</p> <p>既設橋梁の振動特性 振動特性として、固有周期が1秒未満であること。</p>				
(適用部材)	<p>主桁</p> <p>橋脚</p> <p>基礎杭</p>				
(特許の有無)	<p>特許第 3260609 号 (大東金属株)</p>				
参考文献 (効果確認)	<p>橋本晃, 村上健ら: パイプアーチを用いた既設橋梁の補強法, 第 55 回年次学術講演会, 2000.9, 土木学会</p>				



補強効果（実験例、適用事例）

（補強効果確認概要 - 実験結果等）

補強前，補強後の橋梁における常時微動計測および衝撃加振振動実験を実施。（九州産業大学 工学博士 水田洋司）



（適用事例）

施工例

橋梁名：一般国道 201 号 東大橋

発注者：国土交通省九州地方整備局 北九州国道事務所

竣工年：平成 14 年 3 月



施工例

橋梁名：一般国道 3 号 遠賀高架橋

発注者：国土交通省九州地方整備局 北九州国道事務所

竣工年：平成 14 年 3 月

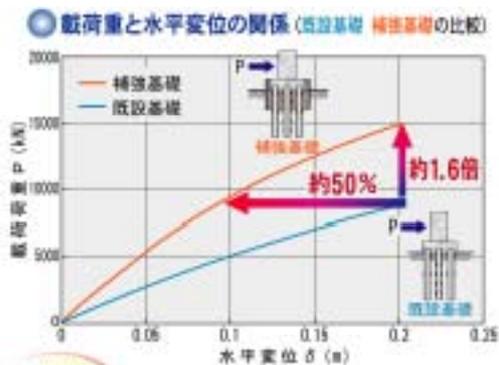
開発者	(株)千代田コンサルタント 大東金属(株)
参考文献 (適用事例)	

補強対象部位	杭基礎	補強技術名	In-Cap (インキャップ) 工法	マニュアル	有
補強の目的	レベル2地震動相当の巨大地震に対応する杭基礎の耐震補強				
<p>(概要)</p> <p>In-Cap 工法は、右図に示すような構造で、既設基礎フーチングを鋼矢板で所要の深さまで取り囲み増フーチングで一体化し、鋼矢板内部を固化改良するものです。</p> <p>この構造により、地震荷重作用時に地中壁と固化改良部分の全面抵抗および摩擦抵抗が発揮され水平・回転挙動を抑制し、さらに固化改良体により杭体変形を拘束して応力を低減することにより基礎構造物の耐震性能を向上させます。</p> <p>なお、本工法は、八戸工業大学異分野融合科学研究所塩井幸武教授(元建設省土木研究所構造橋梁部長)のご指導のもと開発を推進しています。</p> <p>(特徴)</p> <p>In-Cap 工法は、従来の増杭工法と比較して以下の特徴を有しています。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・既設フーチングまわりの地中壁を掘削時の土留めと兼用でき、仮設土留め工が低減できる。 ・低空頭作業空間における太径杭打設・構築作業が省略、低減できる。 ・増しフーチング躯体の鉄筋組立、コンクリート打設ボリュームが低減できる。 ・施工占用幅が小さくなり、施工時の交通規制を低減できる。 <p>以上のメリットより、工費 30%・工期 50%*の低減(試算結果の一例)が可能です。</p> <p>(仕様材料・使用機材)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地中壁標準材料：熱間圧延鋼矢板 (S Y 2 9 5) ・標準地盤改良工法：高圧噴射攪拌 (三重管) 工法 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・既設杭基礎の支持力が大幅に不足する場合は、別途新設杭が必要となる。 ・固化改良は中抜きを基本とするが、場合によっては既設フーチング直下の全面改良もあり得る。 <p>(適用部材)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・適用地盤：砂質土 0 N 3 0, 粘性土 0 N 5, 礫 礫径 3 0 c m 未満 <p>(特許の有無)</p> <p>基本特許は取得済み(特許第 3515567 号)。関連特許も出願中です。</p>					
参考文献 (効果確認)	<ol style="list-style-type: none"> 1.塩井, 青柳, 瀬川, 野津, 山岸「既設構造物基礎の耐震補強工法・その1」, 地盤工学研究発表会, 2003.7 2.塩井, 加藤, 石田, 山岸, 小林「既設構造物基礎の耐震補強工法・その2」, 地盤工学研究発表会, 2003.7 3.塩井, 加藤, 小林, 大矢, 李「既設構造物基礎の耐震補強工法の開発・その1 遠心載荷模型実験概要」, 土木学会 年次学術講演会, 2003.9 4.塩井, 青柳, 瀬川, 野津, 山岸「既設構造物基礎の耐震補強工法の開発・その2 遠心載荷模型実験の解析検証」, 土木学会 年次学術講演会, 2003.9 5.Shioi,Aoyagi,Ooya,Kato,Fukada”Enforcing methods of existing old bridges on soft ground for a very large Earthquake (In-Cap Method)”, US-Japan Bridge Engineering Workshop, 2003.10 6.塩井, 瀬川, 稲川, 加藤「地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法 (In-Cap 工法) の開発」, 土木学会 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, 2004.1 				

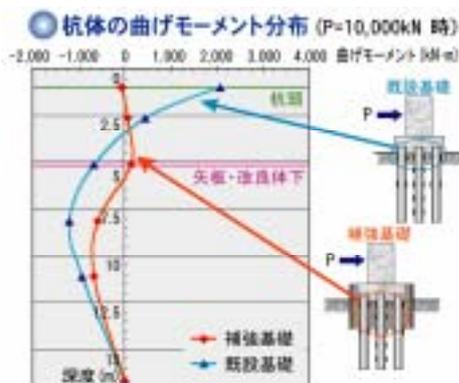
補 強 効 果 (実 験 例 、 適 用 事 例)

(補 強 効 果 確 認 概 要 - 実 験 結 果 等)

耐震補強効果を定量的に把握するため、遠心载荷模型実験を実施しています。遠心载荷模型実験は、特に地盤を対象とした縮小模型実験において問題となる寸法と応力・変形条件に関する相似則を同時に満たすことの出来る実験法で、実物大実験と等価な荷重・変位挙動を再現することが出来ます。下図に既設基礎構造とI n・C a p工法により補強した基礎との比較について実験結果概要を示します。左図の载荷荷重・水平変位 (P ~) 関係、右図の杭体の曲げモーメント分布ともI n・C a p工法の効果が確認されています。



補強効果
耐力: 約1.6倍up, 変位: 約50%減



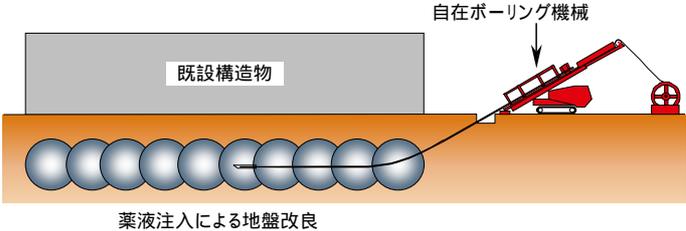
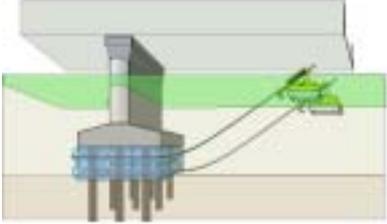
補強効果
杭体の曲げモーメントの低減

(適 用 事 例)

・ 施工実績は 1 例です。

発注者：千葉県， 工事件名：県単橋梁修繕工事（基礎補強工）， 施工期間：平成16年4月9日～平成16年12月14日，
工事概要：高架橋基礎補強， 契約金額：137,550,000円， CORINS登録番号：00001868・1137・00765

開発者	地盤・基礎21研究会（白石，日特建設，不動建設），八戸工業大学
参考文献 (適用事例)	なし

補強対象部位	既存構造物直下の地盤	補強技術名	CurveX (カーベックス) 工法	マニュアル	有・無
補強の目的	既存構造物直下地盤の液状化対策				
<p>(概要)</p> <p>本工法は、既存構造物の直下地盤の耐震性能を高めるために開発した工法であり、既存構造物(施設)の稼働を止めないで、構造物直下の地盤改良を可能にした技術である。大規模な仮設備が必要なく、構造物本体に影響を与えないで施工が可能であるため、従来工法と比較してコスト縮減や工期短縮が可能である。埠頭ケーソン、下水処理場、ポンプ場などの構造物直下や滑走路直下の地盤の液状化対策として適用が可能である。</p> <p>(特徴)</p> <p>CurveX (カーベックス)工法は、曲りボーリング機械に位置制御システムの改良、薬液注入システム等の機能を加えた工法で以下の特徴がある。</p> <ul style="list-style-type: none"> 既設構造物に手を加えることなく構造物直下の地盤改良が可能 既存施設の稼働を止めることなく地盤改良が可能 大規模な仮設備の必要が無く構造物直下の地盤改良が可能 自在ボーリングは、削孔長 100m で半径 30cm 以内の精度で削孔が可能 最小曲率半径 30m で削孔が可能 薬液注入は削孔との同一工程でも、スリーブ管の使用による別工程でも可能 <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>自在ボーリング機械</p> <p>既設構造物</p> <p>薬液注入による地盤改良</p> </div> <div style="text-align: center;">  </div> </div> <p>(仕様材料・使用機材)</p> <ul style="list-style-type: none"> 水ガラス系薬液 (中酸性シリカゾル) 自在ボーリングマシン, 位置検知システム, 削孔方向システム <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> 地盤改良の適用条件: 細粒含有率 40% 以下 (浸透注入の適用限界) 対象地盤の粒径: 最大 30mm 以下の砂質土, 粘性土 削孔延長: 延長 100m 以内 削孔深度: 深度 40m 以内 作業ヤード: 11m×13m (施工機械, 給排水施設, 計測施設等) 4 m×12m (薬液プラント) 作業空頭: 最高 4.5m <p>(適用部材)</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋梁基礎, 堤防基礎, 石油タンク, 下水処理場, 埠頭ケーソン, ポンプ場などの構造物直下や既設滑走路直下の地盤の液状化対策工事への適用 土留め壁の欠損防護やシールドの急曲線防護工などの仮設工事への適用 <p>(特許の有無)</p> <ul style="list-style-type: none"> 自在ボーリング式地盤改良工法およびその装置 登録第 3429745 注入工法及び注入装置 特願 2002-167002 注入工法及びその装置 特願 2002-162406 掘削工法 特願 2002-142421 <div style="text-align: center; margin-top: 10px;">  </div>					
参考文献 (効果確認)	<ul style="list-style-type: none"> 山崎浩之, 向井雅志, 山田岳峰, 三原孝彦, 横尾充: 曲がりボーリングを用いた薬液注入による液状化対策工法の現地実証試験, 土木学会論文 No756 -62 2004.3. シリカゾルグラウト会: シリカゾルグラウト恒久性実証実験 試験報告書, 1997.12. 				

補 強 効 果 (実 験 例 、 適 用 事 例)

(補 強 効 果 確 認 概 要 - 実 験 結 果 等)

(1)機能性：改良径は， 2.5m以内であれば，自由に施工可能

(2)確実性：

曲線削孔と薬注を組み合わせたシステムの実用化

- ・ 自在ボーリング機械による地盤改良工法として，曲線削孔並びに薬液による注入固化の実用化を実証

既設構造物直下における地盤改良工法の実用化

- ・ 大規模な仮設備を必要とせず，構造物に手を加えることなく，また構造物の使用を中断することなく，既設構造物直下の地盤改良の施工完了を確認

(3)強度・性能

削孔精度：削孔長 100m の目標位置に対して半径 30cm 以内の精度で削孔が可能であることを確認

地盤改良の所定品質：改良体は，液状化対策のための改良強度の目安である一軸圧縮強度 $q_u = 80 \sim 100 \text{ kN/m}^2$ を満足することを確認

(4)稼働安定性：施工実績 4 件（実験工事を含む）により，施工機械の稼働安定性は問題ない．

(5)構造安定性：計画地盤改良範囲通りに施工できることを確認

(6)物性：液状化防止用薬液の中酸性シリカゾルは水ガラス系の薬液である．

(7)耐久性：中酸性シリカゾルは 17 年以上の耐久性を確認されている．

(適 用 事 例)

(1) 液状化対策工事への適用事例

- ・ 工事名；津松阪港液状化対策 実海域実証実験工事
- ・ 工事時期：平成 13 年 11 月～平成 14 年 2 月
- ・ 工事内容；既設堤防直下に 液状化対策を目的とした地盤改良の実施



(2) その他工事への適用事例

- ・ 津守下水処理場雨水排水渠築造工事 遮水工（大阪市・都市環境局：平成 14 年 3 月）
- ・ 成田駅構内不動ヶ岡跨道橋新設 1 工事 遮水工（JR 東日本：平成 15 年 7 月～平成 15 年 9 月）
- ・ 成田駅構内不動ヶ岡跨道橋新設 1 工事 アンカー設置孔の削孔（JR 東日本：平成 14 年 11 月～平成 15 年 3 月）

開 発 者	ケミカルグラウト(株)，鹿島建設(株)，独)港湾空港技術研究所
参考文献 (適用事例)	山崎浩之，向井雅志，山田岳峰，三原孝彦，横尾充：曲がりボーリングを用いた薬液注入による液状化対策工法の現地実証試験，土木学会論文 No756， -62， 2004.3.

補強対象部位	水中橋脚	補強技術名	鋼製パネル式仮締切工法	マニュアル	有・無
補強の目的	既設水中橋脚の耐震補強（RC巻立て等）を行う際に用いる仮締切工法				
<p>（概要）</p> <p>何に対して何をやる技術なのか？ 既設水中橋脚の補修・補強工事を行う際に用いる仮締切工法である。</p> <p>どこが新技術なのか？ 矢板等の打設を行わず、仮締切壁体を構築する事が新技術である。</p> <p>公共工事のどこに使えるのか？ 既設水中橋脚の補修・補強工事を行う際の仮締切として用いる事ができる。</p> <p>（特徴）</p> <p>コストダウンが可能</p> <ul style="list-style-type: none"> ・仮設工事費はケースにより異なるが、代表的な在来工法の1/2～1/3程度である。 ・転用が可能であり、基数が多い場合には更に割安となる。 <p>優れた施工性</p> <ul style="list-style-type: none"> ・現地作業は、主に鋼製パネルの組立が主体であり、設置・撤去が容易なことから、代表的な在来仮締切工法に比べ、工期短縮が可能である。 ・橋梁桁下空間の制約（上空制限）から施工性が問題となる場合に特に有利である。 ・河床（海底）地盤が礫質地盤で矢板の打設が困難な場合にも適用可能である。 <p>河積、航路他、周囲の環境への影響が少ない</p> <ul style="list-style-type: none"> ・補修・補強内容とスペースに見合った必要最低限の締切寸法を選定できる。 ・騒音・振動・水面汚濁等の周囲環境への影響が極めて少ない。 <p>過酷な条件（流速、波浪、水深等）に対しても適用可</p> <ul style="list-style-type: none"> ・パネル構成部材の自由な選定により、外力に対応した鋼製パネルの設計が可能であり、対応性は高い。 <p>（仕様材料・使用機材）</p> <p>使用材料</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鋼製パネル（切板や形鋼を用いて工場で作成する） ・支保工 ・水中モルタル（仮締切底部の止水を行う材料） ・止水ゴム（鋼製パネルの接合部からの漏水を防止する） ・ネジ鉄筋（鋼製パネルの各接合部にプレロードを与える引張材） <p>使用機材</p> <ul style="list-style-type: none"> ・クレーン台船 ・電動チェーンブロック ・特殊艀装台船 ・平台船 ・曳船 <p>（留意点）</p> <p>鋼製パネル式仮締切の設計は、自然条件(水位,流速,波浪等)を考慮したものとしなければならない。</p> <p>鋼製パネル設置時に大きな偏圧(流水圧や波圧)を受けると、作業が困難となるため、静穏域を作るための防護工を設けるか、静穏な時間を見計らった設置を行わなければならない。</p> <p>ドライアップ時、既設橋脚および仮締切には大きな浮力が発生することから、浮力に対する検討が必要になる。</p>					

(適用部材)

- ・既設水中橋脚の耐震補強用仮締切
- ・既設水門の耐震補強用仮締切
- ・ダムのリニューアル用仮締切（放水口の増設等）
- ・新設橋脚の構築用仮締切

(特許の有無)

- 特許 ・特許大3250471号
- ・特許第3250472号
- ・特許第3379391号
- ・特許第3387436号
- 公開 ・特開1999-117315
- ・特開1999-117316
- ・特開1999-117521
- ・特開2002-235328
- ・特開2002-365063
- ・特開2003-232044
- 出願 ・特願2003-108587
- ・特願2003-137464
- ・特願2004-130172
- ・特願2004-170714
- ・特開2004-173494

参考文献
(効果確認)

- ・NETIS (KT・030014)
- ・第31回土木学会関東支部 技術研究発表会 (1・14)
- ・土木建設技術シンポジウム2004 (2)
- ・(財)兵庫県まちづくり技術センター 新技術・新工法活用システム (040083)

補強効果（実験例、適用事例）

（補強効果確認概要 - 実験結果等）

大林組は、平成9年より「鋼製パネル式仮締切工法」の技術開発を継続して行ってきた。

平成14年に本工法が採用された小見川大橋耐震補強工事では、計測施工を実施し、安全性を確認するとともに、経済性・施工性における利点を実証した。

平成15・16年には、平面形状の多様化(円形に加え矩形や八角形の開発)や底部止水構造のバリエーションの追加を行い、様々な橋脚への対応を可能にした。



施工状況（小見川大橋耐震補強工事）

（適用事例）

採用実績表

	施工年度	状況	橋梁名	河川名	水深	基数	発注者
	平成14年度	完了	小見川大橋	利根川	8.3m	2	千葉県
	平成15年度	完了	小見川大橋	利根川	8.3m	3	千葉県
		完了	多古大橋	栗山川	3.6m	1	千葉県
		完了	尾竹橋	隅田川	10.1m	2	東京都
		施工中	汐枝橋	汐見運河	5.8m	4	東京都



小見川大橋耐震補強工事



尾竹橋耐震補強工事



開発者

株式会社 大林組

参考文献
（適用事例）

- ・NETIS（KT・030014）
- ・第31回土木学会関東支部 技術研究発表会（1・14）
- ・土木建設技術シンポジウム2004（2）
- ・(財)兵庫県まちづくり技術センター 新技術・新工法活用システム（040083）

4. 鉄道橋

4.1 鉄道橋における耐震性能目標と照査項目

鉄道構造物の耐震設計は、1998年（平成10年）に制定された、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）¹⁾（以下、「耐震標準」という）に基づいて実施されている。また耐震対策についても耐震標準を参考に実施されている。本項では、耐震標準に定められている耐震性能と照査項目について述べる。

耐震標準では、鉄道構造物の損傷に関する耐震性能として、次の3つを定めている。

- (1) 耐震性能：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変形を生じない。
- (2) 耐震性能：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。
- (3) 耐震性能：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

この耐震性能は、主に地震後における復旧の難易性に対する性能である。一方、設計上考慮する地震動としては、供用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動（L1地震動）、と陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震や内陸型地震による地震動のように供用期間中に発生する確率は低いが大規模な地震動（L2地震動）の2つとなっている。地震動と耐震性能の関係は、L1地震動に対しては耐震性能を、L2地震動に対しては、重要度の高い構造物は耐震性能を、その他の構造物は耐震性能を満足することが目標となっている。なお、2004年（平成16年）に制定された鉄道構造物設計標準（コンクリート構造物）²⁾（以下、「RC標準」という）では、性能照査型設計法への移行が実施されており、構造物の要求性能として、安全性、使用性および復旧性が定められている。復旧性に関しては性能レベル1（機能は健全で補修をしないで使用可能な状態）と性能レベル2（機能が短時間で回復できるが、補修が必要な状態）に区分されており、これらと耐震標準における耐震性能との関係は表4.1.1のとおりである。

耐震性能は構造物を構成する部材の損傷と基礎構造物の安定レベルで表現する。このことから、所要の耐震性能を得るためには、部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルを適切に設定することが必要である。部材の損傷レベルについては、構造物全体は種々の部材で構成されているために部材の耐震上の役割を考慮して部材個々の損傷レベルを設定する。また、基礎構造物の安定レベルは構造物の変形に及ぼす影響が大きいいため、支持力や変位などを考慮して安定レベルを設定する。橋梁、高架橋に要求される耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎構造物の安定レベルの関係を図4.1.1に示す。また、RCラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルの関係を図4.1.2に示す。

部材の損傷レベルは、部材の特性、損傷および補修工法との関係を勘案し、荷重～変位曲線の包絡線上における変位との関係で定める。一般の鉄筋コンクリート部材は、図4.1.3に示すような挙動を示す。この荷重～変位関係の包絡線の変化点では図に示したような現象が生じており、これを勘案して損傷レベル限界点を設定して照査することとなるが、破壊モードによって挙動が異なる。曲げ破壊モードの場合は、図4.1.4(a)に示すような比較的じん性に富んだ挙動となり、変形性能を考慮して照査することができる。しかしせん断破壊モードの場合は、図4.1.4(b)に示すような脆性的な破壊形態となり、変形性能を考慮して照査することはできない。

表 4.1.1 耐震性能と構造物の要求性能の関係

	耐震標準に定められている耐震性能	RC標準に対応する要求性能
耐震性能	地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない	復旧性：性能レベル1を確保
耐震性能	地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる	復旧性：性能レベル2を確保
耐震性能	地震によって構造物全体系が崩壊しない	安全性（構造物の破壊に関する安全性）を確保

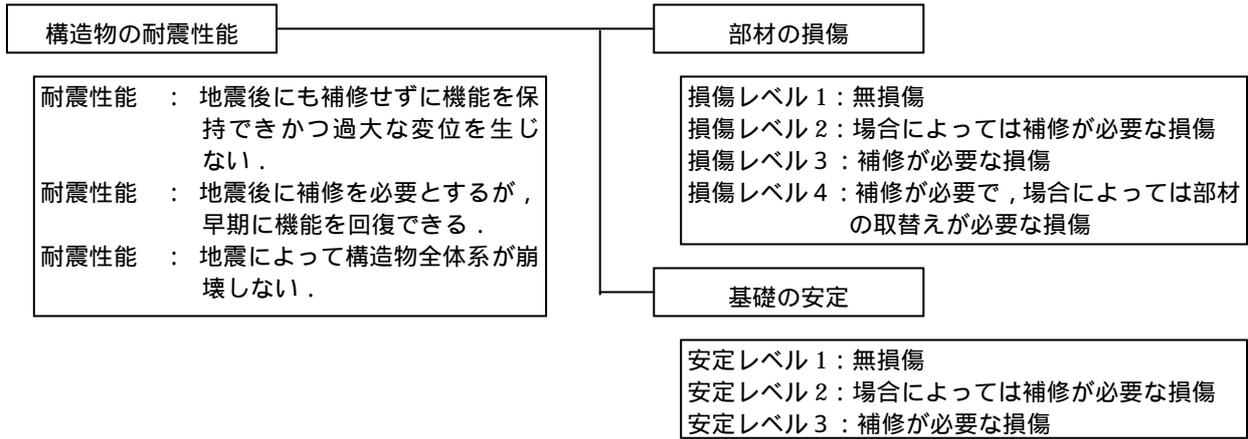
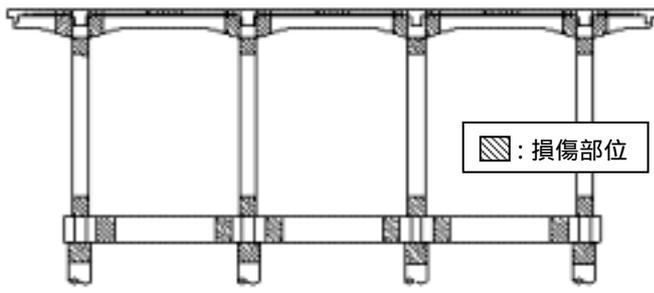
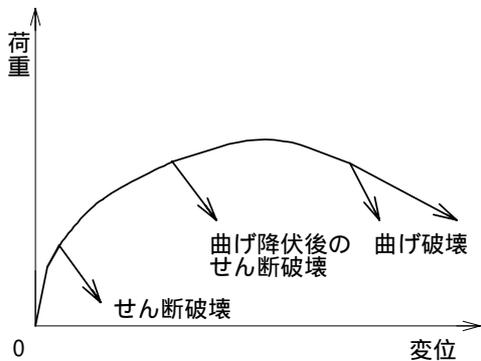


図 4.1.1 橋梁・高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルおよび基礎の安定レベルの関係



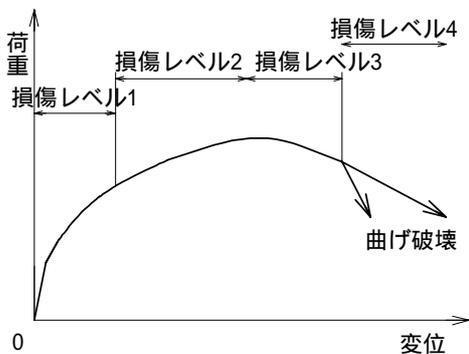
構造物	耐震性能	耐震性能	耐震性能	
部材の損傷レベル	上層梁・地中梁	1	2	3
	その他の梁	1	3	4
	柱	1	3	3
基礎の安定レベル	1	2	3	

図 4.1.2 RC ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルの例

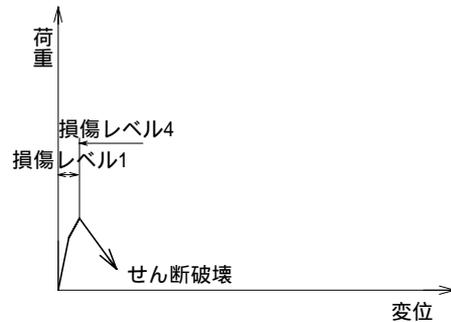


- ひび割れ発生点
- コンクリートが圧縮強度に達する点
- 鋼材が降伏強度に達する点または部材の降伏点
- 曲げ降伏前のせん断破壊点
- 軸方向鋼材の座屈および変形開始点
- かぶりコンクリートの剥落点
- 降伏荷重保持点
- コアコンクリート圧壊点
- 曲げ降伏後のせん断破壊点

図 4.1.3 棒部材の破壊モードと荷重 - 変位関係の包絡線



(a) 曲げ破壊形態



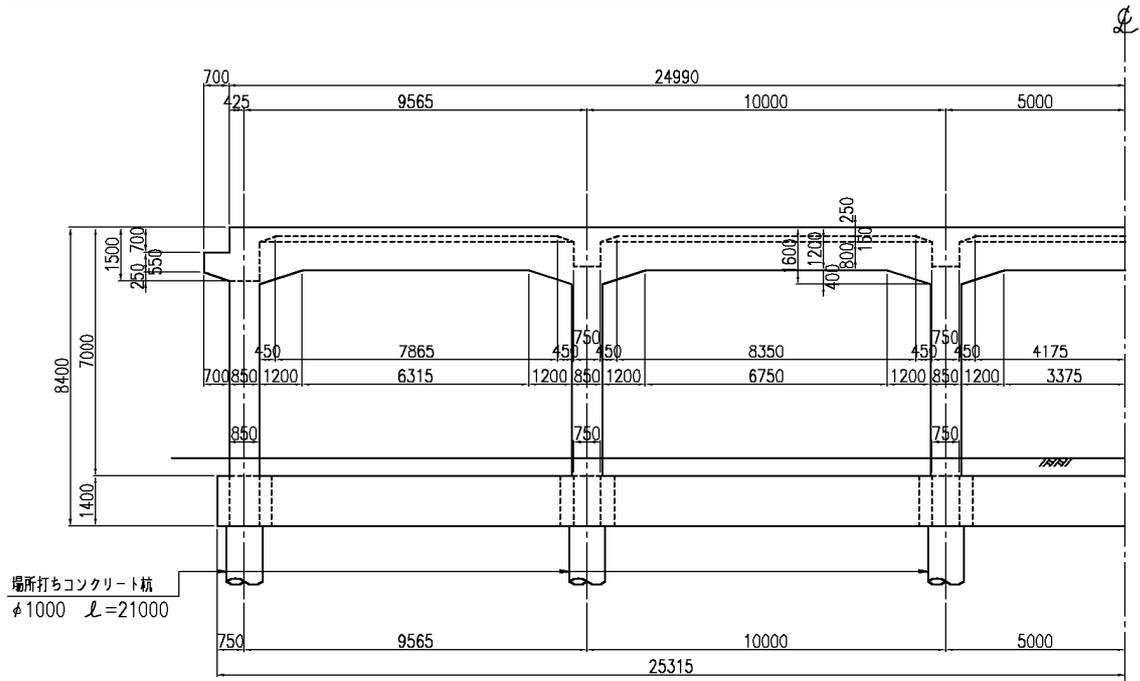
(b) せん断破壊形態

図 4.1.4 棒部材の破壊モード種別の荷重 - 変位関係包絡線と損傷レベルの関係

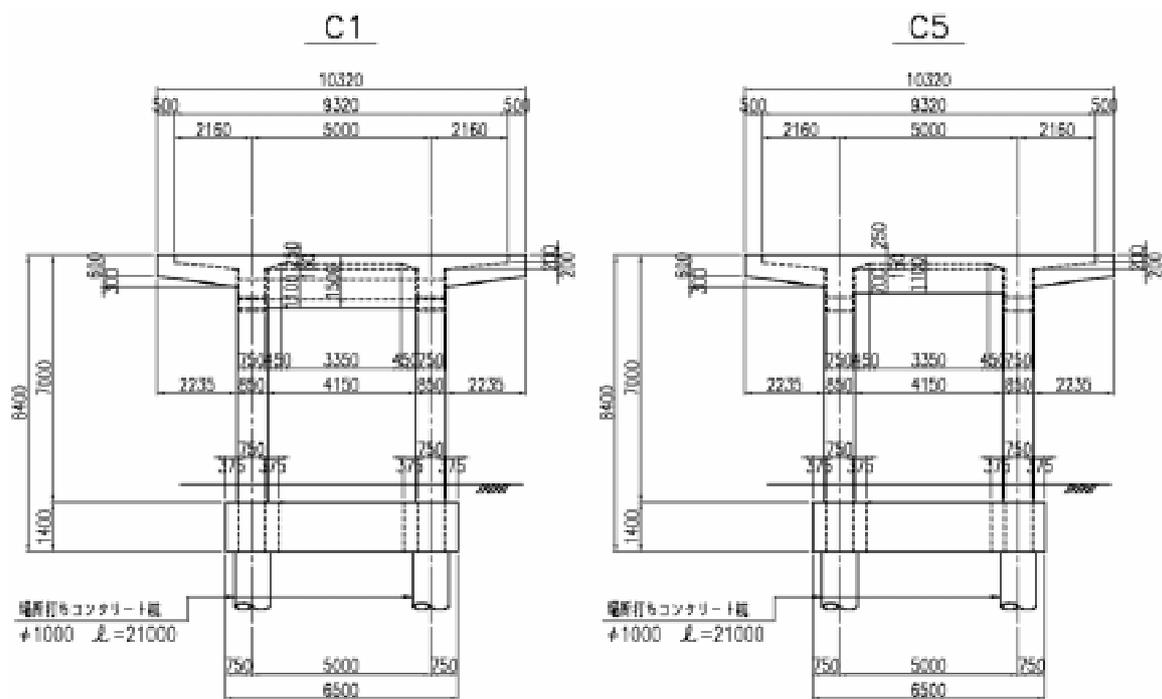
4.2 鉄道橋の耐震診断事例

a. 対象構造物の概要³⁾ (図 4.2.1~3)

- ・ 構造形式：RC ビームスラブ式ラーメン高架橋，ゲルバー桁形式，複線・直線スラブ軌道
- ・ コンクリートの圧縮強度 $f_c=27\text{N/mm}^2$ 鉄筋の降伏点： $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$
- ・ 検討方向：線路直角方向，中間部 C5
- ・ 土質条件：図 4.2.4 参照



(a) 縦断面図



(b) 横断面図

図 4.2.1 高架橋一般図

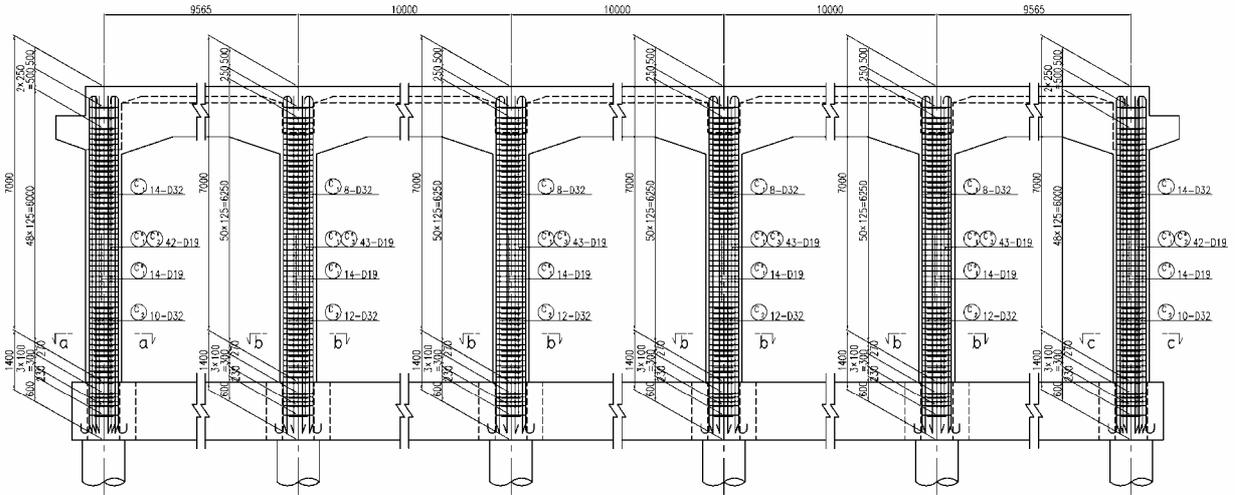


図 4.2.2 高架橋配筋図

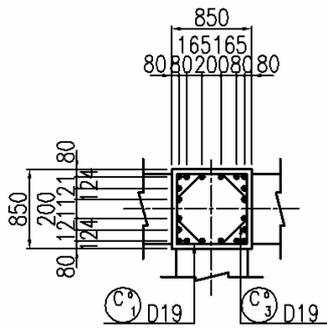


図 4.2.3 柱断面図

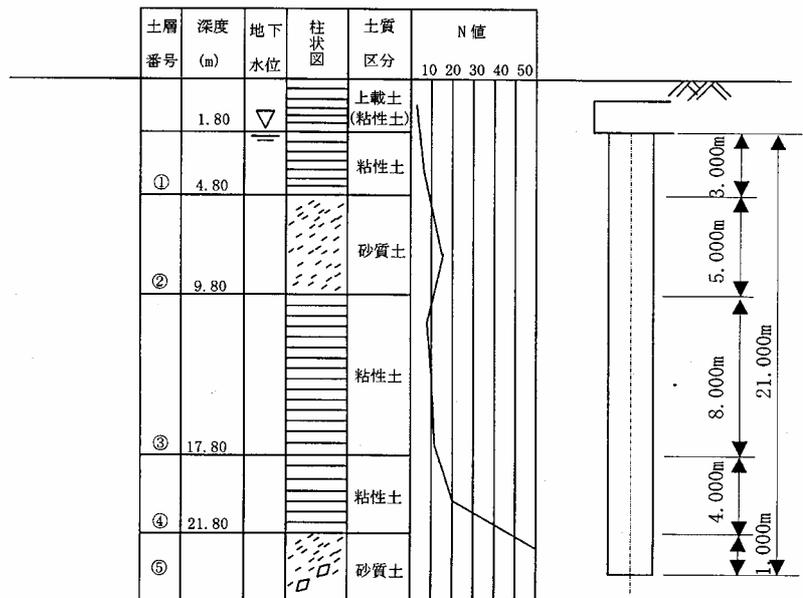


図 4.2.4 土質柱状図

b. 構造物の目標耐震性能

- ・ 巨大地震に対する目標とする耐震性能：耐震性能
- ・ 部材の損傷レベル制限値

柱	： 損傷レベル 3
梁，杭	： 損傷レベル 2

c. 鉄道橋の耐震診断のフロー

鉄道構造物の耐震診断および耐震補強検討のフローを，図 4.2.5 に示す。

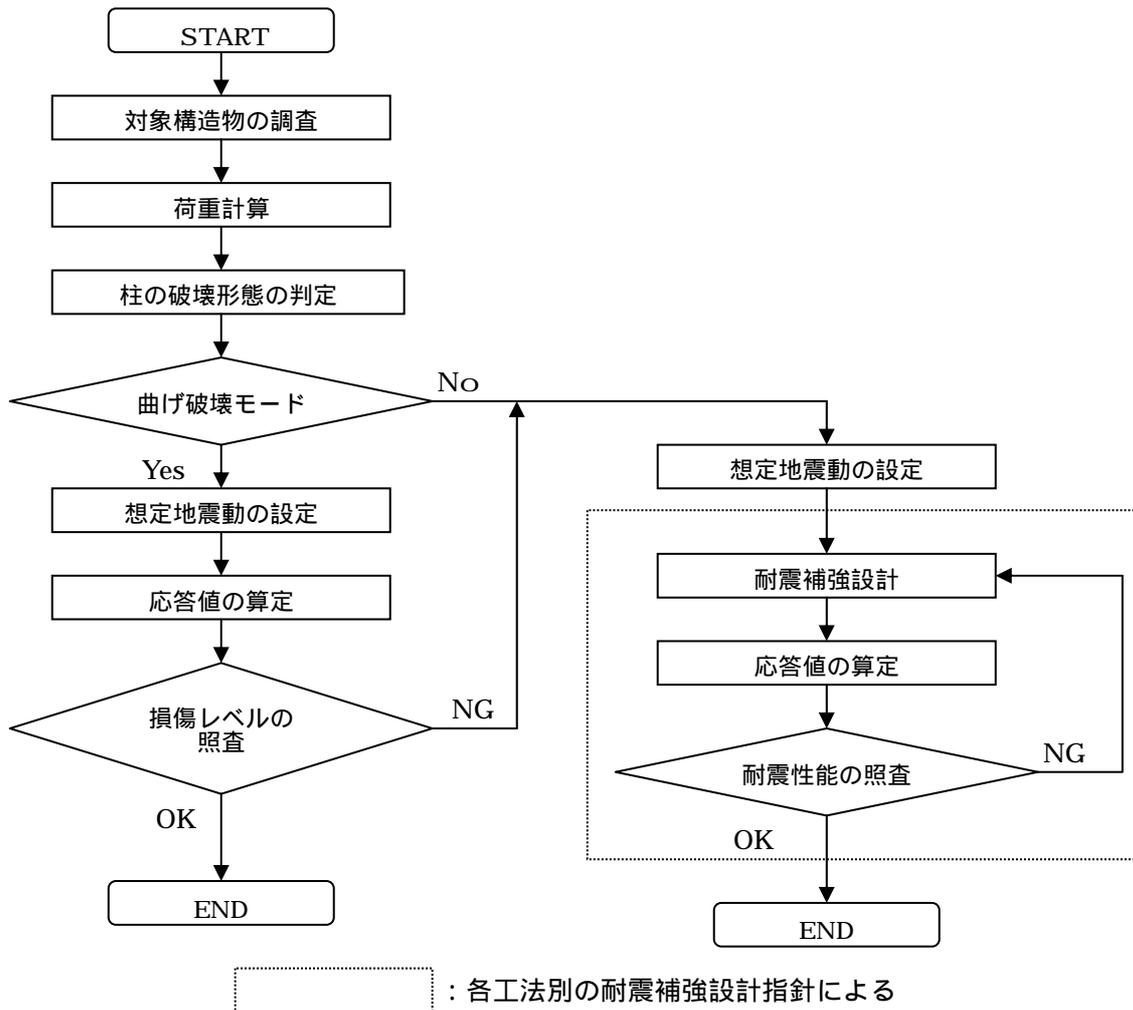


図 4.2.5 耐震診断および耐震補強検討のフロー

d. 対象構造物の調査，荷重計算

対象構造物は通常の維持管理が行われており，変状等は見られない．また，周辺の環境や使用状況にも建設以来大きな変化はない．このため，耐震診断にあたって特別な調査，試験等を行わないこととし，耐震診断に用いる材料特性，荷重条件等は，設計時に用いられていた値を用いる．

e. 柱の破壊形態の判定

部材の非線形特性は 部材が曲げ破壊モードとなることを前提として設定するので 部材のせん断耐力が，曲げ耐力に達するときのせん断力を上回ることを検討する必要がある．この検討は部材レベルでも可能であるが，ここでは静的非線形解析でせん断耐力の検討を行うこととし，部材レベルでの検討は省略する．

f. 想定地震動の設定

耐震診断に用いる想定地震動は，野津による東海地震震源域波（清水地点）を用いた．地震波形を図 4.2.6 に示す．

g. 応答値の算定（静的非線形解析）

非線形スペクトル法により、応答値を算定する。まず、部材を線材、地盤をばねにモデル化した骨組解析モデルにより、静的非線形解析(プッシュオーバーアナリシス)を行う。構造解析モデルを図 4.2.7 に示す。部材および地盤ばねの非線形特性は、鉄道構造物等設計標準（耐震設計）に従って設定する。柱等の部材の非線形特性を図 4.2.8 に示す。

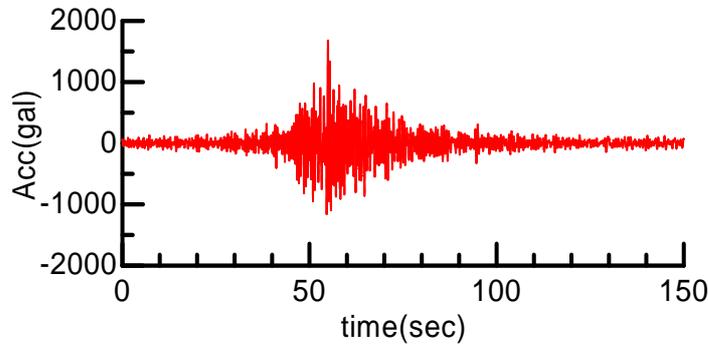


図 4.2.6 想定地震動時刻歴加速度波形（野津による東海地震震源域波，清水）

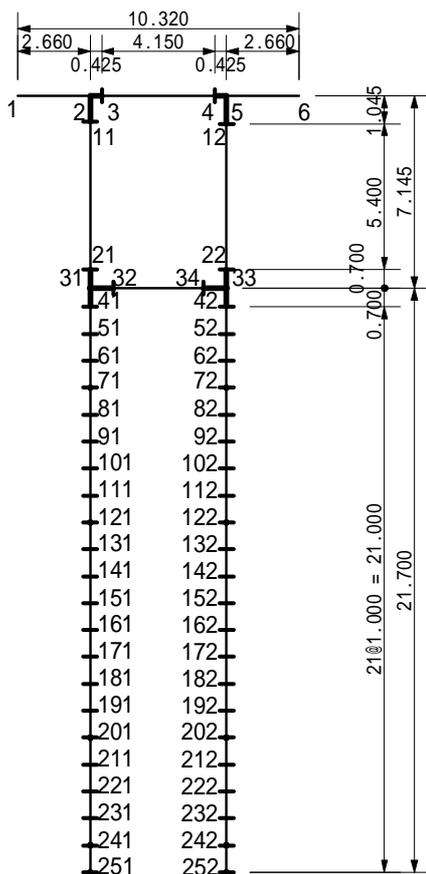
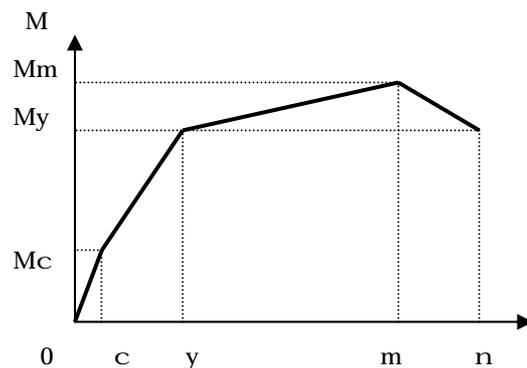


図 4.2.7 骨組み解析モデル



Mc: 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 My: 降伏時の曲げモーメント
 Mm: 最大曲げモーメント
 c: 曲げひび割れ発生時の部材角
 y: 降伏時の部材角
 m: Mm を維持できる最大の部材角
 n: My を維持できる最大の部材角

図 4.2.8 部材の非線形モデル

考慮する作用は、死荷重，列車荷重（使用状態で単線分を考慮，35kN/m）および収縮の影響（150 μ ）を考慮する。水平力は、梁と柱の接合部に載荷し、死荷重相当を震度 kh=1(慣性力の基準値)とし、変位制御で漸増載荷する。解析結果（水平震度と構造物天端の変位の関係）を図 4.2.9 に示す。

なお、静的非線形解析は各部材が曲げ破壊モードとなることを前提としているが、いずれの部材もせん断耐力に達していないため、解析結果をそのまま用いることができる。また、部材が損傷レベル4に達すると、計算に用いた変形性能算定方法の適用範囲外となるため、天端の変位 332mm を最大変位とする。

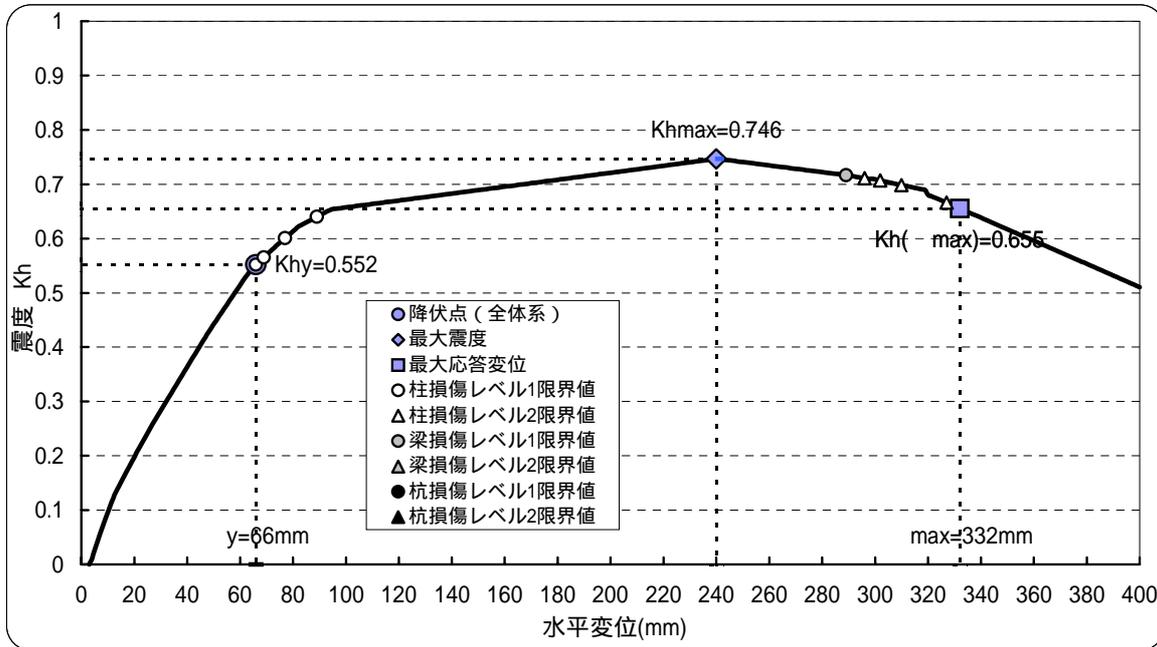


図 4.2.9 水平震度 Kh と構造物天端変位の関係

h. 応答値の算定（非線形スペクトル法による動的解析）

非線形スペクトル法により、地震時の応答値を算定する。

線路直角方向中間部ラーメンの等価固有周期 T_{eq} (sec)は次のとおりとなる。

$$T_{eq} = 2.0 \sqrt{\frac{\delta_y}{k_{hy}}} = 2.0 \times \sqrt{\frac{0.066}{0.552}} = 0.692(\text{sec})$$

あらかじめ作成された所要降伏震度スペクトルを用いて、等価固有周期(T_{eq})と降伏震度(k_{hy})の関係から、応答塑性率(μ)を求める。所用降伏震度スペクトルは、清水における提供波をもとに作成した。図 4.2.10 に所要降伏震度スペクトルを示す。

図 4.2.10 より、構造物全体系としての応答塑性率は $\mu = 4.4$ となる。

降伏変位(y)に応答塑性率(μ)を乗じることで、最大応答変位(r)が求まる。

$$r = y \times \mu = 66\text{mm} \times 4.4 = 290.4\text{mm}$$

i. 耐震性能照査（損傷レベルの照査）

表 4.2.1 に各部材の損傷レベル限界変位と照査結果を示す。柱、梁ともに損傷レベル 2 となっている。また、杭は降伏していない。したがって、耐震性能 を満足しており、本高架橋は目標耐震性能を有していると判定された。

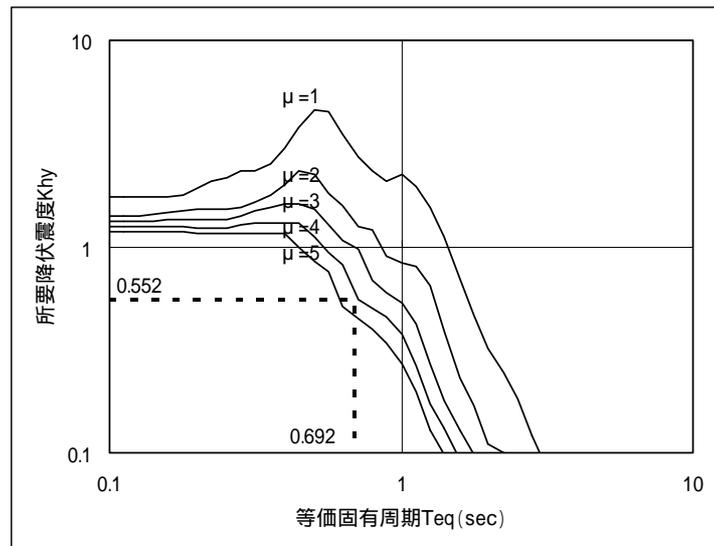


図 4.2.10 所要降伏震度スペクトル（清水）

表 4.2.1 各部材の損傷レベル限界変位と照査結果

部材	損傷レベル限界変位 (mm)			箇所	最大応答変位時の 損傷レベル	損傷レベル 制限値	判定
	損傷 レベル 1	損傷 レベル 2	損傷 レベル 3				
柱 1	69	296	374	下端	2	3	OK
柱 1	66	302	380	上端	2	3	OK
柱 2	89	327	383	下端	2	3	OK
柱 2	77	310	366	上端	2	3	OK
上層梁	289	-----	-----	右支点	2	3	OK

4.3 鉄道橋における耐震対策の現状

a. はじめに

鉄道橋における耐震対策は、1978年の宮城県沖地震の被害や、近い将来に発生が想定される東海地震対策として進められてきたが、本格的に取り組まれるようになったのは1995年の兵庫県南部地震以降である。

兵庫県南部地震では、鉄道橋は落橋など甚大な被害を受けた。落橋の主な原因は、支持している高架橋柱のせん断破壊であった。そのため、その後の耐震補強では、兵庫県南部地震のような大規模地震に対して、高架橋や橋梁を崩壊させないようにすることを目的としている。そして、現在ではせん断破壊が先行する破壊形態の高架橋柱を優先的に対象として、曲げ破壊先行となるように鋼板等で補強する対策が行われている。

b. 兵庫県南部地震以降の耐震補強（緊急耐震補強）

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では山陽新幹線高架橋の崩壊などの甚大な被害を生じた。このような状況を踏まえて、運輸省は鉄道施設耐震構造検討委員会を設置し、新たな耐震設計手法を確立するための検討を実施していくこととなった。そして、新たな耐震設計手法が確立されるまでの当面の措置として、検討委員会では1995年（平成7年）7月26日に「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置につい

て」(以下、「緊急耐震補強」という)などを取りまとめ、翌日運輸省より各鉄道事業者に通達された。その内容は、優先度の高い線区について、新幹線は概ね3年、その他の鉄道は概ね5年で耐震対策を施すこと、また、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいもの(せん断破壊が先行する破壊形態のもの)について、せん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えるように緊急に補強することなどであった。

既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について

1. 基本方針

- (1) 阪神・淡路大震災の被害の甚大さに鑑み、新たな耐震設計手法が確立されるまでの当面の措置として、既存の鉄道構造物について、阪神・淡路大震災の被害状況や施設の重要性を考慮し、緊急に耐震補強を行う。(以下、「緊急耐震補強」という)
- (2) 緊急耐震補強の目標の基本は、大規模な地震に対しても構造物が崩壊しないこととする。

2. 緊急耐震補強の対象線区および実施期間

緊急耐震補強の対象線区は、構造物の被害による人命、住民の生活活動、地域経済および復旧の難易等への影響を総合的に勘案して優先度の高いものを定めることとし、新幹線および輸送量の多い線区とする。

緊急耐震補強の実施期間は、新幹線については概ね3年とし、その他の鉄道については概ね5年とする。

3. 緊急耐震補強の対象とする構造物

阪神・淡路大震災の被災の甚大さ、復旧の難易度等を考慮して、緊急耐震補強の対象とする構造物は次のとおりとする。

- ラーメン高架橋およびラーメン橋台(RC柱)
- 開削トンネル(RC中柱)
- 橋梁、高架橋(落橋防止工)

4. ラーメン高架橋およびラーメン橋台(RC柱)の補強

せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいものについて、柱のせん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えうるように緊急に補強する。

5. 開削トンネル(RC中柱)の補強

大規模な地震により、地盤変位が大きくそれに伴い大きな変形を生ずるおそれのある開削トンネルにあって、せん断力に対する安全度が曲げモーメントに対する安全度より小さいものについて、せん断耐力、じん性を強化し、大規模な地震に耐えうるように緊急に補強する。

6. 落橋防止工

橋梁、高架橋のうち、落橋防止工の設置されていないものについては桁座の拡幅、連結工の設置等の対策を緊急に実施する

運輸省は、1995年(平成7年)8月24日、緊急耐震補強を表4.3.1のとおりまとめた。

その後、新しい耐震設計手法が確立され、1998年(平成10年)12月に「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」(以下、「耐震標準」という)が通達された。

表 4.3.1 既存の鉄道構造物の緊急耐震補強計画

区 分		緊急耐震補強の 実施期間	緊急耐震補強の対象構造物		
			ラーメン高架橋・橋台の鉄 筋コンクリート柱	開削トンネルの鉄筋 コンクリート中柱	落橋防止工
JR	新幹線	概ね 3 年	約 25 千本		約 2 千連
	在来線	概ね 5 年	約 8 千本	約 0 千本	約 5 千連
民鉄・公営地下鉄等		概ね 5 年	約 13 千本	約 5 千本	約 4 千連
合計			約 46 千本	約 5 千本	約 11 千連

(注 1) 対象線区：地震による影響の大きさ等を考慮し、新幹線およびピーク 1 時間片道列車本数 10 本以上の在来線等の輸送量の多い線区について、仙台地域、南関東地域、東海地域、名古屋地域、京阪神地域について優先的に対処。なお、新幹線については、上記以外の地域についても活断層の規模等に配慮して対処。

(注 2) 鉄道事業者：JR3 事業者、民鉄 21 事業者、公営地下鉄・営団 7 事業者

(注 3) 四捨五入の関係で計が合わない場合がある。

(注 4) 「0」は 500 本(連)未満を意味する。

(参考) 事業費：約 1,300 億円(概算)

c. 緊急耐震補強期間終了後の取り組み

2001 年(平成 13 年)6 月 1 日に、緊急耐震補強から一定期間経過したことに伴い、その後の耐震補強に対して国土交通省より鉄道事業者に「既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針」(以下、「耐震補強指針」という)が通達された。基本方針として、耐震標準を参考に施工性や経済性を考慮して引き続き必要な耐震補強を実施することが示されている。耐震補強指針の対象構造物、対象線区は、緊急耐震補強の対象で未了となっているものと、橋梁の柱となっている。なお、耐震補強指針の解説において、新設する場合と異なり、構造物全体系として耐震標準と同等まで耐震性能レベルを引き上げることは、施工性や経済性の観点に照らして困難な場合が多いと考えられるため、耐震標準に盛られた考え方を参考にするとともに、施工性や経済性を考慮して、効果的な耐震性の向上が図れるよう耐震補強を実施すること、および補強に当たっての耐震診断(耐震性能の照査)は、建設年代、準拠規定類、概略的な構造特性及び地盤条件等による概略的な方法を一般的に用いてよい(高架橋等の柱の耐震診断は、従来の方法を用いてよい)ことなどが示されている。

既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針

阪神・淡路大震災の被害の甚大さに鑑み、鉄道施設の地震に対する安全性を向上させるための耐震補強については、「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」(平成 7 年 7 月 27 日、鉄技第 113 号・鉄施第 200 号)(以下、「緊急耐震補強」という。)及び「特定鉄道施設に係る耐震補強に関する省令」(平成 8 年 3 月 18 日、運輸省令)により鋭意実施してきたところであり、これら緊急対策としての耐震補強は、昨年度までの目標年度内で一定の促進が図られたところである。

今後も既存鉄道構造物の耐震補強に努めることとし、指針を次のとおり定める。

1. 基本方針

(1) 既存の鉄道構造物について、阪神・淡路大震災の被害状況や施設の重要性を考慮し、引き続き必要な耐震補強を行うよう努めるものとする。

(2) 既存の鉄道構造物の耐震補強は、「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」を参考に施工性や経済性を考慮して実施するものとする。

2. 耐震補強の対象とする構造物

対象とする構造物は、次に掲げるものとする。

(1) 「緊急耐震補強」の対象である構造物(ラーメン高架橋及びラーメン橋台(RC柱) 開削トンネル(RC中柱) 橋りょう、高架橋(落橋防止工))のうち、高架下を利用している等の理由で未了となっている補強が必要な構造物。

(2) 橋りょう(RC単柱形式等)の柱であって、大規模な地震の発生時に著しい損傷が想定される構造物。

3. 耐震補強の対象線区

対象線区は、構造物の被害による利用者や地域への影響及び復旧の難易度等を総合的に勘案し、原則として、東京圏、東海圏、近畿・山陽圏及び仙台地域にある新幹線及び在来線等の輸送量の多い線区とする。

4. 耐震補強の実施時期

実施時期は、構造物の重要度、構造物が有する耐震性能の程度、構造物の改築予定時期、高架下の利用状況等を総合的に勘案して定めるものとする。

5. 耐震補強の方法

補強の方法は、施工性、安全性、経済性、周辺環境に与える影響度、維持管理の容易性等を総合的に勘案して決定するものとする。

本通達に基づき、新幹線を保有する JR3 社において耐震補強の実施時期等を定めた計画が取りまとめられた。これによると、高架橋柱総本数 157,700 本に対し耐震補強が必要である柱が 64,600 本あり、既に補強されている柱が 32,300 本、緊急耐震補強の対象であったものの高架下利用により補強が完了していない柱が 4,700 本、緊急耐震補強の対象地域外であったため補強が完了していない柱が 27,600 本となっている。これら、耐震補強が完了していない柱を平成 20 年度末までに実施する計画が策定された。

しかし、2003 年(平成 15 年)5 月 26 日に発生した宮城県沖を震源とする地震で、東北新幹線の高架橋柱が損傷を受けた。この高架橋の位置する線区が緊急耐震補強の対象線区となっていなかったことから、同年 6 月 3 日に国土交通省は、新幹線の高架橋柱に関しては、対象線区外も含めて、速やかに耐震補強を行うことを各鉄道事業者に通達した。

新幹線構造物の耐震補強について

新幹線の耐震補強については「鉄道施設耐震構造検討委員会の提言に基づく鉄道構造物の耐震性能に係る当面の措置について」(平成 7 年 7 月 27 日付け鉄技第 113 号、鉄施第 200 号)及び「既存鉄道構造物の耐震補強に関する指針」(平成 13 年 6 月 1 日付け国鉄施第 49 号)に基づき行ってきたところであるが、平成 15 年 5 月 26 日に東北地方で発生した地震によって、東北新幹線の高架橋柱に損傷が生じたことに鑑み、新幹線の耐震補強の必要がある高架橋について、速やかに耐震補強を行うこととされたい。

また、耐震補強の実施時期等を定めた計画を策定し報告するとともに、各年度末には進捗状況を提出されたい。

さらに、2004年(平成16年)10月23日に新潟県中越地震が発生し、上越新幹線が新幹線開業以来はじめて脱線したほか、高架橋や橋梁も被害を受けた。そこで、同年11月1日に、新幹線の耐震補強の実施計画について前倒しを行うよう、国土交通省より鉄道事業者に通達された。また、国土交通省が設置した新幹線脱線対策協議会(以下、「協議会」という)において、2005年(平成17年)3月30日の中間とりまとめで、高架橋柱の耐震補強を概ね2007年度(平成19年度)までに完了することを目指すことが確認された。また、高架下の設備によって柱の中間部付近で拘束されていたために生じたと思われる被害が発生したことから、高架橋の総点検を行い、同様の箇所について対策を施すこととなった。

新幹線脱線対策に係る中間とりまとめについて

新幹線脱線対策協議会(以下、「協議会」という)においては、平成16年新潟県中越地震において営業中の新幹線が初めて脱線したことに鑑み、施設面、車両面で当面とり得る対策の可能性等について、検討を進めてきたところである。

今般、協議会において、脱線対策等について以下のとおり中間的なとりまとめを行った。

なお、今後、協議会において進捗状況等を定期的にフォローアップすることとする。

1. 構造物耐震対策

(1) 山岳トンネル

活断層と交差状況について実態調査を行った結果、12箇所のトンネルにおいて活断層と交差していることが確認された。

今後、これらトンネルについて詳細調査を行い、必要に応じ、裏込注入工、ロックボルト工等の対策を実施する。

(2) 高架橋

従前から実施している高架橋柱の耐震補強実施計画については前倒し、高架下利用箇所の一部を除き概ね平成19年度までに完了することとした。

また、高架橋下の設備等について総点検を行った結果、約140本の高架橋柱において、第3和南津高架橋と同様に柱の中間部付近で拘束されていることが確認された。

今後、これら高架橋柱について詳細調査を行い、柱の中間部で拘束させない対策又は柱への鋼板巻等による耐震補強を実施する。

上記の今後実施する対策については、平成17年10月を目途に実施計画を策定し、山岳トンネルについては可能な限り早期の完了を目指し、高架橋については概ね平成19年度までに完了することを目指す。

(以下略)

2006年(平成18年)3月29日の協議会でのフォローアップによると、2005年度(平成17年度)までの高架橋柱の耐震補強の進捗率は87%と見込まれている。

4.4 既設鉄道橋の耐震対策事例

a. 鉄道橋における耐震補強の概要

1995年1月に発生した阪神淡路大震災による鉄道構造物の甚大な被害を踏まえ、鉄道では鉄筋コンクリート（以下、RC という）ラーメン高架橋等の耐震補強を計画的に進めている。ここでは、鉄道橋に対する耐震補強対策のうち、RC ラーメン高架橋や RC 橋脚等を対象にした事例等について紹介する。

阪神淡路大震災の後、まず緊急耐震補強対策として、RC ラーメン高架橋等を対象に、活断層の規模、地震の被害による人命、住民の生活活動、地域経済及び復旧の難易等への影響を総合的に勘案して、仙台地域、南関東地域、東海地域、名古屋地域及び京阪神地域等と活断層に近接した地域における新幹線および輸送量の多い在来線の耐震補強を優先的に進め、新幹線は1998年度、在来線は2000年度に対策を完了した⁴⁾。

その後、2001年度からは高架下を店舗等で利用している等の事情により未了となっていた前記地域の RC ラーメン高架橋等の耐震補強を計画的に進めてきたが、2003年5月の三陸南地震、2004年10月の新潟県中越地震の被害を踏まえ、耐震補強の対象地域を新幹線全線に拡大して耐震補強を急ピッチで進めているところである。

また、緊急耐震補強の対象ではなかったが、RC 橋脚についても個別に計画して対策が推進されている。

b. RC ラーメン高架橋の耐震対策事例

阪神淡路大震災において、RC ラーメン高架橋の柱がせん断破壊してスラブが落下するという被害が多く見られ、山陽新幹線では復旧長期間を要したことから、このような被害を防止することを目的に、柱を鋼板等で巻き立て、せん断耐力を高めるとともに変形性能を向上し、大規模地震に対しても崩壊しないことを目標とした補強を行っている。すなわち、RC ラーメン高架橋等の崩壊等、甚大な被害につながる柱のせん断破壊を防止するとともに、地震の影響を柱の変形性能により吸収させるという考え方である。なお、柱の曲げ耐力を増加させる補強は基本的に行わず、梁や基礎等、他の部材への影響は抑えることとしている。

また、鉄道高架橋は高架下を店舗等で利用されている場合が多く（写真4.4.1）、間仕切り壁や機器等の支障物の存在下での補強工事が必要となる。このような場合には、狭隘な場所での施工であるとともに重機の使用や工期などの制限を受けることがあるため、それぞれの施工条件にもっとも適した工法が採用され補強対策施工が進められている⁵⁾。



駅設備（コンコース）

駅事務室

店舗（駅ビル）

機械設備（消雪基地）

写真 4.4.1 高架下利用高架橋の例

主な対策工法の概要を、次に示す。

(i) 鋼板を巻き立てる方法⁶⁾(写真4.4.2)

鉄道におけるRCラーメン高架橋柱の耐震補強において、最も一般的に用いられている工法で、厚さ6~14mm程度の鋼板で柱を巻き立てることにより、せん断耐力および変形性能を向上させる工法である。鋼板と柱に30mm程度の隙間を設け、鋼板架設後、隙間にはモルタル等を充填している。また、鋼板の接合は溶接で行うことが一般的であるが、品質の安定化等を目的に、かみ合わせ継手が用いられることもある。

また、鋼製パネルを組み立てる方法も開発されている⁷⁾(図4.4.1, 写真4.4.3)。これは、凸状の突起を設けた工場製作補強パネルを接続パネルに設けた穴にはめ込むことにより接続し、リベット等で固定して補強材を柱周囲に組み立てた後に内部にモルタルを充填する工法である。この工法は、人力での施工が可能であるとともに騒音・振動が少なく、高架下利用箇所での施工に適している。また、工場製作であるため製品が安定しているとともに、意匠性を考慮することも可能である。



写真4.4.2 鋼板巻き立て施工事例

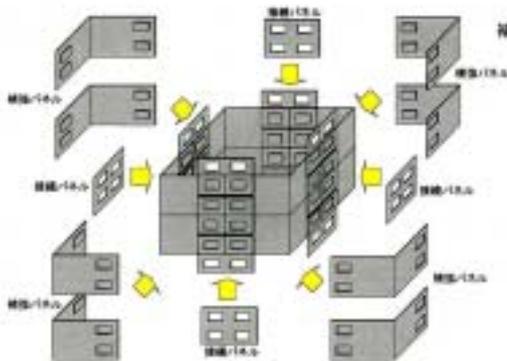


図4.4.1 鋼製パネル組立て耐震補強の概要



写真4.4.2 鋼製パネル組立て耐震補強の施工試験

(i) FRPシート等を巻き立てる方法^{9)~13)}(写真4.4.3)

高架下利用箇所や建造物が近接している場合等、施工空間に制約作業があり重機作業が困難な箇所では、鋼板巻き立て補強の適用が難しいため、FRPシート等を用いて柱を巻き立てて補強する工法が開発されている。炭素繊維やアラミド繊維等の繊維シート(FRPシート)のほか、ガラス繊維と樹脂を吹き付ける方法、鉄筋を配置してモルタルを吹き付ける方法、プレキャストコンクリートパネルを用いる方法などが開発されている。



写真4.4.3 FRPシート巻き立て施工例

(ii) 鉄筋や分割した鋼板を柱外周に配置する方法

柱外周に補強鉄筋を支持材を介して配置することにより、せん断耐力および変形性能を向上させる工法が開発されている(図 4.4.2, 写真 4.4.4)^{14),15)}。比較的軽量な材料を用いることにより、高架下利用高架橋等の狭隘箇所や支障物存在下においても、大掛かりな支障移転を必要とせず、主に人力のみでの施工が可能となる。

また、柱外周に分割した補強鋼板をかみ合わせ継手により取り付けることにより、せん断耐力および変形性能を向上させる工法も開発されている(図 4.4.3, 写真 4.4.5)¹⁶⁾。高架下利用高架橋等の狭隘箇所や支障物存在下においても、大掛かりな支障移転を必要とせず、主に人力のみでの施工が可能となることに加え、かみ合わせ継手の使用により施工が簡便である。また、補強材の加工が容易なため、菱形等の種々に柱断面形状へも対応しやすい。

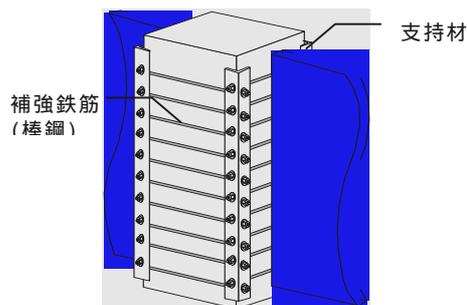


図 4.4.2 鉄筋を柱外周に配置する方法の概要



写真 4.4.4 鉄筋を柱外周に配置する
方法の施工事例

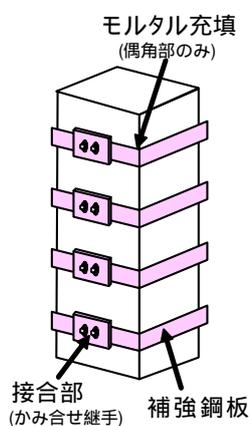


図 4.4.3 分割鋼板を柱外周に配
置する方法の概要



写真 4.4.5 分割鋼板を柱外周に
配置する方法

(iv) 薄板を多層に接着する方法⁵⁾(図 4.4.4)

柱外周に薄板鋼板(一般に厚さ 0.8mm 程度)を接着剤により複数枚重ねて貼り付けることにより、せん断耐力および変形性能を向上させる工法。高架下利用高架橋等の狭隘箇所や支障物存在下においても、大掛かりな支障移転を必要とせず、主に人力のみでの施工が可能となることに加え、補強後の柱断面の増加が少ない。一般に 20~30mm 程度(鋼板巻き耐震補強工法では 40~50mm 程度)の断面増加で済むため、高架下利用高架橋等において、耐震補強後の高架下店舗等スペースへの支障を最低限とすることが出来る。

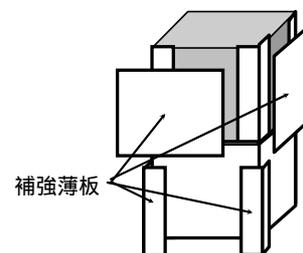


図 4.4.4 薄板を多層に接着する方
法の概要

(v) コンクリートセグメントと鋼より線を用いる方法¹⁷⁾

楕円形のプレキャストコンクリートブロックを柱 4 面に接着モルタルで貼り付け、これを間隔材として、あらかじめスパイラル状に加工した垂鉛メッキ鋼より線を巻き立てる事により、せん断耐力および変形性能を向上させる工法(写真 4.4.6)。工場製作の補強材を使用するため品質管理が容易で品質が安定していると

もに、既設柱の角を直接目視で確認できるため、日常点検や地震後の緊急点検が容易かつ迅速に行えるなどの利点がある。

(vi) 柱の一面から施工する方法^{18),19)} (図 4.4.5, 写真 4.4.7)

柱の一面のみから補強鉄筋および補強鋼板を配置することにより、せん断耐力および変形性能を向上させる工法。高架下の店舗等により柱の一面のみしか露出していない場合でも施工が可能のため、高架下利用高架橋等においても店舗等の営業休止や支障移転を行うことなく補強が出来る。



写真 4.4.6 コンクリートセグメントと鋼より線を用いる方法の施工事例

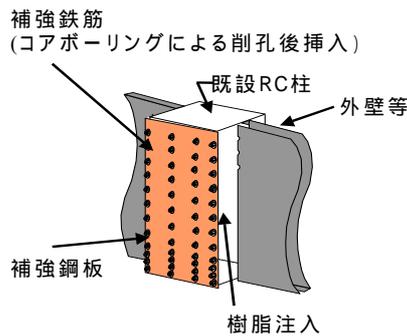


図 4.4.5 一面から施工する方法の施工概要



写真 4.4.7 一面から施工する方法の施工事例

(vi i) ダンパー・ブレースを用いる方法^{20)~22)} (写真 4.4.8)

巻き立て工法とは異なり、建築で用いられているブレースを用いて補強する工法で、鋼製のブレースで高架橋柱の変形を抑制するとともに中央に設けられたダンパーでエネルギーを吸収する構造になっている。壁等が存在しているために巻き立て工法が採用できない場合に用いる工法で、線路方向・線路直角方向それぞれ支障しない面に2組設置して補強を行う工法である。



写真 4.4.8 ダンパー・ブレースを用いる方法の施工事例

c RC 橋脚の耐震対策事例

RC 橋脚の場合、軸方向鉄筋の途中定着部（以下、途中定着部という）が存在し、この箇所が地震時に弱点となる場合があることに併せて RC ラーメン高架橋柱に比べ大断面である、さらには、小判型や壁式橋脚などでは、橋軸方向と橋軸直角方向の断面形状が大きく異なることなどから、RC ラーメン高架橋柱の耐震補強技術をそのまま適用することが出来ない。そこで、RC 巻き立て等により、途中定着部付近の曲げ耐力およびせん断耐力を増加させ、この箇所での損傷を防ぐとともに、橋脚く体全体のせん断耐力および変形性能を向上し、せん断破壊を防止し、地震の影響を変形性能により吸収させることを基本としている。なお、RC ラーメン高架橋柱と同様に、橋脚の曲げ耐力は増加させず、基礎等、他の部材への影響は抑えることとしている^{23),24)}。

以下に、主な対策工法の概要を示す。

(i) 鉄筋コンクリートを巻き立てる方法（写真 4.4.9）

橋脚く体を RC で巻き立てることにより、途中定着部付近のせん断耐力および曲げ耐力を増加させるとともに、橋脚く体全体のせん断耐力の向上および橋脚基部付近の変形性能を向上させる工法。既設橋脚が保有する耐震性能に応じ、途中定着部付近、橋脚く体全体、橋脚基部付近、それぞれ必要な箇所の補強を行うことができる。これにより、条件によっては、途中定着部付近のみの部分的な耐震補強も可能である。なお、巻き立て厚は一般に 200mm 程度としている。また、橋脚の形状によっては、補強後の変形性能を高めるために基部拘束工を設置する場合もある。

(i) 鋼板を巻き立てる方法^{25)・26)}

橋脚く体を鋼板で巻き立てることにより、途中定着部付近のせん断耐力および曲げ耐力を増加させるとともに、橋脚く体全体のせん断耐力の向上および橋脚基部付近の変形性能を向上させる工法。鋼板を含めた巻き立て厚は一般に 40～50mm 程度であり、RC 巻き立て耐震補強に比べ補強後の増加断面が少ないため、用地等の制約条件がある場合等に適用している。RC 巻き立て耐震補強と同様に、条件に応じ途中定着部付近のみの部分的な補強も可能である。また、橋脚の形状によっては、補強後の変形性能を高めるために基部拘束工を設置する場合もある²⁴⁾。



写真 4.4.9 鉄筋コンクリートを巻き立てる方法の施工事例



写真 4.4.10 繊維シートを巻き立てる方法の施工事例

(i) 繊維シートを巻き立てる方法

炭素繊維、アラミド繊維等の各種繊維シートで巻き立てる方法が開発され、高架橋柱等で実用化されている。また、ガラスなどの強化繊維に紫外線硬化樹脂をあらかじめ含浸させたシート（PPシート）を橋脚く

体に巻き立てる方法²⁷⁾も開発されており、繊維シートであるため材料の搬入等が容易であるとともに、紫外線で硬化するため施工時に硬化剤を含浸させる必要がないため、短期間での施工が可能である(写真4.4.10)。

(i v) 地上部からコンクリート充填鋼管を設置する方法²⁸⁾(図4.4.6, 写真4.4.11)

地上部から鋼管を建て込み、鋼管内の土砂を吸引し、内部をコンクリートで充填する。その後、橋脚く体に設けた張り出し部により固定し、ストラット部材とすることにより、主に橋脚基部付近の変形性能を向上させる工法。土砂掘削後に橋脚く体をRCや鋼板で巻き立てる工法に比べ、橋脚基部までの大掛かりな掘削や付帯する仮設工事が不要となり、コストダウンが可能となる。

(v) 地上部から直線形鋼矢板を建て込み、巻き立てる方法²³⁾(図4.4.7)

地上部から橋脚く体を取り囲むように直線形鋼矢板を建て込んだ後、橋脚く体との間の土砂を吸引等により撤去する。その後、隙間へのモルタル充填等を行い、直線形鋼矢板を橋脚く体に支持させ、主にせん断耐力および変形性能を向上させる工法。直線形鋼矢板を補強鋼材として用いるため、河川内橋脚等において仮締切等の仮設工事が不要となり、大幅なコストダウンが可能となる。



写真 4.4.11 コンクリート充填鋼管を設置する方法の施工事例

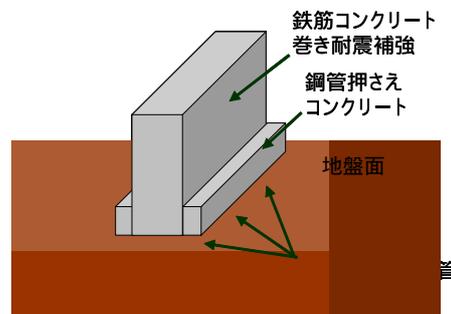


図 4.4.6 コンクリート充填鋼管を設置する方法の概要

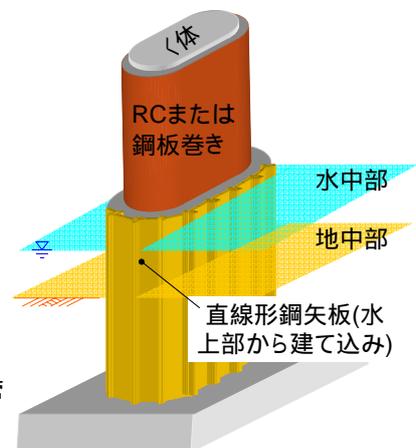


図 4.4.7 直線形鋼矢板を用いる方法の概要

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999．
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004．
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 照査例 RC ラーメン高架橋，2005
- 4) 村上温・野口達雄：鉄道構造物の維持管理，社団法人 日本鉄道施設協会.1998.9.
- 5) 例えば，石橋忠良・津吉毅・菅野貴浩：鉄道高架橋下の店舗環境を考慮した新しい耐震補強技術，セメント・コンクリート，No.704，2005.10.
- 6) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻き立て補強編，1999.7.
- 7) 長縄卓夫・岡野基之・小松章・相京博幸：鋼製パネル組立てによるRC柱の耐震補強に関する研究，構造工学論文集 Vol.52A 2006.3.
- 8) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.
- 9) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.
- 10) 鉄道総合技術研究所：吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996.

- 11) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計・施工指針・FRP吹付け補強編・，1996．
- 12) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計・施工指針・RCプレキャスト型枠工法編・，1996．
- 13) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計・施工指針・スパイラル筋巻立法編・，1996．
- 14) 津吉毅・石橋忠良・小林将志・田附伸一：鉄筋を柱外周に配置し柱四隅で定着する既設RC柱の耐震補強工法に関する研究，土木学会論文集，No.662/ - 49, 2000.10.
- 15) 津吉毅・石橋忠良：鉄筋を柱外周に配置する既設RC柱の耐震補強工法の断面外配置した鉄筋の効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.676/ - 51, 2001.5.
- 16) 田附伸一・津吉毅・石橋忠良・馬場正光：帯鋼板を柱外周に配置したRC柱の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol .27 2005.6.
- 17) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/ - 63, pp.185- 203 2004.
- 18) 小林薫・石橋忠良：RC柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683/ - 52, 2001.8.
- 19) 小林薫・石橋忠良：RC柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.683/ - 52, 2001.8.
- 20) 吉田幸司・喜多直之・岡野基之・関雅樹：圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによるRCラーメン高架橋の耐震補強工法，構造工学論文集 Vol .50A 2004.3.
- 21) 吉田幸司・喜多直之・岡野基之・関雅樹：圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによるRCラーメン高架橋の補強効果に関する振動台実験及び解析，構造工学論文集 Vol .51A 2005.3.
- 22) 島田賀浩・梅田博志・吉田幸司・長縄卓夫：圧縮型鋼性ダンパー・ブレース工法を用いたRCラーメン高架橋耐震補強の施工，日本鉄道施設協会誌（平成17年11月号），2005.11.
- 23) 菅野貴浩・荻原郁男・鈴木裕隆・長澤徹：JR東日本におけるRC橋脚の耐震補強について，日本鉄道技術協会誌（JREA），2006.5.
- 24) 藤橋秀雄・稲熊弘：RC橋脚の耐震補強，日本鉄道施設協会誌（平成13年11月号），2001.11.
- 25) 玉井真一，佐藤勉，宮城敏明，岡本大：鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol .21 No.3, pp.1315- 1320 1999.
- 26) 岡本大，佐藤勉，玉井真一，宮城敏明：壁式橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol .22 No.3, pp.1615- 1620 2000.
- 27) 鉄道総合技術研究所編：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 P P S巻補強編，2004.6.
- 28) 鈴木裕隆・菅野貴浩・土田大輔・石橋忠良：ストラット部材を用いたRC橋脚の耐震性向上に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol .28 2006.7.

(資料) 鉄道橋の耐震診断, 耐震補強に関する文献リスト

No.	論文名, 参考資料名	著者	出典	発行年
1	炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強設計・施工指針	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
2	機械式継手工法とした鋼板巻きによる柱の耐震補強工	小原 和宏, 永谷 建, 鎌田 則夫	土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集	1996
3	既設 RC の外側に帯筋を追加した補強 RC 柱の交番載荷実験	岩田道敏, 石橋忠良, 大庭光商, 菅野貴浩	コンクリート工学年次論文集 vol.18	1996
4	鋼板巻き耐震補強工法に用いる充填材について	小原 和宏, 永谷 建, 鎌田 則夫	土木学会第 51 回年次学術講演会, V-	1996
5	鋼板巻き補強 RC 柱の交番載荷実験	菅野貴浩, 石橋忠良, 大庭光商, 山内俊幸	コンクリート工学年次論文集 vol.18	1996
6	実物大鋼板巻き補強 RC 柱の交番載荷試験	在田 浩之, 石橋 忠良, 八巻 一幸, 水野 光晴, 鎌田 則夫	土木学会第 51 回年次学術講演会, V-	1996
7	充填材を各種変えた RC 柱の鋼板巻き補強の交番載荷の実験的研究	松田芳範, 菅野貴浩, 大庭光商, 石橋忠良	コンクリート工学年次論文集 vol.18	1996
8	鉄道構造物の耐震補強工事	石橋忠良	土木施工第 37 巻 5 号	1996
9	神戸高速鉄道大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能	中村晋, 梅原俊夫, 青木一二三, 柳瀬高人	コンクリート工学年次論文報告集第 18 巻 2 号 pp197-	1996
10	アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強設計・施工指針	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
11	既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 FRP 吹付け補強編	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
12	既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 RC プレキャスト型枠工法編	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
13	既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 スパイラル筋巻立て工法編	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
14	鋼板巻き補強柱部材の変形性能	西川佳祐, 渡辺忠朋, 佐藤勉, 谷村幸裕	コンクリート工学年次論文報告集第 18 巻 2 号 pp1505-	1996
15	吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針	鉄道総合技術研究所	研友社	1996
16	RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究	谷村幸裕, 宮村正博, 奥井明彦, 渡辺忠朋, 佐藤勉	土木学会第 51 回年次学術講演会, V-530	1996
17	損傷を受けた柱の鋼板巻き補強に関する検討	西川佳祐, 渡辺忠朋, 佐藤勉	土木学会第 51 回年次学術講演会, V-526	1996
18	RC ラーメン高架橋の耐震診断と補強技術	渡辺忠朋, 松本信之	コンクリート工学	1996
19	鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究	田畑裕, 佐藤勉, 渡辺忠朋, 安原真人	土木学会 第 51 回年次学術講演会, -529	1996
20	ラーメン高架橋の静的解析による耐震評価	稲熊 弘	土木学会 第 51 回年次学術講演会	1996
21	高軸力を受ける RC 柱の炭素繊維シートによる耐震補強実験	宮瀬文裕, 西村高明, 小林朗, 塩屋俊幸	コンクリート工学年次論文報告集第 19 巻 2 号 pp231-	1997
22	炭素繊維シートによる地下鉄 RC 柱の耐震補強工法設計・施工指針	鉄道総合技術研究所	研友社	1997
23	炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のせん断補強	岡野素之, 大内一, 森山智明, 松本信之	コンクリート工学年次論文報告集第 19 巻 2 号 pp249-	1997
24	炭素繊維シートで補強した RC 柱の交番載荷試験	西村高明, 小山幸則, 朝倉俊弘, 渡辺忠朋, 小野定, 前田敏也, 宮瀬文裕	土木学会第 52 回年次学術講演会, V-310	1997
25	鋼板と貫通ボルトを用いて補強した RC 柱の交番載荷試験について	竹谷勉, 相沢文也, 中根理, 小西康人	土木学会第 52 回年次学術講演会, V-320	1997
26	鋼板巻き補強を行った既設 RC 柱の鋼板の役割	在田浩之, 鎌田則夫, 海原卓也	土木学会第 52 回年次学術講演会, V-325	1997
27	鋼板巻き補強を行った既設 RC 柱の鋼板の役割	在田 浩之, 鎌田 則夫, 海原 卓也	土木学会第 52 回年次学術講演会, V-	1997

28	鋼板巻き補強を行った既設 RC 柱の変形性能における鋼板の効果	在田浩之、鎌田則夫、下山貴史	コンクリート工学年次論文集 vol.19	1997
29	機械式継手を用いた鋼板巻き耐震補強と充てんモルタルの開発	鎌田則夫、石橋忠良、松田芳範、小野定	JCI「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム、論文報告集	1997
30	耐震補強工作車による地下鉄中柱の補強計画	島拓造、山田昌弘、中尾正人	コンクリート工学年次論文報告集第 19 巻 2 号 pp327-	1997
31	MMA 樹脂を用いて炭素繊維シート補強を行った柱部材のじん性実験	舟川勲、下野一行、渡辺忠朋、浅田史朗、牛島栄	土木学会第 52 回年次学術講演会、V-306	1997
32	直線矢板継手鋼板巻立て工法による鉄道高架橋脚の耐震補強 - 実物大モデル実験による耐震補強効果の確認 -	酒井邦登、中山弘、遠藤方伯、川端規之、木下雅敬	土木学会第 52 回年次学術講演会、V-327	1997
33	アラミド繊維シートにより補強した鉄道高架橋のせん断性状	中島規道、中井裕司、渡辺忠朋、松本信之	コンクリート工学年次論文報告集第 19 巻 2 号 pp255-	1997
34	軸方向力の大きい RC 部材における鋼板巻き補強効果に関する実験	谷村幸裕、渡辺忠朋、佐藤勉	コンクリート工学年次論文報告集第 19 巻 2 号 pp297-	1997
35	RC 補強柱の変形性能評価に関する位置考察その 1 - アラミド繊維補強工法の変形性能算定手法の提案 -	服部尚道、増田芳久、玉井真一、渡辺忠朋	土木学会第 52 回年次学術講演会、V-314	1997
36	RC 補強柱の変形性能評価に関する位置考察その 2 - アラミド繊維補強と鋼板巻き補強の変形性能に関する比較 -	岡本大、渡辺弘子、渡辺忠朋、瀧口将志	土木学会第 52 回年次学術講演会、V-315	1997
37	鉄道 RC 高架橋の新しい耐震補強法	松本信之、佐藤勉	コンクリート工学	1997
38	コンクリートブロックで充填された RC ラーメン構造の交番載荷試験	田畑裕、安原真人、岡本大	土木学会第 52 回年次学術講演会、V-269	1997
39	間仕切壁を有する RC 柱の耐震補強に関する実験的研究	小屋 裕昭、小林 将志、松田 芳範	土木学会第 53 回年次学術講演会、V-	1998
40	形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷試験	小林将志、松田芳範、海原卓也、鎌田則夫	コンクリート工学年次論文集 vol.20	1998
41	鋼板をボルト接合した袖壁付 RC 柱の交番載荷試験	松田芳範、小林将志、海原卓也、小原和宏	コンクリート工学年次論文集 vol.20	1998
42	MMA 樹脂を用いた炭素繊維シート補強による柱部材の耐震補強効果	舟川勲、下野一行、浅井肇、牛島栄	コンクリート工学年次論文報告集第 20 巻 3 号 pp1177-	1998
43	鋼板巻立て補強された高架橋 RC 柱の降伏変位算定法	玉井真一、瀧口将志	土木学会第 53 回年次学術講演会、V-586	1998
44	耐震補強された RC 柱の変形性能に関する検討	玉井真一、瀧口将志、服部尚道	コンクリート工学年次論文報告集第 20 巻 3 号 pp1111-	1998
45	直交 2 方向に梁を持つ部材接合部の耐震補強に関する実験	吉田幸司、平井寧、安原真人、玉井真一	土木学会第 53 回年次学術講演会、V-591	1998
46	耐震性評価における簡易式の適用性の調査	稲熊 弘、元木澤知紀、長谷川澄夫、高橋安彦	土木学会 第 53 回年次学術講演会	1998
47	帯鉄筋を柱外周に配置した RC 柱の交番載荷試験	田附伸一、小林将志、津吉毅、石橋忠良	コンクリート工学年次論文集 vol.21	1999
48	柱基部以外を耐震補強した RC 柱の交番載荷試験	田附 伸一、小林 将志、津吉 毅	土木学会第 54 回年次学術講演会、V-	1999
49	既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編	鉄道総合技術研究所	研友社	1999
50	鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究	玉井真一、佐藤勉、宮城敏明、岡本大	コンクリート工学年次論文報告集第 21 巻 3 号 pp1315-	1999
51	鋼板巻き曲げ補強した RC 柱の変形性能に関する実験的研究	瀧口将志、渡辺忠朋、佐藤勉	コンクリート工学年次論文報告集	1999
52	せん断降伏型ダンパー・ブレースを有する RC 架構水平加力実験の解析	松本信之、岡野素之、曾我部正道、涌井一、大内一	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-492	2000
53	鋼製ダンパー・ブレースを用いた RC 鉄道高架橋の水平交番載荷試験	松本信之、岡野素之、大内一、在田浩之	コンクリート工学年次論文報告集	2000
54	柱一側面を鋼板により補強した RC 柱の交番載荷試験	田中大、小林薫、海原卓也	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-501	2000

55	鉄筋を柱外周に配置し柱の四隅で定着する既設 RC 柱の耐震補強方法に関する研究	津吉毅、石橋忠良、小林将志、田附伸一	土木学会論文集、No.662/-49	2000
56	鋼板を柱一側面に貼り付けた RC 柱の変形性能に関する実験的研究	田中大、小林薫、海原卓也、石橋忠良	コンクリート工学年次論文集 vol.22	2000
57	柱一側面を鋼板により補強した RC 柱の交番載荷試験	田中 大、小林 薫、海原卓也	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-	2000
58	大変形正負交番載荷を受ける RC 柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究	石橋 忠良、津吉毅、小林 薫、小林 将志	土木学会論文集 V 巻: 648 巻 号: V-47 号 頁: 55-69 頁	2000
59	RC 橋脚の耐震補強における耐震性評価法と地盤種別について	斉藤裕俊、渡辺忠朋、杉本博之	土木学会第 55 回年次学術講演会、 -A161	2000
60	緩衝機能を有する落橋防止装置の動特性に関する解析的検討	後藤貴士、村田清満、高山智宏、浮島徹	土木学会第 55 回年次学術講演会、 -B391	2000
61	炭素繊維を用いた RC 橋脚の耐震補強方法に関する実験的検討	滝本和志、長澤保紀	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-381	2000
62	非線形構造解析を活用した地震早期被害把握システムの提案	上半文昭、目黒公郎	土木学会第 55 回年次学術講演会、 -A20	2000
63	RC1 層ラーメン橋脚梁部の補強に関する研究	高野光司、睦好宏史、桜井順、藤田亮一	コンクリート工学年次論文報告集	2000
64	3次元非線形動的解析を用いた RC 鉄道高架橋の耐震性能評価	土屋 智史、古家 義信、金益 賢、岡村 甫	土木学会論文集 V 巻: 662 巻 V-49 号 1-15 頁	2000
65	壁式橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果	岡本 大、佐藤 勉、玉井真一、宮城敏明	コンクリート工学年次論文報告集	2000
66	小判型中空橋脚の鋼板巻立て補強効果確認実験	宮城敏明、富川哲、稲熊弘、吉田幸司、佐藤勉、岡本大	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-506	2000
67	耐震補強を行った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験(その1) ~実高架橋の交番載荷実験による耐震補強性能評価~	吉田幸司、長縄卓夫、丹間泰郎、鍛冶秀樹、長澤保紀、滝本和志	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-500	2000
68	耐震補強を行った実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験(その2) ~耐震補強高架橋に対する地震時被災度判定手法の検討~	長縄卓夫、丹間泰郎、吉田幸司、鍛冶秀樹、中野聡	土木学会第 55 回年次学術講演会、V-501	2000
69	鉄道橋の免振構造化および地震時の軌道拘束力を考慮した動的挙動	岩田秀治、家村浩和、市川篤司、村田清満、保坂鐵矢	土木学会第 55 回年次学術講演会、 -B157	2000
70	壁式橋脚の RC 巻立て補強効果確認実験	稲熊 弘、藤橋秀雄、丹間泰朗、岡本 大、小林哲夫、宮城敏明	土木学会 第 55 回年次学術講演会、 - 507	2000
71	ダンパーブレース付き RC 橋脚構造の動的加振実験	小林俊彦、松本信之、岡野素之、大内一、勝俣英雄	土木学会第 56 回年次学術講演会 -355	2001
72	鋼棒ダンパーで耐震補強された RC 鉄道高架橋の正負水平交番載荷試験	岡野素之、松本信之、大内一	コンクリート工学年次論文報告集	2001
73	柱一側面から鉄筋を挿入した RC 柱の変形性能に関する実験的研究	吉田徹、小林薫、石橋忠良	土木学会第 56 回年次学術講演会 -356	2001
74	鉄道高架橋の新しい耐震補強工法の開発	津吉毅、小林薫、吉田徹	鉄道施設協会誌	2001
75	柱一側面から鉄筋を挿入した RC 柱の変形性能に関する実験的研究	吉田 徹、小林 薫、石橋忠良	土木学会第 56 回年次学術講演会、V-	2001
76	鉄筋を柱外周に配置する既設 RC 柱の耐震補強工法の断面外配置した鉄筋の効果に関する研究	津吉毅、石橋忠良	土木学会論文集、No.676/-51	2001
77	鉄道 RC ラーメン高架橋柱部材の一面だけから行う耐震補強工法の実施例	小林薫、吉田徹、石橋忠良	土木学会 第 5 回耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム	2001
78	柱一側面から鋼板を貼り付けた既設 RC 柱の耐震補強法に関する研究	吉田徹、小林薫、土方康裕、石橋忠良	コンクリート工学年次論文集 vol.23	2001

79	柱一面から鉄筋を後挿入した RC 柱の補強効果の実験的研究	土方康裕、小林薫、吉田徹、石橋忠良	コンクリート工学年次論文集 vol.23	2001
80	RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究	小林薫、石橋忠良	土木学会論文集、No.683/-52	2001
81	RC 柱の一面から施工する耐震補強工法の鋼板の補強効果に関する実験的研究	小林薫、石橋忠良	土木学会論文集、No.683/-52	2001
82	RC 柱の耐震補強および復旧工法に関する確認実験	宮城敏明、服部尚道、吉川弘道、渡辺耕平	土木学会第 56 回年次学術講演会 -375	2001
83	多径間既設鉄道橋梁の耐震評価	鎌田慎也、市川篤司、佐々木栄一、安原真人、伊藤昭一郎	土木学会 第 56 回年次学術講演会、 -A132	2001
84	落橋防止装置用緩衝材の動力学的挙動についての検討	浮島徹、村田清満、後藤貴士、大野友則、西本安志、生駒信康	土木学会 第 56 回年次学術講演会、 -A312	2001
85	落橋防止装置用緩衝材の標準化	後藤貴士、村田清満、高山智宏、浮島徹、	土木学会 第 56 回年次学術講演会、 -A314	2001
86	RC1 層ラーメン橋脚梁部の耐震補強に関する研究	小泉秀之、睦好宏史、小西由人、藤田亮一	コンクリート工学年次論文報告集	2001
87	エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置による耐震補強効果	村田 清満、高山 智宏、後藤 貴士、山田 正人、生駒 信康、浮島 徹	土木学会論文集 I 巻: 689 巻 号: 57 号 頁: 274-288 頁	2001
88	軸方向プレストレスを有するコンクリート巻立て補強に関する研究	山本 貴士、服部 篤史、宮川 豊章	土木学会論文集 V 巻: 683 巻 号: 52 号 頁: 1-12 頁	2001
89	実物大橋脚モデルによる RC 巻立て補強の施工性確認試験	三宅修司、稲熊弘、伊藤史一、岩田秀治	土木学会第 56 回年次学術講演会 -519	2001
90	鉄道高架橋の不整形地盤の有効応力を考慮した 3 次元非線形動的解析	岩田秀治、家村浩和、村田清満、石井拡一	土木学会 第 56 回年次学術講演会、 -A131	2001
91	実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験	根岸裕、長縄卓夫、内藤繁、時任俊一、鍛冶秀樹、長澤保紀、滝本和志	土木学会第 56 回年次学術講演会 -352	2001
92	実物大橋脚モデルによる RC 巻立て補強の施工性確認試験	三宅修司、稲熊 弘、伊藤史一、岩田秀治	土木学会 第 56 回年次学術講演会	2001
93	RC 橋脚の耐震補強	藤橋秀雄、稲熊 弘	日本鉄道施設協会誌(平成 13 年 11 月号)	2001
94	鋼製ダンパー・ブレースを柱中央に定着した RC 橋脚構造の加振実験	小林俊彦、松本信之、岡野素之、大野了、大内一	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -092	2002
95	既設 RC 柱の一面耐震補強工法における後挿入鉄筋のせん断補強効果に関する検討	小林薫、吉田徹	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -091	2002
96	既設 RC 柱の一面耐震補強工法における後挿入鉄筋のせん断補強効果に関する検討	小林 薫、吉田 徹	土木学会第 57 回年次学術講演会、V-	2002
97	軸方向鉄筋の途中定着部をせん断補強した橋脚の変形挙動の解析的検討	森山 智明、小林 薫	土木学会第 57 回年次学術講演会、V-	2002
98	軌道と免振構造物との動的相互作用に関する実験的検証	仲谷俊昭、家村浩和、五十嵐晃	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -458	2002
99	鉄道橋の免振化に関する振動台実験	岩田秀治、家村浩和、村田清満、稲熊弘、大塚隆人、仲谷俊昭	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -457	2002
100	実物 RC ラーメン高架橋の耐震性能確認試験	長縄卓夫、丹間泰郎、吉田幸司、根岸裕、滝本和志	鉄道力学論文集—シンポジウム発表論文—第 6 号	2002
101	実大 RC ラーメン高架橋の交番載荷試験の非線形解析による考察	中嶋繁、稲熊弘、出羽克之、長縄卓夫、滝本和志	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -411	2002
102	門型鋼製ヒンジラーメン橋脚隅角部の実大実験と弾塑性評価法に関する一考察	安原真人、藤橋秀雄、伊藤昭一郎	土木学会 第 57 回年次学術講演会 -409	2002

103	厳しい条件下における鉄道高架橋の耐震補強	津吉毅	建設機械	2003
104	軸方向鉄筋の途中定着部をせん断補強した橋脚の変形挙動の実験的検討	森山 智明, 小林 薫	コンクリート工学年次論文集 vol.25	2003
105	Seismic retrofitting Methods Newly developed for Railway Structures	Tadayoshi Ishibashi, Takeshi Tsuyoshi and Kaoru Kobayashi	Journal of Advanced Concrete Technology, JCI	2003
106	バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動特性に関する振動実験	川村崇成, 家村浩和, 池田学	土木学会第 58 回年次学術講演会, -376	2003
107	バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動特性に関する振動実験(その2)	池田学, 村田清満, 行澤義弘, 家村浩和, 川村崇成	土木学会第 58 回年次学術講演会, -377	2003
108	圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによる RC ラーメン高架橋の耐震補強工法	吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関雅樹	構造工学論文集 Vol.50A	2003
109	RC ラーメン高架橋柱の耐震補強に伴う柱と梁の接合部の耐震性能に関する研究	稲熊 弘, 関 雅樹	土木学会地震工学論文集 vol.27	2003
110	橋脚側面に鋼板を取付けた河川断面を阻害しない耐震補強の実験的検討	森山智明, 小林薫	土木学会第 59 回年次学術講演会, -429	2004
111	橋脚側面に鋼板を取付けた河川断面を阻害しない耐震補強の実験的検討	森山 智明, 小林 薫	土木学会第 59 回年次学術講演会, V-429	2004
112	FRPシートによる耐震補強を施したRC柱の変形性能に関する検討	土井至郎, 松岡茂, 益田彰久	土木学会第 59 回年次学術講演会, -049	2004
113	石積み橋脚の診断と炭素繊維シートを用いた補強対策	井上英一, 志子田勝, 小野垣信也, 後藤正信	土木学会第 59 回年次学術講演会, -472	2004
114	既存鉄道高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 PPS 巻補強編	鉄道総合技術研究所	研友社	2004
115	鉄道高架橋柱のポリエステル繊維巻き耐震補強に関する実験的研究	稲熊 弘, 関 雅樹	土木学会構造工学論文集 vol.50A	2004
116	載荷方向の違いによる高架橋柱の耐震性能に関する実験的研究	稲熊 弘, 関 雅樹	コンクリート工学年次論文集 vol.26	2004
117	Seismic countermeasures of the Tokaido Shinkansen's Structures	稲熊 弘, 関 雅樹	第 3 回アジア土木技術国際会議	2004
118	圧縮型鋼製ダンパー・ブレースで補強されたせん断破壊型高架橋の振動台実験	吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関雅樹	土木学会第 59 回年次学術講演会, V-432	2004
119	圧縮型鋼製ダンパー・ブレースで補強された曲げ破壊型高架橋の振動台実験	吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関雅樹	土木学会第 59 回年次学術講演会, V-433	2004
120	圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによる RC ラーメン高架橋の補強効果に関する振動台実験	吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関雅樹	構造工学論文集 Vol.51A	2004
121	塑性領域を考慮したラーメン高架橋の耐震補強法の提案	岩田秀治, 関雅樹, 長縄卓夫	土木学会第 59 回年次学術講演会, -183	2004
122	鉄道構造物における耐震設計、耐震補強	石橋忠良	土木施工第 46 巻 1 号	2005

5. 港湾施設WG

5.1 はじめに

港湾施設には航路、泊地、防波堤、岸壁等があるが、この中で過去の地震時において多く被害を受けてきた構造物の一つは岸壁である。岸壁は地震直後の緊急支援物資や復旧・復興のための人・物の搬入出等の拠点となるべき施設であり、巨大地震に耐えることができるように耐震補強することの意義は大きい。港湾施設WGでは、検討対象を岸壁としてその耐震性能や照査方法について触れ、補強事例の収集、耐震補強法の分類、また、具体的な事例に対して、巨大地震時の挙動に着目した耐震診断・耐震補強の検討を行った。

5.2 港湾構造物の被災事例

巨大地震に対する港湾構造物の耐震対策を検討するためには地震時の港湾構造物の挙動を把握することが重要である。ここでは過去の地震により被災を受けた港湾構造物(岸壁)の事例を整理し、構造形式別にとりまとめた。本調査結果のとりまとめは主に表5.2.1に示す港湾空港技術研究所資料(旧・港湾技術研究所資料)を参考とした。なお、本表に示す項目のうち被災程度の評価基準は表5.2.2に示すとおりである。各地震毎の被災概要をとりまとめ、表5.2.3に示す。また、以降に各構造形式別に岸壁の典型的な被災形態・被災事例等をまとめて述べる。

表5.2.1 被災事例とりまとめ参考資料一覧

資料名	地震名	発生年月
港湾技研資料No.325	宮城県沖地震	S53.6.12
港湾技研資料No.766	釧路沖地震	H5.1.15
港湾技研資料No.791	北海道南西沖	H5.7.12
港湾技研資料No.856	北海道東方沖	H6.10.4
港湾技研資料No.857	兵庫県南部地震	H7.1.17
港湾技研資料No.511	日本海中部地震	S58.5.26
港湾空港技術研究所資料No.1015	鳥取県西部地震	H12.10.6

表5.2.2 被災程度の評価基準

被災程度	被災の状況
0	無被災
	本体に異常がないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
	本体にかなりの変状が起こったもの。
	形をとどめているが、構造物本体に破壊が起こったと認められるもの。
	全壊して形をとどめていないもの。

表 5.2.3 港湾構造物の被災概要

発生年月	地震名	地震概要			出典	調査対象		被災程度	岸壁形式				
		震源地名	震源 深さ	マグニ チュード		調査港湾名	地区名		重力	矢板	桟橋	他	
1978/6/12	宮城県沖地震	宮城県沖	40km	7.4	港湾技研 資料 No. 325	塩釜港		～					
						仙台港							
						石巻港		(記載無し)					
						大船渡港津波防波堤							
						雄勝港							
						女川港		なし					
						荻浜港							
						金華山港							
						松島港		～					
						相馬港							
石巻漁港													
関上漁港		～											
1983/5/26	日本海中部地震	秋田県沖	14km	7.7	港湾技研 資料 No. 511	秋田港		～					
						船川港		～					
						戸賀港							
						能代港		～					
						青森港		～					
						深浦港							
						室蘭港							
1993/1/15	釧路沖地震	釧路沖	107km	7.8	港湾技研 資料 No. 766	釧路港東港区	南埠頭						
							南新埠頭	0～					
							知人町	0～					
							人舟	0～			棚式		
							錦町				棚式		
							幸町				セル式		
							中央埠頭	～					
						北埠頭	～						
						釧路港西港区	漁港埠頭	～					
							副港	0～					
							船留・漁港地区	0～					
							第一埠頭地区	0～					
							第二埠頭地区	～					
							第三埠頭地区	～					
浦河港													
十勝港	第三埠頭地区												
霧多布港													
根室港	花咲地区												
奥尻港		～											
1993/7/12	北海道南西沖	北海道南西沖 (奥尻島北 方)	35km	7.8	港湾技研 資料 No. 791	函館港	弁天地区	0～					
							西埠頭地区	0～					
							大町・末広地区						
							豊川地区	0～					
							若松・海岸町地区	～					
							中央埠頭・万代埠頭地区						
							北埠頭地区	～					
							港町(有川埠頭)地区						
						森港	0～						
						青苗漁港	～						
須築漁港	(記載無し)												
長万部漁港	(記載無し)												
上磯漁港	(記載無し)												
1994/10/4	北海道東方沖	北海道東方沖	23km	8.1	港湾技研 資料 No. 856	根室港	花咲地区	～					
							根室港地区	0～					
						霧多布港		0～					
1995/1/17	兵庫県南部地震	淡路島北部	14km	7.2	港湾技研 資料 No. 857	釧路港		0～					
						神戸港		0～					
						厄崎西宮芦屋港		0～					
						室津港		～					
						都家港		～					
						江井港		～					
						都志港							
						湊港	(記載無し)						
						福良港	(記載無し)						
						洲本港							
						津名港		0～					
						浦港	(記載無し)						
						岩屋港	(記載無し)						
						東播磨港	(記載無し)						
江井島港	(記載無し)												
明石港	(記載無し)												
2000/10/6	鳥取県西部地震	鳥取県西部	11km	7.3	港湾空港 技術研究所 資料 No. 1015	境港		0～					
						境漁港		～					
						安来港							
						松江港							
						米子港							

5.2.1 重力式岸壁の被災事例

重力式岸壁の典型的な被災形態は図 5.2.1 に示すように、岸壁構造物の変状（前面に変位・傾斜・沈下）と岸壁背後のエプロンの変状（沈下・段差・舗装の破損等）が主である。機能上の観点から被災が問題となるのは、(1) これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、(2) 個々の函体が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、(3) 背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

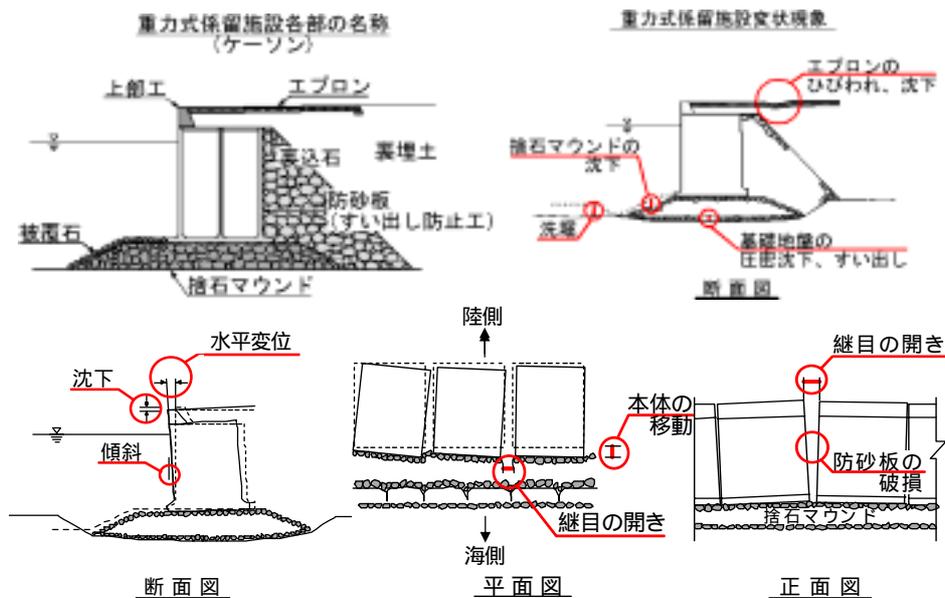


図 5.2.1 重力式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況

重力式岸壁は、1983 年の日本海中部地震等、1993 年の北海道南西沖地震、1995 年の兵庫県南部地震で大きな被害が発生している。特に兵庫県南部地震では、震源から近かった神戸港が非常に強い地震動を受けたことに加え、背面の埋立て土の液状化等によって岸壁構造物に大きな変状が発生している。以降にその兵庫県南部地震の事例を中心に重力式（ケーソン）岸壁の被害状況の写真、図面等を示す。

兵庫県南部地震は、兵庫県の明石海峡付近の深さ 14km 地点を震源とするマグニチュード（気象庁）7.2 の地震である。神戸港と震源との位置関係は図 5.2.2 に示す通りで、震央距離は約 17km である。本地震により沿岸部の広い範囲で被害が発生しており、神戸港では壊滅的な被害を受けてほとんどの岸壁が使用不能となった。

神戸港の岸壁は重力式のコンクリートケーソンが主流である。被災した重力式岸壁は写真 5.2.1 に示すように、エプロン部で陥没・不等沈下が発生し、岸壁法線は写真 5.2.2 に示すように前面に変位し部分的に法線の出入り段差が発生した。

被害の大きかったポートアイランドならびに六甲アイランドで発生していたと考えられる最大加速度は図 5.2.3 に示す通りであり、岸壁法線が東西方向の岸壁においては岸壁法線方向に最大 500gal 以上の加速度が作用したと推察され南北方向と比較して大きい変位が発生している。

六甲アイランドの岸壁法線の水平変位は図 5.2.4 に示すように、いずれの岸壁も海側に変位しており南側の岸壁では最大で 5m 以上の変位が発生している。図中に位置を示した RC-7 岸壁の被災断面ならびに水平・鉛直変位量は図 5.2.5 に示すようにコンクリートケーソンが海側への傾斜とともに前面にせり出した変状が発生し、最大で水平方向に約 5.2m、鉛直方向に 1.5m 以上の沈下が発生していることが分かる。

以上の事例から分かるように、重力式構造物の被災は海側への変位・傾斜、エプロン部の沈下・陥没等が主な変状である。被災を大きくする要因として、基礎マウンドならびに基礎地盤の変状、背後地盤の液状化等が挙げられる。



写真5.2.1 重力式岸壁の被災事例（神戸港・六甲アイランドRC-5）



写真 5.2.2 重力式岸壁の被災事例（神戸港・北埠頭・岸壁法線の出入り）

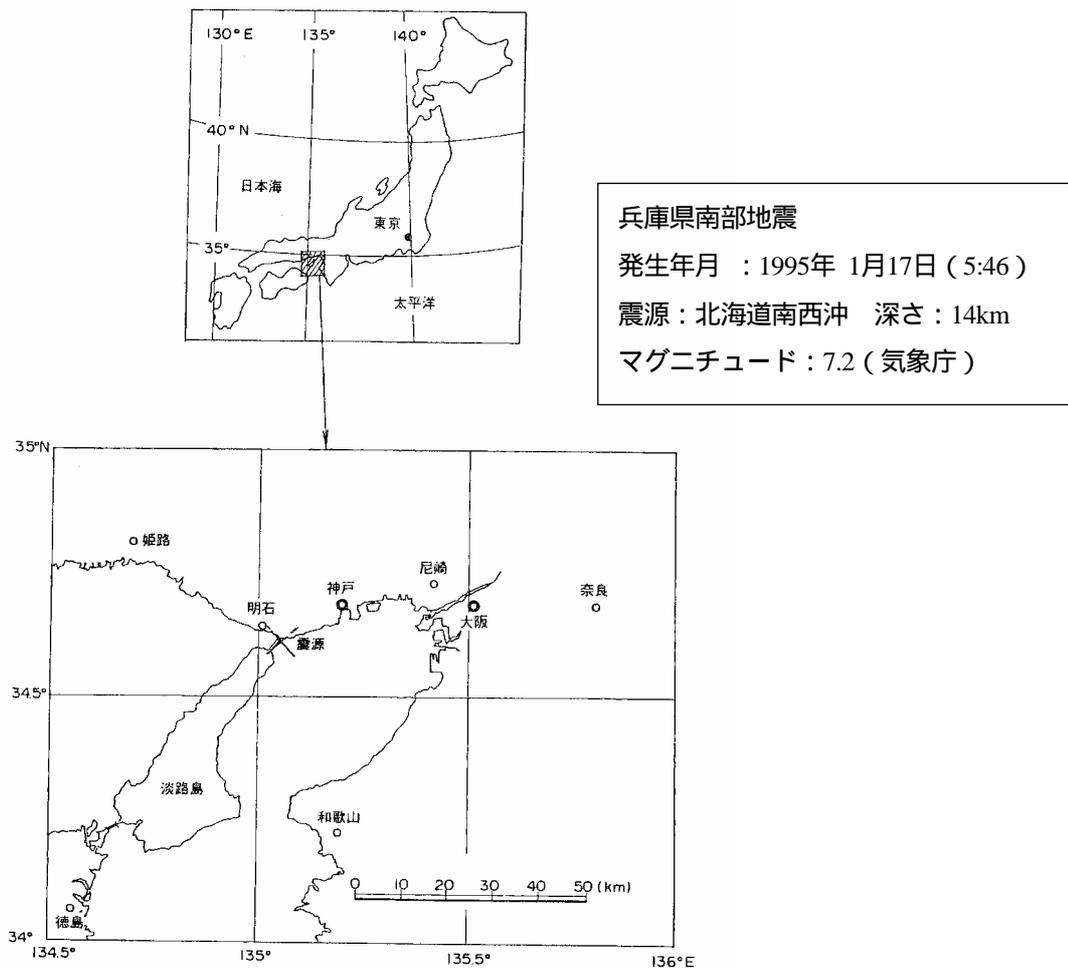


図 5.2.2 震源・神戸港の位置図

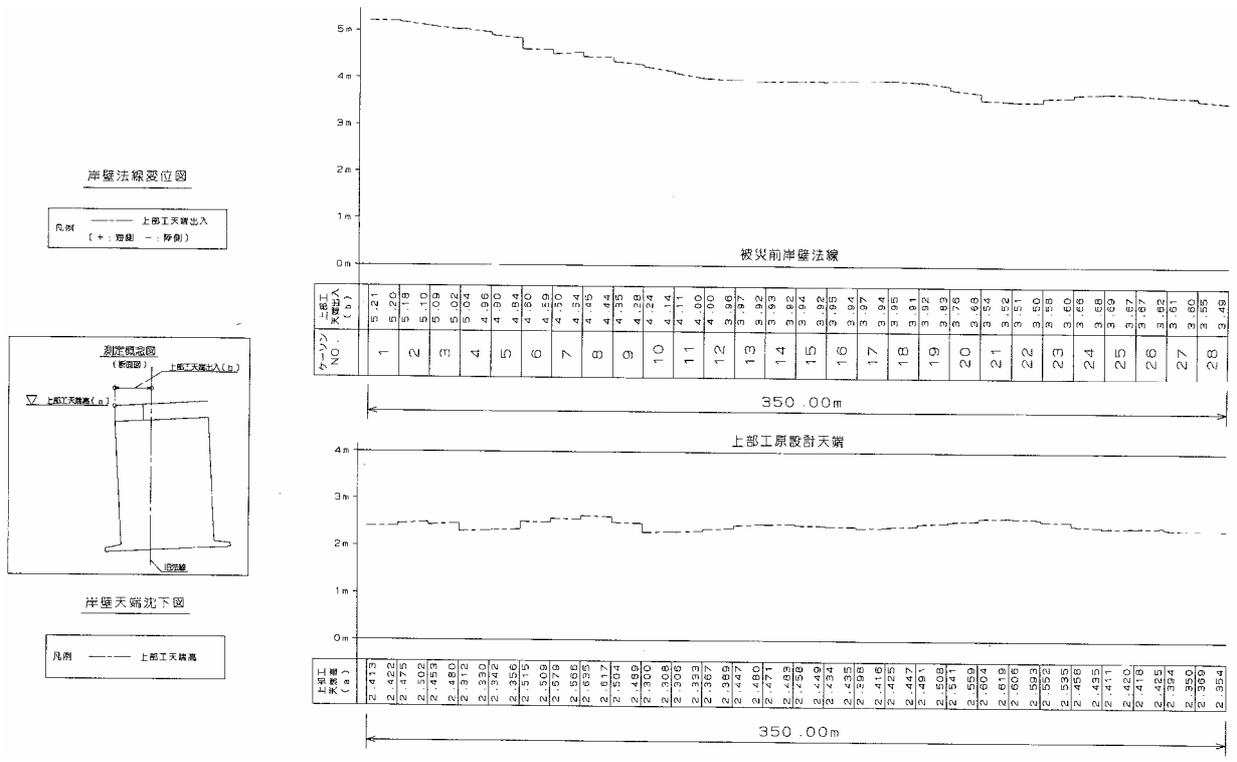
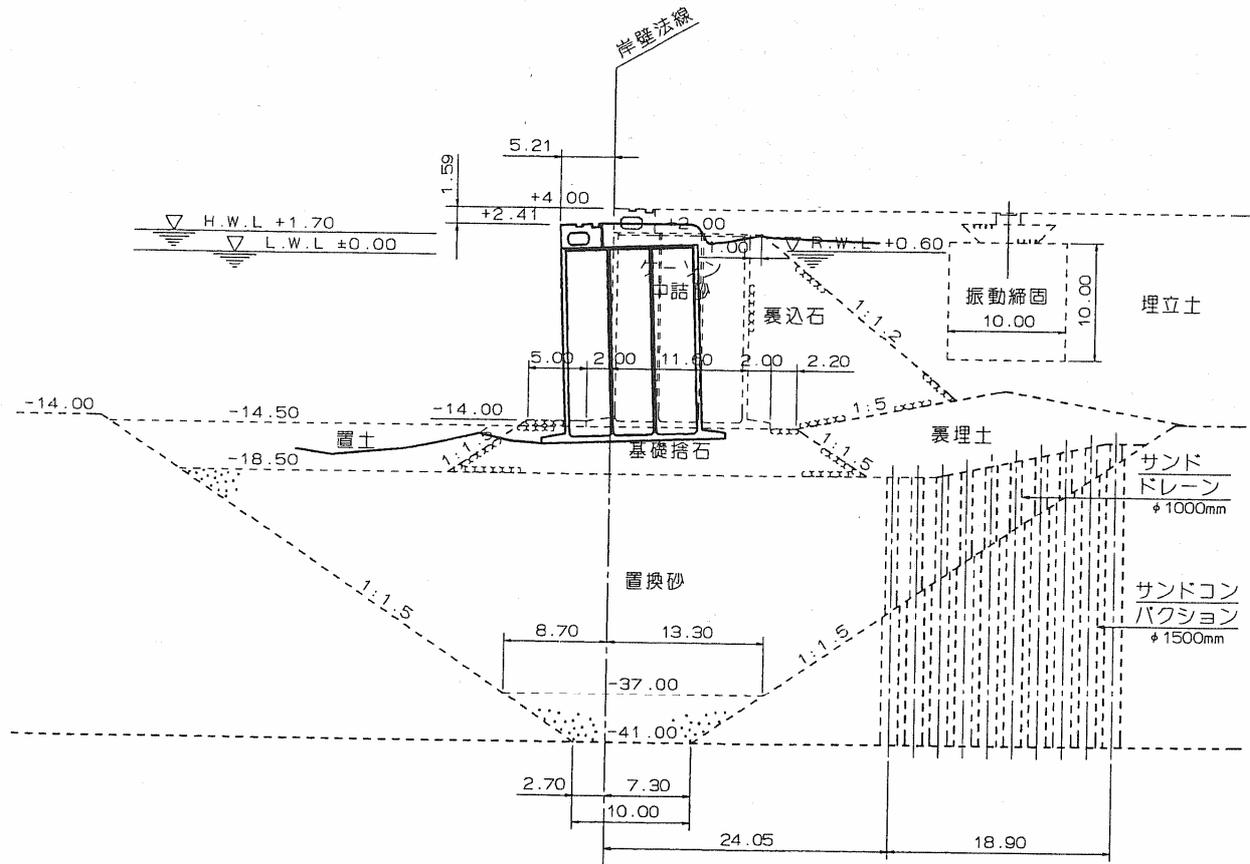


図5.2.5 六甲アイランド (RC-7岸壁) 被災状況 (被災断面・法線変位と沈下量)

5.2.2 矢板式岸壁の被災事例

矢板式岸壁の典型的な被災形態は図 5.2.6 に概要を示すように、矢板のたわみ・法線のはらみだし・矢板継ぎ目の開き、エプロン部の沈下・ひびわれ破損等が主である。機能上の観点から被災が問題となるのは重力式の場合と同様に、(1)これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、(2)矢板が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、(3)背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

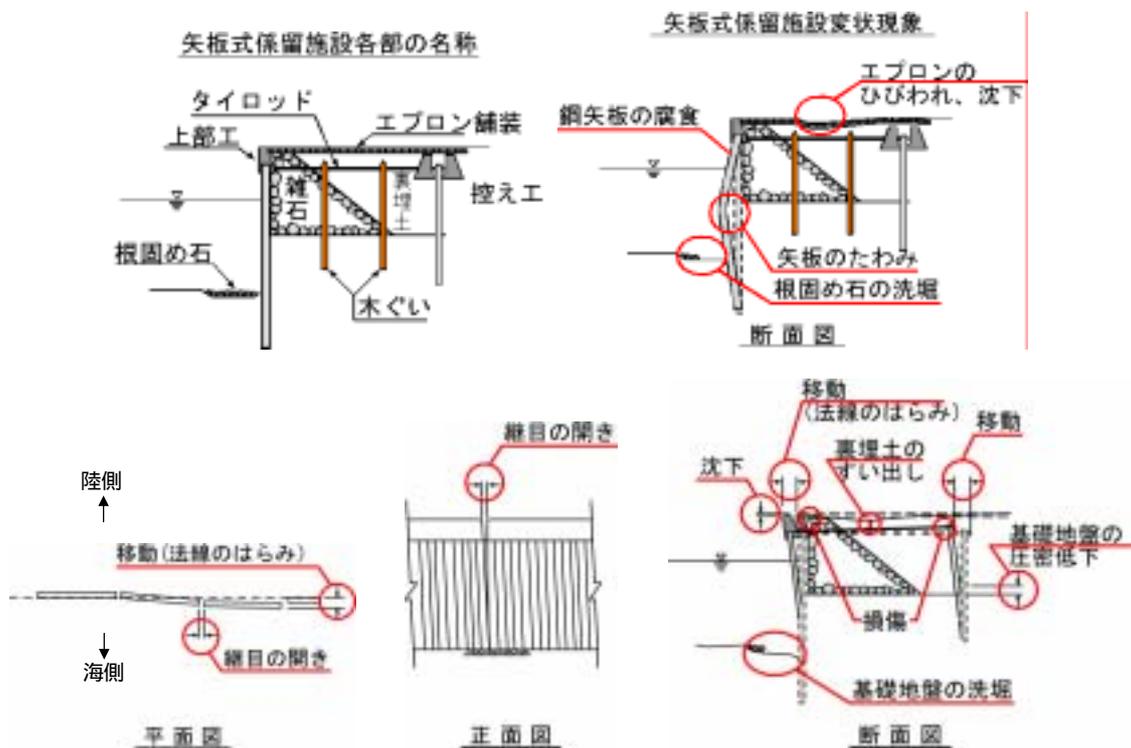


図 5.2.6 矢板式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況

矢板式岸壁は 1983 年日本海中部地震，1993 年北海道南西沖地震，2000 年鳥取県西部地震等で比較的大きな被害が発生した。特に 1993 年の北海道南西沖地震では、函館港の岸壁の一部で背面の液状化とともに大規模な変状が発生している。以降に函館港の岸壁の被災事例を中心に矢板式岸壁の被災状況写真・図面等を示す。

北海道南西沖地震は、図 5.2.7 に示すように北海道南西沖に位置する奥尻島の北部約 100km 地点付近・深さ 35km を震源とするマグニチュード 7.8 の地震である。この地震により、函館港・弁天地区の岸壁は岸壁法線が前面に大きく変位し、背面のエプロン舗装が大破（写真 5.2.3，写真 5.2.4 参照）した。本岸壁は控え杭をもつ矢板式の岸壁であり、背面部では噴砂が広範囲で確認されている（図 5.2.8 参照）。変状は北側岸壁法線から約 350m にわたって大きく発生しており、最大はらみだし量は 5.21m，エプロンの最大沈下量は 1.61m である（図 5.2.9 参照）。図 5.2.10 に粒度分布を示すように、背面土は緩い砂質土を主体とする埋め立て地盤であったこと、噴砂の分布状況から、岸壁背面で広範囲に渡って液状化が発生したことが分かる。このことから、控え杭周囲の埋戻し土が液状化することにより抵抗力を失い、岸壁の変形が大きくなったものと考えられる。



写真5.2.3 函館港弁天地区の被災状況
(エプロンの破損)



写真 5.2.4 函館港弁天地区の被災状況
(岸壁法線の変状)

北海道南西沖地震
 発生年月：1993年 7月12日 (22:17発生)
 震源：北海道南西沖 深さ：35.1 ± 3.5km
 マグニチュード：7.8 (気象庁)

凡 例
 最大加速度は観測記録の最大値を表す
 観測地点名-S：SMAC-B2型
 ◇ -M：ERS-M型
 ◇ -F：ERS-F型
 ◇ -G：ERS-G型
 SMAC-B2型とERS-M型はアナログ記録方式
 ERS-F、-G型はデジタル記録方式
 ERS-M型はERS-B、-C、-D型の総称
 添字Bのついたものは地中基盤の観測
 添字Rのついたものは構造物の観測
 *のついたものは暫定値

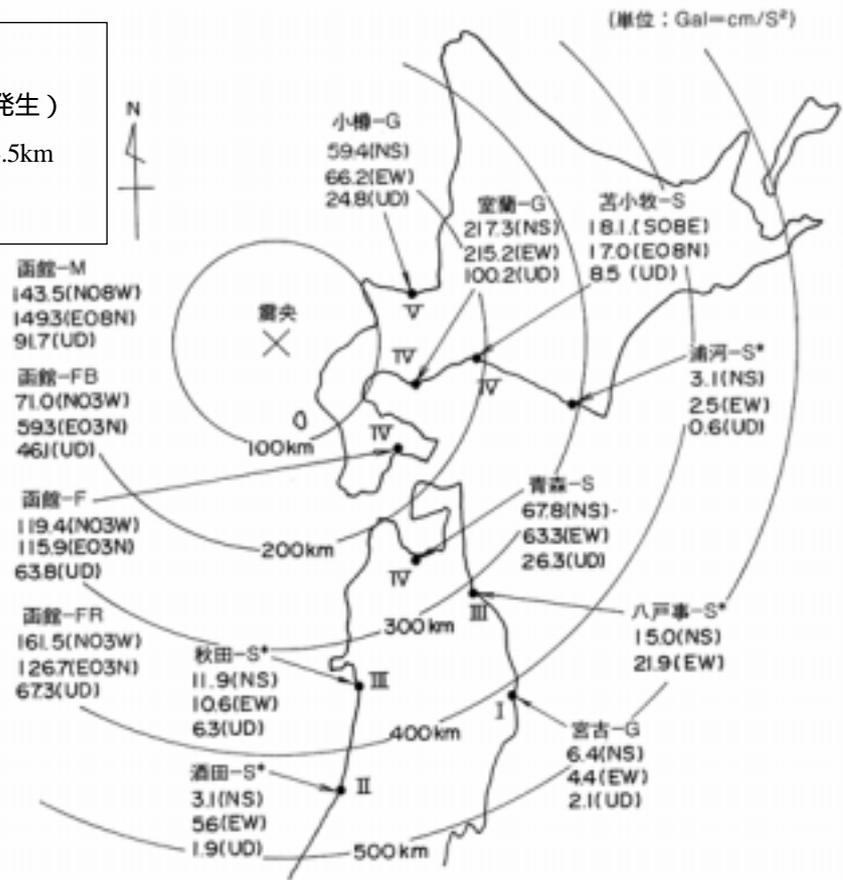


図 5.2.7 北海道南西沖地震の概要・最大加速度分布

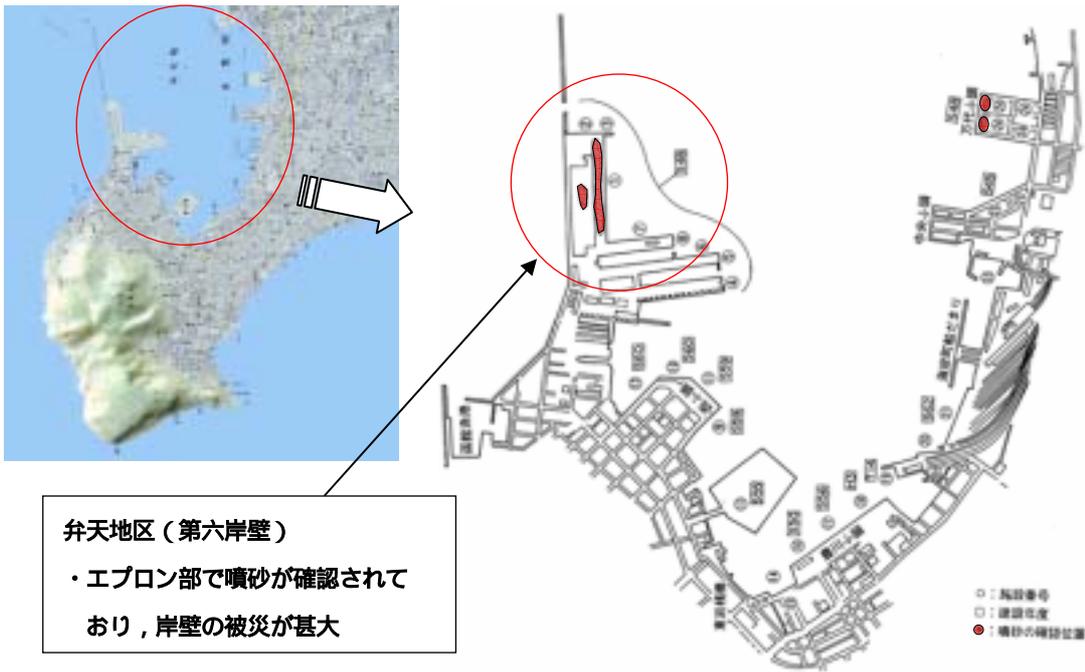


図 5.2.8 被災岸壁位置図（函館港・弁天地区）

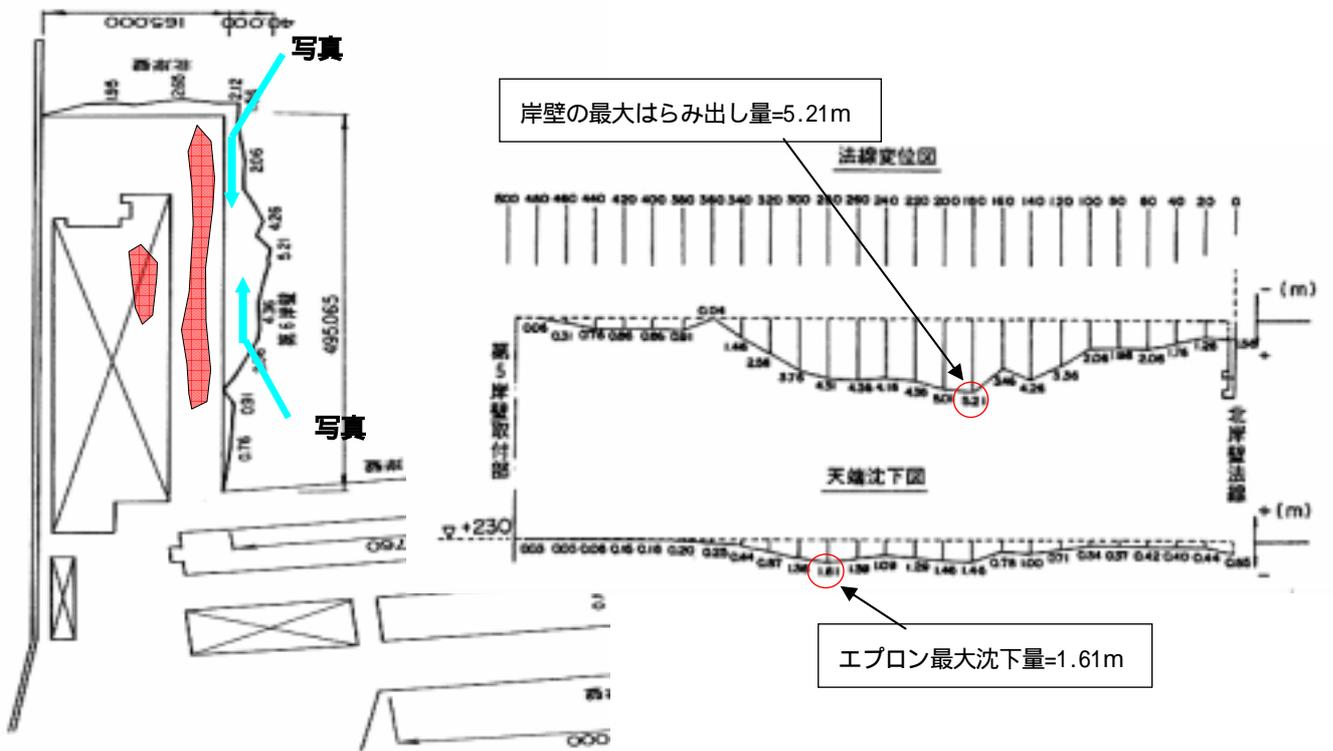
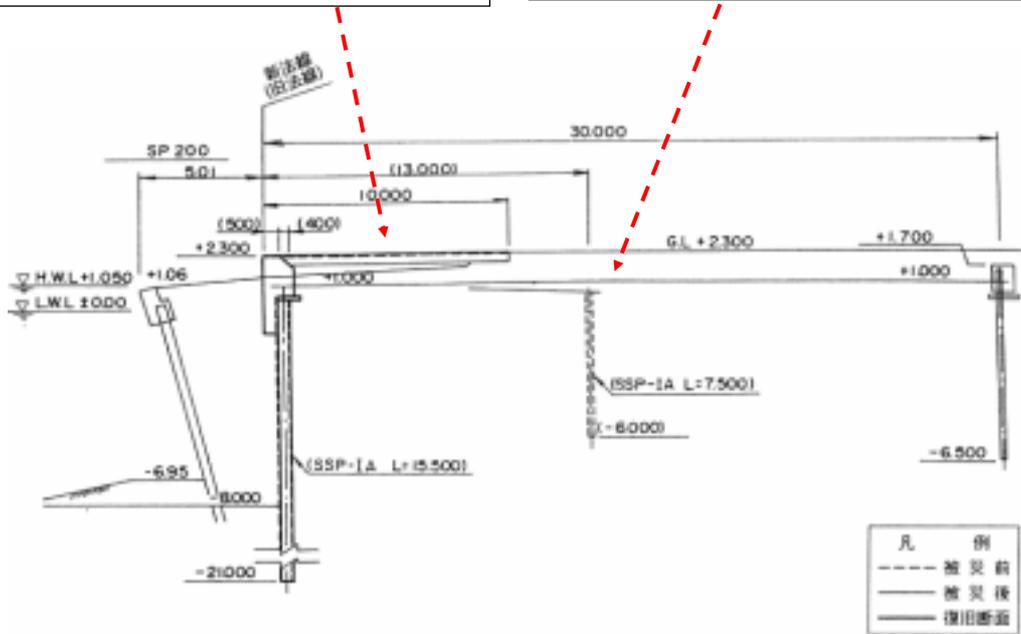


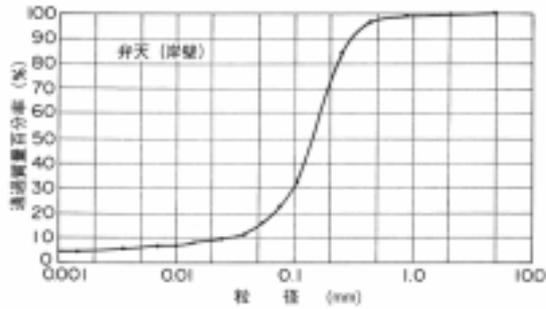
図 5.2.9 函館港・弁天地区の岸壁の被災状況（はらみだし量と沈下量）

エプロン部岸壁背後5mの部分に大きな亀裂が発生

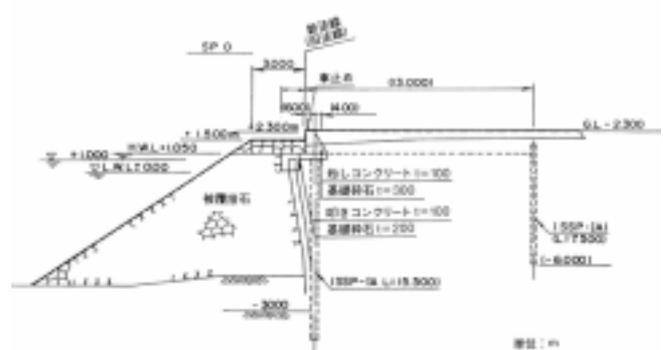
背面土はN値10以下の砂～シルトからなる埋立て地盤



(a)被災状況図



(b)背面土・噴砂の粒度分布



(c)復旧断面

図 5.2.10 函館港・弁天地区の岸壁の被災状況図 (被害断面・復旧断面)

5.2.3 棧橋式岸壁の被災事例

棧橋岸壁の典型的な被災形態は図 5.2.11 に概要を示すように、棧橋部でははらみ出しと沈下、杭のたわみと折損、上部工のひび割れ等であり、土留部では土留壁の変位、エプロン部の沈下・ひびわれ破損等である。棧橋の変状は背面の土留め壁が前面に変位することにより発生することが多く、棧橋と土留めをつなぐ渡版部が損傷することもある。機能上の観点から被災が問題となるのは重力式の場合と同様に、(1)これらの変状により構造物の安定性が確保できない場合、(2)棧橋が不等に変状して岸壁法線が凹凸状となり船舶が停泊出来なくなる場合、(3)背面地盤の変状（液状化の発生、不等沈下の発生、砂分の流出等）によりエプロン部の舗装の破損や段差が発生し積荷の運搬が困難となる場合等である。

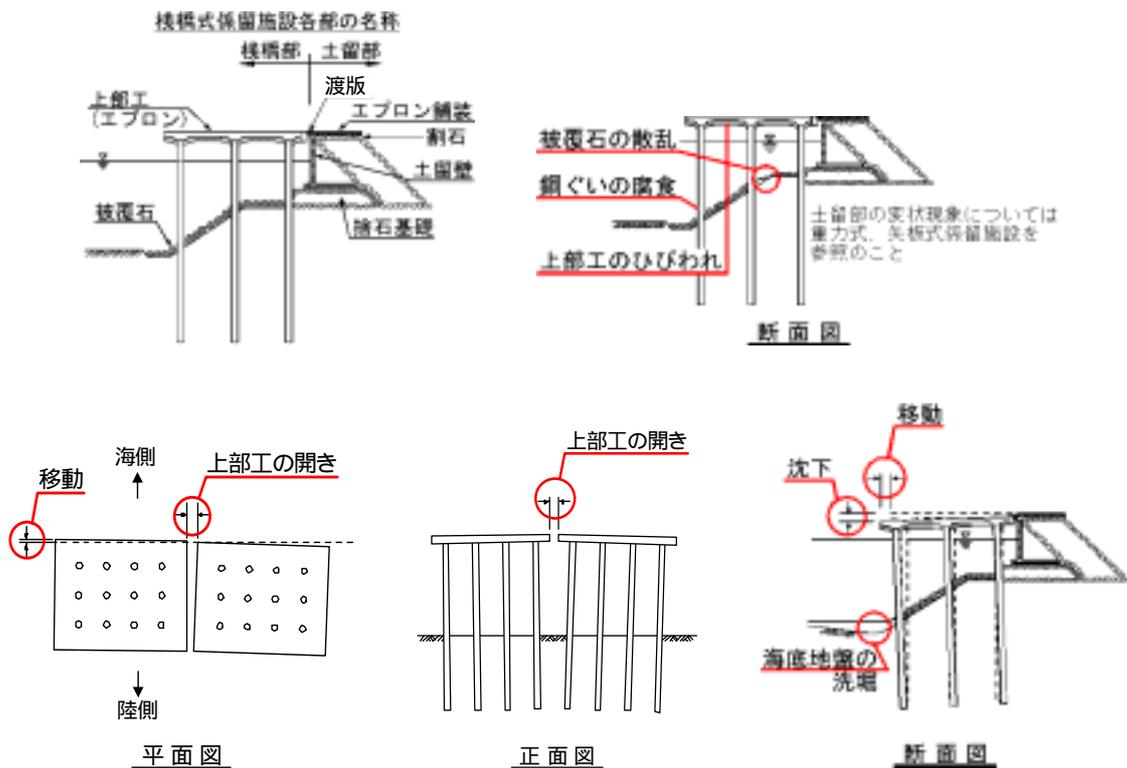


図 5.2.11 棧橋式岸壁の施設各部の名称ならびに典型的な被災状況

棧橋式岸壁の被災事例は他形式と比較して少ないが、1995 年の兵庫県南部地震、2000 年鳥取県西部地震等、2005 年福岡県西方沖地震で被災した事例がある。なお、鳥取県沖地震の事例は小規模施設（マリーナ）の事例である。

兵庫県南部地震では神戸港高浜地区の棧橋式岸壁が被災した。被災状況は図 5.2.12 に示すように岸壁法線の前面への変位（1.3～1.7m 程度）、杭の変形等が確認された。被災した棧橋式岸壁の杭を調査目的で引き上げた状況が写真 5.2.5 に示すとおりであるが、杭の変形状況が明確に確認できる。被災原因は、棧橋背後の土留部が背面部や土留め部直下の液状化により海側に変位した結果発生したものと推定されている。

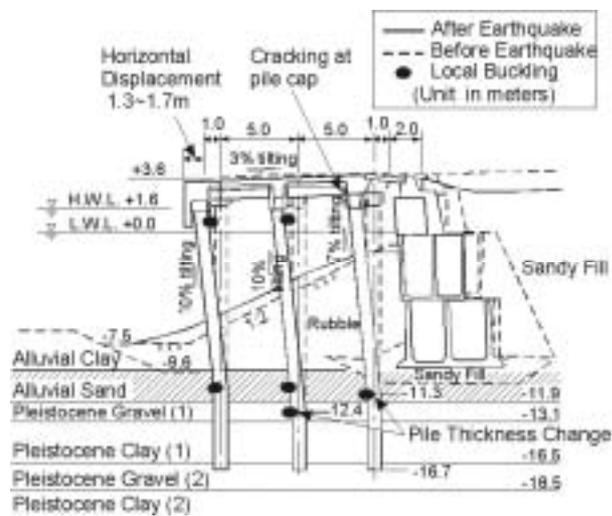
また福岡県西方沖地震ではいくつかの棧橋式岸壁施設で、陸側の土留部が変位したことにより渡版もしくは渡版の基礎部の破損等が発生しており（図 5.2.12 参照）、本体と土留めを接合する箇所で写真 5.2.6 に示すように段差や陥没などが発生している。



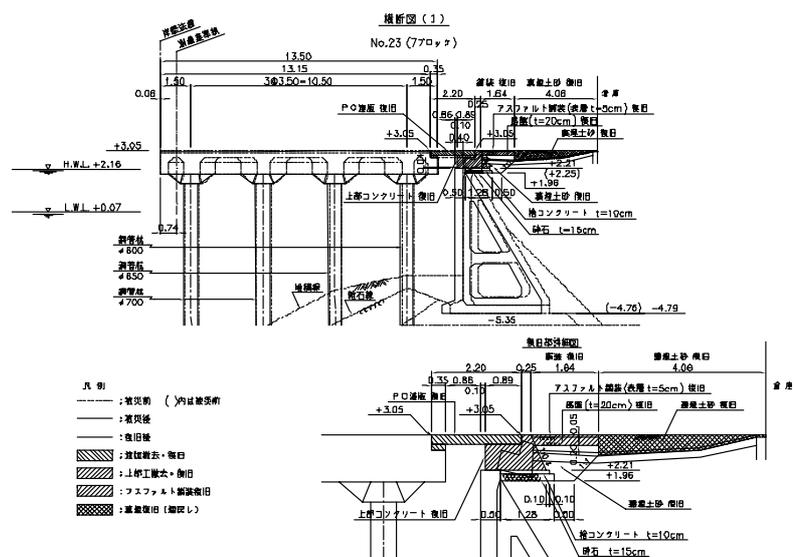
写真5.2.5 被災した桟橋式岸壁の杭¹⁾
(神戸港・高浜地区)



写真5.2.6 博多港・須崎埠頭の被害状況
(渡版部の破損)



(a)神戸港の事例



(b)福岡港の事例

図5.2.12 桟橋式岸壁の被災事例 (神戸港・福岡港)

5.3 港湾構造物の耐震設計法と既存施設の耐震診断手法²⁾

5.3.1 耐震設計の考え方

港湾施設に関する設計基準（「港湾の施設の技術上の基準」は、平成 18 年度中に改定が予定され（平成 19 年 4 月施行見込み）、耐震設計方法についても、より合理的な設計体系を目指し、性能設計の考え方が導入されることになっている。耐震設計の手順は図 5.3.1 に示す通りである。以下にそれぞれの項目について記述する。

a. 設計条件の整理

始めに設計条件の整理として地震動の設定と対象施設の要求性能の設定を行う。

耐震設計では、設計地震動強さのレベルを適切に定義する必要がある。地震動の設定は合理的に安全な構造物を設計することを目的として、震源特性、伝搬経路特性、対象とする港湾のサイト特性を考慮して地震動を設定する。図 5.3.1 の L1, L2 については通常以下のような区分に基づく。

L1: 設計供用期間中に作用する可能性が高い地震動

L2: 現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動

なお、これらの考え方は原則として土木学会の「土木構造物の耐震基準等に関する提言（第三次提言）」に準拠している³⁾。

対象施設の要求性能は、対象構造物の機能・重要度を考慮して構造物本体および地盤・基礎地盤の安定性に関して設定する。許容被害程度は例えば表 5.3.1 のように整理される。本表と表 5.3.2 に示す耐震性能グレードと設計地震動の関係を参考にして対象構造物の耐震性能を設定する。

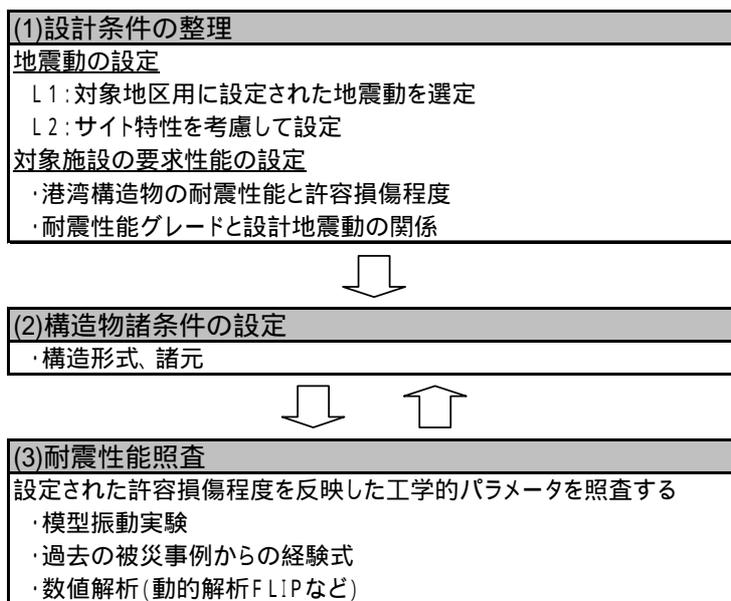


図 5.3.1 耐震設計手順

表 5.3.1 許容被害程度（参考例）

許容被害程度	構造被害（直接被害）	機能被害（間接被害）
被害程度：使用可能	無被害ないし軽微な被害	機能維持ないし軽微な機能低下
被害程度：補修可能	限定被害**	短期間の機能停止***
被害程度：非崩壊限界	著しい被害（崩壊はしない）	長期間の機能停止ないし機能喪失
被害程度：崩壊****	構造喪失	機能喪失

* 人命や財産の保全、震災復興ないし緊急防災拠点、有害物や危険物取扱いなどの機能を果たす施設の場合には、上表に示す一般的事項に加え、これらの施設特有の機能の観点からの許容被害程度を考慮すべきである。

** 限定された塑性応答ないし残留変位

*** 短期間の応急復旧完了までの機能喪失

**** 構造物崩壊時の周辺への影響は著しくない

表 5.3.2 耐震性能グレードと設計地震動の関係（参考例）

耐震性能グレード	設計地震動	
	レベル 1 (L1)	レベル 2 (L2)
グレードS	被害程度 : 使用可能	被害程度 : 使用可能
グレードA	被害程度 : 使用可能	被害程度 : 補修可能
グレードB	被害程度 : 使用可能	被害程度 : 非崩壊限界
グレードC	被害程度 : 補修可能	被害程度 : 崩壊

b. 構造物諸元の設定

対象構造物の使用状況，地理的条件，地形・地質条件，a. で定めた耐震性能グレードなどを勘案し，経済性や安全性を適宜比較しながら構造物の構造形式，構造諸元を決定する．これらは次に実施する耐震性能照査の結果を踏まえて修正し決定する．

c. 耐震性能照査

諸条件を設定した構造物が要求性能を満足するかどうか，(1) 数値解析，(2) 過去の被災事例からの経験式，(3) 模型振動実験などの方法により照査を行う．照査にあたり 要求性能を示す許容被害程度を工学的なパラメータ(例えば変位・応力レベルなど)と対応させる．工学的パラメータは構造物の構造形式やその機能により照査項目が異なるが，次章に構造形式別にその例を示す．

5.3.2 耐震性能照査における工学的パラメータ

耐震性能照査において，始めに設定した許容される損傷程度を工学的なパラメータに対応させる必要がある．これらの工学的パラメータは対象とする構造物の構造形式や機能により異なるが，以下に例として重力式，矢板式，栈橋式岸壁のケースについて示す．

a. 重力式岸壁

重力式岸壁は，海底地盤の上にケーソンなどの重力式壁体を設置し，壁体底面の摩擦力によって，壁体背後（陸側）の土圧に抵抗する構造となっている．地震時の変形形態としては，図 5.3.2 に示すように基礎地盤（海底地盤）が十分に堅固な場合には，壁体の海側への水平変位や傾斜が発生する．また，基礎地盤がゆるい砂質土盤のように地震時に軟化する場合には，基礎地盤を含む地盤全体の変形を伴って壁体の海側への変位，傾斜，および沈下が発生する．重力式岸壁は他形式の岸壁と比較して本体構造物の耐力低下の恐れが小さい傾向があるので，構造安定上の観点からは比較的大きな水平変位や沈下を許容することができる．

重力式岸壁の被害程度基準を規定する上で，機能被害の観点からは，船舶接岸の安全性，荷役車両の走行性，荷役作業の安全性，冠水，滞水などについて検討を行う必要があり，構造被害の観点からは前述のように変位や傾斜角などについて検討する必要がある．なお特殊な場合を除き，壁体コンクリート部材は被災による損傷事例が少ない

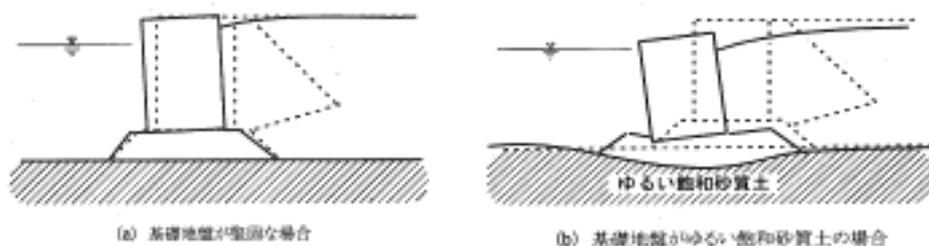


図 5.3.2 重力式岸壁の変形形態

いたため応力照査を省略できる。

照査対象項目としては図 5.3.3 に示すとおり、構造物本体については、変位、沈下、傾斜、法線の出入りなど、エプロンについては、沈下（エプロン上段差）、エプロンと背後地の段差、傾斜などがある。

耐震性能照査においては、先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目を拾い出し、それぞれの許容被害程度を設定し、これらを総合化して対象施設の被害程度基準を設定する。

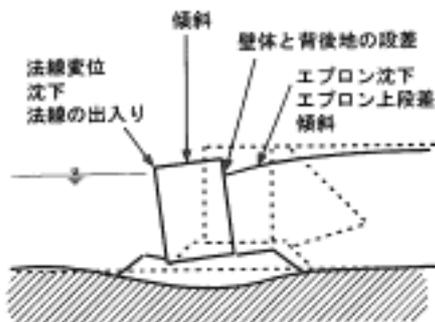


図 5.3.3 重力式岸壁の照査対象項目

具体的な被害程度基準は、例えば前述の表 5.3.1 に示した被害程度基準 ~ に対応させて、表 5.3.3 に示すように設定する。

表 5.3.3 重力式岸壁の許容被害程度基準の設定例

許容被害程度		被害程度	被害程度	被害程度	被害程度
壁体本体	法線変形率 (d/H) *	1.5%未満**	1.5~5%	5~10%	10%以上
	海側への残留傾斜角	3° 未満	3~5°	5~8°	8° 以上
エプロン	エプロン上の段差	0.03~0.1m 未満	N/A***	N/A	N/A
	エプロン背後地間の段差	0.3~0.7m 未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A

* d: 壁体天端の残留水平変位; H: 重力式壁体の高さ

** その他、基準に「法線の出入りが 30cm 未満」もある

*** 該当なし

b. 矢板式岸壁

矢板式岸壁は、矢板本体、タイロッド、控え工からなる複合構造物であり、矢板本体が根入れされた地盤の受働抵抗とタイロッドで連結された控え工の抵抗によって、矢板本体背後(陸側)の土圧に抵抗する構造となっている。地震時の変形形態としては、地盤条件・構造条件によって図5.3.4に示すように種々の形態が生じる。矢板式岸壁の構造被害は変位よりもむしろ応力の照査が重要となる。特に塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に達する順序の設定がポイントとなる。

矢板式岸壁の被災程度基準を規定する上で、機能被害の観点からは重力式岸壁の場合と同様で船舶接岸の安全性、荷役車両の走行性、荷役作業の安全性、冠水、滞水などについて検討を行う必要がある。構造被害の観点からは、変位とともに部材応力について検討を行う必要がある。

矢板式岸壁の被害程度基準を規定する照査項目には図5.3.5に示すように、変形と応力に関して以下の項目が挙げられる。

・変形照査

矢板本体：変位，沈下，法線の出入り

控え工：控え工前後の地盤の段差，亀裂，組杭の場合のヌケ上がりなど

エプロン：沈下，段差，傾斜

・応力照査

矢板本体，控え工，タイロッド(ジョイント含む)

矢板式岸壁の具体的な被害程度基準は、例えば前述の表5.3.1に示した被害程度基準～に対応させて、表5.3.4に示すように設定する。

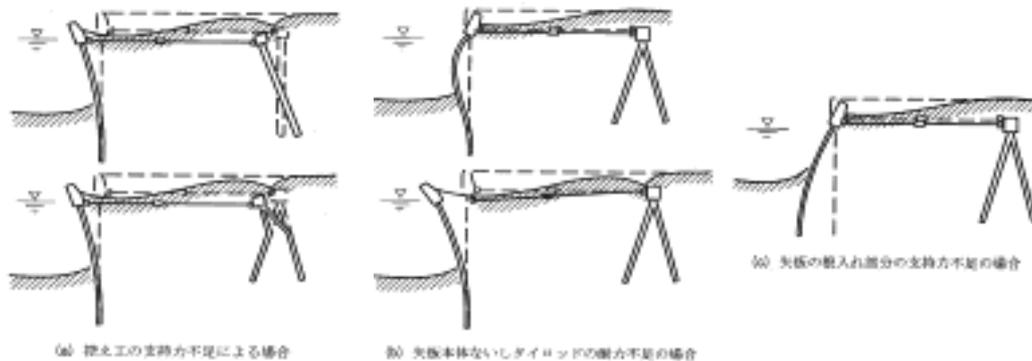


図5.3.4 矢板式岸壁の変形形態

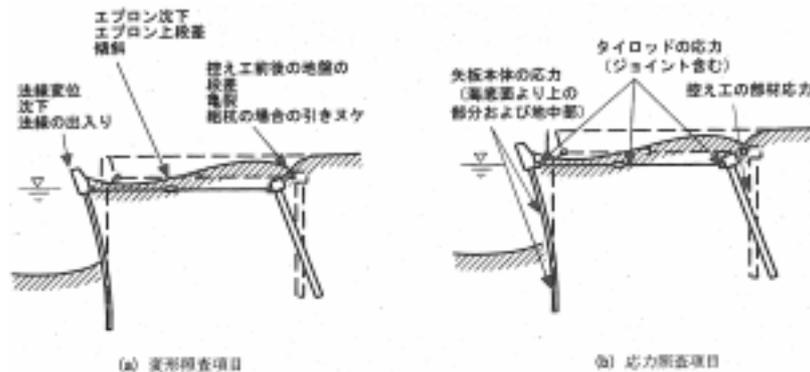


図5.3.5 矢板式岸壁の照査対象項目

表 5.3.4 矢板式岸壁の許容被害程度の設定例

許容被害程度		被害程度	被害程度	被害程度	被害程度
残留変位	矢板	正規化水平変位(d/H)	1.5%以下	1.5~5%	5~10%
	エプロン	海側への傾斜角 段差	3度以下	3~5度	5~8度
最大応答	矢板	根入上部	弾性	塑性 (許容塑性率内)	塑性 (許容塑性率内)
		根入部	弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)
	タイロッド		弾性	弾性	塑性
	控え工		弾性	弾性	塑性 (許容塑性率内)

c. 栈橋式岸壁

栈橋式岸壁は、栈橋本体と土留構造からなる複合構造物であり、栈橋本体も、鋼管杭、梁、床版などからなる複合構造物となっている。地震時の被災形態としては図 5.3.6 に示すように、栈橋本体に作用する慣性力、土留を含む地盤の変位、両者の複合による被害がある。特に地盤の変位の影響によって発生する図 5.3.6(c)の被災形態については、地盤工学的観点からの慎重な検討が必要である。構造被害の観点からは、矢板式岸壁と同様、変位よりも応力の照査が重要となる。特に塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に到る順序の設定が重要である。

栈橋式岸壁の被害程度基準を規定する上で、土留部についてはその構造形式に応じて、重力式や矢板式岸壁に準じた項目について機能被害及び構造被害の観点から検討する。ただし、土留部(ないし栈橋直下の傾斜部分を含む地盤)の変形が栈橋本体に与える影響については栈橋本体についての照査の際に考慮する必要がある。

栈橋本体については図 5.3.7 に示すように以下の項目について照査する必要がある。

・変形照査

栈橋本体：変位、沈下、法線の出入り、床版の傾斜

渡版：落下、段差

土留部：重力式、矢板式岸壁に準じる。

・応力照査

杭、床版、渡版

栈橋式岸壁の具体的な被害程度基準は例えば前述の表 5.3.1 に示した被害程度基準 ~ に対応させて、表 5.3.5 に示すように設定する。

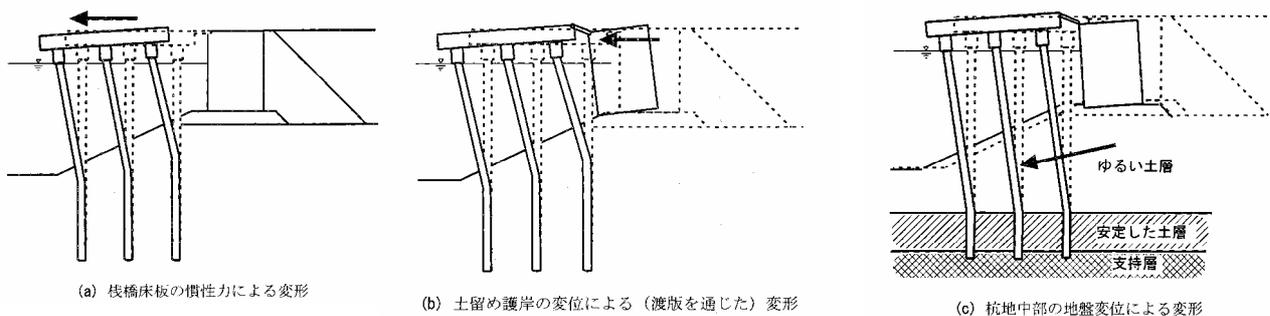


図 5.3.6 栈橋式岸壁の変形形態

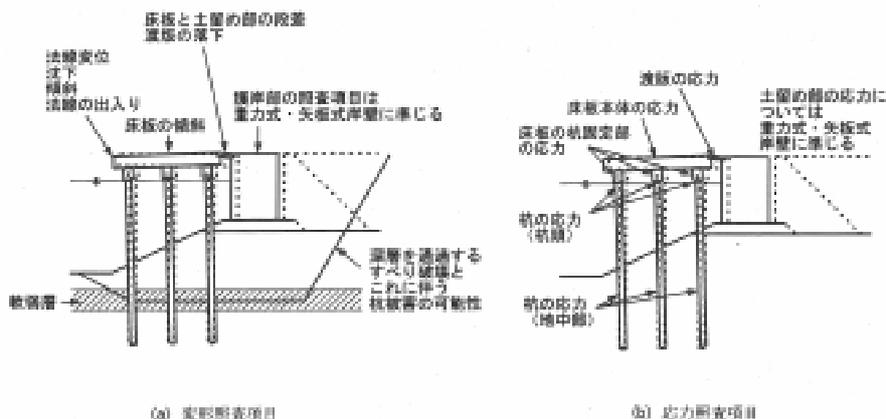


図 5.3.7 棧橋式岸壁の照査対象項目

表 5.3.5 棧橋式岸壁の許容被害程度の設定例*

許容被害程度		被害程度	被害程度	被害程度	被害程度
残留変位	床版と背後地盤間の段差	0.1~0.3m 未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜角	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応答値	杭**	軽微な残留変形ないし残留変形が皆無であるような実効的な弾性限界内	修復可能なレベル内での限定された塑性応答および残留変位	崩壊に近い塑性応答（杭頭および地中の2箇所）に塑性ヒンジが発生する杭は1本ないし限定された本数の杭に限る）	被害程度を超えた状態

* この表では、杭および床版についてのみの基準を示している

** 構造部材においては、曲げ降伏がせん断降伏より先行して発生するように設計する

5.3.3 耐震性能照査方法

既設建造物の耐震性能照査を実施する際には、新設建造物の設計時と同様に、対象建造物の機能・重要度を考慮して建造物本体および地盤・基礎地盤の安定性に関して、照査する施設の要求性能について整理する必要がある。また、対象施設のサイト特性を考慮した適切な地震動の設定が必要である。耐震性能の照査方法としては、(1)数値解析、(2)過去の被災事例からの経験式、(3)模型振動実験があげられる。

(1)数値解析：解析手法として多数提案されているが、解析手法の選定に当たっては照査のための工学的パラメータを計算する能力を有することを確認する必要がある。特に、港湾建造物の地震時被害には地盤の液状化現象が大きく関与していることから液状化現象を考慮できる手法を用いることが多い。

(2)過去の被災事例からの経験式：適用にあたっては経験式の構築過程を十分理解し、適用範囲を逸脱しないことが重要である。

(3)模型振動実験：港湾建造物の特性である地震時の動水圧等を考慮できる施設による模型振動実験により設定された耐震性能を照査する。適切な相似則を用い、過去の被災事例による再現性の確認が必要である。

これらの照査方法のうち特に(1)数値計算、(2)過去の被災事例からの経験式について説明する。耐震性能照査型設計における地震応答解析では建造物の地震時挙動を評価し、その結果が予め設定した被害基準（変位・応力・塑性率・ひずみなど）を満たすか否かについて照査することを目的とする。解析法の選定においてはそれぞれの耐震性能照査に適した解析法を選定する必要があり、一般に耐震性能グレードが高い施設には高度な解析手法が必要

となる。地震危険度解析，表層地盤の地震応答 / 液化化解析および構造物の地震応答解析には種々のものがある。これらの解析法はその難易度および解析能力によって 1) 簡易解析，2) 簡易動的解析，3) 動的解析に大別される。

1) 簡易解析：重力式，矢板式岸壁では，「滑動限界照査のための震度法」「変位の概略オーダー照査のための既往事例統計解析に基づく経験則」，栈橋式岸壁では「弾性限界照査のための応答スペクトル法」などが挙げられる。

2) 簡易動的解析：重力式，矢板式岸壁では，「滑動変位算定のための剛体滑動解析（ニューマーク法）」「簡易変形照査チャート」，栈橋式岸壁では，「応答スペクトル法とプッシュオーバー解析（質点系モデル）」などが挙げられる。

3) 動的解析：2次元有限要素法（有効応力，全応力法など）による地震応答解析

以下に各耐震性能グレードに対して最も適切とみられる解析法種別を表 5.3.6 に示す。本表は耐震性能グレードが高い構造物ほど高度の解析法が必要になるという原則に基づいている。

表 5.3.6 耐震性能グレードに応じた解析法種別（参考例）

解析法種別	耐震性能グレード			
	グレードC	グレードB	グレードA	グレードS
簡易解析： 滑動限界または弾性応答限界の概略評価，および構造物の残留変位の概略オーダーの評価に適する				
簡易動的解析： より広い適用性があり信頼性もより高い。予め想定した被害形態のもとでの変位，応力，塑性率，ひずみの評価が可能				
動的解析： 最も高度。地震時に発生する被害形態および被害程度（変位，応力，塑性率，ひずみなど）の評価が可能				

凡例：
 標準的設計ないし設計の最終段階に用いる
 概略設計ないし地震活動が低く設計地震動が小さい場合に用いる

5.3.4 簡易耐震診断方法

広域的な災害をもたらす海溝型地震に対する総合的な防災計画の作成のためには，対象地域内の個々の施設について耐震診断を実施する必要がある。しかしながら個々の施設の耐震診断は多くの時間ならびに費用を必要とするため，対象施設が多くなる場合にはその実施が困難である。このような現状を踏まえ費用ならびに時間をかけずに概略的な地震被害を把握することを目的として，既存構造物の海岸保全施設の形状と地盤の強度の情報から，地震時の施設の残留変位量を簡易に評価する手法が開発されている。ここではその簡易式診断方法（チャート式耐震診断手法）について概要を紹介する。

本手法は，前述の耐震性能照査を実施する前に照査を実施する対象施設の絞り込みに利用することができる。また，場合によっては先に挙げた簡易動的解析の手法として適用できるものと考えられる。

a. チャート式耐震診断手法の概要

本チャート式耐震診断手法は模型実験や二次元有効応力解析を用いたパラメトリックスタディ等の結果を整理・検討して開発された。本手法は係留施設では重力式岸壁（図 5.3.8）に対応しており，図 5.3.9 に示したフローに記載したように施設情報ならびに地震に関する情報を入力することによって，地震後の残留変位量を算出するものである。

この手法により残留変位量を算出した算出例を図 5.3.10 に示す。

b. チャート式耐震診断手法の課題と今後の展開

本手法は前述したように重力式岸壁のみに対応している。本手法は前述のようにパラメトリックスタディ等の結果からとりまとめを実施して作成されたものであることから、その適用範囲は作成段階で想定した範囲に限定される。今後、適用範囲を広げ一般性を高める目的で、他の構造形式の岸壁への対応などについて検討が進められている⁴⁾。

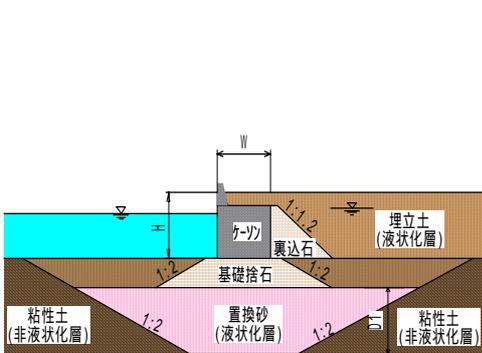


図 5.3.8 チャート式手法の適用形状

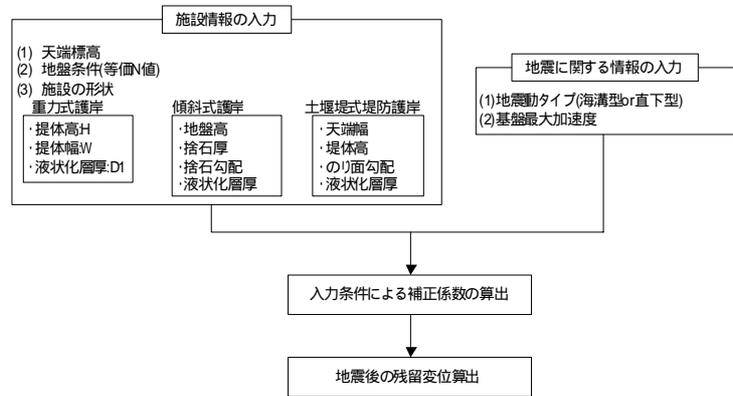


図 5.3.9 チャート式診断フロー

入力項目	備考	入力例
高さ:H (m)		10.0
幅:W (m)		11.0
置換砂厚:D1 (m)		5.0
地盤の等価N値	0<等価N値 25 (別途算定プログラムあり)	7
基礎最大加速度 (gal)	100gal ~ 600gal が概ね適応範囲	400
地震動のタイプ	1=直下型 2=海溝型 3=海南波(海溝型) 4=撫養港波(海溝型) 5=羽田波(海溝型)	2

標準タイプの場合 補正係数(各パラメータ毎の 補正係数の積)	残留水平変位 (m)	1.75
	残留鉛直変位 (m)	0.57
	水平変位	1.05
	鉛直変位	2.04

出力項目	備考	計算例
天端標高 (m)	値は、D.L表示	4.7
液状化の発生する可能		高い
残留水平変位 (m)		1.9
残留鉛直変位(沈下量) (m)	正の値=沈下	1.2
津波高さ (m)	値は、D.L表示	4.1
護岸形状による津波高さの補正係数	当面の間は、1.0	1.0
排水沈下量 (m)	正の値=沈下	0.15
地盤沈降量 (m)	正の値=沈下	0.95
余裕高さ (m)	= - - × - -	-1.70

図 5.3.10 チャート式診断手法の診断例

5.4 補強工法の種類とその分類

5.4.1 概要

岸壁は建設される地域によって設計条件が異なり、それに応じて経済性や施工性に優れた形式や工法が変わることから、様々な形式により建設されている。

そのため補強工法は、既存施設の形式や施設周辺の利用状況、補強工施工後の要求性能等によって適用できる工法が制限されることから、これまでに様々な形式の補強工法が提案され施工が行われてきた。耐震補強工法の選定は、工法の原理・特性を良く理解した上で、既存施設の状況、要求される性能等を十分に把握した上で行う必要がある。表5.4.1に補強工法の一覧表を示す。一覧に示した工法について、概要、設計・施工上の留意点等をまとめた資料を巻末に添付した。

表5.4.1 耐震補強工法一覧

対象構造物	No.	工法名	対策工による効果				その他条件	
			水平抵抗 増強	基礎支持 力増強	液状化対策		水深の 増深	法線の変更
					背面	基礎		
重力式	G-1	裏込撤去工法（１）					不可	なし
	G-2	裏込撤去工法（２）					不可	なし
	G-3	軽量混合処理土置換工法					不可	なし
	G-4	水砕スラグ置換工法					不可	なし
	G-5	事前混合処理土置換工法					不可	なし
	G-6	セメント系固化処理工法					不可	なし
	G-7	一体化コンクリート工法					不可	なし
	G-8	中詰重量化工法					不可	なし
	G-9	上部重量化工法					不可	なし
	G-10	根固矢板工法					不可	なし
	G-11	控え杭工法					不可	なし
	G-12	斜めアンカー工法					不可	なし
	G-13	一体化コンクリート工法					不可	前出量：小
	G-14	一体化矢板コンクリート工法					不可	前出量：小
	G-15	一体化矢板工法					不可	前出量：小
	G-16	重力式構造物工法（デタッチドケーソン）					不可	前出量：大
	G-17	矢板式構造物工法（既設控え）					不可	前出量：大
	G-18	矢板式構造物工法					不可	前出量：大
	G-19	栈橋式構造物工法（土留め機能付き）					可	前出量：大
	G-20	栈橋式構造物工法（土留め機能なし）					不可	前出量：大
	G-21	摩擦増大マット敷設工法					不可	なし
	G-22	基礎地盤改良工法					不可	なし
矢板式	S-1	軽量混合処理土置換工法					不可	なし
	S-2	水砕スラグ置換工法					不可	なし
	S-3	事前混合処理土置換工法					不可	なし
	S-4	セメント系固化処理工法					不可	なし
	S-5	矢板前面改良工法					不可	なし
	S-6	棚式構造物新設工法					不可	なし
	S-7	新設矢板一体化工法（直背面）					可	なし
	S-8	既設矢板補強工法					不可	なし
	S-9	二段タイ材工法					不可	なし
	S-10	グラウンドアンカー工法					不可	なし
	S-11	新設矢板一体化工法					不可	前出量：小
	S-12	栈橋式構造物工法（土留め機能付き）					可	前出量：大
	S-13	栈橋式構造物工法（土留め機能無し）					可	前出量：大
	S-14	二重矢板化工法					可	前出量：大
	S-15	ジャケット式工法					可	前出量：大
栈橋式	W-1	背面増杭工法					不可	なし
	W-2	中間増杭工法					不可	なし
	W-3	中間プレス工法					不可	なし
	W-4	杭断面増強工法					不可	なし
	W-5	鉛直アンカー工法					不可	なし
	W-6	撤去新設工法					不可	なし
	W-7	前面増杭工法					可	前出量：小
	W-8	前面土留め矢板工法					可	前出量：小
	W-9	棚式構造物改良工法					可	前出量：小
	W-10	矢板式構造物設置工法					可	前出量：小

5.4.2 補強工法の分類

補強工法は前述のように様々な種類が考案されている。ここではその原理ならびに手法に着目し、次の3つに分類する。

(1)地盤改良による工法

岸壁周辺部（背面・基礎）の地盤改良を行うことにより、作用土圧の低減や液状化を防止する工法。

(2)構造物重量増大工法

重力式岸壁の主構造物の重量を中詰材の変更やコンクリートの増設等によって増加させ、水平抵抗力の増加を図る工法。

(3)構造物による抵抗力補強工法

構造部材や構造物を新設することにより、既存施設の水平抵抗力を増加させる工法。これらの工法にはその補強の規模・考え方により種々の工法が考えられるが、ここでは以下の3点に区分する。

1)構造部材新設

2)既設部材補強，既設部材断面力の低減

3)前面構造物新設

以降に上記分類ごとに各工法の特徴をまとめて述べる。また分類した工法をまとめ図5.4.1に示す。

		既存岸壁の構造形式								
		重力式	矢板式	栈橋式						
地盤改良による工法	法線変更なし	裏込撤去工法(1) 	裏込撤去工法(2) 	軽量混合処理土置換工法 	水砕スラグ置換工法 	矢板前面改良工法 				
	法線変更あり	水砕スラグ置換工法 	事前混合処理土置換工法 	セメント系固化処理工法 	事前混合処理土置換工法 	セメント系固化処理工法 				
構造物重量増大工法	法線変更なし	一体化コンクリート工法(背面) 	中詰重量化工法 	法線変更あり	一体化コンクリート工法(前面) 					
	法線変更あり	上部重量化工法 								
構造物による抵抗力補強	構造部材新設	法線変更なし	根固矢板工法 	法線変更あり	一体化矢板コンクリート工法 	法線変更なし	背面増杭工法 	法線変更あり	前面増杭工法 	欄式構造物改良工法
		法線変更あり	控え杭工法 	斜めアンカー 	一体化矢板工法 	摩擦増大マット敷設(据え直し)工法 	法線変更なし	中間増杭工法 	法線変更あり	矢板式構造物設置工法
前面構造物新設	既設部材補強 / 断面力低減等	法線変更なし	新設矢板一体化工法(直背面) 	法線変更あり	新設矢板一体化工法 	法線変更なし	中間プレス工法 	法線変更あり	前面土留め矢板工法 	
		法線変更あり	欄式構造物新設工法 			法線変更なし	グランドアンカー工法 	法線変更あり	二段タイ材工法 	既設矢板補強工法
前面構造物新設	既設部材補強 / 断面力低減等	法線変更なし	撤去新設工法 	法線変更あり	鉛直アンカー工法 	法線変更なし	杭断面増強工法 	法線変更あり		
		法線変更あり	重力式構造物工法(デタッチドケーン) 	矢板式構造物工法 	栈橋式構造物工法(土留め有り) 	法線変更あり	二重矢板化工法 	ジャケット式工法 		
		法線変更あり	矢板式構造物工法(既設据え) 	栈橋式構造物工法(土留め無し) 	法線変更あり	欄式構造物工法(土留め有り) 	欄式構造物工法(土留め無し) 			

図 5.4.2 耐震補強工法一覧(工法原理による区分)

a. 地盤改良による工法

岸壁背面からの作用土圧の低減や液状化の防止、基礎地盤の変形の抑制等を主な目的として既設構造物の周辺部の地盤を改良する工法 具体的な工法として 構造物背面の裏込土を撤去する工法(図5.4.2(a)参照)、裏込土を軽量な材料により置換する、もしくは固化処理する工法(図5.4.2(b),(c)参照)、基礎地盤の改良を行う方法(図5.4.2(d)参照)等が挙げられる。

構造物背面部の地盤の改良は、主に構造物にかかる作用土圧の低減による耐震性能の向上を期待して実施される工法であるが、液状化の発生を防止する効果を持つものも多い。本工法は岸壁背面(エプロン部等)の施工が可能である場合に適用でき、耐震性能の向上に効果的で経済性に優れ、法線の変更が無いという特徴がある。

基礎地盤の改良は地震時に支持力が不足すると想定される場合ならびに液状化発生の可能性がある場合に実施される。既設構造物直下の地盤改良工は困難であり施工法が制限され、効果的な改良を一様に施すことができないケースも多い。条件によってはケーソン構造物を一時的に撤去し、地盤改良を施した後に据え直す工法等が考えられるが、裏込の撤去等も含め施工が大規模なものとなり工事が長期化する上、経済性に劣る。

