

6.6 放水路ゲートに関する補足説明

6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明

1. 目的

放水路ゲートは津波防護施設として設置し，入力津波による放水路からの逆流防止を目的のため設置する。設置箇所は防潮堤と放水路の横断部近傍に設置し3水路に分かれている放水路に各1台ずつ合計3台のゲートを設置する。放水路ゲートの運用は，発電所の運転中には開状態で設置し，原則閉操作は実施しない。

但し，大津波警報が発表になった場合に，発電長の判断により中央制御室から閉操作を実施する運用とする。閉操作するためには，常用海水ポンプのうち循環水ポンプを停止させてから操作を行うことで敷地内への溢水を防止する。ここでは，放水路ゲートの設計と運用に関する運用について説明する。

また，放水路ゲート開閉装置の動的維持確認のため，基準地震動 S_s の実証試験用入力地震動（包絡波）にて加振試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

2. 構造概要

放水路ゲートは躯体，ゲート本体（扉体），開閉装置からなるスライドゲートである。ゲート本体（扉体）については浸水防護施設としての耐震Sクラス要求から基準地震動 S_s による地震力に耐える構造にする。

各部材については，構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行ない，各部材が弾性範囲内に留まる構造にする。

また，開閉装置については，動的機能維持を確保するため，放水路ゲートの設置位置における応答スペクトルが算出された段階で，加振試験に包絡していることを確認する。

図1に放水路ゲートの概要，図2に鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）構造図，図3に放水路ゲート正面図及び平面図，図4に放水路ゲート側面図を示す。表1に構成部位と役割を示す。

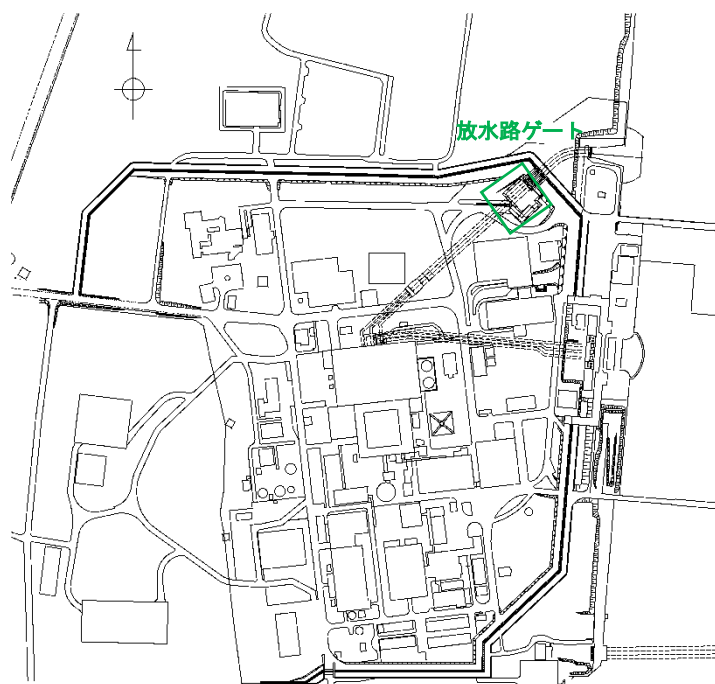


図1 放水路ゲートの位置図

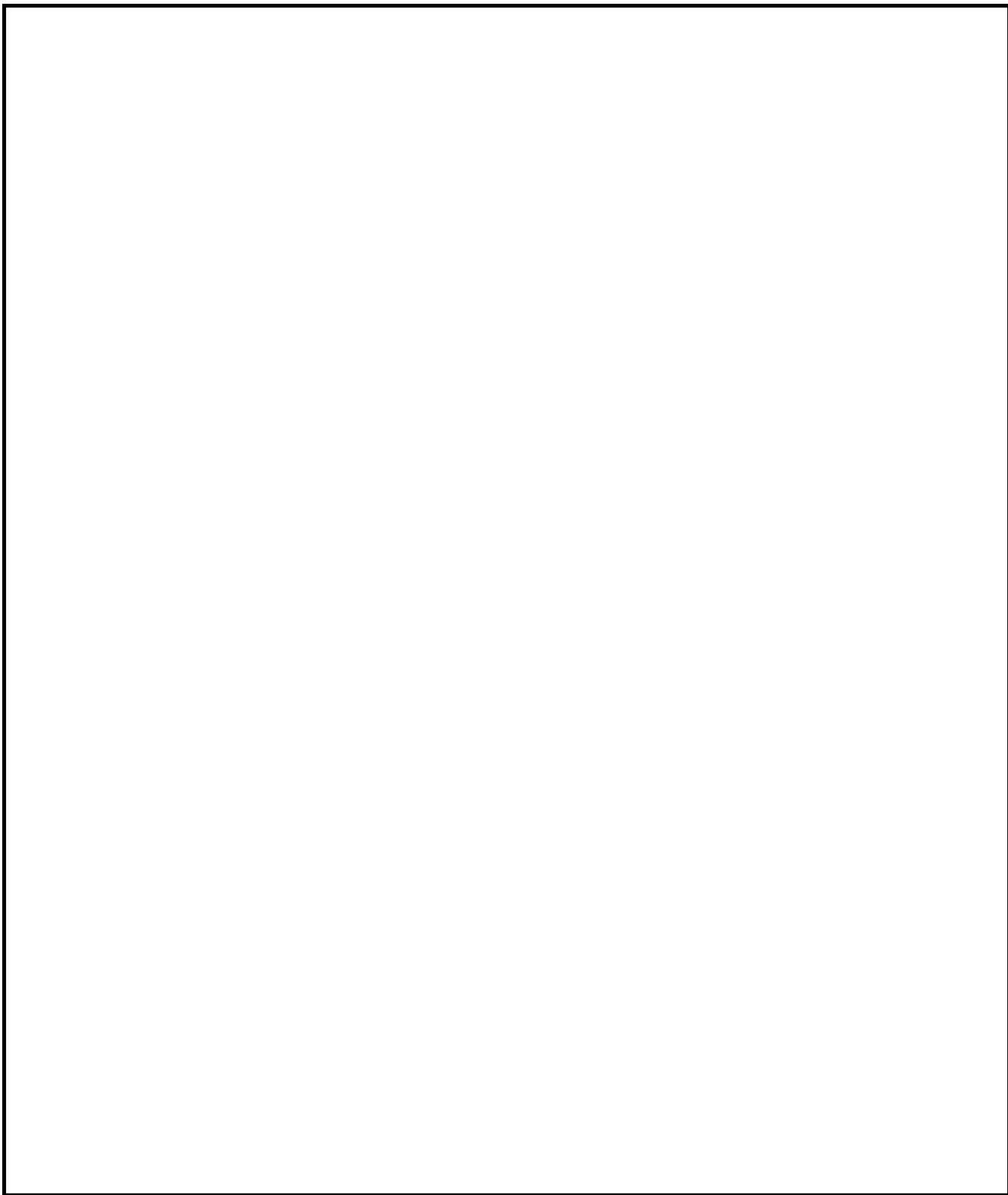
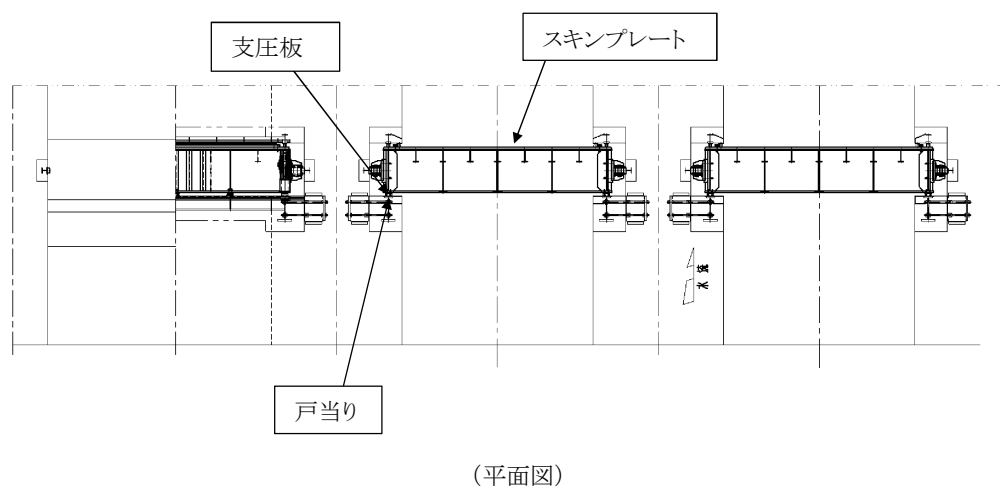
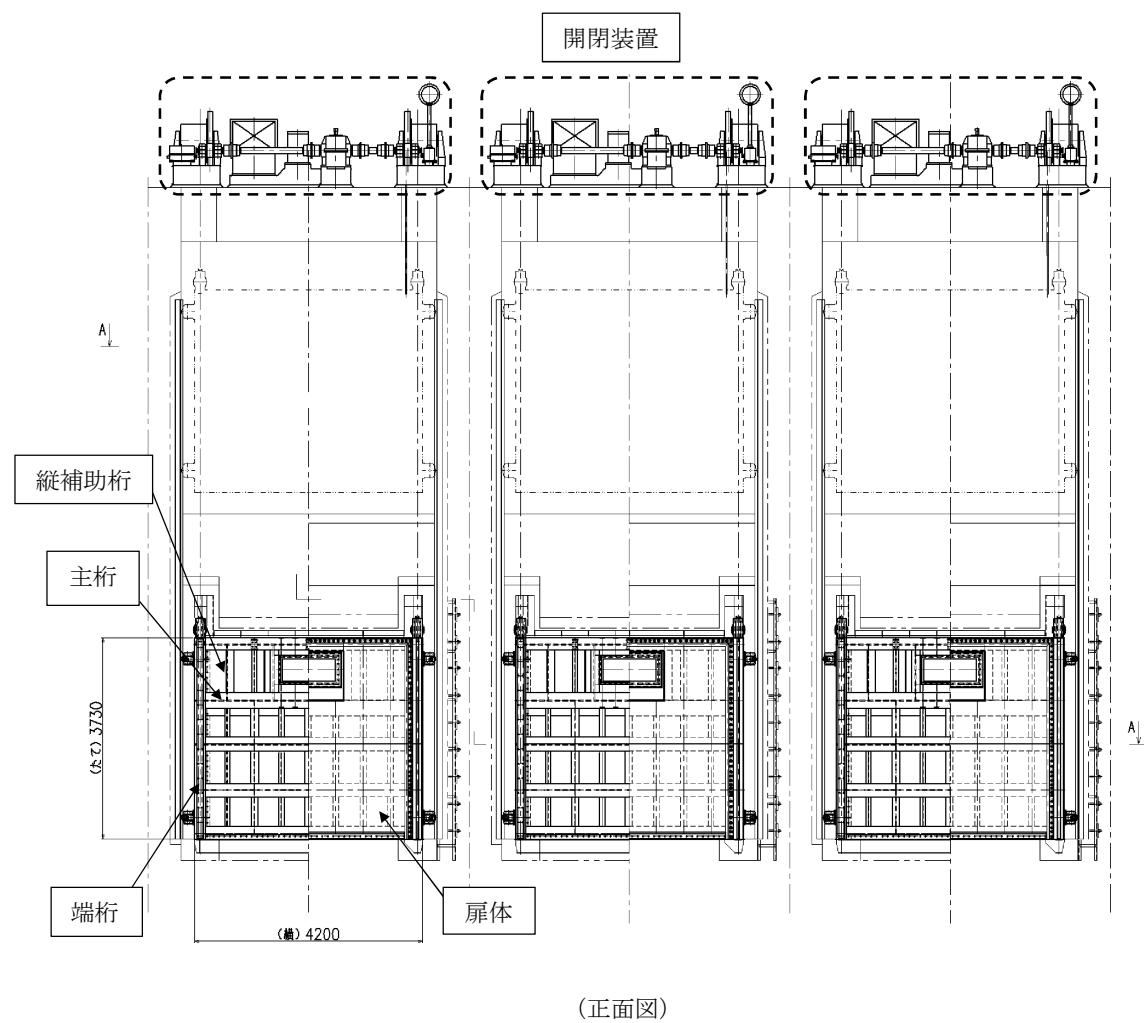
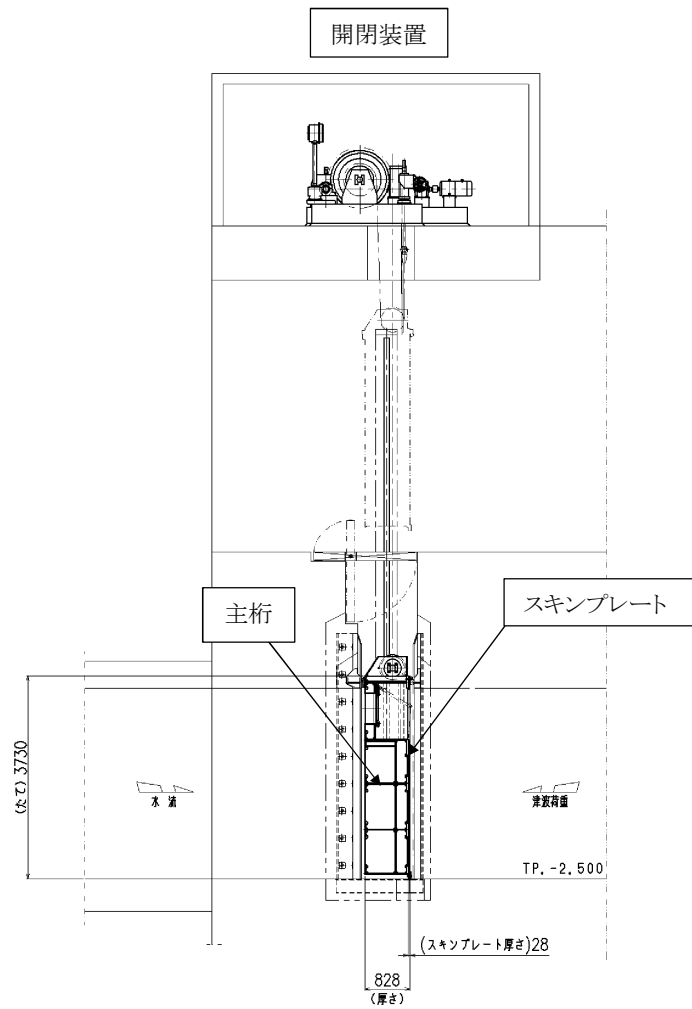


図 2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）構造図



注：寸法は mm を示す。

図 3 放水路ゲート正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 4 放水路ゲート側面図

表 1 構成部位と役割

構造部位	構成部位と役割
扉体	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を保持する。
水密ゴム	扉体の 4 辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，放水路ゲートとしての機能を保持する。水密ゴムの使用前検査時の漏水試験について【補足説明 1】にて説明する。
地中連続壁基礎 (間接支持構造物)	扉体から伝達される基準地震動 S_e による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地中連続壁基礎により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する放水路ゲートとしての止水機能を保持する。
開閉装置	扉体の開閉を実施する。駆動方式は電動機による「電動駆動式」，ファンブレーキによる「自重降下式」の多重性を持たせている。電動駆動式に用いる電源は非常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて閉操作できる構造にする。図5に放水路ゲートの開閉装置概念図を示す。

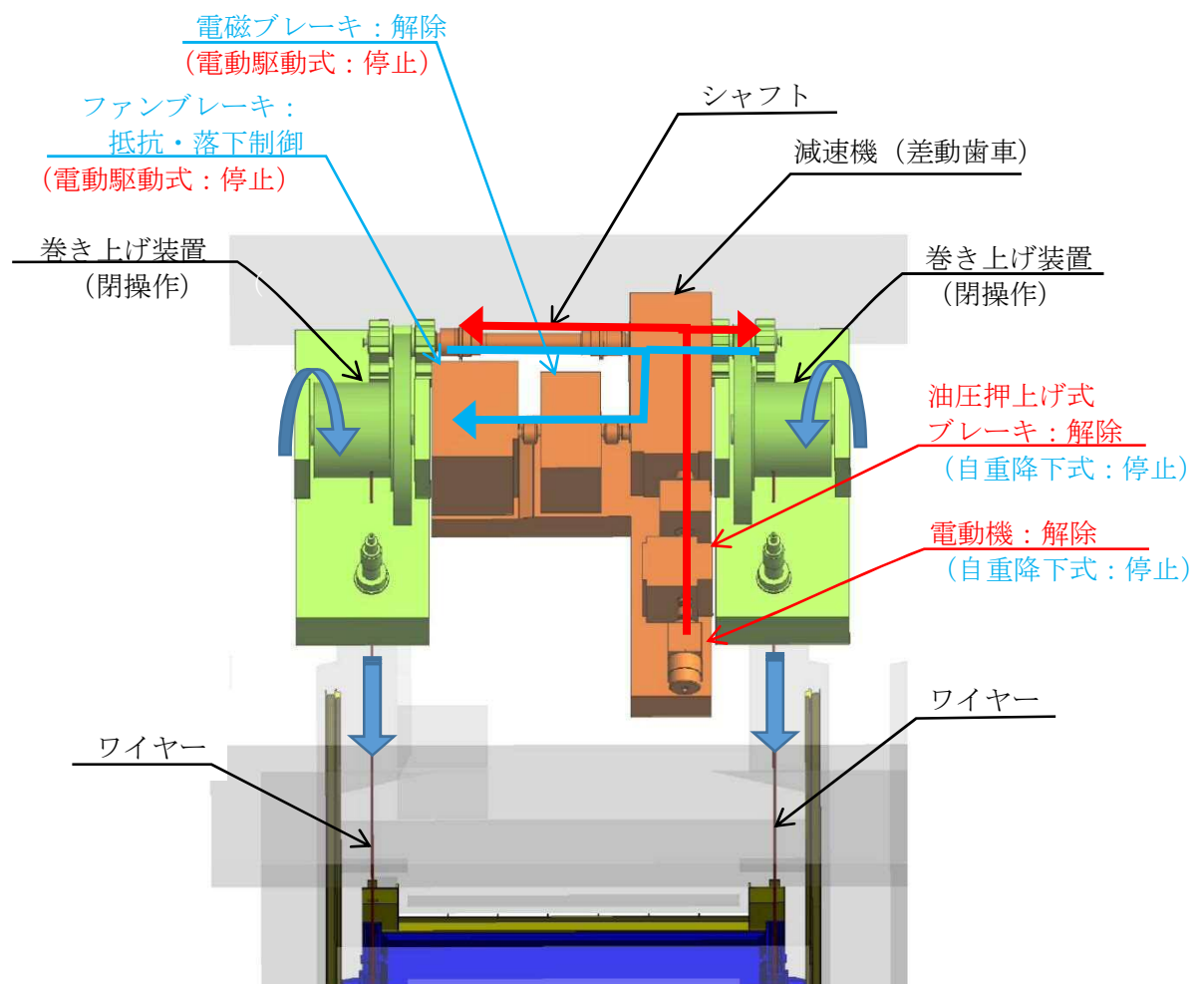
3. 安全機能（MS－1）要求に伴う設計について

放水路ゲートは技術基準の要求に基づき以下の安全機能について設計を行う。

- a. 外部電源喪失時にも閉止できるように放水路ゲートの閉止装置に必要な電源は「独立性」「多重性」を確保し非常用ディーゼル発電機 2 C，2 D 母線から供給する。
- b. 駆動方式は，多重性を確保し「電動駆動式」及び「自重降下式」で設計する。「自重降下式」はファンブレーキ方式を採用する。また，外部からの動力の供給がない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（UPS）を設置する。
- c. 運転員による誤操作及び誤信号による誤動作を防止するため，循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを設ける。
- d. 放水路ゲートが閉止している状態においても，安全系ポンプが運転中のため，完全に閉止してしまうと敷地内へ浸水することから，閉止ゲートの扉体に小扉を設け安全系ポンプの排水は放水口より排水できる設計にする。
- e. 放水路ゲートの状態を監視し，異常の発生を検知できるようにする。

4. 開閉装置の構造及び動作原理について

放水路ゲートは、中央制御室からの遠隔閉止信号により、電動駆動式又は自重降下式の駆動機構によって、確実に閉止できるようにする。具体的には、動的機器である駆動機構は、電動駆動式と自重降下式の異なる仕組みの機構とすることにより多重性又は多様性及び独立性を有する構造にする。電動駆動式の駆動用電源は多重性及び独立性が確保されている非常用母線からの給電とし、自重降下式は駆動用電源を必要とせず扉体を自重降下させる機構とすることで、外部電源喪失にも閉止できる構造にする。また、制御系は多重化して、誤信号による誤動作を防止し、単一故障に対して機能喪失しない構造にする。さらに、循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを設け、運転員の誤操作による誤動作を防止する。図5に放水路ゲートの開閉装置概念図を示す。



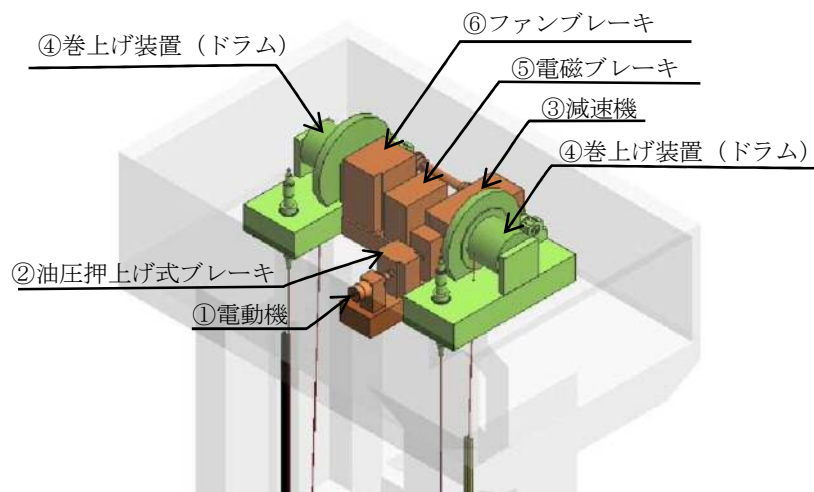
<記載凡例>

- ・赤字：電動駆動時のみ使用
- ・青字：自重降下式時のみ使用
- ・黒字：電動駆動式＋自重降下式 共通

← (赤字) : 電動駆動時 (電動機駆動) の駆動が伝達する流れ
← (青字) : 自重降下式時 (自重降下) の駆動が伝達する流れ

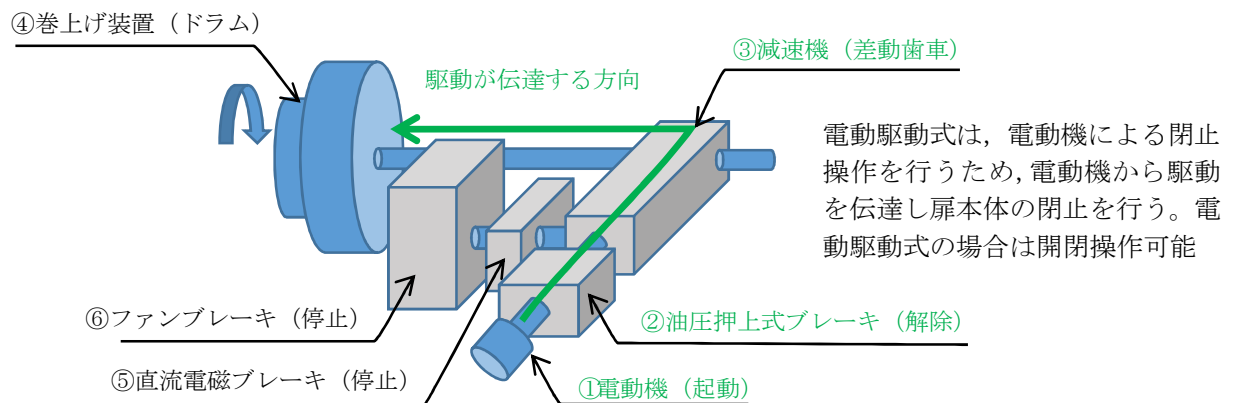
図5 放水路ゲートの開閉装置概念図

図6の a ～ b に開閉装置の構造及び動作原理について示す。図 a に開閉装置の構成を示す。



【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

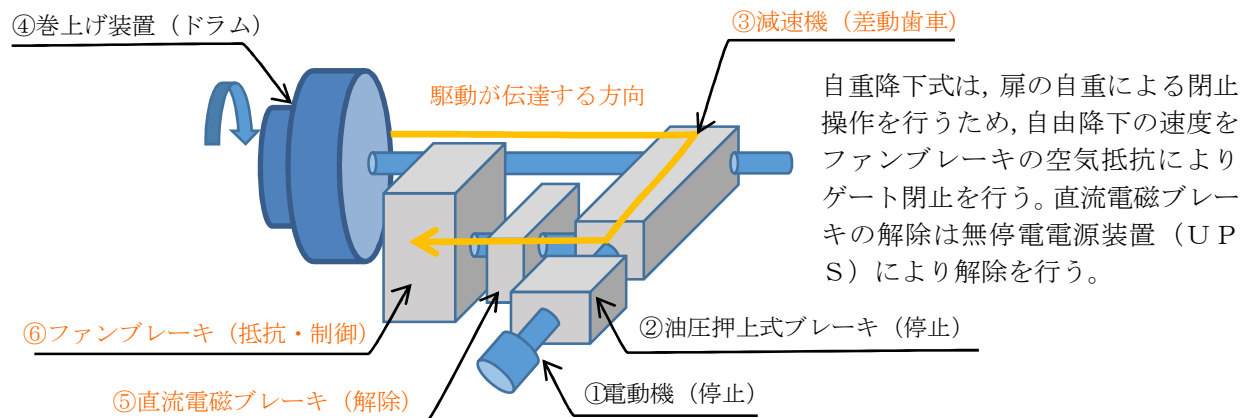
電動駆動式は①電動機を駆動、②油圧押上げ式ブレーキを解除、③減速機、④巻き上げ装置を経由し放水路ゲートを閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図 b 参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

図6 開閉装置の構造及び動作原理（図 a , 図 b ）（1/2）

自重降下式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。自重降下式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置する。自重降下式は閉操作のみ可能である。



【図 c 自重降下式（閉操作のみ）】

図6 開閉装置の構造及び動作原理（図 c）（2/2）

5. 放水路ゲート操作用電源系等について

津波の襲来に対して確実な緊急閉止操作を達成するため、基本設計方針に基づき、放水路ゲートの閉止機能は重要安全施設（MS－1）設計とする。動的機器である閉止機構及び閉止機構に関する電源系、制御系は多重化し、ゲート自体は静的機器であることから多重性の必要はなく、シングルであっても確実に閉止する構造とする。

- ・ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式、電気系等）は、多重性又は多様性、及び独立性を確保し、遠隔操作が可能な系統とする。
- ・想定される全ての環境条件において、その機能を発揮できるよう、耐震性を含めた耐環境性を確保する。
- ・放水路ゲートの状態を監視し、異常等の発生を検知できるようにする。

この基本設計方針の概念図を第7図に放水路ゲート電源概念図を示す。

開閉機構には、「電動駆動式」「自重降下式」を多重に設けており、通常時は電動駆動式により閉止を行い、緊急を要す場合に「自重降下式」を選択する。なお、「自重降下式」は外部からの電源がない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（UPS）を設置する。無停電電源装置（UPS）は30分以上保持できる設計とする。

放水路ゲートの操作は中央制御室から遠隔操作を可能とし、開閉状態についても監視できる設計にする。また、それぞれの制御系、電源系は多重化し、かつ独立性を確保し、耐震性はSクラスとする。

図7に放水路ゲート電源概念図を示す。

<放水路ゲートA系>

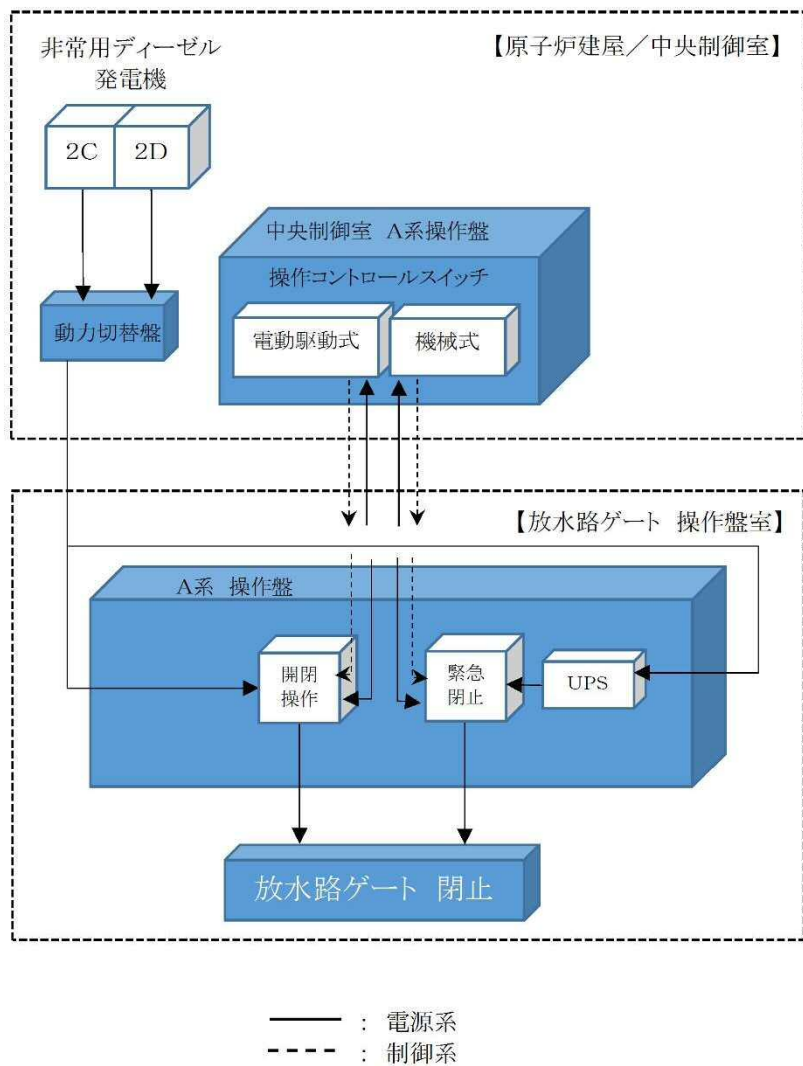


図7 放水路ゲート電源概念図（A系の例）

6. 放水路ゲート閉止方法について

発電所への影響を及ぼすような津波が襲来する恐れがある場合の放水路ゲート閉止操作に関する手順並びに操作系設備の設計の考え方を以下に示す。

(1) 電動駆動式による閉止操作の手順

津波情報については、気象庁からの大津波警報や構内設置の潮位計及び津波・構内監視カメラにより情報を収集しているが、気象庁から発信される津波情報のうち、太平洋側沿岸部に到達する津波（遠方沖含む）の予報区で大津波警報が発表された場合に、放水路ゲートの閉止判断を行い、閉止操作に移行する。放水路ゲートの閉止判断を行った場合の対応手順及び対応時間については以下のとおり。

放水路ゲートを閉止するためには、循環水ポンプを先に停止させる必要がある。誤操作・誤動作による閉止した場合に敷地内へ循環水が溢水することを防止するため、循環水ポンプの停止信号を放水路ゲートの閉操作のインターロックに設定している。

循環水ポンプ停止後、電動駆動式による放水路ゲートの閉止操作を中央制御室から遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約22分である。図8に放水路ゲート操作フローを示す。

(2) 自重降下式による閉止操作の手順

放水路ゲートの閉止操作は、中央制御室からの遠隔操作により実施する。原則として通常は「電動駆動式」の操作としているが、「自重降下式」による自重降下も採用し多重性を確保している。

自重降下式は、外部電源喪失時にも直流電磁ブレーキを開放するだけで放水路ゲートを閉止できる。

操作は中央制御室の選択スイッチにより「電動駆動式」か「自重降下式」を選択し遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約14分である。

図8に放水路ゲートの操作フローを示す。

放水路ゲートの閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約22分、自重降下式の場合で約14分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに放水路ゲートを閉止することができる。

<参考>

ここでは海域活断層を波源とした津波時の場合について評価する。

海域活断層F8の到達時間約24分に対し、電動駆動式約22分、自重降下式約14分であることから敷地へ到達する前に閉止することができる。第4表に各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）示す。

仮に閉止できなかったとしても、海域活断層の津波高さは、最大でもF16のT.P. +2.0mであることから、放水路ゲートを閉止しなくても敷地へ遡上することはない。表2に各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）示す。

表2 各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）

海域活断層名	最高水位 (T.P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

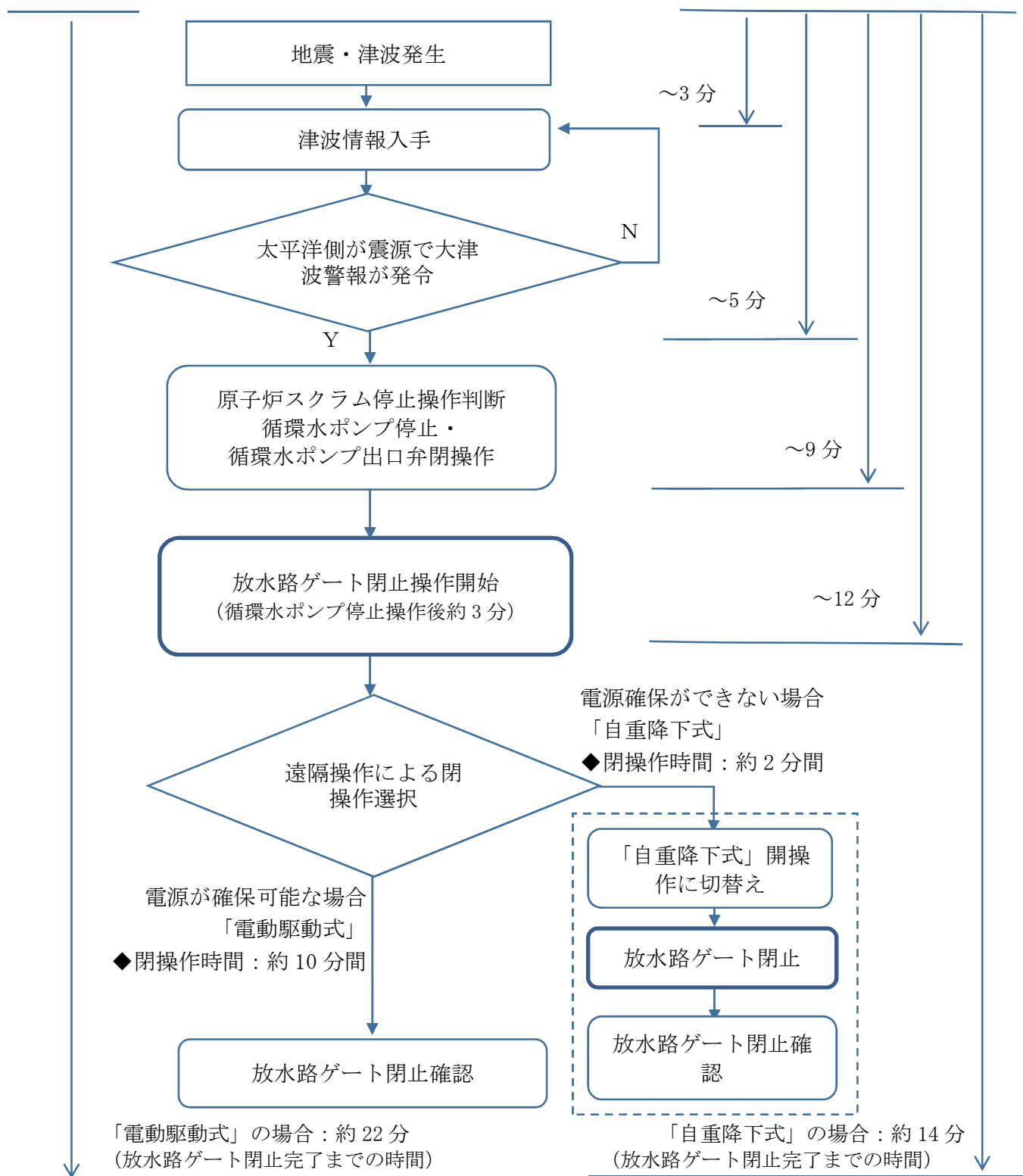


図8 放水路ゲート操作フロー

7. 津波襲来時（放水路ゲート閉止時）の排水について

①排水設計の考え方について

非常用海水ポンプの排水については既設放水路3本のうちいずれか2本より1本を用いて排水をする設計である。

大津波警報が発表された場合には、原子炉スクラム停止操作、循環水ポンプ停止及び出口弁を閉操作する。循環水ポンプが停止した後、放水路ゲートを閉操作する。

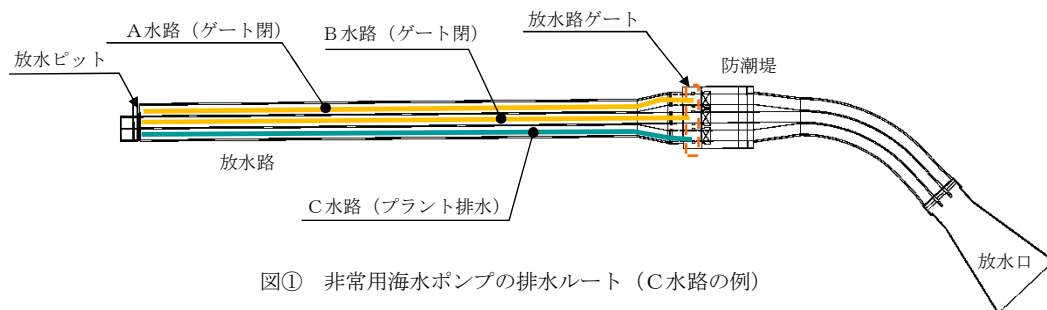
放水路ゲートにて放水口を閉止した場合でも、非常用海水ポンプの排水は継続的に排出する必要があることから、ゲート本体に設置している小扉により排水を可能にしている。

②放水路からの排水について

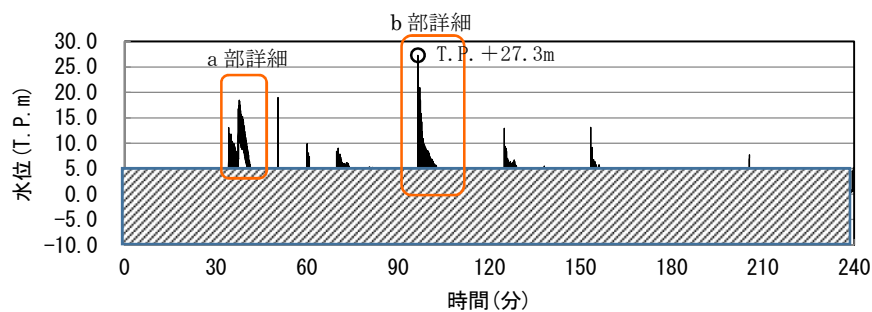
既設放水路からの排水は、朔望平均満潮位の時には排水できる設計とする。放水路ゲートの小扉からの排水条件はプラントの排水による放水ピット水位T.P. +5.5m（①）以下の場合に排水する設計としている。小扉の設置位置はT.P. +0.35m（②）であることから水位差5.15m以下（①－②）の条件であれば敷地に浸水させることなく、水位差で小扉が開く設計であることから、朔望平均満潮位T.P. +0.61m以上であっても排水することが十分可能である。図9に放水路ゲートの小扉の排水設計を示す。

③津波襲来時の排水について

通常は小扉から排水する設計であるが、津波の襲来時には、放水路ゲート位置での津波高さが、放水ピット開口部での設計水位差の上限であるT. P. +5.5mを放水路ゲートの下流の津波高さが上回った場合になると排水ができなくなる。排水できない時間は、最大で約4分であり、保守的に漏水量を約7分として評価すると排水量に換算すると最大約1170m³になる。津波襲来時には敷地内に一時的に排水するよう設計する。排水先は構内排水路に接続する。仮に、1170m³海水ポンプ室（壁高さT. P. +6.6m以上）の敷地（T. P. +3.2m）に流入した場合においても約1m未満の浸水量であることから、安全機能への影響はない。図10に放水路ゲート閉止状態の排水イメージを示す。

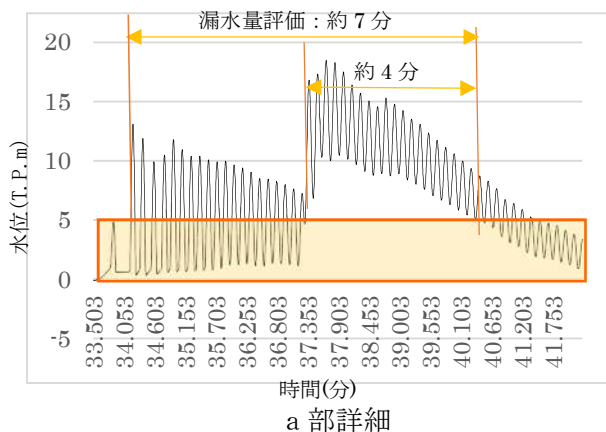


図① 非常用海水ポンプの排水ルート（C水路の例）



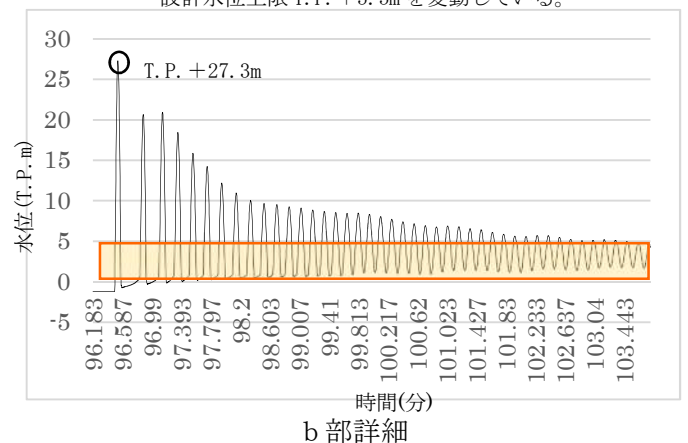
図② 放水路ゲート閉止した場合の時刻歴波形

水位は常に変動している。
設計水位上限の T. P. +5.5m を上回る時間は
約 4 分であり小窓は閉止している状況



a 部詳細

水位は常に変動しており小窓が継続して閉まる
状態にはならない。
設計水位上限 T. P. +5.5m を変動している。



b 部詳細

図10 放水路ゲート閉止時の排水イメージ

8. 開閉装置の加振試験について

a. 試験目的

開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、ここでは、実機大の開閉装置を用いた加振試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

以下に基準地震動 S_s 包絡波にて実施した加振試験結果を示す。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に放水路ゲートに設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図11に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X 方向	Y 方向	Z 方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

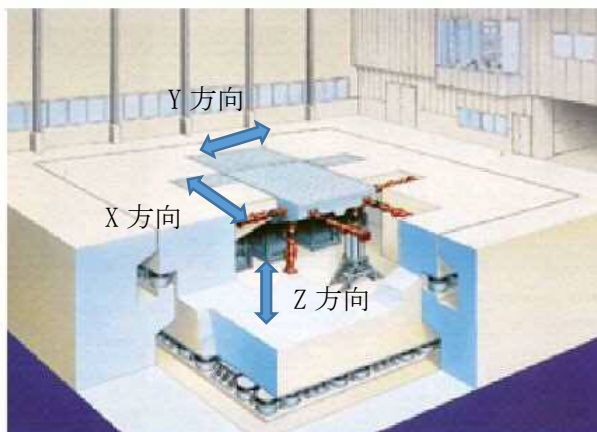


図11 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

(1) 評価用地震動の選定

①動的機能維持評価に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルとして基準地震動 S_s-D1 を選定した。

②基準地震動 S_s-D1 については、放水路ゲートの開閉装置位置 (T.P. +9.5m) における評価が必要になることから、以下の手順にて一次元地盤応答解析

(SHAKE) にて得られた地表面応答加速度の結果を開閉装置位置 (防潮扉開閉装置位置 T.P. +22.5m) での評価用応答スペクトルとして作成した。

a. 一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置での応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対し開閉装置位置での FLIP 応答解析値の倍率 (FLIP/SHAKE の倍率) を 1.73 倍と算出し、応答スペクトルを引き上げた。

b. a 項にて 1.73 倍引き上げた応答スペクトルに対し、評価用に基準地震動 S_s8 波の全周期帯を包絡させるスペクトルが必要なことから、更に応答スペクトルを 2.59 倍し全周期帯を包絡した応答スペクトルを作成した。

その結果、一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度結果における応答スペクトルに対し 4.49 倍したものを評価用の応答スペクトルとした。

(2) 確認用地震動の選定

- ① 確認用として、一次元地盤応答解析（SHAKE）による地表面応答加速度の結果から位相特性による設備への影響を確認するため、最大応答加速度が最も大きくなる S_s-22 （鉛直方向最大）及び S_s-31 （水平方向最大）について選定した。 S_s
- ② S_s-22 （鉛直方向最大）及び S_s-31 （水平方向最大）については、基準地震動 S_s-D1 と同様に放水路ゲートの開閉装置位置（T.P. +9.5m）における評価を行うため、以下の手順にて一次元地盤応答解析（SHAKE）にて得られた、地表面加速度の結果を開閉装置位置（防潮扉開閉装置位置 T.P. +22.5m）での確認用応答スペクトルとして作成した。
 - a. 一次元地盤応答解析（SHAKE）の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置の応答加速度を算出するため、地表面応答加速度（SHAKE）に対し開閉装置位置での FLIP 応答解析値の倍率（FLIP/SHAKE の倍率）を 0.93 倍（ S_s-22 ）、1.73 倍（ S_s-31 ）と算出した。
 - b. 更に、a. 項にて引き上げた応答スペクトルに対し位相特性による影響を確認する必要があることから、地表面応答加速度結果における応答スペクトルに対し 2 倍したものを確認用応答スペクトルとした。なお、 S_s-22 については、加振試験装置の性能上 1.61 倍とした。

地震波における加振条件について、評価用を表3に確認用を表4に示す。図12実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル参照。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

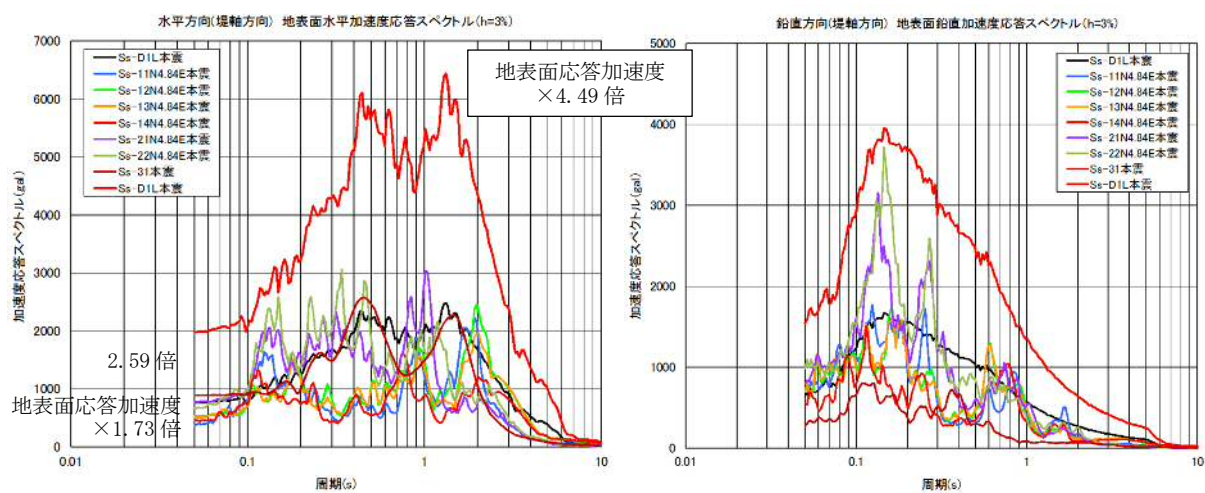
表3 地震波における加振条件（評価用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②地表面応答加速度 (SHAKE) の全周期帯を 包絡するための倍率	③振動台への 入力地震動の倍率 (①×②)
$S_s - D1$	地表面応答加速度 ×1.73	①で作成した応答 スペクトル ×2.59	地表面応答加速度 ×4.49

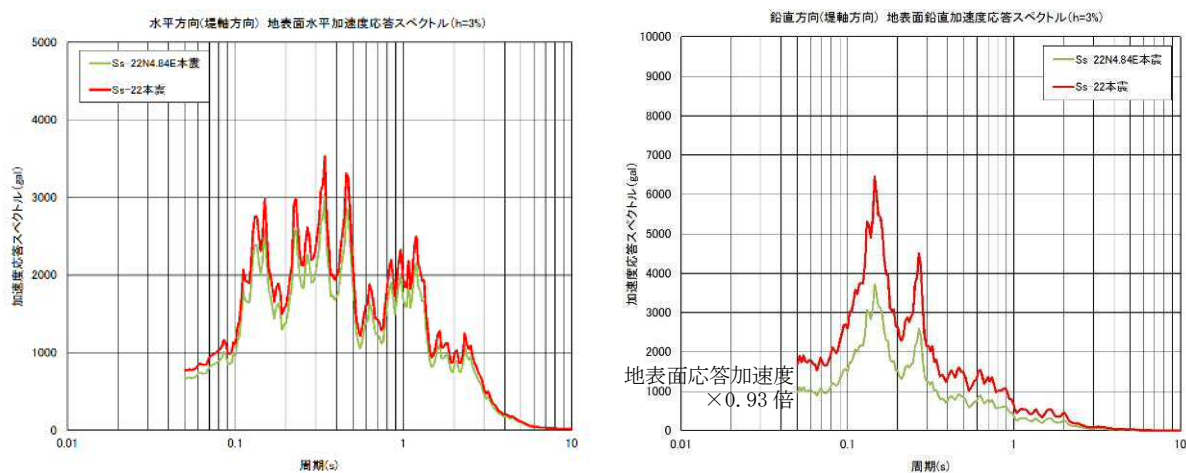
表4 地震波における加振条件（確認用）

地震波	①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②振動台への 入力地震動の倍率 <2倍> (①<②)
$S_s - 22$	地表面応答加速度 ×0.93	地表面応答加速度 ×1.61※
$S_s - 31$	地表面応答加速度 ×1.73	地表面応答加速度 ×2

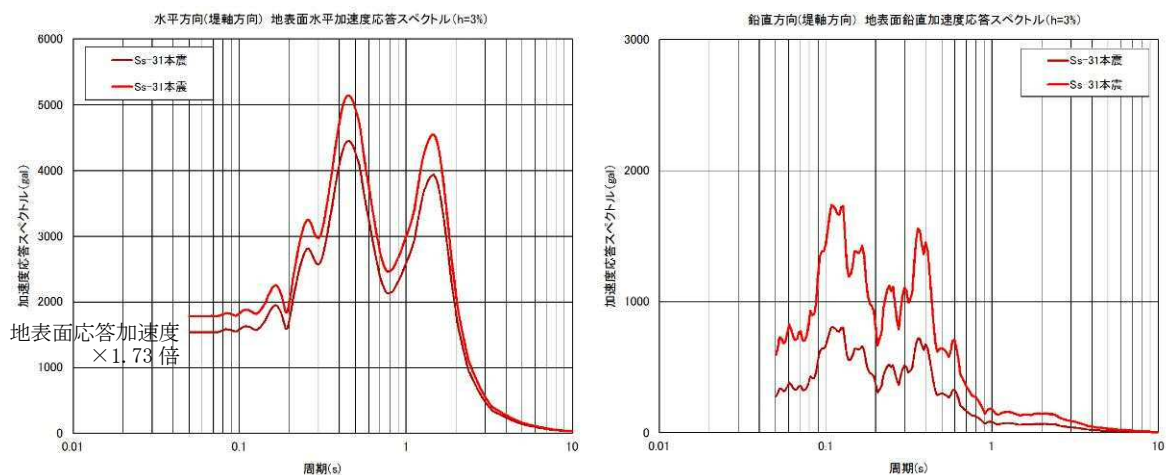
※振動試験装置の性能上1.61倍とした。



S_s - D 1 (評価用：入力地震動)



S_s - 2 2 (確認用：鉛直方向最大)



S_s - 3 1 (確認用：水平方向最大)

図12 実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル

d. 試験装置

放水路ゲートの開閉装置は防潮扉の開閉装置と同じ構造であるため、放水路ゲートと防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下のとおり。第9図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

- ◆開閉装置（減速機、直流電磁ブレーキ、ファンブレーキ、他） 1 式
- ◆制御盤 1 式



e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

9. 実証試験用入力地震動による動的機能維持の評価

a. 実証試験用入力地震動による基準地震動 S_s の包絡性について

基準地震動 S_s に対する開閉装置の振動試験に用いた実証試験用入力地震動との包絡性について、以下のとおり基準地震動 S_s を包絡していることを確認した。

図 13 に放水路ゲートの実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

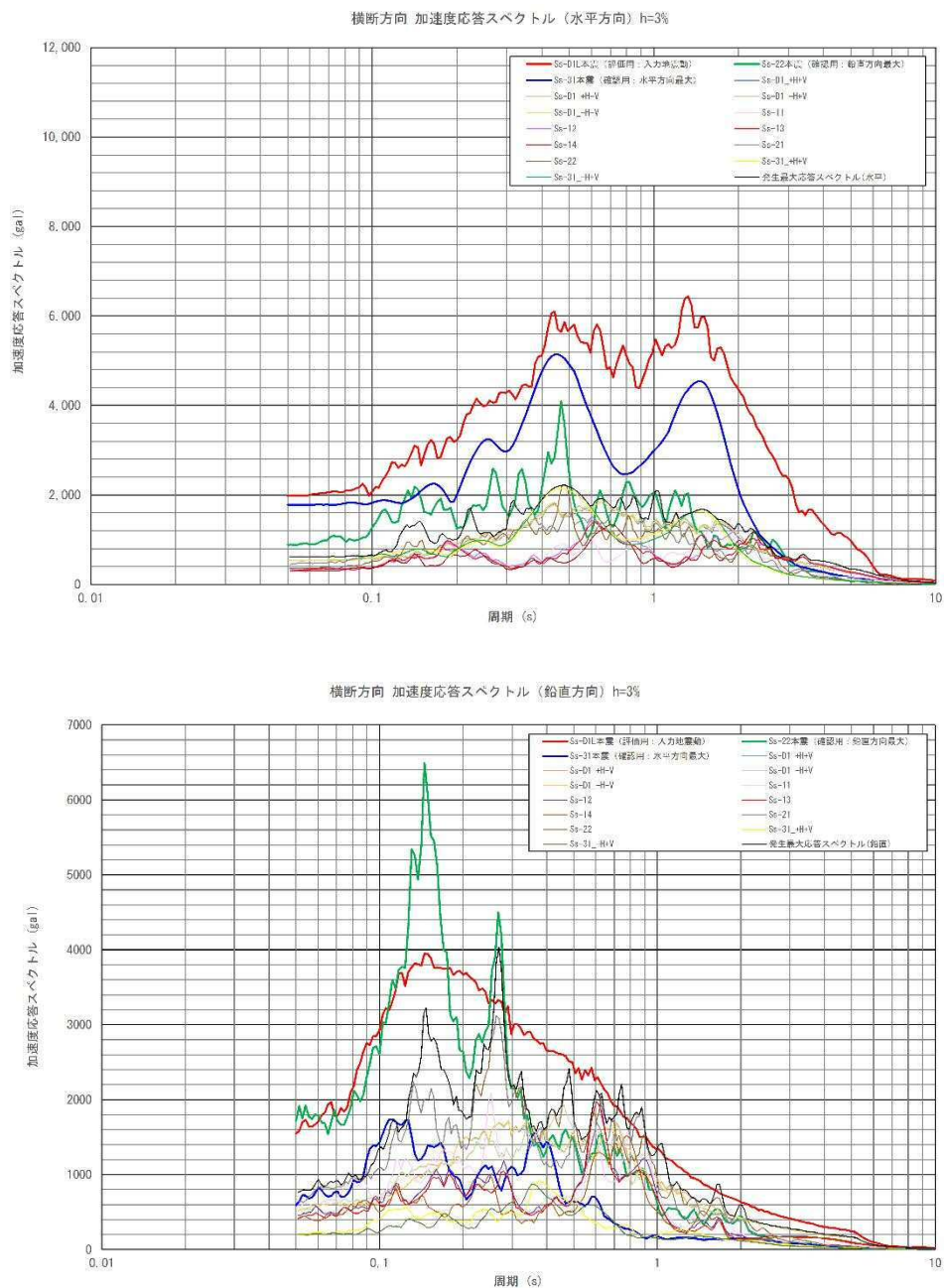
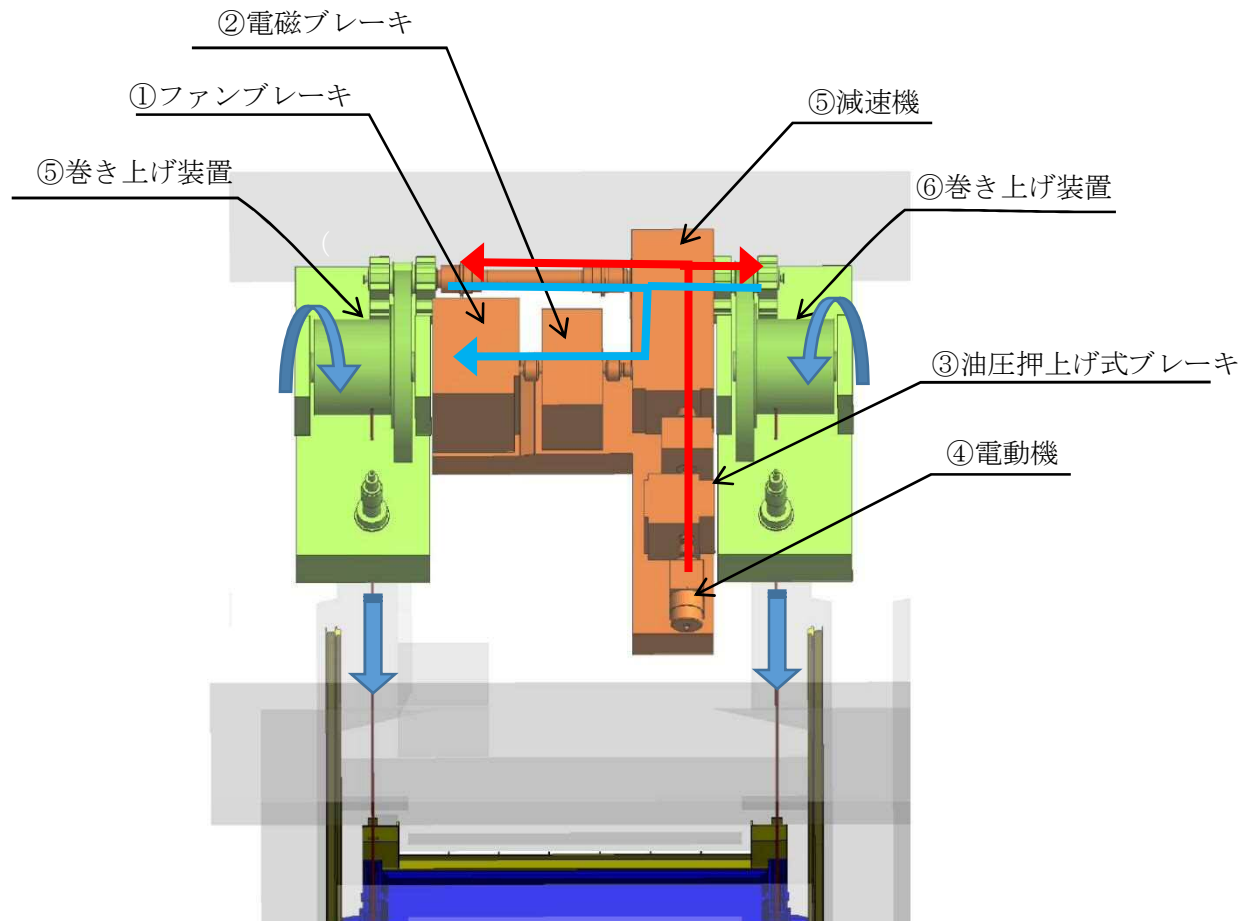


図 13 放水路ゲートの実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル

b. 開閉装置の固有周期

放水路ゲートの開閉装置設備の固有周期は図 14 に示す。

開閉装置の構成する設備は剛構造（20Hz 以上）で設計されている。

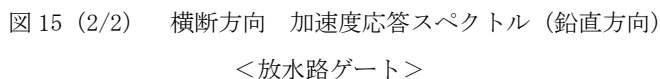
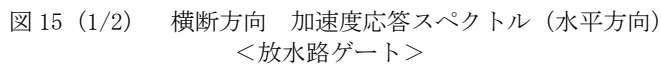


主要設備の固有周期

部位	①ファンブレーキ	②電磁ブレーキ	③油圧押上げブレーキ	④電動機	⑤減速機	⑥巻き上げ装置
固有周期 (Hz)	41.9	23.3	23.4	66.7	23.4	30.3

図 14 放水路ゲートの開閉装置設備の固有周期

振動台への入力波形と各設備の固有周期を示す。各設備の固有周期が存在する領域において入力波形は基準地震動 S_s を包絡しており、振動試験における動的機能は維持できていると評価する。放水路ゲートの加速度応答スペクトルを図 13 に示す。



(4)機能維持評価

放水路ゲートの閉止機能維持評価について、表 5 に示す。

なお、評価用加速度は「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

防潮扉は地震時止水機能維持を加振試験により確認しているため、「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、加振試験により確認した加速度を適用する。

放水路ゲートの機能確認済加速度には、加振試験により止水機能の健全性を確認した振動台の最大加速度を適用する。

表 5 基準地震動 S_g による駆動装置の評価結果

(単位： $\times 9.8m/s^2$)

部 位	機能確認済加速度との比較			
	水平加速度		鉛直加速度	
	応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済加 速度
駆動装置（放水路ゲート）	0.89	2.2	0.70	1.6

【補足説明 1】 水密ゴムの漏水試験について

1. 許容漏えい量評価

放水路ゲートの水密ゴムの許容漏えい量評価は、ダム堰施設技術基準（案）に準じて評価を行う。

(1) 漏水量評価の算定式

ダム堰施設技術基準（案）の機能検査項目に「耐圧，漏水検査」に以下の算定式と試験時間の記載がある。

◆角型スライドゲート

$$W = 10.2 L \cdot P$$

W：漏水量（ml/min）

L：長辺の長さ（cm）

P：設計圧力（MPa）

◆試験時間：10 分

(2) 許容漏えい量の算定

許容漏えい量は（1）項の評価式に準じて算出する，

放水路ゲートの許容漏えい量の考え方の例は以下のとおり。表 5 に許容漏えい量（例）を示す。

表 5 許容漏えい量（例）

試験圧力	0.50MPa ^{※2} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	19.0 ml/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は，放水路ゲートの長辺 3730mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：防潮ゲートの波圧（0.45MPa）に対して保守性を持たせて設定した値。

2. 漏水試験装置

前項にて評価した放水路ゲートの水密ゴムの許容漏えい量について、漏水試験を実施する。以下の装置を製作し水密ゴムの漏水試験を実施する。

<漏水試験装置>

水密ゴムの漏水試験装置の一般的な概要は以下のとおり、図 16 に試験装置の概要図（例）を示す。

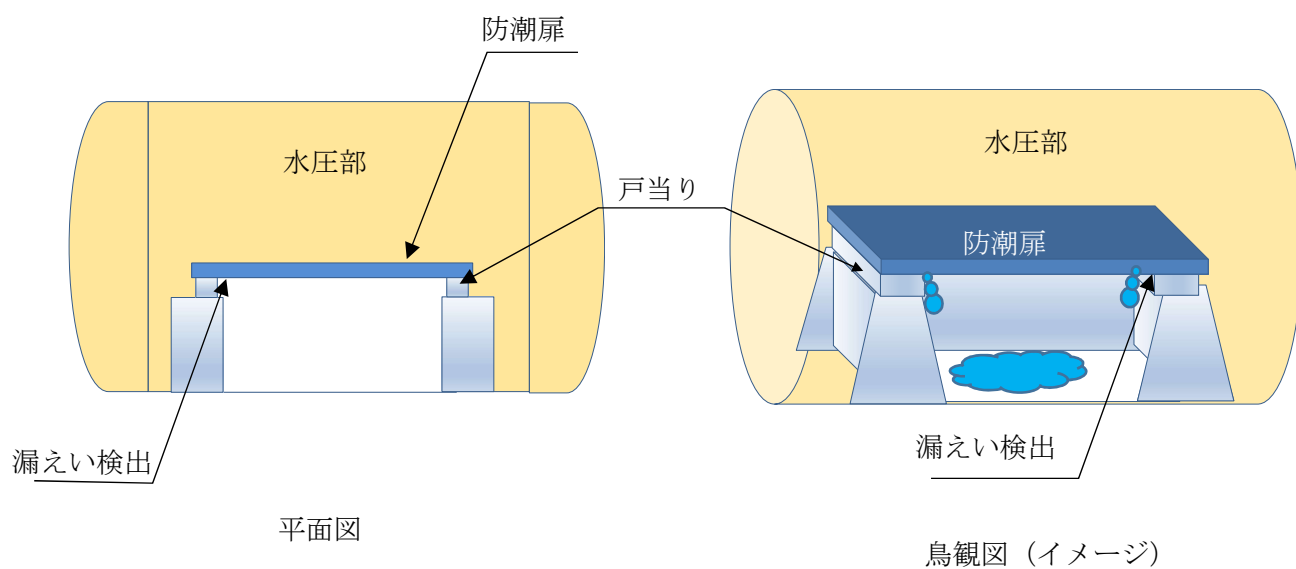


図 16 試験装置の概要図（例）

10. 放水路ゲートの耐震・強度計算方法について

(1) 開閉状態による評価の考え方について

放水路ゲートの耐震評価として放水路ゲートの「開状態」「閉状態」が存在し、実際に大規模な地震（基準地震動 S_s 等）が発生した場合には、「開状態」になる。ここでは、工事計画認可申請書の計算書の場合において、「閉状態」にて実施している理由を示す。

放水路ゲートの「開状態」と「閉状態」では、機能要求に伴う評価部位が異なることから、工事計画認可申請書上の耐震計算書の対象は、特に機能要求が高い止水性と開閉機能の要求のある「閉状態」の評価を行う。表 4 に放水路ゲートの開閉状態における荷重条件、表 5 に放水路ゲートの耐震評価における機能要求と評価部位について示す。

表 4 放水路ゲートの開閉状態における主な荷重条件

		地震荷重	津波荷重	その他荷重	備 考
強度	開状態	—	—	—	
	閉状態	○余震	○津波		評価条件
耐震	開状態	○	—	—	
	閉状態	○		○プラント排水	・評価条件 ・プラント排水は静水圧と動水圧を考慮

表 5 耐震評価における機能要求と評価部位

ゲート状態	荷重の組合せ*1	機能要求	評価部位	評価
開状態	$G + K_s + P_s + W_k$	・耐震強度	①ガイドレール，ガイドローラ 軸，ブラケット ②ワイヤー	設計確認
閉状態	$G + K_s + P_s + W_k +$ 静水圧*1 + 動水圧*1	・耐震強度 ・止水機能 ・開閉機能	①扉体 (スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁) ②支圧板 ③小扉 ④戸当り ⑤駆動装置	強度計算書

*1：Gは固定荷重， K_s は地震荷重， P_s は積雪荷重， W_k は風荷重を示す。

*2：静水圧と動水圧は，プラント排水を考慮する。

耐震評価における放水路ゲートの「開状態」での評価部位及び評価応力は、図 13 のとおり。評価部位については、詳細設計にて確認する。

評価部位	材 料	評価応力
ガイドレール※	SS400、(SUS304)	曲げ，せん断， コンクリートせん断
ガイドローラ・軸・ブラケット	SUS304、SM490A	曲げ，せん断
ワイヤー	6×WS (36) B 種 ^{メッキ}	引張り
軸	SUS304	曲げ，せん断

※ガイドレールのコンクリート部についても評価する。

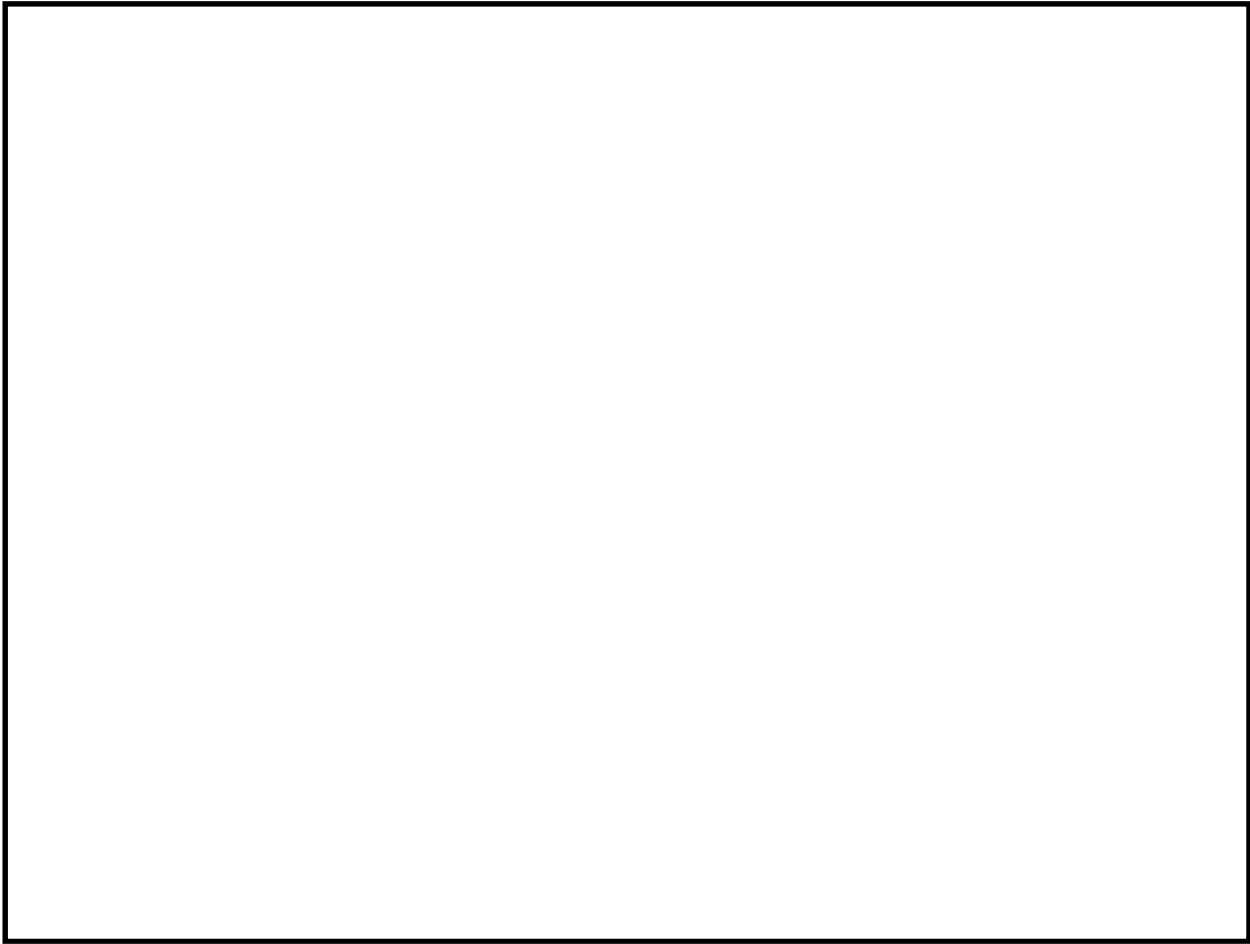


図 13 放水路ゲートの「開状態」における評価部位（設計確認）

耐震評価における放水路ゲートの「閉状態」での評価部位及び評価内容は、図 14 のとおり。評価部位については、工事計画認可申請書にて確認する。

評価部位	材 料	評価応力
スキンプレート	SM490	曲げ
主桁		曲げ，せん断
縦補助桁		曲げ，せん断
端桁		圧縮
支圧板	SUS304	支圧
小扉	SM490	曲げ
戸当り※		曲げ，せん断

※戸当りのコンクリート部についても評価する。

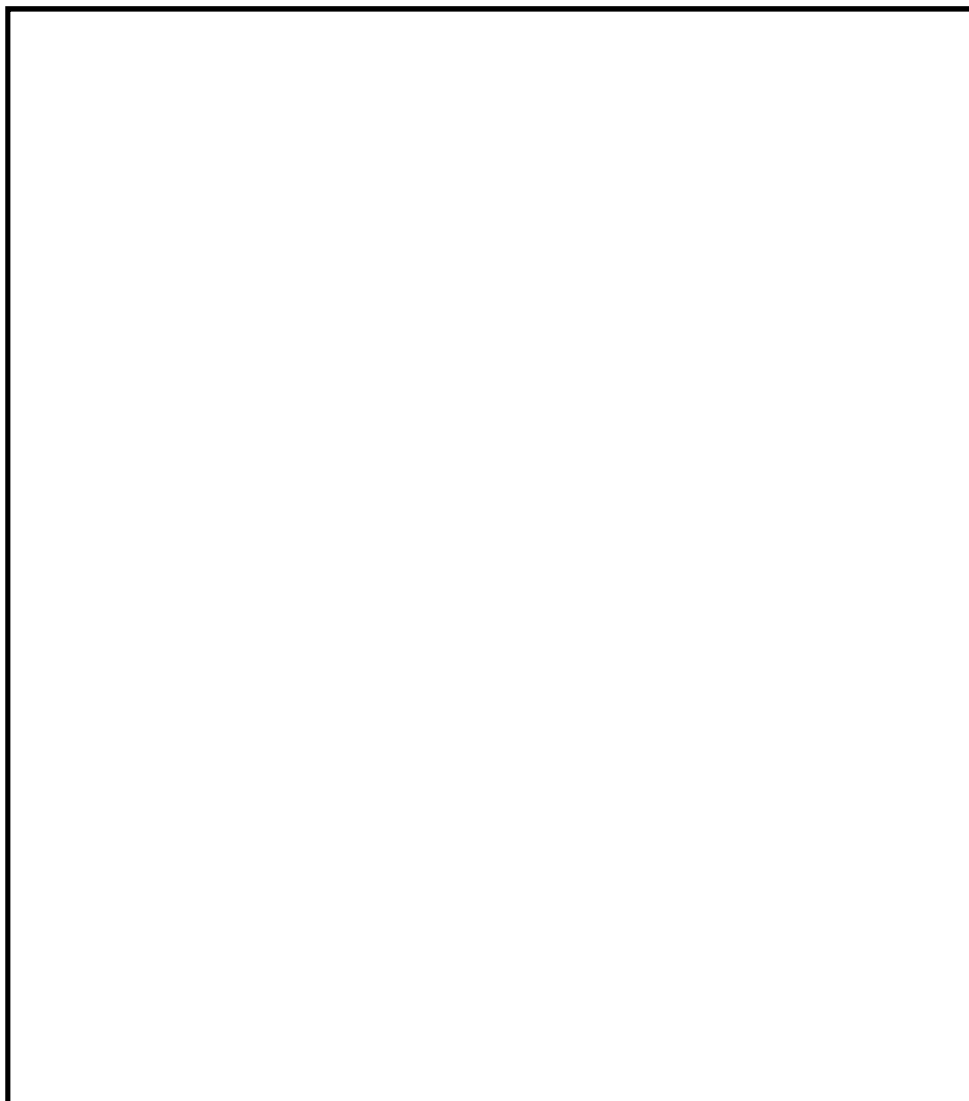


図 14 放水路ゲート「閉状態」における評価部位（工事認可申請）

(2) 放水路ゲートの許容応力算出に伴う横倒れ座屈の考え方について

ダム・堰施設技術基準（案）より、桁がスキンプレート等で直接固定されている場合には、曲げによる横倒れが起こりにくいことから、許容曲げ応力度はその上限値まで考慮できる。そのため、曲げ応力が働く方向にスキンプレートがある場合、横倒れ座屈を考慮する必要はない。

放水路ゲートについては、プラント排水及び津波による上下流からの水圧を考慮する必要があることから、地震時、津波時のモードについて「主桁」と「縦補助桁」の部材に横倒れ座屈を考慮する。放水路ゲートの構造による横倒れ座屈の考慮の有無について以下に説明する。

a. 放水路ゲートが受ける流体の方向

放水路ゲートの閉止時は、プラントからの排水による放水ピットから放水口へ向かう方向（方向①：地震時）及び津波による放水口から放水ピットへ向かう方向（方向②：津波時）の2つの方向より流体が流れる。図 15 に放水路ゲートが受ける流体の流れを示す。

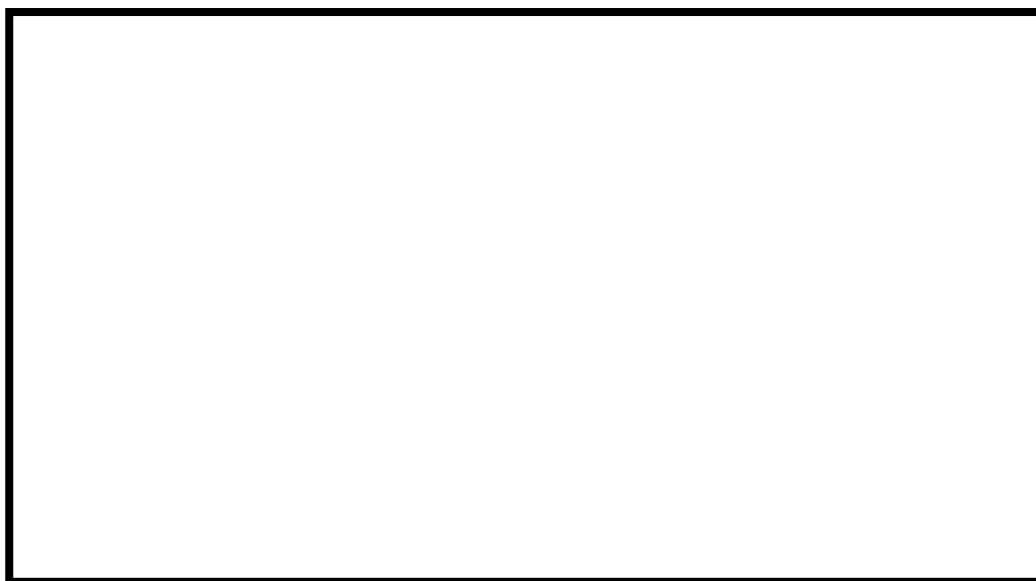


図 15 放水路ゲートが受ける流体の流れ

b. 評価結果

地震時と津波時における横倒れ座屈の考え方を説明する。

(a) 地震時

地震時においては，プラント排水の水圧を考慮することから，方向①（青矢印）より流体が流れる。

方向①の水圧により，曲げ応力（黒太矢印）が発生することから，主桁及び縦補助桁が破線のように撓み，横倒れ座屈が発生するため，横倒れ座屈を考慮した許容応力を算出する。詳細の流れを図 16 及び図 17 に示す。

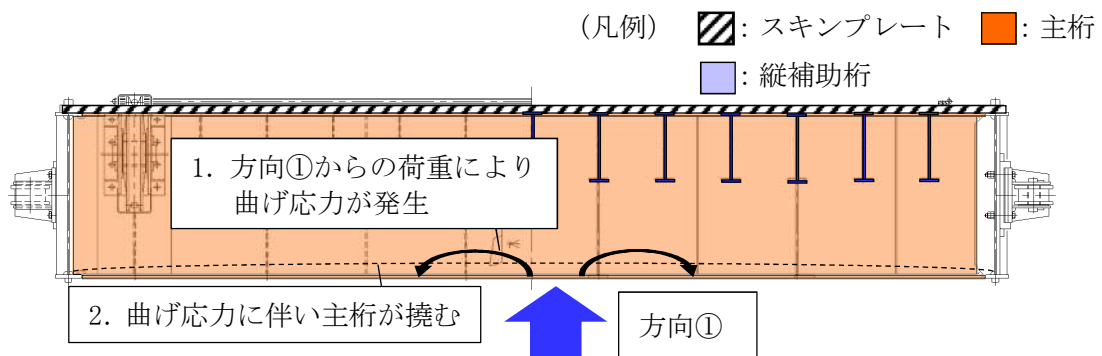
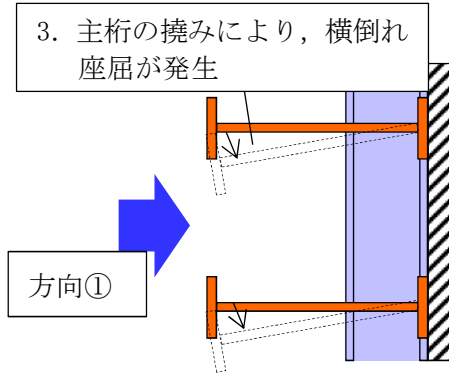


図 16 主桁にかかる横倒れ座屈

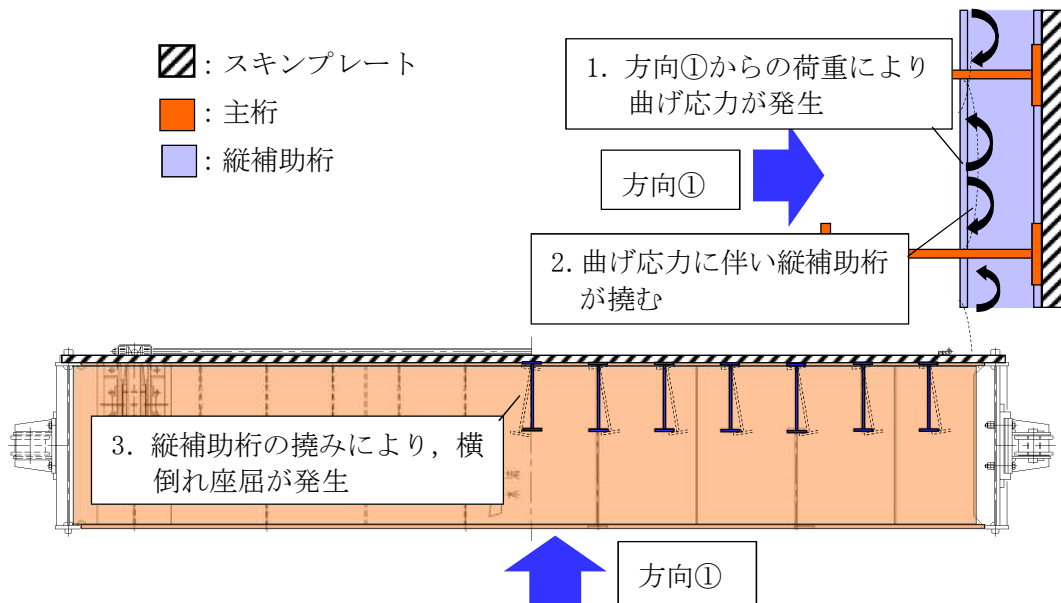


図 17 縦補助桁にかかる横倒れ座屈

(b) 津波時

津波時には、津波を考慮することから、方向②（赤矢印）より流体が流れる。

方向②の水圧により、曲げ応力（黒太矢印）が発生し、主桁及び縦補助桁が破線上のように撓むが、スキンプレート（黒斜線）により主桁及び縦補助桁が固定されていることから、構造上撓みが発生し難いため、横倒れ座屈を考慮せず許容応力を算出する。詳細な流れを図 18 及び図 19 に示す。

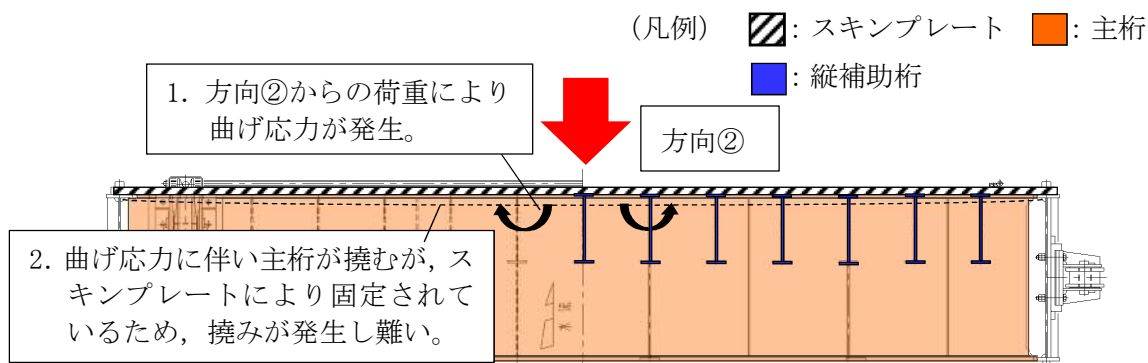
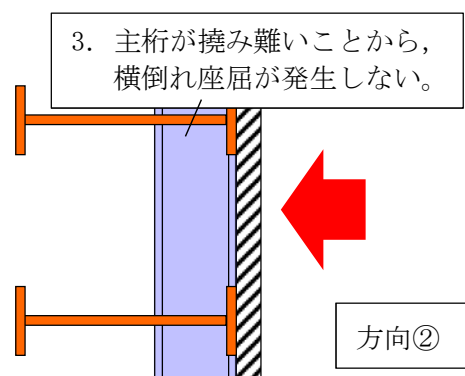


図 18 主桁にかかる横倒れ座屈

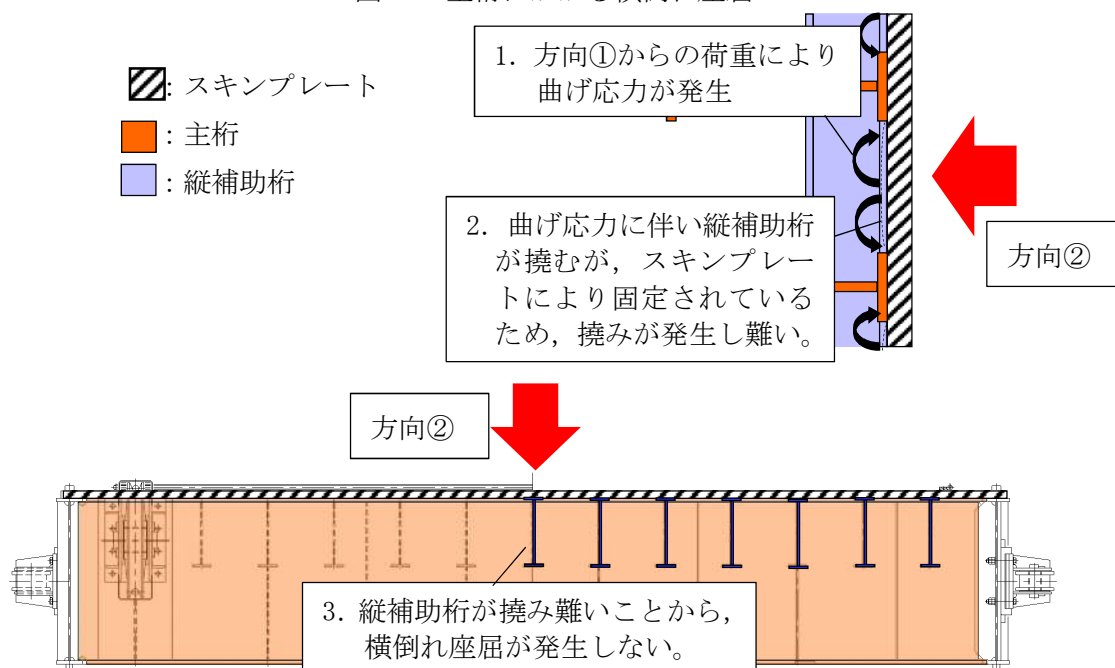


図 19 縦補助桁にかかる横倒れ座屈

(3) 耐震・強度評価方法について

放水路ゲートについての考え方を以下に記す。

a. 基本的な考え方

地震時，津波時及び重畳時において発生する荷重（衝突荷重を除く）の考慮すべき荷重について，単位面積当たりの荷重を求め，それぞれの評価部位に対する面積を乗ずることで荷重を設定する。

なお衝突荷重においては，単位面積当たりの荷重を求めず，添付書類「V-3-別添 3-2-2 放水路ゲートの強度計算書」に示す衝突荷重を考慮する。

b. 主桁にかかる扉体自重による荷重 (W)

主桁を支点とした梁としてモデル化し，その支点到に係る荷重にて計算する。荷重の分布について，地震時においてはゲート閉止時にて評価することから，プラント排水の動水圧を考慮し，長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。津波時においても同様に，津波の荷重を考慮することから，長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。荷重の分布及び梁モデル図について，図 20 及び図 21 に示す。

本書では参考に No2 の桁を示す。

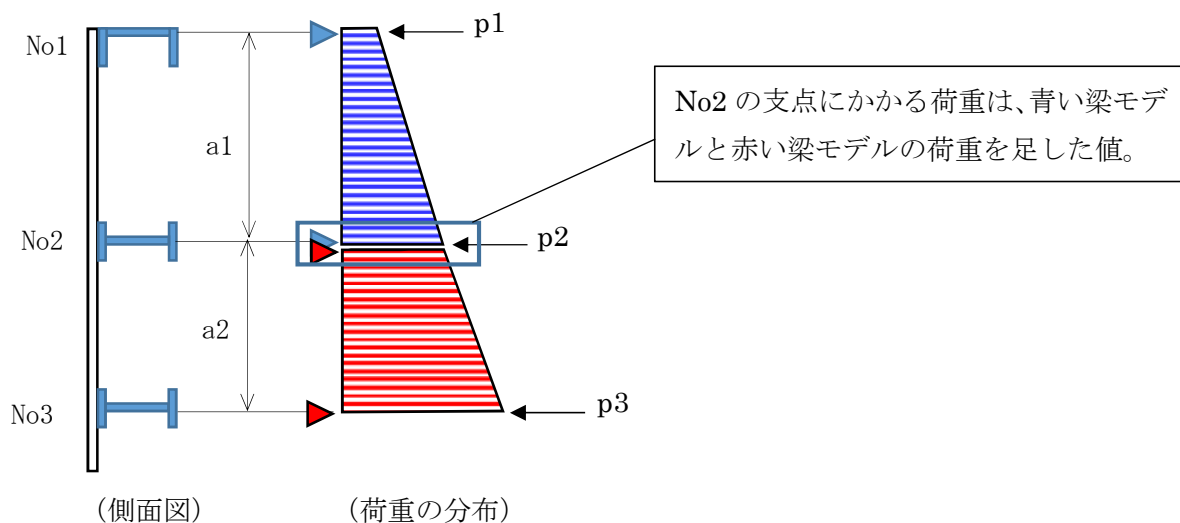


図 20 主桁にかかる荷重の分布図

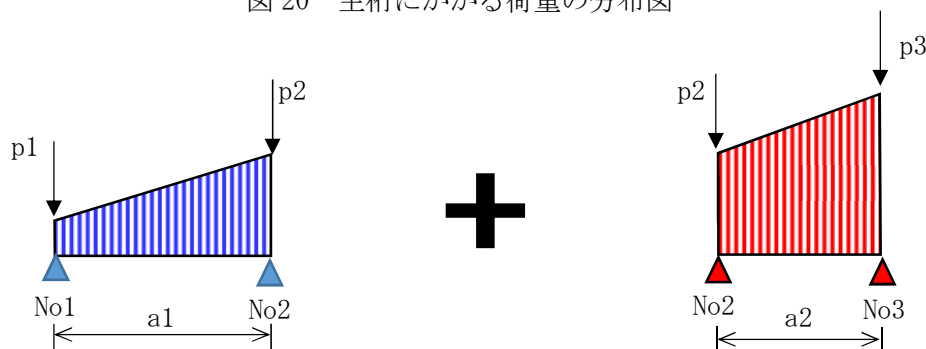


図 21 荷重の梁モデル図

No2 支点にかかる青い梁モデル	No2 支点にかかる赤い梁モデル
$W_1 = \frac{(p_1 + 2 \times p_2) \times a_1}{6}$	$+ \frac{(2 \times p_2 + p_3) \times a_2}{6}$

ここに,

W_1 : 主桁にかかる荷重 (kN/m)

p_1 : No1 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

p_2 : No2 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

p_3 : No3 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

a_1 : No 1 から No 2 までの距離 (m)

a_2 : No 2 から No 3 までの距離 (m)

c. 端桁にかかる主桁反力 (R_1)

主桁にかかるせん断力が端桁にかかることから、主桁にかかるせん断力にて計算を行う。なお、荷重の向きについて地震時及び津波時にて相違があることから、図 22 にて津波時の端桁にかかる主桁反力図を、図 23 にて地震時の端桁にかかる主桁反力図を示す。

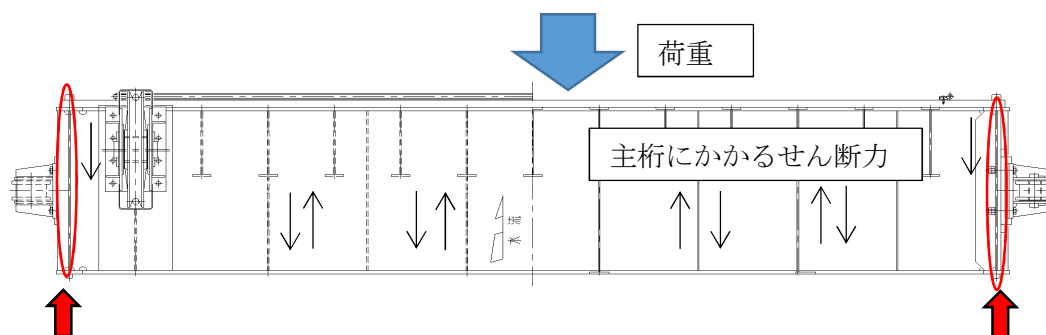


図 22 津波時の端桁にかかる主桁反力図

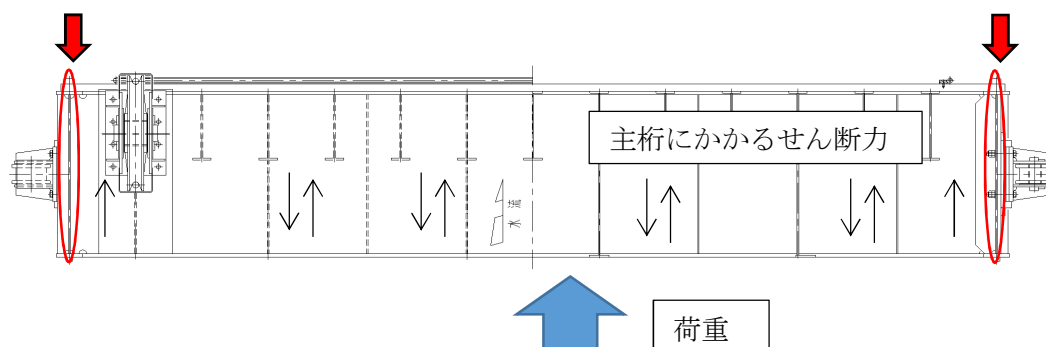


図 23 地震時の端桁にかかる主桁反力図

d. 支圧板の計算に用いる計算荷重の常時換算値（ P_3 ）

扉体全体に荷重が支圧板にかかるものとし、荷重を求める。なお、構造上支圧板は両端にあることから、1つの支圧板にかかる荷重は、扉体に受ける荷重の半分とする。支圧板にかかる荷重範囲図を図24に示す。

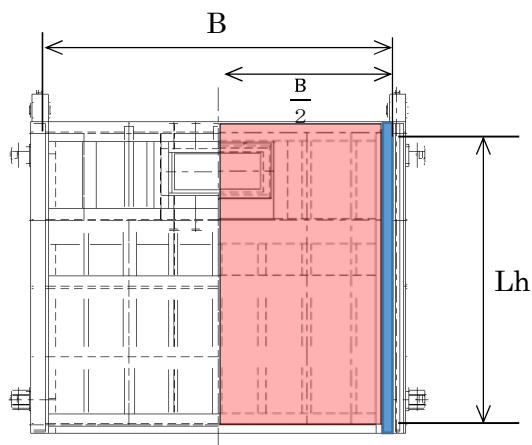


図24 支圧板にかかる荷重範囲図

$$P_3 = \left(\frac{pe \cdot B \cdot Lh}{2} + Pc \right) / \gamma$$

ここに、

P_3 : 支圧板にかかる計算荷重

pe : 単位面積当たりの荷重 (kN/m^2)

B : 扉体幅 (m)

Lh : 支圧板計算高さ (m)

Pc : 衝突荷重 (kN)

γ : 許容応力補正係数 (1.5)

e. その他の荷重（ P_1 , P_2 , P_4 , p_d ）

評価部位に対する単位面積当たりの荷重にて計算を行う。

6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明

6.7.1 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明について

(1) 構内排水路逆流防止設備に関わる要求される機能と設計方針について

雨水等を排水するため、構内排水路を設置する。防潮堤の内側で発生した排水は、防潮堤沿い（内側）に設置する 9 箇所の集水枡に集められ、防潮堤の下部を貫通する排水管により防潮堤外側の集水枡へと導かれ、海に放出される。

このため、津波が襲来した場合には、構内排水路の集水枡及び排水管を経由して津波が流入する可能性があるため、構内排水路に対して逆流防止設備を設置して津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の配置を図 6.7.1-1 に示す。

a. 構内排水路及び構内排水路逆流防止の機能について

防潮堤下部を貫通する部分の構内排水路は、入口側集水枡、貫通部排水管及び出口側集水枡で構成され、出口側集水枡に構内排水路逆流防止設備が設置される構造とする。図 6.7.1-2 に構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の断面構造、図 6.7.1-3 に構内排水路及び構内排水路逆流防止設備（5, 6）の断面構造を示す。

構内排水路及び構内排水路逆流防止設備は、雨水等を排水するための流路を形成し、排水する機能が要求される。また、構内排水路逆流防止設備については、津波の敷地への流入を防止するために、津波に対して止水性を保持する機能が要求される。以下に、構内排水路逆流防止設備、出口側集水枡、貫通部排水管及び入口側集水枡の機能について示す。

(a) 構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備は、構内排水に対して、構内排水路逆流防止設備を構成する扉体が開となることで流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

構内排水路逆流防止設備は、津波に対して、津波防護設備として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した場合においても止水機能を保持することが必要となる。

(b) 出口側集水枡

出口側集水枡は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

出口側集水枡は、津波に対して、津波防護設備が設置される土木構造物として、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した場合においても止水機能を保持することが必要であり、構内排水路逆流防止設備の止水機能へ影響を与えないことが要求される。

また、出口側集水枡は、コンクリート構造物に埋め込まれた支持構造物（基礎ボルト）を介して構内排水路逆流防止設備が設置されることから、耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求される。

(c) 貫通部排水管

貫通部排水管は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

貫通部排水管は、地震により損傷した場合に、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤の

止水機能に影響を与えないことが必要となる。

(d) 入口側集水枡

入口側集水枡は、構内排水に対して、流路を形成し、雨水等の排水機能を保持することが必要となる。

入口側集水枡は、地震により損傷した場合に、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤の止水機能に影響を与えないことが必要となる。

b. 構内排水路及び構内排水路逆流防止の設計方針について

構内排水路及び構内排水路逆流防止設備については、「a. 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備の機能について」で示される機能要求を満たすために、以下に示す方針により設計する。

(a) 構内排水路逆流防止設備

構内逆流防止設備は、津波防護設備として止水機能を保持する必要があることから、耐震重要度分類 S クラスとして設計する。

また、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を考慮して、津波の波力及び余震による荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。

(b) 出口側集水枡

出口側集水枡は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の外側に設置する出口側集水枡については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の外側に設置する出口側集水枡については防潮堤と一体にする構造として設計する。

また、津波防護設備が設置される土木構造物として、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を考慮して、津波の波力及び余震による荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまる設計とする。

(c) 貫通部排水管

貫通部排水管は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤への波及的影響を防止するために、基準地震動 S_s に対して、損傷しない構造に設計する。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の下部に設置する貫通部排水管については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の下部に設置する貫通部排水管については防潮堤と一体にする構造として設計する。

(d) 入口側集水枡

入口側集水枡は、構内排水路として耐震重要度分類 C クラスの設計となるが、構内排水路逆流防止設備及び防潮堤への波及的影響を防止するために、基準地震動 S_s に対して、損傷しない構造に設計する。このため、防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の内側に設置する入口側集水枡については鋼管杭により岩盤に支持する構造とし、防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の内側に設置する入口側集水枡については防潮堤と一

体にする構造として設計する。

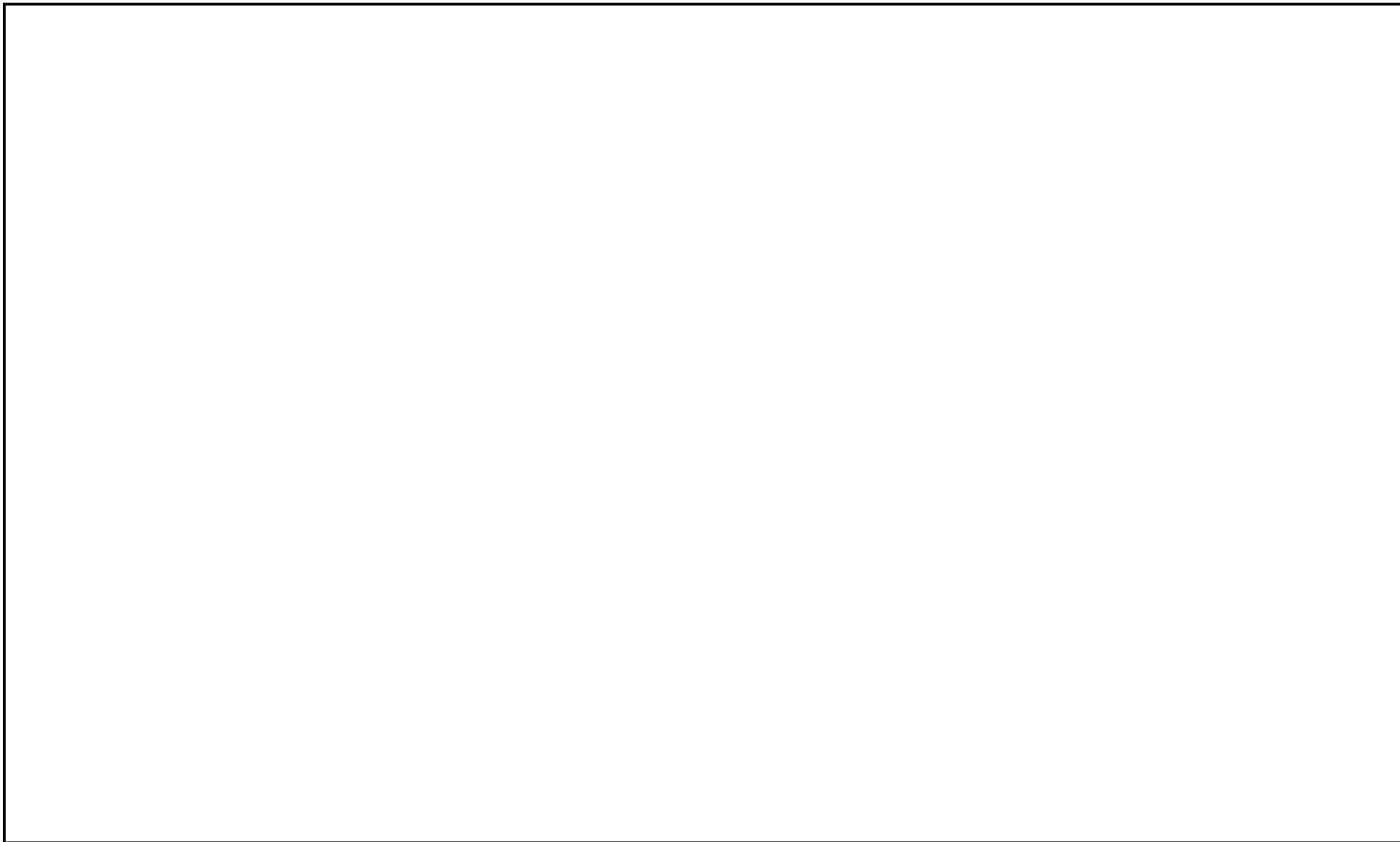


図 6.7.1-1 構内排水路設備配置図

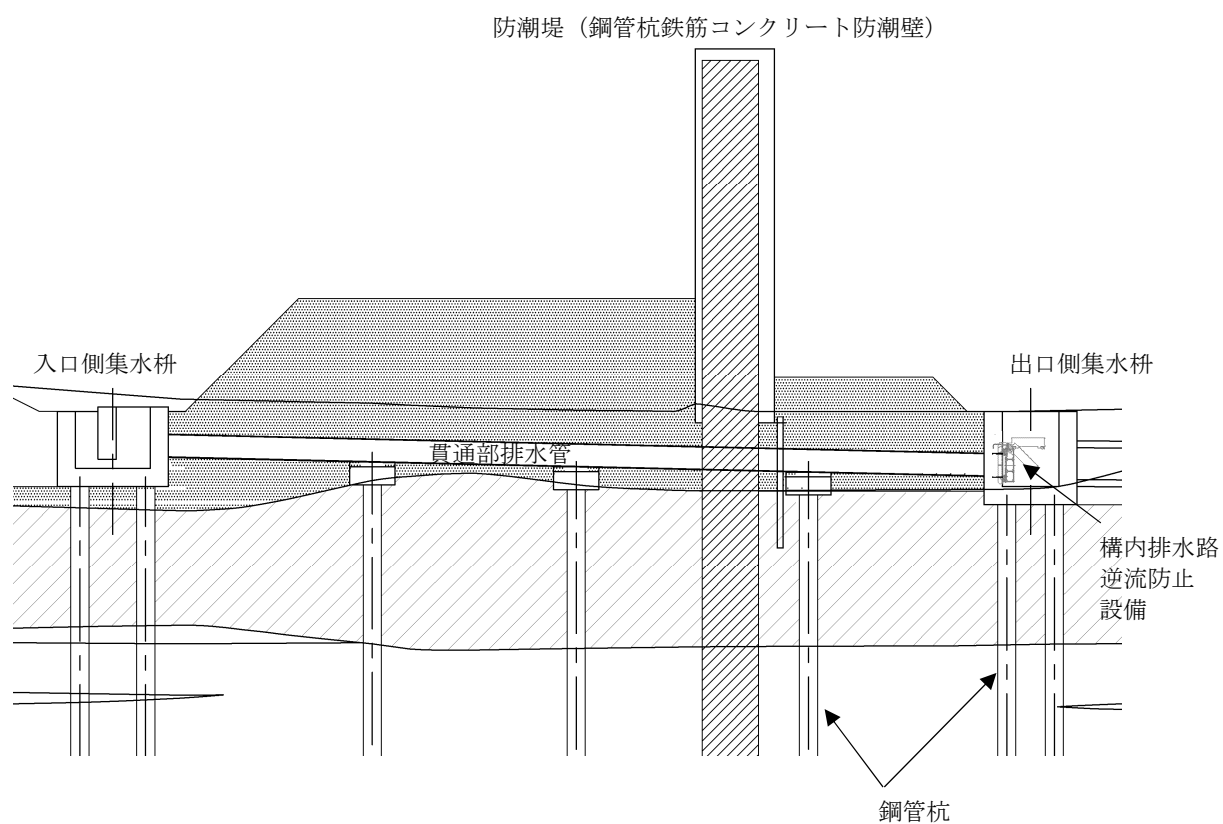


図 6. 7. 1-2 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 断面図

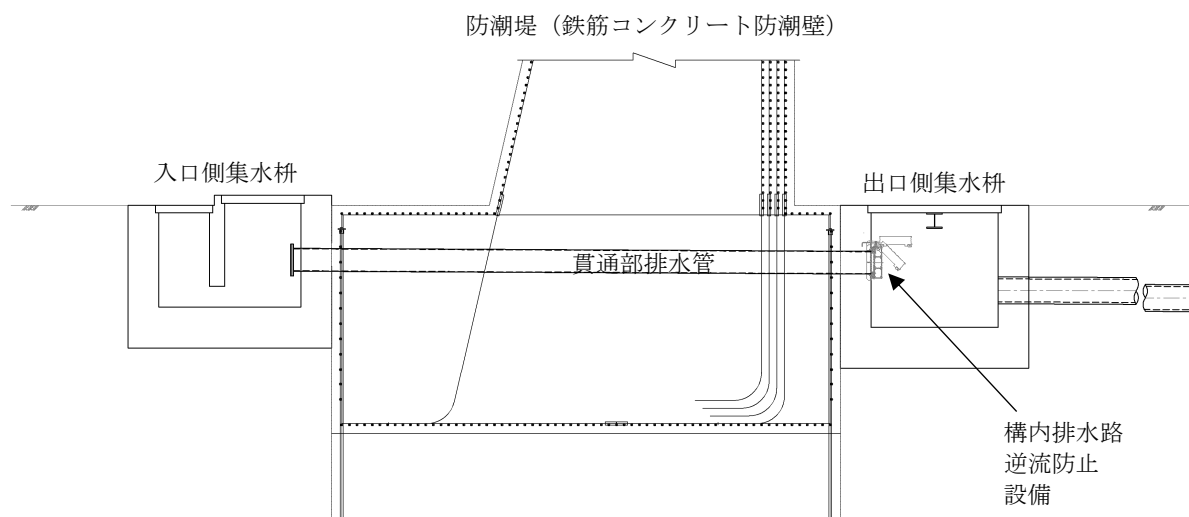


図 6. 7. 1-3 構内排水路及び構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 断面図

6.7.2 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明

6.7.2.1 逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明

a. 固有値解析

(a) 固有周期の計算

構内排水路逆流防止設備は扉体部及び固定部で構成されるため、固有周期の計算に用いる解析モデルは扉体部及び固定部をモデル化する。固定部のモデル化については、地震力が構内排水路逆流防止設備の閉方向に作用する場合（以下「閉門時」という。）には扉体部は戸当りと密着した状態となることから戸当り部を支点とする両端支持梁でモデル化し、地震力が構内排水路逆流防止設備の開方向に作用する場合（以下「開門時」という。）には構内排水路逆流防止設備がヒンジを中心に縦断方向に振動することから、振り子振動としてモデル化する。主桁の寸法を図 6.7.2.1-1 に示す。

イ. 閉門時

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / m}$$

$$T = 1/f$$

ここで、

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

λ : 振動数係数 $= \pi$

L : 主桁の長さ (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} = 1090$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} = 570$$

$$1090 \text{ (mm)} = 1.09 \text{ (m)}$$

$$570 \text{ (mm)} = 0.57 \text{ (m)}$$

$$E : \text{縦弾性係数 (N/mm}^2\text{)} \quad 1.93 \times 10^5$$

$$1.93 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (N} \cdot \text{m}^2\text{)}$$

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm⁴)

(イ) 主桁の断面二次モーメント

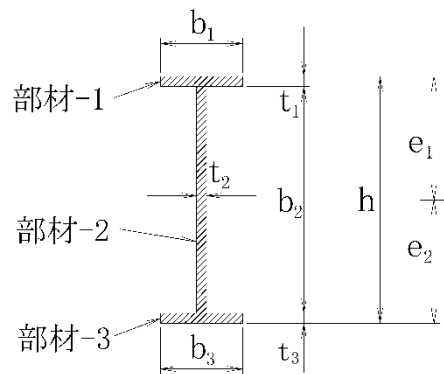


図 6.7.2.1-1 主桁の断面性能

	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b ₁	80	30
b ₂	176	80
b ₃	80	30
t ₁	12	10
t ₂	12	10
t ₃	12	10
h	200	100
e ₁	100	50
e ₂	100	50

機械工学便覧より，以下の式にて計算を行う。

$$I_a = (b_1 \cdot h^3 - b_2^3 (b_1 - t_2)) / 12$$

ここで，

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_a = (80 \times 200^3 - 176^3 (80 - 12)) / 12$$

$$= 2.24399 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_a = (30 \times 100^3 - 80^3 (30 - 10)) / 12$$

$$= 1.64666 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(ロ) スキンプレートの断面二次モーメント

機械工学便覧より，以下の式にて計算を行う。

$$I_b = bh^3 / 12$$

ここで，

I_b : スキンプレートの断面二次モーメント (mm⁴)

b : スキンプレートの長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1200

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 650

h : スキンプレートの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_b = 1200 \times 16^3 / 12$$

$$= 4.09600 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_b = 650 \times 9^3 / 12$$

$$= 3.94875 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

(ハ) 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントについて、以下の式にて計算を行う。

$$I = 2(I_a + A_a \cdot (y_3 - y_1)^2) + (I_b + A_b \cdot (y_2 - y_3)^2)$$

ここで、

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm⁴)

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 2.24399 \times 10^7$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.64666 \times 10^6$$

A_a : 主桁の断面積 (mm²)

主桁の断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_a = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_a = 80 \times 12 + 176 \times 12 + 80 \times 12$$

$$= 4032 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_a = 30 \times 10 + 80 \times 10 + 30 \times 10$$

$$= 1400 \text{ mm}^2$$

I_b : スキンプレート の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 4.096 \times 10^5$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 3.94875 \times 10^4$$

A_b : スキンプレート の断面積 (mm²)

スキンプレート の断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_b = b \cdot h$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_b = 1200 \times 16$$

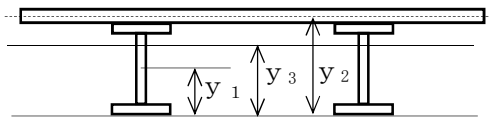
$$= 1.92 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_b = 650 \times 9$$

$$= 5850 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントを計算するにあたり、重心位置を図 6.7.2.1-2 に示す。



y_1 : 主桁の重心位置
 y_2 : スキンプレートの重心位置
 y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

図 6.7.2.1-2 構内排水路逆流防止設備の重心位置

ここで,

y_1 : 主桁の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

y_2 : スキンプレートの重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 208

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 104.5

y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 176.1

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 86.9

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
 I &= 2 \times (2.24399 \times 10^7 + 4032 \times (176.1 - 100)^2) + (4.096 \times 10^5 + 1.92 \times 10^4 \times (208 - 176.1)^2) \\
 &= 1.12 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
 I &= 2 \times (1.64666 \times 10^6 + 1400 \times (86.9 - 50)^2) + (3.94875 \times 10^4 + 5850 \times (104.5 - 86.9)^2) \\
 &= 8.96 \times 10^6 \text{ mm}^4 \\
 1.12 \times 10^8 \text{ (mm}^4\text{)} &= 1.12 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)} \\
 8.96 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)} &= 8.96 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)}
 \end{aligned}$$

m : 扉体部の単位長さ当たりの質量 (kg/mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.32415

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.17522

0.32415 (kg/mm) = 3.2415×10^2 (kg/m)

0.17522 (kg・mm) = 1.7522×10^2 (kg/m)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
 f &= \pi^2 / (2\pi \times 1.09^2) \times \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 1.12 \times 10^{-4} / 3.2415 \times 10^2)} \\
 &= 341.414 \text{ Hz} = 341 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

$$T = 1/341 = 0.00293255 \text{ s} = 0.0030 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$f = \pi^2 / (2\pi \times 0.57^2) \times \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 8.96 \times 10^{-6} / 1.7522 \times 10^2)}$$

$$=480.298 \text{ Hz}=480 \text{ Hz}$$

$$T=1/480=0.00208333 \text{ s}=0.0021 \text{ s}$$

ロ. 開門時

$$f = 1/(2\pi) \cdot \sqrt{g/L_2}$$

$$T = 1/f$$

ここで,

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

g : 重力加速度 (m/s^2) 9.80665

L_2 : 振り子の長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 665

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 370

$$665 \text{ mm}=0.665 \text{ m}$$

$$370 \text{ mm}=0.370 \text{ m}$$

図 6.7.2.1-3 に振り子モデルの諸元を示す。

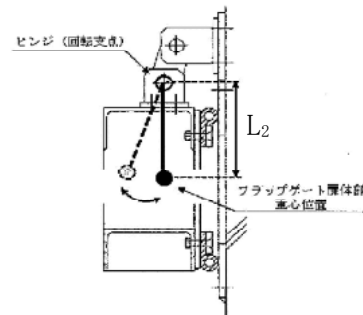


図 6.7.2.1-3 振り子モデルの諸元

以上より

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$f = 1/(2\pi) \times \sqrt{9.80665/0.665}$$

$$=0.611180 \text{ Hz}=0.61 \text{ Hz}$$

$$T = 1/0.61$$

$$=1.639344 \text{ s}=1.64 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$f = 1/(2\pi) \times \sqrt{9.80665/0.37}$$

$$=0.819369 \text{ Hz}=0.81 \text{ Hz}$$

$$T = 1/0.81$$

$$=1.23456 \text{ s}=1.24 \text{ s}$$

(b) 固有値解析結果

イ. 閉門時

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 0.0030 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

固有周期は 0.0021 s であり、 0.05 s 以下であることから、剛構造である。

ロ. 開門時

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 1.64 s であり、 0.05 s 以上であることから、水平方向については固有周期を考慮した設計震度を設定する。

(構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

固有周期は 1.24 s であり、 0.05 s 以上であることから、水平方向については固有周期を考慮した設計震度を設定する。

b. 応力計算

S_s 地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) S_s 地震荷重

応力評価に用いる基準地震動 S_s による設計震度を表 6.7.2.1-1 に示す。

鉛直方向地震荷重については固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平方向地震荷重は、扉体の自重を考慮する。

「(b) 固有値解析結果」に示したとおり、閉門時においては構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、閉門時における構内排水路逆流防止設備の耐震計算に用いる設計震度は、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度とする。また、開門時においては構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05 s 以上であったことから、開門時における構内排水路逆流防止設備の耐震計算に用いる設計震度は、固有周期の計算結果を考慮した設計震度とする。

水平方向の設計震度については、「閉門時」及び「開門時」にて設定した設計震度から、より震度の大きくなった「開門時」における設計震度をもとに応力評価を実施する。

表 6.7.2.1-1 応力評価に用いる基準地震動 S_s による設計震度

設備名称	地震による設計震度	
【閉門時】		
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	水平方向K _H	0.75
	鉛直方向K _V	0.55
構内排水路逆流防止設備 5, 6	水平方向K _H	0.72
	鉛直方向K _V	0.76
【開門時】		
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	水平方向K _H	3.33
構内排水路逆流防止設備 5, 6	水平方向K _H	5.17

基準地震動 S_s による水平方向地震荷重 H_e 、鉛直方向地震荷重 V_e 及び単位面積当たりの水平方向地震荷重 q_1 は以下の式により算出する。

$$H_e = G \cdot K_H$$

$$V_e = G \cdot (1 + K_V)$$

$$q_1 = H_e / A_1$$

ここで、

H_e : 水平方向地震荷重 (N)

V_e : 鉛直方向地震荷重 (N)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm²)

G : 扉体の自重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3500

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 981

K_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.33

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 5.17

K_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.55

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.76

A_1 : 扉体面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A_1 = \pi \times 1070^2 \times 1/4$$

$$= 8.99202 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A_1 = \pi \times 520^2 \times 1/4$$

$$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$H_e = 3500 \times 3.33$$

$$= 11655 \text{ N} = 1.17 \times 10^4 \text{ N}$$

$$V_e = 3500 \times (1 + 0.55)$$

$$= 5.50 \times 10^3 \text{ N}$$

$$q_1 = 11655 / 8.99202 \times 10^5$$

$$= 1.30 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$H_e = 981 \times 5.17$$

$$= 5071.77 \text{ N} = 5100 \text{ N}$$

$$V_e = 981 \times (1 + 0.76)$$

$$= 1.73 \times 10^3 \text{ N}$$

$$q_1 = 5072 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4 辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生圧力 P (N/mm²)

$$P = q_1$$

ここで,

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm^2)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm^2)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 = 1.3 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 = 2.4 \times 10^4 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm^2)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)

(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 } (b/a) = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 } (b/a) = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 } (b/a) = 300/200$$

$$= 1.5$$

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

$$= 39 \text{ cm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$$= 20 \text{ cm}$$

スキンプレーートの各長辺 b_{1a} 及び b_{1b} 、各短辺 a_{1a} 、 a_{1b} 及び a_{1c} を図 6.7.2.1-4 に示す。各長辺及び短辺の寸法は以下のとおり。

＜構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）＞

$$b_{1a}=575 \text{ mm}$$

$$b_{1b}=575 \text{ mm}$$

$$a_{1a}=390 \text{ mm}$$

$$a_{1b}=370 \text{ mm}$$

$$a_{1c}=390 \text{ mm}$$

＜構内排水路逆流防止設備（5, 6）＞

$$b_{1a}=300 \text{ mm}$$

$$b_{1b}=300 \text{ mm}$$

$$a_{1a}=200 \text{ mm}$$

$$a_{1b}=200 \text{ mm}$$

$$a_{1c}=200 \text{ mm}$$

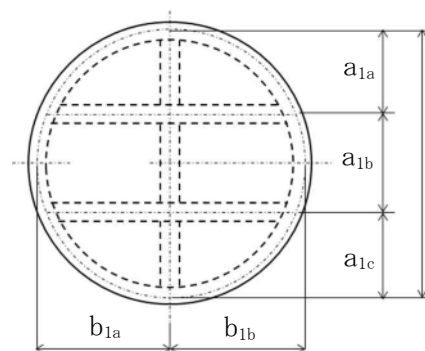


図 6.7.2.1-4 スキンプレーートの長辺及び短辺

図 6.7.1.1-4 に示す長辺及び短辺から、スキンプレーートに作用する応力がより大きく評価されるよう長辺及び短辺を設定した。構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）については長編 $b_1=575 \text{ mm}$ 、短辺 $a_1=390 \text{ mm}$ とし、構内排水路逆流防止設備（5, 6）については長編 $b_1=300 \text{ mm}$ 、短辺 $a_1=200 \text{ mm}$ とした。

α_1 ：スキンプレーートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 0.8

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 0.8

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）
（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、スキンプレーートを支持する桁（主桁、縦補助桁）がフランジを有することから、そのフ

ランジがスキンプレーットの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする。

t_1 : スキンプレーットの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm = 1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm = 0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 1.3 \times 10^4 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 2.77316 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 2.4 \times 10^4 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 4.31407 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2 本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 1.3 \times 10^{-2} \times 8.99202 \times 10^5 / 2 \\ &= 5.84 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}W &= 2.4 \times 10^{-2} \times 2.12371 \times 10^5 / 2 \\ &= 2.544 \times 10^3 \text{ N}\end{aligned}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} ：最大せん断力 (N)

W：主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 ：主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B：水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 5.84 \times 10^3 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$= 8.09 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 5.82745 \times 10^3 / 2$$

$$= 2.92 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 2.544 \times 10^3 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$= 1.95 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.53599 \times 10^3 / 2$$

$$= 1.272 \times 10^3 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24×10^7

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.65×10^6

e：主桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

b_2 : 主桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20\text{mm}$$

$$b_2=176\text{mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2-2 \cdot R=176-2 \times 20=136 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$b_2=80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2-2 \cdot R=80-2 \times 20=40 \text{ mm}$$

t_2 : 主桁ウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2=2.24 \times 10^7/100$$

$$=2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=136 \times 12$$

$$=1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2=1.65 \times 10^6/50$$

$$=3.300 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=40 \times 10$$

$$=400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max}/Z_2$$

$$\tau = S_{\max}/Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm^2)

τ : せん断応力 (N/mm^2)

M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm^3)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm^2)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 8.09 \times 10^5 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 3.61160 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 2.92 \times 10^3 / 1632 \\ &= 1.78921 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 1.95 \times 10^5 / 3.300 \times 10^4 \\ &= 5.90909 \text{ N/mm}^2 = 6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.272 \times 10^3 / 400 \\ &= 3.18000 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う

$$p = q_1$$

ここで,

p : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで,

M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.3 \times 10^{-2} \times 390^3 / 12 \\ &= 6.42622 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 1.3 \times 10^{-2} \times 390^3 / 4 \\ &= 4.94325 \times 10^2 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2.4 \times 10^{-2} \times 200^3 / 12 \\ &= 1.6 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2.4 \times 10^{-2} \times 200^3 / 4 \\ &= 2.4 \times 10^2 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.2.1-5 に示す。

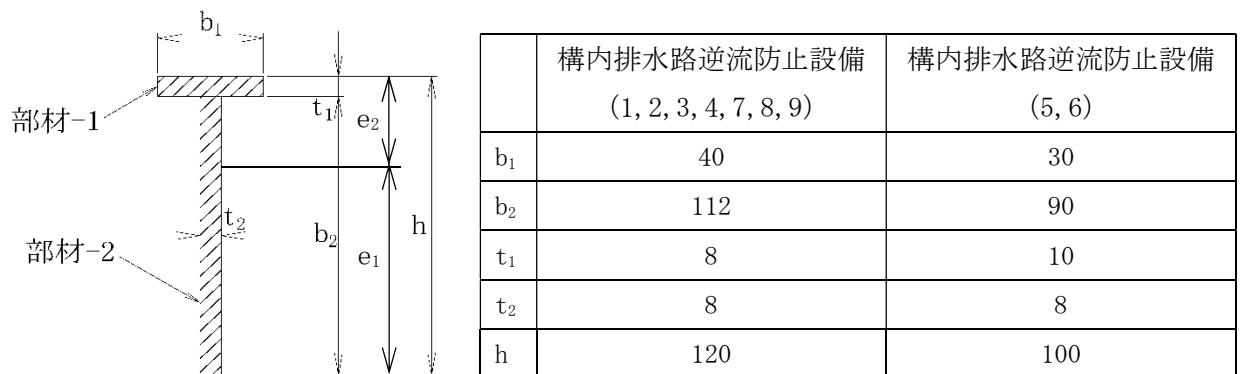


図 6.7.2.1-5 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より, 重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} e_1 &= 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8)) \\ &= 71.7894 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_2 &= 120 - 71.7894 \\ &= 48.2106 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e_1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$=59.7058 \text{ mm}$$

$$e_2=100-59.7058$$

$$=40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I=(t_2 \cdot e_1^3+b_1 \cdot e_2^3-(b_1-t_2)(e_2-t_1)^3)/3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$\begin{aligned} I &= (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40-8)(48.2106-8)^3)/3 \\ &= 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$\begin{aligned} I &= (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30-8)(40.2942-10)^3)/3 \\ &= 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2=I/e$$

$$Aw_2=b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：縦補助桁の断面二次モーメント（mm⁴）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 1.78716×10⁶

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 1.01789×10⁶

e₁：縦補助桁の重心位置（mm）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 71.7894

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 59.7058

b₂：縦補助桁のウェブ幅（mm）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=120 \text{ mm}$$

$$t_3(\text{主桁})=12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h-t_3(\text{主桁})-R=120-12-20=88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3(\text{主桁})=10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h-t_3(\text{主桁})-R=100-10-20=70 \text{ mm}$$

t₂：縦補助桁のウェブの厚さ（mm）

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	8
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 2.50 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 1.7 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_3$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 6.42622 \times 10^4 / 2.50 \times 10^4$$

$$= 2.57049 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4.94325 \times 10^2 / 704$$

$$= 0.702166 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 1.6 \times 10^4 / 1.7 \times 10^4$$

$$= 0.941176 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 2.4 \times 10^2 / 560$$

$$= 0.428571 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

ニ. ヒンジ（扉体部側）

ヒンジ（扉体部側）のピン穴接合部は、「ダム・堰施設技術基準（案）」のピン接合として計算を行う。

（イ）発生荷重

① 鉛直方向

ピン穴に対して鉛直方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2箇所設置することから、1箇所に加わる荷重は1／2とする。

$$F_v = V_e / 2$$

ここで、

F_v ：引張部材に鉛直方向に作用する力（N）

V_e ：鉛直方向地震荷重

以上より、

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$F_v = 5500 / 2$$

$$= 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$F_v = 1730 / 2$$

$$= 865 \text{ N}$$

② 水平方向

ピン穴に対して水平方向地震荷重が加わったものとして、以下の式にて計算を行う。また、ヒンジは2箇所設置することから、1箇所に加わる荷重は1／2とする。

$$S_H = H_e / 2$$

ここで、

S_H ：地震時吊りリンク片側荷重（水平）（N）

H_e ：水平方向地震荷重（N）

以上により、

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$S_H = 1.17 \times 10^4 / 2$$

$$= 5.85 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$S_H = 5100 / 2$$

$$= 2.55 \times 10^3 \text{ N}$$

(ロ) 発生応力

① 鉛直方向

「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、m-n 断面箇所A及び m₁-n₁ 断面箇所Bの発生応力を以下の式にて計算する。ヒンジ（扉体部側）の寸法を図 6.7.2.1-6 に示す。

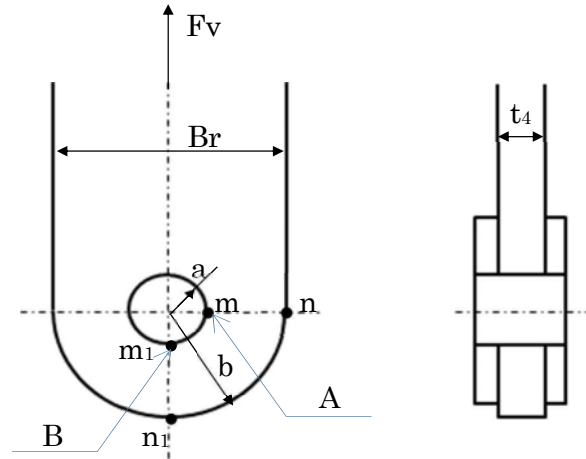


図 6.7.2.1-6 ヒンジ（扉体部側）寸法図

(A箇所)

$$\sigma_A = \beta_4 \cdot F_v / (2 \cdot a_4 \cdot t_p)$$

(B箇所)

$$\sigma_B = \alpha_4 \cdot F_v / (2 \cdot a_4 \cdot t_p)$$

ここで、

σ_A : m-n 断面箇所の引張応力

σ_B : m₁-n₁ 断面箇所の引張応力

F_v : 引張部材に鉛直方向に作用する力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

a₄ : ピン穴半径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12.5

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9.5

b₄ : リンク部の半径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 25

t_p : 引張部材の板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 23

α_4 : m₁-n₁ 断面における応力集中係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.44

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.039

β_4 : m-n 断面における応力集中係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	3.85
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	3.13

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_A &= 3.85 \times 2750 / (2 \times 12.5 \times 25) \\ &= 16.94 \text{ N/mm}^2 = 17 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_B &= 1.44 \times 2750 / (2 \times 12.5 \times 25) \\ &= 6.336 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma_A &= 3.13 \times 865 / (2 \times 9.5 \times 23) \\ &= 6.19553 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_B &= 1.039 \times 865 / (2 \times 9.5 \times 23) \\ &= 2.05660 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

② 水平方向

リンクピン部一端で支持されもう一端に水平荷重が作用した片持ち梁と仮定し、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_H \cdot h / (B_r \cdot t_4^2)$$

ここで,

σ_b : 水平方向の引張応力 (N/mm²)

S_H : 地震時吊りリンク片側荷重 (水平) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 5.85 × 10³

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.55 × 10³

h : リンク支持間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 70

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 70

B_r : ヒンジ (扉体部側) の幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

t_4 : ヒンジ (扉体部側) の板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 15

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 6 \times 5.85 \times 10^3 \times 70 / (50 \times 25^2) \\ &= 78.624 \text{ N/mm}^2 = 79 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 6 \times 2.55 \times 10^3 \times 70 / (50 \times 15^2) \\ &= 95.2 \text{ N/mm}^2 = 96 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

③ セン断応力

ヒンジ（扉体部側）のせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\tau_B = F_v / (2 \cdot A_s)$$

ここで，

τ_B ：ピン穴部せん断応力（N/mm²）

F_v ：引張部材に鉛直方向に作用する力（N）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 2750

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 865

A_s ：ヒンジ（扉体部側）のせん断断面積（mm²）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 312.5

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 316.5

以上により，

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$\begin{aligned}\tau_B &= 2750 / (2 \times 312.5) \\ &= 4.39297 \text{ N/mm}^2 = 5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$\begin{aligned}\tau_B &= 865 / (2 \times 316.5) \\ &= 1.36435 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ホ. ヒンジ（固定部側）

（イ） 発生荷重

$$S_v = F_v$$

ここで，

S_v ：地震時吊りリンク片側荷重（鉛直）（N）

F_v ：引張部材に鉛直方向に作用する力（N）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 2750

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 865

以上により，

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$S_v = 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$S_v = 865 \text{ N}$$

（ロ） 発生応力

鉛直方向及び水平方向の曲げ応力並びにピン穴部せん断応力を以下の式にて計算を行う。ヒンジ（固定部側）の寸法を図 6.7.2.1-7 に示す。

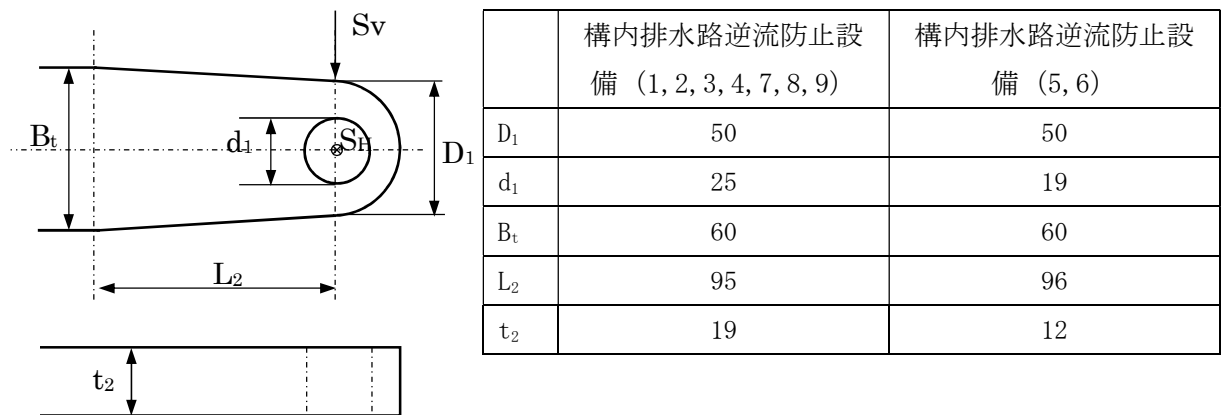


図 6.7.2.1-7 ヒンジ（固定部側）の寸法図

① 鉛直方向

鉛直方向の発生応力を以下の式にて計算する。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_v \cdot L_2 / (2 \cdot t_2 \cdot B_t^2)$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力 (N/mm²)

S_v : 地震時吊りリンク片側荷重（鉛直） (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

L_2 : ブラケット長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 95

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 96

t_2 : ブラケット板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 19

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 12

B_t : ブラケット幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 60

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 60

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_b = 6 \times 2750 \times 95 / (2 \times 19 \times 60^2)$$

$$= 11.4583 \text{ N/mm}^2 = 12 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_b = 6 \times 865 \times 96 / (2 \times 12 \times 60^2)$$

$$= 5.76666 \text{ N/mm}^2 = 6 \text{ N/mm}^2$$

② 水平方向

水平方向の発生応力を以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_b = 6 \cdot S_H \cdot L_2 / (2 \cdot B_t \cdot t_2^2)$$

ここで、

σ_b : 曲げ応力 (N/mm²)

S_H : 地震時吊りリンク片側荷重 (水平) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 5850

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2550

L_2 : ブラケット長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 95

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 96

t_2 : ブラケット板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 19

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 12

B_t : ブラケット幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 60

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 60

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_b = 6 \times 5850 \times 95 / (2 \times 60 \times 19^2)$$

$$= 76.9736 \text{ N/mm}^2 = 77 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_b = 6 \times 2550 \times 96 / (2 \times 60 \times 12^2)$$

$$= 85.0000 \text{ N/mm}^2 = 85 \text{ N/mm}^2$$

③ セン断応力

せん断応力を以下の式にて計算を行う。

$$\tau_B = S_V / (4 \cdot A_s)$$

ここで、

τ_B : ピン穴部せん断応力 (N/mm²)

S_V : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 865

A_s : セン断断面積 (mm²)

せん断断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_s = (D_1 - d_1) \cdot t_2 / 2$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A_s &= (50-25) \times 19/2 \\ &= 237.5 \text{ mm}^2 = 238 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A_s &= (50-19) \times 12/2 \\ &= 186 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} \tau B &= 2750 / (4 \times 238) \\ &= 2.88865 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} \tau B &= 865 / 4 \times 186 \\ &= 1.16263 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

へ. 吊りピン

(イ) 発生荷重

リンクピンにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P_g = S_v$$

ここで,

P_g : リンク荷重 (N)

S_v : 地震時吊りリンク片側荷重 (鉛直) (N)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P_g = 2750 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P_g = 865 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり, 最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M = P_g(2L-b)/8$$

$$S = P_g/2$$

ここで,

M : 曲げモーメント (N・mm)

S : せん断力 (N)

P_g : リンク荷重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2750

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	865
L : 支持間隔 (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	51
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	44
b : リンクピン部厚さ (mm)	
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	25
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	23

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M = 2750(2 \times 51 - 25) / 8$$

$$= 2.6469 \times 10^4 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S = 2750 / 2$$

$$= 1.375 \times 10^3 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M = 865(2 \times 44 - 23) / 8$$

$$= 7030 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S = 865 / 2$$

$$= 433 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり, 断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_6 = \pi \cdot d^3 / 32$$

$$A_6 = \pi \cdot d^2 / 4$$

ここで,

Z_6 : リンクピンの断面係数 (mm^3)

A_6 : リンクピンの断面積 (mm^2)

d : リンクピンの径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 25

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 19

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_6 = \pi \times 25^3 / 32$$

$$= 1533.98 \text{ mm}^3 = 1534 \text{ mm}^3$$

$$A_6 = \pi \times 25^2 / 4$$

$$= 490.873 \text{ mm}^2 = 491 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
Z_6 &= \pi \times 19^3 / 32 \\
&= 673.380 \text{ mm}^3 = 673 \text{ mm}^3 \\
A_6 &= \pi \times 19^2 / 4 \\
&= 283.528 \text{ mm}^2 = 284 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力を以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M / Z_6$$

$$\tau = 4S / 3A_6$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.6469 × 10⁴

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 7030

Z₆ : リンクピンの断面係数 (mm³)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1534

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 673

S ; せん断力 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.375 × 10³

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 433

A₆ : リンクピンの断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 491

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 284

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
\sigma &= 2.6469 \times 10^4 / 1534 \\
&= 17.2548 \text{ N/mm}^2 = 18 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\tau &= 4 \times 1534 / 3 \times 491 \\
&= 3.73387 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
\sigma &= 7030 / 673 \\
&= 10.4457 \text{ N/mm}^2 = 11 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\tau &= 4 \times 433 / (3 \times 284) \\
&= 2.03286 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

ト. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで、

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 単位面積当たりの地震荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.3×10^{-2}

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.4×10^{-2}

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 1.3 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 2.4 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで、

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.3×10^{-2}

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.4×10^{-2}

A : 支圧面積 (荷重の作用面積) (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A = \pi \times 1150^2 / 4$$

$$=1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A = \pi \times 600^2 / 4$$

$$=2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

b_w : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$b_w = t_0 + 2t_r$$

ここで、

b_w : 支圧幅 (mm)

t_0 : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$b_w = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$b_w = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

S : 戸当り幅 (荷重によるコンクリートの支圧幅) (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 1.3 \times 10^{-2} \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$= 0.074749 \text{ N/mm}^2 = 0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 0.074749 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.016666 \text{ N/mm}^2 = 0.02 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk} = 2.4 \times 10^{-2} \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$=0.071999 \text{ N/mm}^2=0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=0.071999 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.016666 \text{ N/mm}^2=0.02 \text{ N/mm}^2$$

c. 許容応力

許容応力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。各部材の許容応力度を表 6.7.2.1-2 に示す。

表 6.7.2.1-2 許容応力算出結果

評価部位	材料	σ_{ab}^* (N/mm ²)	σ_{at}^* (N/mm ²)	τ_a^* (N/mm ²)	σ_{as}^* (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
ヒンジ (扉体部側)	SUS316L	—	90	50	—
ヒンジ (固定部側)	SUS316L	90	—	50	—
吊りピン	SUS316L	90	—	50	—
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 * : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$1.5 \sigma_{ab} = 1.5 \times 90$$

$$= 135 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで,

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 80

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w / 2A_c)}$$

ここで,

A_w : 腹板の総断面積 (mm^2)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2112

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 800

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm^2)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 960

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112 / (2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800 / (2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 1089 / 80$$

$$= 13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 566 / 30$$

$$= 18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10 / 2.02484$$

$$= 4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10 / 2.08166$$

$$= 4.80385$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.02484 \times 13.6125 - 10)) \times 1.5$$

$$= 116.558 \text{ N/mm}^2 = 116 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.08166 \times 18.8666 - 10)) \times 1.5$$

$$= 104.262 \text{ N/mm}^2 = 104 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50$$

$$= 75 \text{ N/mm}^2$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896/(2 \times 320)}$$

$$= 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720/(2 \times 300)}$$

$$= 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=390/40$$

$$=9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=200/30$$

$$=6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.09761$$

$$=4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.04939$$

$$=4.87950$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.09761 \times 9.75 - 10)) \times 1.5$$

$$=124.025 \text{ N/mm}^2 = 124 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.04939 \times 6.66666 - 10)) \times 1.5$$

$$=131.154 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50$$

$$=75 \text{ N/mm}^2$$

ニ. ヒンジ (扉体部側)

(イ) 引張

$$1.5 \sigma_{at} = 1.5 \times 90$$

$$=135 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50$$

$$=75 \text{ N/mm}^2$$

ホ. ヒンジ (固定部側)

(イ) 曲げ

$$1.5 \sigma_{ab} = 1.5 \times 90$$

$$=135 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50$$

$$=75 \text{ N/mm}^2$$

へ. 吊りピン

(イ) 曲げ

$$\begin{aligned} 1.5 \sigma_{ab} &= 1.5 \times 90 \\ &= 135 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ト. 戸当り部コンクリート

(イ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 0.40 \\ &= 0.60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned} 1.5 \sigma_{as} &= 1.5 \times 5.9 \\ &= 8.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

d. 応力評価結果

応力の評価結果を表 6. 7. 2. 1-3 及び表 6. 7. 2. 1-4 に示す。

表 6. 7. 2. 1-3 耐震評価結果（構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	曲げ応力度	3	135
	主桁	曲げ応力度	4	116
		せん断応力度	2	75
	縦補助桁	曲げ応力度	3	124
		せん断応力度	1	75
	ヒンジ（扉体部側）	引張応力度	79	135
		せん断応力度	5	75
固定部	ヒンジ（固定部側）	曲げ応力度	77	135
		せん断応力度	3	75
	吊りピン	曲げ応力度	18	135
		せん断応力度	4	75
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.08	8.9
		せん断応力度	0.02	0.6

表 6. 7. 2. 1-4 耐震評価結果（構内排水路逆流防止設備（5, 6））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	曲げ応力度	5	135
	主桁	曲げ応力度	6	104
		せん断応力度	4	75
	補助桁	曲げ応力度	1	131
		せん断応力度	1	75
	ヒンジ（扉体部側）	引張応力度	96	135
		せん断応力度	2	75
固定部	ヒンジ（固定部側）	曲げ応力度	85	135
		せん断応力度	2	75
	吊りピン	曲げ応力度	11	135
		せん断応力度	2	75
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	0.08	8.9
		せん断応力度	0.02	0.6

6.7.2.2 構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の
耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	6
2.3 評価方針	11
2.3.1 杭間部	11
2.3.2 R C防潮壁部	13
2.4 適用規格	15
3. 地震応答解析	16
3.1 評価対象断面	16
3.1.1 杭間部	16
3.1.2 R C防潮壁部	20
3.2 解析方法	23
3.2.1 杭間部	23
3.2.2 R C防潮壁部	25
3.3 荷重及び荷重の組合せ	26
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	26
3.3.2 荷重	26
3.3.3 荷重の組合せ	27
3.4 入力地震動	29
3.4.1 杭間部	29
3.4.2 R C防潮壁部	46
3.5 解析モデル及び諸元	47
3.5.1 杭間部	47
3.5.2 R C防潮壁部	63
3.6 解析ケース	64
3.6.1 杭間部	64
3.6.2 R C防潮壁部	67
4. 耐震評価	68
4.1 評価対象部位	68
4.1.1 杭間部	68
4.1.2 R C防潮壁部	68
4.2 解析方法	68

4.2.1	杭間部	68
4.2.2	R C防潮壁部	68
4.3	荷重及び荷重の組合せ	69
4.3.1	耐震安全性評価上考慮する状態	69
4.3.2	荷重	69
4.3.3	荷重の組合せ	70
4.4	許容限界	72
4.4.1	杭間部	72
4.4.2	R C防潮壁部	75
4.5	解析モデル及び諸元	77
4.6	評価方法	77
4.6.1	杭間部	77
4.6.2	R C防潮壁部	79
5.	耐震評価結果	81
5.1	杭間部	81
5.1.1	地震応答解析結果	81
5.1.2	耐震評価結果	128
5.2	R C防潮壁部	138
5.2.1	断面力計算結果	138
5.2.2	耐震評価結果	142
5.3	まとめ	145

1. 概要

本資料は、添付資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水枡が設計用地震力に対して十分な構造健全性を有することを説明するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の2つの構造形式に区分される。

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

構内排水路（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

集水枡は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水枡（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水枡（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水枡（以下、「入口側集水枡」という。）と堤外側で接続する集水枡（以下、「出口側集水枡」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水枡に設置する。

出口側集水枡に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。

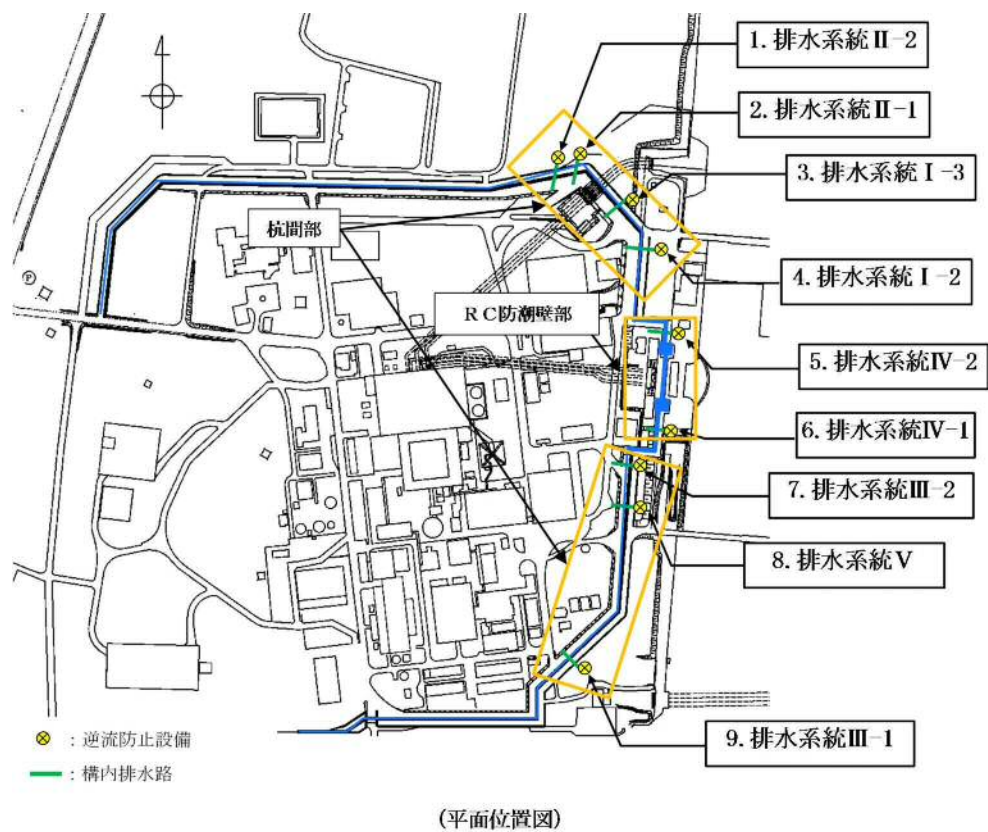


図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造概要

出口側集水枡（杭間部）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また、集水枡（R C 防潮壁部）及び貫通部排水管 R C 底版の構造概要図を図 2.2-2 に示す。

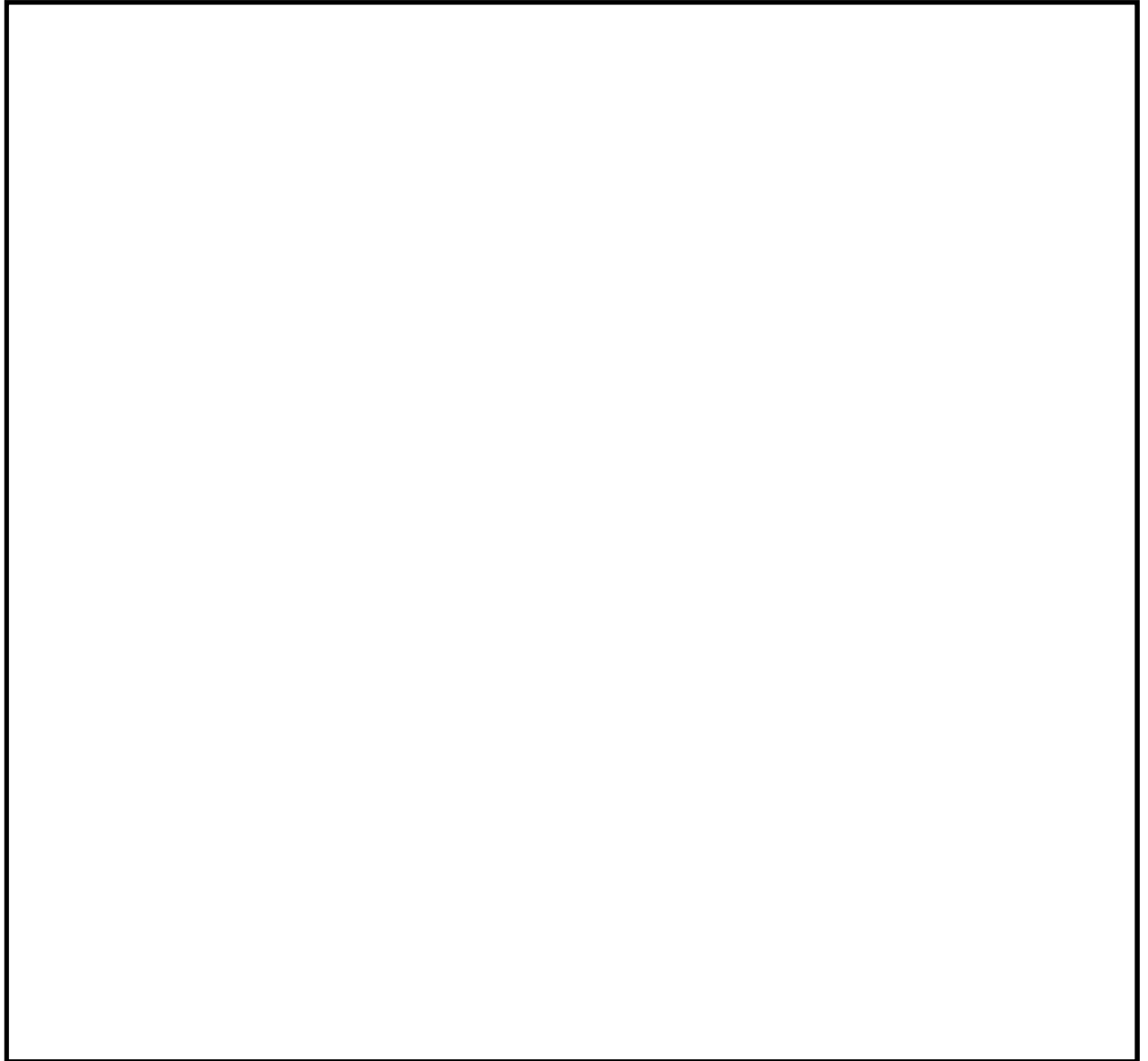


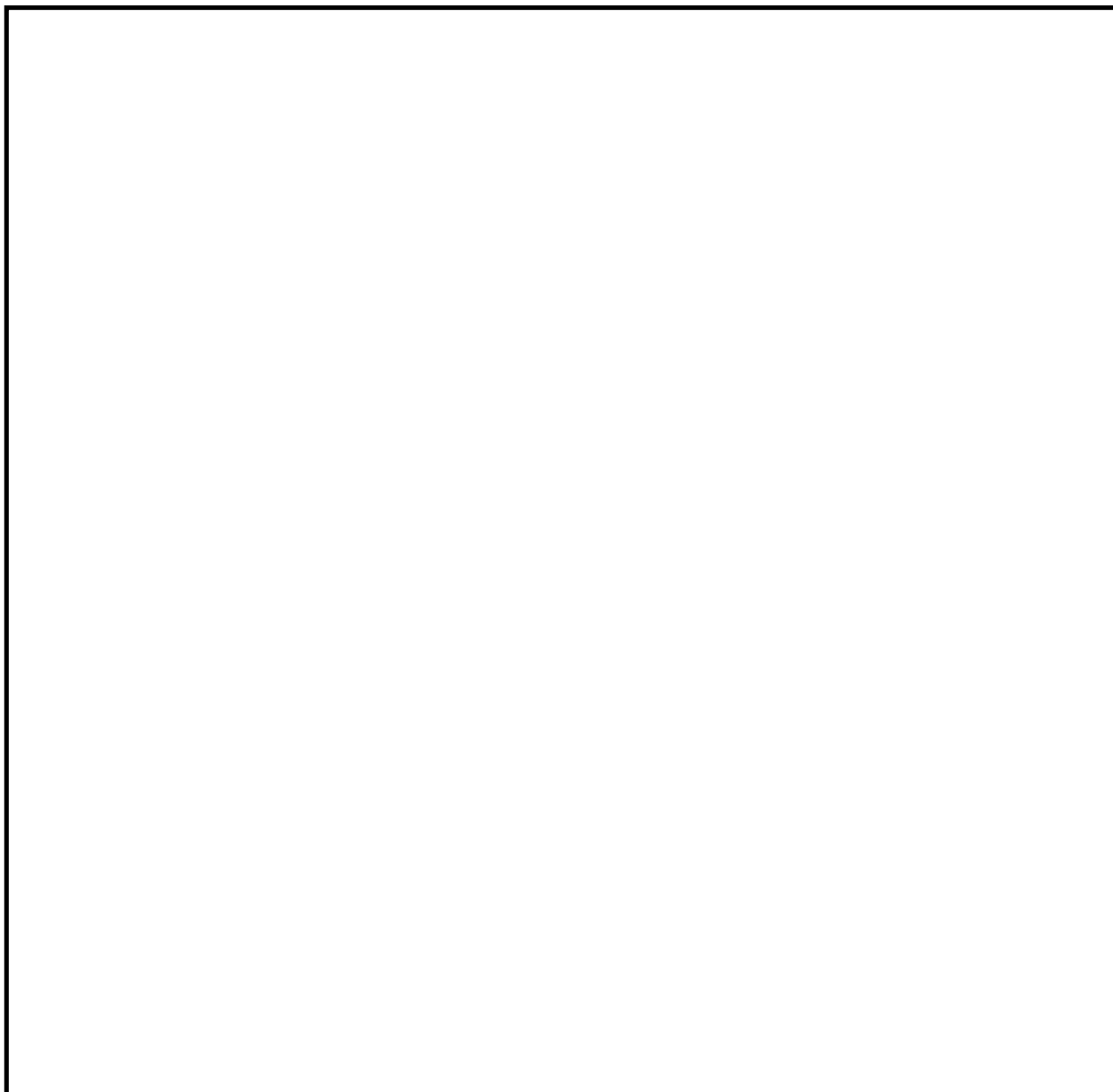
図 2.2-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I-2)



(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

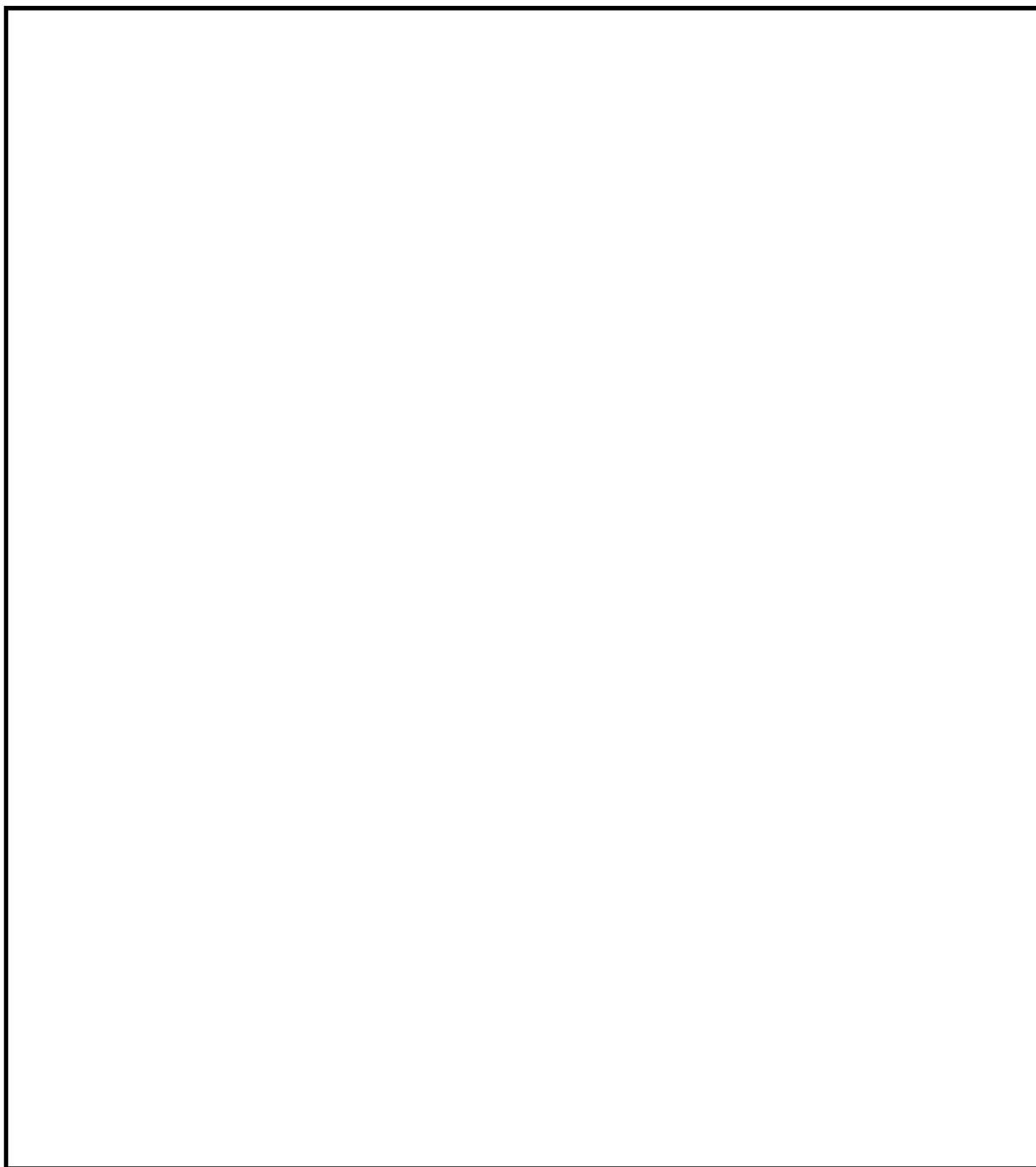
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

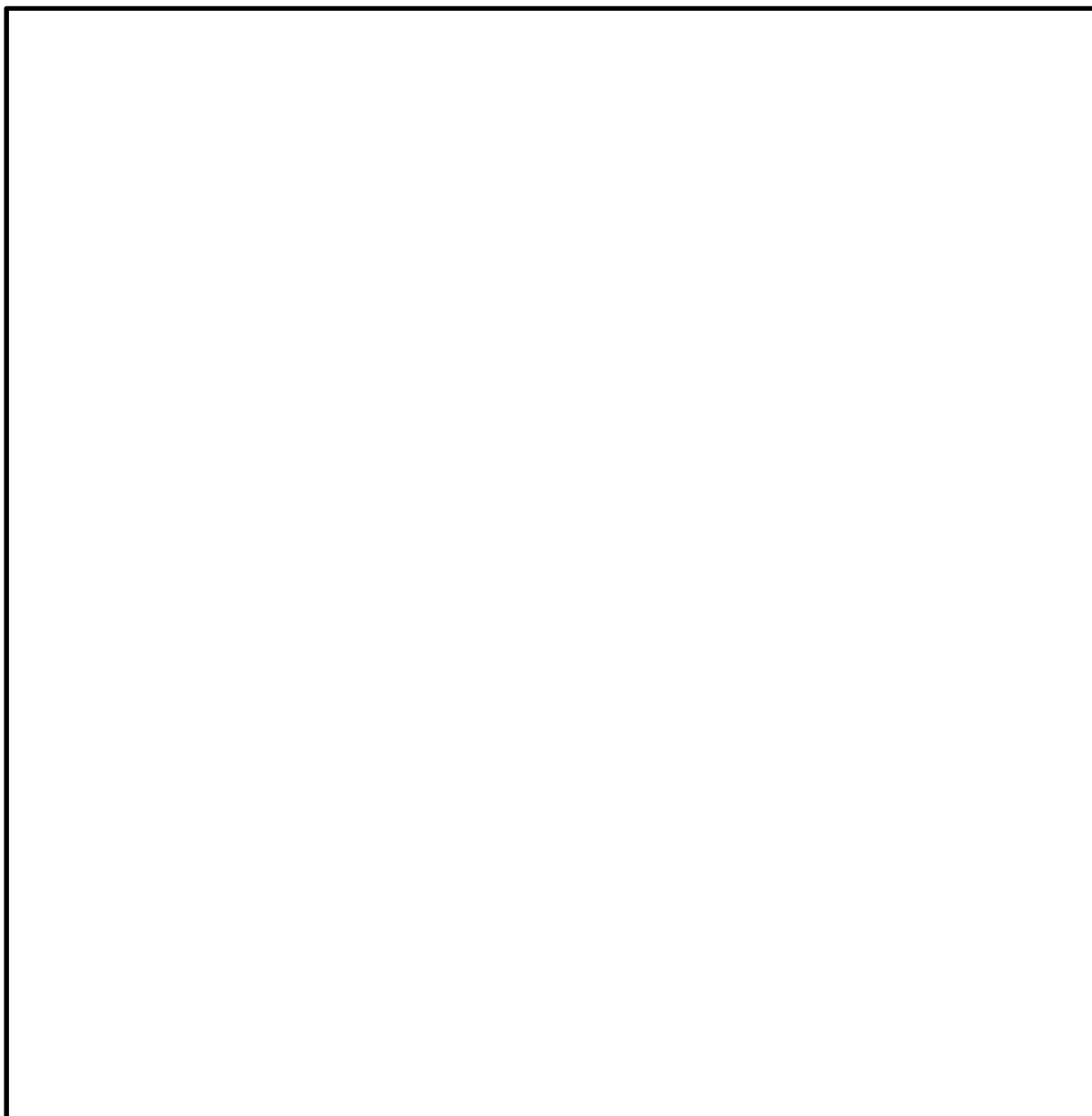


図 2.2-2 集水枡（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

2.3 評価方針

出口側集水桁の評価においては、地震応答解析により得られる応答値を用いて各々の耐震評価を行う。

地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

津波防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

2.3.1 杭間部

出口側集水桁（杭間部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

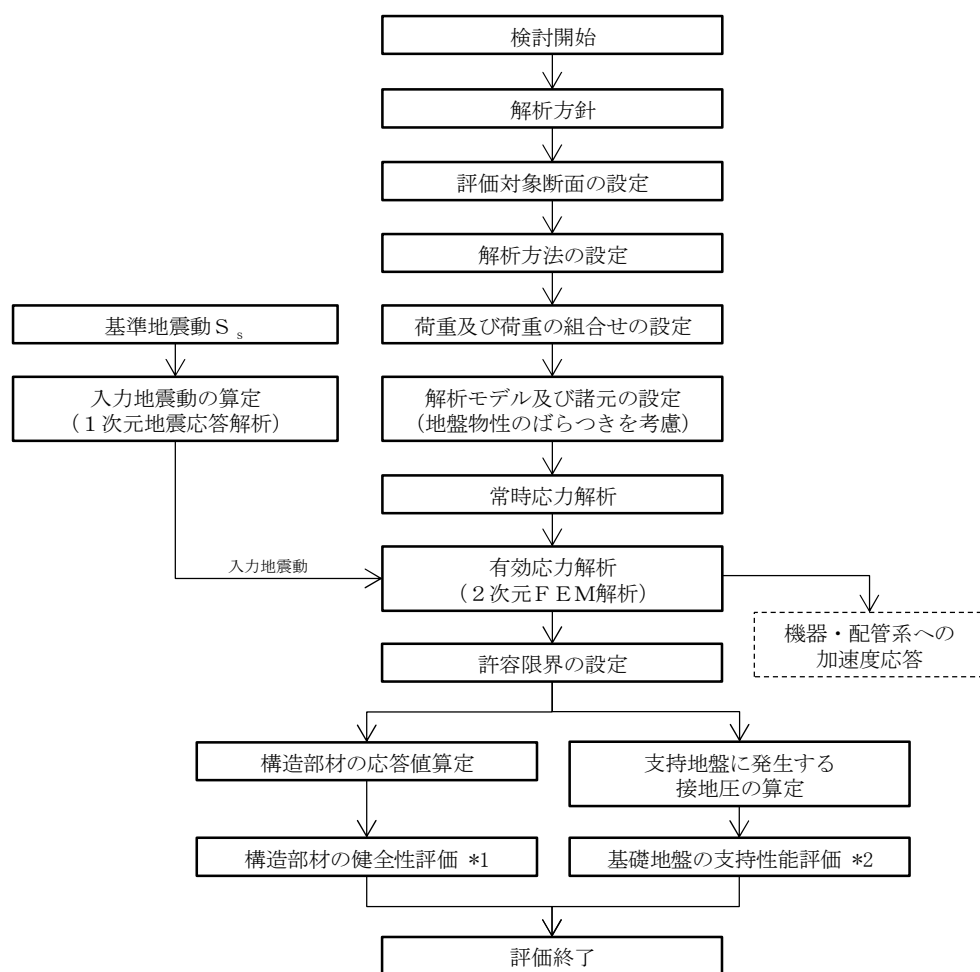
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

集水桁の耐震評価フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 出口側集水桁（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桁（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3-2 出口側集水柵（杭間部）の耐震評価フロー

2.3.2 R C防潮壁部

出口側集水枡（R C防潮壁部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

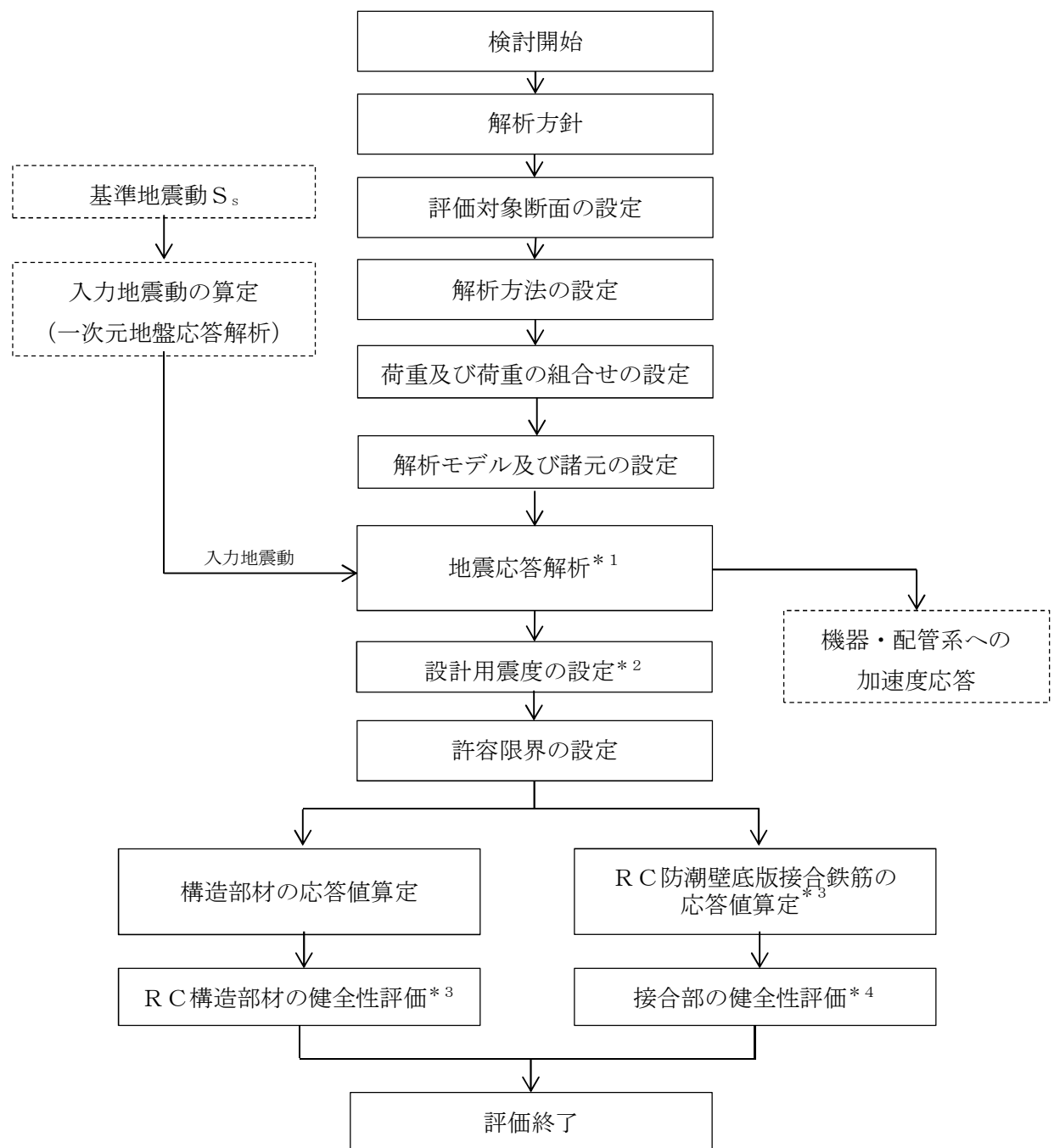
構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡（R C防潮壁部）の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから、底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡（R C防潮壁部）の耐震評価フローを図 2.3.2-2 に示す。

表 2.3.2-1 出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水枡（R C防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の支持性能	R C防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水枡（R C防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



注記 *1：地盤応答解析は、「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明書」の地震応答解析結果を用いる。

*2：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

*3：RC構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*4：RC防潮壁底板接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3.2-2 出口側集水枡（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成 24 年 3 月）	・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

3.1.1 杭間部

出口側集水枡（杭間部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

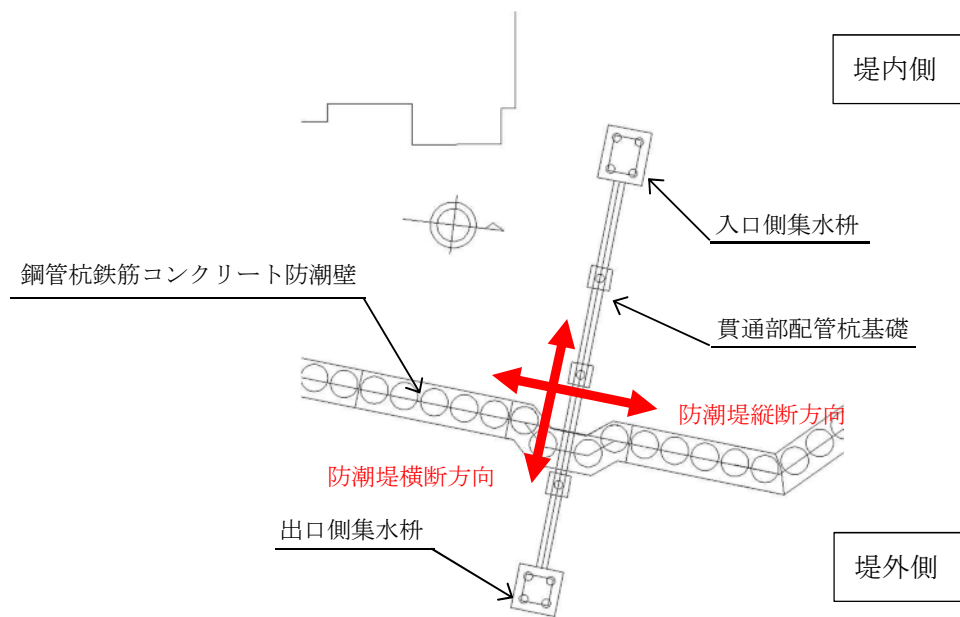


図 3.1.1-1 構内排水路逆流防止設備平面図

評価対象断面は、出口側集水枡及び鋼管杭に影響を与える津波波圧及び地盤変位が大きいと考えられる排水系統Ⅰ-2の断面とする。評価対象断面の選定結果を表 3.1.1-1 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 3.1.1-1 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水橋 底版上面標高	構内排水路逆流防 止設備設置 標高 (下端)	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	○	最大せん断ひずみ及び最大曲げモー メントが大きいため、評価対象 断面に選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +0.9 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面に比べて、最大 せん断ひずみ及び最大曲げモーメ ントが小さいため、評価対象断面 に選定しない。
Ⅱ-1	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.4 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。
Ⅱ-2	Ⅳ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +15.4 m	T.P. +1.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統 I-2 断面、排水系統 I-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め、評価対象断面としない。

注記 *：「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

表 3.1.1-1 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	出口側集水枡 底板上面標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	－	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め，評価対象断面としない。
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.6 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	－	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め，評価対象断面としない。
V	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +4.5 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	－	排水系統Ⅰ-2 断面，排水系統Ⅰ-3 断面に比べて津波波圧が小さいた め，評価対象断面としない。

注記 *：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

構内排水路逆流防止設備の加速度応答を抽出する評価対象断面は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面②とする。

排水系統Ⅰ－Ⅱの断面位置を図3.3.1-2に示す。また、排水系統Ⅰ－Ⅱの断面図を図3.3.1-3に示す。

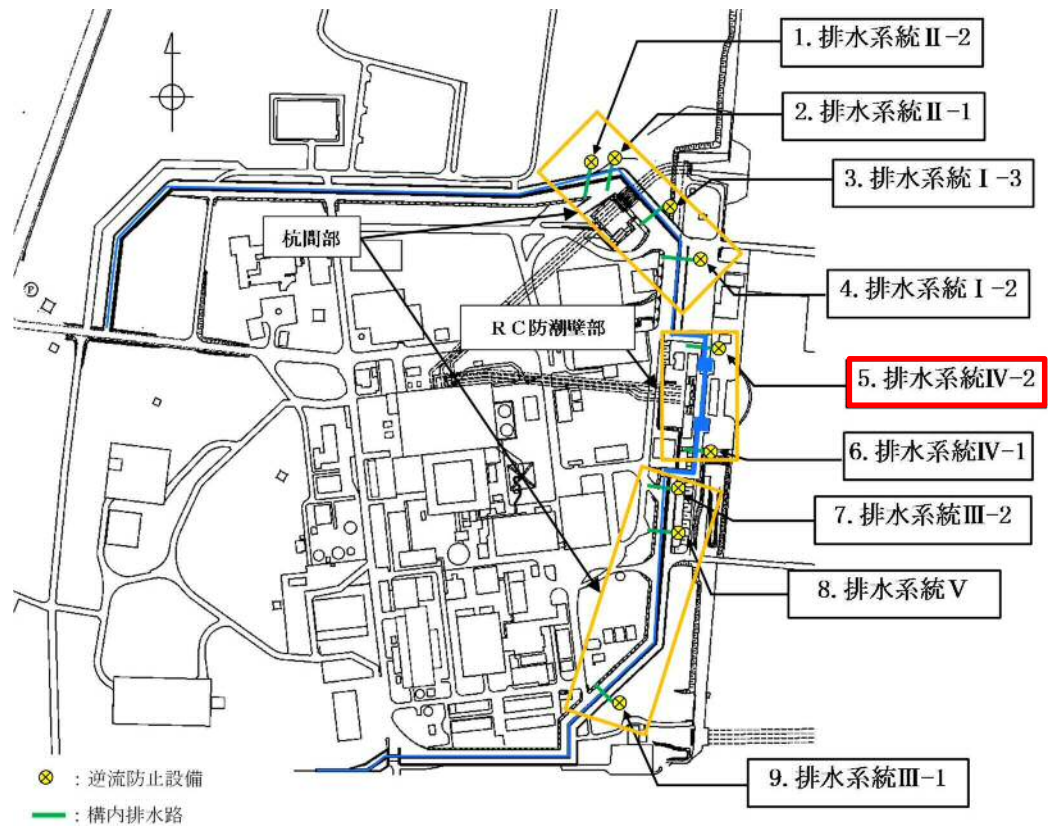


図3.3.1-2 構内排水路逆流防止設備の配置及び地震応答解析断面位置図

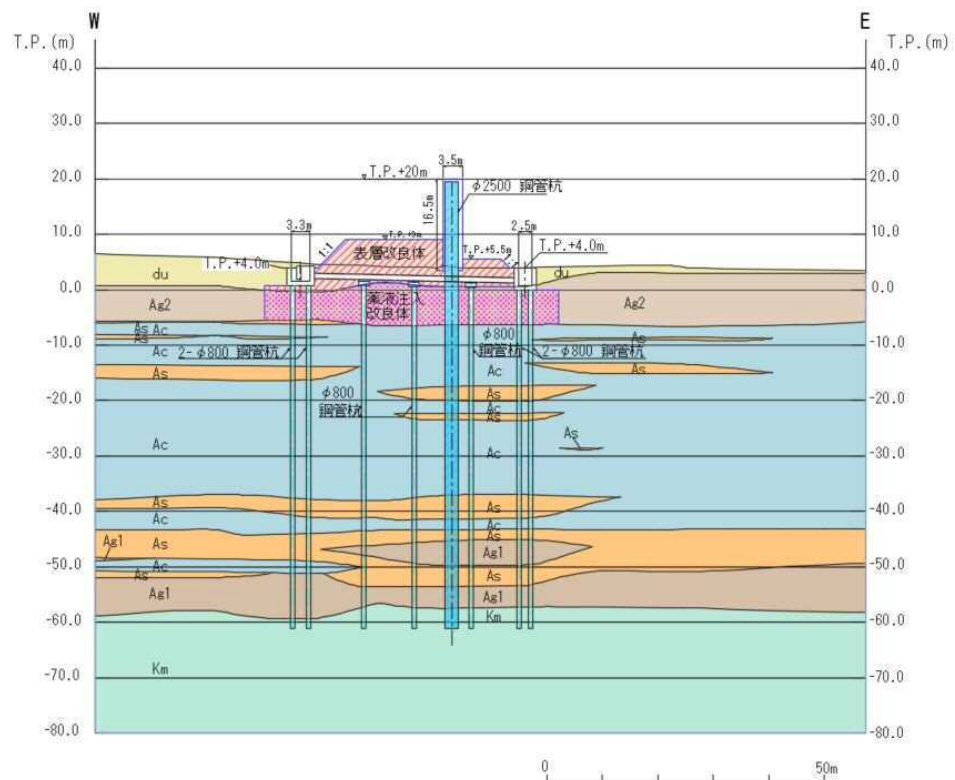


図3.3.1-3 評価対象断面図（排水系統Ⅰ－Ⅱ）

3.1.2 RC防潮壁部

出口側集水枡（RC防潮壁部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、RC防潮壁側を固定支持とする片持ち梁モデルにて評価すること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

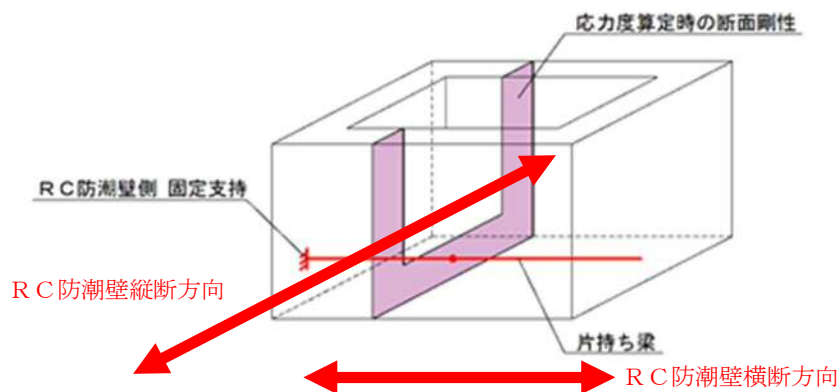


図 2.5-2 片持ち梁モデル図

評価対象断面は、排水管がRC防潮壁基礎を貫通する2つの経路のうち、各地震応答解析結果の応答値より得られる設計震度が大きい排水系統Ⅳ-1を選定する。評価対象断面の選定結果を表3.1.2-1に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 3.1.2-1 評価対象断面の選定結果（R C防潮壁部）

断面 (排水 系統)	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	・ R C 防潮壁と 一体構造である。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが、排水系統IV-2 に比べて第四紀層が薄く堆積し、設計震度が大きいため評価対象断面とする。
IV-2	・ R C 防潮壁と 一体構造である。	T.P. +17.9 m	T.P. +2.7 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統IV-1 と同一構造であるが、排水系統IV-1 に比べて第四紀層が厚く堆積し、設計震度が小さいため評価対象断面としない。

排水系統Ⅳ－２ の断面位置を図 3.1.2－1 に示す。また、排水系統Ⅳ－２ の断面図を図 3.1.2－2 に示す。

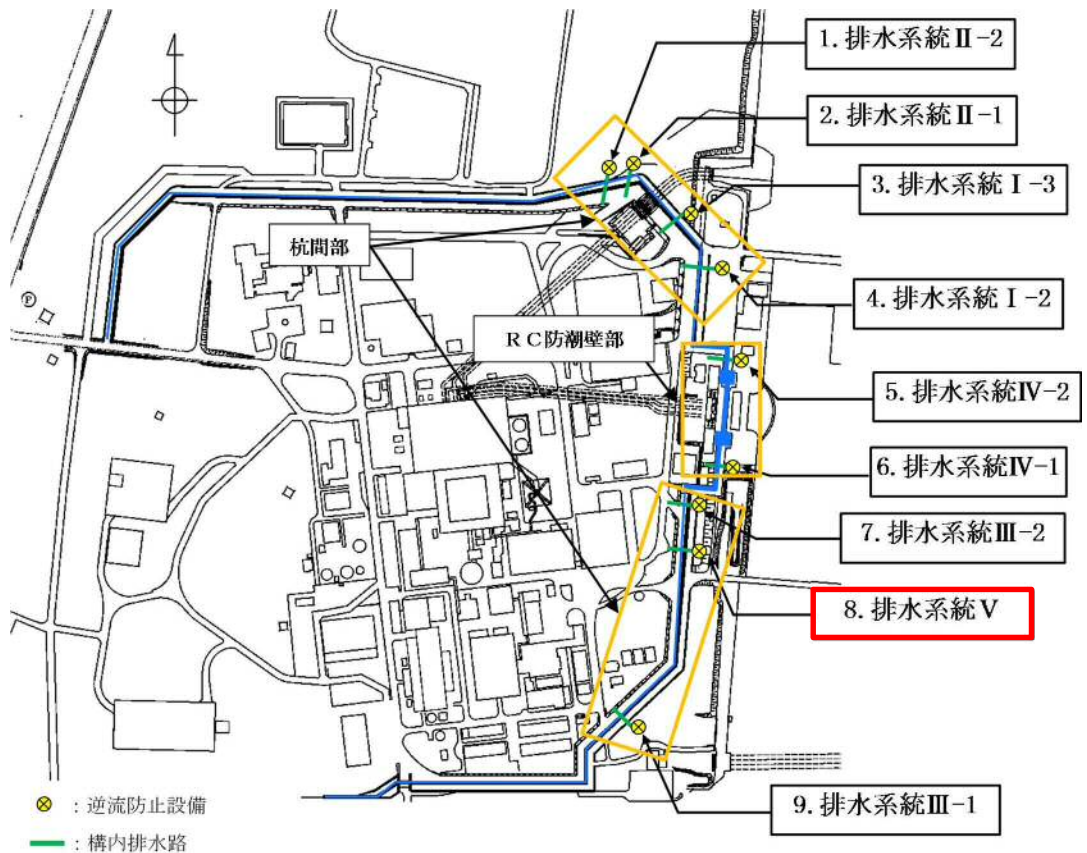


図 3.1.2－1 構内排水路逆流防止設備の配置及び評価対象断面位置図

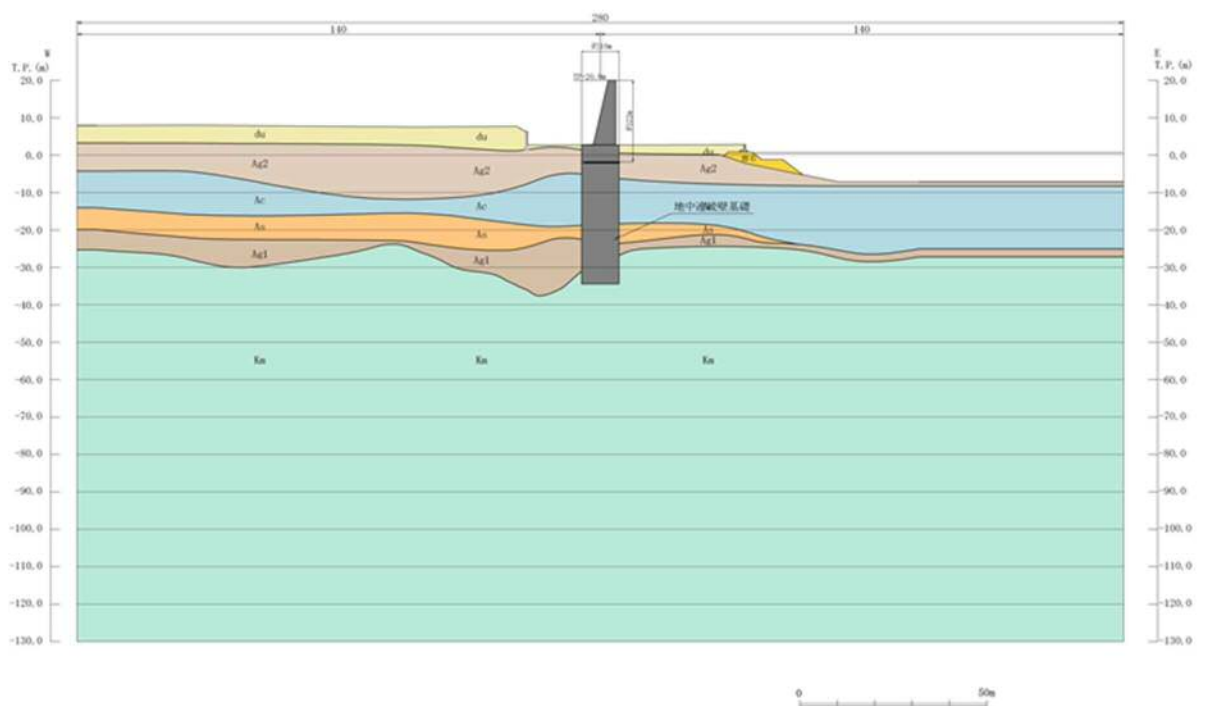


図 3.1.2－2 評価対象断面図（排水系統Ⅳ－１）

3.2 解析方法

3.2.1 杭間部

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：V-5-10）に示す。

図 3.2.1-1 に出口側集水枡（杭間部）の地震応答解析フロー図を示す。

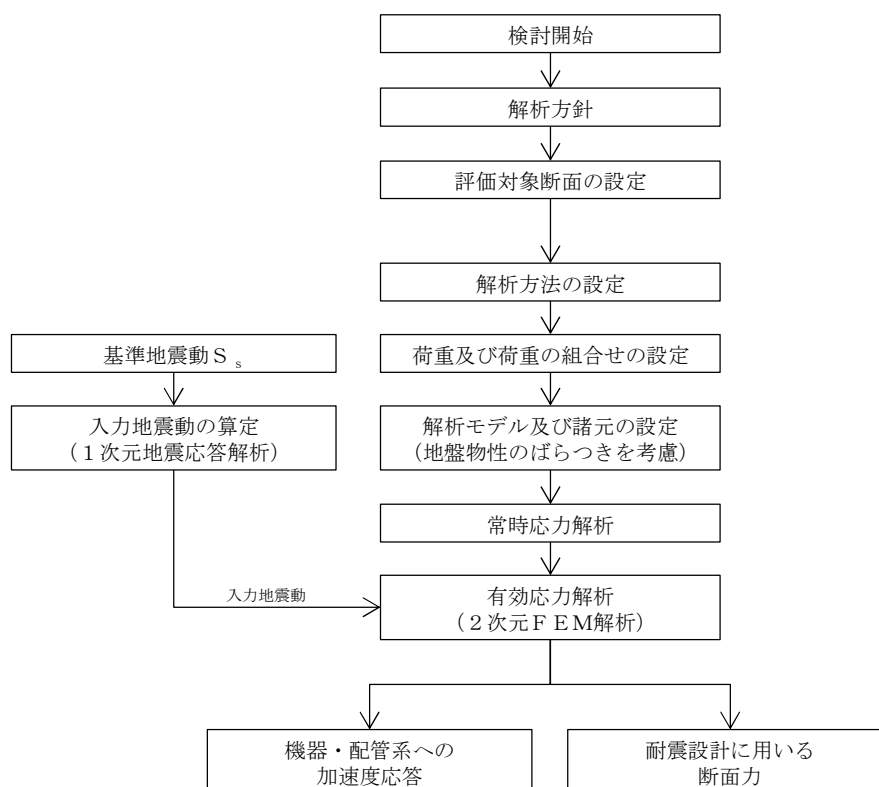


図 3.2.1-1 出口側集水枡（杭間部）の地震応答解析フロー

(1) 地震応答解析手法

出口側集水枡（杭間部）の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭及び鉄筋コンクリート防潮壁は線形梁要素によりモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2.1-1 に示す。

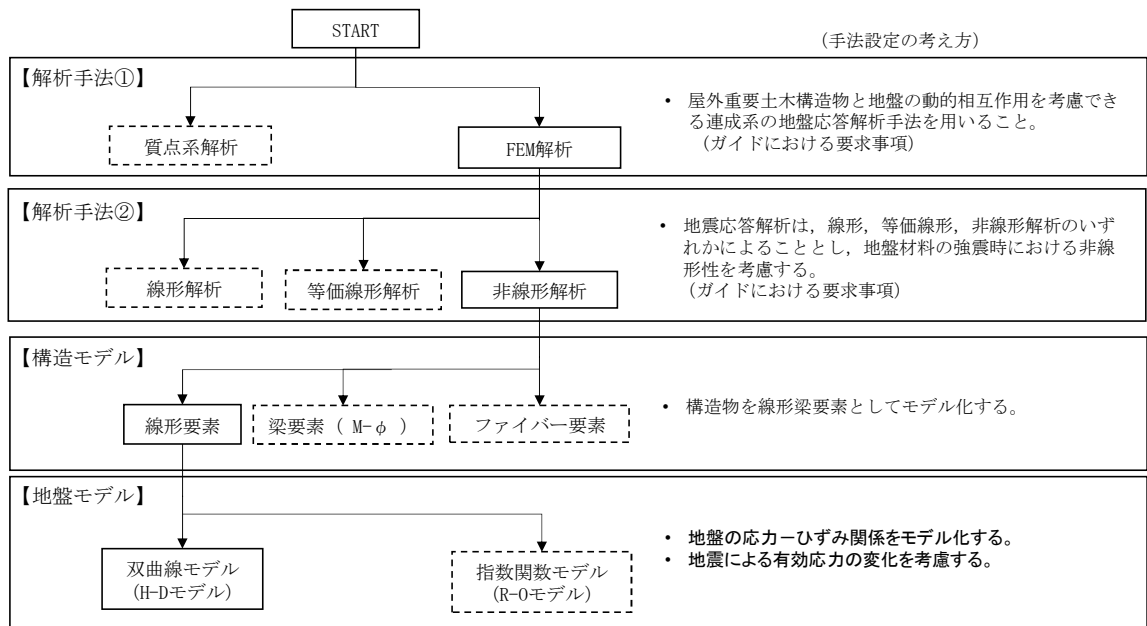


図 3.2.1-2 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

(2) 構造部材

鋼管杭は、線形梁要素でモデル化する。集水枡の底版及び縦断面に垂直な側壁を線形梁要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

(3) 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(4) 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.2.2 R C防潮壁部

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

図 3.2.2-1 に出口側集水枡（R C防潮壁部）の地震応答解析フロー図を示す。

集水枡の地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。なお、応答値の算出には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

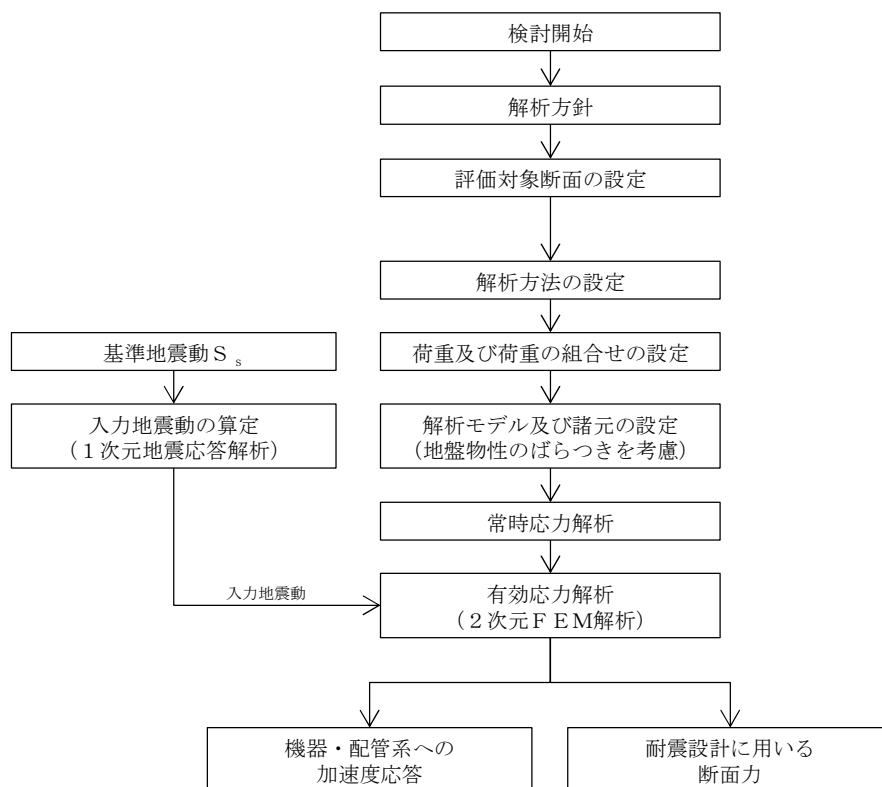


図 3.2.2-1 出口側集水枡（R C防潮壁部）の地震応答解析フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

集水枡の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

出口側集水枡の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、集水枡内の静水圧による荷重を考慮する。また、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は考慮しない。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表 3.3.3-1 及び表 3.3.3-2 に、荷重概念図を図 3.3.3-1 示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s$

G：固定荷重 P：積載荷重

K_s ：地震荷重 P_s ：積雪荷重

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・静水圧を考慮する。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・内水による動水圧を考慮する。

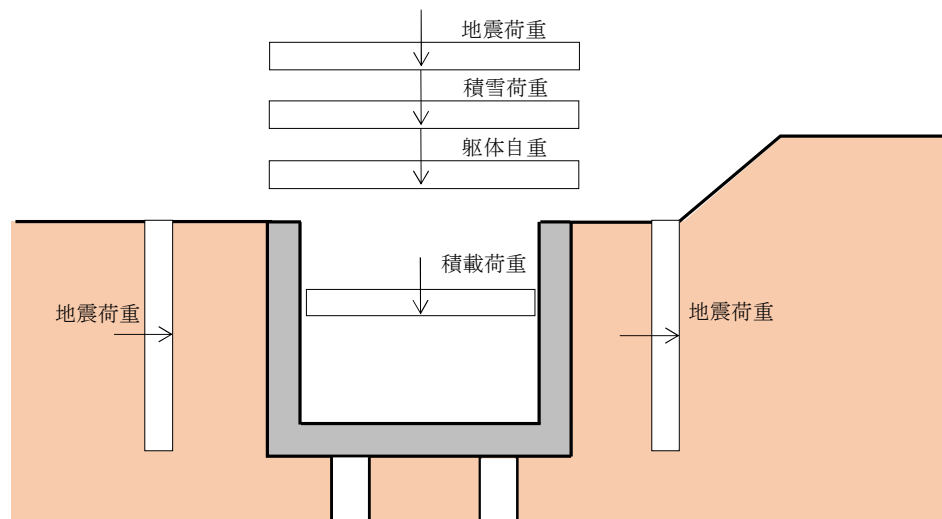


図 3.3.3-1 荷重概念図

(2) R C防潮壁部

荷重の組合せを表 3.3.3-3 に示す。

表 3.3.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_a による水平及び鉛直同時加振する。
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

3.4 入力地震動

3.4.1 杭間部

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.4.1-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4.1-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver.6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：V-5-25）に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向およびEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

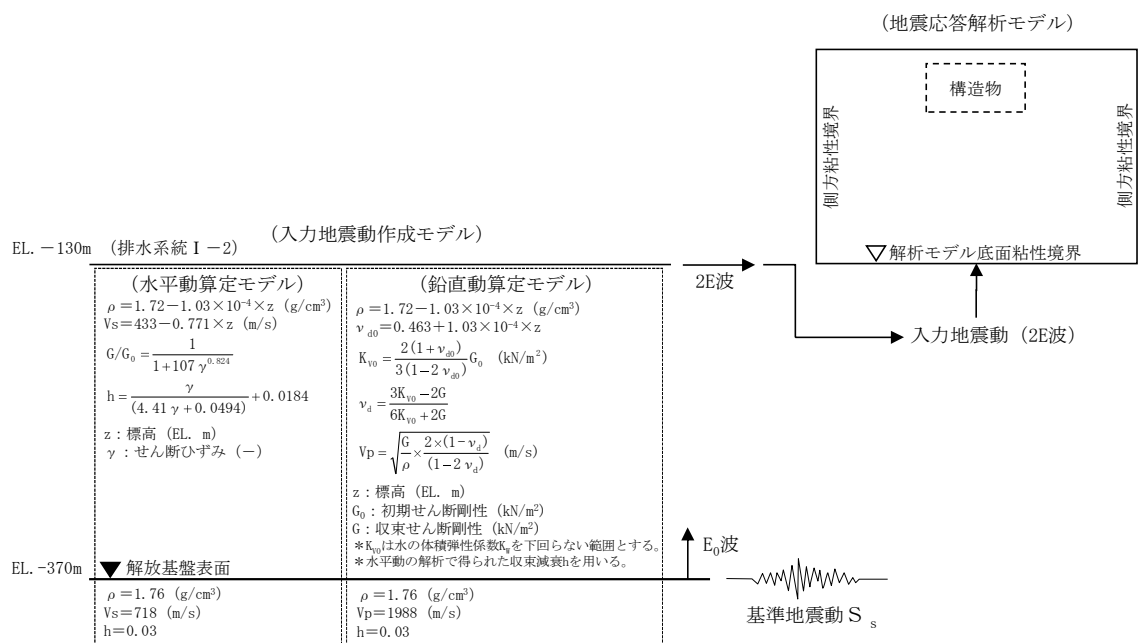
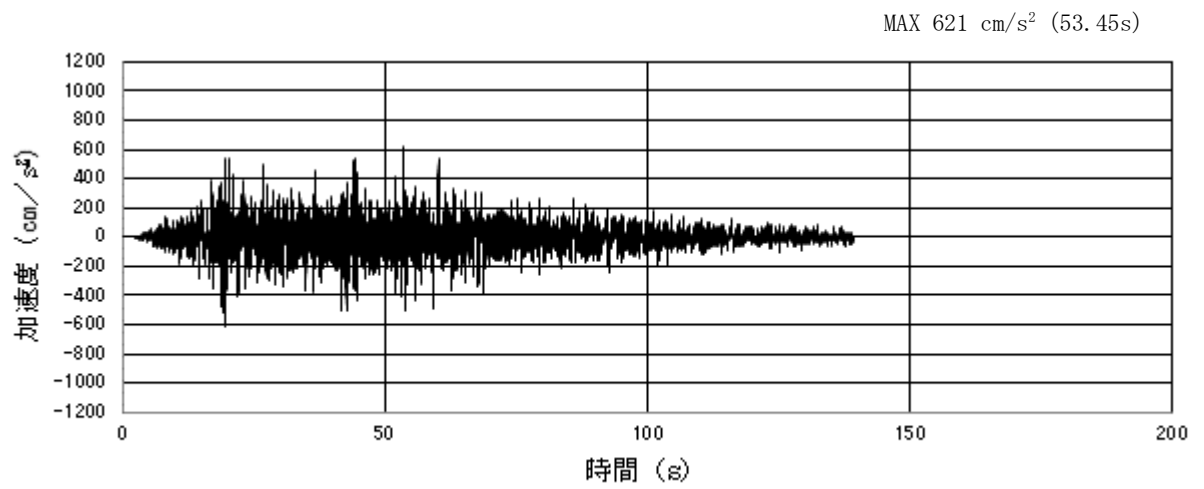
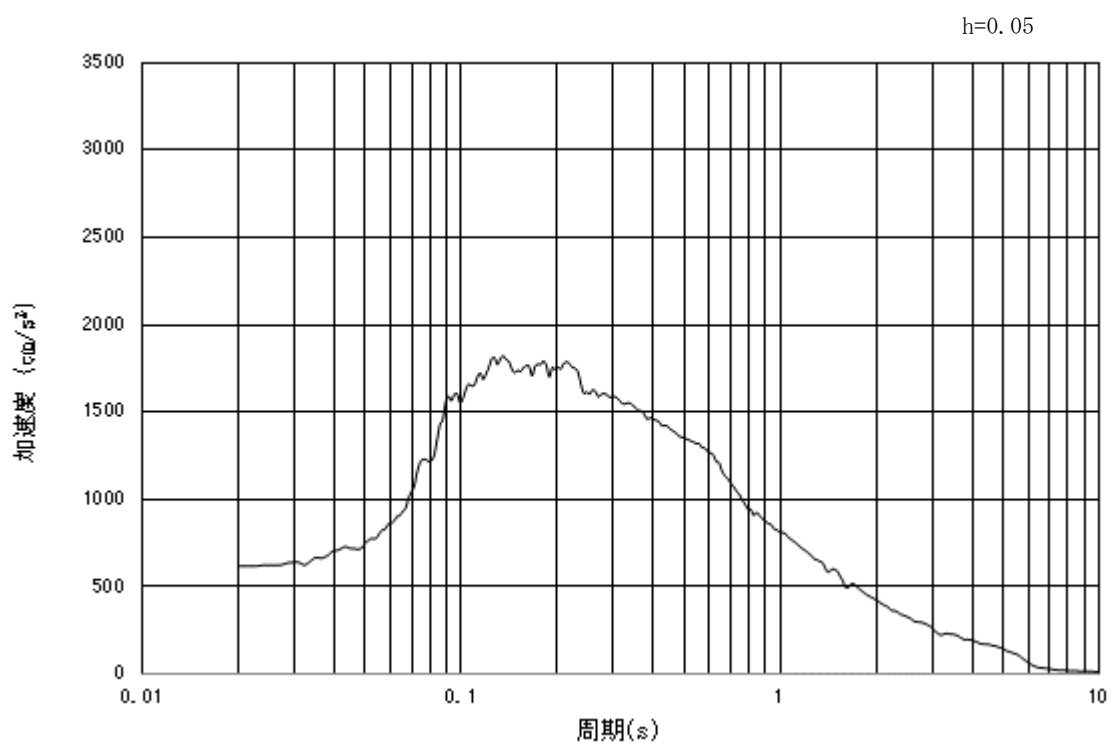


図 3.4.1-1 入力地震動算定の概念図

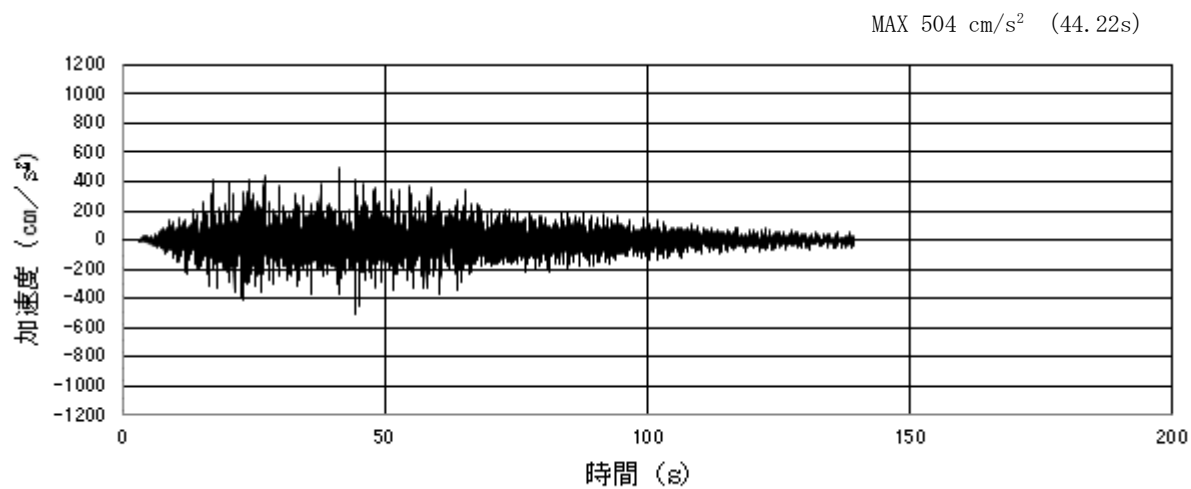


(a) 加速度時刻歴波形

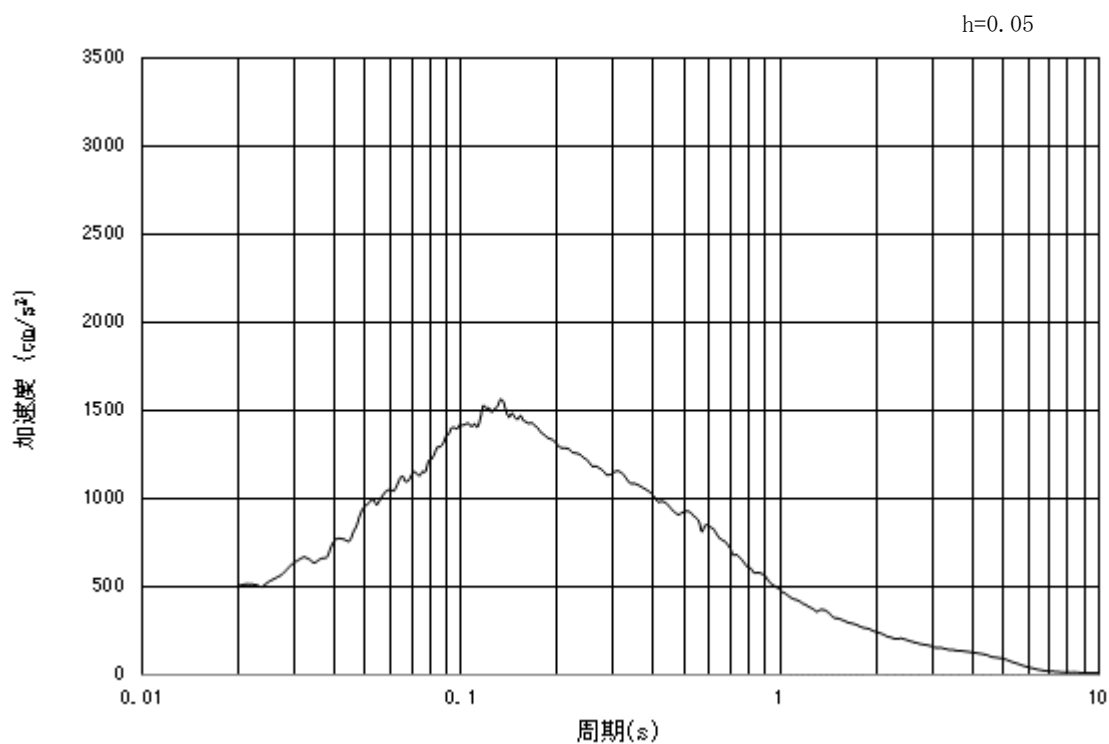


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D1)

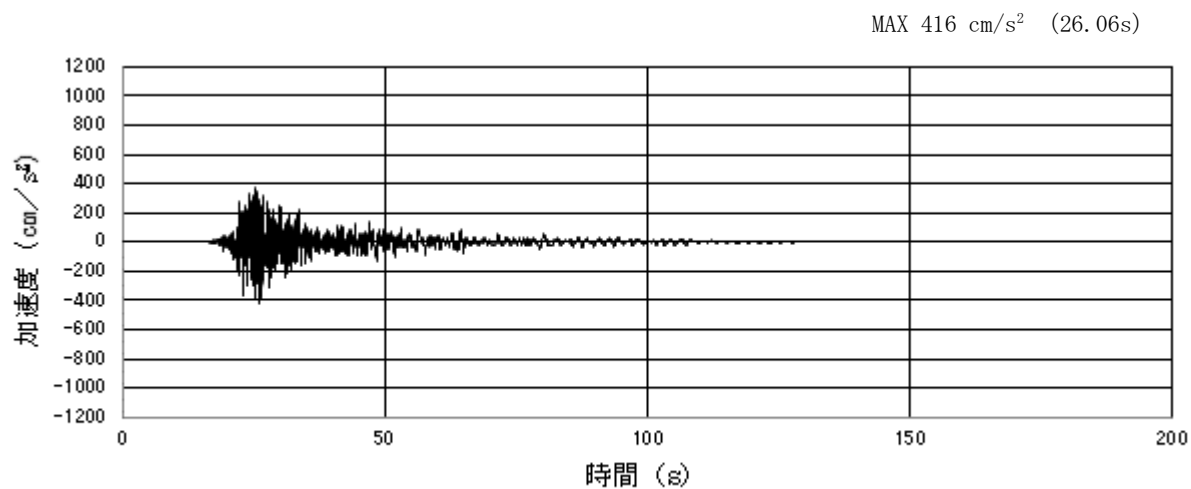


(a) 加速度時刻歴波形

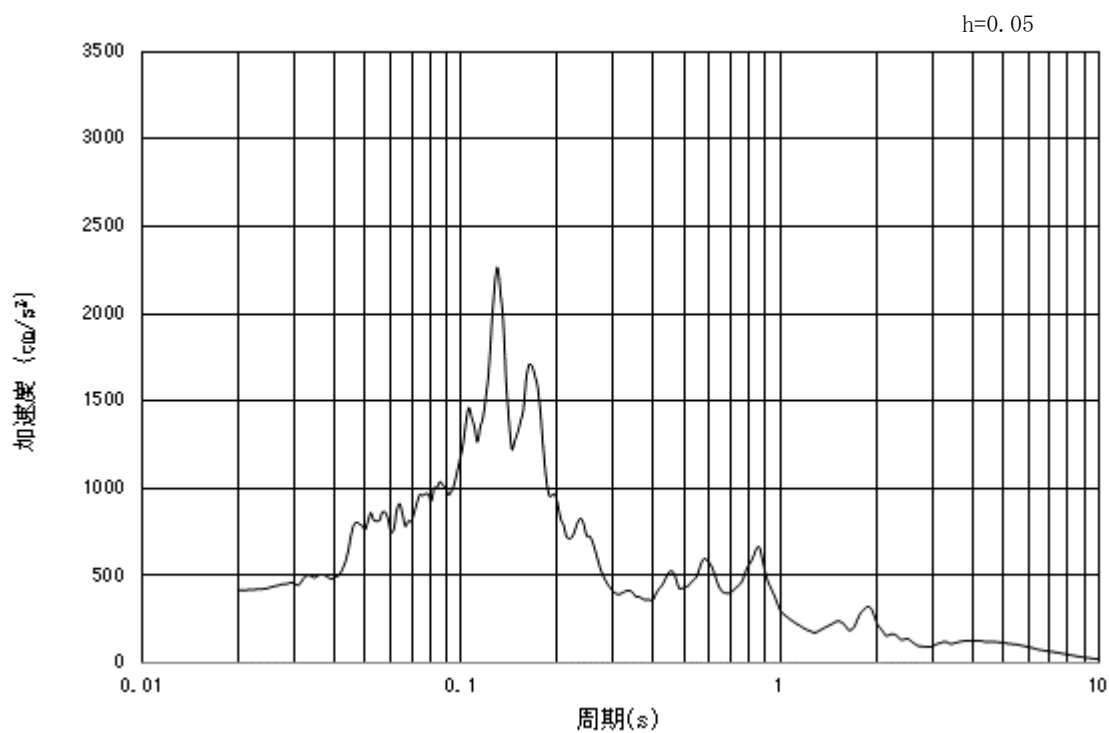


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - D1$)

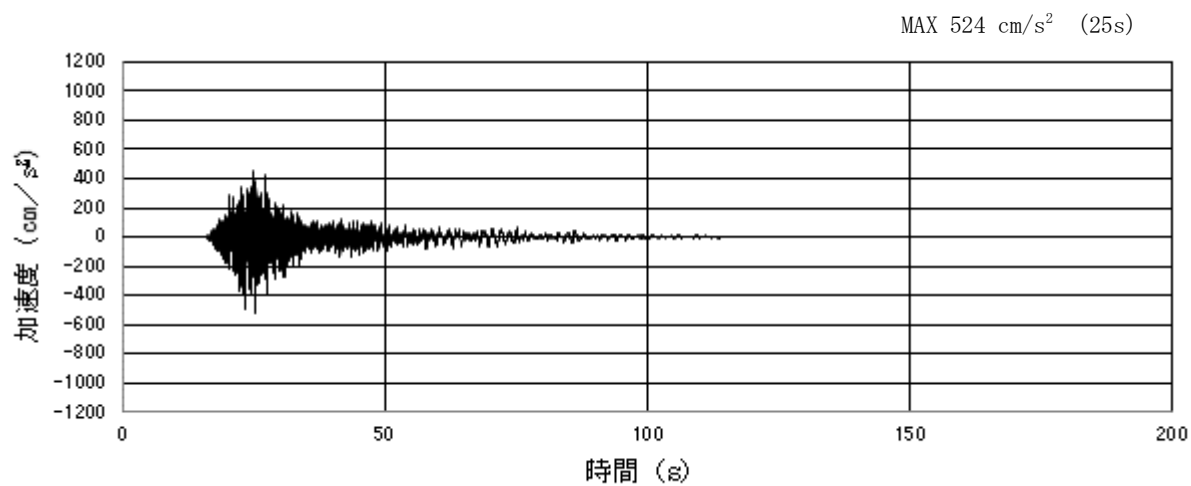


(a) 加速度時刻歴波形

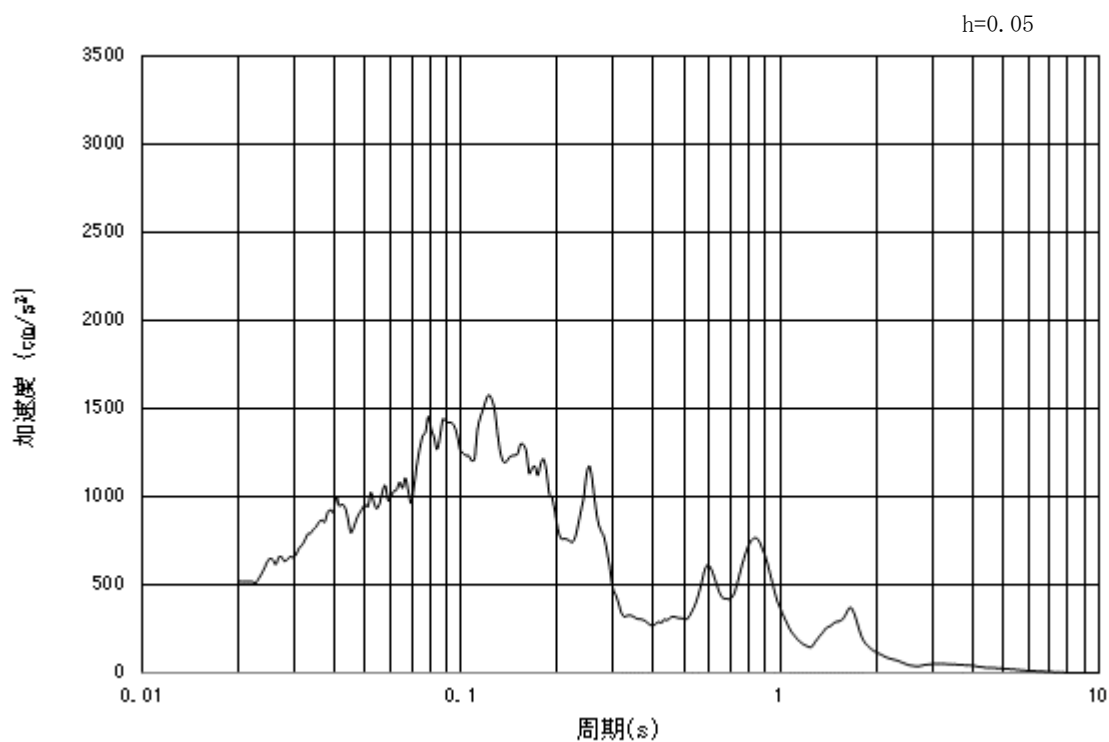


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

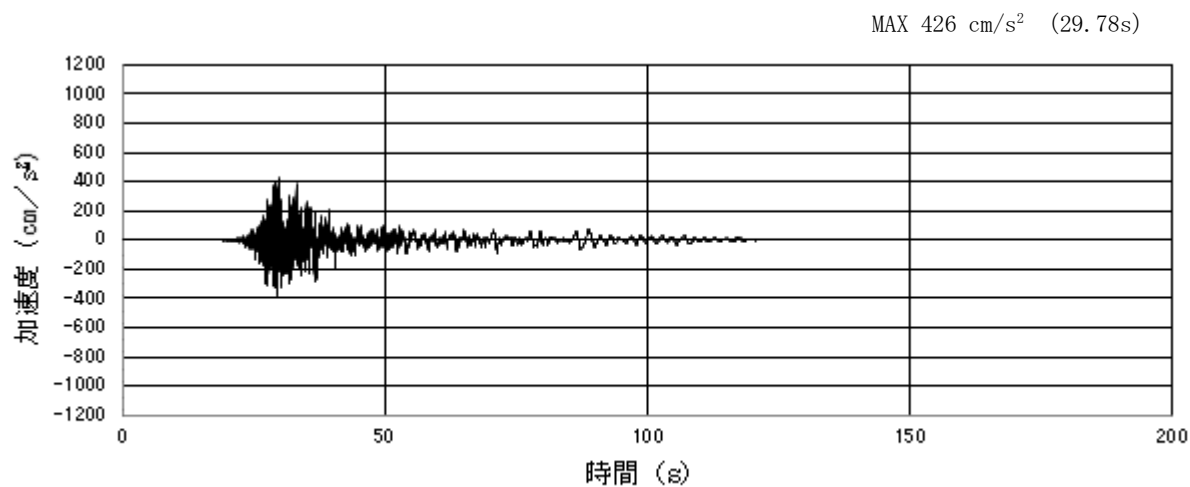


(a) 加速度時刻歴波形

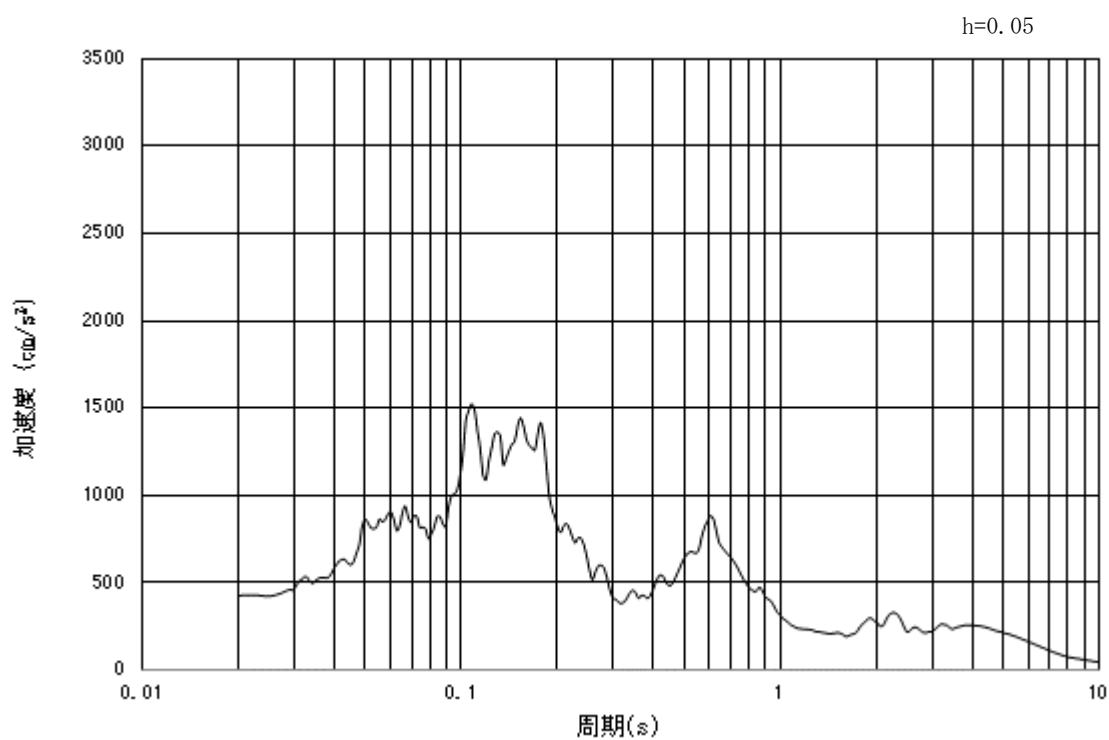


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 1.1$)

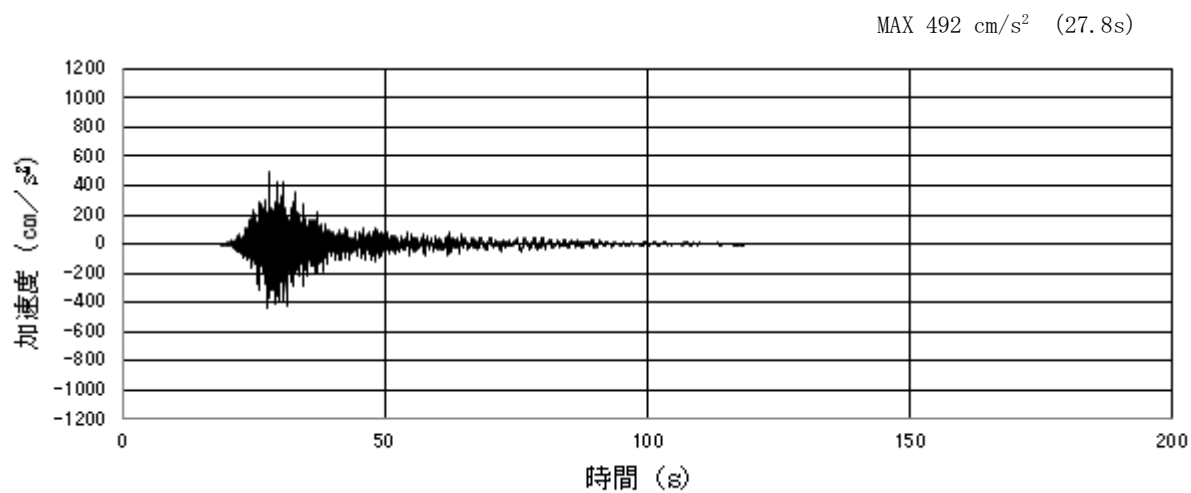


(a) 加速度時刻歴波形

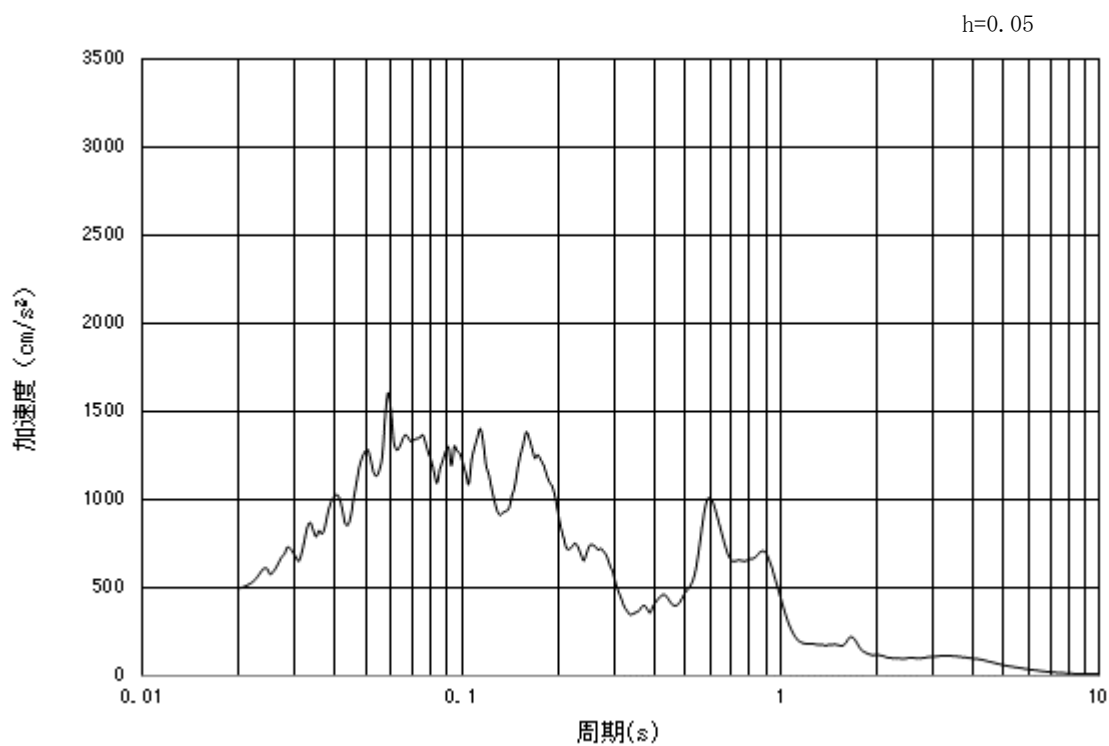


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 12$)

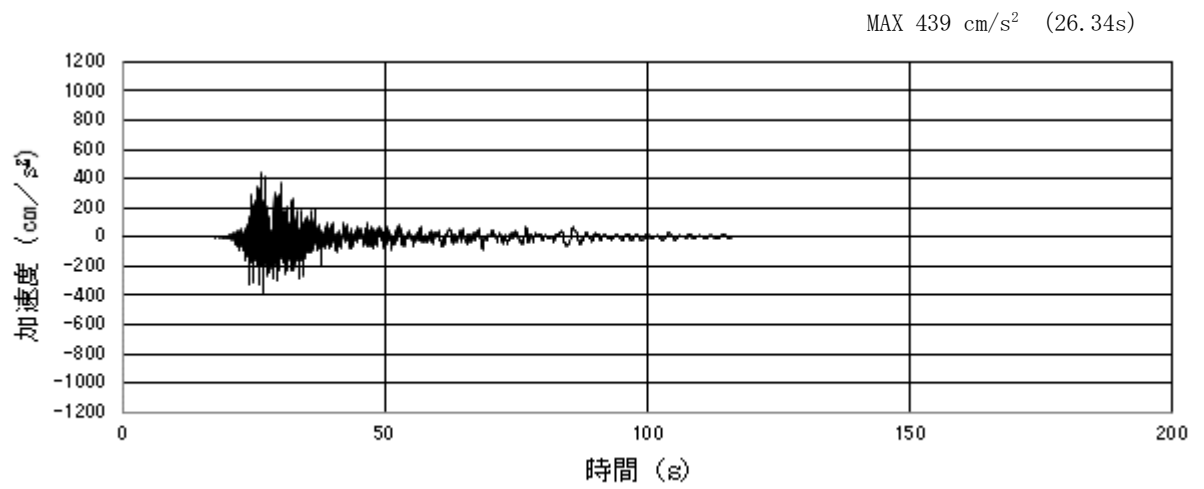


(a) 加速度時刻歴波形

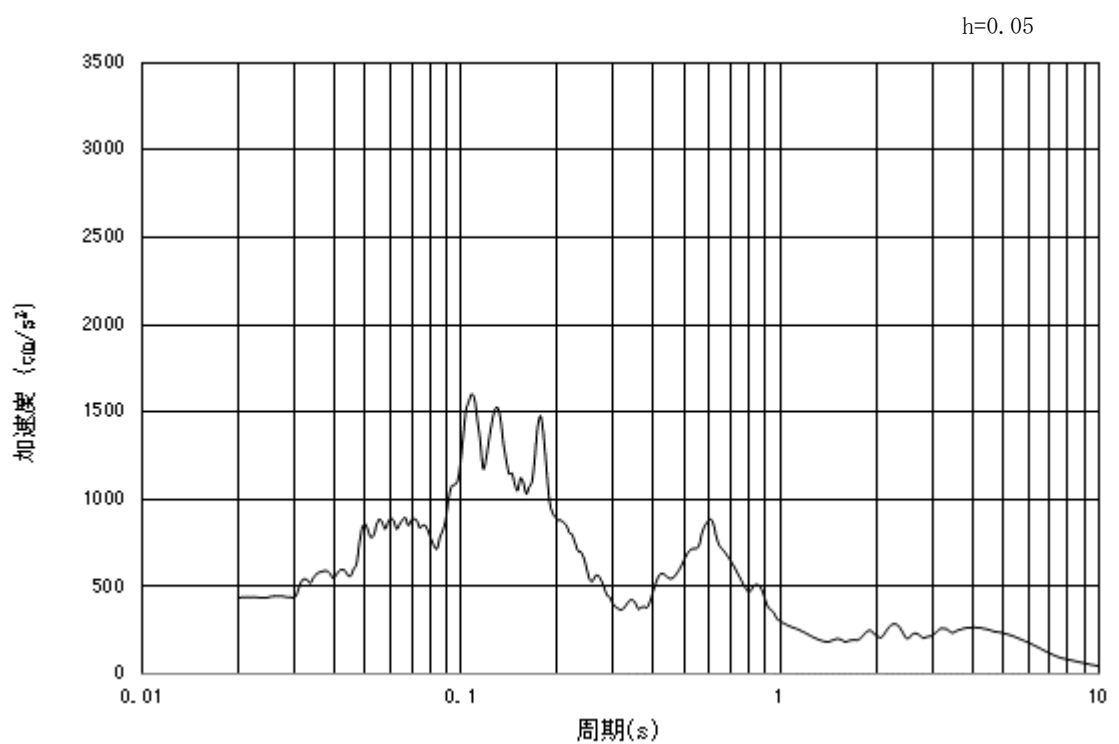


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 12$)

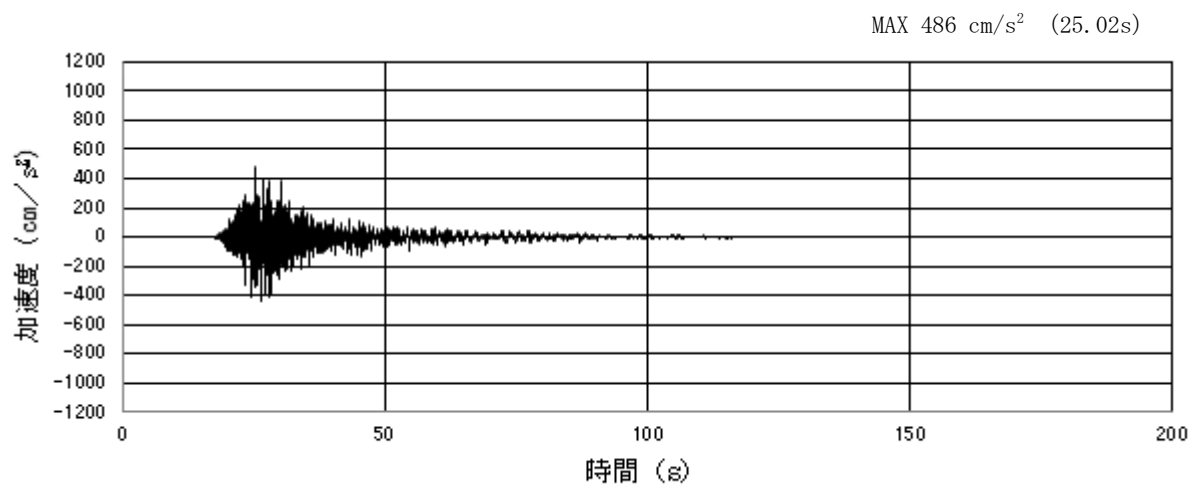


(a) 加速度時刻歴波形

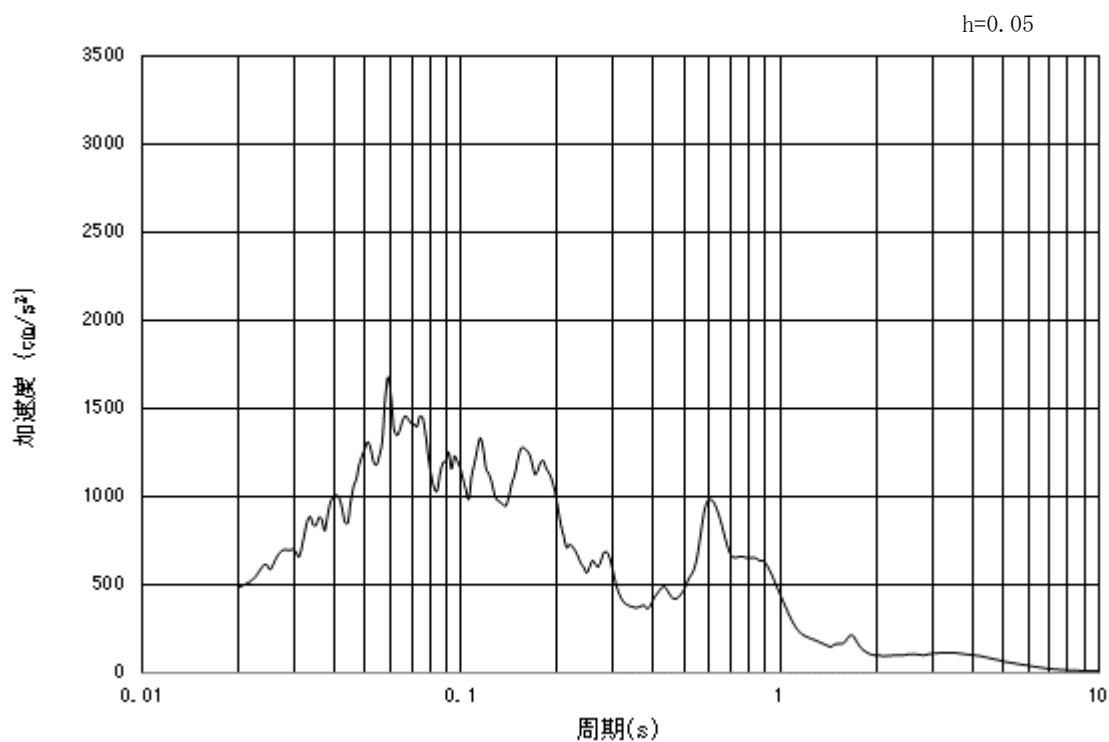


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.3$)

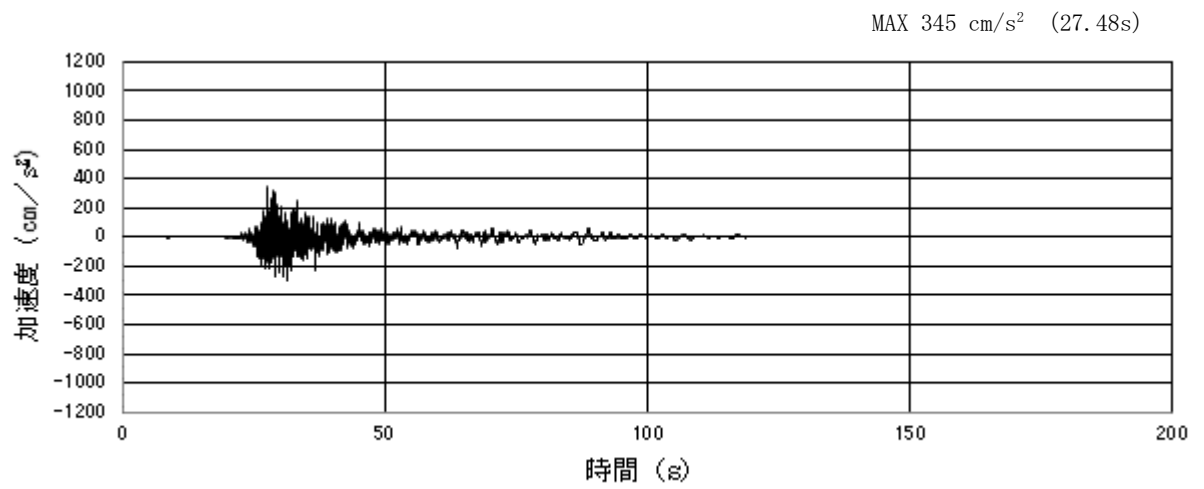


(a) 加速度時刻歴波形

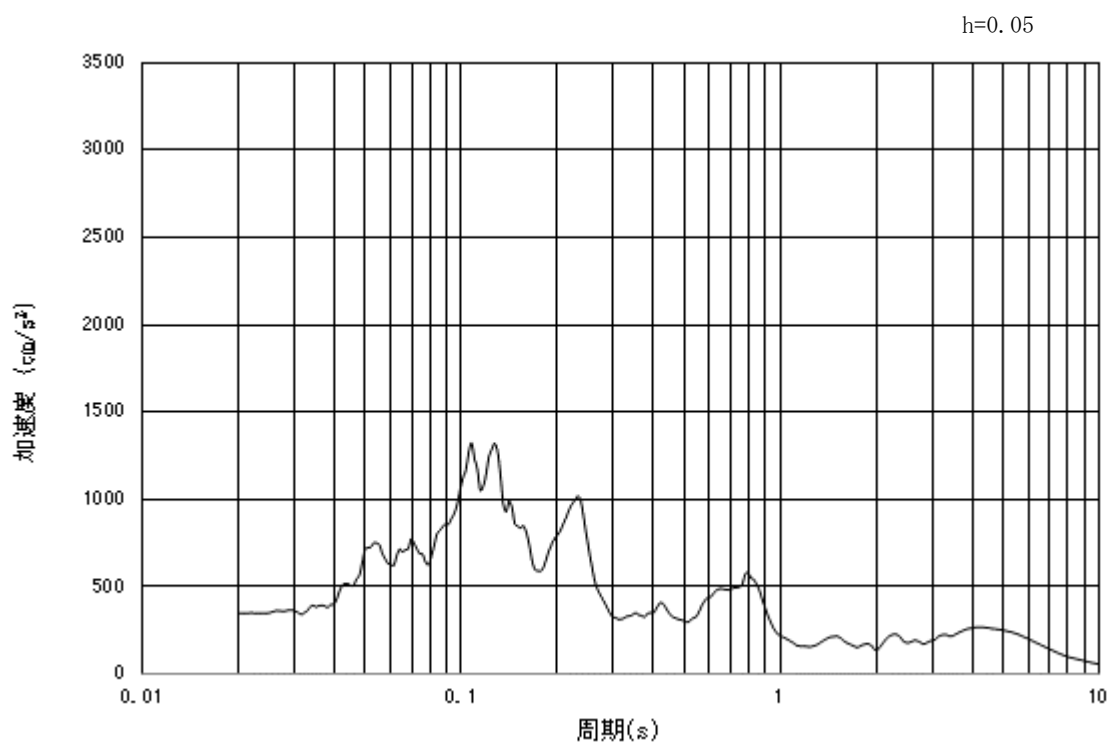


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 13$)

