

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	10
3. 強度評価	12
3.1 記号の定義	12
3.2 評価対象断面及び部位	14
3.2.1 評価対象断面	14
3.2.2 評価対象部位	28
3.3 荷重及び荷重の組合せ	29
3.3.1 荷重	29
3.3.2 荷重の組合せ	34
3.4 許容限界	35
3.4.1 鋼管杭	35
3.4.2 被覆コンクリート壁	36
3.4.3 改良地盤	36
3.4.4 止水目地	36
3.4.5 基礎地盤	37
4. 2次元有限要素法	38
4.1 評価方法	38
4.1.1 津波時	38
4.1.2 重畳時	95
4.2 評価条件	110
4.2.1 津波時	110
4.2.2 重畳時	112
4.3 強度評価結果	113
4.3.1 津波時	113
4.3.2 施設護岸等の損傷による不確かさの検討	125

4.3.3	重畳時	139
5.	3次元構造解析	153
5.1	解析方法	154
5.2	入力値の設定	155
5.2.1	津波時	155
5.2.2	重畳時	159
5.3	解析モデル及び諸元	175
5.4	評価方法	185
5.5	3次元構造解析結果	188
5.5.1	津波時	188
5.5.2	重畳時	205
	(参考資料1) 多重鋼管杭の断面変化点における照査	
	(参考資料2) 重畳時の解析方法の妥当性	
	(参考資料3) 基準地震動 $S_s$ による岩盤の破壊状態を考慮した水平支持力の確認	

## 1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が地震後の繰返しの来襲を想定した津波、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置してい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とどまることを確認するものである。

漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置図を図 2.1-1 に示す。

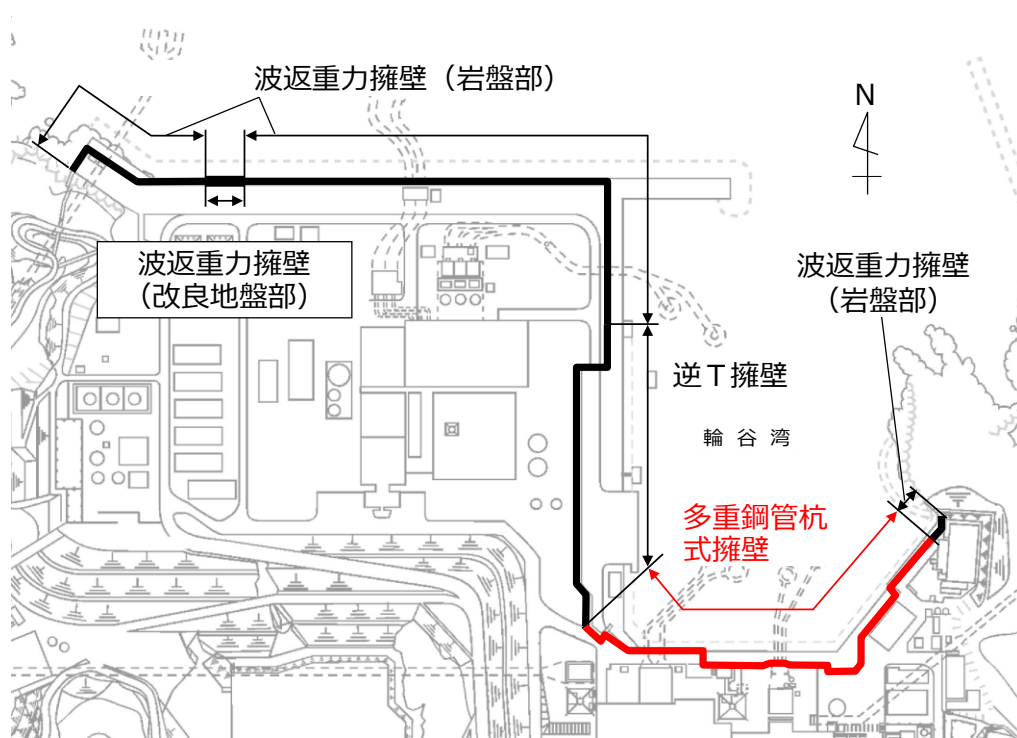


図 2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置図

## 2.2 構造概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、岩盤に支持される鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート又はモルタルで充填した多重鋼管による杭基礎構造と、鋼管及び鉄筋コンクリート造の被覆コンクリート壁による上部構造から構成される。被覆コンクリート壁の海側に、鉄筋コンクリート版により構成された漂流物対策工（以下「漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）」という。）を設置し、被覆コンクリート壁の陸側の境界部には、試験等により止水性を確認した止水目地を設置するとともに、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後に地盤改良を実施する。