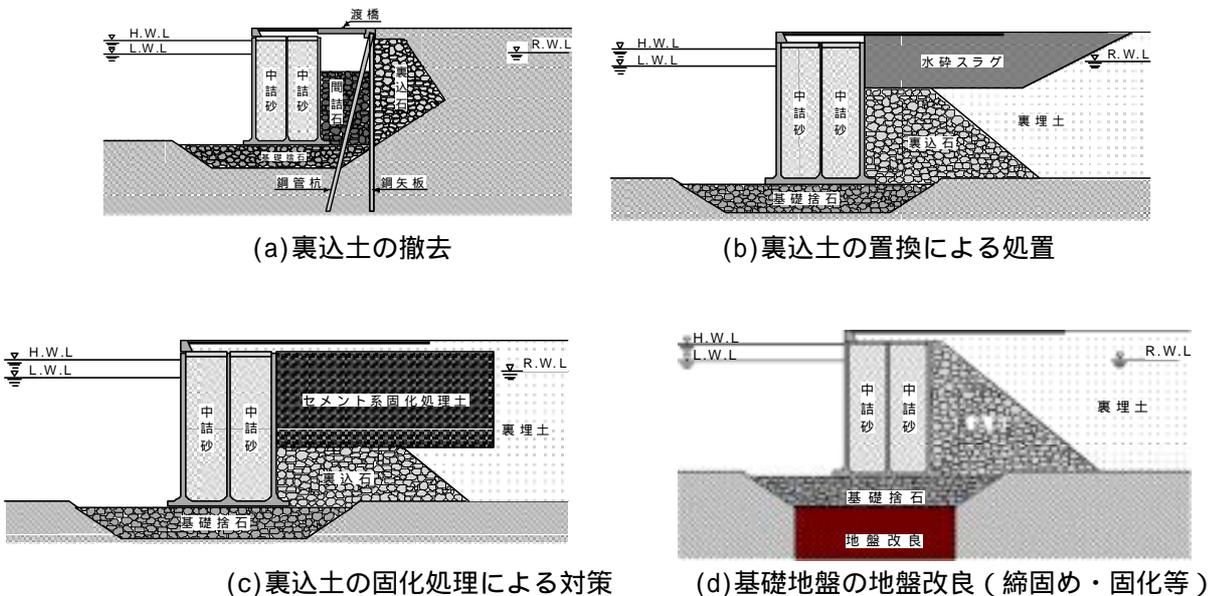


図 5.4.2 地盤改良による工法

b. 構造物重量増大工法

既設構造物の重量を増すことにより、水平抵抗力を補強する工法。重力式の岸壁に適用される。具体的には中詰め砂を銅水砕・コンクリート等の比重の大きい材料と置換する工法(図5.4.3(a)参照)、上部や周囲に既存構造物と一体化するようにコンクリートを打設する工法(図5.4.3(b)参照)、などがある。

これらの工法は、施工が比較的容易であり、法線を変更しない計画が可能であるなどの特徴がある。工法の適用にあたって、既設ケーソンの底版や側壁の応力照査、ならびに基礎地盤の支持力の照査が必要である。また、材料を置換する工法の場合は既存材料撤去時の既存堤体の安定性について検討を実施しておく必要がある。

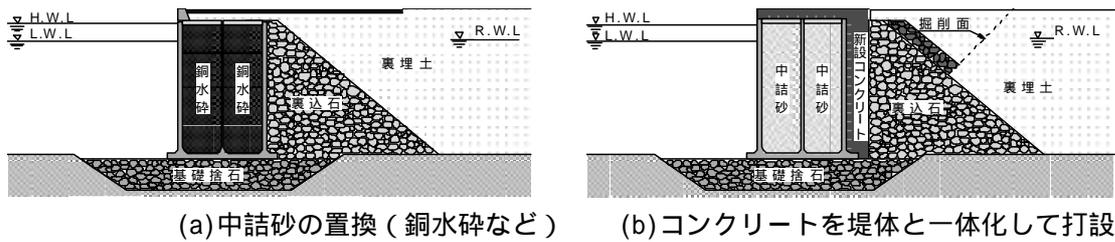


図 5.4.3 構造物重量増大工法

c. 構造物の新設・補強等による工法

) 構造部材の新設工法

既設構造物に構造部材を新設することにより、滑動に対する受動抵抗を増加させる工法。具体的には既設の主構造物にグラウンドアンカーなどを新設する工法（図 5.4.4 参照）、根固矢板などの構造物を新設する工法（図 5.4.4(b) 参照）、矢板式構造物で矢板を新設して既設と一体化させる工法（図 5.4.4(c) 参照）、栈橋構造物において前面などに増杭をする工法（図 5.4.4(d) 参照）などが挙げられる。

これらの工法は、新設の部材の配置により既存岸壁の法線を維持することが可能で、法線が変更となる場合にも前出し量は比較的少ない。耐震性能向上の度合いについては新設する構造部材の種類・配置により異なる。なお、これらの工法は設計方法が確立していない工法が多いため、設計にあたっては動的解析の実施や模型実験の実施など、十分な検討が必要となる。

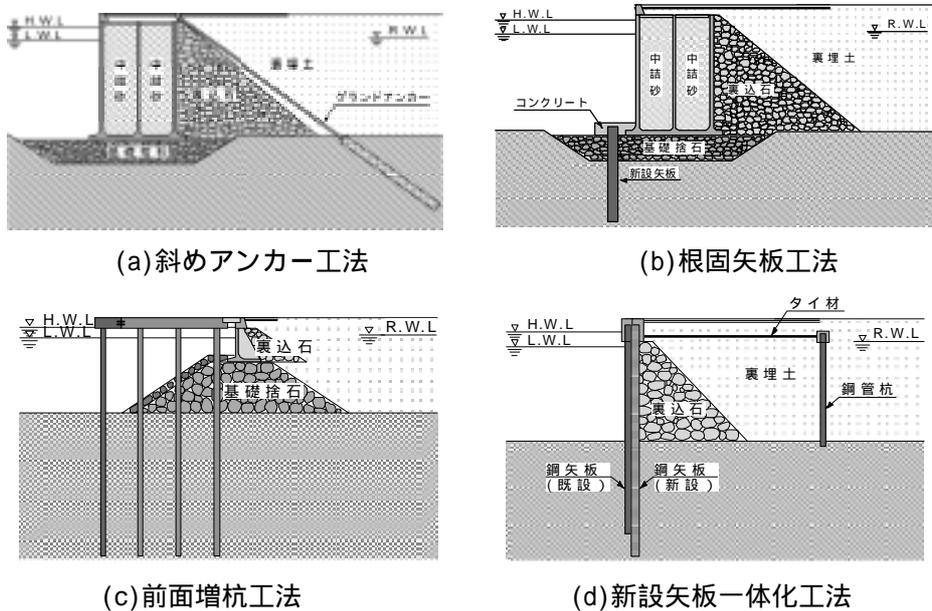


図 5.4.4 構造部材の新設工法

）既設部材補強，既設部材断面力の低減工法

既設構造物の構造部材を補強することにより部材に発生する断面力を低減させる，もしくは部材の耐力を確保する工法．具体的には，矢板の中間部（海底地盤と既設タイ材の）にアンカー等を設置し，矢板に発生する断面力を低減させる二段タイ材工法（図 5.4.5(a)参照），既設鋼管矢板をH鋼等で補強する工法（図 5.4.5(b)参照），既設栈橋構造物の杭を中詰めコンクリートやH鋼等で補強する工法（図 5.4.5(c)参照）などが考えられる．

これらの工法は，既存構造物の耐震診断の結果，部材耐力が不足する場合に適用できる．既存岸壁の法線を変更できないときに用いられる工法である．

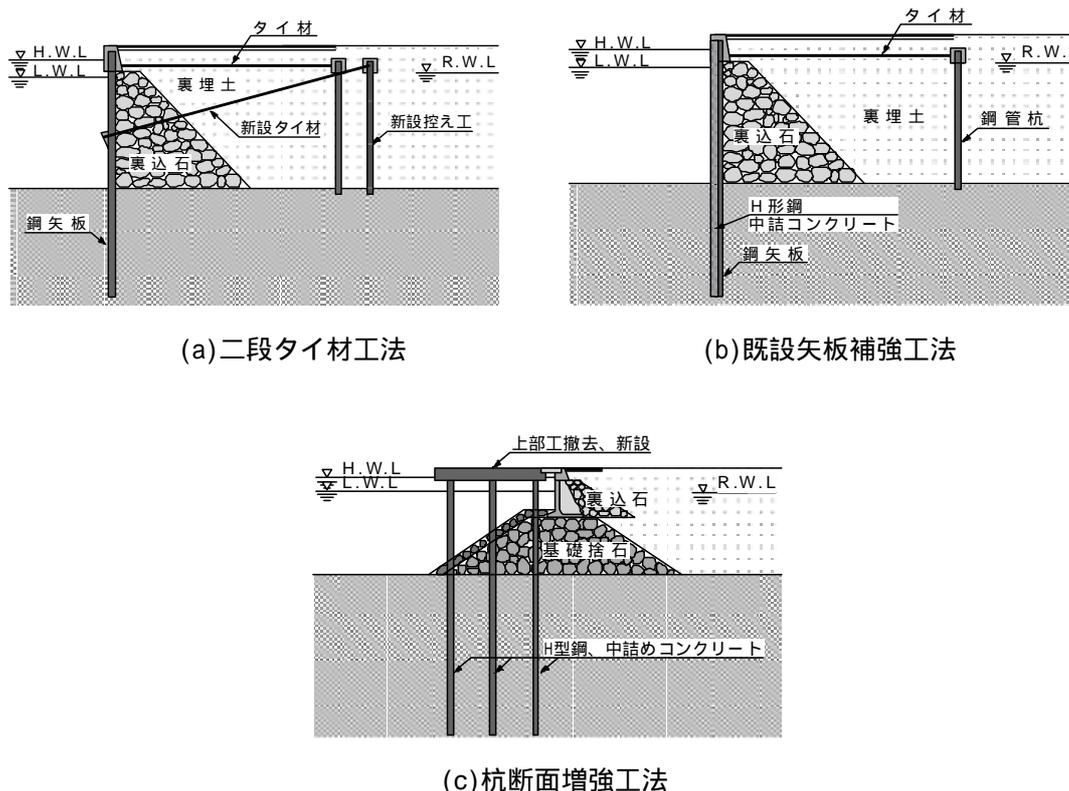


図 5.4.5 既設部材補強，既設部材断面力の低減工法

）岸壁前面構造物新設工法

既設構造物の前面に構造物を新設して所要の耐震性能を確保する工法．既設構造物を構造部材として利用する場合と構造物としての機能は期待しない場合がある．具体的には既設構造物前面にケーソン構造物を新設する工法（図 5.4.6(a)参照），矢板式の構造物を新設する工法（図 5.4.6(b)参照），栈橋式の構造物を新設する工法（図 5.4.6(c)参照）などが挙げられる．

この工法は構造上の制限が少ないため多くの工法が考えられ，任意の耐震性能を持った構造物の建設が可能である．従って，耐震性能を大きく向上させたい場合や，既存構造物の使用が老朽化等により困難な場合に適していると考えられる．また，船舶の大型化に対応するための増深化にも容易に対応が可能である．ただし，本工法は既設構造物前面に大きく法線を変更することから既存岸壁の前面水域の利用が可能である場合にのみ適用が可能で，施工が大規模となるため工期は増加し，建設コストの面からは他工法に比べて劣る場合が多く，かつ供用中の施工が困難である．

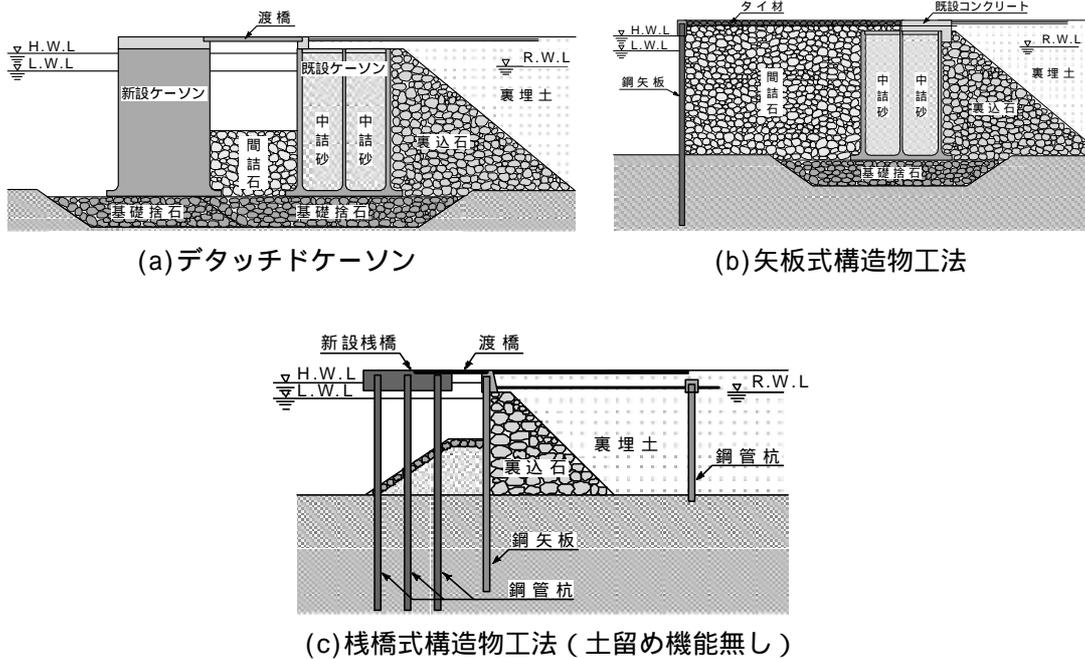


図 5.4.6 構造物の新設による水平抵抗力の補強

5.4.3 要求事項による分類

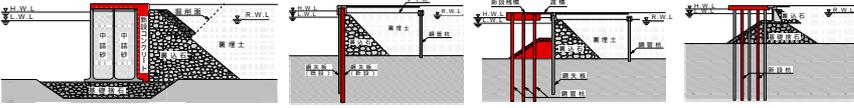
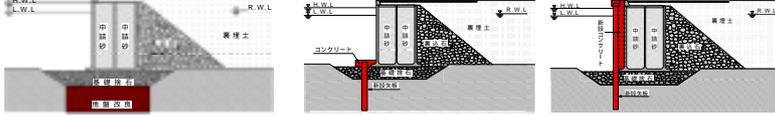
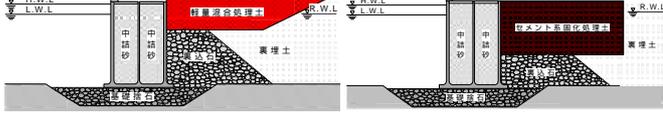
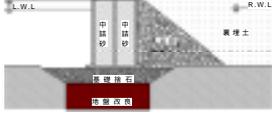
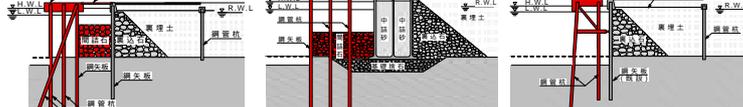
耐震補強工は既存構造物の耐震性能の向上を目的として実施される。耐震性能の向上は構造物自体の耐震性の向上と周辺地盤の液状化対策に細分化できる。さらに実際の事業においては、既存岸壁の耐震補強工事の際に岸壁の増深化のように耐震性能以外の性能向上が併せて要求されることも多い。これら耐震補強工事に要求される事項を以下に挙げる。

- (1) 構造物の耐震性の向上
 - 滑動・転倒に対する抵抗力の増強
 - 基礎地盤の支持力の増強
- (2) 液状化対策
 - 岸壁背面の液状化対策
 - 岸壁基礎部（置換砂含む）の液状化対策
- (3) 岸壁の増深化

以上の要求事項のうち、いずれの工法も滑動・転倒に対する抵抗力の増強を主な目的としたものである。しかしながら、実際に既存の岸壁に耐震補強工法を適用する際には、他の要求事項を併せて満足する必要があるケースも多い。

表 5.4.2 にはこれらの要求事項を満足する計画が可能である工法について抽出してまとめた。

表 5.4.2 要求事項に対する分類

要求事項に対する分類	適用工法
滑動・転倒に対する抵抗力の増強	 <p>その他考案されている全ての工法</p>
基礎地盤の支持力の増強	 <p>根固め矢板工法等はその評価に留意が必要</p>
岸壁背面の液状化対策	
岸壁基礎部(置換砂含む)の液状化対策	 <p>その他薬液注入による改良工法など</p>
岸壁の増深化	 <p>その他前出し工法</p>

5.4.4 対策工法の選定

補強工法は既存施設の使用状況や周辺部の土地利用条件，地形条件等の制限から適用できる工法が限定される．以下に示す条件は特に対策工法を選定する上で重要なものである．対策工法の選定は，既存岸壁前面水域が利用可能で岸壁法線の変更は可能であるか，工期的にどの程度の制約があるか（一部供用しながらの施工が必要か），岸壁背面の対策は可能であるかについて十分に検討した上で行う必要がある．

- (1) 岸壁法線の変更の可否
- (2) 工期（閉鎖の期間がどの程度とれるか？ 供用中の施工が必要か？）
- (3) 岸壁背面对策の可否

工法の選定にあたっては，前述した補強後岸壁の要求事項ならびに上記の施工計画上の条件をもとに対策工法を数種類抽出し（一次選定），抽出された対策工法について以下に示す項目について予備検討を実施し，比較検討を実施した上で最終対策案を決定する（二次選定）ことが望ましい．

- ・ 概略設計（断面・配置）
- ・ 概略施工計画
- ・ 施工性（工期，供用中の施工方法）
- ・ 経済性（工事費，対象地域の材料の調達コスト）
- ・ 環境配慮（ゼロエミッション（廃材の有効活用），有害物質の流出防止）
- ・ 事務処理事項（埋立許可申請など）

上述した対策工法選定の流れをフローにまとめ，図 5.4.7 に示す．

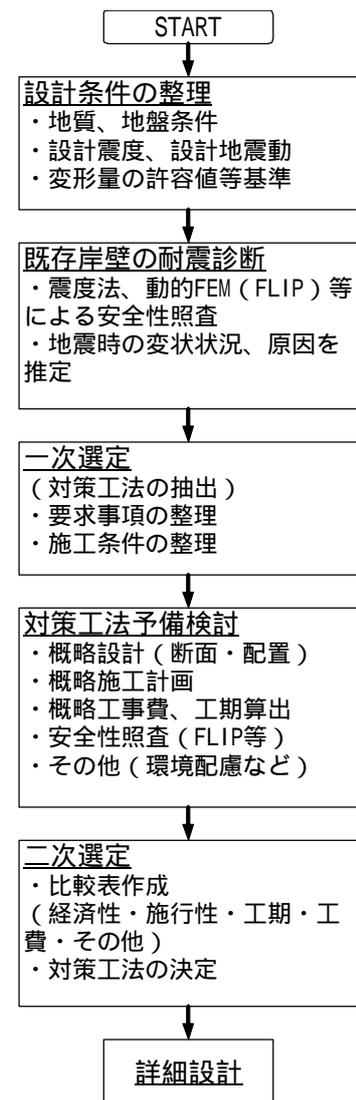
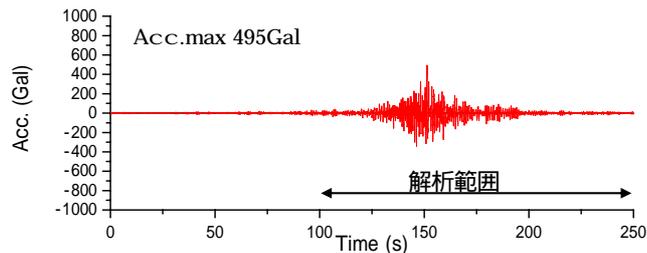


図 5.4.7 対策工法選定フロー

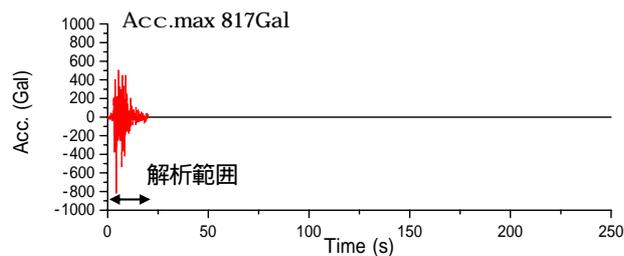
5.5 耐震性能照査事例

5.5.1 矢板式岸壁に対する検討事例

巨大地震時における岸壁の挙動について、設計震度が小さな矢板式岸壁（水深-7.5m 設計震度 0.1，地盤条件は想定）の耐震診断と補強工法として前出し栈橋工法を取り上げ、その補強効果について検討した。入力地震動は、巨大地震として東南海・南海地震同時発生時のM港工学基盤波形（地震動部会からの提供波：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した経験的グリーン関数法による）と、比較対照として1995年兵庫県南部地震の神戸PI波工学基盤波形を用いた。図5.5.1に時刻歴波形と、図5.5.2に加速度応答スペクトルを示す。



（M港工学基盤波形）



（神戸PI波工学基盤波形）

図5.5.1 検討で用いた入力地震動

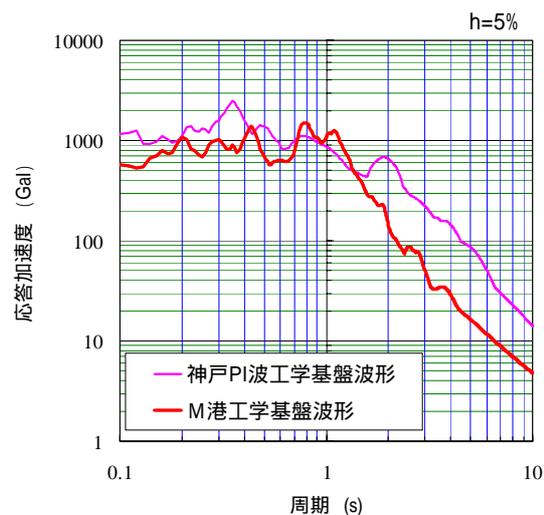


図5.5.2 加速度応答スペクトル

a. 矢板式岸壁の耐震診断

岸壁の耐震診断手法としては、地震動の見直しによる設計震度アップを考慮した既存設計のチェックや、簡易変形量照査チャート（地盤条件・岸壁構造・地震動を変えたパラメトリックスタディから岸壁の変形量を統計的に求めたもの）などの利用などが考えられるが、ここでは巨大地震時の挙動を把握するために有効応力法⁵⁾に基づく地震応答解析を実施した。図 5.5.3 に検討対象矢板式岸壁の断面図を示す。神戸 PI 波と M 港波形に対する残留変形図、時刻歴波形を図 5.5.4 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5.5.5 に示す。神戸 PI 波では、主要動が始まる 3 秒過ぎから過剰間隙水圧の上昇が始まり、背後地盤と N=6 の砂質土層で過剰間隙水圧比が 1.0 には至っていないもの広範囲で過剰間隙水圧が上昇し、地盤が軟化している。そのため、矢板前面の受働抵抗と、控え鋼管杭の抵抗力が減少するため、矢板岸壁が海側に倒れ込み、1.79m の残留水平変位が生じている。一方、M 港波形では加速度が最大となる前に背後地盤と N=6 の砂質土層が液状化し（130 秒時点）、その後、200 秒くらいまで入力波形の加速度振幅が継続するため、岸壁天端の海側への水平変位が増加し続け、最終的に残留変位が 3.69m まで達していることがわかる。このように、加速度応答スペクトルでは M 港波形の方が全般的に小さい値を示しているが、地震応答解析では、継続時間の効果で岸壁の海側への水平変位が 2 倍程度まで増加してしまっている。このような現象は、巨大地震の特徴の一つと考えられる。

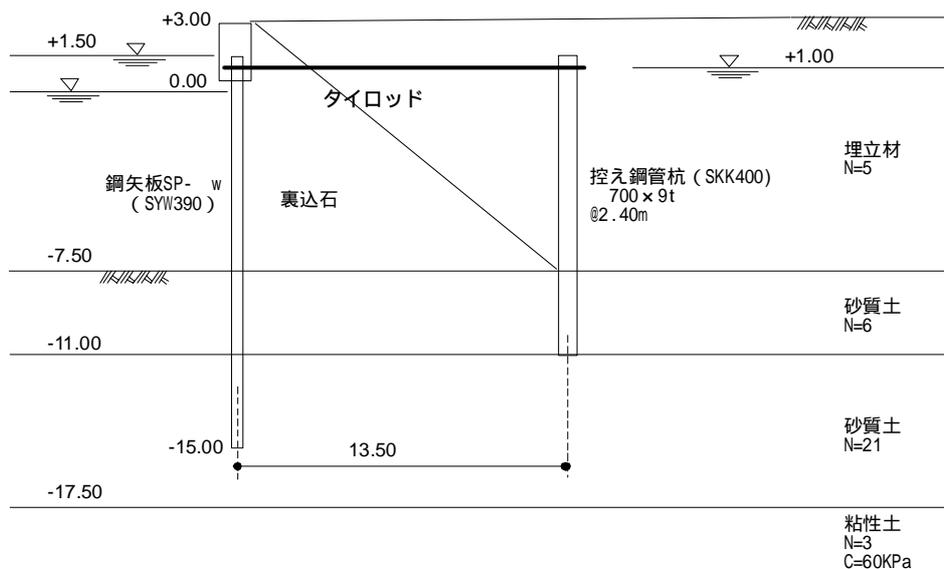
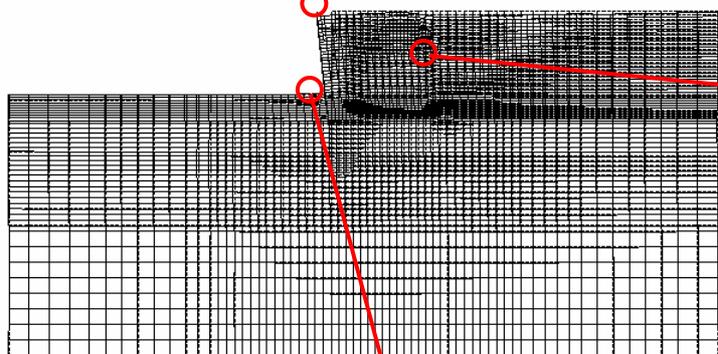
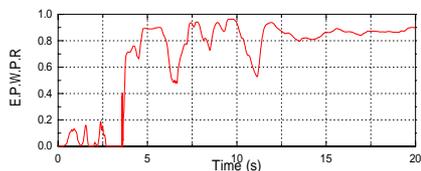


図 5.5.3 検討対象とした矢板式岸壁の断面図

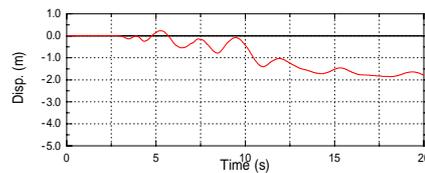
神戸 PI 波
岸壁天端水平変位：1.79m



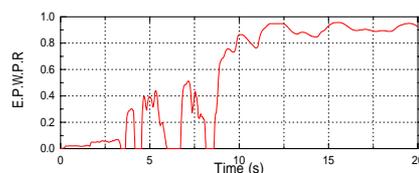
【過剰間隙水圧比】



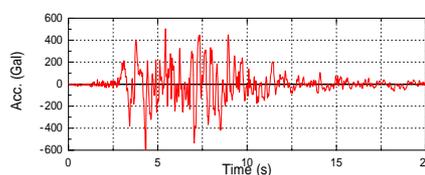
【水平変位】



【過剰間隙水圧比】

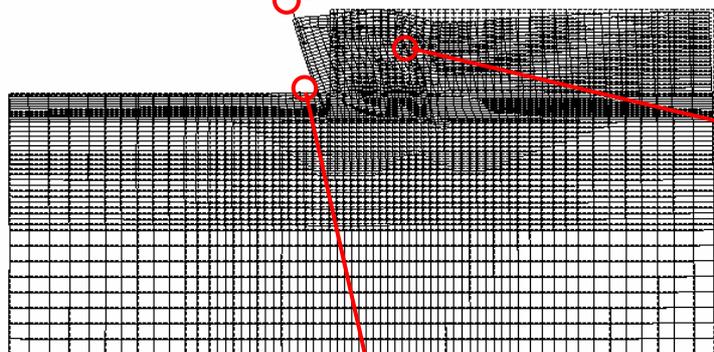


【入力地震動】

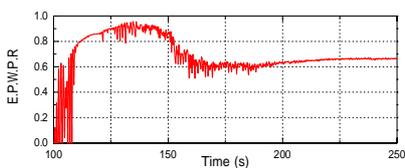


(神戸 PI 波に対する解析結果)

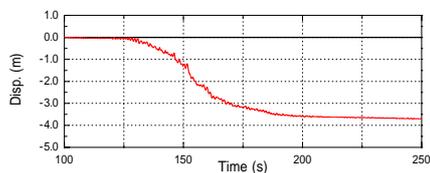
M 港波形
岸壁天端水平変位：3.69m



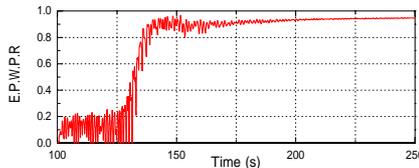
【過剰間隙水圧比】



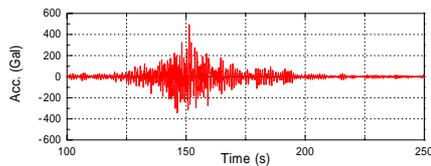
【水平変位】



【過剰間隙水圧比】

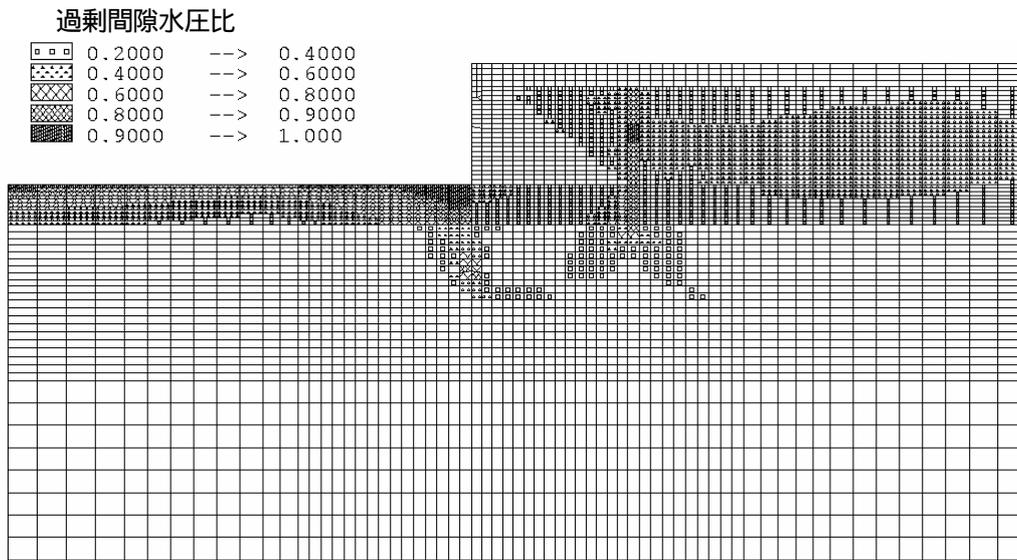


【入力地震動】

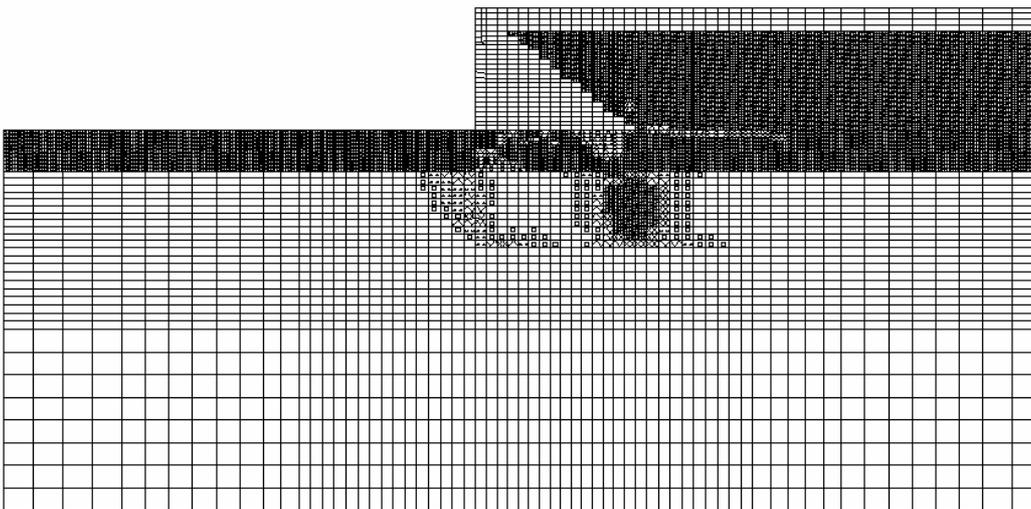


(M 港波に対する解析結果)

図 5.5.4 解析結果 (残留変形図, 時刻歴)



(神戸PI波に対する解析結果)



(M港波に対する解析結果)

図5.5.5 解析結果(最大過剰間隙水圧比分布)

b. 耐震補強の検討

本検討では、耐震補強工法として「前出し棧橋工法」を取り上げた（図 5.5.6 参照）。本工法は、矢板前面に盛土を構築して受働抵抗を増加させ、水深を確保するために棧橋を設置している。棧橋の鋼管杭の断面は、震度法で設計震度 0.25 に対して仮に求めたものである。また、矢板岸壁の解析で N=6 の砂質土層が液状化することがわかったため、盛土の下部は液状化対策を実施することにした。なお、この断面は、構造的には新設の棧橋式岸壁（土留部分は矢板壁）と同じである。

M 港波形に対する計算結果（残留変形図）を図 5.5.7 に示す。岸壁天端の水平変位は 0.44m まで抑えられ、変形に関しては補強効果が確認できる。応力照査に関しては、図 5.5.8 の鋼管杭の曲げモーメント分布図から各鋼管杭で全塑性モーメントを超えるモーメント（塑性ヒンジとなる）が発生していることがわかる。今回の地盤条件は軟弱層（N=6 の砂質土、N=3 の粘性土）と硬い層（N=21 の砂質土、N=40 の粘性土）が互層になっており、それぞれの境界と杭頭部（棧橋床版との境界）で大きな曲げモーメントが生じている。海側と中央の 800t9 の鋼管杭では 4 点での塑性ヒンジが生じ、陸側の 800t13 の鋼管杭では 3 点の塑性ヒンジが発生している。したがって各杭で複数のヒンジが生じているため構造的に不安定になる可能性がある。

そこで、鋼管杭を 1300t15 に変更した場合の解析を行った。図 5.5.9 に曲げモーメント分布図を示す。その結果、最大曲げモーメントは全塑性モーメントを下回っているため地震後にも健全な状態であることがわかる（1300t15 では、全塑性モーメントまで余裕があるため、鋼管のスペックを落とすことが可能）。また、岸壁天端の水平変位は 0.21m まで低減されている。なお、鋼材の断面力に関しては施設の重要度に応じた性能規定によって決定することになり、例えば耐震強化岸壁では地中部で鋼管杭に塑性ヒンジを発生させないような対応となる。

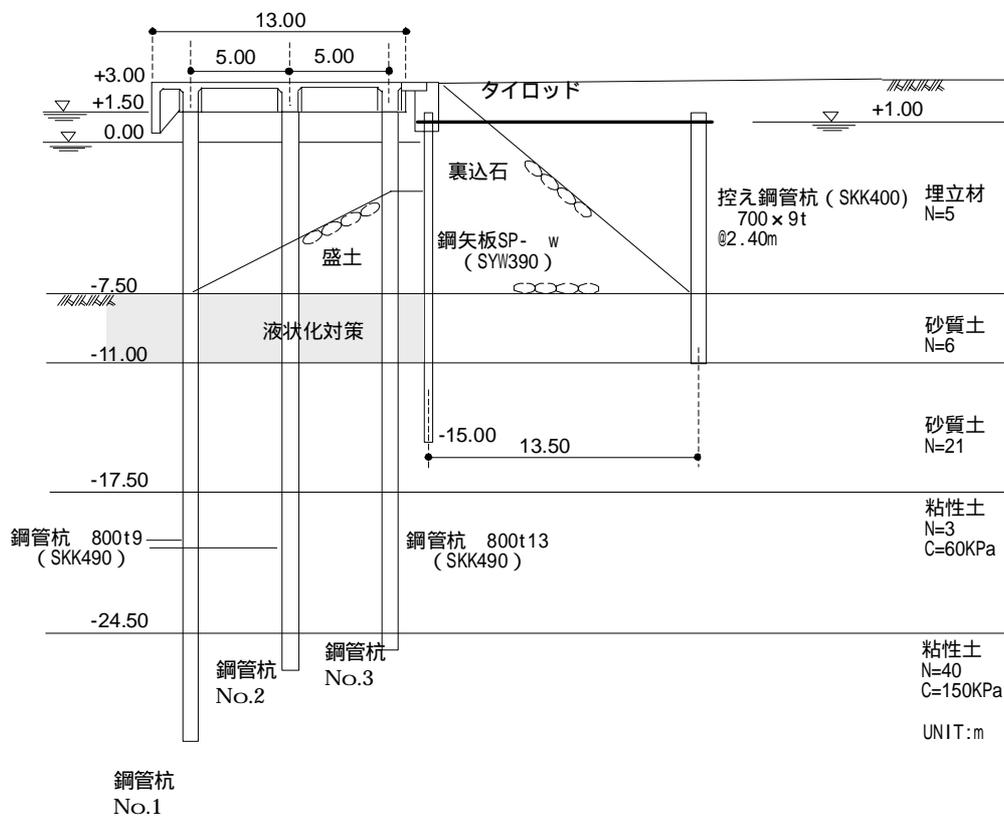


図 5.5.6 前出し棧橋工法による補強

M 港波形
岸壁天端水平変位：0.44m

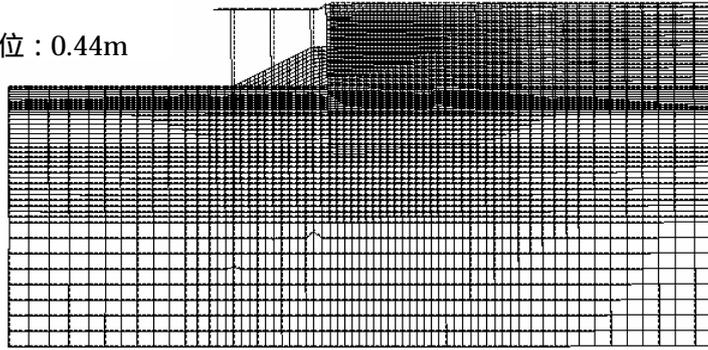
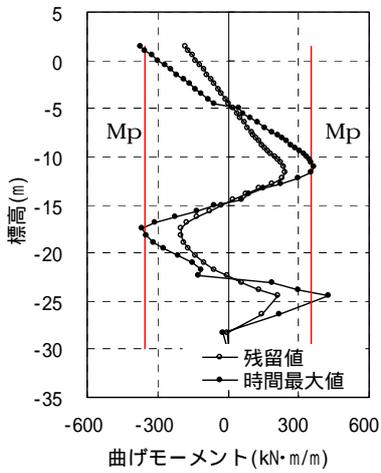
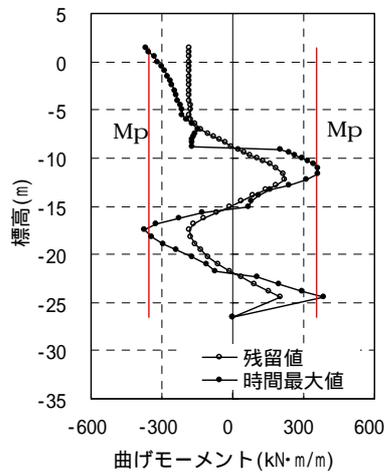


図 5.5.7 補強工法に対する計算結果（残留変形図）

栈橋鋼管杭No.1：曲げモーメント



栈橋鋼管杭No.2：曲げモーメント



栈橋鋼管杭No.3：曲げモーメント

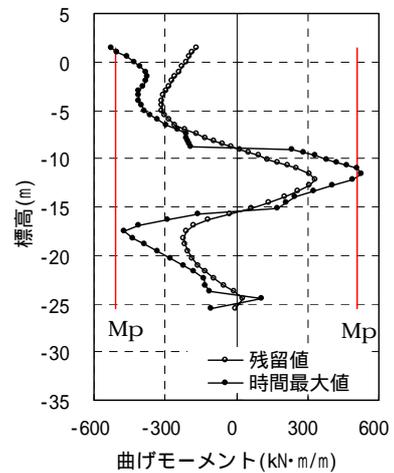
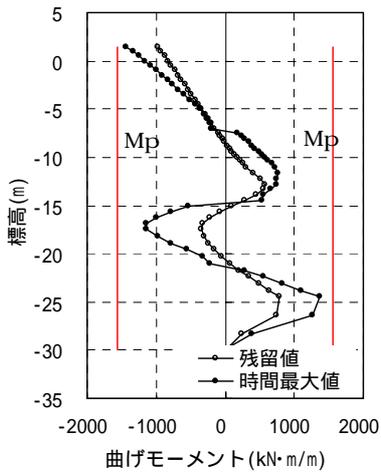
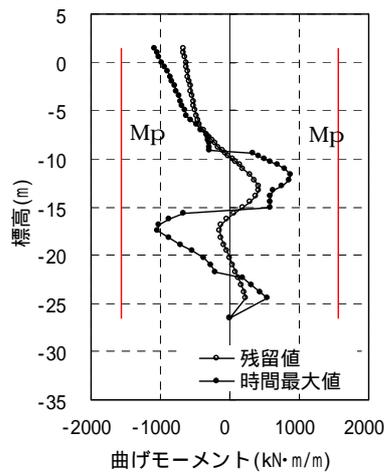


図 5.5.8 補強工法に対する計算結果（曲げモーメント分布）

栈橋鋼管杭No.1：曲げモーメント



栈橋鋼管杭No.2：曲げモーメント



栈橋鋼管杭No.3：曲げモーメント

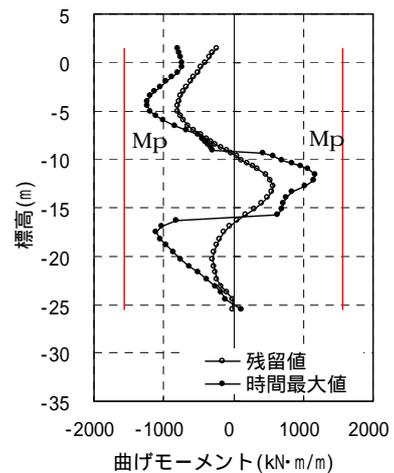


図 5.5.9 鋼管杭 1300t15 に対する計算結果（曲げモーメント分布）

5.5.2 棧橋式岸壁とコンテナクレーンの連成挙動に対する検討事例

コンテナクレーンは、規模や形式によるが固有周期が 0.5～3 秒程度で港湾施設の中では長周期の振動特性を有する構造物である。地震時には海陸方向の応答加速度が大きくなり、最初に陸側脚が浮き上がり、脱輪が生じ、クレーン部材に損傷が生じるケースが多い。またレールスパンの変動なども影響して、脚が股割きになることもある。これらを防止するため、免震装置を組み込んだコンテナクレーンが実用化されている。固有周期は 4 秒程度まで長周期化することが多い。

コンテナクレーンが岸壁構造の中で最も長周期の振動特性を有する棧橋式岸壁(固有周期 0.5～2.0 秒程度)に設置される場合には、連成挙動に注意が必要である。また、巨大地震による地震動は長周期成分の地震動が含まれるケースが多い。そこで、コンテナクレーンと棧橋の連成挙動に長周期地震動がどのような影響を与えるか、棧橋とクレーンの 2 質点モデル(図 5.5.10 参照)を用いて検討した⁶⁾。

検討対象は、-15m 水深、設計震度 0.25 で設計された棧橋(床版幅 34m)上に 11.5MN のコンテナクレーンが搭載されているケースとした。棧橋部分のパネはプッシュオーバー解析で求めた骨格曲線を用い、クレーン部分のパネはクレーンの固有周期(免震装置なし：2.16s, 免震装置あり：4.33s)と重量から求めた。入力地震動は港湾施設設計用に作成されたレベル 2 地震動である波形 A、波形 B(図 5.5.11 参照)を用いた。

棧橋とクレーンの応答加速度を図 5.5.12 に示す。波形 A では免震装置がある場合にクレーンの最大加速度が大幅に低減されていることがわかる。一方、波形 B では 4 秒付近でも強い成分を有しているため、クレーンの免震効果が十分に発揮されていない。また、棧橋の最大加速度も免震装置の有無で異なってきている。このように、棧橋上にコンテナクレーンが設置される場合には、連成挙動も考慮した検討が必要となる。

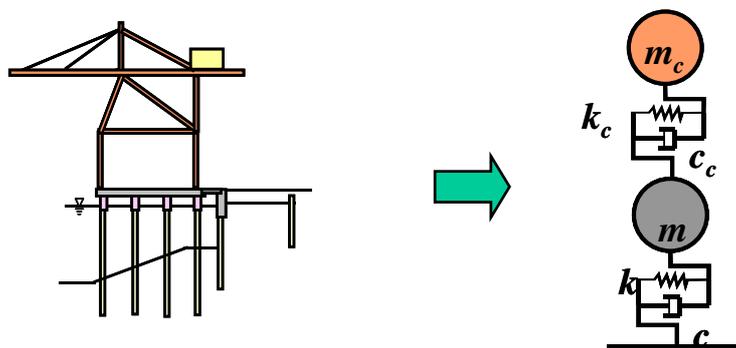


図 5.5.10 棧橋とコンテナクレーンの 2 質点モデル

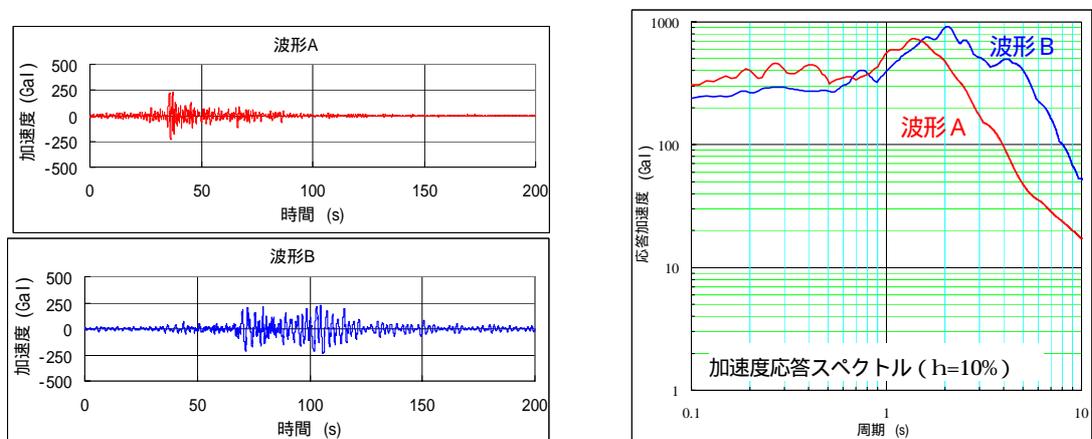


図 5.5.11 検討で用いた波形(レベル 2 地震動)

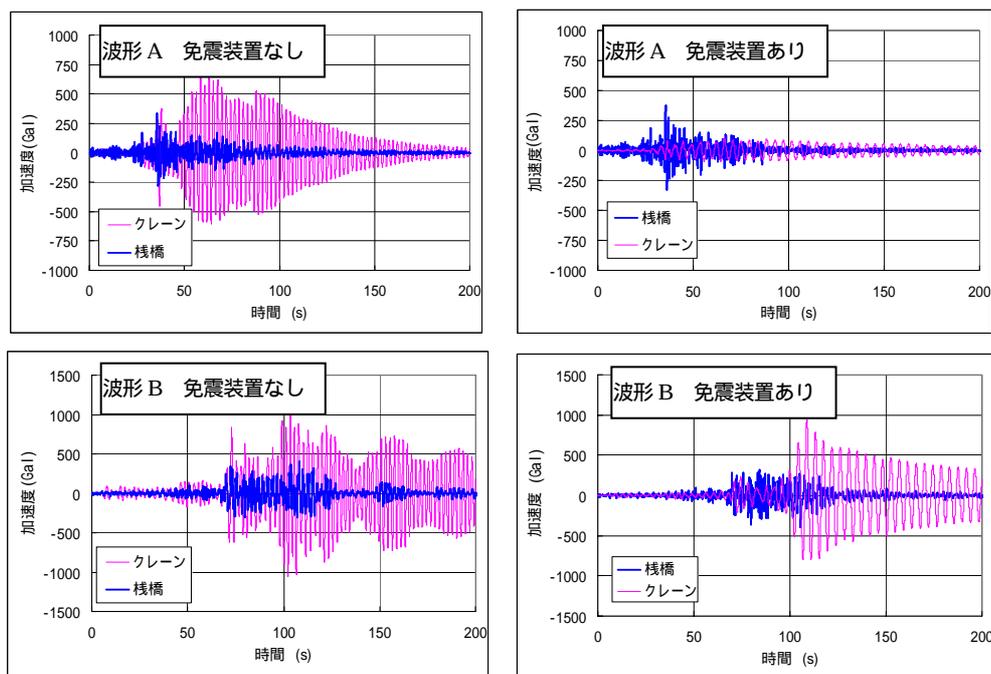


図 5.5.12 2 質点解析結果（栈橋とクレーンの加速度応答）

5.6 まとめ

港湾施設 WG の活動成果を以下にまとめて示す。

- 岸壁の耐震補強工法の事例収集を行い、既存岸壁の構造形式（重力式、矢板式、栈橋式）と原理（地盤改良、構造物重量増大、構造物による抵抗力補強）による分類を行い、対策工法の選定手順を提示した。
- 設計震度が低い矢板式岸壁（設計震度 0.1）を対象として、巨大地震に対する耐震診断と補強工法の事例検討を行った。巨大地震としては地震動部会から提供を受けた東南海・南海地震を想定した M 港における波形と、比較対象として神戸 PI 波を用いた地震応答解析を実施した。その結果、神戸 PI 波に比べて M 港波形は、地盤が液状化した後も長時間、地震動が続くため、岸壁の水平変形量が大幅に増加（1.79m から 3.69m）することがわかった。この岸壁に対する耐震補強工法として、岸壁の前面に盛土をして栈橋を構築する「前だし栈橋工法」を取り上げ、M 港波形で解析を実施したところ、岸壁変位は 0.21m まで抑えられ、鋼管杭も全塑性モーメント以下となることが確認できた。
- 港湾構造物の中で長周期の振動特性を有するコンテナクレーンの巨大地震時における地震時挙動の検討を行った。巨大地震としては港湾構造物設計用のレベル 2 地震動を用いた。栈橋とコンテナクレーンの連成挙動を 2 質点モデルによる地震応答解析で検討したところ、コンテナクレーンに免震装置が組み込まれている場合には、地震時の応答が抑えられることが多いが、長周期成分を含む地震動に対しては、十分な免震効果が得られないことが判明した。したがって巨大地震に対しては、免震装置で従来以上の長周期化や、制震機構の付加などの対策が必要となることがわかった。

5.7 今後の課題

港湾施設の巨大地震対応への今後の課題として以下の項目が挙げられる。

- ・ 港湾構造物の修復性や損傷制御の考え方を導入した経済的な耐震補強工法の開発(例えば地盤の液状化を許容する前提の工法など)。
- ・ 現状では、岸壁・護岸と、その背後での施設の管理者が異なることが多いため、一体的な耐震対策が困難となる場合が多い。今後は連携していく方策を検討する必要がある。

参考文献

- 1) PIANC/MarCom/WG34(Iai,S. Chairman) :Seismic design guidelines for port structures,p19,2000.
- 2) 井合進・菅野高弘・野津厚・一井康二・佐藤陽子・小濱英司・深澤清尊：港湾構造物の耐震性照査型設計体系について，港湾空港技術研究所資料，No.1018，2002.
- 3) 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会（土木学会）：土木構造物の耐震基準等に関する第3次提言と解説，2000.
- 4) 東島義郎・藤田郁夫・一井康二・井合進・菅野高弘・北村道夫：沿岸構造物のチャート式耐震診断システムの開発，海洋開発論文集，第22巻，pp.511-516，2006.
- 5) Iai,S., Matsunaga,Y.and Kameoka,T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.25-56, 1990.
- 6) 宮田政史・菅野高弘・濱田純次・田邊俊郎・中島晋・田中剛：直杭棧橋とコンテナクレーンの地震時相互作用に関する研究，第10回日本地震工学シンポジウム，1998.

添付資料 耐震補強工法の概要一覧

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

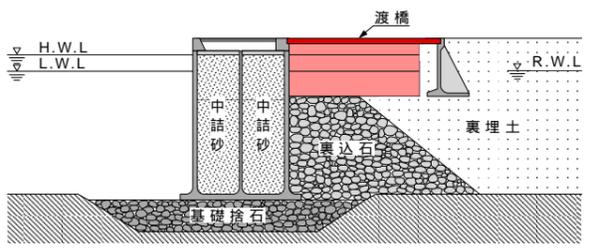
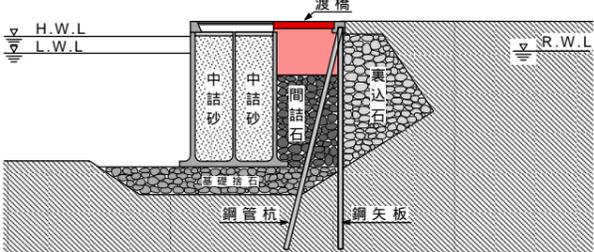
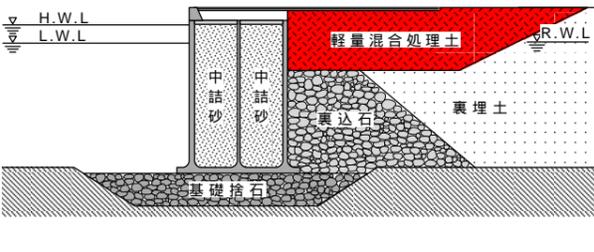
No.	工 法		施工性	特徴	設 計
G-1	名称	裏込撤去工法(1)	施工手順	工法の原理	設計手順
	工法概要	裏込石等を撤去し、土圧を低減する。既設背後に土留め構造が必要となる。本工法は土留め工法としてL型擁壁を用いるケース。	裏込め土を撤去 擁壁を設置 擁壁背面の埋戻し 渡橋を架設	裏込め土の撤去による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	撤去厚の検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討 / 支持力の照査 土留め護岸の緒元の決定 撤去幅の検討 留意点等 ・堤体背面の動水圧を考慮する必要がある
	イメージ		留意点等(供用中の施工性等) ・通常の施工方法により対応可能	既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 比較的安価 工期 比較的短い	
G-2	名称	裏込撤去工法(2)	施工手順	工法の原理	設計手順
	工法概要	裏込石等を撤去し、土圧を低減する。既設背後に土留め構造が必要となる。本工法は土留め工法として鋼矢板ならびに鋼管杭を用いるケース。	鋼矢板を設置 裏込土の撤去 鋼管杭を設置 渡橋を架設	裏込め土の撤去による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	撤去厚の検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討 / 支持力の照査 鋼矢板・鋼管杭の緒元の決定 撤去幅の検討 留意点等 ・特になし
	イメージ		留意点等(供用中の施工性等) ・通常の施工方法により対応可能	既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 比較的安価 工期 比較的短い	
G-3	名称	軽量混合処理土置換工法	施工手順	工法の原理	設計手順
	工法概要	裏込石等を撤去し、軽量混合処理土にて置換することにより作用土圧を低減する。軽量混合処理土は砂質土や粘性土等の土にセメント等の固化材および気泡、EPSビーズ等の軽量材を添加、混合したものである。	裏込め土を撤去 軽量混合処理土を設置	裏込め土の置換による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	改良深さの検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討 / 支持力の照査 改良幅の検討 留意点等 ・置換後の堤体に作用する主動土圧は複合崩壊面を考慮した土圧分割法により算定できる
	イメージ		留意点等(供用中の施工性等) ・通常の施工方法により対応可能	既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 比較的安価 工期 比較的短い	

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

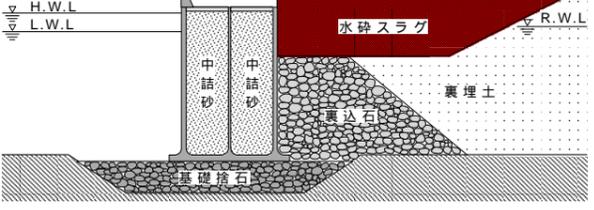
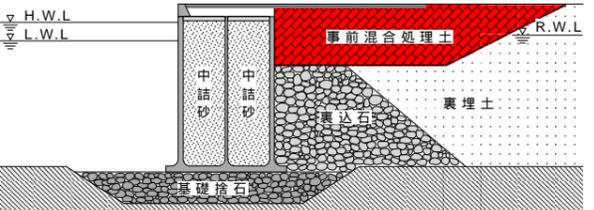
No.	工 法		施工性		特徴		設計上留意点等	
G-4	名称	水砕スラグ置換工法	施工手順	裏込め土を撤去 水砕スラグを設置	工法の原理	裏込め土の置換による作用土圧の低減	設計手順	改良深さの検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討 / 支持力の照査 改良幅の検討
	工法概要	裏込石等を撤去し、水砕スラグにて置換することにより作用土圧を低減する。 水砕スラグ 製鉄工程上、高炉で発生する副産物で軽量 ($\rho = 1.3t/m^3$) で、強度が高く ($\phi = 35^\circ$)、透水性が高い ($k = 1.0 \times 10^{-2}(cm/s)$) 性質がある。	留意点等 (供用中の施工性等)	・通常の施工方法により対応可能	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()	留意点等	・単独では大幅な震度アップは期待できない ・他の工法との組み合わせによる適用が考えられる ・置換後の堤体に作用する主働土圧は複合崩壊面を考慮した土圧分割法により算定できる
	イメージ				法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		
G-5	名称	事前混合処理土置換工法	施工手順	裏込め土を撤去 固化材を混合 混合処理土を埋戻し	工法の原理	裏込め土の置換による作用土圧の低減	設計手順	改良深さの検討 ・既設堤体の安定検討 ・地盤反力の検討 / 支持力の照査 改良幅の検討
	工法概要	裏込石等を撤去し、事前混合処理土にて置換することにより作用土圧を低減する。	留意点等 (供用中の施工性等)	・通常の施工方法により対応可能 ・事前混合処理土の埋戻しにあたり、適切な施工管理 (強度) が必要	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()	留意点等	・単独では大幅な震度アップは期待できない ・他の工法との組み合わせによる適用が考えられる
	イメージ				法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		
G-6	名称	セメント系固化処理工法	施工手順	専用機械による固化材の攪拌混合処理	工法の原理	裏込め土の固化による作用土圧の低減	設計手順	改良深さの検討 ・置換深さの仮定 ・堤体に作用する主働土圧の計算 ・堤体の安定検討 ・地盤反力の計算 ・支持力安全率の確認 改良幅の検討
	工法概要	堤体背面の裏込等にセメント系の固化材を攪拌・混合し、地盤を固化することにより堤体への作用土圧を低減する。	留意点等 (供用中の施工性等)	・通常の施工方法により対応可能 ・固化処理にあたり、適切な施工管理 (強度) が必要	効果	<input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()	留意点等	・単独では大幅な震度アップは期待できない ・固化処理土の強度が大きくなると地震時に改良部が剛体的な挙動を示す可能性があることから、堤体に大きな力が作用する可能性がある。 ・このような現象の検討には動的解析による相互作用の検討が必要である。
	イメージ				法線の変更	<input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし		

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

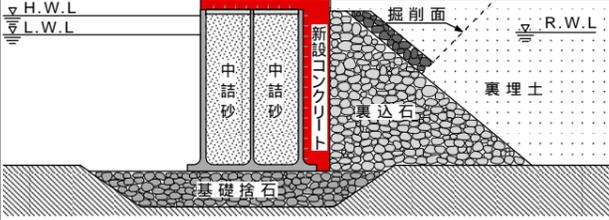
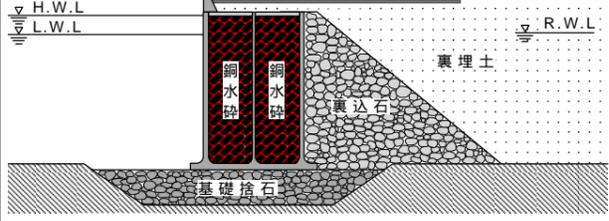
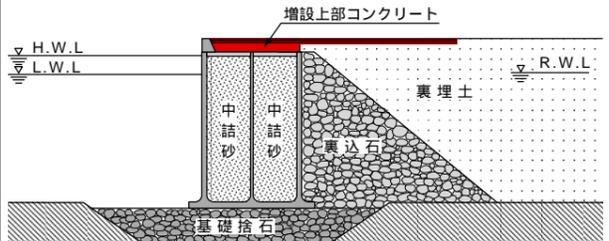
No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-7	<p>名称 一体化コンクリート工法</p> <p>工法概要 既設壁体と一体化したコンクリートを打設し、滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順 既設壁体背面の掘削 ワンタッチアンカー等ずれ止め工の施工 水中コンクリート打設による躯体の大型化 背面の埋戻し</p>	<p>工法の原理 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p>設計手順 新設コンクリート幅の仮定 堤体の安定検討 新設コンクリート幅の決定 地盤反力の計算 支持力安全率の計算 (ピシヨップ法)</p> <p>留意点等</p> <ul style="list-style-type: none"> 設計計算の結果、支持力安全率が1以上確保できない場合には本工法のみ適用は不可能となるため、組み合わせ工法等の検討が必要となる。 既設堤体と新設堤体の接合部に作用するせん断力に耐えられる構造とするため、アンカー筋等の適切な配置が必要である。 堤体重量の増加により、地盤反力が増大する。このため、ケーソン低版部材の安全性の確認が必要である。
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <ul style="list-style-type: none"> 裏込等の撤去に要する工事費を縮減するため、撤去範囲を最小限に留める等の施工上の工夫が必要である。 		
G-8	<p>名称 中詰重量化工法</p> <p>工法概要 中詰材を銅水砕、コンクリート等としてケーソンを重量化し、滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順 (裏込土の撤去等 (中詰砂撤去時の滑動防止)) 既設ケーソンの中詰砂の撤去 銅水砕orコンクリートによる置換え</p>	<p>工法の原理 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p>設計手順 中詰砂の置換深さの決定 置換深さの仮定 堤体の安定検討 (滑動・転倒) 地盤</p> <p>留意点等</p> <ul style="list-style-type: none"> 中詰材の重量を大きくすることによって、ケーソンの内部土圧と底面反力が増大する。このため、ケーソンの側壁、底版等の部材の安全性の確認が必要である。
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <ul style="list-style-type: none"> 中詰材撤去時は堤体が軽くなり、堤体背後から作用する主動土圧に対する堤体の安定性が低下する。このため、施工時の安定性の確認が必要である。 		
G-9	<p>名称 上部重量化工法</p> <p>工法概要 上部コンクリートを増設し、滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順 上部コンクリートの打設 エプロンの高上げ</p>	<p>工法の原理 構造物の重量増大による滑動抵抗の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p>設計手順 上部コンクリート形状の決定 上部コンクリートの高上げ、重量変更の仮定 堤体の安定検討 支持力安全率の確認</p> <p>留意点等</p> <ul style="list-style-type: none"> 堤体重量の増加に伴って底面反力が増加する。このため、ケーソン底版部材の安全性の確認が必要。 単独では大幅な震度アップは期待できない 他の工法との組み合わせによる適用が考えられる
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <ul style="list-style-type: none"> 特になし 		

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-10	<p>名称 根固矢板工法</p> <p>工法概要 既設直前面に根固矢板を打設し、既設と水中部で接合することにより滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順</p> <p>新設矢板打設 矢板頭部固定コンクリートの打設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体・滑動安全率の照査(不足する水平耐力を算出) 支持力安全率の検討</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・基礎部の捨石に矢板を打設できる杭打ち工法の採用が必要である。 ・ケーソンから矢板に水平力が確実に伝達されるよう、コンクリートの打設に留意する必要がある。</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・重力式と矢板式の複合構造であり、それぞれが分担する荷重を求めるのが困難 ・一般化された設計法が確立していないため、現地条件を踏まえた動的解析、模型振動実験等の実施による検討が望ましい。 ・岸壁前面に構造物を新設するため、所要の計画水深を確保できるよう留意する必要がある。</p>
G-11	<p>名称 控え杭工法</p> <p>工法概要 既設背後に控え杭を設置し、既設とタイ材等で結び、滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順</p> <p>控え杭打設 タイ材設置・控え杭と既設ケーソンの接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 控え工の設計 ・控え杭の諸元および設置位置 ・タイ材の諸元 支持力安全率の検討</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的安価 比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・タイ材の張力によって、ケーソン側壁に応力集中が発生しないようにタイ材の取付手法を検討する必要がある。</p>
G-12	<p>名称 斜めアンカー工法</p> <p>工法概要 既設ケーソン上部から斜め下部方向にグラウンドアンカーを設置し、ケーソン上部に接合して滑動抵抗力を増大させる。</p>	<p>施工手順</p> <p>グラウンドアンカー打設 既設ケーソンと接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>アンカーによる滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 グラウンドアンカーの設計 耐震性能の照査</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・グラウンドアンカー支持層の強度確認を十分に行う必要がある。 ・既設ケーソンとグラウンドアンカー接合部の補強が十分に機能するよう留意する。</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的高価 比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・グラウンドアンカーと既設ケーソンの接合部の補強方法について十分な検討が必要 ・グラウンドアンカー定着部の地盤状況の把握のために、地盤調査が必要である</p>

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-13	<p>名称 一体化コンクリート工法</p> <p>工法概要 既設と一体化したコンクリートを前面に打設し、構造物の重量を増大させることにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p>施工手順</p> <p>既設堤体と新設コンクリートの一体化のためのアンカー筋を設置 型枠作成 コンクリート打設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>新設コンクリート幅の仮定 堤体の安定検討 新設コンクリート幅の決定 地盤反力の計算 支持力安全率の計算 (ピショップ法)</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的安価</p> <p>比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・堤体重量の増加により、地盤反力が增大する。ケーソン底版の安全性の照査が必要である。</p>
G-14	<p>名称 一体化矢板コンクリート工法</p> <p>工法概要 前面に矢板を設置し、既設構造物との間にコンクリートを打設し一体化することにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p>施工手順</p> <p>既設堤体と新設コンクリート間の一体化のためのアンカー筋を設置 鋼矢板を設置 コンクリート打設 タイ材の設置・接合 (鋼矢板 - 既設堤体)</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>新設コンクリート幅の決定 支持力安全率の照査 矢板断面の検討 矢板根入れ長の検討</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <p>・基礎捨石に矢板を打設することができる杭打ち工法の採用が必要</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的安価</p> <p>比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・堤体重量の増加により、地盤反力が增大する。ケーソン底版の安全性の照査が必要である。 ・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</p>
G-15	<p>名称 一体化矢板工法</p> <p>工法概要 前面に鋼矢板を設置し、既設構造物との間にコンクリートを打設し一体化することにより滑動抵抗力を増加させる工法。</p>	<p>施工手順</p> <p>既設堤体と新設コンクリート間の一体化のためのアンカー筋を設置 矢板を打設 コンクリート打設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の重量増大による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他 ()</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>矢板断面の仮定 既設堤体の滑動安全率不足分に対応する水平力の計算 支持力安全率の照査 矢板断面ならびに根入れ長の検討</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等 (供用中の施工性等)</p> <p>・基礎捨石に矢板を打設することができる杭打ち工法の採用が必要 ・既設堤体から水平力が確実に伝達されるよう、新設コンクリートの打設に留意する必要がある。</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的安価</p> <p>比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・既設堤体と新設のコンクリートを一体化するため、アンカー筋を適切に配置するなど接合方法を検討する必要がある。 ・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</p>

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

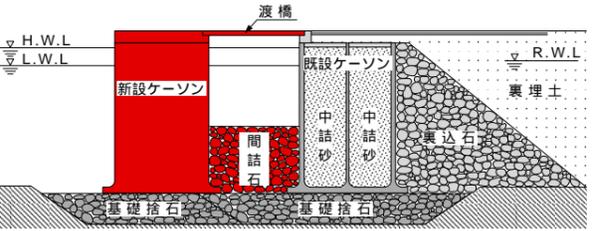
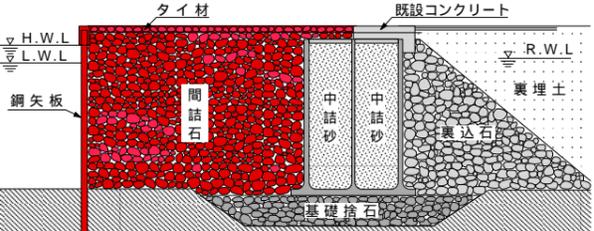
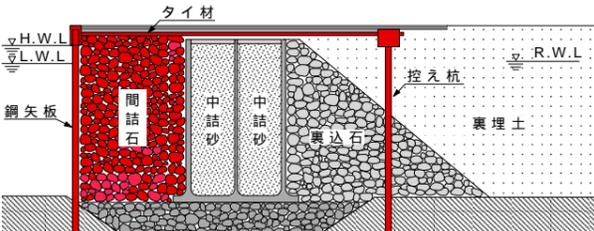
No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-16	<p>名称 重力式構造物工法（デタッチドケーソン）</p> <p>工法概要 前面にケーソン等を設置し、既設構造物との間の間詰石と新設ケーソンで既設構造物の変位を抑制する。</p>	<p>施工手順</p> <p>新設ケーソン基礎捨石の施工 新設ケーソンの設置 間詰石の敷設 渡橋架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 間詰石の検討 ・間詰石の土質条件 ・施工高さ、幅の設定 新設堤体の検討 ・堤体の安定検討 ・所要幅の決定</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期 比較的長い</p>	<p>留意点等</p> <p>・既設ケーソンと新設ケーソンの地震時の挙動、間詰石を介したケーソン間の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析による検討が必要。 ・堤体背面に水面を有する構造となるため、動水圧を考慮した設計を行う必要がある。 ・既設ケーソンと新設ケーソンの地震時の挙動が異なる場合も考えられるので、渡橋には落下防止対策が必要である。</p>
G-17	<p>名称 矢板式構造物工法（既設控え）</p> <p>工法概要 前面に矢板を設置し、既設との間の間詰石で既設の変位を抑制する。既設構造物を控え工として利用する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼矢板を設置 間詰石の敷設 既設ケーソン上の接合箇所新設コンクリートを打設 タイ材により矢板と既設ケーソンを接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>間詰石の検討 矢板岸壁の設計 支持力安全性の照査</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造物として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期 比較的長い</p>	<p>留意点等</p> <p>・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。 ・タイ材の張力によって既設ケーソン側壁部に応力集中が生じないように取付方法を検討する必要がある。</p>
G-18	<p>名称 矢板式構造物工法</p> <p>工法概要 前面に矢板を設置し、既設構造物との間の間詰石で既設の変位を抑制する。</p>	<p>施工手順</p> <p>既設ケーソン背面に控え杭を打設 前面に鋼矢板を打設 間詰石を敷設 タイ材にて矢板と控え杭を接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による受動抵抗力の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>間詰石の検討 矢板の設計 支持力安全率の照査</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・裏込石に控え杭を打設することができる工法の採用が必要</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置するが構造物として利用しない</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期 比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・矢板による地盤支持力の増加も考慮できる可能性がある。</p>

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
G-19	<p>名称 棧橋式構造物工法（土留め機能付き）</p> <p>工法概要 既設ケーソンの前面に土留め機能付き棧橋を新設し、ケーソンとの間に間詰石を施工する。間詰石の受動抵抗力により既設ケーソンの変位を抑制する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼矢板を打設 鋼管杭を打設 間詰石を設置 棧橋を架設 渡橋を架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 間詰石の検討 ・高さ、幅の仮定 ・堤体の安定検討 棧橋に作用する土圧の計算 棧橋基礎杭の応力計算</p> <p>留意点等</p> <p>・通常の岸壁や設計法の適用が困難であるため、構造物全体についてFEM解析等による断面検討が必要である ・鋼矢板背面の動水圧を考慮する必要がある ・既設ケーソンと棧橋の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析により耐震性の検討が必要である</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・基礎捨石に対して鋼管杭を打設できる工法をとる必要がある。</p>		
G-20	<p>名称 棧橋式構造物工法（土留め機能なし）</p> <p>工法概要 既設ケーソンの前面に捨石マウンドを築造する。捨石マウンドの受動抵抗力により既設ケーソンの変位を抑制する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼管杭を打設 基礎捨石を設置 棧橋上部工を架設 渡橋を架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 基礎捨石の断面形状の決定 棧橋基礎杭の応力計算</p> <p>留意点等</p> <p>・既設ケーソンと棧橋の地震時の挙動が異なるため、既設ケーソンと棧橋間の渡橋には落下防止の対策を行う必要がある。</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・基礎捨石に対して鋼管杭を打設できる工法をとる必要がある。</p>		
G-21	<p>名称 摩擦増大マット敷設（据直し）工法</p> <p>工法概要 ケーソン底面摩擦を増大させるため、摩擦増大マットをケーソン底面に敷設する。</p>	<p>施工手順</p> <p>背面土仮掘削 ケーソン中詰め砂撤去 ケーソン仮撤去 摩擦増大マット設置 ケーソン据直し 中詰め砂充填 背面土埋戻し</p>	<p>工法の原理</p> <p>ケーソン底面の摩擦力の増大</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 摩擦増大マット設置時の耐震性能照査 施工計画作成</p> <p>留意点等</p> <p>・本工法のみで所要の耐震性能を確保出来ない場合には、他の工法（中詰め重量化・地盤改良等）との併用を検討する</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・特になし</p>		

表 - 重力式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

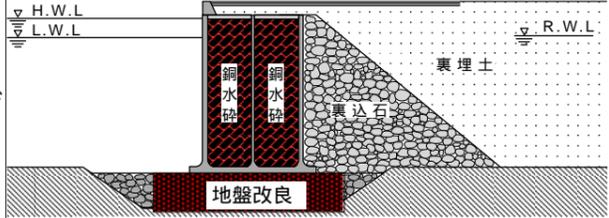
No.	工 法		施工性	特徴	設計上留意点等
G-22	名称	基礎地盤改良工法	施工手順	工法の原理	設計手順
	工法概要	ケーソン基礎部の地盤改良（SCP等）により、地盤の支持力・液状化強度等を増加する。	地盤改良 （改良工法により、既設ケーソンの一時撤去が必要となる）	基礎地盤の改良により支持力・液状化強度の増加を図る 効果 <input type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 支持力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）	既存施設の耐震性照査 地盤改良検討（工法選定・改良範囲の検討など）
	イメージ		留意点等（供用中の施工性等） ・地盤改良効果の確認が必要	法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし 既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 工期 比較的高価 比較的長い	留意点等 ・既存施設の耐震照査の結果、基礎地盤の強度が問題となる場合に実施する。

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-1	名称 軽量混合処理土置換工法 工法概要 裏込土等を撤去し、軽量混合処理土で置換することにより作用土圧を低減する。	施工手順 裏込土を撤去 軽量混合処理土で埋戻し	工法の原理 裏込め土の置換による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	設計手順 既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 改良深さ・幅の検討 矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 矢板断面の照査 留意点等 ・特になし
	イメージ 	留意点等 (供用中の施工性等) ・特になし	既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 工期 比較的安価 比較的短い	
S-2	名称 水砕スラグ置換工法 工法概要 裏込土等を撤去し、水砕スラグと置換することにより作用土圧を低減する。	施工手順 裏込土を撤去 水砕スラグにて埋戻し	工法の原理 裏込め土の置換による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	設計手順 既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 改良深さ・幅の検討 矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 矢板断面の照査 留意点等 ・特になし
	イメージ 	留意点等 (供用中の施工性等) ・特になし	既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する 岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 工期 比較的安価 比較的短い	
S-3	名称 事前混合処理土置換工法 工法概要 裏込土を撤去し、事前混合処理土と置換することにより作用土圧を低減する。	施工手順 裏込土を撤去 事前混合処理土で埋戻し	工法の原理 裏込め土の置換による作用土圧の低減 効果 <input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他() 法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし	設計手順 既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算 改良深さ・幅の検討 矢板の支点反力・曲げモーメントの計算 矢板断面の照査 留意点等 ・特になし
	イメージ 	留意点等 (供用中の施工性等) ・特になし	岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能 埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要 経済性 工期 比較的安価 比較的短い	

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

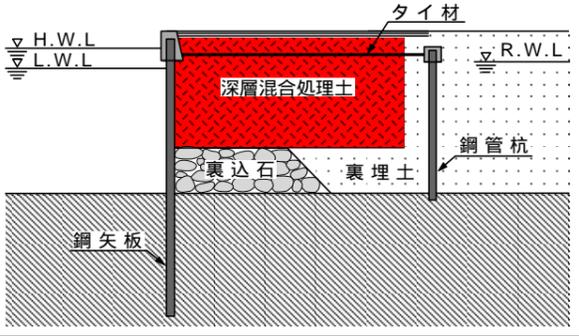
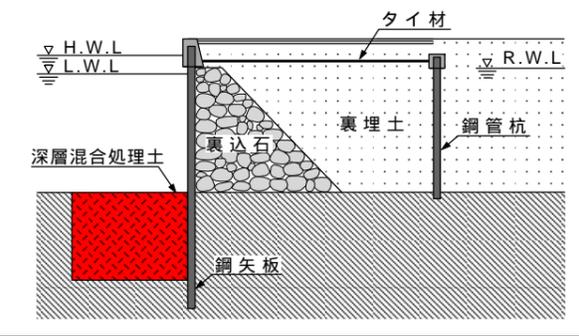
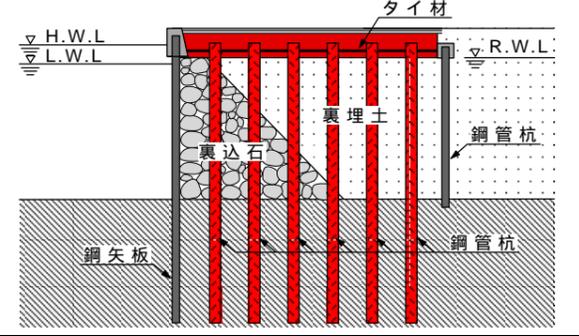
No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-4	<p>名称 セメント系固化处理工法</p> <p>工法概要 裏込土をセメント固化し、作用土圧を低減する。</p>	<p>施工手順</p> <p>専用機械による固化材の攪拌混合処理</p>	<p>工法の原理</p> <p>裏込め土の固化による作用土圧の低減</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他()</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の安全率不足分に相当する水平力の計算</p> <p>改良深さ・幅の検討</p> <p>矢板の支点反力・曲げモーメントの計算</p> <p>矢板断面の照査</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的低価</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
S-5	<p>名称 矢板前面改良工法</p> <p>工法概要 矢板前面部の基礎地盤を改良することにより、滑動抵抗力を増加させる。</p>	<p>施工手順</p> <p>地盤改良</p>	<p>工法の原理</p> <p>地盤改良による滑動抵抗の増加</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他()</p>	<p>設計手順</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・水中施工が主体となる</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的低価</p>	<p>留意点等</p> <p>・設計法が確立していないため、</p>
S-6	<p>名称 柵式構造物新設工法</p> <p>工法概要 背面に柵式構造物を設置し、上載荷重および上部土層重量を低減する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼管杭の打設</p> <p>柵の設置</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による作用土圧、上載荷重の低減</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他()</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の決定</p> <p>柵の高さ・幅の仮定</p> <p>矢板に作用する土圧等の照査</p> <p>柵杭・柵の設計</p> <p>円弧滑りの検討</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・裏込石に控え杭を打設することができる工法の採用が必要</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的高価</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-7	<p>名称 新設矢板一体化工法（直背面）</p> <p>工法概要 既設矢板の直背面に矢板を設置し、既設と一体化して耐力を増強する。</p>	<p>施工手順 新設矢板の打設 （控え工が必要な場合は新設）</p>	<p>工法の原理 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p>	<p>設計手順 設計条件の決定 矢板諸元の決定 タイ材諸元の決定 円弧滑りの検討（地盤改良の設計） 控え工の諸元決定</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・特になし</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的安価</p> <p>比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・概ね一般の矢板式岸壁の設計に準ずるが、既設矢板との接合など既設構造物との取り合いを十分に検討する必要がある。</p>
S-8	<p>名称 既設矢板補強工法</p> <p>工法概要 既設矢板をコンクリート、H鋼（鋼管矢板の場合）等で補強する。</p>	<p>施工手順 既設矢板の補強</p>	<p>工法の原理 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p>	<p>設計手順 設計条件の決定 既設矢板の安全率不足分に相当する水平力の計算 矢板補強諸元の決定 タイ材諸元の決定 円弧滑りの検討（地盤改良の設計） 控え工の諸元決定</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・特になし</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的安価</p> <p>比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
S-9	<p>名称 二段タイ材工法</p> <p>工法概要 海底地盤と既設タイ材の中間に新設タイ材を設置し、鋼矢板の発生断面力を低減する。 （施工事例無し）</p>	<p>施工手順 新設控え杭の打設 腹起しの設置 新設タイ材の設置・接合</p>	<p>工法の原理 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p>	<p>設計手順 設計条件の決定 既設断面における矢板の断面力の算定 アンカー設置位置の検討 新設控え工の諸元検討</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・水中作業が発生する。</p>	<p>法線の変更</p> <p><input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>工期</p> <p>比較的高価</p> <p>比較的長い</p>	<p>留意点等</p> <p>・控え工周囲の地盤の液状化可能性の検討を実施</p>

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-10	<p>名称 グランドアンカー工法</p> <p>工法概要 海底地盤と既設タイ材の間に支店を設置し、発生断面力を低減する。反力はグランドアンカー（水中設置）で支持する。 (施工事例無し)</p>	<p>施工手順 削孔・グランドアンカーの打設 腹起しの設置 タイ材の設置・結合</p>	<p>工法の原理 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 比較的高価 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順 設計条件の決定 既設断面における矢板の断面力の算定 アンカー設置位置の検討 グランドアンカーの諸元検討</p> <p>留意点等 ・アンカー定着位置の決定のため、十分な地盤調査が必要</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・水中作業が主体となる ・グランドアンカー定着部の確認方法について十分に検討しておく必要がある。</p>	<p>留意点等 ・特になし</p>	
S-11	<p>名称 新設矢板一体化工法</p> <p>工法概要 直前面に矢板を設置し、既設と一体化して耐力を増強する。</p>	<p>施工手順 鋼矢板を既設岸壁前面に打設する 矢板間に中詰石を充填 上部工を接合し一体化する</p>	<p>工法の原理 既設構造物の補強による変形抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 比較的安価 工期 比較的短い</p>	<p>設計手順 設計条件の決定 既設矢板の安全率不足分に相当する水平力の計算 新設矢板諸元の検討</p> <p>留意点等 ・特になし</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・特になし</p>	<p>留意点等 ・特になし</p>	
S-12	<p>名称 栈橋式構造物工法（土留め機能付き）</p> <p>工法概要 前面に栈橋（土留め構造あり）を設置し、既設堤体との間に間詰め石で既設の変位を抑制する。</p>	<p>施工手順 新設矢板の打設 鋼管杭の打設 栈橋上部工の打設 間詰め石の設置 タイ材にて既設矢板と新設矢板を接合</p>	<p>工法の原理 構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 比較的高価 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順 既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 間詰め石の検討 ・高さ、幅の仮定 ・堤体の安定検討 栈橋に作用する土圧の計算 栈橋基礎杭の応力計算</p> <p>留意点等 ・通常の岸壁や設計法の適用が困難であるため、構造物全体についてFEM解析等による断面検討が必要である ・鋼矢板背面の動水圧を考慮する必要がある ・既設矢板と栈橋の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析により耐震性の検討が必要である</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・供用中の施工は基本的に不可能</p>	<p>留意点等 ・通常の岸壁や設計法の適用が困難であるため、構造物全体についてFEM解析等による断面検討が必要である ・鋼矢板背面の動水圧を考慮する必要がある ・既設矢板と栈橋の荷重伝達の機構について不明な点が多いため、動的解析により耐震性の検討が必要である</p>	

表 矢板式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
S-13	<p>名称 棧橋式構造物工法（土留め機能無し）</p> <p>工法概要 前面に棧橋（土留め構造なし）を設置し、既設堤体前面の捨石で既設堤体の抵抗力を増強する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼管杭を設置 捨石工を施工 棧橋上部工の架設 渡橋架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 <input type="checkbox"/> 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>既設堤体の滑動安全率不足分に相当する水平力の計算 基礎捨石の断面形状の決定 棧橋基礎杭の応力計算</p> <p>留意点等</p> <p>・既設矢板と棧橋の地震時の挙動が異なるため、既設矢板と棧橋間の渡橋には落下防止の対策を行う必要がある。</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・供用中の施工は基本的に不可能</p>		
S-14	<p>名称 二重矢板化工法</p> <p>工法概要 既設堤体前面に矢板を設置し、既設矢板を控え矢板とした控え矢板構造に変更する。</p>	<p>施工手順</p> <p>新設鋼矢板を打設 捨石工を打設 タイ材にて既設矢板と新設矢板を接合 上部工コンクリートを打設</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 <input type="checkbox"/> 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 間詰石の検討 矢板の設計 支持力安全性の照査</p> <p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・供用中の施工は基本的に不可能 ・捨石部の液状化を防止するため、材料特性ならびに締固め度に留意した施工が必要</p>		
S-15	<p>名称 ジャケット式工法</p> <p>工法概要 海底地盤と既設タイロッドの中間に支点（腹起し）を設置し、発生断面力を軽減する。反力はジャケット式構造物等で支持する。</p>	<p>施工手順</p> <p>鋼管杭を打設 中間部に腹起しを設置 上部工架設 上部工と矢板部に渡橋を設置</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設による滑動抵抗力の補強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請</p> <p><input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性</p> <p>比較的高価 <input type="checkbox"/> 工期 比較的長い</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 鋼管杭の諸元の設計</p> <p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等）</p> <p>・供用中の施工は基本的に不可能</p>		

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-1	<p>名称 背面増杭工法</p> <p>工法概要 既設構造物の直背面（土留め構造との間）に増杭し、既設棧橋と上部工で一体化する。 （施工事例無し）</p>	<p>施工手順 増杭施工部の上部工を一部（or全部）撤去 新設杭の打設 上部工を復旧</p>	<p>工法の原理 既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的安価</p>	<p>設計手順 設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 増杭の設計</p> <p>留意点等 ・特になし</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・捨石層を貫入できる打設工法を選定する</p>	<p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的安価</p>	
W-2	<p>名称 中間増杭工法</p> <p>工法概要 既設杭の中間に新設杭を設置し、耐力を増強する。 （上部工は撤去して新設となる。）</p>	<p>施工手順 上部工を撤去 新設杭の打設 新設上部工を架設</p>	<p>工法の原理 既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 一部撤去する。残置分は構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的高価</p>	<p>設計手順 設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 増杭の設計</p> <p>留意点等 ・特になし</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・捨石層を貫入できる打設工法を選定する</p>	<p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的高価</p>	
W-3	<p>名称 中間プレス工法</p> <p>工法概要 既設杭をプレス材で連結し、抵抗力を増強する。 （施工事例無し）</p>	<p>施工手順 上部工の撤去 中間プレス材の設置・接合 新設棧橋の架設</p>	<p>工法の原理 既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 支持力の補強</p> <p><input type="checkbox"/> 液状化強度の増加</p> <p><input type="checkbox"/> その他（ ）</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的安価</p>	<p>設計手順 設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 中間プレス材の諸元・配置等検討</p> <p>留意点等 ・既設鋼管杭の状況を十分に把握し、接合方法等について十分な検討が必要である。</p>
	<p>イメージ</p>	<p>留意点等（供用中の施工性等） ・水中での作業が主体となる。</p>	<p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的安価</p>	

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

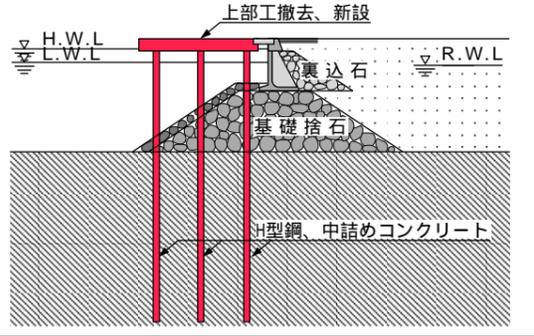
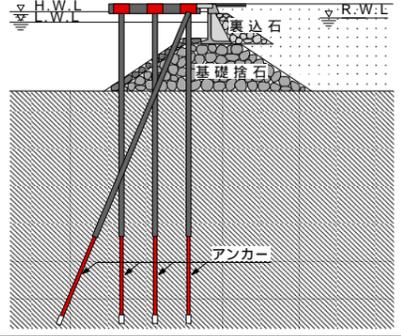
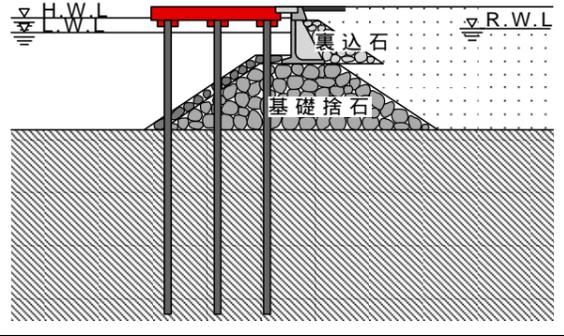
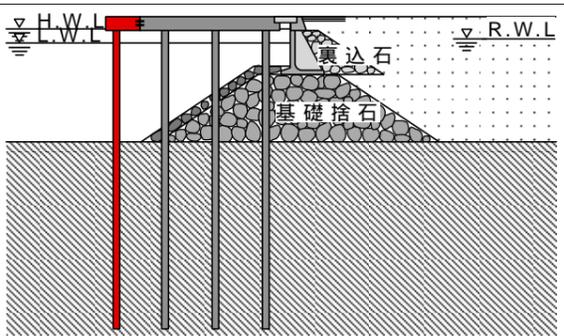
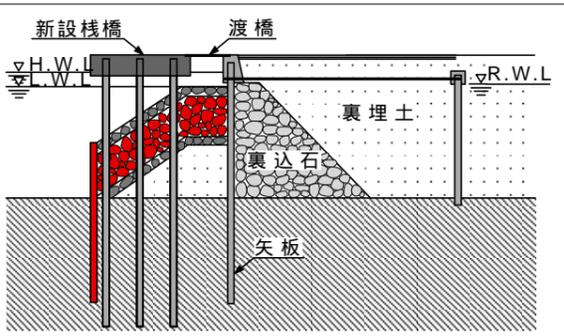
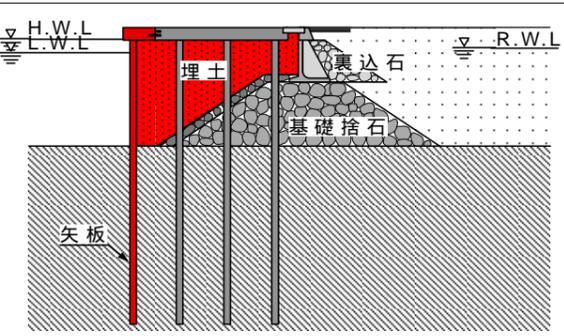
No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-4	<p>名称 杭断面増強工法</p> <p>工法概要 既設杭をコンクリート、二重管式等で増強し、抵抗力を増強する。杭頭部上部工は撤去し新設することとなる。 (施工事例無し)</p>	<p>施工手順</p> <p>上部工の撤去 杭の補強(コンクリート注入など) 新設棧橋の架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>既設構造物の杭補強による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 一部残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的高価 比較的高い</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 杭断面補強方法の検討</p> <p>留意点等</p> <p>・既設鋼管杭の状況を十分に把握し、施工可能な補強方法を選定する必要がある。</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・捨石層を貫入できる打設工法を選定する</p>	<p>留意点等</p> <p>・アンカー一定着部決定のための地盤調査が必要 ・既設鋼管杭の状況の十分な把握が必要</p>	
W-5	<p>名称 鉛直アンカー工法</p> <p>工法概要 既設杭の引抜き抵抗力増強のため、鉛直アンカーを設置する。 (施工事例無し)</p>	<p>施工手順</p> <p>上部工の一部(or全部)を撤去 鉛直アンカーを設置 上部工の復旧 (アンカー設置既設杭1カ所ごとに上記手順による)</p>	<p>工法の原理</p> <p>既設構造物の杭補強による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 一部残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的高価 比較的高い</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 アンカーの設計</p> <p>留意点等</p> <p>・アンカー一定着部決定のための地盤調査が必要 ・既設鋼管杭の状況の十分な把握が必要</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・アンカー一定着部の地盤強度の確認が必要</p>	<p>留意点等</p> <p>・既存岸壁の安全性照査の結果、上部工の耐力不足が問題となる場合に本工法を適用する ・適用にあたり、既存鋼管杭の健全性等を把握する必要がある。</p>	
W-6	<p>名称 撤去新設工法</p> <p>工法概要 上部工を必要な抵抗力を保有するように改良する。</p>	<p>施工手順</p> <p>上部工の撤去 上部工の新設</p>	<p>工法の原理</p> <p>上部工の改良による上部工抵抗力の増大ならび共振</p> <p>効果</p> <p><input type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input checked="" type="checkbox"/> その他(上部工抵抗力増大化・共振防止)</p> <p>法線の変更 <input type="checkbox"/> あり <input checked="" type="checkbox"/> なし</p> <p>既存施設の扱い 一部残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期 比較的高価 比較的短い</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 上部工の設計</p> <p>留意点等</p> <p>・既存岸壁の安全性照査の結果、上部工の耐力不足が問題となる場合に本工法を適用する ・適用にあたり、既存鋼管杭の健全性等を把握する必要がある。</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>		

表 棧橋式岸壁に対する耐震補強工法の概要一覧

No.	工法	施工性	特徴	設計上留意点等
W-7	<p>名称 前面増杭工法</p> <p>工法概要 既設杭の前面に増杭し、既設と上部工で一体化する。</p>	<p>施工手順</p> <p>新設増杭の打設 上部工の架設・既設部との接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>既設構造物の増杭による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input type="checkbox"/> その他()</p> <p>法線の変更 <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 増杭の設計</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的低価 比較的短い</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
W-8	<p>名称 前面土留め矢板工法</p> <p>工法概要 前面に根固め矢板を設置し、捨石等で杭の突出長を低減し、抵抗力を増強する。</p>	<p>施工手順</p> <p>上部工・渡橋の撤去 根固め矢板の打設 捨石工の施工 新設棧橋渡橋の架設</p>	<p>工法の原理</p> <p>新設構造物による水平抵抗力の増強</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input checked="" type="checkbox"/> その他(共振防止)</p> <p>法線の変更 <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 既設堤体の滑動ならびに転倒安全率、不足分に相当する水平力の算出 捨石工の検討 根固め矢板の設計 上部工の設計</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>一部残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input type="checkbox"/> 可能 <input checked="" type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input type="checkbox"/> 必要 <input checked="" type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>
W-9	<p>名称 柵式構造物改良工法</p> <p>工法概要 既設構造物前面に矢板を設置し、既設構造物と上部工で一体化し、柵式構造物に改良する。</p>	<p>施工手順</p> <p>新設矢板設置 既設上部工撤去 埋土施工 上部工設置(新設+既設)・接合</p>	<p>工法の原理</p> <p>構造物の新設により構造形式を変更する</p> <p>効果</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 滑動に対する抵抗力の補強 <input checked="" type="checkbox"/> 転倒に対する抵抗力の補強 <input type="checkbox"/> 支持力の補強 <input type="checkbox"/> 液状化強度の増加 <input checked="" type="checkbox"/> その他(共振防止)</p> <p>法線の変更 <input checked="" type="checkbox"/> あり <input type="checkbox"/> なし</p>	<p>設計手順</p> <p>設計条件の検討 新設矢板部の設計 上部工(柵)の設計 滑動・転倒等に対する照査</p>
	<p>イメージ</p> 	<p>留意点等(供用中の施工性等)</p> <p>・特になし</p>	<p>既存施設の扱い</p> <p>一部残置し、構造体として利用する</p> <p>岸壁水深の増深化 <input checked="" type="checkbox"/> 可能 <input type="checkbox"/> 不可能</p> <p>埋立て申請 <input checked="" type="checkbox"/> 必要 <input type="checkbox"/> 不必要</p> <p>経済性 工期</p> <p>比較的高価 比較的長い</p>	<p>留意点等</p> <p>・特になし</p>

6. 地下構造物WG

6.1 はじめに

地下構造物は、その使用目的や施工法等により、様々な構造種類に分類することができる。しかし各種地下構造物に共通した特徴として、構造物全体もしくはその大部分を地盤で覆われているという特徴が挙げられる。このような構造物としての特徴により、もしも補修を要するような地震被害が発生した場合、その機能を回復するまでに、橋脚等の地上構造物に比べて多くの費用と時間が必要となってしまう。

地下構造物の地震時挙動および耐震性能は、平成7年(1995年)兵庫県南部地震での地震被害¹⁾を契機として、広く注目を集めることとなった。この地震では、橋脚等の地上構造物に比べると被害の件数は少ないものの、地下構造物でも幾つかの被害が発生した。特に、開削工法によって施工された地下鉄駅舎の一つでは、駅舎部の中柱が完全に潰れ、駅舎部全体が崩落するという甚大な被害が発生した。この崩壊した地下鉄駅舎の場合、駅としての機能が完全に復旧したのは、地震発生より約1年後であり、地上構造物に比べ長期の復旧期間が必要となった²⁾。また上下水道施設でも、管の破損や池の亀裂等による濁水の発生や処理能力の低下等の被害が報告されている³⁾。これらの施設は被災後の市民生活に不可欠な施設であるため、被害を最小限に食い止めるとともに、早期に復旧ができるように対策を講じておく必要がある。

地下構造物の耐震設計指針・基準は、これらの地震被害の分析結果および土木学会からの提言に基づいて、大規模地震も踏まえた2段階設計法の導入と、大規模地震に対しては部材の損傷過程に踏み込んだ設計法の導入等、その規定内容が大きく改定された。また既設構造物については、各機関ごとに耐震診断が行われ、優先順位に基づいて耐震補強は実施されている。しかし既設の地下構造物の耐震補強においては、適切な耐震診断手法および効果的な補強工法が確立していないのが実状である。そのため、耐震性評価の基本的な考え方や解析手法が準用できるとして新設構造物を対象とした現行指針・基準が適用され、新設構造物と同等の耐震性能を確保することが求められている。本稿では、このような現状を踏まえ、地下構造物の耐震診断・耐震補強に関する文献および工法の調査を実施するとともに、代表的な地下構造物として開削トンネルと水道施設構造物を対象として、現時点での知見に基づいて耐震診断・耐震補強の実務に参考となる検討事例を示した。

6.2 耐震診断・耐震補強の文献調査

平成7年(1995年)兵庫県南部地震後、土木学会から第2次提言(1996年1月)の一部として、耐震診断と耐震補強の基本的方向性が示された。それに従い道路・鉄道など公共土木構造物を中心に、多くの土木構造物で耐震診断・耐震補強が実施されてきた。

ここでは、地下構造物および水道施設構造物を対象に、最近の耐震診断・耐震補強に関する文献・事例調査を実施した。調査結果の一覧を表6.2.1に示す。またこれらの調査結果のうち、今後、地下構造物の耐震診断・耐震補強を実施する上で、特に有用と考えられる事例について詳細に分析した。なお詳細分析の結果は付録・1にまとめた。

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
1	異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験	小林靖典，小林亨，清宮理	コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2	2002	ボックスカルバート等の連続壁	D	<ul style="list-style-type: none"> ・異形鉄筋を用いた後施工によるせん断補強工法を提案 ・梁のせん断実験より，提案した工法で補強した部材は，岡村式（設計値）と同等の耐力を有することを確認
2	開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法	山村賢輔，清宮理，小林亨	第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集	2002	東京港第二航路海底トンネル（沈埋トンネルに隣接する陸上トンネル，擁壁部）	C	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動に対する耐震診断および後施工せん断補強による耐震補強設計を実施 ・後施工せん断補強については，補強効果を検証実験で確認
3	開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法	清宮理，山村賢輔	第11回日本地震工学シンポジウム	2002	東京港第二航路海底トンネル（沈埋トンネルに隣接する陸上トンネル，擁壁部）	C	No.2と同様
4	開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法	山村賢輔，清宮理	土木学会第57回年次学術講演会	2002	開削トンネル擁壁部	D	・No.1～No.6に関連した実験
5	せん断補強鉄筋埋込工法（あと施工）による東京港第二航路海底トンネルの側壁補強	奥平幸男，岩下正美，小林亨，清宮理	土木建設技術シンポジウム	2003	東京港第二航路海底トンネル（沈埋トンネルに隣接する陸上トンネル，擁壁部）	C	<ul style="list-style-type: none"> ・陸上トンネル側壁部や擁壁部などに対して新たなせん断補強工法を提案 ・補強工法を確認するための構造実験を実施 ・補強設計条件および施工基準設定の考え方を提示するとともに，実施適用事例も紹介
6	開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法	山村賢輔，清宮理	土木学会論文集No.777	2004	東京港第二航路海底トンネル（開削トンネルの擁壁部）	C	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋差込による簡易せん断補強工法を提案 ・補強工法の有効性は静的単調載荷試験と静的正負交番載荷試験で検証 ・東京港第二航路トンネルの陸上トンネル（開削トンネル）擁壁部に適用
7	地下鉄トンネル中柱の添え柱による耐震補強実験	岡田龍二，米島賢二，森崎充	土木学会第52回年次学術講演会	1997	高架橋RC柱，地下鉄RC中柱	D	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼板巻き補強の適用が困難な柱の補強方法として，柱の両脇に鋼製の添え柱を配置する補強方法を提案 ・提案した補強工法の有効性は，構造実験で確認

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の事例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイディア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
8	耐震補強工作車による地下鉄中柱の補強計画	島拓造，山田昌弘，中尾正人	コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2	1997	大阪市交通局の地下鉄中柱	B	<ul style="list-style-type: none"> 地下鉄中柱約1000本の鋼板巻き立てによる耐震補強の実施例を報告 地下鉄の営業線内での効率的かつ安全な施工方法を提案
9	地中に埋設されるボックスカルバートの耐震性向上構造形式の提案	遠藤達巳，竹内幹雄，坂上明	第1回免震・制震コロキウム講演論文集	1996	開削トンネルの中柱，隔壁	D	<ul style="list-style-type: none"> 開削トンネルの上床スラブと中柱（隔壁）の結合部に回転および水平変位を吸収可能な構造形式を提案 新たな構造形式の有効性は，地盤・構造物連成解析により確認
10	耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験	遠藤達巳，坂上明，竹内幹雄，岩楯敏広	第24回地震工学研究発表会講演論文集	1997	開削トンネルの中柱，隔壁	D	<ul style="list-style-type: none"> No.9の構造形式の適用性を，気中載荷実験および地中載荷実験で確認
11	免震材を用いた既設開削トンネルの耐震対策工の開発	室野剛隆	第174回鉄道総研月例発表会講演要旨	2004	開削トンネル	D	<ul style="list-style-type: none"> トンネル側壁部に，周辺地盤の剛性に対して著しく柔らかい材料（ポリマー）を壁状に設置して地震力を低減させる耐震対策工法を提案 耐震対策工法を適用することで側壁の発生せん断力が約30%低下
12	炭素繊維シートを用いた共同溝の耐震補強効果に関する検討	中村剛，川島一彦，渡邊学歩，山下幹夫，江崎順一，鈴木猛康，古賀政二郎	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	共同溝	D	<ul style="list-style-type: none"> 共同溝の耐震性を評価すると同時に，炭素繊維シートによる耐震補強工法を提案 共同溝側壁部の部分実大試験体を用いた繰返し載荷実験により補強効果を確認
13	共同溝の耐震性及びアンカーバーを用いた耐震補強法に関する検討	中村剛，川島一彦，渡邊学歩，江崎順一，鈴木猛康	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	共同溝	D	<ul style="list-style-type: none"> 共同溝の耐震性を評価すると同時に，貫通アンカーおよび拡張式アンカーによる耐震補強工法を提案 共同溝側壁と下スラブの一部の実大試験体を用いた繰返し載荷実験により補強効果を確認

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の実例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
14	F R P 吹き付け補強工法による国分寺トンネル中柱耐震補強工事	山村康夫，千々岩三夫	鉄建技術研究報告	1997	J R 東日本国立支線国分寺トンネル	B	・開削トンネルの中柱に繊維補強プラスチック（F R P）吹き付け補強工法を適用した事例紹介 ・補強工法概要と施工手順，そして施工管理についても詳述
15	連続繊維シートを用いたボックスカルバート補強実験	大西清春，梅田和助，服部篤志，宮川豊章	土木学会第52回年次学術講演会	1997	ボックスカルバート	D	・ボックスカルバートの内面全面を炭素繊維シートで補強する工法を提案 ・補強効果は構造実験により確認
16	営団地下鉄における既設土木構造物の耐震対策	宮田信裕	セメント・コンクリート	1997	東西線竹橋駅	B	・鋼板巻き立て工法による中柱の補強事例の紹介
17	地下鉄営業線内耐震補強工事の施工	梅田周作，辻喜信，田中好秀，住吉元	銭高組技報	2001	地下鉄御堂筋線無筋アーチトンネル	B	・トンネル壁面内側に，ダグタイルセグメントを取付けによる補強工法を提案
18	鉄道地下構造物の耐震診断と耐震設計の考え方	増田達，清水満，桑原清，小西康人，相沢文也，中根理	基礎工	1996	鉄道地下構造物	A	・鉄道地下構造物（ボックスカルバート）を対象に，耐震診断検討手法および補強の考え方を詳述
19	添え柱工法による地下鉄トンネル中柱補強	渡辺正美	基礎工	1999	開削トンネル中柱	D	・日比谷線六本木駅における添え柱工法の施工事例の紹介
20	トンネル中柱の免震装置形状と各自由度における剛性の関係	三神厚，小長井一男，澤田勉	土木学会論文集No.682	2001	トンネルの中柱	D	・トンネル中柱に対して，軸力依存性が小さい免震装置による補強工法を提案 ・補強工法の基本性能は2次元有限要素解析により確認
21	滑動と回転を利用した地下構造物中柱用免震装置の性能確認実験	山田博，鈴木猛康，金子誉，田村重四郎，小長井一男	土木学会第55回年次学術講演会	2000	トンネルの中柱	D	・トンネル中柱の補強方法として，滑動と回転を利用したピン構造型の免震装置を提案 ・免震装置の性能を構造実験で確認
22	形状復元力を利用した地下構造物中柱用免震装置の性能確認実験	松本達治，鈴木猛康，金子誉，田村重四郎，小長井一男	土木学会第55回年次学術講演会	2000	トンネルの中柱	D	・トンネル中柱の補強方法として，形状復元力を利用した免震装置を提案 ・免震装置の性能は構造実験で確認

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の実例， B: 耐震補強工法の実例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
23	形状復元力を利用した地下構造物 中柱用免震装置の復元力特性	金子誉，鈴木猛 康，松本達治， 田村重四郎，小 長井一男	土木学会第55 回年次学術講 演会	2000	トンネルの中柱	D	・ No.22と同様
24	地中構造物の中柱滑り支承の効果	中村敏晴，栗本 雅裕，竹内幹 雄，遠藤達巳	第26回地震工 学研究発表会 講演論文集	2001	地中ボックスカル パート中柱	D	・ 地中ボックスカルパートの中柱上端に滑り支承 を設置した新たな構造形式を提案 ・ 滑り支承の効果は，1層2径間の実構造物を対 象とした非線形動的地震応答解析で確認
25	継手の改良などでせん断補強		日経コンスト ラクション 2001.1.12号	2001	東京港第二航路海 底トンネル（沈埋 トンネルに隣接す る陸上トンネル， 擁壁部）	C	No.1～No.6に関連した事例紹介 ・ せん断耐力が不足する沈埋トンネルの函体継手 において，水平変位を制御する鋼製ストッパーを ダクト部の天井に設置 ・ 陸上トンネルと擁壁の継手部に止水ゴムを設置 して許容変位を5mmから14cmに拡大 ・ 陸上トンネルの中柱に炭素繊維シートによる巻 立て補強を適用 ・ 側壁に差し筋を挿入してせん断補強 ・ 陸上トンネルと立坑接合部の側壁を炭素繊維 シートで曲げ補強
26	炭素繊維シートによる地下鉄RC柱 の耐震補強工法設計・施工指針	(財)鉄道総合 技術研究所	(財)鉄道総 合技術研究所	1997	地下鉄中柱	B	・ 高軸力作用下の地下鉄RC柱に対して，炭素繊維 シートによる巻立て補強に関する設計・施工指 針を提示 ・ 補強による変形性能の評価式を構造実験により 提案
27	既設地下構造物の横断面内の免震 対策	春海正和，嶋村 貞夫，河西寛	第24回 地震工学研究 発表会論文集	1997	2連ボックスカル パート	D	・ トンネルの両側に柔かい免震層を鉛直壁状に設 置する免震工法を提案 ・ 数値解析の結果に基づいて，免震層の設置深 度，トンネルからの離隔距離および厚さが，地震 時増分断面力に与える影響について詳述

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の実例， B: 耐震補強工法の実例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
28	矩形断面トンネルの免震メカニズムに関する解析的検討	粕田金一，鈴木猛康	第24回地震工学研究会発表会論文集	1997	2連ボックスカルバート	D	<ul style="list-style-type: none"> ・等価線形解析による2次元動的FEM解析の結果に基づいて免震のメカニズムについて分析 ・トンネルの時刻歴応答は免震層の有無にかかわらず周辺地盤と同位相であることを確認 ・トンネルの水平および鉛直方向の相対変位は免震層の設置により半減することを確認
29	地下構造物の地震対策技術について	竹内幹雄，中村敏晴	日本地震あれからこれから兵庫県南部地震5周年特別企画	2000	2連ボックスカルバート	D	<ul style="list-style-type: none"> ・兵庫県南部地震以降の地下構造物の耐震設計法の変遷をまとめ，新しい地震対策（免震）の可能性を提示 ・2連ボックスカルバート構造の中性のせん断破壊等を防止する工法として中柱の上端または下端をスライダ化する新たな構造形式を提案 ・新たな構造形式による効果は，構造実験により確認
30	地下構造物の補強事例	日本コンクリート協会	兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書	1997	神戸高速鉄道大開駅	B	<ul style="list-style-type: none"> ・兵庫県南部地震で大きな被害を受けた大開駅の復旧（耐震化）方法を紹介 ・No.7と同様の添え柱工法も採用した補強工法を紹介
31	震災に備えた営団地下鉄構造物の耐震診断と補強工法	石川幸彦，小坂彰洋	基礎工	1996	営団地下鉄トンネルの中柱	B,D	<ul style="list-style-type: none"> ・既設開削トンネルで，地盤強度が著しく変化する地点等の検討事例を紹介 ・RC中柱の鋼板巻立補強効果（耐力，変形性能）を確認実験を実施． ・試験工事の中で判明した設計上の配慮事項を整理
32	GFRPによる地下構造物の耐震性補強設計：報告	鎌田則夫，松岡茂，相沢文也	SED No.8	1997	開削トンネルの中柱	B,D	<ul style="list-style-type: none"> ・開削トンネルの中柱のような比較的軸力が大きく部材に対するGFRP（ガラス繊維強化プラスチック）による補強事例を紹介 ・軸力が比較的大きく，部材変形角（じん性性能）が要求されない部材に対する補強効果を確認

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の事例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
33	地震から地下構造物を守る	運上茂樹，鈴木 猛康	土木学会誌 第83巻	1998	開削，非開削トン ネル	D	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤と地下構造物の間に周辺地盤よりもせん断弾性係数の小さい免震層を設置し，地盤変形から地下構造物を絶えんする工法を提案 ・免震材については，防水・止水性を有するものを適用 ・模型振動台実験により，地盤急変部においてもひずみが30%低減することを報告
34	鉄筋埋め込みによるせん断補強をしたL型部材の静的正負交番載荷試験	三ツ屋 薫，山村 賢輔，清宮 理	土木学会年次 学術講演会講 演概要集第1部 Vol: 58巻	2003	開削トンネル等の 側壁	D	<ul style="list-style-type: none"> ・補強鉄筋埋込みによるせん断補強効果について，L型のRC供試体による静的正負交番載荷試験を実施 ・静的正負交番載荷試験の結果より，地震繰り返し荷重に対しても，設計耐力の80%のせん断耐力を有していることを確認
35	開削トンネルの側壁部の静的正負交番載荷実験	岸田 政彦，田嶋 仁志，前川 宏 一，益子 直人， 大野 了	土木学会年次 学術講演会講 演概要集第1部 Vol: 58巻	2003	開削トンネル等の 側壁	A, D	<ul style="list-style-type: none"> ・側壁等の外周部材について，せん断耐力の評価，曲げ特性の精度向上等の合理化を目的とした実験報告 ・開削トンネルの外周部材（せん断スパン比の短い場合）のせん断耐力は，ディープビーム式により評価可能 ・実験結果より，1/100～1/50程度の変形角を確保可能
36	既設RC柱の一面耐震補強工法における後挿入鉄筋のせん断補強効果に関する検討	小林 薫，吉田 徹	土木学会年次 学術講演会講 演概要集第5部 Vol: 57巻	2002	RC柱(地下構造物 側壁への適用性)	D	<ul style="list-style-type: none"> ・一面せん断補強工法の補強鉄筋の定着方法に着目し，補強鉄筋の作用せん断力の負担からせん断補強効果について詳述 ・直筋形状の補強鉄筋は，最大荷重を維持している水平変位付近までは，通常の帯鉄筋と変形性能における機能上の差はない ・補強鉄筋による作用せん断力の負担程度は，塑性率(/ y)に比例して増加する傾向を確認

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の実例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
37	開削構造物の地震時挙動および耐震補強	山村 賢輔, 清宮 理, 小林 亨, 永田 聖二	土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A) Vol: 56巻	2001	開削トンネル等の側壁	D	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断鉄筋埋込みによるせん断補強方法を提案し，効果を検証する目的で静的載荷実験を実施 ・$a/d=2.25$の供試体において，せん断補強無し，前補強としてスターラップを埋め込んだもの，後補強として樹脂系アンカー材，モルタル系アンカー材を埋め込んだものの3パターンの載荷を実施 ・後補強によりせん断耐力が向上すること，補強方法としては樹脂系，モルタル系アンカーともに十分効果があることを報告
38	既設地下構造物の横断面内の免震対策	河西 寛, 佐野 祐一, 春海 正和	免震・制震コ口キウム講演論文集 Vol: 2巻	2000	開削トンネル	D	<ul style="list-style-type: none"> ・地表面からトンネル両側に柔らかい免震層を鉛直壁状に設置する既設地下構造物の横断面内の免震対策を提案 ・提案工法による地震時増分断面力の低減メカニズムと，免震壁の設置深度，トンネルからの隔離距離および免震壁の厚さが断面力の低減効果に及ぼす影響について，2次元FEM解析により比較解析実施 ・免震壁が地盤中のせん断力の伝達を遮断することにより，地下構造物に発生する地震時増分断面力を低減するメカニズムを分析
39	大開駅災害復旧の記録	佐藤工業株式会社		1997	開削トンネル	B	<ul style="list-style-type: none"> ・被災した大開駅の側壁も含めた補強方法の報告 ・側壁補強として，中柱については鋼板 ($t=6\text{mm}$)，上床版及び側壁はH型鋼(H-150×150×7×10)と鋼板 ($t=9\text{mm}$)で補強 ・鋼板と構造物との隙間には無収縮モルタル(発熱抑制型)を充填
40	R C柱の一面から施工する耐震補強工法の後挿入鉄筋の補強効果に関する実験的研究	小林薫, 石橋忠良	土木学会論文集No.683/ - 52	2001	R C柱(地下構造物側壁への適用性)	D	<ul style="list-style-type: none"> ・一面せん断補強工法の交番載荷試験結果の報告 ・後挿入する鉄筋で補強した既設R C柱は，補強前に比べて変形性能(じん性率μ)が向上 ・補強後の耐力比(V_y/V_{mu})が1.2~2.0程度の範囲では，補強供試体のじん性率は約10程度となる ・補強後の耐力比(V_y/V_{mu})が2よりも大きな領域では，じん性率の増加傾向は見られず，10程度ではほぼ一定値となる

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法的事例, B: 耐震補強工法的事例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイディア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
41	ステンレス鋼板を用いた鋼板接着構造の曲げせん断特性	長澤保紀，苗村佳男，円谷善只，久保嘉彦，小川晃	土木学会第52回年次学術講演会 -272	1997	洞道	D	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼板材質を耐腐食性に優れているステンレス(SUS)用いた洞道の新たな補強工法を提案 ・洞道側壁断面の実大実験より，(SUS鋼板接着+アンカーボルト)補強を行った場合の補強効果，側壁残留応力の影響，せん断耐力への寄与について報告
42	薄鋼板束ね部材の開発(その1：洞道の内巻補強工法)	田中榮一，落合孝雄，阪井田修，斎藤光男	土木学会第52回年次学術講演会 -289	1997	洞道	D	<ul style="list-style-type: none"> ・既設ケーブルが多く収容されている洞道の補強工法として，「薄鋼板束ね部材による洞道の内巻補強工法」を開発 ・薄鋼板の塑性変形特性を利用した補強工法
43	薄鋼板束ね部材の開発(その2：耐力確認試験)	前濱光爾，神宮浩史，長澤保紀，血海章雄，中山壮一郎	土木学会第52回年次学術講演会 -290	1997	洞道	D	<ul style="list-style-type: none"> ・42の続編 ・薄板を束ねた部材の作用外力に対する挙動を明らかにするため，実物大の曲げ圧縮およびせん断試験を実施
44	営業線複線シールドトンネルを二次覆工で補強	河村猛，原史郎，山口正英	トンネルと地下	2002	複線シールドトンネル(近鉄難波線上本町・日本橋駅間)	B	<ul style="list-style-type: none"> ・昭和45年に開通した鉄道複線シールドトンネルの漏水対策と耐震性向上を目的とした二次覆工補強の施工事例紹介 ・覆工は25cm厚の鉄筋コンクリート構造で，L2地震動に対する安全性を照査 ・縦断方向にはPC鋼棒により歪みを分散してトンネル全体の靱性を向上
45	東京地下鉄における耐震対策	米島賢二，高橋聡，荻野竹敏	土木施工	2005	開削トンネルRC中柱 高架橋RC柱など	B	<ul style="list-style-type: none"> ・地下鉄営業線の耐震補強工事の進め方，開削トンネルRC中柱などに採用した補強工法の報告
46	地中構造物の周辺地盤置換工法による耐震補強効果の検討	山崎宏晃，鍋谷雅司，江崎順一，前田健一郎，児玉守広，橋泰久	第58回年次学術講演会	2003	開削トンネル	D	<ul style="list-style-type: none"> ・開削トンネル側部のEPS置換とコンクリート置換の耐震性能改良効果を，動的FEM解析により検討

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の実例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
47	既設沈埋トンネルの耐震性能に関する検討	渡辺和明，小池真史，立石章，高久雅喜，本宮栄二，道廣英司	第28回地震工学研究発表会	2005	沈埋トンネル	A	<ul style="list-style-type: none"> ・ 供用開始から約30年経過した沈埋トンネルを対象に，レベル2地震動に対する安全性を照査 ・ トンネル横断および縦断方向の地震応答解析結果より，両側立坑の一部の部材でせん断耐力が不足すること，立坑と函体間の継手部で目開き量が大きくなることを明らかにした
48	膨張性高流動コンクリートを用いた配水池の耐震補強工事	篠原直巳，荒木誠，中本道良，安田敏夫，青木茂	第4回耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム	2000	配水池	C	<ul style="list-style-type: none"> ・ 配水池の耐震補強として池内部に耐震壁を設置 ・ 耐震壁と既設部材との一体化は，膨張剤を添加した高流動コンクリートにより実現
49	耐震止水目地工法	清水建設㈱	技術資料	2000	カルバート目地	B	<ul style="list-style-type: none"> ・ カルバート目地部にゴム製の目地を設置して水平変位による漏水を防止 ・ 東京都水道局の配水池で4件実績あり
50	既設浄水池の耐震化事例	荒木誠，山根正雄	第50回全国水道研究発表会	1999	浄水池	C	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上下水道地下貯留施設の耐震補強工法で最も事例の多い耐震壁設置工法と，その検討過程について詳述
51	震災の影響による調整池の被害と復旧	込山健二，斎藤伸治，橋本利明，村上恵一，小林健一	第51回全国水道研究発表会	2000	調整池（半地下）	B	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上下水道構造物における伸縮目地部の損傷の状況とその復旧方法について詳述 ・ 目地破損の原因は，底板下の空隙によることが判明 ・ 構造本体は，損傷がないことから，その空隙を薬液注入で充填 ・ 目地部は，ゴム止水板をフラットバーで固定する方法を採用
52	ろ過池の耐震診断	村上恵一，小椋和生	第51回全国水道研究発表会	2000	急速ろ過池（半地下）	A	<ul style="list-style-type: none"> ・ 阪神淡路大震災で被災した急速ろ過池を対象に，静的非線形解析を用いたシュミレーション解析を実施 ・ 解析結果と実際の被害状況との比較より，実際の被害状況を説明可能であることを明らかにした

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の事例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

表 6.2.1 地下構造物および水道施設の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）

No.	論文名，参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
53	水密構造物の保有すべき耐震水準の具体的指標設定例	松本清，佐伯義美，竹田隆太郎	第51回 全国水道研究 発表会	2000	配水池	A	<ul style="list-style-type: none"> ・常時内水と外水に接する水密性の要求される構造物に対して，耐震水準を定量的に設定した検討事例の報告 ・L1地震動に対して水密性を保持（許容ひびわれ幅0.1mm以下）しようとする，コストが大幅に増加することが判明 ・今後の課題は，防水材の耐久性向上，免震材の材質特性の明確化
54	阪神・淡路大地震における猪名川浄水場ろ過池の被害と復旧	納庄秀成，石田輝雄，須原敏樹，小椋和生，小林健一	第50回 全国水道研究 発表会	1999	急速ろ過池	B	<ul style="list-style-type: none"> ・No.52と同施設の被害状況と復旧方法について報告
55	沈砂池を併設した下水処理場管理本館の耐震補強工事の事例報告	岩部泉，青木孝行，角井充	第41回 下水道研究 発表会講演集	2003	管理本館 (地下汚水，雨水 ポンプ機)	B	<ul style="list-style-type: none"> ・稼働中の施設に対して，基礎杭の補強（増打），底版の補強等の補強事例の報告
56	流域下水道施設の耐震診断事例報告	長屋宏明，竹内茂光	第34回 下水道研究 発表会講演集	1996	管路施設，処理場 施設，中継ポンプ 場	A	<ul style="list-style-type: none"> ・下水道施設の池状構造物について，構造物本体の被害を分析 ・池状構造物では，伸縮継手部において被害が生じる可能性があることを指摘
57	東灘下水処理場杭基礎の被害と補強	小西誠	基礎工	1996	最終沈殿池，エア レーションタンク などの地盤	A	<ul style="list-style-type: none"> ・兵庫県南部地震時で被災した東灘処理場について，液状化と測方流動現象に着目した数値シミュレーションを実施し，構造物が大破した要因となった杭の破壊メカニズムを推定 ・杭の側方流動に対する対策工のモデルについても手法を提案
58	網状鉄筋挿入工法による既設水路カルバートの補強例	竹垣喜勝，桑本浩	基礎工	2001	水路カルバート (関西電力宇治発 電所導水路トンネル)	B	<ul style="list-style-type: none"> ・1913年（大正2年）に完成した馬蹄形水路トンネルについて，盛土厚さの増加に対する補強施工の事例紹介

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例， B: 耐震補強工法の事例， C: 耐震診断および補強工法の適用事例， D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

6.3 耐震診断・耐震補強の検討事例その1（開削トンネル）

代表的な地下構造物である開削トンネルを対象に、現時点での最新の技術レベルに基づいて、耐震診断法の適用手順を例示するとともに、耐震補強工法やその選定手順についても詳述する。なお本検討で対象とした開削トンネルは、土木学会トンネルライブラリー第9号「開削トンネルの耐震設計」⁴⁾より選定し、その地盤条件および構造条件等を設定した。

6.3.1 対象構造物

本検討では、図 6.3.1 に示すような粘性地盤中の1層2径間箱型断面を有する都市部の一般的な鉄道トンネルを対象とする。一般に開削トンネルの耐震設計では、主に鉛直面内の地盤変位分布の影響を受ける横断方向の問題と、水平面内の変位分布の影響を受ける縦断（長手）方向の問題に対して実際される。よって既設の開削トンネルを対象とした耐震診断においても、横断方向と縦断方向に分け、それぞれ別々に耐震診断を実施することとなる。また縦断方向では、トンネル軸方向の伸縮に伴う挙動とトンネル直角方向の曲げ・せん断に伴う挙動に分け、それぞれ安全性を検討する。

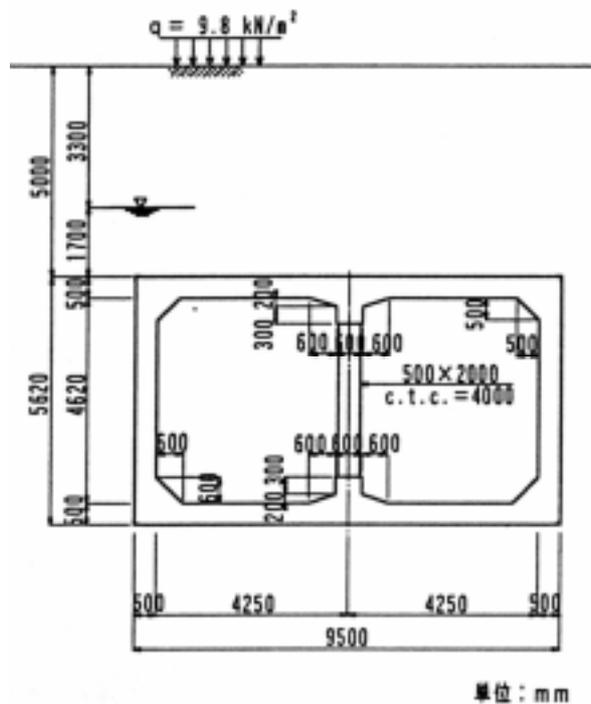


図 6.3.1 対象構造物の構造諸元⁴⁾

6.3.2 検討用入力地震動

一般に、開削トンネルのような地下構造物は、周辺を地盤で囲まれているため、構造物独自の振動特性ではなく、周辺地盤の地震時挙動の影響を強く受ける。そのため耐震診断に用いる入力地震動は、周辺地盤の振動特性を踏まえ決定する必要がある。

地下構造物は、一般に長周期成分よりも比較的短周期成分が卓越した地震動の影響を受けると考えられる。そこで本検討では、耐震診断に用いる入力地震動として「鉄道路線の大都市」および「短周期が卓越した地震動」という観点から、図 6.3.2 に示す想定東海地震の浜松波（野津委員作成）を選定した。なお加速度応答スペクトル等の比較より、S2 モデルの NS 成分を耐震診断用の入力地震動として選定した。

なお本検討では、入力地震動の断層モデルの破壊開始点が対象構造物の直下にあることより、地震波が工学的基盤面の到達する際の位相ずれは少ないと考えられることから、工学的基盤面における地震動は一様と仮定した。

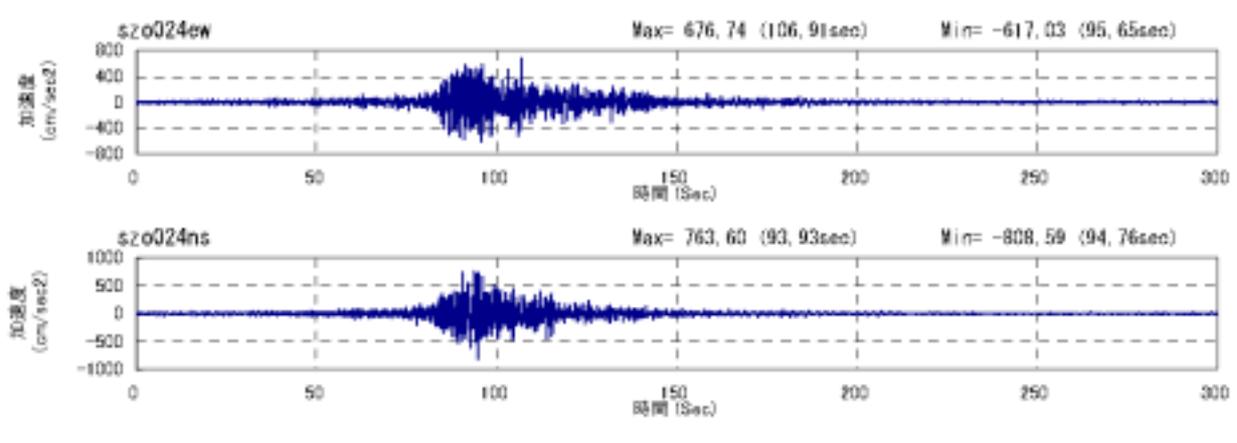


図 6.3.2 入力地震動の時刻歴波形

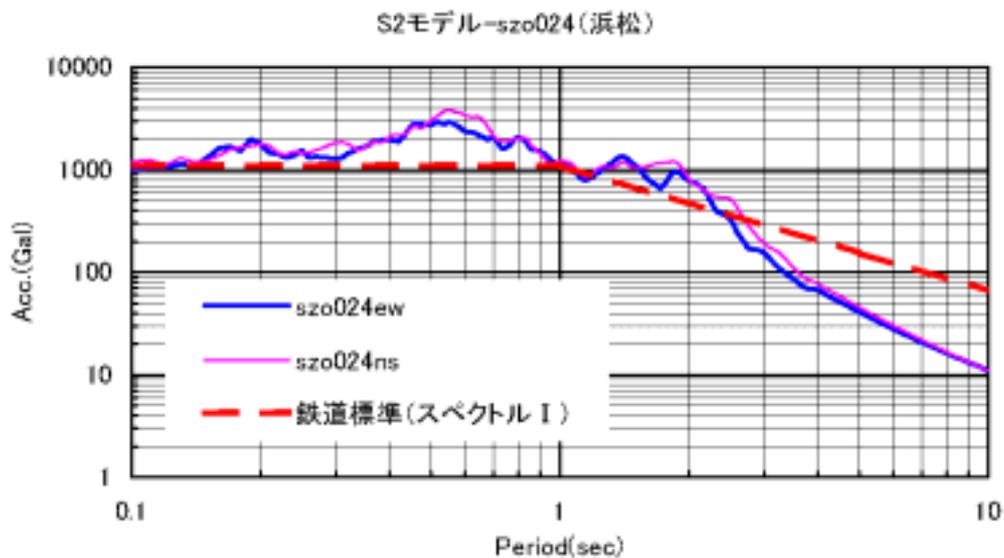


図 6.3.3 加速度応答スペクトル (h=0.05)

6.3.3 検討条件

a. 地盤条件

検討対象の地質縦断図を図 6.3.4 に示す。表層から 3.3m は沖積砂層 ($V_{so}=115 \sim 197\text{m/s}$) で、その下は $V_{so}=126 \sim 215\text{m/s}$ の粘性土が、さらにその下には、 $V_{so}=280\text{m/s}$ の砂質土が堆積している。開削トンネルは、粘性土の層境界に建設されており、その軸線は粘性土第 2 層 (C_2) と第 3 層 (C_3) の地層境界を横切っている。耐震設計上の基礎盤面は、GL-24.7m にあり、検討対象領域内では水平である。なおトンネル横断面の検討対象は、検討対象領域の左端の断面 (図 6.3.5 参照) とした。

地盤の非線形特性を図 6.3.6 に示す。本検討では、このような地盤の動的変形による非線形特性を修正 R-O モデルによってモデル化した。

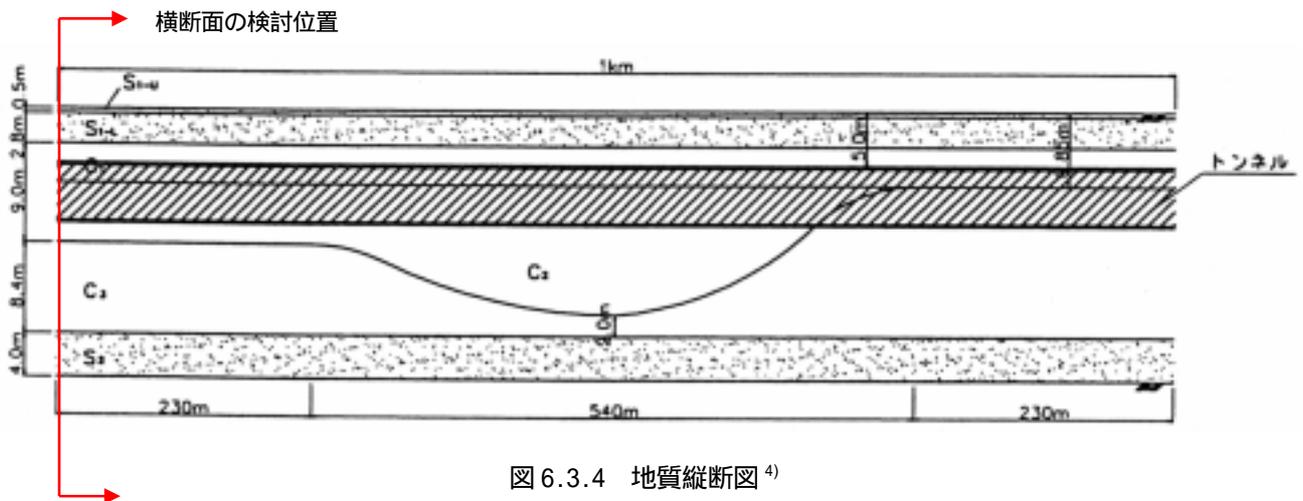


図 6.3.4 地質縦断図⁴⁾

層番号	深度 (m)	層厚 (m)	地盤種類	単位体積重量 (kN/m ³)	N 値	せん断弾性波速度 V_{so} (m/s)	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)
①	0.50	0.50	砂質	16.7	3	115	22480
②	1.90	1.40	砂質	16.7	15	197	65980
③	3.30	1.40	砂質	16.7	15	197	65980
④	5.20	1.90	粘土	15.7	2	126	25400
⑤	6.85	1.65					
⑥	8.50	1.65	粘土	15.7	3	144	33180
⑦	10.32	1.82					
⑧	12.32	2.00					
⑨	14.32	2.00					
⑩	16.32	2.00	粘土	16.7	10	215	78580
⑪	18.32	2.00					
⑫	20.70	2.38					
⑬	22.70	2.00	砂質	19.6	43	280	156800
⑭	24.70	2.00					
⑮			基盤	19.6	-	300	180000

図 6.3.5 対象地盤の物性値⁴⁾

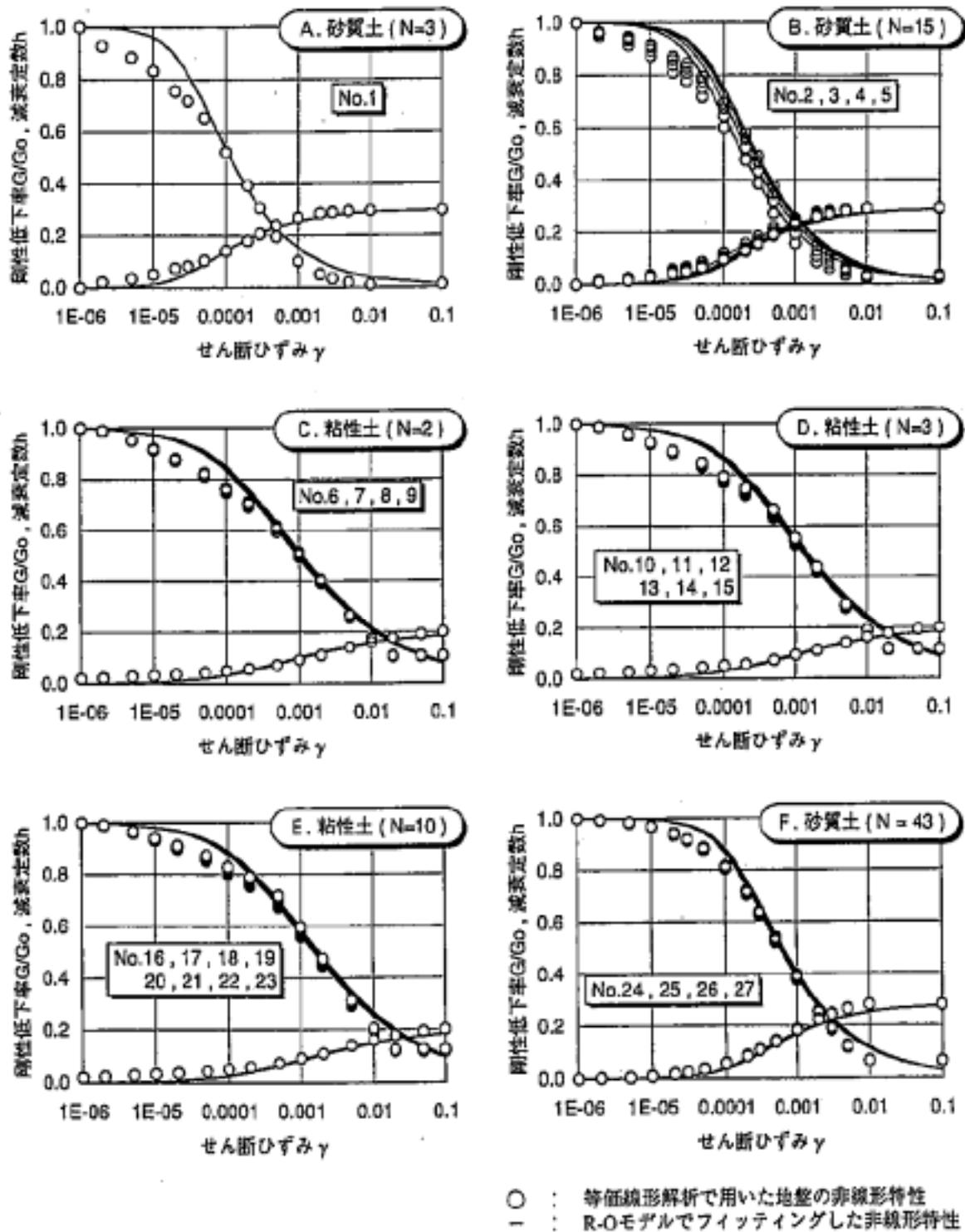


図 6.3.6 地盤の動的変形特性⁴⁾

b. 構造条件

検討対象は、1層2径間の箱型断面の開削トンネルで、図6.3.1に示すように幅9.5m、高さ5.62mで、4.0mごとに0.5m×2.0mの中柱を有している。このトンネルの土被り厚さは5.0mで、図6.3.5に示す軟弱な沖積粘性土層中に断面が位置している。

構造に関する条件を以下に示す。なお構造物の材料定数等については、本来、竣工図書や経年劣化などに関する調査結果に基づいて適切に設定すべきである。しかしコンクリートの健全性や劣化に関する調査結果が得られていないことより、「開削トンネルの耐震設計」⁴⁾で規定されている設計値をそのまま用いることとした。

() コンクリート

設計基準強度： $f'_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ ，ヤング率： $E_c = 25\text{kN/mm}^2$

() 鉄筋

仕様：SD295，引張降伏強度： $f_{yk} = 300\text{N/mm}^2$ ，ヤング率： $E_s = 210\text{kN/mm}^2$

() 構造部材の力学特性

コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係を図6.3.7に示す。

() 配筋図

図6.3.8，図6.3.9に横断方向および縦断方向の配筋図を示す。なお今回の開削トンネルは、新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料⁵⁾に準拠して、レベル2地震動に対する耐震設計が行われている。

() その他

常時荷重に関する条件およびその他の条件については、全て「開削トンネルの耐震設計」⁴⁾と同様とした。

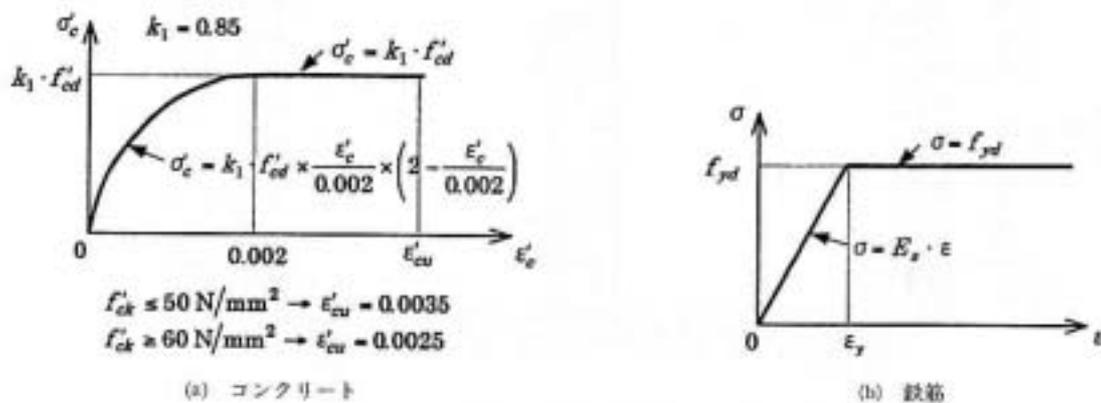


図6.3.7 コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係⁴⁾

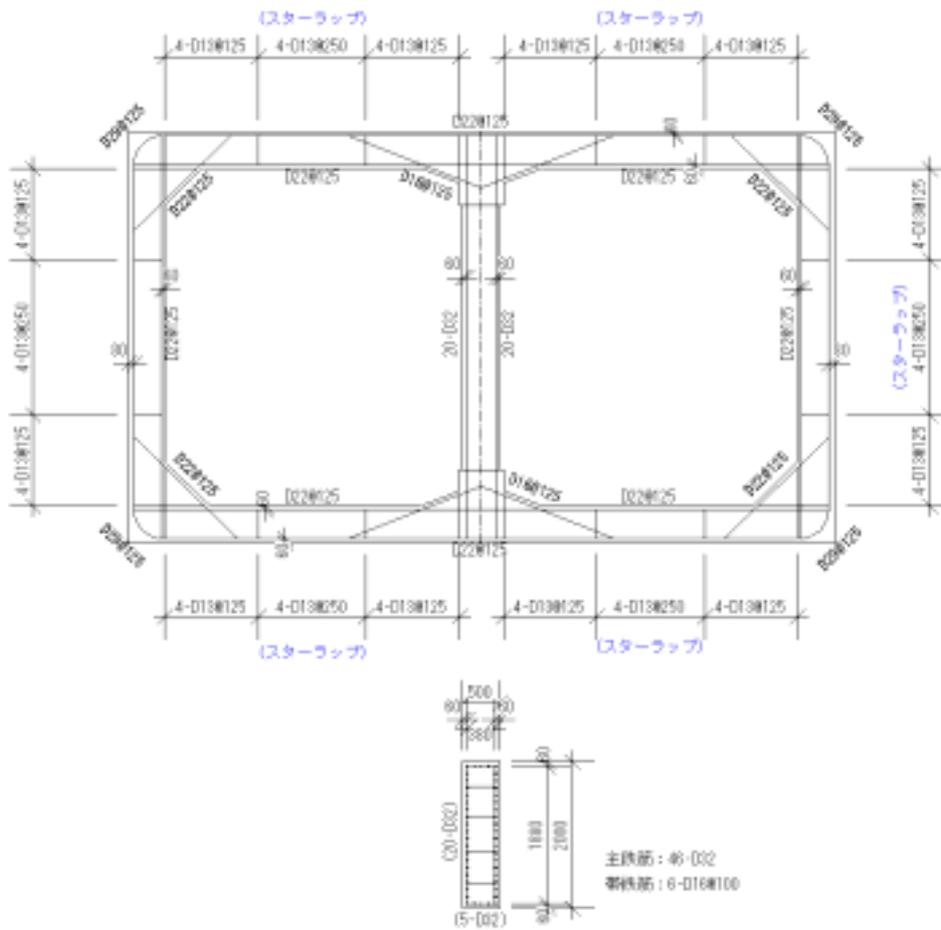


図 6.3.8 横断方向の配筋略図⁴⁾

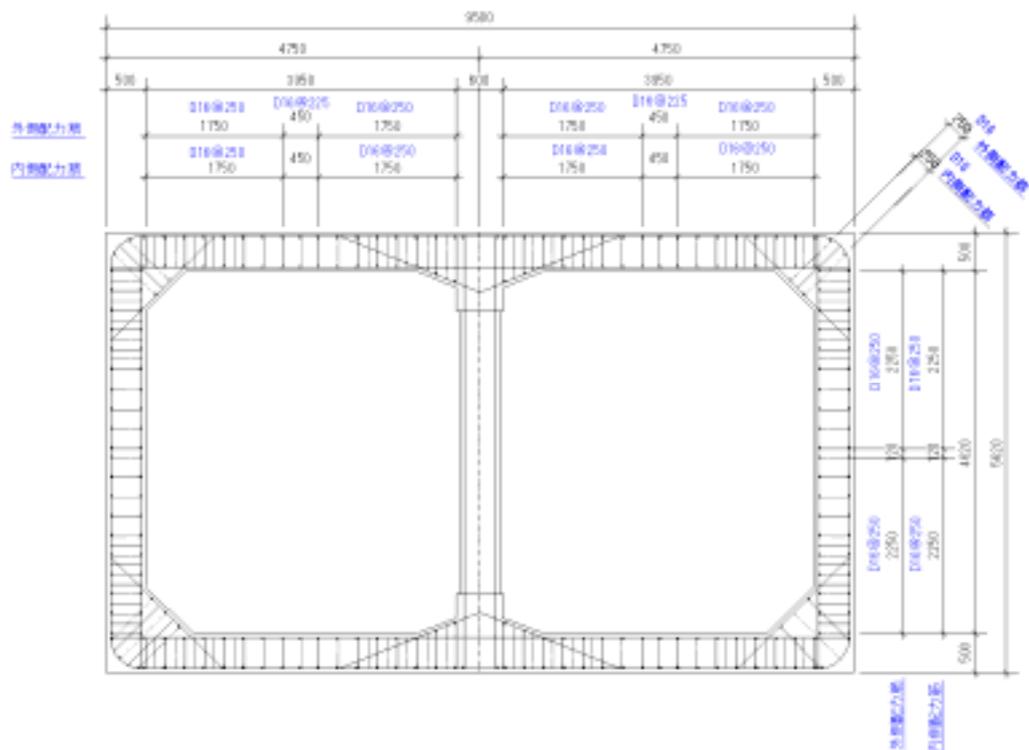


図 6.3.9 横断方向の配筋略図⁴⁾

6.3.4 縦断方向の耐震診断

a. 検討フロー

図 6.3.10 に開削トンネル縦断方向の耐震診断の概略手順を示す。トンネル縦断方向の耐震診断に適用する計算手法としては、新設構造物の耐震設計での適用事例も多い梁～ばねモデルによる時刻歴応答変位法（図 6.3.11 参照）を適用する。まず始めに入力地震動の選定、構造条件や地盤条件等の整理を実施する。次にトンネル周辺地盤のみの地震応答解析を実施、この解析結果に基づいて地震外力や地盤ばね定数等を設定する。そして時刻歴応答変位法による耐震解析を実施し、その結果に基づいて耐震補強の必要性の有無を検討する。なお加振方向としては、トンネル軸方向とトンネル軸直角方向の2方向を考慮する。

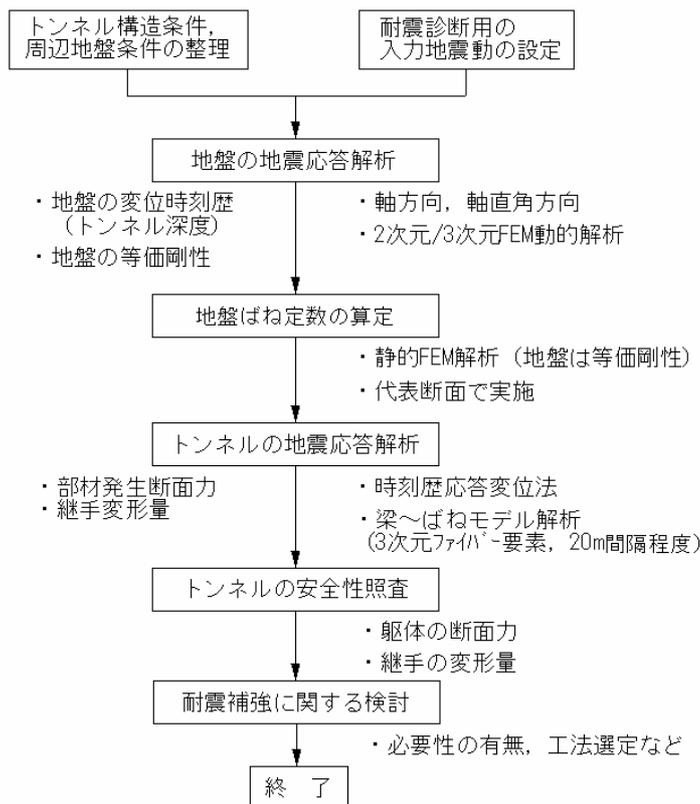


図 6.3.10 縦断方向の検討手順

b. 縦断方向の検討条件

基本的な構造条件、地盤条件については6.3.3 検討条件に示した通りである。なお開削トンネルの場合、一般的に約20m間隔でコンクリート打設の施工目地がある。しかし本トンネルの施工目地部は、軸方向鉄筋を連続させ、躯体部と同程度の剛性と強度を有しているものと仮定してモデル化した。

入力地震動についてはその主要動部分に着目することとし、50～150秒の100秒間を入力とした（図6.3.2参照）。ただし入力地震動の位相を反転させたケースについては検討していない。また本検討では、その影響が小さいとして鉛直方向の入力地震動についても考慮していない。

トンネル縦断方向に作用する荷重としては、温度変化の影響（換気に伴うトンネル内の気温の変化）、地盤の不同沈下による影響、地盤震動による影響が挙げられる。本検討では、最も支配的な地盤震動による影響のみ対象に耐震診断を実施する。

(1) 地盤のみの地震応答解析

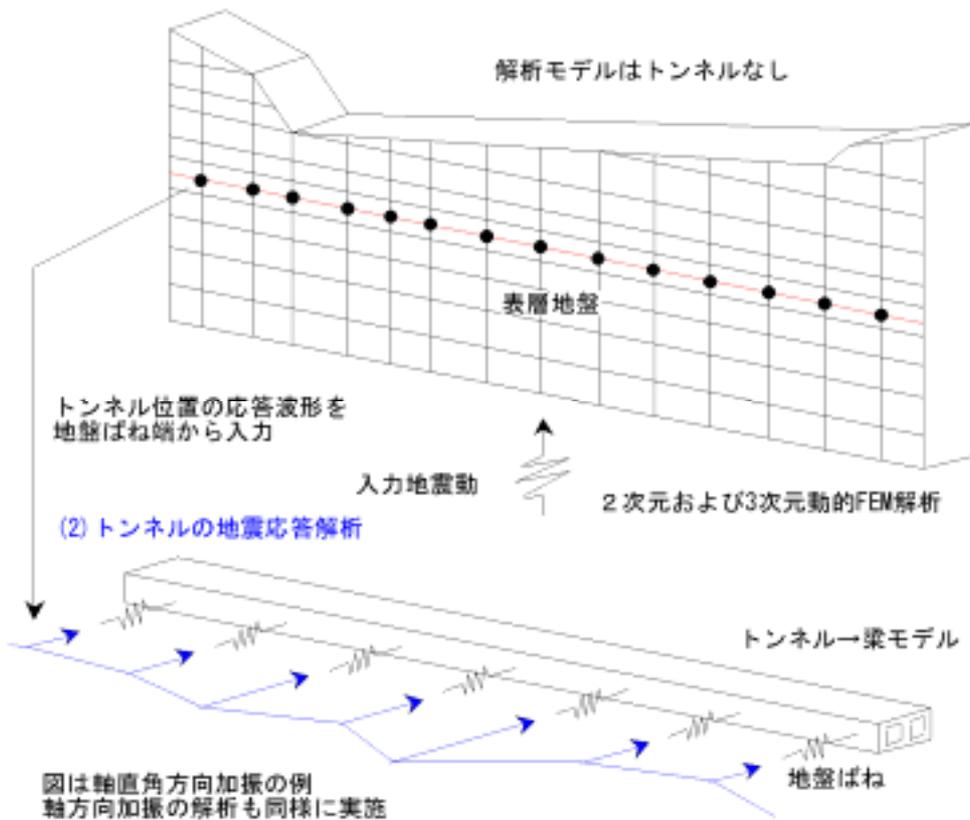


図 6.3.11 時刻歴応答変位法概念図

c. 解析モデル化について

地盤の地震応答解析については、軸方向および軸直角方向の2方向について実施する。軸方向の解析では、地盤を2次元平面ひずみ要素でモデル化し、動的変形に伴う非線形特性を修正 R-0 モデルでモデル化した。また軸直角方向の解析では、軸方向解析で用いた2次元モデルを面外方向に単位幅だけ拡張し、3次元ソリッド要素でモデル化した。

地盤ばねのばね定数は、2次元および3次元地盤の地震応答結果から、各地盤要素の最大せん断ひずみ発生時の剛性を等価な地盤剛性とし、この地盤物性値を用いた静的FEM解析によって算定する。具体的な算定方法は、図6.3.12の解析モデルのトンネル構造にあたる各節点に単位変位を与え、これらの節点反力の合計を算出し、変位と反力の関係から地盤ばね定数を算出する。トンネルの縦断方向の代表断面において、図6.3.12に示すような静的FEM解析を実施し、時刻歴応答変位法における地盤ばね定数を設定する。なおFEMモデルの水平幅は、表層地盤の厚さの5倍程度とした。

トンネル構造のモデル化では、図6.3.13に示すようにトンネル断面を20個のブロックに分割し、ブロックごとにコンクリートおよび鉄筋を集約し、それらをファイバー要素でモデル化した。なおコンクリート、鉄筋のファイバー要素における応力～ひずみ関係は、それぞれ図6.3.7に示すとおりである。

d. 地盤の地震応答解析結果

() 軸方向加振の解析結果

解析結果のうち、トンネルの地震時応答に大きく影響を与える地盤ひずみに着目し、トンネル中心軸レベルでの地盤の最大変位および最大軸ひずみの分布をまとめる。トンネル軸方向の最大変位および最大軸ひずみの結果を図6.3.14にそれぞれ示す。トンネル軸方向の応答変位は、比較的軟らかい粘性土の第二層(C₂層)の層厚が大きいモデル中央部分付近で最大値となった。また軸方向ひずみは、C₂層とC₃層の地層境界から若干中央部に近い付近で約0.085%の最大値となった。これはC₂層とC₃層の層境界がすり鉢状の不整形であることより、反射波などにより波動場が複雑になったためと考えられる。

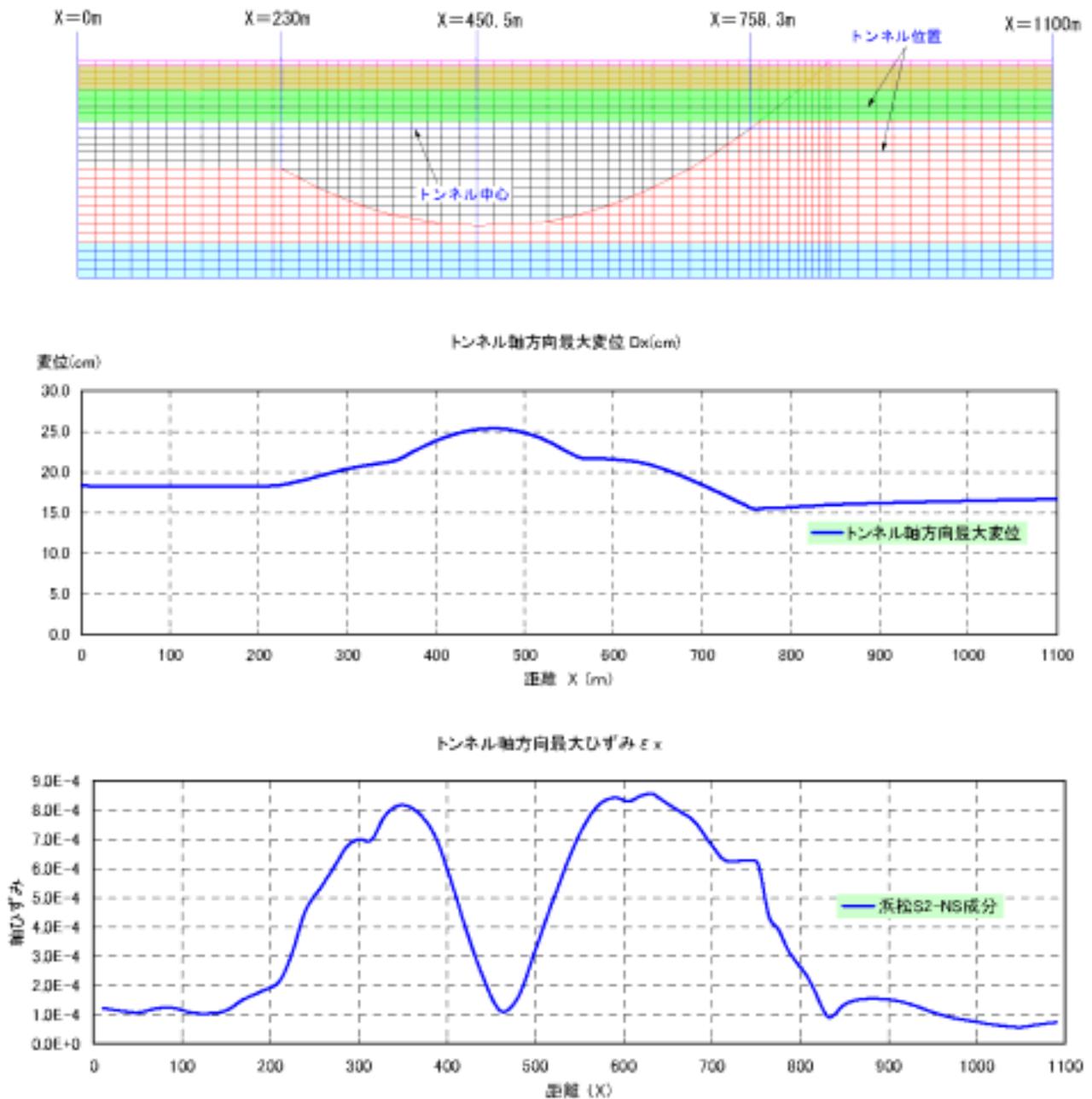


図6.3.14 トンネル深度における最大軸方向変位，最大軸ひずみ分布

()軸直角方向解析の結果

トンネル軸直角方向の最大変位および最大せん断ひずみ（面外方向）の結果を図 6.3.15 にそれぞれ示す．トンネル軸方向の最大変位および最大ひずみの分布は，トンネル軸方向解析の場合とほぼ同じ傾向となった．

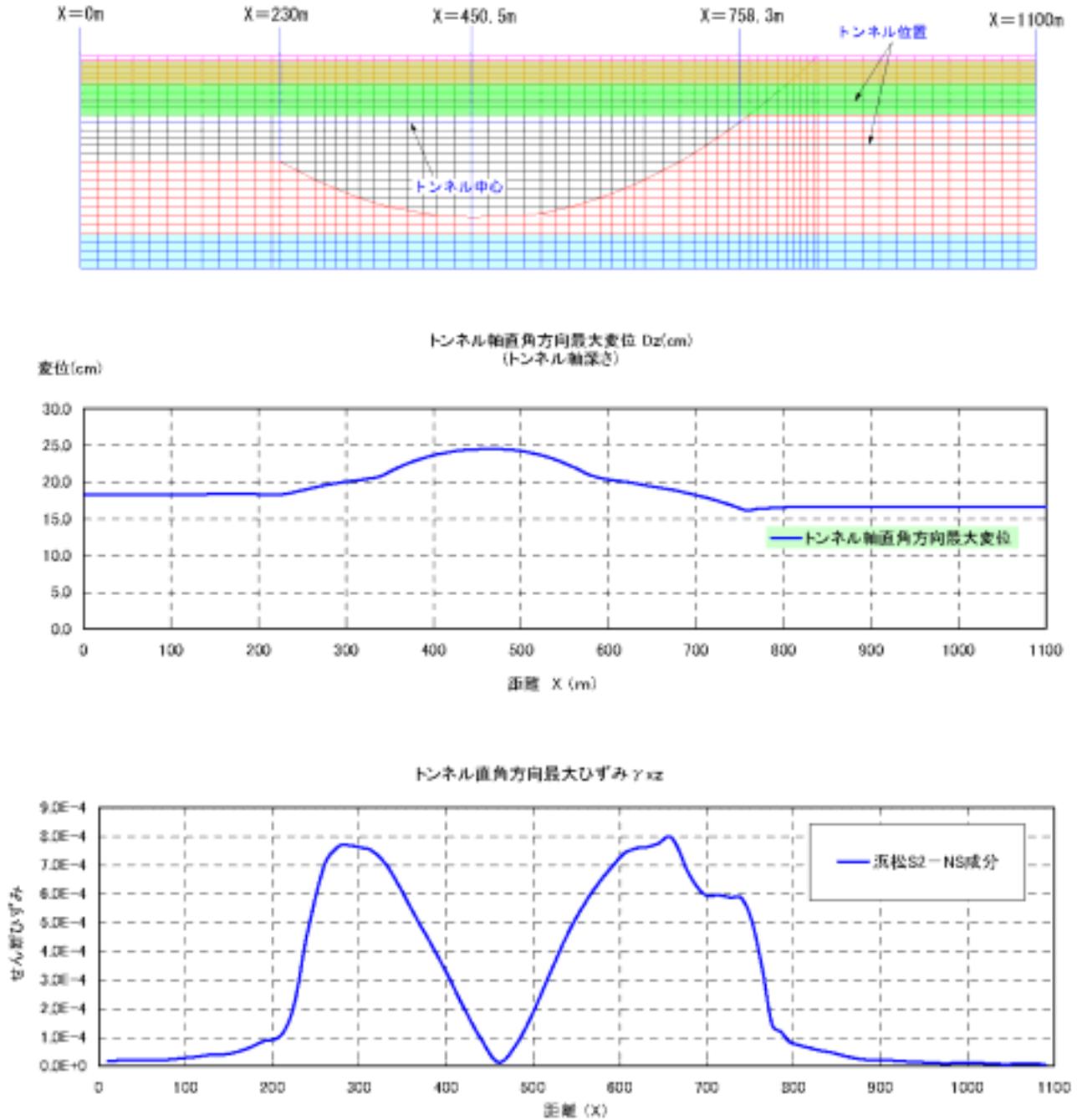
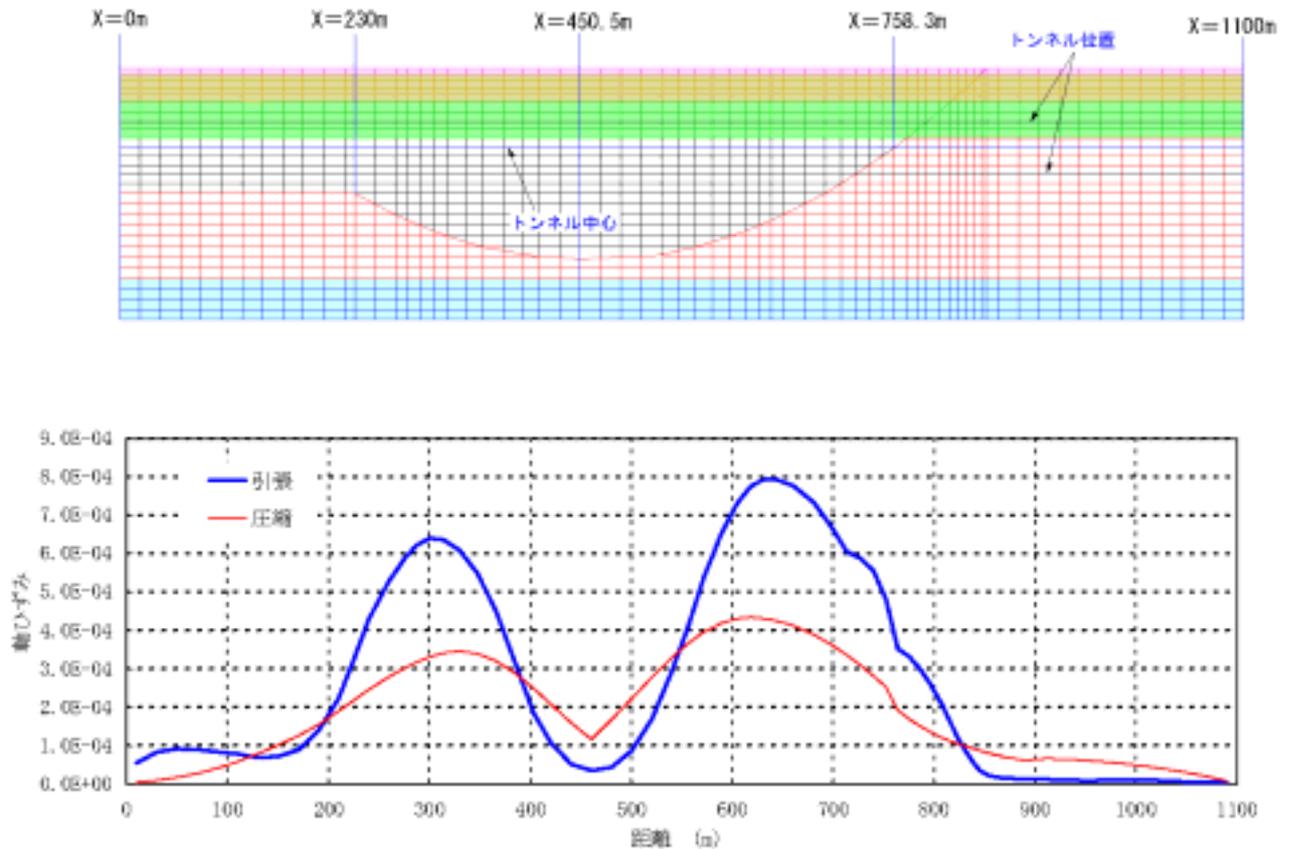


図 6.3.15 トンネル深度における軸直角方向最大変位，最大せん断ひずみ分布

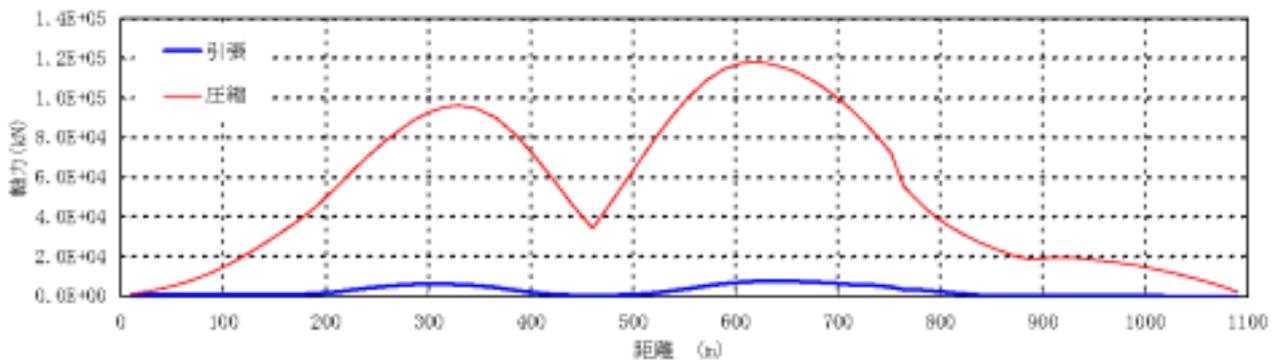
e. トンネルの地震応答解析結果

()軸方向解析の結果

トンネルの地震応答解析結果のうち、トンネルに発生するひずみおよび断面力の結果をまとめる。図 6.3.16 にトンネル軸ひずみおよび軸力の最大値分布を示す。軸ひずみの分布傾向は、地盤の地震応答解析の結果とほぼ同じ分布傾向となった。



(a) トンネルの最大軸ひずみ



(b) トンネルの最大軸力

図 6.3.16 トンネルの最大軸ひずみと最大軸力の分布

()軸直角方向解析の結果

トンネルの軸ひずみと曲率の最大値分布を図 6.3.17 に示す。また鉛直軸回りの最大曲げモーメント，面外方向の最大せん断力の分布を図 6.3.17 に示す。軸ひずみおよび曲率とも， C_2 層と C_3 層の層境付近で局所的に増加する傾向となった。また左側領域においても，すり鉢状になった C_2 層の不整形性の影響によって，軸ひずみと曲率が増加する傾向となった。なお曲げモーメントおよびせん断力は，ひずみや曲率と同じような分布傾向となった。

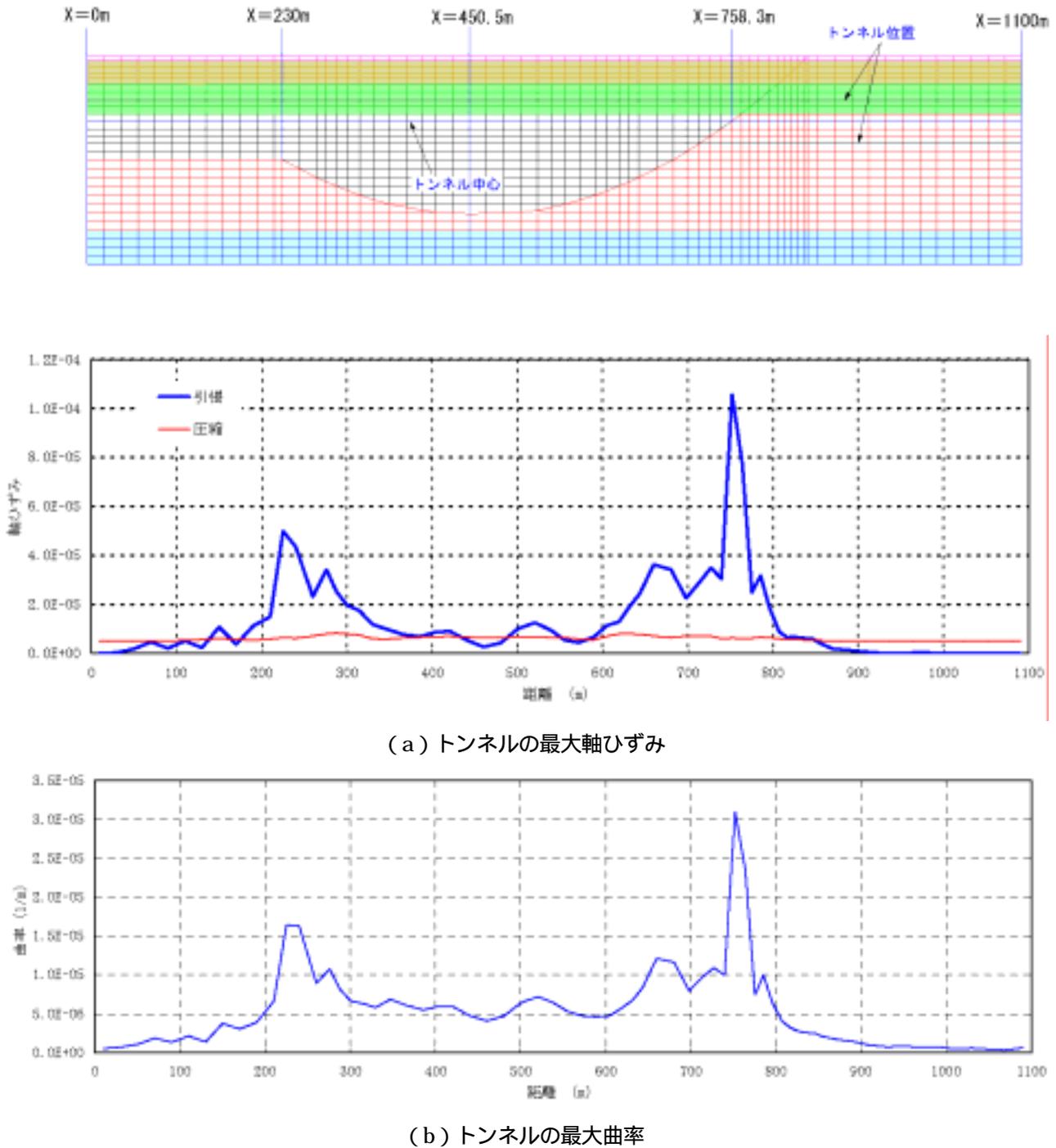
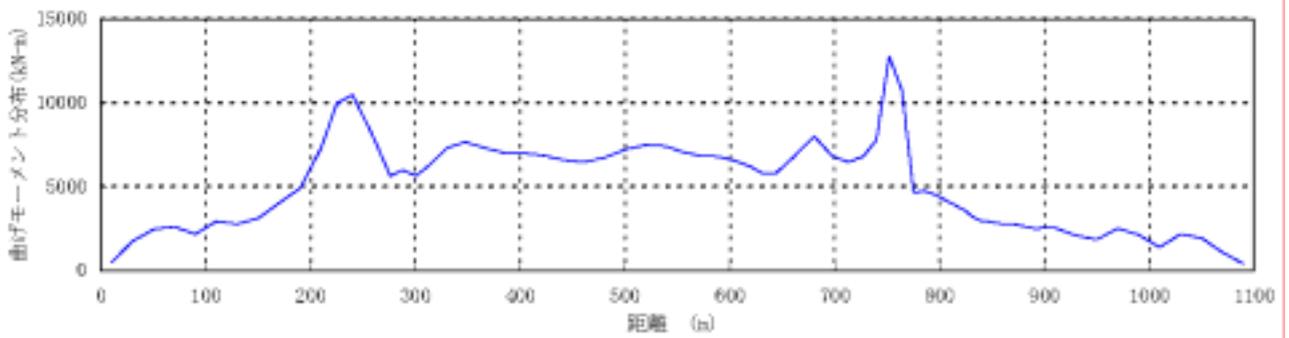
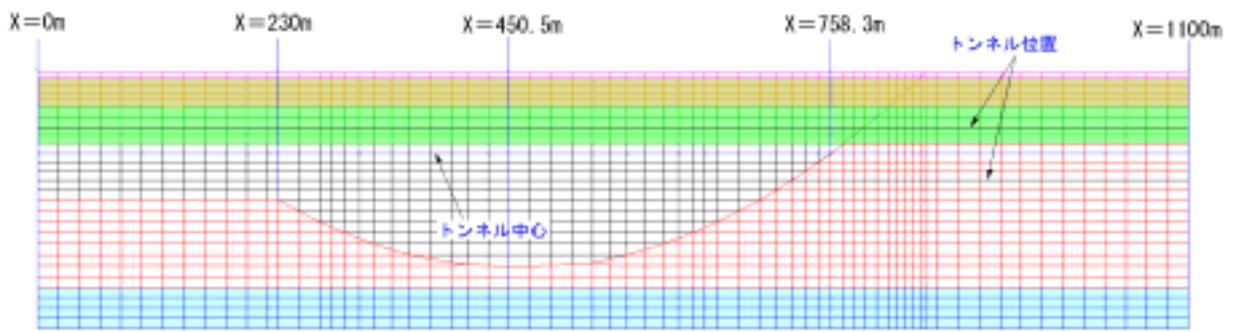
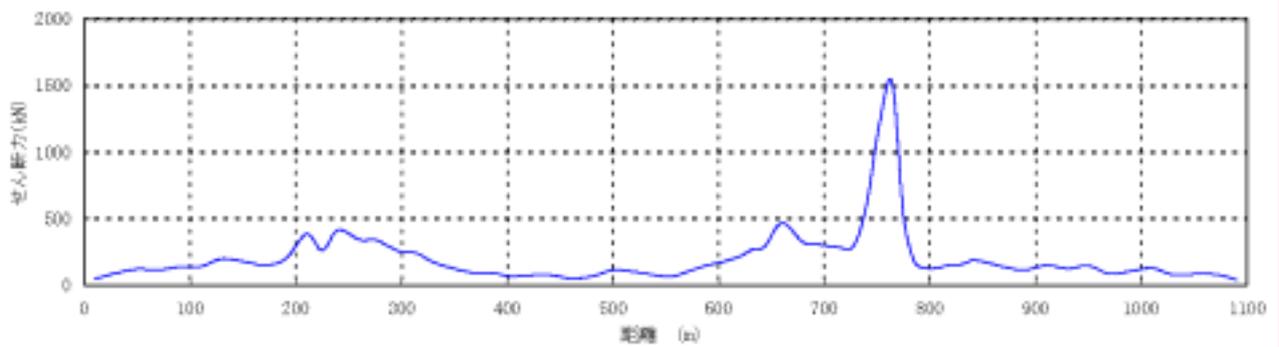


図 6.3.17 トンネルの最大軸ひずみと最大曲率の分布



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図 6.3.18 トンネルの最大断面力分布

f. トンネルの安全性照査

トンネル縦断方向の躯体の安全性については、まず各断面でのコンクリートおよび鉄筋のファイバー要素に発生した最大値とそれぞれの降伏ひずみとの比較によって照査した。また軸直角方向加振においては、特に部材のせん断に対する安全性も照査した。

() 軸方向解析の照査結果

各断面におけるコンクリートおよび鉄筋の最大応答ひずみと降伏値との比較を図 6.3.19 に示す。ここでファイバー要素の応答値は、代表値としてもっとも応答が大きくなる隅各部の要素(図 6.3.13 参照)の応答値を評価した。各断面でのコンクリートおよび鉄筋の最大ひずみの値は、いずれの箇所においても降伏ひずみを下回り、トンネルの安全性に問題がないことが明らかになった。

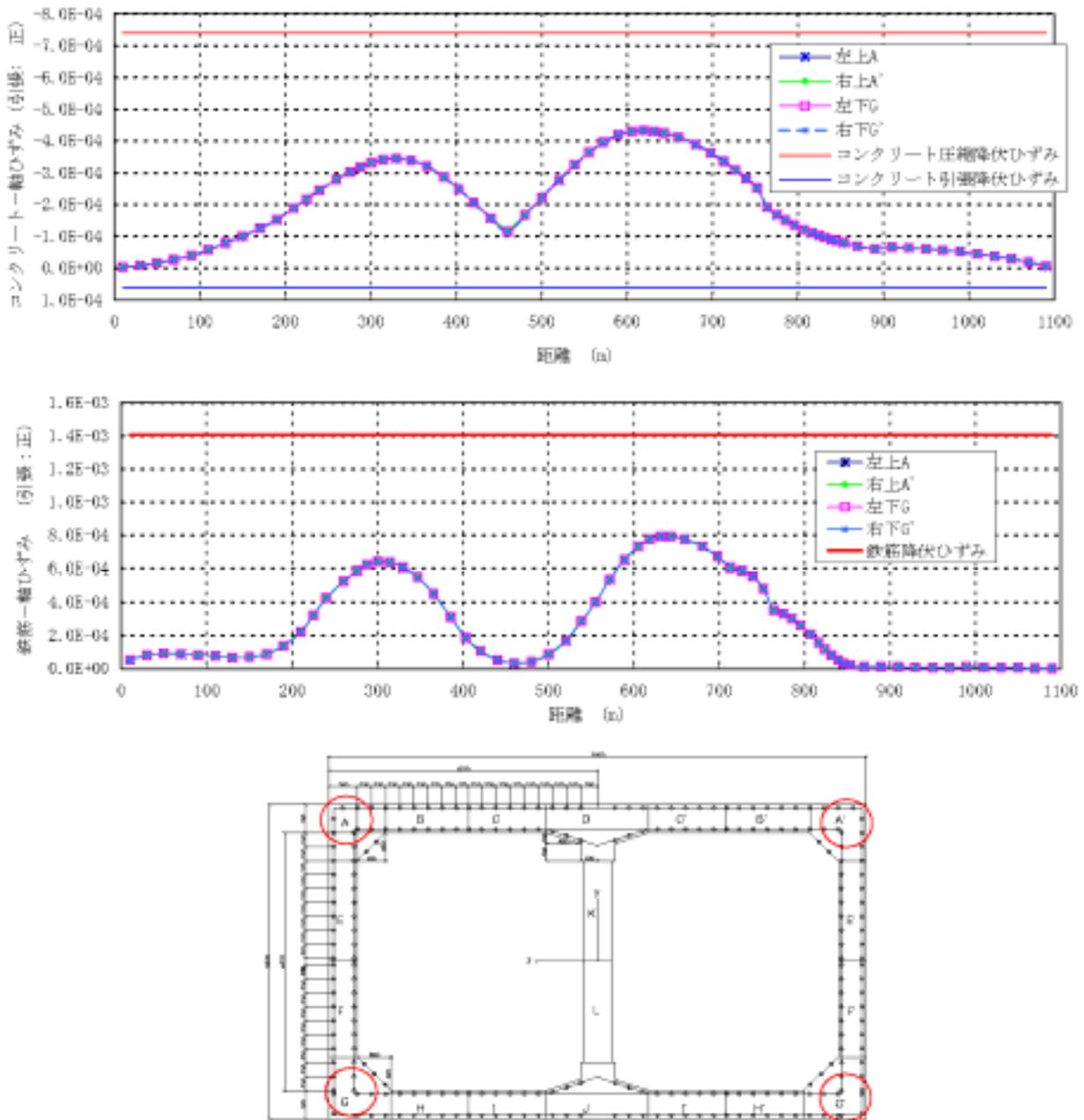


図 6.3.19 最大発生ひずみによるトンネルの安全性照査

()軸直角方向解析の照査結果

各断面におけるコンクリートおよび鉄筋の最大応答ひずみと降伏値との比較を図 6.3.20 に示す。また「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」に準拠したせん断耐力の照査結果を表 6.3.1 に示した。軸方向の場合と同様で、各断面でのコンクリートおよび鉄筋の最大ひずみの値は、いずれの箇所においても降伏ひずみを下回り、安全性に問題がないことが明らかになった。またせん断力の最大値による照査結果より、部材のせん断耐力に対しても十分な安全性を有していることが明らかになった。