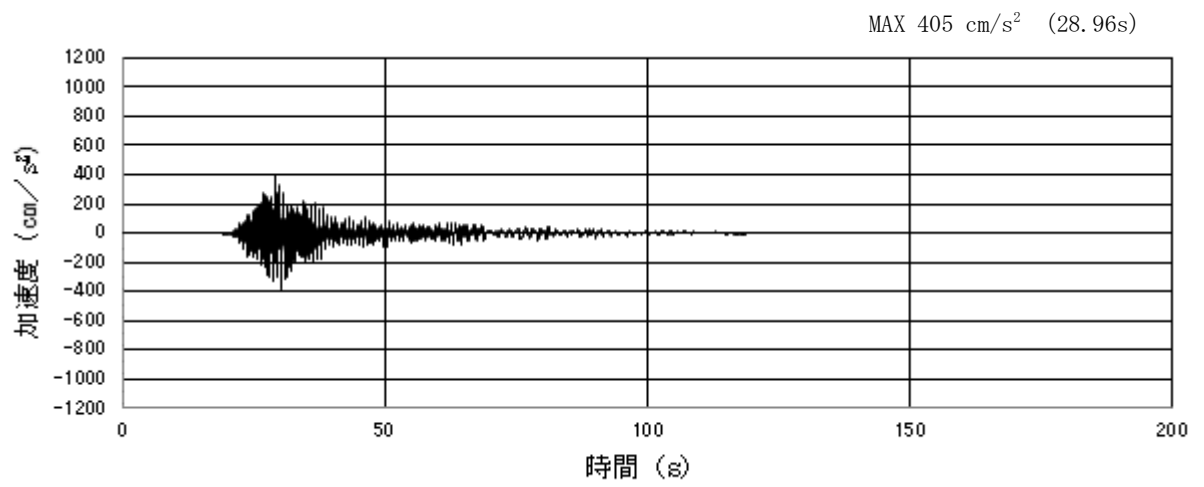


(a) 加速度時刻歴波形

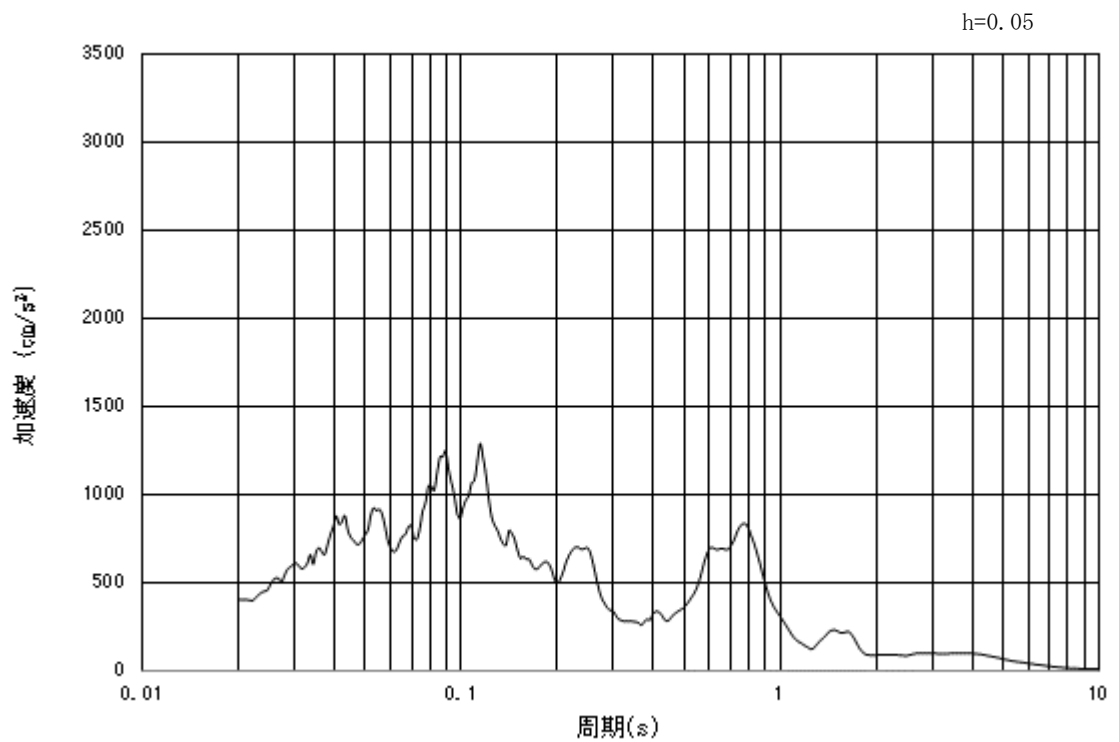


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-14)

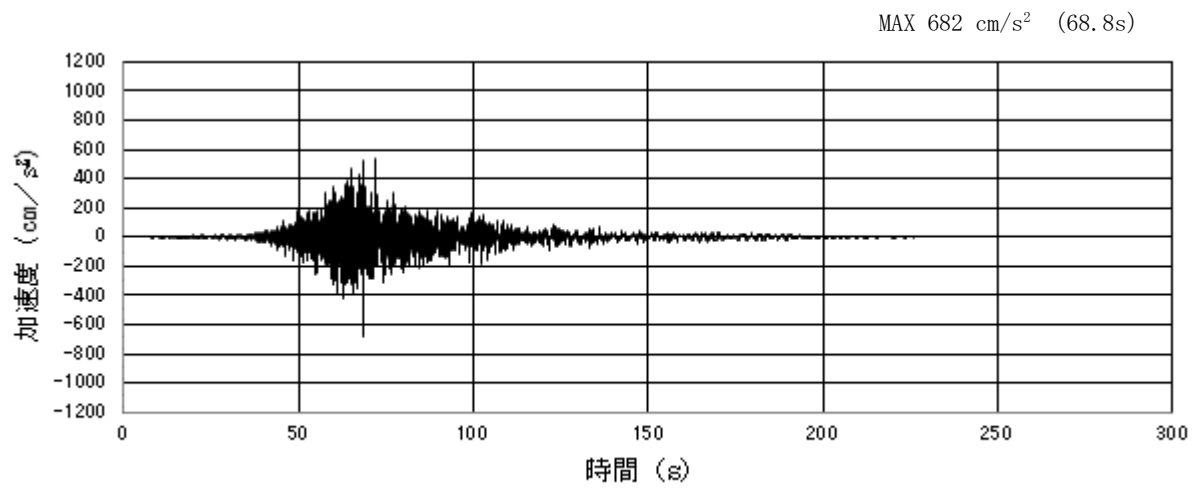


(a) 加速度時刻歴波形

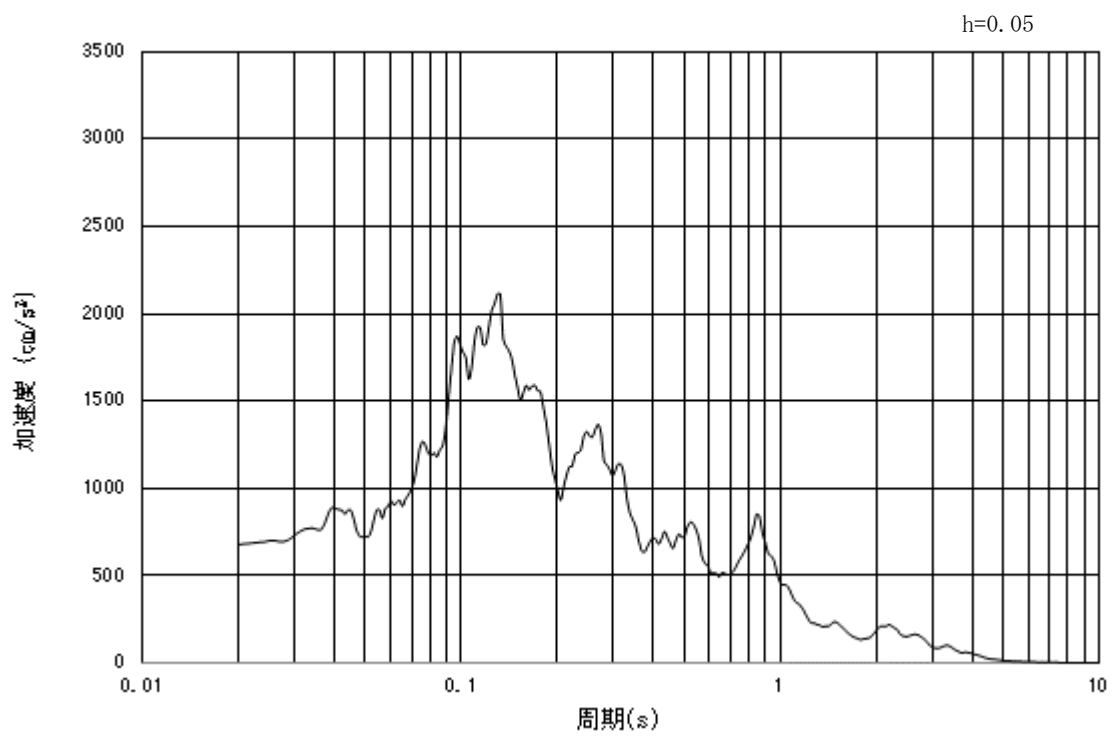


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

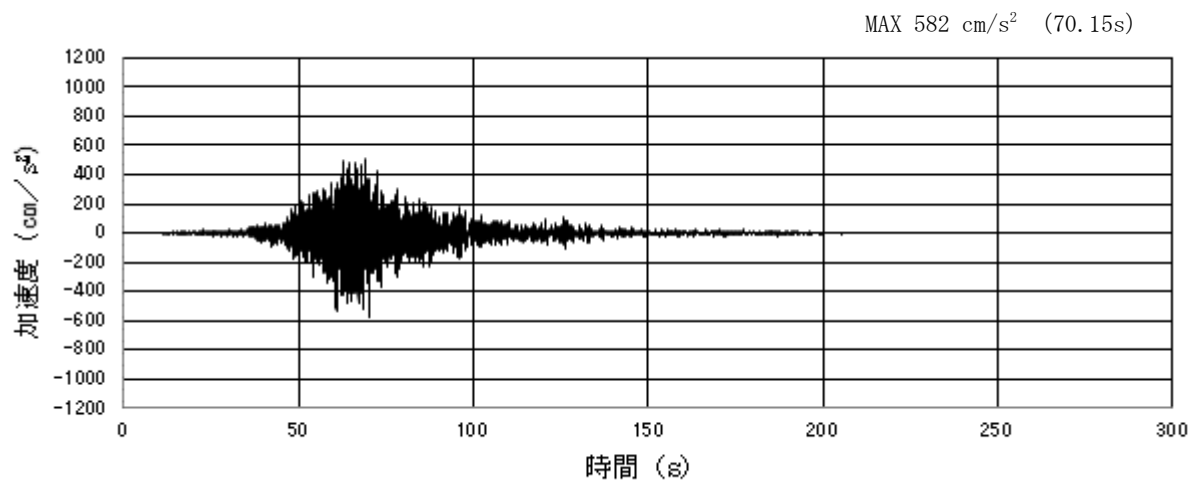


(a) 加速度時刻歴波形

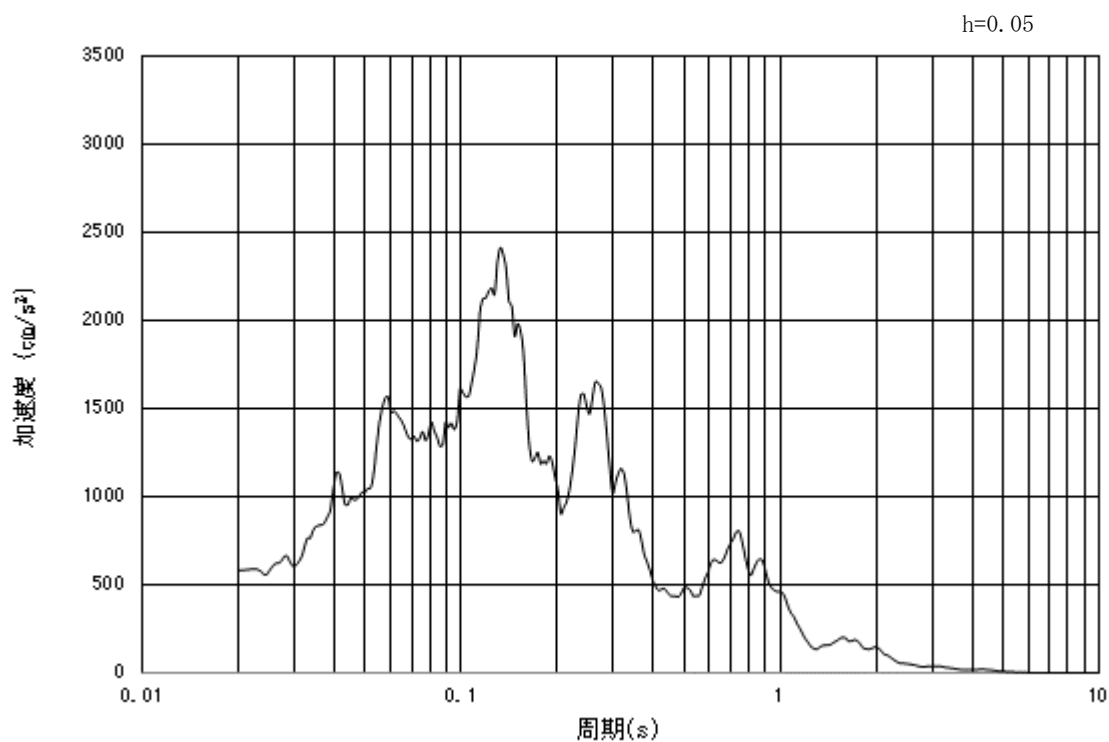


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-2 1)

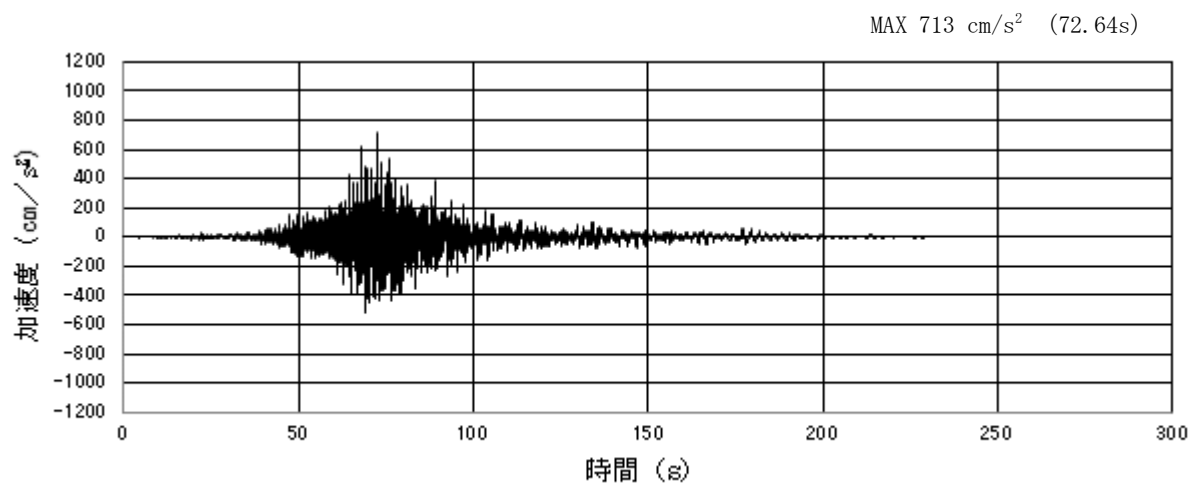


(a) 加速度時刻歴波形

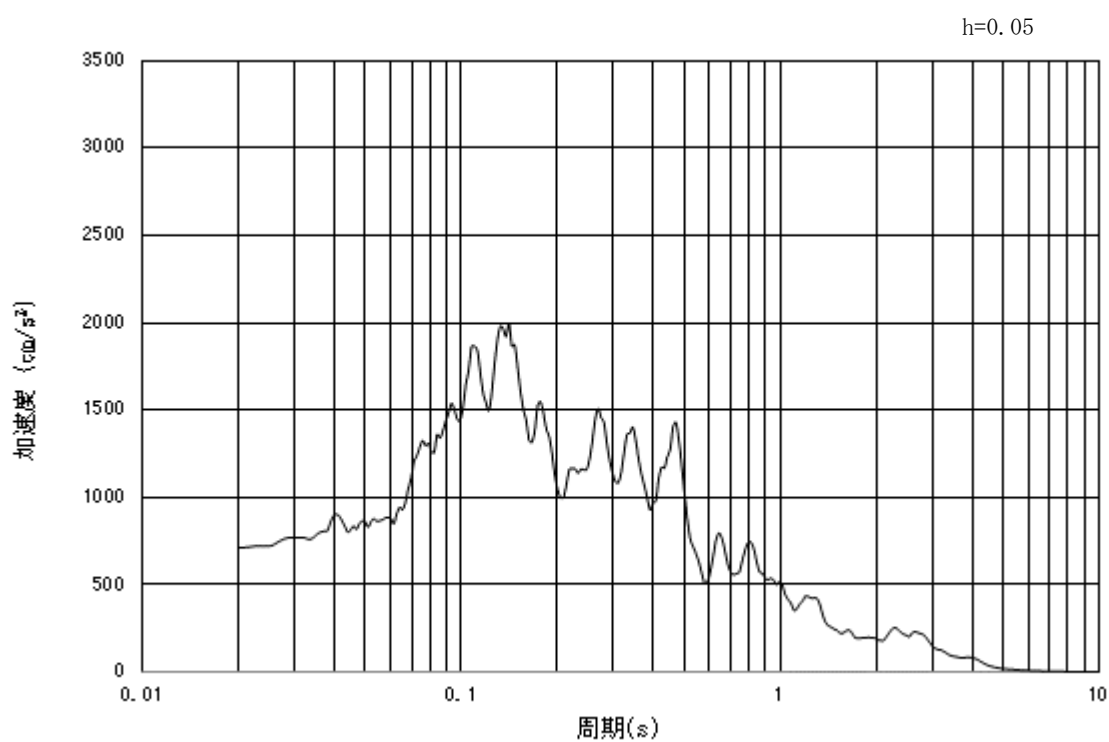


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

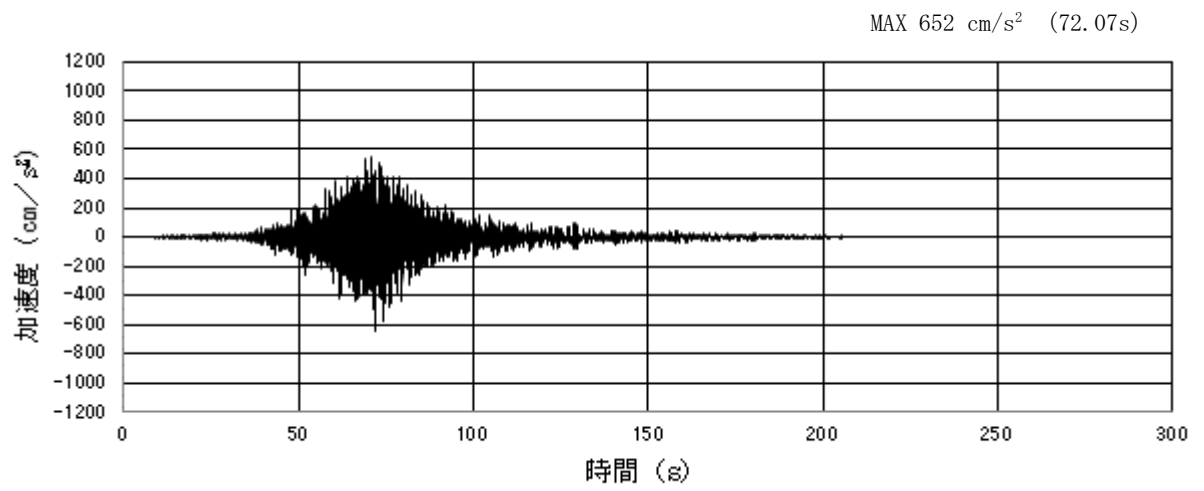


(a) 加速度時刻歴波形

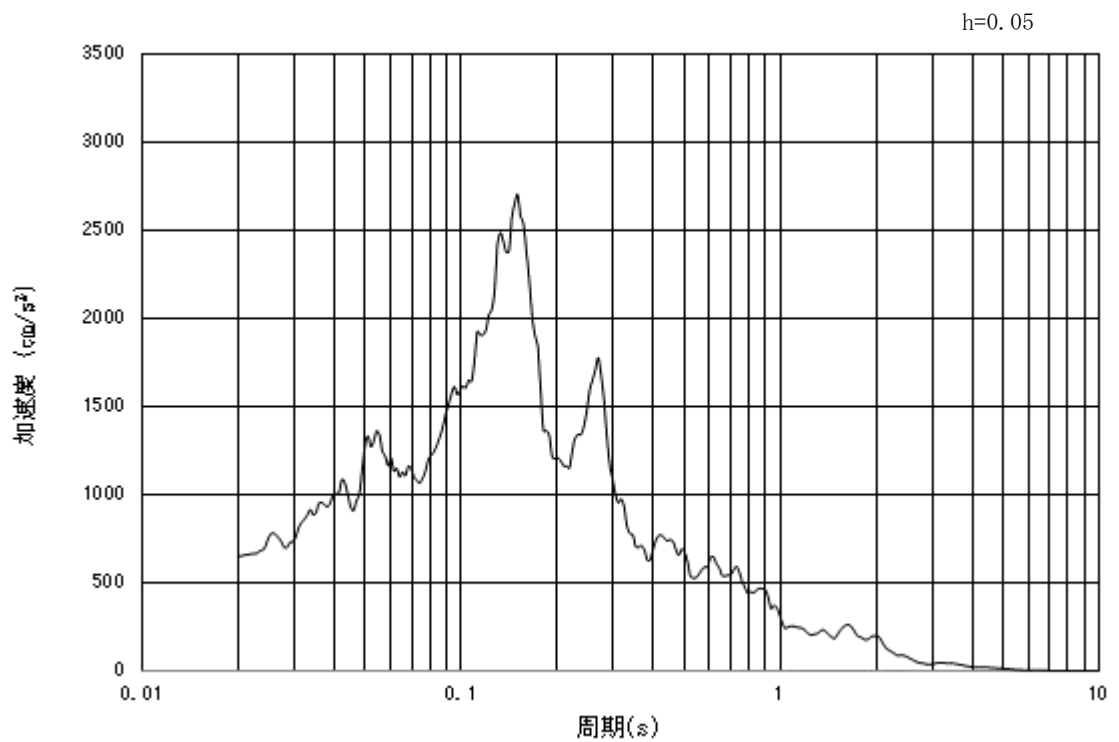


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

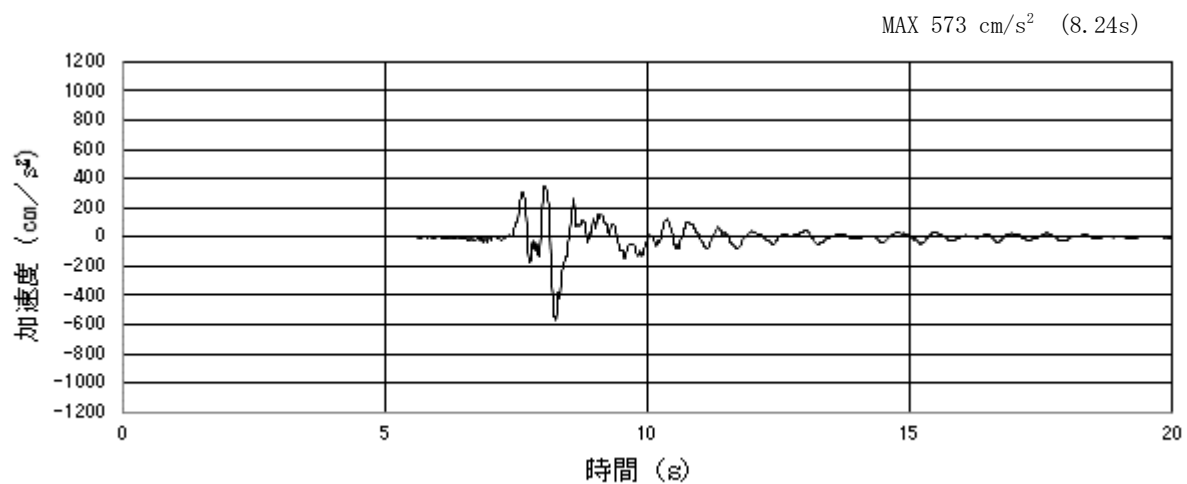


(a) 加速度時刻歴波形

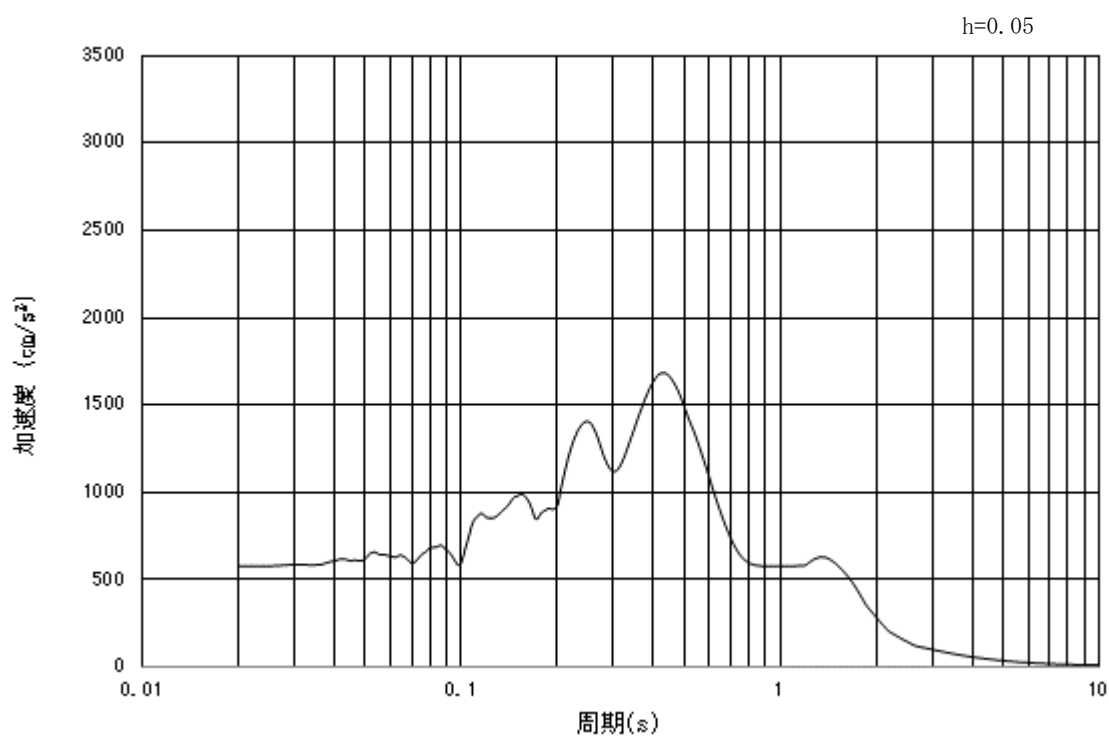


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

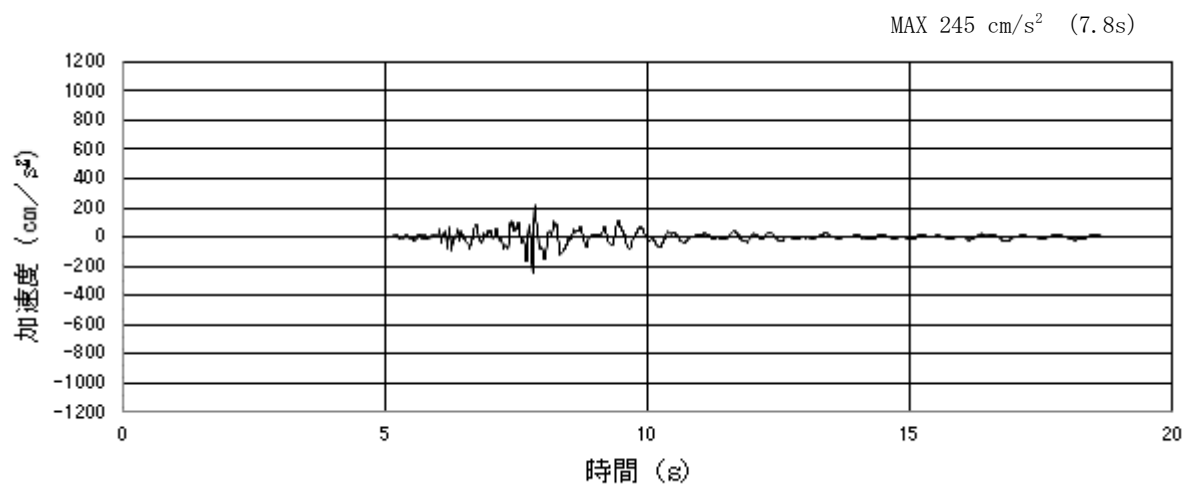


(a) 加速度時刻歴波形

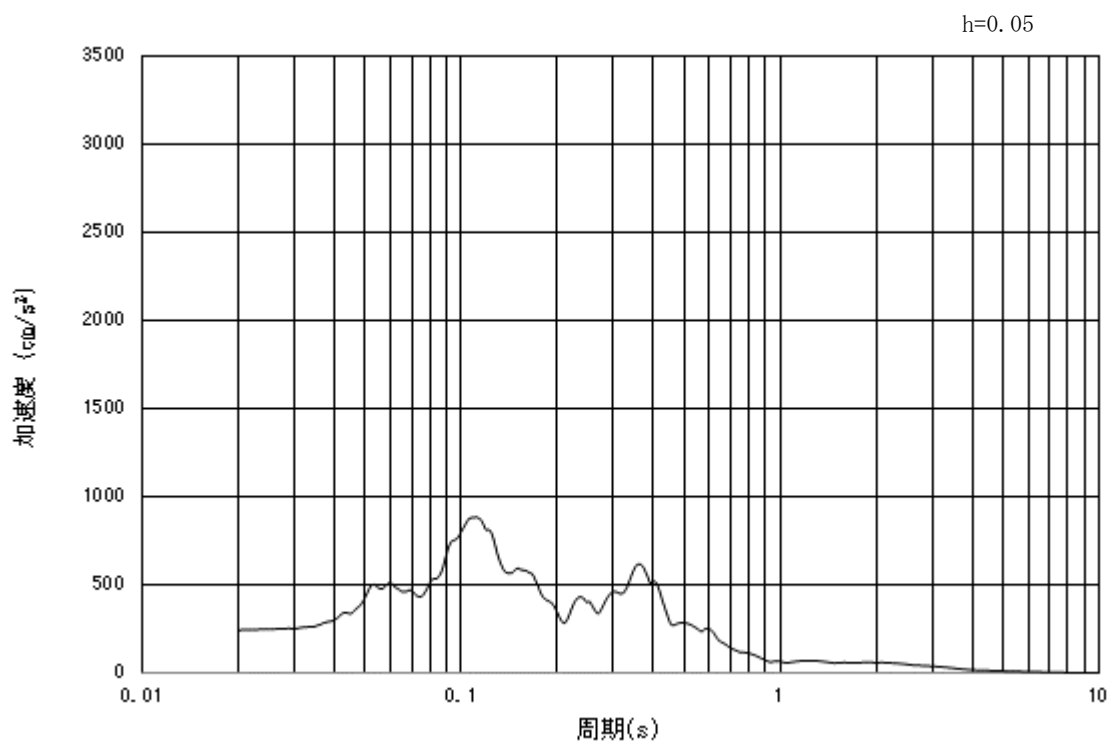


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-31)

3.4.2 RC防潮壁部

「6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明書」に示す入力地震動とする。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 杭間部

(1) 解析モデル

a. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を適用し、図 3.5.1-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定している。

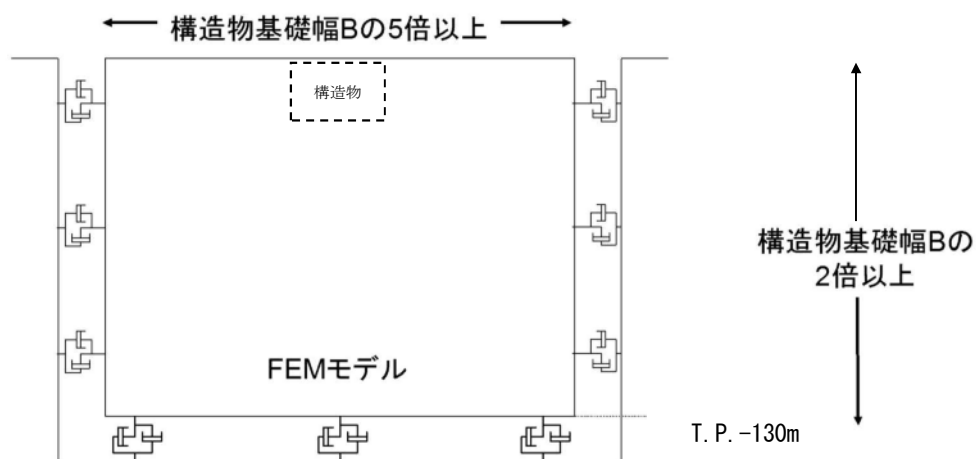


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

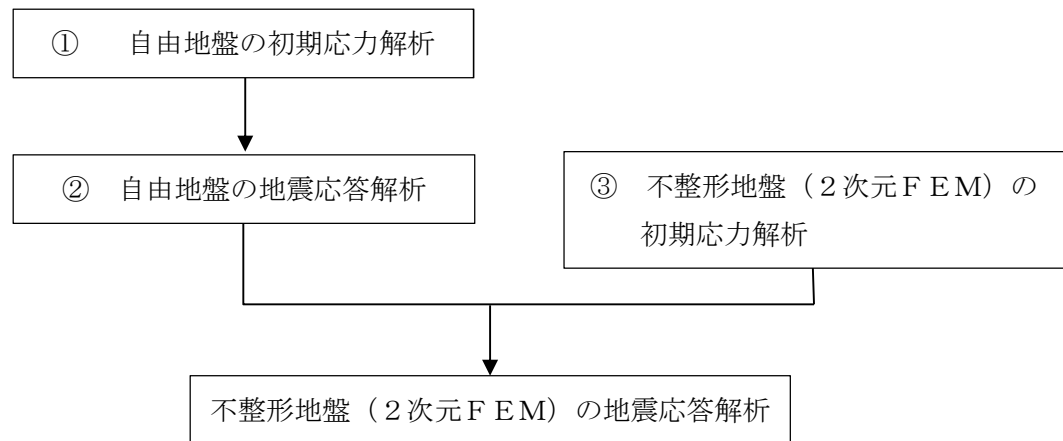


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

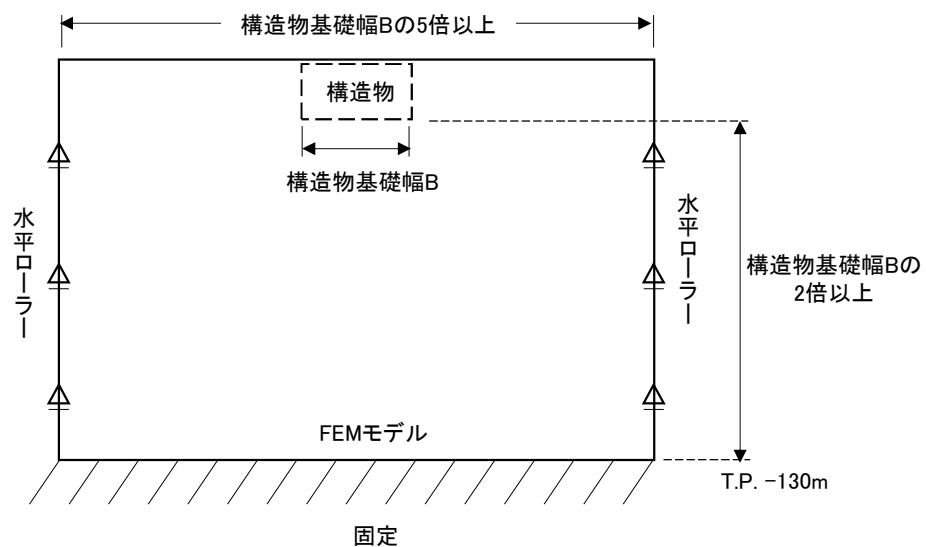


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

(b) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

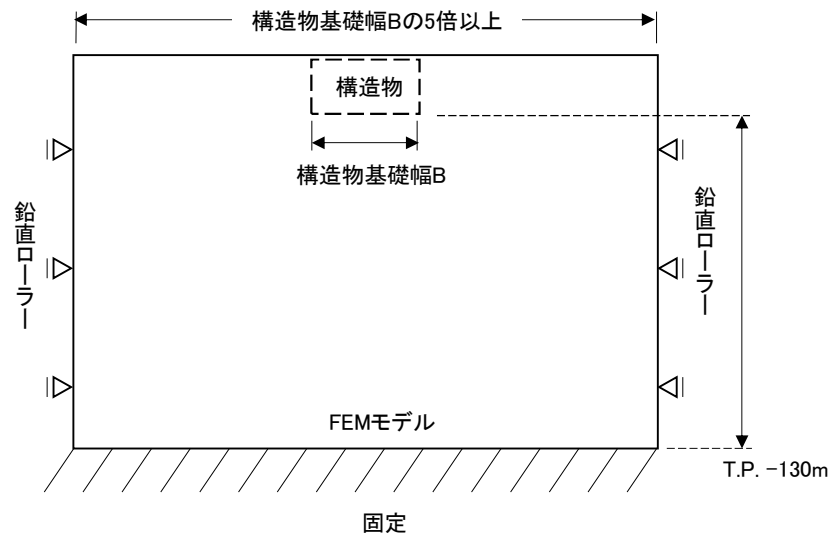


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

c. 構造物のモデル化

底版及び縦断面に垂直な側壁を線形梁要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリートの要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。なお、杭の要素分割については、杭と接している地盤の要素高さに合わせて設定する。

また、図 3.5.1-5 に示す領域を剛域として設定する。

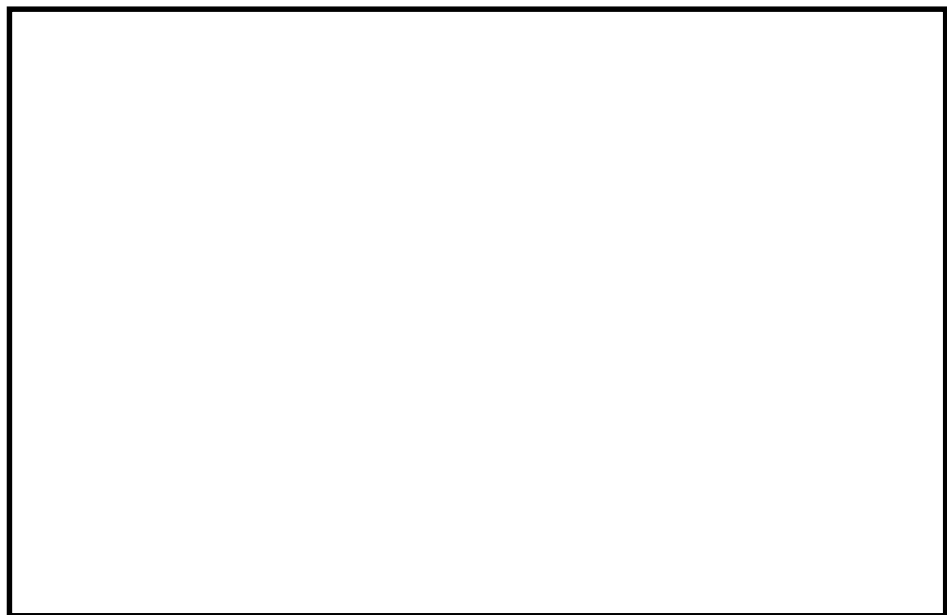


図 3.5.1-5 剛域の設定範囲

d. 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析モデルを図 3. 5. 1－6 に示す。

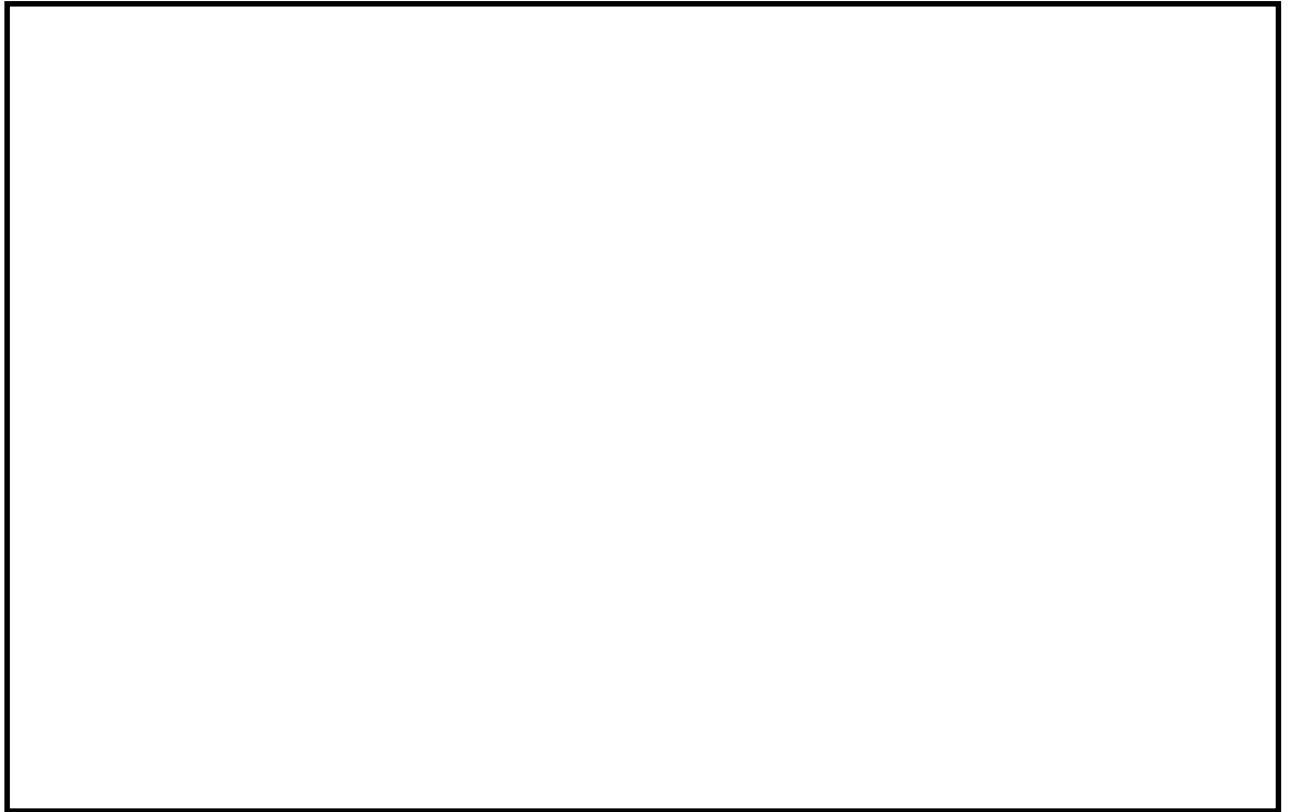


図 3. 5. 1－6 地震応答解析モデル

e. ジョイント要素の設定

有効応力解析では，地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性，図 3.5.1-7 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5.1-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$C=1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>直応力</p> <p>圧縮</p> <p>剥離</p> <p>引張</p> <p>直ひずみ</p> <p>k_v</p>	<p>せん断応力</p> <p>すべり</p> <p>τ_f</p> <p>k_s</p> <p>せん断ひずみ</p> <p>すべり</p> <p>$-\tau_f$</p>

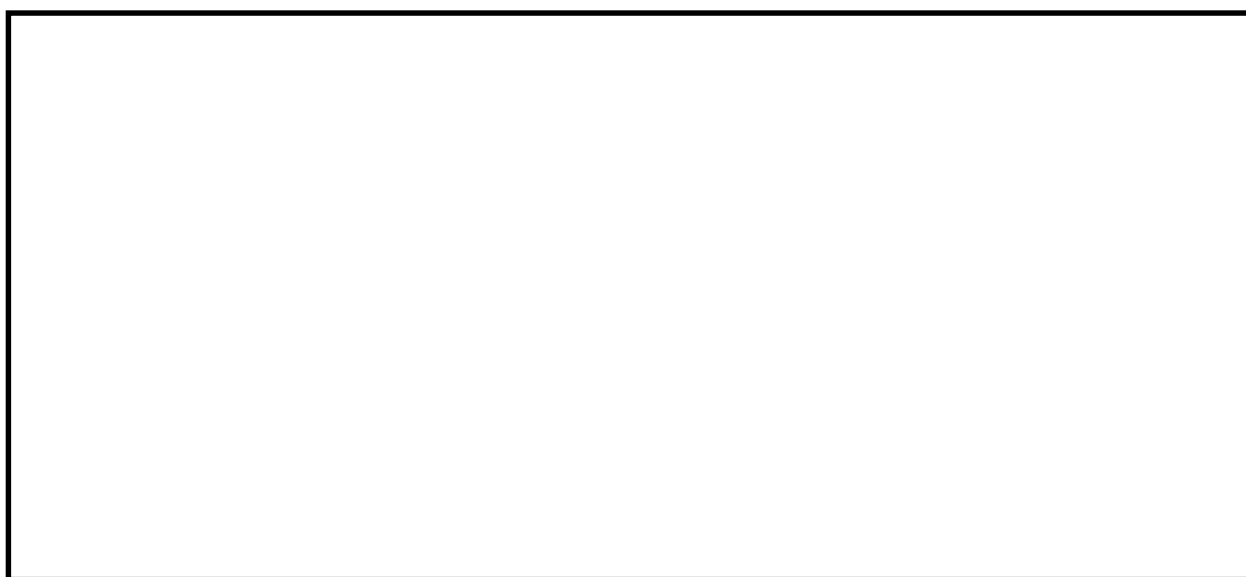


図 3.5.1-7 構内排水路逆流防止設備におけるジョイント要素の配置図

f. 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用バネを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の３次元効果を２次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5.1－4 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f ：せん断強度

c ：付着力

ϕ ：内部摩擦角

表 3.5.1－4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

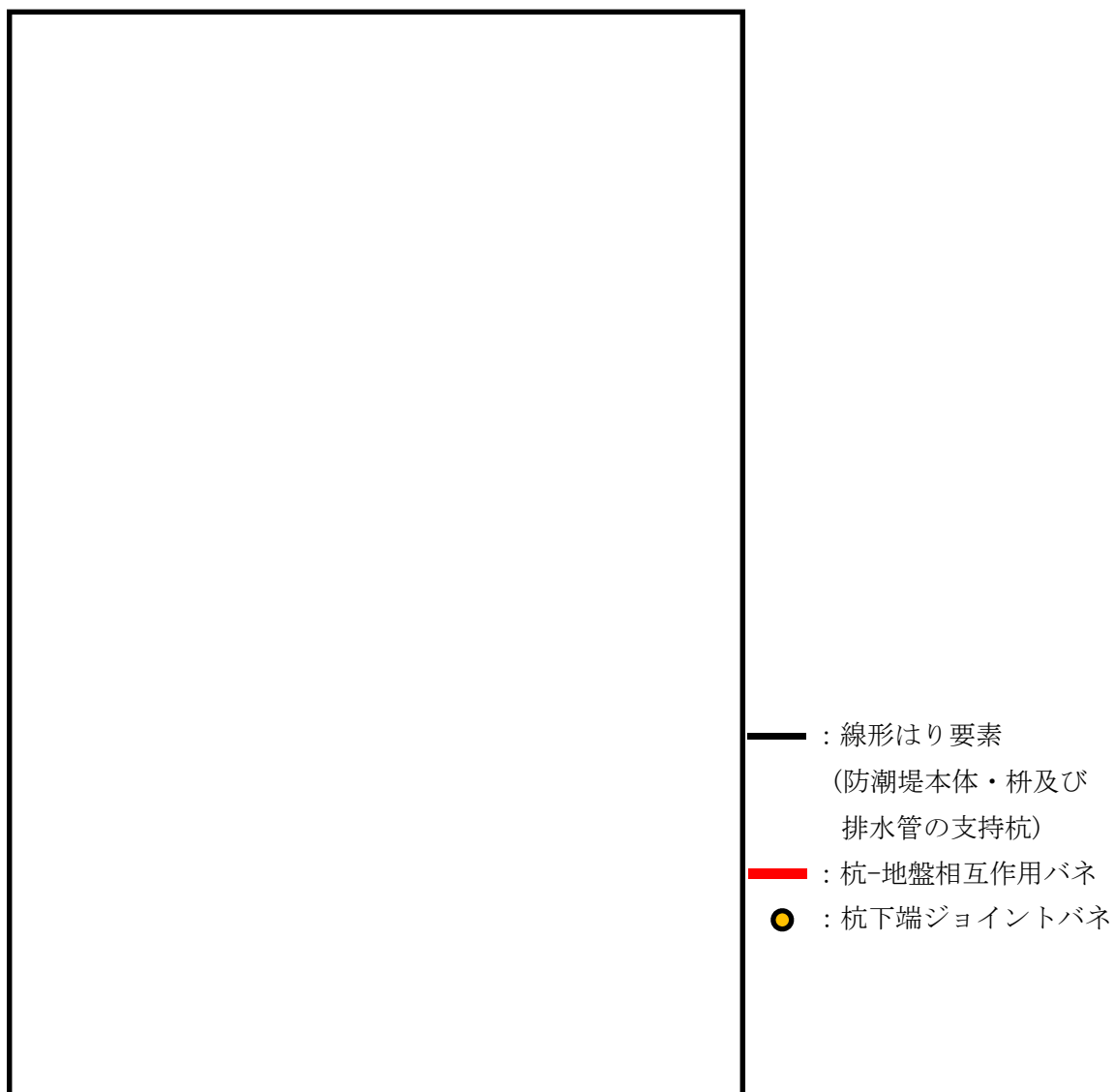
杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.5.1－5 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

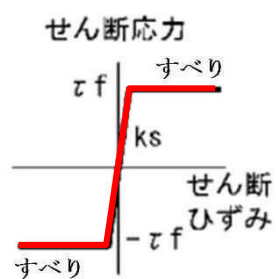
図 3.5.1－8 に杭－地盤相互作用バネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1－5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭-地盤相互作用バネ配置図



(b) 杭-地盤相互作用バネ（杭軸方向）の力学的特性

図 3. 5. 1-8 杭-地盤相互作用バネ設定の考え方

g. 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントバネを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-9 に杭下端ジョイントバネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

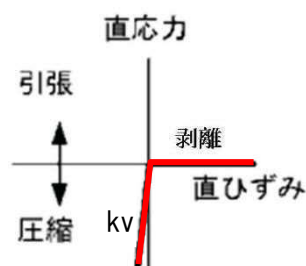


図 3.5.1-9 杭下端ジョイントバネ設定の考え方

h. 減衰定数の設定

動的解析における構造物及び地盤の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 3.5.1-10 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5.1-7 に固有値解析結果を示す。

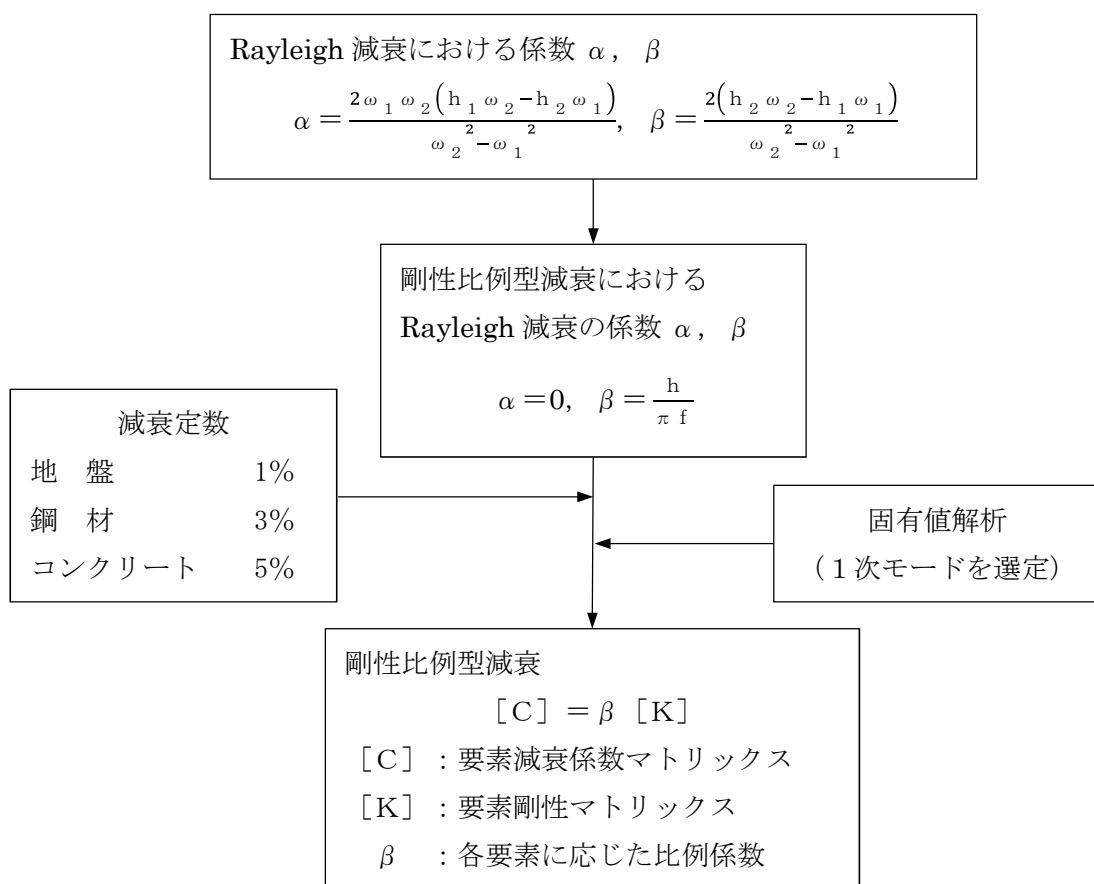


図 3.5.1-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	383.39	地盤の1次として採用
2	0.867	37.31	—
3	1.134	41.42	—
4	1.334	89.42	—
5	1.346	-233.50	構造物の1次として採用
6	1.434	41.85	—
7	1.465	71.67	—
8	1.554	-12.27	—
9	1.704	-11.41	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.616	396.17	地盤の1次として採用
2	0.938	32.46	—
3	1.232	-50.40	—
4	1.397	161.22	—
5	1.418	178.95	構造物の1次として採用
6	1.530	-37.81	—
7	1.554	45.67	—
8	1.647	8.49	—
9	1.842	8.75	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	369.90	地盤の1次として採用
2	0.799	35.96	—
3	1.034	34.00	—
4	1.249	-11.80	—
5	1.281	247.75	構造物の1次として採用
6	1.349	-66.72	—
7	1.362	96.90	—
8	1.472	-37.32	—
9	1.586	13.73	—

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.559	384.75	地盤の1次として採用
2	0.836	29.66	—
3	1.091	-16.17	—
4	1.308	201.36	構造物の1次として採用
5	1.317	-113.82	—
6	1.396	3.92	—
7	1.429	-113.86	—
8	1.486	-26.67	—
9	1.663	-9.87	—

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.1-8 に、材料の物性値を表 3.5.1-9 に示す。

表 3.5.1-8 使用材料

諸元		
集水枡	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²
基礎杭*		φ 800 mm (SM570) t = 40

*：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。鋼管杭の断面照査及び鋼管杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.1-9 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.30×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*2}
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

(3) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.1-10に示す。

表 3.5.1-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）									
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2		D1g-1
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70	
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{za}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{sa}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_E	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.1-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	Im	D1c-1	Km
物理特性	密度 ○は地下水位で浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16-0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ○は地下水位で浅	σ'_{za}	kN/m^2	480	696	696	249 (223)	696	動の変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ○は地下水位で浅	G_{sa}	kN/m^2	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 3.5.1－10 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m_5, m_k	最大履歴 減衰率 $h_{max}(\%)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ～ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ～ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ～ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ～ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ～ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ～ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ～ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ～ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ～ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ～ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ～ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ～ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ～ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ～ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ～ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ～ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ～ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ～ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ～ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ～ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ～ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ～ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ～ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ～ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ～ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ～ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ～ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ～ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ～ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ～ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ～ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ～ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ～ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ～ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ～ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ～ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ～ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ～ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ～ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ～ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ～ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ～ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ～ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ～ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ～ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ～ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ～ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ～ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ～ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ～ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ～ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ～ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ～ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ～ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ～ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ～ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ～ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ～ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ～ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ～ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ～ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ～ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ～ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ～ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5.1-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度： 1.5 N/mm^2

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.5.2 RC防潮壁部

地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」を用いる。

3.6 解析ケース

3.6.1 杭間部

a. 耐震評価における検討ケース

構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水柵（杭間部）の耐震評価における検討ケースを表 3.6.1-1 に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6.1-1 に示す。

表 3.6.1-1 構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水柵（杭間部）の耐震評価における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s - D1$	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	$S_s - 11$		実施					
	$S_s - 12$		実施					
	$S_s - 13$		実施					
	$S_s - 14$		実施					
	$S_s - 21$		実施					
	$S_s - 22$		実施					
	$S_s - 31$	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

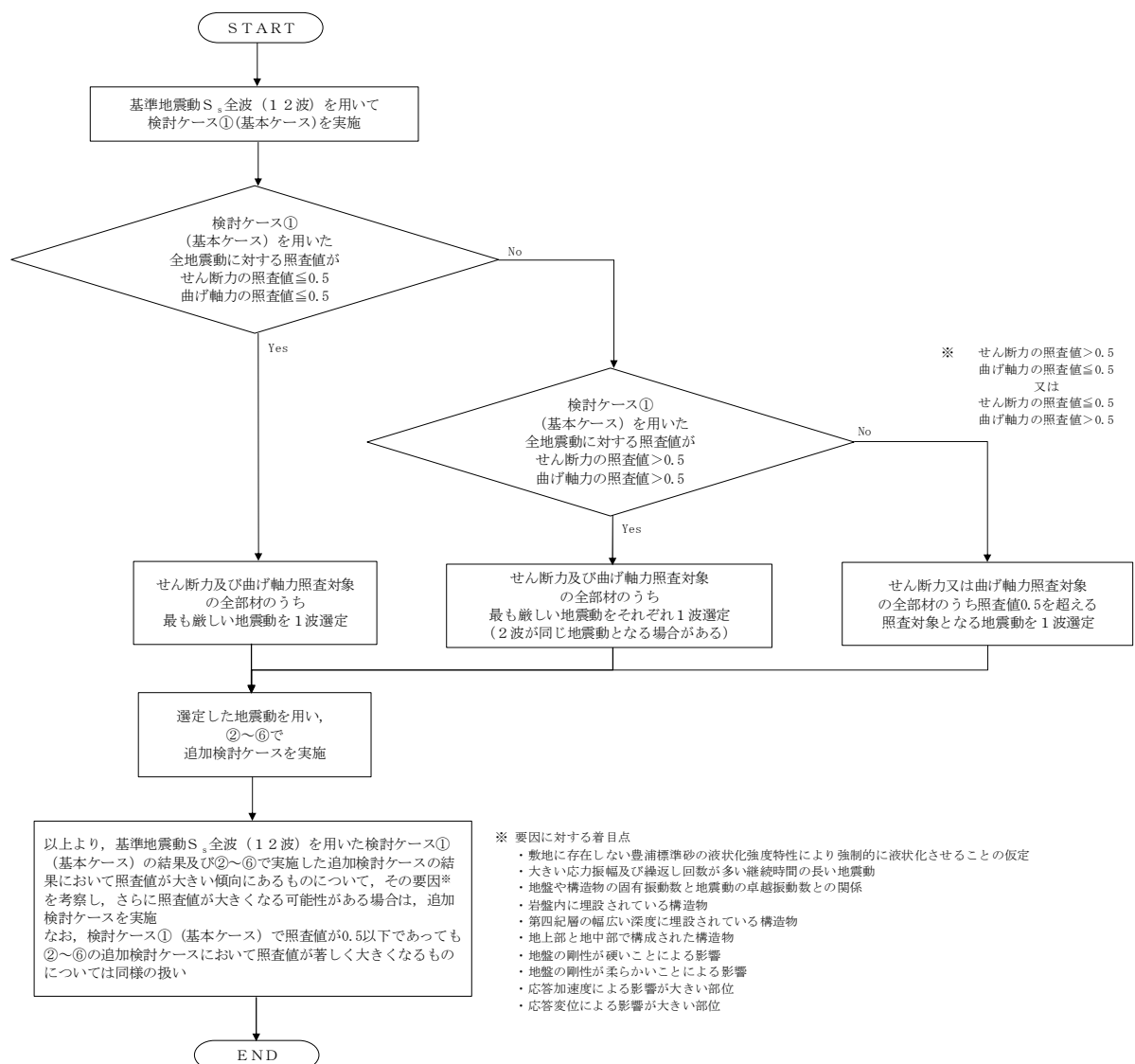


図 3.6.1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

b. 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6.1-2 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6.1-2 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	$S_s - D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 11$			実施	
	$S_s - 12$			実施	
	$S_s - 13$			実施	
	$S_s - 14$			実施	
	$S_s - 21$			実施	
	$S_s - 22$			実施	
	$S_s - 31$	(H+V+)		実施	
		(H-V+)		実施	

3.6.2 R C防潮壁部

構内排水路逆流防止設備（R C防潮壁部）及び出口側集水柵（R C防潮壁部）の加速度応答抽出における検討ケースを表 3.6.2-1 に示す。

表 3.6.2-1 構内排水路逆流防止設備（R C防潮壁部）及び出口側集水柵（R C防潮壁部）の加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	全ての基準地震動 S _s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S _s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	S _s -1 1			実施	
	S _s -1 2			実施	
	S _s -1 3			実施	
	S _s -1 4			実施	
	S _s -2 1			実施	
	S _s -2 2			実施	
	S _s -3 1	(H+V+)		実施	
		(H-V+)		実施	

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

4.1.1 杭間部

評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）を支持する鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、出口側集水枡（杭間部）を支持する基礎地盤とする。

4.1.2 R C防潮壁部

評価対象部位は、出口側集水枡（R C防潮壁部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とし、鉄筋コンクリート部材とする。

4.2 解析方法

4.2.1 杭間部

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元地震応答解析を行い、地震時の各構造部位の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、2次元有効応力解析を実施する。

4.2.2 R C防潮壁部

地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。

4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

集水枡の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、集水枡内の静水圧による荷重を考慮する。また、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は考慮しない。

4.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に、荷重概念図を図 4.3.3-1 示す。

表 4.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s$

G：固定荷重 P：積載荷重

K_s ：地震荷重 P_s ：積雪荷重

表 4.3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・静水圧を考慮する。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・内水による動水圧を考慮する。

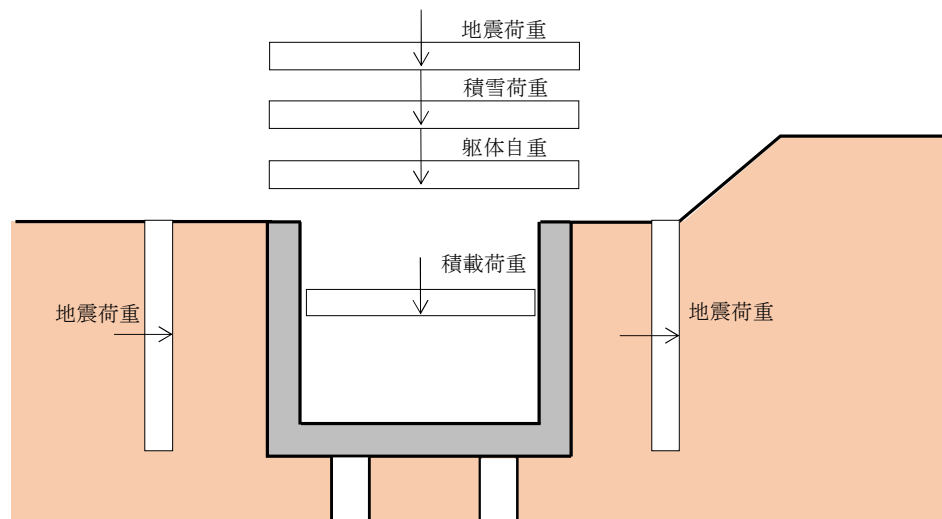


図 4.3.3-1 荷重概念図

(2) R C防潮壁部

荷重の組合せを表 4.3.3-3 に示す。

表 4.3.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_h による水平及び鉛直同時加振する。
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.4.1 杭間部

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表4.4.1-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4.4.1-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界
鋼管杭 SM570	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	
	短期許容せん断応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成24年3月）」に基づき、表4.4.1-2に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

また、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表4.4.1-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 4.4.1-2 鉄筋コンクリート（杭間部）の許容限界

評価項目			許容限界
コンクリート	$f'_{ck}=50$ N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}^{*3} (N/mm ²)	24.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	0.825 ^{*4}
		短期許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}'^{*1}$ (N/mm ²)	1.1
		短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}'^{*1}$ (N/mm ²)	22.5
鉄筋	SD490 ^{*2}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²)（軸方向鉄筋）	435
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²)（せん断補強筋）	300

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成24年3月）

＊3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

＊4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} ：鉄筋の許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

表 4.4.1－3 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4
底版部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表4.4.1-4に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭下端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m²）：コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{CU} = q_u/2$ より， $q_u = c_{CU} \times 2$ 。ここで， c_{CU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1における K_m 層の非排水せん断強度

A ：杭下端面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表 4.4.1-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u （kN）	—	
$q_d A$ （kN）	—	
$U \sum L_i f_i$ （kN）	—	
極限支持力度 q_d （kN/m ² ）	6288	$= 3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u （kN/m ² ）	2096	$= \text{非排水せん断強度} \times 2$
非排水せん断強度（kN/m ² ）	1048	
杭下端標高 $EL.$ （m）	-61.0	
杭下端面積 A （m ² ）	—	
杭の周長 U （m）	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i （m）	—	
最大周面摩擦力度 f_i （kN/m ² ）	—	

4.4.2 R C防潮壁部

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）」に基づき，表 4.4.2-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4.2-1 鉄筋コンクリートの許容限界（R C 防潮壁部）

評価項目			許容限界
コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}^{*1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	21.0
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}^{*1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0.825^{*3}
		短期許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}'^{*1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	1.65
		短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}'^{*1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	18.0
鉄筋	SD345 ^{*1}	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ （軸方向鉄筋）	294
		短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ （せん断補強筋）	294
	SD490 ^{*2}	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ （軸方向鉄筋）	435
		短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ （せん断補強筋）	300

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 出口側集水枡底版の支持力

出口側集水枡（ＲＣ防潮壁部）はＲＣ防潮基礎底版と一体化することから，防潮壁基礎と集水枡の接続鉄筋の健全性評価の確認をもって支持性能評価を満足するものとする。

4.5 解析モデル及び諸元

構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の耐震評価は、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す地震応答解析モデルにより実施する。

4.6 評価方法

4.6.1 杭間部

出口側集水桁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭の評価手法

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

4.6.2 R C防潮壁部

出口側集水枡の耐震評価は、地震応答解析により得られる照査用応答値が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 梁部材としての評価

集水枡のR C防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとする。また、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮した二次元静的フレイム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

2次元静的フレイム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

片持ち梁のモデル概念図を図4.6.2-1に示す。

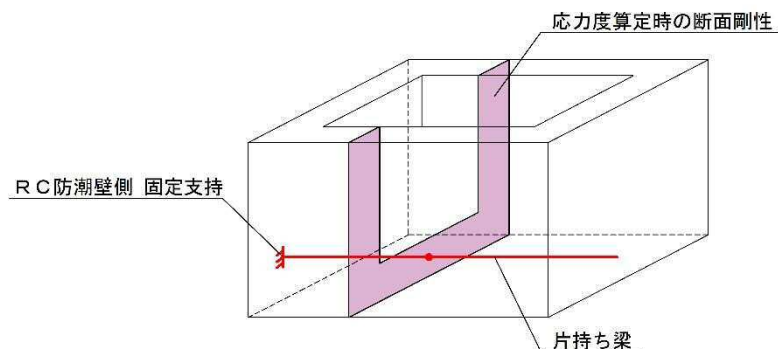


図 4.6.2-1 片持ち梁モデル概念図

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

棲壁に作用する地震時土圧については、慣性力と同じ向きに作用する場合は保守的である。従って、土圧と慣性力が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図4.6.2-2に示す。

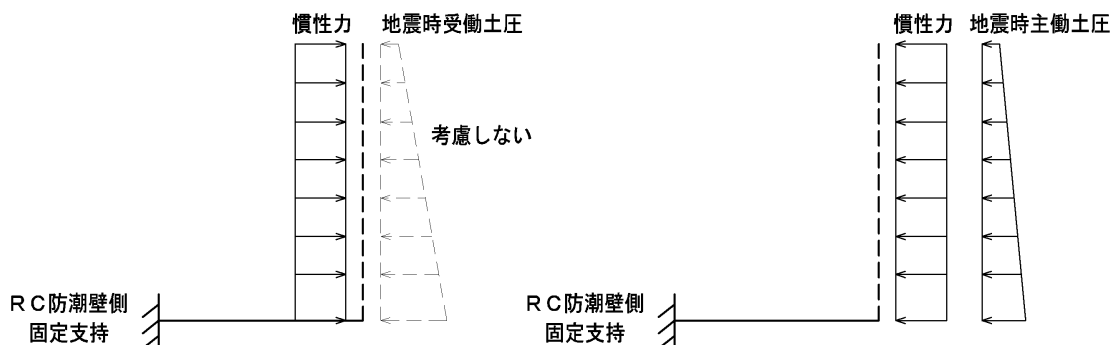


図 4.6.2-2 土圧作用の概念図

(2) 面部材としての評価

集水枡の側壁については、底版及び両側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

「(1)梁部材としての評価」と同様に、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮するものとする。

三辺固定版のモデル概念図を図 4.6.2-3 に示す。

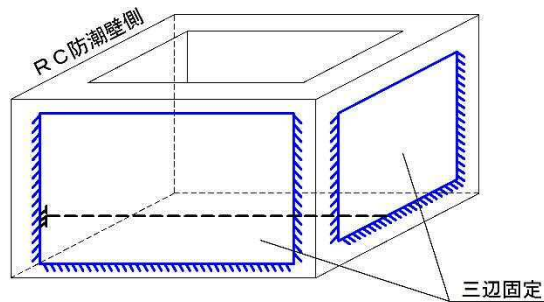


図 4.6.2-3 三辺固定版モデル概念図

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断力に対して部材応力を算出し許容限界以下であることを確認する。

土圧作用の考え方については「(1)梁部材」としての評価における考え方と同様とする。

5. 耐震評価結果

5.1 杭間部

5.1.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1～表 5.1-7 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び出口側集水枡（杭間部）の鋼管杭及び鉄筋コンクリートの曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 5.1.1-1 (1) I-2 断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.47	0.50	0.39	0.80	0.33	0.28
	+-	0.46					
	-+	0.37					
	--	0.34					
$S_s - 11$		0.16					
$S_s - 12$		0.27					
$S_s - 13$		0.25					
$S_s - 14$		0.22					
$S_s - 21$		0.19					
$S_s - 22$		0.23					
$S_s - 31$	++	0.37					
	-+	0.25					

表 5.1-1 (2) I-2 断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.10	0.09	0.09	0.16	0.05	0.05
	+-	0.10					
	-+	0.09					
	--	0.09					
$S_s - 11$		0.04					
$S_s - 12$		0.06					
$S_s - 13$		0.06					
$S_s - 14$		0.05					
$S_s - 21$		0.04					
$S_s - 22$		0.06					
$S_s - 31$	++	0.06					
	-+	0.05					

表 5.1-2 (1) I-2 断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++		0.26	0.21	0.27	0.18	0.23	0.20
	+-		0.24					
	-+		0.15					
	--		0.14					
S _s -1 1			0.14					
S _s -1 2			0.14					
S _s -1 3			0.15					
S _s -1 4			0.15					
S _s -2 1			0.18					
S _s -2 2			0.18					
S _s -3 1	++		0.30					
	-+		0.25					

表 5.1-2 (2) I-2 断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++		0.38	0.30	0.39	0.26	0.56	0.50
	+-		0.37					
	-+		0.35					
	--		0.35					
S _s -1 1			0.21					
S _s -1 2			0.20					
S _s -1 3			0.23					
S _s -1 4			0.21					
S _s -2 1			0.27					
S _s -2 2			0.27					
S _s -3 1	++		0.46					
	-+		0.58					

表 5.1-2 (3) I-2 断面 鉄筋コンクリート（壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++		0.34	0.29	0.33	0.23	0.37	0.31
	+-		0.33					
	-+		0.29					
	--		0.29					
S _s -1 1			0.21					
S _s -1 2			0.20					
S _s -1 3			0.22					
S _s -1 4			0.21					
S _s -2 1			0.26					
S _s -2 2			0.25					
S _s -3 1	++		0.36					
	-+		0.39					

表 5.1-3 (1) I-2 断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.32	0.29	0.35	0.24	0.39	0.28
	+-	0.32					
	-+	0.28					
	--	0.27					
S _s -1 1		0.20					
S _s -1 2		0.21					
S _s -1 3		0.21					
S _s -1 4		0.20					
S _s -2 1		0.24					
S _s -2 2		0.24					
S _s -3 1	++	0.43					
	-+	0.31					

表 5.1-3 (2) I-2 断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.50	0.44	0.55	0.37	0.60	0.53
	+-	0.50					
	-+	0.43					
	--	0.41					
S _s -1 1		0.31					
S _s -1 2		0.30					
S _s -1 3		0.32					
S _s -1 4		0.31					
S _s -2 1		0.36					
S _s -2 2		0.37					
S _s -3 1	++	0.67					
	-+	0.59					

表 5.1-3 (3) I-2 断面 鉄筋コンクリート（底版部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

検討ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.79	0.75	0.81	0.59	0.71	0.66
	+-	0.77					
	-+	0.66					
	--	0.62					
S _s -1 1		0.47					
S _s -1 2		0.57					
S _s -1 3		0.56					
S _s -1 4		0.48					
S _s -2 1		0.54					
S _s -2 2		0.51					
S _s -3 1	++	0.78					
	-+	0.52					

構内排水路逆流防止設備の I-2 断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-2，図 5.1-3 に示す。本図は照査値が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。図中の数値は，曲げモーメントおよび軸力については曲げ軸力照査において最も大きい照査値を与える値，せん断力についてはせん断力照査において最も大きい照査値を与える値である。

また，構内排水路逆流防止設備の I-2 断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-3 に，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-4 に，加速度分布図を図 5.1-5 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ，過剰間隙水圧比及び加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

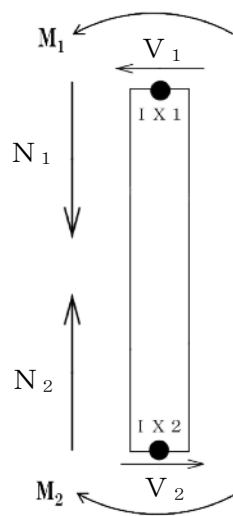
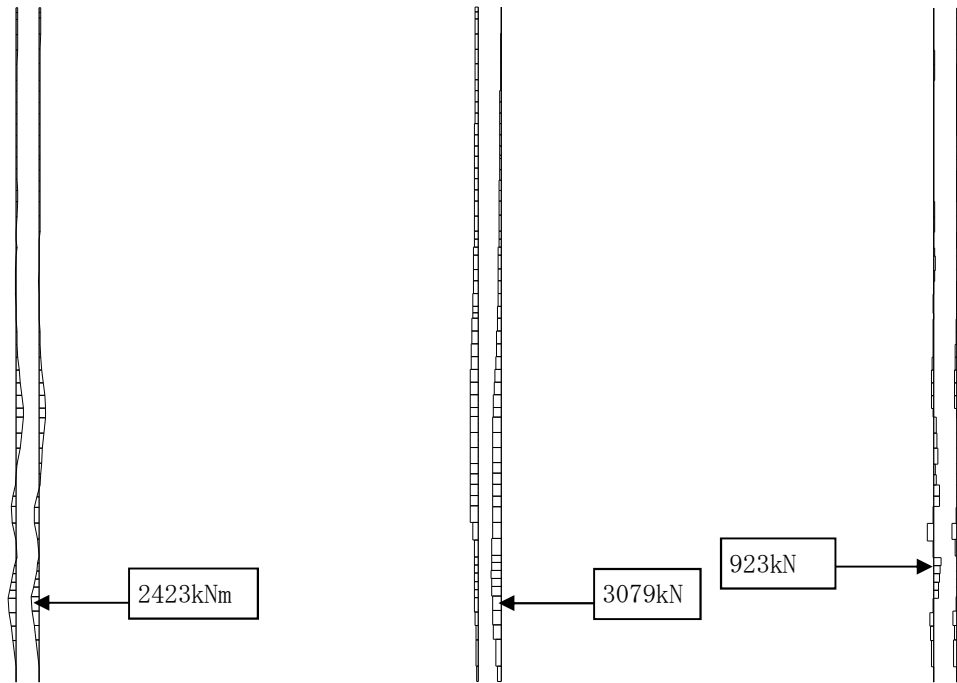


図 5.1-1 符号表

(1) 断面力図

a. 鋼管杭

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

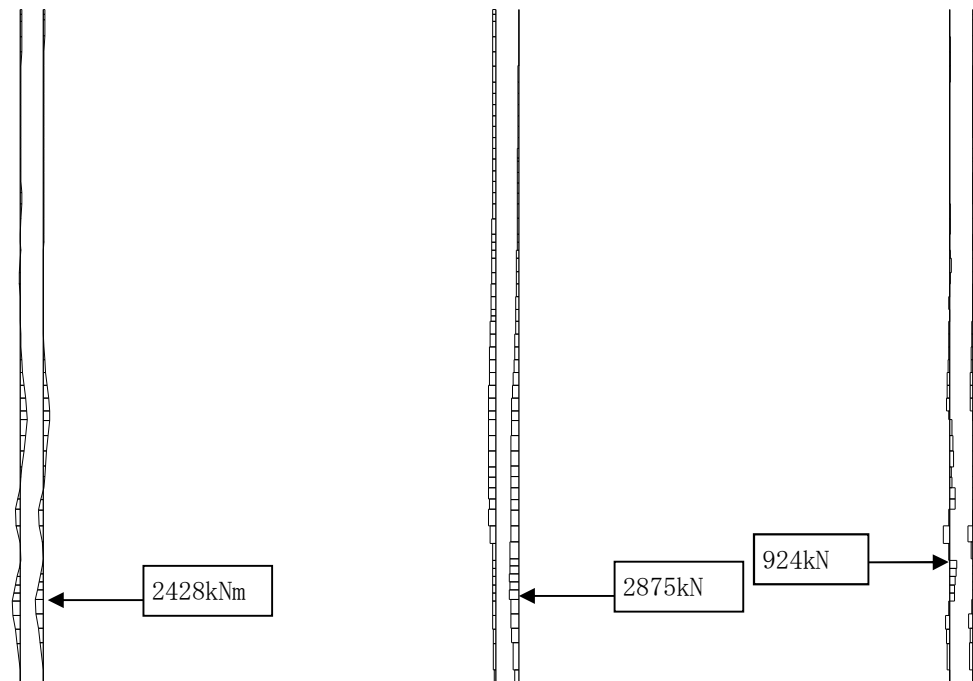


曲げモーメント図 $t = 53.60s$

軸力図 $t = 53.60s$

せん断力図 $t = 53.56s$

図 5.1.1-2 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

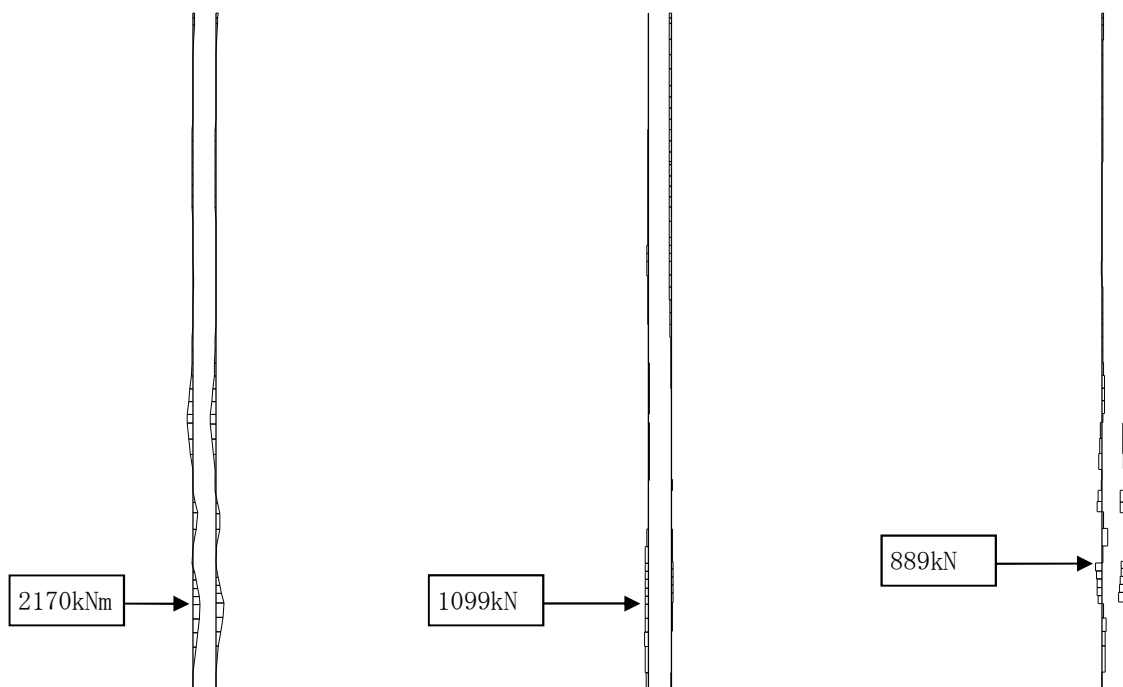


曲げモーメント図 $t = 53.56s$

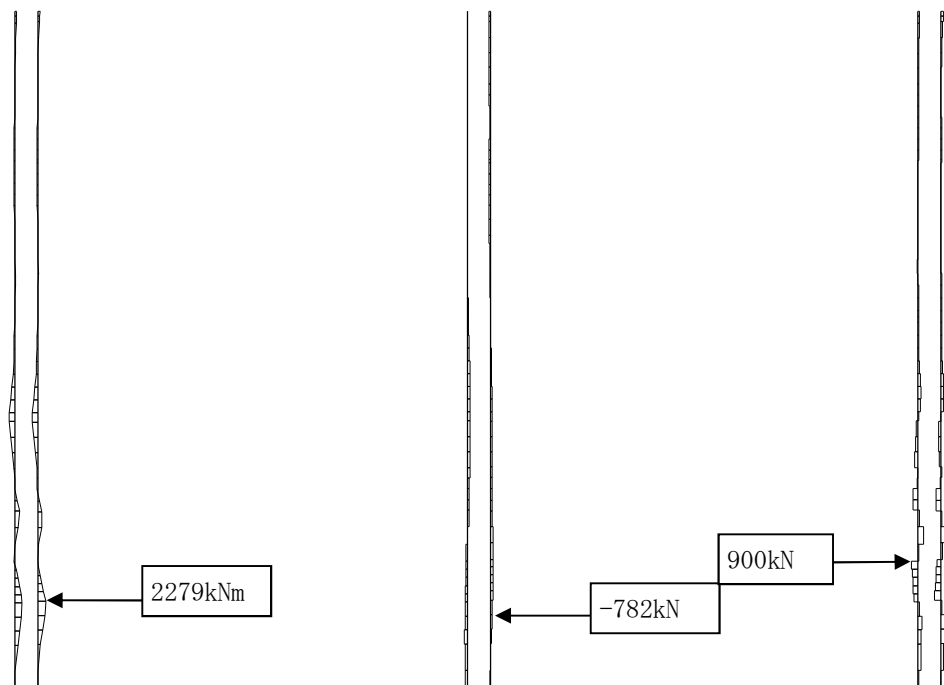
軸力図 $t = 53.56s$

せん断力図 $t = 53.56s$

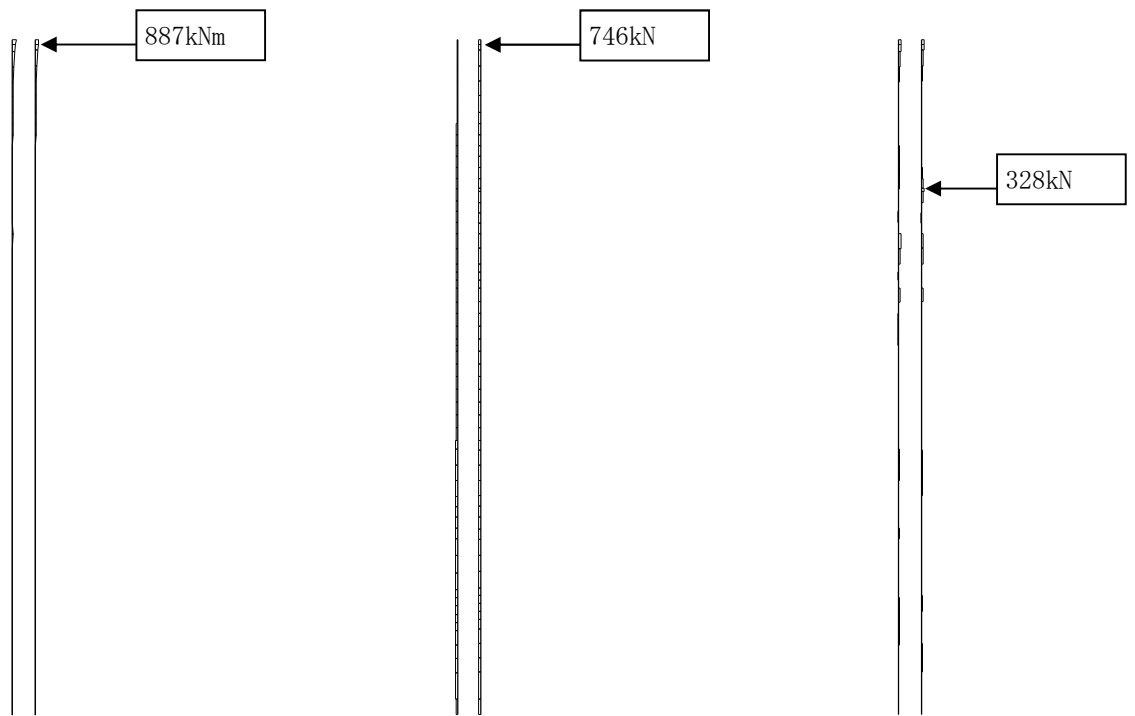
図 5.1.1-2 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$)



曲げモーメント図 $t = 53.59s$ 軸力図 $t = 53.59s$ せん断力図 $t = 53.56s$
 図 5.1.1-2 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+])

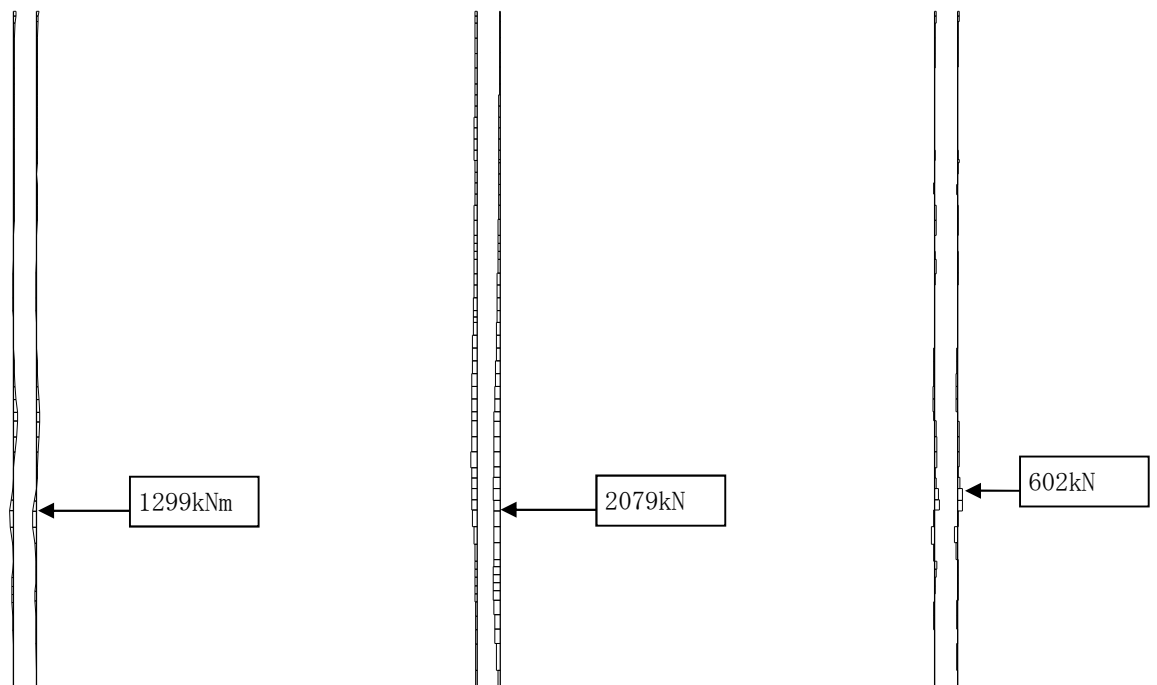


曲げモーメント図 $t = 53.60s$ 軸力図 $t = 53.60s$ せん断力図 $t = 53.56s$
 図 5.1.1-2 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])



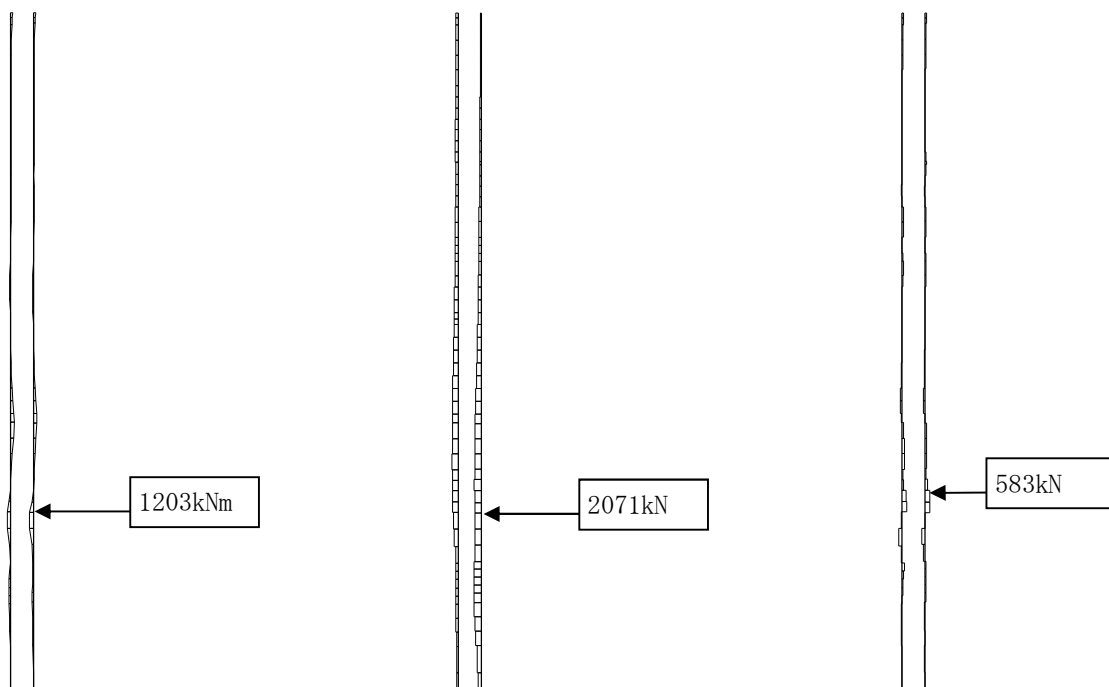
曲げモーメント図 $t = 25.96s$ 軸力図 $t = 25.96s$ せん断力図 $t = 58.36s$

図 5.1.1-2 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1.1$)



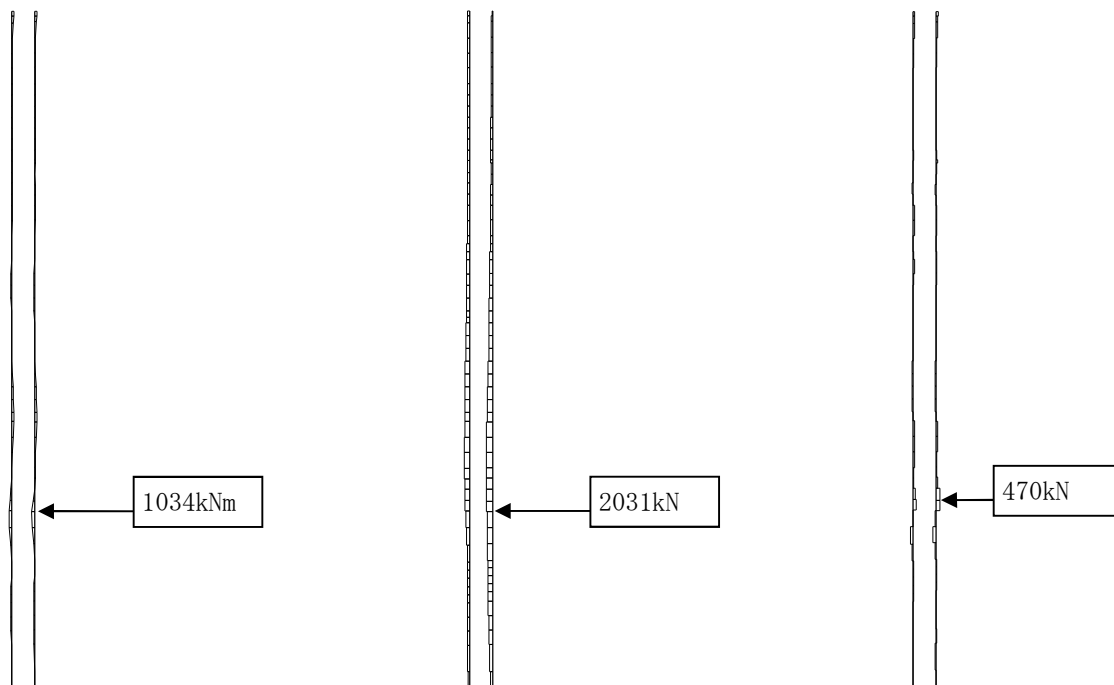
曲げモーメント図 $t = 88.57s$ 軸力図 $t = 88.57s$ せん断力図 $t = 88.52s$

図 5.1.1-2 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1.2$)



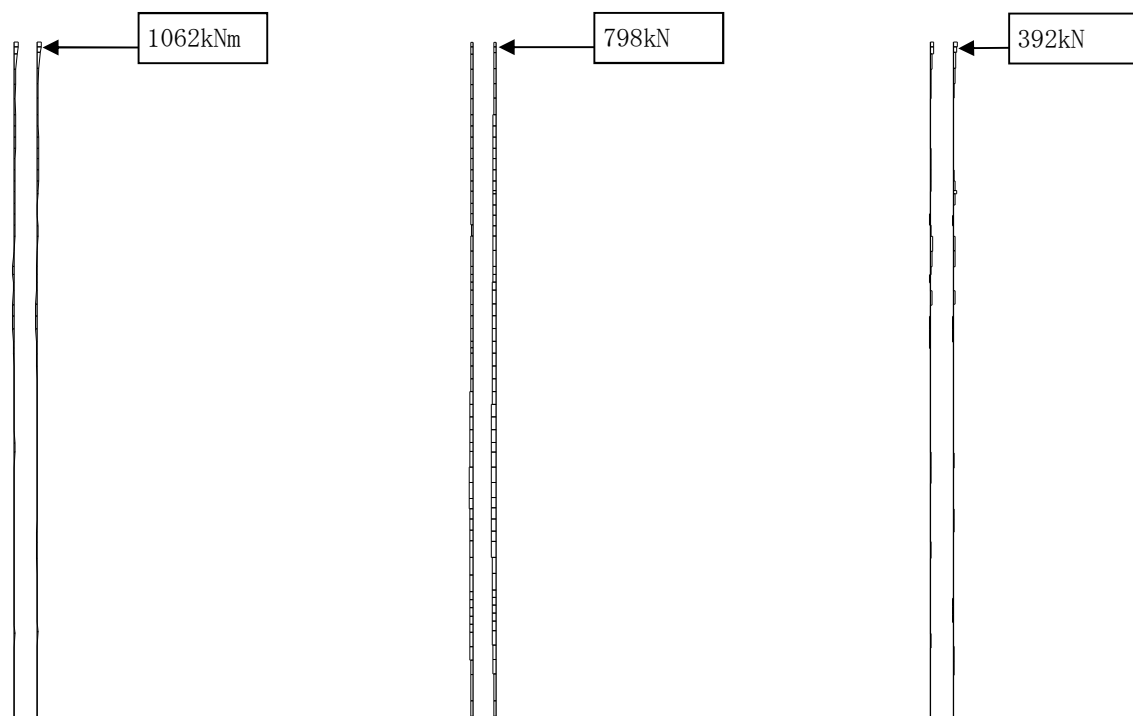
曲げモーメント図 $t = 85.77s$ 軸力図 $t = 85.77s$ せん断力図 $t = 85.72s$

図 5.1.1-2 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)



曲げモーメント図 $t = 88.33s$ 軸力図 $t = 88.33s$ せん断力図 $t = 88.30s$

図 5.1.1-2 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)

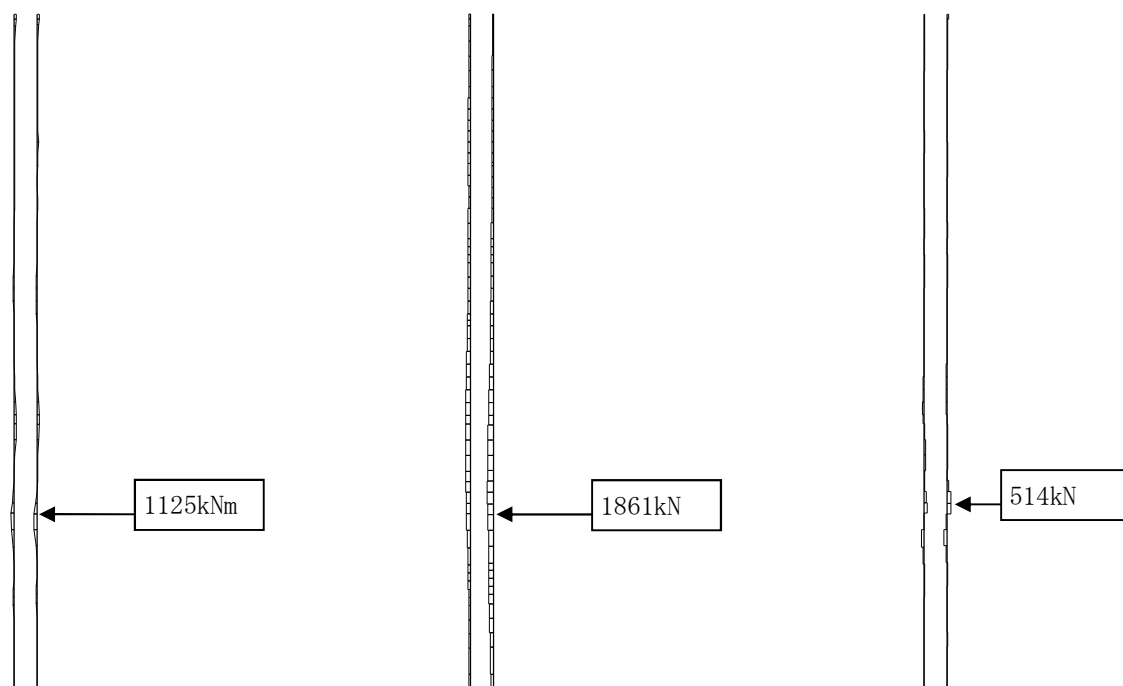


曲げモーメント図 $t = 102.96s$

軸力図 $t = 102.96s$

せん断力図 $t = 102.98s$

図 5.1.1-2 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 2 1$)

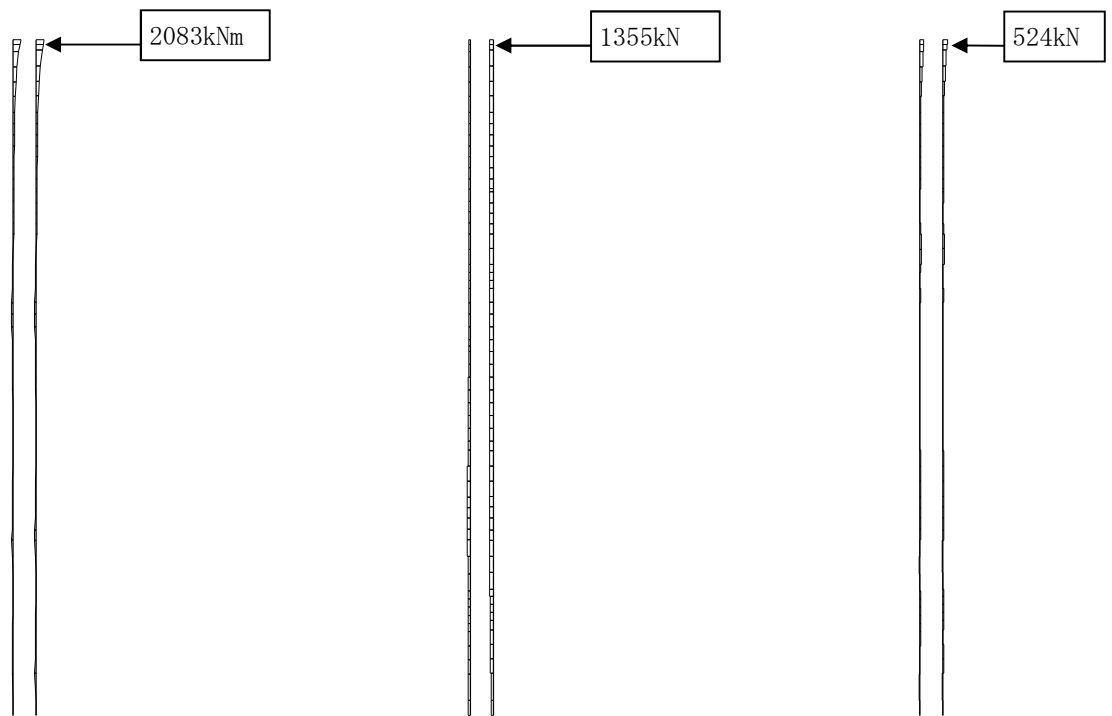


曲げモーメント図 $t = 115.49s$

軸力図 $t = 115.49s$

せん断力図 $t = 131.67s$

図 5.1.1-2 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 2 2$)

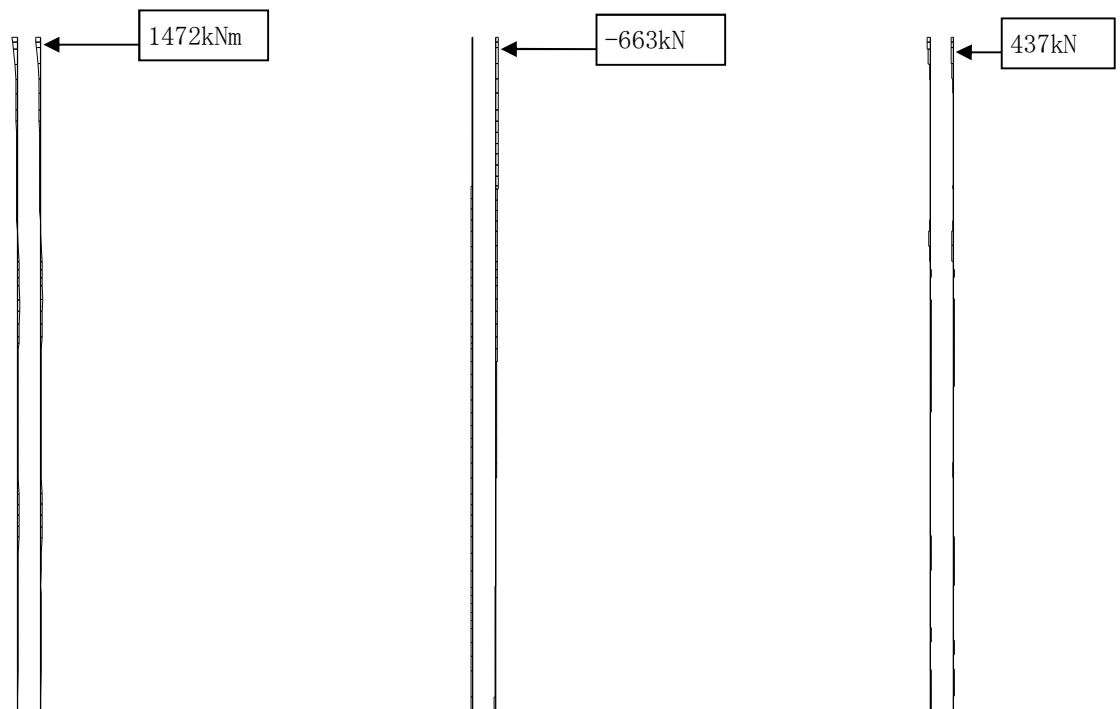


曲げモーメント図 $t = 9.24s$

軸力図 $t = 9.24s$

せん断力図 $t = 9.25s$

図 5.1.1-2 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])



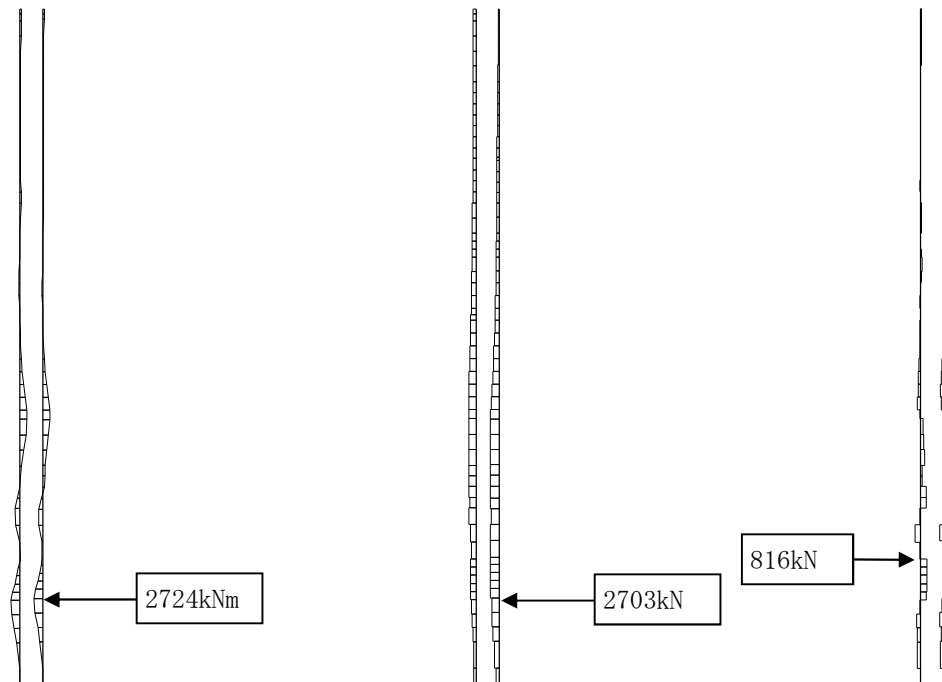
曲げモーメント図 $t = 9.21s$

軸力図 $t = 9.21s$

せん断力図 $t = 9.22s$

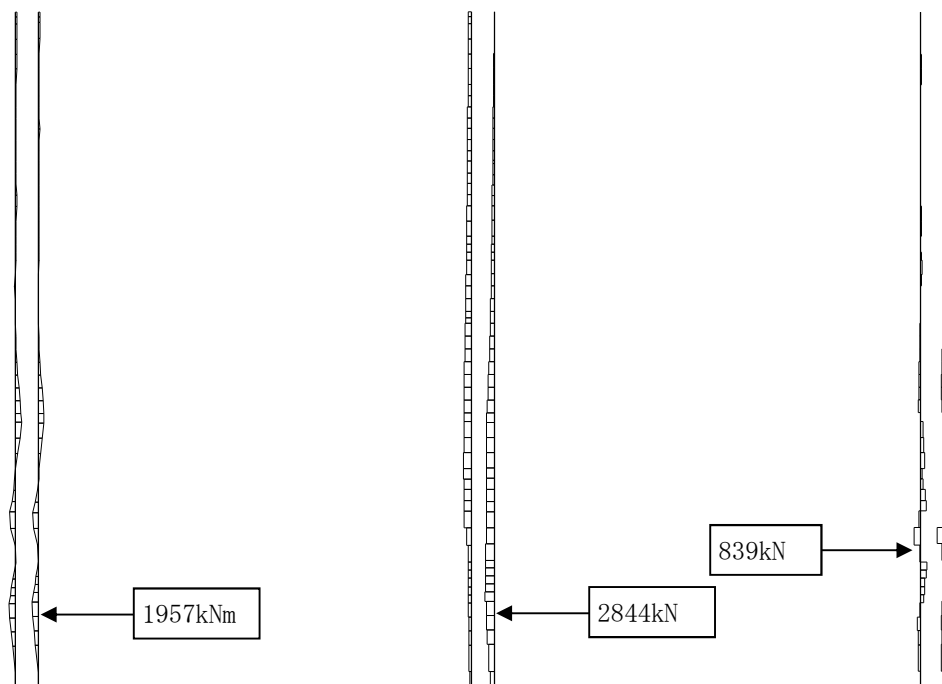
図 5.1.1-2 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



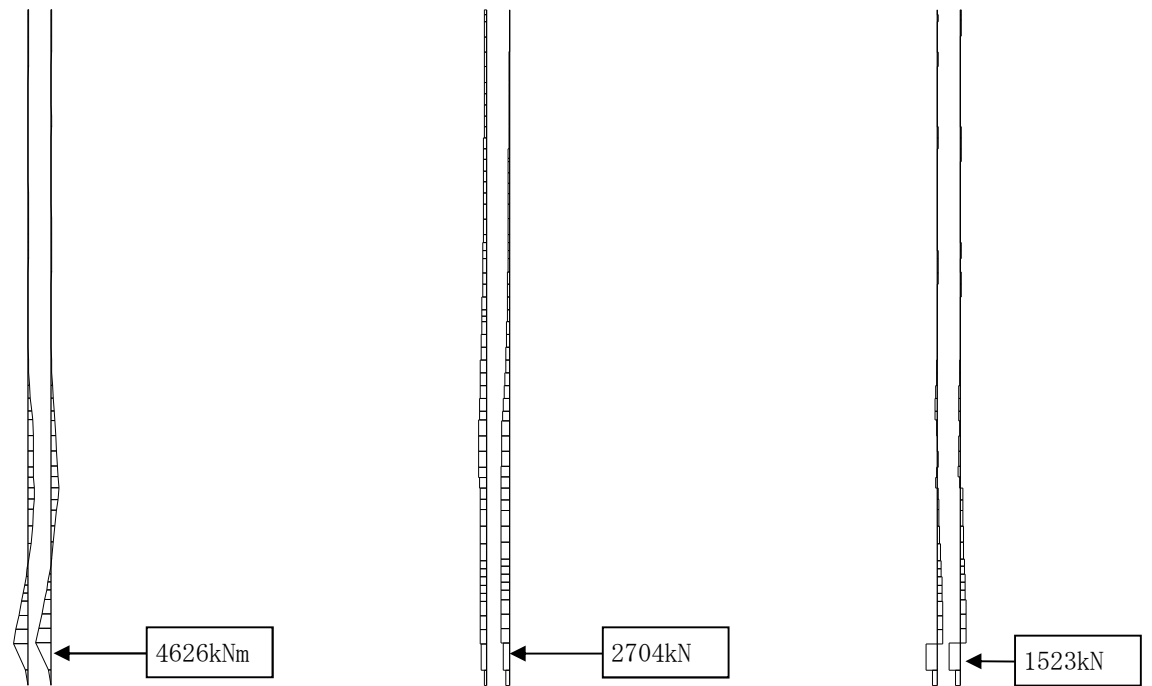
曲げモーメント図 $t = 53.60s$ 軸力図 $t = 53.60s$ せん断力図 $t = 53.56s$
 図 5.1.1-2 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ $S_s - D1$ 〔H+, V+〕）

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース



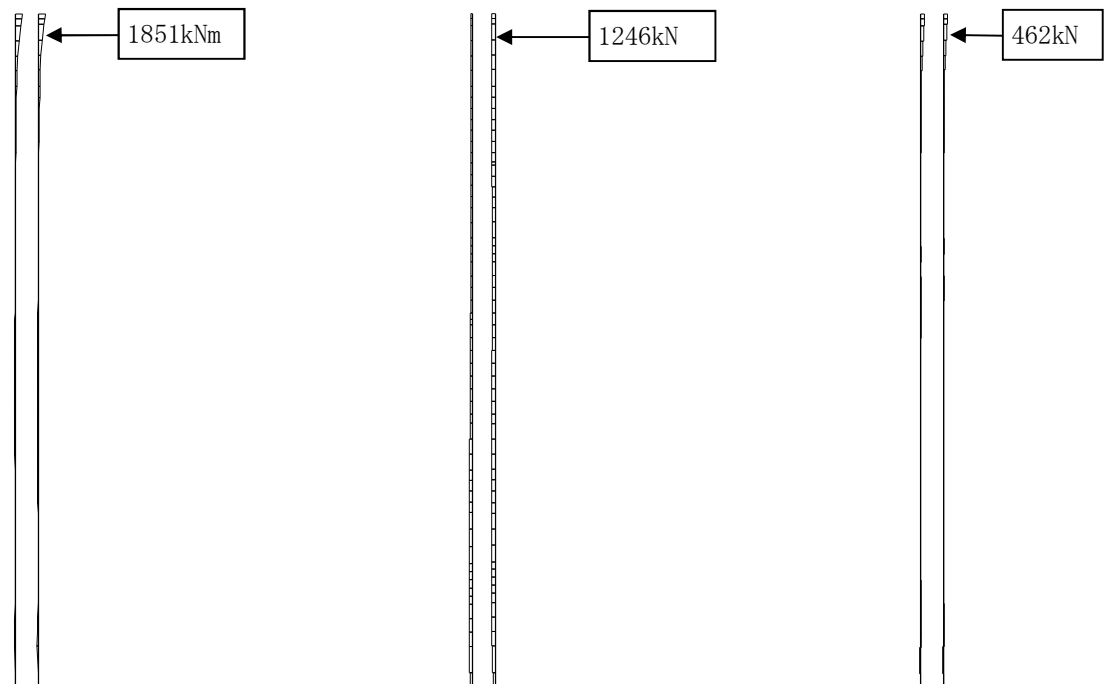
曲げモーメント図 $t = 53.58s$ 軸力図 $t = 53.58s$ せん断力図 $t = 53.57s$
 図 5.1.1-2 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ $S_s - D1$ 〔H+, V+〕）

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



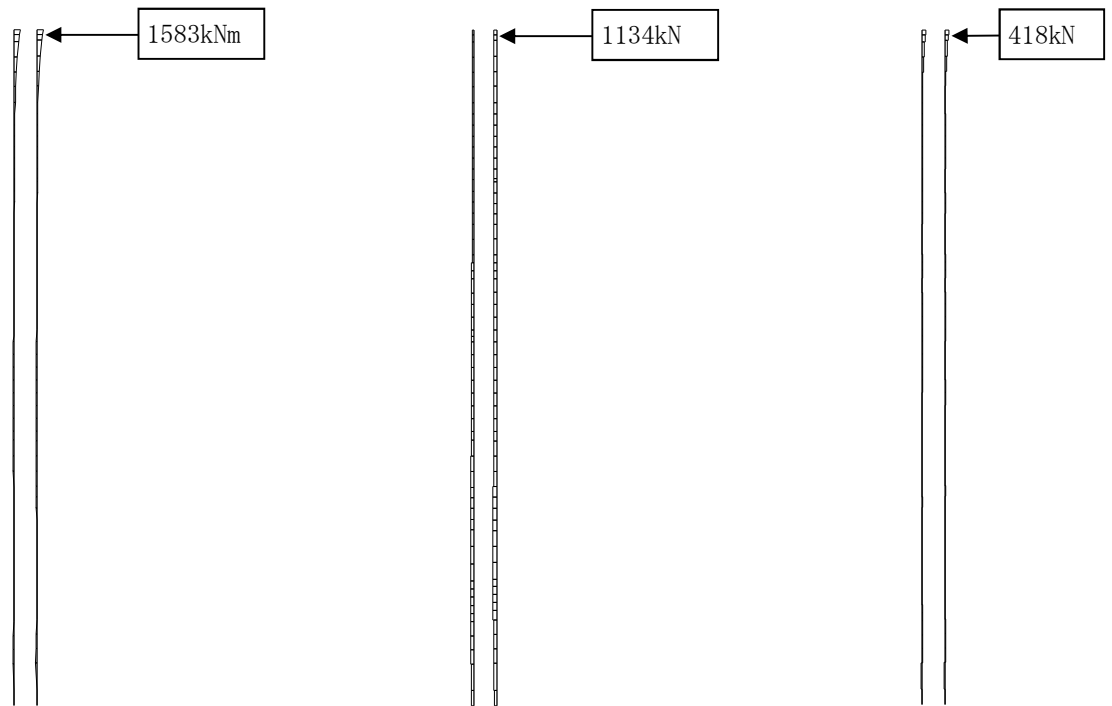
曲げモーメント図 $t = 53.58s$ 軸力図 $t = 53.58s$ せん断力図 $t = 53.57s$
 図 5.1.1-2 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 22.84s$ 軸力図 $t = 22.84s$ せん断力図 $t = 22.84s$
 図 5.1.1-2 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

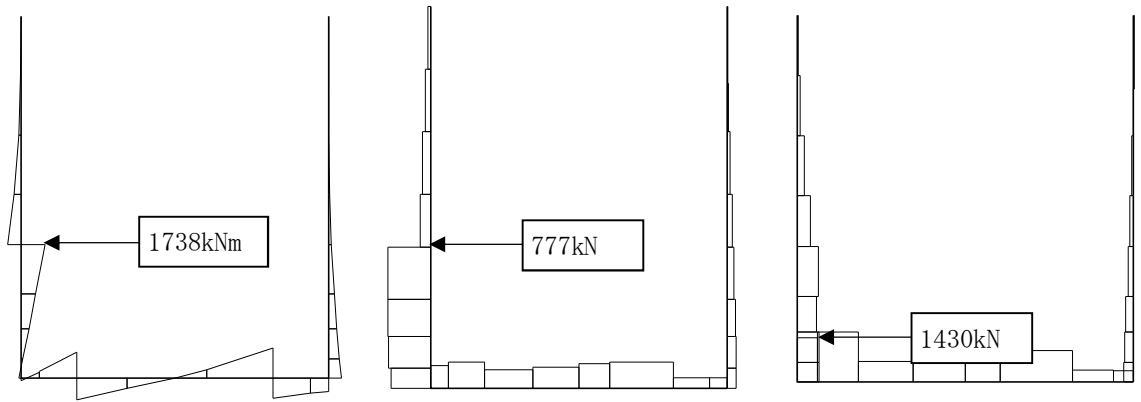


曲げモーメント図 $t = 22.81s$ 軸力図 $t = 22.81s$ せん断力図 $t = 22.72s$

図 5.1.1-2 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ $S_s - D1$ 〔H+, V+〕）

b. 鉄筋コンクリート（壁部）

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

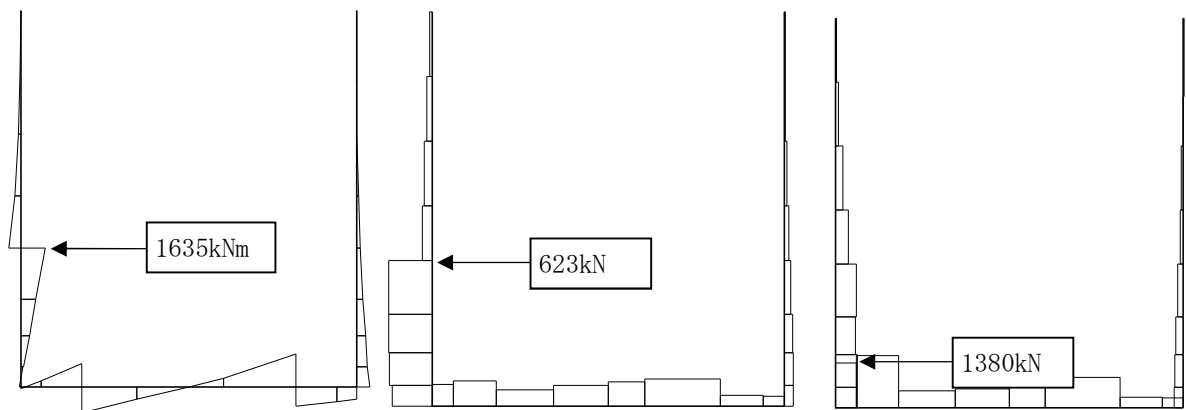


曲げモーメント図 $t = 22.85s$

軸力図 $t = 22.85s$

せん断力図 $t = 22.85s$

図 5.1.1-3 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

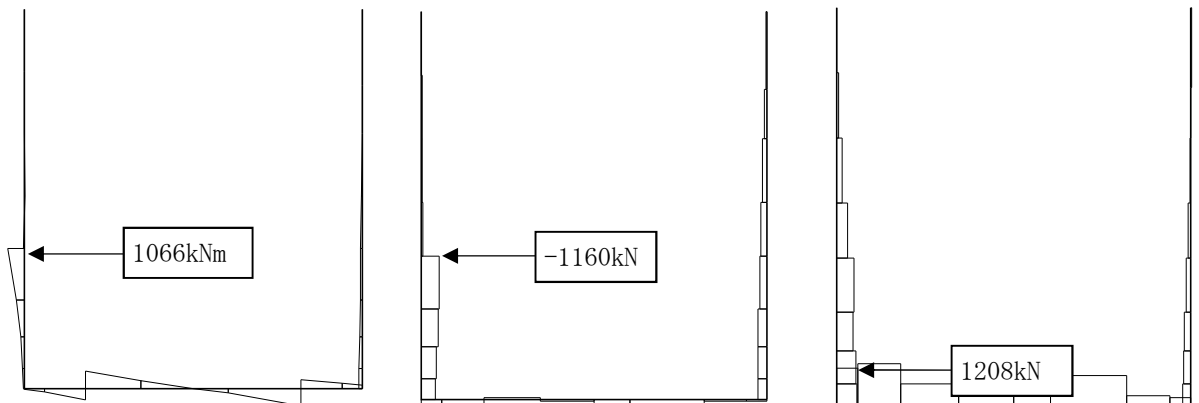


曲げモーメント図 $t = 19.86s$

軸力図 $t = 19.86s$

せん断力図 $t = 22.91s$

図 5.1.1-3 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

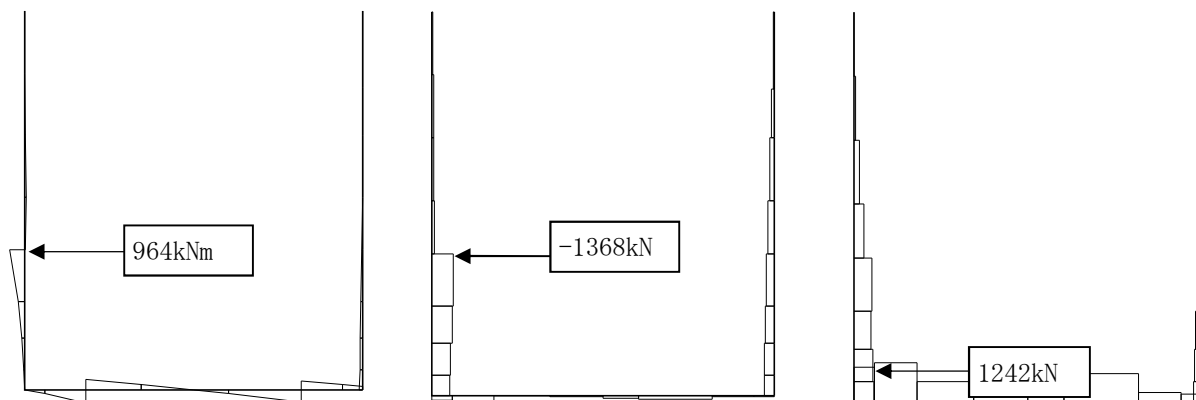


曲げモーメント図 $t = 19.85s$

軸力図 $t = 19.85s$

せん断力図 $t = 23.71s$

図 5.1.1-3 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

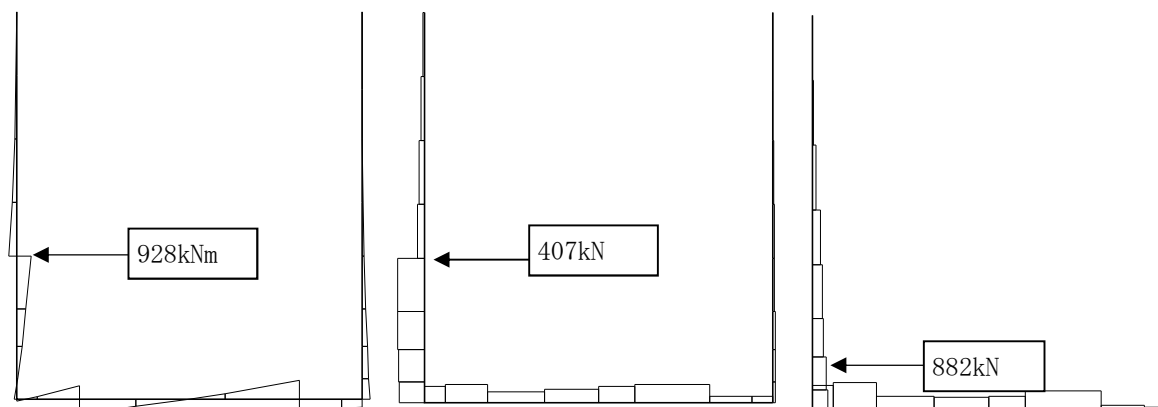


曲げモーメント図 $t = 22.85s$

軸力図 $t = 22.85s$

せん断力図 $t = 21.81s$

図 5.1.1-3 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

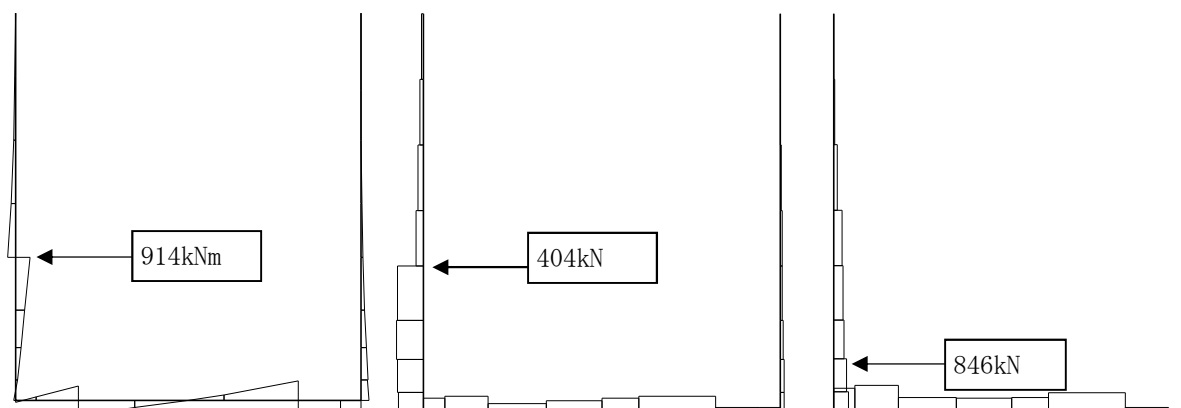


曲げモーメント図 $t = 48.93s$

軸力図 $t = 48.93s$

せん断力図 $t = 48.92s$

図 5.1.1-3 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1 1$)

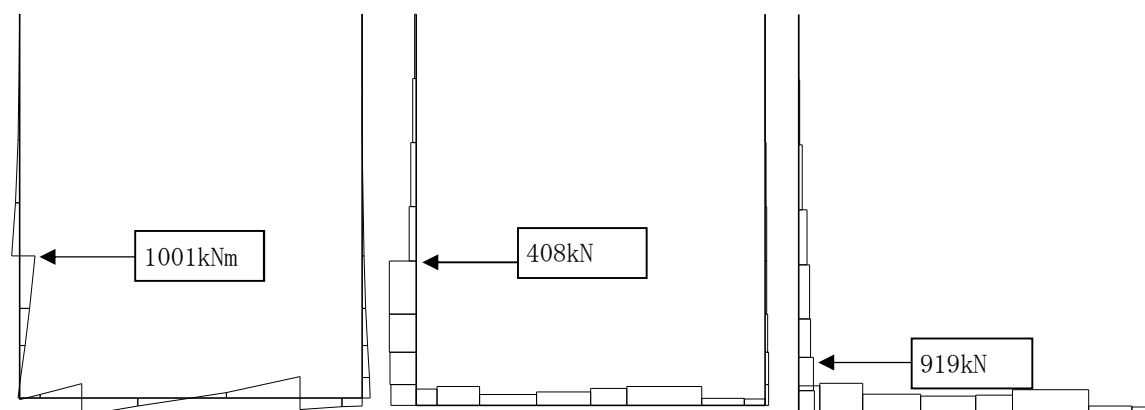


曲げモーメント図 $t = 31.86s$

軸力図 $t = 31.86s$

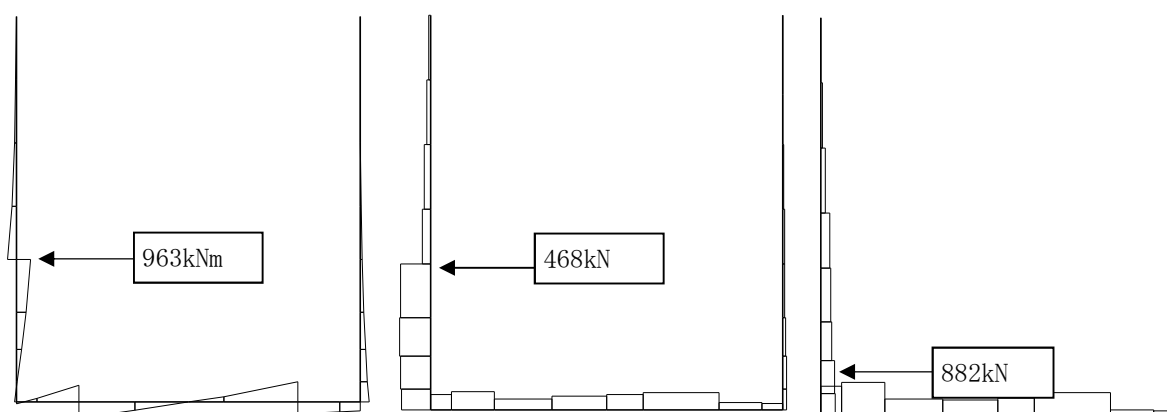
せん断力図 $t = 31.91s$

図 5.1.1-3 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1 2$)



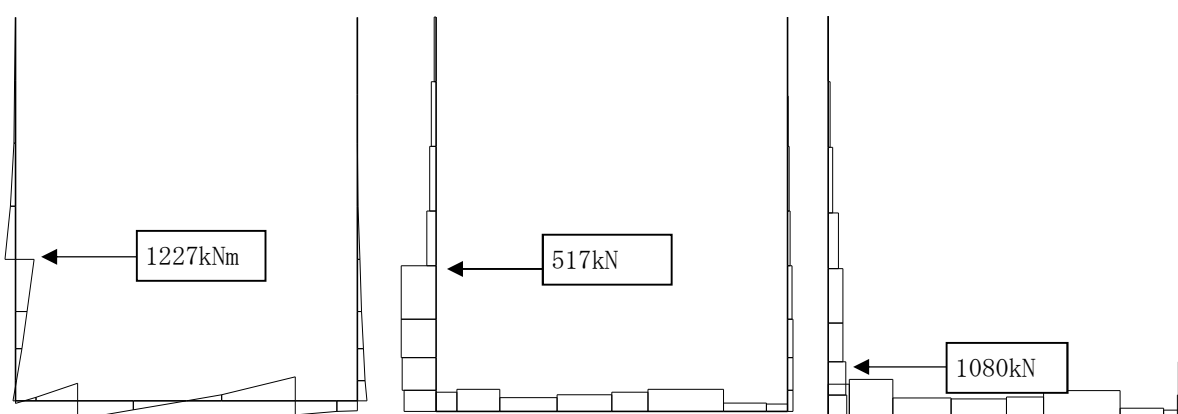
曲げモーメント図 $t = 29.11s$ 軸力図 $t = 29.11s$ せん断力図 $t = 29.13s$

図 5.1.1-3 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)



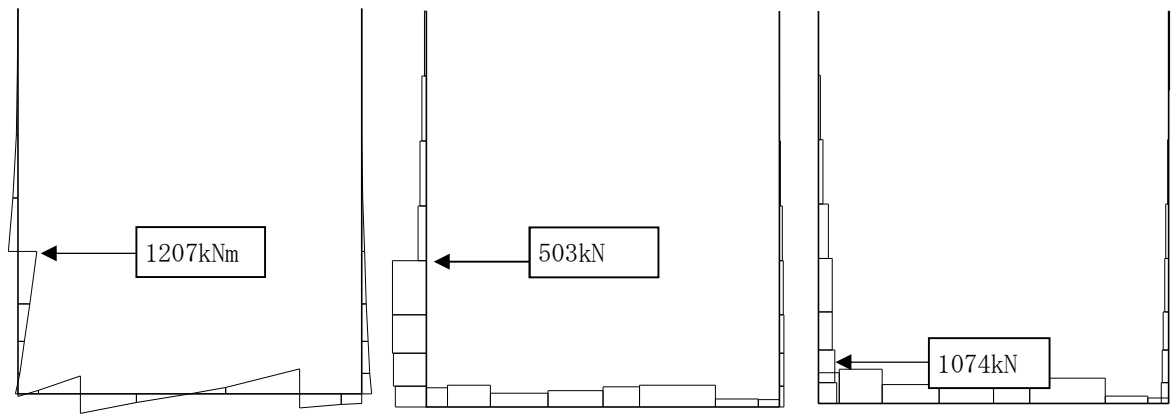
曲げモーメント図 $t = 37.43s$ 軸力図 $t = 37.43s$ せん断力図 $t = 37.43s$

図 5.1.1-3 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)



曲げモーメント図 $t = 102.98s$ 軸力図 $t = 102.98s$ せん断力図 $t = 102.98s$

図 5.1.1-3 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 21$)

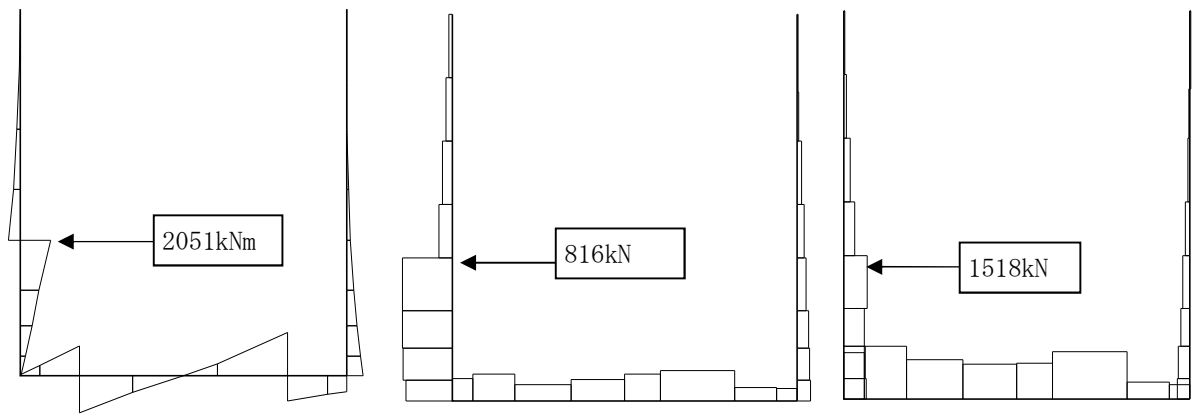


曲げモーメント図 $t = 85.82s$

軸力図 $t = 85.82s$

せん断力図 $t = 85.82s$

図 5.1.1-3 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 22$)

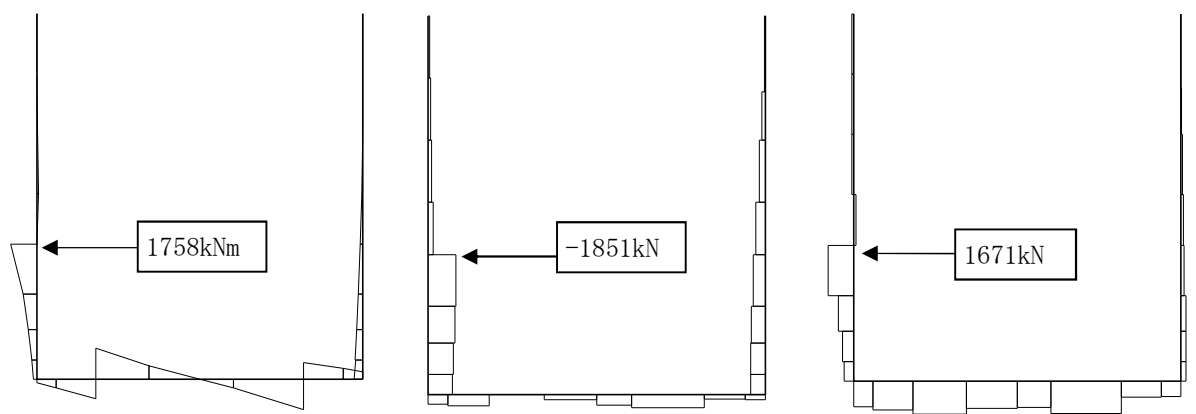


曲げモーメント図 $t = 9.24s$

軸力図 $t = 9.24s$

せん断力図 $t = 9.24s$

図 5.1.1-3 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+])



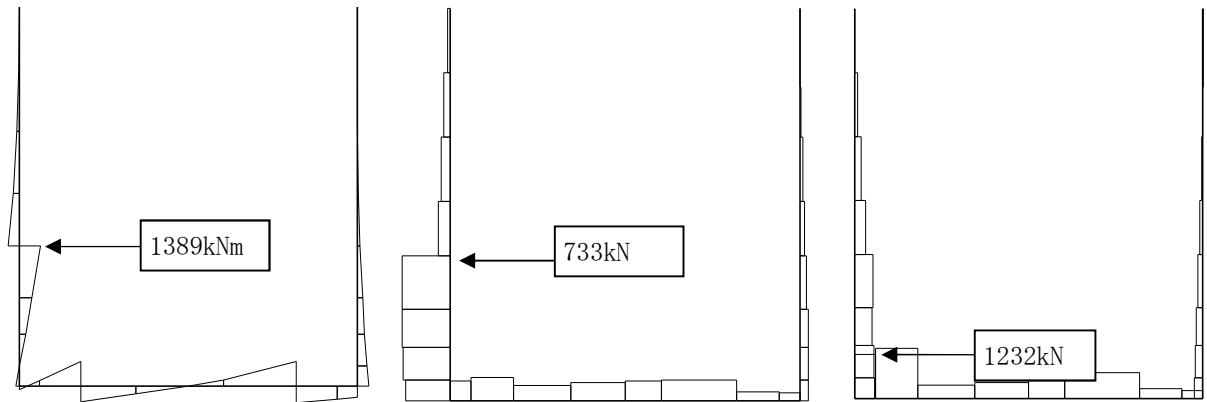
曲げモーメント図 $t = 9.22s$

軸力図 $t = 9.22s$

せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-3 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+])

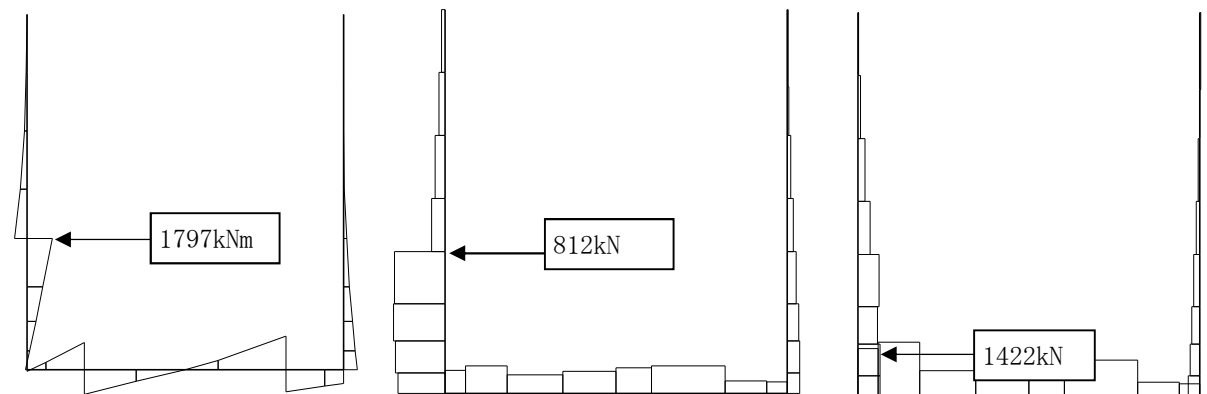
・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 22.84s$ 軸力図 $t = 22.84s$ せん断力図 $t = 22.84s$

図 5.1.1-3 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

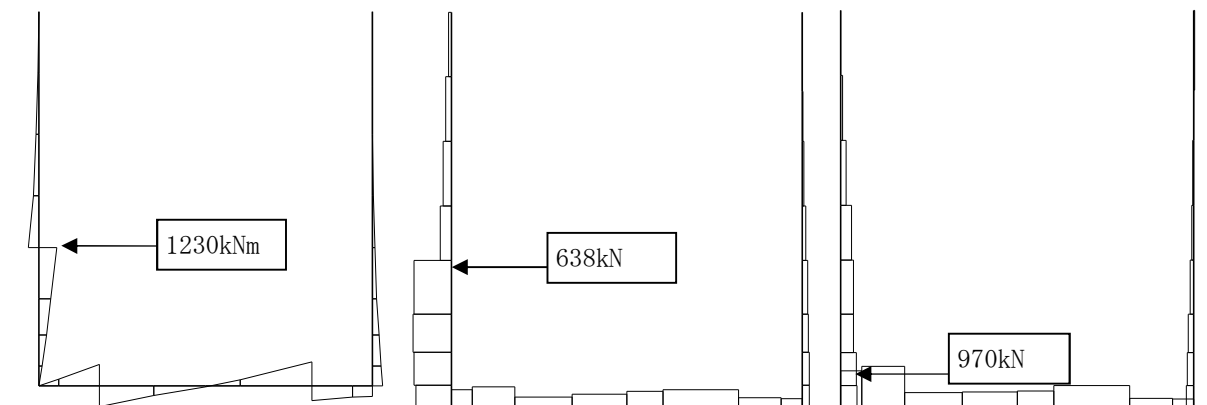
・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 22.86s$ 軸力図 $t = 22.86s$ せん断力図 $t = 22.85s$

図 5.1.1-3 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

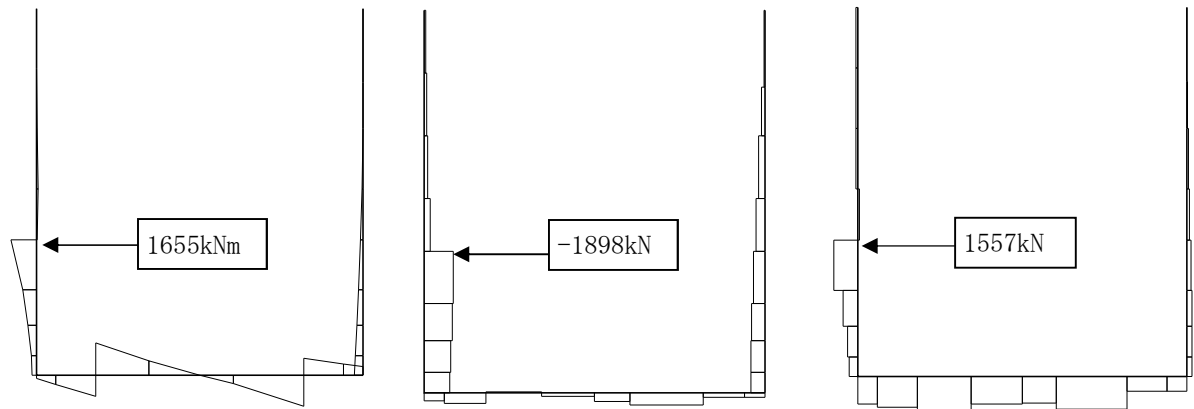
・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 19.88s$ 軸力図 $t = 19.88s$ せん断力図 $t = 53.99s$

図 5.1.1-3 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



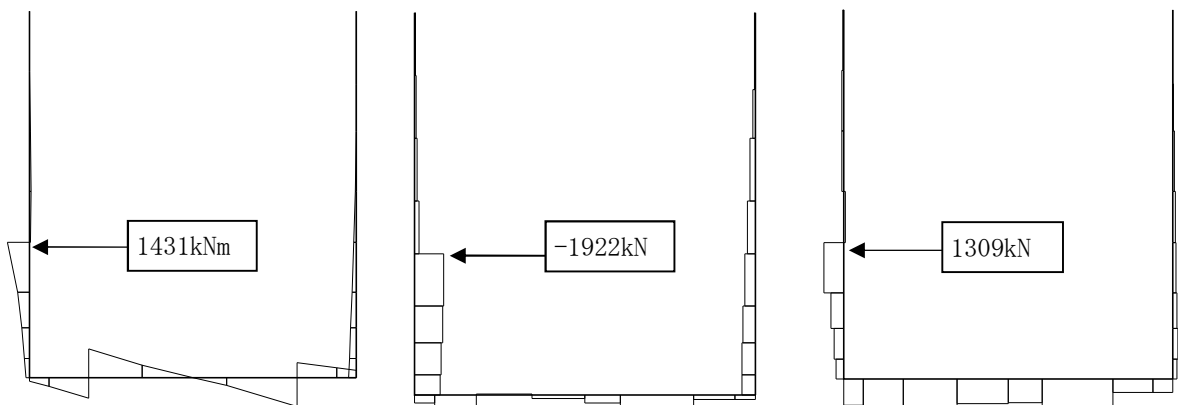
曲げモーメント図 $t = 54.25s$

軸力図 $t = 54.25s$

せん断力図 $t = 54.24s$

図 5.1.1-3 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 54.23s$

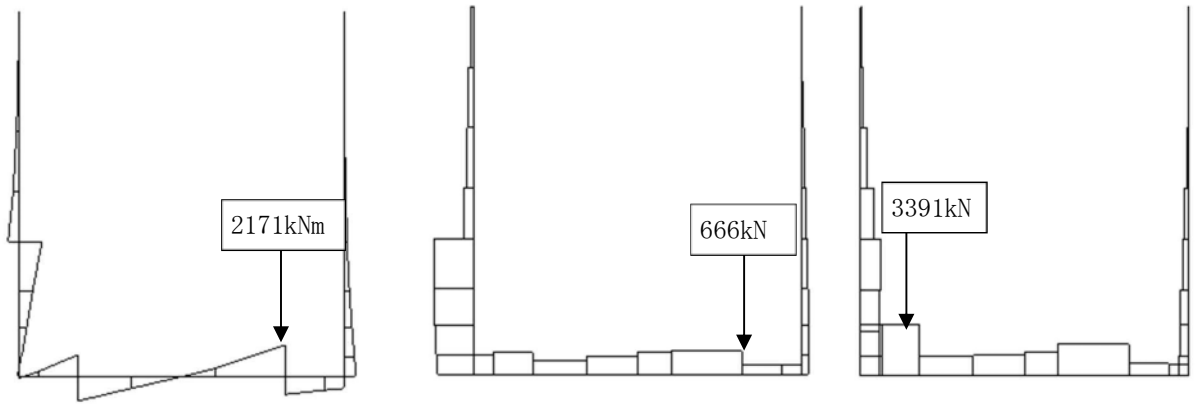
軸力図 $t = 54.23s$

せん断力図 $t = 54.23s$

図 5.1.1-3 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

c. 鉄筋コンクリート（底版部）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

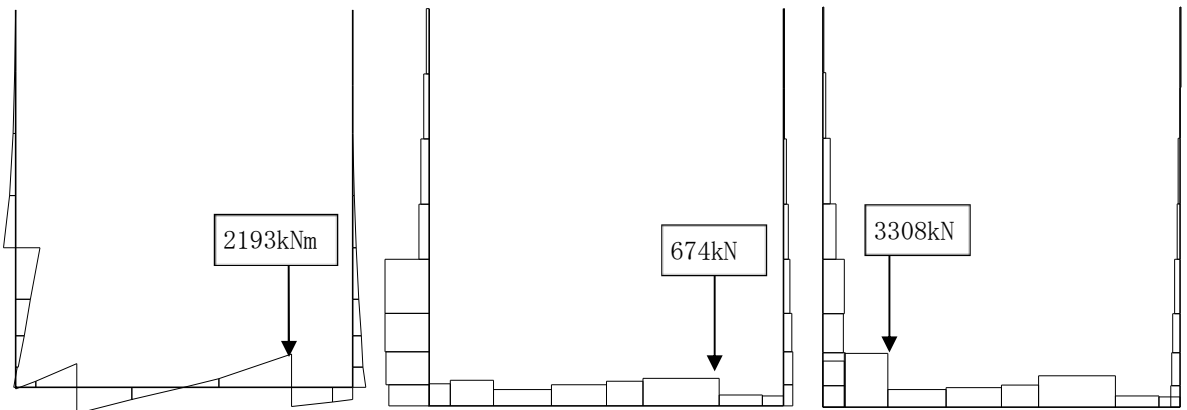


曲げモーメント図 $t = 19.85s$

軸力図 $t = 19.85s$

せん断力図 $t = 22.84s$

図 5.1.1-4 (1) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

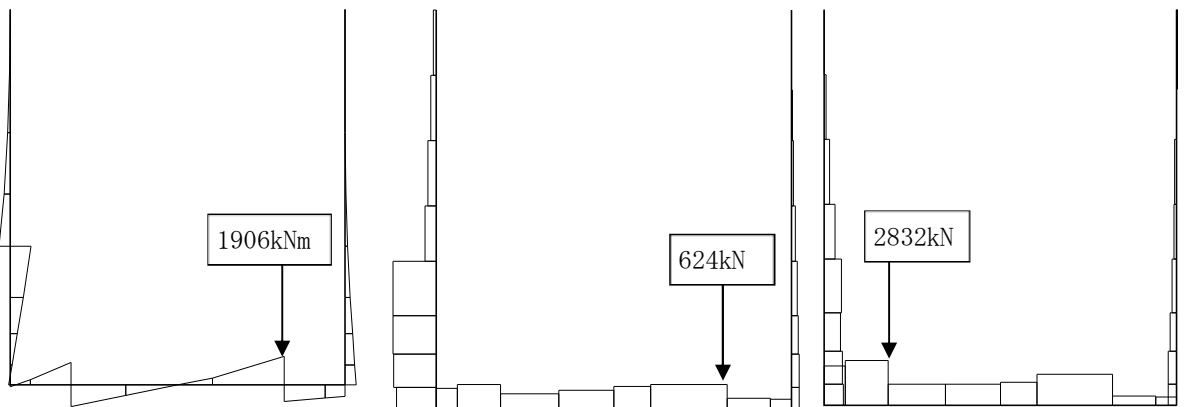


曲げモーメント図 $t = 19.86s$

軸力図 $t = 19.86s$

せん断力図 $t = 22.91s$

図 5.1.1-4 (2) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-])

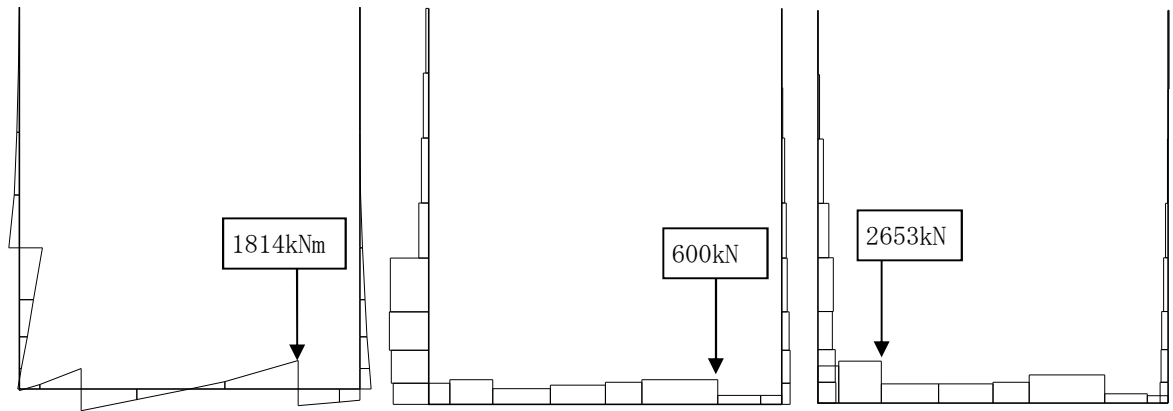


曲げモーメント図 $t = 20.97s$

軸力図 $t = 20.97s$

せん断力図 $t = 20.97s$

図 5.1.1-4 (3) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+])

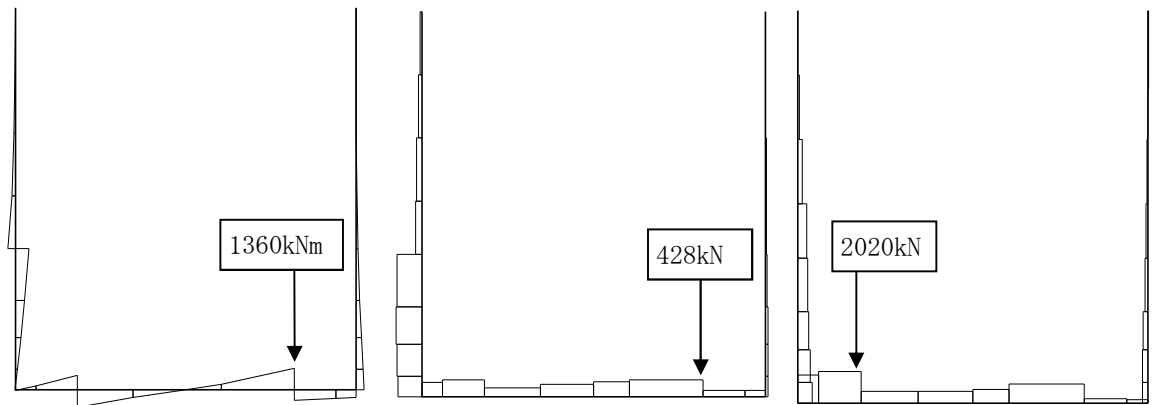


曲げモーメント図 $t = 21.79s$

軸力図 $t = 21.79s$

せん断力図 $t = 20.91s$

図 5.1.1-4 (4) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

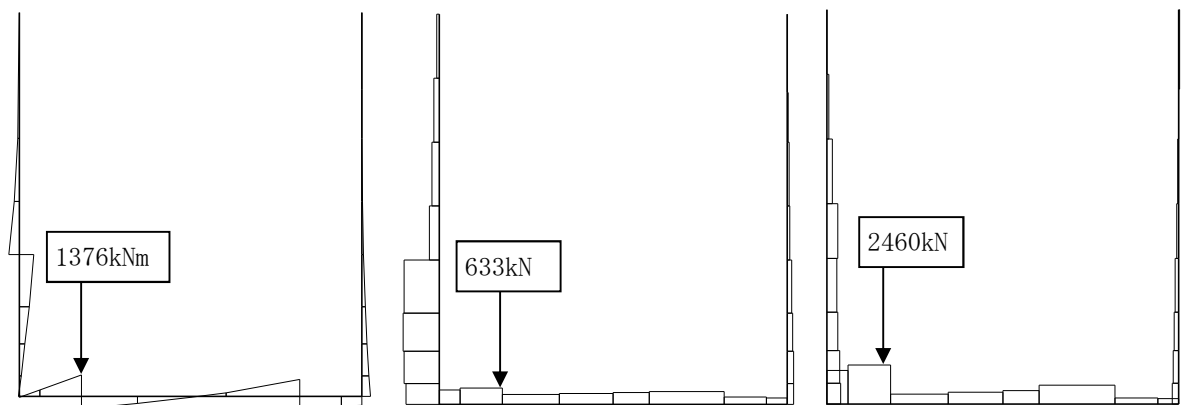


曲げモーメント図 $t = 25.96s$

軸力図 $t = 25.96s$

せん断力図 $t = 58.32s$

図 5.1.1-4 (5) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1 1$)

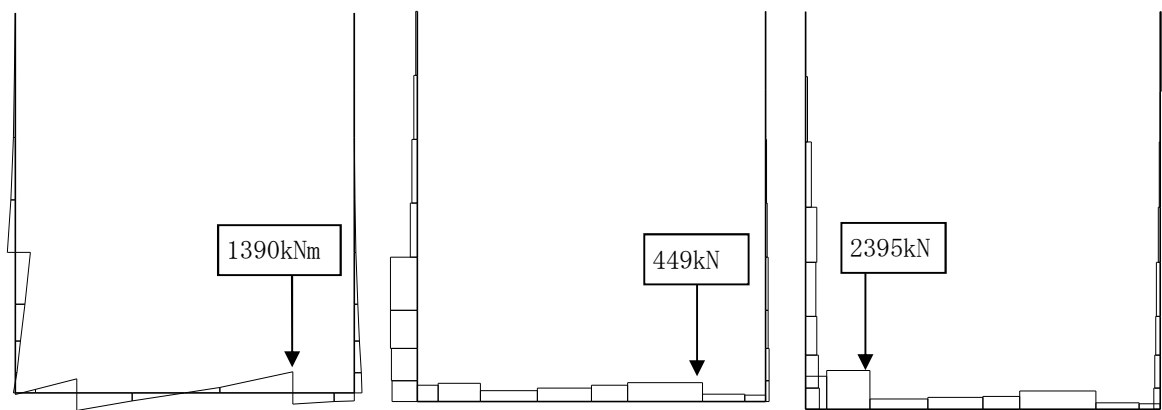


曲げモーメント図 $t = 37.87s$

軸力図 $t = 37.87s$

せん断力図 $t = 37.87s$

図 5.1.1-4 (6) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 1 2$)

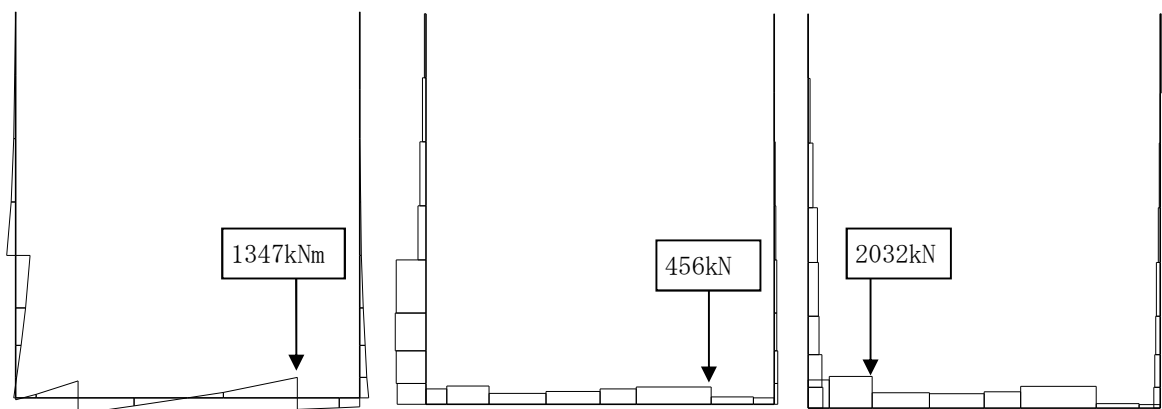


曲げモーメント図 $t = 29.09s$

軸力図 $t = 29.09s$

せん断力図 $t = 35.10s$

図 5.1.1-4 (7) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 13$)

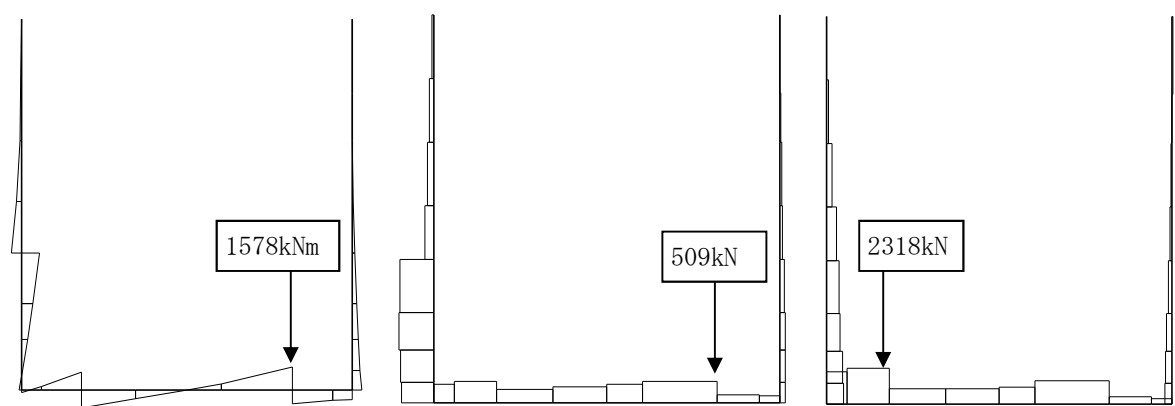


曲げモーメント図 $t = 37.42s$

軸力図 $t = 37.42s$

せん断力図 $t = 37.42s$

図 5.1.1-4 (8) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 14$)

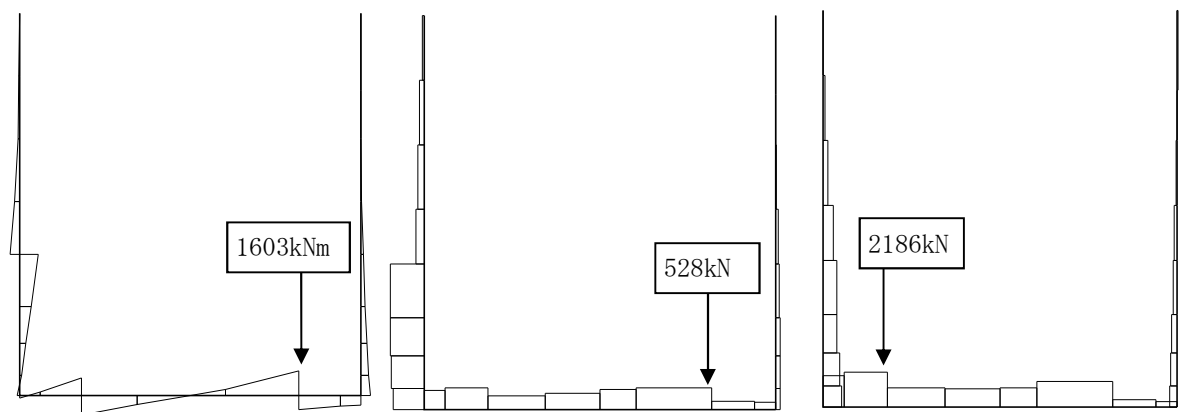


曲げモーメント図 $t = 102.97s$

軸力図 $t = 102.97s$

せん断力図 $t = 77.17s$

図 5.1.1-4 (9) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 21$)

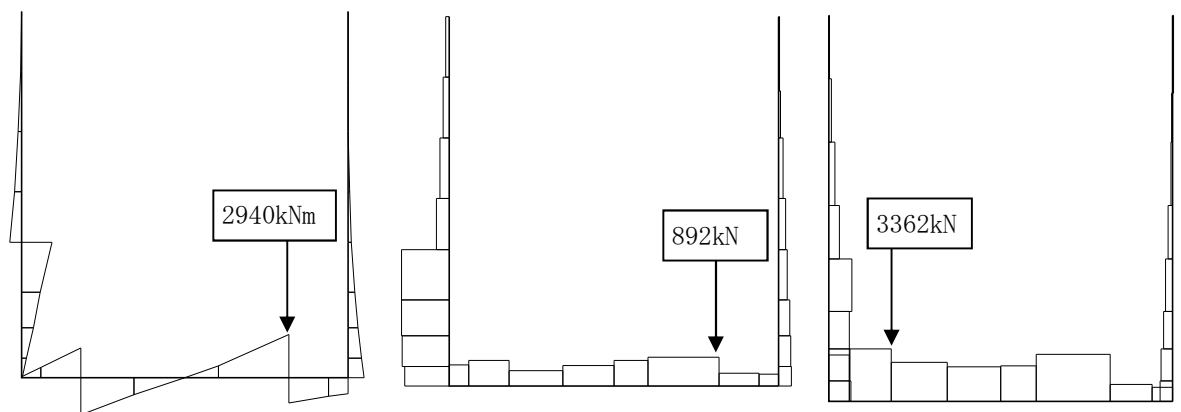


曲げモーメント図 $t = 85.82s$

軸力図 $t = 85.82s$

せん断力図 $t = 85.81s$

図 5.1.1-4 (10) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 22$)

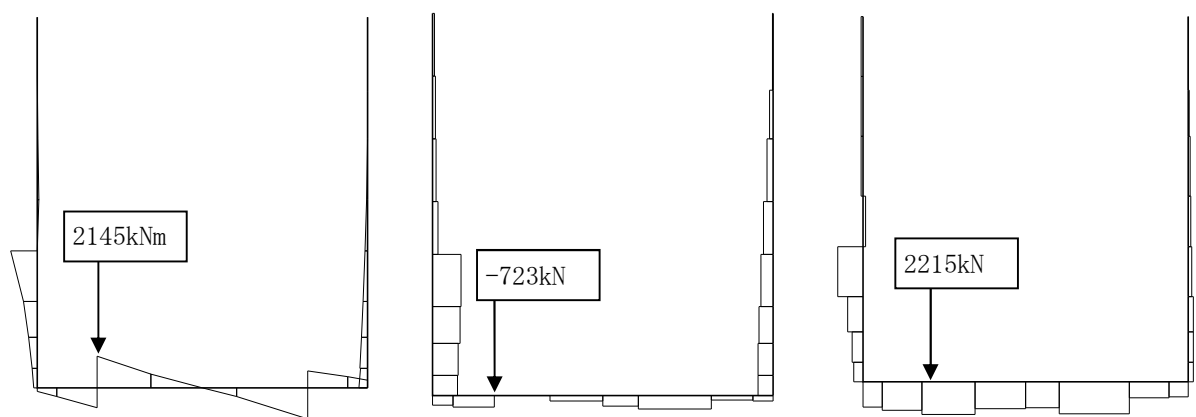


曲げモーメント図 $t = 9.24s$

軸力図 $t = 9.24s$

せん断力図 $t = 9.24s$

図 5.1.1-4 (11) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+])



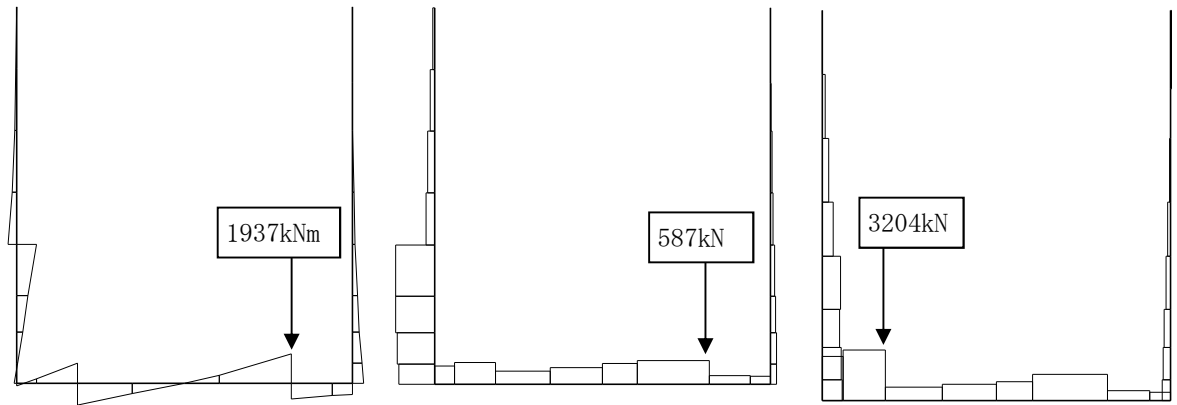
曲げモーメント図 $t = 9.22s$

軸力図 $t = 9.22s$

せん断力図 $t = 9.22s$

図 5.1.1-4 (12) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+])

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



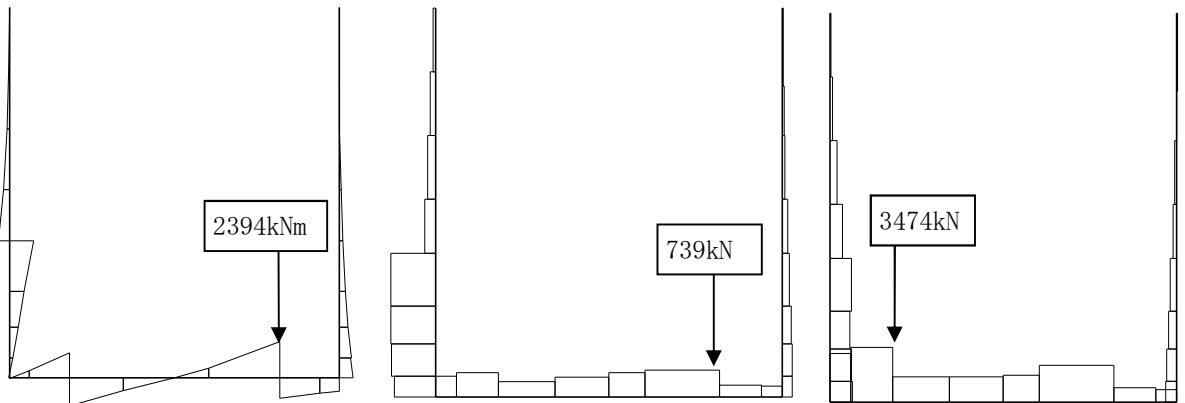
曲げモーメント図 $t = 19.82s$

軸力図 $t = 19.82s$

せん断力図 $t = 22.84s$

図 5.1.1-4 (13) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ S_s-D1 〔H+,V+〕）

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース



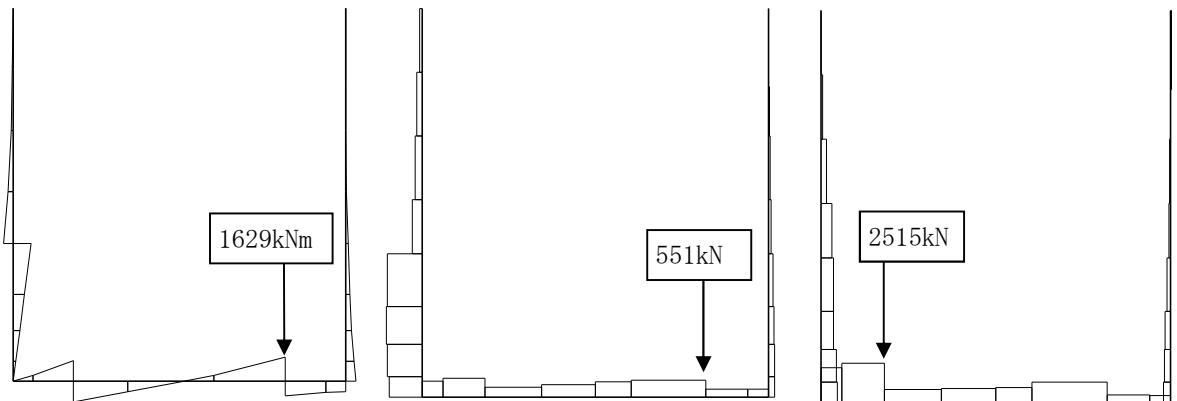
曲げモーメント図 $t = 19.88s$

軸力図 $t = 19.88s$

せん断力図 $t = 22.84s$

図 5.1.1-4 (14) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ S_s-D1 〔H+,V+〕）

・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント図 $t = 17.26s$

軸力図 $t = 17.26s$

せん断力図 $t = 53.99s$

図 5.1.1-4 (15) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力（ S_s-D1 〔H+,V+〕）

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

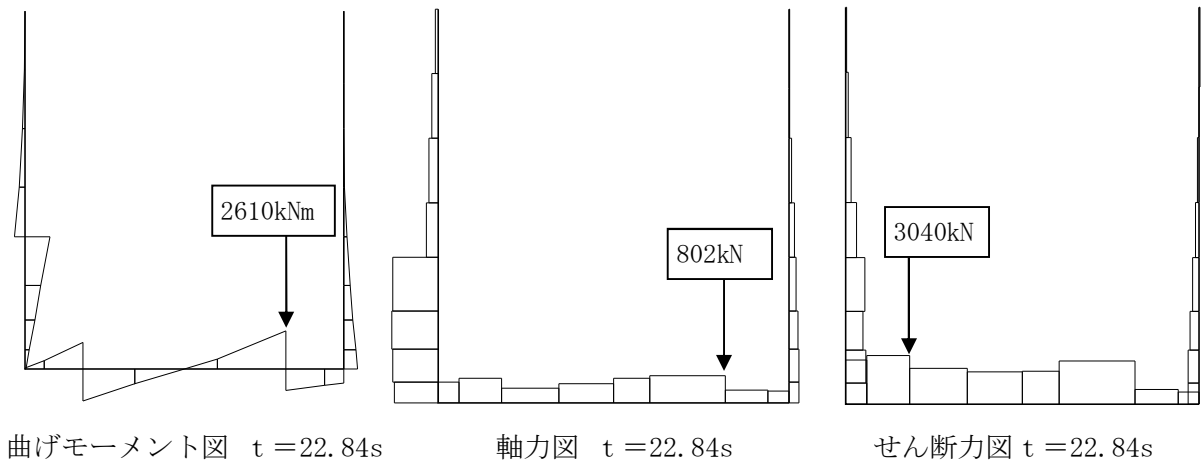


図 5.1.1-4 (16) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・ 検討ケース⑥：原地盤のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

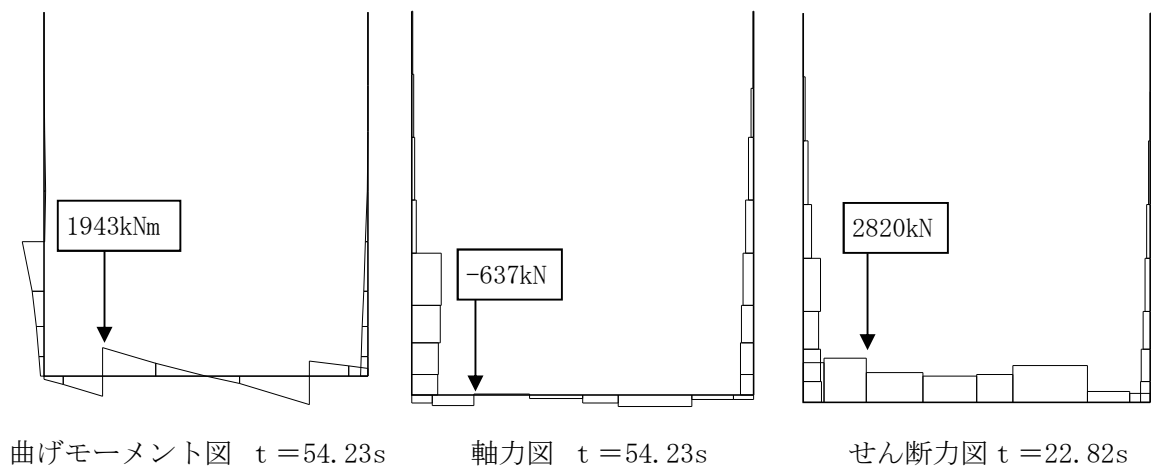


図 5.1.1-4 (17) 照査値が最も厳しくなる時刻の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

(2) 最大せん断ひずみ分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

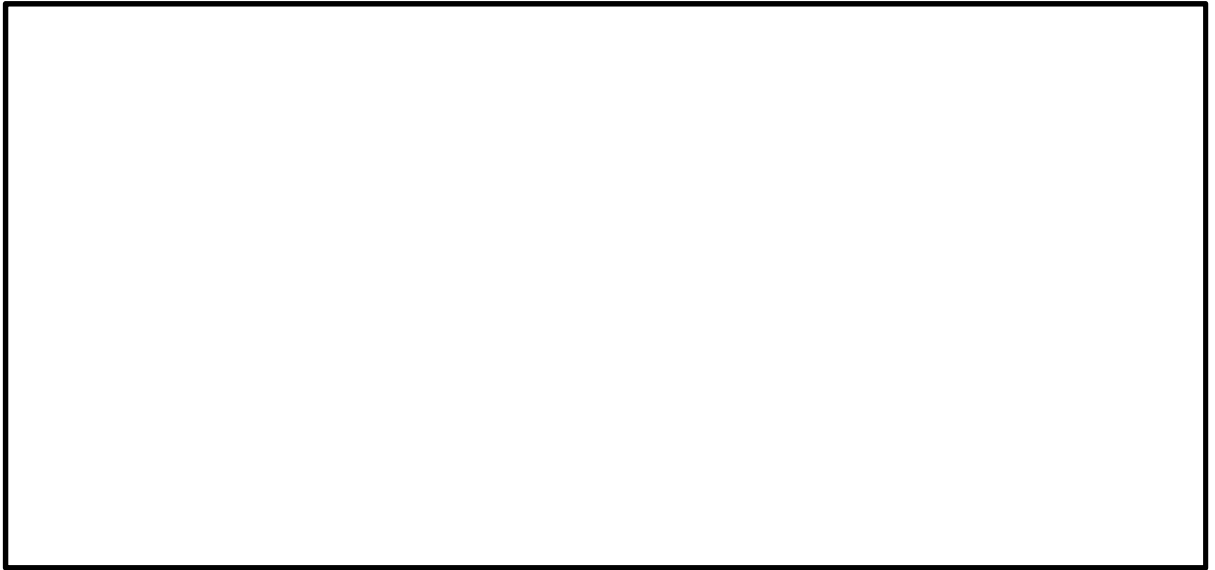


図 5.1.1-5 (1) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+,V+])



図 5.1.1-5 (2) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+,V-])

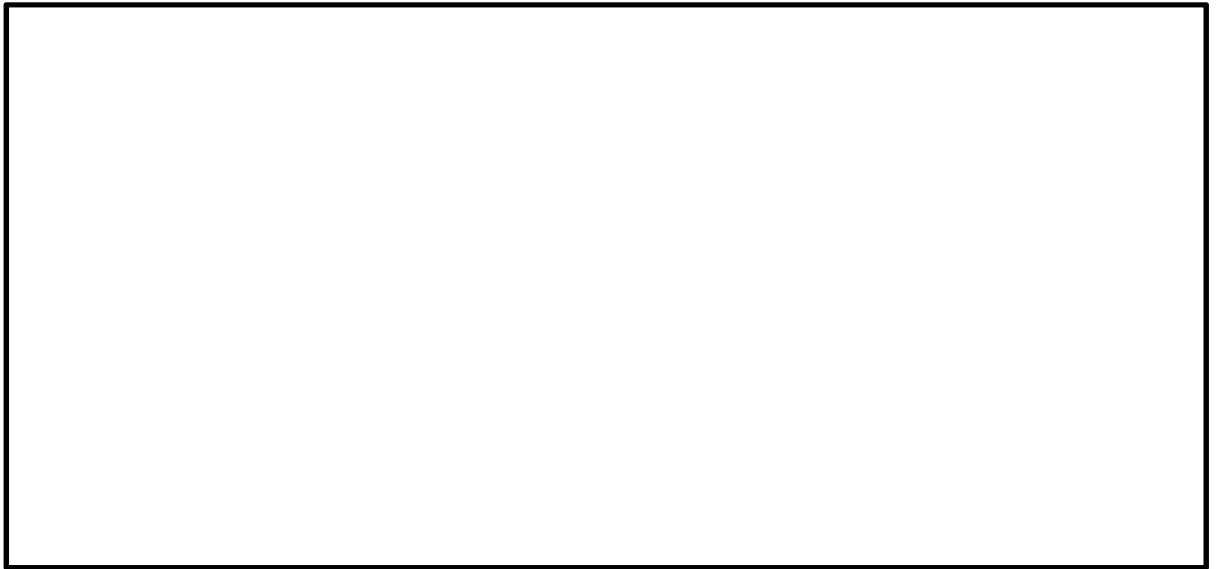


図 5.1.1-5 (3) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1.1-5 (4) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

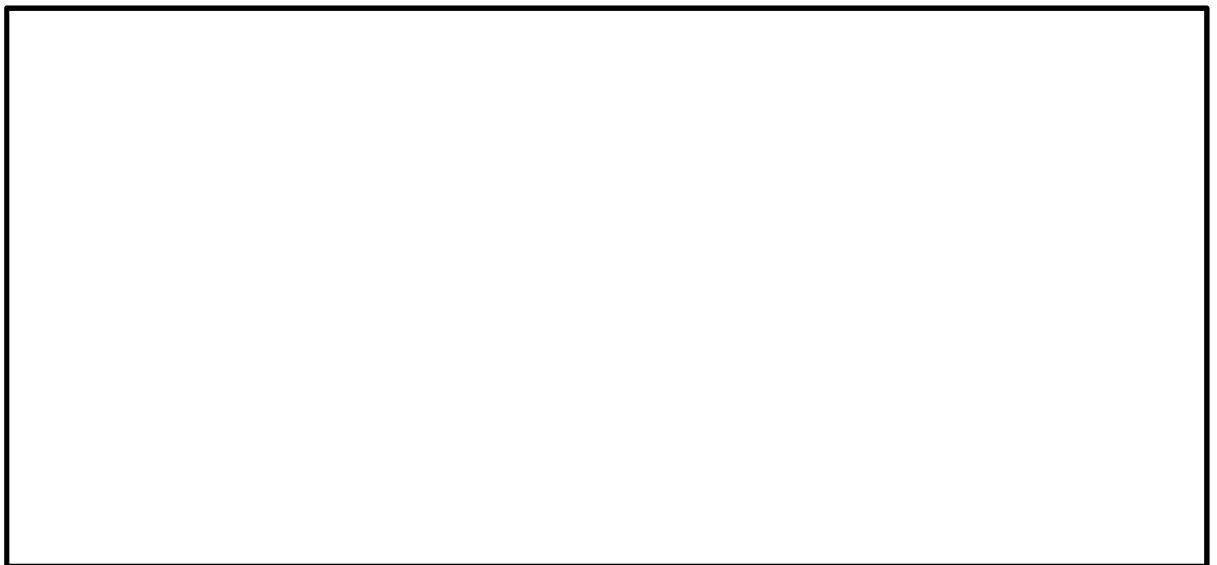


図 5.1.1-5 (5) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

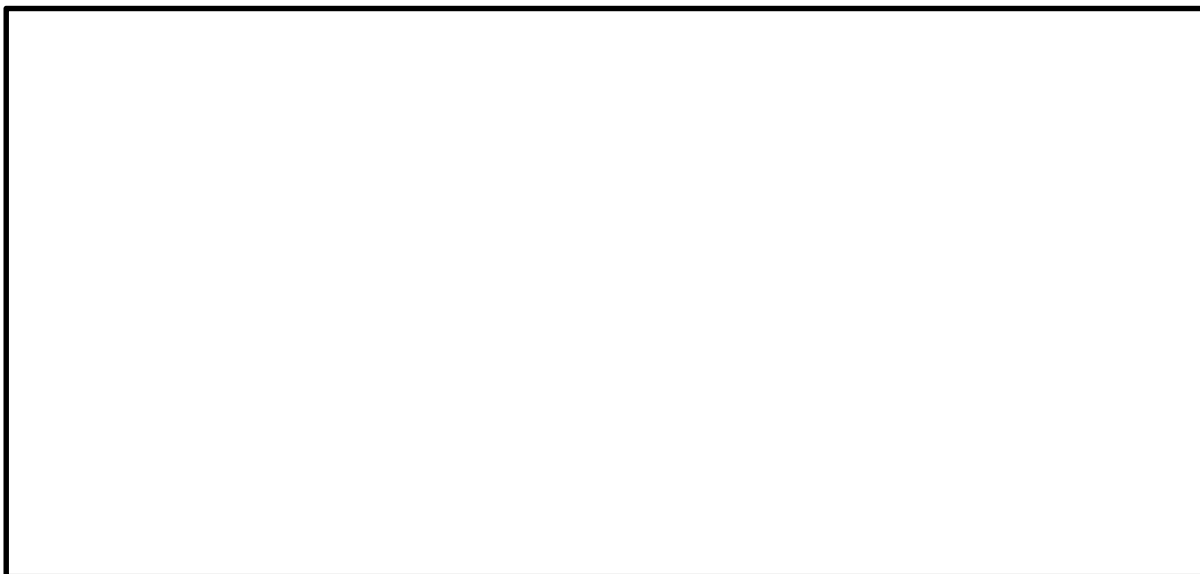


図 5.1.1-5 (6) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 2$)

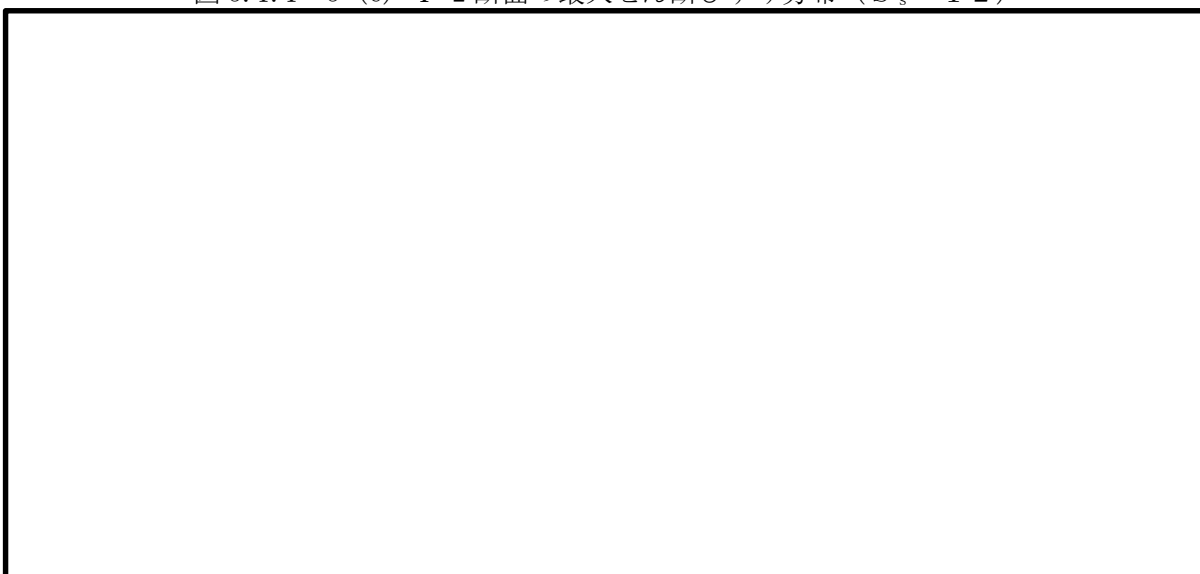


図 5.1.1-5 (7) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 3$)



図 5.1.1-5 (8) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 4$)

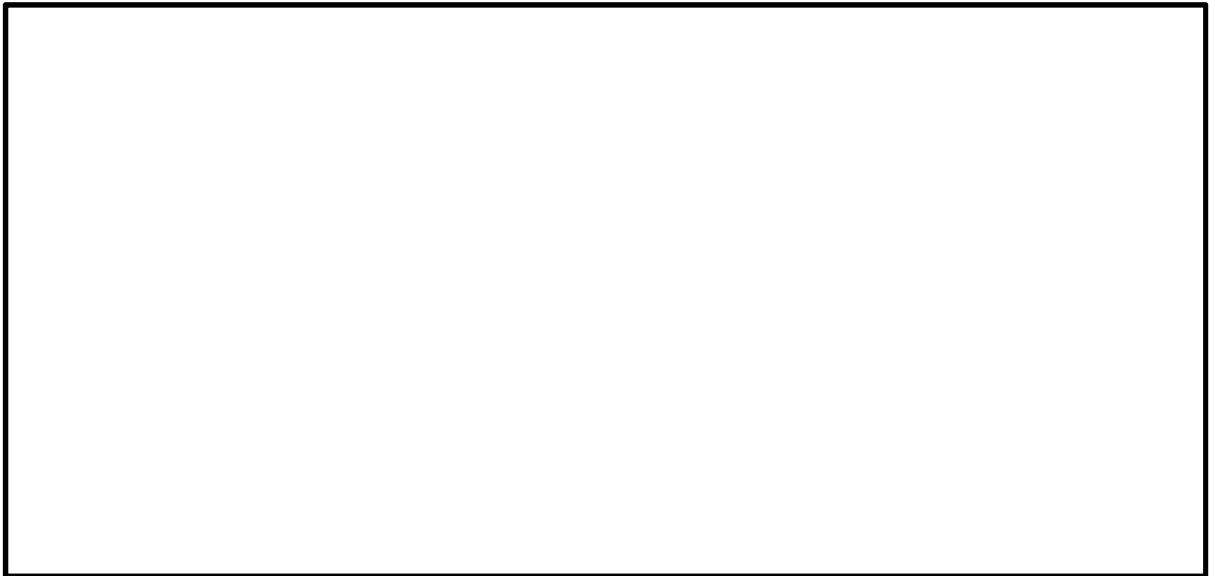


図 5.1.1-5 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2\ 1$)



図 5.1.1-5 (10) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2\ 2$)



図 5.1.1-5 (11) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3\ 1\ [H+, V+]$)

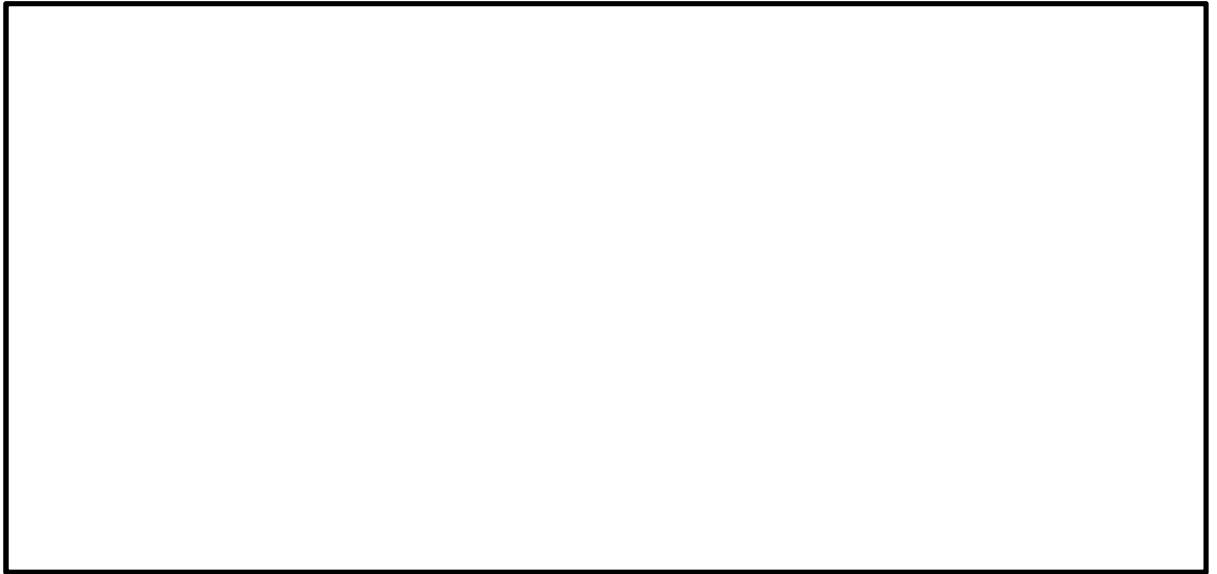


図 5.1.1-5 (12) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース

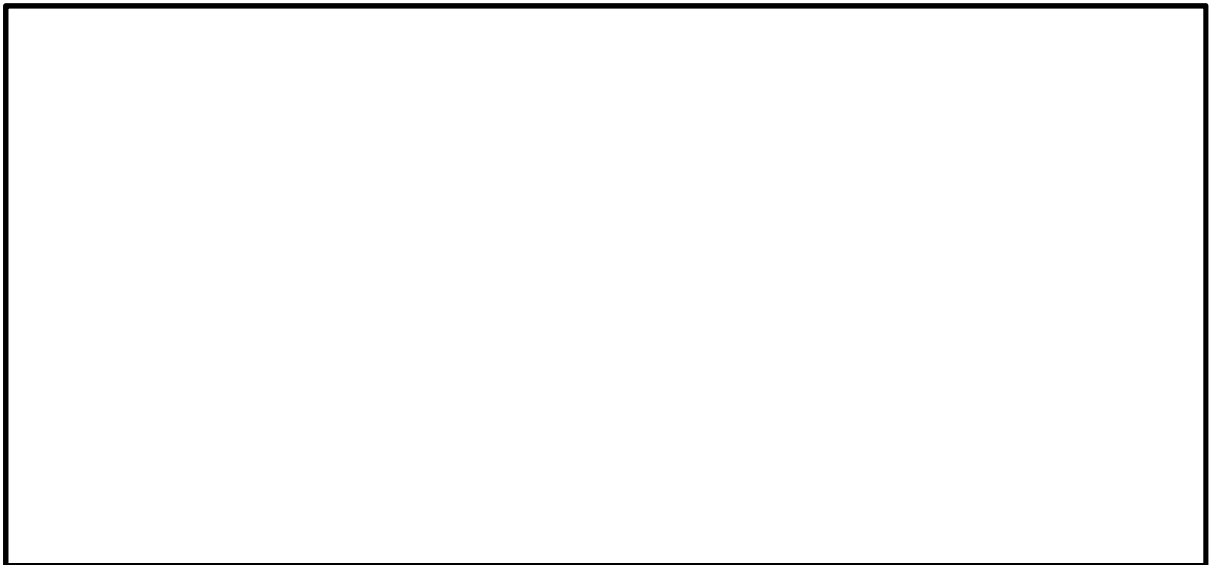


図 5.1.1-5 (13) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

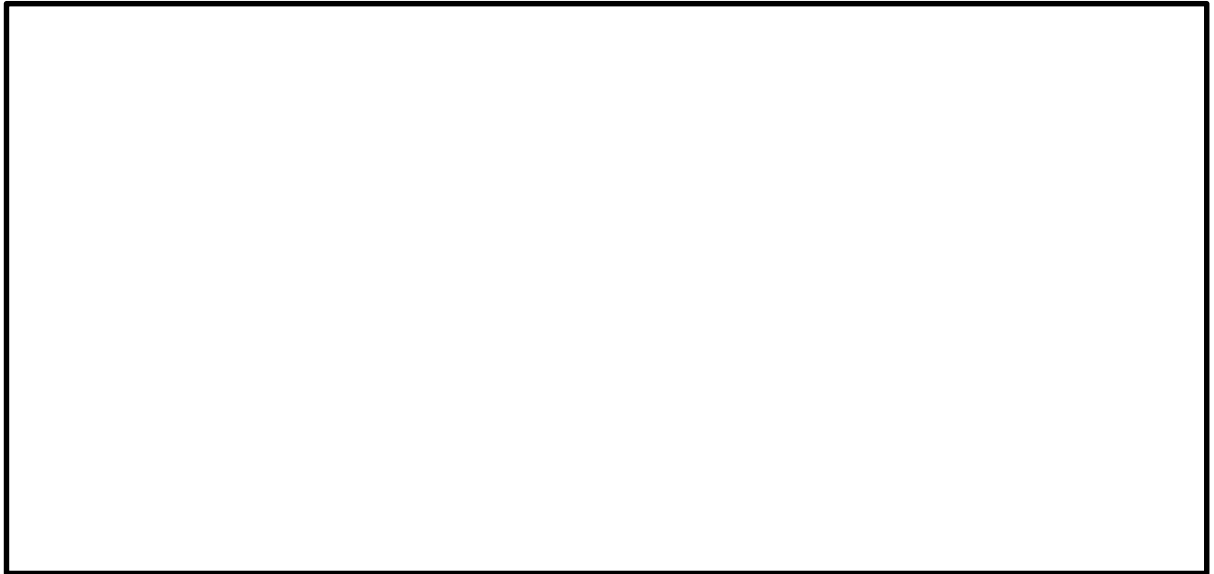


図 5.1.1-5 (14) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V+]$ ）

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1.1-5 (15) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1 [H+, V+]$ ）

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

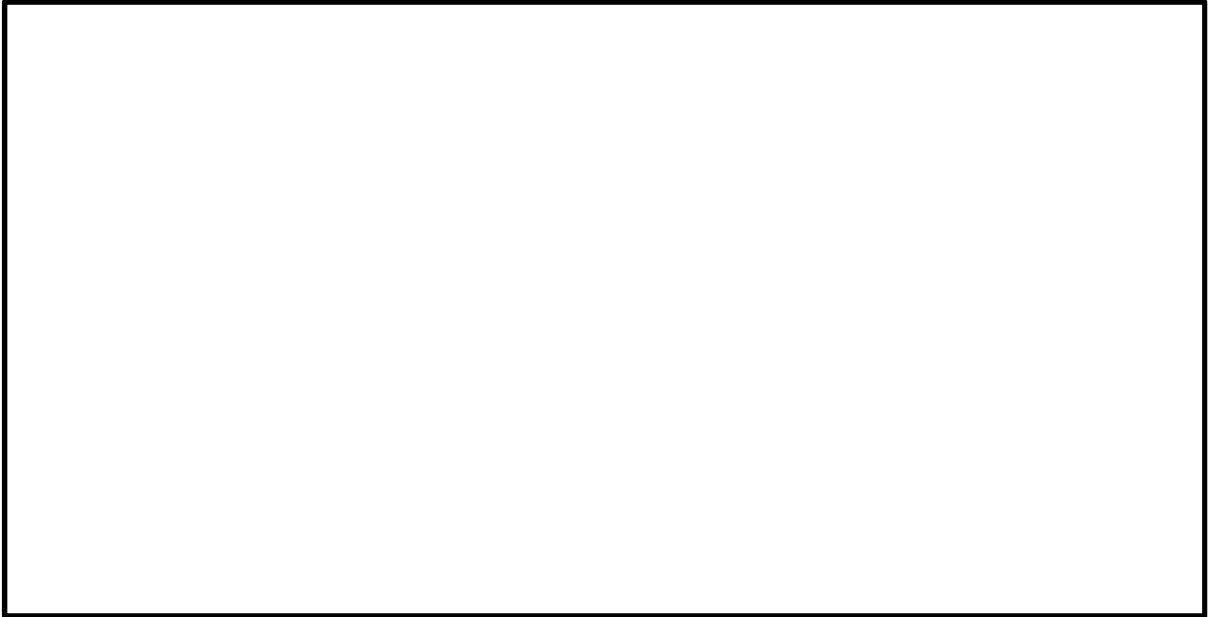


図 5.1.1-5 (16) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

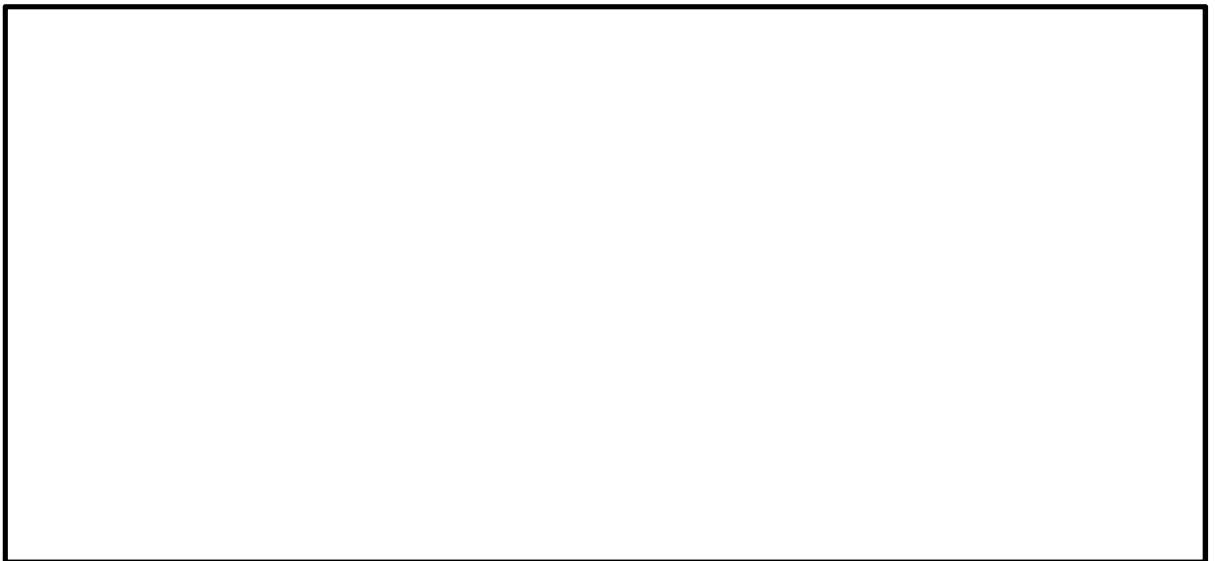


図 5.1.1-5 (17) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

(3) 過剰間隙水圧比分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1.1-6 (1) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])



図 5.1.1-6 (2) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])



図 5.1.1-6 (3) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1.1-6 (4) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1.1-6 (5) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

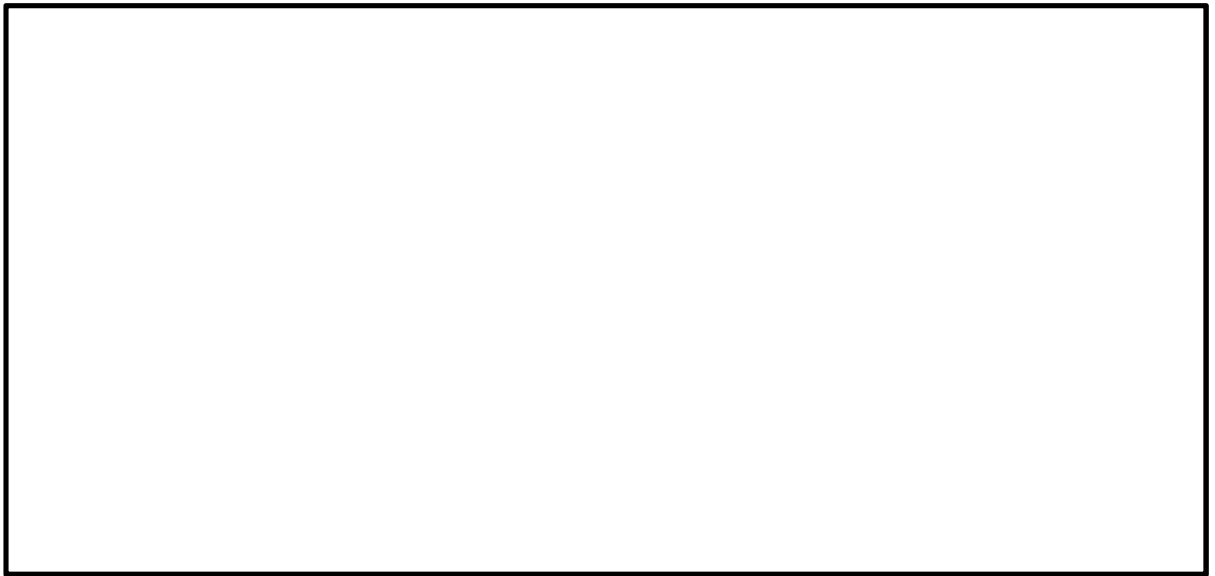


図 5.1.1-6 (6) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)



図 5.1.1-6 (7) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)

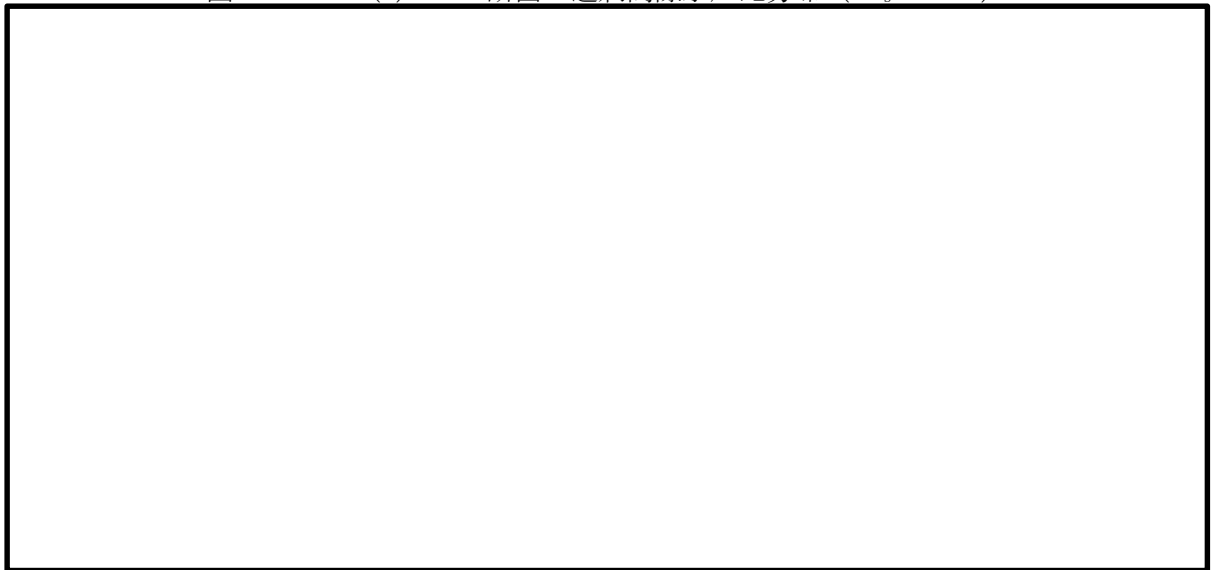


図 5.1.1-6 (8) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.4$)

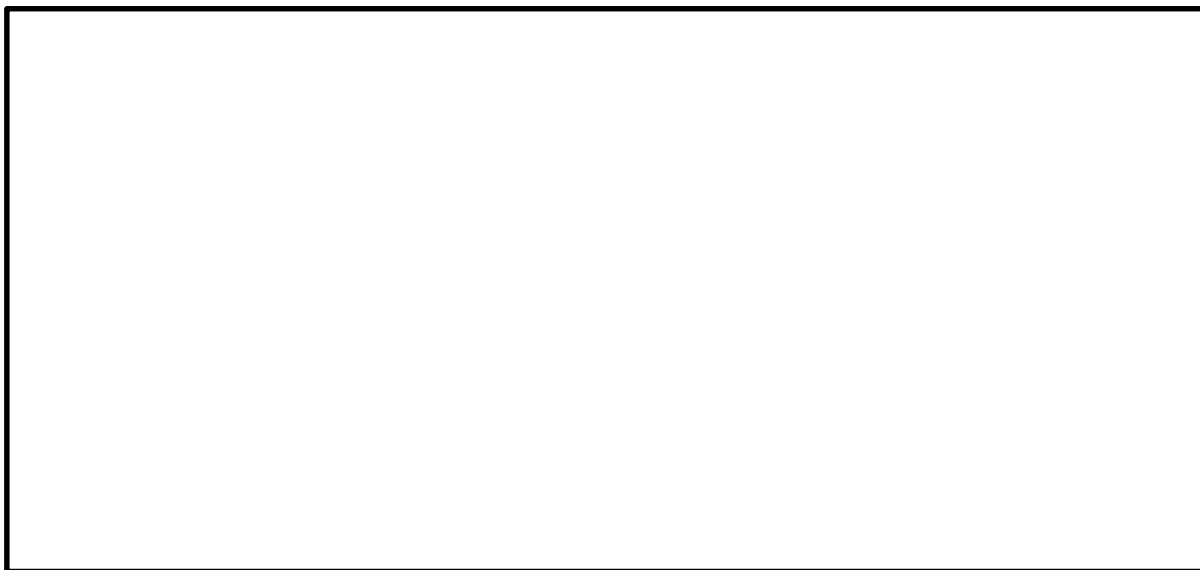


図 5.1.1-6 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.1$)



図 5.1.1-6 (10) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.2$)

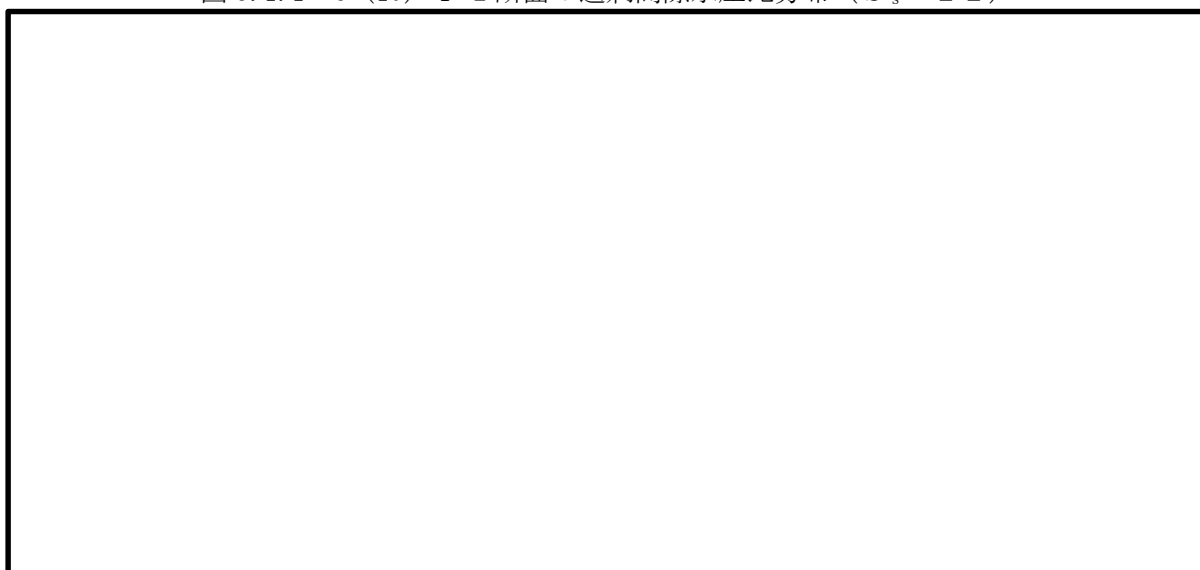


図 5.1.1-6 (11) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])

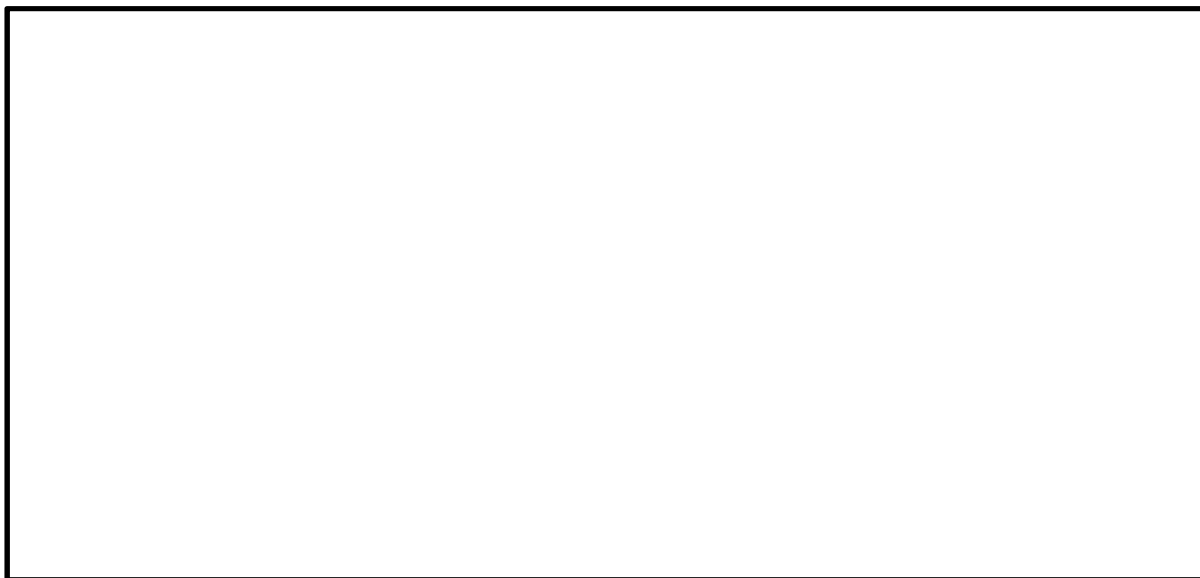


図 5.1.1-6 (12) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース

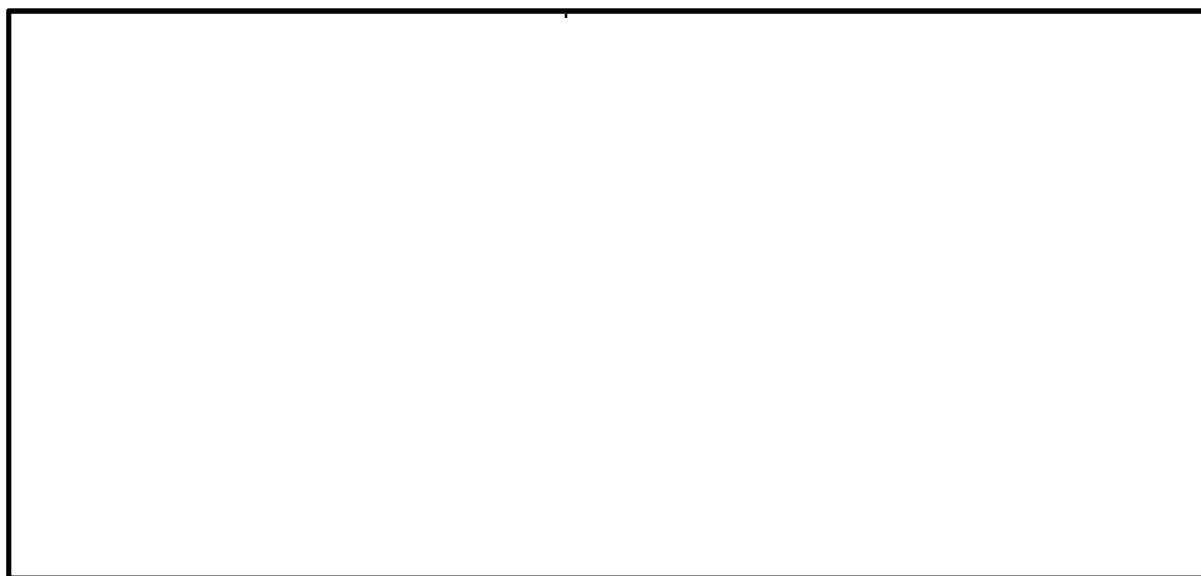


図 5.1.1-6 (13) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

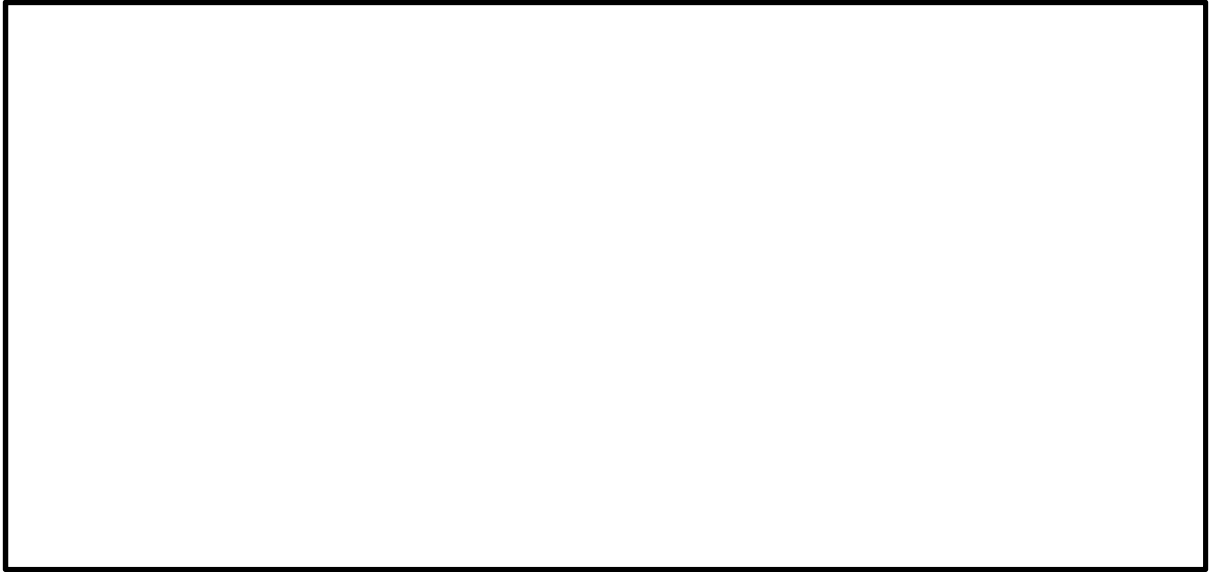


図 5.1.1-6 (14) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

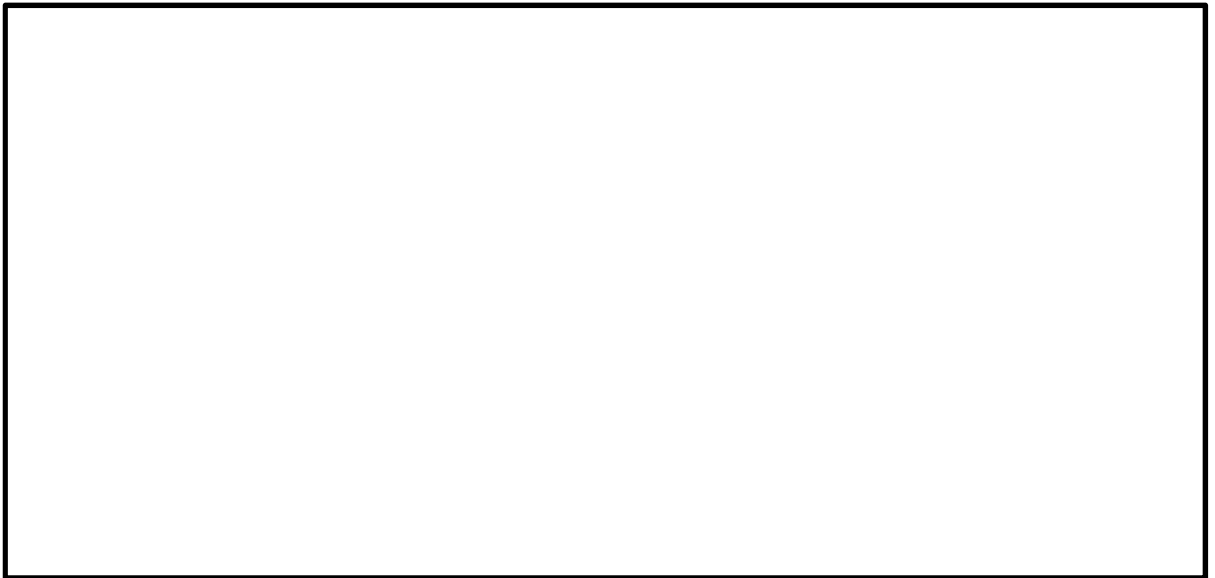


図 5.1.1-6 (15) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

(4) 最大加速度分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

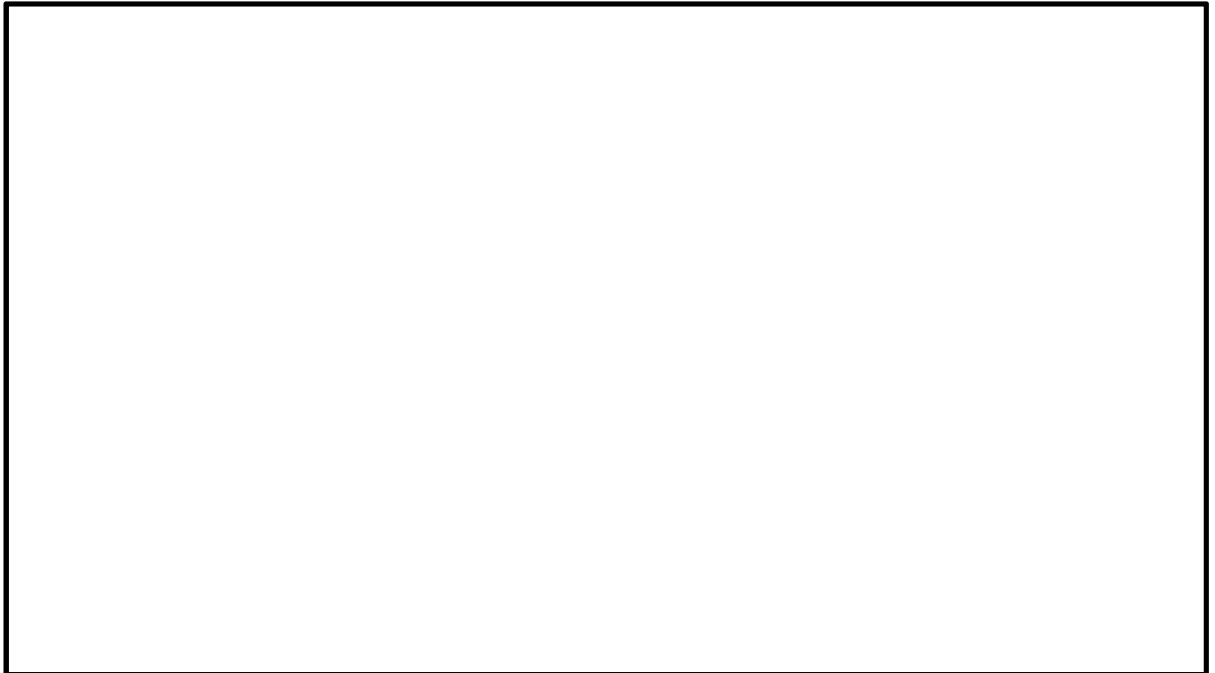


図 5.1.1-7 (1) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s-D1 [H+, V+])

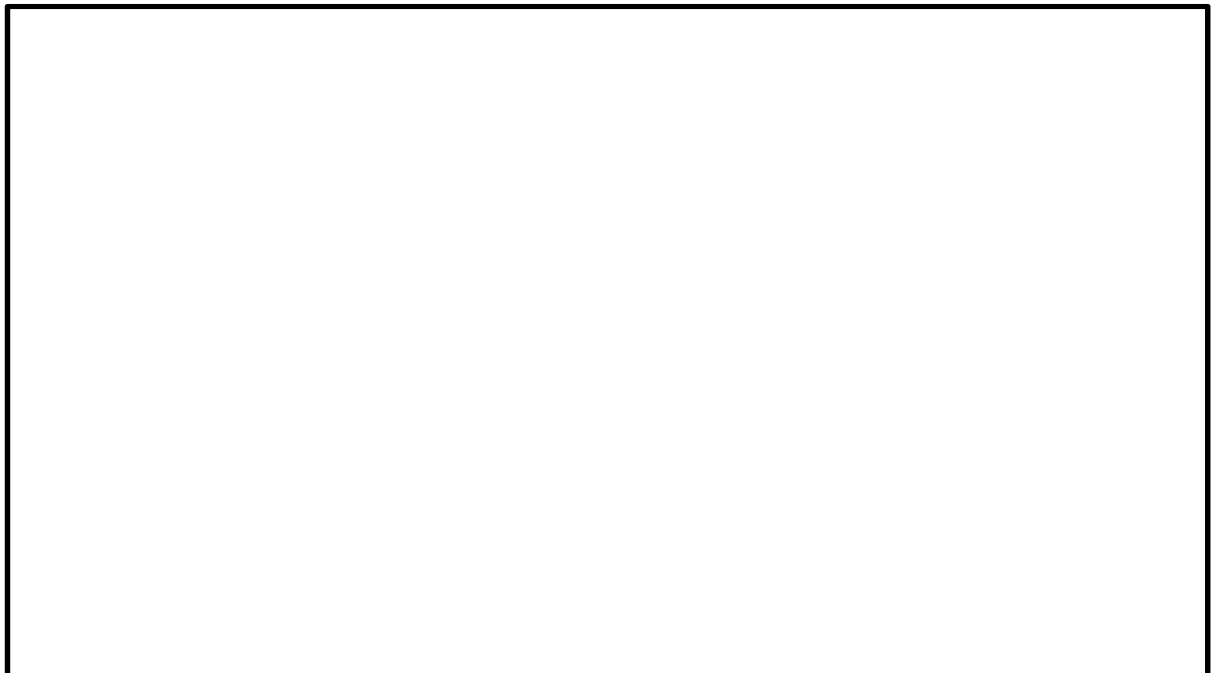


図 5.1.1-7 (2) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s-D1 [H+, V-])

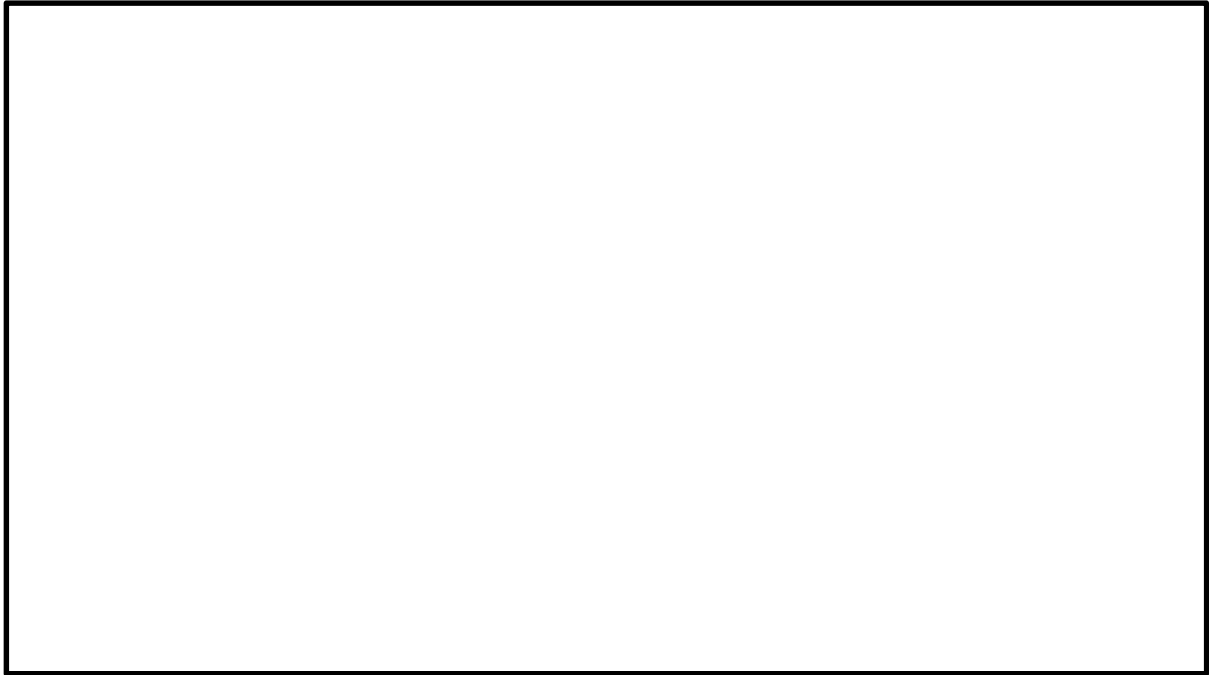


図 5.1.1-7 (3) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])

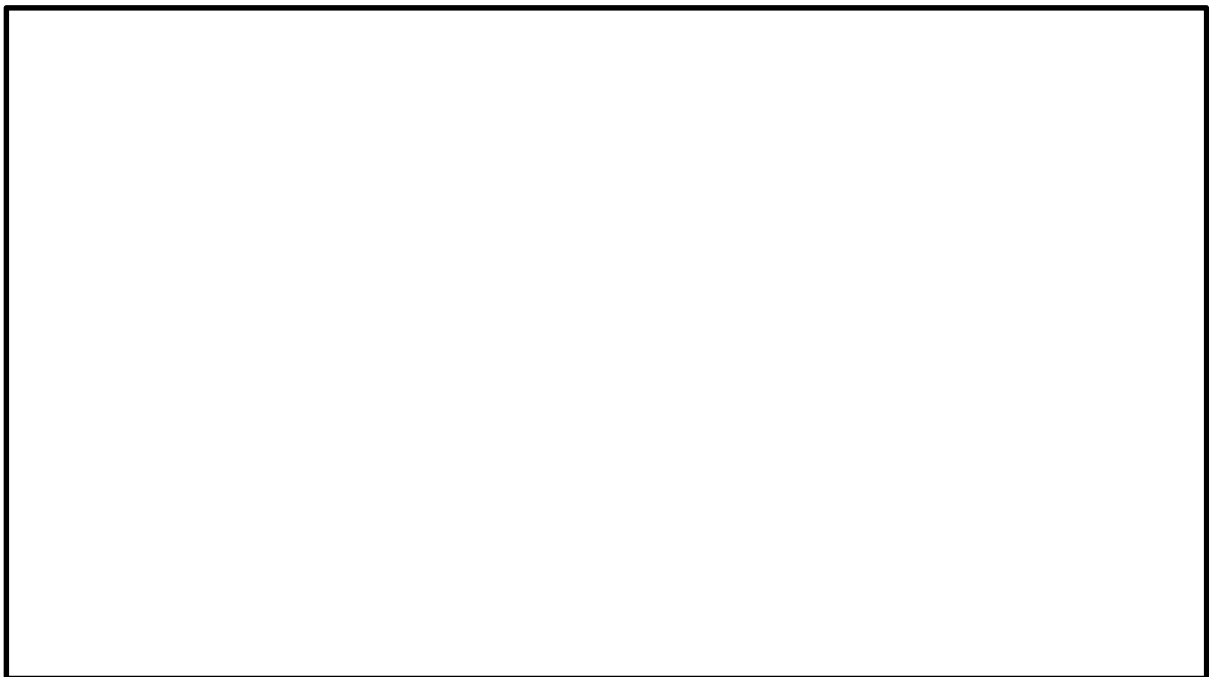


図 5.1.1-7 (4) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H-, V-])

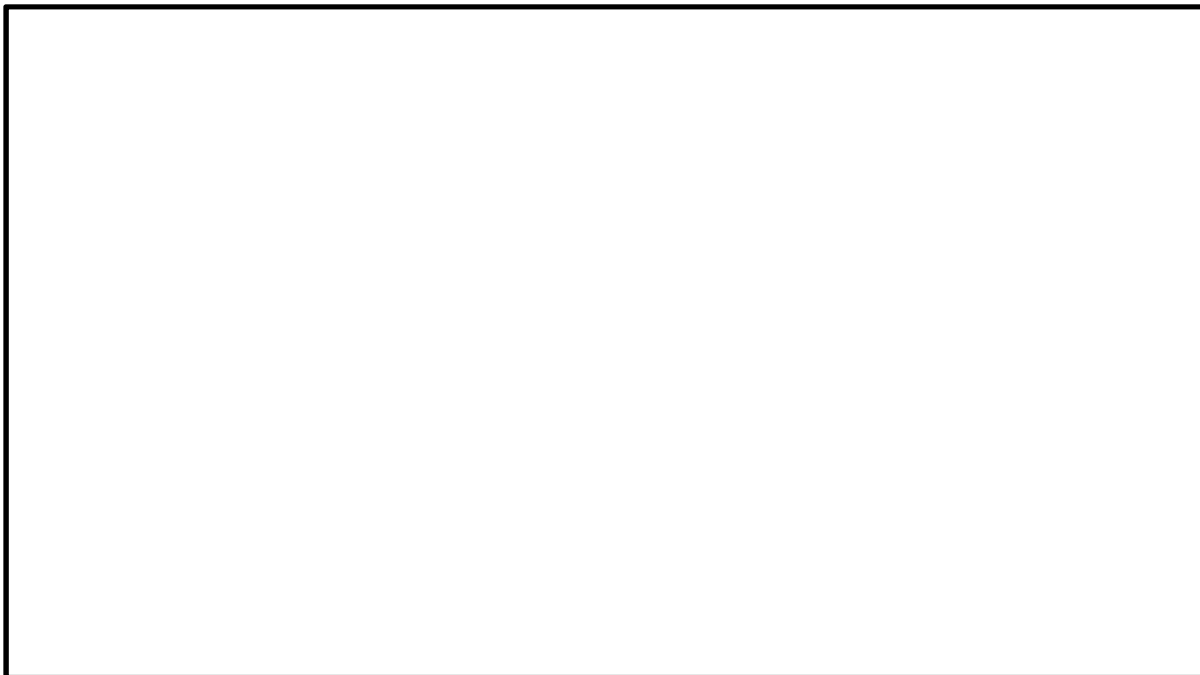


図 5.1.1-7 (5) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-1.1$)

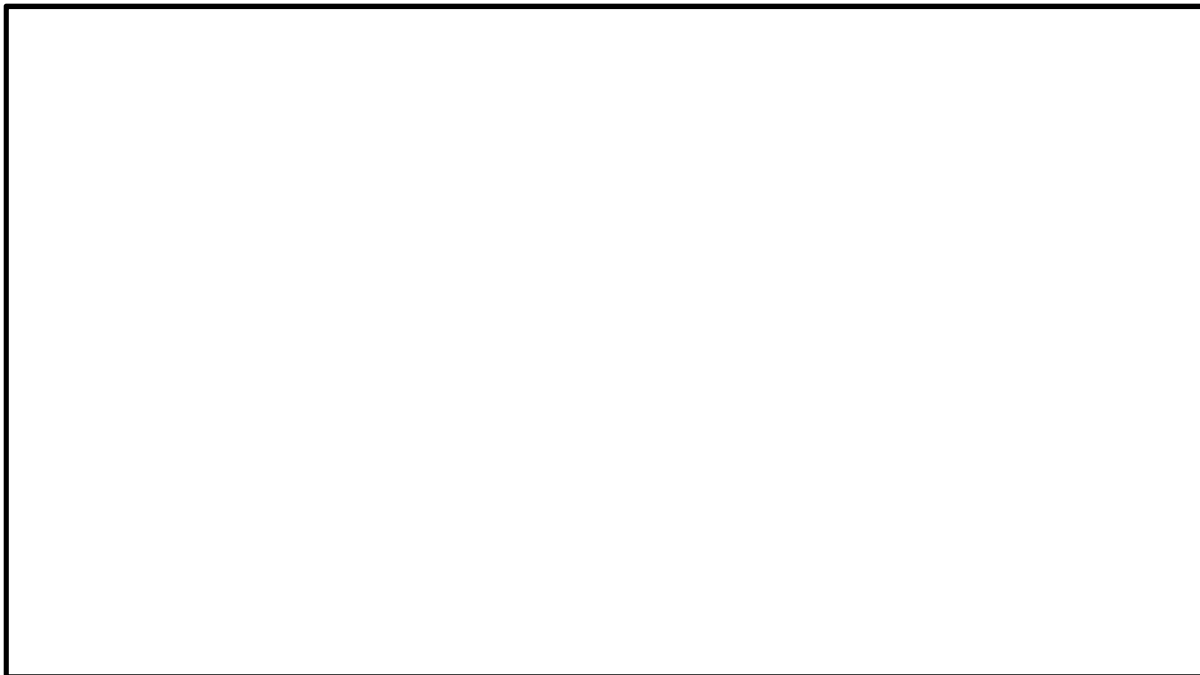


図 5.1.1-7 (6) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-1.2$)