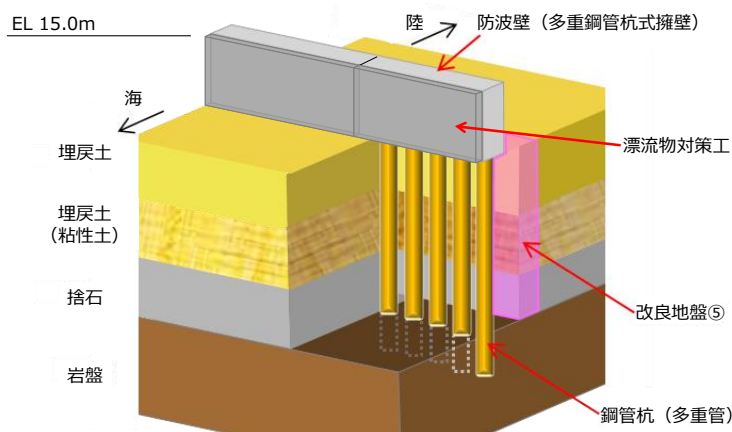


図 2.2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（鳥瞰図）

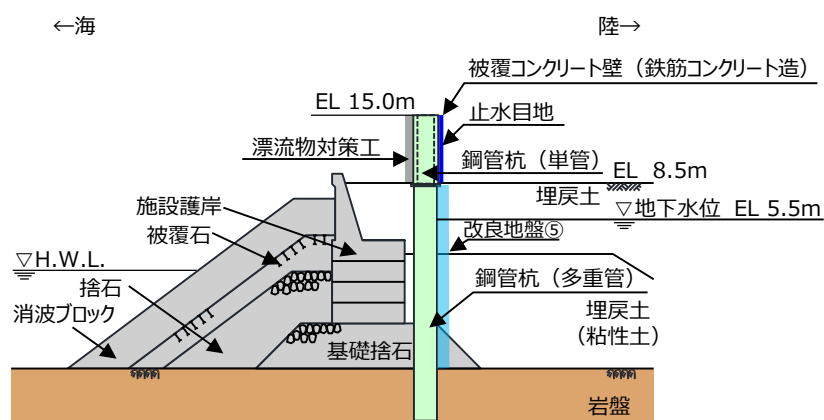


図 2.2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（断面図）

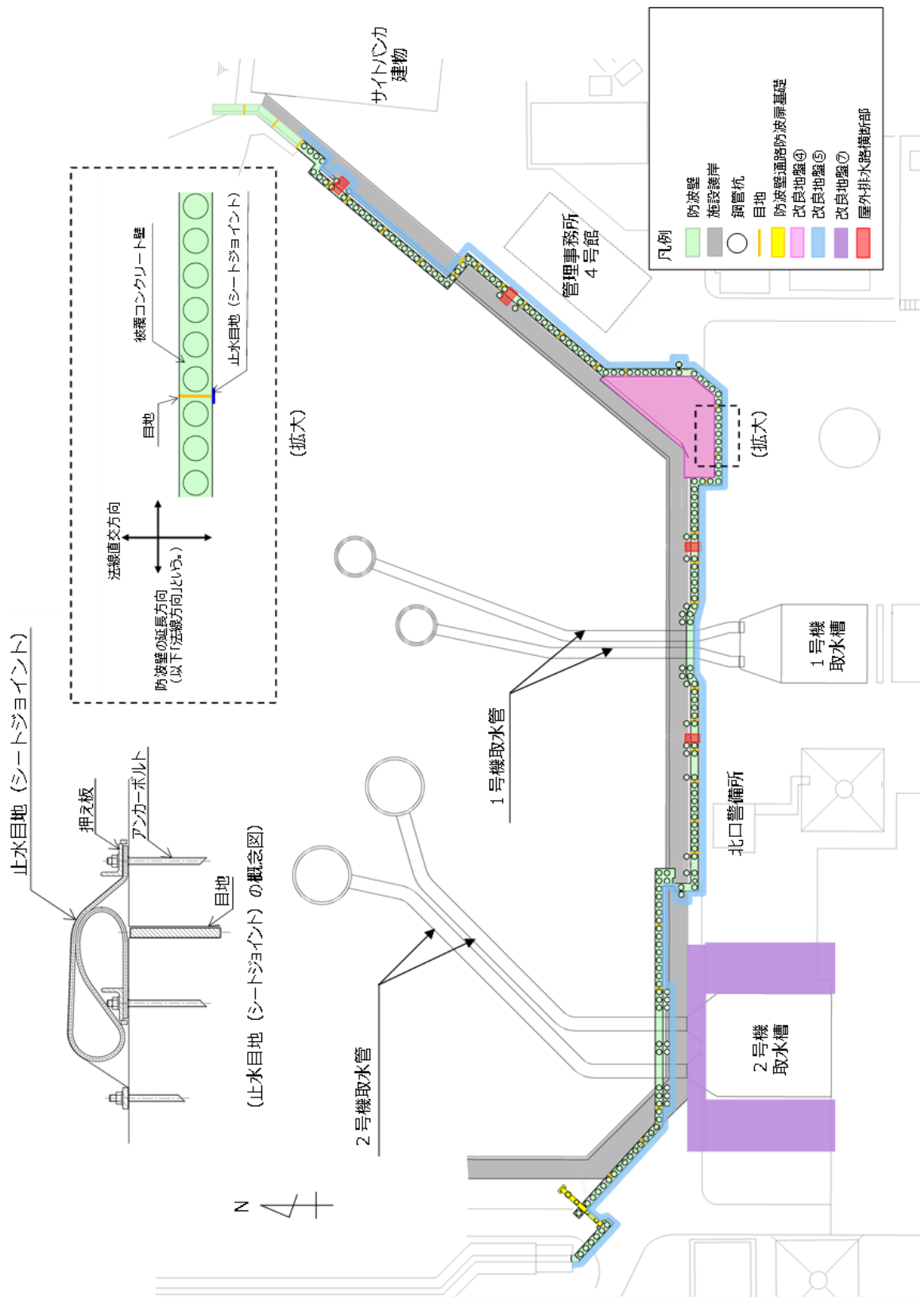


図 2.2-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の概念図及び配置位置図

## 2.3 評価方針

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）はSクラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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」に示す方法により、「4. 2次元有限要素法」及び「5. 3次元構造解析」より、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象部位の発生応力度、すべり安全率及び発生変位量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）の作用方向や伝達過程を考慮した評価対象部位を設定し、表 2.3-3 の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行うことにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変位に追従する。	・被覆コンクリート壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	漂流物対策工*1 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	岩盤*2	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・防波壁(多重鋼管杭式擁壁)より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸, 基礎捨石, 捨石, 被覆石	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材(埋戻土部と鋼管杭間に充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。

注記\*1: 漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

\*2: 岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。(「2.1.1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明(参考資料3)セメントミルクの評価方針」参照)



表 2.3-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート壁間から優位な漏えいを生じないために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	漂流物対策工 <sup>*1</sup> (鉄筋コンクリート版)			—	—
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤④がすべり破壊しないこと。（内部安定を保持）	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤④がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤⑤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	岩盤 <sup>*2</sup>	鋼管杭を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	—

注記\*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

\*2：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料3）セメントミルクの評価方針」参照）

表 2.3-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する断面力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力）及び短期許容せん断力
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工*1（鉄筋コンクリート版）	発生する応力（押抜きせん断力、アンカーボルトの引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認*3	極限支持力度*2
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する断面力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力）及び短期許容せん断力
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤⑤		
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認*3	極限支持力度*2
	施設の変形性	止水目地	発生変位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位量