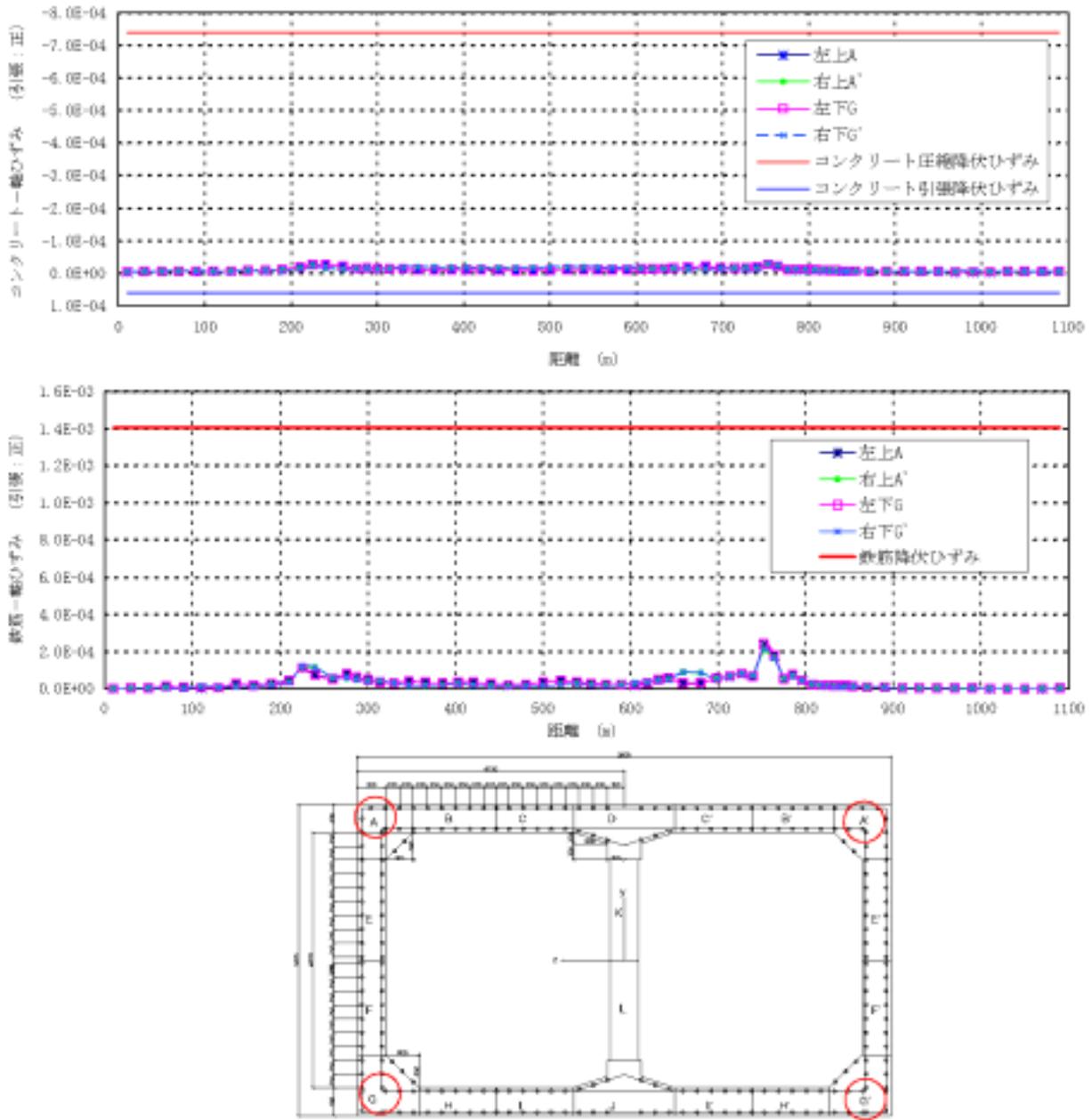


図 6.3.20 最大発生ひずみによるトンネルの安全性照査

表 6.3.1 せん断耐力の照査結果

照査位置 要素番号			軸直角方向最大せん断力発生断面
			45
安全係数	材料係数	$\gamma_{mc} =$	1.3
		$\gamma_{ms} =$	1.0
	部材係数 (曲げ)	$\gamma_b =$	1.0
	部材係数 (せん断)	$\gamma_{bc} =$	1.15
		$\gamma_{bs} =$	1.15
	構造解析係数	$\gamma_a =$	1.0
構造物係数	$\gamma_i =$	1.0	
材料強度	コンクリート	$f'_{ck} (N/mm^2)$	24
		$f'_{cd} (N/mm^2)$	18.46
	鉄筋	$f_{yk} (N/mm^2)$	295
		SD295	$f_{yd} (N/mm^2)$
断面寸法	b	(cm)	50.0
	h	(cm)	900.0
	かぶり	(cm)	6.0
	d	(cm)	894.0
引張鉄筋	A s t	径	D16
		ピッチ (mm)	250
		面積 (cm ²)	3.97
	$P_t = A_{st} / (bd)$		
せん断補強筋	せん断筋の総断面積	$A_w (cm^2)$	7.742
	強度 f_{wyd}	(N/mm ²)	295
	間隔 S_s	(cm)	12.5
	配置方法		
設計断面力	$N' d$ (圧+)	(kN)	685
	M_d	(kN・m)	8446
	V_d	(kN)	1522
せん断耐力	$f_v c d$	(N/mm ²)	0.529
	βd	≤ 1.5	0.578
	ρ_w		0.01%
	β_p		0.207
	M_o	(kN・m)	1028
	β_n	(注 $\beta_n = 0-2$)	1.122
	V_{cd}	(kN)	276
	V_{sd}	(kN)	12351
	$V_{yd} (=V_{cd} + V_{sd})$	(kN)	12627
せん断耐力照査	$\gamma_i * V_d / V_{yd}$		0.121
	判断		OK

注：設計せん断耐力 V_{yd} は、横断方向の主鉄筋 (D22、etc125) の1/2が、縦断方向の水平・鉛直せん断力に抵抗として考えて算定した。

g. 考察

今回の検討では、現行の設計指針・基準のレベル2地震動を上回るような入力地震動に対しても、トンネル縦断方向の安全性が確保できるという診断結果となった。しかし以下に示すような条件化においては、線状地下構造物の縦断方向の耐震性が問題となり、部材や継手部等の耐震補強が必要となる場合もある。

(1)地盤の振動特性が大きく変化する場所

軟弱地盤と硬質地盤の層境、例えば台地と平野の境界、人工地盤と自然地盤の境界等

(2)構造形式が変化する箇所

立坑のような異なる地盤変位の影響を受ける構造物、または剛性の大きく異なる構造物との接合部等

上記のような条件が急激に変化する場所では、可撓性継手を設けて相対変位を吸収し、躯体の発生応力を軽減するという対策が考えられる。また適切な間隔に、止水可能な伸縮継手を入れて変位を吸収する対策も考えられる。しかしこのような継手構造を既設構造物に後施工として取付ける対策工は、周辺を地盤で囲まれた地下構造物では一般に不可能と考えられる。なお内空確保の制限がない場合は、内側に鋼板を巻き立て、既存の躯体と一体化することで発生応力に抵抗する方法も考えられる。いずれにしろ、適切なトンネル縦断方向の耐震補強工法については、今後の課題である。

また耐震診断に用いる計算手法に関しても、入力地震動が様々な要因によりトンネル軸方向の工学的基盤上の場所毎で異なる問題、いわゆる入力地震動の位相差入力の取扱、地盤と構造物の接触面での滑り局所非線形の影響等、現時点では今後の検討課題もある。

6.3.5 横断方向の耐震診断

a. 解析条件

横断方向の耐震診断は、逐次積分法による地震応答解析に基づいて行った。数値積分法は、 γ を 1/4とした Newmark の法を採用し、積分ステップの時間増分は 0.00125 秒とした。

構造形状や材料諸元、地盤条件、あるいは、入力地震動などは 6.5.1～6.5.3 に示したとおりであるが、入力地震動についてはその主要動部分に着目することとし、75～125 秒の 50 秒間を入力とした（図 6.3.21 参照）。

なお、地震応答解析は、別途実施した骨組み解析で得られた常時部材力を初期値として行った。

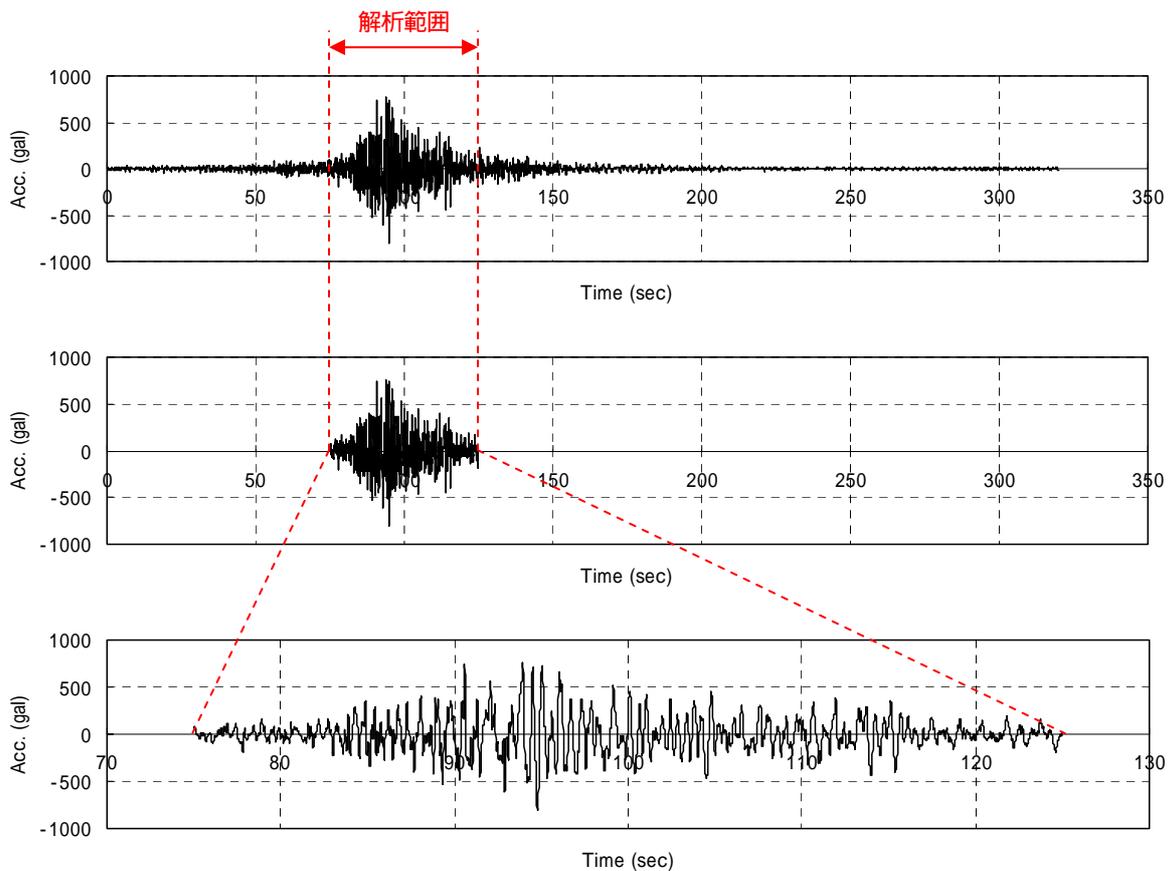


図 6.3.21 入力地震動

b. 解析モデル

「開削トンネルの耐震設計」⁴⁾(以下、開削トンネル指針)で用いられた解析モデルを、そのまま本解析の解析モデルとした。地震応答解析用の2次元FEM解析モデルを図6.3.22に示し、以下に、開削トンネル指針で示されている解析条件をまとめた。

解析モデルにおいて、構造物は梁要素で、地盤は平面ひずみ要素でそれぞれモデル化され、構造物・地盤間の剥離やすべりは考慮されていない。解析対象領域については、水平方向は構造物幅の約5倍に、また、深さ方向はGL-24.7mの基盤面までと設定され、地盤内を伝播する波の波長や、地震時に発生する構造物周辺の局所的な非線形性に配慮された要素分割となっている。境界条件としては、解析モデルの側方と底面に波動エネルギーの逸散を表現するための粘性境界が設置されるとともに、側方には、境界面の変位と応力が自由地盤の応答となるような調整力(切り欠き力)を作用させている。

構造物の非線形性は曲げモーメント・曲率関係(M ・関係)により考慮され、武田モデルにより履歴特性がモデル化されている。ただし、一般の地中ボックスカルバートの解析では軸力変動の影響が小さいとされていること、また、数値解析上の安定性に配慮して、 M ・関係に対する軸力変動の影響や最大耐力以降の軟化は考慮されていない。また、ハンチ部近傍は剛域として扱われている。代表的な部材断面の M ・関係を 図6.3.23 に示す。

表6.3.2に横断方向の検討で用いた修正 R ・ O モデルのパラメータを示す。

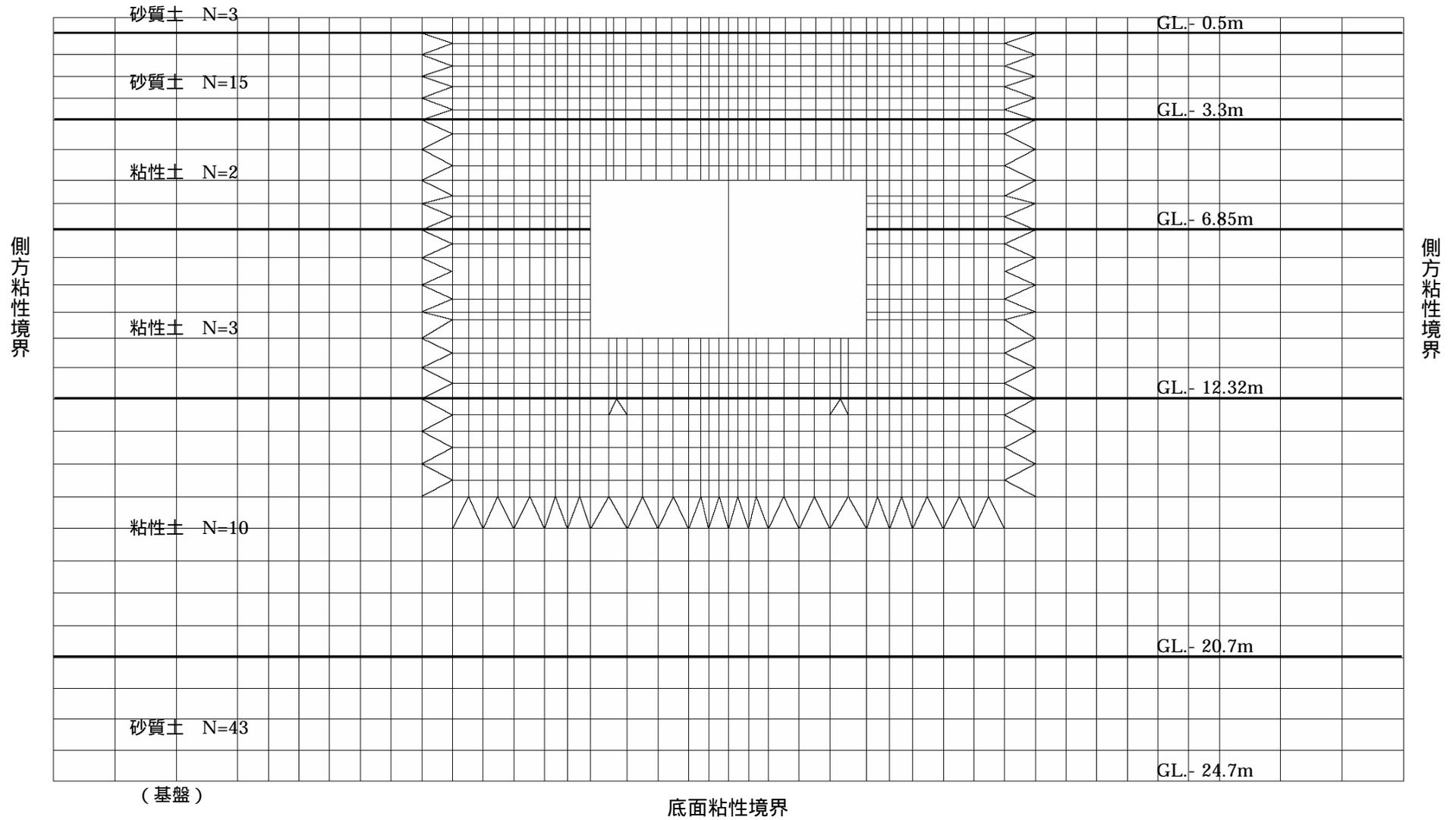


図 6.3.22 FEM 解析モデル

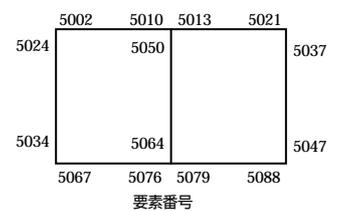
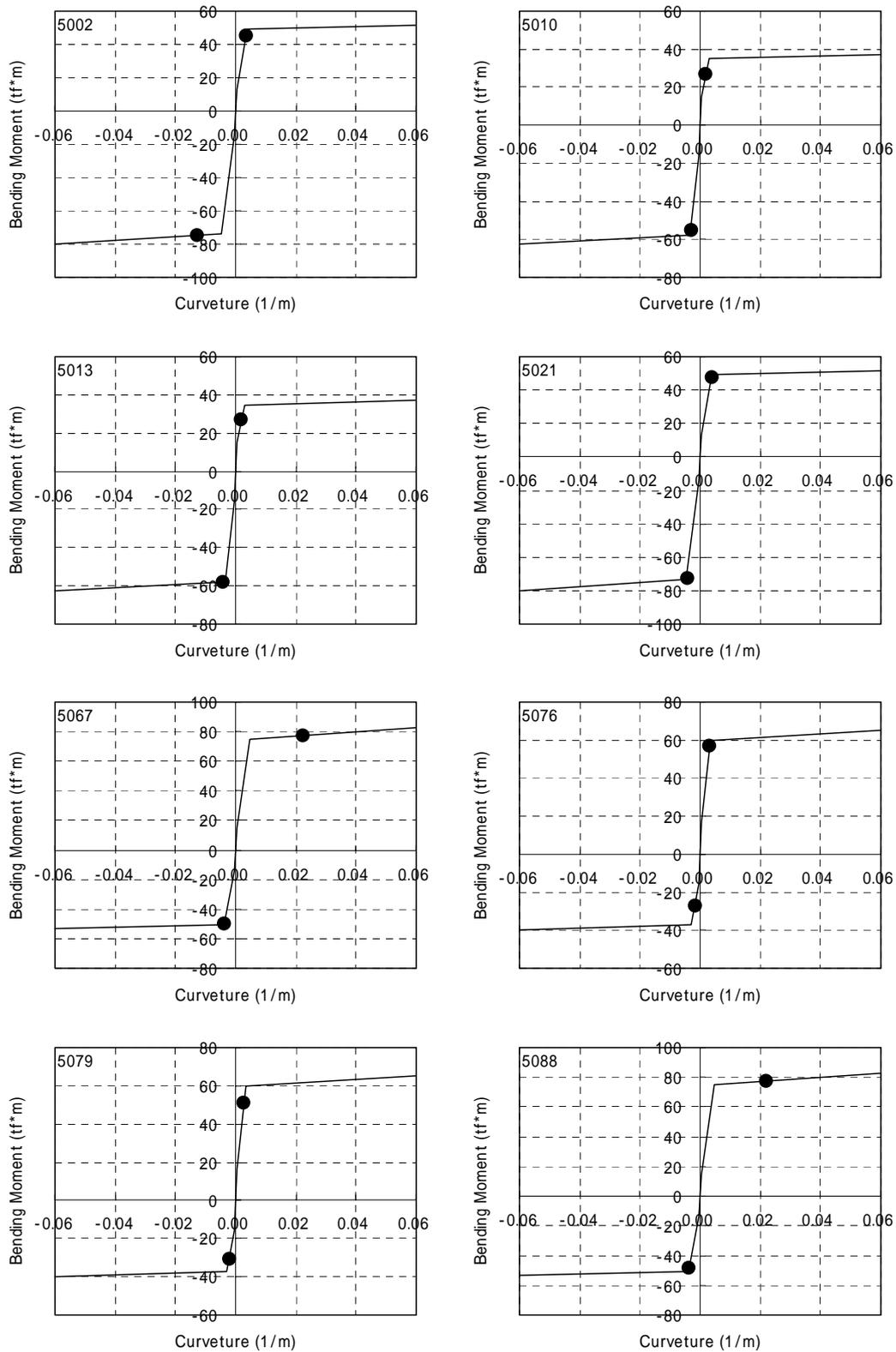


図 6.3.23(a) M - φ 関係 (上床版, 下床版)

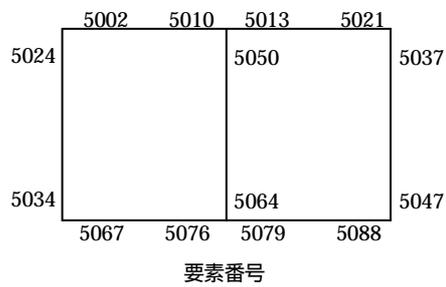
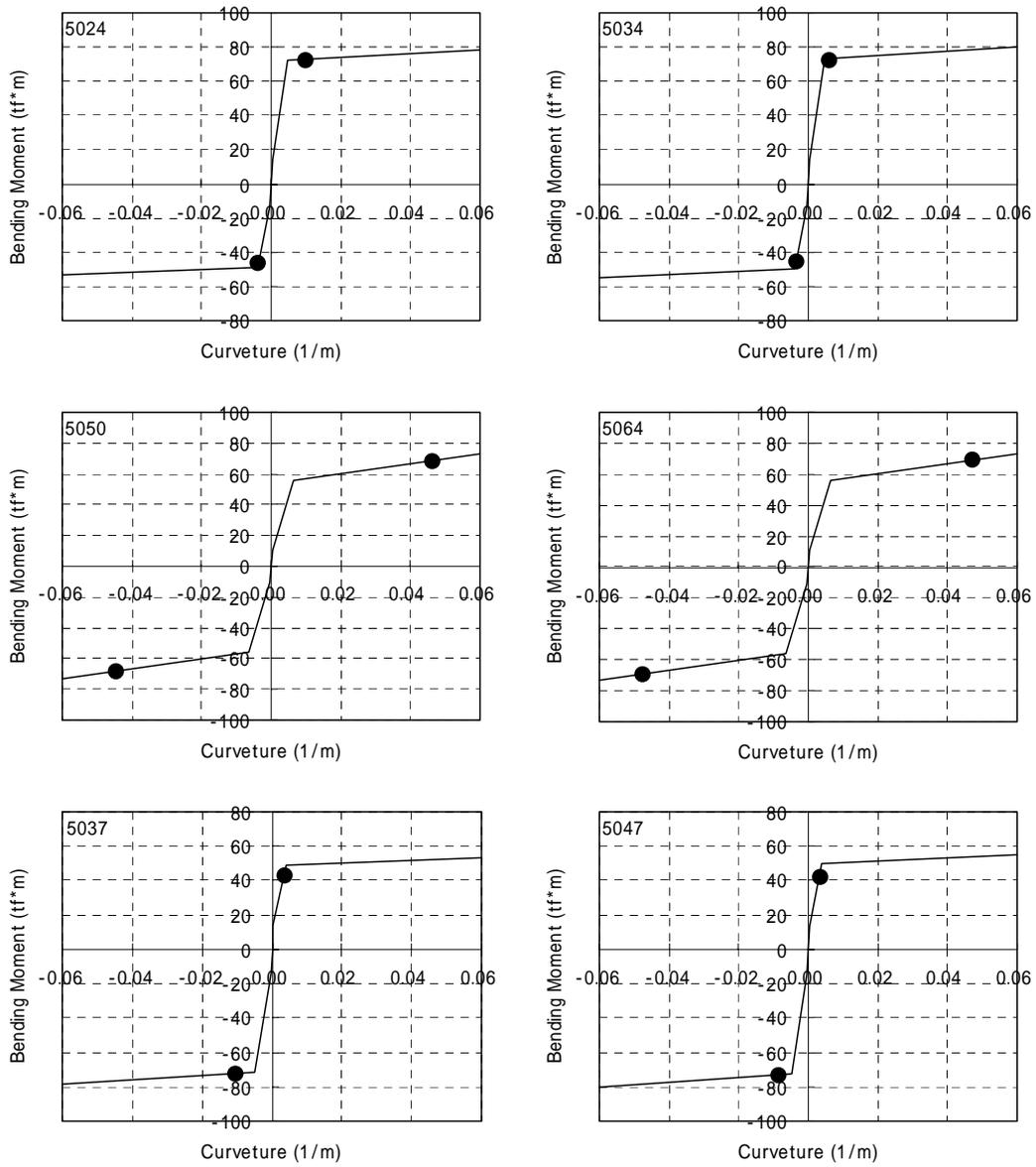


図 6.3.23(b) M - 関係 (側壁, 中壁)

表 6.3.2 地盤定数および非線形パラメータ

層番号	土質名	平均N値	層厚 (m)	単位体積 重量 (kN/m ³)	初期せん断 弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン 比	基準ひずみ	最大 減衰定数
1	砂質土	3	0.50	16.7	22400	0.480	1.17 E- 04	0.30
2	砂質土	15	0.70	16.7	66000	0.480	1.82 E- 04	0.29
3			0.70				2.28 E- 04	
4			0.70				2.63 E- 04	
5			0.70				2.91 E- 04	
6	粘性土	2	0.95	15.7	25400	0.495	9.70 E- 04	0.20
7			1.00				1.03 E- 03	
8			0.75				1.09 E- 03	
9			0.85				1.15 E- 03	
10	粘性土	3	0.90	15.7	33200	0.495	1.21 E- 03	0.20
11			0.90				1.27 E- 03	
12			0.87				1.32 E- 03	
13			0.85				1.37 E- 03	
14			0.95				1.41 E- 03	
15			1.00				1.46 E- 03	
16	粘性土	10	1.05	16.7	78600	0.495	1.51 E- 03	0.20
17			1.05				1.56 E- 03	
18			1.05				1.60 E- 03	
19			1.05				1.64 E- 03	
20			1.05				1.68 E- 03	
21			1.05				1.72 E- 03	
22			1.05				1.76 E- 03	
23			1.03				1.79 E- 03	
24	砂質土	43	1.00	19.6	156900	0.480	5.69 E- 04	0.28
25			1.00				5.93 E- 04	
26			1.00				6.17 E- 04	
27			1.00				6.44 E- 04	
28	基盤	-	-	19.6	180100	-	-	0.28

c. 解析結果

() 変位

上床版・下床版間の層間変位の時刻歴を 図 6.3.24 に示す。層間変位の最大値は 6.19cm(96.39 秒)となっており、構造物の高さが 5.12m であることから、最大層間変形角は 1.21% ($=6.19/512$) と、1%を超えている。

層間変位最大時の変位分布を 図 6.3.25 に示す。同図より、層間変位最大時には、解析モデル全体が 1 次モードで変位していることが分かる。

() 地盤ひずみ

地盤のせん断ひずみ分布のうち、図 6.3.26 は層間変位最大時の、図 6.3.27 は計算した範囲内での最大のせん断ひずみをそれぞれ表示している。これらより、地盤ひずみは GL- 12.3m の地層境界や構造物の隅角部周辺で特に大きくなっており、最大で 3%近いせん断ひずみが生じていること、また、GL- 12.3m 以浅の表層地盤においては、層間変位最大時のひずみ分布が、最大ひずみ分布にほぼ対応していること等が分かる。

() 断面力

図 6.3.28 に、最大断面力分布(剛域を除く、図中、青)、および、層間変位最大時の断面力分布(図中、赤)を示す。部材端部は外側引張に対する鉄筋量の方が多いため、中柱を除く部材では、各部材の最大曲げモーメントは外側引張となるときに生じている。また、層間変位最大時には構造物が左側にせん断変形していることから(図 6.3.25 参照)、そのときに外側引張となる部材断面、例えば、上床版左端部、左側壁上端部、右側壁下端部などでは、発生曲げモーメントが最大値にほぼ一致している。層間変位最大時の値と最大値の一致に関しては、軸力やせん断力についても同様である。

曲げモーメントについては、部材端部の最大値と最小値を、図 6.3.23 の解析で用いた M- 関係上に示してある(図中、)。これより、特に、要素番号 5050,5064 の中柱の変形量(曲率)が大きくなっていることが分かる。

図 6.3.28 の軸力については、どの程度の軸力変動があったのかを確認するために、最大と最小の軸力を表示してあるが、構造物全体の曲げ変形の影響が大きく現れる両側壁において、軸力変動が顕著であったことを確認できる。その中でも変動幅は上端に近い要素ほど大きく、左側壁上端では 588kN ($=550+38$)の、右側壁上端では 582kN ($=565+17$)のそれぞれ変動幅となっており、これを応力に換算すると、部材厚 500mm、幅 1000mm であることから、およそ 1.2MPa となる。すなわち、コンクリートの圧縮強度の特性値が 24MPa であることから、側壁ではその約 1/20の軸力変動が生じていたことになる。この程度の変動幅であれば、解析上、軸力変動を考慮する必要はないとも考えられるが、入力地震動がさらに大きくなって、側壁の軸引張力が卓越してくるような場合には、地中ボックスカルバートであっても、解析で軸力変動を考慮すべきであることが示唆される。

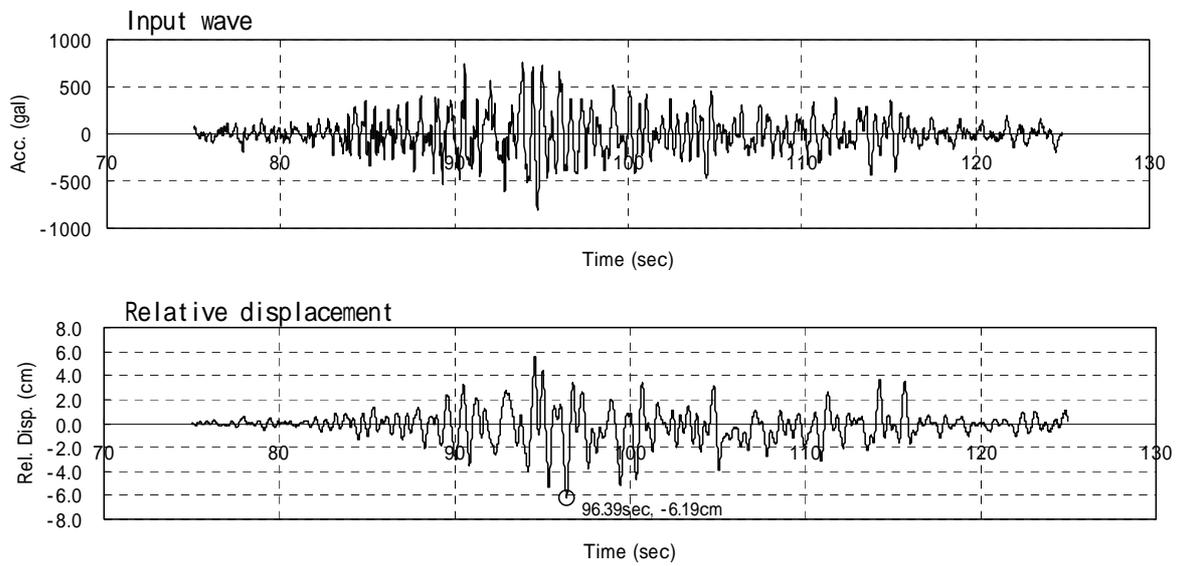


図 6.3.24 層間変位の時刻歴（上段は入力加速度）

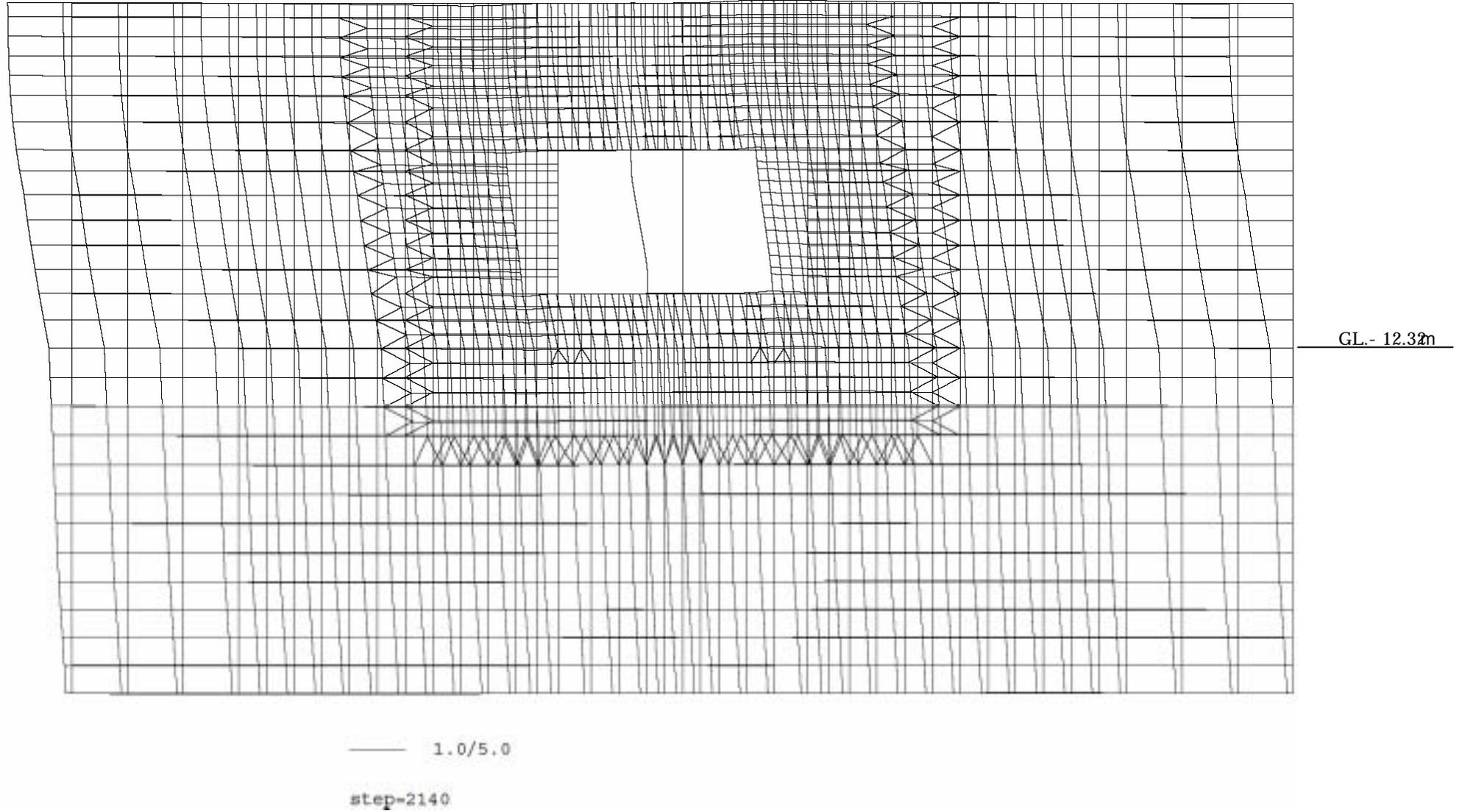


図 6.3.25 層間変位最大時の変位分布 (96.39 秒)

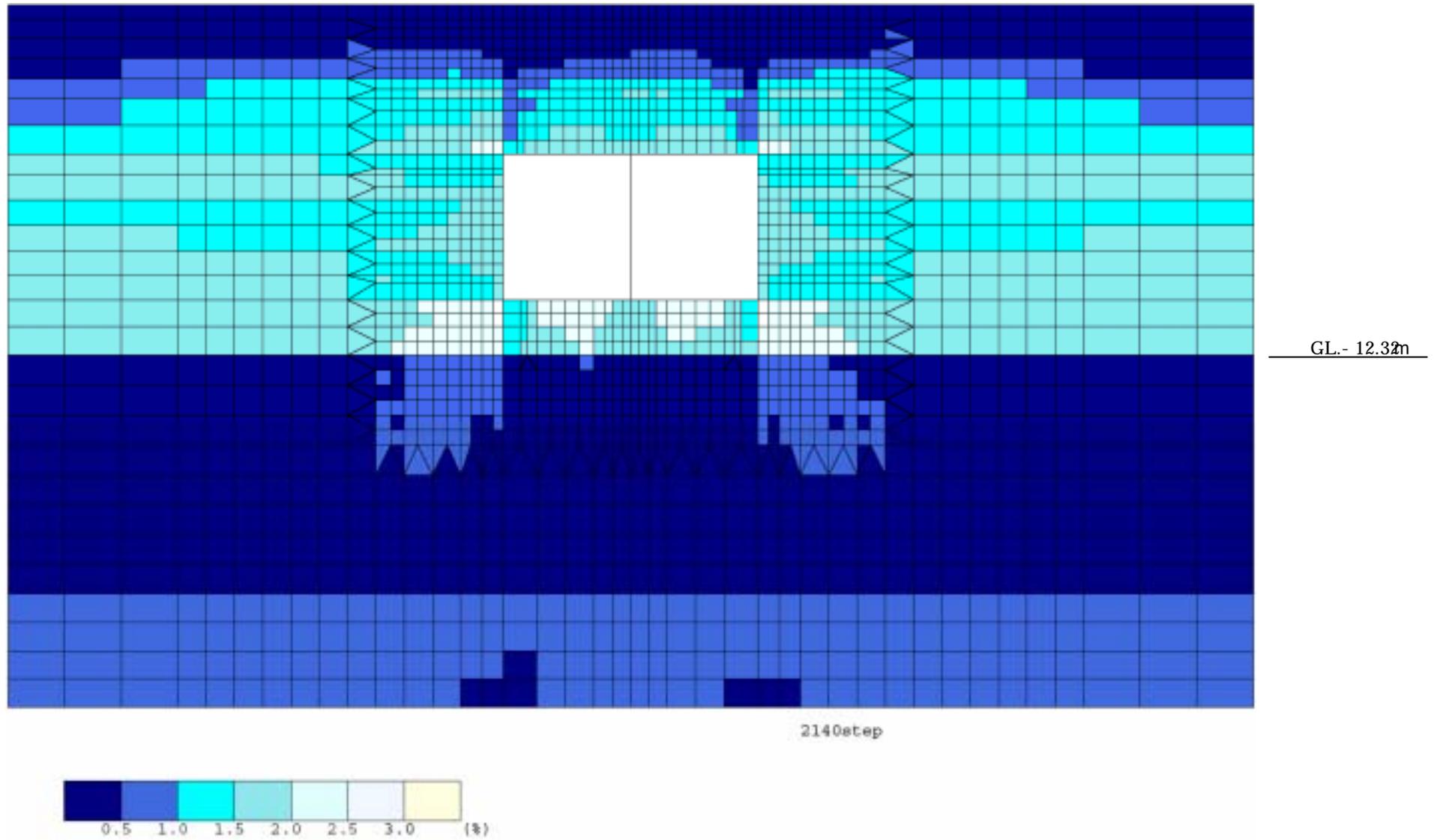


図 6.3.26 層間変位最大時のせん断ひずみ分布 (96.39 秒)

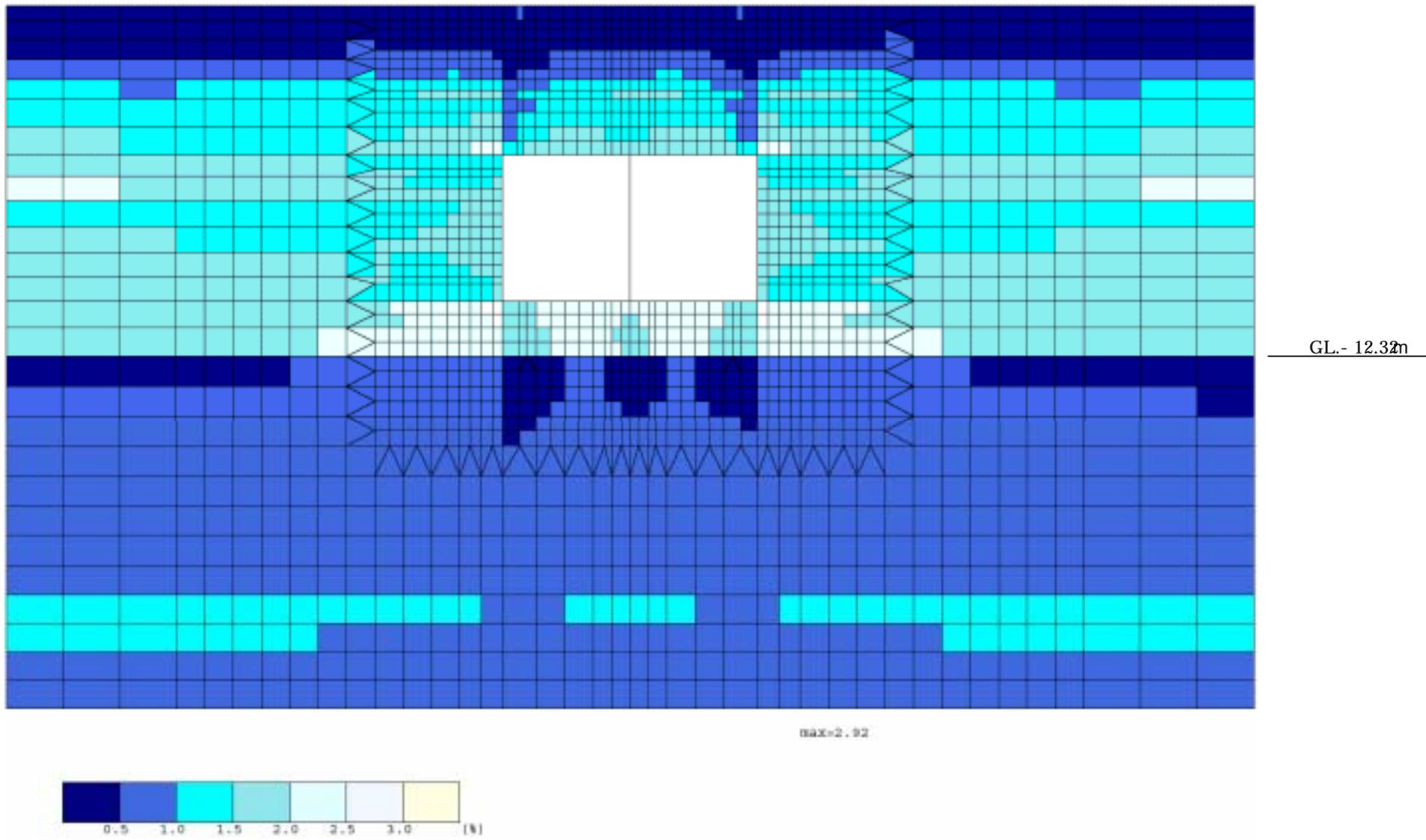


図 6.3.27 最大せん断ひずみ分布

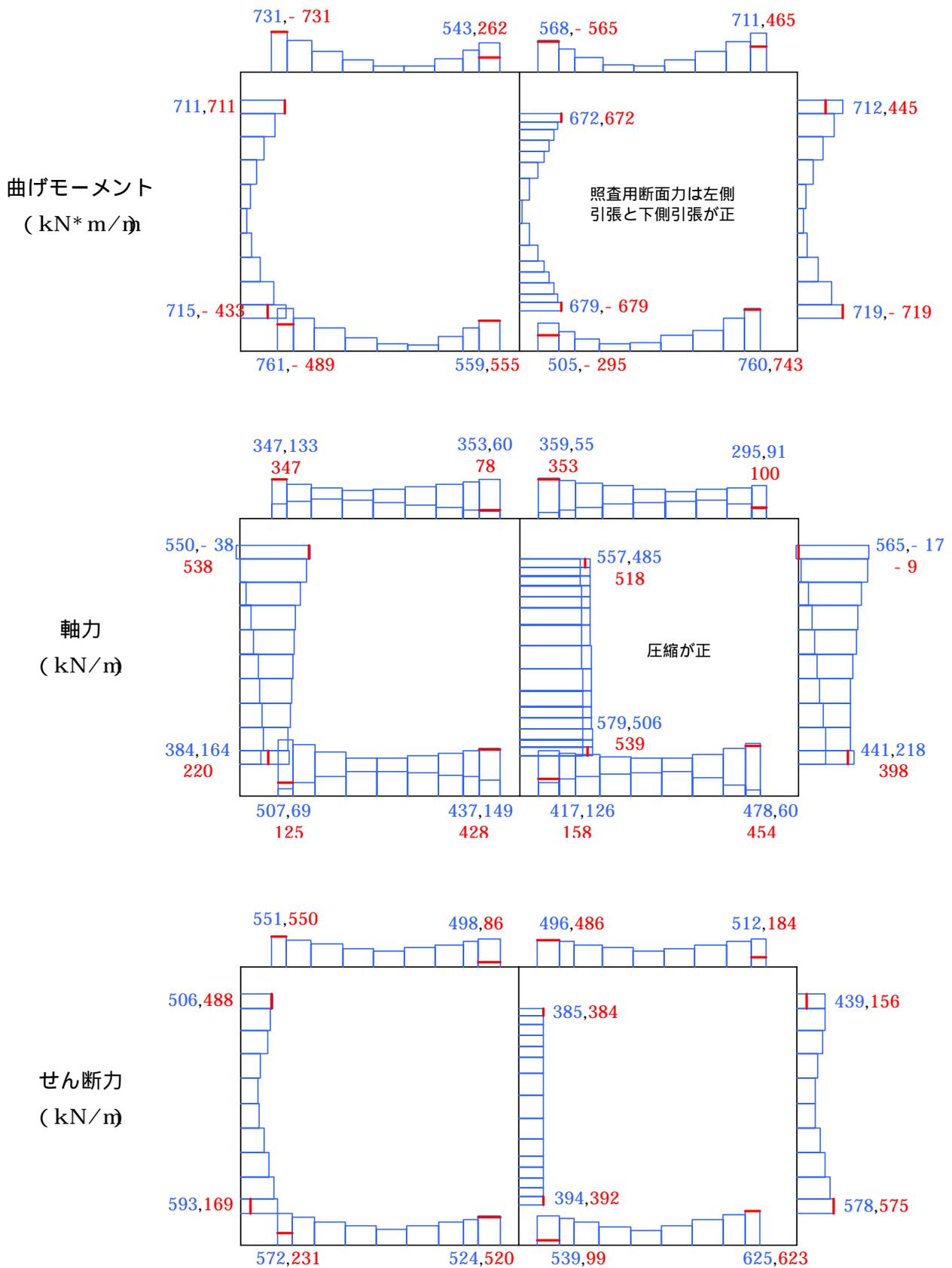


図 6.3.28 最大断面力分布（青，軸力は最大最小）および層間変位最大時の断面力（赤）

d . 照査結果

() 変形性能照査の概要

鉄道標準においては、構造物の耐震性能は部材断面の変形と関連付けられた損傷レベル（図 6.3.29 参照）によって表され、開削トンネルの耐震性能と損傷レベルの関係が、表 6.3.3 のように規定されている。ただし、せん断破壊を生じないことが前提である。当該構造物には耐震性能 2 を満足することが要求されていることから、中柱以外の部材は、部材に発生する曲率 ϕ_d が最大モーメント時の曲率 ϕ_m 以内であれば、また、中柱の場合は終局曲率 ϕ_n 以内であれば、それぞれ所要の性能を満足していると見なされる。ここで、終局曲率 ϕ_n は、曲げモーメントが最大耐力を超え、降伏モーメントまで低下したときの曲率として定義される。

表 6.3.3 耐震性能と損傷レベルの関係

部 材		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	
部材の 損傷レベル	上下床版	1	2	3	
	中床版	列車荷重を支持	1	2	3
		上記以外	1	3	4
	側 壁	1	2	3	
	中 柱	1	3	3	

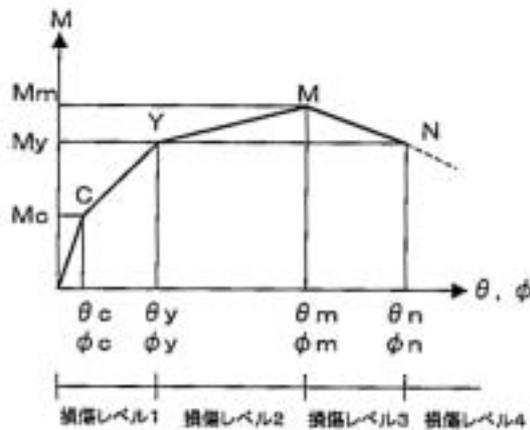


図 6.3.28 部材断面の変形と損傷レベルの関係

限界値 ϕ_m および ϕ_n の算定式を以下に示す。

• ϕ_m

$$\phi_m = \theta_{pm} / L_p$$

$$= \{(0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79 p_t + 0.153)\} / L_p$$

ここに、 θ_{pm} : M 点における塑性ヒンジ部の回転角

L_p : 等価塑性ヒンジ長 (=1.0D, D は断面高さ)

- p_w : 帯鉄筋比 (%)
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- k_{w0} : 帯鉄筋強度を考慮する係数で, SD295 の場合は 0.85, SD345 の場合は 1.0, SD390 の場合は 1.15 とする.

• n

$$\begin{aligned}\phi_n &= \theta_{pm} / L_p \\ &= (\theta_{pm} + \Delta\theta_p) / L_p \\ &= \left\{ \theta_{pm} + (-0.1 / M_m)(M_y - M_m) \right\} / L_p\end{aligned}$$

ここに, $\Delta\theta_p$: M 点と N 点の塑性ヒンジ回転角の増分

• 軸方向鉄筋の抜け出しを考慮する場合

軸方向鉄筋の抜け出しの影響を簡易的に考慮するには, M 点における抜け出しによる回転角 θ_{m1} を θ_{pm} および θ_{pn} に加える.

$$\begin{aligned}\theta_{m1} &= \left\{ (2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N' / N'_b) + 1 \right\} \theta_{y1} \\ &= \left\{ (2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N' / N'_b) + 1 \right\} \left\{ \Delta L_y / (d - x_y) \right\}\end{aligned}$$

ここに, k_{w1} : k_{w0} と同じとする.

N' / N'_b : 釣り合い軸力比

θ_{y1} : Y 点における軸方向鉄筋の抜け出しによる回転角

d : 有効高さ (mm)

x_y : 降伏時の中立軸 (mm)

ΔL_y : 降伏時の軸方向鉄筋の抜け出し量 (mm)

$$\Delta L_y = 7.4\alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500\varepsilon_y)\phi / (f'_{fcd})^{2/3}$$

ε_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 引張鉄筋の直径 (mm)

f'_{fcd} : 部材接合部のコンクリート圧縮強度 (MPa)

α : 鉄筋間隔の影響を表す係数で, 一段配筋の場合は次式で算定する.

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1-c_s/\phi)}$$

c_s : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)

() 照査結果

動的解析結果に基づいて照査を行う場合、本来であれば、様々な状態(時刻)に対して検討することが望ましいが、今回は、層間変位最大時にのみ着目した。

照査結果を表 6.3.4 に示す。ここで、限界値 μ_n 、 μ_n を算定する際、軸力は層間変位最大時の N'_d を用いるとともに、降伏耐力 M_y や最大耐力 M_m 、あるいは、釣り合い軸力比 N'/N'_b などの値は、断面高さ方向を小要素に分割して(分割数 100)、各小要素にコンクリート標準示方書で示される材料の応力・ひずみ関係を適用し、平面保持を仮定した断面内の力の釣り合いにより算定した。また、ハンチが圧縮側となる断面では、ハンチ高さの一部(または全て)を断面高さに加えた。すなわち、側壁の両端、および、上下床版の側壁側の断面は、ハンチが圧縮側となる外側引張の場合にハンチ高さの 1/3 を有効とし、上下床版の隔壁側断面については、ハンチの勾配が緩やかであることから、全ハンチ高さを有効と見なした(図 6.3.30 参照)。ただし、後者の場合、圧縮側鉄筋が図心の近傍に位置することになることから、耐力計算上、これを無視している。前述したとおり、解析で使用した M ・ N 関係は軸力変動の影響や最大耐力以降の軟化が考慮されていないことから、ここでの照査結果は凡その目安であることに留意されたい。

表 6.3.4 より、損傷レベル 2 が要求される中柱以外の部材は全て μ_n が μ_n 以内で、損傷レベル 3 が要求される中柱も μ_n が μ_n 以内となっていることから、当該構造物は全部材が要求性能を満足する変形に留まっていると判断できる。また、せん断耐力照査 (V_d/V_{yd}) についても、せん断耐力に a/d の効果を見込めば、全部材全断面とも照査を満足していることが分かる。

以上より、当該構造物は、想定される地震に対して、所要の安全性を確保していることが明らかとなった。

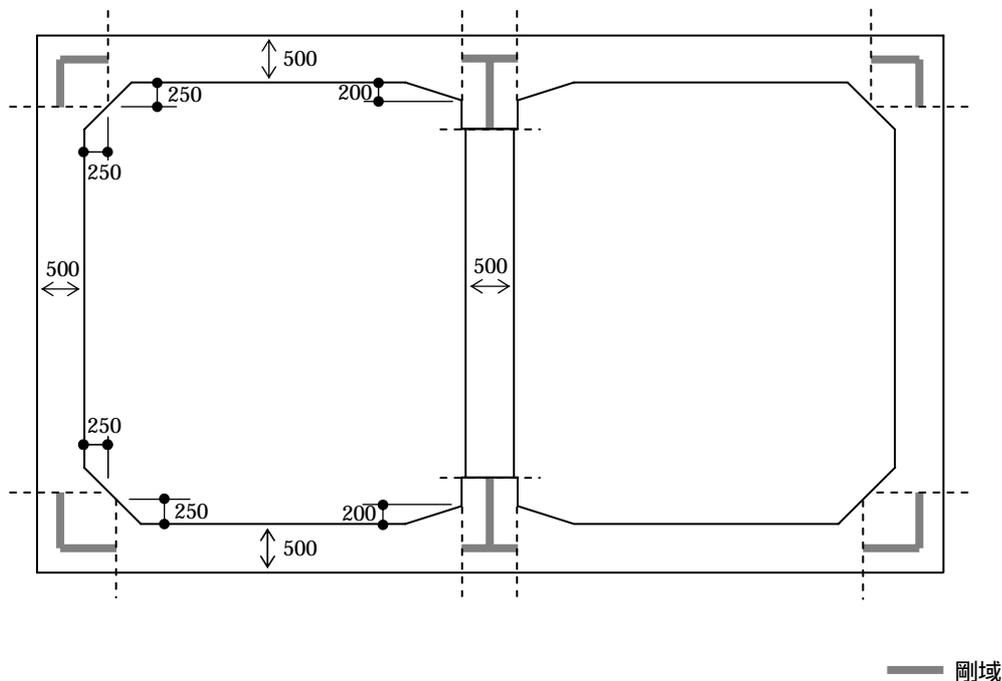


図 6.3.30 照査位置

表 6.3.4 照査結果（照査位置は図 6.3.29 参照）

	上床版				下床版				側壁				RC柱	
	1	2	3	4	9	10	11	12	5	6	7	8	13	14
B (cm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	200	200
H (cm)	58.3	50	70	50	50	70	50	58.3	58.3	50	50	58.3	50	50
M _d (kN*m/m)	-731	262	-565	465	-489	555	-295	743	711	-433	445	-719	2689	-2714
V _d (kN/m)	550	86	486	184	231	520	99	623	-488	-169	-156	-575	-1537	-1568
N' _d (kN/m)	347	78	353	100	125	428	158	454	538	220	-9	398	2071	2157
d (1/m)	-1.28E-02	1.89E-03	-4.07E-03	3.79E-03	-3.70E-03	3.11E-03	-2.10E-03	2.15E-02	9.72E-03	-3.52E-03	3.41E-03	-8.69E-03	4.64E-02	-4.74E-02
引張鉄筋	D29-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D29-8.00	D29-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D29-8.00	D32-20.00	D32-20.00
d ₁ (cm)	52.3	44	64	44	44	64	44	52.3	50.3	44	44	50.3	44	44
A _{s1} (cm ² /m)	51.39	30.97	30.97	30.97	30.97	30.97	30.97	51.39	51.39	30.97	30.97	51.39	158.84	158.84
圧縮鉄筋	D22-8.00	D22-8.00	-	D29-8.00	D29-8.00	-	D22-8.00	D22-8.00	D22-8.00	D29-8.00	D29-8.00	D22-8.00	D32-20.00	D32-20.00
d ₂ (cm)	6	6	-	6	6	-	6	6	8	6	6	8	6	6
A _{s2} (cm ² /m)	30.97	30.97	-	30.97	30.97	-	30.97	30.97	30.97	30.97	30.97	30.97	158.84	158.84
せん断補強筋	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D13-4.00	D16-6.00	D16-6.00
A _w (cm ² /m)	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	11.92	11.92
S _s (cm)	ctc 12.5	ctc 12.5	ctc 12.5	ctc 12.5	ctc 12.5	ctc 12.5	ctc 10.0	ctc 10.0						
f _{syd} (MPa)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
f _{wyd} (MPa)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
f' _{cd} (MPa)	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
V _{yd} (kN/m)	617	583	583	583	617	583	583	583	583	595	583	595	1676	1676
(下段はa/d考慮)	-	-	-	-	-	-	-	643	-	-	-	-	-	-
m (1/m)	3.74E-02	5.71E-02	5.40E-02	5.71E-02	5.71E-02	5.40E-02	5.71E-02	3.74E-02	3.62E-02	5.71E-02	5.71E-02	3.62E-02	2.99E-02	2.99E-02
(下段は抜け出し考慮)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.04E-02	4.04E-02
n (1/m)	4.55E-02	6.60E-02	6.29E-02	6.54E-02	6.55E-02	6.31E-02	6.63E-02	4.52E-02	4.32E-02	6.76E-02	6.91E-02	4.40E-02	4.90E-02	4.89E-02
(下段は抜け出し考慮)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.94E-02	5.93E-02
i _{d/m}	0.34	0.03	0.08	0.07	0.06	0.06	0.04	0.58	0.27	0.06	0.06	0.24	1.55	1.58
(下段は抜け出し考慮)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.15	1.18
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	NG	NG
i _{d/n}	0.28	0.03	0.06	0.06	0.06	0.05	0.03	0.48	0.23	0.05	0.05	0.20	0.95	0.97
(下段は抜け出し考慮)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.78	0.80
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
i _{V_d/V_{yd}}	0.89	0.15	0.83	0.32	0.38	0.89	0.17	1.07	0.84	0.28	0.27	0.97	0.92	0.94
(下段はa/d考慮)	-	-	-	-	-	-	-	0.71	-	-	-	-	-	-
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

e. 耐震補強の検討

() 地下構造物の耐震対策

耐震性能照査の結果、当該構造物は所要の安全性を確保していると判断されたことから、耐震対策は不要となる。しかし、現状、地下構造物に対しては、十分な耐震対策が行われているとは言い難い側面もあるため、ここでは、当該構造物を例に、地下構造物の耐震対策について考えてみた。

() 当該構造物に適用可能な耐震対策

地下構造物の場合、種々の制約により、耐震対策の施工が極めて難しいが、当該構造物への耐震対策としては、図 6.3.31 に示すような対策をその一例として挙げることができる（「6.6 耐震補強工法リスト」参照）。

同図(a)は、構造物周辺を地盤改良することで地盤剛性を高め、地震時の変位を抑制するものである⁶⁻⁸⁾。しかし、この工法は、改良体を基盤層に岩着することで大きな効果が発揮されると考えられることから、当該構造物のように、基盤が深い場合には、実現性に乏しくなる。

同図(b)は、上床版の上に低摩擦材や低剛性材を敷設し、上載土からの周面せん断力を低減する工法である^{9),10)}。この工法も、構造物が岩着されている場合や、構造物が比較的深い位置に設置されている場合にその効果が大きく現れることから、当該構造物に対しては必ずしも適切な工法とは言えない。この他、免震に着目した工法としては、構造物側方に免震材を配置して、地震時土圧を低減する工法なども提案されている¹¹⁾。

構造物周辺への対策では十分な効果が期待できない場合、内部からの対策を考える必要がある。同図(c)は、その一例を示したものであり、部材内面に鋼板を貼り付けると同時に、その端部を拘束して、曲げ耐力とせん断耐力の両者を向上させるものである¹²⁾。その他の対策として、特に中柱に対しては、柱の線路方向の両側に鋼製の添え柱を設置する工法も考えられる¹³⁾。しかし、営業路線の地下トンネルは作業空間や作業時間に制約が多いこと、架線やレールがある上床版や下床版に対してはより制約が多くなること、建築限界などにより補強スペースが限られること、また、内部からの曲げ補強は地盤と接する部材が外側引張となった場合の補強とはならないこと等から、一般に、地下構造物への耐震対策は極めて限定的なものにならざるを得ないのが実情である。

() 中柱の耐震対策

表 6.3.4 の $i_d/m(or n)$ や iV_d/V_{yd} の値を見ると、当該構造物の部材で、耐震上、最も厳しい部材は中柱であり、想定よりも若干大きな地震力が作用すると、中柱は変形能の喪失やせん断破壊する危険性がある。また、兵庫県南部地震の例を挙げるまでもなく、地中ボックスカルバートでは鉛直部材の耐震安全性が重要となり、その中でも、地盤と接していない中柱や中壁は、気中の高架橋や橋脚と同じように、一箇所の破壊が部材としての耐荷力の喪失に直結することから、特に重要度が高いと言える。これらのことから、仮に、当該構造物に対して何らかの耐震対策を施す場合には、中柱への対策の優先順位が最も高いと考えることができる。

以上の議論を踏まえると、中柱の耐震対策としては、図 6.3.32 のような、鋼板巻き立て工法が挙げられる。変形性能やせん断耐力を向上させるだけであれば曲げ補強（端部拘束）は不要となり、特に変形性能だけに着目するのであれば、損傷が集中する塑性ヒンジ区間（部材端部の $D \sim 2D$ 程度、 D は部材高さ）への対策だけで十分である。また、曲げ補強を伴わない耐震対策の場合、基本的には、対策後の解析は不要となることから、設計時の手間も軽減される。ただし、当該構造物の中柱は、部材高さと部材幅の比が 4 と、正方形や円形の断面よりも補強効果が現れづらい長方形断面となっていることから、鋼板による十分な拘束効果を確保するためには、貫通 PC 鋼棒などにより鋼板のはらみ出しを防止することが必要となる¹²⁾。

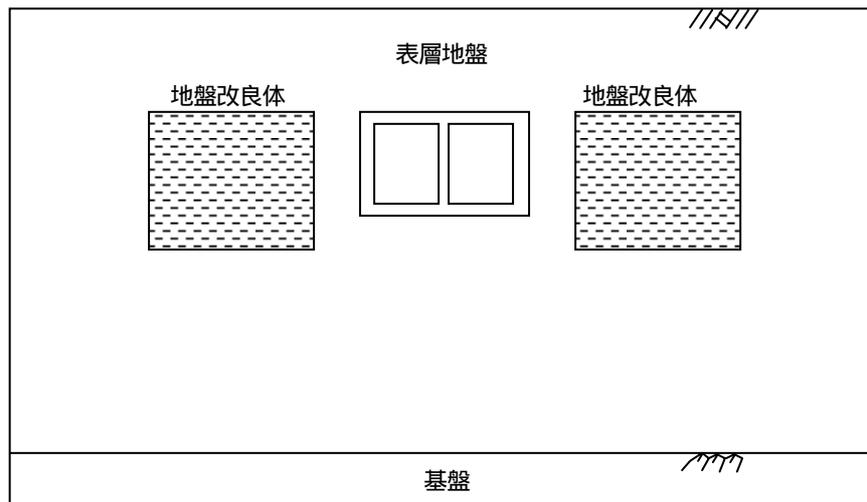


図 6.3.31(a) 地盤改良による変位の抑制

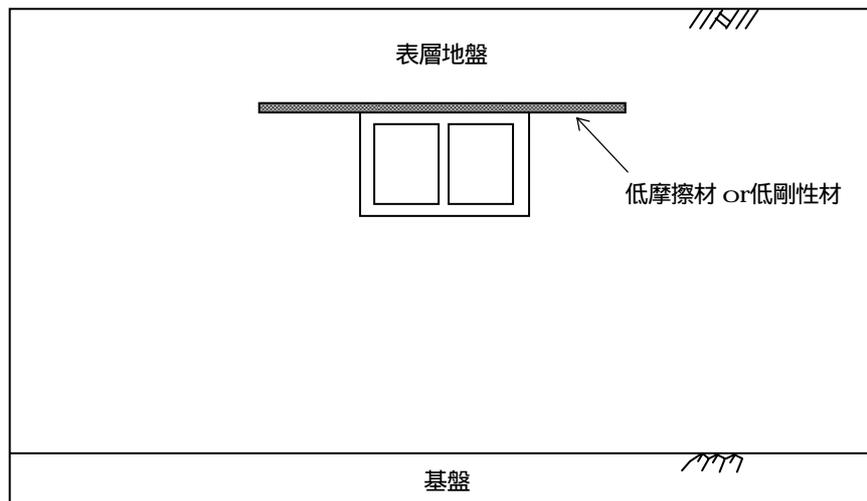


図 6.3.31(b) せん断摩擦低減による変位の抑制

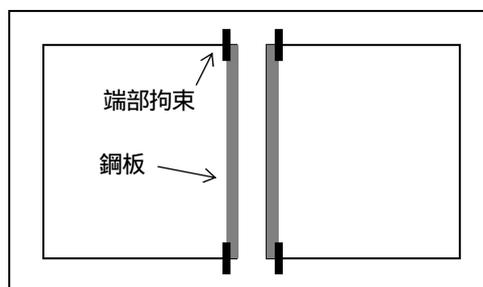


図 6.3.31(c) 部材耐力の向上

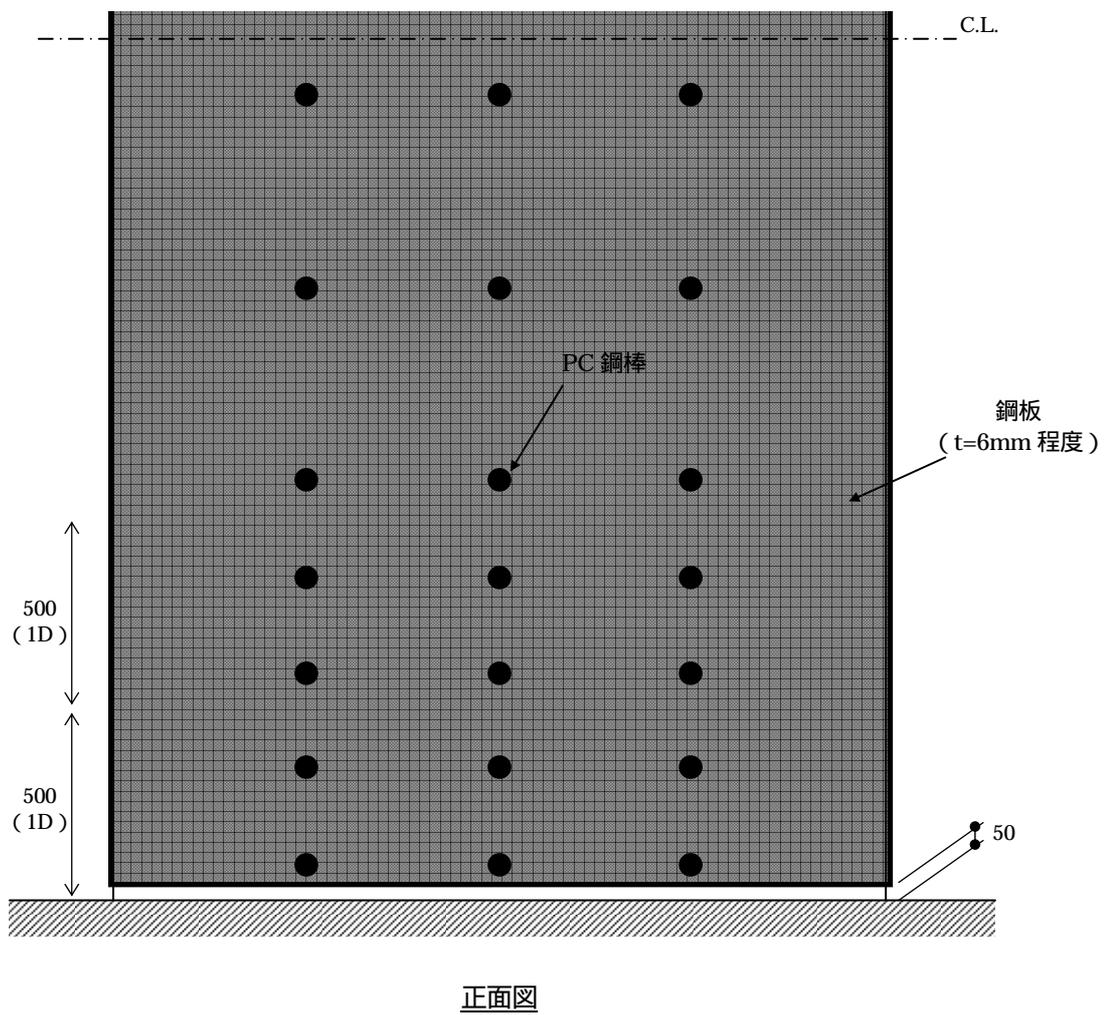
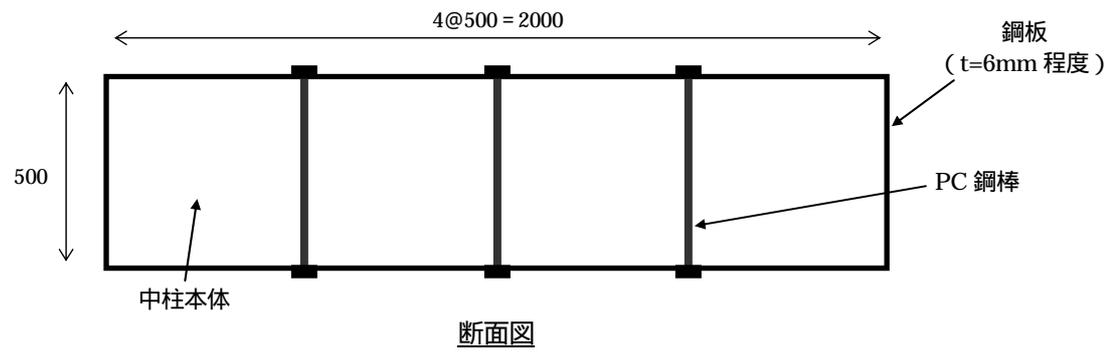


図 6.3.32 中柱の鋼板巻き補強のイメージ

6.4 耐震診断・耐震補強の検討事例その2（上下水道施設）

6.4.1 対象構造物

a. 資料調査

検討対象とする構造物（貯水施設）の構造図を図 6.4.1 に示す。

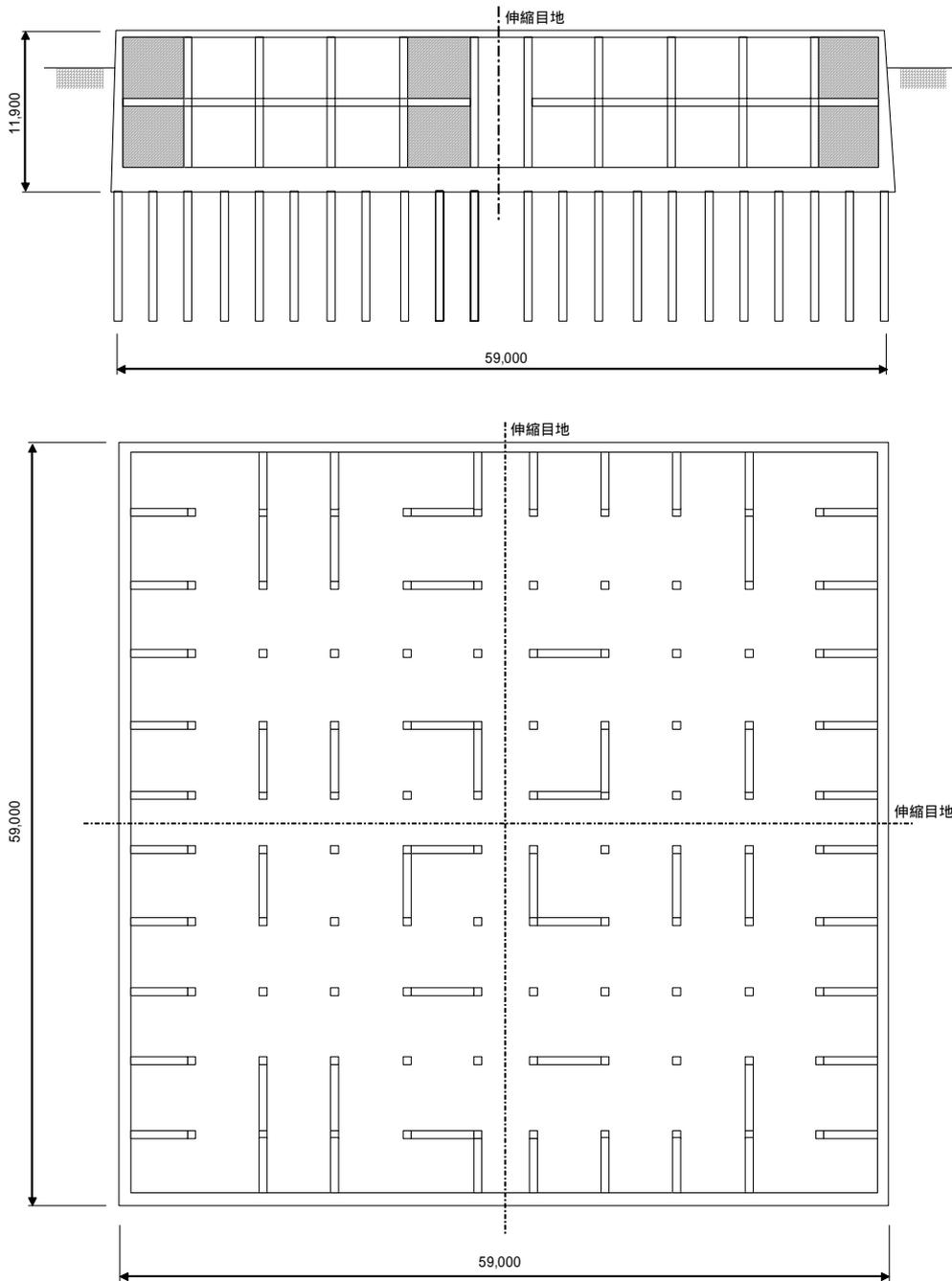


図 6.4.1 構造概要

b. 躯体調査

実際に即した耐震診断を行うには、調査によって構造物の強度や断面諸元を把握することが重要である。特に、上下水道施設においては、塩素や硫化水素などによるコンクリートの化学的浸食作用や鉄筋腐食を受ける場合が多いことから、これらの劣化の影響を考慮した診断が必要である。

() 目視調査

防水モルタルの浮きやはく離が見られるが、躯体コンクリートそのものの劣化は見られない。ただし、梁やスラブ底面に鉄筋腐食による錆汁が見られる。また、構造目地部に遊離石灰が見られる。

() コンクリート強度、中性化深さ

躯体から採取したコアの圧縮試験の結果、コンクリートの圧縮強度は 40N/mm^2 以上で設計基準強度を満足している。また、中性化深さは最大 10mm 程度で、鉄筋の設計かぶり以下である。

() 配筋、躯体寸法

非破壊試験および一部において、はつりにより配筋調査を行った結果、鉄筋間隔はほぼ設計通りである。また、躯体寸法も設計図書通りである。

6.4.2 検討用地震動

検討用地震動は「日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997年」¹⁴⁾(以下、指針)に準じて地表面および基盤面の値を用いる。鉛直震度は考慮しない。ただし、構造物の設置場所や重要度、対象とする地震によっては、用いる地震動について十分に検討する必要がある。一例として図 6.4.2 に想定東海地震の浜松波と、指針の耐震設計用入力地震動(レベル2地震動)について、加速度応答スペクトルを比較した結果を示す。一般的な水道貯水施設の多くは固有周期が1秒以下であることから、浜松波を用いた場合には指針の地震動に比べて想定東海地震の方が大きい加速度(水平震度)を与えることになる。

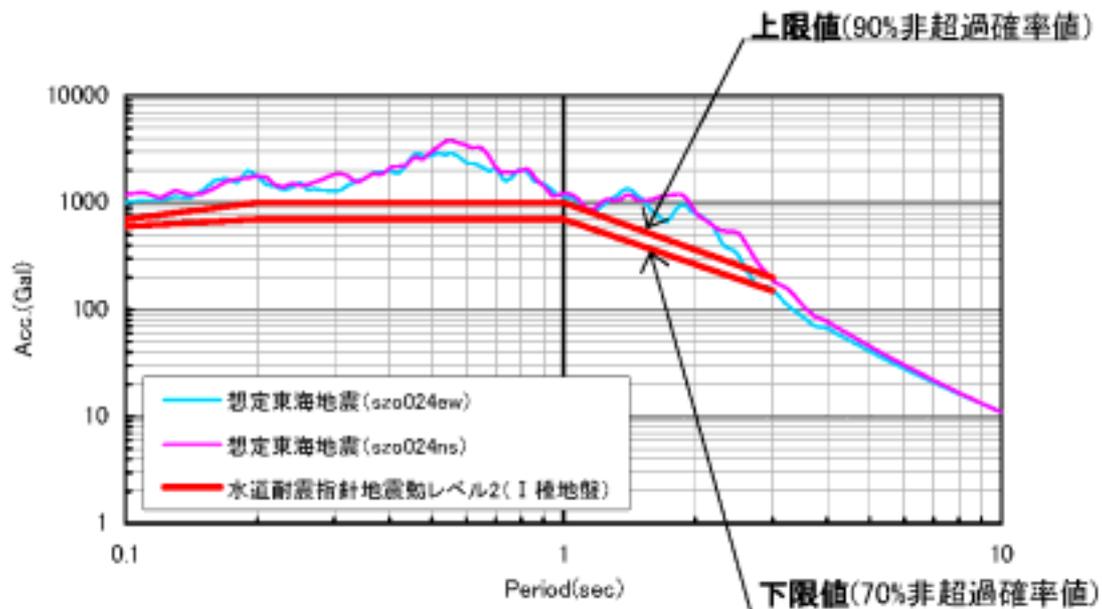


図 6.4.2 加速度応答スペクトルの比較 (h=0.05)

6.4.3 検討条件

a . 地盤条件

検討に用いる地盤条件を表 6.4.1 に示す .

表 6.4.1 地盤条件

土層	層厚 (m)	N 値	せん断弾性波速度(m/s)
粘性土	11.9	4	159
砂質土	6.7	16	185
砂礫	2.0	38	222
泥岩	---	50 以上	300 以上

地下水位は GL-1.8m

b . 材料強度

コンクリートおよび鉄筋の材料特性を以下に示す .

()コンクリート

調査の結果 , コンクリートの圧縮強度は 40N/mm^2 以上であったが , 検討に用いる強度はばらつきを考慮して設計基準強度とする .

$$f_{cd} = 22.5\text{N/mm}^2 \text{ (設計図書より)}$$

$$c_a = 12.75\text{N/mm}^2$$

$$c_a = 0.656\text{N/mm}^2$$

()鉄筋

鉄筋の材質は設計図書より SD295 とする .

$$f_{sy} = 295\text{N/mm}^2 \text{ (SD295 相当)}$$

$$f_{sa} = 264\text{N/mm}^2$$

6.4.3 耐震検討

a . 解析モデル

解析モデルを図 6.4.3 に示す . 躯体調査の結果から , 材料強度や断面諸元は設計図書に示されたものと同様とした . モデルは , 伸縮目地で区切られた 1 ブロックを対象とし , 各部材を梁要素とし , 耐震壁はブレースとして 2 次元でモデル化する . また , 地盤および杭はバネでモデル化する . 荷重は , 躯体慣性力 , 地盤の応答変位による荷重および地震時動水圧とする . ここで , 地盤の応答変位による荷重は , 地盤と構造物の相対変位と地盤バネ定数の積とする .

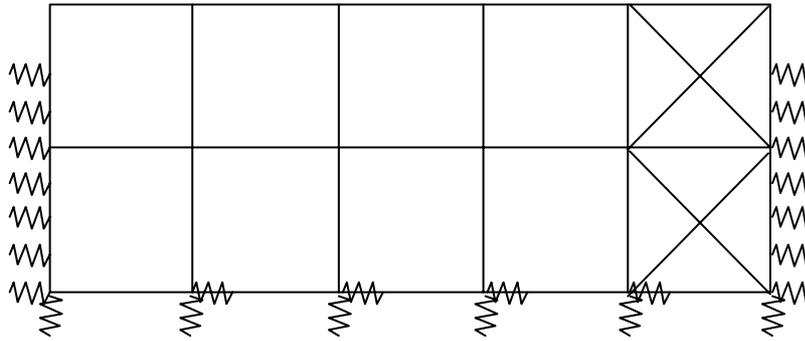


図 6.4.3 解析モデル

b. 設計震度

検討に用いる水平震度を表 6.4.2 に示す。

表 6.4.2 設計水平震度

	レベル 1		レベル 2	
	設計水平震度	応答変位(cm)	設計水平震度	応答変位(cm)
地表面	$K_{h1} = 0.20$	$U_{h(0)} = 1.29$	$K_{h2} = 0.70$	$U_{h(0)} = 5.37$
基盤面	$K'_{h1} = 0.15$	$U_{h(20.6)} = 0$	$K'_{h2} = 0.40$	$U_{h(20.6)} = 0$

備考)・地盤種別： 種地盤 ・表層地盤厚さ：20.6m ・表層地盤固有周期：0.53 s

c. 液状化の判定

「日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編」¹⁵⁾ に準じ、底版下の砂質土層が液状化する可能性があるため、FL 値と液状化層の現地盤面からの深度に応じて地盤反力係数を 2/3 に低減する。

表 6.4.3 土質定数の低減係数

FL の範囲	現地盤面 からの深度 x(m)	動的せん断強度比 R			
		R ≤ 0.3		0.3 < R	
		レベル 1 地震動 に対する照査	レベル 2 地震動 に対する照査	レベル 1 地震動 に対する照査	レベル 2 地震動 に対する照査
FL ≤ 1/3	0 ≤ x ≤ 10	1/6	0	1/3	1/6
	10 < x ≤ 20	2/3	1/3	2/3	1/3
1/3 < FL ≤ 2/3	0 ≤ x ≤ 10	2/3	1/3	1	2/3
	10 < x ≤ 20	1	2/3	1	2/3
2/3 < FL ≤ 1	0 ≤ x ≤ 10	1	2/3	1	1
	10 < x ≤ 20	1	1	1	1

d . 断面照査

断面照査の結果，レベル1地震では柱のせん断応力が許容値を超える．また，レベル2地震ではスラブ以外の部材がせん断破壊を生じる．スラブについては，破壊モードがせん断であるが耐力が十分であることから判定はOKとした．

表 6.4.4 応力照査結果（レベル1，満水時）

部材	柱	梁	スラブ	底版
M(kNm)	686.8	507.1	257.0	2102.9
N(kN)	1314.0	634.7	421.8	2355.0
V(kN)	335.0	193.8	536.7	928.7
$c(N/mm^2)$	8.3	6.1	5.4	2.0
$s(N/mm^2)$	101.7	80.6	123.4	129.4
$c(N/mm^2)$	0.709 NG	0.600	0.611	0.210
判定	せん断破壊	OK	OK	OK

表 6.4.5 耐力照査結果（レベル2，満水時）

部材	柱	梁	スラブ	底版
M(kNm)	1562.4	1103.1	234.7	4037.8
N(kN)	1030.3	2453.2	1280.4	5469.8
V(kN)	848.3	479.2	806.5	3026.6
$M_u(kNm)$	1585.4	2002.4	848.7	6345.4
$V_{mu}(kN)$	860.8	869.9	2916.4	4756.3
$V_{yd}(kN)$	386.0	421.8	830.5	950.4
$i \cdot V_{mu}/V_{yd}$	2.230	2.063	3.512	5.005
破壊モード	せん断	せん断	せん断	せん断
$i \cdot V/V_{yd}$	2.198	1.136	0.971	3.185
判定	せん断破壊	せん断破壊	OK	せん断破壊

$$i = 1.0$$

e . 目地の開き

骨組解析結果から目地部の変位量はレベル1では1.0cm，レベル2では3.7cmである．目地の開き量は各ブロックの相対変位であるため，地震時の挙動を解析で評価することは困難であるが，各ブロックが逆位相で独自に挙動する場合を考慮して目地部の最大変位量の2倍とすると，レベル1では2.0cm，レベル2では7.4cmとなり，目地に要求される変形性能として10cm程度を考慮する必要がある．

6.4.5 耐震補強の検討

a. 柱，梁の補強

柱，梁ではせん断耐力が不足するため補強が必要である．補強方法としては，耐震壁を増設して構造物を全体的に補強する方法が一般的に行われている．しかし，補強工法の選定に当たっては水の流れや貯水量への影響を検討し，貯水施設としての機能を損なわないことを念頭におくことが重要である．ここでは，貯水機能への影響が比較的小さい巻立てによる補強について検討する．

巻立て工法には，材料別に鉄筋コンクリート巻立て，鋼板巻立て，連続繊維巻立て工法があるが，施工条件や工期，工費，耐久性等について検討する必要がある．ここでは，炭素繊維シート巻立てについて検討を行った¹⁶⁾¹⁷⁾．

補強概要を図 6.4.4 に示す．炭素繊維シートは，引張強度 $3,400\text{N}/\text{mm}^2$ のものを必要に応じて 2 ～ 4 層接着し，表面仕上げを行う．ただし，炭素繊維シートの接着や表面仕上げに使用する樹脂の種類によっては水道法の規定による水質基準項目に該当する有害な物質が含まれている場合がある．したがって，水道施設に使用する材料に関しては，水質への影響について厚生省等の関連基準や規格に適合していることを確認する必要がある．

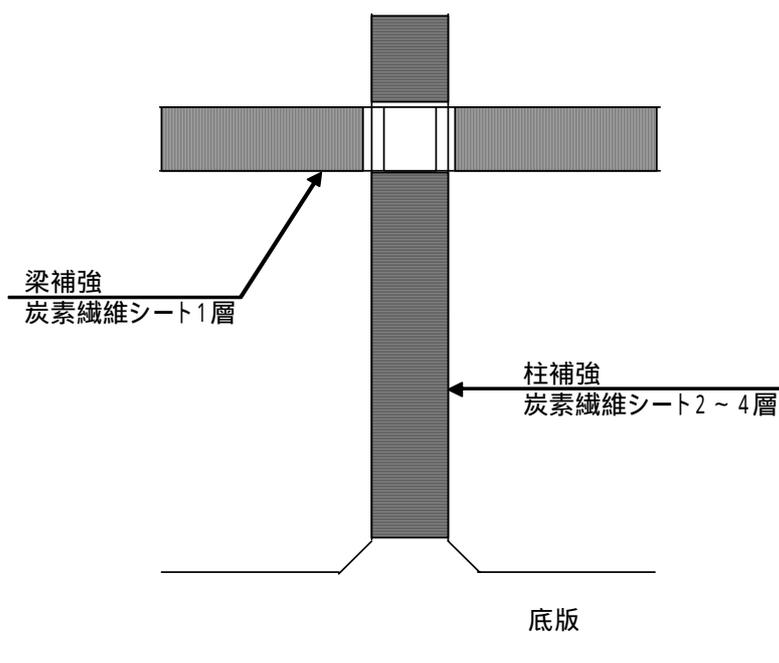


図 6.4.4 柱，梁の補強

b. 底版の補強

底版においてもせん断耐力が不足するため補強が必要である。補強方法としては、底版を全面増厚することも考えられるが、貯留量への影響が大きいことや、工期および経済性の観点から、ここでは、せん断耐力が不足する箇所のみを梁状に増厚することを検討する。補強概要を図 6.4.5 に示す。なお、補強する部材の断面増加量によっては、全体剛性への影響を考慮して再度構造解析を行う必要もある。

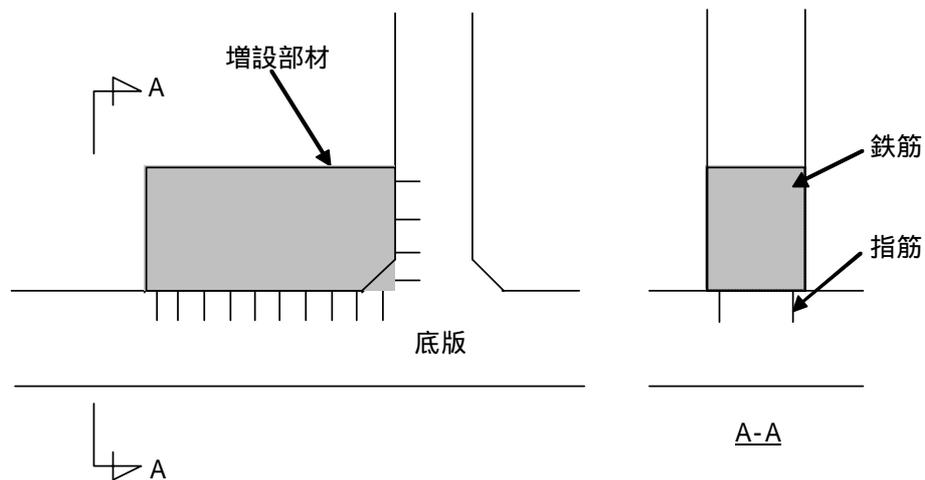


図 6.4.5 底版の補強

c. 目地部の対策

目地部の開きは 10cm 程度必要となるため、図 6.4.6 に示すような可とう性の目地材を設置する。

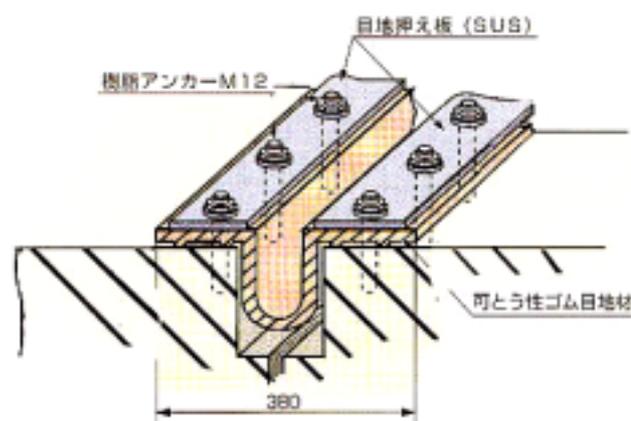


図 6.4.6 可とう性目地

6.4.6 考察

上下水道施設を例に現行基準に準拠した耐震診断を行った。その結果、レベル1地震動に対しても、一部の部材でせん断応力が許容値を超える結果となった。これは設計当時の許容せん断応力度が高く設定されていたことが原因と考えられる。一方、レベル2地震動に対しては、梁、柱の棒部材のみならず、底版においてもせん断耐力が不足する結果となった。これらの部材に対し、炭素繊維シート巻立てや鉄筋コンクリート部材の増設による補強の検討を行った。

また地震時の目地の開きに対しても可とう性目地の設置による対策を検討した。これまでの被害事例を見ても、構造体が破壊に至るよりも目地のずれ等による漏水や土砂の流入による被害が多く報告されている。目地のずれは部材の補強に比べると解析による評価が困難であるが、上下水道施設の機能性維持のためには、今後このような対策を優先して行うことが必要であると考えられる。

さらに、材料強度等の調査結果を解析条件に反映するためには、ばらつきや調査方法の精度等について十分な配慮が必要である。特に、経年劣化の進行は環境条件のみならず設計・施工条件に影響を受けるため、詳細な調査および評価を行う必要がある。

6.5 診断診断に用いる手法に関する検討

6.5.1 簡易診断法による検討

地下構造物の耐震性照査に当たっては、地震時の構造物の応答変形と、構造物が許容し得る限界変形(変形性能)の両者を適切に評価しなければならない。しかし、地下構造物の地震時挙動は周辺地盤の変形により大きな影響を受けることから、特に、応答変形量を精度良く推定するためには、構造物および地盤の非線形性と両者の動的相互作用を考慮した地震応答解析を実施することが必要となる。もしも構造物の縦断方向に地盤条件や構造諸元が異なる場合等には検討断面が多くなり、それら全てを照査する労力と時間が膨大となることもある。また、構造物の変形性能に関しても、荷重状態を正確に再現するためには構造物・地盤連成解析に、また、部材の損傷状態を詳細に分析するためには非線形 FEM 解析などにそれぞれ頼らざるを得ず、実務設計においては、相当の手間となる部分でもある。

このため、近年、簡易かつ実用的な耐震性照査手法に関する研究が進められており、その精度も実務設計に適用可能なレベルにまで向上してきている。地上の橋脚や高架橋などと同様、今後は、地下構造物に対しても簡易耐震診断を積極的に活用していくことが望まれることから、ここでは、これまでに提案されている簡易診断法のいくつかを紹介する。

中村の方法¹⁸⁾、西山らの方法^{19),20)}、西岡らの方法²¹⁾、および、稲垣らの方法²²⁾の比較を表 6.5.1 に示す。これらの簡易診断法も、その根本は、地下構造物の地震時の応答変位(or ひずみ)と、それを照査するための限界値を、如何に簡単に精度良く算定するかに着目される。以下に、各方法の概要をまとめるが、診断法の詳細や適用条件などについては、それぞれの文献を参照されたい。

a. 中村の方法¹⁸⁾

中村の方法は、地下構造物の層間変位に着目し、構造物の保有変形能と地震時の応答変形との比較により耐震性能の照査を行うものである。このうち、保有変形能は、構造物を単純支持された骨組み構造にモデル化し、地盤および構造物の特性(構造物と地盤の剛性比、深度、構造形状)に応じて、水平方向の集中荷重、または、三角形分布荷重のいずれかを作用させ、終局状態を評価する。終局状態としては、中柱がせん断破壊または曲げ破壊する状態、および、側壁、上・下床版が 3 ヒンジ機構を有する状態の 2 つを想定している。地震時の応答変形は、構造物を、その側方地盤を含めて等価構造物要素にモデル化し、SHAKE に代表される 1 次元地震応答解析により算定する。本手法は兵庫県南部地震で被災した地下構造物に適用され、その妥当性が検証されている。

b. 西山らの方法^{19),20)}

西山らの方法は、米国の地下鉄 L.A.Metro の耐震設計法として採用されている応答係数法の修正版であり、地盤と構造物の剛性比、構造物の形状比、構造物設置位置と表層地盤厚の深度比をパラメータとした応答係数(地中構造物の層間変位量と自由地盤における層間変位量の比)により地中構造物の層間変形量を推定するものである。

西山らの応答係数法は鉄道標準の簡易応答変位法にも採用され、自然地盤の地震応答解析と、構造物の仮定せん断剛性から定めた応答係数を用いて構造物の層間変形量を予測し、単純支持した構造物の非線形骨組みモデルにその変形量となるまで荷重を載荷して、部材の損傷レベルが照査される。

c. 西岡らの方法²¹⁾

西岡らは、地盤・構造物間のひずみ伝達特性(地中構造物の変形角と地盤ひずみの比)を用いた地下構造物のせ

せん断変形量の簡易推定法と、それを利用した矩形断面共同溝の耐震性能の1次診断手法を提案している。彼らの耐震診断法は、地下構造物の変形を地盤ひずみに置き換えて照査するところに大きな特徴がある。すなわち、ひずみ伝達率の極限を考慮して、最初に部材が終局に達するせん断変形角の1/2を地盤ひずみの限界値とし、地盤の地震応答解析などにより算出した構造物深さの地盤ひずみが限界値以下であれば、構造物は耐震性能を満足していると判定される。彼らの手法の妥当性は、兵庫県南部地震で軽微なひび割れが生じた共同溝への適用により確認されている。

d. 稲垣らの方法²²⁾

地中構造物の限界変形角を非線形FEMによるパラメトリックスタディーに基づいて定式化するとともに、応答変位法の考え方に基づく理論的な考察から構造物変位と自由地盤変位の比を表す変位伝達係数を評価している。限界変形角と、一次元地震応答解析および変位伝達係数により計算される応答変形角を比較することで、構造物の耐震安全性を評価する。変位伝達係数は応答係数と同義であることから、稲垣らの方法は西山らの応答係数法の修正版として見ることもできる。本手法によれば、構造物の降伏時および終局時の変形角と耐力を、せん断補強筋の有無に拘らず評価でき、終局限界変形角を推定する構造特性値から破壊モードを推定することも可能である。また、せん断補強筋が無い場合の終局限界変形角評価式は、実物大ボックスカルバートの載荷実験の結果と比較され、評価式は、設計上安全側に、終局変形角を評価できることが示されている(表6.5.1)。

表 6.5.1 簡易耐震診断法の比較表

	中村の方法	西山らの方法	西岡らの方法	稲垣らの方法
検討の流れ	<p>設計条件の設定</p> <p>入力地震動 スペクトル特性 地震動波形</p> <p>地盤特性 地盤構造定数 材料非線形特性</p> <p>構造特性 形状、材料特性 部材非線形特性</p> <p>常時荷重に対する断面力の検討</p> <p>地震時の検討</p> <p>上下床版間の応答相対変位の評価</p> <p>損傷モードに応じた保有変形能の評価</p> <p>比較</p> <p>層間変位により照査</p>	<p>START</p> <p>自然地震の応答解析</p> <p>構造物の等価せん断弾性係数の算出</p> <p>構造物の応答値の予測</p> <p>構造物の静的非線形解析</p> <p>損傷レベルの調査</p> <p>END</p> <p>層間変位により照査</p>	<p>入力地震動・地盤条件</p> <p>共同溝の許容せん断変形角 γ_{sa}</p> <p>ひずみ伝達特性式(3) →</p> <p>自然地盤の地震応答解析 最大地盤ひずみ $\gamma_{g,max}(H_c)$</p> <p>地盤ひずみの判定値 $\gamma_{gc} = \gamma_{sa} / 2$</p> <p>耐震性能の1次判定 $\gamma_{g,max}(H_c) < \gamma_{gc}$</p> <p>OK → 耐震性OK</p> <p>NG → 耐震解析による耐震性能の照査</p> <p>地盤ひずみにより照査</p>	<p><限界変形角の推定></p> <p>構造諸元</p> <p>・限界変形 γ_s ・限界荷重 P_s (簡易評価式)</p> <p>荷重-変位関係</p> <p>構造物せん断弾性係数 G_s</p> <p>限界変形角 γ_s</p> <p><応答変形角の推定></p> <p>地盤条件 地震動</p> <p>一次元地盤応答解析</p> <p>・地盤変形角 γ_g ・地盤せん断弾性係数 G_g</p> <p>変位伝達係数 α_s</p> <p>応答変形角 γ_r ($\gamma_r = \alpha_s \cdot \gamma_s$)</p> <p>耐震性照査 $\gamma_r \leq \gamma_s$ (変形角の比較)</p> <p>層間変位により照査</p>
応答値の算定	<p>等価土要素</p> <p>影響領域 $\pm 2L_s$</p> <p>地盤-構造物系モデル</p> <p>1次元地盤モデル</p> <p>等価構造物要素による1次元地震応答解析</p>	<p>$\delta_s = \alpha_s \delta_g$</p> <p>$\delta_s$: 構造物の応答相対変位 δ_g: 自然地盤の応答相対変位 (構造物各層の深さに対応) α_s: 最上下部の床版間の応答係数 $\alpha_s = f(G_g/G_s, b/h, H_1/H_2, \text{etc})$ FLUSHによるパラメータスタディに基づき定式化 G_g: 地盤のせん断弾性係数 G_s: 構造物の等価せん断弾性係数 H_1: 地表面から基礎までの距離 H_2: 地表面から構造物中心位置までの距離</p>	<p>1次元地震応答解析による地盤ひずみ (限界値はひずみ伝達特性に基づいて設定)</p>	<p>応答変位法の考え方に基づく理論的考察</p> <p>$\delta_s = \alpha_s \delta_g$ 変位伝達係数</p>
限界値の算定	<p>集中荷重 三角形分布荷重</p> <p>地盤および構造物の特性に応じて集中荷重 or 三角形分布荷重を判断</p> <p>想定する終局状態</p>	<p>非線形骨組みモデルに δ_s を荷し部材の損傷レベルを照査</p>	<p>限界地盤ひずみ=構造物の終局変形角 ($\epsilon \leq 0.35\%$) の $1/2$ (ひずみ伝達率で G_g/G_s のとき $\sqrt{g/2}$ を考慮)</p>	<p>材料非線形モデルのパラメータスタディから各種限界値を定式化</p> <p>限界値の妥当性を実物大ボックスカルバートの荷重実験により検証</p>

6.5.2 水道施設を対象とした比較解析

a. 比較解析の目的

上水道の代表的施設である浄水池や配水池は、貯留水の水質悪化を防止するため、外部から汚染されないこと、水槽内に水の停滞域をつくらないことが機能的に重要である。そのためには、図 6.5.1 に示すように剛性の高い上床版や、中間壁及び、導流壁が必要になり、壁に囲まれた構造となる。

これらの水槽の壁は上床版と一体となることで、その形状寸法や、配置によっては水槽構造物全体の変形を抑制するのに高い効果があると考えられる。

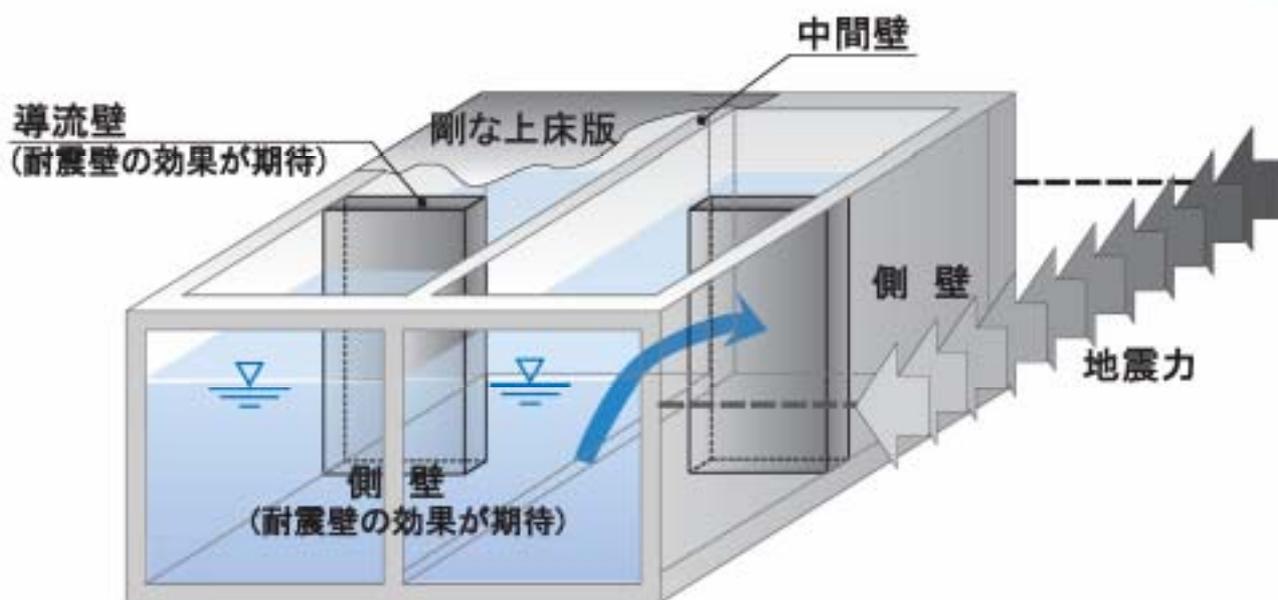


図 6.5.1 水道施設のイメージ図

これまでの兵庫県南部地震²³⁾や新潟県中越地震²⁴⁾などの大規模地震時にこれらの水道池状構造物の被害が比較的少ない(周辺地盤の崩壊や変形を伴う被害を除く)要因の一つとして、この壁による変形抑制効果も考えられる。

しかし、これまでの水道施設を対象とした新設の耐震設計においては、水道施設耐震工法指針・解説〔日本水道協会〕(現行、改訂前)の計算例のように、2次元のラーメンモデルとして解析することが多い。その際、より安全側の設計を行うために、フレーム面外の壁は考慮しない解析を行うことも多い。

今後、巨大地震を想定する耐震診断、耐震設計においては、より大きな水平荷重を対象とすることも想定される。そのため、2次元フレーム面外の壁の効果を検討し、効果が認められる場合、それらを考慮したモデルで耐震診断を行うことも重要と考える。

よってここでは、いくつかの実用的で簡易なモデルによる比較解析を行い、上床版や2次元フレーム面外の壁の効果を検討する。

b. 比較解析の対象施設

今回、比較解析を行う対象施設は、上水道施設の中で施設数が多い配水池、浄水池などの上床版のある箱形池状構造物とする。

解析対象構造物

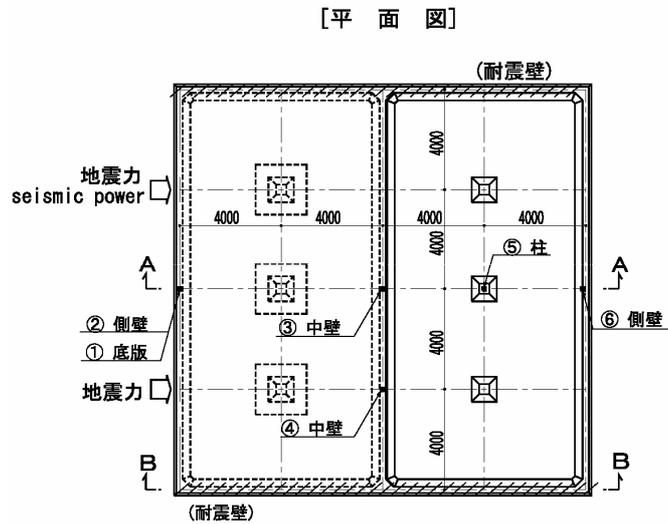


図 6.5.2 対象施設の平面図

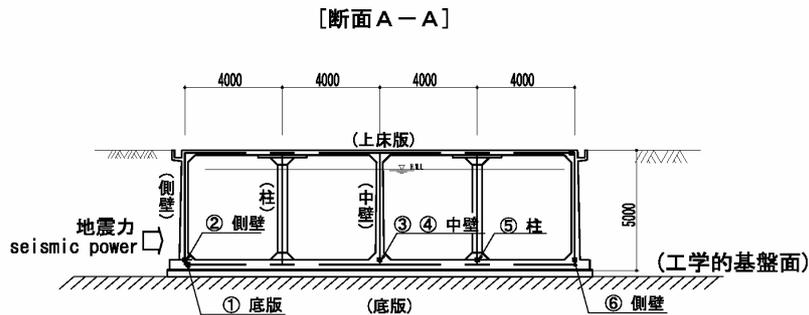


図 6.5.3 対象施設の断面図

この構造物の特性は以下のとおり。上床版が変形しにくく、解析モデルに耐震壁を考慮する場合、耐震壁の効果が現れやすい構造である。

【対象構造物の特性】

- 側壁，中壁が上床版，底版などで固定されている。
- 平面的規模は比較的小さく，壁量に対して柱量が少ない。
- 平面規模に対して高さが低い低層構造物。

↓

耐震壁の効果が現れやすい。

また、工学的基盤面は構造物直下の位置とした。上水道の配水池は、高台に設けられることが多く、そのために基盤面を直接基礎とすることも多い。

c. 比較解析のモデル

比較解析の対象モデルは、水平荷重に対する耐震壁の断面力低減効果を検討することをターゲットにするため、まず耐震壁を考慮しないA. (2次元ラーメンモデル)を対象とし、次に2次元モデルで耐震壁を考慮するB. (2次元ラーメンモデル+武藤式D値法²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾)、さらに3次元で全部材を一括で解析するC. (3次元有限要素モデル)を対象とする。

A. 2次元モデル

A-A断面のラーメン部材(上床版、側壁、中壁、柱及び底板)で構成するモデル。
単位幅の水平荷重の全てをラーメン部材に与えるモデル。

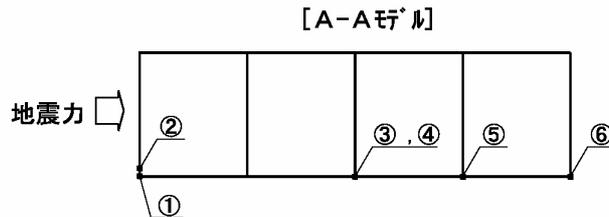


図6.5.4 2次元モデル

B. 2次元モデル+武藤式D値法²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾

“剛床仮定”(剛な床版によりラーメン部と耐震壁の変形は同等となる)のもと、ラーメン部と耐震壁の水平荷重分担を考慮するモデル。A-A断面のラーメン部への水平荷重の設定において、B-B断面の耐震壁による水平荷重負担を“武藤式D値法”²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾により考慮したモデル。A-A断面とB-B断面の変形は同じ程度として考え、仮想ブレスを実モデルに加えて、A-A断面に作用する水平荷重を求める手法。

なお、各参考文献²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾には、‘剛床仮定’を適用するための条件(スラブ厚、鉄筋量など)が示されている。

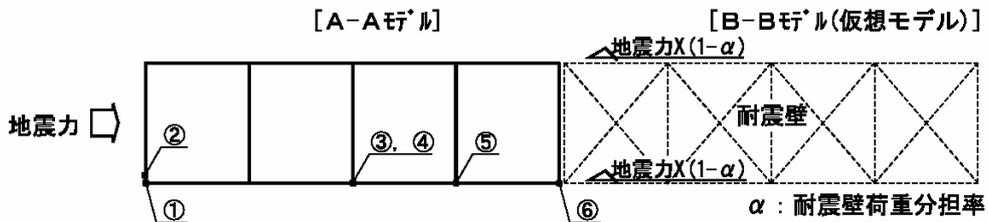


図6.5.5 2次元+D値法モデル

C. 3次元有限要素法モデル

実際の構造的条件を、より正確に表現できると考えられる3次元の立体モデル。

全ての部材を一括して解析できるモデル。側壁、スラブは平板要素、柱は線材とする。

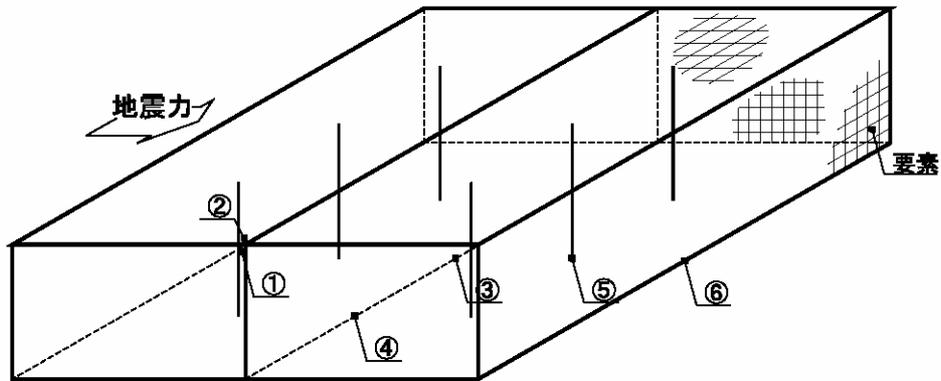


図 6.5.6 3次元モデル

d. 比較解析の結果

3 ケースのモデルを用いて、「水道施設耐震工法指針・解説」の標準設計水平震度を使用し、静的解析を行った。曲げモーメントを算定した結果を表 6.5.2 に示す。

設計水平震度(地震動レベル2)	
▪ 地中構造物	
▪ 地盤種別	種
▪ 設計水平震度	0.60〔構造物の重心位置での水平震度〕

表 6.5.2 発生曲げモーメントの比較解析結果

(KN・m)

	A. 2次元モデル (ラーメンモデル)	B. 2次元モデル+武藤式D値法 (ラーメンモデル)	C. 3次元モデル (有限要素モデル)
底板	202.66	65.79	57.19
側壁	179.44	46.86	33.86
中壁	247.42	39.92	37.72
中壁	247.42	39.92	35.94
柱	72.13	37.40	32.80
側壁	118.44	15.45	2.81

発生曲げモーメント算定位置は図 6.5.2~6 に示す位置

これら比較解析の結果についての考察を以下に整理する。

【解析結果の考察】

- A. (2次元モデル)の解析結果は ~ の全ての部材について B. (2次元モデル+武藤式D値法) と C. (3次元モデル) の解析結果より大きくなった。
- B. (2次元モデル+武藤式D値法) と C. (3次元モデル) の解析結果は、ほぼ同等の値となった。Bモデルの剛床仮定は、この平面規模では成立している。
- A. (2次元モデル) と B. (2次元モデル+武藤式D値法) , C. (3次元モデル) の曲げモーメント値の比率が最も大きいのは中壁の値となった。一方向の動水圧の影響により大きな水平荷重が作用しているヶ所であり、水平荷重分担による荷重低減効果が最も高いことが要因の一つとして挙げられる。

以上の比較解析例より、今回対象とした構造物では、解析モデルの違いによるレベル2地震時の発生断面力の差は大きいことがわかった。そのため、既設構造物の耐震診断においては、解析モデルの選び方によって、診断の結果が大きく変わることもありうると思われる。

ただし、ここで示した結果は、一つの構造条件、荷重条件下での解析結果であり、全ての水道構造物に適用されるものではない。

なお、B. (2次元モデル+武藤式D値法) , C. (3次元モデル) は、耐震壁に水平荷重を負担させることから、その耐震性評価も重要である。

e. 耐震診断解析モデルの最適化の必要性

わが国の上水道事業においては、将来に渡って水道水をより安定的に供給することが求められており、これまでの地震災害の教訓から、水道は平常時だけでなく地震時などの非常時にも、需要者が求める量の水道水や災害時に重要な消火用水を供給できるよう、施設整備を行うことが求められている。これは、上水道事業だけでなく下水道事業においても同様である。

厚生労働省は、平成16年6月1日公表の水道ビジョン（表6.5.3）において、現状の水道施設の耐震化率が低いことを踏まえ、今回のモデルになった配水池等の基幹施設の耐震化率を100%にすることを旨とするよう提言している。各水道事業体においては、多くの既存施設を対象に具体的な目標を立て、耐震診断、耐震補強設計、耐震化補強工事を実施していかねばならない。

表6.5.3 水道施設の地震対策（水道ビジョン：平成16年6月1日公表 厚生労働省健康局）

<p>(災害対策等の充実の必要性)</p> <p>水道事業には、地震などの自然災害や、水質事故、テロ等の非常事態においても、生命や生活のための水の確保が求められている。このため、基幹的な水道施設の安全性の確保や重要施設等への給水の確保、さらに被災した場合でも速やかに復旧できる体制の確保等が必要となる。</p> <p>しかしながら、浄水場、配水池等の基幹施設のうち現状で耐震化されている施設は全国で23%程度、基幹管路の耐震化率は13%程度であることからみて、十分な備えができていない状況にある。加えて、施設の老朽化も進んできており、むしろ地震に対する脆弱性が高まってきている。</p>
<p>(施策目標及び方策)</p> <p>地震、渇水等の災害発生時、テロ等の事態においても断減水による国民生活・社会経済活動への影響を未然に防止あるいは軽減するため、水道システム全体の安全度・安定度を向上させる。</p> <p>代表的な施策目標として、浄水場、配水池等の基幹施設の耐震化率を、100%とする。特に、東海地震対策強化地域及び、東南海・南海地震対策推進地域においてはできるだけ早期に達成する。</p>

このような状況のなか、既存施設の耐震化をより効果的、かつ効率的（経済的）に進めることは、早急に耐震化率を向上させるのに重要である。そのためには、耐震診断を行う解析モデルは、過大な補強を必要とする結果を導くモデルでなく、より構造物の特性を精度よく表現できる合理的なモデルであることが求められる。

今回、比較解析を行ったように、水道構造物は箱型の低層構造物が多くあり、剛床と耐震壁の効果が期待できる施設が多い。これは鉄道トンネルや共同溝にはない水道施設としての一つの特性である。このような特性を、より精度よく解析モデルに反映させた耐震診断を行い、合理的な耐震補強を行うことが今後より重要と考えられる。

そのためには、水道構造物の特性を十分に踏まえた上で、これまでの地震災害時の被害の状況や地震時の構造物の挙動を分析するなどにより、より実際の構造物に近い最適なモデルで耐震診断を行う必要性は、非常に高いと考えられる。

6.6 耐震補強工法リスト

地下構造物の耐震補強に適用できる各種補強工法のリストを作成した。工法の中には、実際に地下構造物に適用した実績のあるものに加え、実績は無いが適用可能と考えられる工法も含んでいる。ただし、鉄筋コンクリート部材の増設や巻立て、地盤改良のような一般的な工法は対象外とし、新工法や特殊工法等、一般の工法に比べて特色のある工法を対象とした。なお、リストは本WGでの調査に基づくものであり、現存する全ての工法を包含するものではないことを付言しておく。

工法は以下のように分類した。

- (1) 補強材の設置：既設部材に鋼板や炭素，アラミド繊維シート，プレキャストパネル等を接着する工法や，補強鉄筋を挿入する工法，プレストレスを導入する工法等。
- (2) 免震化：ゴムやローラー，弾性材料等を設置する工法等。
- (3) 基礎の補強：杭本体の補強や杭頭の結合条件を変える工法や杭の周囲に新たな連続壁を構築する工法等。橋梁では事例があるが，深度の深い地下構造物では施工方法に関して検討の余地がある。
- (4) その他：可とう性目地を設置する工法やコンクリートを改質する工法等。

表 6.6.1 (a) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト（補強材の設

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
1	鋼板接着・巻立て工法	<p>鋼板接着・巻立て工法は、既設部材に鋼板を接着一体化させ、耐力や剛性を向上させる工法である。鋼板をアンカーボルトで部材に固定し、隙間にエポキシ樹脂やモルタルを注入する。</p> <p>本工法の特徴として、1) 施工仕上がりが数cm程度で、断面増加が少ない。2) 鋼板は引張応力を負担、ひび割れ幅を抑制、はく落防止効果もある。3) 部材の劣化を抑制できる。4) 鋼板防食のため、定期的な塗装が必要。</p>	<p>鉄道高架橋、道路橋、トンネル等</p>		各社、各機関
2	かみ合わせ鋼板巻立て工法	<p>かみ合わせ鋼板巻立て工法は、橋脚の耐震補強工法として実績のある鋼板巻立て工法における補強鋼板の接合において、機械式のかみ合わせ継手を用いることにより継手性能の安定化と現場における施工の省力化を目標として開発された技術である。現場溶接が不要であるため工期が短縮できる。また、湿度の高い環境下や水中での施工が可能である。</p>	<p>鉄道高架橋、道路橋、地下通路、洞門、駅舎、ポンプ場、栈橋、建築等</p>	<p>前田、近藤、鈴木、今井、羽瀧：水中部RC橋脚の耐震補強工法の開発、「耐震補強・補修技術、耐震診断に関するシンポジウム」講演論文集、平成11年7月、土木学会</p>	<p>東日本旅客鉄道(株) 清水建設(株)</p>
3	薄板鋼板束ね工法	<p>薄板鋼板束ね工法は、厚さ数ミリの薄鋼板を必要な厚さとなるまで重ねて補強材とする工法である。1枚の鋼板の厚さが薄いため、運搬や施工性に優れる。また、ケーブル等の支障物の背面にも容易に挿入できる。</p>	<p>洞道</p>		<p>清水建設(株)</p>
4	トンネル薄肉鋼製補強工法	<p>既設トンネル覆工内巻きに対する鋼製パネルによる薄肉補強工法である。</p> <p>本工法の特徴として、1) 補強材料を鋼材とし内巻き厚を薄肉化した。2) 鋼板をパネル化したことにより、省力化や省スペース。3) パネルの任意の曲率加工が可能。4) パネルは無溶接の嵌合継手により接合、作業の省力化や急速施工が可能。5) 完成後は高い耐荷力を持つ自立型の薄肉構造として成り立つ。6) パネルは人力施工、機械施工とも可能であり、片側車線規制のみでの作業が可能、施工期間中でも交通を止めなくてもよい。</p>	<p>道路や鉄道、水路トンネル等の覆工補修・補強</p>	<p>NETIS CB-050022</p>	<p>新日本製鐵(株)</p>

表 6.6.1 (b) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト (補強材の設置)

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
5	炭素繊維シートによる補修補強工法	炭素繊維シートによる補修補強工法である。コンクリートの表面処理をしたあとに、プライマー塗布、不陸調整、炭素繊維シート接着、仕上げに順に行って施工する。本工法の特徴として、1) 軽量、高強度、2) 狭いところでの施工も可能、3) 鉄筋のような腐食がない。	コンクリート構造物全般		各社、各機関
6	HiPer CF工法	HiPer CF工法は、炭素繊維シート接着工法による曲げ補強において、部材とシートとの間に柔軟性の緩衝材を塗布することにより、シートのはく離を抑制する工法である。シートのはく離が抑制されるため、炭素繊維の特徴である高強度が有効に発揮され、従来工法に比べて補強後の耐力が向上する。また、従来工法と同じ耐力を確保するための補強量が低減できることから、工費が削減できる。	道路橋、栈橋、気化器	前田、小牧、坪内、藤間：緩衝材を用いた炭素繊維シート接着工法の開発、コンクリート工学、2003年11月	清水建設(株) 新日本石油(株) (株)東邦アーステック
7	CFアンカー工法	CFアンカー工法は、柱や梁を炭素繊維シート接着工法で補強する際、壁やスラブが障害となって巻立てができない場合に用いる工法である。壁やスラブを削孔した後、炭素繊維ストランドを束ねて作成したCFアンカーを孔に貫通あるいは挿入し、炭素繊維シートと接着して定着することにより、シートを巻立てた場合と同等の効果が期待できる。壁やスラブを部分的に撤去する従来工法に比べて工期が短縮できる。また、振動や騒音、粉塵の発生が低減できる。	道路橋、排水池、駅舎、灯台、建築等	塚越、神野、渡辺(英)、渡辺(茂)：炭素繊維ストランドと炭素繊維シートによる耐震補強技術、コンクリート工学、2003年4月	清水建設(株)
8	アラミド繊維シートによる既存コンクリート構造物の補強工法	コンクリート構造物にアラミド繊維シートを貼り付けて補強・補修する工法である。本工法の特徴として、1) 軽量であり作業性に優れ、複雑な形状に追従できる。2) 鋼材の7倍の引張強度を持ち補強後の躯体の形状は変わらない。3) 重機作業が不要、特殊な技能工を必要としない。工期短縮できる。	橋脚の耐震補強 高架橋の柱、梁 橋梁の床版 トンネル覆工の剥落防止	NETIS KT-980114	アラミド補強研究会

表 6.6.1 (c) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト (補強材の設置)

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
9	SSアラミド工法	アラミド繊維シートの上に帯状の薄肉鋼板を配置したハイブリッド工法で、コンクリート構造物全般の補修・補強工法である。 本工法の特徴として、1) アラミド繊維1方向SKシートを開発した。2) アラミド繊維2方向シートとの組合せも可能。帯状薄肉鋼板の材質は補強耐力に応じて幅、厚さを選べる。	トンネル補修補強	NETIS QS-050013	AP工法研究会
10	Tヘッドバー工法	Tヘッドバー工法は、鉄筋端部を高周波誘導加熱してプレートなしで鉄筋端部をT型に成形した工法である。鉄筋端部が小型化できるため、鉄筋の定着が容易となり、先組鉄筋に後からせん断補強筋が挿入できる。構造的には、フックやU形定着と同等以上の定着性能を有し、高い耐震性を要求される部位にも適用が可能である。せん断補強筋および中間帯鉄筋、部材接合部における主筋の定着に適用が可能である。	せん断補強筋、部材接合部の主筋 (新設)	塩屋俊幸、樋口義弘、塩川英世、高岸正章：Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験、コンクリート工学年次論文集 Vol. 23、2001年7月	清水建設(株) 第一高周波工業(株)

表 6.6.1 (d) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト (補強材の設置)

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
11	Post-Head-bar工法	<p>「Post-Head-bar」(ポストヘッドバー)工法は、供用中のコンクリート構造物にせん断補強を行なうための後施工タイプのプレート定着型せん断補強鉄筋である。既存構造物の表面からレッグドリルにて削孔を行ない、その孔内にPost-Head-barを差し込み、グラウトで固定することにより、構造躯体と一体化をはかり、部材のせん断耐力を向上させ、じん性を確保する補強工法である。</p> <p>Post-Head-barの差込み側には、従来のHead-barと同様に矩形プレートを摩擦接合し、埋込み側には削孔径により大きさを調整した小型の丸形プレートを摩擦接合する。このプレートの先端突起部によって、孔内での後施工せん断補強鉄筋先端の定着性を増大させることが、Post-Head-barによるせん断補強の効果を確実にする機構である。また、施工後のPost-Head-barそのものはすべて構造物内に設置されかぶり部分によって腐食に対する抵抗性が確保され、せん断補強後の構造物に対しても、補修前の状態と同様にメンテナンスフリーを可能とする工法である。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・トンネル坑口の耐震補強工事に適用予定 ・主な対象構造物 地下共同溝, 地下鉄, トンネル等片側からしか耐震補強出来ない地下構造物 	<p>アルカリ骨材反応対策 小委員会報告書, 2005.9, 土木学会</p>	大成建設(株)
12	エコ-リフレ工法	<p>水道施設のRC構造物に対して外ケーブル方式で耐震補強をする工法である。</p> <p>本工法の特徴として、1) プレストレスの効果的な導入により耐震性能が向上。2) 構造物の内空容積を減少させない。3) 供用しながらの施工が可能。4) 構造物の気密性, 水密性が向上。補強後の維持管理が容易。</p>	<p>水道施設のRC構造物。 矩形の配水池・配水槽・浄水場</p>	NETIS CB-050023	(株)白石

表 6.6.1 (e) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト (補強材の設置)

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
13	FKパネル工法	FKパネル工法はひび割れ防止や剥落防止を目的として、繊維シート補強材をパネルにした成型版補強工法である。 本工法は連続炭素繊維シート・高靱性ボード・エポキシ樹脂が主材料となり、施工にはパネルを固定するためアンカーで仮固定し、コンクリート躯体表面にエポキシ樹脂を用いて炭素繊維パネルを一体化させる。弱点となりうる接合部は、接合部のシートを現場含浸接着させることにより、パネルの連続性を確保した。	①適用可能な範囲 →コンクリート構造物全般 ②特に効果の高い適用範囲 →トンネルの内面補強	NETIS CB-050021	フジモリ産業(株)、 (株)道路建設コンサルタント
14	サポートライニング工法	内巻工打設用の型枠を超高強度繊維補強コンクリート製の埋設型枠(PCパネル)を用いたトンネル覆工補強工法である。 本工法の特徴として、1) 内巻工打設用の型枠を埋設型枠とし、耐久性、美観、施工性が向上。2) 人力施工で大型重機が不要なため、短時間や狭隘箇所での施工が可能。3) 裏込めコンクリートを高流動水中不分離コンクリートとし、高品質なコンクリートを打設可能。	道路トンネル改修工事 水路トンネル補強工事 トンネル修繕工事	NETIS KT-050047	日本コンクリート工業(株)、太平洋セメント(株)
15	ハイブリッドパネル工法	FRP成型板を既設覆工にコンクリートアンカーで定着するトンネルはく落対策工法である。 本工法の特徴として、1) FRP板をコンクリートアンカーで固定するだけで、供用中でも設置が容易で施工性の向上が図れる。2) 工場加工した成型板のため品質が安定。板の強度は、引張強度60Mpa以上、引張弾性率6,000Mpa以上。3) 下地処理および接着樹脂が不要であり、1日当たり出来高も大きいため、従来工法と比べて大幅な工期短縮が可能。	トンネル構造物等 トンネル覆工や坑門部で コンクリート片のはく落 のおそれがある箇所	NETIS KT-050009	ショーボンド建設 (株)

表 6.6.2 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト（免震化）

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
1	ボックスカルバート中柱滑り支承	ボックスカルバート中柱滑り支承は、同構造物の崩壊を防ぐために開発された技術である。2スパン以上のボックスカルバートにおいて、中柱（隔壁）上端にゴムやローラーなどの滑り支承を設けることによって同部材の負担する水平荷重を軽減し、大変形を強いられた場合でも軸力（上載荷重）保持機能を確保する。	ボックスカルバート	遠藤達巳, 坂上明, 竹内幹雄, 岩楯敏広：耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 805-808, 1997年7月	(財)電力中央研究所 (株)奥村組
2	SCUT工法	低摩擦材を用いた開削トンネルの免震化工法である。従来は耐震性向上のために壁厚や鉄筋量の増大で対処していたが、本工法は低摩擦材(LF材)を上床版の上に敷設しすることで、従来より少ない壁厚や鉄筋量で耐震性を確保できるため、使用材料(鉄筋、コンクリート等)の低減による経済性の向上、配筋量の低減による施工性の向上と工期短縮に有効である。	開削工法で施工される開削トンネル、地下駐車場などの矩形地中構造物等	NETIS KT-040087	東京電力(株)、前田建設工業(株)
3	免震材を用いた既設開削トンネルの耐震対策工法	トンネル側面の周辺地盤に、ポリビニルアルコール系ポリマー材を壁状に設置して地震力を低減させる工法である。柔軟性のポリマー材を用いて地盤の変形が構造物に伝達するのを遮断する効果がある。数値解析の結果、側壁の発生せん断力が30%低下することを確かめている。	開削トンネル	室野剛隆：免震材を用いた既設開削トンネルの耐震対策工法の開発、第174回鉄道総研月例発表会講演要旨	(財)鉄道総合技術研究所

表6.6.3(a) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト(基礎の補強)

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
1	Kui Taishin-SSP工法	<p>パイルベント基礎に対して鋼板を圧入にて巻き立し補強する工法である。</p> <p>本工法の特徴として、1) 圧入工法を用いて鋼板を巻き立てること。2) 仮締切工が不要である。3) 狭い梁下空間にて施工が可能である。</p>	基礎杭等	NETIS KT-000101	ショーボンド建設(株)
2	PCウェルリフレ工法	<p>既設PCウェルに対して鋼板を圧入にて巻き立て補強する工法である。</p> <p>本工法の特徴として、1) 補強開始位置より上部の橋脚と下部の基礎を同時に補強可能。2) 周辺環境への負荷が少ない。3) 供用しながら安全に施工可能。狭い梁下空間でも施工性に優れている。4) 施工中および施工後も河積阻害率を大きく変えない。5) 補強後の景観を大きく変えない。</p>	高架橋、跨道橋、人道橋、水管橋、河川・運河・湖沼横断橋等のPCウェル橋脚耐震補強全般	NETIS KT-000063	(株)白石
3	スーパーピン工法	<p>杭頭にスーパーピンと呼ぶ球面形状の接合装置を載せ、地震時に杭頭に発生する曲げモーメントを大幅に低減させることによって、ピン支持に近い機構にする工法である。既設構造物を補強する際は、杭等を切断してスーパーピンを設置する。杭に発生する曲げモーメントが低減できるため、杭体ならびに基礎の補強が簡略化できる。</p>	建築		清水建設(株) (株)クボタ
4	スカートウォール工法	<p>杭基礎構造物の周囲に浅い地中壁を構築することにより、杭に加わる水平力を低減させる工法である。</p> <p>本工法の特徴として、1) 3-4メートル程度の根入れで十分な効果を発揮するので、とても経済的。2) スカートウォール工法と施した場合に杭頭曲げモーメントが通常の3分の2程度に低減される。3) 地震により被害を受けた杭基礎構造物の補強工法としての適用が可能。</p>	基礎杭補強	長瀧 慶明、青島 一樹、若命 善雄：スカートウォール工法による杭基礎の耐震補強、「基礎工」、1999年4月号	大成建設(株)

表 6.6.3 (b) 地下構造物および水道施設の耐震補強工法リスト（基礎の補強）

No.	工法名	概要・特徴	実績・適用例	参考文献	開発者
5	In-Cap工法	耐震補強が必要な構造物の既設杭基礎について、従来工法より小さな作業スペースで耐震補強する工法である。 本工法の特徴として、1) 補強構造体を鋼矢板+地盤改良+増しフーチングとし、低空頭作業空間における太径杭打設をなくした。2) 既設フーチングまわりの地中壁を土留め兼用とし、仮設土留め工をなくした。3) 補強構造体がコンパクトであり、増しフーチング躯体の鉄筋・コンクリート量を低減した。4) 施工占用幅が小さくなり、施工時の交通規制を低減した。	既設杭基礎の耐震補強が主であるが、その他に洗掘対策、側方流動等による損傷基礎の補強にも適用可能。	NETIS CB-030075	地盤・基礎21研究会(白石、日特建設、不動建設)、八戸工業大学
6	ストランド場所打杭工法	本工法は、低空頭場所での場所打杭増設工法である。 本工法の特徴として、1) ロール状に巻きつけたストランドを使用して、鉄筋カゴを連続形成させながら沈設。2) 建て込み装置は水平移動と高さ調整機能を有し、狭い場所での施工に適する。3) 鉄筋継手がないため、低コストで高性能。	低空頭場所の杭増設	鉄道ACT研究会認定工法	東日本旅客鉄道(株) 大成建設(株)

6.7 まとめと今後の課題

a. 耐震診断・耐震補強に関する文献調査

平成7年(1995年)兵庫県南部地震後、土木学会から第2次提言(1996年1月)の中で、耐震診断と耐震補強の基本的な方向性が提示された。それに基づき道路・鉄道など公共土木構造物を中心に、多くの土木構造物で耐震診断と耐震補強が実施されてきた。ここでは地下構造物および水道施設を対象に、最近の耐震診断・耐震補強に関する58の文献を収集し、その概要をまとめた。また特に有用と考えられる事例については、その内容を詳細に分析した。

b. 既設構造物を対象とした耐震診断・耐震補強の検討事例

代表的な地下構造物として、粘性地盤中の1層2径間箱型断面を有する鉄道用の開削トンネル、上下水道施設(縦59m×横59m×高さ11.9m)を選定し、それらの耐震診断を実施した。また耐震診断の結果、補強が必要となった部材・箇所については、耐震補強工法の検討を実施した。検討概要を以下にまとめる。

()開削トンネル

- ・耐震診断に用いる入力地震動は、「鉄道路線の大都市」および「その地震時挙動が、比較的短周期の影響を受ける」という観点から、想定東海地震の浜松波(S2モデル、野津委員作成)を選定した。
- ・縦断方向断面では、軸方向入力および軸直角方向入力に対しても、十分な耐震性能を有していることが明らかになり、耐震補強の必要なしという結果となった。
- ・横断方向断面では、中柱、その他の部材においても、基準となる変形性能に対して余裕度を有していることより、目標とした耐震性能をそれぞれ満足しているという診断結果となった。またせん断耐力に対する余裕度も十分に有している。

()上下水道施設

- ・耐震診断に用いる地震動は、「水道施設耐震工法指針・解説」¹⁴⁾の標準的な検討地震動とした。
- ・構造体の柱、梁、底版のせん断破壊が予測され、指針で規定している耐震水準(軽微な被害が生じて、その機能保持ができること)を満足しない結果となった。また構造目地の開きも10cm程度となり、可とう性のある目地の設置が必要な診断結果となった。ただし、構造物の設置場所や重要度によっては、指針よりも大きな地震動を用いて照査する必要もあり、診断手法の高度化や解析モデルの最適化を今後の課題として挙げた。

c. 耐震診断手法の検討

地下構造物の耐震性照査に当たっては、地震時の構造物の応答変形と、構造物が許容し得る限界変形(変形性能)の両者を適切に評価しなければならない。しかし応答変形量を精度良く推定するためには、構造物および地盤の非線形性と両者の動的相互作用を考慮した地震応答解析を実施することが必要となり、構造物の縦断方向に地盤条件や構造諸元が異なる場合等には検討断面が多くなって、それら全てを照査する労力と時間が膨大となることもある。そのため、近年、簡易かつ実用的な耐震性照査手法に関する研究が進められており、その精度も実務設計に適用可能なレベルにまで向上してきている。そこで、これまでに提案されている簡易診断法について調査し、その概要や今後の活用性に触れた。

また水道施設構造物(貯水施設)においては、壁やスラブの剛性や強度が期待できる場合があり、耐震診断を行う際には、これらの部材を解析モデルに取り込むことで、診断結果に影響を及ぼすことが予想される。そこで、いくつかの実用的な診断手法による比較解析を実施し、耐震壁やスラブの効果等について検討した。その結果、武藤法や3次元解析の応答値は2次元解析に比べて大幅に低下し、合理的な診断結果が得られる可能性があることが分かった。

d. 耐震補強工法の調査

地下構造物の耐震補強に適用できる各種補強工法のリストを作成した。工法の中には、実際に地下構造物に適用した実績のあるものに加え、実績は無いが適用可能と考えられる工法も含んでいる。ただし、鉄筋コンクリート部材の増設や巻立て、地盤改良のような一般的な工法は対象外とし、新工法や特殊工法等、一般の工法に比べて特色のある工法を対象とした。地下構造物の特徴として、基礎を補強する場合、深度が深いことから施工方法に関して検討の余地があることを示した。

e. まとめと耐震対策に関する提言

構造物の置かれている諸条件によっては、地震動の予測技術の向上に伴って現行の設計基準よりも大きな地震力が作用し、その結果倒壊の可能性を有している構造物もある、ということが明らかとなった。よって今後は、地下構造物に対しても、耐震診断とそれに基づく耐震対策を適切に実施していく必要がある。そのためには、まず、耐震診断手法の高度化を図ることが重要であり、線形解析に加えて部材非線形や材料非線形解析、さらに3次元解析を行う等、解析モデルを最適化することによって合理的な耐震診断が可能になるものと考えられる。

また、地下構造物への耐震対策の困難さに鑑みると、今後、地下構造物の耐震診断や耐震対策を広く進めていくためには、新たな耐震対策の「考え方」が必要になると考えられる。地下構造物に対して、計算上、必要と判断される箇所全てを補強するという従来の耐震対策を実行に移すことは実質不可能であり、このことが、これまで地下構造物の耐震対策が積極的に行われてこなかったことの一因と考えられるためである。

全ての既設構造物に対して新設構造物と同レベルの耐震安全性を要求することは不合理であり、耐震診断結果に加え、構造物の重要度、耐震対策の施工性、あるいは、構造物の建設年度などを基に、より合理的・現実的な耐震対策を考えていく必要がある。例えば、建設年度によって要求性能を替え、建設年度の古い構造物は全部材で耐震性能3とし、場合によっては、それ以上の変形も許容すること、せん断破壊が回避できれば自ずとじん性率2程度は期待できることから、せん断破壊の回避だけを目標性能とすること、内空空間を保持するために鉛直部材だけを重点的に補強すること、等が考えられる。鉛直部材の重要性については、前述したとおりであり、過去の震災例からも示唆されるところである。鉛直部材の中でも特に重要度が高いのは、中柱や中壁といった地盤と接していない部材であると考えられることから、せん断照査でNGとなった部材全てに対する対策は諸事情により不可能であっても、中柱と中壁については積極的な対策を取ることが望まれる。ただし、地中ボックスカルバートが橋脚の基礎を兼ねる等、構造上、鉛直部材の荷重条件が一般よりも厳しくなる場合などには、側壁に対しても同様の措置を考えていく必要があろう。

既設構造物への耐震対策は、新設構造物のように、ある基準に則って画一的に実施することは不合理であり、構造物の重要度、施工性、構造物の建設年度などを考慮して、合理的かつ工学的に十分妥当な工法を、構造物ごとにオーダーメイドで考えていく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) (社)土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害分析 第5章トンネル・地下構造物，1999年8月
- 2) 佐藤工業(株)土木本部技術部：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録，平成9年1月
- 3) (社)土木学会：阪神大震災震害調査 緊急報告会資料，平成7年2月
- 4) (社)土木学会：トンネルライブラリー第9号「開削トンネルの耐震設計」，平成10年10月
- 5) 鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料，1996年3月
- 6) 例えば，地震に強い土木 巨大地震に打ち勝つ最新技術マニュアル，日経BP社，1996.3.
- 7) 例えば，阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の応急復旧，補修，補強，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，土木学会，1998.6.
- 8) 例えば，ジェットグラウト工法技術資料，日本ジェットグラウト協会，1994.6.
- 9) 佐藤ら：せん断土圧低減材を用いた地中ボックスカルバートに関する実験的研究，第2回免震・制震コロキウム講演論文集，2000.11.
- 10) 佐藤ら：注入工法による地中ボックスカルバートの耐震性向上に関する研究(その3)，土木学会第59回年次学術講演会，pp.149-150，2004.9.
- 11) 日経コンストラクション，pp.60-62，2005.1.14.
- 12) 例えば，既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針，鋼板巻立て補強編，鉄道総合技術研究所，1999.7.
- 13) 岡田ら：地下鉄トンネル中柱の添え柱による耐震補強実験，土木学会第52回年次学術講演会，1997.
- 14) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997年
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，平成14年3月
- 16) (財)鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，平成8年7月
- 17) (財)鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強工法設計・施工指針，平成9年1月
- 18) 中村晋：層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.217-230，1998.10.
- 19) 西山誠治，加藤淳一，室屋耕輔，羽矢洋，西村昭彦：地下構造物の簡易な応答値の推定法に関する一考察，土木学会第53回年次学術講演会，pp.748-749，1998.10.
- 20) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，鉄道総合技術研究所編，丸善株式会社，1999.
- 21) 西岡勉，運上茂樹：矩形断面共同溝の耐震性能の1次判定法，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1461-1468，2002.3.
- 22) 稲垣宏和，柴崎尚史，安部明夫：地中RCボックスカルバートの実用的な耐震性照査手法，電力土木，No.316，pp.10-17，2005.3.
- 23) 榊，伊藤，真柄：兵庫県南部地震時の浄水施設の被害と要因の考察，日本水道協会雑誌，平成9年1月
- 24) 日本水道協会：新潟県中越地震水道被害調査報告書，平成17年2月
- 25) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1999
- 26) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針・同解説，1993
- 27) 武藤清：耐震計算法(耐震計算シリーズ1)，1964

付表 1.1 詳細分析 (その1)

文献番号-6	開削トンネル擁壁部のせん断力に対する鉄筋差込による耐震補強方法		
執筆者	山村賢輔, 清宮理		
出典	土木学会論文集, No. 777, 2004年		
対象構造物	沈埋トンネル	対象部位	陸上部のU型擁壁の側壁下部
<p>(概要)</p> <p>既存構造物の簡易なせん断補強方法として「鉄筋差込」による方法が提案されている。この方法は、壁の厚さ方向にドリルで削孔し異形鉄筋を挿入して定着させ、スターラップの事前配置と同様の耐荷機構を得ることを目的とした補強方法である。この方向の有効性を検証するため、静的単調載荷試験と静的正負交番載荷試験を実施しせん断補強効果の検証を行っている。また、この方法を適用した擁壁部の施工事例を紹介し、問題点について述べている。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>構造物(図-1参照)を梁要素、周辺の表層地盤を平面ひずみ要素にモデル化した二次元モデルを作成(図-2参照)し、レベル2相当の地震動を入力した動的解析を実施している。計算結果からモデル各部の地震挙動を求め、耐力の照査・破壊モードの算出を行いせん断破壊が起こる可能性を指摘している。耐力照査(せん断耐力、曲げ耐力)に用いる算定式は以下の通りである。</p>			
<p>■せん断耐力: 1996年度版コンクリート標準示方書</p> $V_{rd} = V_{cd} + V_{sd}$ <p>ここに、V_{rd} : 構部材のせん断耐力 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない構部材の設計せん断耐力 V_{sd} : せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力</p>			
<p>■曲げ耐力: 平成8年度版道路橋示方書IIIコンクリート橋</p> $M_u = A_s \sigma_s \left(d - \frac{A_s \sigma_s}{1.7 \sigma_{ck} b} \right)$ <p>ここに、M_u : 最大抵抗曲げモーメント σ_s : 軸方向引張鉄筋の全断面積 d : 部材断面の有効高 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 b : 部材断面幅</p>			
		<p>図-1 対象構壁部一般図</p>	
		<p>図-2 解析モデル</p>	
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>「鉄筋差込」によるせん断補強方法は、壁の厚さ方向にドリルで削孔し異形鉄筋を挿入して定着させ、スターラップの事前配置と同様の耐荷機構を得ることを目的としている。</p> <p>本文献における結論は以下の通りである。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 試験の結果、設計せん断耐力(照査に用いたコンクリート標準示方書ではなく、せん断スパン比を考慮出来る同材式で算定したせん断耐力)に対してほぼ80%以上のせん断耐荷力が得られた。ただし、静的正負交番載荷試験の結果、破壊形式をせん断破壊先行から曲げ破壊先行にすることは出来なかった。 2) 鉄筋と周辺コンクリートの充填材として、樹脂系およびモルタル系を用いたが、せん断耐力に対する影響はわずかであった。また、せん断補強筋挿入側の鉄筋端部の定着ナットの有無は、せん断耐力にほとんど影響しなかった。 3) 後施工せん断補強によるせん断耐力の算定については、試験結果および施工上のマイナス要因を加味し、実験の下限値0.8に対して、施工のマイナス要因を考慮した0.75の安全率を乗じた値として、0.6の安全係数を用いることを提案している。 4) せん断補強筋差込長は、奥側の主鉄筋までが望ましいと考える。しかし、試験の結果その手前であっても同様のせん断耐力が得られており、必要挿入量が完全に得られない場合でもせん断補強の効果はある。むしろ、施工で削孔する際に奥側の既存鉄筋に当たって既存鉄筋を断面欠損させることは問題であると考えられる。 			

付表 1.1 詳細分析 (その1)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

参図-1 静的単点載荷試験供試体

参図-3 静的正負交番載荷試験供試体

参図-2 供試体断面図

参表-1 静的正負交番載荷試験結果
設計耐力と実測値の比較

試験 名称	せん断破壊断面 (D10 RD205) 補筋長 L (mm)	載荷 方向	①設計 耐力 (kN)	②最大 荷重 (kN)	③-① 比率 (%)
RCCL-1	スターアップ	正割	234.2	224.4	95.8%
		負割	-201.4	-195.0	97.3%
RCCL-2	直筋	正割	231.3	196.0	84.7%
	L=200mm	負割	-198.5	-184.2	92.8%
RCCL-3	直筋	正割	231.3	195.0	84.7%
	L=380mm	負割	-198.5	-189.9	95.9%

参表-1 静的単点載荷試験結果
設計耐力と実測値の比較

No	施工 方法	補筋 方法	間 隔 mm	材質	補筋 長 mm	設計 耐力 (kN)	最大 荷重 (kN)	設計 耐力に 対する 割合	前施工 耐力に 対する 割合
1	前施工	プレート	-	-	249.8	235.2	235.2	94.2%	-
2	前施工	プレート	-	-	416	404.5	404.5	107.3%	-
3	後施工	直筋型	175	-	400	461.1	421.4	91.4%	85.1%
4	後施工	ひねり型	-	-	400	469.4	469.4	101.8%	94.8%
5	前施工	プレート	-	-	416	421.4	421.4	96.7%	-
6	後施工	直筋型	200	D30	400	436.0	430.9	103.4%	107.0%
7	後施工	ひねり型	-	-	400	463.7	463.7	101.8%	105.3%
8	前施工	プレート	-	-	416	352.8	352.8	94.0%	-
9	後施工	直筋型	300	-	400	375.1	352.8	94.0%	100.0%
10	後施工	ひねり型	-	-	400	335.1	335.1	89.3%	95.0%
11	前施工	プレート	300	D13	421	508.4	527.2	123.4%	-
12	後施工	直筋型	-	-	400	416.5	416.5	81.5%	66.4%
13	前施工	プレート	-	-	416	417.3	414.0	99.2%	-
14	後施工	ひねり型	200	D10	420	345.0	345.0	82.8%	83.3%
15	後施工	ひねり型	-	-	390	416.5	406.0	96.0%	98.0%
16	後施工	ひねり型	-	-	340	490.0	490.0	117.7%	118.4%

参図-4 U型擁壁部適用事例

参図-6 実施工における鉄筋差込状況

参図-5 陸上トンネル部適用事例

(その他) 関連する参考文献, 資料等
表-2.1の一覧表のうち, No. 1~No. 5, No. 25, No. 37

付表1.2 詳細分析(その2)

文献番号-7	地下鉄トンネル中柱の添え柱による耐震補強実験		
執筆者	岡田 龍二, 米島 賢二, 森崎 充		
出典	土木学会第52回年次学術講演会(平成9年9月)		
対象構造物	高架橋RC柱, 地下鉄RC柱	対象部位	RC中柱
<p>(概要)</p> <p>地下鉄開削トンネルでは, 兵庫県南部地震以後, RC中柱のせん断破壊を防ぐために, 既設地下鉄RC中柱を対象に, 主に鋼板巻き工法による補強が行われている。しかし, 縦横比が大きい断面では補強が困難なことや, 工事施工時間の節約や工事費用の縮減の面から, 鋼管添え柱工法を提案している。この工法の特徴は, 既設開削トンネルのRC中柱の両側にコンクリート充填円形鋼管柱(以下, CFT鋼管柱という)を添わせて設け, 大規模地震時にRC中柱がせん断破壊した場合にも上床を支持し, トンネルの崩壊を防ぐ点にある。載荷実験や解析からその有効性を確認しており, 実際の施工のために建て込み作業車等も開発している。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>RC中柱の曲げせん断耐力比による検討により, せん断破壊型柱を選定しているようである。</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>RC中柱の両側の添え柱(CFT鋼管柱)が, 大規模地震時にRC中柱がせん断破壊した場合にも上床を支持し, トンネルの崩壊を防ぐ。</p>			

付表1.2 詳細分析(その2)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

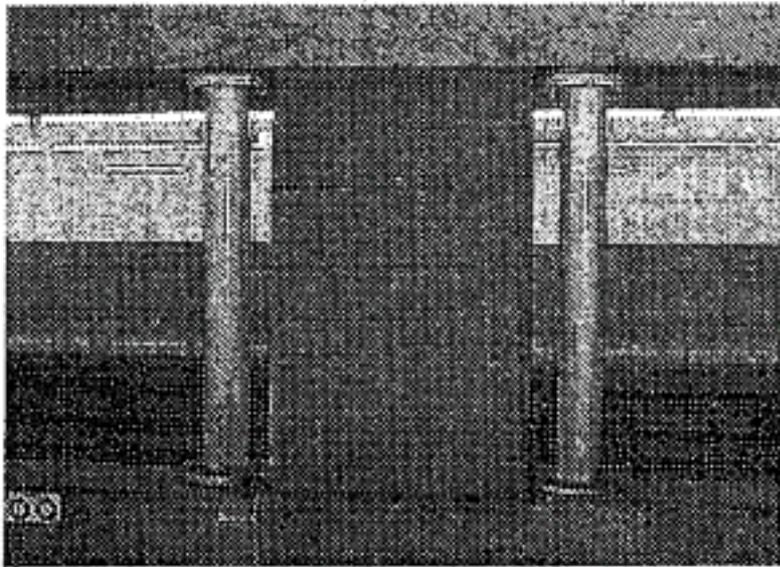


写真-1 CFT鋼管添え柱による耐震補強

*添え柱工法による地下鉄トンネル中柱補強 (基礎工1999.04にも日比谷線六本木駅の施工事例あり)

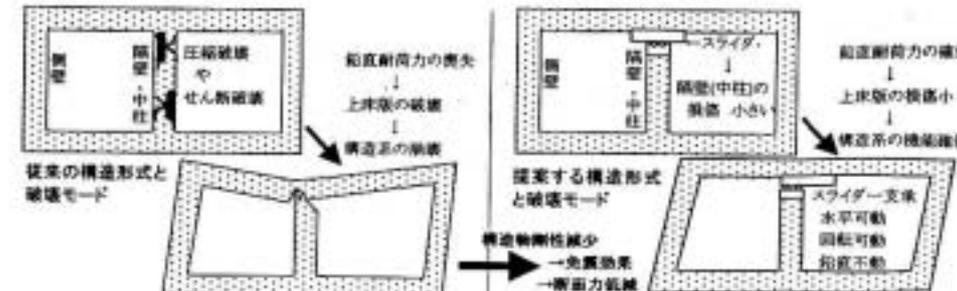
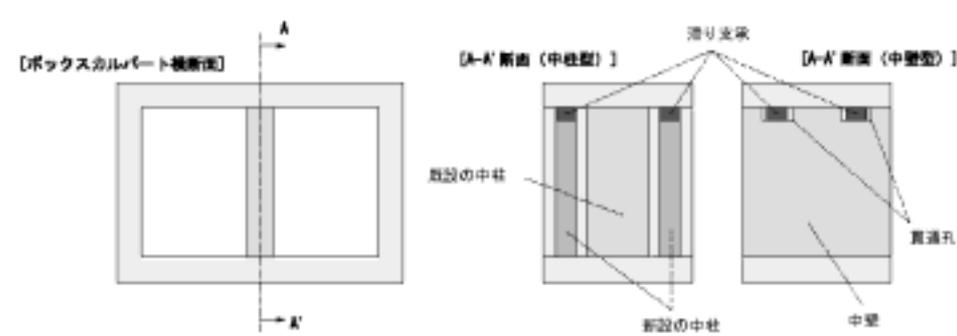
(その他) 関連する参考文献, 資料等

耐震補強に使用した鋼管添え柱の力学特性 (森崎, 古田, 安部, トンネル工学研究論文・報告集第10巻, 2000年11月)

鋼管柱による開削トンネルRC柱の耐震補強工事について (渡辺, 藤本, 嶋田, 本間, 土木学会第53回
年次学術講演会, 平成10年10月)

添え柱工法による地下鉄トンネル中柱補強 (基礎工1999.04)

付表1.3 詳細分析(その3)

文献番号-10	耐震性向上構造形式を取り入れたボックスカルバートの載荷実験		
執筆者	遠藤達巳, 板上明, 竹内幹雄, 岩橋政広		
出典	第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 805-808, 1997年7月		
対象構造物	ボックスカルバート(地中ラーメン)	対象部位	中央鉛直部材
(概要)	<p>図1のような1層多径間ボックスカルバートにおいて、中柱(あるいは中壁)の上端と上床版との間に、スライダを設置する。これによって、大変形を強いられる事態に陥っても、床版の崩落を防ぐことができる。</p> 		
図1 スライダの概念図 (左は従来構造)			
(耐震補強工法)	基本原理等		
<p>地盤に大変形が発生すると、地中構造物に対して周辺地盤の変形に追従させる方向の側方土圧が作用する。よって、地中構造物は地盤変形に相応する変形を強いられる。このとき、中柱が変形能力に乏しいせん断破壊先行型であると、それが破壊して鉛直荷重の支持能力を喪失する恐れがある。そこで、水平荷重に対する抵抗が小さいデバイス(スライダ)を中柱上端に設置することで、鉛直荷重の支持能力を確保する。デバイスの材料は積層ゴム、テフロンなどのすべり支承、ローラー支承など、水平荷重に対する抵抗が小さいという条件を満たすものであればよい。デバイス付き中柱は水平荷重をほとんど支持しないので、断面積は比較的小さくてよい。適用部材は、ボックスカルバート中央鉛直部材で、中柱の場合と中壁の場合が想定されている。</p> <p>①中柱の場合(中央鉛直部材が奥行方向に断続的に存在する場合) 中柱同士の間隔に上記デバイスを設けた鉛直部材を新設する(図2の左図参照)。既設中柱がせん断破壊しても、新設部材が上床版崩落を止める。こちらの型は実験結果が発表されている。</p> <p>②中壁の場合(中央鉛直部材が奥行方向に連続的に存在する場合) 中壁上部に一定間隔で貫通孔を開け、そこに上記デバイスを設置する(図2の右図参照)。貫通孔同士の間隔部分が破壊すると同時にデバイスによるフェールセーフ機構が働くとしている。ただし、こちらの型は実験結果が発表されていないと思われる。</p>			
			
図2 適用部材			

付表 1.3 詳細分析(その3)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

中柱のみの場合 (CASE2) と, その前後に積層ゴムスライダー付き鋼管を設置した場合 (CASE3) の靱性の違いが実験的に示されている。スライダーがない場合, 3.22 δy で水平荷重低下・上床版の陥没開始が認められるのに対し, スライダーを設けた場合では8 δy 以上まで水平荷重が保持されている。

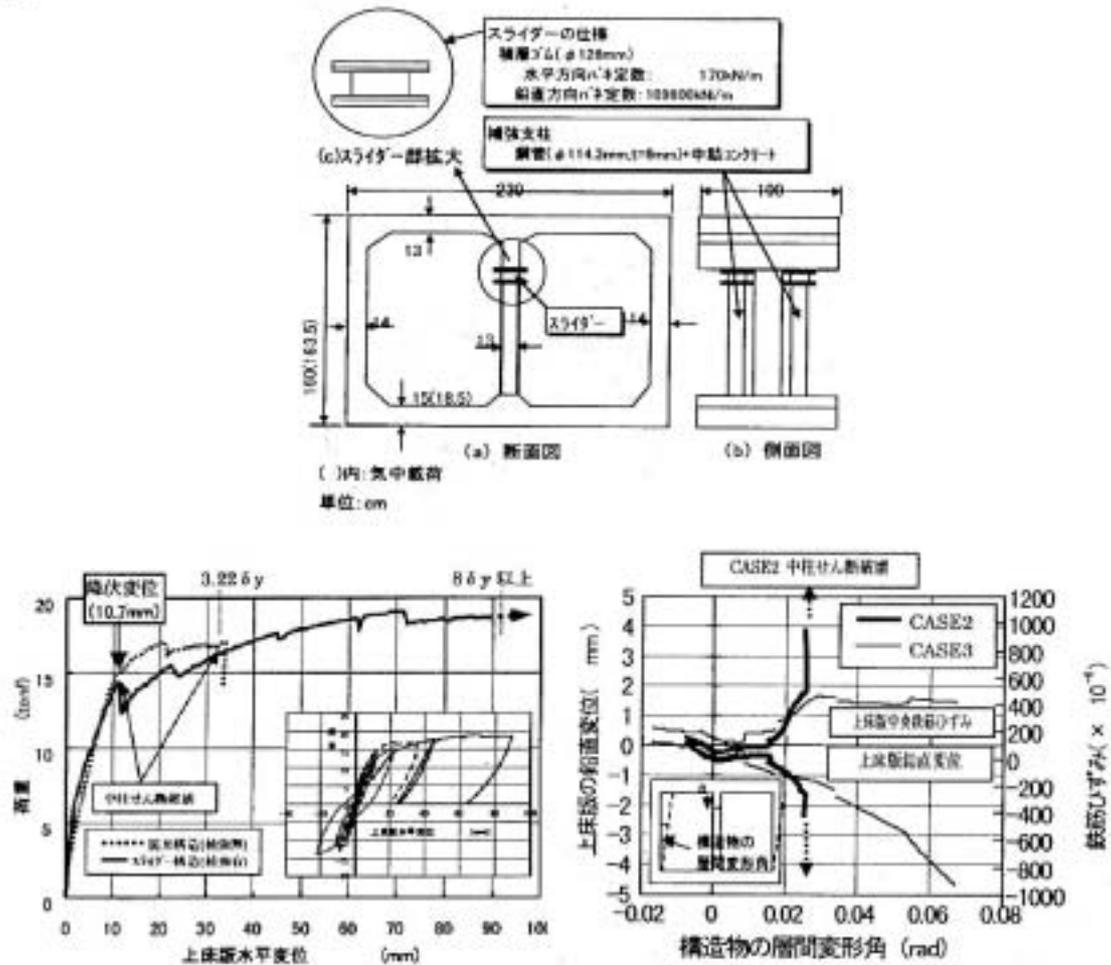


図3 実験による補強効果確認
(上) 試験体 (CASE3)
(左下) 荷重-変位関係
(右下) 上床版の鉛直変位と鉄筋ひずみ

(参考文献)

- [1] 表-2.1のうちNo. 9
- [2] 表-2.1のうちNo. 21
- [3] 遠藤達巳, 竹内幹雄: トンネル構造, 特許第3345292号 (日本), 2002.

付表1.4 詳細分析(その4)

文献番号11	免震材を用いた既設開削トンネルの耐震対策工の開発		
執筆者	室野 剛隆		
出典	第174回鉄道総研月例発表会講演要旨		
対象構造物	開削トンネル	対象部位	トンネル側面部
<p>(概要)</p> <p>トンネル側面の周辺地盤に、ポリビニルアルコール系ポリマー財(以下、ポリマー)を壁状に設置して、地震力を低減させる耐震対策法を開発している。耐力を上昇させるのではなく、ポリマー材という非常に柔らかい材料を用いて、地盤の変形が構造物に伝達するのを遮断することを狙っている。このようなアイデアはこれまでも提案されているが、本研究ではポリマー材を用いることにより、その実用性を高めている点に特徴がある。</p> <p>数値解析の結果、この免震工法を採用することで、各部位の断面力が低減し、特に、側壁の発生せん断力が約30%低下したことが述べられている。さらに、施工方法についても検討されている。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>2次元FEM動的解析</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>図4 パラスタに用いた構造条件・地盤条件</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>トンネル側面に、ポリマー材という非常に柔らかい材料を用いて、地盤の変形が構造物に伝達するのを遮断する。</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>図3 ポリマー施工状況例のイメージ図</p>			

付表 1.4 詳細分析 (その4)

(参考図表)
実験例, 実施適用例

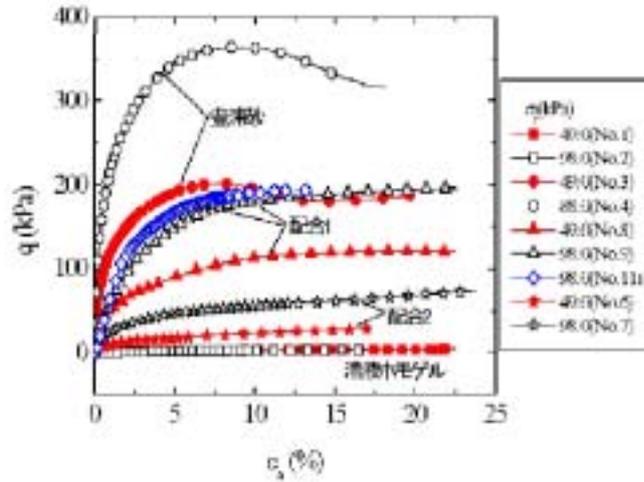


図1 二軸圧縮試験結果 (軸差応力~軸ひびきみ)



図2 試験後の供試体写真

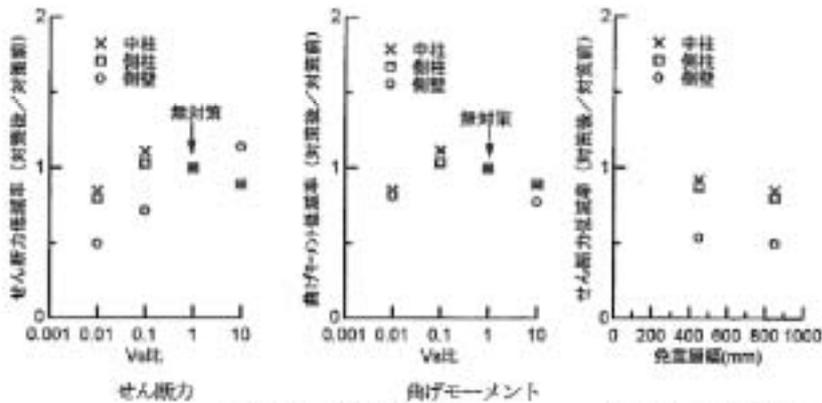


図5 免震材の剛性比および厚さによる断面力の低減効果

(その他) 関連する参考文献, 資料等

ポリマー材を用いた開削トンネルの免震工法の開発と適用事例 (室野剛陸, 桐生郷史, 館山勝, 小林正介, 第40回地盤工学研究発表会, 2005年7月)

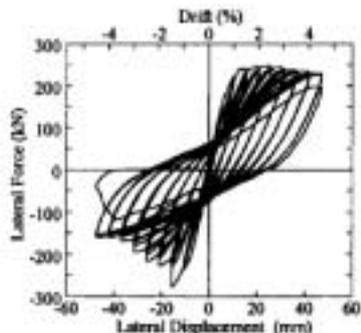
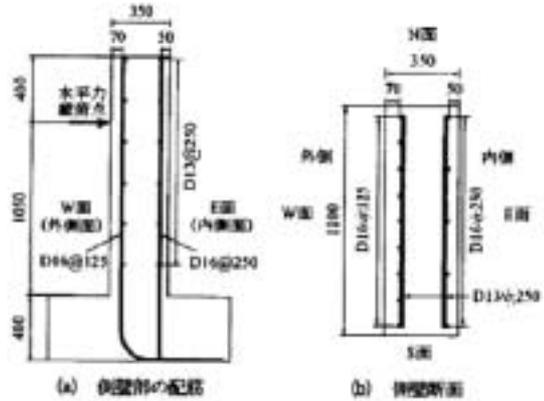
付表 1.5 詳細分析 (その5)

文献番号-13	①共同溝の耐震性及びアンカーバーを用いた耐震補強法に関する検討 ②炭素繊維シートを用いた共同溝の耐震補強効果に関する検討		
執筆者	①中村剛, 川島一彦, 渡邊学歩, 江崎順一, 鈴木猛康 ②中村剛, 川島一彦, 渡邊学歩, 山下幹夫, 江崎順一, 鈴木猛康, 古賀政二郎		
出典	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		
対象構造物	地中鉄筋コンクリート製ボックスカルバート	対象部位	側壁
<p>(概要)</p> <p>土被り6mの1層2室ボックス式共同溝を想定し、地震時に地盤がせん断変形した場合に曲げモーメントが大きくなる側壁隅角部を取り出し、繰り返し載荷実験を行った。これにより、貫通アンカー及び拡張式アンカーとCFRPシートによる耐震補強効果を検討している。</p> <p>特徴は、共同溝が道路の掘り返し防止という趣旨で建設されていることを考慮し、側壁内側からの施工を念頭にしているところにある。</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>地震時に地盤がせん断変形した場合に曲げモーメントが大きくなる側壁隅角部を取り出し、側壁の約1/2区間と下スラブから構成される範囲を実大スケールでモデル化し、繰り返し載荷を変位制御で行っている。</p> <p>載荷する供試体は6体で、補強の無いもの、貫通アンカーと拡張式アンカー1体ずつ、CFRPシートを用いたものでシート枚数を変えたもの2体、CFRPシートと拡張式アンカーを併用したもの1体である。</p> <p>拡張式アンカーとCFRPシートは、実際の補強方法を想定し、側壁片側のみの使用となっている。実験の結果は以下のとおり。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・貫通アンカーを用いて耐震補強した場合、せん断破壊を防止し、曲げ破壊型とすることができる。 ・拡張式アンカーを用いて耐震補強した場合、アンカー先端に沿ってせん断破壊が生じる。せん断ひび割れ抑制効果はあるが、貫通アンカーと比較するとせん断補強効果が低い。 ・無補強、拡張式アンカー、貫通アンカーで耐力増加はないが、変形性能の向上は補強することで見込める。ただし、拡張式アンカーは貫通アンカーに較べ変形性能の増加が少ない。 ・CFRPシートを用いることで、側壁外側への載荷耐力が増加するとともに、側壁内側からのひび割れ発生を防ぐことができる。 ・変形性能は、耐震補強しない場合よりも増加する。CFRPシート枚数の違いは少ない。 			

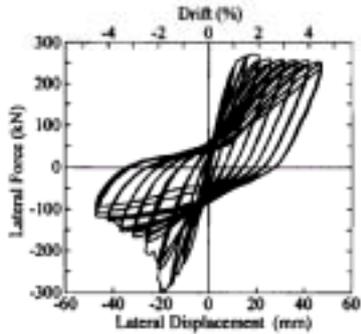
付表1.5 詳細分析(その5)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

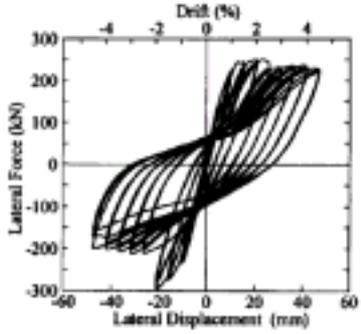
実験ケース	補強方法
Case 1	なし
Case 2	貫通アンカー (D12×12本)
Case 3	拡張式アンカー (D12×12本)
Case 4	CFRPシート (300g/m ² ×4層)
Case 5	CFRPシート (300g/m ² ×8層)
Case 6	CFRPシート (300g/m ² ×4層) +拡張式アンカー (D12×12本)



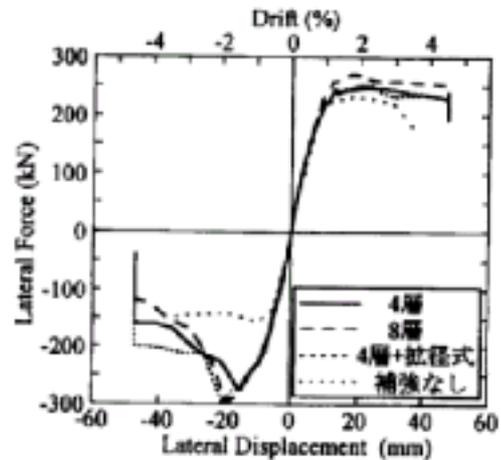
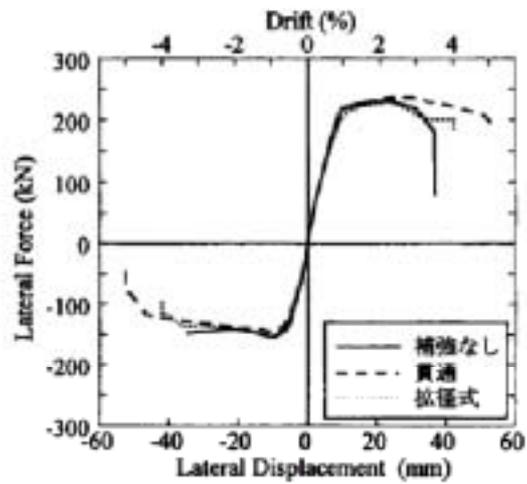
(a) CFRPシート4層で耐震補強した場合



(b) CFRPシート8層で耐震補強した場合



(c) CFRPシート4層+拡張式アンカーで耐震補強した場合



(その他) 関連する参考文献, 資料等
拡張式アンカー一体に対し, 特許取得手続き中 (日本ドライブイット),
実構造物への適用事例なし.