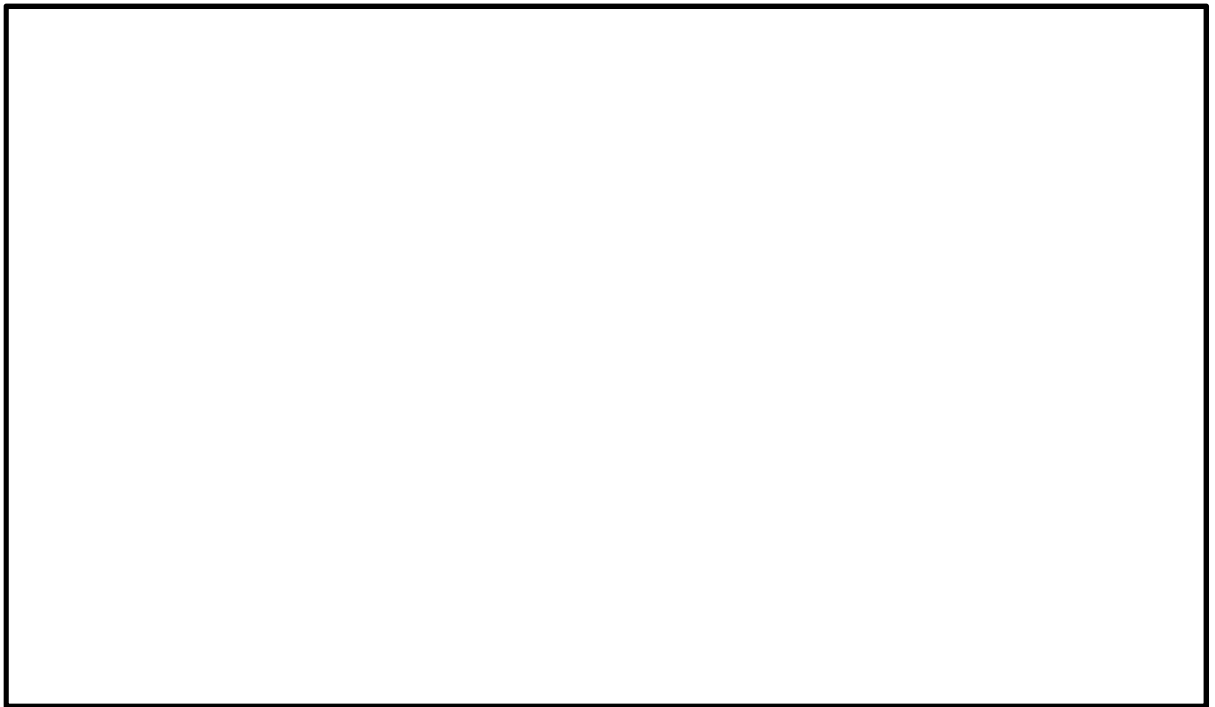


図 5.1.1-7 (7) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 13$)

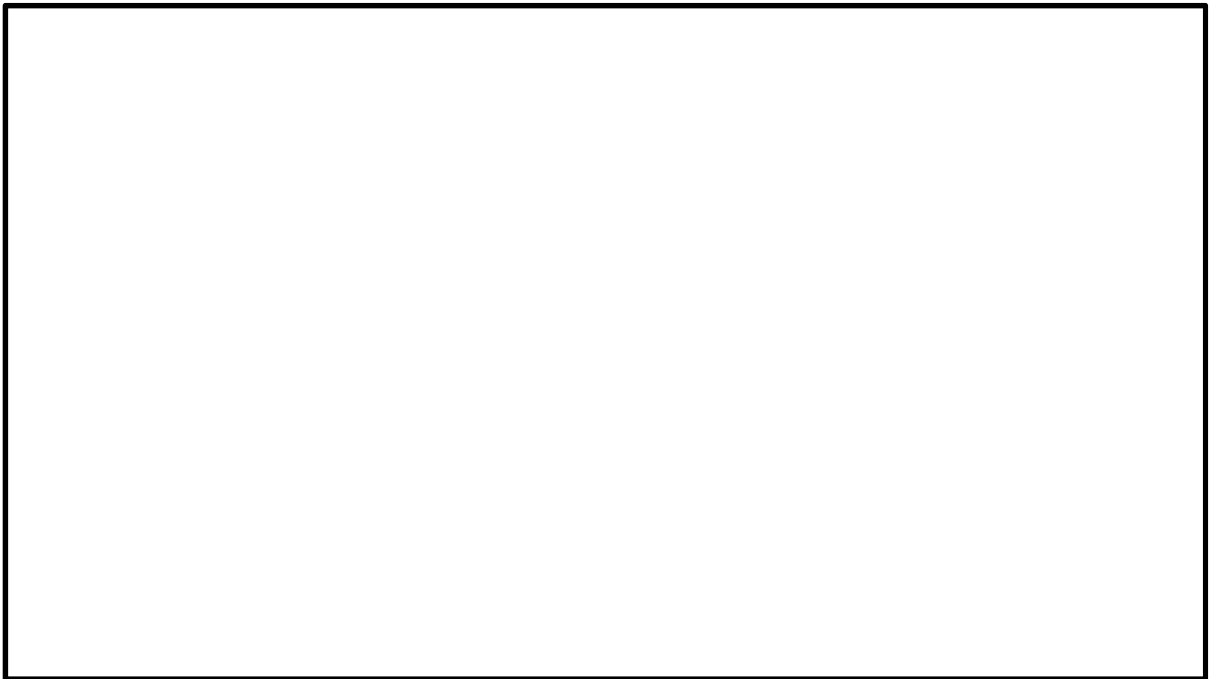


図 5.1.1-7 (8) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - 14$)

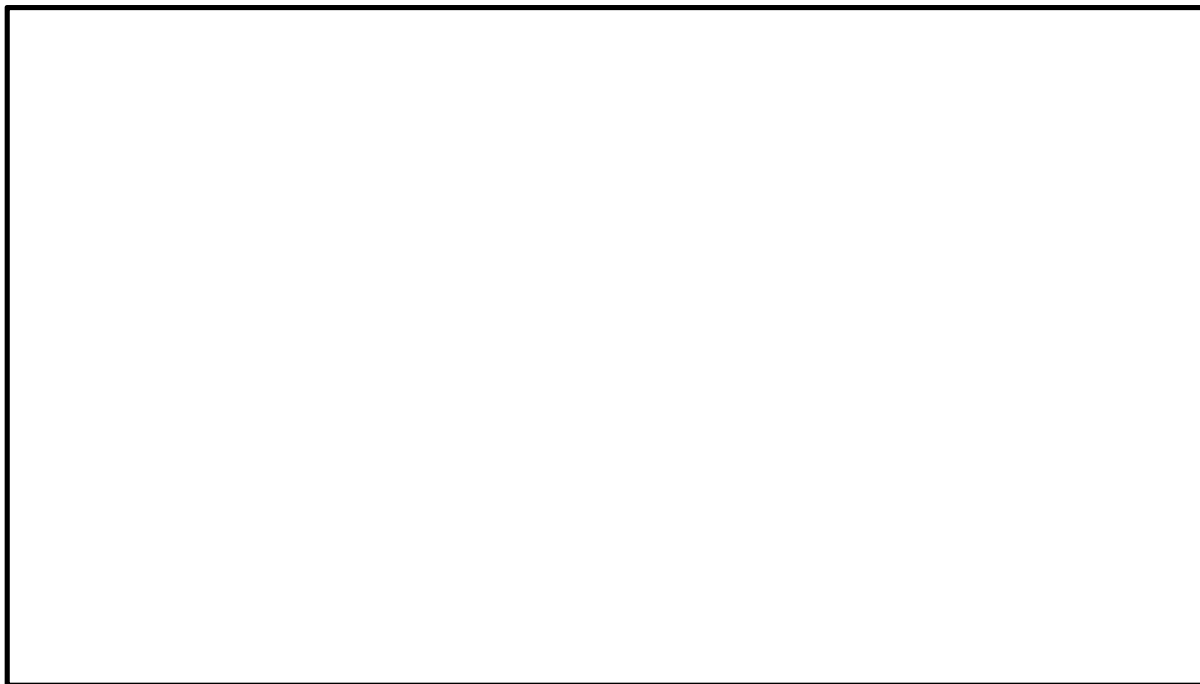


図 5.1.1-7 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)

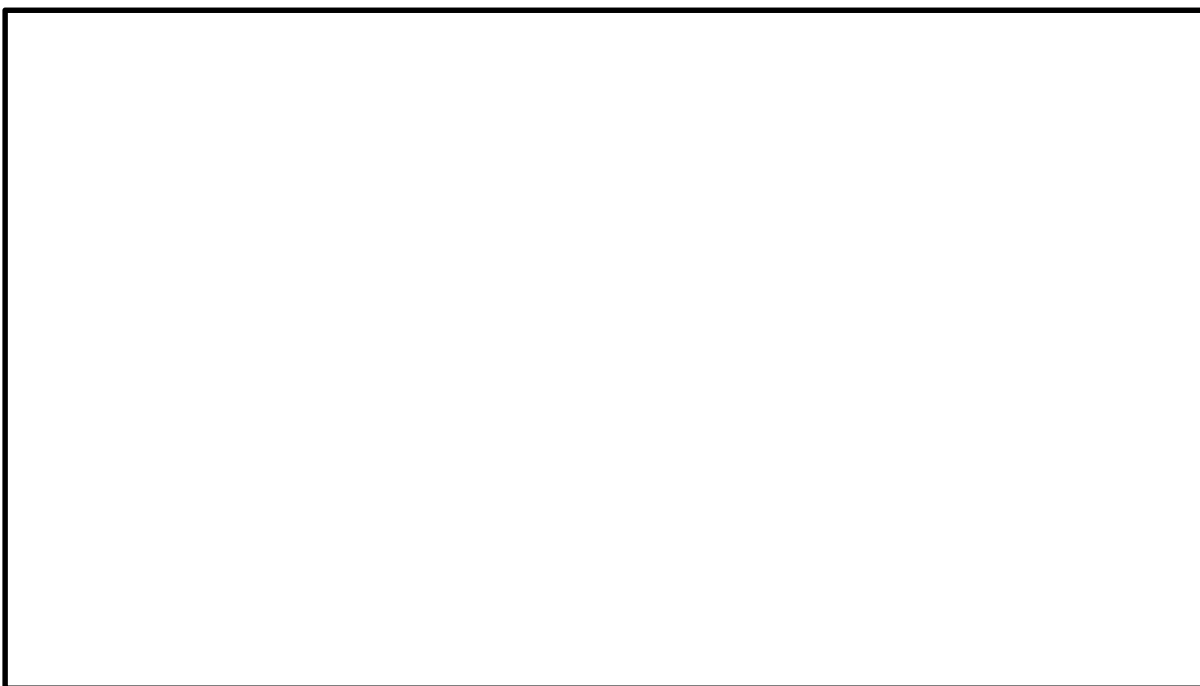


図 5.1.1-7 (10) I-2 断面の最大加速度分布 (S_s-22)

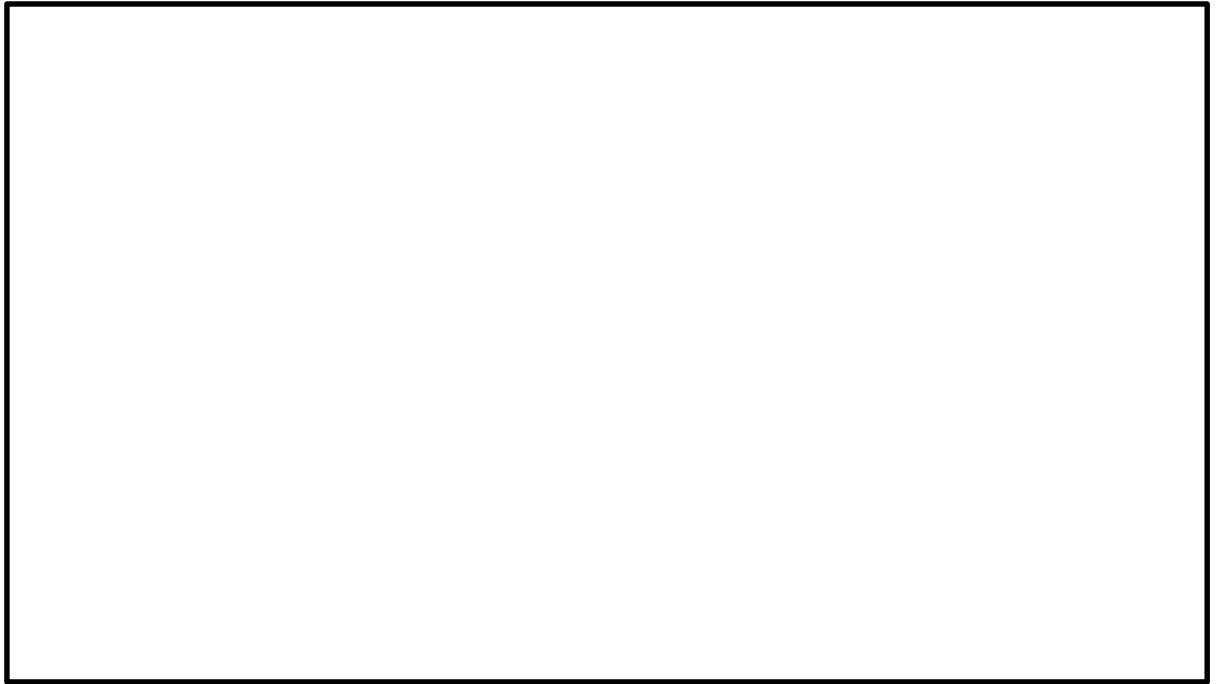


図 5.1.1-7 (11) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-3 1$ [H+, V+])

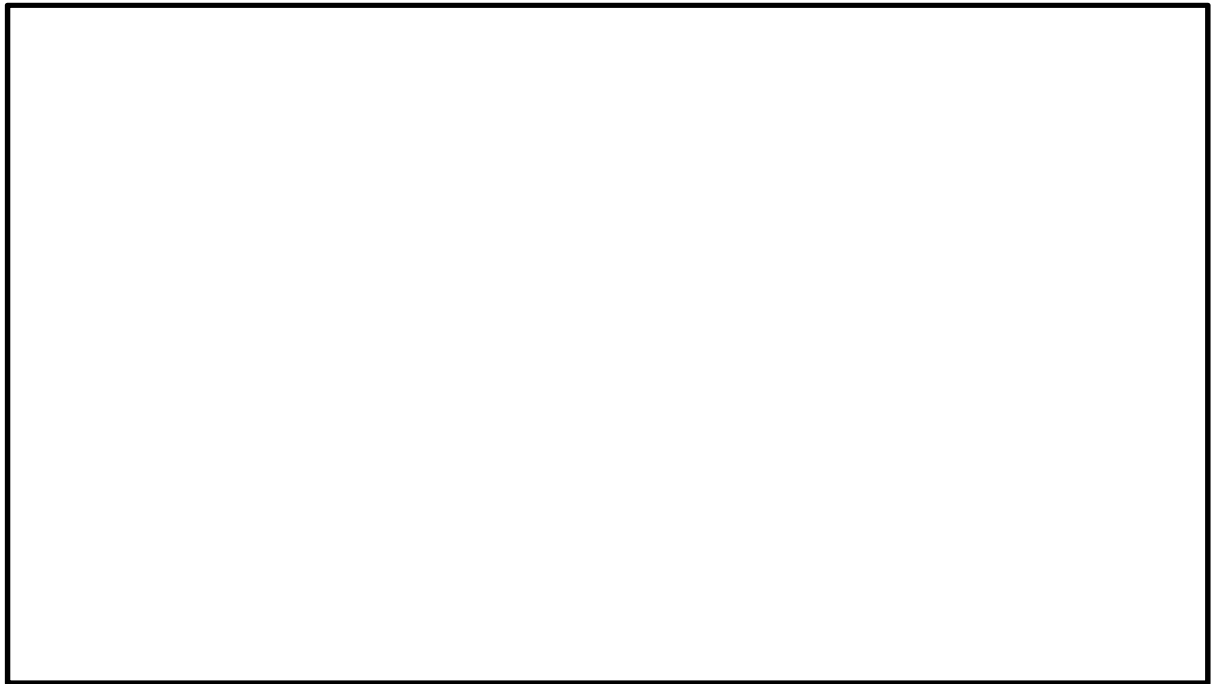


図 5.1.1-7 (12) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s-3 1$ [H-, V+])

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース



図 5.1.1-7 (13) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - D1$ [H+, V+]）

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

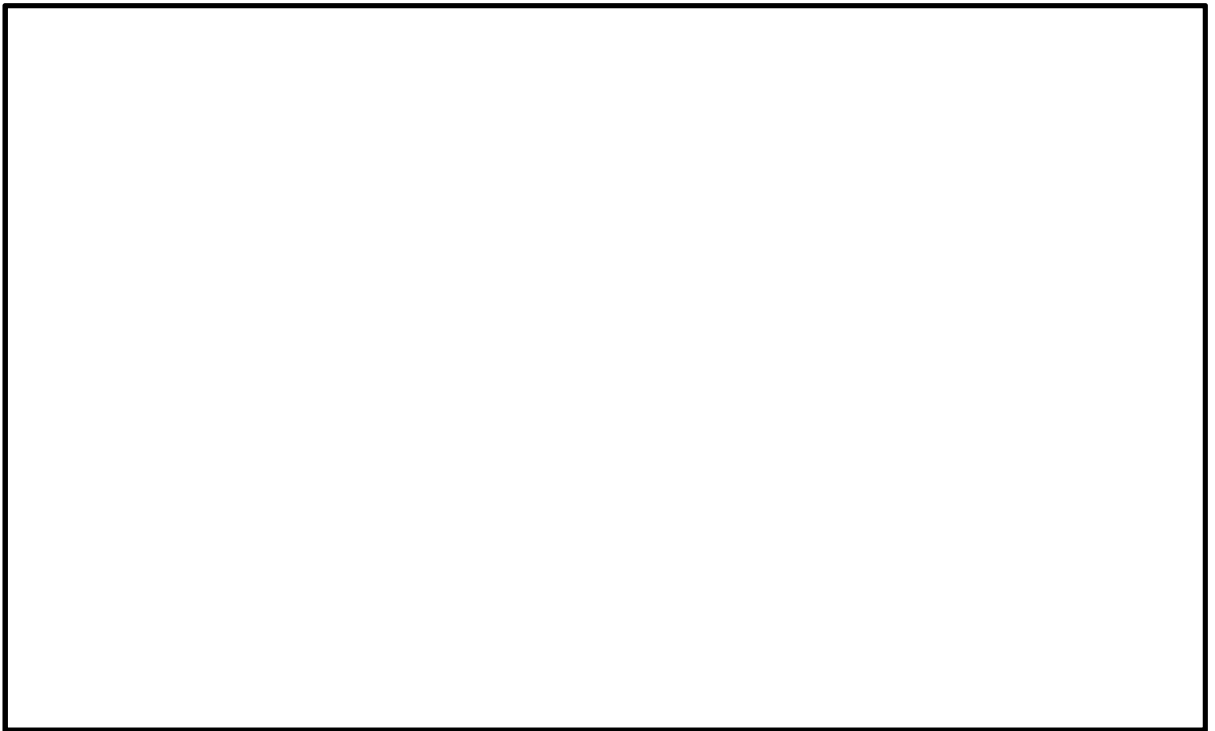


図 5.1.1-7 (14) I-2 断面の最大加速度分布（ $S_s - D1$ [H+, V+]）

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1.1-7 (15) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

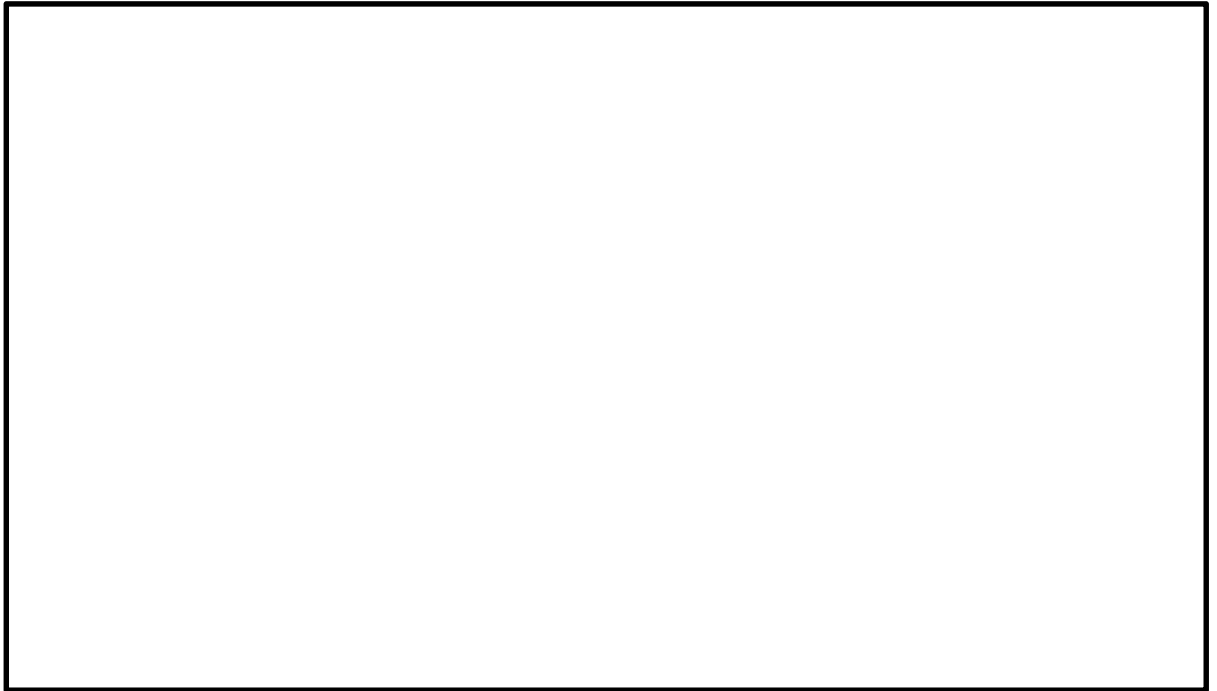


図 5.1.1-7 (16) I-2 断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

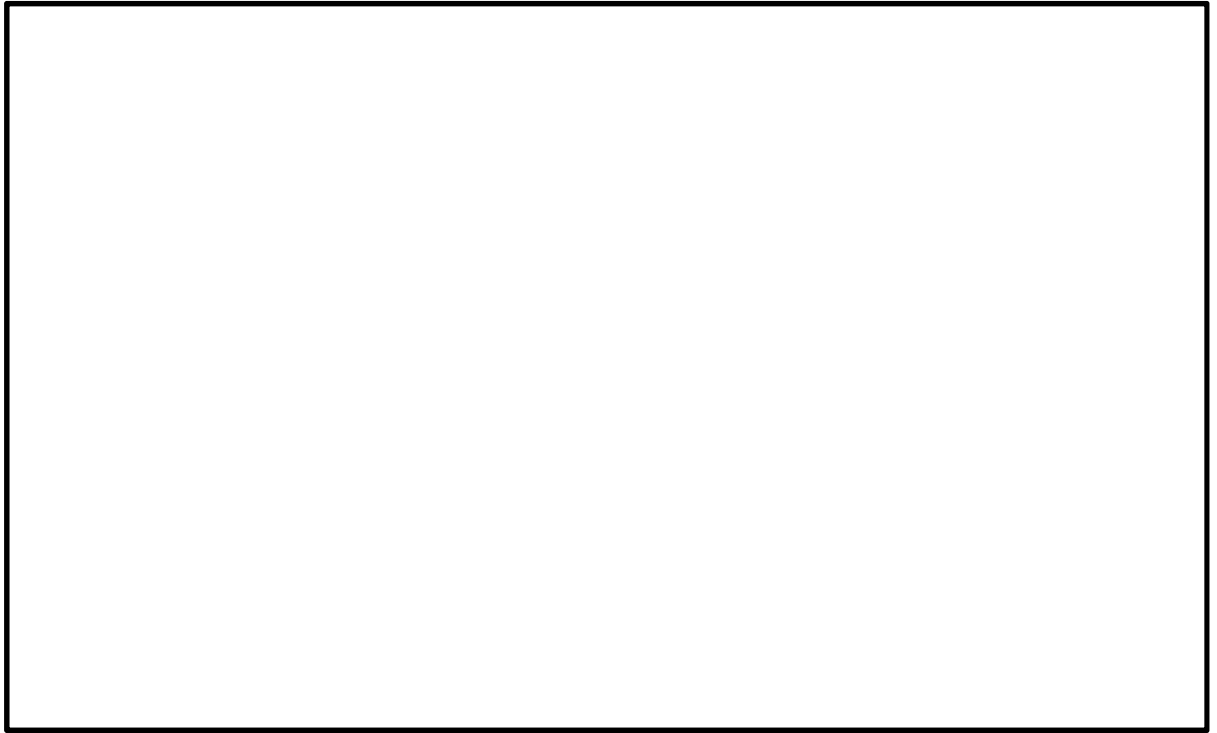


図 5.1.1-7 (17) I-2 断面の最大加速度分布（ S_s -D 1 [H+,V+]）

5. 1. 2 耐震評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5. 1. 2－1 に，曲げ軸力に対する照査結果を表 5. 1. 2－2 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5. 1. 2－1 鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
I -2	40	0. 09299	0. 01682

表 5.1.2-2 曲げ軸力に対する照査（I-2 断面）

検討ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	2423	3079	177.17	382.5	0.47
	S _s -D 1 +-	2428	2875	175.27	382.5	0.46
	S _s -D 1 -+	2170	1099	140.84	382.5	0.37
	S _s -D 1 --	2279	-782	127.09	382.5	0.34
	S _s -1 1	887	746	60.76	382.5	0.16
	S _s -1 2	1299	2079	99.59	382.5	0.27
	S _s -1 3	1203	2071	93.80	382.5	0.25
	S _s -1 4	1034	2031	83.32	382.5	0.22
	S _s -2 1	1062	798	71.73	382.5	0.19
	S _s -2 2	1125	1861	86.90	382.5	0.23
	S _s -3 1 ++	2083	1355	138.42	382.5	0.37
	S _s -3 1 -+	1472	663	94.65	382.5	0.25
②	S _s -D 1 ++	2724	2703	191.02	382.5	0.50
③	S _s -D 1 ++	1957	2844	146.94	382.5	0.39
④	S _s -D 1 ++	4626	2704	304.11	382.5	0.80
⑤	S _s -D 1 ++	1851	1246	123.45	382.5	0.33
⑥	S _s -D 1 ++	1583	1134	106.31	382.5	0.28

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.1.2-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.1.2-3 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-3 せん断力に対する照査（I-2 断面）

検討ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	923	19.86	217.5	0.10
	S _s -D 1 +-	924	19.88	217.5	0.10
	S _s -D 1 -+	889	19.13	217.5	0.09
	S _s -D 1 --	900	19.36	217.5	0.09
	S _s -1 1	328	7.06	217.5	0.04
	S _s -1 2	602	12.95	217.5	0.06
	S _s -1 3	583	12.53	217.5	0.06
	S _s -1 4	470	10.11	217.5	0.05
	S _s -2 1	393	8.45	217.5	0.04
	S _s -2 2	514	11.06	217.5	0.06
	S _s -3 1 ++	525	11.29	217.5	0.06
	S _s -3 1 -+	437	9.39	217.5	0.05
②	S _s -D 1 ++	816	17.56	217.5	0.09
③	S _s -D 1 ++	839	18.05	217.5	0.09
④	S _s -D 1 ++	1524	32.77	217.5	0.16
⑤	S _s -D 1 ++	463	9.95	217.5	0.05
⑥	S _s -D 1 ++	418	9.00	217.5	0.05

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1.2-4 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.1.2-5 及び表 5.1.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
I-2	0.15	0.65	D32@200	39.7



図 5.1.2-1 概略配筋図

表 5.1.2-5 曲げ軸力に対する照査（壁部）

検討ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
①	S _s -D 1 ++	424	190	6.10	164	24	435	0.26	0.38
	S _s -D 1 +-	399	152	5.73	157	24	435	0.24	0.37
	S _s -D 1 -+	260	-283	3.55	152	24	435	0.15	0.35
	S _s -D 1 --	235	-334	3.15	148	24	435	0.14	0.35
	S _s -1 1	226	99	3.26	88	24	435	0.14	0.21
	S _s -1 2	223	99	3.21	86	24	435	0.14	0.20
	S _s -1 3	244	100	3.51	96	24	435	0.15	0.23
	S _s -1 4	235	114	3.38	90	24	435	0.15	0.21
	S _s -2 1	299	126	4.30	117	24	435	0.18	0.27
	S _s -2 2	294	123	4.24	115	24	435	0.18	0.27
	S _s -3 1 ++	500	199	7.19	196	24	435	0.30	0.46
	S _s -3 1 -+	429	-451	5.87	249	24	435	0.25	0.58
②	S _s -D 1 ++	339	179	4.88	127	24	435	0.21	0.30
③	S _s -D 1 ++	438	198	6.30	169	24	435	0.27	0.39
④	S _s -D 1 ++	300	155	4.32	113	24	435	0.18	0.26
⑤	S _s -D 1 ++	404	-463	5.50	240	24	435	0.23	0.56
⑥	S _s -D 1 ++	349	-469	4.69	217	24	435	0.20	0.50

表 5.1.2-6 曲げ軸力に対する照査（底版部）

検討ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
①	S _s -D 1 ++	529	162	7.60	214	24	435	0.32	0.50
	S _s -D 1 +-	535	164	7.68	216	24	435	0.32	0.50
	S _s -D 1 -+	465	152	6.68	187	24	435	0.28	0.43
	S _s -D 1 --	442	146	6.36	177	24	435	0.27	0.41
	S _s -1 1	332	104	4.76	134	24	435	0.20	0.31
	S _s -1 2	336	154	4.83	129	24	435	0.21	0.30
	S _s -1 3	339	109	4.87	136	24	435	0.21	0.32
	S _s -1 4	328	111	4.72	131	24	435	0.20	0.31
	S _s -2 1	385	124	5.53	155	24	435	0.24	0.36
	S _s -2 2	391	129	5.62	157	24	435	0.24	0.37
	S _s -3 1 ++	717	218	10.30	290	24	435	0.43	0.67
	S _s -3 1 -+	523	-176	7.40	255	24	435	0.31	0.59
②	S _s -D 1 ++	473	143	6.79	191	24	435	0.29	0.44
③	S _s -D 1 ++	584	180	8.39	236	24	435	0.35	0.55
④	S _s -D 1 ++	397	134	5.71	159	24	435	0.24	0.37
⑤	S _s -D 1 ++	637	196	9.14	257	24	435	0.39	0.60
⑥	S _s -D 1 ++	474	-155	6.70	230	24	435	0.28	0.53

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.1.2-7 に、せん断力に対する照査結果を表 5.1.2-8 及び表 5.1.2-9 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.1.2-7 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
I-2	D22@200	0.4	1935

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

Va : 許容せん断力

Vc : コンクリートの許容せん断力

Vs : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

$$Vc = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$Vs = 1935 \times 300 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 820.27$$

$$Va = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

表 5.1.2-8 セン断力に対する照査 (壁部)

検討ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
①	$S_s-D 1 ++$	349	1053.4	0.34
	$S_s-D 1 +-$	337	1053.4	0.32
	$S_s-D 1 -+$	295	1053.4	0.29
	$S_s-D 1 --$	303	1053.4	0.29
	$S_s-1 1$	215	1053.4	0.21
	$S_s-1 2$	206	1053.4	0.20
	$S_s-1 3$	224	1053.4	0.22
	$S_s-1 4$	215	1053.4	0.21
	$S_s-2 1$	264	1053.4	0.26
	$S_s-2 2$	262	1053.4	0.25
	$S_s-3 1 ++$	370	1053.4	0.36
	$S_s-3 1 -+$	408	1053.4	0.39
②	$S_s-D 1 ++$	300	1053.4	0.29
③	$S_s-D 1 ++$	347	1053.4	0.33
④	$S_s-D 1 ++$	237	1053.4	0.23
⑤	$S_s-D 1 ++$	380	1053.4	0.37
⑥	$S_s-D 1 ++$	319	1053.4	0.31

表 5.1.2-9 セン断力に対する照査（底版部）

検討ケース	地震動	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
①	$S_s-D 1 ++$	827	1053.4	0.79
	$S_s-D 1 +-$	807	1053.4	0.77
	$S_s-D 1 -+$	691	1053.4	0.66
	$S_s-D 1 --$	647	1053.4	0.62
	$S_s-1 1$	493	1053.4	0.47
	$S_s-1 2$	600	1053.4	0.57
	$S_s-1 3$	584	1053.4	0.56
	$S_s-1 4$	496	1053.4	0.48
	$S_s-2 1$	565	1053.4	0.54
	$S_s-2 2$	533	1053.4	0.51
	$S_s-3 1 ++$	820	1053.4	0.78
	$S_s-3 1 -+$	540	1053.4	0.52
②	$S_s-D 1 ++$	782	1053.4	0.75
③	$S_s-D 1 ++$	847	1053.4	0.81
④	$S_s-D 1 ++$	614	1053.4	0.59
⑤	$S_s-D 1 ++$	742	1053.4	0.71
⑥	$S_s-D 1 ++$	688	1053.4	0.66

c. 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.1.2-10 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

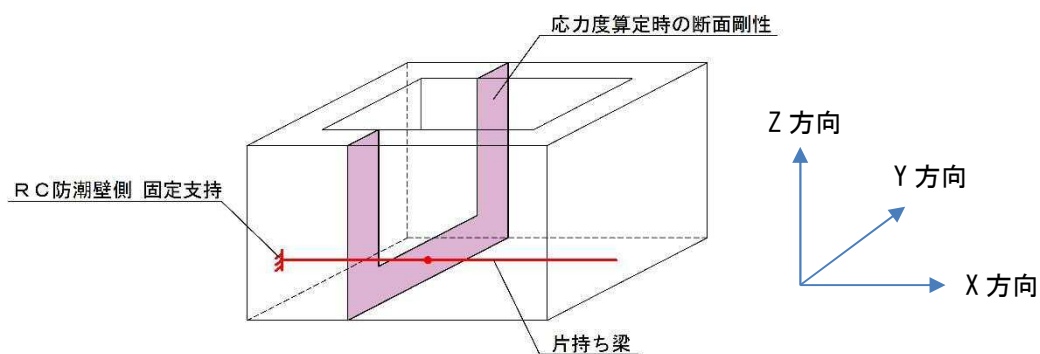
表 5.1.2-10 極限支持力に対する照査（I-2 断面）

検討ケース	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1 ++	1149	6288
	S _s -D 1 +-	1166	6288
	S _s -D 1 -+	1291	6288
	S _s -D 1 --	1189	6288
	S _s - 1 1	1053	6288
	S _s - 1 2	1111	6288
	S _s - 1 3	1106	6288
	S _s - 1 4	1044	6288
	S _s - 2 1	1069	6288
	S _s - 2 2	1080	6288
	S _s - 3 1 ++	797	6288
	S _s - 3 1 -+	876	6288
②	S _s -D 1 +-	1191	6288
③	S _s -D 1 +-	1159	6288
④	S _s -D 1 +-	1265	6288
⑤	S _s -D 1 +-	1109	6288
⑥	S _s -D 1 +-	1123	6288

5.2 RC防潮壁部

5.2.1 断面力計算結果

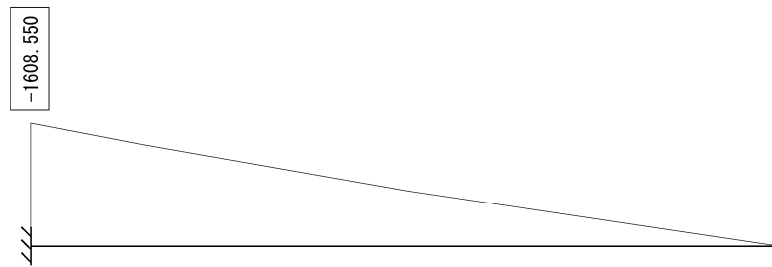
構内排水路逆流防止設備のIV-1断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5.2.1-2，図5.2.1-3，図5.2.1-4に示す。本図は照査値が最も厳しくなる最大応答加速度においての断面力を示したものである。図中の数値は，曲げモーメントおよび軸力については曲げ軸力照査において最も大きい照査値を与える値，せん断力についてはせん断力照査において最も大きい照査値を与える値である。



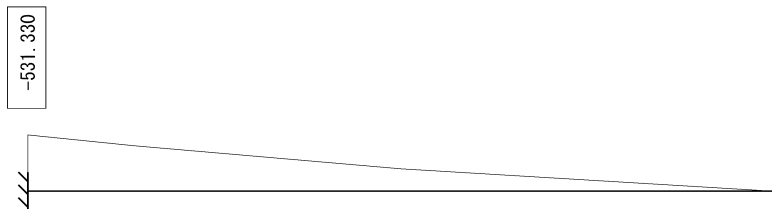
$$\begin{array}{c}
 +M \left(\overset{\curvearrowright}{i} \text{ — } \overset{\curvearrowleft}{j} \right) +M \\
 +N \leftarrow i \text{ — } j \rightarrow +N \\
 +S \uparrow i \text{ — } j \downarrow +S
 \end{array}$$

図 5.2.1-1 符号表

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



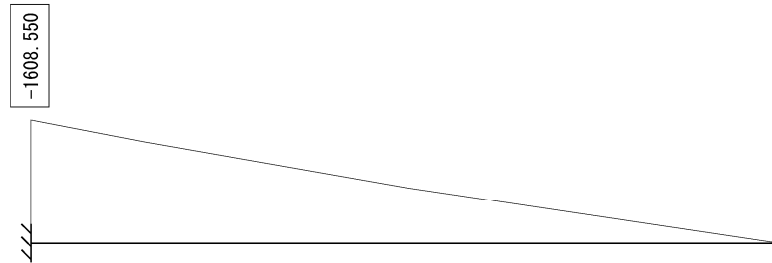
軸力図 (kN)



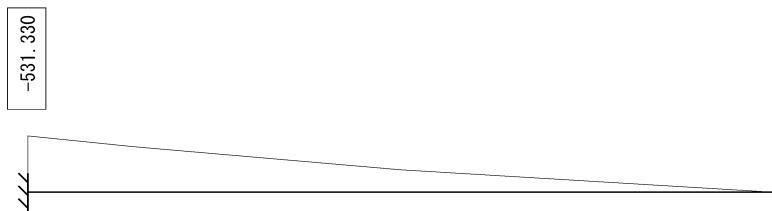
せん断力図 (kN)

図 5. 2. 1-2 水平方向：引張応力が最も厳しくなる地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

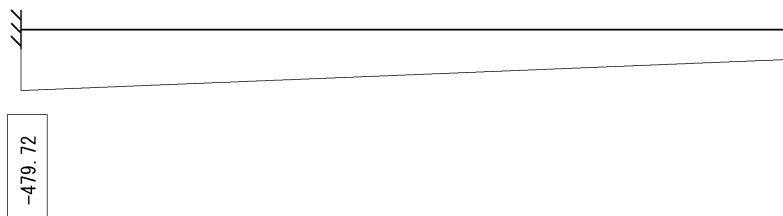
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



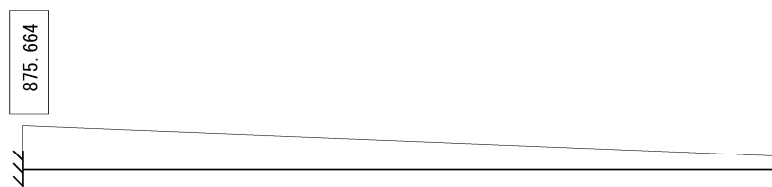
曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

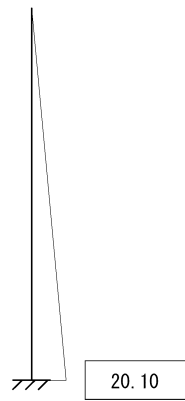


軸力図 (kN)

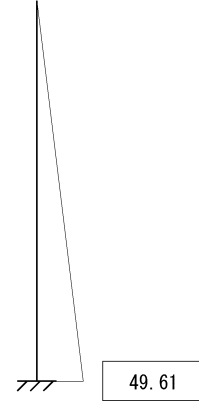


せん断力図 (kN)

図 5. 2. 1-3 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])



曲げモーメント図 (kN・m)



せん断力図 (kN)

図 5.2.1-4 鉛直方向照査値が最も厳しくなる地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])

5.2.2 耐震評価結果

鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2.2-2 及び表 5.2.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.30)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

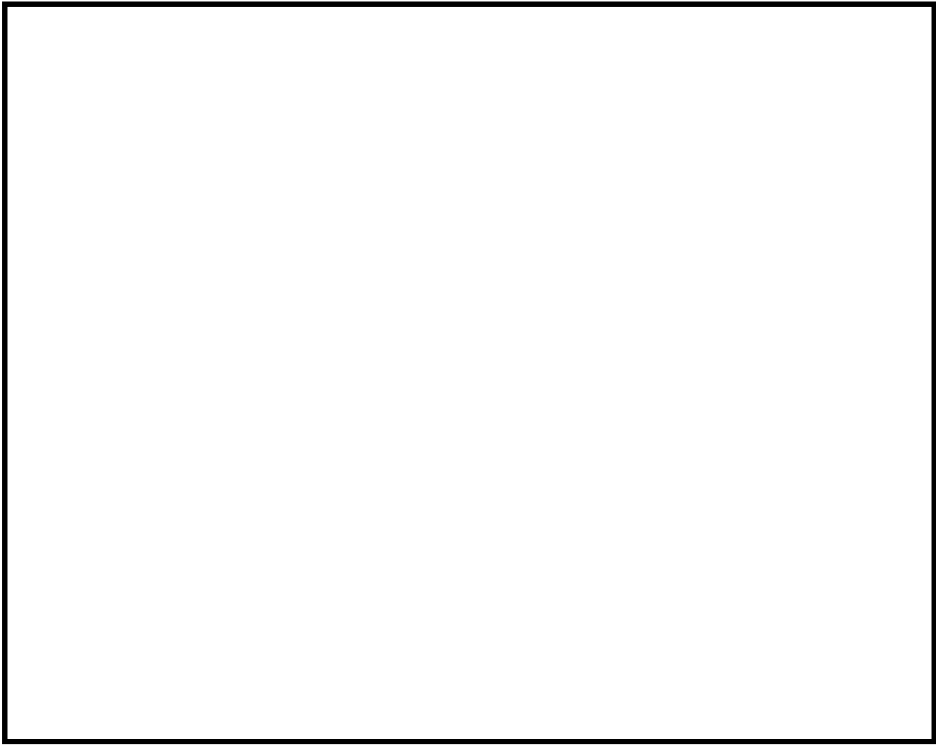


表 5.2.2-2 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（壁部＋底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液化化)	S _s -D1++	1608.6 (531.3)	289.0 -479.7	0.8	40	21	435	0.04	0.10

＊ （ ）内は二軸照査に用いた Y 方向の曲げモーメント値を示す。

＊ 軸力は正の値を引張，負の値を圧縮とする。

表 5.2.2-3 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液化化)	S _s -D1++	20.1	0.0	0.2	8	21	435	0.01	0.02

(2) せん断力に対する照査

計算の断面諸元を表 5.2.2-4 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2.2-5 及び表 5.2.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	せん断補強筋	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	D19@150	6.66	1322.7

表 5.2.2-5 水平方向：せん断力に対する照査（壁部＋底版）
コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
地震時 (本震)	40 N/mm ²	438	904	0.49

$$\begin{aligned}
 * \text{許容せん断耐力 } S_a &= \tau_a \cdot b \cdot j \cdot d \quad (j=1/1.15) \\
 &= 0.825 \times 0.60 \times 2.10 / 1.15 \times 1000 \\
 &= 904
 \end{aligned}$$

表 5.2.2-6 鉛直方向：せん断力に対する照査（壁部）
コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
地震時 (本震)	40 N/mm ²	50	848	0.06

$$\begin{aligned}
 * \text{許容せん断耐力 } S_a &= \tau_a \cdot b \cdot j \cdot d \quad (j=1/1.15) \\
 &= 0.825 \times 0.473 \times 2.50 / 1.15 \times 1000 \\
 &= 848
 \end{aligned}$$

5.3 まとめ

「5.1 杭間部」及び「5.2 R C防潮壁部」の評価結果の全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の評価対象部位に発生する応力及び支持地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考 1) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

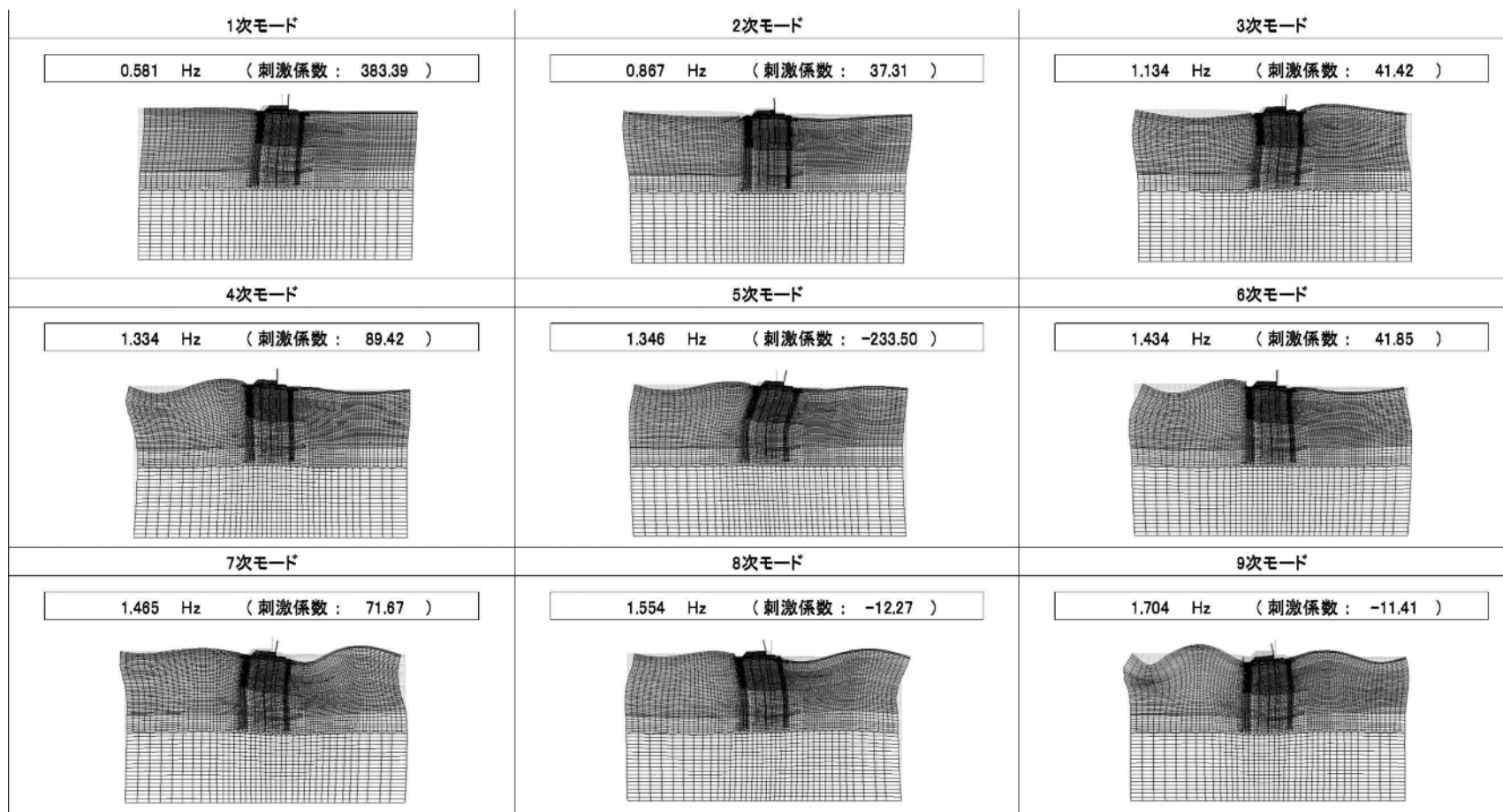


図 1-1 (1) 集水枡（杭間部）の固有値解析結果

(I-2 断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

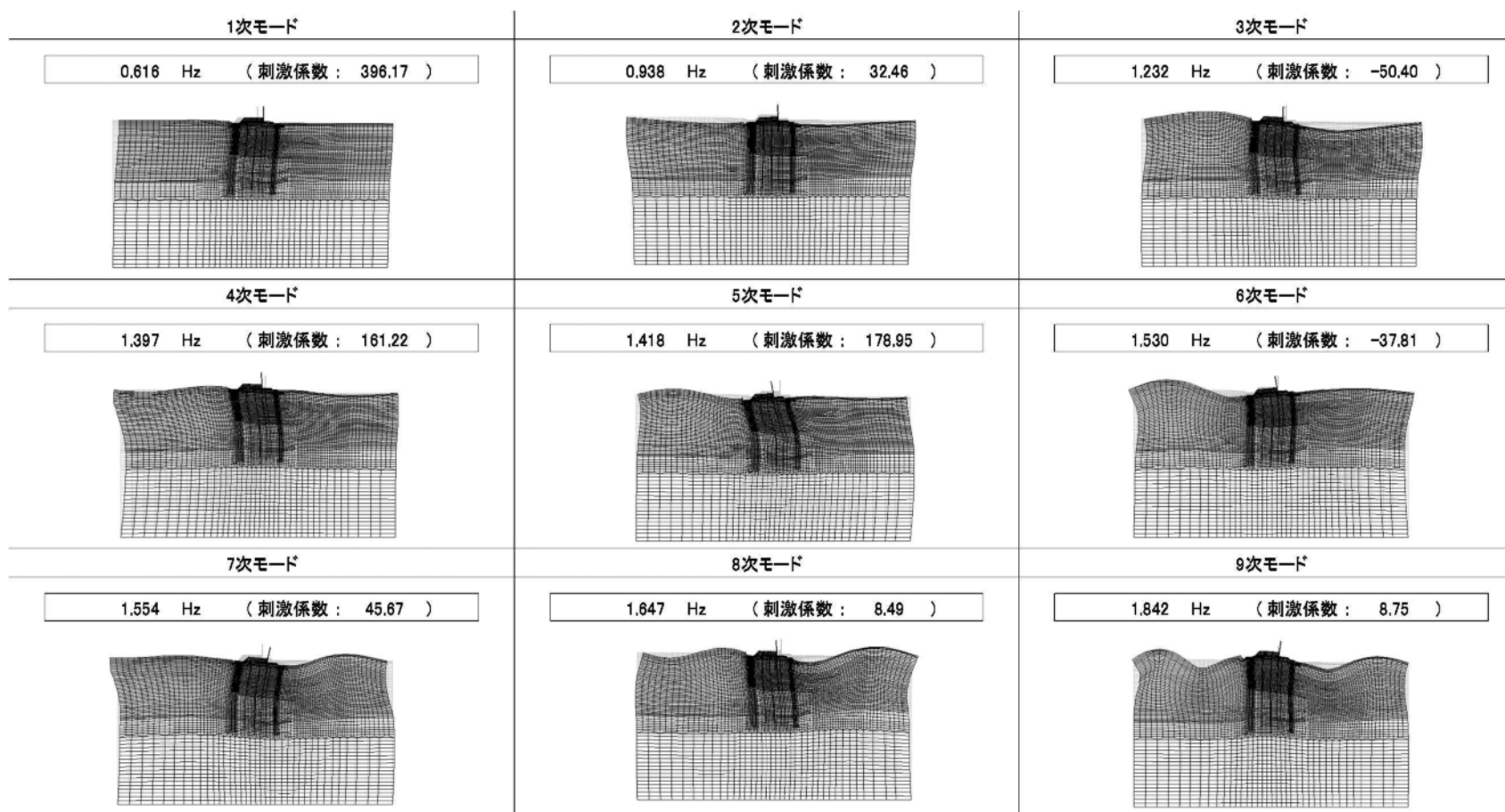


図 1-1 (2) 集水枡（杭間部）の固有値解析結果

(I-2 断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

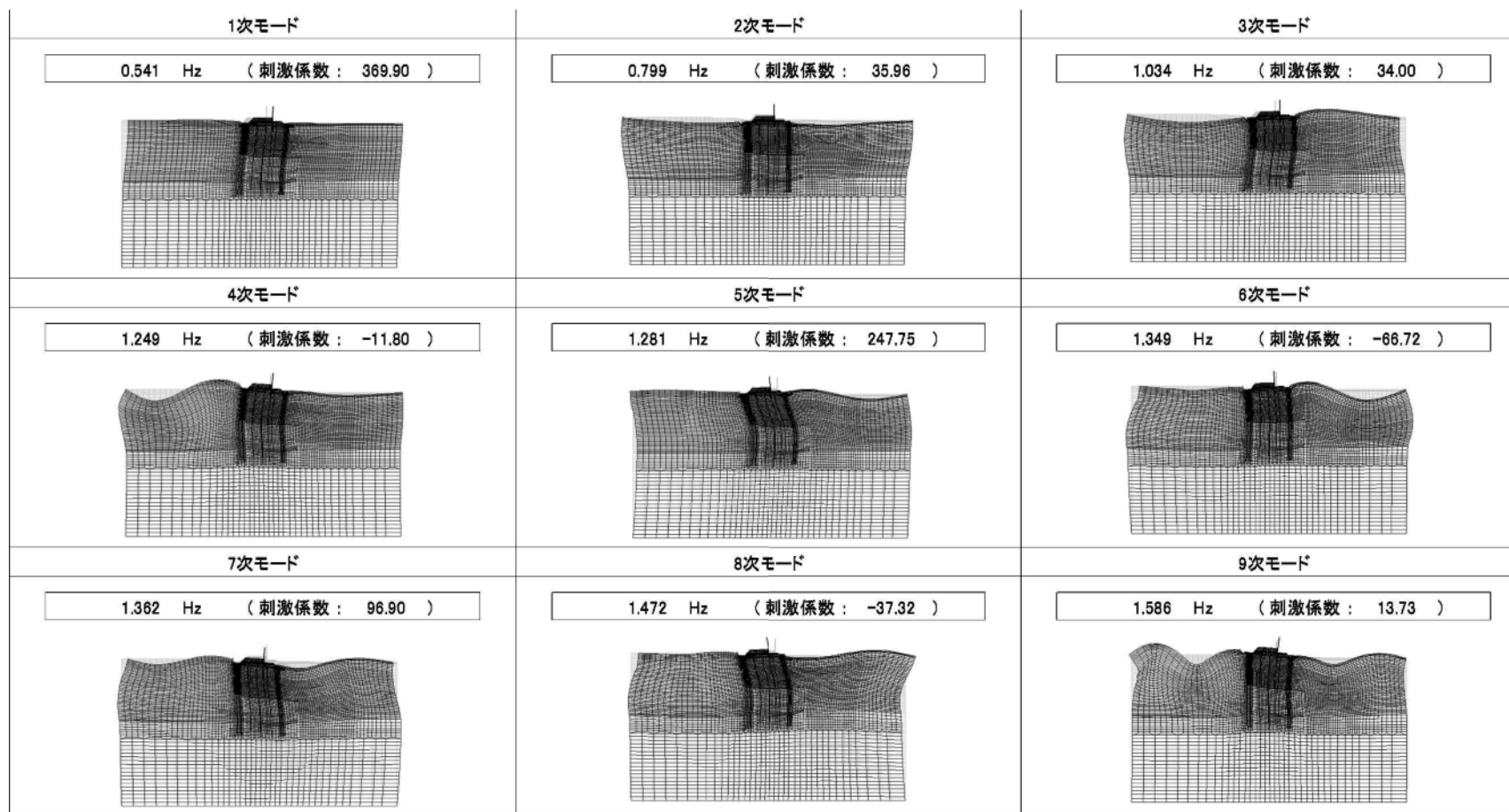


図 1-1 (3) 集水枡（杭間部）の固有値解析結果

(I-2 断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

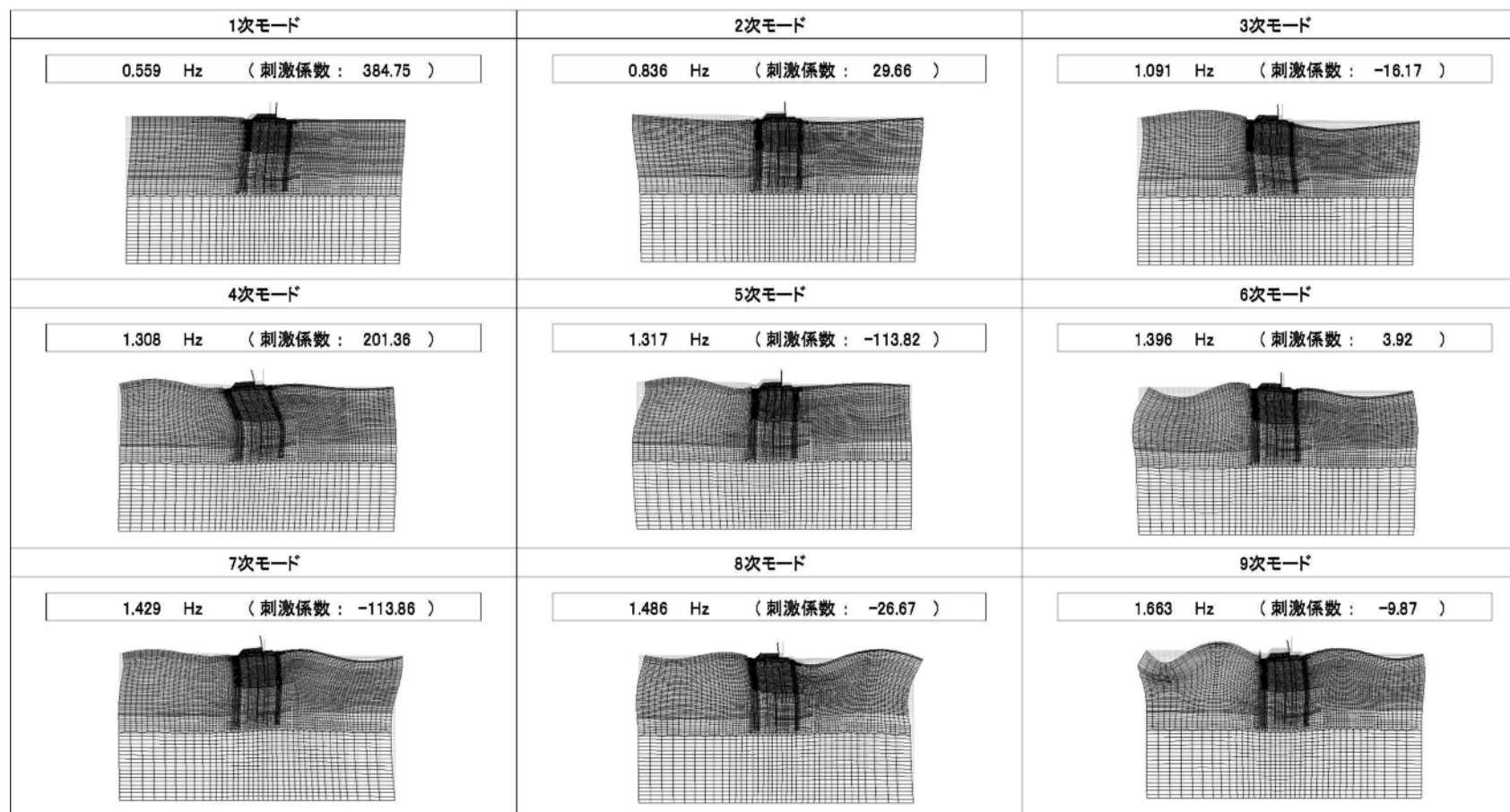


図1-1 (4) 集水枡（杭間部）の固有値解析結果

(I-2断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

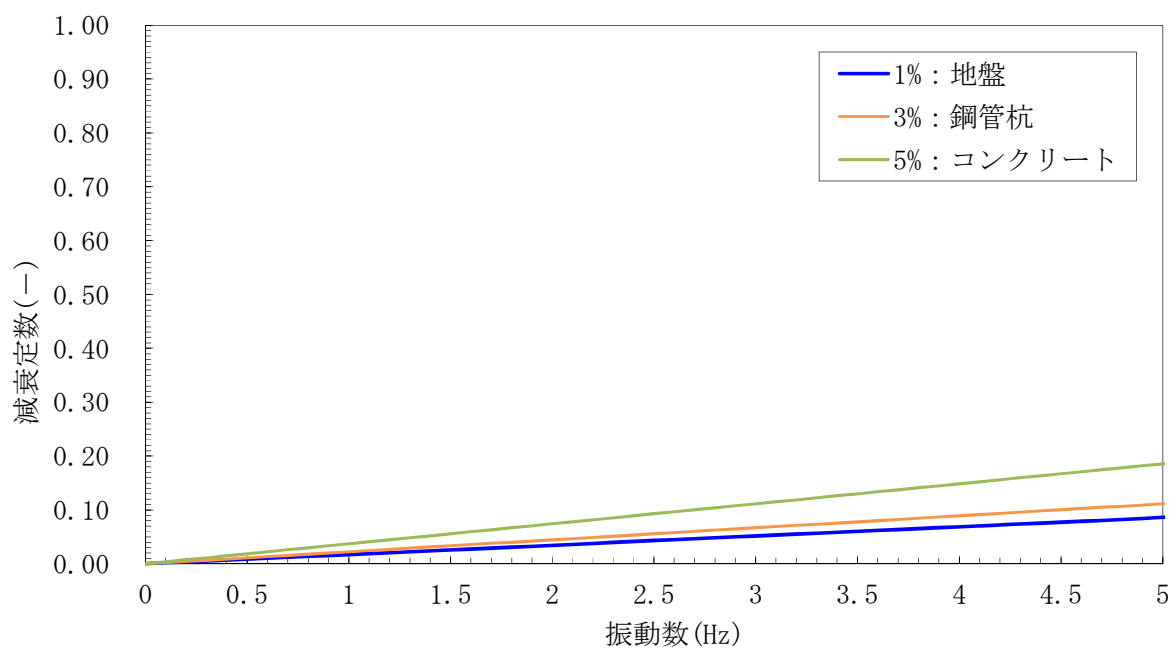


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

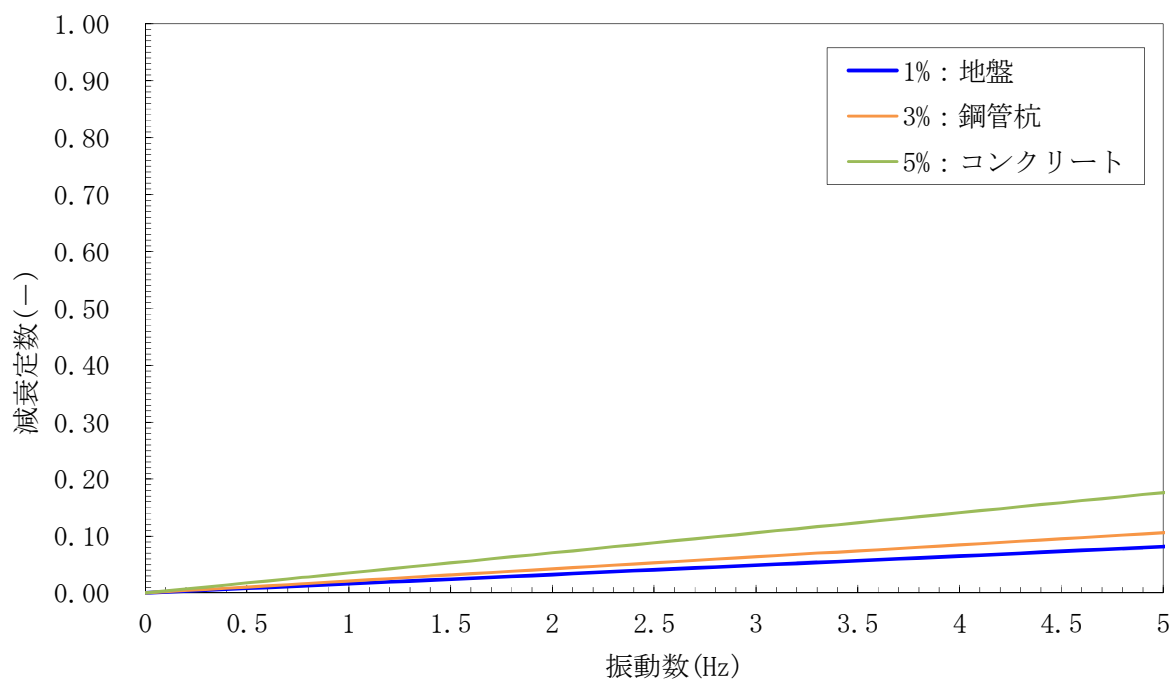


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

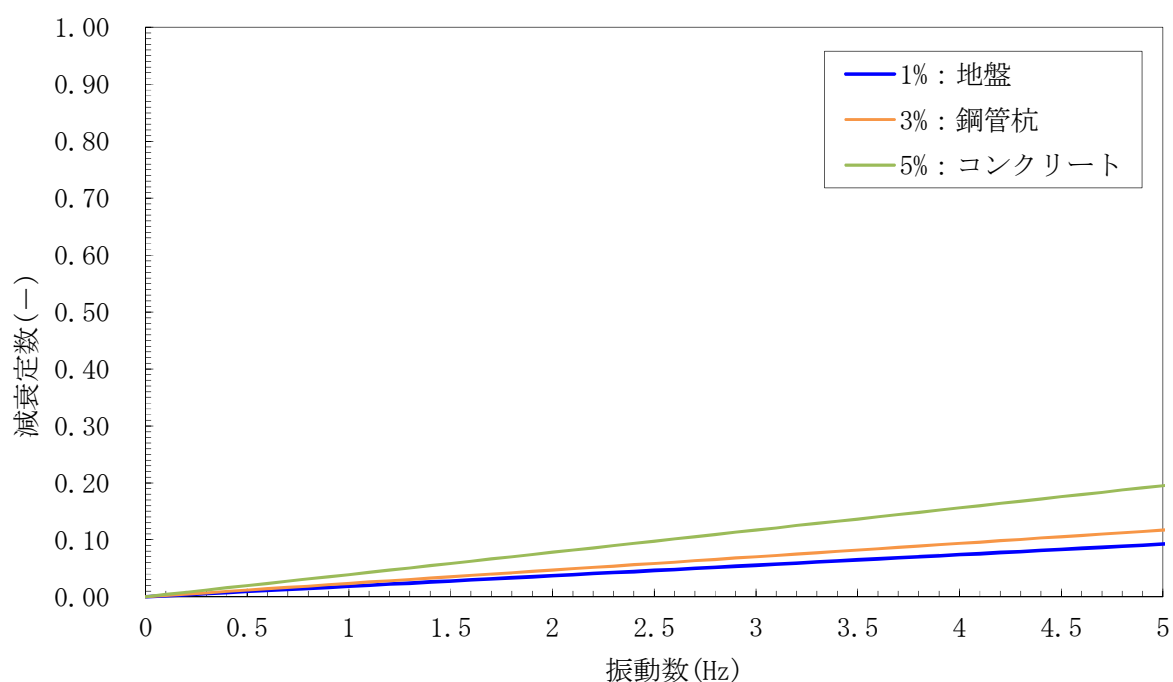


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

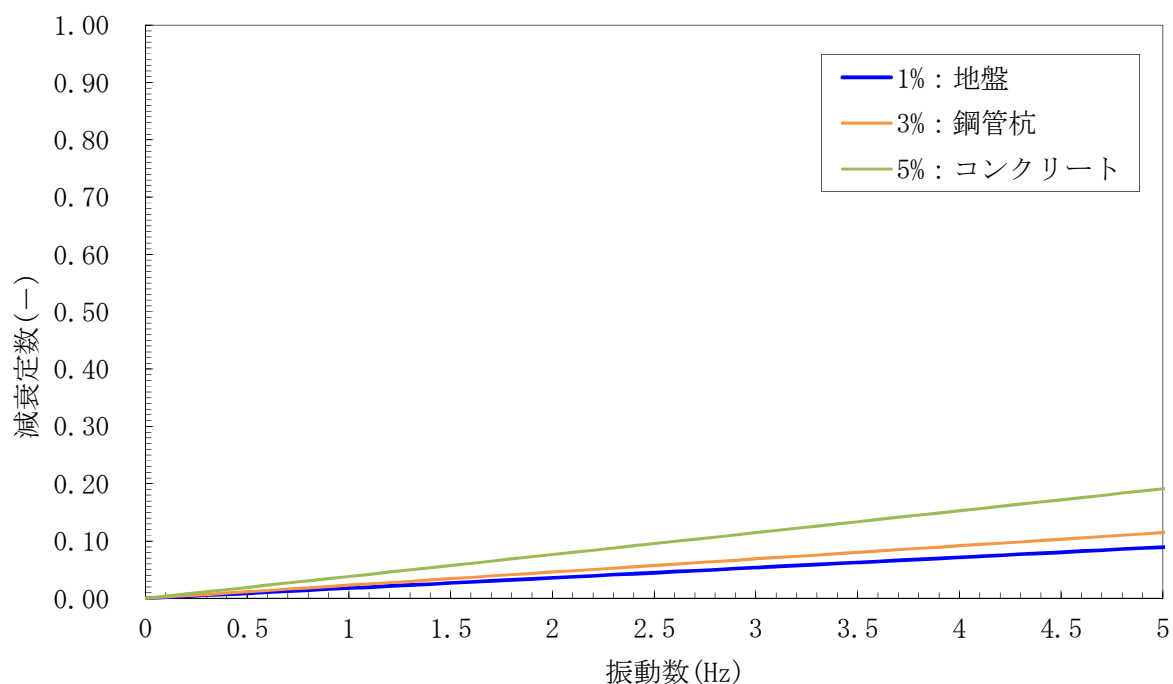


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考2) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説」に示される方法 A により底版と剛結合する。図 2-1 に杭頭部構造図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの鉛直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ここで、P：鉛直押し抜きせん断力(N)

D：杭径(800 mm)

h：鉛直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm)

= (底版の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 1400 - 1000 = 400

τ_a ：許容押抜きせん断応力度 = 1.65 (N/mm²)



図 2-1 杭頭部構造図

表 2-1 鉛直押抜きせん断に対する照査

検討ケース		軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	1374	0.91	1.65	0.55
	S _s -D 1 +-	1502	1.00	1.65	0.61
	S _s -D 1 -+	1378	0.91	1.65	0.55
	S _s -D 1 --	1318	0.87	1.65	0.53
	S _s -1 1	874	0.58	1.65	0.35
	S _s -1 2	1231	0.82	1.65	0.50
	S _s -1 3	1194	0.79	1.65	0.48
	S _s -1 4	815	0.54	1.65	0.33
	S _s -2 1	1024	0.68	1.65	0.41
	S _s -2 2	1082	0.72	1.65	0.44
	S _s -3 1 ++	1362	0.90	1.65	0.55
	S _s -3 1 -+	901	0.60	1.65	0.36
②	S _s -D 1 +-	1557	1.03	1.65	0.62
③	S _s -D 1 +-	1490	0.99	1.65	0.60
④	S _s -D 1 +-	1107	0.73	1.65	0.44
⑤	S _s -D 1 +-	1254	0.83	1.65	0.50
⑥	S _s -D 1 +-	1163	0.77	1.65	0.47

(2) 水平支圧に対する照査

底版コンクリートの水平支圧応力度の照査は下式により行う。

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba}$$

ただし、H：杭頭のせん断力(N)

M：杭頭のモーメント(N・mm)

l：杭の埋め込み長(mm)

σ_{ba} ：許容支圧応力度=22.5(N/mm²)

表 2-2 水平支圧に対する照査

検討ケース	地震波	せん断力 (kN)	曲げモー メント (kN・m)	水平支圧 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	Ss-D1++	545	1732	13.67	22.5	0.61
	Ss-D1+-	564	1722	13.62	22.5	0.61
	Ss-D1-+	486	1498	11.84	22.5	0.53
	Ss-D1--	488	1457	11.54	22.5	0.52
	Ss-11	367	1027	8.16	22.5	0.37
	Ss-12	325	1078	8.49	22.5	0.38
	Ss-13	395	1056	8.41	22.5	0.38
	Ss-14	345	1045	8.27	22.5	0.37
	Ss-21	441	1237	9.83	22.5	0.44
	Ss-22	448	1242	9.87	22.5	0.44
	Ss-31++	575	2314	18.08	22.5	0.81
	Ss-31+-	488	1729	13.58	22.5	0.61
②	Ss-D1++	512	1474	11.70	22.5	0.52
③	Ss-D1++	540	1925	15.11	22.5	0.68
④	Ss-D1++	402	1406	11.05	22.5	0.50
⑤	Ss-D1++	506	2054	16.04	22.5	0.72
⑥	Ss-D1++	464	1772	13.87	22.5	0.62

6.7.3.1 逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

(a) 固有周期の計算

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I/m}$$

$$T=1/f$$

f : 一次固有振動数 (Hz)

T : 固有周期 (s)

 λ : 振動数係数 $= \pi$

L : 主桁の長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 1090

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 570

$$1090 \text{ (mm)} = 1.09 \text{ (m)}$$

$$570 \text{ (mm)} = 0.57 \text{ (m)}$$

E : 縦弾性係数 (N/mm²) 1.93×10^5

$$1.93 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (N}\cdot\text{m}^2\text{)}$$

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm⁴)

(イ) 主桁の断面二次モーメント

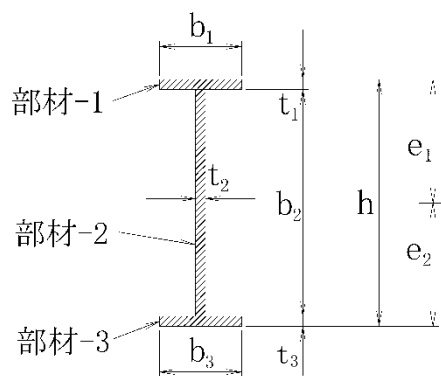


図 6.7.3.1-1 主桁の断面性能

	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b ₁	80	30
b ₂	176	80
b ₃	80	30
t ₁	12	10
t ₂	12	10
t ₃	12	10
h	200	100
e ₁	100	50
e ₂	100	50

機械工学便覧より、以下の式にて計算を行う。

$$I_a = (b_1 \cdot h^3 - b_2^3 (b_1 - t_2)) / 12$$

ここで、

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_a = (80 \times 200^3 - 176^3 (80 - 12)) / 12 \\ = 2.24399 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_a = (30 \times 100^3 - 80^3 (30 - 10)) / 12 \\ = 1.64666 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

(ロ) スキンプレートの断面二次モーメント

機械工学便覧より, 以下の式にて計算を行う。

$$I_b = bh^3 / 12$$

ここで,

I_b : スキンプレートの断面二次モーメント (mm^4)

b : スキンプレートの長さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1200

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 650

h : スキンプレートの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_b = 1200 \times 16^3 / 12 \\ = 4.09600 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_b = 650 \times 9^3 / 12 \\ = 3.94875 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

(ハ) 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントについて, 以下の式にて計算を行う。

$$I = 2(I_a + A_a \cdot (y_3 - y_1)^2) + (I_b + A_b \cdot (y_2 - y_3)^2)$$

ここで,

I : 構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメント (mm^4)

I_a : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24399×10^7

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.64666×10^6

A_a : 主桁の断面積 (mm^2)

主桁の断面積について, 以下の式にて計算を行う。

$$A_a = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A_a &= 80 \times 12 + 176 \times 12 + 80 \times 12 \\ &= 4032 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A_a &= 30 \times 10 + 80 \times 10 + 30 \times 10 \\ &= 1400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

I_b : スキンプレート の断面二次モーメント (mm^4)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 4.096 \times 10^5$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 3.94875 \times 10^4$$

A_b : スキンプレート の断面積 (mm^2)

スキンプレートの断面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A_b = b \cdot h$$

以上により、

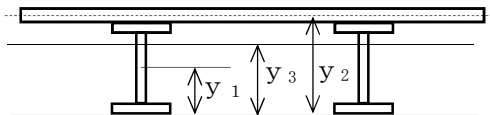
構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A_b &= 1200 \times 16 \\ &= 1.92 \times 10^4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A_b &= 650 \times 9 \\ &= 5850 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備の断面二次モーメントを計算するにあたり、重心位置を図 6.7.3.1-2 に示す。



y_1 : 主桁の重心位置
 y_2 : スキンプレートの重心位置
 y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

図 6.7.3.1-2 構内排水路逆流防止設備の重心位置

ここで、

y_1 : 主桁の重心位置

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 100$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 50$$

y_2 : スキンプレートの重心位置

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 208$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 104.5$$

y_3 : 構内排水路逆流防止設備の重心位置

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 176.1$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 86.9$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
I &= 2 \times (2.24399 \times 10^7 + 4032 \times (176.1 - 100)^2) + (4.096 \times 10^5 + 1.92 \times 10^4 \times (208 - 176.1)^2) \\
&= 1.12 \times 10^8 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
I &= 2 \times (1.64666 \times 10^6 + 1400 \times (86.9 - 50)^2) + (3.94875 \times 10^4 + 5850 \times (104.5 - 86.9)^2) \\
&= 8.96 \times 10^6 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$1.12 \times 10^8 \text{ (mm}^4\text{)} = 1.12 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$8.96 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)} = 8.96 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)}$$

m : 扉体部の単位長さ当たりの質量 (kg/mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.32415

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.17522

$$0.32415 \text{ (kg/mm)} = 3.2415 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

$$0.17522 \text{ (kg} \cdot \text{mm)} = 1.7522 \times 10^2 \text{ (kg/m)}$$

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
f &= \pi^2 / (2\pi \times 1.09^2) \times \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 1.12 \times 10^{-4} / 3.2415 \times 10^2)} \\
&= 341.414 \text{ Hz} = 341 \text{ Hz}
\end{aligned}$$

$$T = 1/341 = 0.00293255 \text{ s} = 0.0030 \text{ s}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}
f &= \pi^2 / (2\pi \times 0.57^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 8.96 \times 10^{-6} / 1.7522 \times 10^2)} \\
&= 480.298 \text{ Hz} = 480 \text{ Hz}
\end{aligned}$$

$$T = 1/480 = 0.00208333 \text{ s} = 0.0021 \text{ s}$$

(b) 固有値解析結果

(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

固有周期は 0.0030 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

固有周期は 0.0021 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

b. 応力計算

b-1. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm^2)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm^3) 1.01×10^{-5}

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79×10^4

以上により、

$$\begin{aligned} h &= 3 \times 1.79 \times 10^4 / 2 \\ &= 2.685 \times 10^4 \text{ mm} \\ &= 2.69 \times 10^4 \text{ mm} \end{aligned}$$

以上により、

$$\begin{aligned} P_t &= 1.01 \times 10^{-5} \times 2.69 \times 10^4 \\ &= 0.271690 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm^2)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。なお、基準津波時のため、余震による分布荷重は考慮しない。

$$q_1 = P_t$$

ここで、

Pt : 遡上津波荷重 (N/mm²) 0.271690

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q1 = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q1 = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.271690 \text{ N/mm}^2 = 2.71690 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.271690 \text{ N/mm}^2 = 2.71690 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル
編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a
を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$\alpha 1$: スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

$t1$: スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm = 1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm = 0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 2.71690 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 57.9569 \text{ N/mm}^2 = 58 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 2.71690 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 48.8371 \text{ N/mm}^2 = 49 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2 本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q1 \cdot A1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

$q1$: 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

$A1$: 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 0.271690 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 1.22124 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} W &= 0.271690 \times 2.12 \times 10^5 / 2 \\ &= 2.87991 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} ：最大せん断力 (N)

W ：主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 ：主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B ：水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.22124 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8 \\ &= 1.69141 \times 10^7 \text{ N・mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 1.22124 \times 10^5 / 2 \\ &= 6.10620 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2.87991 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8 \\ &= 2.20313 \times 10^6 \text{ N・mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 2.87991 \times 10^4 / 2 \\ &= 1.43995 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I ：主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	2.24×10^7
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	1.65×10^6

e : 主桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	100
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	50

b₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20\text{mm}$$

$$b_2=176\text{mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 176 - 2 \times 20 = 136 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$b_2=80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 80 - 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

t₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	12
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max} / Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 1.69141 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 75.5093 \text{ N/mm}^2 = 76 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 6.10620 \times 10^4 / 1632 \\ &= 37.4154 \text{ N/mm}^2 = 38 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.20313 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 66.7615 \text{ N/mm}^2 = 67 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.43995 \times 10^4 / 400 \\ &= 35.9987 \text{ N/mm}^2 = 37 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで,

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

p : 縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a_3 : 縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.271690 \times 390^3 / 12 \\ &= 1.34303 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.271690 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.03310 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

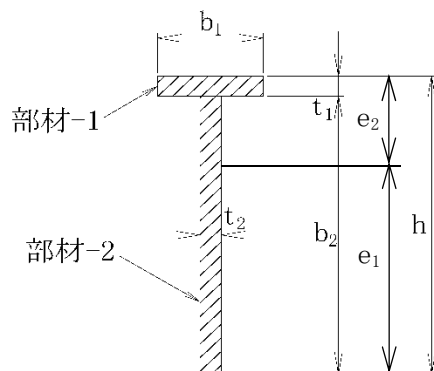
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.271690 \times 200^3 / 12 \\ &= 1.81126 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.271690 \times 200^2 / 4 \\ &= 2.71690 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.3.1-3 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b_1	40	30
b_2	112	90
t_1	8	10
t_2	8	8
h	120	100

図 6.7.3.1-3 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より, 重心距離 e_1 (mm) 及び e_2 (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e_1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8))$$

$$=71.7894 \text{ mm}$$

$$e2=120-71.7894$$

$$=48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1=100-(100^2 \times 8 + 10^2 (30-8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$=59.7058 \text{ mm}$$

$$e2=100-59.7058$$

$$=40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I=(t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I=(8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3$$

$$=1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I=(8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3$$

$$=1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2=I/e$$

$$Aw_2=b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1.78716 \times 10^6$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.01789 \times 10^6$$

e1：縦補助桁の重心位置 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 71.7894$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 59.7058$$

b2：縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=120 \text{ mm}$$

$$t3 \text{ (主桁)} = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t3 \text{ (主桁)} - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.34303 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 53.7212 \text{ N/mm}^2 = 54 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.03310 \times 10^4 / 704$$

$$=14.6747 \text{ N/mm}^2=15 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 1.81126 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$=10.6544 \text{ N/mm}^2=11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 2.71690 \times 10^3 / 560$$

$$=4.85160 \text{ N/mm}^2=5 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで,

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.271690

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.271690

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで,

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.271690

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.271690

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk}=0.271690 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$=1.56220 \text{ N/mm}^2=1.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=1.56220 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.325458 \text{ N/mm}^2=0.33 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk}=0.271690 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$=0.81506 \text{ N/mm}^2=0.82 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=0.81506 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.16980 \text{ N/mm}^2=0.17 \text{ N/mm}^2$$

b-2. 基準津波+S_d地震時

基準津波時+S_d地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W₀ : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

以上により、

$$h = 3 \times 1.79 \times 10^4 / 2$$

$$= 2.685 \times 10^4 \text{ mm}$$

$$= 2.69 \times 10^4 \text{ mm}$$

以上により、

$$P_t = 1.01 \times 10^{-5} \times 2.69 \times 10^4$$

$$= 0.271690 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 余震による地震荷重

余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D 1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

「(b) 固有値解析結果」に示したとおり、構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設計震度は添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における設置床の最大応答加速度を考慮して設定する。構内排水路逆流防止設備の計算に用いる設計震度を表 6.7.3.1-1 に示す。

表 6.7.3.1-1 余震による設計震度

設備名称	地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	弾性設計用 地震動 S _d －D 1	出口側集水枡 EL. 1. 14～5. 40 (管底高さ) (EL. 5. 550*2)	水平方向K _{H S d}	0. 45
			鉛直方向K _{V S d}	0. 23
構内排水路逆流防止設備 5, 6		出口側集水枡 1. 350 (管底高さ) (EL. 1. 8*3)	水平方向K _{H S d}	0. 44
			鉛直方向K _{V S d}	0. 29

注記 *1: 「(b) 固有値解析結果」より、構内排水路逆流防止設備の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 防潮堤(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)における基準床レベルを示す。

*3: 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)における基準床レベルを示す。

(イ) 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = G \cdot K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = G \cdot K_{VSd}$$

ここで、

I_{HSd} : 余震による水平方向地震荷重 (N)

I_{VSd} : 余震による鉛直方向地震荷重 (N)

G : 扉体の自重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.5×10^3

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 981

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

K_{VSd} : 余震による鉛直方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.23

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.29

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_{HSd} = 3.5 \times 10^3 \times 0.45$$

$$=1575 \text{ N}$$

$$I_{VSd}=3.5 \times 10^3 \times 0.23$$

$$=805 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_{HSd}=981 \times 0.44$$

$$=431.64 \text{ N}$$

$$I_{VSd}=981 \times 0.29$$

$$=284.49 \text{ N}$$

(ロ) 余震による動水圧

余震による動水圧について、以下の式にて計算を行う。

$$P_d = 7 \cdot W_0 \cdot K_{HSd} \cdot \sqrt{(H \cdot h)} / 8$$

ここで、

P_d : 余震による動水圧 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 1.79 × 10⁴

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} Pd &= 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.45 \times \sqrt{(1.79 \times 10^4 \times 1.79 \times 10^4)} / 8 \\ &= 7.11860 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} Pd &= 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.44 \times \sqrt{(1.79 \times 10^4 \times 1.79 \times 10^4)} / 8 \\ &= 6.96041 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4 辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$q_1 = P_t + i_{HSd} + P_d$$

ここで、

$$P_t : \text{遡上津波荷重 (N/mm}^2\text{)} \quad 0.271690$$

$$i_{HSd} : \text{余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm}^2\text{)}$$

余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$i_{HSd} = I_{HSd} / A_1$$

ここで、

$$I_{HSd} : \text{余震による水平方向地震荷重 (N)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1575$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 431.64$$

$$A_1 : \text{扉体面積 (mm}^2\text{)}$$

扉体面積は、以下の式にて計算を行う。

$$A_1 = \pi \cdot B^2 / 4$$

ここで、

$$B : \text{扉体の水密幅 (mm)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1070$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 520$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$A_1 = \pi \times 1070^2 / 4$$

$$= 8.99202 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 8.99 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$A_1 = \pi \times 520^2 / 4$$

$$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 2.12 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$i_{HSd} = 1575 / 8.99 \times 10^5$$

$$= 1.75195 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$i_{HSd} = 431.64 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.03248 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$$

$$P_d : \text{余震による動水圧 (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 7.11860 \times 10^{-2}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$6.96041 \times 10^{-2}$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.271690 + 1.75195 \times 10^{-3} + 7.11860 \times 10^{-2}$$

$$= 0.344627 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0.34 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.271690 + 2.03248 \times 10^{-3} + 6.96041 \times 10^{-2}$$

$$= 0.343326 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0.34 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.34 \text{ N/mm}^2 = 3.4 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.34 \text{ N/mm}^2 = 3.4 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル
編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a
を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	390 mm
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	200 mm

α_1 : スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	0.8
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	0.8

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	16 mm = 1.6 cm
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	9 mm = 0.9 cm

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 3.4 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 72.5127 \text{ N/mm}^2 = 73 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 3.4 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 61.1160 \text{ N/mm}^2 = 62 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2 本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで,

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} W &= 0.34 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 1.52830 \times 10^5 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} W &= 0.34 \times 2.12 \times 10^5 / 2 \\ &= 3.6040 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} ：最大せん断力 (N)

W ：主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 ：主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B ：水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1.52830 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8 \\ &= 2.11669 \times 10^7 \text{ N・mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 1.52830 \times 10^5 / 2 \\ &= 7.64150 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3.6040 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8 \\ &= 2.75706 \times 10^6 \text{ N・mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 3.6040 \times 10^4 / 2 \\ &= 1.8020 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで,

I : 主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 2.24 \times 10^7$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.65 \times 10^6$$

e : 主桁の重心位置 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 100$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 50$$

b₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 176 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 176 - 2 \times 20 = 136 \text{ mm}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 80 - 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

t₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 12$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 10$$

以上により,

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max}/Z_2$$

$$\tau = S_{\max}/A_{w2}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.11669 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 94.4950 \text{ N/mm}^2 = 96 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 7.64150 \times 10^4 / 1632 \\ &= 46.8229 \text{ N/mm}^2 = 47 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.75706 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 83.5472 \text{ N/mm}^2 = 84 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.8020 \times 10^4 / 400 \\ &= 45.05 \text{ N/mm}^2 = 46 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max}=p \cdot a_3^3/12$$

$$S_{\max}=p \cdot a_3^2/4$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント（N・mm）

S_{\max} ：最大せん断力（N）

p ：縦補助桁に加わる扉体自重による荷重（N）

a_3 ：縦補助桁の主桁間隔（mm）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 390

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 200

以上より，

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.34 \times 390^3 / 12 \\ &= 1.68070 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.34 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.29285 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.34 \times 200^3 / 12 \\ &= 2.28884 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.34 \times 200^2 / 4 \\ &= 3.43326 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

（ハ） 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.3.1-4 に示す。

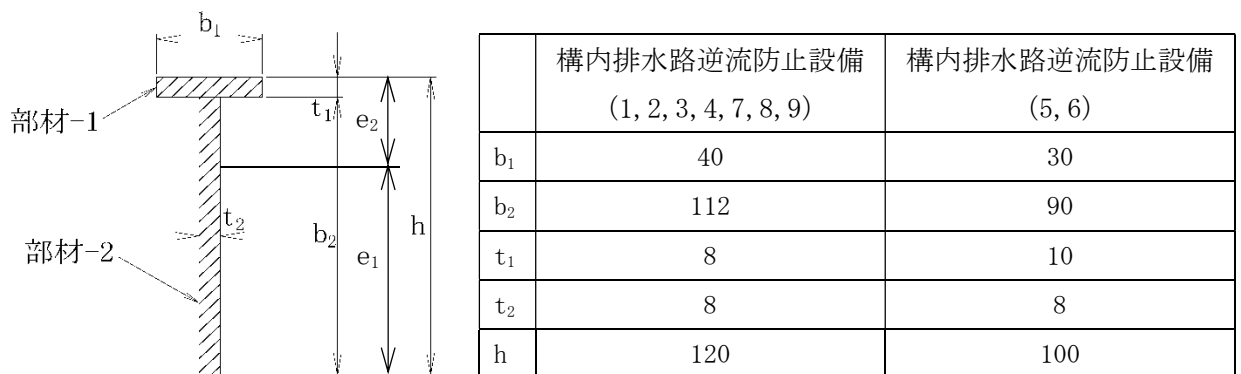


図 6.7.3.1-4 縦補助桁の端面図

機械工学便覧より，重心距離 e_1 （mm）及び e_2 （mm）を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2(b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8)) \\ = 71.7894 \text{ mm}$$

$$e2 = 120 - 71.7894 \\ = 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8)) \\ = 59.7058 \text{ mm}$$

$$e2 = 100 - 59.7058 \\ = 40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より, 縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I = (t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3 \\ = 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3 \\ = 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで,

I : 縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.78716 × 10⁶

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.01789 × 10⁶

e1 : 縦補助桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 71.7894

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 59.7058

b2 : 縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$t_3 (\text{主桁}) = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 (\text{主桁}) - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.68070 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 67.2280 \text{ N/mm}^2 = 68 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.29285 \times 10^4 / 704$$

$$= 18.3643 \text{ N/mm}^2 = 19 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 2.28884 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$= 13.4637 \text{ N/mm}^2 = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 3.43326 \times 10^3 / 560$$

$$= 6.13082 \text{ N/mm}^2 = 7 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで,

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.34

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.34

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで,

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.34

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.34

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10⁶

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10⁵

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$A = \pi \times 1150^2 / 4$$

$$= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$A = \pi \times 600^2 / 4$$

$$= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$bw = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$bw = 14 + 2 \times 18$$

$$= 50 \text{ mm}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	120
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 0.34 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$= 1.95498 \text{ N/mm}^2 = 1.98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 1.95498 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.407287 \text{ N/mm}^2 = 0.42 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk} = 0.34 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$= 1.01999 \text{ N/mm}^2 = 1.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 1.01999 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.21250 \text{ N/mm}^2 = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

b-3. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.40 × 10⁴

以上により、

$$h = 3 \times 2.40 \times 10^4 / 2$$

$$= 3.60 \times 10^4 \text{ mm}$$

以上により、

$$P_t = 1.01 \times 10^{-5} \times 3.60 \times 10^4$$

$$= 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。なお、基準津波時のため、余震による分布荷重は考慮しない。

$$q_1 = P_t$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²) 0.3636

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q_1 = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q_1 = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.3636 \text{ N/mm}^2 = 3.636 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.3636 \text{ N/mm}^2 = 3.636 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル
編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a
を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 575/390$$

$$= 1.474$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\text{辺長比 (b/a)} = 300/200$$

$$= 1.5$$

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm

$$= 39 \text{ cm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200 mm

$$= 20 \text{ cm}$$

α_1 : スキンプレートの応力の補正係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm = 1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm = 0.9 cm

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 3.636 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 71.6756 \text{ N/mm}^2 = 72 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 3.636 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 65.3582 \text{ N/mm}^2 = 66 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2 本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q_1 \cdot A_1 / 2$$

ここで,

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}W &= 0.3636 \times 8.99 \times 10^5 / 2 \\ &= 1.63438 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W = 0.3636 \times 2.12 \times 10^5 / 2$$

$$=3.85416 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} ：最大せん断力 (N)

W ：主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 ：主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B ：水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 1.63438 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$= 2.26361 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 1.63438 \times 10^5 / 2$$

$$= 8.17190 \times 10^4 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 3.85416 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$= 2.94843 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 3.85416 \times 10^4 / 2$$

$$= 1.92708 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I ：主桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24×10^7

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.65×10^6

e : 主桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

b₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20\text{mm}$$

$$b_2=176\text{mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2-2 \cdot R=176-2 \times 20=136 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$b_2=80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2-2 \cdot R=80-2 \times 20=40 \text{ mm}$$

t₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2=2.24 \times 10^7/100$$

$$=2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=136 \times 12$$

$$=1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2=1.65 \times 10^6/50$$

$$=3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2=40 \times 10$$

$$=400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max}/Z_2$$

$$\tau = S_{\max}/Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

Z₂ : 主桁の断面係数 (mm³)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.26361 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 101.054 \text{ N/mm}^2 = 102 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 8.17190 \times 10^4 / 1632 \\ &= 50.0729 \text{ N/mm}^2 = 51 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.94843 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 89.3463 \text{ N/mm}^2 = 90 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.92708 \times 10^4 / 400 \\ &= 48.1770 \text{ N/mm}^2 = 49 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p₃ : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで,

M_{max}：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max}：最大せん断力 (N)

p：縦補助桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

a₃：縦補助桁の主桁間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.3636 \times 390^3 / 12 \\ &= 1.79736 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.3636 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.38258 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

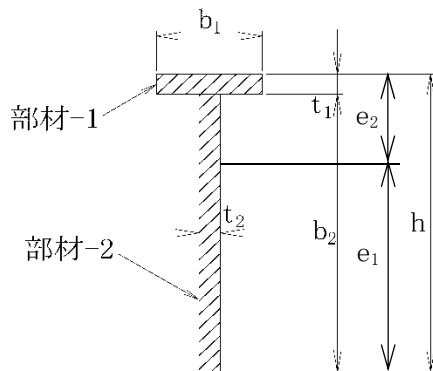
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.3636 \times 200^3 / 12 \\ &= 2.424 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.3636 \times 200^2 / 4 \\ &= 3.636 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.3.1-5 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b ₁	40	30
b ₂	112	90
t ₁	8	10
t ₂	8	8
h	120	100

図 6.7.3.1-5 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より，重心距離 e₁ (mm) 及び e₂ (mm) を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} e_1 &= 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8)) \\ &= 71.7894 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$e_2 = 120 - 71.7894$$

$$=48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1=100-(100^2 \times 8 + 10^2(30-8))/(2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8))$$

$$=59.7058 \text{ mm}$$

$$e2=100-59.7058$$

$$=40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より，縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I=(t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2)(e_2 - t_1)^3)/3$$

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I=(8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8)(48.2106 - 8)^3)/3$$

$$=1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I=(8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8)(40.2942 - 10)^3)/3$$

$$=1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2=I/e$$

$$Aw_2=b_2 \cdot t_2$$

ここで，

I：縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1.78716 \times 10^6$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 1.01789 \times 10^6$$

e1：縦補助桁の重心位置 (mm)

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 71.7894$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 59.7058$$

b2：縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=120 \text{ mm}$$

$$t3 \text{ (主桁)} = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t3 \text{ (主桁)} - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3(\text{主桁}) - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.48944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70784 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 1.79736 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$= 71.8944 \text{ N/mm}^2 = 72 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.38258 \times 10^4 / 704$$

$$= 19.6389 \text{ N/mm}^2 = 20 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 2.424 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$=14.2588 \text{ N/mm}^2=15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 3.636 \times 10^3 / 560$$

$$=6.49285 \text{ N/mm}^2=7 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして，支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで，

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.3636

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.3636

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.3636 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで，

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.3636

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.3636

A : 支圧面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.03868×10^6

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 2.82743×10^5

支圧面積について，以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで，

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について, 以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで,

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 0.3636 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$=2.09068 \text{ N/mm}^2=2.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=2.09068 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.435558 \text{ N/mm}^2=0.44 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk}=0.3636 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$=1.09079 \text{ N/mm}^2=1.10 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c=1.09079 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$=0.22724 \text{ N/mm}^2=0.23 \text{ N/mm}^2$$

b-4. 敷地に遡上する津波+S_d地震時

敷地に遡上する津波+S_d地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(a) 荷重条件

イ. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、以下の式により計算を行う。

$$P_t = W_0 \cdot h$$

ここで、

P_t : 遡上津波荷重 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm)

水面から動水圧を算定する点までの水深は、以下の式により計算を行う。

$$h = 3H/2$$

ここで、

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

以上により、

$$\begin{aligned} h &= 3 \times 2.4 \times 10^4 / 2 \\ &= 3.60 \times 10^4 \text{ mm} \end{aligned}$$

以上により、

$$\begin{aligned} P_t &= 1.01 \times 10^{-5} \times 3.60 \times 10^4 \\ &= 0.3636 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ロ. 余震による地震荷重

余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

「a. (b) 固有値解析結果」に示したとおり、構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設計震度は添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における設置床の最大応答加速度を考慮して設定する。構内排水路逆流防止設備の計算に用いる設計震度を表 6.7.3.1-2 に示す。

表 6.7.3.1-2 余震による設計震度

設備名称	地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	弾性設計用 地震動 S _d －D 1	出口側集水枡 EL. 1. 14～5. 40 (管底高さ) (EL. 5. 550*2)	水平方向K _{H S d}	0. 45
			鉛直方向K _{V S d}	0. 23
構内排水路逆流防止設備 5, 6		出口側集水枡 1. 350 (管底高さ) (EL. 1. 8*3)	水平方向K _{H S d}	0. 44
			鉛直方向K _{V S d}	0. 29

注記 *1: 「(b) 固有値解析結果」より、構内排水路逆流防止設備の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

*3: 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

(イ) 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{HSd} = G \cdot K_{HSd}$$

$$I_{VSd} = G \cdot K_{VSd}$$

ここで、

I_{HSd} : 余震による水平方向地震荷重 (N)

I_{VSd} : 余震による鉛直方向地震荷重 (N)

G : 扉体の自重 (N)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 3.5×10^3

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 981

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

K_{VSd} : 余震による鉛直方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.23

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.29

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I_{HSd} = 3.5 \times 10^3 \times 0.45$$

$$=1575 \text{ N}$$

$$I_{VSd}=3.5 \times 10^3 \times 0.23$$

$$=805 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I_{HSd}=981 \times 0.44$$

$$=431.64 \text{ N}$$

$$I_{VSd}=981 \times 0.29$$

$$=284.49 \text{ N}$$

(ロ) 余震による動水圧

余震による動水圧について、以下の式にて計算を行う。

$$P_d = 7 \cdot W_0 \cdot K_{HSd} \cdot \sqrt{(H \cdot h)} / 8$$

ここで、

P_d : 余震による動水圧 (N/mm²)

W_0 : 水の単位体積重量 (N/mm³) 1.01 × 10⁻⁵

K_{HSd} : 余震による水平方向の設計震度

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.45

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.44

h : 水面から動水圧を算定する点までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

H : 水面から基礎地盤までの水深 (mm) 2.4 × 10⁴

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} P_d &= 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.45 \times \sqrt{(2.4 \times 10^4 \times 2.4 \times 10^4)} / 8 \\ &= 9.54450 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} P_d &= 7 \times 1.01 \times 10^{-5} \times 0.44 \times \sqrt{(2.4 \times 10^4 \times 2.4 \times 10^4)} / 8 \\ &= 9.33240 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(b) 各部の応力評価

イ. スキンプレート

4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

(イ) 発生荷重

発生荷重を以下の式にて計算を行う。

$$P = q_1 l$$

ここで、

P : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

津波及び余震による分布荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$q_1 = P_t + i_{HSd} + P_d$$

ここで、

$$P_t : \text{遡上津波荷重 (N/mm}^2\text{)} \quad 0.3636$$

$$i_{HSd} : \text{余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重 (N/mm}^2\text{)}$$

余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重は、以下の式にて計算を行う。

$$i_{HSd} = I_{HSd} / A_1$$

ここで、

$$I_{HSd} : \text{余震による水平方向地震荷重 (N)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1575$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 431.64$$

$$A_1 : \text{扉体面積 (mm}^2\text{)}$$

扉体面積は、以下の式にて計算を行う。

$$A_1 = \pi \cdot B^2 / 4$$

ここで、

$$B : \text{扉体の水密幅 (mm)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 1070$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 520$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$A_1 = \pi \times 1070^2 / 4$$

$$= 8.99 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$A_1 = \pi \times 520^2 / 4$$

$$= 2.12371 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$= 2.12 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

以上より、

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)}$$

$$i_{HSd} = 1575 / 8.99 \times 10^5$$

$$= 1.75195 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)}$$

$$i_{HSd} = 431.64 / 2.12 \times 10^5$$

$$= 2.03248 \times 10^{-3} \text{ mm}^2$$

$$P_d : \text{余震による動水圧 (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)} \quad 9.54450 \times 10^{-2}$$

$$\text{構内排水路逆流防止設備 (5, 6)} \quad 9.33240 \times 10^{-2}$$

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} q_1 &= 0.3636 + 1.75195 \times 10^{-3} + 9.54450 \times 10^{-2} \\ &= 0.460796 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.46 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} q_1 &= 0.3636 + 2.03248 \times 10^{-3} + 9.33240 \times 10^{-2} \\ &= 0.458956 \text{ N/mm}^2 \\ &= 0.46 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$P = 0.46 \text{ N/mm}^2 = 4.6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$P = 0.46 \text{ N/mm}^2 = 4.6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$$

(ロ) 発生応力

曲げ応力 (N/mm²)

$$\sigma = k \cdot a_1^2 \cdot P \cdot 10^{-6} \cdot \alpha_1 / (100 \cdot t_1^2)$$

ここで

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b/a) による係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 44.88

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 45.50

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル
編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき, 辺長比 b/a
を求め係数が最も高い値とする。

$$\text{辺長比 (b/a)} = b_1/a_1$$

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} \text{辺長比 (b/a)} &= 575/390 \\ &= 1.474 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} \text{辺長比 (b/a)} &= 300/200 \\ &= 1.5 \end{aligned}$$

b₁ : スキンプレートの長辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 575 mm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300 mm

a₁ : スキンプレートの短辺 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390 mm
= 39 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

200 mm

=20 cm

$\alpha 1$: スキンプレート の 応力 の 補正 係数

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.8

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、スキンプレートを支持する桁がフランジを有することから、そのフランジがスキンプレートの発生応力に及ぼす影響を考慮し補正係数を乗じるため、補正係数を求める。求め方については、ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め係数が最も低い値とする

$t1$: スキンプレート の 板厚 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 16 mm=1.6 cm

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 9 mm=0.9 cm

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 44.88 \times 39^2 \times 4.6 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 1.6^2) \\ &= 98.1273 \text{ N/mm}^2 = 99 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 45.50 \times 20^2 \times 4.6 \times 10^5 \times 10^{-6} \times 0.8 / (100 \times 0.9^2) \\ &= 82.49876 \text{ N/mm}^2 = 83 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純支持梁によりモデル化し計算を行う。

(イ) 発生荷重

2 本の主桁で扉体にかかる荷重を負担するものとし、以下の式にて計算を行う。

$$W = q1 \cdot A1 / 2$$

ここで、

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

$q1$: 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

A1 : 扉体面積 (mm^2)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$W=0.46 \times 8.99 \times 10^5 / 2$$

$$=2.06770 \times 10^5 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$W=0.46 \times 2.124 \times 10^5 / 2$$

$$=4.8852 \times 10^4 \text{ N}$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = W \cdot (2L_0 - B) / 8$$

$$S_{\max} = W / 2$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} ：最大せん断力 (N)

W ：主桁に加わる扉体自重による荷重 (N)

L_0 ：主桁の支圧板中心間 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

B ：水密幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1070

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 520

以上により，

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$M_{\max} = 2.06770 \times 10^5 \times (2 \times 1089 - 1070) / 8$$

$$=2.86376 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 2.06770 \times 10^5 / 2$$

$$=1.03385 \times 10^5 \text{ N}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$M_{\max} = 4.8852 \times 10^4 \times (2 \times 566 - 520) / 8$$

$$=3.73717 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\max} = 4.8852 \times 10^4 / 2$$

$$=2.44260 \times 10^4 \text{ N}$$

(ハ) 断面係数及びウェブ断面積

発生応力を計算するにあたり，主桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで,

I : 主桁の断面二次モーメント (mm^4)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2.24×10^7

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.65×10^6

e : 主桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 100

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

b₂ : 主桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 176 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 176 - 2 \times 20 = 136 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 80 \text{ mm}$$

主桁のウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 80 - 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

t₂ : 主桁ウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 12

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 10

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 2.24 \times 10^7 / 100$$

$$= 2.24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 136 \times 12$$

$$= 1632 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.65 \times 10^6 / 50$$

$$= 3.3 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Aw_2 = 40 \times 10$$

$$= 400 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_2$$

$$\tau = S_{\max}/Aw_2$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm³)

Aw_2 : 主桁のウェブ断面積 (mm²)

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}\sigma &= 2.86376 \times 10^7 / 2.24 \times 10^5 \\ &= 127.846 \text{ N/mm}^2 = 128 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 1.03385 \times 10^5 / 1632 \\ &= 63.3486 \text{ N/mm}^2 = 64 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned}\sigma &= 3.73717 \times 10^6 / 3.3 \times 10^4 \\ &= 113.247 \text{ N/mm}^2 = 114 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\tau &= 2.44260 \times 10^4 / 400 \\ &= 61.065 \text{ N/mm}^2 = 61 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ハ. 縦補助桁

主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均荷重が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」の式により計算を行う。

(イ) 発生荷重

平均荷重が菱形に作用したものとして、以下の式にて計算を行う

$$p_3 = q_1$$

ここで,

p_3 : 縦補助桁に加わる各区分の平均荷重

以上より,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$p = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$p = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するにあたり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\max} = p \cdot a_3^3 / 12$$

$$S_{\max} = p \cdot a_3^2 / 4$$

ここで，

M_{\max} ：最大曲げモーメント（N・mm）

S_{\max} ：最大せん断力（N）

p ：縦補助桁に加わる扉体自重による荷重（N）

a_3 ：縦補助桁の主桁間隔（mm）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9） 390

構内排水路逆流防止設備（5, 6） 200

以上より，

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.46 \times 390^3 / 12 \\ &= 2.27389 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.46 \times 390^2 / 4 \\ &= 1.74915 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

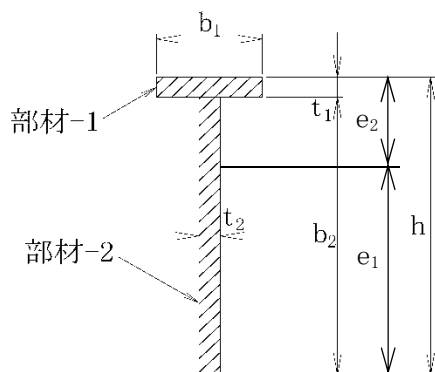
構内排水路逆流防止設備（5, 6）

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.46 \times 200^3 / 12 \\ &= 3.06666 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0.46 \times 200^2 / 4 \\ &= 4.60 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

（ハ） 断面係数及びウェブ断面積

縦補助桁の断面図を図 6.7.3.1-6 に示す。



	構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	構内排水路逆流防止設備 (5, 6)
b_1	40	30
b_2	112	90
t_1	8	10
t_2	8	8
h	120	100

図 6.7.3.1-6 縦補助桁の断面図

機械工学便覧より，重心距離 e_1 （mm）及び e_2 （mm）を次の式にて求める。

$$e_1 = h - (h^2 \cdot t_2 + t_1^2 (b_1 - t_2)) / (2(b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2))$$

$$e_2 = h - e_1$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$e1 = 120 - (120^2 \times 8 + 8^2 (40 - 8)) / (2 \times (40 \times 8 + 112 \times 8)) \\ = 71.7894 \text{ mm}$$

$$e2 = 120 - 71.7894 \\ = 48.2106 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$e1 = 100 - (100^2 \times 8 + 10^2 (30 - 8)) / (2 \times (30 \times 10 + 90 \times 8)) \\ = 59.7058 \text{ mm}$$

$$e2 = 100 - 59.7058 \\ = 40.2942 \text{ mm}$$

機械工学便覧より, 縦補助桁の断面二次モーメントを以下の式にて計算を行う。

$$I = (t_2 \cdot e_1^3 + b_1 \cdot e_2^3 - (b_1 - t_2) (e_2 - t_1)^3) / 3$$

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$I = (8 \times 71.7894^3 + 40 \times 48.2106^3 - (40 - 8) (48.2106 - 8)^3) / 3 \\ = 1.78716 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$I = (8 \times 59.7058^3 + 30 \times 40.2942^3 - (30 - 8) (40.2942 - 10)^3) / 3 \\ = 1.01789 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

縦補助桁の断面係数及びウェブ断面積を以下の式にて計算を行う。

$$Z_2 = I / e$$

$$Aw_2 = b_2 \cdot t_2$$

ここで,

I : 縦補助桁の断面二次モーメント (mm⁴)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1.78716 × 10⁶

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 1.01789 × 10⁶

e1 : 縦補助桁の重心位置 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 71.7894

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 59.7058

b2 : 縦補助桁のウェブ幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

スカラップを考慮する。

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$t_3 (\text{主桁}) = 12 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 (\text{主桁}) - R = 120 - 12 - 20 = 88 \text{ mm}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

スカラップを考慮する。

$$R=20 \text{ mm}$$

$$h=100 \text{ mm}$$

$$t_3 \text{ (主桁)} = 10 \text{ mm}$$

縦補助桁のウェブ幅は

$$h - t_3 \text{ (主桁)} - R = 100 - 10 - 20 = 70 \text{ mm}$$

t_2 : 縦補助桁のウェブの厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 8

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 8

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$Z_2 = 1.78716 \times 10^6 / 71.7894$$

$$= 2.484944 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 2.5 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 88 \times 8$$

$$= 704 \text{ mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$Z_2 = 1.01789 \times 10^6 / 59.7058$$

$$= 1.70484 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$= 1.700 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} = 70 \times 8$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

(二) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について, 以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} / Z_3$$

$$\tau = S_{\max} / A_{w3}$$

ここで,

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

Z_2 : 縦補助桁の断面係数 (mm³)

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma = 2.27389 \times 10^6 / 2.5 \times 10^4$$

$$=90.9556 \text{ N/mm}^2=91 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 1.74915 \times 10^4 / 704$$

$$=24.8458 \text{ N/mm}^2=25 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma = 3.06666 \times 10^5 / 1.700 \times 10^4$$

$$=18.0391 \text{ N/mm}^2=19 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 4.60 \times 10^3 / 560$$

$$=8.21428 \text{ N/mm}^2=9 \text{ N/mm}^2$$

ニ. 戸当り部コンクリート

下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力度及びせん断応力度を評価する。

(イ) 発生荷重

戸当り部コンクリートにかかる荷重を以下の式にて計算を行う。

$$q = q_1$$

ここで,

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.46

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.46

以上により

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$q = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$q = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 発生応力

コンクリート部にかかる支圧応力度及びせん断応力度について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = q \cdot A / (\pi \cdot D_r \cdot b_w)$$

$$\tau_c = \sigma_{bk} \cdot b_w / 2S$$

ここで,

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

q : 下部作用圧力 (N/mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 0.46

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 0.46

A : 支圧面積 (荷重の作用面積) (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)	1.03868×10 ⁶
構内排水路逆流防止設備 (5, 6)	2.82743×10 ⁵

支圧面積について、以下の式にて計算を行う。

$$A = \pi \cdot D_r^2 / 4$$

ここで、

A : 支圧面積 (mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 1150^2 / 4 \\ &= 1.03868 \times 10^6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} A &= \pi \times 600^2 / 4 \\ &= 2.82743 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

D_r : 支圧板中心径 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1150

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 600

bw : 支圧幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 50

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 50

受圧幅について、以下の式にて計算を行う。

$$bw = t_0 + 2t_r$$

ここで、

bw : 支圧幅 (mm)

t₀ : 扉体支圧板有効幅 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 14

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 14

t_r : 支圧板の厚さ (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 18

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 18

以上より、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} bw &= 14 + 2 \times 18 \\ &= 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

S : 戸当り幅 (荷重によるコンクリートの支圧幅) (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 120

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\sigma_{bk} = 0.46 \times 1.03868 \times 10^6 / (\pi \times 1150 \times 50)$$

$$= 2.64497 \text{ N/mm}^2 = 2.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 2.64497 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.552083 \text{ N/mm}^2 = 0.56 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\sigma_{bk} = 0.46 \times 2.82743 \times 10^5 / (\pi \times 600 \times 50)$$

$$= 1.37999 \text{ N/mm}^2 = 1.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = 1.37999 \times 50 / (2 \times 120)$$

$$= 0.287497 \text{ N/mm}^2 = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

c. 許容応力

許容応力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して基準津波時及び基準津波+S_d地震時は1.5倍、敷地に遡上する津波時及び敷地に遡上する津波+S_d地震時は1.9倍の割増を考慮する。各部材の許容応力度を表6.7.3.1-3に示す。

表 6.7.3.1-3 各部材の許容応力度

評価部位	材料	σ_{ab}^* (N/mm ²)	σ_{at}^* (N/mm ²)	τ_a^* (N/mm ²)	σ_{as}^* (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
ヒンジ (扉体部側)	SUS316L	—	90	50	—
ヒンジ (固定部側)	SUS316L	90	—	50	—
吊りピン	SUS316L	90	—	50	—
戸当り (コンクリート)	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 * : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

c-1. 基準津波時, 基準津波+S_d地震時

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$1.5 \sigma_{ab} = 1.5 \times 90 \\ = 135 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準（案）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで,

L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 80

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで,

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2112

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 800

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 960

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112 / (2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800 / (2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 1089/80$$

$$= 13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 566/30$$

$$= 18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10/2.02484$$

$$= 4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10/2.08166$$

$$= 4.80385$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.02484 \times 13.6125 - 10)) \times 1.5$$

$$= 116.558 \text{ N/mm}^2 = 116 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.08166 \times 18.8666 - 10)) \times 1.5 \\ = 104.262 \text{ N/mm}^2 = 104 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.5 \tau_a = 1.5 \times 50 \\ = 75 \text{ N/mm}^2$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.5 \sigma_{ab} \cdots \text{式①}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 \cdots \text{式②}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896/(2 \times 320)} \\ = 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720/(2 \times 300)} \\ = 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=390/40$$

$$=9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=200/30$$

$$=6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.09761$$

$$=4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.04939$$

$$=4.87950$$

以上により, $L/b > 10/K$ であることから, 式②による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 &= (90 - 0.7(2.09761 \times 9.75 - 10)) \times 1.5 \\ &= 124.025 \text{ N/mm}^2 = 124 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 &= (90 - 0.7(2.04939 \times 6.66666 - 10)) \times 1.5 \\ &= 131.154 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 50 \\ &= 75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ニ. 戸当り (コンクリート)

(イ) せん断

$$\begin{aligned} 1.5 \tau_a &= 1.5 \times 0.40 \\ &= 0.60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned} 1.5 \sigma_{as} &= 1.5 \times 5.9 \\ &= 8.85 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

c-1. 敷地に遡上する津波時,敷地に遡上する津波+S_d地震時

イ. スキンプレート

(イ) 曲げ

$$\begin{aligned}1.9 \sigma_{ab} &= 1.9 \times 90 \\ &= 171 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

ロ. 主桁

(イ) 曲げ

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は,「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき,許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し,以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.9 \sigma_{ab} \cdots \text{式③}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.9 \cdots \text{式④}$$

ここで,

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 1089

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 566

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 80

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで,

A_w : 腹板の総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 2112

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 800

A_c : 圧縮フランジの総断面積(mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 960

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により,

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 2112/(2 \times 960)}$$

$$= 2.02484$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 800/(2 \times 300)}$$

$$= 2.08166$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b=1089/80$$

$$=13.6125$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b=566/30$$

$$=18.8666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K=10/2.02484$$

$$=4.93866$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K=10/2.08166$$

$$=4.80385$$

以上により、 $L/b > 10/K$ であることから、式④による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.9 = (90 - 0.7(2.02484 \times 13.6125 - 10)) \times 1.9$$

$$= 147.641 \text{ N/mm}^2 = 147 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.9 = (90 - 0.7(2.08166 \times 18.8666 - 10)) \times 1.9$$

$$= 132.067 \text{ N/mm}^2 = 132 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$1.9 \tau_a = 1.9 \times 50$$

$$= 95 \text{ N/mm}^2$$

ハ. 縦補助桁

(イ) 曲げ

縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「ダム・堰施設技術基準(案)」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し、以下の式にて計算を行う。

$$L/b \leq 10/K : 1.9 \sigma_{ab} \cdots \text{式③}$$

$$L/b > 10/K : (\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.9 \cdots \text{式④}$$

ここで、

L : 圧縮フランジの固定間隔(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 390

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 200

b : 圧縮フランジ幅(mm)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 40

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 30

K : 座屈を求めるにあたる係数

座屈を求めるにあたる係数 K を以下の式にて計算を行う。

$$K = \sqrt{3 + (A_w/2A_c)}$$

ここで、

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 896

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 720

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 320

構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 300

以上により、

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$K = \sqrt{3 + 896 / (2 \times 320)}$$

$$= 2.09761$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$K = \sqrt{3 + 720 / (2 \times 300)}$$

$$= 2.04939$$

L/b の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$L/b = 390/40$$

$$= 9.75$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$L/b = 200/30$$

$$= 6.66666$$

10/K の値

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$10/K = 10/2.09761$$

$$= 4.76733$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$10/K = 10/2.04939$$

$$= 4.87950$$

以上により、 $L/b > 10/K$ であることから、式④による計算を行う。

構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.09761 \times 9.75 - 10)) \times 1.9$$

$$= 157.099 \text{ N/mm}^2 = 157 \text{ N/mm}^2$$

構内排水路逆流防止設備 (5, 6)

$$(\sigma_{ab} - 0.7(K \cdot L/b - 10)) \times 1.5 = (90 - 0.7(2.04939 \times 6.66666 - 10)) \times 1.9$$

$$= 166.128 \text{ N/mm}^2 = 166 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) せん断

$$\begin{aligned} 1.9 \tau_a &= 1.9 \times 50 \\ &= 95 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ニ. 戸当り (コンクリート)

(イ) せん断

$$\begin{aligned} 1.9 \tau_a &= 1.9 \times 0.40 \\ &= 0.76 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 支圧

$$\begin{aligned} 1.9 \sigma_{as} &= 1.9 \times 5.9 \\ &= 11.21 \text{ N/mm}^2 = 11.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

d. 応力評価結果

(a) 基準津波時

応力の評価結果を表 6. 7. 3. 1-4 及び表 6. 7. 3. 1-5 に示す。

表 6. 7. 3. 1-4 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	58	135
	主桁	曲げ応力度	76	116
		せん断応力度	38	75
	縦補助桁	曲げ応力度	54	124
		せん断応力度	15	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1. 57	8. 9
		せん断応力度	0. 33	0. 6

表 6. 7. 3. 1-5 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	49	135
	主桁	曲げ応力度	67	104
		せん断応力度	36	75
	補助桁	曲げ応力度	11	131
		せん断応力度	5	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	0. 82	8. 9
		せん断応力度	0. 17	0. 6

(b) 基準津波+S_d地震時

応力の評価結果を表 6. 7. 3. 1-6 及び表 6. 7. 3. 1-7 に示す。

表 6. 7. 3. 1-6 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	73	135
	主桁	曲げ応力度	95	116
		せん断応力度	47	75
	縦補助桁	曲げ応力度	68	124
		せん断応力度	19	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.96	8.9
		せん断応力度	0.41	0.6

表 6. 7. 3. 1-7 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	62	135
	主桁	曲げ応力度	84	104
		せん断応力度	46	75
	補助桁	曲げ応力度	14	131
		せん断応力度	7	75
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.02	8.9
		せん断応力度	0.22	0.6

(c) 敷地に遡上する津波時

応力の評価結果を表 6. 7. 3. 1-8 及び表 6. 7. 3. 1-9 に示す。

表 6. 7. 3. 1-8 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	78	171
	主桁	曲げ応力度	102	147
		せん断応力度	51	95
	縦補助桁	曲げ応力度	72	157
		せん断応力度	20	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	2. 1	11. 2
		せん断応力度	0. 44	0. 76

表 6. 7. 3. 1-9 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	66	171
	主桁	曲げ応力度	90	132
		せん断応力度	49	95
	補助桁	曲げ応力度	15	166
		せん断応力度	7	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1. 1	11. 2
		せん断応力度	0. 23	0. 76

(d) 敷地に遡上する津波+S₀地震時

応力の評価結果を表 6. 7. 3. 1-10 及び表 6. 7. 3. 1-11 に示す。

表 6. 7. 3. 1-10 構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	99	171
	主桁	曲げ応力度	128	147
		せん断応力度	64	95
	縦補助桁	曲げ応力度	91	157
		せん断応力度	25	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	2. 65	11. 2
		せん断応力度	0. 56	0. 76

表 6. 7. 3. 1-11 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) 評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	83	171
	主桁	曲げ応力度	114	132
		せん断応力度	62	95
	補助桁	曲げ応力度	19	166
		せん断応力度	9	95
	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1. 38	11. 2
		せん断応力度	0. 29	0. 76

6.7.3.2 構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水桁の
強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	10
2.3.1 杭間部	10
2.3.2 R C防潮壁部	13
2.4 適用規格	15
3. 強度評価方法	16
3.1 記号の定義	16
3.2 評価対象断面及び部位	17
3.2.1 杭間部	17
3.2.2 R C防潮壁部	19
3.3 荷重及び荷重の組合せ	21
3.3.1 荷重	21
3.3.2 荷重の組合せ	23
3.4 許容限界	31
3.5 解析方法	35
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	35
3.5.2 地盤沈下の考慮	36
3.5.3 解析モデル及び諸元	37
3.6 評価方法	66
3.6.1 津波時	66
3.6.2 重畳時	69
4. 評価結果	73
4.1 津波時の強度評価結果	73
4.1.1 杭間部	73
4.1.2 R C防潮壁部	86
4.2 重畳時の強度評価結果	93
4.2.1 杭間部	93
4.2.2 R C防潮壁部	123
4.3 まとめ	133

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備を間接支持する出口側集水枡が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路逆流防止設備（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水枡及び出口側の集水枡に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

集水枡は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水枡（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水枡（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水枡（以下、「入口側集水枡」という。）と堤外側で接続する集水枡（以下、「出口側集水枡」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水枡に設置する。

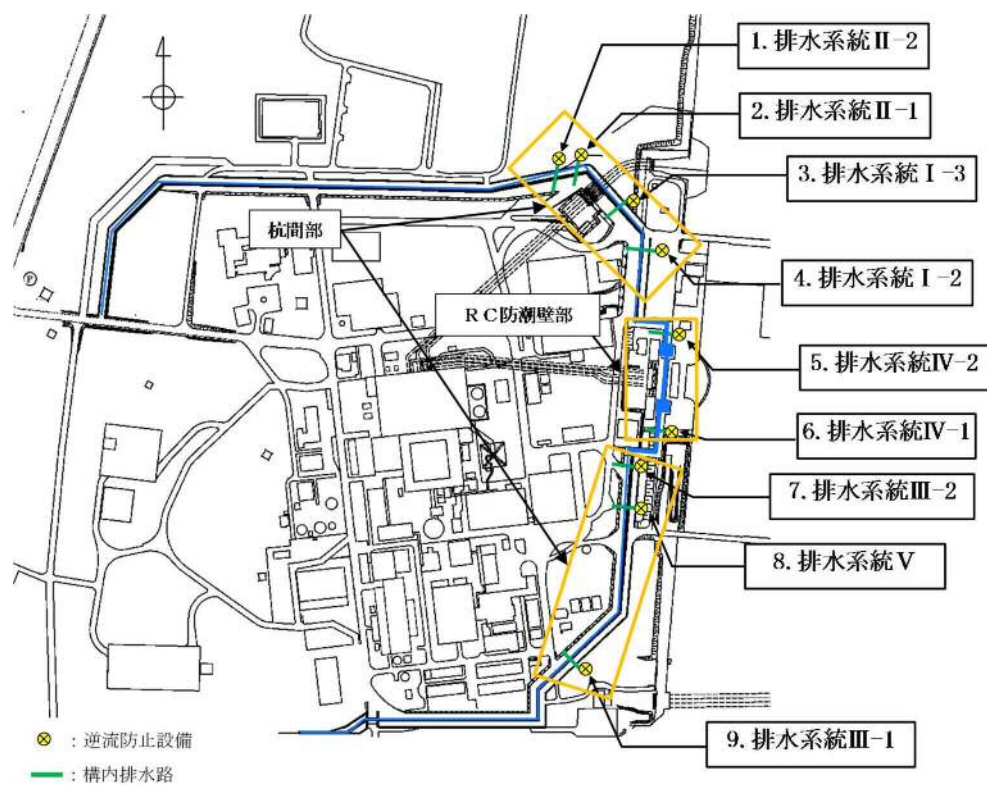
2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえて、構内排水路逆流防止設備の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。



(平面図)



図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造概要

出口側集水枡（杭間部）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また，出口側集水枡（R C 防潮壁部）及び貫通部排水管 R C 底版の構造概要図を図 2.2-2 に示す。

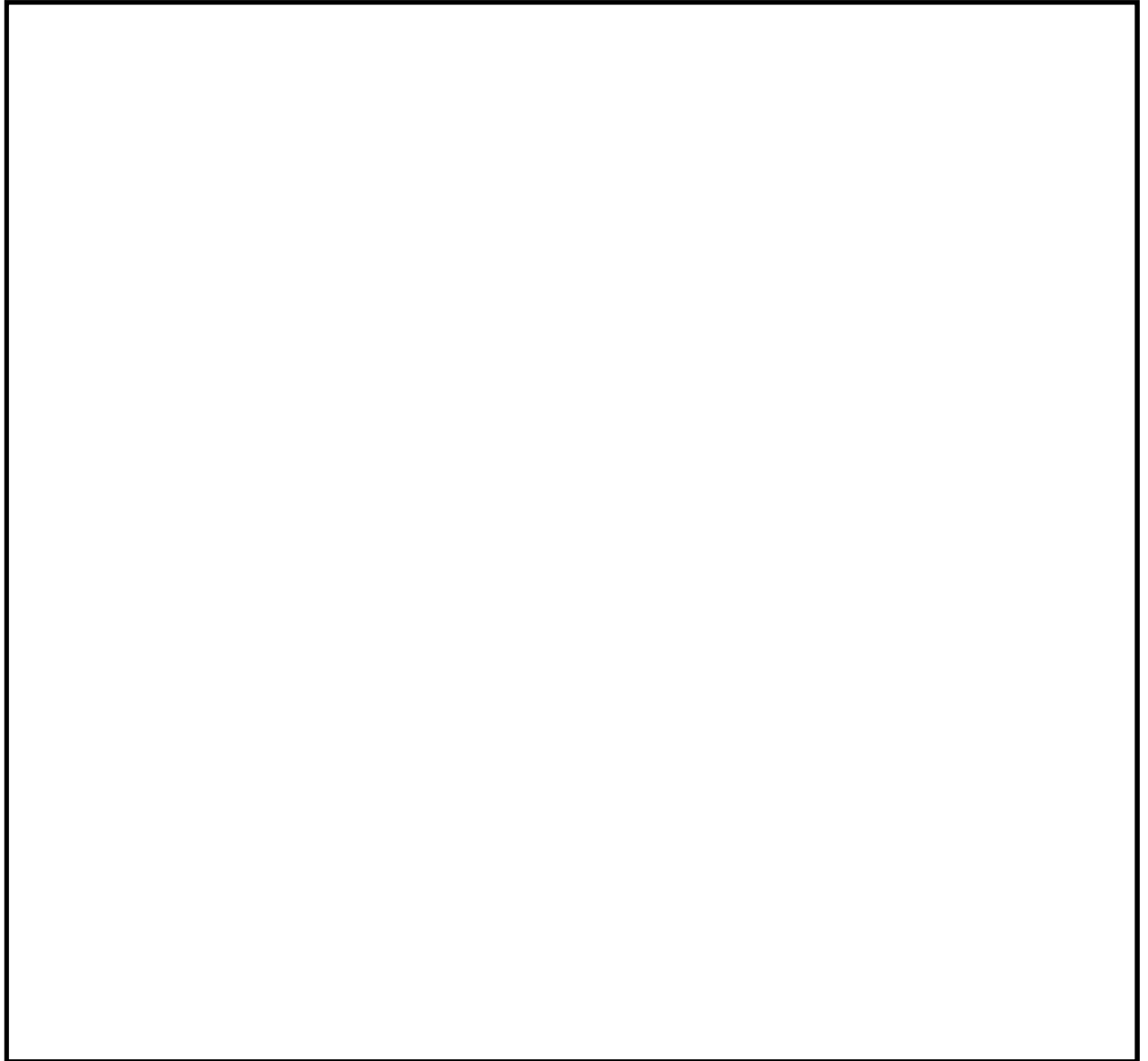


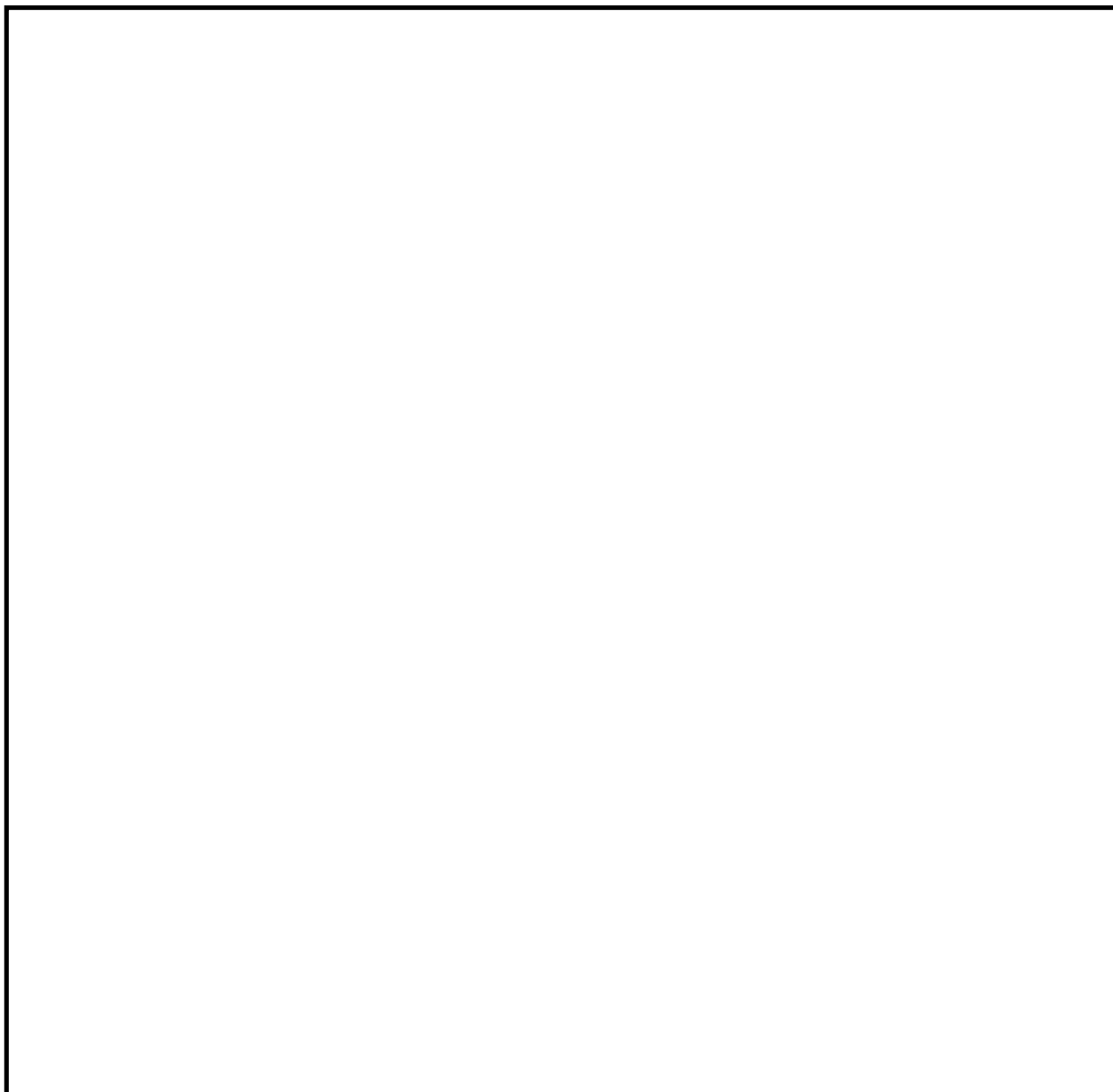
図 2.2-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I-2)



(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

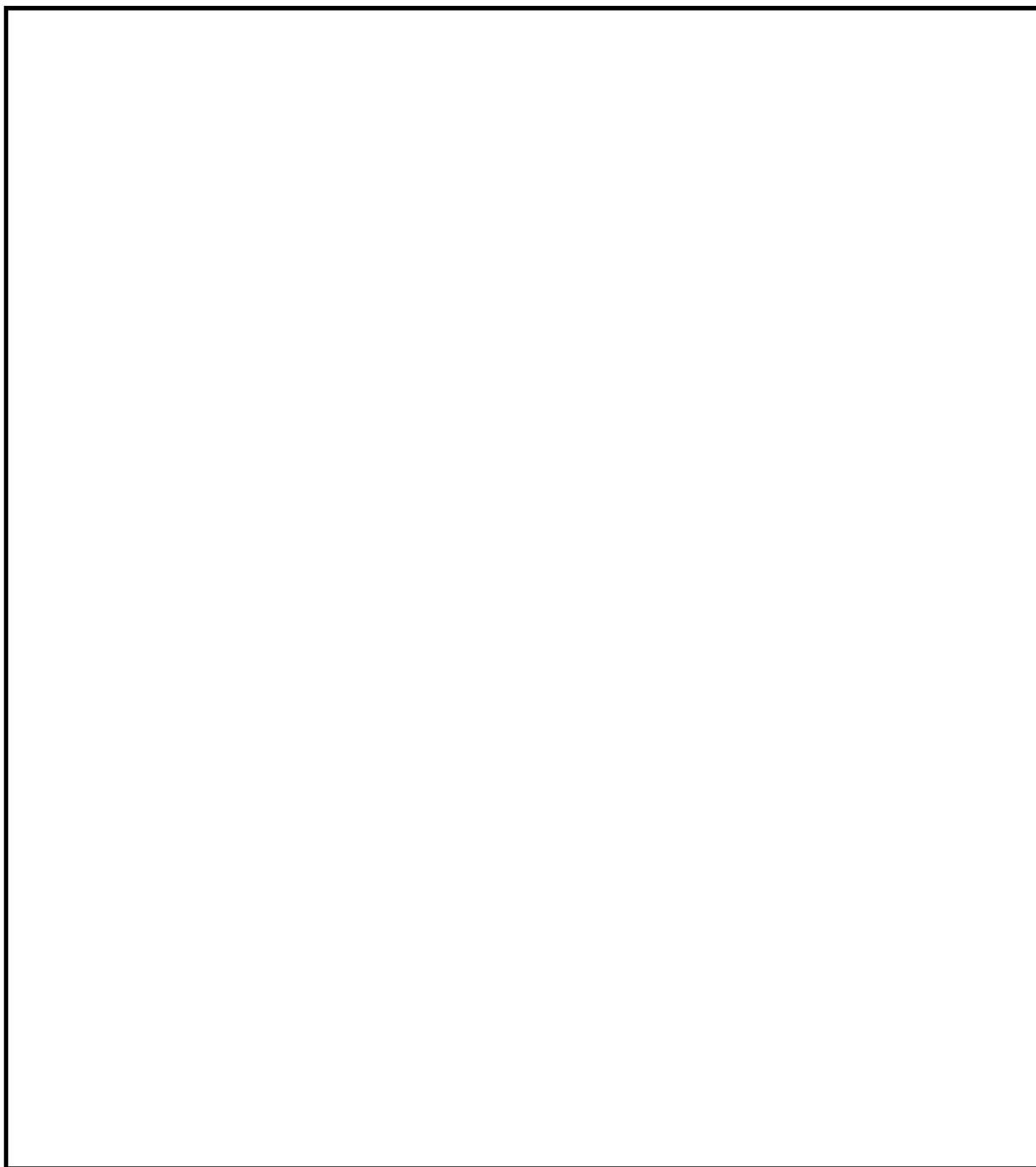
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

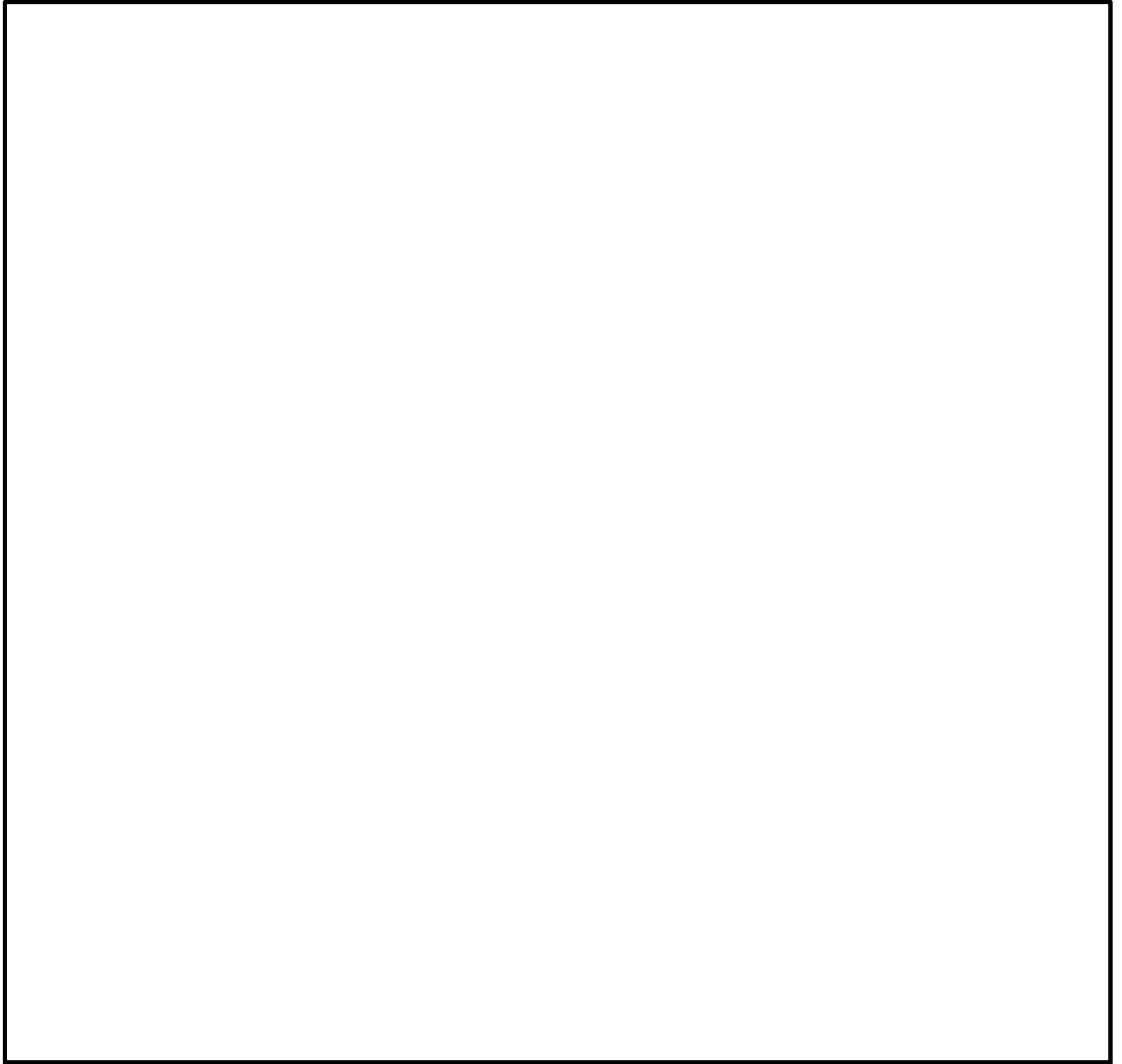


図 2.2-2 集水枡（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

2.3 評価方針

出口側集水桁の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重条件を用いて評価し、「4. 強度評価結果」にて確認する。

出口側集水桁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(以下、「津波時」という。)及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

2.3.1 杭間部

出口側集水桁（杭間部）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3.1-1 の出口側集水桁（杭間部）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

表 2.3.1-1 出口側集水桁（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桁の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桁を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桁の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桁を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3.1-2 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3.1-2 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3.1-3 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析により地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3.1-4 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

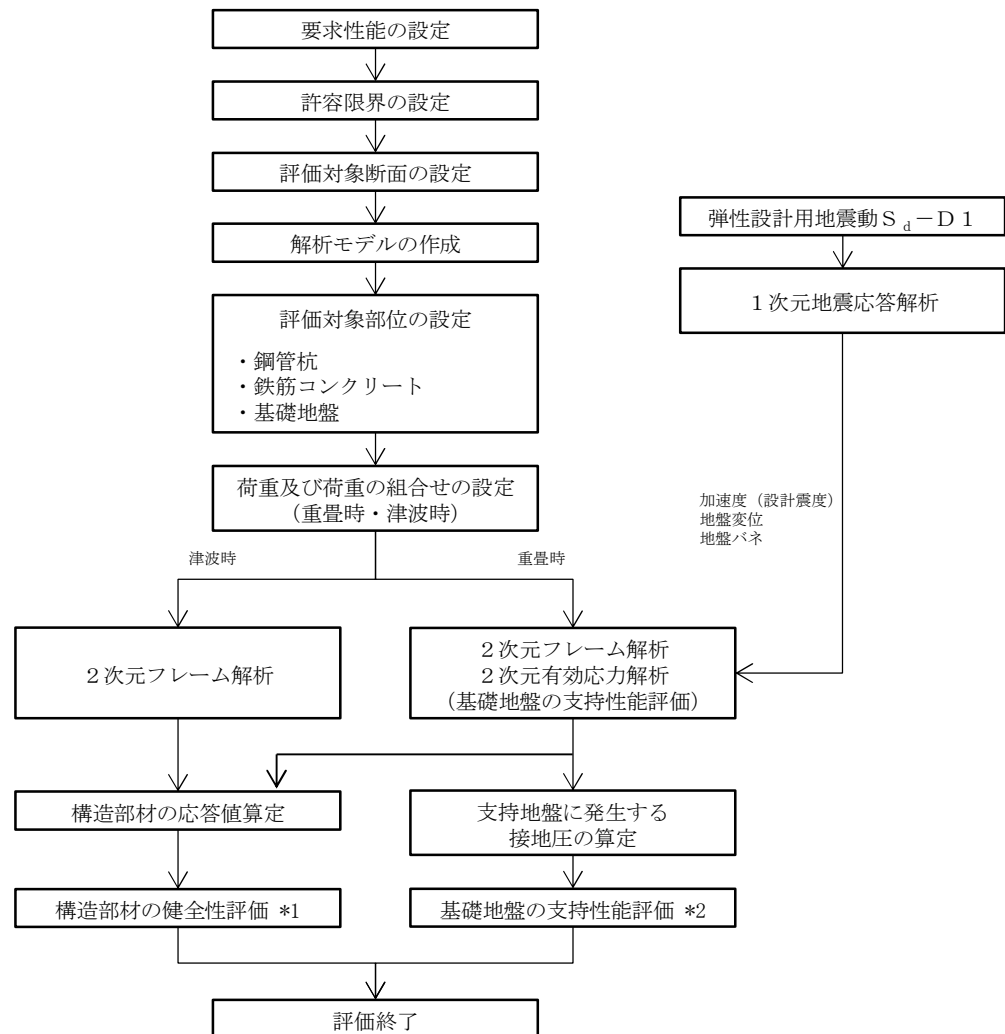
表 2.3.1-3 津波時の検討で考慮する組合せ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3.1-4 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	$+1\sigma$ 剛性	
3	-1σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	$+1\sigma$ 剛性	

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2 次元 FEM 解析を実施し、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。また、出口側集水枡（杭間部）の強度評価フローを図 2.3.1-1 に示す。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-1 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3.1-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3.1-1 出口側集水枡（杭間部）の強度評価フロー

2.3.2 R C防潮壁部

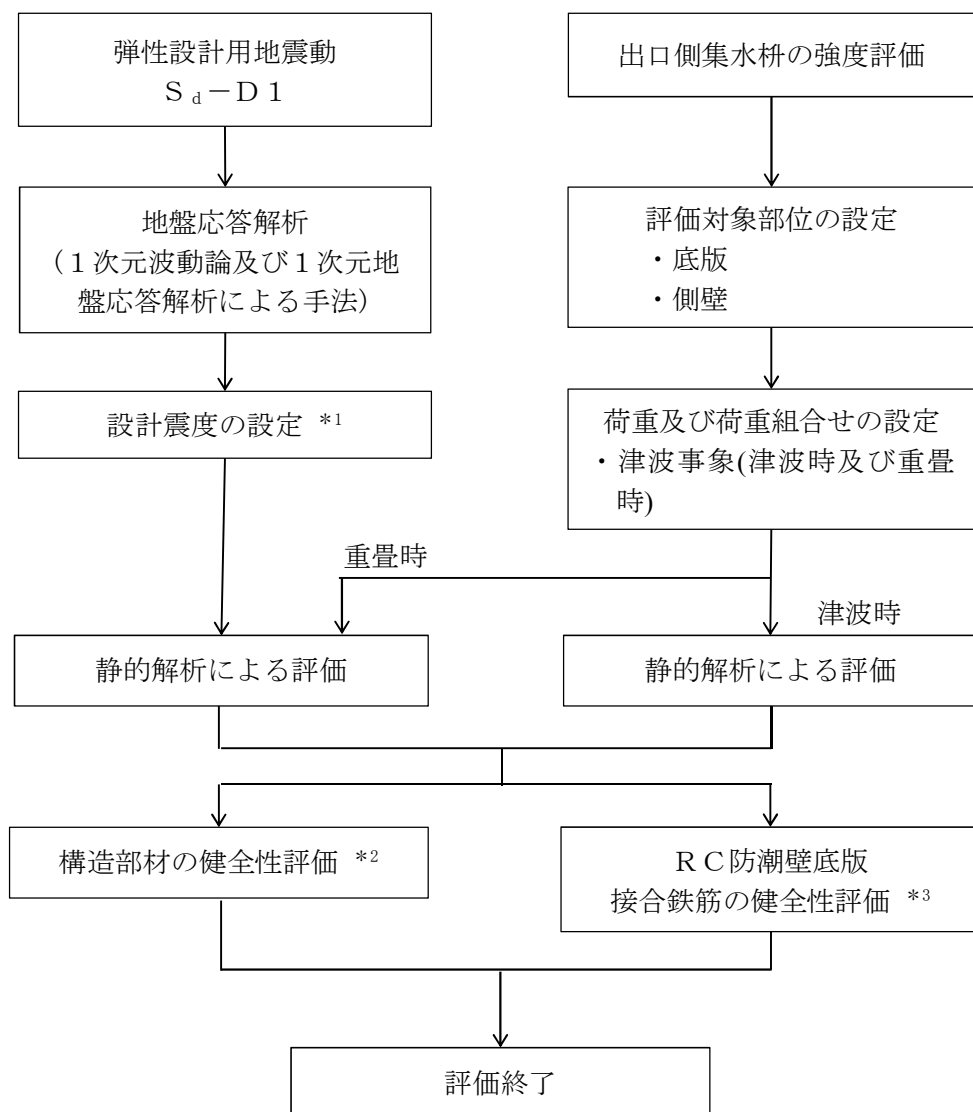
出口側集水枡（R C防潮壁部）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3.2-1 の出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目に示すとおり，構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価については，部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。また，出口側集水枡（R C防潮壁部）の支持性能評価については，出口側集水枡が鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから，底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水枡の強度評価フローを図 2.3.2-1 に示す。

表 2.3.2-1 出口側集水枡（R C防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水枡の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造部材の支持性能	R C防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水枡の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



- 注記 *1：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。
- *2：R C構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-2「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *3：R C防潮壁底版接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3.2-1 出口側集水橋（R C防潮壁部）の強度評価フロー

2.4 適用規格

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成 24 年 3 月）	・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号の定義

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m ²	余震荷重
P_c	kN	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN	積雪荷重
τ_{sa}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度，許容圧縮応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
V_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	N/mm ²	斜め引張鉄筋の許容せん断力
b_w	mm	有効幅
d	Mm	有効高さ
A_w	mm ²	斜め引張鉄筋断面積
s	mm	斜め引張鉄筋間隔
p	kN/m ²	作用水圧
σ_{bk}	N/mm ²	戸当り部コンクリートの支圧応力度
τ_c	N/mm ²	戸当り部コンクリートのせん断応力度
B	mm	水密幅
D_r	mm	支圧板中心径
κ	—	せん断応力度の分布係数 (2.0)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 杭間部

構内排水路逆流防止設備の評価対象断面及び評価対象部位は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

出口側集水枡の評価対象部位は、枡本体の底版と前背面壁、及び枡を支持する鋼管杭、支持力、杭頭部とする。

出口側集水枡の評価対象断面は、出口側集水枡を含む断面のうち、津波荷重及び地震時の地盤変位の大きい排水系統 I-2 の断面とする。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、評価対象断面図を図 3.2.1-2 に示す。

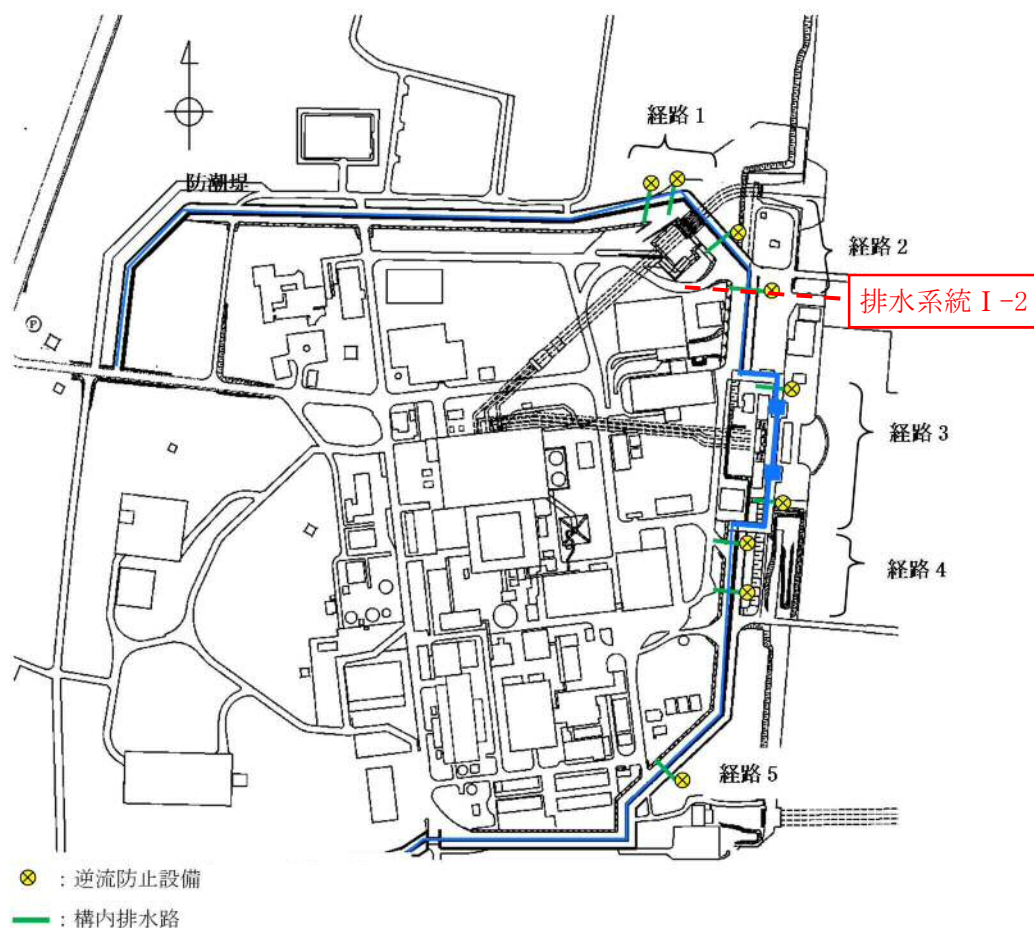


図 3.2.1-1 評価対象断面位置図（杭間部）

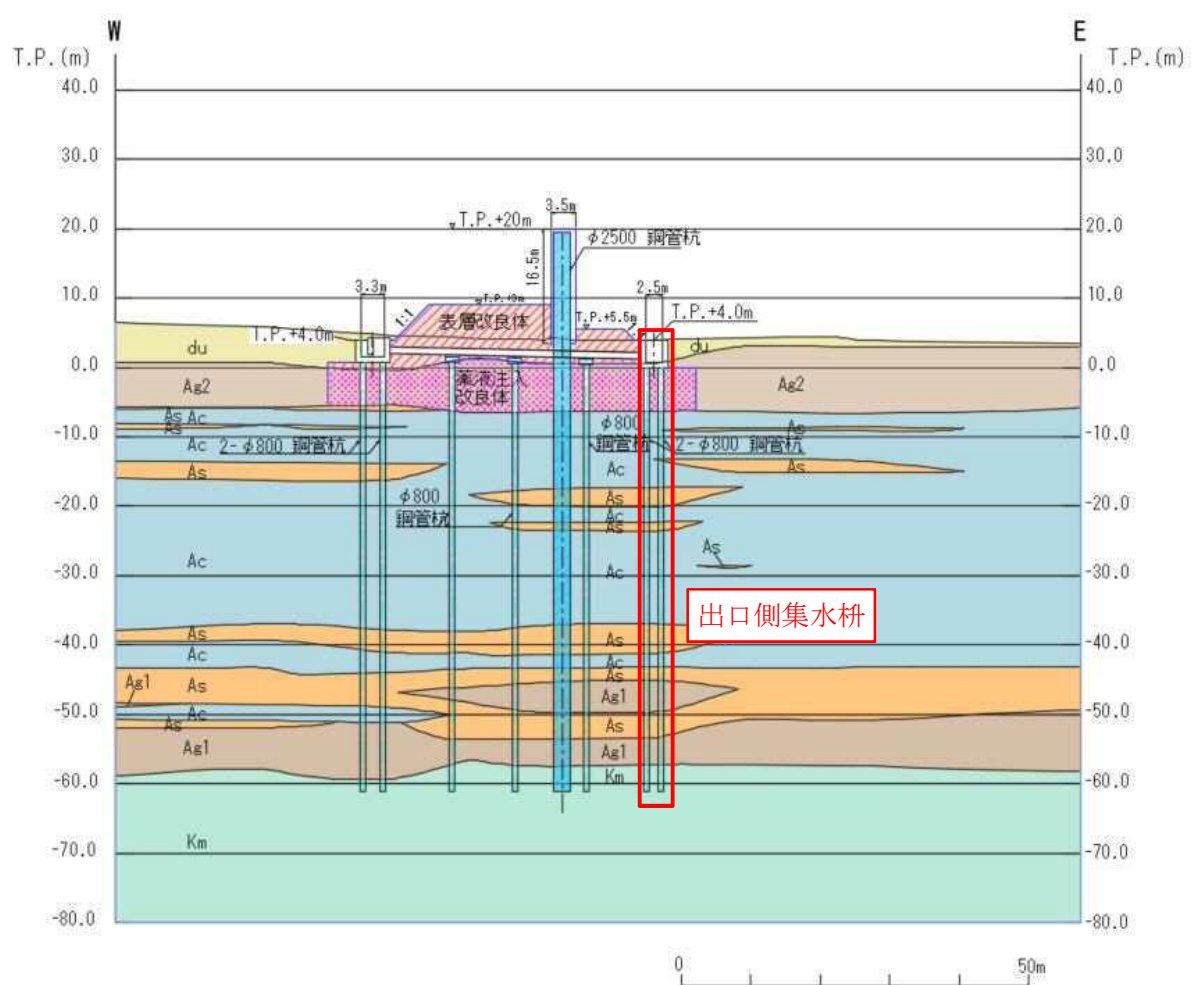


図 3. 2. 1-2 出口側集水枡（杭間部）の評価対象断面図（排水系統 I-2）

3.2.2 RC防潮壁部

構内排水路逆流防止設備及び出口側集水枡の評価対象断面及び評価対象部位は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

排水系統Ⅳ-1 の断面位置を図 3.2.2-1 に示す。また、排水系統Ⅳ-1 の断面図を図 3.2.2-2 に示す。

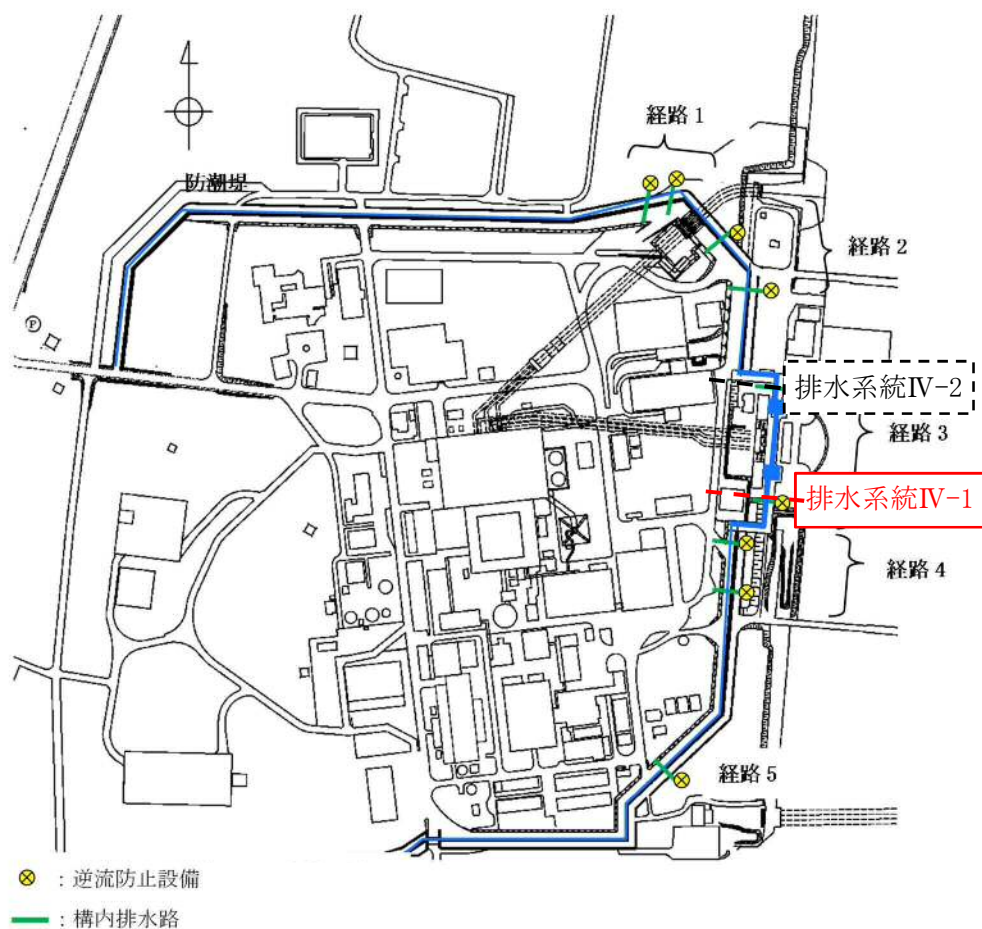


図 3.2.2-1 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の配置及び評価対象断面位置図

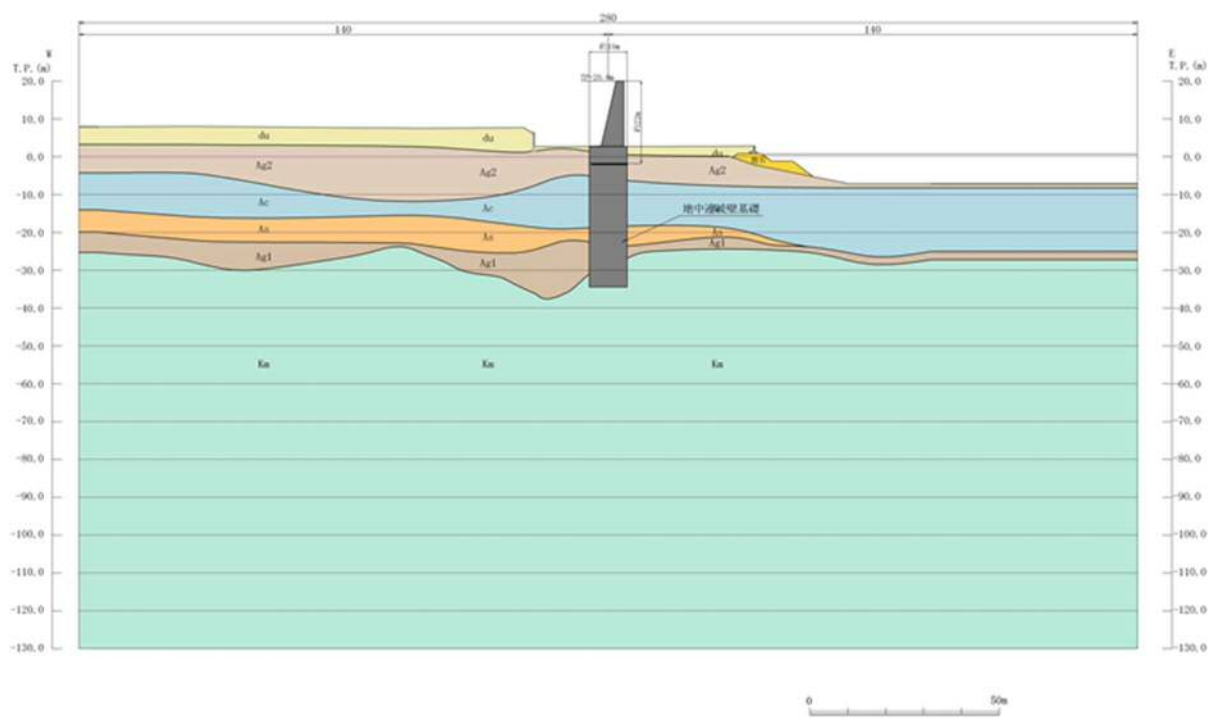


图 3.2.2-2 RC防潮壁部 評価対象断面図 (排水系統IV-1)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せはV-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

3.3.1 荷重

(1) 出口側集水枡（杭間部）

出口側集水枡（杭間部）の強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

b. 積載荷重(P)

積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重 5.88 kN を設置位置に考慮する。

c. 遡上津波荷重(P_t)

堤外側の集水枡に作用する遡上津波荷重を考慮する。

d. 余震荷重(K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

e. 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、衝突荷重は考慮しない。

f. 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

g. 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重は考慮しない。

(2) 出口側集水枡（RC防潮壁部）

出口側集水枡（RC防潮壁部）の強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

b. 積載荷重(P)

積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。

c. 遡上津波荷重(P_t)

堤外側の集水枡に作用する遡上津波荷重を考慮する。

d. 余震荷重(K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

e. 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は津波の遡上時には海面下にあり、衝突荷重は考慮しない。

f. 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

g. 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重 P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重 K_{sd} : 余震荷重

(1) 出口側集水枡（杭間部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-2 及び表 3.3.2-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	—	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	—	・動水圧は考慮しない。

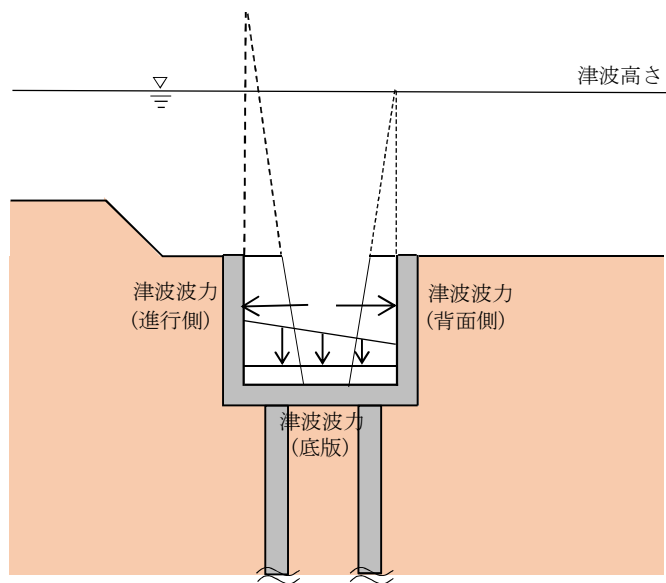


図 3.3.2-1 津波時（基準津波時）の作用図

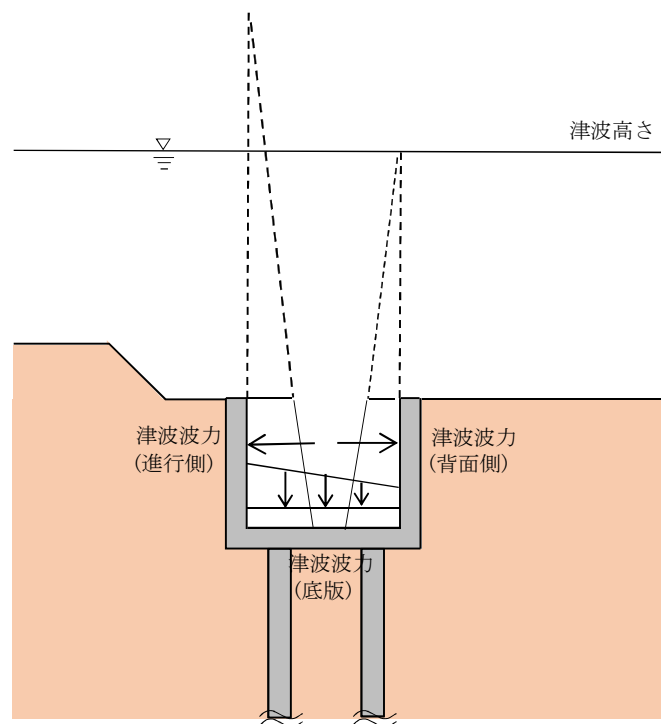


図 3.3.2-2 津波時（T.P. + 24.0 m 津波）の作用図

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		－	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	－	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	－	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

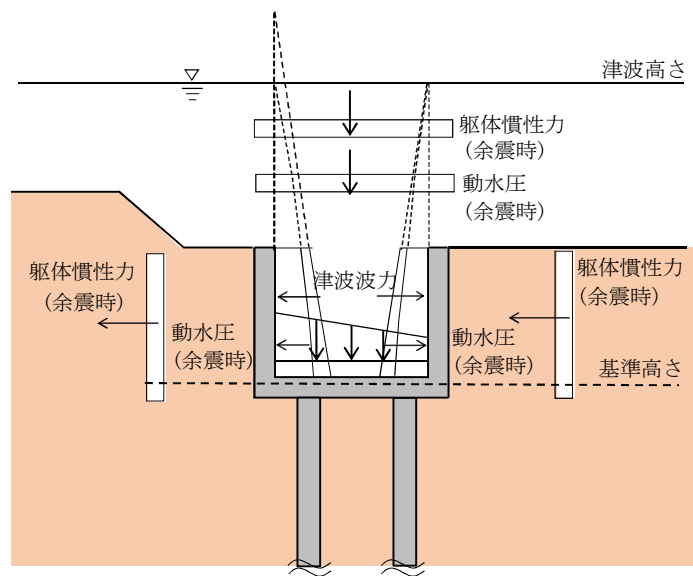


図 3.3.2-3 重畳時（基準津波時）の作用図

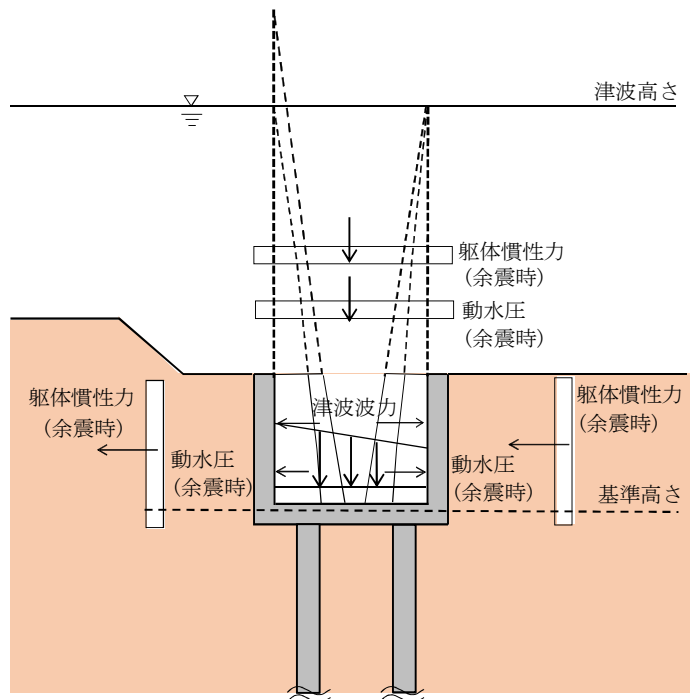


図 3.3.2-4 重畳時（T.P. +24.0 m 津波時）の作用図

(2) 出口側集水枡（R C防潮壁部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-4 及び表 3.3.2-5 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-5～図 3.3.2-8 に示す。

表 3.3.2-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	—	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	—	・動水圧は考慮しない。

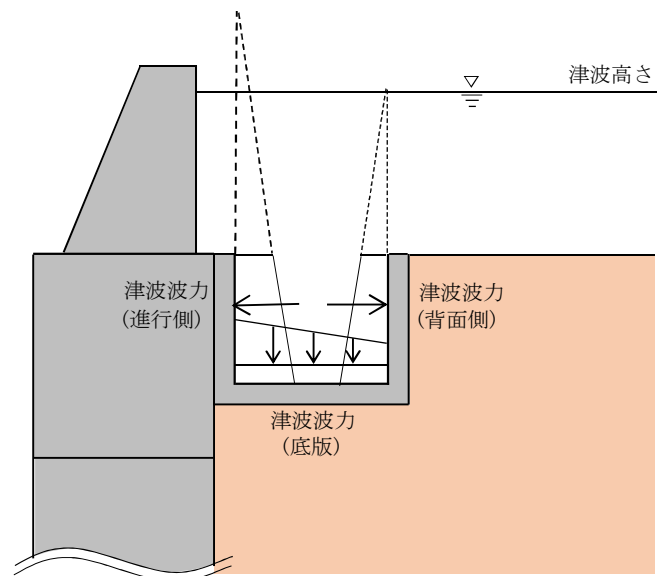


図 3.3.2-5 津波時（基準津波時）の作用図

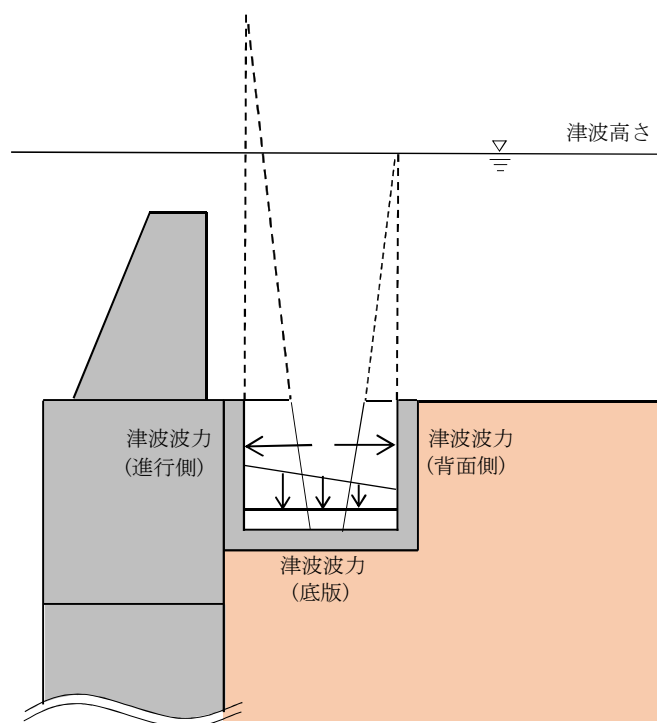


図 3.3.2-6 津波時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

表 3.3.2-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	・基準津波及び T. P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

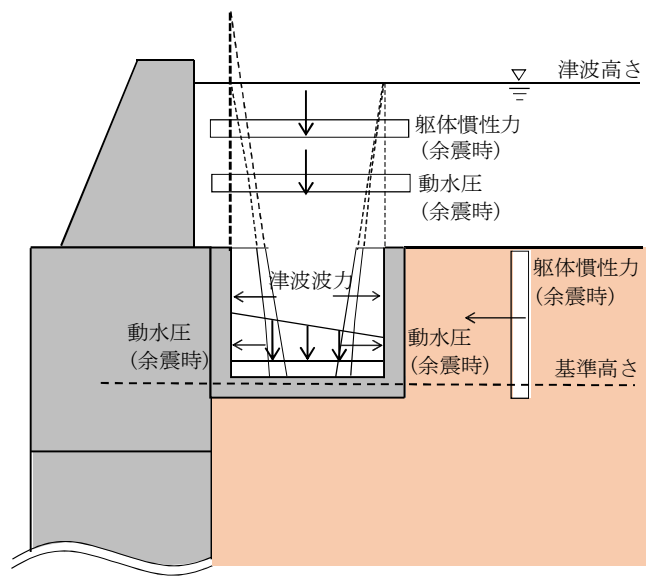


図 3.3.2-7 重畳時（基準津波時）の作用図

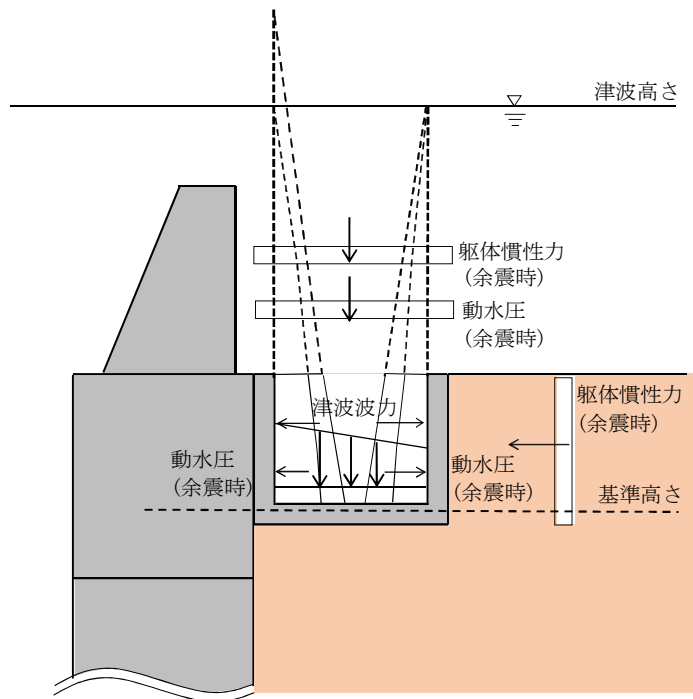


図 3.3.2-8 重畳時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3.4-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m津波時は1.7倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5	433.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	217.5	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成14年3月）」、「道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成21年度版）」に基づき、表3.4-2に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

また、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表3.4-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			許容限界	
			基準津波時	T. P. +24 m 津波時
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	21 ^{*1}	28 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.65 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	18 ^{*1}	24 ^{*1}
	設計基準強度 50 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	24 ^{*3}	32 ^{*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.1 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	22.5 ^{*1}	30 ^{*1}
鉄筋	SD345 ^{*1}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	294	323.4
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	294	323.4
	SD490 ^{*2}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	435	478.5
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 3.4-3 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4
底版部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表3.4-4に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²): コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{cu} = q_u/2$ より, $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで, c_{cu} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1における K_m 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6288	$= 3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	2096	$= \text{非排水せん断強度} \times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	1048	
杭下端標高 EL. (m)	-61.0	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

3.5 解析方法

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

(1) 出口側集水枡（杭間部）

出口側集水枡の津波時及び重畳時の解析手法は、集水枡の前背面壁、底版、及び枡を支持する鋼管杭を線材、集水枡の面内壁を平面ひずみ要素、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、集水枡の各部材及び鋼管杭については線形の梁要素あるいは平面ひずみ要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、地表面から 1.5m 下がった位置からバネを付ける。

津波荷重は集水枡の奥行き幅である 4.1m 分の荷重を載荷し、鋼管杭は 1 箇所あたり奥行き方向に 2 本並ぶことから、杭 2 本分の断面諸元を有する要素としてモデル化する。重畳時については、1 次元地震応答解析により算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、構造物全体に 1 次元地震応答解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5.1-1 に示す。

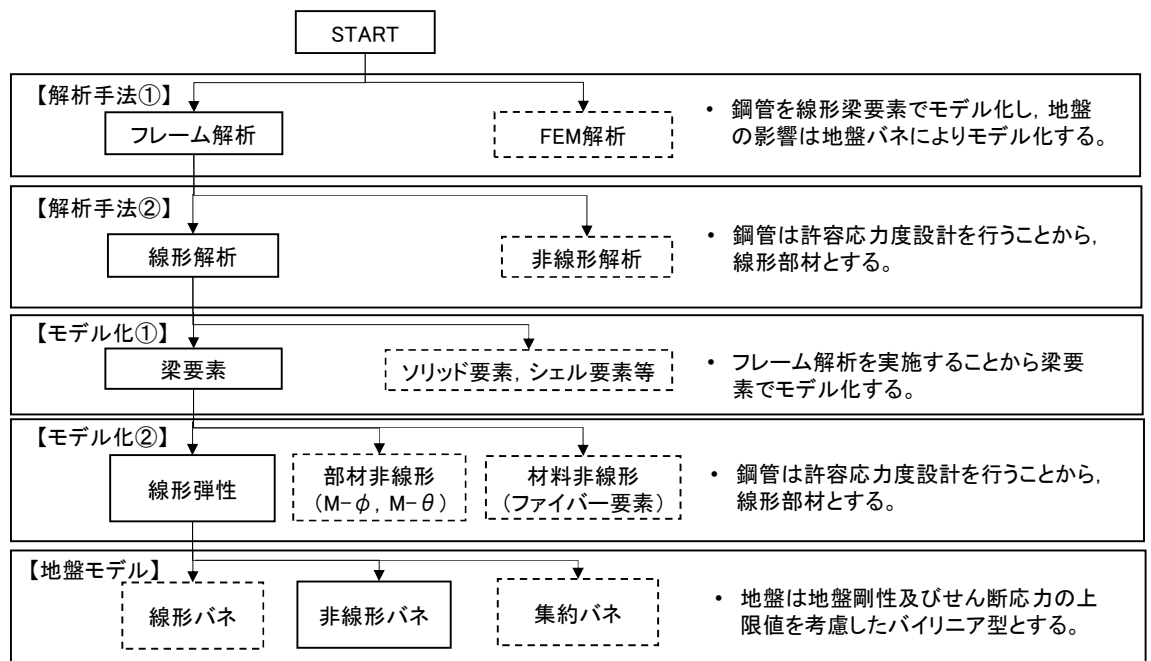


図 3.5.1-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる 2 次元 FEM 解析モデルは、「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する 2 次元地震応答解析モデルとする。

(2) 出口側集水枡（RC 防潮壁部）

出口側集水枡の津波時及び重畳時の解析手法は、集水枡の防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁による解析を適用する。

3.5.2 地盤沈下の考慮

出口側集水枡（杭間部）の津波時及び重畳時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下量については、「1.2 遡上浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」において保守的に設定した敷地東側の想定沈下量 1.5 m を適用し、以下を考慮する。

- ・地盤沈下によって改良体（堤内側）及び原地盤（堤外側）が 1.5 m 沈下することを想定し、沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

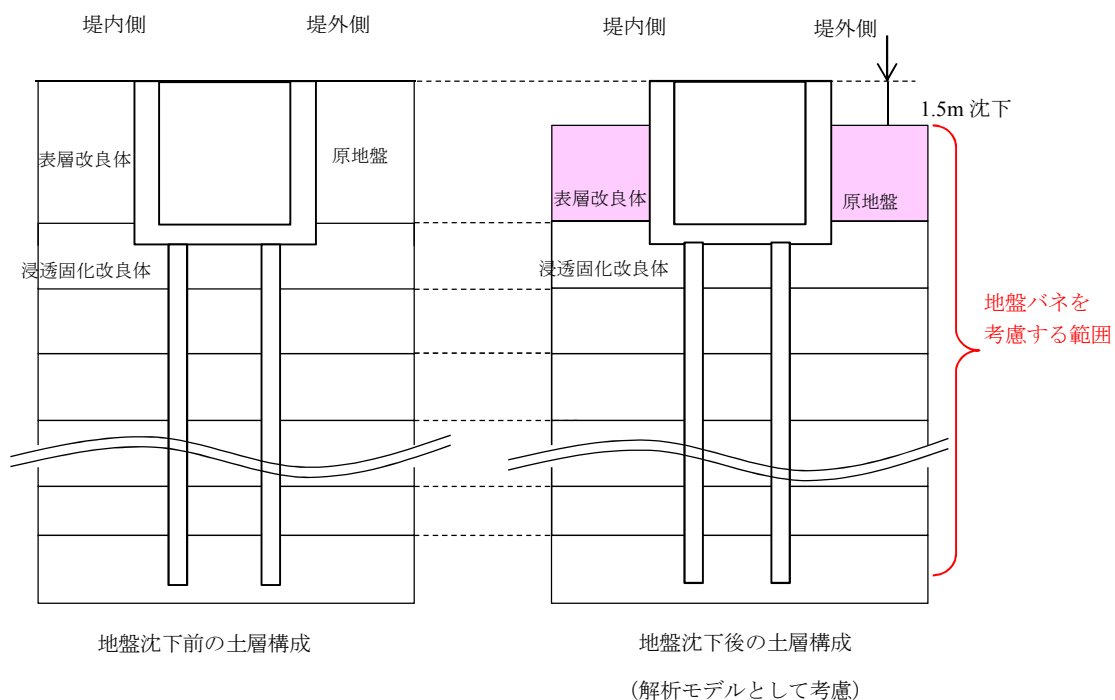


図 3.5.2-1 地盤沈下の考慮概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元

(1) 出口側集水枡（杭間部）

集水枡の前背面壁と底版，及び鋼管杭を梁要素，集水枡の面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。集水枡の奥行き方向幅 4.1 m でのモデル化を行うことから，鋼管杭は奥行き方向 2 本分の断面特性を有する要素としてモデル化する。

地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時，付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 3.5.3-1 にモデル概念図を示す。

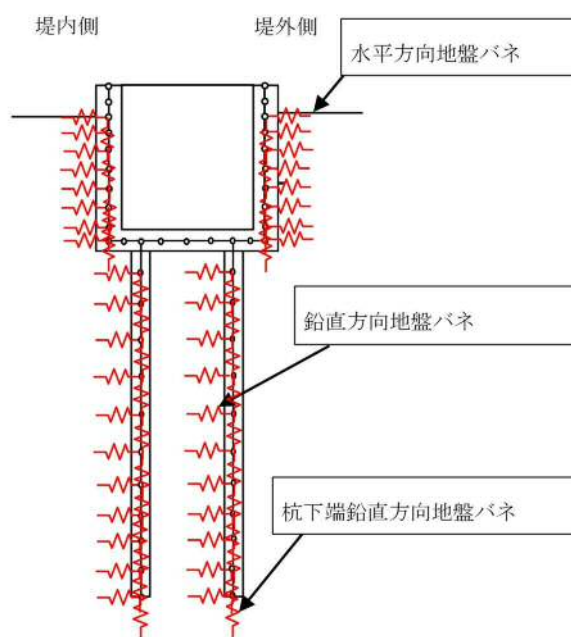


図 3.5.3-1 フレーム解析モデル概念図

集水枡の壁と底版，及び枡を支持する鋼管杭を 2 次元フレーム解析モデルで表現する。このモデルに地盤バネを接続したモデルで応答変位法による 2 次元静的フレーム解析を行い，津波時の枡の各部材及び鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造(平成 14 年 3 月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うためフーチング側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは沈下した地盤面から杭先端までの範囲で考慮する。

(a) 津波時

津波時の地盤バネは、地盤の剛性及び反力上限値の低下が無いと仮定した地盤バネ 1、及び地盤の剛性及び反力上限値の低下を考慮した地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.5.3-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度 (平均値) から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した 場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度 (-1σ 低減値) から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した 場合

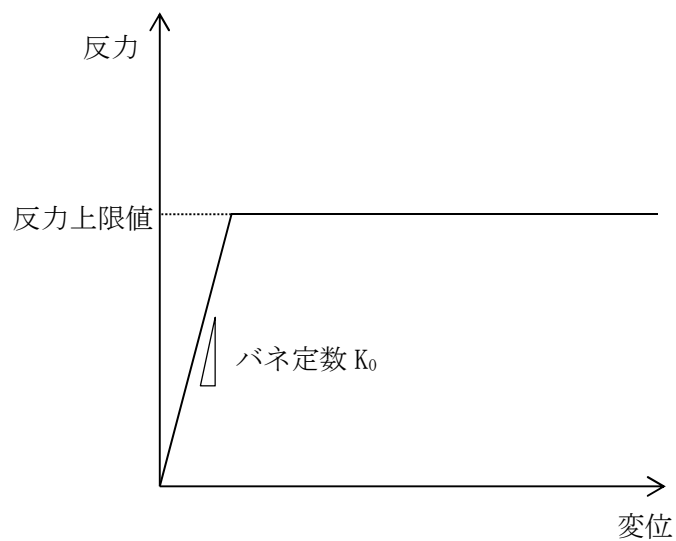


図 3.5.3-2 地盤バネのバイリニアモデル

イ. 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

(イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで,

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-2 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α ：地盤反力係数の換算係数（ $\alpha = 1$ とする。）

E_0 ：地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d ：動ポアソン比

G_0 ：初期せん断剛性(kN/m²)

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し，繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

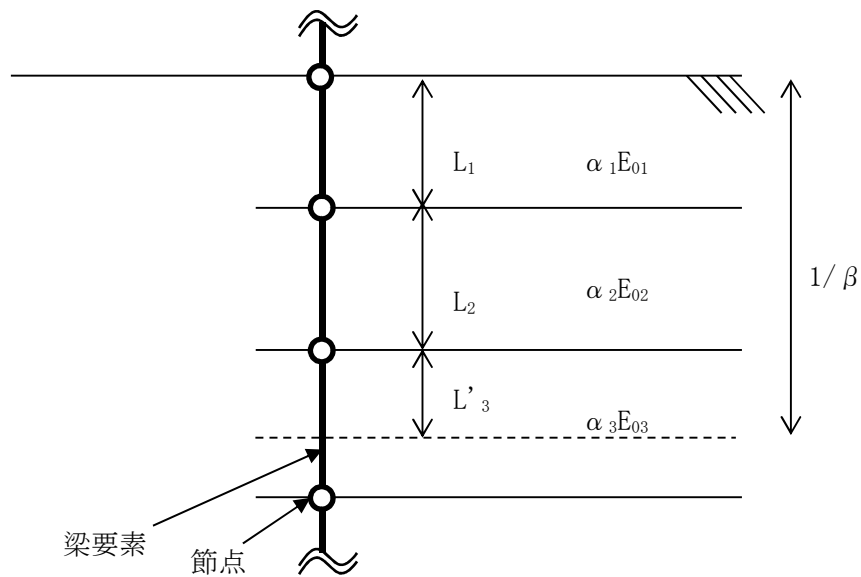
D ：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅＝杭径

B ：杭基礎の特性値(m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI ：杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，換算載荷幅 B_H は，設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 （ $\alpha = 1$ ）を用いて算定する。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3-3 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

P_{HU} ：受働土圧強度 (kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D \ (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）より

* 表中の L 、 D はそれぞれ L ：杭の中心間隔 (m)、 D ：杭径 (m)

p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力 (kN/m²)

C は以下の値を用いる。

・ C はピーク強度 (平均値) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(ニ) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.1-4 により計算する。

表 3.5.3-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N , c はそれぞれ N : 標準貫入試験の平均 N 値, c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

(ア) 砂質土： $\tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$

(イ) 粘性土： $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$

ここに、 p_0 ：壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ ：土の内部摩擦角 (°)

B：基礎幅(m)

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v ：杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0} ：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α ：地盤反力係数の換算係数

E_0 ：地盤の変形係数(kN/m³)：水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v ：基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v ：鉛直方向の載荷面積(m²)

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで、

q_d ：極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強度(kN/m²)

A_v ：杭下端面積(m²) = $\pi / 4 \times D^2$ (D は杭径(m))

ロ. 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

(イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

(ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 p_u ：地震時受動土圧強度 (kN/m^2) については、以下に示す値を使用する。

$$p_u = C$$

ここで、 C ：粘着力 (kN/m^2)

C は以下の値を用いる。

- ・第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度（平均値）とする。

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} ：鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(ニ) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 τ_f ：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 c の値は以下の値を使用する。

N ：標準貫入試験の N 値 (-1σ)

c ：第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度（平均値）とする。

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(b) 重畳時

重畳時においては、応答変位法により津波波力と余震の重畳時の影響を2次元静的フレーム解析に考慮するため、1次元有効応力解析により地盤剛性及び反力上限値、加速度、地盤変位を求める。

イ. 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(イ) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(ロ) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。「3.5.3(3) 使用材料及び材料の物性値」に物性値を示す。

(ハ) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha[M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.3-4 に、固有値解析結果を表 3.5.3-5 に示す。

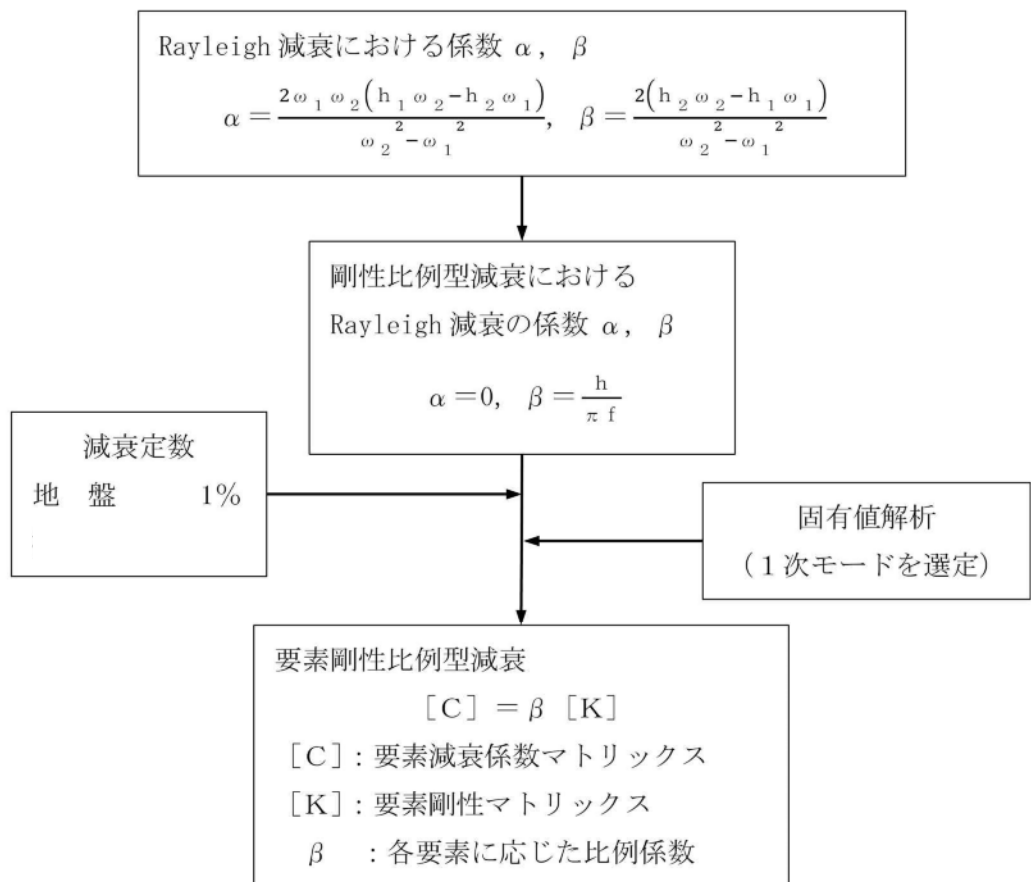


図 3.5.3-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3-5 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.523	34.67	1次として採用
2	1.236	26.11	—
3	1.946	11.91	—
4	2.825	7.43	—
5	3.763	6.67	—
6	4.490	6.61	—
7	5.220	4.16	—
8	6.118	2.92	—
9	7.027	4.17	—

表 3.5.3-5 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	35.82	1次として採用
2	1.291	25.22	—
3	2.099	10.91	—
4	3.026	7.39	—
5	4.005	7.14	—
6	4.760	5.88	—
7	5.632	3.62	—
8	6.590	3.44	—
9	7.382	4.45	—

表 3.5.3-5 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.482	33.42	1次として採用
2	1.177	26.65	—
3	1.784	13.54	—
4	2.597	7.63	—
5	3.471	6.08	—
6	4.209	6.77	—
7	4.810	5.42	—
8	5.570	2.90	—
9	6.486	2.47	—

表 3.5.3-5 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.487	34.81	1次として採用
2	1.210	25.13	—
3	1.830	14.46	—
4	2.626	6.89	—
5	3.607	5.90	—
6	4.309	7.24	—
7	4.957	4.77	—
8	5.789	2.75	—
9	6.734	3.39	—

(二) 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5.3-6に示す。

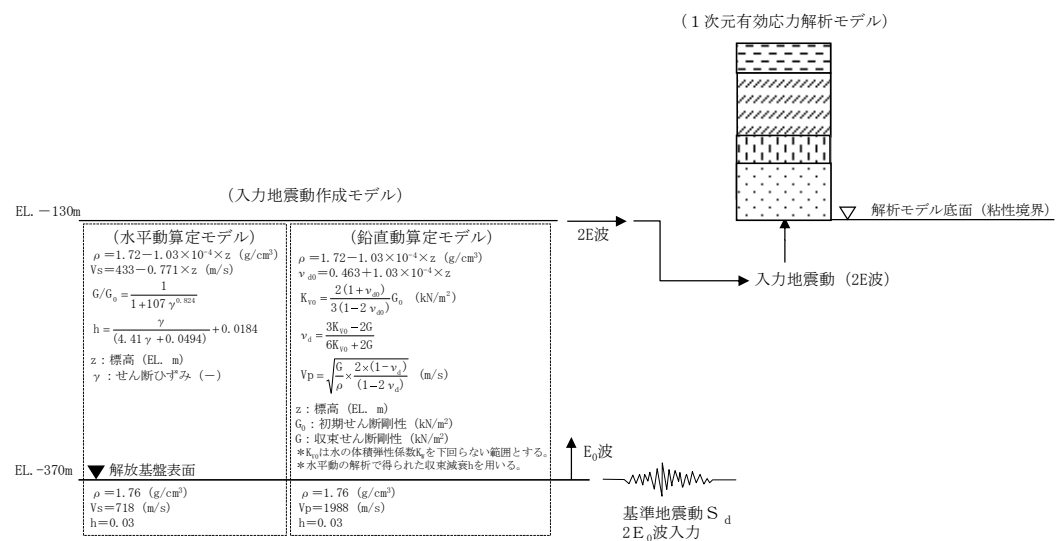
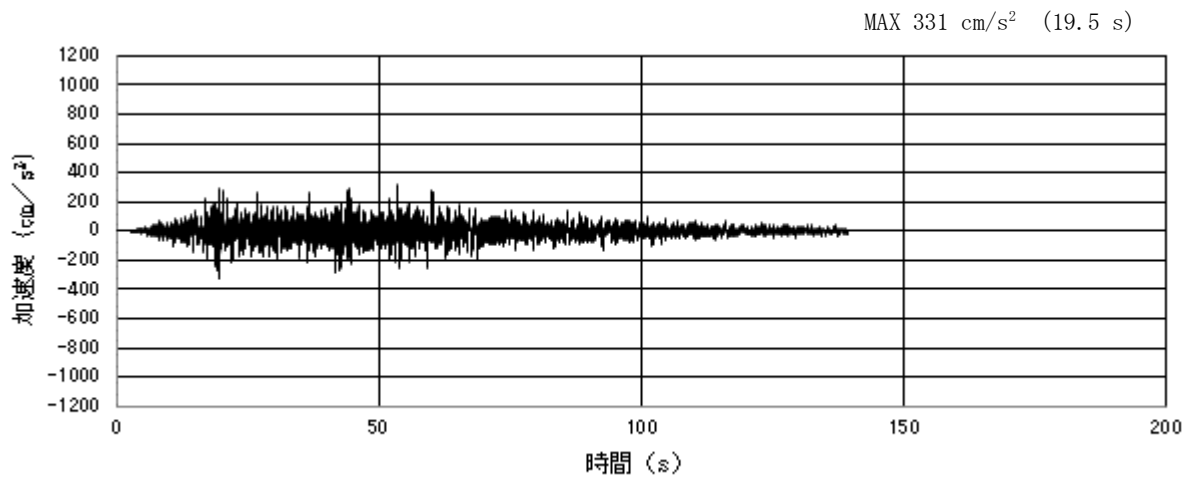
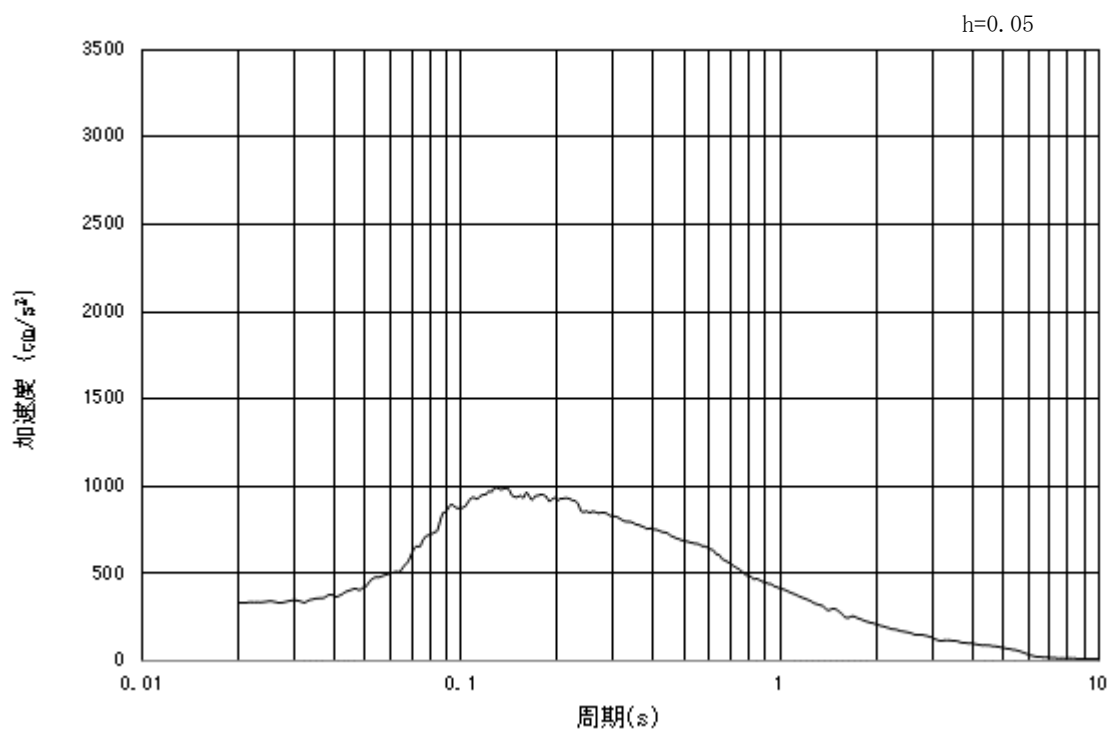


図 3.5.3-5 入力地震動算定の概念図

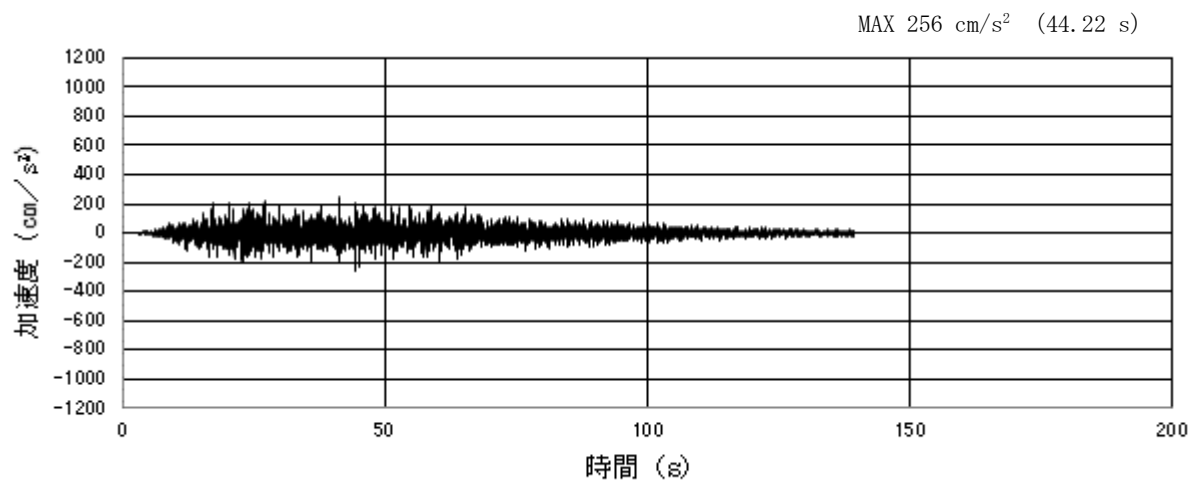


(a) 加速度時刻歴波形

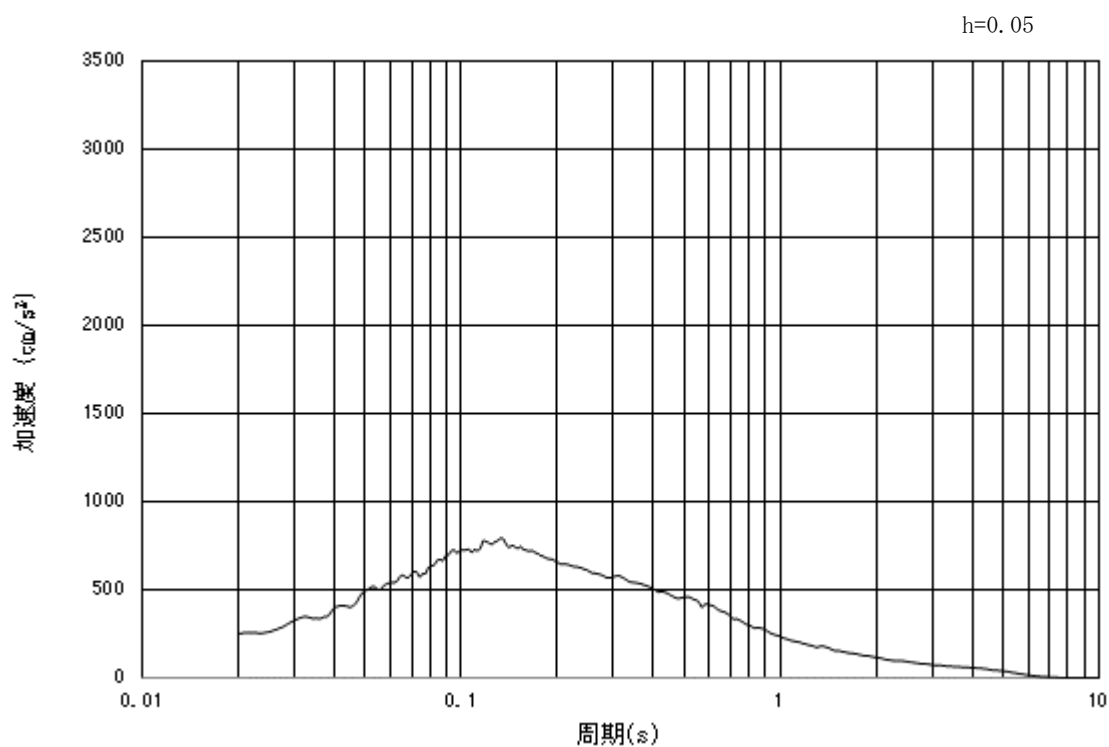


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (1) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D1)

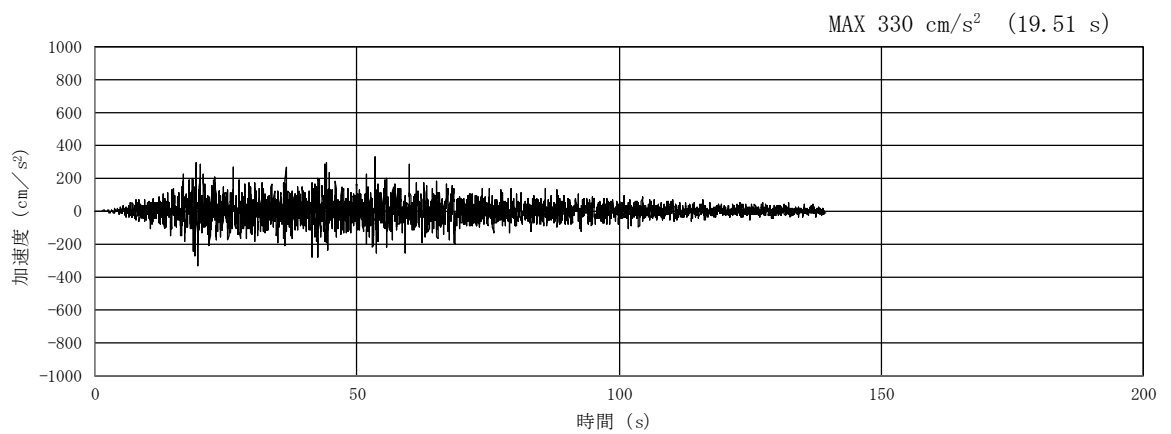


(a) 加速度時刻歴波形

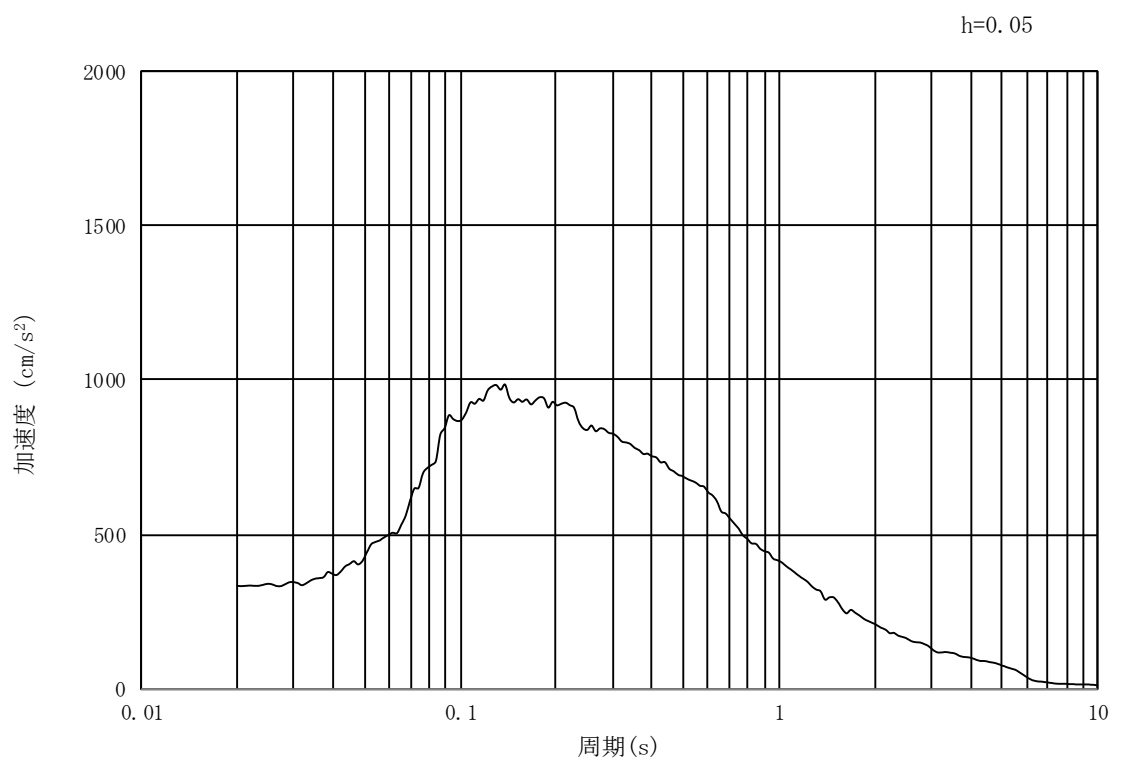


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (2) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

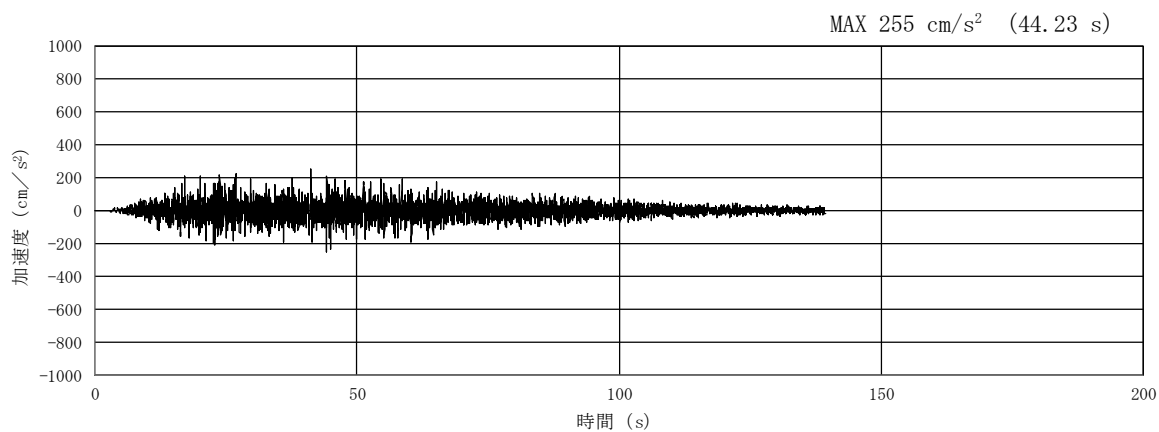


(a) 加速度時刻歴波形

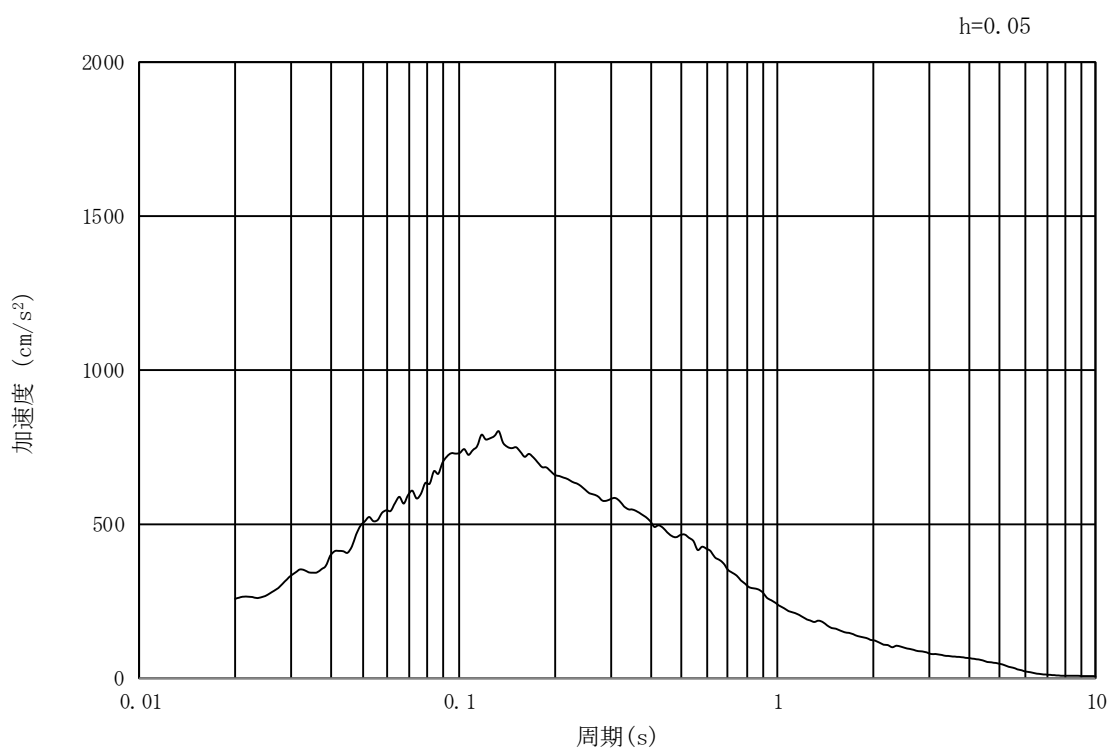


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (3) RC防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (4) RC防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

ロ. 2次元静的フレーム解析

重畳時も津波時同様，2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表3.5.3-6に示すケースにおいて S_d 波による1次元有効応力解析を実施し，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ時刻における物性により設定し，表3.5.3-7に示す3ケースを考慮する。

表 3.5.3-6 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S_d-D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.3-7 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定*		

*1次元有効応力解析については，「3.5.2(1)a. 1次元有効応力解析」に示す。

(イ) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで,

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-8 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha=1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は1次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻(地盤バネ3)、地表面最大変位発生時刻(地盤バネ4)及び最大せん断ひずみ発生時刻(地盤バネ5)それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}$$

ここで,

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅=杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$)を用いて算定する。

(ロ) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} ：受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、
受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-9 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

＊ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

＊ 表中の L, D はそれぞれ L：杭の中心間隔(m)，D：杭径(m)

p_U ：地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_U は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻
(地盤バネ 3)，地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び
最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5）それぞれの時刻での
平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定す
る。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C：粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} ：内部摩擦角（CD 条件）

σ'_m ：平均有効主応力 (kN/m²)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

(ハ) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(二) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3）, 地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}$$

ここで,

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(ホ) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³) : 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(ヘ) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻（地盤バネ 3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\sigma'_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi / 4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

(2) 出口側集水枡（R C防潮壁部）

a. 底版

集水枡のR C防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁の断面剛性を考慮した片持ち梁としてモデル化する。片持ち梁のモデル概念図を図 3.5.3-7 に示す。

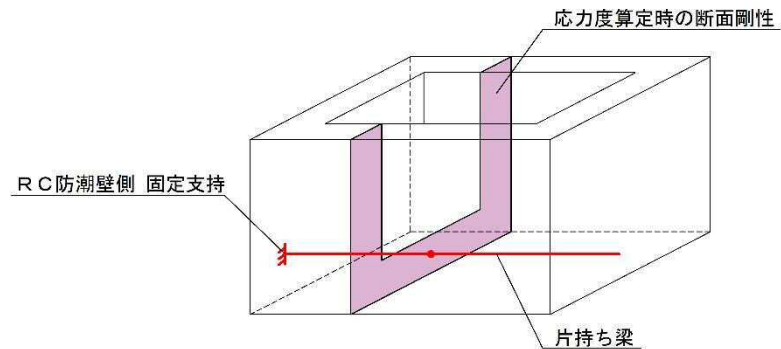


図 3.5.3-7 片持ち梁モデル概念図

b. 側壁

集水枡の側壁については、底版及び両側壁との連結部を固定端，開口面となる上面を自由端とする三辺固定一边自由スラブとしてモデル化する。三辺固定版のモデル概念図を図 3.5.3-8 に示す。

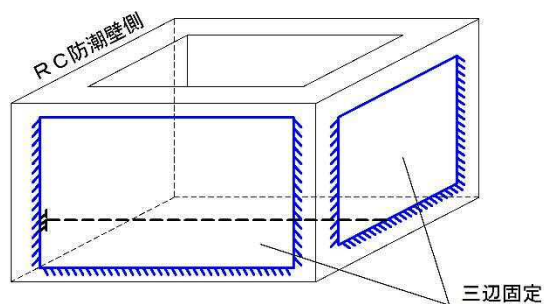


図 3.5.3-8 三辺固定版モデル概念図

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3-10, 材料の物性値を表 3.5.3-11, 地盤の物性値を表 3.5.3-12 に示す。

表 3.5.3-10 使用材料

諸元		
出口側集水枡 (杭間部)	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²
出口側集水枡 (RC防潮壁部)	鉄筋(主筋)	SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鋼管杭* (杭間部)		φ 800 mm (SM570) t = 40

* : 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-11 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート*	40 N/mm ²	24.5	3.10×10^4	0.2
	50 N/mm ²	24.5	3.30×10^4	0.2
鋼管杭(杭間部)*		77.0	2.00×10^5	0.3

注記 * : 道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 3.5.3-12 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.3-12 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5.3-12 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C_{CO} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CO} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0	0.116	0.458	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3.5.3-12 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度： 1.5 N/mm^2

3.6 評価方法

構内排水路逆流防止設備の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.6.1 津波時

(1) 杭間部

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

c. 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡され则认为られることから実施しない。

(2) R C防潮壁部

出口側集水枡のR C防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁の断面剛性を考慮した片持ち梁モデルとして2次元静的フレーム解析により、鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。ただし、津波の遡上時には出口側集水枡が海面下にあることから、保守的に地盤バネは考慮しない。片持ち梁モデル図を図3.6.1-1に示す。

2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

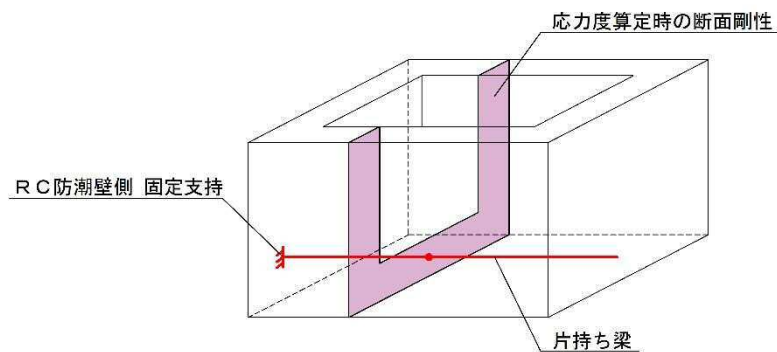


図 3.6.1-1 片持ち梁モデル概要図

a. 梁部材としての評価

イ. 解析手法

出口側集水枡のR C防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁として鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

片持ち梁の断面は底版及び側壁を考慮する。

棲壁に作用する土圧については、津波波圧と同じ向きに作用する場合は保守的である。従って、土圧と津波波圧が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図3.6.1-2に示す。

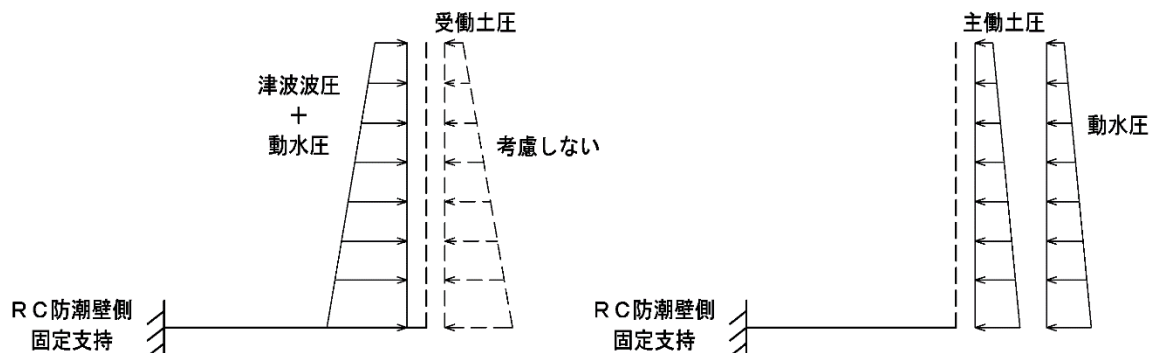


図 3.6.1-2 土圧作用の概念図

ハ. 底版の評価

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び底版に垂直な両側の側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

b. 面部材としての評価

出口側集水枡の側壁については、底版及び面外側の側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。三辺固定版モデル概要図を図 3.6.1-3 に示す。

土圧作用の考え方については「a. 梁部材としての評価」における考え方と同様とする。

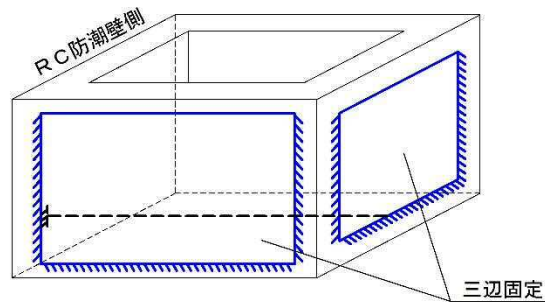


図 3.6.1-3 三辺固定版モデル概要図

イ. 解析手法

三辺固定一辺自由スラブとして曲げモーメント及びせん断力を算出し、鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

三辺固定一辺自由スラブとして生じる応力が保守側となる箇所により構造健全性を確認する。

ハ. 側壁の評価

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

3.6.2 重畳時

(1) 出口側集水桁（杭間部）

a. 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

c. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は， S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に，津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

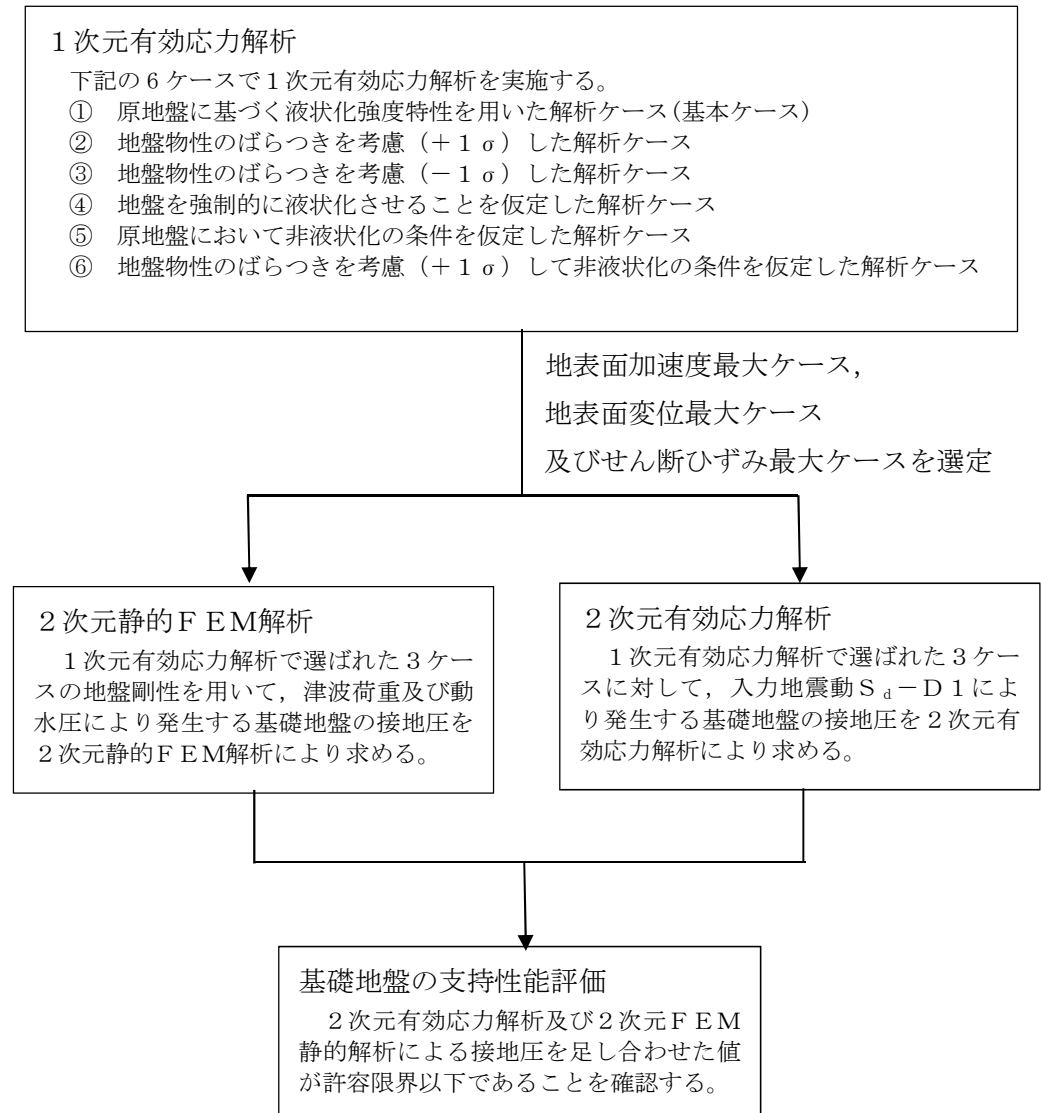
入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は，「3.5.3(1)(b)イ. 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して，2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは，「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し，入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も，同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元FEM静的解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは，「6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.6.2-1に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し，津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。



図 3.6.2-1 2次元静的FEM解析

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6.2-2 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.6.2-3 に接地圧の算出フローを示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.6.2-2 基礎地盤の支持性能評価フロー

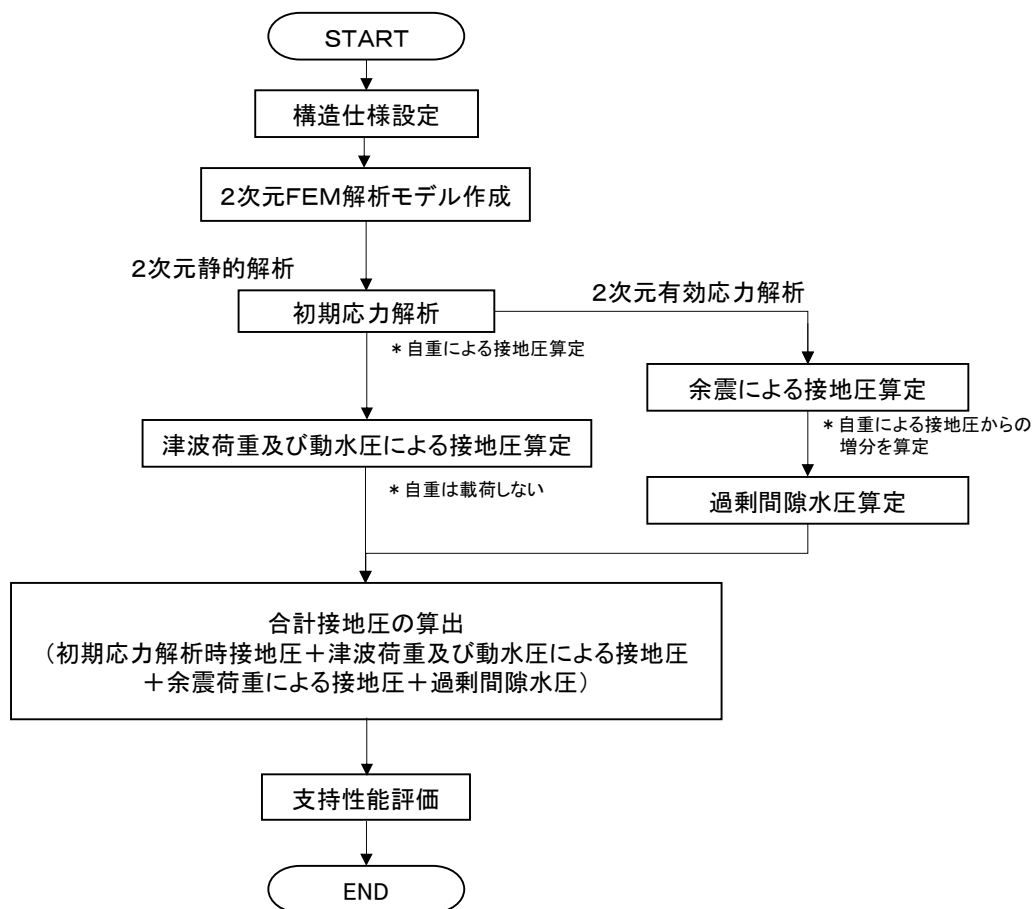


図 3.6.2-3 接地圧の算出フロー

(2) 出口側集水枡（RC防潮壁部）

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.6.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

地震時土圧については，津波波圧と同じ向きに作用する場合が保守的である。従って，土圧と津波波圧が逆向きに作用する場合は考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図3.6.2-4に示す。

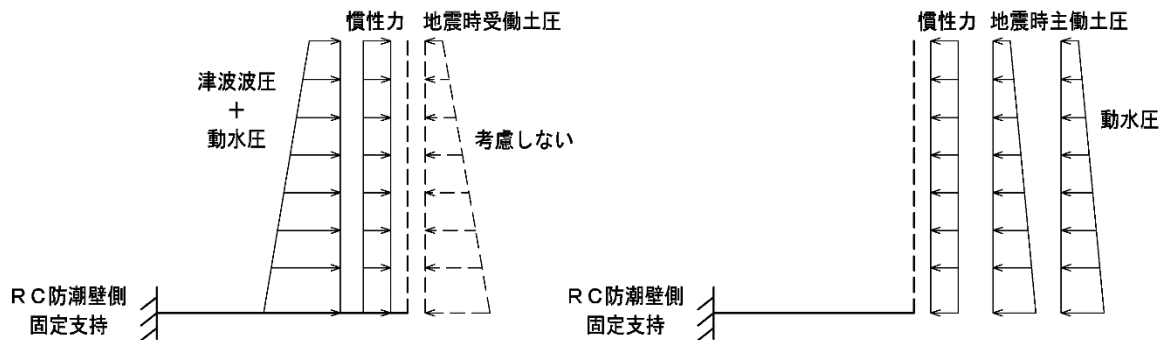


図 3.6.2-4 土圧作用の概念図

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

4.1.1 杭間部

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図4.1.1-1～図4.1.1-3に示す。

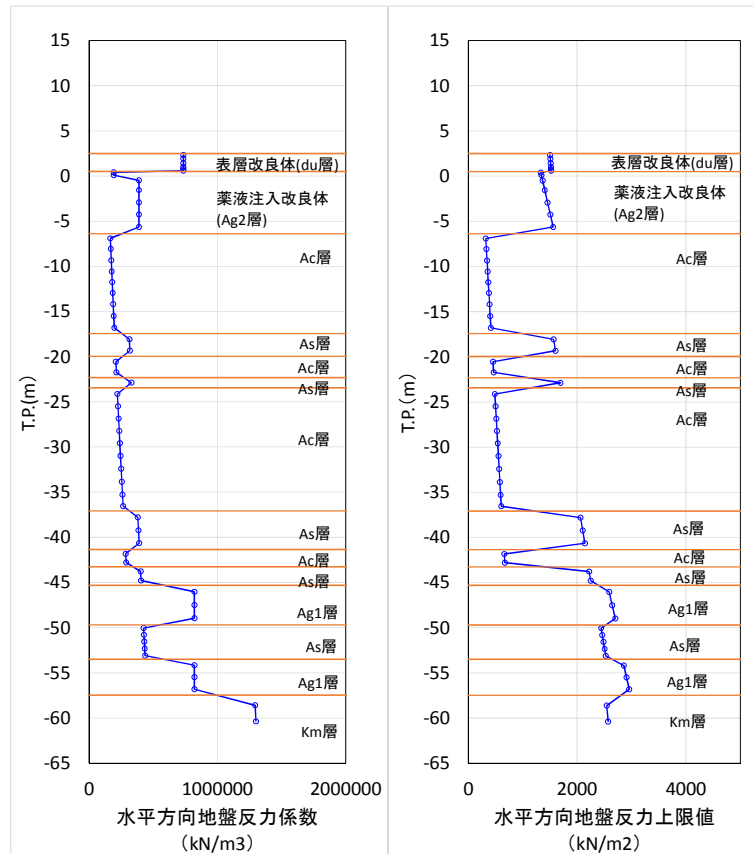


図 4.1.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ1）

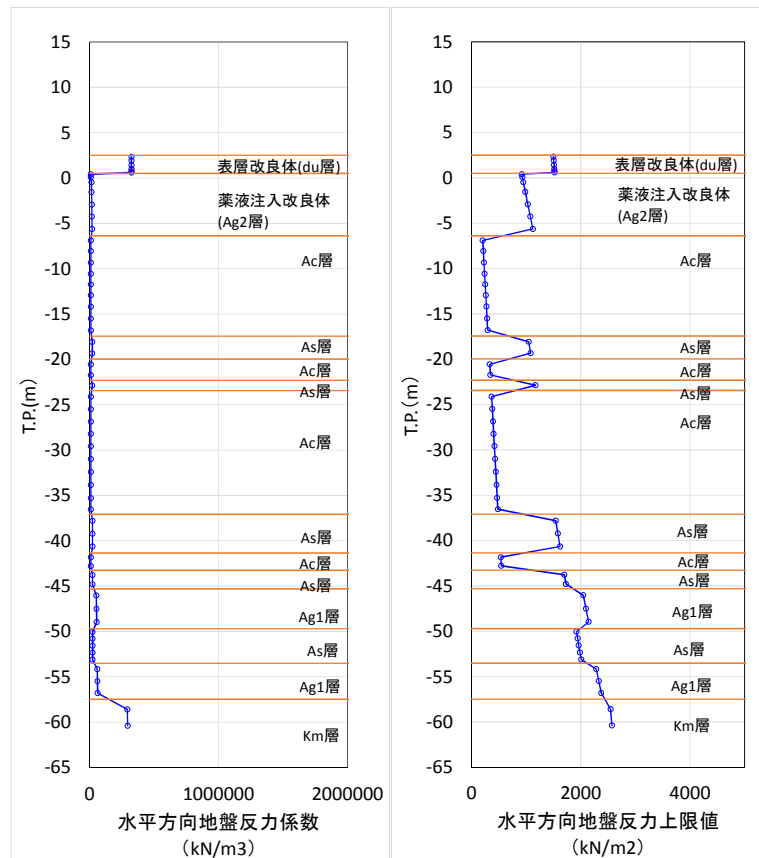


図 4. 1. 1ー2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 2）

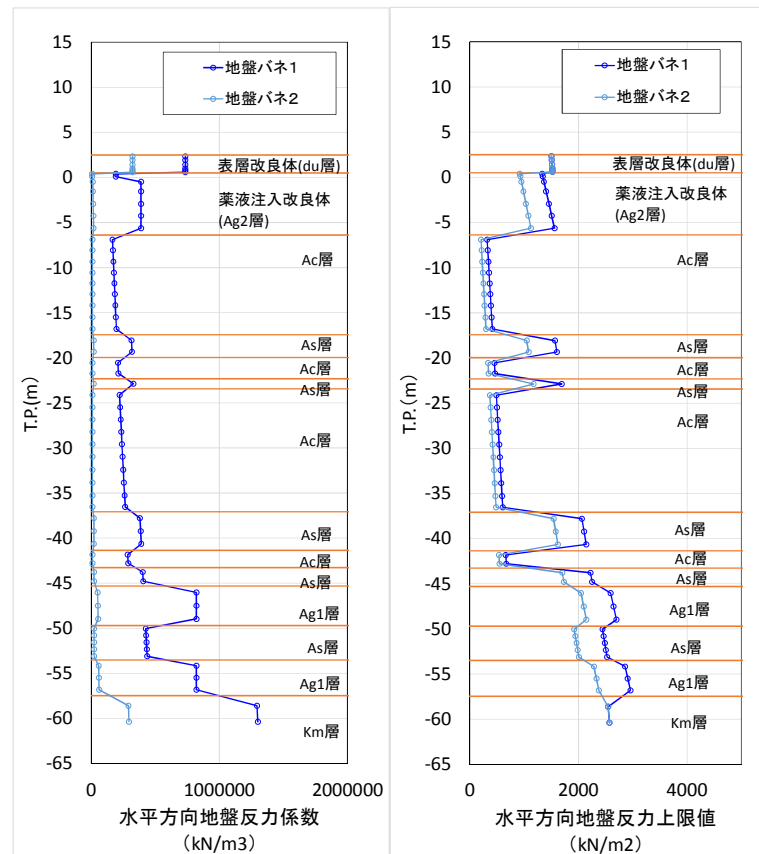


図 4. 1. 1ー3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較

出口側集水枡の津波時の評価結果を示す。

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2～表 4.1.1-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は最大となる値を示している。