注記\*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

\*2：妥当な安全余裕を考慮する。

\*3：杭前面の岩盤の破壊状態を踏まえた水平支持力の確認も実施する。

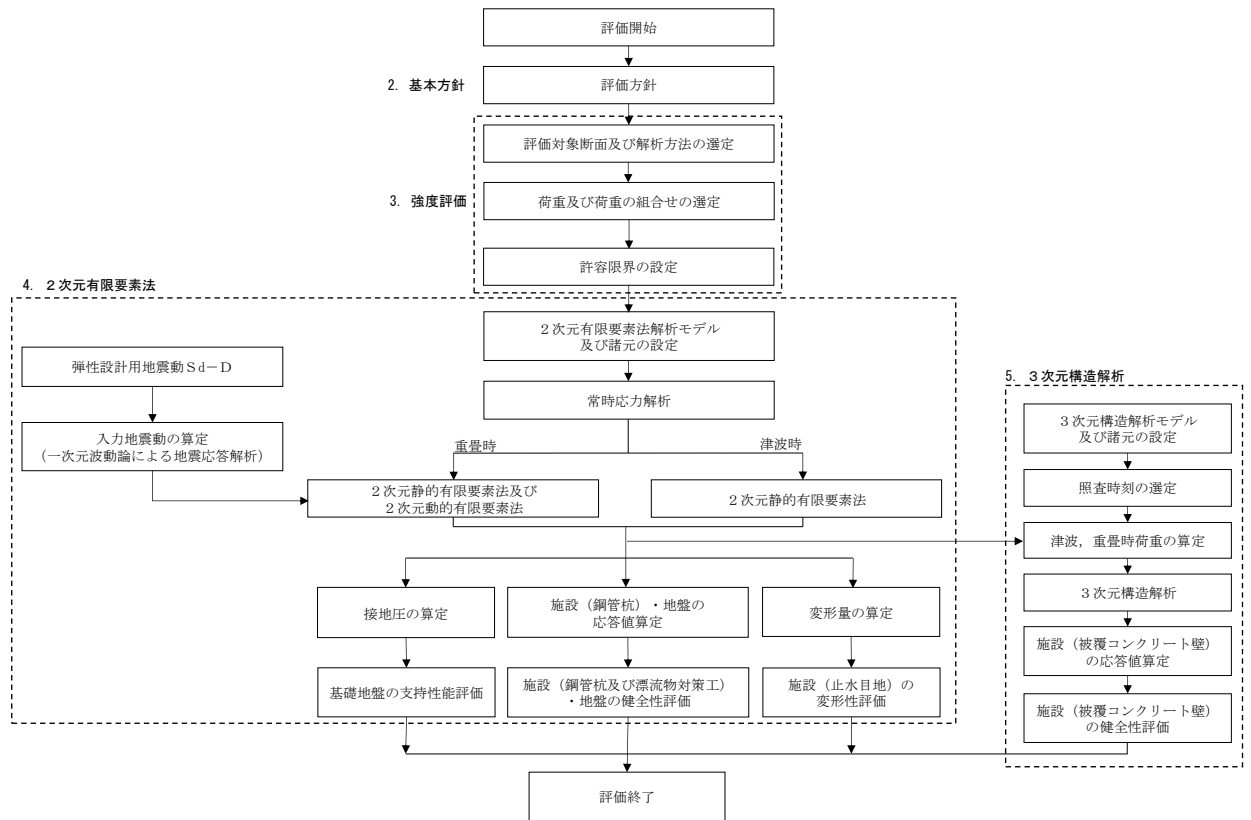


図 2.3-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）
- ・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）
- ・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（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3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）
- ・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（国土交通省港湾局，2007年版）
- ・港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）
- ・建築基準法・同施行令

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]( <b>社</b> )土木学会，2002年制定) 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(( <b>社</b> )日本道路協会，平成14年3月)	—
荷重及び荷重の組合せ		コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( <b>社</b> )土木学会，2002年制定) <b>建築基準法・同施行令</b>	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	鋼管杭	<b>道路橋示方書(I共通編・II鋼橋編)・同解説((<b>社</b>)日本道路協会，平成14年3月)</b> 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(( <b>社</b> )日本道路協会，平成14年3月)	曲げ照査及びせん断照査は，発生モーメント又は発生 <b>断面力</b> が，降伏モーメント又は <b>短期</b> 許容せん断力以下であることを確認
	被覆コンクリート壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]( <b>社</b> )土木学会，2002年制定)	曲げ照査及びせん断照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認
	改良地盤④，⑤	耐津波設計に係る工認審査ガイド(平成25年6月19日，原管地発第1306196号)	すべり安全率が1.2以上であることを確認
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1-1987( <b>社</b> )日本電気協会)	有限要素法による <b>2次元</b> モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説( <b>国土交通省港湾局</b> ，2007年版) 港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター，平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定
3次元構造解析		<b>道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((<b>社</b>)日本道路協会，平成14年3月)</b> <b>道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説((<b>社</b>)日本道路協会，平成14年3月)</b>	<b>地盤ばねの設定</b>