付表1.6 詳細分析(その6)

文献番号-48	膨張性高流動コンクリートを用いた配水池の耐震補強工事		
執筆者	篠原直己, 荒木誠 (広島市水道局), 中本道良, 安田敏夫, 青木茂 ((株) 大林組)		
出典	第4回耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム		
対象構造物	上水道・配水池	対象部位	躯体全体
<p>(概要)</p> <p>上水道需要者の給水口に直結する施設である(既設)配水池〔昭和47年完成〕を対象に, 耐震性の検討と安全性の照査を行い, 耐震化補強策として, 池内部に耐震壁を増設している。</p> <p>耐震壁は, 高さ4.0m, 幅4.0m, 厚さ40cmであり, 整流用の開口部(55cm×55cm)を3ヶ所設ける。</p> <p>埋設工事では, 高流動コンクリートと, 膨張材を添架したコンクリートを用い, 既設部材との一体化を図っている。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>特に記述なし</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <ul style="list-style-type: none"> ・フラットスラブ構造の柱間, または柱と壁間に耐震壁を設置する。 ・耐震壁は配水池内の水の流れを円滑にするため, 整流用の開口を設ける。 ・コンクリートは, 覆土を除去し, 上床版に打設孔を設け, フレキシブルホースにて打設する。 ・上床版と一体化するため, 上部に膨張性コンクリート使用 ・開口部の下側のコンクリート充てん, バイブレータ作業スペース及び工期を考慮し, 高流動コンクリートを使用 			

付表 1.6 詳細分析(その6)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

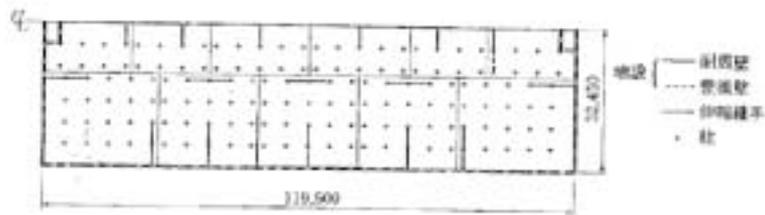


図-1 已架配水用耐震化補修工事(1次)・平面図

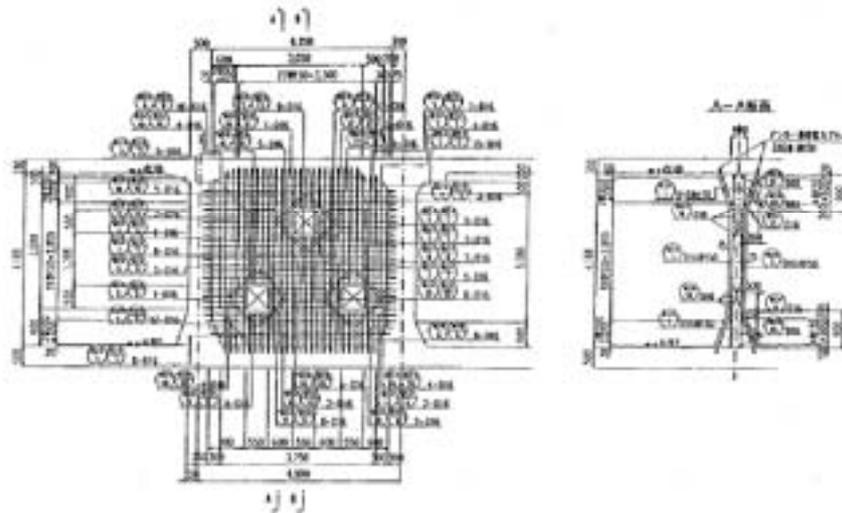


図-2 耐震壁配筋図(型流用の開口部あり)

表-1 耐震壁施工法比較

	工法1	工法2	工法3
	普通コン+高流動コン	高流動コン	膨張性高流動コン
概要			
	<p>上ハンダの下部まで普通コンクリートで打設を行ない、打継ぎ処理を行ない、別途上ハンダ部を高流動コンクリートにて打設する。</p>	<p>高流動コンクリートを用いて一括打設する。上床版と一体化のため、別途、モルタル垂てん、または、ダクトの仕入等が必要。</p>	<p>高流動コンクリートを用いて一括打設する。上ハンダ部のコンクリートには、膨張剤を添加し、上床版と一体化させる。</p>
施工性	<p>普通コンクリート部には、パイプレークが必要。同部下部に施工欠陥が生じないような配筋が必要。</p>		
品質	△	○	○
工期	<p>打設が2回となる。</p>	<p>打設が1回であるが、別途、上床版との一体化工事が必要である。</p>	△
コスト	○	△	○
総合評価	△	△	○

(その他) 関連する参考文献, 資料等

震災を受けた地下RC柱の膨張性高流動コンクリートによる補修, コンクリート工学年次論文報告集Vol.18 No.2, P・P・17 [若松岳, 竹中康訓, 田中広司, 横溝文行]

付表1.7 詳細分析(その7)

文献番号-50	既設浄水池の耐震化事例		
執筆者	荒木誠, 山根正雄 (広島市水道局)		
出典	第50回全国水道研究発表会		
対象構造物	上水道・浄水池	対象部位	躯体全体
<p>(概要)</p> <p>浄水場で処理を終えた水道水を貯留する施設である浄水池を対象に耐震診断を実施し、耐震補強策として、池内部に耐震壁を設置している。</p> <p>レベル2地震動の検討では、周辺活断層による地震を想定し、動的解析を行っている。</p> <p>耐震壁は、上床版に開口を設け、コンクリートを打設している。</p> <p>なお上ハンチ部は、既設上床版と一体化させるため高流動コンクリートを使用している。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <ul style="list-style-type: none"> 水道施設全体を1次診断(総合評点法)し、耐震性が低いと評価された施設の内、重要度Aの構造物を耐震診断の対象としている。 コンクリートの劣化調査(圧縮強度, 中性化, 深さ等)実施している。 地震動レベル1, 2をもとに、1次構造解析(?) 地震動レベル2をもとに2次構造解析(動的解析)を実施 地震動レベル2は、広島市の設定している地震動で最も浄水池に与える影響が大きい己斐断層(断層長さ 10km, M6.5)の地震動を使用 			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <ul style="list-style-type: none"> 耐震壁(鉄筋コンクリート, 鋼材), コンクリート増し打ち, 鋼板巻き立て, PC鋼材巻き立て炭素繊維巻き立てについて比較 経済性, 施工性, 補強効果等で、耐震壁を採用 上ハンチ部に高流動コンクリートを用い、既設上床版との一体化を図る 耐震壁の上下に剛性の高くなる応力に対処するため、周囲4辺にハンチをつける 上床版に0.5m角程度のコンクリート投入口を設け、普通コンクリートと高流動コンクリートを打設 水需要の少ない時期に実施 			

付表1.7 詳細分析(その7)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

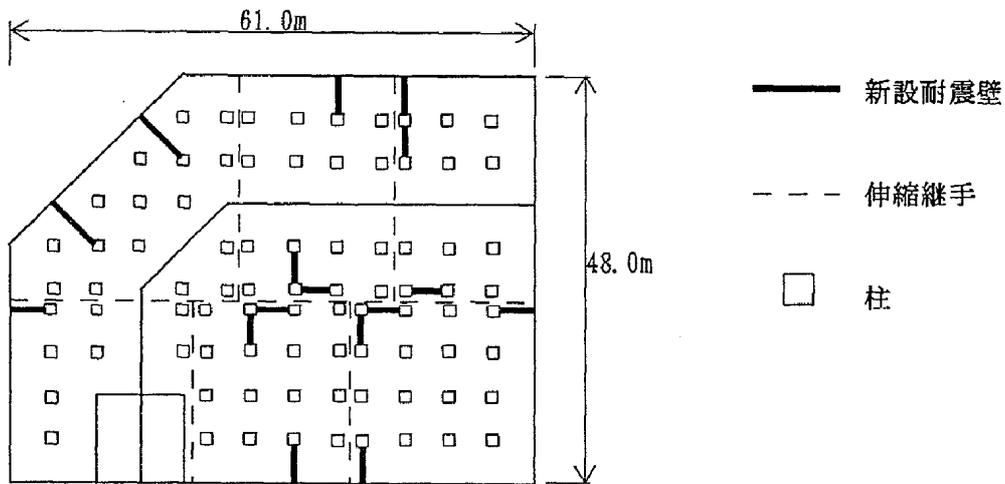


図-1 牛田浄水場浄水池平面図

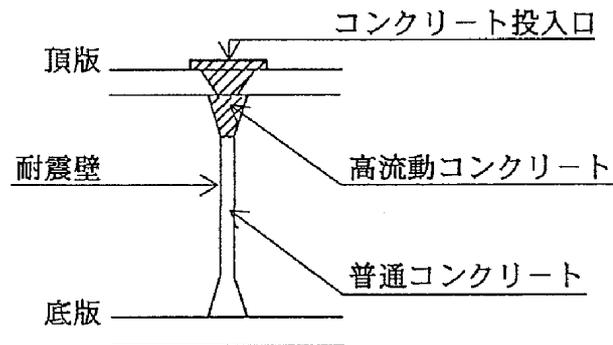


図-2 耐震壁断面図

コンクリート

コンクリートの種類 (膨張材入り)	設計基準強度 (N/mm^2)	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (スランブフロー) (cm)	水セメント比 (%以下)	セメントの種類	混和剤
普通コンクリート	21	20	8	55	高炉セメントB種	—
高流動コンクリート	21	20	(60)	55	高炉セメントB種	高性能AE減水剤

鉄筋

D16 SD295A (JIS G 3112の規格品)

(その他) 関連する参考文献, 資料等

付表 1.8 詳細分析 (その8)

文献番号-55	沈砂池を併設した下水処理場管理本館の耐震補強工事の事例報告		
執筆者	岩部 泉, 青木孝行, 角井 充 (横須賀市上下水道局)		
出典	第41回 下水道研究発表会講演集		
対象構造物	下水処理場 管理本館	対象部位	杭基礎
<p>(概要)</p> <p>横須賀市では、市所有のポンプ場及び処理場施設について、昭和56年の建築基準法改正による新耐震設計法適用以前に設計・施工されたものを対象に平成10年度から4ヶ年かけて耐震診断を行った。その結果、対象施設であるポンプ場8施設と処理場内13施設の21施設のうち、処理場内1施設を除く合計20施設について、「大規模地震により倒壊する危険がある」と診断された。そこで、職員が常駐する管理本館など有人施設を最優先施設と位置付け、平成14年度から下町浄化センター管理本館基礎の耐震補強を実施している。</p> <p>施設概要：管理本館は地上3階、地下1階建、杭基礎PC、RC杭Φ300～400、昭和45年竣工。</p>			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>耐震診断及び補強設計の計算フロー：</p> <p>①液状化判定 ②設計水平力及び鉛直力の算出 ③レベル2地震動に対する既存杭の耐震安全性の確認 ④杭補強による既存杭の耐震安全性の確認 ⑤補強杭設計 ⑥底盤の設計。</p> <p>計算モデル：</p> <p>①水平力及び液状化による地盤反力の低減を行う ②水平力及び液状化による地盤反力の低減を行わない の2ケース。</p> <p>診断結果：</p> <p>①液状化する ②既存杭は液状化の有無に関わらず、地震時水平力に対して全てが耐力不足。</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>耐震補強目標：建築部分は大地震動（設計基準震度1.0）に対する保有水平耐力を、土木部分はレベル2地震動に対して比較的早期の復旧を可能とする耐震性能を確保する。</p> <p>補強工法の選定：地盤改良工法と基礎杭工法を比較。前者は施工性及び輻輳する地下埋設物への影響があるため、後者とした。</p> <p>補強構造：①既存杭への水平力の分担を低減するため、補強杭として剛性の高い場所打ちRC杭とした。 ②底盤を耐圧盤として鉄筋コンクリートで増し打ちする。</p> <p>施工条件の選定：建物外周部施工と内部施工を比較。前者は地下埋設物が輻輳している。後者は自家発電機室、排風室の施工スペースが確保でき、空頭部最低3.2m確保できる。また、内部施工の方は経済性で有利である。よって、後者を選定し、BH（ロータリーボーリング）工法を採用した。</p> <p>補強仕様：①補強杭Φ1000mm、66本 ②耐圧盤増し厚 t = 1.0～1.1m。</p>			

付表 1.8 詳細分析 (その 8)

(参考図表) 実験例, 実施適用例



図 - 1 地質概要

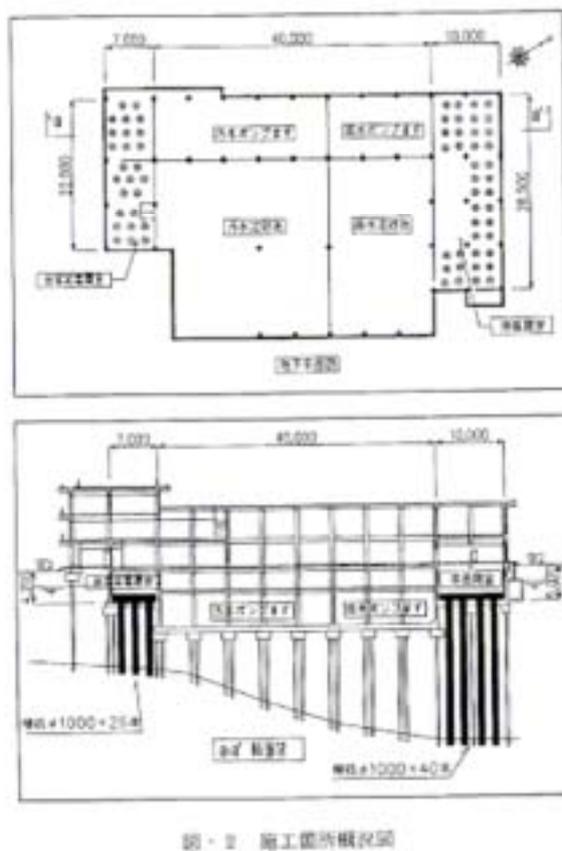


図 - 2 施工箇所概況図

(その他) 関連する参考文献, 資料等

付表 1.9 詳細分析（その9）

文献番号-56	流域下水道施設の耐震診断事例報告		
執筆者	長屋宏明（愛知県土木部下水道課），竹内茂光（日本上下水道設計（株））		
出典	第34回 下水道研究発表会講演集		
対象構造物	管路施設，処理場施設，中継ポンプ場	対象部位	
<p>（概要）</p> <p>愛知県では，矢作川などの8流域下水道が事業化され，うち6流域下水道が既に供用開始し，生活・公共用水の水質保全に寄与している．下水道は重要なライフラインであることから，愛知県は，上記の6流域下水道について，平成7年度に主要な施設（管路施設，処理場施設，中継ポンプ場など）の耐震診断を行った．その結果，施設の耐震性能のランク付けを行うことができ，今後，計画的に地震対策を講じていく際の貴重な資料を得ることができたとしている．本報告はその概要をまとめたものである．</p>			
<p>（耐震診断手法） 耐震解析法等</p> <p>想定地震：愛知県では従来，東海沖地震を想定して耐震設計を行ってきたが，本調査では，表-1に示すように県内の活断層を震源域と仮定する直下型の大地震を対象とした．</p> <p>設計震度：①中小地震：耐用期間中（50～100年）数回程度遭遇する地震 ②耐用期間中に1回もしくはそれ以下で遭遇する地震．</p> <p>目標とする被害程度：①中小地震に対して機能維持に支障を生じないこと（使用限界状態） ②大地震に対して崩壊や重大な機能障害を生じないこと（終局限界状態一部使用限界）．</p> <p>設計震度：距離関係式から地表最大加速度を推定，最大加速度と震度関係式から設計震度を設定した．表-2参照．</p> <p>調査対象施設：①管路施設，②処理場施設，③中継ポンプ場．</p> <p>診断結果：①管路施設：液状化判定を行い，全延長140kmのうち約37kmの注意箇所を抽出，今後優先調査する箇所を特定した．②処理施設：a) 池状構造物：「地震対策に関する調査報告書」，昭和56年3月，厚生省環境衛生局水道環境部による簡易判定に基づいて判定，震度7の地震では伸縮継手部において被害を生ずる可能性が判明した．b) 土木・建築構造物：「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」，1990改訂版，建設省住宅局建築指導課に準じて診断を行い，全て耐震性を有することが判明した．</p>			
<p>（耐震補強工法）</p>			

付表 1.9 詳細分析 (その9)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

表-1 設定地震力の比較

	東海沖地震	今回調査
地震の種類	海洋型	直下型
震源域	駿河湾	県内の活断層 〔中央構造線〕 〔猿投-城川等〕
地震規模	M = 8	M=6.7~7.7
気象庁震度階	V 程度	VII 程度

表-2 設計水平震度

標準設計震度 (水平)	中小地震の場合 (気象庁震度階 V~VI 程度)	大地震の場合 ※ (震度階 VII 程度)
有効最大加速度	80~250 gal	400~500 gal
地上部	$K_o = 0.20$	$K_o = 0.30$
地下部	$K_H = 0.20$	$K_H = 0.30$
液状化判定用	$K_{so} = 0.15$	$K_{so} = 0.25$
設計法	許容応力度法	終局強度法 一部使用限界(ひびわれ)設計

※ 上記、標準設計水平震度のうち、大地震の場合は、今回の流域下水道耐震診断のための照査目標震度である。

(その他) 関連する参考文献, 資料等

付表 1.10 詳細分析 (その10)

文献番号-57	東灘下水処理施設杭基礎の被害と補強		
執筆者	小西 誠 (日本下水道事業団)		
出典	基礎工 1996.10		
対象構造物	東灘下水処理施設	対象部位	杭基礎
<p>(概要)</p> <p>兵庫県南部地震において、神戸市東部の埋立地に立地する東灘処理場では、多くの主要構造物の基礎杭が破壊的な損傷を受け、構造物の再建を必要とする大きな被害を被った。本報告では、「下水道地震対策技術調査検討委員会」で検討を行った東灘処理場の、基礎杭破損原因の解明と破壊メカニズムの解析を紹介し、再建する施設の基礎杭の設計の考え方についても併せて紹介されている。主な検討項目は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・被害要因の分析 ・動的解析による液状化層の特定と杭の破壊メカニズムの推定 ・液状化による側方流動現象の解析 ・大きな強度を持つ地震動 (L2地震動) に対する照査 ・新設の水処理施設における基礎杭の設計および大規模地震動の照査 			
<p>(耐震診断手法) 耐震解析法等</p> <p>被害状況： ①水処理施設、汚泥脱水・濃縮施設の基礎杭破損 ②水処理施設および汚泥濃縮施設、躯体構造大破 ③電気設備の水没による損傷 ④放流渠損傷 ⑤外構大破 ⑥連絡橋損傷</p> <p>被害要因： 用地の大部分が液状化→処理場のほぼ全域に渡って地盤が側方流動→基礎杭は側方流動に追従できず破損→上部構造が大破</p> <p>杭の破壊メカニズム： ①動的FEM解析により液状化層を特定 ②梁バネモデル計算により杭頭慣性力作用時と消失後の側方流動が杭破壊を生じさせた。</p> <p>側方流動解析方法： ①護岸および地盤のみモデル化 ②静的2次元弾性解析 ③弾性係数を1/20～1/40に低減 ④護岸慣性力(震度0.2)を考慮。</p> <p>杭設計方法の提案： 側方流動対策工がない場合、杭の設計に側方流動圧を考慮する。①側方流動による杭の照査は梁バネモデルとする ②側方流動の生じる地盤の反力は0とする ③杭頭は固定とする ④検討する外力は側方流動圧のみとし、その大きさは全土被りの0.05倍とする。</p>			
<p>(耐震補強工法) 基本原理等</p> <p>再建新設杭の設計及び大規模地震動の照査</p> <p>液状化対策：①杭頭位置を約8m深くした ②液状化層を切削除去。</p> <p>レベル2照査：①水平震度を0.6とした ②地盤反力を2倍に増加させた ③杭の保有曲げ耐力を照査。</p>			

付表 1.10 詳細分析 (その 10)

(参考図表) 実験例, 実施適用例

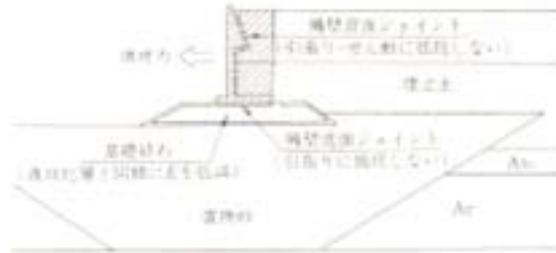


図-5 横外力を考慮した解析モデル

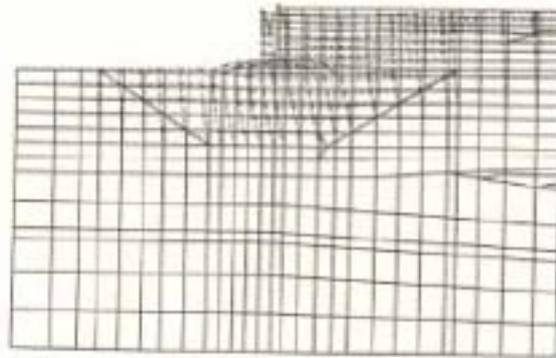


図-6 メッシュ変位図

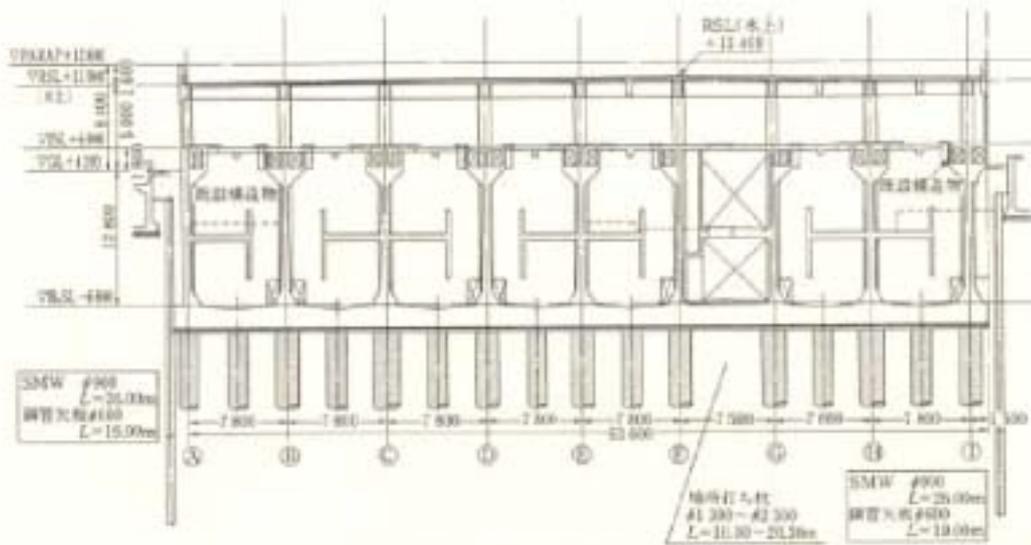


図-7 本基礎建設断面図

(その他) 関連する参考文献, 資料等

7. パイプラインWG

7.1 はじめに

7.1.1 基本方針

パイプラインWGでは、上下水道の事業者へのヒアリングを踏まえて、兵庫県南部地震以降の被害状況と耐震対策を分析し、今後想定される巨大地震に対するパイプラインのシステム面での安全性の確保を重点として対策を提案したものである。

本WGでは、多くのライフライン施設の中で上下水道施設を取り上げたが、これは、生活に密着した水の循環において上下水道は密接な関係であること（図7-1-1参照）、両者とも建設・維持管理を地方自治体が主体的に行なっているとの共通点を持っていることが挙げられる。その他に上下水道施設は、①地域の歴史・経済及び地形・地質等の違いにより、その耐震化レベルや災害対応力に地域間格差がある、②施設設備が浄水場・終末処理場などの拠点施設及び幹線から末端の給・配水管路まで重要度の異なる多くの要素から構成されている、③さらには、使用されている管種、口径の範囲が広い等の特徴があり、ハード・ソフト両面で多くの問題点を有しているからである。

従って、ライフラインの地震対策は、本部会で扱っている他の土木構造物と異なり、ハード、ソフトの両面から考える必要がある。例えば、①上水道における浄水場、下水道における終末処理場、それぞれの主要幹線管路などは、その被害が施設全体に大きな影響を与えるものであるため、想定される地震動に対して十分な耐震性を確保しておくべき施設であるが、②他方、水道における配水支管・給水管などは管路延長が長く、かつ多種多様な地形・地質の地域を通過しているものであるため、これら全てを拠点施設と同じ耐震化レベルに持っていくことは、必ずしも得策とは言えず、ハード面の対応に関してはマッピング管理システムの活用した耐震管路への効率的な布設替えを推奨するなど、従来から進められている施設の耐震性の向上を図りつつ、管路網のネットワーク化によるバックアップ体制の強化や被災後の早期復旧体制の確保などハード・ソフト両面から考えておく必要がある。

本報告は、1995年兵庫県南部地震における被害やそこでの経験から得られた教訓があり、その後の上下水道分野の耐震性向上にどのように寄与しているかを、2004年新潟県中越地震における被害調査のヒアリングや2004年インドネシア地震津波被害の調査等から検証するとともに、今後に予想される巨大地震を念頭においた幾つかの提言を整理することを目的としている。

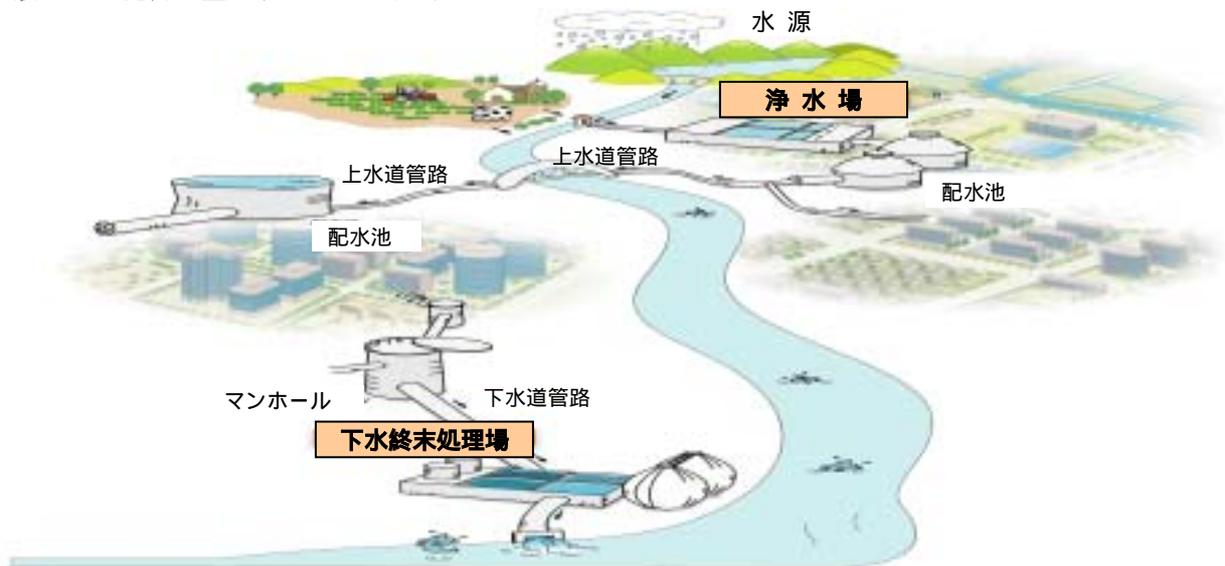


図7.1.1 水の循環概略図

7.1.2 上下水道のしくみ

a. 上水道

() 上水道の種類

図 7.1.1, 表 7.1.1 に上水道の種類とその条件を示す. 上水道の種類は大きく分けて, 一般の需要に応じて事業を行う「水道事業」と特定の事業者専用の「専用水道」と「簡易専用水道」がある. その他に末端給水を行わない水道用水供給事業がある. ヒアリングを実施した神戸市, 長岡市, 小千谷市, 横浜市, 横須賀市は, 「上水道事業」であり, 川口町は「簡易水道事業」である. また, 横須賀市は, 「水道用水供給事業」の 神奈川県内広域水道企業団から水道用水を受水している.

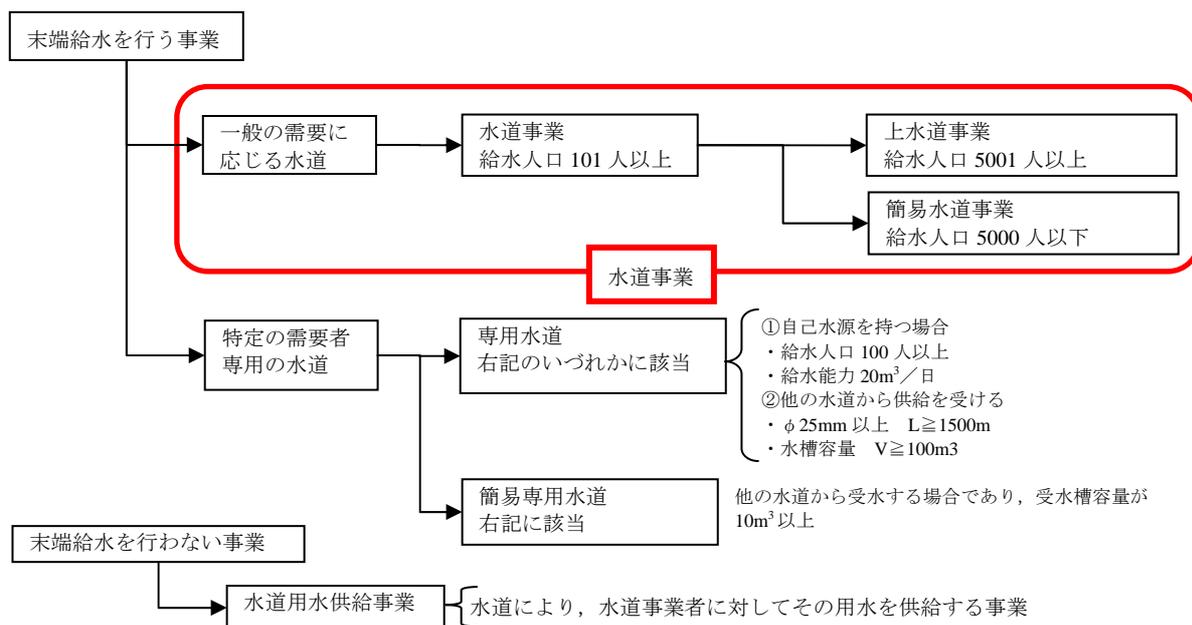


図 7.1.2 上水道の種類 (文献 1) に加筆)

表 7.1.1 上水道の種類と条件 (文献 1) に加筆)

名称	根拠法	規模の条件	説明	注意点
水道事業	水道法 3条2項	給水人口 101 人以上	一般の需要に応じて水道により水を供給する事業.	水道の基本形態. 独立採算が原則.
簡易水道事業	水道法 3条3項	給水人口 101-5,000 人	水道のうち小規模なもの.	国庫補助の対象範囲を規定するための定義.
専用水道	水道法 3条6項	供給人口 101 人以上 供給能力 20m³ 以上	共同世帯や公用施設の自家用の水道や類似施設で, 飲用でないものを含む.	他の水道から水を受けるものは原則除く. (貯水槽水道に相当)
簡易専用水道	水道法 3条7項	貯水槽水道のうち受水槽 10m³ 以上 (20-30 人程度).	貯水槽水道のうち規模の大きいもの. 自己管理責任が生ずる.	貯水槽水道の規定が追加され, この適用も受ける.
貯水槽水道	水道法 14条2項5号	規模の規定なし. ただし一般に小規模.	共同世帯などで, 水道や専用水道から受水を受けるもの.	自家用のものは原則除く. (専用水道に相当) 供給者との間に責任分担の規定が必要.
水道用水供給事業	水道法 3条4項	制限なし. 給水人口を持たないので別途規定される.	水道により, 水道事業者に対してその用水を供給する事業.	水道事業, 専用水道からの分水是水道事業となる. 認可書式が変わる.
広域水道	水道法 5条2項	規模の規定なし.	複数の自治体にまたがって供給される水道を指す.	「広域的水道整備計画」を策定し, これに基づいて設置される.

b. 下水道

() 下水道の種類

下水道の種類は、下水道法により下水道として整備を図るものとしては公共下水道、流域下水道、都市下水路の3種類の下水道がある。その他の汚水処理施設には、農業集落排水事業、漁業集落排水事業等による施設や合併処理浄化槽等がある。

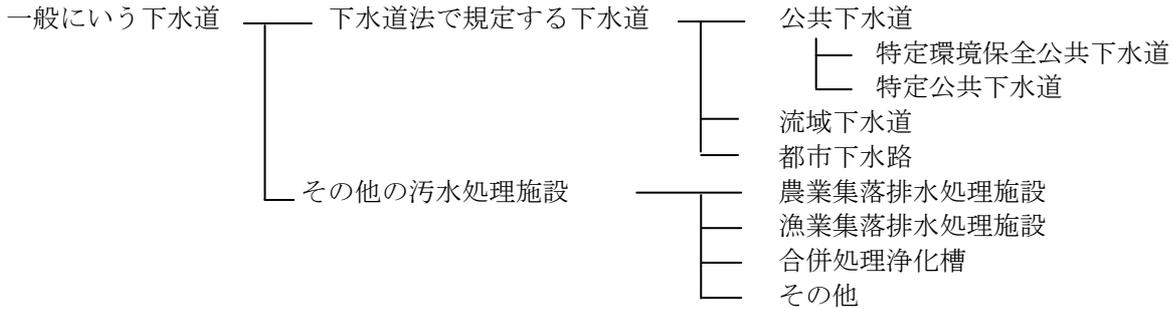


図 7.1.3 下水道の種類

表 7.1.2 下水道の種類と条件

名称	根拠法	説明	注意点
公共下水道	下水道法 2条3号	主として市街地における下水を排除し、又は処理するために、地方公共団体が管理する下水道。	狭義の「公共下水道」
特定環境保全 公共下水道	下水道法 2条3号	公共下水道のうち市街化区域以外の区域において設置される下水道。自然保護下水道、農山漁村下水道、簡易な公共下水道の3つに大別される。	国庫補助の対象となる要件は計画排水人口が概ね1,000人以上10,000人以下。
特定公共下水道	下水道法 2条3号	公共下水道のうち特定の事業者の事業活動に主として利用される下水道。事業者の事業活動に起因し、又は付随する計画汚水量が概ね2/3以上を占めるもの。	平成15年度以降は新規箇所採択は行なわれない。
流域下水道	下水道法 2条4号	専ら地方公共団体が管理する下水道により排除される下水を受けて、これを排除し、及び処理するために、地方公共団体が管理する下水道で、二以上の市町村の区域における下水を排除するものであり、かつ、終末処理場を有するもの。	本事業は原則として都道府県が行うが、市町村も都道府県との協議により行うことができる。
都市下水路	下水道法 2条5号	主として市街地における浸水を防除するために地方公共団体が管理している下水道。	流域面積2k㎡以上は河川、2k㎡未満は下水道として管理することが原則。

c. 公営企業会計と官公庁会計について

上水道事業は、公営企業であるため、若干の国庫補助を受けているが、基本的に水道料金収入で事業経営を行っており、会計方式は公営企業会計を採用している。一般に公営企業会計は、民間の株式会社の会計方式に似ており、経営状況が明確になるという長所がある。一方、下水道事業は、下水道の料金収入もあるものの、国庫補助金や市町村の一般会計からの補填があり、官公庁会計を採用している。ただし、上水道においても給水人口 5000 人以下の簡易水道事業では、下水道と同様の会計方式を採用することが多い。

表 7.1.3 に、公営企業会計と官公庁会計の比較を示す。上水道事業で採用している公営企業会計は、給水収益による独立採算が原則であり、「減価償却費」を計上する。減価償却費とは、施設の建設費用（取得資産）を耐用年数を用いて算定した費用を毎年、支出として計上し、現金預金として内部留保されるものである。これにより、耐用年数経過後に、施設の更新事業を行う際、内部留保資金を財源として運用できる。一方、下水道の官公庁会計では、料金収入以外に一般会計からの補填や多額の国庫補助を受けられ、単年度の収支を基本としており、減価償却という概念は無い。そのため、耐用年数経過後の施設更新事業においては、これらの資金を充当できるため、自己資金の割合が少額となる。

上水道事業では、建設改良投資の財源として、厚生労働省の耐震化対策の国庫補助事業もあるが、対象事業が限定され、補助率も低く、自己資金+起債（≒負債）の割合が大きいのが現状である。よって、耐用年数期間内の施設の改良・改修は、自己資金による対応が困難な場合、水道料金の値上げが必要となる（独立採算制）。これが、上水道施設の耐震化が促進しない一要因になっていると考えられる。

表 7.1.3 公営企業会計と官公庁会計の比較

項目	公営企業会計（上水道）	官公庁会計（下水道）						
主な収入	水道料金 etc.	下水道料金 一般会計補填, etc						
建設改良投資の財源	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>自己資金</td> <td>起債</td> <td>国庫補助金</td> </tr> </table>	自己資金	起債	国庫補助金	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>自己資金</td> <td>起債</td> <td>国庫補助金</td> </tr> </table>	自己資金	起債	国庫補助金
自己資金	起債	国庫補助金						
自己資金	起債	国庫補助金						
建設改良投資のイメージ	<p>減価償却費を計上するため、耐用年数後に施設の建設改良を行う際、留保資金（自己資金）を財源として運用できる。</p>	<p>減価償却費という概念がなく、耐用年数後に施設の建設改良を行う際、自己資金に加え、国庫補助、一般会計（市町村税金）などを財源とする。</p>						
国庫補助制度	地震対策に関する事業(補助率 1/4～1/3) ①石綿セメント管更新 ②ライフライン強化（病院等への連絡管） ※施設の耐震補強，一般管路の耐震化に対する補助制度はない。 ※厚生労働省の国庫補助	新設及び耐震補強工事に対し，基本的に国庫補助事業となる（補助率 1/2） ※国土交通省の国庫補助						
収益の原則	給水収益で企業経営をすることが原則。	下水道使用料による収益のみでなく，財源が不足する場合は，税金（国庫，市町村）で補填する。						

※上記表では、企業会計に関するおおまかな概念を記述している。

7.1.3 対象地震

本WGの対象地震としては、兵庫県南部地震以降の地震として、兵庫県南部地震、新潟県中越地震の2つを挙げている。この理由について以下に記述する。

a. 兵庫県南部地震

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震においては、過去の地震をはるかに超える地震動が観測されるとともに、広範囲にわたって液状化やそれに伴う側方流動が生じ、これらが上下水道施設に大きな被害をもたらした。この被害状況から、上下水道施設の耐震対策指針、地震対策マニュアル等の改訂がなされている。

この様に、本地震においてはパイプラインに対し、過去と異なる様な大きな被害をもたらした点、地震発生から10年以上経過し地震後の取組みについても進んでいる点を考慮し、対象地震として挙げている。

本WGでは、この地震で最も被害を受けた神戸市にヒアリングを行い、当時の状況や現在の対応等を確認する目的としている。

b. 新潟県中越地震

平成16年10月に発生した新潟県中越地震においては、前者の兵庫県南部地震と同様の直下型であったが、被害形態が下水道の小口径管路に集中している。この被害要因は、管路布設等に使用される埋め戻し用砂が液状化したことが挙げられ、前者の被害とは異なったものであった。

本地震では、前者地震後に決められた復興支援ルールが試されたが、被害形態の違いや前者が大都市での被害に対し、本地震では中小都市の被害であったこと等から、一部不具合が生じ、現在支援ルールの見直しが行われている。この様な中小都市での新たな被害形態が生じた点から、今回対象地震として挙げている。

ヒアリングに関しては、被災地の中で新潟県、長岡市、小千谷市、川口町を選出し、被害状況と支援を受けた側の状況を確認する目的としている。

c. 想定巨大地震（東海、東南海、南海地震等）その他

今後想定される東海、東南海、南海等の巨大地震については、広範囲に及ぶ被害の想定が考えられる（図7-1-4参照¹⁾）。そこで、兵庫県南部地震、新潟県中越地震より検証した結果を基に課題と提案を揚げ、巨大地震でのパイプライン対策として提案を行う目的としている。

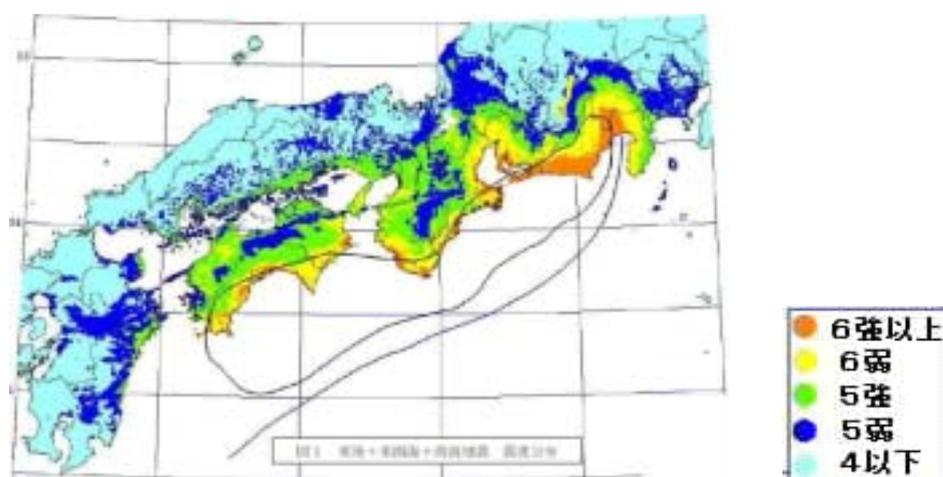


図7.1.4 東海・東南海・南海地震 震度分布¹⁾

7.1.4 対象パイプラインの特定

本WGの対象構造物としては、上下水道管とし、主に小中口径管路を対象とする。上下水道の管路として一般に使用されることの多い管材を以下に示す。

a. 上水道の対象管種

上水道で多く用いられるダクタイル鋳鉄管（Ductile Cast Iron Pipe 以下 DCIP）のK形継手とNS形継手の性能を表7.1.4、7.1.5に示す。

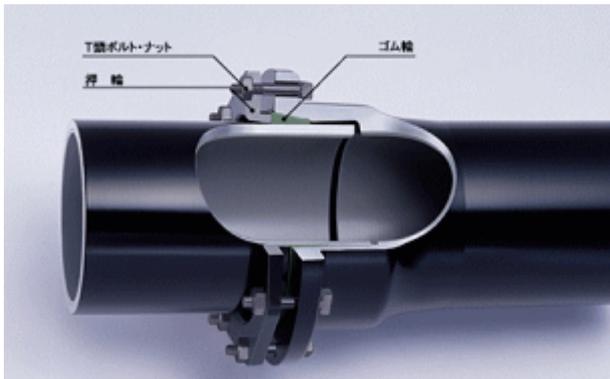


図 7.1.5 K形継手

一般に用いられている継手。離脱防止機能は無いが、可とう性、伸縮性がある。

表 7.1.4 DCIP K形管の継ぎ手性能

口径 $D(\text{mm})$	管路長 $L_p(\text{m})$	継手許容伸び量 $u_a(\text{mm})$	継手許容ひずみ $\varepsilon_{ua}(\%)$
75	4	31	0.78
100	4	29	0.73
150	5	25	0.50
200	5	20	0.40
250	5	21	0.42
300	6	45	0.75
350	6	32	0.53
400	6	33	0.55
450	6	32	0.53
500	6	33	0.55
600	6	32	0.53

表 7.1.5 DCIP NS形の継ぎ手性能

口径 $D(\text{mm})$	管路長 $L_p(\text{m})$	継手許容伸び量 $u_a(\text{mm})$	継手許容ひずみ $\varepsilon_{ua}(\%)$
75	4	42	1.05
100	4	41	1.03
150	5	54	1.08
200	5	52	1.04
250	5	50	1.00
300	6	66	1.10
350	6	65	1.08
400	6	63	1.05
450	6	62	1.03
500	6	61	1.02
600	6	61	1.02

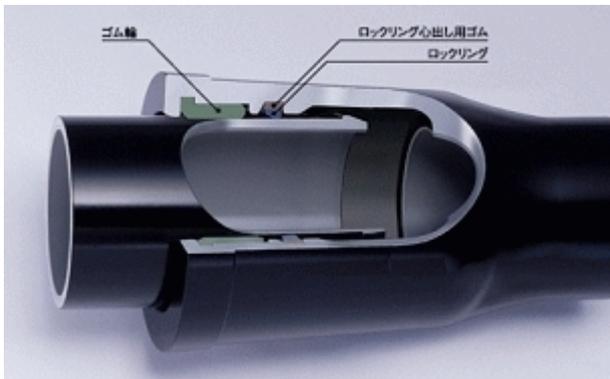


図 7.1.6 NS形継手

耐震継手と開発され、K形継手に比べて、大きな伸縮量（管長の±1%）と屈曲角を持ち、限界まで伸び出した時には離脱防止を発揮する継手。

b. 下水道の対象管種

下水道の管材については、全国的に小口径管（φ300mm以下）が大部分を占めており、その中でもφ200mm以下の管渠は、昭和62年度以降から急激に増加している。その理由としては、この時期に下水道事業が地方都市でも積極的に行なわれるようになったことや、本管の最小管径がφ250mmからφ200mmに変更されたことが挙げられる。

よって、昭和62年度を境に、それまで主流であった下水道用鉄筋コンクリート管（以後ヒューム管）から軽量で丈夫な下水道用硬質塩化ビニール管（以後塩ビ管）の使用が増大している。

対象地震における下水道管材別の被害として兵庫県南部地震の被災地である神戸市では、古くは昭和26年から下水道事業を開始しており、当時の主要管材であったヒューム管に被害が集中していた。これに対し新潟県中越地震では、被災地の小千谷市、川口町が昭和59年度以降、平成9年以降に下水道整備を開始しており、主要管材である塩ビ管の被害が集中したことが伺える。

以下にヒューム管、塩ビ管の継手性能を表7.1.6～表7.1.9²⁾に示す。

B形管

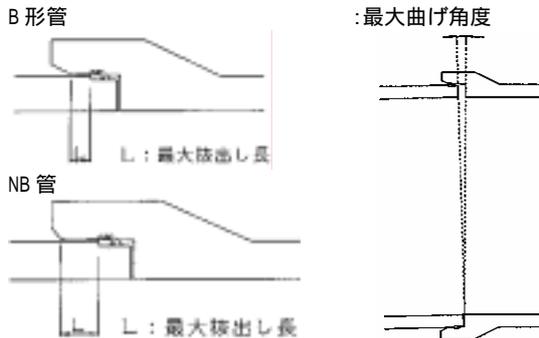


図 7.1.7 開削工法用ヒューム管継手

表 7.1.6 下水道開削工法用鉄筋コンクリート管 (その2) JSWAS A-1²⁾

管径 (mm)	有効長 (m)	最大拔出し長 (mm)		継手許容ひずみ ϵ_{ua} (%) (参考)
		B,NB形	B形 NB形	
150	2.00	33	40	B=1.65 NB=2.00
200	2.00	33	40	B=1.65 NB=2.00
250	2.00	33	40	B=1.65 NB=2.00
300	2.00	29	40	B=1.45 NB=2.00
350	2.00	29	40	B=1.45 NB=2.00
400	2.43	34	50	B=1.40 NB=2.06
450	2.43	34	50	B=1.40 NB=2.06
500	2.43	34	50	B=1.40 NB=2.06
600	2.43	39	50	B=1.60 NB=2.06
700	2.43	35	50	B=1.44 NB=2.06
800	2.43	40	50	B=1.65 NB=2.06
900	2.43	45	50	B=1.85 NB=2.06
1000	2.43	56		B=2.30
1100	2.43	58		B=2.39
1200	2.43	62		B=2.55
1350	2.43	66		B=2.72

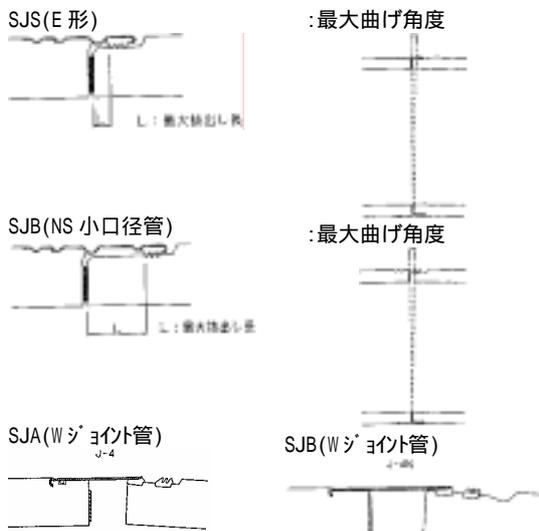


図 7.1.8 小口径管推進工法用ヒューム管継手

表 7.1.7 下水道小口径管推進工法用鉄筋コンクリート管 (その2) JSWAS A-6²⁾

管径 (mm)	有効長 (m)	最大拔出し長 (mm)			継手許容ひずみ ϵ_{ua} (%) (参考)		
		SJS	SJA	SJB	SJS	SJA	SJB
200	2.00	10		50	SJS=0.50		SJB=2.50
250	2.00	10	40	50	SJS=0.50	SJA=2.00	SJB=2.50
300	2.00	10	40	50	SJS=0.50	SJA=2.00	SJB=2.50
350	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35
400	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35
450	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35
500	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35
600	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35
700	2.43	10	47	57	SJS=0.41	SJA=1.93	SJB=2.35

(日本下水道協会規格JSWAS K-1品)

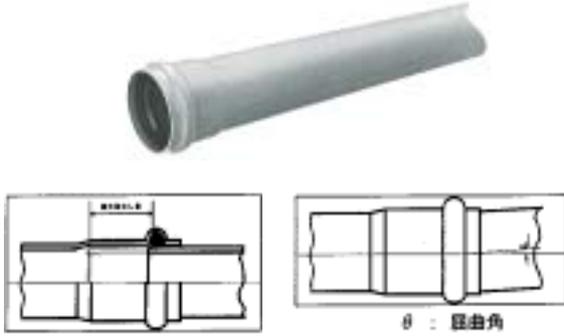
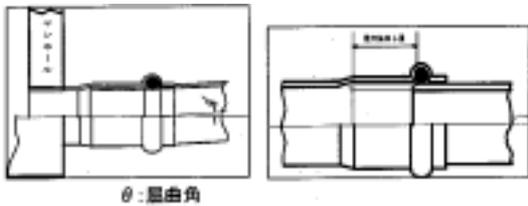


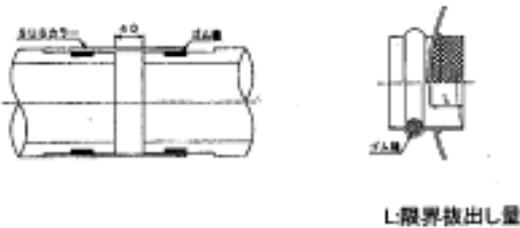
図 7.1.9 開削工法用塩ビ管継手

表 7.1.8 下水道開削工法用硬質塩化ビニル管 JSWAS K-1²⁾

管径 (mm)	有効長 (m)	最大抜け出し量 (mm)	継手許容ひずみ ϵ_{ua} (%) (参考)
		使用限界	
150	4.00	26	0.65
200		27	0.68
250		28	0.70
300		31	0.78
350		33	0.83
400		36	0.90
450		38	0.95
500		41	1.03
600		46	1.15



JSWAS K-1 マンホール継手部



L-限界抜け出し量

図 7.1.10 推進用塩ビ管継手

表 7.1.9 下水道推進用硬質塩化ビニル管 JSWAS K-6²⁾

管径 (mm)	有効長 (m)		JSWAS K-1 マンホール継手 最大抜け出し量 (mm)	SUSカラー付直管最大抜け出し量 (mm)	継手許容ひずみ ϵ_{ua} (%) (参考)
			使用限界	使用限界	
150	1.00	2.00	26	20	K-1=2.60
200			27		K-1=2.70 SUS=1.00
250			28		K-1=2.80 SUS=1.00
300			31		K-1=3.10 SUS=1.00
350			33		K-1=3.30 SUS=1.00
400			36		K-1=3.60 SUS=1.00
450			38		K-1=3.80 SUS=1.00
500			41		K-1=4.10 SUS=1.00
600			46		K-1=4.60 SUS=1.00

7.1.5 検討条件

パイプラインは面的な広がりがあり、全てのパイプラインに対して耐震性能を向上させることは現実的ではないことから、耐震性能については、施設の重要度に応じて区分している現行の耐震指針の考え方を基本的に推奨することを前提にする。

本WGの検討条件としては、以下に示す項目についてまとめるものとする。

- a. 兵庫県南部地震以降の被災地（神戸市，新潟県下）に対してヒアリングを行い，被災状況と復旧状況，被災後の対策，現状の支援体制を確認し，結果をとりまとめる。また，同時に被災を受けていない地域（横須賀市，横浜市）へのヒアリングを行い現状の震災への取り組みについても確認する。
- b. ヒアリング結果から判明した問題点や改善策の検証
- c. 地震に加え津波との相互被害の想定
- d. 地盤の剛性変化点で発生する地盤ひずみを数値解析により算定し，その地盤ひずみによる上水道及び下水道管路への影響について検証する。（現行の免震機構の検証と体系化）

7.2 各ヒアリング状況の整理

表 7.2.1 にヒアリングを実施した事業体名と代表的なヒアリング項目を示す。各事業体のヒアリング内容については、次頁以降に示す。

表 7.2.1 ヒアリング状況

事業体名		代表的なヒアリング項目
神戸市	神戸市水道局 技術部計画課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災後、新たに判明した被害 (3) 新設管、既設管の耐震対策状況 (4) 水道管路が起因した二次災害 (5) 神戸市の現段階における耐震化対策 (6) 災害復旧における応援体制への評価と提案
	建設局下水道課 河川部計画課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災後 10 年経た現在の状況 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
横須賀市	横須賀市 上下水道局計画課	(1) 上下水道施設の状況 (2) 現在の耐震対策 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
横浜市	横浜市水道局	(1) バンダアチェ市（インドネシア）復興支援活動について (2) 過去の大規模地震等における復旧支援活動 (3) 現在の耐震対策
新潟県	土木都市局下水道課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災前後の対策 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
小千谷市	小千谷市ガス水道局	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災後、新たに判明した被害 (3) 新設管、既設管の耐震対策状況 (4) 水道管路が起因した二次災害 (5) 現段階における耐震化対策 (6) 災害復旧における応援体制への評価と提案 (7) 地震時の初動体制
	小千谷市下水道課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災前後の対策 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
長岡市	長岡市土木部下水道建設課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災前後の対策 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
	長岡市水道局工務課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災後、新たに判明した被害 (3) 新設管、既設管の耐震対策状況 (4) 水道管路が起因した二次災害 (5) 現段階における耐震化対策 (6) 災害復旧における応援体制への評価と提案 (7) 地震時の初動体制
川口町	川口町建設企業課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災前後の対策 (3) 災害復旧における応援体制への評価と提案
	川口町税務会計課	(1) 震災当時の被害状況 (2) 震災後、新たに判明した被害 (3) 新設管、既設管の耐震対策状況 (4) 水道管路が起因した二次災害 (5) 現段階における耐震化対策 (6) 災害復旧における応援体制への評価と提案 (7) 地震時の初動体制
その他	新潟県 堀之内浄化センター	被災状況の確認
	自衛隊 第 1 師団 第 12 旅団	災害派遣等の基礎的知識 中越地震における災害派遣状況

7.2.1 兵庫県神戸市

兵庫県南部地震による上水道管路の被害は、日本水道協会により報告・分析³⁾されており、この分析結果を踏まえて、1997年に耐震設計指針⁴⁾が改定されている。また、同じく下水道施設も被害を受けたことを契機に、日本下水道協会では、1997年に耐震指針と解説⁵⁾が刊行されている。

本報告では、震災後10年間で明らかになった被害及び今後の耐震対策上の課題について述べる。

a. 上水道管路の被害と特徴

() 道路盛土の管路被害による被害の増大

兵庫県南部地震では、各道路の盛土区間において局所的な被害が発生した。被害箇所は高速道路で9箇所、一般道で35箇所と報告されている⁶⁾。この中で、第二神明道路の大倉谷I.C.付近、主要地方道神戸加古川姫路線においては、上水道管路被害により、盛土被害が増大したといわれている。

代表事例として、大倉谷I.C.の盛土崩壊の状況⁶⁾を図7.2.1、図7.2.2、復旧後の現況を図7.2.3、図7.2.4に示す。当該箇所は旧池跡地上に高さ約15mの盛土が施工されており、基礎地盤はGL-5mまではN値5以下の軟弱地盤である。震災時には、延長約30m、土量約10,000m³の盛土が崩壊した。

盛土部は軟弱地盤であり、地盤の側方変位や沈下により崩壊したものと推測されているが、崩壊箇所は布設されていた上水道管路が破断しており、水圧、漏水による地盤強度の低下により、盛土被害を増大した可能性がある。布設されていた上水道管路は口径700mm、最大水圧は約0.7MPaであり、管路破断時には約270kNが盛土に作用したものと推測される。

盛土崩壊箇所に隣接する久保倉庫に勤務する女性によると、地震後数日間、管路から水が流出していたとのことである。神戸市の記録⁸⁾によると当該被害は、震災当日に報告を受けており、ポンプ加圧系であることから、被害の数時間後には送水を停止したと推測される。しかし、破断した上水道管路はφ700mmの大口徑管路であり、管内水は100mあたり約40m³が貯留されており、この管内水の流出だけでも、周辺に多大な影響を与えたものと推測される⁹⁾。

大口徑管路は、管路被害による二次災害が発生する恐れがあるだけでなく、水道事業者にとって重要路線である。よって、今後は管路の耐震性を高めるのみでなく、道路盛土についてもレベル2地震動に対応した耐震性を保持する必要があると考えられる。

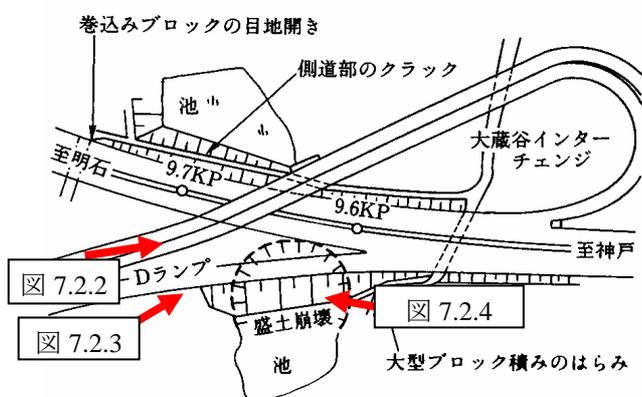


図7.2.1 大蔵谷I.C.の盛土被害の状況⁶⁾



図7.2.2 大蔵谷I.C.の盛土被害の状況⁶⁾



図7.2.3 大蔵谷I.C.の盛土部の現況（斜面西側）⁹⁾



図7.2.4 大蔵谷I.C.の盛土部の現況（斜面東側）⁹⁾

（ ）震災後に明らかになった管路被害

神戸市水道局より報告されている神戸市の送・配水管路の被害は、1757件であり、被害率は0.32件/kmである。これらの被害箇所の路線（一般的に交差点間）は、災害査定を受け、国庫補助事業により、耐震継手管路を用いた本復旧工事が行われている。

図7.2.5に、神戸市水道局の震災後5年間の漏水修繕件数及び有効率（年間総配水量－年間漏水量／年間総配水量）の推移を示す。漏水量の指標である有効率は、地震前は94%であったが、震災による漏水により平成6年度は88%に低下し、平成14年度で94%に回復している。これは、災害査定を受けた被害箇所以外にも震災後数年間は地震による影響があったことを示唆している。

漏水修繕件数は、震災後の災害査定で行われた復旧工事を除いた管路の破損、属具（仕切弁、消火栓、空気弁）破損を示している。第三者の過失による事故を除いているが、漏水事故の要因としては、地震によるものだけでなく、老朽化によるものも含まれている。平成14年度は地震前と同レベルの有効率であるため、地震による被害が解消されたものとし、平成14年度を老朽化により発生する修繕件数と仮定すると、平成7年度から平成13年度までの地震による修繕件数は588件と推定される。なお、これらの被害の修繕費用は自己負担により行われている。

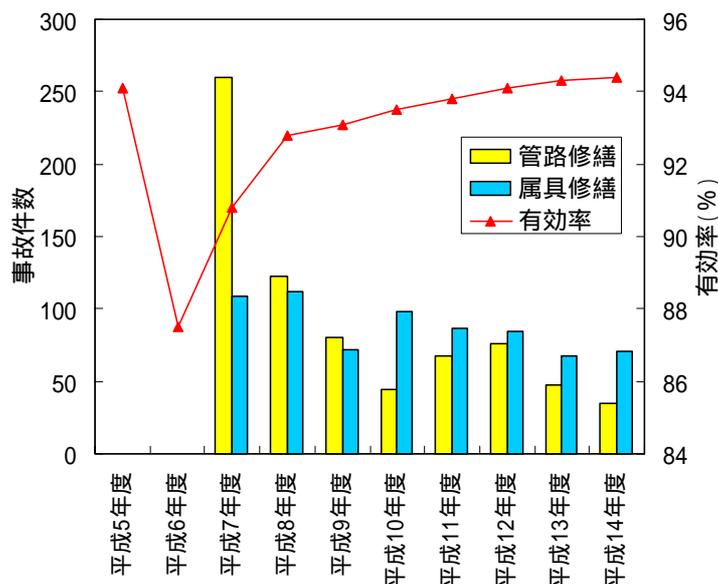


図7.2.5 神戸市における有効率と修繕件数の推移⁹⁾

() 耐震化対策の状況

兵庫県南部地震規模の災害時にも、4週間以内に応急復旧を完了できることを目標とし、表7.2.2に示すような水道施設全体の耐震化対策がなされている。以下に主な耐震化対策を記述する。

- ・取水から配水施設までの既存施設の耐震化対策。
- ・テレメータ・コントロールシステムにより、各ポンプ場、配水池の運転状況を常時監視している。
- ・被災箇所の早期探査については、特別なシステム、設備は整えていないが、管路ブロック化、テレメータによる監視制御により対応する計画である。
- ・神戸市においては、水源の4分の3を阪神水道企業団からの受水に頼っており、当初計画していた山岳トンネル方式を見直し、危険分散も考慮し、図7.2.6に示すような新たに市街地を通る耐震性の高い大容量の送水幹線を整備している。この大容量送水管は、通常時の送水能力を強化するだけでなく、既設送水トンネルが被災した場合や更生工事の際のバックアップ機能を有するほか、送水停止時には貯留機能を利用して、市街地の防災拠点における応急給水にも対応できるものである。
- ・資機材については備蓄しているが、材料供給先とも提携している。
- ・兵庫県内、大阪市との協定を結んでいる。施工業者とは、特に協定を結んでいないが、被災時には管工事の指定業者を借り入れすることとなっている。
- ・道路管理センターにおいて、各埋設管の台帳を管理しており、オンラインにてデータを共有している。
- ・消火用水については、管路の耐震化などによる対策にて水量確保を行っているが、消防局においても消防水利の多系統化等を計画している。

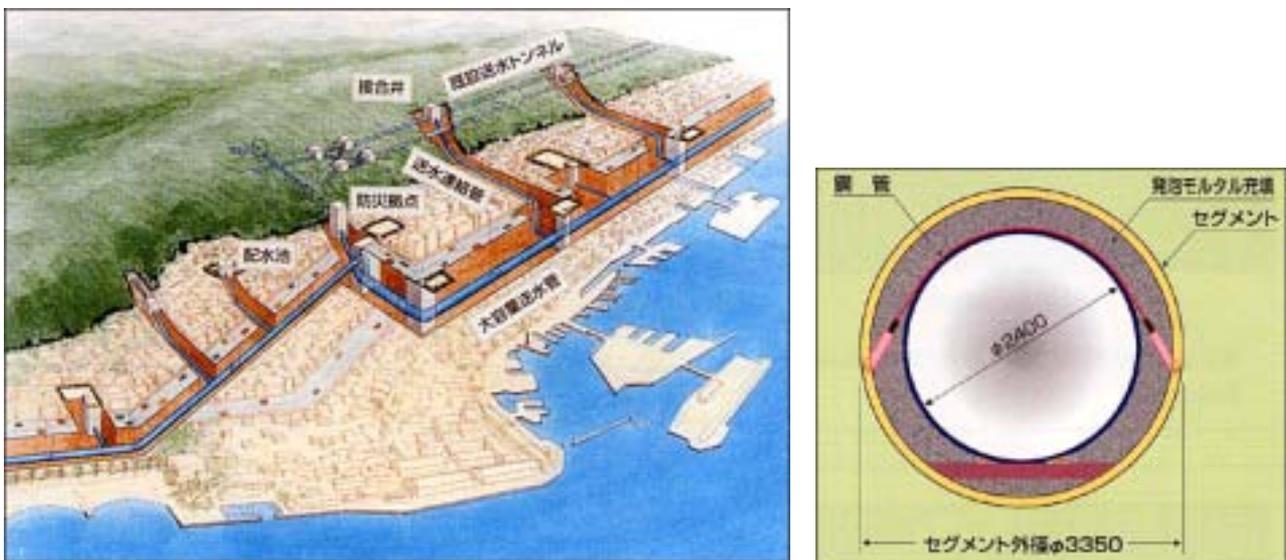


図7.2.6 大容量送水管のイメージ図と本線断面図¹⁰⁾

表 7.2.2 神戸市水道局における耐震化の施策¹⁰⁾

対策項目	施設分類	対策内容
基幹施設の耐震化	貯水施設	ダム堤体の補修・補強
		ダム堤体の管理の強化
	導水施設	導水路の補修・補強
		導水管の耐震化
	浄水施設	被災施設の補修
		浄水場の供給予備力の確保等を考慮した更新
	送水施設	被災施設の補修
		送水トンネルの必要に応じた更生・補強
		バックアップ機能の強化
	配水池	送水管の耐震化
被災施設の補修		
緊急貯留システムの整備	運搬給水基地	拠点配水池等の整備(緊急遮断弁の設置)
		大容量貯水槽の整備
配水管の耐震化		500m メッシュ(幹線)の耐震管路網の構築
		200m メッシュ(支線)の耐震管路網の構築
		防災拠点等へ至るルート耐震化
		人工島向け配水管の2系統化
		メッシュを構成しない非ダクタイル管路等の耐震化
市街地大容量送水管の整備		大容量送水管の整備
		防災機能を有する拠点施設の整備
建築物等の耐震化	ポンプ室・電気室・事務所	新設・更新時における耐震設計の強化
	テレメータ用鉄塔	
電気・計装設備の耐震化と管路情報システムの整備	受配電設備	2回線受電化等
		自家用発電機設備の整備
	テレメータ・テレコントロールシステム	バックアップシステムの構築
		データ通信機能の拡充
	管路情報管理システム	マッピングシステムを利用した災害時支援機能の強化
モニタリングシステムの整備		
新エネルギーの利用	浄水場・配水池での太陽光発電の導入	
給水装置の耐震化		材質・構造および配管方法の耐震性強化
		改善促進策の実施

() 今後の提案

大口径管路は、管路被害による二次災害が発生する恐れがあるだけでなく、水道事業者にとって重要路線である。よって、今後は管路の耐震性を高めるのみでなく、道路盛土内の管路については、危険な谷側に布設するのではなく、安全な山側へ布設することが望ましい。

震災直後の被害数の30%強に相当する管路被害が、震災後に明らかとなっており、管理被害の推定において、これを考慮する必要がある、費用負担のあり方についても制度化することが重要であると考えられる。

b. 下水道管路の被害と特徴

() 震災当時の被害状況

被害が多かった下水道汚水管路については、特に震源近くから震度の大きかった箇所に沿って、被害が集中しており、更に海岸部、埋立地などの軟弱地盤地域でも被害の発生が見られた。(図7.2.7 参照¹¹⁾)

神戸市の下水は、昭和26年から事業を開始しており、当時からヒューム管布設が主流で、一部陶管を使用。昭和60年代から塩ビ管を使用している。被害率については、8割がヒューム管、1割強が塩ビ管、陶管については全て破損した状況であった。(図7.2.8 参照) また、液状化による少数のマンホールの浮上は見られたが、中越地震の様な顕著な被害はなかった。この要因としては、塩ビ管の埋戻しにソイルセメント、土工用水砕スラグ等を使用、その周囲を土木安定シートで囲む等の対応を取っていることが挙げられる。

最も多かった被害は、図7.2.9に示す通り、管体クラック、管の離脱、マンホールと管渠継手部の破損。図7.2.10に示すマンホールブロックのずれであった。



図7.2.7 神戸市での管渠の被災位置(汚水管)¹¹⁾
Fig.7.2.7 Damaged storm sewer in Kobe City

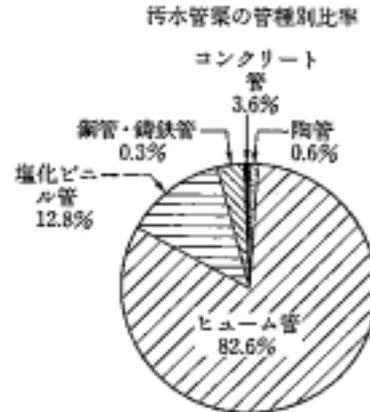


図7.2.8 汚水管渠の管種別比率¹¹⁾
Fig.7.2.8 Ratio of materials of sanitary sewer

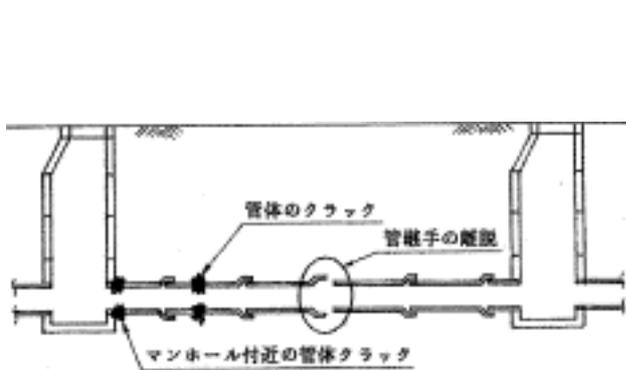


図7.2.9 汚水枝線の被害の状況¹²⁾

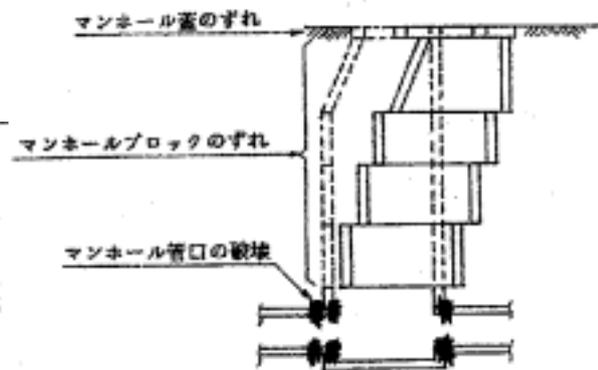


図7.2.10 マンホールの被害状況¹²⁾

また、神戸市の処理場の中で最大の被害を被った東灘処理場は、水処理設備が水没するなどの被害により、通常の処理機能が全て失われた。しかし、平成7年1月17日の地震発生から4日後の1月21日には仮処理施設の工事が着手され、2月7日には完成し簡易沈澱処理が開始された。（図7.2.11,12 参照¹²⁾）

この様に早い段階から、簡易処理が可能となったこと、管路自体が破損していても空間さえあれば下水は流下するなどの理由により、当時の神戸市建設局では、被災当初から下水道の使用停止を行わないという判断を下している。また、この間の管路被害調査については、上水道の復旧が遅れていた理由から、特に支障をきたすことはなかった。



図 7.2.11 東灘処理場仮処理施設の台船を用いた汚泥濃縮槽¹²⁾

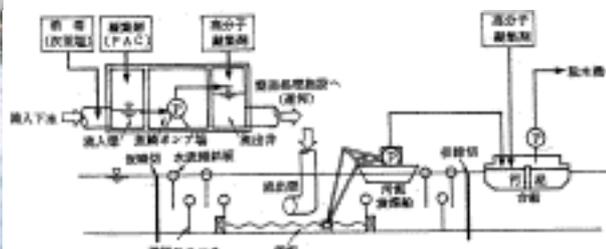


図 7.2.12 東灘処理場仮処理施設の概要¹²⁾

() 震災後に明らかになった管路の被害

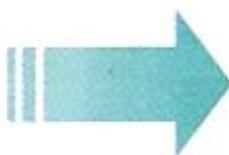
震災後に明らかになった管路被害としては、不明水の混入増加が挙げられる。震災前では1割程度であったのが、震災後2割程度に増加し、現段階においても震災前の状況までには戻っていない。また、海岸に近い処理区域については、被災後海水の混入が見られ、下水処理後の処理水利用の際に塩分濃度の高い処理水を使用した経緯がある。その他、木根等の浸入による管路の閉塞も見られる。

このような状況から、被災地域において管路調査が平成15年までに897km行なわれており、その中で改築・補修工事が必要となる管路が50,468m、部分補修のみで7,058箇所が判明している。この内平成15年までの復旧実績として約50%が実施されている。被災当初の調査については、震災査定時の調査漏れを補うものであったが、震災後10年が経過した現段階では震災による影響だけでなく、管路自体の老朽化も原因の一つであることが考えられる。（図7.2.13 参照¹³⁾）

震災査定時の調査漏れの箇所を震災後に補助申請を行ったが、補助採択の要件（能力アップ等）を満たされていないことで除かれた経緯があり、震災査定後の管路調査、補修工事に関しては、ほとんどの箇所において単独による費用負担となる。



老朽化した下水管渠



非開削のライニング工法で甦った下水管渠

図 7.2.13 改築・補修状況¹³⁾

() 耐震化対策の状況

神戸市では、震災の教訓を踏まえ、今後の下水道計画に生かしていくために、平成8年1月、下水道のマスタープランである「神戸市下水道長期計画基本構想（こうべ下水道みらい2025）」（図7.2.14 参照¹³⁾）に新たに災害への視点を加え、「災害に強い下水道」「災害時にも活用できる下水道」の2つの概念を盛り込み改定を行っている。

この概念に基づいた耐震対策の代表例を以下に示す¹¹⁾。

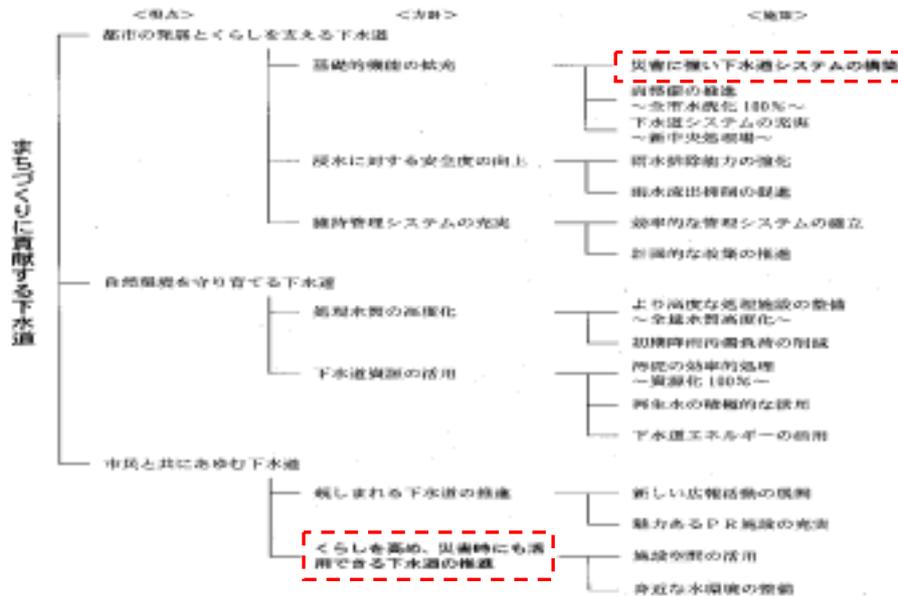


図7.2.14 神戸市下水道長期計画基本構想（こうべ下水道みらい2025）体系図¹³⁾

・下水道ネットワーク計画

市内5箇所の処理場を耐震性の高い大深度シールド幹線(ネットワーク幹線)で結び、被災した処理場のバックアップ、改築・更新・高度処理への円滑な移行に利用し、その他幹線自体が貯留管機能等も備えている。(図7.2.15 参照¹³⁾)

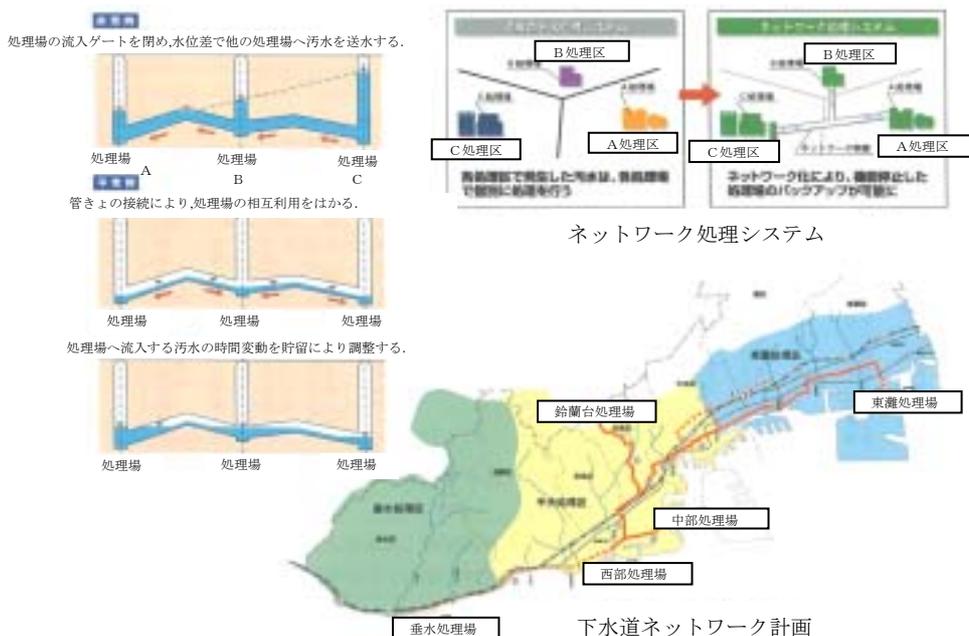


図7.2.15 下水道ネットワーク計画¹³⁾

・公共下水道利用型トイレ

兵庫県南部地震では、水道断水による水洗トイレの使用不能、避難所に設置された仮設トイレの汲み取り作業が交通状況の滞りにより使用不能となるなど、市民生活に重大な支障をもたらした。こうした教訓から災害時にもトイレ使用が可能となるよう、公共下水道利用型トイレ（図 7.2.16 参照¹⁴⁾）を開発し、指定避難所となる小中学校を中心に整備を進めている。水洗トイレ用水には学校のプール用水を使用するなどの対策を図っている。

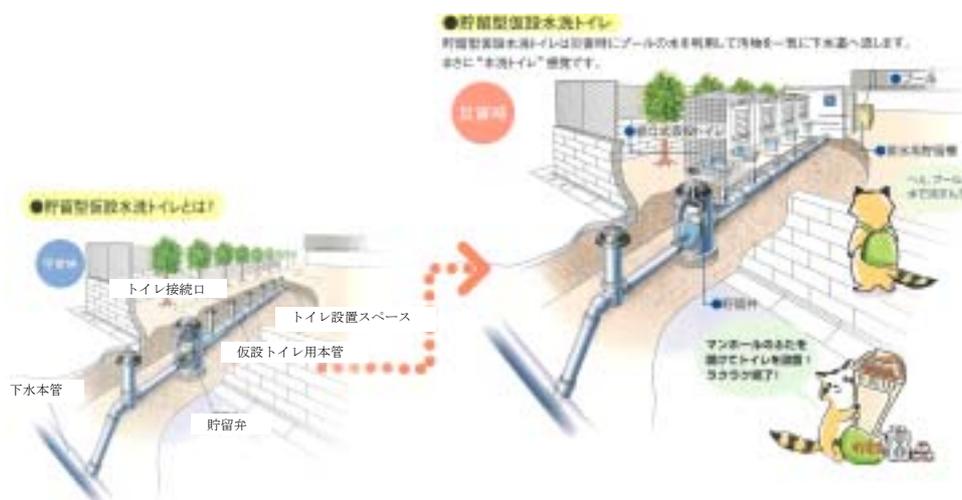


図 7.2.16 貯留型水洗トイレの 1 例¹⁴⁾

・その他対策

対策項目	施設分類	対策内容
下水道施設の耐震化	下水道施設全般	新規施設, 既存施設の耐震診断及び補強
管渠の 2 条化・多系統化	下水道管路施設全般	システム全体での対応による耐震性の向上
下水道処理場の防災拠点化	下水処理場	広大な敷地及び豊富な処理水を有する処理場の利点を生かし、災害時の救援物資受け入れ空間、防災用水の提供基として活用。
雨水の貯留と利用	シールド立坑空間利用	災害時のトイレ用水として利用
海水の防災利用	雨水貯留施設	災害時に海水を遮集幹線内に引き込み、各越流人孔に供給することで、消火用水の確保を図る。
緊急体制の対応強化	全般	震災を教訓に市, 防災機関, 事業者, 市民の連携力と防災力の向上を図るため, 毎年 9 月 1 日の「防災の日」前後に防災訓練を実施。下水道部局では, 地域防災計画の見直しに応じてライフライン復旧マニュアルの充実化を図る。

() 今後の提案

中越地震発生後、神戸市では国交省からの支援要請を受け、新潟県に職員を派遣し、第一回目の支援会議から参加している。支援の際の印象としては、被災した自治体での下水道技術者の少なさが挙げられている。また、兵庫県南部地震後に定められた、下水道事業における災害時支援に関するルールに内の全国6ブロック、大都市ブロックルールについては、支援当初において混乱が生じていた。

このような状況を踏まえ、今後の課題と提案としては以下の示す項目が挙げられる。

- ・ 災害審査の簡素化
- ・ 基準マニュアル、ルールの整備
- ・ 既存施設の耐震化と液状化対策
- ・ 下水道技術者の確保（大都市自治体においても民間委託等で技術者数が低下している。）
- ・ 災害時支援ブロックの連携方法

（現支援ルールについては、1ブロックの被災を想定しており、巨大地震による複数ブロックの被災時における支援ルールの検討も必要である。）

7.2.2 新潟県

a. 上水道の被害の特徴

新潟県中越地方により川口町、山古志村、小千谷市、長岡市を中心として、構造物、ライフライン施設が多大な被害を受けた。厚生労働省の被害調査によると⁷⁾、上水道は42市町村（合併前）、約13万戸に断水が発生し、長岡市における管路被害率は0.30件/km（328件/1084.4km）、小千谷市では0.31件/km（102件/328.5km）であった。上水道管路は、液状化による被害が比較的少なく、被害は中山間部で多く発生し、斜面崩壊や道路陥没に伴う被害があった。管種別被害では、塩化ビニール管やねじ込み鋼管に被害が多く発生したが、過去の被害と同様に耐震継手を有するダクトイル管の被害は発生しなかった。にまた、兵庫県南部地震の神戸市と同様に、復旧後は、地震前に比べて漏水事故件数が多くなった（数倍）。

下水処理場の被害により、新潟県は国土交通省並びに各関係機関との調整を行った末に、簡易処理水の河川放流が行われた。その間に若干の連絡体制の不備から放流先の下流側にあたる浄水場への連絡が遅れてしまった。⁷⁾。上水道側としては、浄水の安全性確保のために、状況に応じた浄水方法の変更、消毒の強化等の緊急措置をとる必要があるため、緊急時の迅速な連絡体制の確立が不可欠である。

川口町では下水道施設（ポンプ場からの圧送管路）の被害により、下水道の機能が完全に停止した。この下水道の使用停止に伴い、上水道の給水開始が遅れることとなった。

また、新潟県中越地方は豪雪地帯であり、復旧は困難を極めた（図7.2.19）。



図7.2.17 斜面崩壊（川口町）



図7.2.18 斜面崩落による上水道施設の被害（小千谷市）



図7.2.19 豪雪下での復旧作業



図7.2.20 管路被害状況(DCIP)

b. 下水道管路の被害と特徴

兵庫県南部地震と比べて、新潟県中越地震による下水道施設への被害の大きな特徴は、前者が地震力による構造的な被害、すなわちクラックや継手の逸脱等が顕著であるのに対し、後者は地盤の液状化による被害が顕著であるという点である。特に、開削による施工個所での埋め戻し土の液状化によるマンホールの隆起や管きよの浮上・沈下が数多く見受けられた。被害の特徴として、道路規模が比較的大きく、主要な幹線道路で交通量が多い車道部に埋設されている下水管やマンホールは隆起していないが、交通量の少ない車道や歩道に埋設されているマンホールは軒並み隆起していた(図7.2.21)。また、長岡市では、旧市街地中心部でほとんど被害が見られないのに対し、周辺部の山裾近傍にマンホールの隆起が集中していた。また、下水道管路等の被害の二次災害として、液状化により開削部分が沈下したり、マンホールの隆起により車の通行に支障を与えた。地震直後には隆起したマンホールに車が衝突した事例もあった(図7.2.22)。

埋め戻し土の液状化のメカニズムは、埋め戻し材料である山砂の性状に関する要因と、周辺地盤より締め固め度が小さいために間隙水圧が埋め戻し部分に集中することで起こる事象と想定される。下水管を布設する場合、図7.2.23に示すように道路に溝を掘削しながら溝の両側に土留め材(軽量鋼矢板や簡易土留めなど)を設置し地山の崩壊を防ぎながら所定の深さまで掘削→管基礎(砂)締め固め→本管設置(塩ビ管)→管周りを砂で防護→管頂まで十分に締め固め→土留め材を引き抜きながら路盤まで砂で埋め戻し→舗装、という施工が一般的である。これが、図7.2.24に示すように、掘削幅の範囲で管きよやマンホールは浮上し、地表面は沈下している。

これにより、下水道管路の一部で自然流下ができない区間が発生し、その区間については仮復旧の段階で仮設ポンプを投入し、流下機能の確保を図っている。ただし、使用した仮設ポンプ自体が通常の流下能力以下であったことから、上水道の使用制限を行う必要が生じた。



図7.2.21 車道部隆起マンホール⁹⁾



図7.2.22 マンホール隆起による事故現場⁹⁾

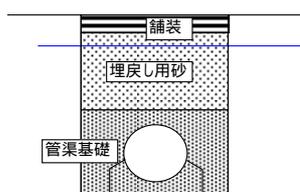


図7.2.23 一般的な管きよの施工方法⁹⁾

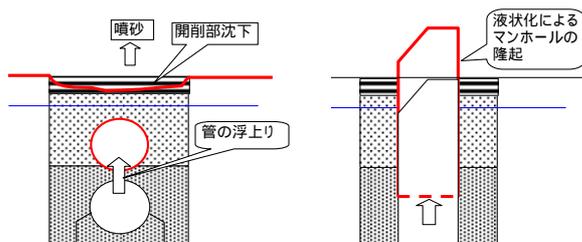


図7.2.24 管きよ及びマンホールの浮上⁹⁾

図 7.2.25, 図 7.2.26 は小千谷市と川口町の町境付近の国道 17 号と J R 上越線とが並行している場所の斜面崩壊である¹⁵⁾。ここでは、道路に埋設している新潟県流域下水道幹線管路（圧力管）も破損（離脱）しており、兵庫県南部地震の大蔵谷 I.C の被害と同様に、管路被害により斜面崩壊が増大した可能性がある。

その他の流域下水道幹線の被害は、主にヒューム管内にクラックが発生した状況であったが、被災した市町村と被害率を比較しても被害は少ない状況であった



図 7.2.25 斜面崩壊（小千谷市・川口町）¹⁵⁾



図 7.2.26 斜面崩壊（小千谷市・川口町）¹⁵⁾

なお、本地震における各事業者の下水道の被害総額は、上水道に比べて、およそ 3～10 倍程度大きい。これは下水道管路施設において、液状化による被害が顕著であったことが大きな要因と考えられる。

また、兵庫県南部地震時に被災した東灘処理場と同様に、本地震においては堀之内浄化センターが被災している。被災状況については、水処理施設等が玉石地盤の揺すり込み沈下で不同沈下したという新しい被害の形態が発生した。このため、水処理機能停止に至るまでの被害となったが、施設用地内に仮施設設置掘り構造を設け、平成 16 年 10 月 23 日の地震発生から 7 日後の 10 月 30 日には簡易沈殿処理が開始された（図 7.2.27 参照¹⁶⁾）。



図 7.2.27 堀之内浄化センターの被害箇所と簡易処理施設の配置図¹⁶⁾

c. 事業体規模での被害の特徴

()新潟県中越地震では、石綿管など老朽管の布設率は少なく、各事業体の管種別被害の傾向が似ていた。管路被害やマンホール被害は、震源に近い事業体（事業体規模は小さい）ほど、被害率が高くなる傾向であった。

()復旧速度は、事業体規模が大きくなるほど、復旧が早い傾向があった。これは、小規模事業体での被害率が高かったこともあるが、小規模事業体では、職員数が少ないこと、管路密度が粗いことが挙げられる。また、川口町では地震発生後数日間、交通網が遮断され、孤立状態となったことも、復旧が遅れた一要因と考えられる。

d. 支援体制，その他

()兵庫県南部地震の経験が生かされ、他都市からの支援は有効で、迅速な対応ができた。しかし、被災事業体側では、支援やボランティアを有効に活用できなかった（支援が過剰となる場合があった）。中小規模事業体では、非常時の司令塔の必要性が顕在化した。

()上水道は料金収入による独立採算を基本としているため、国庫補助率が低く、中小規模事業体では負担が大きい（下水道実質補助率 95%，上水道実質補助率 70%程度）。

()復旧マニュアルの整備や訓練が十分でなかった。

次に中越地震被災地の代表自治体として長岡市，小千谷市，川口町の上下水道施設別のヒアリング結果を示す。

表 7.2.3 新潟県中越地震による被害概要

項目		長岡市	小千谷市	川口町	
地震被害	地震規模	平成 16 年 10 月 23 日 (土) 17 時 56 分頃発生 M6.8 深さ 13km 震源地川口町			
	震度	震度 6 弱	震度 6 強	震度 7	
	3 成分合成加速度 (JMA)	438gal	1008gal	1722gal	
上水道	上水道被害	給水人口(人)	約 19 万人	約 4 万人	約 0.54 万人
		断水戸数	70,000	12,171	1,616
		施設被害概要	沈殿池 EXP.J 被害, 自家発設備被害, 上流下水処理場の汚水流出による水源水質悪化, 配水管被害.	地下水浸入による自家発設備の冠水, 導水管の水管橋被害, 配水池側方流動.	水源の水没, 井戸の枯渇, 配水池の傾斜被害, ろ過施設の損傷, 送配水管路の破損.
		給水管被害	101 箇所 (ポリエチレン管が主体)	69 箇所 (ポリエチレン管が主体)	56 箇所 (ポリエチレン管が主体)
		水管橋被害	特になし	1 件	0 件 / 10 数箇所 (添加)
		送配水管被害	1084km	328km	
		被害総額 (億円)	約 5.4 億円	約 12.6 億円	約 7 億円
		復旧日数	約 1 ヶ月	-	約 2 ヶ月
	応急給水	確保水量(m3)	約 2900m3	約 3600m3	
		給水車総数	延 368 台	延 531 台	2 台 / 日
		応援事業体数	45 団体	9 都県 36 団体	新潟市, 名古屋市, 新発田市他 9 団体
		応援延人員	-	1439 人	298 人
	応急復旧	その他	緊急遮断弁により応急給水確保.	応援に対する受入れ体制の不備.	応急給水の資機材(ポリ袋等)は新潟市が貸与.
		復旧延長	約 3.8km	-	約 3.8km
本復旧	仮設配管, 漏水修繕		仮設配管, 漏水修繕	仮設配管, 漏水修繕, 応急水源の確保	
	本復旧期間	平成 16 年 11 月 ~ 平成 17 年 9 月	-	平成 17 年 5 月 ~ 平成 18 年	
下水道	下水道被害	影響戸数	10,393 世帯 (旧長岡市)	-	-
		施設被害概要	マンホール浮上・汚水管たるみ, クラック, 破損・取付管たるみ	マンホール浮上, 汚水管破損	マンホール浮上, 汚水管破損, 中継ポンプ場電気, 機械設備等破損
		マンホール被害数	1,243 個 (浮上)	1,550 個 / 6,700 個 (被害数 / 布設数) 被害率 23%	700 個 / 1,700 個 (被害数 / 布設数) 被害率 41%
		管路被害延長	95km / 1,567km (被害延長 / 布設延長) 被害率 6%	31km / 172km (被害延長 / 布設延長) 被害率 18%	9km / 42km (被害延長 / 布設延長) 被害率 21%
		被害総額 (億円)	公共: 53.2 億円 農集: 8.7 億円	約 34 億円	約 18 億円 (査定申請額)
		復旧日数	現在進行中 (現段階で約 90%)	現在進行中 (現段階で 8 割 ~ 9 割終了)	現在進行中 (現段階で 8 割 ~ 9 割終了)
	道路復旧のため緊急対応	マンホール対策	浮上の程度が小さい場合はすりつけ, 大きい場合は躯体を切下げ.	直壁切断, 調整リング等に対応.	7~8cm は, アスファルトにより盛る. それ以上は, カットし, 鉄板を敷き, そのまま舗装復旧.
		管路陥没対策	緊急は砂利で復旧, その後はアスファルト復旧.	当初は碎石を直接敷き均し, その後舗装を剥がした後碎石敷き均し.	若干の陥没は, 舗装復旧にて対応. 30~40cm 程度になれば, 舗装を剥がし, 碎石を投入.
	応急復旧	応急復旧延長	布設替え: 19 箇所 部分補修: 59 箇所 バイパス管: 4 箇所 管更生: 3 箇所 仮配水ポンプ: 56 箇所	-	130m ~ 150m
		応急復旧内容	布設替え, バイパス管, 仮配水ポンプ	破損部の一部復旧, 仮設ポンプによる圧送	破損部の一部復旧, 仮設ポンプによる圧送
		応急復旧期間	平成 16 年 11 月上旬 ~ 12 月中旬	平成 16 年 11 月上旬 ~ 12 月中旬	平成 16 年 11 月上旬 ~ 12 月中旬
	本復旧	本復旧期間	平成 17 年 6 月上旬 ~ 現在進行中	平成 17 年 6 月上旬 ~ 現在進行中	平成 17 年 6 月上旬 ~ 現在進行中

管路被害については, 別紙参照

表 7.2.4 新潟県中越地震による管路被害形態

項目		長岡市	小千谷市	川口町		
上水道	管種別被害率	VP	0.680 (154 箇所)	0.669 (20 箇所)	1.63	
		SP	0.980 (72 箇所)	0.792 (41 箇所)	9.95	
		DIP に含む				-
		DCIP(A,K,T形)	0.110 (84 箇所)	0.166 (39 箇所)	0.61	
		PE	その他 (18 箇所)	0.161 (2 箇所)		
		合計	0.30 (328 箇所)	0.310 (102 箇所)	1.30	
	被害要因別	液状化				
		斜面・道路崩壊				
		地盤急変地域				
		その他一般地盤				
		合計				
	被口径別被害率	~ 50	0.750 (189 箇所)	0.685 (47 箇所)	不明	
		100	0.120 (54 箇所)	0.238 (36 箇所)	不明	
		150	0.210 (28 箇所)	0.155 (11 箇所)	不明	
		200 以上	0.160 (34 箇所)	0.216 (7 箇所)	不明	
合計		0.328 (328 箇所)	0.310 (102 箇所)	不明		
地震前後の有収率	90%から 76% (最小値) に低下	93%から 83%に低下	90%から 70%に低下			
地震前後の管路事故数	50 件/年が 350 件/2 ヶ月に増大 .	漏水は増加しており,余震が追い打ちをかけている .	数件が 10 件/半年に増大 .			
2 次災害	管路被害に伴う斜面崩壊の増大	特になし .	小口径管が多く影響が少ない .	特になし .		
	道路交通への影響	特になし .	道路の崩壊による影響大 .	特になし .		
	施設被害の周辺への影響	特になし .	一部施設の陥没 .	特になし .		
特徴的な被害のコメント		VP 管,SP 管の被害率が高く,小口径管の被害率が高い .被害状況は,継ぎ手部の抜け,緩みが圧倒的に多い .	VP 管,SP 管の被害率が高く,小口径管の被害率が高い .被害状況は,継ぎ手部の抜け,緩みが多いが,VP 管,SP 管では破断箇所も見受けられる .	送配水管の被害率に比べ給水管被害率が低い .液状化箇所での被害が比較的少なかった .		
下水道	管種別	VU (VP も含む)		30km (一部卵形管破損)	9km	
		VU 円形管	77,898m	-	-	
		VU 卵形管	15,903m	-	-	
		VP 円形管	293m	-	-	
		F R P	392m	-	-	
		HP	136m	-	-	
		DCIP	5m	-	-	
		陶管	-	-	-	
	合計	94,627m	30km	9km		
	マンホール被害数		1,243 箇所	1550 個	700 個	
	被害要因別	液状化	94,627m	被害のほとんどは液状化	9km	
		斜面・道路崩壊	-	291 号線土砂崩れによる 1 箇所	-	
		地盤急変地域	-	-	-	
		その他一般地盤	-	-	-	
		合計	94,627m	30km	9km	
被口径別被害率	150 ~ 250	74%	100%	100%		
	250 以上	26%	-	-		
	合計	100%	100%	100%		
地震前後の不明水状況		増加している	地震前 225,557m ³ /d 地震後 253,039m ³ /d	地震前 100 日/日 地震後 420 日/日 4 倍増加		
2 次災害	管路被害に伴う斜面崩壊の増大	-	-	-		
	道路交通への影響	マンホール浮上,管路布設範囲で道路陥没が顕著に見られた .	開削工法による管渠布設範囲で道路陥没が顕著に見られた .	開削工法による管渠布設範囲で道路陥没が顕著に見られた .		
	施設被害の周辺への影響	-	-	-		
特徴的な被害のコメント		液状化による被害が大部分であった .市の中心部は被害が少なく,郊外に被害が多かった .布設年度は中心部が古く,郊外が新しい .地盤状況の違いなのかは不明 .	開削部の埋め戻し液状化が原因,特に道路陥没が多い .MH ぶは可とう性継手を採用,管材が塩ビであったため,通水可 .	川口町は流域関連公共下水道であり,流域幹線管渠 (圧送管) が斜面崩壊に伴い破断が生じたが,幹線復旧までの期間において町自体の復旧が終了しておらず,大きな影響には至らなかった .		

表 7.2.5 支援体制，系統に対する意見と提案

項目	長岡市	小千谷市	川口町	
上水道	現状の応援体制の課題	日水協の対応は迅速で応援体制システムの完成度は高いと評価できる。市側の応援に対する必要数値を示すことが出来なかった。	市対策本部が中心となって行ったが、日水協との話し合いの中で応援態勢を決めた。応援を受ける上で重要な被害状況の把握が、人員不足で遅れた。	被災時は日本水道協会に非加盟であったが、協会からの支援体制に助けられた。現在の応援体制は非常に良い。(H16年度から加盟)
	費用負担(国庫補助)の意見	原則は、日水協で取り決めているが、精算はかなり遅くなる。また、補助金の交付が遅い(実質翌年5月頃)なので早める方が必要である。	地震当初は、バルブ止めに奔走し、被害状況を写真に撮れず、災害復旧に出せないものがあった。	国庫補助率は80%であるが、実質補助率は60%程度であり、小規模事業者にとっては財政的に非常に厳しい。
	司令塔の存在	初動体制が重要で、司令塔の役目を担える訓練されたアドバイザーの必要性を感じた。都市の大きさにより要求は異なるものと思われる。	地震発生当初は、市民の避難や救助活動に追われ職員が集まらず、応援部隊に対する人的対応が出来る地元ボランティア(道案内等)の必要性を感じた。	本格的な調査は応援事業が到着してから開始された。多くのボランティア、支援があったが、それらの支援を効率良く生かすことができなかった。司令塔(訓練を受けたアドバイザー)の存在の必要性を感じる。
	他のライフラインとの連携	道路情報がはっきり伝わらず、他ライフラインとの連携は取れなかった。	ガス、水道は、マッピングを行っている。(未デジタル化)配管図は、建設課、下水道課に配布している。	下水道(町と流域下水)の被害により、下水の排水が不可能となり、水道を復旧しても通水できない状態であった。連携が重要であった。
	初動体制	一般職員は、避難所の対応で殆ど以内状況だった。被害状況の把握にはかなり長時間を要した。電話による漏水情報もたらされたが、自宅の場合は工事会社に直接連絡し個別対応してもらった。	夕刻に起こった地震だったので、職員は地元での対応に追われ、職員が全員集まったのは3目となった。対外的な対応(対日水協)は連絡は早かった。	情報、交通が遮断されており、数日間はほとんど対応できなかった。
	情報伝達の状況	混乱の中で道路情報等が伝わらなかった。また、災害対策本部には、自家発電設備が必要である。	災害時有線電話のみ対応。(余震により入室不可)	携帯電話による対応が便利であった。(被災当初)
	支援期間の制限		豪雪地帯であり、積雪期間でのマニュアル策定の必要性を感じた。	豪雪地帯であり、本復旧工事においても5月~11月の7ヶ月間しか工事を行うことができない。災害査定の上で単年度で行うことは難しい。
下水道	現状の応援体制の課題	ルールそのものが、十分周知されていない。北海道・東北ブロックであるが交通の便を考えると関東に近い。	先遣隊・・国土交通省1名 札幌市2名 主要支援都市・・仙台市、郡山市、支援都市のスタッフ交代時に1~2日のラップが必要と感じた。	現体制において、神戸市、横浜市等の支援により、殆どの部分において復旧対応を行ってもらった。ただし、今後の巨大地震における対応としては、現体制では困難。
	災害査定資料の問題点	TVカメラ調査により、本管のたるみの確認はできるが、数値的な裏づけが困難。高低が測定できる装置を装備したカメラが必要。	降雪を迎える時期であったので、査定資料作成に厳しい時間的な制約を受けた。融雪時に判明する様な道路陥没等が査定対象として計上するかどうか判断が困難。(協議対象とはなる)	査定資料の簡略化に伴い、一部弊害が生じている。査定については、技術面・必然性での予算決定ではなく、単に予算削減によるものだった。
	司令塔の存在	他都市から多くの支援隊が集まったが、名古屋市に采配をまかせ長岡市職員は応急復旧に専念できた。	必要性は感じるが、現実的に配置は困難と思える。	支援自治体による復旧対応全般、町は関係機関・住民対応と作業区分を行い、復旧作業はスムーズであった。
	他のライフラインとの連携	お互いが被災して混乱しており、調整を図ることは困難であった。	水道、ガスとの連絡は毎日(同一の庁舎が幸いした)水道復旧後下水道使用可などの方針や連携もうまくいった。	水道、ガスにおいては、町管理であり、連携については問題無し。
	初動体制	地震翌朝から路面調査を行い、10月26日からは、新潟市、高岡市の支援により本格的に管路調査開始。	震度5以上で登庁が市の規定、10人の下水道スタッフ(在席15名)全市の人孔調査被災して登庁出来ないスタッフが若干名あり。	情報、交通が遮断されており、数日間はほとんど対応できなかった。
	情報伝達の状況	下水道災害対策本部が新潟市に設置されたため、現地支援隊への指揮命令が伝わりにくかった。	支援都市のスタッフ交代時に1~2日のラップが必要と感じた。	携帯電話による対応。(被災当初)
	支援期間の制限	支援メンバーが入り替わる際の引継ぎが難しい。各自治体により支援の作業範囲が異なった。	査定資料、復旧工事設計書等も支援を仰いでいる。	査定内容の変更対応も支援自治体に対応してもらった。

表 7.2.6 震災前後の耐震向上計画

項目	長岡市		小千谷市		川口町		
	地震前	今後の計画	地震前	今後の計画	地震前	今後の計画	
上水道	管路耐震化率					-	
	緊急遮断弁設置	必要箇所設置済み	-	-	×	計画あり	
	地震対応マニュアル	作成済み	見直し予定		計画あり	計画あり	
	耐震診断の実施	-	-	×	不明	×	不明
	耐震補強の実施	耐震継手により実施中	耐震継手により配管	×	計画あり	×	改築予定
	管路情報のデジタル化	実施中	継続	×	計画あり	×	計画なし
	管路更新計画	あり	あり			×	老朽管更新
	管種の変更(耐震管)	H7以降	径70mm以上	H16以降	NS継手	一部ポリレン管	耐震管を採用
	資機材の備蓄	予定なし	予定なし	予定なし	予定なし	なし	なし
	消火用水の確保	配水池+大型防火水槽	現況と同じ	消火栓+防火水槽	現況と同じ	×	計画あり
ハザードマップの作成	被害想定は行っている	地震対策マニュアルに取込予定	×	計画あり	×	なし	
下水道	管路のネットワーク化	なし	なし	×	×	×	×
	管路情報のデジタル化	一部実施	今後実施	有り	有り	×	検討中
	耐震診断	浄化センター実施済.	復旧に追われて現在は行っていない.	×	検討中	兵庫県南部地震以降に下水が供用開始となったことから、継手の可とう性については対応済み.	検討中
	ハザードマップの作成	なし(洪水ハザードあり)	計画中	×	×	×	なし
	応急本復旧対策	兵庫県南部地震を受けて、長岡市独自のマニュアルはあった。訓練等はなし.	管路施設震災復旧マニュアルを作成してそれにもとづいて行っている.	×	×	×	検討中
布設替,改築工法	老朽化に対して管更生は行っている.	復旧で行っている.	×	開削の埋め戻し土(改良土 or 砕石)等検討中.	計画あり(維持管理面)	計画あり	

7.2.3 横浜市，横須賀市

a. 横浜市の上下水道

横浜市は、首都圏に位置するの大規模事業者であり、先駆者的に様々な地震対策を実施しており、過去の地震における災害復旧支援活動も行っている。2004年スマトラ地震・津波においても、バンダアチェ市に水中ポンプの供与（写真7.2.28参照¹⁷⁾、職員の派遣などを行っている。このバンダアチェ市への復興支援活動については、CITYNET（アジア太平洋都市間協力ネットワーク）の要請に応じたのが始まりであり、その後2回の計3回現地へ赴き、活動を行っている。また支援活動資金については、市民からの義援金やJICA草の根技術協力事業の一環として対応するなど、全ての面において横浜市独自で行っている。

水道局の地震対策としては、南関東地震を想定した施設の整備と既存施設の耐震補強の実施、被害の影響範囲の最小化と効率的な復旧を目的とした配水管のブロック化、循環式地下貯水槽（60～1300m³、134基）や緊急給水栓の整備、応急復旧資機材の備蓄等がなされている。また、都市間の相互応援協定の締結、名古屋市との管路情報の共有化や合同防災訓練の実施、市内150箇所の強震観測点の情報をもとにした横浜市リアルタイム地震防災システムとの連携など、ソフト面の対策も行われている。

b. 横須賀市の上下水道

横須賀市は、水道施設耐震工法指針・解説を基にした、「横須賀市上下水道局耐震設計基準（主要施設）」を定めている。管路については、表層地盤、地すべり区域、液状化区域、地質急変部等を考慮して、管路被害率を算定し、管路被害想定を行っている。これを踏まえて、各ブロックの管種選定基準を定めている。使用管種はDCIP-K形、NS、S形、溶接鋼管、ポリエチレン管であるが、今後は全て耐震継手にする予定である。

図7.2.29に示すように、本市の水源は99.4%が遠方（横浜市など）にあり、送水管の延長が長く、現在5系統の送水管がある。この送水管は、糸魚川静岡構造線に次いで危険度が高いと言われる武山断層を横断する箇所がある。この区間については、想定断層変位1.6mに対し、Φ1200mmの管にベローズ型可とう管を18m/3箇所設置している。また、管網のブロック化がなされており、マッピングシステムや地震対策マニュアル等は整備されており、資機材についても備蓄されている。

なお、下水道の地震対策は上水道を参考にして、今後実施する予定であり、統合後の整備方針などは確定していない状況である。



写真7.2.28 横浜市から供与されたポンプ15台¹⁷⁾



図7.2.29 横須賀市の送水管位置図

7.2.4 ヒアリング結果のまとめ

a. 上下水道施設被害と復旧について

- ・兵庫県南部地震以後は、管路材料による耐震対策が中心であったが、新潟県中越地震以後は下水道施設の液状化による被害を受けて、布設時の埋戻し材料に対しても対策を施す必要が生じた。
- ・兵庫県南部地震では下水道において甚大な被害が生じたが、上水道の使用制限は行っていない。これに対し、新潟県中越地震では下水道の仮復旧において仮設ポンプを使用したことから、本来の流下能力が確保できず、上水道の使用制限を行うに至った。
- ・兵庫県南部地震では簡易処理水を海域へ放流したが、新潟県中越地震では簡易処理水を河川へ放流したことから、若干の連絡体制の不備により河川下流位置にあたる浄水施設において、取水時に影響を与える結果となった。
- ・兵庫県南部地震では上水道管路、新潟中越地震では下水道圧送管路が埋設位置にあたる道路盛土の崩壊と共に管路破損が生じ、その結果として漏水が発生し、盛土崩壊を増大した可能性がある。両地震とも同様なケースであることから、今後の対策が必要となる。
- ・両地震では、下水道処理場において被害を受けたが、簡易処理可能となるまでに時間を要しなかった経緯がある。そのため、上下水道管路の復旧においても比較的支障無く行なわれた。ただし、今後処理場が壊滅的な被害を生じる可能性もあり、上下水道管路の復旧にも影響を及ぼすことから、今後対策を立案しておく必要がある。

b. 地域格差について

- ・新潟中越地震の発生が10月後半であり、豪雪地帯である地域性から降雪前までに仮復旧を終了させる必要があり、対応が逼迫する結果に至った。災害復旧時期においても地域格差が生じる状況が考えられる。
- ・大都市には技術者が複数在籍しており、独自の地震対策を行っている他、各被災地域（海外も含む）への復旧支援体制を作ることも可能となる。これに対し中小都市では技術者が2～3名程度の在籍であることから、被災した際の被害状況に応じて支援を受けることが必要不可欠になる等、災害時の地域格差が生じている。

c. 地震後の対策について

今後布設予定となる新設管路の対策については、兵庫県南部地震以後普及しているが、既設管路の対策については、現段階においても対策手法が少なく、新たな対策手法の開発が望まれる。

d. その他

() 災害復旧費用について

- ・国土交通省管轄である下水道においては、国庫補助により復旧費用が大部分賄えるのに対し、上水道においては、自己負担による復旧費用が大部分占めているのが現状である。
- ・災害査定費用に対する査定資料の作成については、かなりの時間と労力を要し、被害規模が大きな中小自治体には、対応に困窮を要している。
- ・災害復旧の調査については、時間的制約があり調査漏れが予想される。その後の調査によって発覚した問題箇所については、自己負担による復旧となっている。

() 支援体制について

- ・兵庫県南部地震以降作成された支援体制のルールについては、実際に新潟県中越地震時に使用されたが、若干不具合が生じ、現在見直しが行われている。
- ・現状においては、指揮命令系統が明確ではない。

7.2.5 その他の管路（参考）

a. 兵庫県南部地震によるガス管の被害

大阪ガス(株)、その他の一般ガス事業者および簡易ガス事業者における被害を表7.2.7に示す。高压ガス導管の被害はなく、中圧ガス導管に軽微な被害が発生した。中圧ガス導管の被害は、バルブ人孔内ドレッサー継手部の緩み漏れが最も多かった。また、管内側の溶着金属の溶け込みが不十分な非裏波溶接法によって接合されていた中圧導管が、液状化地区等地盤条件が悪く、更に特殊地形要因が複合した場所において被害を受けた。非裏波溶接法は1962年以前に使用されていた溶接法で、これに対し、現行の裏波溶接法は十分な強度と変形特性を有している。低压ガス導管の被害が導管被害の大半であった。低压ガス導管被害のうち、ガス導管耐震設計指針(1982年)以前に設置され、同指針を満足しないねじ継手に被害が集中した。同指針を満足する抜け出し防止機構を有する機械的接合方式を用いた鋼管、ダクタイル鋳鉄管の被害は軽微であり、ポリエチレン管の被害はなかった。

大阪ガス(株)における導管被害の概要を以下に示す。上述のように、総延長約490kmにおよぶ高压ガス導管に被害はなかった。特に、兵庫県明石地区では400ガルを超える加速度が観測されたが、高压ガス導管の被害はなかった。また、大阪湾岸沿いにある天保山地区では、液状化に伴う噴砂、地割れ、沈下が発生したが、高压ガス導管の被害はなかった。

中圧ガス導管は106箇所被害が発生した。中圧ガス導管の被害の特徴を以下に示す。

- (1)バルブ部ドレッサー継手部の緩み漏れが大半。
- (2)溶接鋼管の溶接継手部で14箇所の亀裂が発生。(全て、非裏波溶接接合によるもの。)
- (3)地下鉄大開駅崩壊に伴う延長約27m、最大沈下量約2.5mの陥没による導管変形。(漏洩なし。)
- (4)第二神明道路における約100mの道路盛土崩壊による導管変形。(漏洩なし。)
- (5)刈藻橋における液状化による護岸崩壊等の地盤変状箇所における導管変形。(漏洩なし。)
- (6)橋梁管での漏洩なし。(調査370箇所)
- (7)更生修理工法(反転シール工法)を適用した鋳鉄管の漏洩なし。(総延長2073m)

低压ガス導管は、供給停止地区で21,647箇所の被害が発生した。低压ガス導管の被害の特徴は、上述のように、ねじ接合継手に被害が集中しており、ポリエチレン管と溶接鋼管の被害はなかった。

b. 新潟県中越地震によるガス管の被害

一般ガス事業者における被害は、兵庫県南部地震における被害の傾向と同様であり、中低压ガス導管の一部に被害が発生したが、その他の設備では、漏洩を含め供給に支障を及ぼす被害は発生しなかった。被害の大半は低压ガス導管であり、特に設置年代の古い小口径鋼管のねじ接合部に被害が集中した。抜け出し防止機能を有する機械式継手を用いた鋼管やダクタイル鋳鉄管の被害は軽微であり、ポリエチレン管の被害はなかった。

中圧ガス導管の被害件数は少なく、被害の程度も軽微であるか復旧に支障を及ぼさなかった。被害発生地点は、部分的な地盤崩壊や地盤変状が発生した場所であった。兵庫県南部地震の際に、液状化地域や活断層近傍で非裏波溶接接合鋼管の被害が発生したが、本地震による非裏波溶接鋼管の軽微であった。また導管系統がグループ化されていたことにより、供給に支障を及ぼすことはなかった。製造設備等の被害はなく、中圧ガスホルダーで支柱が変形したものや、基礎アンカーボルトが破損したものがあつたが、漏洩を含め、供給に支障を及ぼす被害は発生しなかった。

簡易ガス事業者の供給地点群（団地）のうち、震度5弱以上の地域における数は比較的少なく、団地の規模も小規模であった。各供給地点群（団地）を巡回した結果、特定製造所や導管等に被害が発生していないことが確認された。なお、4つの供給地点群（団地）の特定製造所に設置した感震遮断装置が作動したが、安全を確認した後にガスの供給を再開した。10月27日に発生した余震の際も、被害は発生しなかった。

ガス導管事業者のうち、帝国石油㈱は南長岡ガス田の生産を緊急停止したが、施設の安全が確認されたため、約12時間後に操業を再開した。また、パイプライン布設ルート上の22箇所において、道路や農道に陥没やクラックが発生していることが確認されたが、目視およびガス検知器により、パイプラインに異常がないことを確認した。

石油資源開発㈱は新潟県内に生産鉱場を有しているが、震源に近接した片貝ガス田については、安全点検のために操業を緊急停止した。その他の生産設備は、操業上支障となる障害は発生しなかった。また、送ガス・油パイプラインの布設ルート上の75箇所において道路の陥没やクラックが確認されたが、目視およびガス検知器により、パイプラインには異常がないことを確認した。しかし、震源に極めて隣接した小千谷市南部木津地内において、送ガスラインが道路盛土の崩壊によって大きく変形し、パイプの一部に亀裂が発生した（図7.2.30参照¹⁹⁾）。このため、同送ガスラインの運用は停止され、10月24日から26日にかけて復旧作業が実施され、26日未明に復旧作業が完了して送ガスを開始した。

表 7.2.7 兵庫県南部地震による供給支障，ガス設備被害¹⁸⁾

		大阪ガス㈱	その他の 一般ガス事業者	簡易ガス事業者
供給支障		約 857,000 戸	なし	6社 10供給地点群 1,553 戸
ガス工作物				
ガス製造設備等		なし	なし	なし
導管	高圧ガス導管	なし	なし	-
	中圧ガス導管	106 箇所	なし	-
	低圧ガス導管	26,459 箇所	142 箇所	63 箇所



図 7.2.30 道路盛土の崩壊と送ガスラインの変形状況¹⁹⁾

7.3 現行基準類の整理

厚生労働省、国土交通省、日本水道協会、日本下水道協会等で定めている現行の設計基準類を調査・整理し、ヒアリング結果のまとめやヒアリング時に確認出来なかった項目について補足を行う。

上下水道別の現行基準類については、以下に示す通りとなる。

7.3.1 上水道について

厚生労働省			
	水道法	昭和 32 年 06 月 15 日	法律第 177 号
	水道法施工令	昭和 32 年 12 月 12 日	政令第 336 号
	水道法施行規則	昭和 32 年 12 月 14 日	厚生省令第 45 号
	給水装置の構造及び材質の基準に関する奨励	平成 09 年 03 月 19 日	厚生省令第 14 号
	水道施設の技術的基準を定める法令	平成 12 年 02 月 23 日	厚生省令第 15 号
	水道事業等における地震対策について	昭和 55 年 01 月 04 日	環水第 3 号
	「阪神・淡路大震災に伴う水道施設復旧のための基本的考え方」の送付について	平成 07 年 03 月 31 日	衛水第 98 号
	水道の地震対策の強化について	平成 07 年 08 月 11 日	衛水第 188 号
	水道の耐震化計画策定指針（案）の送付について	平成 09 年 01 月 31 日	衛水第 43 号
	水道ビジョン	平成 16 年 06 月	健康局
	「新潟県中越地震水道被害報告書」	平成 17 年 02 月 03 日	
日本水道協会			
(指針)	水道施設設計指針（2000 年版）	平成 12 年	日本水道協会
	水道施設耐震工法指針・解説（1997 年版）	平成 09 年	日本水道協会
	水道維持管理指針(1998 年版)	平成 10 年	日本水道協会
	水道施設更新指針	平成 17 年	日本水道協会
	給水用具の維持管理指針	平成 17 年	日本水道協会
(規格等)	水道事業ガイドライン（JWWA Q 100）	平成 17 年 01 月 17 日	日本水道協会
	G-113 水道用ダクタイル鋳鉄管	平成 17 年 11 月 18 日	日本水道協会
	G-114 水道用ダクタイル鋳鉄異形管	平成 17 年 11 月 18 日	日本水道協会
	G-115 水道用ステンレス鋼管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
	G-117 水道用塗覆装鋼管	平成 16 年 09 月 10 日	日本水道協会
	G-118 水道用塗覆装鋼管の異形管	平成 16 年 09 月 10 日	日本水道協会
	G-119 水道用波状ステンレス鋼管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
	K-127 水道用ゴム輪形硬質塩化ビニル管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
	K-129 水道用 ゴム輪形耐衝撃性硬質塩化ビニル管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
	K-132 水道用 ポリエチレン粉体ライニング鋼管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
	K-140 水道用 耐熱性硬質塩化ビニルライニング鋼管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会
K-144 水道配水用ポリエチレン管	平成 16 年 03 月 31 日	日本水道協会	
(その他)	「地震等緊急時対応に関する報告書」	平成 08 年 02 月 15 日	日本水道協会
	地震による水道管路の被害予測	平成 10 年	日本水道協会

水道技術研究センター			
(技術レポート)	阪神・淡路大震災の支援活動	平成 08 年 03 月	厚生省他
	阪神・淡路大震災と水道	平成 09 年 03 月	被災・支援水道事業他
(報告書)	震災時水道施設復旧支援システム開発研究報告書	平成 15 年 03 月	水道技術研究センター
	地震による水道被害の予測及び探査に関する技術開発研究第 1	平成 12 年 03 月	水道技術研究センター
	地震による水道被害の予測及び探査に関する技術開発研究第 2	平成 12 年 03 月	水道技術研究センター
	水道の耐震化計画策定指針(案)の解説	平成 09 年 05 月	水道技術研究センター
	水道の地震対策マニュアル(改訂版)	平成 08 年 09 月	水道技術研究センター
土木学会	CD-ROM 平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告書	平成 18 年 03 月	新潟県中越地震被害調査特別委員会
	震災デジタルライブラリーVol.1 阪神・淡路大震災 10 年デジタルアーカイブ	平成 17 年 06 月	阪神・淡路大震災 10 周年行事实行委員会
	阪神・淡路大震災調査報告 9 ライフライン施設の被害と復旧	平成 11 年 09 月	阪神・淡路大震災調査報告編集委員会
都市等	12 大都市水道局災害相互応援に関する覚書	平成 08 年 06 月 01 日	12 大都市
	12 大都市水道局災害相互応援に関する覚書実施細目	平成 08 年 06 月 01 日	12 大都市
	東京都水道新世紀構想 STEP21	平成 09 年 05 月	東京都

7.3.2 下水道について

国土交通省			
	下水道法	昭和 33 年 04 月 24 日	法律第 79 号
	下水道法施工令	昭和 34 年 04 月 22 日	政令第 147 号
	下水道法施行規則	昭和 42 年 12 月 19 日	建設省令第 37 号
	新潟県中越地震の下水道被害について	平成 16 年 12 月 08 日	
	下水道地震対策技術検討委員会報告書「新潟県中越地震の総括と地震対策の現状を踏まえた今後の下水道地震対策のあり方」	平成 17 年 08 月 26 日	
	「管路施設の本復旧にあたっての技術的緊急提言」（下水道地震対策技術検討委員会とりまとめ）について	平成 16 年 11 月 22 日	
	下水道地震対策緊急整備計画策定の手引き（案）	平成 18 年 05 月	
社団法人 日本下水道協会			
(指針)	下水道施設計画・設計指針と解説（前編）（2001 年版）	平成 13 年 05 月 24 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道施設計画・設計指針と解説（後編）（2001 年版）	平成 13 年 05 月 24 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道施設の耐震対策指針と解説（1997 年版）	平成 09 年 08 月 25 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道の地震対策マニュアル（1997 年版）	平成 09 年 08 月 25 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道施設耐震計算例－管路施設編－（前編）（2001 年版）	平成 13 年 04 月 10 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道施設耐震計算例－管路施設編－（後編）（2001 年版）	平成 13 年 04 月 10 日	社団法人 日本下水道協会
	小規模下水道計画・設計・維持管理指針と解説（2004 年）	平成 16 年 06 月 15 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道管路施設設計の手引（1991 年版）	平成 03 年 11 月 01 日	財団法人 日本下水道協会
	下水道維持管理指針（前編）（2003 年版）	平成 15 年 08 月 20 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道維持管理指針（後編）（2003 年版）	平成 15 年 08 月 20 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道管路施設腐食対策の手引き（案）	平成 14 年 05 月 22 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道管きょ改築等の工法選定手引き（案）	平成 14 年 05 月	社団法人 日本下水道協会
	管更正の手引き（案）	平成 13 年 06 月 21 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道推進工法の指針と解説（2003 年版）	平成 15 年 11 月 25 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道マンホール安全対策の手引き（案）	平成 11 年 03 月 18 日	社団法人 日本下水道協会
	下水道台帳管理システム標準仕様（案）・導入の手引き改訂	平成 14 年 03 月 29 日	社団法人 日本下水道協会

(規格等) J S W A S	下水道用鉄筋コンクリート管 (A-1) 2003年	平成15年02月28日	社団法人 日本下水道協会
	下水道用推進工法用鉄筋コンクリート管 (A-2) 1999年	平成11年11月01日	社団法人 日本下水道協会
	シールド工用標準セグメント (A-3, 4) 2001年	平成13年07月18日	社団法人 日本下水道協会
	下水道小口径管推進工法用鉄筋コンクリート管 (A-6) 2000年	平成12年12月20日	社団法人 日本下水道協会
	下水道用硬質塩化ビニル管 (K-1) 2002年	平成14年08月20日	社団法人 日本下水道協会
	下水道用推進工法用硬質塩化ビニル管 (K-6) 1998年	平成10年03月01日	社団法人 日本下水道協会
	下水道用陶管 (R-2) 2002年	平成14年04月01日	社団法人 日本下水道協会
	下水道用ダクタイル鋳鉄管 (G-1) 2003年	平成15年02月28日	社団法人 日本下水道協会
	下水道推進工法用ダクタイル鋳鉄管 (G-2) 1999年	平成11年04月30日	社団法人 日本下水道協会
(その他)	ライフライン下水道の復旧を急げ!! 新潟県中越地震-100日間の闘い-	平成17年11月	社団法人 日本下水道協会
	日本の下水道	平成17年10月	社団法人 日本下水道協会
日本下水道事業団			
設計要領等 ※ 右記に示す設計要領 等は貸与が基本(無 断使用を禁じられ ているので要注意)	下水道施設耐震診断要領(案)	平成11年03月	日本下水道事業団
	下水道施設耐震診断要領 耐震診断用基礎杭指標	平成12年04月	日本下水道事業団
	構造物設計指針	平成15年04月	日本下水道事業団
	基本設計指針	平成16年04月	日本下水道事業団
	下水道施設再構築業務 必携	平成17年03月	日本下水道事業団
財団法人 下水道新技術推進機構			
技術マニュアル	新管路システム(I) 設計マニュアル〔設計編・資料編〕	平成07年03月30日	財団法人 下水道新技術推進機構
	新管路システム(II) 設計マニュアル〔設計編・資料編〕	平成07年03月30日	財団法人 下水道新技術推進機構
	プレキャストボックスカルバート 技術マニュアル〔本編・資料編〕	平成08年03月29日	財団法人 下水道新技術推進機構
土木学会			
報告書	CD-ROM 平成16年新潟県中越地震被害調査報告書	平成18年03月	新潟県中越地震 被害調査特別委員会
	震災デジタルライブラリーVol.1 阪神・淡路大震災10年デジタルアーカイブ	平成17年06月	阪神・淡路大震災 10周年行事实行委員会
	阪神・淡路大震災調査報告9 ライフライン施設の被害と復旧	平成11年09月	阪神・淡路大震災 調査報告編集委員会
都市等			
東京都	「東京都下水道局地震対策マニュアル」 応急対策編	平成10年08月	東京都下水道局
	「東京都下水道局地震対策マニュアル」 予防対策編	平成10年08月	東京都下水道局
	「下水道局施設耐震構造指針」 処理場・ポンプ場施設編 管路施設編	平成10年08月	東京都下水道局
財団法人 愛知水と 緑の公社	下水道耐震設計の手引(案)	平成15年11月	財団法人 愛知水と緑の公社
	下水道管路施設耐震診断の手引(案) 「らくらく耐震診断」	平成15年11月	財団法人 愛知水と緑の公社

7.4 津波の検証

7.4.1 対象地域の選定及び津波モデルの設定

東海・東南海・南海等の巨大地震の発生に伴い、沿岸部の下水処理場、上水道の浄水場に多大な被害が発生するのみでなく、河川横断の水管橋や沿岸部の道路に埋設された管路の流出という被害が発生する恐れがある。（図 7-4-1，図 7-4-2：2004 年スマトラ沖地震・津波災害参照⁹⁾）

解析的検討として、処理場が津波を受けたときの解析、および、その結果を基づく処理場の機能検討や、地域の防災シミュレーション等を実施する予定である。



図 7.4.1 ポンプステーションの周りに散乱した輸送管 図 7.4.2 ムラボー近傍の浸食された海岸道路

7.4.2 津波の検証

a. 目的

ここでは、東海・東南海・南海も含む連動型地震により津波が発生した場合を想定して、海に隣接する下水処理場及びその周辺地域に及ぼす津波の影響を検討し、下水処理場が有する防災施設としての機能を把握するとともに、下水処理場が津波により処理機能不全に陥った場合の対策の方向性等を明らかにすることを目的として行う。

b. 対策例

下水終末処理場は、水の循環において末端に位置し、機能不全に陥った場合には、上水道及び下水道も同様に使用不能となる。兵庫県南部地震以降の処理場被害については、早期仮復旧により仮処理施設の設置が可能であったことから、上下水道使用には支障を来たしたことはなかった。但し、津波による被害が発生した場合には、泥土により施設が埋没するため、早期復旧は困難となる。

そこで、沿岸部に隣接した処理場の対策としては、以下の対策例が考えられる。

- ・ 水処理施設 1 系列分の覆盖対応
- ・ 機械、電気設備の上部への移設
- ・ 他の処理場とのネットワーク化

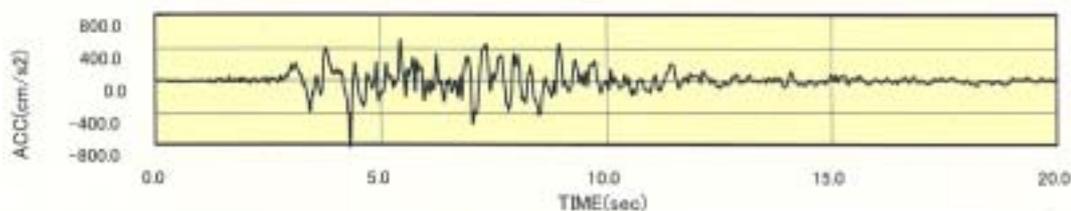
7.5 パイプライン構造の検討

7.5.1 構造モデルの設定

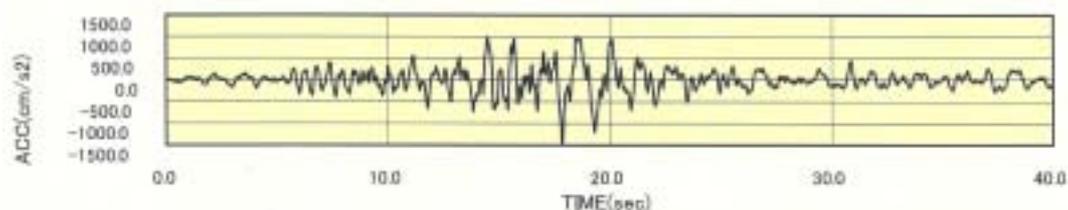
地中線状構造物の合理的な地震対策の一つに長手方向管体間に変位呼吸空間を設け地震時ひずみを吸収する方法がある。これは長手方向の地震動により軸ひずみが優勢となる口径が小さい線状構造物の場合の地震対策として極めて合理的である。上下水道管路のヒューム管やダクタイル管にはこの方法が多く採用されている。

このような工法を用いると、最大となるような地震時地盤ひずみを予測し、このひずみを上回る免震性能を付加しておけば、耐震設計は省略される事になる。そこで、最強と考えられるレベル2地震動並びに想定される東海地震動を用い、想定される地盤剛性変化点の小規模線状地中構造物設計用の長手方向地盤ひずみの上限を想定した。

構造モデルの設定については、「想定最強地震動を用いた想定地盤急変化部で発生する地震時ひずみ 土木学会地下構造物の合理的な地震対策シンポジウム論文集」²⁰⁾を参照する。解析に用いた入力地震波の内、レベル2地震動に相当する波形データは、1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランド基盤波（PI波）としている。また、想定最強地震動は、東海地震における最強地震動として想定される日の出基盤波（HI波）とし、この両波形の加速度データを図7.5.1に示す。また、加速度フーリエスペクトルを図7.5.2に示し、この図からPI波は1.1Hz、5.8Hzの比較的短周期の成分にピークを持つのに対し、HI波の加速度スペクトルは周波数0.8Hz、1.7~2.1Hz、2.8Hzにピークを持ち長周期・短周期の両方の成分が多いことが特徴付けられる。また、地震動に伴うせん断ひずみ~せん断剛性・減衰定数の関係は、沖積粘性土の代表的ひずみ依存曲線に基づく等価線形としたが、試算段階である程度の大変形が予想されたため、図7.5.3に示すようにせん断ひずみ $\gamma \geq 2.0\%$ 以上のせん断剛性率 G/G_0 を一定にした。そのほか解析を簡素化させるため、あらかじめ軟弱層のせん断剛性 G を約60%（ $\approx 14000\text{kN/m}^2$ ）、せん断弾性波速度 V_s を約80%（ $\approx 90\text{m/s}$ ）に低下させた弾性解析も併用した。



(a) ポートアイランド波（兵庫県南部地震：PI波）



(b) 日の出波（想定東海地震：HI波）

図 7.5.1 波形の加速度

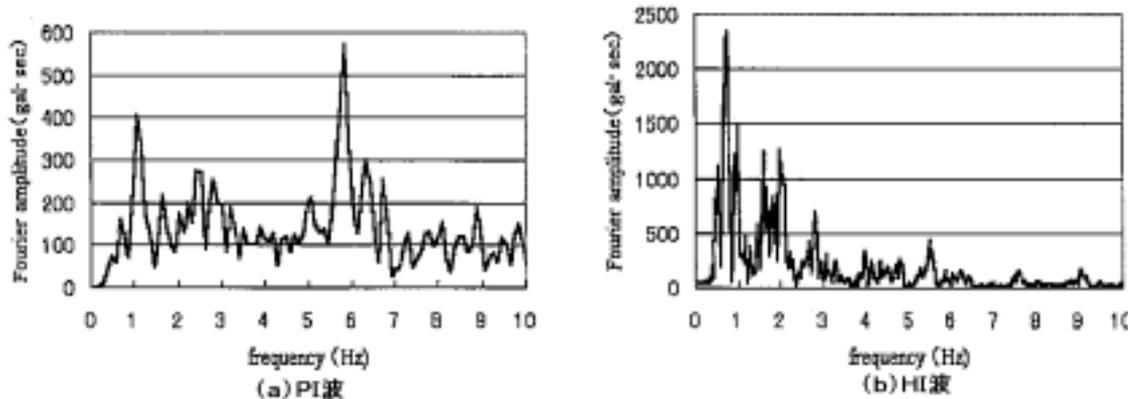


図 7.5.2 波形の加速度フーリエスペクトル

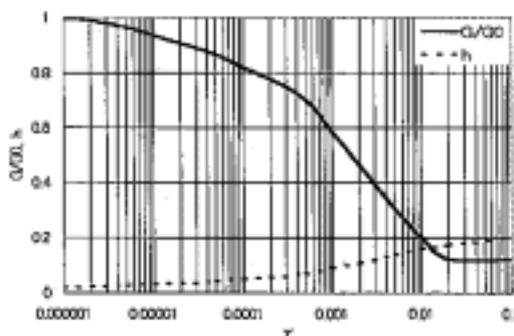


図 7.5.3 ひずみ依存曲線

7.5.2 構造の検証

上記論文集の解析結果から、地質学的基盤層内の伝播速度 $c = 700, 1000, 1500, 3000 \text{ m/s}$ の4ケースにおける地盤軸ひずみ最大値の関係を図 7.5.4 に示す。この結果を基にすれば、地盤の硬軟急変部での地盤ひずみは、地震波の地質学的基盤層や軟弱層内での伝播速度により変化するが、地質学的基盤の最下限値 $c = 700 \text{ m/s}$ という例外的ケース（一般的に $1000 \sim 1500 \text{ m/s}$ ）において最大値の地盤軸ひずみとなり、レベル 2 地震動（PI 波）で約 0.5%，想定最強地震動（HI 波）で約 3.5%程度と予測される。

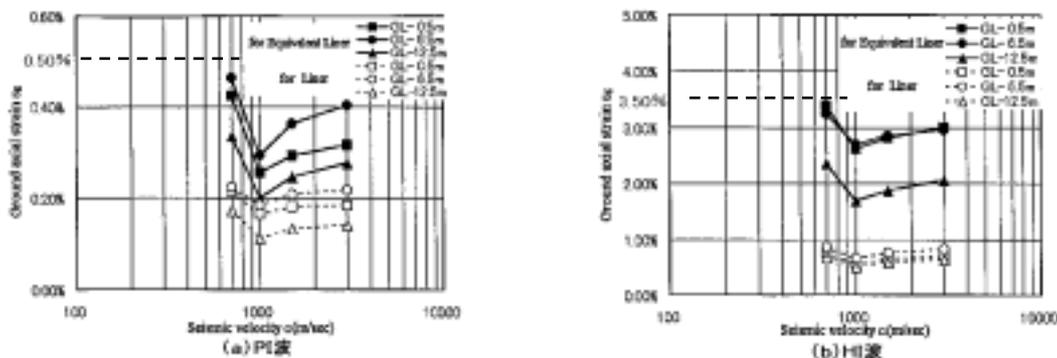


図 7.5.4 各地盤軸ひずみ値

参考として、PI, HI 波の等価線形解析 $c = 1500 \text{ m/s}$ で GL-12.5m の場合における地盤軸ひずみ分布を図 7.5.5 に示す。

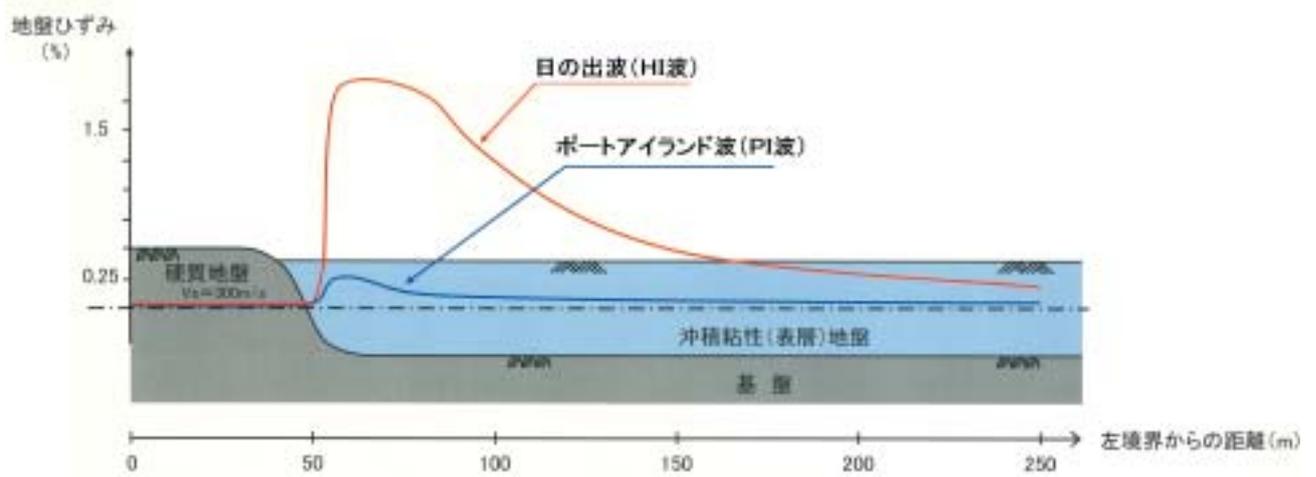


図 7.5.5 地盤軸ひずみ分布図
($C=1500\text{m/s}$, GL-12.5m の場合：参考)

PI 波で 0.5%, HI 波で 3.5% の各地盤ひずみ最大値を一般の下水道管路の差し込み継手部へ反映させた場合、以下のとおりとなる。

a. 簡単な試算例：下水道小口径管推進工法用鉄筋コンクリート管（JSWAS A-6 規格）の場合

[規格値] 管の有効長 $l = 2.00\text{m}$ ，継手の規格許容値 $\sigma_a = 10 \sim 57\text{mm}$ （継手の形式により異なる）

- ・PI 波に対して， $\sigma = 2000 \times 0.005 = 10\text{mm} \cdots \text{OK}$ （継手の形式によらず満足する）
- ・HI 波に対して， $\sigma = 2000 \times 0.035 = 70\text{mm} \cdots \text{NG}$ （何らかの特殊な可とう継手を用いる，または半管を用いる等の対策が必要となる。また，可とう継手を挿入する場合は図 7.5.4 より地盤ひずみが最大となる硬軟境界の軟弱層側とする。）

b. 試算結果

上記は非開削工法（小口径管推進工法）の場合である。開削工法では掘削断面が埋戻し土に置換されるので、剛性急変化部での影響は小さいものと考えられる。下水道事業では、小口径管推進工法が特殊工法（非開削工法等）の中の 69% を占め、最も施工実績が多い。それらが、地盤の硬軟急変化部においてレベル 2 地震動時に発生する地盤軸ひずみに対し、現行の規格製品で抜け出し量に対応できることが解析的に検証された意義は大きい。地盤の剛性急変化部に推進工法の急曲線が入る場合、軟弱層で液状化の発生が予測される等、複数の条件が重なる特殊な場合を除けば特別な対応は不要と判断できる。ただし、想定最強地震動に対応するためには、何らかの抜け出し対策を講じる必要がある。

7.6 巨大地震への課題と提案

各ヒアリング結果のまとめ、津波の検証、パイプライン構造の検討結果から、今後想定される巨大地震に対するパイプラインとしての課題と提案を各項目ごとにまとめる。

7.6.1 構造面の課題と提案

- a. 上水道については、耐震管路の使用が効果的である。
- b. 下水道については、埋戻し土の液状化の発生を防止することが重要。
- c. 斜面崩壊による管路事故の対策として、山側に布設することが望ましいと考えられる。
- d. 既設管路の耐震化対策については、現状有効な手立てが無く、新技術の開発が望まれる。
- e. 下水道処理場等の施設については、復旧に時間を要する様な被害が想定される場合、予め対策を講じておく必要がある。（水処理1系列の確保、機械・電気設備の保護策、ネットワーク化等）
- f. 地盤の硬軟急変化部においてレベル2地震動時に発生する地盤軸ひずみに対しては、現行の規格管材で対応可能であるが、使用管材に不利となる様な特殊状況が想定される場合については、別途考慮する。

7.6.2 システム面の課題と提案

現段階におけるシステム面の有効な手法としては、上水道における大容量送水管の布設や重要管路の複数化、配水管路のブロック化、下水道における二条化・バイパス等のネットワーク化やバックアップ等が挙げられる。その他として、今回ヒアリング等で判明したシステム面の課題と提案について以下に示す。

a. 上下水道の統合的システム化（水循環システム）

生活に密着した水循環において上下水道は密接な関係があり、同様に震災後の対策についてもどちらかの施設の復旧が遅れば、水循環が滞り、混乱が生じてしまう。そこで、上下水道の統合的なシステム化を推進し、震災後における水循環システムの早急な復旧を図ることが必要となる。

b. 水道事業の広域化の促進の必要性

新潟県中越地震においては、震源域が中小規模都市であり、復旧活動において技術者不足により、他都市からの応援に依存することが多かった。中小規模事業者は経営基盤が脆弱であり、非常時における対応は困難であることが多いので、厚生労働省が提唱するように、水道事業の広域化の促進も重要な課題と考えられる。

c. 集落の個別対応

集落が分散する地区に対し、市街地と同様に非常時においても同様の施設水準を確保することは、経済的に極めて困難であると考えられる。これらの地区に対しては、パイプラインが分断非常時に孤立する可能性があることを前提にし、非常用の井戸などの給水設備や、浄化槽などの整備をで対応することが望ましいと考えられる。

7.6.3 人的支援・経済的支援のあり方

a. 復旧支援のあり方：提言

上下水道分野においては、兵庫県南部地震での教訓からそれぞれの協会が中心となって被災を受けた地域に対する相互支援システムが構築されている。本WGでは、これらのシステムがその後の災害においてどのように活用されて、どのような成果が得られたか、また、新たにどのような課題が見つかったか等について調査し、来るべき巨大地震への対応策を検討する。

今回の調査の結果、全体としてみれば相互支援システムは円滑に機能していたと思われるが、個々の局面では幾つかの課題があることが明らかになった。例えば、マニュアルに書かれている内容に問題はなくとも、それを受けて実行する自治体には自治体の規模（に伴う職員数）により、マニュアルの整備状況や初動体制に温度差があったことがわかった。すなわち長岡市では、マニュアル通りに支援要請等がなされていたが、現場としては被災直後の職員不足（特に、復旧作業全体の指揮を取れる職員）を補うような形での支援を望むとの声があった。また、下水道の分野では、支援組織はブロック化されていたが、そのブロック割が日常の活動とは乖離したものであったので災害復旧初期における作業に多少の問題があったとのことであった（ブロック割は、その後も日常の業務を考慮した形に修正されている）。小千谷市でも同様に当初の混乱期には人員不足から給水車等の応援を受けても、市当局には給水箇所の指定などの運用面を考える余裕や応援部隊の道案内等の余裕がなかったことから、被災地の状況にあった人材（運用面での指揮監督ができる人材）の派遣など被災自治体の実情にあった支援内容を望むとの要望があった。また、川口町では簡易水道のため水道協会の相互支援協定の枠外であったこと、通常からの技術者の不足に相俟って地域全体が完全に孤立状態に陥っていたので、外部との連絡が取れずに、約1週間後に復旧作業が始まった状態であった。なお、川口町は、被災後に水道協会へ加入したとのことであった。

このように今回ヒアリングを行なった自治体間においてもその規模によって相互支援システムの評価にも差が見られた。特に、中小都市への支援活動には多くの課題もあることがわかることなど今後への大きな教訓が得られた。今回のヒアリング等から明らかになった主要な課題は、①被災現地での司令塔不在による混乱、②連絡体制の不備、③災害復旧体制の不備による混乱、④担当技術者の不足など復旧支援の根幹に関わることであるので、以下に、幾つかの提言を整理しておく。

（ ）相互応援協定の手直しと日常的な訓練の必要性

協会等で作成する相互支援ルールは、地域の日常活動等を考慮したブロック割や幹事支部の決定などきめ細かい配慮を行なうと共に、大規模事業者が被災したケースや中小事業者が被災したケースに分けておくべきである。中小事業者が被災した場合、発災直後に対応できる職員数に限界があり、被害調査やそれに伴う支援依頼まで行なうのが困難であるので、地区を統括する幹事自治体等の判断で早い時期から要請を待たないでも独自に支援チームが派遣できるようにしておくべきである。また、各事業者では、協会等のルールを基に、それぞれの自治体の特性に応じた非常時の危機管理機構、作業手順を含んだ危機対処マニュアルを用意し、日頃、定期的に発災を想定した訓練（図上または実動）を行っておく必要がある。訓練の際には、発災からの時間経過や地震の規模に応じたいくつかの場面を想定して行なう必要がある。

特に、大規模震災を想定した訓練においては、政府・自治体の震災対処計画との整合性を図りつつ、幾つかのシナリオ（例：首都圏直下、東海地震など）に基づく広域応援体制を確かめておく必要がある。その際には、内閣府また各関係省庁を中心とした組織的な訓練が望ましい。

（ ）統制された支援チームの編成と訓練

支援チームは、被災地での多様な作業に対応できるように指揮能力を有するリーダーを含んだ自己完結型

の組織であることが望ましい。関係協会では、平常から状況に応じて自治体間の調整を行い、かつ必要に応じた作業手順についての意見を提言・実行できる能力を持ったリーダーの養成と必要な訓練を行っておくべきである。

また、自治体側も平常時から被災時には他事業体からの支援チームを受け入れることを念頭に置いた施設管理台帳の整備とともに受け入れ準備（受け入れ先、依頼事項、支援事項等）を考慮した訓練を行っておく必要がある。

（ ）非常時対応への民間活用とその準備

中小自治体では、職員が恒常的に少ない上に、被災直後には住民対応などに追われる状態が予想されるので、平常時から地域の事情の分かる民間技術者の活用などを検討し、準備しておく必要がある。

（ ）関連事業体の連携の強化

復旧過程では、上水道、下水道、ガス、電気などライフライン事業体の相互連携が重要である。特に、将来予想される巨大地震に対処するためには、現在個別に対応している相互連携スキームをさらに拡充させると共に、内閣府にライフライン管理庁（仮称）などを設置して、被災時には直ちに現場に出向き、各機関の連絡調整にあたり、適宜適切な指示が与えられるようにしておく必要がある。

当面は、各ライフライン事業体（また協会）が道路管理者を含め“連絡協議会”を設置して随時日常業務に必要な打ち合わせ等を行ないながら、担当者同士の人的交流を図っておくことが重要である。なお、そのなかでは被災時には現場に必要な調整に当たれる緊急対応チームの編成など被災直後に活動できるように準備し、平常から訓練しておくべきである。

（ ）その他

特に、中小自治体においては、被災時に活動できる職員数には制約があるので、地域防災計画の中で他府県からの応援部隊の道案内その他のいくつかの作業を手助けする地域住民の組織化なども考慮しておく必要がある。

b. 補助(査定)制度のあり方

震災後、災害査定を受けた自治体から国庫負担・補助申請書等に基づいた災害査定制度の在り方に問題視する意見が挙がっている。これを踏まえて課題と提案を以下に示す。

- (1) 上水道と下水道の補助金の不平等性
- (2) 災害査定手法の簡略化
- (3) 地域性を考慮した査定期間・復旧工事期間の延長
- (4) 災害査定期間後に判明した復旧箇所の補助採択

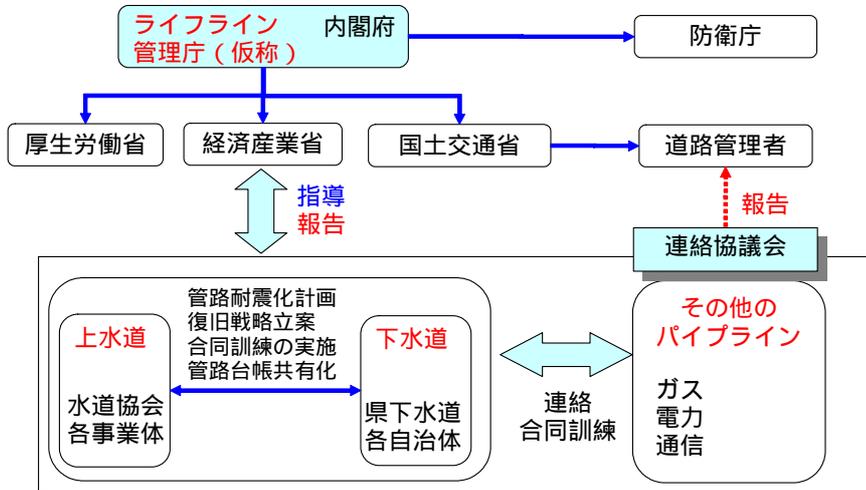
c. 巨大地震における対応に関するその他の考慮すべき事項

その他、上下水道に限らない問題であるが、地域防災計画の策定段階で考慮すべき事項を以下に列挙する。

- (1) 自治体間での相互応援協定の締結及び合同防災訓練の実施
- (2) 同時に被災することがないように、ある程度距離が離れている自治体間の協定締結
- (3) 自治体間での情報の共有化と被災時の活用方法（管路情報等）
- (4) 被害状況によっては、市民全員を避難させること（効率的な復旧作業のため）

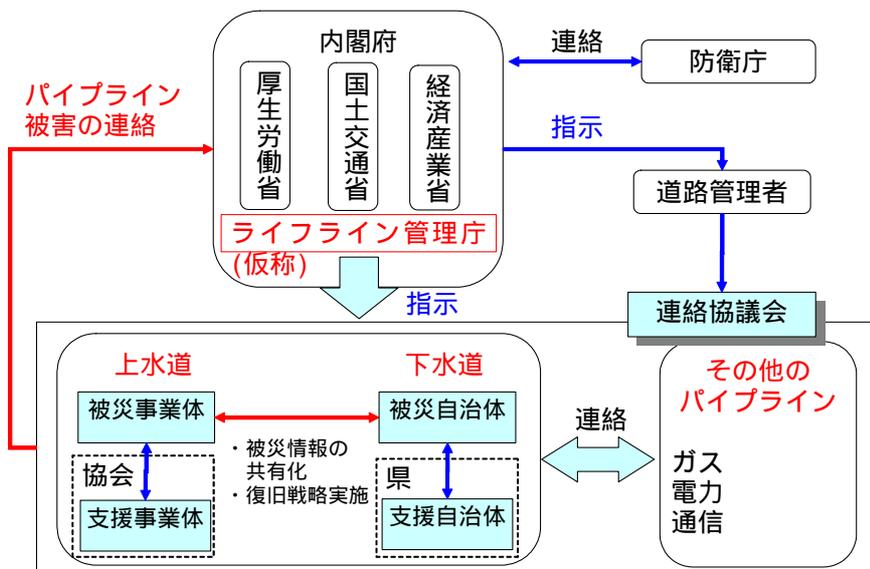
7.6.4 支援組織体制の提案

本WG作業の総括として、パイプラインにおける理想的な支援組織体制を作成し、以下に提案する。



1. 道路管理者が中心として、市町村での管路情報等の共有化し、連絡協議会を設置する。
2. 定期的な広域訓練（大都市：他県との訓練，中小都市：県内での訓練），合同訓練（他のパイプラインの事業者との訓練）の実施
3. 課長クラスでの連絡体制の確立
4. 上水道，下水道の復旧戦略を一本化する。
5. 内閣府の主導のもと，関係省庁の連携を図っておく。

図 7.6.1 平常時の支援組織体制



1. 平常時の連絡体制を用いて，関連事業者との連絡を行う。
2. 復旧戦略の実施
3. 中小規模事業者の場合，支援団体がリーダーを担うこともある。

図 7.6.2 非常時の支援組織体制

参考文献

- 1) 防災システム研究所HP : <http://www.bo-sai.co.jp/tounankainankai.htm>
- 2) (社) 日本下水道協会 ; 下水道施設耐震計算例, 管路施設編, 前編, 2001年版
- 3) 日本水道協会 : 1995年兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析, 1996
- 4) 水道六法,
- 5) (社) 日本水道協会 : 水道施設耐震工法指針・解説, 1997
- 6) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 : 阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害, 1998
- 7) 厚生労働省 : 新潟県中越地震水道被害調査報告書, 2005
- 8) 神戸市水道局 : 阪神淡路大震災 水道復旧の記録, 1996
- 9) 土木学会地震工学論文集 : 阪神・中越・スマトラ沖地震・津波に学ぶライフライン今後の課題
- 10) 神戸市水道局HP : <http://www.city.kobe.jp/cityoffice/51/index.html>
- 11) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 : 阪神・淡路大震災調査報告, ライフライン施設の被害と復旧
- 12) 神戸市建設局 : 阪神・淡路大震災における神戸市下水道施設の被害と復旧・復興の記録, 写真47, P18, P24, 平成10年10月,
- 13) 神戸市建設局 : 震災10年神戸からの発信 下水道の復興とさらなる飛躍, P10, P12, P15, 平成17年1月,
- 14) 神戸市建設局下水道河川部 : 神戸市公共下水道利用型仮設トイレ 仮設水洗トイレ, 2000. 11
- 15) 日系B P社 : 日系コンストラクション, Vol. 2004. 11. 12, 2004
- 16) 新潟県土木部都支局下水道課 : 下水道災害復旧の記録 新潟県中越大震災, P54, 平成18年3月
- 17) 横浜市水道局HP : http://www.city.yokohama.jp/me/suidou/ja/press/press20050916_1.html
- 18) ガス地震対策検討会報告書, 1996年1月
- 19) 新潟県中越地震ガス地震対策調査検討会報告書, P13
- 20) 土木学会論文集 : 想定最強地震動を用いた想定地盤急変化部で発生する地震時ひずみ

8. タンクWG

8.1 はじめに

本WGは、ほぼ月1回の頻度でWG会議を計15回、その間に幹事会を数回開催し、所期の目的に沿った調査・検討を行った。また、同一趣旨の下に並行して開催されている建築学会の容器構造WGに、主査以下4名の委員が出席して、相互協力の下にワークを実施した。

WG委員は、主査、幹事3名、協力者1名を含む計20名で構成されており、内4名が容器構造WGから兼務参加している。ちなみに、建築学会容器構造WGの構成は、土木学会からの兼務参加者4名を含む計14名である。

今回の調査では、各種のタンクについて、以下の調査・検討を行うこととした。

- (1) 耐震設計基準の考え方及び巨大地震対策検討の現状を調査する。
- (2) 提供地震動の長周期スロッシング応答に係る設計入力地震動としての評価を行う。
- (3) 長周期地震動に対するタンクの耐震診断、およびその耐震対策方法を調査・検討し、ガイドラインとしてまとめる。

8.2 対象とするタンク

8.2.1 タンクの種類

タンクの種類は多様であるが、ここでは土木技術者が係わる大型の液体タンクとして石油タンク、LNG タンク（地下式・地上式）および水道（上水道・下水道）タンクを取り上げることにする。本検討で主眼とするスロッシングについては、地震の被害はタンク上部、特に屋根周りに関係することが多い。屋根の種類としては、通常の固定屋根と石油タンクに多い浮屋根がある。また、タンク形状は、普通円筒形であるが、下水道施設ではいろいろな形状のタンクも見られる。

a. 石油タンク

石油タンクは、特定屋外貯蔵タンクと呼ばれる容量 1,000kl 以上のものが全国に 8 千基程度設置されていると言われており、容量は最大で 110,000kl 程度である。タンク形状は円筒形、タンク本体は鋼製である。10,000kl を超えるような大型の石油タンクには、図-8.2.1 に示すような浮屋根が用いられるのが普通である。浮屋根の歴史は古く、現在のような浮屋根形式になってからでも、ほぼ 50 年の歴史があると言われる。

ここでは、2003 年十勝沖地震による苫小牧地区の石油タンクの被害に鑑み、基準改訂がなされた消防法の動向と相俟って、長周期地震動の設定や浮屋根強度の検討方法を調査し、浮屋根耐震強度の改善対策やスロッシング波高の低減対策等を調査・検討する。

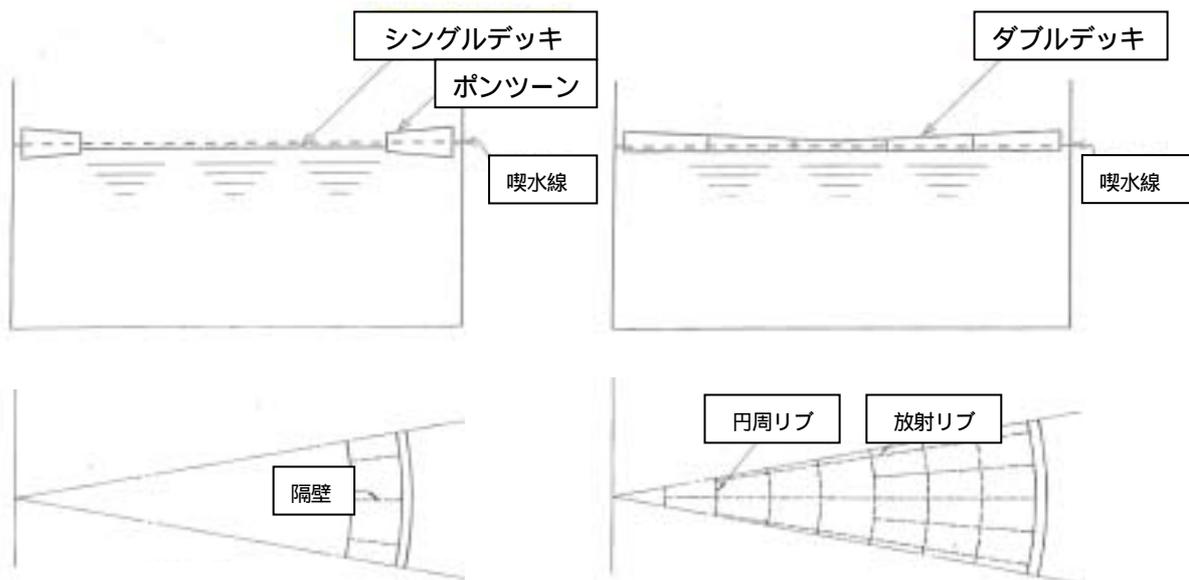


図-8.2.1 浮屋根式石油タンク（左：シングルデッキ形式 右：ダブルデッキ形式）

b. LNG タンク

LNG 貯槽には、LNG 地上式貯槽、LNG 地下式貯槽、および地上式貯槽を外周盛土または地中に掘ったピットの内部に納める型式の 3 種類がある。また、地上式貯槽は金属 2 重殻方式とプレストレスコンクリート（PC）外壁方式があり、地下式貯槽は PC 外壁と内側メンブレンから構成される方式が多い。いずれの方式においても、LNG は-162℃ という極低温物体を貯蔵するために外槽と内槽、あるいは外壁とメンブレンの間に断熱材が配備される。代表的な LNG 貯槽を図-8.2.2 に示す。LNG 貯槽については、空間に高圧ガスを密封することから、図に示すような固定屋根が用いられる。

LNG 貯槽については、平成 14 年度に大規模な基準（LNG 地上式・地下式貯槽指針）の改訂が行われ、兵庫県南部地震以降の考え方としてレベル 2 地震動の概念が導入されている。このようなことから、今回の検討においては、主に海洋型地震から発生する長周期地震動のレベルが基準に規定されるレベルとどのような関係になるかを評価する。

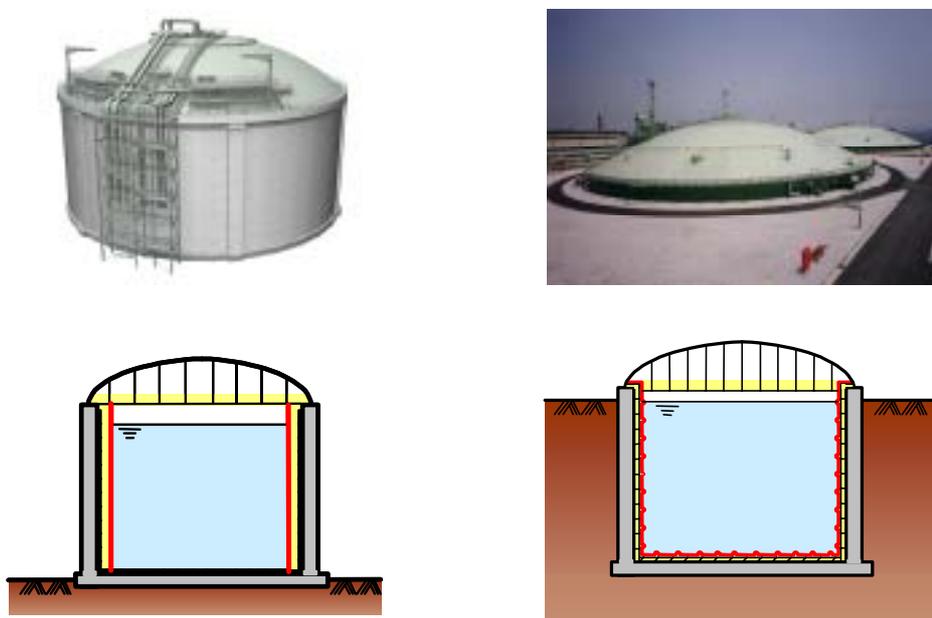


図-8.2.2 LNG 地上式・地下式貯槽の例

c. 水道タンク

上水道タンクは、地上式のものには円筒形でドーム型屋根を持つものが多く、本体は鋼製、RC 製、PC 製等があり、その規模は石油タンクの中・小型に相当する。地下式上水道施設や下水道施設（図-8.2.3）には、さまざまな形状のものがあるが、屋根は平屋根が多い。

水道施設は、兵庫県南部地震以降の改訂でレベル 2 地震動の考え方が採用されているが、長周期地震動を考慮したスロッシングの具体的な規定は、基準に明示されていない現状であり、ここでは石油・LNG タンクに準じて巨大地震に対する挙動と対策を検討する。

8.2.2 タンクの固有周期特性

長周期スロッシング応答に関係する特性としてもっとも重要な 1 次固有周期は、円筒形タンク（自由表面状態）の場合図-8.2.4 のようになる。なお、石油タンクに多い浮屋根式タンクに関しては、浮屋根を考慮したスロッシングの固有周期について後章で論じているが、1 次モードについては自由表面の場合と大差はない。

- (1) 石油タンクは、円筒内径は 10m~80m 程度、液深は最大で 20m~22m 程度である。液深が浅くなるほど固有周期は長くなり、固有周期は総体的に 3-14sec 程度と考えてよい。円筒形水道タンクは、石油タンクの中・小型サイズに相当するので、固有周期は 3-8sec 程度と考えてよい。
- (2) LNG タンクは、比較的大型のものが多く、内径は 40m~80m 程度、液深は最大 30m~50m 程度である。したがって、固有周期は 6-10sec 程度と考えてよい。

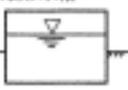
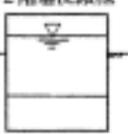
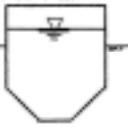
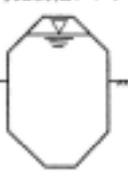
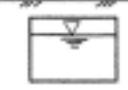
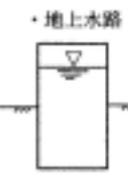
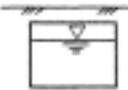
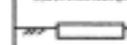
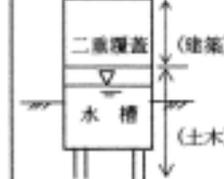
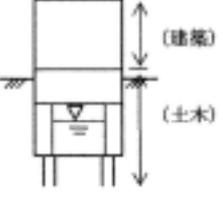
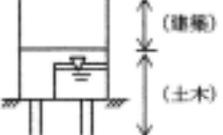
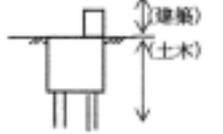
土木構造物				複合構造物	
I類 (水槽構造物)		II類 (地下埋設管線/施設)	III類 (施設/構造物)	IV類 (複合構造物)	
1-1 矩形/円形水槽	1-2 円筒形水槽			IV-1 二重覆蓋のある水槽構造物	IV-2 地上部や地下室の一部に下水に係わる水槽構造物を有する建築構造物
・矩形水槽  ・2階層沈殿池  ・円形水槽 	・汚泥消化タンク  ・地下水槽  ・地上水路 	・地下管廊  ・地下水路 	・機械基礎版 	・二重覆蓋水槽 	・沈砂池ポンプ棟等  ・地上に水槽がある場合  ・地下部に下水に係わる水槽構造物の機能と一体の設備を収容する施設。 

図-8.2.3 各種下水道施設

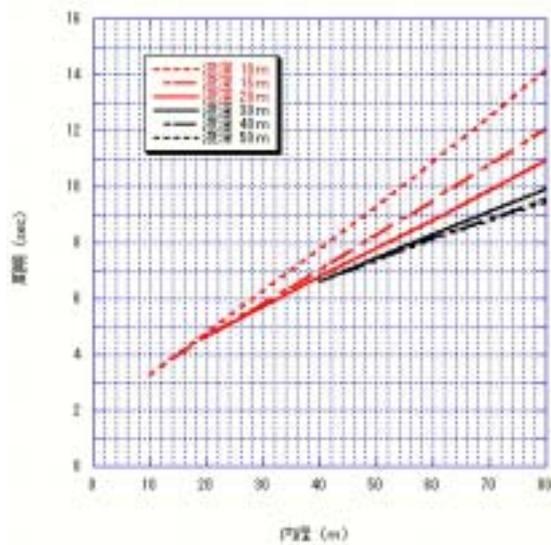


図-8.2.4 円筒形タンクのスロッシング固有周期

8.3 各種タンクの耐震基準の考え方

8.3.1 石油タンク

a. 消防法旧告示による規定

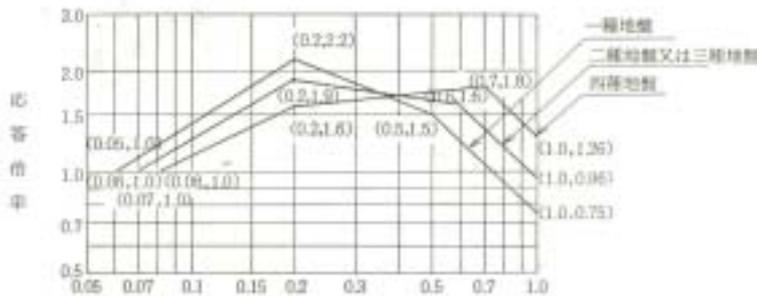
1983年制定された旧告示[1]において、地震の影響を短周期応答（バルジング、ほぼ1-2sec以下）と長周期液面揺動（スロッシング、ほぼ3sec以上）に分けて耐震安全性を検討する規定が初めて示された（たとえば、[2]）。そこでは、地震力および液面揺動の算出ベースとなる設計水平震度が次のように与えられた。すなわち、短周期バルジング応答に関して、

$$Kh_1 = 0.15 \nu_1 \nu_2 \nu_3 \quad (8.3.1)$$

長周期スロッシング応答に関して、

$$Kh_2 = 0.15 \nu_1 \nu_4 \quad (8.3.2)$$

ここで、 ν_1 および ν_2 は地域別補正係数（1.0～0.7）および地盤別補正係数（1.5～2.0）であり、 ν_3 は短周期応答に関する応答倍率である。 ν_3 は、特定屋外貯蔵タンクのバルジング固有周期（ $T_b < 1.0\text{sec}$ ）および地盤種別に依存し、図-8.3.1において求められる。



特定屋外貯蔵タンクの固有周期

図-8.3.1 短周期応答に関する応答倍率

また、 ν_4 は長周期応答に関する応答倍率であり、自由表面のスロッシング1次固有周期から次式で与えられる。

$$\nu_4 = 4.5 / T_s \quad (8.3.3)$$

ただし、

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.68g} \coth\left(\frac{3.68H}{D}\right)} \quad (8.3.4)$$

液面揺動（スロッシング）による最大波高は、次式により算定する。すなわち、

$$\eta_{\max} = 0.42D Kh_2 \quad (8.3.5)$$

一方、速度ポテンシャル理論より、スロッシング1次モードの最大波高非定常応答は、

$$\eta_{\max} = 0.419 \frac{D}{g} S_a \quad (8.3.6)$$

ただし、 S_a は加速度応答スペクトル

で表されるので、速度応答スペクトル（厳密には、擬似速度応答スペクトル）は次式ようになる。すなわち、

$$S_v = (T_s / 2\pi) S_a = 105 v_1 \quad (\text{kine}) \quad (8.3.7)$$

このように、消防法旧告示においては、スロッシング（長周期応答）に関する設計速度応答スペクトルの値は、地域によって異なるが、最大 105kine 程度であった。また、この場合スロッシングの影響としては、式(8.3.5)に対する液面変位とタンク本体に作用する地震力は考慮することが規定されていたが、石油タンクで多用される浮屋根に作用する地震力に関しては、明確な規定が存在しなかった。

b. 2003 年十勝沖地震の石油タンク被害

2003 年 9 月 26 日に発生した 2003 年十勝沖地震 (M8.0) においては、震央から 200km 以上離れた苫小牧地区における石油タンクにスロッシングによる甚大な被害が発生した。地震時液体タンクにスロッシングの被害が発生することは、しばしば報告されているが、この地震においては他の地震の際と異なる以下のような特徴が見られた。

- (1) 多数のタンクで浮屋根の沈没等の甚大な破損が発生し、日本では 1964 年新潟地震以来見られなかった、タンクの全面火災事故に繋がったこと
- (2) 精度のよい長周期地震動の記録が各地で観測され、長周期地震動の特性とスロッシング応答との関係が詳細に検討できること

これらの点は、石油タンクを始め、LNG/LPG タンク、水道用タンク、原子力容器等の大型液体タンクに関する今後の地震防災対策を考える上で大変重要である。

十勝沖地震における浮屋根式石油タンク被害の主たる要因は、過大なスロッシングに伴い浮屋根に大きな変形と応力が発生して、シングルデッキ形式浮屋根のポンツーンが座屈破壊したことである。すなわち、苫小牧地区にある製油所の大型石油タンク多数に被害が発生し、特にシングルデッキ形式浮屋根タンク 7 基では浮屋根が大破ないし沈没し、そのうち 2 基では火災事故が発生するという重大事故に繋がった（図-8.3.2）。



図-8.3.2 苫小牧タンクの火災被害（全面火災を生じ焼失した C タンクと浮屋根が沈没した隣接タンク）[4]

これらの被害の程度は、従来のスロッシング被害と比べてもはるかに甚大である。スロッシングによりシングルデッキ形式浮屋根のポンツーンが座屈破壊を生じた例は、1983年日本海中部地震の際にも観察されているが、この時には十勝沖地震のように浮屋根が沈没した例は見られなかった。図-8.3.3には、十勝沖地震における苫小牧のタンクと日本海中部地震における新潟のタンクの浮屋根ポンツーン座屈破壊状況が比較して示されている。坂井は、図-8.3.4に示す概念図を用いてスロッシングとこの被害パターンを分析している[5, 6]。

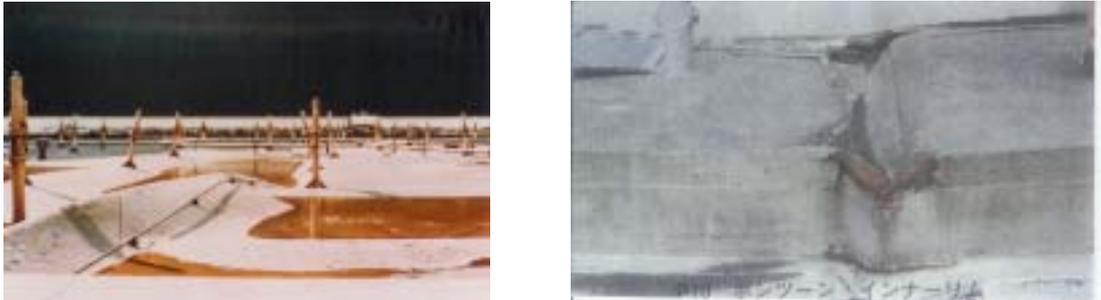


図-8.3.3 日本海中部地震および十勝沖地震[3]における浮屋根ポンツーンの座屈被害写真

十勝沖地震では、勇払平野一帯において、4~5sec以上の長周期帯域の成分が豊富な長周期地震動が明確に観測されている[4]。図-8.3.5は、苫小牧地区で得られた代表的な二つの地点の地震加速度記録から求めた速度応答スペクトルを示したものである。標準的な石油タンクのスロッシング1次モードの減衰定数は0.5~1.0%程度と見られるが、対応する二ヶ所の地震記録の速度応答スペクトルは、3secから8sec位までの領域で200kineを超える高いオーダーの値を示している。

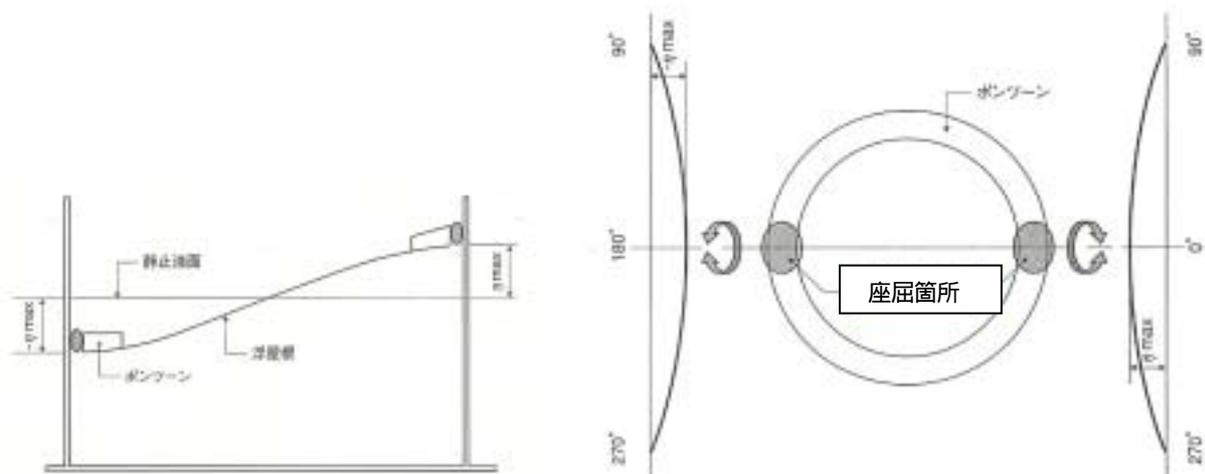


図-8.3.4 浮屋根タンクのスロッシングとシングルデッキ浮屋根ポンツーンの座屈

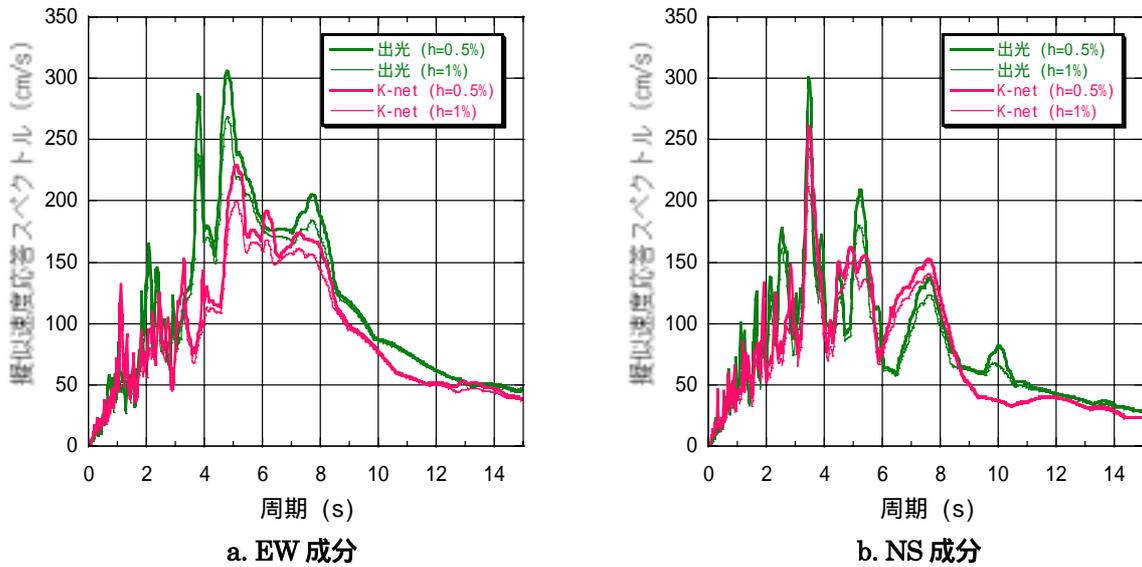


図-8.3.5 十勝沖地震の苫小牧記録（K-Net および出光製油所）による速度応答スペクトル

c. 新消防法告示による規定

消防庁ではこの被害に鑑み、座間の研究結果等[7]を受けて、旧来の設計用長周期地震動スペクトルを場所により最大2倍高めること、さらに危険物保安技術協会の浮屋根強度検討委員会の検討結果[8]を反映し、従来規定のなかったスロッシングに伴う浮屋根耐震強度について応力照査を規定すること、の2点を主眼とする基準改訂を行うこととし、2006年1月に発布している[9]。

図-8.3.6には、新告示において要求される旧告示に対しての補正係数を適用地域ごとに示している。

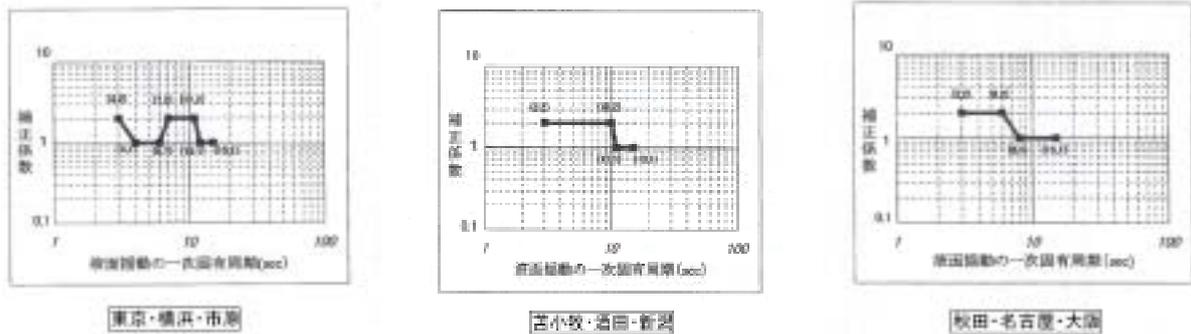


図-8.3.6 消防庁新告示による長周期域設計震度の補正係数

また、浮屋根耐震強度に関する応力照査式については、特にシングルデッキ形式浮屋根に関して、次の2点を考慮し、それぞれによる応力を合算することになっている。すなわち、

- (1) スロッシング1次モードの応答に関しては、波動の有限振幅効果によって、シングルデッキ形式浮屋根のポンツーンに過大な円周方向曲げモーメントが作用し、浮屋根のポンツーンを座屈破壊させる可能性があるため、この応力を算定すること

(2) スロッシング 2 次モードの応答が励起されるような場合には、中央部シングルデッキの大たわみ状態が出現し、これによる膜力によって周囲のポンツーンに大きな圧縮力と曲げモーメントが作用するので、この応力を算定すること

ダブルデッキ形式の浮屋根に関しては、通常剛性が高いことから、剛体浮屋根としてのスロッシングを仮定し、この場合に浮屋根に作用する液体動圧力を浮屋根に作用させて、応力を求めることにしている。

浮屋根の存在を考慮した時のスロッシング挙動については、従来の研究事例が少なく、減衰定数等の問題も含めて、まだ完全に問題が解明されたとは言えない状況ではあるが、今回の新告示による規定は、従来浮屋根の耐震強度規定がなかった状態で設計されてきた既存の石油タンク、あるいは今後新設される石油タンクの浮屋根構造の耐震安全性を向上させる上で大きな役割を果たすものと思われる。

8.3.2 LNG タンク

a. LNG 地上式貯槽指針・LNG 地下式貯槽指針

1995 年の兵庫県南部地震は、大都市を襲った直下型地震として、ガス・電気・水道等のライフラインにきわめて大きな被害を与えた。ガス関係の被害の大半は、「ガス導管耐震設計指針」(1982 年)以前に設置された低圧ガス導管であり、LNG タンク等のガス製造設備等については特に被害はなかった。

しかしながら、ガス製造設備等は被害発生時に周囲に及ぼす影響が大きく、設備の重要性が高いことから、従来のレベル 1 地震動に加え、供用期間中に発生する確率が低い高レベルの地震動(レベル 2 地震動)に対しても、変形は残留するが損壊はせず、二次被害を及ぼす恐れがないという耐震性の要件を明確にするため、「レベル 2 設計」の考え方が耐震指針に採用されることとなった。まず、2001 年「製造設備等耐震設計指針」が改定され、その後 2002 年に「LNG 地上式貯槽指針」および「LNG 地下式貯槽指針」として[10]、それぞれのタンクに関する具体的な規定が与えられた。

ガス製造設備等の耐震設計を行う際の基本的な考え方は、このようにレベル 1 地震動とレベル 2 地震動の 2 段階の地震動を想定し、それぞれに対し必要な耐震性能を確保することである。各レベル地震動の定義、対象設備、耐震性能を表-8.3.1 に示す。

表-8.3.1 LNG タンクの耐震性能

	レベル 1	レベル 2
地震動の定義	設備の供用中に発生する確率の高い地震動	設備の供用中に発生する確率の低い、高レベルの地震動
対象設備	「耐震設計設備」(塔槽類およびその支持構造物)、「配管系」およびその「基礎」	左記の設備のうち、災害危険度による重要度の高い設備
耐震性能	有害な変形等(設備に係る部材が塑性変形に達し、地震後もその変形が残留すること)が残留せず、かつ、当該設備内のガスの気密性が保持されること	設備に係る部材が塑性変形を生じても、当該設備内において保安上十分なガスの気密性が保持されること

設計地震動としては、次の2種類を用いる。

- (1) 第一設計地震動：耐震設計構造物の震度または加速度に対する耐震性を評価するための設計地震動
- (2) 第二設計地震動：タンクの液面揺動に対する耐震性を評価するための設計地震動

前者は、いわゆる短周期応答を評価するための地震動であり、地上式か地下式か LNG タンクの形式によりかなり異なる。後者は、長周期スロッシング応答を評価するための地震動であり、これに関しては地上式・地下式を問わず共通の現象を扱うので、両者の間に考え方の差はない。

b. 第一設計地震動について

(i) LNG 地上式貯槽指針における考え方

タンク設置位置近傍に大きな地震動を生じさせる可能性のある活断層が存在するかどうかにより、また断層解析を行うかどうかにより幾つかの方法があるが、基本的には次のような考え方で地表面における震度または加速度を算定する。すなわち、

$$K_H = 0.150 \alpha_0 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \quad (8.3.8)$$

ここで、 K_H ： 地表面における第一設計地震動の水平震度

α_0 ： レベル1地震動に対し1.0、レベル2地震動に対し2.0以上

α_1 ： 重要度係数（原則1.0）

α_2 ： 地域係数（レベル1地震動 1.0～0.4、レベル2地震動 1.0～0.7）

α_3 ： 表層地盤増幅係数（1.4～2.0）

この地震動に対する応答は、修正震度法、モード解析法、あるいは時刻歴応答解析法により算定するが、修正震度法による場合、設計修正震度は次式にて求める。

$$K_{MH} = \alpha_5 K_H \quad (8.3.9)$$

ここで、 α_5 は水平方向の応答倍率であって、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する例を示せば、図-8.3.7 のようになる。この場合減衰定数5%以外の場合にはその補正係数を考慮する必要があり、また(b)のレベル2地震動の場合に対しては部材の塑性変形による影響を適切に評価するよう求めている。

(ii) LNG 地下式貯槽指針における考え方

レベル1地震動に係わる設計地震動は、時刻歴応答解析あるいは震度法によって求める。震度法による場合、地盤の水平震度は次式にて算定する。

$$K_H = 0.150 \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \quad (8.3.10)$$

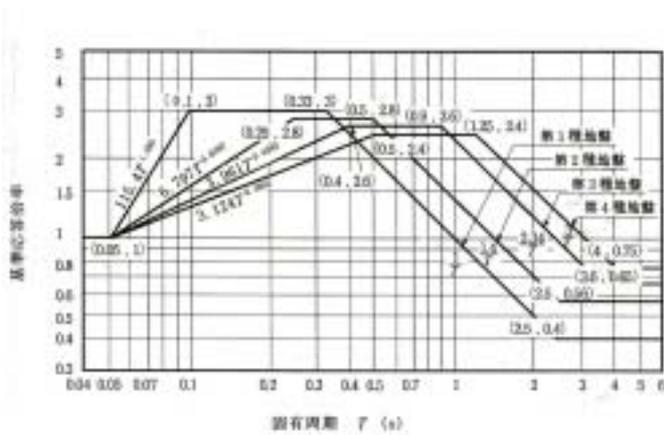
ここで、 α_1 ： 重要度係数（原則1.0）

α_2 : 地域係数 (1.0~0.4)

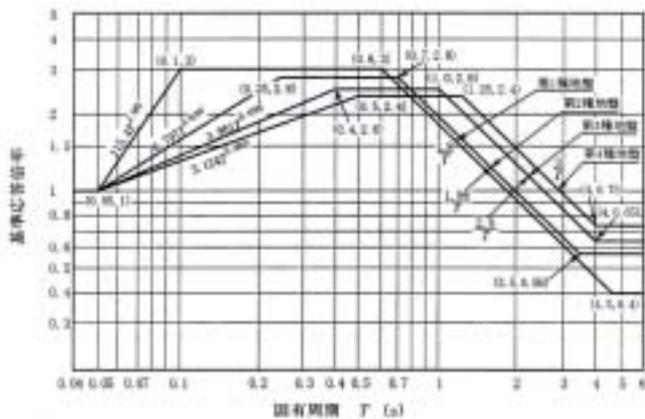
α_3 : 表層地盤増幅係数 (1.4~2.0)

α_4 : 地中部分の補正係数

レベル 2 地震動は、適切な方法により工学的基盤面において設定する。たとえば、既往の地震観測記録から得られる地震波を図-8.3.8 に示す工学的解放基盤面における加速度応答スペクトルに適合するように振動数領域で振幅調整して用いるか、またはこの加速度応答スペクトルに近い特性を有する地震波を用いる。



(a) レベル 1 地震動に対する基準応答倍率
(特 A 地区及び A 地区)



(b) レベル 2 地震動に対する基準応答倍率

図-8.3.7 LNG 地上式タンクの基準応答倍率の例

c. 第二設計地震動について

水平方向の第二設計地震動は、内容液スロッシングの 1 次固有周期 (前述の式(8.3.4)による) に応じ、以下に示す地表面の水平地動変位または水平地動速度を有する地震動とする方法が、あるいはタンク設置地域の過去の地震記録、地盤調査、想定する地震の規模等を考慮し、適切な方法により求める。前者の方法によれば、