表 4.1.1-1 鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

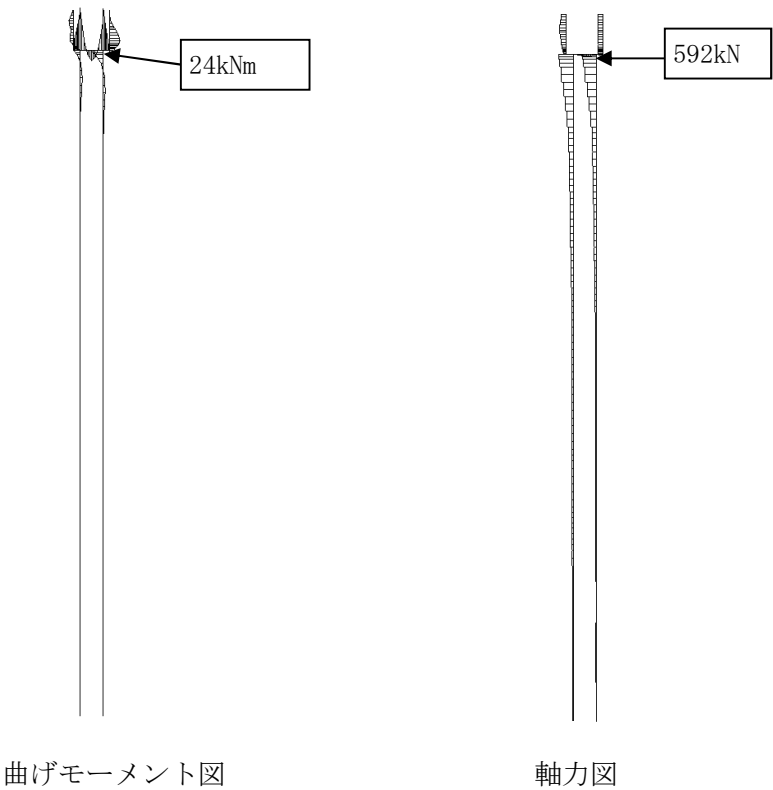
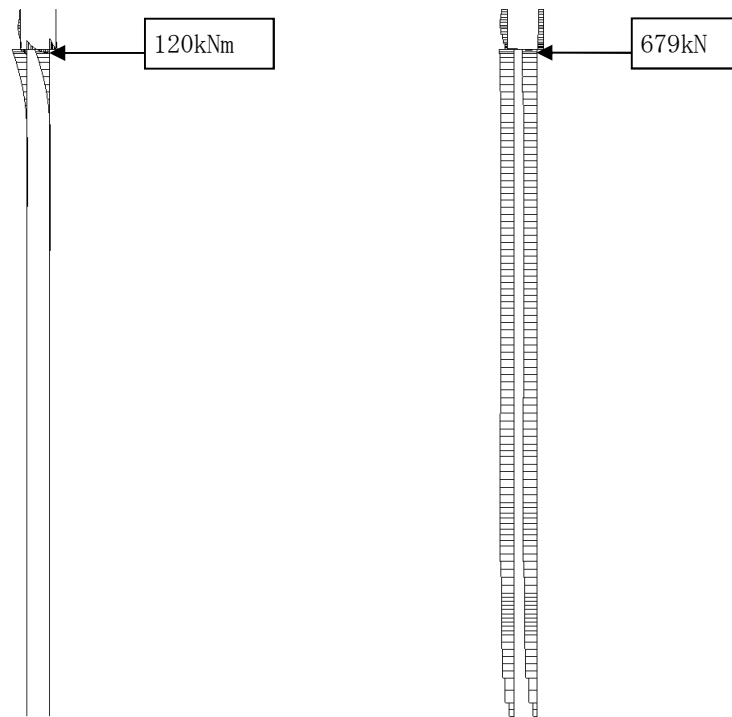


図 4.1.1-4 断面力（基準津波時：地盤バネ 1）



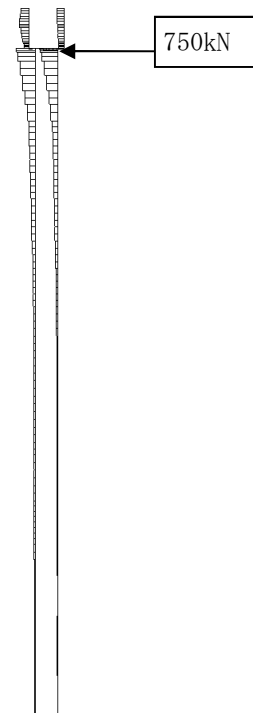
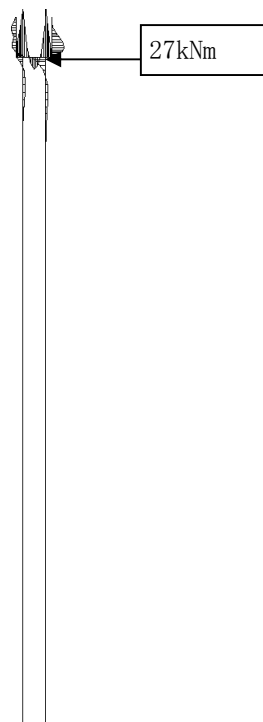
曲げモーメント図

軸力図

図 4. 1. 1－5 断面力（基準津波時：地盤バネ 2）

表 4. 1. 1－2 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

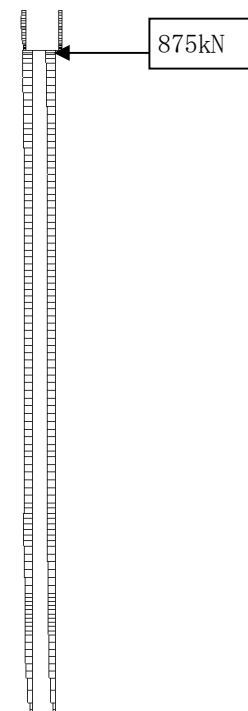
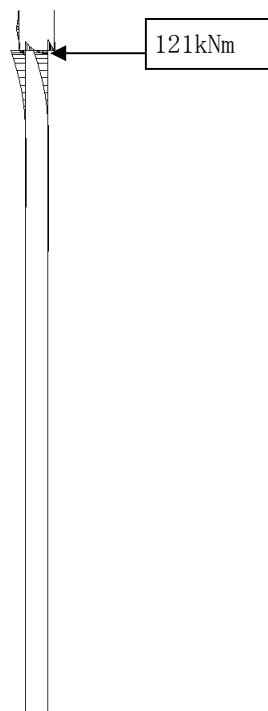
	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	24	592	8	382.5	0.03
地盤バネ 2	120	679	14	382.5	0.04



曲げモーメント図

軸力図

図 4. 1. 1-6 断面力 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 1)



曲げモーメント図

軸力図

図 4. 1. 1-7 断面力 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 2)

表 4.1.1-3 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	27	750	10	433.5	0.03
地盤バネ 2	121	875	16	433.5	0.04

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-4～表 4.1.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

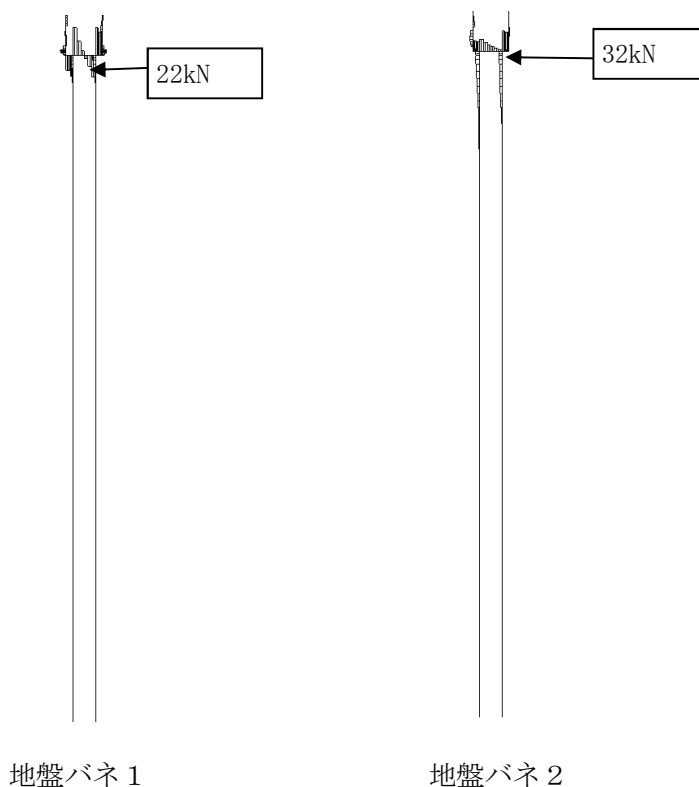
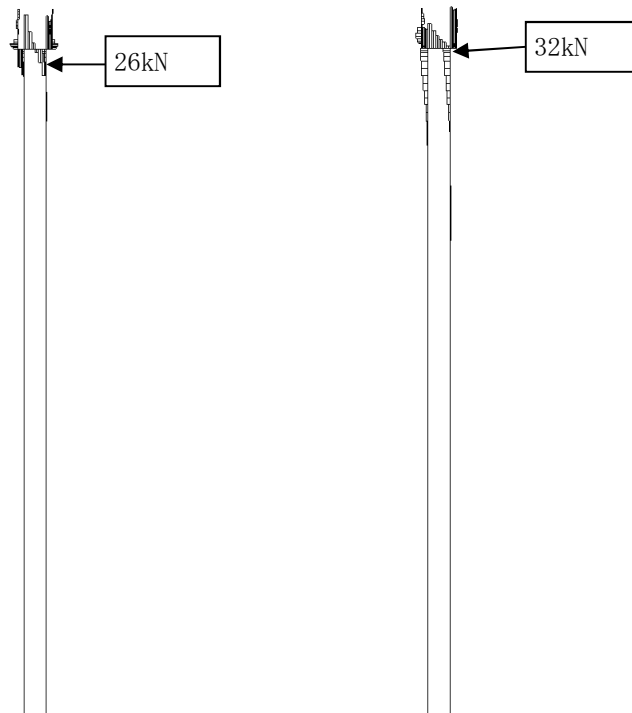


図 4.1.1-8 セン断力図 (基準津波時)

表 4.1.1-4 セン断力に対する安全率 (基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22	0.48	217.5	0.01
地盤バネ 2	32	0.69	217.5	0.01



地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4. 1. 1－9 せん断力図 (T. P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1－5 せん断力に対する安全率 (T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	26	0. 56	246. 5	0. 01
地盤バネ 2	32	0. 69	246. 5	0. 01

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-7 及び表 4.1.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

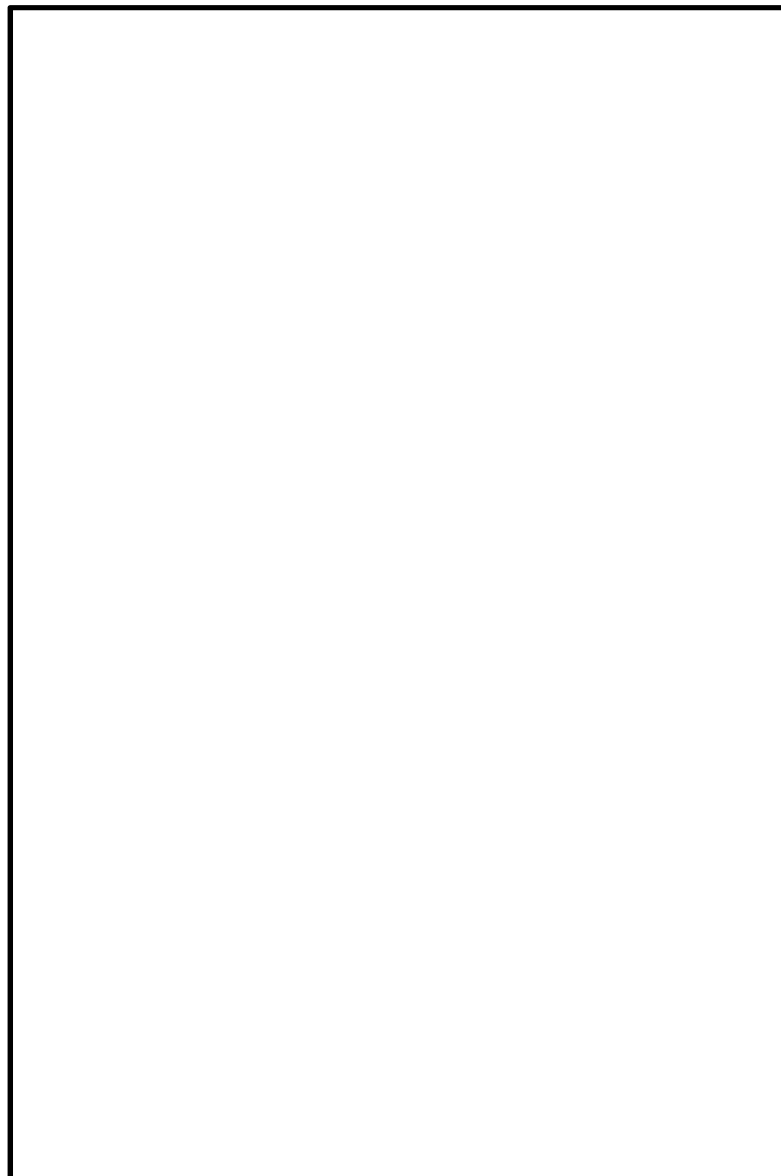


図 4.1.1-10 概略配筋図

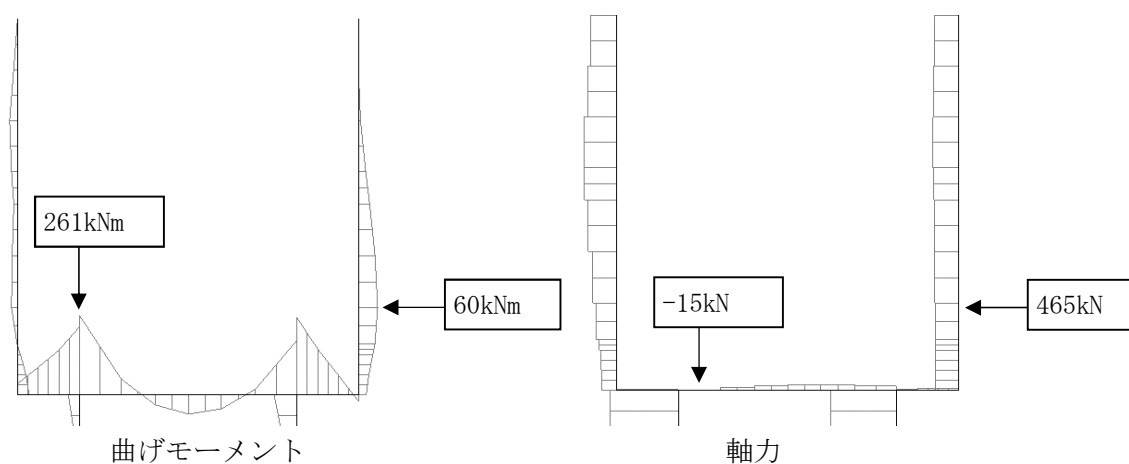


図 4.1.1-11 断面力図（基準津波時：地盤バネ 1）

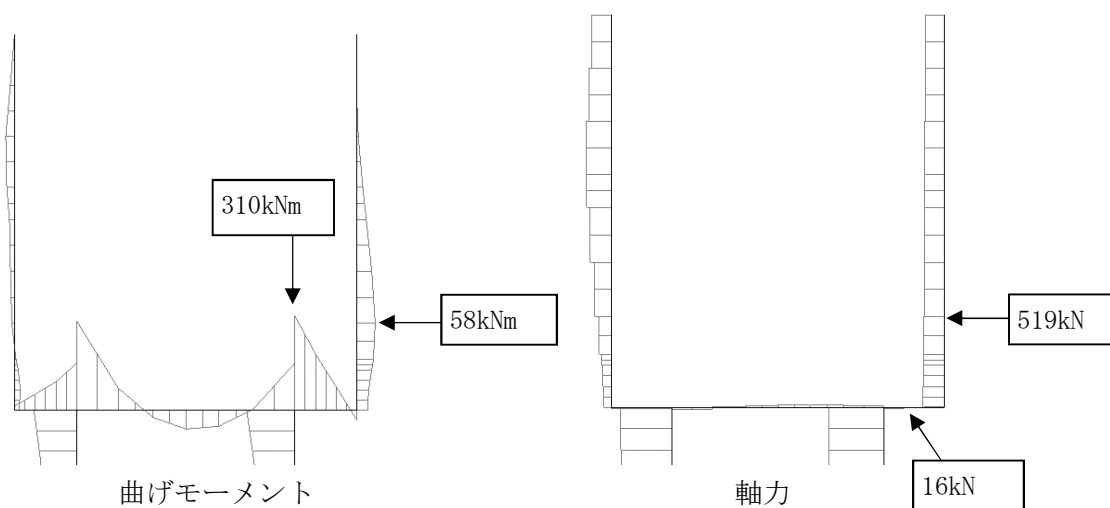


図 4.1.1-12 断面力図（基準津波時：地盤バネ 2）

表 4.1.1-7 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ 1	壁部	60	465	0.24	—	21	435	0.02	—
	底版部	261	-15	0.91	29	21	435	0.05	0.07
地盤 バネ 2	壁部	58	519	0.25	—	21	435	0.02	—
	底版部	310	16	1.08	33	21	435	0.06	0.08

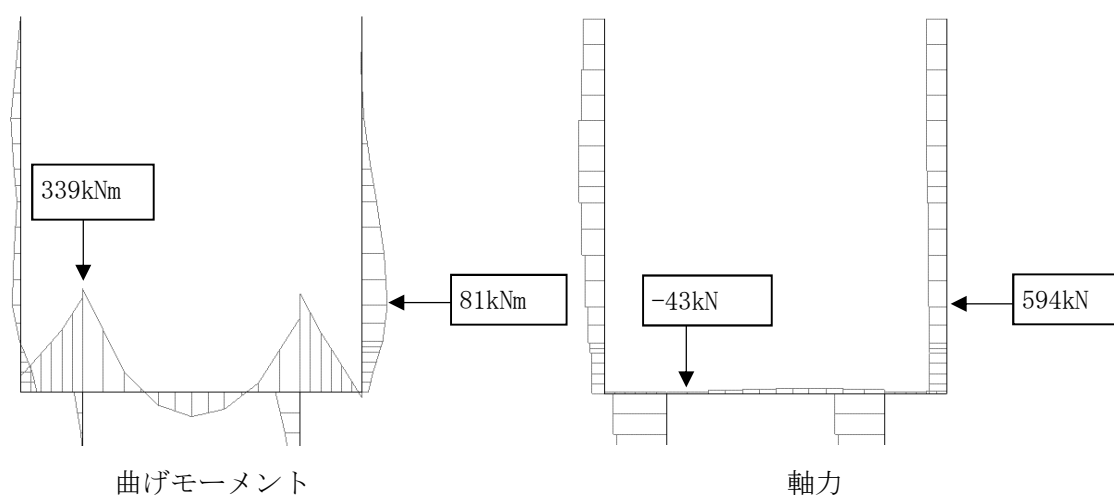


図 4.1.1-13 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ1)

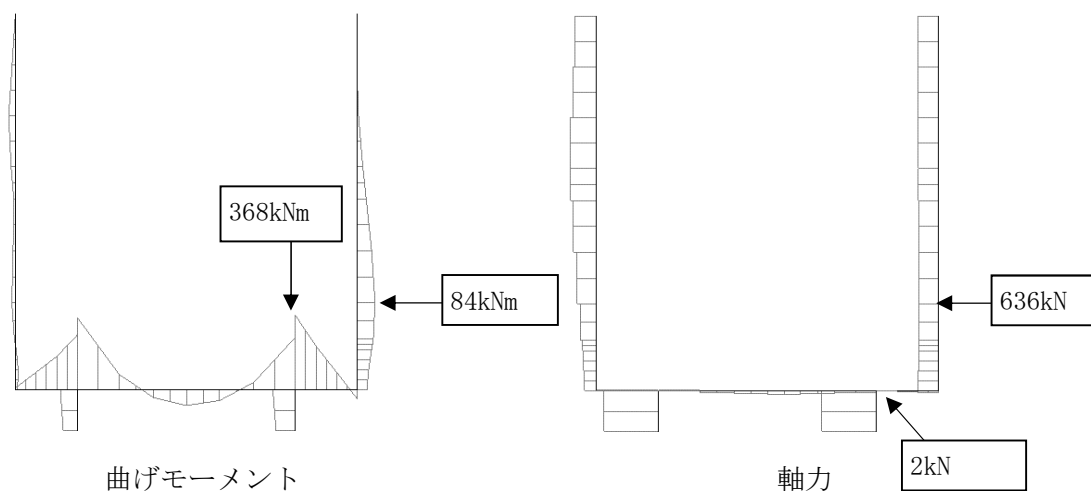


図 4.1.1-14 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ2)

表 4.1.1-8 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ1	壁部	81	594	0.32	—	21	435	0.02	—
	底版部	339	-43	1.18	38	21	435	0.06	0.09
地盤 バネ2	壁部	84	636	0.33	—	21	435	0.02	—
	底版部	368	2	1.28	40	21	435	0.07	0.10

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4. 1. 1－9 に，せん断力に対する照査結果を表 4. 1. 1－10 及び表 4. 1. 1－11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお，発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4. 1. 1－9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0. 4	1935
壁部	D22@200	0. 4	1935

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$Va = Vc + Vs$$

$$Vc = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$Vs = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

Va : 許容せん断力

Vc : コンクリートの許容せん断力

Vs : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1. 15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

・基準津波時

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$V_s = 1935 \times 300 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 820.27$$

$$V_a = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

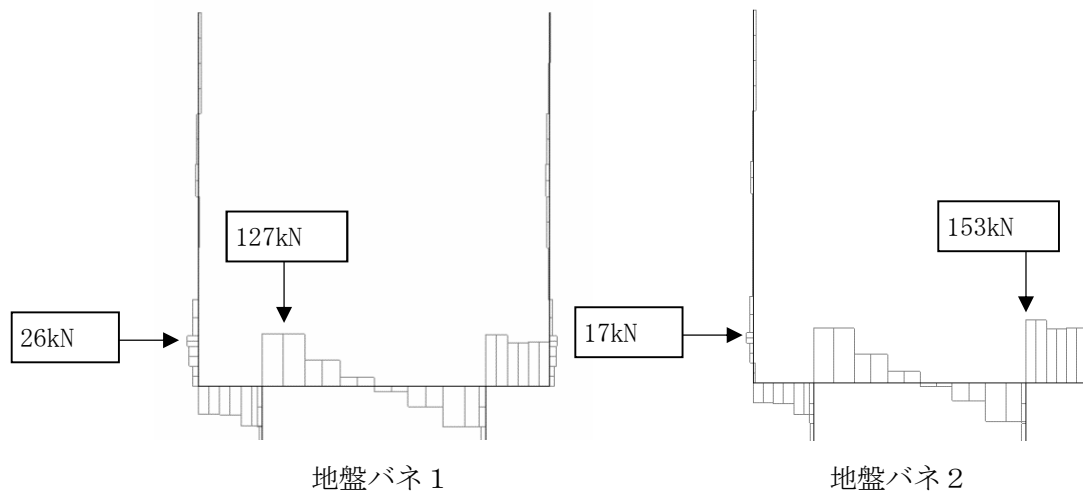


図 4.1.1-15 セン断力図（基準津波時）

表 4.1.1-10 セン断力に対する安全率（基準津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	26	1053.4	0.03
	底版部	127	1053.4	0.13
地盤バネ 2	壁部	17	1053.4	0.02
	底版部	153	1053.4	0.15

・ T. P. +24 m 津波時

$$V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 310.86$$

$$V_s = 1935 \times 330 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 902.29$$

$$V_a = 310.86 + 902.29 = 1213.15$$

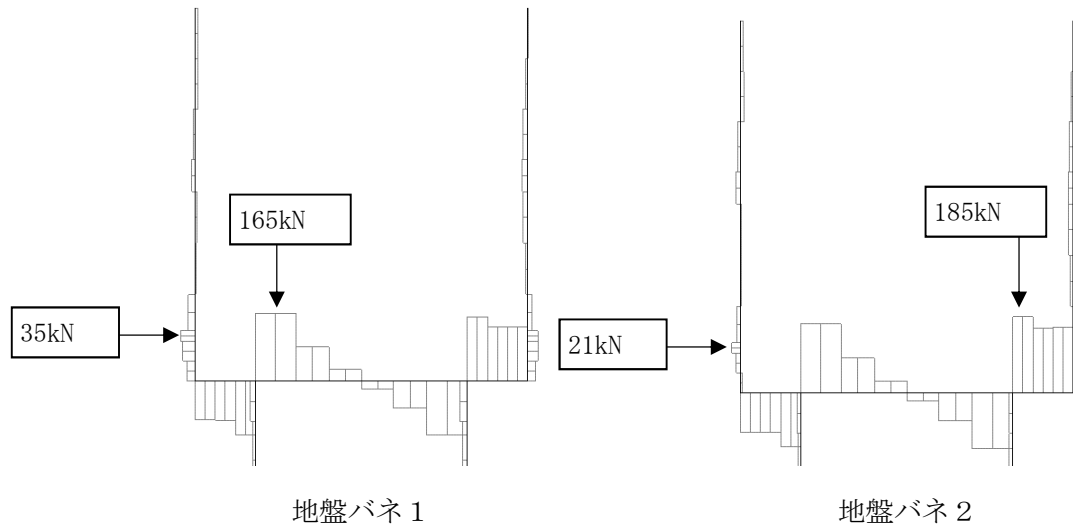


図 4.1.1-16 せん断力図 (T. P. +24 m 津波時)

表 4.1.1-11 せん断力に対する安全率 (T. P. +24 m 津波時)

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	35	1213.1	0.03
	底版部	165	1213.1	0.14
地盤バネ 2	壁部	21	1213.1	0.02
	底版部	185	1213.1	0.16

4.1.2 R C防潮壁部

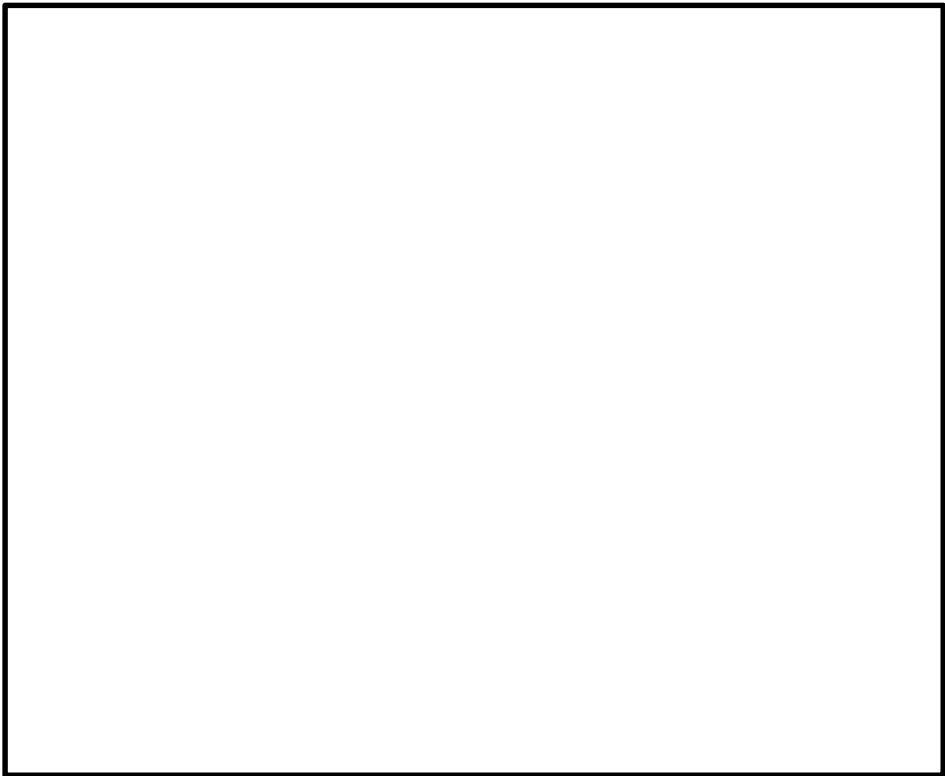
(1) 曲げ軸力に対する照査

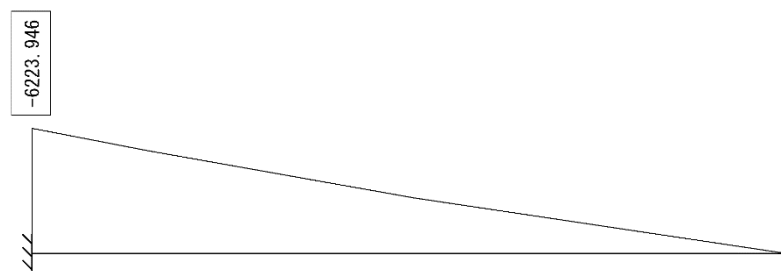
断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

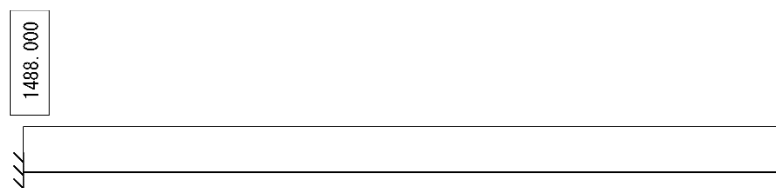
表 4.1.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

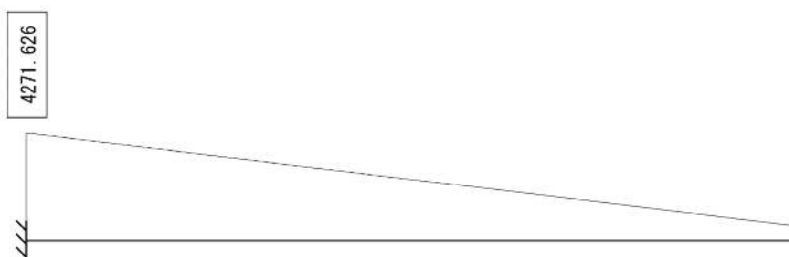




曲げモーメント図 (kN・m) (基準津波時)

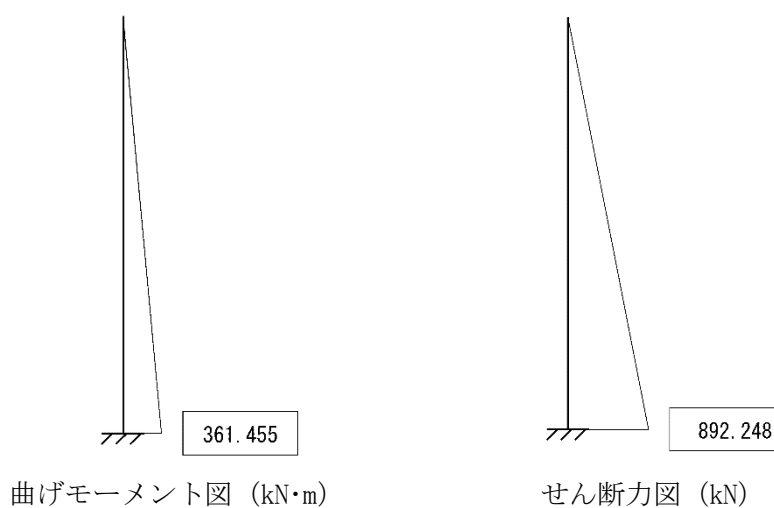


軸力図 (kN) (基準津波時)



せん断力図 (kN) (基準津波時)

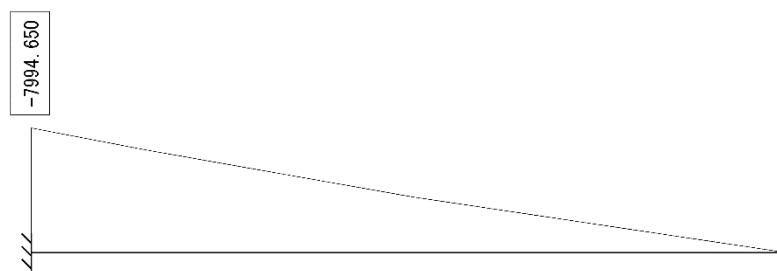
図 4. 1. 2-1 基準津波時の断面力図 (壁部+底版：水平方向)



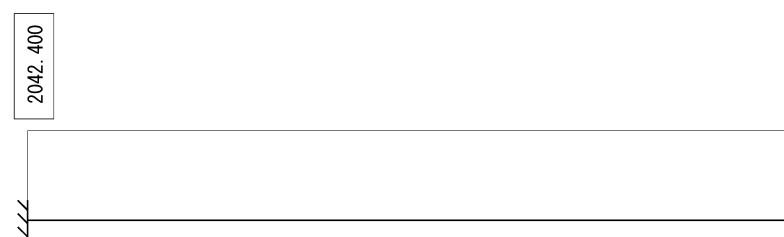
曲げモーメント図 (kN・m)

せん断力図 (kN)

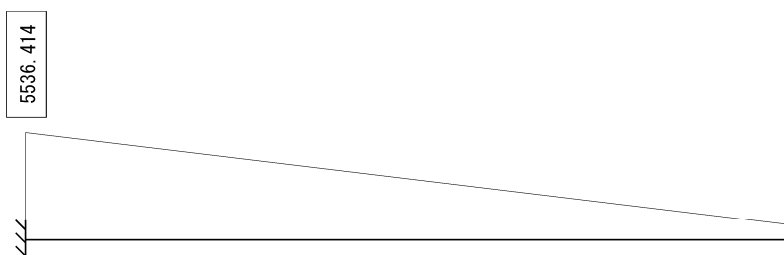
図 4. 1. 2-2 基準津波時の断面力図 (壁部：鉛直方向)



曲げモーメント図 (kN・m) (T. P. +24 m 津波時)



軸力図 (kN) (T. P. +24 m 津波時)



せん断力図 (kN) (T. P. +24 m 津波時)

図 4. 1. 2-3 T. P. +24 m 津波時の断面力図 (壁部+底版：水平方向)

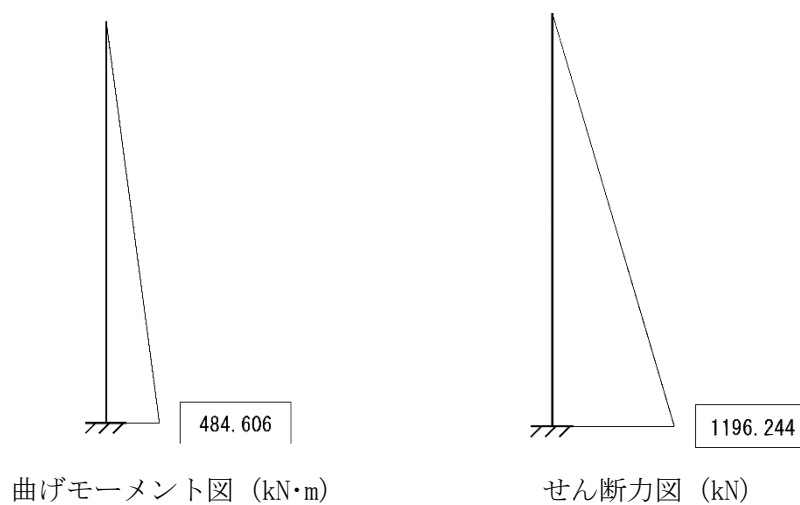


図 4. 1. 2-4 T. P. +24 m 津波時の断面力図 (壁部：鉛直方向)

表 4. 1. 2-2 基準津波時の曲げ軸力に対する照査

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部+底版	水平鉄筋	6225	1489	2. 2	147	21	435	0. 11	0. 34
壁部	鉛直鉄筋	362	0	4. 3	140	21	435	0. 21	0. 33

* 軸力は正の値を引張とする。

表 4. 1. 2-3 T. P. +24 m 津波時の曲げ軸力に対する照査

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部+底版	水平鉄筋	7995	2043	2. 8	191	28	478. 5	0. 10	0. 40
壁部	鉛直鉄筋	485	0	5. 8	187	28	478. 5	0. 21	0. 40

* 軸力は正の値を引張とする。

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-4 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-5 及び表 4.1.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.1.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150 ^{*1}	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150 (SD345) ^{*2}		1909.8

注記 *1：壁部＋底版（水平方向）については鉛直方向の主筋をスターラップとする。

ただし、許容せん断応力度については SD345 とする。

*2 壁部（鉛直方向）についてはスラーラップ (SD345) を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

• 基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

• 基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

• T. P. + 24 m 津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

• T. P. + 24 m 津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 4. 1. 2－5 基準津波時のせん断力に対する照査

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部＋底版	40 N/mm ²	4271. 6	9679. 31	0. 45
壁部	40 N/mm ²	892. 2	1962. 38	0. 46

表 4. 1. 2－6 T. P. ＋24 m 津波時のせん断力に対する照査

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部＋底版	40 N/mm ²	5536. 4	10752. 70	0. 52
壁部	40 N/mm ²	1196. 2	2257. 59	0. 53

4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 杭間部

(1) 1次元有効応力解析結果

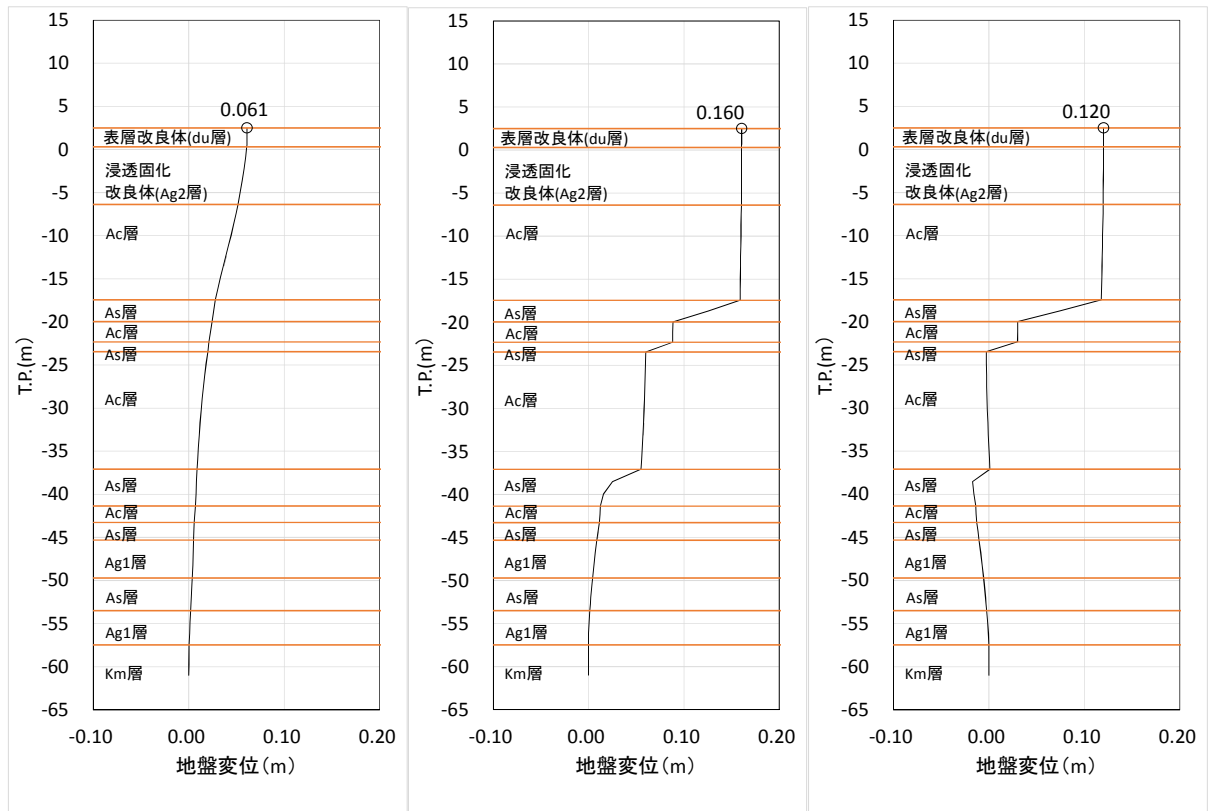
I-2 断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-1に示す。

表 4.2.1-1 1次元有効応力解析結果（I-2 断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	152.8	146.7	149.5	86.3	186.0	186.2
地表面最大変位 (cm)	12.65	9.45	13.44	16.05	10.51	9.12
最大せん断ひずみ	3.41×10^{-2}	3.18×10^{-2}	3.49×10^{-2}	3.56×10^{-2}	3.40×10^{-2}	2.92×10^{-2}

表 4.2.1-1 より，地盤バネ 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤バネケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2.1-1 及び図 4.2.1-2 に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2.1-3～図 4.2.1-6 に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 1-1 地盤バネケースの地盤変位分布図（I-2 断面）

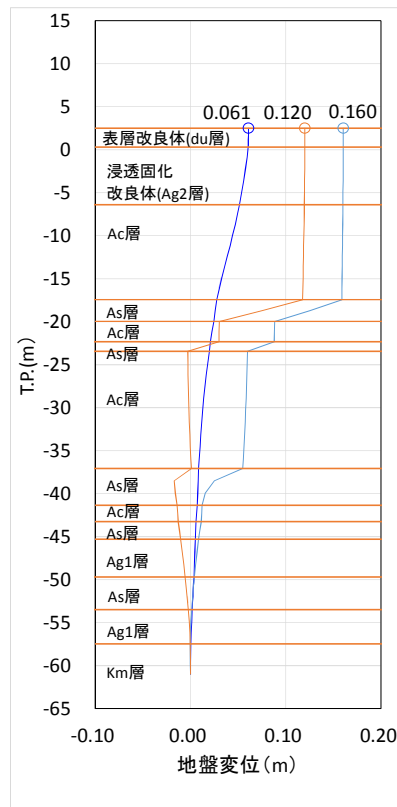


図 4. 2. 1-2 地盤バネケースの地盤変位比較図（I-2 断面）

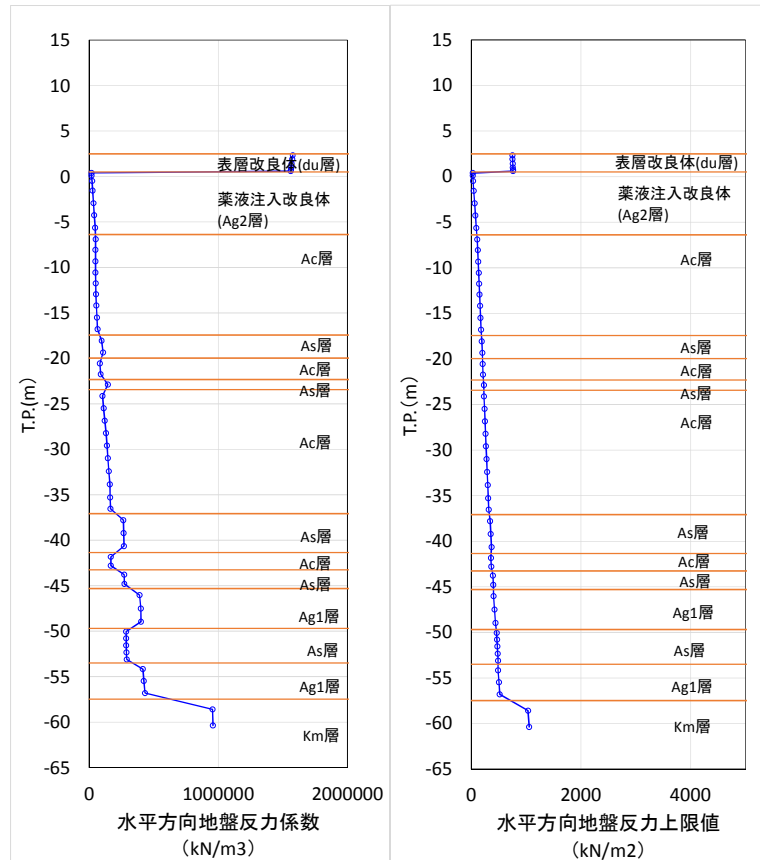


図 4. 2. 1－3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 3）

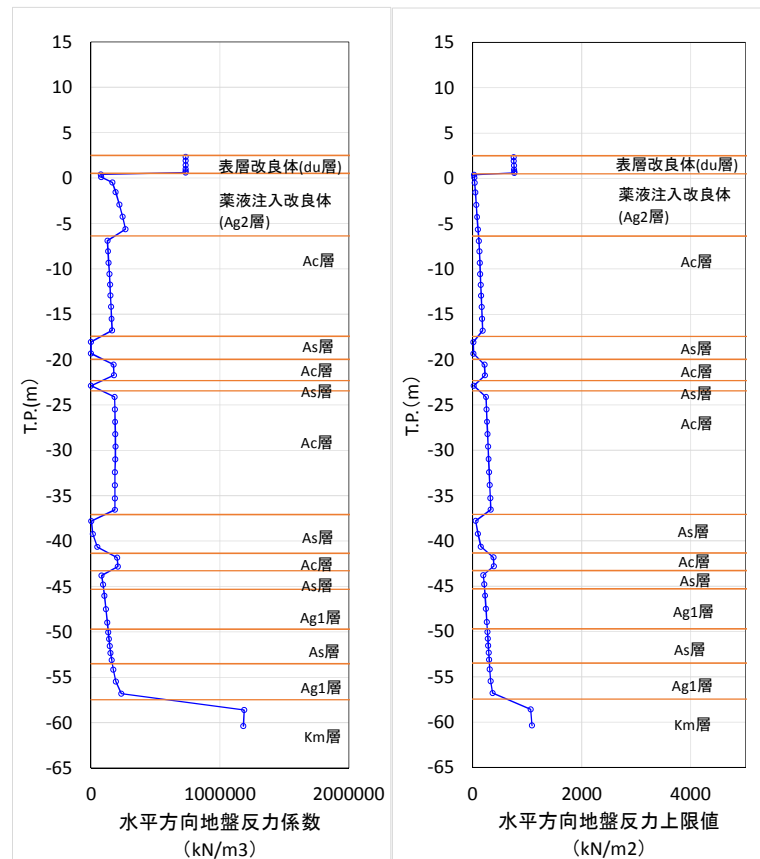


図 4. 2. 1－4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 4）

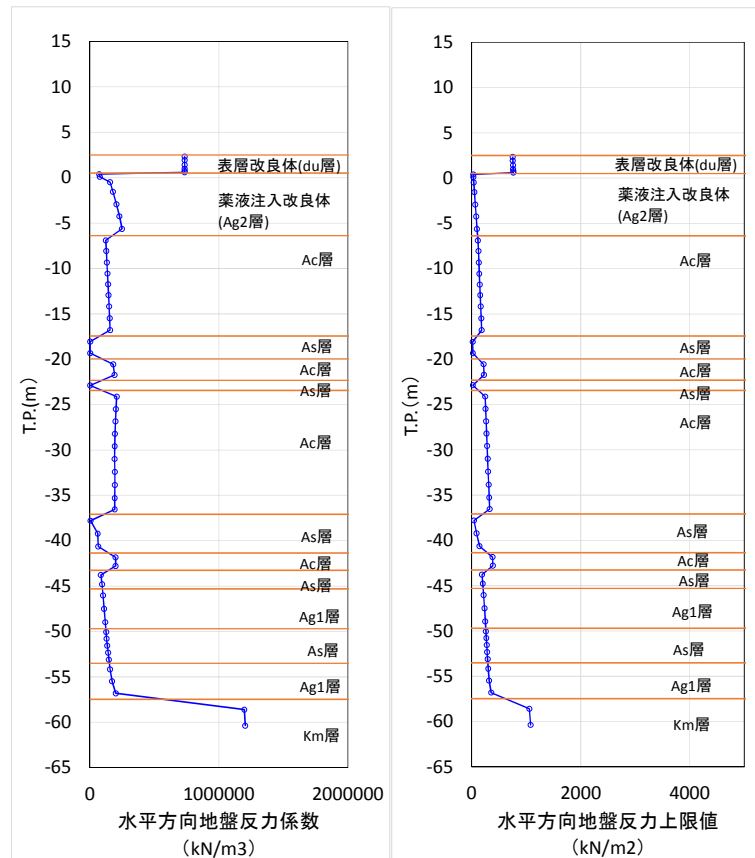


図 4.2.1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（地盤バネ 5）

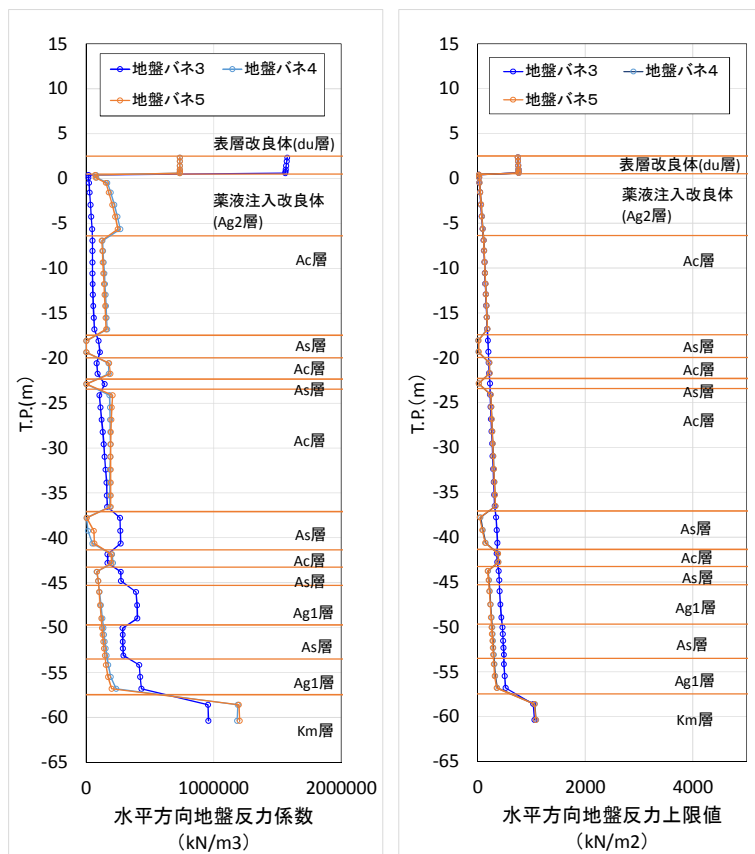


図 4.2.1-6 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の比較

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度（I-2 断面）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.20 (189.2 cm/s ²)	0.20 (189.2 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.02 (18.28 cm/s ²)	0.06 (52.14 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.04 (30.51 cm/s ²)	0.04 (36.37 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-3 及び表 4.2.1-4 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-3 余震時の動水圧（基準津波時：I-2 断面）

	集水枡 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	底版天端 標高 (T.P.)	取水枡 天端動水圧 (kN/m ²)	底版天端標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+4.0	+17.9	+0.7	27.88	31.02
地盤バネ 4				2.79	3.10
地盤バネ 5				5.58	6.20

表 4.2.1-4 余震時の動水圧（T.P. +24 m 津波時：I-2 断面）

	集水枡 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	底版天端 標高 (T.P.)	取水枡 天端動水圧 (kN/m ²)	底版天端標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+4.0	+24.0	+0.7	38.73	41.80
地盤バネ 4				3.87	4.18
地盤バネ 5				7.75	8.36

出口側集水枡の重畳時の評価結果を示す。

(2) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4. 2. 1－5 に，曲げ軸力に対する照査結果を表 4. 2. 1－6～表 4. 2. 1－7 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果，曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は最大となる値を示している。

表 4. 2. 1－5 鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I－2	40	0. 09299	0. 01682

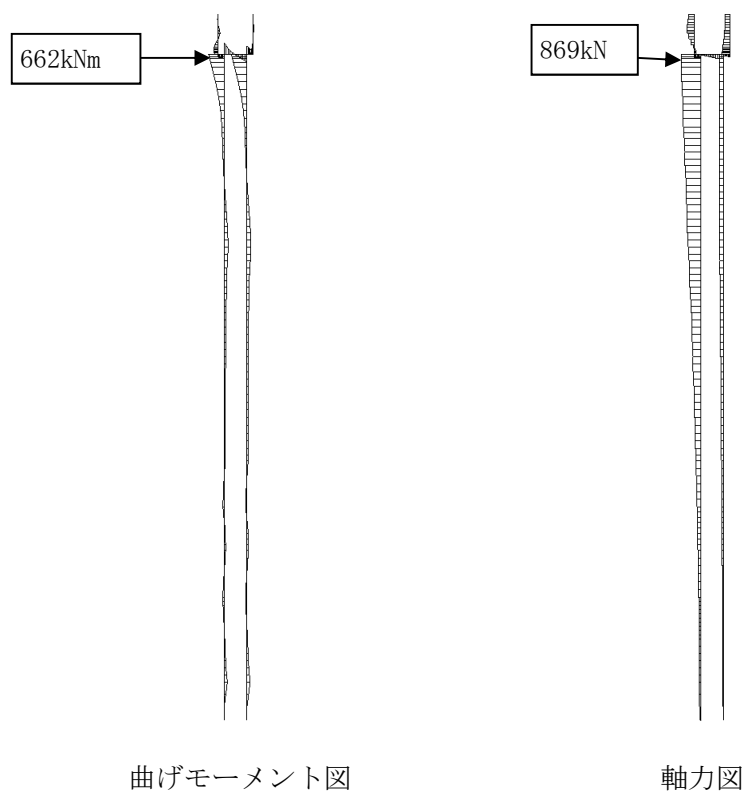
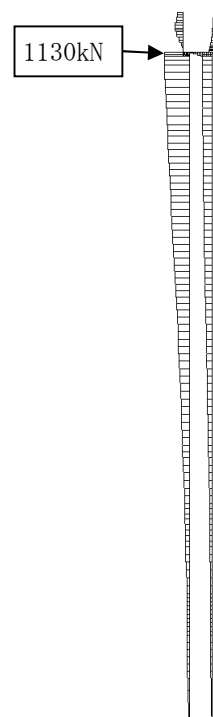
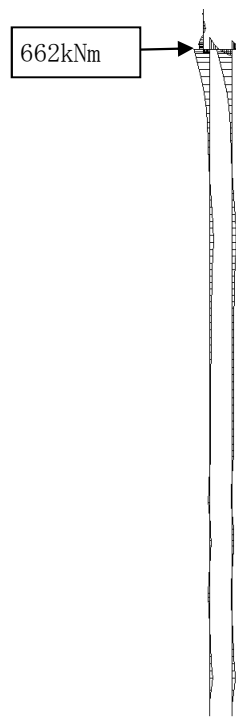


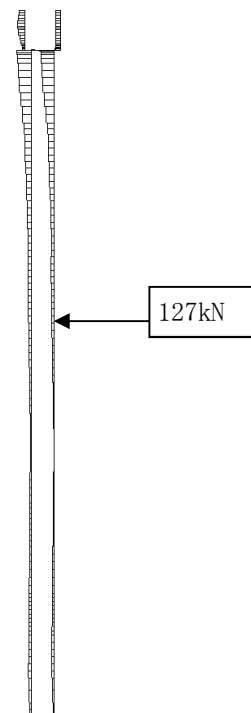
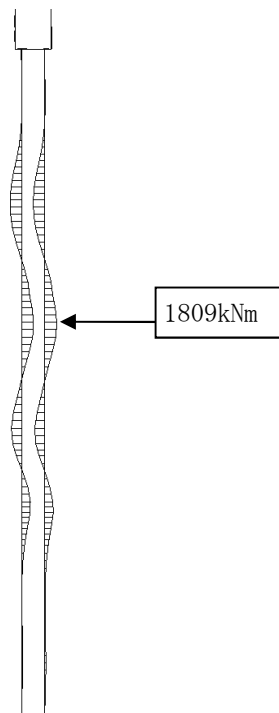
図 4. 2. 1－7 断面力（基準津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力上向き）



曲げモーメント図

軸力図

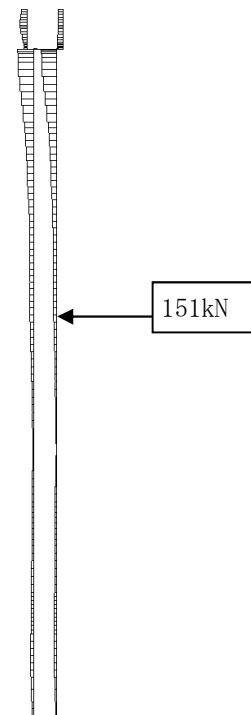
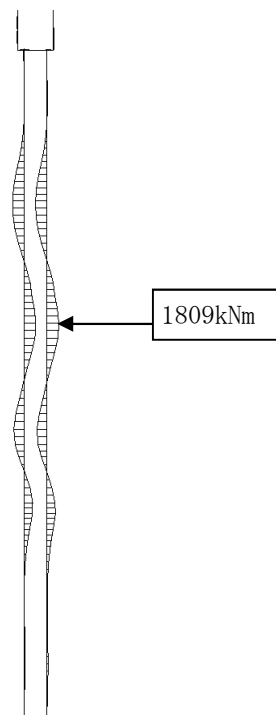
図 4. 2. 1-8 断面力（基準津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力下向き）



曲げモーメント図

軸力図

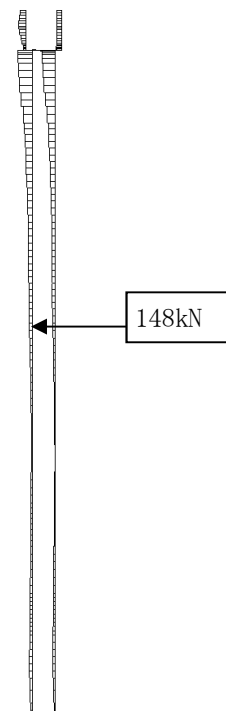
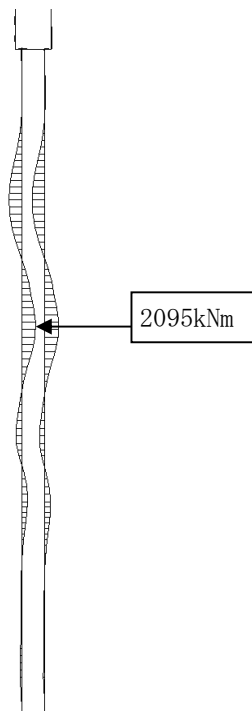
図 4. 2. 1-9 断面力（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力上向き）



曲げモーメント図

軸力図

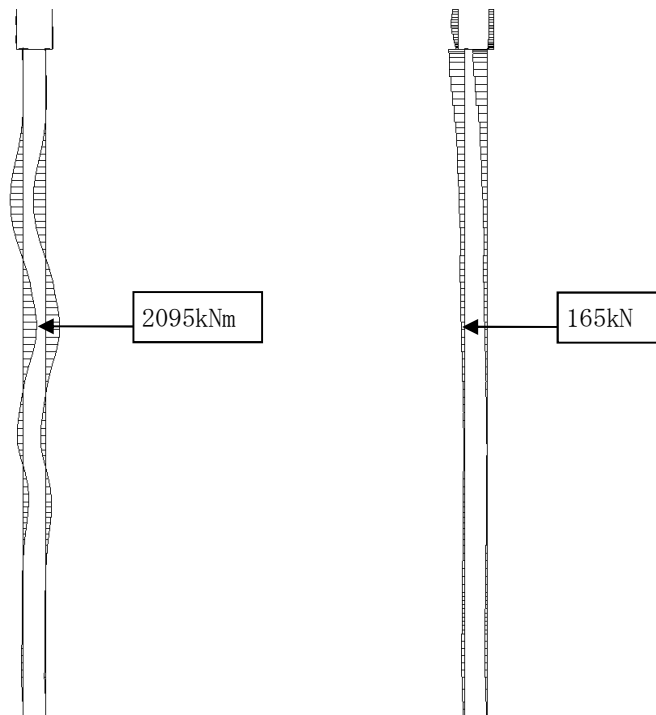
図 4.2.1-10 断面力（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き）



曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-11 断面力（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き）



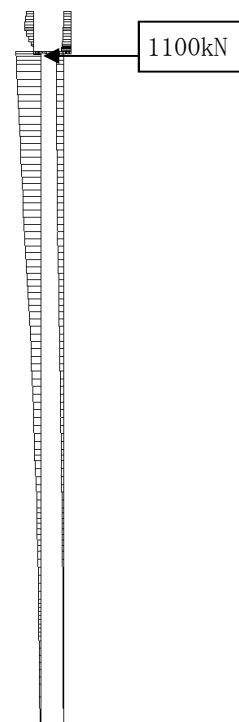
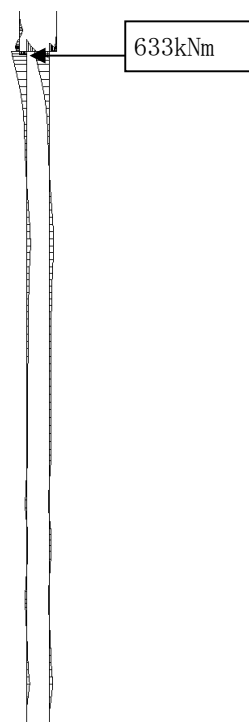
曲げモーメント図

軸力図

図 4. 2. 1－12 断面力（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き）

表 4. 2. 1－2 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

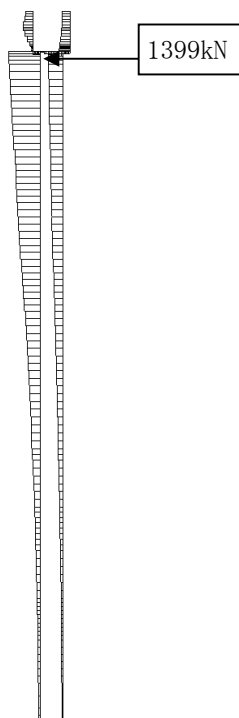
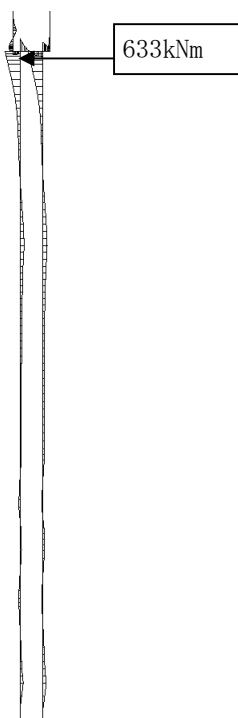
	鉛直 慣性力	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	662	869	49	382.5	0.13
	下向き	662	1130	51	382.5	0.14
地盤バネ 4	上向き	1809	127	109	382.5	0.29
	下向き	1809	151	109	382.5	0.29
地盤バネ 5	上向き	2095	148	126	382.5	0.33
	下向き	2095	165	126	382.5	0.33



曲げモーメント図

軸力図

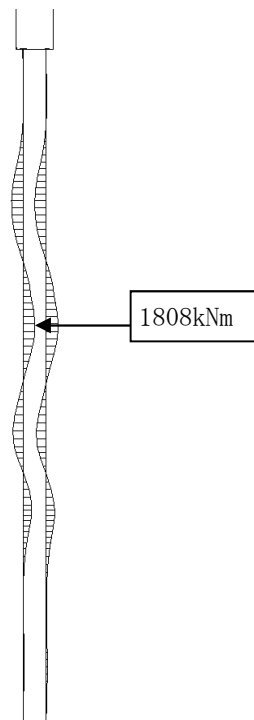
図 4.2.1-13 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力上向き)



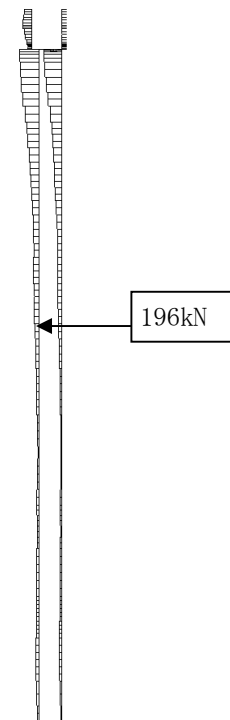
曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-14 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力下向き)

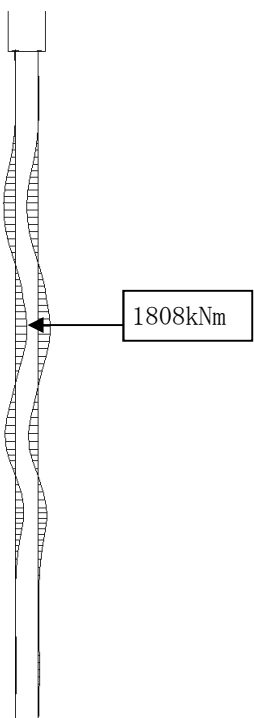


曲げモーメント図

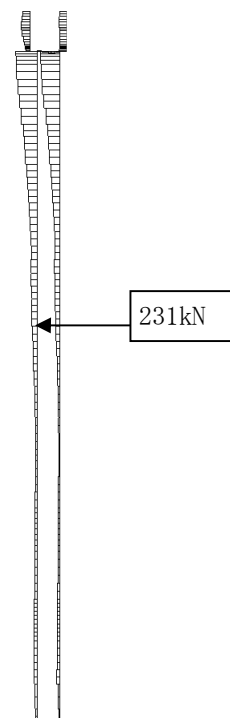


軸力図

図 4.2.1-15 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力上向き)

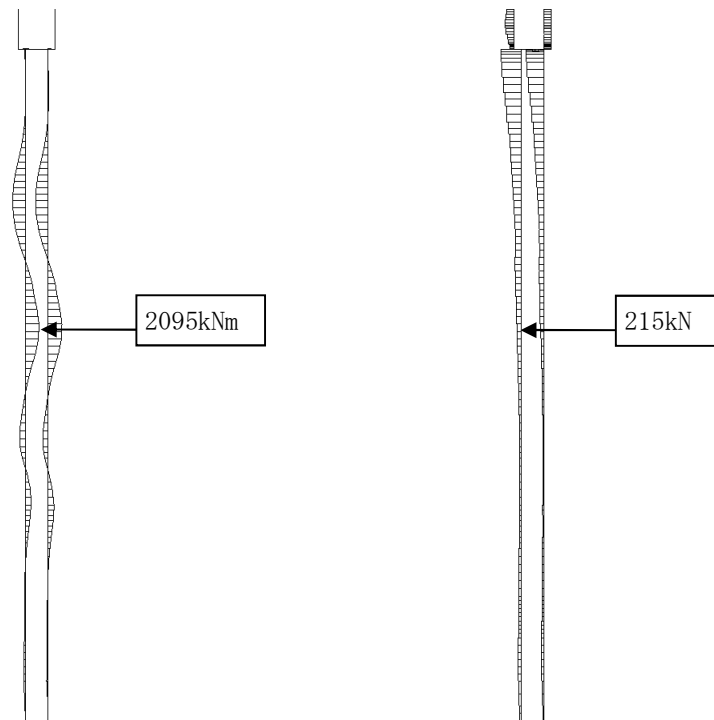


曲げモーメント図



軸力図

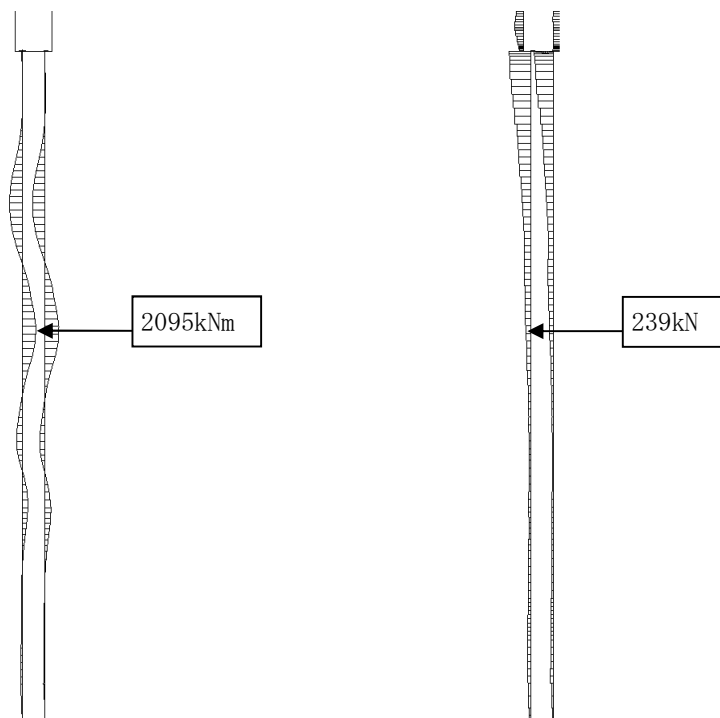
図 4.2.1-16 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き)



曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-17 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き)



曲げモーメント図

軸力図

図 4.2.1-18 断面力 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き)

表 4.2.1-3 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	633	1100	49	433.5	0.12
	下向き	633	1399	53	433.5	0.13
地盤バネ 4	上向き	1808	196	110	433.5	0.26
	下向き	1808	231	110	433.5	0.26
地盤バネ 5	上向き	2095	215	127	433.5	0.30
	下向き	2095	239	127	433.5	0.30

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.1-4～表 4.2.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

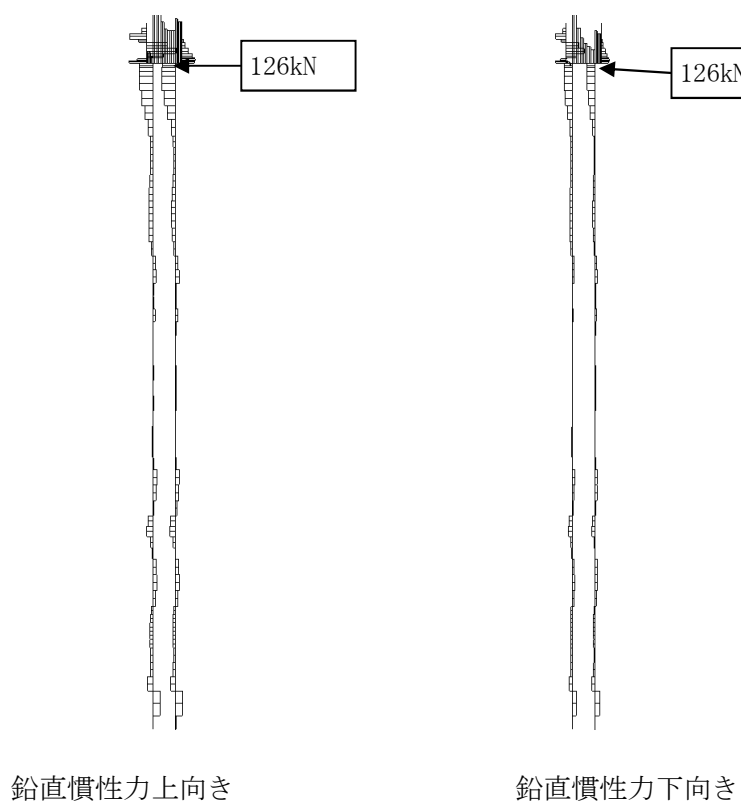
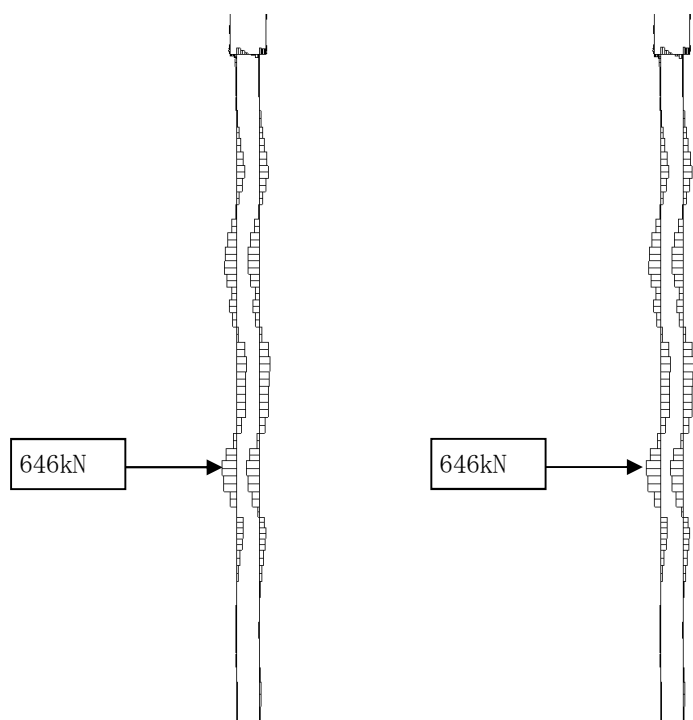


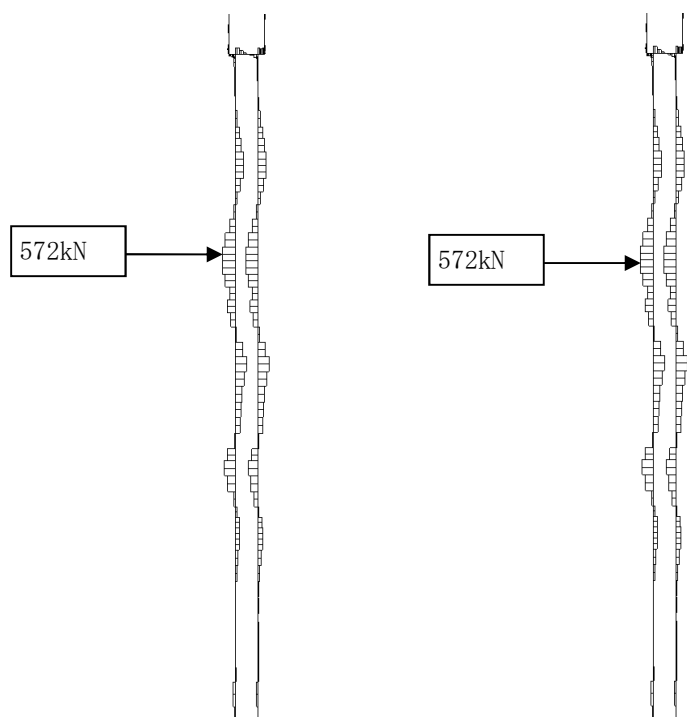
図 4.2.1-19 せん断力図（基準津波時：地盤バネ 3）



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4.2.1-20 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 4）



鉛直慣性力上向き

鉛直慣性力下向き

図 4.2.1-21 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 5）

表 4.2.1-4 セン断力に対する安全率（基準津波時）

	鉛直慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	126	3	217.5	0.02
	下向き	126	3	217.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	217.5	0.07
	下向き	646	14	217.5	0.07
地盤バネ 5	上向き	572	12	217.5	0.06
	下向き	572	12	217.5	0.06

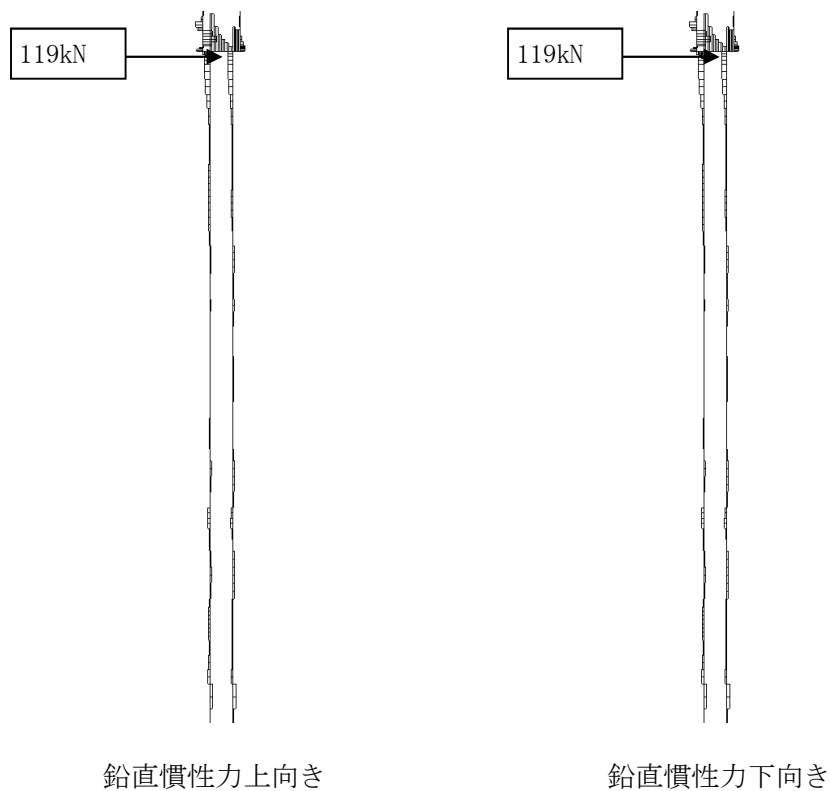
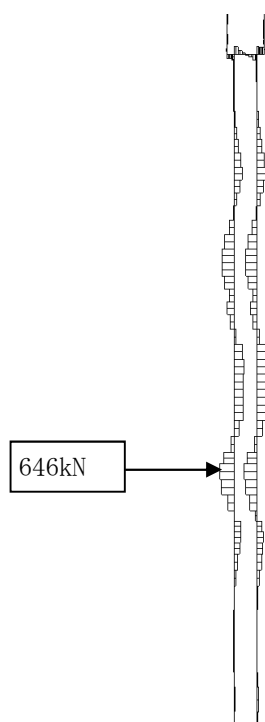
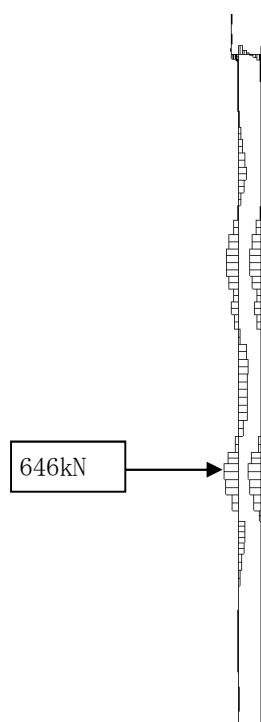


図 4.2.1-22 セン断力図（T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 3）

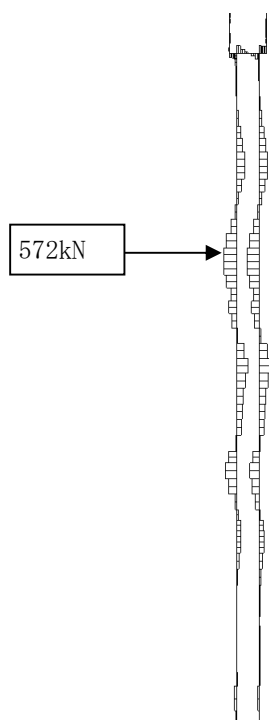


鉛直慣性力上向き

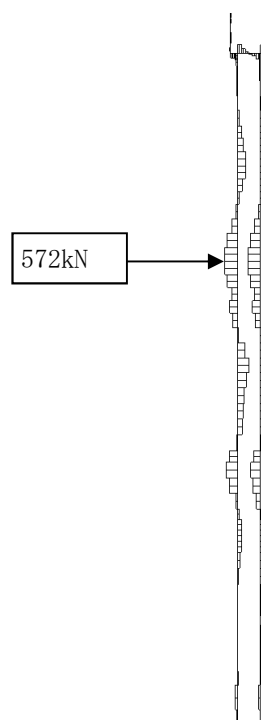


鉛直慣性力下向き

図 4. 2. 1-23 セン断力図 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 4)



鉛直慣性力上向き



鉛直慣性力下向き

図 4. 2. 1-24 セン断力図 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 5)

表 4.2.1-5 せん断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	119	3	246.5	0.02
	下向き	119	3	246.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	246.5	0.06
	下向き	646	14	246.5	0.06
地盤バネ 5	上向き	572	12	246.5	0.05
	下向き	572	12	246.5	0.05

(3) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.1-7 及び表 4.2.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

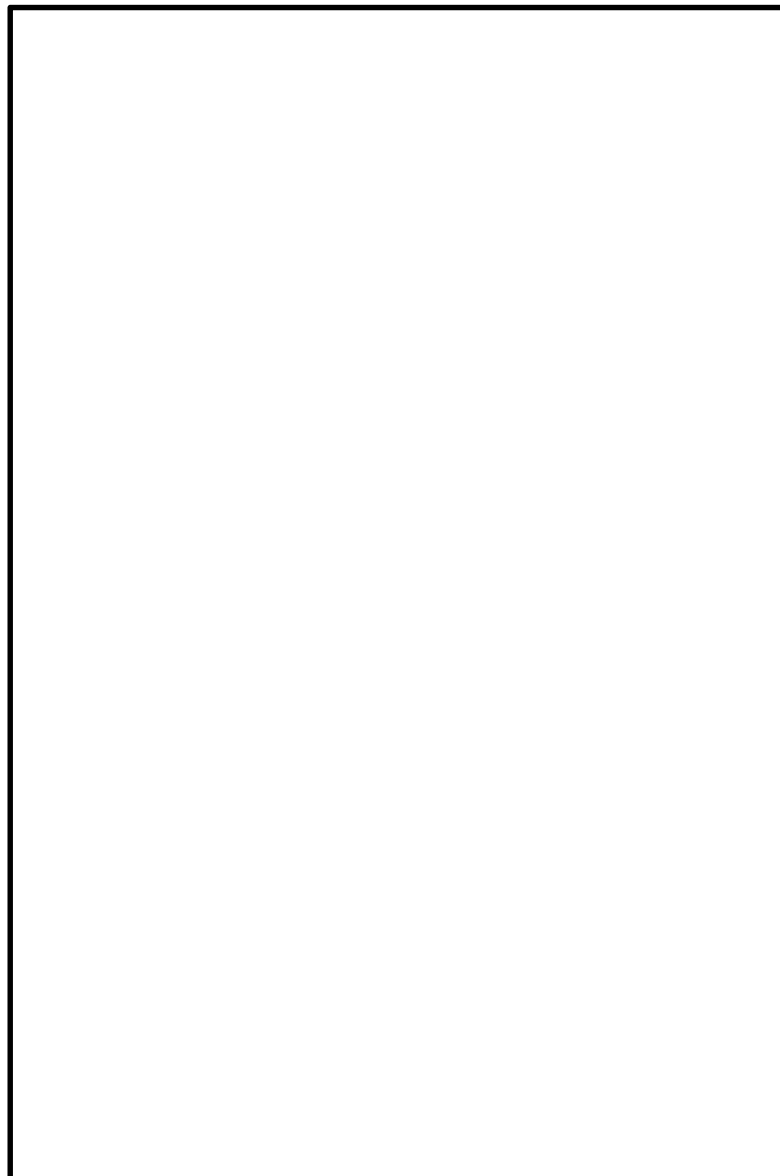


図 4.1.1-10 概略配筋図

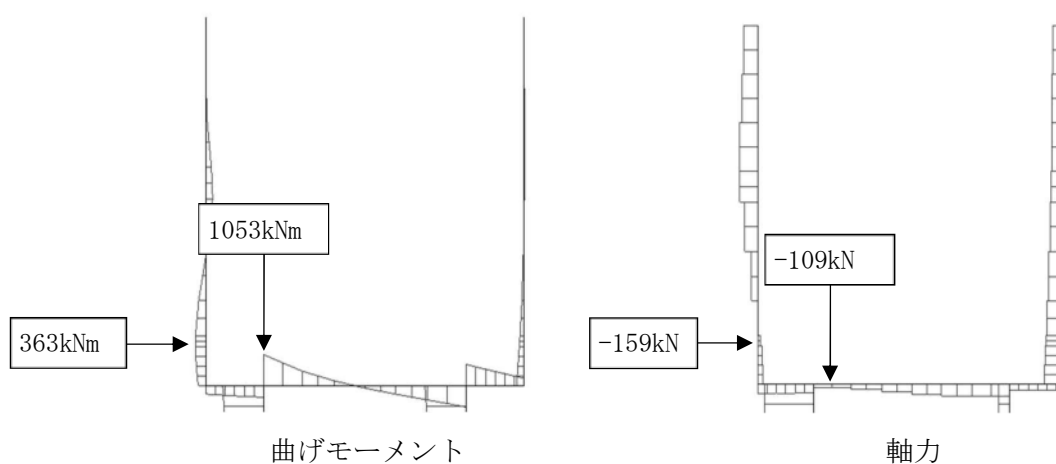


図 4.2.1-25 断面力図（基準津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力上向き）

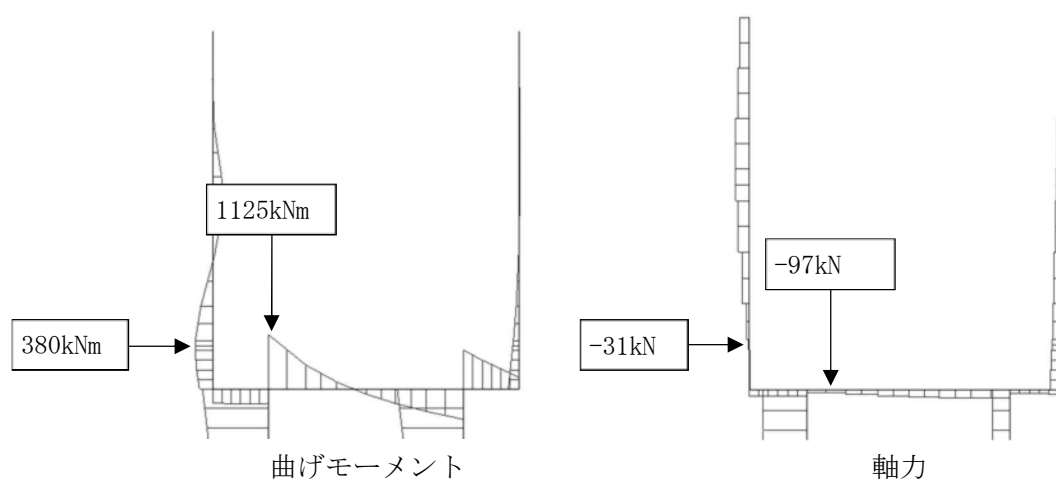


図 4.2.1-26 断面力図（基準津波時：地盤バネ 3 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(1) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 3）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	363	-159	1.25	44	21	435	0.03	0.05
	底版部	1053	-109	3.66	117	21	435	0.04	0.05
下向き	壁部	380	-31	1.32	42	21	435	0.04	0.05
	底版部	1125	-97	3.91	125	21	435	0.04	0.05

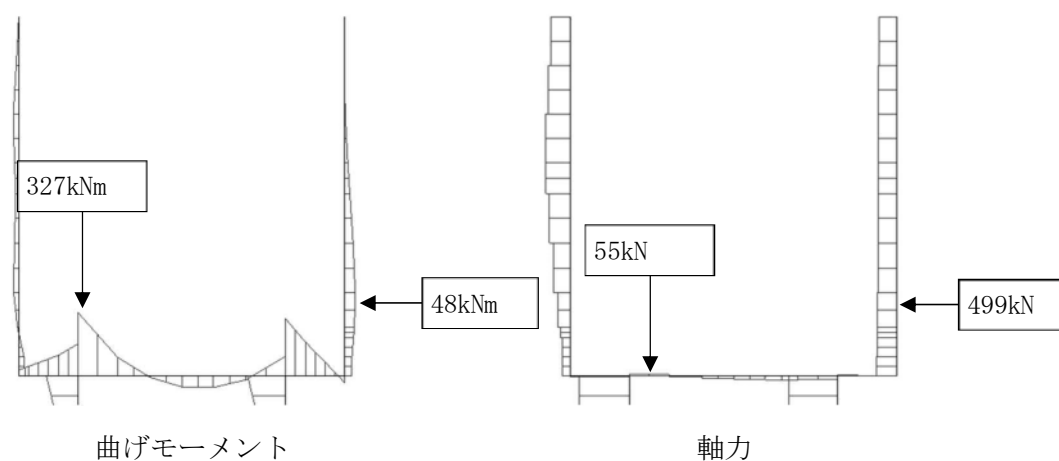


図 4.2.1-27 断面力図（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力上向き）

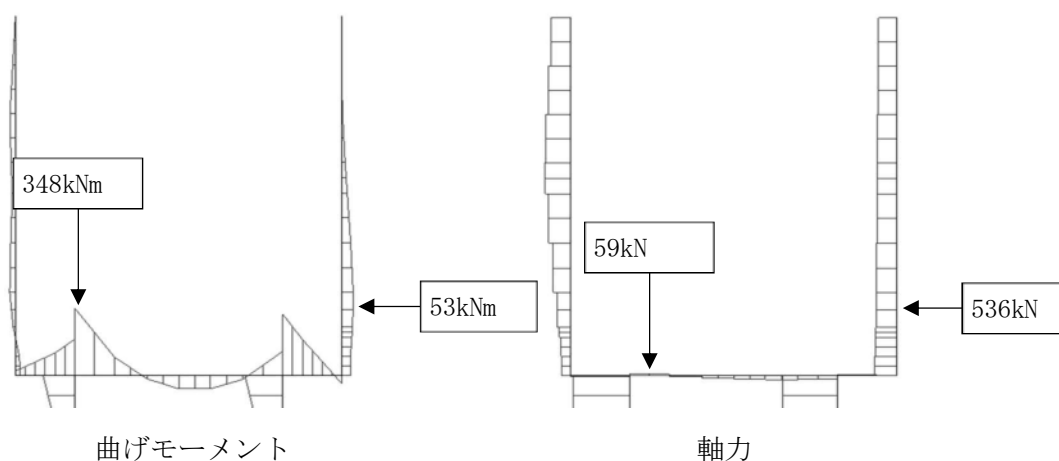


図 4.2.1-28 断面力図（基準津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(2) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	48	499	0.23	—	21	435	0.02	—
	底版部	327	55	1.14	34	21	435	0.06	0.08
下向き	壁部	53	536	0.25	—	21	435	0.02	—
	底版部	348	59	1.22	36	21	435	0.06	0.09

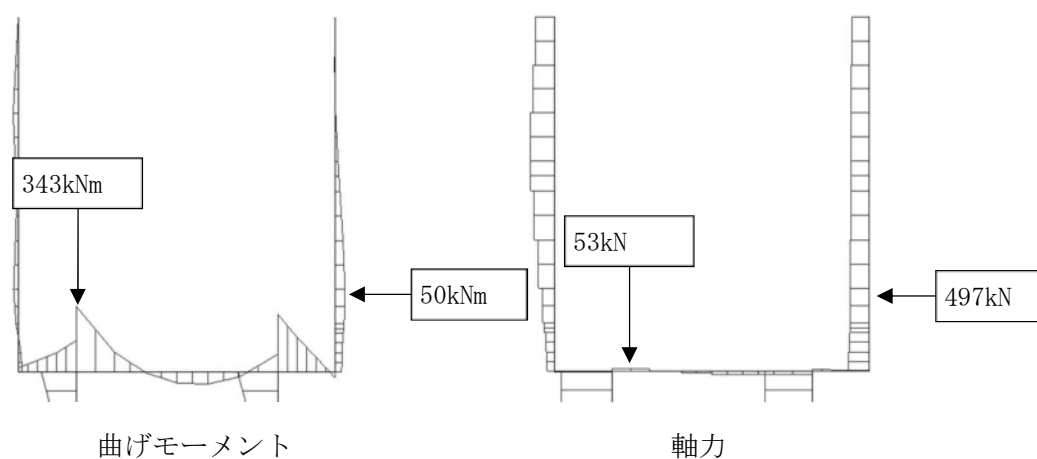


図 4.2.1-29 断面力図（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き）

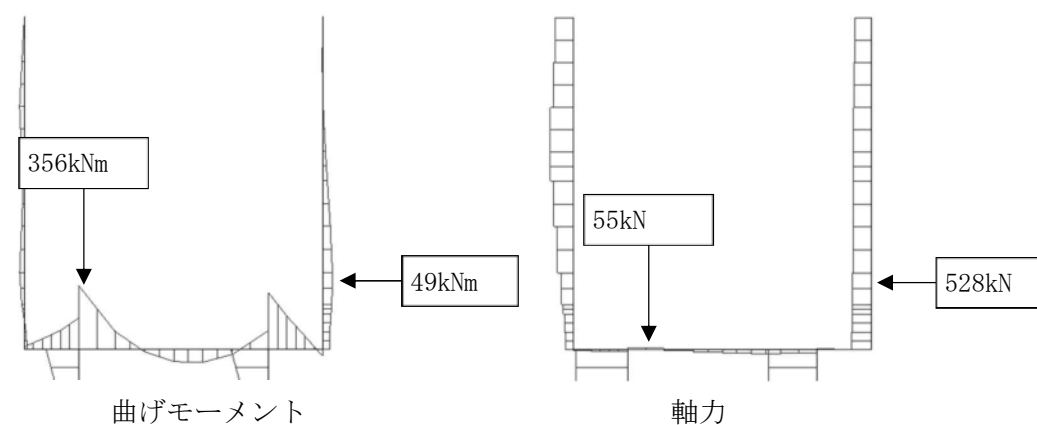


図 4.2.1-30 断面力図（基準津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き）

表 4.2.1-7(3) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 5）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	50	497	0.23	—	21	435	0.02	—
	底版部	343	53	1.20	35	21	435	0.06	0.09
下向き	壁部	49	528	0.24	—	21	435	0.02	—
	底版部	356	55	1.24	37	21	435	0.06	0.09

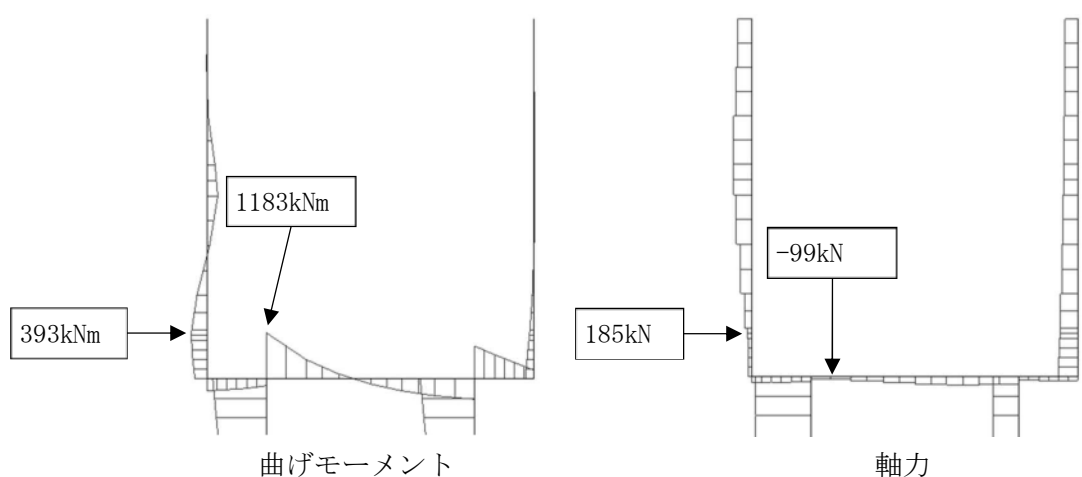
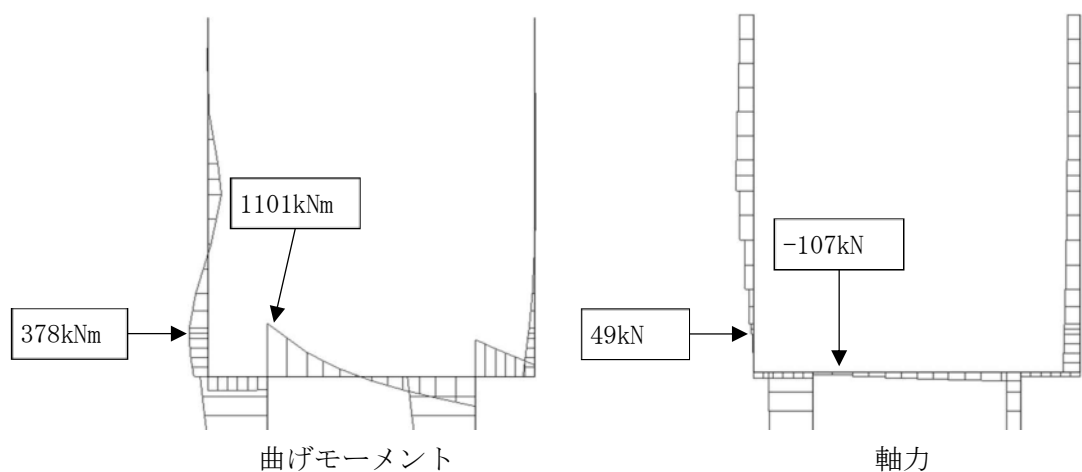


表 4.2.1-8(1) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ3)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	378	49	1.32	39	28	478.5	0.05	0.09
	底版部	1101	-107	3.82	122	28	478.5	0.14	0.26
下向き	壁部	393	185	1.38	37	28	478.5	0.05	0.08
	底版部	1183	-99	4.11	131	28	478.5	0.15	0.28

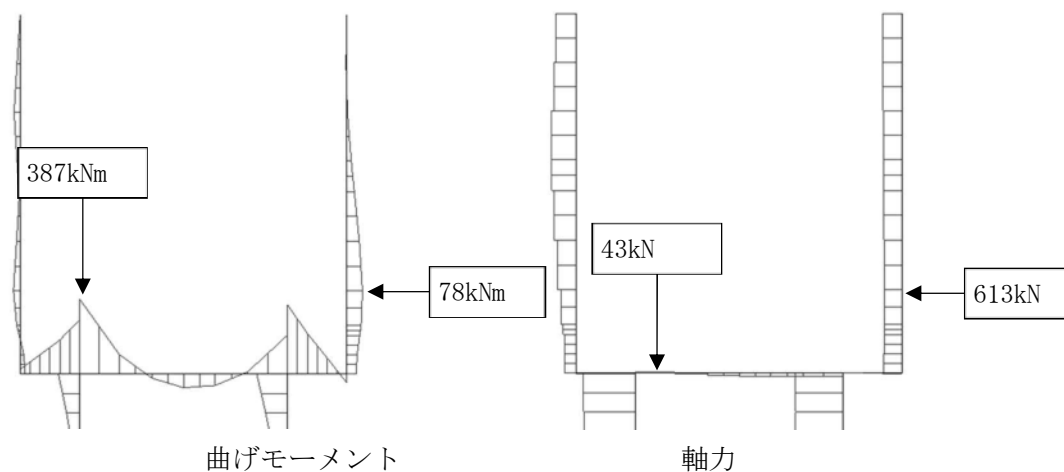


図 4.2.1-33 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力上向き)

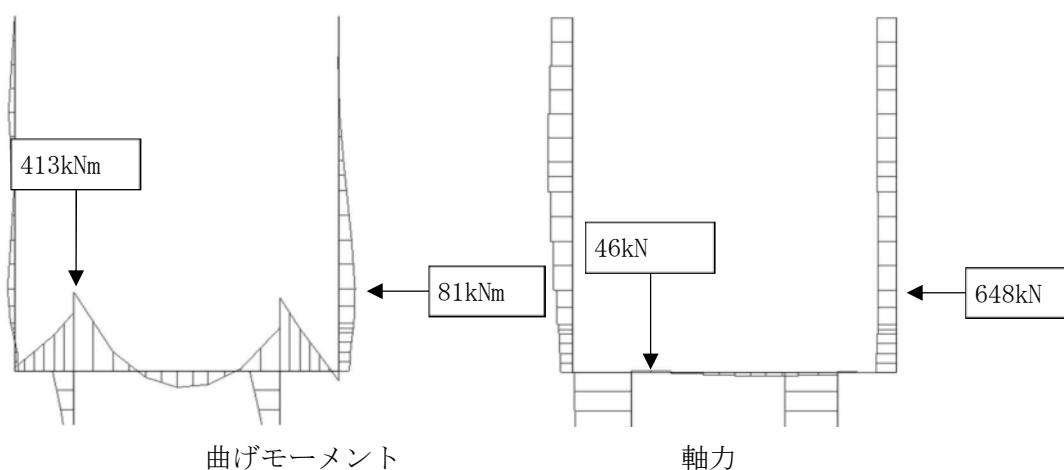


図 4.2.1-34 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 4 鉛直慣性力下向き)

表 4.2.1-8(2) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	78	613	0.31	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	387	43	1.35	40	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	81	648	0.33	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	413	46	1.44	43	28	478.5	0.06	0.09

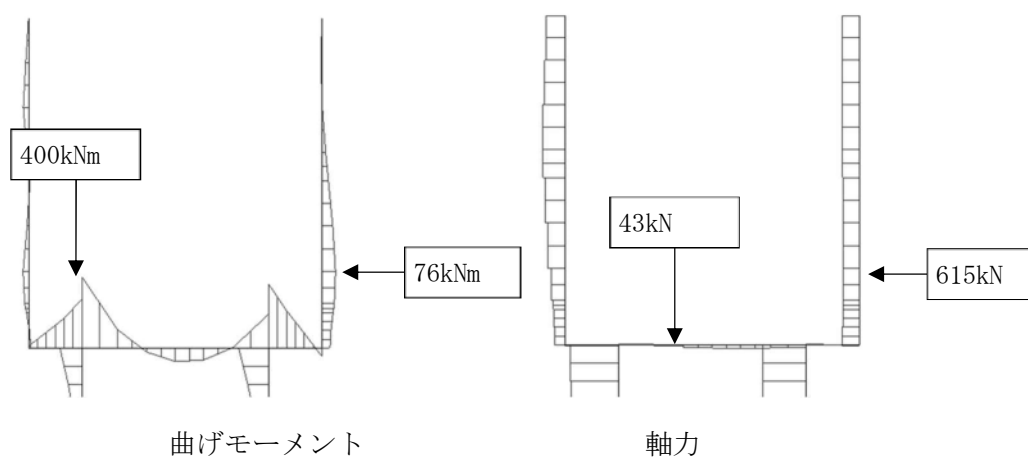


図 4.2.1-35 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力上向き)

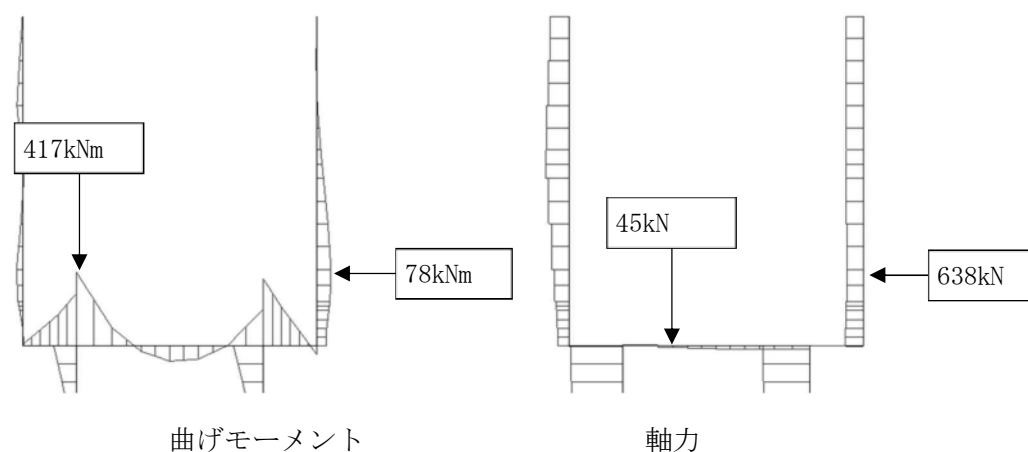


図 4.2.1-36 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 5 鉛直慣性力下向き)

表 4.2.1-8(3) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	76	615	0.31	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	400	43	1.40	42	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	78	638	0.32	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	417	45	1.46	44	28	478.5	0.06	0.10

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4. 2. 1－9 に、せん断力に対する照査結果を表 4. 2. 1－10 及び表 4. 2. 1－11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4. 2. 1－9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0. 4	1935
壁部	D22@200	0. 4	1935

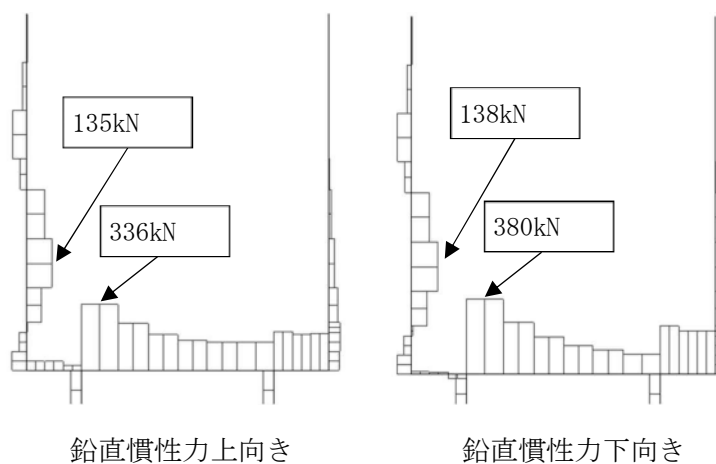


図 4. 2. 1－37 せん断力図（基準津波時：地盤バネ 3）

表 4. 2. 1－10(1) せん断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 3）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	135	1053. 4	0. 13
	底版部	336	1053. 4	0. 32
下向き	壁部	138	1053. 4	0. 14
	底版部	380	1053. 4	0. 37

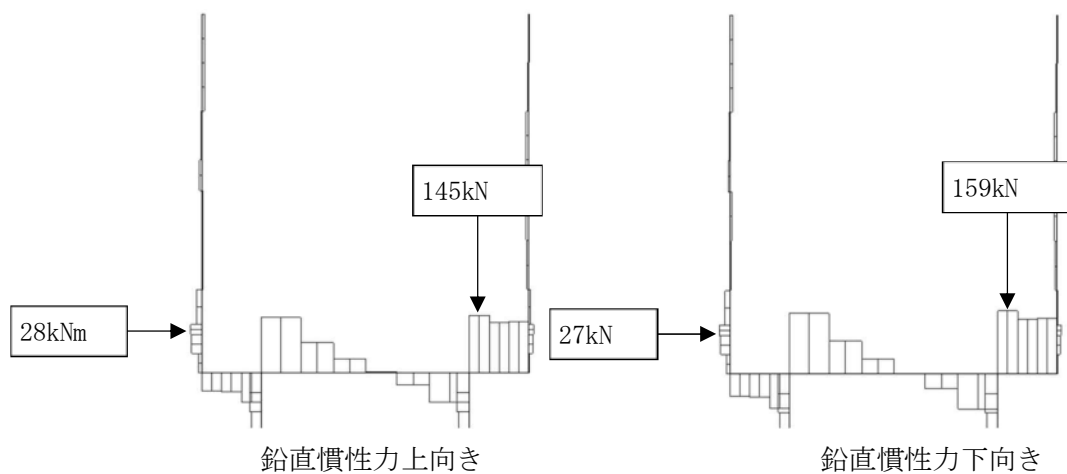


図 4.2.1-38 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 4）

表 4.2.1-10(2) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	28	1053.4	0.03
	底版部	145	1053.4	0.14
下向き	壁部	27	1053.4	0.03
	底版部	159	1053.4	0.16

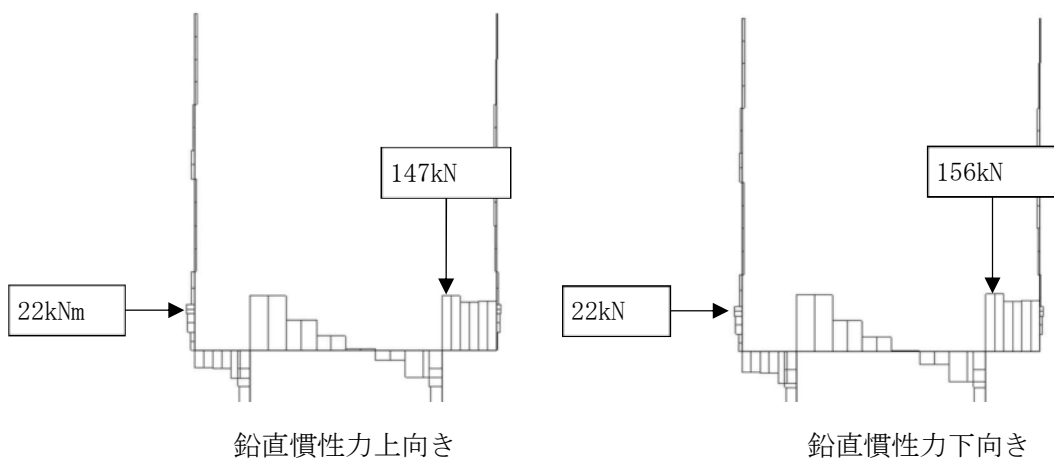


図 4.2.1-39 セン断力図（基準津波時：地盤バネ 5）

表 4.2.1-10(3) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 5）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	147	1053.4	0.14
下向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	156	1053.4	0.15

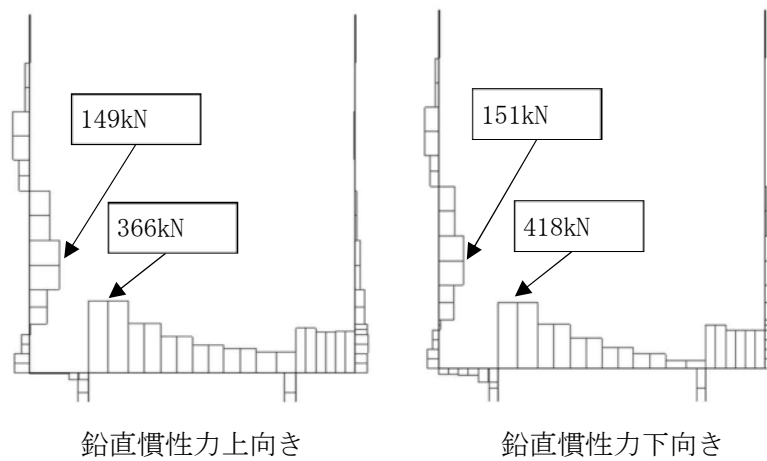


図 4.2.1-40 セン断力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 3)

表 4.2.1-11(1) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 3)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	149	1213.1	0.13
	底版部	366	1213.1	0.31
下向き	壁部	151	1213.1	0.13
	底版部	418	1213.1	0.35

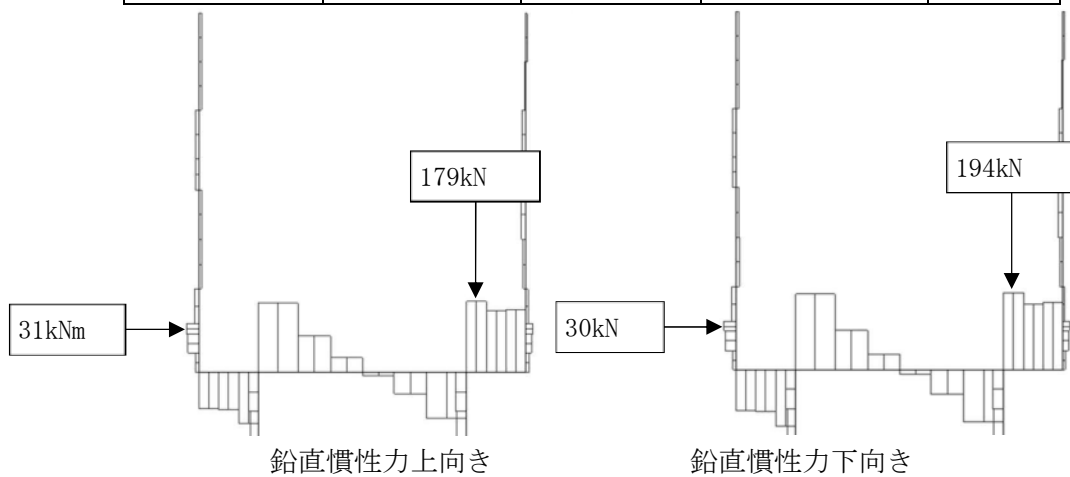


図 4.2.1-41 セン断力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 4)

表 4.2.1-11(2) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	31	1213.1	0.03
	底版部	179	1213.1	0.15
下向き	壁部	30	1213.1	0.03
	底版部	194	1213.1	0.16

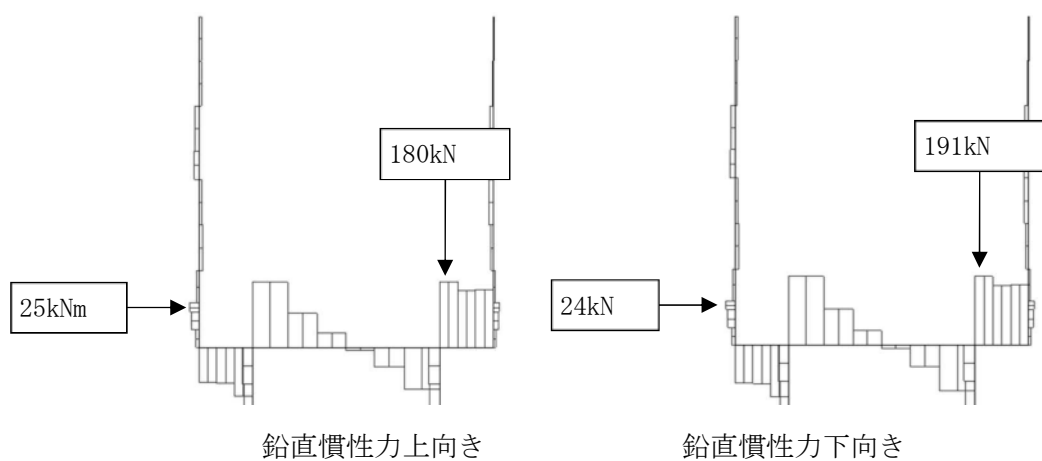


図 4.2.1-42 セン断力図 (T.P. +24 m 津波時：地盤バネ 5)

表 4.2.1-11(3) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	25	1213.1	0.03
	底版部	180	1213.1	0.15
下向き	壁部	24	1213.1	0.02
	底版部	191	1213.1	0.16

(4) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.1-12 及び表 4.2.1-13 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.1-12 極限支持力に対する安全率（基準津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	987	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1091	6288

表 4.2.1-13 極限支持力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	1025	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1132	6288

4.2.2 R C防潮壁部

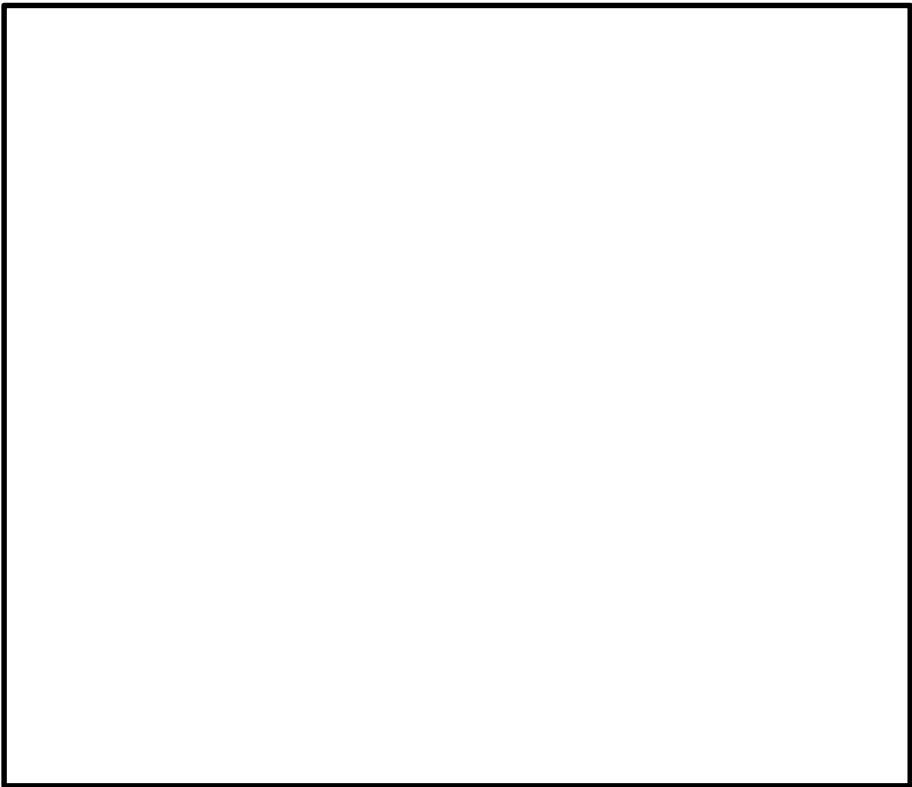
(1) 曲げ軸力に対する照査

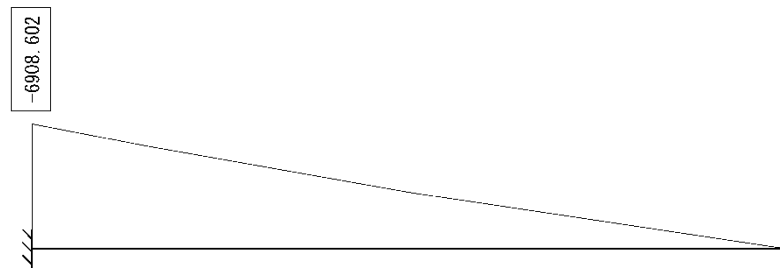
断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2、表 4.2.2-3、表 4.2.2-4、表 4.2.2-5 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

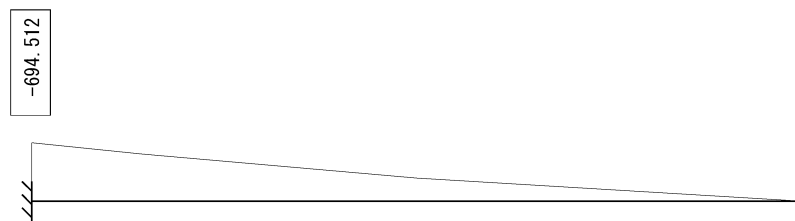
表 4.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150





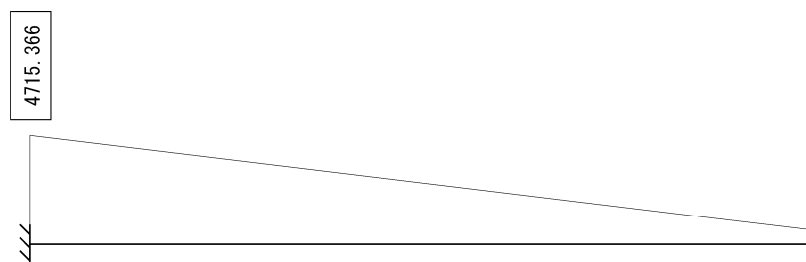
曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

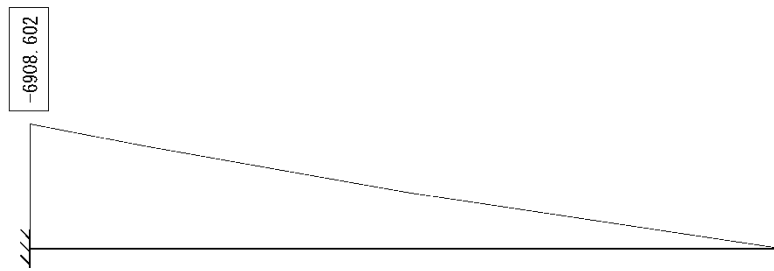


軸力図 (kN)



せん断力図 (kN)

図 4.2.2-1 水平方向：引張応力が最も厳しくなる断面力（基準津波時：壁部＋底版）



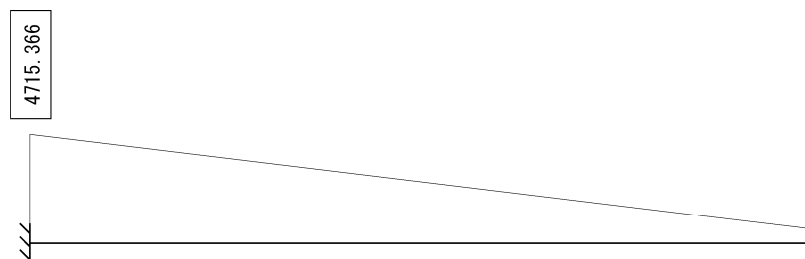
曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

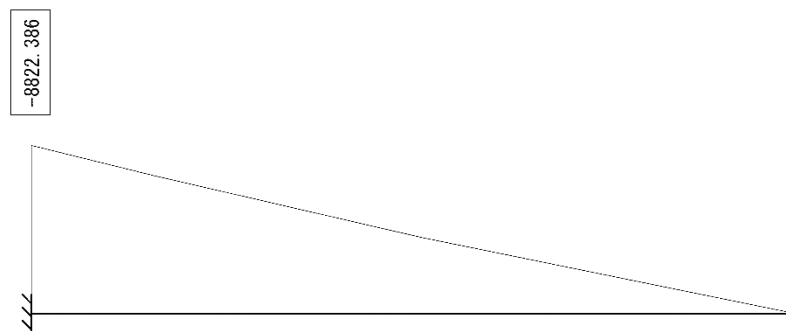


軸力図 (kN)

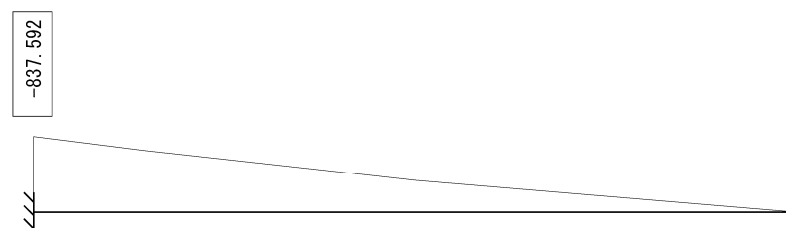


せん断力図 (kN)

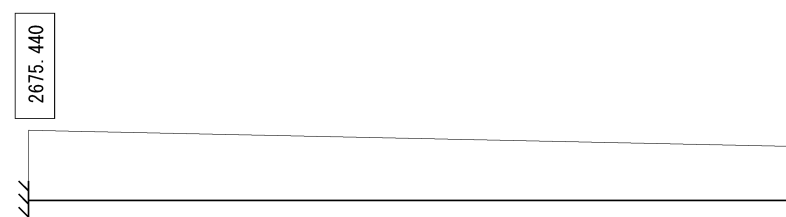
図 4. 2. 2-2 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる断面力（基準津波時：壁部＋底版）



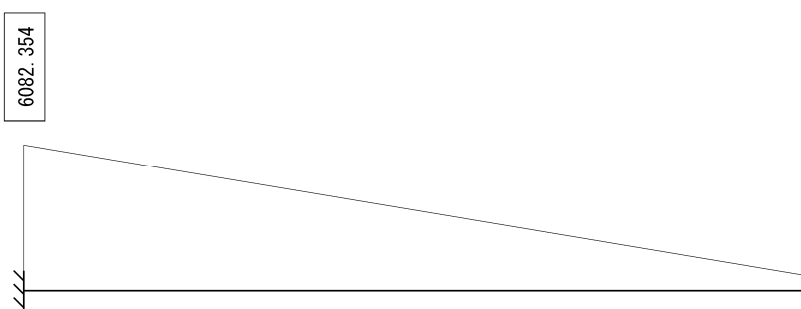
曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)

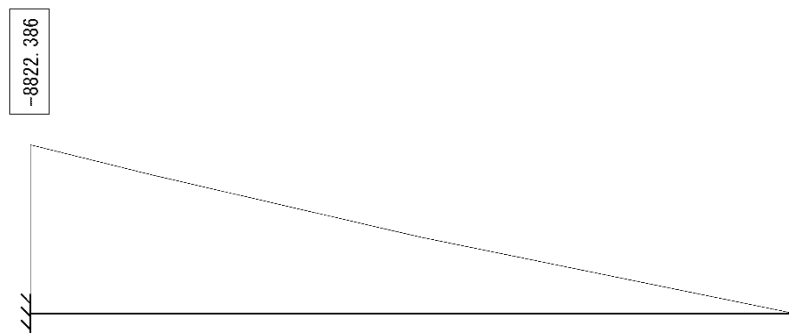


軸力図 (kN)

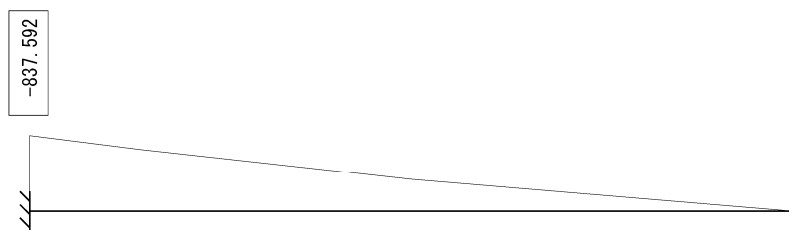


せん断力図 (kN)

図 4.2.2-3 水平方向：引張応力が最も厳しくなる断面力 (T.P. +24 m 津波時：壁部+底版)



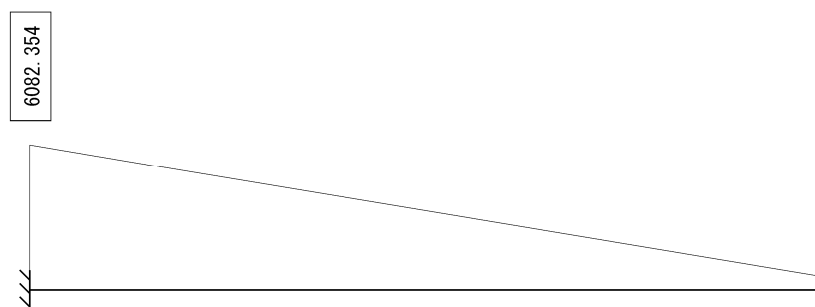
曲げモーメント図 (kN・m) (X 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



曲げモーメント図 (kN・m) (Y 方向に生じる曲げモーメント：二軸照査用)



軸力図 (kN)



せん断力図 (kN)

図 4.2.2-4 水平方向：圧縮応力が最も厳しくなる断面力 (T. P. +24 m 津波時：壁部+底版)

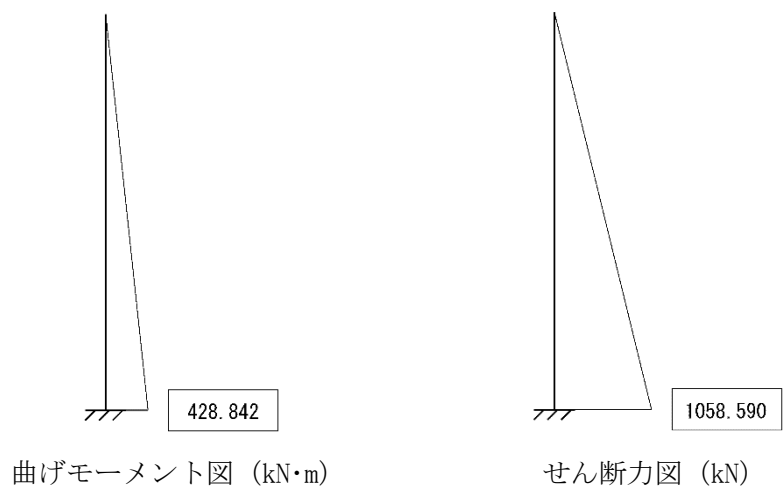


図 4. 2. 2-5 鉛直方向照査値が最も厳しくなる断面力（基準津波時：壁部）

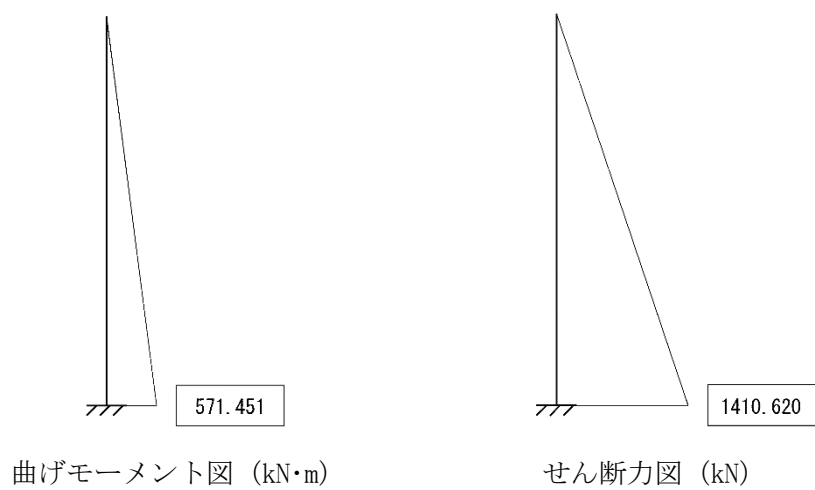


図 4. 2. 2-6 鉛直方向照査値が最も厳しくなる断面力（T.P. +24 m 津波時：壁部）

表 4.2.2-2 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（基準津波時：壁部＋底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D 1	6908.6 (694.5)	2033.4 1105.2	2.8	174	21	435	0.14	0.40

＊ （ ）内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメントの値を示す。

＊ 軸力は正の値を引張とする。

表 4.2.2-3 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：壁部＋底版）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D 1	8822.4 (837.6)	2675.4 1572.0	3.6	223	28	478.5	0.14	0.47

＊ （ ）内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメント値を示す。

＊ 軸力は正の値を引張とする。

表 4.2.2-4 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（基準津波時：壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D 1	428.8	0.0	5.1	166	21	435	0.25	0.39

表 4.2.2-5 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：壁部）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
平均剛性 (非液状化)	S _d -D 1	571.5	0.0	6.8	221	28	478.5	0.25	0.47

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-6 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-7、表 4.2.2-8、表 4.2.2-9、表 4.2.2-10 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 4.2.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150 ^{*1}	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150 (SD345) ^{*2}		1909.8

注記 *1：壁部＋底版（水平方向）については鉛直方向の主筋をスターラップとする。

ただし、許容せん断応力度については SD345 とする。

*2：壁部（鉛直方向）についてはスララップ (SD345) を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

• 基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

• 基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

• T. P. + 24 m 津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4 / 1.15 \times 2.10 / 0.15 / 1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

• T. P. + 24 m 津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100 / 1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4 / 1.15 \times 0.473 / 0.15 / 1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 4.2.2-7 水平方向：せん断力に対する照査（基準津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	4715.4	9679.31	0.49

表 4.2.2-8 鉛直方向：せん断力に対する照査（基準津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	1058.6	1962.38	0.54

表 4.2.2-9 水平方向：せん断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 T.P. +24 m 津波	40 N/mm ²	6082.4	10752.70	0.57

表 4.2.2-10 鉛直方向：せん断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 T.P. +24 m 津波	40 N/mm ²	1410.6	2257.59	0.63

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備の出口側集水枡の評価対象部位に発生する応力及び支持地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備の強度評価に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

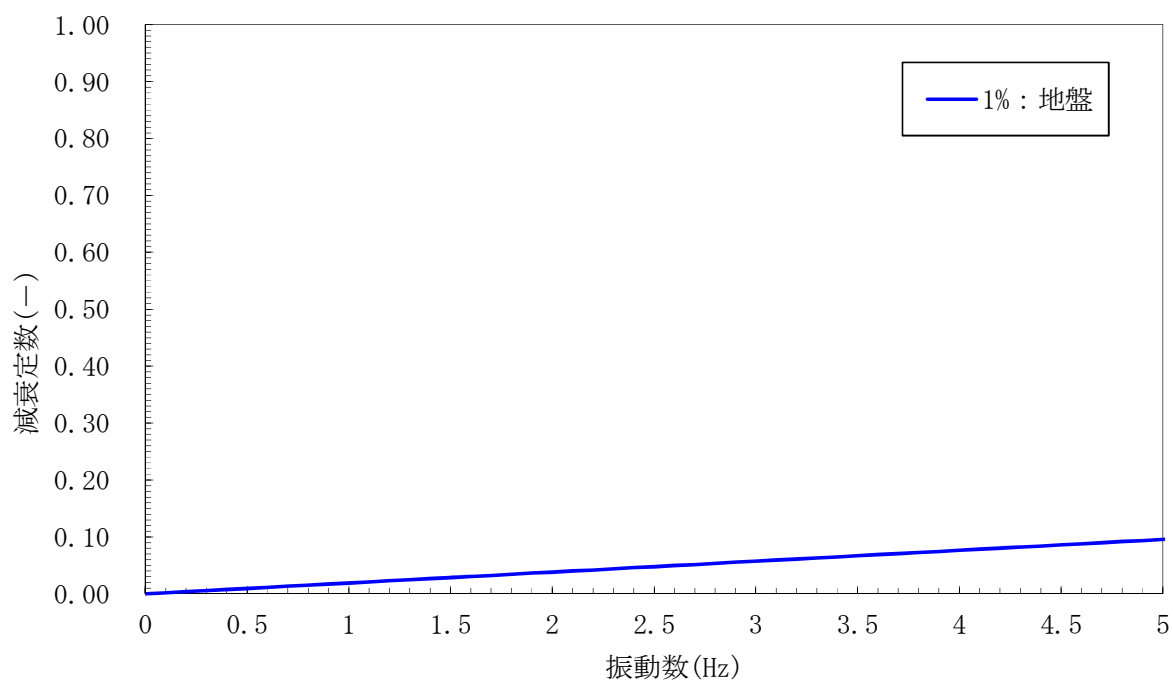


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

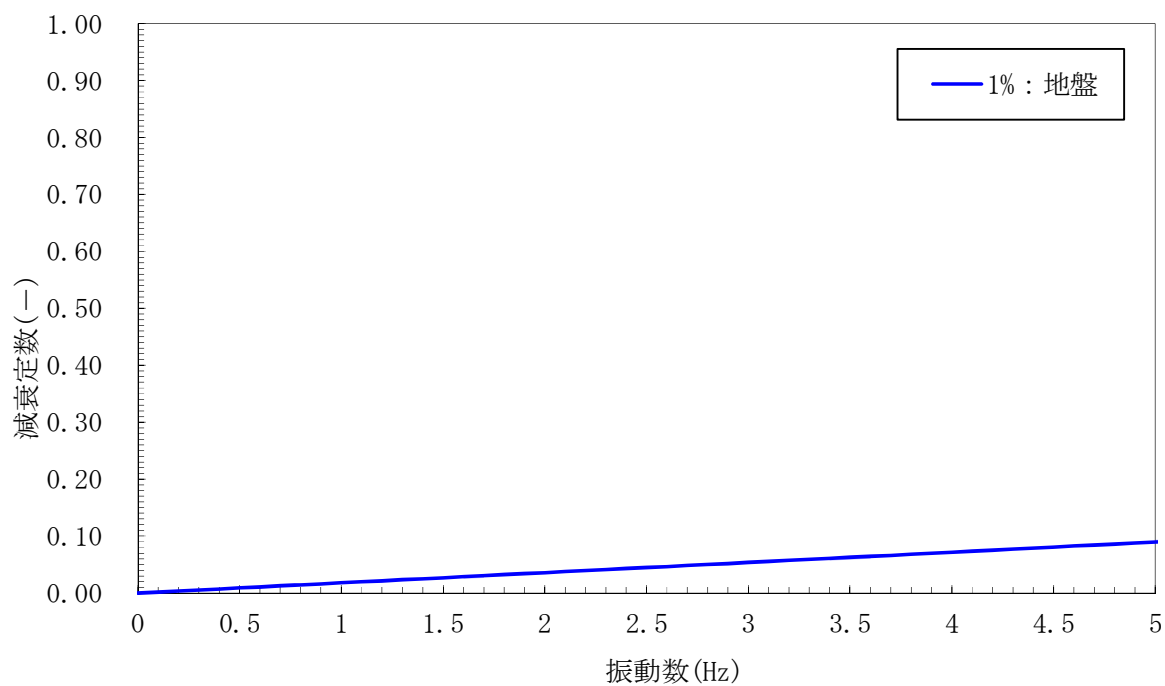


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

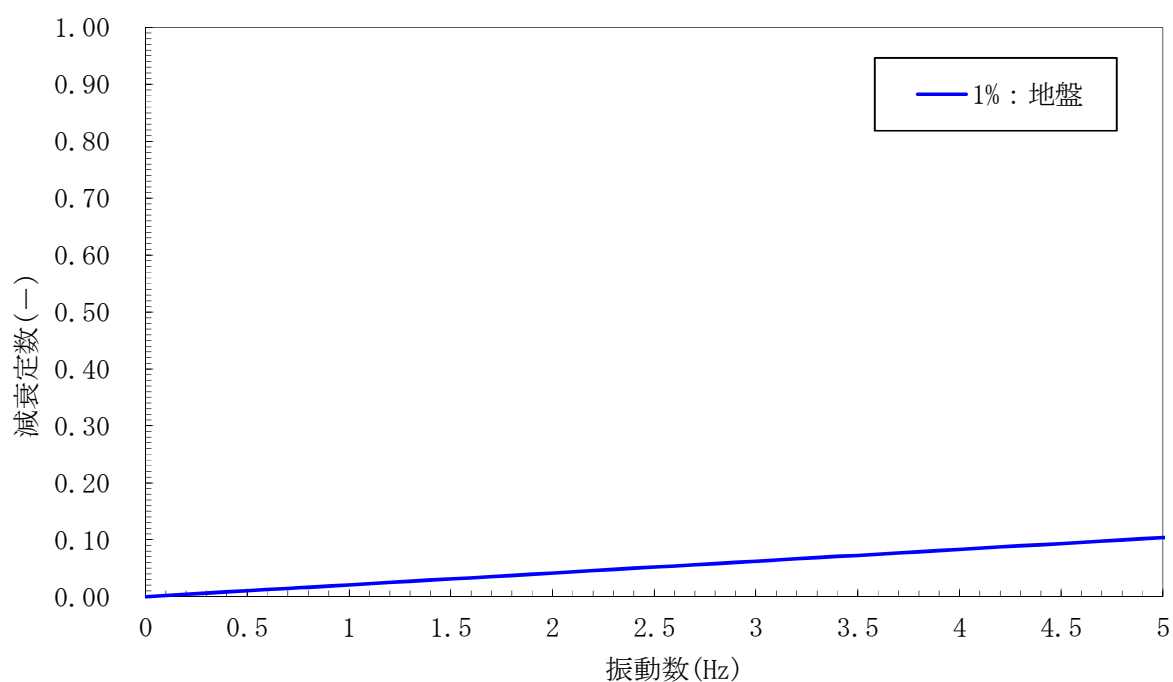


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

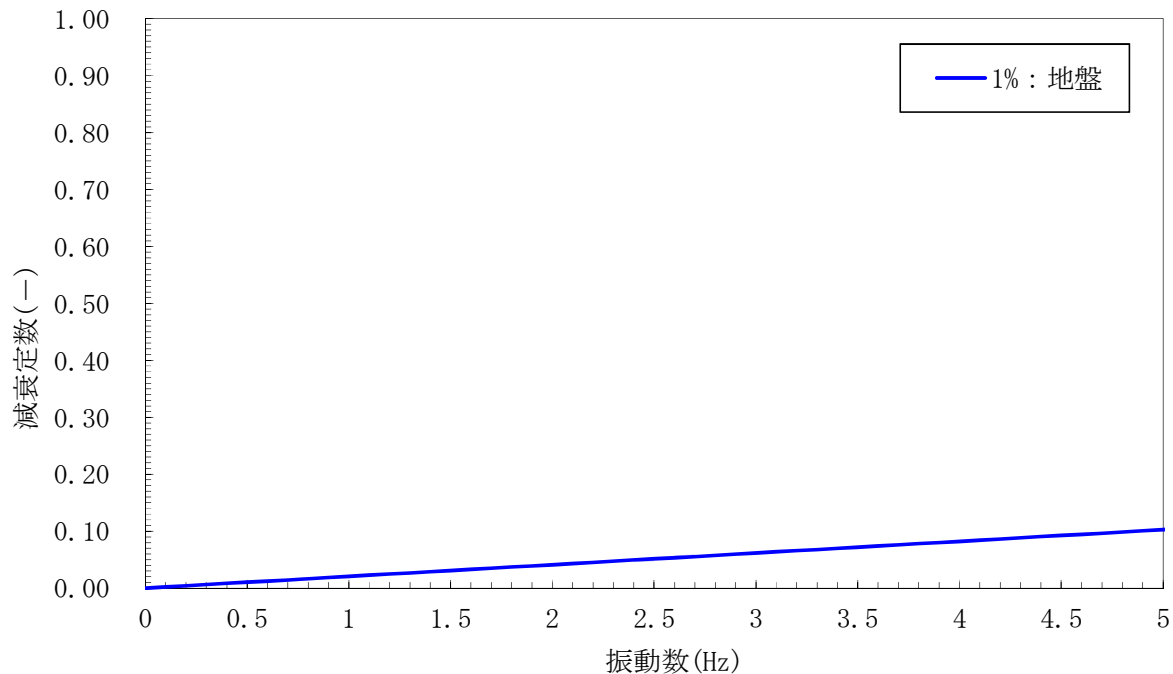


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

6.8 貯留堰に関する補足説明

6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明

6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	12
3. 地震応答解析	13
3.1 評価対象断面	13
3.2 解析方法	16
3.2.1 地震応答解析手法	17
3.2.2 構造部材	18
3.2.3 地盤	18
3.2.4 減衰特性	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ	19
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	19
3.3.2 荷重	20
3.3.3 荷重の組合せ	21
3.4 入力地震動	26
3.5 解析モデル及び諸元	55
3.5.1 解析モデルの設定	55
3.5.2 使用材料及び材料定数	74
3.5.3 地盤の物性値	75
3.5.4 地下水位	78
3.6 解析ケース	79
4. 耐震評価	81
4.1 評価対象部位	81
4.2 荷重及び荷重の組合せ	82
4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態	82
4.2.2 荷重	83
4.2.3 荷重の組合せ	84
4.3 許容限界	89

4.4 評価方法	95
4.5 解析モデル及び諸元	123
5. 評価結果	124
5.1 地震応答解析結果	124
5.2 耐震評価結果	215
5.3 まとめ	242

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

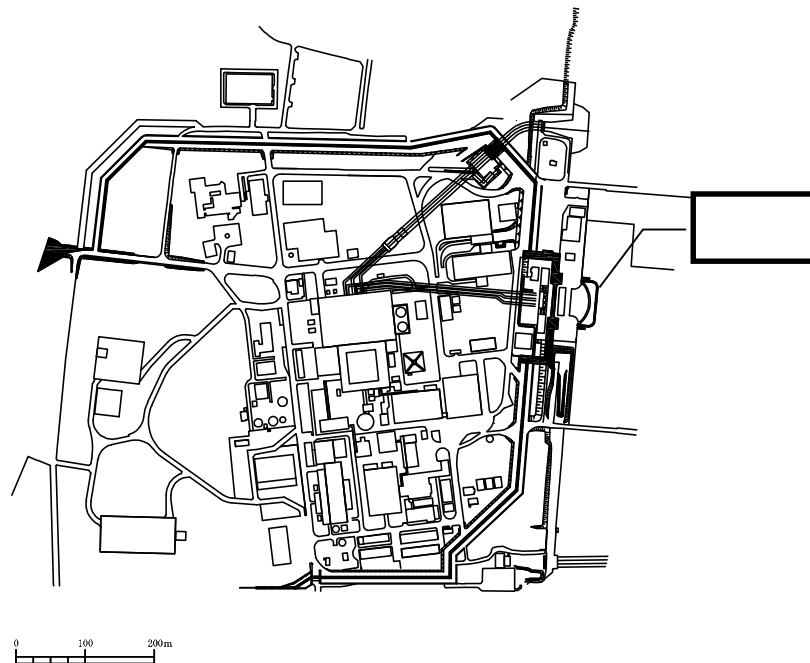


図 2.1-1 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)

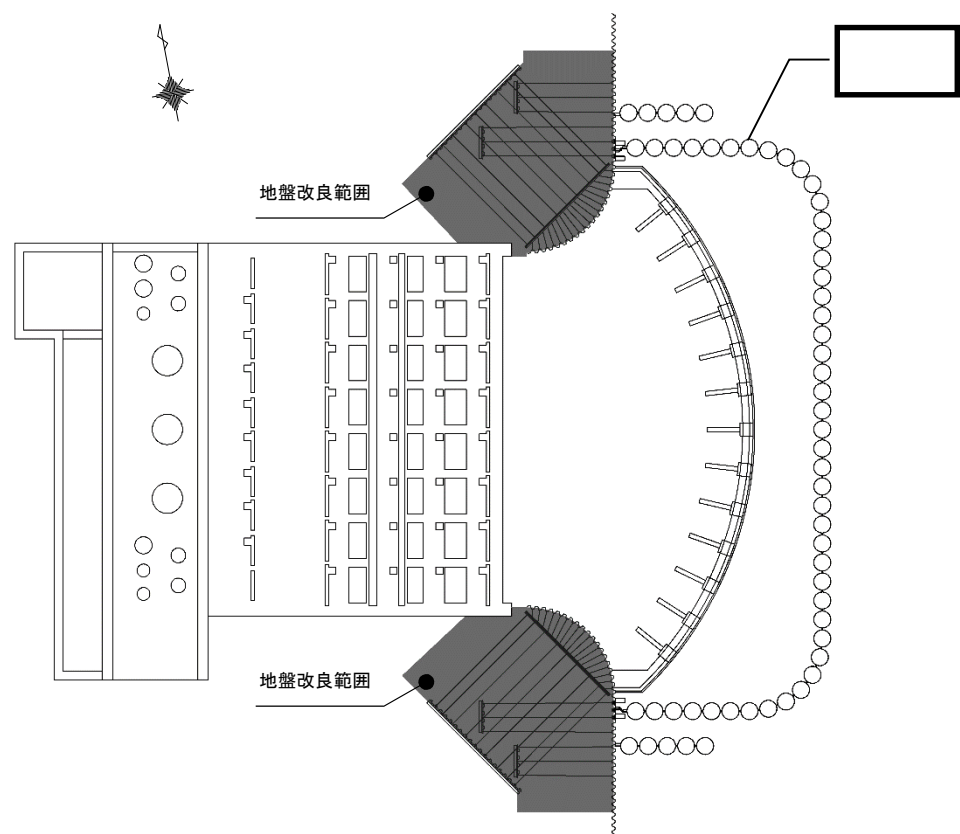


図 2.1-1 (2) 貯留堰 平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。また、貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成され、前面鋼矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mm の炭素鋼鋼管であり、全 47 本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル約 T.P. -6.9 m に対して天端高さを T.P. -4.9 m としており、約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約 65 m \times 約 24 m である。

貯留堰の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2、標準図を図 2.2-3 にそれぞれ示す。

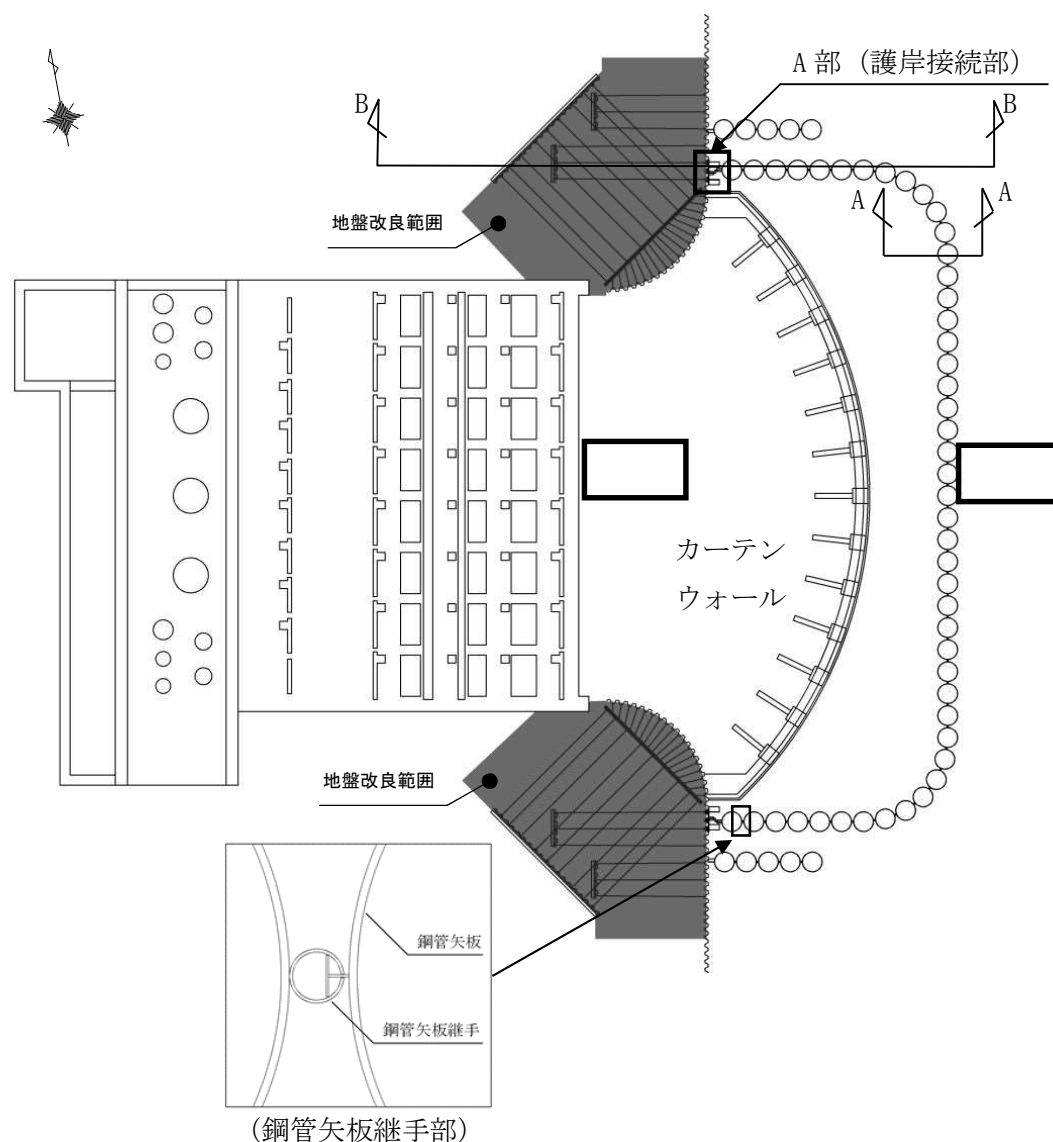


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

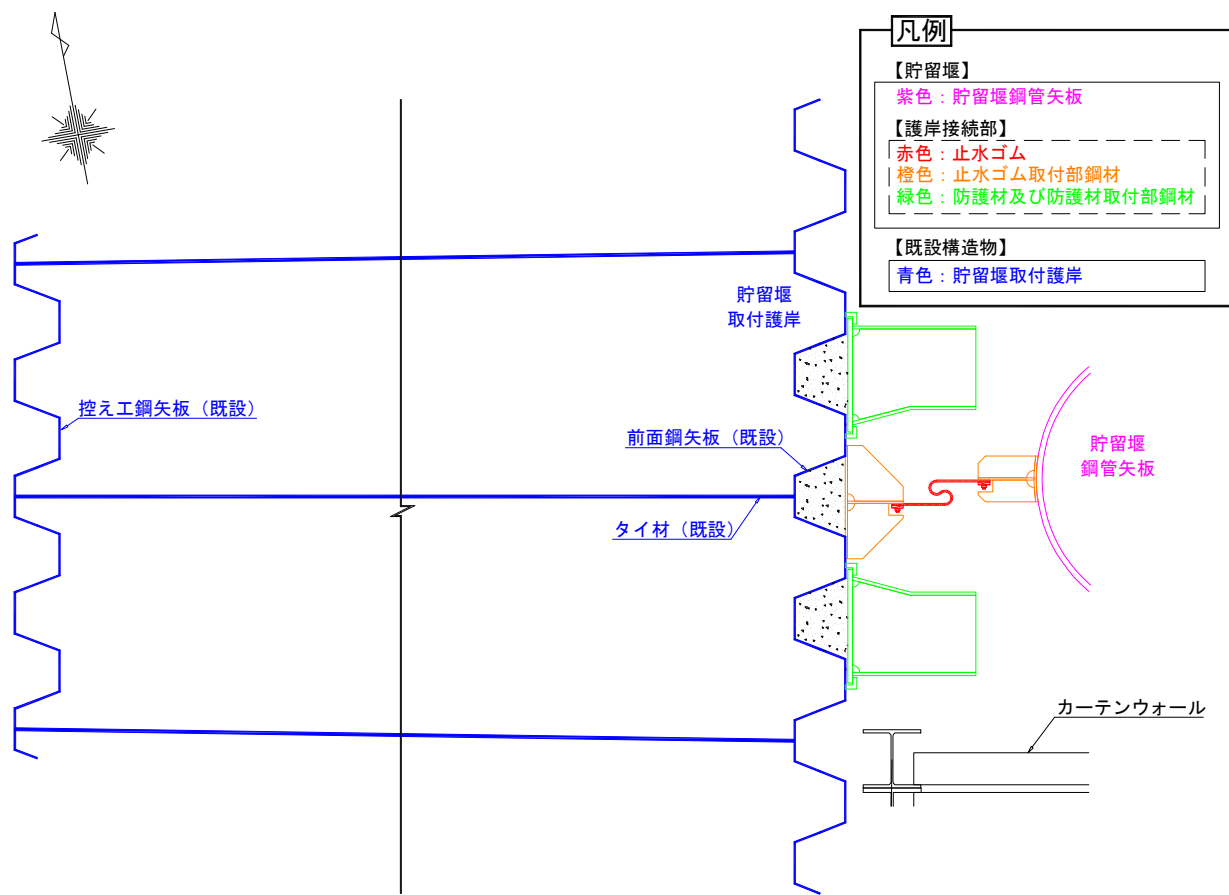


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)

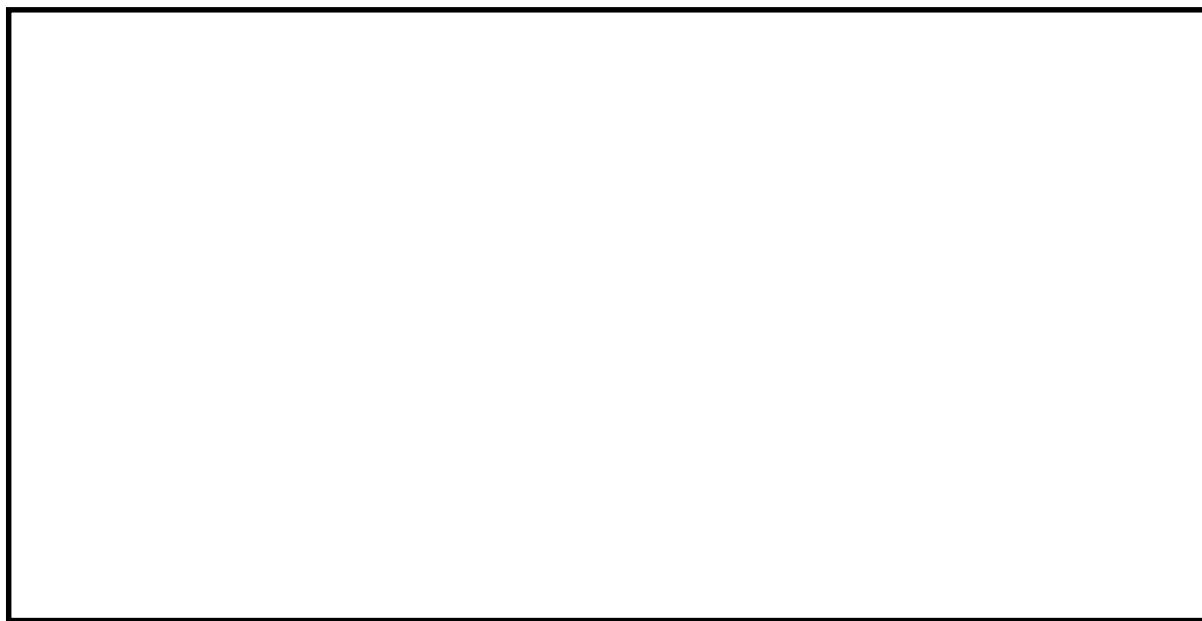


図 2.2-2 貯留堰の断面図

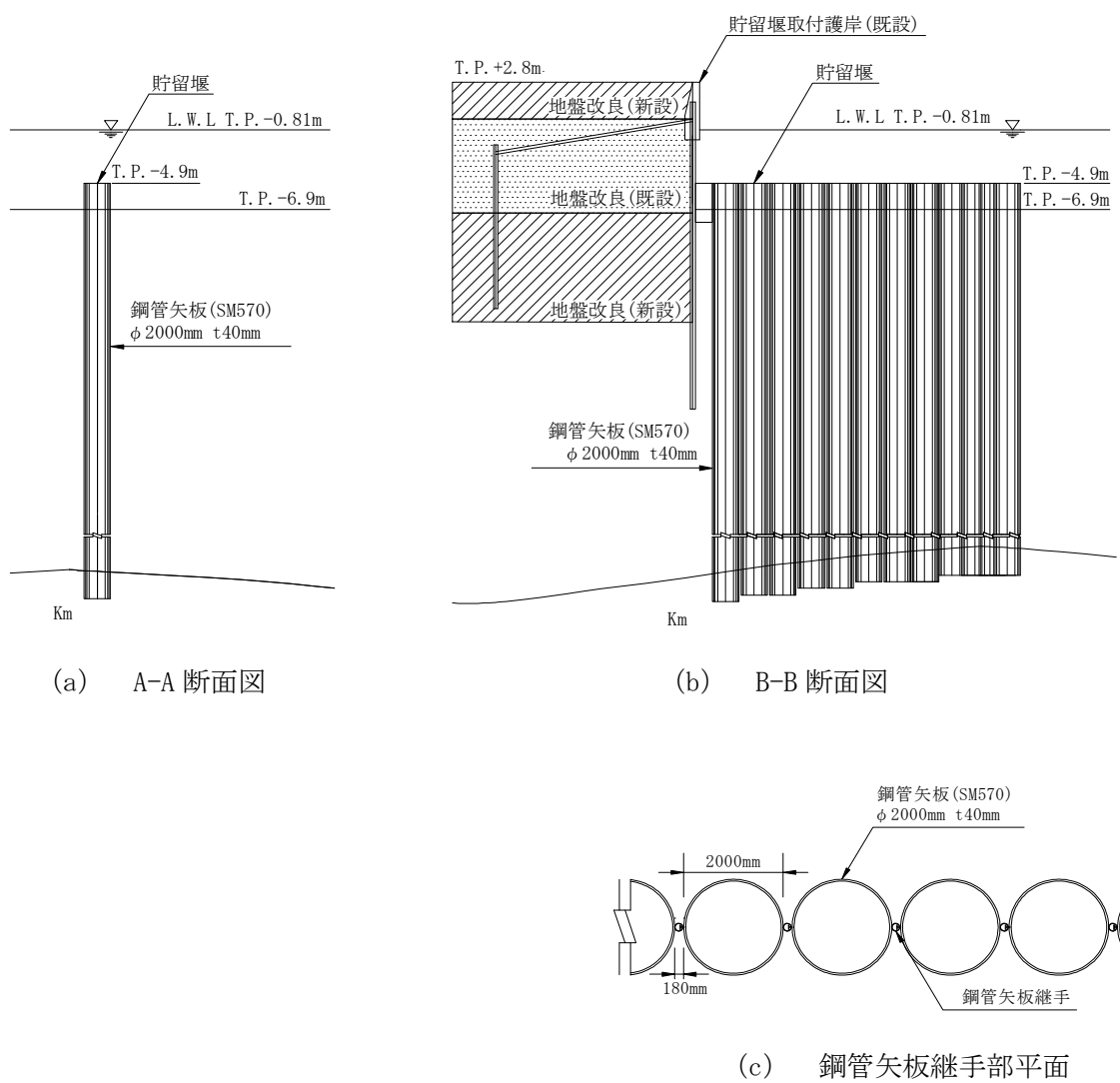


図 2.2-3 貯留堰の標準図

2.3 評価方針

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

貯留堰の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

津波防護施設への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

貯留堰の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、表 2.3-2 の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

貯留堰の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

ここで、貯留堰は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

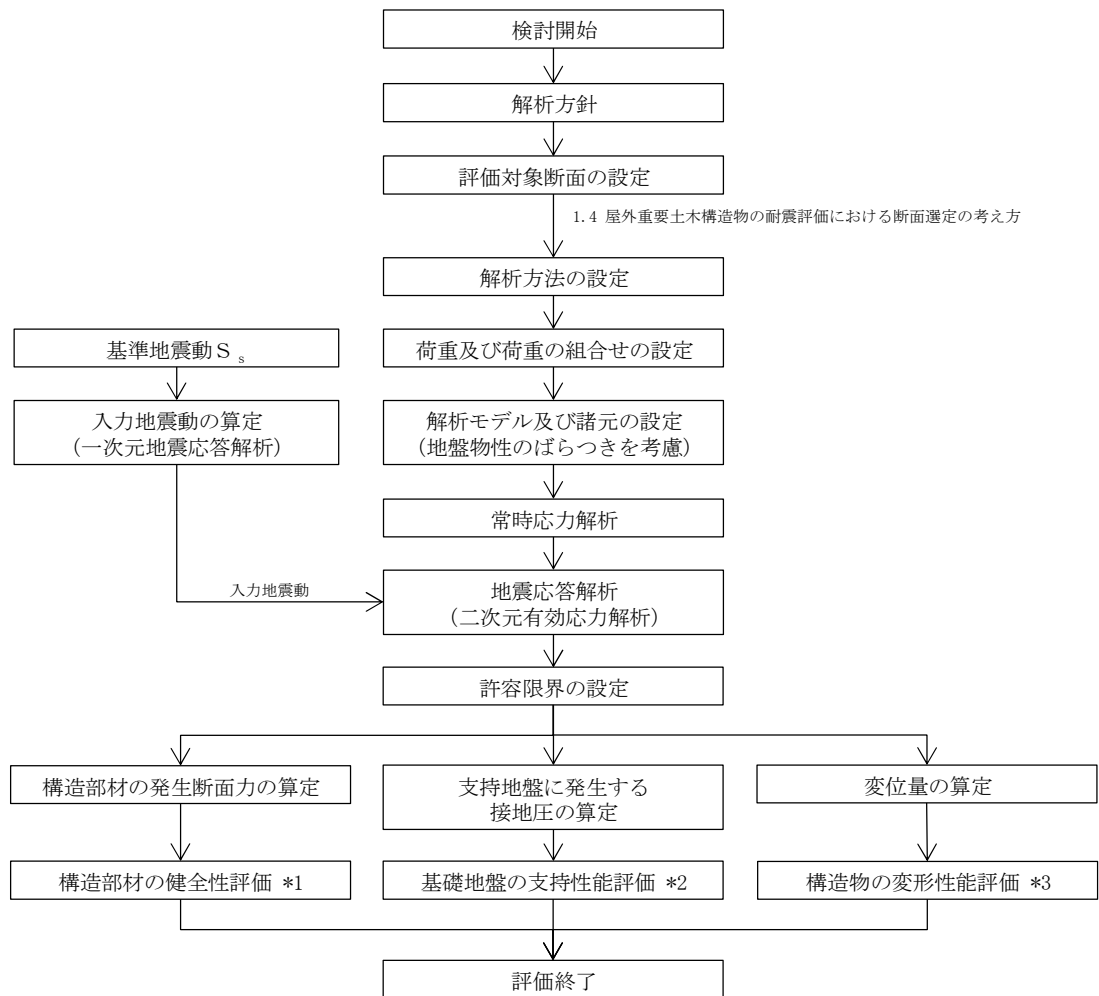
表 2.3-1 貯留堰の要求機能と設計方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	・貯留堰は、基準地震動 S_s に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 ・貯留堰は、構造全体として変形能力及び安定性について十分な余裕を有するとともに、貯留堰に要求される機能が保持できるものとする。 ・基準地震動 S_s による地震力は、水平 2 方向及び鉛直方向について適切に組み合わせて算定するものとする。	・貯留堰は、 基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・貯留堰は、 基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・貯留堰は、 基準地震動 S_s に対し、水位低下時にいて海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さ T.P.-4.90m とし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。 鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、 止水性を保持する設計とする。	・貯留堰は、 基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造部材の構造健全性を保持する設計 とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 十分な支持性能を有する地盤に支持される設計 とするため、作用する押し込み力や引抜力が許容支持力以下に留まることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえ、 妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造部材の構造健全性を保持する設計 とするために、構造部材である鋼管矢板が、 おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた 短期許容応力度以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計 とするため、境界部に設置する止水ゴムが、 有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造部材の構造健全性を保持する設計 とするため、構造部材である 止水ゴム取付部鋼材 が、 おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた 短期許容応力度以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造部材の構造健全性を保持する設計 とするため、構造部材である 防護材 が、 おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた 短期許容応力度以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重 に対し、 主要な構造部材の構造健全性を保持する設計 とするため、構造部材である 防護材取付部鋼材 が、 おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた 短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性を評価することで，表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで，表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで，表 2.3-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）	・腐食代の設定
地震応答解析	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し、一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

図 3.1-1 に示す平面図及び図 3.1-2 に示す断面図より、南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから、貯留堰の本体に着目した検討断面として、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向のうち、第四紀層が厚くなる EW-2 断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。また、護岸との接続部については、接続部に着目した検討断面として、EW-1 断面及び NS-1 断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

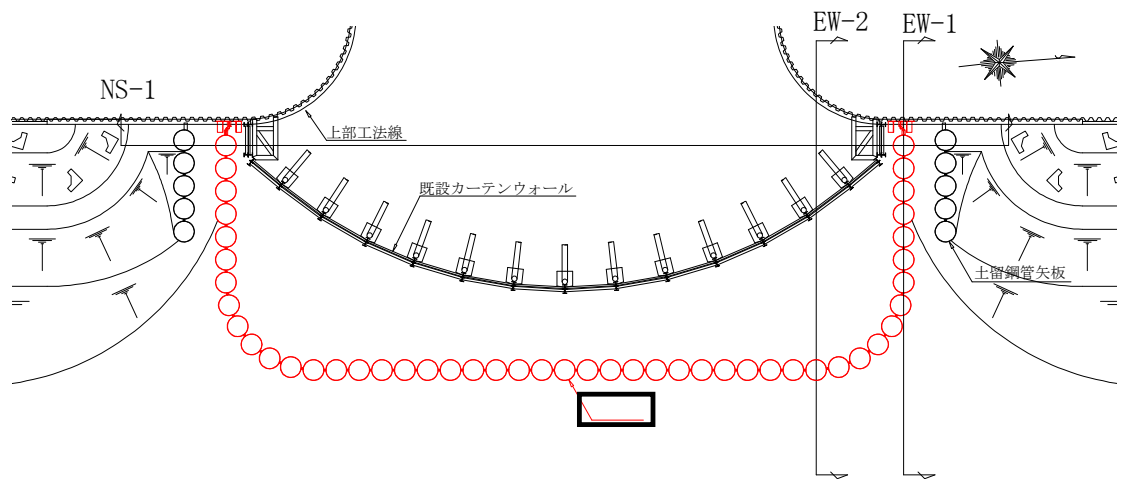


図 3.1-1 貯留堰の平面図

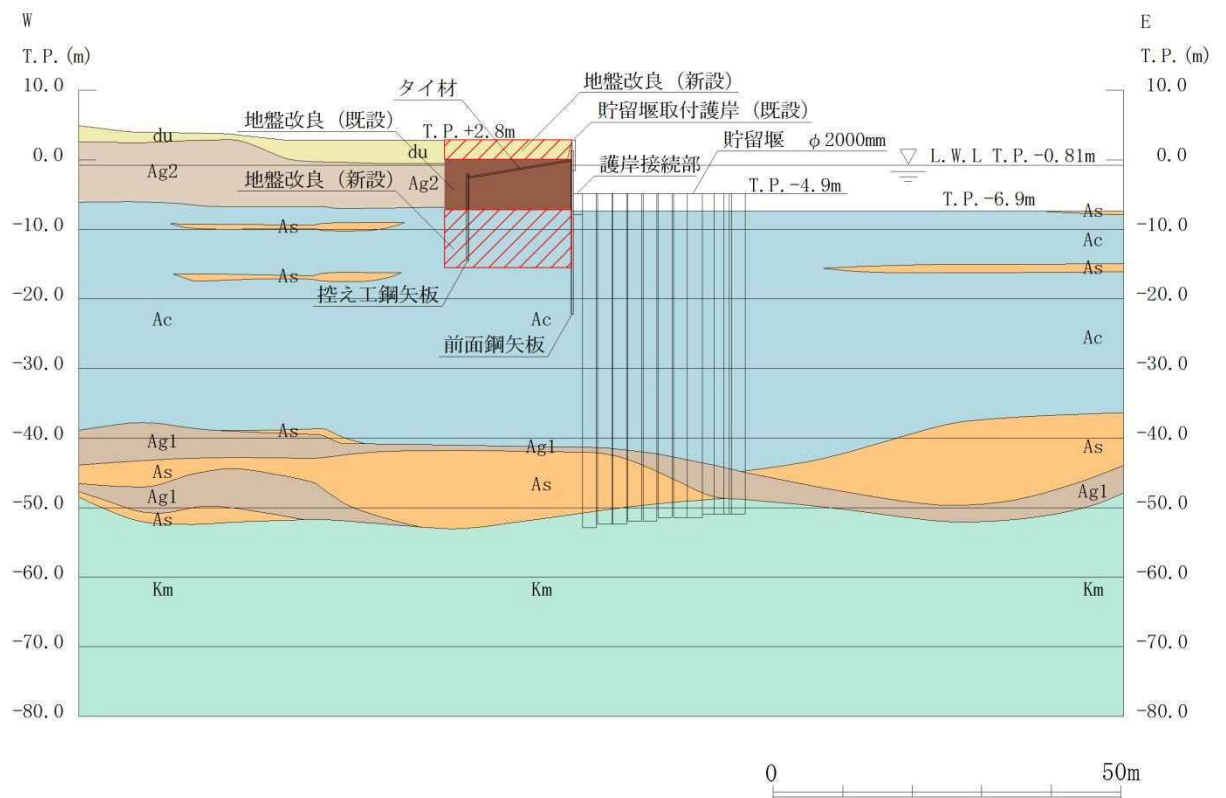


図 3.1-2 (1) 貯留堰の断面図 (EW-1)

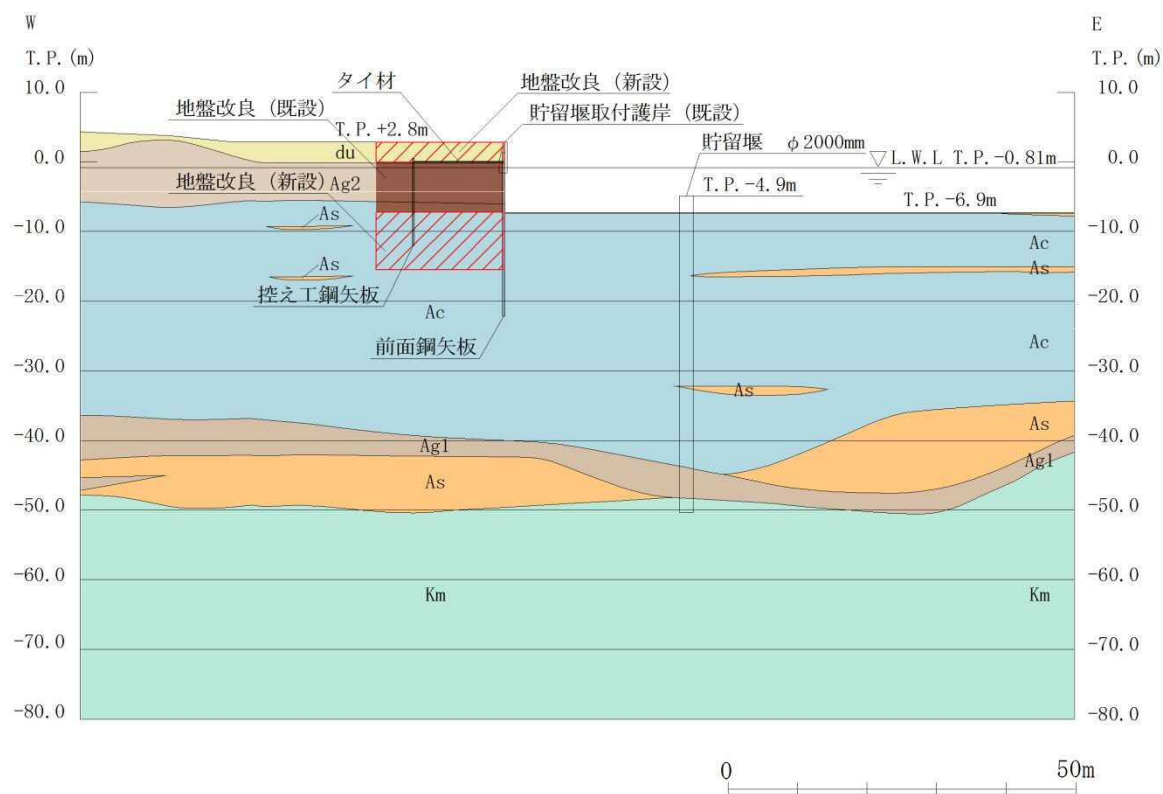


図 3.1-2 (2) 貯留堰の断面図 (EW-2)

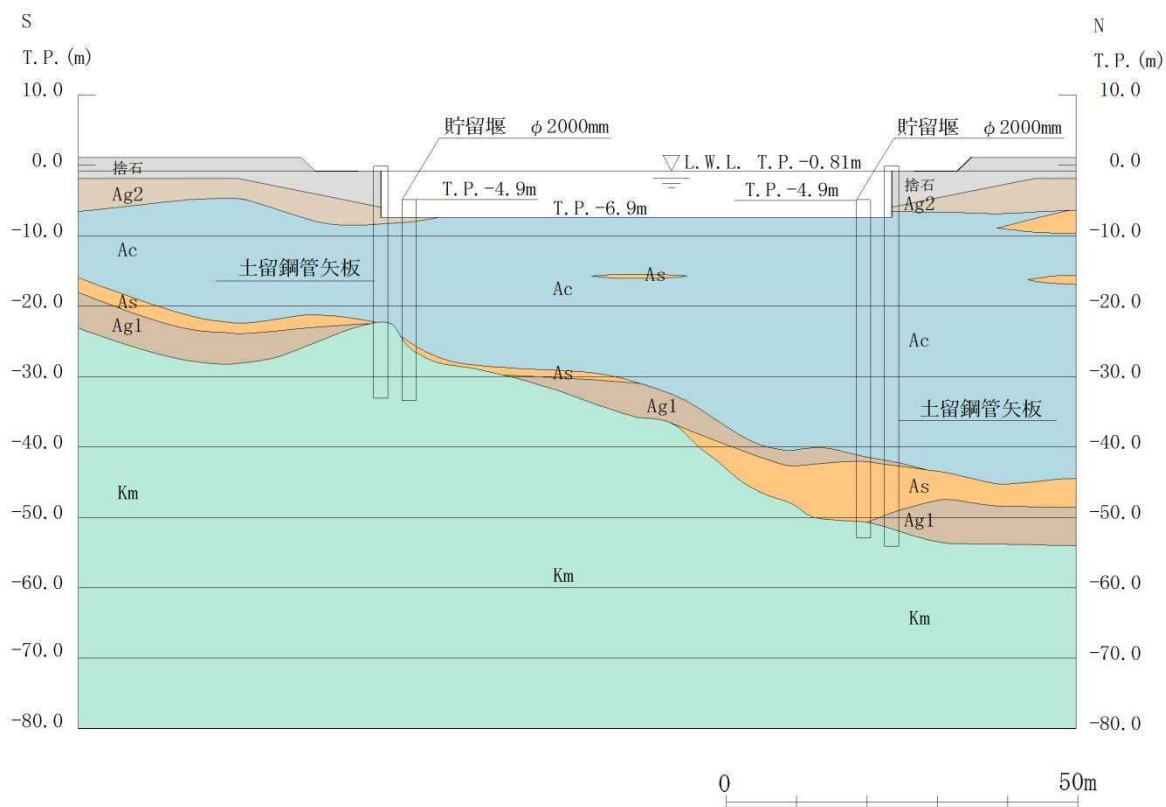


図 3.1-2 (3) 貯留堰の断面図 (NS-1)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

貯留堰の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。貯留堰と貯留堰取付護岸を構成する前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板は、線形はり要素及び非線形ばね要素でモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

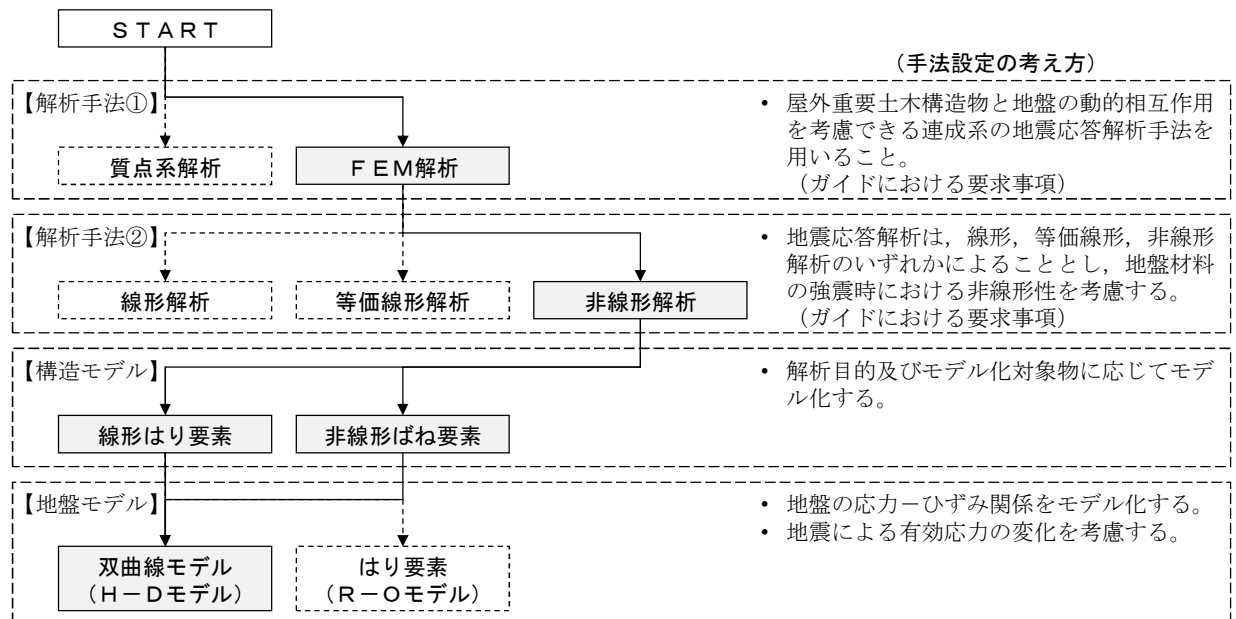


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。なお，非線形ばね要素は貯留堰取付護岸を構成するタイ材のモデル化に用いるものとする。

3.2.3 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

貯留堰の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{S_s})

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 3.3-2 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に、荷重作用図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時 考慮 荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

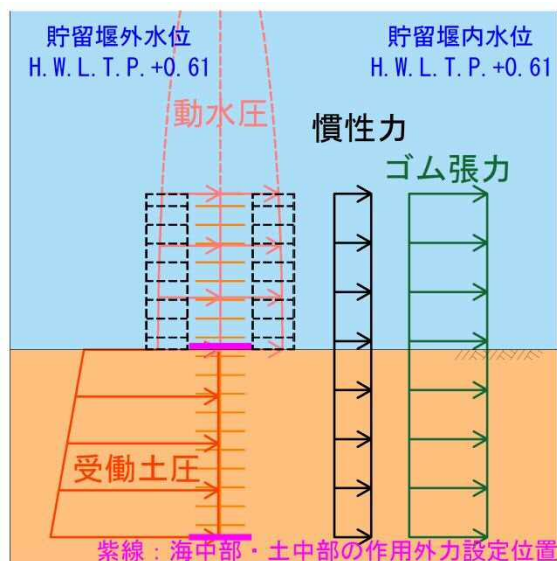


図 3.3-1 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 3.3-5 及び表 3.3-6 に、荷重作用図を図 3.3-2 に示す。

表 3.3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 3.3-6 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
	考慮荷重	機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

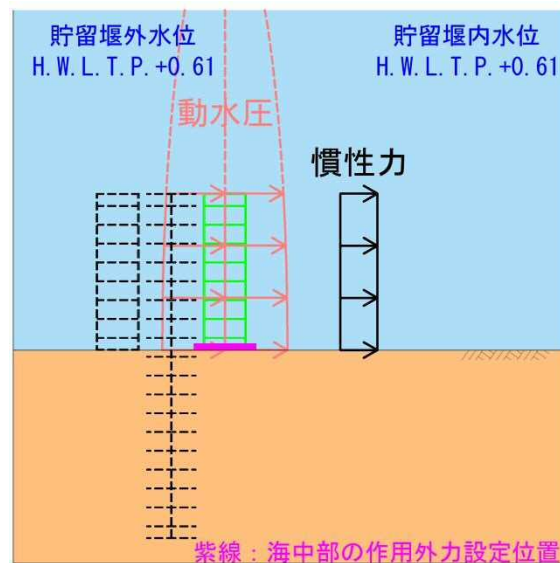


図 3.3-2 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3.4-2に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

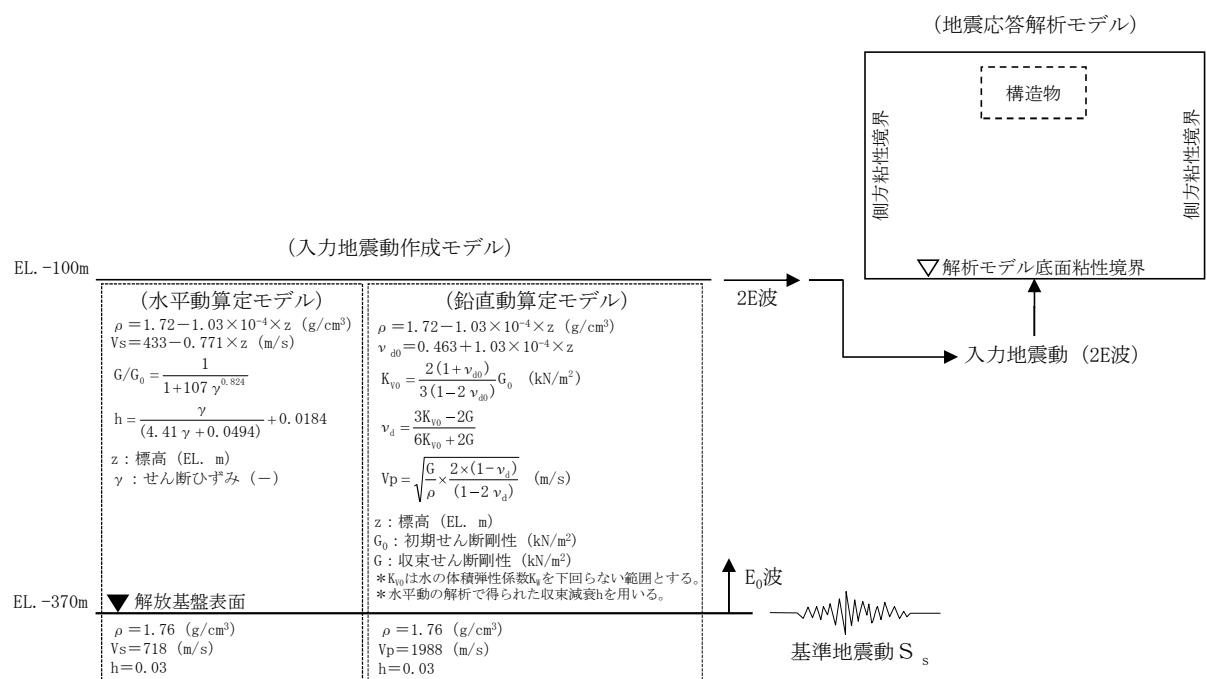
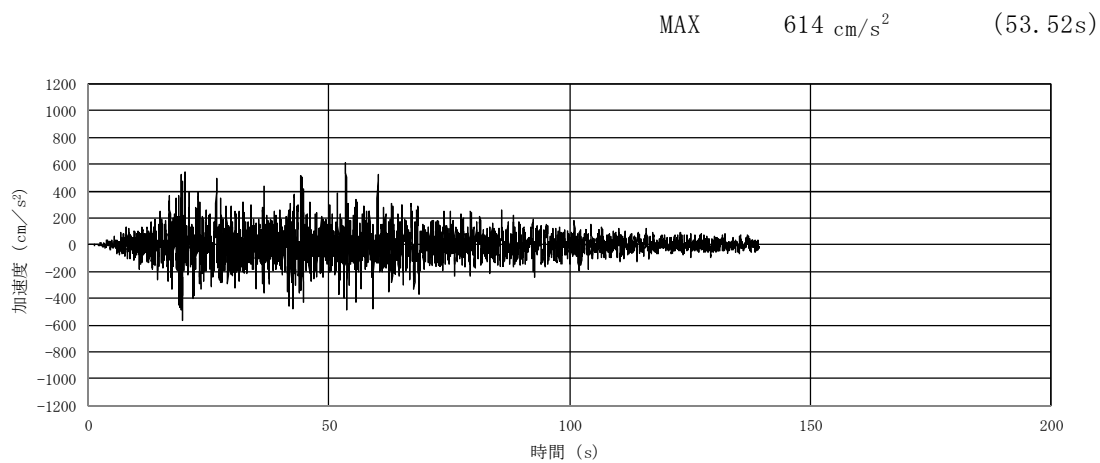
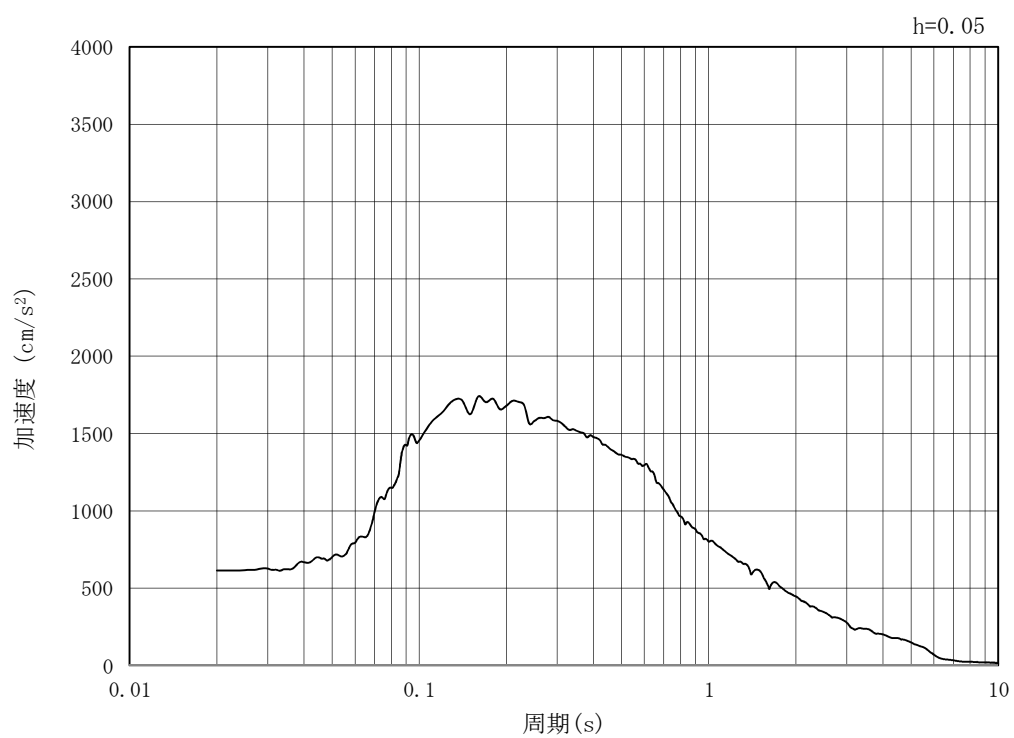


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図



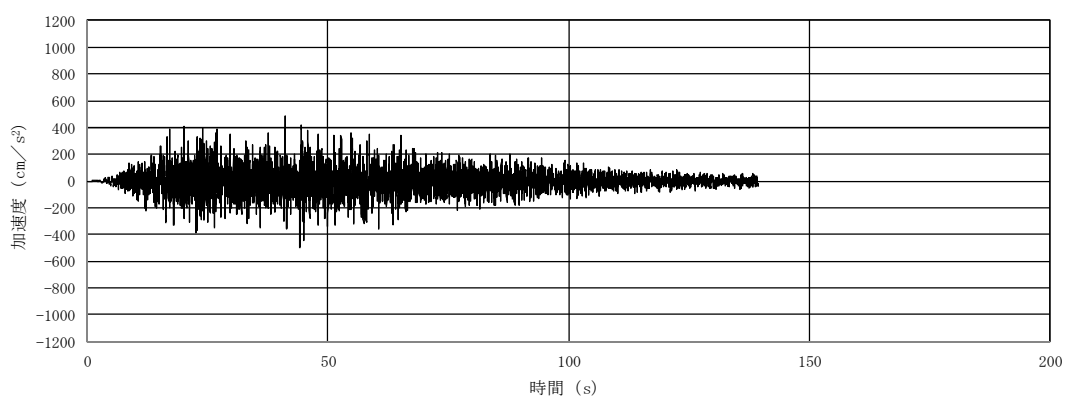
(a) 加速度時刻歴波形



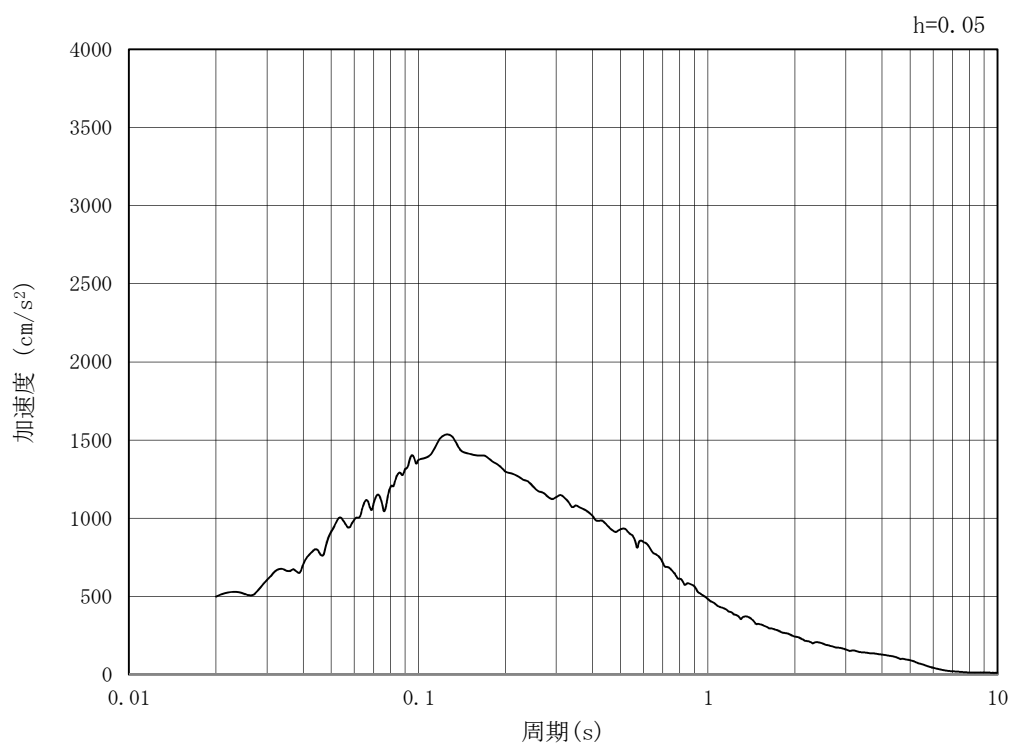
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(水平方向: $S_s - D1$)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)

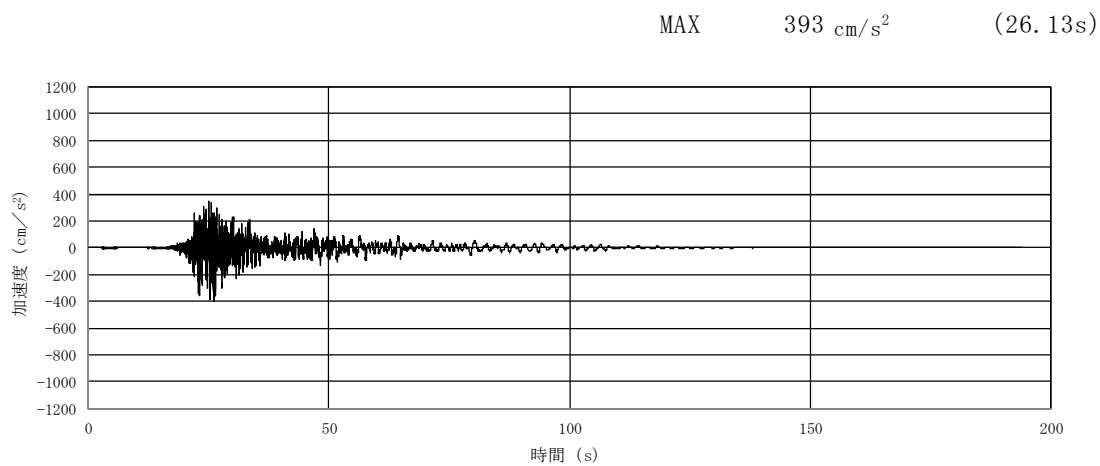


(a) 加速度時刻歴波形

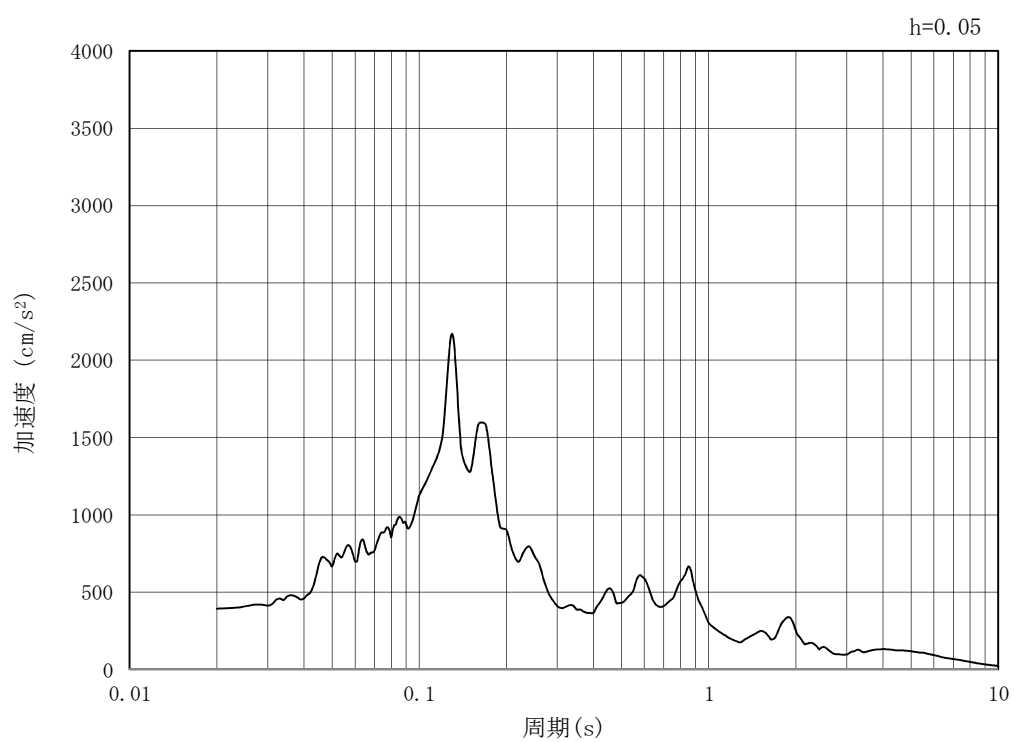


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(鉛直方向: $S_s - D1$)

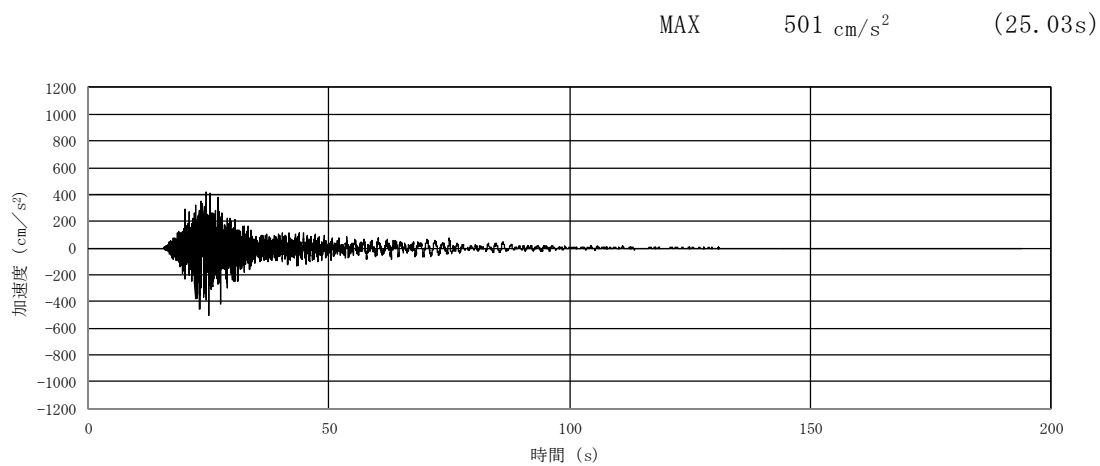


(a) 加速度時刻歴波形

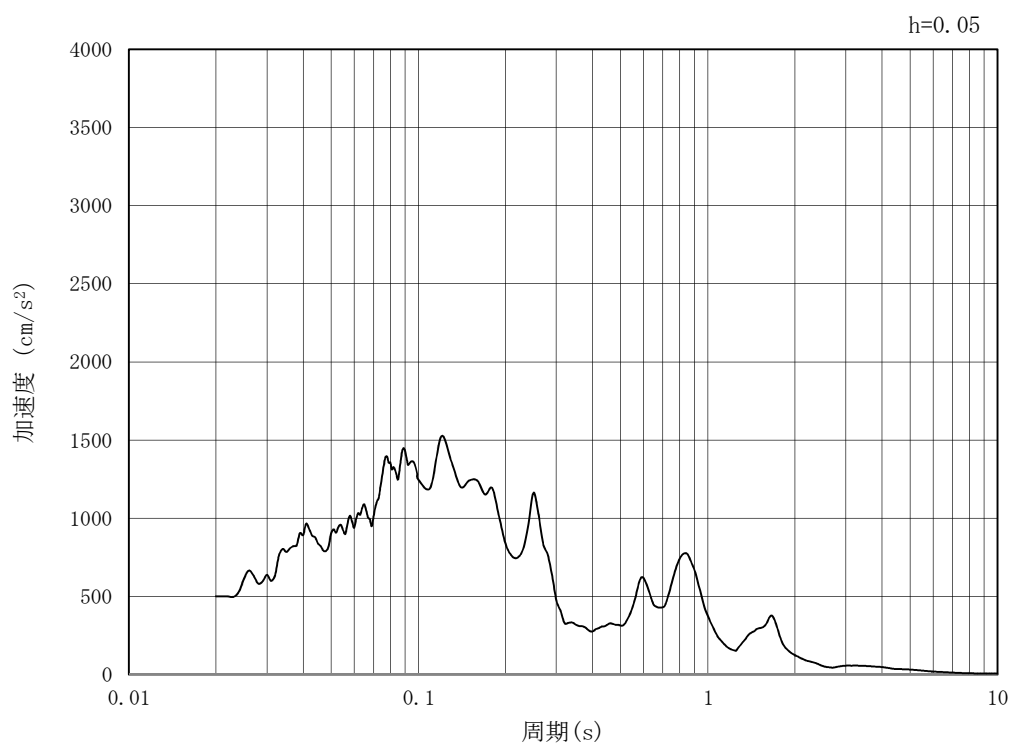


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.1$)

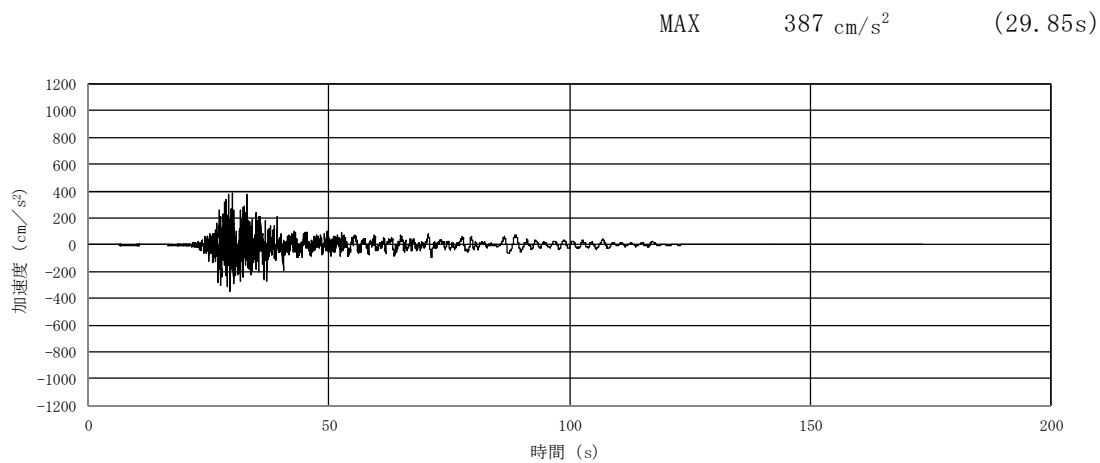


(a) 加速度時刻歴波形

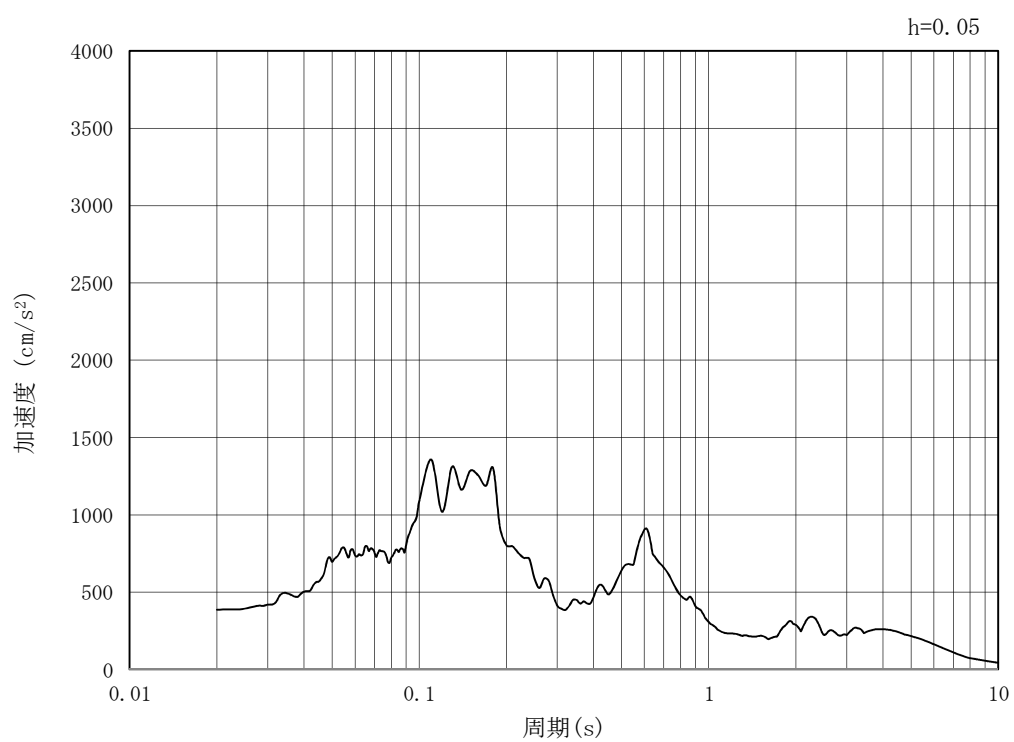


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)



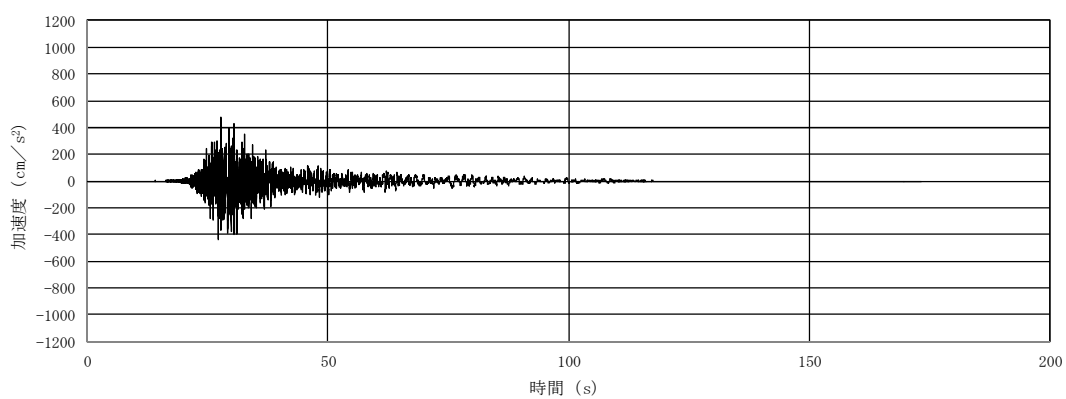
(a) 加速度時刻歴波形



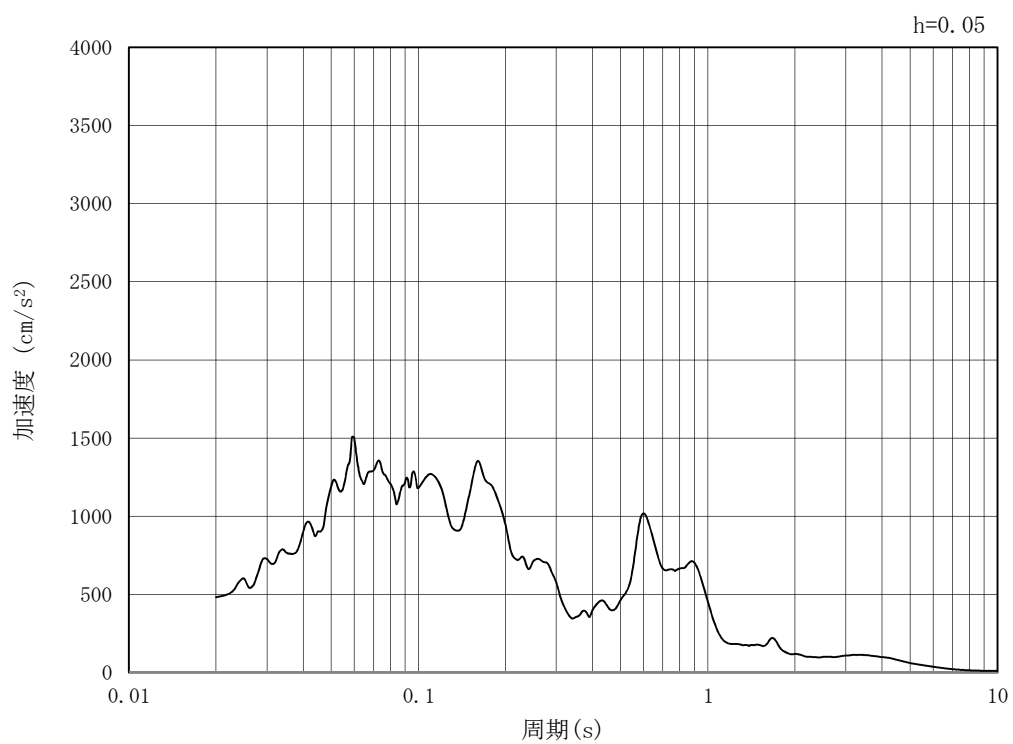
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s^2 (27.83s)



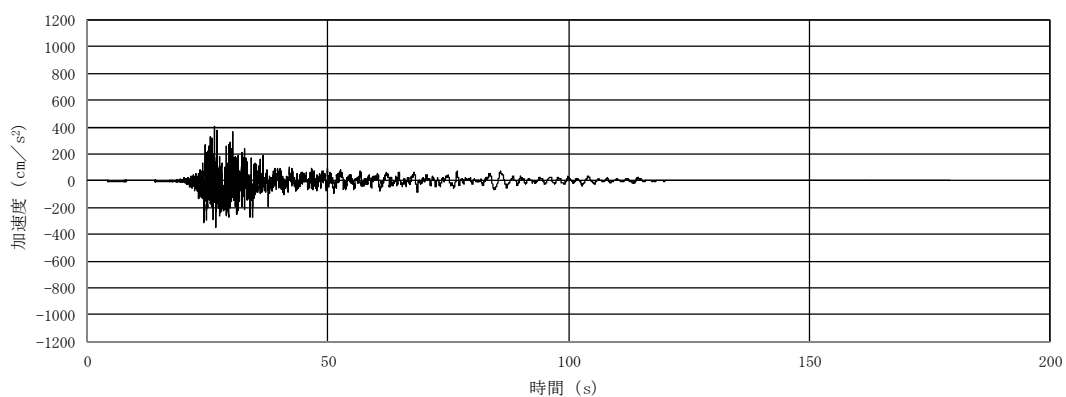
(a) 加速度時刻歴波形



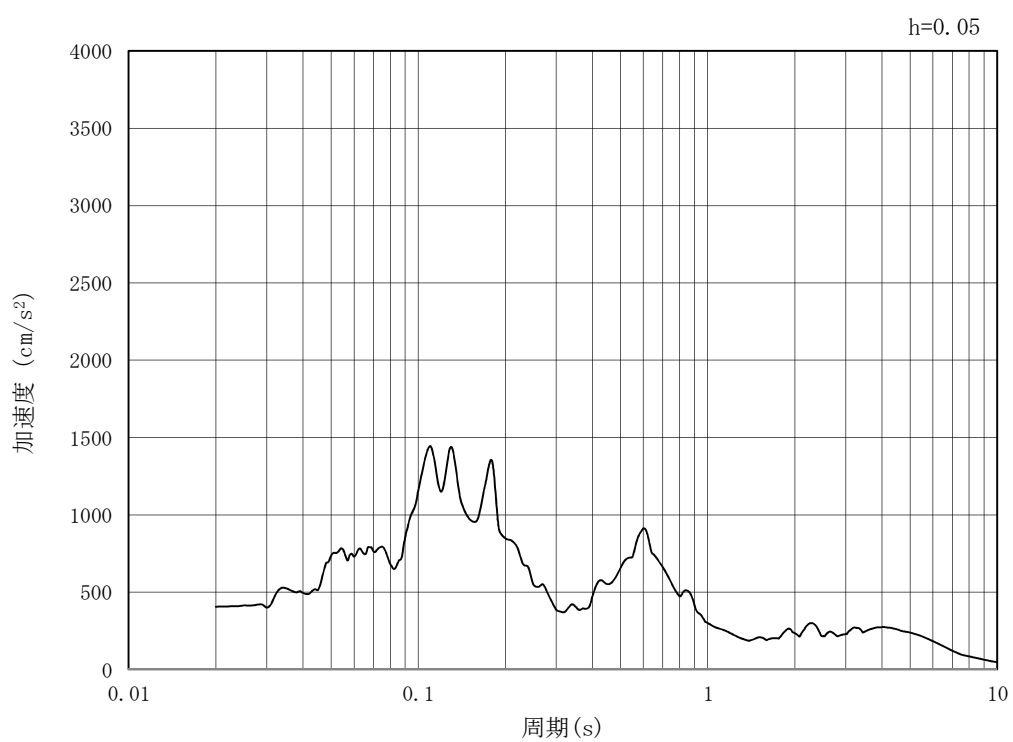
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)

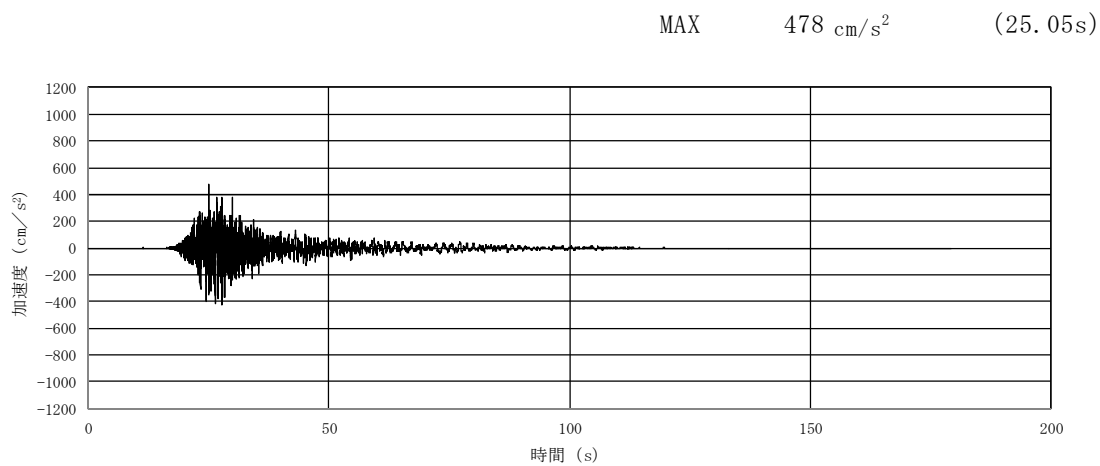


(a) 加速度時刻歴波形

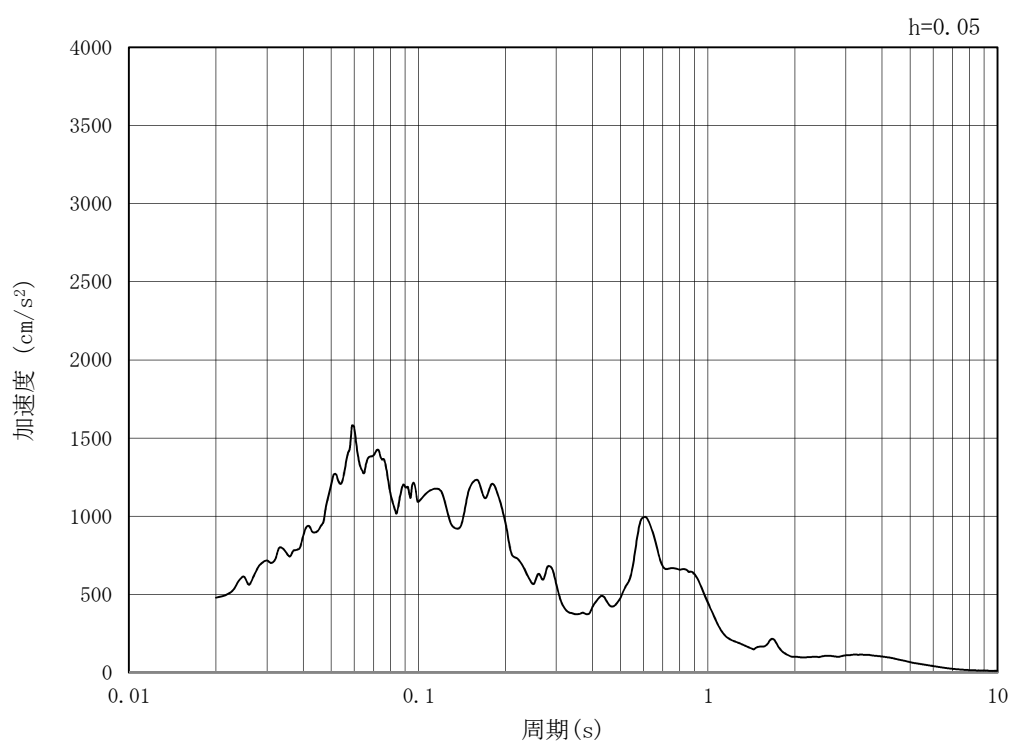


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.3$)

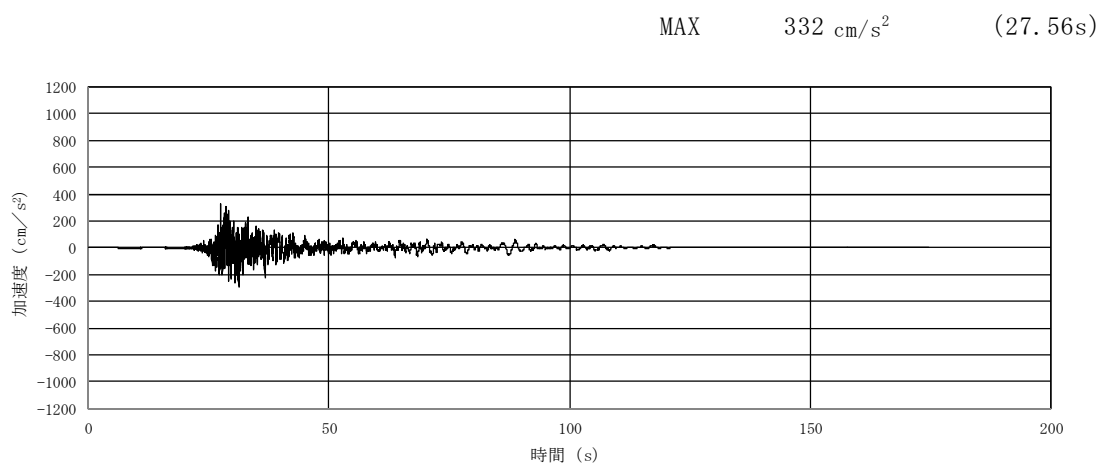


(a) 加速度時刻歴波形

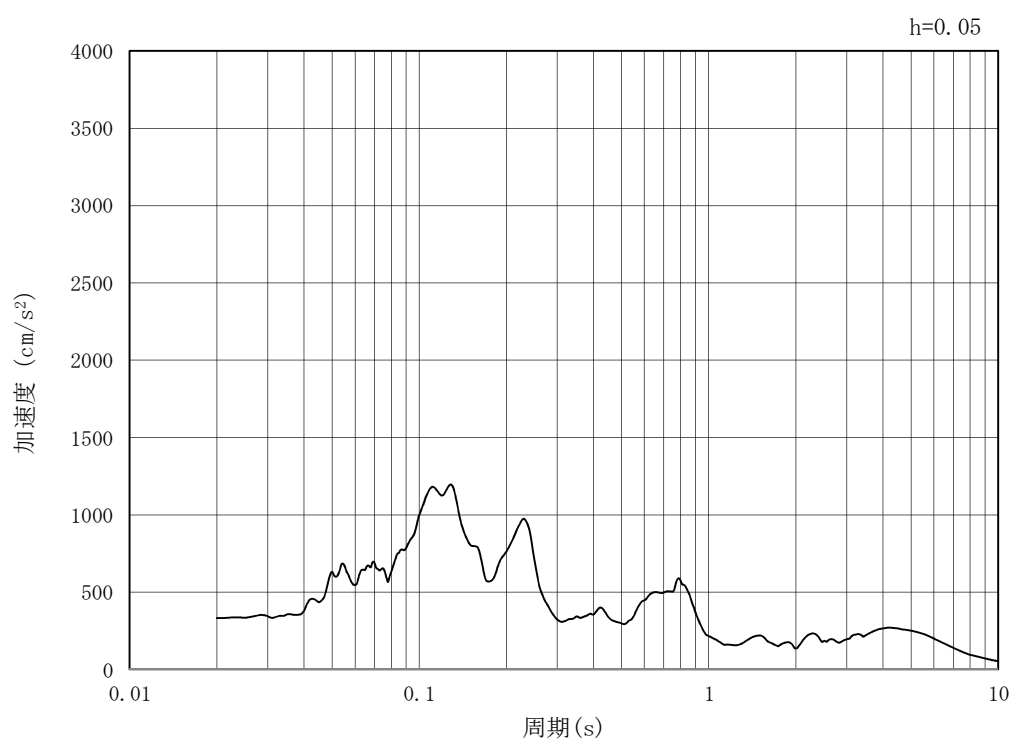


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

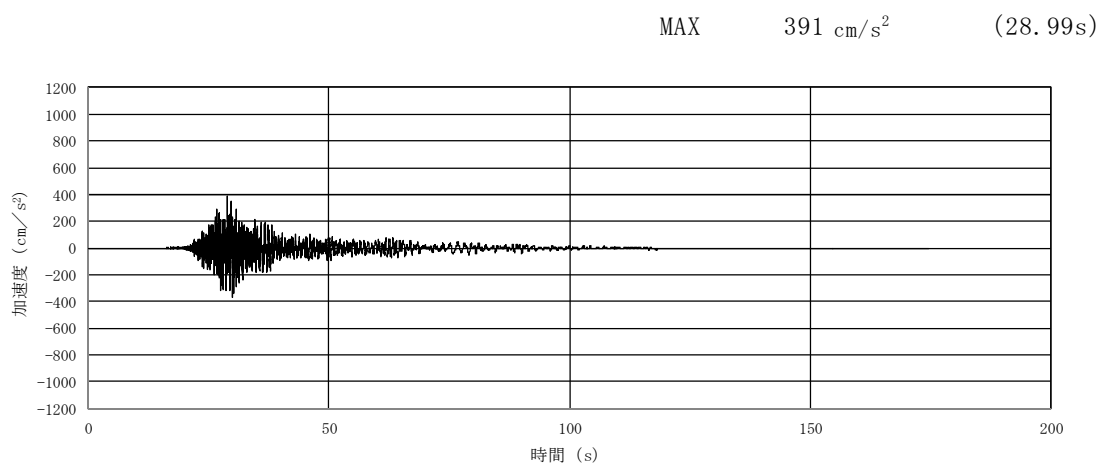


(a) 加速度時刻歴波形

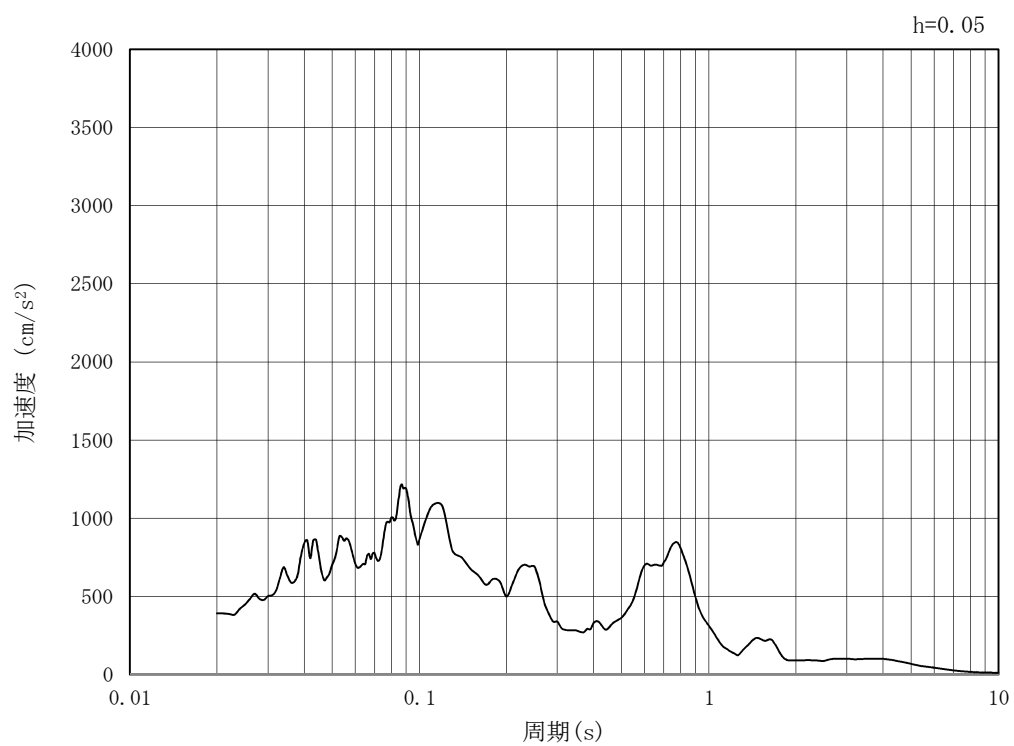


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.4$)

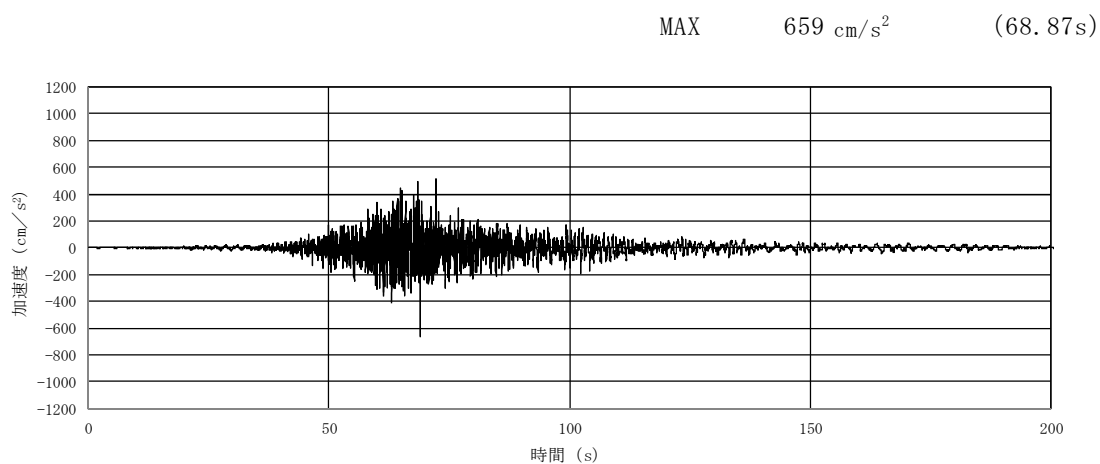


(a) 加速度時刻歴波形

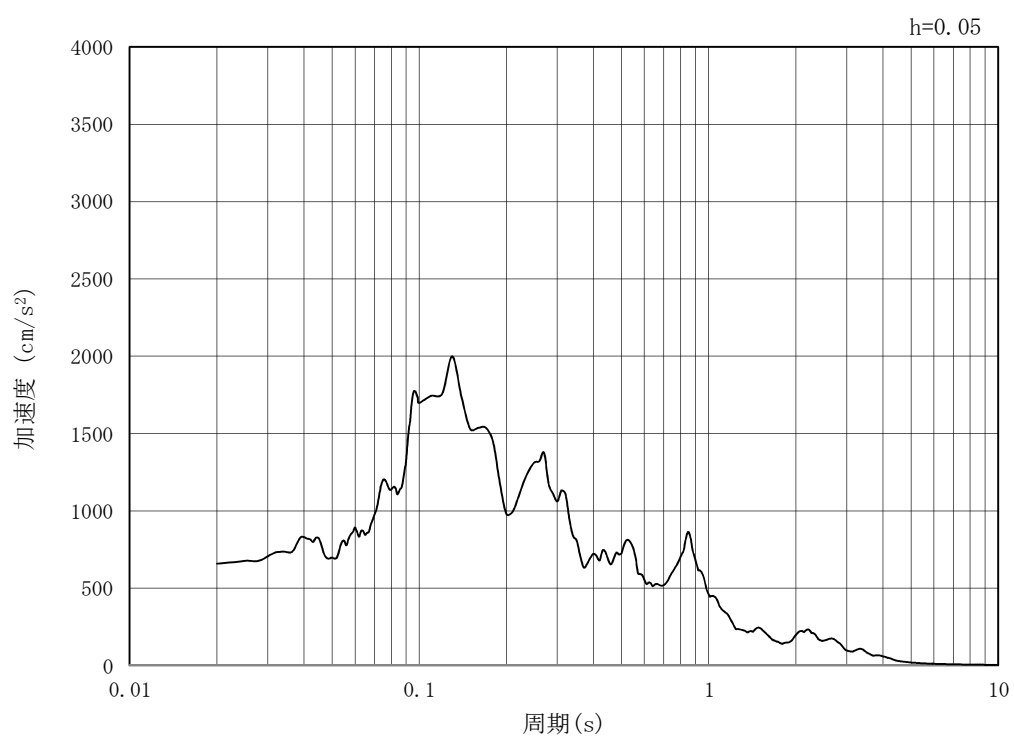


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

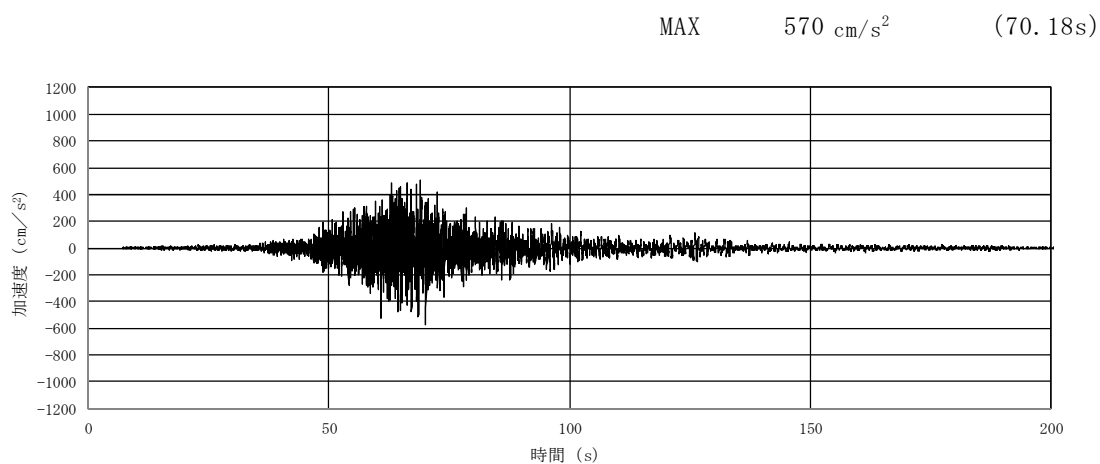


(a) 加速度時刻歴波形

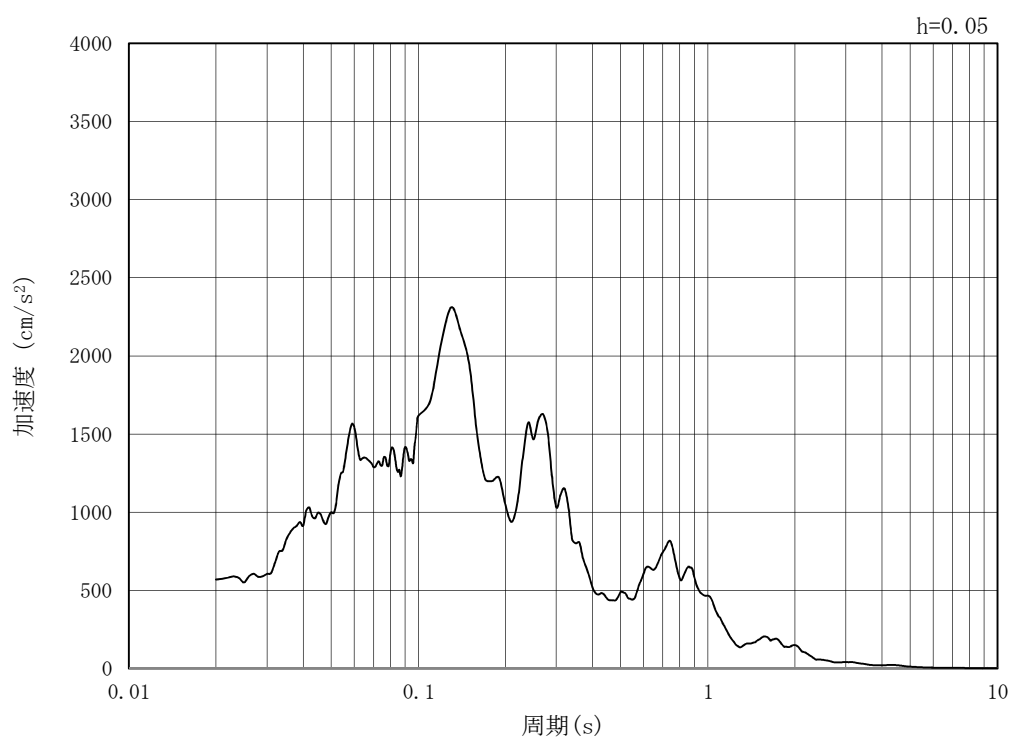


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 2.1$)

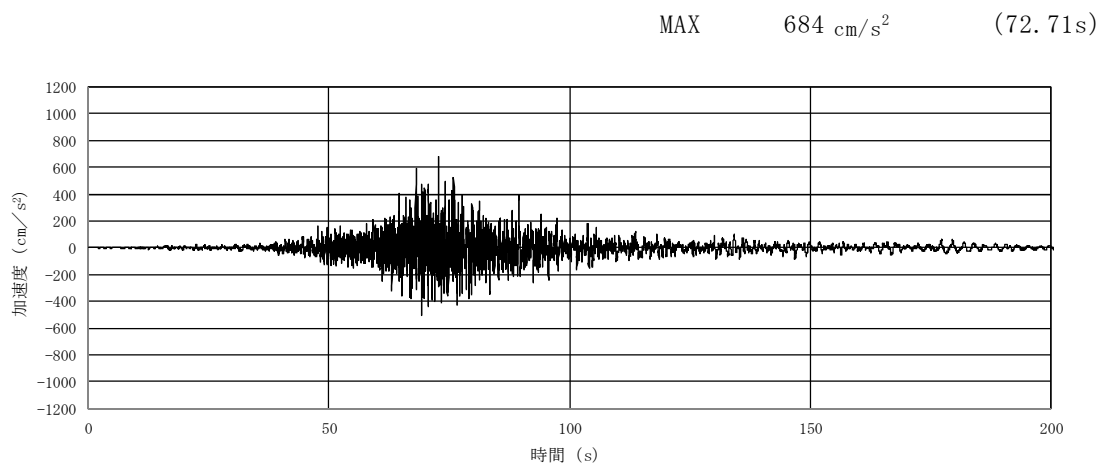


(a) 加速度時刻歴波形

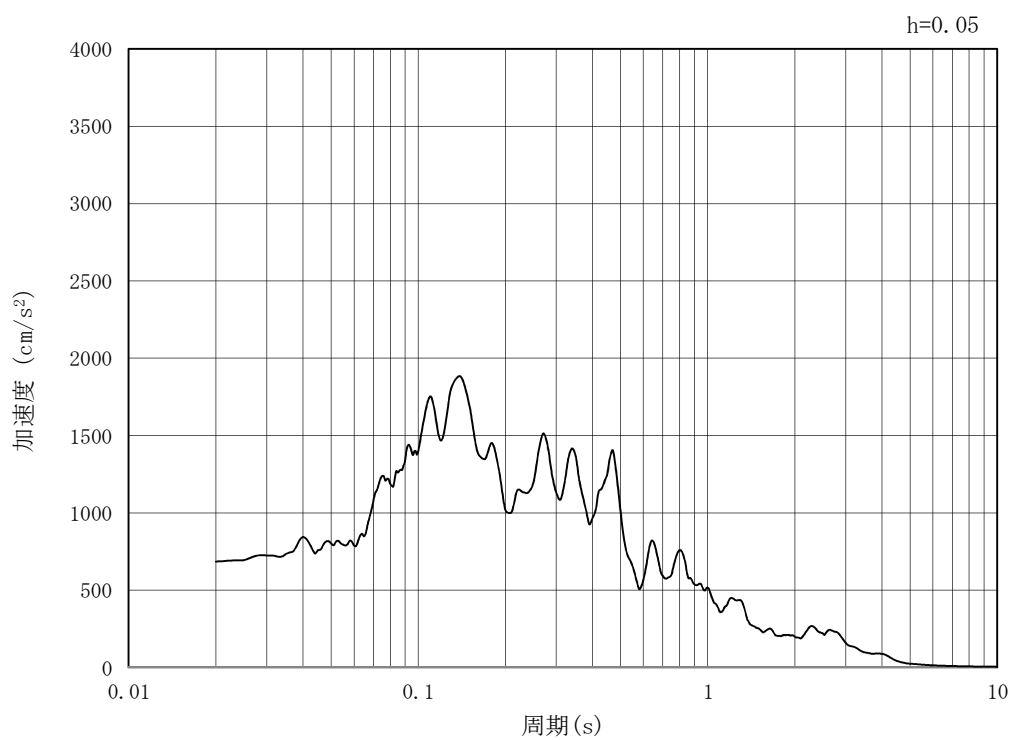


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

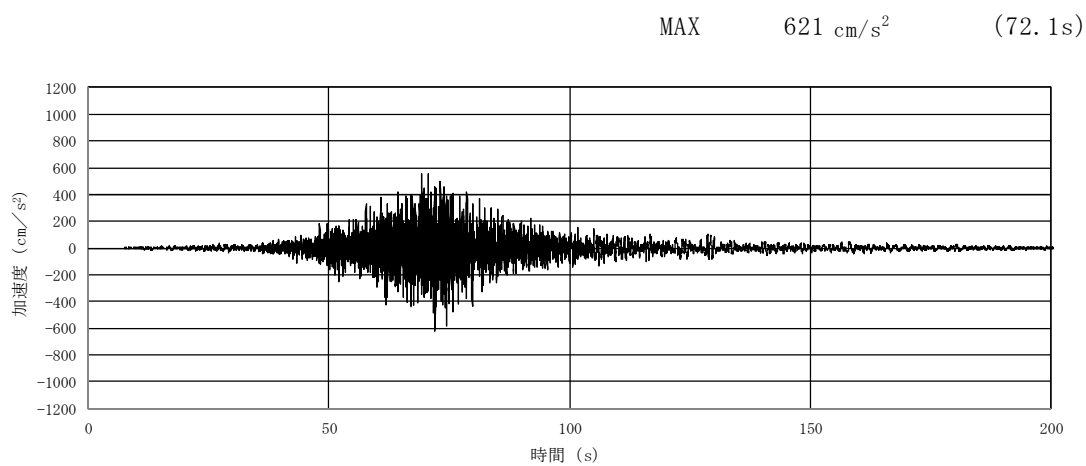


(a) 加速度時刻歴波形

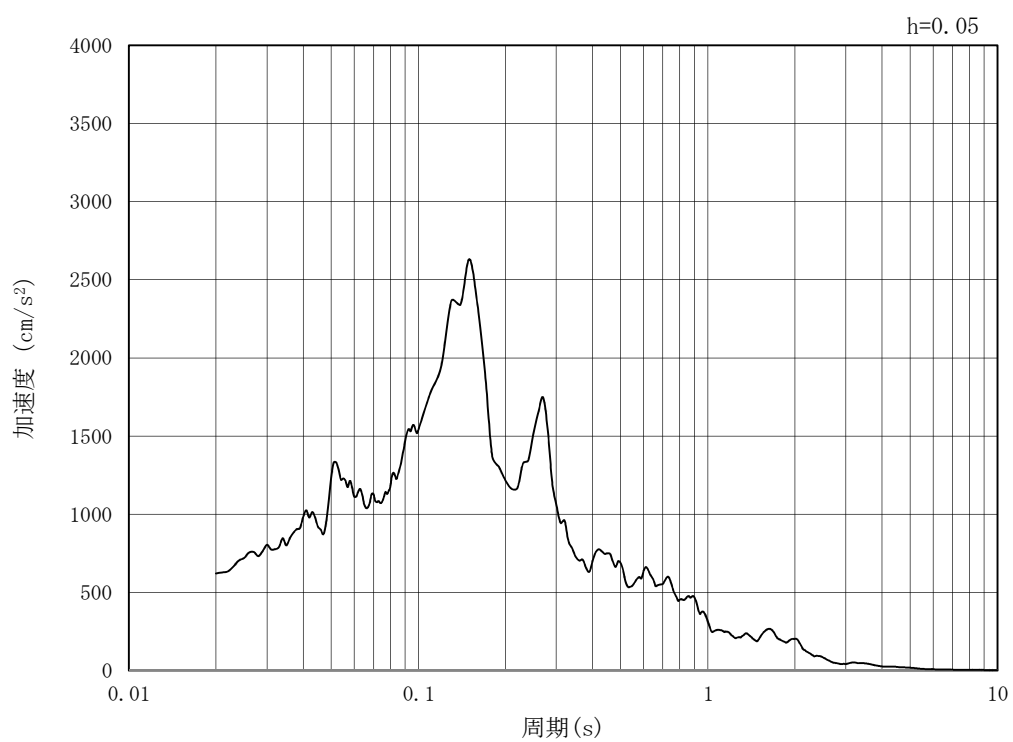


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 2.2$)