### 3. 強度評価

#### 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(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m <sup>2</sup>	積載荷重（機器荷重，漂流物対策工荷重）
P <sub>t</sub>	kN/m <sup>2</sup>	遡上津波荷重
K S d	—	余震荷重
P <sub>c</sub>	kN/m	衝突荷重
P <sub>k</sub>	kN/m <sup>2</sup>	風荷重
P <sub>s</sub>	kN/m <sup>2</sup>	積雪荷重
γ <sub>w</sub>	kN/m <sup>3</sup>	海水の単位体積重量
ρ	t/m <sup>3</sup>	海水の密度
M <sub>y</sub>	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
f <sub>y</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の降伏基準点
Z <sub>e</sub>	mm <sup>3</sup>	鋼管杭の断面係数
N	kN	鋼管杭に発生する軸力
A	mm <sup>2</sup>	鋼管杭の断面積
Q <sub>a</sub>	kN	鋼管杭の短期許容せん断力
τ <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭の短期許容せん断応力度
σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁のコンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ <sub>a1</sub>	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁のコンクリートの短期許容せん断応力度
σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁の鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
δ <sub>x</sub>	mm	x 方向（法線直交方向）の変位量
δ <sub>z</sub>	mm	z 方向（深度方向）の変位量
δ <sub>x1</sub>	mm	x 方向（法線直交方向）の津波時の最大相対変位量
δ <sub>z1</sub>	mm	z 方向（深度方向）の津波時の最大相対変位量
δ	mm	最大変位量
R <sub>d</sub>	N/mm <sup>2</sup>	鋼管杭下端の軸力より算定される軸応力度
A'	mm <sup>2</sup>	鋼管杭下端の断面積
δ <sub>x(T)</sub>	mm	x 方向（法線直交方向）の最大相対変位量

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
$\delta_y$	mm	y 方向（法線方向）の変位量
$\delta_y(T)$	mm	y 方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量
$\delta_z(T)$	mm	z 方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量
M	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
Q	kN	鋼管杭に発生するせん断力
M'	kN・m	被覆コンクリート壁に発生する曲げモーメント
N'	kN	被覆コンクリート壁に発生する軸力
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁のコンクリートに発生する曲げ圧縮応力度
$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁の鉄筋に発生する曲げ引張応力度
Q'	kN	被覆コンクリート壁に発生するせん断力
$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	被覆コンクリート壁のコンクリートに発生するせん断応力度
R <sub>u</sub>	N/mm <sup>2</sup>	極限支持力度

## 3.2 評価対象断面及び部位

### 3.2.1 評価対象断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定」で記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、**周辺**構造物の有無**及び**間接支持される機器・配管系の有無が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.2.1-1 に、**縦断面図**を図 3.2.1-2 に、**横断面図**を図 3.2.1-3～図 3.2.1-8 に示す。また、評価対象断面における構造図を図 3.2.1-9～図 3.2.1-12 に、被覆コンクリート壁の概略配筋図を図 3.2.1-13～図 3.2.1-15 に示す。評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定」の「1.8.2 防波壁」に示す。

表 3.2.1-1 より評価対象断面を②-②断面、③-③断面、④-④断面とするが、②-②断面は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の敷地高さ（EL 8.5m）が重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高いため、重畳時の評価を実施しない。

なお、止水目地の変位について、法線方向の変位は余震荷重のみにより生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時において変位が最大となる②-②断面に直交する縦横断方向の断面である⑦-⑦断面を变形性評価の評価対象断面に選定した。

漂流物衝突荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、「局所的な漂流物衝突荷重」より保守的である「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定することから「局所的な漂流物衝突荷重」については評価対象断面の選定における観点に考慮しない。

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」は施設の延長に応じて増減するが、**防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の施設延長の最大は、2号機取水路を横断する④-④断面の 37.782m となり、衝突荷重として想定した船舶（総トン数 19 トン）の全長 24m を上回るため、④-④断面において「施設全体に作用する荷重」として最大である 7,440kN（表 3.3.1-2 参照）を考慮することから、強度計算においても当該対象断面は代表性を有していると判断する。**なお、**1号機取水路を横断する施設延長は 27.681m であり、④-④断面と同様に衝突荷重として想定した船舶（総トン数 19 トン）の全長 24m を上回るが、施設延長が長いほうが、被覆**