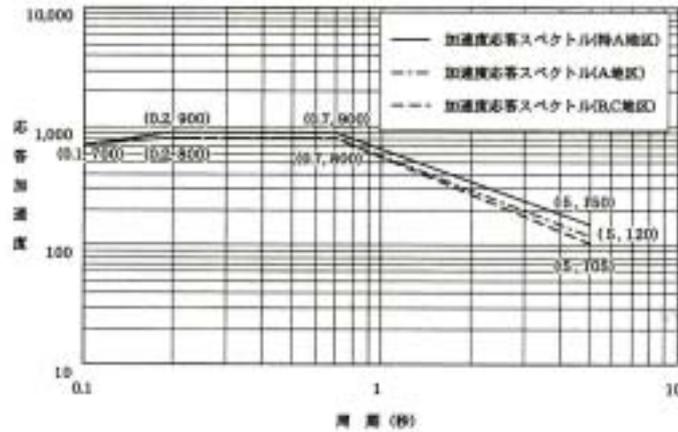


図-8.3.8 LNG 地下式タンクのレベル2地震動に係わる設計地震動の加速度応答スペクトル

$$D_H = 60 \alpha_d \alpha_1 \alpha_2 \quad \text{ただし、} T_s \geq 7.5 \alpha_d / \alpha_v \quad (8.3.11.a)$$

$$V_H = 50 \alpha_v \alpha_1 \alpha_2 \quad \text{ただし、} T_s \leq 7.5 \alpha_d / \alpha_v \quad (8.3.11.b)$$

ここで、 D_H ： 地表面における水平地動変位振幅 (cm)

V_H ： 地表面における水平地動速度振幅 (kine)

α_d ： 水平地動変位係数 (レベル1地震動 1.0、レベル2地震動 1.0以上)

α_v ： 水平地動速度係数 (レベル1地震動 1.0、レベル2地震動 1.0以上)

これに対するスロッシング応答は、3波共振法、時刻歴応答解析法あるいは応答スペクトル法によって求める。
3波共振法によれば、最大波高は次式で与えられる。

$$\eta_{\max} = 0.419 D_H \frac{D}{g} \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2 S(3) \quad (8.3.12.a)$$

$$\text{または} \quad \eta_{\max} = 0.419 V_H \frac{D}{g} \left(\frac{2\pi}{T_s} \right) S(3) \quad (8.3.12.b)$$

ここで、 $S(3)$ は正弦波3波入力時の応答倍率であり、減衰が小さい時には $S(3)=3$ となる。また、スロッシングの減衰率は0.5%以下とされている。

応答スペクトル法によれば、式(8.3.6)を用いて、

$$\eta_{\max} = 0.419 \frac{D}{g} S_a = 0.419 \frac{D}{g} \left(\frac{2\pi}{T_s} \right) S_v$$

となるので、3波共振法に対応する速度応答スペクトルの値は次のようになる。

$$S_v = 180\pi \left(\frac{2\pi}{T_s} \right) \alpha_d \alpha_1 \alpha_2 \quad (8.3.13.a)$$

$$\text{または } S_v = 150\pi \alpha_v \alpha_1 \alpha_2 \quad (8.3.13.b)$$

8.3.3 水道タンク

a. 水道施設耐震工法指針

1995年兵庫県南部地震の経験を経て、1997年上水道施設の耐震設計基準である「水道施設耐震工法指針」[11]が改訂された。その基本的な考え方は、前述のレベル1およびレベル2の2段階地震動を想定して、耐震安全性を確保するものであり、水道施設が地震時に保持すべき耐震水準について、表-8.3.2のように述べている。

表-8.3.2 水道施設が保持すべき耐震水準

水道施設は、地震動のレベル（L1、L2）と施設の重要度（ランクA、ランクB）の組み合わせに対して次のいずれかの耐震水準を維持することを基本とする。		
地震動レベル 重要度	L1	L2
ランクA	無被害であること。	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。
ランクB	個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。	個々の施設には構造的損傷があっても、水道システム全体としての機能を保てること。また、早期の復旧が可能なること。

地上式の水道施設の短周期応答については、LNG地上式タンクの場合とほぼ同様の考え方をするが、地中施設の応答変位法においては、レベル2地震動によって発生する地盤の水平方向振幅を図-8.3.9で与えられる基盤地震

動の速度応答スペクトルから算出する。

スロッシングについては、必要に応じて水面動揺の影響を考慮することとあり、具体的な規定は定められていない。参考例として、水面の最大波高の算定式が Housner 法、3 波共振法および速度ポテンシャル理論による速度応答スペクトル法について示されている。Housner 法によれば、最大波高は次のように算定される。すなわち、

$$\eta_{\max} = 0.408D \coth\left(3.682 \frac{H}{D}\right) / 2 \left\{ \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \frac{2g}{\theta_h D} - 1 \right\} \quad (8.3.14)$$

ここで、
$$\theta_h = 3.062 \frac{S_v}{D} \left(\frac{T_s}{2\pi} \right) \tanh\left(3.682 \frac{H}{D}\right) \quad (8.3.15)$$

速度応答スペクトルの値は特に与えられていないが、**図-8.3.9**等を参考にして慣用的に 100kine 程度の値が採用されている。

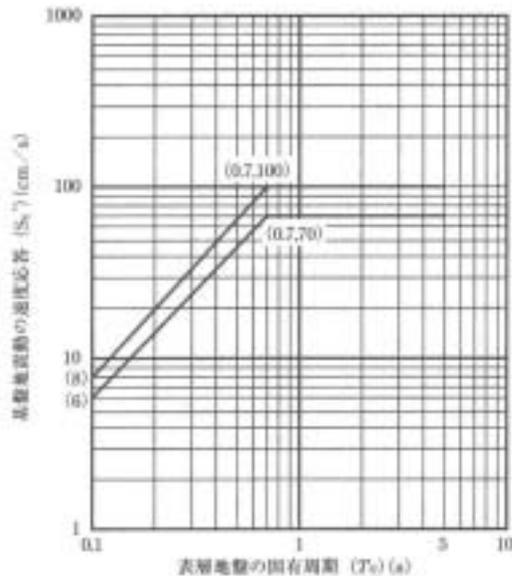


図-8.3.9 レベル2 設計速度応答スペクトル

b. 下水道施設耐震対策指針

図-8.2.3に示すような各種の下水道施設については、1978年の宮城県沖地震の被害を踏まえて1981年に「下水道施設地震対策指針」(日本下水道協会)が発刊されたが、その後兵庫県南部地震の経験と教訓を活かして1997年に改訂がなされている[12]。一方、下水道事業団においても、1992年の「構造物設計指針(案)」以来の検討がなされており、2003年の「構造物設計指針」[13]にまとめられている。

その基本的な考え方は、**表-8.3.4**に示すように、他種タンク類と同様の2段階地震動を想定するものである。これに対する耐震設計法は、**表-8.3.5**に示すように、震度法を基本に、地中構造物には応答変位法を適用するものである。いずれにしても、これらの耐震設計においては、水の慣性力的な動圧力のみ考慮し、スロッシングの影響は小さいとして無視する場合が多い。

表-8.3.4 下水道施設の耐震性能目標

a. 土木構造物耐震設計上の想定地震動

地震動区分	地震動区分別の地震動の内容
レベル1地震動	施設の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動
レベル2地震動	施設の供用期間内に発生する確率は低いが大きな強度を有する地震動。当面既往最大である兵庫県南部地震を対象とする。

b. 土木構造物に適用する耐震性能目標

地震動区分	耐震性能目標
レベル1地震動	地震動が作用しても、構造物が損傷を受けないものとする耐震性能
レベル2地震動	構造物が損傷を受けたり塑性変形が残留しても比較的早期の復旧を可能とする耐震性能

表-8.3.5 下水道施設の耐震設計法

構造形の分類区分		部位	耐震設計法
I.水槽構造物		土木	震度法
II.地中埋設線状構造物		土木	応答変位法
III.版状構造物		土木	震度法
IV.複合構造物	IV-1.二重覆蓋のある水槽構造物	土木	震度法
		建築	建築基準法の規定による
	IV-2.地上部や地下室の一部に水槽構造物を有する建築構造物	土木	震度法
		建築	建築基準法の規定による
V.建築構造物		建築	建築基準法の規定による

8.4 各種タンク基準から見た提供地震動長周期帯域のレベル

8.4.1 地震動の検討

地震動部会から提出された提供地震動は、関東地震、東海地震、東南海地震、南海地震、および東南海地震と南海地震が同時発生した場合に対して、ある地点を想定してシミュレーションにより仮想的に求められた地震動であり、それぞれのシミュレーションの手法や条件設定、および地点等の考え方には相異があり、統一的な視点から作成されたものではない。またパラメータの設定その他、シミュレーションによって得られたこれらの地震波の信頼性については、まだ不明な点も多いように見受けられる。したがって、その意味では、これらの地震波は一つの可能性を示唆するものではあっても、これらの地震波のオーダーを確定的なものとして捉えることには無理があろう。以上のことを念頭において、ここではあくまでレベル比較という意味で、これらの地震波の速度応答スペクトルのレベルが各種タンクの基準レベルと比較してどの程度のオーダーになるかの検討を試みることにした。

提供地震波の数は非常に多いが、ここではタンクの検討に使用することを考え、タンクが多数存在する千葉から大阪に渡る沿岸地域 8 地点における地震波を選択した。表-8.4.1 に選択した地震波をまとめて示す。なお、各作成者のシミュレーション上の条件からそれぞれ有効な周期帯域が存在するので、合わせて表に示してある。

表-8.4.1 選択した地震波

地震名	地点	地震波作成者	有効な周期帯域
東海地震	姉ヶ崎	土方等	4sec - 100sec
関東地震	大手町	佐藤等	0.07sec - 50sec
東海地震	品川	土方等	4sec - 100sec
東海地震	横浜	土方等	4sec - 100sec
東海地震	長泉	久田等	0.1sec - 10sec
東南海地震	名古屋	鈴木等	0.1sec - 10sec
東南海地震	四日市	鈴木等	0.1sec - 10sec
南海地震	堺	釜江等	0.1sec - 10sec
南海地震	堺	関口等	0.2sec - 100sec
南海地震	堺	鶴来等	0.07sec - 10sec
南海地震 + 東南海地震	堺	鶴来等	0.07sec - 10sec

8.4.2 各地震波による速度応答スペクトル

上記の 11 個の地震波について、減衰比をそれぞれ 0.1%、0.5%、1.0%、および 5%とした時の速度応答スペクトルを求めて、各基準の設計レベルと比較した。内溶液のスロッシングに対する減衰定数は、自由表面の場合には通常 0.5-1.0%程度と見られているが、減衰のきわめて小さい場合を考えて 0.1%、石油タンクの浮屋根のある場合を考えて 5%の場合も計算している。以下、各地震波の NS 方向成分と EW 方向成分についての結果を順に示す。

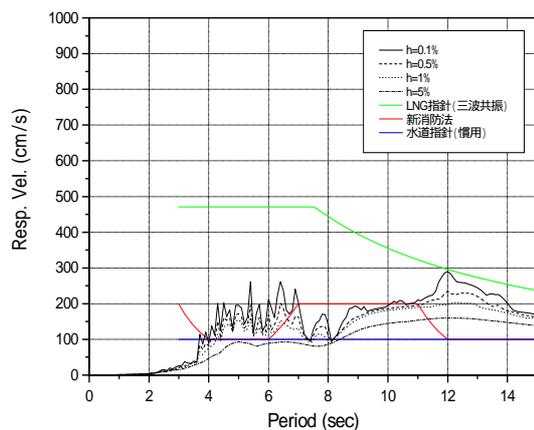
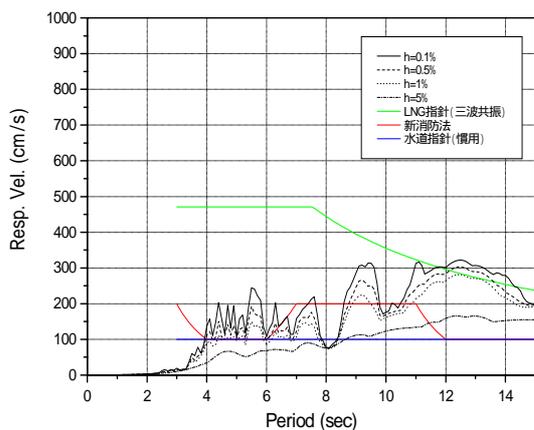


図-8.4.1 東海地震姉ヶ崎における速度応答スペクトル (土方等による 左: NS成分 右: EW成分)

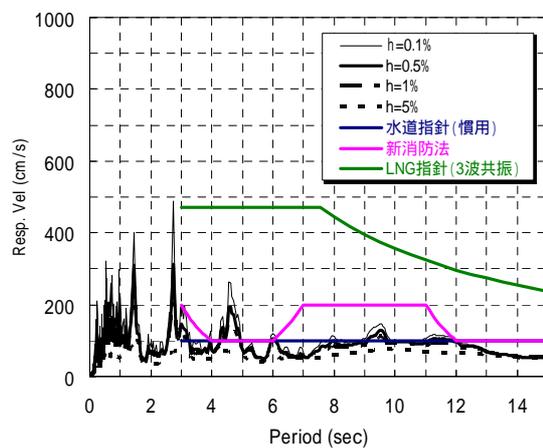
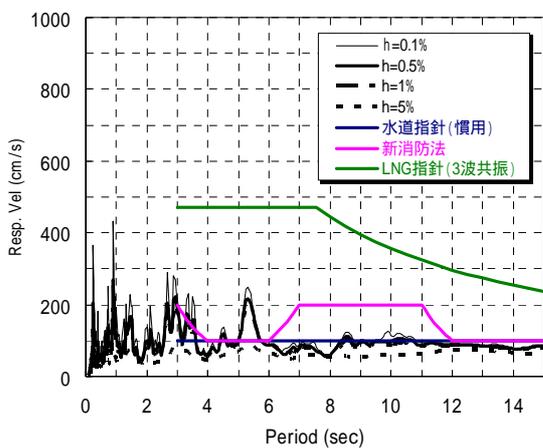


図-8.4.2 関東地震大手町における速度応答スペクトル (佐藤等による 左: NS成分 右: EW成分)

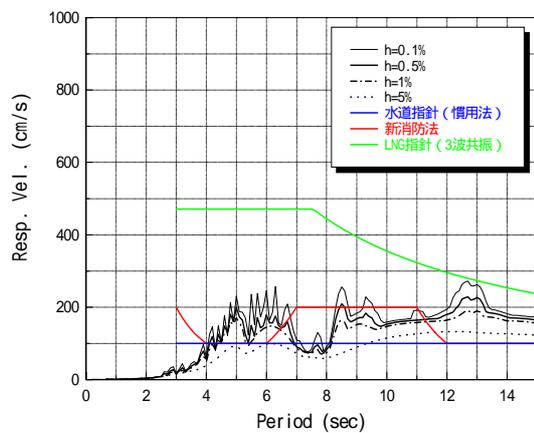
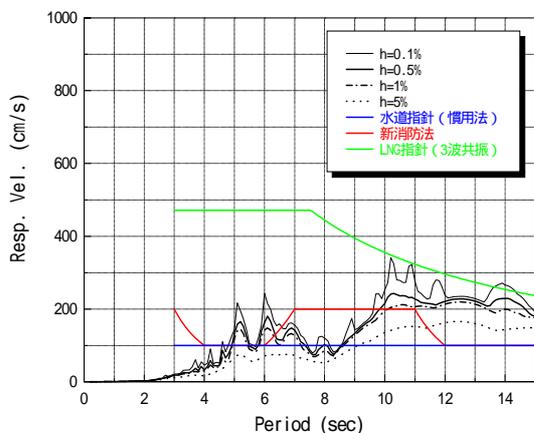


図-8.4.3 東海地震品川における速度応答スペクトル (土方等による 左: NS成分 右: EW成分)

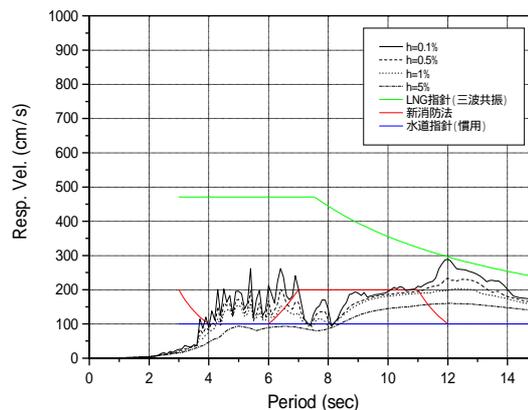
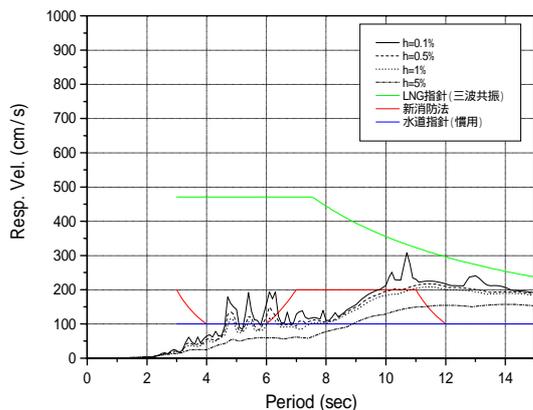


図-8.4.4 東海地震横浜における速度応答スペクトル(土方等による 左: NS成分 右: EW成分)

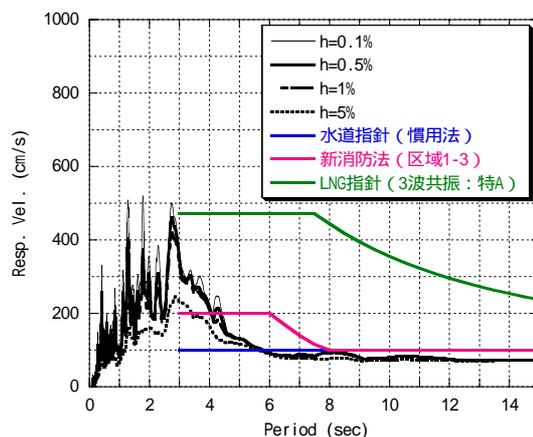
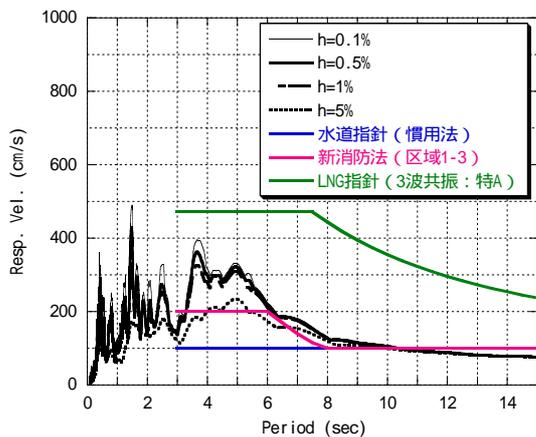


図-8.4.5 東海地震長泉における速度応答スペクトル(久田等による 左: NS成分 右: EW成分)

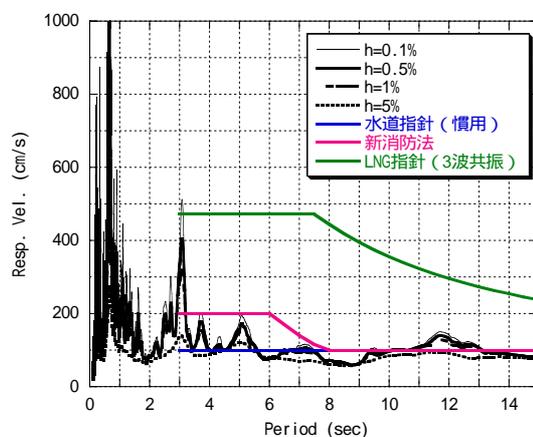
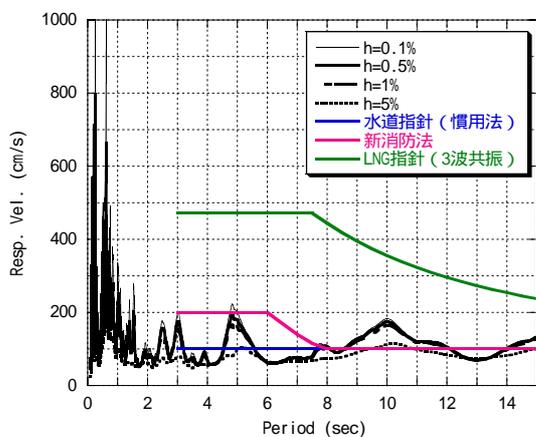


図-8.4.6 東南海地震名古屋における速度応答スペクトル(鈴木等による 左: NS成分 右: EW成分)

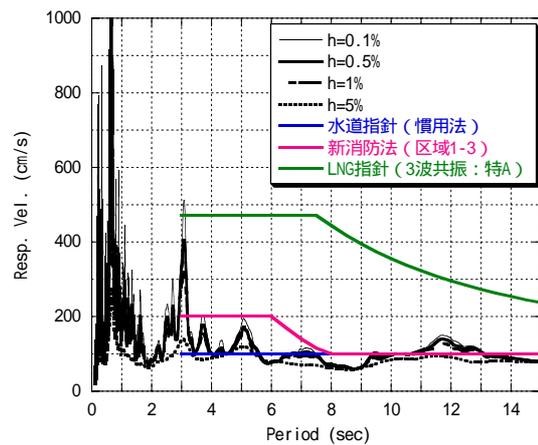
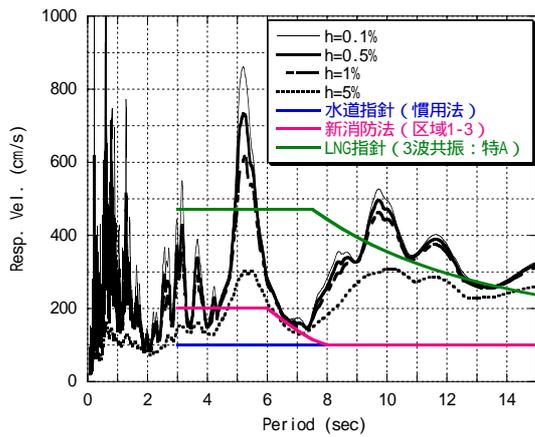


図-8.4.7 東南海地震四日市における速度応答スペクトル (鈴木等による 左: NS成分 右: EW成分)

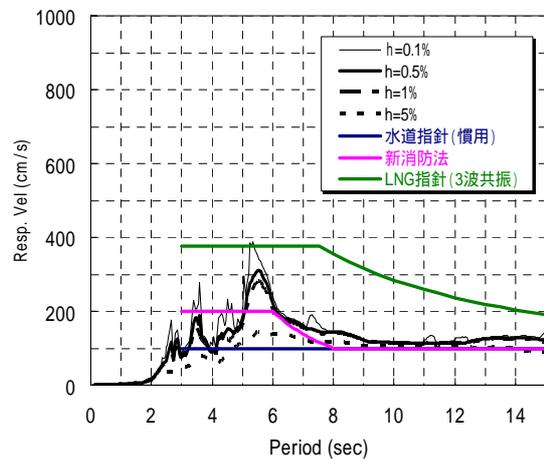
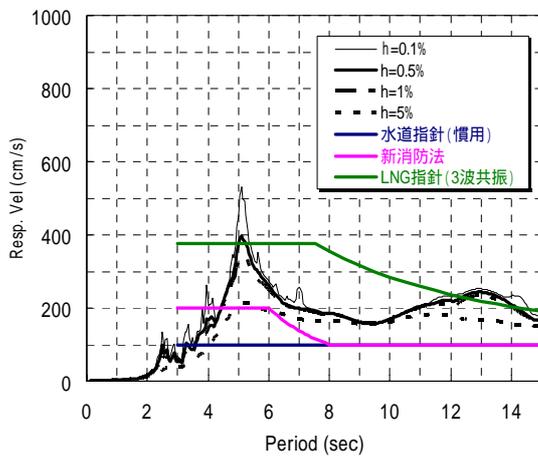


図-8.4.8 南海地震堺における速度応答スペクトル (釜江等による 左: NS成分 右: EW成分)

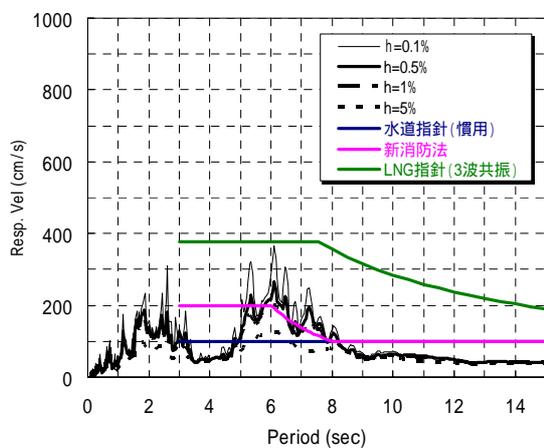
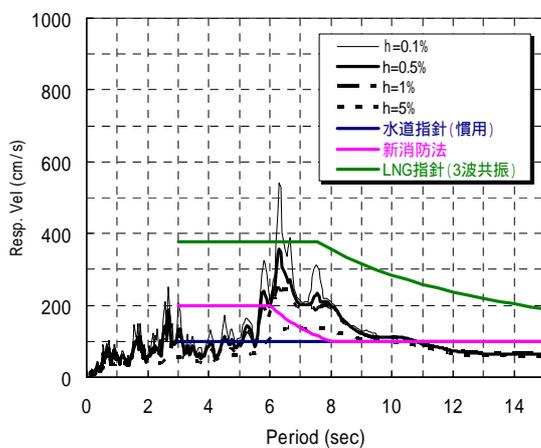


図-8.4.9 南海地震堺における速度応答スペクトル (関口等による 左: NS成分 右: EW成分)

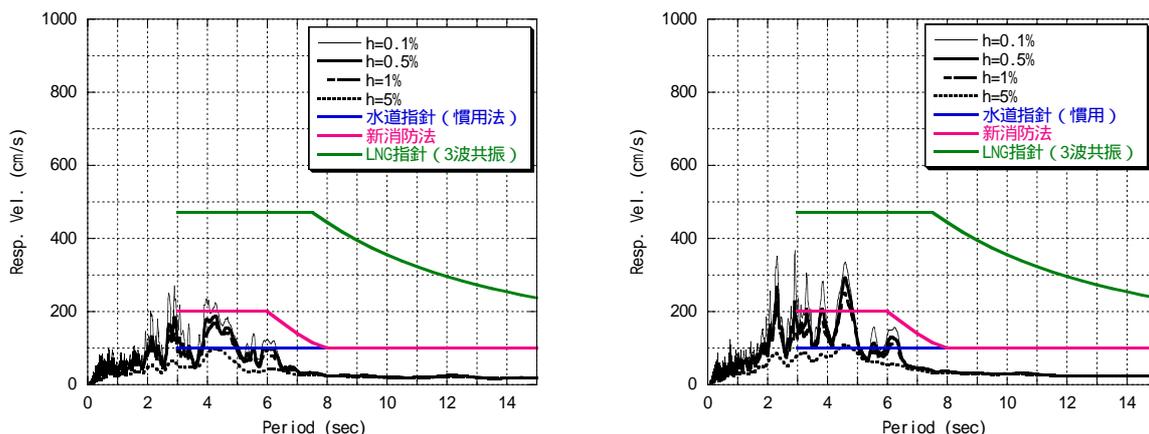


図-8.4.10 南海地震堺における速度応答スペクトル (鶴来等による 左：NS成分 右：EW成分)

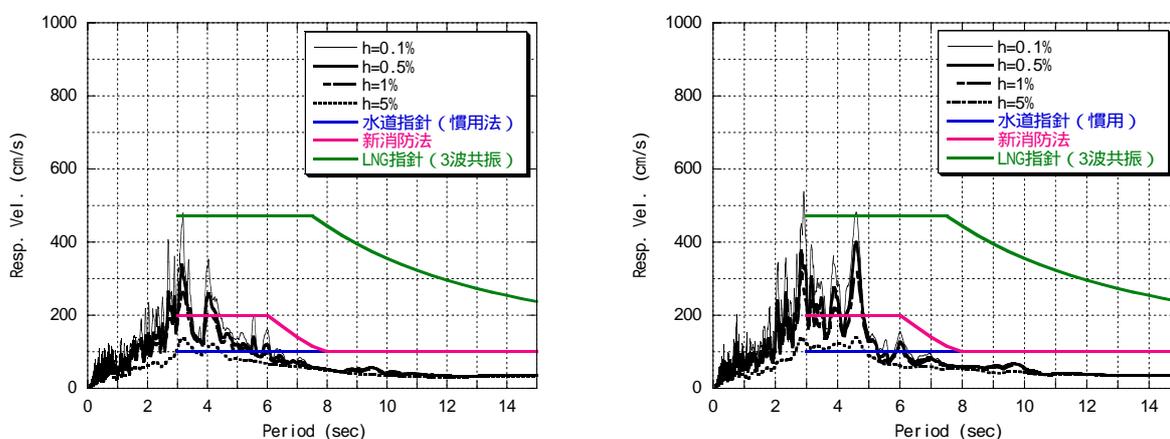


図-8.4.11 南海地震と東南海地震が同時発生した場合の堺における速度応答スペクトル (鶴来等による 左：NS成分 右：EW成分)

これらの結果から分るのは、以下のような諸点である。

- (1) 関東地震東京では、5sec 前後に 200kine 程度のピークが見られるが、より長周期では卓越していない。
- (2) 東海地震では、千葉・東京・神奈川で 4sec から 10sec の帯域に 200kine レベルの応答が広く見られ、10sec 以上の帯域では 300kine に達するような高い応答も見られる。静岡では、3sec から 5sec 位の帯域に 300-400kine に達するような高い応答が見られる。
- (3) 南海地震では、愛知で 3sec の所にきわめて高いピーク、5sec の所にも 200kine レベルの応答が見られる。三重では、3sec および 5-6sec の所に異常に高いピークが見られる。10sec 以上の帯域に高い応答が見られるが、これはシミュレーションの適用限界を超えており、信頼性に欠けると思われる。
- (4) 南海地震大阪(堺)では、作成者の異なる 3 地震波があるが、釜江・関口では 6sec 前後に 400kine レベルの高いピークが見えるのに比し、鶴来では 4-5sec に 200-300kine のピークが見られ、かなり相異している。
- (5) 南海地震と東南海地震が同時発生の大阪では、南海地震単独の場合より大きく出ており、当然と思われる。各地震波はそれぞれ条件も異なり、個別の議論は難しいが、総体的に水道指針の 100kine を大きく上回り、消防法新告示の 200kine を上回るケースもかなりある。また、最大は LNG 指針の 300-500kine レベルに達している。

8.5 タンクの耐震性能照査項目

8.5.1 タンクの短周期応答と長周期応答

地上式タンクの場合、その固有振動特性は次の2種類に分類して考えられる。すなわち、

- (1) タンク本体の変形と内部液体の運動が連成して生じる振動モード(バルジング)
- (2) 内部液体の表面波動が卓越し、タンク本体は剛体的な振動モード(スロッシング)

である。両者の間の連成はきわめて小さいことが分っているので、タンクの地震応答を考えるに際しては、両者の地震応答を別個に求めて、必要に応じて重ね合わせればよい[14, 2]。

通常バルジングモードの固有周期はほぼ 1-2sec 以下であるので、バルジングは地震動の短周期成分によって励起され、スロッシングの固有周期は数 sec から十数 sec であるので、地震動の長周期成分によって励起される。したがって、前者の地震応答を短周期応答、後者の地震応答を長周期応答と呼んでいる。

8.5.2 短周期応答に関する耐震性能照査項目

レベル2地震動のような高レベル地震動の短周期的応答に対する現在の耐震性能照査項目及び評価方法について、各種タンクの基準毎に調査した。高レベル地震動に対してタンクに要求される耐震性能は、いずれの基準類についても、残留変形はあっても内容液の漏洩は生じさせないというものである。評価は、構造物の一部塑性化を考慮したものであり、幾つかの方法が示されているが、主に用いられているのは以下に示すエネルギー法に基づく方法である。

応答塑性率評価法：応答塑性率(設計地震動に際して耐震上重要な部材に関わる塑性率)が、許容塑性率(当該損傷モードに関して高レベル地震動に対する耐震性能を阻害しない限界の塑性率)以下であることを設計基準とする評価法

保有耐力評価法：保有耐力が必要保有耐力(許容できる保有耐力の下限値)以上であることを設計基準とする評価法。

必要保有耐力= $D_s \times K \times W$ ここで、 D_s は構造特性係数(構造物の減衰特性と塑性変形能力により吸収される地震エネルギーの割合を示す)、 K は設計震度、 W は自重である。

代替評価法：エネルギー評価法を簡便に取り扱うことができるように、構造物の減衰特性と塑性変形能力による地震エネルギーの吸収を設計震度に構造特性係数を乗じることで表し、吸収されなかった地震エネルギー(減じられた設計震度)に対して許容応力で評価する方法

高圧ガス保安法では、簡便に取り扱うことができるように、構造特性係数を安全側に一律 0.5 としており、これを代替評価法と称している。他基準類においては構造特性係数を構造物ごとに算定し、構造物の基準水平震度に乗じて、高レベル地震動の耐震設計に用いる設計震度を設定している。

各基準類では、高レベル地震動における損傷モード、すなわち側板の弾性座屈、側板の塑性座屈(EFB)、底部の浮上り(アップリフト)によるアニュラー板の損傷、およびアンカーストラップの降伏等について、応答塑性率、許容塑性率、必要保有耐力、保有耐力、構造特性係数等の算定式が示されている。表-8.5.1 にその比較を示す。

表-8.5.1 短周期応答に関する耐震性能照査項目

a. 消防法・JIS B 8501

照査項目（損傷モード）	側板の座屈・浮き上りによる底板の損傷・底板の滑動
照査方法	保有耐力評価法 (高い地震動は通常地震動の 1.5 倍の震度)
タンクに作用する動液圧と側板の強度評価	<p>通常地震に対してのみ評価。</p> <p><u>〔動液圧〕(消防法)</u> 衝撃圧 + 変形圧を考慮したもの $P_h = P_{h0} + P_{h1}$ $P_{h0} = \rho H / 10 \times \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{0i} \times (Z/H) \right\} \times K_{h1} / v_3$ $P_{h1} = \rho H / 10 \times \left\{ \sum_{i=0}^5 C_{1i} \times (Z/H) \right\} \times (1 - 1/v_3) K_{h1}$ C₀、C₁ : 最高液面高さとの比による値 v₃ : 固有周期を考慮した応答倍率</p> <p><u>〔動液圧〕(JIS B 8501)</u> 衝撃圧 + 変形圧を考慮したもの $P_w(Z, \varphi) = \sqrt{[(P_f K_{MHG})^2 + \{(P_r - P_f) K_{MHG} / v_3\}^2]} \cos \varphi$ あるいは衝撃圧のみを考慮したもの $P_w(Z, \varphi) = \sqrt{3 K_{MHG} \rho g H_L [(H_L - Z) / H_L - 1/2 \{(H_L - Z) / H_L\}^2]} \times \tanh\{\sqrt{3D} / (2H_L)\} \cos \varphi$</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>解説参考図4 側板の動液圧分布係数 (加速度型水平地震動)</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>解説参考図5 側板の動液圧分布係数 (加速度型水平地震動)</p> </div> </div> <p style="text-align: center;">JIS B 8501 での動液圧分布</p>
タンク側板の座屈強度	通常地震に対してのみ評価。
タンク底部の浮上り（アップリフト）の影響	保有耐力により評価。
タンク底部滑動の影響	通常地震に対してのみ評価。

b. LNG 地上式貯槽指針

照査項目の損傷モード	側板の座屈・アンカーの降伏
照査方法	<p>(1)塑性率評価法 (2)保有耐力評価法 (3)代替評価法(構造特性係数を一律 0.5 とする) (レベル 2 地震動はレベル 1 地震動の 2 倍の震度)</p>
タンクに作用する動液圧と側板の強度評価	<p>[動液圧] 適切な方法によること、以下の例が示されている。</p> <p>(1)内槽を剛体と仮定し動液圧を求める(A Housner, B 速度ポテンシャル理論) (2)内槽を剛体と仮定し求めた動液圧に内槽応答倍率を乗じて求める(F) (3)側板を梁とし、振動モードを簡単な関数で近似し、側板・容液の連成により求める(C,D) (4)内槽をシェルとして扱い、有限要素法により求めた固有モードを用いて求める方法(E)</p> <div style="text-align: center;"> <p>側板高さ (m)</p> <p>側板動液圧分布(地震方向下半側)</p> <p>圧力 (kgf/cm²)</p> <p>各手法による動液圧分布の計算例</p> </div>
タンク側板の座屈強度	<p>塑性率評価式、保有耐力評価式が示されている。 代替評価法による評価を行う場合も多い。 上部の側板については弾性座屈(ダブメント座屈)、最下段については塑性座屈(EFB)と弾性座屈を評価している。</p>
タンク底部の浮上り(アップリフト)の影響	<p>塑性率評価式、保有耐力評価式が示されている。 代替評価法による評価を行う場合も多い。 底板に塑性ヒンジが生じないように浮上り量(アンカーの伸び量)をもとに許容値塑性率を設定。</p>
タンク底部滑動の影響	アンカー設置のため、評価なし。

c. LNG 地下式貯槽指針

照査項目の損傷モード	<p>躯体：液、ガス外部漏洩への影響</p> <p>屋根：ガス漏洩</p> <p>メンブレン：液、ガスの漏洩</p> <p>保冷：メンブレンへの影響等</p> <p>盛土：崩壊、躯体への液流出の原因となる影響</p>
照査方法	<p>(1)躯体：材料非線形評価</p> <p>(2)屋根：弾性応力評価</p> <p>(3)メンブレン：疲労評価</p> <p>(4)保冷：弾性応力評価</p> <p>(5)盛土：安定性評価、液状化評価</p>
タンクに作用する動液圧	<p>保冷の評価に対しては、液慣性力を用いる。</p> <p>(躯体の評価は、スロッシング動液圧に対して行うものとしている)</p>

d. 水道施設耐震工法指針・解説

照査項目の損傷モード	側板の座屈・浮き上りによる底板の損傷・底板の滑動
照査方法	<p>(1)保有耐力評価法</p> <p>(2)構造特性係数 C_s を考慮した設計震度にて弾性評価</p> <p>レベル2 設計震度：$K_{h2} = C_s \times K_{h02}$</p> <p>$K_{h02}$：構造物中心位置での水平基準震度</p>
タンクに作用する動液圧と側板の強度評価	<p>代替評価法にて評価。</p> <p>[動液圧]</p> <p>衝撃圧（剛性円筒容器とみなす）</p> $P_w(Z, \varphi) = \sqrt{3} K_h \rho g H_L [(H_L - Z) / H_L - 1/2 \{(H_L - Z) / H_L\}^2] \times \tanh\{\sqrt{3} D / (2 H_L)\} \cos \varphi$
タンク側板の座屈強度	代替評価法による他、最下段の EFB に対して保有耐力評価法を用いる。
タンク底部の浮上り（アップリフト）の影響	代替評価法を用い、浮き上りを考慮して評価。
タンク底部滑動の影響	静止摩擦係数から安定計算を行っている。

8.5.3 長周期応答に関する耐震性能照査項目

a. スロッシング被害のパターン

従来の地震において、スロッシングの被害が見られた際の被害パターンを整理すると、次のように分類される。すなわち、

- (1) 浮屋根式石油タンクにおける側板頂部からの溢流
- (2) 浮屋根の側板・設備への衝突による着火
- (3) 浮屋根の運動による周辺設備の破壊（ガイドポールの変形による側板取付部の破壊）
- (4) シングルデッキ浮屋根ポンツーンの座屈破壊・浮屋根の沈没
- (5) ダブルデッキ浮屋根の内部補剛材の破損
- (6) 固定屋根式タンクの波頭衝撃による屋根・側板の破壊

等である。

これらの中で、(1)はスロッシングによる過大な波動が側板の余裕高さを越え、側板上部から溢流するものである。1964年の新潟地震では、この溢流から基地全体の火災に繋がる大被害が発生している。また、溢流が発生しない程度の波高でも、(3)や(5)の被害は頻りに報告されている。また場合によっては、(2)の浮屋根の側板や設備への衝突による着火に至ることもあり、1983年日本海中部地震等においてその例が見られる。

2003年十勝沖地震においては、過大なスロッシングの発生によって、(1)、(2)、(3)、(5)の被害も見られると同時に、特に(4)が顕著な被害として特筆される。

LNGタンクや水道タンク、あるいは一部の石油タンクのような固定屋根式タンクでは、スロッシングによって過大な波高が出現しても、波動の影響で屋根や側板が破断しない限り液体の漏洩は生じない。しかしながら、固定屋根式タンクにおいては、過大なスロッシングの発生によって、(6)の現象が生じることがある（1964年新潟地震での石油タンク等）。

b. スロッシングに伴う最大波高

大型の石油タンクにおいては、通常浮屋根が用いられるので、溢流その他の被害が生じる可能性がある。旧消防法では、前述したように速度応答スペクトル100kineにほぼ対応する側板余裕高さを規定し、この限界を定めていた。したがって、現存の石油タンクはほぼすべてこの規定に従って余裕高さを備えていると見られる（余裕高さは満液状態に対するものである）。しかしながら、日本海中部地震や十勝沖地震ではこの限界を大幅に上回るスロッシング波高が観測されており、今回の新消防法では長周期帯域の地震動が発生し易い地域について、速度応答スペクトルを200kineレベルに倍増させることになった。

一般に、最大波高は1次のスロッシングモードによって決まるので、-8.5.1に示した1次固有周期に対応させて、速度応答スペクトル200kineに対する波高を石油タンクについて求めると、式(8.3.6)より-8.5.1のような結果を得る。

同様に、式(8.3.6)を用いて、LNGタンクについて速度応答スペクトル200kineに対する最大波高を求めると、-8.5.2のようになる。LNGタンクでは通常3波共振法が適用されることが多いが、式(8.3.13)を用いて速度応答スペクトル換算すると、3波共振法による波高は最大で300-500kine程度の高いレベルを設定していることになる。

水道施設のタンクは、ほぼ中小規模石油タンクに準ずる諸寸を有しているので、-8.5.1を準用してよいであろう。なお、水道施設では波高応答をHousner式(8.3.14)、(8.3.15)で求めることが多いが、最近の研究結果によれば、速度ポテンシャル理論に基づく速度応答スペクトル法が合理的かつ適切であると言われている。

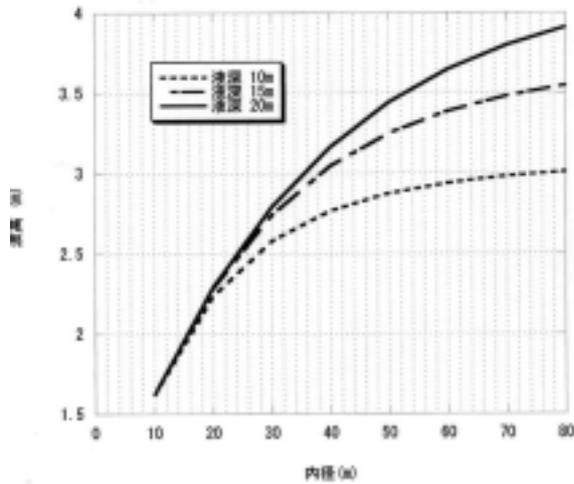


図-8.5.1 石油・水道タンクの最大波高 (Sv=200kine)

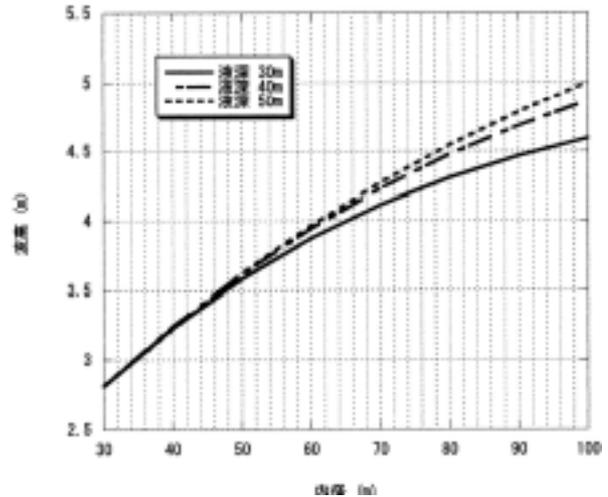


図-8.5.2 LNG タンクの最大波高 (Sv=200kine)

c. 浮屋根の耐震強度

(i) シングルデッキ浮屋根の耐震強度

石油タンクの耐震基準において、従来の消防法旧告示ではスロッシング長周期応答に関して、Sv=100kine レベルを想定した波高応答の規定は存在したが、浮屋根に作用する地震力やそこに発生する変形・応力を示し、浮屋根の耐震強度を確保することを示す規定は何もなかった。これは、浮屋根が浮体であり、特にシングルデッキ浮屋根については、きわめて剛性が低いので、スロッシングにより浮屋根に大きな地震力が作用することを想定しなかったことによるものであろう。

しかしながら、2003年十勝沖地震では、過大なスロッシング発生の結果として、シングルデッキ浮屋根のポンツーンに座屈破壊が生じ、それが重大な被害に繋がる結果となった。この破壊のパターンは、すでに1983年の日本海中部地震でも発生しており、当時この点について若干の研究も行われていたが、被害の程度が今回ほどでなかったために、今まで基準等で取上げられることはなかった。

2006年の消防法新告示では、危険物保安技術協会報告書[8]の提案を受けて、その点の改良が図られ、特に被害の著しかったシングルデッキ浮屋根に関して、次のような規定が設けられた。すなわち、

- (1) 最大 200kine レベルの速度応答スペクトルに対する液面揺動を想定し、1次モードのスロッシング応答については、式(8.3.6)により波高を求めて、波動の有限振幅（非線形）効果によってポンツーンに発生する円周方向面外曲げ応力を算定する。
- (2) 2次モードのスロッシング応答についても、その固有周期

$$T_{s2} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{10.66g} \coth\left(\frac{10.66H}{D}\right)} \quad (8.5.1)$$

に対応する速度応答スペクトルの値から2次モードの波高を次式によって求める。

$$\eta_{\max}^{(2)} = 0.037 \frac{D}{g} \left(\frac{2\pi}{T_{s2}} \right) S_v \quad (8.5.2)$$

この2次モードの液面形状に沿う形でシングルデッキに大たわみが生じ、その膜力によってポンツーンに発生する水平面内曲げ応力と円周方向圧縮応力を算定する。

(3) この両者の応力を二乗和平均にて重ね合せ、算定されたポンツーン円周方向応力に対し、ポンツーンの箱断面が十分な強度を有するようにする。

(4) 上記シングルデッキ膜応力に対し、デッキ板取付け部が十分な強度を保有する。

以上のような新消防法の規定は、従来皆無であったシングルデッキ浮屋根、特にポンツーンに関する耐震強度を初めて規定したものであり、今後の浮屋根式石油タンクの耐震安全性向上に大きな役割を果たすものと考えられる。しかしながら、浮屋根の存在を考慮した場合のスロッシング挙動については、まだ研究事例が非常に少なく、有限振幅効果や浮屋根の耐荷性状等を含めて、浮屋根スロッシングの性状が完全に明らかにされているとは言えない状況にあり、今後この点についてより一層の解明が待たれる所である。

(ii) ダブルデッキ浮屋根の耐震強度

十勝沖地震において、苫小牧から 10km 程度離れた苫東地区には多数の大型石油タンクが存在したが、内部補剛材の軽微な損傷の他は大した被害が発生していない。これには、場所の相異により苫東地区での長周期地震動が苫小牧地区よりもずっと小さかったこと、苫東地区タンクが備蓄用で規模が大きく、固有周期がより長周期側にあったこと、および浮屋根がダブルデッキ型式であり、シングルデッキ型式よりも構造的に強いと考えられること、等の理由が考えられる。

今回の新消防法においては、ダブルデッキ浮屋根に関して、その剛性が高いことからほぼ剛体と見なし、剛体浮屋根のスロッシングに伴う動圧力をダブルデッキ浮屋根に作用させて応力照査をすることを規定している。この点についても、後述するように浮屋根の弾性を考慮したスロッシング挙動を反映させる考え方もあり、今後の研究により解明が待たれる。

(iii) 浮屋根の弾性効果を考慮したスロッシング解析と耐震設計

前述のように、浮屋根の存在を考慮に入れたスロッシング挙動に関する調査・研究事例はまだきわめて少ない状況である。スロッシングの速度ポテンシャル理論解は、千田・中川[15]により初めて定常応答解の形で与えられたが、すでにその中で剛体浮屋根を考慮した解が示されている。その後新潟地震の石油タンク被害をスロッシングの影響として分析した山本[16]の研究も、剛体浮屋根としての仮定に立っている。

弾性的な浮屋根を考慮してスロッシング挙動を研究したのは、坂井等[17]が最初のものである。かれらは、浮屋根を平板構造と見なして、内部液体の波動との連成振動（流体力学弾性振動、FSI: Fluid-Structure Interactive Vibration）の FEM（BEM）解析を行い、浮屋根のパラメータ等がスロッシング挙動に及ぼす一般的な性状を明らかにし、模型実験との比較を行っている。坂井等は、この解析手法をダブルデッキ浮屋根式タンクの耐震設計に応用していたが[18]、1983 年日本海中部地震での新潟における石油タンクのシングルデッキ浮屋根ポンツーンのスロッシング被害の分析に応用し、ポンツーンに作用する曲げモーメントから座屈破壊の可能性を指摘している[5]。

また、同じ頃にダブルデッキ浮屋根の耐震検討に FEM 解析を応用した辻等の研究[19]や剛体浮屋根タンクのスロッシング地震波加振実験を行った清水等の研究[20]、浮屋根の耐荷性状を研究した寺前等の研究[21]、剛体浮屋根スロッシング挙動を研究した小林[22]の研究がある。

その後このような FSI 研究は、あまり進展が見られなかったが、2003 年十勝沖地震の被害を受けて、FSI 研究の必要性が再認識され[6]、最近に至り西口等[23]による FEM 研究や松井[24]による理論解も見られるようになってきている。その他にも現在各所でこの種の研究が実施されつつあり、消防研究所では大型模型や実機タンクを用いて、減衰特性の把握も含めて浮屋根スロッシング問題の解明に取り組んでいる[25, 26]。

ここでは、文献[17]の手法によって具体的なモデルの FSI スロッシング解析を実施し、シングルデッキおよびダブルデッキ両形式の浮屋根に関して、その耐震設計を論じている坂井・井上の研究[27]による解析結果を紹介し、

浮屋根の耐震設計を考察する。かれらの研究において解析モデルとして取上げられたのは 65,000kl シングルデッキ浮屋根式タンクであるが、その緒元を表-8.5.2 および図-8.5.3 に示す。また、同じタンクにダブルデッキ浮屋根が用いられる場合を考えて検討しているが、そのダブルデッキ浮屋根の解析モデルを図-8.5.4 に示す。

表-8.5.2 解析対象タンクモデルの諸元

タンク内径：65.000m	液深：13.300m	液体比重：0.98
浮屋根半径：32.300m	シール幅：0.200m	
浮屋根ポンツーン	(内側)	(外側)
半径方向曲げモーメント	37,040kN*m ² /m	63,800kN*m ² /m
円周方向曲げモーメント	200,400kN*m ² /m	345,400kN*m ² /m

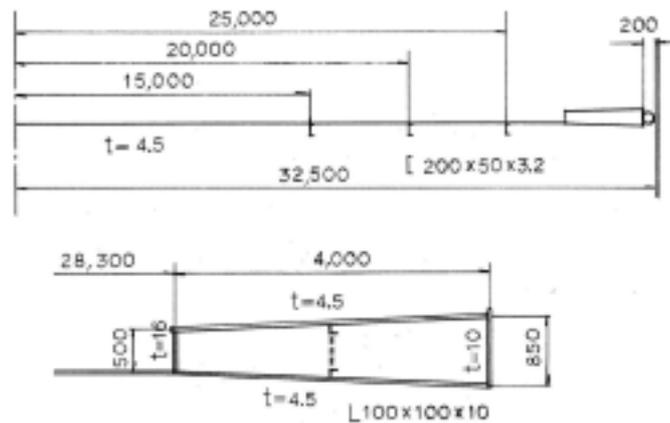


図-8.5.3 シングルデッキ形式浮屋根の解析対象モデル

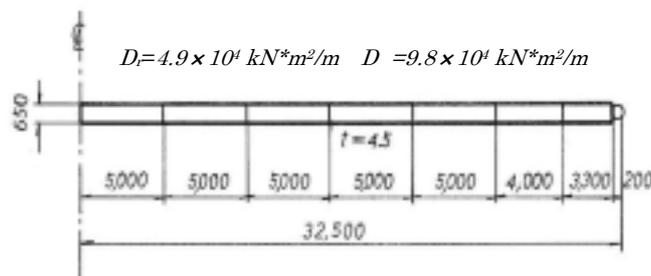


図-8.5.4 ダブルデッキ形式浮屋根の解析対象モデル

図-8.5.5 および図-8.5.6 は、それぞれシングルデッキ浮屋根の場合とダブルデッキ浮屋根の場合に対する解析結果を示している。ここでは、1次から3次までの固有モードについて、各モードとも速度応答 100kine の応答が生じると仮定して求めた、浮屋根の変位と動圧力の半径方向分布をプロットしている。

図-8.5.5 (a)の変位分布を見ると、シングルデッキ浮屋根のスロッシング形状は、全体的に1次から3次まで自由表面の場合とほとんど変わらない。これはシングルデッキ浮屋根の剛性が全体に非常に小さいためであるが、一方剛性が高いポンツーン部では自由表面形状からずれていることが分る。

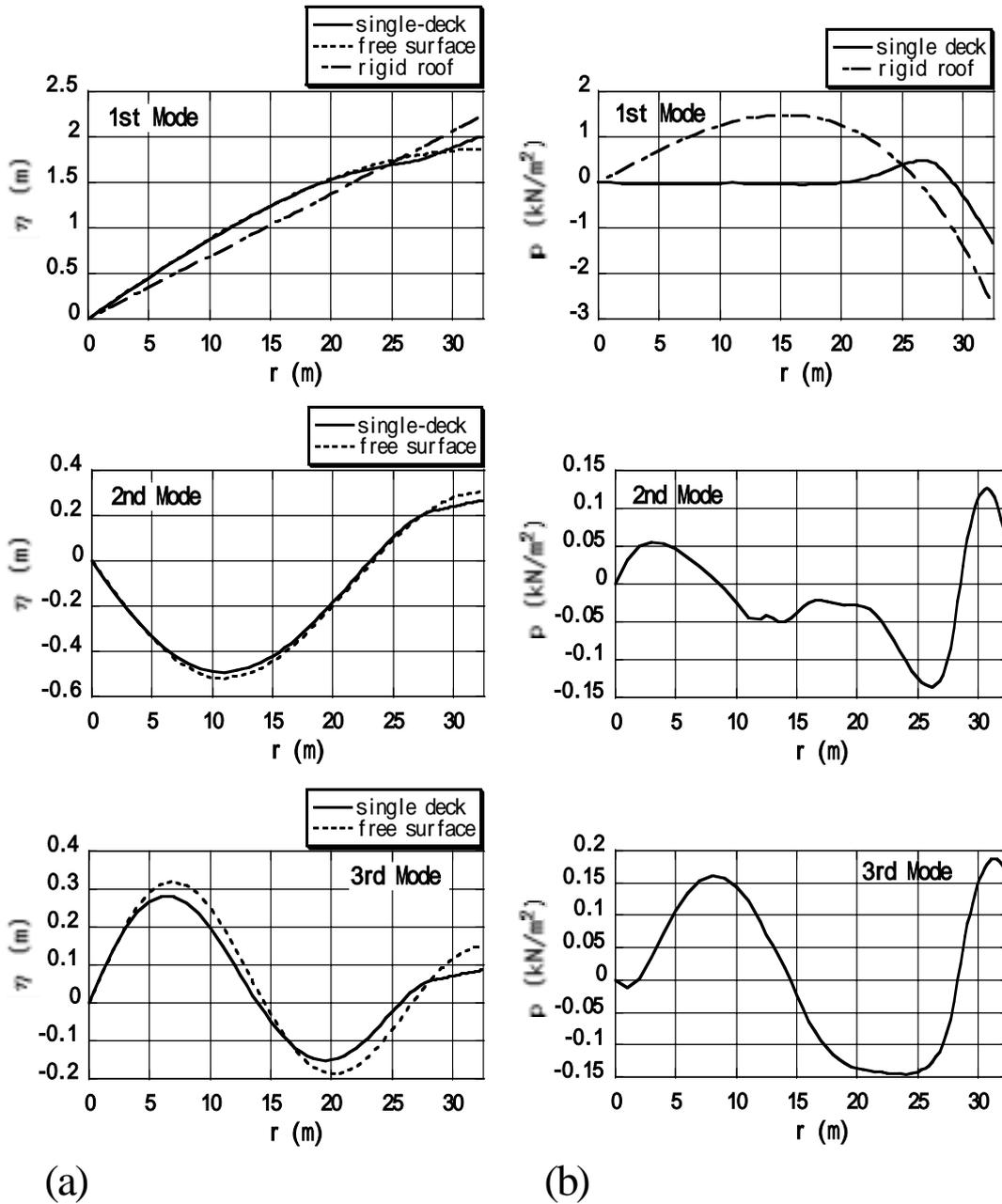


図-8.5.5 シングルデッキ形式浮屋根の場合の応答 (a) 変位 (b) 動圧力

図-8.5.5 (b)の動圧力分布を見ると、自由表面の場合と異なり、液面に動圧力が生じる。1次モードでは、液面上昇に対しポンツーン部で負圧が生じ、そのオーダーは剛体浮屋根の場合の半分程度になる。2次・3次モードにおけるデッキ部圧力はその1/10程度である。

図-8.5.6 (a)は、ダブルデッキ浮屋根の変位分布を示している。これを見ると、1次モードについては剛体浮屋根の変位とほとんど一致する。また、剛体仮定では生じることのない2次・3次の高次モードが生じることが特徴であるが、浮屋根の全体変位（図中の破線）のオーダーは自由表面の場合よりもずっと小さいことが分る。これは、剛性の大きなダブルデッキ浮屋根が波面の凹凸を抑制している結果である。一方、液面と直接接しているダブルデッキの下板は動圧力を受けて、内部骨組み材の間で局部変形（図中の実線）を生じているが、このオーダーは全体変形のオーダーより高次になるほどずっと大きくなっている。

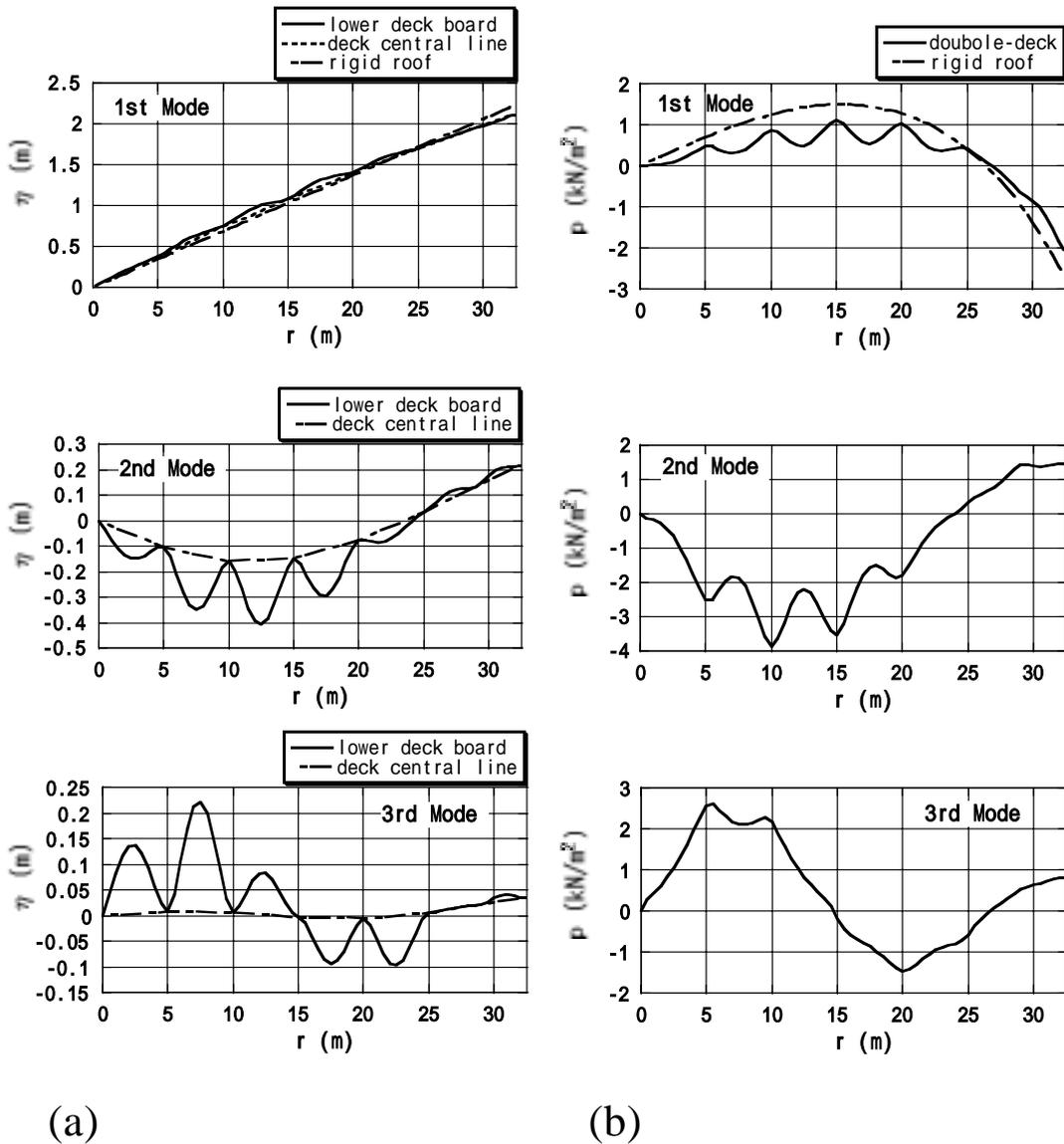


図-8.5.6 ダブルデッキ形式浮屋根の場合の応答 (a) 変位 (b) 動圧力

図-8.5.6 (b)の動圧力分布を見ると、1次モードについては剛体浮屋根の場合とほとんど一致するが、全体にやや低めである。注目すべきは、2次・3次モードの動圧力であり、1次の場合に匹敵するか、またはそれ以上のオーダーになっていることが分る。この大きな動圧力によってダブルデッキ浮屋根に発生する曲げモーメントを示すと、図-8.5.9のようになる。

図-8.5.7において、(a)は半径方向曲げモーメント、(b)は円周方向曲げモーメントの半径方向分布を示している。これらによれば、どのモードにおいても両方向の曲げモーメント分布ともにダブルデッキ外周部よりも中央部の方に大きな曲げモーメントが発生することが分る。これはシングルデッキ浮屋根の場合とか異なる点である。また、1次モードよりも2次モードに対するオーダーが大きくなっており、高次モードの影響について留意が必要であることが分る。

解析結果を量的に整理したものが表-8.5.3である。図-8.5.5, -8.5.6, -8.5.7および表-8.5.3の結果を合わせてまとめると、次のようになる。

固有周期

スロッシング1次モードの固有周期は、浮屋根の有無にかかわらず、また浮屋根の剛性の大きさにかかわらずほぼ一致しており、したがって浮屋根の存在を考慮した場合でも自由表面の場合の固有周期の式(8.3.4)を適用してよい。これは自由表面の場合も含めて1次モードの変位形状が剛体的な回転運動に近いことによる。

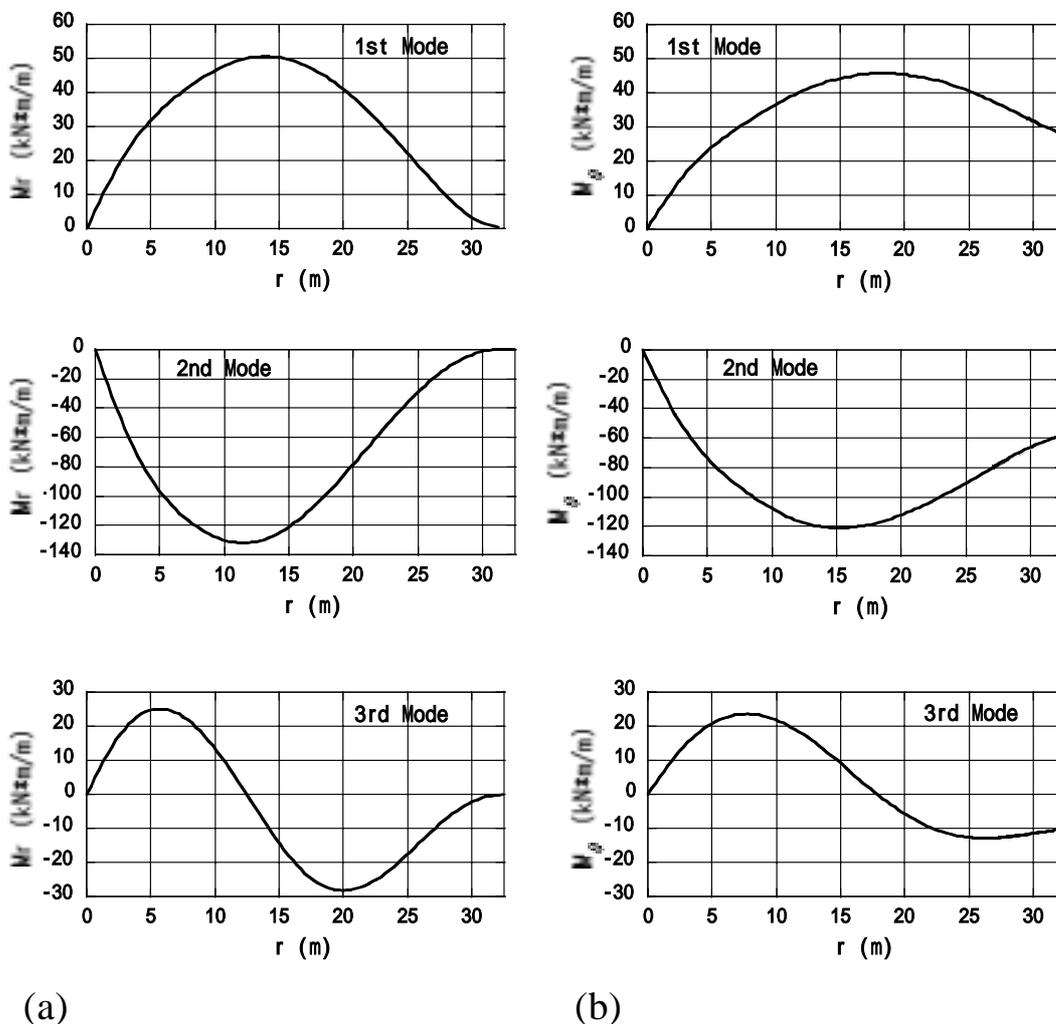


図-8.5.7 ダブルデッキ浮屋根の曲げモーメント (a) 半径方向 (b) 円周方向

表-8.5.3 65,000kl モデルにおける数値結果

(a) 自由表面の場合

モード	固有周期(sec)	最大波高(m)	外周波高(m)
1次	9.358	1.863	1.863
2次	4.962	0.5148	0.3062
3次	3.916	0.3152	0.1481

(b) 剛体浮屋根の場合

モード	固有周期(sec)	最大変位(m)	最大動圧力(kN/m ²)
1次	9.335	2.232	2.769

(c) シングルデッキ浮屋根の場合

モード	固有周期 (sec)	最大変位 (m)	最大動圧力 (kN/m ²)	ボンツーン曲げモーメント M_r / M (kN*m/m)
1次	9.369	2.017	1.385	4.002 / 96.13
2次	4.947	0.4917	0.1360	2.978 / 41.20
3次	3.739	0.2810	0.1867	2.724 / 43.10

(d) ダブルデッキ浮屋根の場合

モード	固有周期 (sec)	最大変位 (m)	局部変形 (m)	最大動圧力 (kN/m ²)	デッキ曲げモーメント M_r / M (kN*m/m)
1次	9.359	2.127	0.0670	2.117	50.05 / 45.58
2次	3.524	0.4056	0.2515	3.850	131.1 / 118.9
3次	2.238	0.2218	0.2146	2.602	25.19 / 23.51

シングルデッキ浮屋根の場合、2次・3次の高次モード固有周期も自由表面の場合とほぼ等しい。しかし、ダブルデッキ浮屋根の場合には、2次・3次の固有周期はあきらかに自由表面の場合とは異なり、いわゆる長周期帯域からかなり短周期帯域に推移する。浮屋根スロッシングの高次モード応答を考える際には、地震波の選択に注意が必要である。

波高（変位）

地震による最大波高応答を考えると、いずれの場合も1次モードが支配的であり、各ケースで $S_v=100$ kinの応答が生じるとして、自由表面の場合の1.863mに対して、剛体浮屋根の場合2.232m(+20%)となり、浮屋根の存在を考慮すると両者の中間の値になる。浮屋根の変位形状は、シングルデッキの場合は自由表面の場合に近く、ダブルデッキの場合には剛体浮屋根の場合に近い。

シングルデッキの場合、2次・3次の高次モード変位形状は自由表面の場合に近く、2次モードではシングルデッキ部で最大0.5m程度になる。このデッキ中央部のたわみは、板厚4.5mmのデッキ板にかなりの膜力を誘発する。デッキの膜力については、すでに文献[17]でも言及されているが、この膜力がボンツーン

部に座屈の原因となる大きな円周方向圧縮応力を発生させる可能性があり、これが新消防法の規定に関連する現象の説明になる。

ダブルデッキの場合には、浮屋根の全体変位は剛性の大きな浮屋根によって抑制され、むしろ内部骨組み材の間での局部変形が大きくなる。すなわち、2次モードでの最大変位0.4mの中で局部変形が0.25mと卓越している。3次モードでは、この傾向がさらに強くなる。

動圧力と浮屋根の曲げモーメント

浮屋根にはスロッシングに伴う地震力として動圧力が作用する。シングルデッキの場合、1次モードにおいてボンツーン部に剛体浮屋根の場合の半分程度のオーダーの動圧力が作用する。これによってボンツーン部に96kN*m/m程度 ($S_v=100\text{kine}$) の円周方向曲げモーメントが発生するが、これによる圧縮応力のオーダーは4.5mmの薄板を座屈させる原因になり得るが、降伏応力に比べるとかなり小さく、十勝沖地震の際のようなボンツーン座屈を十分に説明するには不十分である。

新消防法では、これを1次モード波動の有限振幅効果によって説明している。すなわち、 $S_v=200\text{kine}$ 相当で波高は4m程度となるが、有限振幅波動を考慮すると、波動が4-5%増加するので、この効果がボンツーンを破壊する圧縮応力の主原因としている。いずれにしても、このような問題に関する研究はまだ十分ではないので、今後の解明が待たれる所である。

2次・3次の高次モードについてのデッキ動圧力は、オーダーは小さいけれども、前述のデッキ膜力を誘発する原因となっている。

ダブルデッキの場合には、1次モードで剛体浮屋根の場合に近い動圧力が作用し、それによって50kN*m/m程度の曲げモーメントが半径方向・円周方向に発生するが、2次モードでも $S_v=100\text{kine}$ の応答とすると、130kN*m/m程度の大きな曲げモーメントが両方向に作用する。また3次でもかなりのオーダーの曲げモーメントが作用する。これらはいずれもデッキ中央部に発生し、 $S_v=200\text{kine}$ レベル相当では高いレベルの圧縮応力の作用になり、ダブルデッキの上下デッキ板等に座屈破壊を誘起する可能性があることに注意が肝要である。

d. 固定屋根の波頭衝撃圧

(i) 波頭衝撃圧算定式

スロッシングにより液体が屋根へ衝突し、それによって発生する衝撃圧の評価式は、Von Karman 以来いろいろ提案されている。これらの中には実験的に求められた式もある。これらの式について、その背景となっている理論・実験を以下に概説する。

指針に採用されている山本式、Wagner 式

山本は[16]、新潟地震の石油タンクスロッシング被害の分析に際し、von Karman の考え方をを用いて以下のような算定式を示している。

スロッシング波高を ζ 、波頭速度を ζ とすると、屋根の単位幅当りの液量は（屋根傾斜と鉛直線との角度 ϕ 、接水幅 $\zeta \tan \phi$ 、衝突によって運動する液は $\zeta \tan \phi$ を半径とする4分円と考える。（図-8.5.8）

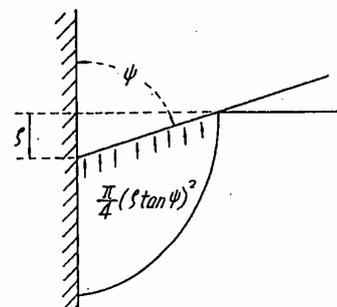


図-8.5.8 衝突によって運動する液の範囲

$$\frac{\rho}{g} \frac{\pi}{4} (\zeta \tan \varphi)^2 \quad (8.5.3)$$

となる。この液量に衝突速度をかけた運動量

$$\frac{\rho}{g} \frac{\pi}{4} (\zeta \tan \varphi)^2 \cdot \dot{\zeta} \quad (8.5.4)$$

の時間微分が屋根に加わる全圧力となるので、衝撃圧 p は次式で表される。

$$\begin{aligned} p &= \frac{\rho}{g} \frac{d}{dt} \left[\frac{\pi}{4} \zeta^2 \tan^2 \varphi \cdot \dot{\zeta} \right] / (\zeta \tan \varphi) \\ &= \frac{\rho}{g} \frac{\pi}{2} \tan \varphi \cdot (\dot{\zeta})^2 + \frac{\rho}{g} \frac{\pi}{4} \zeta \tan \varphi \ddot{\zeta} \end{aligned} \quad (8.5.5)$$

ζ が小さいときは、2次項を無視して、以下の式となる。すなわち、

$$\frac{p}{\rho} = \frac{\pi}{2g} \tan \varphi \cdot (\dot{\zeta})^2 \quad (8.5.6)$$

ただし、 φ が 90° に近くなると、 p は無限に大きくなるので、 $\varphi = 85^\circ$ で頭打ちにしている。

一方、von Karman と少し考え方の異なる Wagner の式も LNG 指針に採用されている 後述。

実験を併用した式

a) 小林式

小林は[22]ロッシング衝撃を対象とした振動台試験を行った。まず、屋根の傾斜をパラメータにとり、傾き7度、15度、25度の屋根を有する直径1000mmの模型円筒タンクの実験を行い、屋根の傾き7度の場合でも屋根の傾きを含んだ式が実験結果より大きな値を与えることを示した。また、傾きの無い平屋根の長方形水槽の実験を行い、波高速度とスロッシング衝撃圧の関係式を与えている。

b) 栗原式

栗原等は[28]、高速増殖炉の耐震設計のためのスロッシング衝撃圧振動台試験を行った。この試験では、大小2種類の長方形水槽、直径2mの水槽を正弦波加振し、スロッシング衝撃圧の計測結果から、円筒形水槽屋根に加わるスロッシング衝撃圧を波高速度と波高加速度に關係する項の和で表し、以下の最大衝撃圧の式を与え、図-8.5.9のように実験と比較している。

$$P = \frac{6.63\rho}{g} \cdot \frac{(H+h)R}{H} \cdot \frac{(0.2R+H+h)}{(0.4R+H+h)^2} \delta^2 + \frac{0.35\rho}{g} \cdot \frac{(H+h)R}{(0.4R+H+h)} \omega \dot{\delta} \quad (8.5.7)$$

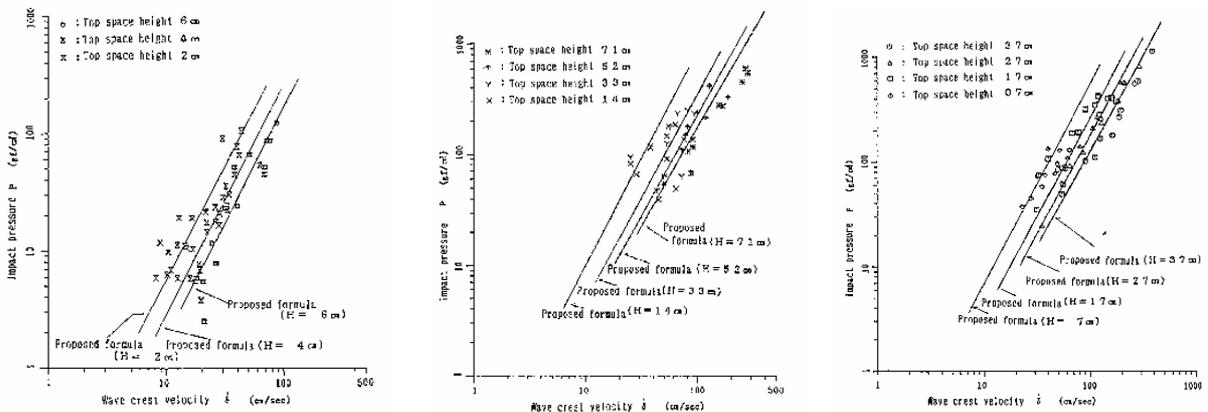


図-8.5.9 栗原等の実験結果 (左 : $H=2,4,6\text{cm}$ 、 中 : $H=14,33,52,71\text{cm}$ 、 右 : $H=7,17,27,37\text{cm}$)

c) FRP 水槽耐震基準の式

強化プラスチック協会の FRP 水槽耐震設計規準 (1996 年版) [29]では、箕輪の研究[30]に基づき、次式の衝撃圧式が示されている。

$$p_r = D_s p_{ro} \quad (8.5.8)$$

ここで、 p_r : 水槽天板及び側壁上部に働く設計用変動水圧

p_{ro} : 水槽天板及び側壁上部に働く基準変動水圧

$$\text{ただし、} \quad p_{ro} = \rho \left(\frac{1.6h}{\pi} + h_s \right) \ddot{w} + \rho \dot{w}^2 \quad (0 < h/2\ell < 0.62 \text{ の場合}) \quad (8.5.9.a)$$

$$p_{ro} = \rho \left(\frac{2h}{\pi} + h_s \right) \ddot{w} + \rho \dot{w}^2 \quad (h/2\ell \geq 0.62 \text{ の場合}) \quad (8.5.9.b)$$

D_s : 構造特性係数に当たる係数 (0.5)

$$w = 0.84 \frac{\ell \omega_s S_V}{g} \quad (8.5.10)$$

ただし、 ω_s は 1 次固有円振動数 ($2\pi/T_s$)、 ℓ は水槽長さの 1/2、円筒水槽では半径、そして S_V は設計速度応答スペクトルであり、設置場所および地盤種別等によって決められる。

また、 h は水位、 h_s は水槽上部の空隙、および ρ は水の単位体積質量である。

スロッシング衝撃のコンピュータシミュレーション

スロッシング衝撃は、高度に非線形の現象であり、コンピュータシミュレーション解析もしばしばなされる。ここでは、汎用流体解析ソフトウェア Phoenix を用いた、有限体積 (control volume) 法による解析例[31]を示す。解析対象は、**図-8.5.10 (a)**に示す長さ約 1.5m、幅約 0.75m、高さ約 0.75mの模型水槽であり、これを 20×10×16 の直方体メッシュに分割し、液体水位を 0.5mとして、水・空気の 2 相流として扱っている。**図-8.5.10 (b)**は 6.08sec、6.25sec および 6.48sec での液面形状応答 (入力は兵庫県南部地震 JR 鷹取の記録) の計算結果である。

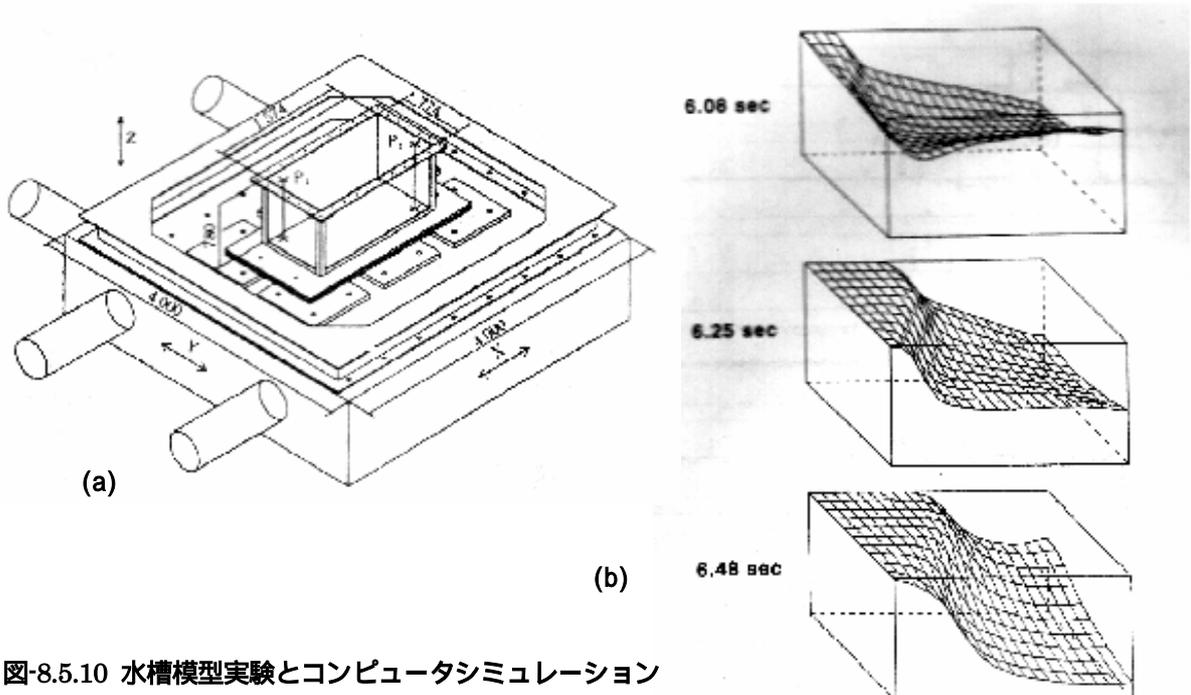


図-8.5.10 水槽模型実験とコンピュータシミュレーション

(ii) 基準におけるスロッシング衝撃圧算定式

LNG 地上式・地下式貯槽指針における算定式を以下に示す。

スロッシング時に屋根に作用する圧力には、スロッシング波頭による衝撃圧と腰掛圧があり、衝撃圧は作用時間が短く、腰掛圧は作用時間が長い。

衝撃圧は山本式または Wagner 式で推定できる。

$$[\text{山本式}] \quad P_r = \frac{\pi\rho}{20,000} \dot{\eta}_r^2 \tan \varphi \quad \left(\varphi \leq \frac{85}{180} \pi\right)$$

ただし、 $\varphi > \frac{85}{180} \pi$ の場合は $\varphi = \frac{85}{180} \pi$ とする。

$$[\text{Wagner 式}] \quad P_r = \frac{\pi\rho}{20,000} \left\{ 1 + \frac{\pi^2}{4 \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} \right\} \dot{\eta}_r^2$$

ここに、

P_r : 半径 r における波頭衝撃圧(Mpa)

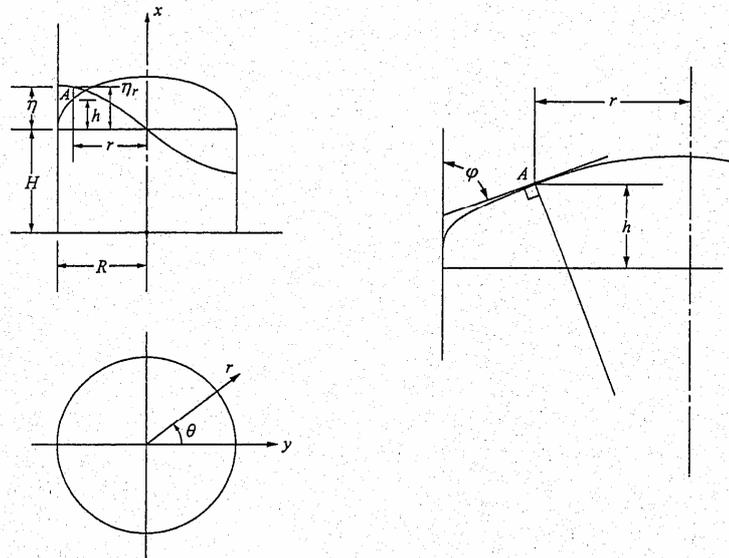
ρ : 内容液の密度(kg/cm³)

φ : A 点における屋根角度

η_r : 半径 r におけるスロッシング応答波高(cm)

$\dot{\eta}_r$: A 点における液面上昇速度(cm/s)

腰掛圧は次式により求めることができる。



解図 4.7 スロッシング解析時の座標及び波高

$$P_h = \frac{1}{10,000} \rho g (\eta - h)$$

ここに、

P_h : 腰掛圧 (Mpa)

ρ : 内容液の密度(kg/cm³)

g : 重力加速度(cm/s²)

η : スロッシング応答波高(cm)

h : 静止液面から A 点までの高さ(cm)

8.6 事例検討と耐震補強対策

8.6.1 石油タンクに関する検討

検討対象として、文献[8]の計算例から、容量 30,000kl、40,000kl、および 100,000kl のシングルデッキ浮屋根式石油タンクを選定した。対象タンクをそれぞれケース 1,2,3 と呼び、その主要寸法を表-8.6.1 に示す。これらの検討対象タンクは消防法旧告示に対応していると考えてよい。

表-8.6.1 検討対象タンク

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
貯槽容量	30,000kl	40,000kl	100,000kl
貯槽内径	42.700m	49.400m	72.800m
側部高さ	24.390m	24.390m	24.500m
液高さ	22.000m	22.000m	22.000m

各ケースについて、消防法新告示に示されたシングルデッキ浮屋根ポンツーンの応力照査法を適用し（付録-I を参照）スロッシングの 1 次モードおよび 2 次モードの応答が速度応答スペクトルのレベルでそれぞれ 100kine（消防法旧告示レベル）、200kine（消防法新告示レベル）、300kine および 400kine となる時、波高や応力がどうなるか、またその時必要とされる耐震対策としてはどのようなことが考えられるか検討する。

表-8.6.2 は、速度応答スペクトル S_v に対する各ケースの最大波高（1 次モード）を整理したものである。既存の石油タンクは、旧告示（ $S_v=100kine$ レベル）に沿った側板余裕高さを保持するように考えられていたが、新告示ではこれを $S_v=200kine$ レベルまで（波高 3.5m-4m 程度）引き上げるように規定している。しかし、巨大地震時に $S_v=300-400kine$ になるようなことが想定される時には、このレベルをさらに上回り、波高が 6-8m 程度にまで及ぶ可能性があることが分る。したがって、この点に関して、余裕高さへの配慮とともに、溢流や着火防止に対する入念な留意と対策が必要になるものと思われる。

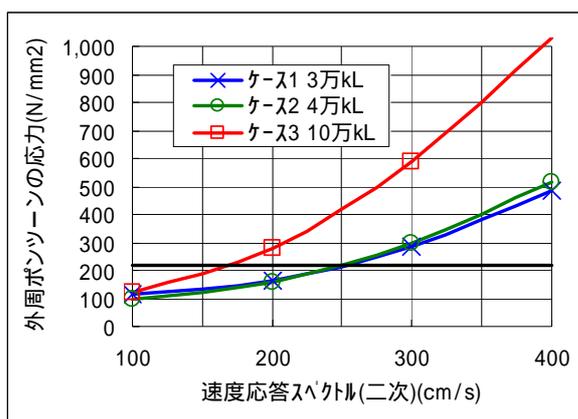
表-8.6.2 各ケースの最大波高

	固有周期	$S_v=100kine$	$S_v=200kine$	$S_v=300kine$	$S_v=400kine$
ケース 1	6.99sec	1.641m	3.283m	4.924m	5.656m
ケース 2	7.64sec	1.738m	3.476m	5.214m	6.951m
ケース 3	9.95sec	1.965m	3.932m	5.897m	7.863m

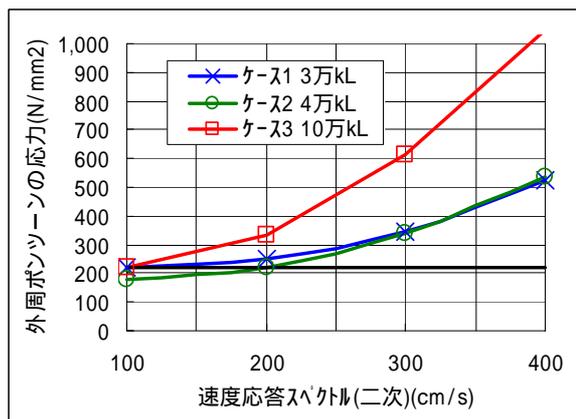
浮屋根の座屈破壊や沈没の問題に密接に関係するポンツーンの円周方向応力（付録-I に示したように、1 次モードによるものと 2 次モードによるものの 2 乗和平方根で表す）を算定した結果を図-8.6.1 に示す。

算定の結果から、1 次モードの速度応答スペクトルが 100kine の場合であっても、2 次モードの速度応答スペクトルが 200kine 程度になるとポンツーンの発生応力が地震時許容引張応力を超過する傾向が出て来ることが分る。

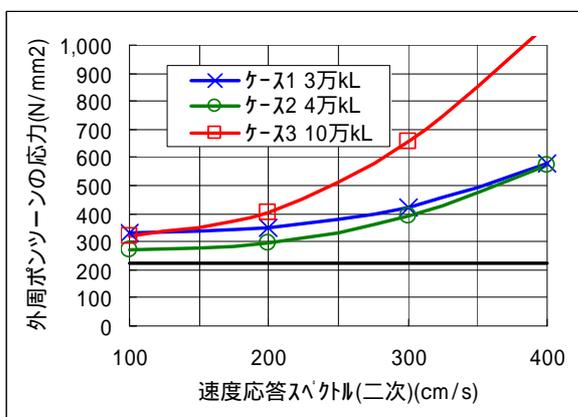
また、1次モードの速度応答スペクトル値が200kineの時には、2次モードの応答が100kine程度、1次モードの応答が300kineを超えると、2次応答が100kine以下でも、発生応力は許容引張応力を超える結果となった。ポンツーンに発生する応力は主に曲げ荷重によるものであるため、圧縮応力を受ける側の座屈に対して注意を払う必要がある。以下に述べる補強材の圧縮強度の参考計算例に示すように、ポンツーン内部の補強材の支持スパンによっては、圧縮強度が引張強度に比べて大きく低下するため、こうした場合には上述の速度応答スペクトル値以下で座屈破壊を生じる可能性がある。



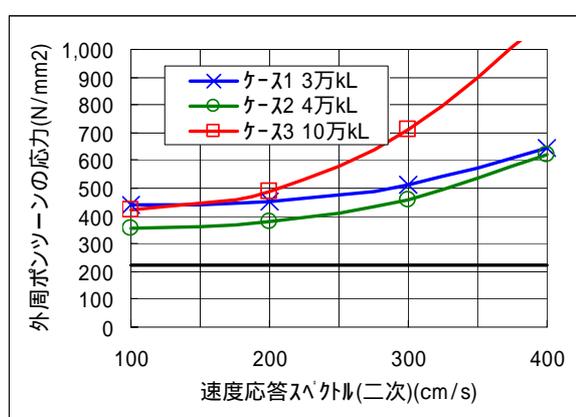
(a) 速度応答スペクトル(一次)100cm/sec の場合



(b) 速度応答スペクトル(一次)200cm/sec の場合



(c) 速度応答スペクトル(一次)300cm/sec の場合



(d) 速度応答スペクトル(一次)400cm/sec の場合

図-8.6.1 ポンツーンの円周方向応力

ポンツーンに対する補強を検討するため、消防法新告示に示す強度照査規定(付録・参照)に沿って、補強材を追加した場合の発生応力の低減について試算した。100,000kl タンクに対する補強効果の試算例を図-8.6.2に示す。補強の考え方としては、図-8.6.3に示すような方法を取り、次のような方針に従った。

- (1) 既設の補強材と同等のものを追加(補強断面を2倍)する。
- (2) 補強材の支持スパンが広く補強材の圧縮強度が不足する場合は、適切な箇所にラフター材を追加する。

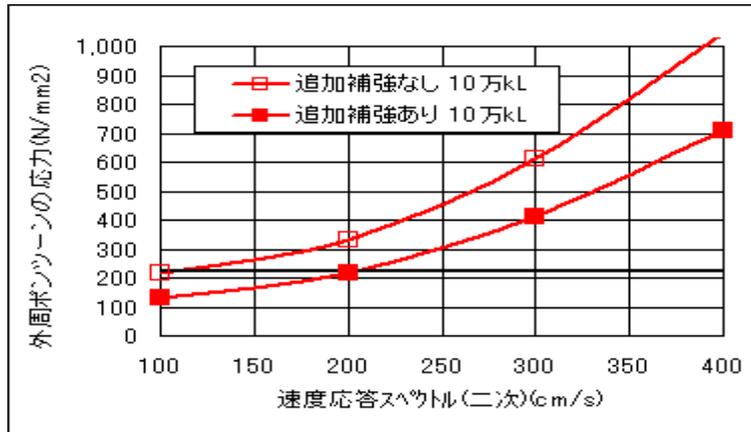


図-8.6.2 ボルトツーン追加補強の効果 (10万kl タンク、1次モードに対し Sv=200kine)

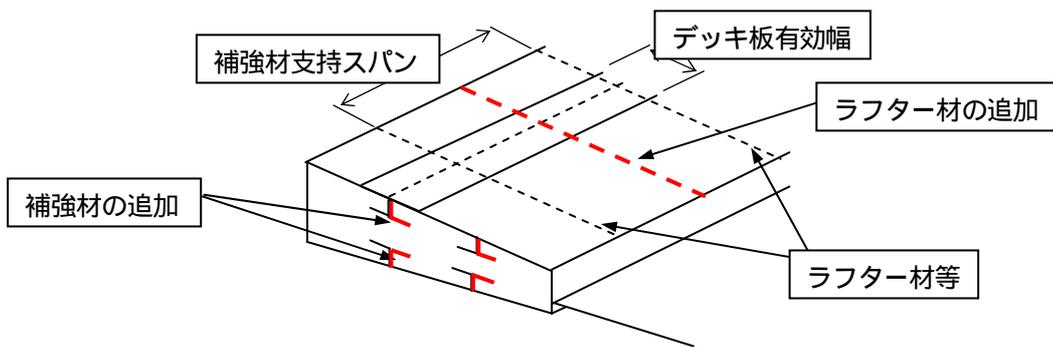


図-8.6.3 シングルデッキ浮屋根ボルトツーンの補強方法

図-8.6.2を見ると、補強材を2倍にすればかなりの効果があることが分る。ただし、1次モードの応答が200kine以上になる場合には、2次モードの応答が200kine以下でもさらなる補強が必要になり、既存補強の数倍のオーダーになることも予想される。

なお、消防法新告示によるデッキ板・ボルトツーン接合部（溶接部）の応力を1次モードおよび2次モードについて、Sv=100-400kineとしてチェックしたが、図-8.6.4に示すようにあまり過大にならないことが分った。

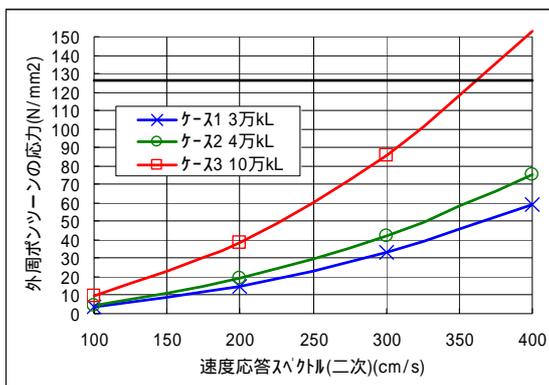


図-8.6.4 デッキ-ボルトツーン接合部の応力

[参考計算例] 地震時圧縮許容応力の計算例を以下に示す。

材質：SS400

規格最小降伏応力： $\sigma_y=245 \text{ N/mm}^2$

常時許容引張応力： $S=0.6\sigma_y=147 \text{ N/mm}^2$

地震時許容引張応力： $1.5S=220.5 \text{ N/mm}^2$

常時圧縮許容応力： f_c

地震時圧縮許容応力： $1.5f_c$

圧縮許容応力は補強材の支持スパン等により影響を受ける。以下、建築学会鋼構造設計基準により検討する。

$$f_c = \{1-0.4(\lambda/\Lambda)^2\}F/v \quad (\lambda \leq \Lambda)$$

$$f_c = 0.277F / (\lambda/\Lambda)^2 \quad (\lambda > \Lambda) \quad \text{ただし、} S \text{ 以下とする}$$

$$\lambda = Lk / i$$

Lk ：座屈長さ(cm)

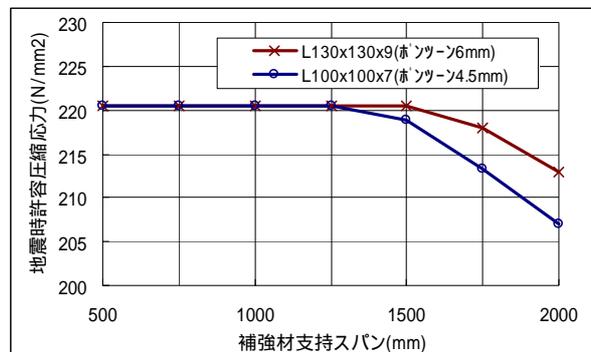
i ：座屈軸に関する断面 2 次半径(cm)

$$\Lambda : \text{限界細長比} = \sqrt{(\pi^2 E / 0.6F)}$$

$$v : \text{安全率} = 3/2 + 2/3 \times (\lambda/\Lambda)^2 \quad (\lambda \leq \Lambda \text{ の時 } \lambda/\Lambda = 1.0)$$

E ：鋼材の弾性係数 206000 N/mm^2

F ：鋼材の基準強度 235 N/mm^2



(注)補強材断面：30x130x9(ホーン板厚 6mm)

L100x100x7(ホーン板厚 4.5mm)

図-8.6.5 補強材の支持スパンの違いによる地震時許容圧縮応力

8.6.2 上水道タンクに関する検討

a. 波高

水道施設耐震工法指針・解説[11]により、Housner の理論に基づく方法と速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトル法を用いて、速度応答スペクトルを 100kine と 200kine とした時の波高を算出した。検討対象は、容量が $10,000 \text{ m}^3$ 、 $20,000 \text{ m}^3$ 、 $30,000 \text{ m}^3$ 、および $40,000 \text{ m}^3$ の 4 ケースとし、貯槽直径(D) / 液面水深(H)の比を実態に照らし合わせ、 $D/H=0.2$ 、 0.4 、 0.6 とした。計算結果を図-8.6.6 に示す。Housner の理論では、波高が速度応答スペクトルに比例しない等、最近では速度ポテンシャル理論による応答スペクトル法の方が実験・実測結果に対し整合性があると言われている。

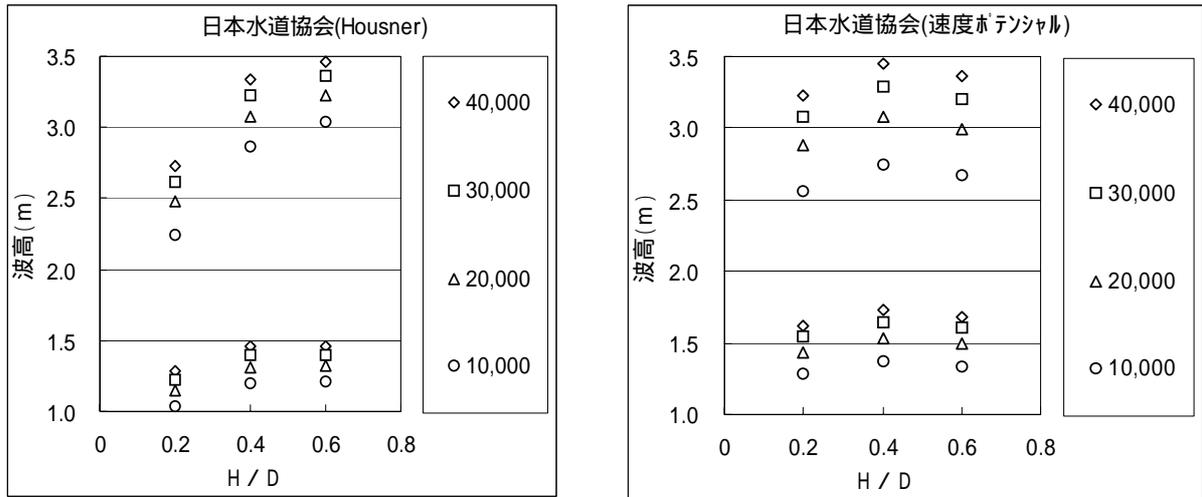


図-8.6.6 Housner の方法と速度ポテンシャル理論による速度応答スペクトル法による波高算定

b. 屋根衝撃圧の影響

上水用円筒形タンクには、ドーム型やコーン型の固定屋根が採用されている。これまで水道用固定屋根の地震被害例は報告されていないが、巨大地震動を想定する時には十分な検討が必要となってきた。水道タンクの固定屋根に対するスロッシングの影響については、特に基準等に規定はないが、プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説に計算例が示されている。ここでは、LNG 地上式貯槽指針[10]も参考にして、この問題を検討することにした。検討モデルは、図-8.6.7 に示すように、D/H=0.4 の容量 10,000m³ (直径 32m、液深 13m) のタンクである。

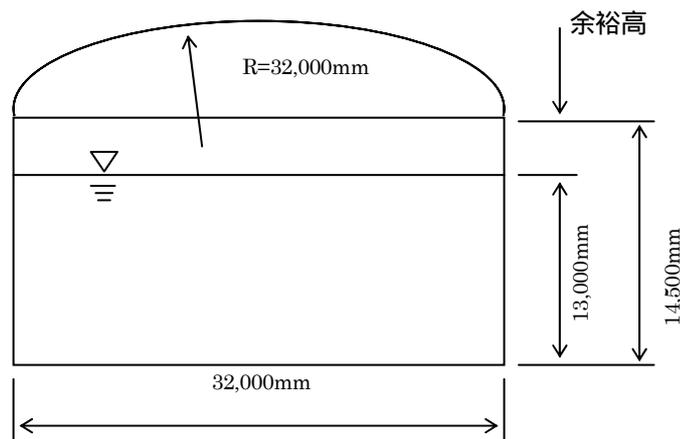


図-8.6.7 検討用水道タンク

このタンクのスロッシング固有周期は 6.221sec であり、速度ポテンシャル理論に基づく応答スペクトル法によれば、Sv=100kine で波高は 1.38m と屋根に達しないが、Sv=200kine では 2.76m となり、波動が屋根に衝突する。

[プレストレスコンクリートタンク設計・施工指針・解説の例による検討]

水面動揺により、ドームに触れる水の高さは

$$2.76-1.5=1.26\text{m}$$

この高さのドーム全周に水が触れると仮定して揚力を算出する。

$$\begin{aligned} \text{揚力 } p &= 1.26 \times 1.26 / \sin 30^\circ / 2 \times (32.0 \cdot 1.26 / \tan 30^\circ / 3 \times 2) \times \pi \\ &= 1.26 \times 2.52 / 2 \times (32.0 \cdot 2.18 / 3 \times 2) \times \pi \\ &= 152 \text{tf} \quad (1520 \text{kN}) \end{aligned}$$

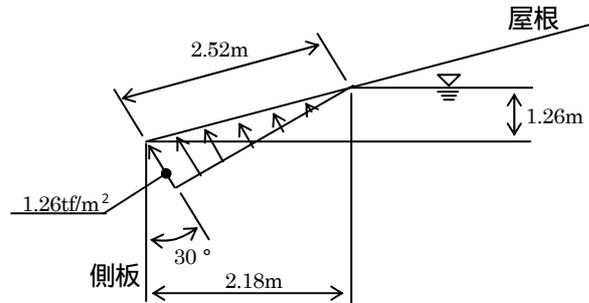


図-8.6.8 PC 設計・施工指針による揚力

ドーム全周に水が触れるという、かなり安全をみた揚力の算出となっており、10,000m³タンクでは1520kNの屋根重量が必要となる。

[LNG 地上式貯槽指針による検討]

波頭衝撃圧を山本式または Wagner 式により推定する。

山本式

$$Pr = \frac{\pi \rho}{20000} \eta_r^{\cdot 2} \tan \left(\frac{85}{180} \pi \right)$$

ただし、 $\varphi > 85/180\pi$ の場合は $\varphi = 85/180\pi$ とする。

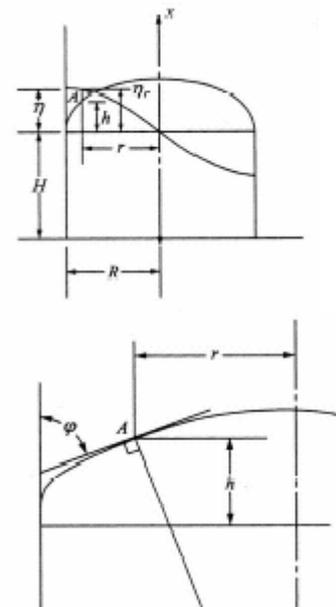
Wagner 式

$$Pr = \frac{\rho}{20000} \left\{ 1 + \frac{\pi^2}{4 \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \right)} \right\} \eta_r^{\cdot 2}$$

腰掛け圧を次式により求める。

$$Ph = \frac{1}{10000} \rho g (\eta - h)$$

- ここに、 Pr : 衝撃圧 (MPa)
 Ph : 腰掛け圧 (MPa)
 ρ : 内容液の密度 (kg/cm³)
 φ : A 点における屋根角度
 η_r : 半径 r におけるスロッシング応答波高 (cm)



- $\dot{\eta}_r$: A点における液面上昇速度 (cm/sec)
- η : スロッシング応答波高 (cm)

速度スペクトル 200kine では、波高は 2.76m、 $\omega=1.01\text{rad/s}$ となるので、

山本式

$$Pr = \pi \times 0.001 / 20000 \times (276 \times 1.01)^2 \times \tan 60^\circ$$

$$= 0.021 \text{MPa}$$

Wagner 式

$$Pr = 0.001 / 20000 \times (1 + \pi^2 (4 \tan^2 (\pi / 2 \cdot 60^\circ))) \times (276 \times 1.02)^2$$

$$= 0.033 \text{MPa}$$

腰かけ圧

$$Ph = 1 / 10000 \times 0.001 \times 9.8 (2.76 \cdot (14.5 \cdot 13.0))$$

$$= 0.012 \text{MPa}$$

図-8.6.9 のように衝撃圧が作用すると、単位幅あたりの作用荷重は衝撃圧と作用長さを乗じて、

$$P = 0.033 \times 2520 = 83.2 \text{N}$$

屋根板の取り付け溶接が作用荷重を負担するものとし、その溶接は脚長 4.5mm の隅肉溶接とすれば、単位幅当りの耐力は

$$Pa = 4.5 / 2 \times 80 = 255 \text{N}$$

$P < Pa$ となり、衝撃圧に耐えられる。

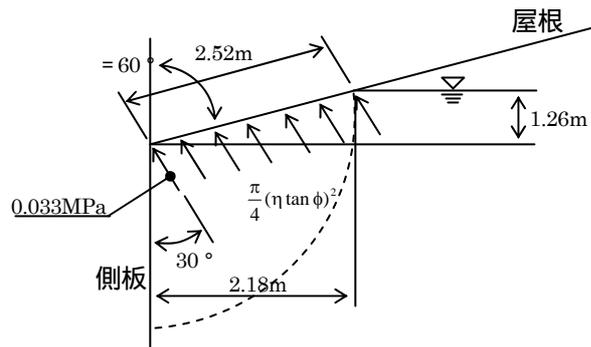


図-8.6.9 衝撃圧の作用

同様に、速度応答スペクトルを変化させて 400kine 程度までの場合を求めると、表-8.6.3 のようになる。

表-8.6.3 速度応答スペクトルと作用荷重

速度応答スペクトル	100kine	200kine	300kine	400kine
衝撃圧 (MPa)		0.033	0.073	0.130
作用長さ (mm)	衝撃圧	2520	5260	8020
作用荷重 (N)	作用せず	83.2	384	1043
常時許容応力との比		0.33	1.51	4.09

(注)常時のせん断許容応力を 80N/mm^2 とした。

速度応答スペクトルの上昇に伴い、衝撃圧と作用長さが増大するため、作用荷重は急増する。一般に、常時許容

応力に対して、地震時は 1.5 倍程度の割り増しをするので、速度応答スペクトルが 300kine 程度になると何らかの対策を必要とすることになる。いずれにしろ、巨大地震が想定され、速度応答スペクトルが 300kine 超程度になるならば、飲料水用としての水道用タンクの機能を確保する点で、雨水が侵入するほどの屋根構造の破壊は好ましくないとと思われる。今後、保有耐力設計法を含めた検討や対策を十分に調査する必要がある。

8.6.3 下水道タンクに関する検討

a. 波高

下水道施設として、消化タンク（亀甲型）および水処理施設について、Housner の理論に基づく方法、ならびにポテンシャル理論に基づく応答スペクトル法を用い、速度応答スペクトル S_v を 100kine、200kine、300kine および 400kine に対する波高を算出した。結果を図-8.6.10 および図-8.6.11 に示す。

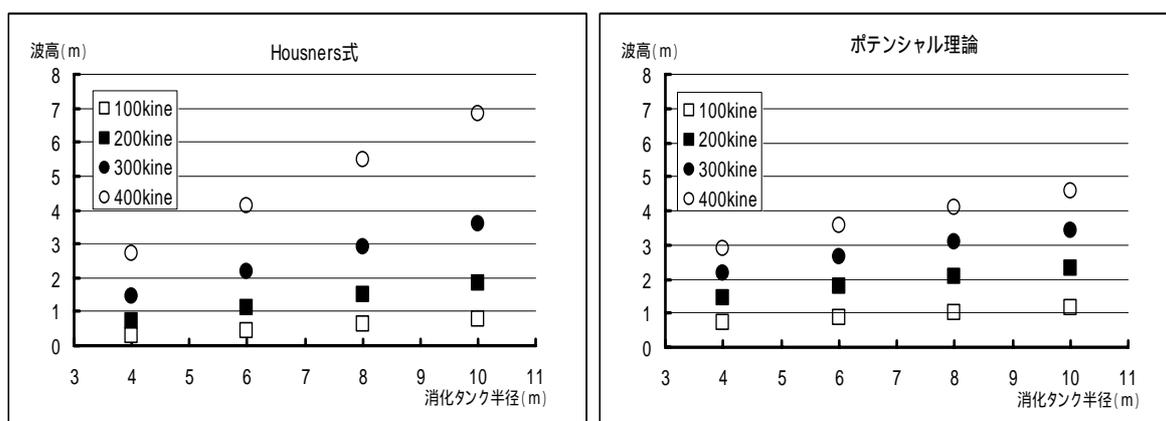


図-8.6.10 消化タンクにおける波高

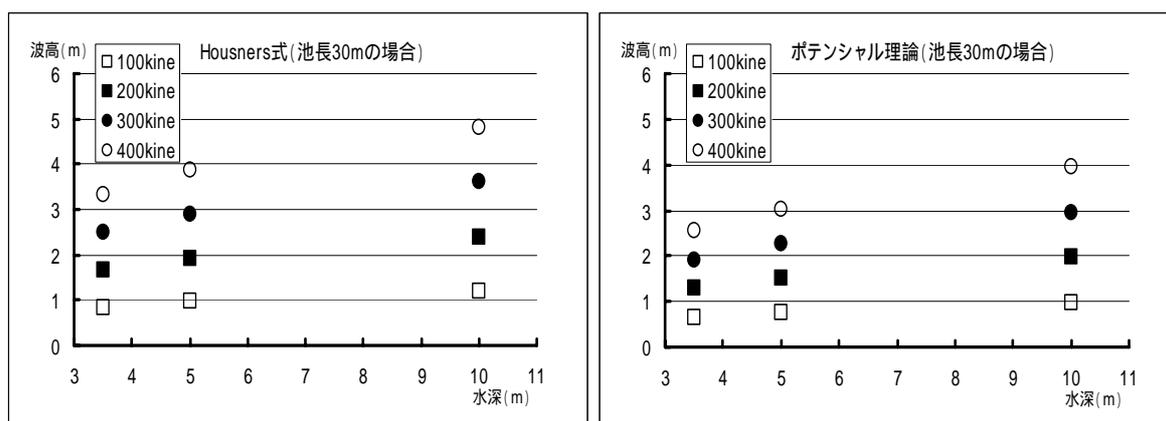


図-8.6.11 水処理施設における波高

消化タンクにおいては、水面と上床版とのクリアランスは通常 1.5~2m 程度であるので、通常下水道施設で想定している $S_v=100kine$ 程度であれば、特に問題ないと考えられるが、 $S_v=300kine$ 以上を想定する時には、クリ

アランスの増大その他の検討が必要と考えられる。

長さを 30m とし、水深 3.5m (沈殿池)、水深 5m (標準的な反応タンク)、および水深 10m (深槽式) を有する水処理施設についての波高算定結果では、上部クリアランスが通常 1m 程度であり、 $S_v=100\text{cm/sec}$ でも波頭が上床版に達する程度になり、 $S_v=200\text{cm/sec}$ 以上を想定する場合には、クリアランスの増大による対応の他に、上床版の補強を含めた検討が必要と考えられる。

ちなみに、上記下水道タンクのスロッシング 1 次固有周期を求めると、消化タンクの場合において、半径 4m、6m、8m および 10m に対しそれぞれ 3.0sec、3.6sec、4.2sec および 4.7sec となり、水処理施設 (長さ 30m) の場合においては、水深 3.5m、5m および 10m に対してそれぞれ 9.0sec、7.7sec および 6.2sec となる。たとえば、南海地震の堺における地震波 (関口等) を想定すると、その速度応答スペクトルは図-8.6.12 のようになるが、消化タンクの周期帯域で $S_v=50\text{-}200\text{kine}$ 程度、水処理施設の周期帯域で $S_v=200\text{-}300\text{kine}$ 超の可能性もあることが分る。この場合、消化タンクではクリアランスの増加による対応が可能であろうが、水処理施設 (長さ 30m、水深 10m) の場合には、波高は 3m を超える可能性があり、クリアランスの増加のみによる対応は難しいと考えられる。

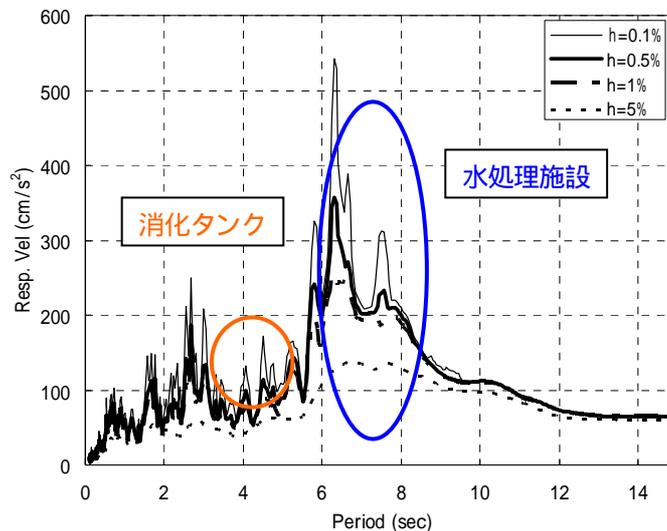


図-8.6.12 南海地震堺における地震波の速度応答スペクトル

b. 上床板への衝撃圧の影響

水処理施設について、上床板への波頭衝撃圧を栗原の算定式 (円形タンクに対する算定式をタンク半径 $R =$ 水槽長さの $1/2$ として使用) により計算した結果を図-8.6.13 に示す。この衝撃圧を用いて、許容応力度法により上床板の必要鉄筋量を幅 5m の単純梁として算出すると表-8.6.4 のようになる。

これより、水深が深くなるにつれて波頭衝撃圧は大きくなり、水深 10m の水処理施設では $S_v=100\text{cm/sec}$ でも標準的な鉄筋の約 3.5 倍の補強が必要となり、 $S_v=300\text{kine}$ 超程度になると許容応力度法の範囲では非現実的な設計になる。このような場合には、波頭衝撃圧を許容応力度法の範囲で設計するには限界があり、衝撃的な圧力に対する保有耐力設計法や免震、制震技術の開発も必要になる。

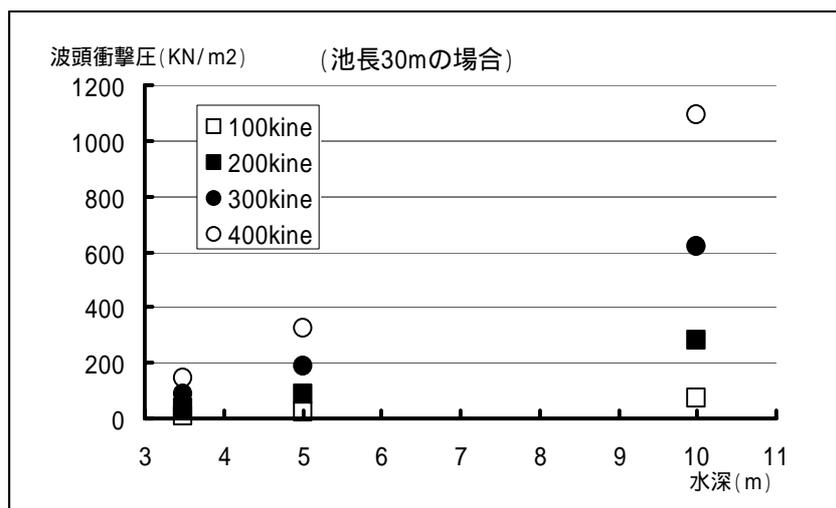


図-8.6.13 上床板に作用する波頭衝撃圧

表-8.6.4 上床板の必要鉄筋量 (幅 1 m 当り)

水深 速度応答スペクトル	3.5m	5m	10m
100 kine	0.89cm ² (0.14)	5.0cm ² (0.79)	22.5cm ² (3.54)
200 kine	10.65cm ² (1.68)	26.72cm ² (4.2)	95.18cm ² (15.0)
300 kine	26.75cm ² (4.21)	62.53cm ² (9.85)	215.44cm ² (33.9)
400 kine	49.16cm ² (7.74)	112.48cm ² (17.7)	383.3cm ² (60.4)

注) () 内の数字は標準的な鉄筋量 6.35cm² (D13@200) に対する比率を表す。

8.7 新しい耐震対策

8.7.1 従来の耐震対策

1970年代から80年代前半にかけては、長周期地震動応答としてのスロッシング設計法が研究され、一方地震学の方でも「やや長周期領域(数秒から十数秒)」の地震動に関して研究が進展し始めた時期であった。80年代前半になされた各種タンクの耐震基準整備においては、タンクのスロッシング挙動がかなり解明されたこともあって、消防法・高圧ガス取締法等にスロッシング条項が成文化された。しかし、入力としての長周期地震動は、当時のSMAC型強震計(加速度計)の記録精度や気象庁1倍強震計(変位計)の波形振幅に限界があり、依然として不明な状態であったと言ってよい[32]。

1983年の日本海中部地震は、震央に近い秋田や200km以上離れた新潟において、浮屋根式石油タンクに火災事故を含む多大なスロッシング被害をもたらしたが、特に新潟では、スロッシングの痕跡記録から4mに及ぶ波高が観測されるとともに、地震記録の上でも気象庁1倍強震計やSMAC強震計から10-11secあたりに高いレベルの長周期地震動の存在が認識されて、両者の対応がほぼ確実なものになった(工藤等[33])。また、スロッシング被害のモードとして、石油タンク浮屋根ボンツーンの座屈破壊という問題がすでに現出していたが、従来の多くの研究では、浮屋根を無視した自由表面条件の下での挙動解明にほとんど止まっていた。

その後においては、スロッシング挙動に関する研究よりもむしろ地震学的に長周期地震動を解明する方向の研究に進歩が見られた。すなわち、断層モデルに関する解析研究が進展し、断層破壊過程と深層地盤データの知識も向上して、数値シミュレーションや経験的グリーン関数法等により、いろいろな地域での長周期地震動の姿がある程度把握できるようになって来たこと、また1995年兵庫県南部地震を経て強震観測体制の整備が図られ、精度のよい長周期地震動の波形が各地点で稠密に記録されるようになったことである。

このような状況において、2003年十勝沖地震は、スロッシングにより石油タンクに大規模な被害をもたらし、再び我々にこの問題の重要性を喚起するとともに、長周期地震動の貴重なデータを提供する機会ともなった。石油タンクの耐震基準としての消防法では、新告示が2005年1月に発布され、十勝沖地震被害での問題として採り上げられた石油タンクに係る長周期地震動応答レベルと浮屋根耐震強度の問題に関して、相当大幅な改善対策が打ち出されている。この点で、今回の新しい告示は石油タンクの耐震性向上に大きく寄与するものと思われるが、一方で長周期地震動の問題や浮屋根スロッシングの問題についてもまだ未解明の点がいろいろ存在する。

また、従来からかなり提案はありながら、実用化が難しく、実機で利用されていないスロッシング制振技術等も今後の巨大地震等を想定する時には必要性が増していると考えられる。このような観点から、従来から提案されているスロッシング制振技術が調査されているので、以下紹介する[34]。

わが国でこの種の方策が検討され出したのは、新潟地震以降のことである。文献[35, 36]等がその初期のものである。その後現在までいろいろなアイデアが案出されているが、いずれも提案レベルに終り、実用化には至っていない。1983年の日本海中部地震の被害を契機として設けられた、長周期地震動とスロッシングに関する調査検討委員会ではスロッシング防止策の当時において次のような技術提案があることを紹介している[37]。

- ・浮格子方式：液面近くに区画板で構成された格子を設置し、内溶液の動揺を抑制する。
- ・バネ垂体方式：垂体の質量効果とバネの伸縮による復元モーメントとにより浮屋根の傾動を抑制する。
- ・伸縮自在形区画板方式：浮屋根の下面に区画板を伸縮自在に垂下し、液面の揺動を防止する。
- ・液位従型多孔板方式：浮きによって液位に追従可能とした板または多孔板により液面揺動を抑制する。
- ・アンチローリングワイヤー方式：タンク側板と浮屋根の間に滑車を介してワイヤロープを取り付け、浮屋根の傾斜に対する自由度を拘束する。

- ・可撓性垂れ幕方式：浮屋根の外周縁部に可撓性を有した筒状の垂れ幕を取り付け、液面動揺を防止する。
- ・エアバッグ方式：円周方向複数箇所に設置した伸縮バッグにより、シール材をタンク側板に押し付けて浮屋根の動揺を抑制する。
- ・逆 U 字管方式：スロッシング振動系と逆 U 字管内流動系との連成振動系を構成し、逆 U 字管内液の振動をダイナミックダンパーとして利用し、スロッシングを防止する。
- ・気泡方式：スロッシング振動する液中に、気泡を間欠的に吹き込み、スロッシング液の流動を抑制して、スロッシング振動を能動的に抑制する。

また、文献 [38] には、次のような機械分野におけるスロッシング制振の最近の提案が引用されている。

- ・ブロックと制水板による方法
- ・リニア誘導モータを用いる方法
- ・DC サーボモータによる方法

一方、1994 年から最近までの特許・実用新案（公開）に関する調査を行った結果を表 8.7.1 に示す。2003 年十勝沖地震以前の出願件数は少ないが、十勝沖地震によるスロッシング被害を受けて、それ以降この種の技術開発への取り組みが急速に増大していることが顕著に分る。

8.7.2 今後の研究・技術開発に向けて

スロッシングに対してタンクの耐震性を確保しようとする時、スロッシングを防止することだけが唯一の方策ではない。前述したように、その前提についての研究も当然ながら重要であり、その上でより広い視野に立った、新規性のある、実用化に結び付く技術開発が要望される。以下にそれらを列挙する[34]。

(1) 入力としての長周期地震動についての研究

長周期地震動については、最近かなりいろいろなことが分って来ているが、まだ大地震の実データの集積は十分でなく、本特別委員会での提供地震波のようにシミュレーションに依存している所が多い。したがって、正確に各地域での予測ができていく訳ではなく、また同一地域内においても表層地盤条件によって長周期地震動の現れ方に差異がある等、今後のさらなる研究と記録の集積が必要である。

(2) スロッシング挙動解析法の問題

- ・スロッシング減衰の大きさ

自由表面の場合、減衰定数は 0.1% から 1% までいろいろ言われているが、これは液体の種類や振動モードによっても異なるであろう。また浮屋根のある場合には、実際どの程度になるであろうか。この点では、現在消防研究所が実機スケールで詳細な調査を実施中であり、その成果が期待される。

- ・浮屋根のある場合のスロッシング（FSI）解析方法

弾性的な浮屋根を考慮した FSI 解析はまだ少なく、今後解析手法の確立が要望される。最近の FEM 等による非線形数値解析手法は、原理上仮定が少なく、厳密な解が得られる可能性のある手法であるが、正確な結果をどうして得るかという実用上の問題をよく検討する必要がある。

(3) 浮屋根や固定屋根に作用する外力の推定と構造の耐震性状

- ・浮屋根スロッシングの地震応答解析と相俟って、スロッシング外力の作用と浮屋根の座屈・塑性耐荷性状について、より明らかにされねばならない。

表-8.7.1 スロッシング制御技術に関する特許調査結果（1994年～現在）

公開番号	公開日	出願人	発明の名称
特許公開2006-36217	2006/02/09	新日本製鐵(株)	スロッシング防止装置
特許公開2006-8148	2006/01/12	三井住友建設(株)	スロッシング抑制装置
特許公開2006-8147	2006/01/12	三井住友建設(株)	スロッシング抑制装置
特許公開2005-343540	2005/12/15	(株)大林組	液体貯蔵タンクにおける浮き屋根の揺動防止装置
特許公開2005-330011	2005/12/02	勝井建設(株)	浮屋根式貯蔵タンクのスロッシング抑制機構
特許公開2005-320034	2005/11/17	若山光雄	液体貯蔵タンク
特許公開2005-314000	2005/11/10	出光エンジニアリング(株)	スロッシング防止ダンパー
特許公開2005-298022	2005/10/27	(有)エフエス技術事務所	浮屋根式貯蔵タンクの能動的液面揺動抑制システム
特許公開2005-297986	2005/10/27	東海大学	液体貯蔵タンク
特許公開2005-289483	2005/10/20	(有)エフエス技術事務所	浮屋根式貯蔵タンク浮屋根の免震構造
特許公開2005-289443	2005/10/20	(株)石井鐵工所	浮屋根の強度計算方法
特許公開2005-280837	2005/10/13	岩西哲郎	縦置鋼製円筒型液体貯蔵タンクの構造
特許公開2005-280738	2005/10/13	(財)電力中央研究所	スロッシング抑制装置および方法
特許公開2005-255217	2005/09/22	(株)小笠原工業所	地震に強い形状を有する水槽・油槽等の貯槽
特許公開2005-247379	2005/09/15	石川島播磨重工業(株)	浮屋根式タンクの耐震装置
特許公開2005-247353	2005/09/15	前田建設工業(株)	大型タンクのスロッシング防止構造
特許公開2005-187019	2005/07/14	出光エンジニアリング(株)	スロッシング防止ダンパー
特許公開2005-178900	2005/07/07	東京防災設備(株)	浮屋根式タンク
特許公開平9-142575	1997/06/03	石川島播磨重工業(株)	浮屋根式貯蔵タンク
特許公開平8-198387	1996/08/06	千代田化工建設(株)	スロッシング防止装置
特許公開平7-137790	1995/05/30	千代田化工建設(株)	スロッシング防止装置
実用新案公開平6-76191	1994/10/25	石川島播磨重工業(株)	スロッシング防止装置
実用新案公開平6-6297	1994/01/25	石川島播磨重工業(株)	液体収容槽のスロッシング防止装置

・固定屋根のスロッシング衝撃圧については各種の理論があるが、必ずしも各理論手法の適用が確立しているとは言い難い。

(4) 地震防災システム技術、耐震・制振・免震構造技術等の対策についての新規提案と実用化開発

- ・IT技術の進歩を採り入れたリアルタイム長周期地震動予測・防災システム技術
- ・最近他の分野で急速に発展している免震技術の採用による入力低減技術
- ・高レベル入力に対応可能な耐震・免震構造技術
- ・経済性を含めて実用性に富んだスロッシング防止・制振技術

本WGでは、このような点に関連して最近各機関で行われている研究・技術開発の実用化に向けて、情報交換と課題討議を積極的に推進すべく、昨年7月25日に土木学会において、「大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム」を開催した[39]。表-8.7.2にシンポジウムのプログラムを示す。

表-8.7.2 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム プログラム

主催：土木学会「巨大地震災害への対応検討」特別委員会

「耐震診断および耐震対策」部会 タンクワーキンググループ

日時：2005年7月25日(月) 13:00～18:30

場所：土木学会講堂

開会挨拶：濱田政則（早稲田大学 巨大地震災害への対応検討特別委員会委員長）

特別講演：

1. 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術の現状と展望
(有)FS 技術事務所 坂井藤一
2. 石油タンクのスロッシングに係る長周期地震動の設定について
(独)消防研究所 座間信作

一般講演：

1. リアルタイムスロッシング評価システム 鹿島建設(株) 大保直人, 加藤建治
2. 浮き屋根式タンクのスロッシング解析手法に関する基礎的研究
ニュートンワークス(株) 長沼寛樹, JIPテクノサイエンス(株) 松田宏
3. 石油タンクのスロッシングの減衰定数
(独)消防研究所 廣川幹浩, 座間信作, 山田實, 西晴樹, 遠藤真
4. Base Isolation and Seismic Control Effect on Sloshing in Tanks
Afshin Kalantari, Hirokazu Iemura (Kyoto University)
5. プロップ式ダンパーの減衰効果 東海大学 島崎洋治, 池上俊輔
6. クレイドル型制振装置の長周期構造物への応用
東海大学 島崎洋治, A. G. M. Salim, J. Malla
7. 円筒タンクのスロッシング軽減に関する実験的研究
新日鐵(株) 川口周作, 九州産業大学 水田洋司, 高西照彦
8. 空気ダンパーによる液面揺動防止効果に関する実験的検討
早稲田大学 張至鎬, 濱田政則, 山田敏夫, 今野隆雄
9. 浮屋根式タンクのスロッシング減衰方法の検討
(株)十川ゴム 井田剛史, 板東謙, 中井商工(株) 連重俊, 中央大学 平野廣和
10. 隔壁を用いたスロッシング防止法 青山学院大学 小林信之
11. 仕切り板を用いた浮屋根式石油タンクのスロッシング防止システム
(株)三井造船昭島研究所 島田潔
12. 浮屋根式タンクのスロッシングと二、三の耐震・免震・制振提案について
(有)FS 技術事務所 坂井藤一, 茨城大学 井上涼介
13. 石油タンクのスロッシング制振法に関する研究
大林組技術研究所 蔭山満, 松田隆, 樋口俊一

閉会挨拶：坂井藤一（(有)FS 技術事務所 耐震診断および耐震対策部会タンク WG 主査）

このシンポジウムは、上記のように特別講演 2 件と一般講演 13 件の発表が行われ、100 名近い参加者を得て、盛会であった。ここでは、各講演の概要を紹介する。

特別講演 1 は、過去の地震によるタンクスロッシング被害、既往のスロッシング研究、長周期地震動研究をレビューし、その上で従来のスロッシング制振研究を紹介して、総合的に今後のスロッシング耐震対策への課題を述べている。

特別講演 2 は、ここ数十年の長周期地震動研究の進歩を踏まえ、かつ著者が永年継続的に行って来た長周期地震動研究を基に提案し、今回の消防法新告示で設定された長周期地震動応答レベルの考え方を説明している。

一般講演 1 は、短周期地震動でも考えられているリアルタイム予測システムと同様に、観測地震波をただちにスロッシング波高のリアルタイム評価に繋げ、事前の防災準備に役立てようという地震防災システムの提案である。

一般講演 2 は、汎用の FEM 非線形プログラムを用いて、浮屋根スロッシングの FSI 解析を試みたものであり、特に VOF (Volume of Fluid) 法の適用について考察している。

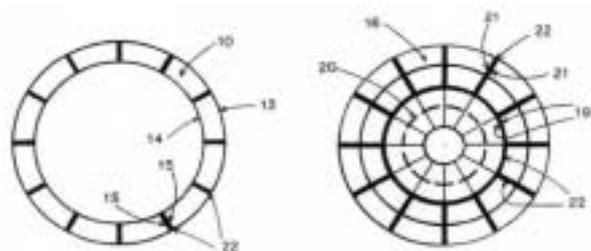
一般講演 3 は、現在消防研究所で行われている、実タンクを用いての浮屋根スロッシングの減衰定数に関する詳細調査の一環として、その内容を説明している。結果としては、たとえば、十勝沖地震時に実機タンクでの観測から推定された 1 次モードの減衰定数は 0.5% 程度と見られたが、今回の研究で 1600kl タンクの実測から得られた減衰定数は 3% にもなり、減衰定数は条件によってかなり異なることを述べている。

一般講演 4 は、タンク下部に免震装置 (パッシブ型式およびセミアクティブ型式) を配置することによって、スロッシングを制御する方法を理論的に研究している。アクティブ型式に対しては、sky-hook 法則による制御手法を適用している。

一般講演 5 および 6 では、著者等が研究しているプロップ式ダンパーおよびクレイドル型制振装置の内容とスロッシングのような長周期応答構造物への応用を論じている。

一般講演 12 では、著者等の FSI 解析手法を適用した結果として、シングルデッキおよびダブルデッキ両形式の浮屋根がスロッシングに及ぼす影響を論じ、次の二つの提案を行っている。すなわち、

- (1) 耐震性浮屋根：シングルデッキは剛性が乏しく、ダブルデッキは剛性が高いと言う、従来の固定観念を捨てれば、剛性の高いシングルデッキ浮屋根等の新しい耐震性浮屋根の考え方を採ることが可能である。
- (2) 浮屋根の免震構造：従来は地震力の作用が考慮されなかった浮屋根であるが、過大な地震力に対しては、たとえば図-8.7.3 に示すような免震化の考え方も適用できること (浮屋根に対する初めての免震化提案)。



10: ポンツーン 13: 外リム 14: 内リム 15: バルクヘッド
 16: ダブルデッキ浮屋根 19: リングガーダ 20: リングトラス
 21: バルクヘッド 22: 免震装置

図-8.7.3 浮屋根の免震構造 (左: シングルデッキ 右: ダブルデッキ)

一般講演 7-11,13 はいずれもスロッシング制振提案であり、それらの詳しい説明を付録・ に掲載する。

8.8 まとめと今後の課題

以上、巨大地震動に関する提供地震波の長周期特性に関連して、各種タンクにおけるスロッシング設計・基準の現状と想定された地震動レベルに対する耐震診断および耐震対策を検討した。結果として判明した事項について、今後の課題も含めて以下に列挙する。

- (1) 石油タンク・LNG タンク・水道タンクの各種タンクについて、現状の基準におけるレベル2地震動等の高レベル地震動に対しての考え方、および長周期スロッシング応答に関する規定の内容について調査した。
- (2) 提供地震動の長周期帯域の速度応答スペクトルレベルは、総体的には水道タンク指針あるいは消防法新告示のレベルを上回るケースがかなり見られ、最大はほぼLNG指針の3波共振法レベルになることが分かった。
- (3) タンクの耐震性能照査項目について調査したが、特に石油タンクについては、巨大地震を想定した場合波高が側板余裕高を超える可能性もあることから、溢流と着火防止対策に十分留意することが重要である。また、研究事例の少ない浮屋根スロッシングFSI挙動の解明が必要であることを示し、例としてダブルデッキ浮屋根のFSI耐震設計への提案を行った。
- (4) 石油タンクのシングルデッキ浮屋根について、旧基準で設計されている既設タンクが新基準あるいは今後の想定される地震動に対しどの程度の補強が必要になるかを検討した。また、上・下水道タンクについて、どの程度のレベルから波頭衝撃圧が作用し、どの程度の影響が発生するか検討したが、大型のタンクでは場合により衝撃圧力に対する保有耐力設計のような対策が必要になることが分かった。
- (5) スロッシングに係る耐震・制振・免震技術を推進するためのミニシンポジウムを開催し、幾つかの新規提案の調査・収集を行い、今後の実用化へ向けての方向付けを行った。

本WGでは、今回時間的な制約等から長周期スロッシング問題を主眼として検討したが、巨大地震等を想定した時にはタンク本体の短周期応答や基礎・地盤の問題も非常に重要である。また、本委員会が発足して間もない2004年12月26日にスマトラ沖地震が発生し、20数万人の死者が出ているが、この地震においてタンクの津波被害も現出している（付録・ を参照）。海洋型の巨大地震に対しては、この点に関する検討も重要である。今後これらの問題について、関係各機関で検討されることが必要である。

・謝辞・

今回のワークにおいて、巨大地震を想定した地震波を作成・提供いただいた地震動部会の各位、およびタンク耐震問題のワークに協力いただいた日本建築学会容器構造WGの各位、また十勝沖地震苫小牧のK-netおよび出光製油所地震記録を利用させていただいた（独）防災科学技術研究所他の関係各位に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 危険物の規制に関する規則の一部を改正する規則等の施行について、消防庁、消防危第 44 号、1983 年 4 月
- [2] 坂井藤一：円筒形液体タンクの耐震設計法に関する二、三の提案、圧力技術、第 18 巻、第 4 号、1980 年 7 月
- [3] 十勝沖地震被害調査緊急報告会、危険物保安技術協会、2003 年 12 月
- [4] 畑山健・座間信作・西春樹・山田實・廣川幹浩・井上涼介：2003 年十勝沖地震による周期数秒から十数秒の長周期地震動と石油タンクの被害、地震、第 57 巻、第 2 号、2004 年 12 月
- [5] Sakai, F.:Some Considerations on Long-Period Waves in Earthquake Engineering, Japan-PRC-U.S. Trilateral Symp./Workshop on Eng. for Multi. Natural Hazard Mitigation, Beijing, Jan., 1985
- [6] 坂井藤一：2003 年十勝沖地震における浮屋根式タンクの被害について、JSSC、No.52、2004 年 4 月
- [7] 座間信作：石油タンクのスロッシング予測とやや長周期地震動の地域特性、安全工学、Vol.43, No.1、2004 年
- [8] 屋外タンク貯蔵所浮屋根審査基準検討会報告書、危険物保安技術協会、2005 年 1 月
- [9] 危険物の規制に関する規則の一部を改正する省令等の施行について、消防庁、消防危第 14 号、2005 年 1 月
- [10] LNG 地上式貯槽指針および LNG 地下式貯槽指針、日本ガス協会、2002 年 8 月
- [11] 水道施設耐震工法指針・解説、日本水道協会、1997 年 3 月
- [12] 下水道施設地震対策指針と解説、日本下水道協会、1997 年
- [13] 構造物設計指針、日本下水道事業団、2003 年 4 月
- [14] 坂井藤一・迫田治行：大型液体タンクの地震応答に関する研究、第 4 回日本地震工学シンポジウム論文集、1975 年 11 月
- [15] Senda, K. and Nakagawa: On the Vibration of an Elevated Water-Tank I, Rep. of Osaka Univ., Vol.4, No.117, 1954
- [16] 山本善之：「地震による石油タンクの液面の動揺と衝撃圧力、高圧力、第 3 巻、第 1 号、1965 年 1 月
- [17] 坂井藤一・西村正弘・小川浩：浮屋根式石油貯槽のスロッシング性状に関する研究、川崎重工技報、No.74、1980 年 4 月 あるいは Sakai, F., Nishimura, M. & Ogawa, H.: Sloshing Behavior of Floating-Roof Oil Storage Tanks, Computers and Structures, Vol.19, No.1-2, 1984
- [18] 池田澄人・坂井藤一・西村正弘他：半地下式石油備蓄タンクの設計について、川崎重工技報、No.76、1980 年 10 月
- [19] 辻輝夫・中家康隆・中谷隆久他：石油備蓄用浮屋根式地中タンクの構造設計について、日立造船技報、第 43 巻、第 4 号、1982 年 12 月
- [20] 清水作造、内藤潔、小山靖：3 次元地震シミュレータによる浮屋根式燃料タンクのスロッシング挙動に関する研究、石川島播磨技報、Vol.24, No.6、1984 年 11 月
- [21] 寺前哲夫・阪野賢治・浜中順一他：過大なスロッシングを受ける浮屋根式燃料タンクスロッシング挙動に関する研究、石川島播磨技報、Vol.24, No.6、1984 年 11 月
- [22] 小林信之：円筒形液体貯槽の地震時挙動について 主にスロッシングに関連して、東京大学学位請求論文、1986 年 11 月
- [23] 西口英夫・伊藤雅文・保延宏行・加納俊哉：長周期地震動による大容量石油タンクのスロッシング挙動解析と安全性評価、火力原子力協会誌、Vol.56, No.581、2005 年 1 月

- [24] 松井徹哉：浮屋根との連成を考慮した円筒液体貯槽の地震時スロッシング応答、名城大学総合研究所総合学術研究論文集、第4号、2005年3月
- [25] 座間信作：石油タンクのスロッシングの減衰定数、消防研究所報告、第98号、2004年9月
- [26] 廣川幹浩他：模擬スロッシングによる実タンク内部浮屋根の変位とひずみの減衰特性に関する研究、消防研究所報告、第99号、2005年3月
- [27] Sakai, F., Inoue, R. & Hayashi, S.: Fluid-Elastic Analysis and Design of Sloshing in Floating-Roof Tanks subjected to Earthquake Motions, Proc. 2006 ASME Pressure Vessels and Piping Conf., Vancouver, Canada, July 2006
- [28] Kurihara, C., Masuko, Y. & Sakurai, A.: Sloshing Impact Pressures of Roofed Liquid Storage Tanks", Proc. of JSCE No.432/I-16, pp.51-59, 1991
- [29] FRP 水槽耐震設計規準、強化プラスチック協会、1996年
- [30] 箕輪親宏：長方形水槽のスロッシングインパクト(阪神大震災の水槽被害に関して)、日本機械論文報告集、63-612, C, pp2643-2649, 1997年
- [31] 関瓦、箕輪親宏、豊嶋学：水槽の地震応答解析とモデル水槽による検証、ゴム協会誌、第73巻、第1号、pp.36-41, 2000年
- [32] 屋外貯蔵タンクの耐震安全性検討のための入力地震波の変位特性に関する調査報告書、土木学会、1982年12月
- [33] 工藤一嘉・坂上実：1983年日本海中部地震による石油タンク被害と地震動の特徴について 新潟における石油溢流の問題点、地震研究所彙報、Vol.59、1984年10月
- [34] 坂井藤一：大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術の現状と展望、大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム講演概要集、土木学会、2005年7月
- [35] 金田功・小川清和：浮屋根貯槽の振動実験、高圧力、第3巻、第1号、1965年1月
- [36] 湯本権六：「地震時におけるタンク内の液体および浮屋根の振動とその防止装置」、安全工学、Vol.7, No.3、1968年
- [37] 屋外タンクのスロッシングに関する調査報告書、自治省消防庁、1990年3月
- [38] 篠原雄一郎・清水信行・梶原浩一・小川信行：大型振動台実験によるスロッシング停止制御手法の開発、Dynamics and Design Conf. 2001 CD-ROM 論文集、日本機械学会、2001年8月
- [39] 大型タンクのスロッシングに関する耐震・制振・免震等技術のミニシンポジウム講演概要集、土木学会、2005年7月

付録- WG 提供資料リスト

第1回 平成16年9月14日(火) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 1-1	タンクWG委員名簿	
No. 1-2-1	土木学会巨大地震災害への対応検討特別委員会調査研究計画	
No. 1-2-2	「巨大地震災害への対応検討」土木学会・日本建築学会共同研究	
No. 1-2-3	耐震診断および耐震対策部会 検討計画書	
No. 1-3	タンク WG 調査検討計画(案)	坂井
No. 1-4-1	2003 十勝沖地震における浮屋根式タンクの被害について	坂井
No. 1-4-2	SOME CONSIDERATIONS ON LONG- PERIOD WAVES IN EARTHQUAKE ENGINEERING	坂井
No. 1-5	東海地震等巨大地震への対応特別調査委員会 容器構造WG報告	
No. 1-6	土木学会研究討論会「巨大地震災害 今、土木技術者は何をすべきか？」	
No. 1-7	土木学会・日本建築学会共同研究「部会」	

第2回 平成16年10月19日(火) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 2-1	タンクWG第1回会合議事録(案)	樋口
No. 2-2-1	全体経過報告	
No. 2-2-2	検討工程	
No. 2-2-3	土木学会「耐震診断および耐震対策」部会資料 タンクWG報告	
No. 2-3-1	a) LNG 地下式貯槽指針改定の概要(案) b) 東京湾岸地域のLNG 地下式貯槽スロッシング検討用地震動の評価	川村
No. 2-3-2	PCLNG 貯槽の耐震設計 -LNG 地上式貯槽指針の内容改定-	西崎
No. 2-3-3	LNG 地上式貯槽指針 委員名簿	西崎
No. 2-4-1	構造物設計指針(日本下水道事業団)	竹内・大峯
No. 2-4-2	下水道施設の分類	竹内・大峯
No. 2-4-3	平和公園配水場	竹内・大峯
No. 2-5-1	Seismic Proving Test of Equipment and Structures in Thermal Conventional Power Plant	樋口
No. 2-5-2	埋立地盤における群杭基礎構造物の高レベル地震時の挙動	樋口
No. 2-6	FRP 水槽の耐震設計	箕輪
No. 2-7	暫定波	
No. 2-8	石油タンクのスロッシング予測とやや長周期地震動の地域特性	座間

第3回 平成16年11月4日(木) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 3-1	タンクWG第2回会合議事録(案)	酒井
No. 3-2-1	屋外タンク貯蔵所浮屋根審査基準検討会報告書(案)・概要	座間・山内
No. 3-2-2	同上補足資料・シングルデッキ型浮屋根の構造	座間・山内
No. 3-3	パネル組立水槽の振動台実験	箕輪
No. 2-4-4	構造物設計指針に関する補足説明	竹内・大峯
No. 2-4-5	容器構造設計指針・同解説(日本建築学会)	竹内・大峯
No. 2-5-2 補	a) 高レベル地震動を対象とした地上式タンク基礎の遠心振動実験 b) 高レベル地震動履歴を受けた鋼管杭の圧縮耐力について	樋口

第4回 平成16年11月26日(金) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 4-1	タンクWG第3回会合議事録(案)	若林
No. 4-2-1	想定東海地震波加速度記録, 加速度応答スペクトル, 速度応答スペクトル	樋口
No. 4-2-2	暫定波による加速度応答スペクトル及び速度応答スペクトルの検討	若林
No. 4-2-3	十勝沖地震波 K-net, TOMAKOMAI	井上
No. 4-2-4	東南海地震による名古屋での長周期地震動とスロッシング予測	座間
No. 4-3-1	浮屋根式タンクのスロッシングと強度の検討	坂井
No. 4-3-2	浮屋根式石油貯槽のスロッシング性状に関する研究	坂井
No. 4-3-3	日本海中部地震における新潟 65,000kl タンクの解析例	坂井
No. 4-4	汚泥消化タンクについて	竹内・大峰

第5回 平成16年12月22日(水) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 5-1	タンクWG第4回会合議事録(案)	酒井
No. 5-2-1	「耐震診断および耐震対策」部会 タンク WG 報告	坂井
No. 5-2-2	第8回耐震診断および耐震対策部会議事録(案)	
No. 5-3	検討用地震波(暫定)のスペクトルと各種タンクにおける設計スペクトル	坂井
No. 5-4	パネル水槽耐震計算	箕輪
PP.5-1	タンク内溶液の動的挙動とスロッシング軽減対策	川口
PP.5-2	防振ゴムを用いた浮屋根スロッシングの抑制	平野

第6回 平成17年2月2日(水) 司法書士会館および土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 6-1	タンクWG第5回議事録(案)	樋口
No. 6-2	消防庁:危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示の一部を改正する件(新旧対照文)	座間
No. 6-3	12万k1タンクの浮屋根・内容液連成振動解析結果	座間・山内
No. 6-4	水道施設耐震工法指針と水道タンクのスロッシング計算例	川口
No. 6-5	スロッシングによる屋根の衝撃圧と腰掛圧の計算例	林
PP. 6-1	平底円筒貯槽の滑動挙動と浮上り挙動の解明に向けたアプローチ	谷口

第7回 平成17年5月19日(木) 弘済会館

資料番号	資料名称	提供者
No. 7-1	タンクWG第6回議事録(案)	若林
No. 7-2	タンクWG経過概要(05/2-05/5)	坂井
No. 7-3	タンクWG中間報告(平成16年9月・平成17年3月)	坂井
No. 7-4	スロッシングの解析と制御に関するミニシンポジウム(仮題)開催(案)	平野
No. 7-5	土木学会「巨大地震災害対応検討」特別委員会 タンクWG報告書 目次・担当(案)	坂井

第8回 平成17年6月22日(水) 弘済会館

資料番号	資料名称	提供者
No. 8-1	タンクWG第7回議事録(案)	樋口
No. 8-2	スロッシングに関するミニシンポジウム集計	平野
No. 8-3	スロッシングに関する耐震・制振技術	
No. 8-4	中央防災会議の地震波の整理	樋口
No. 8-5	土木学会「巨大地震災害対応検討」特別委員会 タンクWG報告書 目次・担当(案)	坂井
No. 8-6	浮き屋根つき石油タンクのスロッシング解析手法の比較	松田
No. 8-7	地震動部会平成16年度報告書	

第9回 平成17年7月25日(水) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 9-1	タンクWG第8回議事録(案)	若林
No. 9-2	タンクWG報告(平成16年9月~平成17年7月)	坂井
No. 9-3	第2次暫定地震動に関する解説	井上
No. 9-4	「大型タンクのスロッシングに関する耐震・制震・免震等技術」の ミニシンポジウム 講演概要集、土木学会、2005年7月	

第 10 回 平成 17 年 10 月 11 日 (火) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 10-1	タンクWG 第 9 回議事録 (案)	酒井
No. 10-2	第 12 回耐震診断および耐震対策部会議事録	坂井
No. 10-3	「耐震診断および対策」部会資料 (8/3) タンクWG 報告	坂井
No. 10-4	「耐震診断および対策」部会資料 (10/7) タンクWG 報告	
No. 10-5	日本建築学会「巨大地震時に予測される長周期地震動とその耐震問題」	
No. 10-6	2 次暫定波の整理 (想定東海地震)	酒井
No. 10-7	「想定東海地震での関東平野における長周期地震動」へのコメント	酒井
No. 10-8	2 次暫定波の整理 (想定東南海地震)	樋口
No. 10-9	地震波の概説 (想定東南海地震)	樋口
No. 10-10	2 次暫定波の整理 (想定南海地震)	若林
No. 10-11	各種タンクの耐震評価の整理	林
No. 10-12	東海地震等巨大海溝型地震に対する社会基盤施設の耐震性	

第 11 回 平成 17 年 11 月 22 日 (火) 電力中央研究所

資料番号	資料名称	提供者
No. 11-1	タンクWG 10 回議事録 (案)	樋口
No. 11-2	長周期地震動による矩形水槽内のスロッシングおよび溢水挙動評価試験の概要 (スロッシング実験の説明資料)	酒井
No. 11-3	ダブルデッキ式浮屋根のスロッシング設計 (考察と提言)	坂井
No. 11-4	半地下式石油タンクの設計について	坂井

第 12 回 平成 17 年 12 月 20 日 (火) (株) 日水コン

資料番号	資料名称	提供者
No. 12-1	タンクWG 11 回議事録 (案)	樋口
No. 12-2	出光興産 (株) 北海道製油所 (苫小牧) 構内の強震加速度計記録から求めた応答スペクトルについて	坂井・井上
No. 12-3	想定東海波の整理	酒井
No. 12-4	概説文: 経験的サイト増幅・位相特性を用いた東海地方における強震動評価事例	酒井
No. 12-5	WG 報告書原稿 (案)・石油タンク, LNG タンク	林
No. 12-6	WG 報告書原稿 (案)・水道タンク	川口
No. 12-7	WG 報告書原稿 (案)・下水道タンク	竹内・大峯
No. 12-8	WG 報告書原稿 (案)・巨大地震に対する各種タンクの応答に関する検討	松田
No. 12-9	スロッシングによる屋根への衝撃圧について	田中
No. 12-10	スロッシング衝撃	箕輪

第13回 平成18年2月1日(水) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 13-1	タンクWG12 回議事録(案)	若林
No. 13-2	土木耐震部会地震動部会合同部会 第1回議事録(案)	井上
No. 13-3	第15回耐震診断および耐震対策部会 議事録(案)	
No. 13-4	タンクWG報告書 目次(案)	坂井
No. 13-5	平成17年度「海溝型巨大地震を考える・広帯域強震動の予測2」シンポジウムプログラム	
No. 13-6	地震動整理 a) 鶴木らによる南海, 東南海, 南海・東南海連動地震 b) 中央防災会議の南海, 東南海, 南海・東南海連動地震 c) 久田らの想定東海地震 d) 鈴木らの想定東南海地震	樋口
No. 13-7	想定東海波の整理	酒井
No. 13-8	LNGタンク, 石油タンクにおける設計応答スペクトル	林
No. 13-9	WG報告書原稿案(水道タンク)	川口
No. 13-10	大型タンクスロッシングに関する耐震・制振・免震技術のまとめ	平野

第14回 平成18年3月3日(金) 土木学会

資料番号	資料名称	提供者
No. 14-1	タンクWG13 回議事録(案)	酒井
No. 14-2-1	釜江等の想定南海地震の大府域における予測波	若林
No. 14-2-2	関口等の想定南海地震の大府域における予測波	若林
No. 14-3	ガス事業法におけるLNG貯槽の耐震設計	川村
No. 14-4	第9回消防防災研究講演会資料	座間
No. 14-5	WG報告書原稿案(水道タンク) 上水道	川口
No. 14-6	WG報告書原稿案(水道タンク) 下水道	竹内・大峯
No. 14-7	「大型タンクスロッシング」ミニシンポジウム制振技術のまとめ	平野
No. 14-8	石油コンビナート施設の津波対策	平野
No. 14-9	海溝型地震を考える 広帯域強震動の予測2 シンポジウム論文集	坂井

第15回 平成18年3月31日(金) 土木学会

No. 15-1	タンクWG14 回議事録(案)	樋口
No. 15-2	検討用地震波の速度応答スペクトルと指針のスペクトルとの比較	樋口
No. 15-3	ガス事業法におけるLNG貯槽の耐震設計	川村
No. 15-4	巨大地震に対する各種タンクの応答に関する検討	松田
No. 15-5	想定地震波の選定	林
No. 15-6	WG報告書(水道タンク) 下水道	竹内・大峯
No. 15-7	地震動部会提供地震波の応答スペクトル作成条件	

付録- 消防法新告示によるシングルデッキ浮屋根の強度照査法^[9]

1 液面揺動高さ

$$\eta_{\max}^{(1)} = \frac{D}{2g} \times 0.837 \times \left(\frac{2\pi}{T_{s1}} \right) \times S_v$$

ここで、 $\eta_{\max}^{(1)}$: 一次モードの液面揺動高さ(mm)

D : タンク直径(mm)

g : 重力加速度(mm/sec²)

T_{s1} : 一次固有周期(sec)

$$T_{s1} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{3.68g} \times \coth\left(\frac{3.68H}{D}\right)}$$

H : 最高液面高さ(mm)

S_v : 速度応答スペクトル(mm/sec)

2 シングルデッキ浮き屋根の耐震強度

2.1 ボンツーンの円周方向応力

$$\sigma_{\max} = \sqrt{\sigma_{b1}^2 + (\sigma_{b2} + \sigma_{c2})^2}$$

ここで、 σ_{b1} : 円周方向面外曲げ応力(N/mm²)

$$\sigma_{b1} = \frac{M_{\theta}}{(Z_{\theta})_{\text{eff}}}$$

ただし、M : 円周方向面外曲げモーメント(N·mm)

$$M_{\theta} = 0.36\beta_1 \frac{EI_{\theta}}{R_m} \left(\frac{\eta_{\max}^{(1)}}{R_m} \right)$$

$$\beta_1 = \frac{k}{\left(\frac{16EI_{\theta}}{R_m^4} + k \right)}$$

k = ρB : 浮力に相当するバネ定数(N/mm²)

ρ : 液比重(N/mm³)

B : 浮き室幅(mm)

E : 縦弾性係数(N/mm²)

I_0 : 断面二次モーメント(mm⁴)

R_m : 半径(mm)

$(Z_\theta)_{eff}$: 有効断面係数(mm³)

b2 : 水平面内曲げ応力(N/mm²)

$$\sigma_{b2} = \frac{M_x}{(Z_x)_{eff}}$$

ただし、 M_x : 水平面内曲げモーメント(N·mm)

$$M_x = 6.25\beta_2 \frac{EI_x}{R_m} \left(\frac{\eta_{max}^{(2)}}{R_m} \right)^2$$

$$\beta_2 = \alpha_1^2 \times \alpha_2$$

$$\alpha_1 = \exp(-14500 \times A/R_m^2)$$

$$\alpha_2 = 0.082 \times (R_m/1000)$$

A : 構成部材の断面積(mm²)

E : 縦弾性係数(N/mm²)

I_x : 断面二次モーメント(mm⁴)

R_m : 半径(mm)

$\eta_{max}^{(2)}$: 二次モードの
揺動高さ(mm)

$$\eta_{max}^{(2)} = \frac{D}{2g} \times 0.073 \times \left(\frac{2\pi}{T_{s2}} \right) \times S_v$$

D : タンク直径(mm)

g : 重力加速度(mm/sec²)

T_{s2} : 二次固有周期(sec)

$$T_{s2} = 2\pi \sqrt{\frac{D}{10.66g} \times \coth\left(\frac{10.66H}{D}\right)}$$

H : 最高液面高さ(mm)

S_v : 速度応答スペクトル
(mm/sec)

$(Z_x)_{eff}$: 浮き室有効断面係数(mm³)

c2 : 円周方向圧縮応力(N/mm²)

$$\sigma_{cs} = \frac{N_\theta}{A_{eff}}$$

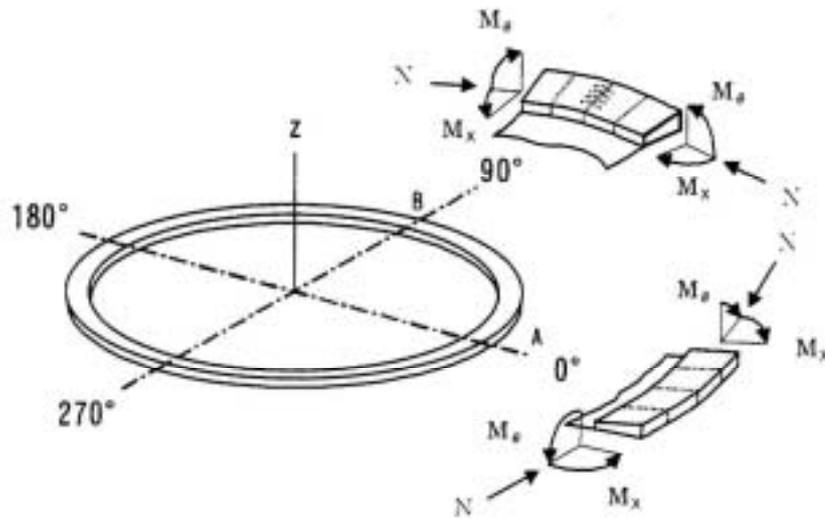
ただし、 N_θ : 円周方向圧縮力(N)

$$N_\theta = 2.08 \beta_2 EA \left(\frac{\eta_{\max}^{(2)}}{R_m} \right)^2$$

$$\beta_2 = \alpha_1^2 \times \alpha_2$$

E : 縦弾性係数(N/mm²)

A_{eff} : 有効断面積(mm²)



2.2 デッキ板取付部の応力

$$\tau_w = \frac{f_m}{e_w} = \frac{f_m}{0.7t}$$

$$f_m = f_{m1} + f_{m2} = \frac{EA}{2R_m^2} \times \left(1 + \frac{12I_x}{AR_m^2} \right) \times u_{r0}$$

t : デッキ板板厚(mm)

e_w : デッキ板すみ肉脚長さ(mm)

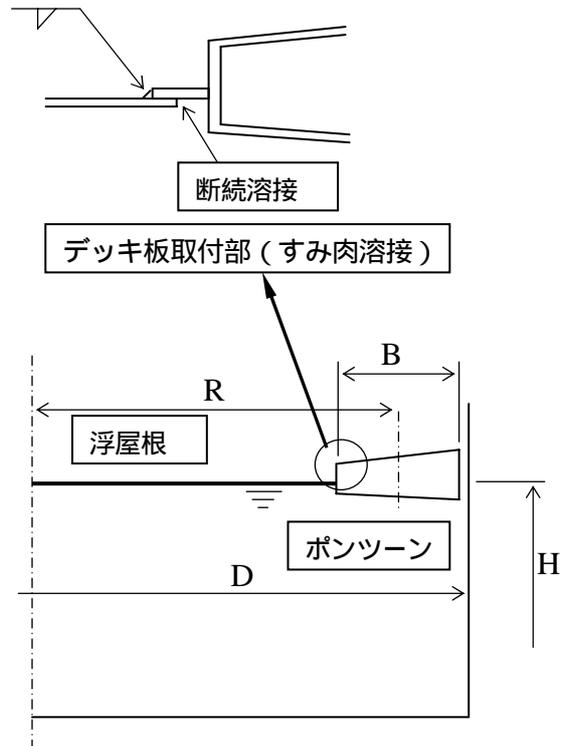
f_{m1} : デッキ板の半径方向膜力(N)

f_{m2} : デッキ板の周方向方向膜力(N)

u_{r0} : ポンツーンの半径方向変位量(mm)

$$u_{r0} = 0.082 \times \quad^2 \times 1000$$

$$= 2.041 \times \alpha_1 \times \eta_{\max}^{(2)} / 1000$$



付録・ シンポジウムで発表されたスロッシング制振方法

一般講演-7 円筒タンクのスロッシング軽減に関する実験的研究

補強対象部位	タンク	補強技術名	スロッシング軽減装置	マニュアル	無
補強の目的	スロッシングの軽減				
<p>(概要)</p> <p>スロッシングの軽減策は、1960年頃のAbramsonによるバフフルプレートや金田・小川による浮き屋根を用いたものなどが挙げられているが、タンクに実機化されたものは見当たらない。図1に示すように、支柱と平板からなる構造物をタンク内の水面からやや深いところに設置することでスロッシングを軽減させ、固定屋根への波頭衝撃圧を軽減することを目的とする。</p> <p>(特徴)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・支柱の径や平板の設置深さ（平板深さ）などをパラメータとして、波高の軽減効果を最適化できる。 ・スロッシングに伴うスワーリングが生ずる場合でも軽減効果がある。 <p>(使用材料・使用機材)</p> <p>使用材料：支柱（鋼製） 平板（内容液によって材料を選択。例えば水道水であればステンレスや塗装鋼など。）</p> <p>使用機器：未実機化</p> <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・内容液によって、使用材料を選定する必要がある。 ・スロッシング軽減効果のメカニズムが推定段階であり、模型実験による効果の確認が必要である。 <p>(適用部材)</p> <p>内容液を有するタンク</p> <p>(特許の有無)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・スロッシング防止装置（H16.7/22 出願 / 未公開） 					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div data-bbox="177 1910 344 2038"> <p>参考文献 (効果確認)</p> </div> <div data-bbox="344 1910 1430 2038"> <p>・川口、北原、水田、菅付、高西、松浦：円筒タンクのスロッシング軽減に関する実験的研究、土木学会第60回年次学術講演集 1-619、平成17年9月</p> </div> </div>					

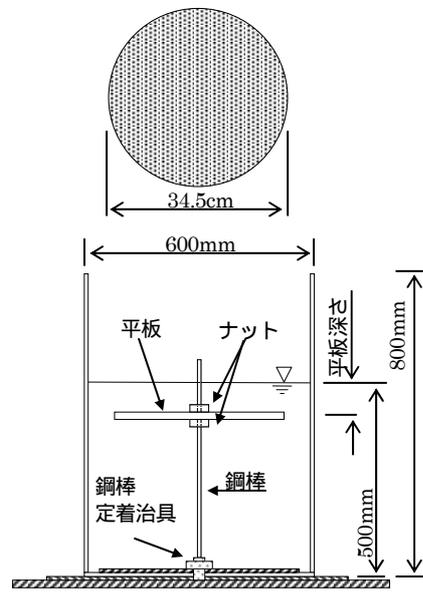


図1 円筒タンク模型

補強効果(実験例、適用事例)

(補強効果確認概要 - 実験結果等)

スロッシング軽減の効果を調べるために、模型内に平板が無い状態と平板と支柱からなる構造物を設置した場合とでそれぞれ振動台実験を行って、両者の結果を比較した。

- ・ 図2：図1の模型において、直径34.5cmで厚さ5mmのプラスチック性の平板と直径5mmの鋼棒の支柱からなる構造物を設置し、平板深さをパラメータとして行った実験の結果である。水面に設置してもスロッシング軽減の効果があり、平板深さ6cmが最も効果的であった。一定深さ以上の平板深さに設置するとスロッシング軽減の効果は無くなり、構造物がない場合と同様になる。
- ・ 図3：図1の模型において、直径34.5cmで厚さ5mmのプラスチック性の平板と鋼棒の支柱の直径をパラメータとして行った実験の結果である。支柱の径10mm、8mm、3mmは同様の傾向となったが、支柱の径5mmは異なる傾向となった。

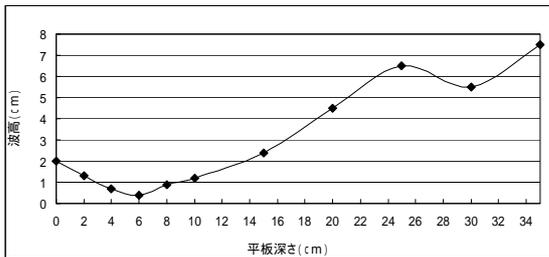


図2 平板深さとスロッシング波高

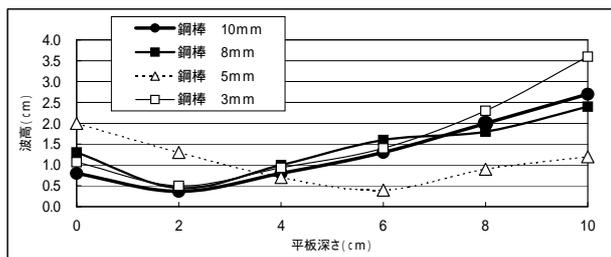


図3 支柱の径とスロッシング波高

スロッシング軽減のメカニズムを推定するために、平板と支柱からなる構造物の固有振動数並びに波と構造物の時刻歴の挙動を確認した。実験方法は、壁面に動水圧計を設置し、支柱先端に加速度計を設置することで挙動を確認した。

- ・ 表1：水無し状態での振動数は平板深さにより変化する。しかし、水有り状態では平板深さの影響をほとんど受けておらず、平板が設置されていない場合のスロッシング振動数に近い1.22~1.24Hz近傍の数値となっていた。
- ・ 図4：壁面動水圧と支柱の加速度に位相差が確認された。

表1 平板と支柱(5mm)の振動特性

平板深さ cm	最大軽減効果		固有振動数 Hz		
	波高 cm	振動数 Hz	水無し		水有り
			水無し	水有り	水有り
0	2.0	1.23	1.59	1.34	1.95
2	1.3	1.25	1.71	1.22	1.83
4	0.7	1.28	1.83	1.34	2.08
6	0.4	1.30	1.95	1.34	2.08
8	0.9	1.20	2.20	1.22	2.08
10	1.2	1.21	2.32	1.22	1.47

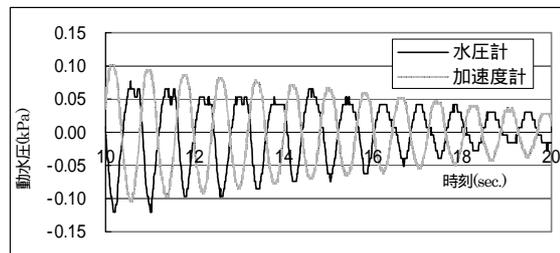


図4 スロッシング時の動水圧と支柱の挙動(平板深さ2cm)

(適用事例)

未実機化

開発者	九州産業大学、新日本製鐵(株)
参考文献 (適用事例)	未実機化

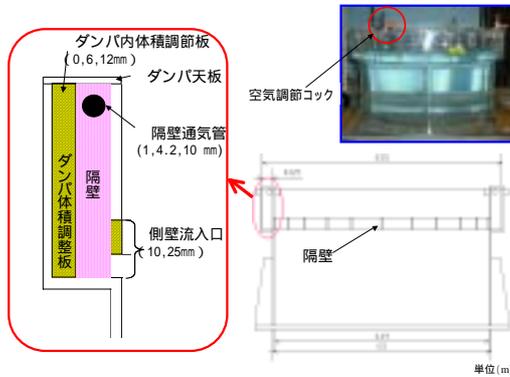
一般講演-8 空気ダンパーによる液面揺動防止効果に関する実験的検討

補強対象部位	浮き屋根式貯槽	補強技術名	内容液のスロッシング抑制対策工	マニュアル	無
補強の目的	液面揺動の低減、				
<p>(概要)</p> <p>M8.0以上の巨大地震は長周期地震動を誘発する可能性が高いとされている中、長周期地震動は、浮き屋根式貯槽にスロッシング(液面揺動)を生じさせることがあるため、危険物の火災などの大きな被害をもたらすことが懸念されている。スロッシングにより2003年9月に発生した十勝沖地震(M=8.0, 気象庁)では直径42mの2基のタンクが全面火災となる被害となった。本考案は、タンク構造本体の側壁に複数に分割された隔壁を設置し、内容液のスロッシングを抑制するものである。</p> <p>(特徴)</p> <p>中、長周期地震動では、浮き屋根式タンクの液面揺動が発生する、貯槽の内径と液高により決まるスロッシング周期と地盤周期が一致すると、揺動により内容液がタンク外周壁を越波し、火災等を起因する。</p> <p>本考案は、スロッシングで発生した1次系の液液体を、貯槽上部全周に配置した、独立した筒体(抵抗管)に誘導し、この筒体内部の気体の圧縮効果と液体の流路抵抗により、液面揺動を低減させるものである。筒体(抵抗管)は、複数個に分割され、筒体相互の隔壁は、スロッシング時に発生する流体の回転運動に抵抗し、合わせて揺動の減衰に寄与する、貯槽上部の筒体は、それ自体がリングハット型構造となり、内容液の流入孔の補強と合わせ、貯槽全体の剛性の向上が期待できる。</p> <p>本装置は、スロッシングのエネルギーを利用し、揺動を低減するところに特徴がある。</p> <p>(仕様材料・使用機材)</p> <p>通常の貯槽構成材と同等材を使用。</p> <p>(留意点)</p> <p>高層建物、船舶の揺動制御に用いる、スロッシング型のTLD(同調液体ダンパ)とは別に、本体自身の液体揺動を制御するものであり、直径20m以上の貯槽を想定している、模型実験では、優位性が確認されたが、貯槽に対する具体的な筒体(抵抗管)の大きさ、及び筒体の内部が閉鎖型では、圧力により破壊するなどの恐れもあるので、実験・解析を進めながら、更なる検討の予定である。</p> <p>(適用部材)</p> <p>(特許の有無)</p> <p>特許出願中 特願 2005-96669</p>					
参考文献 (効果確認)					

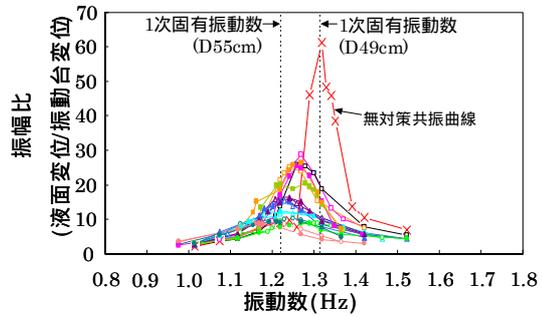
補強効果(実験例、適用事例)

(1) 共振振動実験

対策を講じていないタンクと対策タンクのスロッシング抑制の効果を共振実験により確認した。無対策タンクに比較し、対策タンクの共振振幅比は最大で80%、平均的に50%以下に提言したことを確認した。



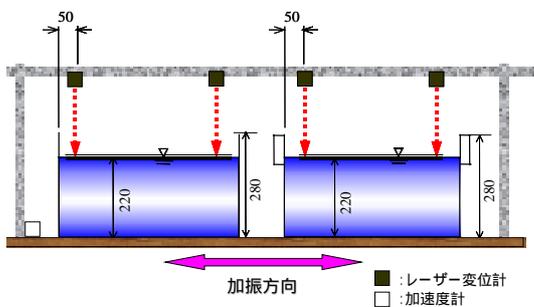
(試験体概要)



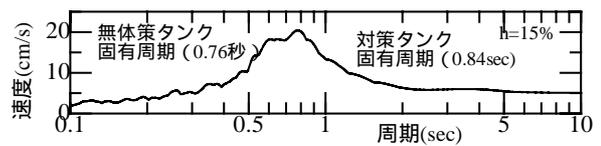
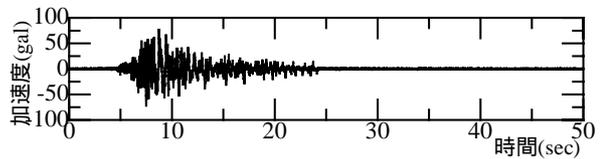
(共振振動実験結果)

(2) 十勝沖地震(2003年9月, M=8.0)の観測波による実証実験

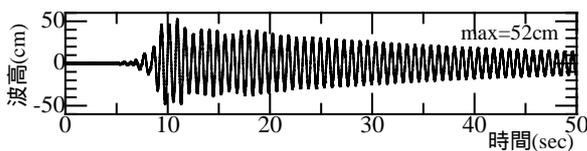
十勝沖地震における苫小牧地区で観測された実地震動を用いた検証実験を実施し、対策が講じられたタンクのスロッシングの抑制効果を確認した。実験は対策・無体策タンクを並べて同時に実施しており、対策タンクは無対策タンクに比べ、50%以上のスロッシング変位抑制と20倍以上の減衰効果があることを確認した。



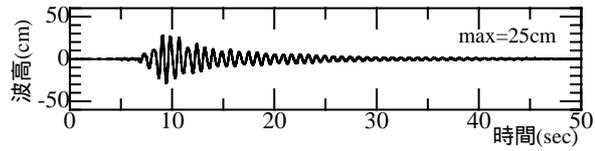
(試験体概要)



(入力地震動と速度応答スペクトル)



(無体策タンクの浮き屋根変位の時刻歴)



(体策タンクの浮き屋根変位の時刻歴)

開発者

張 至鎬、濱田 政則(早稲田大学)、山田 敏夫(篠塚研究所)

一般講演-9 浮屋根式タンクのスロッシング減衰方法の検討

補強対象部位	浮屋根式石油タンク	補強技術名	スロッシング減衰バッファー	マニュアル	無
補強の目的	長周期地震動により石油タンクのスロッシングを減衰し、浮屋根の破壊やタンク火災を防ぐ。				
<p>(概要)</p> <p>2003年9月の十勝沖地震によって、石油タンクのスロッシング現象が顕著となり、タンク側壁などと衝突し、破壊や沈没、さらには全面火災という甚大な被害が生じた。これまでも同様に被害が生じているが、これらの原因である長周期地震動による貯蔵液のスロッシング現象をいかに抑制するかが課題となっている。本技術では、浮屋根のボンツーン部に高減衰ゴムを設置し、浮屋根の動揺によるタンク衝突時のエネルギーをゴムの変形によって吸収かつ減衰し、浮屋根損壊防止及びスロッシングを抑制するものである。</p> <p>(特徴)</p> <p>ボンツーンの外周部に設置し、タンク側壁との接触による衝撃をゴムの大变形により緩和する。 スロッシングによって動揺する浮屋根に生じる応力をゴムのエネルギー吸収により低減する。 スロッシングによって生じる浮屋根の動揺を抑制し、スロッシング波高を低減する。</p> <div data-bbox="343 851 1292 1131" style="text-align: center;"> <p>The figure consists of three parts: 1) A 3D perspective view of a tank roof structure with green buffers installed at the base of the floating roof. 2) A line graph showing Force (N) on the y-axis (0 to 8) versus Displacement (mm) on the x-axis (0 to 6). Two curves are shown: a blue curve for '1/10 Model L=10mm' and a pink curve for '1/100 Model L=30mm'. The blue curve shows a steeper, more linear relationship, while the pink curve shows a more gradual, non-linear increase in force with displacement. 3) A stress distribution heatmap of the tank roof structure, with a color scale on the right ranging from blue (low stress) to red (high stress). The heatmap shows high stress concentrations at the points where the buffers are located.</p> </div> <p>～ゴムの大变形によるエネルギー吸収・減衰～</p> <p>(仕様材料・使用機材)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・使用材料：高減衰ゴム（耐油性タイプ及び耐候性タイプ） ・使用機材：高減衰ゴム設置台 <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ボンツーン部のへ取付け位置により、適用ゴム材質を決定する。 <p>【ボンツーン下部取付け】 ゴムが貯蔵油に接液あるいは浸漬の場合、耐油性ゴムを使用</p> <p>【ボンツーン上部取付け】 ゴムが直射日光照射を受ける場合、耐候性ゴムを使用</p> <div data-bbox="861 1545 1388 1758" style="text-align: center;"> <p>The diagram shows a cross-section of the floating roof structure. Labels include: 'ワイバースール(ゴム)' (Waiver seal (rubber)) at the top edge, 'ボンツーン' (Floating roof) for the main structure, and 'バッファー(ゴム)' (Buffer (rubber)) for the component being installed. The buffer is shown being attached to the side of the floating roof. A 'シングルデッキ' (Single deck) is also indicated at the bottom right.</p> </div> <p>～バッファー取付け例～</p> <p>(適用部材)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・浮屋根式石油タンク及び浮屋根式工業用水タンク <p>(特許の有無)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・浮屋根式タンクの制振構造（特願 2004-255968、平成 16 年 9 月 2 日） 	<p>参考文献 (効果確認)</p>				

補強効果(実験例、適用事例)

第一ステップ: 1/66モデル振動実験

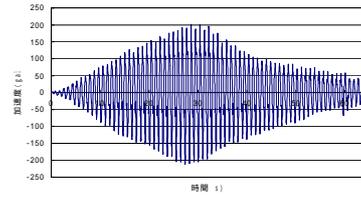
実施: 榊十川ゴム(平成16年6月)
 ・1/66モデルのタンクにて振動実験を実施。



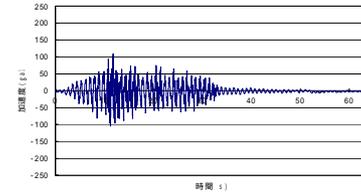
～1/66モデルタンク～
 ・内径: 0.6m、高さ0.5m
 ・水深0.2mまで水を入れる。

- ～制振材～
 ・実績品の1/66モデル
- ～結果～
 ・スロッシングの減衰の可能性を見出した。
 加速度応答を50%以上低減
 ・スロッシング固有値の確認ができた。
 浮屋根有無による固有値差なし。

制振材なし



制振材あり



(補強効果確認概要 - 実験結果等)

浮屋根式石油タンクモデルによる振動実験を行い、スロッシング発生時の浮屋根挙動の把握及びバッファ適用による、浮屋根の応力低減効果及び加速度応答についての減衰効果を確認した。

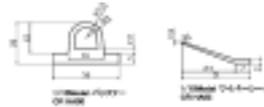
第二ステップ: 1/10モデル振動実験

実施: 愛知工業大学(平成16年9月)
 ・1/10モデルのタンクにて振動実験を実施。



～1/10モデルタンク～
 ・内径: 4m、高さ2m
 ・水深2mまで水を入れる。

- ～制振材～
 ・実績品の1/10モデル

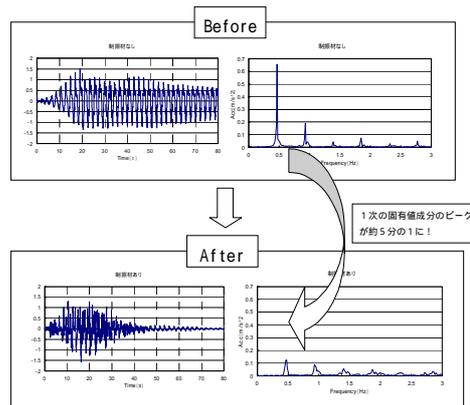


～実験概要～

- ・入力波として、苫小牧地震波(1/10モデルに周期調整)及び正弦波(1次スロッシングモード 0.47Hz、振幅±3mm20秒)で起振。
- ・浮屋根各部位に加速度計、歪み計を設置し、バッファ(減衰材)有無による減衰特性を比較した。

～結果～

- ・スロッシングによる浮屋根の加速度応答及び発生応力減衰効果が確認できた。
- ・発生するスロッシングの振幅(波高)も30～50%低減
- ・バッファを取り付けていない浮屋根は、スロッシングによって約45°回転したが、バッファによって回転防止効果(5°以内)も得られた。

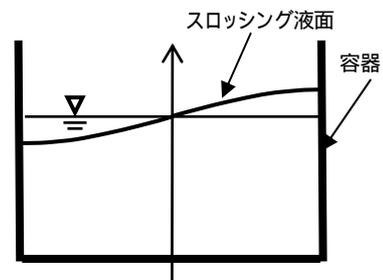


開発者

中央大学、中井商工、十川ゴム

一般講演-10 隔壁を用いたスロッシング防止法～渦を利用した減衰付加～

調査対象部位	液体容器	調査技術名	隔壁を用いたスロッシング抑制装置	マニュアル	無
調査の目的	液体容器内のスロッシングを抑制する				
<p>(概要)</p> <p>地震時に液体タンクや容器類に貯蔵されている液体が大きく運動する現象が数多く報告されている。この運動はスロッシングと呼ばれている。浮き屋根式の石油タンクにおいては、浮き屋根がスロッシングによりタンク側壁等に衝突したり、変形して沈没したりして、火災になる事例が報告されている。2003年北海道苫小牧で生じた石油タンクの火災事故は記憶に新しいが、1983年の日本海中部地震、1964年の新潟地震でも石油タンクの大規模な火災事故が発生している。また、ビルの屋上等に設置されたFRP水槽では地震時に生じたスロッシングにより水槽天井板が破損した事例も報告されている。液体タンクや容器類の地震被害低減のために、スロッシングの応答を抑制する必要がある。</p> <p>ここでは、スロッシングを2つの周期の違う振動モードに分けることにより波高を抑制できると考え、タンク下部が連通するように隔壁を鉛直方向に挿入する制振構造を提案した⁽⁵⁾。この隔壁を用いた制振構造は、隔壁による刺激係数の低減とともにスロッシングの大きな減衰特性を有することが明らかになり、スロッシング抑制効果があることが分かった。</p> <p>(特徴)</p> <p>隔壁を鉛直方向に挿入するによりスロッシングをU字管モードと隔壁内スロッシングモードに分けることができ、隔壁深さを変えることにより、U字管モードの固有周期と刺激係数を変えることができる。スロッシングにより隔壁下端に渦が生じ、加振振幅が増大すると隔壁で仕切られた片側の容器内にスワールが生じる。この渦やスワールがスロッシングの減衰係数を大きくする作用がある。</p> <p>(使用機器)</p> <p>特になし</p> <p>(留意点)</p> <p>隔壁によって仕切られた片側容器内の液面上部空気層が密閉しているような構造では、U字管モードの固有周期が相当短くなるので設計時に注意を要する。</p> <p>(適用部材)</p> <p>液体タンクや容器類内部を適切に仕切る隔壁</p> <p>(特許の有無)</p>					
参考文献 (効果確認)	小林、三枝、実、柴田、“隔壁を用いた円筒および二重円筒容器のスロッシング防止法”日本機械学会論文集C、62-594、(1996)、482-487				

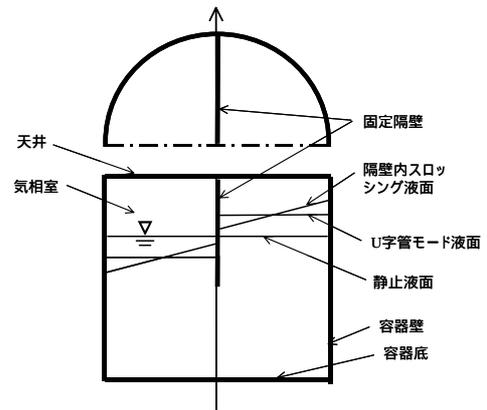


調査原理と事例（実験例、適用事例）

（調査原理）

図に示すように、タンクまたは容器の天井部から液体の所定深さまで延びる隔壁によって複数の区画に分割し、液体の液面下において互いに連通する構造を考える。

地震により容器内の液体が揺れたすと、下部が連通することによるU字管モードと隔壁内でのスロッシングモードの2種類のスロッシングが励起される。隔壁の挿入深さを深くすることにより、U字管モードの固有周期は長くなり、かつ刺激係数は小さくなる。従って、適切な深さまで隔壁を挿入することにより、スロッシングを低減できる。



（実験事例）

小型容器を用いた加振実験を行った結果、以下のことが分かった。

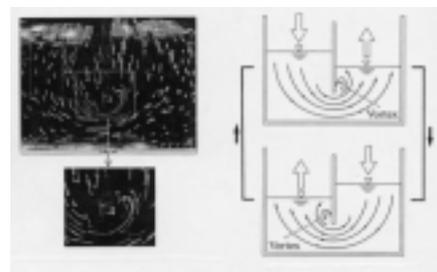
1. 隔壁によってU字管モードと隔壁内スロッシングモードの2種類のスロッシングが励起されることを確認した。
2. 隔壁によりU字管モードの固有振動数と刺激係数を変えられる。
3. 容器内液体には3つの流れパターンが発生する。

(A)隔壁下端部に渦が発生する流れパターン、

(B)隔壁で分けられた片側容器内に1つの旋回流れ（スワール）が発生する流れパターン、

(C)両側の容器内に2つの旋回流れ（スワール）が発生する流れパターン

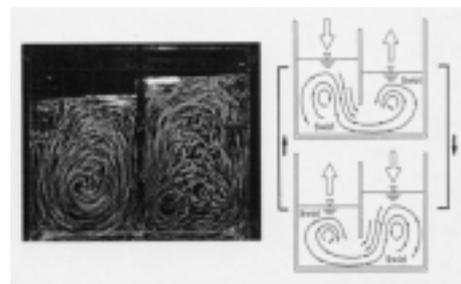
4. 加振振幅が小さい場合、容器の加振により隔壁下端部に渦が発生し、隔壁挿入なしの場合と比べて減衰が増加する。この渦による減衰比は開口部によらずほぼ一定値である。
5. 加振振幅が大きくなるにしたがって、減衰は大きくなる。つまり隔壁挿入によって得られる減衰は液面応答振幅に依存した非線形減衰である。このため、加振振幅が大きいほど加振振幅に対する最大液面応答振幅は小さく抑えられる。
6. 加振振幅が大きくなるにしたがって、開口部を通過する液体流速が速くなる。流速が速くなるにしたがい、容器内流れのパターンは(A)から(B)、(C)へ変化していく。ここで、減衰は流速の増加と流れパターンの変化と共に増加していく。
7. 定常加振実験では、3・15%程度の減衰比が得られた。



(A)隔壁下端部に渦が発生する流れパターン



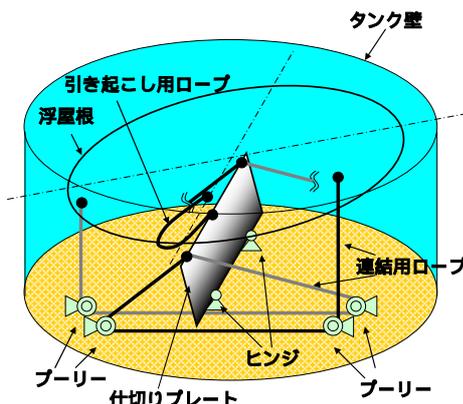
(B)1つの旋回流れが発生する流れパターン



(C)2つの旋回流れが発生する流れパターン

開発者	小林信之（青山学院大学）他
参考文献（適用事例）	渡辺、小林、本多、大野、本井、隔壁挿入による矩形容器内液体スロッシングの制振特性、日本機械学会論文集 C、67-657、(2001) 204-211

一般講演-11 仕切り板を用いた浮屋根式石油タンクのスロッシング防止システム

補強対象部位	浮屋根式石油タンク	補強技術名	仕切りプレート式減揺装置	マニュアル	無
補強の目的	長周期地震動による浮屋根の共振を抑え、タンクの破壊、火災を防止する。				
<p>(概要)</p> <p>既存の浮屋根式石油タンクは減衰機構がほとんど作用しないため、長周期地震動によって大きく共振し、タンクの破壊および全面火災に至る場合がある。本技術は、浮屋根の共振現象を抑え、石油タンクの安全性確保に寄与するものである。本技術は以下のものから構成されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> タンク底部から立ち上げたヒンジ機構を有する起倒式仕切りプレート 仕切りプレートを拘束し、仕切りプレートに作用する荷重を浮屋根に伝達する連結用ロープ 連結ロープの向きを変化させるプーリー機構 完全ドライ時に作動する仕切りプレートの引き起こし用ロープ <p>(特徴)</p> <p>主な特徴は次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 液面上昇下降に連動して仕切りプレートが起倒し、タンクの既存システムと干渉しない。 仕切りプレートが液体の移動を抑えるため、浮屋根の回転モーメントの低減効果が大きい。 仕切りプレートのすき間に高速の流れが生じ、大きな減衰効果を発揮する。 <p>(使用材料・使用機材)</p> <p>使用材料：鋼板、繊維ロープ</p> <p>使用機材：組み立て用工具</p> <p>(留意点)</p> <ul style="list-style-type: none"> ドレインパイプ等の既存設備と干渉しないように、仕切りプレート等の配置を適切に設定する。 仕切りプレートが浮屋根支持パイプと干渉しないように、連結用ロープの長さを適切に設定する。 プーリー機構等の荷重を発生するものは、強度的に余裕のある位置に設置する。 <p>(適用部材)</p> <p>浮屋根式石油タンク</p> <p>(特許の有無)</p> <p>浮屋根の減揺装置（特願 2005-082185、平成 17 年 3 月 22 日）</p>	 <p style="text-align: center;">第1図 本システムの構成（概念図）</p>				
参考文献 (効果確認)					

補強効果(実験例)

(補強効果確認概要 - 実験結果等)

規則加振実験を実施し、従来の浮屋根の共振特性および減揺装置による減揺効果を確認した。

実機タンク要目：

タンク直径 = 80m、液面高さ = 20m

仕切りプレート: 15m × 27.5m × 4枚

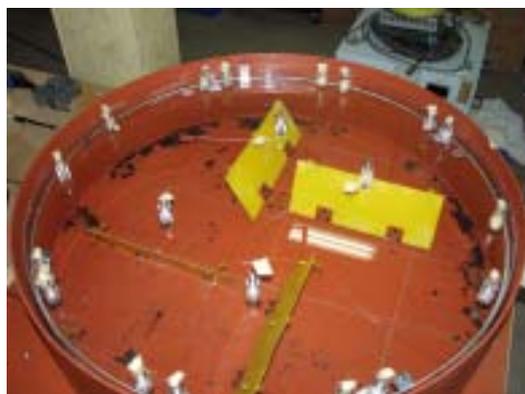


写真1 実験模型(縮尺: 1/100)

図1に模型実験結果を示す。縦軸は浮屋根根部の上下動揺振幅を水平加振振幅の比として示した。横軸は実機ベースの加振周期である。従来のタンクでは加振周期11秒付近に顕著な共振現象が見られるが、減揺装置を装備すると、共振応答は消滅していることがわかる。

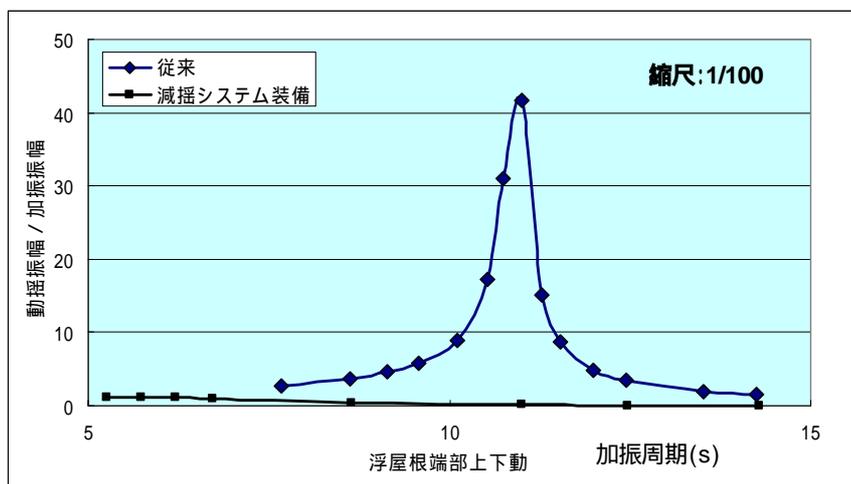


図1 模型実験結果

開発者	株式会社三井造船昭島研究所
参考文献 (適用事例)	

一般講演-13 石油タンクのスロッシング制振法に関する研究

調査対象部位	石油タンクの浮屋根	調査技術名	減衰付加による浮屋根のスロッシング変位制御機構	マニュアル	無
調査の目的	スロッシング応答変位の低減				
<p>(概要)</p> <p>石油タンクの場合、石油貯蔵量の調整に従って浮屋根の平行な上下移動を許容しつつ、且つ上下方向のスロッシング回転振動を抑制することが要求される。これらの要求を満足する方法として、図1に示すタンク側壁の上と下にローラを介して浮屋根の上下からケーブルを配置する方法が考えられる。図1の方法をベースに、スロッシングの周期を大きく変更せずに、エネルギー吸収を図る制振手法の採用を考えると、その構成は図2の形となる。図2の制振型の場合、ケーブルに掛かる力はダンパーの減衰力と、ダンパーを引き戻すために設置された付加バネの歪力のみとなる。本来のスロッシング周期は10秒前後と非常に長い為、小さいダンパーとバネで構成可能であり、ケーブルに掛かる力を図1の耐震型の場合と比べると、大幅に小さくすることが可能となる。</p> <p>(特徴)</p> <p>ケーブルの剛性は張力範囲でのみ作用し、圧縮側では期待できない。従って付加バネがないと、ダンパーは伸びる方向(ケーブルに圧縮力が作用する方向)には戻らない。押し引きの特性が同一般的なダンパーでは、ダンパーを伸びる方向にすばやく戻すために、ダンパーからの力を上回る大きなバネが必要となる。しかし、バネを大きくすると、スロッシングの固有周期も短くなるため、獲得されるスロッシングの減衰定数に限界が生ずることになる。そこで、ここではダンパーが伸びる方向に動く時にオイルダンパーのリリーフ弁が開く構造の片効きのダンパーを用いるものとする。このことによって、付加バネが小さくても、粘性係数の大きなダンパーを用いることができ、スロッシングの減衰定数を大きく設定することが可能となる。</p> <p>(使用機器)</p> <p>(留意点)</p> <p>実験室レベルでは効果が確認されたが、実構造物とは屋根剛性などが合っていないため要検討。</p> <p>(適用部材)</p> <p>浮屋根を接続するワイヤー、ワイヤーの方向を変えるためのローラー、減衰力を付加するダンパー</p> <p>(特許の有無)</p> <p>有(特許公開 005-343540)</p>					
参考文献 (効果確認)					

（調査原理）

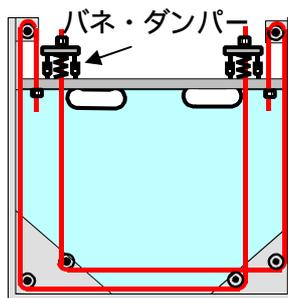
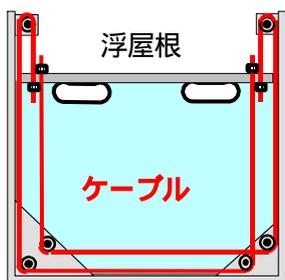


図1 耐震型のスロッシング防止装置 図2 制振型のスロッシング防止装置

（実験事例）

（1）シミュレーション解析

実機の石油タンクの例としてとして直径70m、高さ30m、貯蔵量11万Kのタンクの場合を例にとって検討した。装置規模として、直径35.5mmのケーブル（ $A=614 \text{ mm}^2$ 、破断荷重=93 tonf 長さ=130m）を4本、付加バネの剛性，ダンパーの粘性係数，防止装置の質点重量を設定した。検討用模擬地震波としてBCJ_L2波を入力し、タンク端部のスロッシング回転による浮屋根の上下応答 計算を3種類（防止装置なし、耐震型、制振型の場合）について行った比較を図3に、また耐震型および制振型で地震方向に設置されたケーブル張力の比較を図4に示す。

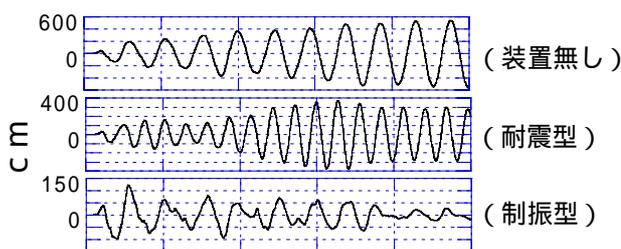


図3 浮屋根の上下応答比較

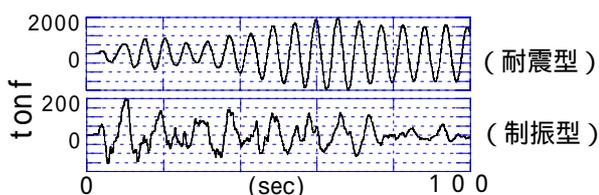


図4 ケーブル張力の比較

（2）振動台実験

振動台を定常振動のステップ加振した時の浮屋根端部の上下応答の伝達関数の振幅特性と位相特性の実験結果を示す。実線は水の減衰定数を30%とした解析値を示す。破線は水の減衰定数を0.3%とした解析値を示す。



写真1 振動台実験による制振効果の確認

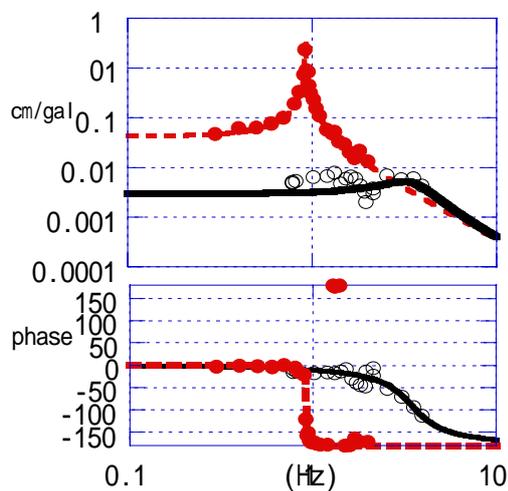


図5 浮屋根上下変位の伝達特性

（○：ダンパー無し，○：ダンパーあり）

開発者	株式会社大林組 技術研究所 蔭山 満, 松田 隆, 樋口俊一
参考文献 (適用事例)	

付録・ スマトラ地震におけるタンクの津波被害

2004年12月26日(M=9.0)と2005年3月28日(M=8.7)の2回に渡って、インドネシア・スマトラ島西方沖に発生した巨大地震は、インドネシア始め周辺各地に死者20数万人に及ぶ大災害を引き起こしたが、スマトラ島北端のバンダアチェ等では石油タンクにも大きな被害が出ている。土木学会からは、スマトラ島地震・インド洋津波被害調査団が派遣され、その一環としてスマトラ地震によるタンクの津波被害に関する詳細な報告¹⁾が出ているので、参照されたい。

過去の事例としては、1964年のアメリカ・アラスカ地震や新潟地震の際にも石油タンク基地に津波が襲来し、火災等の被害拡大に影響したことが報告されているが¹⁾、今回のスマトラ地震においては非常に大規模な津波がタンクを遠方に洗い流すというような被害も発生している。

今後の巨大地震を想定する時、このような津波に対するタンク被害軽減対策も大変重要な課題であるが、この問題については、タンクのみの方策にとどまらず、津波に対する総合的な対策で対処する必要があり、今後の検討課題とした。ここでは、資料を提供いただいた東海大学アイダン・オメール教授によるタンク被害写真を含むスマトラ地震報告の一部を以下に添付する。

参考文献

- 1) 後藤洋三：スマトラ地震の津波被害による屋外タンク貯蔵所等の被災事例調査報告、Safety & Tomorrow, No.104, 2005年11月
- 2) Shuto, N: Spread of Oil and Fire due to Tsunamis, Proc. of the International Tsunami Symp., International Union of Geodesy and Geophysics, 1987

9 DAMAGE TO INDUSTRIAL FACILITIES

Aceh province is one of the major oil and natural gas producing region in Indonesia. These facilities are on the east coast of province. None of these facilities were damaged either by ground shaking or induced tsunami. However, the cement plant at Lhonga was heavily damaged by tsunami waves. A French company originally built the plant and an Indonesian company now operates it. The steel structure sections, kiln and fuel storage tanks were heavily damaged by tsunami while RC silos remained intact (Figure 9.1). It seems that tsunami waves reached a height of 15-20m in some sections and the steel beams and columns were either bended or buckled by the impact of tsunami waves and dragged objects. There were two cylindrical fuel tanks in the plant. One of them was completely destroyed while the other one was buckled and it was offset from its original location.