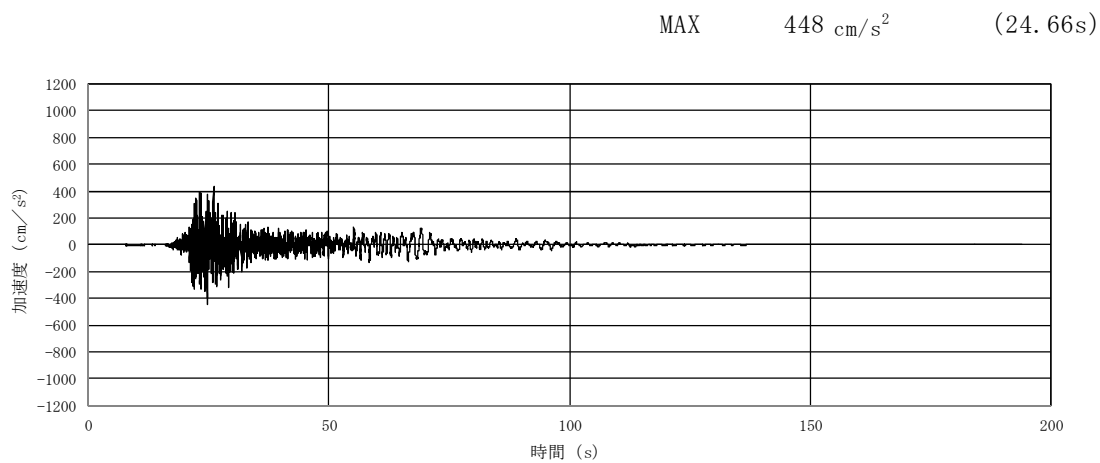


(a) 加速度時刻歴波形

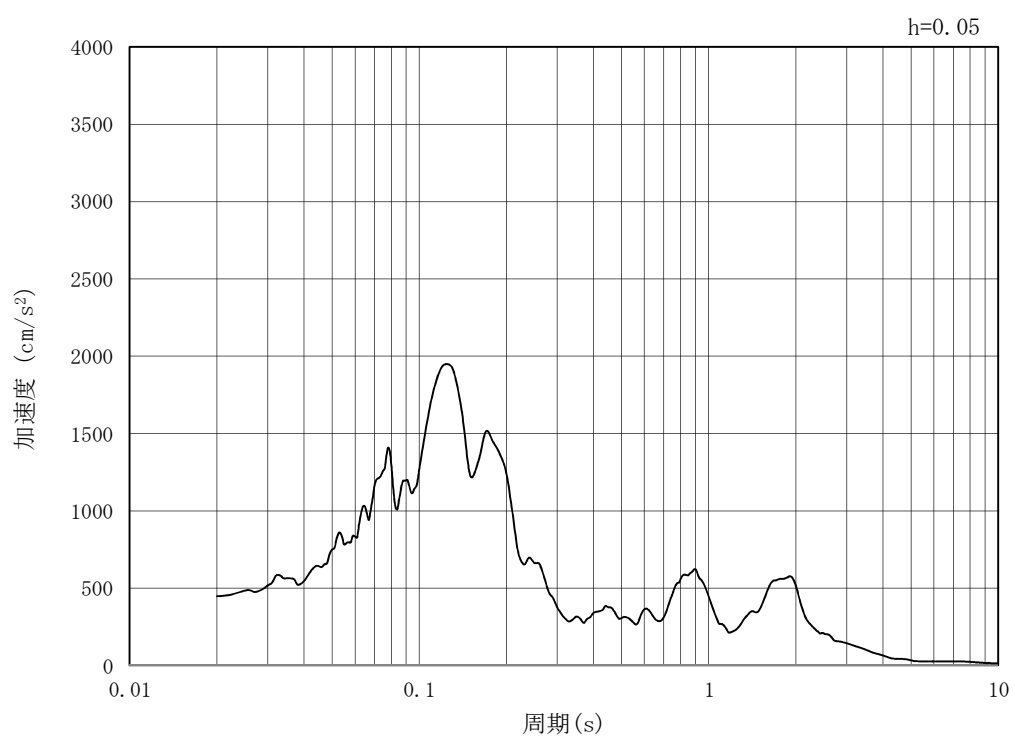


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)



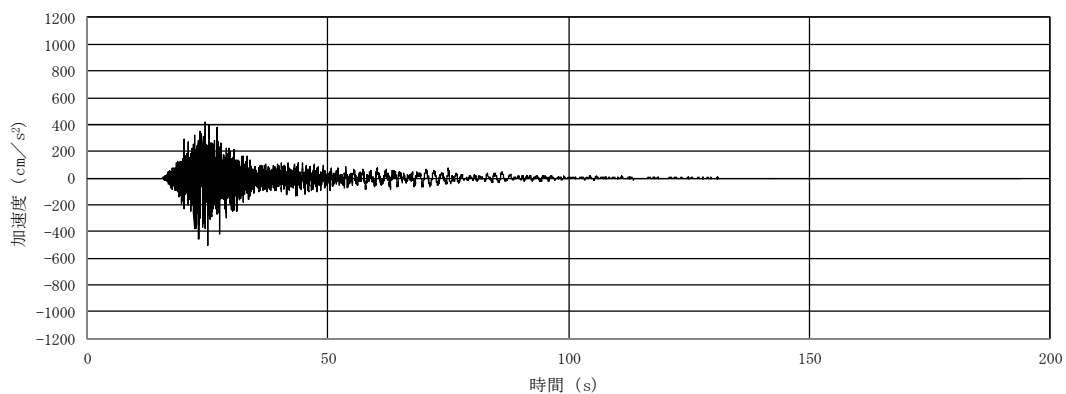
(a) 加速度時刻歴波形



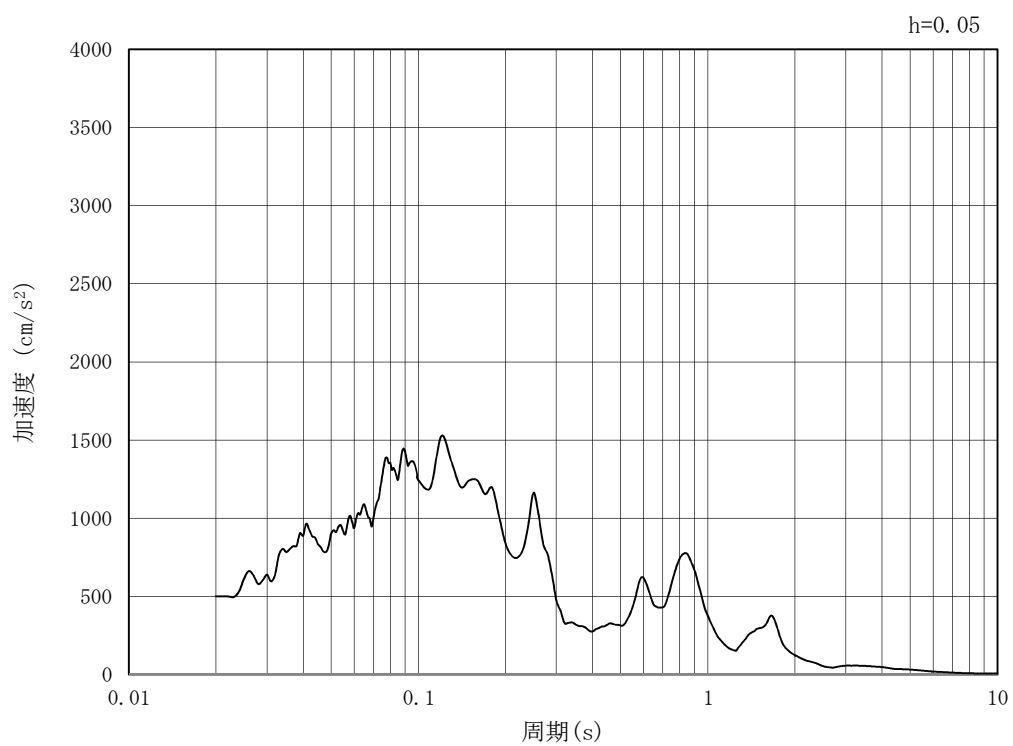
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s^2 (25.03s)

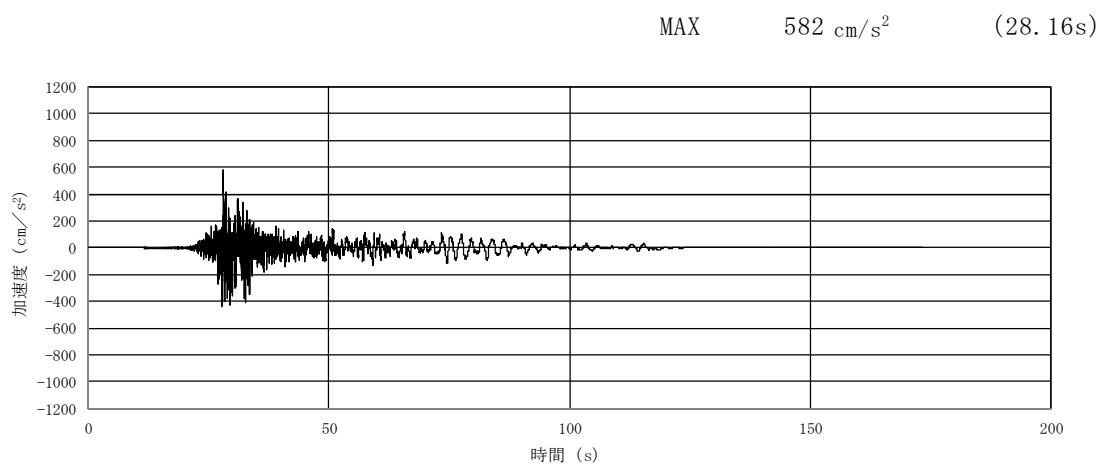


(a) 加速度時刻歴波形

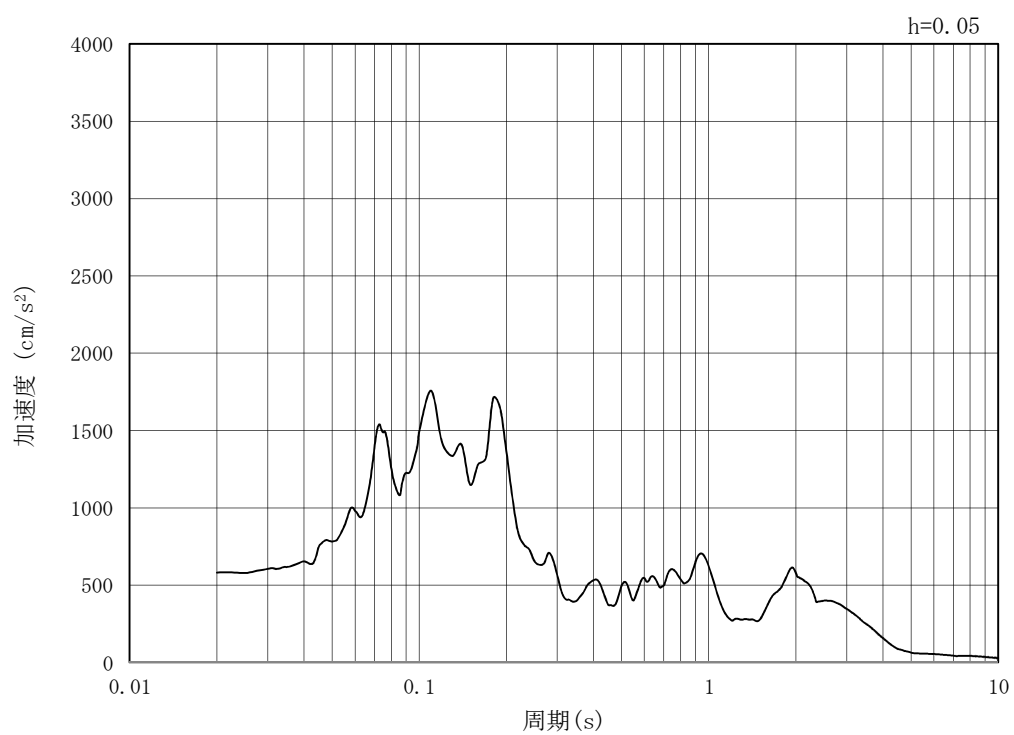


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

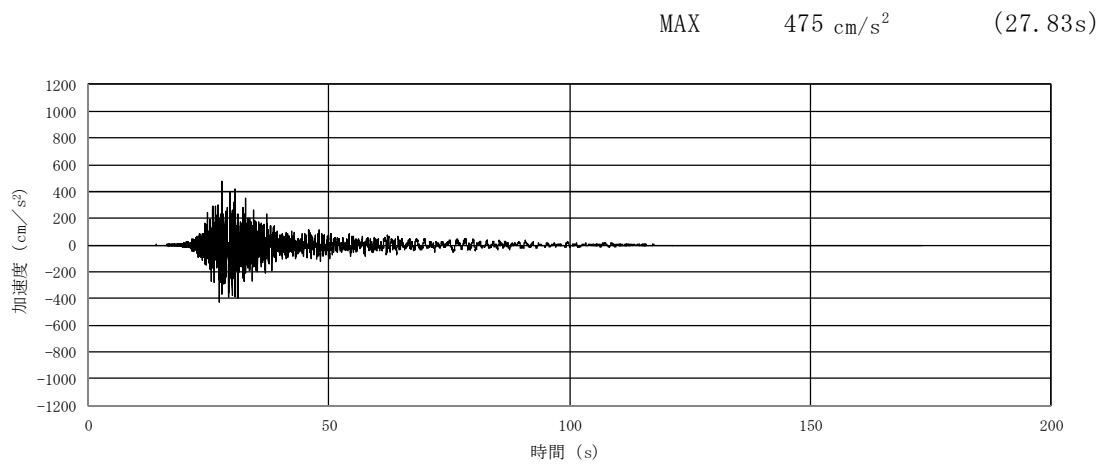


(a) 加速度時刻歴波形

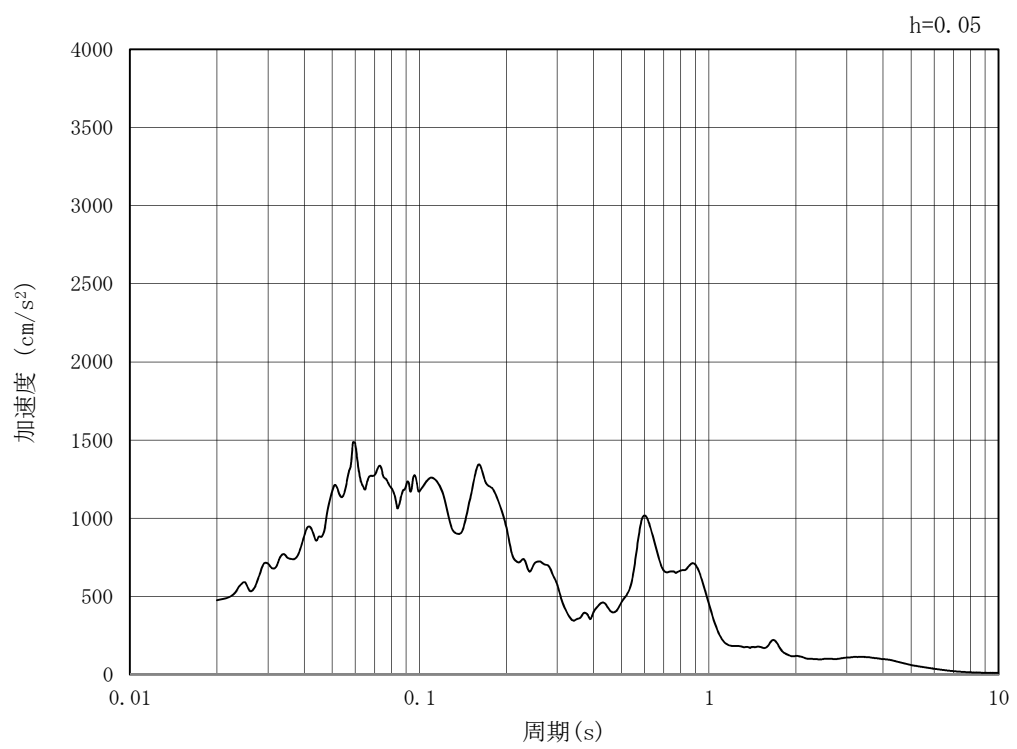


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (17) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

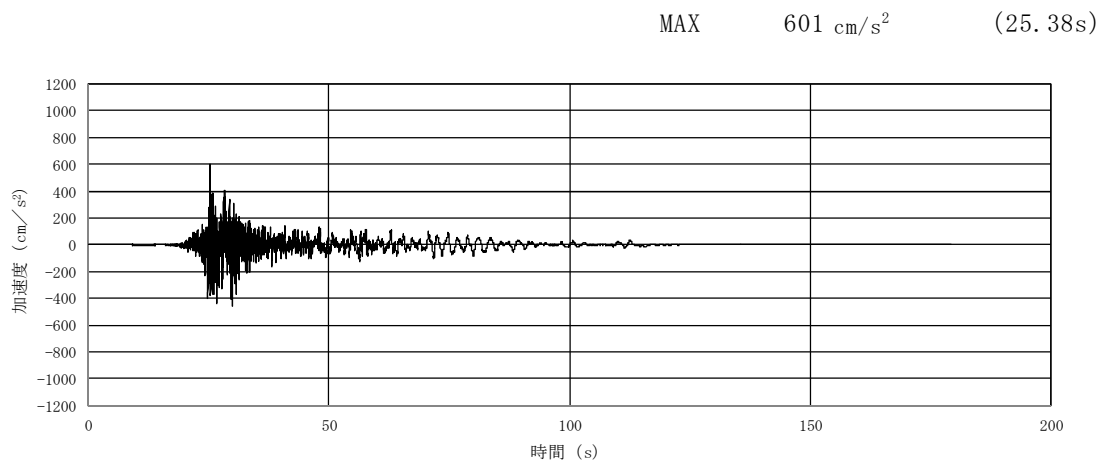


(a) 加速度時刻歴波形

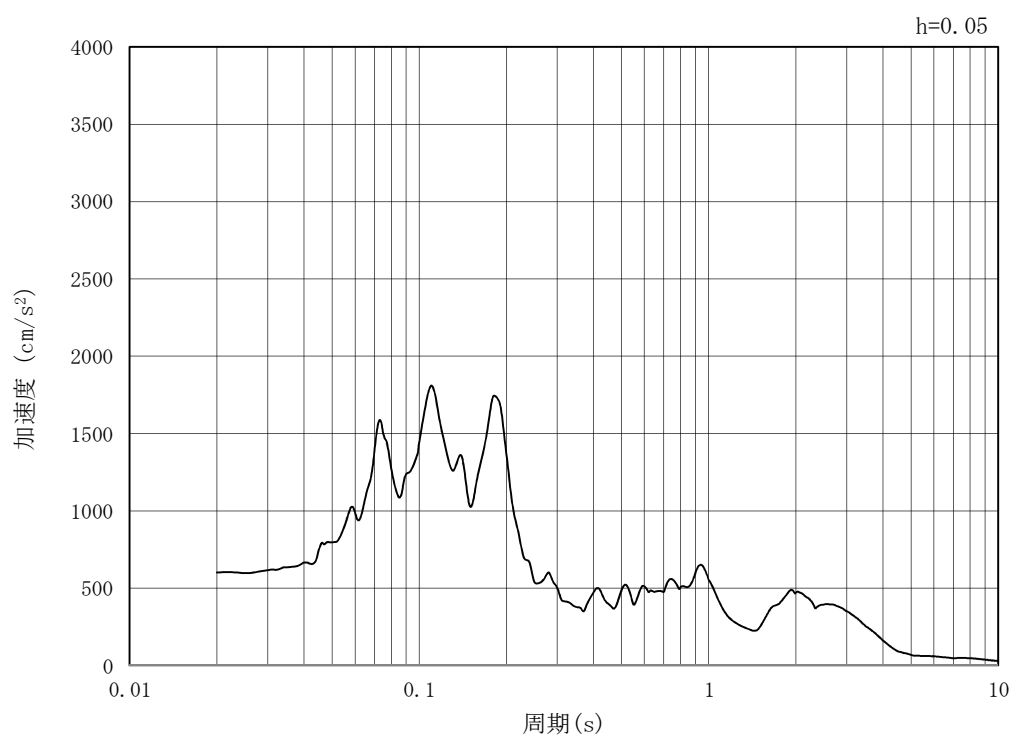


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (18) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)



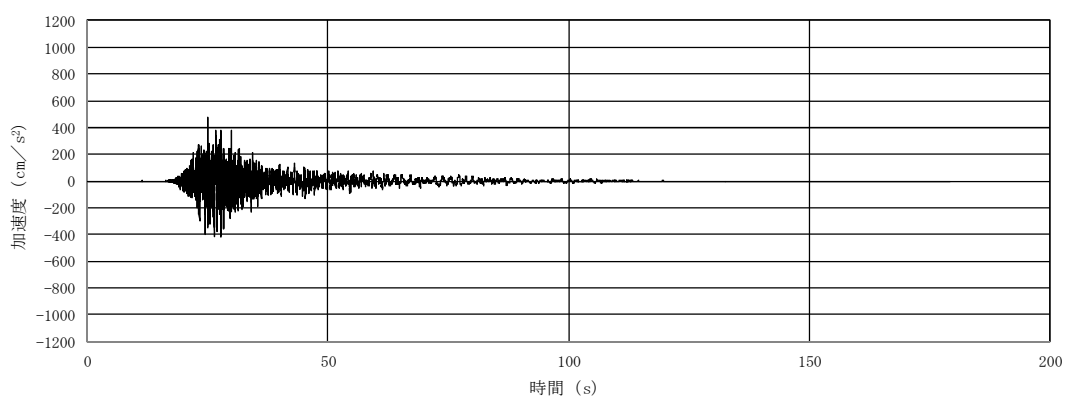
(a) 加速度時刻歴波形



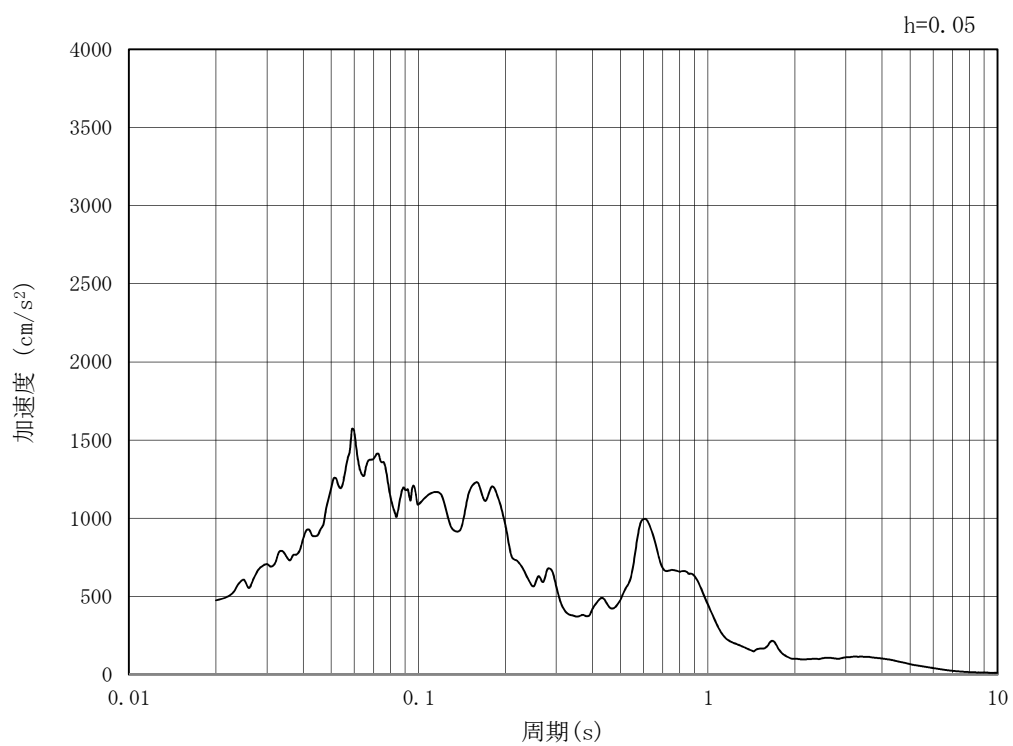
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (19) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 474 cm/s^2 (25.05s)

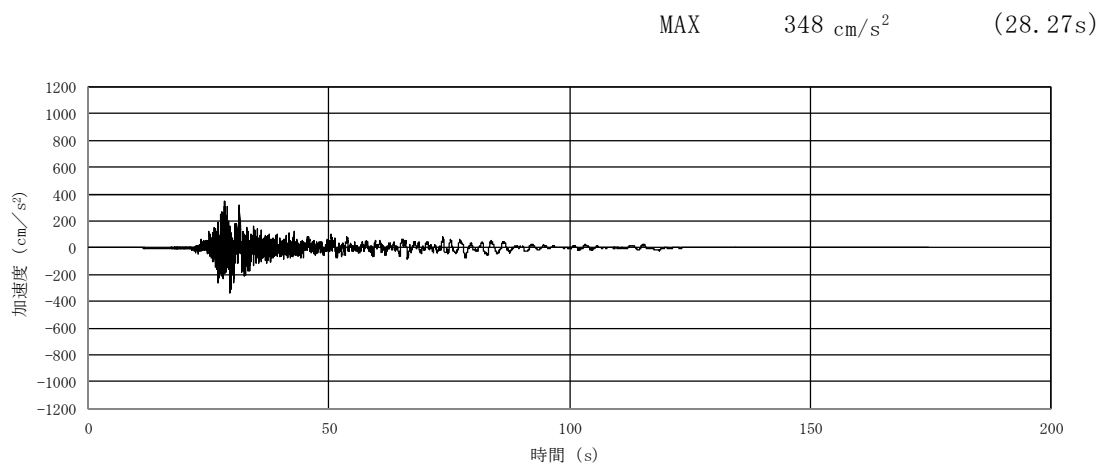


(a) 加速度時刻歴波形

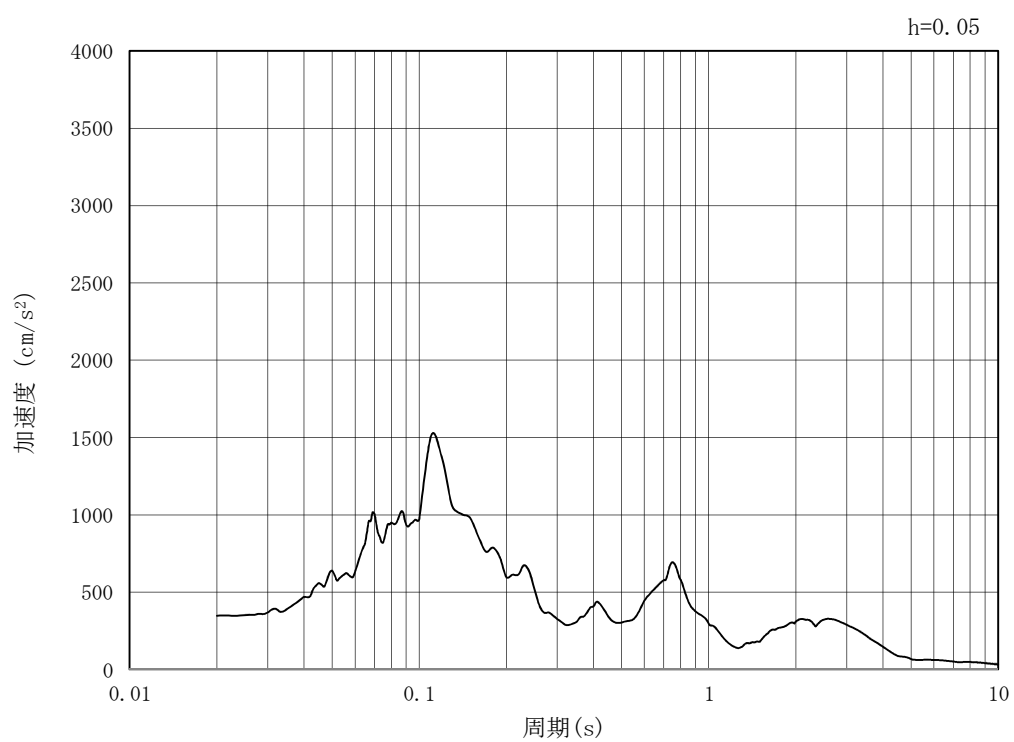


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (20) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

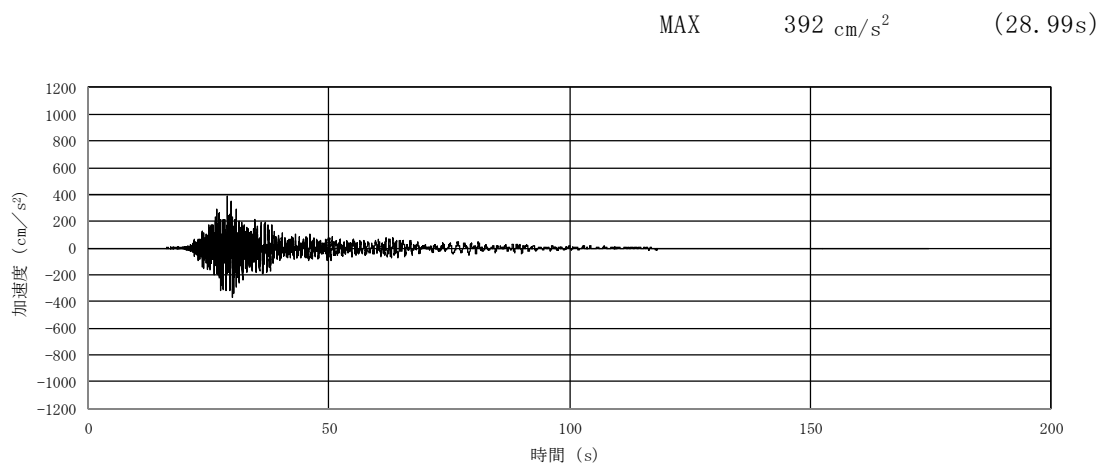


(a) 加速度時刻歴波形

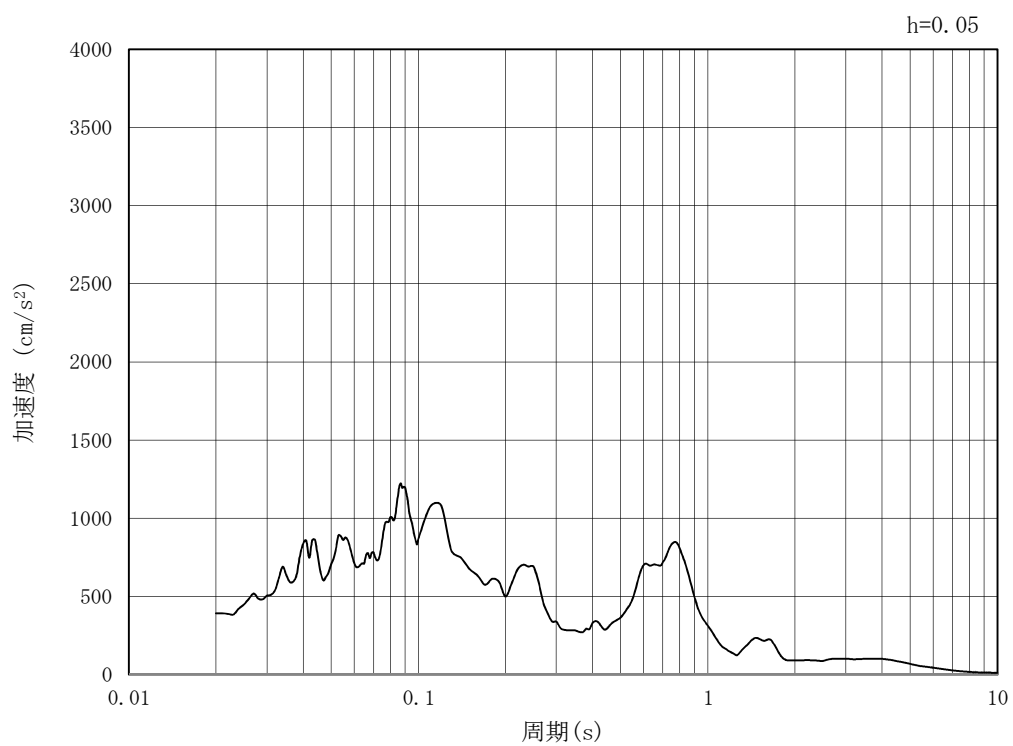


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (21) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.4$)



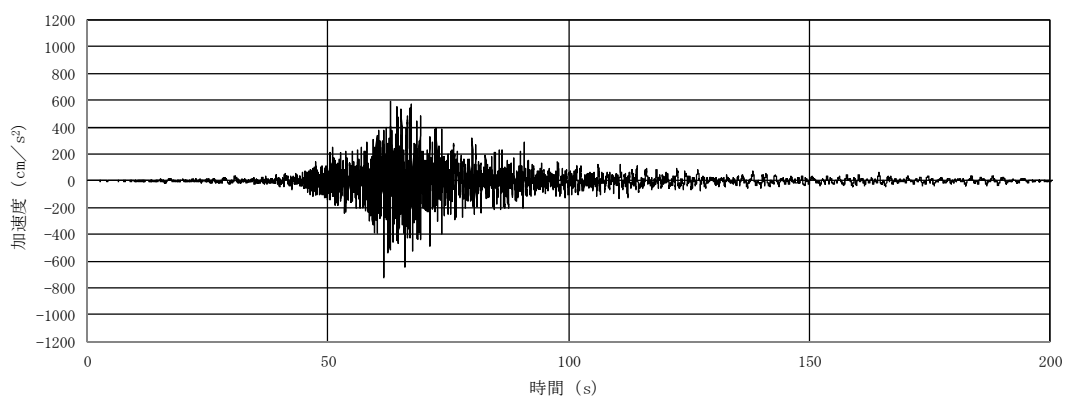
(a) 加速度時刻歴波形



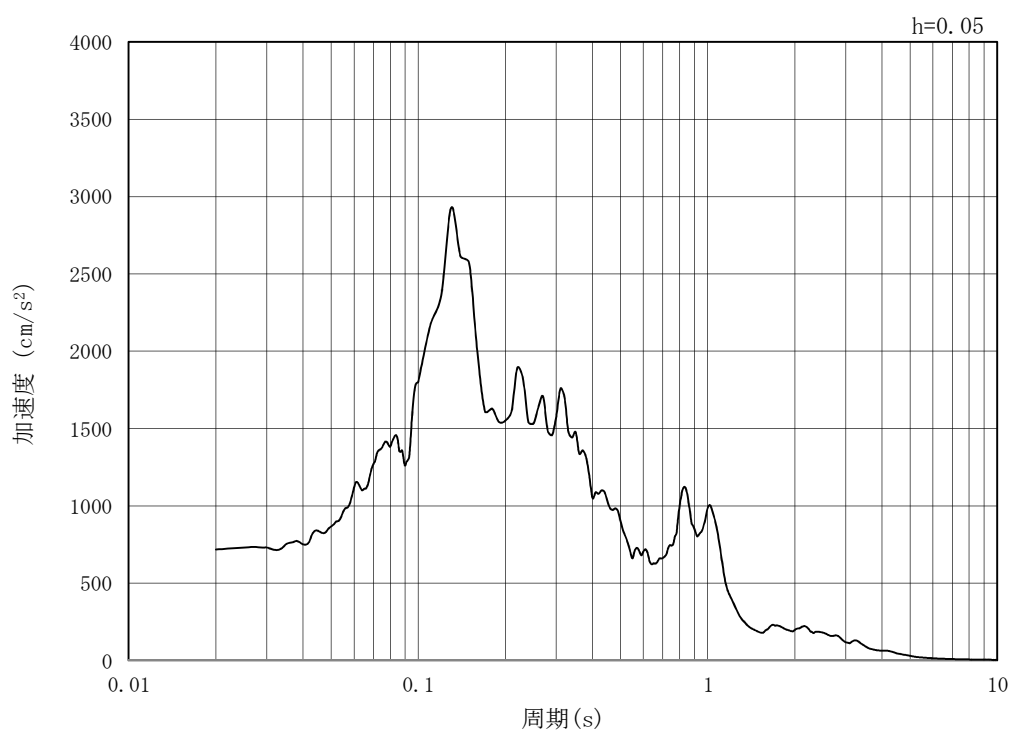
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

MAX 718 cm/s^2 (61.6s)

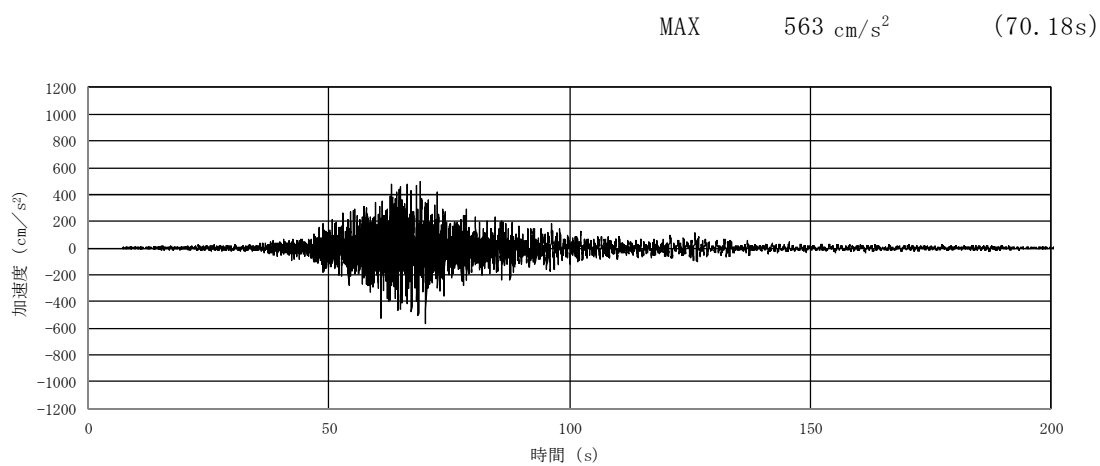


(a) 加速度時刻歴波形

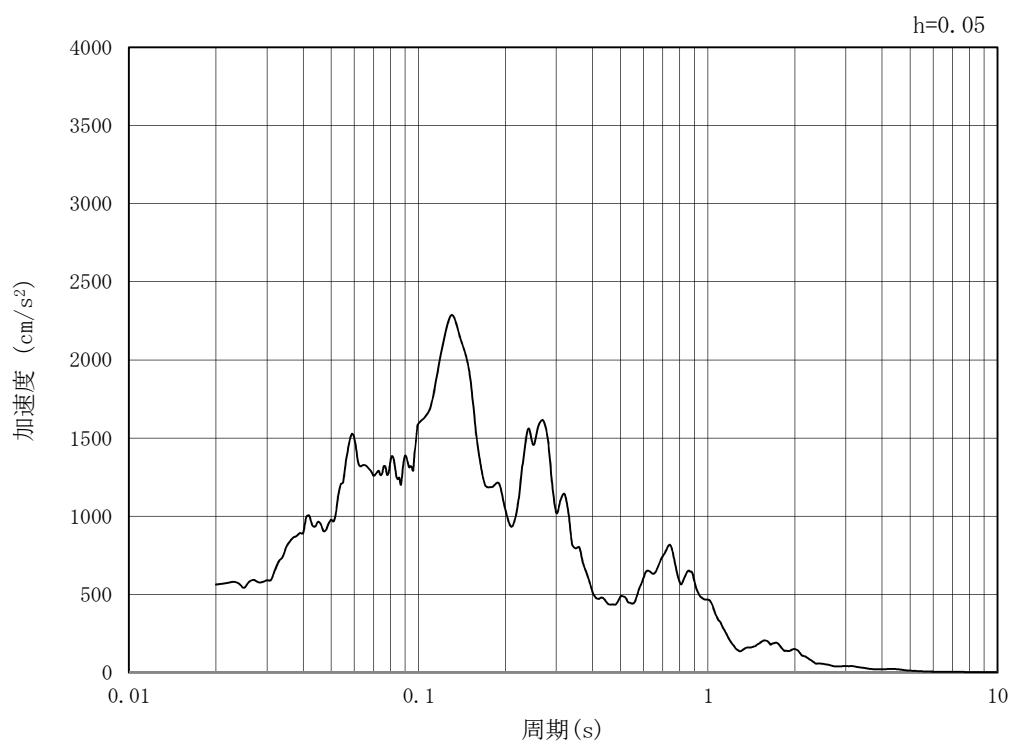


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (23) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向: $S_s - 21$)

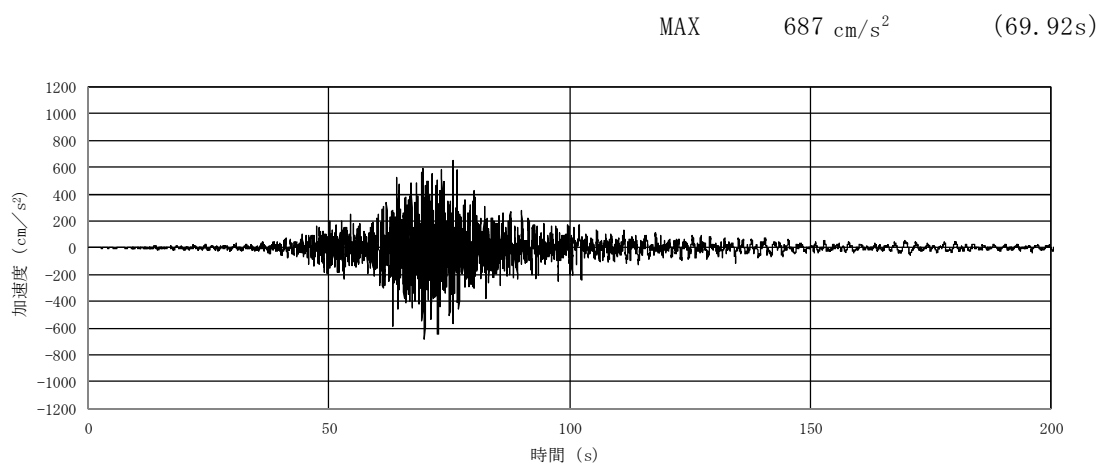


(a) 加速度時刻歴波形

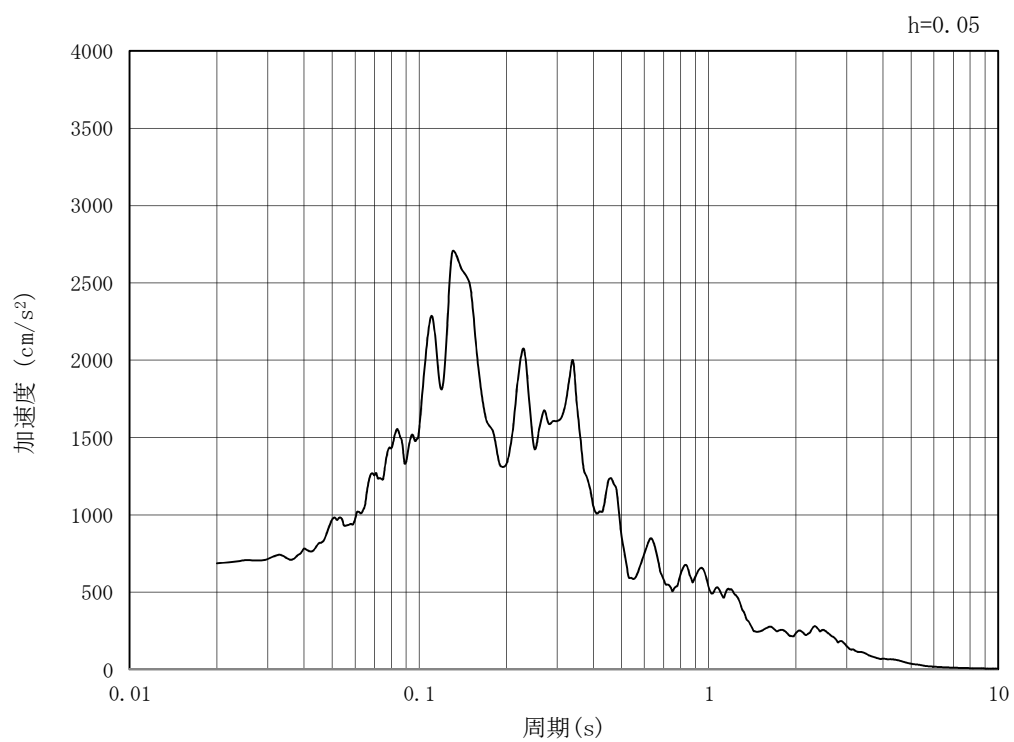


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (24) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向: $S_s - 21$)

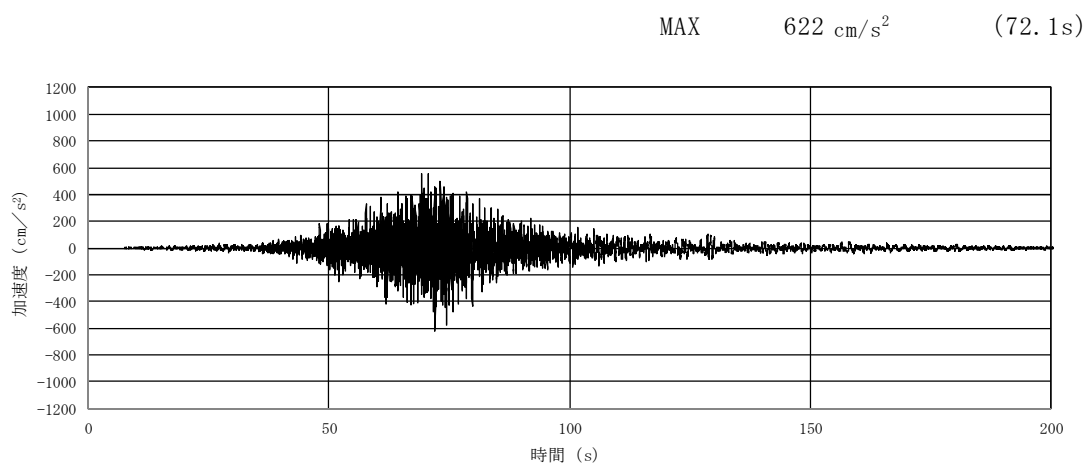


(a) 加速度時刻歴波形

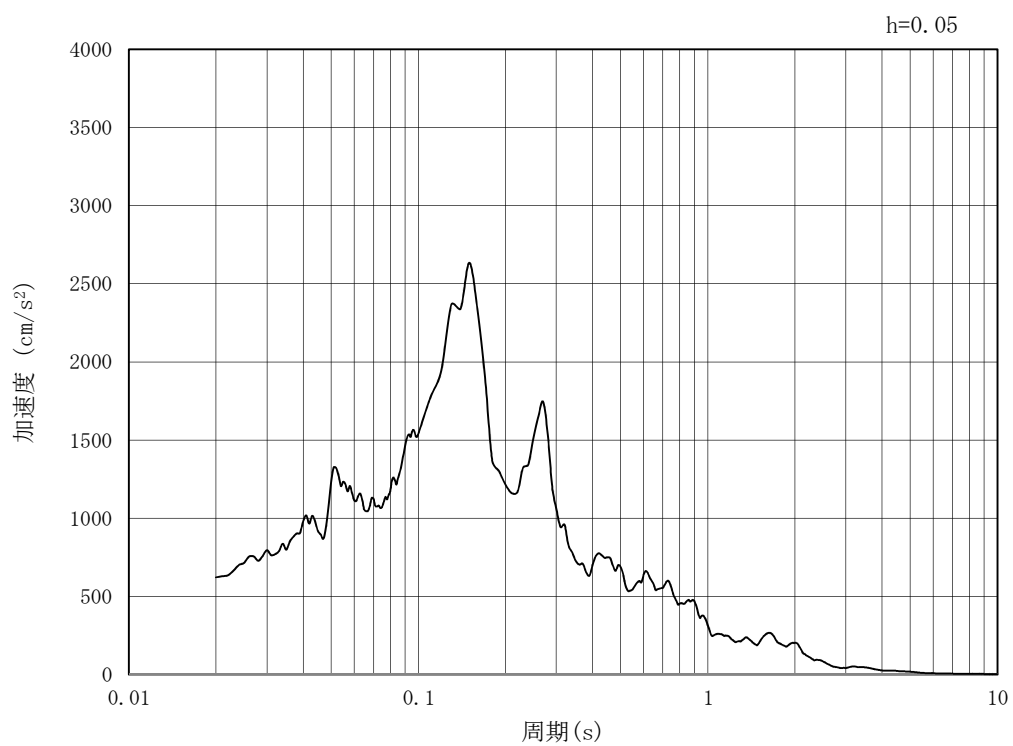


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (25) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

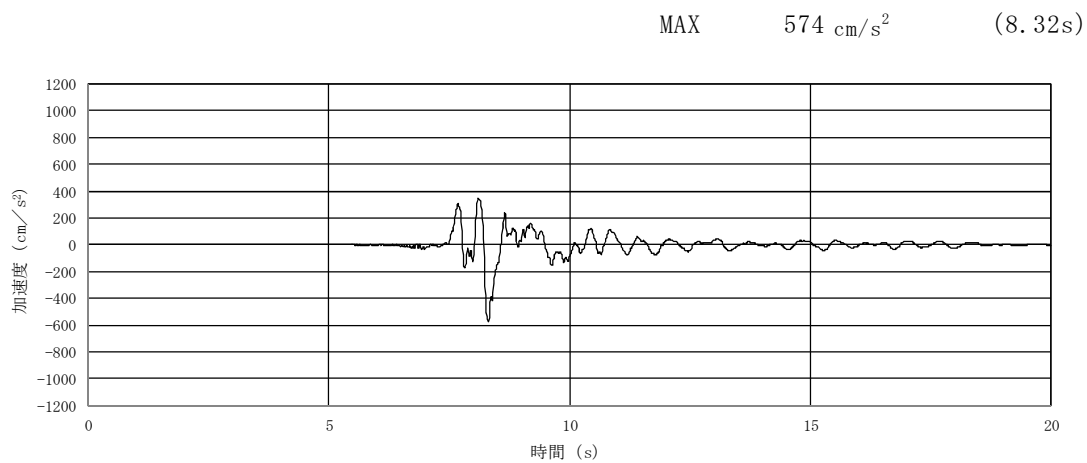


(a) 加速度時刻歴波形

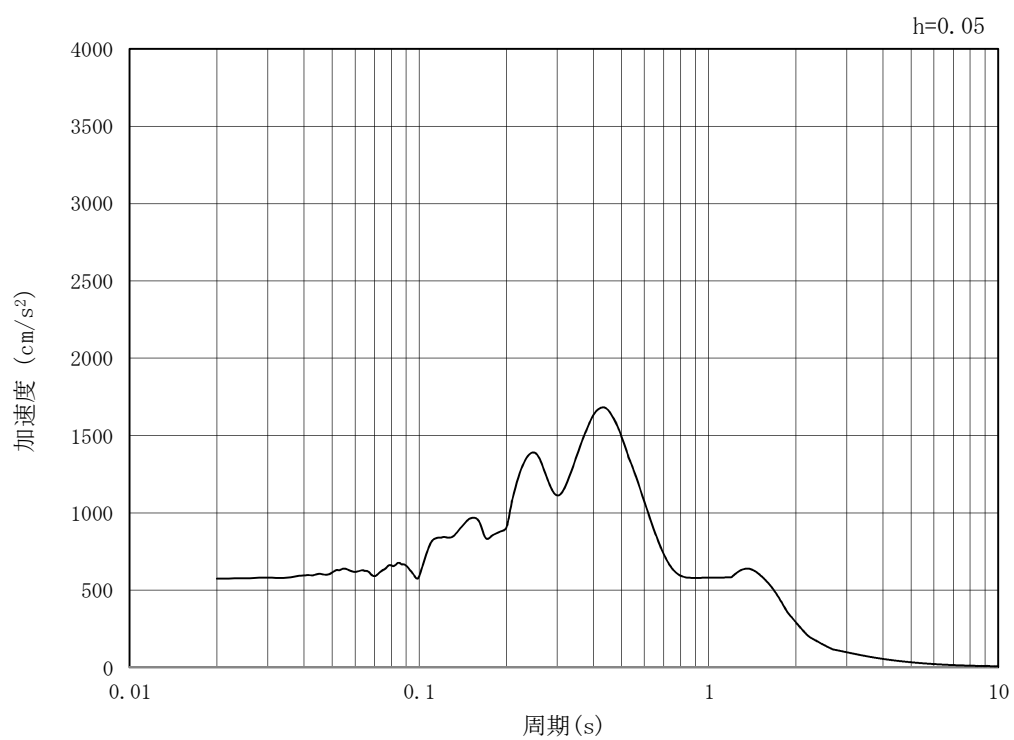


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (26) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)



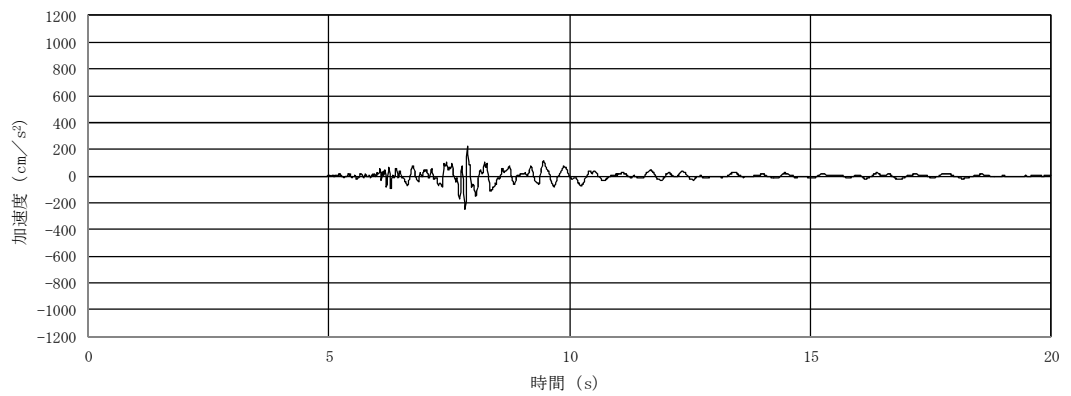
(a) 加速度時刻歴波形



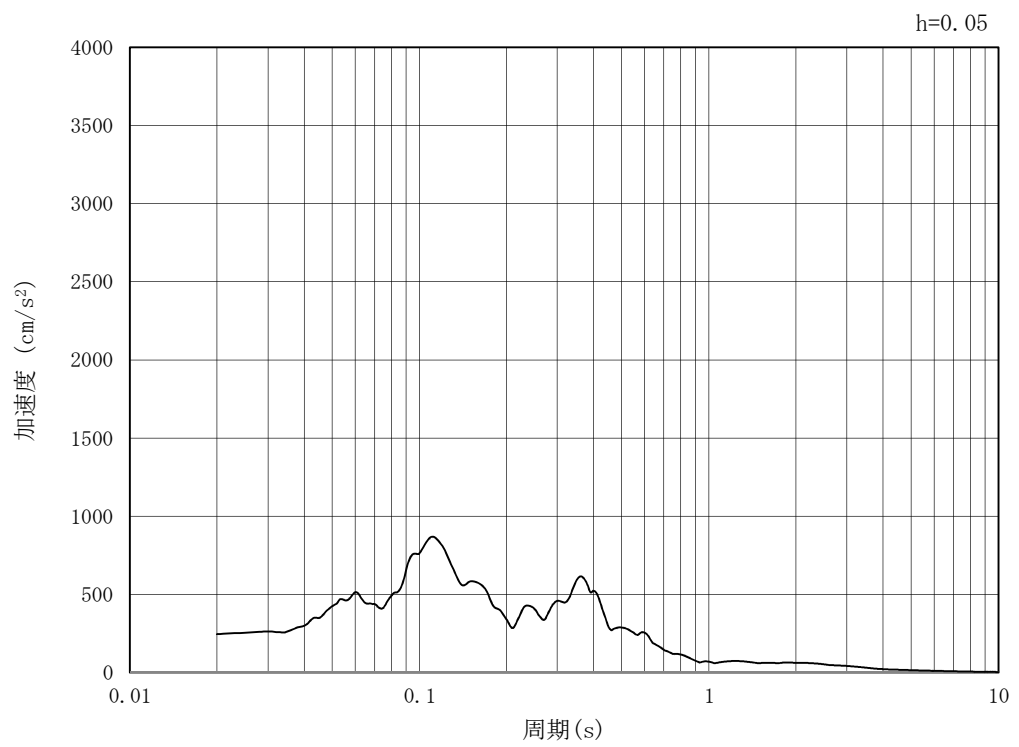
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(水平方向: $S_s - 31$)

MAX 245 cm/s^2 (7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(鉛直方向: $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

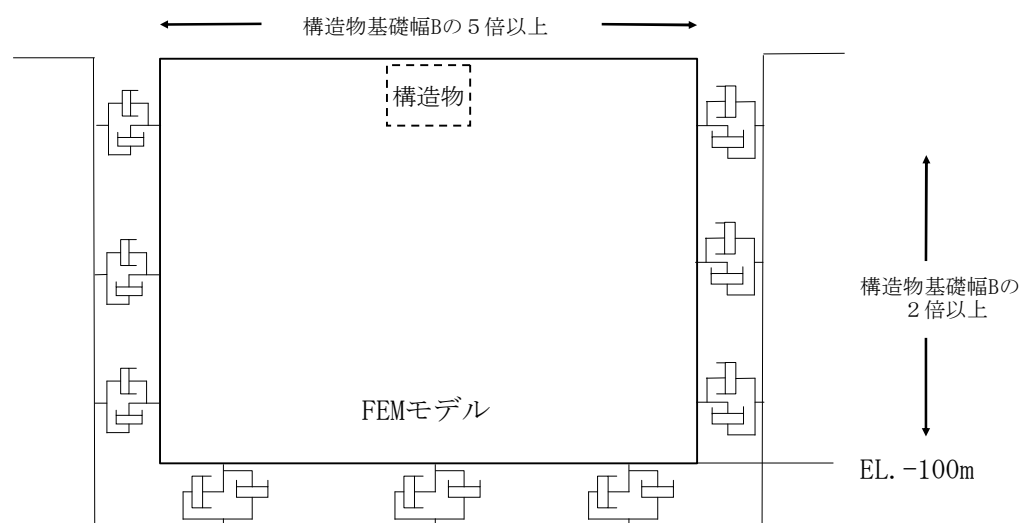


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-2に示す。

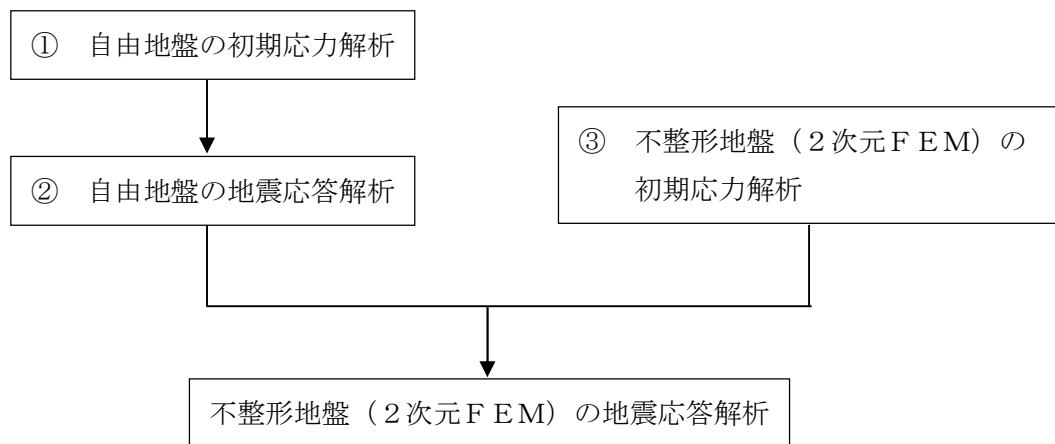


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

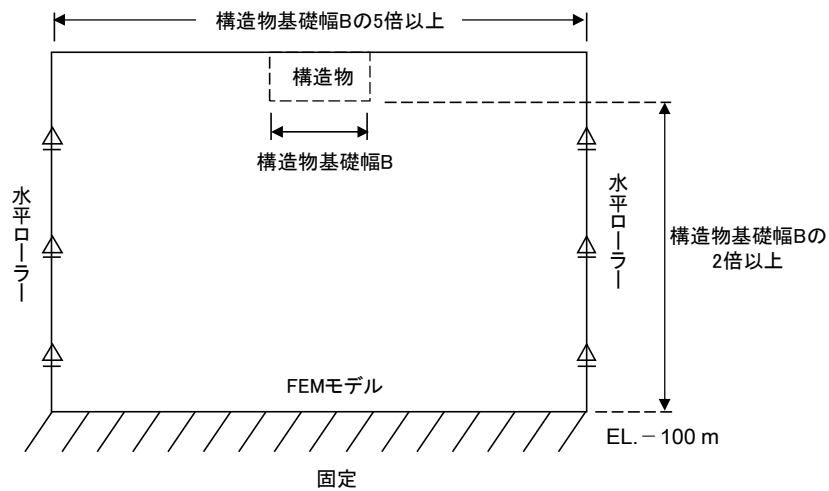


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

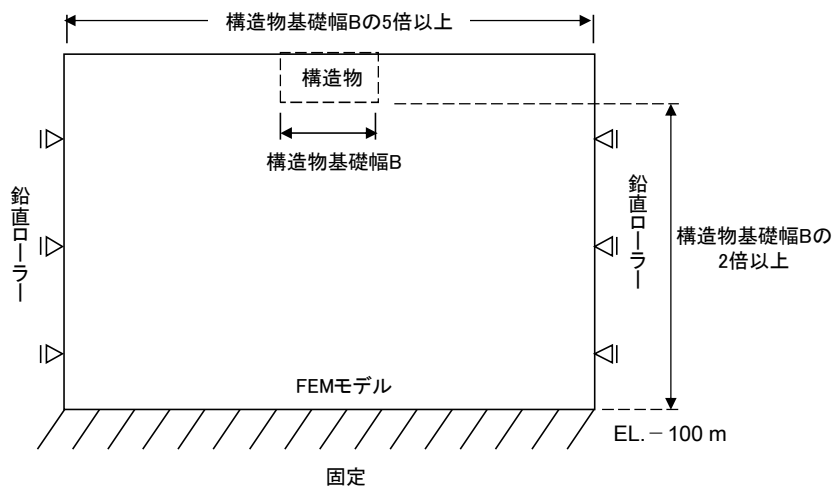


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。また、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

貯留堰の地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。

なお、貯留堰の地震応答解析モデル（EW-1）は、貯留堰の直線部を構成する鋼管矢板が 7 本並ぶ断面となる。この断面における貯留堰については、図 3.5-5（1）に示すとおり、貯留堰縦断方向の変形量を適切に評価するために、貯留堰の直線部を構成する 7 本の鋼管矢板をその中心位置において、鋼管矢板 7 本分の断面積及び断面二次モーメントを有する 1 本の線形はり要素によりモデル化する。

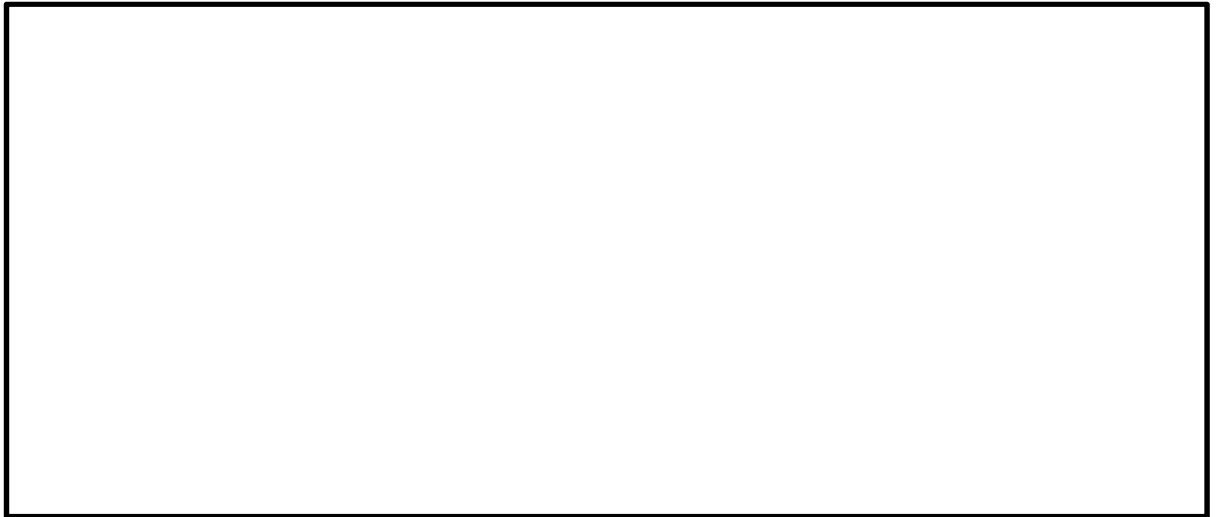


図 3.5-5 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



図 3.5-5 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)

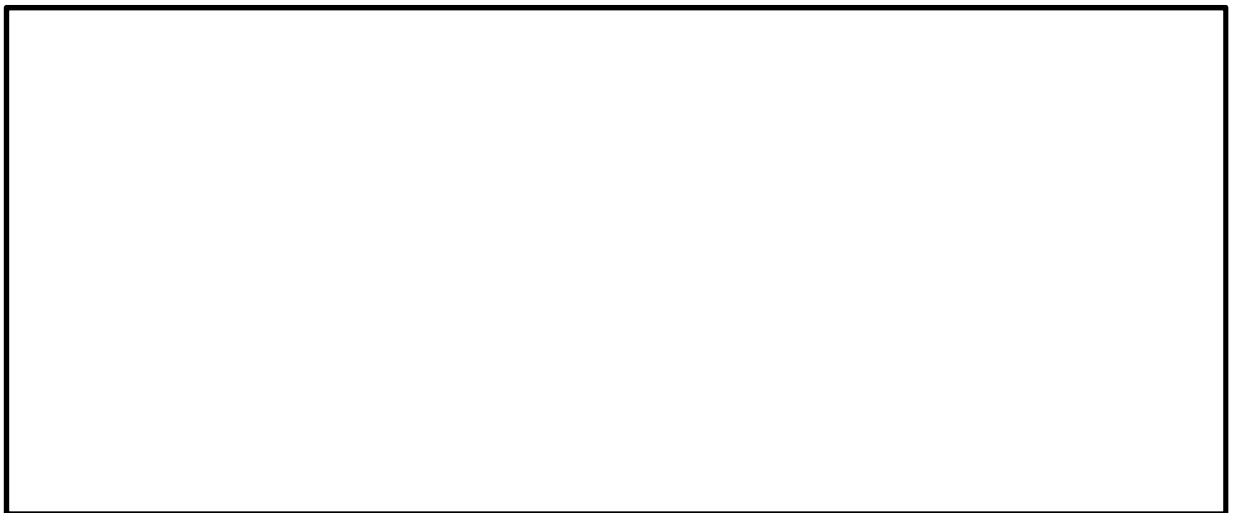


図 3.5-5 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤と隣接構造物の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

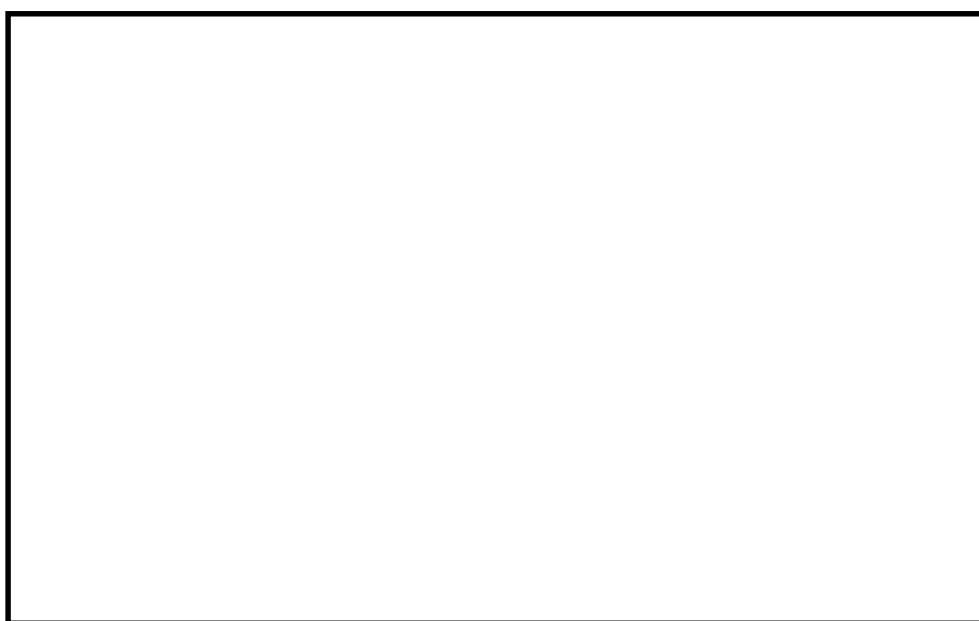
ジョイント要素のばね定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5-2 のとおり設定する。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

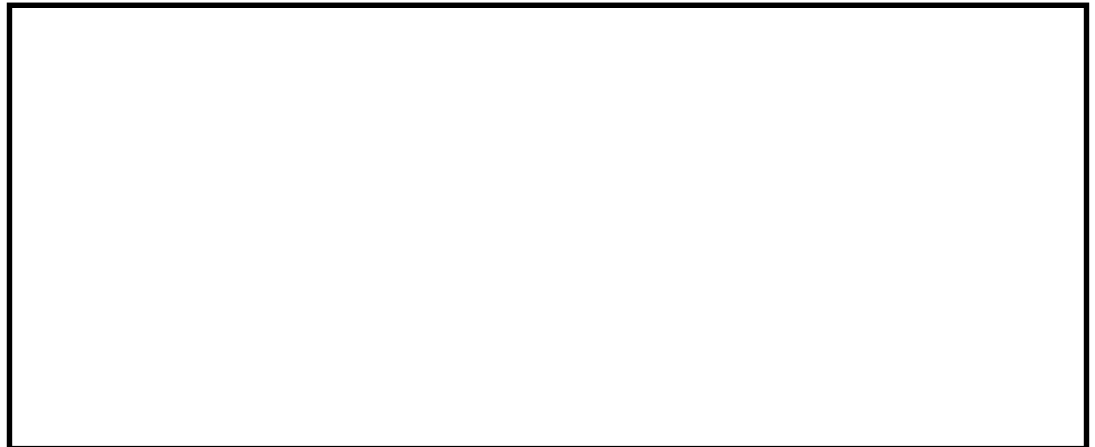


(a) ジョイント要素配置図 (EW-1)

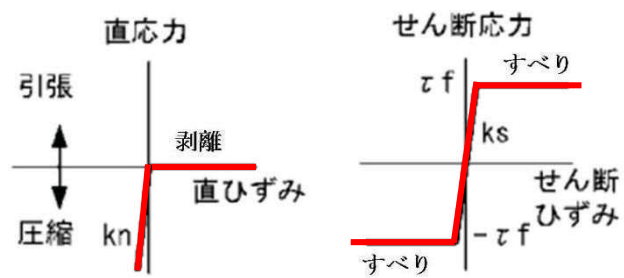


(b) ジョイント要素配置図 (EW-2)

図 3.5-6 (1) ジョイント要素の考え方 (1 / 2)



(c) ジョイント要素配置図 (NS-1)



(d) ジョイント要素の力学的特性

図 3.5-6 (2) ジョイント要素の考え方 (2 / 2)

(6) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-7 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-3 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-3 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

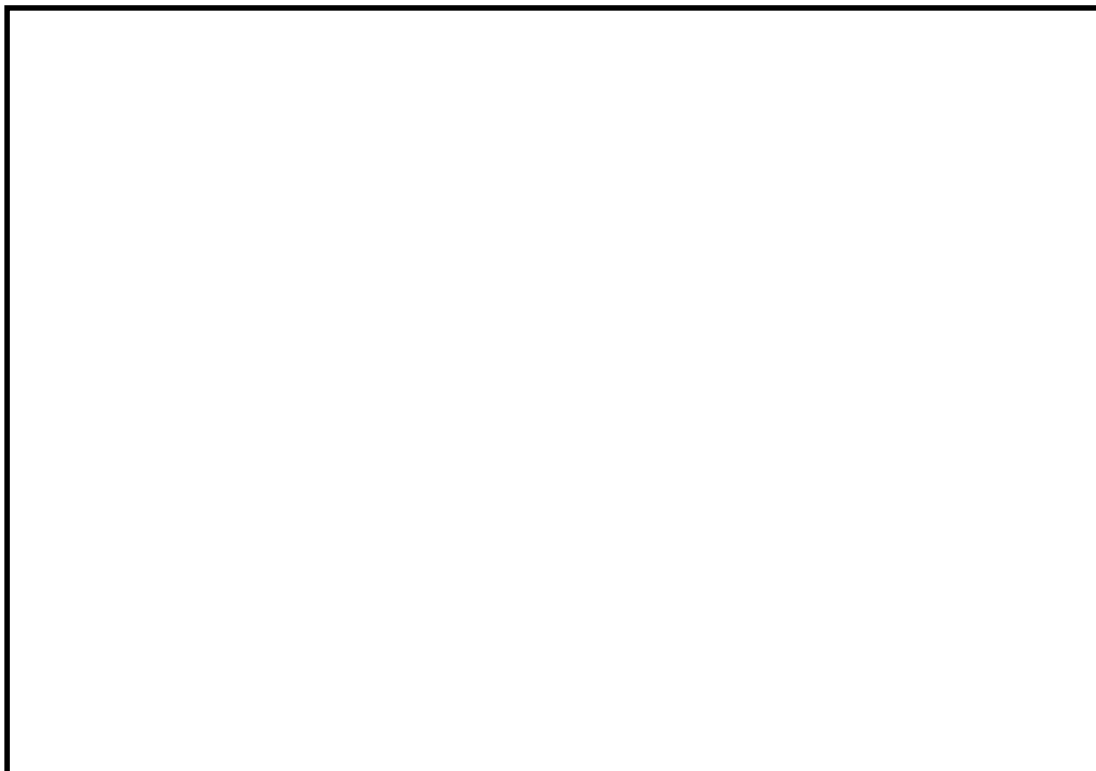
杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-4 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。

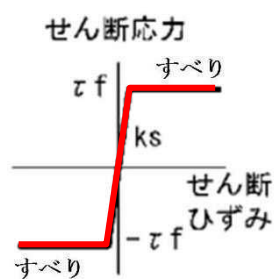
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.5-4 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図 (EW-1)



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.5-7 杭－地盤相互作用ばねの考え方

(7) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-5 のとおり設定する。図 3.5-8 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.5-5 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

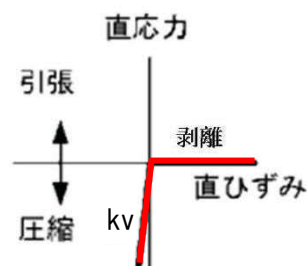


図 3.5-8 杭下端ジョイントばねの考え方

(8) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の設定

貯留堰取付護岸を構成するタイ材は、タイ材に生じる引張力が許容限界以下であることを適切に評価できるよう、引張力の上限値を有さない非線形ばね要素によりモデル化する。タイ材をモデル化した非線形ばね要素では、圧縮力が生じた場合、剛性及び軸力をゼロとし、圧縮力に対しては抵抗しないことを考慮する。

タイ材の非線形ばね要素に用いるばね定数は、タイ材のヤング係数、断面積及びタイ材長さに基づき、表 3.5-6 のとおり設定する。図 3.5-9 にタイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方を示す。

表 3.5-6 (1) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数 (EW-1 断面)

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86×10^5 *1	
断面積 A	m ²	6.91×10^{-4} *2	
タイ材長さ L	m	15.000	
ばね定数 K	kN/m	8568	算定式： $K = E \times A / L$

表 3.5-6 (2) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数 (EW-2 断面)

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86×10^5 *1	
断面積 A	m ²	6.91×10^{-4} *2	
タイ材長さ L	m	18.316	
ばね定数 K	kN/m	7017	算定式： $K = E \times A / L$

注記 *1：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料 第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 月）

*2：タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）

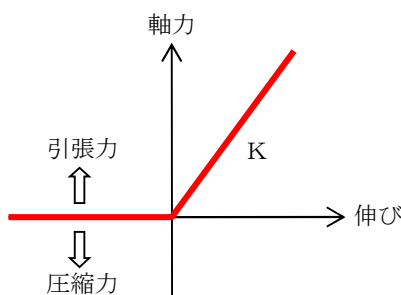


図 3.5-9 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方

(9) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月））とする。

図 3.5-10 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-7 に固有値解析結果を示す。

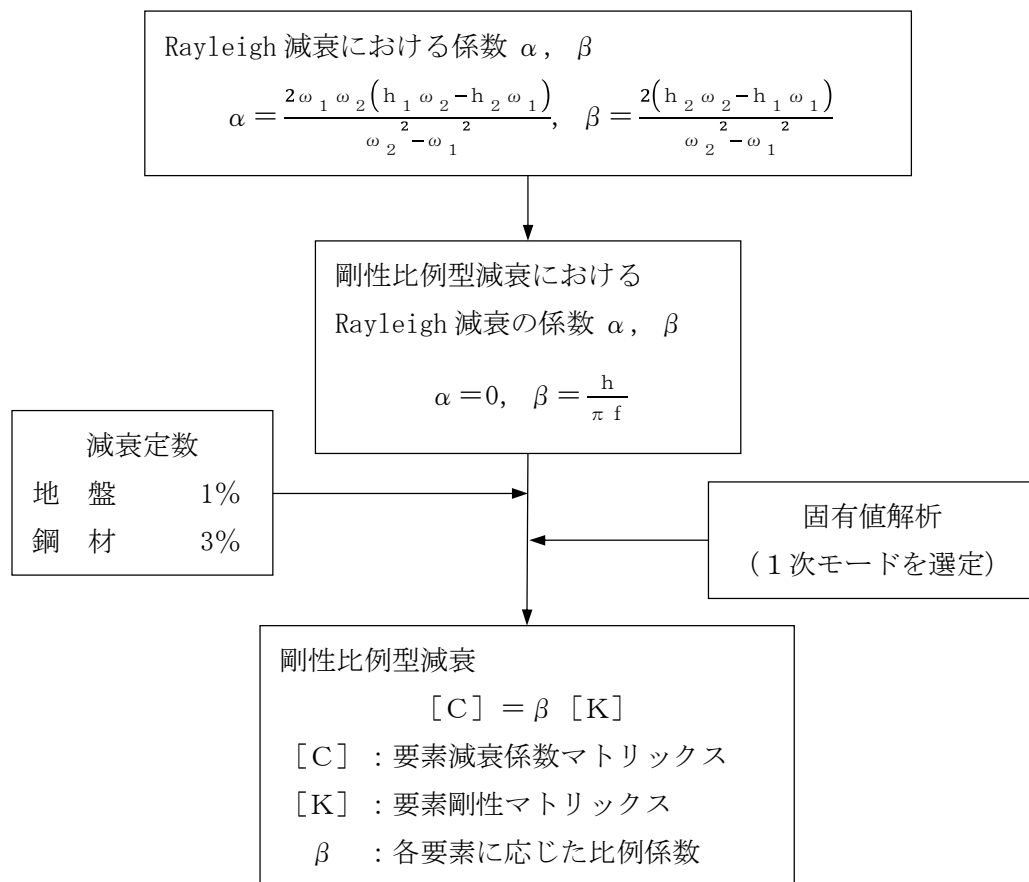


図 3.5-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.519	-62.43	—
2	0.633	236.02	地盤の1次として採用
3	0.820	144.42	—
4	0.928	-138.28	構造物の1次として採用
5	0.995	85.99	—
6	1.060	-103.33	—
7	1.273	39.94	—
8	1.333	-34.00	—
9	1.355	-38.14	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.515	13.50	—
2	0.635	-103.52	地盤の1次として採用
3	0.832	57.36	—
4	0.928	-52.28	構造物の1次として採用
5	0.967	-57.95	—
6	1.069	48.77	—
7	1.237	-41.26	—
8	1.342	-3.99	—
9	1.362	-13.36	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.638	117.17	地盤の1次として採用
2	0.853	90.21	—
3	0.933	-59.06	—
4	1.159	90.32	構造物の1次として採用
5	1.206	50.13	—
6	1.387	-47.64	—
7	1.425	-13.55	—
8	1.518	-28.32	—
9	1.597	-14.63	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.554	-69.31	—
2	0.685	-248.63	地盤の1次として採用
3	0.885	-163.00	—
4	1.006	-140.21	構造物の1次として採用
5	1.063	-89.75	—
6	1.156	87.93	—
7	1.382	33.74	—
8	1.443	-5.41	—
9	1.470	-59.83	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.543	1.24	—
2	0.686	108.28	地盤の1次として採用
3	0.896	-66.53	—
4	1.007	51.80	構造物の1次として採用
5	1.037	49.17	—
6	1.160	44.18	—
7	1.341	38.47	—
8	1.458	3.82	—
9	1.468	1.83	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.689	125.63	地盤の1次として採用
2	0.911	103.50	—
3	1.011	-50.35	—
4	1.215	-84.50	構造物の1次として採用
5	1.309	29.36	—
6	1.462	-32.86	—
7	1.521	-20.51	—
8	1.605	-38.65	—
9	1.741	11.94	—

表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.479	-54.53	—
2	0.579	224.99	地盤の1次として採用
3	0.751	-124.85	—
4	0.846	-136.38	構造物の1次として採用
5	0.918	-67.71	—
6	0.963	120.80	—
7	1.160	51.16	—
8	1.207	-40.01	—
9	1.243	-16.10	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.474	6.53	—
2	0.579	-98.48	地盤の1次として採用
3	0.760	-48.32	—
4	0.850	56.97	構造物の1次として採用
5	0.890	34.42	—
6	0.974	50.52	—
7	1.127	-42.15	—
8	1.217	6.54	—
9	1.239	-21.46	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.582	109.05	地盤の1次として採用
2	0.783	-76.39	—
3	0.855	-71.80	—
4	1.076	-34.52	—
5	1.116	-99.46	構造物の1次として採用
6	1.274	-21.08	—
7	1.308	-56.21	—
8	1.421	12.07	—
9	1.445	15.76	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果（検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく
液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(a) EW-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.512	-56.24	—
2	0.605	-233.26	地盤の1次として採用
3	0.777	138.29	—
4	0.896	145.85	構造物の1次として採用
5	0.982	71.93	—
6	1.014	109.85	—
7	1.201	12.87	—
8	1.230	58.81	—
9	1.283	40.92	—

(b) EW-2 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.504	3.26	—
2	0.607	100.52	地盤の1次として採用
3	0.782	-52.88	—
4	0.896	-60.21	構造物の1次として採用
5	0.945	-31.89	—
6	1.014	54.12	—
7	1.157	-40.37	—
8	1.224	-21.54	—
9	1.263	-2.42	—

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.609	112.95	地盤の1次として採用
2	0.817	-93.33	—
3	0.908	-65.40	—
4	1.137	69.31	構造物の1次として採用
5	1.156	71.94	—
6	1.284	12.84	—
7	1.329	49.99	—
8	1.428	12.72	—
9	1.472	17.83	—

3.5.2 使用材料及び材料定数

使用材料を表 3.5-8 に、材料物性値を表 3.5-9 に示す。

表 3.5-8 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	$\phi 2000 \text{ mm} \times t40 \text{ mm}^{*1}$ (SM570)
	土留鋼管矢板	北側： $\phi 2000 \text{ mm} \times t25 \text{ mm}^{*1}$ (SKY490) 南側： $\phi 2000 \text{ mm} \times t40 \text{ mm}^{*1}$ (SM570)
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板 S P - V 型 ^{*2} (SY295) 控え工鋼矢板 S P - IV 型 ^{*2} (SY295)
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T (タイブル) ^{*3}

注記 *1：外側 1 mm の腐食代（新設）を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

*2：前面側 2 mm，背面側 2 mm の腐食代（既設）をそれぞれ考慮する。

*3：ポリエチレンコーティングのため腐食代を考慮しない。

表 3.5-9 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10^5 ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
鋼矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10^5 ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
タイ材	—	1.86×10^5 ^{*3}	—	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*3：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料 第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 月）

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3.5-10に示す。

表 3.5-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位で浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位で浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位で浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位で浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位で浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

z：標高（m）

表 3.5-10 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m_5, m_k	最大履歴 減衰率 $h_{max}(\%)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310, 675	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318, 028	361, 679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331, 480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336, 026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357, 650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401, 921	424, 250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

表 3.5-10 (5) 地盤改良体の一軸圧縮強度

部位	一軸圧縮強度 (N/mm ²)
地盤改良（新設）上側	1.0
地盤改良（既設）	3.0（砂質土） 1.0（粘性土）
地盤改良（新設）下側	1.0（粘性土）

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

貯留堰の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6-1 に示す

表 3.6-1 貯留堰の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s-D1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S_s-11		実施					
	S_s-12		実施					
	S_s-13		実施					
	S_s-14		実施					
	S_s-21		実施					
	S_s-22		実施					
	S_s-31	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

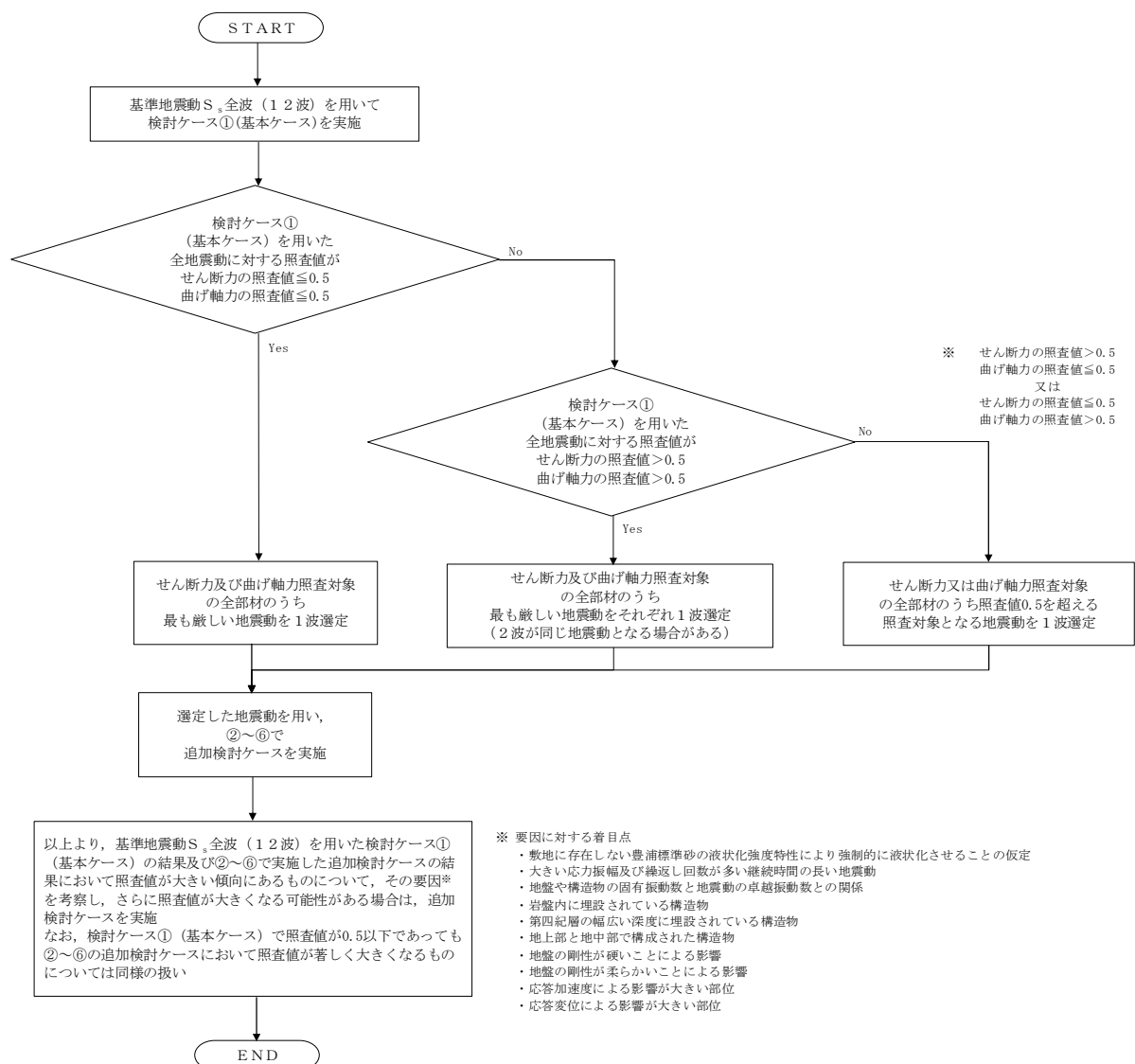


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(4) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(5) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

(6) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.2.2 荷重

貯留堰の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{S_s})

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

4.2.3 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 4.2-2 荷重の組合せ (鋼管矢板 地震時)

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 4.2-3 及び表 4.2-4 に、荷重作用図を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 4.2-4 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時 考慮 荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

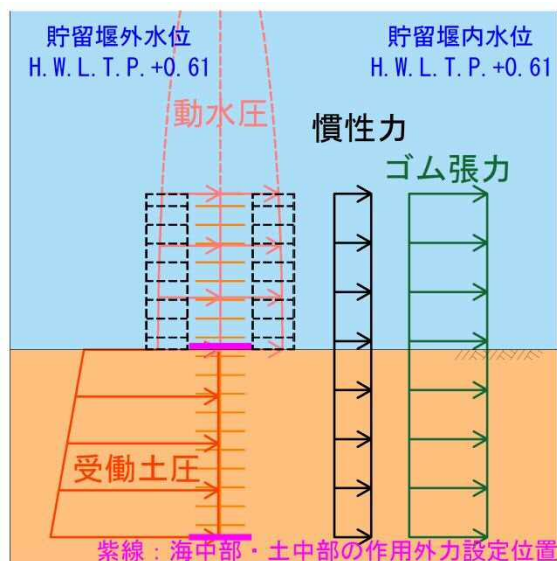


図 4.2-1 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 地震時）

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価に用いる荷重の組合せを表 4.2-5 及び表 4.2-6 に、荷重作用図を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s}$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

表 4.2-6 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時 考慮 荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	・堰内外で水位差がないため、考慮しない。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震力	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震力	—	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

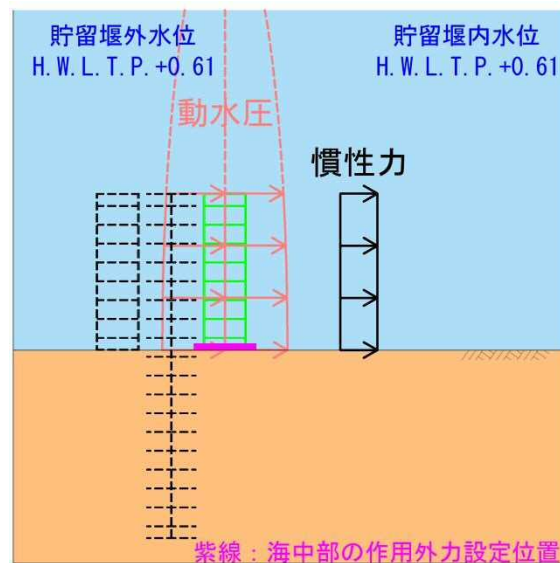


図 4.2-2 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 地震時）

4.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-1 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-1 鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-2 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-2 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

また，止水ゴム取付部鋼材（SM400）は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（SP-V型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SM400 の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-3 に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

表 4.3-3 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	84

(3) 防護材

防護材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-4 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-4 防護材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

(4) 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 4.3-5 防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材 取付部鋼材	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5
	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	157.5

また，防護材取付部鋼材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（S P－V 型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接部の評価に用いる SY295 の許容限界は，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 4.3-6 に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

表 4.3-6 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
前面鋼矢板	S P－V 型 SY295	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	105

(5) 止水ゴム

表 4.3-7 に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。止水ゴムの変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 4.3-7 止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050mm

(6) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により設定する。

道路橋示方書による杭基礎（打込み工法）の支持力算定式を以下に、基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4.3-8に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

P_u ：杭先端の極限支持力（kN）（打込み工法）

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{CUU} = q_u/2$ より， $q_u = c_{CUU} \times 2$ 。ここで， c_{CUU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1におけるKm層の非排水せん断強度

A_t ：鋼管杭の先端純断面積（m²）

A_i ：鋼管杭の先端閉塞面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表 4.3-8 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	算定結果			備考
	貯留堰鋼管矢板			
	NS-1 断面 (南側)	NS-1 断面 (北側)	EW-2 断面	
極限支持力 Ru (kN)	—	—	—	
杭先端の極限支持力 Pu (kN)	15471	16005	15935	$440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$
杭先端の極限支持力度 Pu' (kN/m ²)	4934	5105	5082	Pu/A
一軸圧縮強度 qu (kN/m ²)	1906	2040	2022	非排水せん断強度×2
杭先端純断面積 At (m ²)	0.240	0.240	0.240	
杭先端閉塞面積 Ai (m ²)	2.895	2.895	2.895	
杭先端面積 A (m ²)	3.135	3.135	3.135	At+Ai
杭先端標高 T.P. (m)	-33.4	-52.9	-50.4	
杭の周長 U (m)	—	—	—	
周面摩擦を考慮する層厚 Li (m)	—	—	—	
最大周面摩擦力度 (kN/m ²)	—	—	—	

4.4 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.2 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力、せん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生するせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、リブプレート及び現場隅肉溶接を行うベースプレートと貯留堰取付護岸矢板もしくは貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。したがって、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 4.4-1 に示す。

表 4.4-1 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

諸元		
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t19 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)

注記 *1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。

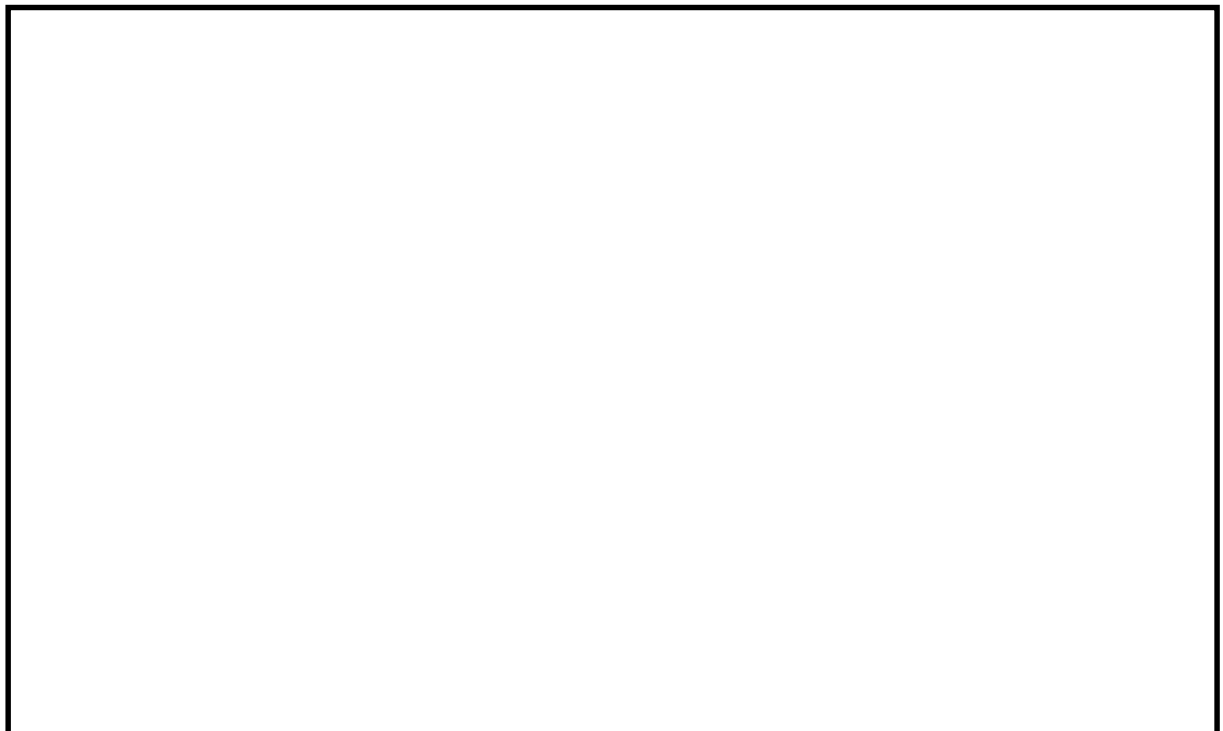


図 4.4-1 詳細構造図

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は、基準地震動 S_s による慣性力、動水圧及び止水ゴムのゴム張力を作用させたはり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

(a) リブプレート

リブプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板側と貯留堰の鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については、照査結果が厳しくなる部材として、リブプレート幅の小さい貯留堰の鋼管矢板側に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 4. 4-2 に示す。

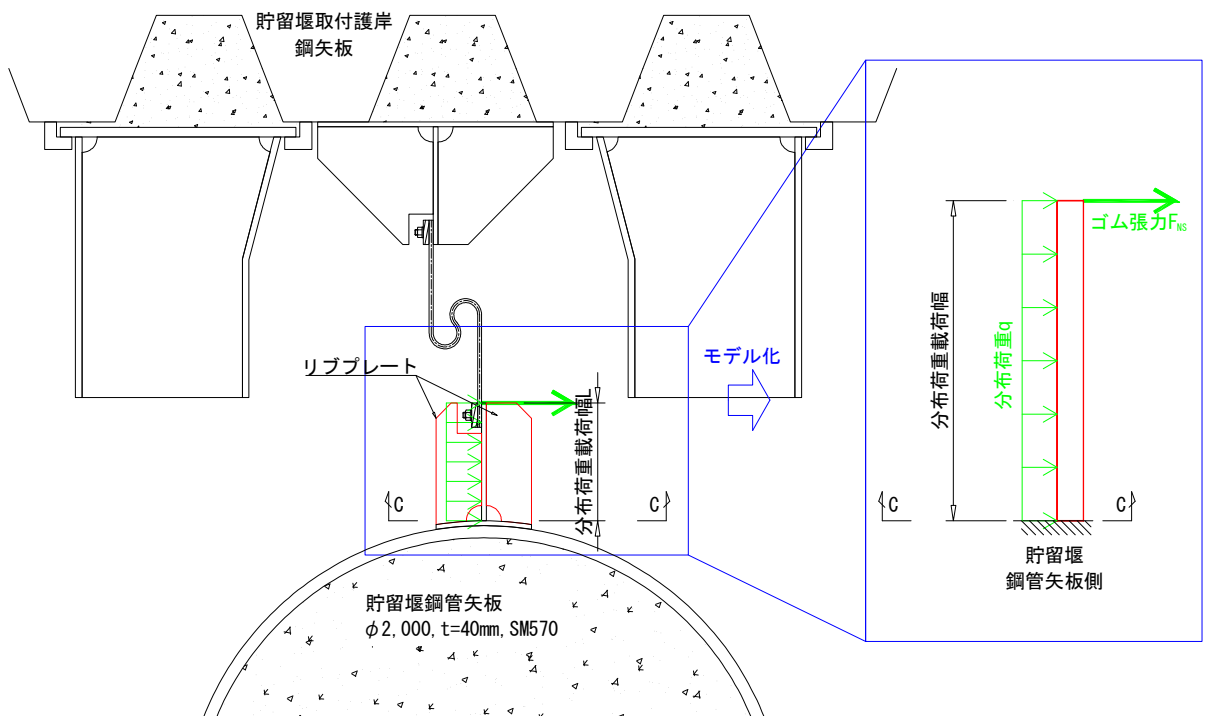


図 4. 4-2 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）

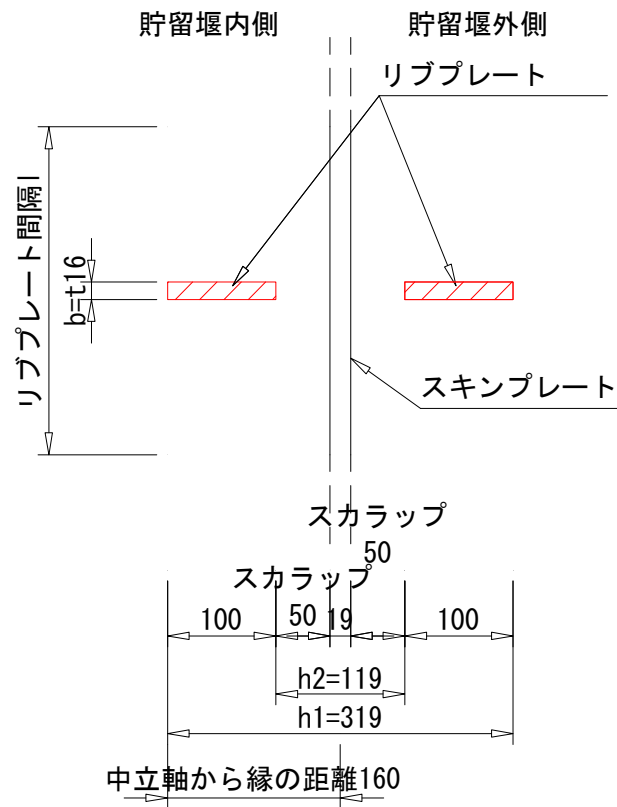


図 4. 4-3 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{NS} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレートスパン (m)

F_{NS} : 止水ゴム引張力 (kN/m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

b : 板厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) ベースプレート

ベースプレート全域は、完全溶込み溶接を用いて取付けられたリブプレートによって補強されている。リブプレートの照査を行い、リブプレートが荷重に対し十分な耐力を有していることを確認することで、ベースプレートの発生応力が許容限界を超えないものと考えられる。したがって、リブプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認のうえ、ベースプレートの照査は省略する。

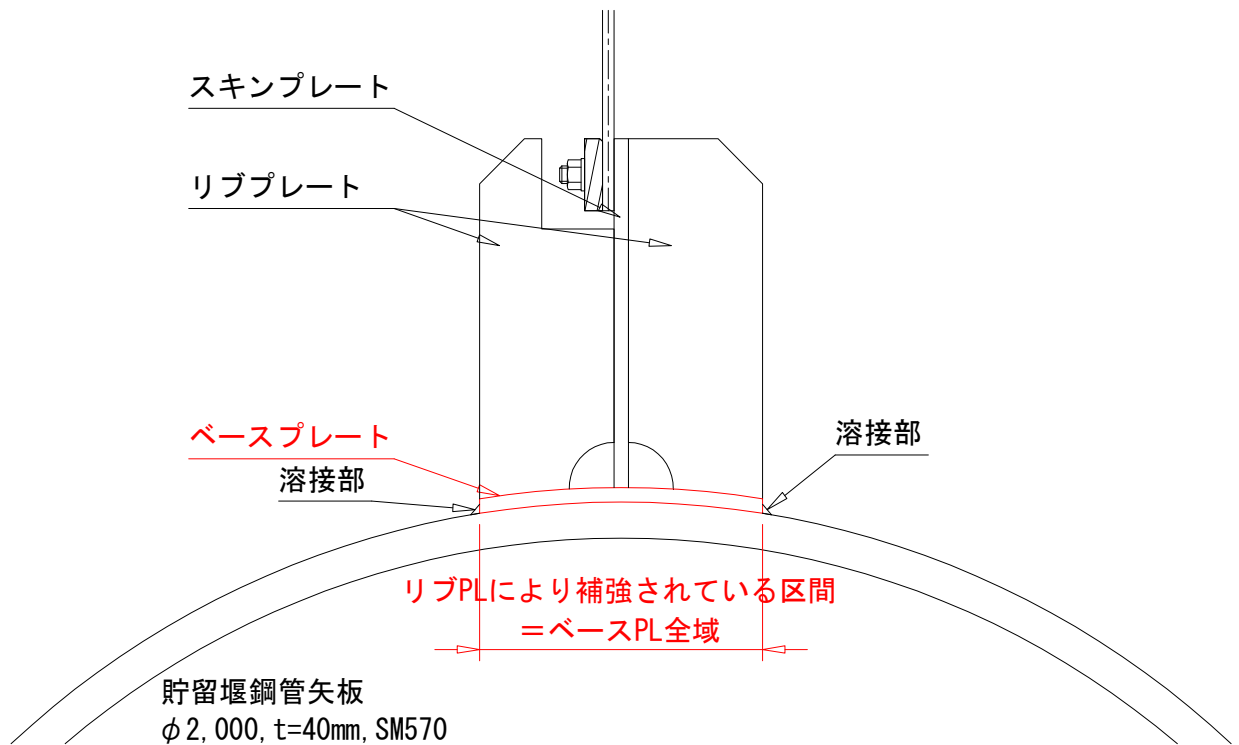


図 4.4-4 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

(c) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板もしくは貯留堰の鋼管矢板に溶接する。ベースプレートと鋼矢板及びベースプレートと鋼管矢板の溶接部のうち、照査結果が厳しくなる溶接部として、図 4.4-5 に示すとおり溶接箇所間隔 W が小さく、発生断面力が大きくなる貯留堰鋼管矢板側の溶接部に対して照査を行う。ここで、溶接部の許容応力度は母材の許容応力度のうち、低い方（SM400）の許容応力度となる。

イ. モデル化

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重とモデル化の考え方を図 4.4-5 に示す。

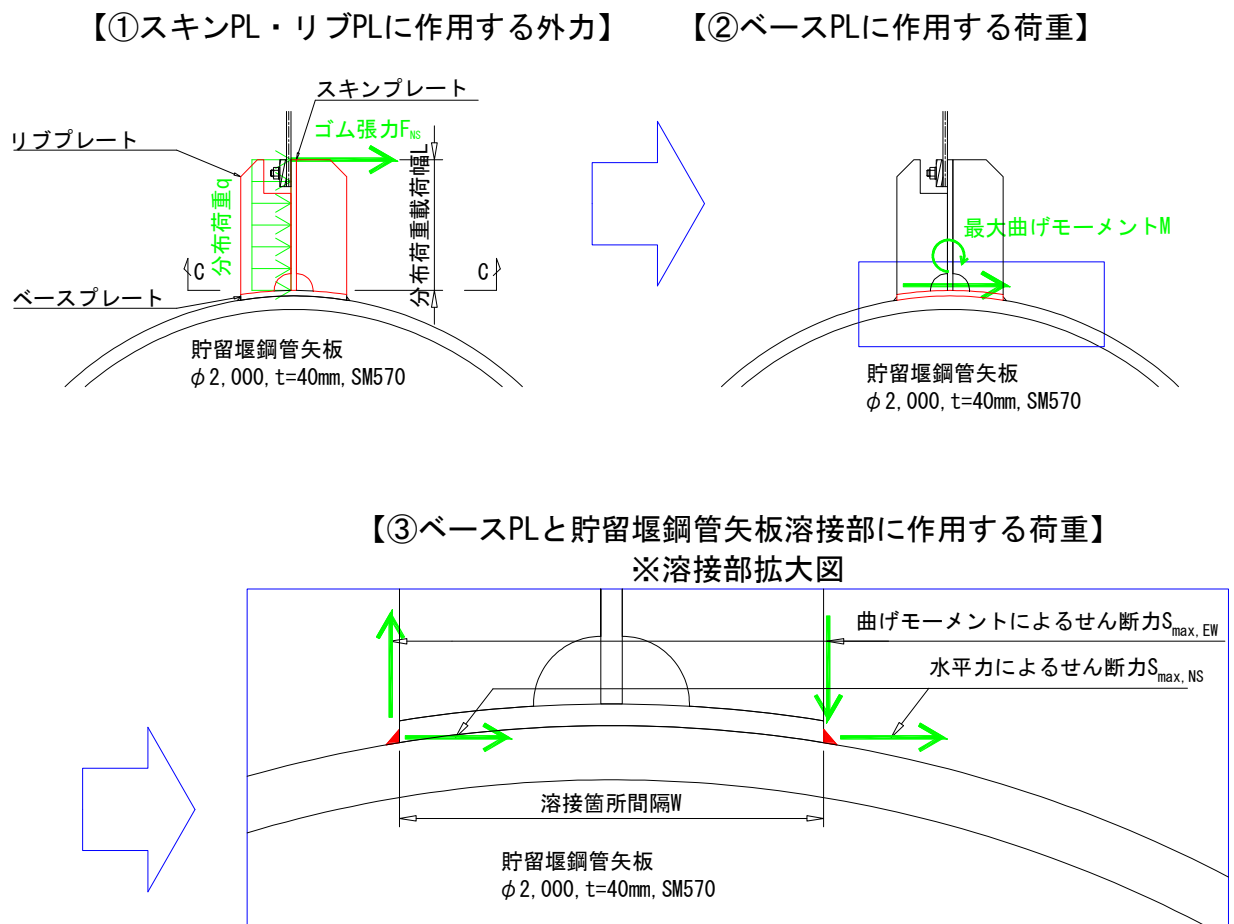


図 4.4-5 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部）

ロ. 断面照査方法

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{NS} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに、

$S_{max,NS}$: 水平力による NS 方向のせん断力 (kN)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

h : 単位高さ (m)

F_{NS} : 止水ゴム引張力 (kN/m)

$S_{max,EW}$: 曲げモーメントによる EW 方向のせん断力 (kN)

W : 溶接箇所間隔 (m)

M : 曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

a : のど厚 (m)

b : 脚長 (m)

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の耐震評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数
 - リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)
 - 溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

- τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)
- τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

a. 構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の照査対象部材は、以下のとおりとする。

- ・スキンプレートとリブプレート
- ・ベースプレート
- ・ベースプレート固定鋼材
- ・ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸矢板の溶接部（現場隅肉溶接）

なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。そのため、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

防護材及び防護材取付部鋼材に関する使用材料を表 4.4-2 に示す。

表 4.4-2 使用材料（防護材及び防護材取付部鋼材）

諸元		
防護材及び 防護材取付部鋼材	スキンプレート	t22 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t12 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t32 mm ^{*1} (SM570)
	ベースプレート固定鋼材	t40 mm ^{*1} (SM490)

注記 *1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。



図 4.4-6 詳細構造図（再掲）

b. 解析概要

地震時に発生する応答値は，基準地震動 S_s による慣性力及び動水圧を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

c. 部材ごとの解析方法

(a) スキンプレート及びリブプレート

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 4.4-7 に示す。

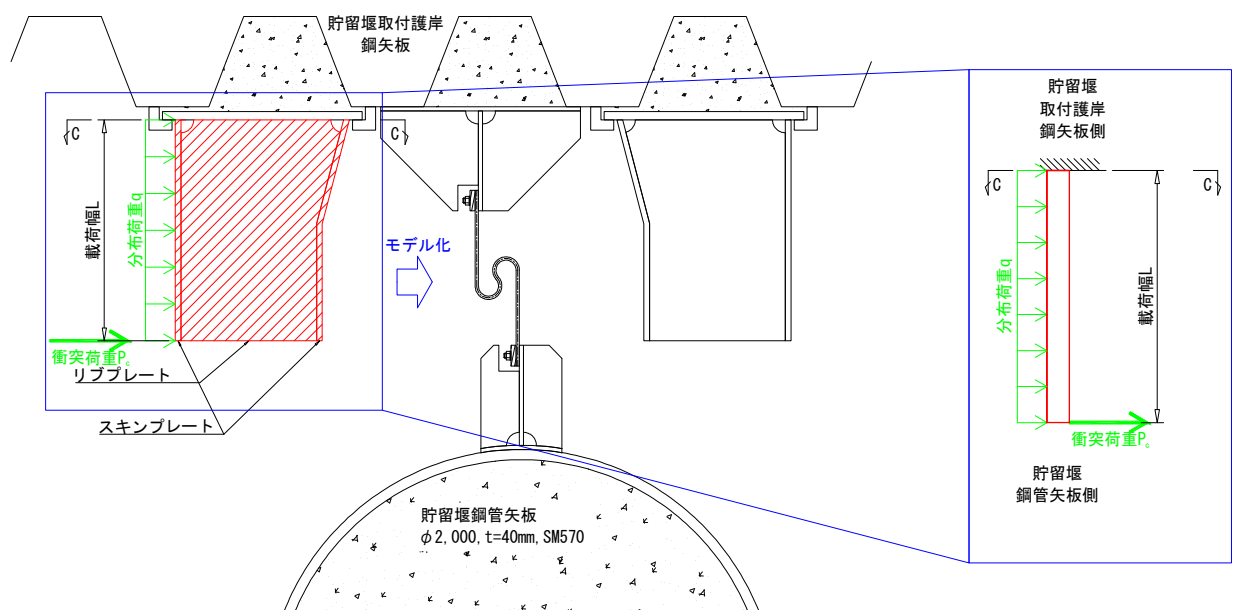


図 4.4-7 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

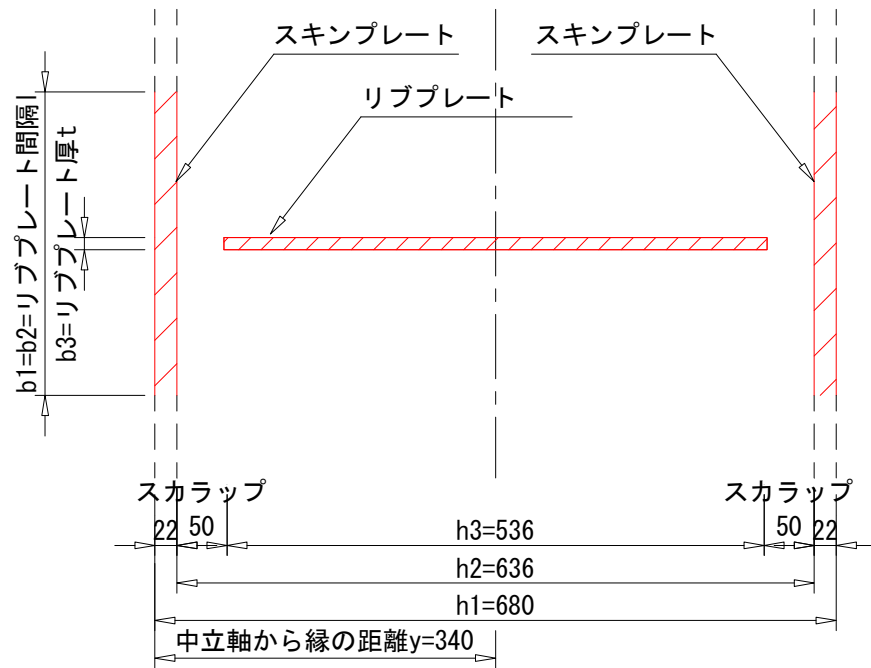


図 4. 4-8 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

ロ. 断面照査方法

スキンプレート及びリブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + P_c \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + P_c \times l$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3 - b_2 \times h_2^3 + b_3 \times h_3^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b_1 \times h_1 - b_2 \times h_2 + b_3 \times h_3$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレートスパン (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

b_1 : リブプレート間隔 (m)

b_2 : リブプレート間隔 (m)

b_3 : リブプレート厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

h_3 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) ベースプレート

ベースプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 4. 4-9 に示す。

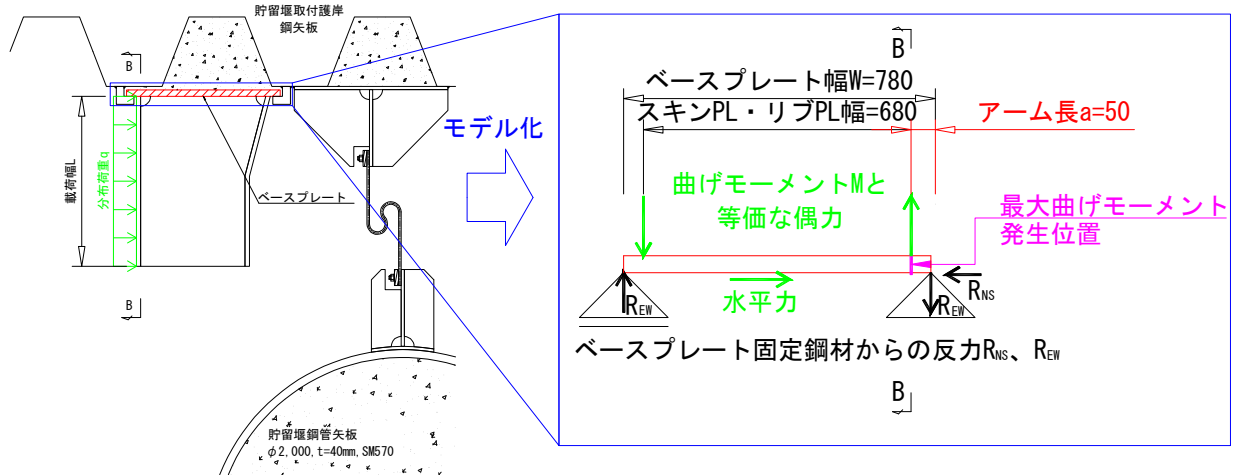


図 4. 4-9 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート)

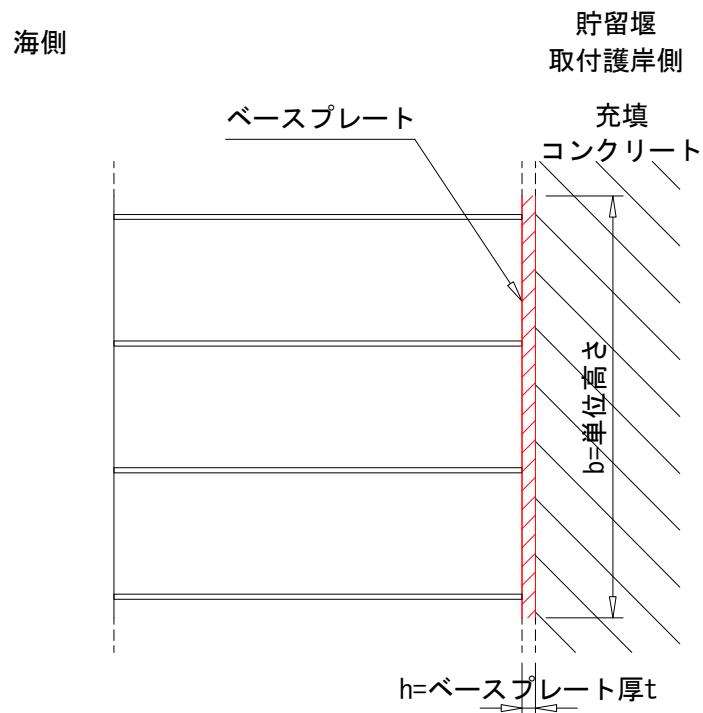


図 4. 4-10 照査断面 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート)

ロ. 断面照査方法

ベースプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = R_{EW} \times a$$

$$R_{EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max} = R_{NS}$$

$$R_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max} = R_{EW}$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

R_{EW} : ベースプレート固定鋼材からの EW 方向反力 (kN)

a : アーム長 (m)

M : スキンプレート・リブプレートより受ける曲げモーメント (kN・m)

W : ベースプレート幅 (m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

b : 単位高さ (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

N_{max} : 最大発生軸力 (kN)

R_{NS} : ベースプレート固定鋼材からの NS 方向反力 (kN)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

Z : 断面係数 (m³)

h : ベースプレート厚 (m)

A : 断面積 (m²)

(c) ベースプレート固定鋼材

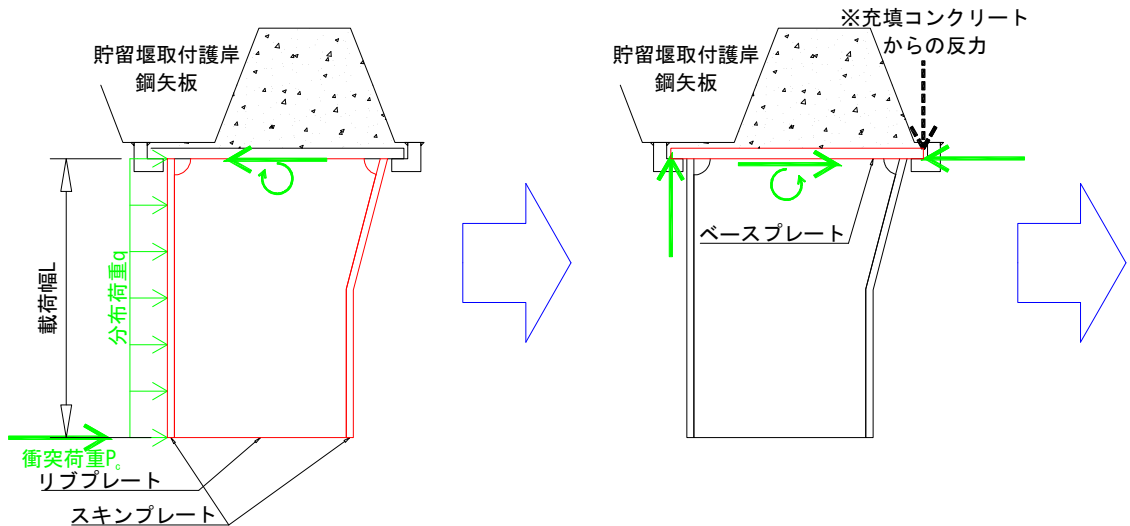
ベースプレート固定鋼材に作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重とモデル化の考え方を図 4.4-11 に示す。

【①スキンPL・リブPLに作用する外力】

【②ベースPLに作用する荷重】



【③ベースPL固定鋼材に作用する荷重】

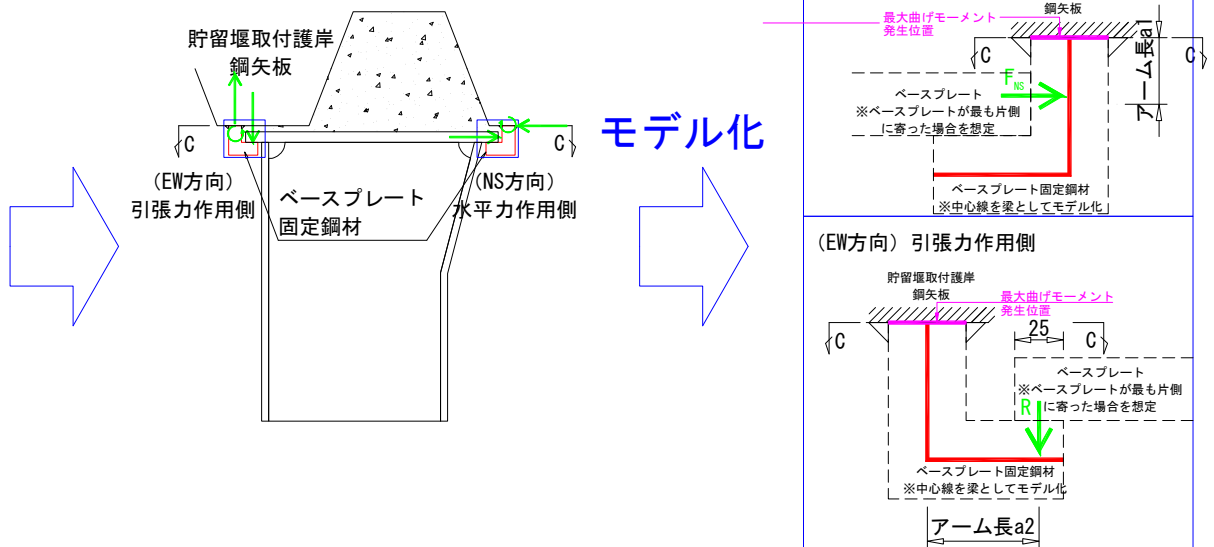


図 4.4-11 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

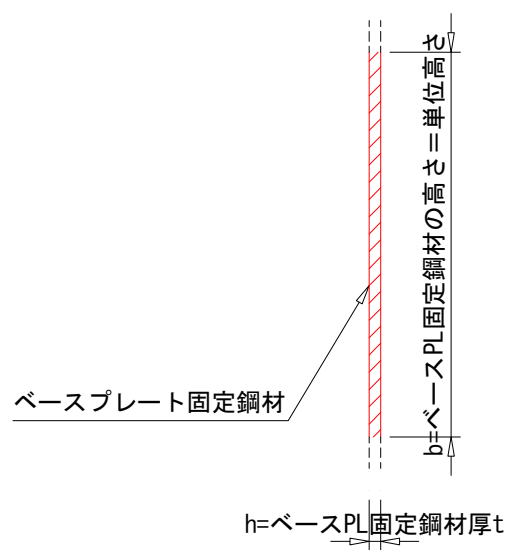


図 4. 4-12 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

$M_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の

最大発生曲げモーメント（kN・m）

F_{NS} : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）に作用する

NS 方向の荷重（kN）

a_1 : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）のアーム長（m）

q : 分布荷重（kN/m²）

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

b : 単位高さ（m）

P_c : 衝突力（kN/m）

$S_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の

最大発生せん断力（kN）

$M_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の

最大発生曲げモーメント（kN・m）

R : ベースプレートからのベースプレート固定鋼材に作用する

NS 方向反力（kN）

a_2 : ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）のアーム長（m）

M : スキンプレート・リブプレートよりベースプレートが受ける

曲げモーメント（kN・m）

W : ベースプレート幅（m）

$N_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大軸力（kN）

$S_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

Z : 断面係数（ m^3 ）

h : ベースプレート固定鋼材厚（m）

A : 断面積（ m^2 ）

(d) ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重とモデル化の考えを図 4.4-13 に示す。

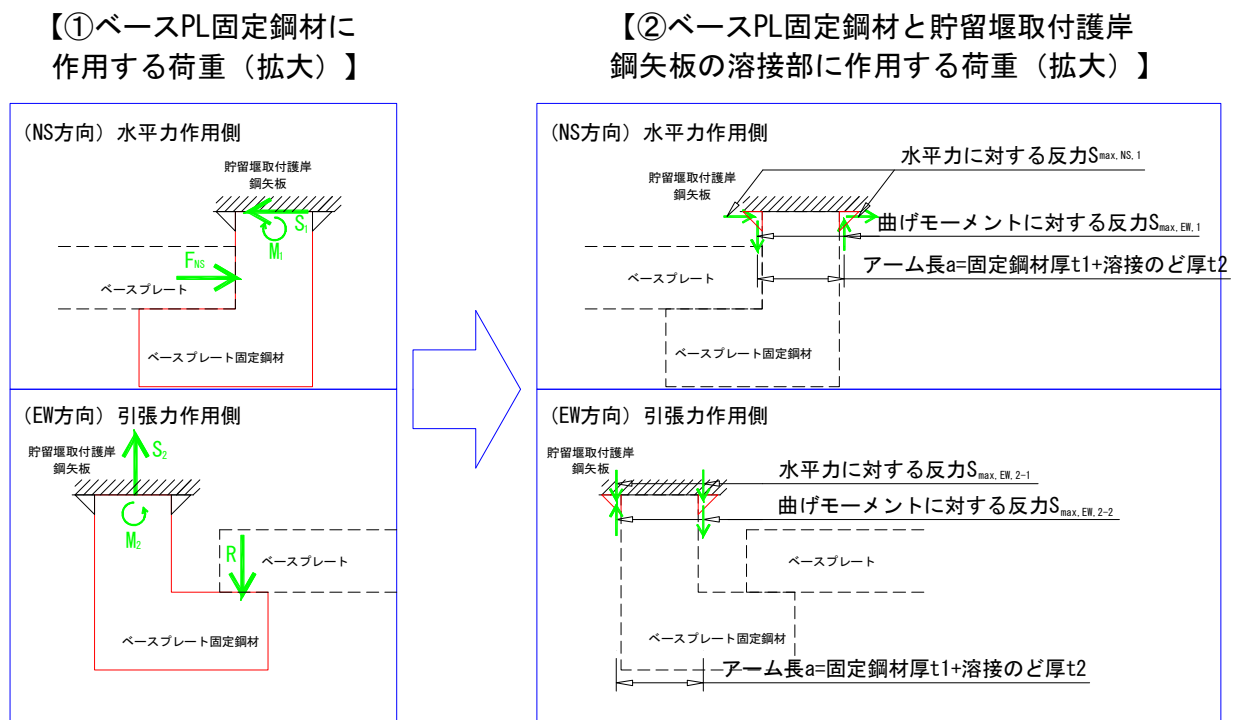


図 4.4-13 照査モデル図

(止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部)

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,EW,1} = \frac{M_1}{a}$$

$$a = t_1 + t_2$$

$$t_2 = \sqrt{b}$$

$$S_{max,NS,1} = \frac{S_1}{2}$$

$$S_{max,EW,2} = S_{max,EW,2-1} + S_{max,EW,2-2}$$

$$S_{max,EW,2-1} = \frac{R}{2}$$

$$S_{max,EW,2-2} = \frac{M_2}{a}$$

$$A = h \times t_2$$

ここに、

$S_{max,EW,1}$: 水平力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

M_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

a : アーム長 (m)

t_1 : ベースプレート固定鋼材厚 (m)

t_2 : 溶接部ののど厚 (m)

b : 溶接部の脚長 (m)

$S_{max,NS,1}$: 水平力作用側溶接部の NS 方向発生せん断力 (kN)

S_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2}$: 引張力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2-1}$: 引張力作用側溶接部の引張力による
EW 方向発生せん断力 (kN)

R : ベースプレートからベースプレート固定鋼材が
受ける反力 (kN)

$S_{max,EW,2-2}$: 水平力作用側溶接部の曲げモーメントによる
EW 方向発生せん断力 (kN)

M_2 : ベースプレート固定鋼材 (引張力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

b : 単位高さ (m)

d. 評価方法

防護材及び防護材取付部鋼材の耐震評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

スキンプレートとリブプレートについては「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を参照し，せん断応力を算出する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

※スキンプレートとリブプレートの場合は腹板（リブプレート）の面積のみ有効とする。

- κ : せん断応力の分布係数

スキンプレートとリブプレートの場合 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は、地震時の検討ケースで求められる最大変位の最大値とする。

なお、津波時及び重畳時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料」において実施するものとする。

b. 評価方法

止水ゴムの変位量は3方向の合成距離として以下のとおり算定し、その変位量が許容限界以下であることを確認する。なお、貯留堰のX方向（護岸法線平行方向）の変位量は、負方向（貯留堰外側方向）よりも正方向（貯留堰内側方向）が大きいため、あらかじめ負方向側（貯留堰外側）へのオフセット距離を考慮した設置位置とする。

変位方向の定義を図 4. 4-14 に、各変位及び距離の定義を図 4. 4-15 にそれぞれ示す。

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta x = \delta x(-) + Lx$$

$$\delta y = \delta y(-) + Ly$$

$$Ly = \delta y(+) + W$$

$$\delta z = \delta z(+)$$

ここに、

δ : 止水ゴムの設計変位 (cm)

δx : X 方向（護岸法線平行方向）の変位 (cm)

δy : Y 方向（護岸法線直角方向）の変位 (cm)

δz : Z 方向（鉛直方向）の変位 (cm)

$\delta x(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板の絶対変位（取付護岸の変位=0） (cm) ,
+ 方向=貯留堰内側方向, - 方向=貯留堰外側方向

$\delta y(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm) ,
+ 方向=取付護岸が近づく方向, - 方向=取付護岸が離れる方向

$\delta z(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm) ,
+ 方向=取付護岸の沈下方向, - 方向=取付護岸の上昇方向

Lx : X 方向（護岸法線平行方向）のオフセット距離 (cm)

Ly : Y 方向（護岸法線直角方向）の初期離隔距離 (cm)

W : 変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度 (cm)

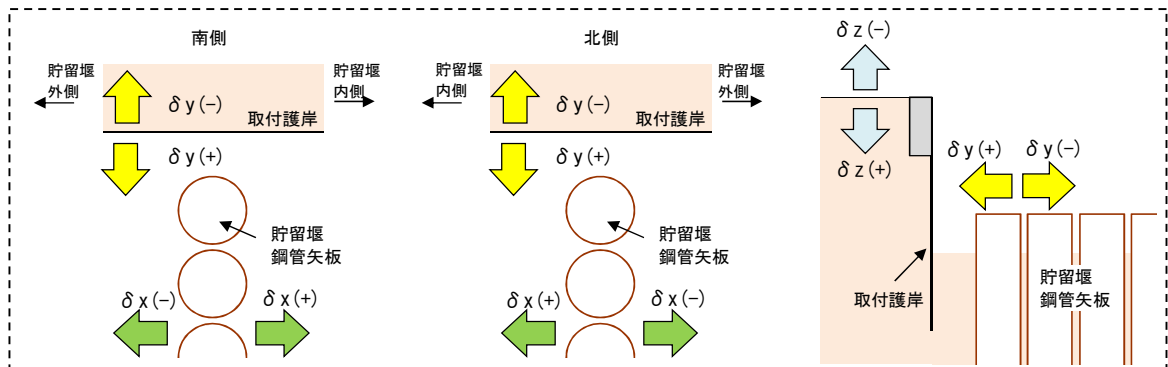


図 4. 4-14 変位方向の定義

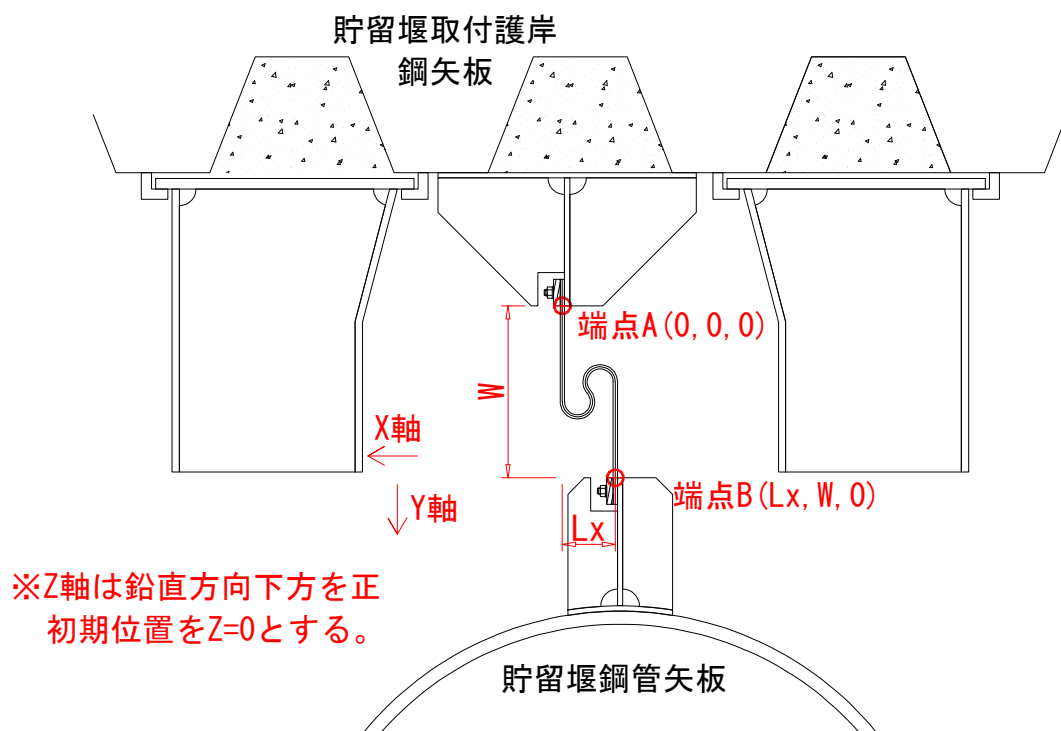


図 4. 4-15 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)

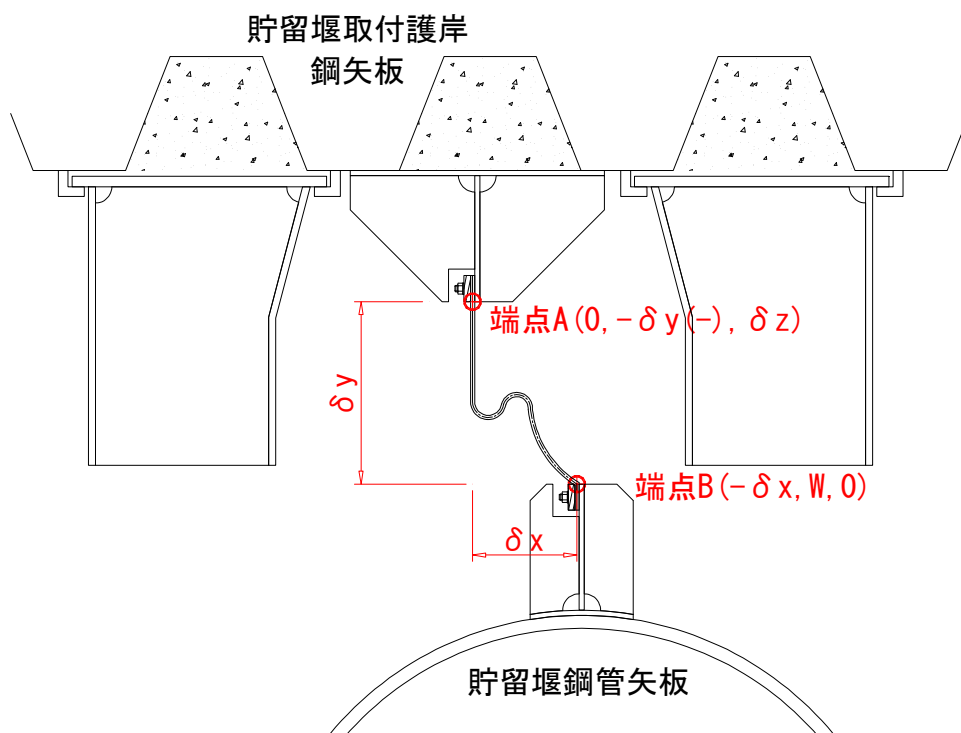


図 4. 4-15 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)

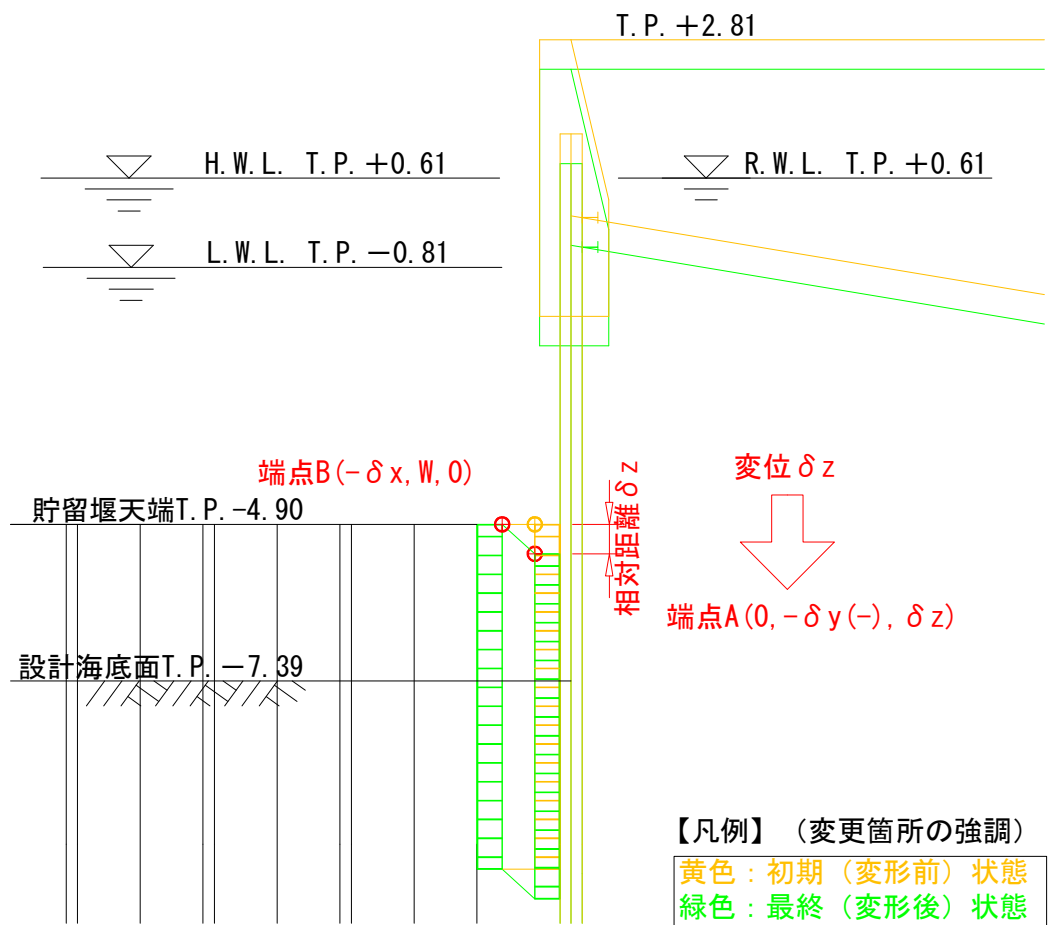


図 4.4-15 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

(5) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

4.5 解析モデル及び諸元

貯留堰と貯留堰取付護岸は、線形はり要素及び非線形はり要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

(1) 断面力分布

耐震評価においては，「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1，表 5.1-2 及び表 5.1-3 に，二次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管矢板の曲げ軸力，せん断力に対する照査値を示す。

NS-1 断面及び EW-2 断面における基準地震動 S_s による貯留堰鋼管矢板に発生する断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を図 5.1-1 及び図 5.1-2 に示す。本図は鋼管矢板の曲げ軸力照査及びせん断力照査において照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 5.1-1 (1) NS-1 (南側) 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.42					
	+-	0.41					
	-+	0.44	0.43	0.44	0.51	0.46	0.44
	--	0.43					
$S_s - 11$		0.38					
$S_s - 12$		0.38					
$S_s - 13$		0.35					
$S_s - 14$		0.31					
$S_s - 21$		0.39					
$S_s - 22$		0.36					
$S_s - 31$	++	0.39					
	-+	0.38					

表 5.1-1 (2) NS-1 (南側) 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.18					
	+-	0.18					
	-+	0.19	0.18	0.19	0.23	0.16	0.15
	--	0.19					
$S_s - 11$		0.16					
$S_s - 12$		0.16					
$S_s - 13$		0.15					
$S_s - 14$		0.12					
$S_s - 21$		0.15					
$S_s - 22$		0.15					
$S_s - 31$	++	0.16					
	-+	0.15					

表 5.1-2 (1) NS-1 (北側) 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.17					
	+-	0.18					
	-+	0.21	0.19	0.23	0.34	0.26	0.25
	--	0.20					
$S_s - 11$		0.15					
$S_s - 12$		0.12					
$S_s - 13$		0.12					
$S_s - 14$		0.10					
$S_s - 21$		0.20					
$S_s - 22$		0.18					
$S_s - 31$	++	0.16					
	-+	0.17					

表 5.1-2 (2) NS-1 (北側) 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
$S_s - D1$	++	0.12					
	+-	0.11					
	-+	0.12	0.12	0.11	0.13	0.10	0.10
	--	0.12					
$S_s - 11$		0.06					
$S_s - 12$		0.11					
$S_s - 13$		0.09					
$S_s - 14$		0.05					
$S_s - 21$		0.06					
$S_s - 22$		0.07					
$S_s - 31$	++	0.07					
	-+	0.08					

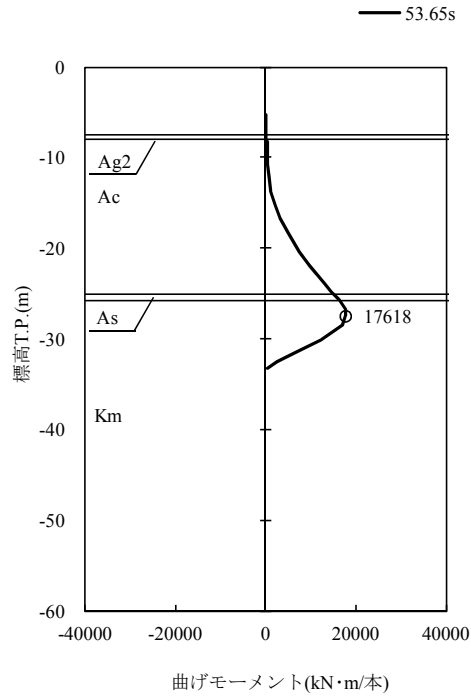
表 5.1-3 (1) EW-2 鋼管矢板の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

<div> <div>地震動</div> <div>検討ケース</div> </div>		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.45	0.46	0.40	0.77	0.19	0.19
	+-	0.45					
	-+	0.45					
	--	0.45					
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.40					
S _s -1 3		0.37					
S _s -1 4		0.29					
S _s -2 1		0.26					
S _s -2 2		0.35					
S _s -3 1	++	0.19					
	-+	0.13					

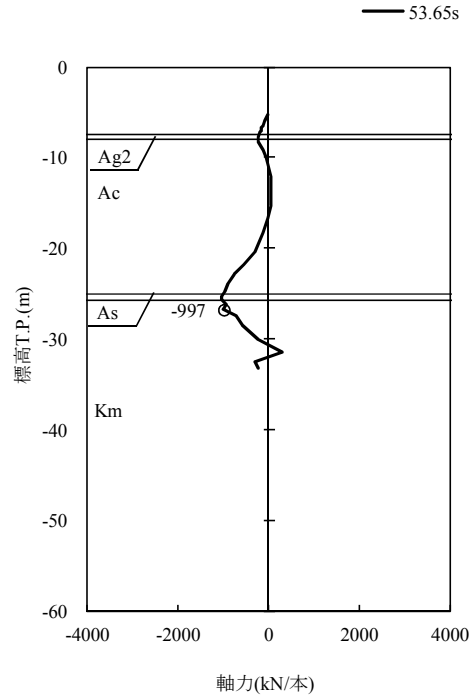
表 5.1-3 (2) EW-2 鋼管矢板のせん断力に対する検討ケースと照査値

<div> <div>地震動</div> <div>検討ケース</div> </div>		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.16	0.16	0.15	0.23	0.13	0.12
	+-	0.15					
	-+	0.15					
	--	0.15					
S _s -1 1		0.08					
S _s -1 2		0.15					
S _s -1 3		0.15					
S _s -1 4		0.13					
S _s -2 1		0.12					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	++	0.13					
	-+	0.11					

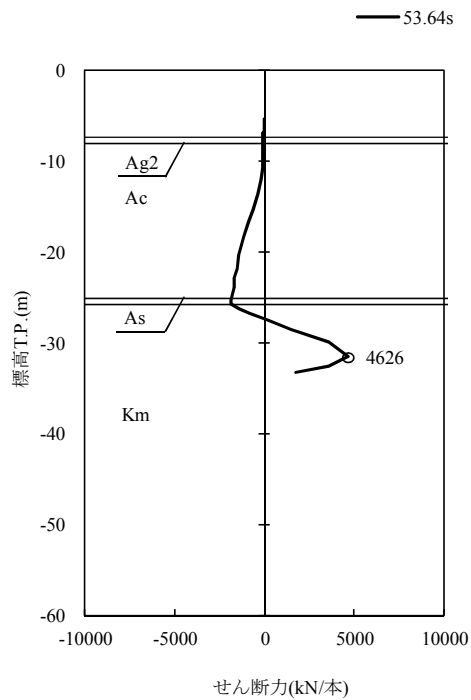
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



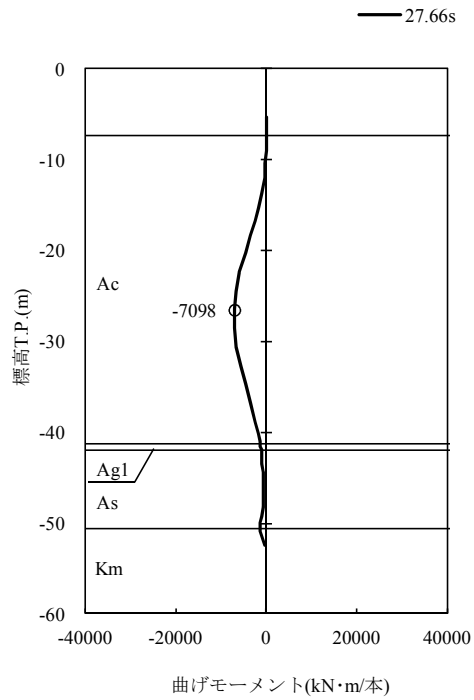
貯留堰鋼管矢板(南側)



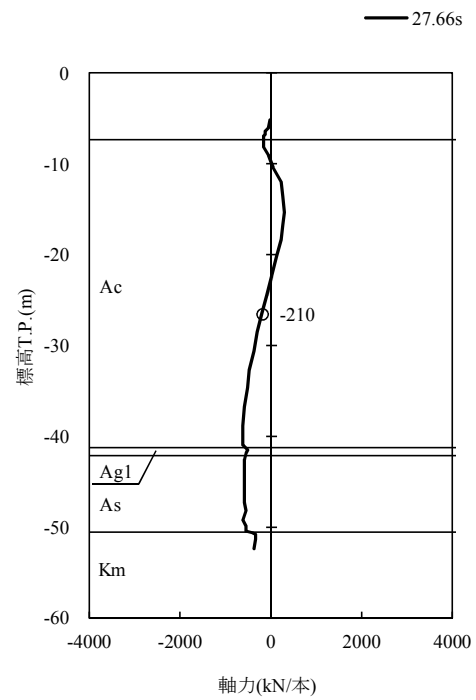
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

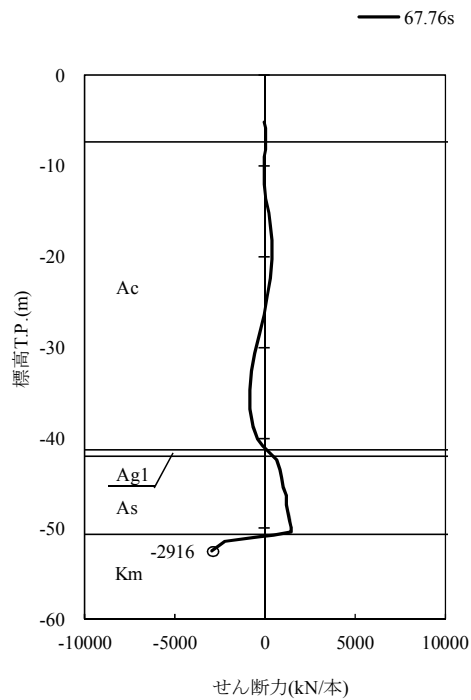
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



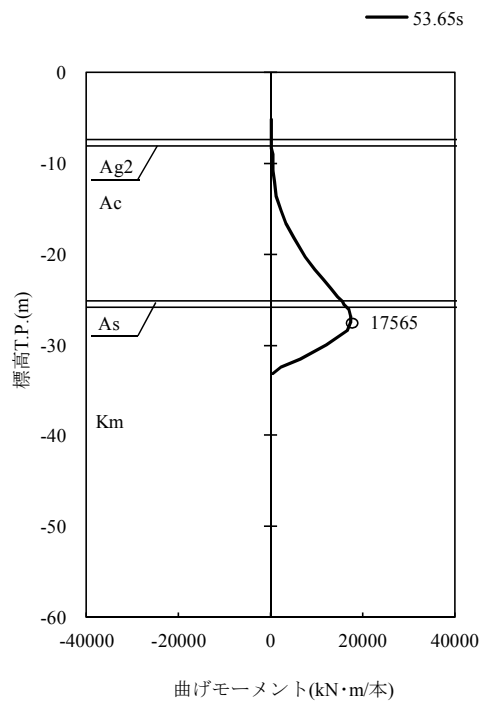
貯留堰鋼管矢板(北側)



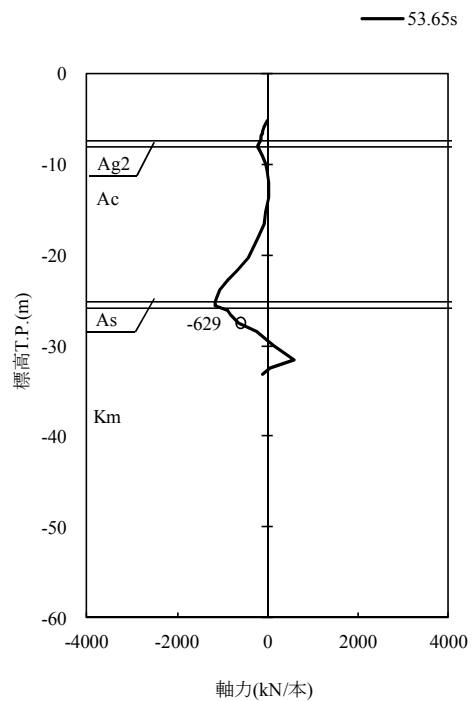
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

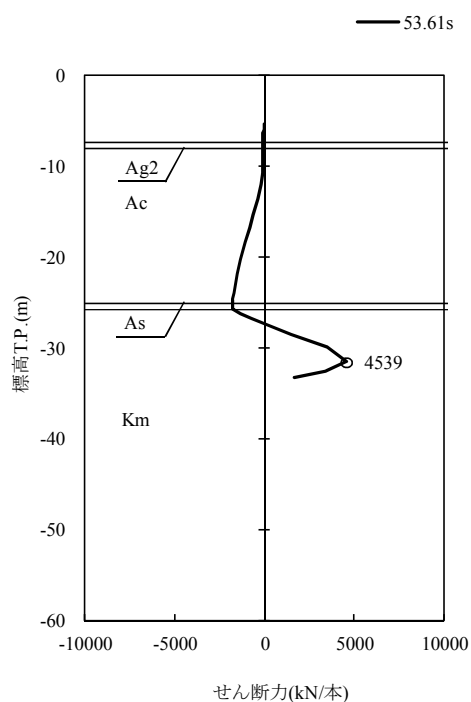
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

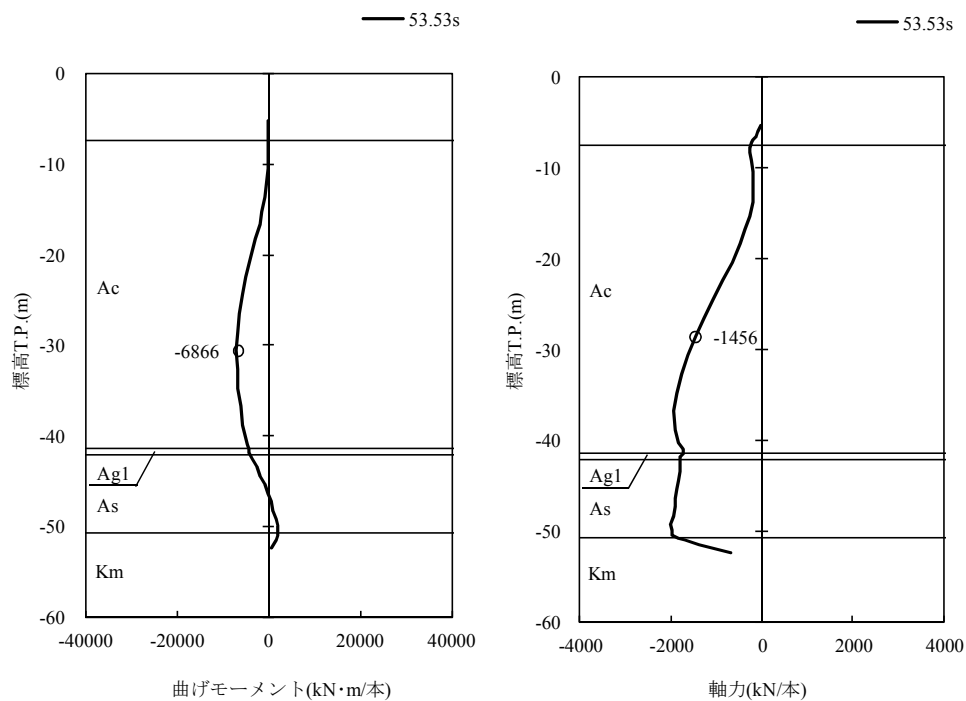


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

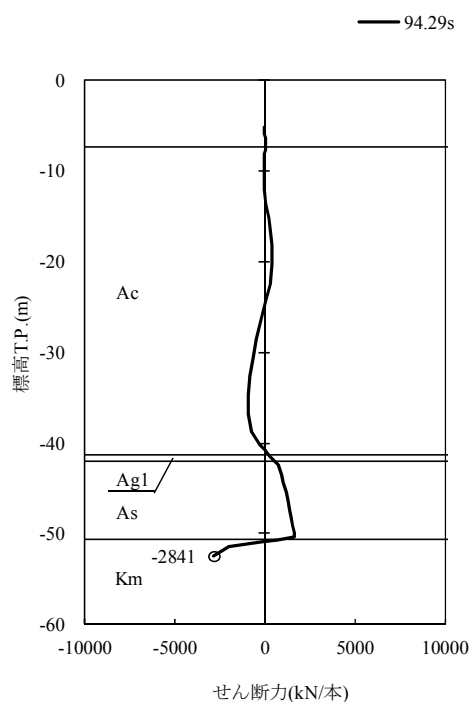
図 5.1-1 (2) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板(北側)

貯留堰鋼管矢板(北側)



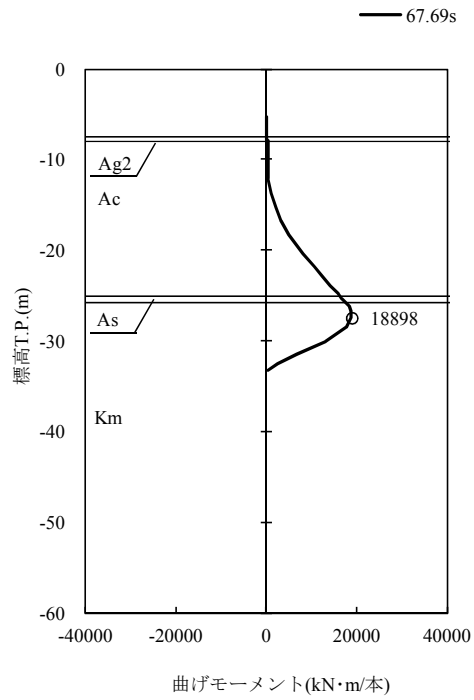
貯留堰鋼管矢板(北側)



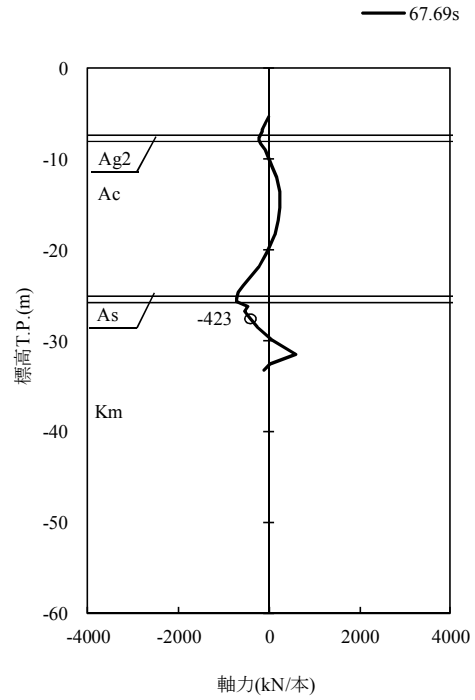
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (2) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

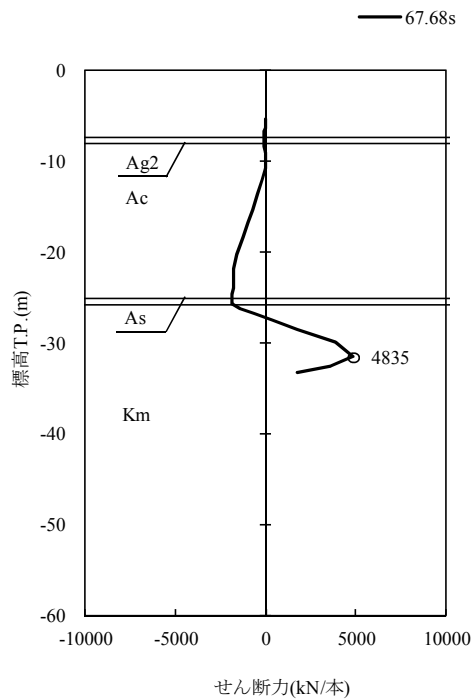
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



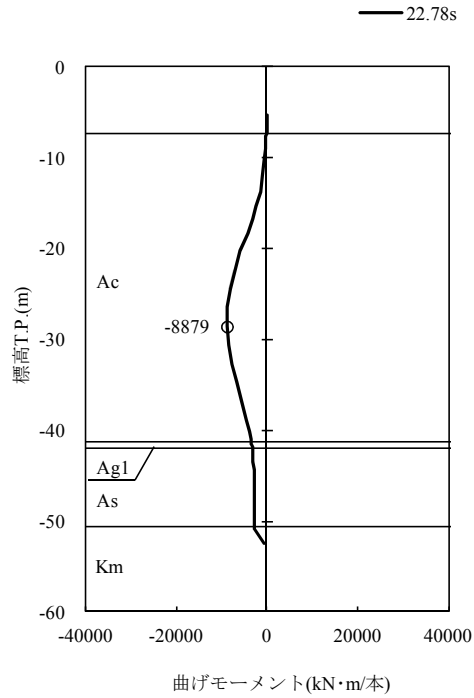
貯留堰鋼管矢板(南側)



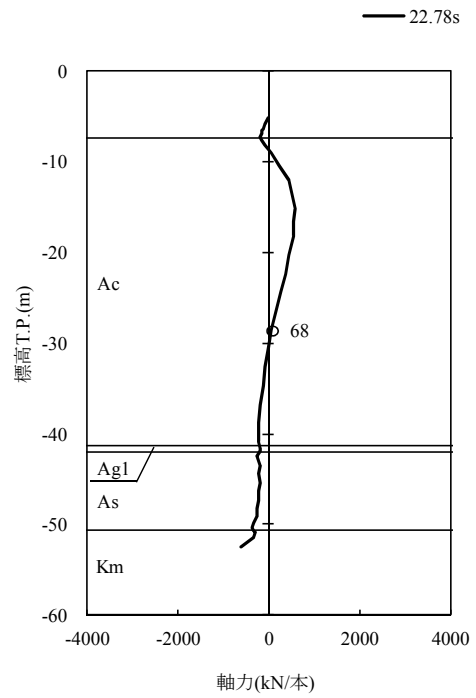
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (3) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

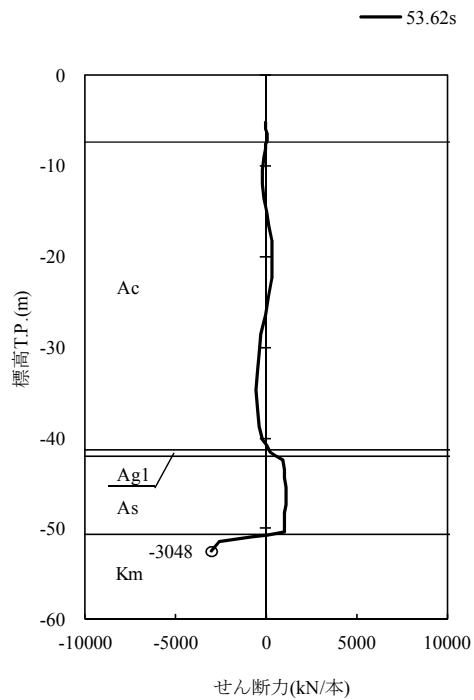
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



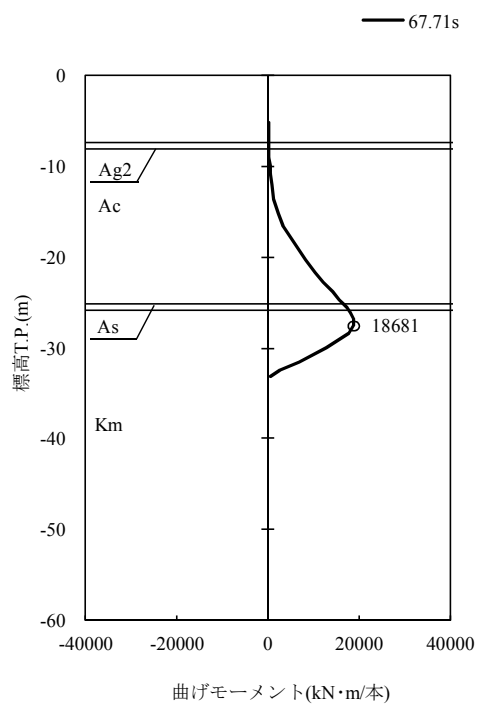
貯留堰鋼管矢板(北側)



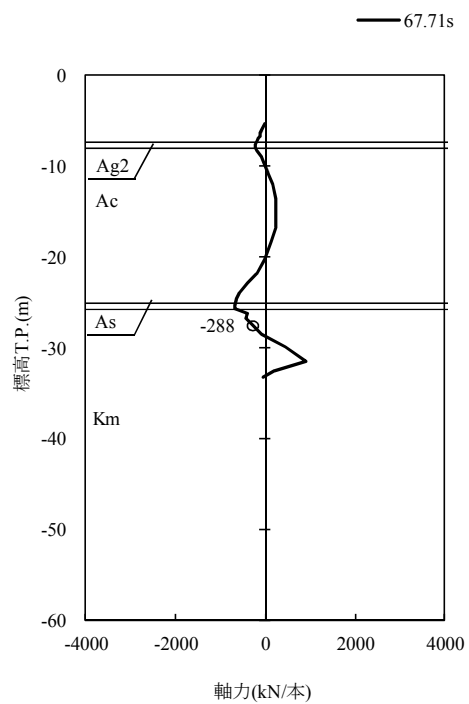
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (3) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

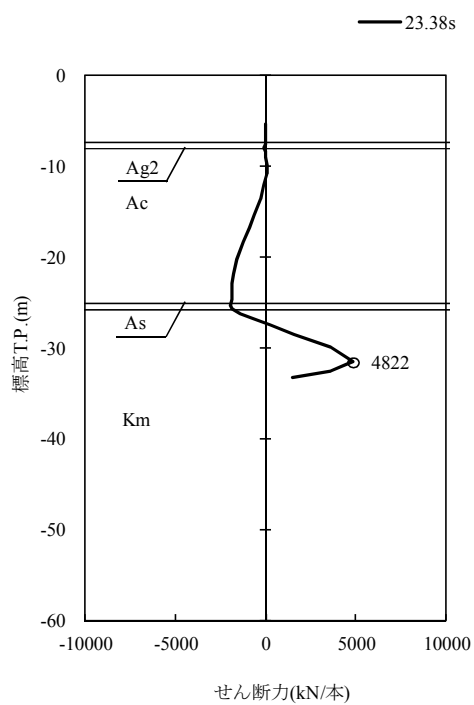
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



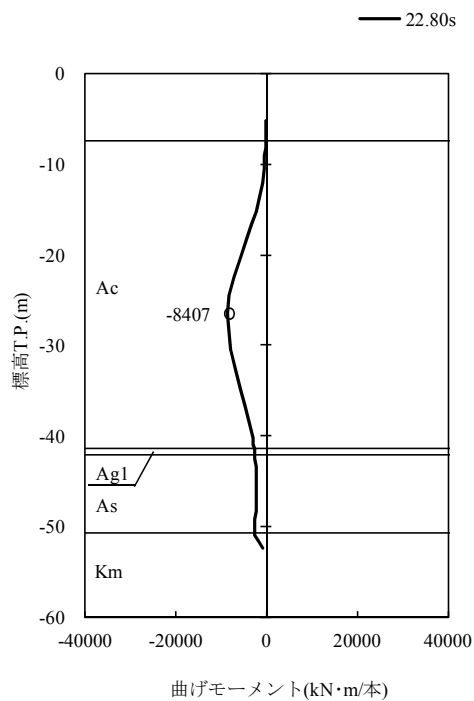
貯留堰鋼管矢板(南側)



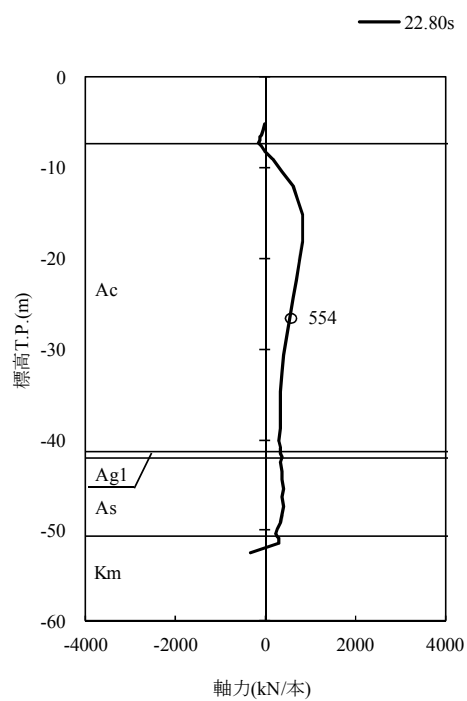
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (4) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

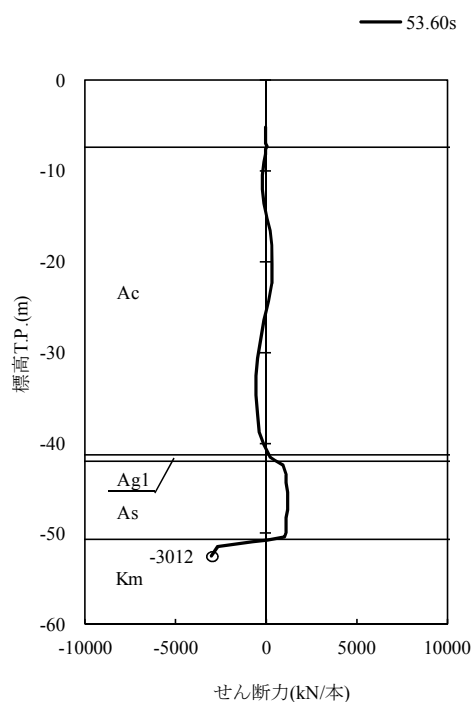
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



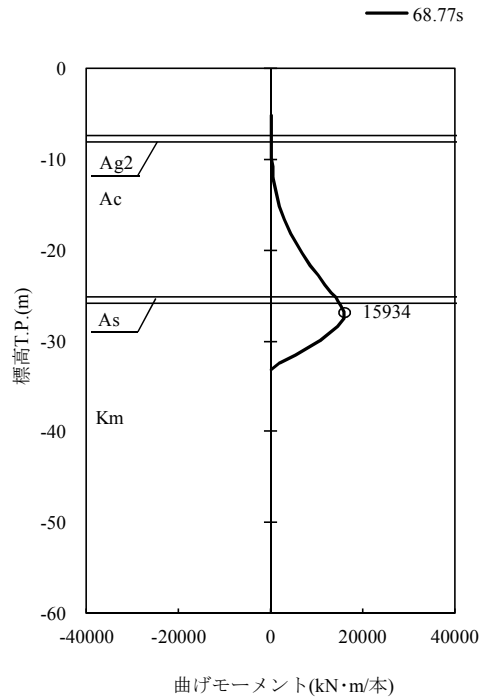
貯留堰鋼管矢板(北側)



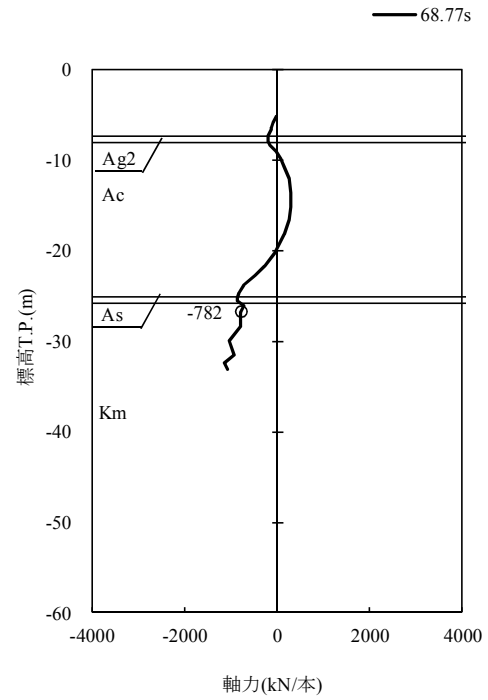
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (4) 地震時断面力 (S_s-D1 [H-, V-]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

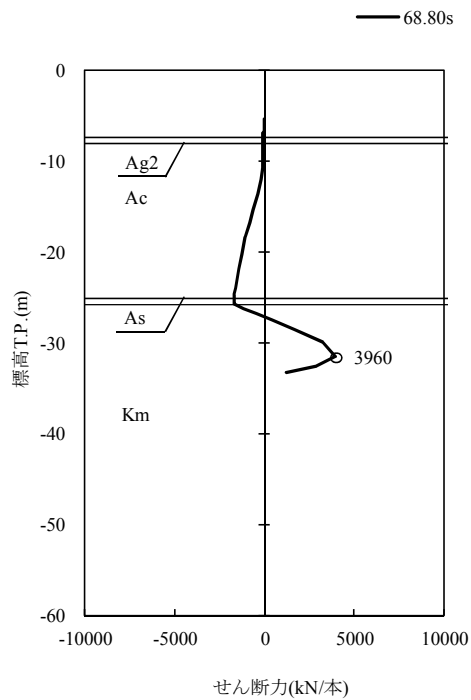
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

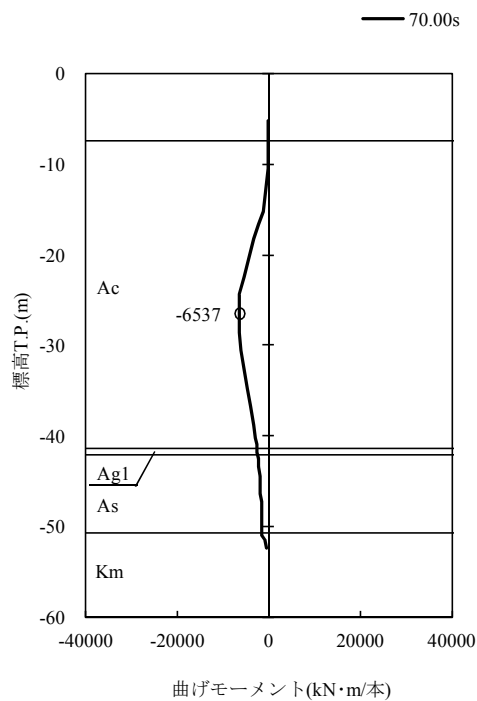


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

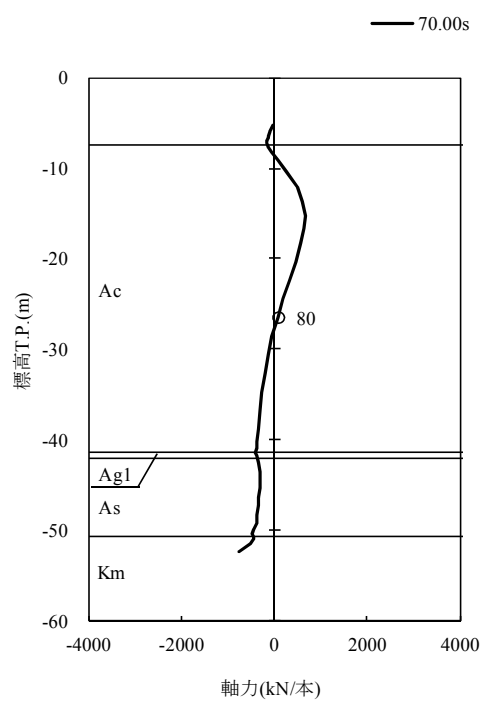
図 5.1-1 (5) 地震時断面力 ($S_s - 11$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

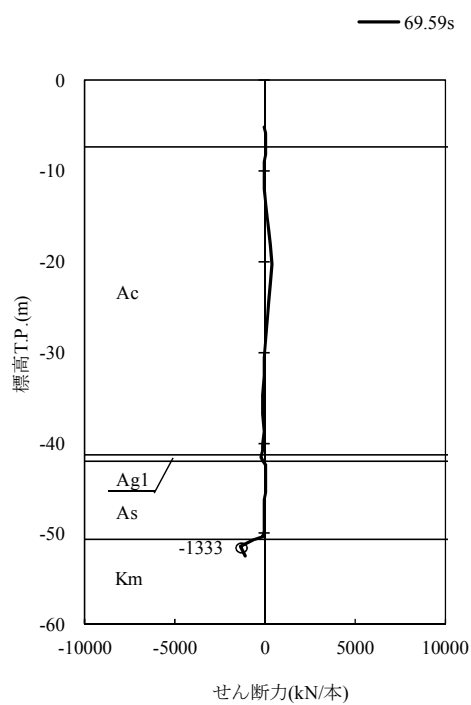
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

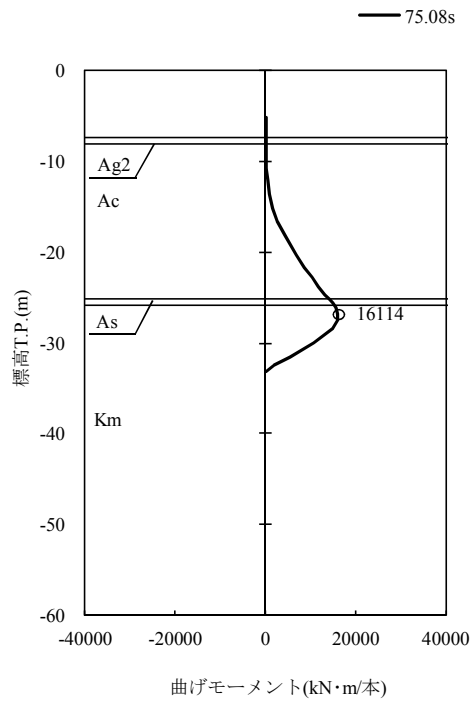


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

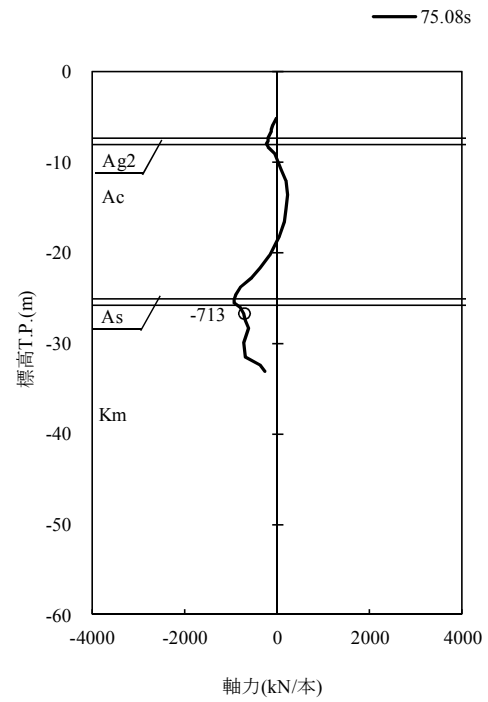
図 5.1-1 (5) 地震時断面力 ($S_s - 1.1$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

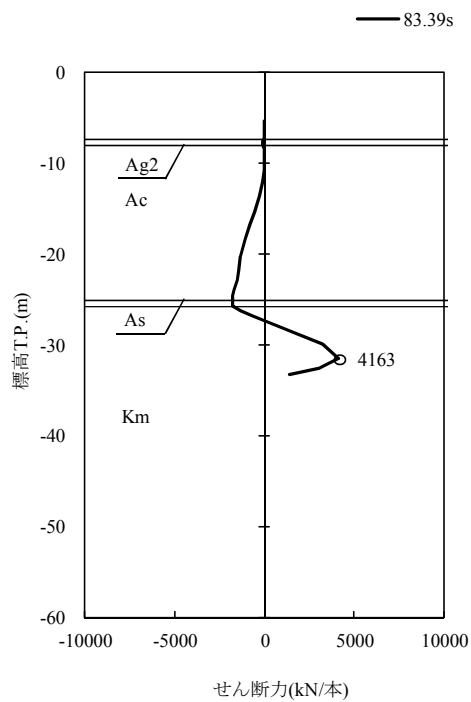
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

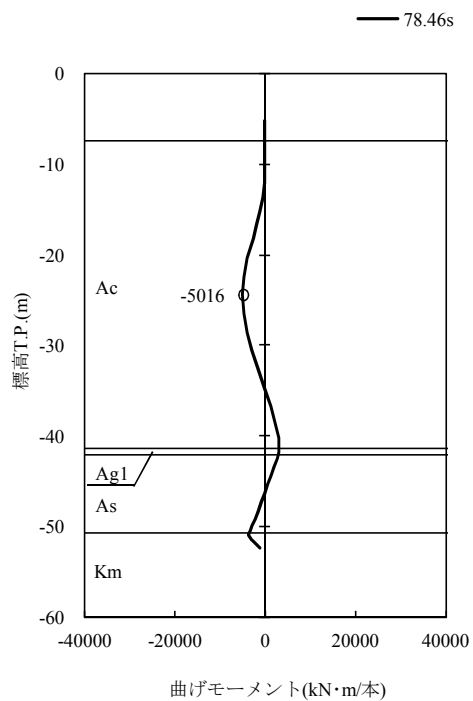


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

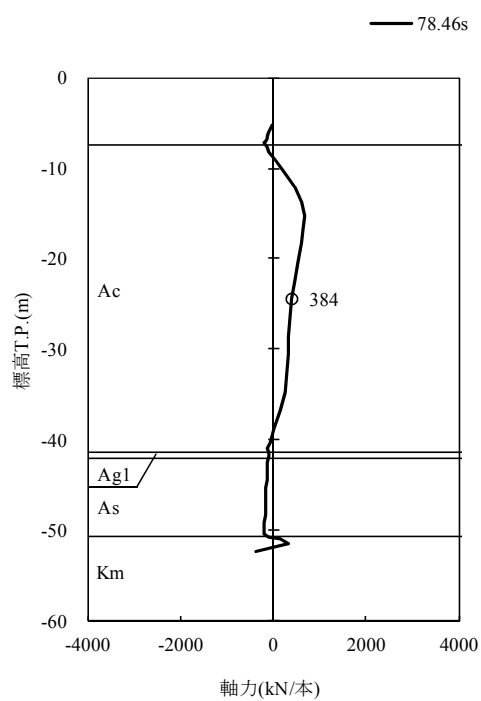
図 5.1-1 (6) 地震時断面力 ($S_s - 12$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

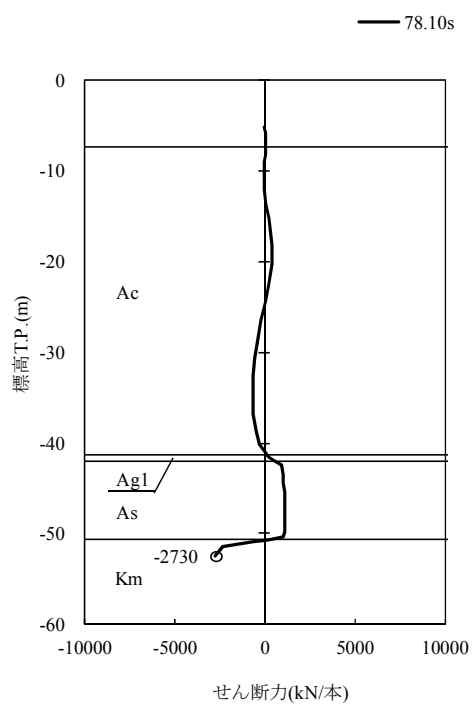
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

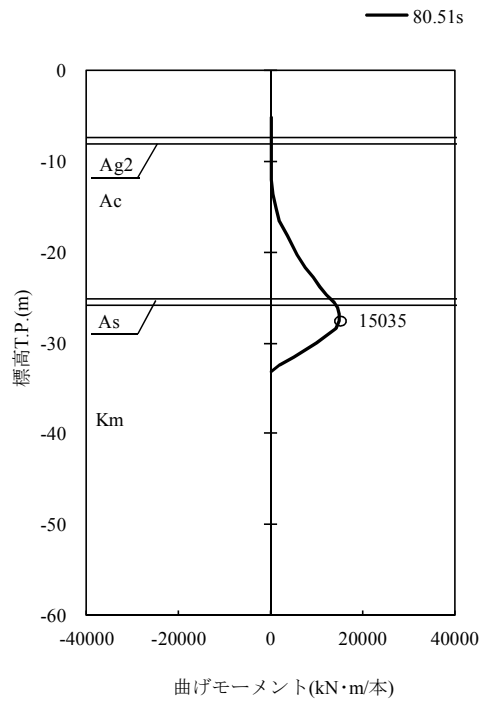


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

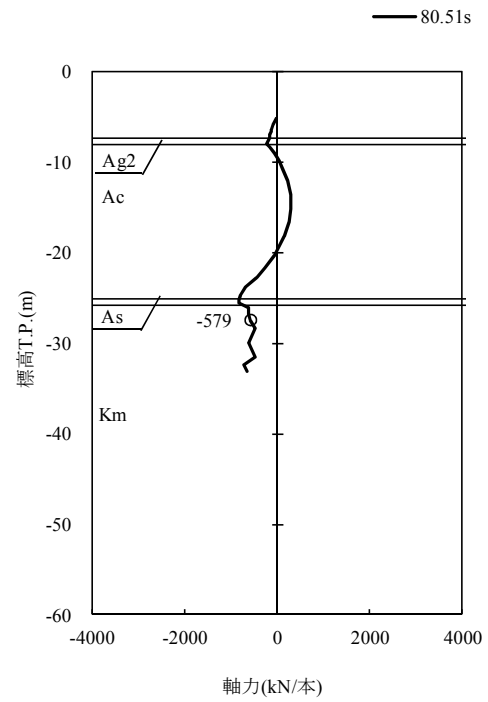
図 5.1-1 (6) 地震時断面力 ($S_s - 12$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

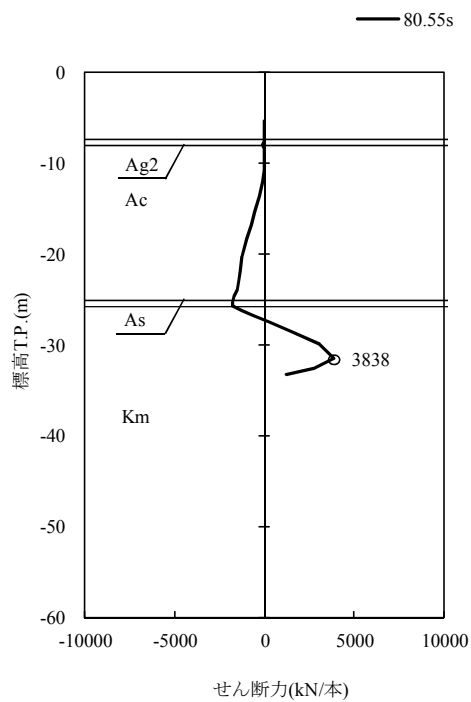
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

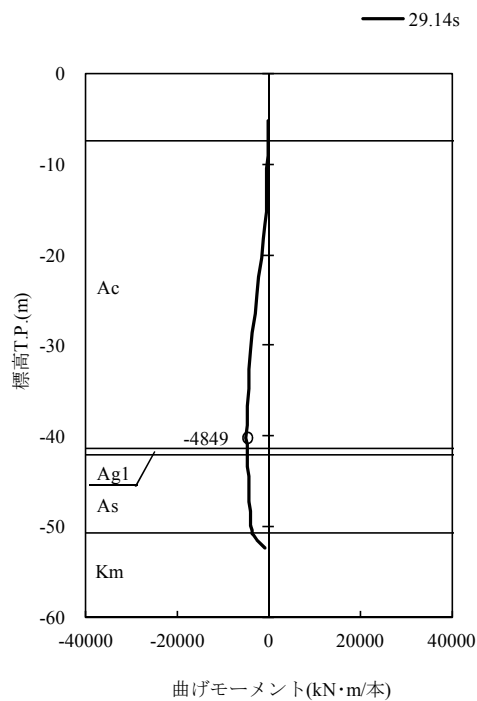


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

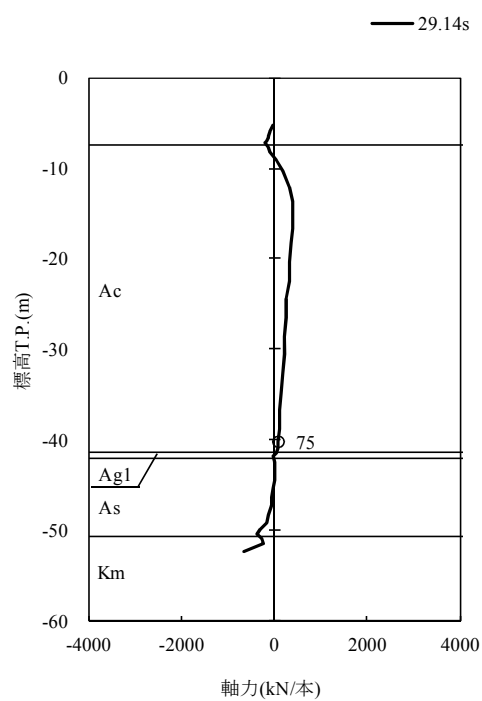
図 5.1-1 (7) 地震時断面力 ($S_s - 13$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

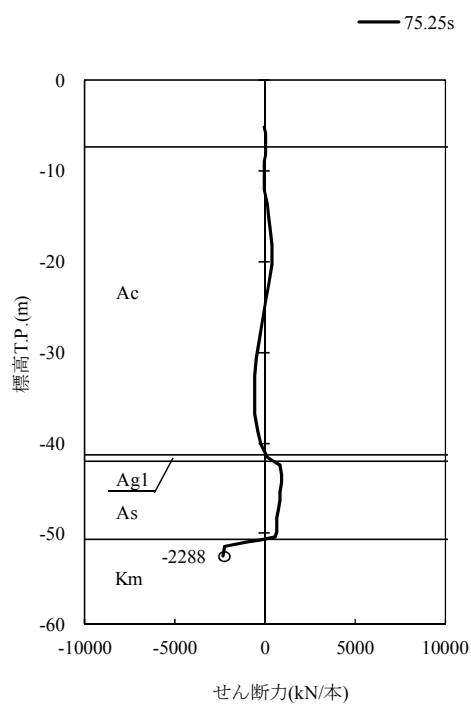
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

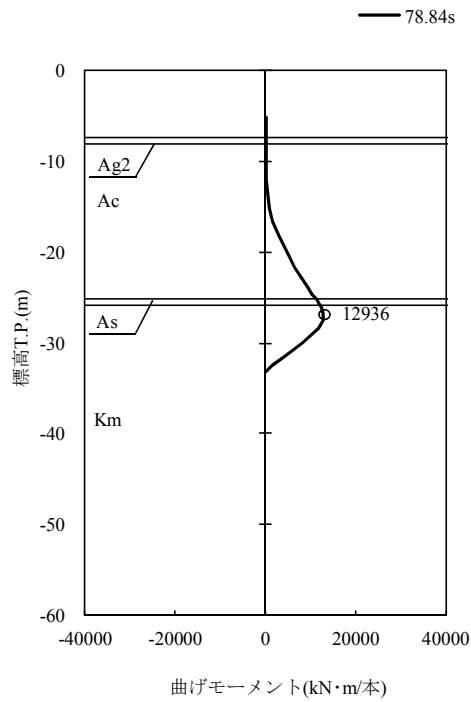


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

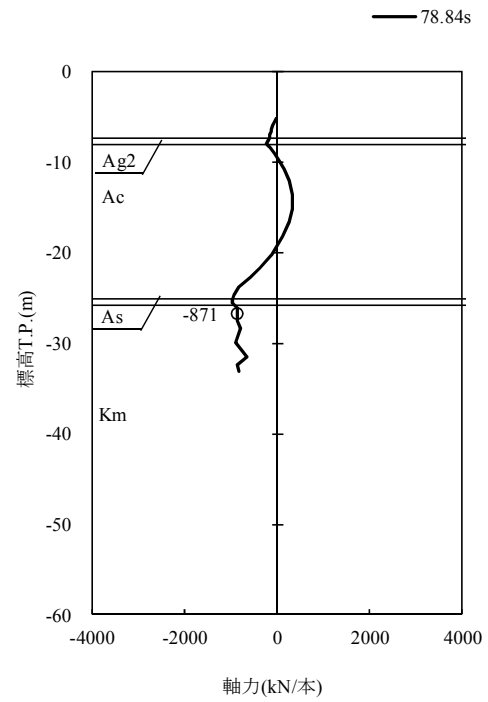
図 5.1-1 (7) 地震時断面力 ($S_s - 13$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

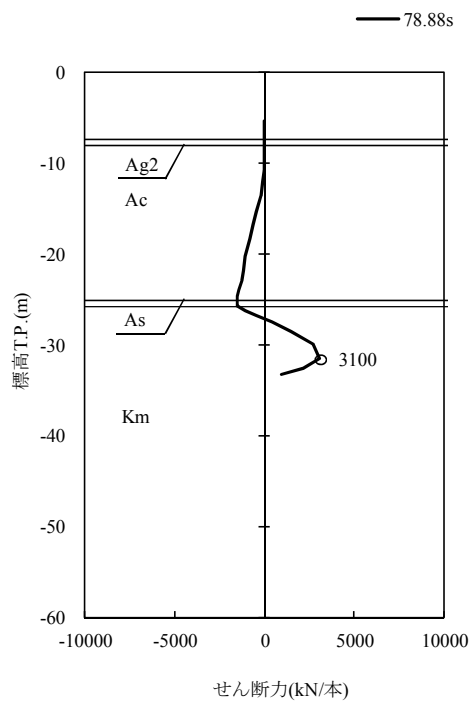
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

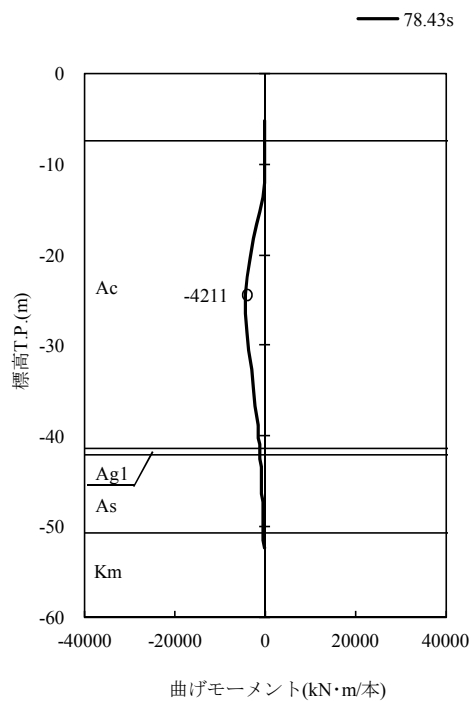


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

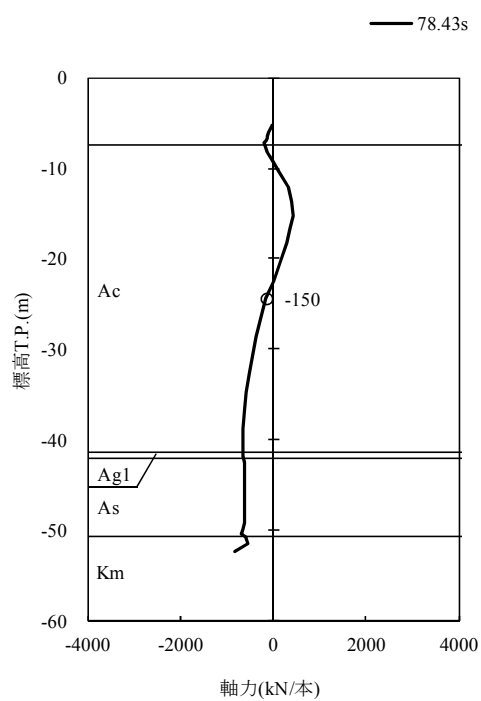
図 5.1-1 (8) 地震時断面力 ($S_s - 14$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

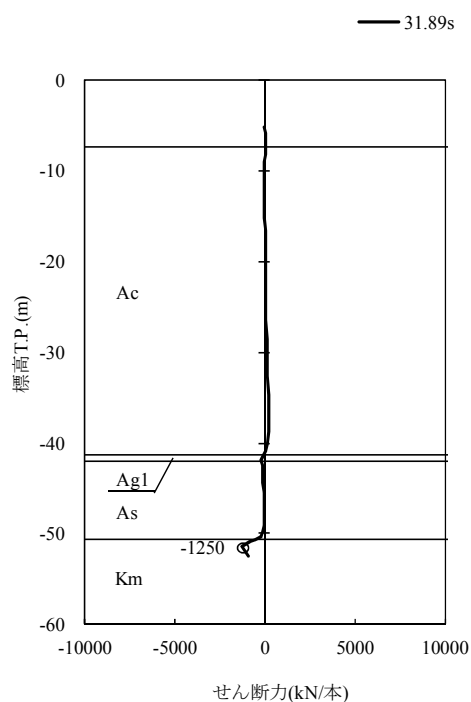
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

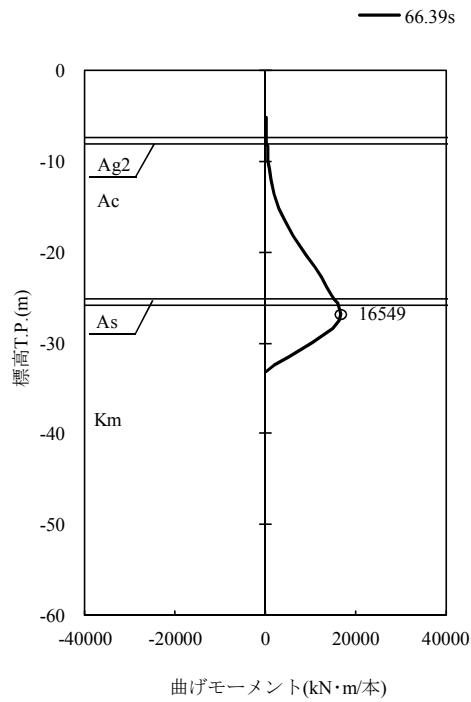


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

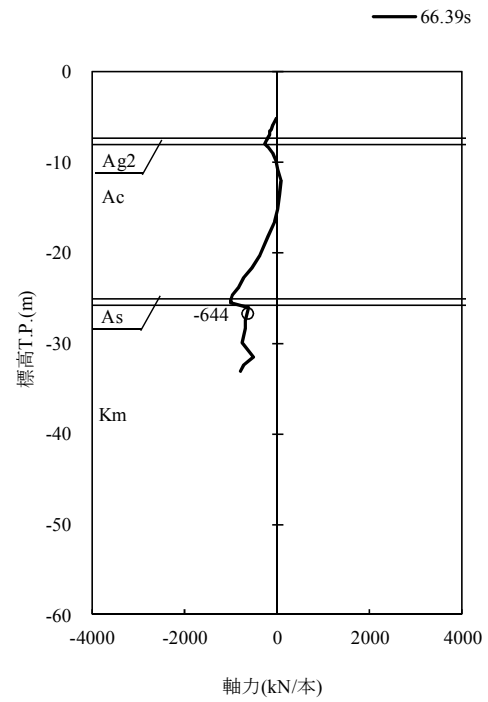
図 5.1-1 (8) 地震時断面力 ($S_s = 1.4$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

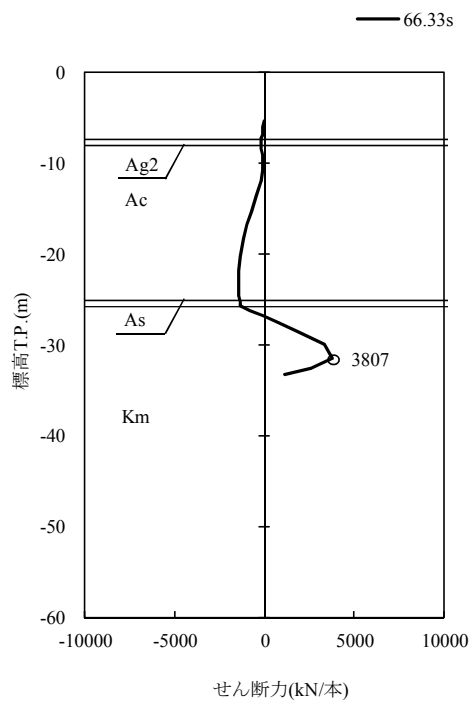
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

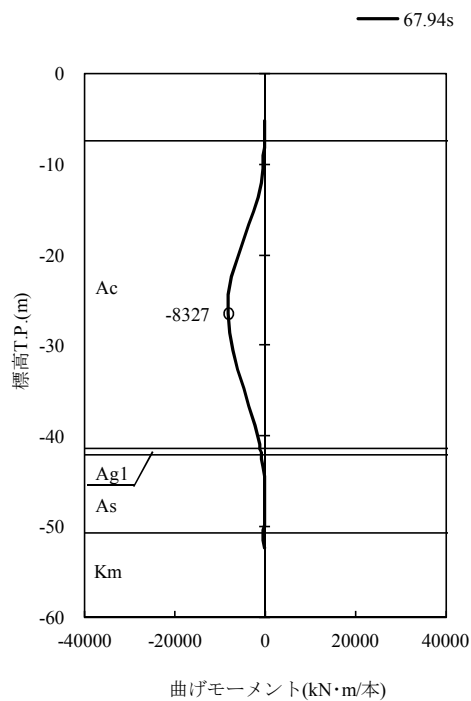


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

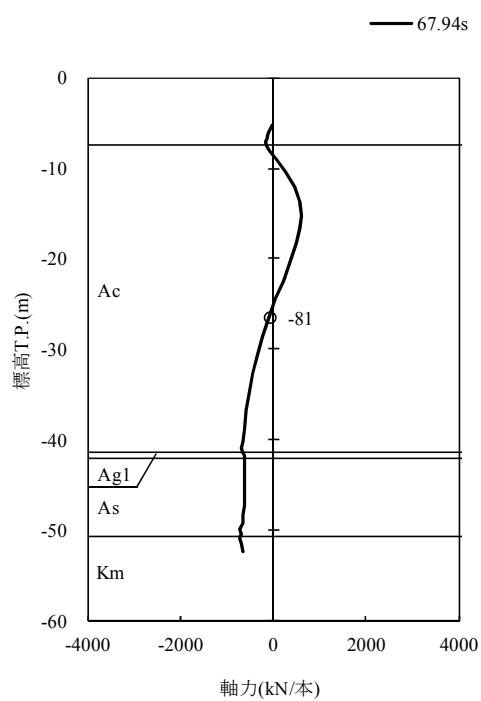
図 5.1-1 (9) 地震時断面力 ($S_s - 21$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

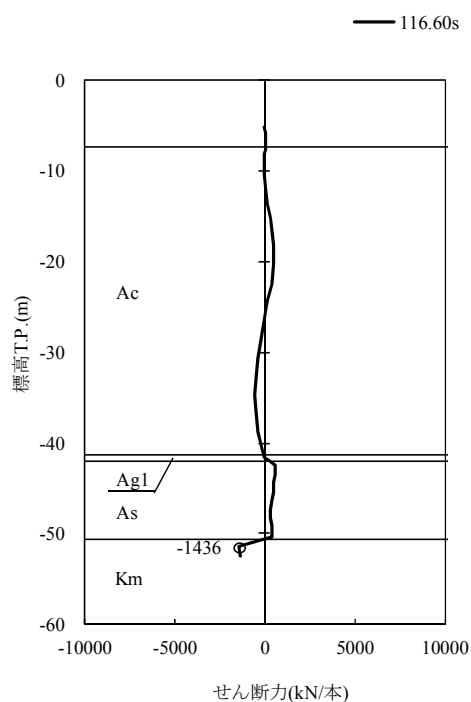
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

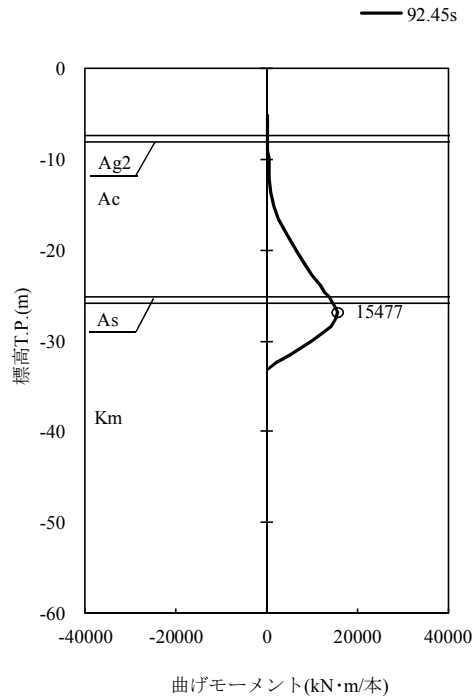


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

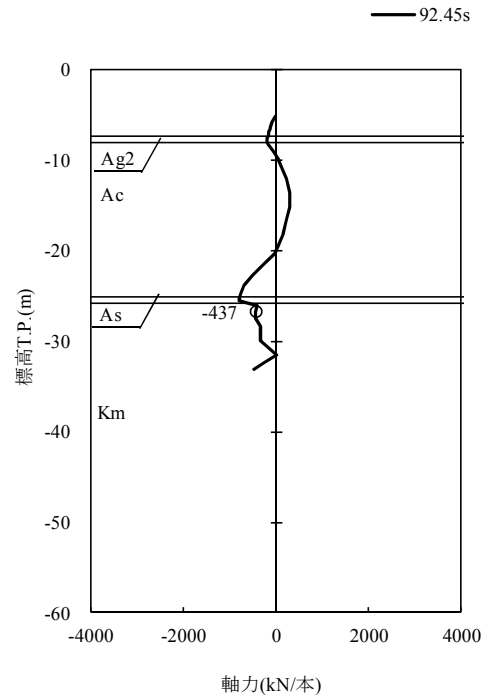
図 5.1-1 (9) 地震時断面力 ($S_s - 21$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

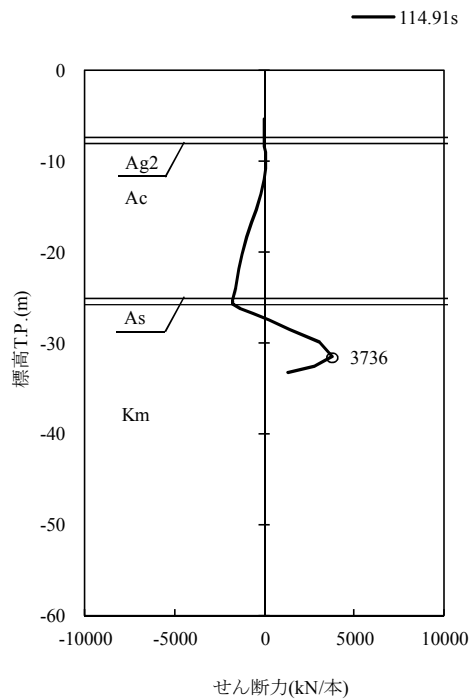
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

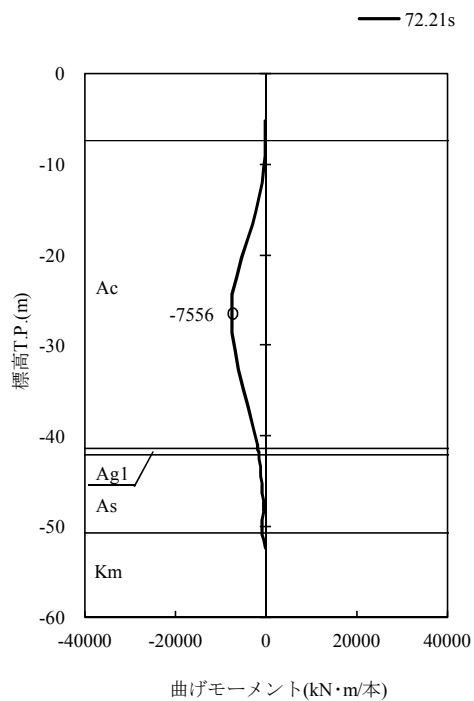


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

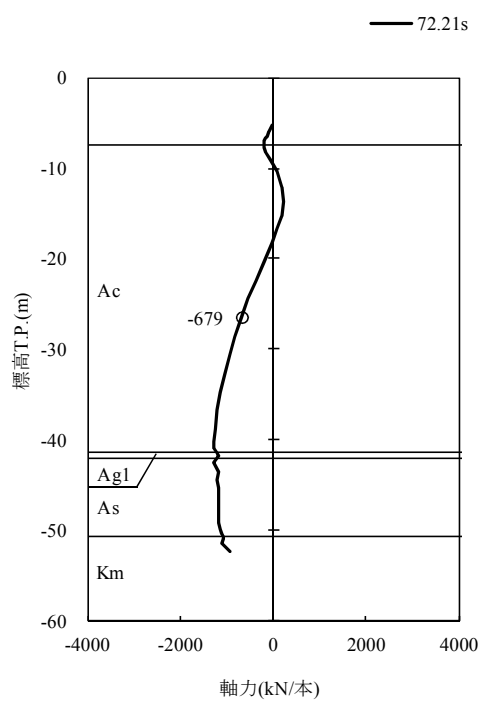
図 5.1-1 (10) 地震時断面力 ($S_s - 2.2$) (1/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

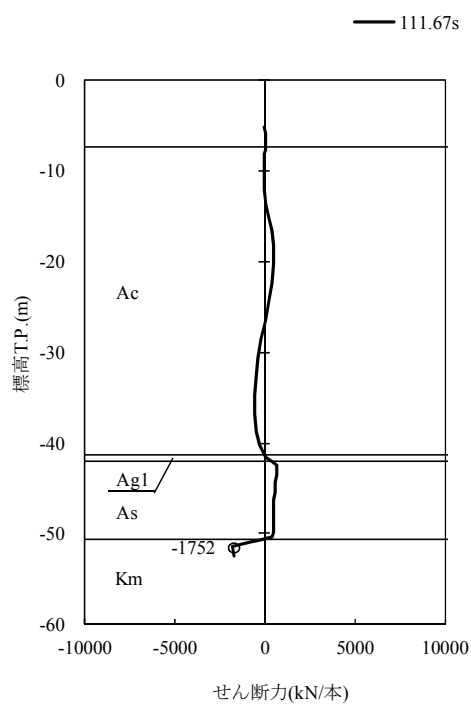
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

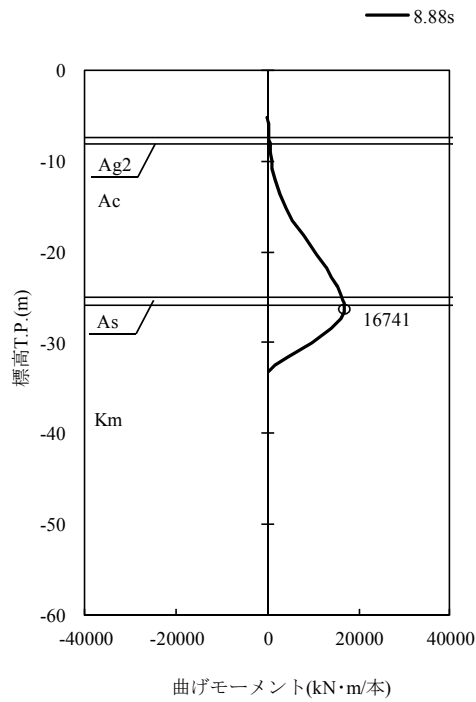


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

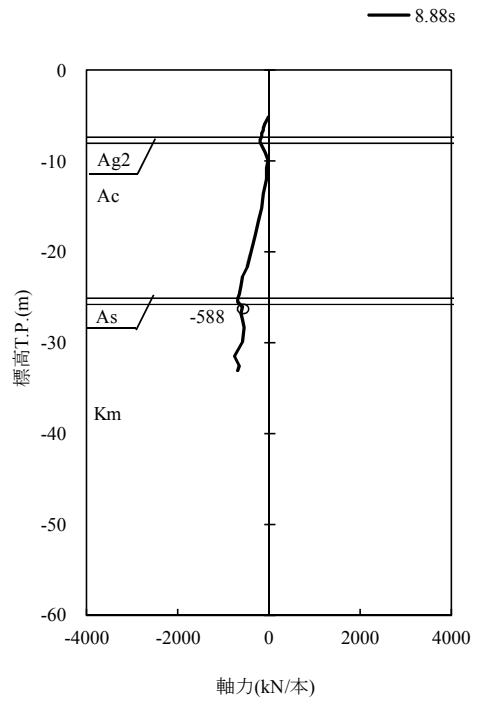
図 5.1-1 (10) 地震時断面力 ($S_s - 2.2$) (2/2)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

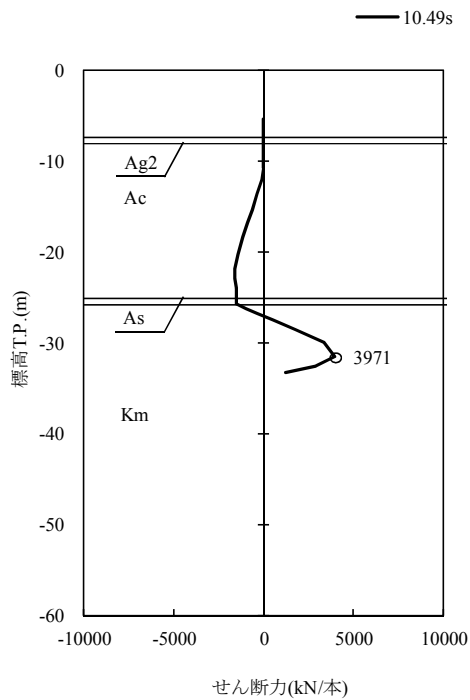
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



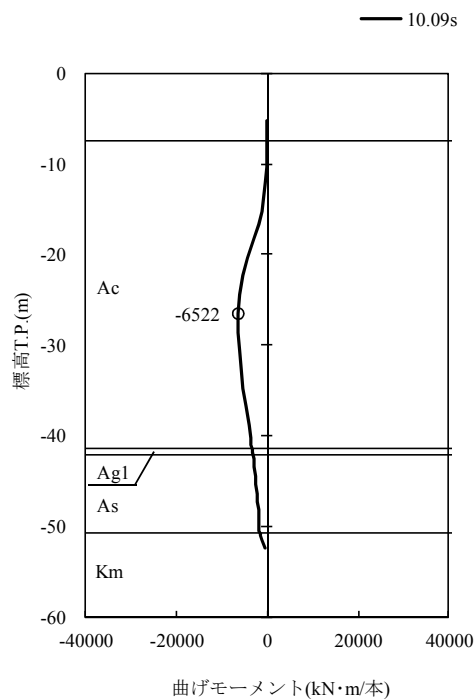
貯留堰鋼管矢板(南側)



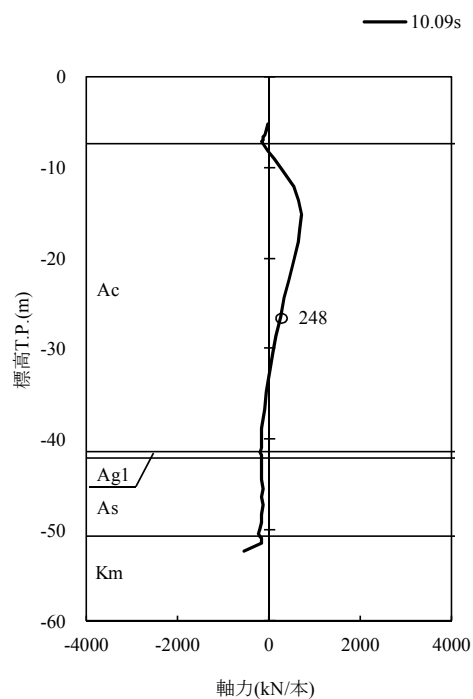
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (11) 地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

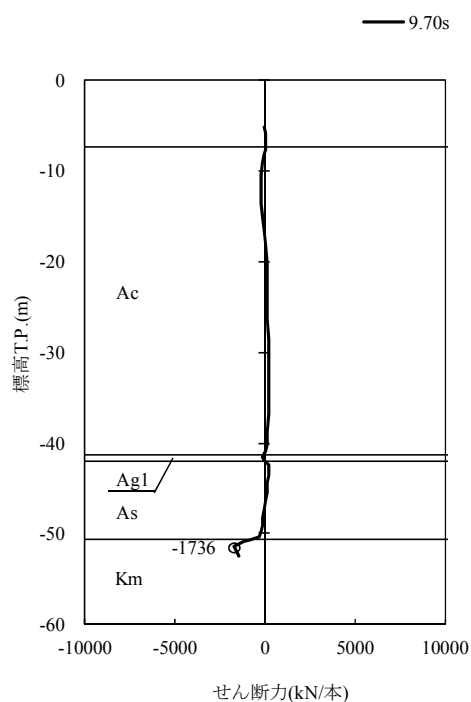
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



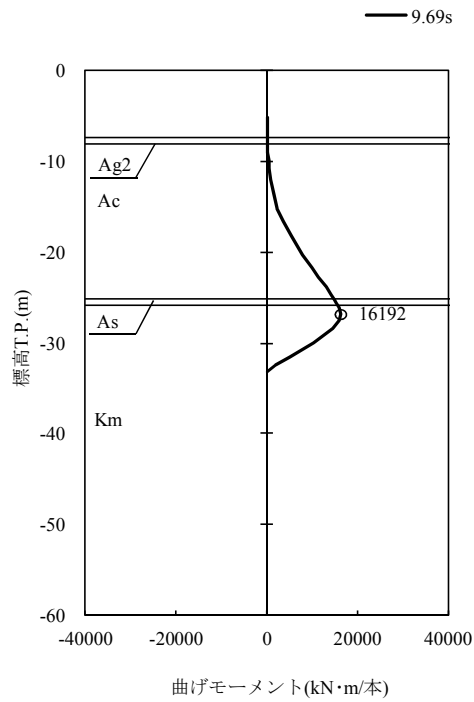
貯留堰鋼管矢板(北側)



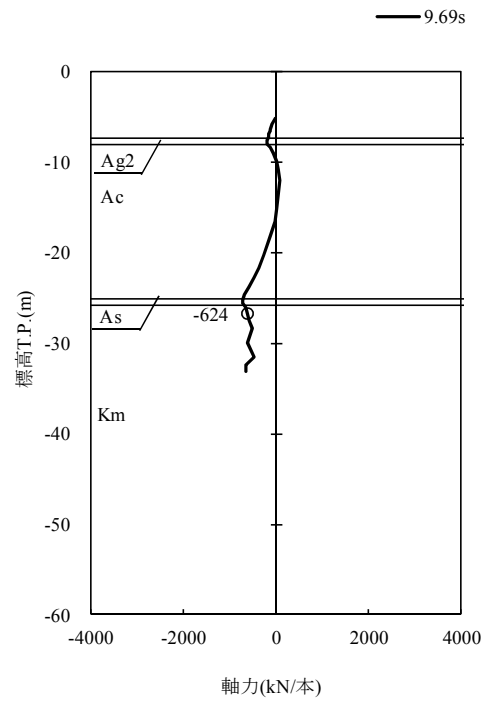
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (11) 地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

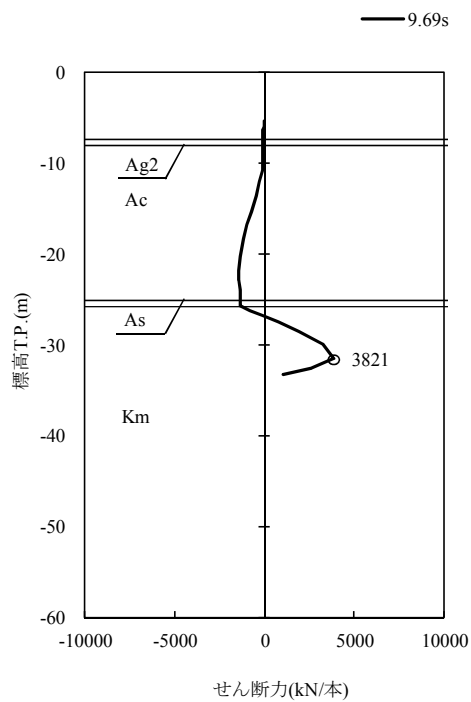
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



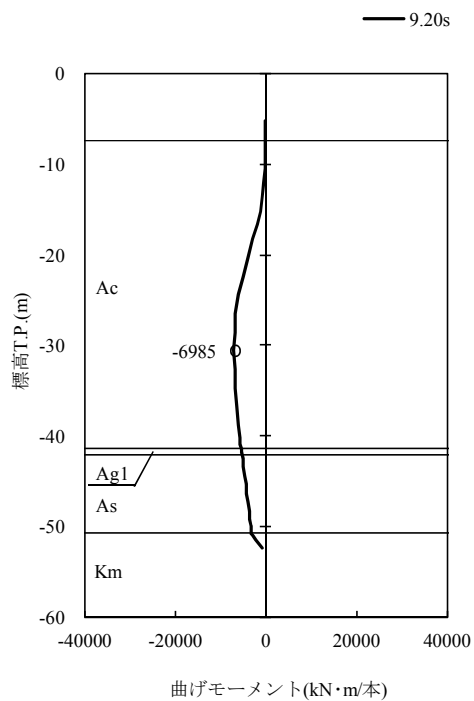
貯留堰鋼管矢板(南側)



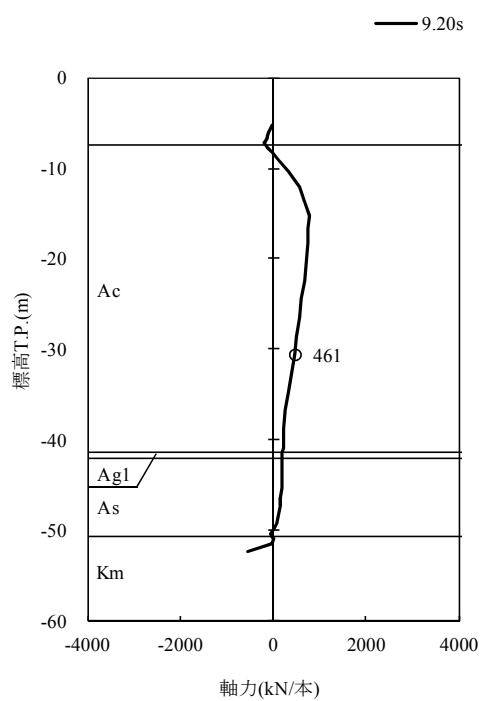
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (12) 地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H-, V+]) (1/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

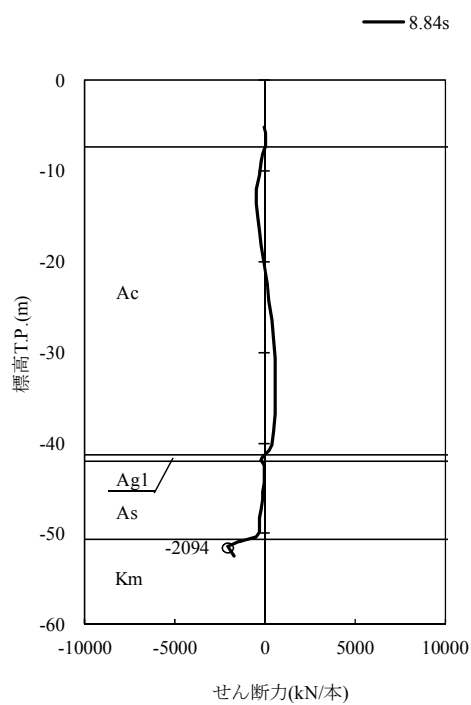
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



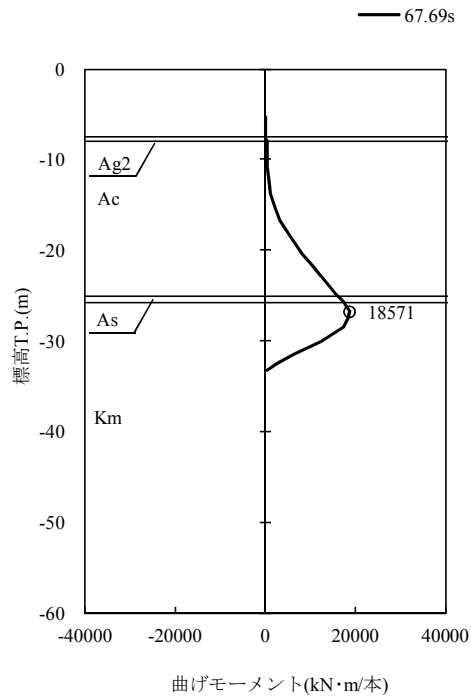
貯留堰鋼管矢板(北側)



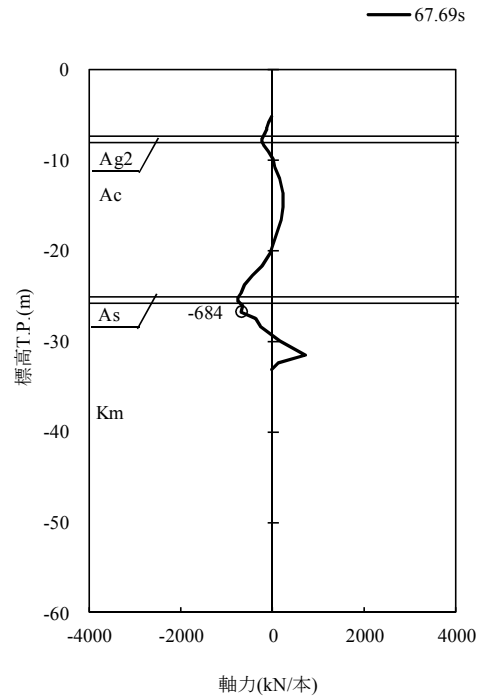
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (12) 地震時断面力 ($S_s = 3.1$ [H-, V+]) (2/2)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

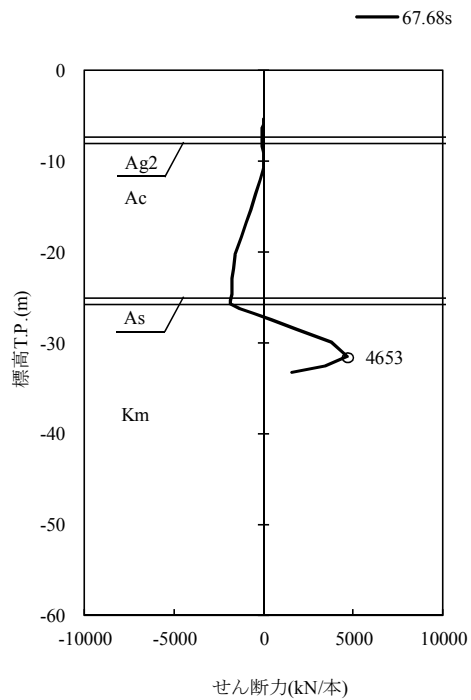
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



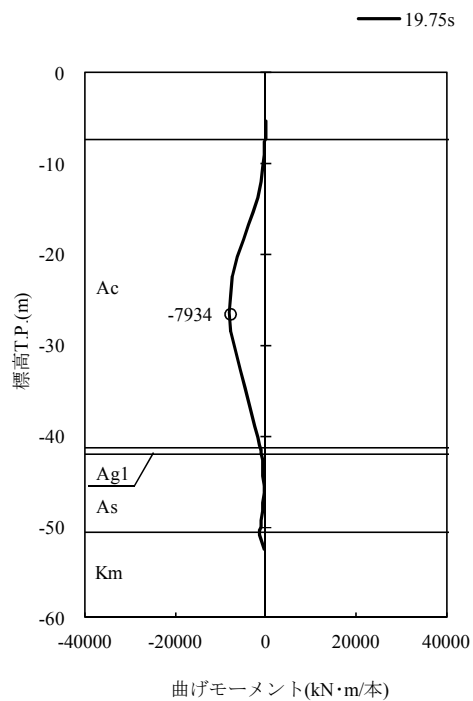
貯留堰鋼管矢板(南側)



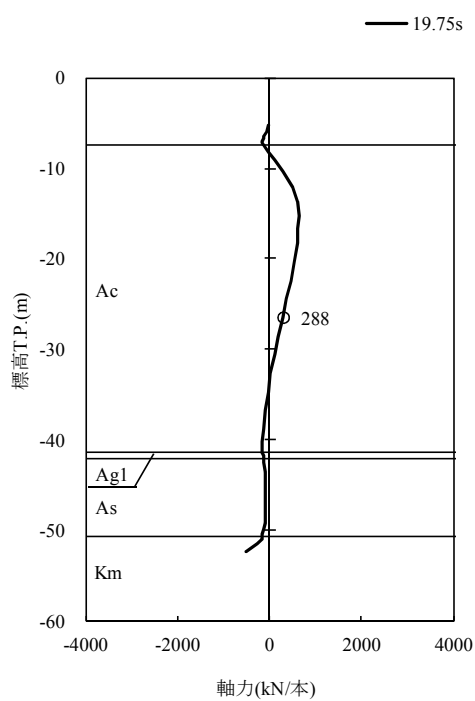
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (13) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

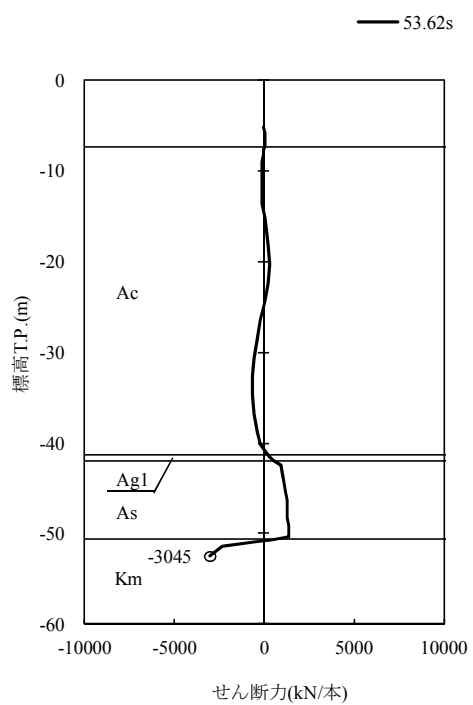
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



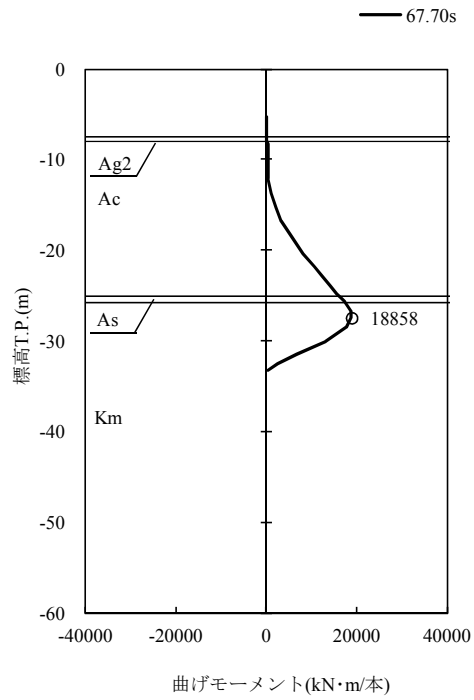
貯留堰鋼管矢板(北側)



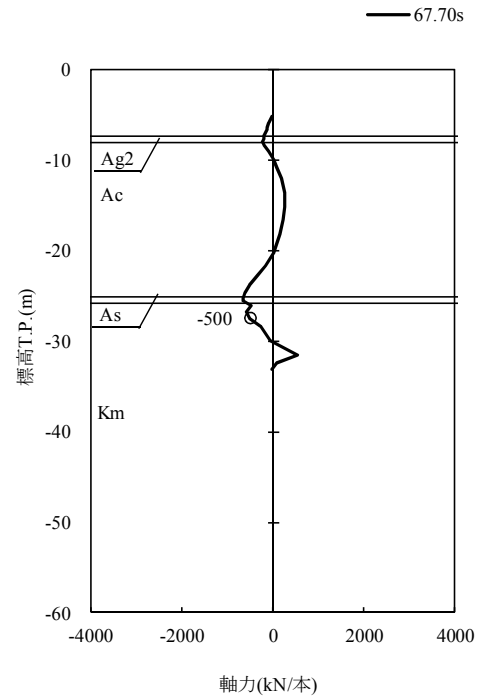
(b) 貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.1-1 (13) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (2/2)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

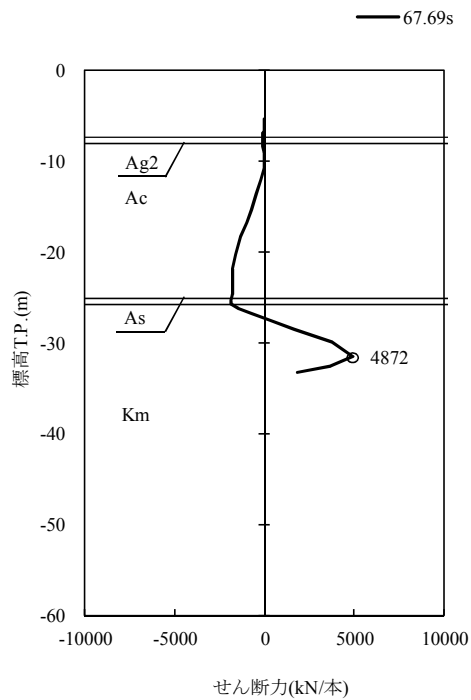
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



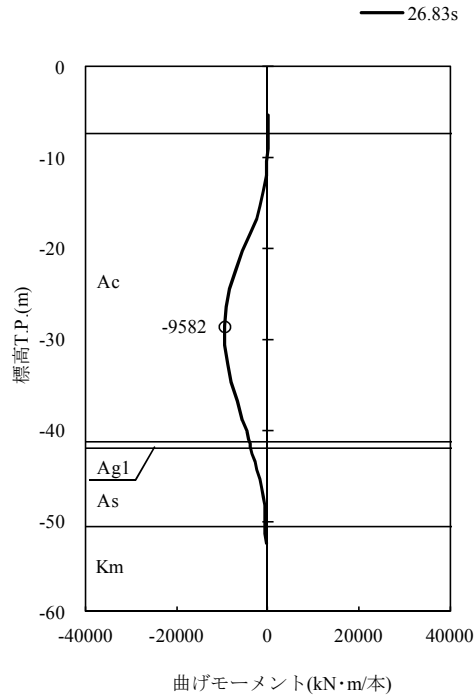
貯留堰鋼管矢板(南側)



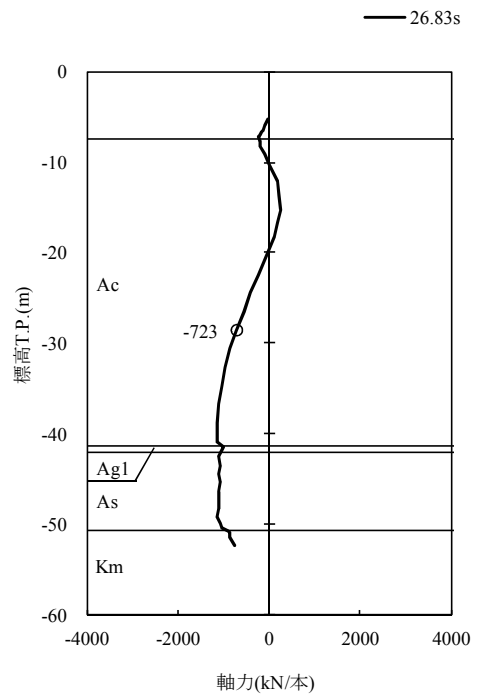
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (14) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

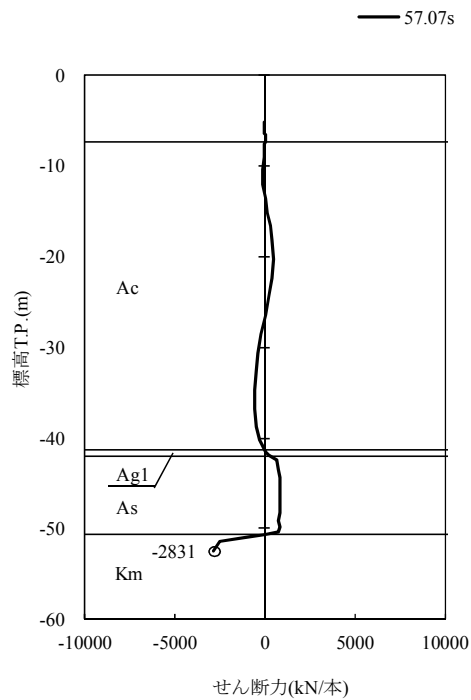
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



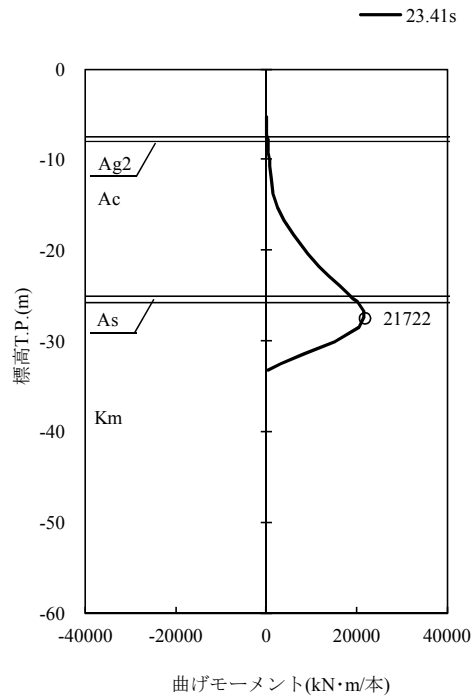
貯留堰鋼管矢板(北側)