コンクリート壁の法線方向に発生するねじれの影響が大きくなると想定されることから、よりブロック長が長い④-④断面が代表性を有していると判断する。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

検討断面	評価対象断面整理上の観点				該当する 観点	選定理由
	(1) 施設護岸との 位置関係	(2) 岩盤上面 深さ(m)	(3) 改良地盤の 配置状況	(4) 周辺構造物 の有無		
一般部 (①-①断面)	施設護岸の 背面に設置	18.1	-	-	(1)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、改良地盤部（②-②断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから改良地盤部（②-②断面）に代表させる。
改良地盤部 (②-②断面)	施設護岸の 背面に設置	22.9	改良地盤④	-	(1) (2) (3)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、他の断面と比較して、岩盤上面深さが最も深いこと及び改良地盤④が設置されていることから評価対象断面に選定する。
施設護岸前出し部 (③-③断面)	施設護岸の 前面に設置	20.8	-	-	(1) (2)	施設護岸の前面に設置している断面のうち、他の断面と比較して、岩盤上面深さが最も深いことから評価対象断面に選定する。
取水路横断面 ④-④断面	施設護岸の 前面に設置	16.8	-	取水管	(1) (4)	取水管を横断するため、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)のブロック長が最長となり、杭の設置間隔が広いことから評価対象断面に選定する。
北東端部 (⑤-⑤断面)	施設護岸の 前面に設置	12.7	-	-	(1)	施設護岸の前面に設置している断面のうち、施設護岸前出し部（③-③断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから施設護岸前出し部（③-③断面）に代表させる。
西端部 (⑥-⑥断面)	施設護岸の 背面に設置	9.5	-	-	(1)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、改良地盤部（②-②断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから改良地盤部（②-②断面）に代表させる。