Figure 9.1 An aerial view of the cement plant

Storage tanks from an oil tank farm in the eastern part of Banda Aceh city were displaced by the tsunami waves for a considerable distance from their original position as seen in Figure 9.2. The tanks were not fixed to the ground and some damage to piping did occur. Figure 9.3 shows a buckled tank along the seashore in Meulaboh. The tank was hit by tsunami waves and that side of the tank was buckled. Furthermore, some settlement of the tank occurred probably due to the liquefaction of foundation ground.



Figure 9.2 Displaced oil tanks by the tsunami



Figure 9.3 Buckled and settled tank at Meulaboh

9. 土構造物

9.1 はじめに

河川堤防，道路，鉄道などの盛土構造物は，被害地震のたびに少なからず損傷を受けてきたにも関わらず，一般に経験的な構造細目（斜面勾配，盛土材料，施工管理値など）が規定されていること，被害が発生しても早期の復旧が可能であることから，フィルダムや空港などの特別な盛土を除いて耐震設計が行われることは稀であった．しかし，1995年兵庫県南部地震において各種盛土構造物が甚大な被害を受けたことを踏まえ，道路，鉄道，河川堤防などの盛土構造物に対しても耐震設計が導入された．表 9.1.1 にその概要を示す．

道路や鉄道盛土，河川堤防は総延長が長く，全ての構造物に対して詳細な耐震性検討を行うことは現実的でないことから，路線の重要度や構造物の復旧性，2次災害への影響などを考慮し，特殊な構造物に対してのみ円形すべり計算をはじめとする詳細な耐震性検討を求めている．たとえば，道路土工・のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1999）では，復旧が困難または重要度が高い道路盛土に対して円形すべりに対する安定計算を行い，最小安全率 1.0 以上を要求している．鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計（鉄道総合技術研究所，1999）では，被災した場合に社会に与える影響が大きい線区や高い耐震性を確保する必

表 9.1.1 各種設計基準類における盛土構造物の耐震性評価の概要

基準等名称	対象構造物	地震レベル	評価方法	評価基準	発行年
鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計 ¹⁾	特殊な鉄道盛土	L1, L2	L1:円弧すべり法 L2:ニューマーク法	安全率 沈下量	1999
道路土工・のり面工・斜面安定工指針 ²⁾	復旧が困難または重要度が高い道路盛土	L1 一部 L2	円弧すべり法	安全率	1999
震災対策便覧・事前対策編 ³⁾	事前対策が必要な道路盛土	L1 一部 L2	円弧すべり法	安全率	2002
建設省河川砂防技術基準(案)・設計編 ⁴⁾	堤内地盤より 0.6m 以上の堤防，重要度の高い護岸	L1	円弧すべり法	沈下量	1997
河川堤防の液状化対策工設計・施工マニュアル(案) ⁵⁾	対策を要する河川堤防	L1	円弧すべり法	安全率・沈下量	1997
高規格堤防盛土設計・施工マニュアル ⁶⁾	高規格堤防	L1	円弧すべり法・動的変形解析	安全率・沈下量	2000
大規模地震に対する耐震性能照査指針(案)・同解説 ⁷⁾	高さが 15m 以上のフィルダム	L2	有効応力解析などの変形解析	沈下量，すべり線の位置	2005
宅地耐震設計マニュアル(案) ⁸⁾	規模や 2 次災害の程度等より耐震性検討が必要な宅地盛土	L1, L2	L1:円弧すべり法 L2:円弧すべり法，変形解析	安全率・変形量	2003
水道施設耐震工法指針・解説 ⁹⁾	水道施設の特種な盛土	L1, L2	円弧すべり法等の安定計算	安全率	1997

要がある線区において、盛土形状や地形、地質条件などから判断して地震時に大きな被害が想定されるような特殊な盛土に対して、レベル1地震力に対しては円弧すべりによる安全率照査、レベル2地震動に対してはNewmark法に基づく変形量照査を求めている。建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編(建設省河川局監修 日本河川協会編, 1997)や河川堤防耐震点検マニュアル¹⁰⁾(建設省河川局治水課, 1995)では、過去の被災履歴等による簡易なスクリーニングを経て、地震時慣性力や液状化による剛性低下を考慮した円形すべりを行い、外水が堤内に流入しないように沈下後の堤防高が外水位+余裕高よりも高くなることを求めている。

一方、特定のサイトに位置する構造物に対しては、より詳細な検討として有限要素法による耐震性評価を要求される場合もある。高規格堤防盛土設計・施工マニュアル(リバーフロント整備センター, 2000)では、円弧すべり計算で所定の安全率が確保できない場合には、動的変形解析により高規格堤防の沈下量を求め、算定された沈下量が許容残留沈下量内に収まることが求められている。大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説(国土交通省河川局, 2005)では、想定地震によってダム地点において発生が危惧される地震動に対して、有効応力解析等の変形解析に基づいて土質遮水壁型ロックフィルダムおよびアースダムのダム本体の耐震性照査を求めている。宅地耐震設計マニュアル(案)(都市基盤整備公団, 2003)では、公団都市整備事業で造成される宅地の地盤・のり面のうち、地盤条件、盛土材、規模、2次災害の程度等により耐震性検討が必要とされるものを対象に、大規模地震時に液状化やのり面安定に対して変形解析による耐震性照査を選択肢として示している。

基準類の改正に従い、新設構造物はこれに基づいて設計されているが、重要な既設構造物の耐震診断についても各機関において進められている。鉄道については、橋梁も盛土構造物も損傷すれば路線の使用に支障をきたし、機能維持という観点からは同等の重要性を有していることから、東海地震も視野に入れ、最新の設計基準を参考にして耐震診断を実施され、耐震性が不足している構造物に対しては耐震補強が進められている。道路では、第二東名高速道路の高盛土に対して大規模地震を想定し、円形すべりや動的FEMに基づいて耐震性評価が実施された。河川堤防に関しては、1995年兵庫県南部地震の際の淀川の被害を受けて、堤防の沈下が外水流入による人的被害を含む甚大な2次災害を引き起こす可能性が指摘され、堤内地盤高さが朔望平均満潮位+1.0m、計画津波高のいずれかより低い区間を対象にして、全国的に地震後の残留沈下量を評価した耐震点検が実施された。

このうち、河川堤防に対する耐震点検では、円形すべりと堤防の沈下率は図9.1.1に示す過去の地震被害に基づく関係を利用しているが、図に示すように過去の堤防被害による沈下率の最大値により沈下量を予測するため、盛土の沈下量を過大評価する可能性が高い。そのうえ、既設の河川堤防の耐震補強には膨大な費用を要するため、非常に不経済である。そのため、土構造物WGでは、海溝型の巨大地震災害に対してより合理的な耐震診断や地震対策工を実現するために、河川

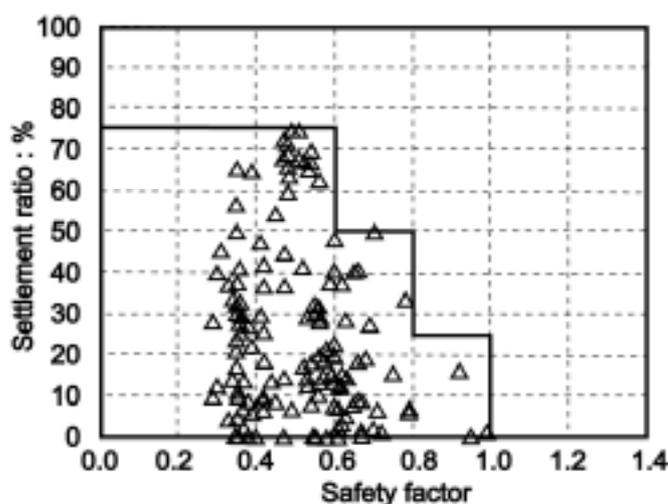


図 9.1.1 円形すべりの安全率と堤防の沈下率の関係¹¹⁾
 実線は、指針等での耐震性評価における円形すべりの安全率に対する沈下率の採用値、△は過去の被災地震における河川堤防のデータ。

堤防を対象に変形解析手法を用いた新たな耐震性評価手法の提案を検討した。ただし、河川堤防の過去の大きな被害は基礎地盤の液状化に起因するものがほとんどであることから、本 WG においても基礎地盤が液状化するものに限定した。

耐震性評価手法の提案に向けて二つの課題が挙げられた。一つは継続時間の長い地震動に対する変形解析手法の適用性であり、もう一つは変形解析手法の解の不確実性である。これらの課題についての検討結果及び提案する耐震性評価法を 9.2 で述べる。9.3 では提案する評価方法による河川堤防の耐震診断例を示す。9.4 では既設の各種盛土構造物の耐震補強工法の現状を示す。

9.2 変形解析を用いた耐震性評価手法

9.2.1 変形解析の概要

基礎地盤の液状化を考慮した盛土の変形解析手法として、以下の二つがある。

- ・簡易法：

9.1 で述べた円弧すべり安全率から変形量を推定する方法

- ・詳細法：

対象構造物および地盤の初期条件・境界条件を考慮して、力のつりあい式を数値解析により解く方法

また、詳細法は、これまでに様々な提案されているが、これらを分類すると以下の二つに分けられる。

- ・有効応力解析：

多孔質体理論に基づいた土・水連成の動的な支配方程式（場の方程式）に、土の繰返しせん断変形特性および体積変形特性を表現できる構成モデルを組み込んだ解析手法である。地震中から地震後の変形を扱うことができる。

- ・残留変形解析：

自重のみを駆動力とする静的解析であり、土・水一体として扱い（全応力法解析）、土の液状化時の変形特性を表現した構成モデルを組み込んだ解析手法である。なお、残留変形解析は地震後のみの挙動を対象としており、その構成モデルの材料定数設定のため地盤の液状化判定を行う必要がある。

9.2.2 各変形解析法の特徴

詳細法（有効応力解析および残留変形解析）について、支配方程式（場の方程式）、土の構成モデル、初期・境界条件に分けて、手法の特徴などを説明する。なお、これらの手法の詳細については、解説^{12),13),14)}や個々の手法の文献を参考にされたい。

a. 有効応力解析

（ ） 支配方程式

土粒子骨格と間隙水からなる飽和多孔質体を対象とした多次元場の支配方程式を用いる。この式は Biot の式、二相系の式、二相混合体の式などと呼ばれている。この多孔質体理論では、土を構成している土粒子骨格、間隙水、間隙空気などの相を、それぞれの体積比（各相の体積 / 全体の体積）に応じて均質化した連続体と仮定する。ここで、各相に対するつりあい式では各相間の相互作用力を考慮する。

各相のつりあい式および連続式からなる支配方程式には、未知数の取り方に応じて、 $u-U(w)-p$ 形式、 $u-U(w)$ 形式、 $u-p$ 形式などがある。ここで、 u ：土粒子骨格の変位、 U ：間隙水の変位、 w ：間隙水の土粒子骨格に対する相対変位、 p ：間隙水圧である。なお、 $u-p$ 形式では間隙水の土粒子骨格に対する相対加速度が土粒子骨格の加速度に対して小さいと仮定しているため、透水性の高い地盤や高周波振動問題では誤差が生じる。 $u-U(w)$ 形式に基づく解析コードとして MuDIAN¹⁵⁾など、 $u-p$ 形式に基づく解析コードとして LIQCA¹⁶⁾などがある。さらに、 $u-p$ 形式において、間隙水の浸透を無視すれば、連続式を用いてつりあい式中の間隙水圧を消去することができ、つりあい式のみを解けばよいことになる。このような間隙水の浸透を無視した形式に基づく解析コードとして、FLIP¹⁷⁾などがある。なお、これらの支配方程式の空間離散化には有限要素法や有限差分法が用いられ、時間離散化には数値的な安定性から陰解法が用いられることが多い。

() 土の構成モデル

土の繰返しせん断変形特性および体積変形特性を表現できる構成モデルを用いる。多くの構成モデルがこれまで提案されており、変形予測精度には構成モデルの性能が大きく影響する。

液状化を扱う構成モデルがまず具備すべき点は、平均有効応力ゼロ付近において数%オーダーのせん断ひずみを表現できることである。また、液状化地盤上の盛土の変形予測においては、一次元液状化解析で用いられるような単純せん断挙動のみを表現できる土の構成モデルでは不十分であり、軸差応力によるせん断も含めた一般応力状態でのせん断挙動を表現できることが必須となる。弾塑性理論に基づく構成モデルは一般応力状態への対応は容易であるが、それ以外の構成モデルでは、例えばマルチメカニズム(多重せん断機構)¹⁷⁾のような工夫が必要となる。

() 初期・境界条件

初期条件として、盛土および基礎地盤内の初期応力分布が必要となる。特に液状化地盤上の盛土の変形予測においては、地震荷重による慣性力に加えて、盛土荷重による初期応力も変形の駆動力となることから、初期応力分布の評価は重要である。

境界条件として、解析対象地盤の基盤面で入力地震動を設定する。また、解析対象地盤の側方境界については、側方境界からの反射波の影響をできるだけ低減するような工夫が必要となる。

b. 残留変形解析

() 支配方程式

土・間隙水を一体と仮定した全応力解析の支配方程式、すなわちつりあい式のみが支配方程式となる。また、地震中の慣性力を考慮しないことから、静的なつりあい式が支配方程式となる。支配方程式の空間離散化には有限要素法が用いられる。なお、液状化地盤の水平変位の深度分布を仮定して、解析解を用いる方法¹⁸⁾もある。

() 土の構成モデル

土が繰返しせん断を受けた後のせん断変形特性を表現できる構成モデルを用いる。有効応力解析で用いる構成モデルと異なり、繰返しせん断や透水の影響を陽に考慮することができないことから、これらの影響を陰に材料定数に反映する必要がある。例えば、残留変形解析コード ALID¹⁹⁾で用いられている構成モデルでは、繰返しせん断の影響を FL によって考慮し、材料定数の一つである液状化後の非排水せん断剛性に反映させている。また、東畑らの方法¹⁸⁾では液状化した土を粘性流体として扱い、地震動の強さを液状化の継続時間に反映させている。

() 初期・境界条件

初期条件として、有効応力解析と同様に基礎地盤内の初期応力分布が必要となる。残留変形解析においては、盛土荷重による初期応力のみが変形の駆動力となることから、初期応力分布の評価は重要である。また、地震後のみの挙動を対象とすることから、地震直後の液状化の程度(FL など)が必要となる。この液状化の程度は全応力法に基づく地震応答解析(別途実施)などによって評価される。

境界条件として、一般的な自重解析と同様に、基盤面固定、側方水平変位固定とする場合が多い。

9.2.3 変形解析に必要な材料定数と地盤調査

詳細法（有効応力解析および残留変形解析）について、必要となる材料特性とその設定方法の一覧を表 9.2.1 に示す。設定方法については、基本となる設定方法の他に簡易設定方法も示した。

表 9.2.1 変形解析に必要な材料特性とその設定方法

材料特性	変形解析法		設定方法		簡易設定方法
	有効応力解析	残留変形解析	原位置試験	室内土質試験	
密度			密度検層	物理試験	土質に応じた経験値
弾性定数			PS 検層	せん断試験（微小ひずみ）	N 値などから推定
透水係数		-	透水試験	透水試験	土質に応じた経験値
静的変形特性 （ $\Delta \epsilon_{\text{イソソ}}$ ）		-	-	排水せん断試験	土質に応じた経験値
静的強度特性 （ c, ϕ ）		-	-	せん断試験（単調載荷）	N 値などから推定
動的変形特性 （ G, h ）			-	非排水繰返しせん断試験	土質に応じた経験値
動的強度特性 （液状化）			-	非排水繰返しせん断試験	N 値・粒度などから推定
残留変形特性 （液状化）			-	非排水繰返しせん断試験 + 非排水せん断試験（単調載荷）	N 値・粒度・FL などから推定

：必要，・：不要または適用外

：別途，全応力法に基づく動的解析を実施する場合のみ必要

地震中から地震後までを対象とする有効応力解析では、地震後のみを対象とする残留変形解析より、必要となる材料特性が当然多くなる。一般に解析に必要な情報が多ければ、予測精度は高くなると考えられ、過去の盛土の遠心模型実験のブラインドシミュレーション（事前予測）結果でも、有効応力解析の方が残留変形解析よりも高い精度で盛土天端沈下量を予測できている¹¹⁾。残留変形解析では、必要とする情報が少ない分、各材料定数の設定においては、経験に基づいた工学的判断が要求されることになるため、経験のない問題に対しては、慎重な対応が必要となる。上記の事例でも、最初の事前予測では誤差が大きいが、その後の事後予測では誤差が小さくなる傾向にある。

一方、有効応力解析は、地震動や材料定数などが適切に設定されれば、盛土および基礎地盤の挙動を定性的に再現することが可能であり、変形量については倍半分程度の精度で予測可能である²⁰⁾。ただし、この経験のもとになっている事例は、遠心模型実験のように地震動や地盤条件が明確なもの（事前予測含む）、地震による被災事例のように十分な現地調査がなされているもの（全て事後予測）であり、地盤調査が不十分であれば、予測精度の低下は避けられない。また、事前予測の経験は、遠心模型実験のように地震動や地盤条件が明確なものに限られており、実物の事前予測の経験はない。よって、地盤の空間的な不均一性や地震動の不確実性が加われば、予測精度はさらに低下すると思われる。表 9.2.1 に示すように有効応力解析では、サンプリング試料を用いた室内土質試験が多く必要となるが、これら「点」の情報だけでは実地盤のモデル化は困難である。複数のサウンディング結果を参照するなどして、地盤特性の空間分布を把握し、土層構成のモデル化を行う必要がある。

9.2.4 変形解析の巨大海溝型地震動に対する適用性

地震時の土構造物の変形解析手法は、これまで比較的継続時間の短い地震動における被災シミュレーションや模型振動実験等に対して、解析の妥当性が検証されてきた。しかし、巨大海溝型地震のような継続時間が長い地震動に対する適用性については、ほとんど検証がなされていない。そこで、まず a. では繰返し回数の多いせん断試験に対して構成モデルによる要素シミュレーションを実施し、構成モデルの適用性を確認する。次に、b. では継続時間が短い入力動に対して変形予測精度の検証が既になされている盛土の遠心模型実験を対象として、継続時間の長い地震動を入力した際の予測変形量について、複数の変形解析手法の結果を比較する。手法間の予測変形量のばらつきが、地震動の種類に依存するかどうかを確認し、変形解析手法の巨大海溝型地震動に対する適用性を検討する。

なお、ここでは有効応力解析として、実務でも利用されている FLIP, LIQCA を、より簡便な残留変形解析として、ALID を対象とする。ただし、それぞれのバージョンは、FLIP-ver6.17, LIQCA2D04, ALID/Win3.2 である。

a. 繰返し回数の多い非排水せん断試験に対する適用性

() 対象とした室内試験

液状化した後も繰返しせん断を行った室内試験²¹⁾を対象として、非排水繰返し単純せん断試験の要素シミュレーションを行う。この室内試験では、現実的な不規則波の繰返しせん断挙動を再現するため、中空ねじりせん断試験装置を用いたハイブリッドオンライン実験を行っている。ハイブリッドオンライン実験とは、一次元の地盤の応答解析（ここでは全応力時刻歴応答解析）とオンライン層を対象としたせん断試験を組み合わせたものであり、オンライン層での応力ひずみ関係をせん断試験から直接評価する点に特徴がある。対象とした地盤モデルは表 9.2.2 に示す厚さ 20m の一様地盤であり、せん断試験の対象となるオンライン層は深度 15m（初期平均有効応力 100kPa）であり、その材料は豊浦砂である。仙頭らは入力地震動や地盤の密度をパラメータとして多くの試験を実施している。ここでは、入力地震動として、深度 20m の弾性基盤に図 9.1.1 に示す人工地震波を振幅調整した波を用いたケースを対象とし、入力地震動の振幅およびオンライン層の相対密度をパラメータとした表 9.2.3 に示す全 6 ケースを対象とした。ただし、有効応力解析では 2-1 ~ 2-3 の 3 ケースのみを対象とした。

() 共通の解析条件

有効応力解析および残留変形解析の共通の解析条件として、以下のように設定した。

- ・検討のベースとなる材料パラメータは既往の豊浦砂の室内試験結果をもとに設定する。対象とする相対密度は 51 ~ 54% および 76 ~ 78% であり、等方圧密応力は 100kPa である。
- ・パラメータ設定においては、安田による液状化強度曲線²²⁾を目標とする。

なお、ALID については、要素試験のシミュレーションを直接行うことはできないので、累積損傷度を用いてパラメータを設定することを試みる。

表 9.2.2 ハイブリッドオンライン実験における地盤モデル

層番号	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	せん断波速度 (m/s)	規準ひずみ (%)	平均有効応力 (kPa)	応力ひずみ関係	
1	2.0	2.0	200	0.1	-	双曲線モデル	
2	2.0						
3	2.0						
4	2.0						
5	2.0						
6	2.0						
7	2.0						
8	2.0						
9	2.0		240	0.1	-	-	双曲線モデル
10	2.0						
基盤	-		400	-		弾性	

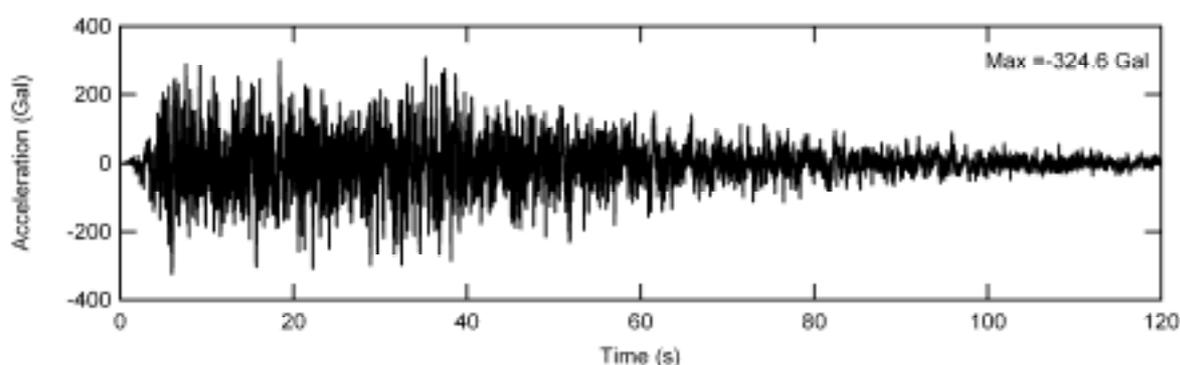


図 9.2.1 ハイブリッドオンライン実験における入力地震動

表 9.2.3 ハイブリッドオンライン実験における解析ケース

ケース	最大入力加速度 (Gal)	原波に対する最大加速度比率	オンライン層の相対密度 (%)
2-1	100	0.31	54
2-2	150	0.46	52
2-3	250	0.77	51
4-1	150	0.46	76
4-2	250	0.77	78
4-3	325	1.00	76

() 有効応力解析 LIQCA による結果

・材料パラメータの設定

LIQCA で用いている繰返し弾塑性モデル²³⁾に対して、既往の室内試験などを参考に設定したパラメーター一覧を表 9.2.4 に示す。なお、初期間隙比から変相角までのパラメータについては、既往の室内試験から直接設定した。また、硬化関数中のパラメータからダイレイタンシーパラメータまでのパラメータについては、所定の液状化強度曲線を目標として設定した。

ただし、硬化関数中のパラメータからダイレイタンシーパラメータまでのパラメータについては、液状化強度曲線においてはひずみが限られているため、後のオンライン層の室内試験に対するシミュレーションにおいても再度調整した。この調整後、所定の液状化強度曲線を再現できるかどうか再度確認した。

また、パラメータの感度を調べるため、硬化関数中のパラメータ B_1^* および塑性規準ひずみ γ_r^{ps} を変化させた 2 つのパラメータセット A および B を用いた。硬化関数中のパラメータ B_1^* は液状化後の塑性せん断係数に

対応するパラメータ, 塑性規準ひずみ γ_r^{ps} は変相線到達以降の塑性せん断係数の低減に関するパラメータである。いずれの値も小さいほど、塑性せん断係数が小さくなると解釈してよい。設定したパラメータによる液状化強度曲線を図 9.2.2 に示す。図には、表 9.2.4 に示した 2 つのパラメータセット A および B の結果を示しているが、液状化強度曲線上では両者の差はほとんどないといえる。

表 9.2.4 設定したパラメータ一覧 (LIQCA)

		A	B
Relative density	D_r (%)	50	50
Initial void ratio	e_0	0.78	0.78
Compression index	λ	0.0045	0.0045
Swelling index	κ	0.0010	0.0010
Quasi-overconsolidation ratio	OCR^*	1.0	1.0
Initial shear modulus ratio	G_0/σ'_m	300	300
Failure stress ratio	M_f^*	1.15	1.15
Phase transformation stress ratio	M_m^*	0.71	0.71
Hardening function parameters	B_0^*	1500	1500
	B_1^*	140	100
	C_f	1000	1000
Referential strain parameters	γ_r^{ps}	0.005	0.003
	γ_r^{E*}	0.003	0.003
Dilatancy coefficient parameters	D_0^*	1.0	1.0
	n	2.0	2.0

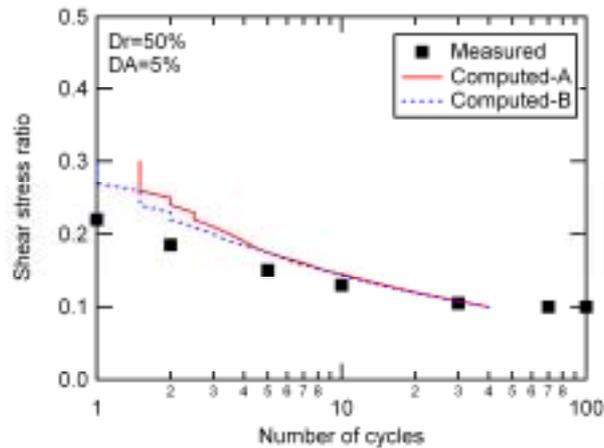


図 9.2.2 液状化強度曲線 (LIQCA)

・解析結果

はじめに、最も液状化の程度が激しいケース 2-3 (入力加速度 250gal) の結果について示す。先に述べたように、硬化関数中のパラメータからダイレイタンシーパラメータまでのパラメータについては、液状化強度曲線においてはひずみが限られているため、ここでのシミュレーションにおいても再度調整した。

パラメータセット A に対するせん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴、およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.3 に示す。このシミュレーションは、図 9.2.3 (a) に示すせん断ひずみの時刻歴を入力したひずみ制御による要素シミュレーションである。なお、図 9.2.3 に示している時間はオンライン実験における時間で、実時間とは異なっており、実時間では約 120 秒に対応している。

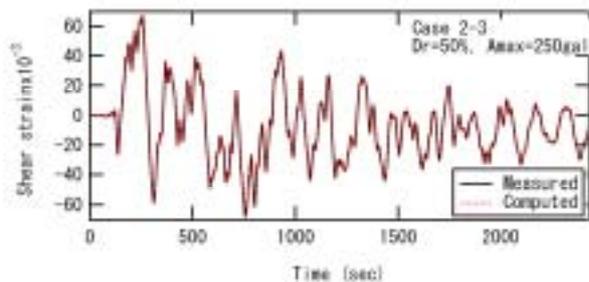
図 9.2.3 に示すように、液状化以後 (200 秒以降) については、大きなせん断ひずみ振幅が入力されているにもかかわらず、せん断応力の応答が小さくなることが再現されており、そのせん断応力振幅もよく再現され

ている。ただし、液状化に至る過程については、平均有効応力の減少量は適切に再現できているが、対応するせん断応力を過小に評価している。これは、表 9.2.4 に示したせん断剛性が実際よりも過小であったことによる。

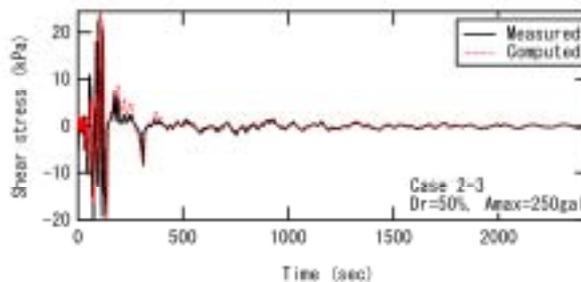
次にパラメータセット B に対するせん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴、せん断ひずみとせん断応力の関係および有効応力経路をまとめて図 9.2.4 に示す。図 9.2.4 に示すように、液状化以後（200 秒以降）については、大きなせん断ひずみ振幅が入力されているにも関わらず、せん断応力の応答は小さくなることが再現できている。しかしながら、図 9.2.3 と比較して、せん断応力の応答量を過小評価している。これは、液状化後の塑性せん断係数に対応する硬化関数中のパラメータ B_1^* および塑性規準ひずみ γ_r^{ps} を小さく設定したことに起因している。

図 9.2.3 および図 9.2.4 の挙動の違いは、図 9.2.2 の液状化強度曲線には表れないものであり、液状化後の繰返しせん断剛性を再現するには、液状化強度曲線の表現のみでは不十分であることがわかる。したがって、3.5.2 で対象とするような液状化地盤において継続時間の長い地震動を対象とする場合には、液状化後の繰返しせん断剛性についても、構成モデルのキャリブレーションが必要となる。

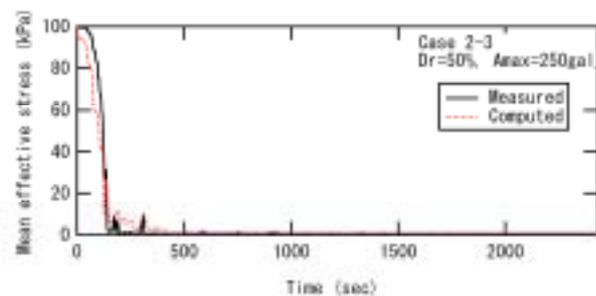
最後に他の 2 ケースに対する結果を示す。いずれのケースについてもパラメータセット A を用いた。ケース 2-1（入力加速度 100gal）せん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.5 に示す。また、ケース 2-2（入力加速度 150gal）せん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.6 に示す。いずれのケースでもケース 2-3 と同様の傾向を示しているが、ケース 2-2 では、変相線到達時のせん断応力をやや過大に評価している。



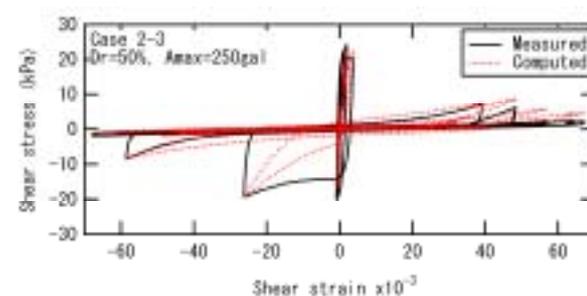
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴

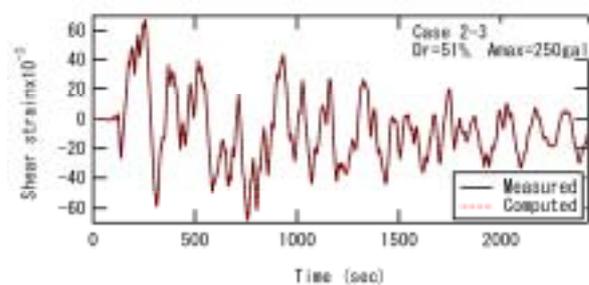


(c) 平均有効応力の時刻歴

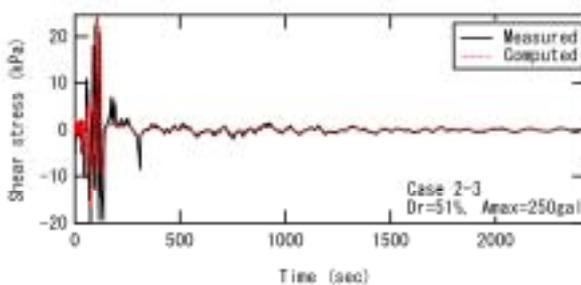


(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

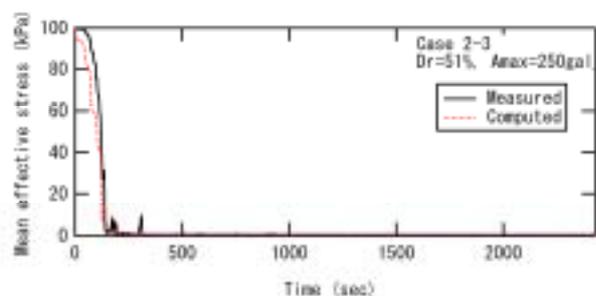
図 9.2.3 ケース 2-3 (LIQCA : パラメータセット A)



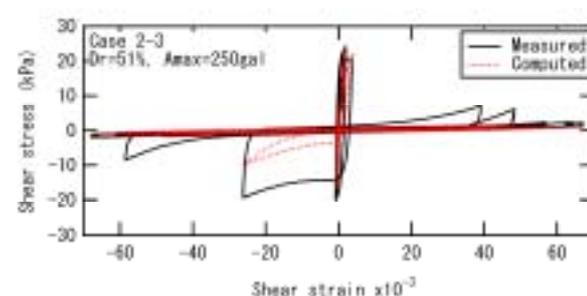
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴

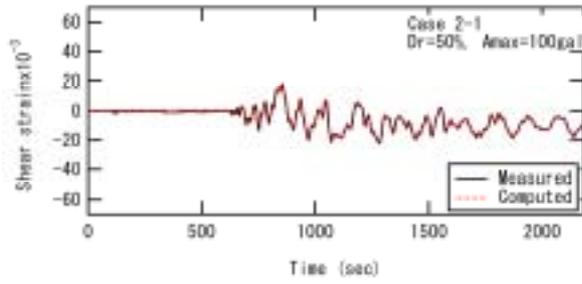


(c) 平均有効応力の時刻歴

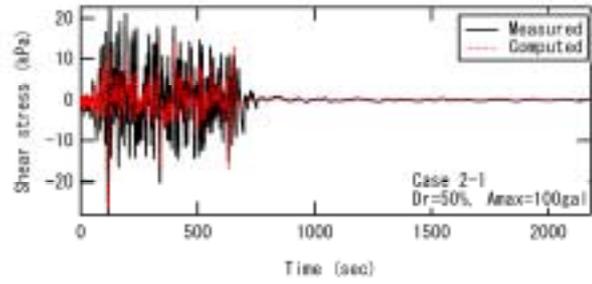


(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

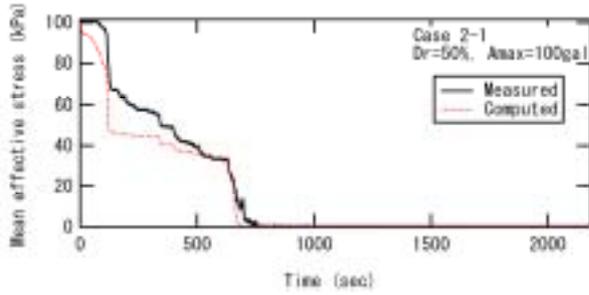
図 9.2.4 ケース 2-3 (LIQCA : パラメータセット B)



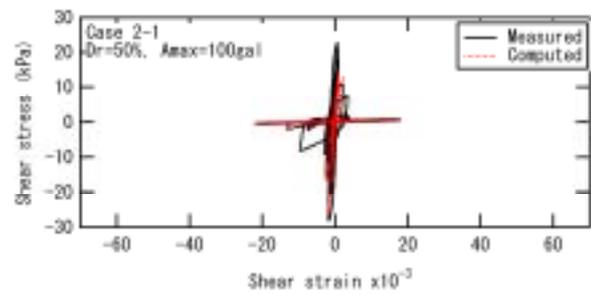
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴

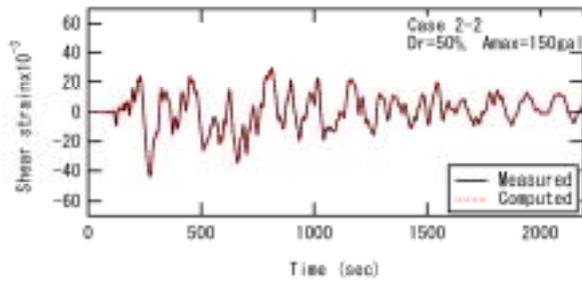


(c) 平均有効応力の時刻歴

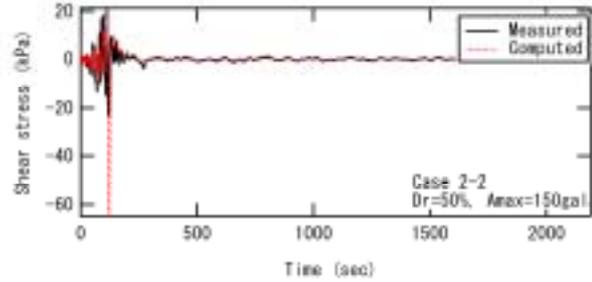


(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

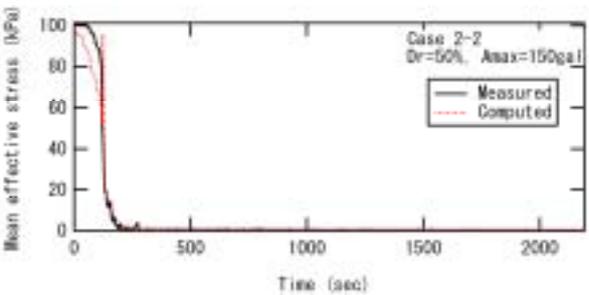
図 9.2.5 ケース 2-1 (LIQCA : パラメータセット A)



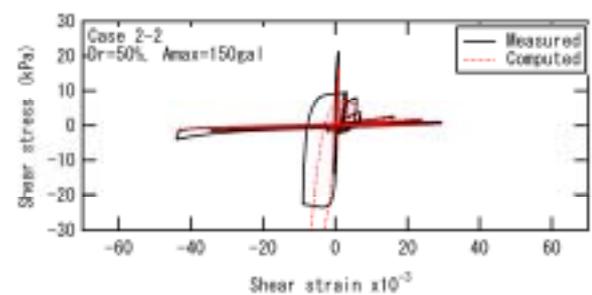
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴



(c) 平均有効応力の時刻歴



(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

図 9.2.6 ケース 2-2 (LIQCA : パラメータセット A)

() 有効応力解析 FLIP による結果

・材料パラメータの設定

FLIP で用いているマルチスプリングモデル¹⁷⁾に対して、既往の室内試験などを参考に初期せん断剛性を設定後、下記の手順でパラメータを決定した。

液状化パラメータ S1

港研資料による簡易設定法で液状化の終局状態を規定するパラメータ S1 は $S1=0.005$ が推奨されているが、今回は繰返し載荷が長いことから $S1=0.001$ としてフィッティングを試みた。

液状化パラメータ p2

港研資料による簡易設定法で液状化特性の後半を規定するパラメータ p2 は $p2=1.12$ 程度が最大のようなが、繰返し載荷後半のせん断応力振幅を再現する為に $p2=1.5$ として、歪みが伸びる傾向の値を設定した。

~ を固定して、 $p1$ 、 $c1$ は簡易設定法の値を用い、液状化全体を規定する $w1$ をパラスタしてフィッティングを行った。

設定したパラメータ一覧を表 9.2.5 に示す。設定したパラメータによる液状化強度曲線を図 9.2.7 に示す。

表 9.2.5 設定したパラメータ一覧 (FLIP)

パラメータ名	記号	
基準化拘束圧	σ'_0 (kPa)	100
初期せん断弾性係数	G_0 (kN/m ²)	40000
相対密度	D_r (%)	50
履歴減衰上限値	h_{max}	0.24
内部摩擦角	ϕ_f (°)	40
変相角	ϕ_p (°)	28
液状化パラメータ	S1	0.001
	W1	1.0
	P1	0.5
	P2	1.5
	C1	1.6

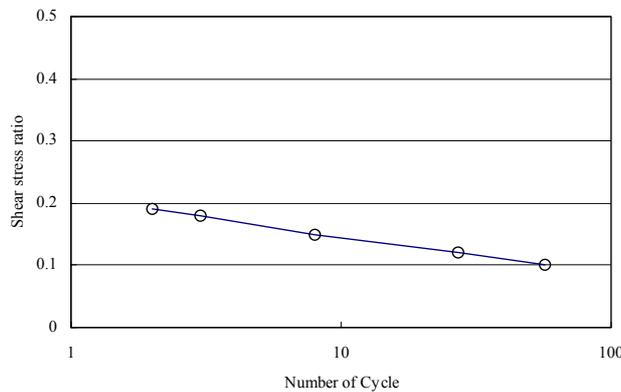
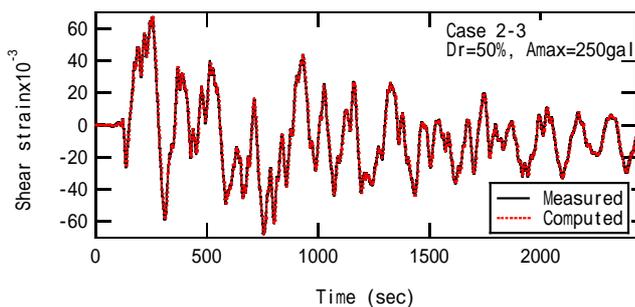


図 9.2.7 液状化強度曲線 (FLIP)

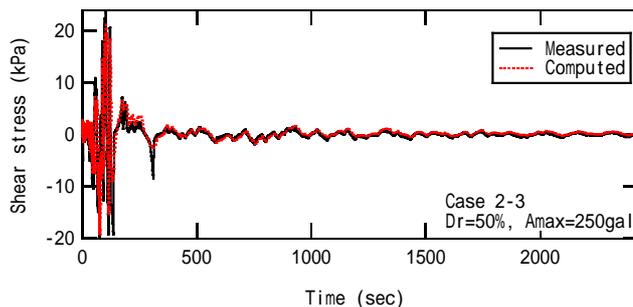
・解析結果

はじめに、最も液状化の程度が激しいケース 2-3 (入力加速度 250gal) の結果について示す。せん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴、およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.8 に示す。このシミュレーションは、図 9.2.8 (a) に示すせん断ひずみの時刻歴を入力したひずみ制御による要素シミュレーションである。なお、図 9.2.8 に示している時間はオンライン実験における時間で、実時間とは異なっており、実時間では約 120 秒に対応している。図 9.2.8 に示すように、液状化以後 (200 秒以降) については、大きなせん断ひずみ振幅が入力されているにも関わらず、せん断応力の応答が小さくなるのが再現されており、そのせん断応力振幅もやや過大ではあるが再現されている。ただし、液状化に至る過程については、平均有効応力の減少量は適切に再現できているが、対応するせん断応力を過小に評価している。

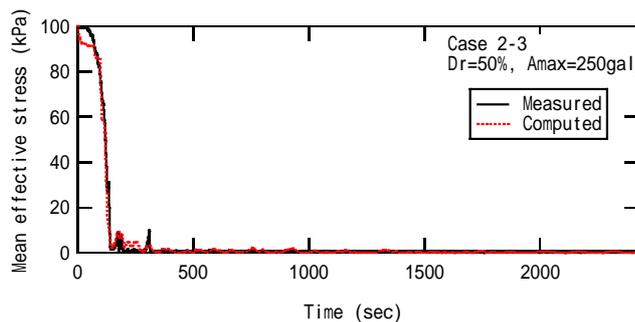
最後に他の 2 ケースに対する結果を示す。ケース 2-1 (入力加速度 100gal) せん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.9 に示す。また、ケース 2-2 (入力加速度 150gal) せん断ひずみの時刻歴、せん断応力の時刻歴、平均有効応力の時刻歴およびせん断ひずみとせん断応力の関係をまとめて図 9.2.10 に示す。いずれのケースでもしたケース 2-3 と同様の傾向を示しているが、ケース 2-1 では、液状化に至る前の平均有効応力の減少量を過大に、液状化後のせん断応力をやや過大に評価している。



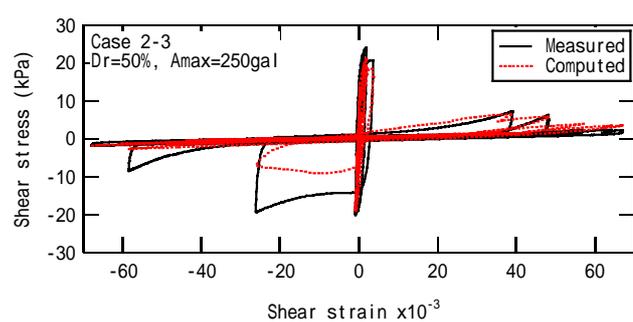
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴

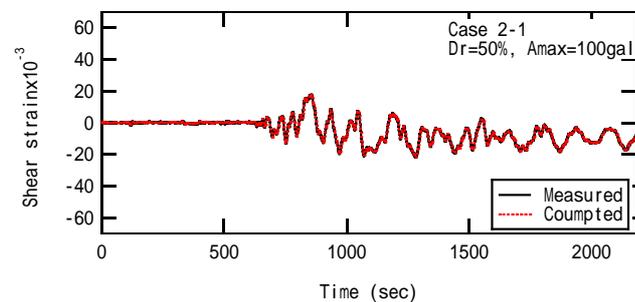


(c) 平均有効応力の時刻歴

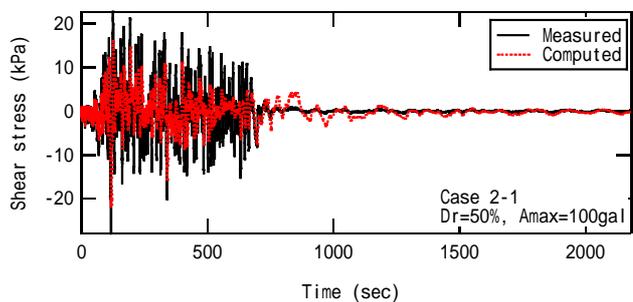


(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

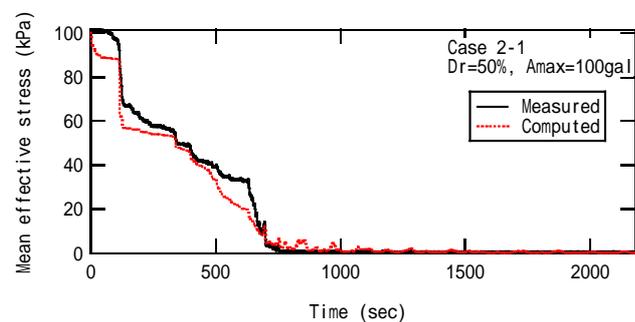
図 9.2.8 ケース 2-3 (FLIP)



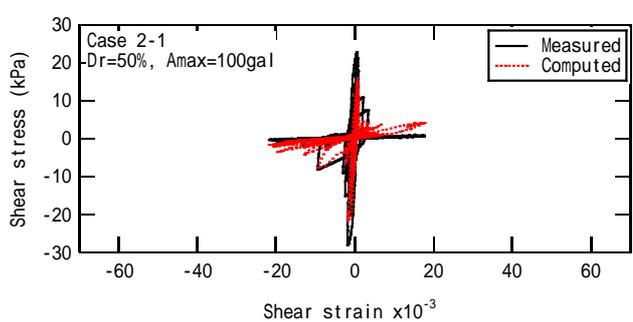
(a) せん断ひずみの時刻歴



(b) せん断応力の時刻歴



(c) 平均有効応力の時刻歴



(d) せん断ひずみとせん断応力の関係

図 9.2.9 ケース 2-1 (FLIP)

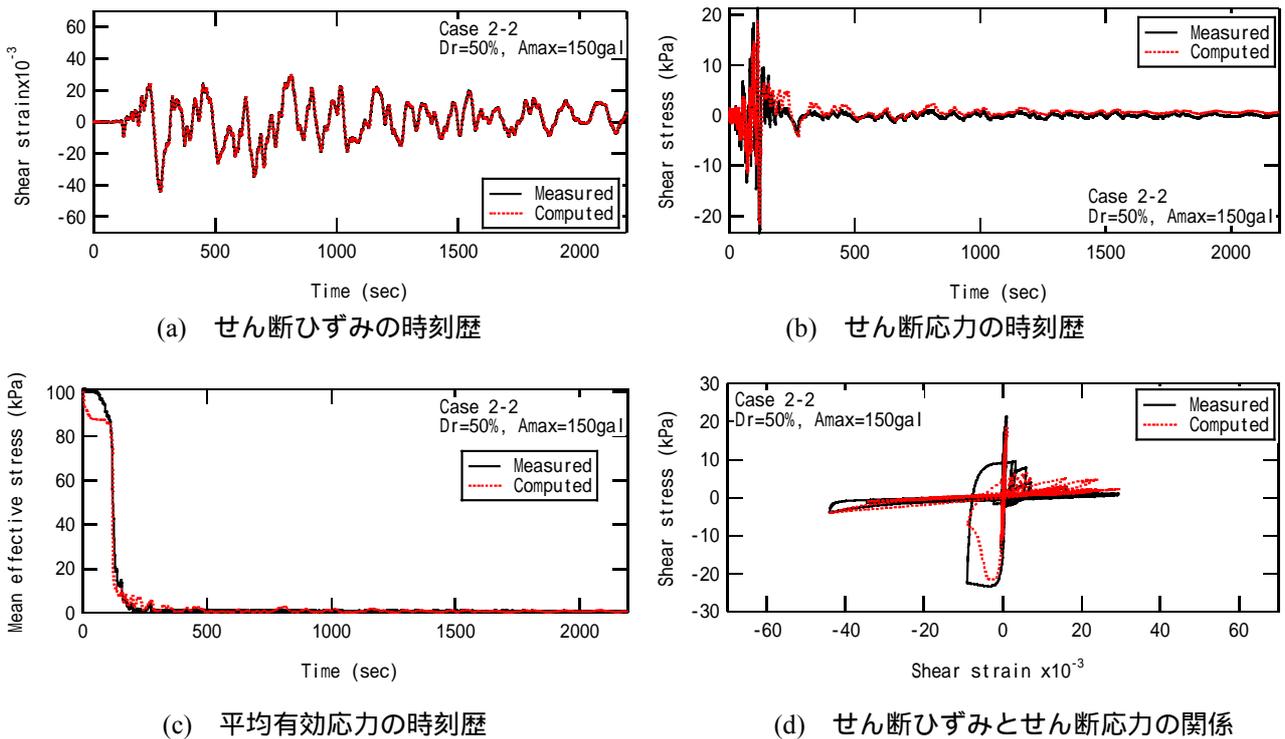


図 9.2.10 ケース 2-2 (FLIP)

(v) 残留応力解析 ALID による結果

ALID では液状化後のせん断剛性を全応力解析による FL より算定するのが一般的である。ここでは、継続時間の長い地震動を扱うことから、累積損傷度の概念を用いて FL の算定を行い、液状化後のせん断剛性を評価した。

・全応力解析

表 9.2.2 の地盤モデルおよび図 9.2.1 の入力地震動を用いて重複反射理論に基づく等価線形解析 (SHAKE) を実施し、オンライン層でのせん断応力時刻歴を算定する。解析は表 9.2.3 に示した 6 ケースを対象として行った。せん断剛性および減衰定数のひずみ依存性には、次式²⁴⁾を用いた。

$$G/G_0 = (A_1 + A_2 \log D_{50}) \times (p'/98)^{B_1 + B_2 \log D_{50}} \quad (9.2.1)$$

$$h = (C_1 + C_2 \log D_{50}) \times (p'/98)^{D_1 + D_2 \log D_{50}} \quad (9.2.2)$$

ここに、 $A_1 \sim D_2$ は係数 (図 9.2.11 参照)、 D_{50} は平均粒径、 p' は平均有効応力である。この式により深度毎に異なるせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性が得られる。代表値として、オンライン層 (深度 15m) およびその上下層におけるせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性を図 9.2.12 に示す。

ただし、 $A_1 \sim D_2$ ：せん断ひずみごとに変わる定数(図-4.43)

D_{50} ：平均粒径(mm)

p' ：有効平均主応力(kN/m²)

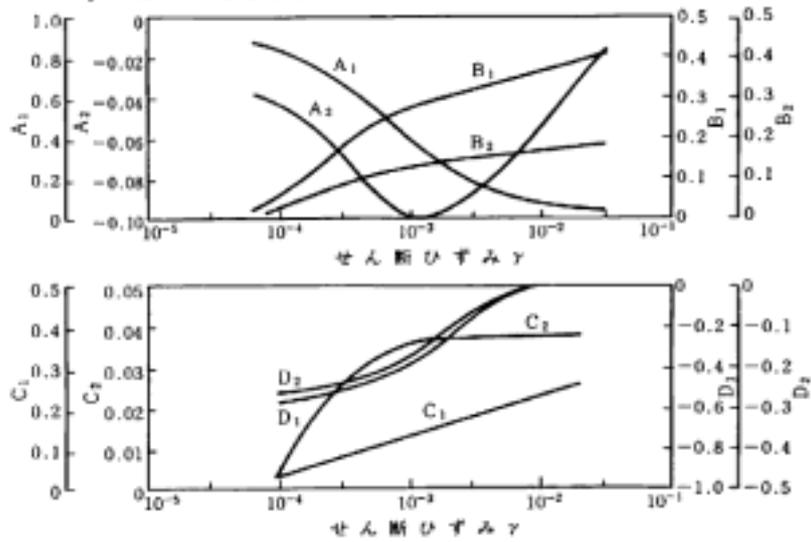


図-4.43 式(4.7)、(4.8)における係数⁽⁴⁾

図 9.2.11 せん断剛性および減衰定数のひずみ依存性の係数²⁴⁾

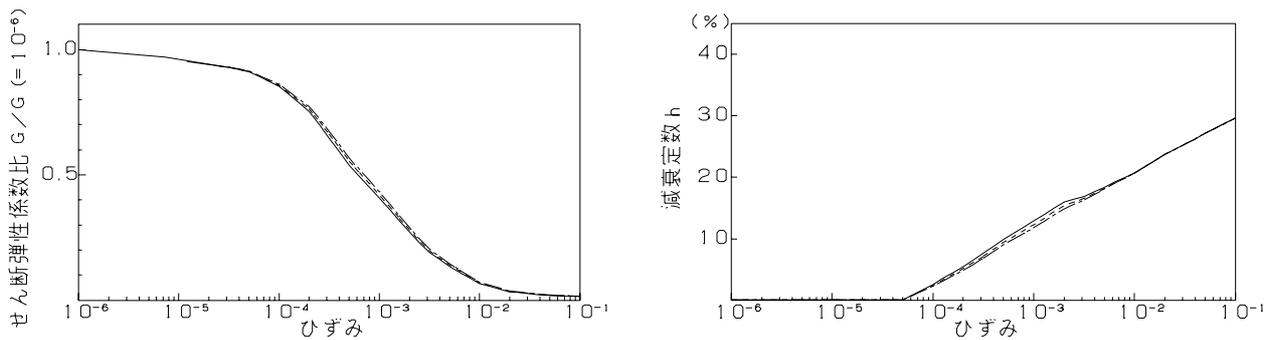
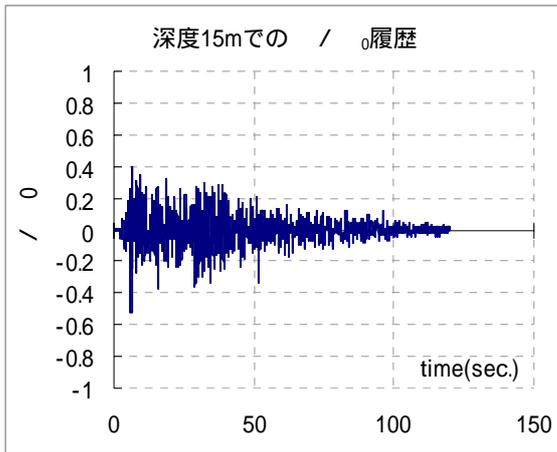
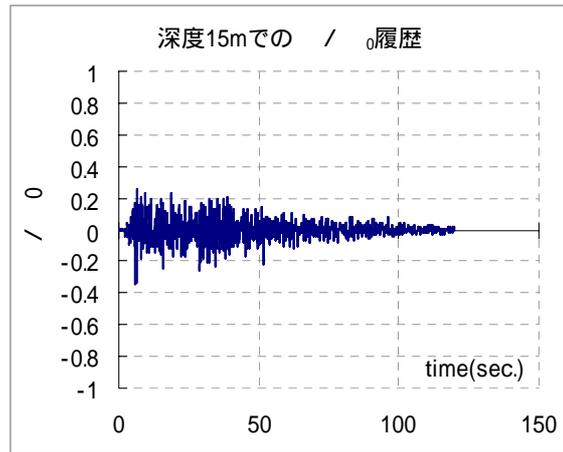


図 9.2.12 せん断剛性および減衰定数のひずみ依存性の代表値

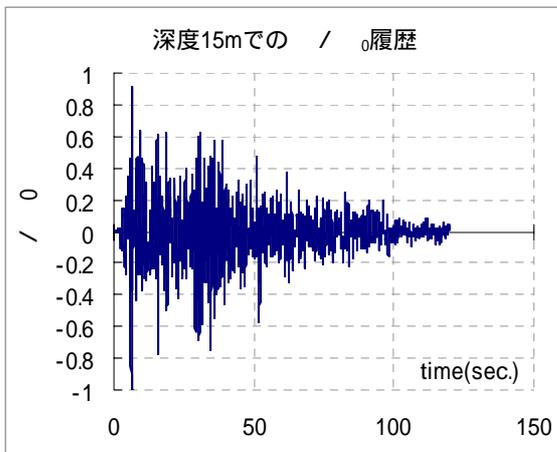
全応力解析の結果，得られたせん断応力比 L の時刻歴を図 9.2.13 に示す．ここで，出力した深度はオンライン層に相当する 15m である．また，せん断応力比 $L = \tau / p'$ である．この時刻歴より，後の累積損傷度の算定で用いるピークせん断応力比を算定した．



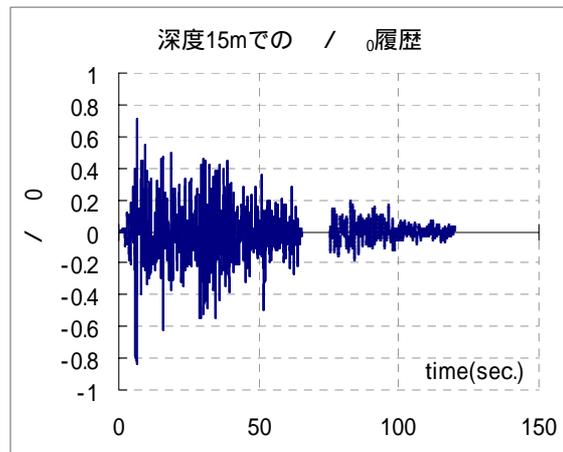
(a) ケース 2-1 (最大 100Gal)



(b) ケース 2-2, 4-1 (最大 150Gal)



(c) ケース 2-3, 4-2 (最大 250Gal)



(d) ケース 4-3 (最大 325Gal)

図 9.2.13 せん断応力比の時刻歴 (全応力解析 SHAKE)

・累積損傷度の算定

累積損傷度の算定に用いる液状化強度曲線は、共通の条件に基づき図 9.2.14 に示す安田による液状化強度曲線²²⁾を利用した。(a)のゆるめはケース 2-1~3 に、(b)の密詰めはケース 4-1~3 に用いた。また、ひずみ基準が両振幅ひずみ 5%の強度曲線を採用した。

なお、実際の使用に際しては計算の都合上、いくつかの区間で $\log N_i - R$ 間が線形関係となると仮定した。また、曲線の下限值よりせん断応力比 R が小さい時の液状化回数 N_i は一律 1000 とした。累積損傷度 D は次式で算定した。

$$D = \frac{1}{2} \sum_i^n \left\{ \frac{1}{N_{i1}} + \frac{1}{N_{i2}} + \dots + \frac{1}{N_{in}} \right\} \quad (9.2.3)$$

ここに、 N_{ij} は i 番目のせん断応力比 L のピーク値に対する液状化強度曲線における液状化回数 N_i の値である。ケース 4-3 では $N_i=1000$ となるせん断応力比 L のピーク値の数は 300 程度であり、累積損傷度 D の 0.15 程度を占める結果となる。

また、 $D=1$ となるための倍率を試行計算により求めた。 $|D-1| < 0.01$ で収束と判定している。なお、液状化強度曲線には三軸試験で求められたものを用いているが、比較対象となるせん断応力比なので静止土圧係数

による補正は行わない．よって，倍率=FL 値となる．以上のように算定した各ケースにおける累積損傷度および FL 値を表 9.2.6 にまとめて示す．

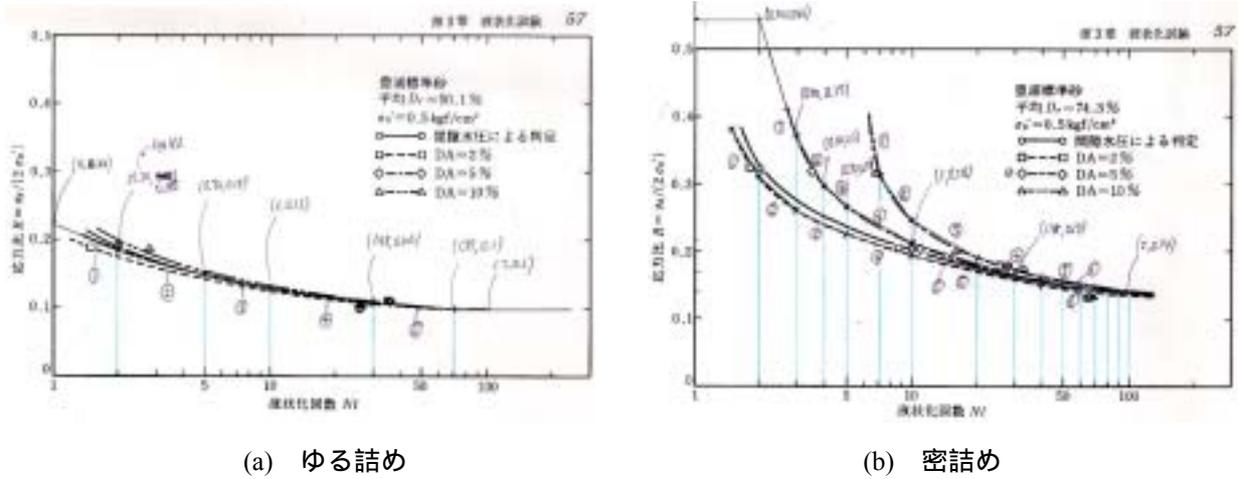


図 9.2.14 累積損傷度の算定に用いた液状化強度曲線²²⁾

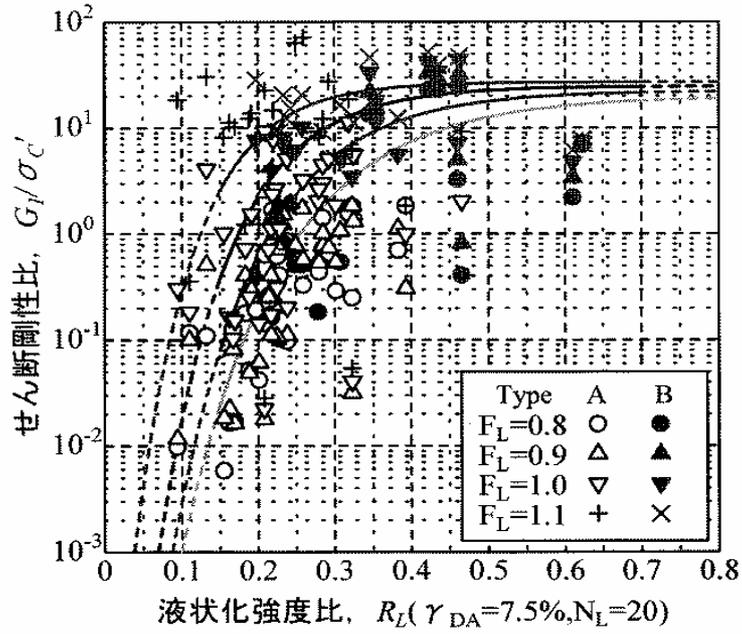
・液状化後のせん断剛性の評価

図 9.2.15 に示す液状化強度比と液状化後のせん断剛性比（せん断剛性を有効拘束圧で正規化）の関係²⁵⁾を用い，表 9.2.6 に示した FL 値および液状化強度比からせん断剛性比を求めた．なお，図 9.2.15 において液状化強度比は $R_L = \tau / p'$ とした．各ケースにおける液状化後のせん断剛性比を表 9.2.6 に併せて示す．

また，オンライン層のせん断ひずみとせん断応力の関係における実験終了直前の履歴ループより算定した割線せん断剛性比を算定した．各ケースにおける割線せん断剛性比を表 9.2.6 に併せて示す．実験で得られたオンライン層の割線せん断剛性比は，液状化の程度が激しくなるほど（累積損傷度が大きくなるほど），小さくなる傾向を示し，妥当な結果となっている．ただし，割線せん断剛性比に対する相対密度の違い（ケース 2-*とケース 4-*）はさほど顕著ではない．この原因として，相対密度の小さいケース 2-*ではメンブレン張力が影響し，割線せん断剛性比を過大に評価している可能性（ケース 2-3 に対する試算では 2.5 倍程度）が考えられるが，これについては今後の課題としたい．また，ALID によるせん断剛性比と実験による割線せん断剛性比を比較すると，ALID による計算値は累積損傷度に対する感度が，実験値のそれよりも過大となっている．

表 9.2.6 累積損傷度および FL 値

ケース	累積損傷度 D	D=1 となる倍率 (=FL)	せん断剛性比 G_t / σ'_0	割線せん断剛性比 (オンライン層の実験値)
2-1	0.71	1.07	4.3	0.389
2-2	3.91	0.74	0.078	0.384
2-3	16.82	0.46	0.0033	0.253
4-1	0.49	1.22	29	0.362
4-2	2.34	0.78	2.9	0.294
4-3	3.92	0.68	0.68	0.263



$G_1/\sigma_c' = ae^{(-\exp(-b(R_L-c)))}$ ただし、 $0.8 < F_L < 1.1$ の範囲
 $a = 23.6F_L + 0.98$, $b = 9.32F_L^3 - 10.8F_L^2 + 13.27F_L - 0.806$,
 $c = -1.40F_L^3 + 3.87F_L^2 - 4.14F_L + 1.95$

図 9.2.15 液状化強度比と液状化後のせん断剛性比の関係²⁵⁾

b. 継続時間の長い地震動に対する液状化地盤の盛土の変形量

() 解析対象とした盛土構造物

ここで取り上げている有効応力解析 FLIP, LIQCA および残留変形解析 ALID に関して, 変形予測精度に対する検討が既になされている事例を対象とする。ここでは, 液状化地盤上の盛土の遠心模型実験²⁶⁾における無対策のケースを対象とする。各手法の変形予測精度の検討においては, まずブラインドシミュレーションを行い, 事前解析の精度を確認した後, 事後解析を実施している¹¹⁾。

() 共通の解析条件

解析対象となる遠心模型実験の地盤モデルを図 9.2.16 に示す。図は実スケールで示しており, 解析も実スケールのモデルを対象とする。7号珪砂は非液状化対象層の支持地盤を想定したものであり, 十分に締固められている(相対密度約 90%)。一方, 江戸崎砂層は液状化対象層であり, 非常にゆる詰めとなっている。また, 盛土も液状化層と同様に江戸崎砂からなる。土槽は剛土槽であり, 間隙流体には水が用いられている。以上, 材料条件, 境界条件および初期条件については, 遠心模型実験と同一の条件で解析を行う。

解析対象ケースを表 9.2.7 に示す。ケース 1 は図 9.2.17 に示す継続時間の長い入力地震動(三の丸波, EW 成分)を用いるケースである。その他のケースはブラインドシミュレーションにおいて実施された無対策の実験ケースであり, 今回用いる材料パラメータ等の解析条件のキャリブレーションに用いたケースである。なお, ケース 1 以外は有効応力解析のみ対象としている。

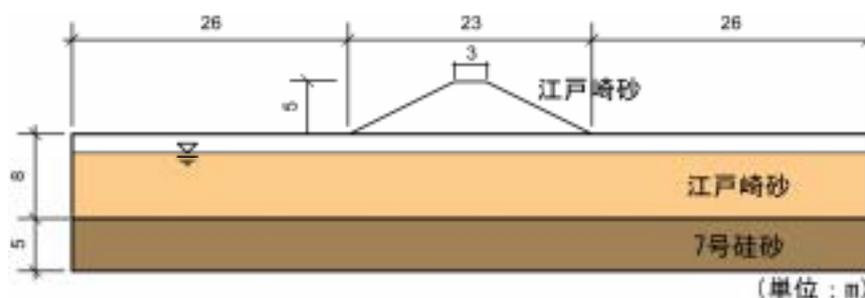


図 9.2.16 解析対象モデル²⁶⁾

表 9.2.7 解析ケース

ケース	入力地震動	備考
1	三の丸波 (EW 成分)	
A2-1	正弦波 (大加振, 最大 420Gal)	キャリブレーション用
A3 (A2-7)	正弦波 (中加振, 210Gal)	キャリブレーション用

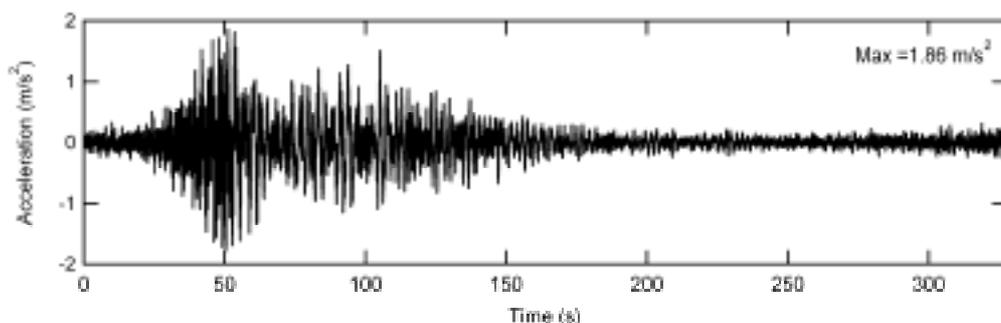


図 9.2.17 入力地震動（三の丸波・EW成分）

() 有効応力解析 LIQCA による結果

・材料パラメータの設定

ブラインドシミュレーション¹¹⁾において、締固め改良に対する解析（ケース A3）で使用した材料パラメータ（表 9.2.8）を使用する。これらのパラメータは江戸崎砂、珪砂の室内試験結果に基づき設定したブラインドシミュレーション用のパラメータをベースとして、事後解析で再度調整したパラメータである。江戸崎砂および珪砂に対する液状化強度曲線の実験結果と要素シミュレーション結果を図 9.2.18 に示す。

ただし、透水係数については、実際の値を用いた。遠心模型実験では間隙流体として水を用いたため、そのシミュレーションでは実際の値の 50 倍（遠心加速度）の値を用いたが、ここでは、実際の値をそのまま用いた。

表 9.2.8 設定したパラメーター一覧

パラメータ名	盛土	江戸崎砂	珪砂	設定根拠	
密度	1.75	1.91	1.98	模型地盤作成時の密度測定結果	
透水係数	k (m/s)	4.0E-05	2.0E-05	透水試験結果および推定値	
初期空隙比	e_0	0.856	0.856	0.673	室内試験
圧縮指数		0.0180	0.0180	0.0250	等方圧密試験
膨潤指数		0.0055	0.0055	0.0025	等方圧密試験
初期せん断係数比	G_0 / σ'_{m0}	873	873	908	模型地盤のVs
過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.0	
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	CD試験
破壊応力比	M_f	1.12	1.12	1.51	CD試験
硬化パラメータ	B_0	2200	2200	1500	振動三軸試験のシミュレーション
"	B_1	30	30	20	"
"	C_f	0	0	0	"
基準ひずみ（塑性剛性）	ϵ_r^p	0.010	0.010	0.015	"
基準ひずみ（弾性剛性）	ϵ_r^e	0.010	0.010	0.100	"
ダライタシ係数	D_0	5.0	5.0	1.0	"
ダライタシ係数	n	1.5	1.5	9.0	"

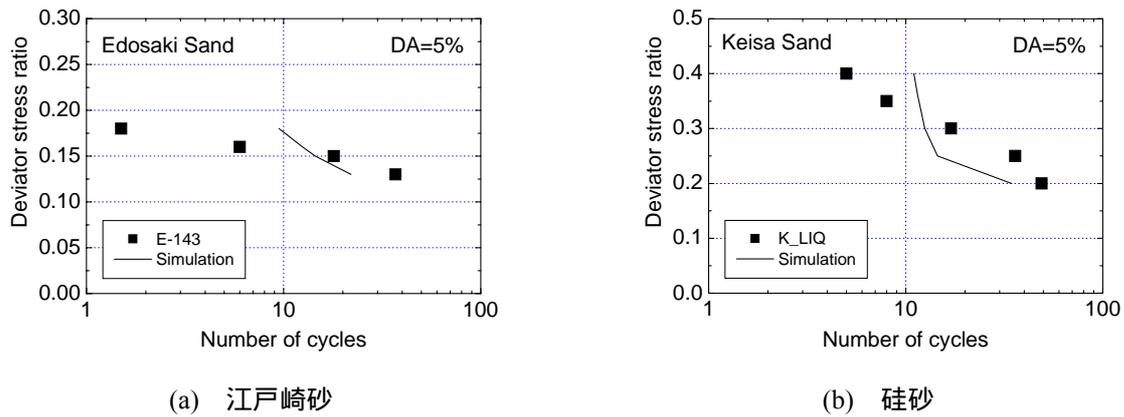


図 9.2.18 液状化強度曲線

・解析モデルとその他の解析条件

解析に用いた有限要素モデルを図 9.2.19 に示す。変位に関する境界条件については、底面は剛基盤とし、入力には三の丸波（EW 成分）を用いた。また、側方は、水平方向固定、鉛直方向自由境界とする。

間隙水に関する境界条件として、盛土の直下も含めて、地表面のみ排水（過剰水頭ゼロ）とする。その他の境界は全て非排水とする。

その他の解析条件として、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用い、その係数は 0.003 とした。また、時間積分には Newmark 法を用い、その係数は 0.6, 0.3025 とした。また、計算時間増分は 0.001 秒とした。

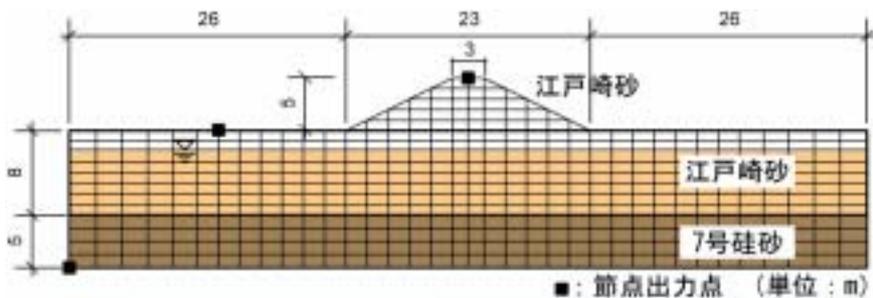


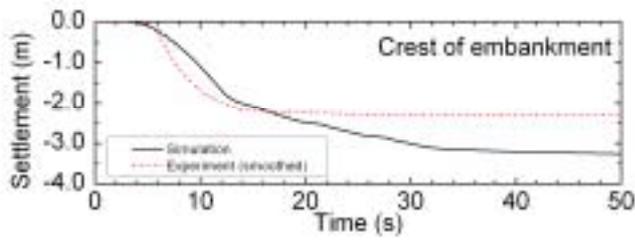
図 9.2.19 有限要素モデル

・解析結果

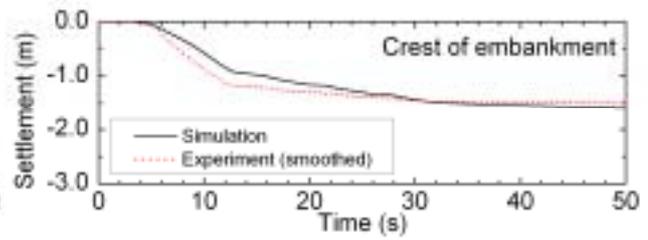
はじめに、ケース A2-1 および A3 について、盛土天端の鉛直変位量を実験値とともに図 9.2.20 に示す。解析はケース A2-1 ではやや過大に沈下量进行评估しているものの、いずれのケースでも実験結果をよく再現している。

次に、三の丸波を用いたケース 1 について、図 9.2.21 にモデル底面、側方地盤地表面、盛土天端での応答水平加速度および盛土土天端での鉛直変位の時刻歴を示す。(d)に示すように地震開始後約 100 秒を経過した時点で発生可能沈下量（盛土高さの 75%程度）を越えており、微小変形理論に基づく本解析手法では表現できない大きな沈下が発生している。また、図 9.2.20 に示したように、大きな入力地震動のもとでは沈下量を過大に評価する傾向にあることも、ケース 1 で過大な沈下量が発生した原因と思われる。

図 9.2.22 に地震開始後 50 秒、100 秒の変形図および過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除した値）を示す。(b)にみられるように、盛土が基礎地盤にめり込むように大きく沈下していることがわかる。

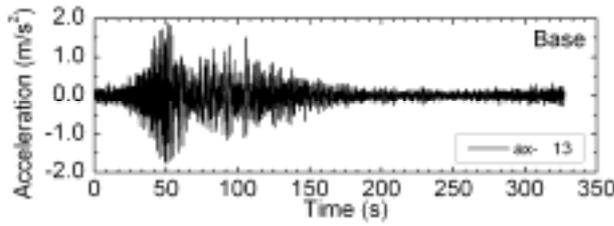


(a) ケース A2-1

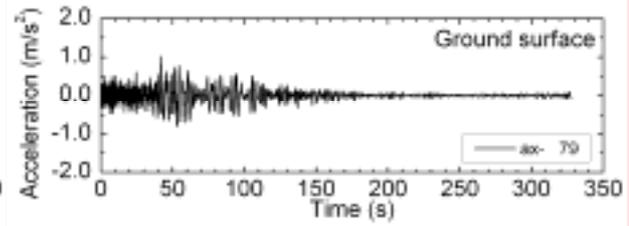


(b) ケース A3

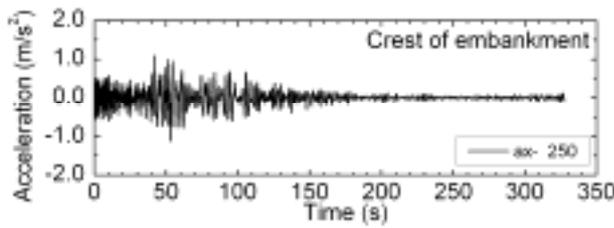
図 9.2.20 盛土天端の沈下量 (ケース A2-1, A3)



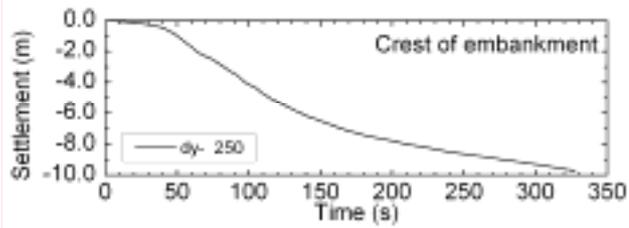
(a) モデル底面の水平加速度



(b) 側方地盤表面の水平加速度

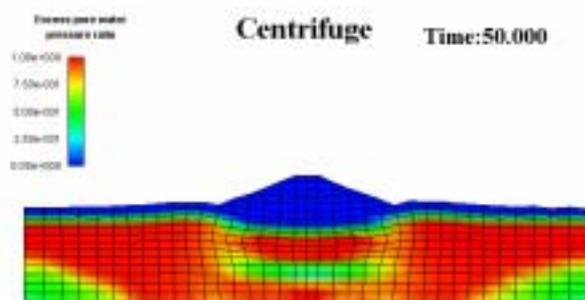


(c) 盛土天端での水平加速度

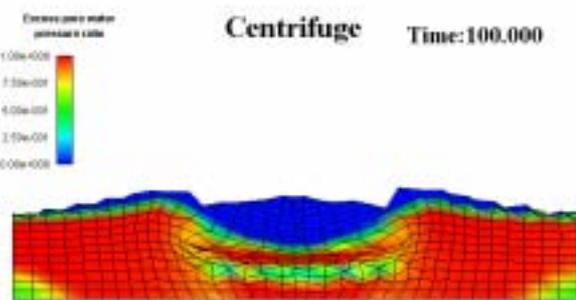


(d) 盛土天端での鉛直変位

図 9.2.21 応答値の時刻歴



(a) 地震開始後 50 秒



(b) 地震開始後 100 秒

図 9.2.22 変形図と過剰間隙水圧比分布

() 有効応力解析 FLIP による結果

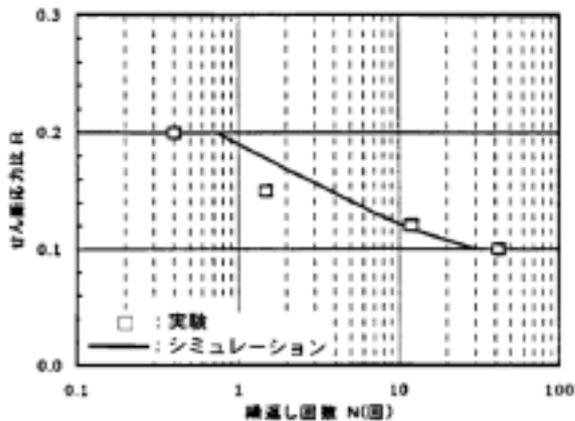
・材料パラメータの設定

ブラインドシミュレーション¹¹⁾において、固相改良に対する解析(ケース A2-1)で使用した材料パラメータ(表 9.2.9)を使用する。これらのパラメータは江戸崎砂、珪砂の室内試験結果に基づき設定したブラインドシミュレーション用のパラメータをベースとして、事後解析で再度調整したパラメータである。江戸崎砂および珪砂に対する液状化強度曲線の実験結果と要素シミュレーション結果を図 9.2.23 に示す。

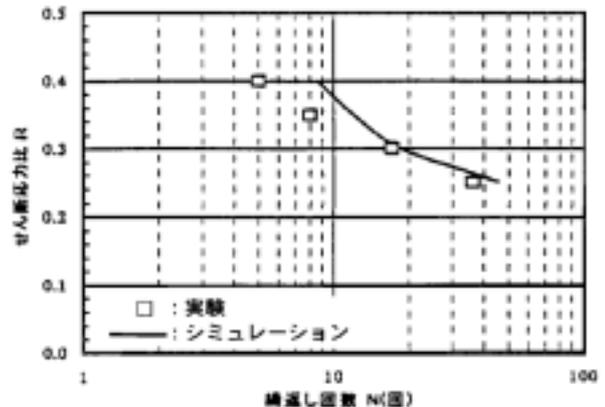
表 9.2.9 設定したパラメータ一覧

表 A2-3-2-1 設定パラメータ一覧 (FLIP)

パラメータ名	記号	江戸崎砂 (盛土)	江戸崎砂 (地下水位上)	江戸崎砂 (地下水位下)	7号 珪砂	粘土	設定根拠
基準化 拘束圧	σ'_v (kPa)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	規定値
初期せん断 弾性係数	G_{max} (kPa)	8.40E+04	4.10E+04	4.10E+04	8.00E+04	8.30E+04	模型地盤の V_s より 盛土は推定
初期体積 弾性係数	K_{max} (kPa)	2.18E+05	1.07E+05	1.07E+05	2.24E+05	2.21E+05	G_{max} とポアソン比 (一般値)より
稼潤密度	ρ_1 (t/m ³)	1.70	1.68	1.86	1.98	1.70	模型地盤作成時の 密度測定結果
間隙率	n	0.49	0.49	0.49	0.40	0.60	密度より推定
履歴減衰 上限値	h_{max}	0.26	0.26	0.26	0.24	0.20	室内試験結果 粘土層は推定
内部 摩擦角	ϕ_r (°)	34.0	34.0	34.0	48.0	30.0	室内試験結果
変相角	ϕ_r (°)	—	—	28.0	28.0	—	室内試験結果
液状化 パラメータ	S1	—	—	0.015	0.015	—	液状化強度曲線 への フィッティング
	w1	—	—	1.00	4.50	—	
	P1	—	—	0.70	0.60	—	
	P2	—	—	1.25	1.00	—	
	C1	—	—	1.40	2.20	—	



(a) 江戸崎砂



(b) 珪砂

図 9.2.23 液状化強度曲線

・解析モデルとその他の解析条件

解析に用いた有限要素モデルを図 9.2.24 に示す。変位に関する境界条件については、底面は剛基盤とし、入力には三の丸波（EW 成分）を用いた。また、側方は、水平方向固定、鉛直方向自由境界とする。なお、本解析では間隙水の浸透は考慮されていない。

その他の解析条件として、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用い、その係数は 0.005 とした。また、時間積分には Wilson 法 ($\theta = 1.4$) を用い、計算時間増分は 0.01 秒とした。

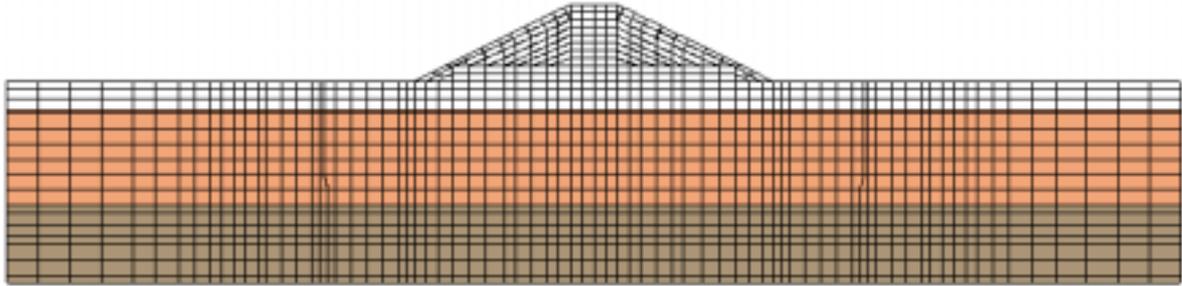
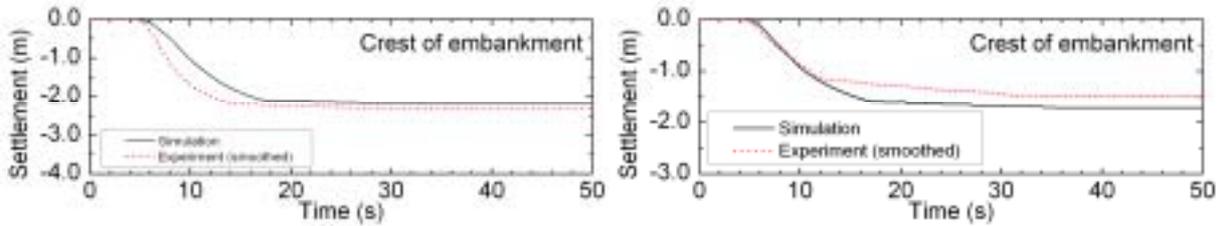


図 9.2.24 有限要素モデル

・解析結果

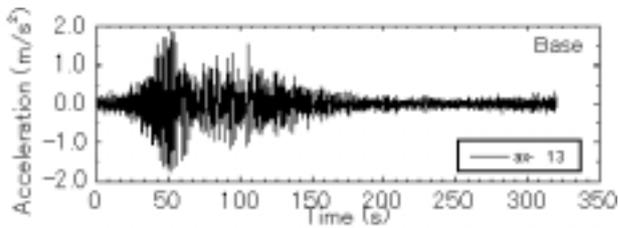
はじめに、ケース A2-1 および A3 について、盛土天端の鉛直変位量を実験値とともに図 9.2.25 に示す。いずれのケースでも実験結果をよく再現している。次に、三の丸波を用いたケース 1 について、図 9.2.26 にモデル底面、側方地盤地表面、盛土天端での応答水平加速度および盛土土天端での鉛直変位の時刻歴を示す。盛土天端の沈下量は 3m 程度となっており、図 9.2.21 に示した LIQCA の結果よりもかなり小さな値となっている。この両解析結果の差は遠心模型実験のブラインドシミュレーションでみられた差よりも大きなものになっており、ケース 1 のような継続時間の長い地震動を入力した際には、有効応力解析による予測精度が低下するといえる。



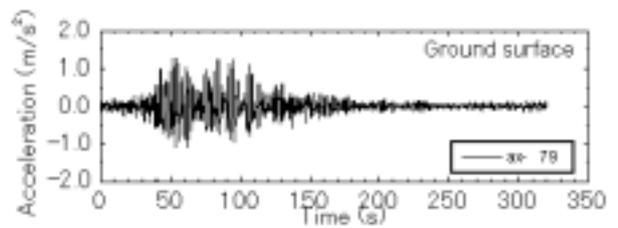
(a) ケース A2-1

(b) ケース A3

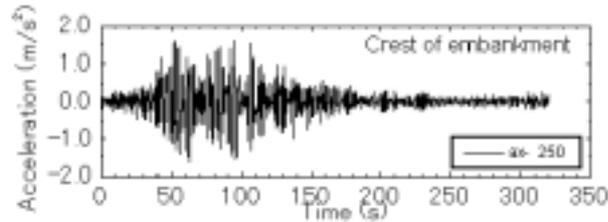
図 9.2.25 盛土天端の沈下量（ケース A2-1, A3）



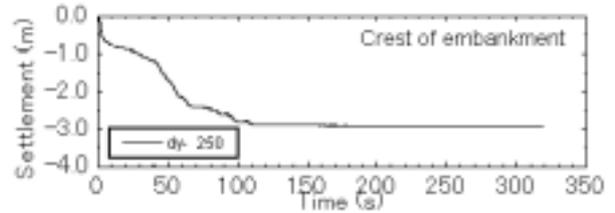
(a) モデル底面の水平加速度



(b) 側方地盤表面の水平加速度



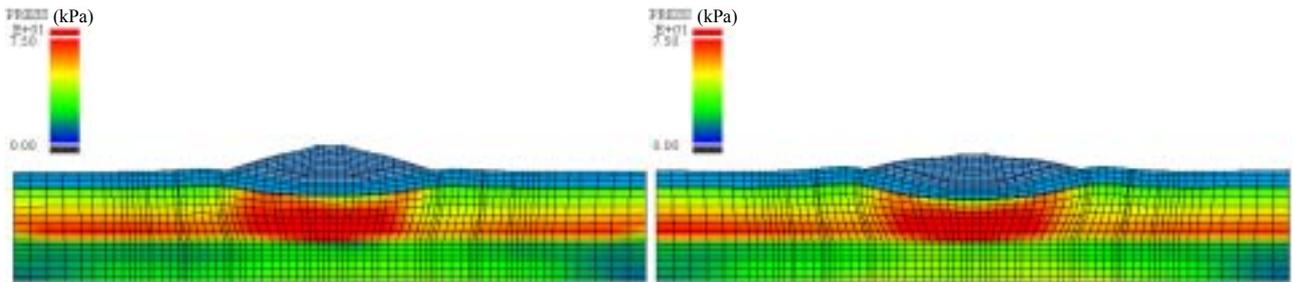
(c) 盛土天端での水平加速度



(d) 盛土天端での鉛直変位

図 9.2.26 応答値の時刻歴

図 9.2.27 に地震開始後 50 秒，100 秒の変形図および過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除した値）を示す。



(a) 地震開始後 50 秒

(b) 地震開始後 100 秒

図 9.2.27 変形図と過剰間隙水圧比分布

() 応力解析 ALID による結果

ALID では液状化後のせん断剛性を全応力解析による FL より算定するのが一般的である。ここでは、継続時間の長い地震動を扱うことから、累積損傷度の概念を用いて FL の算定を行い、液状化後のせん断剛性を評価した。ここで、底面境界は固定、側方境界は水平固定、鉛直自由とし、解析に用いた有限要素メッシュを図 9.2.28 に示す。

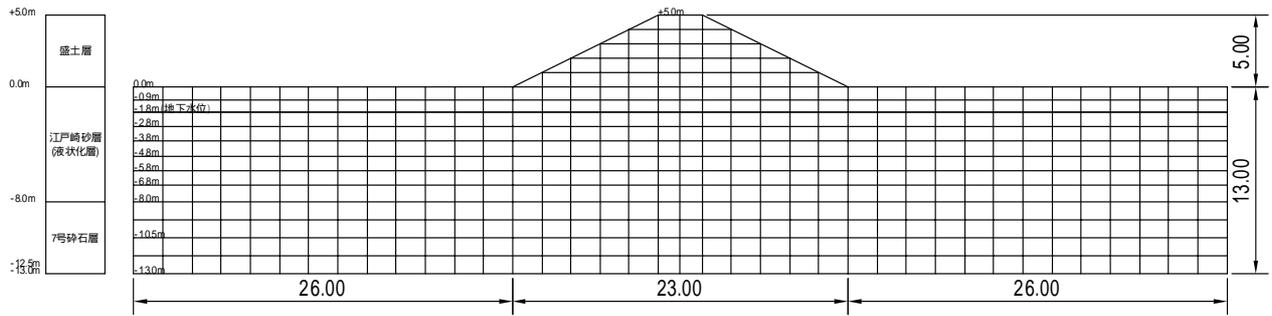


図 9.2.28 有限要素メッシュ図

・全応力解析

残留変形解析を行うための剛性低下率の評価を簡易的に行うため、図 9.2.17 の入力地震動を用いて重複反射理論に基づく一次元等価線形解析(SHAKE)を実施し、各層でのせん断応力時刻歴を算定する。図 9.2.29 に水平地盤部の一次元地盤モデルを示す。ただし、静止土圧係数は 0.5 と仮定し、図中のせん断波速度 V_s の値は、模型地盤の計測値から推測した。また、せん断剛性および減衰定数のひずみ依存性には、9.2.4 a. (v) と同様の式²⁴⁾を用いた。この式により深度毎に異なるせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性が得られる。代表値として、GL-5.3m におけるせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性を図 9.2.29 に示す。

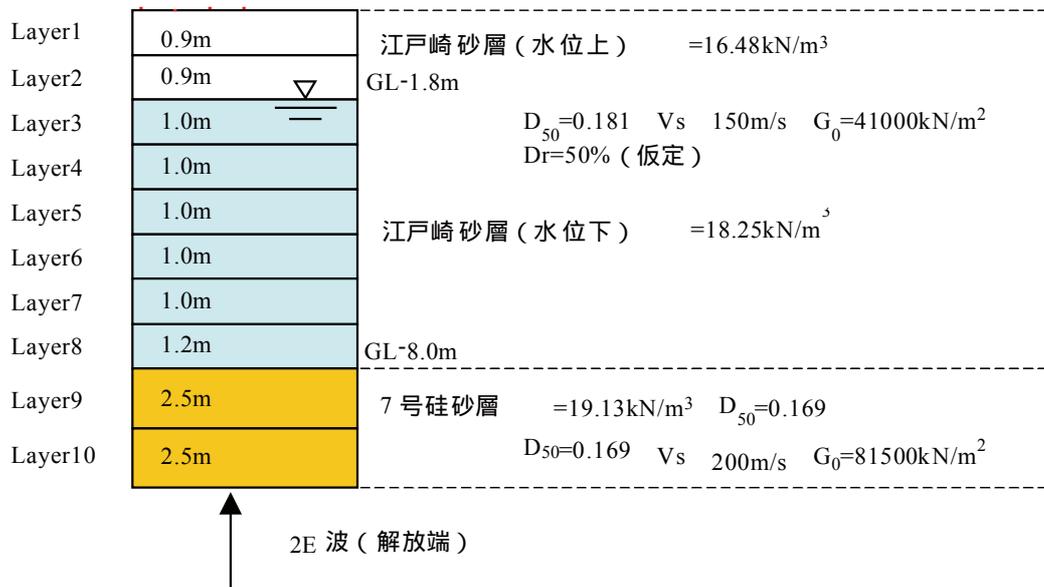


図 9.2.29 全応力解析で用いた水平地盤部の一次元地盤モデル

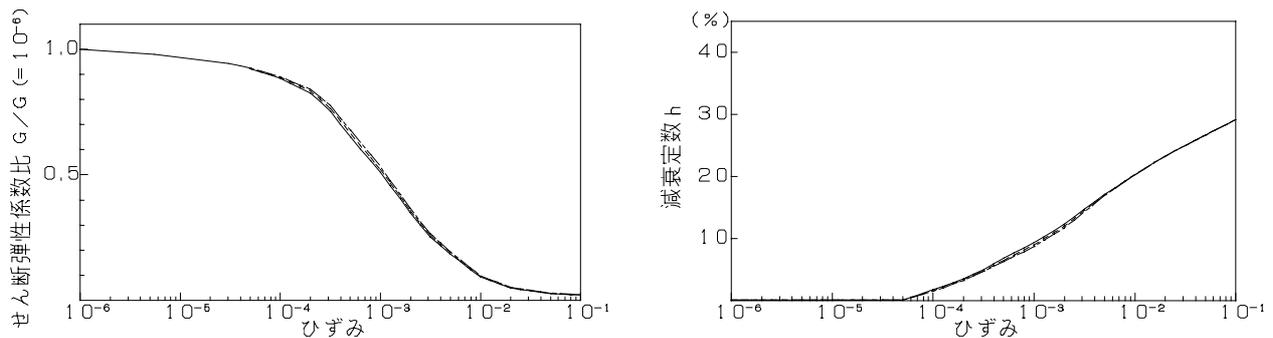


図 9.2.30 せん断剛性および減衰定数のひずみ依存性の代表値

・累積損傷度の算定

累積損傷度の算定に用いる液状化強度曲線は、同一試料で振幅一定の繰り返し三軸試験を行って得るのが望ましい。ただし、ここでは江戸崎砂の液状化強度曲線がゆるぎの豊浦砂の液状化強度曲線(図 9.2.14(a))に近いことから、図 9.2.14 (a)を累積損傷度の算定に用いる。なお、図 9.2.14 (a)において、ひずみ基準が両振幅ひずみ 5%の強度曲線を採用した。

なお、実際の使用に際しては計算の都合上、いくつかの区間で $\log N_L \cdot R$ 間が線形関係となると仮定した。また、曲線の下限值よりせん断応力比 R が小さい時の液状化回数 N_L は一律 10000 (9.2.4 a では 1000) とした。図 9.2.29 に示した各層について、累積損傷度 D は式(9.2.3)で算定した。ケース 1 では $N_L=10000$ となるせん断応力比 L のピーク値の数は 1000~2000 であり、累積損傷度 D の 0.1 程度を占める結果となる。

また、 $D=1$ となるための倍率を試行計算により求めた。 $|D-1| < 0.01$ で収束と判定している。なお、液状化強度曲線には三軸試験で求められたものを用いているが、比較対象となるせん断応力比 $L = \tau / p'$ なので静止土圧係数による補正は行わない。よって、倍率 = FL 値となる。以上のように算定した各層における累積損傷度および FL 値を表 9.2.10 に示す。

表 9.2.10 各層の累積損傷度および FL 値

Layer	土層	累積損傷度 D	D=1 となる倍率 (= FL)	液状化強度比 R_L
3	江戸崎砂層	20.0	0.47	0.15
4		25.3	0.41	0.15
5		28.2	0.39	0.16
6		29.0	0.38	0.16
7		29.3	0.38	0.16
8		29.3	0.38	0.16
9	7号砂層	4.96	0.62	0.27
10		4.83	0.62	0.27

・液状化後のせん断剛性の評価

(1)表層の非液状化層および盛土の剛性低下率の評価

表層の非液状化層および盛土は、直接は液状化しないとしても下層の液状化層の過剰間隙水圧の伝播や、地震によるクラック等に起因したせん断剛性の低下の可能性がある。ここでは、表層の非液状化層および盛土の剛性低下率を 1~1/200 に変えて解析を行う。

(2)液状化層の剛性低下率の評価

液状化層と判定された土層の液状化後のせん断剛性は、対象とする土層ごとに室内試験を行い求めることが望ましいが、試験が行えない場合については、図 9.2.31 に示す推定式²⁷⁾を用いて液状化後のせん断剛性を推定する。

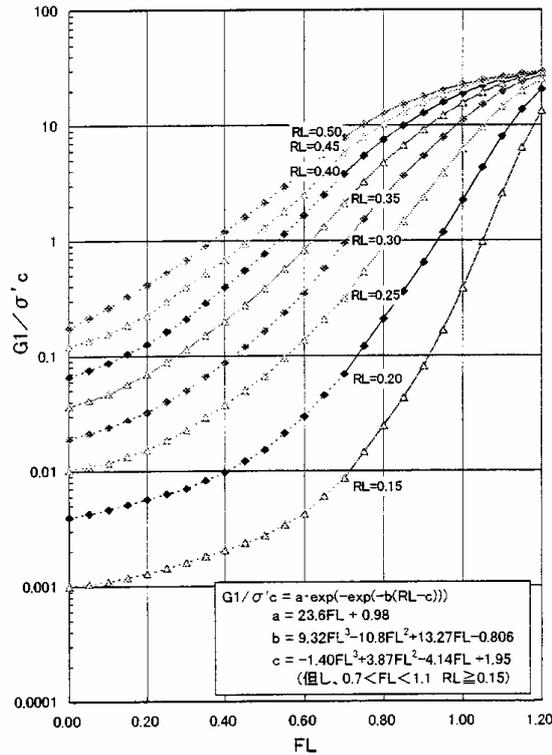


図 9.2.31 液状化後のせん断剛性の推定²⁷⁾

・解析結果

解析の結果得られた盛土天端の沈下量を表 9.2.11 に示す。表の剛性低下率は表層の非液状化層および盛土の剛性低下率の値を示している。

表 9.2.11 残留変形解析による盛土天端の沈下量

剛性低下率	応力		天端中央沈下量	
	最小値	盛土中央下端(水位位置)	工程 3	工程 4
1/1(低下なし)	-1481.00	-171.70	-149.2	-172.2
1/2	-994.70	-81.60	-173.9	-196.7
1/5	-489.80	12.99	-191.2	-213.8
1/10	-274.10	51.15	-212.4	-234.9
1/20	-164.50	77.44	-232.2	-254.7
1/40	-106.20	97.88	-264.9	-287.3
1/50	-92.20	103.30	-277.6	-299.9
1/100	-62.09	117.30	-317.2	-339.4
1/143	-51.78	119.50	-335.3	-357.4
1/200	-39.47	123.60	-361.3	-383.4

工程 3：液状化による剛性低下による沈下量

工程 4：工程 3 の沈下量 + 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

ALID の計算においては、盛土および非液状化層を線形材料でモデル化しており、その剛性が液状化層の流動を妨げ、変形量を抑制することを防ぐため、盛土および非液状化層の剛性を低下させて対応している。盛土のせん断剛性を低下させても体積剛性は一定に保たれるため盛土の圧縮はほとんど生じない。剛性をどの程度低下させるかは盛土幅、液状化層厚、液状化程度などによると考えられている。これまでに得られている剛性低下に関する知見は概ね以下の3通りに大別される。

- (1) 盛土下部に発生する引張り応力が無くなるまで低下する。
- (2) これまでの解析事例から 1/40 程度にする²⁸⁾。
- (3) 護岸等の解析事例から液状化層の剛性低下率の 10 倍程度とする²⁹⁾。

遠心模型実験のブラインドシミュレーション後の事後解析¹¹⁾では(1)および(3)の考え方に準拠して、盛土および非液状化層の剛性を低下させているが、ここでは上記の(1)~(3)のそれぞれの考え方に対して検討する。

(1) 盛土下部に発生する引張り応力がゼロとなるように剛性低下する場合

盛土下部として便宜的に盛土中央の最下端にある要素に着目して、剛性低下率と水平応力の関係を示すと図 9.2.32 のようになる。図より盛土最下端要素に引っ張りが生じなくなる剛性低下率として、1/10 程度と考えると盛土天端の最終沈下量は約 235cm となる。

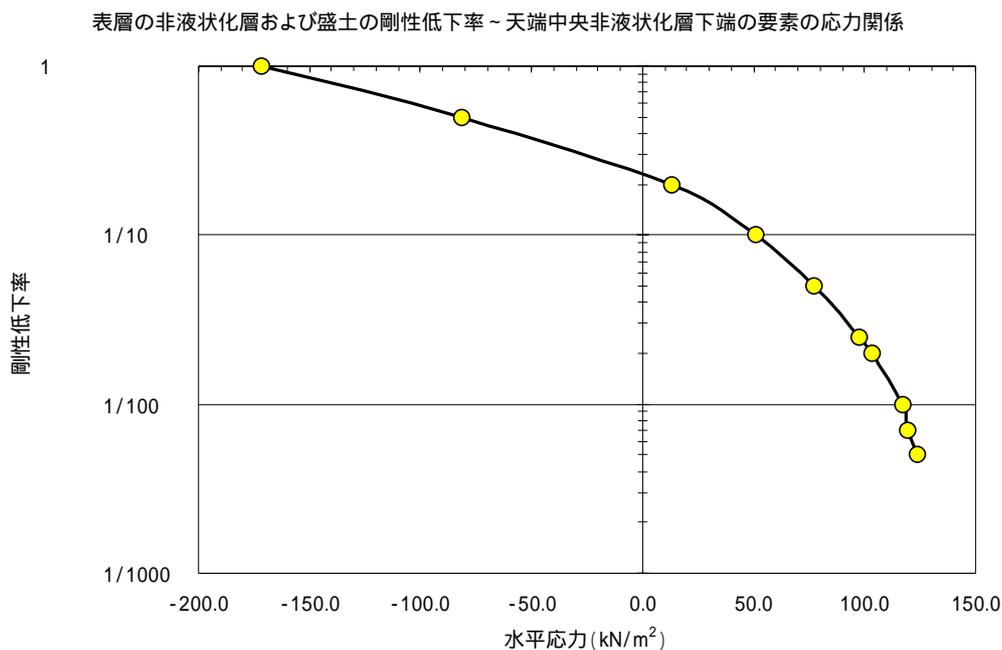


図 9.2.32 盛土中央下端における剛性低下率と水平応力の関係

(2) 1/40 とした場合

盛土および非液状化層の剛性低下を 1/40 としたときの盛土天端の最終沈下量は約 290cm となる。

(3) 液状化層の剛性低下率の 10 倍とした場合

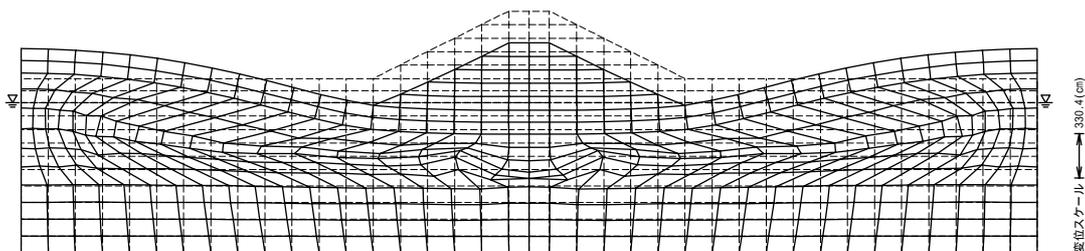
事後解析¹¹⁾では、この値を 1/143 としている。本検討では液状化層の剛性低下率は深さ方向に異なるが江戸崎砂層の盛土部では概ね 1/1600 程度であることから土研センター報告書と同様に 1/143 とすると、盛土天端の最終沈下量は約 360cm となる。

以上(1)~(3)を整理すると盛土天端の最終沈下量は表 9.2.12 のようになる。このように残留変形解析では盛土および非液状化層の剛性低下の考え方によって沈下量は異なる結果となるが、概ね考えうる最大の低下率を用いた場合においても約 360cm であり、初期盛土高さの 75%程度が液状化による最大沈下量と考えられている値と概ね一致している。参考のため、各ケースの最終状態の残留変形図を図 9.2.33 に示す。

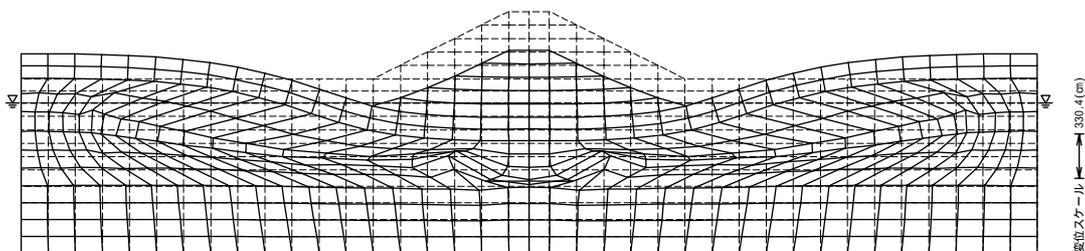
巨大地震への適用に関する今後の課題としては、盛土の非線形性を考慮した計算を実施するなど、盛土および非液状化層の剛性低下に関する検討が必要である。

表 9.2.12 残留変形解析による盛土天端の沈下量

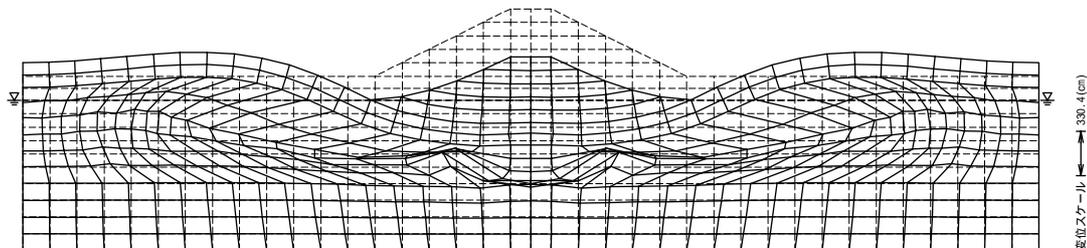
盛土・非液状化層の剛性低下の考え方	盛土・非液状化層の剛性低下率	盛土天端最終沈下量(cm)
盛土下部での引張が生じない	1/10	235
解析事例より 1/40	1/40	290
液状化層の剛性低下率の 10 倍（護岸の解析事例より）	1/143	360



(a) 剛性低下率 1/10



(b) 剛性低下率 1/40



(c) 剛性低下率 1/143

図 9.2.33 盛土の残留変形図

()まとめ

はじめに、繰返し回数の多いせん断試験に対して構成モデルによる要素シミュレーションを実施し、構成モデルの適用性を検討した。次に、継続時間が短い入力動に対して変形予測精度の検証が既になされている盛土の遠心模型実験を対象として、継続時間の長い地震動を入力した際の予測変形量について、複数の変形解析手法の結果を比較した。なお、ここでは有効応力解析として、実務でも利用されている FLIP、LIQCA を、より簡便な残留変形解析として、ALID を対象とした。以上より、以下の結果が得られた。

- (1) 既往の構成モデルでも液状化後の繰返し回数の多いせん断試験の再現は可能である。ただし、液状化後の繰返しせん断挙動を再現するには、一般に行われている液状化強度曲線のキャリブレーションだけでは不十分であり、今後は液状化後の繰返しせん断変形特性に関するデータの蓄積が必要である。
- (2) 既往の遠心模型実験に対してキャリブレーション済の複数の変形解析において継続時間の長い地震動を入力したところ、いずれの解析でも最大沈下量（盛土高さの 75%程度）前後の盛土天端沈下量が発生した。また、異なる有効応力解析においては、盛土の沈下量に手法間のバラツキが生じた。この原因の一つとして(1)の問題がある。また、残留変形解析では経験的に設定される盛土や非液状化層の剛性低下率の設定法を検討する必要がある。

9.2.5 解析係数

a. はじめに

ある与えられた荷重の作用下における構造物の応答を計算するときに、計算結果は材料特性のバラツキによる抵抗力の不確実性と、計算式（モデル）の不確実性の影響を受ける。後者については、計算式が実現象を単純化しモデル化したものであることから、それ自身が不確実性を内包しているのである。これらの不確実性の程度は、地盤の不均一さや行われる地盤調査の質と量、用いる計算式によって異なり、それぞれの不確実性を個別に定量的に計測することは通常は極めて困難である。設計や照査におけるこれらの不確実性を回避する方法として、地盤工学の分野では安全率が広く用いられてきた。この方法では、「個々の設計法と実現象の間のギャップの幅が大略既知であり、したがって当該構造物の設計を行うときの不確実性を十分にカバーしうる安全率の値が試行錯誤の結果経験的に知られている」³⁰⁾のである。

一方、地盤の液状化問題を対象とした変位解析法は実務での歴史は浅く、変位解析法を構造物の設計・照査に用いた場合に結果に現れるバラツキやそれをカバーするための安全余裕についてはほとんど検討されてこなかった。液状化現象を対象とする解析法は、構造物が設計荷重に相当するような地震に遭遇することは少なく、計算法の結果のバラツキを考慮するための安全余裕を経験的に求めることが困難であることが主な理由の一つであろう。

本節では、地盤の液状化による盛土の沈下量を解析した事例を収集し、それをもとに液状化時の盛土沈下量解析法の結果に見られるバラツキとこれら解析法を実務で用いる場合に考慮すべき安全余裕について検討する。

b. 解析事例の収集

液状化時の地盤変形量を解析する手法は、幾つかのブラインドシミュレーションの結果（例えば文献31）、32）、33））を見ることによって、1990年代以降特に兵庫県南部地震以後に急速にその精度を向上させたことがわかる。すなわち、兵庫県南部地震以前では、解析結果と正解値が1オーダー異なる程度にばらついていたのに対し、解析技術の急速な進歩によって最近では解析結果が正解値の2、3倍から2、3分の1程度の範囲に収まるようになった。そこで、近年行われた解析事例を以下のような方針で収集した。

- ・ 液状化した水平地盤上の盛土を対象とした解析。
- ・ 模型実験または実際の被害事例など、正解のある事例を対象とした解析（解析実施者が沈下量を知らずに解析したものを含む）。
- ・ 解析法の開発者や開発グループ、あるいは解析法について高度な専門知識を持った技術者が行った解析。
- ・ 地盤調査結果から得られた地盤定数や条件などに忠実に従って客観的に解析条件やパラメータを決定していると思わせる解析。
- ・ 解析事例の後に解析法の大幅な修正が行われていないもの。すなわち、当時のものと最新バージョンが大幅に異ならないもの。

本節の検討の目的は、実務において液状化による盛土の沈下量を变形解析法により求める場合に考慮すべき安全余裕を明らかにすることである。解析結果が実際の現象と合うように解析者が入力パラメータを恣意的に決定することもありえるが、そのような事例は慎重に排除した。なお、実務での適用を考えれば、解析法の開発者が行った解析ではなく、当該解析法について特に高度な知識を持ち合わせない第三者による解析結果を収集することが本来は望ましいことを付記しておく。

c. 解析事例の概要

b.の方針に従って合計 94 の解析事例を収集した。それらの概要は以下の通りである。

() 国土技術研究センターでの一斉解析¹¹⁾

・地震被害事例の解析

次に述べる 7 断面を対象とし、LIQCA、FLIP、ALID、LIQFLOW の 4 手法によって解析を行った。これらの解析では、地盤や盛土の条件と地震外力が条件として与えられ、また沈下量が解析を行う上で既知であった。解析は各種法の開発者または開発グループのメンバーが行った。

(1) 後志利別川堤防 (1994 北海道南西沖地震)

a) 解析対象

沈下量がゼロの無被害断面 (2 断面)、沈下量が 0.6m、1.3m、2.6m の被害断面 (3 断面) の合計 5 断面。

b) 解析条件

解析のために以下の情報が与えられた。

- ・堤防断面図、地質横断面図、土の粒土分布
- ・ボーリング柱状図、標準貫入試験 (天端、法尻の 2~3 力所)
- ・粘土層からの不攪乱試料に対して行った圧密試験、CD 試験結果。
- ・砂層からの不攪乱試料に対して行った液状化試験、動的変形試験結果。

地震加速度波形は、寿都で観測された地表面加速度記録を一次元等価線形解析で基盤に戻し、距離減衰を考慮した観測地点での基盤波形から再び一次元等価線形解析により求めた観測地点での加速度波形である。

(2) 淀川堤防 (1995 兵庫県南部地震)

a) 解析対象

沈下量 0.3m の小被害断面 (1 断面)、沈下量 2.7m の大被害断面 (1 断面) の合計 2 断面。

b) 解析条件

正解 (地震による沈下量) が与えられていた。また解析のために以下の情報が与えられた。

- ・堤防断面図、地質横断面図、土の粒土分布
- ・ボーリング柱状図、標準貫入試験結果 (天端、法尻の 2~3 力所)
- ・粘土層からの不攪乱試料に対して行った圧密試験、CD 試験結果。
- ・砂層からの不攪乱試料に対して行った液状化試験結果

地震加速度波形は、大淀で観測された地表面加速度記録を一次元等価線形解析で基盤に戻し、距離減衰を考慮した観測地点での基盤波形から再び一次元等価線形解析により求めた観測地点での加速度波形である。

・遠心模型実験を対象とした解析

次に述べる 15 断面を対象とし、LIQCA、FLIP、ALID、LIQFLOW の 4 手法によって解析を行った。

(1)遠心模型実験（無対策、固化対策、締固め対策）

これらの実験を対象に行った解析は、解析者が地盤の物性や力学特性、幾何条件および加振加速度波形が与えられ、実験結果を知らされずに行う、いわゆるブラインドシミュレーションであった。

a) 解析対象

盛土高さ 5m（実物換算）、基礎地盤は地表面不飽和層、液状化層および密な砂層または粘土層から成る 3 層地盤。実験ケースでは、法尻に固化対策工（7 ケース）または締固め対策工（2 ケース）を設置したものと、無対策 3 ケースの合計 12 ケース。

b) 解析条件

入力地震動以外の一切の実験結果は伏せて解析を行った。解析のために与えられた情報は次の通り。

- ・ 模型断面図
- ・ 土の密度、粒土分布、盛土材の一軸圧縮試験
- ・ 液状化層の土の CD 試験、液状化試験、動的変形試験、圧密試験
- ・ 粘土層の土の一軸試験
- ・ 遠心場での地盤の V_s
- ・ 入力加速度時刻歴

入力加速度波形は、実験の振動台で計測した加速度波形が解析者に提供された

(2)模型振動台実験（無対策、矢板対策）を対象とした解析

これらの実験を対象とした解析は、解析者が実験結果を知った上で行っており、ブラインドシミュレーションではない。次に述べる 3 断面を対象とし、LIQCA、FLIP、ALID、LIQFLOW の 4 手法によって解析を行った。

a)解析対象

盛土高さ 10cm、基礎地盤は液状化層（層厚 25cm、 $D_r=40\%$ または 64% 、豊浦砂）と密な砂層からなる二層地盤。実験ケースは、法尻に矢板対策工（2 ケース）を設置したものと、無対策の合計 3 ケース。

b)解析条件

実験条件、実験結果は事前に提供されていた。解析のために与えられた情報は次の通り。

- ・ 模型断面図
- ・ 矢板の物性
- ・ 地盤材料の物性（豊浦砂の物性は各解析者が既往の試験結果をもとに決定）
- ・ 入力加速度時刻歴

入力加速度波形は、実験の振動台で計測した加速度波形が解析者に提供された

() その他の解析事例

・遠心模型実験（無対策盛土）³³⁾

この解析では、解析者が実験結果を知った上で行っており、ブラインドシミュレーションではない。次に

述べるケースを対象とし、プログラム開発グループのメンバーが LIQCA によって解析を行った。

a) 解析対象

対象とした模型は、実物換算高さ 2 m の盛土と、飽和した一様な砂地盤(無対策)から成る遠心模型³⁴⁾。実験ケースでは、加速度振幅の異なる正弦波加振実験(3 ケース)と、人工地震波の加振実験(3 ケース)の合計 6 ケース。

b) 解析条件

解析のために与えられた情報は次の通り。

- ・ 模型断面図
- ・ 土の密度
- ・ 入力加速度時刻歴

入力加速度波形は、実験土槽で計測した加速度波形が解析者に提供された。地盤は相対密度 60%の豊浦砂地盤であり、既往の試験結果を基に解析のパラメータを決定した。

d. 解析結果のバラツキ

(1) 解析結果のバラツキと沈下量率の関係

解析から得られた天端沈下量 (S_p) と実測値(S_o)の比を全解析事例について図 9.2.34 に示す。ただし、実測沈下量がほぼゼロの事例を除いてある。図の横軸は実測沈下量を盛土高で除した天端沈下率 R_o である。全体的に、沈下量の比 S_p/S_o が 1 付近に集まっているが、 R_o が 0.15 以下の範囲では S_p/S_o が全体的に大きくなっている。これは、数値解析では地震外力の作用により何らかの沈下が生じ、沈下量がゼロという解析結果を出すことが困難であるためである。また、全ての事例で $R_o < 0.55$ であり、盛土の沈下量は最大でも盛土高のおよそ 3/4 であるという既往の知見と整合している³⁵⁾。

今回収集した事例は、実際の堤防の被害事例と模型実験、結果が事前にわかっている非ブラインドシミュレーションとブラインドシミュレーションに分類でき、模型実験はさらに無対策盛土と液状化対策を施した盛土に分類できる。これらの分類に従い、図 9.2.34 の結果を考察する。

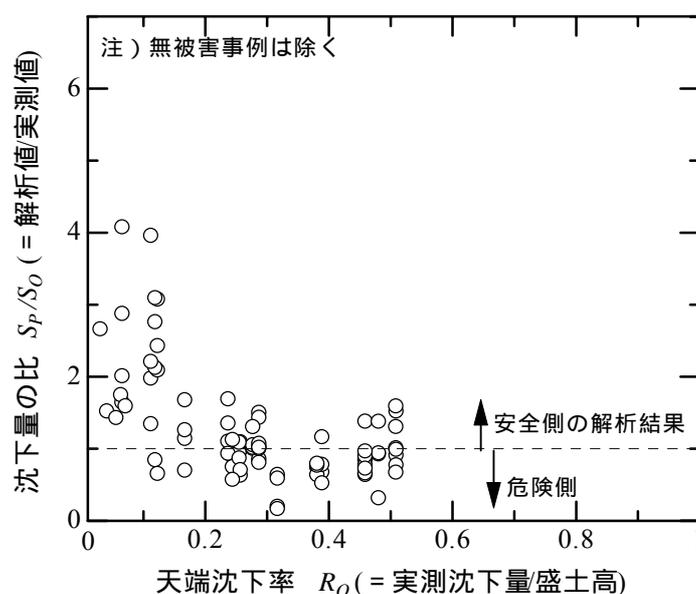


図 9.2.34 解析沈下量と実測沈下量の比天端沈下率 R_o の関係 (無被害事例を除く全事例)

(2) ブラインドシミュレーションと非ブラインドシミュレーションの比較

図 9.2.35 は模型実験を対象とした解析結果をブラインドシミュレーションと非ブラインドシミュレーションに分けて示したものである。ブラインドシミュレーションのバラツキが非ブラインドシミュレーションよりもやや大きくなっているようである。

何れの変形解析法も、手法によって程度の差こそあれ、模型実験や被害事例のシミュレーションを通じて入力パラメータや解析条件の設定法を改良し、今日のパフォーマンスを示すレベルに達している。したがって、非ブラインドシミュレーションではシミュレーションを行いながら改良を重ねた結果、解析手法としての成熟度が増し、ブラインドシミュレーションのバラツキよりも小さくなったとも解釈できる。実際、国土センターでの一斉解析では、遠心実験を対象としたブラインドシミュレーションを先に行い、その後矢板対策模型の非ブラインドシミュレーションを行った。解析実施者が経験を積み重ね、入力パラメータや解析条件の設定法を改良することによって、印から印までバラツキを減じることができると解釈することもできる。

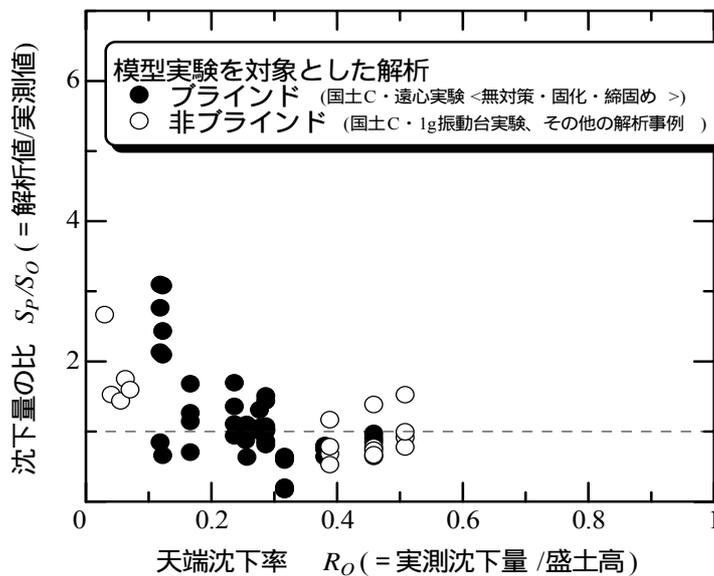


図 9.2.35 ブラインドシミュレーションと非ブラインドシミュレーションの比較
(模型実験を対象とした解析結果)

(2) 解析結果のバラツキに及ぼす地盤情報の影響

図 9.2.34 の解析結果にみられるバラツキは、土質パラメータ（あるいは解析の入力パラメータ）の不確実性（地盤自体の不均質性と調査法に起因するもの）と計算モデル（解析法）の不確実性の両方の影響により生じたものである。そこで、図 9.2.36 に実被害事例と模型実験のシミュレーション結果を分けて示す。この図のデータは全て無対策盛土の非ブラインドシミュレーションである。したがって、図中の実被害事例と模型実験の解析の違いは、土質パラメータの不確実性の程度と入力地震動の不確実性の程度であると考えられる。すなわち、被害事例の解析は近傍で観測された地表面加速度波形をもとに距離減衰を考慮し、等価線形解析によって求めているのに対し、模型実験の解析では振動台で直接測定した入力加速度を用いている。

また、模型実験では地盤の条件は実地盤に比して極めて明確で不均質性は低く、用いた地盤材料についての詳細な試験がなされ力学特性も極めて明確であるのに対し、実被害事例の堤防では、2、3本のボーリング調査と2、3の代表深度の土の室内試験という通常の堤防としては密度の非常に高い調査が行われているものの、自然地盤が持つ不均一性を考えると、模型の地盤情報に比べると明らかに質・量ともに劣っている。したがって、模型実験を対象とした解析結果によるバラツキは、ほぼ解析モデルの不確実性によるものであると考えても良いものである。図より、模型実験を対象とした解析結果における S_p/S_o のバラツキは、実被害事例に比べて明らかに小さく、地盤の詳細な情報が解析精度の向上につながる事がわかる。ここでの実被害事例を対象とした解析は、多くの試験が行われた断面に対するものであり、例えば1本のボーリングと標準試験結果のみが与えられるような通常の実務でしばしば遭遇する場合には、さらに大きなバラツキが解析結果に表れることが予想される。一方、模型実験結果にもある程度大きなバラツキが見られ、計算モデルの不確実性の影響も小さくないこともわかる。

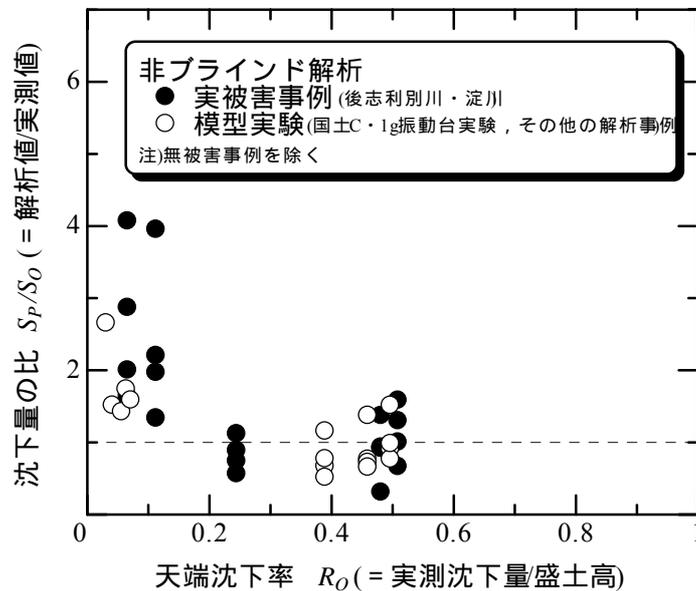


図 9.2.36 実被害事例と模型実験を対象とした解析結果の比較

(4) 解析手法による違い

変形解析手法を有効応力解析 (LIQCA, FLIP) と簡易変形量解析 (ALID, LIQFLOW) に分けて解析結果を示したのが図 9.2.37 である。同図(a)には国土センターで行った一斉解析のうちの遠心模型実験のブラインド解析について、同図(b)には同じく国土センターでの非ブラインド解析 (矢板模型) を、さらに同図(c)には実被害事例の解析結果を示してある。何れの図においても有効応力解析と簡易変形量解析のバラツキの程度には顕著な違いが見られない。

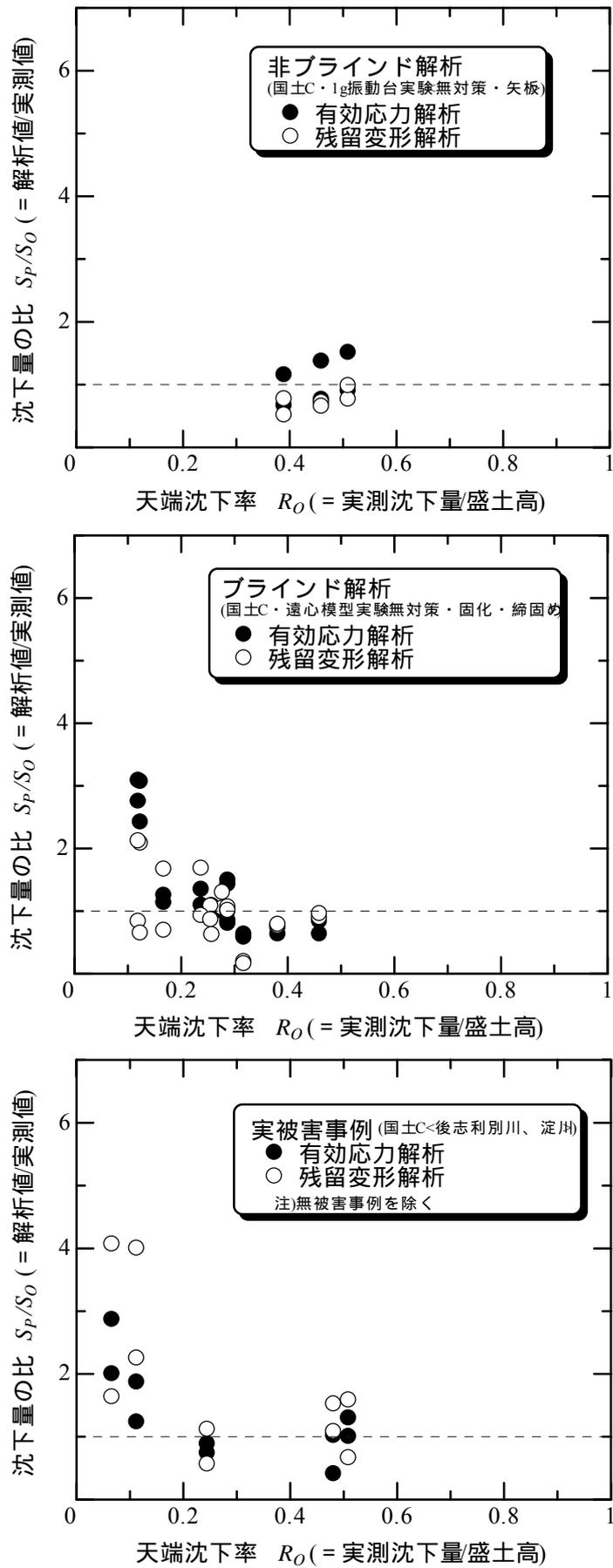


図 9.2.37 有効応力解析と残留変形解析による結果の比較

(5) 液状化対策工の有無の影響

図 9.2.38 は模型実験を対象とした解析結果を、対策工の有無により分けて示したものである。全体的に、対策有りの模型を対象とした解析結果のバラツキが大きくなっている。この図で S_p/S_0 が 0.2 以下と極端に小さな（解析が過度に危険側の評価をしている）2 点は堤防の法尻に固化対策工を設置し、固化対策工を下層の粘土層に支持させた模型を対象とした残留変形解析結果である。実被害事例の断面には粘土層を含む互層地盤もあるが、対策工の支持層が粘土層となっているのはこのケースだけである。多くの場合、液状化した地層の変形が盛土の沈下量を支配する要因であるために、残留変形解析では液状化層や液状化層以浅の層の剛性低下率が詳細に検討されてきたが、液状化層以深の非液状化層の剛性低下は考慮されていない。また、地盤や固化体に作用する慣性力も考慮していないために、粘性土層に支持される固化体の変位量を過小評価されたことが極端に大きな S_p/S_0 となった原因とも考えられる。

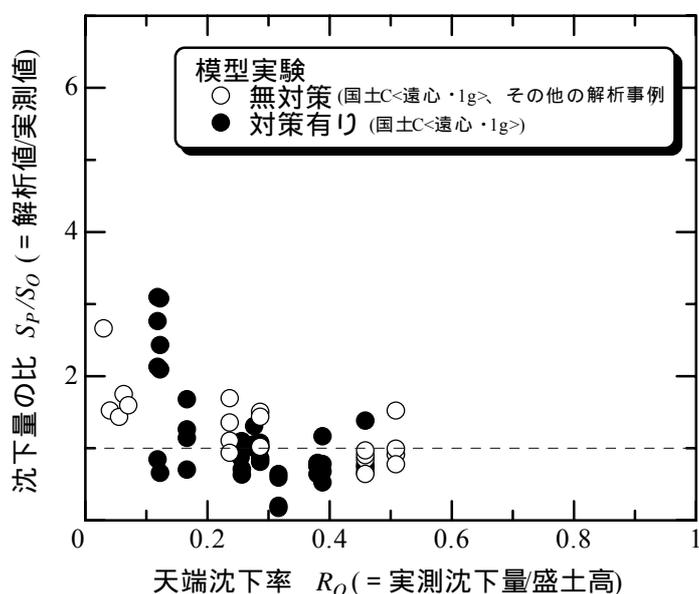


図 9.2.38 液状化対策を施した盛土と無対策盛土とに対するシミュレーション結果の比較

e. 解析係数

変形量解析によって盛土の耐震性を照査し、あるいは地震対策工の設計を行う場合、ここまで述べたように解析結果がバラツキを有することを考慮し安全性を担保することが必要である。ここでは、解析結果にバラツキを考慮するための解析係数を乗じた沈下量を照査に用いることを想定し、解析から得られた沈下量の比 S_0/S_p を天端沈下率 R_s に対して整理したものを図 9.2.39 に示す。すなわち、ここまでの図と異なり縦軸は解析値を実測値で除したものであり、横軸も解析値を盛土高で除したものとしてある。この様に整理を行うと、ある一つの断面を対象とした解析結果が図 9.2.40 の双曲線（3本の細実線と破線）上にプロットされることになる。すなわち、解析結果が正解（もしわかっていればであるが）の沈下量と一致するときには点 A にプロットされ、解析結果が危険側（正解よりも小さい値）の場合には A 点から B 点に向かう双曲線上にプロットされる。 S_0/S_p が大きいほど危険側の評価となるので、図 9.2.39 および図 9.2.40 には 95% のデータが含まれる線（解析係数の提案値）を引いてある。例えば、正解の堤防沈下率が 0.4 の場合、解析結果は図

9.2.40 の点 A, B を通る双曲線上にプロットされ, 危険側の評価を点 B まで見込むべきであるということである.

図 9.2.39 の解析係数を表す実線は, 液状化地盤上の盛土では, 堤体が沈下することによって浮力を受けるため, 堤高のおよそ 75%以上は沈下しないことが既往の被害事例の調査によって示されており, 天端沈下率が 0.75 以上の範囲では解析係数を 1 としてある. 解析で得られた沈下率にこの線から読み取る解析係数を乗じたものを照査での沈下量として用いることによって, 解析法の不確実性を考慮し安全性を担保できることになる. なお, 沈下比が 0.2 以下の範囲には解析係数の線を引いていないが, これはこの範囲のデータが少ないためである.

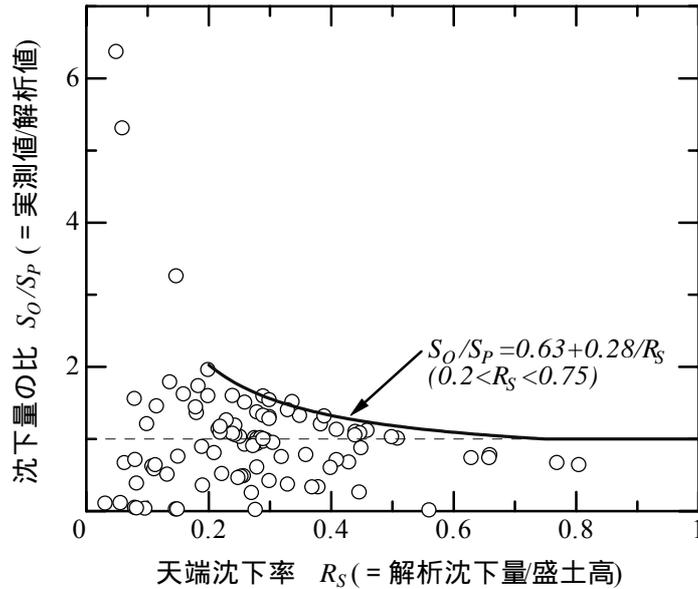


図 9.2.39 沈下量の比と天端沈下率の関係

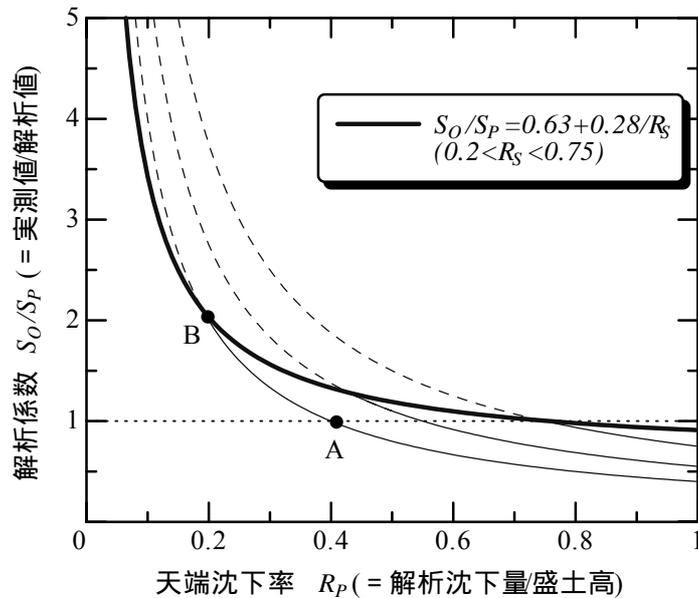


図 9.2.40 解析係数と天端沈下率の関係

この解析係数を実際の堤防の沈下量照査に用いる場合, 盛土高さの取り方が問題となる. すなわち, 一般に堤防は堤内側と堤外側の地盤高さが異なることが一般的であり, 法尻から天端までの高さが 2 通りあるか

らである。堤内地と堤内地の高さが違う場合の堤防の模式図を図 9.2.41 に示す。両法尻から天端までの高さはそれぞれ H_1 と H_2 で、地震後の形状が 2 通り（ と ）描いてある。このような堤防では、たとえ のように沈下しても、越水を防ぐという堤防の機能を勘案すると堤内地盤高は確保されているのでこの堤防の最大沈下量は H_2 とすべきであろう。堤防が無くなってしまったら、堤内地盤が堤防の役目を果たすので、沈下量を H_2 以上と考える必要は無いということである。

一方、実際の沈下量は のように H_2 以上になり得、その場合堤外地側に向かう変形が卓越することが想定されるので H_1 の高低差が堤防の変形の機動力となると考えるのが安全側の考えだと思われる。したがって、解析係数は、 $R_s = (\text{沈下量} / H_1)$ に基づいて決め、変形係数を乗じた沈下量が H_2 以上となる場合には沈下量を H_2 とする（ H_2 で頭打ち）のが現実的な適用法であると考えられる。

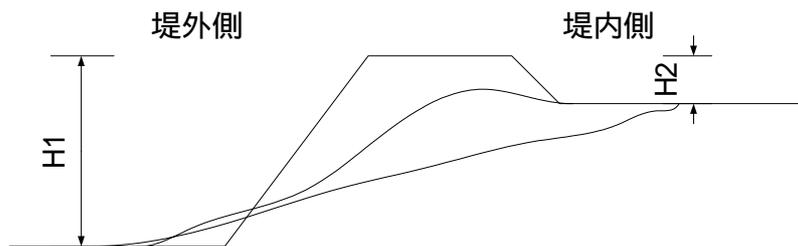


図 9.2.41 堤内地と堤外地の高さが異なる堤防と沈下後の形状の模式図

本節で述べた各解析法は、これまで被害事例や実験のシミュレーションを通じ、観測された残留変形量にフィッティングさせて入力パラメータ等の設定法や手法自体について改良が重ねられてきたものである。解析上多くの単純化を行っている簡易解析法で経験的な要素がより強い。したがって、これまでに行ってきたシミュレーションでの条件と大きく異なる断面の解析を行う場合には、結果の信頼性も下がるのはある意味で当然のことである。粘土層に支持される固化対策工を有する盛土の解析結果が実測値と大きく乖離したことから、単純な条件の模型実験からのみ解析係数を定めることの危うさが認識できる。ここで提案した解析係数は、単純な地盤条件の模型実験結果や非常に密度の高い原位置試験や室内試験が行われた被災堤防断面に基づくものであること理解し、解析係数の適用については十分に注意すると共に、今後データの収集と解析係数の精査を継続的に行う必要がある。

9.2.6 評価フロー

河川堤防は一般に延長が長いことから、地震時の耐震性を詳細に全川にわたって点検することは困難であり合理的ではない。したがって、河川堤防の耐震点検マニュアルでは、過去の被災履歴などによる1次スクリーニング(簡易判定手法)を経た後、円弧すべり法の安全率と沈下量の経験的關係をもとに耐震性評価(詳細判定手法)を行っている。しかしながら、この評価手法では変形量を直接計算せず安全側に判定しているため沈下量を過大評価するケースが多く、不経済なケースが多いと考えられる。

そこで本WGでは変形量を直接的に計算できる変形解析手法に基づいて、耐震性を評価する方法を提案する(図9.2.42参照)。ただし、沈下量の参照量は、変形解析手法に基づく沈下量に、9.2.5で示すような解析係数を乗じた値とする。ここでは、従来、地震対策工について円弧すべりの安全率で評価していたものに対しても、地震対策に膨大な費用を要する場合には、変形解析による評価を求めている。

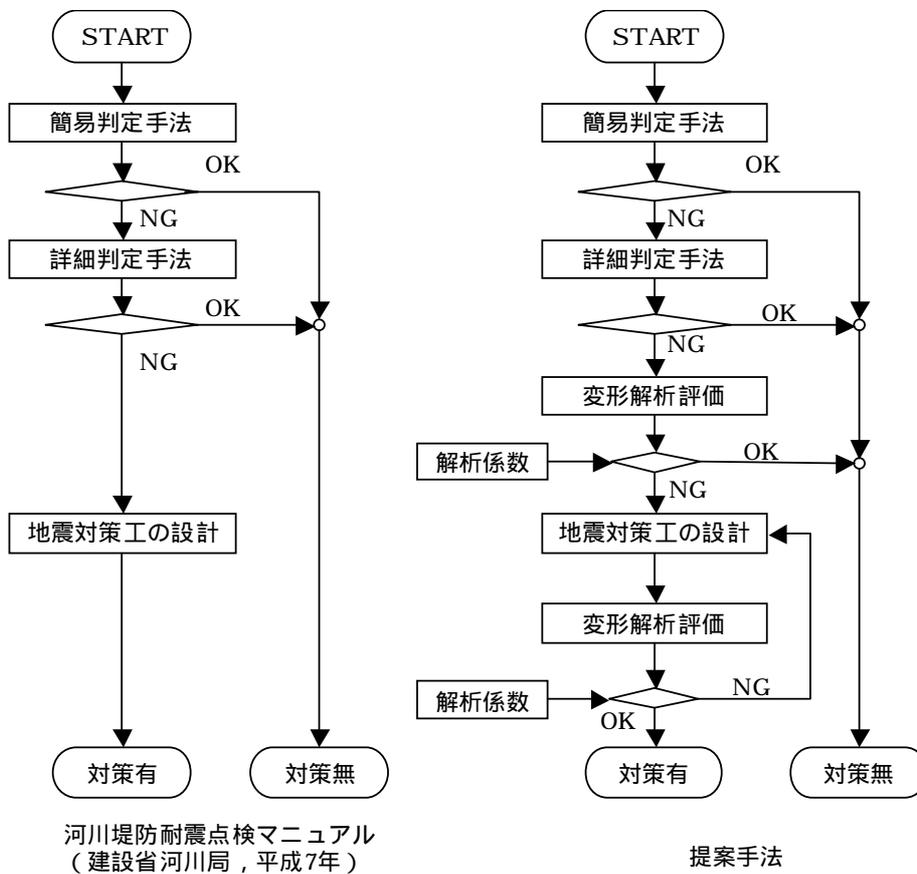


図 9.2.42 河川堤防の耐震性評価フロー

9.3 耐震診断例

盛土構造物の耐震診断例として、愛知県津島市鹿伏兎町地先他の二級河川日光川（愛知県管理）の河川堤防を対象とした。日光川は高さ約 6m の堤防を有し、河口の締切堤防の影響で常時水位が高いうえ、堤防背後には市街地を抱えており、破堤によるリスクは非常に高い。そのため、愛知県により、河口から 2k400 から 4k000 地点について 400m ピッチで耐震詳細点検¹⁰⁾が実施され、さらに、耐震性が不足していると判断された 2k600 地点から 3k800 地点の 1,200m の区間において 100m ピッチで地盤調査を伴う耐震詳細点検が行われた³⁶⁾。本耐震診断例では図 9.2.42 に示す提案手法のフローに従い、耐震性評価を行う。9.3.1 では愛知県による詳細判定を概説する。9.3.2 では 9.3.1 の詳細判定により堤防の耐震性が満足できないと判定された断面について変形解析による診断を行う。検討地点の概略図を図 9.3.1 に、縦断方向、横断方向の地質断面図を図 9.3.2 および図 9.3.3 に示す。

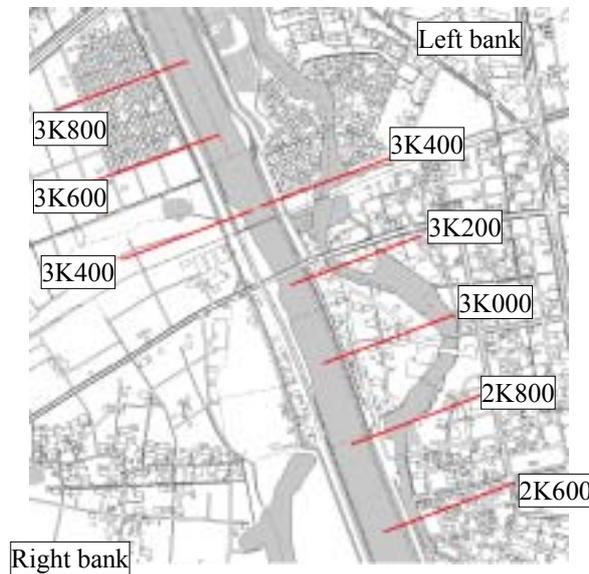


図 9.3.1 耐震性検討断面位置図

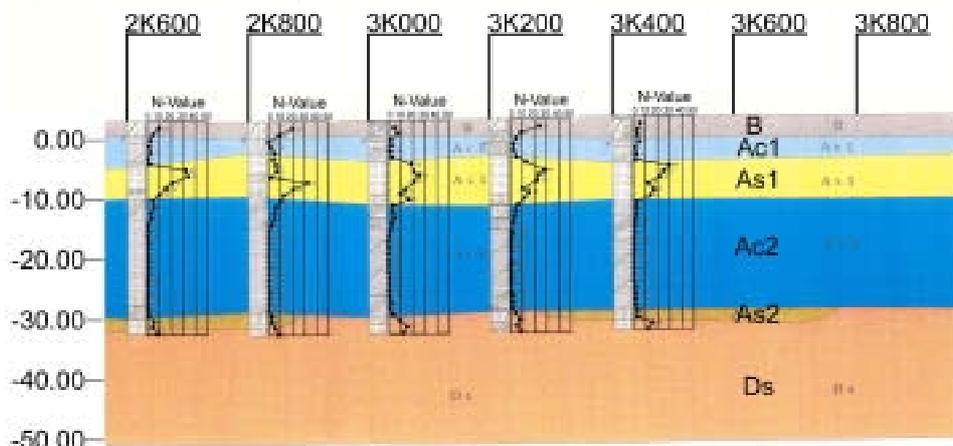


図 9.3.2 地質断面図（左岸縦断面）³⁶⁾

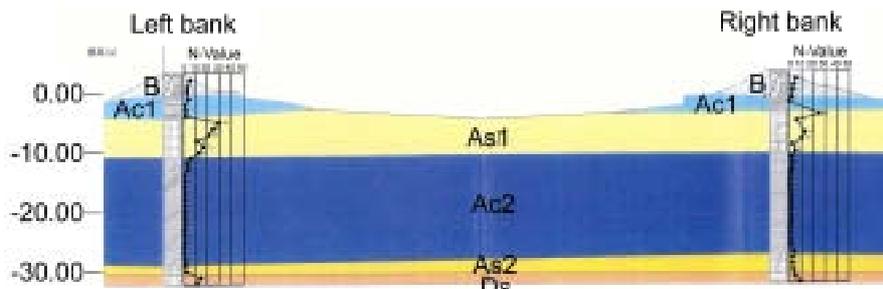


図 9.3.3 地質断面図 (3k400 横断面)³⁶⁾

9.3.1 耐震性詳細判定

a. 検討条件

本項ではまず、愛知県によって行われた詳細点検の概要を示す。検討条件を下記に示す。

- (1) 検討する日光川は現状では改修途上であるが、改修を完了した時点の計画断面形により耐震診断を実施する。検討断面の一例を図 9.3.4 に示す。
- (2) 河川の設計水位 (要求高) は、河口水門の管理規定より T.P.-0.30m とし、外水位条件は+1.0m を見込んだ T.P.+0.70m とする。
- (3) 当該地点は、点検マニュアルにおける強震地帯に当たるため慣性力用震度 $k_h=0.18$ (堤防幅 / 高さ (B/H) 10)、液状化判定用震度 $k_s=0.18$ を採用する。

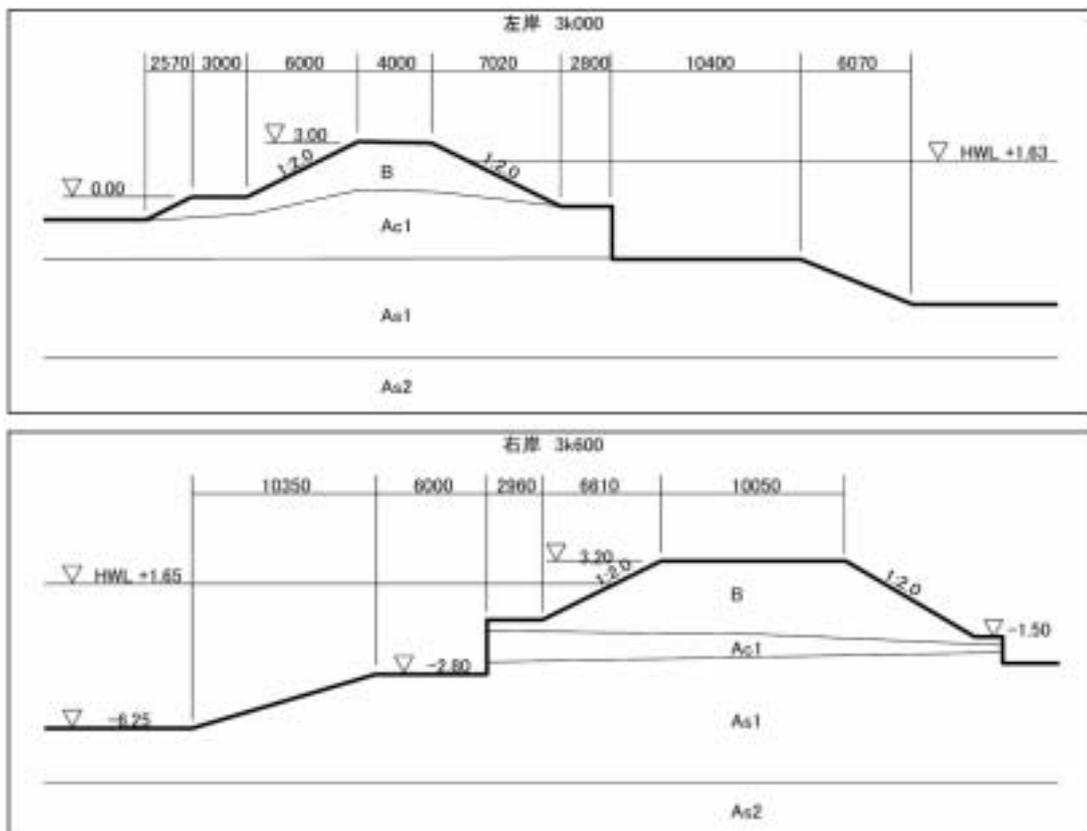


図 9.3.4 検討断面図

b. 検討方法

堤防の耐震性検討は、河川堤防耐震点検マニュアルに従い、下記の手順で行われた。詳細は河川堤防耐震点検マニュアルを参照されたい。

(1) 堤内側、堤外側の静的安全率 (Fso) を求める。

静的安全率 (Fso) は、砂質土・粘性土別に内部摩擦角、粘着力に係数を乗じて求めた標準安全率 (Fss) に基盤深さ及び水平部地盤長による補正を行い算定する。

(2) 静的安全率をもとに、堤内側・堤外側の慣性力用水平震度のみを考慮した場合の安全率及び過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率を求める。

慣性力用震度のみを考慮した安全率 (Fsd(Kh)):

$$Fsd(Kh) = \alpha \cdot Fso \quad (\alpha: \text{慣性力に対する安全率の低減係数})$$

過剰間隙水圧のみを考慮した安全率:

$$Fsd(\Delta u) = \beta \cdot Fso \quad (\beta: \text{過剰間隙水圧に対する安全率の低減係数})$$

(3) 地震時安全率をもとに、被害の有無、被害形態・被害頻度を想定する。

堤内側・堤外側の地震時安全率 Fsd(Kh)及び Fsd(Δu)をもとに Fsd 評価値を求め、被害形態・程度を予測する。Fsd 評価値と被害形態及び程度、被害想定パターンとの関係は表 9.3.1、図 9.3.5 のとおりである。

表 9.3.1 Fsd 評価値

Fsd 評価値	地震時安全率	
	Fsd(Kh)	Fsd(Δu)
a	1.0 < Fsd	
b	0.8 < Fsd ≤ 1.0	
c	Fsd ≤ 0.8	0.6 < Fsd ≤ 0.8
d	Fsd ≤ 0.6	Fsd ≤ 0.6

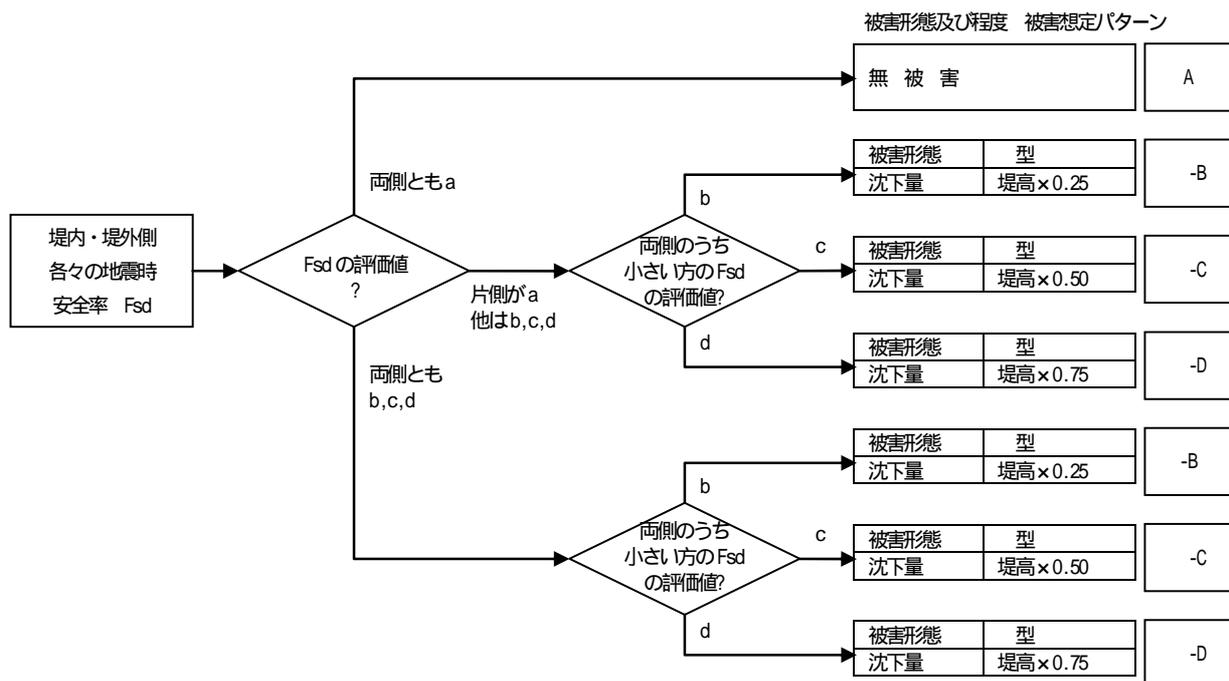


図 9.3.5 被害想定フロー図

c. 診断結果

愛知県による耐震診断結果として、各断面の被害想定パターンと沈下後の堤防天端高、越水判定を表 9.3.1 に示す。ただし、表は 100m ピッチで行われた土質調査を伴う耐震診断の結果である。

表に示すように、左岸 2k600 以外の断面については、沈下率（沈下量 / 堤高）は 50%か 75%で約 3～4m 沈下し、沈下後の堤防高さが要求高さを満足しておらず、十分な耐震性を有していないと診断された。

表 9.3.2 耐震点検マニュアルに基づく堤防の耐震診断結果 (TP±m)

区分	距離標	Fsd(Kh)	Fsd(u)	被害想定 パターン	沈下率 (堤高×)	計画 堤防高	沈下後 堤防高		要求 高	越水 判定	
左岸	2k600	堤内	1.10	0.89	-B	0.25	3.00	1.44	>	0.70	
		堤外	1.08	0.89							
	2k700	堤内	1.20	0.83	-D	0.75	3.00	-1.40	<	0.70	×
		堤外	1.06	0.58							
	2k800	堤内	1.16	0.43	-D	0.75	3.00	-0.93	<	0.70	×
		堤外	1.03	0.36							
	2k900	堤内	1.26	0.59	-D	0.75	3.00	-0.85	<	0.70	×
		堤外	1.03	0.40							
	3k000	堤内	1.44	0.99	-D	0.75	3.00	-1.16	<	0.70	×
		堤外	1.02	0.60							
	3k100	堤内	1.34	0.90	-D	0.75	3.00	-1.24	<	0.70	×
		堤外	1.04	0.59							
	3k200	堤内	1.31	0.97	-D	0.75	3.00	-1.10	<	0.70	×
		堤外	1.01	0.58							
	3k300	堤内	1.35	0.90	-D	0.75	3.00	-0.86	<	0.70	×
		堤外	1.03	0.60							
3k400	堤内	1.18	0.80	-C	0.50	3.00	0.30	<	0.70	×	
	堤外	1.07	0.71								
右岸	3k400	堤内	0.78	0.31	-D	0.75	3.20	-1.57	<	0.70	×
		堤外	0.99	0.44							
	3k500	堤内	0.77	0.39	-D	0.75	3.20	-1.62	<	0.70	×
		堤外	0.99	0.49							
	3k600	堤内	0.69	0.44	-D	0.75	3.20	-1.65	<	0.70	×
		堤外	0.99	0.69							
	3k700	堤内	0.75	0.83	-C	0.50	3.20	-0.04	<	0.70	×
		堤外	0.99	0.91							
	3k800	堤内	0.77	0.87	-C	0.50	3.20	-0.03	<	0.70	×
		堤外	1.02	1.48							

9.3.2 変形解析に基づく耐震診断

ここでは 図 9.2.42 のフローに従い 表 9.3.2 で耐震性が不足していると評価された左岸 2k700 から 3k400 , 右岸 3k400 から 3k800 の断面について , 再度 , 変形解析に基づく耐震診断を行う . ただし , 検討は 200m ピッチとすることから , 左岸 2k700 の評価のために 2k600 の検討を追加する . 解析に用いたメッシュを 図 9.3.6 に示す .