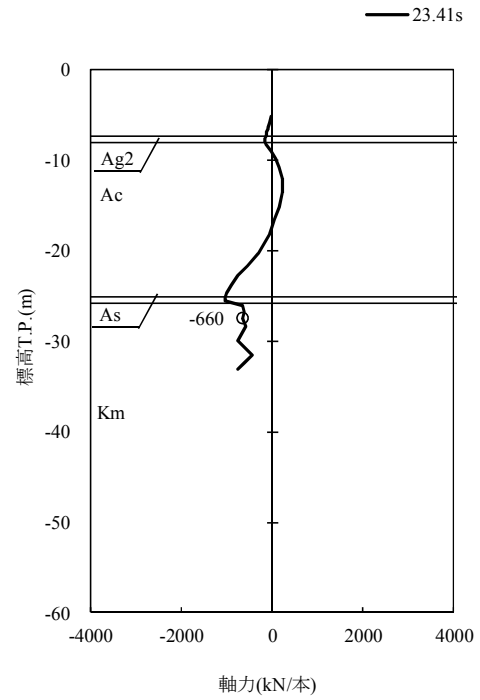
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (14) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (2/2)
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

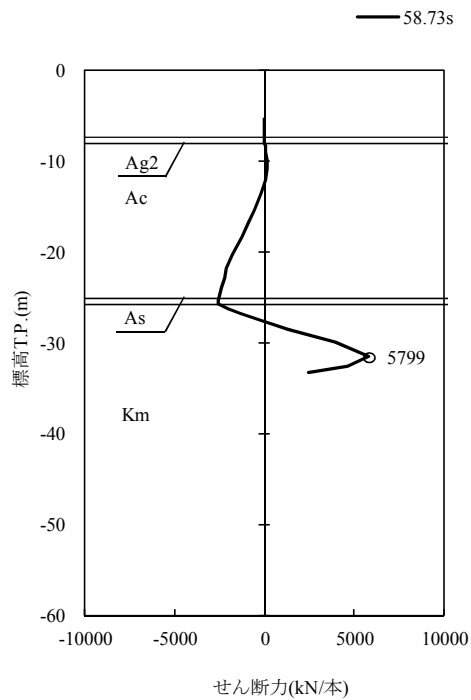
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)

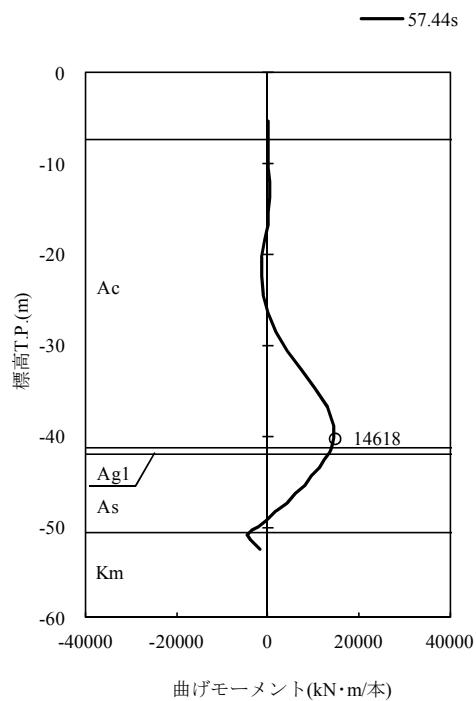


(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

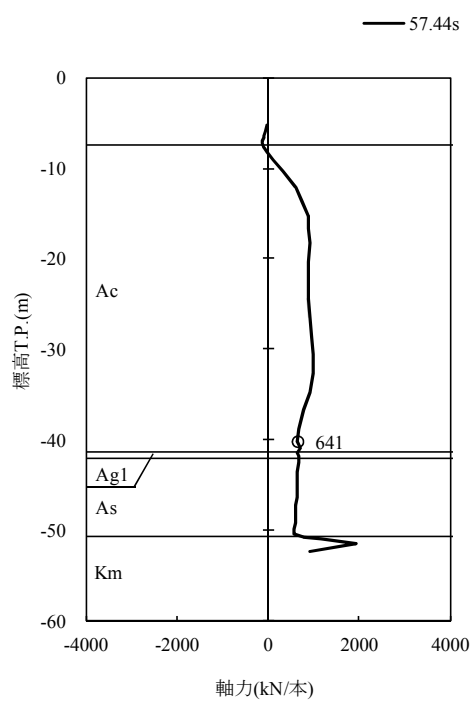
図 5.1-1 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (1/2)

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

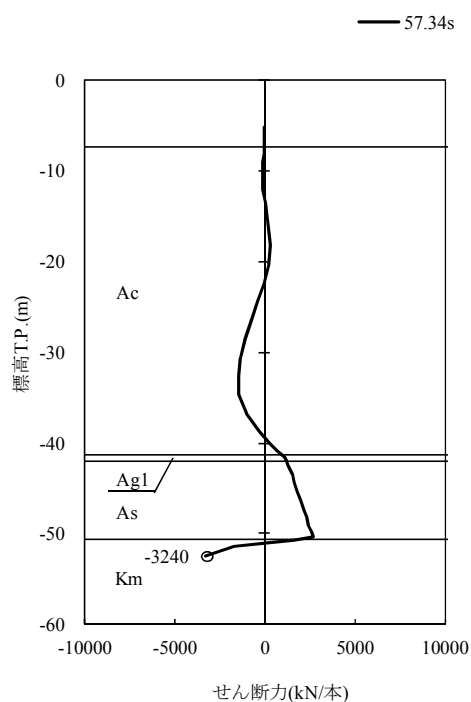
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)

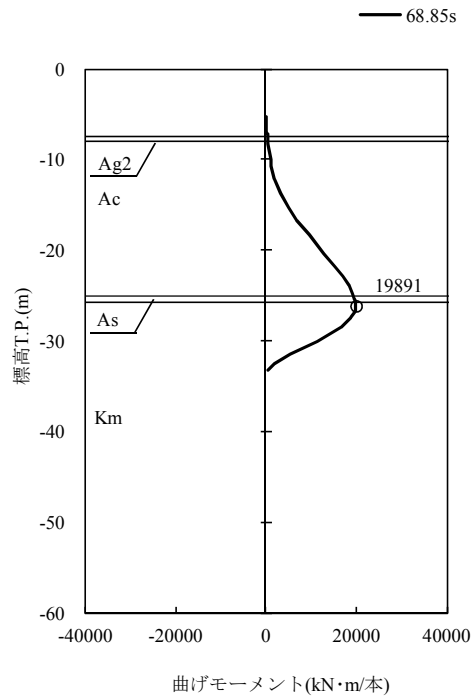


(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

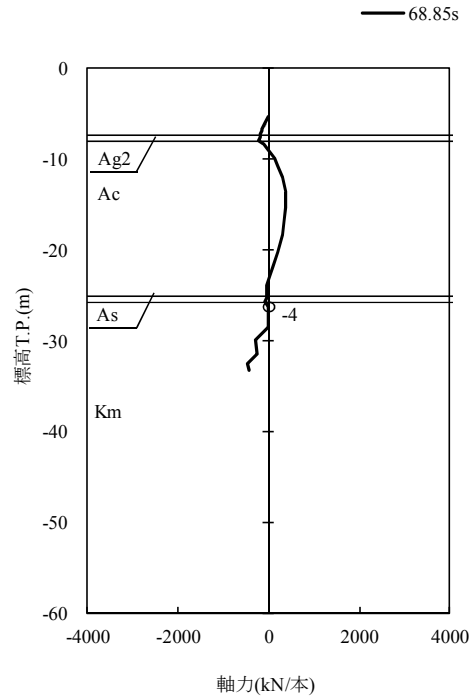
図 5.1-1 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (2/2)

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

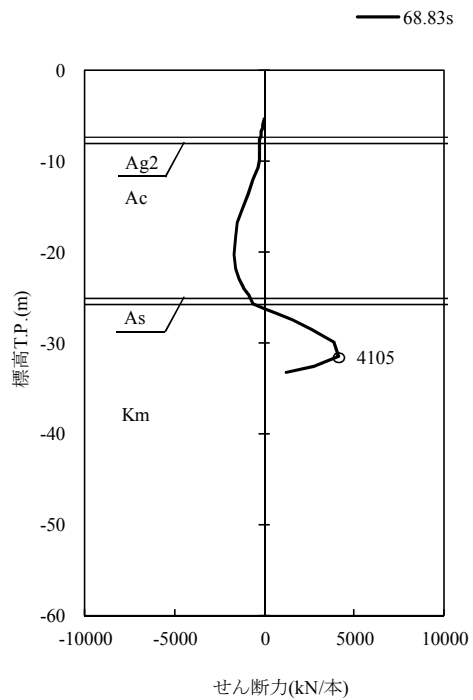
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



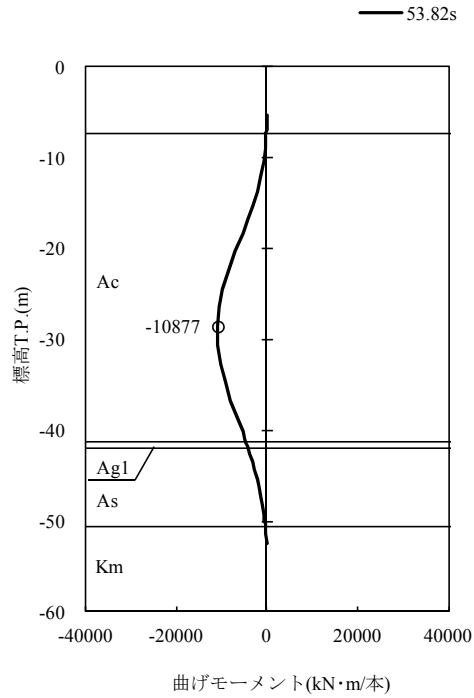
貯留堰鋼管矢板(南側)



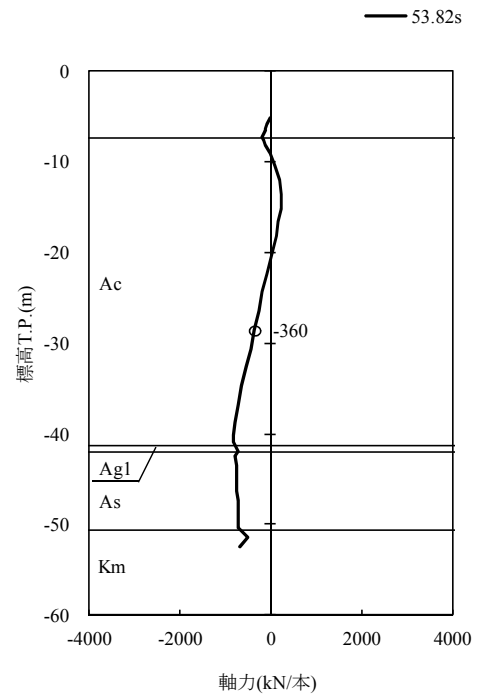
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)
(NS-1 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

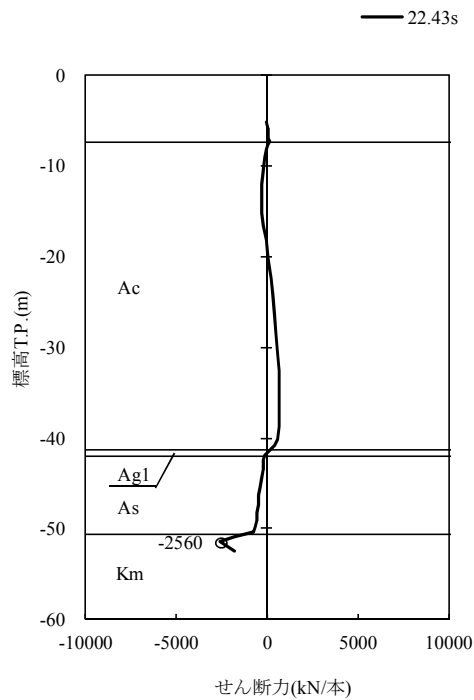
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



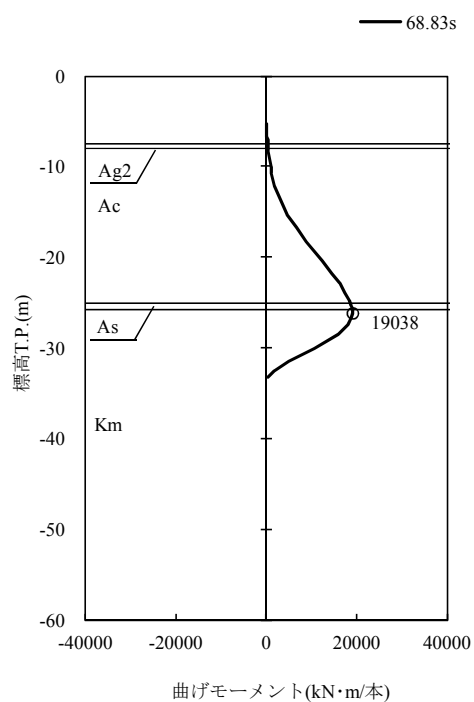
貯留堰鋼管矢板(北側)



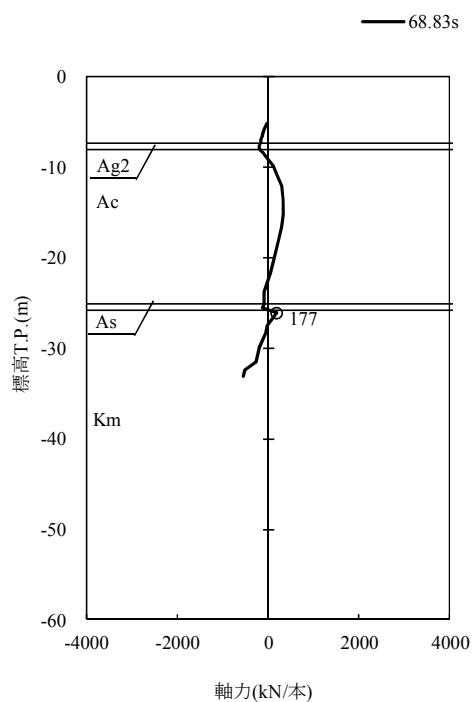
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5.1-1 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (2 / 2)
(NS-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

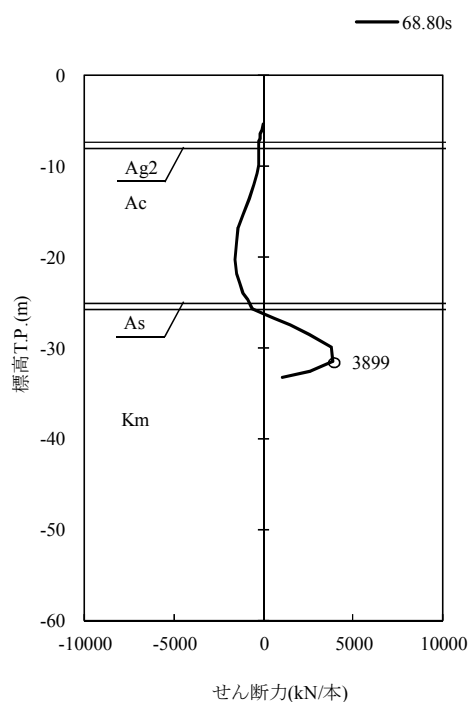
貯留堰鋼管矢板(南側)



貯留堰鋼管矢板(南側)



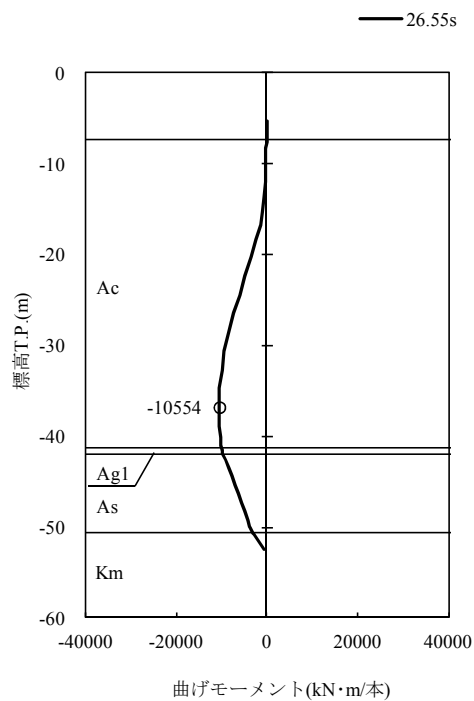
貯留堰鋼管矢板(南側)



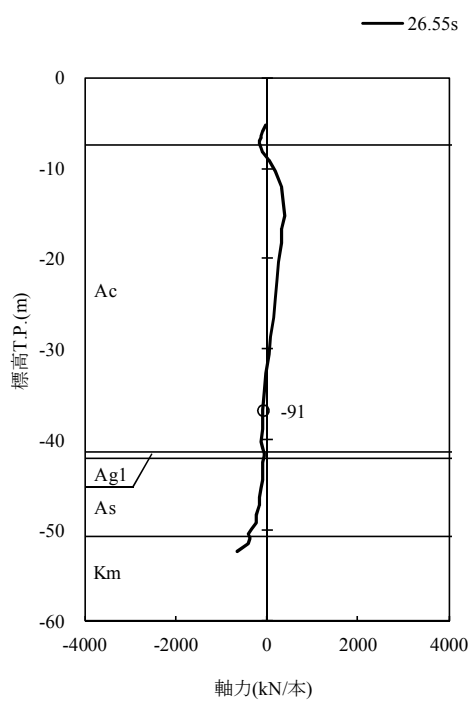
(a) 貯留堰鋼管矢板 (南側)

図 5.1-1 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (1/2)
 (NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
 仮定した解析ケース)

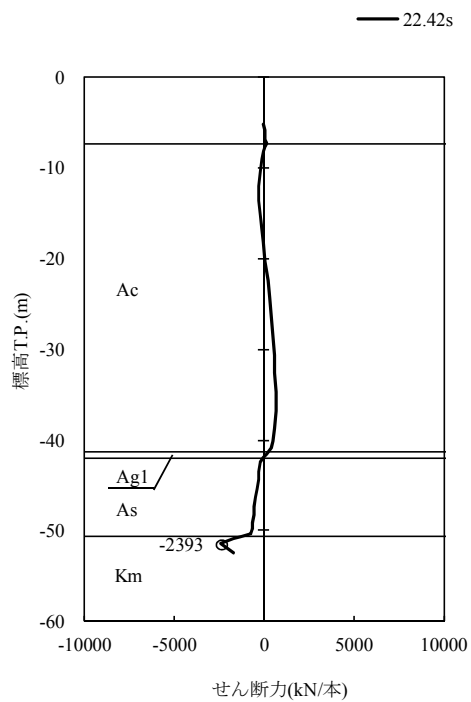
貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



貯留堰鋼管矢板(北側)



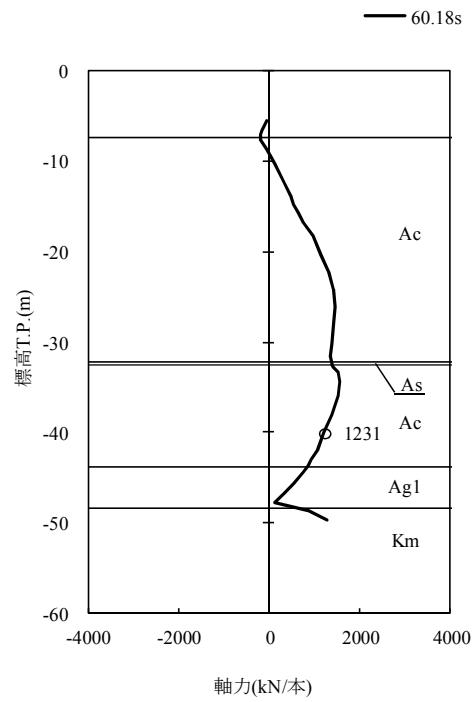
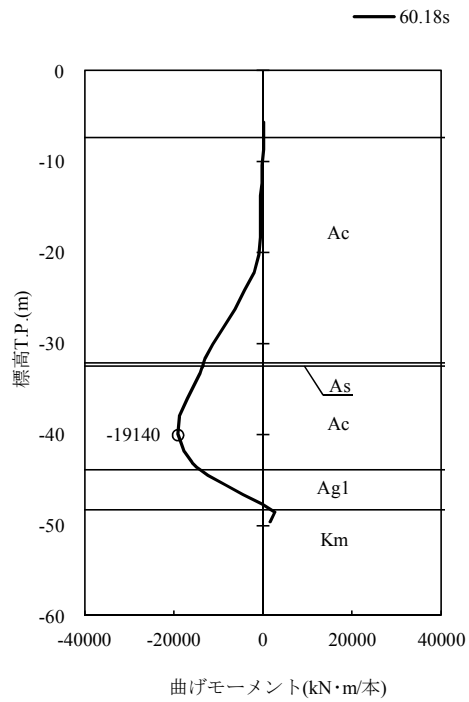
(b) 貯留堰鋼管矢板 (北側)

図 5. 1-1 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$) (2/2)

(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

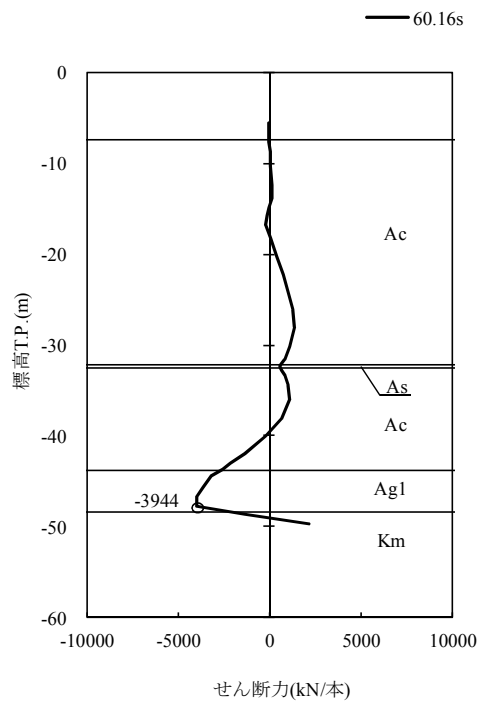
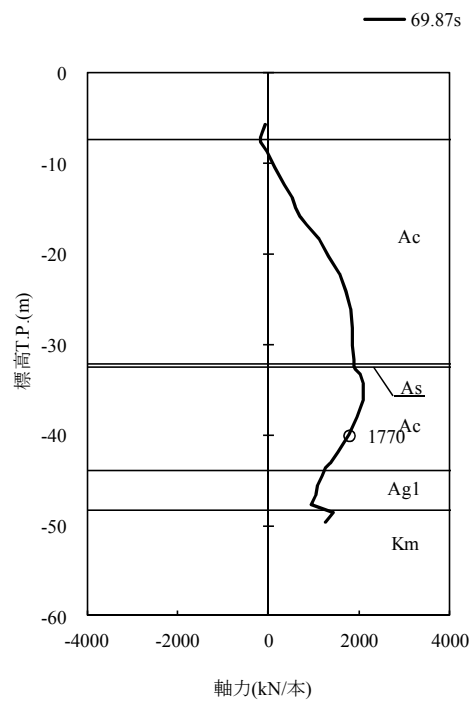
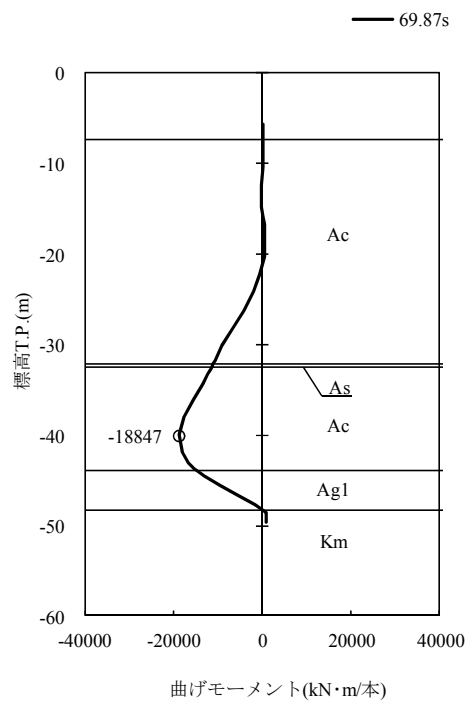


図 5.1-2 (1) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

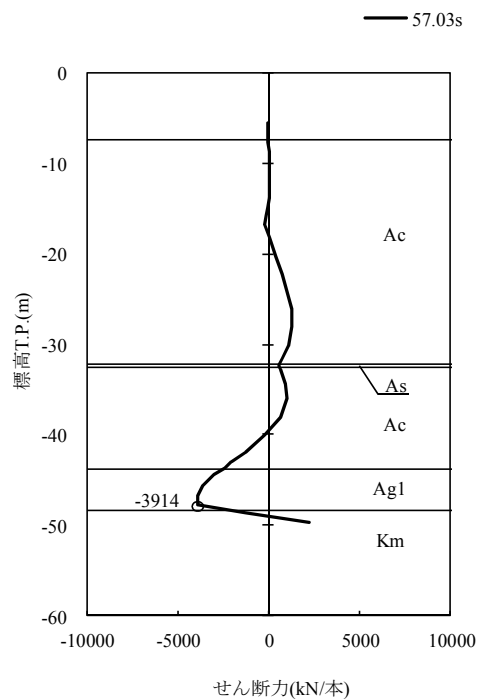
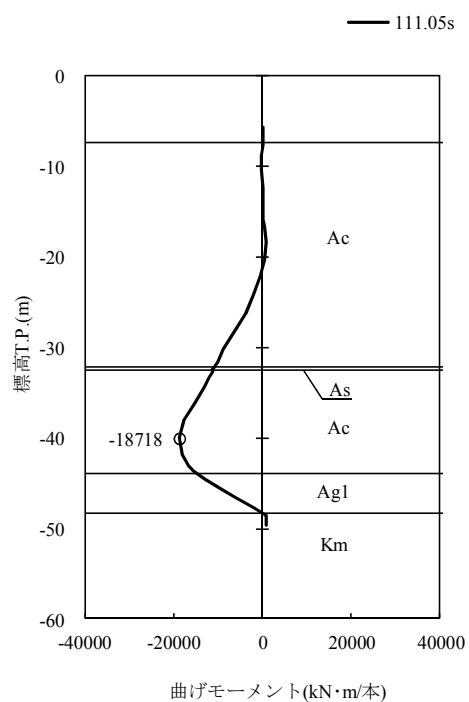
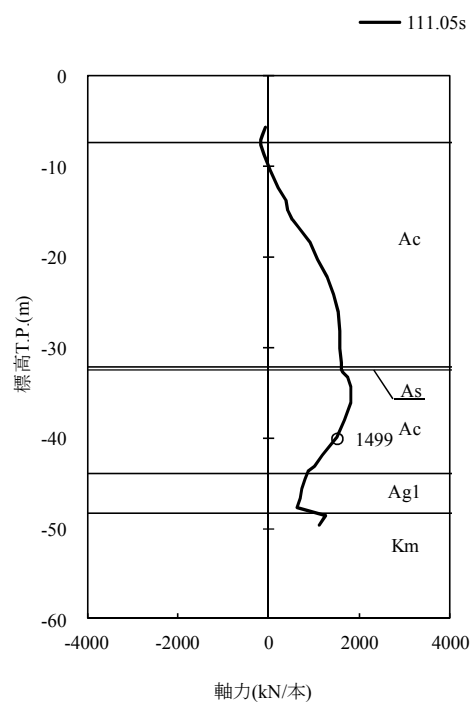


図 5.1-2 (2) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V-])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

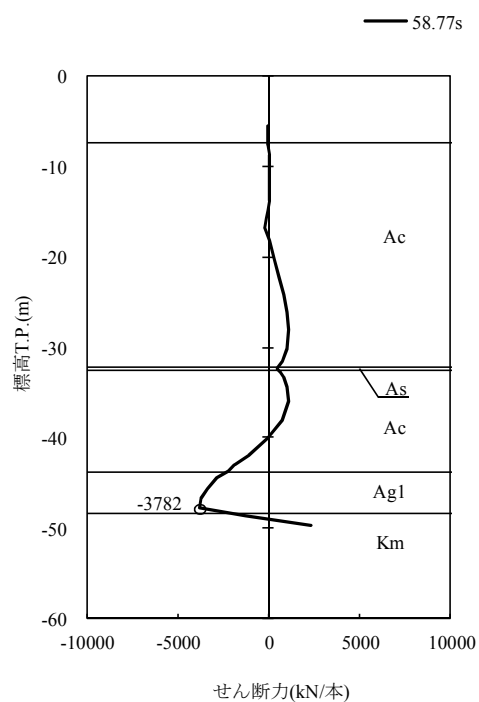
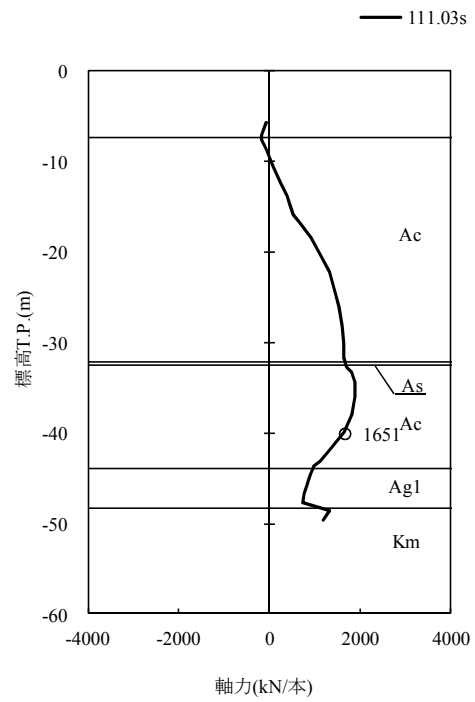
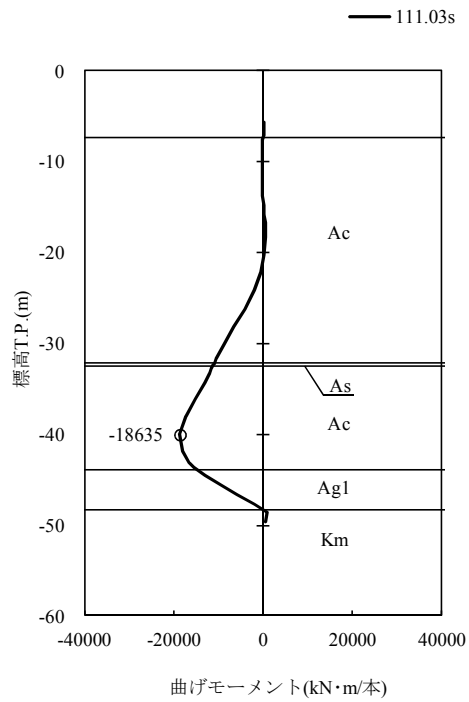


図 5.1-2 (3) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

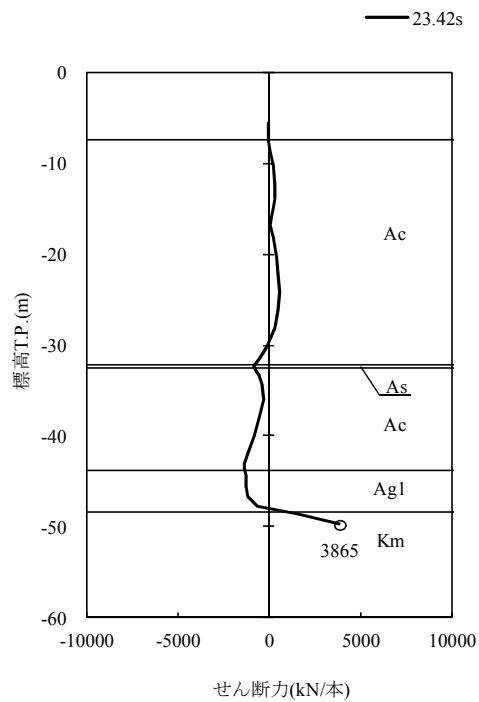
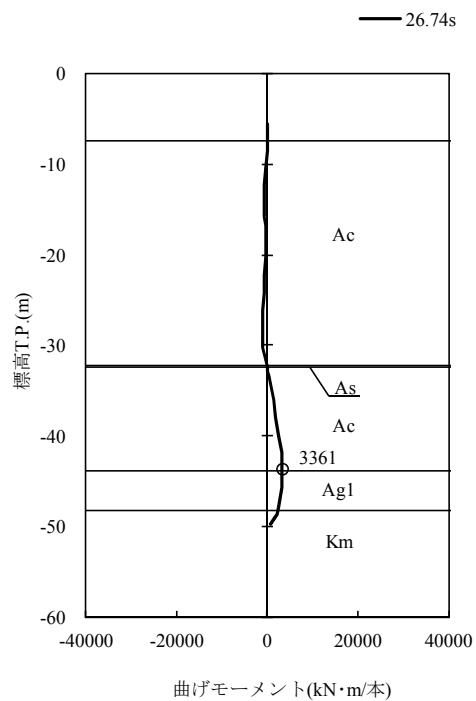
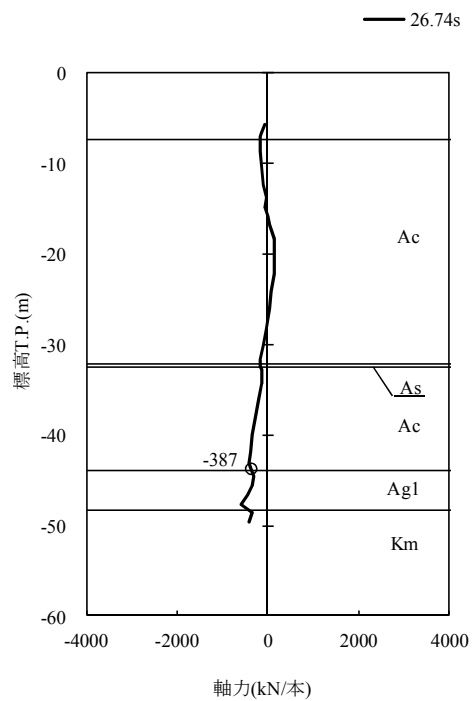


図 5.1-2 (4) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

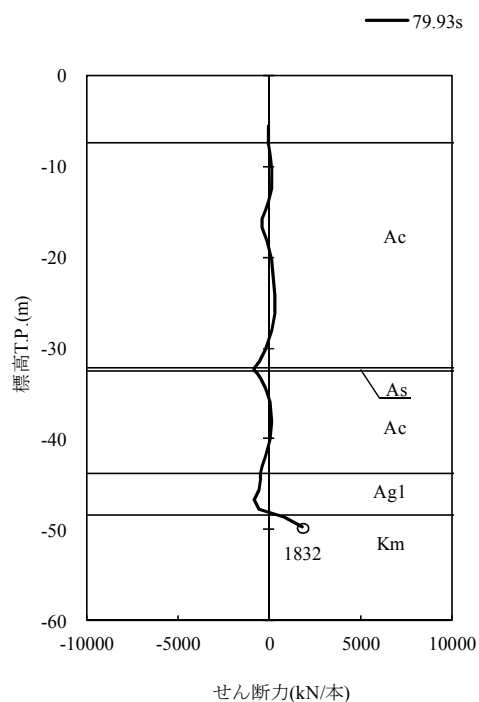
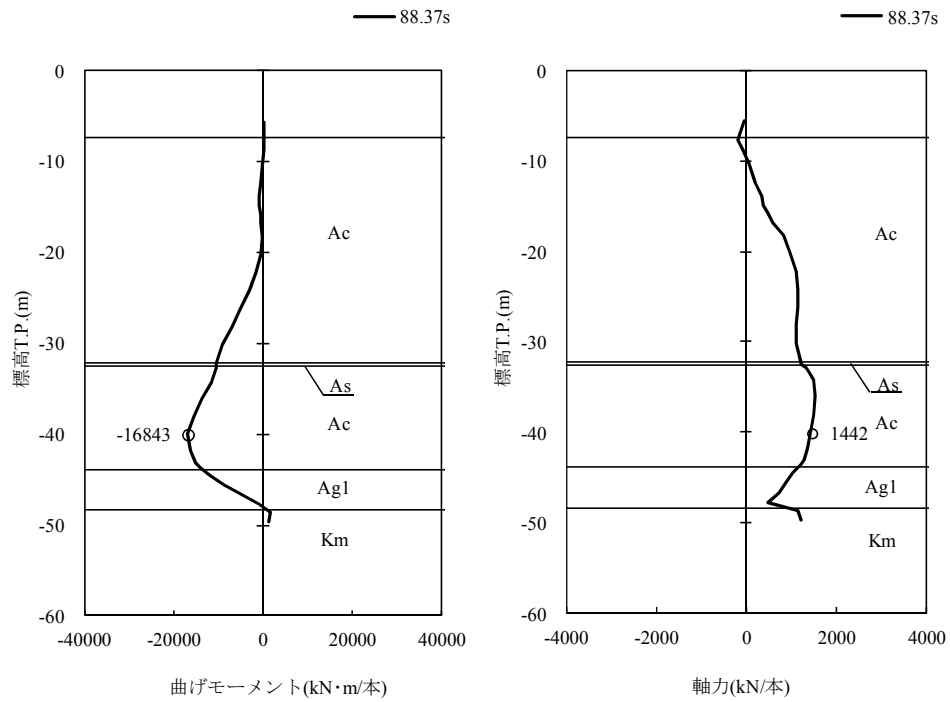


図 5.1-2 (5) 地震時断面力 ($S_s - 11$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

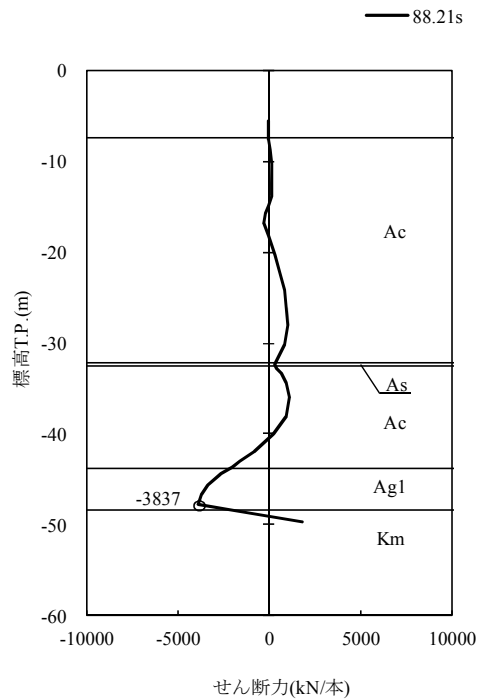
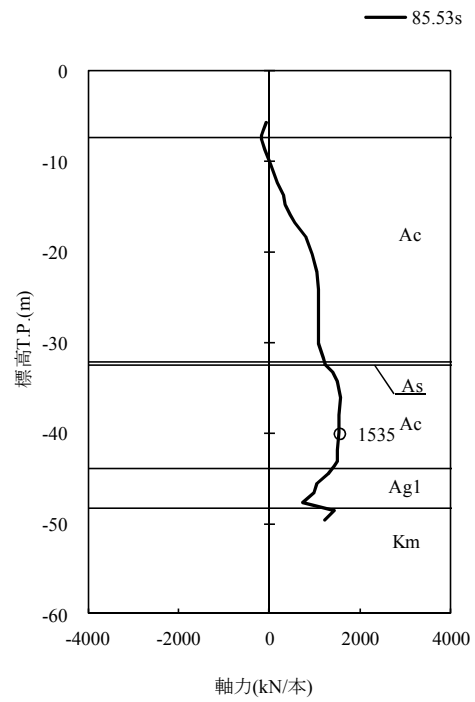
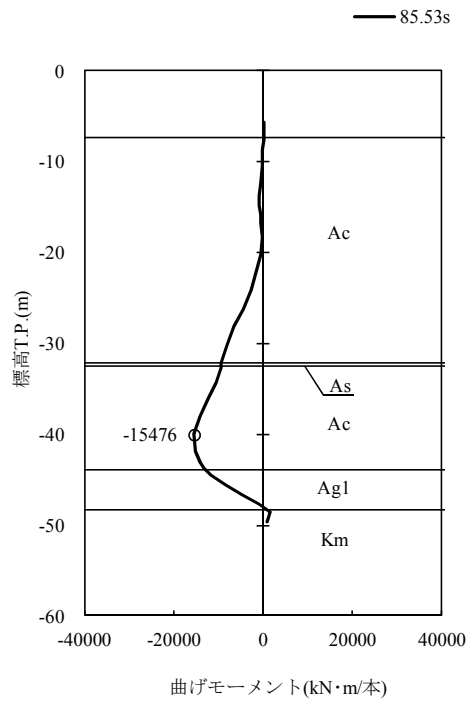


図 5.1-2 (6) 地震時断面力 ($S_s - 12$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

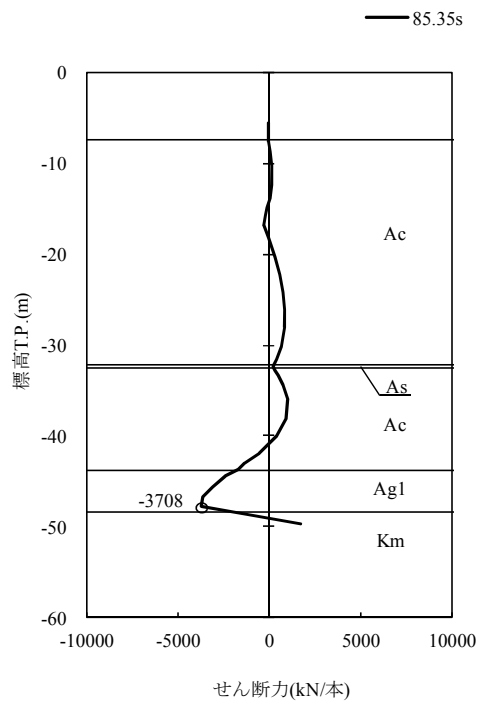
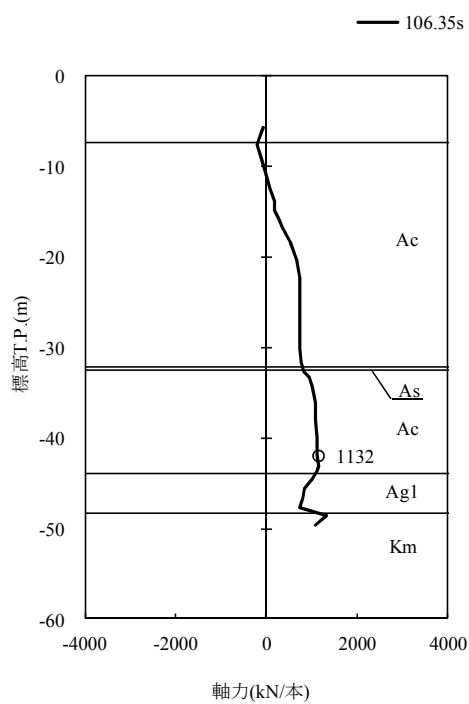
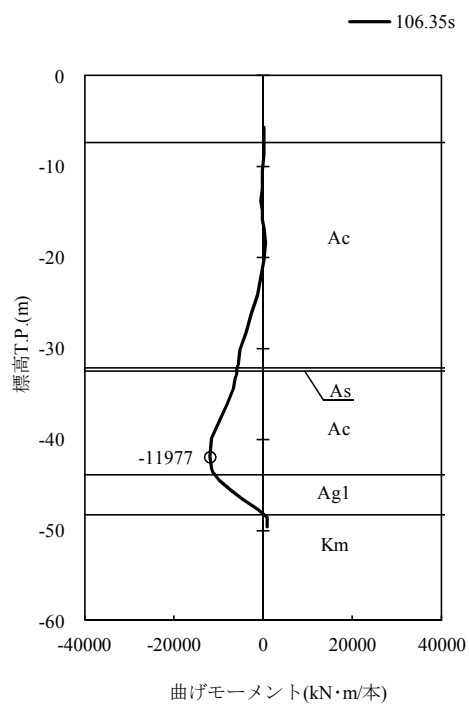


図 5.1-2 (7) 地震時断面力 ($S_s - 1.3$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

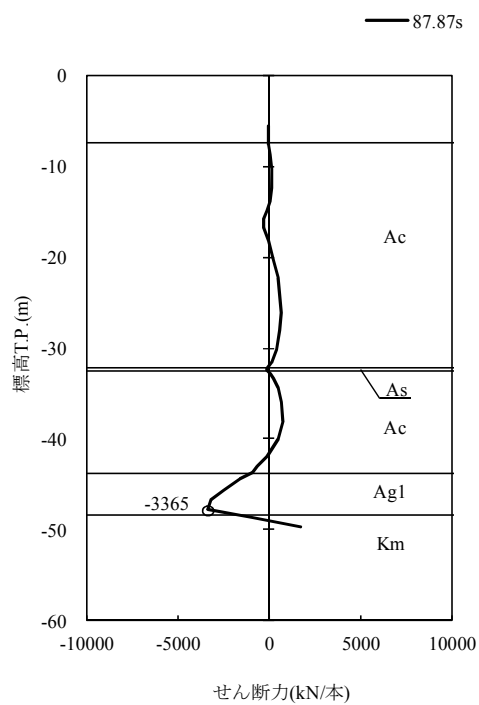
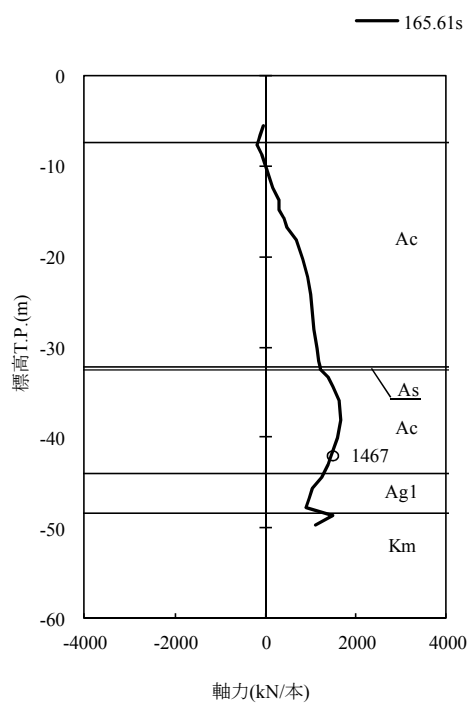
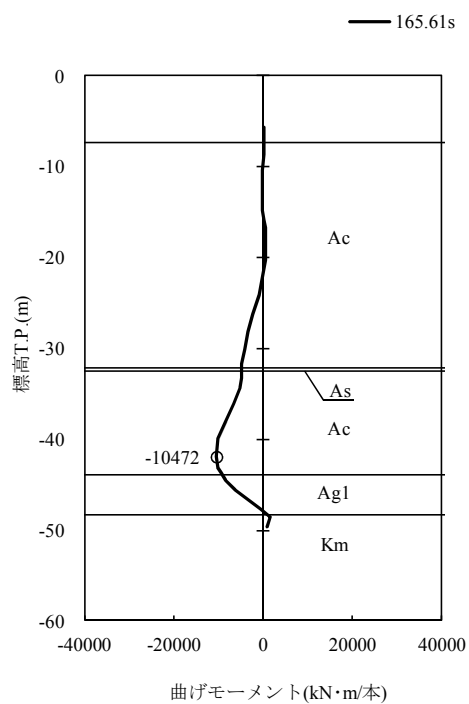


図 5.1-2 (8) 地震時断面力 ($S_s - 1.4$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

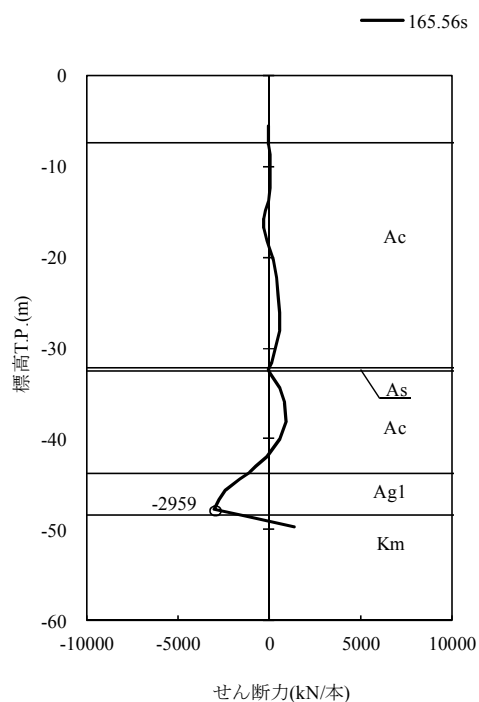
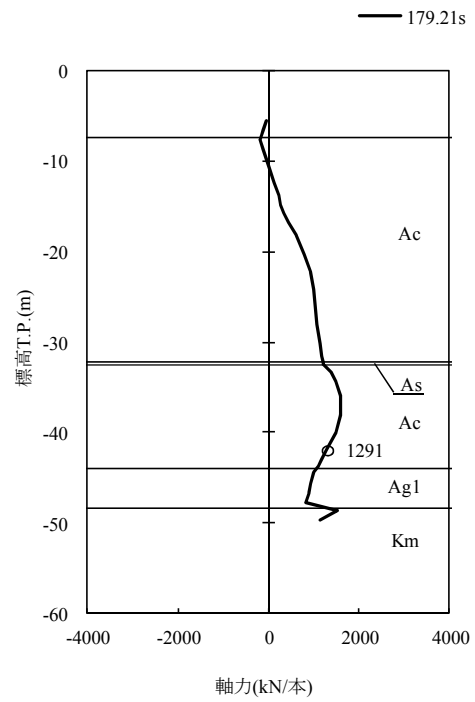
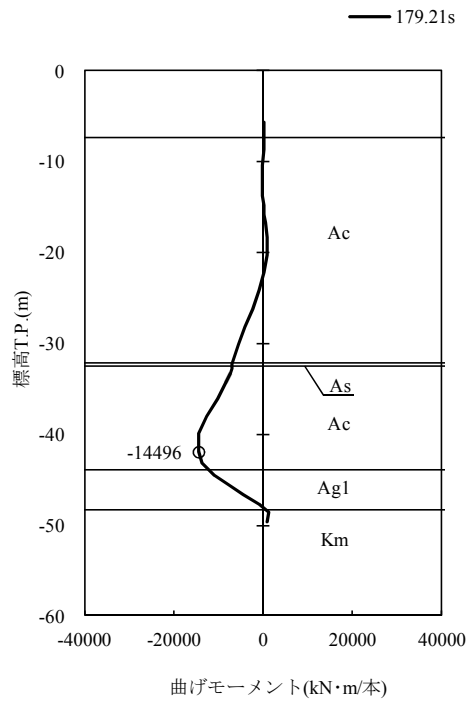


図 5.1-2 (9) 地震時断面力 ($S_s - 2.1$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

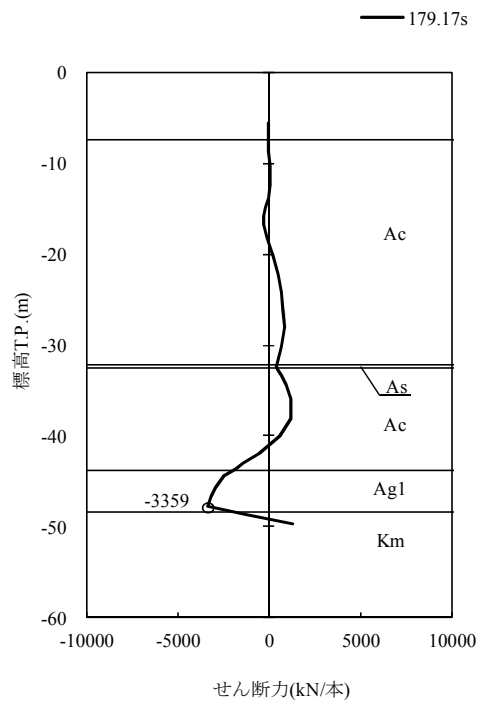
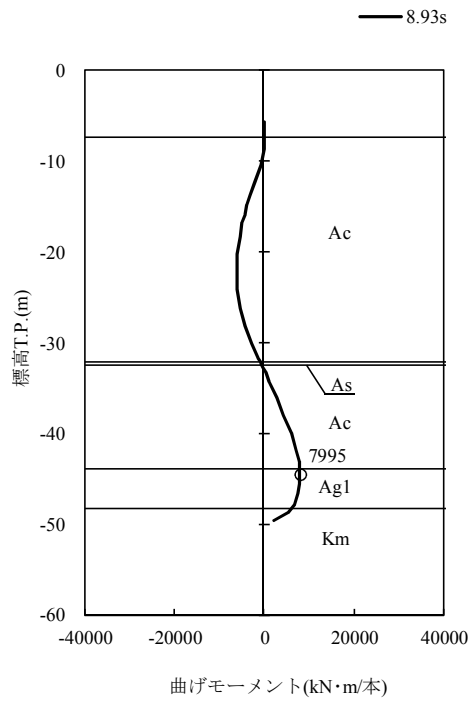


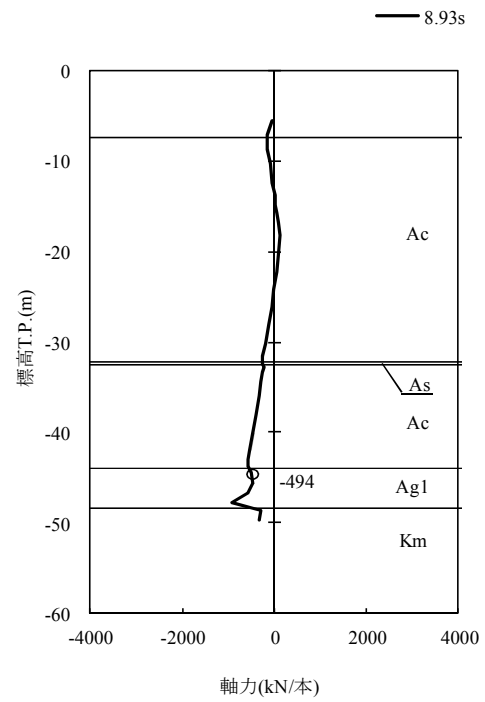
図 5.1-2 (10) 地震時断面力 ($S_s - 22$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

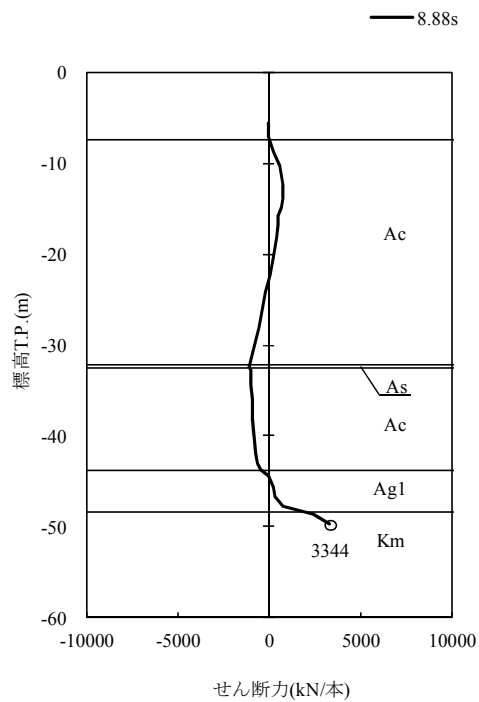
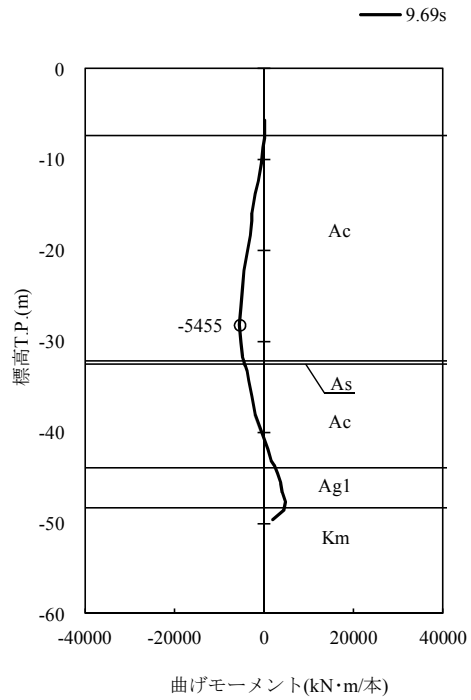
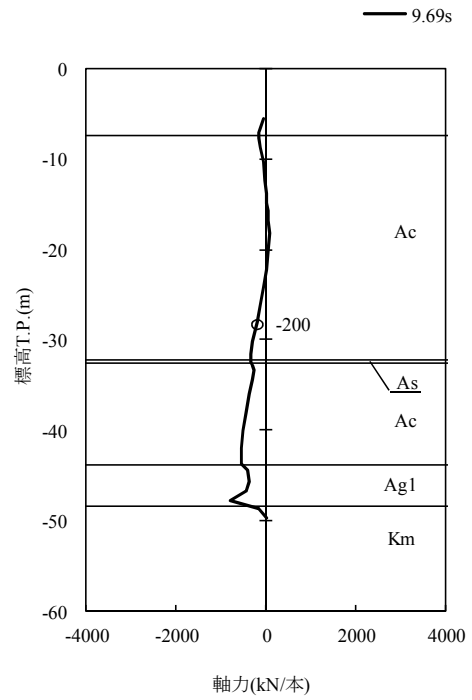


図 5.1-2 (11) 地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

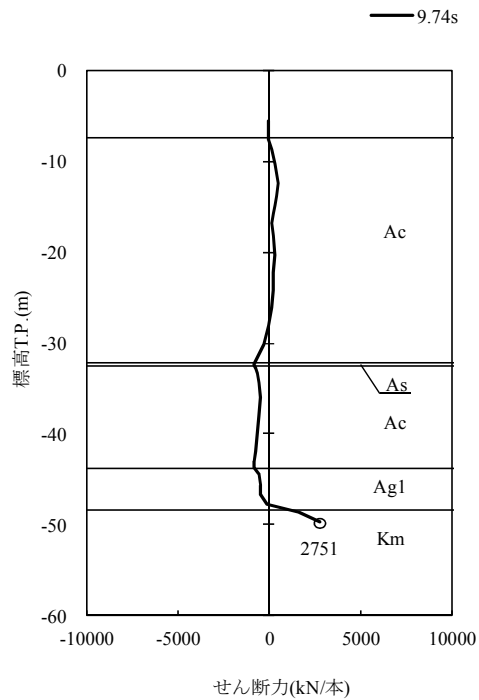
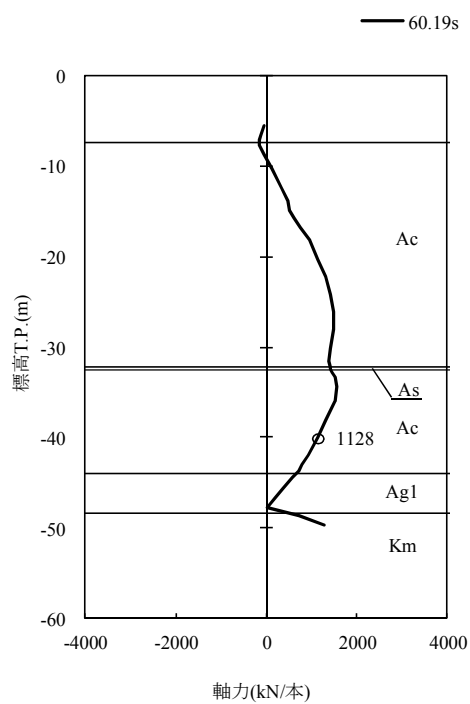
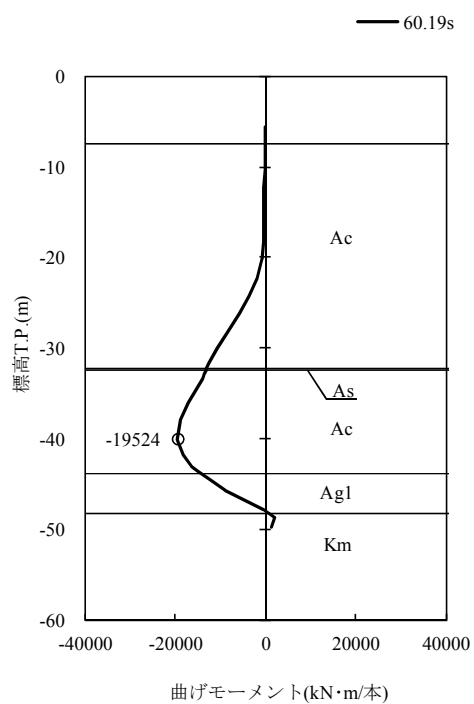


図 5.1-2 (12) 地震時断面力 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

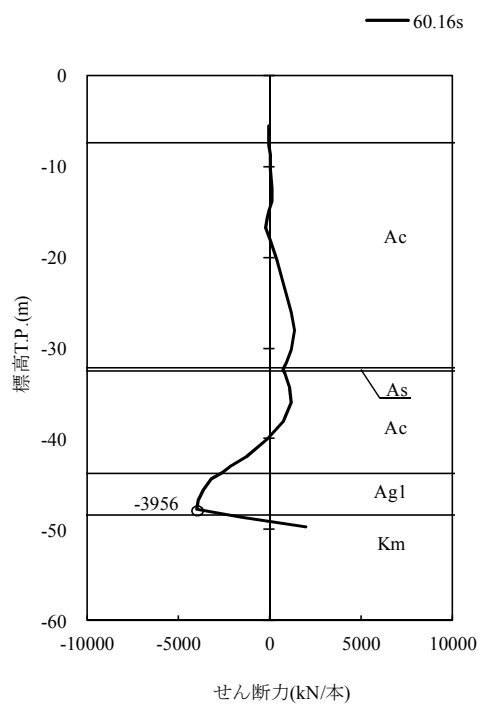
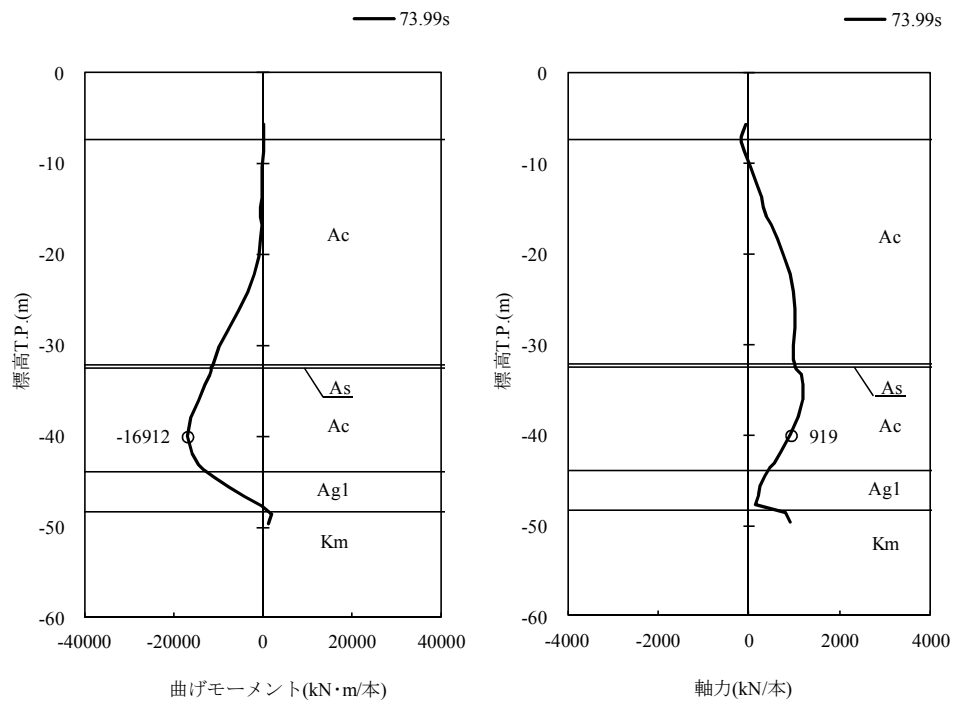


図 5.1-2 (13) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

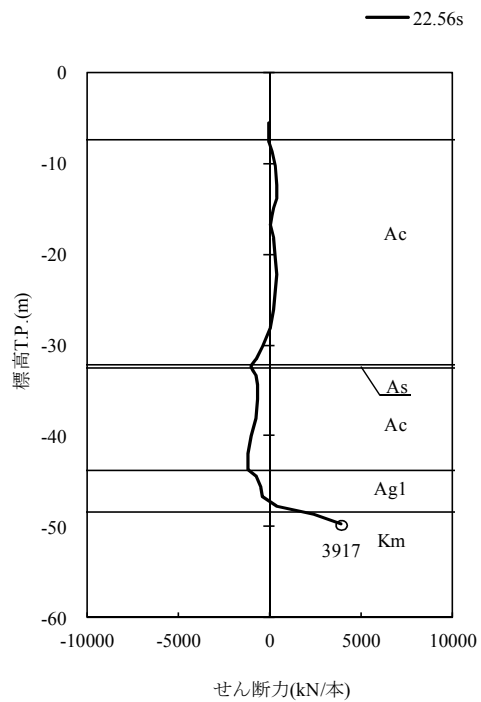
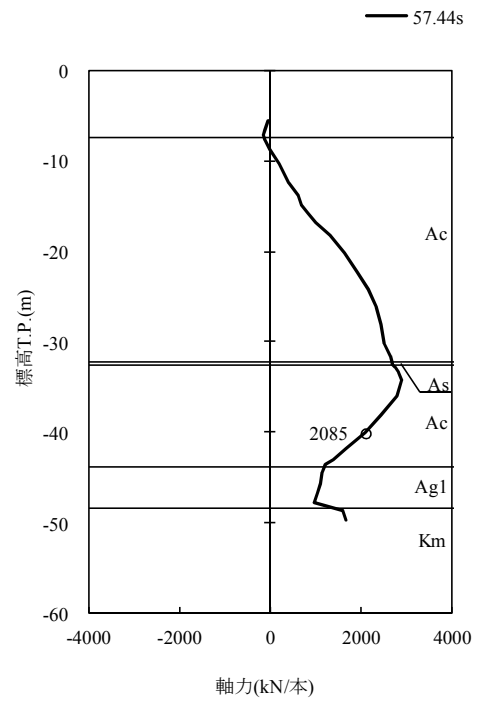
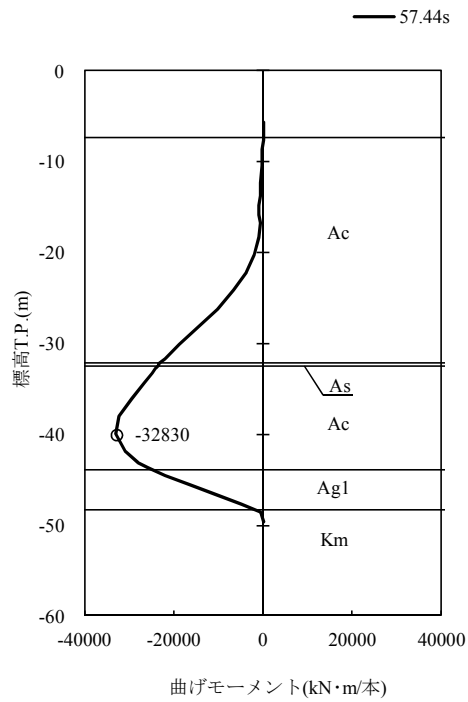


図 5.1-2 (14) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

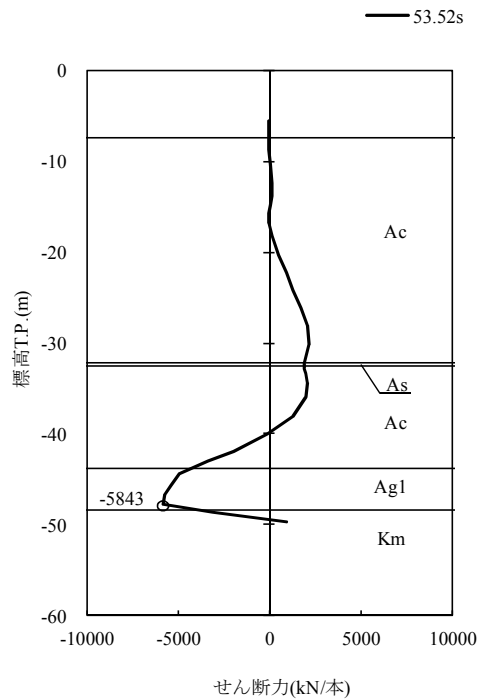
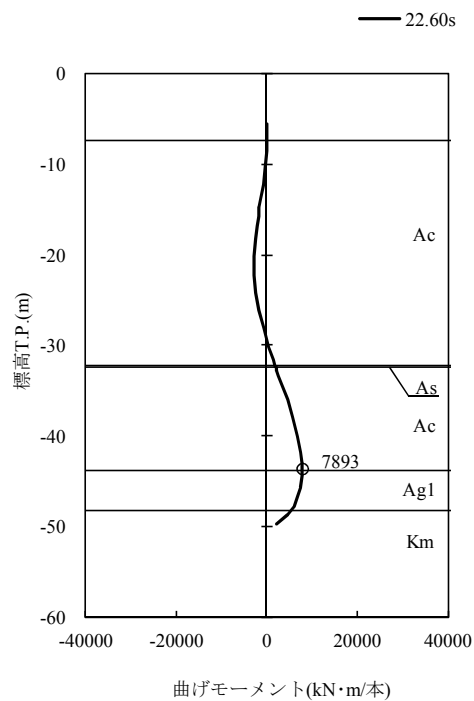


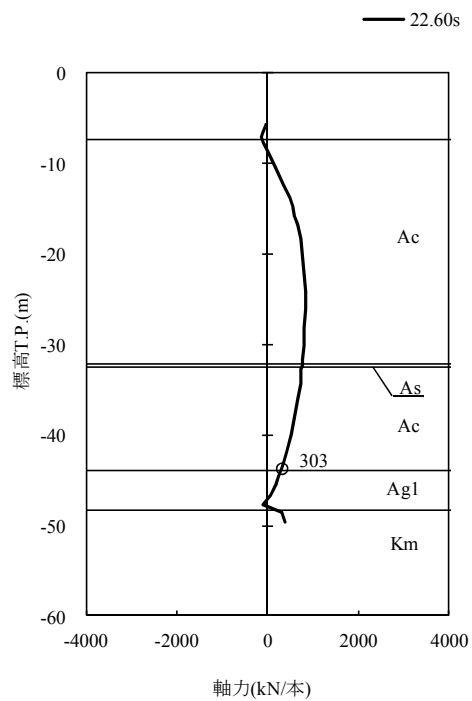
図 5.1-2 (15) 地震時断面力 ($S_s - D1 [H, V+]$)

(EW-2 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

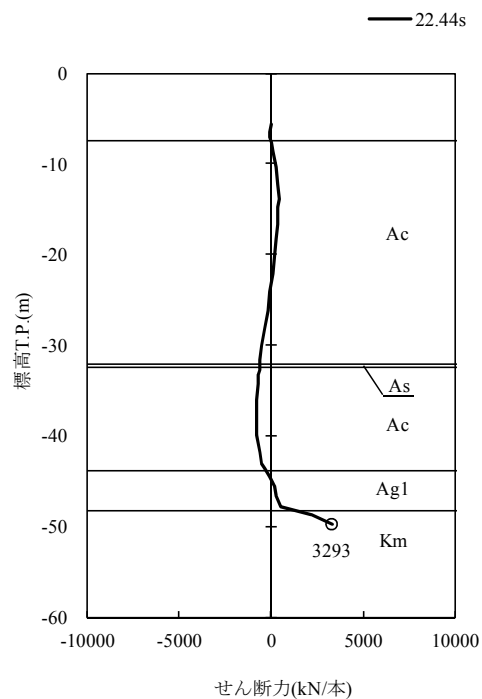
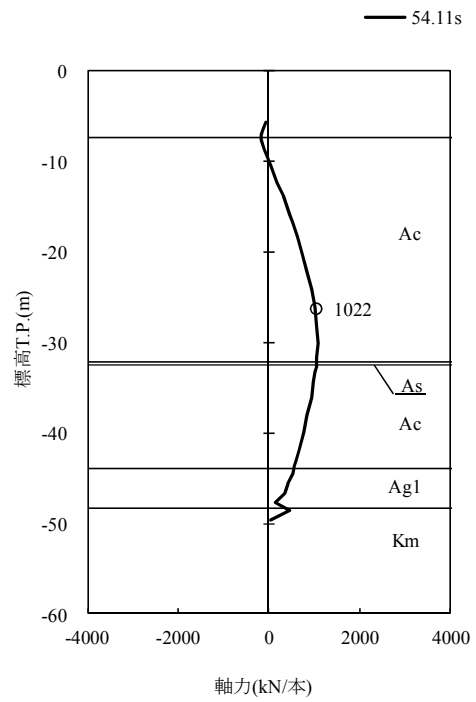
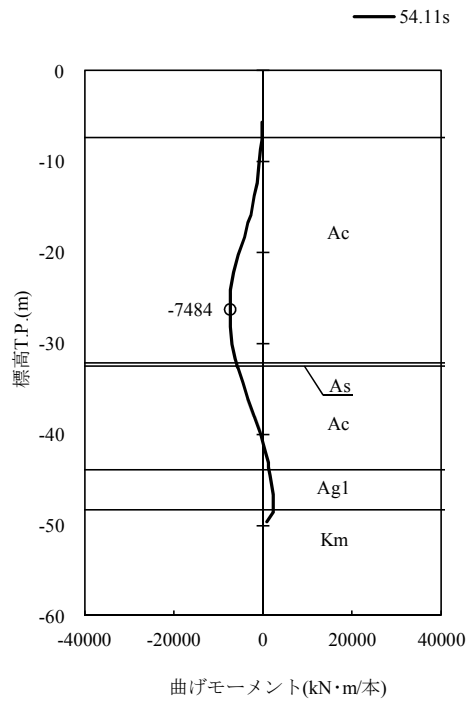


図 5.1-2 (16) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板

貯留堰鋼管矢板



貯留堰鋼管矢板

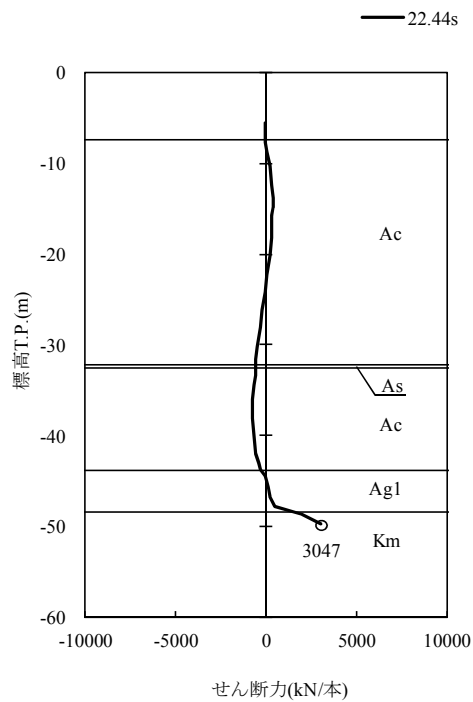


図 5.1-2 (17) 地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+])
 (EW-2 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
 仮定した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-3 及び図 5.1-4 に示す。



図 5.1-3 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V+]$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

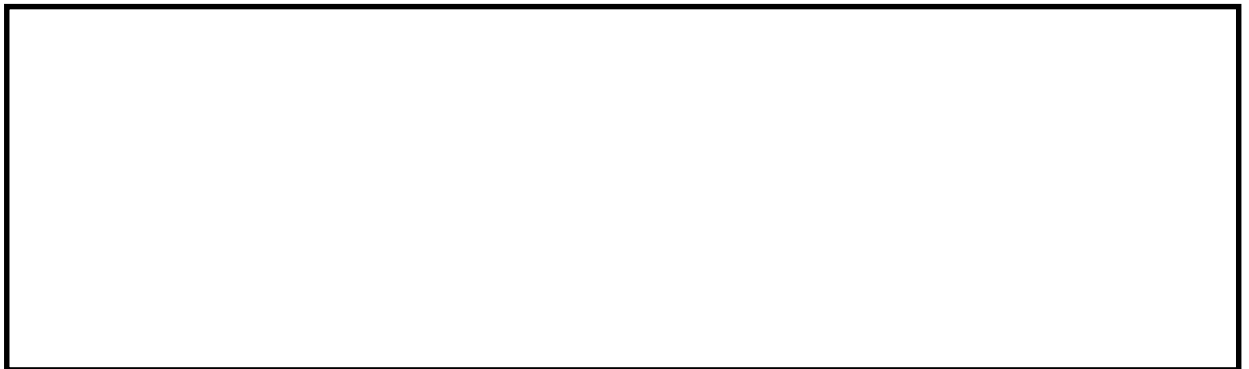


図 5.1-3 (2) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V-]$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

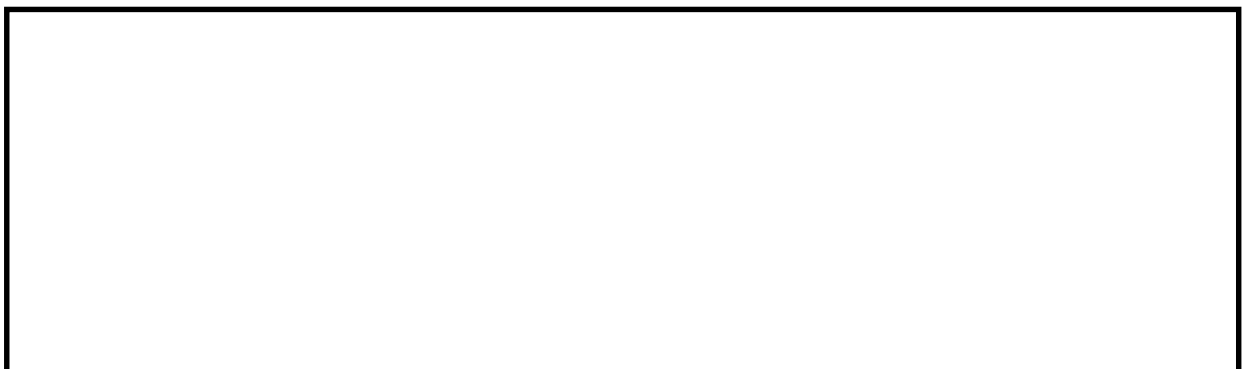


図 5.1-3 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (4) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

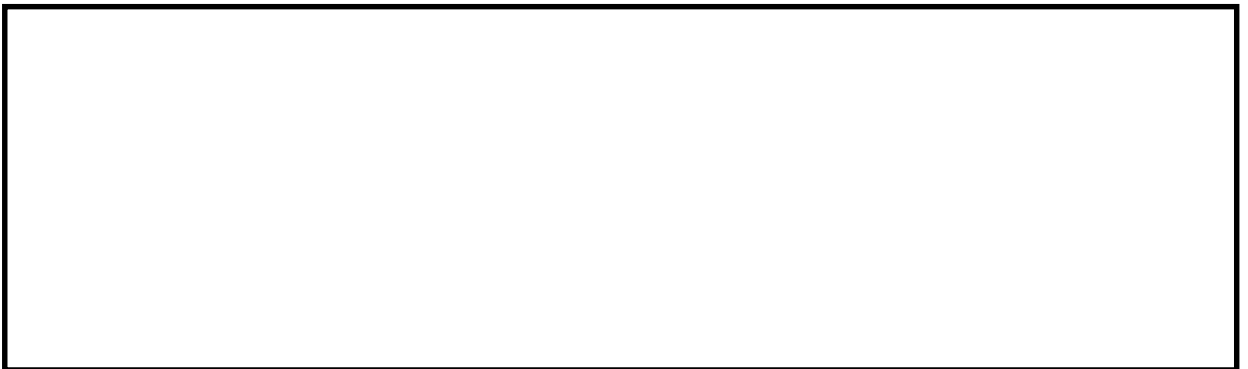


図 5.1-3 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 3$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

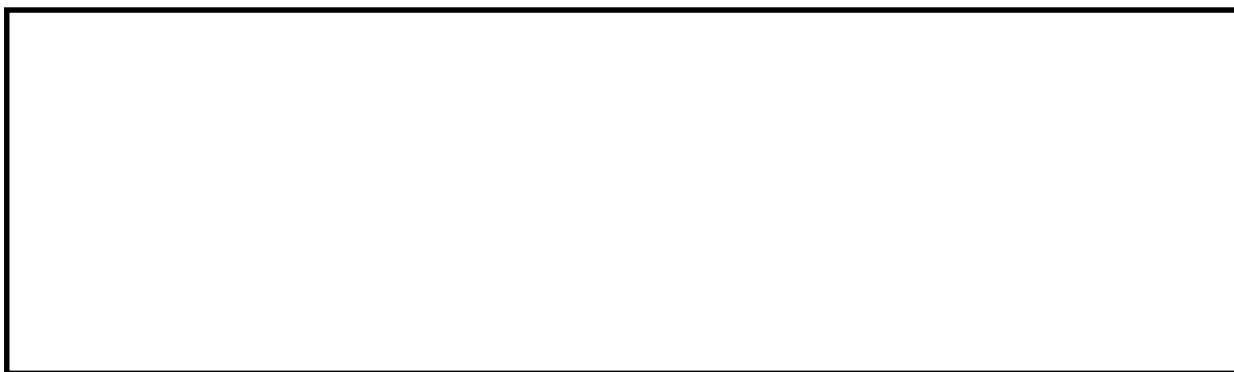


図 5.1-3 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 4$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

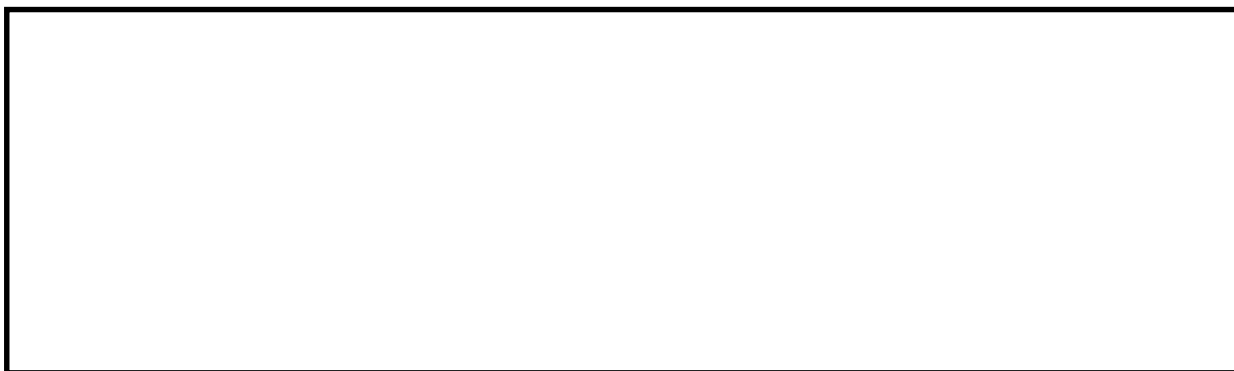


図 5.1-3 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2\ 1$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (10) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-22)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (11) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (12) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-3 (14) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 5.1-3 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-3 (16) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-3 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (2) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1$ [H+, V-])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

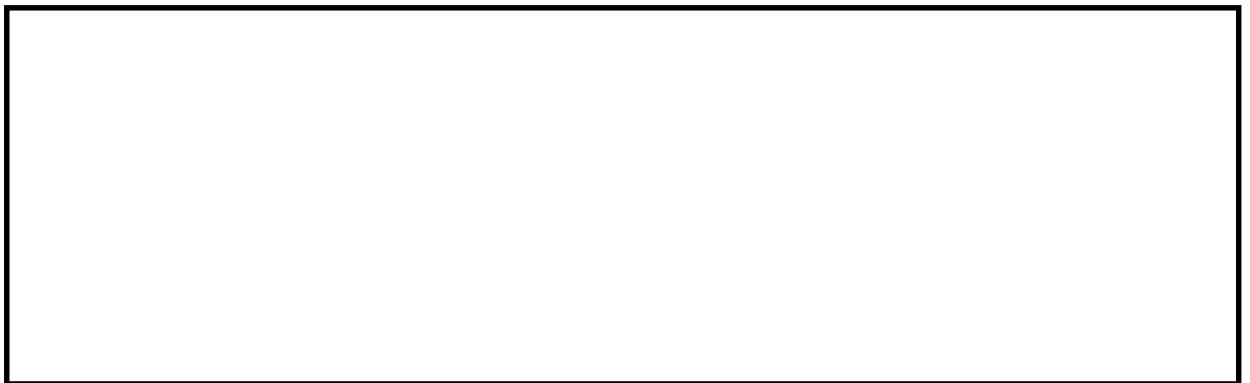


図 5.1-4 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

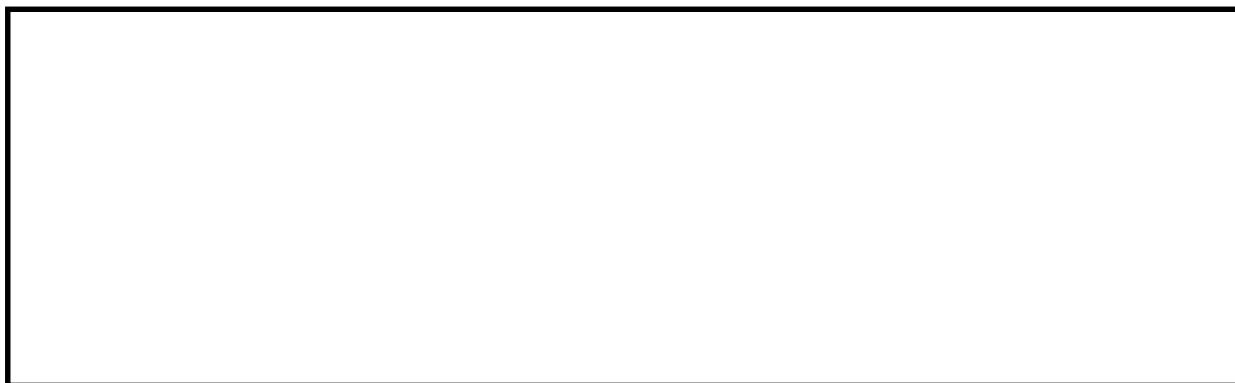


図 5.1-4 (4) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

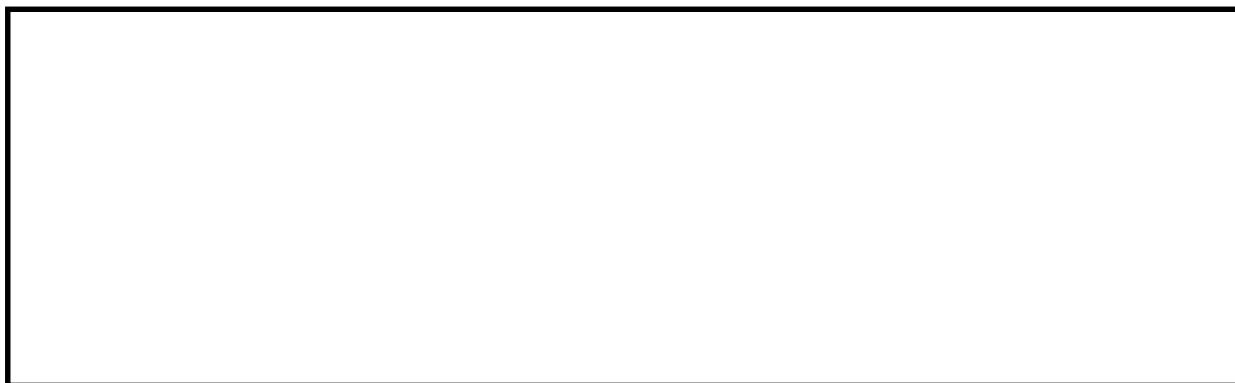


図 5.1-4 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 3$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

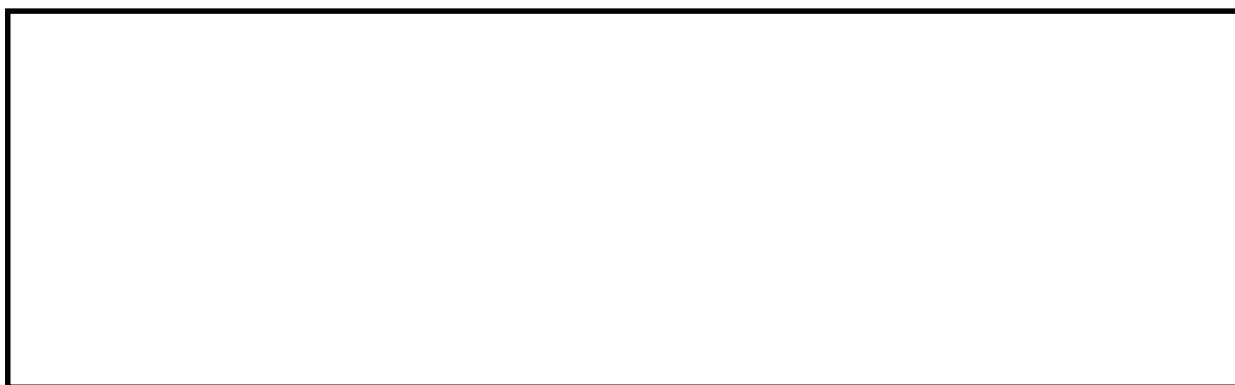


図 5.1-4 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 4$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2\ 1$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (10) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-22)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (11) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

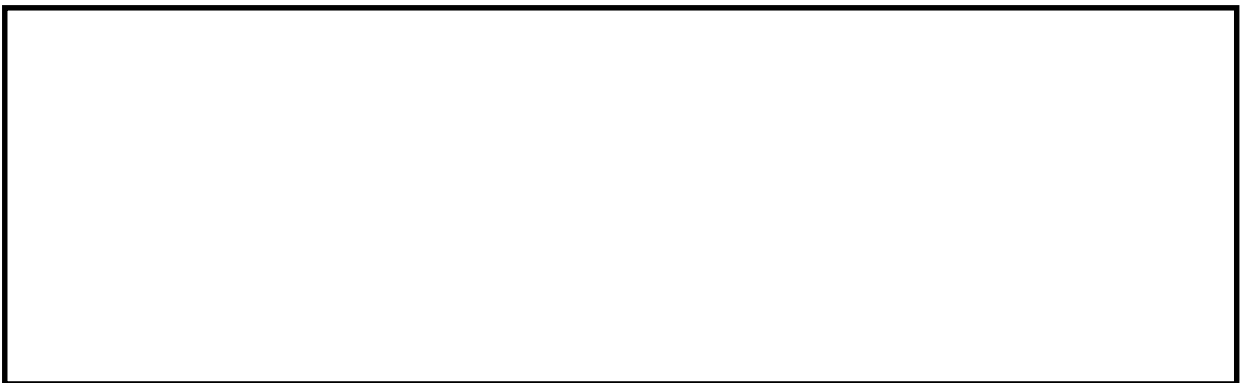


図 5.1-4 (12) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

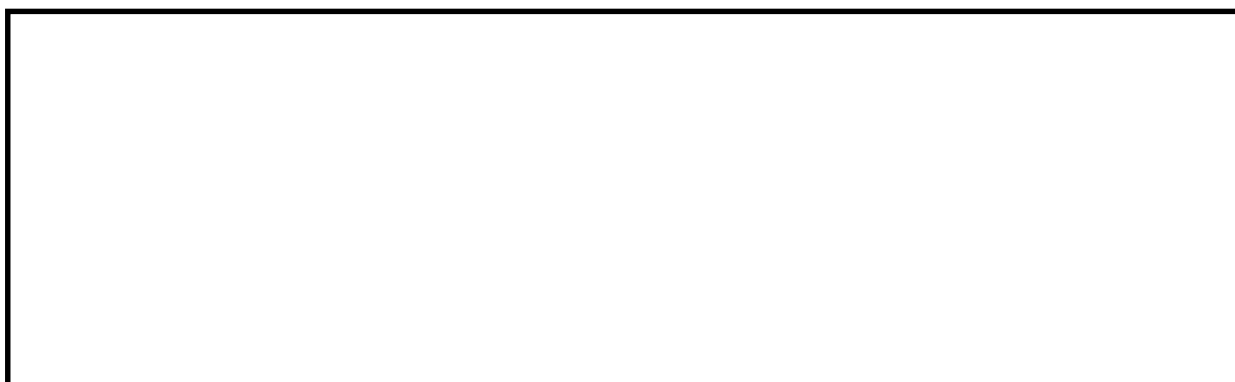


図 5.1-4 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-4 (14) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 5.1-4 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (16) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (17) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

(3) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の分布を図 5.1-5 及び図 5.1-6 に示す。



図 5.1-5 (1) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

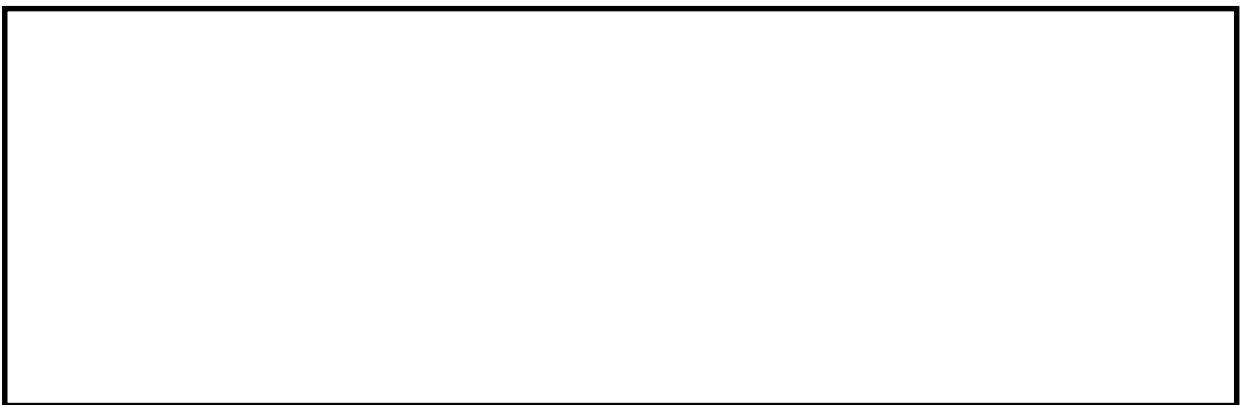


図 5.1-5 (2) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (3) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

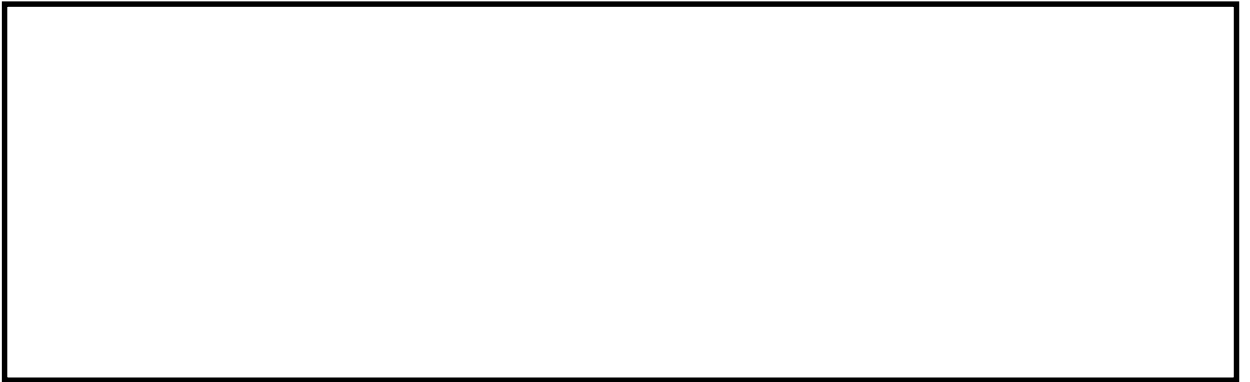


図 5.1-5 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 3$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 4$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 1$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

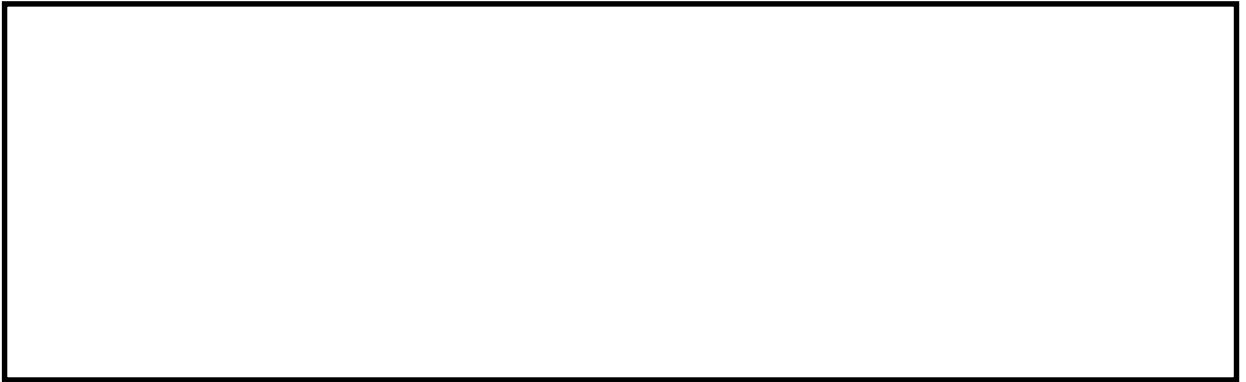


図 5.1-5 (10) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 2$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3\ 1$ [H+, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3\ 1$ [H-, V+])

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-5 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

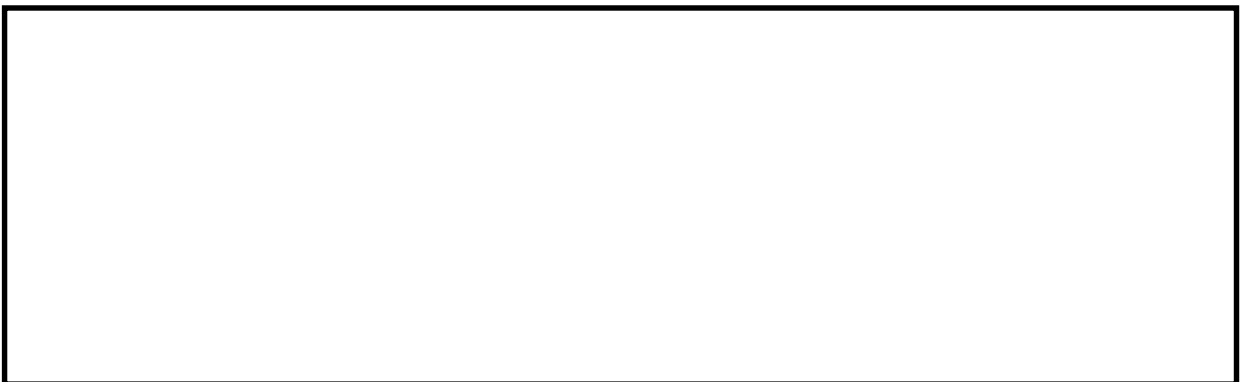


図 5.1-5 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-5 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-5 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(NS-1 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

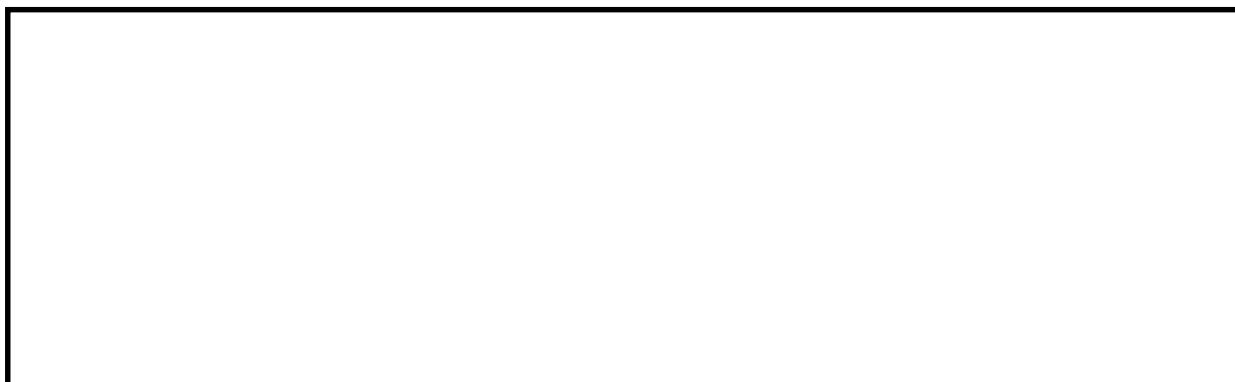


図 5.1-6 (1) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (2) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (3) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

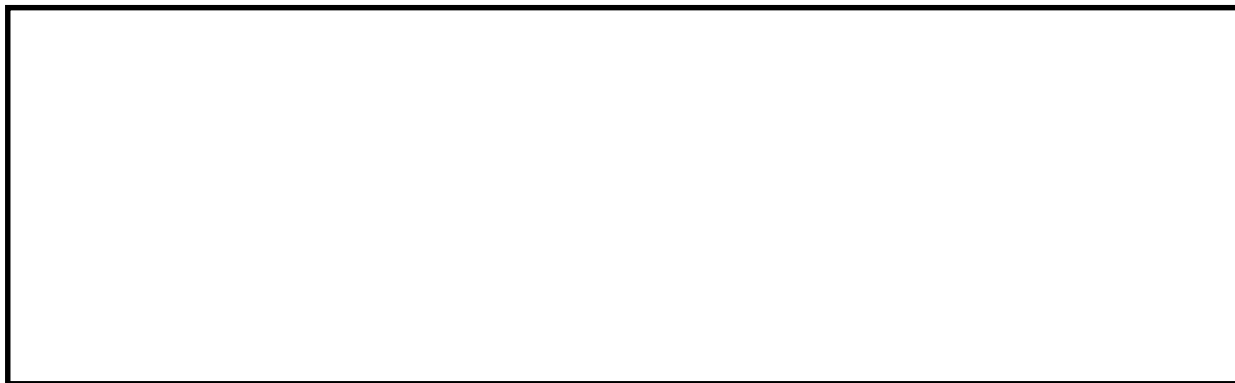


図 5.1-6 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.4$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

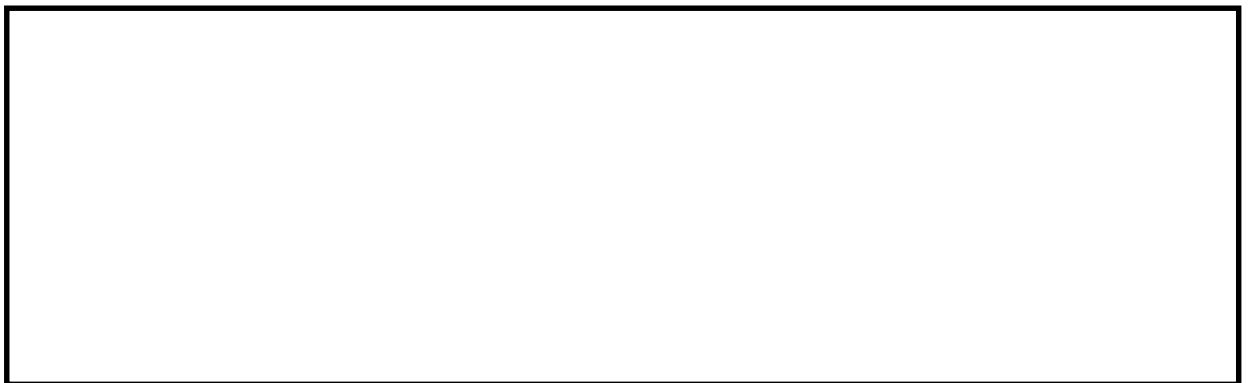


図 5.1-6 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.1$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

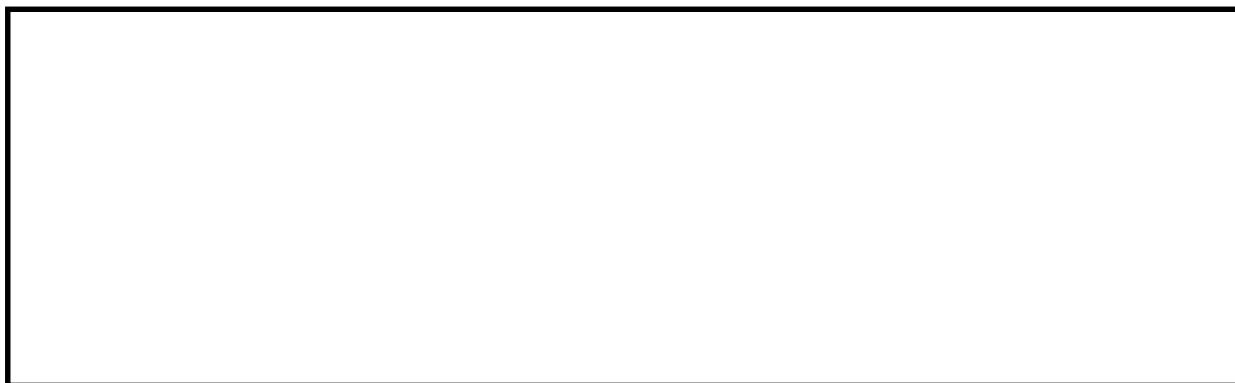


図 5.1-6 (10) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.2$)

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

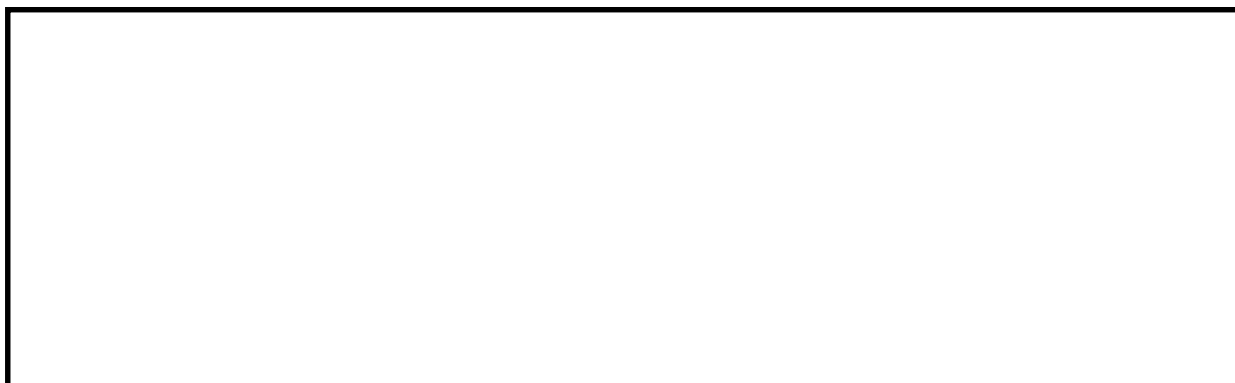


図 5.1-6 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

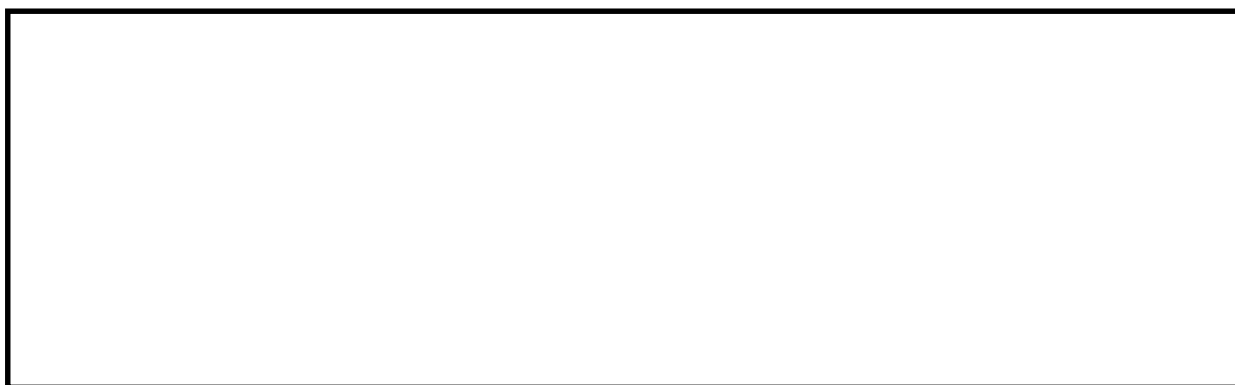


図 5.1-6 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-6 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-6 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-6 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-2 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

(4) 最大加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、地震応答解析の全時刻における最大加速度の分布を図 5.1-7 及び図 5.1-8 に示す。



図 5.1-7 (1) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (2) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (3) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 1$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

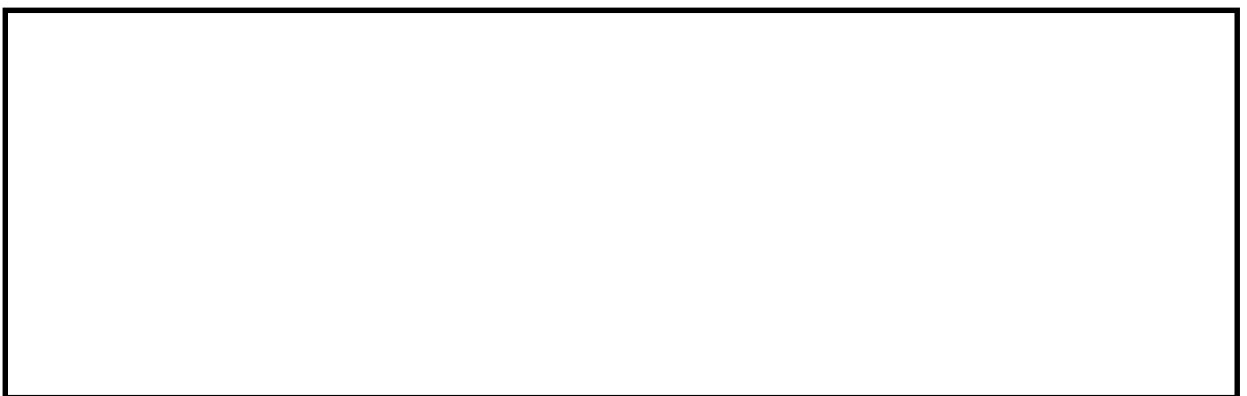


図 5.1-7 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 2$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 3$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

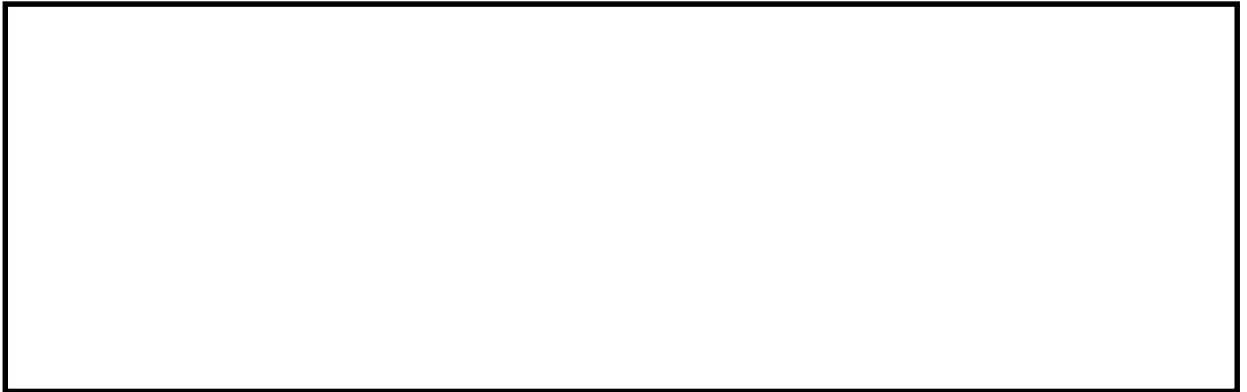


図 5.1-7 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 4$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2\ 1$)

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2.2$)
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

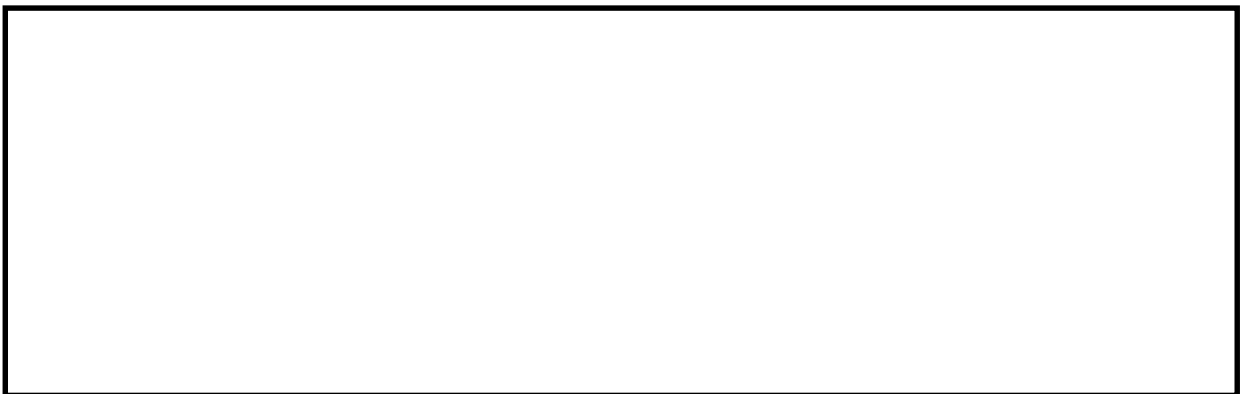


図 5.1-7 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])
(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-7 (13) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-,V+])
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-7 (14) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-,V+])
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

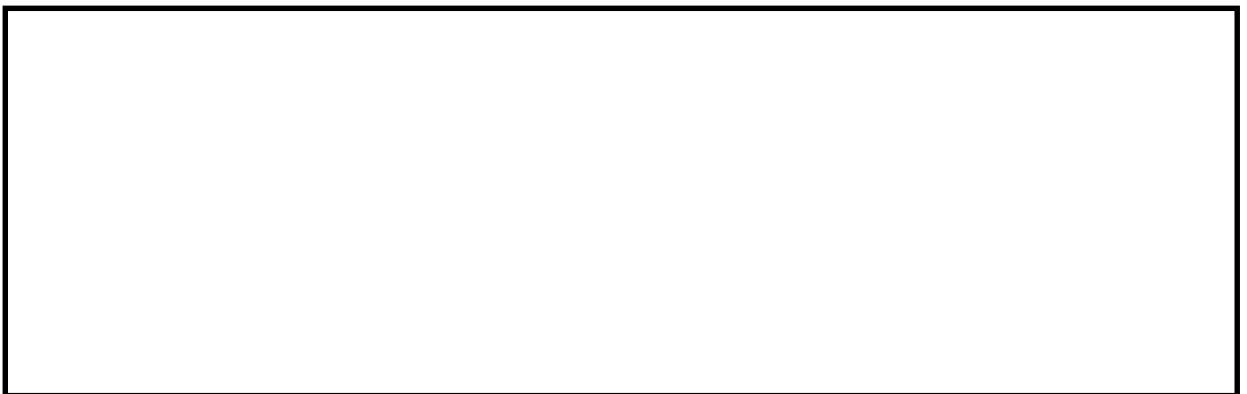


図 5.1-7 (15) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-,V+])
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-7 (16) 最大水平加速度分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])
(NS-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-7 (17) 最大水平加速度分布 ($S_s - D1$ [H-, V+])
(NS-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)



図 5.1-8 (1) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (2) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (3) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 3$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 4$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2\ 1$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

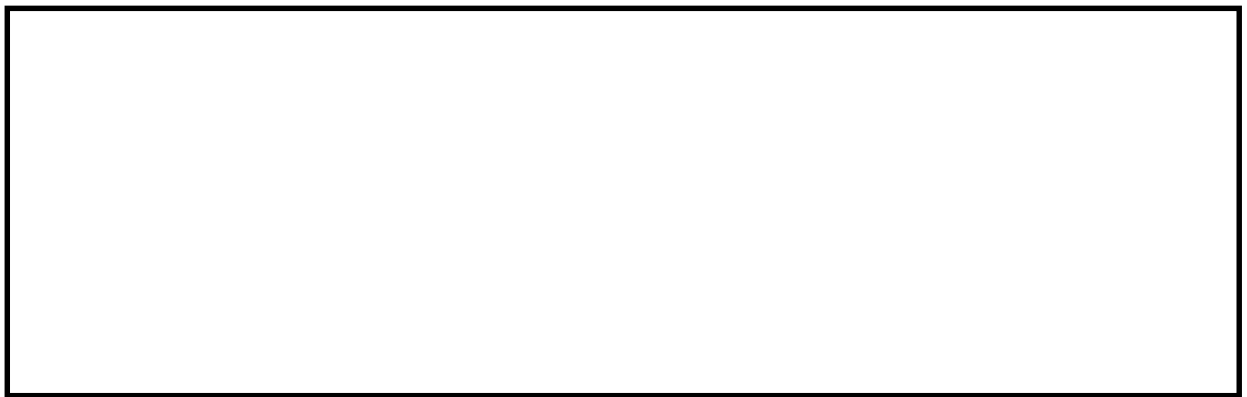


図 5.1-8 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2\ 2$)
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ [H+, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

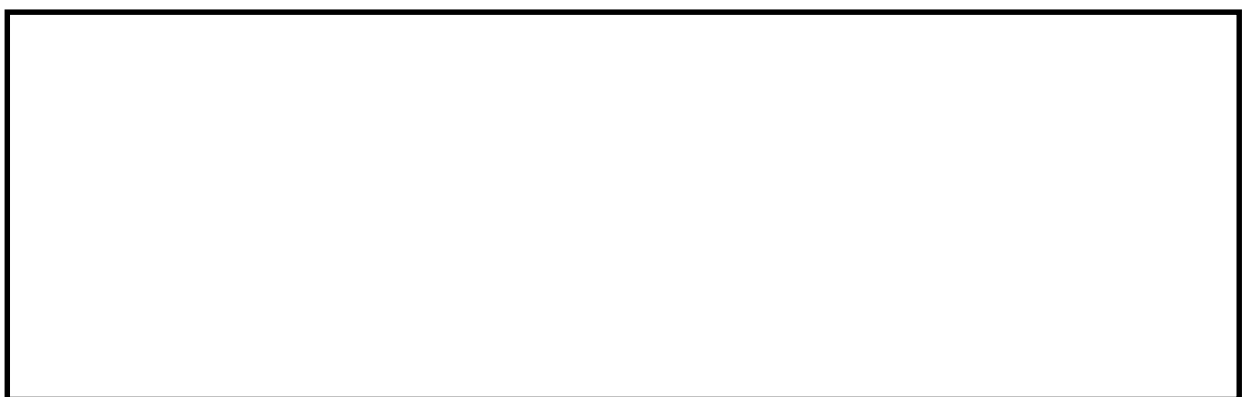


図 5.1-8 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ [H-, V+])
(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-8 (13) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+,V+])
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (14) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+,V+])
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



図 5.1-8 (15) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+,V+])
(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

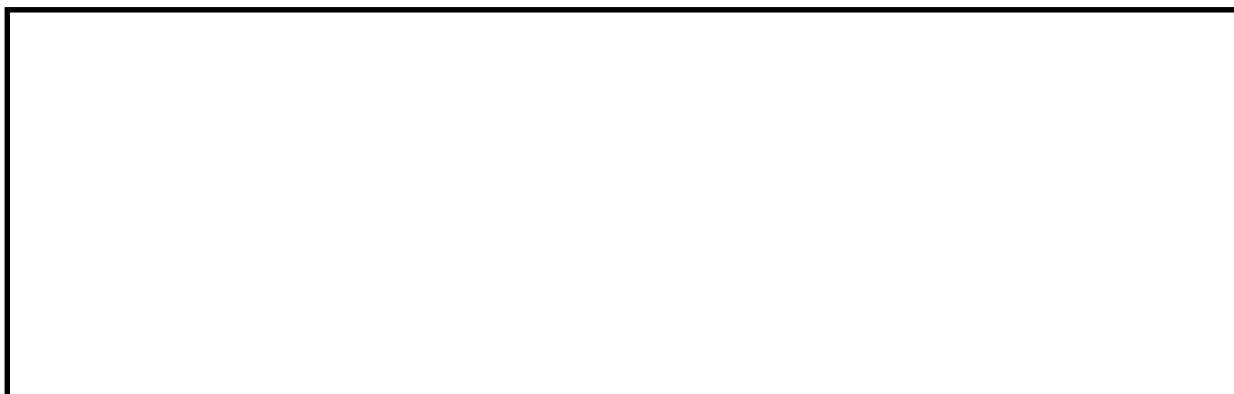


図 5.1-8 (16) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+,V+])
(EW-2 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

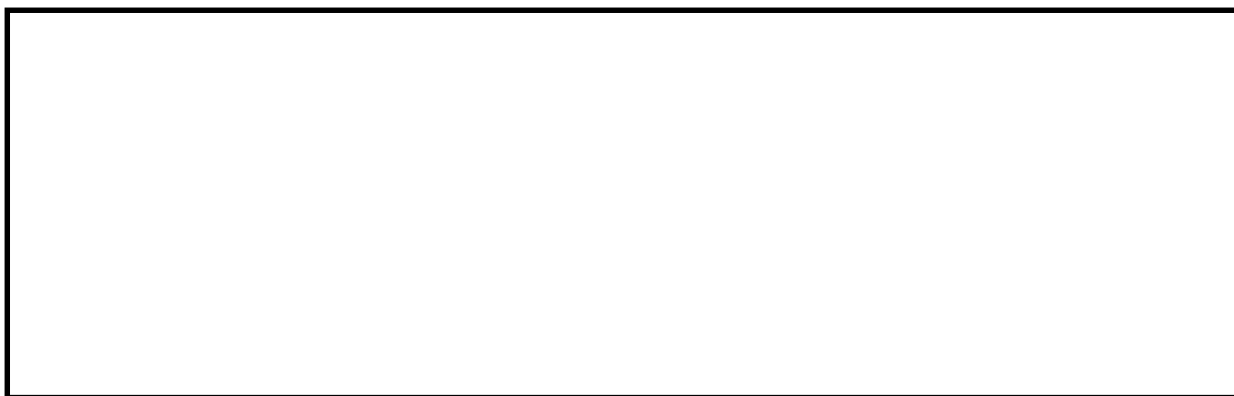


図 5.1-8 (17) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H+,V+])
(EW-2 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

5.2 耐震評価結果

(1) 鋼管矢板の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生曲げ応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-1 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	17618	-997	157	382.5	0.42
	S _s -D 1 +-	17565	-629	155	382.5	0.41
	S _s -D 1 -+	18898	-423	166	382.5	0.44
	S _s -D 1 --	18681	-288	164	382.5	0.43
	S _s -1 1	15934	-782	142	382.5	0.38
	S _s -1 2	16114	-713	143	382.5	0.38
	S _s -1 3	15035	-579	133	382.5	0.35
	S _s -1 4	12936	-871	116	382.5	0.31
	S _s -2 1	16549	-644	147	382.5	0.39
	S _s -2 2	15477	-437	136	382.5	0.36
	S _s -3 1 ++	16741	-588	148	382.5	0.39
	S _s -3 1 -+	16192	-624	143	382.5	0.38
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	18571	-684	164	382.5	0.43
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	18858	-500	166	382.5	0.44
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	21722	-660	192	382.5	0.51
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	19891	-4	173	382.5	0.46
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	19038	177	166	382.5	0.44

表 5.2-1 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-7098	-210	63	382.5	0.17
	S _s -D 1 +-	-6866	-1456	66	382.5	0.18
	S _s -D 1 -+	-8879	68	78	382.5	0.21
	S _s -D 1 --	-8407	554	75	382.5	0.20
	S _s -1 1	-6537	80	57	382.5	0.15
	S _s -1 2	-5016	384	45	382.5	0.12
	S _s -1 3	-4849	75	43	382.5	0.12
	S _s -1 4	-4211	-150	37	382.5	0.10
	S _s -2 1	-8327	-81	73	382.5	0.20
	S _s -2 2	-7556	-679	69	382.5	0.18
	S _s -3 1 ++	-6522	248	58	382.5	0.16
	S _s -3 1 -+	-6985	461	63	382.5	0.17
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-7934	288	70	382.5	0.19
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-9582	-723	86	382.5	0.23
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	14618	641	130	382.5	0.34
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-10877	-360	96	382.5	0.26
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-10554	-91	92	382.5	0.25

表 5.2-2 曲げ軸力に対する照査結果 (EW-2 貯留堰鋼管矢板)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-19140	1231	172	382.5	0.45
	S _s -D 1 +-	-18847	1770	171	382.5	0.45
	S _s -D 1 -+	-18718	1499	169	382.5	0.45
	S _s -D 1 --	-18635	1651	169	382.5	0.45
	S _s -1 1	3361	-387	31	382.5	0.09
	S _s -1 2	-16843	1442	153	382.5	0.40
	S _s -1 3	-15476	1535	141	382.5	0.37
	S _s -1 4	-11977	1132	109	382.5	0.29
	S _s -2 1	-10472	1467	97	382.5	0.26
	S _s -2 2	-14496	1291	131	382.5	0.35
	S _s -3 1 ++	7995	-494	72	382.5	0.19
	S _s -3 1 -+	-5455	-200	48	382.5	0.13
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	-19524	1128	175	382.5	0.46
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	-16912	919	151	382.5	0.40
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	-32830	2085	294	382.5	0.77
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	7893	303	70	382.5	0.19
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	-7484	1022	69	382.5	0.19

b. せん断力に対する照査

せん断力に対する照査結果を表 5.2-3 及び表 5.2-4 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生せん断応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-3 (1) せん断力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	4626	39	217.5	0.18
	S _s -D 1 +-	4539	38	217.5	0.18
	S _s -D 1 -+	4835	40	217.5	0.19
	S _s -D 1 --	4822	40	217.5	0.19
	S _s -1 1	3960	33	217.5	0.16
	S _s -1 2	4163	35	217.5	0.16
	S _s -1 3	3838	32	217.5	0.15
	S _s -1 4	3100	26	217.5	0.12
	S _s -2 1	3807	32	217.5	0.15
	S _s -2 2	3736	31	217.5	0.15
	S _s -3 1 ++	3971	33	217.5	0.16
	S _s -3 1 -+	3821	32	217.5	0.15
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	4653	39	217.5	0.18
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	4872	41	217.5	0.19
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	5799	48	217.5	0.23
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	4105	34	217.5	0.16
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	3899	33	217.5	0.15

表 5.2-3 (2) せん断力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-2916	24	217.5	0.12
	S _s -D 1 +-	-2841	24	217.5	0.11
	S _s -D 1 -+	-3048	25	217.5	0.12
	S _s -D 1 --	-3012	25	217.5	0.12
	S _s -1 1	-1333	11	217.5	0.06
	S _s -1 2	-2730	23	217.5	0.11
	S _s -1 3	-2288	19	217.5	0.09
	S _s -1 4	-1250	10	217.5	0.05
	S _s -2 1	-1436	12	217.5	0.06
	S _s -2 2	-1752	15	217.5	0.07
	S _s -3 1 ++	-1736	15	217.5	0.07
	S _s -3 1 -+	-2094	17	217.5	0.08
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-3045	25	217.5	0.12
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 -+	-2831	24	217.5	0.11
豊浦標準砂	S _s -D 1 -+	-3240	27	217.5	0.13
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-2560	21	217.5	0.10
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 -+	-2393	20	217.5	0.10

表 5.2-4 セン断力に対する照査結果 (EW-2 貯留堰鋼管矢板)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	-3944	33	217.5	0.16
	S _s -D 1 +-	-3914	33	217.5	0.15
	S _s -D 1 -+	-3782	32	217.5	0.15
	S _s -D 1 --	3865	32	217.5	0.15
	S _s -1 1	1832	15	217.5	0.08
	S _s -1 2	-3837	32	217.5	0.15
	S _s -1 3	-3708	31	217.5	0.15
	S _s -1 4	-3365	28	217.5	0.13
	S _s -2 1	-2959	25	217.5	0.12
	S _s -2 2	-3359	28	217.5	0.13
	S _s -3 1 ++	3344	28	217.5	0.13
	S _s -3 1 -+	2751	23	217.5	0.11
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	-3956	33	217.5	0.16
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	3917	33	217.5	0.15
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	-5843	49	217.5	0.23
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	3293	27	217.5	0.13
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	3047	25	217.5	0.12

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査は、作用外力が大きくなる土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の照査結果を以下に示す。

a. リブプレート

表 5.2-5 作用する断面力（リブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
32	0	96

表 5.2-6 断面性能（リブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.002744	0.000221434	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-7 断面照査結果（リブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	145	210	0.69
せん断力	52	120	0.43

b. ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

表 5.2-8 作用する断面力（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	339	160

表 5.2-9 断面性能（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.004660	-	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-10 断面照査結果（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	73	34	84	0.92

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査結果を以下に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 5.2-11 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
4	0	10

表 5.2-12 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-13 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	1	210	0.00
せん断力	2	120	0.02

b. ベースプレート

表 5.2-14 作用する断面力（ベースプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	35	19

表 5.2-15 断面性能（ベースプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-16 断面照査結果（ベースプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	8	382.5	0.02
せん断力	1	217.5	0.00

c. ベースプレート固定鋼材

表 5.2-17 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	0	35

表 5.2-18 断面性能（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-19 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	4	277.5	0.01
せん断力	1	157.5	0.01

表 5.2-20 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	19	19

表 5.2-21 断面性能（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 5.2-22 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	5	277.5	0.02
せん断力	1	157.5	0.01

d. ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

表 5.2-23 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	18	18

表 5.2-24 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 5.2-25 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm ²)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	1	1	105	0.00

表 5.2-26 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	18

表 5.2-27 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 5.2-28 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	2	105	0.02

(4) 止水ゴム

変位量算出結果を表 5.2-29 に示す。

表 5.2-29 (1) 相対水平変位量 (δx) (NS-1)

地盤	地震動	貯留堰 (南側)			貯留堰 (北側)		
		δx			δx		
		最終変位量	最大変位量		最終変位量	最大変位量	
		+方向 (m)	+方向 (m)	-方向 (m)	+方向 (m)	+方向 (m)	-方向 (m)
平均剛性	S_s-D1++	0.189	0.269	0.089	0.308	0.399	0.048
	S_s-D1+-	0.184	0.262	0.096	0.308	0.396	0.061
	S_s-D1-+	0.188	0.284	0.063	0.280	0.433	0.061
	S_s-D1--	0.191	0.283	0.069	0.267	0.433	0.069
	S_s-11	0.137	0.224	0.029	0.155	0.247	0.020
	S_s-12	0.135	0.226	0.119	0.249	0.393	0.093
	S_s-13	0.122	0.202	0.116	0.216	0.330	0.081
	S_s-14	0.110	0.160	0.052	0.104	0.162	0.028
	S_s-21	0.163	0.214	0.023	0.166	0.206	0.037
	S_s-22	0.157	0.209	0.022	0.195	0.262	0.019
	S_s-31++	0.119	0.231	0.087	0.150	0.264	0.212
	S_s-31-+	0.101	0.215	0.167	0.202	0.356	0.095
$V_s+1\sigma$ 剛性	S_s-D1-+	0.180	0.269	0.058	0.257	0.417	0.061
$V_s-1\sigma$ 剛性	S_s-D1-+	0.178	0.294	0.080	0.311	0.467	0.058
豊浦標準砂	S_s-D1-+	0.310	0.383	0.006	0.243	0.423	0.038
平均剛性 (非液状化)	S_s-D1-+	0.072	0.244	0.081	0.253	0.424	0.164
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	S_s-D1-+	0.077	0.225	0.067	0.248	0.416	0.158
最大値		0.310	0.383	0.167	0.311	0.467	0.212

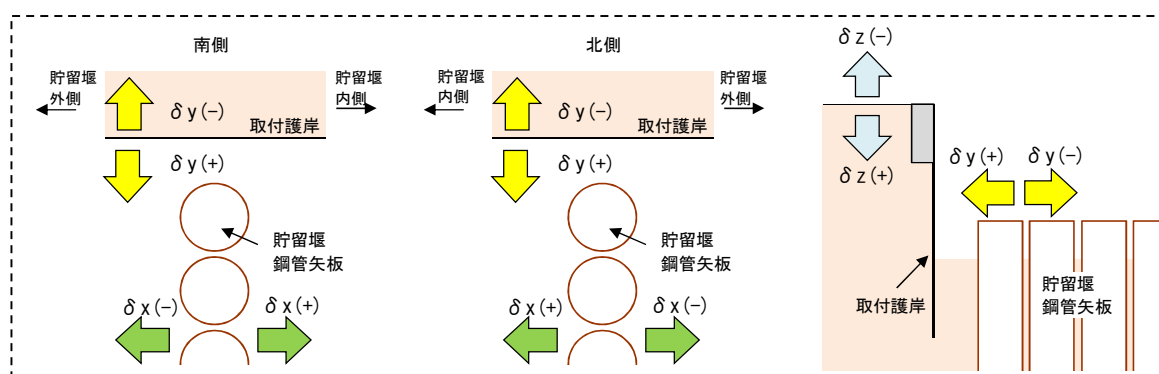


図 5.2-1 変位方向の定義 (再掲)

表 5.2-29 (2) 相対水平変位量 (δy) 及び相対鉛直変位量 (δz) (EW-1)

地盤	地震動	δy			δz		
		最終変位量	最大変位量		最終変位量	最大変位量	
		+方向 (m)	+方向 (m)	-方向 (m)	+方向 (m)	+方向 (m)	-方向 (m)
平均剛性	$S_s-D 1 ++$	0.084	0.148	0.003	0.190	0.227	0.003
	$S_s-D 1 +-$	0.079	0.159	0.004	0.187	0.222	0.007
	$S_s-D 1 -+$	0.081	0.156	0.003	0.180	0.228	0.003
	$S_s-D 1 --$	0.076	0.138	0.002	0.176	0.223	0.000
	$S_s-1 1$	0.049	0.062	0.003	0.083	0.109	0.005
	$S_s-1 2$	0.030	0.049	0.006	0.112	0.133	0.004
	$S_s-1 3$	0.025	0.047	0.004	0.095	0.111	0.007
	$S_s-1 4$	0.029	0.047	0.004	0.095	0.114	0.005
	$S_s-2 1$	0.055	0.088	0.002	0.094	0.117	0.000
	$S_s-2 2$	0.063	0.105	0.002	0.118	0.140	0.000
	$S_s-3 1 ++$	0.062	0.094	0.032	0.104	0.140	0.013
	$S_s-3 1 -+$	0.059	0.092	0.014	0.097	0.138	0.042
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 --$	0.071	0.129	0.003	0.166	0.213	0.000
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 --$	0.099	0.179	0.003	0.207	0.259	0.000
豊浦標準砂	$S_s-D 1 --$	0.002	0.072	0.030	0.082	0.124	0.001
平均剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 --$	0.156	0.259	0.036	0.157	0.249	0.010
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 --$	0.148	0.257	0.036	0.150	0.242	0.007
最大値		0.156	0.259	0.036	0.207	0.259	0.042

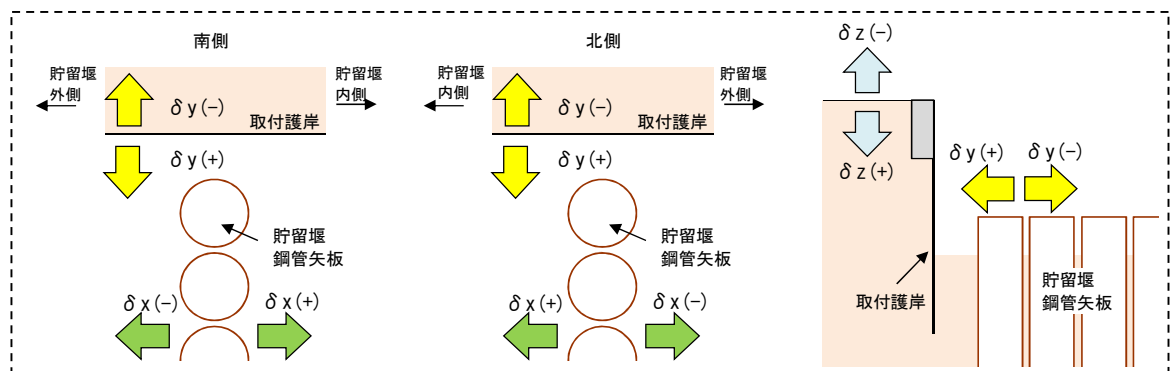


図 5.2-2 変位方向の定義 (再掲)

a. 止水ゴムの変形量照査

本照査では，貯留堰鋼管矢板と貯留堰取付護岸が離隔する場合に，止水ゴムに有意な強度低下が生じず，発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

照査に用いる解析値は，２次元有効応力解析結果のうち変位量が最大となるケースの値である。地震時における変位量算出結果のうち，最大となるケースの値を表 5.2-30 に示す。また，相対水平変位量（ δx 及び δy ）が最大となる時刻における変位量の鉛直分布を図 5.2-4 に示す。

表 5.2-30 変位量算出結果（最大となるケース）

変位方向	ケース	+方向 (cm)	-方向 (cm)	備考
		最大相対変位	最大相対変位	
$\delta x(+, -)$	地震時	46.7	21.2	地震時 (NS-1)
$\delta y(+, -)$		25.9	3.6	地震時 (EW-1)
$\delta z(+, -)$		25.9	4.2	地震時 (EW-1)

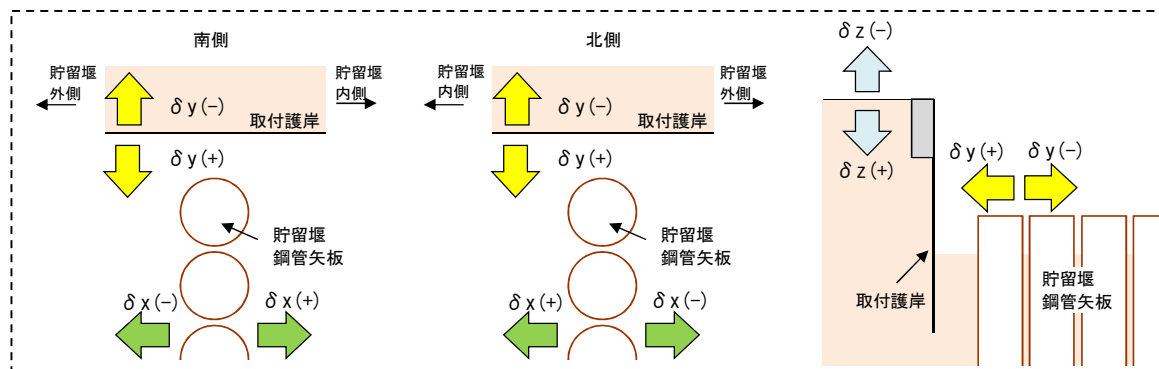
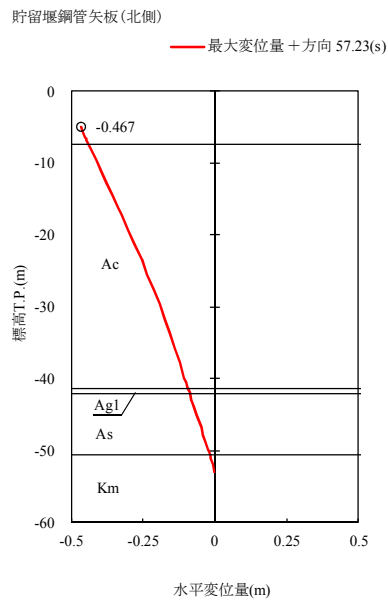
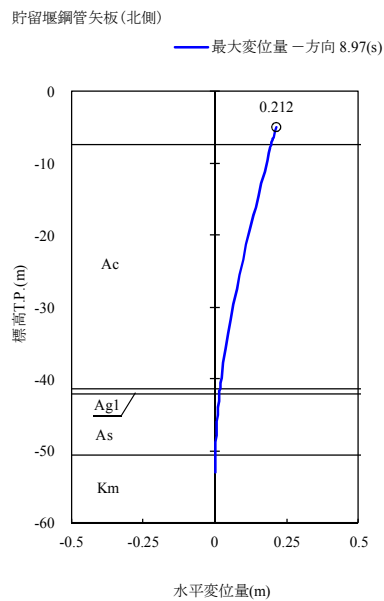


図 5.2-3 変位方向の定義（再掲）



貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.2-4 (1) 相対変位量 ($S_s - D1$ [H-, V+]) (相対変位量 δx + 方向)
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



貯留堰鋼管矢板(北側)

図 5.2-4 (2) 相対変位量 ($S_s - 31$ [H+, V+]) (相対変位量 δx - 方向)
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

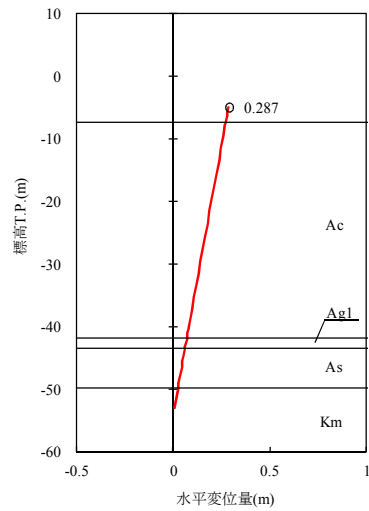
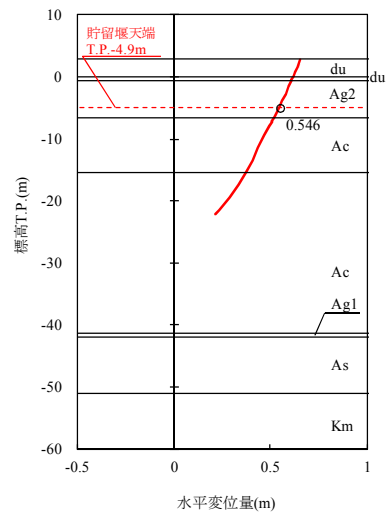
相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.546 m - (b) 0.287 m = 0.259 m

前面鋼矢板

貯留堰鋼管矢板

— 最大変位量 + 方向 68.16(s)

— 最大変位量 + 方向 68.16(s)



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板

(b) 貯留堰鋼管矢板

図 5.2-4 (3) 相対変位量 ($S_s - D1$ [H-, V-]) (相対変位量 δy (+))
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

相対水平変位量 δy (-) : (a) -0.027 m - (b) 0.009 m = -0.036 m

前面鋼矢板

貯留堰鋼管矢板

— 最大変位量 - 方向 22.74(s)

— 最大変位量 - 方向 22.74(s)

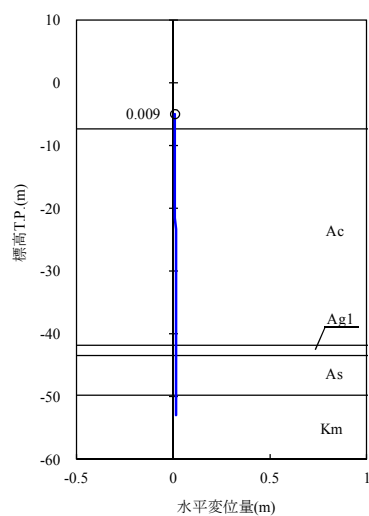
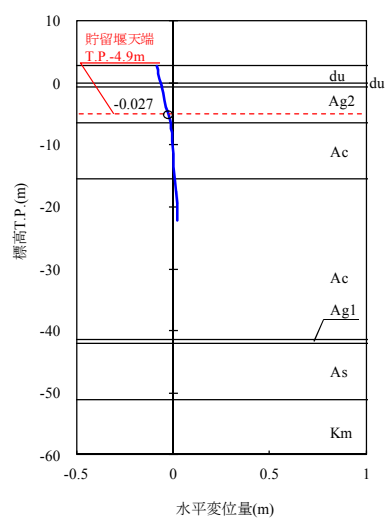


図 5.2-4 (4) 相対変位量 ($S_s - D1$ [H-, V-]) (相対変位量 δy (-))
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

δx (+, -), δy (+, -) 及び δz (+, -) の 3 方向の合成距離を算出した結果、発生する変位量が「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認した。変形性照査結果を表 5.2-31 に示す。

表 5.2-31 変形性照査結果

	変位 (cm)					
	δ x (+, -)		δ y (+, -)		δ z (+, -)	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46.7	21.2	25.9	3.6	25.9	4.2
裕度	-	-	26.1	-	-	-
(※2) 設計用値	47.0	22.0	(※1) 52.0	4.0	26.0	0.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0		-		-	-
離隔距離 (cm)	(※4) 35.0		56.0		26.0	
設計変位 (cm)	71.0					
許容限界 (cm)	105.0					

※1：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度（26.1cm）を考慮したY方向の初期離隔とする。

※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで、解析値をcm単位で切り上げた値とする。

※3： δx (+, -)について、合計変位量が大い本震時の＋方向と－方向の値から中間地点を求め、法線方向の止水ゴム設置位置（オフセット距離）を決定する。

・中間地点： $(47\text{cm}+22\text{cm}) / 2 = 34.5\text{cm}$

・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm} \rightarrow 13\text{cm}$ （＋方向）

※4：＋方向へのオフセット距離13cmと－方向の設計用値22cmの和、及び＋方向の設計用値47cmと＋方向へのオフセット距離13cmの差を比較して、より大きい値が保守側となる。

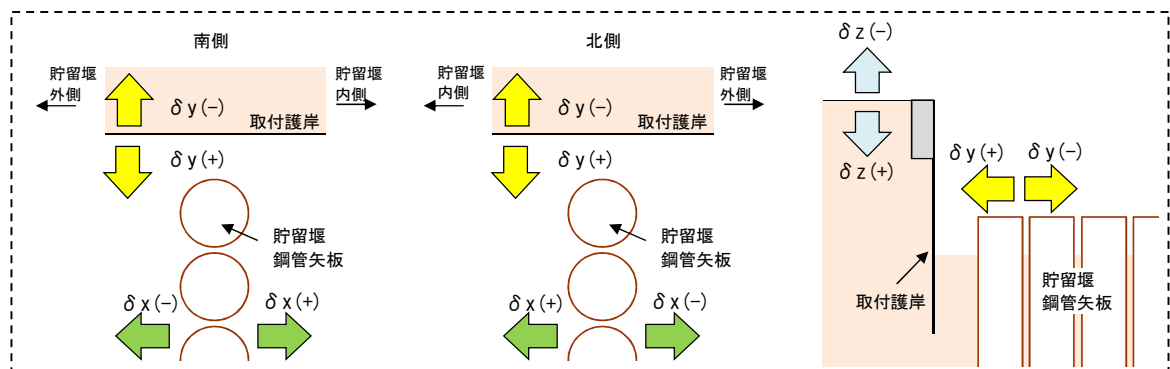


図 5.2-5 変位方向の定義（再掲）

鋼管矢板が取付護岸と離隔する場合の変形図を図 5.2-6 に示す。

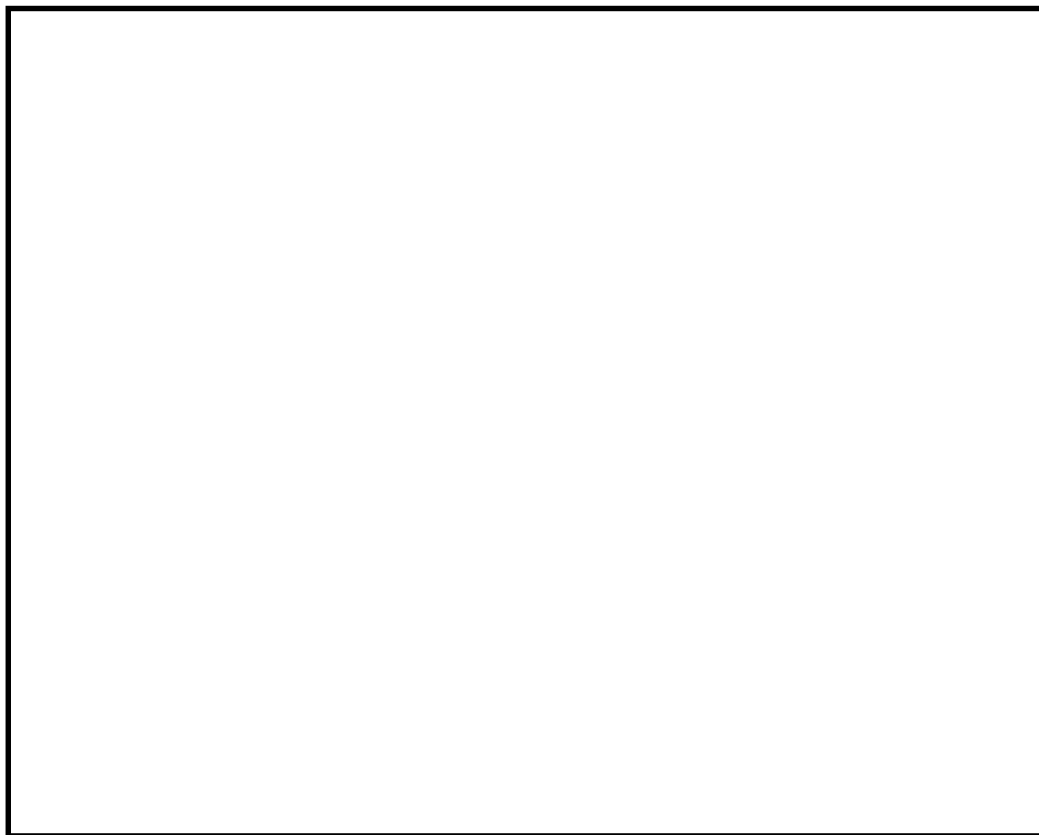


図 5.2-6 (1) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ①：初期状態

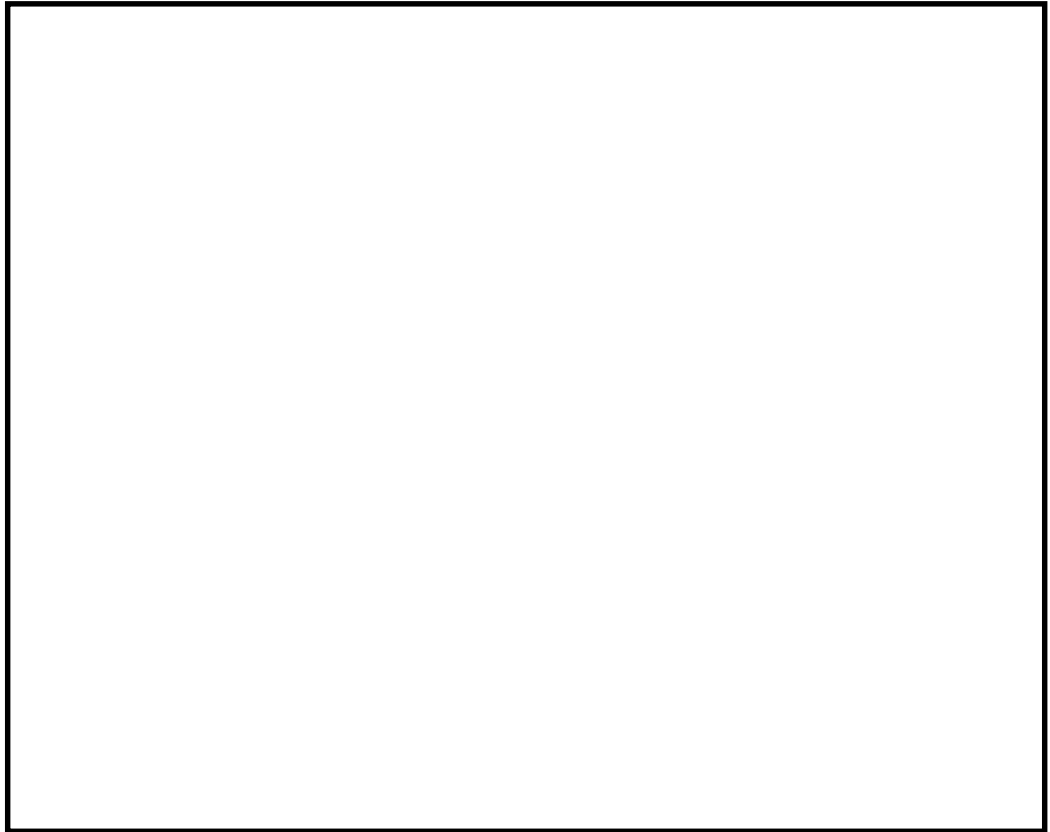


図 5.2-6 (2) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ②：X方向変位 -220 mm 状態

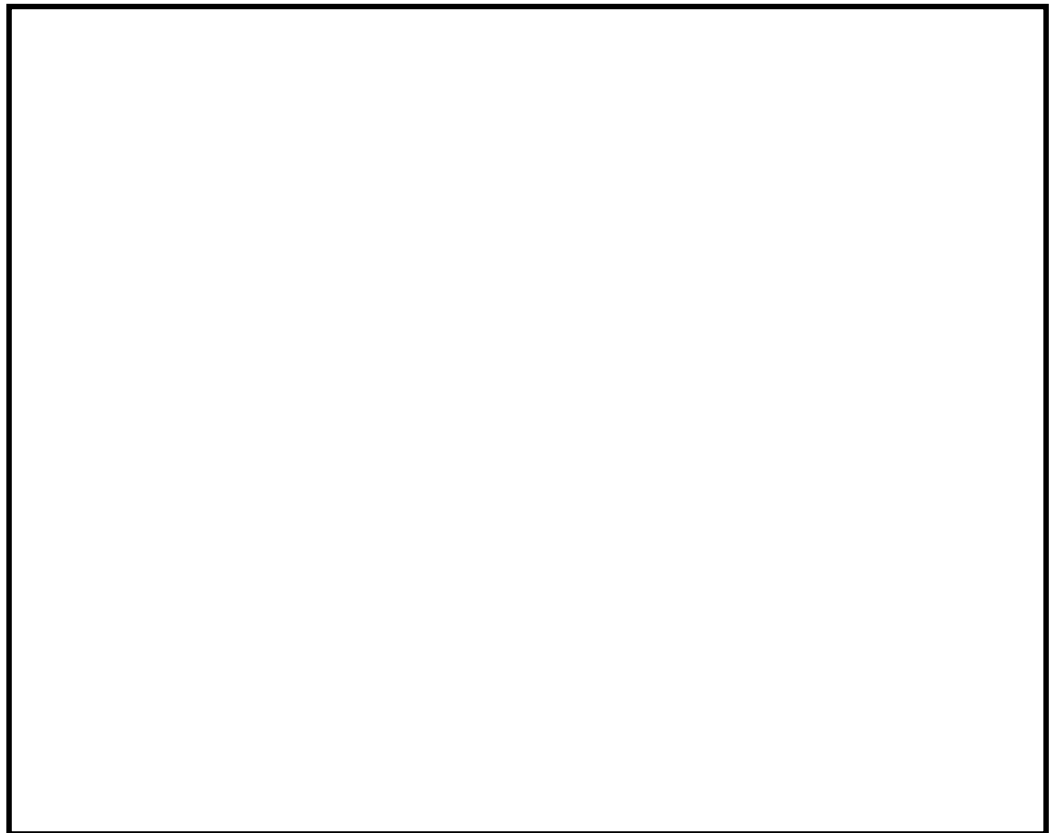
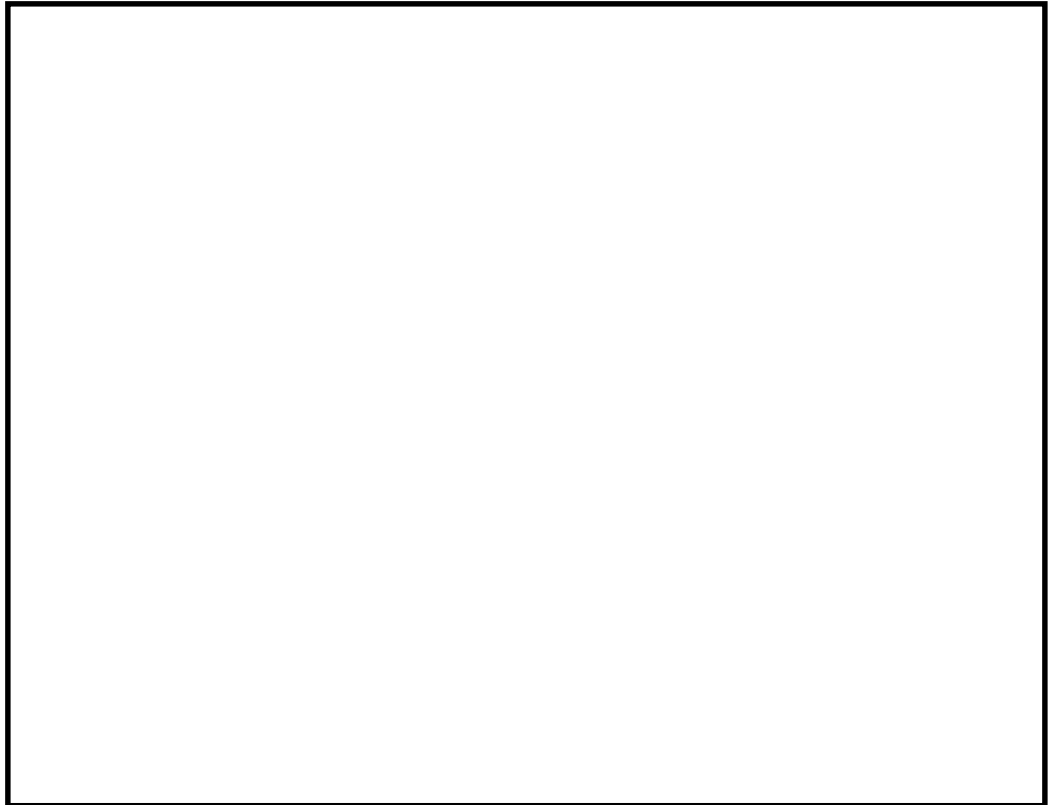
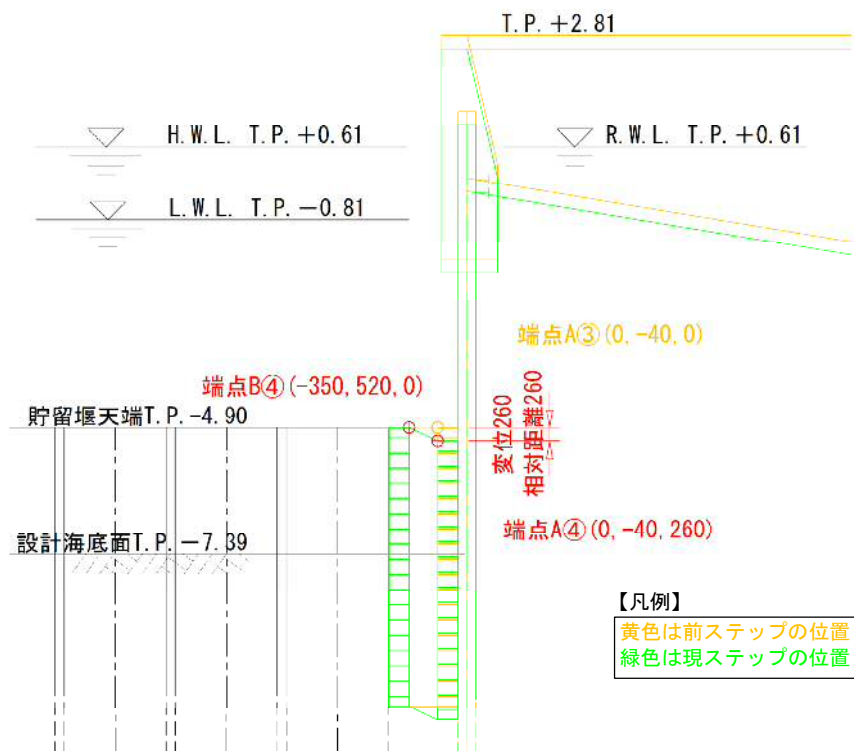


図 5.2-6 (3) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ③：Y方向変位 -40 mm 状態



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.2-6 (4) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ④: Z 方向変位 +260 mm 状態

b. 鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

本照査では、貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が接近した場合の、止水ゴム取付部鋼材が対面をなす止水ゴム取付部鋼材、あるいは防護材取付部鋼材どうしの離隔距離を確認する。

照査で用いる変位量は、「a. 止水ゴムの変形量照査」と同様、表 5.2-30 に示す算出結果を用いることとし、照査に用いる解析値は、表 5.2-31 に示す $\delta x(+, -)$ 及び $\delta y(+)$ とする。

接近方向における変形量照査結果を表 5.2-32 に示す。

表 5.2-32 変形量照査結果

方向	① 変位量 (解析値)	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 ※
$\delta y (+)$	25.9 cm	52.0 cm	26.1 cm
$\delta x (+)$	46.7 cm	62.0 cm	15.3 cm
$\delta x (-)$	21.2 cm	36.0 cm	14.8 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変形量

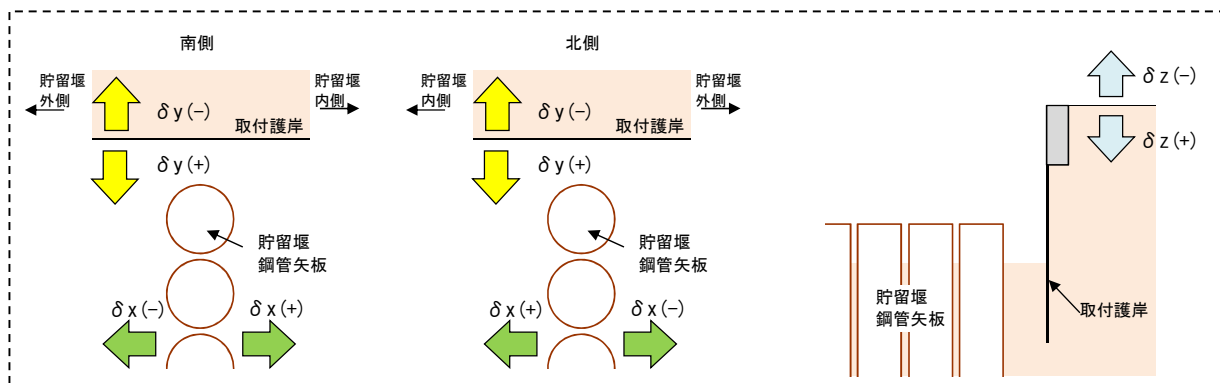


図 5.2-7 変位方向の定義 (再掲)

鋼管矢板が取付護岸に接近する場合の初期状態の変形図を図 5.2-8 に、最終状態の変形図を図 5.2-9 に示す。

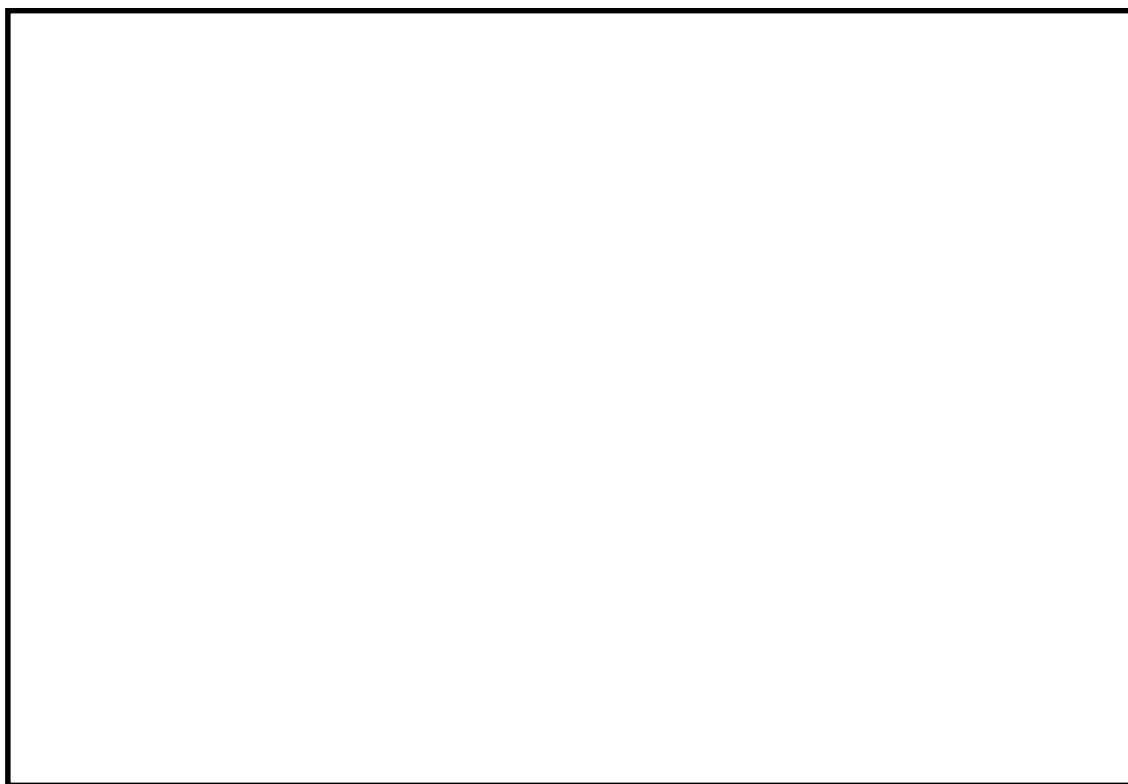


図 5.2-8 鋼材の接近に伴う変形図（初期状態）

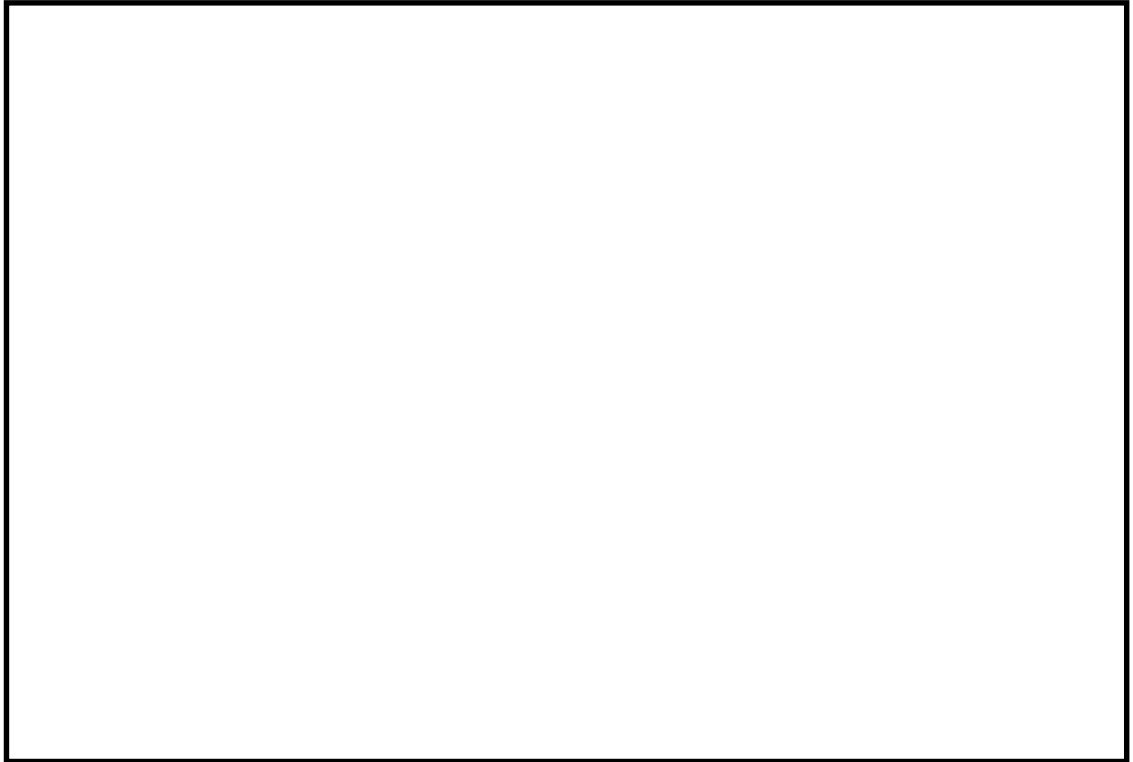


図 5.2-9 (1) 鋼材の接近に伴う変形図
(Y 方向変位 +259 mm かつ X 方向変位 +467 mm 状態)

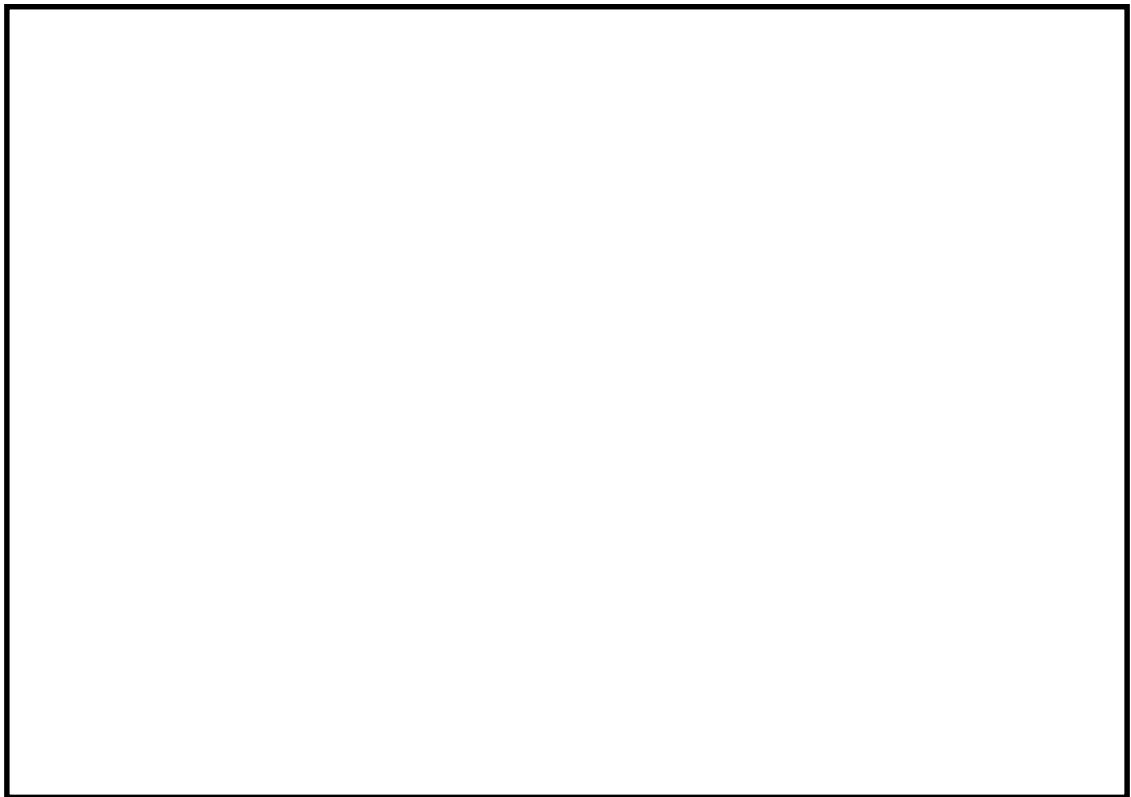


図 5.2-9 (2) 鋼材の接近に伴う変形図
(Y 方向変位 +259 mm かつ X 方向変位 -212 mm 状態)

(5) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2-33 及び表 5.2-34 に示す。基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.2-33 (1) 極限支持力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (南側))

地盤	地震動	最大 接地圧 (kN/m^2)	極限 支持力度 (kN/m^2)
平均剛性	$S_s-D 1 ++$	814	4934
	$S_s-D 1 +-$	829	4934
	$S_s-D 1 -+$	778	4934
	$S_s-D 1 --$	857	4934
	$S_s-1 1$	691	4934
	$S_s-1 2$	715	4934
	$S_s-1 3$	677	4934
	$S_s-1 4$	610	4934
	$S_s-2 1$	837	4934
	$S_s-2 2$	780	4934
	$S_s-3 1 ++$	700	4934
	$S_s-3 1 -+$	641	4934
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 -+$	769	4934
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 -+$	779	4934
豊浦標準砂	$S_s-D 1 -+$	917	4934
平均剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 -+$	781	4934
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 -+$	735	4934

表 5.2-33 (2) 極限支持力に対する照査結果 (NS-1 貯留堰鋼管矢板 (北側))

地盤	地震動	最大 接地圧 (kN/m^2)	極限 支持力度 (kN/m^2)
平均剛性	$S_s-D 1++$	1142	5105
	$S_s-D 1+-$	1109	5105
	$S_s-D 1-+$	1062	5105
	$S_s-D 1--$	1189	5105
	$S_s-1 1$	969	5105
	$S_s-1 2$	1018	5105
	$S_s-1 3$	994	5105
	$S_s-1 4$	870	5105
	$S_s-2 1$	987	5105
	$S_s-2 2$	1061	5105
	$S_s-3 1++$	905	5105
	$S_s-3 1-+$	879	5105
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1-+$	1049	5105
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1-+$	1065	5105
豊浦標準砂	$S_s-D 1-+$	1102	5105
平均剛性 (非液化化)	$S_s-D 1-+$	1069	5105
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液化化)	$S_s-D 1-+$	1067	5105

表 5.2-34 極限支持力に対する照査結果 (EW-2 貯留堰鋼管矢板)

地盤	地震動	接地圧 (kN/m ²)	極限 支持力 (kN/m ²)
平均剛性	$S_s - D 1 ++$	799	5082
	$S_s - D 1 +-$	965	5082
	$S_s - D 1 - +$	800	5082
	$S_s - D 1 --$	885	5082
	$S_s - 1 1$	657	5082
	$S_s - 1 2$	657	5082
	$S_s - 1 3$	660	5082
	$S_s - 1 4$	632	5082
	$S_s - 2 1$	792	5082
	$S_s - 2 2$	823	5082
	$S_s - 3 1 ++$	756	5082
	$S_s - 3 1 - +$	693	5082
$V_s + 1 \sigma$ 剛性	$S_s - D 1 ++$	793	5082
$V_s - 1 \sigma$ 剛性	$S_s - D 1 ++$	756	5082
豊浦標準砂	$S_s - D 1 ++$	654	5082
平均剛性 (非液状化)	$S_s - D 1 ++$	780	5082
$V_s + 1 \sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s - D 1 ++$	776	5082

5.3 まとめ

貯留堰について，基準地震動 S_s による地震力に対し，構造部材の発生応力及び接地圧，並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，貯留堰は，基準地震動 S_s による地震力に対して，要求機能を維持できる。

貯留堰の耐震性についての計算書に関する参考資料

(参考 1) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

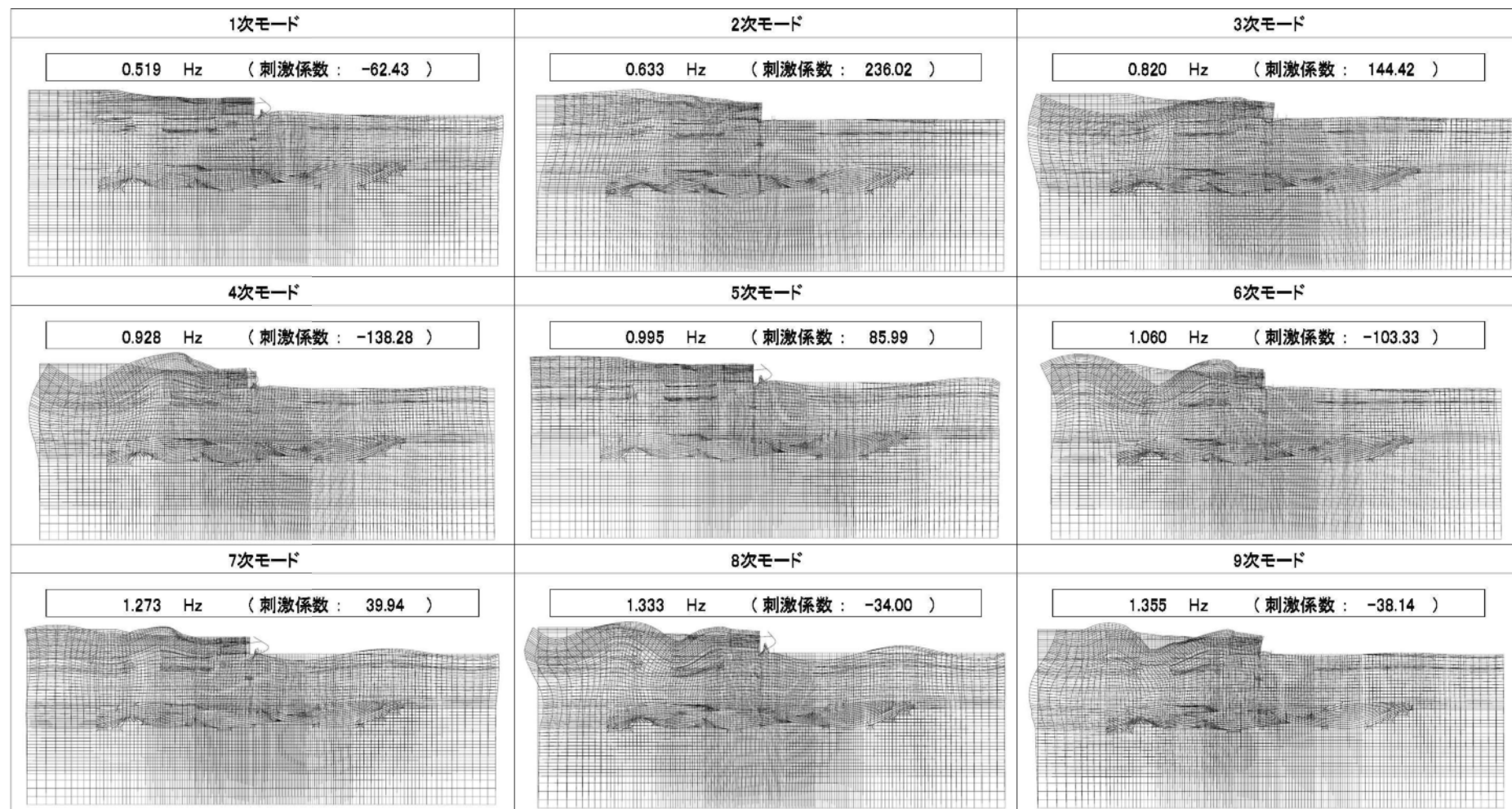


図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

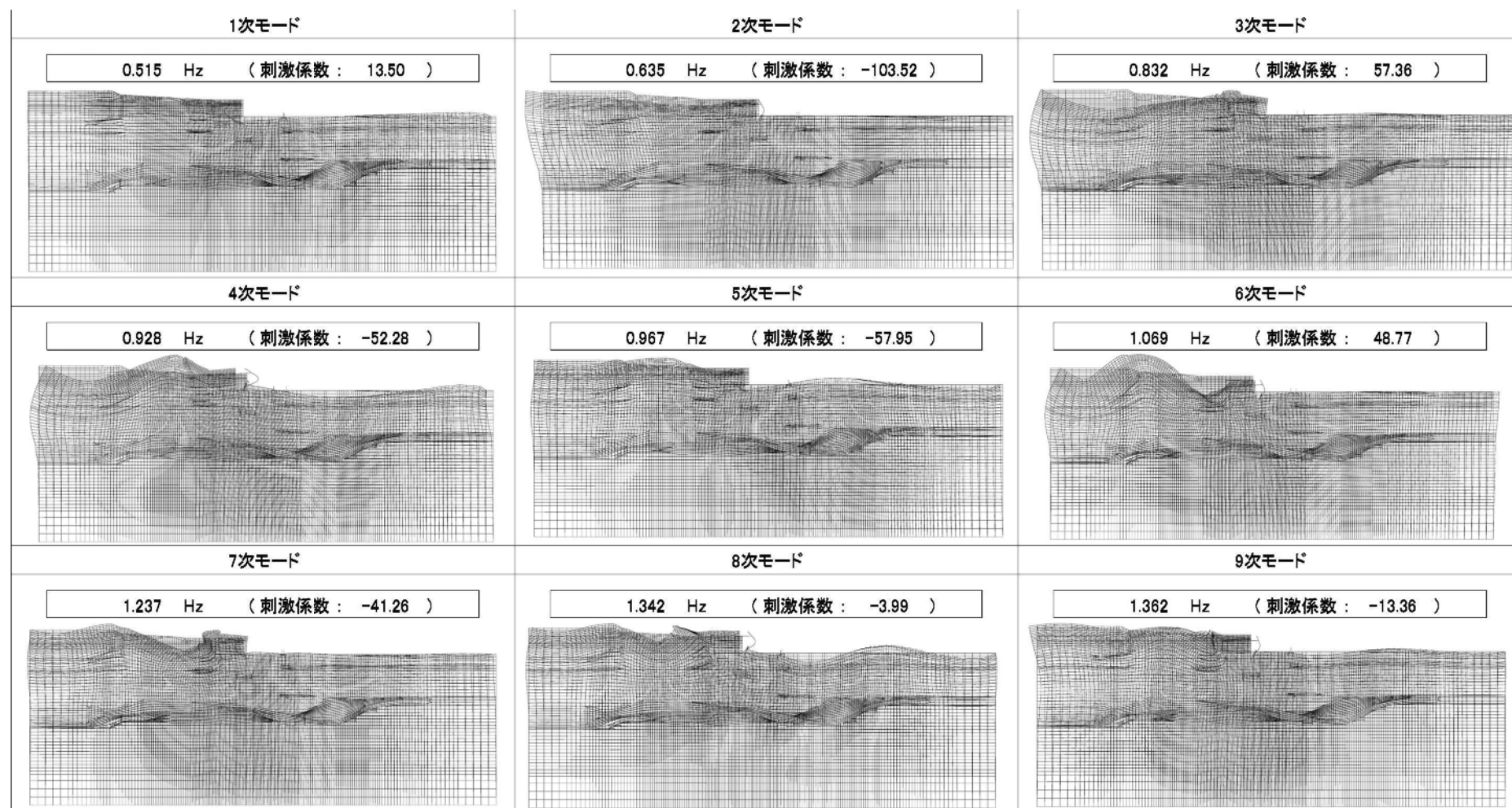


図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

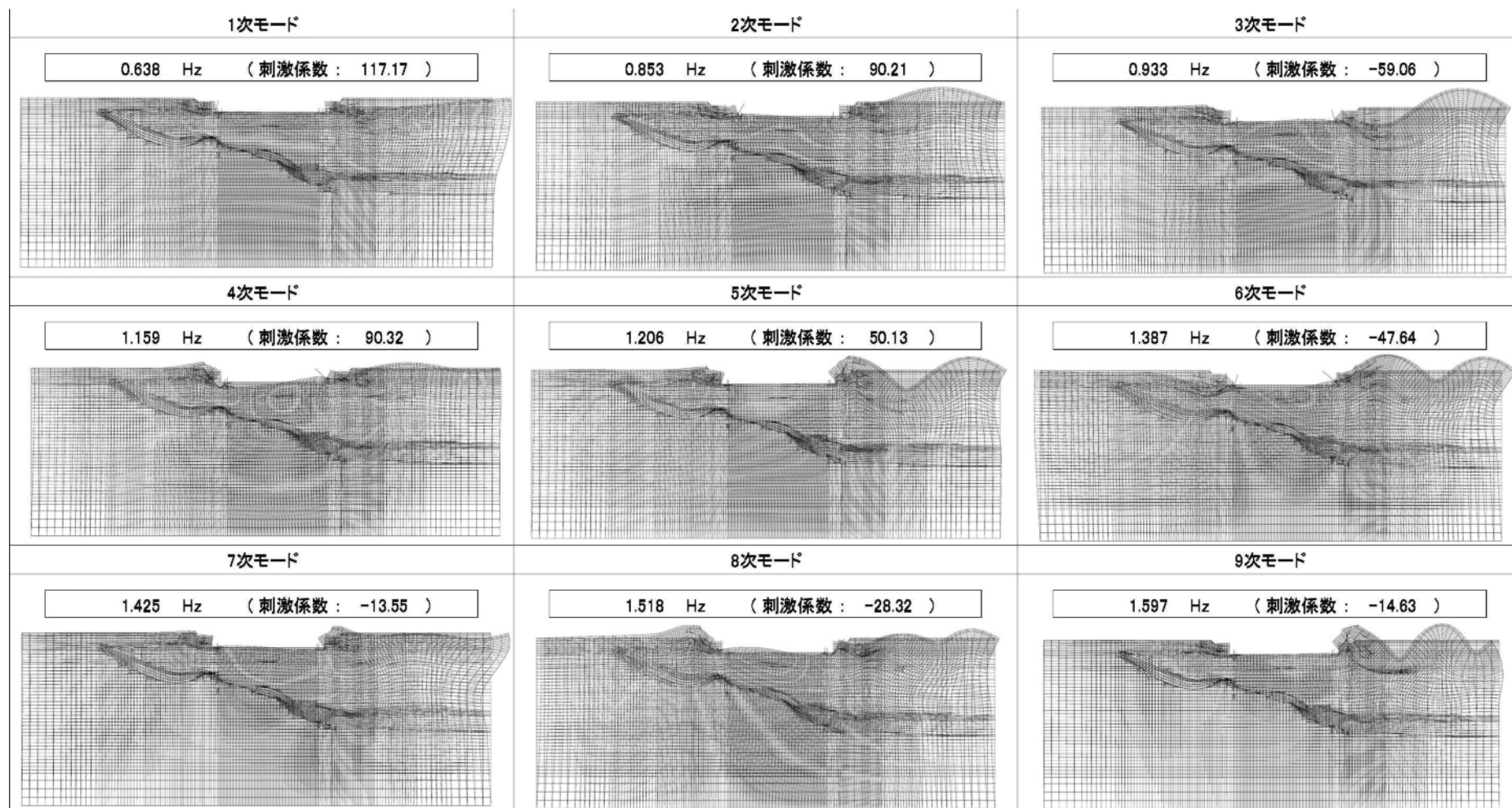


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

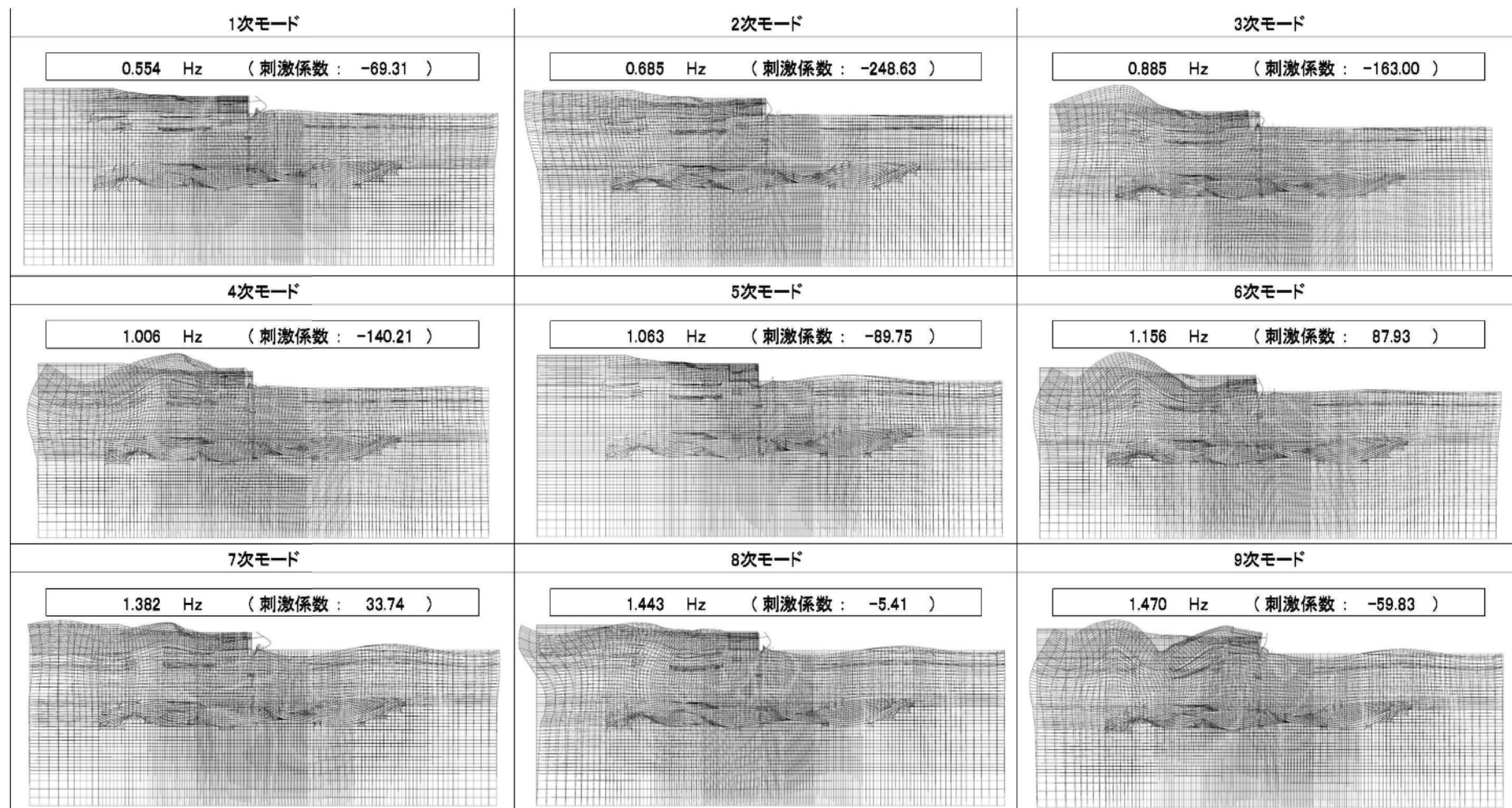


図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

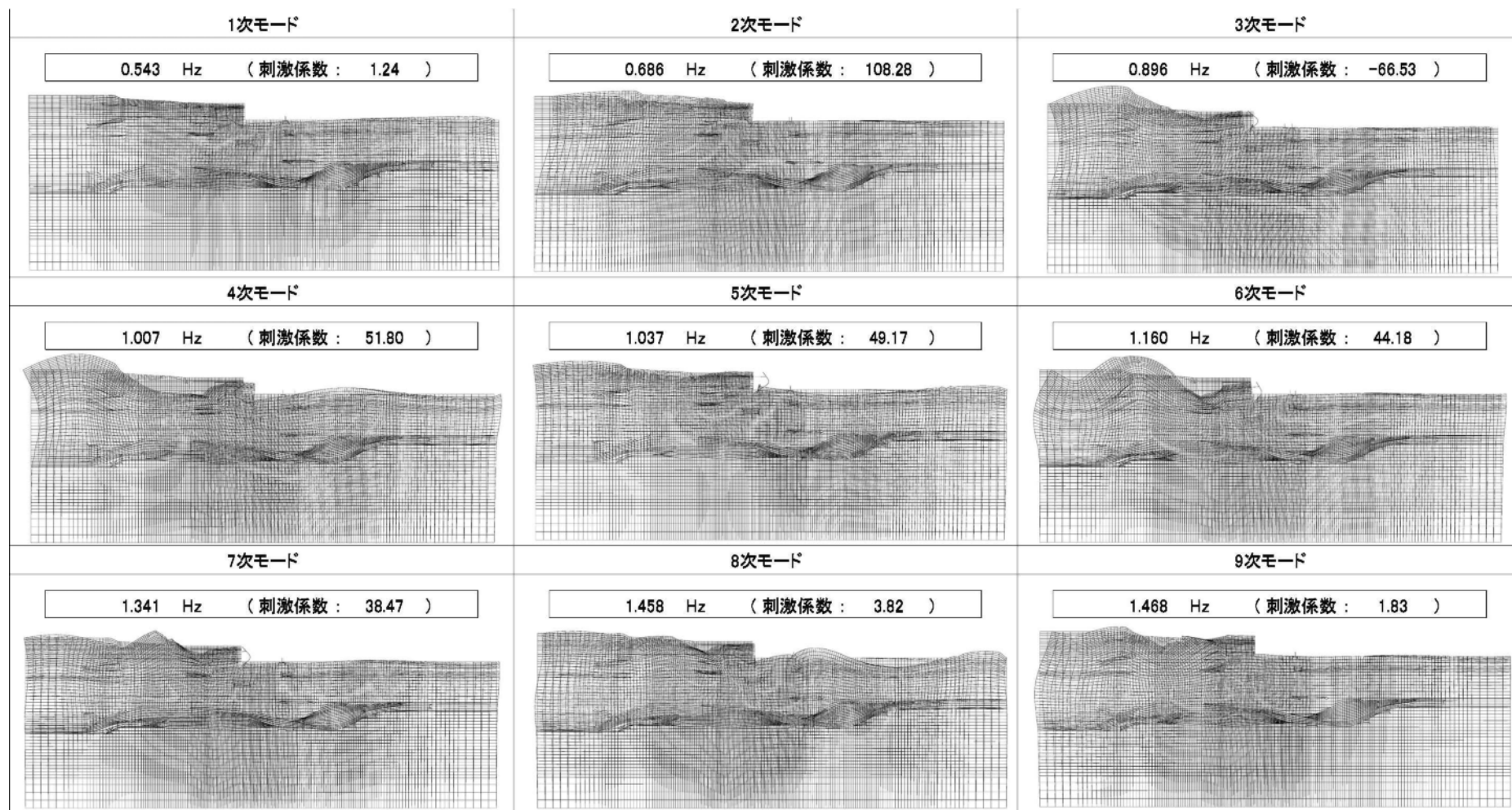


図 1-1 (5) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

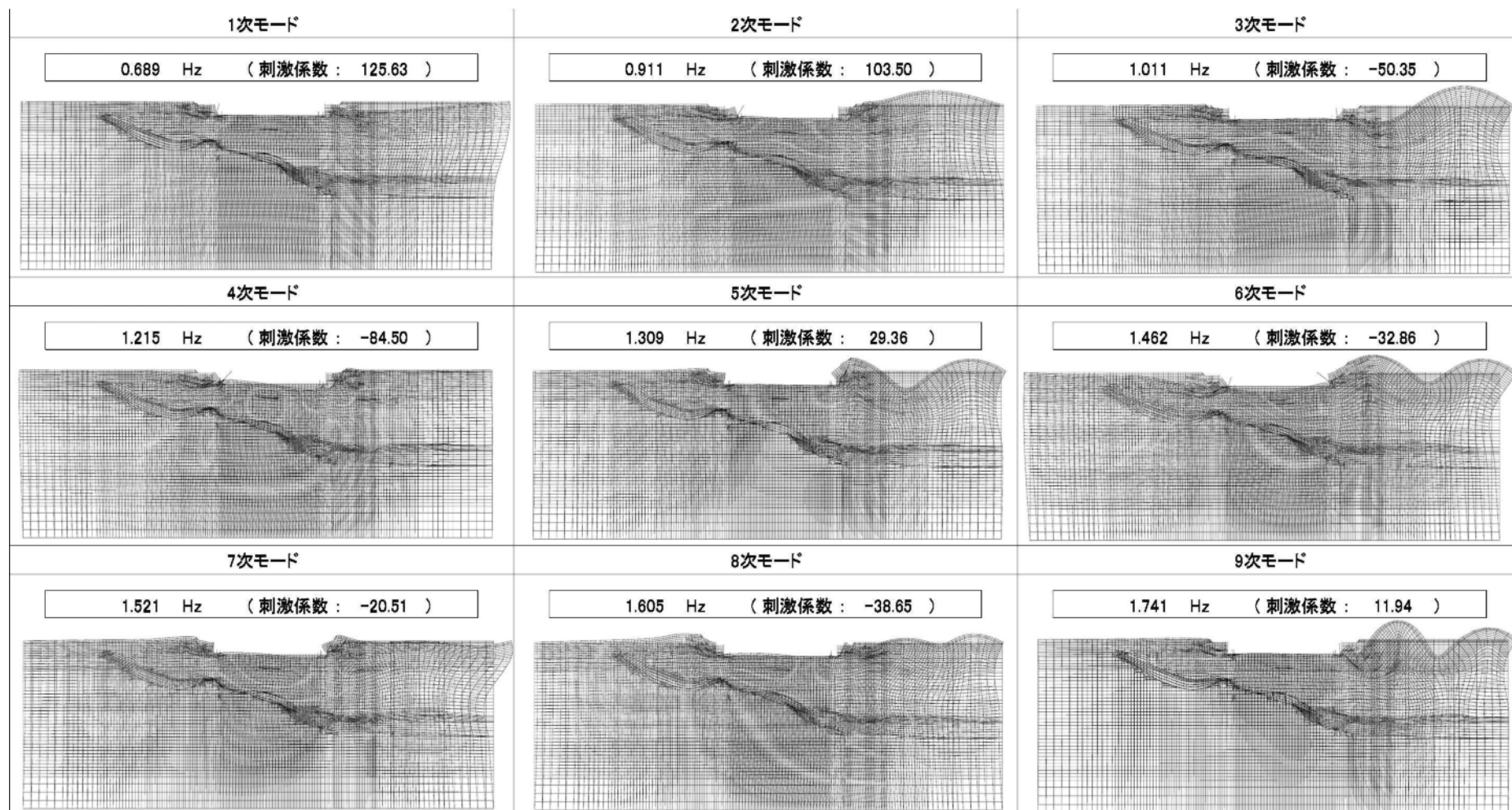


図 1-1 (6) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

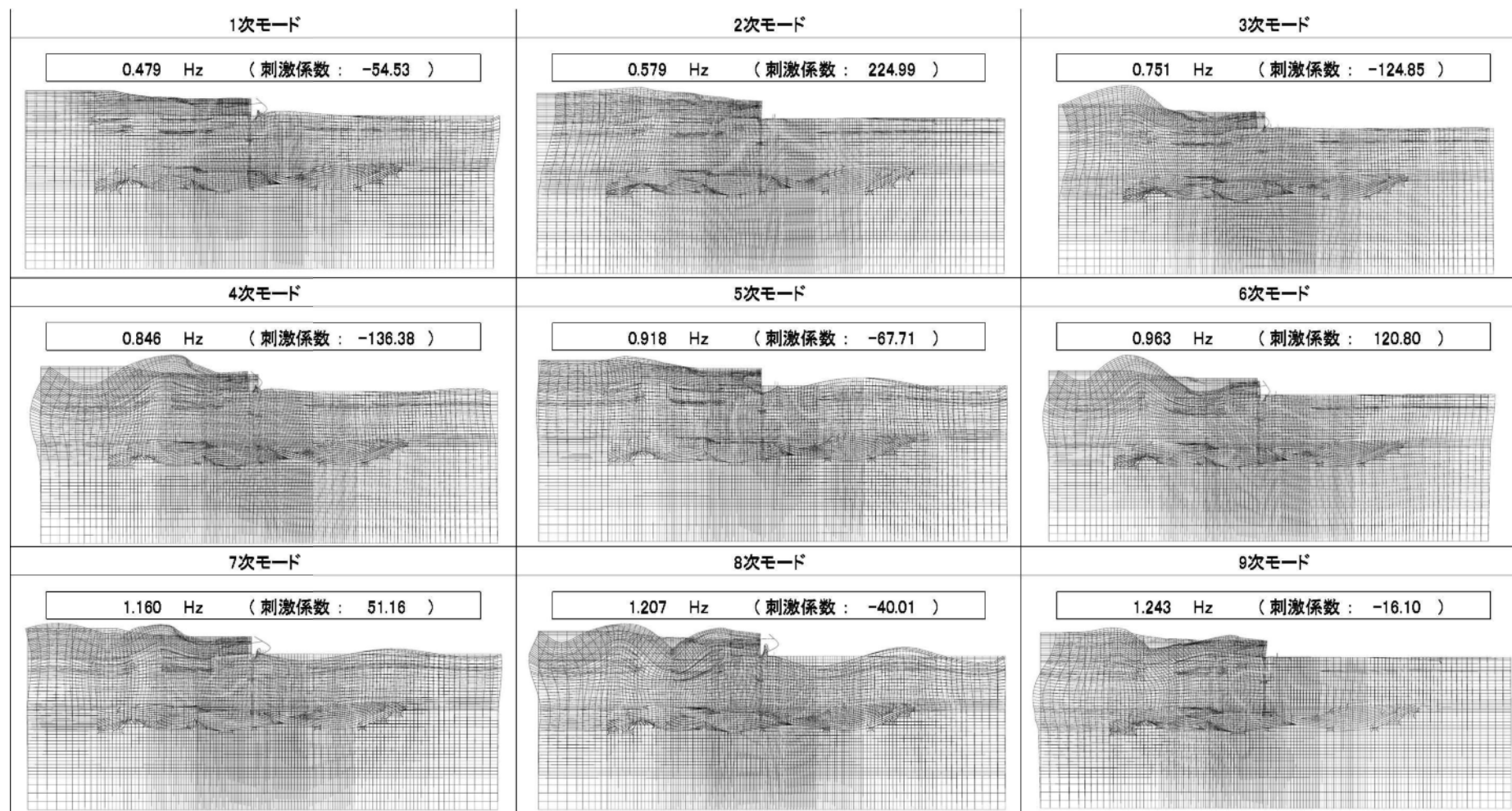


図 1-1 (7) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

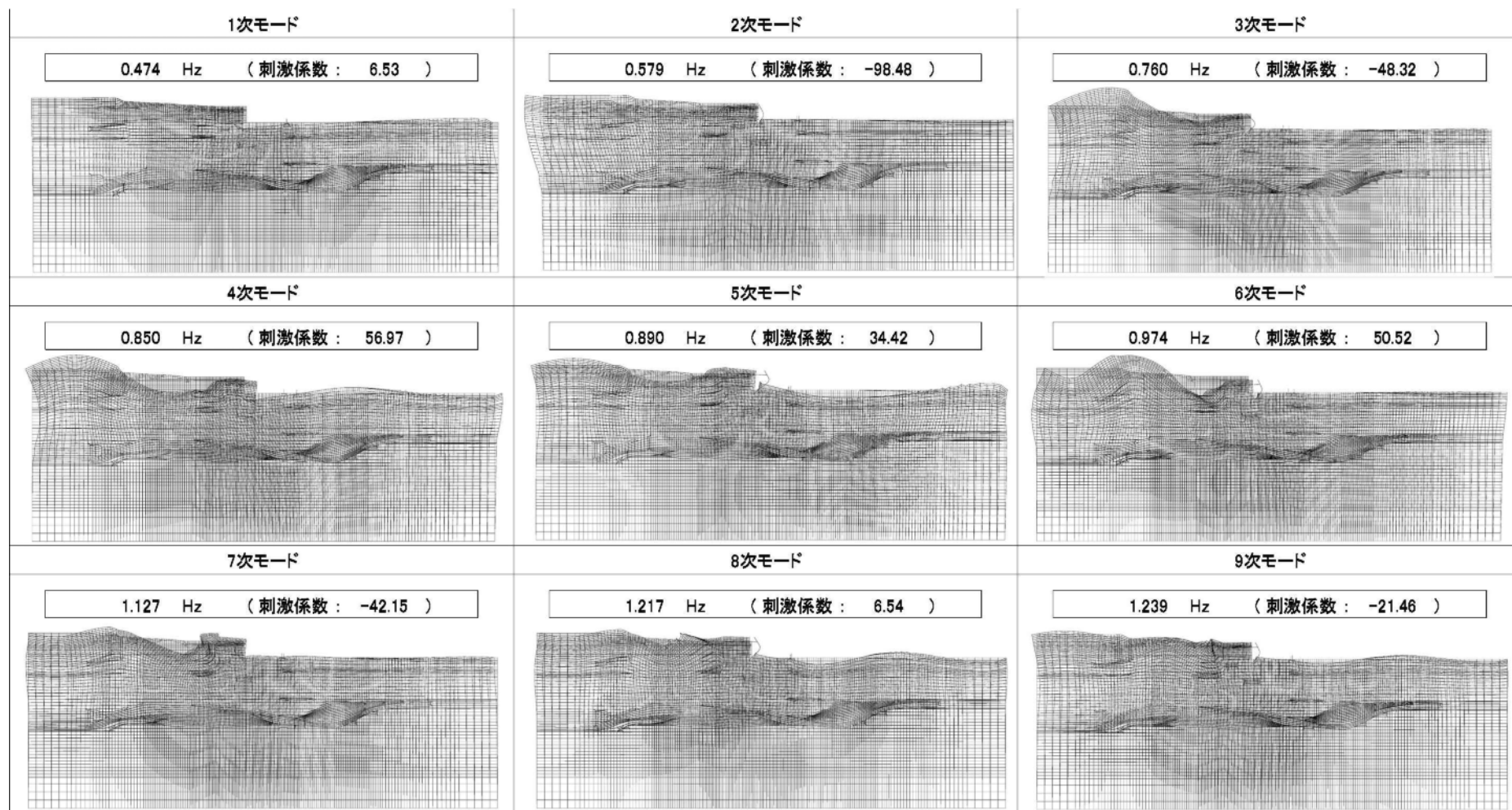


図 1-1 (8) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-2 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

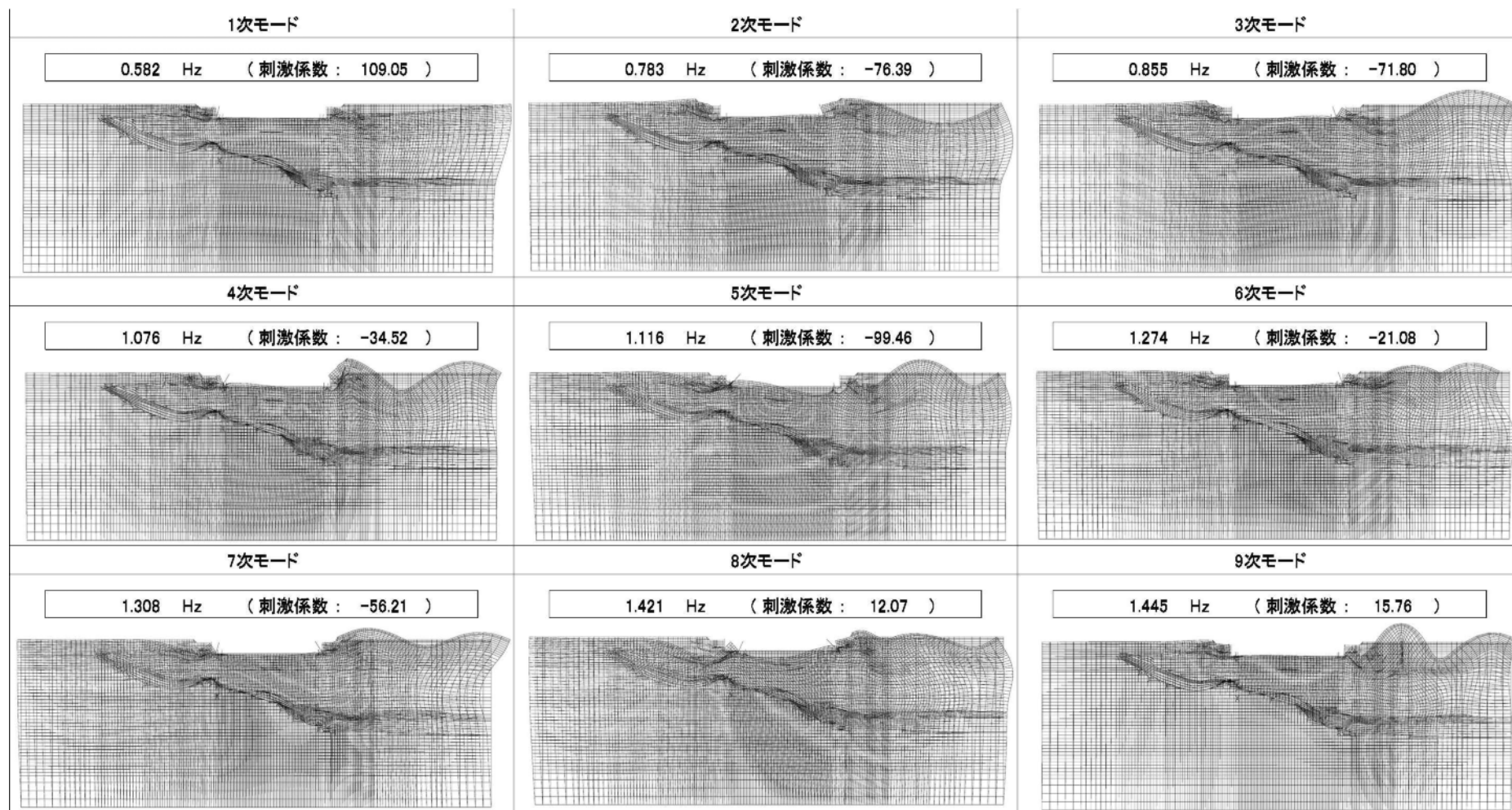


図 1-1 (9) 貯留堰の固有値解析結果
(NS-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

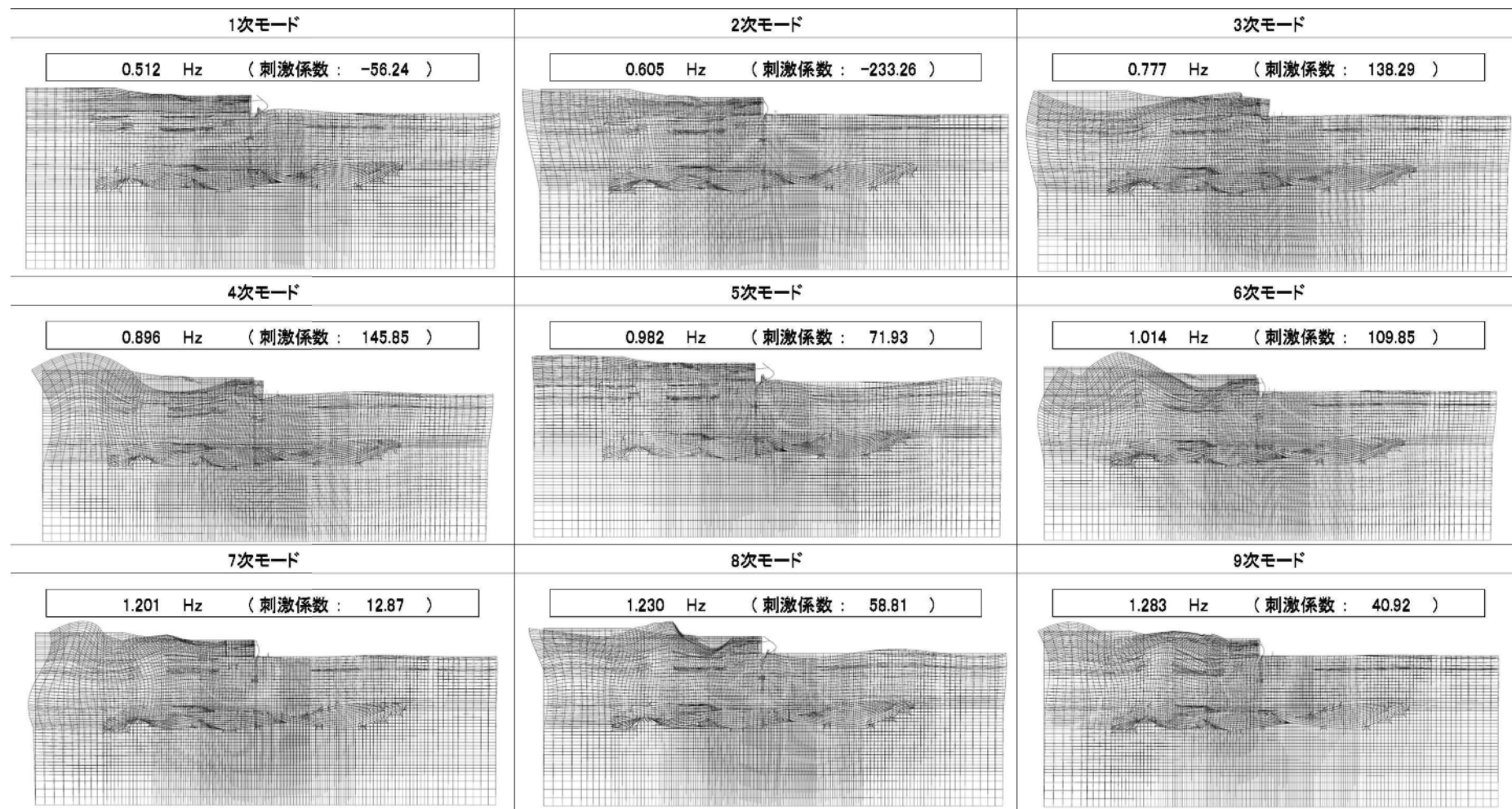


図 1-1 (10) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

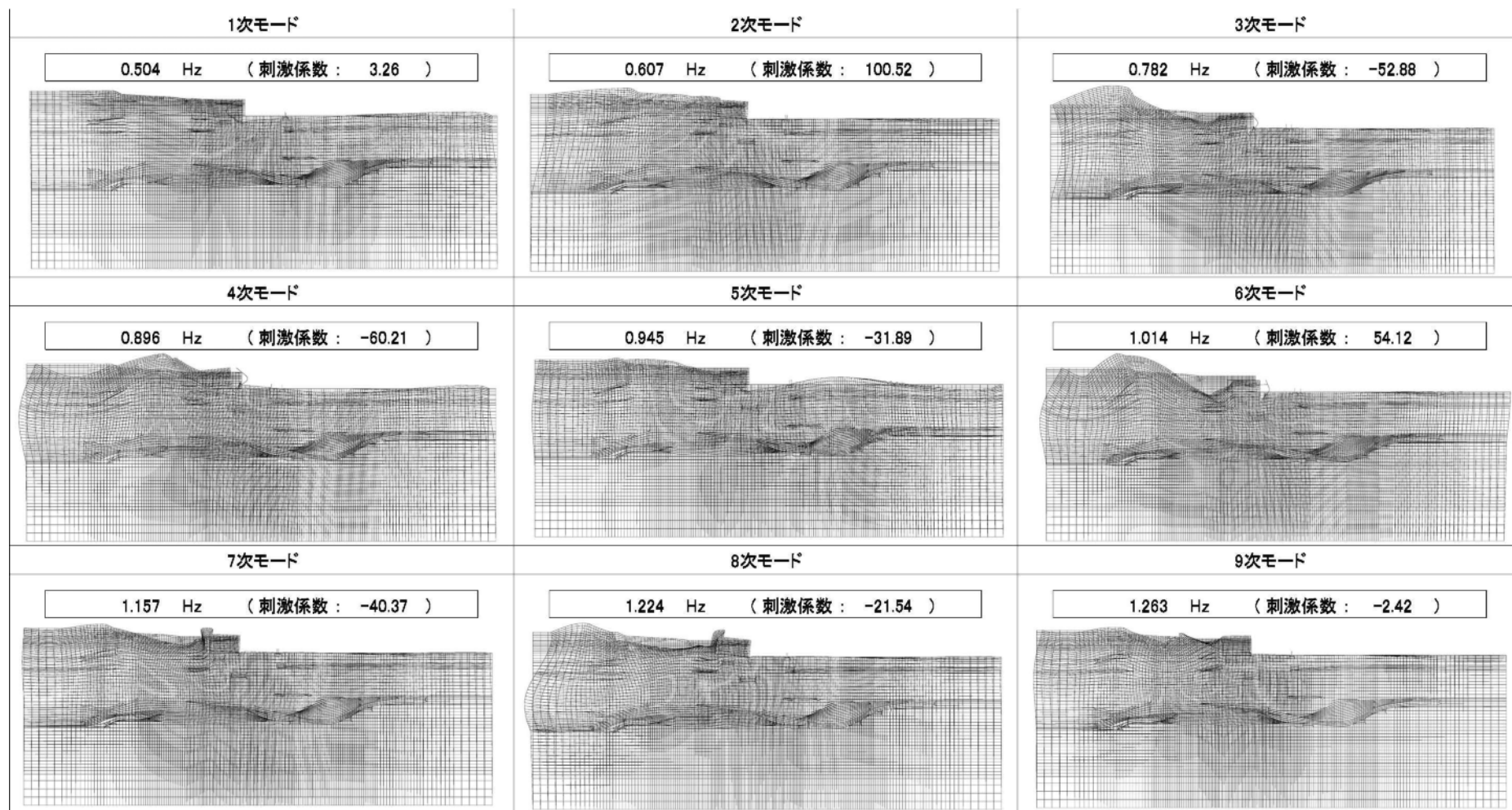


図 1-1 (11) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-2 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

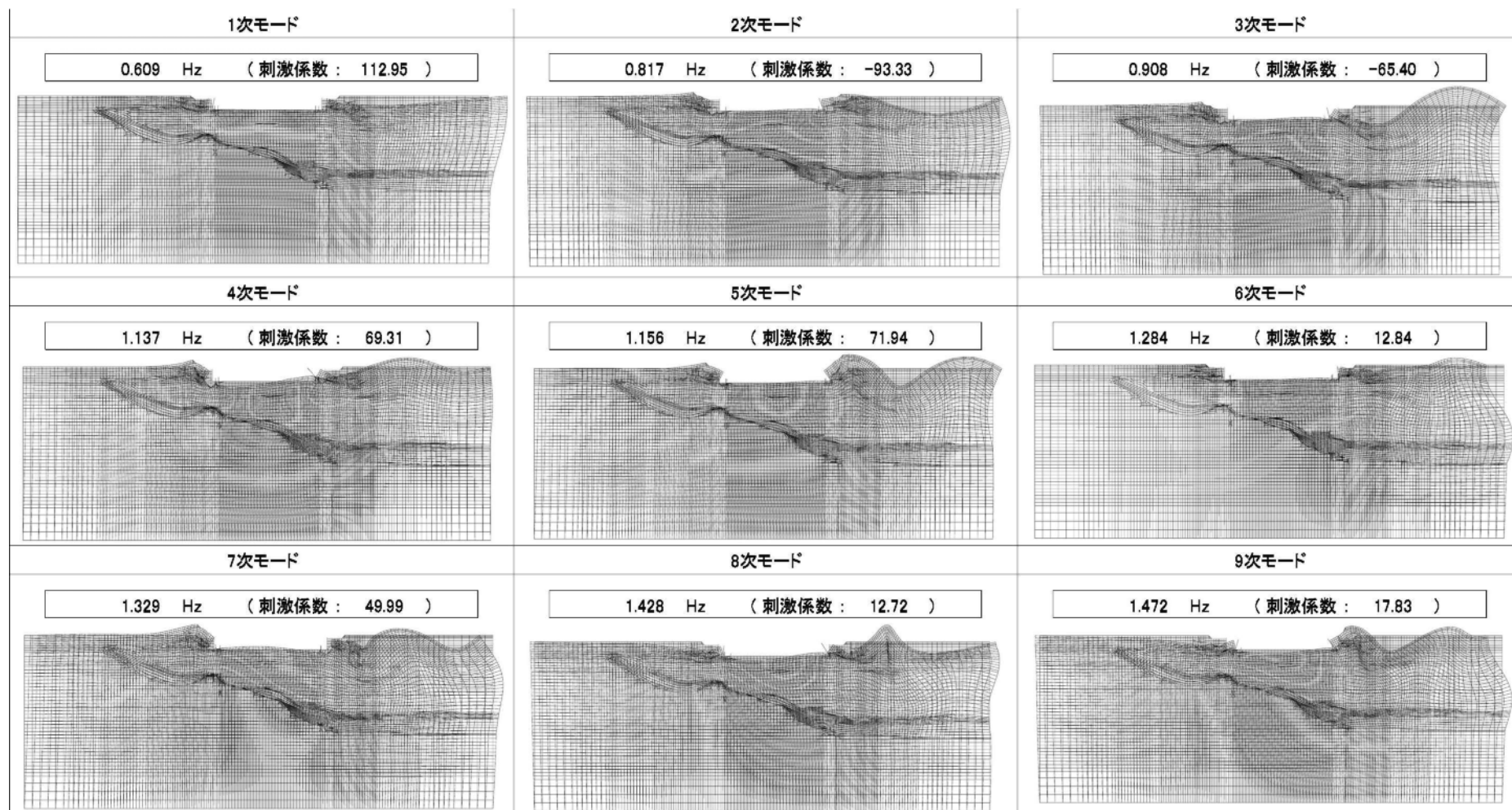


図 1-1 (12) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

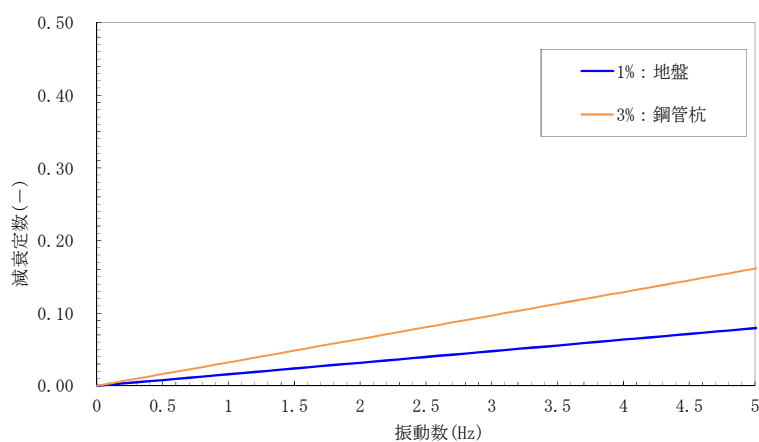


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

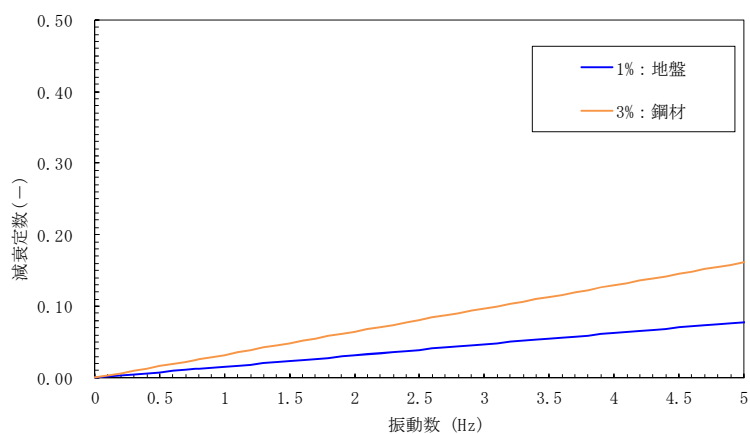


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

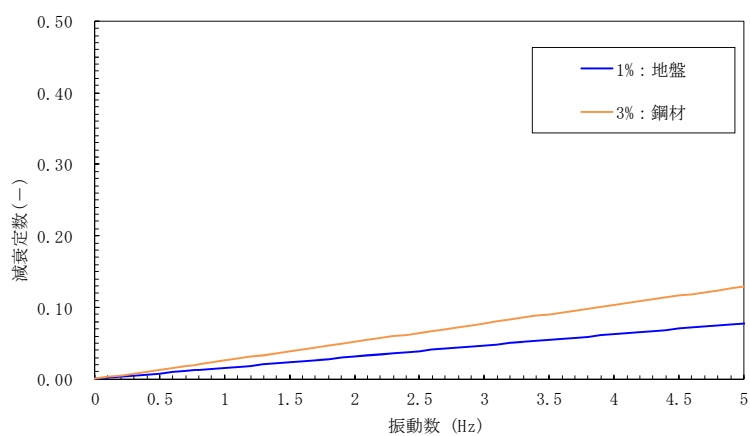


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

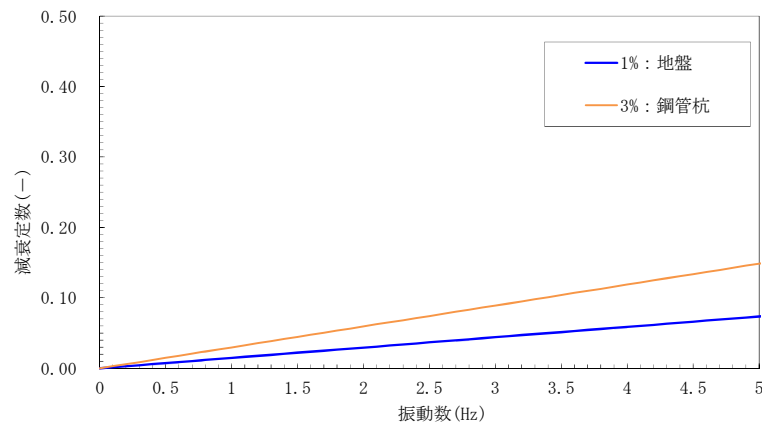


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

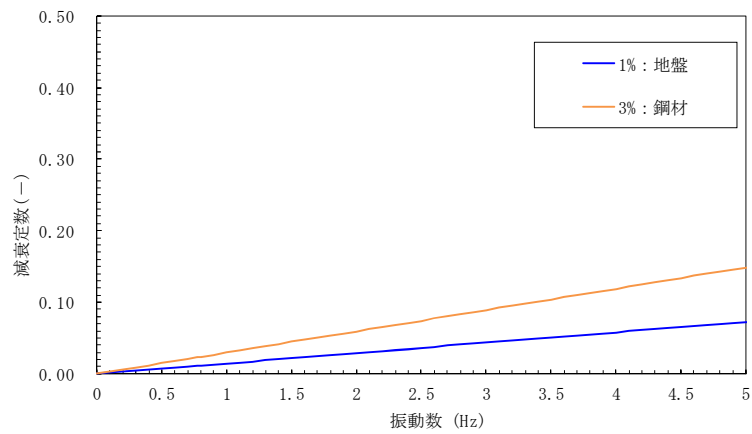


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

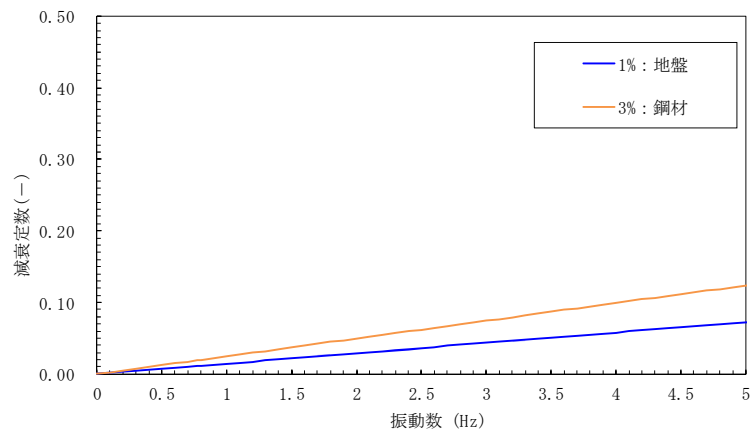


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

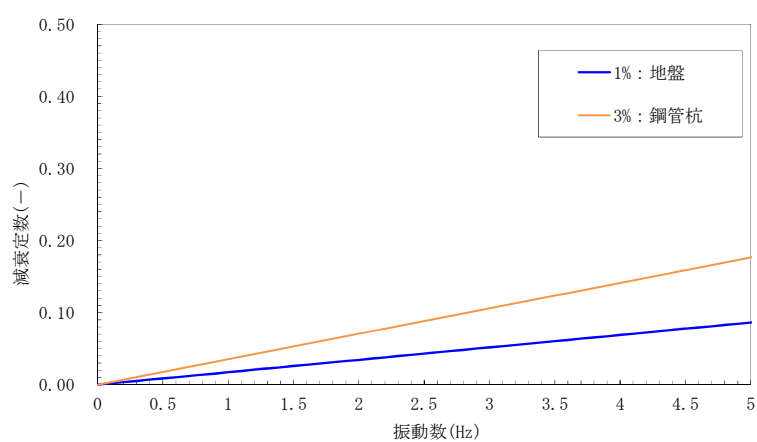


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

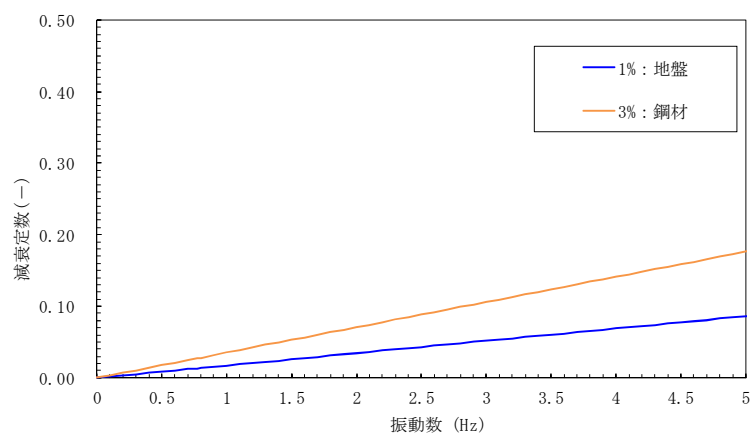


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

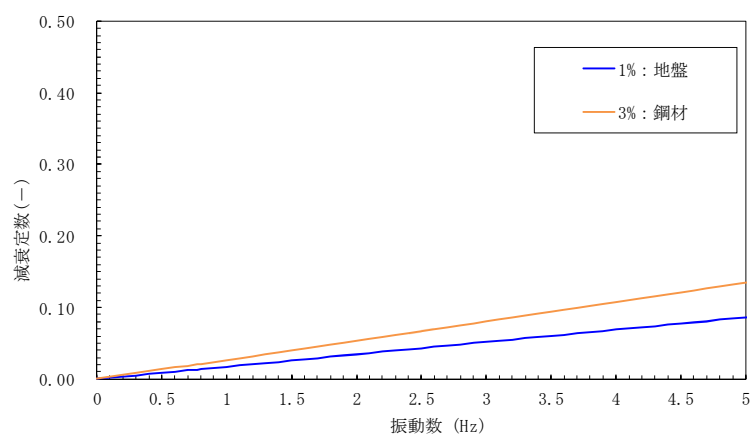


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

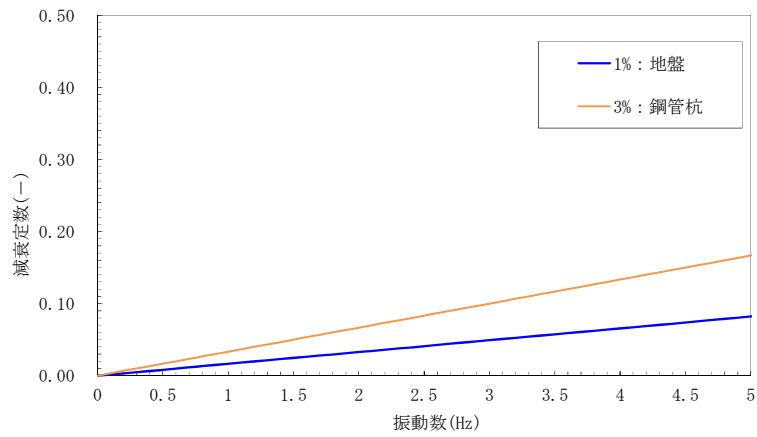


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰 (EW-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

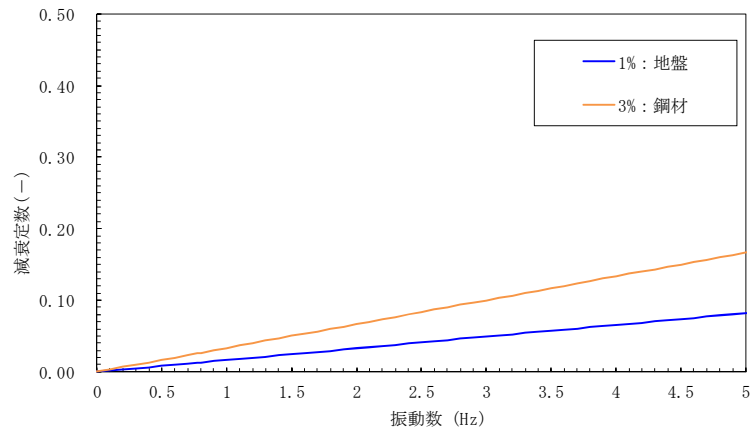


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰 (EW-2 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

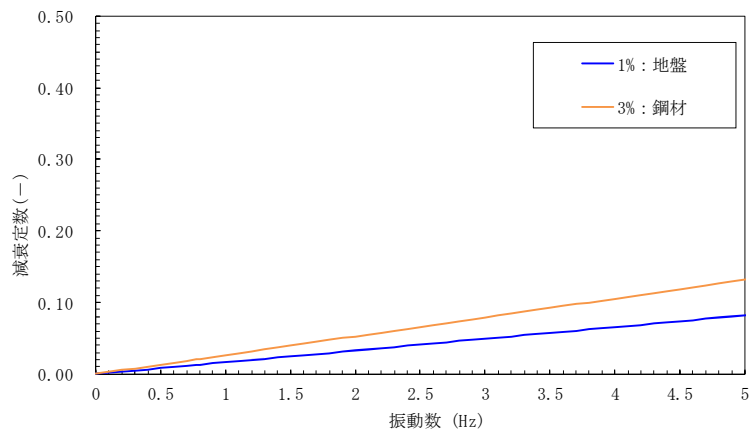


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰 (NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考 2) 鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性のみならず、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力及び軸方向応力について

2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するように、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び溶接部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図 1 に示す。

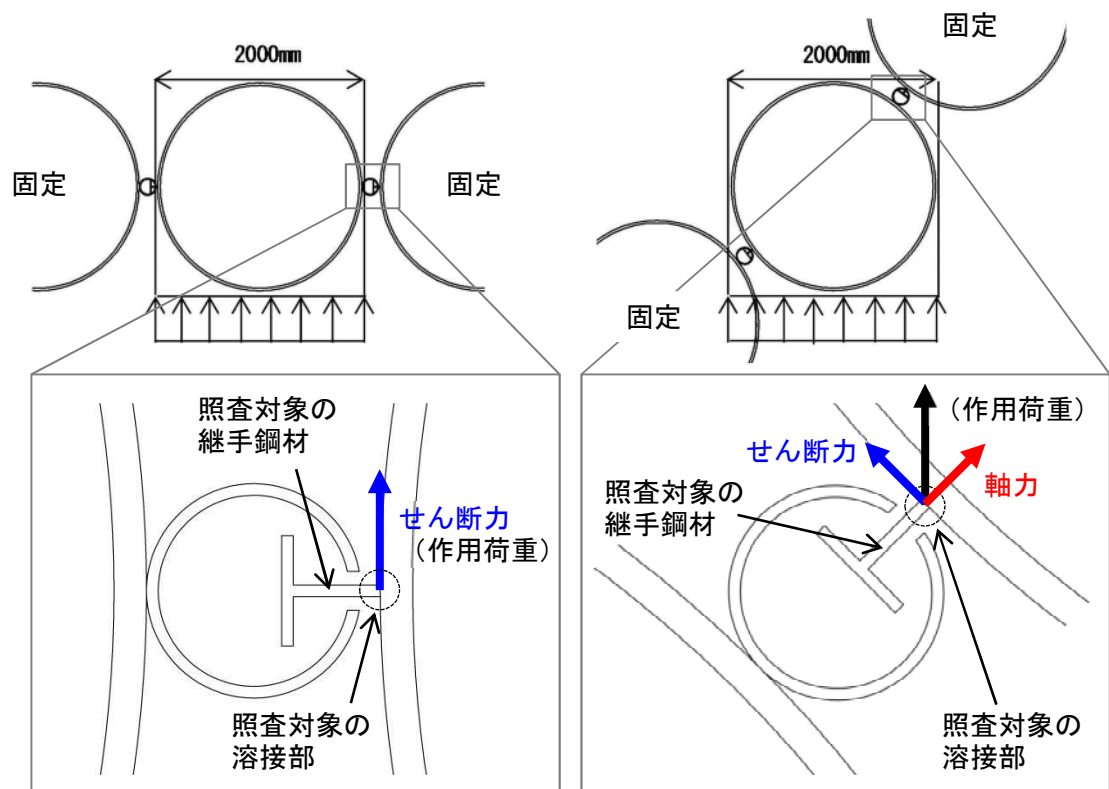


図 1 検討イメージ (左：直線部、右：隅角部)

2.2 検討ケース

水中部については，①本震時に作用する地震力（慣性力及び動水圧），②津波時に作用する津波波力及び漂流物荷重，③重畳時に作用する津波波力及び地震力（慣性力及び動水圧）を作用荷重として考慮する。

土中部については，2次元有効応力解析 FLIP から求められる地震時の構造物側方に作用する動土圧と，鋼管矢板が変形することによって作用する受働土圧のうち，大きい値であることを確認した受働土圧を作用荷重として考慮する。

検討ケース及び荷重作用図を表 1 に示す。表 1 に示す分布荷重（kN/m）は，継手を含む鋼管 1 本（幅 2.18 m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち，最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

表 1 検討ケース及び作用荷重

水中部	① 本震時		荷重の合計値 106.3 kN/m
	② 津波時		荷重の合計値 952.8 kN/m (採用)
	③ 重畳時		荷重の合計値 288.4 kN/m
	④ 土中部 (共通)		荷重の合計値 444.7 kN/m ※

※ FLIP から求められる構造物側方に作用する最大動土圧 : 100.0 kN/m (S_s-D 1 ++, ⑥V s +1σ 非液状化)

2.3 セン断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。

(1) セン断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : セン断力 (kN/m)

P_1 : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(2) 軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力）の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力） (kN/m)

P_2 : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(3) セン断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「②水中部・津波時」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 セン断力及び軸力の算定結果

項目		作用荷重 P kN/m	取付角度 θ °	継手軸直角方向 の荷重成分 P ₁ kN/m	継手軸方向の 荷重成分 P ₂ kN/m	せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m
直線部	継手①	952.8	0.0	952.8	0.0	476.4	0.0
隅角部	継手②	952.8	7.5	944.6	124.4	472.3	62.2
	継手③	952.8	22.5	880.3	364.6	440.2	182.3
	継手④	952.8	37.5	755.9	580.0	378.0	290.0
	継手⑤	952.8	52.5	580.0	755.9	290.0	378.0
	継手⑥	952.8	67.5	364.6	880.3	182.3	440.2
	継手⑦	952.8	82.5	124.4	944.6	62.2	472.3
	継手⑧	952.8	90.0	0.0	952.8	0.0	476.4

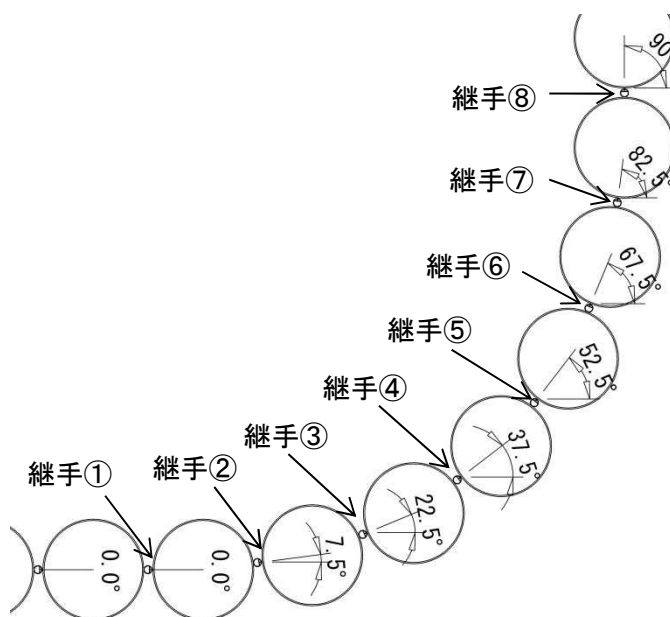


図 2 継手の取付角度（隅角部）

2.4 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び溶接部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に基づき、片面 1 mm※の腐食代を考慮する。

※ 耐用年数 50 年×腐食速度 0.02 mm/年＝1 mm

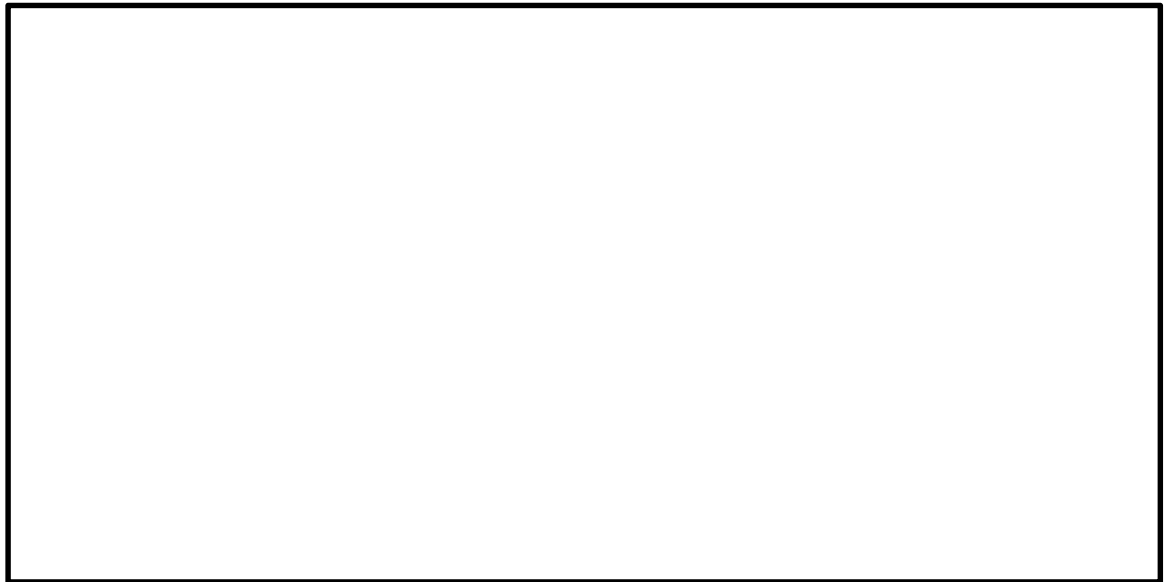


図 3 継手部の仕様

- ・継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・溶接部の断面積 A_y （単位高さあたり）

$$A_y = 0.006 \times 1.0 = 0.006 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（SS400 材）の許容応力度を以下に示す。

$$\text{短期許容せん断応力度} : \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度（溶接部）} : \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向圧縮応力度} : \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容軸方向引張応力度} : \sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$$

2.5 せん断応力度照査

せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお，せん断応力度の照査は，せん断力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手①」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{O.K.}$$

2.6 軸方向応力度照査

軸方向圧縮力については継手鋼材に作用する軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認する。軸方向引張力については溶接部のせん断で受け持つため，溶接部に作用するせん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお，軸方向応力度の照査は，軸力が最大となる「② 水中部・津波時」の「継手⑧」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 68.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 68.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{O.K.}$$

(2) 溶接部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 476.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 79.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 79.4 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots \text{O.K.}$$

2.7 セン断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度は次式により照査する。継手鋼材に対するせん断力及び軸方向力の合成応力度照査結果を表 3 に示す。

$$(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、溶接部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用する。したがって、溶接部に対してはせん断応力度照査及び軸方向応力度照査をそれぞれ実施*するものとし、せん断力及び軸方向力の合成応力度照査は実施しない。

※ 「2.5 セン断応力度照査」及び「2.6 軸方向応力度照査」にて実施

表 3 セン断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

項目		せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m	せん断応力 τ (S/A) N/mm ²	垂直応力 σ (N/A) N/mm ²	合成応力比 $(\sigma / \sigma_{ta})^2 + (\tau / \tau_a)^2$	判定
直線部	継手①	476.4	0.0	68.1	0.0	0.33	O.K.
隅角部	継手②	472.3	62.2	67.5	8.9	0.32	O.K.
	継手③	440.2	182.3	62.9	26.0	0.29	O.K.
	継手④	378.0	290.0	54.0	41.4	0.25	O.K.
	継手⑤	290.0	378.0	41.4	54.0	0.19	O.K.
	継手⑥	182.3	440.2	26.0	62.9	0.14	O.K.
	継手⑦	62.2	472.3	8.9	67.5	0.11	O.K.
	継手⑧	0.0	476.4	0.0	68.1	0.11	O.K.

3. 曲げ応力について

曲げ応力については、継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図3に鋼管と継手部の応力分布を示す。

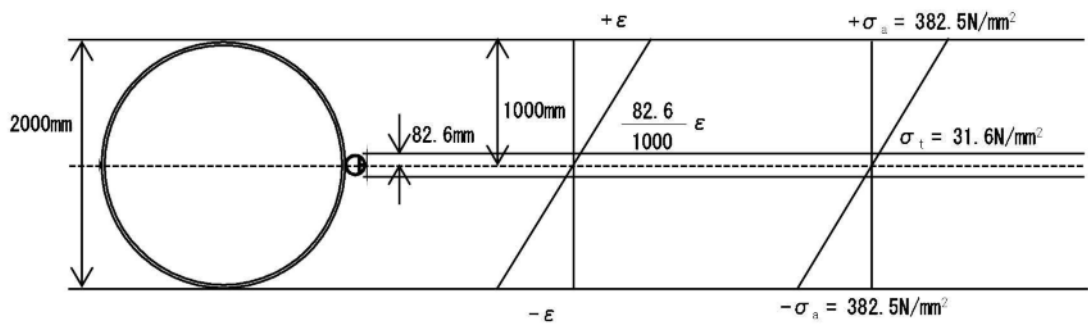


図3 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると、以下のとおりとなる。

- ・ 鋼管外縁での応力度（SM570 の短期許容応力度）

$$\sigma_a = 382.5 \text{ N/mm}^2$$

- ・ 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 382.5 \times 82.6 / 1000 = 37.2 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400 の短期許容応力度)}$$

4. まとめ

せん断応力及び軸方向応力については、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、保守的に継手部の評価を行った。その結果、継手部はせん断力及び軸力に対して健全であることを確認した。

また、曲げ応力については、継手軸方向の曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となることを確認した。

したがって、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手部は、基準地震動 S_s による地震力、津波波力、衝突荷重及び土圧が作用した場合においても、健全性を維持し、貯留堰の止水性は確保される。

6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	245
2. 基本方針	246
2.1 位置	246
2.2 構造概要	247
2.3 評価方針	250
2.3.1 概要	250
2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法	255
2.4 適用規格	256
3. 強度評価方法	257
3.1 記号の定義	257
3.2 評価対象断面及び部位	259
3.2.1 評価対象断面	259
3.2.2 評価対象部位	263
3.3 荷重及び荷重の組合せ	264
3.3.1 荷重	264
3.3.2 荷重の組合せ	265
3.4 許容限界	274
3.5 評価方法	279
3.5.1 津波時	279
3.5.2 重畳時	317
4. 評価結果	334
4.1 津波時の強度評価結果	334
4.1.1 鋼管矢板	339
4.1.2 止水ゴム取付部鋼材	347
4.1.3 防護材及び防護材取付部鋼材	348
4.1.4 止水ゴム	352
4.2 重畳時の強度評価結果	353
4.2.1 1次元有効応力解析結果	353
4.2.2 鋼管矢板	364
4.2.3 止水ゴム取付部鋼材	378
4.2.4 防護材及び防護材取付部鋼材	380
4.2.5 止水ゴム	384

4.3 まとめ.....	394
--------------	-----

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、貯留堰の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

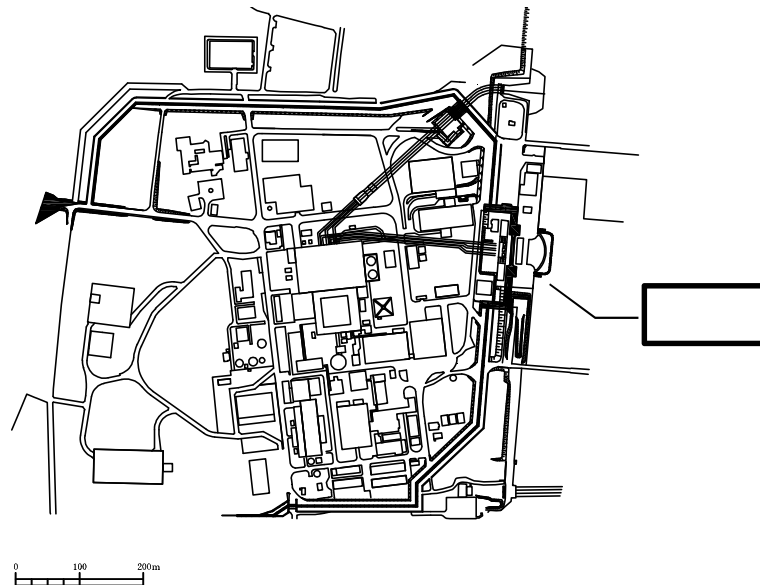


図 2.1-1 (1) 貯留堰の平面配置図（全体図）

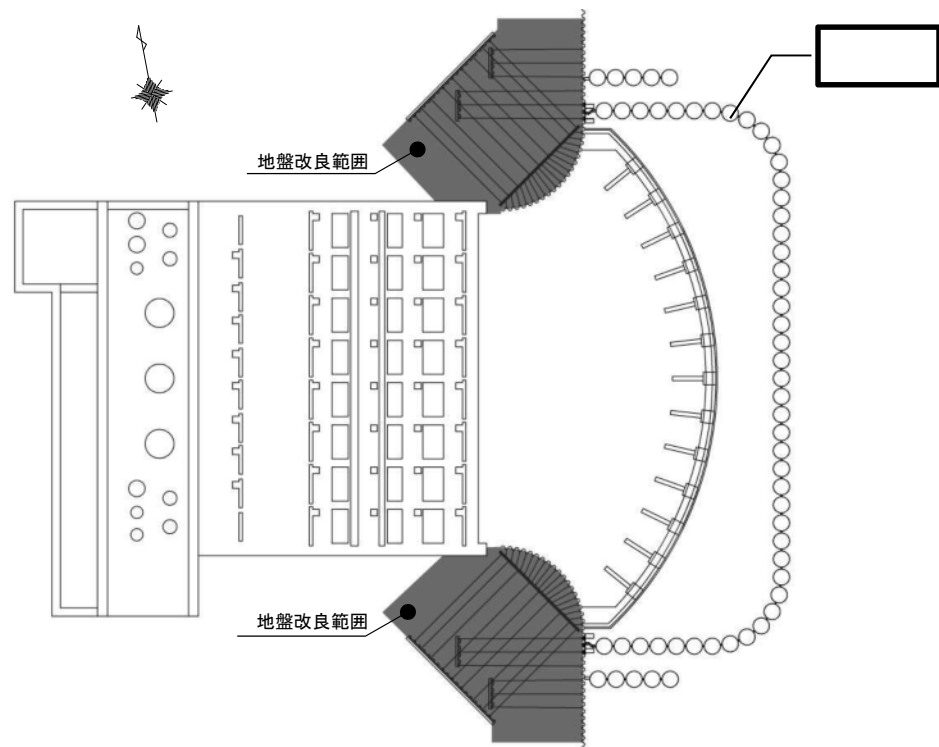


図 2.1-1 (2) 貯留堰の平面配置図（拡大図）

2.2 構造概要

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mmの炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベルT.P. -6.9 mに対して天端高さをT.P. -4.9 mとしており、約2 mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65 m×約24 mである。また、貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。

貯留堰の平面図を図2.2-1、断面図を図2.2-2、標準図を図2.2-3にそれぞれ示す。

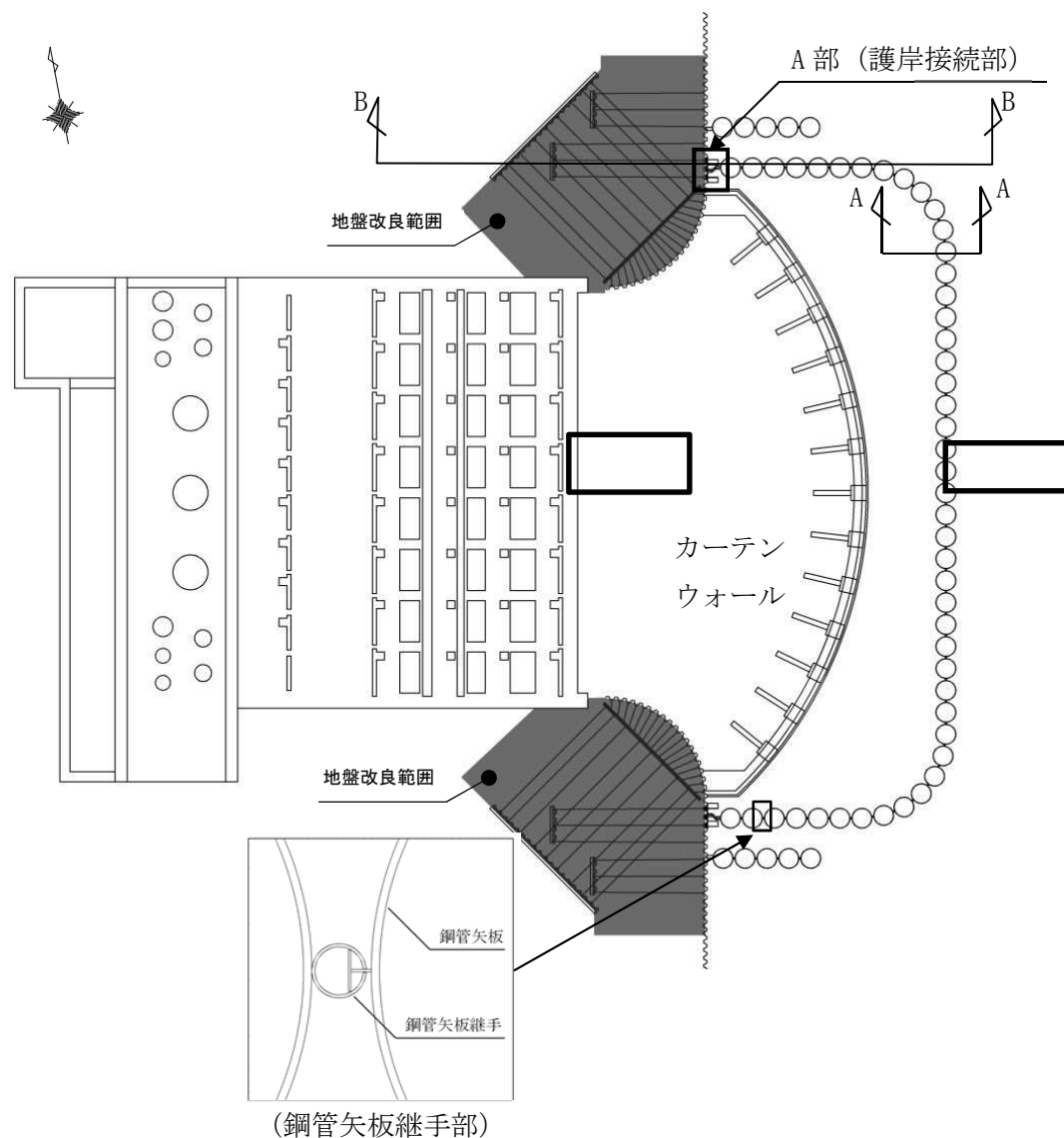


図2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

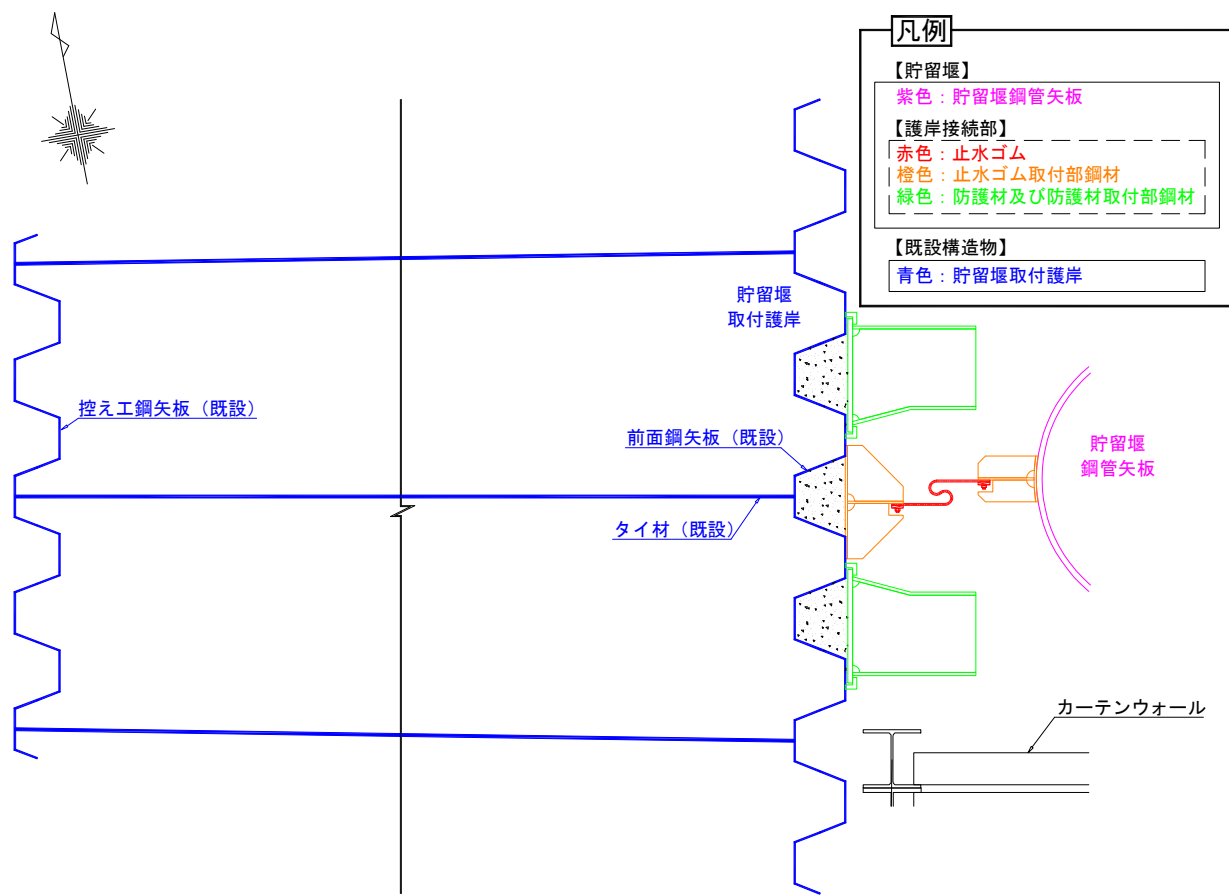


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)

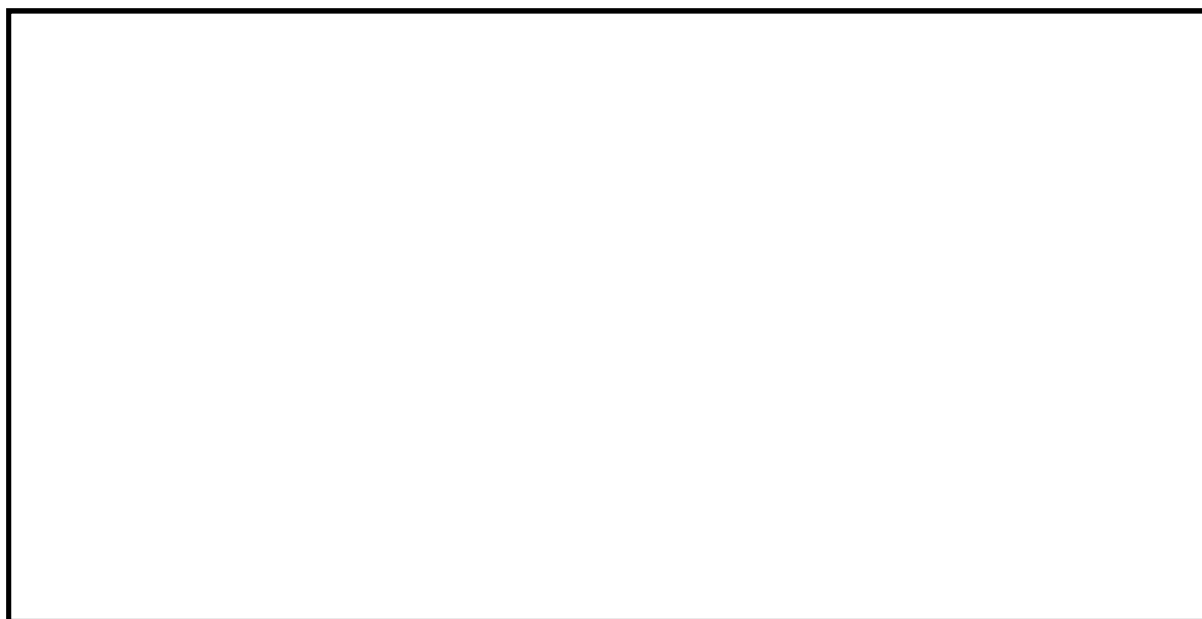


図 2.2-2 貯留堰の断面図

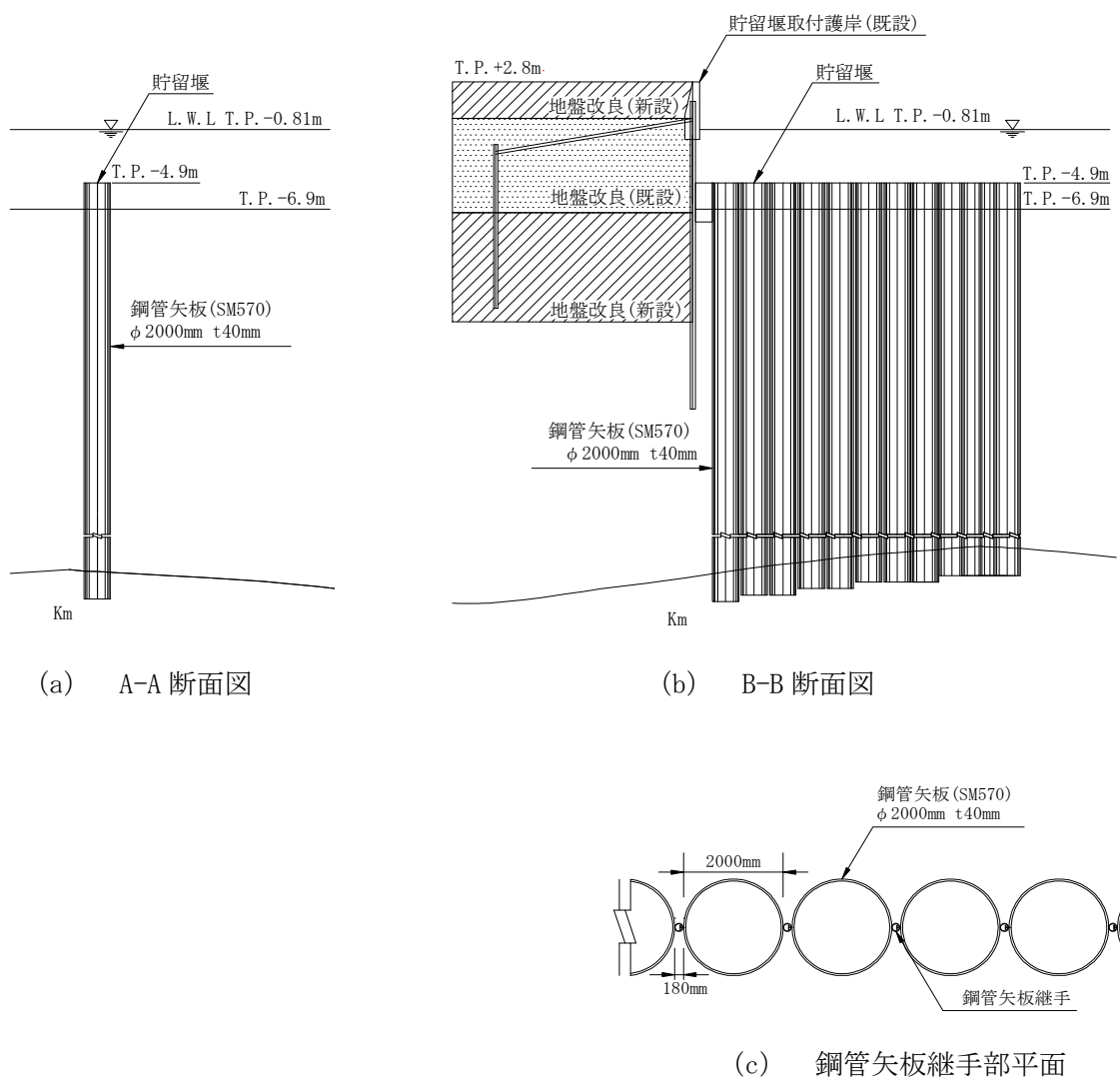


図 2.2-3 貯留堰の標準図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

貯留堰の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貯留堰においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

貯留堰の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-2 に、評価項目を表 2.3-3 に示す。

貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-3 の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価については、貯留堰の鋼管矢板が1列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、表 2.3-1 に示す地盤剛性4種類と地盤ばねの上限値4種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤ばねの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3-1 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性	ピーク強度（平均）
	余震時の収束剛性	ピーク強度（ -1σ ）
	地震時の収束剛性	残留強度（平均）
	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3-2 貯留堰の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 ・貯留堰は、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さで設置し、止水性を維持する設計とする。 ・貯留堰の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重及び漂流物による衝突荷重を適切に考慮する。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時における海水ポンプの取水に必要な高さまでの施工により海水を確保し、主要な構造体の境界部への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さT.P.-4.90mとし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。 鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。 鋼管矢板と貯留堰取付護岸との境界部は、試験などにより止水性を確認した止水ゴムを設置することによる止水処置を講じる設計とする。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、鋼管矢板下端は岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、貯留堰取付護岸との境界部には止水ゴムを設置し、変形により有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-3 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3-4 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析から地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-5 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

貯留堰の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

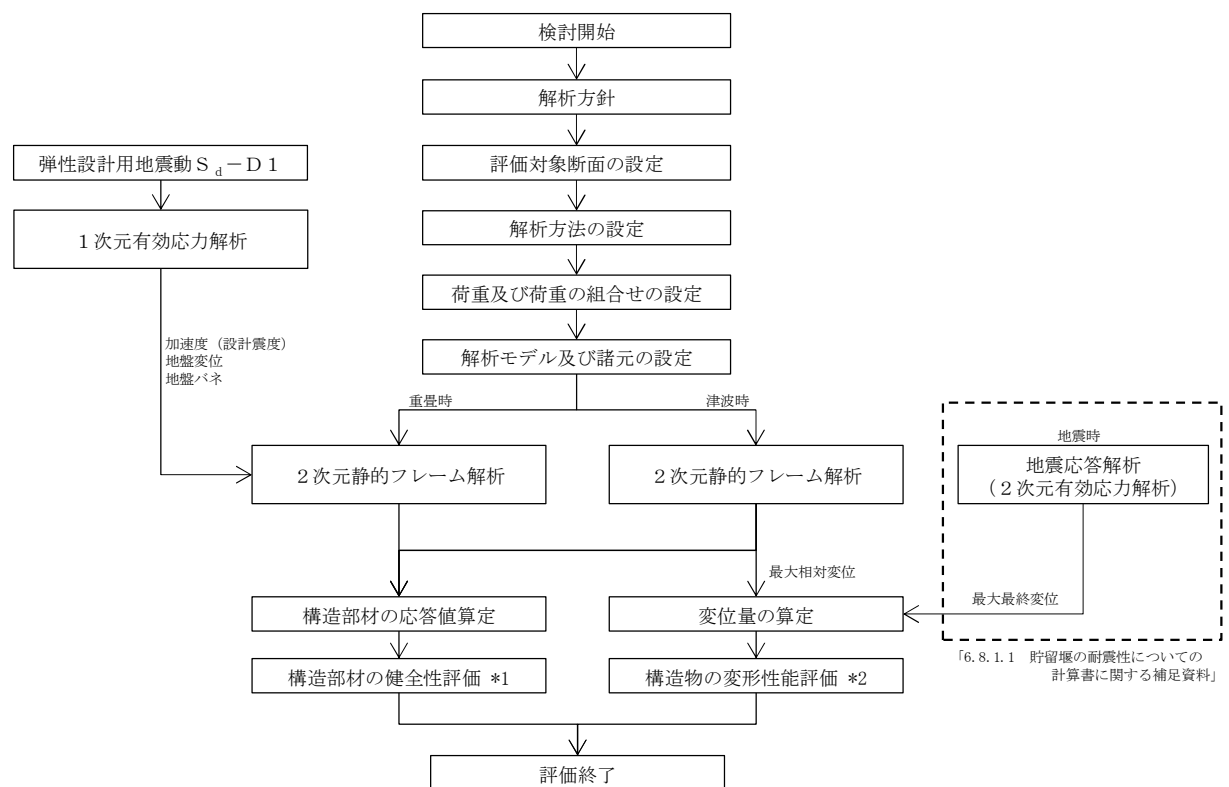
なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2.3-4 津波時の検討で考慮する地震動の影響評価ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-5 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
①	平均剛性	液状化パラメータ適用
②	$+1\sigma$ 剛性	
③	-1σ 剛性	
④	豊浦標準砂	
⑤	平均剛性	非液状化
⑥	$+1\sigma$ 剛性	



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-3 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-3 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

貯留堰の津波時及び重畳時の解析手法は，鋼管矢板を線材はり要素，地盤を1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化した2次元静的フレーム解析とする。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3-2に示す。

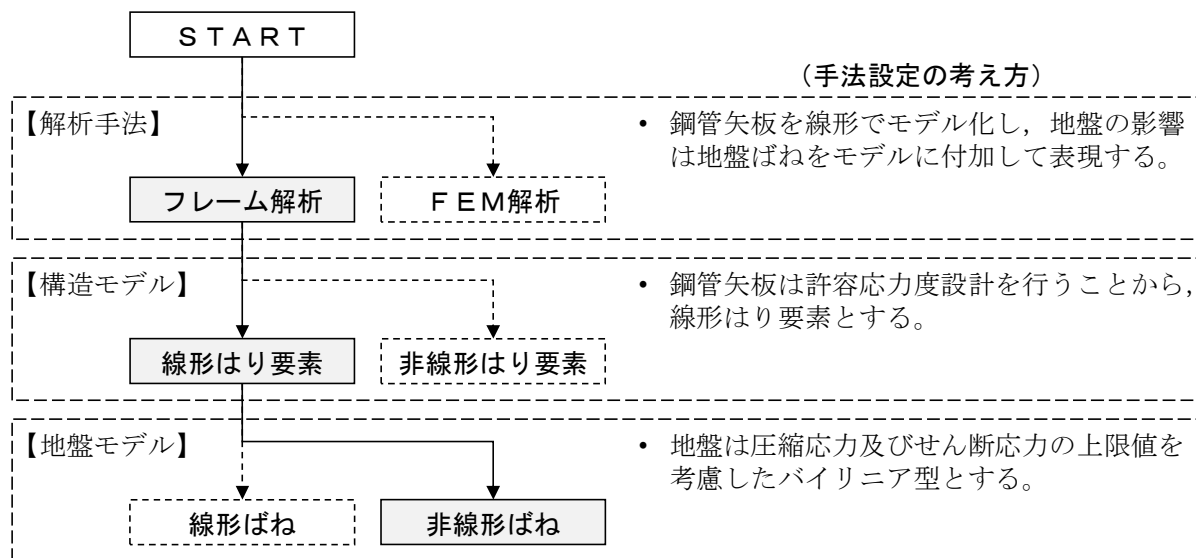


図 2.3-2 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成19年7月）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成27年12月一部改訂）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成27年12月一部改訂） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） 	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成14年3月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成14年3月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月） 	・腐食代の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年） ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	・有限要素法による1次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

貯留堰の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
g	m/s^2	重力加速度
h	m	浸水深
k_h	—	水平震度
k_v	—	鉛直震度
p_1	kN/m^2	直立壁前面の底面における波圧強度
p_2	kN/m^2	直立壁前面の天端面における波圧強度
p_3	kN/m^2	直立壁背面の底面における波圧強度
η_f	m	直立壁前面の静水面からの津波高さ
η_r	m	直立壁背面の静水面からの津波高さ
h'	m	直立壁の底面の水深
h_c	m	静水面から直立壁天端面までの高さ
P_c	kN	衝突荷重
P_d	kN/m^2	動水圧
P_t	kN/m^2	津波荷重
v	m/s	貯留堰位置での津波最大流速
W_c	kN	漂流物の重量
y	m	動水圧の作用高さ
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
G	kN	固定荷重
K_{sd}	kN	余震荷重
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力
σ_a	N/mm^2	許容曲げ圧縮応力度
M	$N \cdot mm$	最大曲げモーメント

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm^3	断面係数
N	N	軸力
A	mm^2	有効断面積
τ	N/mm^2	せん断応力
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

図 3.2-1 に示す平面図及び図 3.2-2 に示す断面図より、南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから、貯留堰の本体に着目した検討断面として、以下の 4 断面より選定する。図 3.2-3 に各断面の地層構成を示す。岩盤上面深度に着目し、岩盤上面標高が最も高い断面 3 と最も低い断面 4 を強度評価の評価対象断面とする。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

断面 1：貯留堰の長手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が低い断面）

断面 2：貯留堰の長手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が中間程度の高さの断面）

断面 3：貯留堰の短手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面 4：貯留堰の短手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

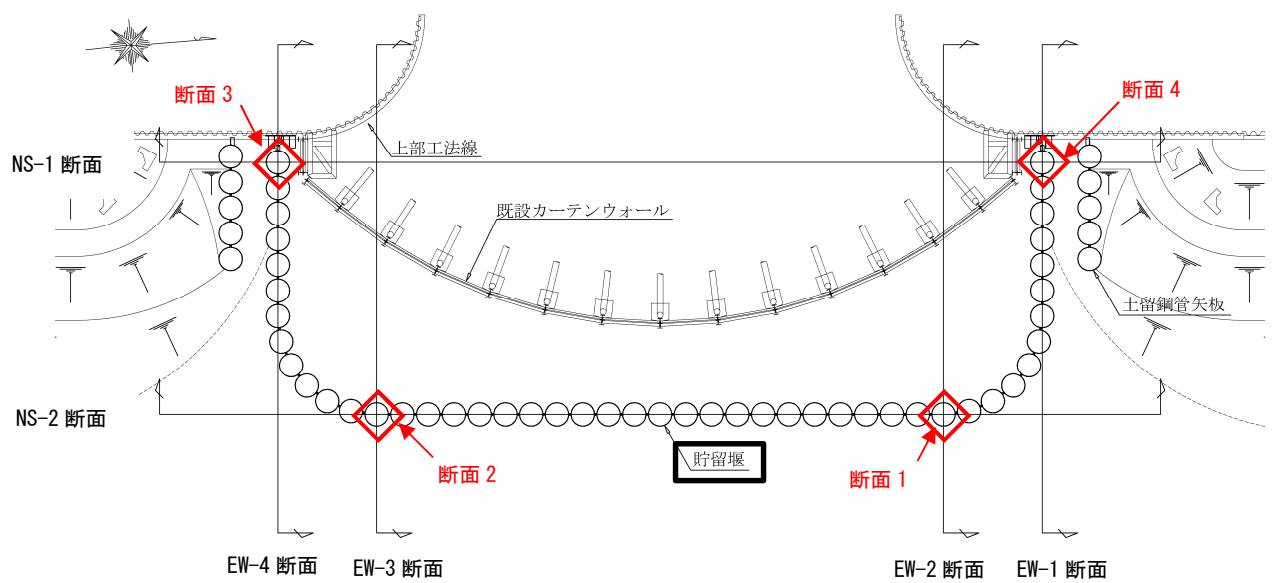


図 3.2-1 貯留堰の平面図

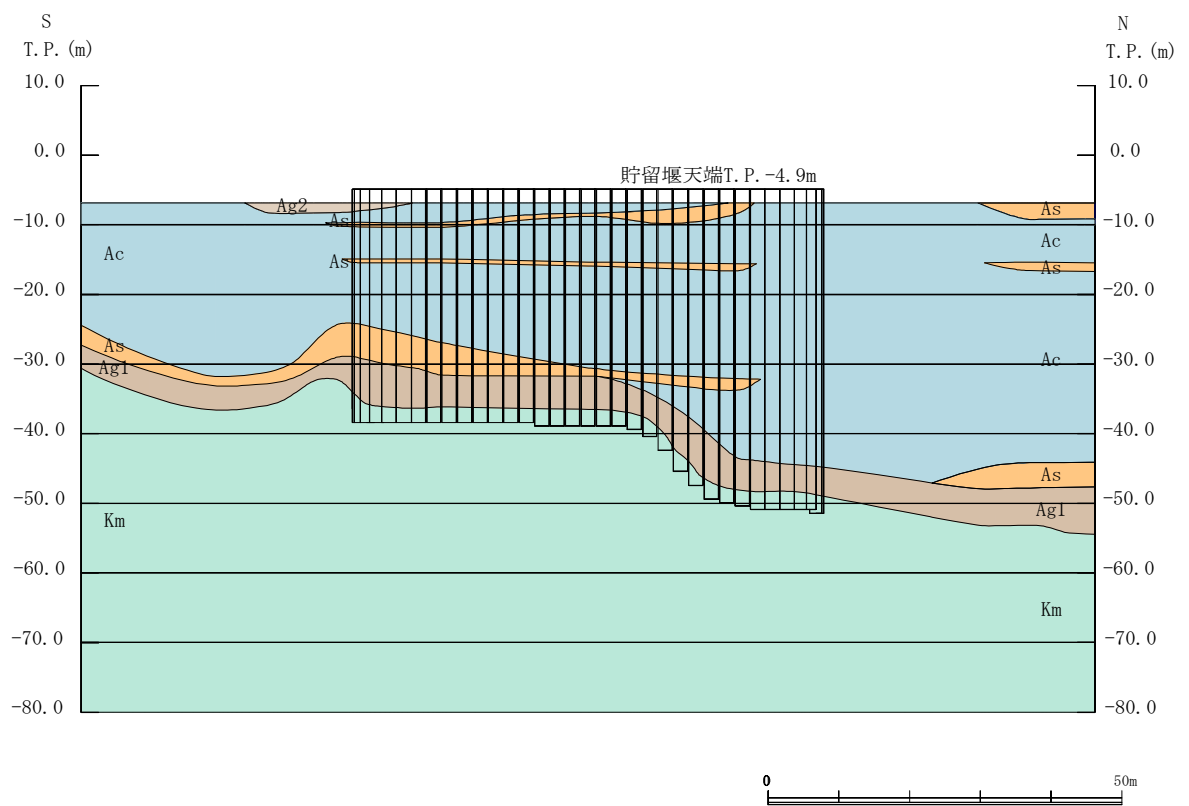


図 3.2-2 貯留堰の断面図 (NS-2)

地層構成の抽出位置（EW-2 断面）

断面 1（成層）

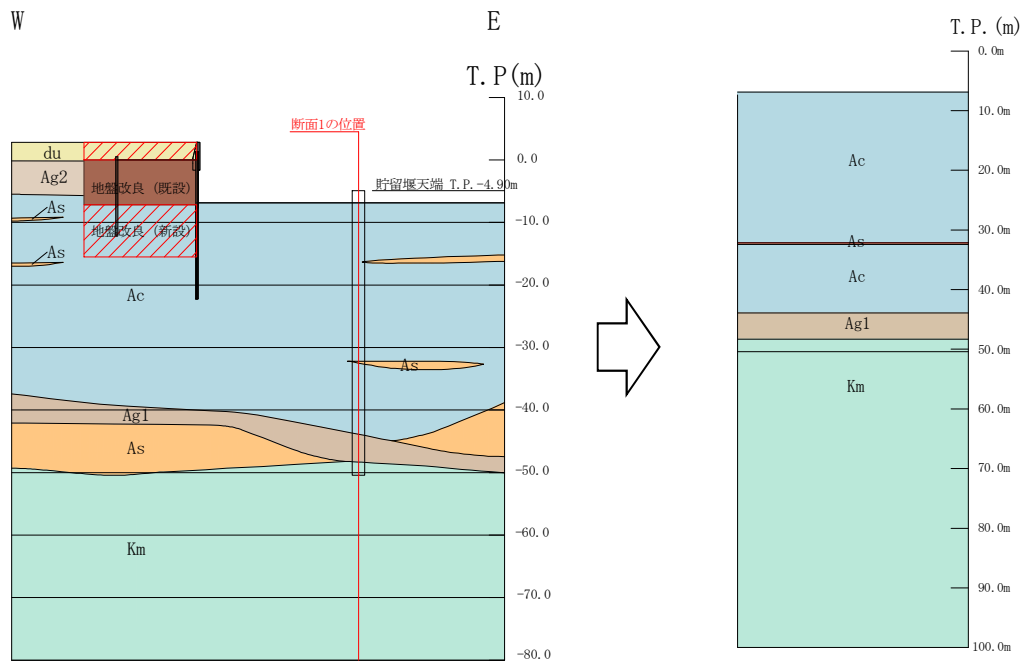


図 3.2-3 (1) 地層構成（断面 1）

地層構成の抽出位置（EW-3 断面）

断面 2（成層）

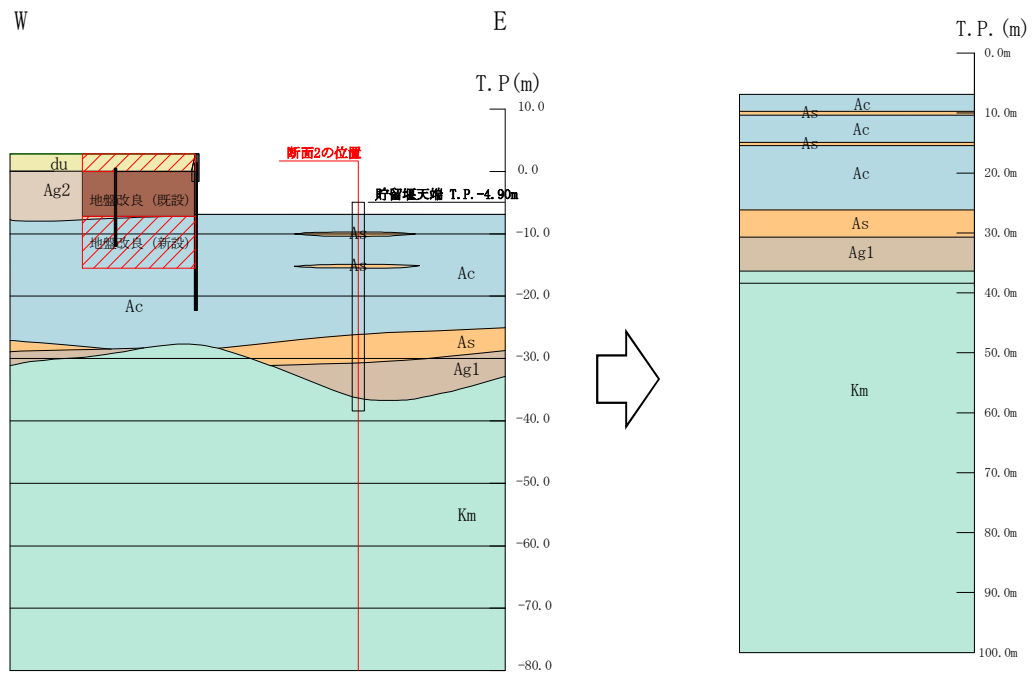


図 3.2-3 (2) 地層構成（断面 2）

地層構成の抽出位置（EW-4 断面）

断面 3（成層）

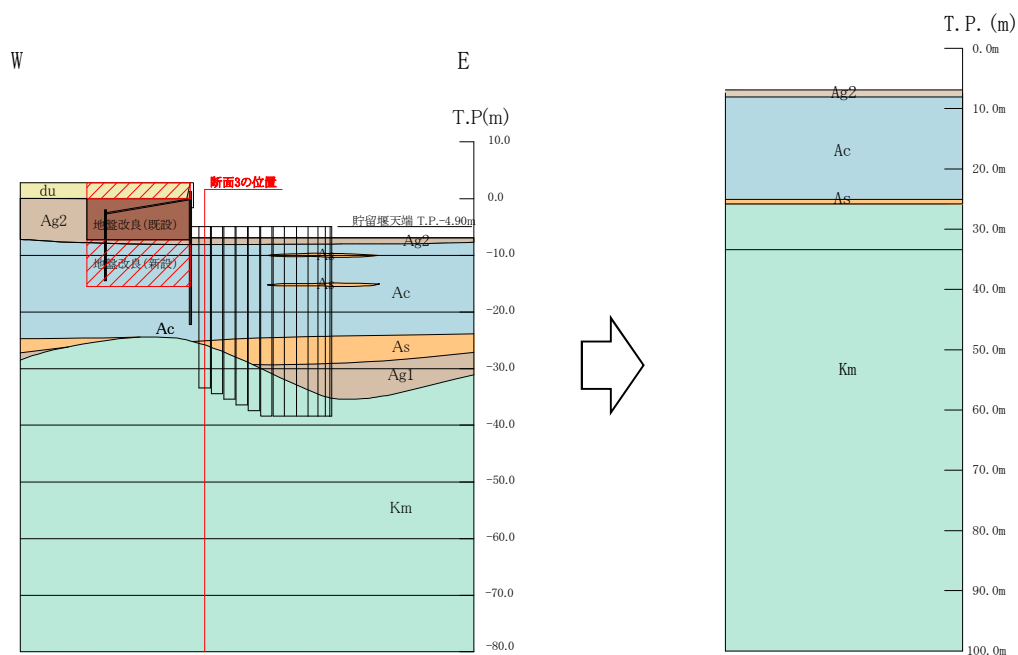


図 3.2-3 (3) 地層構成（断面 3）

地層構成の抽出位置（EW-1 断面）

断面 4（成層）

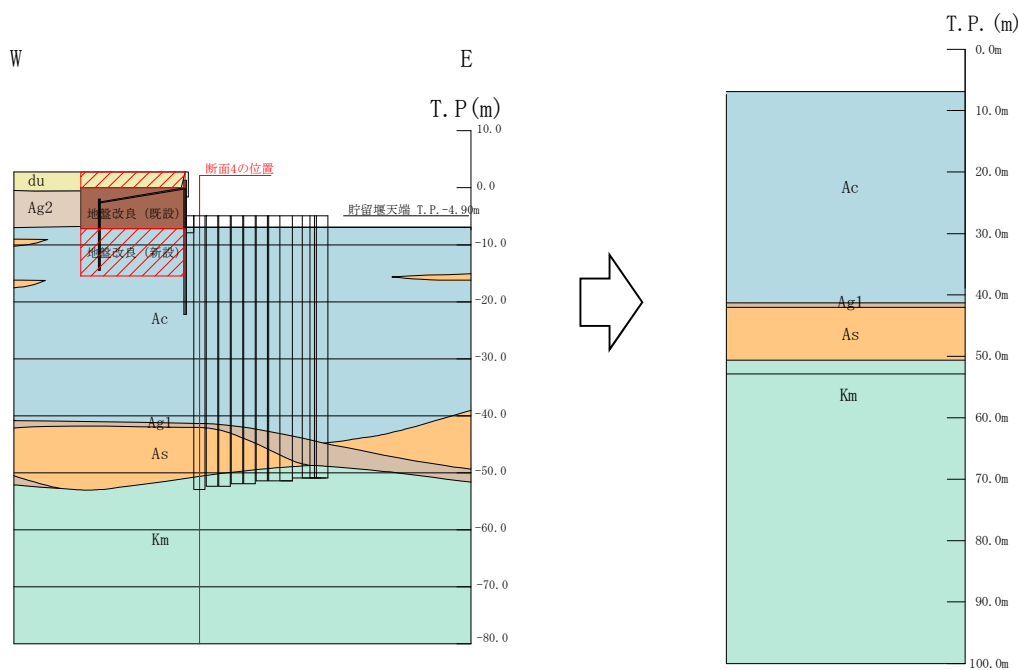


図 3.2-3 (4) 地層構成（断面 4）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(4) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(5) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

なお、敷地に遡上する津波においては、別流路の緊急用海水ポンプを使用し必要な取水量を確保することから、その際は非常用海水ポンプの引き波時の運転継続に必要な取水量を期待しない。したがって、敷地に遡上する津波に対する貯留堰の強度評価は行わない。

3.3.1 荷重

貯留堰の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 津波荷重 (P_t)

津波荷重として、貯留堰を越流する直前の津波波力と越流時の津波波力（静水圧差）を算定し、保守的なものを適用する。

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、0.69 t である車両の FEMA (2012) * による漂流物荷重を適用する。表 3.3-1 に衝突荷重を示す。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-1 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759

(4) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を入力地震動とした、1 次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度、及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し，荷重の組合せを表 3.3-2～表 3.3-4 に，荷重作用図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。

なお，重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して，貯留堰は地盤深度方向に長尺の鋼管矢板で構成されているため，津波荷重により鋼管矢板に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから，津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

表 3.3-2 荷重の組合せ（鋼管矢板）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-3 荷重の組合せ（鋼管矢板 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

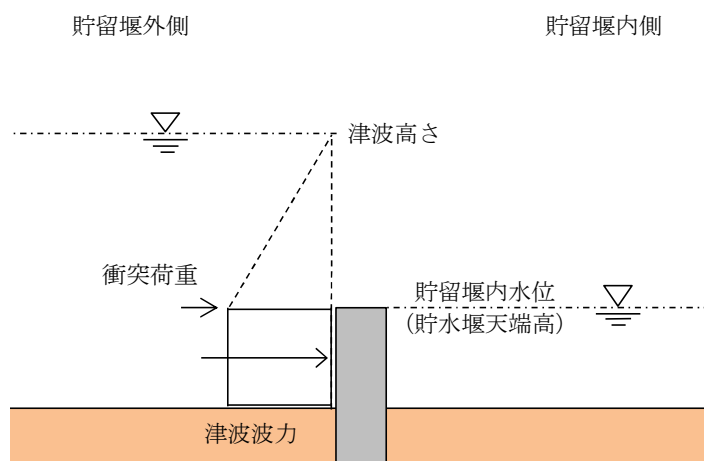


図 3.3-1 荷重作用図（鋼管矢板 津波時）

表 3.3-4 荷重の組合せ（鋼管矢板 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

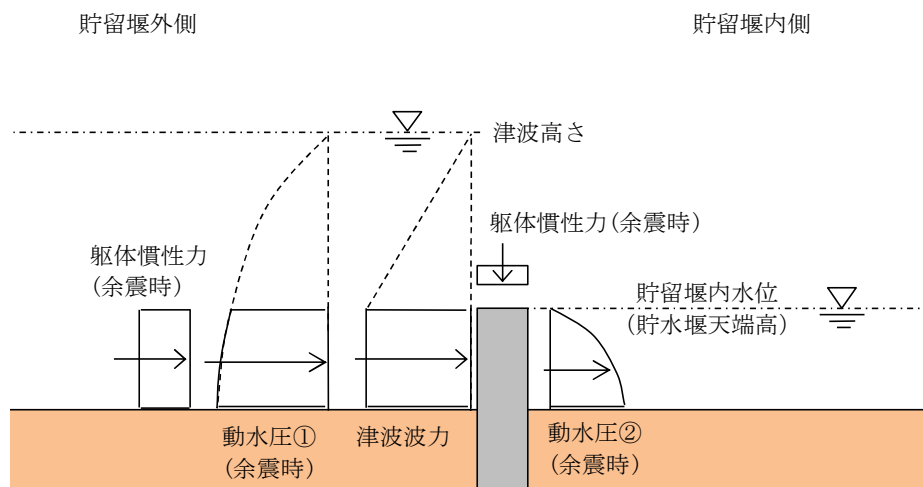


図 3.3-2 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時）

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し，荷重の組合せを表 3.3-5～表 3.3-7 に，荷重作用図を図 3.3-3 及び図 3.3-4 に示す。

表 3.3-5 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-6 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	部材自重	—	・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・防護材内側のため，漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

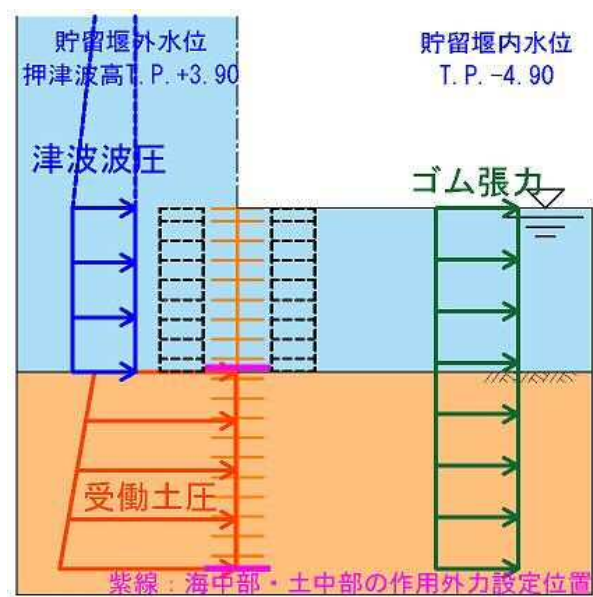


図 3.3-3 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

表 3.3-7 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

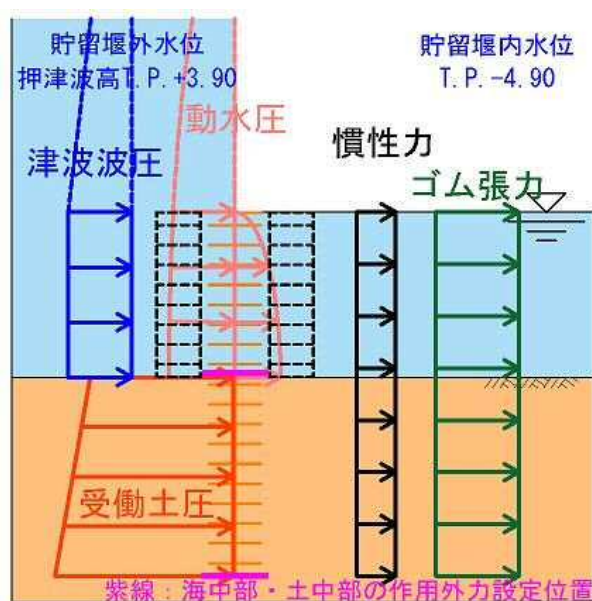


図 3.3-4 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-8～表 3.3-10 に、荷重作用図を図 3.3-5 及び図 3.3-6 に示す。

表 3.3-8 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-9 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	部材自重	—	・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

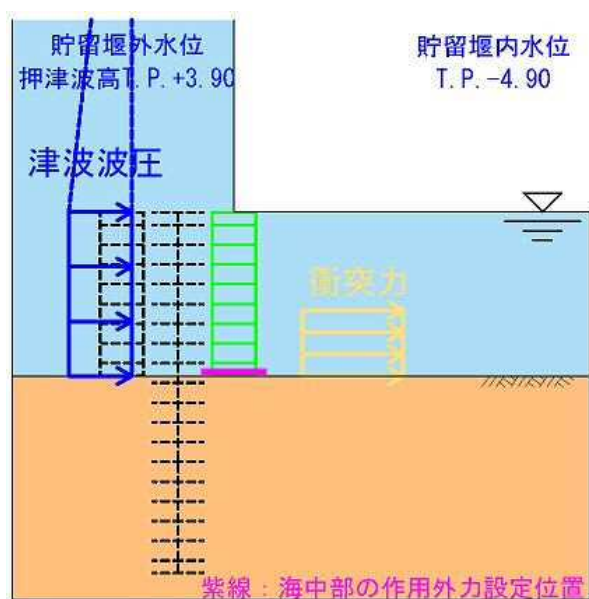


図 3.3-5 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

表 3.3-10 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	部材自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び 風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

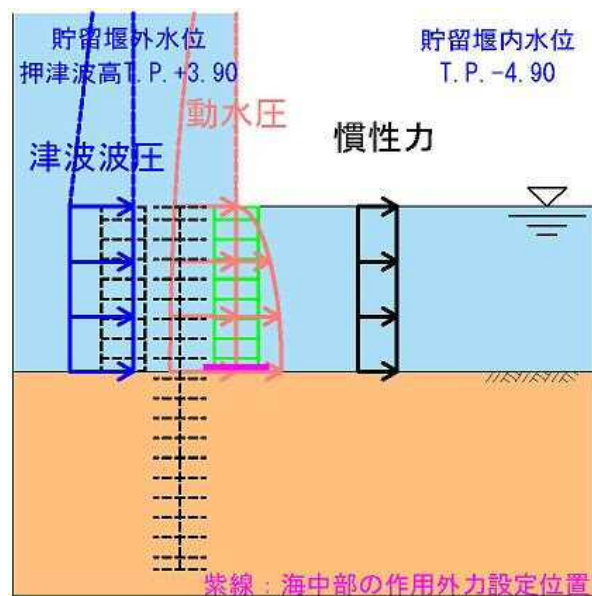


図 3.3-6 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表3.4-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-1 鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表3.4-2に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-2 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

また，止水ゴム取付部鋼材（SM400）は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（SP-V型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SM400 の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表3.4-3に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から30%減じたものとする。

表 3.4-3 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	84

(3) 防護材

防護材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.4-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-4 防護材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

(4) 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.4-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-5 防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材 取付部鋼材	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5
	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	157.5

また，防護材取付部鋼材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（S P－V 型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接部の評価に用いる SY295 の許容限界は，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.4-6 に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

表 3.4-6 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
前面鋼矢板	S P－V 型 SY295	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	105

(5) 止水ゴム

表 3.4-7 に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。止水ゴムの変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 3.4-7 止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050mm

3.5 評価方法

貯留堰の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を貯留堰に作用させた 2 次元静的フレーム解析より算定する。

2 次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-41「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2 次元静的フレーム解析

2 次元静的フレーム解析では、貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた 2.18 m を鋼管矢板 1 本あたりの分担幅とし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。貯留堰（鋼管矢板）を線形はり要素、地盤をバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを図 3.5-1 に示す。また、津波時の地盤ばねの設定は、表 3.5-1 に示すとおり地盤抵抗が大きいと仮定した地盤ばね 1、及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤ばね 2 の 2 ケースを考慮し、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

貯留堰外側

貯留堰内側

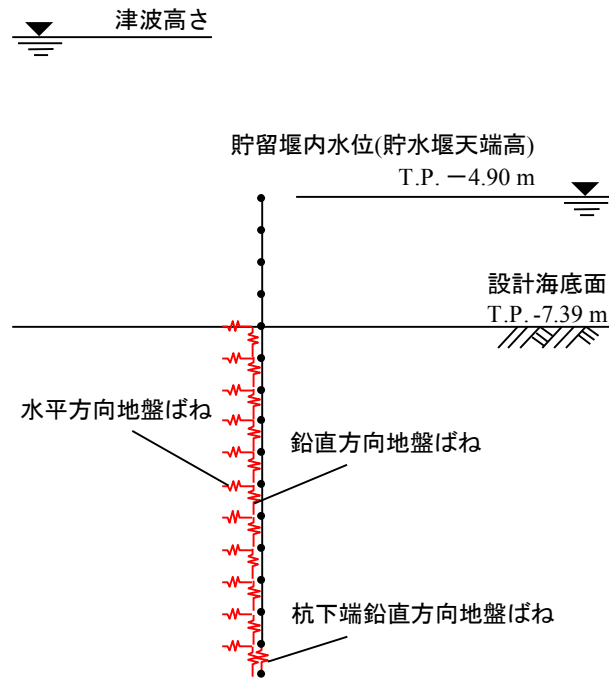


図 3.5-1 解析モデル

表 3.5-1 地盤ばねケース（津波時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤ばね 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

c. 地盤反力係数

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が無いものと仮定し、地盤反力係数を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$E_0 = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断剛性 (kN/m²)

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5}$$

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_m : 常時状態における平均有効主応力 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ロ. 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が大きいものと考え、地盤反力係数を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$
$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$
$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 静弾性係数 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ロ. 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに,

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いる。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

d. 地盤反力度の上限値

(a) 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

$$p_{Hu} = \alpha_p \times p_{EP}$$

ここに,

p_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数であり, 以下のとおり求める。

ただし, N 値 2 以下の軟弱な粘性土では, $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

ここに,

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

p_{EP} : 以下に示す, 深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_{EP1} = K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{EP1}}$$

$$p_{EP2} = K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1$$

$$p_{EP3} = K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_E) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに,

$p_{EP1}, p_{EP2}, p_{EP3}$: 深さ $h_1, h_1 + h_2, h_1 + h_2 + h_3$ の地震時
受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

φ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ : 常時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\varphi/3$)

δ_E : 地震時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\varphi/6$)

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

(b) 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

- ・砂質土の場合

$$\tau_f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

- ・粘性土の場合

$$\tau_f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに,

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

(c) 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は、水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値と同じ値を用いる。

$$p_v = p_{Hu}$$

ここに,

p_v : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

p_{Hu} : 水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

e. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-2 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	φ 2000 mm×t40 mm ^{*1} (SM570)

注記 *1：外側 1 mm の腐食代を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

表 3.5-3 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

f. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-4 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-4 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m^2	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m^2	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

z：標高（m）

表 3.5-4 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{co}	粘着力 C_{co} (kN/nf)	内部摩擦角 ϕ_{co} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/nf)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/nf)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/nf)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

g. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、リブプレート及び現場隅肉溶接を行うベースプレートと貯留堰取付護岸矢板もしくは貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。したがって、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-5 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

諸元		
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t19 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)

注記 *1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。

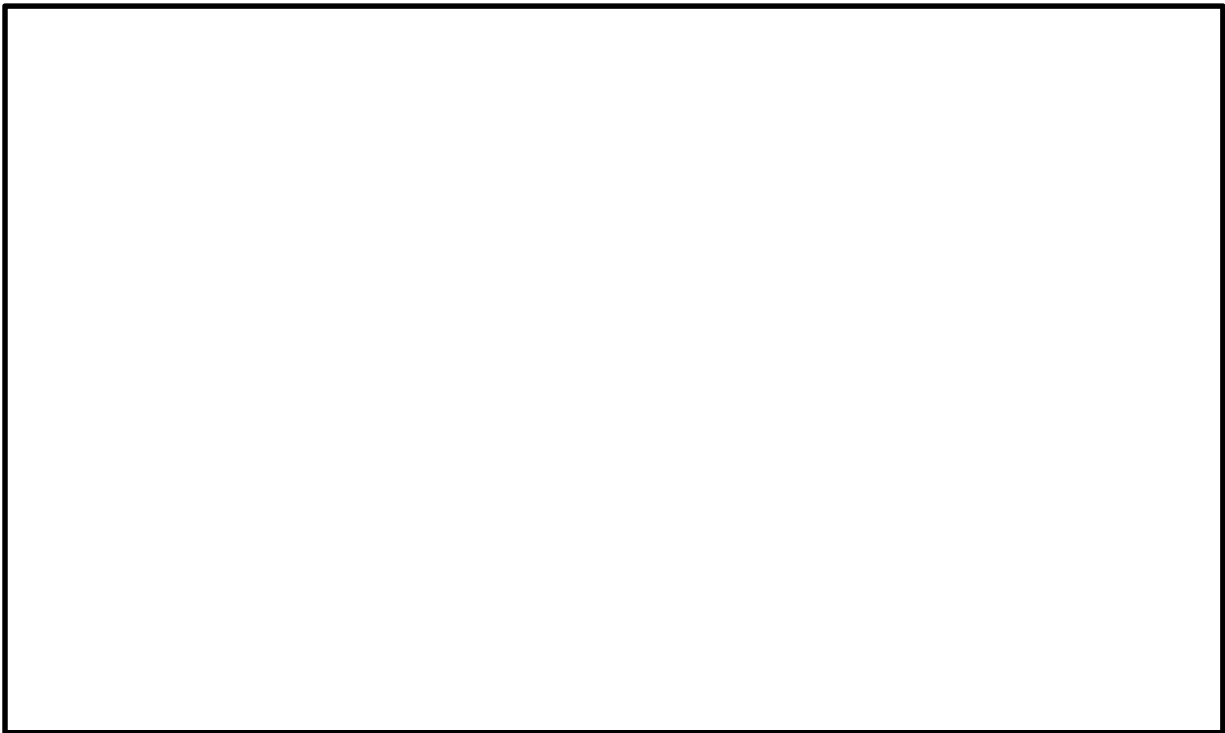


図 3.5-2 詳細構造図

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は、基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させたはり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

(a) リブプレート

リブプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板側と貯留堰の鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については、照査結果が厳しくなる部材として、リブプレート幅の小さい貯留堰の鋼管矢板側に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-3 に示す。

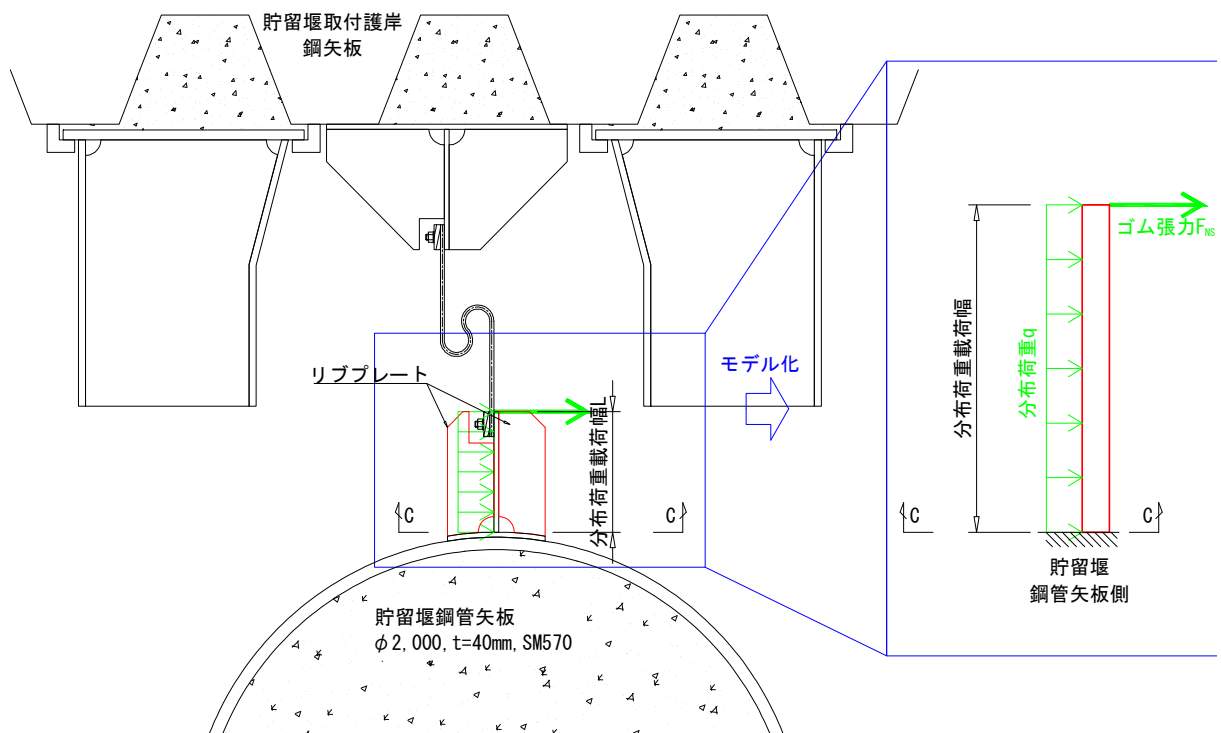


図 3.5-3 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）

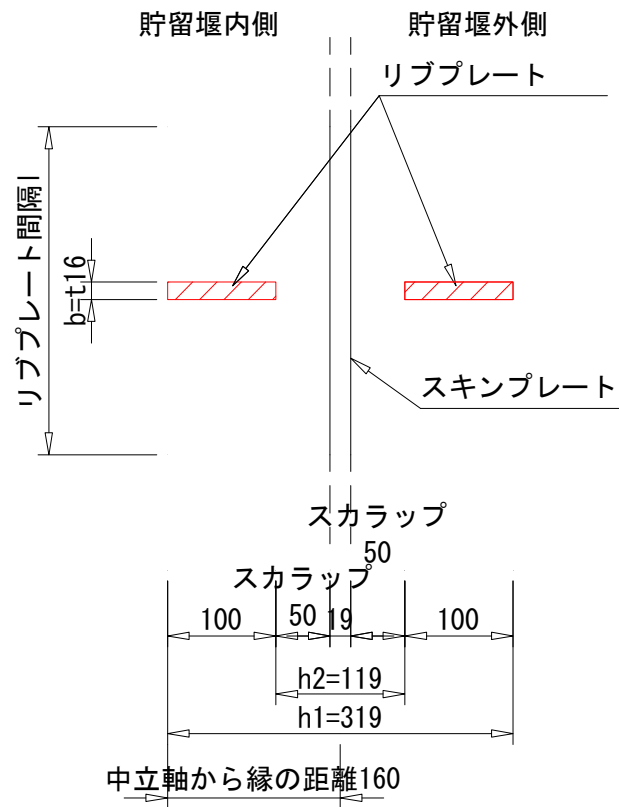


図 3.5-4 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{NS} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレートスパン (m)

F_{NS} : 止水ゴム引張力 (kN/m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

b : 板厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) ベースプレート

ベースプレート全域は、完全溶込み溶接を用いて取付けられたリブプレートによって補強されている。リブプレートの照査を行い、リブプレートが荷重に対し十分な耐力を有していることを確認することで、ベースプレートの発生応力が許容限界を超えないものと考えられる。したがって、リブプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認のうえ、ベースプレートの照査は省略する。

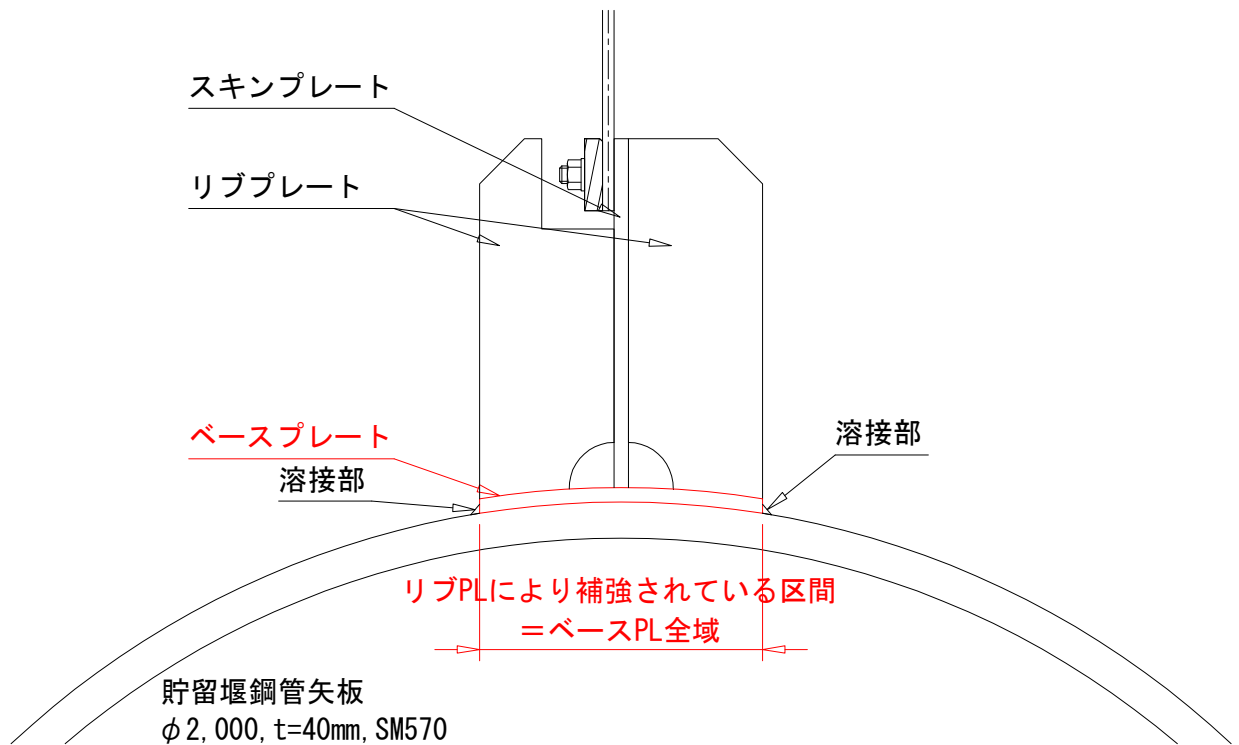


図 3.5-5 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

(c) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板もしくは貯留堰の鋼管矢板に溶接する。ベースプレートと鋼矢板及びベースプレートと鋼管矢板の溶接部のうち、照査結果が厳しくなる溶接部として、図 3.5-6 に示すとおり溶接箇所間隔 W が小さく、発生断面力が大きくなる貯留堰鋼管矢板側の溶接部に対して照査を行う。ここで、溶接部の許容応力度は母材の許容応力度のうち、低い方（SM400）の許容応力度となる。

イ. モデル化

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-6 に示す。

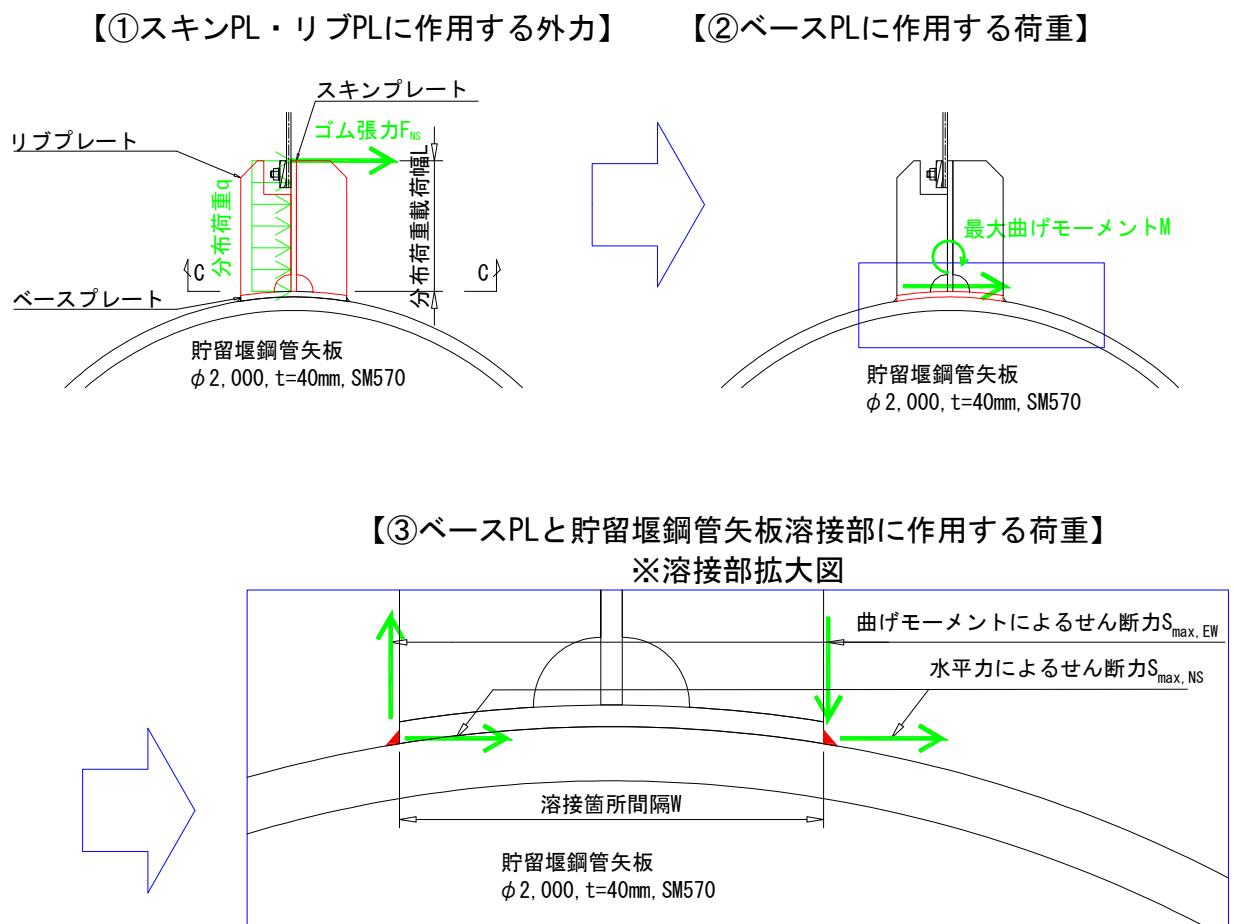


図 3.5-6 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部）

ロ. 断面照査方法

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{NS} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに、

$S_{max,NS}$: 水平力による NS 方向のせん断力 (kN)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

h : 単位高さ (m)

F_{NS} : 止水ゴム引張力 (kN/m)

$S_{max,EW}$: 曲げモーメントによる EW 方向のせん断力 (kN)

W : 溶接箇所間隔 (m)

M : 曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

a : のど厚 (m)

b : 脚長 (m)

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数
 - リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)
 - 溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

- τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)
- τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

a. 構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の照査対象部材は、以下のとおりとする。

- ・スキンプレートとリブプレート
- ・ベースプレート
- ・ベースプレート固定鋼材
- ・ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸矢板の溶接部（現場隅肉溶接）

なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。そのため、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

防護材及び防護材取付部鋼材に関する使用材料を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-6 使用材料（防護材及び防護材取付部鋼材）

諸元		
防護材及び 防護材取付部鋼材	スキンプレート	t22 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t12 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t32 mm ^{*1} (SM570)
	ベースプレート固定鋼材	t40 mm ^{*1} (SM490)

注記 *1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。

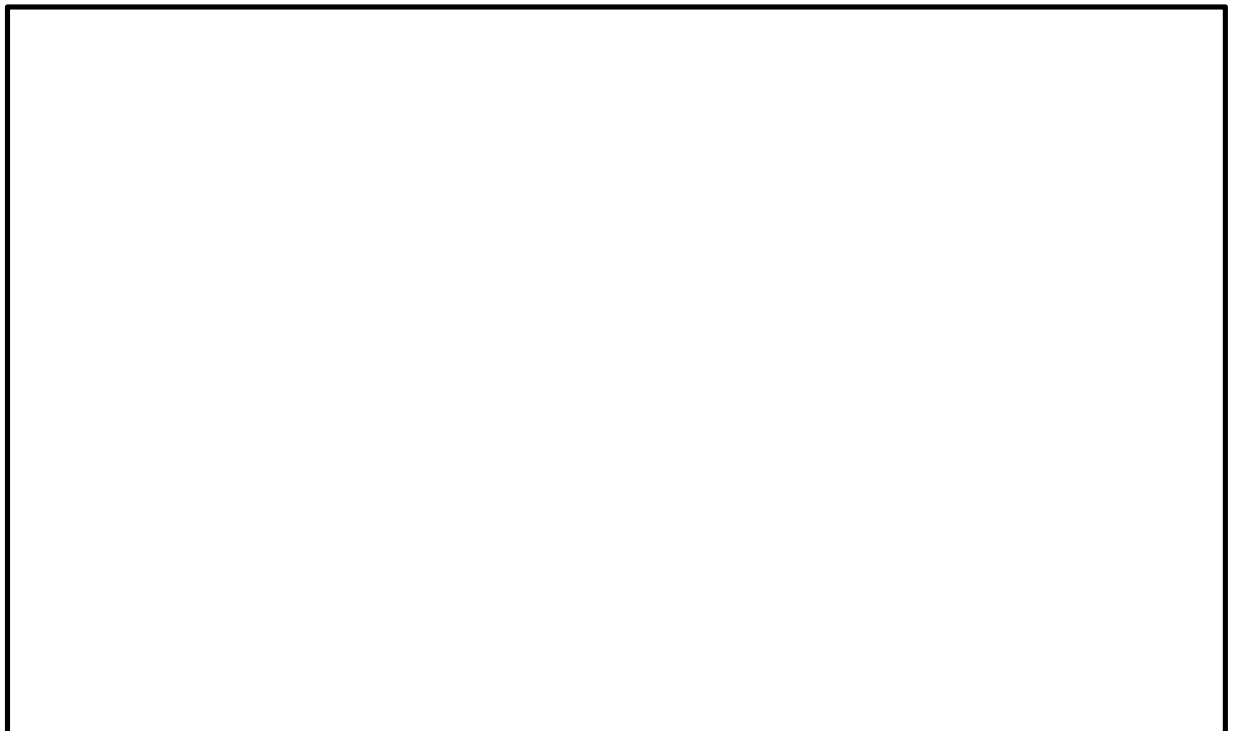


図 3.5-7 詳細構造図（再掲）

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は，基準津波による津波荷重及び衝突荷重を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

c. 部材ごとの解析方法

(a) スキンプレート及びリブプレート

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-8 に示す。

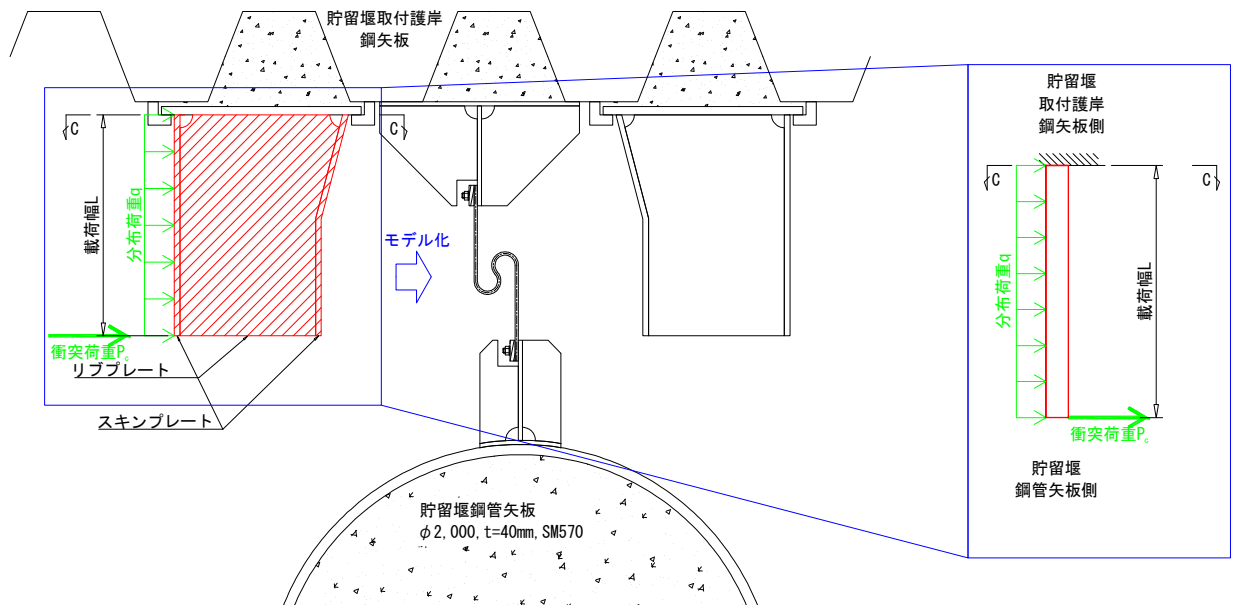


図 3.5-8 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

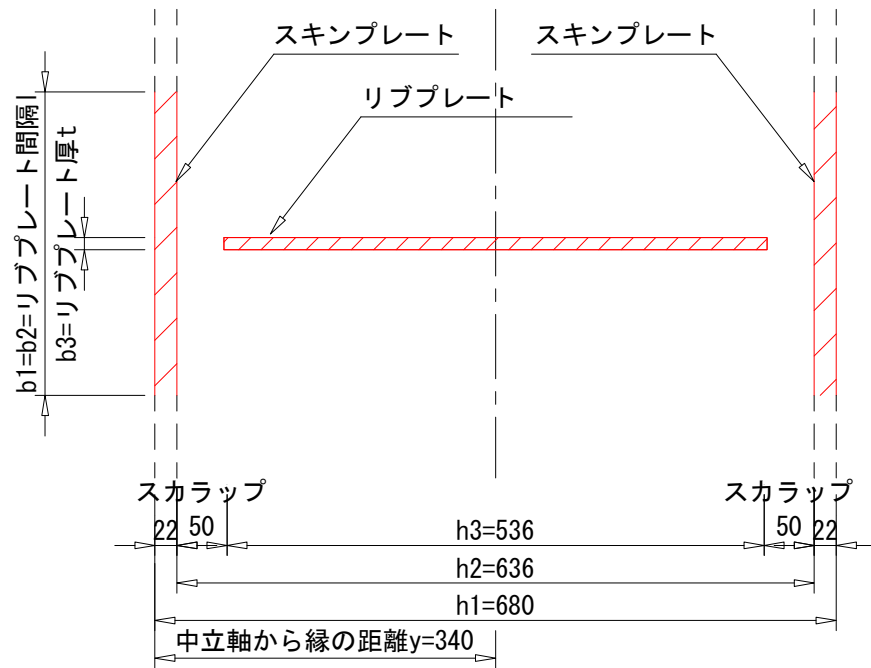


図 3.5-9 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

ロ. 断面照査方法

スキンプレート及びリブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + P_c \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + P_c \times l$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3 - b_2 \times h_2^3 + b_3 \times h_3^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b_1 \times h_1 - b_2 \times h_2 + b_3 \times h_3$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレートスパン (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

b_1 : リブプレート間隔 (m)

b_2 : リブプレート間隔 (m)

b_3 : リブプレート厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

h_3 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

A : 断面積 (m²)

(b) ベースプレート

ベースプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-10 に示す。

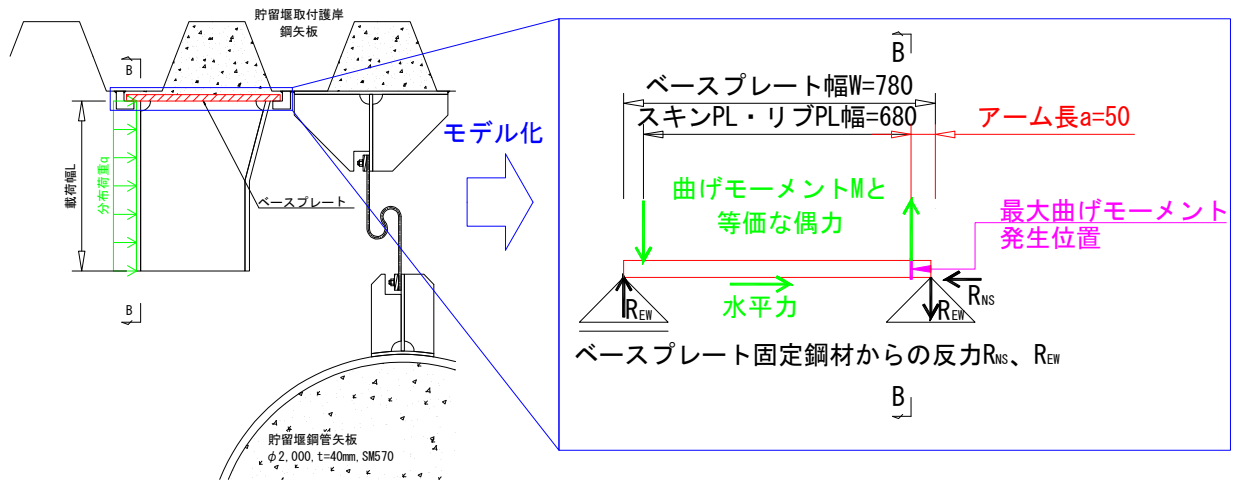


図 3.5-10 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

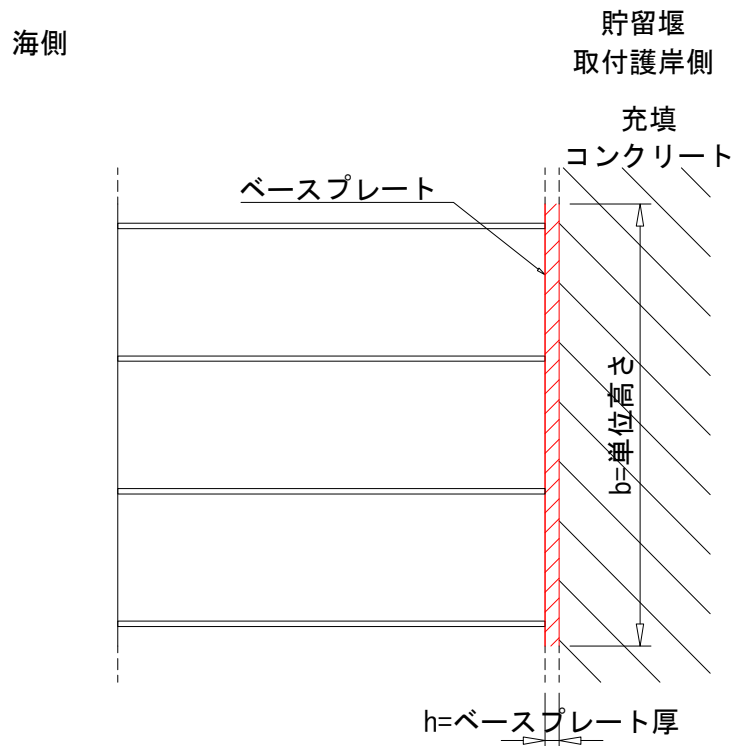


図 3.5-11 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

ロ. 断面照査方法

ベースプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = R_{EW} \times a$$

$$R_{EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max} = R_{NS}$$

$$R_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max} = R_{EW}$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

R_{EW} : ベースプレート固定鋼材からの EW 方向反力 (kN)

a : アーム長 (m)

M : スキンプレート・リブプレートより受ける曲げモーメント (kN・m)

W : ベースプレート幅 (m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

b : 単位高さ (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

N_{max} : 最大発生軸力 (kN)

R_{NS} : ベースプレート固定鋼材からの NS 方向反力 (kN)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

Z : 断面係数 (m³)

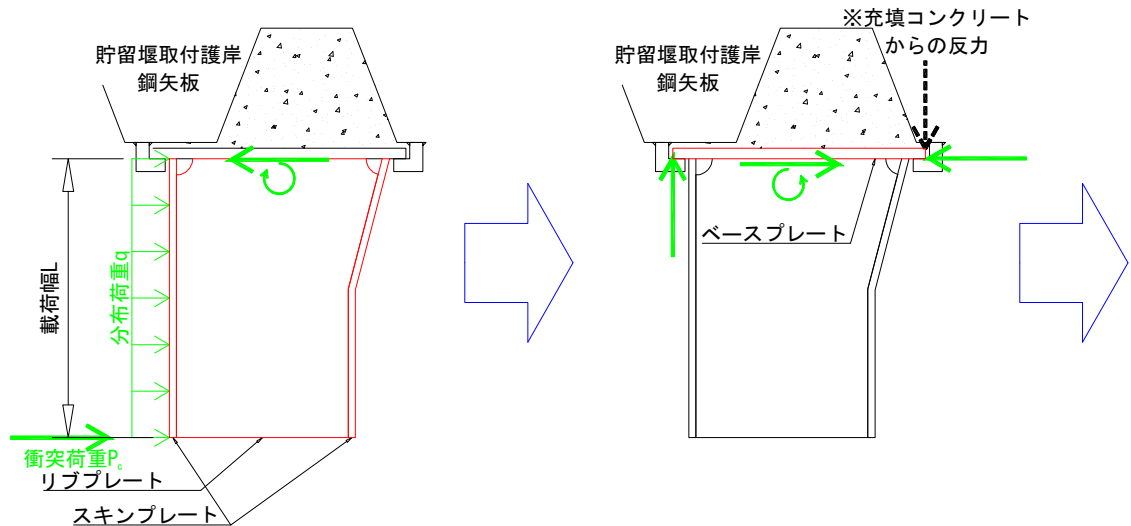
h : ベースプレート厚 (m)

A : 断面積 (m²)

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重に対し照査を行う。

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-12 に示す。

【②ベースPLに作用する荷重】



【③ベースPL固定鋼材に作用する荷重】

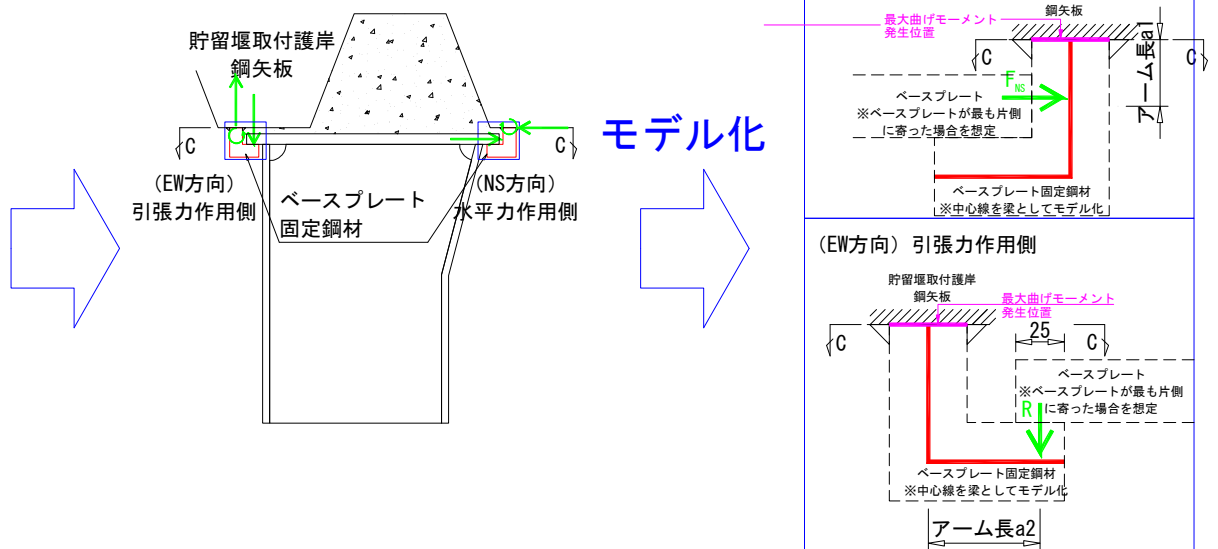


図 3.5-12 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）

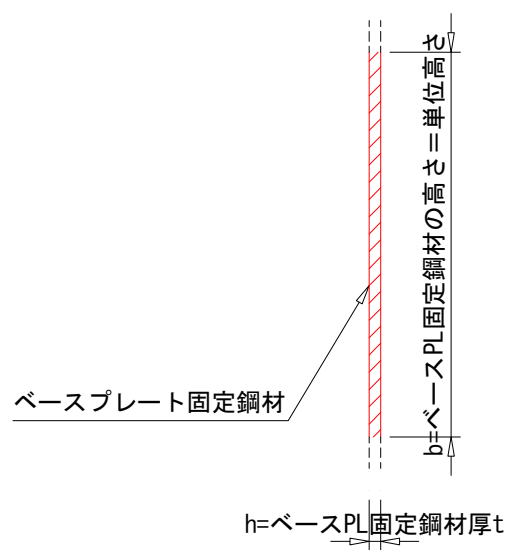


図 3. 5-13 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

$M_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の
最大発生曲げモーメント（kN・m）

F_{NS} : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）に作用する
NS 方向の荷重（kN）

a_1 : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）のアーム長（m）

q : 分布荷重（kN/m²）

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

b : 単位高さ（m）

P_c : 衝突力（kN/m）

$S_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

$M_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生曲げモーメント（kN・m）

R : ベースプレートからのベースプレート固定鋼材に作用する
NS 方向反力（kN）

a_2 : ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）のアーム長（m）

M : スキンプレート・リブプレートよりベースプレートが受ける
曲げモーメント（kN・m）

W : ベースプレート幅（m）

$N_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大軸力（kN）

$S_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

Z : 断面係数（ m^3 ）

h : ベースプレート固定鋼材厚（m）

A : 断面積（ m^2 ）

(d) ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重とモデル化の考えを図 3.5-14 に示す。

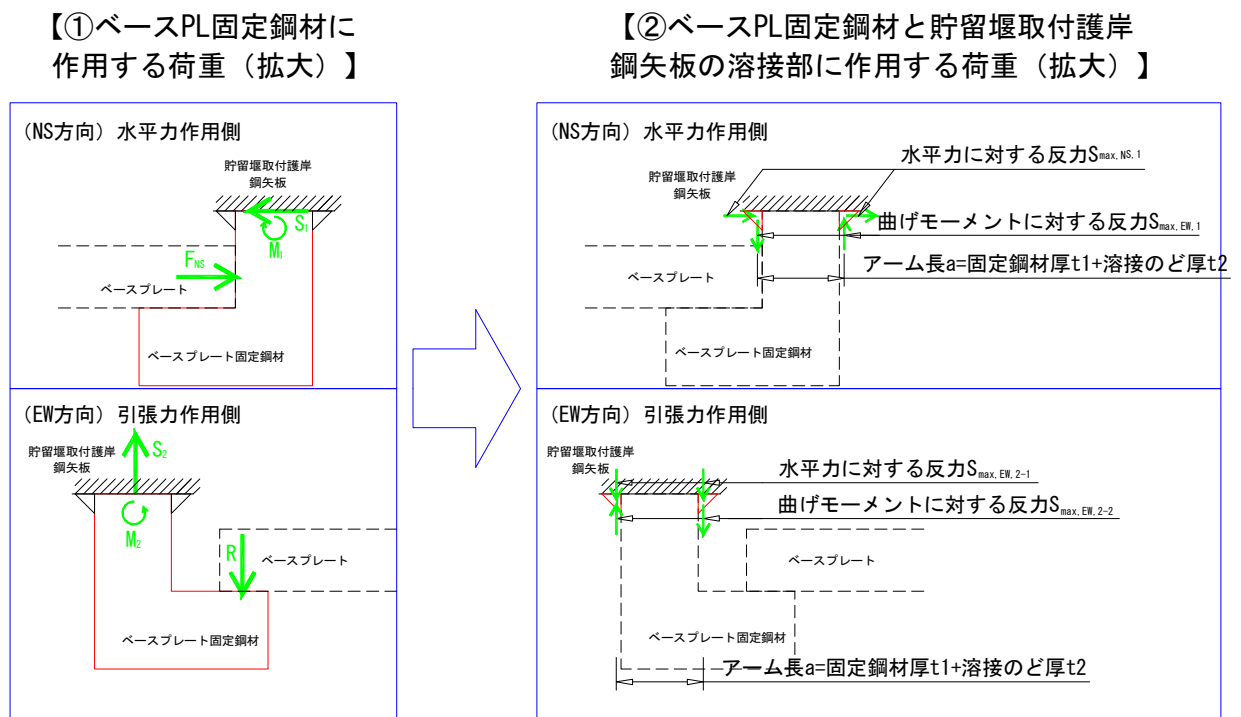


図 3.5-14 照査モデル図

(止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部)

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,EW,1} = \frac{M_1}{a}$$

$$a = t_1 + t_2$$

$$t_2 = \sqrt{b}$$

$$S_{max,NS,1} = \frac{S_1}{2}$$

$$S_{max,EW,2} = S_{max,EW,2-1} + S_{max,EW,2-2}$$

$$S_{max,EW,2-1} = \frac{R}{2}$$

$$S_{max,EW,2-2} = \frac{M_2}{a}$$

$$A = h \times t_2$$

ここに、

$S_{max,EW,1}$: 水平力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

M_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

a : アーム長 (m)

t_1 : ベースプレート固定鋼材厚 (m)

t_2 : 溶接部ののど厚 (m)

b : 溶接部の脚長 (m)

$S_{max,NS,1}$: 水平力作用側溶接部の NS 方向発生せん断力 (kN)

S_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2}$: 引張力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2-1}$: 引張力作用側溶接部の引張力による
EW 方向発生せん断力 (kN)

R : ベースプレートからベースプレート固定鋼材が
受ける反力 (kN)

$S_{max,EW,2-2}$: 水平力作用側溶接部の曲げモーメントによる
EW 方向発生せん断力 (kN)

M_2 : ベースプレート固定鋼材 (引張力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

b : 単位高さ (m)

d. 評価方法

防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

スキンプレートとリブプレートについては「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を参照し，せん断応力を算出する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

※スキンプレートとリブプレートの場合は腹板（リブプレート）の面積のみ有効とする。

- κ : せん断応力の分布係数

スキンプレートとリブプレートの場合 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる津波時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元静的フレーム解析で算出した津波時の最大相対変位を加えたものとする。

津波時の構造物間の相対変位算出方法のフローを図 3.5-15 に示す。

なお、地震時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」において実施するものとする。

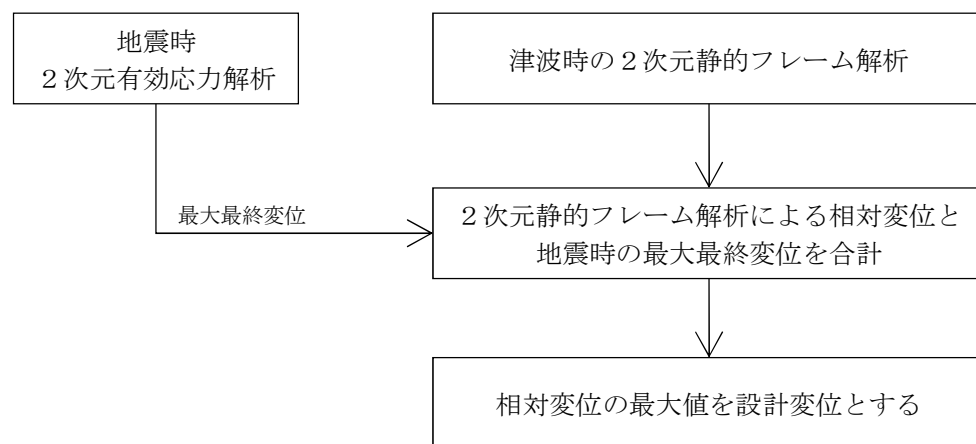


図 3.5-15 相対変位算出方法のフロー（津波時）

b. 評価方法

止水ゴムの変位量は3方向の合成距離として以下のとおり算定し、その変位量が許容限界以下であることを確認する。なお、貯留堰のX方向（護岸法線平行方向）の変位量は、負方向（貯留堰外側方向）よりも正方向（貯留堰内側方向）が大きいため、あらかじめ負方向側（貯留堰外側）へのオフセット距離を考慮した設置位置とする。

変位方向の定義を図 3.5-16 に、各変位及び距離の定義を図 3.5-17 にそれぞれ示す。

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta x = \delta x(-) + Lx$$

$$\delta y = \delta y(-) + Ly$$

$$Ly = \delta y(+) + W$$

$$\delta z = \delta z(+)$$

ここに、

δ : 止水ゴムの設計変位 (cm)

δx : X 方向（護岸法線平行方向）の変位 (cm)

δy : Y 方向（護岸法線直角方向）の変位 (cm)

δz : Z 方向（鉛直方向）の変位 (cm)

$\delta x(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板の絶対変位（取付護岸の変位=0） (cm) ,

+ 方向＝貯留堰内側方向, - 方向＝貯留堰外側方向

$\delta y(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm) ,

+ 方向＝取付護岸が近づく方向, - 方向＝取付護岸が離れる方向

$\delta z(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm) ,

+ 方向＝取付護岸の沈下方向, - 方向＝取付護岸の上昇方向

Lx : X 方向（護岸法線平行方向）のオフセット距離 (cm)

Ly : Y 方向（護岸法線直角方向）の初期離隔距離 (cm)

W : 変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度 (cm)

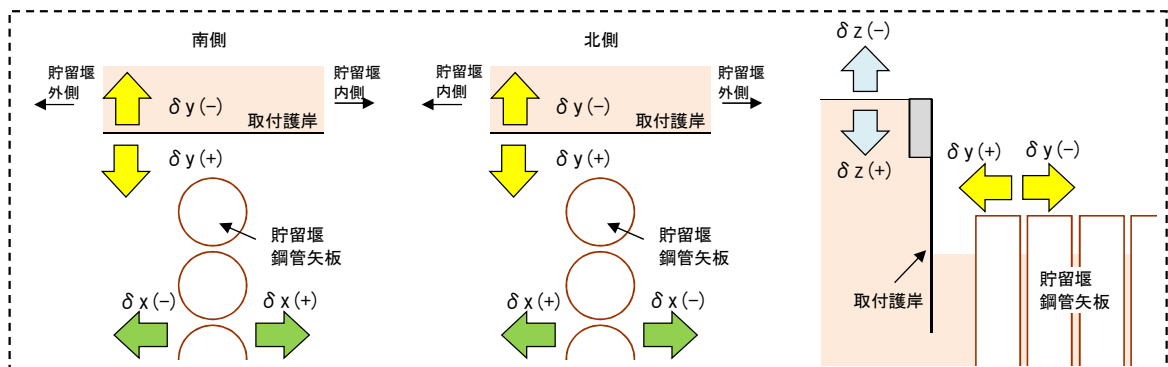


図 3.5-16 変位方向の定義

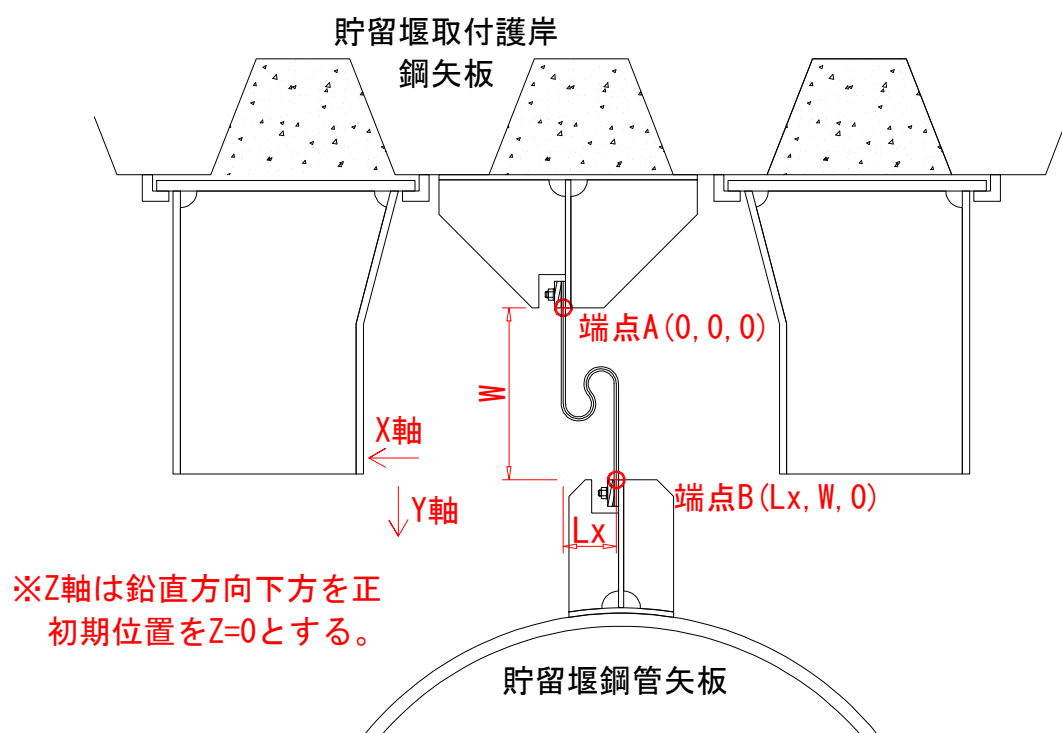


図 3.5-17 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)

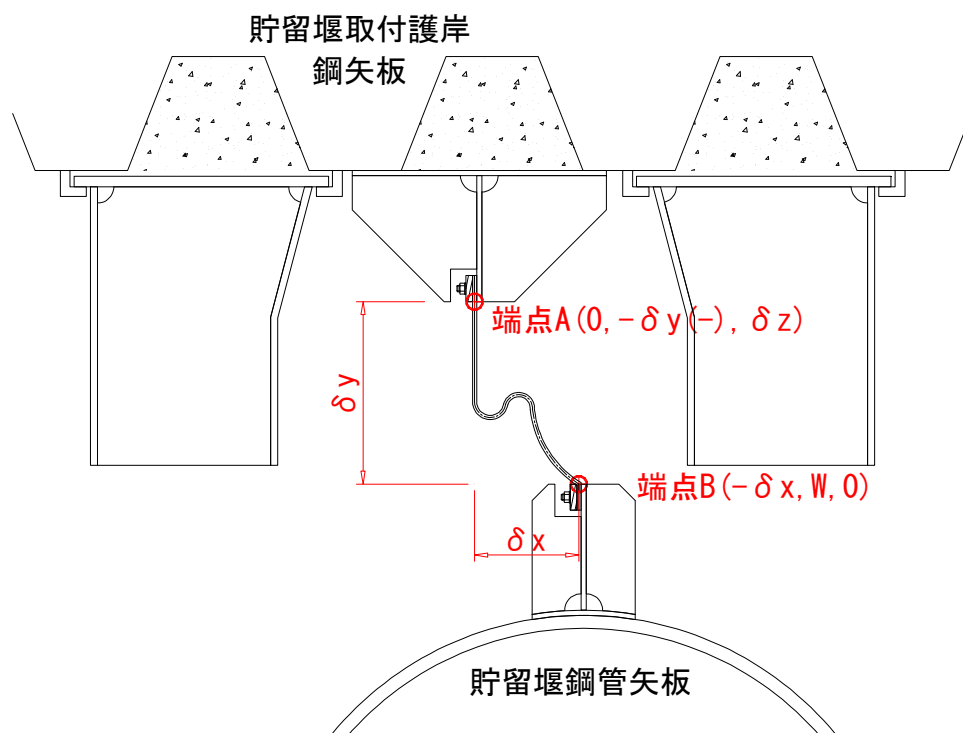


図 3.5-17 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)

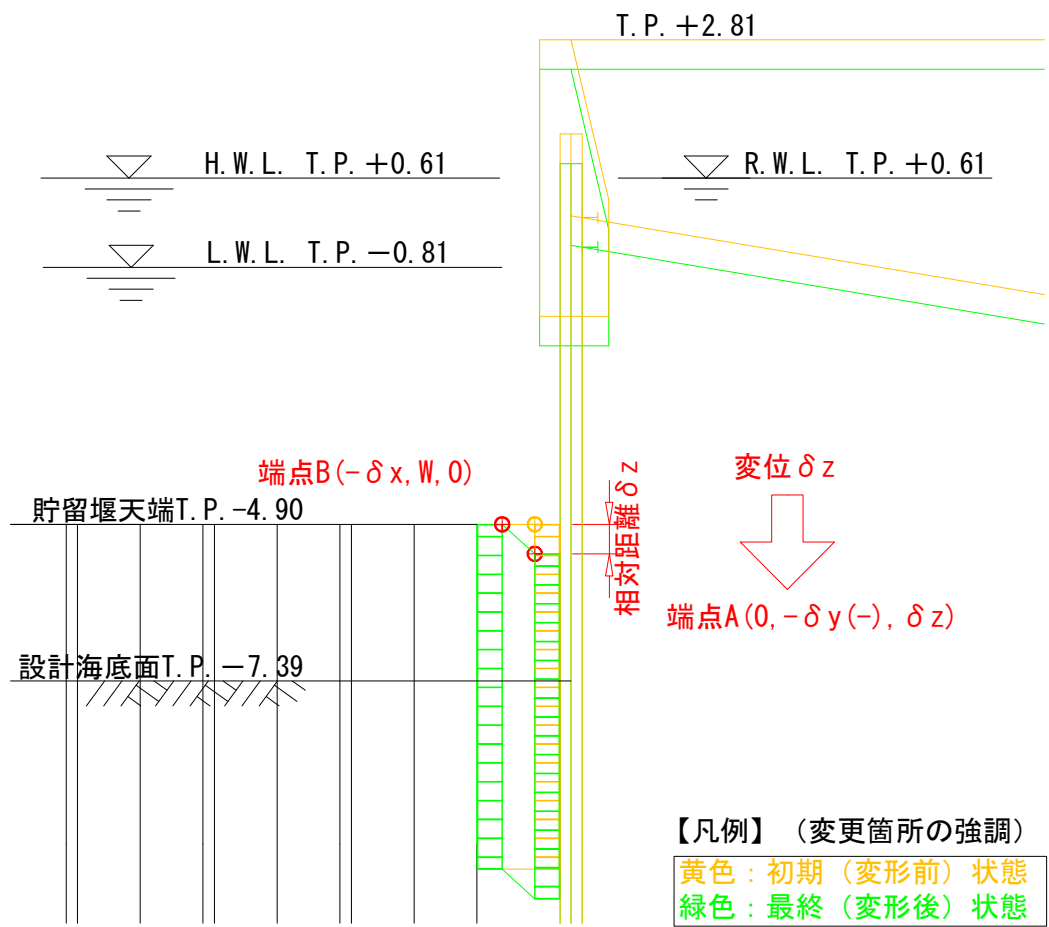


図 3.5-17 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した２次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。２次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する１次元有効応力解析より設定する。

２次元静的フレーム解析については、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を、１次元有効応力解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、それぞれ、V-5-41「計算機プログラム（解析コード）の概要」及びV-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様とする。

なお、重畳時の地盤ばねの設定は、表 3.5-7 に示す解析ケースにおいて、 S_d 波による1次元有効応力解析を実施し、地表面加速度最大時刻、地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し、表 3.5-8 に示す3ケースを考慮する。

表 3.5-7 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース（重畳時）

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S_d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

表 3.5-8 地盤ばねケース（重畳時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による 1 次元有効応答解析から せん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定		

c. 1次元有効応力解析

(a) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(b) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様とする。

(c) 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.5-18に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-19にそれぞれ示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

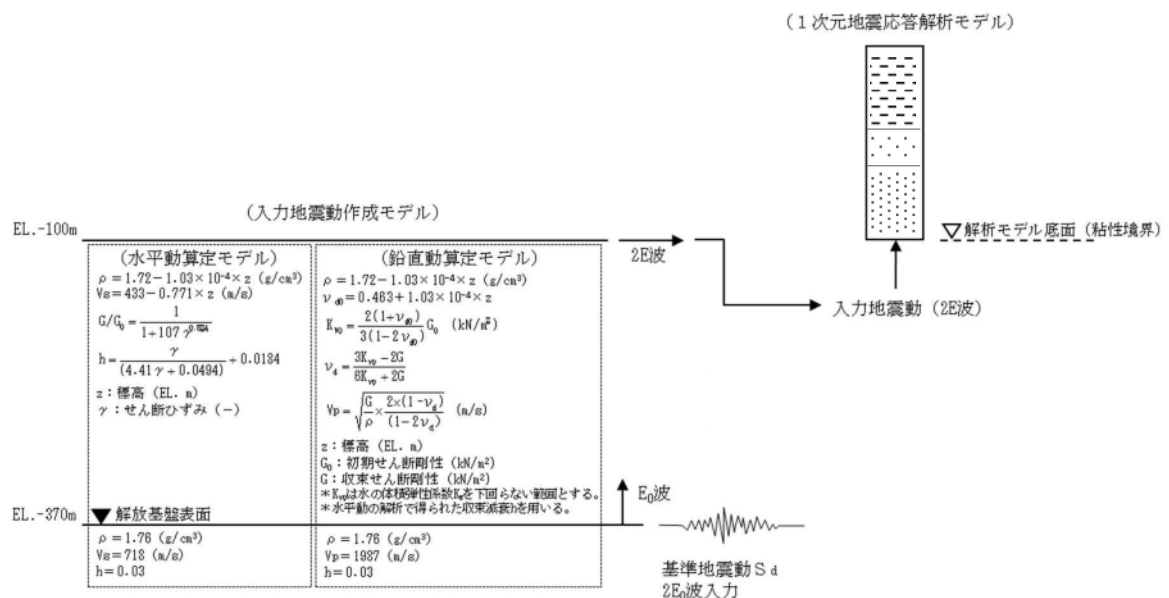
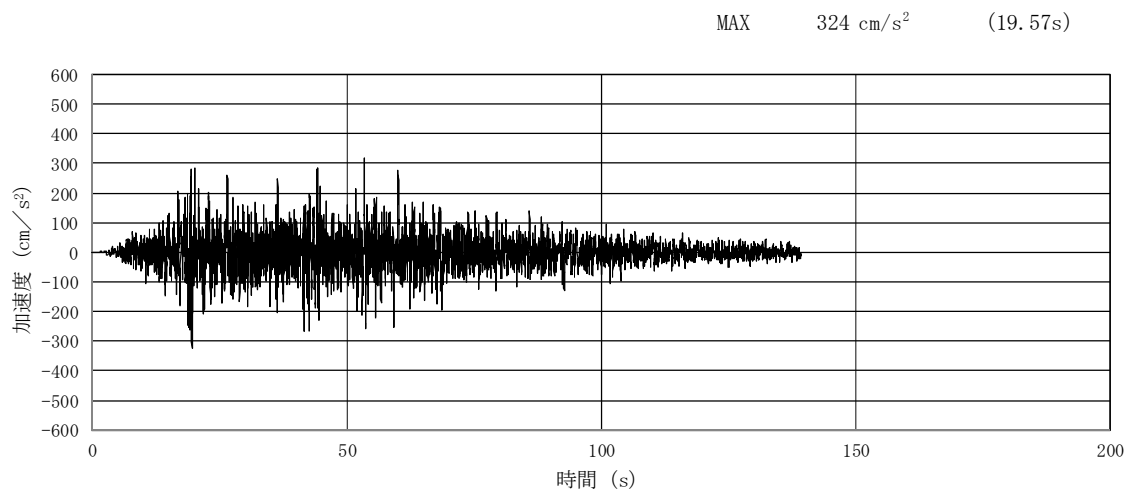
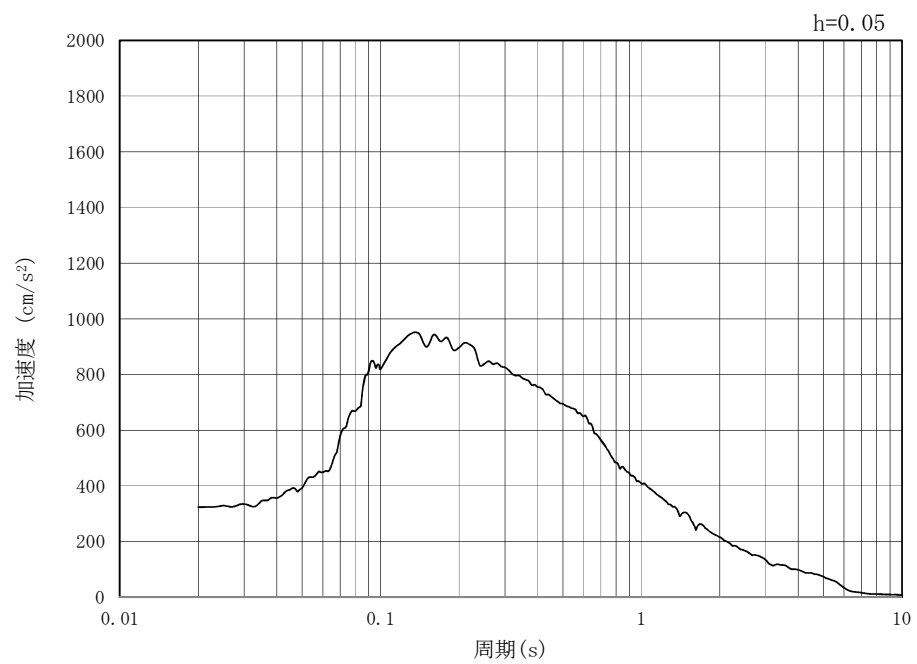


図 3.5-18 入力地震動算定の概念図

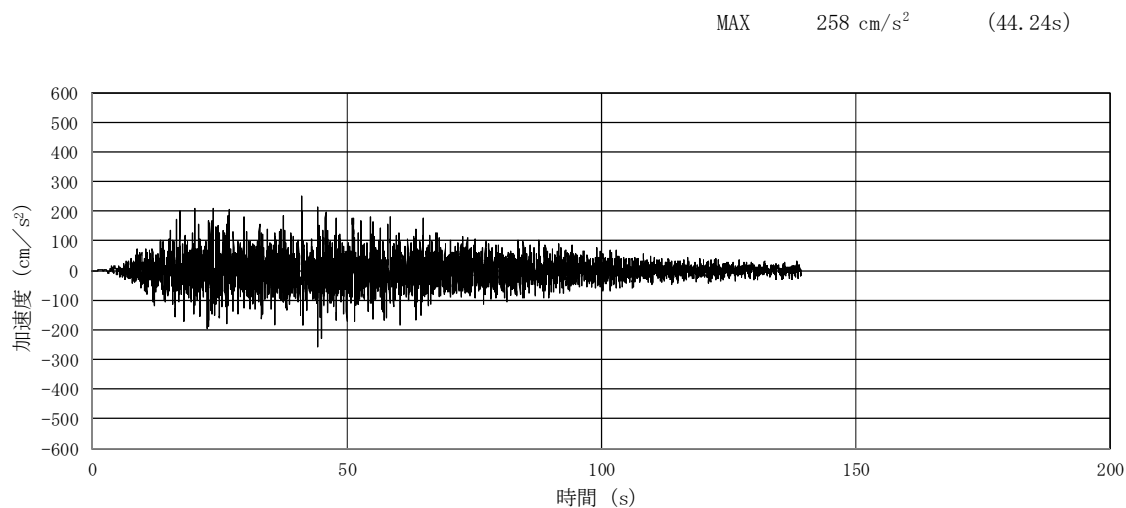


(a) 加速度時刻歴波形

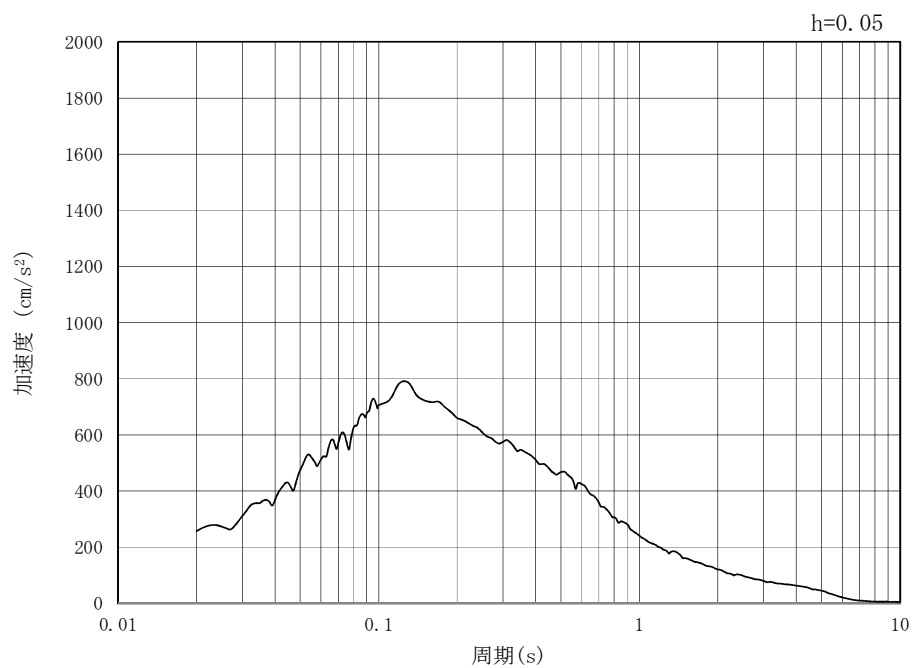


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19 (1) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-19 (2) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_d-D1)

(d) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。

図 3.5-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-9 に固有値解析結果を示す。

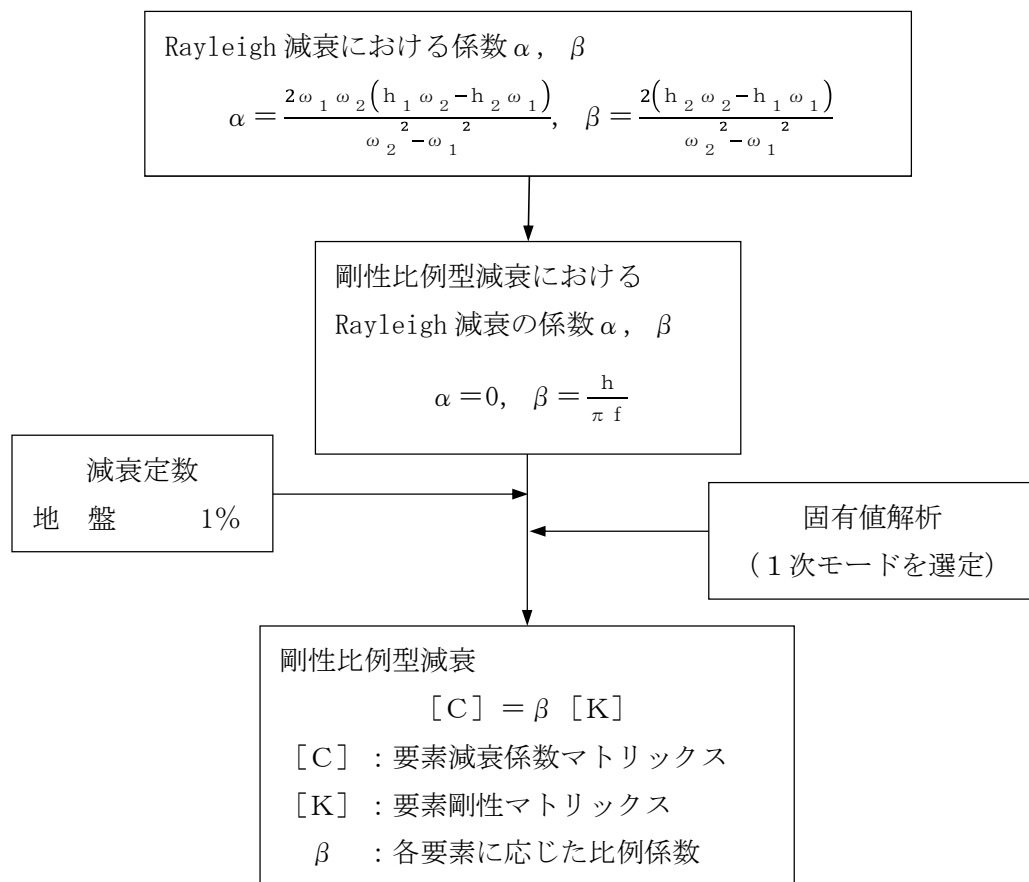


図 3.5-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-9 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.056	10.40	1 次として採用
2	1.980	-5.04	—
3	4.077	2.99	—
4	4.506	0.00	—
5	5.135	1.62	—
6	7.102	1.78	—
7	8.448	-0.82	—
8	10.154	-1.23	—
9	11.935	-0.58	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.683	8.77	1 次として採用
2	1.764	-6.60	—
3	2.584	4.06	—
4	3.731	-1.85	—
5	4.475	0.00	—
6	4.978	1.29	—
7	6.212	-1.73	—
8	6.985	1.58	—
9	8.268	0.66	—

表 3.5-9 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.080	10.65	1 次として採用
2	2.112	-4.54	—
3	4.169	3.08	—
4	4.506	0.00	—
5	5.515	1.40	—
6	7.230	1.77	—
7	9.084	0.85	—
8	10.361	1.14	—
9	12.637	0.80	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.740	9.00	1 次として採用
2	1.848	-6.68	—
3	2.787	3.46	—
4	4.082	-1.75	—
5	4.478	0.00	—
6	5.404	1.46	—
7	6.562	-1.87	—
8	7.511	1.13	—
9	9.040	-0.63	—

表 3.5-9 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.020	10.02	1 次として採用
2	1.846	-5.72	—
3	3.923	2.70	—
4	4.506	0.00	—
5	4.773	2.11	—
6	6.894	1.60	—
7	7.788	-1.15	—
8	9.931	1.17	—
9	10.952	-0.68	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.620	8.53	1 次として採用
2	1.659	-6.28	—
3	2.390	4.80	—
4	3.361	-2.11	—
5	4.473	0.00	—
6	4.493	-1.19	—
7	5.726	-1.28	—
8	6.570	2.00	—
9	7.464	0.91	—

表 3.5-9 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.053	10.39	1 次として採用
2	1.973	-5.07	—
3	4.068	2.97	—
4	4.504	0.00	—
5	5.107	1.65	—
6	7.088	1.77	—
7	8.375	-0.84	—
8	10.129	-1.22	—
9	11.760	-0.56	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.662	8.83	1 次として採用
2	1.732	-6.49	—
3	2.524	4.27	—
4	3.621	-1.88	—
5	4.485	0.00	—
6	4.855	-1.25	—
7	6.074	1.68	—
8	6.848	-1.67	—
9	8.035	0.73	—

(e) 地盤ばね

重畳時の検討では，表 3.5-8 に示すとおり，1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3），地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻での割線せん断剛性 G_s を用いて，以下の手順で地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$$

$$E_s = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s$$

$$G_s = \tau_m / \gamma$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times (\sigma'_m / \sigma'_{ma})^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \varphi_{CD}} \right|}$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに，

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_s : 割線剛性 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断弾性係数 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線状のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_m : 時刻 t_{\max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)

φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

また、地盤ばねの上限値についても、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻 t_{\max} における地盤の応力及びせん断ひずみ状態に着目し、以下の手順で設定する。

$$\sigma_f = \alpha_p \times \{C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \varphi_{CD})\}$$

$$\tau_f = C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \varphi_{CD}$$

$$p_V = \sigma_f$$

ここに、

σ_f : 水平方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

p_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 割増係数

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5 \times (z/B_E) \leq 3.0$$

z : 設計上の地盤面からの深さ（要素中心） (m)

B_E : 基礎の有効前面幅 (m)

σ'_m : 時刻 t_{\max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)

φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)

d. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

e. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

f. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、慣性力、動水圧、基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させたはり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

a. 構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、慣性力、動水圧及び基準津波による津波荷重を作用させたはり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元静的フレーム解析で算出した重畳時の最大相対変位を加えたものとする。

重畳時の構造物間の相対変位算出方法のフローを図 3.5-21 に示す。

なお、地震時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」において実施するものとする。

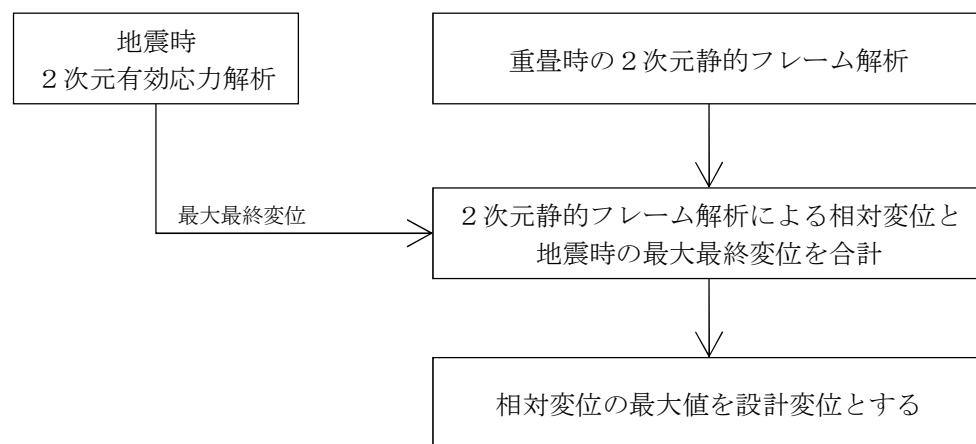


図 3.5-21 相対変位算出方法のフロー（重畳時）

b. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

評価対象部位ごとに津波時の評価結果を示す。

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤ばね1及び地盤ばね2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを断面3～断面4について図4.1-1～図4.1-2に示す。

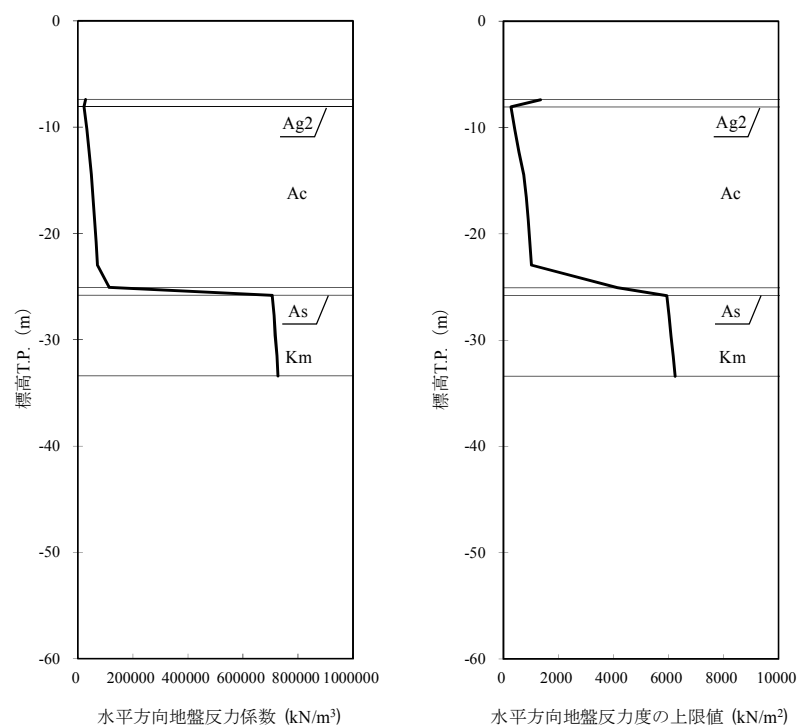


図 4.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 3：地盤ばね 1）

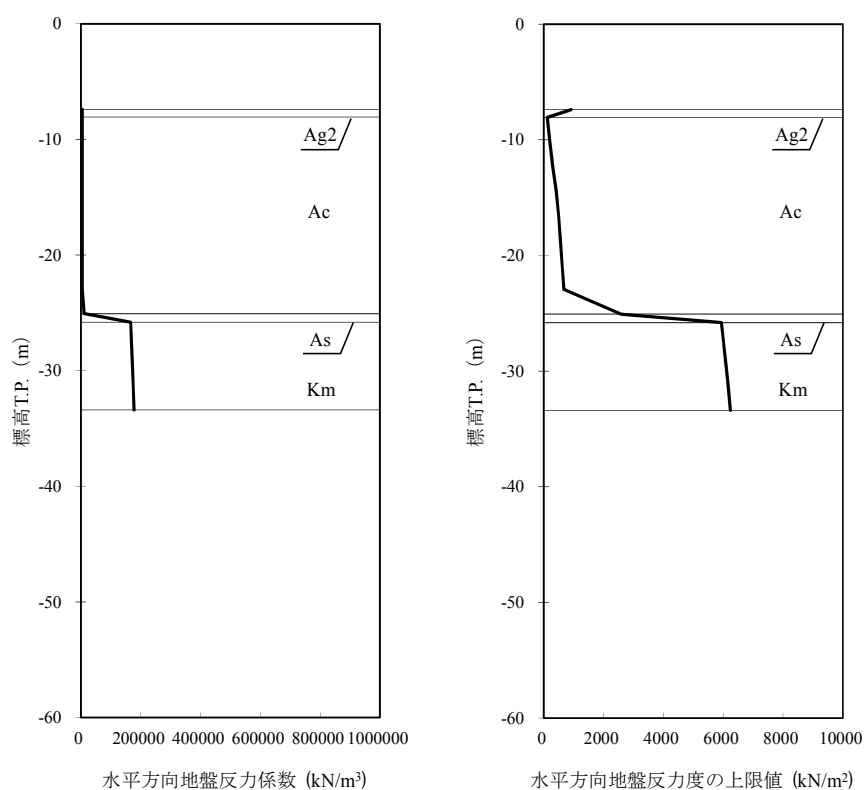


図 4.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 3：地盤ばね 2）

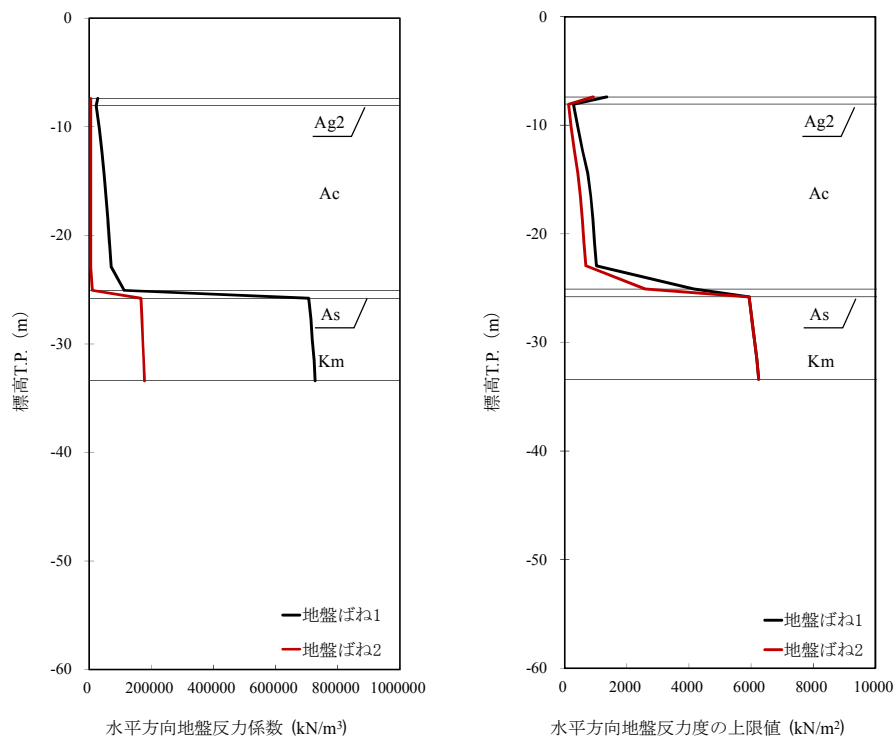


図 4. 1-1 (3) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較 (断面 3)

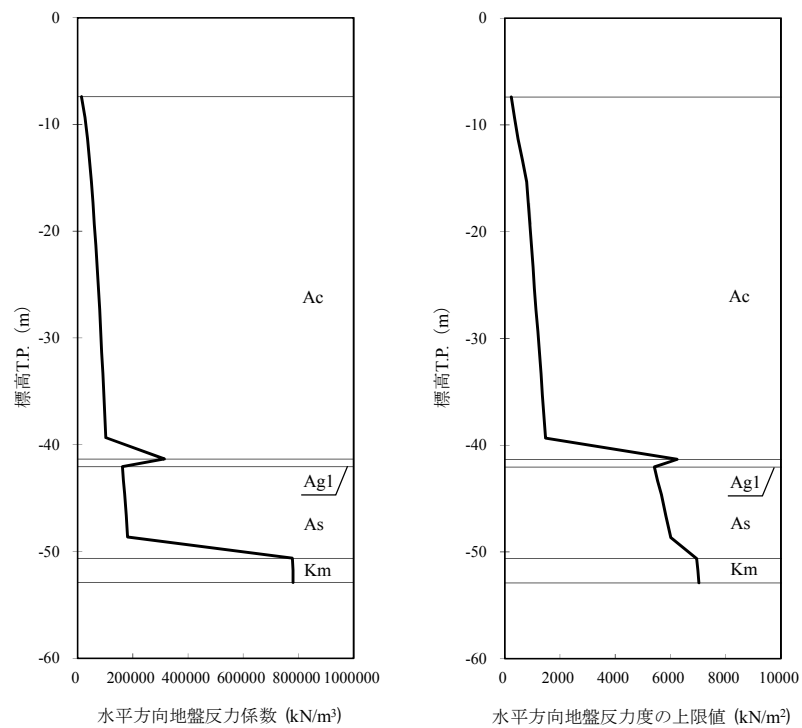


図 4.1-2 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 4：地盤ばね 1）

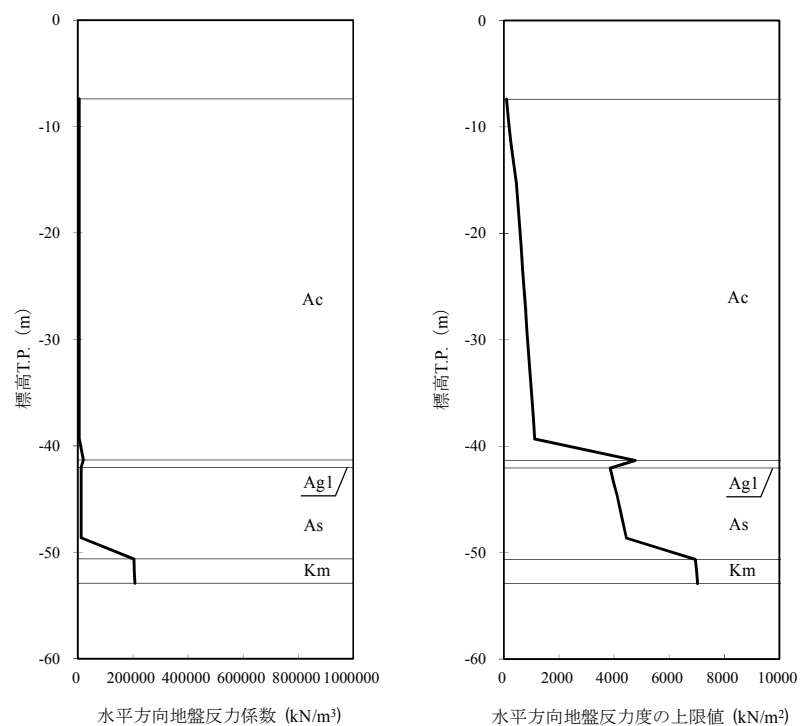


図 4.1-2 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 4：地盤ばね 2）

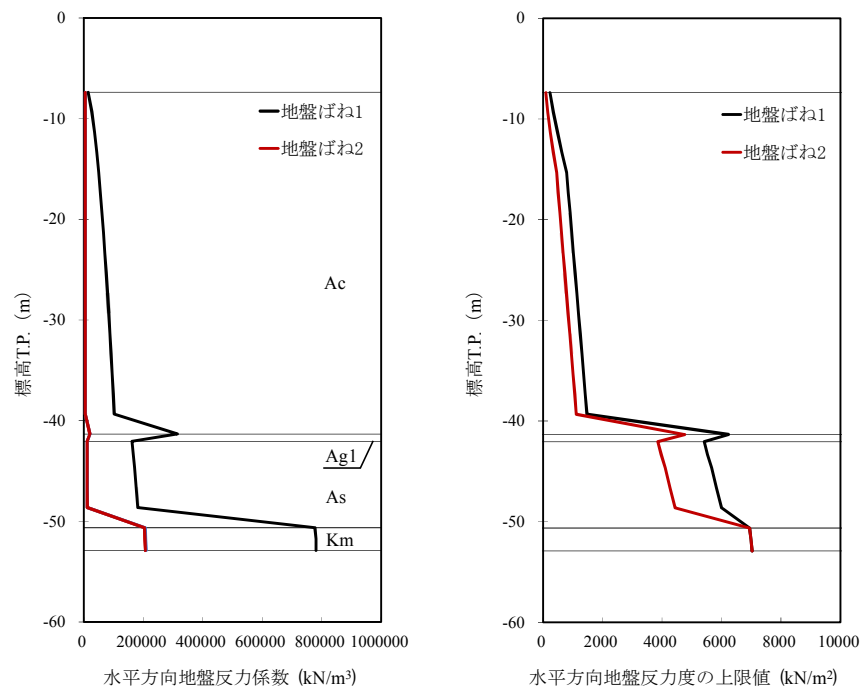


図 4.1-2 (3) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較 (断面 4)

4.1.1 鋼管矢板

津波時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお，貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は，止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては，その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と，その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 4.1-3 及び図 4.1-4 に示す。

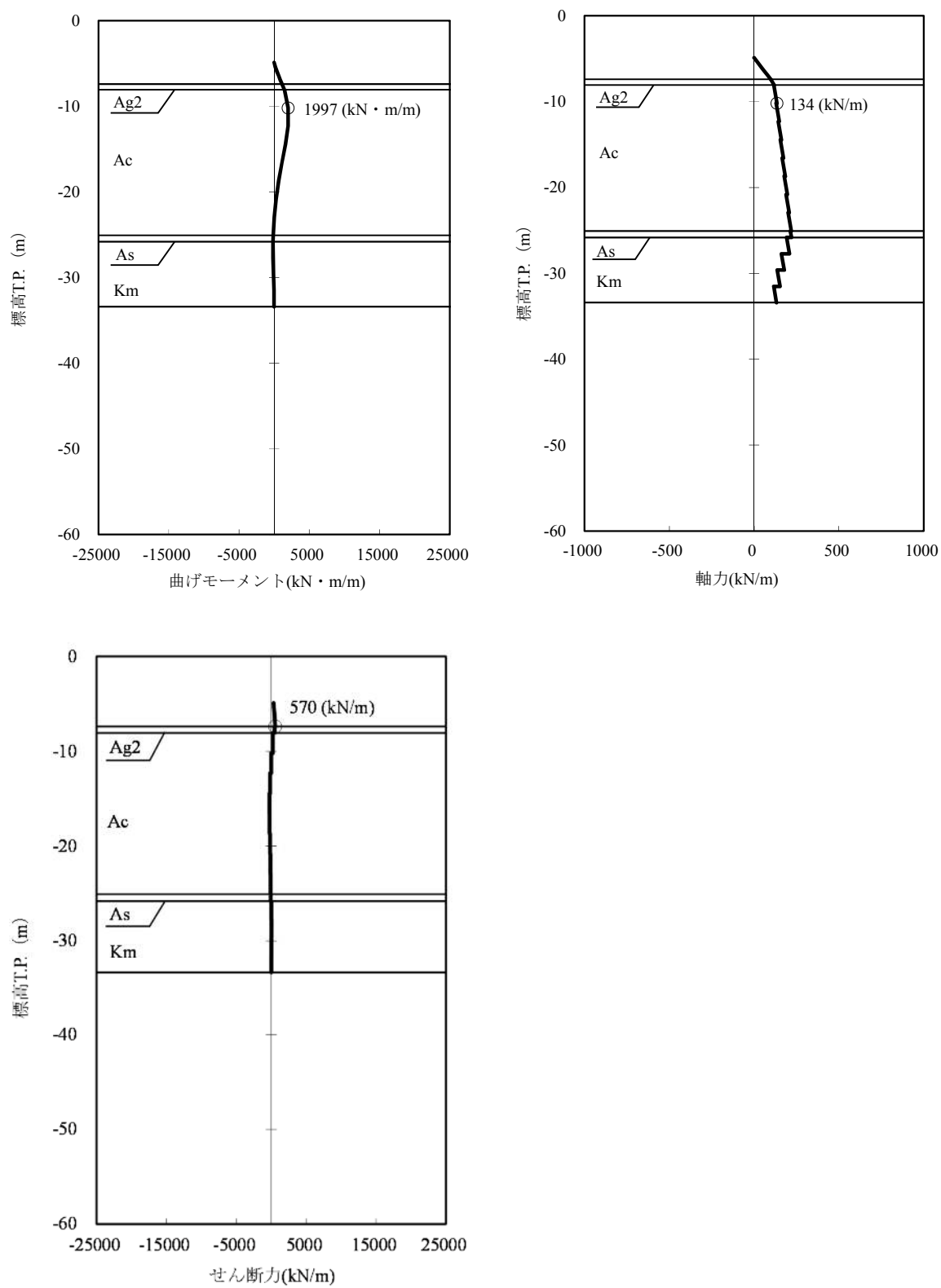


図 4. 1-3 (1) 断面 3 の発生断面力 (津波時、地盤ばね 1)

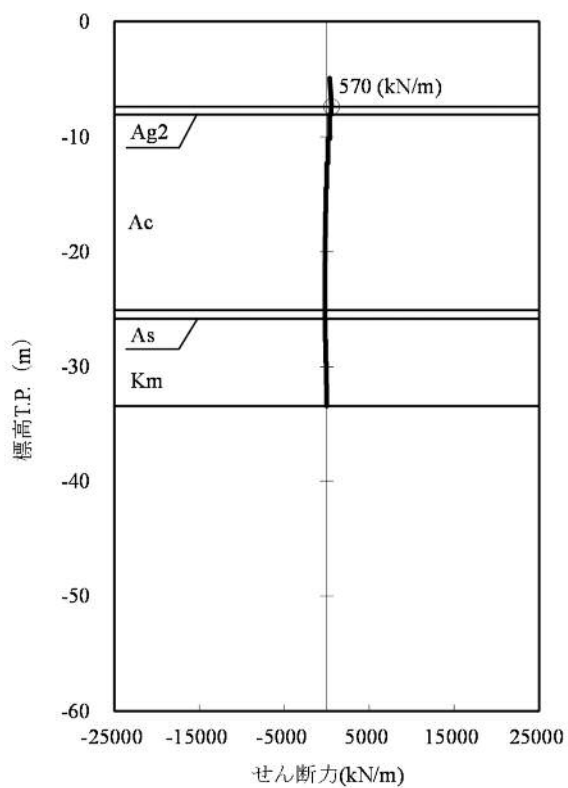
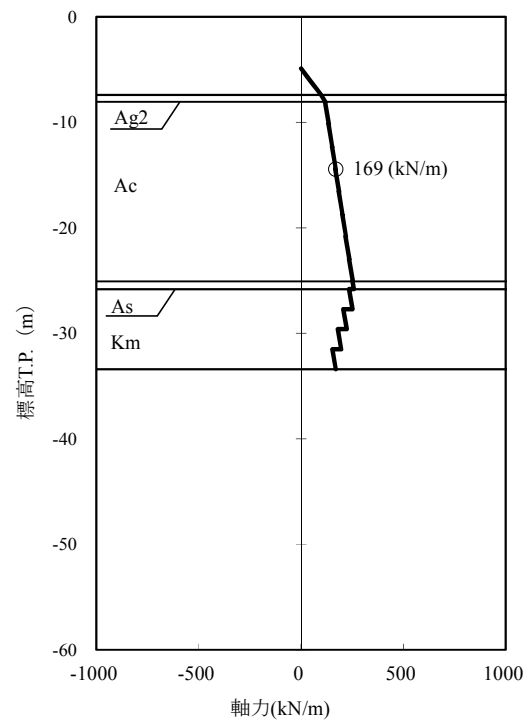
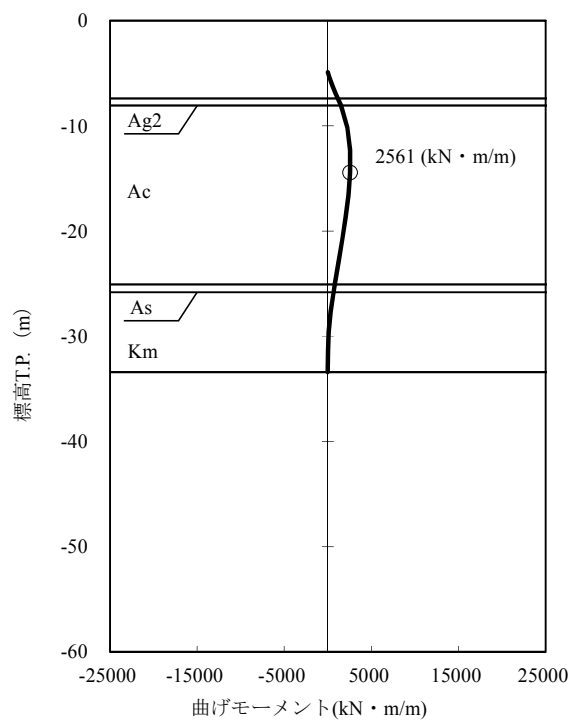


図 4.1-3 (2) 断面 3 の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 2)

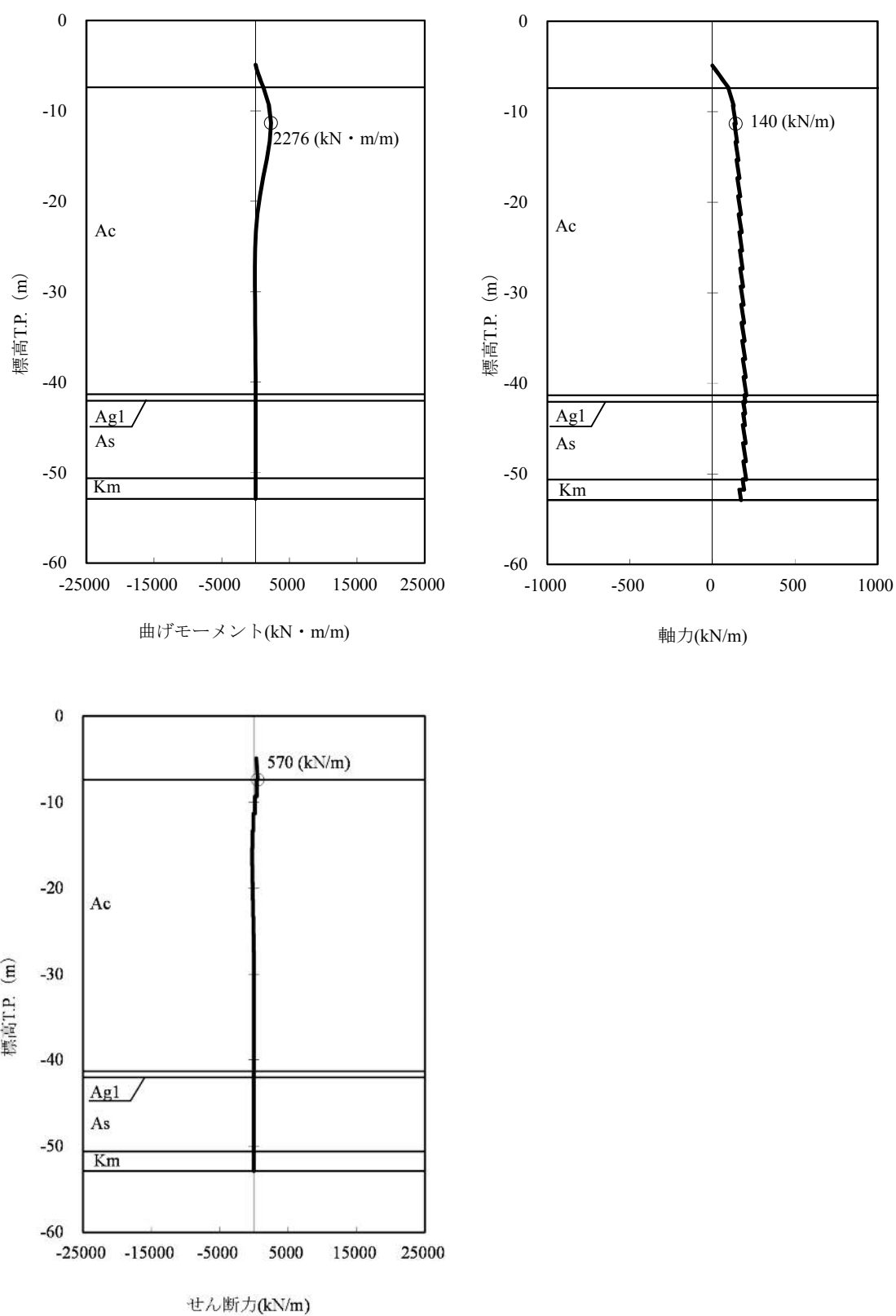


図 4.1-4 (1) 断面 4 の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 1)

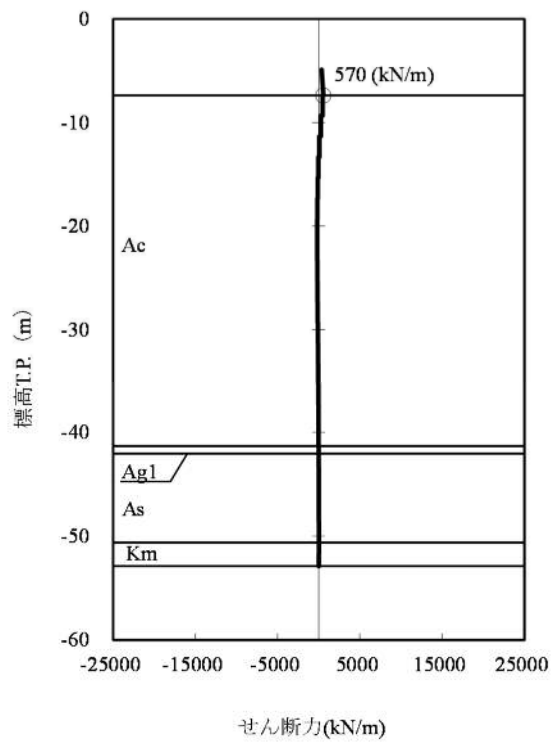
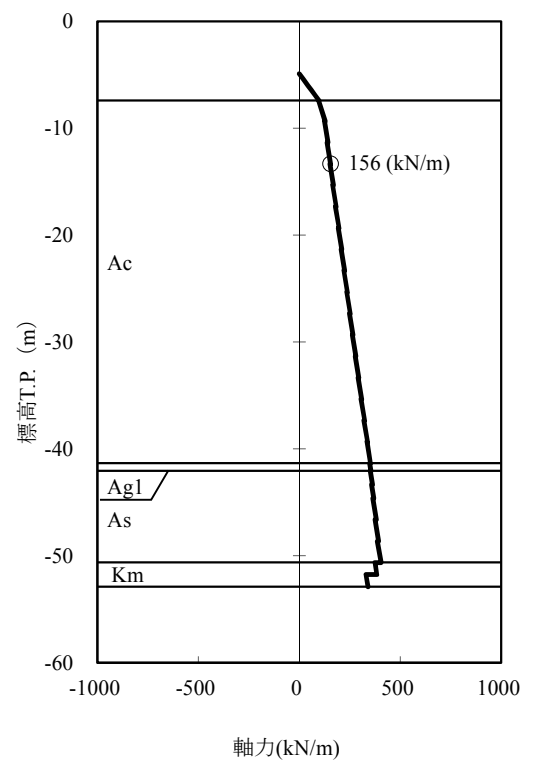
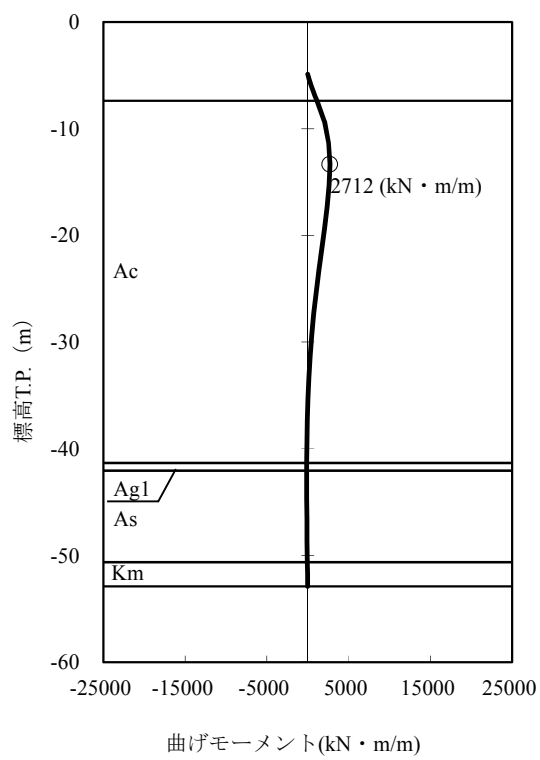


図 4.1-4 (2) 断面 4 の発生断面力（津波時，地盤ばね 2）

(a) 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1-2 に示す。なお、照査に用いた断面積及び断面係数は鋼管矢板延長 1 m あたりの値とする。

表 4.1-1 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-2 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	1997	134	39	382.5	0.10
地盤ばね 2	2561	169	50	382.5	0.13

表 4.1-2 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	2276	140	44	382.5	0.12
地盤ばね 2	2712	156	53	382.5	0.14

(b) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 4.1-3 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査の結果、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-3 (1) せん断力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

表 4.1-3 (2) せん断力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

b. 鋼管矢板（端部）

津波時と比較して，重畳時における作用外力が大きいため，津波時の検討を省略する。

4.1.2 止水ゴム取付部鋼材

津波時と比較して、重畳時における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

4.1.3 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査結果を以下に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 4.1-4 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
204	0	251

表 4.1-5 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-6 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	48	210	0.23
せん断力	47	120	0.39

b. ベースプレート

表 4.1-7 作用する断面力（ベースプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
44	835	873

表 4.1-8 断面性能（ベースプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-9 断面照査結果（ベースプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	321	382.5	0.84
せん断力	44	217.5	0.20

c. ベースプレート固定鋼材

表 4.1-10 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
28	0	835

表 4.1-11 断面性能（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-12 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	116	277.5	0.42
せん断力	33	157.5	0.21

表 4.1-13 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
50	873	873

表 4.1-14 断面性能（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-15 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	231	277.5	0.83
せん断力	34	157.5	0.22

d. ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

表 4.1-16 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	510	418

表 4.1-17 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-18 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm ²)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	37	30	105	0.21

表 4.1-19 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	912

表 4.1-20 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-21 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	97	105	0.92

4.1.4 止水ゴム

a. 止水ゴムの変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

b. 鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

4.2 重畳時の強度評価結果

評価対象部位ごとに重畳時の評価結果を示す。

4.2.1 1次元有効応力解析結果

(1) 断面3

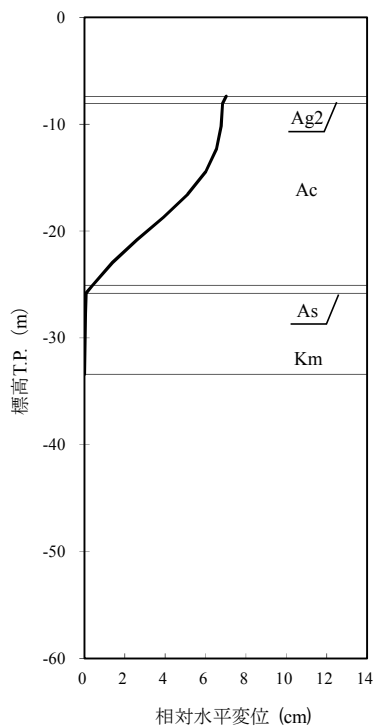
断面3における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2-1に示す。

表 4.2-1 1次元有効応力解析結果（断面3）

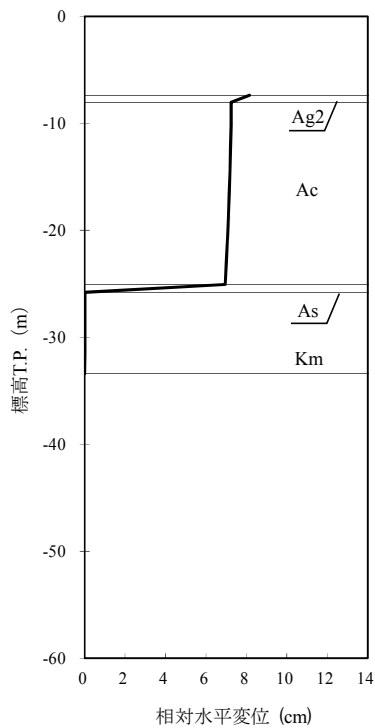
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	144	154	158	109	263	260
地表面最大変位 (cm)	5.57	4.96	6.98	8.15	7.19	6.80
最大せん断ひずみ	6.59×10^{-2}	5.80×10^{-2}	7.33×10^{-2}	9.42×10^{-2}	-6.60×10^{-3}	-6.37×10^{-3}

表4.2-1より、地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤ばね4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

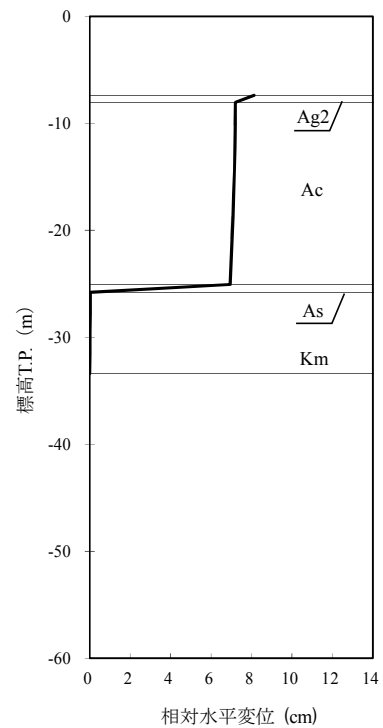
各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ばねケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2-1に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2-2に示す。



地盤ばね3



地盤ばね4



地盤ばね5

図 4. 2-1 (1) 地盤ばねケースの地盤変位分布図 (断面3)

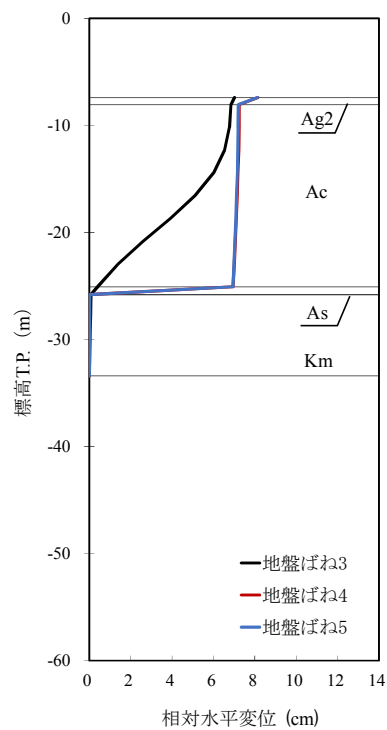


図 4. 2-1 (2) 地盤ばねケースの地盤変位比較図 (断面3)

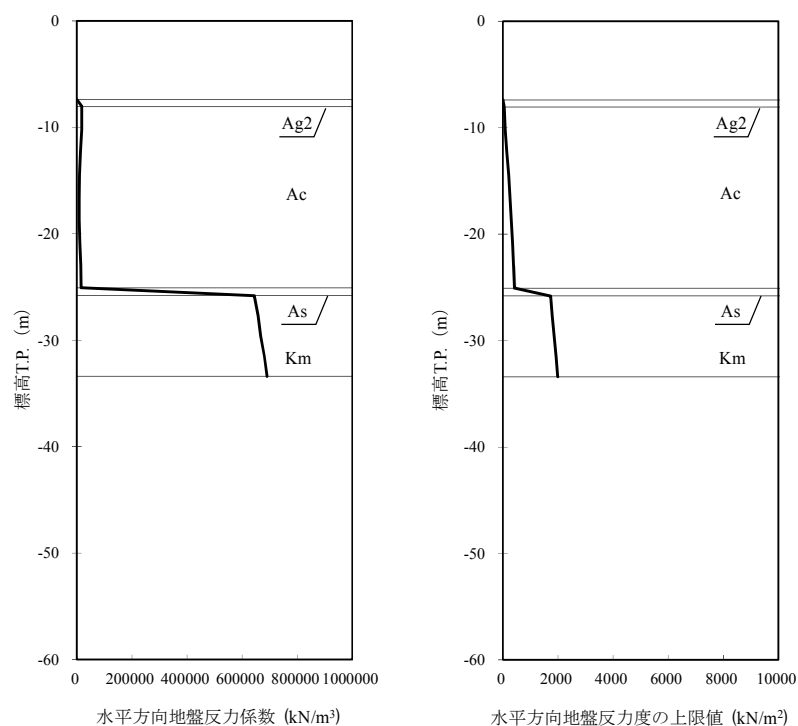


図 4.2-2 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 3：地盤ばね 3）

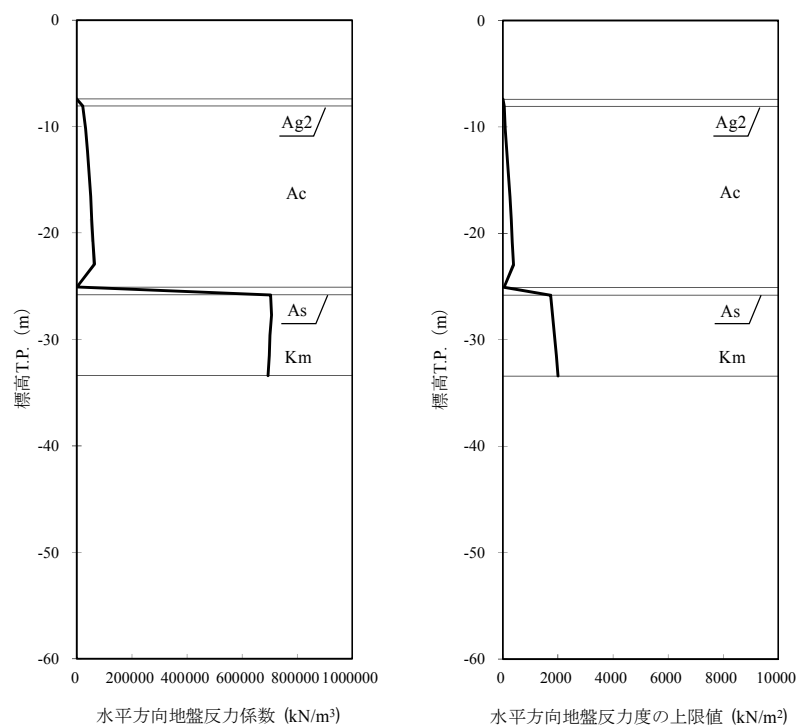


図 4.2-2 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 3：地盤ばね 4）

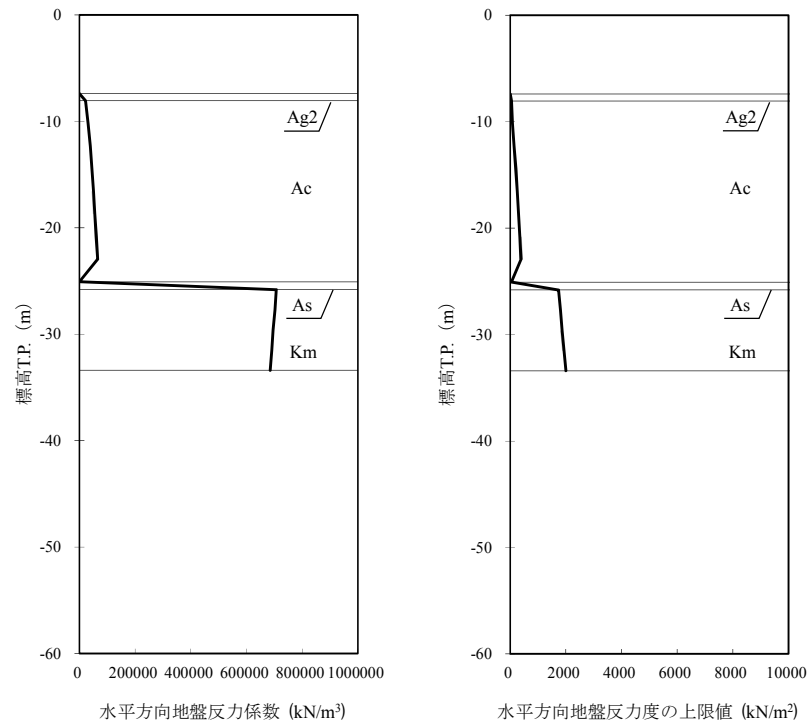


図 4.2-2 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面 3：地盤ばね 5）

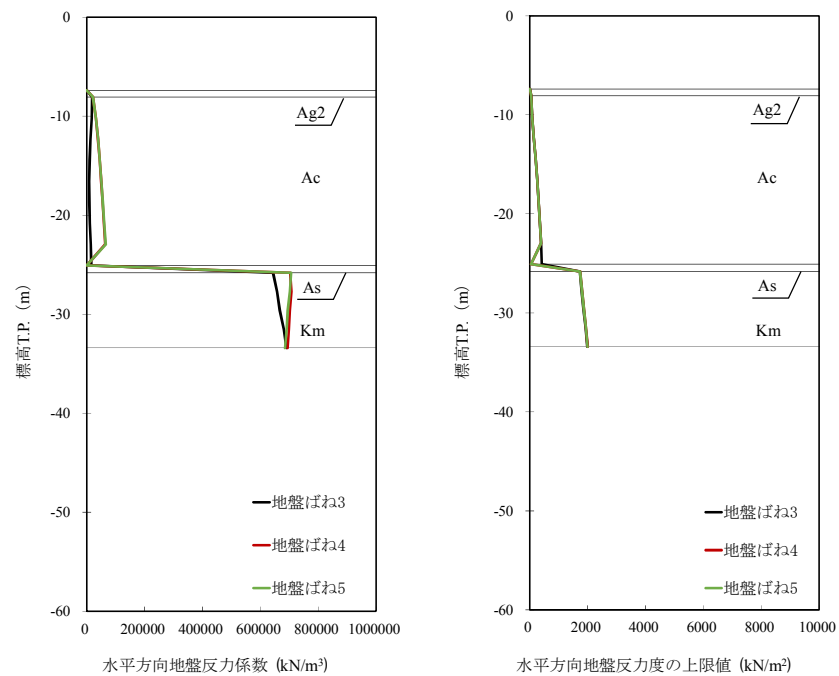


図 4.2-2 (4) 地盤ばね 3，地盤ばね 4 及び地盤ばね 5 の比較（断面 3）

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2-2 に示す。

表 4.2-2 各地盤ケースでの設計震度（断面 3）

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.27 (263 cm/s ²)	0.05 (43 cm/s ²)
地盤ばね 4	0.05 (44 cm/s ²)	0.04 (34 cm/s ²)
地盤ばね 5	0.05 (43 cm/s ²)	0.01 (1 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 4.2-3 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2-3 (1) 動水圧（貯留堰内：断面 3）

	貯留堰 天端高 (T.P.)	貯留堰内 水位 (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水 圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	-4.9	-7.39	0.0	5.9
地盤ばね 4				0.0	1.1
地盤ばね 5				0.0	1.1

表 4.2-3 (2) 動水圧（貯留堰外：断面 3）

	貯留堰 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	+3.90	-7.39	23.8	26.9
地盤ばね 4				4.4	5.0
地盤ばね 5				4.4	5.0

(2) 断面 4

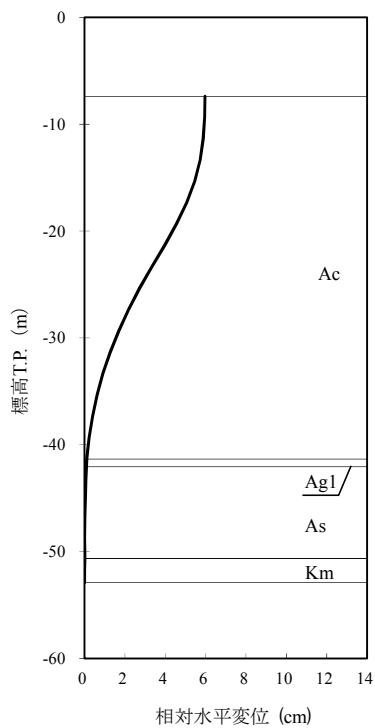
断面 4 における 1 次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 4.2-4 に示す。

表 4.2-4 1 次元有効応力解析結果（断面 4）

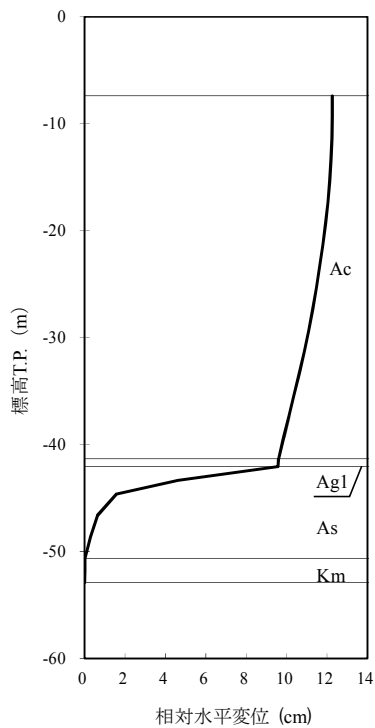
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	180	181	181	108	201	204
地表面最大変位 (cm)	11.28	10.37	12.259	12.256	9.40	8.02
最大せん断ひずみ	3.86×10^{-2}	3.97×10^{-2}	3.89×10^{-2}	4.86×10^{-2}	-3.86×10^{-3}	-3.26×10^{-3}

表 4.2-4 より，地盤ばね 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤ばね 4 は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース，地盤ばね 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

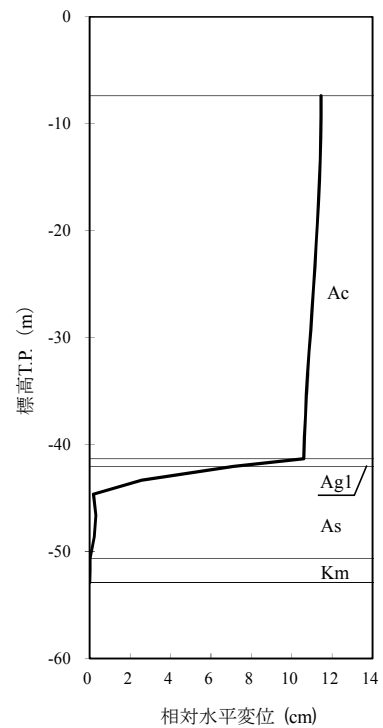
各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ばねケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.2-3 に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.2-4 に示す。



地盤ばね3



地盤ばね4



地盤ばね5

図 4.2-3 (1) 地盤ばねケースの地盤変位分布図 (断面4)

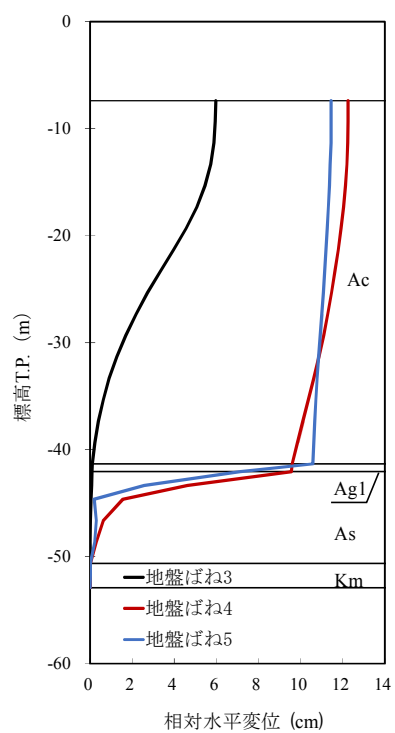


図 4.2-3 (2) 地盤ばねケースの地盤変位比較図 (断面4)

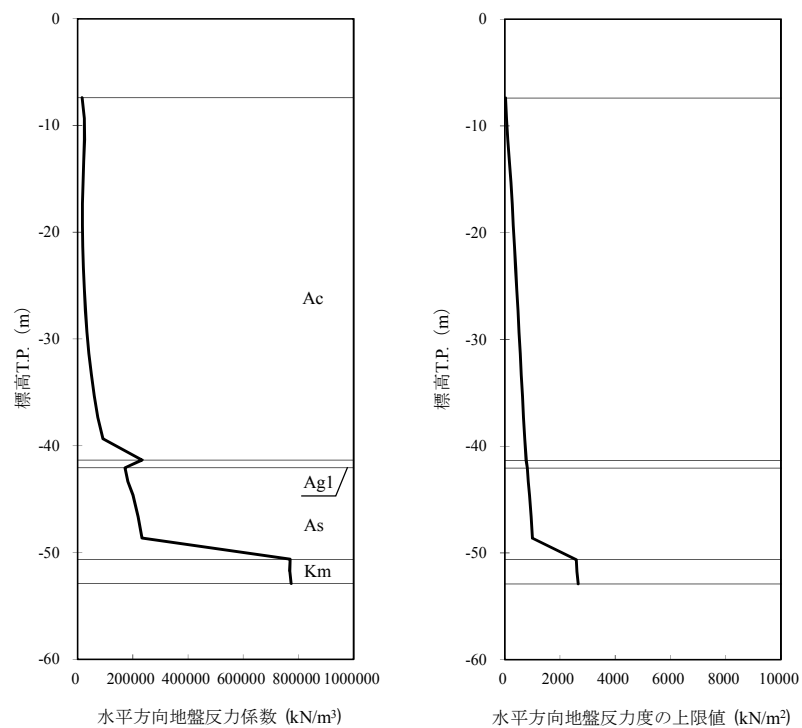


図 4.2-4 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面 4 : 地盤ばね 3)

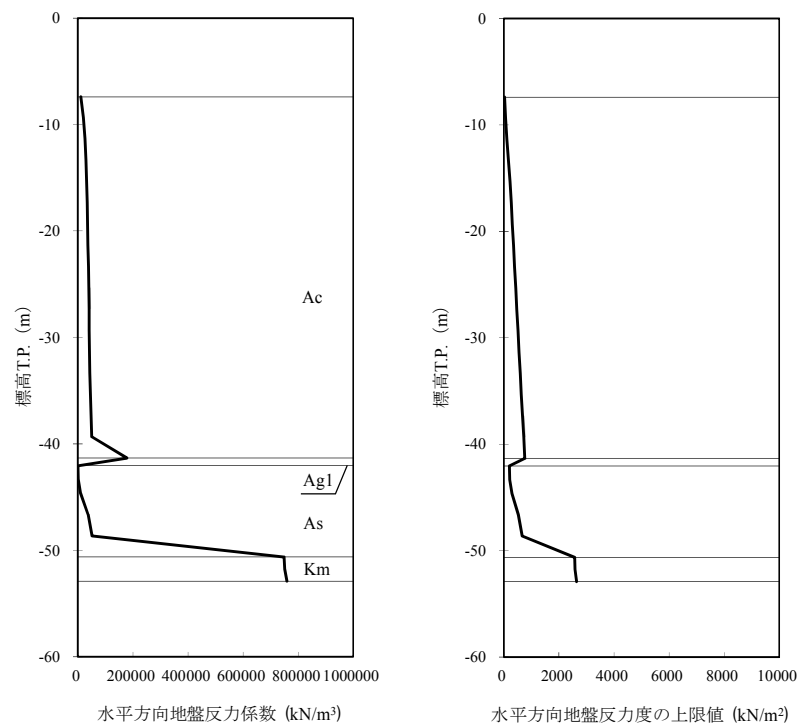


図 4.2-4 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面 4 : 地盤ばね 4)

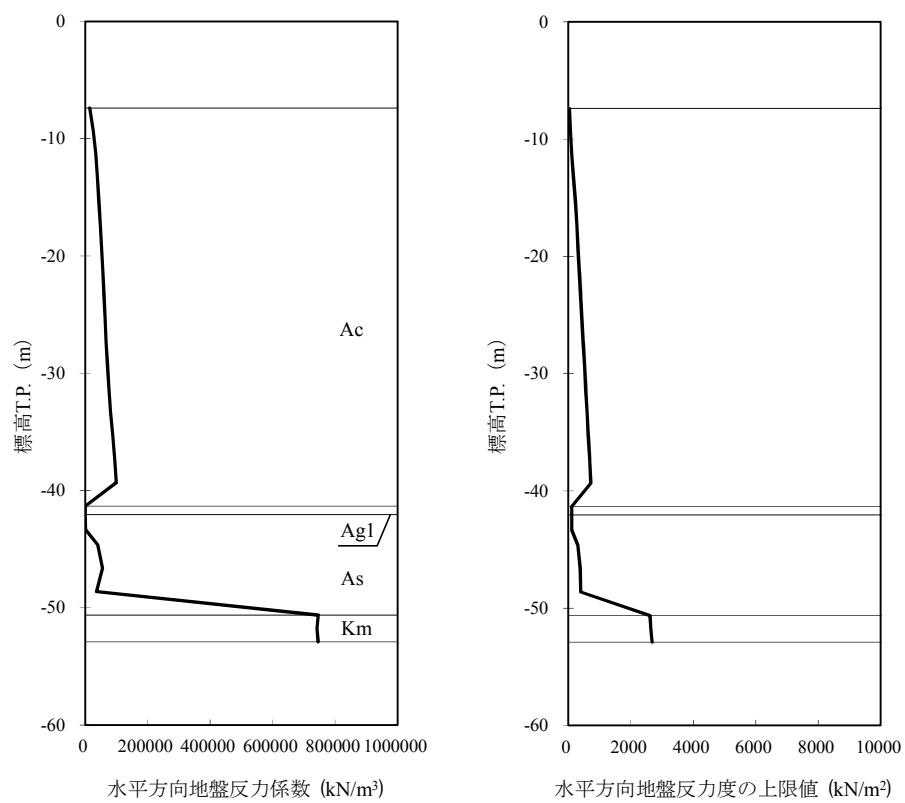


図 4.2-4 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面 4 : 地盤ばね 5)

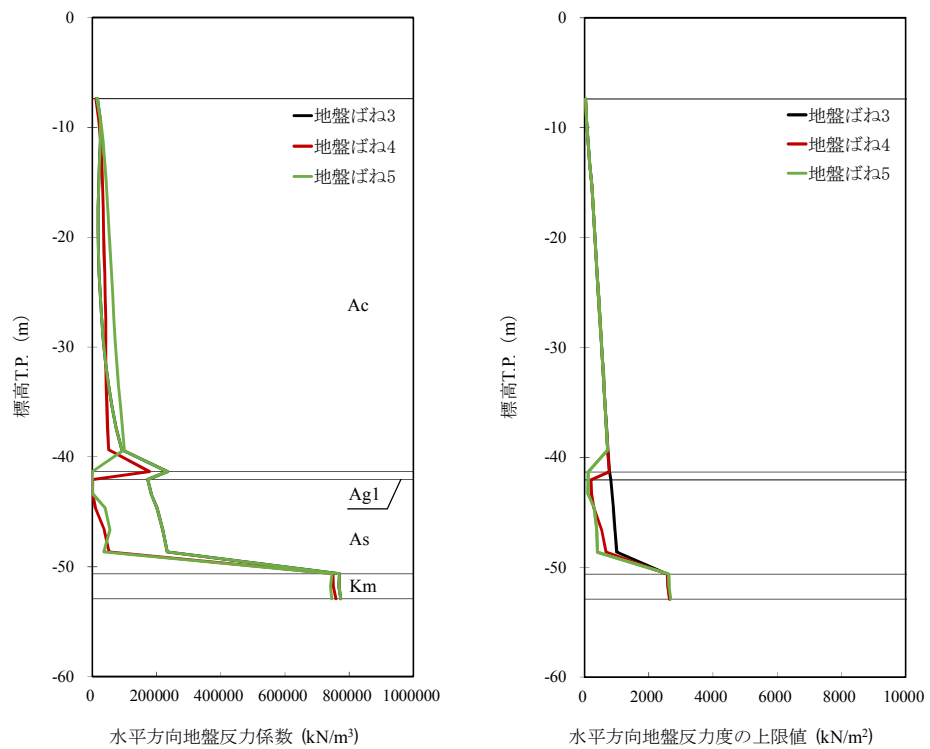


図 4.2-4 (5) 地盤ばね3, 地盤ばね4 及び地盤ばね5 の比較 (断面4)

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2-5 に示す。

表 4.2-5 各地盤ケースでの設計震度（断面 4）

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.21 (204 cm/s ²)	0.07 (62 cm/s ²)
地盤ばね 4	0.05 (45 cm/s ²)	0.03 (23 cm/s ²)
地盤ばね 5	0.05 (44 cm/s ²)	0.02 (17 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 4.2-6 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2-6 (1) 動水圧（貯留堰内：断面 4）

	貯留堰 天端高 (T.P.)	貯留堰内 水位 (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	-4.9	-7.39	0.0	4.6
地盤ばね 4				0.0	1.1
地盤ばね 5				0.0	1.1

表 4.2-6 (2) 動水圧（貯留堰外：断面 4）

	貯留堰 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設計 海底面 (T.P.)	貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-4.9	+3.90	-7.39	18.5	21.0
地盤ばね 4				4.4	5.0
地盤ばね 5				4.4	5.0

4.2.2 鋼管矢板

重畳時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

1次元有効応力解析により、地表面加速度、地表面変位及びせん断ひずみがそれぞれ最大となることを確認した、地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表 4.2-7 に示す。

表 4.2-7 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

地盤ばね	検討断面	地盤物性
地盤ばね 3	断面 3	検討ケース⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤ばね 4	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（- 1 σ ）した解析ケース
地盤ばね 5	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 4.2-5 及び図 4.2-6 に示す。

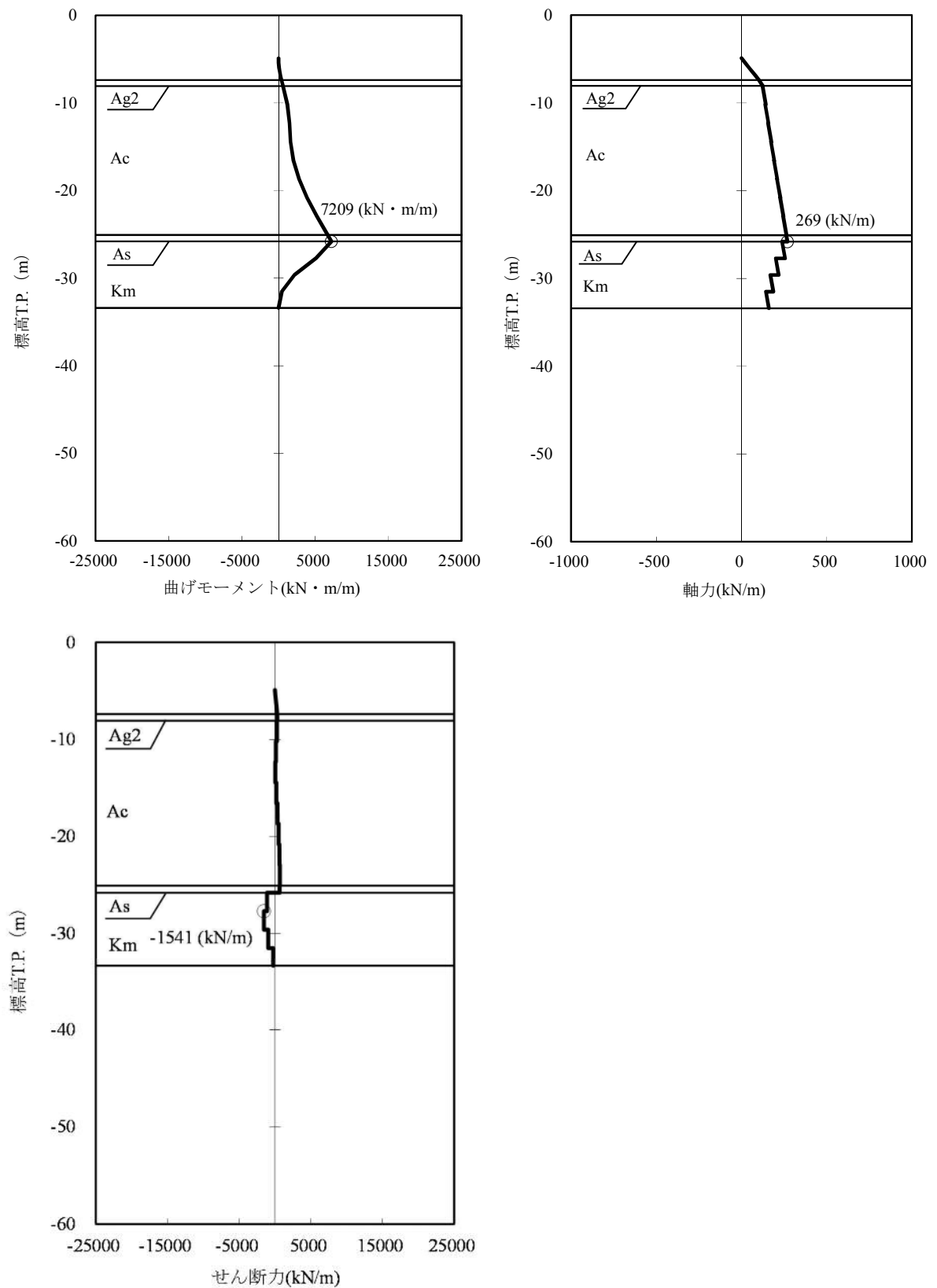


図 4.2-5 (1) 断面 3 の発生断面力（重畳時，地盤ばね 3）

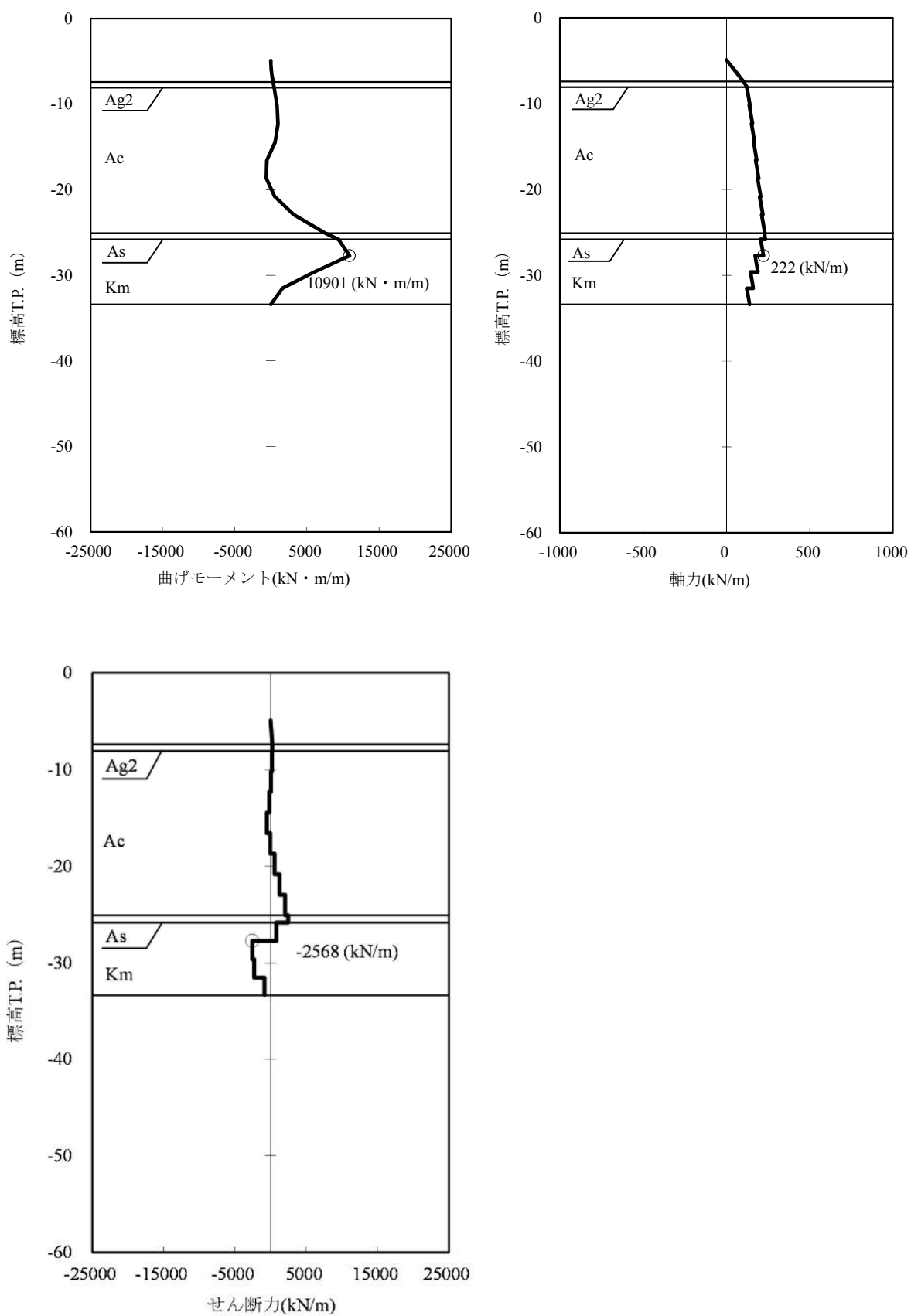


図 4.2-5 (2) 断面 3 の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね 4)

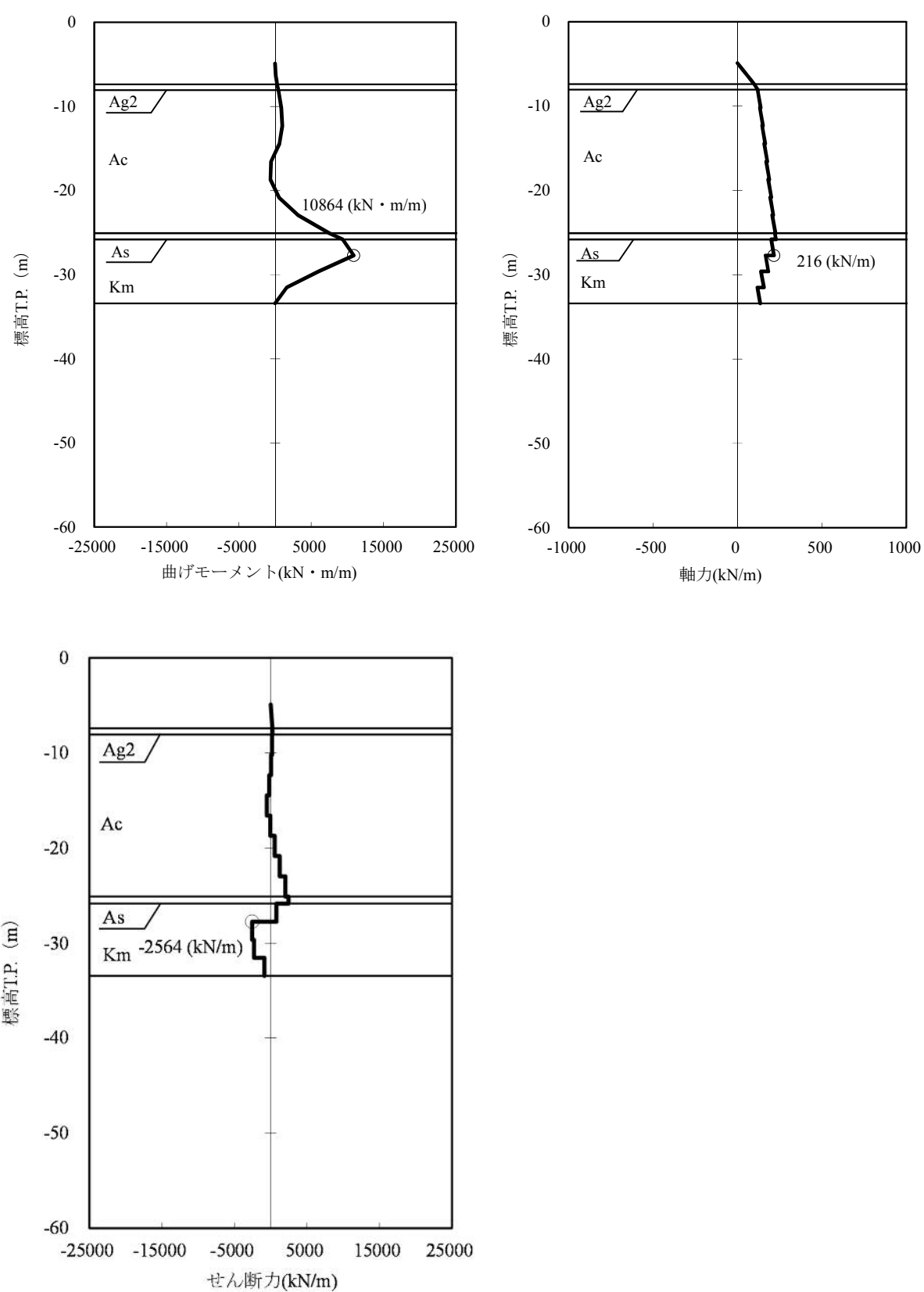


図 4.2-5 (3) 断面 3 の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね 5)

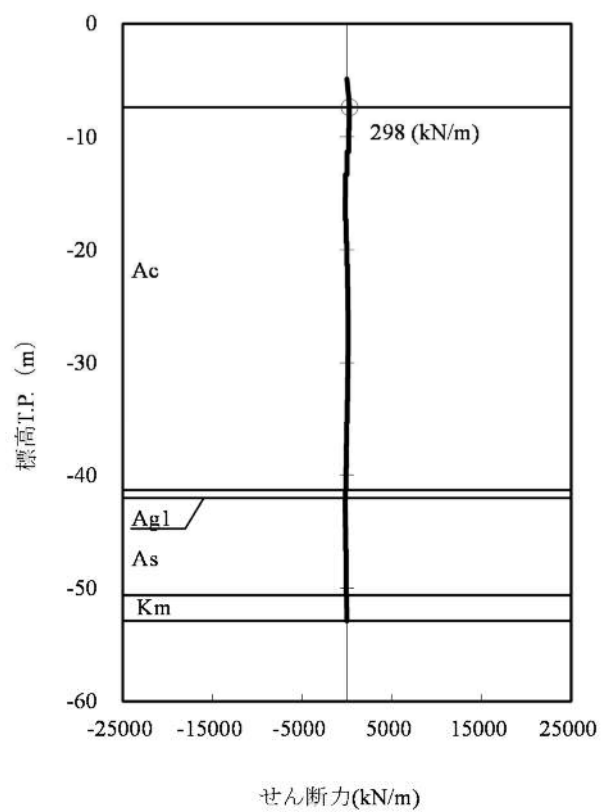
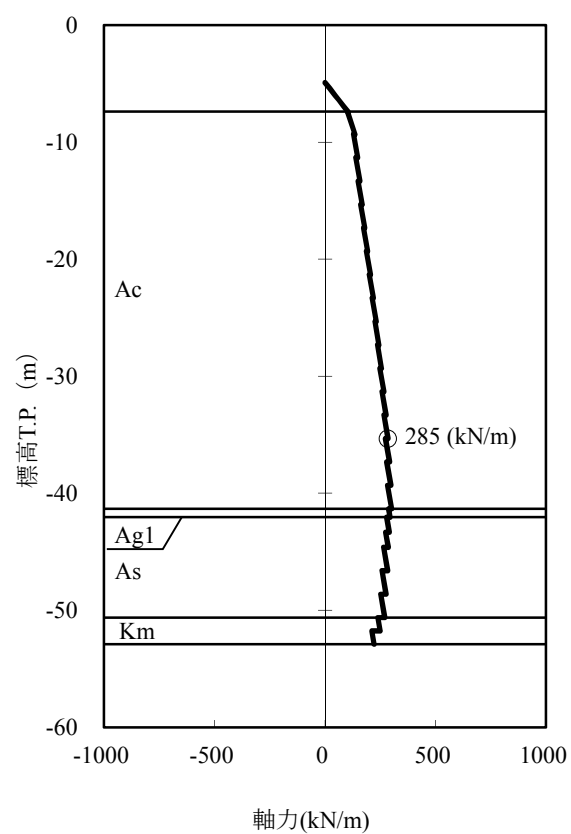
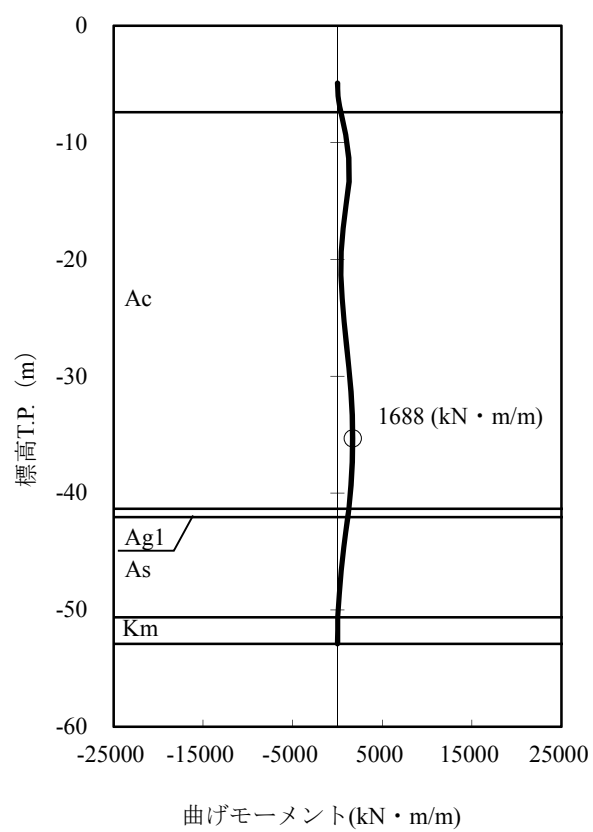


図 4.2-6 (1) 断面 4 の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね 3)

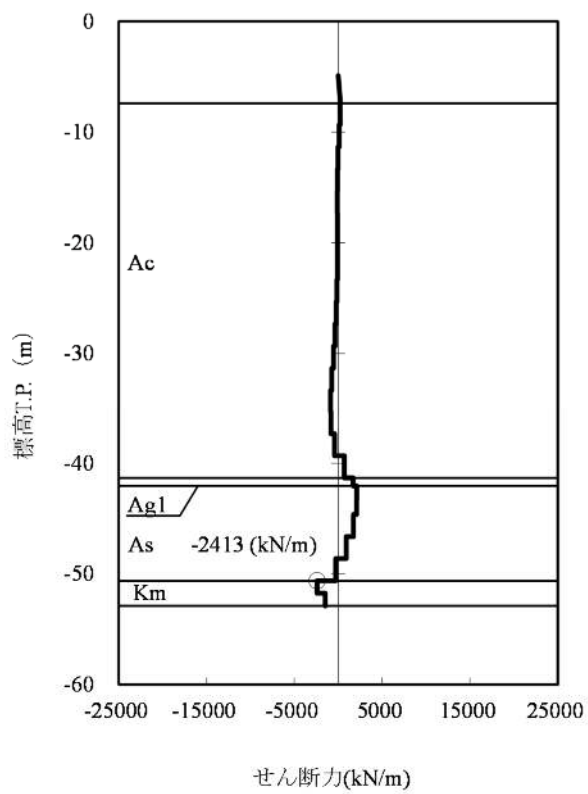
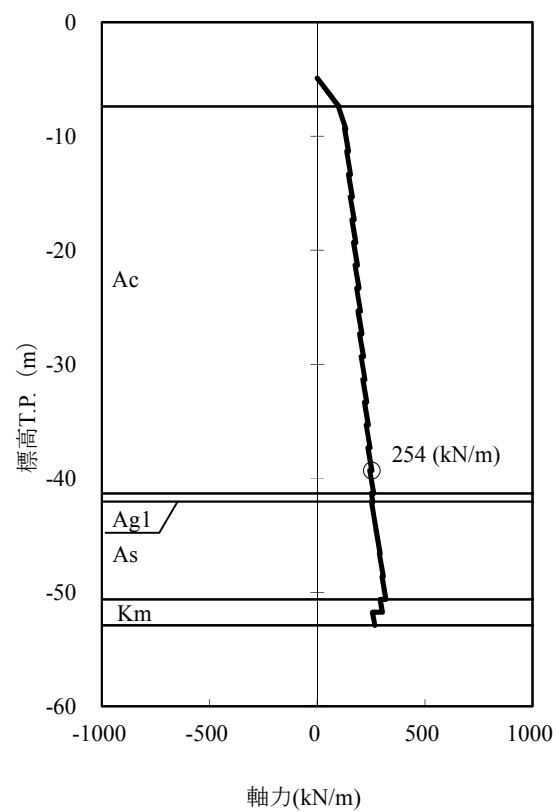
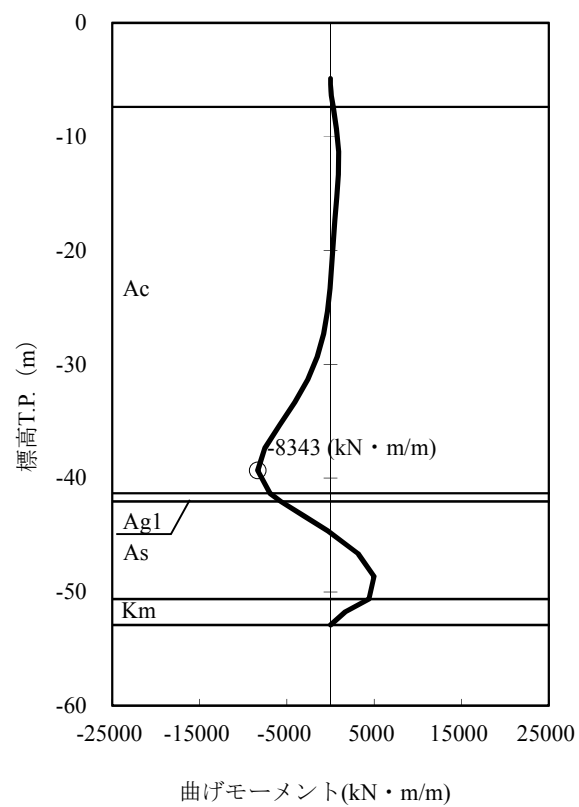


図 4.2-6 (2) 断面 4 の発生断面力（重畳，地盤ばね 4）

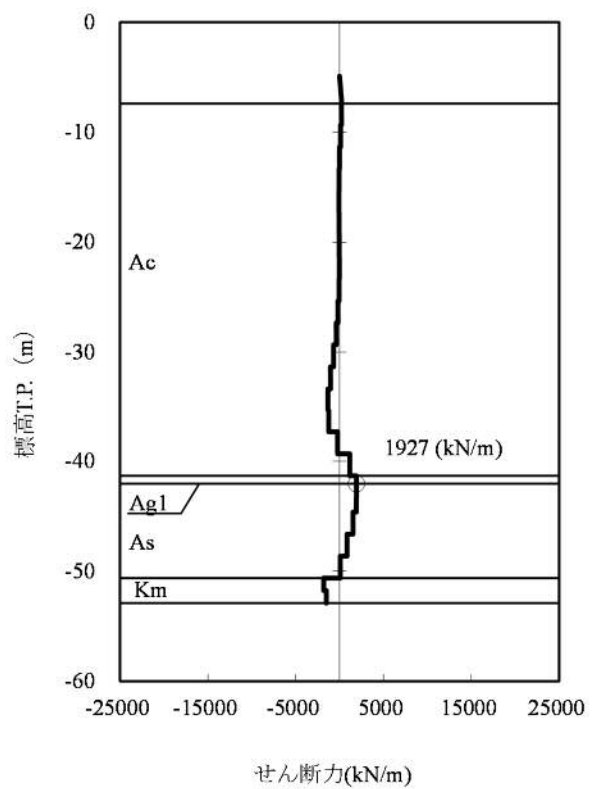
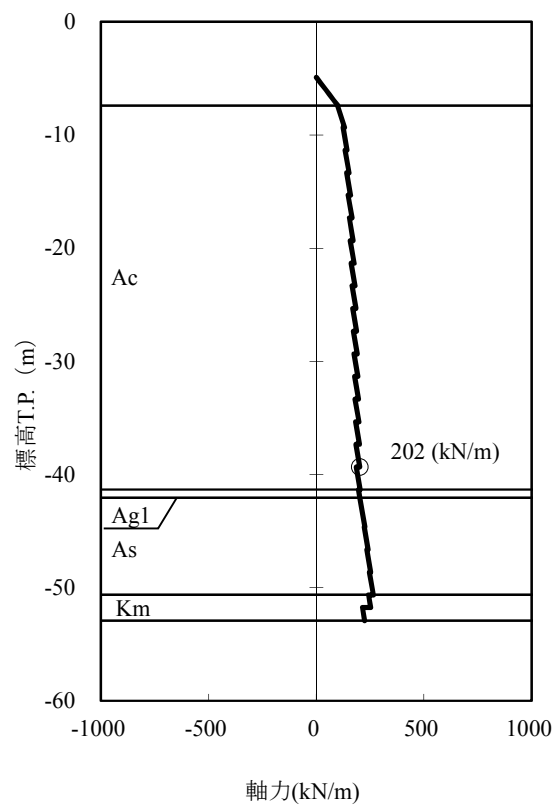
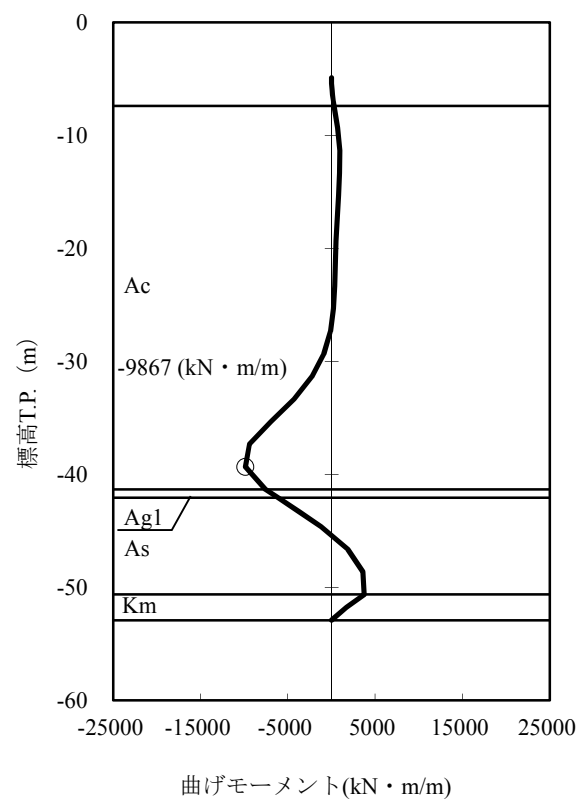


図 4. 2-6 (3) 断面 4 の発生断面力 (重畳時, 地盤ばね 5)

(a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-8 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.2-8 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 3)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	7209	269	139	382.5	0.36
地盤ばね 4	10901	222	208	382.5	0.54
地盤ばね 5	10864	216	207	382.5	0.54

表 4.2-8 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 4)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1688	285	35	382.5	0.09
地盤ばね 4	8343	254	160	382.5	0.42
地盤ばね 5	9867	202	188	382.5	0.49

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、セン断力に対する照査結果を表 4.2-9 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生セン断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.2-9 (1) セン断力に対する照査値 (断面 3)

ケース名	セン断力 (kN)	発生セン断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1541	28	217.5	0.13
地盤ばね 4	2568	46	217.5	0.21
地盤ばね 5	2564	46	217.5	0.21

表 4.2-9 (2) セン断力に対する照査値 (断面 4)

ケース名	セン断力 (kN)	発生セン断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	298	6	217.5	0.03
地盤ばね 4	2413	44	217.5	0.20
地盤ばね 5	1927	36	217.5	0.17

b. 鋼管矢板（端部）

貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部は、防護材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した鋼管矢板端部に対する静的フレーム解析結果を示す。なお、「a. 鋼管矢板（一般部）」において照査値が最も大きくなったケースに対して検討を実施するものとする。

表 4.2-10 検討ケース（鋼管矢板（端部））

検討断面	検討ケース	
	地盤ばね	地盤物性
断面 3	地盤ばね 4	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
断面 4	地盤ばね 4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 4. 2-7～図 4. 2-8 に示す。

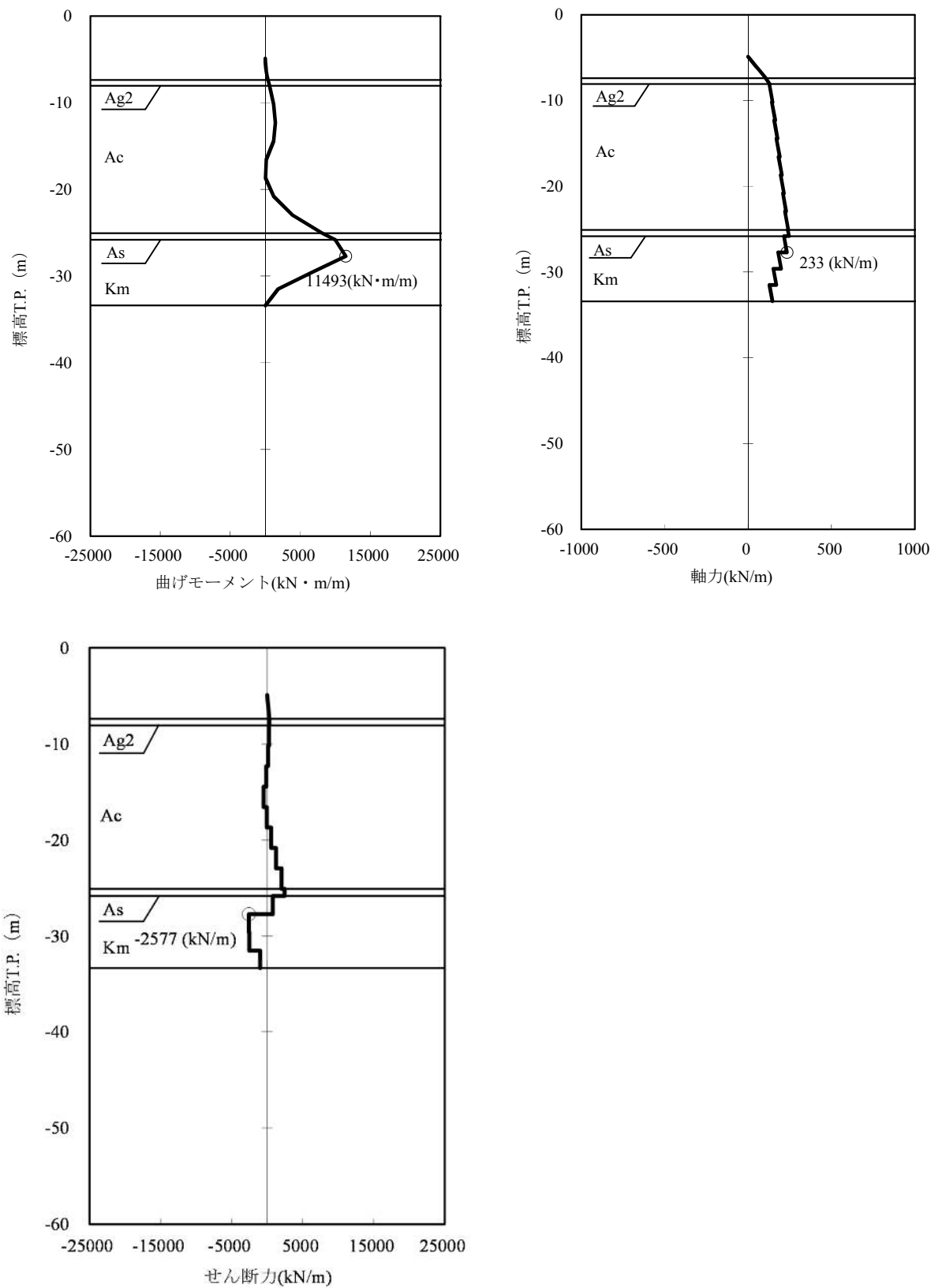


図 4. 2-7 断面 3 の発生断面力（重畳時（鋼管矢板端部））

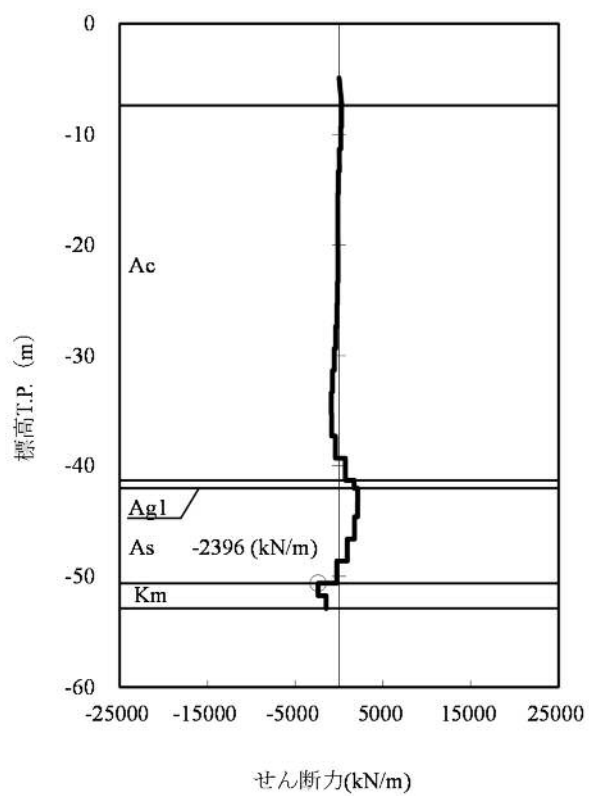
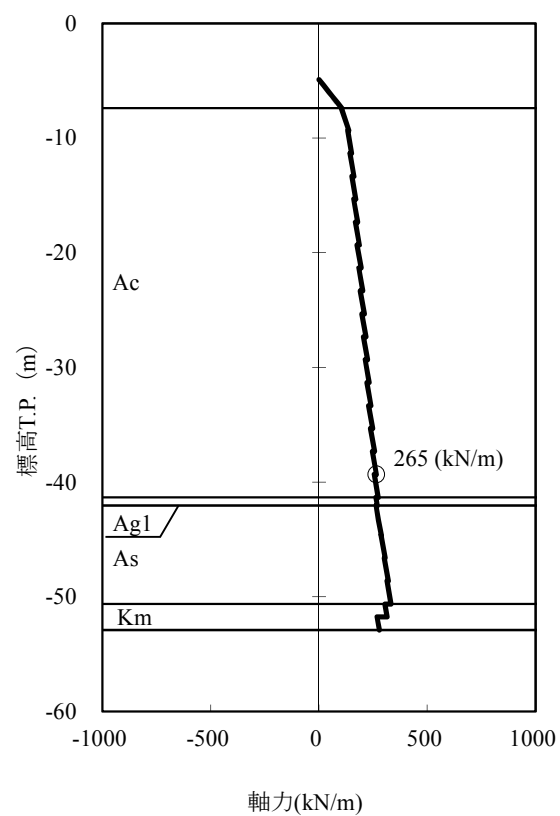
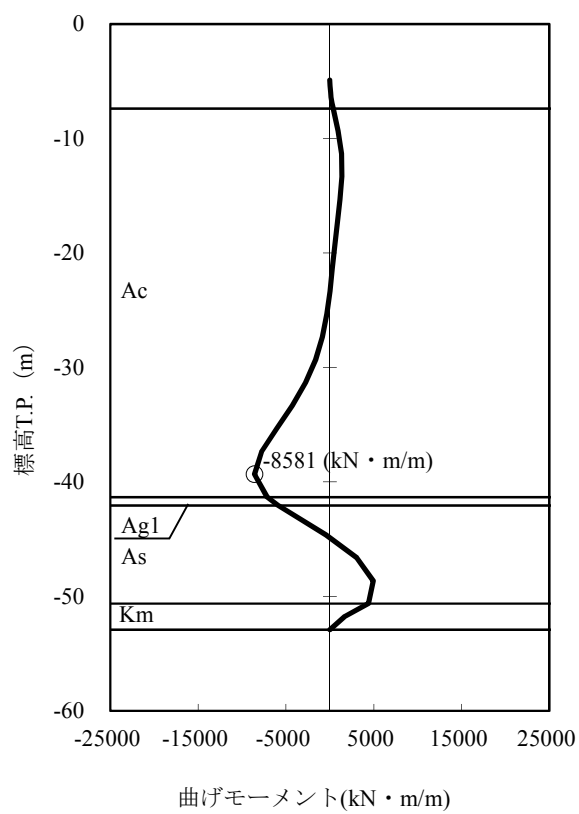


図 4. 2-8 断面 4 の発生断面力（重畳時（鋼管矢板端部））

(a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2-11 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-12 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査の結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.2-11 鋼管矢板端部 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.2-12 曲げ軸力に対する照査値 (鋼管矢板端部)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
断面 3	11493	233	210	382.5	0.55
断面 4	8581	265	158	382.5	0.41

(b) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2-11 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2-13 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.2-13 せん断に対する照査値（鋼管矢板端部）

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
断面 3	2577	44	217.5	0.20
断面 4	2396	42	217.5	0.19

4.2.3 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査は、作用外力が大きくなる土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の照査結果を以下に示す。

a. リブプレート

表 4.2-14 作用する断面力（リブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
32	0	96

表 4.2-15 断面性能（リブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.002744	0.000221434	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-16 断面照査結果（リブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	145	210	0.69
せん断力	52	120	0.43

b. ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

表 4.2-17 作用する断面力（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	339	160

表 4.2-18 断面性能（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.004660	-	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-19 断面照査結果（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	73	34	84	0.92

4.2.4 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査を以下に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

表 4.2-20 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
14	0	32

表 4.2-21 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-22 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	3	210	0.01
せん断力	6	120	0.05

b. ベースプレート

表 4.2-23 作用する断面力（ベースプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
3	0	58

表 4.2-24 断面性能（ベースプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-25 断面照査結果（ベースプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	24	382.5	0.06
せん断力	3	217.5	0.01

c. ベースプレート固定鋼材

表 4.2-26 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
4	0	106

表 4.2-27 断面性能（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-28 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	17	277.5	0.06
せん断力	4	157.5	0.03

表 4.2-29 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
3	58	58

表 4.2-30 断面性能（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.2-31 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	14	277.5	0.05
せん断力	2	157.5	0.01

d. ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

表 4.2-32 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	73	53

表 4.2-33 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.2-34 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	5	4	105	0.00

表 4.2-35 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	55

表 4.2-36 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.2-37 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	6	105	0.06

4.2.5 止水ゴム

a. 止水ゴムの変形量照査

本照査では、貯留堰鋼管矢板と貯留堰取付護岸が離隔する場合に、止水ゴムに有意な強度低下が生じず、発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

重畳時における変位量算出結果を表 4.2-38 に示す。最終相対変位は、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した、検討ケース④（敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）の値である。また、最大相対変位についても、重畳時における 2 次元静的フレーム解析のうち相対変位が最大となる検討ケース（地盤ばね 4，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）の値である。

ただし、 δy （+，-）及び δz （+，-）については、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した値を保守的に重畳時の値として採用する。

離隔方向及び接近方向の変形照査に用いる相対水平変位量（ δx 及び δy ）が最大となる時刻における変位量の鉛直分布を図 4.2-10 及び図 4.2-11 に示す。なお、図 4.2-10 は、2 次元静的フレーム解析における重畳時の結果、図 4.2-11 は、2 次元有効応力解析における地震時の結果からそれぞれ算出された変位量である。

表 4.2-38 変位量算出結果

変位方向	ケース	+ 方向 (cm)			- 方向 (cm)			備考
		最終相対変位	最大相対変位	(※3) 合計	最終相対変位	最大相対変位	(※3) 合計	
$\delta x(+, -)$	重畳時	31.0	(※1) 15.1	46.1	—	(※1) 15.1	15.1	地震時 (NS-1) + 重畳時
$\delta y(+, -)$		0.2	(※2) 7.2	7.4	0.0	(※2) 3.0	3.0	地震時 (EW-1)
$\delta z(+, -)$		8.2	(※2) 12.4	20.6	0.0	(※2) 0.1	0.1	地震時 (EW-1)

※1： $\delta x(+, -)$ の最大相対変位（重畳時）は、2 次元静的フレーム解析結果より算出した値の最大値

※2： $\delta y(+, -)$ 及び $\delta z(+, -)$ の最大相対変位（重畳時）は、保守側に地震時の最大相対変位から引用した値を採用

※3：止水ゴムの変形性照査に用いる解析値（最終相対変位と最大相対変位との合計）

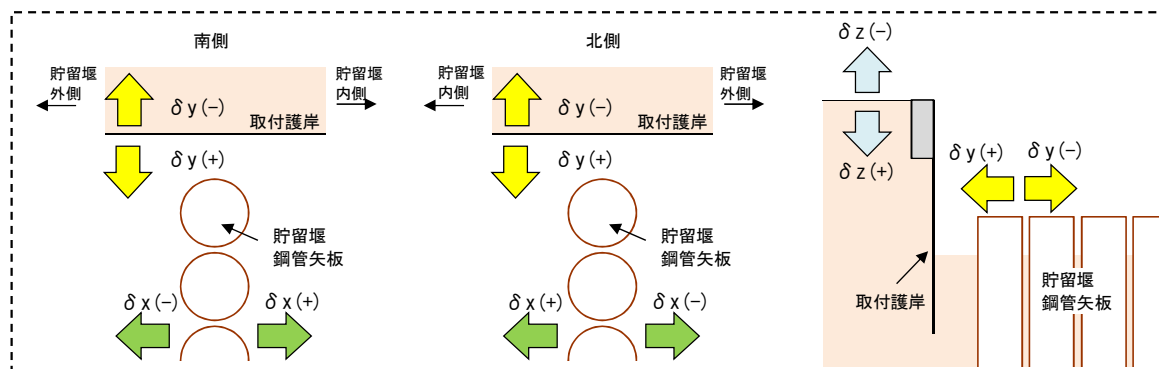


図 4.2-9 変位方向の定義（再掲）

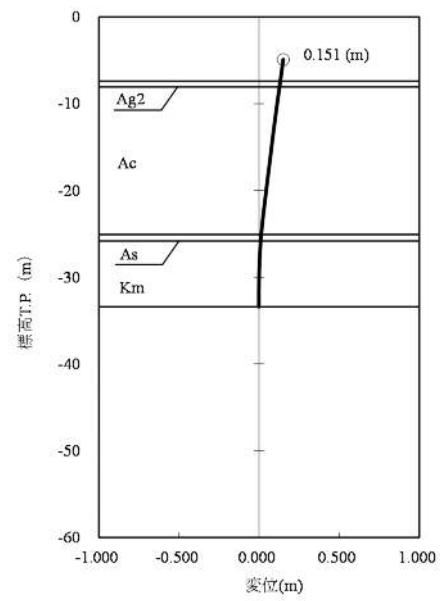


図 4.2-10 相対水平変位量 δx (+) (重畳時 最大変位量)
 (断面 3 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に
 液状化させることを仮定した解析ケース)

貯留堰鋼管矢板(南側)

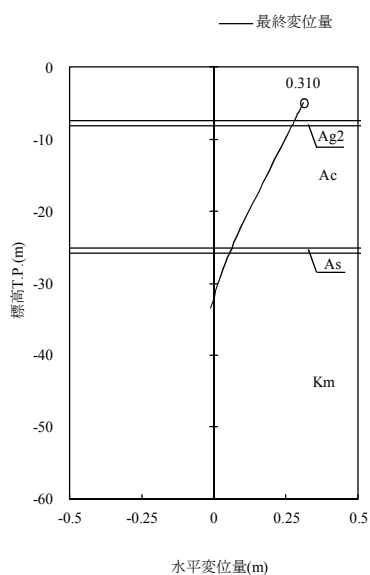
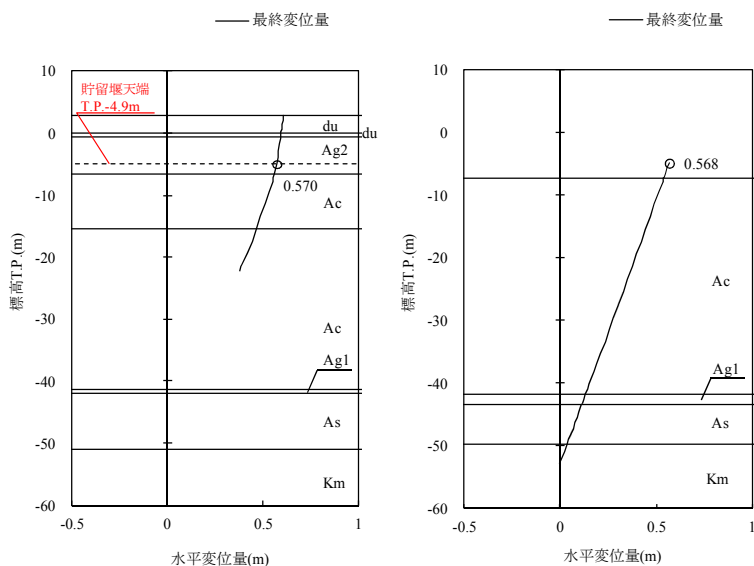


図 4.2-11 (1) 相対水平変位量 δx (+) (本震時 最終変位量) ($S_s - D1$ [H-, V+])
(NS-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.570 m - (b) 0.568 m = 0.002 m

前面鋼矢板

貯留堰鋼管矢板



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板 (b) 貯留堰鋼管矢板

図 4.2-11 (2) 相対水平変位量 δy (+) (本震時 最終変位量) ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

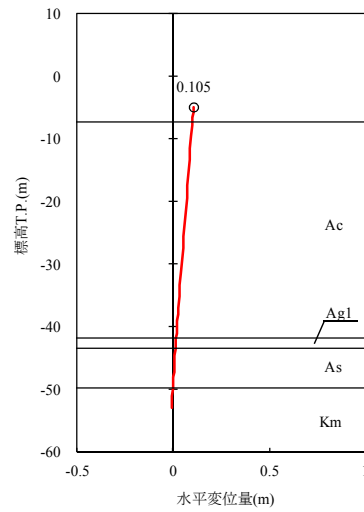
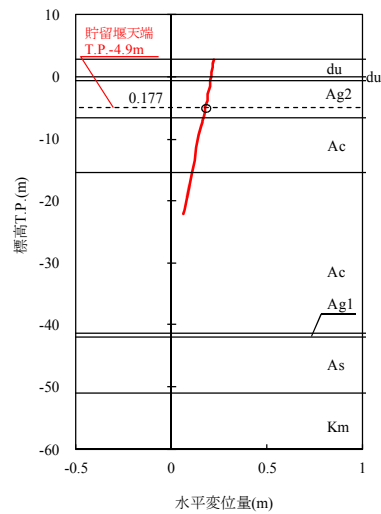
相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.177 m - (b) 0.105 m = 0.072 m

前面鋼矢板

貯留堰鋼管矢板

— 最大変位量 + 方向 16.76(s)

— 最大変位量 + 方向 16.76(s)



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板

(b) 貯留堰鋼管矢板

図 4.2-11 (3) 相対水平変位量 δy (+) (本震時 最大変位量) ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

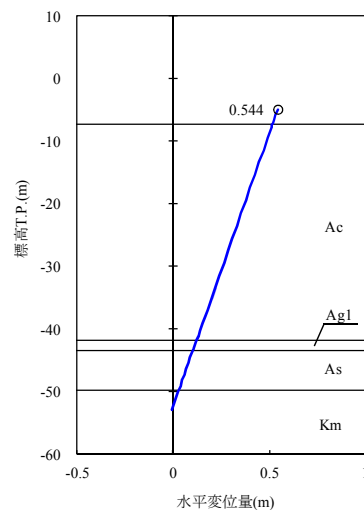
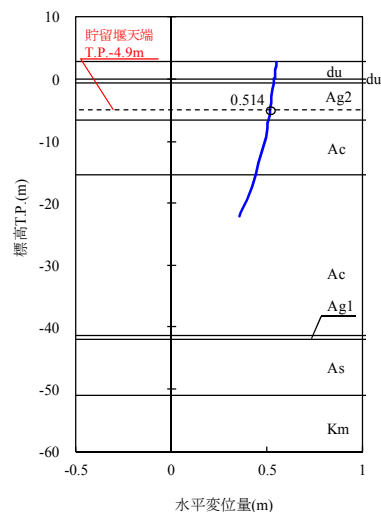
相対水平変位量 δy (+) : (a) 0.514 m - (b) 0.544 m = -0.030 m

前面鋼矢板

貯留堰鋼管矢板

— 最大変位量 - 方向 23.45(s)

— 最大変位量 - 方向 23.45(s)



(a) 貯留堰取付護岸 前面矢板

(b) 貯留堰鋼管矢板

図 4.2-11 (4) 相対水平変位量 δy (-) (本震時 最大変位量) ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

δx (+, -), δy (+, -) 及び δz (+, -) の 3 方向の合成距離を算出した結果、発生する変位量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認した。変形性照査結果を表 4.2-39 に示す。

表 4.2-39 変形性照査結果

	変位 (cm)					
	δ x (+, -)		δ y (+, -)		δ z (+, -)	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46. 1	15. 1	7. 4	3. 0	20. 6	0. 1
裕度	-	-	44. 6	-	-	-
(※2) 設計用値	47. 0	16. 0	(※1) 52. 0	3. 0	21. 0	1. 0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13. 0	-			-	-
離隔距離 (cm)	(※4) 34. 0	55. 0			21. 0	
設計変位 (cm)	68. 0					
許容限界 (cm)	105. 0					

※1：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度（44.6cm）を考慮したY方向の初期離隔とする。

※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで、解析値をcm単位で切り上げた値とする。

※3： δx (+, -)について、合計変位量が多い本震時の＋方向と－方向の値から中間地点を求め、法線方向の止水ゴム設置位置（オフセット距離）を決定する。

・中間地点：(47cm+22cm) / 2 = 34.5cm

・オフセット距離：47cm-34.5cm=12.5cm→13cm（＋方向）

※4：＋方向へのオフセット距離13cmと－方向の設計用値16cmの和、及び＋方向の設計用値47cmと＋方向へのオフセット距離13cmの差を比較して、より大きい値が保守側となる。