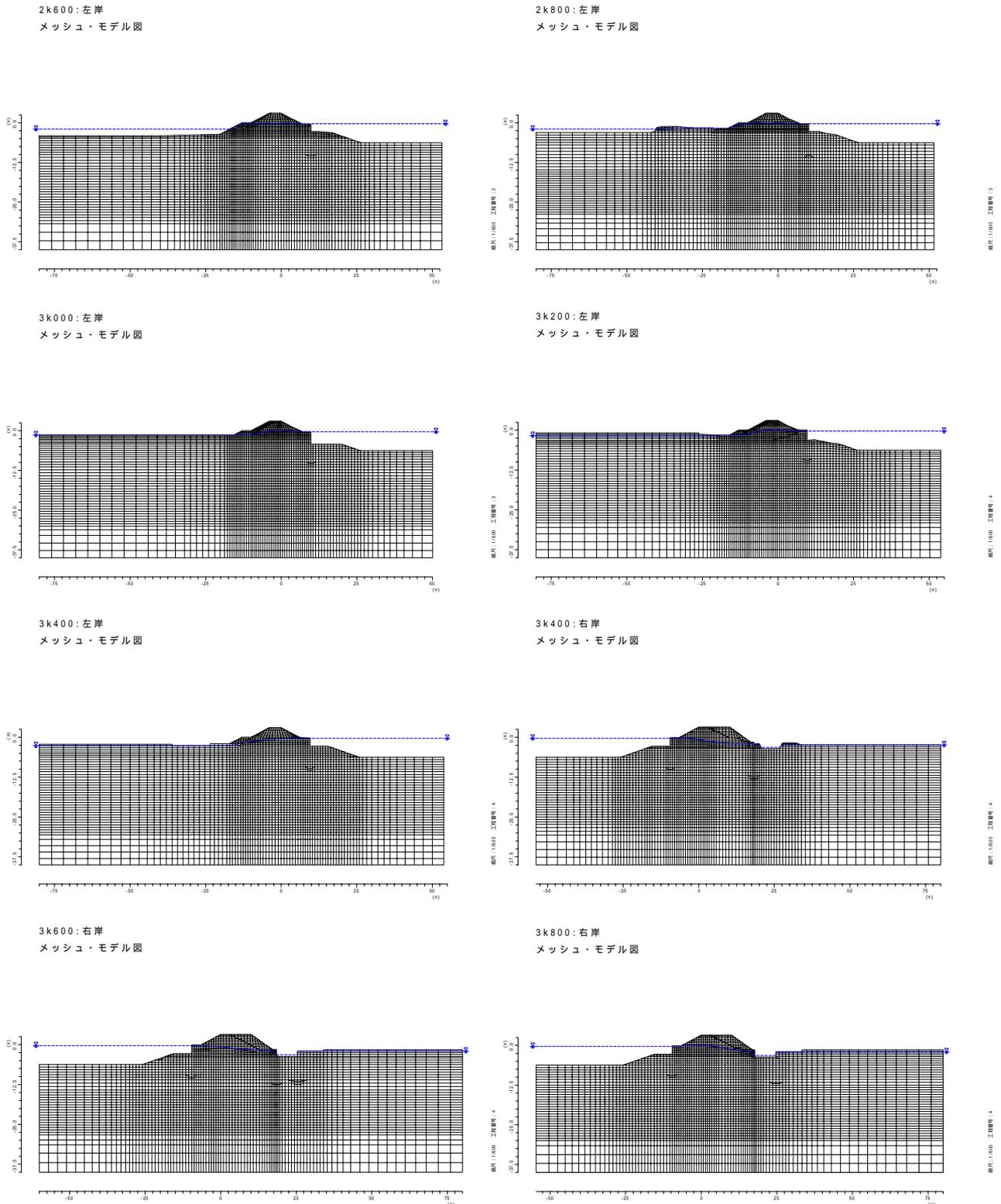


図 9.3.6 解析メッシュ (地震応答解析 , 残留変形解析共通)

a. 検討方法

愛知県は、前項の耐震点検の際に標準貫入試験，密度試験，粒度試験，一軸または三軸強度試験などを実施しており，透水試験，繰返し非排水せん断試験等の土質データがない．本項では，これらの試験結果をもとに，変形解析による堤防の耐震診断を行うが，に示すように有効応力解析を行うにはデータが不十分で信頼できる結果が得られない．そこで，上記の土質データで解析が可能な2次元液状化流動解析プログラムALIDを用いて耐震性評価を行う．ただし，地盤のFL判定は9.2.4 b.(v)では1次元動的解析SHAKEの結果を用いたが，ここではより高精度に判定を行うため，2次元FEMの動的解析FLUSH³⁷⁾の結果を用いる．

(i) 地盤条件

対象地区の地盤は上部が層厚約30mの沖積の軟弱な粘土(シルト)，砂の互層で，概ね成層状に堆積しており，上位よりAc1, As1, Ac2, As2の4層に大別される．このうち，As1層，Ac2層はN値，細粒分含有率Fc，塑性指数Ipの分布などから，それぞれ2層に再分類し，As1-1, As1-2層，およびAc2-1, Ac2-2層とモデル化した．深度約30mからは洪積砂質土層(層厚30m以上)である．愛知県による土質試験結果を図9.3.7に示す．このうち，液状化検討の対象層は，Fc, Ipの深度分布などから道路橋示方書³⁸⁾の判定基準に従い，Ac1, As1-1, As1-2, Ac2-1の4層とした．また，洪積砂質土層上面を工学的基盤面とした．

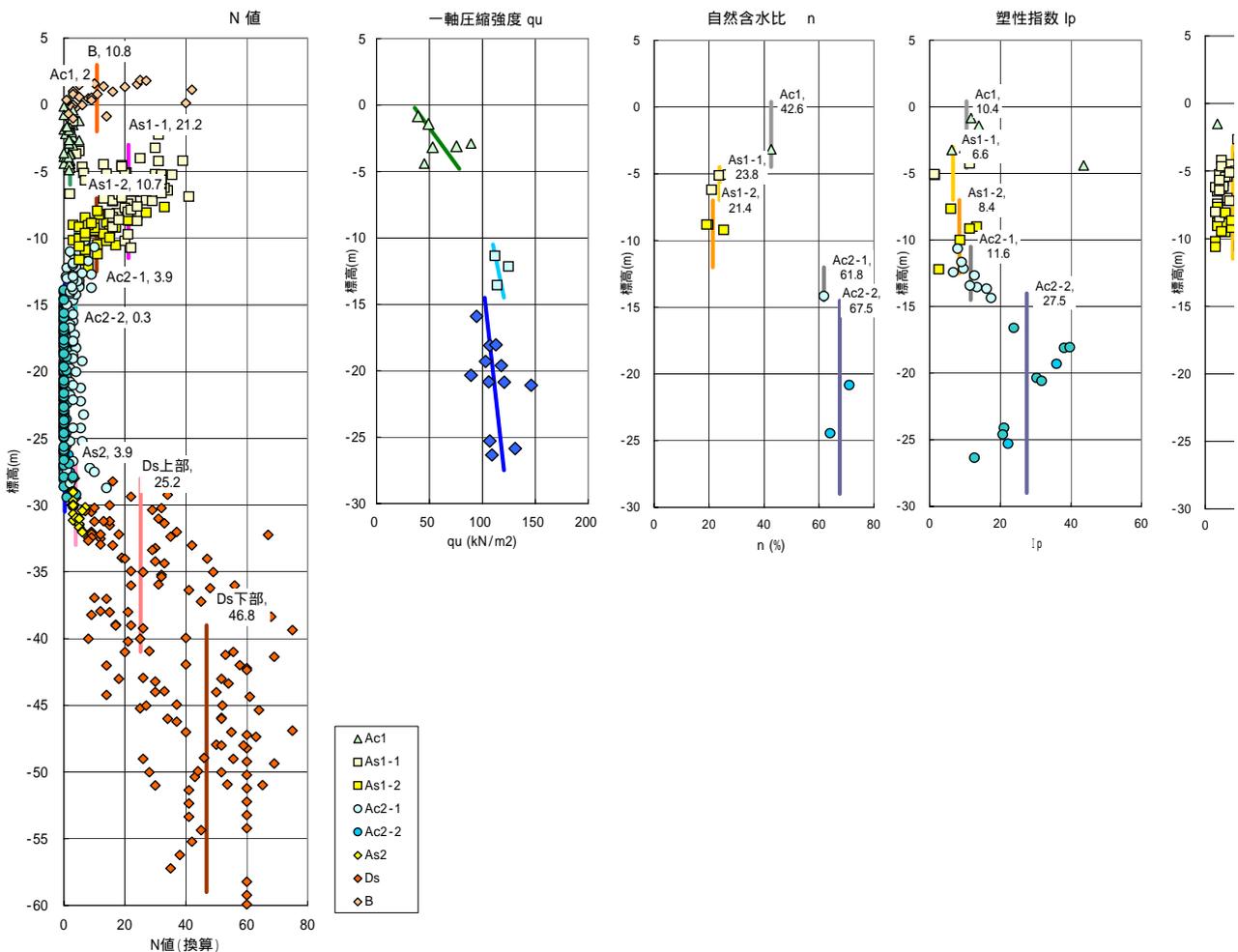


図 9.3.7 土質試験結果

(ii) 入力地震動

解析に用いた地震動は提供波（三の丸波 EW 成分）³⁹⁾を採用する。ただし、この地震波は 400m/s 以上を基盤としていることから、解析モデルの基盤($V_s=300\text{m/s}$ 相当)での入射波を 1 次元重複反射理論に基づく等価線形化手法により算定し、解析モデルに対する基盤入射波とする。また、その際の浅層地盤モデルは、中央防災会議提供の検討対象地点での地盤モデルを用いた。解析モデルに対する基盤入射波形を図 9.3.8 に、加速度応答スペクトルを図 9.3.9 に示す。

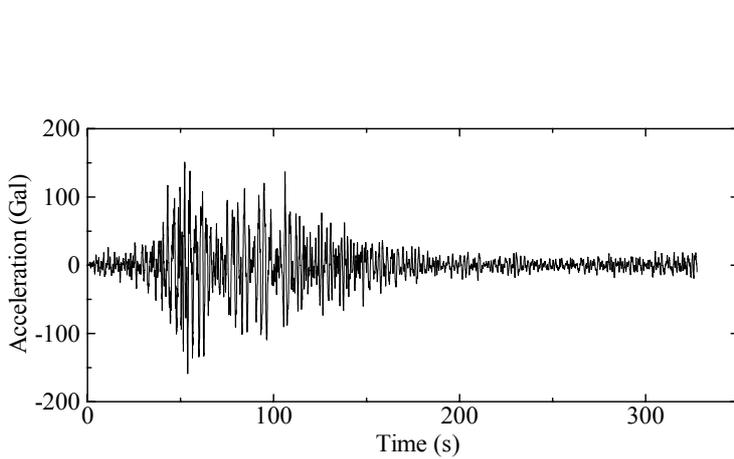


図 9.3.8 基盤入射波波形(2E)

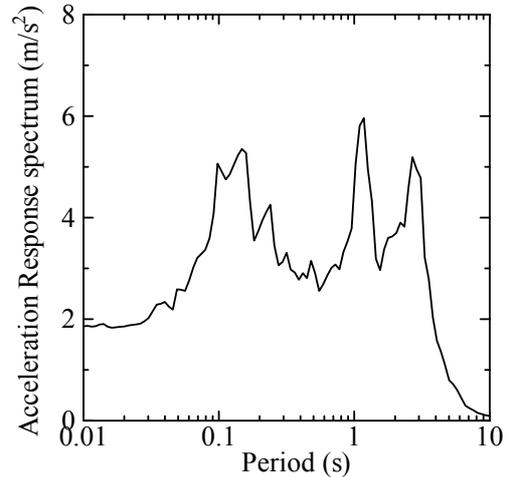


図 9.3.9 基盤入射波の加速度応答スペクトル

(iii) 地震応答解析 (FLUSH)

地震応答解析に用いる堤内側と堤外側の側方境界はいずれもエネルギー伝達境界とし、底面は粘性境界とする。また、動的変形特性は、種々の不攪乱試料に対する土質試験結果に基づいた安田・山口式²⁴⁾を採用する。図 9.3.10 に各層における動的変形特性を示す。

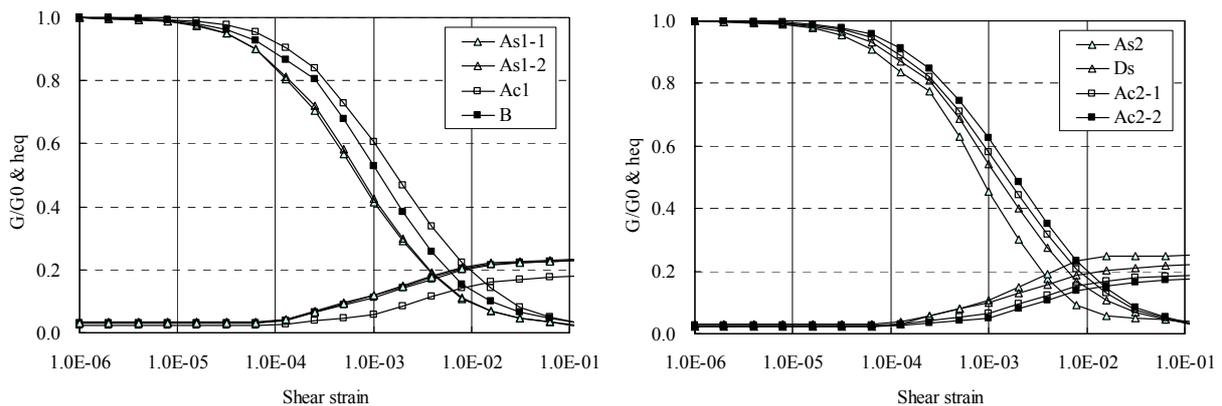


図 9.3.10 地震応答解析に用いた動的変形特性

(ii)の入射波を入力した場合の地震応答解析の結果として、左岸 3k000 断面の最大せん断応力、最大水平加速度分布をそれぞれ、図 9.3.11, 図 9.3.12 に示す。

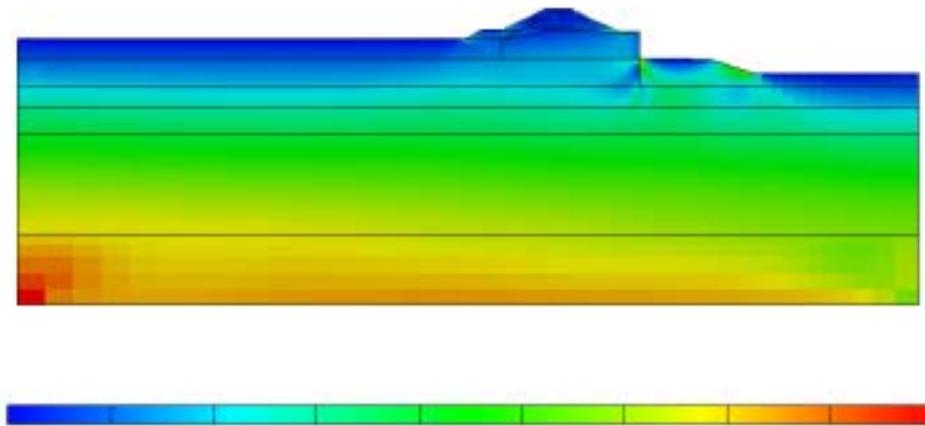


図 9.3.11 最大せん断応力分布（左岸 3k000，単位 kN/m²）

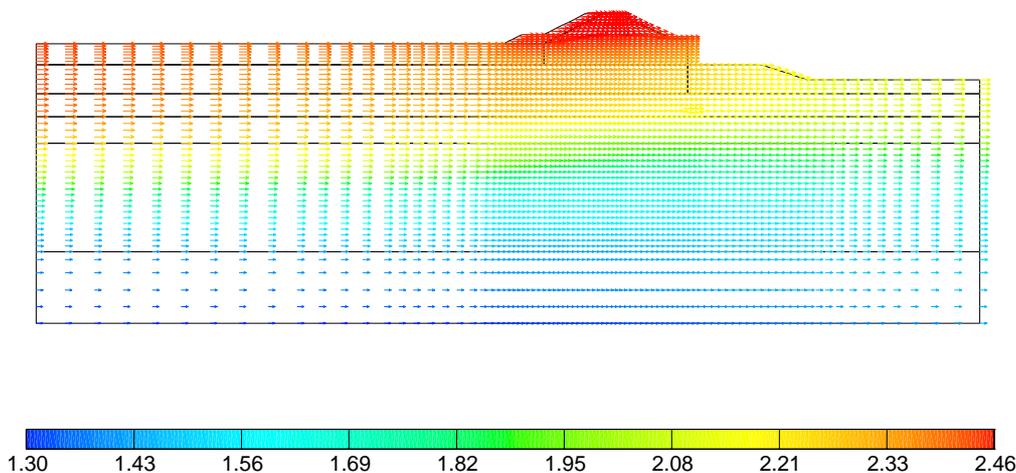


図 9.3.12 最大加速度分布（左岸 3k000，単位 m/s²）

(iv) 累積損傷度理論に基づく FL 算定

液状化に対する安全率 FL は，地震動の震動特性を反映させるために，累積損傷度理論^{40),41)}に基づき，下記の手順に従って算定する．ただし，液状化強度曲線は，次式の龍岡らの式⁴²⁾を用いて液状化強度比 R_L より算出した．

$$R_{Li} = R_L \left(\frac{N_{ci}}{20} \right)^{-0.1 - 0.11 \log_{10} DA} \quad (9.3.1)$$

ここに， R_{Li} は繰り返し回数 N_{ci} で両ひずみ振幅 DA (5%) に至るおけるせん断応力比を表す．

累積損傷度 D の算定

累積損傷度 D は，i)の地震応答解析における各有限要素のせん断応力の時刻歴を用いて，次式により算定する．

$$D = \sum_i \frac{1}{2N_{Li}} \quad (9.3.2)$$

ここに， N_{Li} は液状化強度曲線において，地震応答解析のせん断応力比 S_{Ri} に対応する繰り返し回数を表す．

FL の算定

S_{Ri} に適切な値 C を乗じて，式(9.3.2)の D が 1 になる C を探索する． $D=1$ となる場合の C をもって，FL と

する．図 9.3.13 に左岸 3k000 における算定された FL 分布図を示す．

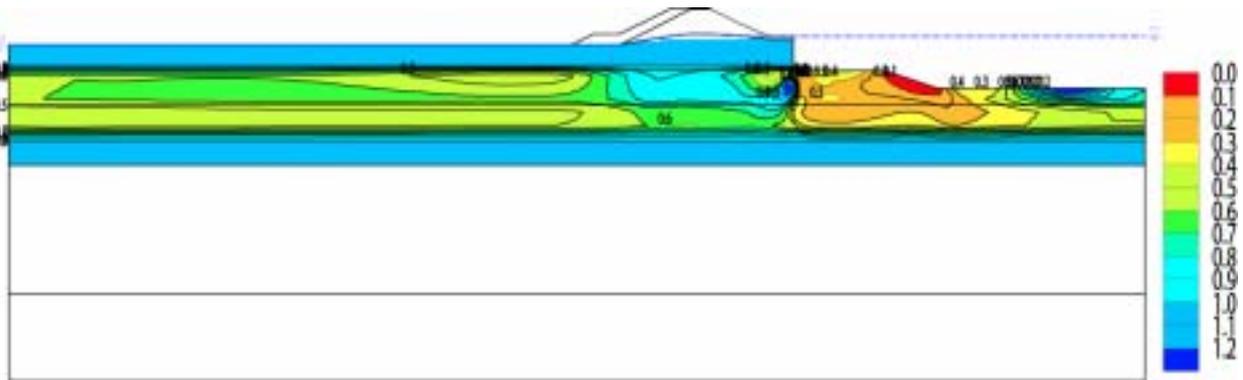


図 9.3.13 FL 分布図 (左岸 3k000)

(v) 液状化流動解析 (ALID)

残留変形解析として，液状化後のせん断剛性の低減を考慮した液状化流動解析ソフト ALID (Ver.3.2) を採用する．ただし，ALID における液状化地盤および粘性土地盤の繰返しせん断によるせん断剛性低下率として，安田・稲垣式²⁵⁾を適用する．安田・稲垣式に基づく液状化後のせん断剛性を図 9.3.14 に示す．ただし，図中の $G1$ は，強度回復時点までのせん断応力・せん断ひずみ関係の割線勾配， σ_c は平均拘束圧を表す．また，境界条件として，堤外側は境界を両岸堤防の中間点にとり，左右対称と仮定して水平固定，鉛直ローラー境界とし，堤内側は擬似半無限境界 (幅 $5\text{m} \times 10$ 列の平面要素を付加し，端部を水平固定，鉛直ローラー)，底面は固定境界とする．

ALID の解析結果として，図 9.3.15 に過剰間隙水圧消散後の左岸 3k000 における残留変形図を示す．

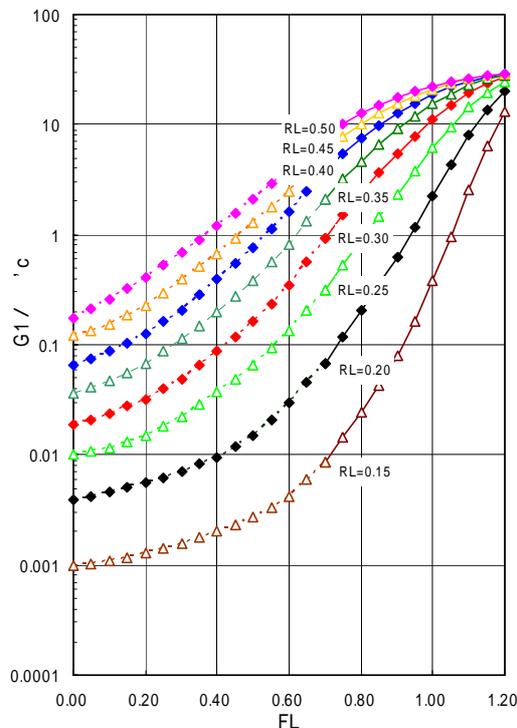


図 9.3.14 安田・稲垣式による $G1/\sigma_c$ と FL

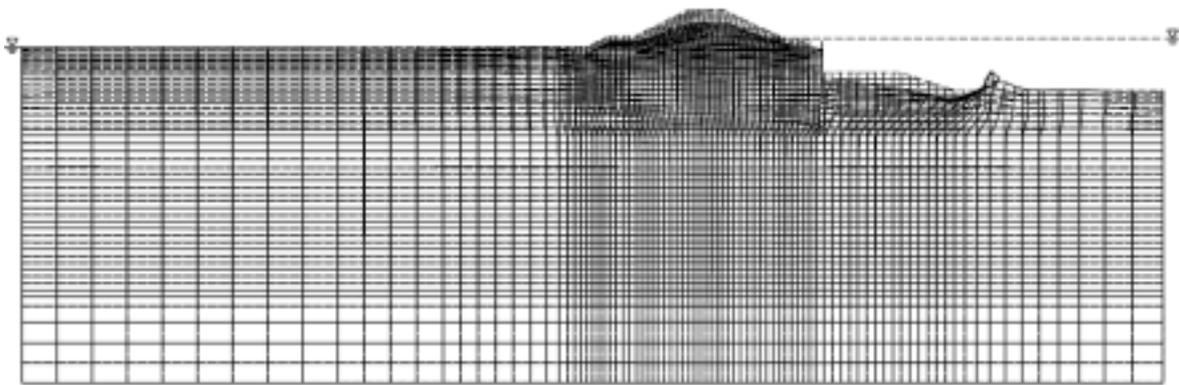


図 9.3.15 残留変形図（左岸 3k000）

b. 耐震性評価結果

変形解析による耐震診断結果を表 9.3.3 に示す。ただし，表中の天端高さは堤外側，堤内側ののり肩，天端中央の 3 点の平均値を表す。表より，耐震点検マニュアルにおいて耐震性が不足していると判定された堤防横断面において，変形解析による天端高さはいずれも要求高さを満足している。また，仮に解析係数を 2.0 とした場合には，左岸 3K000 の一断面の耐震性が不足するだけにとどまり，解析係数を 3.0 とした場合にも，8 断面中 3 断面が耐震性を有すると判定される。本節での耐震診断例はこのレベルで留めるが，将来，9.2.5 で示した解析係数について，沈下率の小さい領域のデータが蓄積され，沈下率と解析係数との関係が確立された際には，変形解析による沈下量と解析係数を乗じた値を用いて，堤防の耐震性評価が可能となる。耐震性が不足すると判断される場合には，次節の地震対策を適用し，その地震対策工に対して妥当な耐震性評価を与える変形解析手法を用いて耐震性評価を行うことが望ましい。

表 9.3.3 河川堤防の耐震性評価結果

区分	河口からの距離	天端高(m)	要求高(m)	解析係数 1.0		解析係数 2.0		解析係数 3.0	
				天端高(m)	耐震性	天端高(m)	耐震性	天端高(m)	耐震性
左岸	2K600	3.00	0.70	2.41		1.82		1.23	
	2K800			1.90		0.80		-0.30	×
	3K000			1.56		0.12	×	-1.32	×
	3K200			2.18		1.36		0.54	×
	3K400			2.09		1.18		0.27	×
右岸	3K400	3.20	0.70	2.25		1.30		0.35	×
	3K600			2.69		2.18		1.67	
	3K800			2.97		2.74		2.51	

9.4 耐震補強工法の現状

9.4.1 土構造物の地震対策工法の現状

これまで、土構造物の地震対策については他の構造物に比べて復旧が容易であることなどを理由に積極的な耐震設計を施してきた事例は少ない。しかし、兵庫県南部地震以降は公共土木構造物の耐震安全性の向上が要求されるようになり、道路、鉄道、河川堤防などの土構造物に対する耐震設計が実施されるようになってきた。これに伴って、地震時の耐震安全性が確保できない場合には、何らかの地震対策が必要となっており、土構造物に地震対策を施す事例が増加してきた。

一般に、土構造物などを対象とした地震対策方法としては基礎地盤の液状化による破壊を対象としている場合が多い。液状化を前提とした対策工法には地盤の液状化そのものを抑止する方法や、構造物が変形しても機能を損なわないような構造的な対策まで多くの方法が提案されている。これらの詳細については他のマニュアル⁴³⁾や文献⁴⁴⁾にも詳しく記述されているのでそれを参照されたい。

本部会で対象とする巨大海溝型地震は、これまでの設計で想定していた地震動を上回る外力が発生すると考えられるため、対象とする施設・構造物が巨大海溝型地震によって生じる地震動に対する耐震性能を確保できていない場合には何らかの地震対策を実施する必要がある。したがって、対象構造物の多くは既設の構造物となり、それらの対策に関する留意点を十分に認識する必要がある。

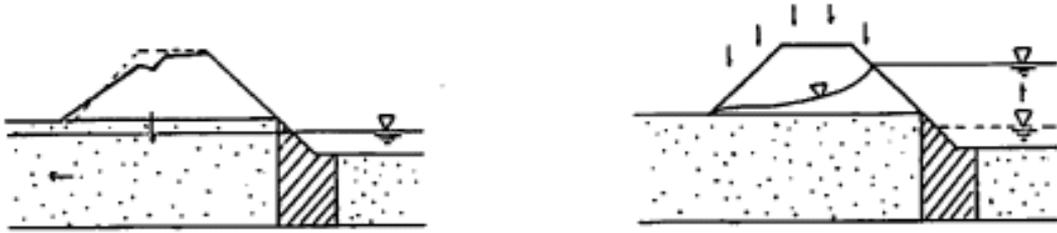
表 9.4.1 には、「河川構造物地震対策技術検討委員会報告書（平成 8 年 3 月）」⁴⁵⁾において整理されている既設堤防の耐震性向上のための対策工法の評価である。同委員会では適用イメージについても図 9.4.1 (1)(2) のようにまとめている。これらの対策を実施する場合には新設構造物に対策を実施する場合に比べて技術的な制約条件が多くなることが特徴となる。例えば、地震対策の対象とする構造物周辺に様々な他の施設がある場合には、工事実施のための用地の確保や工事に伴う振動・騒音・地盤変位などに留意する必要がある。また、対象構造物の機能を維持しながらの施工を要求される場合が多く、適用できる対策工法や施工方法が制約を受けることとなる。そのために、膨大な仮設工が必要な場合や、特殊な工法や施工技術を用いなければならない場合が多くなり、一般の場合に比べてコスト増となる傾向になる。

表 9.4.1 地震対策工法の評価

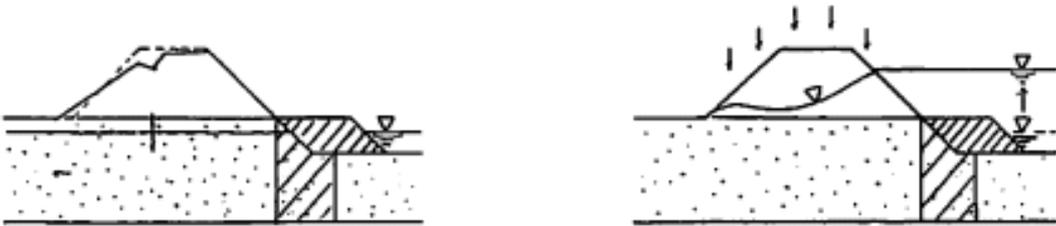
		耐震機能	洪水防御機能への影響	
耐震性向上工法	川表側対策	9.固化工法	深層混合処理などによる固化体により、非液化化ゾーンを形成する。液化化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させる効果がある。基礎地盤からの浸透が主体の場合（堤体が粘性土のような場合）には止水効果が大きい。
		10.締固め工法	サンドコンパクションなどによる締固めにより、非液化化ゾーンを形成する。液化化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	表層部分を砂質土で置き換える事により透水性を高める可能性もあるので表層を不透水性の土で埋め戻す必要がある。
		11.自立式（鋼管）矢板	矢板の剛性で側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させる効果がある。基礎地盤からの浸透が主体の場合（堤体が粘性土のような場合）には止水効果が大きい。
		12.二重矢板	二重矢板の剛性で側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	河川水の浸透を抑制し、浸潤線の発達を遅延させる効果がある。基礎地盤からの浸透が主体の場合（堤体が粘性土のような場合）には止水効果が大きい。
	川裏側対策	13.押え盛土	押え盛土の荷重によりその部分の上載荷重を増し、液化化を抑制する。また、押え盛土が堤体の変形を緩和させる。	押え盛土により堤？幅を拡幅させ、河川水の浸透水を裏法尻に到達するのを遅延させる効果がある。また、裏法尻のすべりの安定性を向上させる。
		14.グラベルドレーン 裏法尻ドレーン	過剰間隙水圧の発生をグラベルドレーンで抑制し、非液化化ゾーンを形成する。液化化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	降雨や河川水の浸透水を裏法尻で抑水し、裏法での湿潤線を低下させる効果がある。なお、地盤の土質構成やドレーン規模によっては、浸透水がかなり増える可能性がある。
		15.締固め工法 裏法尻ドレーン	サンドコンパクションなどによる締固めにより、非液化化ゾーンを形成する。液化化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	締固めることにより透水性が低下し、裏法尻の浸潤線を上昇させることも考えられるため、裏法尻ドレーンにより排水機能を確実に確保して浸潤線を低下させる必要がある。
		16.固化工法 裏法尻ドレーン	深層混合処理などによる固化体により、非液化化ゾーンを形成する。液化化層の側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	固化体が行止り壁を形成して、浸潤線を上昇させることも考えられる。裏法尻ドレーン等により排水機能を確実に確保して浸潤線を低下させる必要がある。また、地下水の流動をよくするなどの工夫も必要である。
		17.自立式（鋼管）矢板 裏法尻ドレーン	矢板の剛性で側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	矢板が行止り壁を形成して、浸潤線を上昇させることも考えられる。裏法尻ドレーン等により排水機能を確実に確保して浸潤線を低下させる必要がある。また、地下水の流動をよくするなどの工夫も必要である。
		18.二重矢板 裏法尻ドレーン	二重矢板の剛性で側方流動を抑制し、堤体の沈下・変形を抑制する。	矢板が行止り壁を形成して、浸潤線を上昇させることも考えられる。裏法尻ドレーン等により排水機能を確実に確保して浸潤線を低下させる必要がある。また、地下水の流動をよくするなどの工夫も必要である。

地震対策工の検討対象イメージ [川表側]

9. 固化工法



10. 締固め工法



11. 自立式(鋼管)矢板



12. 二重矢板



地震時

洪水時

図 9.4.1 地震対策工のイメージ
(1) 川表側

地震対策工の検討対象イメージ [川裏側]

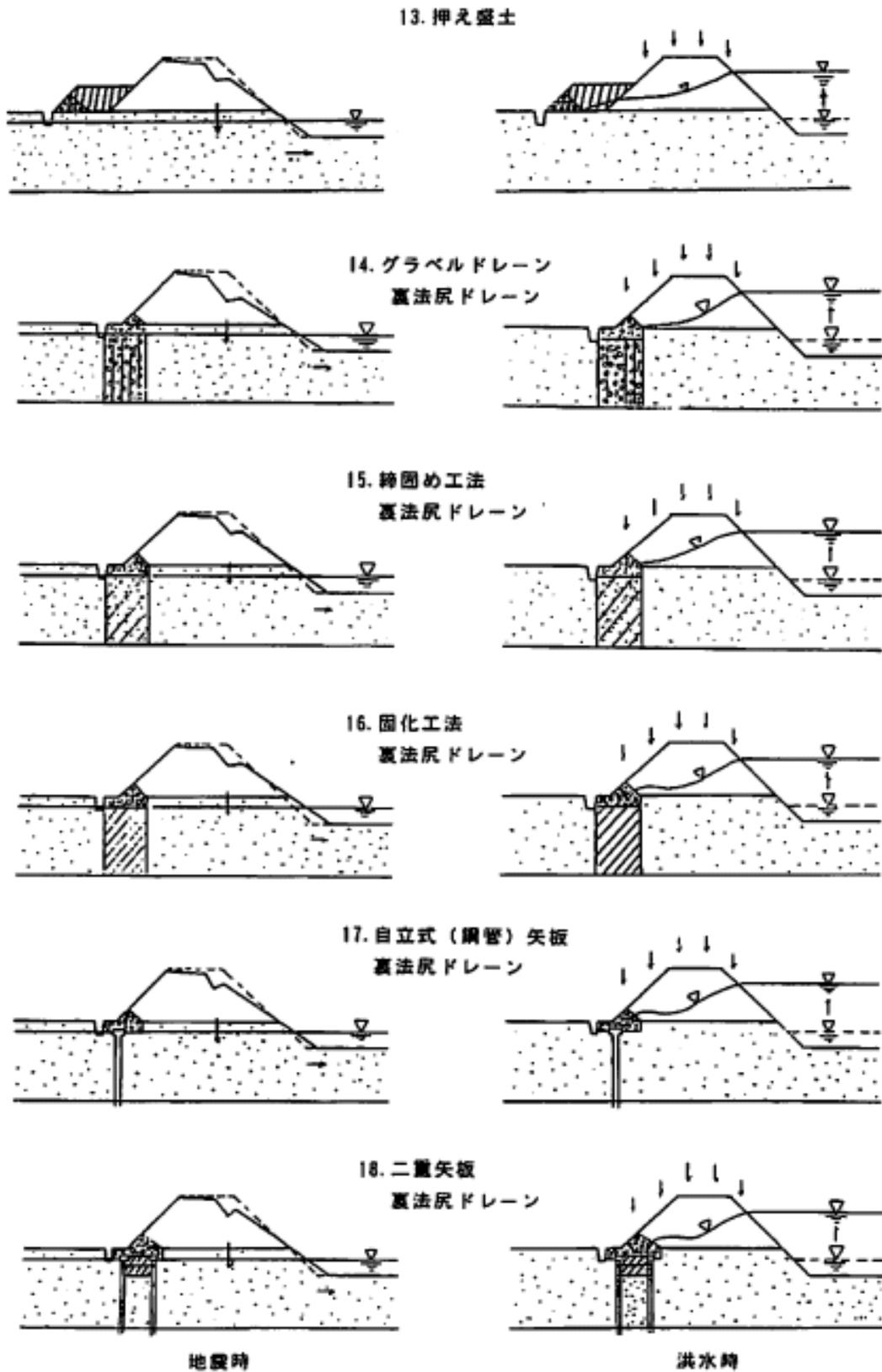


図 9.4.1 地震対策工のイメージ
(2) 川裏側

9.4.2 地震対策工法の適用事例

これまでに、既設構造物を耐震化した事例としては、設計規準類で規定された耐震性のレベルが上がった場合や地震で被害を受けた構造物の補修・復旧に合わせて実施されているものが多い。ここでは、土構造物の地震対策として実施された事例および現在開発中の工法などを文献から調査した。調査結果を対象となる構造物ごとにまとめて以降に示す。なお調査した文献の一覧は巻末に示す。

a. 河川堤防の地震対策事例

河川堤防の地震対策事例の文献調査では、既設構造物の地震対策、被災した河川堤防の地震対策を含めて行った。調査による堤防の地震対策事例からは、基本的に他の土構造物における地震対策の考え方と同様であることが示されている。例えば、堤防基礎地盤が軟弱で地盤強度が不足する場合には、固結工法等により地盤強度を向上させる対策が採られ、液状化地盤で流動化すると予測される場合には、密度増大工法等により液状化を防止する対策が採られている。このような対策を既設堤防に適用する場合には、川表側または川裏側の地盤に対策工を施すのが基本となる。

一方、堤体と基礎地盤との間に補強材を敷設した事例も見られた。このような対策では、堤体下または堤体中に補強材を敷設する必要があることから、崩壊後の堤防や新設堤防のように、基礎地盤上に堤体を築造することが条件となる。

現状の河川堤防に関する設計体系では、地震に対する堤防の構造検討は、すべり円弧法に基づく安定計算により行うこととされており、この安定計算で想定するのは、慣性力のみを考慮した場合（Kh法）と、過剰間隙水圧のみを考慮した場合（t法）の2種類である。したがって、先に記したように、固結工法等により地盤強度を向上させる対策や、密度増大工法等により液状化を防止する対策が採られる事例が多いのは、この設計体系と整合した状況と見ることが出来よう。

河川堤防の地震対策では、他の土構造物に比べて、堤体内並びに基礎地盤内の浸透流についてより慎重な考察が重要である。不用意な地盤固化や矢板等の打設は、洪水時等の浸透流の状況にマイナスの要因となる場合もある。したがって、地震対策の検討においても、堤体内並びに基礎地盤内の浸透流に配慮し、適切な対策工選定を行う必要がある。

参考として、愛知県における既設河川堤防の地震対策事例を以下に示す。

() 矢崎川

矢崎川は、中流から下流にかけて三河湾に面した平低な地形を有する吉良町中心市街地を流れており、昭和28年の13号台風、昭和34年の伊勢湾台風を始めとするいくつかの浸水被害をもたらしている。伊勢湾台風の復興工事によって、河口から1.5kmまでの堤防が強化されたが、その後の地盤沈下や老朽化により堤防機能の低下が懸念されている。特に、河口付近は地盤が軟弱砂質土であるため、大規模な地震時には地盤の液状化現象による堤防の損傷の恐れがある。このため、堤防の耐震強化として基礎地盤を強化し、地震時の地盤液状化を防止する対策が採られている。対策の方法としては、地盤を締固め密度を増大することにより液状化の発生を防止する締固め工法を採用しており、最も信頼性の高いサンドコンパクションパイル工法(以下「SCP工法」という。)を用いている。図9.4.2に堤防断面図を示すが、堤体法尻の地盤を強化して、堤体の崩壊を防止するものである。

法尻にSCPを打設することによる耐震性向上効果については、兵庫県南部地震の際に淀川堤防によってSasakiら⁴⁶⁾によって確認されており有効な工法であると考えられている。

図 9.4.3 は、兵庫県南部地震で被災した淀川堤防の代表的な断面である。図 9.4.3(a)は壊滅的な被害を受けた西島堤防であり、図 9.4.3(b)はのり面の破壊は見られたが天端の崩壊まで至っていない西島堤防である。両者はともに淀川河口付近に位置し、西島堤防が左岸、西島堤防が右岸になる。基礎地盤はともに緩い砂層である。

図 9.4.4 は西島堤防の破壊プロセスであり、顕著な亀裂の発生によって崩壊し、液状化した地盤の流動を伴って沈下したと考えられる。一方、同様の断面にもかかわらず堤内側法面の崩壊に留まった西島堤防では法尻付近に SCP 工法が施され締固められていた。西島堤防の破壊プロセスを参照すると、SCP 工法による「流動の抑止」効果によって、法面の崩壊はしたものの、天端の沈下が発生せず堤防としての高さを確保した状態を維持できたものと考えられている。

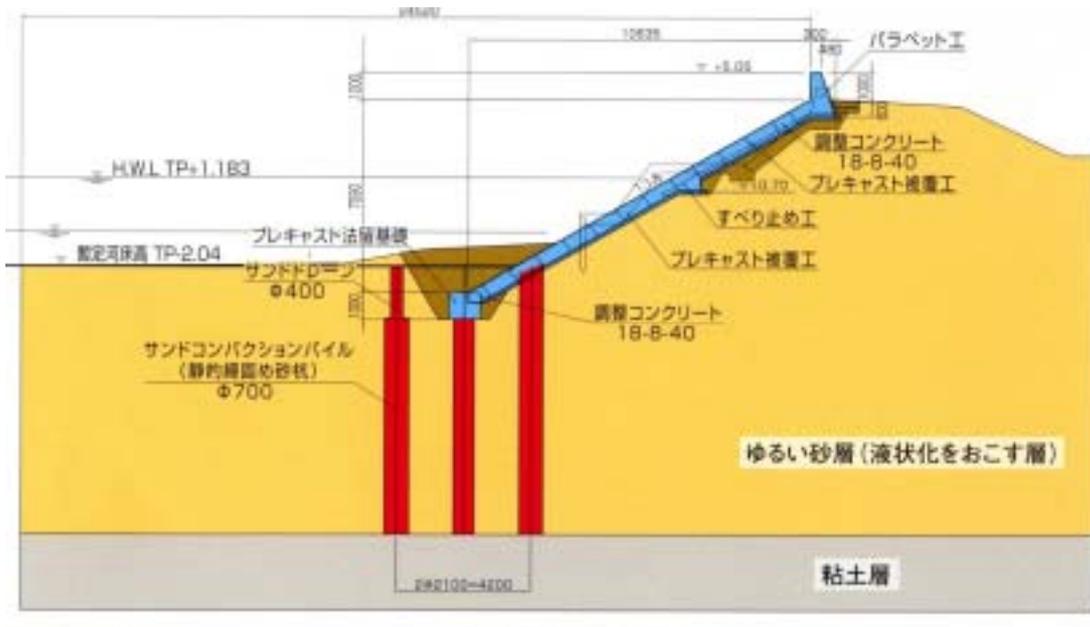
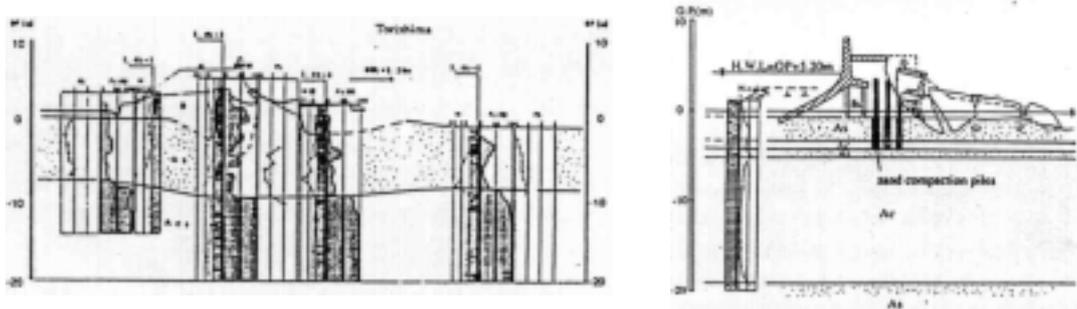


図 9.4.2 矢崎川の地震対策例



(a)西島堤防

(b)西島堤防

図 9.4.3 淀川の堤防の被災事例

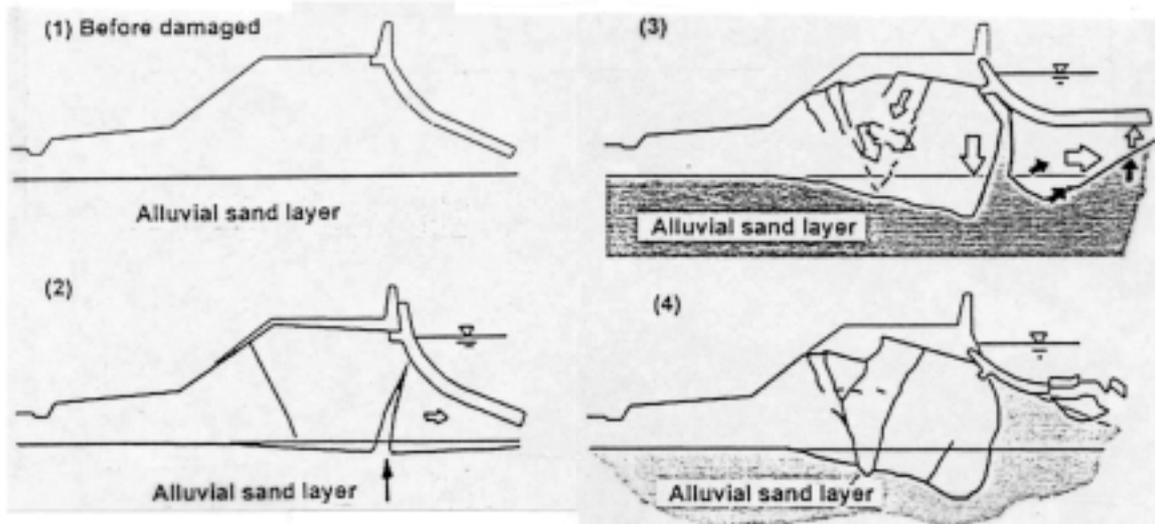


図 9.4.4 西島堤防の破壊プロセス

() 蜷川(しじみ川)

蜷川は、碧南市を南西に流下する河川で、左岸流域は朔望平均満潮面（大潮時の平均満潮面）TP+1.03m よりも低い地盤高となっている。左岸流域は農用地が主体ではあるが既存集落も点在している。一方、右岸流域は低平地ではあるが朔望平均満潮面よりも高く、急速に都市化が進行している地域である。基礎地盤の表層は緩い砂層で覆われており、大規模な地震時には図 9.4.5 に示すような基礎地盤の液状化による堤防の崩壊の危険性がある。この対策として堤防の法先に矢板を打ち込むことにより、液状化の抑制と堤防のすべり破壊防止を期待した対策を実施している。

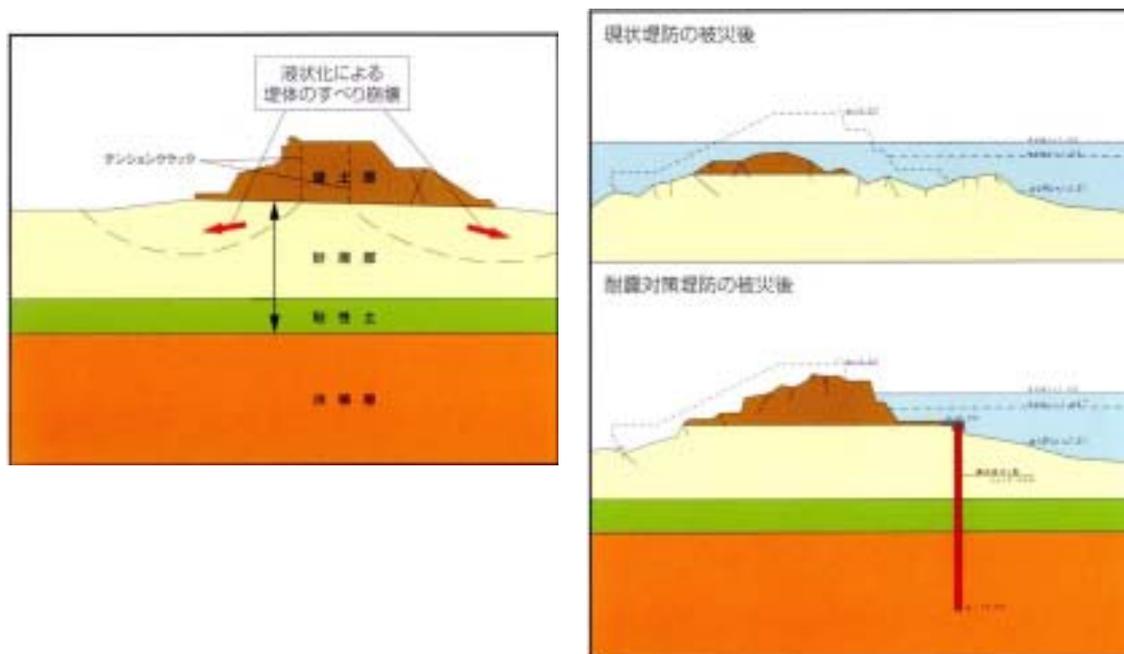


図 9.4.5 蜷川の地震対策事例

b. 鉄道盛土の地震対策事例

鉄道における盛土の地震対策については、東海地震対策として実施された東海道新幹線の盛土強化が挙げられる。

東海道新幹線は、高速運転のために線形を重視したことから、一部軟弱地盤帯を通過しているとともに、初めて立体交差化鉄道としたため、在来鉄道に比べて盛土が高いことなどから、昭和53年から「鉄道土木構造物耐震強化の研究委員会」を発足させ、有効な対策工法について検討が行われてきた。

過去の地震被害を見ても、軟弱地盤上の盛土は崩壊や沈下などの被害が予測されるため、地震の被害調査や盛土振動実験などにより、盛土の破壊機構の解明、解析方法、対策工法の確認などが行われ、その結果、図9.4.6に示すように盛土のり尻にシートパイルを打設し、両端のシートパイルをタイロッドで結ぶ「シートパイル締め切り工法」が盛土の崩壊を防止し沈下を抑制するのに極めて効果的であることから、「盛土耐震補強工の設計の手引き」を作成し軟弱地盤上の盛土対策が実施された。

また、シートパイル締め切り工法は、振動台実験により液状化する地盤に対しても有効であることが確認されたことから、液状化地盤上の盛土対策工法としても用いられている。

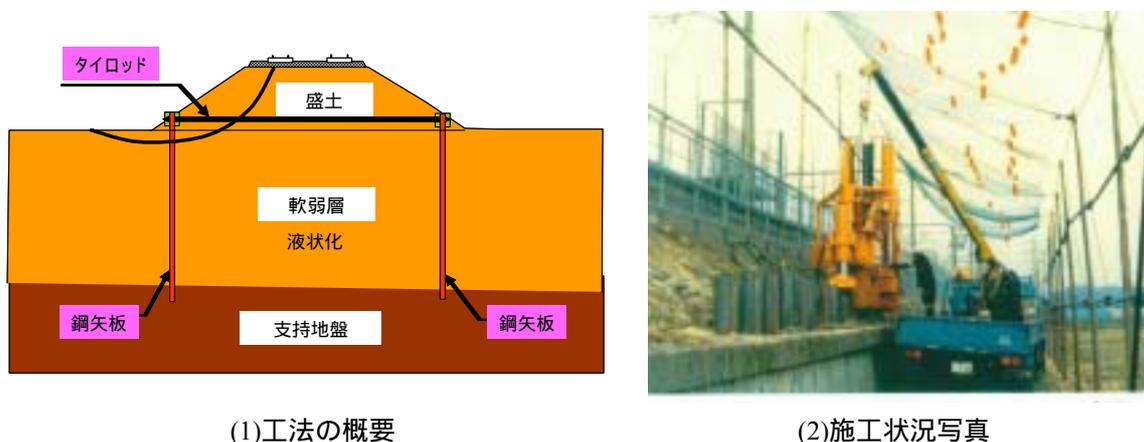


図 9.4.6 シートパイル締め切り工法

c. その他の土構造物の地震対策事例

土構造物の地震対策の考え方は、基本的に河川や鉄道の土構造物と同様であり、実際に工事で用いる工法も基本的に同じである。ただし、土構造物として供用する施設の要求品質に応じて対策の内容やレベルが異なることになる。供用時に崩壊現象そのものを防止する必要性のある施設では、それ相応の対策工を実施するが、地震後の復旧対策まで考えて地震対策のレベルを下げる場合もある。

d. 既設土構造物の地震対策として提案されている工法

近年では、巨大海溝型地震による既設土構造物の地震対策の増加にともなう技術開発も活発に行われている。主なものとしては、浸透性の高い薬液や超微粒子セメントなどを地盤中に低圧で注入し、地盤の間隙水をゲル化したり固化したりすることによって液状化強度を増加させる工法⁴⁷⁾などがある。この工法は大きな施工スペースを必要としないことや、自在ボーリングの利用などによって既設構造物直下の地盤を改良できるなどの利点を有している。また、小型のボーリングマシンを用いて地盤の密度増大を図ることのできるコンパクショングラウチング工法は、極めて流動性の低い注入剤を地盤中に強制的に注入して地盤を締め固める工法で、狭隘地での施工に適している方法である。さらに、開発中のものとしては、地盤の飽和度が低下す

ると液状化強度が向上することを原理⁴⁸⁾とした工法などがある。

9.4.3 対策工設計法の課題

盛土の液状化対策工法としては、盛土直下の地盤を液状化しないように地盤改良するのが被害を防止する上では最も効果が大きく、盛土を新たに築造する場合にはこれが用いられる。一方、既設盛土の液状化対策では、盛土直下の地盤改良を行うことは技術的に容易ではなく、高コストである。また、既設盛土直下の地盤改良は不等沈下を生じかねないため、高水時の止水性・安定性を確保するという観点から、堤防に用いられることは少ない。したがって、既設盛土の液状化対策は、多くの場合前節に述べたように法尻に対策工を施工する。この対策法は、盛土直下の液状化発生は許容するが、盛土の沈下の主要な要因である、盛土直下の液状化した土の側方への変位に対して拘束を与えることにより盛土沈下量を低減しようとするものである。具体的には、図 9.4.7 に示すように法尻に液状化しない領域を固結工法、締固め工法、ドレーン工法などにより構築し、あるいは矢板を打設する。これらの場合、対策した領域内で液状化が生じないことや、改良域自体が破壊しないことに加え、盛土直下の液状化した土の土圧に対して改良域や矢板に過度の変位・変形が生じないことが要求される。

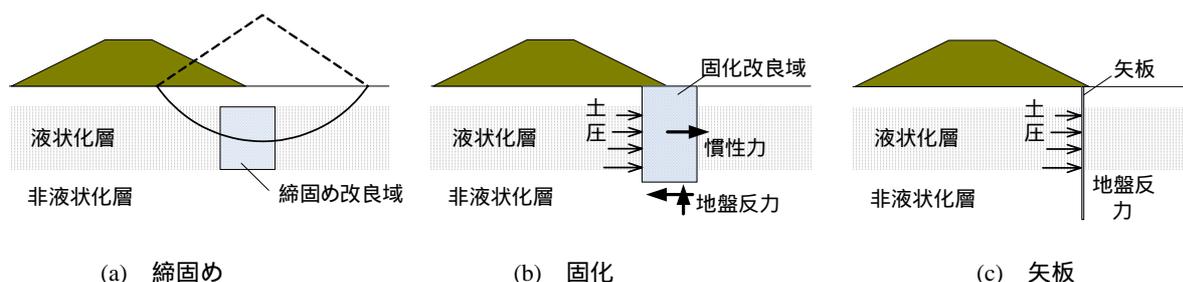


図 9.4.7 既設盛土の対策工法の例

これらの対策工の設計は対策工法毎に異なり、それらの概略は次のようである⁵⁾。締固め工法は円弧滑りに対する安定性が確保されるように締固め域の N 値と締固め領域の幅が決められる。また、固化対策工法は、固化体に作用する慣性力と液状化層などからの土圧の作用に対し、固化体底面での滑動、転倒、支持力破壊に対する安定性を確保するように固化体の幅を決める。このように異なる力学モデルにより対策工を設計すると、例えば締固め対策工で改良域の N 値を非常に大きくすると必要な改良幅は非常に小さくなり、同じ条件で設計された固化体よりも小さくなる、といった矛盾が生じることになる。同様の矛盾は締固め工法と矢板工法の間でも生じる。

現行の法尻対策工の設計法は、改良体の外部安定、内部安定が保たれていれば、盛土に大きな沈下は生じないという前提にたったものであり、盛土天端沈下量を直接照査は行わない。この前提はある程度妥当ではあるが、仮に法尻対策工によって盛土直下の土の法尻から外側へ向かう側方変位が完全に抑制されたとしても、盛土直下地盤の体積変化などによってある程度の沈下は生じる。この沈下量は液状化層厚や土の密度等に強く依存し、無視し得ないほどの沈下を引き起こすこともある⁴⁹⁾。そもそも盛土の性能は安全率ではなく変形量で照査すべきである⁵⁰⁾。変形量が許容値以下となるように対策工の範囲と仕様を決定するのが合理的な設計であり、上述した対策工法毎に設計法が異なることによる矛盾も解決される。

ただし、沈下量を直接評価できる詳細な計算法は手間がかかる。許容沈下量となる対策工の規模や仕様を詳細な計算法だけ決定するためには、相当な計算ケースが必要となるので、その代わりに簡便な設計法で断面を設計し、詳細な計算法で沈下量を照査するなどの設計法としての工夫も必要となるであろう。

9.5 まとめ

本章では、土構造物のうち、特に河川堤防を重点的に耐震性評価、耐震補強法の検討を行った。

9.1 では、土構造物のうち、各種盛土構造物の耐震性評価の現状を示した。

9.2 では、

(1)変形解析手法として、有効応力解析と残留変形解析の概要を示し、予測精度を確保するためには、残留変形解析では材料定数の設定に経験に基づいた工学的判断が要求されること、有効応力解析では多くの室内試験結果が必要であることを示した。

(2)変形解析の巨大海溝型地震動に対する適用性を FLIP, LIQCA, ALID による数値シミュレーションにより検討した。その結果、以下の事項が明らかとなった。

既往の構成モデルでも液状化後の繰返し回数の多いせん断試験の再現は可能である。ただし、液状化後の繰返しせん断挙動を再現するには、一般に行われている液状化強度曲線のキャリブレーションだけでは不十分であり、今後は液状化後の繰返しせん断変形特性に関するデータの蓄積が必要である。

既往の遠心模型実験に対してキャリブレーション済の複数の変形解析において継続時間の長い地震動を入力したところ、いずれの解析でも最大沈下量（盛土高さの 75%程度）前後の盛土天端沈下量が発生した。また、異なる有効応力解析においては、盛土の沈下量に手法間のバラツキが生じた。この原因の一つとして(1)の問題がある。また、残留変形解析では経験的に設定される盛土や非液状化層の剛性低下率の設定法を検討する必要がある。

(3)地盤の液状化による盛土の沈下量を解析した事例を収集し、それをもとに液状化時の盛土沈下量解析法の結果に見られるバラツキとこれら解析法を実務で用いる場合に考慮すべき安全余裕について検討した。その結果として、解析係数の提案値を示した。ただし、提案した解析係数は、単純な地盤条件の模型実験結果や非常に密度の高い原位置試験や室内試験が行われた被災堤防断面に基づくものであること理解し、解析係数の適用については十分に注意すると共に、今後データの収集と解析係数の精査を継続的に行う必要がある。

(4)河川堤防の耐震性評価として、変形解析手法による沈下量に解析係数を乗じて沈下量を推定する評価フローを提案した。

9.3 では、愛知県津島市鹿伏兎町地先他の二級河川日光川（愛知県管理）の河川堤防を対象とし、9.2(4)で提案した耐震性評価フローに従い耐震性評価を行った。その結果として、提案フローに基づく耐震性評価は、従来の震度法に基づく簡易的な耐震性評価に比べて大幅に要対策断面を絞り、合理的かつ経済的な地震対策を施せる可能性を有することを示した。

9.4 では、土構造物の地震対策工法の現状と数例の地震対策工法の適用事例を示した。また、現行基準類では対策工設計法が安全率で耐震性評価を行い、対策法ごとに異なるため様々な矛盾点を有する。このため、変形量が許容値以下となるように対策工の範囲と仕様を決定するのが合理的な設計であることを示した。

【謝辞】東京電機大学の安田進教授，東北学院大学の吉田望教授，地盤ソフト工房の安達健司氏には，ALIDの解析を行うに当たり，度々，懇切なご指導，ご助言を頂いた．群馬高専の阿部博教授，東電設計の佐藤正行氏，基礎地盤コンサルタンツの粕田金一氏，清水建設の福武毅芳氏，元応用地質の竹島康人氏には，解析精度の検討に関して，貴重な資料をご提供頂いた．鹿島建設の山田岳峰氏，元日本技術開発の李騰雁氏には，WG 発足の際の議論に参加頂いた．記して各位に感謝の意を表す．

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計，1999.
- 2) 日本道路協会：道路土工 のり面工・斜面安定工指針，1999.
- 3) 日本道路協会：震災対策便覧 事前対策編，2002.
- 4) 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準(案) 設計編，1997.
- 5) 建設省土木研究所 動土質研究室：河川堤防の液状化対策工設計・施工マニュアル(案)，1997.
- 6) リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル，2000.
- 7) 国土交通省河川局：大規模地震に対する耐震性能照査指針(案)・同解説，2005.
- 8) 都市基盤整備公団：宅地耐震設計マニュアル(案)，2003.
- 9) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 10) 建設省河川局治水課：河川堤防耐震点検マニュアル，1995.3.
- 11) 国土技術研究センター(2002)：河川堤防の地震時変形量の解析手法、JICE 資料第 102001 号，2002.
- 12) 地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18, 液状化対策工法, pp. 84-107, 2004.
- 13) 渦岡良介, 吉田望, 八嶋厚：液状化メカニズム・予測法と設計法, 7.液状化解析法(その1), 講座, 土と基礎, Vol. 51, No. 1, pp. 37-42, 2003.
- 14) 渦岡良介, 立石章, 八嶋厚：液状化メカニズム・予測法と設計法, 7.液状化解析法(その2), 講座, 土と基礎, Vol. 51, No. 2, pp.49-54, 2003.
- 15) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T.: Dynamic behavior of saturated porous media: The generalized Biot formulation and its numerical solution, Int. J. for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, Vol.8, pp.71-96, 1984.
- 16) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM- FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 17) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 18) Towhata, I., Orense, R.P. and Toyota, H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 39, No. 2, pp. 1-19, 1999.
- 19) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 20) 渦岡良介：地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学, 2000.
- 21) 仙頭紀明, 風間基樹, 渦岡良介：非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.307-317, 2004.
- 22) 安田進：液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, p.57, 1988.
- 23) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, Geotechnique, Vol. 49, No. 5, pp. 661-680, 1999.
- 24) 安田進, 山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性に関する研究, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp.539-542, 1985.
- 25) 安田進, 稲垣太浩, 長尾和之, 山田真一, 石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第 40 回地盤工学研究発表会, 2005.
- 26) 建設省土木研究所：法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料, 第 3688 号, 2000.
- 27) ALID 研究会：2 次元液状化流動解析プログラム ALID/Win 第二版、2005.6
- 28) Yasuda, S., Ideno, T., Sakurai, Y., Yoshida, N. and Kiku, H.: Analyses for Liquefaction-induced Settlement of River Levees by ALID, 12th Asian Resional Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Eng. 2003.
- 29) 安田進, 吉田望, 規矩大義, 増田民夫, 森本弘光：護岸構造物の一斉解析・残留変形解析の適用結果・, 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.275-280, 1998.
- 30) 本城勇介：地盤構造物の設計論と設計コード, 土構造物の品質評価と性能設計, 地盤工学会関西支部, 2004.
- 31) 土質工学会：地盤と土構造物の地震時挙動に関するシンポジウム発表論文集, 1989.
- 32) VELACS: Proc. Int. Conf. Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Balkema, 1993.
- 33) 建設省土木研究所：有効応力に基づいた弾塑性 FEM による河川堤防の地震時変形量に関する解析, 土木研究所試料, 第 3700 号, 2000.
- 34) Koseki, J., Koga, Y. and Takahashi, A.: Liquefaction of sandy ground and settlement of embankments, Proceedings of International Conference CENTRIFUGE 1994, pp.215-220, 1994.
- 35) 松尾修：河川堤防における耐震設計, 土と基礎, Vol.47, No.6, pp.9-12, 1999.
- 36) 愛知県河川工事事務所：二級河川日光川(3 工区)中小河川改良工事の内設計地質調査業務委託報告書(設計・設計資料編), 2003.3.

- 37) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., and Seed, H. B. : FLUSH - A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC 75-30, 1975.
- 38) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2002.3.
- 39) 国土交通省中部地方整備局，愛知県，名古屋市：名古屋市三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成（概要版），2004.6.
- 40) Tatsuoka, F. and Silver, M.L. : Undrained Stress-Strain Behavior of Sand under Irregular Loading, Soils & Foundations, 1981.
- 41) 大川征治，前田良刀，真鍋進，龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案，第 19 回日本地震工学研究発表会，1987.
- 42) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwakasaki, T. and Tokida, K. : Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subject to Cyclic and Random Loadings, Soils & Foundations, Vol.20, No.3, pp1-16, 1980.
- 43) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），共同研究報告書第 186 号，1999.7.
- 44) 地盤工学会：地盤工学実務シリーズ 18 液状化対策工法，2004.7.
- 45) 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書，1996.
- 46) Sasaki, Y. and Shimada, K. : Yodogawa dike damaged by Hyogoken-nanbu earthquake , Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.307-316 , 1997.
- 47) 山崎浩之,善功企,河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策工法への適用，港湾空港技術研究所，第 41 巻，第 2 号，pp.123-124，2002
- 48) 曾我恭匡，岡村未対，矢田部龍一：不飽和土の液状化強度に及ぼす空気圧縮性の影響，第 40 回地盤工学研究発表会講演集，pp.511-512，2005.
- 49) Mitsu Okamura and Osamu Matsuo: Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 2, No. 2, pp. 1-12 , 2002.
- 50) 石原雅規，杉田秀樹，田村敬一：大規模地震に対する河川堤防の耐震設計技術，土木技術資料，Vol.47，No.12，2005.

付録 9.1

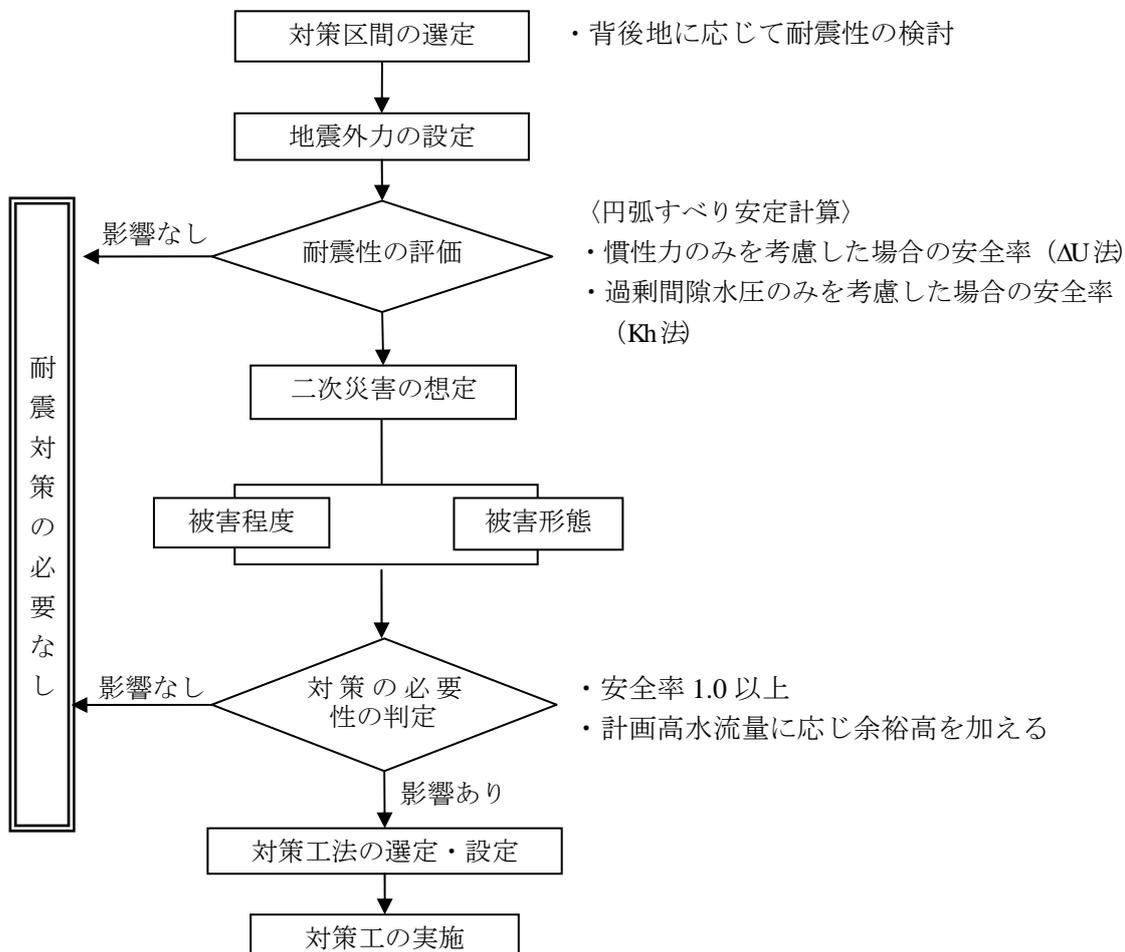
盛土に対する

国内の主な耐震基準・指針類の概要

対象構造物

堤内地盤より 0.6m以上の高さを有する堤防.

耐震設計フロー



評価方法

円弧すべり安定計算により安全率を算定する

要求性能

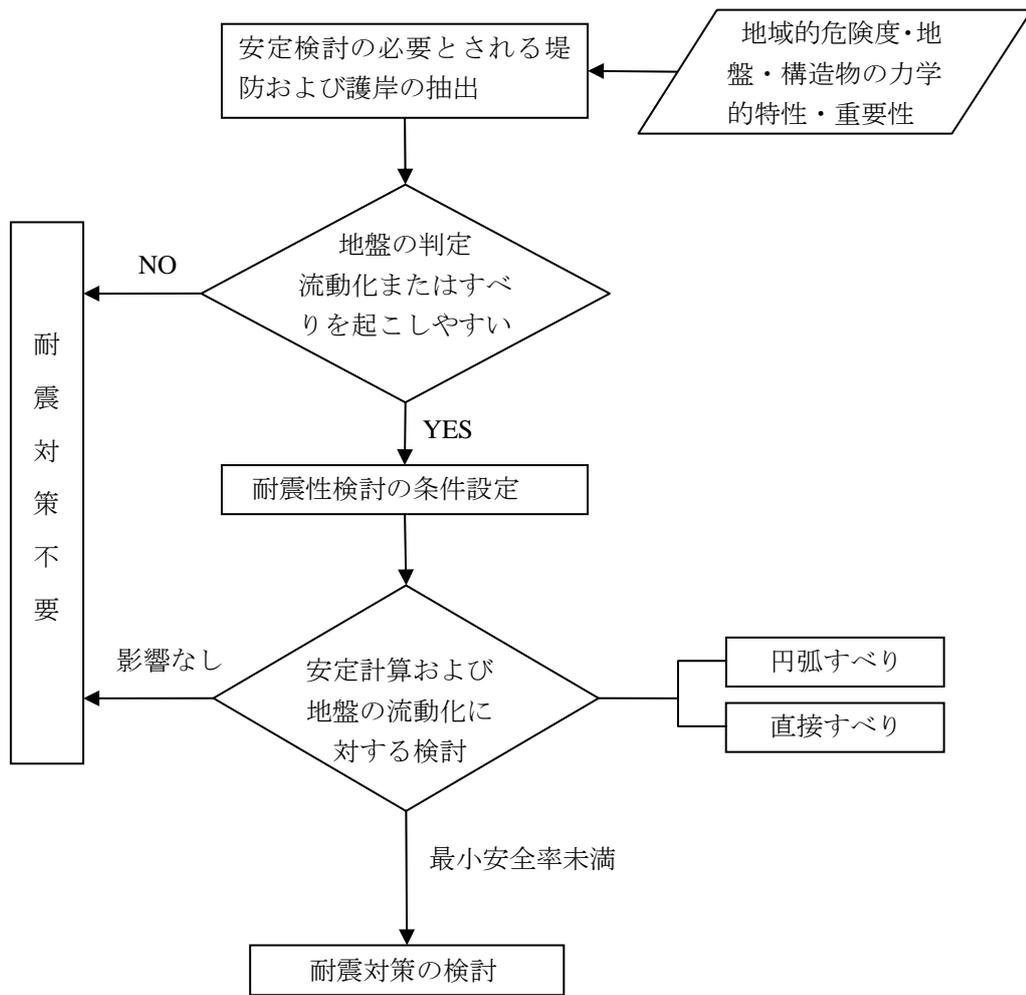
- ・対策後の安全率が 1.0 を上回るようにする.
- ・堤防の高さは、計画高水流量に応じ、計画高水位に下表に掲げる値を加えた値以上とする.

計画高水流量 (m ³ /秒)	計画高水位に加える値 (m)
200未満	0.6
200以上500未満	0.8
500以上2,000未満	1.0
2,000以上5,000未満	1.2
5,000以上10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

対象構造物

地震発生の際の地域的危険度，地盤の良否，構造物の力学的特性，構造物の重要性から安定検討を必要と考えられる海岸保全施設の堤防および護岸

耐震設計フロー



評価方法

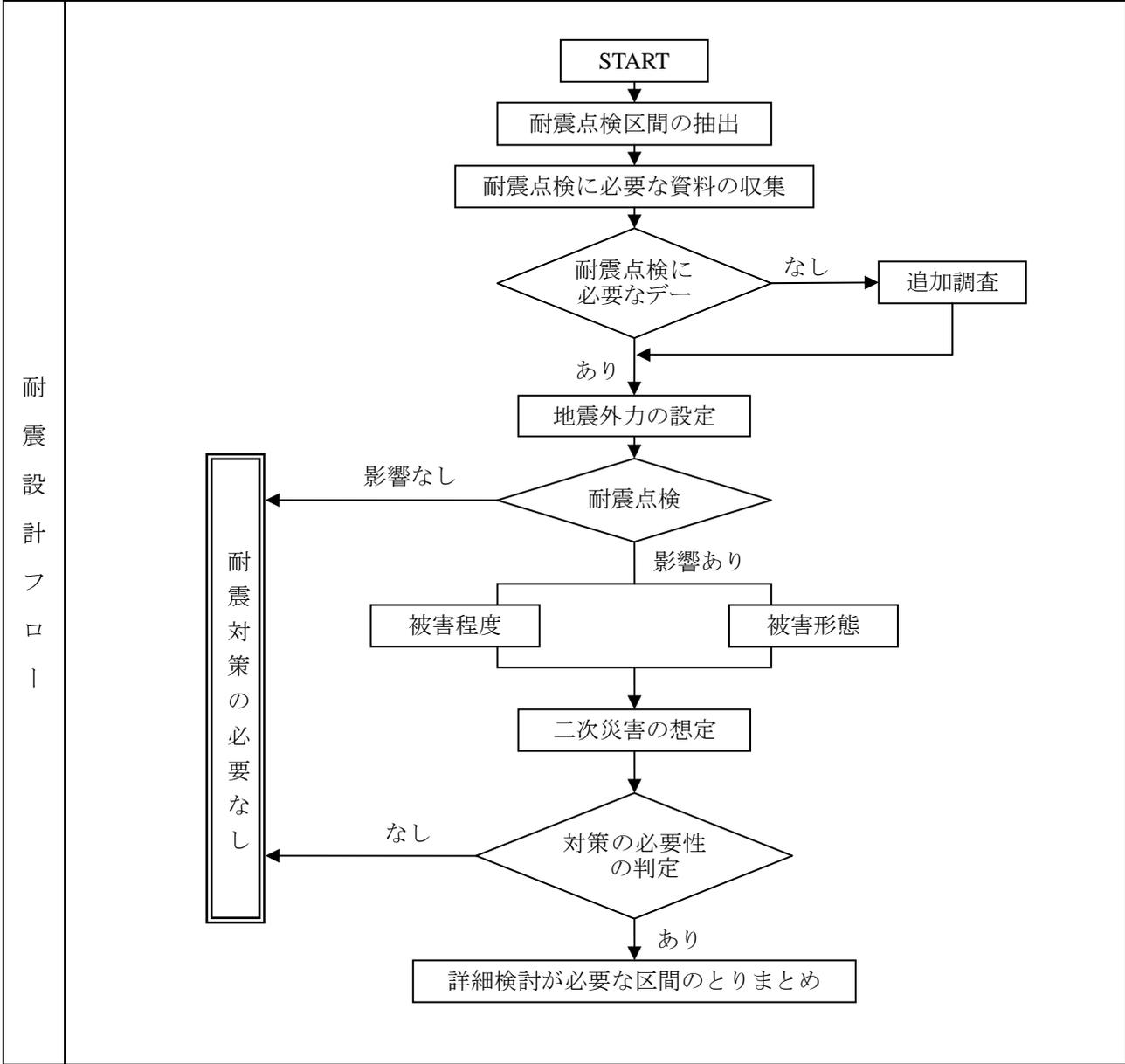
地盤条件による判定.
必要に応じて震度法に基づく円弧すべりおよび直線すべりによる安定計算.

要求性能

地盤が悪く，地震により被害を受けやすい箇所では堤防が沈下しても津波水位あるいは朔望平均満潮位を下回らない．背後地に市街地，または重要な公共施設などが存在して高度の安全性を要する場合には，最大 1.0m程度を限度とした余裕高を設定する．

河川堤防耐震点検マニュアル（建設省河川局治水課，1995）

対象構造物
 全国の直轄管理河川及び都道府県管理河川の堤防（土堤）。ただし，自立構造の特殊堤は除く。耐震点検区間は，当面緊急的に実施する区間として，堤内地地盤高さが朔望平均満潮位+1.0m，計画津波高のいずれかより低い区間とする。ただし，津波を対象に防潮水門当が設置されている河川については，津波に対してその上流側の区間を対象外とすることができる。



評価方法
 円弧すべり安定計算により安全率を算定する。

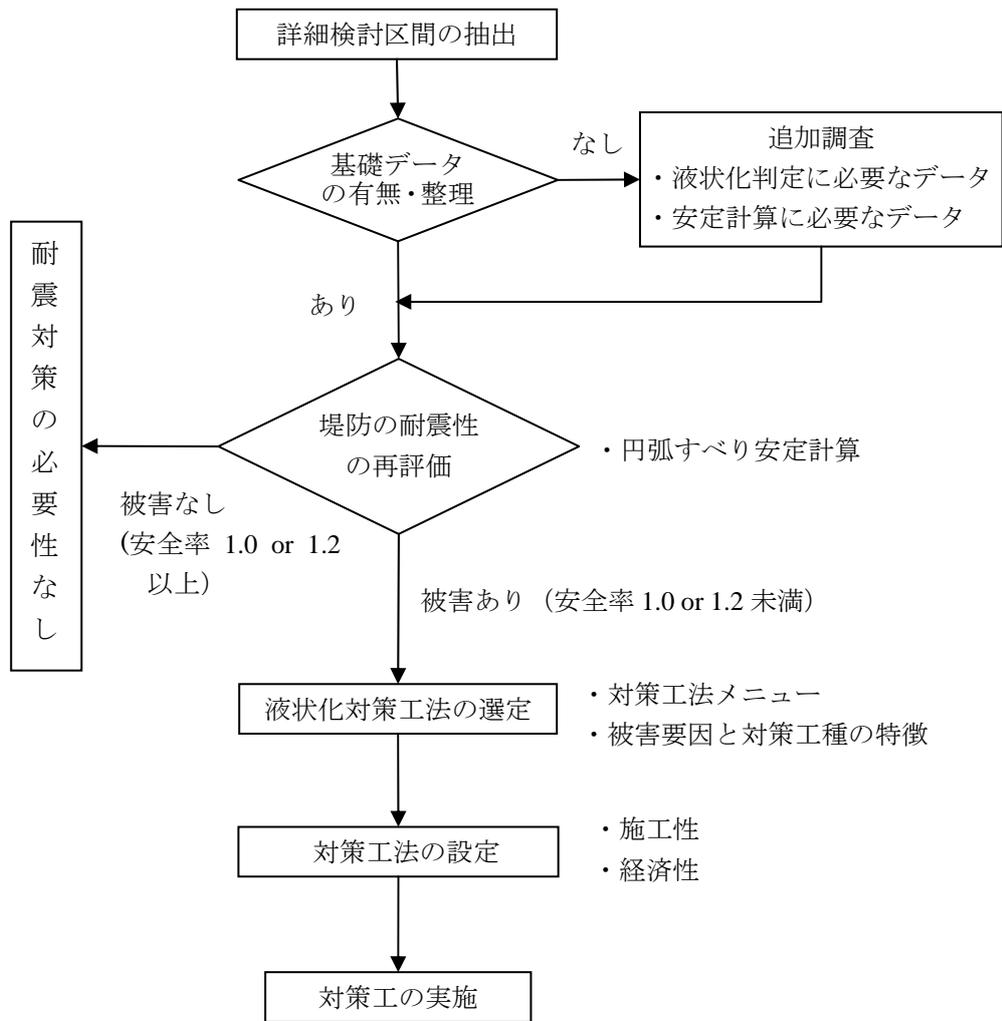
要求性能
 朔望平均満潮位+2.0m。また，河川計画で計画津波高が設定されている場合には，計画津波高を考慮するものとする。さらに，堰上流区間については，波浪の影響が比較的少ないことを考慮して，基準となる高さを平常時の最高水位+1.0mとし，湖沼については，平常時の最高水位，波浪の影響等各湖沼の状況を考慮して個別に設定するものとする。

河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (建設省土木研究所 耐震技術研究センター 動土質研究室, 1997)

対象構造物

「河川堤防耐震点検マニュアル」に基づく、液状化対策の必要性が指摘された区間における土堤を対象とする。

耐震設計フロー



評価方法

過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法

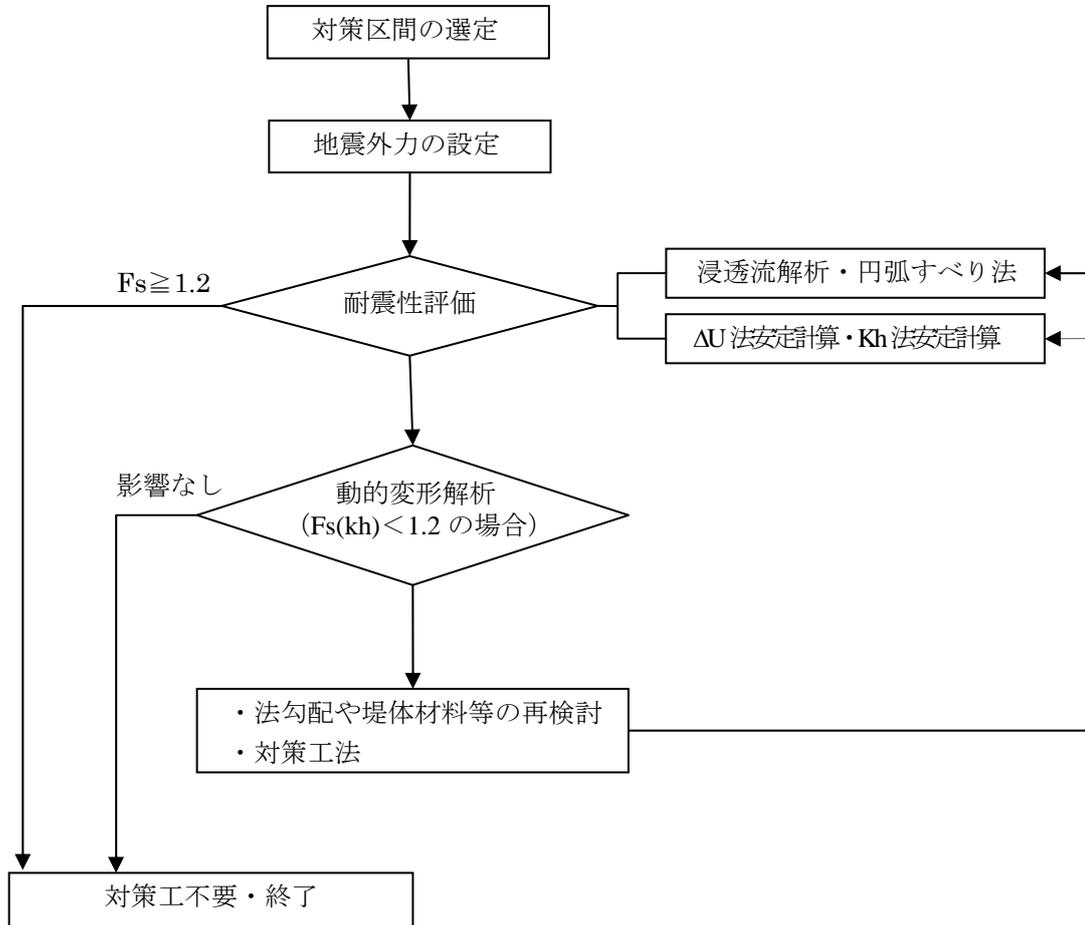
要求性能

	一般河川	スーパー堤防整備河川
安全率	1.0	1.2

対象構造物

高規格堤防の盛土

耐震設計フロー



評価方法

(1) 浸透によるすべり破壊
・円弧すべり法（地震時における安定検討の設計震度の1/2を考慮）

(2) 地震時のすべり破壊
・慣性力を考慮した円弧すべり安定計算
・過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり安定計算
・動的変形解析

要求性能

最小安全率 1.2 以上

円弧すべり安定計算
最小安全率 $F_s(\Delta u)$, $F_s(Kh)$ が 1.2 以上
動的変形解析

残留変位量の目安値

量 位置	許容残留変位	
	許容残留変位	許容残留沈下量の目安
堤防天端及び堤外側表法面	50cm	
高規格堤防特別地域	20cm	

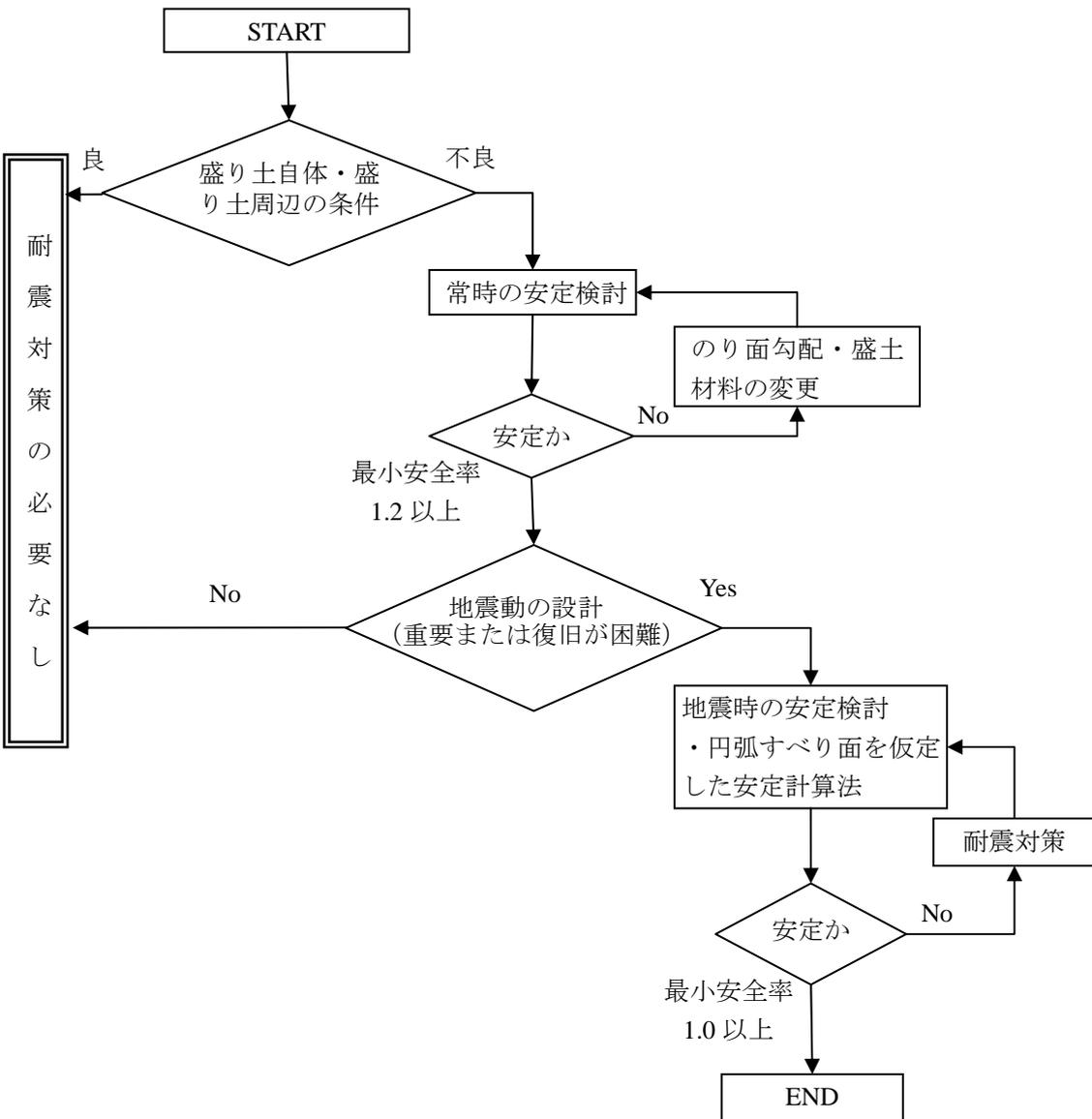
<p>対象構造物</p>	<p>道路盛土</p>
<p>耐震設計フロー</p>	<pre> graph TD START[START] --> A[簡易判定手法 ・地形条件・地盤条件 ・盛土条件・変状履歴] A --> B{詳細調査が必要な区間の抽出} B -- 不要 --> C[耐震対策の必要なし] B -- 要 --> D[詳細判定手法 ・土質調査 ・円弧すべり安定計算] D --> E{耐震対策} E -- 不要 --> C E -- 要 --> F[耐震対策工法の選定・設計] </pre>
<p>評価方法</p>	<p>(1)既往の震災経験を統計的に分析した簡易判定手法 (2)土質調査および安定計算法に基づく詳細判定手法</p>
<p>要求性能</p>	<p>①広域幹線道路及び緊急輸送道路 大きな強度をもつ地震動に対して, 限定された損傷にとどめ, 応急対策によって緊急車両の通行を可能とし, 道路ネットワークとしての多重性・代替性(リダンダンシー)を確保すること, 構造物の供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動に対して損傷により通行に支障をきたさないことを目標とする.</p> <p>②一般の道路 大きな強度をもつ地震動に対して, 致命的な被害を防止することを目標とする. また, 構造物の供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動に対して損傷により通行に支障をきたさないことを目標とする.</p>

道路土工 のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1999）

対象構造物

復旧が困難または重要度が高い道路盛土

耐震設計フロー



評価方法

〈中規模地震動〉
すべり安定計算による安全率の算定.

〈大規模地震動〉

動的強度を用いたすべり安定計算による安全率の算定.

要求性能

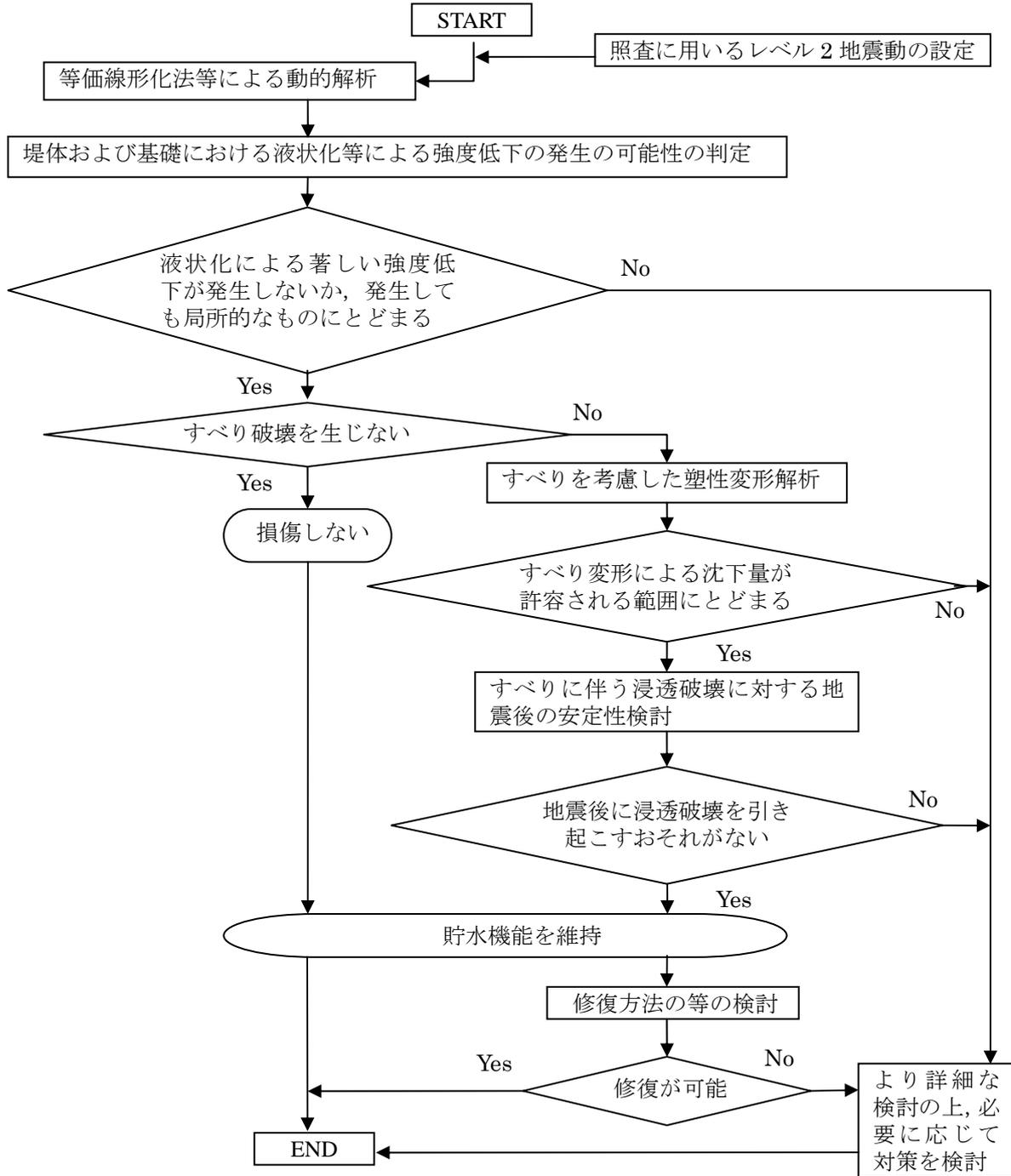
最小安全率 1.0 以上

大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説 (国土交通省河川局, 2005)

対象構造物

土質遮水壁型ロックフィルダムおよびアースダムのダム本体

耐震設計フロー



評価方法

等価線形化法等による動的解析を用いたすべり安定性の検討
すべりを考慮した塑性変形解析
浸透破壊に対する安定性検討

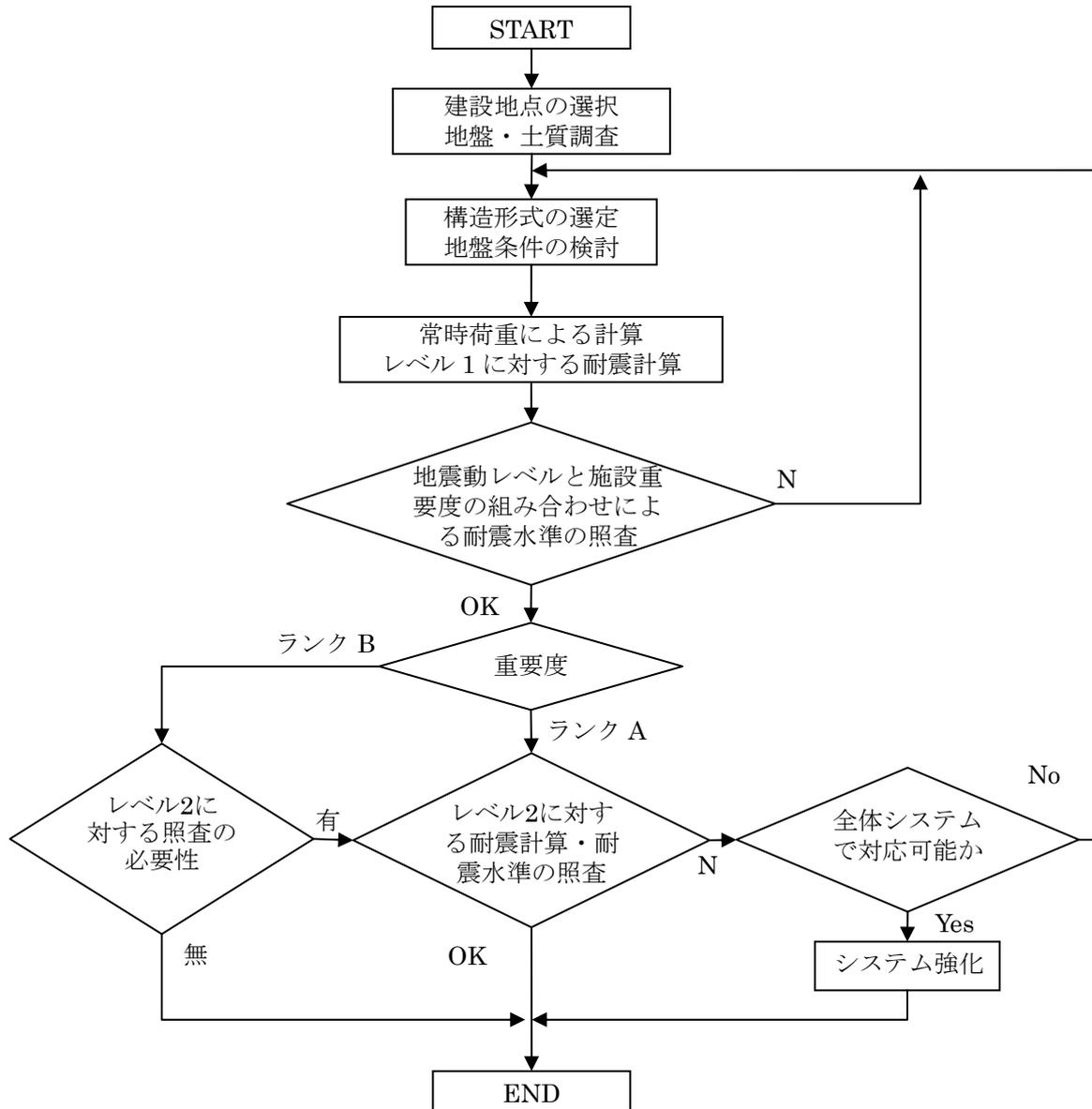
要求性能

地震時に損傷が生じたとしても、ダムの貯水機能が維持されるとともに、生じた損傷が修復可能な範囲にとどまることとする。

対象
構造物

特殊な土構造物

耐震
設計
フロー



評価
方法

間隙水の影響を考慮したすべり破壊に対する安全率を求める。

要求
性能

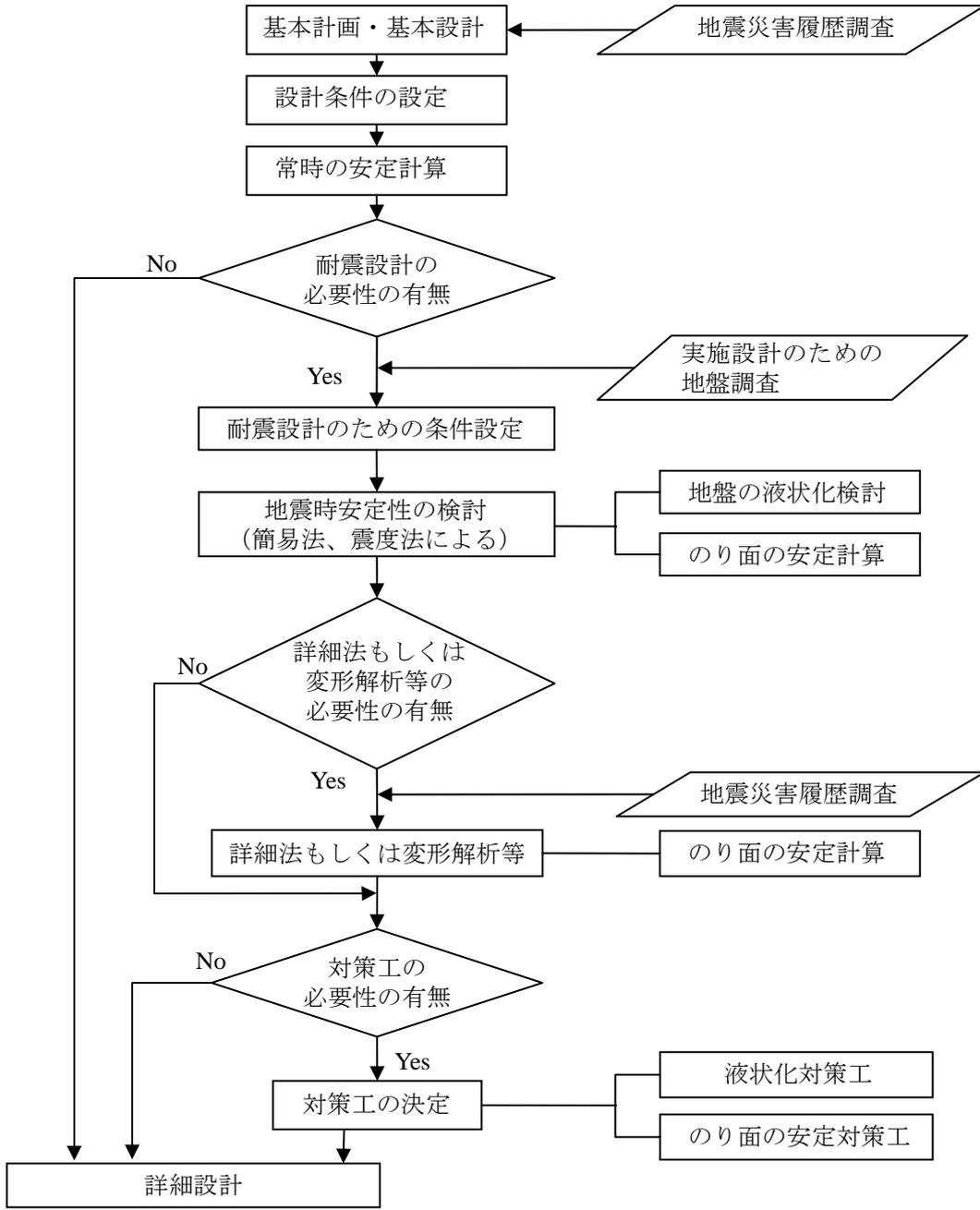
地震動レベル 施設重要度	レベル 1	レベル 2
ランク A	無被害であること	人命に重大な影響を与えないこと。個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。
ランク B	個々の施設に軽微な被害が生じても、その機能保持が可能であること。	個々の施設には構造的損傷があっても、水道システム全体としての機能を保てること。また、早期の復旧が可能なこと。

宅地耐震設計マニュアル（案）（都市基盤整備公団，2003）

対象構造物

公団都市整備事業で造成される宅地の地盤・のり面

耐震設計フロー



評価方法

・ F_L 法
(地盤の液状化による影響の検討)

・ 円弧すべり面法
(のり面の安定性に対する検討)

要求性能

$F_L > 1.0$

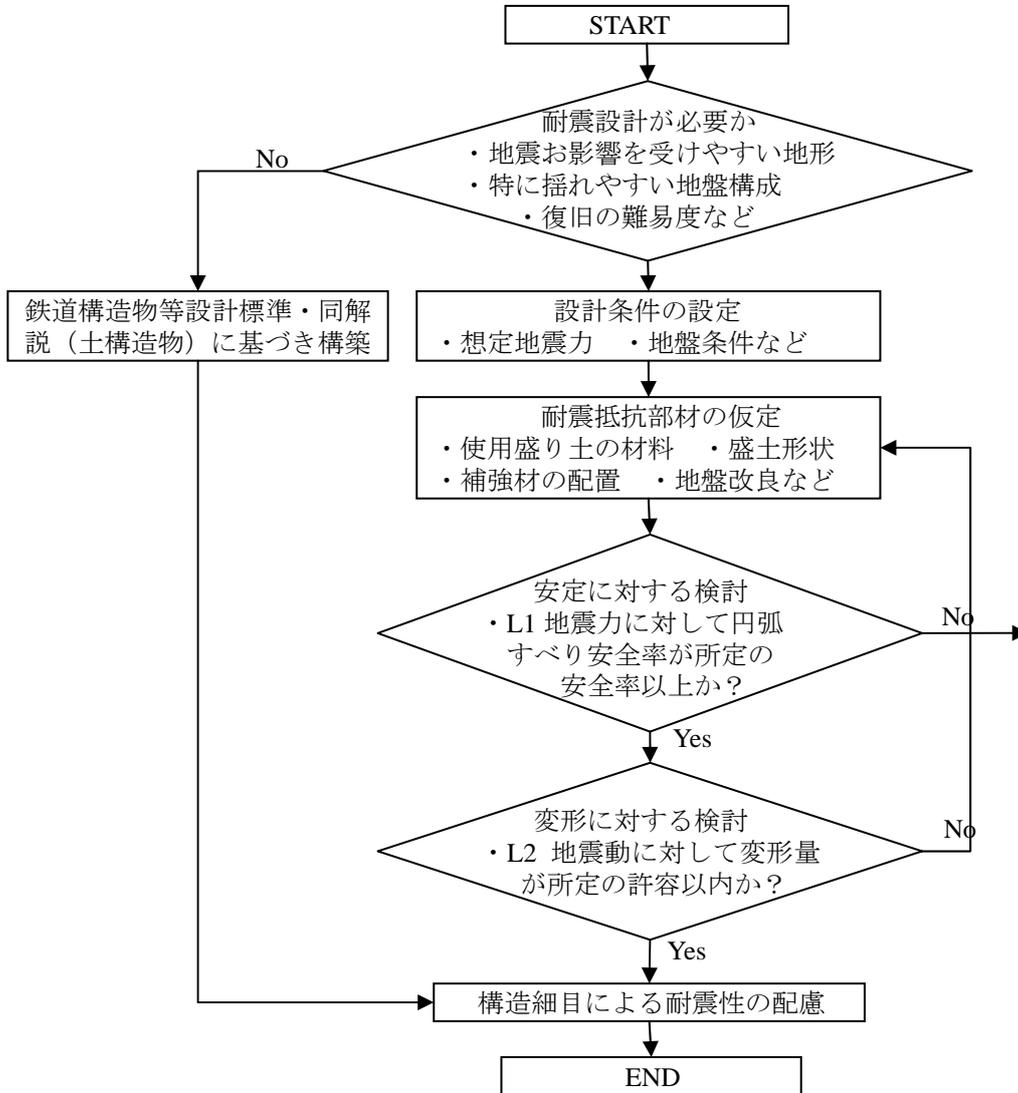
最小安全率 ≥ 1.0

鉄道構造物等設計標準・同解説―耐震設計（鉄道総合技術研究所，1999.）

対象構造物

特殊な鉄道盛土（被災した場合に社会に与える影響が大きい線区や，経営上の判断などから高い耐震性を確保する必要がある線区において，盛土形状や地形,地質条件などから判断して地震時に大きな被害が想定される盛土）

耐震設計フロー



評価方法

L1：震度法に基づく円弧すべり

L2：Newmark 法（揺すり込み沈下，軟弱地盤の流動を考慮）

要求性能

表 応答地の設定方法と所要安全率

設計震度の設定方法	設計水平震度 K_h	所要の安全率 F_a
地震応答計算などでPGAを求めて算出した場合	$K_h = k_{eq} \cdot PGA / G$ ここに、 $k_{eq}=1$, $G=980Gal$	1.0 (1.1)
一義的に定めた設計震度を用いる場合	$K_h = v_a \cdot K_{h0} = 0.20v_a$ ここに、 v_a : 地域別係数	1.1 (1.2)

注：（ ）内は構造物系のり面工を用いた場合の所要安全率。
PGA：想定最大値表面加速度（Gal）

表 盛土の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	20cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	20cm 以上 50cm 未満
4	復旧に長時間を有する被害	50cm 以上

表 橋台部の被害程度と沈下量の目安

変形レベル	被害程度	沈下量の目安
1	無被害	無被害
2	軽微な被害	差 10cm 未満
3	応急処置で復旧が可能な被害	10cm 以上 20cm 未満
4	復旧に長時間を有する被害	20cm 以上

付録 9.2

土構造物の耐震診断・耐震補強事例

(文献調査・事例調査)

土構造物の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）－河川堤防－

No.	論文名, 参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
1	信濃川下流堤防地震対策について (新設河川堤防の耐震対策事例)	西本晴男 近藤邦博	第13回土木学会新潟 会研究調査発表会論 文集	1995	河川堤防	B	耐液化格子状深層混合処理工法によって改良された河川堤防において、埋設した加速度計および間隙水圧計によって記録された実地震時の挙動によって、耐震対策効果を確認している。
2	ジオグリッドによる堤防の地震時変形抑制効果 (新設河川堤防の耐震対策事例)	佐々木康 加納誠二 辻誠治	土と基礎, Vol. 51, No. 3, pp. 28-30	2003	河川堤防	B	ジオグリッドを敷設することによって、堤体の基礎地盤の液化に伴って、盛土底面のせん断抵抗が失われることによる盛土のストレッチング破壊を防止する方法。中海の荒島堤防で実施され、2000年鳥取県西部地震により対策効果が確認されている。
3	ジオテキスタイルによる堤防耐震対策とその効果確認計測 (新設河川堤防の耐震対策事例)	金山義延(建設省 中国地方建設局), 阿部知之, 荒瀬義則, 嘉松寿夫(応用地質)	地盤と建設 VOL. 15, NO. 1	1997	河川堤防	D	地震時の液化に伴う堤防の沈下を軽減する耐震対策として、ジオテキスタイルを用いて盛土を補強する工法を採用した。このジオテキスタイルによる耐震対策は、比較的新しい試みであり、確立された設計法がないのが現状である。ジオテキスタイルを用いた耐震設計の1つの考え方を報告するとともに、ジオテキスタイルを敷設した堤防における地震時の挙動観測例について報告した。
4	地盤改良工法の新たな展開 多摩川本羽田地区堤防強化工事におけるDJM工法適用事例 (既設河川堤防の耐震化)	鈴木勉(建設省 関東地方建設局), 葛西義人(大旺建設)	土木技術 VOL. 51, NO. 10	1996	河川堤防	B	兵庫県南部地震と同様な地震が仮に多摩川周辺で発生した場合、地域によっては大きな被害が発生する恐れがある。緊急的な対策箇所として多摩川河口部において、堤内地盤高が塑望平均満潮位+1.0mより低い区間について調査検討を行い、地震に伴い発生する地盤の液化化からくる河川堤防の崩壊を抑制する堤防耐震対策についての概要を報告した。
5	最上川耐震堤防完成 (既設河川堤防の耐震化)	建設省 東北地方建設局	建設月報とうほく VOL. 27, NO. 8	1996	河川堤防	C	現堤防の地震時の安全性を確認するため堤防の背後地が市街地で、かつ地盤高が低い最上川河口部2km～5kmの区間を対象にボーリング調査と物理試験を実施した。解析手法としては、液化化に伴う堤防の沈下量を算出するとともに、円弧すべり法に基づく計算を行い、対策工法を検討した。耐震対策は押え盛土工・地盤改良・すべり抑止工を比較し、経済的かつ、河川空間の親水性を考慮した押え盛土工を採用した。

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の事例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイディア・確認実験

6	太田川市内派川における堤防の耐震対策 (既設河川堤防の耐震化)	阿川成生, 国光謙二, 烏田和彦(建設省 中国地方建設局)	中国地方建設局管内技術研究会論文集 VOL. 47th	1996	河川堤防	B	堤防耐震点検により設定された広島市の耐震対策必要区間について, 高潮堤防の鋼矢板工法による耐震対策の施工例を示した。耐震対策必要区間は沈下後の堤防高と堤内地の重要度に応じてを設定した。振動締固め, 静的締固め, 低振動締固め, 深層混合処理および自立式鋼矢板の各工法について比較検討した。現在では鋼矢板工法が対策工の基本となった。
7	八郎潟堤防災害復旧助成事業工事誌 (河川堤防の復旧耐震対策事例)	秋田県土木部	—	1990	河川堤防	B	日本海中部地震によって被災した八郎潟堤防の復旧において、液状化防止を目的に有効上載荷重の増加と堤体内の水位低下を実施した。水位低下に際しては、川表側の遮水工（シートウォール）と川裏側の排水ドレーンの設置を行っている。
8	十勝川築堤災害復旧記録誌 (河川堤防の復旧耐震対策事例)	北海道開発局 帯広開発建設部	—	1994	河川堤防	B	平成5年釧路沖地震によって被災した十勝川統内堤防において、復旧に際して耐震性の向上のため、基礎地盤の地盤改良（サンドコンパクションパイル工法）と堤内水位の低下を図るために法尻にドレーンを配置した。その結果、2003年十勝沖地震において、他の区間には被災が見られたが、対策を施している箇所には被害がみられず、対策効果を実証できた。
9	Soil Improvement Work for River Embankment Damage by 1993 Kushiro-oki Earthquake (河川堤防の復旧耐震対策事例)	Sasaki, Y Tamura, K Yamamoto, M Ohbayashi, J	Proc. Of 1st Intern. Conf. On Earthquake Geotech. Eng., Vol. 1, pp43-48	1995	河川堤防	B	平成5年釧路沖地震によって被災した釧路川堤防において、復旧に際して耐震性の向上のため、基礎地盤の地盤改良（サンドコンパクションパイル工法）を実施した。約1年後に1994年北海道東方沖地震を受けたが、無対策の区間では釧路沖地震と同様の被害が見られたのに対し、対策を施した区間については無被害であり、対策効果を実証された。
10	兵庫県南部地震 河川構造物の被害と復旧 (河川堤防の復旧耐震対策事例)	中尾忠彦(土木研)	土木施工 VOL. 36, NO. 9	1995	河川堤防, 埋立地	B	ダムは殆ど被害を受けなかったが、それは地盤問題に非常に注意を払って設計されている結果と考えられた。直轄河川では32か所で堤防の沈下・クラック発生が見られた。堤防破壊は慣性力の直接的作用と過剰間隙水圧の上昇による間接的作用によると考えられた。堤防被害の発生率は地震動が大きいほど高くなると推定された。
11	既存構造物の耐震改修事例 河川構造物(堤防)の耐震改修事例について (河川堤防の復旧耐震対策事例)	渡辺徹三(建設省 近畿地方建設局)	積算技術 NO. 214	1996	河川堤防	B	阪神・淡路大震災では、建設省近畿地方建設局管理の河川で32か所に及ぶ堤防の沈下やクラック、護岸の破損等が発生した。特に被害の大きかった6か所については地震発生後直ちに緊急災害復旧工事で復旧を行った。淀川左岸河口部についても、平成7年度内完成を目処に復旧中である。これらの被災状況及び被災の原因と復旧工法について解説した。

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の実例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

12	河川堤防の耐震対策について (河川堤防の耐震化に関する知見)	竺原章之, 三輪雅夫 (建設省 中国地方建設局)	中国地方建設局管内 技術研究会論文集 VOL. 47th	1996	河川堤防	C	河口部の堤内地盤高が低い地域では, 地震による堤防の被災が潮位による浸水被害をもたらすため, 特に堤防耐震性を考慮する必要がある。この二次被害が予想される地域では, 堤防の耐震点検で地震に対する安全性を把握し, 対策必要箇所については対策工法を検討する必要がある。これらの耐震点検と耐震対策工法の検討内容を紹介した。
13	河川構造物地震対策技術検討委員会中間報告書 (河川堤防の耐震化に関する知見)	建設省 河川局	河川構造物地震対策 技術検討委員会中間 報告書 平成7年	1995	河川堤防	C	日本大学山村和也教授を委員長し, 広島・京都・東京各大学教授, (財)先端建設技術センター常務理事及び建設省土木研究所所員から成る標記委員会の中間報告である。その内容は, 1) 検討の背景と目的・対策施設・検討項目・内容, 2) 河川堤防, 水門, 樋門の構造特性, 3) 河川堤防, 水門, 樋門の地震被害特性, 4) 河川堤防の確保すべき耐震性(河川堤防の特性からみた地震への基本的対応, ゼロメートル地帯等であるべき耐震性の考え方, 対策工法・レベルの考え方), 5) 地震外力を検討する上での視点, 6) 河川堤防の耐震点検の考え方, 7) 河川堤防の地震対策工法の選定の考え方, 8) 今後の検討課題, 9) まとめ, から成る。
14	地盤改良工法の新たな展開 道路・河川工事における地盤改良工法と耐震技術の動向 (河川堤防の耐震化に関する知見)	塚田幸広, 松尾修 (土木研)	土木技術 VOL. 51, NO. 10	1996	河川堤防, 土工事	B	道路・河川工事において実績が急激に伸びている固化工法のうち深層混合処理工法を中心として最近の地盤改良工法の技術開発の動向・話題をピックアップして示した。さらに, 兵庫県南部地震後の道路・河川土工における液状化対策及び耐震設計の動向を, 今後の技術的課題を織り交ぜながら示した。

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の事例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

15	河川構造物地震対策技術検討委員会報告書 (河川堤防の耐震化に関する知見)	建設省 河川局	河川構造物地震対策技術検討委員会報告書 平成8年	1996	河川堤防, 水門	C	兵庫県南部地震では淀川等の河川堤防で被害が発生した。建設省河川局では「河川構造物地震対策技術検討委員会」を組織して河川構造物のうち河川堤防, 水門・樋門を対象として, 具備すべき耐震性やその耐震性向上対策について検討を行った。検討した項目は, 1) 河川構造物の構造特性と従来の地震による被害特性の検討, 2) 兵庫県南部地震による河川構造物の被害特性とその教訓, 3) 河川構造物の確保すべき耐震性の検討, 4) 河川構造物の耐震性向上の考え方と地震外力の検討, 5) 河川構造物の地震対策工法の検討, である。検討の結果, 地盤の液状化とそれの伴う堤防の変状が水門・樋門の地震被害の大きな原因と考えられた。水門・樋門の地震対策では地盤の液状化対策を優先的に行うことが有効である。構造物の老化が進行している場合では老朽化の程度や背後地の状況, 構造物の規模等を勘案し, 改築も含めて構造物全体について地震対策を行うことが必要である。今後の課題として地震外力値, 耐震性評価技術の開発, 調査技術の開発とデータベースの整備, 地震対策工法と設計技術の開発を挙げた。
16	矢板締め切り工を施した盛土の模型振動台実験 (河川堤防の耐震化に関する知見)	岡村末対, 堤達也, 齊藤由紀子, 松尾修 (土木研)	地盤工学研究発表会 発表講演集 VOL. 33rd, NO. 2-1	1998	河川堤防	D	河川堤防の耐震対策工法として自立式矢板を取り上げ, その地盤変形抑制効果のメカニズムを調べた。現行設計法での設計荷重の妥当性を検証することを目的として振動台模型実験を行った。その結果, 矢板を設置することにより盛土下地盤の過剰間隙水圧は高くなったが, 矢板が地盤の水平変位に抵抗することで地盤の変形が抑制されると考えられた。また, 矢板に作用する土圧は盛土天端下地盤の過剰間隙水圧の上昇と共に直線的に増加していることが判明した。

A .

1) 文献および事例内容

A : 耐震診断法の事例, B : 耐震補強工法の事例, C : 耐震診断および補強工法の適用事例, D : 耐震補強法のアイディア・確認実験

土構造物の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）－鉄道盛土－

No.	論文名、参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
1	東海道新幹線盛土の液状化対策 (既設鉄道盛土の耐震対策事例)	那須誠	基礎工, Vol. 12, No. 7, pp. 64-68	1980	盛土	D	盛土両側の法尻にタイロッドにより連結されたシートパイルを打設し、基礎地盤の液状化による側方移動の抑制効果を模型実験により確認した。
2	鉄道盛土の耐震補強対策 (既設鉄道盛土の耐震対策事例)	大橋勝弘 那須誠	土と基礎, Vol. 28, No. 8, pp. 37-44	1980	鉄道盛土	B	盛土の支持地盤をシートパイルによって締め切り支持地盤が液状化した際の側方への変形を抑止する、シートパイル締め切り工法の
3	ニューマーク法による鉄道盛土防護工の地震時変形性能評価 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	小久保将寿 館山勝 堀井克己 古関潤一 龍岡文夫	第32回地盤工学研究 発表会	1997	鉄道盛土	D	大径補強体等を盛土に施工した場合の盛土の地震時変形量について、ニューマーク法により比較検討を行ったところ、格子枠工は表層すべりには効果があるものの盛土体の耐震強化には効果が見られなかったのに対して、大径補強体は盛土体の破壊防止や変形抑制に効果が見られる結果となった。
4	砂質土盛土防護工の地震時永久変形解析 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	小久保将寿 館山勝 西原聡 古関潤一 龍岡文夫	第52回土木学会年次 学術講演会 III- A194	1997	鉄道盛土	D	大径補強体等を盛土に施工した場合の盛土の地震時変形量について、有限要素法による地震時永久変形解析により比較検討を行ったところ、格子枠工は表層すべりには効果があるものの盛土体の耐震強化には効果が見られなかったのに対して、大径補強体は盛土体の破壊防止や変形抑制に効果が見られる結果となった。
5	耐震防護工のある模型盛土の傾斜実験 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	木村英樹 館山勝 小島謙一 古関潤一 龍岡文夫	第52回土木学会年次 学術講演会 III- A196	1997	鉄道盛土	D	大径補強体等を盛土に施工した場合の盛土の耐震性能、模型盛土の傾斜実験により比較検討を行ったところ、大径補強体は盛土の耐震性能を著しく向上させることが可能であることを確認した。
6	砂質土盛土防護工の耐震性に関する検討 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	津田英明 堀井克己 館山勝 古関潤一 龍岡文夫	第52回土木学会年次 学術講演会 III- A197	1997	鉄道盛土	D	大径補強体等を盛土に施工した場合の盛土の地震時変形量について、一連の解析による比較検討を行ったところ、各種対策工を施した場合において、ニューマーク法と有限要素法による永久変形解析の結果はよい一致を示した。

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の事例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

7	液状化地盤上の盛土に関する模型振動実験 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	館山勝 小島謙一 澤田亮 山田孝弘 蔣関魯	第55回土木学会年次 学術講演会 III- B205	2000	鉄道盛土	D	液状化地盤上の盛土地震対策工法として、①地盤と盛土の境界面に遮水層としてメンブレンを敷設した「底面遮水対策ケース」と②セメント改良杭を配置し、盛土との境界面にはネットを敷設した「地盤改良対策ケース」について振動実験により効果を確認した。
8	不整形地盤の盛土振動実験の詳細データ整理結果 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	鵜田由希 堀井克己 館山勝 小島謙一 山田孝弘	第56回土木学会年次 学術講演会 III- A096	2001	鉄道盛土	D	不整形基盤上に盛土が構築されている場合について、基盤傾斜角の違いによる地震被害特性を盛土振動実験により確認を行った。
9	地震時盛土支持地盤の沈下量の算定 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	小椋千夏 鵜田由希 堀井克己 館山勝 室野剛隆	第56回土木学会年次 学術講演会 III- A105	2001	鉄道盛土	D	盛土の地震時変形は、盛土の滑動変位、揺すり込み沈下、支持地盤の沈下で構成されるが、この中で支持地盤の沈下量について、応答変位法と動的解析法 (SHAKE) で算出し比較検討を行った。
10	土構造物の液状化被害程度把握に関する検討 (その1) (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	阿知波秀彦 長縄卓夫 町田文昭 森本巖 山本裕司	第57回土木学会年次 学術講演会 III-516	2002	鉄道盛土	D	地震時における液状化地盤上の盛土沈下量の推定手法としてPL値に着目し、遠心模型実験結果における盛土沈下量との相関性からより理想的な液状化程度の重み関数について検討を行った。
11	土構造物の液状化被害程度把握に関する検討 (その2) (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	長縄卓夫 阿知波秀彦 町田文昭 森本巖 山本裕司	第57回土木学会年次 学術講演会 III-517	2002	鉄道盛土	D	遠心力模型実験結果における盛土沈下量との相関から考案した、液状化程度の重み関数を変更したPL値の適用性について、盛土の実地震被害を用いて妥当性の検証を行った。
12	液状化地盤上の盛土の耐震補強工法に関する一考察 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	永尾拓洋 長縄卓夫 関雅樹 萩原敏行 今村眞一郎 平野孝行	第58回土木学会年次 学術講演会 III-620	2003	鉄道盛土	D	液状化地盤上の盛土地震対策工法として、支持地盤に薬液注入工法を行った場合の盛土沈下性状について、遠心力模型実験により検討した。

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の実例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法の実例・確認実験

13	地震時の盛土における復旧性能の新たな指標の提案 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	永尾拓洋 長縄卓夫 関雅樹 佐藤清 今村眞一郎	第59回土木学会年次 学術講演会 III-227	2004	鉄道盛土	D	地震発生後の盛土形状予測手法として、テンションクラック発生を予測する指標としてSI値を提案し、その有効性について検討を行った。
14	液状化地盤上の既設盛土におけるネイリング工法による耐震補強の効果確認試験 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	永尾拓洋 佐藤清 関雅樹 長縄卓夫	第59回土木学会年次 学術講演会 III-229	2004	鉄道盛土	D	液状化地盤上の盛土地震対策工法として、天端の縦断クラックやのり面の円弧すべり破壊を防止するために盛土本体にアースネイリング工法を実施した場合の対策効果について、遠心力模型実験により検討を行った。
15	液状化時における盛土の沈下対策に関する実験的検討 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	金口義胤 弥勒綾子 大木基裕 澤田亮	第59回土木学会年次 学術講演会 III-230	2004	鉄道盛土	D	液状化地盤上の盛土地震対策工法として、薬液注入工に着目し、注入範囲を変更した3パターンについて遠心力模型実験を実施し、効果の違いについて検討を行った。
16	遠心模型振動実験による液状化地盤上の盛土挙動評価 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	永尾拓洋 佐藤清 関雅樹 長縄卓夫	第39回地盤工学研究 発表会 E-08 652	2004	鉄道盛土	D	鉄道盛土の耐震補強工法を考えるうえで、液状化地盤上盛土の地震時挙動を解明するために、遠心力模型実験を実施した結果、2003年十勝沖地震における液状化による盛土被害と同種の被害が再現された。
17	液状化時における盛土の沈下対策に関する検討 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	金口義胤 弥勒綾子 大木基裕 澤田亮	第39回地盤工学研究 発表会 E-08 653	2004	鉄道盛土	D	液状化地盤上の鉄道盛土に対する地震対策工法として、薬液注入工法の効果を模型実験により確認を行ったところ、一定の対策効果が見られた。
18	基礎地盤の側方流動現象に着目した鉄道盛土の耐震補強工法に関する一考察 (鉄道盛土の耐震化に関する知見)	永尾拓洋 関雅樹 長縄卓夫 今村眞一郎	第39回地盤工学研究 発表会 H-06 662	2004	鉄道盛土	D	液状化地盤上の鉄道盛土に対する地震対策工法として、薬液注入工法およびシートパイル締切工法の効果を模型実験により確認を行ったところ、一定の対策効果が見られた。

A：耐震診断法の事例， B：耐震補強工法の実例， C：耐震診断および補強工法の適用事例， D：耐震補強法のアイデア・確認実験

1) 文献および事例内容

A：耐震診断法の事例， B：耐震補強工法の実例， C：耐震診断および補強工法の適用事例， D：耐震補強法のアイデア・確認実験

土構造物の耐震診断・耐震補強事例（文献調査・事例調査）－その他

No.	論文名, 参考資料名	著者	出典	年	対象構造物 (構造物名称)	文献 ¹⁾ 内容	成果概要
1	山口貯水池堤体強化工事 (既設盛土の耐震化事例)	町田秀(東京都水道局)	水道技術ジャーナル NO. 13	1999	貯水池, 堤防	B	コア型アースフィルダムの標記貯水池は, 有効貯水量約1,950万m ³ を通常満水レベルで運用しており, M7クラスの直下型地震の耐震解析をした結果, 堤頂部に約1mの沈下を生じるものであった。貯水池内の材料で盛立量を賄え, 地震時の大きな変形に対しても機能を失わず, 施工工期が比較的短い「単純抑え盛土+下流傾斜ドレーン方法」を採用した。水鳥の楽園であることから水面を2倍確保できる仮締め切りとし, 動植物等のモニタリング調査を行い, 環境に配慮した工事を実施している。
2	液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響 6. 地盤の流動に対する対策工 その2 (既設盛土の復旧耐震化事例)	佐藤毅(東洋建設 鳴尾研), 岡田進(基礎基礎コンサルタンツ)	土と基礎 VOL. 48, NO. 4	2000	岸壁, 道路橋脚基礎, 建築構造物基礎, 河川防波堤	B	阪神・淡路大震災で被災した神戸港の岸壁, 道路橋脚基礎, 建築構造物基礎および河川防波堤における復旧事例を紹介した。さらに事前対策事例では, 地盤流動に着目して対策を行った事例と耐震対策の一環として実施し, 結果的に流動対策になったものを紹介した。
3	阪神・淡路大震災復旧・復興の現状と主要工事全容 よみがえる神戸港! 中枢国際港湾・神戸港の復活は目前 真の復興実現のために最大限の努力 (既設盛土の復旧耐震化事例)	中山靖之(運輸省 第三港湾建設局)	開発往来 VOL. 40, NO. 10	1996	防波堤, 海岸施設	B	神戸港の短期復興計画は平成9年3月までとなっている。短い復興期間に実施された各種の対策工事と現在の進捗状況を紹介した。岸壁の設計震度の向上(0.2とする), 液状化対策としての地盤改良, 応急復旧と本格復旧との調整, 復興を推進するための支援方策等を説明した。7月末で防波堤8割, 岸壁3割, 物揚場4割の復旧が終了した。
4	軟弱地盤耐震対策工法に関する共同研究報告書 その2 (盛土の耐震化に関する知見)	松尾修(土木研), 半沢秀郎(東亜建設工業), 布施勝(前田建設工業), 藤原敏光(五洋建設), 佐藤武(三信建設工業), 鈴木善雄(竹中工務店), 石原公明(ハザマ 技研), 倉林清(戸田建設), 下田正雄(小野田ケミコ)	土木研究所共同研究報告書 NO. 104	1994	盛土, 地中構造物	B	建設省土木研究所と関連企業17社の標記に関する共同研究の成果を取り纏めた。開発対象工法は次の条件を満たすものとした。1) 従来の工法では施工が不可能な既設構造物直下の地盤改良に適用可能。2) 騒音・振動, 隣接構造物への影響など施工上の制約がある新設・既設構造物に適用可能。3) 大規模な地盤造成を行う場合に比較的低コストで液状化対策が可能。具体的対象工法はグラウト工法, 静的締固め, 深層混合処理, 鋼材を用いた対策, 締固め工法, ドレーン工法とし, 盛土・堤防, 線状・面状構造物, 広域的耐震地盤に対する設計法の検討を行った。

5	補強土工法の液状化抑止効果とその補強メカニズム (盛土の耐震化に関する知見)	阿知波文夫, 水谷俊孝(中部電力), 丹羽誠(大日本土木), 松尾稔(名古屋大)	土木学会論文集 NO. 517	1995	土構造物 (補強土)	D	現在,地震時の地盤の液状化やすべり破壊に対してさまざまな対策工法が提案されているが,これらの工法を護岸や堤防などの既設構造物へ適用する場合には,振動・変形等の課題があった。そこで,筆者らは前論文において補強土工法の考え方を取り入れた新しい耐震補強対策工法を提案した。本報告では,補強効果の定量的な評価を目的とした大型せん断土槽を用いた液状化振動実験を実施し,液状化に対する効果的な補強方法を検討した。さらに,補強効果の評価方法を提案し,実験結果との比較によりその妥当性を確認した。
6	軟弱粘土地盤上の海岸堤防の耐震安定性および対策法の検討 (盛土の耐震化に関する知見)	兵動正幸(山口大工), 小林孝洋, 永池誠一(日本地研)	地盤工学研究発表会 発表講演集 VOL. 31st	1996	海岸堤防	D	堤体近傍の粘土地盤の地震時破壊は,初期せん断応力下の繰返しせん断破壊である。この観点から,初期せん断応力を受ける粘土の繰返しせん断挙動を調べた。軟弱な粘土地盤上に構築された海岸堤防を対象に,粘土の動的強度を導入した円弧すべり安定解析を行い,その地震時安定の評価と対策法について検討した。
7	海岸保全施設の耐震性に関する技術検討委員会報告書 (盛土の耐震化に関する知見)	農水省; 水産庁; 運輸省; 建設省	海岸保全施設の耐震性に関する技術検討委員会報告書 平成8年	1996	海岸堤防	D	海岸保全施設は1)高潮あるいは津波による海水の侵入の防止,2)波浪による越波の低減,3)陸域の侵食の防止,を目的に海岸線付近に設置される構造物である。兵庫県南部地震において重力式構造物には本体の沈下や傾斜,水平変位,目地の開口,亀裂,背後部では水叩きの沈下や陥没,破損などの被害が見られた。現行の「海岸保全施設築造基準」では「適切な耐震性を有するよう必要に応じて地震の影響を考慮する」ものとしているが,堤防や護岸については地震時の安定性について必ずしも十分な検討はなされていない。海岸保全施設の構造特性,地震被害特性,地震に対する対応,耐震点検の考え方,耐震性向上対策,維持管理の考え方について検討した結果,海岸保全施設については現行基準を厳正に適用した上耐震性を確保し,間隙水圧の上昇による影響,および粘り強さに配慮した設計を基本とすることが必要であるとの結論を得た。今後の課題として,1)地震による被害を具体的に想定する耐震性評価手法の確立,2)耐震工学の進展を反映した耐震設計法,耐震対策工法の確立,3)維持管理の考え方の確立と維持管理を通じての情報の蓄積,を挙げた。

8	耐震補強 耐震補強の現状と今後の課題 (盛土の耐震化に関する知見)	浜田政則(早稲田大理工)	基礎工 VOL. 27, NO. 4	1999	橋脚, 地中構造物, 護岸, 河川堤防, 盛土, 液状化, 高速道路, ラーメン橋, 高架橋	D	兵庫県南部地震が発生してから現在までの約4年間に調査・研究されてきた橋梁, 土構造物(護岸, 河川堤防, 盛土)および地中構造物に関する耐震補強法の現状と課題を紹介した。東名・名神・首都高などの高速道路のコンクリート橋脚と鉄道のラーメン式高架橋に対して行われた耐震補強の現状を具体的に紹介した。さらに, 今後耐震補強を進めていくために解決を要する技術的・社会的課題についても言及した。
9	土木構造物の経済的な耐震補強技術に関する研究 (盛土の耐震化に関する知見)	常田賢一(土木研)	土木研究所重点プロジェクト研究報告書 平成14年度	2003	堤防, 道路盛土, 下水施設	D	本研究は, 堤防, 道路盛土及び下水道施設を対象として, 地震時の全体系としての耐震性または変形性能に着目する。研究目的は, 施工困難な部位に対する全体系としての耐震補強及びコストの高い部位の耐震補強の低コスト化であり, 経済的な耐震補強技術の開発を行う。研究期間は, 平成12年~17年度であり, 既設道路橋の耐震補強技術, 堤防の耐震対策合理化, 道路盛土の液状化対策及び下水道施設の液状化対策が研究課題である。
10	液状化地盤上の対策盛土の動的遠心模型実験(その2) (盛土の耐震化に関する知見)	豊田耕一 杉田秀樹 石原正規 佐々木哲也	第40回地盤工学研究発表会 D-06 700	2005	道路盛土	D	

1) 文献および事例内容

A: 耐震診断法の事例, B: 耐震補強工法の事例, C: 耐震診断および補強工法の適用事例, D: 耐震補強法のアイデア・確認実験

10 ダムWG

(既設ダムの耐震診断と耐震対策)

10.1 概要

我が国では、高さ 15m 以上のダムが大ダムとして定義されており、高さ 15m 以上のダムは約 2800 ある¹⁾。高さ 15m 以下のダム・ため池を含めると約 25 万あると報告されている²⁾。ダムの耐震設計は、現在、河川管理施設等構造令及び同施行規則に準拠して震度法に基づいて行われており、高さ 15m 以上のダムが基準の適用対象となっている。兵庫県南部地震以降、ダムに関しても、地震時の実現象に即した耐震性能照査の必要性が認識され、既設ダムの耐震性能を動的解析によって照査するようになりつつある。既設ダムでは、建設後の時間が経過すればするほど耐震診断の必要性が高くなり、非常に強い地震動が想定される場合や地震によって被害を受けることが想定されるような場合には、ダムの規模や種類によらず、精度・信頼性の高い耐震診断が求められるようになるものと考えられる。

このような必要性を念頭に置いて、ダム WG では、巨大地震に対する既設ダムの耐震診断法と耐震対策法について調査研究を行った。耐震診断法については、地震動部会から提供された、東海地震、東南海・南海地震に関する想定地震動を用いて、4 つのダムを解析対象として事例検討を行った。既設ダムに関しては、堤体の形状、周辺の地形・地質条件等がサイト毎に異なり地点依存性が強いことから、サイト・スペシフィックな手法で耐震診断法の検討を行った。耐震対策法に関しては、明治から昭和初期に建設された既設ダムの耐震補強工事が既に幾つか実施されているので、それらの実施事例について調査し整理した。

10.2 我が国における既設ダムの現況

10.2.1 ダム建設の経過と耐震設計

ここでは、高さ 15m 以上のダムについて、建設の経過と現況について紹介する。現在、我が国には、表 10.1 に示したように、高さ 15m 以上のダムが約 2800 あり、アースフィルダムは、古くは江戸時代以前から建設されている。1923 年の関東地震の後、1930 年に初めてコンクリート重力式ダムの耐震設計に震度法が適用さ、1935 年には河川堰堤規則(内務省)、発電用高堰堤規則(逓信省)が内規として定められた。その後、1957 年に我が国で初めてダムの設計基準が制定され、ダムの耐震設計が明文化された。表 10.1 に示したように、1957 年以前に建設されたダムは、既設ダムの半数(約 1400)を占める。ダムの設計基準は、1965 年にアーチダムの設計震度が 2 倍に改定され、1981 年に地震帯が 2 区分から 3 区分に改定された。現在、ダムの耐震設計は、河川管理施設等構造令(政令 1976.7.20)及び同施行規則(省令 1976.10.1)に準拠して震度法により行われている。

古いダム、例えば、明治時代以前に建設されたダムは、近代的な耐震設計がなされていない。大正から昭和へと時代が進む中で、震度法による耐震設計が行われるようになったが、耐震設計の内容は、年代によって少しずつ変化を重ねてきており、現在の視点から見た場合は、いくつかの技術的な不整合が累積している。例えば、設計震度 0.12 で建設されたダムの隣に設計震度 0.20 で設計されたダムが存在すること、設計震度 0.12 で設計・建設されたアーチダムに現行基準を当てはめると設計震度が 0.24 に相当すること等を挙げることができる。一方、コンピュータや数値解析技術の飛躍的な進歩発展に伴い、動的解析が実用的になり、精度の高い解析評価ができるようになった。このような背景から、兵庫県南部地震を契機に、既設ダムの地震時安全性を動的解析によって照査する取り組みが積み重ねられており、現在では、既設ダムの耐震診断として耐震性能照査が実施されるようになりつつある。

表 10.1 ダム建設の現況と耐震基準

竣工年	ダム形式					耐震基準
	コンクリートダム		フィルダム		その他	
	重力式	アーチ	ロックフィル	アースフィル	複合型等	
1602 以前	・	・	・	36	・	
1603-1867	・	・	・	472	・	
1868-1899	・	・	・	80	・	
1900-1925	18	・	・	178	3	
1926-1945	120	・	・	284	8	
1946-1955	77	2	3	129	1	1957 ダム設計基準の制定
1956-1965	175	25	10	125	19	1965 アーチダム設計震度改定
1966-1975	137	18	36	108	16	
1976-1985	132	4	67	54	2	1981 地震帯改定 (2 3 区分)
1986-1995	117	1	77	35	4	
1996~	350	4	121	36	6	計画を含む
合 計	1126	54	314	1537	59	計画を含む

10.2.2 既設ダムの地震被害事例

既設ダムの地震被害事例は、国内では 1891 年の濃尾地震以降、米国では 1906 年の San Francisco 地震以降に報告事例がある³⁾。コンクリートダムが地震時に決壊した事例としては、ダム直下の断層変位により決壊した、石岡ダム(台湾、コンクリート重力式:堤高 25m,台湾集集地震:1999,M7.7,写真 10.1 参照)があるが、地震動によって決壊した事例は報告されていない。決壊までには至らなかったが、重大な損傷を受けた事例としては、Pacoima ダム(米国、アーチ:堤高 113m,San Fernando 地震:1971,M6.6,アバットメントの岩盤におけるクラックの発生,写真 10.2 参照)、Koyna ダム(インド、コンクリート重力式:堤高 103m,Koyna 地震:1967,M6.5,堤体における水平クラックと漏水の発生,写真 10.3 参照)、豊稔池ダム(日本、マルチプルアーチ:堤高 32.3m,南海地震:1946,M8.0)、等がある。フィルダムに関しては、貯水機能に重大な被害を受けた事例としては、Sheffieldダム(米国、アースフィル:堤高 8m,Santa Barbara 地震:1925,M6.2,写真 10.4 参照)、Lower San Fernando ダム(米国、アースフィル:堤高 12m,San Fernando 地震:1971,M6.5)、Van Norman ダム(米国、アースフィル:堤高 43m,Santa Barbara 地震:1925,M6.2,写真 10.5 参照)、満濃池(アースフィル:堤高 23m,安政南海地震,1854,M8.4)等の事例がある。地震被害を受けたフィルダムは、小規模なアースダムが多く、堤高 15m 以上の大ダムで貯水が不可能になるほどの致命的な被害を受けた事例は少ない。



(Shih Kang Dam 1999 Photo:by BC Hydro)
台湾集集地震の際に断層変位(相対変位約 7 m)で決壊した石岡ダム

写真 10.1 石岡ダムの地震被害事例



写真 10.2 Pacoima Dam

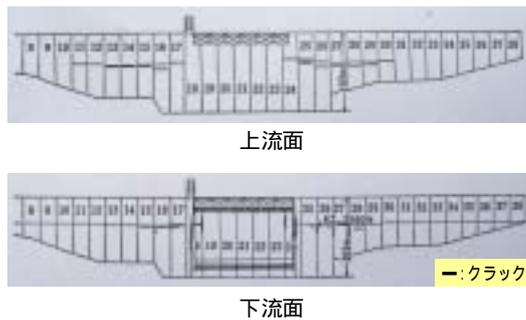
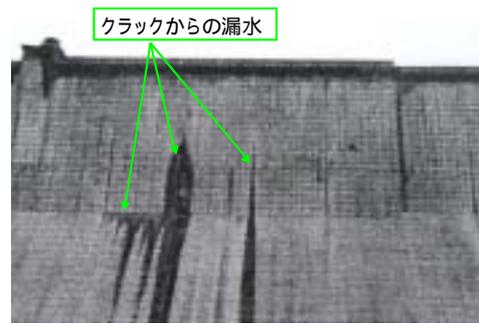


図 10.1 Koyna Dam の地震被害



Koynaダムの下流面におけるクラックからの漏水状況

写真 10.3 Koyna Dam の地震被害



Santa Barbara地震（1925,M6.2）で破壊した Sheffieldダム（米国,アースフィル:堤高8m）

写真 10.4 Sheffield Dam の地震被害



1971年2月9日San Fernando地震(M6.6)の際に地震動によって被害を受けたVan Norman(San Fernando)Dam (アースフィルダム:堤高43m,堤頂長634m,震央距離14km)

写真 10.5 Van Norman Dam の地震被害

10.3 ダムの耐震設計法の変遷

10.3.1 指針・基準類の変遷

我が国の近代的耐震研究は、内陸直下地震として有名な1891年の濃尾地震(M8.0)を契機として開始され、1923の関東地震の後、1925年に震度法によるダムの耐震設計の考え方が提案された。これが、我が国における近代的なダムの耐震設計の出発点となり、震度法は、1930年に建設された小牧ダム（コンクリート重力式ダム）に初めて適用され、その後、今日まで広く適用されている。関東地震では、アースフィルダムの地震被害が顕著であったことから、当時の内務省土木試験所を中心にアースフィルダムの耐震性に関する研究が実施された。この時期の研究では、堤体の振動を上下流方向のせん断振動と仮定して自由振動周期を求める方法、ダム堤体が基礎地盤より大きな加速度を受けること等に関する研究が実施された。フィルダムに関しては、コンクリートダムよりも早い時期から、動力学的な耐震研究が実施されていた。その後、1957年に現在の日本大ダム会議の前身である国際大ダム会議日本国内委員会が、我が国で初めて体系的なダム設計基準を発表した。このダム設計基準では、地震帯区分は強震帯と弱震帯の2つに分類され、地震帯区分とダム形式に応じた設計震度が提示された。地震帯2区分の考え方は、1981年に地震帯が3区分に改定されるまで適用された。アーチダムに関しては、上椎葉ダムが、重力式ダムと同じ設計震度を用いた震度法によって設計され1955年に竣工した。その後、十数箇地点のアーチダムが、同様の耐震設計により建設された。1965年には、ダム設計基準のアーチダムに関する事項が改訂され、アーチダムの堤体振動特性を考慮して、堤体震度に地盤震度の2倍の設計震度を採用する考え方が規定された。1969年に竣工した小渋ダムで初めて、地盤震度の2倍の堤体震度が採用された。

ダム設計基準は、1971年に第一次改訂、1978年に第二次改訂が行われ、今日に至っている。ダム設計基準は、いわゆる学会・協会系の技術的ガイドラインであり、法的な拘束力を持つものではなかったが、法的拘束力を有する技術基準として、1976年に河川法に基づいて河川管理施設等構造令及び同施行規則が制定された。河川管理施設等構造令施行規則に関しては、1981年に地震帯が2区分から3区分へと変更され、設計震度の一部見直しが行われた。

10.3.2 兵庫県南部地震以降のダムの耐震性評価の動向

兵庫県南部地震以降のダムの耐震性評価に関する国内主要機関の調査研究の動向を表10.2に示す。兵庫県南部地震の直後、国土交通省では「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」を組織し、1995年11月に委員会報告をまとめている。経済産業省では「電気設備防災対策検討会」を組織し、1995年12月に委員会報告をまとめている。資源エネルギー庁では、1995年4月に「ダムの地震時終局耐力に関する検討委員会」を、1996年8月に「ダム耐震設計高度化調査委員会」を組織し、それぞれ1998年3月および2001年3月に調査検討報告書を取りまとめている。

国土交通省系、経済産業省系、農林水産省系等の分野横断的な技術者により構成される、日本大ダム会議では、1999年7月に「地震時のダム安全分科会」を設置し、2002年3月に既設ダムの耐震性能評価法に関する検討報告書を取りまとめるとともに、国内の既設ダムで観測された実地震動データ集を「Acceleration Records on Dams and Foundations No.2」として刊行している。土木学会では、1995年5月に「土木構造物の耐震基準等に関する提言(第一次提言)」を、1996年1月に「土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言」を、2000年6月には「土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言」を発表している。土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会では、2001年9月に「土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)」を発表している。兵庫県南部地震では、ダムの重大な地震被害はなく、現行の耐震設計基準の見直しは予定されていないが、動的解析による既設ダムの性能照査に関する調査研究が進められている。性能照査型の指針類としては、2005年3月に国土交通省河川局から「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」が公表されている。

表 10.2 兵庫県南部地震以降のダムの耐震性能評価に関する国内主要機関の調査研究

組 織	名 称	報告書年月
国土交通省	ダムの耐震性に関する評価検討委員会 ⁴⁾	1995年11月
	大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)⁵⁾	2005年3月
経済産業省	電気設備防災対策検討会 ⁶⁾	1995年11月
	ダムの地震時終局耐力に関する検討委員会(1995~1998) ⁷⁾	1998年3月
	ダム耐震設計高度化調査委員会(1997~2001)⁸⁾	2001年3月
日本大ダム会議	地震時のダム安全分科会(1999~2002)⁹⁾	2002年3月
土木学会	土木構造物の耐震基準等に関する提言(第一次提言) ¹⁰⁾	1995年5月
	土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言 ¹¹⁾	1996年1月
	土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言 ¹²⁾	2000年6月
	土木構造物の耐震設計ガイドライン(案)¹³⁾	2001年9月

(太字：性能照査型の指針・基準類)

10.3.3 従来の仕様規定型設計法の概要

ダムは、その構造形式から、コンクリートダムとフィルダムに大別される。コンクリートダムは、コンクリート重力式ダムとアーチダムに細分化され、フィルダムは、ロックフィルダムとアースフィルダムに細分化される。現行の仕様規定型の設計法では、表10.3に示したような設計条件と評価量に基づいて、想定される地震荷重に対してダムの構造的損傷が生じないこと(無損傷であること)を前提に耐震設計がなされてい

る。既設ダムの耐震診断の必要性は、将来的に、時代の経過とともに益々増大すると考えられ、既設ダムに関しても性能照査型の耐震設計法の確立が必要であると考えられる。

表 10.3 従来の仕様規定型設計法の概要

形式	設計条件	評価量
コンクリート重力式ダム	・ダムが転倒しない (ダム堤体上流面に鉛直方向の引張応力を生じない)	・鉛直方向の引張応力なし
	・ダムが滑動しない (ダム堤体と基礎岩盤がせん断に対して安全である)	・せん断摩擦安全率 4 以上
	・ダム堤体内の応力が許容応力を超えない	・許容応力 発生応力
アーチダム	・ダム堤体内の応力が許容応力を超えない	・許容応力 > 発生応力
	・ダム堤体と基礎岩盤がせん断に対して安全である	・せん断摩擦安全率 4 以上
フィルダム	・すべり破壊を生じない	・すべり安全率 1.2 以上
	・浸透破壊を生じない	

10.4 既設ダムの耐震診断法

10.4.1 耐震診断の優先度の考え方

古いダム，例えば，明治時代や大正時代以前に建設されたダムは，近代的な耐震設計がなされていない。大正から昭和へと時代が進む中で，震度法による耐震設計が実施されるようになったが，耐震設計法は，時代によって少しずつ変化してきており，現在の視点から見た場合，いくつかの技術的矛盾や不整合が生じて胃いる。例えば，設計震度 0.12 で建設されたダムの隣に設計震度 0.20 で設計されたダムが存在すること，設計震度 0.12 で設計・建設されたアーチダムに現行基準を当てはめると設計震度 0.24 に相当すること等を挙げることができる。一方，数値解析技術の飛躍的な進歩発展に伴い，現在では，動的解析が実用的になり，精度の高い耐震性能照査ができるようになってきている。既設ダムの耐震設計にまつわる技術的な不整合等を合理的に解消してゆくためにも，既設ダムの耐震診断は将来的に大変重要であると考えられる。耐震診断を実施する際には，優先度の高いものから優先的に実施するのが合理的と考えられ，優先度を判断する際の着目点としては，表 10.4 に示したように，ダムの老朽化・経年劣化の度合い，現行耐震設計基準との整合性，地震被害を受けた場合の社会的な影響度・重要度，地元市民や自治体等に対する説明責任，安全管理・安全確保の合理化・効率化，事業の継続性への影響度等が重要であると考えられる。

表 10.4 耐震診断の優先度を考える際の着目点

項目	備考
老朽化・経年劣化	・明治・大正等，古い時代に建設された場合 ・経年劣化が著しい場合
現行基準との適合性・整合性	・現行基準の施行以前に設計・建設された場合 ・現行基準に適合しない場合
社会的影響度・重要度 説明責任・P A	・社会的重要度が高く、被災時に社会的な影響度が高い場合 ・自治体や市民等からの問合せがあり，説明責任が求められる場合
リスク管理 事業継続性	・リスク管理の効率化、合理化 ・事業継続性の確保
地震防災	・地震災害の未然防止へのフィードバック ・地震防災性能の向上

10.4.2 ダムの性能目標の設定

ダムに要求される基本的機能は、貯水機能であり、それに連動して放流機能の維持も要求される。ダムの性能目標としては、想定される地震動レベルに応じて、一般的に表 10.5 のように記述することができる。非常に強い地震動を想定した場合の耐震診断では、ダムが構造的に重大な地震被害を受けた場合でも、ダムの貯水機能および放流機能が保持されることを確認することが必要になる。既設ダムの過去の地震被害を集約すると、コンクリートダムでは、堤体および基礎岩盤でのクラックの発生、フィルダムでは、すべり破壊、液状化、沈下、残留変形等の発生が、主な地震時損傷となっている。地震防災に際して、忘れたころに必ずやってくる地震が、いつやっても良いようにしておくことが大切であり、ダムに関しては、ダムが構造的な重大な損傷を受けても、下流域に二次的な災害が派生することがないことを平時から確認しておくことが大切である。なお、コンクリートダムでは、万が一、貯水が越流した場合でも、越流がダムの決壊に帰結する可能性は低いと考えられるが、フィルダムでは、貯水の越流がダムの決壊に直結する危険性が高いと考えられるので、越流の回避が重要なポイントになるものと考えられる。

表 10.5 ダムの性能目標

耐震性能	性能目標 と 照査項目
	地震によりダムに構造的な損傷が生じない
	コンクリートダム ・ダムが転倒・滑動しないこと ・ダムにクラックが生じないこと
	フィルダム ・ダムにすべり破壊が生じないこと ・ダムに残留変形が生じないこと
	地震によりダムに構造的な損傷が生じた場合でも構造的な損傷が修復可能であり、ダムの貯水機能、放流機能が維持される
	コンクリートダム ・ダムが決壊に至らないこと ・放流機能が維持されること
	フィルダム ・変形に伴う沈下が貯水越流を生じさせないこと ・浸透破壊を生じない ・ダムが決壊に至らないこと ・放流機能が維持されること

10.4.3 耐震診断の精緻化のための要件

動的解析の結果は、地盤・構造物の動的変形・強度特性の設定によって著しく変化する。したがって、耐震診断法の精度・信頼性を向上させるためには、ダム・基礎地盤の動的変形・強度特性を定量的に評価することが大切である。地震観測によって地震動データが得られている場合には、実地震時挙動の再現解析によって動的解析モデルを同定することが可能であり^{14), 15)}、こうしたプロセスを耐震診断の中に組み込むことによって、耐震診断の有効性・信頼性を向上させることが可能である。非常に大きな地震動に対する耐震診断を行う場合には、貯水池とダムの地震時相互作用、ダム堤体材料の非線形性の影響¹⁶⁾、ジョイントやクラック等の非連続的挙動の影響¹⁷⁾等を考慮することが必要になる。

10.4.4 二次元解析と三次元解析の特長と位置付け

アーチダムに関しては、二次元的なモデル化が困難であることから、三次元動的解析が通常の解析法として位置付けることができる。一方、コンクリート重力式ダムやフィルダム等に関しては、堤体の代表断面に着目した二次元動的解析が一般に多用されており、実務的な簡便性の面では、二次元解析が通例の解析法と

して考えられているのが一般的である。そして、二次元解析では所定の耐震性能の確認できない場合、非常に強い地震動に対する耐震性能を照査する場合等、精度・信頼性の高い性能照査が要求されるようになった段階で、三次元解析が実施されるようになる。概して、動的解析では、二次元線形解析、二次元非線形解析、三次元線形解析、三次元非線形解析の順に解析精度が向上する傾向がある。また、これとは逆の順番で、二次元線形解析において、地震時応力が最も大きく評価される傾向があり、二次元線形解析が最も安全サイドの解析手法になる傾向がある。こうした傾向は、基礎地盤や貯水池での波動エネルギーの逸散等に関連して考慮すべき、減衰定数の設定が大きな影響を及ぼしている場合が多い。

以上のような点を踏まえ、解析手法に関しては、図 10.2 に示したように、一般的なフローとしては、二次元解析による耐震診断をスタートとし、二次元解析で所要の耐震性能が確認できない場合等に三次元解析を行い、より精緻な耐震診断を行うフローを設定している。そして、二次元解析については、既に、参考になる事例^{18), 19)}（例えば、土木技術資料 Vol.47, No.6, JUNE 2005, 特集大規模地震に対するダムへの耐震性能照査等）が既に提示されているので、ダム WG では、非常に強い地震動が想定される場合、耐震診断の重要性が高い場合、より精緻な解析が要求される場合等における耐震診断法の例示に配慮して、三次元解析による耐震診断法について検討した。

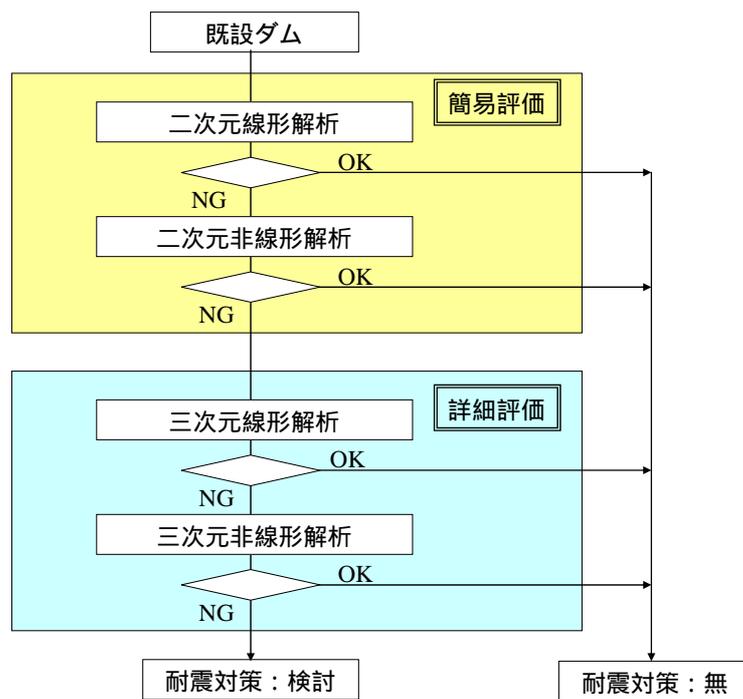


図 10.2 二次元解析による簡易評価と三次元解析による照査評価

10.4.5 耐震診断の基本フロー

既設ダムの耐震診断の基本的なフローを図 10.3 に示す。既設ダムの耐震性能を精度良く評価するためには、実地震動データに基づいて解析モデルが同定されていることが望ましいので、もし、地震観測によって地震動が観測されている場合には、既設ダムの実地震時挙動の再現解析を行うことによって解析モデルを同定することが可能である。地震動データと動的解析法を連携させることにより、ダムおよび基礎岩盤の動的変形特性を定量的に評価することが可能になるとともに、耐震性能照査法の実証を行うことも可能になる。

ちなみに、実地震動データを活用した再現解析では、一般的には、ダム天端とダム底部の観測波形を活用

して、ダム天端の加速度時刻歴およびダム底部に対するダム天端の伝達関数が解析結果と観測結果で一致するように、動的せん断剛性、減衰定数を評価することが可能である。手順としては、まず、伝達関数のピーク周波数の解析値が観測値に一致するように動的せん断剛性を評価し、次に、加速度時刻歴の最大振幅が一致するように減衰定数を評価する方法が簡便である。

初期応力解析、常時応力解析に関しては、コンクリートダムの場合は、温度変化に伴う堤体の伸縮等の影響があるので、温度応力解析が必要になる。また、フィルダムの場合は、盛り立て時の圧密の影響を考慮した盛立解析および湛水時の湛水解析が必要になる。

動的解析に関しては、解析モデルの次元数および境界条件に応じて、波動エネルギーの逸散の影響を考慮するための便法として、付加的な減衰定数を考慮することが必要になる場合がある。例えば、粘性境界や伝達境界等の半無限地盤を模擬した境界条件を設定した三次元解析モデルの場合は、付加的な減衰定数は必要にならないが、ローラー支持や固定境界を設定した二次元解析モデルの場合は、相当量の付加的な減衰定数を設定することが必要になると考えられる。貯水池のモデル化に関しては、Westergaard の式で代表される、付加質量を用いた解析では、概して、地震時の応力やひずみが大きく評価される傾向があるので、安全サイドの解析になるということが可能と思われるが、精度・信頼性の高い耐震診断が必要な場合は、貯水池を離散化した解析モデルでの解析が望ましいものと思われる。

耐震診断における評価判定に関しては、コンクリートダムの場合は、地震時の引張応力や引張ひずみが、想定される強度、限界値の範囲内あるかどうか、強度や限界値を超えた場合は、クラックの発生等の損傷破壊の可能性を評価するのが一般的と考えられる。フィルダムの場合は、想定されるすべり面の滑動に対する安全性の評価、滑動等が予測される場合の堤体の残留変形の評価等が一般的と考えられる。コンクリートダムは、一般的に応力評価の範囲で済むことが多く、フィルダムについては、応力評価から変形評価までの範囲が要求されることもある想定される。

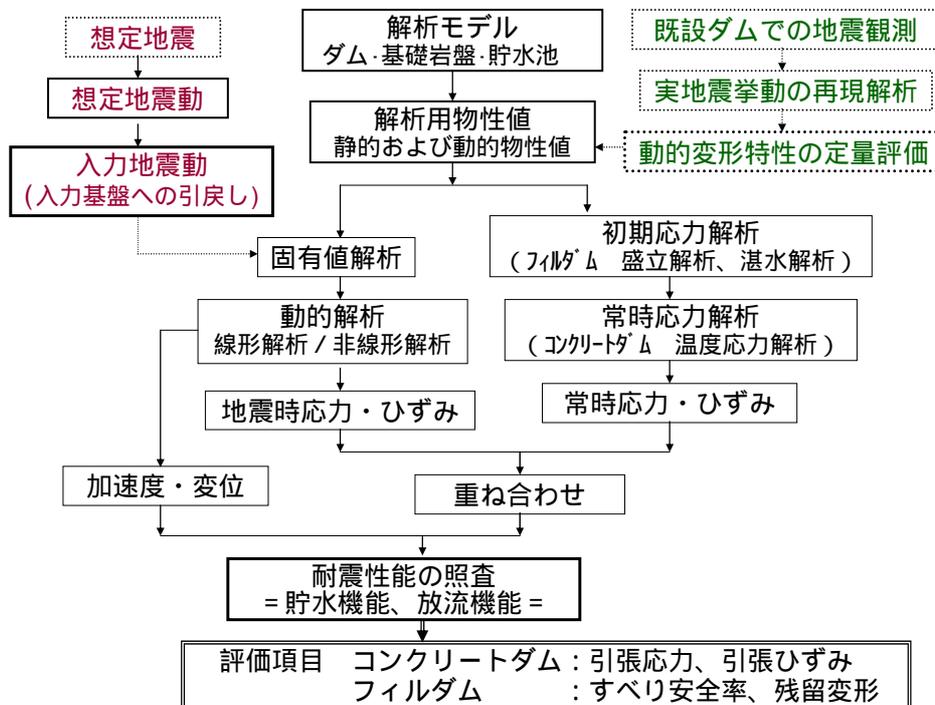


図 10.3 既設ダムの耐震診断の基本的流れ

10.4.6 事例解析の対象地域と対象構造物

東海地震、東南海・南海地震を想定し、三次元動的解析による耐震診断法の例示を目的として事例解析を行った。解析対象は、東海地震、東南海・南海地震との位置関係を考慮して、アーチダム、コンクリート重力式ダム、ロックフィルダムの代表的ダム形式について、図 10.4 および表 10.6 に示したような 4 つの既設ダムを事例解析の対象とした。

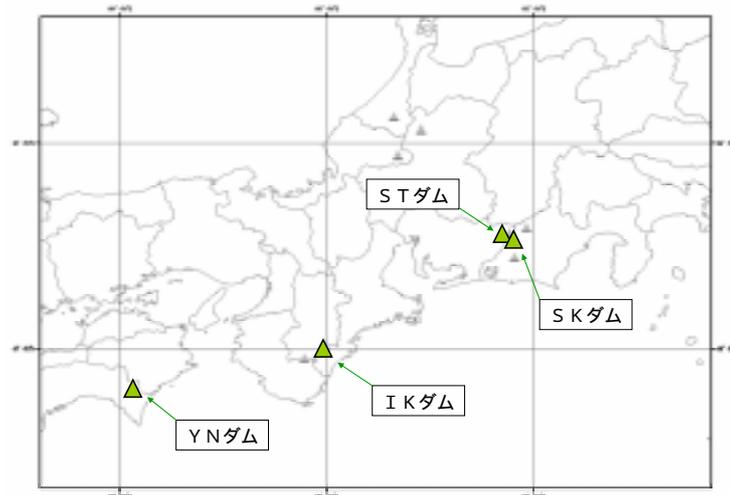


図 10.4 耐震診断法の提示のための事例解析対象の位置

ここでの事例解析の目的は、三次元動的解析による耐震診断法を例示することである。解析事例の例示が目的であり、解析対象とした個々のダムの安全性の照査は目的としていないので、この点について留意が必要である。このような理由から、解析対象としたダムは英字イニシャル表示とした。耐震診断のために用いた地震動については、地震動部会から提供された、サイトスペシフィックに評価作成された想定地震動を用い、工学的基盤 (V_s : 概ね 700m/s) から解析モデルの下方基盤まで振動成分毎に引き戻した後に入力した。ST ダムとIK ダムに関しては、地震動部会から提供された地震動(以下、「地震動部会提供波」と記す)²⁰⁾と中央防災会議から公開されている地震動(以下、「中央防災会議公開波」と記す)²¹⁾の比較解析を行った。中央防災会議公開波については3成分同時入力、地震動部会提供波については2成分同時入力として動的解析を行った。解析モデルは、ダム・基礎岩盤・貯水池の連成モデルとして作成した。

表 10.6 耐震診断法の例示のための解析対象の概要

想定地震	解析対象				
	ダム	形式	堤高	堤頂長	所在地
東海地震	ST ダム	アーチ	116m	311m	愛知県
	SK ダム	重力式	155m	293m	静岡県
東南海・南海地震	IK ダム	アーチ	111m	460m	奈良県
	YN ダム	ロックフィル	115m	202m	高知県

10.4.7 地震動の引き戻し方法について

実地震動データを活用した三次元再現解析では、ダム底部で観測された地震動を解析に用いることが必要になり、このような場合、ダム底部で観測された地震動をどのようにして解析モデルの下方基盤まで引き戻すかがひとつの技術的課題になる。

例えば、ダム天端の地震動と伝達関数(ダム天端/ダム底部監査廊)に着目して地震時挙動の再現性を判定するためには、その前提としてダム底部監査廊位置での地震動が再現されてなければならない。ダム底部で観測された実地震動には、ダムと基礎岩盤の動的相互作用の影響が既に含まれているため、ダム底部監査廊での観測地震動をそのまま下方入力基盤から入力した場合、あるいは、開放基盤表面で定義された模擬地震動の引き戻し計算の際に慣用的に多用される、重複反射理論に基づく次元引き戻し計算を適用した場合には、ダム底部監査廊での観測地震動を再現することができない場合が生じる。このような場合は、図 10.5 に示したように、解析モデルのダム底部監査廊位置と下方入力基盤位置との間の伝達関数を求め、この伝達関数を用いてダム底部監査廊で観測された実地震動を下方入力基盤の入力地震動に変換する方法が有効である。各観測成分毎に解析モデルの伝達関数を用いて観測地震動を入力基盤に引き戻し、引き戻した入力地震動を3成分同時入力することにより、より実現象に近い動的解析が可能になると考えられる。

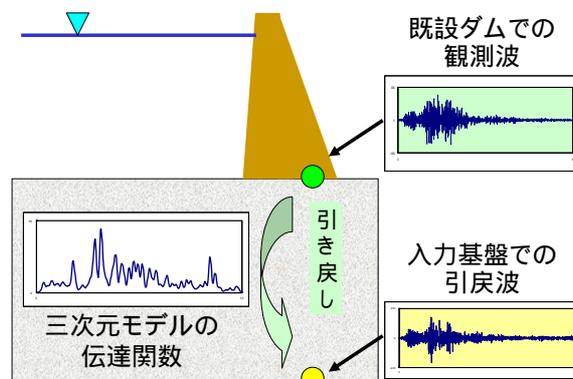


図 10.5 ダム底部で観測された地震動の引き戻し方法¹⁶⁾

10.5 耐震診断の事例解析

10.5.1 S Tダムの事例

a. S Tダムの解析モデルと想定地震動

S Tダムの状況を写真 10.6 に三次元解析モデルを図 10.6 に示す。S Tダム地点の地震動部会提供波²⁰⁾を図 10.7 に、中央防災会議公開波²¹⁾を図 10.8 に示す。

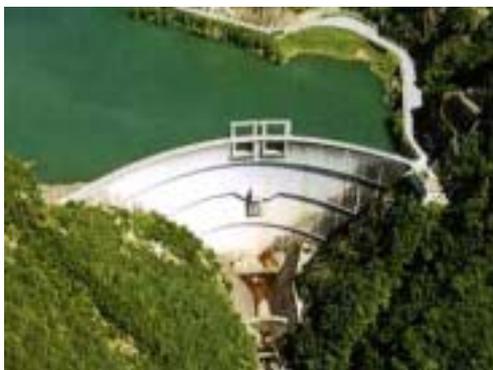


写真 10.6 S Tダムの状況

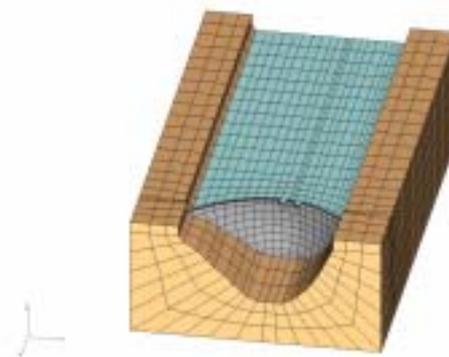


図 10.6 S Tダムの三次元解析モデル

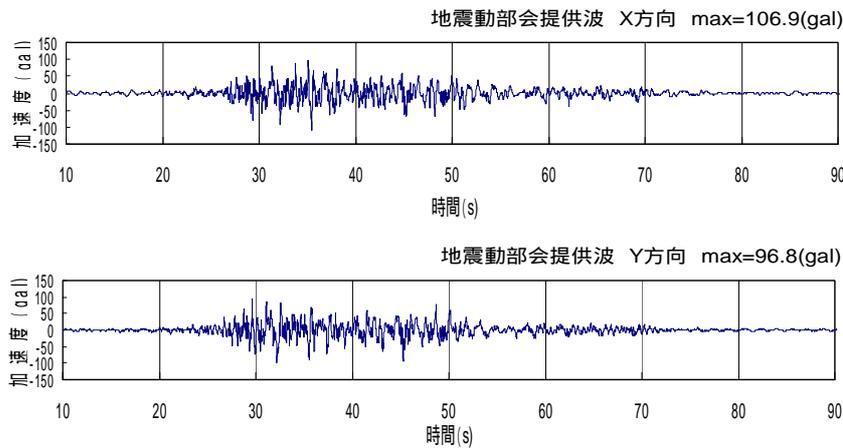


図 10.7 S T ダムの三次元モデルと地震動部会提供波

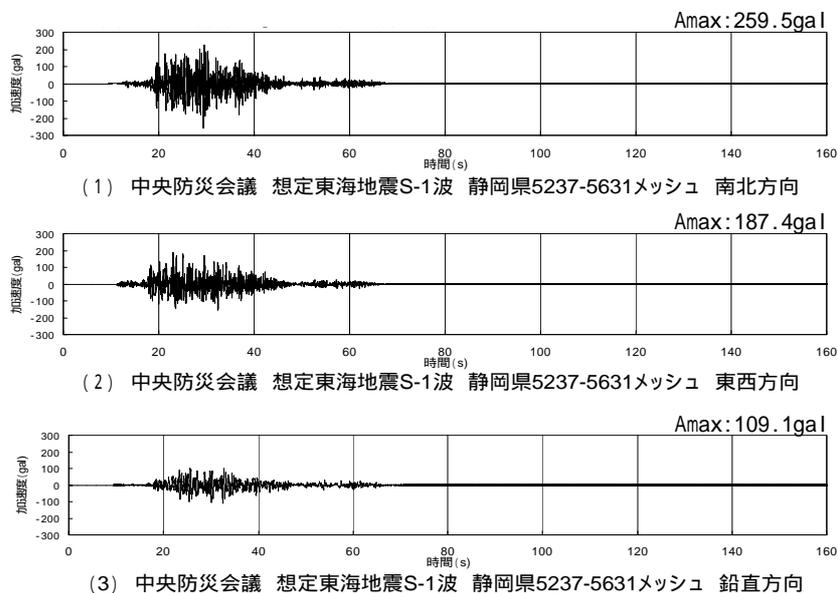


図 10.8 S T ダム地点の中央防災会議公開波

S T ダム地点については、中央防災会議公開波の最大加速度は、南北方向 259.5gal，東西方向 187.4gal，鉛直方向 109.1gal であり、地震動部会提供波は、X 方向 106.9gal，Y 方向 96.8 である。中央防災会議公開波は、 $V_s=700\text{m/s}$ の工学的基盤で設定されており、地震動部会提供波は、ダム地点で観測された地震動データを活用しサイトの特性を考慮して地震動が評価されている。

地震動部会提供波および中央防災会議公開波の加速度応答スペクトルをそれぞれ図 10.9 と図 10.10 を示す。スペクトルについては、中央防災会議公開波に比して、地震部会提供波では 1 秒から 3 秒の周期帯が多くなっている。なお、図中の「下限スペクトル」は、国土交通省の指針(案)⁵⁾ に示されている「照査用下限加速度応答スペクトル」である。

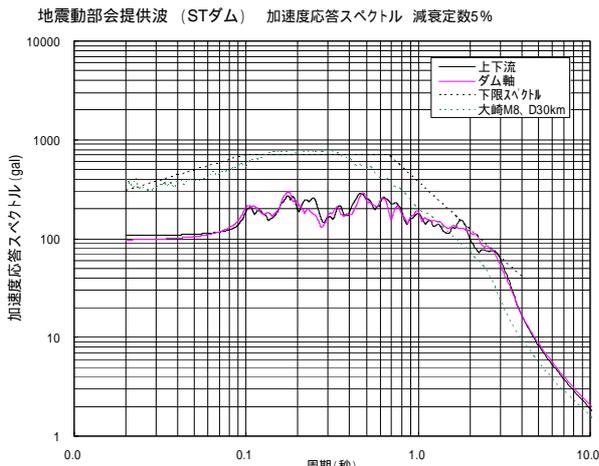


図 10.9 STダム地点の地震動部会提供波の加速度応答スペクトル

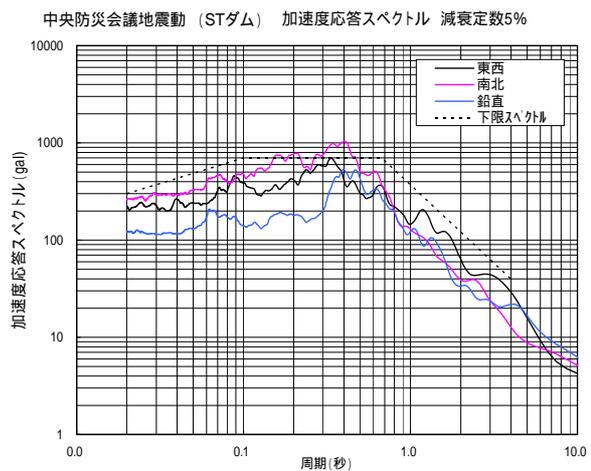


図 10.10 STダム地点の中央防災会議公開波の加速度応答スペクトル

b. STダムの解析用物性値

STダムの動的物性値を表 10.7 に示す。表 10.7 は、ダム及び基礎岩盤の動的物性値であり、ダムで観測された実地震時挙動の再現解析によって同定した値である。表 10.8 は、ジョイントの物性値としてした値である。

表 10.7 STダムの動的物性値

対象	せん断剛性 G (N/mm ²)	密度 (g/cm ³)	ポアソン比	減衰定数 H
ダム	10,500	2.40	0.20	0.050
岩盤	9,600	2.60	0.25	0.050
自由地盤	9,600	2.60	0.25	0.050

表 10.8 STダムのジョイントの物性値

項目		鉛直ジョイント	周辺ジョイント
法線方向剛性 (N/mm ²)	剥離時	10 ⁻³	10 ⁻³
	接触時	2 × 10 ⁹	2 × 10 ⁹
せん断剛性	(N/mm ²)	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁹
粘着力	(N/mm ²)	0.0	0.0
内部摩擦角	(度)	50.0	50.0
引張強度	(N/mm ²)	0.0	0.0
減衰定数		0.01	0.1

c. STダムの解析結果例

事例解析の中から、アーチダムの解析結果の一例を紹介する。東海地震を想定した場合のSTダムの最大引張応力分布の例を図 10.11 に示す。動的物性値は、実地震時挙動の三次元再現解析により同定した値として、ダムの動的せん断剛性 10,500N/mm²、減衰定数 5%、基礎の動的せん断剛性 9,600N/mm²、減衰定数 5%を用いた。この解析結果では、最大引張応力は、中央防災会議から公開されている地震動を用いた方が、地震動部会提供波を用いた場合よりも大きく、水平接線方向で 6.4N/mm²、鉛直方向で 4.4N/mm²であった。中央防災会議公開波の方が大きな応力が算出された理由としては、地震動部会提供波ではサイトの基礎岩盤の特性がある程度反映されているのに対して、中央防災会議公開波については、工学的基盤の地震動を基礎岩盤の S 波速度に応じて低減させることなく、そのまま使用していること、また、地震動部会提供波は水平 2 成分同