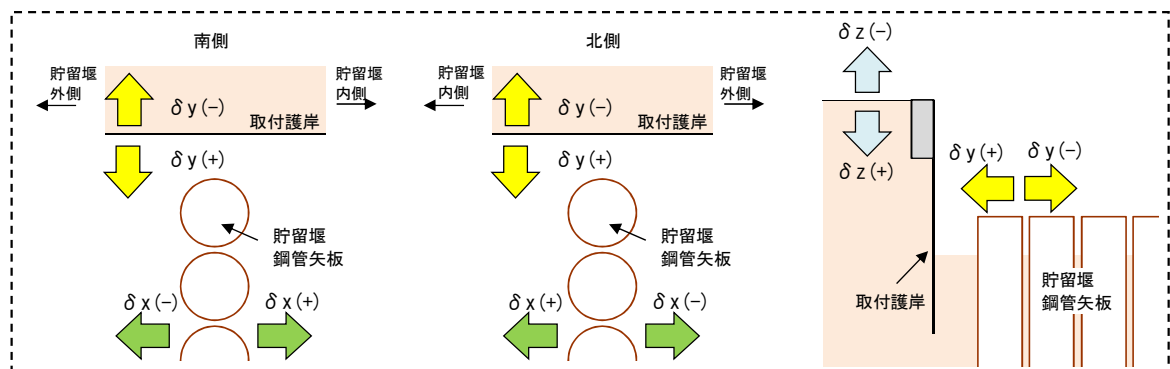


図 4.2-12 変位方向の定義（再掲）

鋼管矢板が取付護岸に離隔する場合の変形図を図 4.2-13 に示す。



図 4.2-13 (1) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ①：初期状態

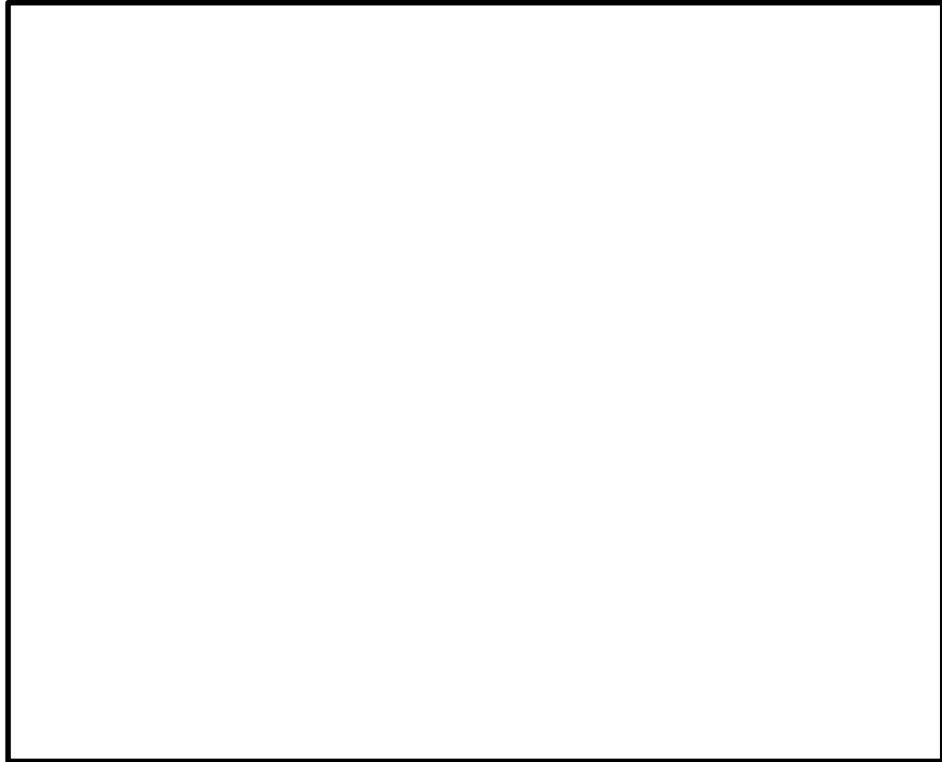


図 4.2-13 (2) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ②：X方向変位 +470 mm 状態

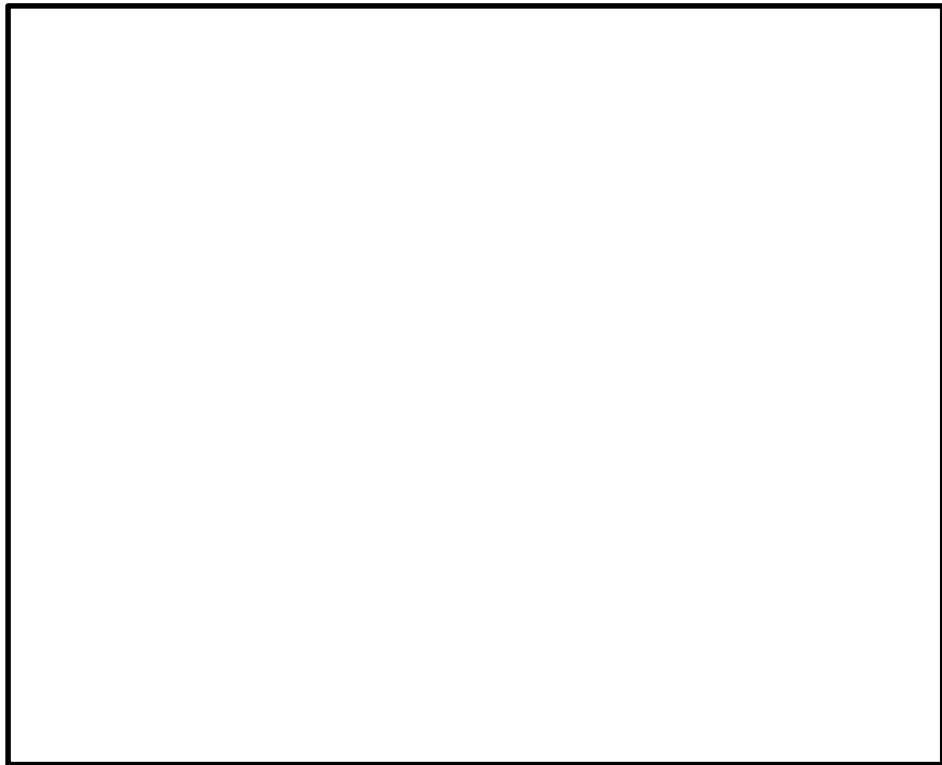
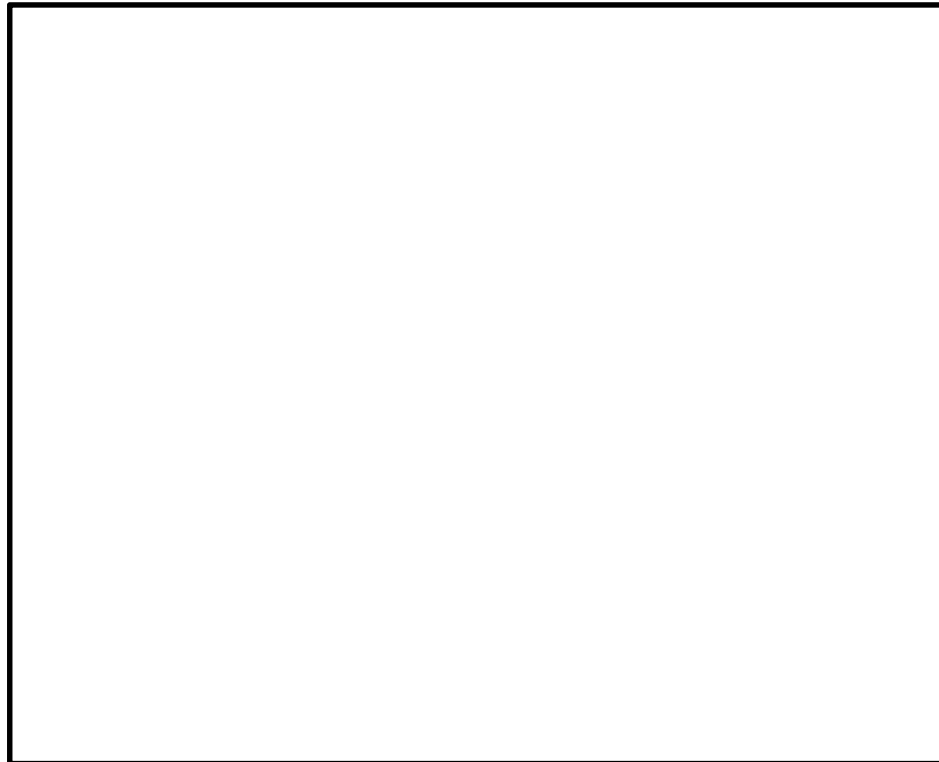
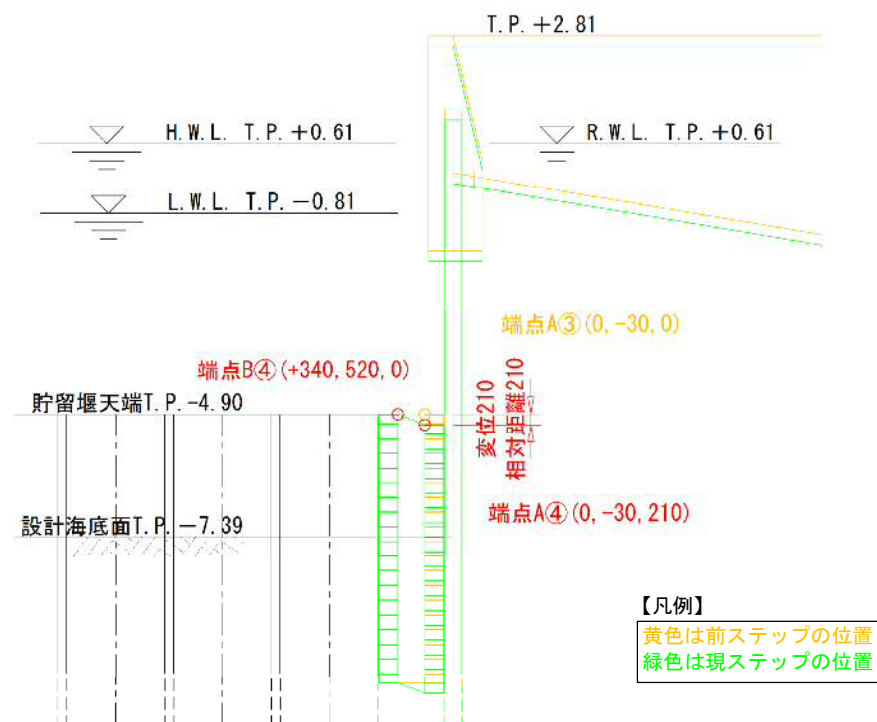


図 4.2-13 (3) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ③：Y方向変位 -30 mm 状態



(a) 平面図



(b) 断面図

図 4.2-13 (4) 止水ゴムの設計変位 L_d 算出 ステップ④: Z方向変位 +210 mm 状態

b. 鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

本照査では、貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が接近した場合の、止水ゴム取付部鋼材が対面をなす止水ゴム取付部鋼材、あるいは防護材取付部鋼材どうしの離隔距離を確認する。

照査で用いる変位量は、「a. 止水ゴムの変形量照査」と同様、表 4.2-38 に示す算出結果を用いることとし、照査に用いる解析値は、表 4.2-39 に示す $\delta x(+, -)$ 及び $\delta y(+)$ とする。

接近方向における変形量照査結果を表 4.2-40 に示す。

表 4.2-40 変形量照査結果

方向	① 変位量（解析値）	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 ※
$\delta y (+)$	7.4 cm	52.0 cm	44.6 cm
$\delta x (+)$	46.1 cm	62.0 cm	15.9 cm
$\delta x (-)$	15.1 cm	36.0 cm	20.9 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変形量

鋼管矢板が取付護岸に接近する場合の初期状態の変形図を図 4.2-14 に、最終状態の変形図を図 4.2-15 に示す。



図 4.2-14 鋼材の接近に伴う変形図（初期状態）



図 4.2-15 (1) 鋼材の接近に伴う変形図
(Y 方向変位+74mm かつ X 方向変位+461mm 状態)



図 4.2-15 (2) 鋼材の接近に伴う変形図
(Y 方向変位+74mm かつ X 方向変位-151mm 状態)

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、貯留堰の評価対象部位の発生応力及び変形量が許容限界以下であることを確認した。

貯留堰の強度計算書に関する参考資料

(参考) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

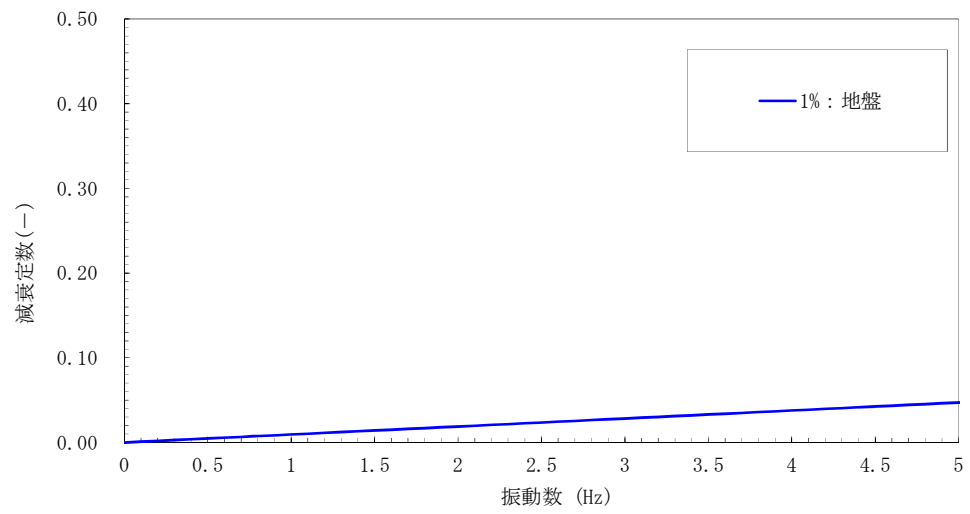


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

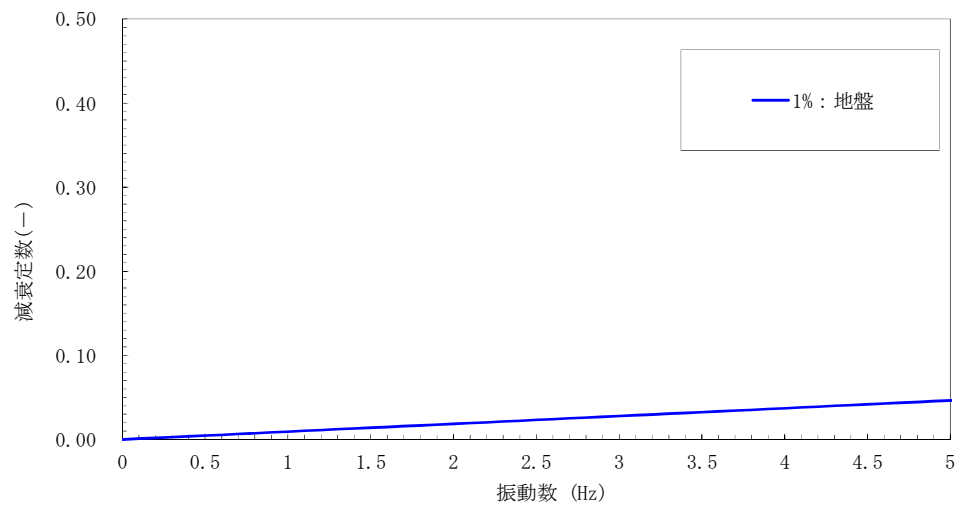


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

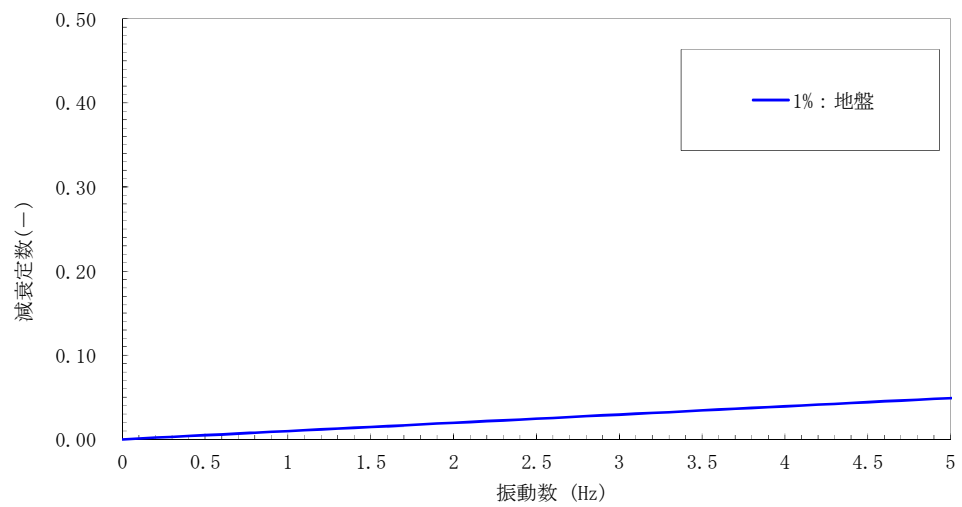


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

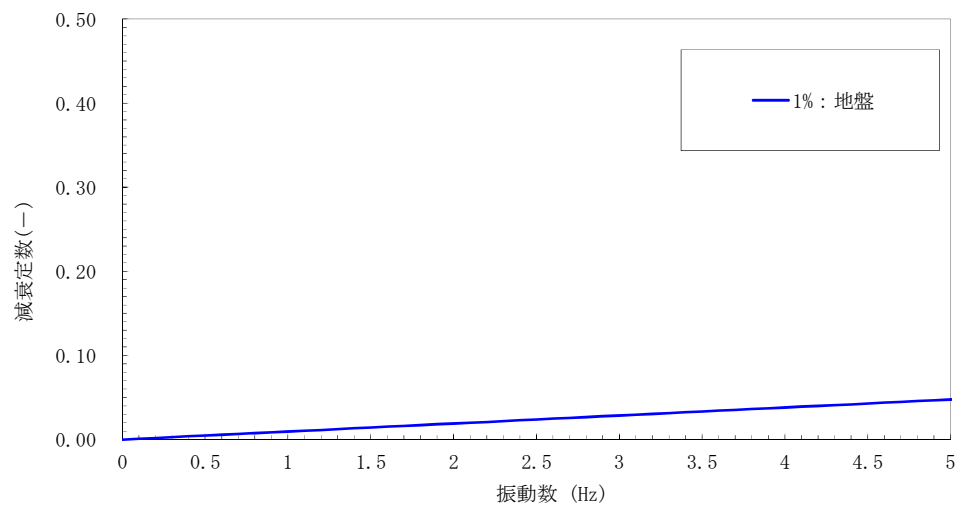


図 1-1 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

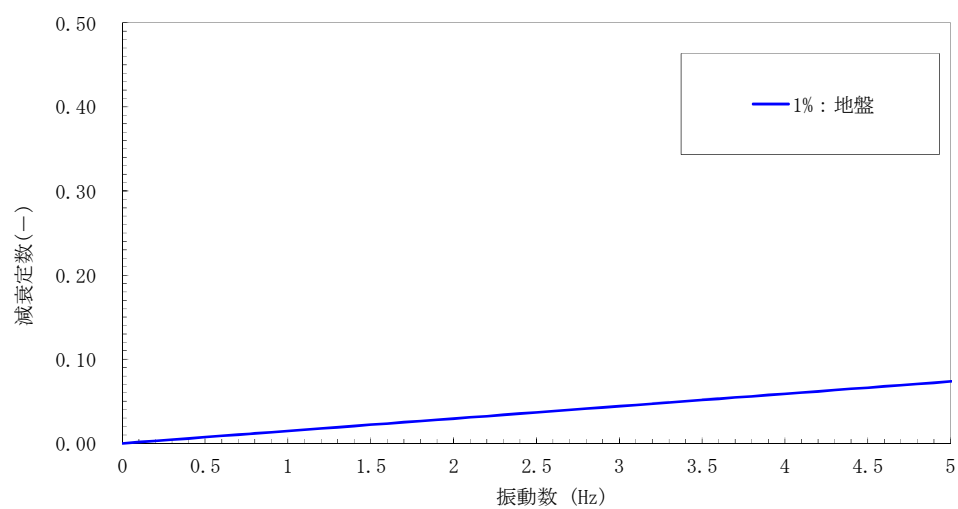


図 1-1 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

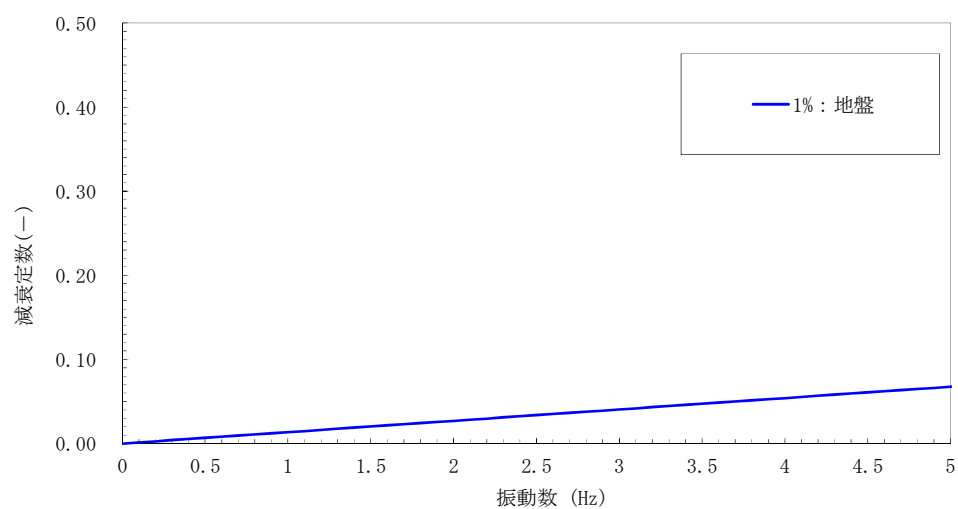


図 1-1 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

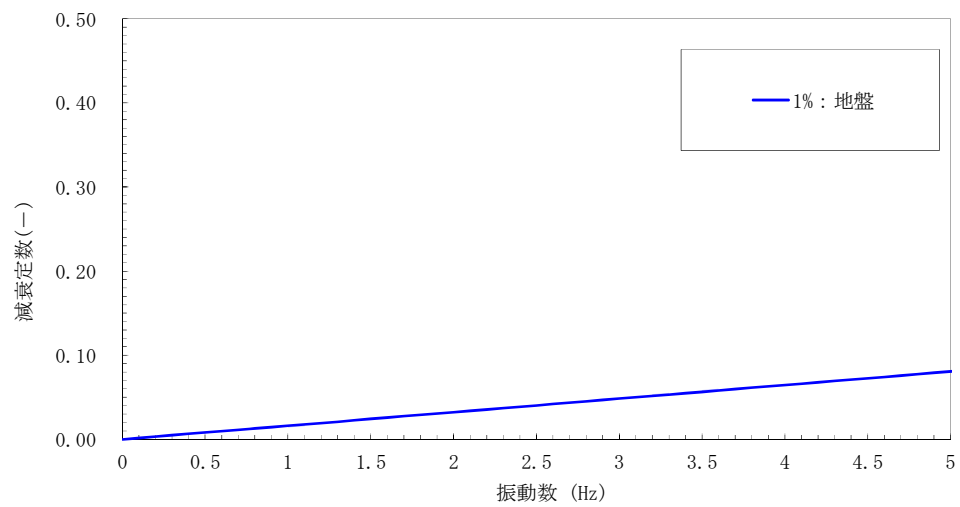


図 1-1 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

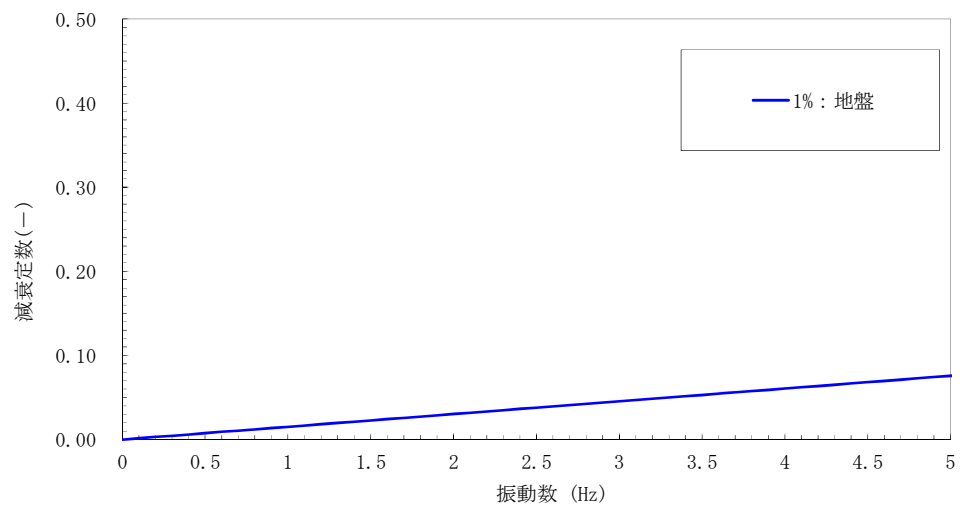


図 1-1 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明

6.8.2.1 貯留堰取付護岸の耐震性についての計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	397
2. 基本方針	398
2.1 位置	398
2.2 構造概要	399
2.3 評価方針	401
2.4 適用規格	404
3. 地震応答解析	405
3.1 評価対象断面	405
3.2 解析方法	407
3.2.1 地震応答解析手法	408
3.2.2 構造部材	409
3.2.3 地盤	409
3.2.4 減衰特性	409
3.3 荷重及び荷重の組合せ	410
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	410
3.3.2 荷重	411
3.3.3 荷重の組合せ	412
3.4 入力地震動	413
3.5 解析モデル及び諸元	430
3.5.1 解析モデルの設定	430
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	445
3.5.3 地盤の物性値	446
3.5.4 地下水位	449
3.6 解析ケース	450
4. 耐震評価	452
4.1 評価対象部位	452
4.2 荷重及び荷重の組合せ	453
4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態	453
4.2.2 荷重	454
4.2.3 荷重の組合せ	455
4.3 許容限界	456
4.4 評価方法	457

4.5 解析モデル及び諸元	459
5. 評価結果	460
5.1 地震応答解析結果	460
5.2 耐震評価結果	490
5.3 まとめ	495

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰取付護岸が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰取付護岸に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰取付護岸の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

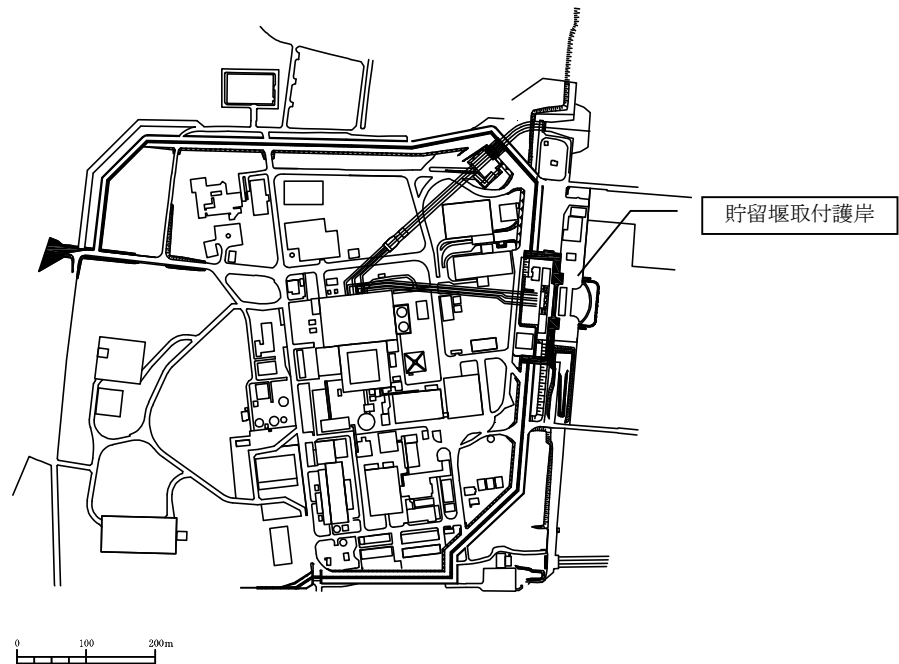


図 2.1-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面配置図（全体図）

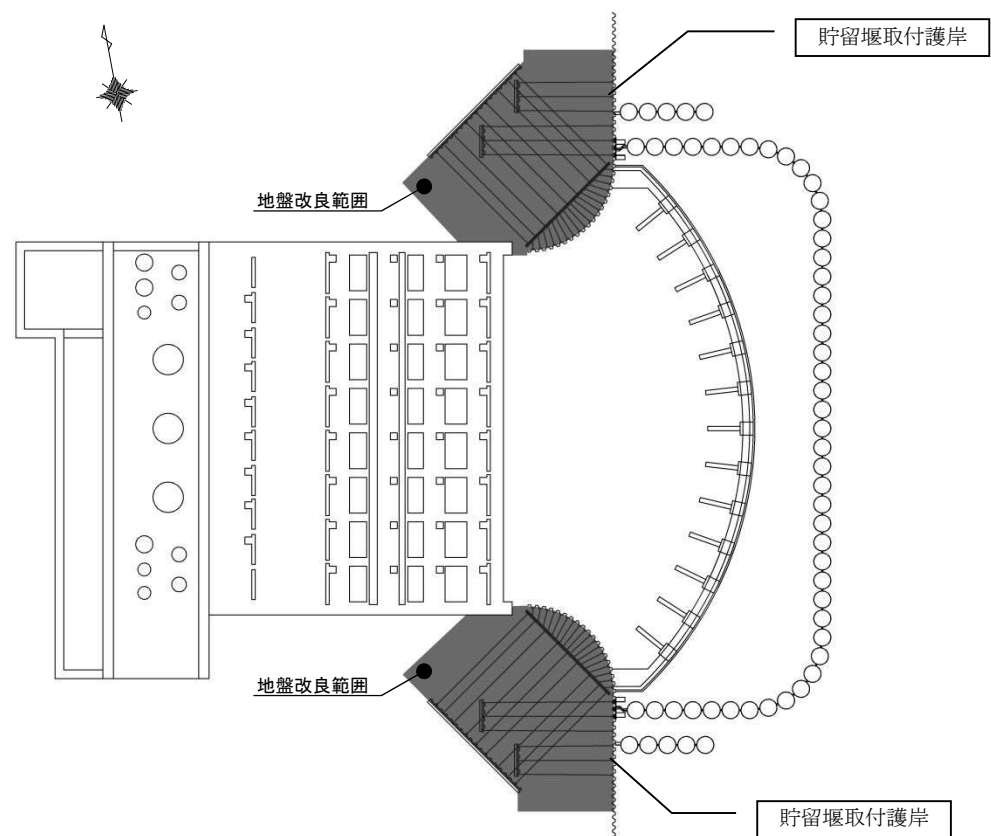


図 2.1-1 (2) 貯留堰取付護岸の平面配置図（拡大図）

2.2 構造概要

貯留堰取付護岸は、貯留堰の構成部材である防護材取付部鋼材と接続する既設構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。また、前面鋼矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

貯留堰取付護岸の平面図を図 2.2-1、標準断面図を図 2.2-2 に示す。図 2.2-1 (2) 及び図 2.2-2 に示すとおり、貯留堰取付護岸を構成する前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板は既設構造物であるが、それ以外の貯留堰及び護岸接続部を構成する部材については、新設構造物である。なお、新設構造物についても、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。

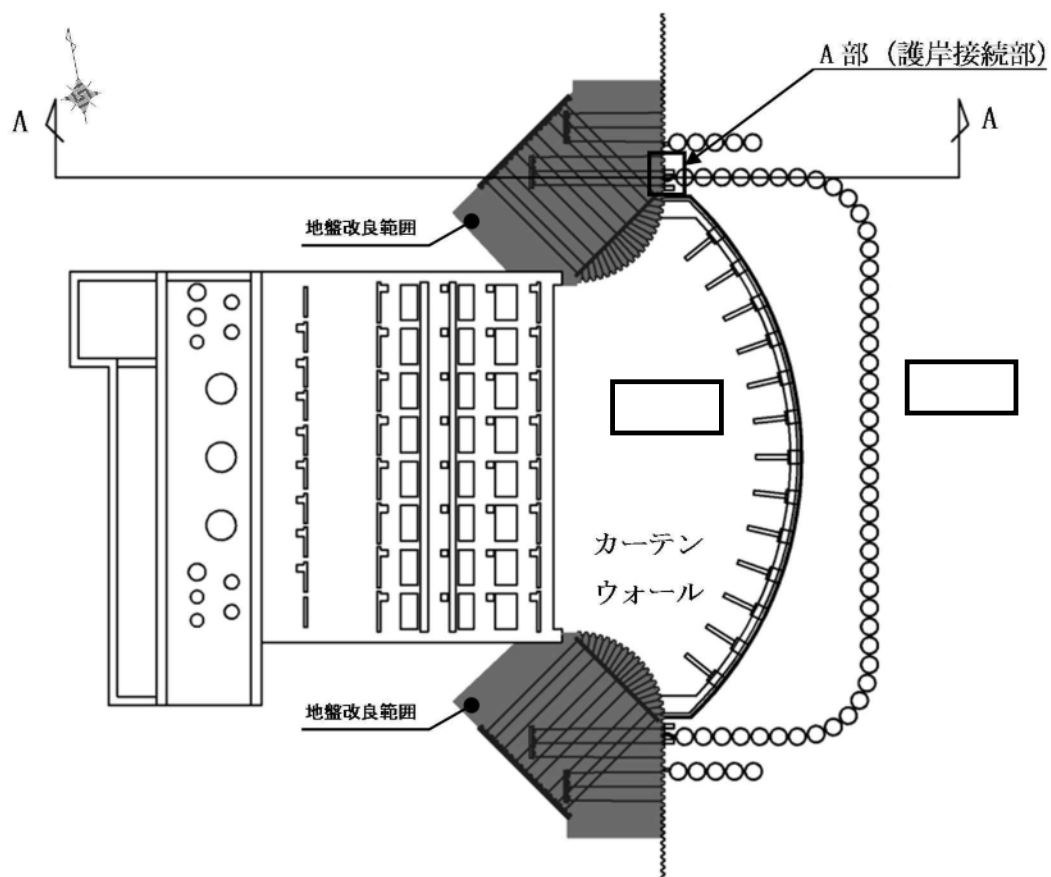
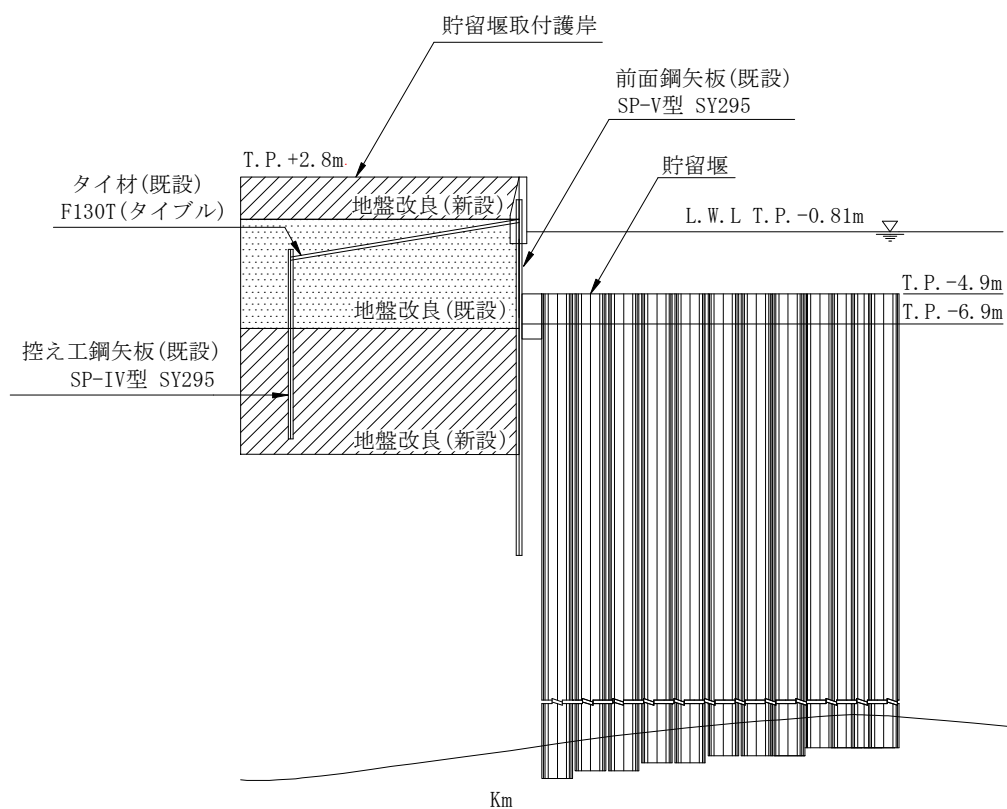
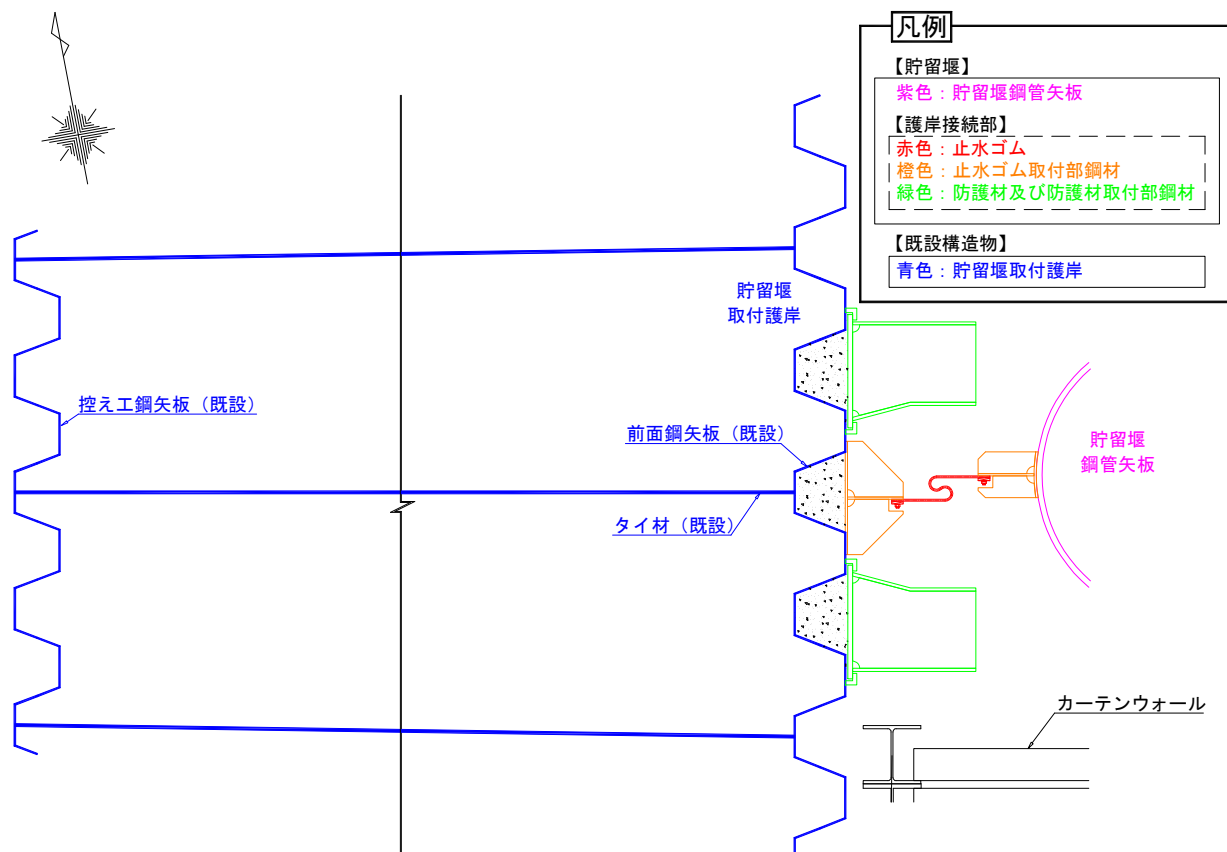


図 2.2-1 (1) 貯留堰取付護岸の平面図



2.3 評価方針

貯留堰取付護岸は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設の間接支持構造物に分類される。

貯留堰取付護岸の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

構造物への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

貯留堰取付護岸の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-1 の貯留堰取付護岸の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、鋼矢板に発生する曲げモーメント及びタイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

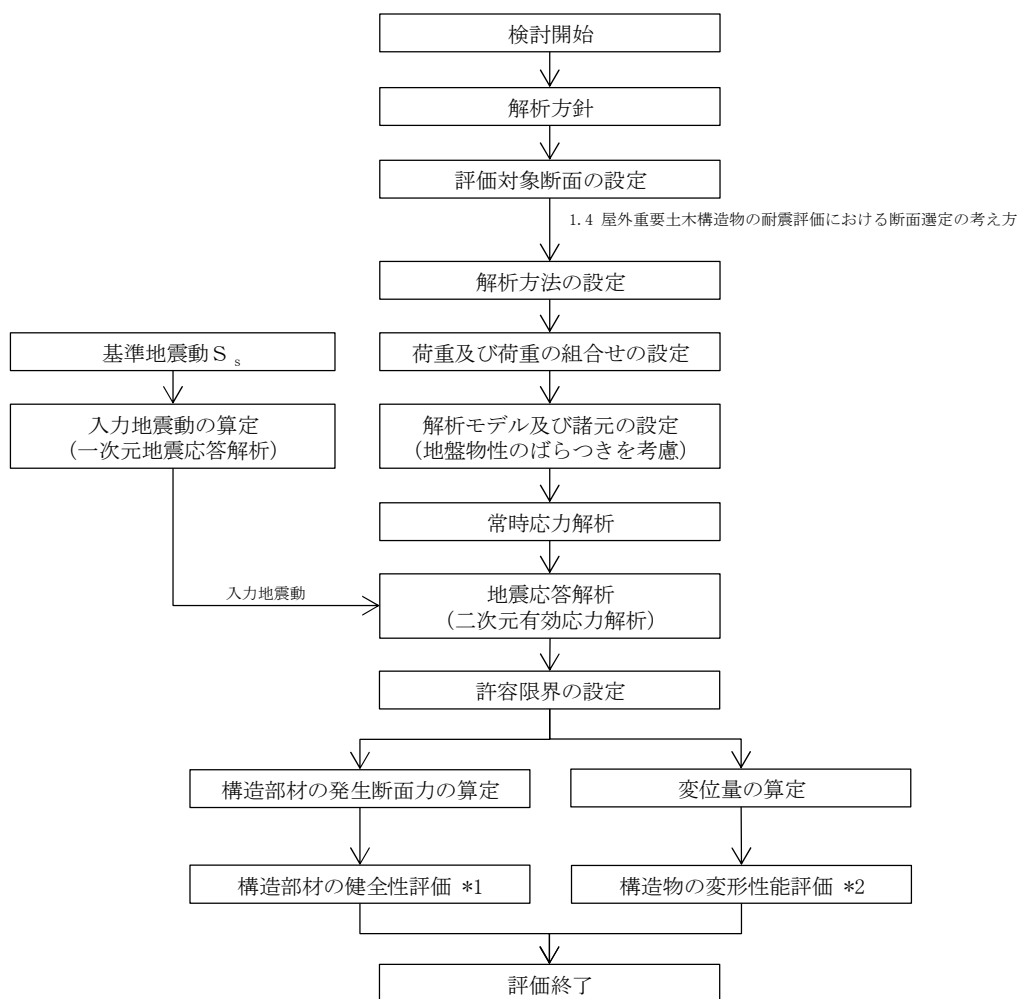
構造物の変形性評価については、前面鋼矢板及び貯留堰の変形量を算定し、貯留堰との離隔が確保されることを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、貯留堰の変形量を考慮した止水ゴムの変形量についての照査は、「6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明」において実施する。

貯留堰取付護岸の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 貯留堰取付護岸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	前面鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		控え工鋼矢板 (既設)	発生曲げモーメントが許容限界以下であることを確認	全塑性モーメント*
		タイ材 (既設)	発生引張力が許容限界以下であることを確認	引張強さ*
	構造物の変形性	前面鋼矢板 (既設)	発生変形量が許容限界以下であることを確認	貯留堰との離隔が確保されることを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰取付護岸の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度）	・曲げに対する照査は，発生曲げモーメントが，許容限界以下であることを確認 ・引張強さに対する照査は，発生引張力が許容限界以下であることを確認
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）	・腐食代の設定
地震応答解析	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰取付護岸が貯留堰の間接支持構造物であることから、V-2-10-4-4-1「貯留堰の耐震性についての計算書」と同様とし、貯留堰との接続部を通る断面であるEW-1断面を選定し、基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

平面図を図 3.1-1 に、断面図を図 3.1-2 にそれぞれ示す。

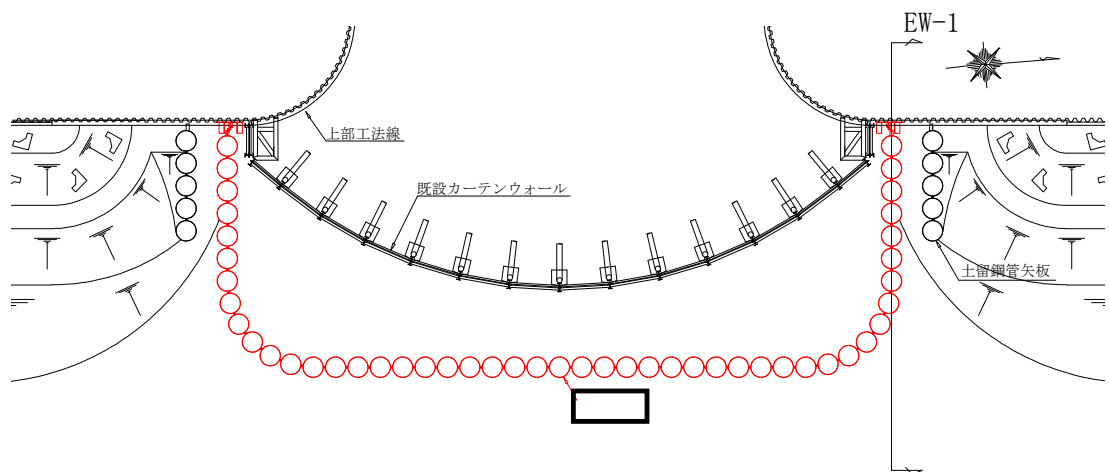


図 3.1-1 貯留堰取付護岸の平面図

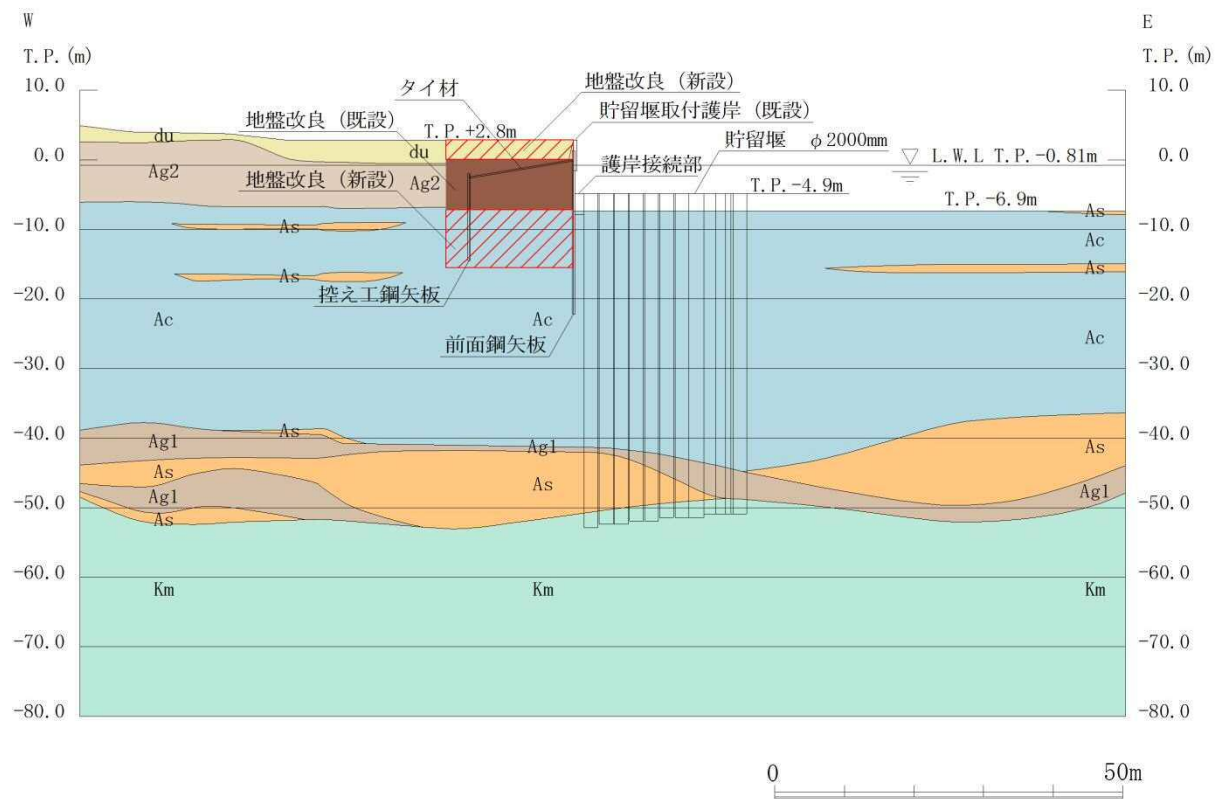


図 3.1-2 貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

貯留堰取付護岸の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。貯留堰と貯留堰取付護岸を構成する前面鋼矢板、タイ材及び控え工鋼矢板は、線形はり要素及び非線形ばね要素でモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

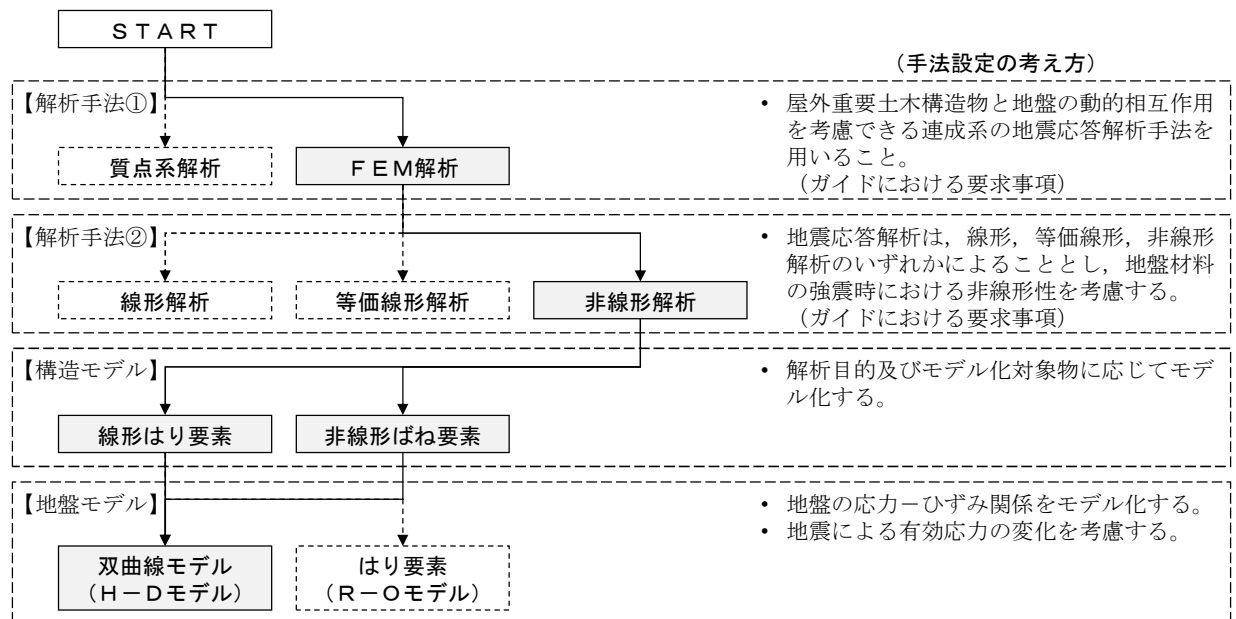


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は，線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。なお，非線形ばね要素は貯留堰取付護岸を構成するタイ材のモデル化に用いるものとする。

3.2.3 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰取付護岸の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

貯留堰取付護岸の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{ss})

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s} + P_s$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水面及び海水面に応じた静水圧として設定する。 ・地下水及び海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・変形に対して抵抗側に作用するため、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設計方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3.4-2に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

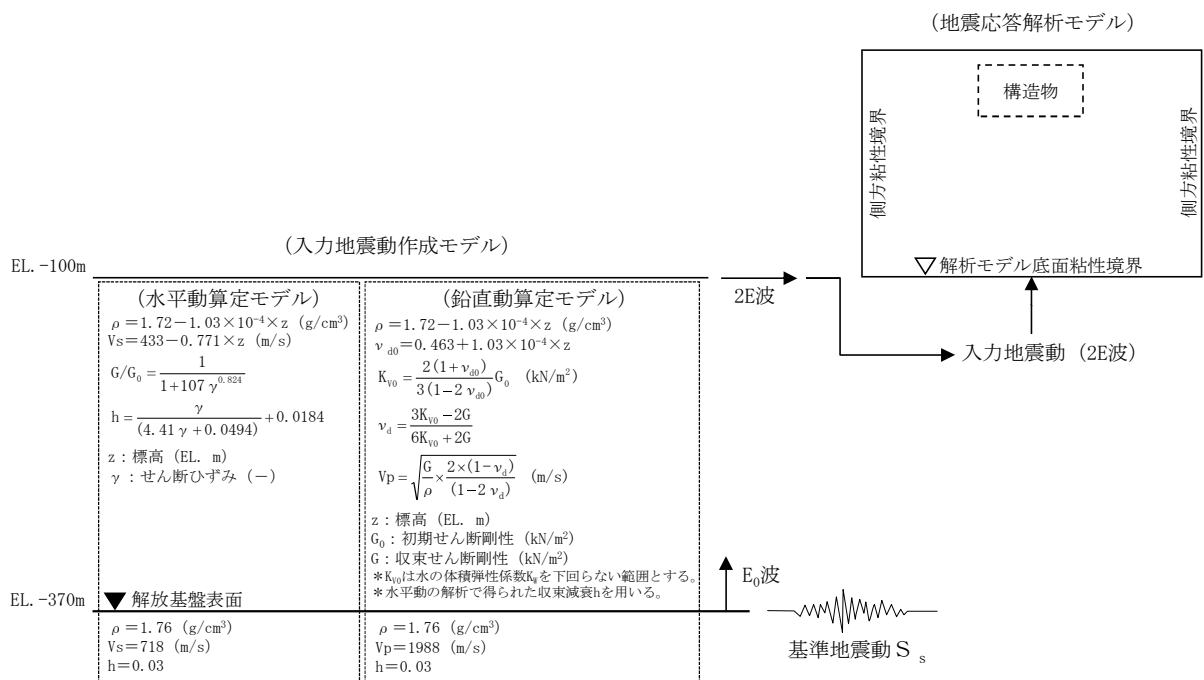
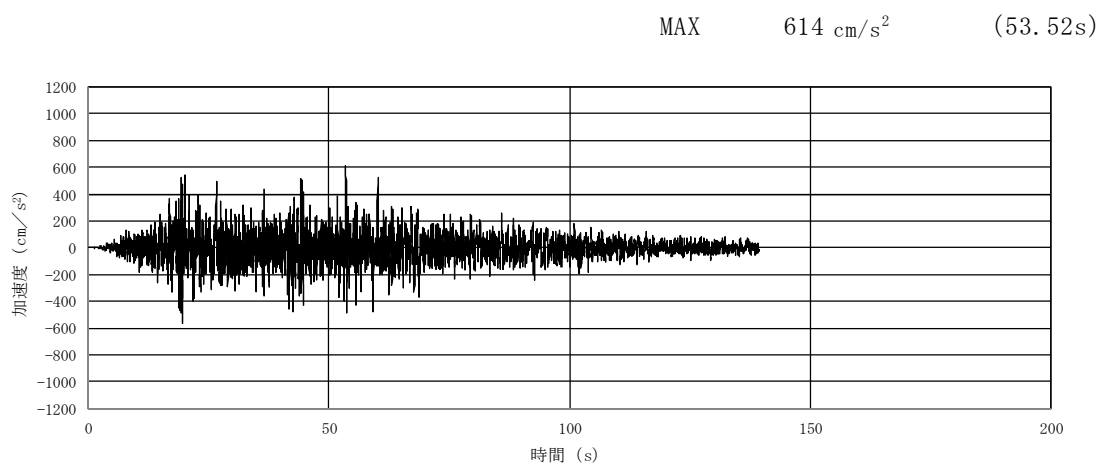
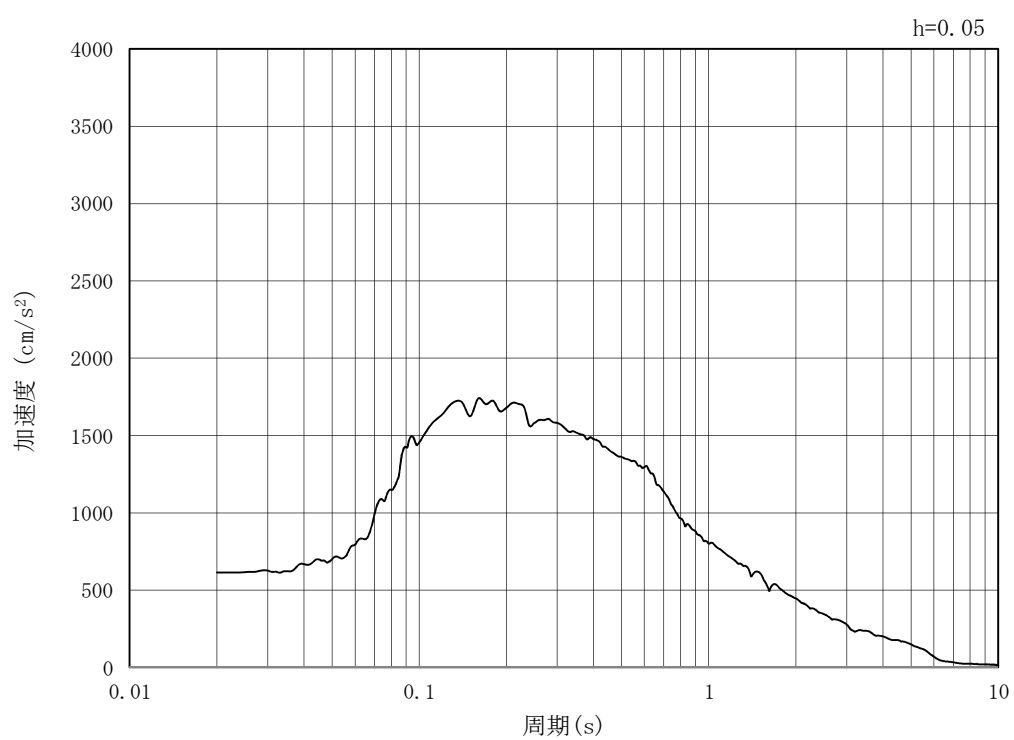


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図



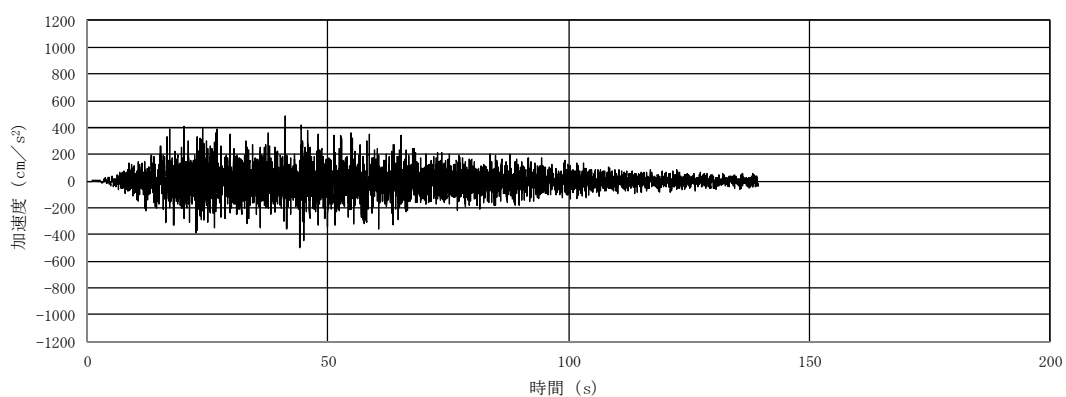
(a) 加速度時刻歴波形



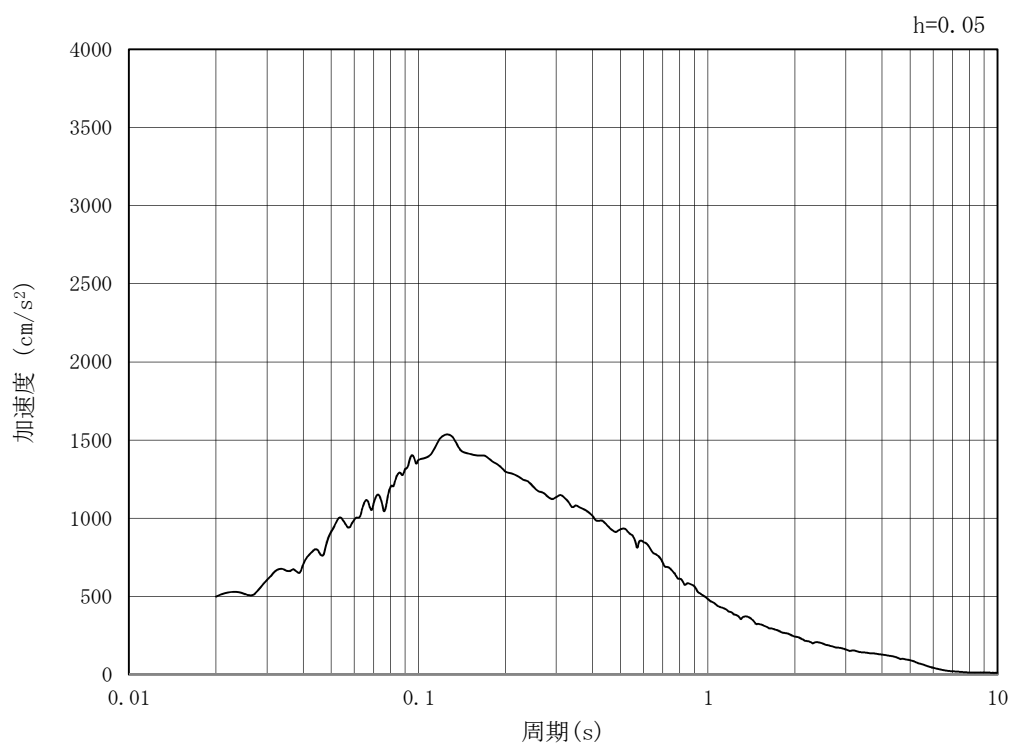
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - D1$)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)

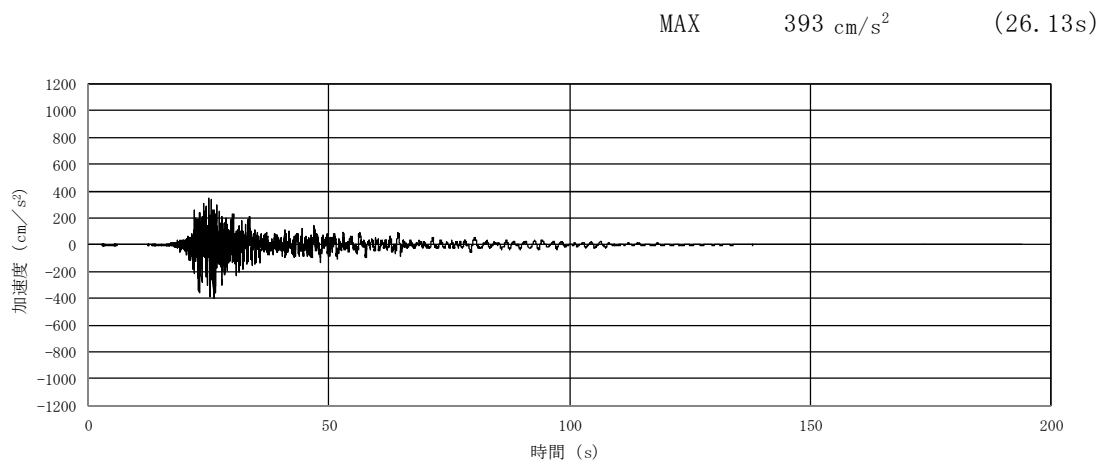


(a) 加速度時刻歴波形

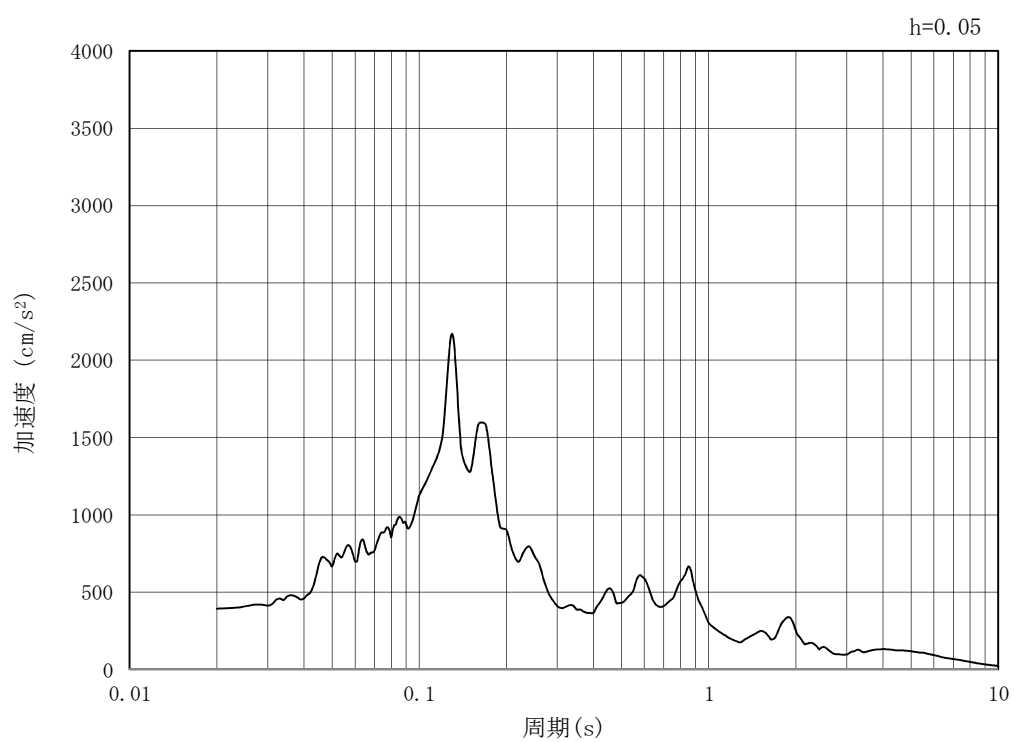


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - D1$)

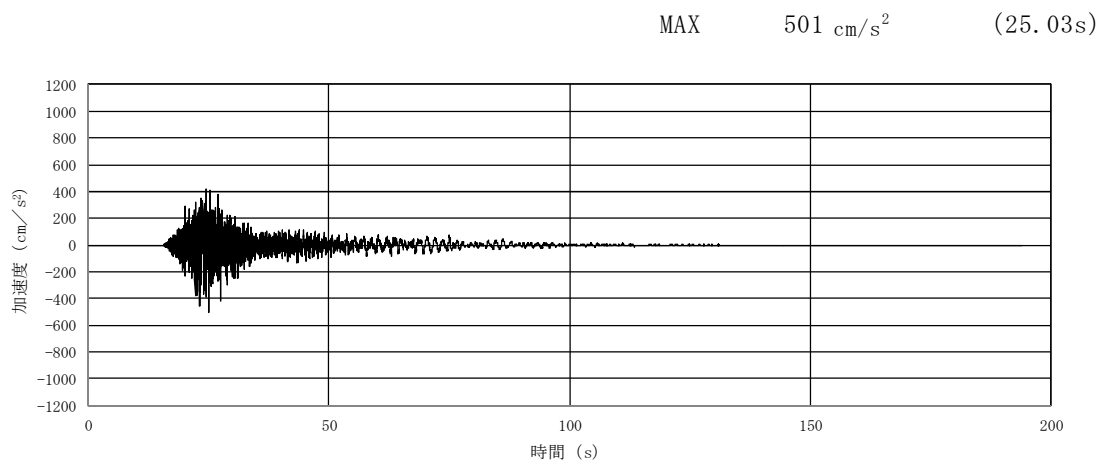


(a) 加速度時刻歴波形

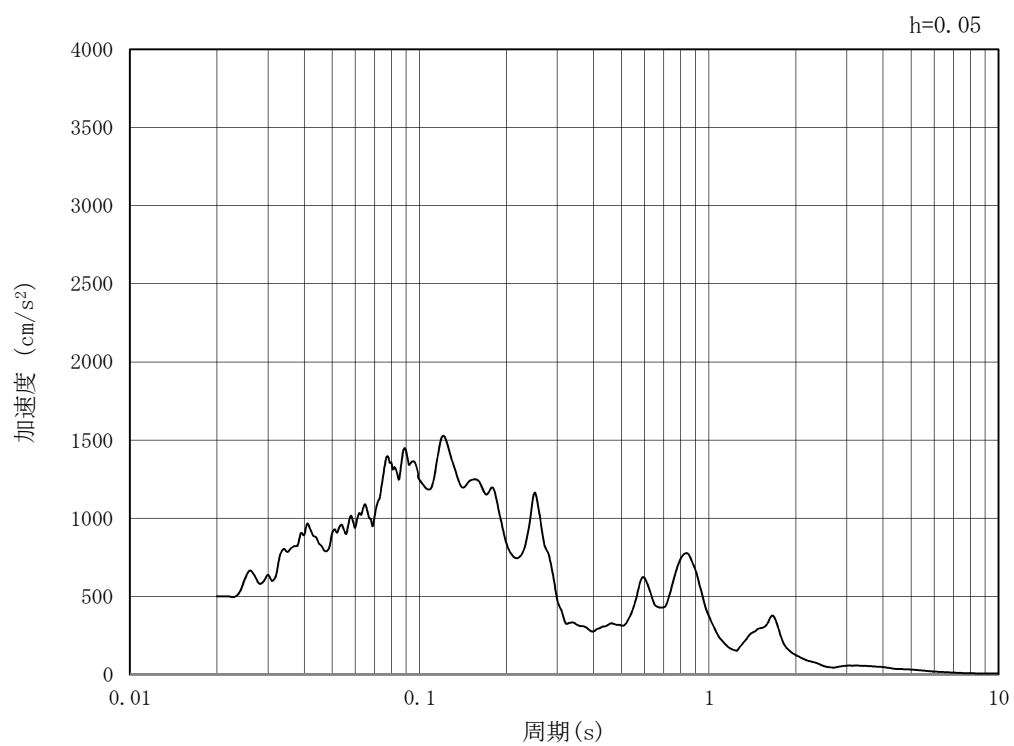


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

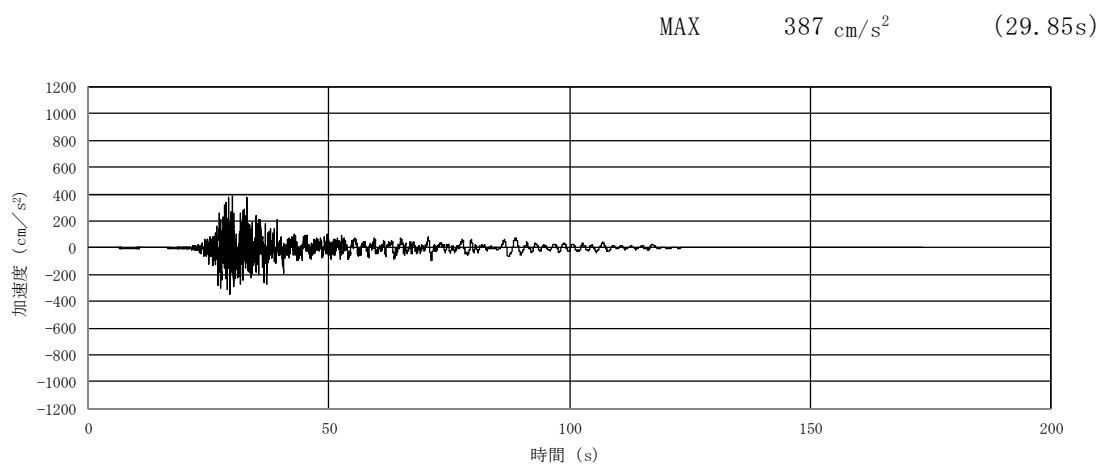


(a) 加速度時刻歴波形

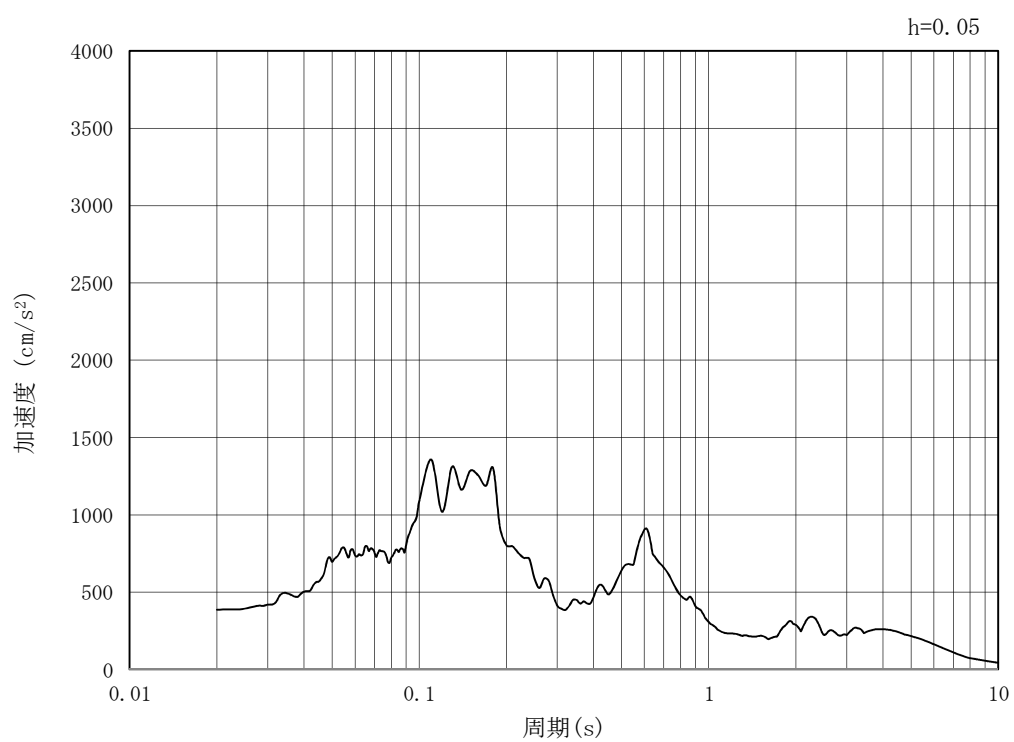


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

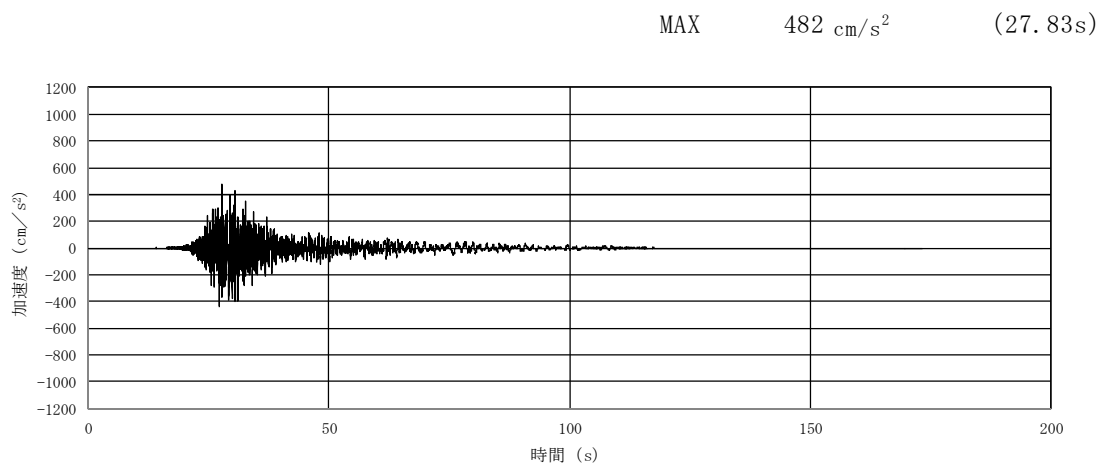


(a) 加速度時刻歴波形

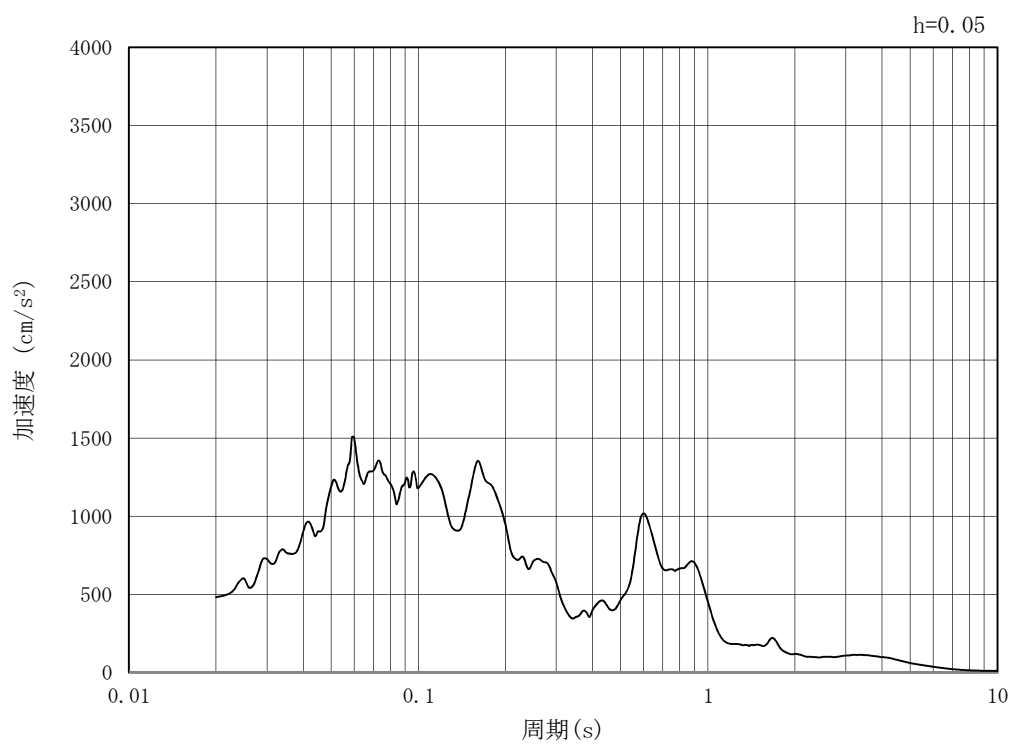


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 1.2$)



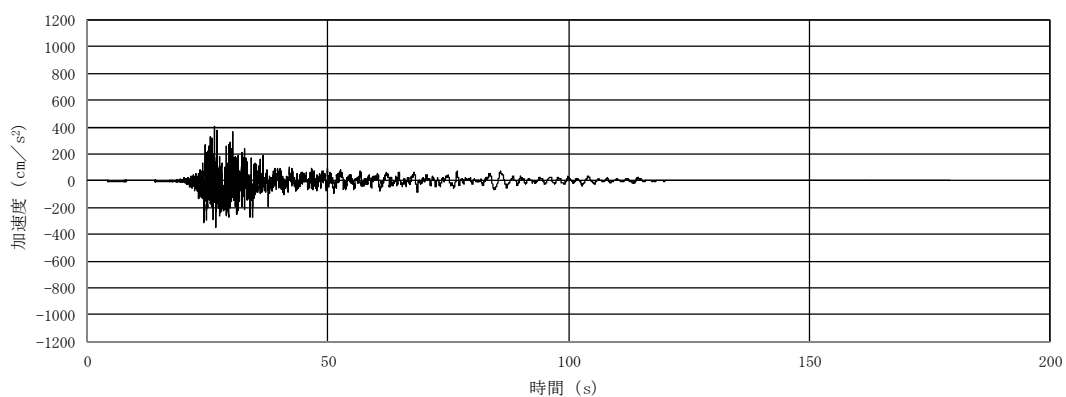
(a) 加速度時刻歴波形



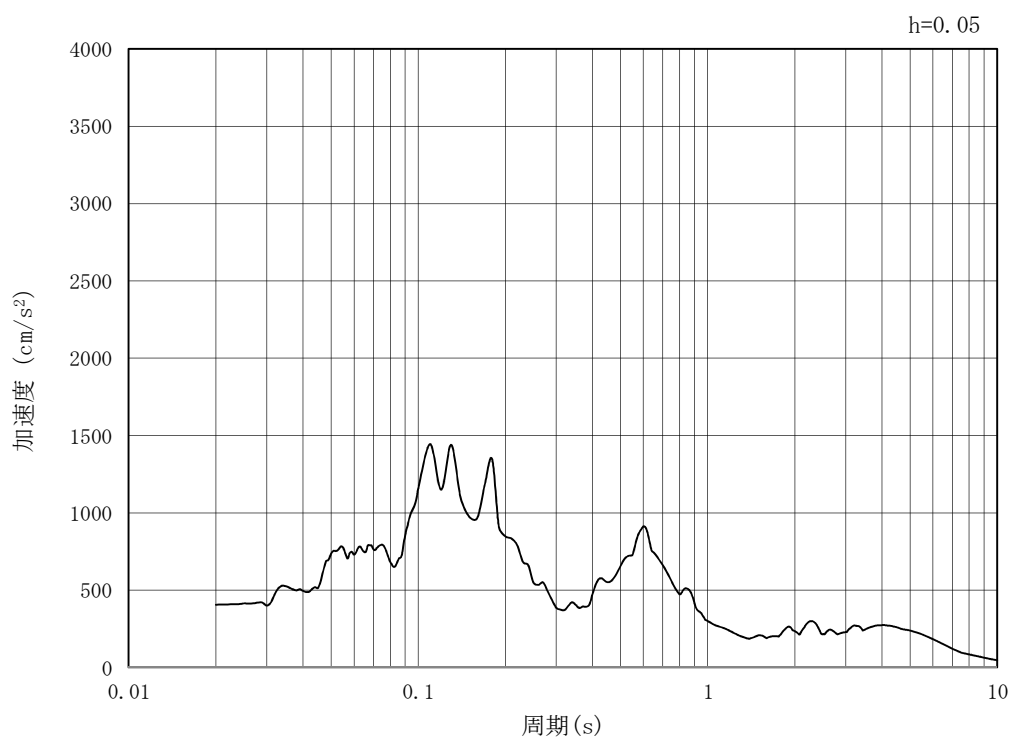
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)

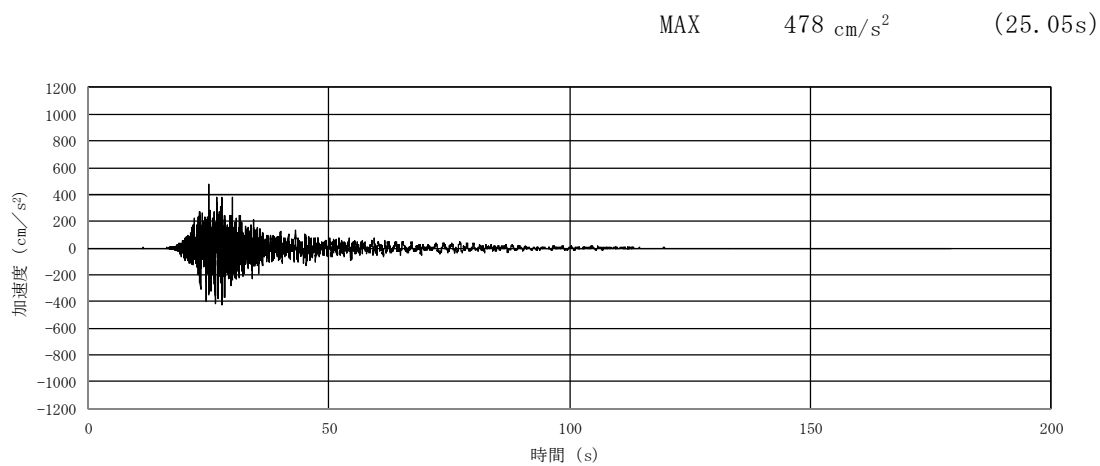


(a) 加速度時刻歴波形

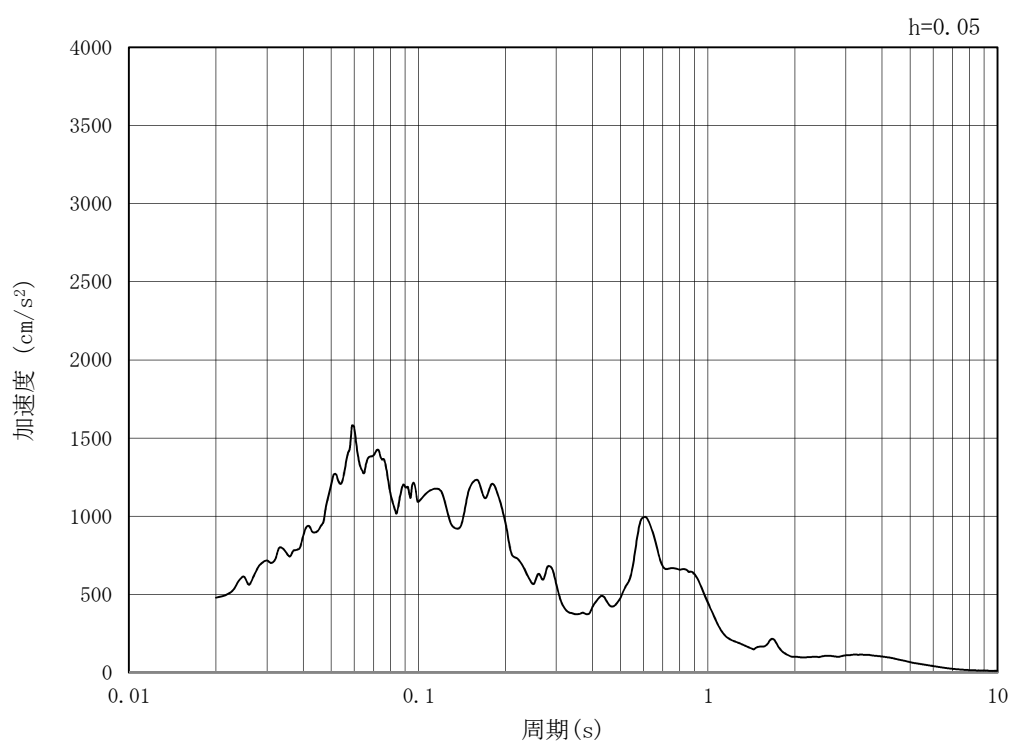


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向: $S_s - 1.3$)

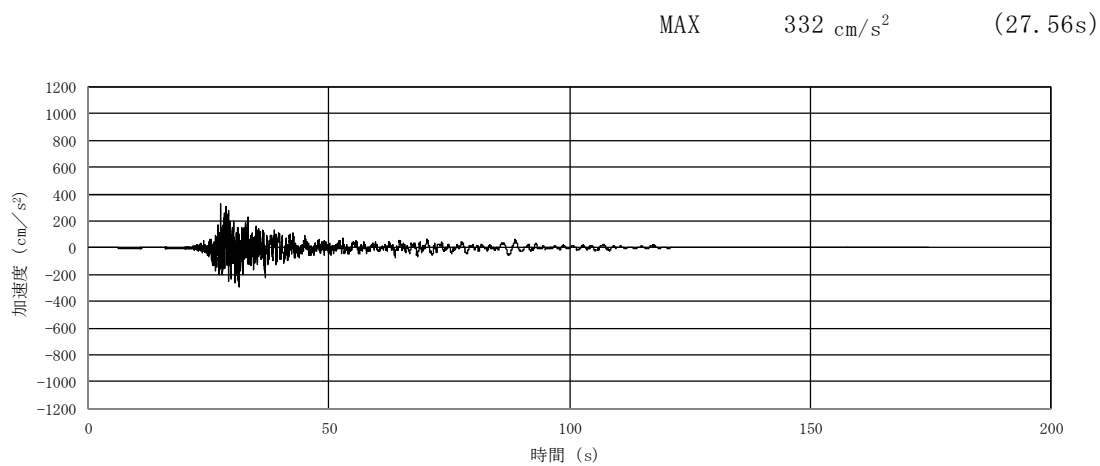


(a) 加速度時刻歴波形

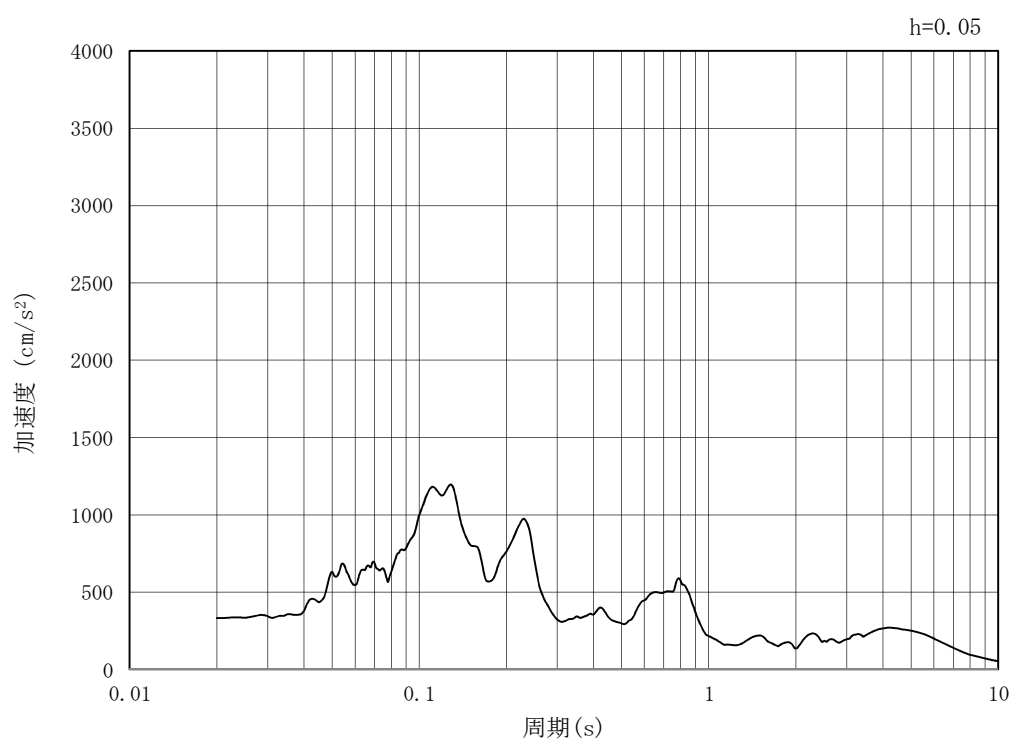


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

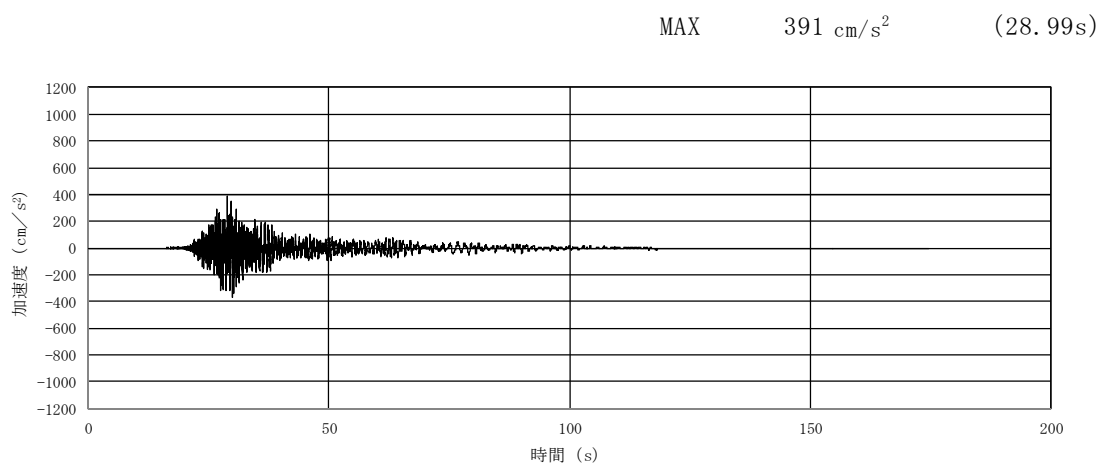


(a) 加速度時刻歴波形

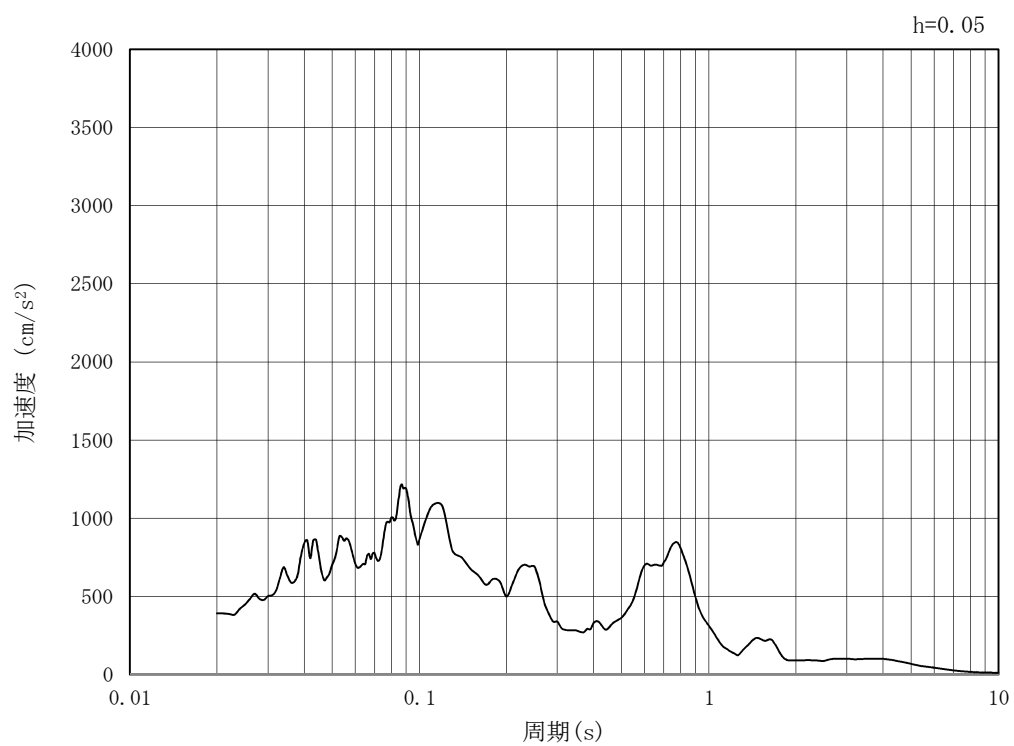


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 1.4$)

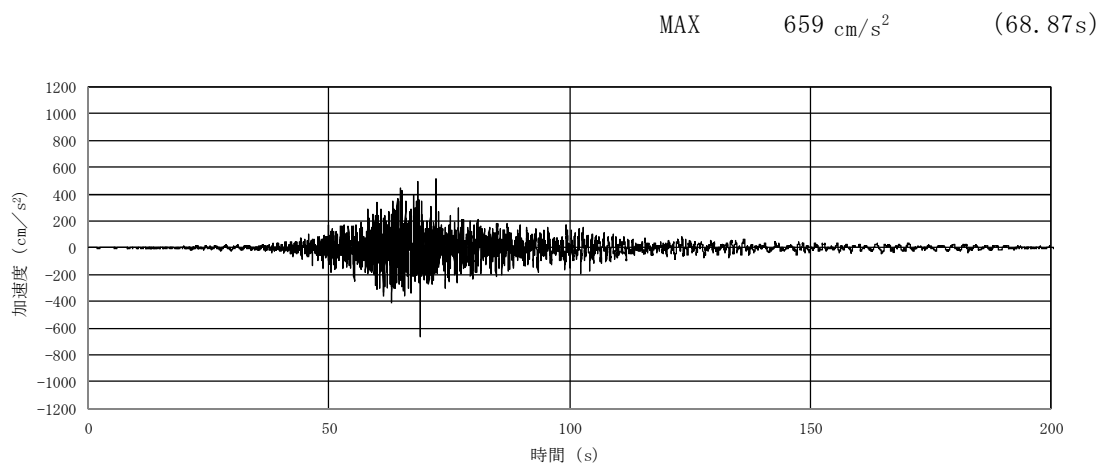


(a) 加速度時刻歴波形

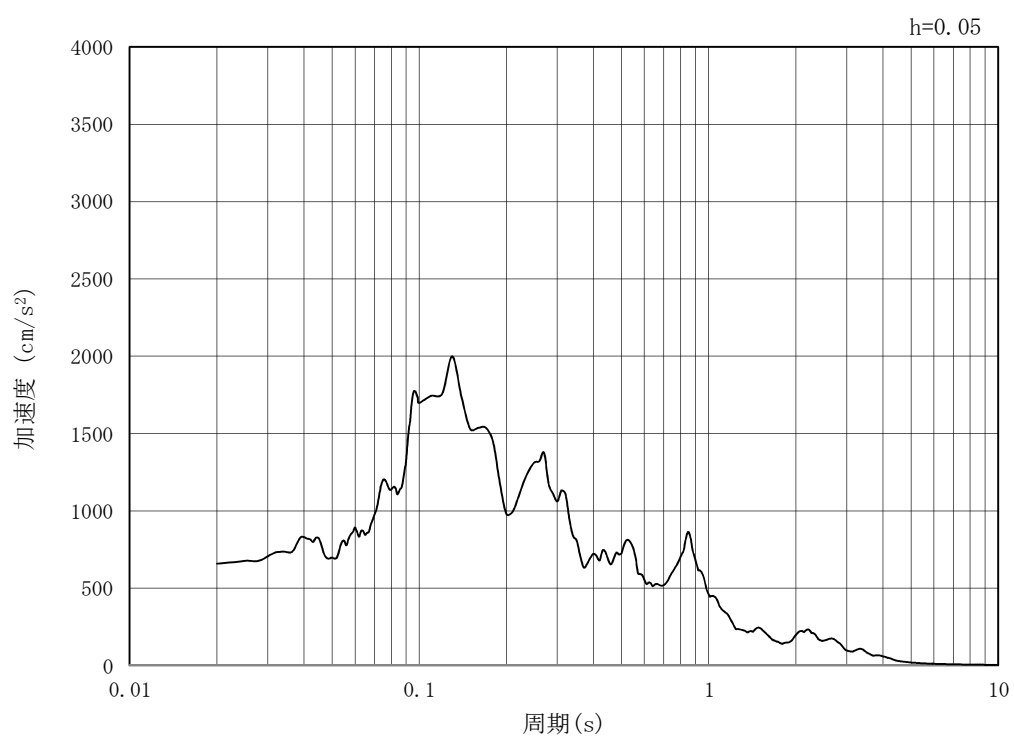


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

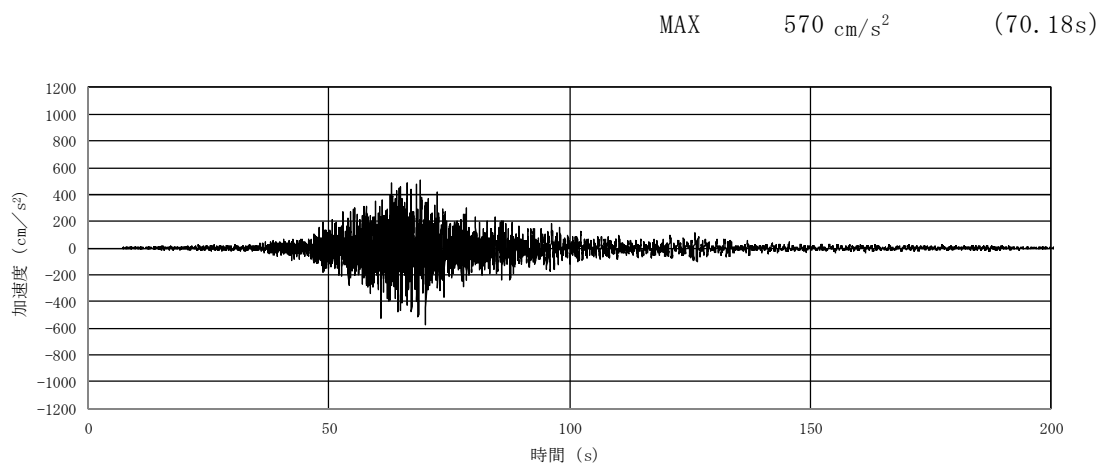


(a) 加速度時刻歴波形

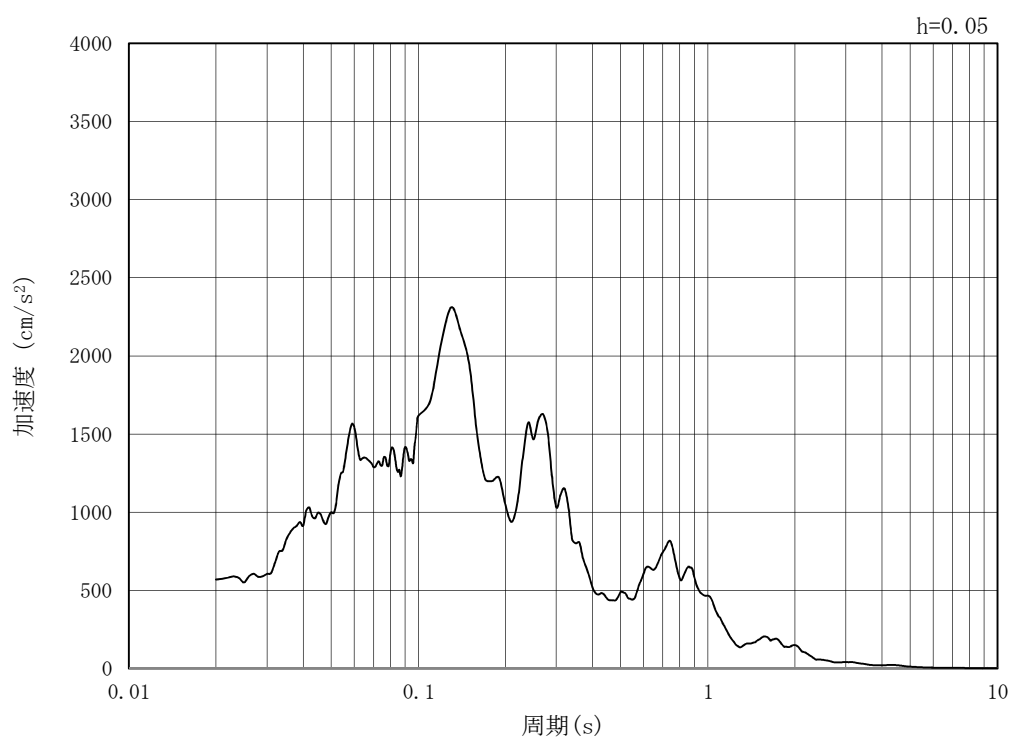


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 21$)

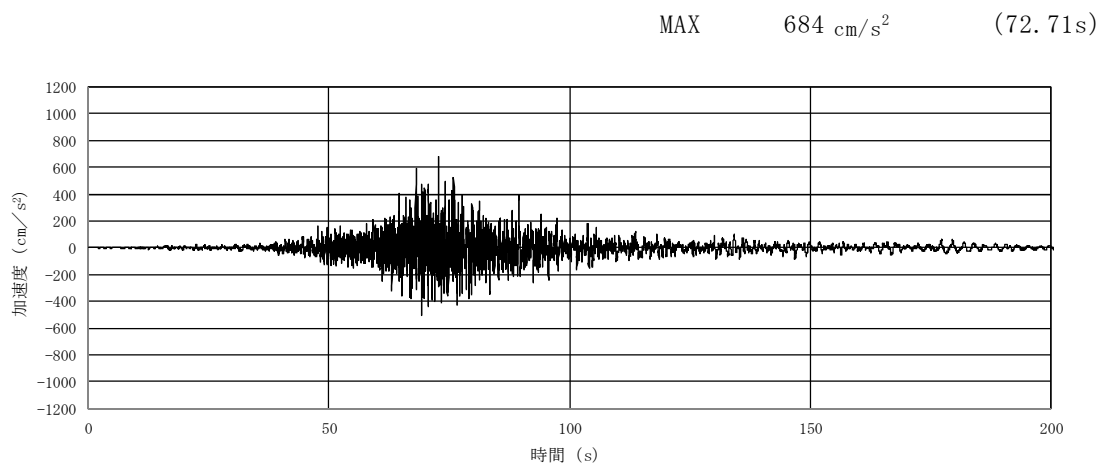


(a) 加速度時刻歴波形

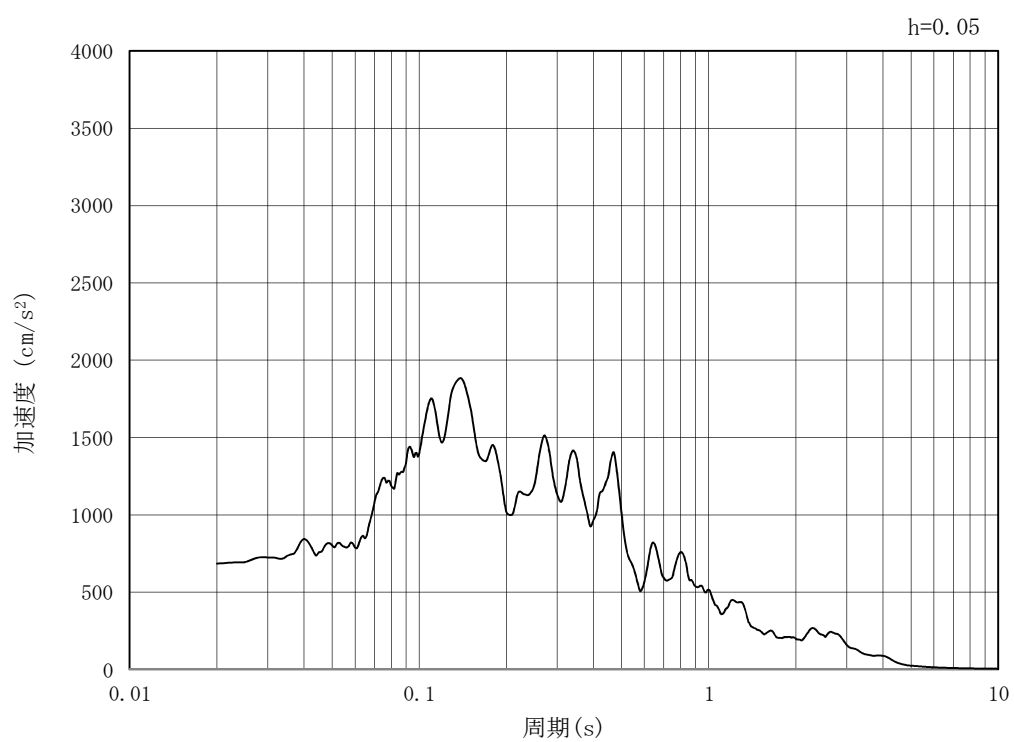


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向 : $S_s - 21$)

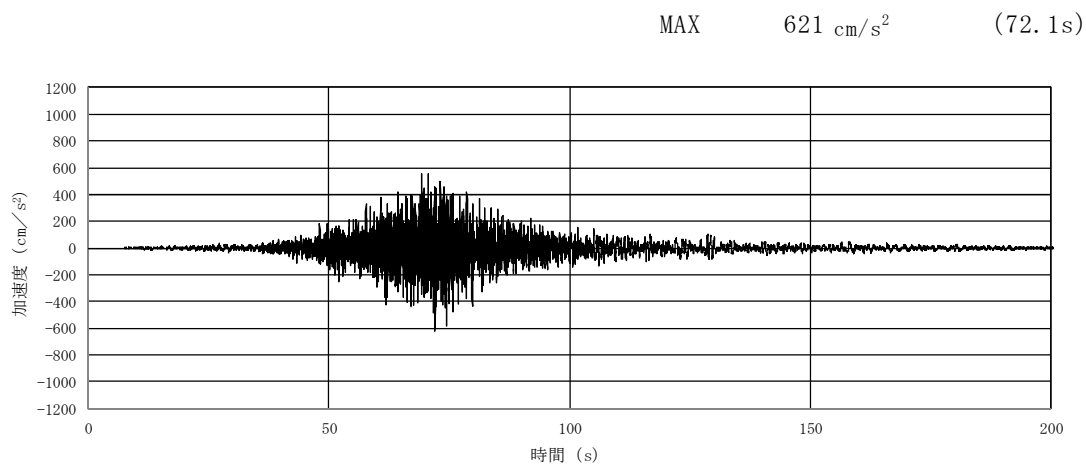


(a) 加速度時刻歴波形

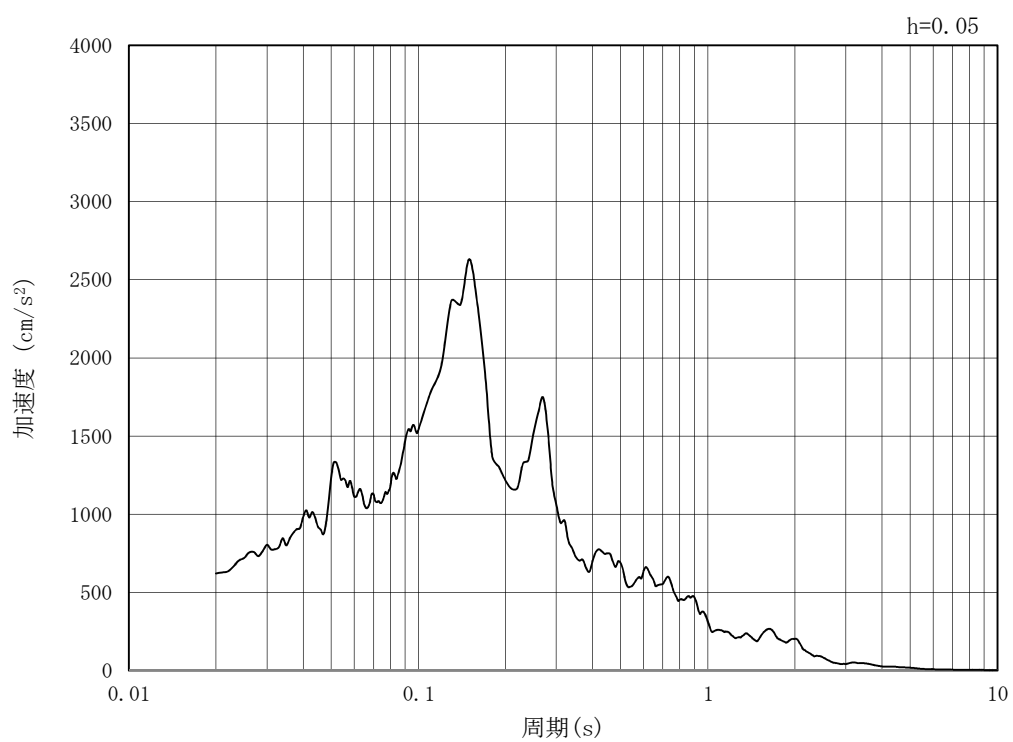


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 2.2$)

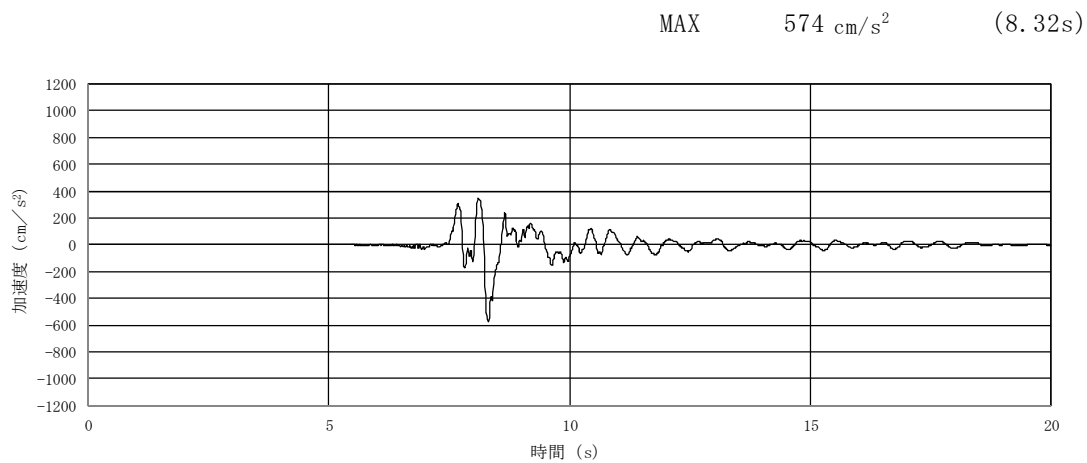


(a) 加速度時刻歴波形

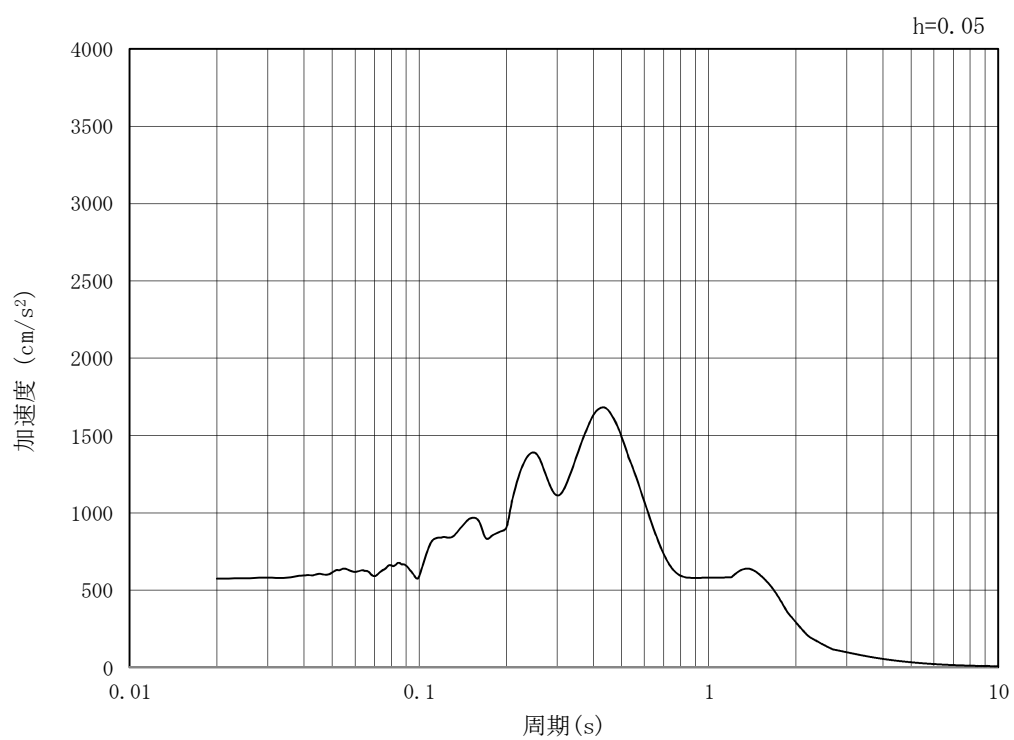


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

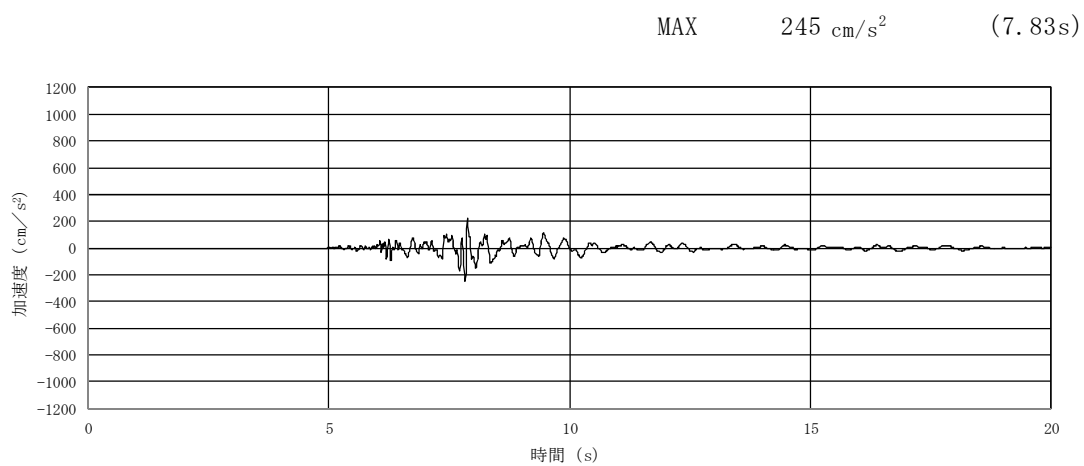


(a) 加速度時刻歴波形

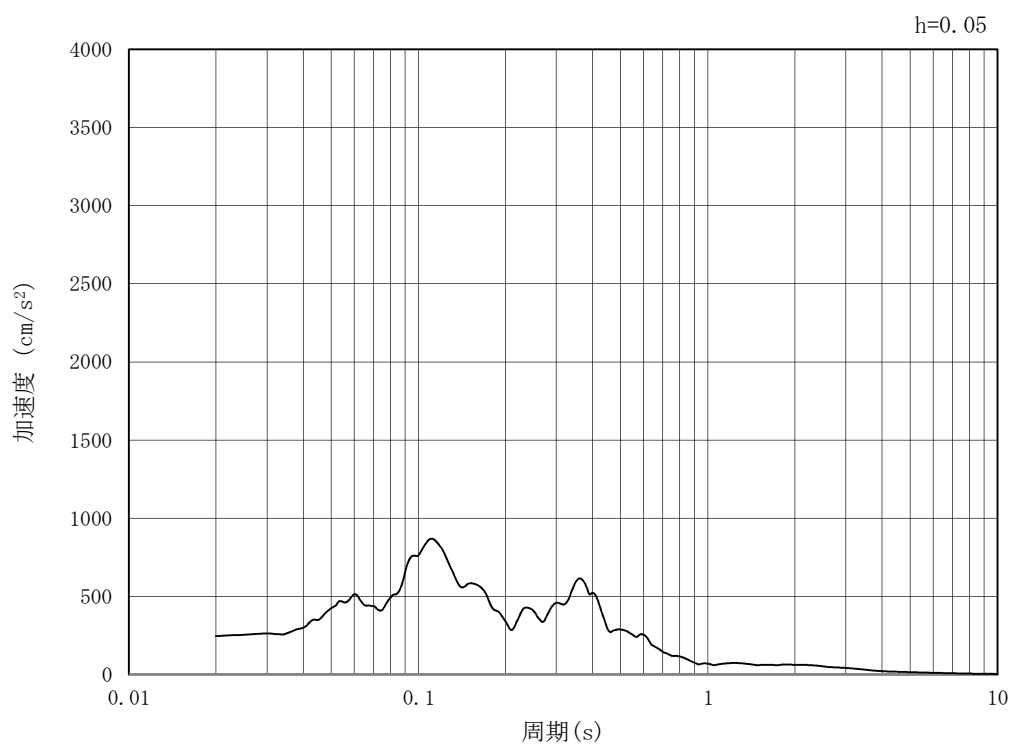


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(水平方向 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1)
(鉛直方向 : $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，J E A G 4 6 0 1－1987 を適用し，図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については，地盤の波動をなめらかに表現するために，最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割，すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し，要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし，1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお，杭の要素分割については，杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

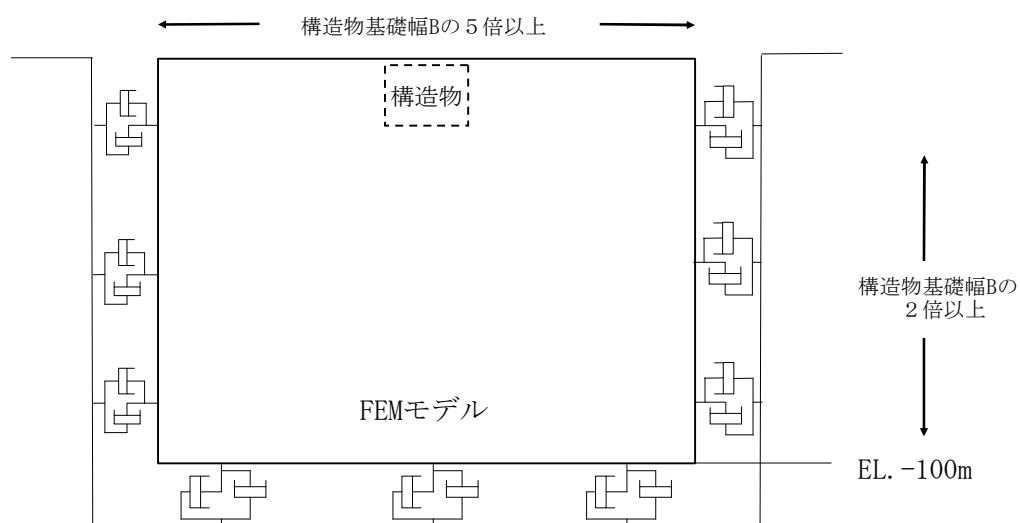


図 3.5-1 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-2に示す。

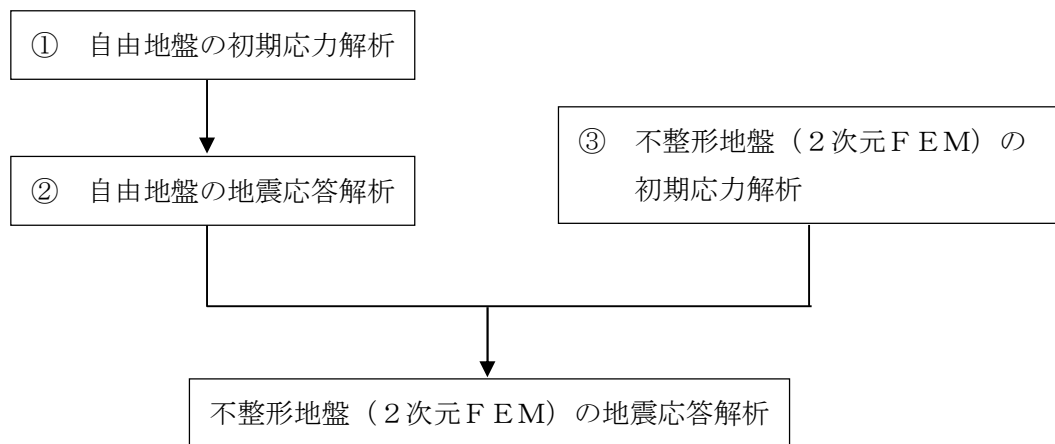


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

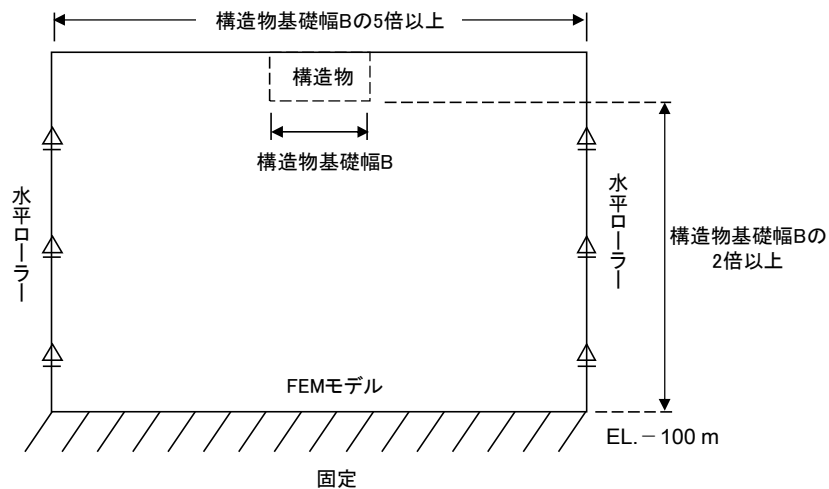


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

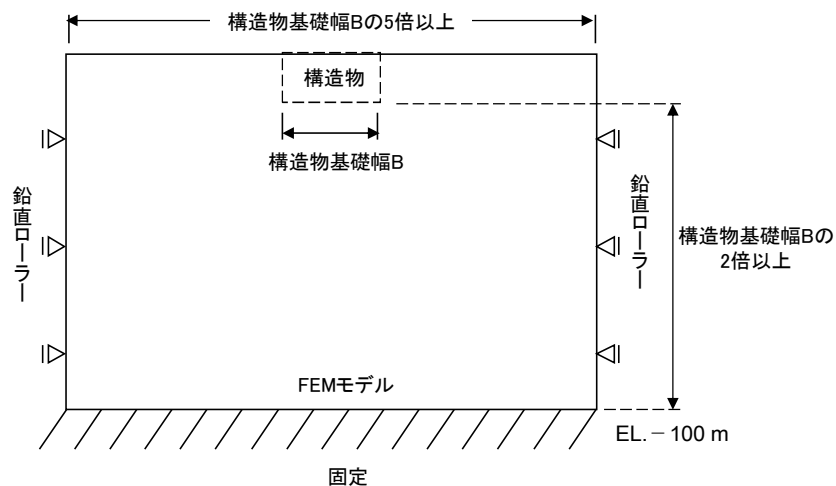


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。また、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

貯留堰取付護岸の地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。

なお、貯留堰の地震応答解析モデル（EW-1）は、貯留堰の直線部を構成する鋼管矢板が 7 本並ぶ断面となる。この断面における貯留堰については、図 3.5-5 に示すとおり、貯留堰縦断方向の変形量を適切に評価するために、貯留堰の直線部を構成する 7 本の鋼管矢板をその中心位置において、鋼管矢板 7 本分の断面積及び断面二次モーメントを有する 1 本の線形はり要素によりモデル化する。



図 3.5-5 貯留堰取付護岸の地震応答解析モデル（EW-1）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-6 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤と隣接構造物の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

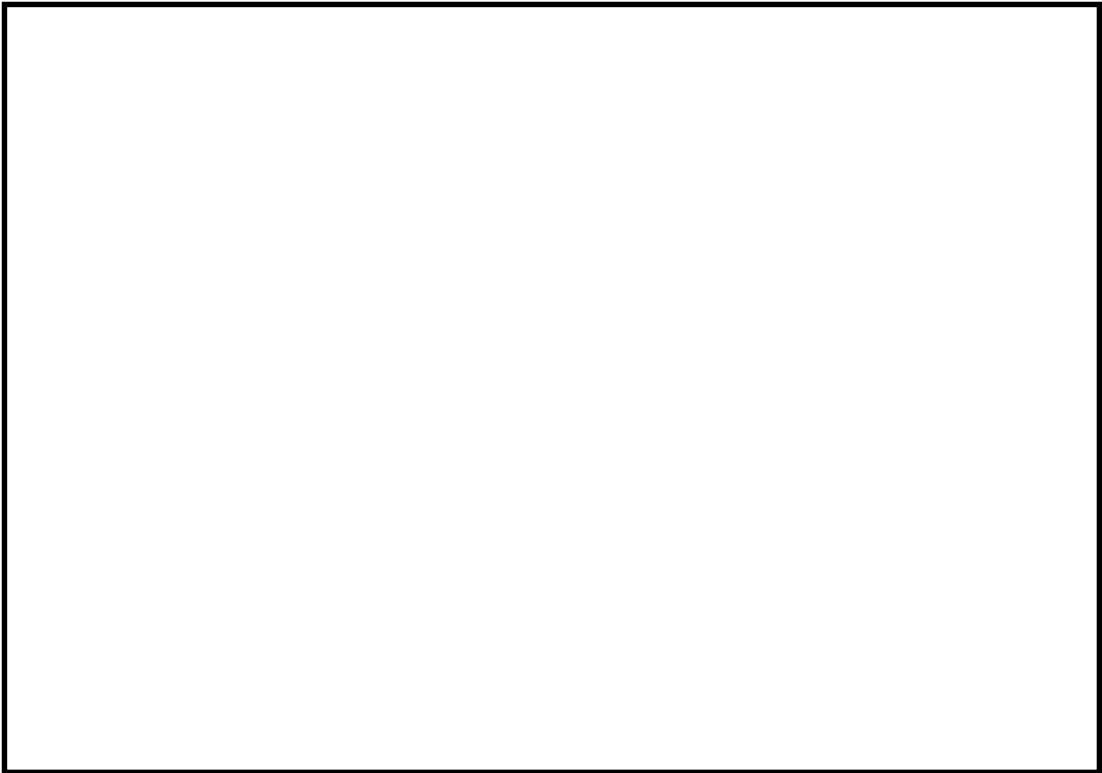
z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

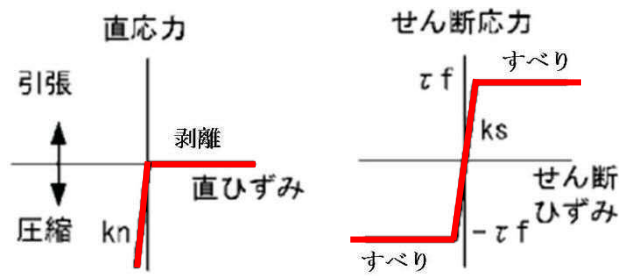
ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(a) ジョイント要素配置図 (EW-1)



(b) ジョイント要素の力学的特性

図 3.5-6 ジョイント要素の考え方

(6) 杭－地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-7 に杭－地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-3 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-3 周辺地盤と杭の境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-4 のとおり設定する。

また，杭－地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については，杭径及び杭間隔より設定される※。

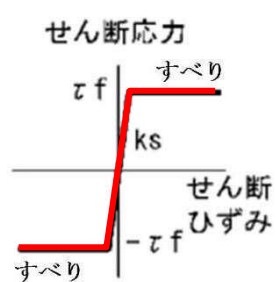
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.5-4 杭－地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭－地盤相互作用ばね配置図 (EW-1)



(b) 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3.5-7 杭－地盤相互作用ばねの考え方

(7) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として，表 3.5-5 のとおり設定する。図 3.5-8 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.5-5 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

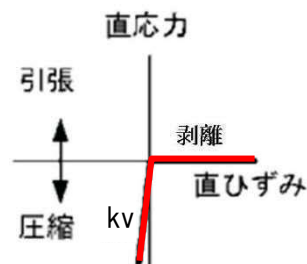


図 3.5-8 杭下端ジョイントばねの考え方

(8) タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の設定

貯留堰取付護岸を構成するタイ材は、タイ材に生じる引張力が許容限界以下であることを適切に評価できるよう、引張力の上限値を有さない非線形ばね要素によりモデル化する。タイ材をモデル化した非線形ばね要素では、タイ材が常時状態よりもたるむ変形が生じた場合、剛性及び軸力をゼロとし、圧縮力に対しては抵抗しないことを考慮する。

タイ材の非線形ばね要素に用いるばね定数は、タイ材のヤング係数、断面積及びタイ材長さに基づき、表 3.5-6 のとおり設定する。図 3.5-9 にタイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方を示す。

表 3.5-6 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素のばね定数

	単位	値	備考
ヤング係数 E	N/mm ²	1.86×10^5 *1	
断面積 A	m ²	6.91×10^{-4} *2	
タイ材長さ L	m	15.0	
ばね定数 K	kN/m	8568	算定式： $K = E \times A / L$

- 注記 *1：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料 第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 月）
- *2：タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）

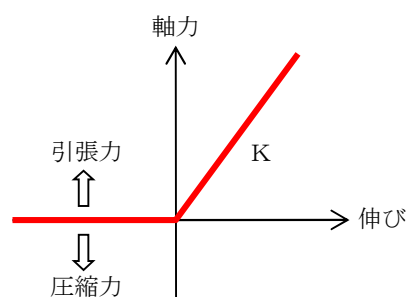


図 3.5-9 タイ材のモデル化に用いる非線形ばね要素の考え方

(9) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とする。

図3.5-10にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5-7に固有値解析結果を示す。

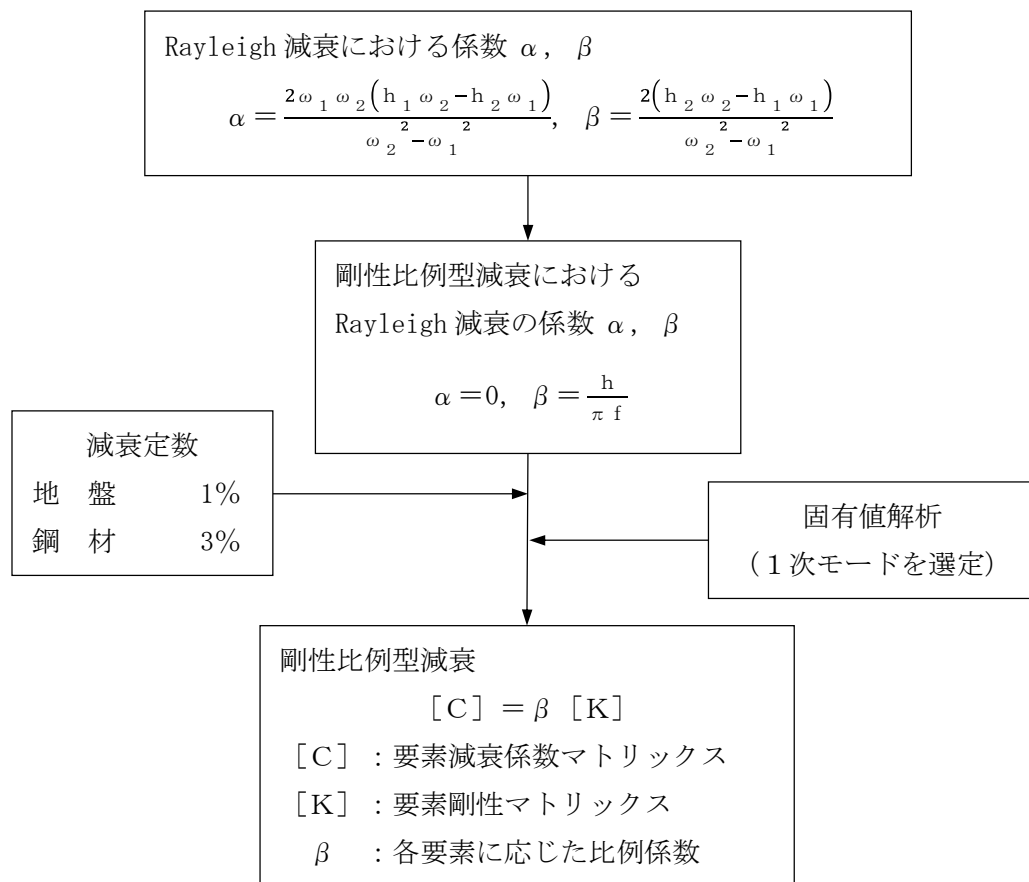


図 3.5-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(EW-1 断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.519	-62.43	—
2	0.633	236.02	地盤の1次として採用
3	0.820	144.42	—
4	0.928	-138.28	構造物の1次として採用
5	0.995	85.99	—
6	1.060	-103.33	—
7	1.273	39.94	—
8	1.333	-34.00	—
9	1.355	-38.14	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(EW-1 断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.554	-69.31	—
2	0.685	-248.63	地盤の1次として採用
3	0.885	-163.00	—
4	1.006	-140.21	構造物の1次として採用
5	1.063	-89.75	—
6	1.156	87.93	—
7	1.382	33.74	—
8	1.443	-5.41	—
9	1.470	-59.83	—

表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(EW-1 断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.479	-54.53	—
2	0.579	224.99	地盤の1次として採用
3	0.751	-124.85	—
4	0.846	-136.38	構造物の1次として採用
5	0.918	-67.71	—
6	0.963	120.80	—
7	1.160	51.16	—
8	1.207	-40.01	—
9	1.243	-16.10	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果

(EW-1 断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.512	-56.24	—
2	0.605	-233.26	地盤の1次として採用
3	0.777	138.29	—
4	0.896	145.85	構造物の1次として採用
5	0.982	71.93	—
6	1.014	109.85	—
7	1.201	12.87	—
8	1.230	58.81	—
9	1.283	40.92	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-8 に、材料の物性値を表 3.5-9 に示す。

表 3.5-8 使用材料

諸元		
鋼矢板	貯留堰取付護岸	前面鋼矢板 S P－V型 ^{*1} (SY295) 控え工鋼矢板 S P－IV型 ^{*1} (SY295)
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T (ダブル) ^{*2}
鋼管矢板	貯留堰	φ 2000 mm×t40 mm ^{*3} (SM570)

注記 *1：前面側 2 mm，背面側 2 mm の腐食代（既設）をそれぞれ考慮する。

*2：ポリエチレンコーティングのため腐食代を考慮しない。

*3：外側 1 mm の腐食代（新設）を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

表 3.5-9 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鋼矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
タイ材	—	1.86×10 ⁵ ^{*3}	—	3 ^{*2}
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*3：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料 第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 月）

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3.5-10に示す。

表 3.5-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤						
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石	
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km		
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)	
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z	0.02	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35	

z：標高（m）

表 3.5-10 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 m_5, m_6	最大履歴 減衰率 $h_{max}(\%)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310, 675	353, 317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318, 028	361, 679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331, 480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336, 026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357, 650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401, 921	424, 250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≦8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (－)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (－)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (－)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (－)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

表 3.5-10 (5) 地盤改良体の一軸圧縮強度

部位	一軸圧縮強度 (N/mm ²)
地盤改良 (新設) 上側	1.0
地盤改良 (既設)	3.0 (砂質土) 1.0 (粘性土)
地盤改良 (新設) 下側	1.0 (粘性土)

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

貯留堰取付護岸の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図 3.6-1 に示す

表 3.6-1 貯留堰取付護岸の耐震設計における検討ケース

検討ケース			① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定			原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S_s-D1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S_s-11		実施					
	S_s-12		実施					
	S_s-13		実施					
	S_s-14		実施					
	S_s-21		実施					
	S_s-22		実施					
	S_s-31	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

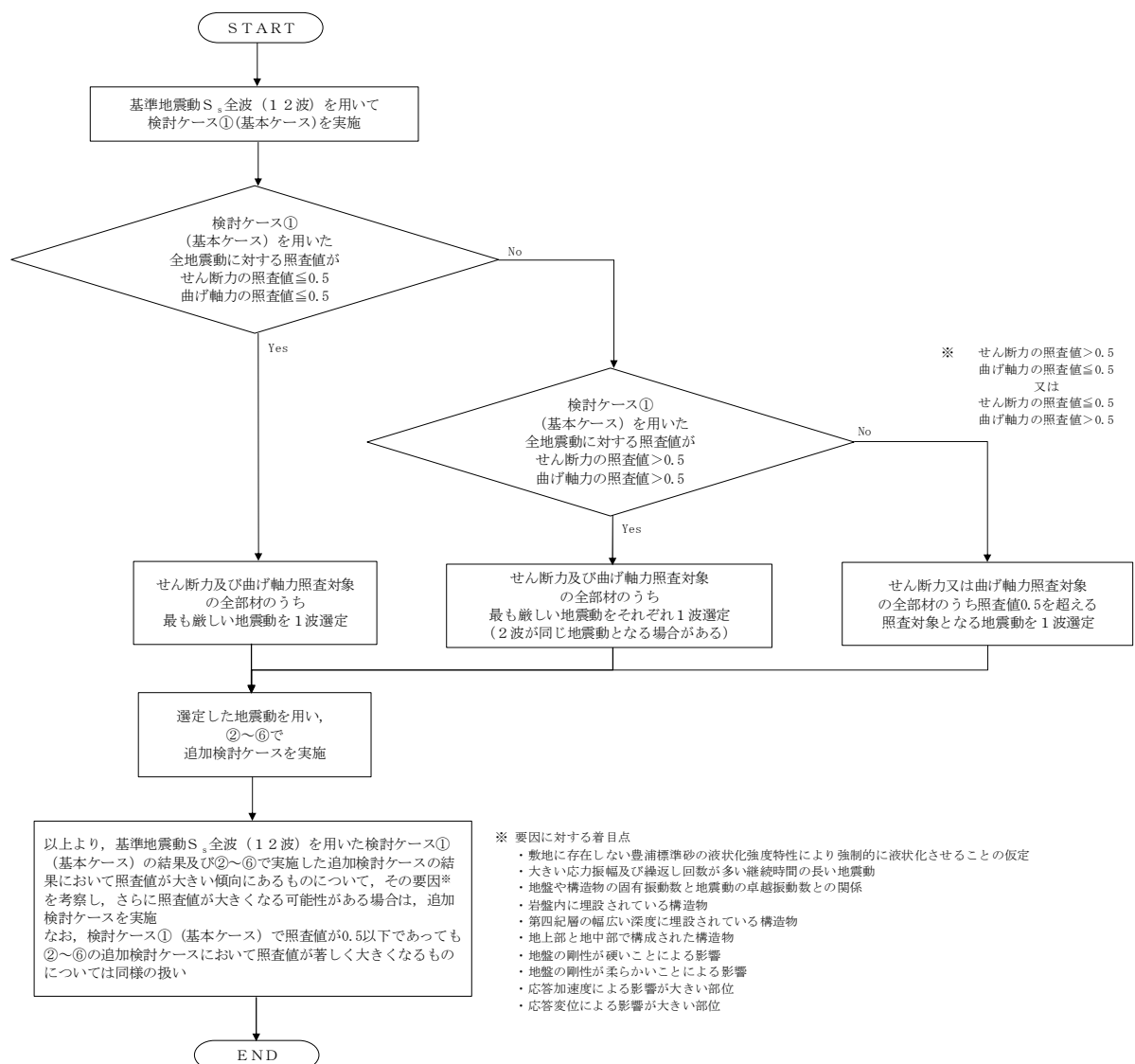


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、貯留堰取付護岸の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 前面鋼矢板

構造部材の健全性が要求される前面鋼矢板を評価対象部位とする。なお、前面鋼矢板においては変形性についても評価の対象とする。

(2) 控え工鋼矢板

構造部材の健全性が要求される控え工鋼矢板を評価対象部位とする。

(3) タイ材

構造部材の健全性が要求されるタイ材を評価対象部位とする。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.2.1 耐震安全性評価上考慮する状態

貯留堰取付護岸の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.2.2 荷重

貯留堰取付護岸の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (K_{ss})

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

4.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + K_{S_s} + P_s$

G : 固定荷重

K_{S_s} : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

表 4.2-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水面及び海水面に応じた静水圧として設定する。 ・地下水及び海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・変形に対して抵抗側に作用するため、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

4.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼矢板

貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（既設）及び控え工鋼矢板（既設）の許容限界は、「鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）」に基づく全塑性モーメントを考慮し，表 4.3-1 のとおり設定する。また，前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界は，貯留堰との離隔が確保されることを確認した変形量とする。表 4.3-2 に前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界を示す。

表 4.3-1 鋼矢板（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
前面鋼矢板	S P－V型 SY295	全塑性モーメント M_p	884 kN・m ^{*1}
控え工鋼矢板	S P－IV型 SY295	全塑性モーメント M_p	565 kN・m ^{*1}

注記 *1：鋼矢板 Q&A（鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成 29 年 3 月）

表 4.3-2 前面鋼矢板（既設）の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
前面鋼矢板	貯留堰との離隔を確保できる相対変位量：520mm

(2) タイ材

貯留堰取付護岸のタイ材（既設）の許容限界は、「タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）」に基づく引張強さを考慮し，表 4.3-3 のとおり設定する。

表 4.3-3 タイ材（既設）の許容限界

評価項目			許容限界
タイ材	F130T（タイブル）	引張強さ T_{us}	1281 kN ^{*2}

注記 *2：タイブル設計施工の手引き「控索編」（株式会社エスイー，2013 年 1 月）

4.4 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 前面鋼矢板

a. 曲げモーメントに対する照査

前面鋼矢板に発生する曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

b. 変形量に対する照査

(a) 相対変位の考え方

前面鋼矢板の変形性評価に用いる地震時の構造物間の相対変位は、地震時における相対変位の最大値とする。

(b) 評価方法

図 4.4-1 のうち、前面鋼矢板の貯留堰鋼管矢板との相対水平変位量 $\delta y (+)$ が許容限界以下であることを確認する。

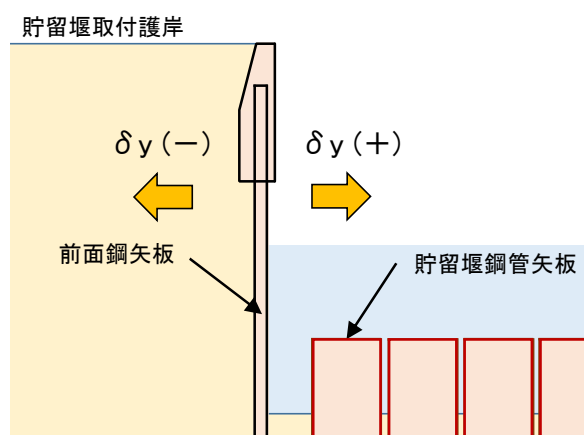


図 4.4-1 変位方向の定義

(2) 控え工鋼矢板

a. 曲げモーメントに対する照査

控え工鋼矢板に発生する曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(3) タイ材

a. 引張力に対する照査

タイ材に発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

4.5 解析モデル及び諸元

貯留堰取付護岸は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」及び「最大加速度分布」を示す。

(1) 断面力分布

耐震評価においては，「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において，せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について，各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1，表 5.1-2 及び表 5.1-3 に，二次元有効応力解析の実施ケース及び鋼矢板の曲げモーメント，タイ材の引張力に対する照査値を示す。

EW-1 断面における基準地震動 S_s による貯留堰取付護岸に発生する断面力（鋼矢板の曲げモーメント）の分布を図 5.1-1 に示す。本図は鋼矢板の曲げモーメント照査において照査値が最も厳しくなる時刻における断面力分布を示したものである。

表 5.1-1 EW-1 前面鋼矢板の曲げモーメントに対する検討ケースと照査値

<div> <div>地震動</div> <div>検討ケース</div> </div>		曲げモーメント照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.47					
	+-	0.55					
	-+	0.52					
	--	0.59	0.58	0.61	0.61	0.64	0.64
S _s -1 1		0.38					
S _s -1 2		0.49					
S _s -1 3		0.48					
S _s -1 4		0.40					
S _s -2 1		0.43					
S _s -2 2		0.49					
S _s -3 1	++	0.44					
	-+	0.38					

表 5.1-2 EW-1 控え工鋼矢板の曲げモーメントに対する検討ケースと照査値

<div> <div>地震動</div> <div>検討ケース</div> </div>		曲げモーメント照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.04					
	+-	0.05					
	-+	0.05					
	--	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.04					
S _s -1 3		0.04					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.04					
S _s -2 2		0.05					
S _s -3 1	++	0.04					
	-+	0.04					

表 5.1-3 EW-1 タイ材の引張力に対する検討ケースと照査値

<div> <div>地震動</div> <div>検討ケース</div> </div>		引張力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	++	0.37					
	+-	0.40					
	-+	0.44					
	--	0.40	0.41	0.42	0.40	0.44	0.44
S _s -1 1		0.30					
S _s -1 2		0.30					
S _s -1 3		0.30					
S _s -1 4		0.28					
S _s -2 1		0.31					
S _s -2 2		0.39					
S _s -3 1	++	0.29					
	-+	0.32					

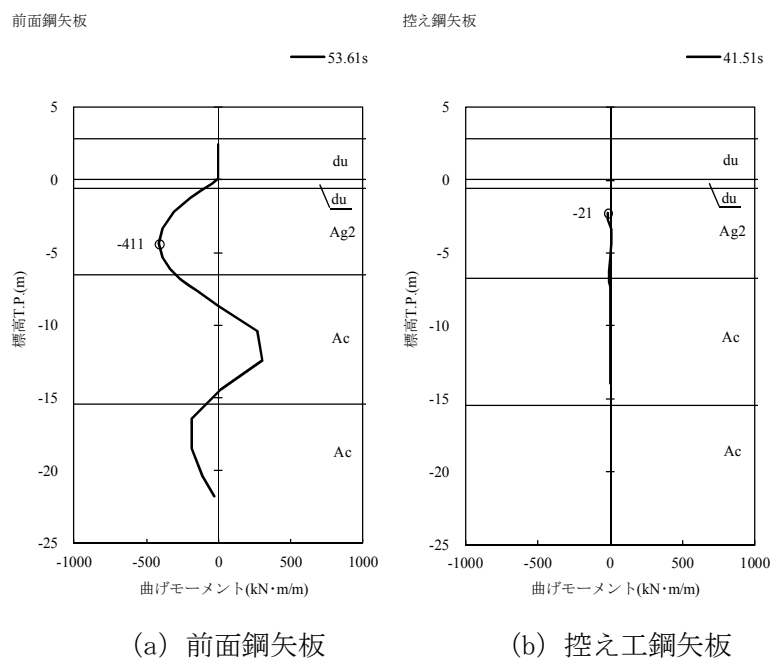


図 5.1-1 (1) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H+, V+]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

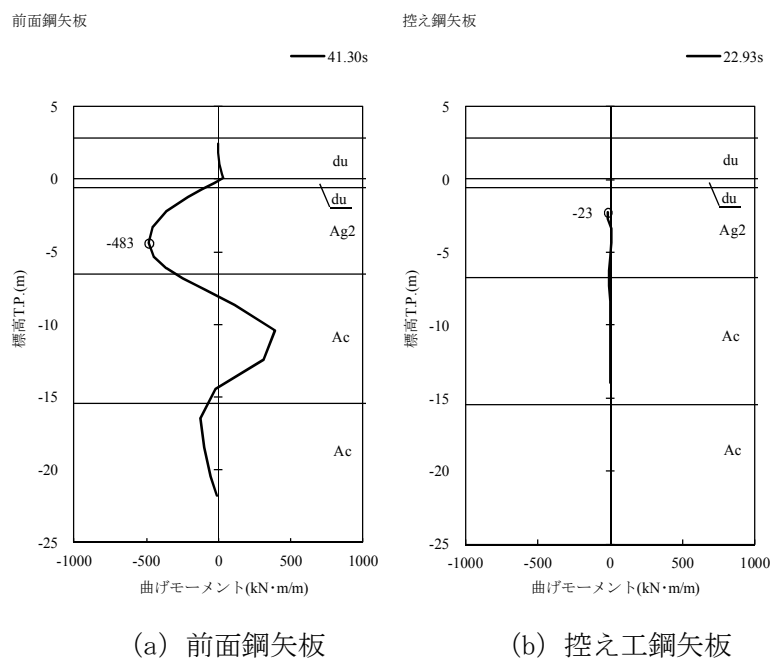


図 5.1-1 (2) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

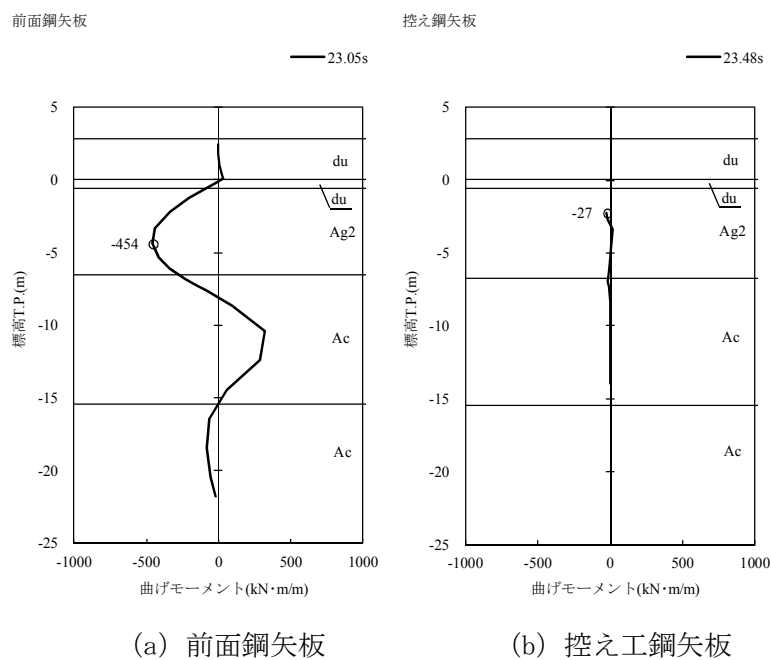


図 5.1-1 (3) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

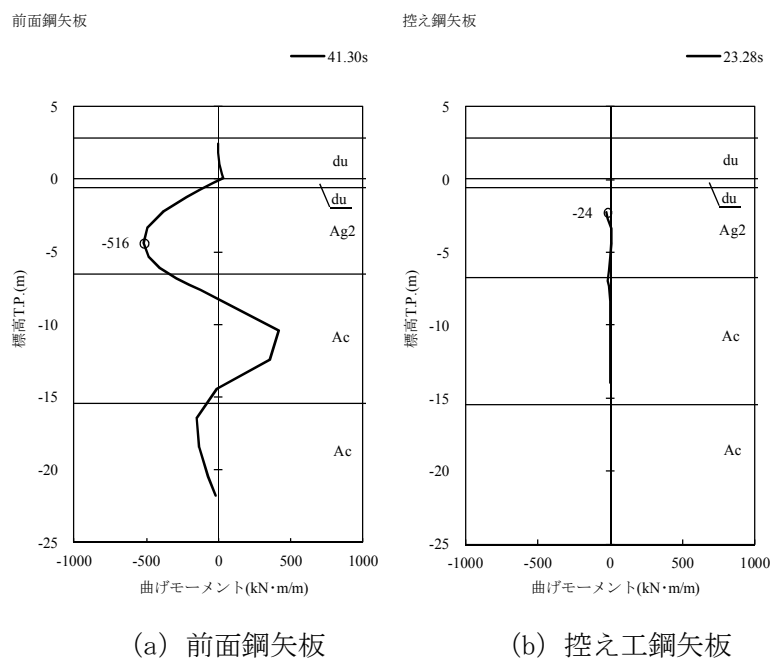


図 5.1-1 (4) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

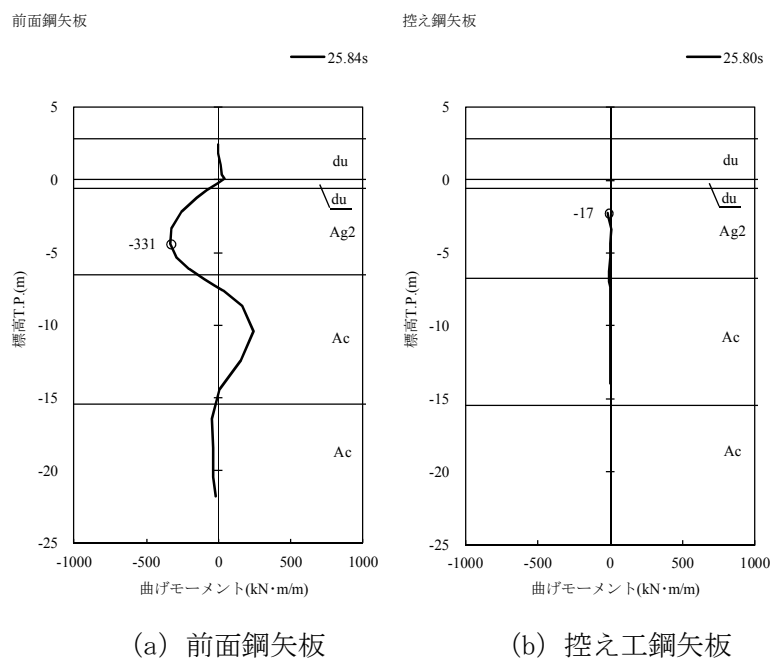


図 5. 1-1 (5) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 11$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

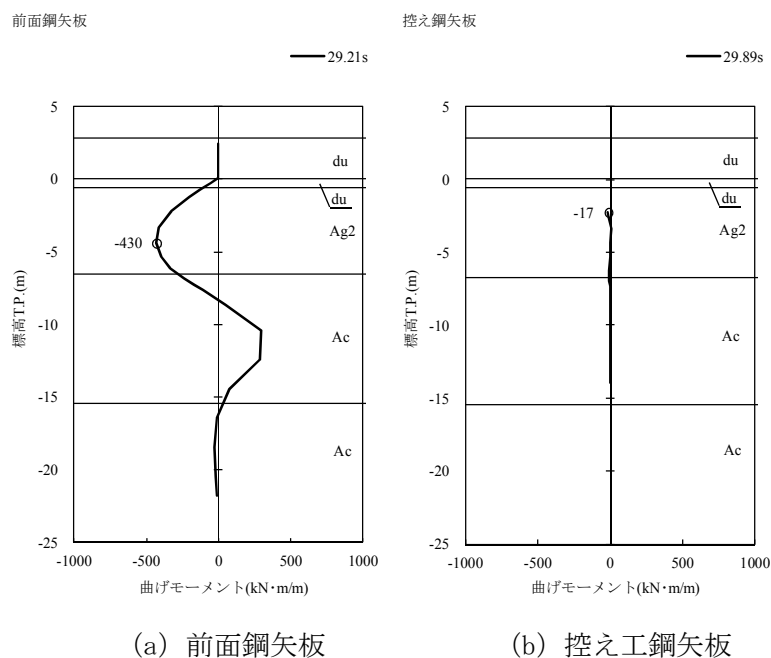


図 5. 1-1 (6) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 12$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

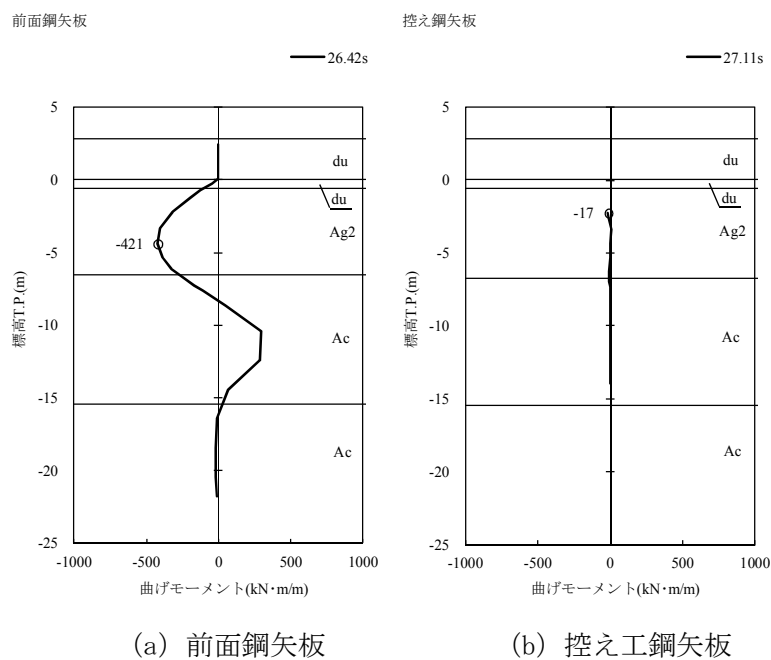


図 5. 1-1 (7) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 13$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

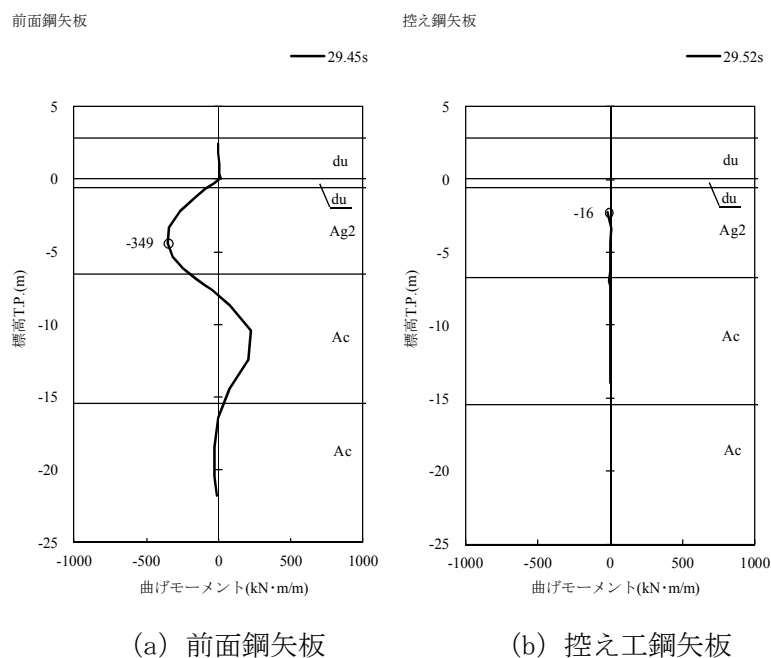


図 5. 1-1 (8) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 14$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

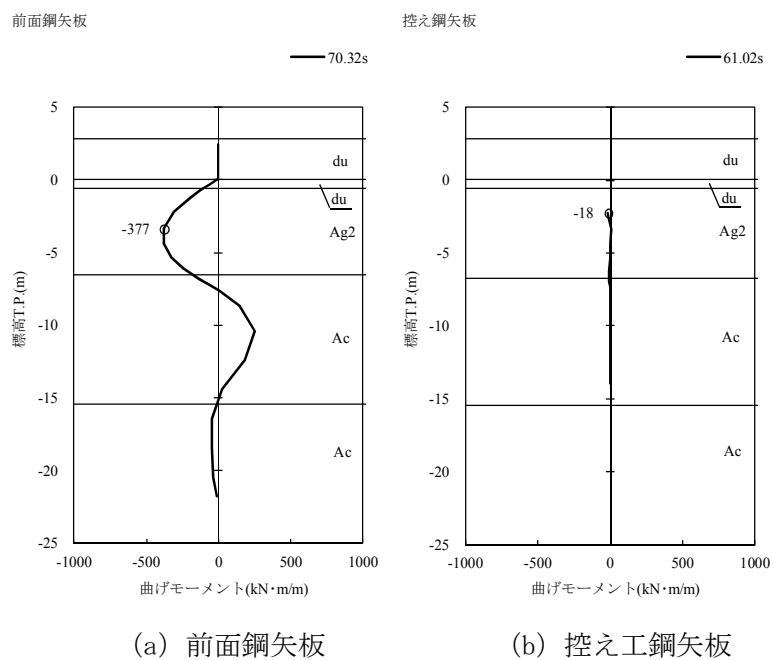


図 5. 1-1 (9) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 21$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

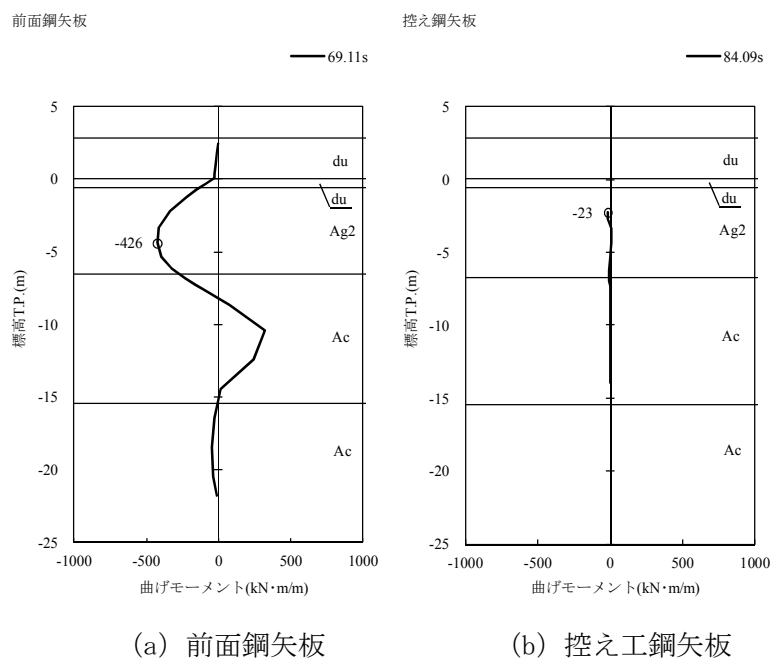


図 5. 1-1 (10) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 22$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

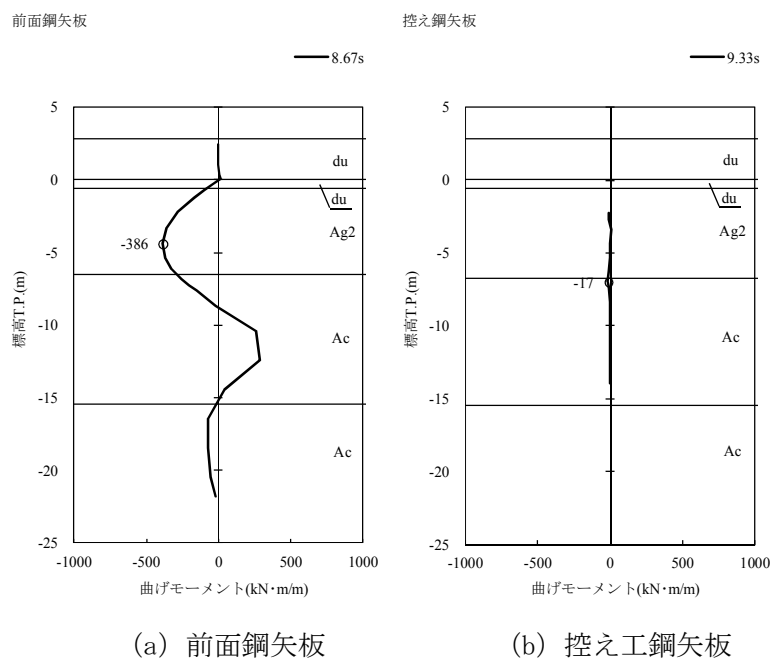


図 5.1-1 (11) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31$ [H+, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

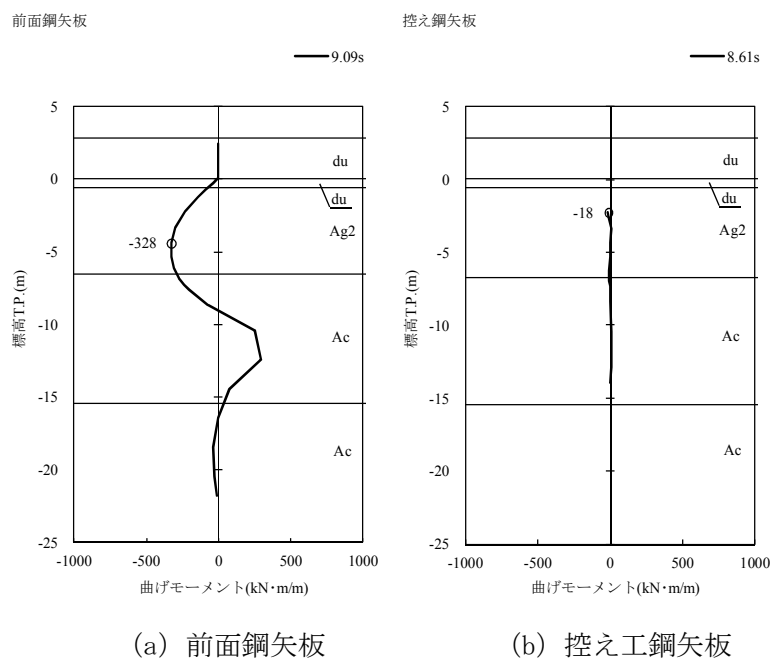


図 5.1-1 (12) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - 31$ [H-, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

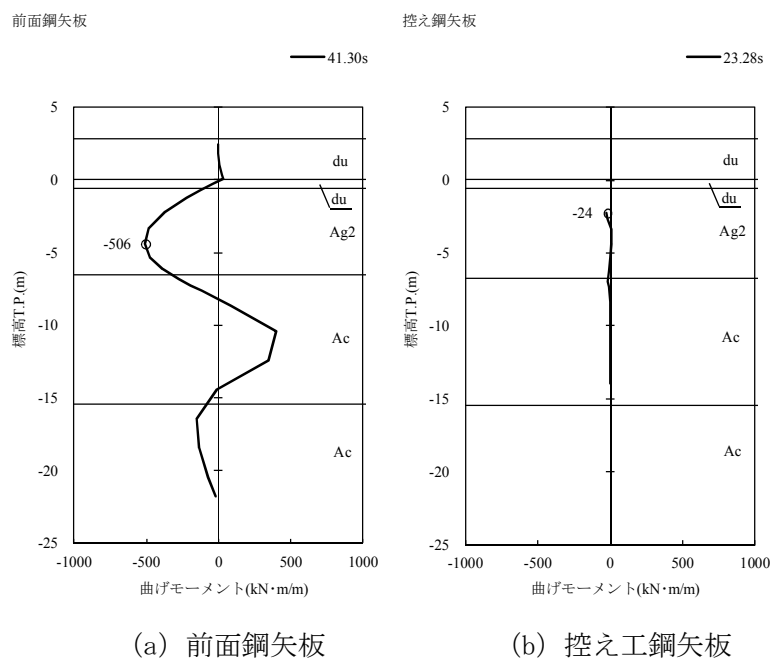


図 5.1-1 (13) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

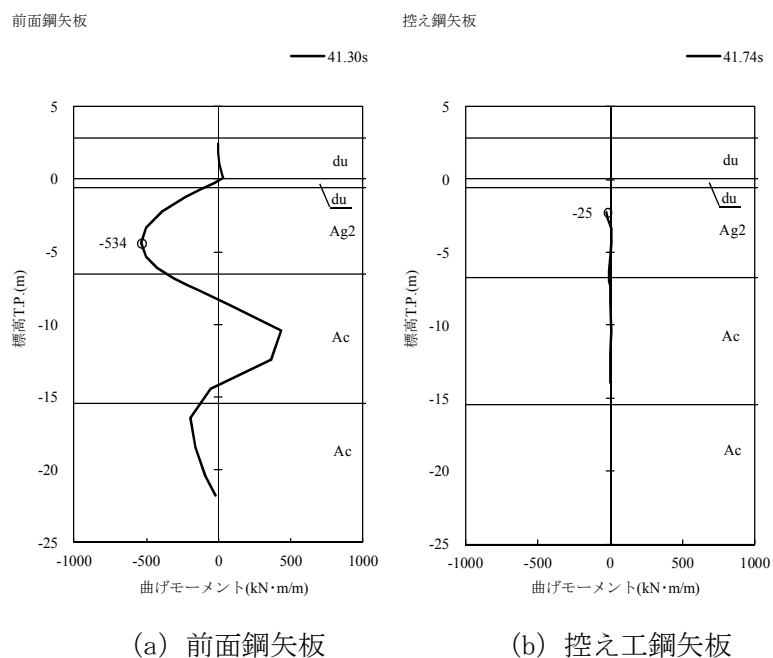


図 5.1-1 (14) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

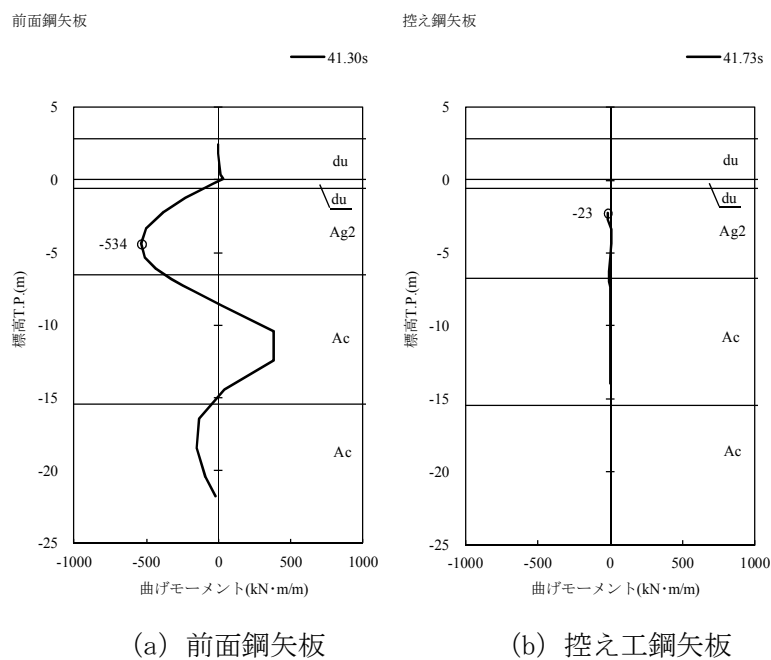


図 5.1-1 (15) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
 (EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

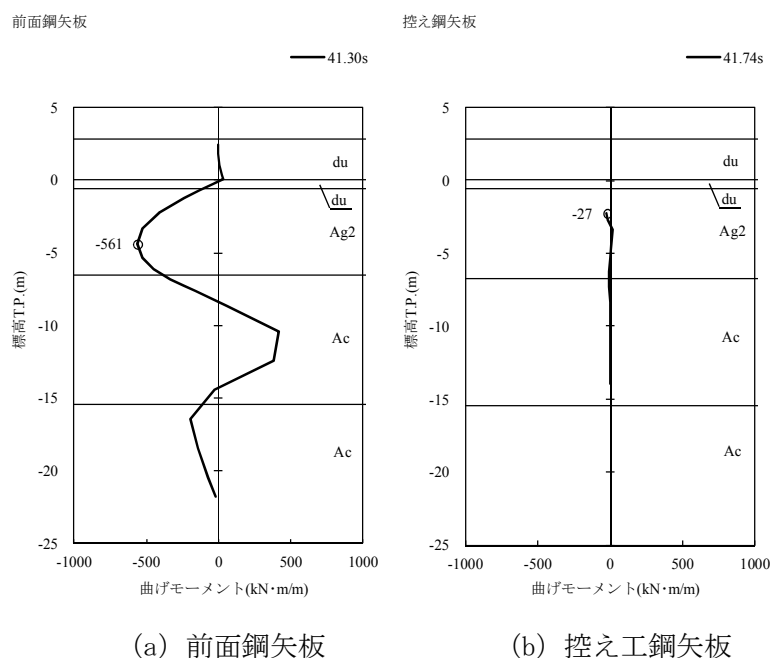


図 5.1-1 (16) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
 (EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

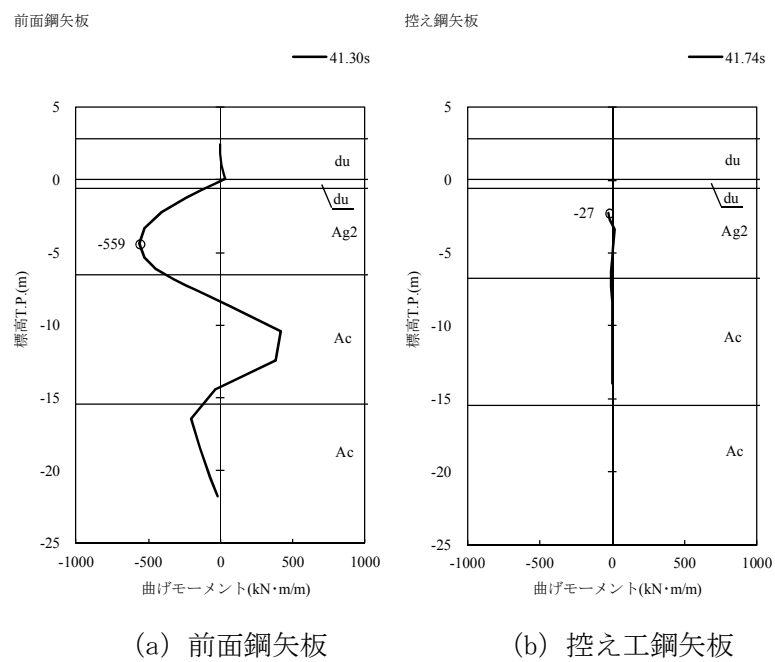


図 5. 1-1 (17) 最も厳しい照査値となる時刻の断面力 ($S_s - D1$ [H-, V-])
 (EW-1 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
 仮定した解析ケース)

(2) 最大せん断ひずみ分布

各要素に発生した最大せん断ひずみを確認するため、地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみの分布を図 5.1-2 に示す。



図 5.1-2 (1) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (2) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

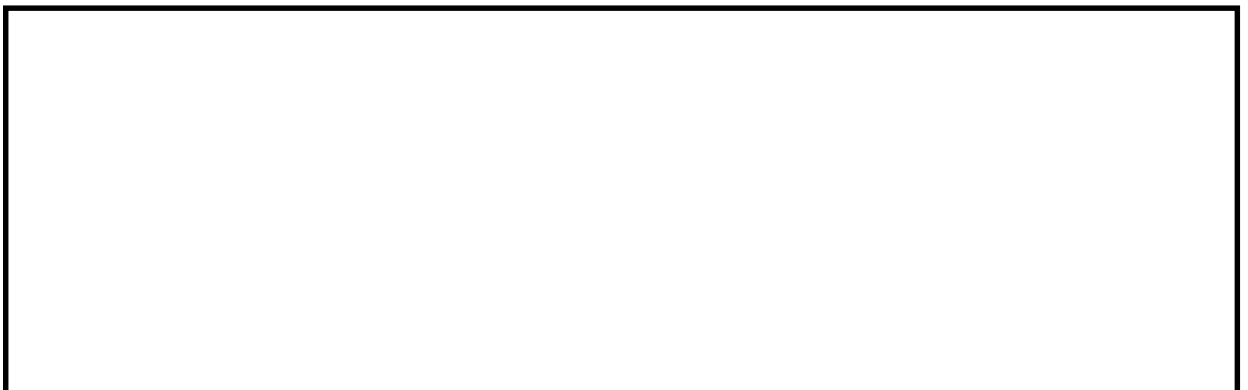


図 5.1-2 (3) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (4) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

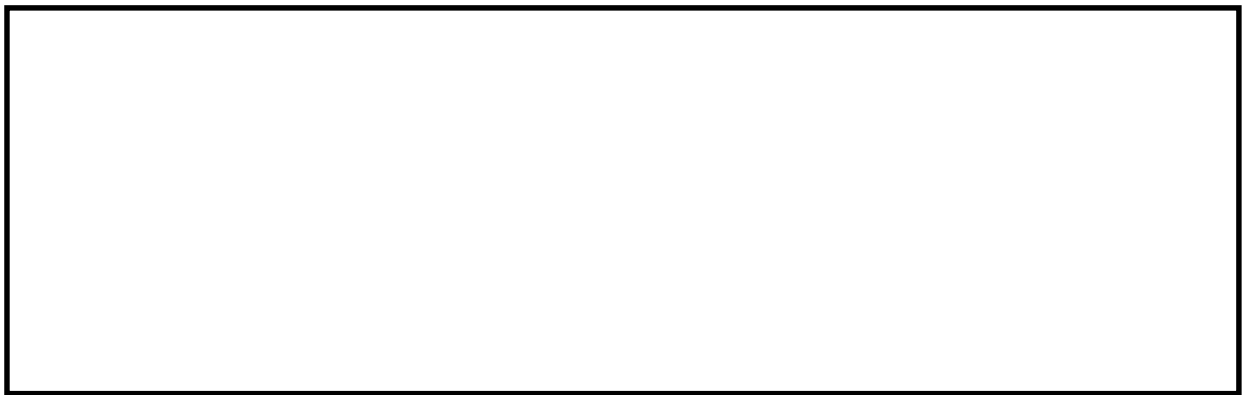


図 5.1-2 (5) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

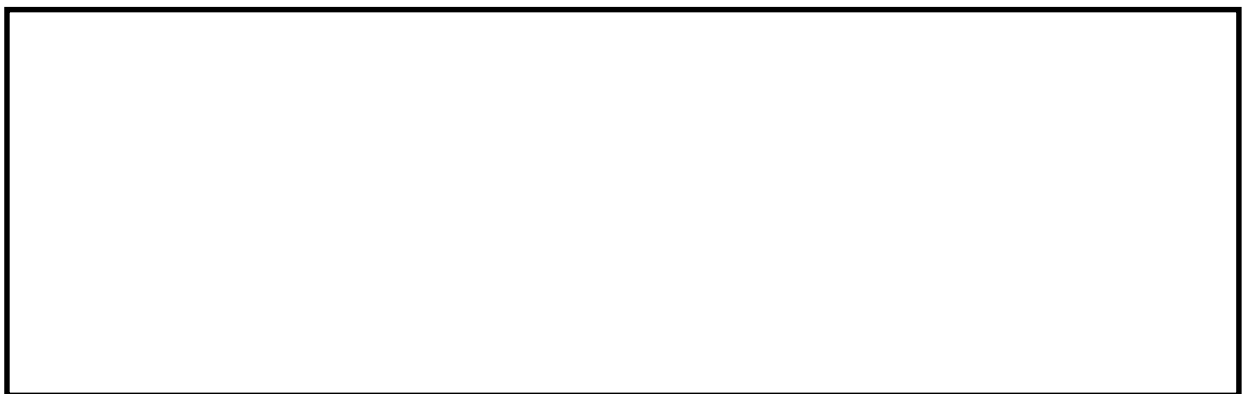


図 5.1-2 (6) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (7) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 3$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

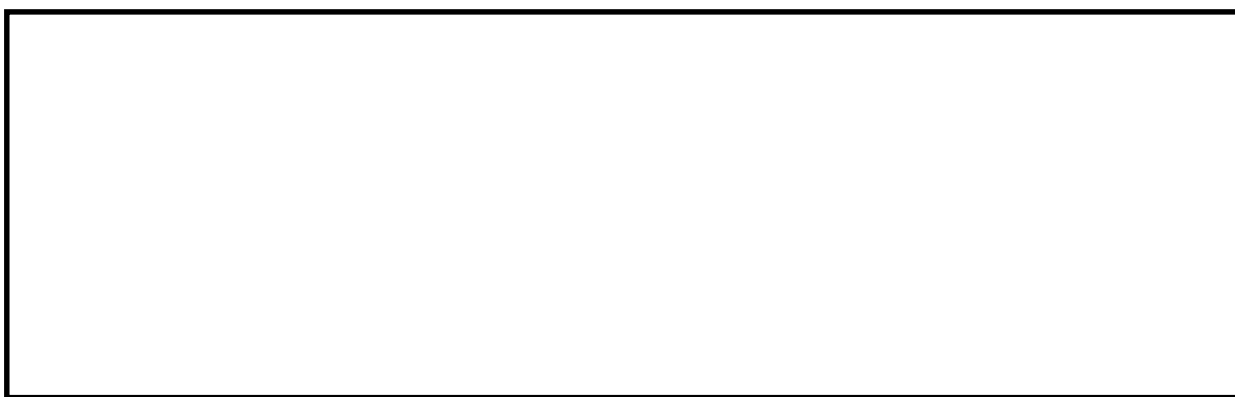


図 5.1-2 (8) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1\ 4$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (9) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2\ 1$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

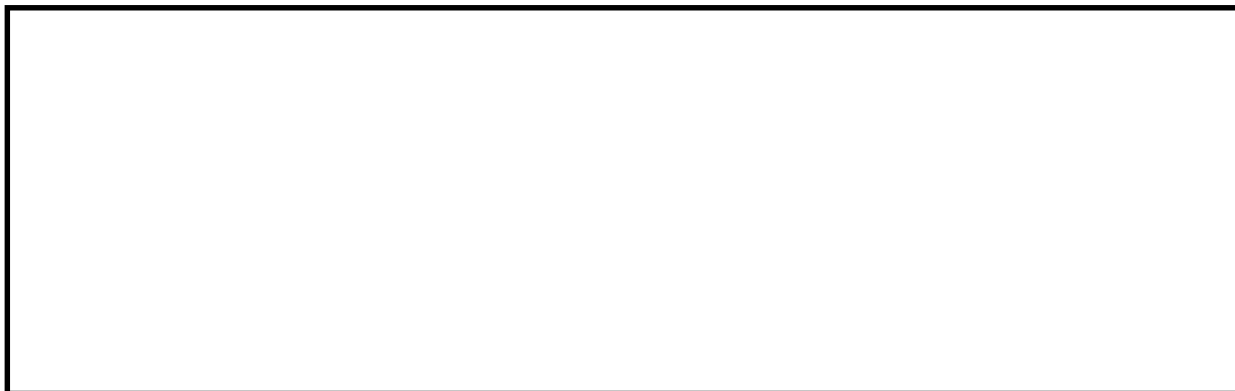


図 5.1-2 (10) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-22)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

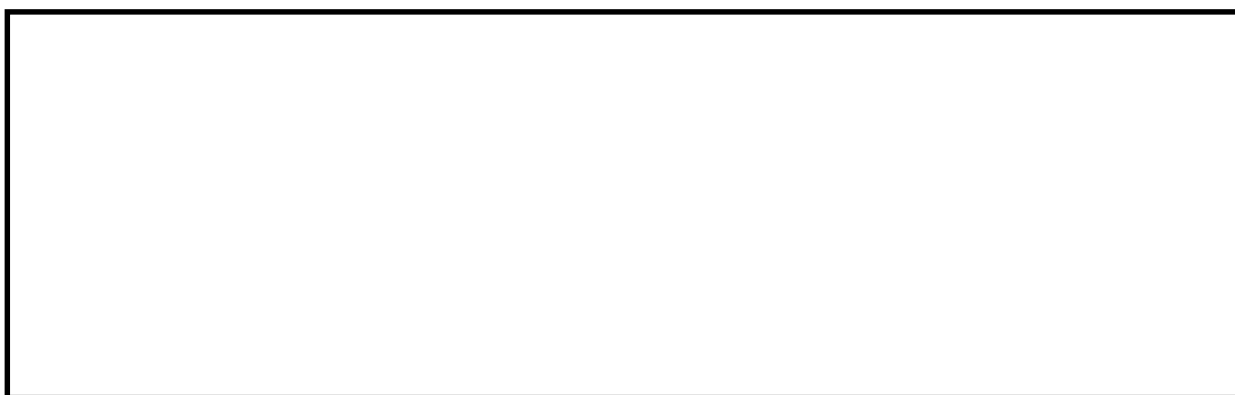


図 5.1-2 (11) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H+, V+])

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (12) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 [H-, V+])

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-2 (13) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-2 (14) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 5.1-2 (15) 最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-2 (16) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-,V-])
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-2 (17) 最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H-,V-])
(EW-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

(3) 過剰間隙水圧比分布

各要素に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の分布を図 5.1-3 に示す。

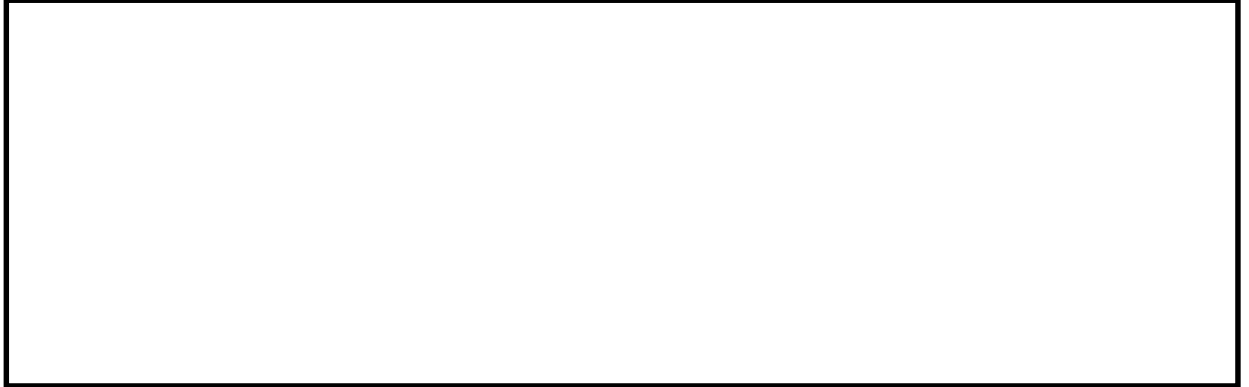


図 5.1-3 (1) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (2) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (3) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (4) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

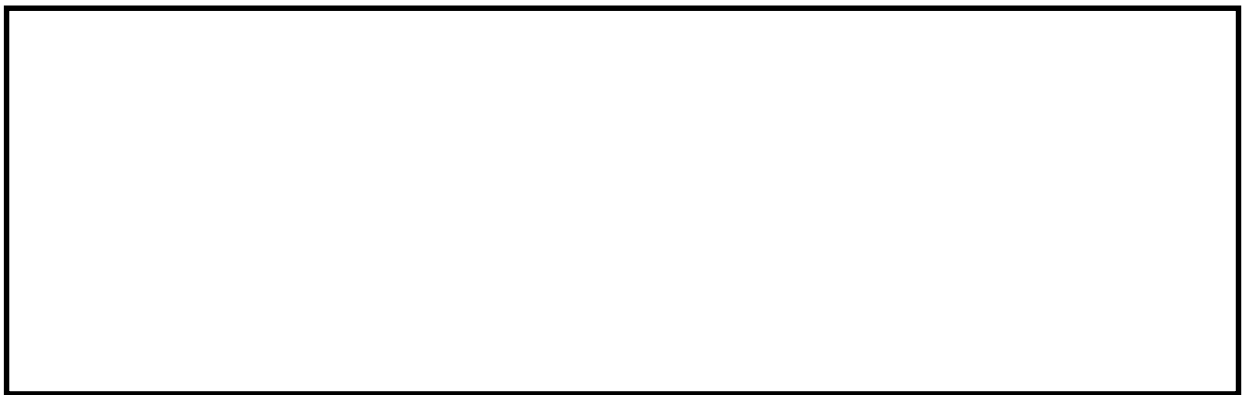


図 5.1-3 (5) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (6) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (7) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 3$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (8) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1\ 4$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (9) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 1$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (10) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2\ 2$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (11) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3\ 1$ [H+, V+])

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (12) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3\ 1$ [H-, V+])

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 (13) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース)



図 5.1-3 (14) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



図 5.1-3 (15) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

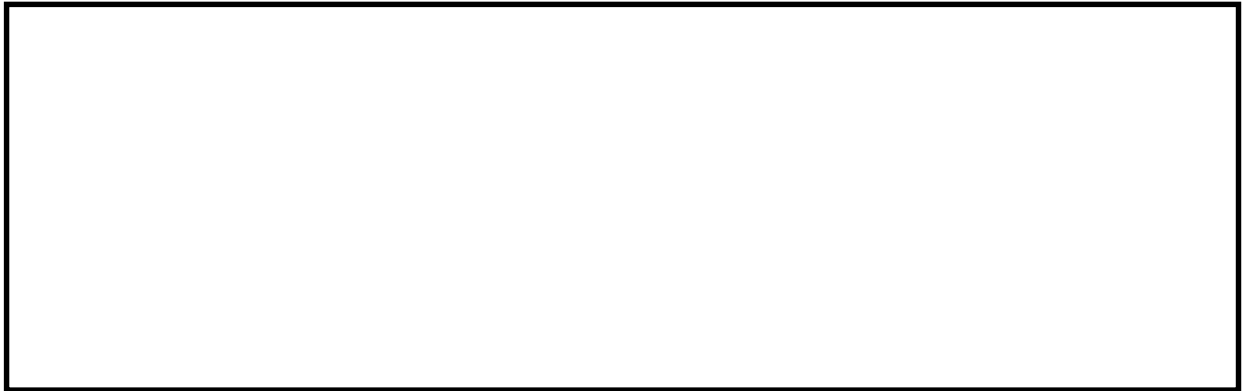


図 5.1-3 (16) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-3 (17) 過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)
(EW-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

(4) 最大加速度分布

各要素に発生した水平方向の加速度応答分布を確認するため、地震応答解析の全時刻における最大加速度の分布を図 5.1-4 に示す。



図 5.1-4 (1) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

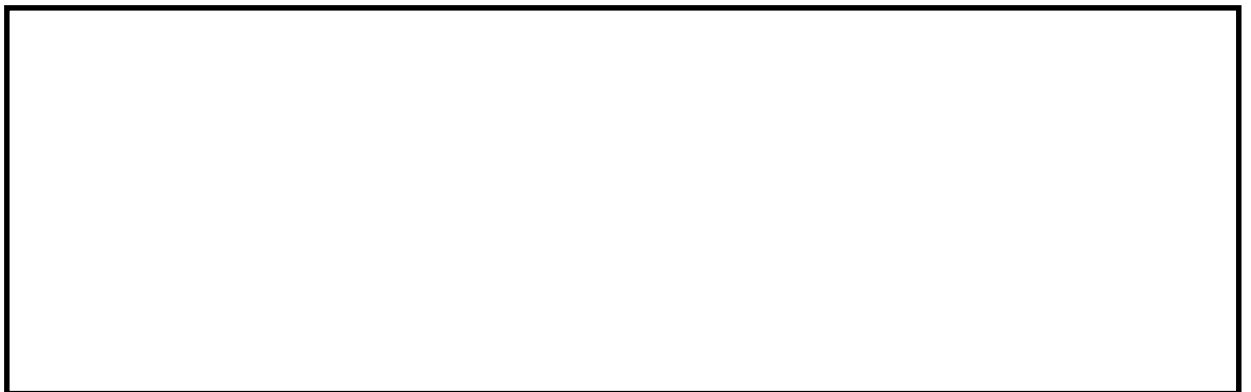


図 5.1-4 (2) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (3) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

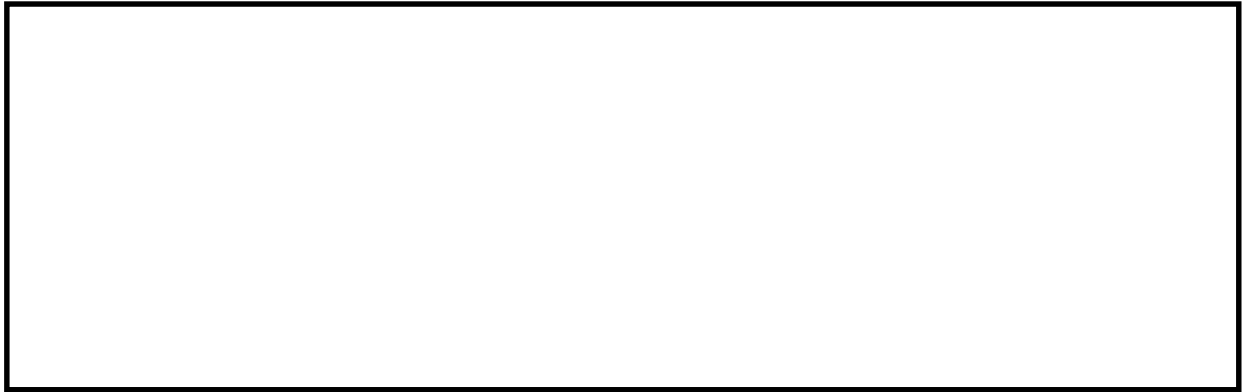


図 5.1-4 (4) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

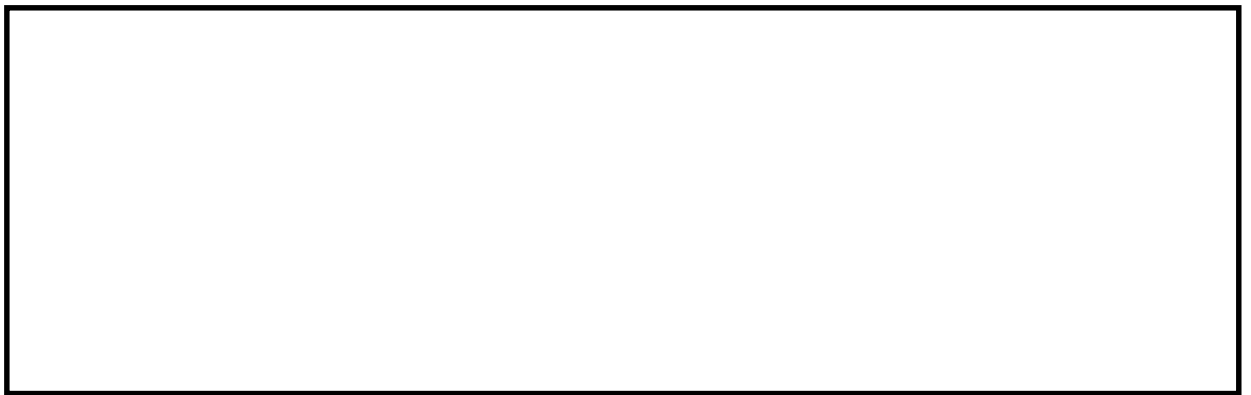


図 5.1-4 (5) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 1$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

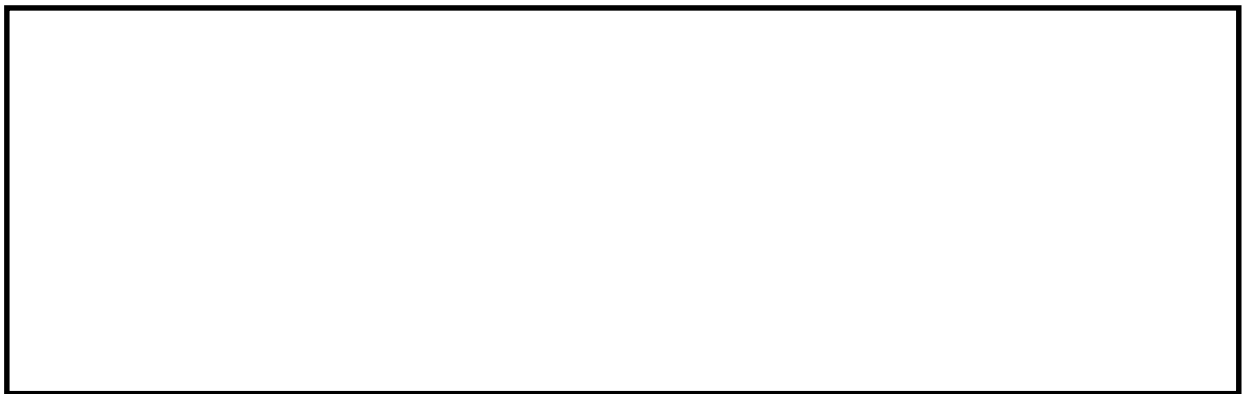


図 5.1-4 (6) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1 2$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (7) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 3$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

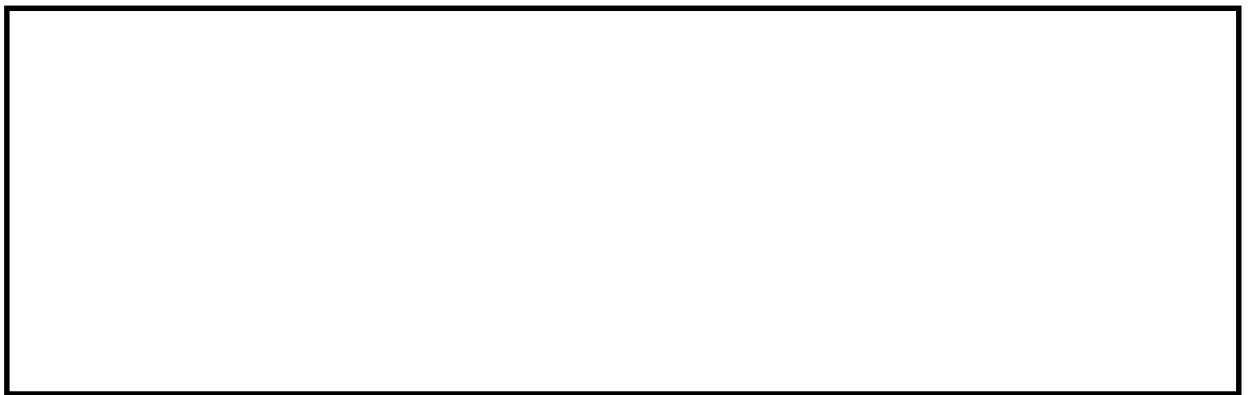


図 5.1-4 (8) 最大水平加速度分布 ($S_s - 1\ 4$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

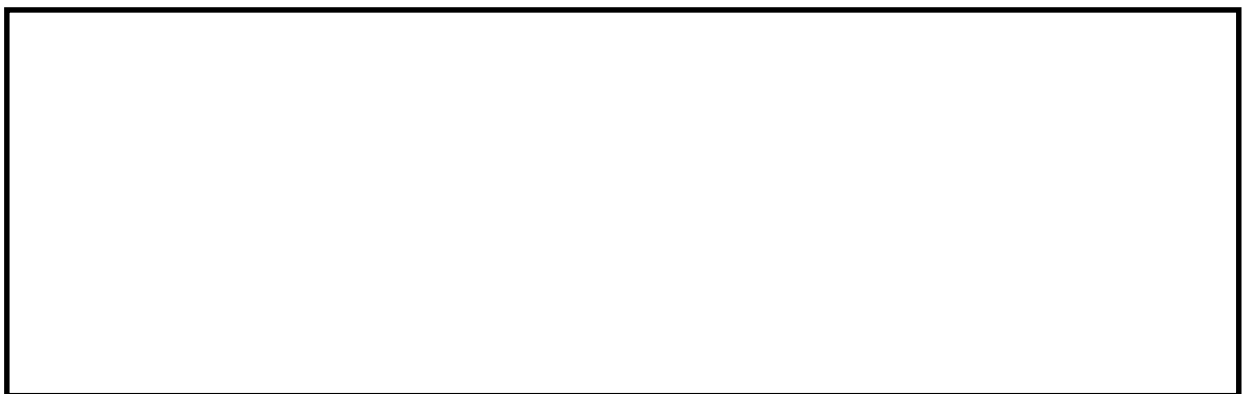


図 5.1-4 (9) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2\ 1$)

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

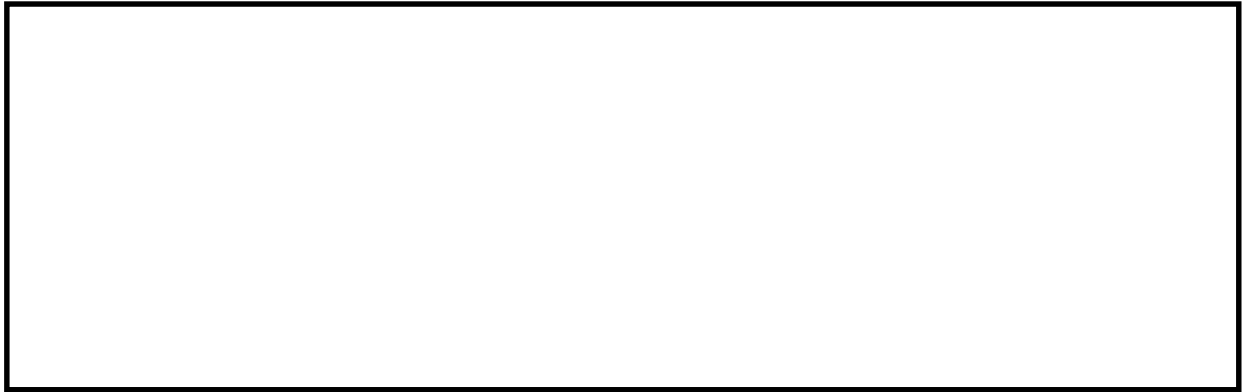


図 5.1-4 (10) 最大水平加速度分布 ($S_s - 2\ 2$)
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

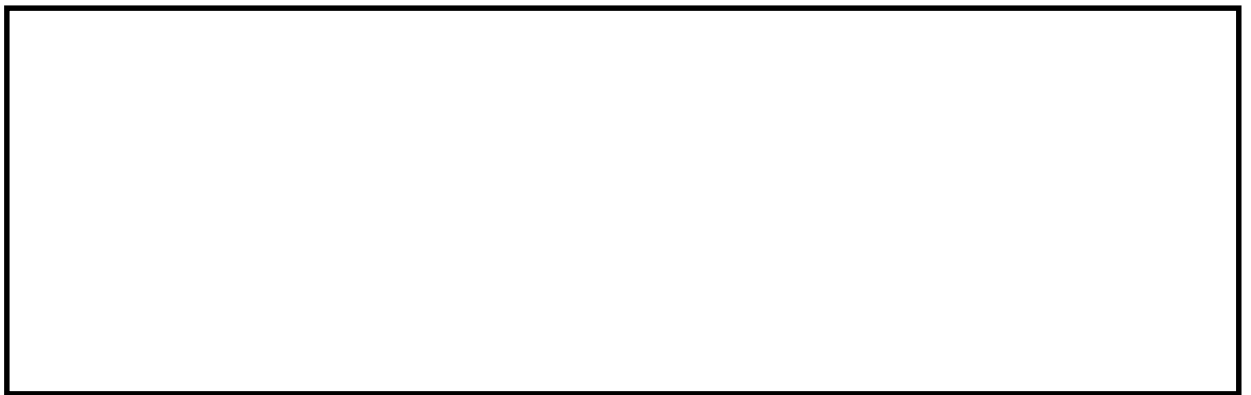


図 5.1-4 (11) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ [H+, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

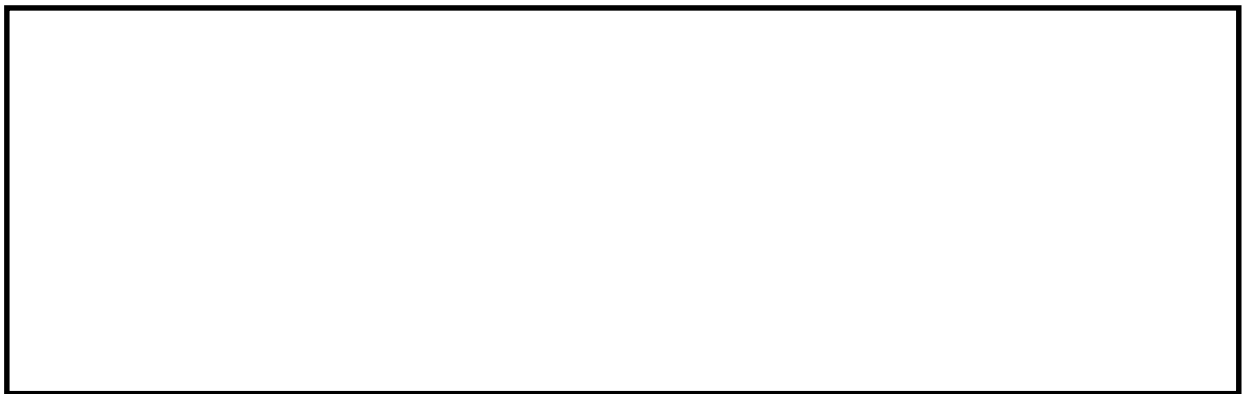


図 5.1-4 (12) 最大水平加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ [H-, V+])
(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-4 (13) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

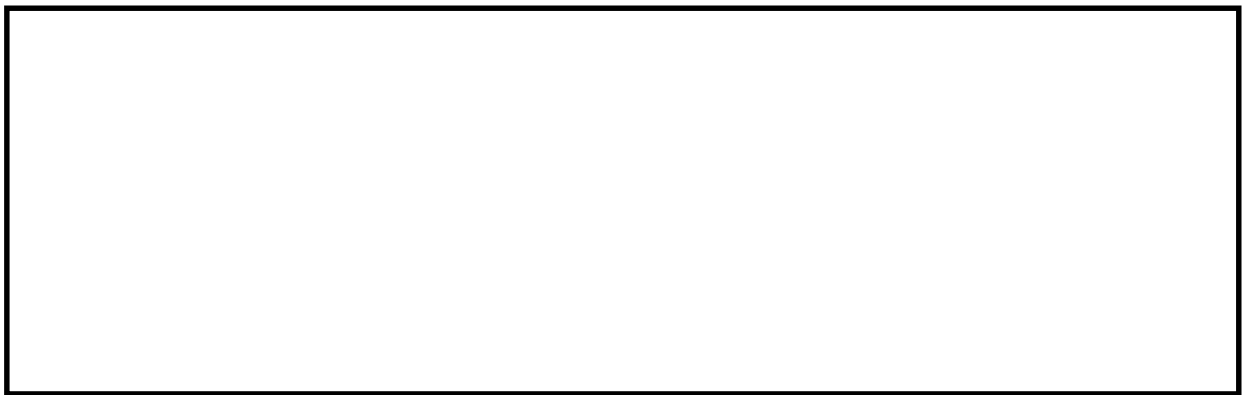


図 5.1-4 (14) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

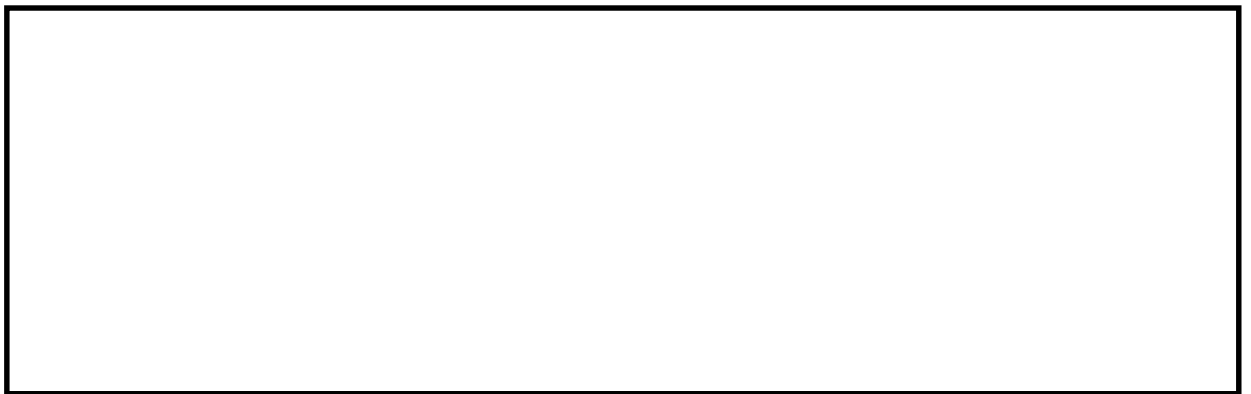


図 5.1-4 (15) 最大水平加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])
(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (16) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-,V-])
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



図 5.1-4 (17) 最大水平加速度分布 (S_s-D1 [H-,V-])
(EW-1 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を
仮定した解析ケース)

5.2 耐震評価結果

(1) 前面鋼矢板の評価結果

a. 曲げモーメントに対する照査

前面鋼矢板の発生曲げモーメントに対する照査結果を表 5.2-1 に示す。前面鋼矢板に発生する曲げモーメントが全塑性モーメント以下であることを確認した。なお、発生曲げモーメントは各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-1 曲げモーメントに対する照査結果 (EW-1 貯留堰取付護岸 前面鋼矢板)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	全塑性 モーメント (kN・m)	照査値
平均剛性	S_s-D1++	-411	884	0.47
	S_s-D1+-	-483	884	0.55
	S_s-D1-+	-454	884	0.52
	S_s-D1--	-516	884	0.59
	S_s-11	-331	884	0.38
	S_s-12	-430	884	0.49
	S_s-13	-421	884	0.48
	S_s-14	-349	884	0.40
	S_s-21	-377	884	0.43
	S_s-22	-426	884	0.49
	S_s-31++	-386	884	0.44
	S_s-31-+	-328	884	0.38
$V_s+1\sigma$ 剛性	S_s-D1--	-506	884	0.58
$V_s-1\sigma$ 剛性	S_s-D1--	-534	884	0.61
豊浦標準砂	S_s-D1--	-534	884	0.61
平均剛性 (非液状化)	S_s-D1--	-561	884	0.64
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	S_s-D1--	-559	884	0.64

b. 変形量に対する照査

(a) 変形量算出結果

変形量算出結果として，相対水平変位量（ δy ）を表 5.2-2 に示す。また，相対水平変位量（ δy ）が最大値となる時刻における変位量の鉛直分布を図 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 相対水平変位量（ δy ）（EW-1）

地盤	地震動	δy		
		最終変位量	最大変位量	
			+方向 (m)	-方向 (m)
平均剛性	S_s-D1++	0.084	0.148	0.003
	S_s-D1+-	0.079	0.159	0.004
	S_s-D1-+	0.081	0.156	0.003
	S_s-D1--	0.076	0.138	0.002
	S_s-11	0.049	0.062	0.003
	S_s-12	0.030	0.049	0.006
	S_s-13	0.025	0.047	0.004
	S_s-14	0.029	0.047	0.004
	S_s-21	0.055	0.088	0.002
	S_s-22	0.063	0.105	0.002
	S_s-31++	0.062	0.094	0.032
	S_s-31+-	0.059	0.092	0.014
$V_s+1\sigma$ 剛性	S_s-D1--	0.071	0.129	0.003
$V_s-1\sigma$ 剛性	S_s-D1--	0.099	0.179	0.003
豊浦標準砂	S_s-D1--	0.002	0.072	0.030
平均剛性 (非液状化)	S_s-D1--	0.156	0.259	0.036
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	S_s-D1--	0.148	0.257	0.036
最大値		0.156	0.259	0.036

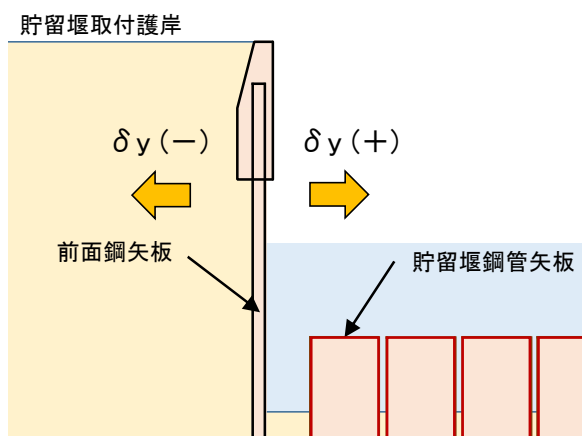


図 5.2-1 変位方向の定義（再掲）

相对水平变位量 δy (+) : (a) 0.546 m— (b) 0.287 m=0.259 m

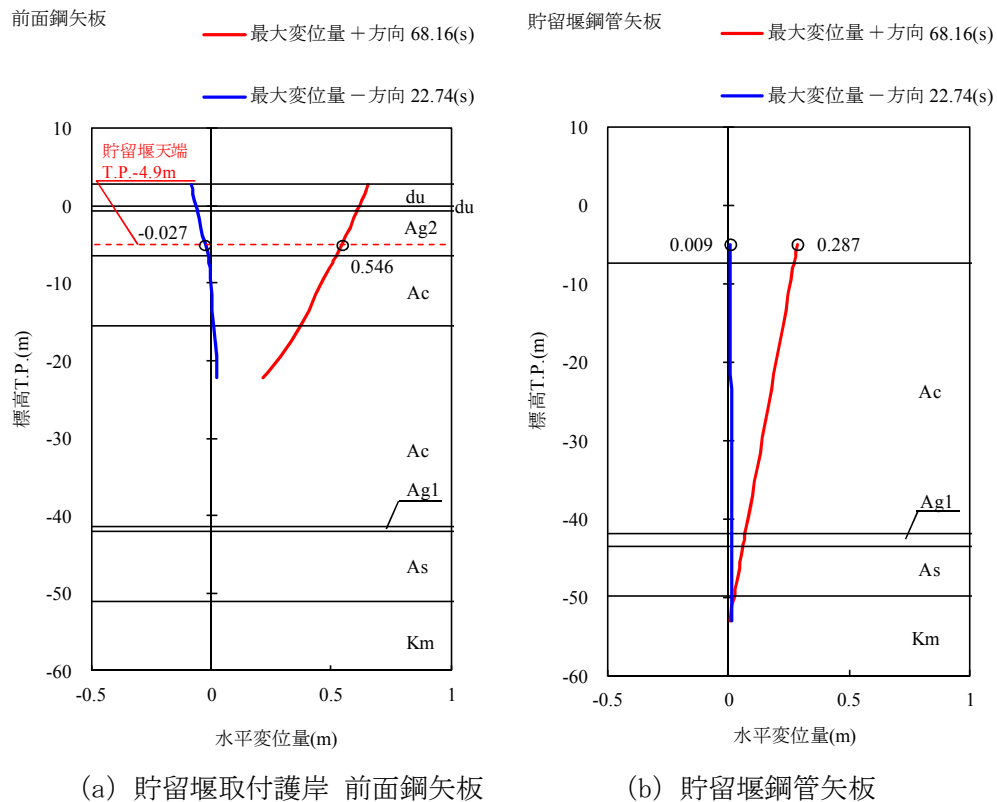


図 5.2-2 変位量鉛直分布 (S_s-D1 [H-,V-]) (相対水平変位量 δ_y)
(EW-1 検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(b) 変形量に対する照査

変形量照査結果を表 5.2-3 に示す。前面鋼矢板の変形量が許容限界以下であることを確認した。

なお、止水ゴムの変形量等を3次元的に考慮した詳細な変形量照査については、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」及び「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料」に記載する。

表 5.2-3 變形量照查結果

項目	変形量	許容限界値
前面鋼矢板	25.9 cm	52.0 cm

(2) 控え工鋼矢板の評価結果

a. 曲げモーメントに対する照査

控え工鋼矢板の発生曲げモーメントに対する照査結果を表 5.2-4 に示す。控え工鋼矢板に発生する曲げモーメントが全塑性モーメント以下であることを確認した。なお、発生曲げモーメントは各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-4 曲げモーメントに対する照査結果 (EW-1 貯留堰取付護岸 控え工鋼矢板)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	全塑性 モーメント (kN・m)	照査値
平均剛性	$S_s-D 1++$	-21	565	0.04
	$S_s-D 1+-$	-23	565	0.05
	$S_s-D 1-+$	-27	565	0.05
	$S_s-D 1--$	-24	565	0.05
	$S_s-1 1$	-17	565	0.03
	$S_s-1 2$	-17	565	0.04
	$S_s-1 3$	-17	565	0.04
	$S_s-1 4$	-16	565	0.03
	$S_s-2 1$	-18	565	0.04
	$S_s-2 2$	-23	565	0.05
	$S_s-3 1++$	-17	565	0.04
	$S_s-3 1-+$	-18	565	0.04
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1--$	-24	565	0.05
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1--$	-25	565	0.05
豊浦標準砂	$S_s-D 1--$	-23	565	0.05
平均剛性 (非液状化)	$S_s-D 1--$	-27	565	0.05
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s-D 1--$	-27	565	0.05

(3) タイ材の評価結果

a. 引張力に対する照査

タイ材の発生引張力に対する照査結果を表 5.2-5 に示す。タイ材に発生する引張力が引張強さ以下であることを確認した。なお、引張力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-5 引張力に対する照査結果 (EW-1 貯留堰取付護岸 タイ材)

地盤	地震動	引張力 (kN)	引張強さ (kN)	照査値
平均剛性	$S_s-D 1 ++$	473	1281	0.37
	$S_s-D 1 +-$	509	1281	0.40
	$S_s-D 1 -+$	559	1281	0.44
	$S_s-D 1 --$	512	1281	0.40
	$S_s-1 1$	373	1281	0.30
	$S_s-1 2$	383	1281	0.30
	$S_s-1 3$	381	1281	0.30
	$S_s-1 4$	352	1281	0.28
	$S_s-2 1$	396	1281	0.31
	$S_s-2 2$	493	1281	0.39
	$S_s-3 1 ++$	370	1281	0.29
	$S_s-3 1 -+$	402	1281	0.32
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 --$	513	1281	0.41
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 --$	528	1281	0.42
豊浦標準砂	$S_s-D 1 --$	504	1281	0.40
平均剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 --$	559	1281	0.44
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 --$	561	1281	0.44

5.3 まとめ

貯留堰取付護岸について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造部材に発生する曲げモーメント及び引張力、並びに変形量が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、貯留堰取付護岸は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

貯留堰取付護岸の耐震性についての計算書に関する参考資料

(参考) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

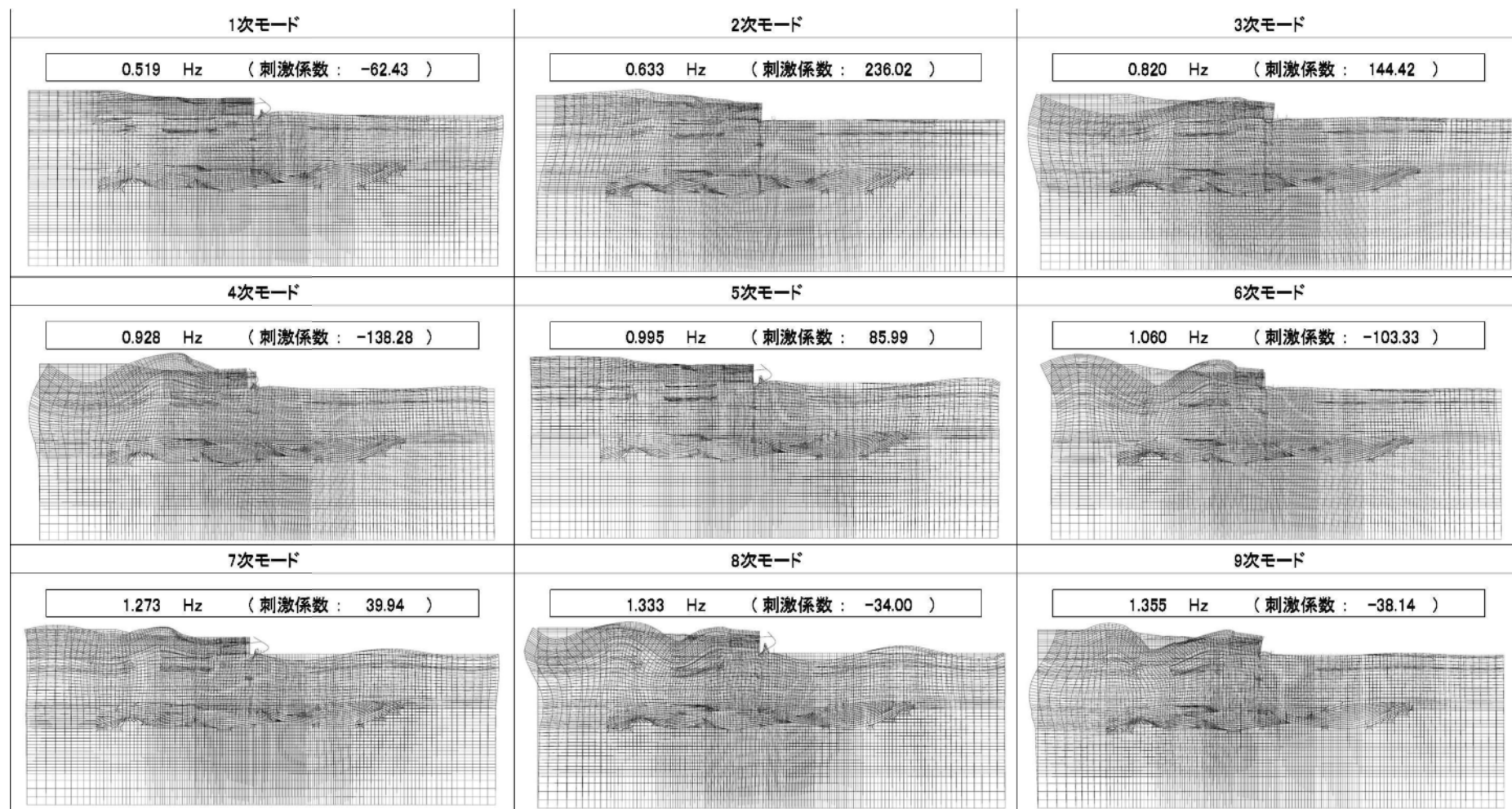


図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

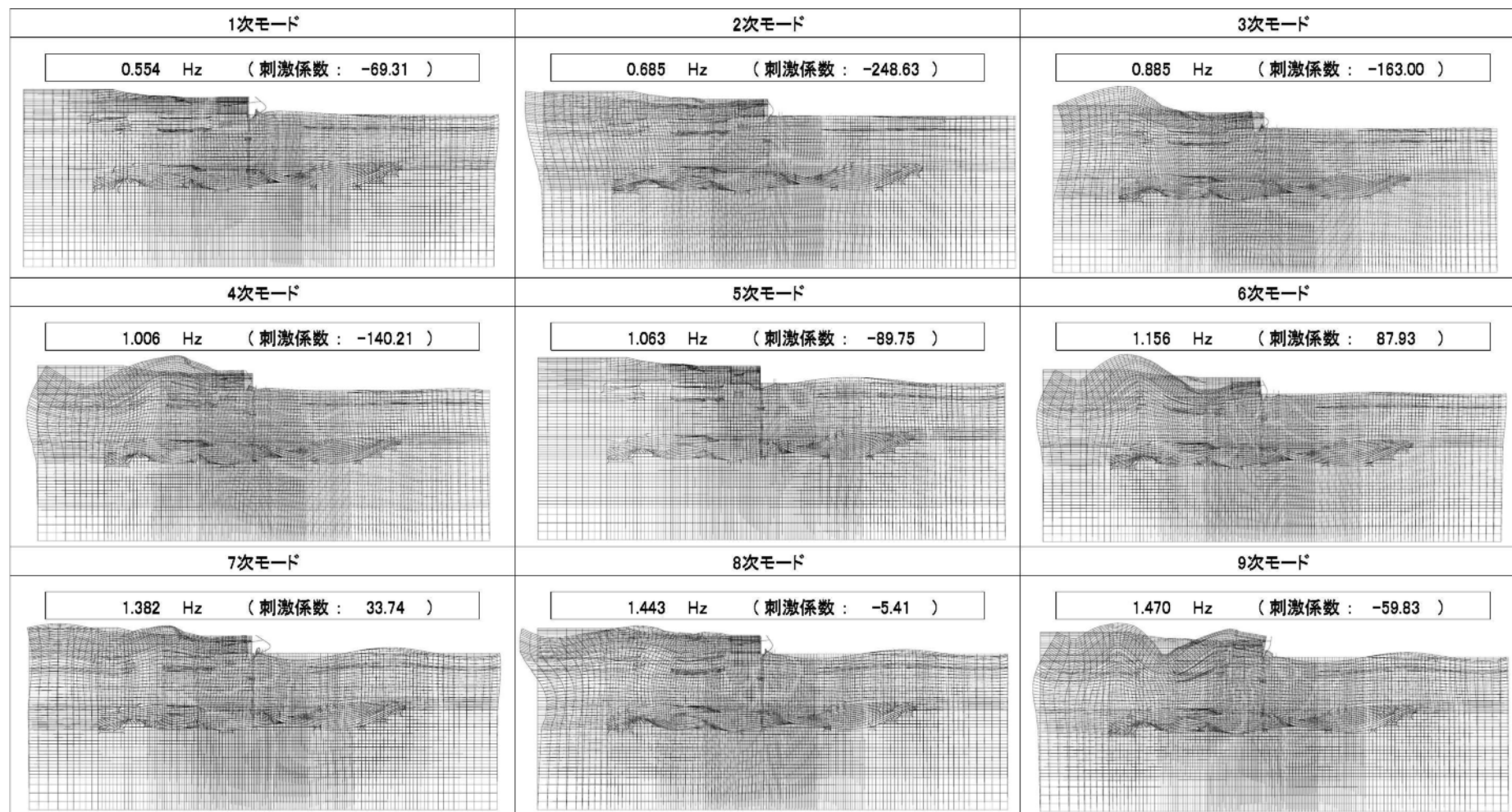


図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

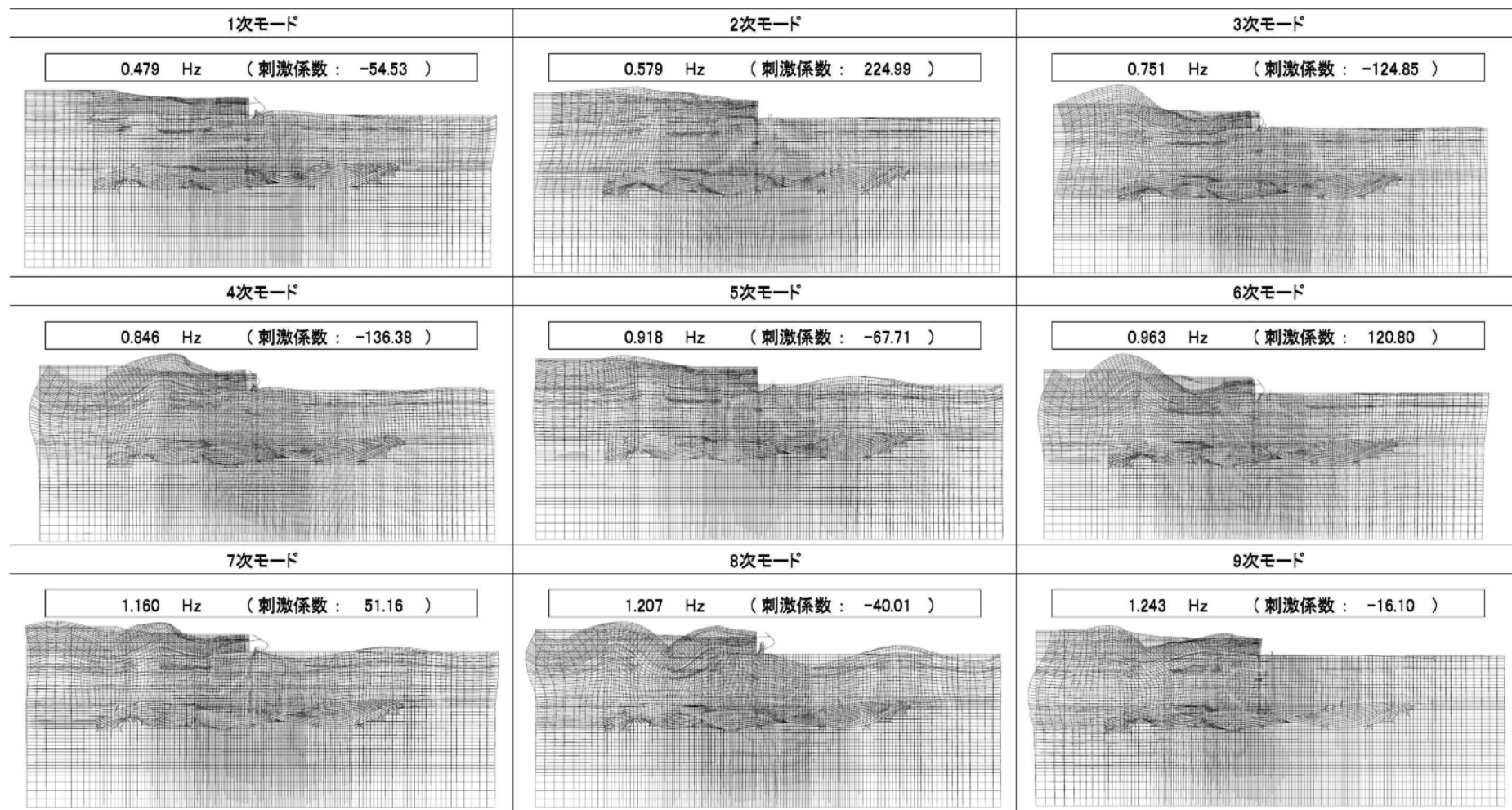


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果
(EW-1 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

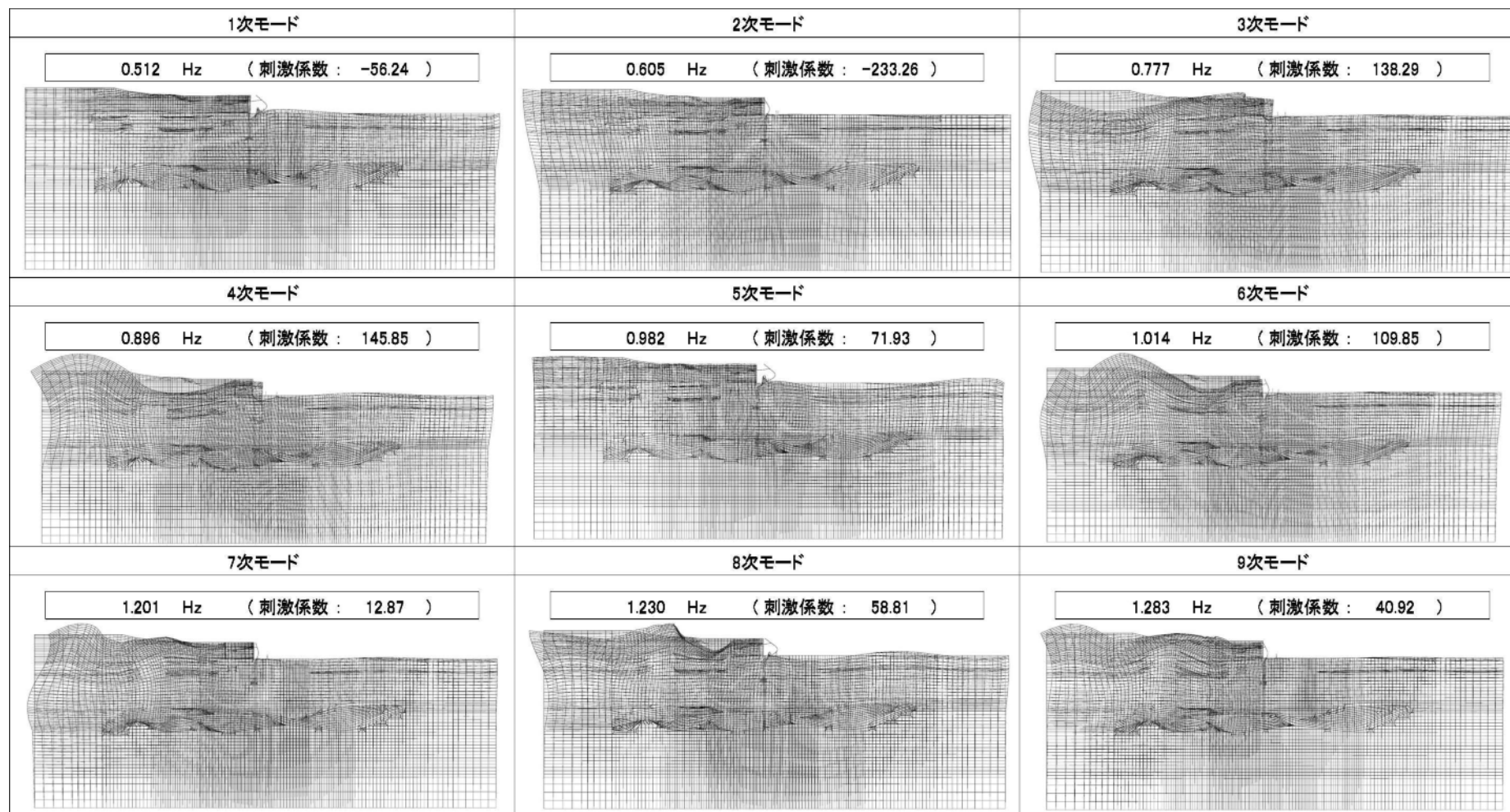


図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-1 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

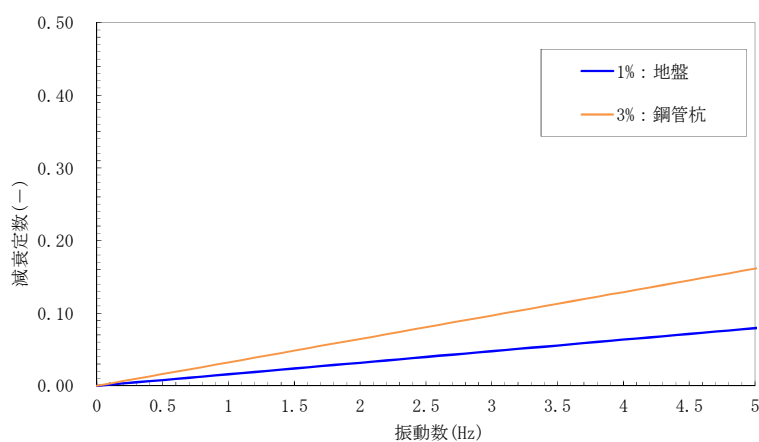


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

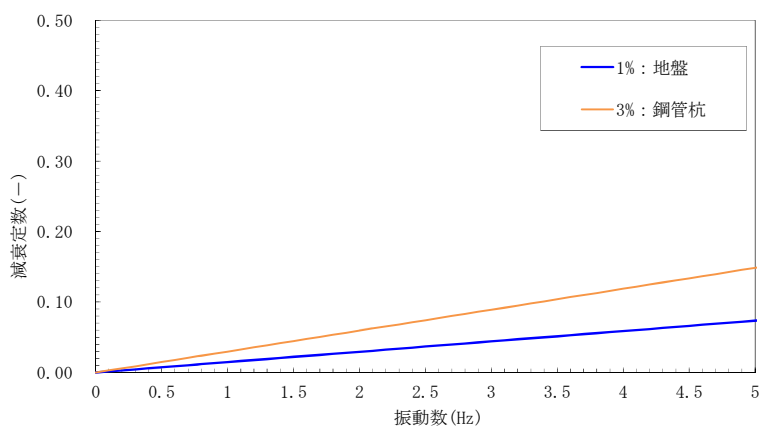


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

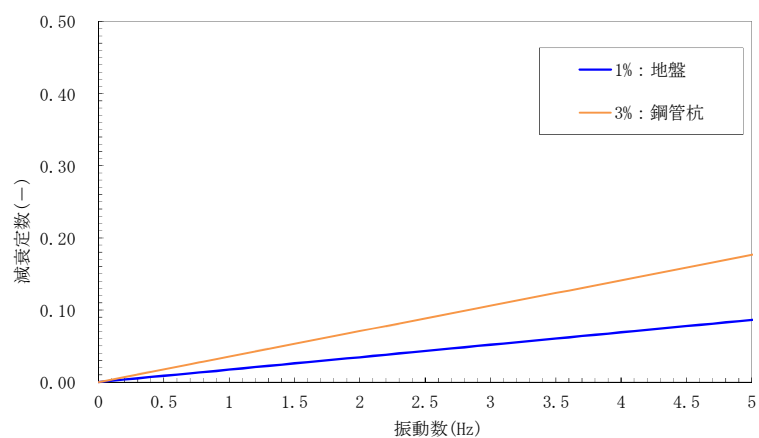


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

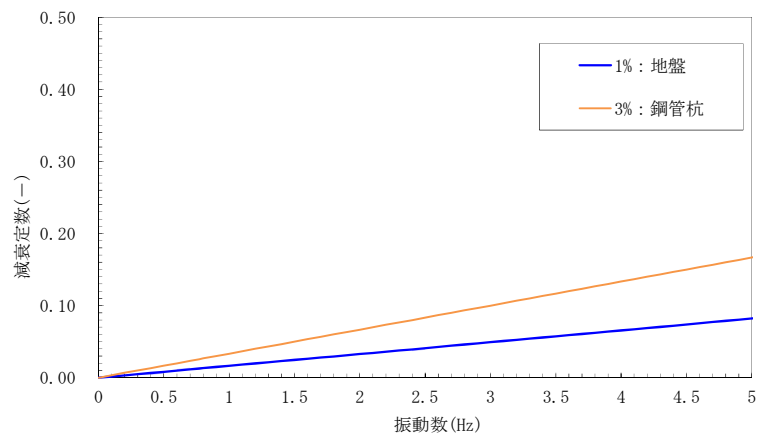


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)