時入力としているのに対して、中央防災会議公開波では3成分同時入力としていること等にあるのではないかと考えられる。

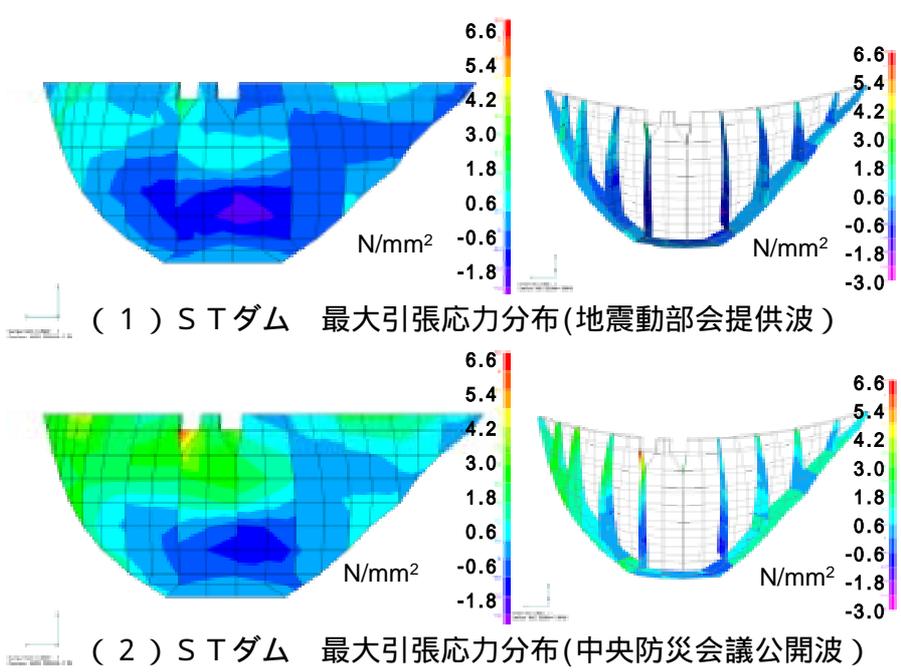


図 10.11 東海地震時の堤体の最大引張応力分布に関する地震動部会提供波と中央防災会議公開波の比較例

表 10.9 SKダムの解析結果の例

項目	振動方向	最大値	
		地震動部会提供波	中央防災会議公開波
最大引張応力 (N/mm ²)	上下流方向	0.9	2.6
	左右岸方向	2.5	6.4
	鉛直方向	3.1	4.3
最大圧縮応力 (N/mm ²)	上下流方向	3.4	5.2
	左右岸方向	5.7	8.1
	鉛直方向	5.8	8.1
上流面最大動水圧 (N/mm ²)		0.17	0.34
堤体の最大変位 (cm)	上下流方向	0.7	0.7
	左右岸方向	4.8	4.8
	鉛直方向	0.9	0.9
ジョイント接続面の最大開口変位(mm)		0.70	0.7

STダムの解析結果の一例として、堤体の最大引張応力、最大圧縮応力、最大変位等を表 10.9 に示す。ここに示した事例では、堤体の最大引張応力は 3.2 N/mm²、最大圧縮応力は 5.9 N/mm² となった。通常、ダムコンクリートの静的引張強度は静的圧縮強度の 1 割程度と考えられており、地震時引張強度は静的引張強度の 3 割増という考え方がとられている。圧縮強度が 20N/mm² なら地震時引張強度は「20×0.13」より 2.6N/mm² となり、圧縮強度が 40N/mm² なら地震時引張強度は 5.6N/mm² となる。一般的には、ダムコンクリートの地震時引張強度は 3~5 N/mm² 程度と考えられ、この事例の結果については、クラック等の地震時の損傷は生じないと考えられる。

10.5.2 I Kダムの事例

a. I Kダムの解析モデルと想定地震動

I Kダムの状況を写真 10.7 に、三次元解析モデルを図 10.12 に示す。I Kダム地点の地震動部会提供波を図 10.13 に、中央防災会議公開波を図 10.14 に示す。中央防災会議公開波の最大加速度は、南北方向 182.2gal、東西方向 191.3gal、鉛直方向 95.0gal であり、地震動部会提示波は、X 方 194.8、Y 方向 165.2gal となっている。地震動部会提供波と中央防災会議公開波の加速度応答スペクトルは、それぞれ図 10.15 と図 10.16 示すとおりである。中央防災会議公開波に比して地震動部会提供波では長周期側の成分がやや多くなっている。



写真 10.7 I Kダム

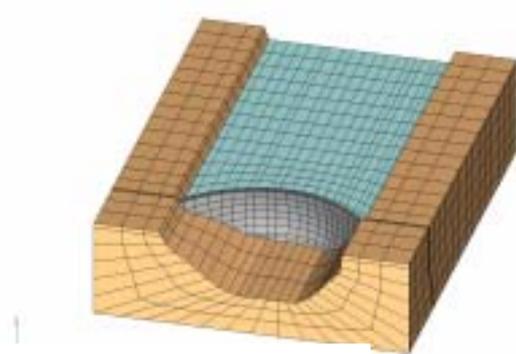


図 10.12 I Kダムの三次元解析モデル

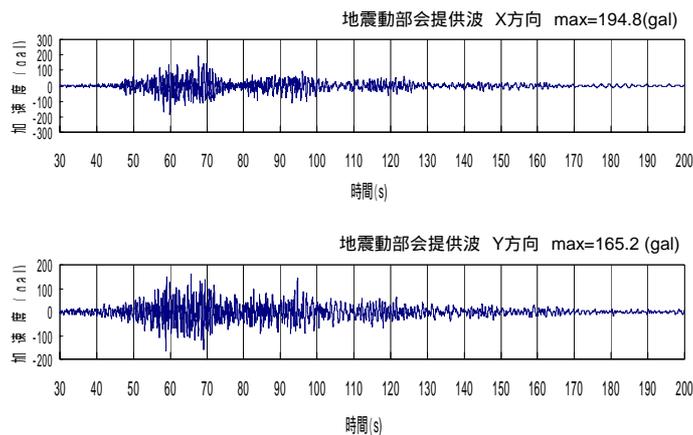


図 10.13 I Kダム地点の地震動部会提供波

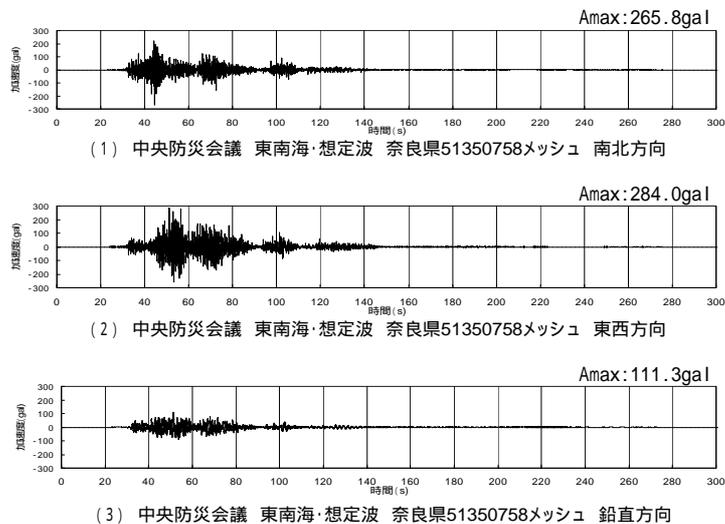


図 10.14 I Kダム地点の中央防災会議公開波

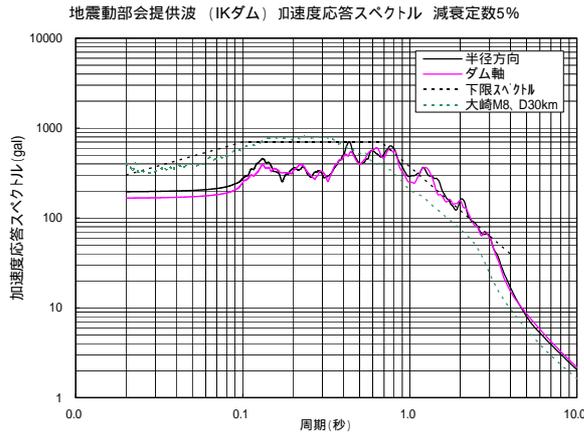


図 10.15 I Kダム地点の地震動部会提示波の加速度応答スペクトル

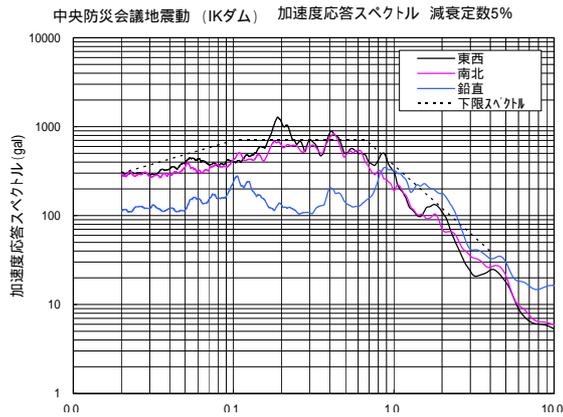


図 10.16 I Kダム地点の中央防災会議公開波の加速度応答スペクトル

b. I Kダムの解析用物性値

I Kダムの動的物性値を表 10.10 に示す。動的せん断剛性と減衰定数は、兵庫県南部地震における地震時挙動の再現解析によって評価された値である。また、仮定したジョイント要素の物性値を表 10.10 に示す。

表 10.10 I Kダムの動的物性値

対象	せん断剛性 G (N/mm ²)	密度 (g/cm ³)	ポアソン比	減衰定数 H
ダム	13,500	2.30	0.20	0.020
岩盤	11,700	2.55	0.30	0.030
自由地盤	11,700	2.55	0.30	0.030

表 10.11 I Kダムのジョイントの物性値

項目		鉛直ジョイント	周辺ジョイント
法線方向剛性 (N/mm ²)	剥離時	10 ⁻³	10 ⁻³
	接触時	2 × 10 ⁹	2 × 10 ⁹
せん断剛性	(N/mm ²)	1 × 10 ⁹	1 × 10 ⁹
粘着力	(N/mm ²)	0.0	0.0
内部摩擦角	(度)	50.0	50.0
引張強度	(N/mm ²)	0.0	0.0
減衰定数		0.010	0.010

c. I Kダムの解析結果例

東南海・南海地震を想定した場合の I Kダムの最大引張応力分布の例を図 10.17 に示す。動的物性値は、実地震時挙動の三次元再現解析により同定した値として、ダムの動的せん断剛性 13,500N/mm²、減衰定数 2%、基礎の動的せん断剛性 11,700N/mm²、減衰定数 3%を用いた。この事例の場合、S Tダムの事例と同様に、中央防災会議公開波の方が、地震動部会提供波よりも地震時応力はやや大きくなった。中央防災会議公開波と地震動部会提供波の比較解析では、長周期成分の影響がどの程度出ることが注目点であったが、S Tダム地点も I Kダム地点も基礎岩盤が堅硬 (S 波速度 2000m/s 程度) であることから、地震動に含まれる長周期成分が基本的に少なかったため目立った影響が現れなかったものと考えられる。

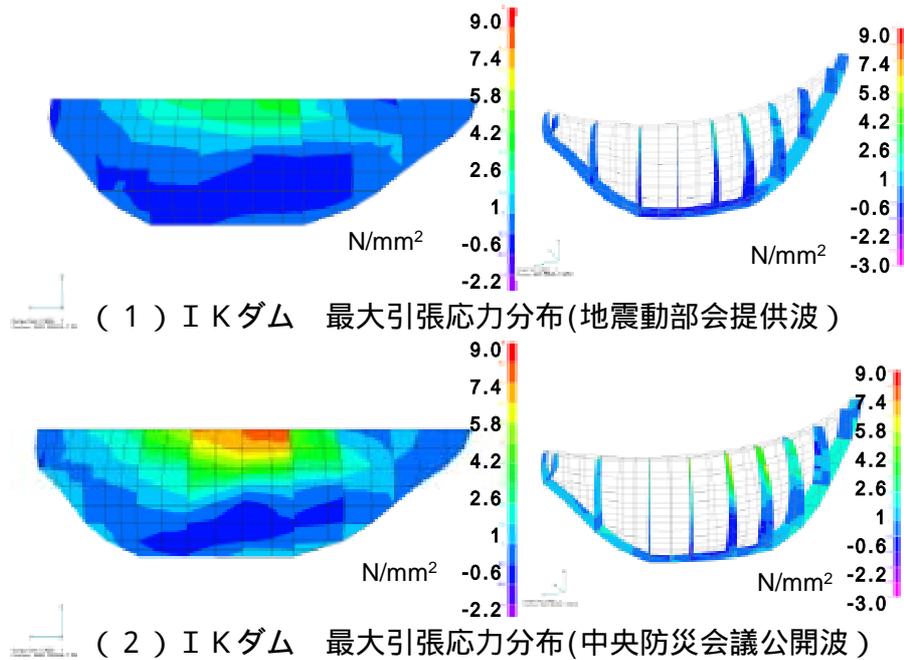


図 10.17 東南海・南海地震時の最大引張応力分布に関する地震動部会提供波と中央防災会議公開波の比較例

IKダムの解析結果の一例として、堤体の最大引張応力，最大圧縮応力，最大変位等を表 10.11 に示す。

表 10.12 IKダムの解析結果の例

項目	振動方向	最大値	
		地震動部会提供波	中央防災会議公開波
最大引張応力 (N/mm ²)	上下流方向	1.9	2.7
	左右岸方向	4.0	8.1
	鉛直方向	4.1	7.5
最大圧縮応力 (N/mm ²)	上下流方向	4.1	5.2
	左右岸方向	6.6	9.9
	鉛直方向	7.0	9.0
上流面最大動水圧 (N/mm ²)		0.18	0.53
堤体の最大変位 (cm)	上下流方向	11.4	21.1
	左右岸方向	3.5	4.0
	鉛直方向	1.8	2.7
ジョイント接続面の最大開口変位(mm)		0.50	0.78

最大引張応力は 4.1N/mm²、最大圧縮応力は 7.0 N/mm²と評価された。IKダムは、STダムと比較する幅の広いアーチダムであることから、地震時応答が大きくなり易く、地震時応力が比較的大きくなる傾向があると考えられる。なお、最大引張応力の値 4.1N/mm²は、ダムコンクリート地震時強度の範囲内に含まれるレベルと考えられる。

10.5.3 SKダムの事例

a. SKダムの解析モデルと想定地震動

コンクリート重力式ダムの事例として，SKダムを写真 10.8 に、三次元解析モデルを図 10.17 に示す．SKダム地点の地震動部会提供波を図 10.19 に示す．



写真 10.8 SKダム

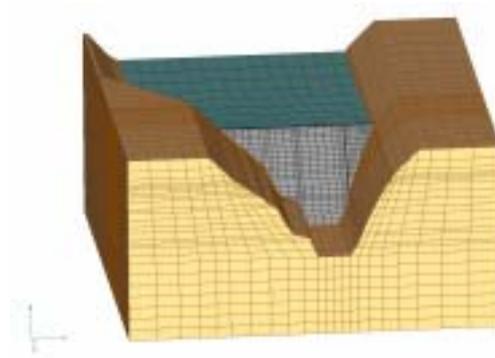


図 10.18 SKダムの三次元解析モデル

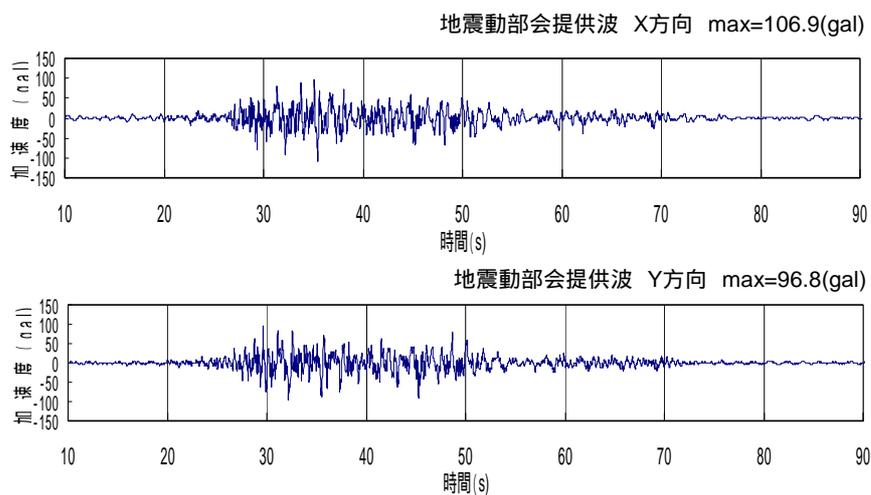


図 10.19 SKダムの三次元モデルと地震動部会提供波

b. SKダムの解析用物性値

表 10.13 SKダムの動的物性値

対象	せん断剛性 G (N/mm ²)	密度 (g/cm ³)	ポアソン比	減衰定数 H
ダム	13,412	2.40	0.20	0.050
岩盤	12,000	2.60	0.25	0.050
自由地盤	12,000	2.60	0.25	0.050

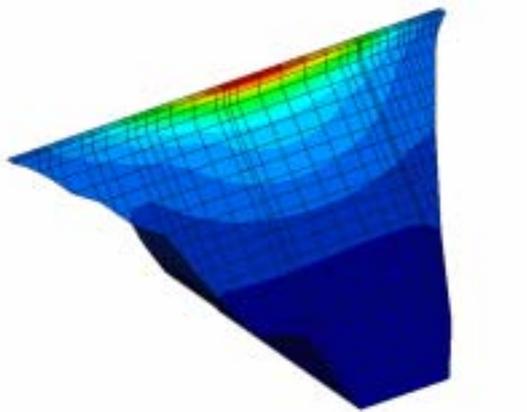
c. SKダムの解析結果例

SKダムの解析結果の一例を表 10.14 に示す．また，最大加速度の分布例を図 10.20 (下流面)と図 10.21 (上流面)に，最大引張応力分布の例を図 10.22 に，最大圧縮応力分布の例図 10.23 を示す．最大引張応力

は 3.1 N/mm^2 、最大圧縮応力は 3.3 N/mm^2 であった。基本的にダムコンクリート強度以内に納まる範囲であると考えられる。

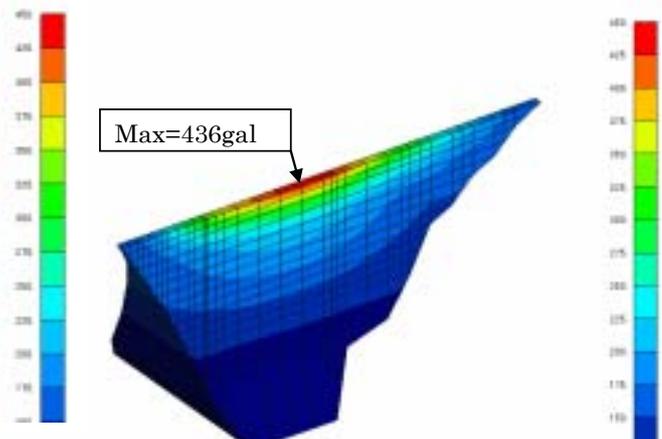
表 10.14 S Kダムの動的解析結果の例

項目	振動方向	単位	最大値 地震動部会提供波
天端最大加速度	上下流方向	gal	436
	ダム軸方向	gal	156
	鉛直方向	gal	141
ダム底最大加速度	上下流方向	gal	102
	ダム軸方向	gal	81
	鉛直方向	gal	8
最大応力	ダム軸方向	N/mm^2	3.1
	鉛直方向	N/mm^2	0.3
最小応力	ダム軸方向	N/mm^2	3.2
	鉛直方向	N/mm^2	3.3
最大ひずみ	ダム軸方向		9.9×10^{-5}
	鉛直方向		9.0×10^{-5}



(下流面：上下流方向)

図 10.20 S Kダムの最大加速度分布の例



(上流面：上下流方向)

図 10.21 S Kダムの最大加速度分布の例

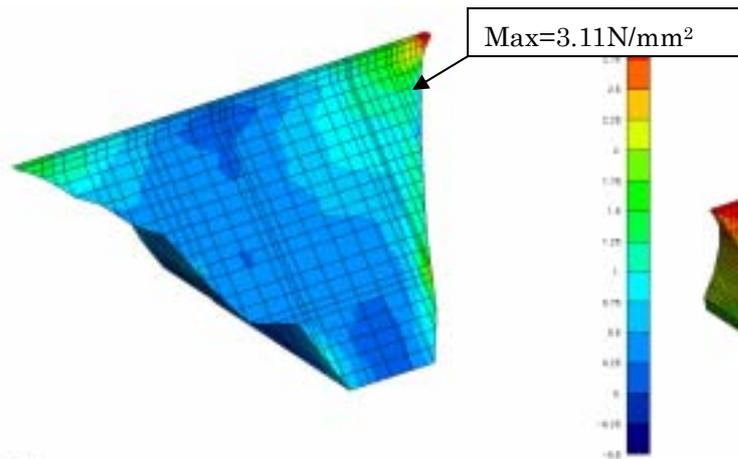


図 10.22 S Kダムの最大引張応力の分布の例

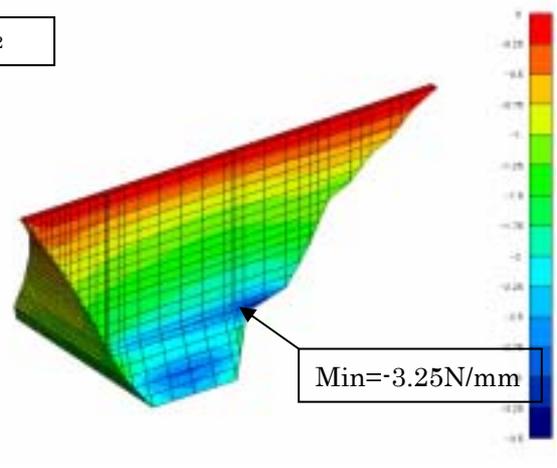


図 10.23 S Kダムの最大圧縮応力の分布の例

10.5.4 YNダムの事例

a. YNダムの解析モデルと想定地震動

ロックフィルダムの事例として、YNダムを写真 10.9 に、三次元解析モデルを図 10.24 に、堤体中央の二次元断面を図 10.25 示す。また、YNダム地点の地震動部会提供波を図 10.26 に示す。



写真 10.9 YNダム

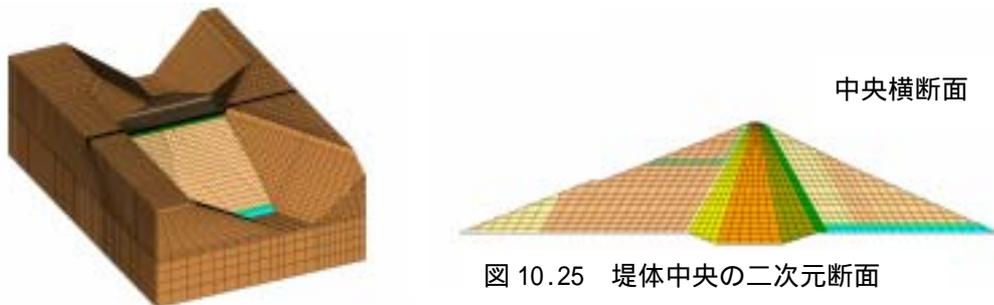


図 10.25 堤体中央の二次元断面

図 10.24 YNダムの三次元解析モデル

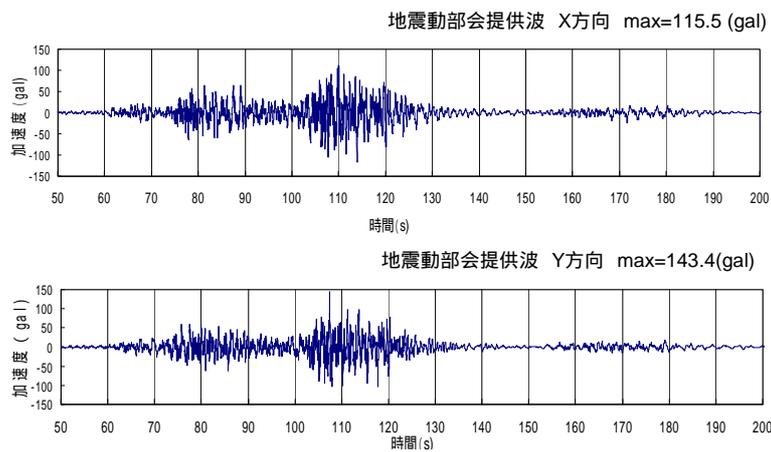


図 10.26 YNダムの三次元解析モデル

b. YNダムの解析用物性値

YNダムの解析用物性値として、想定した堤体のS波速度を表 10.15(1)に示す。また、等価線形解析の際に設定した解析用物性値を表 10.15(2)に示す。

表 10.15 (1) Y Nダムの解析用物性値 (S波速度 : Vs 単位 m/s)

深さ (m) Z	ロック		コア	
	不飽和	飽和	上限	下限
0 ~ 5	245.0		210.0	
5 ~ 30	$250.0 \cdot Z^{0.20}$	$250.0 \cdot Z^{0.20}$	$180.0 \cdot Z^{0.35}$	$140.0 \cdot Z^{0.34}$
30 ~	$200.0 \cdot Z^{0.315}$			

【備考】 $G_d = G_0 \cdot \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r}$ 、 $G_0 = \rho V_s^2$

ここに、Gd:動的せん断剛性、G0:初期せん断剛性、 ρ :密度、Vs:S波速度、 γ_r :基準ひずみ、Z:深さ

表 10.15 (2) Y Nダムの解析用物性値 (等価線形解析に用いたパラメータ)

項 目		ロック	排水層	コア	フィルタ	基礎岩盤
基準ひずみ γ_r	Γ	4.5E-4	4.5E-4	3.0E-4	3.0E-4	
	N	0.37	0.37	0.22	0.22	
ポアソン比	A	0.375	0.375	0.450	0.450	0.30
	B	0.006	0.006	0.006	0.006	
	C	0.58	0.58	0.60	0.60	
減衰定数(%)	h_{max}	20.0	20.0	20.0	25.0	5.0
	h_0	4.0	4.0	3.0	4.0	
密度 (g/cm^3)	乾燥	1.90	1.89	1.94	1.97	2.50
	湿潤	1.95	1.95	2.21	2.02	2.53
	飽和	2.18	2.18	2.23	2.23	2.57

【備考】 $h = h_{max} \cdot \frac{\gamma / \gamma_r}{1 + \gamma / \gamma_r} + h_0$

$v_d = A - B \times (Z)^c$ 、 $\gamma_r = \Gamma \left(\frac{\sigma_m'}{Pa} \right)^n$

ここに、h max:最大減衰定数、h0:初期減衰定数、Z:深さ、 γ_r :基準ひずみ、 v_d :動ポアソン比、 σ_m' :平均有効主応力、Pa:大気圧

c. Y Nダムの解析結果

解析結果の例として、図 10.27 に上下流方向の最大加速度分布を、図 10.28 にダム軸方向の最大加速度分布を示す。また、ダムの最大応力分布を図 10.29 に、最小応力分布を図 10.30 に示す。

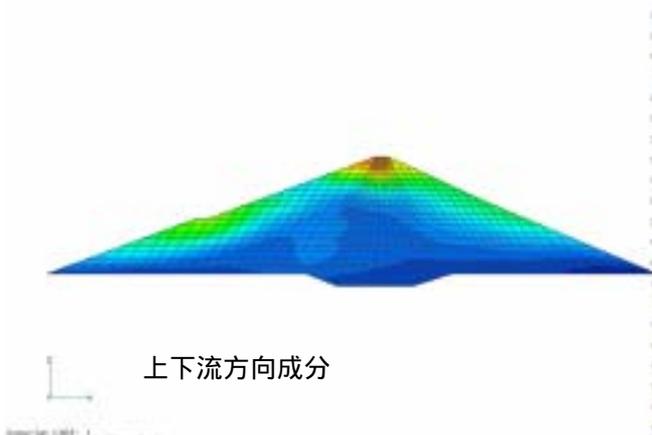


図 10.27 Y Nダムの最大加速度分布の例

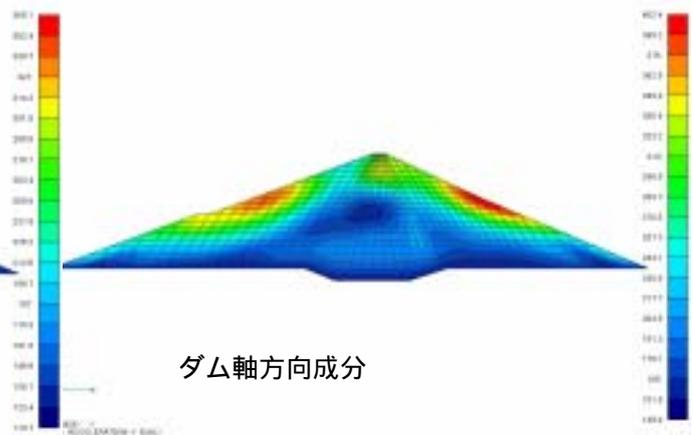


図 10.28 Y Nダムの最大加速度分布の例

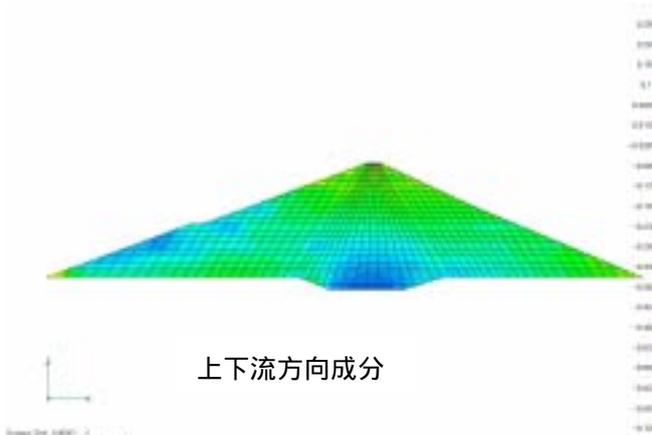


図 10.29 Y Nダムの最大引張応力分布の例

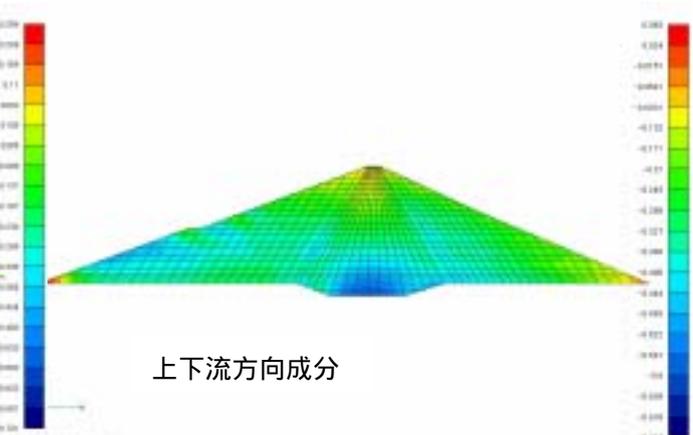


図 10.30 Y Nダムの最大圧縮応力分布の例

表 10.16 Y Nダムの解析結果の例

項目		単位	結果値
堤体最大加速度	上下流	gal	374.1
	ダム軸	gal	407.6
	鉛直	gal	315.1
天端最大加速度	上下流	gal	374.1
	ダム軸	gal	302.6
	鉛直	gal	315.1
ダム底面最大加速度	上下流	gal	141.9
	ダム軸	gal	147.3
	鉛直	gal	9.2
最大主応力		N/mm ²	0.85
最小主応力		N/mm ²	-1.75
最大せん断応力		N/mm ²	0.78
最大せん断ひずみ		N/mm ²	0.0078
ダム天端と底部の相対変位		cm	0.474

10.6 既設ダムの耐震対策

10.6.1 既設ダムの耐震対策事例

既設ダムの耐震対策としては、表 10.17 に示したように、山口貯水池²²⁾、村山貯水池^{23), 24)}、布引ダム²⁵⁾、西大谷ダム^{26), 27)}、山倉ダム^{28), 29)}等の事例が報告されている。耐震診断は行ったが、耐震対策までは実施されなかった事例としては、幌別ダム³⁰⁾(ロックフィルダム、高さ 22.5m、室蘭地区工業用水道幌別貯水池、1967 年建設)等の事例がある。

表 10.17 既設ダムの耐震対策事例の概要

ダム名	ダム型式・竣工年	高さ	備考
山口貯水池	アースフィル 1934	35m	水道用ダム(東京都水道局) 堤体上下流面に補強盛土を施工
村山貯水池	アースフィル 1927	33.3m	水道用ダム(東京都水道局) 堤体下流面に補強盛土を施工
布引(五本松)ダム	コンクリート重力式 1900	33.33m	日本最古のコンクリート重力式ダム 水道用ダム(神戸市水道局) 堤体上流面に補強コンクリートを打設
西大谷ダム	アースフィル 1959	14.1m	洪水調整用ダム 堤体上流面に傾斜遮水ゾーンを築造
山倉ダム	アースフィル 1964 年	22.5m	五井市原地区工業用水道事業 堤体強化のための改築工事

10.6.2 山口貯水池の耐震対策事例

東京都水道局では、阪神淡路大震災を教訓に、地震に強い水道づくりをめざして施設の耐震強化を進めている。昭和初期に建設された、山口貯水池(狭山湖)及び村山貯水池(多摩湖)の堤体に関しては、大地震が発生した場合、変形や内部の損傷が懸念された。そのため、山口貯水池については、平成 10 年(1998)から平成 14 年(2002)にかけて、村山貯水池については、平成 14 年(2002)から平成 17 年(2005)にかけて堤体強化工事が施工された。山口貯水池の堤体強化工事は、平成 14 年度の土木学会技術賞「自然環境と調和した世界初の既設アースフィルダムにおけるレベル 2 対応の耐震強化・東京都水道局山口貯水池堤体強化工事」を受賞している。

山口貯水池は、埼玉県所沢市～入間市に広がる狭山丘陵に位置する水道用の貯水池であり、昭和 2 年(1927)から昭和 9 年(1934)にかけ建設された。有効貯水量は約 1,950 万 m³、堤体は、堤頂長 691m、堤高 35m、天端幅 7.3m とわが国有数の大規模アースダムである。既設アースフィルダムの堤体強化の設計法および施工法については、山口貯水池堤体強化技術検討委員会(委員長:片山恒雄(独)防災科学技術研究所理事長)で調査検討が行われた。耐震堤体強化の設計は、図 10.31 に示したように、動的解析法を用いて地震時の応力・変形を求め、すべり安全率及び沈下量を評価している。想定地震動については、図 10.32 に示したように、レベル 1 地震動(安政江戸地震)、レベル 2 地震動(南関東地震)、レベル 2 地震動(貯水池の南西約 5 km に分布する立川断層(第四紀断層))が設定されている。解析方法は、線形解析(浸透流、静的応力解析)による初期応力と非線形動的解析による地震時応力とを重ね合わせて耐震性を評価している。堤体の変形については、すべり面に沿う変形評価(馬場、渡辺法)と累積損傷度理論に基づく残留変形評価が行われている。堤体強化工事の施工法は、次のような手順で、既設堤体の上流側・下流側に補強盛土を施工している。

土工事既設堤体上にあるコンクリートブロックや戦時中に施工された耐弾層の撤去及び補強盛土の基礎地盤の掘削。

補強盛土材採取仮置工補強盛土材(粘性土)を土取場からの採取と盛立に先立ち仮置き。

ドレーン材等製造仮置工耐弾層及びコンクリートブロックの撤去材を下流ドレーン材や工事用道路等の路盤材として有効利用するため、場内に設置した破碎プラントで破碎して仮置き。
 盛立工既設堤体上下流の補強盛土(97万 m^3)およびドレーン(5万 m^3)の盛立。
 堤体整備工上流法面(6万 m^3)のコンクリートブロックと自然石ブロックの設置,下流法面(5万 m^3)の張り芝および天端道路の設置。

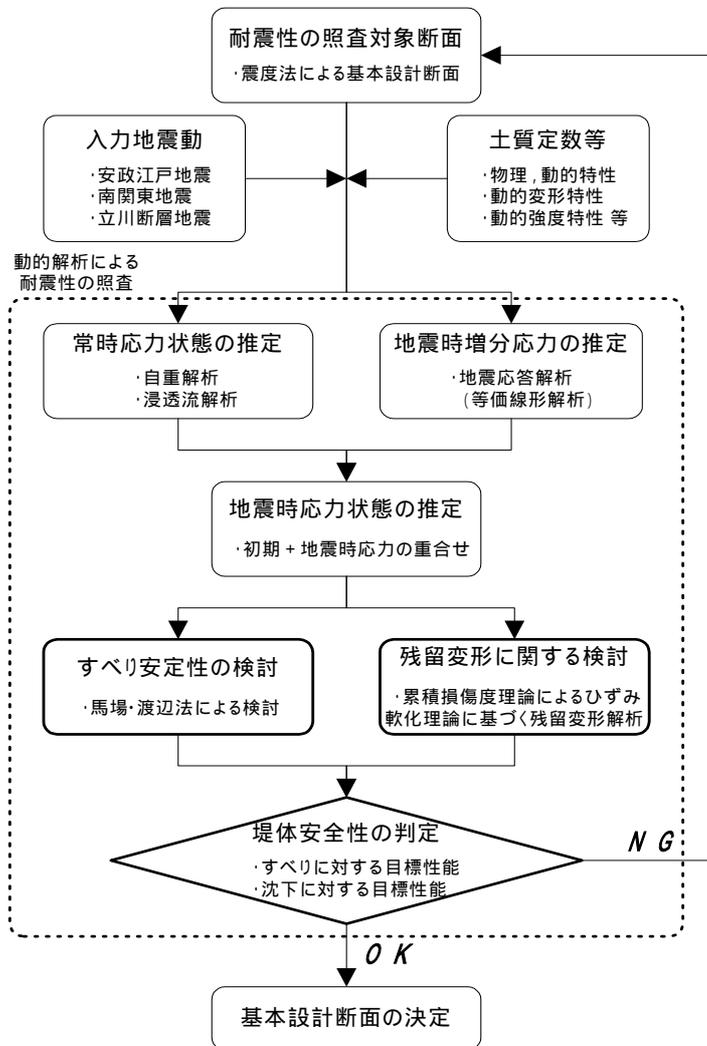


図 10.31 山口貯水池・村山貯水池の堤体強化工事の設計フロー

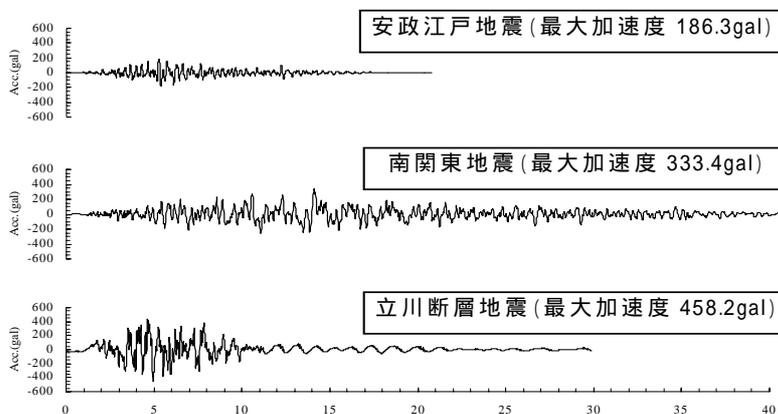


図 10.32 山口貯水池・村山貯水池で想定される地震動



写真 10.10 着工前の山口貯水池（1997年10月） 写真 10.11 完成後の山口貯水池（2002年）

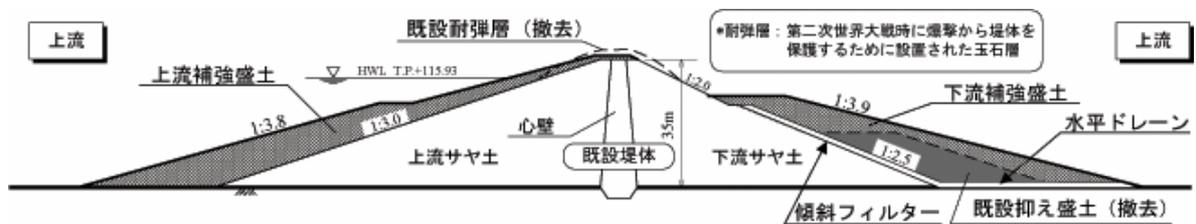


図 10.33 山口貯水池の堤体強化工事

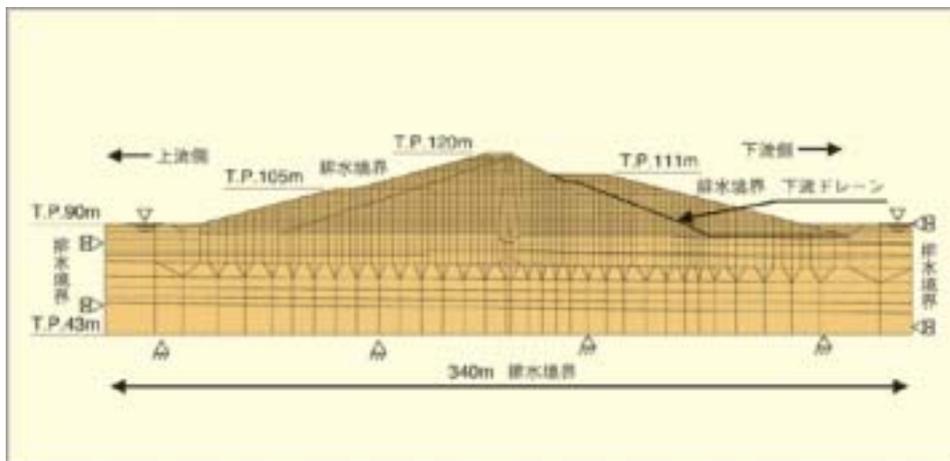


図 10.34 山口貯水池の二次元解析モデル

10.6.3 村山貯水池の耐震対策事例

村山下貯水池は、「東京市上水道拡張事業」の一環として大正から昭和初期にかけて築造された水道専用貯水池で、堤体は堤高 32.6m のアースフィルダムである。隣接する山口貯水池と連携して、多摩川の小作・羽村両取水堰から取水した水を貯留し、東村山・境・朝霞の 3 つの浄水場へ送水している。

堤体強化工事の方法としては、盛土により断面を増厚する方法、堤体内水位を低下させる方法、堤体材料の強度を高める方法が考えられる。盛土による断面の増厚は土質材料や岩石材料による押さえ盛土が一般的であるが、立地上の制約条件を満足できず、また、大量の材料運搬に伴う周辺市街地への環境負荷増大を招

くことが予想されたため、堤体内水位の低下と堤体材料の強度を高める方法の組み合わせを基本とし、表 10.18 の 3 案が比較検討された。各案とも堤体の法尻にジオテキスタイル補強土による急勾配盛土を用いており、強化堤体の堤敷を現堤体の堤敷範囲内に収めることが可能である。この 3 案について、経済性、施工性、構造の確実性等の比較検討を行った結果、第 2 案（傾斜ドレーンにより堤体内の水位を低下させ堤体上流側の安定性を確保し、堤体下流側はジオテキスタイル補強土で強化する工法）が、堤体構造が単純で土質地盤に対する変形追従性も高く、工事費も廉価であることから、堤体強化工法として選定された。写真 10.12 に村山貯水池の全景を、図 10.34 に堤体強化工事の代表断面を示す。

表 10.18 村山貯水池の堤体強化工事の比較検討

比較案	ダム型式	堤体強化工事の施工法	
		堤体内水位の低下方法	堤体材料の強度を高める方法
1 案	表面遮水壁型 アースフィルダム	アスファルト表面遮水壁	ジオテキスタイル補強土
2 案	ゾーン型 アースフィルダム	傾斜ドレーン	ジオテキスタイル補強土
3 案	ゾーン型 アースフィルダム	傾斜ドレーン	ジオテキスタイル補強土 + 現位置地盤改良



写真 10.12 村山貯水池の全景

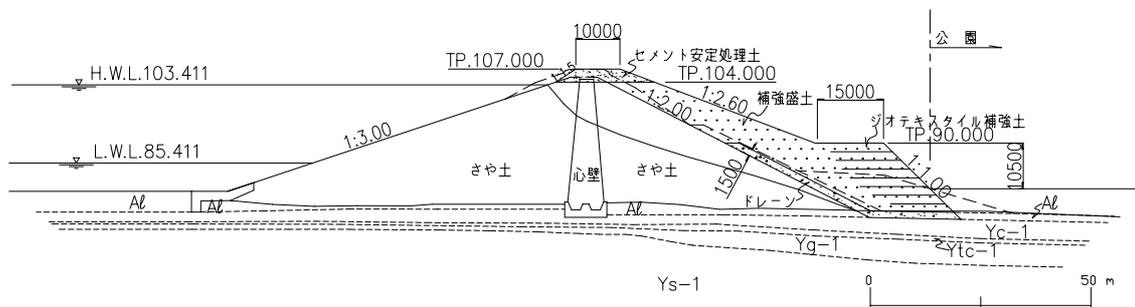


図 10.34 村山貯水池の堤体強化工事

10.6.4 布引ダムの耐震対策事例

布引ダム(正式名称:五本松堰堤,写真 10.13 参照)は、我が国初のコンクリート重力式ダム(堤高 33.33m,堤長 110.3m,堤体積 22,482m³)であり,明治 30 年に着工し明治 33 年 3 月に完成した,神戸市の水道用ダムである。

布引ダムの表面は全面石張りで,上流面の内側約 90cm は止水コンクリート(セメント:細砂:砂利=1:2:4),その下流側は粗石コンクリート(セメント:細砂:砂利=1:3:6 の配合コンクリートの中に粗石を混入したものと)となっている。基礎岩盤は白亜紀の花崗閃緑岩であり,全般的に CM 級~CH 級の堅硬な岩盤である。

ダムの表面は型枠がわりに使用された石積で覆われ(図 10.35 参照),提頂下方には横一直線にデンテル(歯飾り)が施されており,古典様式の風格ある外観を呈している。平成 10 年に,登録有形文化財に指定されている。



写真 10.13 布引ダム(五本松堰堤)

1995 年兵庫県南部地震(震央距離約 20km)の後,漏水が増えたため,耐震補強の必要性について調査検討が行われ,次のような検討結果が公表されている。

堤体下流面では地震前からにじむ程度の漏水があったが,兵庫県南部地震後,新たな漏水が発生した。

布引ダムの堤頂中央部に地震計を設置していたが,観測の設定が最大 40gal であったため,振り切れて最大値は記録されなかった。ダム基岩部での地震加速度は 150~200gal と推定された。

地震時には満水状況にあり水位は常時満水位殻 5.6m 低下していた。この時に 200gal の地震力が作用したとして震度法による安定性評価を行ったが,転倒・滑動・圧壊に対する安全性は満足していた。

震災時に満水位であった場合のダムの安全について検討したところ,k=0.15 の地震に対しては踵部に引張応力が発生する結果となった。

堤体の恒久的補強策としては,堤体上流側にフィレットを増築する案が最適である。

これらの結果に基づき,「布引五本松堰堤補強及び堆積土砂撤去工事」が平成 13 年 8 月に開始され,平成 17 年 3 月に完成した。この工事は,堤体補強工事,堆積土砂撤去工事,水辺環境整備工事,管理橋の補強工事からなり,耐震補強方法としては,既設堤体上流部にフィレット(ダムの基本三角形の上流部に設けられた三角形部分)を設け,転倒に対する安定を確保する方法が採用された。増築部分のコンクリート打設波,現堤体への影響を考慮して,表面の石張りを撤去せずに行われ,新コンクリートと現堤体は一体化された。なお,布引ダムは,「登録有形文化財」に登録されていることから,景観への配慮として,石張り

(薄い天然石板を表面に敷設)が行われた。

布引貯水池では過去の大水害などにより約 34 万 m³ の堆砂があり、建設当初の有効貯水量 759,000 m³ の半分近くが土砂に埋まっていた。このため水源機能回復のため堆積した土砂の一部の撤去を行った。

撤去量は、耐震補強工事を施工している間に搬出可能な量である 200,000 m³ とした。

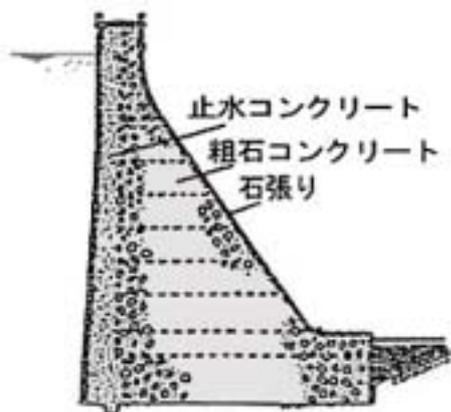


図 10.35 布引ダムの原堤体²⁵⁾

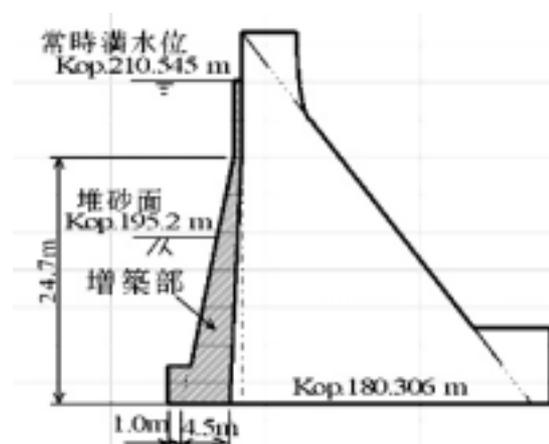


図 10.36 布引ダムの耐震補強工事²⁵⁾



写真 10.14 布引ダムの貯水池内の堆砂状況



写真 10.15 布引ダムの堆砂除去後の状況

10.6.5 西大谷ダムの耐震対策事例

西大谷ダムは、静岡県小笠郡大須賀町に位置する、洪水調節用の中央コア型アースフィルダム（堤高 H=14.2m，堤長 L=188.0m）であり 1959 年に築造された。老朽化とともに大量の泥土や砂礫などが堆積したため、有効貯水量 3 万 m³ 分が不足したことから、貯水池内に堆積した泥土を回収し、堤体補強と漏水防止のために傾斜型遮水ゾーンの築造が実施された。改修工事は、平成 15 年 9 月から平成 17 年 8 月までの期間に実施された。古い築造のダムやため池では堤体が老朽化し、耐震性の不足や漏水が生じると同時に、池内には泥土を含む土砂が大量に堆積する。この泥土はダムの貯水機能を低下させるだけでなく、水質悪化の原因にもなる。築造後 40 年以上を経過した西大谷ダムの改修工事では、堤体補強に必要な強度と遮水性を満足する築堤土の確保、貯水池内の底泥土の有効活用等を目的に、貯水池内の泥土を堤体改修のための築堤土として利用している。（写真 10.16 参照）



http://www.fujita.co.jp/release/R2004/2004_0610dam.html



<http://www.dokokyo.or.jp/ce/ce0502/project.html>

写真 10.16 西大谷ダムの改修工事の状況

01.6.6 山倉ダムの耐震対策事例

五井市原地区工業用水道事業は、京葉臨海工業地帯造成事業の一環として、昭和 32 年に市原市地先海面の埋立てが行われ、この地域の企業に工業用水を供給するために建設された、千葉県初めての県営工業用水道である。養老川を水源とし、ポンプにより山倉ダムに揚水して水量調節の上、給水が行われている。山倉ダムは、千葉県市原市山倉にある、アースフィルダム（堤高 22.5m、堤頂長 300m、堤体積 426 千 m³）であり、1959 年に着工し 1964 年に竣工した。（写真 10.17 参照）

施設の機能低下対策及び地震対策として、昭和 56 年度から平成 3 年度までの 11 か年計画で配水管の布設替等が実施された。また、兵庫県南部地震の後、耐震強化対策として、平成 12 年度から平成 16 年度までの 5 か年で、山倉ダム堤体強化等の改築事業が実施された。（写真 10.18 参照）



企業庁工業用水部管理課 kikoukan01@mz.pref.chiba.lg.jp

写真 10.17 山倉ダムの全景



http://www.pref.chiba.jp/kigyoud_kanri/kousui/gaiyou/084ichihara.html

写真 10.18 山倉ダムの耐震補強工事の状況

10.7 今後の課題

10.7.1 既設ダム地震防災

都市化の進展，都市域の拡大に伴い，近年では，ダム地点が都市域に隣接するようになったケースが多く見られる．写真 10.19 から，そうしたイメージを理解することができる．



都市化の進展に伴い都市域に隣接するようになったフィルダムの例

写真 10.19 都市域に位置するダムのイメージ

都市域に隣接するダム地点に関しては，地震によってダムが構造的損傷を受けた場合でも，人的被害や二次災害（地震水害等）が派生しないように，ダムの耐震性能のみならず防災性能の向上に平素から心掛けることが大切であると考えられる．地震防災技術の進展に伴い，現在では，地震発生から地震動が当該地点に到達するまでの間に，緊急地震速報を受信することが可能になりつつある．ダム地点の地震防災に対する緊急地震速報の利活用技術に関しては，緊急地震速報と既設ダムにおける地震観測情報と三次元動的解析技術等を有機的に連携させることにより，大地震時の損傷を即時的に評価し，リアルタイムの地震防災に役立てることが可能になりつつある³¹⁾．地震時の損傷が想定されない安全な場合には“安全・安心情報”を，二次災害等の危険性が予測される場合には“警報・避難情報”を発信することにより，特に，ダムおよび周辺地域での人的被害の抑止低減に資することができるようになるものと思われる．また，ダムや付帯施設等構造物については，平素から耐震診断を行い、必要に応じて耐震対策を講じることにより，地震防災性の向上を推進して行くことが大切であると考えられる．

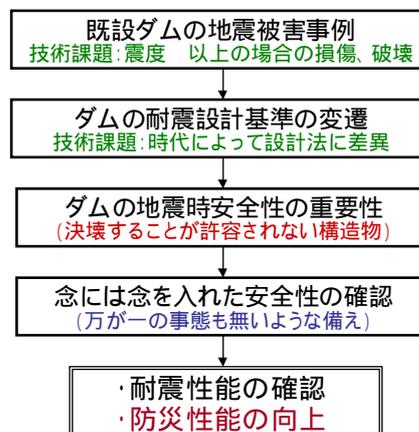


図 10.37 既設ダムの防災性能の向上

10.7.2 精度・信頼性の向上

我が国では、ダムは震度法に基づいて設計され建設されているので、既設ダムの耐震性能照査に関しては、震度法によって“形状設計”がなされたダムに対して、動的解析によって“性能照査”を行うことになる。考えることができる。非常に強い地震動に対する地盤・構造物連成系の耐震性能を動的解析によって精度良く照査するためには、表 10.19 に示したように、ダムと基礎地盤と貯水池の動的相互作用の考慮、波動エネルギーの伝播・逸散の考慮、ダム・基礎岩盤の非線形特性や非連続的挙動特性、クラック、塑性・残留変形等の定量的評価等が重要な要件として要求されるようになる。

耐震性能の評価に関しては、何ら損傷が生じない段階の評価と何らかの損傷が生じた後の段階の評価が必要となる。前者は、構造的な安定性評価の領域であり、基本的に“応力評価”の範囲で対応可能である。動的解析により算出される、堤体の地震時応力やひずみの結果は、ダムと基礎岩盤の地震時変形特性の値によって大きく変化するため、この段階の耐震性能評価の精度を向上させるためには、地盤・構造物の動的変形特性（動的せん断剛性、減衰定数）、動的強度特性（動的引張強度、動的破壊ひずみ）、非線形特性、非連続的挙動特性等、ダム・基礎岩盤の地震時変形特性の定量評価が大変重要である。後者は、構造的な損傷が発生した後の評価であり、“損傷・破壊後の変位挙動の評価”や“残留変形量の評価”が重要であり、非常に強い地震動を受けた際のクラック、沈下、残留変形等を定量的に評価するための手法の確立が必要である。今後の研究課題としては、断層変位に対する既設ダムの安全性評価および対策技術の開発、非常に強い地震動に対する既設ダムの防災性能向上技術の開発等が考えられる。

表 10.19 非常に強い地震動に対する耐震性能照査に求められる要件³²⁾

項目	主な内容	
精緻な耐震性能照査に要求される要件	解析次数	・三次元動的解析
	解析モデル	・ダム、基礎地盤、貯水池の連成モデル
	基礎地盤	・側方境界からの波動エネルギーの逸散
	貯水池	・波動エネルギーの逸散 ・ダムに対する貯水の制振効果
	動的変形特性	・コンクリートダムの引張領域での非線形特性 ・フィルダムの大ひずみ領域での非線形特性
	動的強度特性	・地震時引張強度、引張破壊ひずみ ・地震動に対する動的強度の定量的評価
	非連続的挙動	・コンクリートダムのジョイントの非連続的挙動とその影響 ・地震時に発生したクラックの非連続的挙動とその影響 ・フィルダムにおける粒子間の非連続的挙動とその影響
	塑性・残留変形 変形挙動	・塑性変形の定量的評価 ・残留変形の定量的評価（ロックフィルダムでの変形の主体） ・破壊後の変形挙動の予測評価
解析法の検証	・実地震動データに基づく再現解析	
研究課題	断層変位	・ダム底部の断層変位に対する安全性の評価手法の確立 ・ダム底部の断層変位に対する耐震対策技術の確立
	防災性能の評価手法	・二次災害の予測評価法
	防災情報の利用技術	・緊急時の防災情報の確実な伝達法と実効的活用法

10.7.3 耐震診断技術の検証の必要性

動的解析の結果は、地盤や構造物の動的変形・強度特性の設定によって著しく変化するので、耐震診断技術の精度・信頼性を向上させるためには、地盤・構造物の動的変形・強度特性を定量的に評価することが必要不可欠である。動的変形・強度特性の評価手段は、室内試験、模型実験、現地観測等があるが、室内試験では寸法効果や形状効果の問題、模型振動実験では相似側の問題等が付随する。地震観測では、大きな地震は稀にしか発生しないため、長期にわたる継続実施が要求されることになるが、一旦、地震観測で強震動デ

ータが得られた場合には、性能照査技術の検証に必須の実現象の実証データを得ることができる。また、解析プログラムにも個性があるため、同じ解析モデルと同じ物性値を用いても、使用する解析プログラムによって解析結果が異なることがある。動的解析法の検証を目的として、複数の解析プログラムを用いた比較解析が行われることがあるが、こうした比較解析では、解析結果が異なった場合にどれが正解でどれが不正解のかの判定ができないことがある。世界有数の地震多発国である我が国では、諸外国に比べて地震動データの取得が容易であり、こうした生来的特性を活かして、実地震動データに基づく再現解析によって、こうした技術課題を解決することが可能である。なお、精緻な耐震性能照査が必要な場合は、実地震時挙動の再現解析によって地盤・構造物系の解析モデルを同定するステップを組み込むことによって、耐震診断の精度を向上させることが可能になる。

10.7.4 今後の重要課題

今後の重要課題としては、洪水吐施設の耐震診断、基礎岩盤の耐震診断、断層変位に対する耐震診断、表面遮水壁の耐震診断等を列挙することができる。

a. 洪水吐施設の耐震診断

洪水吐施設は、洪水時にダムの放流機能を果たすための施設であり、ダムと同様に、地震による機能喪失が許容されない構造物に分類される。従来の耐震設計では、地震と洪水は同時には発生しないという前提で荷重条件が設定されているが、大型台風が来ている最中に大地震が発生することは想定し得ることであり、現実的に、大地震によって洪水吐施設が重大な被害を受け、修復している期間中に大型台風が襲来することは十分に想定し得ることである。地震による洪水吐ピアの破損、巻上機の破損、ゲートの変形・破壊等によってゲートの開閉ができなくなった場合には、放流機能が損なわれることになり、ダムの越流、下流域での水害等の危険性が派生するものと想定される。洪水吐施設に関しては、ダム堤体と同等の安全管理と地震防災上の配慮と工夫が必要であると考えられる。

既設ダムでは、天端に洪水吐施設が設置されている事例が数多いが、ダム天端では基礎岩盤に比して地震動が大きく増幅する。洪水吐施設を基礎岩盤に設置した場合に比べて、ダム天端に設置した場合には、作用する地震動レベルは数倍から数十倍のオーダーで増幅する。兵庫県南部地震以降、ダム堤体に関しては、動的解析による耐震性能照査が実施されるようになってきているが、洪水吐施設については、動的解析による耐震性能照査の事例は極めて少ない。洪水吐施設の耐震設計は、従来、震度法により行われているが、地震時の動的挙動を反映した耐震設計は行われていないのが実情である。既設洪水吐施設の耐震性能の照査は、非常に重要な技術課題として残存しており、地震時の破壊が許容されない洪水吐施設に関しては、ダム堤体と同様に、最新の技術水準による地震時安全性の確認と確保が必要であると考えられる。なお、コンクリートダムでは、貯水の越流がダムの決壊に直接結びつくことは非常に稀であると考えられるが、フィルダムでは、貯水の越流はダムの決壊に直接結びつくので、特に、フィルダムでは、越流防止機能の確保が重要な課題であると考えられる。

b. 基礎岩盤の耐震診断

基礎岩盤の耐震診断に関しては、地震時の損傷を受けた後の経年劣化や風化等による強度低下の影響を考慮した健全性の照査が重要であると考えられる。貯水池周辺の自然斜面の地震時安全性の確認も重要な課題であると考えられる。

c. 断層変位に対する耐震診断

断層変位に対する耐震診断に関しては、断層変位の定量的評価法の開発、想定される断層変位に対する安

全性の評価手法の開発，断層変位に対する耐震対策技術の開発等が必要であると考えられる．我が国では，活断層が分布しないことがダムサイトの基本的選定要件になっており，建設前の地質調査等によって第四紀断層の分布が確認されている地点にはダムを建設しないことになっている．そのため，ダムの底部で断層変位が生じることは通常は想定されない，1999年台湾集集地震における石岡ダムの事例を踏まえると，念には念を入れた取り組みが必要であると考えられる．

d．表面遮水壁の耐震診断

我が国には，アスファルトフェーシング，コンクリートフェーシング，ゴムフェーシング等による表面遮水壁型フィルダムが建設されているが，表面遮水壁フィルダムの耐震性能の照査も重要であると考えられる．アスファルトフェーシングおよびゴムフェーシングは，ダム堤体の変形に対する追従性が大きな特長であるが，表面遮水壁そのものは構造部材としての性能を担っていないのが通例であり，フィルダムの残留変形量に基づく表面遮水壁の機能保持の確認が必要であると考えられる．

10.8 あとがき

ダムは，基本的に高い耐震性を有していると考えられ，地震時に軽微な損傷を受けることはあっても，重大な損傷を受けることは極めて稀であると考えられる．しかし，過去の世界の地震被害事例を見ると，重大な被害を受けた事例が報告されており，万が一のことがないように，平素からダムの地震時安全性を照査し，地震時には迅速かつ適切な安全確認ができるようにしておくことが大切である．これまで，ダムの耐震的配慮は，基本的に設計段階において考慮されてきたが，明治，大正，昭和，平成と，それぞれの時代によって耐震基準類が異なっている．したがって，様々な時代に建設された既設ダムに関しては，地震工学，防災工学の進展発展に合わせて，最新の技術レベルで耐震診断を行うことが必要である．

都市化の進展，都市域の拡大に伴い，近年では，ダム地点が都市域に隣接するようになるケースも見られるようになってきている．都市域に隣接するダム地点に関しては，地震によってダムが構造的損傷を受けた場合でも，人的被害や二次災害が派生しないように，平素から地震防災性能を向上させることが大切であると考えられる．

参考文献

- 1)財団法人日本ダム協会：ダム年鑑 2004、2004.3
- 2)谷茂：既存アースダムの地震被害と安全性評価について、大ダム No.140 pp32-50、1992.6
- 3)International Congress on Large Dams：Historic performance of dams during earthquakes, Design features of dams to resist seismic ground motion (Guidelines and case studies), *ICOLD Bulletin* 120, 2001
- 4)国土交通省：ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書，1995.11
- 5)国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)，2005年3月
- 6)資源エネルギー庁：電気設備防災対策検討会報告書「地震に強い電気設備のために」，1996.3
- 7)資源エネルギー庁，電力土木技術協会：ダムの地震時終局耐力に関する検討報告書，1998.3
- 8)資源エネルギー庁，電力土木技術協会：ダム耐震設計高度化調査報告書，2001.3
- 9)日本大ダム会議：既設ダムの耐震性能評価法の現状と課題，大ダム No.180,2002.7
- 10)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1995.5

- 11) 土木学会：土木建造物の耐震基準等に関する第二次提言，1996.5
- 12) 土木学会：土木建造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2000.6
- 13) 土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会：土木建造物の耐震設計ガイドライン（案），2001.9
- 14) Ariga Y., S. Tsunoda, H. Asaka : Determination on Dynamic Properties of Existing Concrete Gravity Dam based on Actual Earthquake Motions , *The 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)* , No.0334 , p.1 ~ 8 , 2000 . 1
- 15) Ariga Y. , Watanabe H. : Reproduction Analysis of Real Behavior of Existing Arch Dam during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake , *The 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE)* , No.405 , , p.1 ~ 10 , 2004 . 8
- 16) 渡辺啓行，有賀義明，曹増延：三次元動的解析による非線形性を考慮したコンクリート重力式ダムの耐震性評価について，土木学会論文集 No.696/1-58，pp.99-110，2002
- 17) 有賀義明，曹増延，渡邊啓行：強震時のジョイントの非連続的挙動を考慮したアーチダムの三次元動的解析に関する研究，土木学会論文集 No.759/ -67，pp.53-67,2004.4
- 18) 山口嘉一、佐々木隆、金縄健一、佐野貴之：レベル2地震動に対する重力式コンクリートダムの耐震性能照査、土木技術資料、Vol.47、No.6、pp.40-45、2005.6
- 19) 山口嘉一、佐藤弘行、富田尚樹、金銅将史：レベル2地震動に対する重フィルダムの耐震性能照査、土木技術資料、Vol.47 No.6、pp.46-51、2005.6
- 20) 野津厚：ダム地点における強震動評価，土木学会巨大地震災害への対応検討特別委員会地震動部会報告書案，2005.8
- 21) 中央防災会議：東海地震に関する専門調査会，東南海・南海地震等に関する専門調査会
- 22) 長岡敏和、野神睦雄、加藤正樹、古川和弘、内田賢司、橋本和明、白石保律：耐震補強工事を実施したフィルダムの試験湛水結果について・山口貯水池堤体強化工事（その9）、土木学会第58回年次学術講演会梗概集、 -305、pp609-610、2003.9
- 23) 田原功、小作好明、黒坂基、佐藤誠一、江藤等、古川和弘：既設アースフィルダムの耐震強化工法検討における耐震性の照査・村山下貯水池堤体強化工事（その3）、土木学会第58回年次学術講演会梗概集、 -307、pp613-614、2003.9
- 24) 佐々木史朗、村山眞、丸山伸孝：既設アースダムにおける堤体の耐震強化工設計・村山下貯水池堤体強化工事（その6）、土木学会第60回年次学術講演会梗概集、 -225、pp449-450、2005.9
- 25) 坂下良一、中川広志、中西敬次郎、空中博、松田康孝：布引ダム（五本松堰堤）補強工事—日本最古の重力式コンクリートダムの再生—月刊ダム日本、2005.7
- 26) http://www.fujita.co.jp/release/R2004/2004_0610dam.html
- 27) <http://www.dokokyo.or.jp/ce/ce0502/project.html>
- 28) http://www.pref.chiba.jp/kigyoud_kanri/kousui/gaiyou/084ichihara.html
- 29) 企業庁工業用水部管理課 kikoukan01@mz.pref.chiba.lg.jp
- 30) 資料/北海道企業局「北海道の工業用水道事業」
- 31) 有賀義明，藤縄幸雄，川上則明，大角恒雄，西野哉誉：緊急地震速報を活用した既設ダムの地震時安全即時的評価に関する研究，土木学会地震工学論文集 Vol.28，45，pp1-6，2005.8
- 32) 有賀義明：ダムの耐震性能と三次元動的解析に関する一考察，日本地震工学学会第1回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集，p.223 ~ 228，2004.5

ダムWGの委員構成

	氏 名	所 属
主査 委員	有賀 義明	電源開発株式会社 茅ヶ崎研究所
	大角 恒雄	日本工営株式会社 中央研究所
	佐々木 隆	独立行政法人 土木研究所
	島本 和仁	国土交通省 国土技術政策総合研究所
	栃木 均	電力中央研究所 地球工学研究所
旧委員	金銅 将史	国土交通省 国土技術政策総合研究所
	筋野 晃司	国土交通省 国土技術政策総合研究所

(敬称略, 50音順)

11. 構造物の強度等調査法

11.1 はじめに

調査WGでは、大正時代に構築され、現在も供用されている鉄道橋梁下部構造物を対象に、耐震診断を行った。診断の対象とした構造物は、南海本線紀ノ川橋梁の下部構造物で、上り線が明治時代に、下り線が大正時代に構築されたレンガ及び無筋コンクリートからなる旧式構造物である。

本橋梁は、これまでも幾多の地震を経験してきているが、中でも規模の大きいものとして、昭和19年の南海地震と昭和21年の南海地震が挙げられる。しかし、本橋梁は、それらの大地震も含め、これまで地震による変状や被害を生じることなく、現在も健全な状態で旅客輸送に供用されている。

一方、近年の地震活動の状況から、近い将来、再び南海・東南海地震の発生が予想されている。こうした状況に鑑み、構造物の強度等調査WGでは南海電気鉄道と共同で、この紀ノ川橋梁に対し、詳細な耐震診断を行った。

11.2 橋梁概要

南海紀ノ川橋梁は、和歌山県の紀ノ川河口近くに架かる上下線別線橋梁である。上下線とも22スパン、21橋脚の構成で、低水路部には支間63mの下路トラス3連が架かる長大な橋梁である。今回の検討対象は下り線橋脚で、トラスを支える大型橋脚(P19)と支間23mの上路プレートガーダーを支える小型橋脚(P8：高水敷部、P12：低水路部)である。橋梁の写真を図11.2.1に示す。



図 11.2.1 南海本線紀ノ川橋梁遠景（耐震検討は写真手前の下り線を対象に実施）

11.3 調査および耐震診断の流れ

耐震診断にあたっては、図11.3.1に示す流れに沿って、検討を行うこととした。なお、表11.3.1に実施した調査試験項目の一覧表を示す。

(1) 資料調査

財産図等の資料調査を行い、対象構造物の形状、寸法、構成部材などの確認。

(2) 地盤調査

静的非線形解析および入力地震動の算定に必要なデータを収集するため、以下の調査を行う。

- ・標準貫入試験
- ・サスペンション法によるPS検層

(3) 部材の現有強度調査

橋脚および基礎の耐力算定に必要な部材強度を把握するため以下の資料採取，試験を行う。

- ・橋脚躯体およびケーソン基礎頭部からコア採取
- ・採取コアを用いた圧縮・引張強度試験
- ・コア試験を補完するための透過弾性波速度測定

(4) 橋脚および基礎の耐力算定（静的非線形解析）

地震応答解析に必要な橋脚の荷重～変位関係曲線および躯体あるいはケーソン基礎が破壊に至る時の水平震度を得るための静的非線形解析（地盤ばねの非線形性を考慮）。

(5) 入力地震動の算定

耐震検討に用いる入力地震動を得るため，地盤をモデル化して入力地震動の算定を行う。

(6) 構造物の地震応答解析

構造物をモデル化し，動的解析を行い，入力地震動に対する応答値の算定を行う。

(7) 耐震性能評価

動的解析により得られた応答値と構造物全体の終局点とを比較し，耐震性を照査する。



図 11.3.1 診断の流れ

表 11.3.1 調査・試験項目一覧

調査・試験法	実施数量	目的
ボーリング	左岸高水敷：35m 右岸高水敷：40m	標準貫入試験、PS検層に付随
標準貫入試験	左岸高水敷：30回 右岸高水敷：35回	地盤の強度特性および地盤材料の確認
PS検層	右岸、左岸とも1m毎	地盤の強度特性の把握と入力地震動の推定
コア採取（60cm以上）	橋脚レンガ部：10本 橋脚コンクリート部：10本 基礎コンクリート部：6本	現有強度の把握 圧縮強度（静弾性係数） 割裂引張強度試験実施
衝撃振動試験	橋脚全数量	橋脚および基礎の健全性の評価
衝撃弾性波試験	P8, P12, P18の躯体、基礎上部	躯体、ケーソン部材の強度のばらつきの有無の確認と強度の推定

11.4 資料調査

資料調査の結果，財産図より，構造物の形状，寸法を把握した。

なお，橋脚躯体の外周はレンガ及び石積みにより構成され，その内部は無筋コンクリートとなっていることがわかった。また，ケーソン基礎内部は，コンクリートと碎石の互層によって充填されていることがわかった。

11.5 地盤調査

静的非線形解析に必要なデータを得るため，標準貫入試験を行った。また，入力地震動算定に必要なデータを得るため，PS 検層を併せて実施した。

調査結果を図 11.5.1 に示す。なお，PS 検層では，ボーリング坑口のケーシング保護部はダウンホール法で，裸孔部はサスペンション法により行った。

標準貫入試験の結果を見ると，左岸側で 26m，右岸側で 28m で Dg 層が現れ，ここから Vs=300m/s を超えるせん断弾性波速度となることがわかる。

11.6 部材の現有強度調査

橋脚躯体およびケーソン基礎頭部からコア採取を行ったところ，橋脚躯体表面の 0.2m～0.5m 程度はレンガおよび石積で，そのさらに内部はコンクリートであることがわかった。なお，現存する財産図等の資料では鉄筋の有無が確認できず，また，大正時代に構築された古い構造物であることを考慮し，コンクリート部は無筋と考えた。

採取したコアから、コンクリートおよびレンガの圧縮・引張強度試験を行い、現有強度（平均値）を把握した。図 11.6.1,2 にサンプリング状況および割裂引張り試験状況を示す。なお、強度試験の結果から、コア毎の強度に大きいばらつきがないことを確認した。表 11.6.1 に現有強度（平均値）の値を示す。

しかし、コア採取の制約により、本数的には十分な数とはなり得ていないことから、躯体、基礎（河床低下によりケーソン上部が現れている範囲）に対し衝撃弾性波試験を実施し、透過弾性波速度を実測した。その結果、橋脚躯体、基礎部材細部を透過する弾性波速度に関するばらつきは些少で、したがって、躯体、基礎を構成する材料の保有強度にはばらつきはないものと判断した。

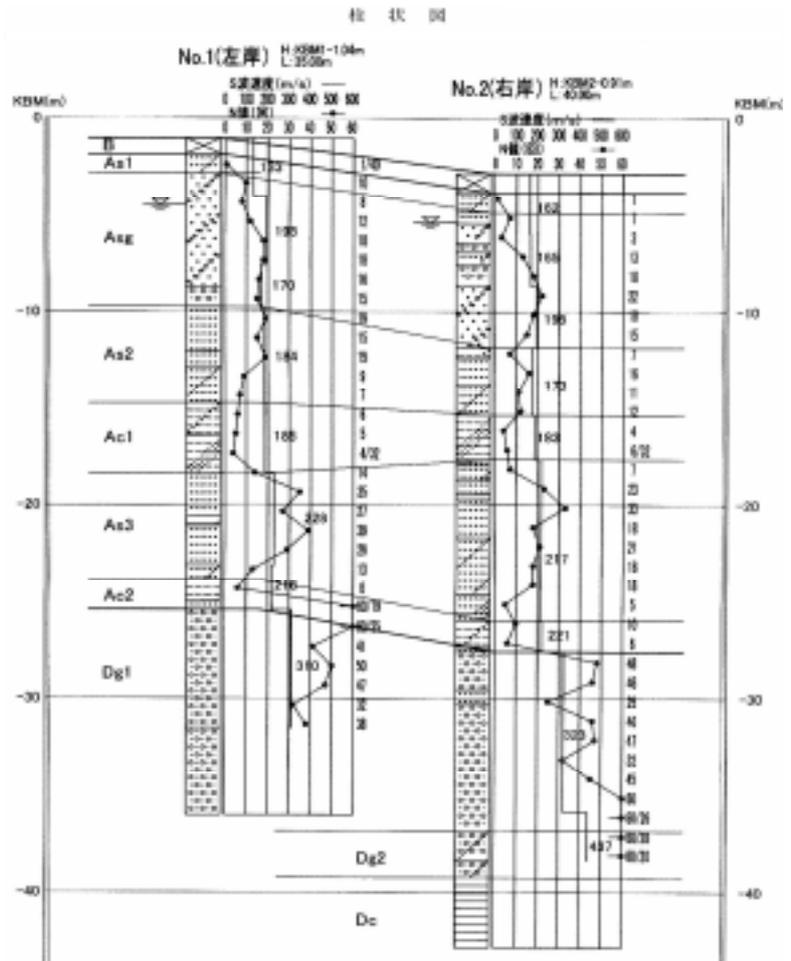


図 11.5.1 左岸・右岸のボーリング結果



図 11.6.1 コア採取状況



図 11.6.2 採取コアの割裂引張り試験状況

11.7 橋脚および基礎の耐力算定（静的非線形解析）

(1) 橋脚躯体の耐力算定

橋脚躯体の耐力算定は、軸力と曲げモーメントが作用する無筋コンクリートの柱部材とし取り扱い、躯体基部を固定した状態で水平震度を漸増させていき、躯体に発生する曲げモーメントおよびせん断力が部材の各々の耐力（せん断耐力と部材外縁における引張り、

表 11.6.1 採取試料の現有強度

対象	種類	試験値
レンガ	圧縮強度	20.9N/mm ²
	引張り強度	1.5N/mm ²
コンクリート	圧縮強度	32.9N/mm ²
	引張り強度	3.5N/mm ²
	静弾性係数	31.3kN/mm ²

圧縮強度を越える状態)まで解析を行い、その時点の震度を把握することで行った。なお、照査は線路方向、線路直角方向について実施した。検討対象とした橋脚および基礎の諸元を図 11.7.1,2 および表 11.7.1 に示す。

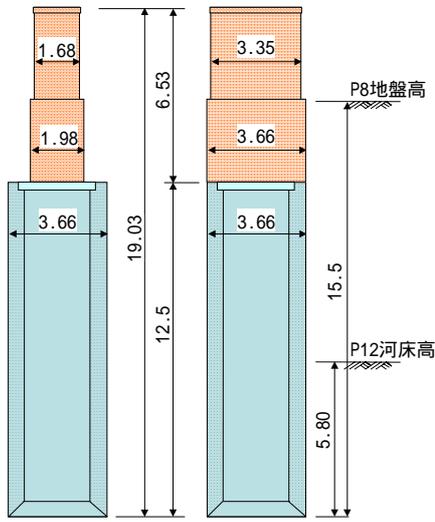


図 11.7.1 P8, P12 の概要図

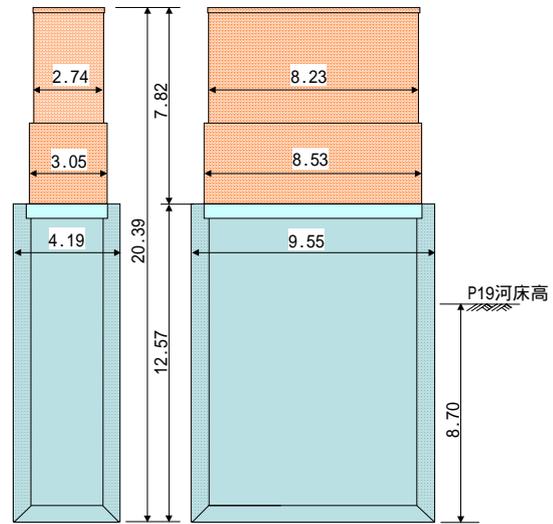


図 11.7.2 P19 の概要図

表 11.7.1 検討対象橋脚諸元一覧

橋脚番号	橋脚高さ (m)	橋脚幅 (m)		ケーソン形状	ケーソン長 (m)	ケーソン幅 (m)		地盤N値	
		線路方向	線路直角			線路方向	線路直角	側方	底面
P8	6.53	1.68~1.98	3.35~3.66	円形	12.5	3.66	3.66	2~18	7
P12	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	1~12	7
P19	7.82	2.74~3.05	8.23~8.53	小判型	12.57	4.19	9.55	1~15	19

(2) ケーソン基礎の耐力算定

過去の記録により、ケーソン井筒内部に関しては砕石およびモルタルを互層状態で密実に充填していることがわかっている。そこで、破壊に対する検討においては、この状況を考慮し、円環断面（小判型環断面）がつぶれる形での破壊モードは生じないものと考え、ケーソン基礎の長手方向の曲げ・せん断の両破壊モードについて照査を行うこととした。

ケーソン基礎の耐力の算定では、鉄道総研開発のケーソン設計プログラム ver.2.40 を用い、静的に漸次、水平震度を増加させていく中でケーソン躯体に発生する曲げモーメント、せん断力各々の値が躯体の耐力を超えるまで解析を行った。なお、ケーソン基礎のモデル化においては、ボーリング調査で得られた基礎地盤の N 値に基づき、支持ばねのモデル化と非線形性を考慮した。耐力算定結果を表 11.7.2 に示す。

表 11.7.2 静的解析による耐力算定結果

橋脚番号	検討方向	終局震度	備考
P8	線路方向	0.59	橋脚部材が終局
	線路直角	1.14	ケーソン部材が終局
P12	線路方向	0.49	ケーソン部材が終局
	線路直角	0.85	ケーソン部材が終局
P19	線路方向	0.82	橋脚部材が終局
	線路直角	1.94	橋脚部材が終局

11.8 入力地震動の算定

内閣府・中央防災会議¹⁾では、東南海地震と南海地

震が連動した場合の地震動を想定し、1km メッシュ毎に工学的基盤面での波形を計算している。紀ノ川橋梁は左岸・右岸で異なるメッシュとなっており、各々の橋脚に応じて使い分けた。なお、紀ノ川橋梁は、線路方向がほぼ南北方向にあるため、線路方向の検討はN-S成分を、線路直角方向はE-W成分を用いた。なお、中央防災会議により計算されている地震波は、工学的基盤面 ($V_s=700\text{m}$ 位置) で定義されているため、耐震設計上の基盤面～工学的基盤面間の地盤をモデル化する必要がある。

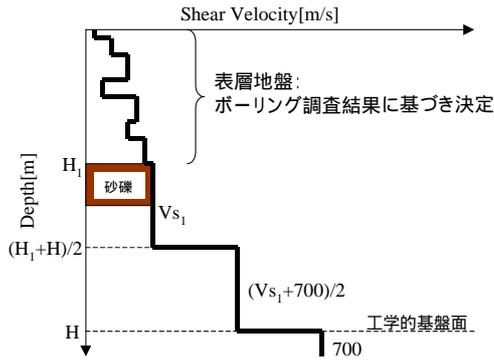


図 11.8.1 地盤モデルの作成方法

耐震設計上の基盤面～工学的基盤面間の地盤モデルは、現地のボーリング調査結果における最下層(砂礫)の値を参考にし、図 11.8.1 に示すように階段状に設定した。地盤のモデル化は、以下に示す方法にしたがって実施した。

- ・層分割については、1m 前後でサブ層を分割する。
- ・非線形構成則は、修正 R0 モデル²⁾を用いる
- ・土の変形特性モデルは、安田・山口の変形特性モデル³⁾を採用し、 $G/G_0=0.5$ となるひずみを規準ひずみとして採用した
- ・平均粒径 D_{50} は道路橋示方書を参考に粘土 0.005mm～砂礫 2.00mm で設定した

- ・平均有効拘束圧は各サブ層の中心位置で算出する
- ・静止土圧係数 K_0 は 0.5 とする
- ・最大減衰定数 h_{max} については、一律下記の値を採用する
粘性土:20%, 微細砂・細砂:30%, 中砂・粗砂:35%, 砂礫:35%
- ・粘性減衰定数は 1%として、要素剛性比例型減衰とする

地表面加速度波形は、工学的基盤位置での加速度波形と上記地盤モデルにより左岸側、右岸側各々について、工学的基盤～地表面の動的解析を地盤の非線形特性が精度良く評価できるように、逐次非線形動的解析により求めた⁴⁾。解析により得られた加速度スペクトル(減衰定数 5%)の例として左岸 N-S 成分の結果を図 11.8.2 に示す。

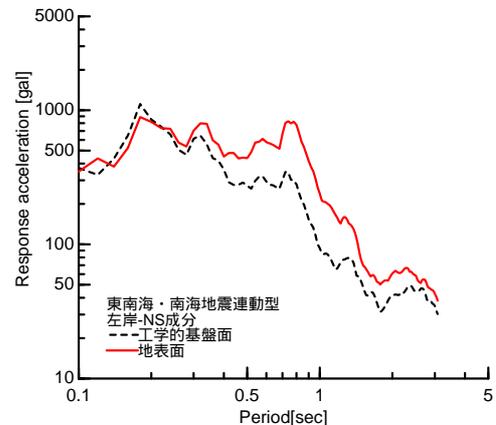


図 11.8.2 加速度応答スペクトル (左岸 N-S 成分: 減衰定数 5%)

11.9 構造物の地震応答解析

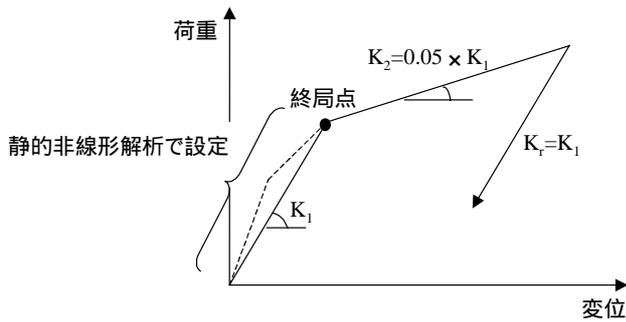
構造物の地震応答は、躯体の静的線形解析およびケーソン基礎の静的非線形解析により得られた橋脚天端位置における荷重と変位の関係曲線を鉄道構造物等設計標準・同解説⁵⁾(耐震設計)(以下、耐震標準)に定める履歴モデルルールを当てはめ、動的解析モデルを構築し、「8. 入力地震動の算定」で得られた入力地震動を用いて求めた。また、橋脚の応答値と構造物系全体の終局点とを比較することで耐震性を照査した。

(1) 構造物の解析条件

構造物の各解析条件は、耐震標準にしたがって、以下の通りに設定した。

- ・静的解析により得られた橋脚天端位置における骨格曲線を用い、終局点以降は、図 11.9.1 のように設定する
- ・履歴モデルは Clough モデルとする

・減衰定数は，(1)式に示すような周期依存型とする



$$h = \frac{0.08}{T} \quad (0.10 \leq h \leq 0.20) \quad \text{--- (1) 式}$$

図 11.9.1 骨格曲線の設定方法

(2) 応答値および耐震評価

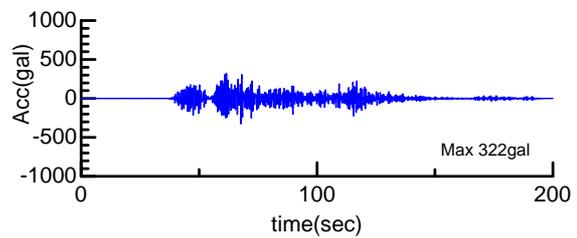
(1) 東南海・南海地震連動型を用いた場合

解析結果の例として，P8，P12，P19 の線路方向の結果を図 11.9.2,3 に示す．この結果をみると，河床低下の影響の大きい P12 では応答加速度はわずか 91gal と小さく，規模が比較的大きい P19 橋脚でも 360gal 程度であり，躯体あるいはケーソンの終局震度に対し余裕があることがわかった．なお，他のケースも同様で，最大応答加速度は 300～400gal の範囲となり，いずれも安全性を担保し得る結果となった．

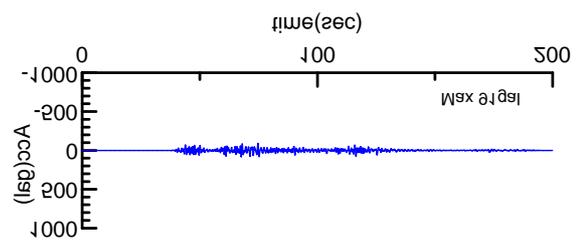
(2) 過去に発生した地震を用いた場合

降伏震度が比較的小さい P8 橋脚・線路方向のケースについてさらに検討を行うため，紀ノ川橋梁付近でこれまでに大きな地震波を観測した地震に対して，P8 橋脚・線路方向の地震応答解析を実施した．本解析に用いた地震および観測点は表 11.9.1 に示す 3 ケースである．各観測点は紀ノ川橋梁から数 km 程度離れた地点であるが，地表面で観測された地震波の NS 成分をそのまま P8 橋脚に入力した．

一例として，淡路島付近が震源の兵庫県南部地震における P8 橋脚・線路方向の応答解析結果を，入力波とともに図 11.9.4 に示す．この地震は，表 11.9.1 の 3 ケースのうち最も応答が大きい結果であったが，最大応答加速度は 300gal 程度であり，構造物系全体の終局点を下回っている．この結果は，過去の主な地震において紀ノ川橋梁が被



(a) P8 線路方向の結果



(b) P12 線路方向の結果

図 11.9.2 解析結果（東南海・南海地震連動型）

害を受けていないことと整合する。

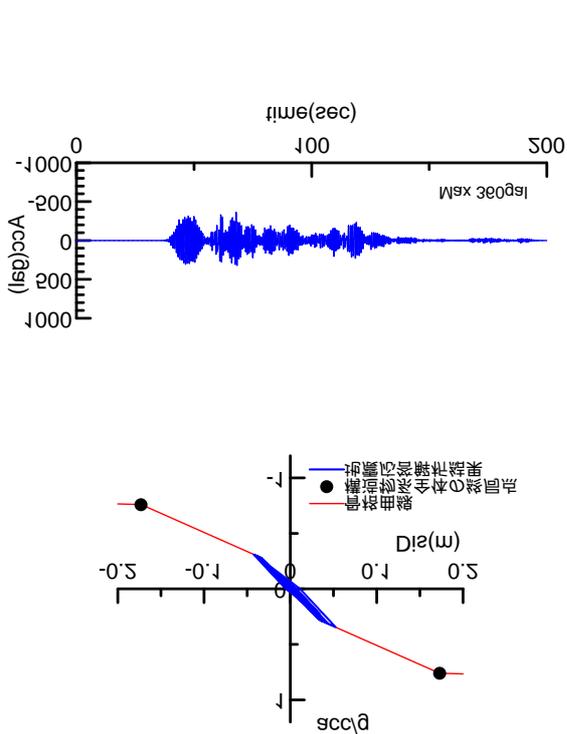


図 11.9.3 P19 線路方向解析結果
(東南海・南海地震連動型)

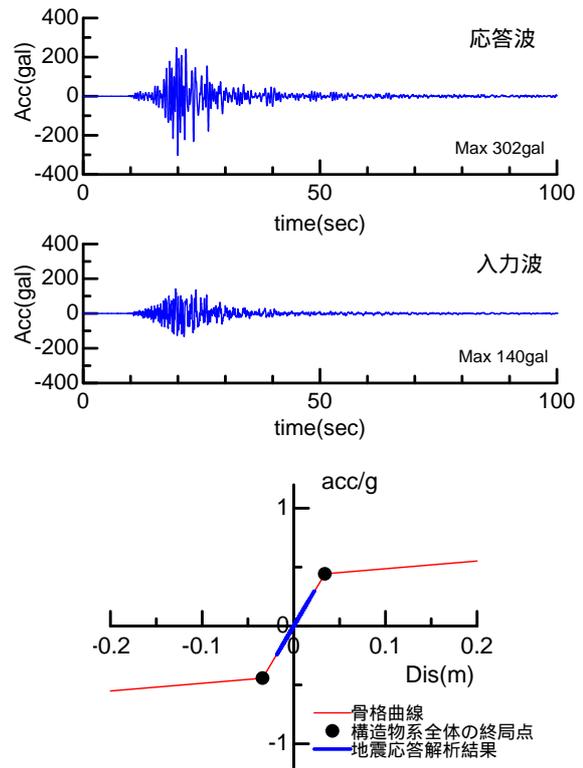


図 11.9.4 兵庫県南部地震における
P8 線路方向の解析結果

表 11.9.1 解析に用いた地震および観測点

	発生日時	震源	M	観測点	震央距離
1	2004.09.05 23: 57	紀伊半島沖	7.4	K- NET和歌山	219km
2	2005.06.04 09: 40	和歌山県北部	3.3	K- NET和歌山	4km
3	1995.01.17 05: 46	淡路島付近 (兵庫県南部地震)	7.3	紀ノ川堤防 (土木研究所)	約 40km

11.10 まとめと今後の課題

大正時代に構築された南海本線紀ノ川橋梁(下り線)は、古くは昭和 19 年の南海地震や昭和 21 年の東南海地震を、また、近年では平成 7 年の兵庫県南部地震、平成 16 年紀伊半島沖地震、平成 17 年に和歌山県北部地震を経験してきているが、これらの地震に対しなんら変状・被害を生じさせることなく現在においても健全な状態で旅客輸送に供用されている。

今回、橋脚・基礎材料が保有する現有強度を用い、内閣府中央防災会議による東南海・南海連動型の想定地震動に対する耐震照査を行ったところ、いずれも安全性を担保し得る結果となったが、このことは、当該構造物がこれまでの既往地震に対し無変状であったことと整合する。正直なところ、検討を開始する前においては、このような旧式構造物に対し L2 地震動に対する耐震検討を行った場合、耐震安全性は担保し得ないものと考えてきたが、今

回の検討によって、その固定観念は払拭させられることとなった。

なお、本検討では、精度の高い動的解析結果を把握することを目標に各種の試験・調査を実施した。しかし、古い設計図は存在したものの基礎部（ケーソン基礎）に関する諸元データは、その大きさを示すもの以外は皆無で、そのため無筋として検討を進めざるを得なかった。

今後は、非破壊検査等による鉄筋量の推定法の確立、さらに地中コンクリートの精度の高い強度推定法の確立が望まれる。

参考文献

- 1) 内閣府中央防災会議 HP : <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/>
- 2) 龍岡文夫他：砂のランダム繰り返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について，生産研究 30 巻 9 号，pp.356-359，1978
- 3) 安田進他：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会，pp.539-542，1985
- 4) 室野剛隆：土の応力～ひずみ関係のモデル化と地盤の 1 次元地震応答解析 理論とプログラム開発
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，(財)鉄道総合技術研究所

12. 動的解析

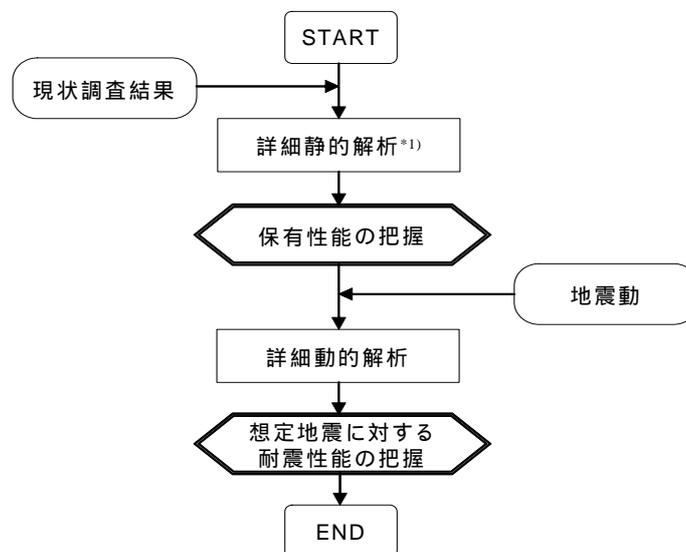
12.1 耐震診断

a. 耐震診断における手順

構造物の耐震性能を評価するための解析には、以下の2つの目的がある。

- (1) 構造物が保有している性能を把握するための解析
- (2) 地震作用に対する構造物の性能を照査するための解析

構造物の耐震設計においては、想定する地震と構造物の重要度に応じて、必要とする耐震性能を定め、構造物の応答値が要求される耐震性能に応じた限界状態を越えないことを照査することは勿論、構造物が終局に至るまでのプロセスと破壊モードを含めた保有性能を把握しておくことが重要である。構造物の耐震設計の基本思想としては、曲げ破壊モードであることが望ましいのは明らかである。その理由は、兵庫県南部地震の際に、せん断破壊モードの場合には構造物が脆性的に破壊し、甚大な被害に至ったが、曲げ破壊モードであれば、構造物は粘りを発揮し、落橋等の甚大な崩壊に至らなかったことから明らかである。さらに、重要なことは、想定地震動や地盤パラメータ、部材パラメータおよび構造物の応答の推定にはなんらかの不確実性を伴うが、この場合でも曲げ破壊モードであれば、想定外の地震作用があった場合でも、甚大な崩壊を防ぐことが可能になるのである。そこで、本報告書では、下記(図12.1)のようなアプローチを提案する。



* 1) 複雑な構造物等では、事前に固有値解析や弾性解析等を行って荷重の載荷方法を求めておく必要がある

図 12.1 耐震診断の基本的なフローの提案

b. 耐震診断における解析手法の使い分け

構造物が保有している性能は、いわゆる Push over analysis により確認される。Push over analysis とは、「漸増載荷解析法」、「荷重漸増解析」、「荷重増分法」などと言われており、詳細な静的解析により実施される。この解析では、部材や地盤の非線形性を考慮して、構造物の解析モデルに、地震作用に対応した静的な

荷重を漸増载荷して、その载荷荷重（震度）と水平変位の関係等によって構造物全体系の耐震特性を評価しようとするものである。この解析では、静的荷重は、構造物が終局状態をむかえるまで、作用しつづけることになる。この解析によれば、構造物の損傷過程や全体系の耐震性能を精度よく確認することができる。ただし、振動性状が複雑な構造物に対してプッシュオーバー解析を適用するには、高次振動モードの影響など動的な特性を考慮する必要があり、载荷方法等に工夫が必要だと考えられる。そのためには、一旦、参照地震動に対する応答値を求めるための解析を実施した後、最大加速度分布に応じて荷重を载荷する方法や、最大変位分布に応じて強制変位させる方法が用いられる。

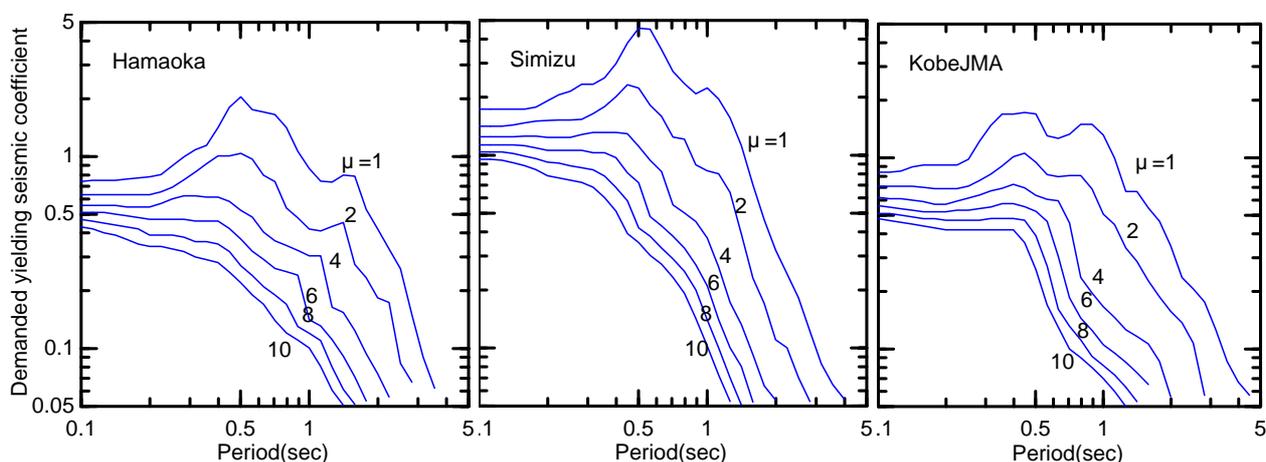
一方、想定地震に対する構造物の応答値を求めるための解析では、想定された地震動に対して、地盤と構造物との相互作用の影響を考慮した、動的解析法により応答を算定する。簡易動的解析法と詳細動的解析法を採用することが可能である。

12.2 巨大地震に対する問題点 継続時間の影響

本WGでは、巨大地震に対する問題点として、いくつかの内容について検討したが、ここでは紙面の都合上、今後の耐震評価で最も影響が大きいと思われる継続時間の影響について報告する。

野津による東海地震震源域波（清水地点および浜岡地点）を例にして、検討結果を示す。

解析に用いた構造物（系）の履歴モデルはCloughモデルを用いた。第2勾配比は0.05、除荷時の剛性低下指数は0.2とした。上記の計算条件の下で、算定した所要降伏震度スペクトルを図12.2に示す。また、参考までに兵庫県南部地震の神戸JMAで観測された記録に対する所要降伏震度スペクトルも図中に示す。清水の想定波形に対する所要降伏震度スペクトルは際立って大きいですが、浜岡の想定波形と神戸JMA波形の所要降伏震度スペクトルは同程度の値となっている。



(a)想定東海地震波（浜岡） (b) 想定東海地震波（清水） (c)兵庫県南部地震（神戸 JMA）

図 12.2 所要降伏震度スペクトル

周期 0.7 秒、降伏震度 0.5 の構造物を考える。この構造物の応答塑性率は、所要降伏震度スペクトルから読み取ると、概ね浜岡波に対しては 3.5 程度、神戸波に対しては 3.8 程度となっている。現在の耐震性能の評価方法では、塑性率をベースに損傷レベルを評価しているのので、この場合には、両者の波形に対しては、ほぼ同程度の損傷レベルと判定される。しかし、浜岡波と神戸波では、その継続時間（繰り返し回数）に大

きな差がある．そこで，塑性率で損傷レベルを評価するのではなく，ここでは，損傷度指標 DI を用いて，その損傷レベルを評価する．この損傷度指標は，Parkらにより提案された指標である．

$$DI = D_1 + D_2 = \frac{\delta_{\max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (1)$$

ここに， δ_{\max} は最大応答変位， δ_u が終局変位， P_y が降伏荷重， β が部材諸元に依存したパラメータである． D_1 が最大変位による損傷を定義する項であり，現状の耐震診断では，塑性率で部材の損傷を定義していることから，この D_1 の項のみを扱っていることに相当する．一方， D_2 は繰り返しによる損傷を定義した項である．

図 12.3 は両者の波形に対して，DI を算出した結果である． D_1 による損傷指標は神戸 JMA の方が若干大きい．これは所要降伏震度スペクトルによる評価と調和的である．しかし， D_2 による損傷度合いは，神戸 JMA では， D_1 による損傷度合いに比べて 1/5-1/4 程度となっており，損傷に対しては最大変位に起因する影響が支配的になっている．これに対して，想定波では， D_2 が D_1 を上回っており，最大変位と同時に繰り返しによる損傷進展が大きな要因になっていることが分かる．

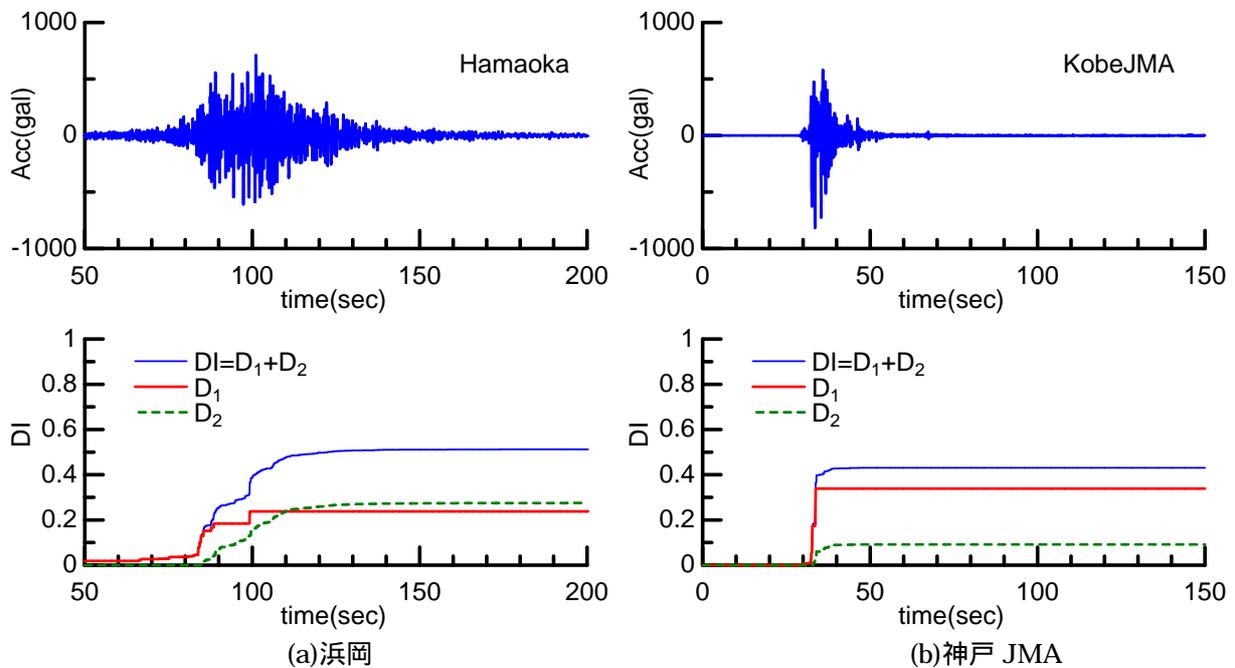


図 12.3 Damage Index の時刻歴

大振幅の波形が，長い時間継続する地震波に対する部材の損傷評価においては，このような影響を今後見込む必要があることを示唆している．耐震診断で評価する手法としては，DI 値をそのまま使う方法もあるが，DI 値と損傷レベル（耐震性能）の関係が明確には整理されていないので，例えば，終局変位の制限値 δ_u をある安全率で補正して，等価な制限値で照査するなどの工夫が考えられる．

13. 優先度 WG

13.1 はじめに

近い将来発生が予想されている東海，東南海地震などの巨大地震に対して十分な耐震性能を保有していない構造物は少なからず存在すると考えられる．被害を最小限に止めるには全ての対象構造物に対して必要な耐震補強を行うことが好ましいが，予算や時間も限られていることから一度にこうした対策を全て行うことは困難である．そのため，優先順位を定めて効率的に耐震補強を進める必要が生じる．

優先順位に係る要因としては，構造物の重要度，保有耐震性，残存供用期間，補強の容易さ，補強効果，地点の地震危険度，といった様々なものが考えられ，優先順位を適切に定めることは容易ではない．例えば，保有耐震性は大きく不足しているが重要度はあまり高くない構造物と，少しだけ耐震性が不足している重要な構造物とではどちらを優先させるべきかを判断することは簡単ではない．残存供用期間や地点の地震の起こりやすさ，地震動の大きさなどその他の要因も関係し，問題はさらに複雑となる．本ワーキンググループでは優先度判定のための既往の方法を概観した後，東南海地震を対象とした耐震補強優先度判定について考え方を示すとともに，その例示を行う．

13.2 優先度判定の考え方

a. 優先すべき要因

既往の検討や研究では優先度の判定に関わる要因として，下記の A, B, C を挙げる人が多い．これに加えて，Dとして補強にかかる費用と補強効果（補強によって耐震性が向上する程度）も関連する要因として挙げるができる．

- | | |
|------------------|----------------------|
| A. 重要度 | B. 地震危険度（強度） |
| C. 補強前の耐震性能（脆弱性） | D. 補強後の耐震性能と補強に必要な費用 |

A は構造物が被災したときの影響の大きさを表しており，平常時の機能的な重要度や救急活動や消防活動など緊急時の重要性など複雑かつ多岐にわたる¹⁾．残存供用期間も重要度の一部として考えることができる．B は注目する地域において地震が発生する危険性の高さ，その規模や特性に関わる要因を表している．C は現状の構造物が保有している耐震性能である．当然のことながら既に十分な耐震性を保有しているのであれば，さらなる耐震補強は不要である．1 次のスクリーニングとして C だけに注目して耐震補強の対象構造物を絞り込む場合もある．D は補強によって向上する耐震性の程度とその費用（容易さ）である．

こうした多くの要因を総合的に考慮して，耐震補強の優先度を判定することが好ましい．

b. 既往の方法の概要

() 評点方式による評価

耐震補強の優先度の考え方については土木学会の地震工学委員会既設構造物の耐震補強に関する研究小委員会の報告書¹⁾（以下，耐震補強報告書と記す）にまとめられており，大変優れたレビューとなっている．既往の方法の詳細についてはそちらを参照されたい．

土木学会による「土木構造物の耐震基準等に関する提言」でも耐震補強の優先順位に触れており，第 1 次提言では主に重要度評価について基本的考え方が示され，第 2 次提言ではシステムとしての重要性，経済性

の観点が増加され、第3次提言ではそれらの定量的評価・客観的評価の必要性が述べられている。耐震補強報告書¹⁾ではこれらを踏まえて、耐震補強優先度に関わる各項目について点数をつけて総合的に優先度を定める方法をいくつか例示している。国内外のいくつかの事例、研究例が紹介されているが、専門家の経験に基づいて抽出された項目について点数化する方法であり、エキスパートシステム的な方法となっている。評価項目としては前述のA, B, C(重要度, 地震危険度, 耐震性)が挙げられ、特に重要度については、ネットワークとしての重要度や緊急時の重要度などさらに細分化して評価している。以下、いくつかの検討事例についてその要点を簡単に示す。

佐藤ら^{1), 2)}は東京都などの大都市を対象として橋梁の耐震補強の優先順位を決める方法について論じている。地震危険度や橋梁の耐震性についても簡単に触れてはいるが主に重要度評価の方法について述べている。その重要度評価フローを図3.12.1に示す。重要度について、交通量や沿道特性などの属性による重要度、ネットワーク特性による重要度、被災した場合の影響度の3つからそれぞれ評価し、表3.12.1に示すような評価マトリックスを用いて最重要、重要、一般の3ランクに分ける方法となっている。例として属性に関する重要度を定めるための要因、評点、重みを表3.12.2に示す。

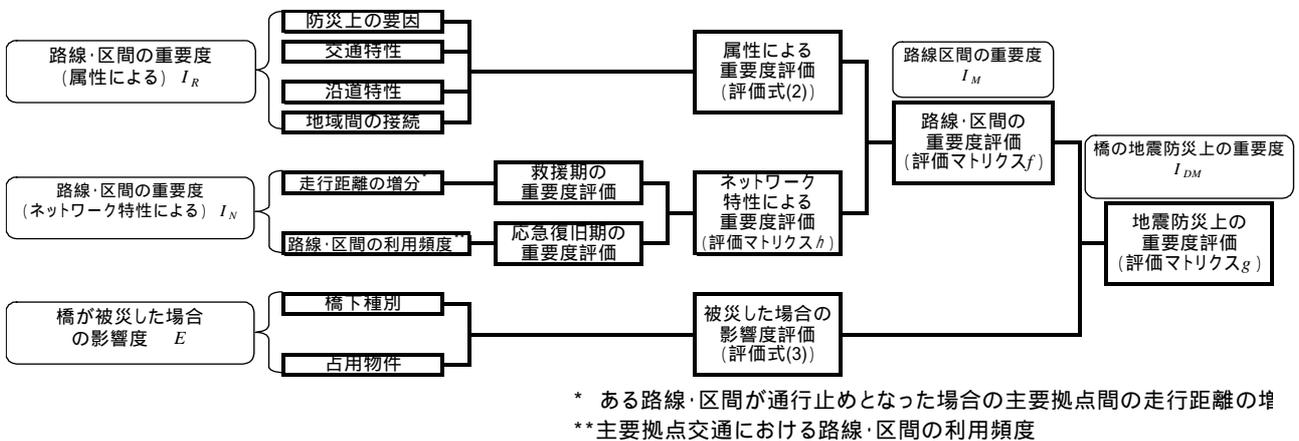


図 3.12.1 佐藤ら²⁾による道路橋の地震防災上の重要度の評価・分類の手順

Figure 3.12.1 Procedure for evaluation of bridge importance for earthquake disaster prevention by Sato et.al.

表 3.12.1 耐震補強優先ランクを決めるためのマトリックス²⁾

Table 3.12.1 Matrix to determine priority for earthquake strengthening

		路線・区間の重要度 I_M		
		最重要	重要	一般
被災した場合の影響度 E	極めて大きい	橋の防災上の重要度 最重要	最重要	重要
	大きい	最重要	重要	一般
	一般	重要	一般	一般

表 3.12.2 属性に関する重要度の要因と評点²⁾

Table 3.12.2 Factors and scores for importance as to bridge attribution

要 因		評点 X _i	重みW _i (事例)			
			1	2	3	
防災上の 要因	防災上の 路線区分	非難道路	3	10	5	8
		緊急輸送路	3			
		緊急啓開路線	2			
		その他	1			
	他県との 接続	埼玉・千葉 神奈川・山梨	2	5	5	4
交通特性	車輛交通量 (大型車輛)	4,000台以上	3	4	5	3
		1,300台以上4,000台未満	2			
		1,300台未満	1			
	歩行者数	3,000人以上	3	3	5	2
		1,500人以上3,000人未満	2			
		1,500人未満	1			
	路線の方向	主要な環状線	3	3	5	2
		主要な放射状線	1			
その他		0				
沿道特性	沿道特性	商店街・オフィス街・繁華街	3	2	5	6
		低層・中高層	2			
		田園・山岳・河川・堤防	1			
	火災延焼 危険度	ランク5	3	3	5	6
		ランク3,4	2			
	ランク1,2	1				
主要河川の横断	主要区間を横断する区間	3	10	5	9	
	上記以外	0				
合 計			40	40	40	

大阪市の方法^{1), 3)}では,市管理の橋梁について重要度と耐震性を2つの評価軸としてマトリックスを作成, 相対評価を行ない,耐震対策工法及び優先順位を設定している.重要度評価については路線,交差道路等の有無,公共機関等の拠点との関係,ライフライン添架の有無等を9項目に細分化し,更に,時間的に2段階(地震直後,応急復旧時の状態)に分けて重要性を評価している.表3.12.2のような点数付けのための表を独自に作成して重要度の定量化を行っている.耐震性についても,重要度と同様に点数付けのための表を作成して評価を行なっている.評価項目としては地盤外力,上部工,下部工等を対象に17項目を設定し,それらを掛け合わせるにより点数付けを行ない,その結果を5ランクに分類している.以上で求めた重要度と耐震性のランクより評価マトリックスを用いて耐震補強優先度を決めている.

米国の代表的な優先度判定の手法としてFHWA(連邦道路庁),Cal tran(カリフォルニア州交通局),Washi ngton DOT(ワシントン州交通局),Il l i noi s DOT(イリノイ州交通局)による方法が挙げられる¹⁾.FHWAは重要度,地震動,構造脆弱性の各要素の評点を加算する形式で優先度を表す指標を,Washi ngton DOTとIl l i noi s DOTは地震による損傷確率に重要度を掛け合わせて指標を求めている.手法間で定式化や重み付けに違いが見受けられるが,検討結果としてはほぼ同様の優先度が得られるといわれている¹⁾.

上記のように米国でも3つの要因,重要度(I: Importance),地震危険度(地震動)(S: Seismi city)構造物の耐震性(構造脆弱性)(V: Vulnerabi l y)を総合的に評価する方法となっている.これら3つの要因の和をとる,あるいは積をとることで総合的な指標とすることができる.

$$R = w_S S + w_V V + w_I I \quad (3.12.1)$$

$$R = S^{w_S} V^{w_V} I^{w_I} \quad (3.12.2)$$

ここで w_S , w_V , w_I は重み係数

式(3.12.1)のように各要因の和をとる場合は、地震発生の可能性がまったくない地域でも重要度が高いあるいは耐震性が低ければ指標はある程度大きくなることから積によって定義される指標の方が好ましい⁴⁾。積で定義する場合には次に述べる地震リスクの考え方に近くなる。

() 地震リスクによる評価

リスクとは重要度（影響度）とその頻度の両方の概念を含んだもので、両者の積の形で定義されることが多い。

$$\text{リスク} = \text{重要度（影響）} \times \text{発生確率}$$

地震による被害の発生確率は地震危険度や構造物の耐震性能によって決まるため、上記3つの要因がリスクには含まれていることになる。点数方式による優先度判定とは別のアプローチとして、この地震リスクを考慮したライフサイクルコスト（あるいは期待総費用）を用いる方法も提案されている^{5)・6)}。この方法では、耐震補強を行なう場合と行なわない場合の期待総費用の差分 $DLCC$ を比較することにより優先度判定を行なうことができる。

$$DLCC = LCC_0 - LCC_R = P_f^0 C - (C_I + P_f^R C) \quad (3.12.3)$$

ここで、 LCC_0 ：耐震補強を行わない場合の LCC（地震リスクを考慮したライフサイクルコスト、期待総費用）、 LCC_R ：耐震補強を行った場合の LCC、 P_f^0 ：耐震補強を行わない場合の損傷確率、 P_f^R ：耐震補強を行った場合の損傷確率、 C_I ：補強コスト、 C_f ：損傷時コスト（あるいは重要度、影響度を表す指標）、である。なお、ここでいう LCC は耐震補強の優先度の議論を行なうための指標であるため初期建設費や維持管理費は含めていない。単純に補強費と地震リスクから定義している。この $DLCC$ が大きい構造物ほど、耐震補強を行う効果が大きいと判断することができる。佐藤ら⁵⁾は大阪湾岸の複数の橋梁を対象として、上記の $DLCC$ を用いた耐震補強優先度判定例を示している。また、赤石沢ら⁶⁾は変電所機器の杭基礎を対象として耐震補強なし及び複数の耐震補強の比較を LCC の比較により行なっている。こうした確率論的な方法は最近有用性が認められるようになってきたが、低損傷確率評価および費用・便益評価の困難さも指摘されており^{たとえば7)}、今後のさらなる研究が必要であろう。

c. 東海・東南海地震を対象とした優先度判定の方法

東海・東南海地震を対象とする場合も a. 考慮すべき要因で述べた A の重要度評価の部分は共通である。その特殊性が現れるのは B や C の地震危険度、保有耐震性能の部分である。すなわち、東海・東南海地震の際に、注目する地点においてどの程度の地震動が生じるか、また発生が予想される長周期成分が卓越する地震動に対して、対象構造物がどれだけ耐震性を有しているかが問題となる。前述の点数方式ではそういった地震発生や地震動の特徴を定量的に取り込むには困難がある。本 WG ではそれらの要因を積極的に取り込むことを目標として、まだ研究途上ではあるが地震リスクの考え方に基づく優先度判定の方法に注目し、方法の解説およびその数値計算例を示すことを試みる。

前述のように地震リスクは重要度（あるいは被害時の影響の大きさ）と損傷確率の積で表される。損傷確率には補強前の耐震性能，補強後の耐震性能，地震危険度，残存供用期間といった要因が定量的に反映されており地震リスクを用いる有用性はきわめて高いが，その評価には困難も伴う。たとえば，地震危険度に関する情報としては対象とする地点において想定される地震動波形だけではなくその発生確率やばらつきの評価が必要となる。また，重要度（影響度）は周辺社会への間接的影響も含まれるが，その定量化はきわめて困難なことが予想される。これらについてはある程度の割り切りと仮定を設けて設定する。

13.3 優先度判定の例示

本報告書では東南海地震を対象として，地震リスクを用いた優先度判定の例示を行なう。対象構造物としては昭和 39 年，平成 2 年の道路橋示方書に準拠した RC 橋脚とし，中部地方の 7 地点に存在すると仮定した。また，耐震補強により平成 8 年の道路橋示方書に準拠した RC 橋脚と同等程度に耐震性が向上すると仮定した。重要度については 4 種類想定した。以上，地震危険度，耐震性，重要度の異なる計 56 橋（架空の橋梁）について優先度判定の例示を行なう。

a. 解析対象橋とその動的解析モデル

既往の耐震設計規準を満足するように試設計された米田ら⁸⁾の RC 橋脚を解析対象とした。RC 橋脚は，昭和 39 年，昭和 46 年，平成 2 年，および平成 8 年の道路橋示方書に準拠し耐震設計されている（以下，S39 橋，S46 橋，H2 橋，H8 橋と記す）。なお，S46 橋と H2 橋は，断面諸量に大差なく，予備解析の段階で両橋脚から得られる損傷確率は同等の値と見なせたことから，以降では，S39 橋，H2 橋，および H8 橋を解析対象とする。想定された地盤種別は II 種地盤であり，支承条件は固定である。その他，上部工や橋脚高さなどの設計条件も統一されている。各橋脚の断面図を図 3.12.2 に示す。参考文献⁸⁾に詳述されていない断面諸量（かぶり厚さ等）は，文献に明示される曲げおよびせん断耐力が整合するようにその諸量を決定した。各橋脚の荷重・変位関係を 図 3.12.3 に示す。また，今回の試算では，全ての場合で解析方向を常に橋軸方向とした。

地震動は，Suzukiら⁹⁾により作成された想定東南海地震による地表位置での地震動であり，中部地方の 7 地点（AIC004（愛知県名古屋市緑区），AIC009（愛知県豊田市），AIC011（愛知県知多市），GIF020（岐阜県岐阜市），GIFH09（岐阜県羽島市），MIE003（三重県四日市市），MIE006（三重県津市））を対象に計算されている。GIFH09 は Ki K- n 観測点，それ以外は K- NET 観測点であり，各地点の地盤条件を考慮し，地表における地震動が評価されている。なお，今回の試算では，解析対象地点に関わらず，全ての場合で同じ地盤条件（II 種地盤相当）を想定し，基礎・地盤の影響は，フーチング底面位置に設ける水平，回転バネにより考慮した。

動的解析の際，RC 橋脚は部材モデル（履歴則：Takedaモデル）を使用し，米田らの試設計時の支承条件が固定であることから，高架橋は，該当橋脚が支持する桁重量に橋脚自重の 1/3 を付加した質点とフーチングの 2 質点でモデル化した。地盤モデルを組み合わせると，S39 橋の 1 次固有周期は約 0.99 秒，H2 橋は約 0.84 秒，そして H8 橋は約 0.62 秒である。

前記の 7 地点で得られている地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h=5\%$ ）と解析対象高架橋の固有周期帯の関係を 図 3.12.4 に示す。三重県津市（MIE006）地点では，H8 橋の固有周期において，平成 8 年道路橋示方書での設計地震力を上回る加速度応答スペクトルとなっているなど，Suzukiらの想定東南海地震による各地点の地震動を用いた場合，後述される RC 橋脚の損傷確率は相当に大きくなることが 図 3.12.4 から予想される。

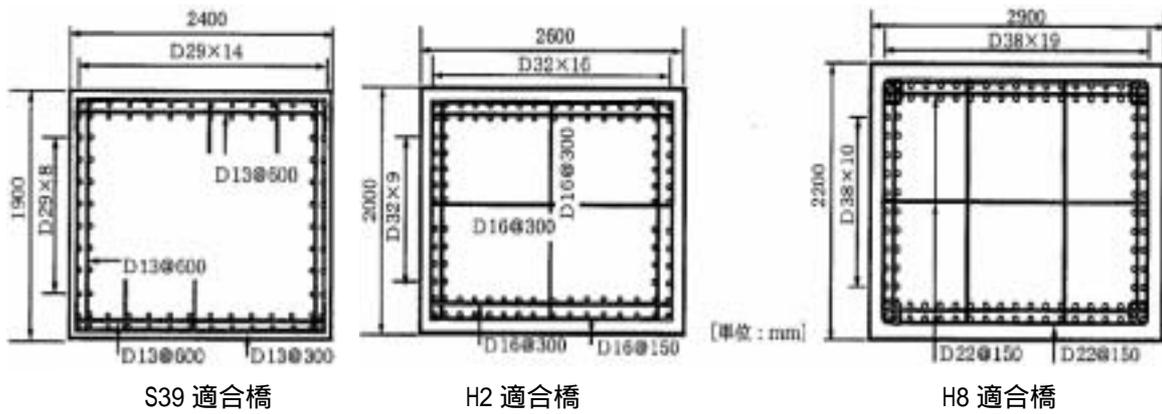


図 3.12.2 解析対象 RC 橋脚の断面図(上下方向が橋軸方向に相当)
 Figure 3.12.2 Cross section of RC bridge pier for the study

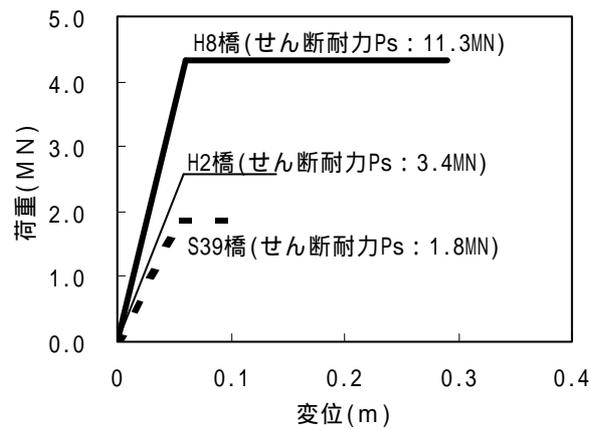
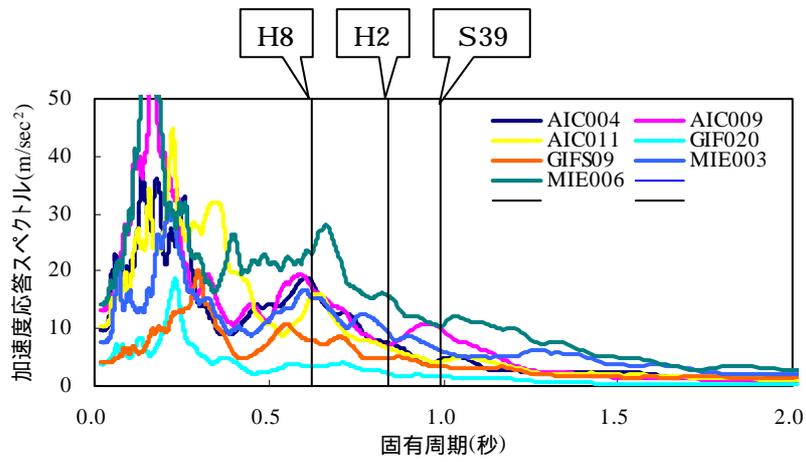
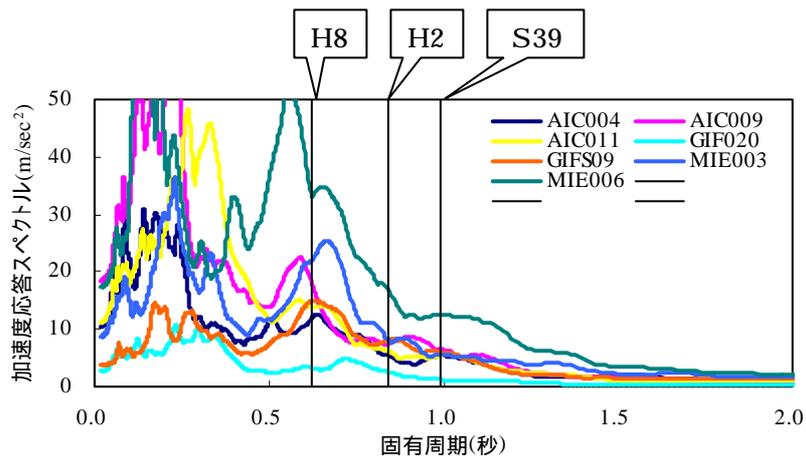


図 3.12.3 荷重 - 変位関係の比較
 Figure 3.12.3 Comparison of force-displacement curves



(a) NS 成分



(b) EW 成分

図 3.12.4 加速度応答スペクトルの比較

Figure 3.12.4 Comparison of acceleration response spectra

b. 東南海地震が発生した場合の条件付損傷確率の算定

() RC 橋脚の条件付損傷確率の算定条件

(-1) 限界状態関数(S39 橋・H2 橋)

条件付損傷確率を算定する際には、次の限界状態を考えた。すわなち、S39 橋および H2 橋に関しては、残留変位に対する照査、せん断破壊に対する照査、および曲げ降伏後のせん断破壊に対する照査である。

残留変位に対する照査は、動的解析により得られる橋脚の応答塑性率 μ_m に対し、残留変位 δ_r を推定し、それと残留変位の限界値との比較を行うことで照査する。 δ_r は、星隈ら¹⁰⁾の検討結果に基づき、履歴復元力モデルとして剛性低下型の Takedaモデルを適用して得られた残留変位比応答スペクトルから算定する。本検討では、式(3.12.4)から算定される可能最大残留変位 δ_{rmax} に対し、平均値 0.20、標準偏差 0.10 の対数正規分布に従う正規確率変数 χ_1 を掛けることで残留変位を算定する。

$$\delta_{rmax} = (\mu_m - \mu_m^\alpha) \delta_y \quad (3.12.4)$$

ここに、 μ_m は応答塑性率、 δ_y は降伏変位、 α は除荷剛性低下指数(本検討では 0.5)である。

許容残留変位は、橋脚高さ h の 1/60とした。従って、限界状態式 g_1 は式(3.12.5)で与えられる。

$$g_1 = h/60 - \chi_1 (\mu_m - \mu_m^\alpha) \delta_y \quad (3.12.5)$$

せん断破壊に対する照査は、動的解析により得られる作用せん断力 V_{ac} と部材せん断耐力の比較から照査する。従って、限界状態式 g_2 は式(3.12.6)で与えられる。

$$g_2 = \chi_2 V_{mn} - V_{ac} \quad (3.12.6)$$

$$V_{mn} = 0.20 f_c^{1/3} d^{-1/4} p_w^{1/3} [0.75 + 1.4/(a/d)] b_w d + \frac{A_w f_{wy}}{s} j d \quad (3.12.7)$$

ここに、 χ_2 は平均値 1.06、変動係数 13.8%の正規確率変数¹¹⁾である。 f_c' はコンクリート圧縮強度、 p_w は引張鉄筋比、 d は有効高さ、 a/d はせん断スパン比、 r はせん断補強鉄筋比、 f_{wy} はせん断補強鉄筋降伏強度である。

曲げ降伏後のせん断破壊に対する照査は、正負交番載荷実験において、曲げ降伏後にせん断破壊する破壊モードを呈した実験供試体に基づき提案された靱性率評価式の計算値 μ_u と塑性率 μ_m の比較から照査する。 μ_u は式(3.12.8)により算定することができる¹²⁾。式(3.12.8)の精度は、正負交番載荷実験の結果との比較により報告されており、 $\alpha = (\text{実験値}) / (\text{算定値})$ の平均は 1.17、変動係数は 41.5%である¹³⁾。従って、限界状態式 g_3 は式(3.12.10)で与えられる。

$$\mu_u = \mu_0 + (1 - \mu_0) (\sigma_0 / \sigma_b) \quad (3.12.8)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3.0 \quad (3.12.9)$$

$$g_3 = \chi_3 \mu_u - \mu_m \quad (3.12.10)$$

ここに、 V_c はコンクリート負担分のせん断耐力、 V_s はせん断補強鉄筋負担分のせん断耐力、 V_{mu} は曲げ耐力、 σ_0 は軸圧縮応力度、 σ_b は釣合破壊時の軸圧縮応力度である。 χ_3 は平均値 1.17、変動係数 41.5%の正規確率変数である。

(i-2) 限界状態関数(H8 橋)

H8 橋に関しては、残留変位に対する照査、せん断破壊に対する照査、および曲げ破壊に対する照査を行う。残留変位およびせん断破壊に対する照査は、S39 橋および H2 橋に対する照査と同じであり、限界状態関数としては式(3.12.5)と式(3.12.6)を用いる。曲げ破壊に対する照査は、正負交番載荷実験において、曲げ破壊した実験供試体に基づき提案された変形性能評価法から得られる計算値 δ_u と最大応答変位 δ_m の比較により

照査する。 δ_u の計算法としては、道路橋示方書に従うことにした。従って、限界状態式 g_4 は式(3.12.11)で与えられる。

$$g_4 = \chi_4 \delta_u - \delta_m \quad (3.12.11)$$

ここに、 χ_4 は平均値 1.13、変動係数 42.0%の正規確率変数¹⁴⁾。

(i-3) 条件付損傷確率の算定条件

条件付損傷確率は、Monte Carl 法により算定しており、各地点で評価された地震動が作用したとの条件下において、S39 橋および H2 橋については、 $g_1 \sim g_3$ の何れかが負となる確率であり、H8 橋に関しては、 g_1, g_2 , および g_4 の何れかが負となる確率である。試行回数は 1,000 回としており、例えば、S39 橋および H2 橋に関しては、 $g_1 \sim g_3$ の限界状態関数が負となる回数を 1,000 で除したものが損傷確率となる。なお、試行回数を 10,000 回としても、後述される優先度判定に影響を与えるような条件付損傷確率の有意な差が生じないことを確認している。

確率変数 $\chi_1 \sim \chi_4$ の他にも、材料強度のばらつきを考慮し、条件付損傷確率は算定しているが、地盤モデルや地震動そのもののばらつきは考慮されていない。実際には、強震動予測に伴う不確定性を考慮すれば、本来は、同一地点であっても、想定東南海地震に対する地震動は複数提示されるべきものであり、その場合、限界状態関数の作用側、例えば式(3.12.11)の最大応答変位 δ_m などは相当に大きなばらつきを有する変数となる。ここで提示される条件付損傷確率には、本来考慮されるべきこうした不確定性が反映されておらず、与えられた各地点の地震波 1 波を繰り返し用いた動的解析により応答値 V_{ac} や δ_m を求めている点に注意が必要である。

() 条件付損傷確率の算定結果

条件付損傷確率の算定結果の一覧を表 3.12.3 に示す。表 3.12.3 は、Suzukiら⁹⁾により作成された地震動のうち、各地点の NS 成分と EW 成分を用いた場合の結果を分けて表示している。図 3.12.3 の各橋脚の荷重・変位関係にも示されるように、耐震設計規準の変遷により橋脚の耐震性能は飛躍的に向上しており、表 3.12.3 の各橋脚の条件付損傷確率の差に反映されている。ただし、図 3.12.4 にも示されるように、今回用いた地震動の中には、平成 8 年制定の道路橋示方書の設計地震力を上回る加速度応答スペクトルが算出される波もあり、MIE006(三重県津市)では、H2 橋であっても条件付損傷確率が 0.76(NS 成分)、0.78(EW 成分)と大きな値となった。なお、設計時の安全側の配慮、例えば地震時の応答変位をエネルギー一定則で推定することや、許容塑性率の算定時に用いる安全係数などにより、設計地震力の作用に対しても現行規準で耐震設計された橋脚は十分にその損傷確率を小さく抑える設計となっている¹⁵⁾。そのため、三重県津市(MIE006)での H8 橋の条件付損傷確率は 0.29(EW 成分)にとどまっている。

米田らにより試設計された橋脚の破壊モードは、S39 橋がせん断破壊型、H2 橋と H8 橋はともに曲げ破壊型となっている。実際には、鉄筋の過強度の影響や、 χ_2 のばらつきなどにより、曲げせん断耐力比が 1.0 からそれほど大きくなりえない H2 橋では、Monte Carl 法の試行の過程ではせん断破壊型となる橋脚も現れ、H2 橋の条件付損傷確率に $g_2 < 0$ となる確率も大きく寄与している。S39 橋では、曲げせん断耐力比が 1.0 を大きく下回るため、表 3.12.3 の条件付損傷確率は、実際には $g_2 < 0$ となる確率で近似され、一方、H8 橋では、曲げせん断耐力比が 2.0 を上回ることから、 $g_1, g_2 < 0$ となることはなかった。

各橋脚の条件付損傷確率と地震動強さの関係を図 3.12.5 に示す。ここで、地震動強さとしては、加速度応答スペクトルの値を用いた。S39 橋は、前記した理由のため $g_2 < 0$ となる確率で条件付損傷確率が近似され、加速度応答スペクトルと作用せん断力 V_{ac} が線形関係にあることから、条件付損傷確率と地震動強さの対応

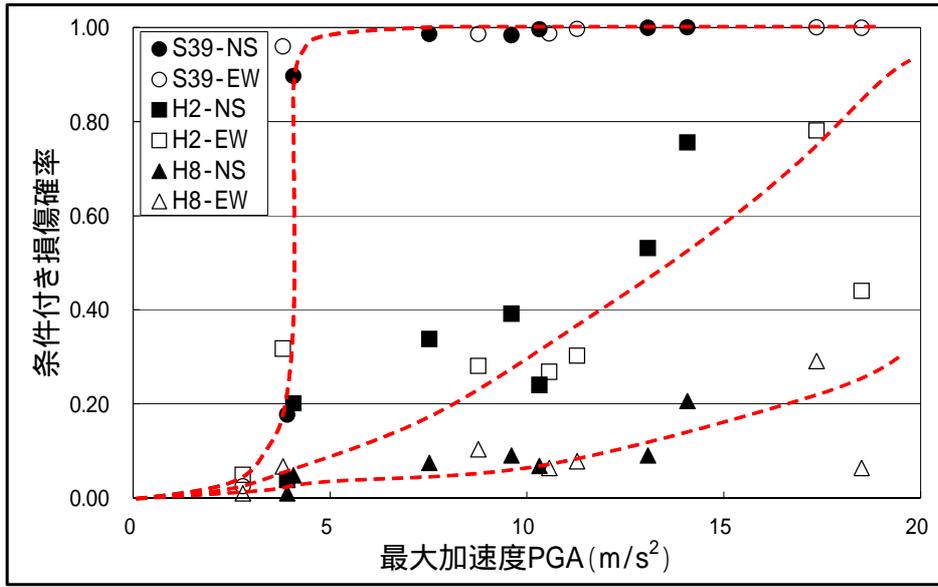
は良い。一方、橋脚が弾塑性応答する場合、同じ加速度応答スペクトルでも波の位相特性により δ_m は大きくばらつくため、H2 橋や H8 橋では、一部、加速度応答スペクトルの増加に対して、条件付損傷確率が減少する区間が見られる。今後、横軸の地震動強さの見直し、さらには前記した強震動予測に伴う不確定性を反映した複数の地震動を用いた条件付損傷確率の算定などを行い、図 3.12.5 を損傷度曲線 (fragility curve) として活用すれば、広域の被害予測も可能になる。

以降では、このような橋脚や対象地点毎の条件付損傷確率の差が地震リスクに与える影響を定量化し、優先度判定を行う。

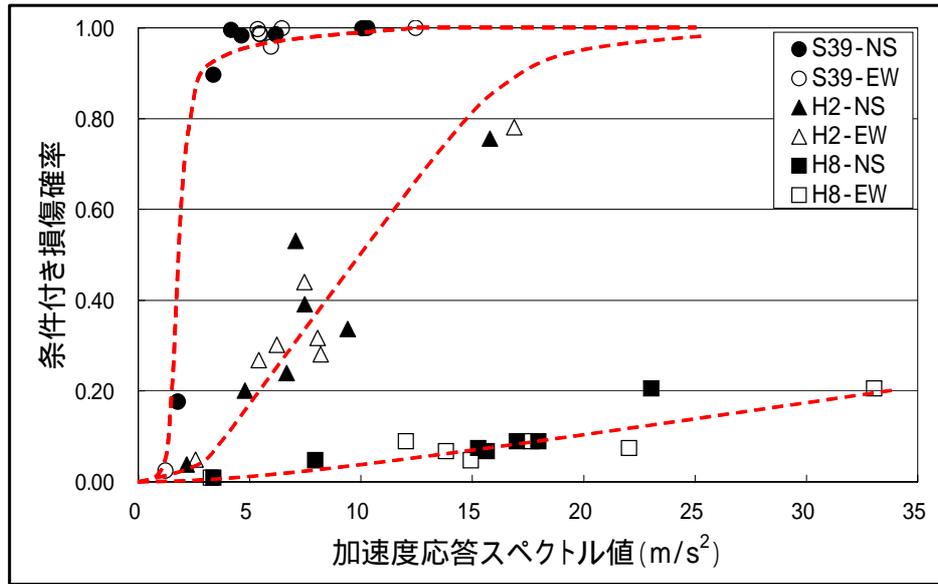
表 3.12.3 各地点の条件付損傷確率の算定結果

Table 3.12.3 Calculated conditional failure probability at each site

地点	NS 成分			EW 成分		
	S39 橋	H2 橋	H8 橋	S39 橋	H2 橋	H8 橋
AIC004(愛知県)	0.98	0.39	0.09	0.99	0.27	0.06
AIC009(愛知県)	1.00	0.53	0.09	1.00	0.44	0.06
AIC011(愛知県)	1.00	0.24	0.07	1.00	0.30	0.08
GIF020(岐阜県)	0.18	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
GIFH09(岐阜県)	0.90	0.20	0.05	0.96	0.32	0.07
MIE003(三重県)	0.99	0.34	0.08	0.99	0.28	0.10
MIE006(三重県)	1.000	0.76	0.21	1.00	0.78	0.29



(a) 最大加速度



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.12.5 地震強度と条件付損傷確率の関係

Figure 3.12.5 Relation between seismic intensity and conditional failure probability

c. 地震の発生確率

本検討では東南海地震を対象としており、その発生確率を想定する必要がある。ここではその発生確率を地震調査研究推進本部のホームページ資料¹⁶⁾より定めた。図 3.12.6 に想定東海地震、東南海地震、南海地震の震源域を示す¹⁶⁾。これらの地震の発生は互いに深く関係していると考えられ、単独で発生する場合、あるいは連動して発生する場合が想定されている。今後 30 年間、50 年間にこれらの地震が連動して、あるいは個別に発生する確率が表 3.12.4 に示すように細かく場合分けして算定されている。この表より各地震の発生確率は表 3.12.5 のようにまとめることができる。東南海地震単独で発生する場合に加え、南海・東南海地震、東南海・想定東海地震、南海・東南海・想定東海地震と連動して発生した場合も合わせて考える。すなわち、単独、連動両方の確率を足し合わせて地震の発生確率とした。

$$30 \text{ 年 } \quad 0.258+0.079+0.187+0.057=0.581$$

$$50 \text{ 年 } \quad 0.271+0.184+0.25+0.17=0.875$$

b. で算定した条件付確率に対してこの発生確率を乗じて損傷確率とする。

連動した場合の波形は東南海地震単独で発生した場合とは異なるが、ここでは東南海地震単独の場合について想定した波形⁹⁾を用いて算定した条件付損傷確率をそのまま採用した。

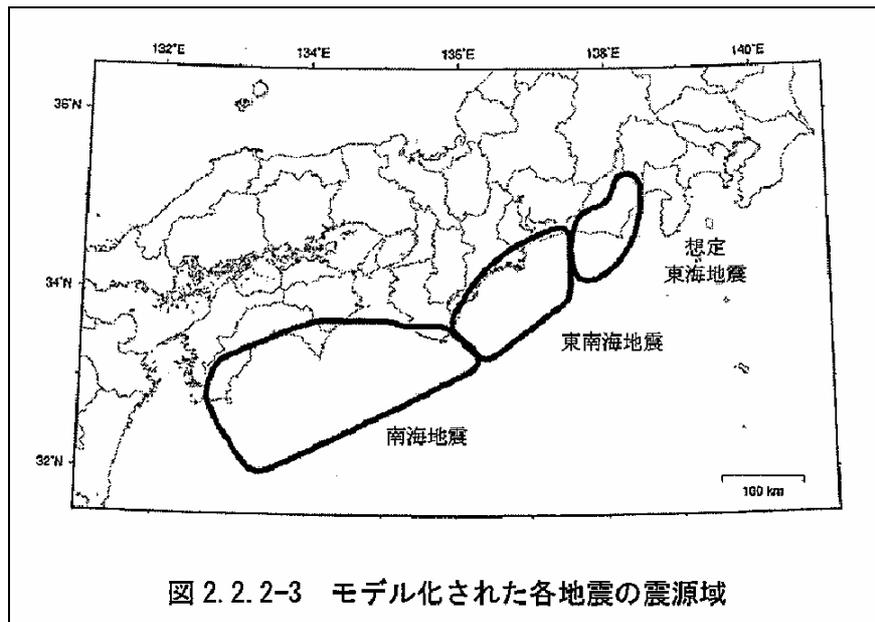


図 2.2.2-3 モデル化された各地震の震源域

図 3.12.6 想定されている震源域

Figure 3.12.6 Assumed source region

(地震調査研究推進本部のホームページより)

http://www.jishin.go.jp/mahyo/kenkou/kar_kakuri_tsu/setsumo_i.pdf

表 3.12.4 各震源域とその生起確率

Table 3.12.4 Source region and its probability of occurrence

(地震調査研究推進本部のホームページより)

http://www.jishin.go.jp/mahyo/ichu/04mar_kakuri_tsu/setsumi.pdf

表 2.2.2-9 南海～東南海～想定東海地震の発生パターンと生起確率

No.	南海地震	東南海地震	想定東海地震	30年 確率	50年 確率
(1)	×	×	×	3.6%	0.091%
(2)	←→	×	×	3.2%	0.39%
(3)	×	←→	×	4.9%	0.67%
(4)	×	×	←→	19%	2.2%
(5)	←→	←→	×	2.2%	1.4%
(6)	←→	←→	×	2.2%	1.4%
(7)	←→	×	←→	17%	9.3%
(8)	×	←→	←→	13%	8.0%
(9)	×	←→	←→	13%	8.0%
(10)	←→	←→	←→	5.7%	17%
(11)	←→	←→	←→	5.7%	17%
(12)	←→	←→	←→	5.7%	17%
(13)	←→	←→	←→	5.7%	17%
	合計			100%	100%

(注1) 確率の値は有効数字2桁で表示しているため、記載の数値の合計は100.0%にはならない。

(注2) 例えば、(9)の30年確率は次のように求められる。表2.2.2-7より各地震が独立に発生する確率は、南海地震、東南海地震については長期評価に基づきそれぞれ0.47、0.58、想定東海地震については仮定に基づき0.84となる。したがって、南海地震が発生しない確率=1-0.47=0.53、東南海地震の発生確率=0.58、想定東海地震の発生確率=0.84より、南海地震が発生せずに東南海地震と想定東海地震が発生する確率は、=0.53*0.58*0.84=0.26となる。この地震発生条件下で東南海地震と想定東海地震が連動する確率は0.5より、(9)が30年間に生起する確率は0.26*0.5=0.13(13%)となる。

表 3.12.5 各震源域における発生確率

Table 3.12.5 Probability of occurrence at each source region

	30年	50年
南海地震	0.338	0.451
東南海地震	0.258	0.271
想定東海地震	0.604	0.535
南海・東南海地震	0.079	0.184
東南海・想定東海地震	0.187	0.25
南海・東南海・想定東海地震	0.057	0.17

d. 地震リスクによる優先度判定

() 優先度判定のための指標

地震リスクを考慮したライフサイクルコスト（期待総費用）を算定するには損傷時コストを決める必要があるが、その定量化は簡単ではない。前述の米国の方法のように半経験的に定めた重要度の指標に対して耐震性や地震危険度を乗じた半経験的リスクを用いた優先度判定の考え方もある。そこで、本検討では半経験的に定めた重要度をもとにリスクを算定して優先度判定のための指標 D_R を次のように定義する。

$$D_R = Risk_0 - Risk_R = P_f^0 I - P_f^R I$$

ここで、 $Risk_0$ ：耐震補強を行わない場合のリスク， $Risk_R$ ：耐震補強を行った場合のリスク， P_f^0 ：耐震補強を行わない場合の損傷確率， P_f^R ：耐震補強を行った場合の損傷確率， I ：重要度，である。なお，耐震補強によって H8 橋と同等の耐震性まで向上すると仮定して P_f^R を算定する。地震動については EW 成分を対象とした結果について示す。

() 重要度の仮定

本検討では実在の橋梁ではなく想定した橋梁について評価を行なう。重要度については佐藤らの方法²⁾のうち属性に関する重要度（交通量，沿道特性，等）を参考に 110，80，50，20 と仮定した。重要度が 110 の橋は避難道路もしくは緊急輸送路で，他県に接続しており，大型車交通量（平日 12 時間の上下線合計）が 4000 台以上で，歩行者数が 3000 人以上，主要な環状線に路線が続いており，火災延焼危険度がランク 5 の地域にある，主要河川を横断する橋に相当する。重要度が 80 の橋は緊急啓開路線で，他県に接続しており，大型車交通量（平日 12 時間の上下線合計）が 1300 台未満で，歩行者数が 1500 人以上 3000 人未満，主要な放射状線に路線が続いており，火災延焼危険度がランク 3 もしくは 4 の地域にある，主要河川を横断する橋に相当する。重要度が 50 の橋は避難道路，緊急輸送路，緊急啓開路線のいずれでもない，他県に接続しない，大型車交通量（平日 12 時間の上下線合計）が 1300 台未満で，歩行者数が 1500 人未満，主要な環状線，放射状線に路線が続いていない，火災延焼危険度がランク 1 もしくは 2 の地域にある，主要河川を横断する橋ということになる。さらに，重要度 20 の橋梁として主要河川を横断していない場合も考えた。これらをまとめて表 3.12.6 に示す。

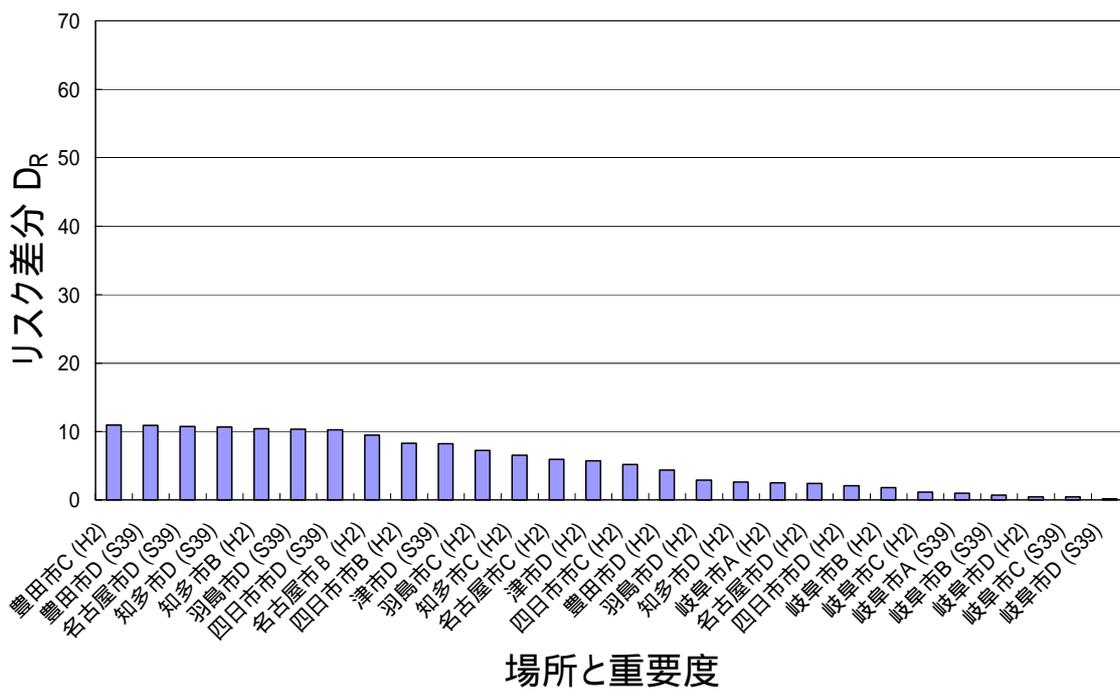
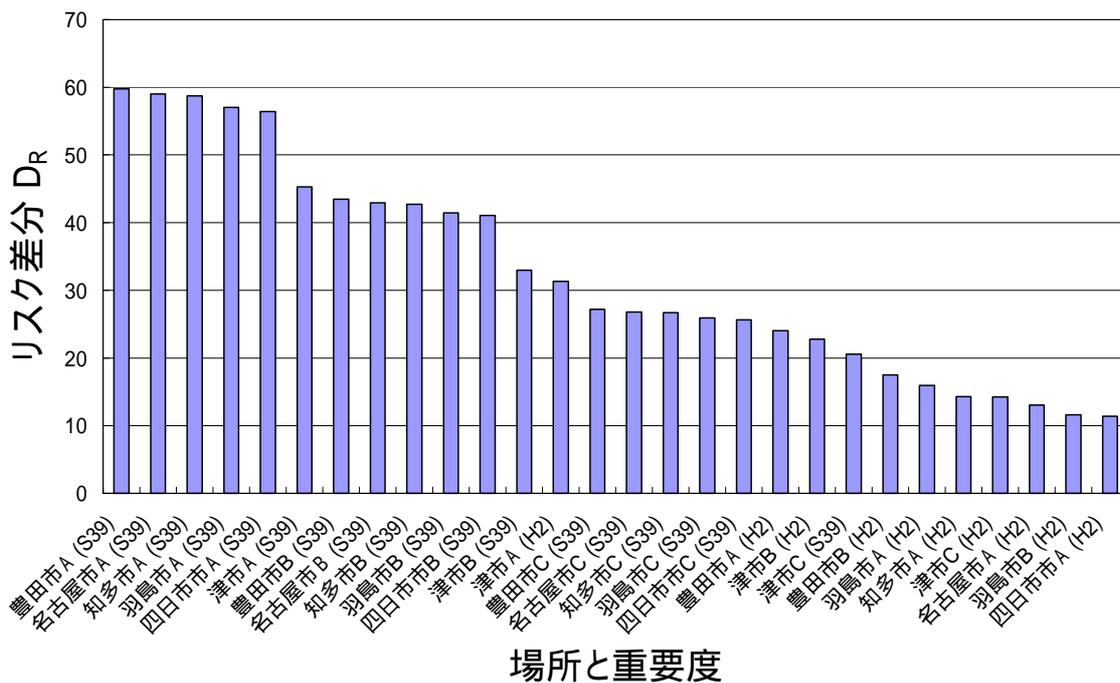
() 優先度の試算

前述のように地点は地震動が想定されている 7 地点，耐震性については S39 橋と H2 橋の 2 種類を想定する。これに加え重要度は上述の 4 レベルとするため計 56 橋となる。これら 56 橋についてそれぞれ評価指標 D_R を算定し，評価指数が大きい順に並べて図 3.12.7 に示す。上位は S39 橋が占めていることがわかる。S39 橋は耐震性が低く，多くの地点で損傷確率が 1.0 に近いため優先度が高い。S39 橋間で比較するとほぼ重要度が高い順番になっており比較的単純な結果となった。一方，下位を占めている H2 橋間の順位はそのような単純な関係は見られず，地震動の特徴，重要度が複雑に関係して優先度が決まっていることがわかる。

表 3.2.6 仮定した重要度

Table 3.2.6 Assumed importance level

	防災上の要因		交通特性			沿道特性		主要河川の横断
	防災上の路線区分	他県との接続	車輦交通量 (大型車輦)	歩行者数	路線の方向	沿道特性	火災延焼危険度	
橋梁A (110)	避難道路/ 緊急輸送路	有	4000台以上	3000人以上	主要な環状線	商店, オフィス街, 繁華街	ランク5	横断する
橋梁B (80)	緊急啓開路線	有	1300台未満	1500人以上 3000人未満	主要な放射線	低層 中高層	ランク3, 4	横断する
橋梁C (50)	その他	無	1300台未満	1500人未満	その他	河川, 山岳 田園, 堤防	ランク1, 2	横断する
橋梁D (20)	その他	無	1300台未満	1500人未満	その他	河川, 山岳 田園, 堤防	ランク1, 2	横断しない



A : 重要度 110 , B : 重要度 80 , C : 重要度 50 , D : 重要度 20

図 3.12.7 地震リスクをもとに定めた耐震補強優先度【EW 成分】

Figure 3.12.7 Priority for earthquake strengthening based on seismic risk (EW comp.)

13.4 おわりに

本報告書では既往の耐震補強優先度の方法を概観した後、地震リスクに基づいて耐震補強の優先度を定める方法とその例題を示した。これまでに提案されている多くの方法は実用的であり大変有益であるが経験的あるいは半経験的であり、本特別委員会が対象とするような近未来に來襲が予測されている巨大地震の特性を考慮してその耐震補強優先度を定めることは難しい。そこで、本 WG では地震動の特性を考慮できる地震リスクの考え方に注目して耐震補強優先度を定める例題を示した。

しかし、本文中でも述べているように多くの将来への課題がある。たとえば、入力地震動は固定して考えており、地震動自体のばらつきは考慮していないことが挙げられる。今回の結果では岐阜市地点の損傷確率が他の地点に比較して突出して小さい。また、岐阜市地点では S39 橋の方が H2 橋よりも損傷確率が小さい。こうした傾向は今回想定した地震動特有の問題なのか、位相のばらつきや断層モデルのパターンを変えても現れる共通した特徴なのかは不明である。地震動自体のばらつきに関して更なる検討が必要であろう。

重要度は想定する地震によらず既往の検討結果がそのまま使えるとの考えから、本報告では重要度の評価方法についてはほとんど触れていない。しかし、既往の重要度評価方法が確率を乗じてリスクとして扱うことに適しているかは疑問がある。すなわち、重要度指標が 2 倍になることと損傷確率が 2 倍になることはリスクの観点からは同じ意味をもつ。そのような意味を持つように定量化された重要度の評価方法の開発は今後の課題であろう。さらに、重要度を表す指標を経済価値換算することができれば耐震補強コストも含めて期待総費用（地震リスクを考慮したライフサイクルコスト）による比較とすることができる。以上、耐震補強優先度に関わる課題をまとめておく。

- 入力地震動のばらつき考慮
- リスク評価のための重要度の定量化
- 重要度の経済価値換算と耐震補強コストの考慮

さらに、巨大地震災害に対する共通の課題として以下のテーマが挙げられる。これまでは繰り返し荷重による強度劣化の効果は一般には考慮していないが、継続時間の長い地震を対象とする場合にはその影響は無視し得ない可能性がある。また、東海、東南海、南海地震は比較的短い期間に連続して発生することも考えられる。1つの地震には耐えることができても、耐震性が低下し次の地震あるいは余震には耐えられなくなることとも考慮する必要があるかもしれない。

- 長周期の繰り返し荷重に対する耐震性評価手法
- 東海地震、東南海地震における余震による被害

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会，既設建造物の耐震補強に関する研究小委員会，報告書，2002
- 2) 佐藤次郎，篠崎之雄，佐伯光昭，磯山龍二：大都市における既設道路橋の地震防災上の重要度の評価手法，土木学会論文集，No.513/I- 31pp213- 223 1995
- 3) 大谷康史，日下部毅明，村越潤，既設道路橋の耐震補強優先度評価に対する AHP の適用性の検討，既設建造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，pp.1- 8 2002
- 4) Pri estl ey, M.J.N., Sei be, F. and Cal vi, G. (監訳，川島一彦)，橋梁の耐震設計と耐震補強，技法堂出版，1998
- 5) 佐藤忠信，吉田郁政，増本みどり，金治英貞：ライフサイクルコストを考慮した道路橋の補強戦略，土

木学会論文集, No.784/ - 66, pp.125- 1382005

- 6) 赤石沢総光, 吉田郁政, 佐藤博, 鈴木修一, 荒川武久, 地震リスクを考慮した杭基礎構造物の耐震補強に関する意志決定支援, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.2107- 2112, 2002
- 7) 土木構造物の耐震性能設計におけるあたらしいレベル1の考え方(案), 土木学会, 地震工学委員会, 耐震設計基準小委員会, 2003
(<http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/tai-shi/n/Level1.html>)
- 8) 米田慶太, 川島一彦, 庄司学, 藤田義人: 試設計に基づく耐震技術基準の改訂に伴う RC 橋脚およびく基礎の耐震性向上度に関する検討, 構造工学論文集, Vol .45A, pp.751- 762, 1999.
- 9) Suzuki, W., T. Iwata, K. Asano and N. Yamada, 2005, Estimation of the source model for the foreshock of the 2004 off the Kii peninsula earthquake using strong ground motion simulation of the hypothetical Tonankai earthquake using the Green's function method, Earth Planets and Space, 57, 345- 350.
- 10) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.399- 404, 2002.
- 11) 秋山充良, 王衛倫, 前田直己, 鈴木基行: コンクリート圧縮強度 130N/mm²・せん断補強鉄筋降伏強度 1200N/mm²までを用いた RC はりのせん断耐力算定式, 構造工学論文集, Vol .50A, pp.907- 917, 2004.
- 12) 土木学会: 阪神大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ No.12, 1996 .
- 13) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578/V- 37, pp.71- 87, 1997.
- 14) 秋山充良, 内藤英樹, 鈴木基行: 軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法および RC 柱と SRC 柱の靱性能評価への適用, 土木学会論文集, Vol .725/V- 58, pp.113- 129, 2003.
- 15) 秋山充良, 土井充, 松中亮治, 鈴木基行: 構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算, 土木学会論文集, Vol .718/V- 57, pp.1- 17, 2002.
- 16) 地震調査研究推進本部, 地震調査委員会, 長期評価部会・強震動評価部会, 確率論的地震動予測地図の試作版(地域限定・西日本), 2004.

(地震調査研究推進本部のホームページより)

http://www.jishin.go.jp/nihyo/kyo/04/nar_kakuri_tsu/setsumei.pdf

付 録

本文では未使用の図をいくつか示す。

大阪府の方法，文献 1),3)より

表 重要度の評価点

	避難路	緊急輸送路	主要幹線道路	跨線橋	主要道路を跨ぐ跨線橋	迂回路確保困難	応急復旧が困難	拠点(市道2級以上)				火災危険区域又は人口密度	主要ライフライン	合計
								市役所・府警・府庁	消防署	病院	区役所			
ケース1 (地震直後)	5	2	1	旅客(主要) 3 旅客(0-加) 2 貨物 1	2		1	2	2	2	-	-	-	20
ケース2 (応急復旧時)	-	5	3	旅客(主要) 3 旅客(0-加) 2 貨物 1	2	2	1	1	-	-	1	-	3種類以上 2 1種類以上 1 添架なし 0	20
総合評価 ケース1+ケース2	5	7	4	6	4	2	2	3	2	2	1	-	2	40

評価点 20以上:重要度5, 評価点 16~19:重要度4, 評価点 12~15:重要度3, 評価点 3~11:重要度2, 評価点 2以下:重要度1

表 耐震性評価点

評価項目		評価点および分類								備考
(A) 地盤外力	適用示方書	6.0	大正15年細則 昭和14年道示	3.0	昭和31年道示 昭和39年道示	1.5	昭和46年道示 昭和47年道示	1.0	昭和55年道示 平成2年道示	
	地盤種別	2.0	4種	1.5	3種	1.2	2種	1.0	1種	
	液状化の可能性	2.0	大	1.5	中	1.2	小	1.0	極めて小さい	
	評価点 PA	= x x x (min: 1.0, max: 24.0)								
(B) 上部工	上部構造形式	3.0	ゲルバー桁	1.5	径間の単純支持 (支間15m以上)	1.0	その他			
	平面線形	1.5	斜橋・曲線橋	1.0	直線橋					
	上部構造材料	1.2	RC・PC	1.0	鋼					
	縦断勾配	1.2	6%以上	1.0	6%未満					
	落橋防止構造	2.0	無し	1.0	有り					復旧仕様
	桁長	1.5	35m以上	1.0	35m未満					
	桁掛り長	2.0	A/S 1.0	1.0	A/S > 1.0					
	評価点 PB	= x x x x x x (min: 1.0, max: 38.9)								
(C) 下部工	下部構造形式	2.0	T型, L型, 単柱	1.0	その他					
	下部構造材料	2.0	パイルベント 無筋コンクリート (重力式橋台除)	1.0	その他					
	下部工高	1.5	10m以上	1.2	5m以上10m未満	1.0	5m未満			
	基礎工形式	2.0	木杭	1.5	既成RC杭	1.0	その他			
	構造系のバランス	3.0	不均一	1.0	均一					
	震災点検結果	2.0	落橋対策必要	1.0	その他					
	陸上部高架橋	3.0	陸上部高架橋	1.0	その他					
	評価点 PC	= x x x x x x (min: 1.0, max: 215.0)								
	評価点 (X)	= PA x PB x PC (min: 1.0, max: 201.554)								

(備考)

1. 両端橋台ノ桁長15m未満の橋梁は無条件にランク1(最良)とする
2. 上部工,下部工の材料が,木・石・レンガであるものは無条件にランク5(最悪)とする
3. ランクは,備考2 備考1 評価点の順に判定する



図 評価マトリックスと橋数

本文では EW 成分の結果だけを示した。NS 成分についても同様の計算を行ったところ、類似の結果となった

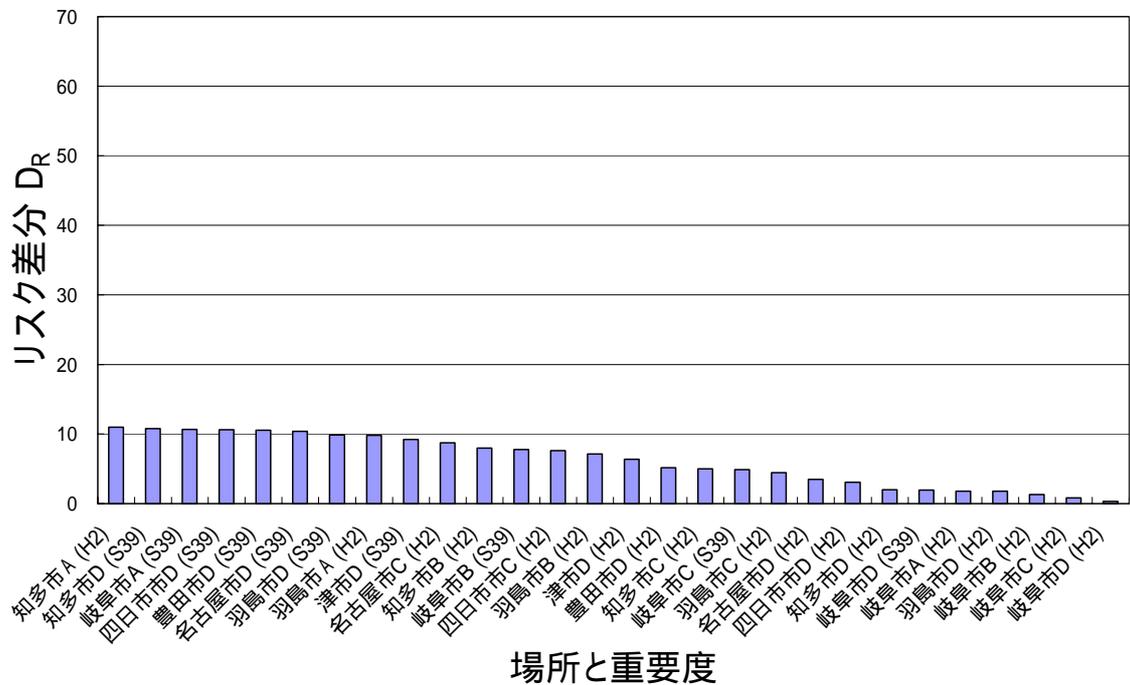
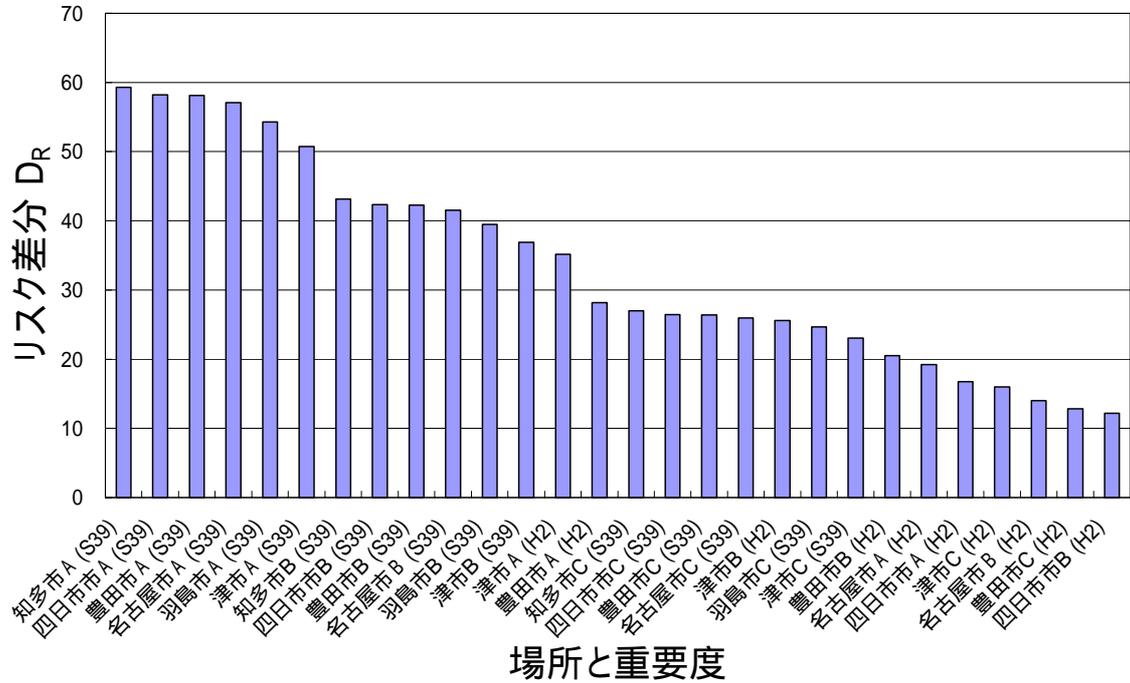


図 地震リスクをもとに定めた耐震補強優先度【NS 成分】

A：重要度 110，B：重要度 80，C：重要度 50，D：重要度 20

考察用の図（未使用）

図に各橋梁の固有周期に対応する応答加速度スペクトル値と優先度評価指標 D_R の関係を示す。H2 橋はほぼ右上がりの傾向が見られ、固有周期に対応する地震動強度が高い地点ほど耐震補強優先度が高いことがわかる。一方、S39 橋ではそのような傾向は見られず、むしろやや右下がりの傾向がある。この原因としては耐震補強後（H8 橋）では地震動強度に応じて少しずつ条件付損傷確率が大きくなっているのに対して、S39 橋の耐震性は大変低く多くの地点においても条件付損傷確率がほぼ 1.0 に近いことが考えられる。

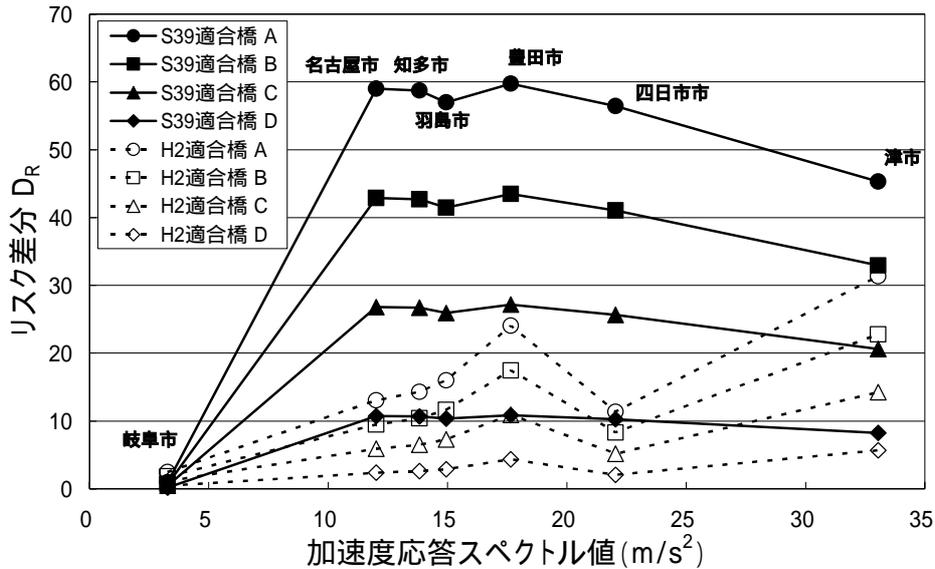


図 応答スペクトルと優先度評価指標 D_R の関係【EW 成分】

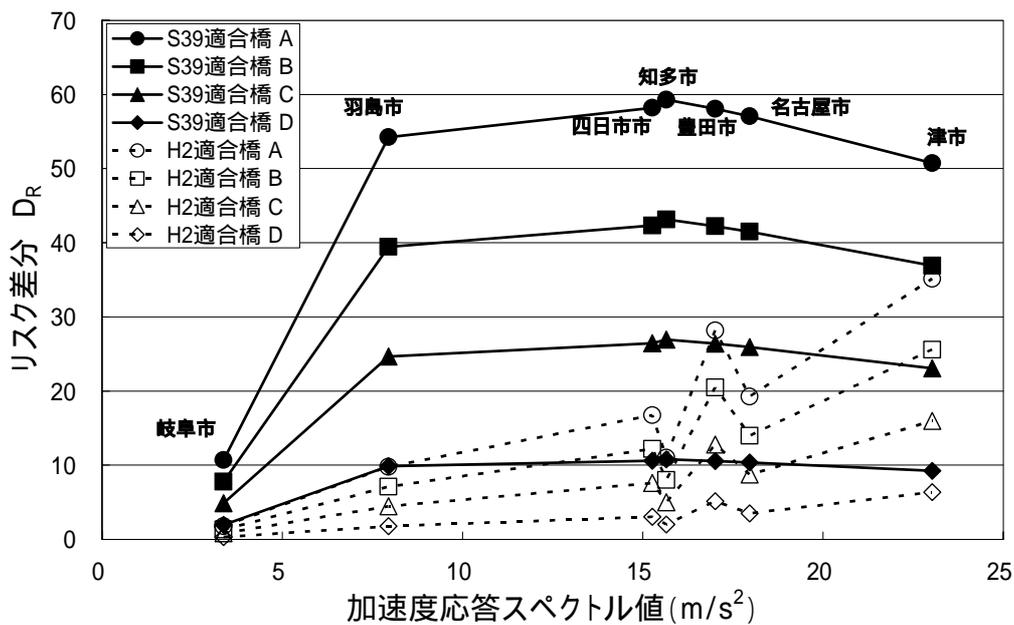


図- ? 応答スペクトルと優先度評価指標 D_R の関係【NS 成分】

考察用の図（未使用）

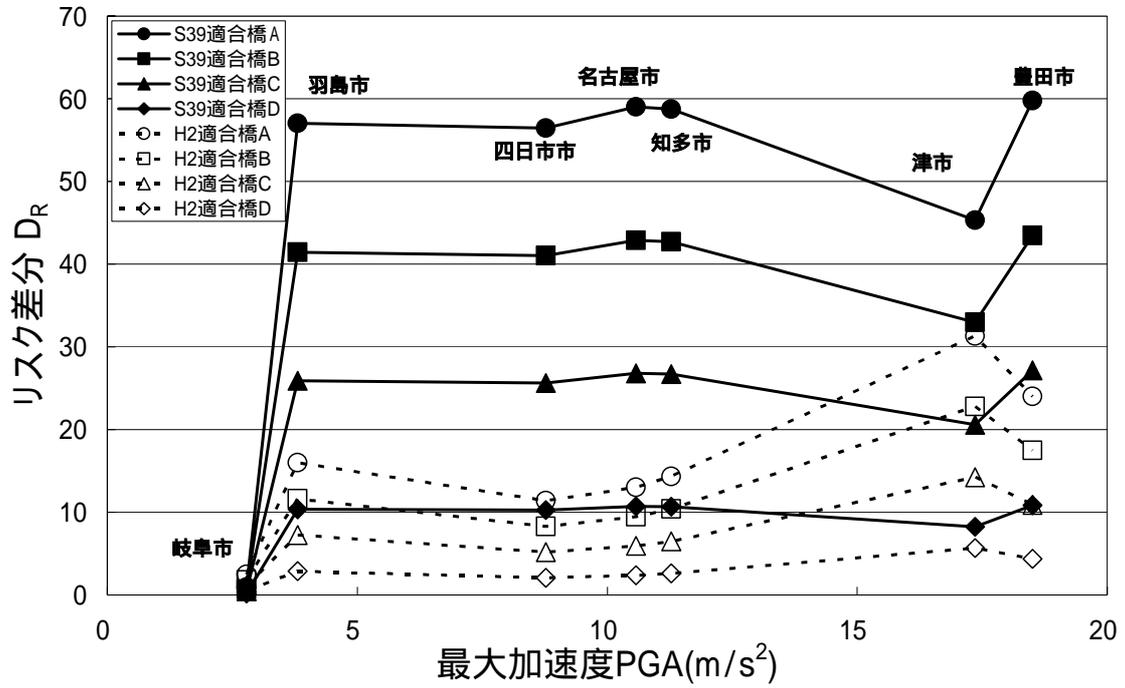


図- ? 最大加速度 PGA と優先度評価指標 D_r の関係【EW 成分】

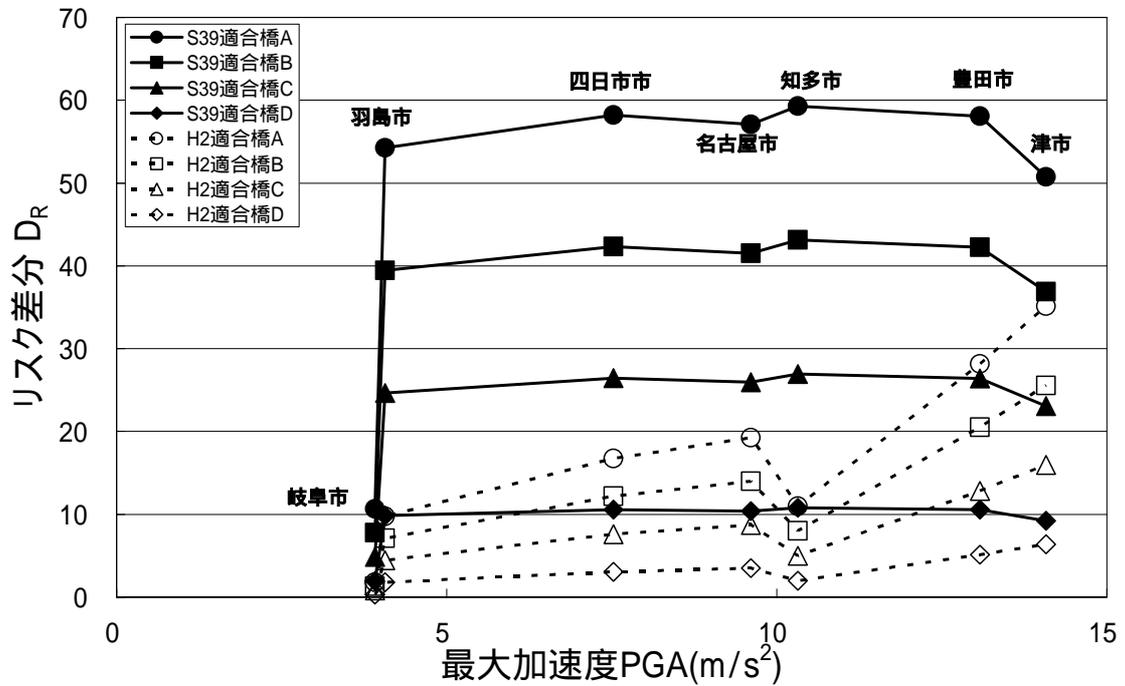


図- ? 最大加速度 PGA と優先度評価指標 D_r の関係【NS 成分】

14. まとめと今後の課題

以上3年間にわたって検討してきた成果を述べた。

この部会で各構造物共通の課題としたのは、代表構造物の選定、その構造物の耐震性能の設定（照査項目の設定）、地震による応答値（変形や応力等）の算定手法の検討、耐震性能の照査方法そして効果的な耐震対策方法の提案である。各WGは精力的に活動し、文献調査や解析を行って、この課題について検討した。その結果、実務的に有用な耐震照査手法および効果的な補強方法が示されたと思っている。

しかし、各WGの報告にあるように、いぜんとして課題も残っている。

それを総括して土木構造物部会の報告のまとめとしたい。

その第1は構造物の挙動の解明であろう。構造物の地震時挙動を推定する動的解析においては材料および地盤の非線形を考慮して実施することが一般となったが、構造物における大変形領域の挙動の解明あるいは破壊過程の解明が十分とは言えない。とくに盛土、堤防、擁壁など土に関わる構造物の耐震性能の設定およびその破壊過程の解明はこれからの問題といえる。また、液状化やそれに伴う流動化も大きな課題といえる。

第2の課題は耐震補強工法である。道路橋梁の橋脚や鉄道高架橋の柱の補強は大いに進展したが、臨海埋め立て地にある産業施設やタンク等は十分に進んでいるとは言い難い。また、兵庫県南部地震における液状化地域で多くの基礎杭が破損したことから液状化地盤における基礎の補強も重要な課題と考えられる。

第3の課題は長周期地震動を含む巨大地震の地震動の問題である。

この中ではいくつかの問題があるがまず地震動継続時間の増大があげられる。兵庫県南部地震は主要動の継続時間が10秒程度と短かったが、想定される地震動はマグニチュード8でありその継続時間は兵庫県南部地震より長くなる確率が高い。したがって、構造物の損傷度の増大、液状化程度の増大、側方流動量の増加などが生じる可能性があり、挙動の解明などの検討が必要である。

また、今回の解析では地震動部会から提供された地震波をそのまま使用したが、地点によっては地表面の加速度が2,000gal、加速度応答スペクトルの値が10,000gal近くに達するような地震動もある。これなどは表層地盤の非線形性も考慮して作成する必要があると考えられる。

第4の課題は津波の問題である。護岸、堤防が地震の主要動により被害を受けた後に津波の来襲があるとその被害は甚大なものとなる。例えば前回の釧路沖地震では、液状化により津波防潮堤が変形し、水門が閉鎖できなかったという事態も起っている。今回は勉強したが、解析に取り入れるまでには至らなかった。したがってこれも重要な課題といえよう。

このように残された課題もあり、この後もその解決に努力する必要があるが、この報告が土木構造物の耐震対策に役立つことを祈ってまとめとしたい。最後にこの部会に参加し、大変な努力をされた皆様に感謝をいたします。