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

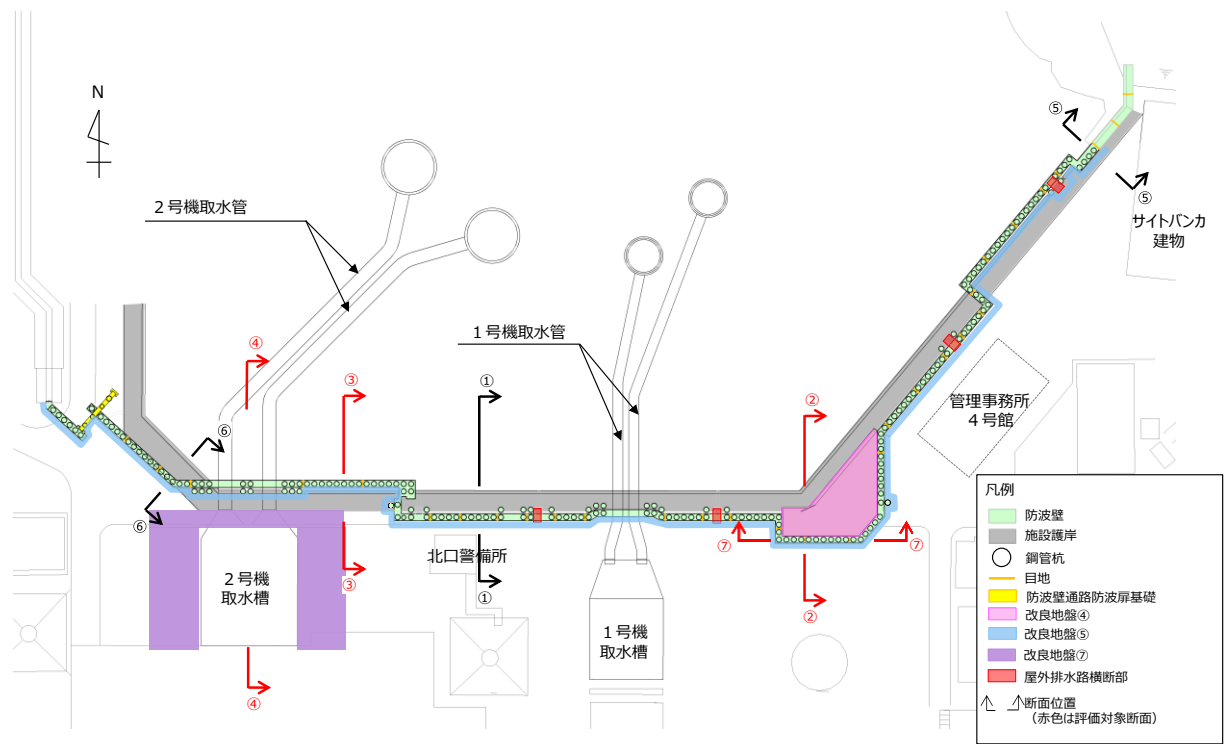


図 3.2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

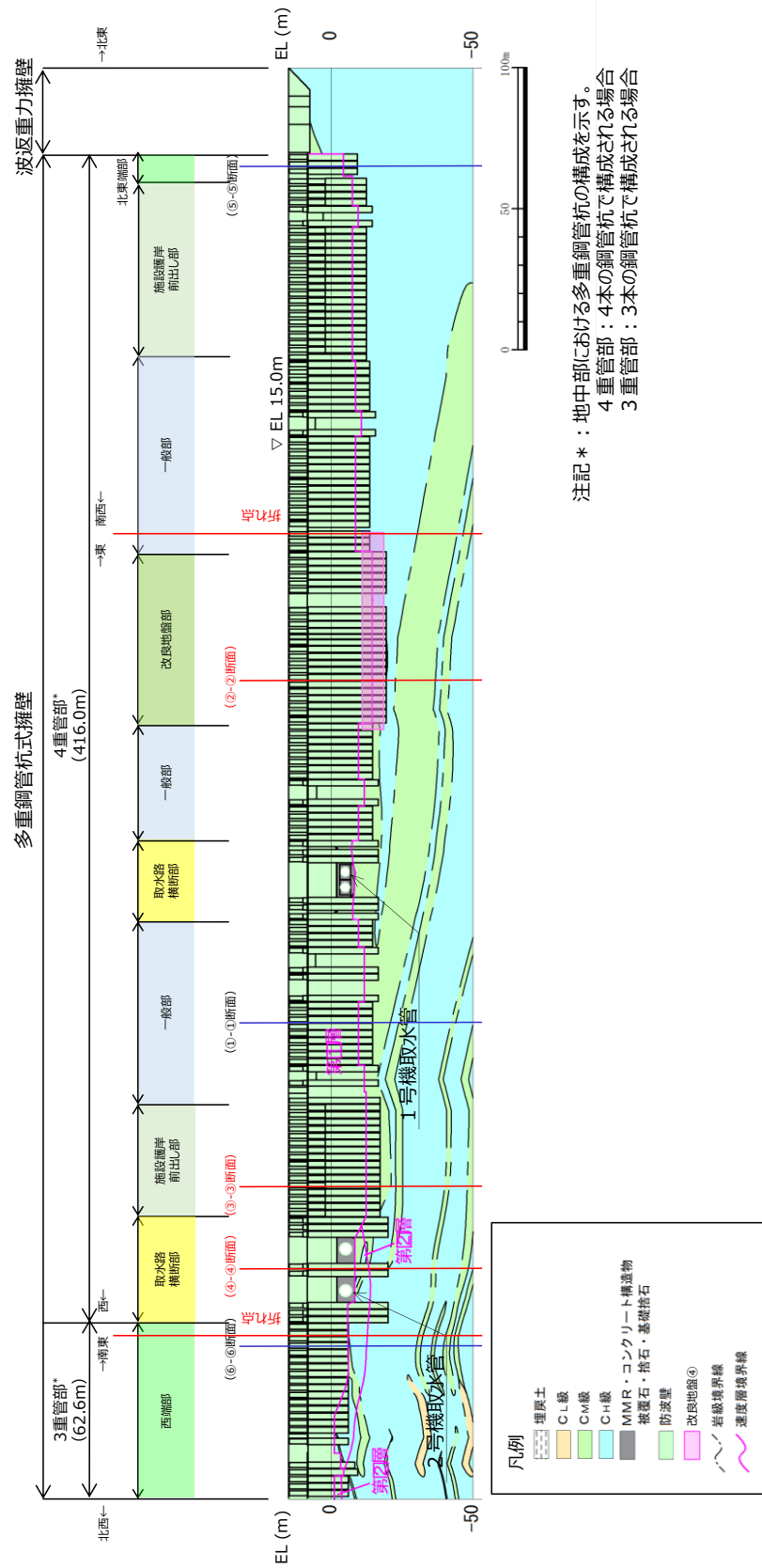


図 3.2.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断面図

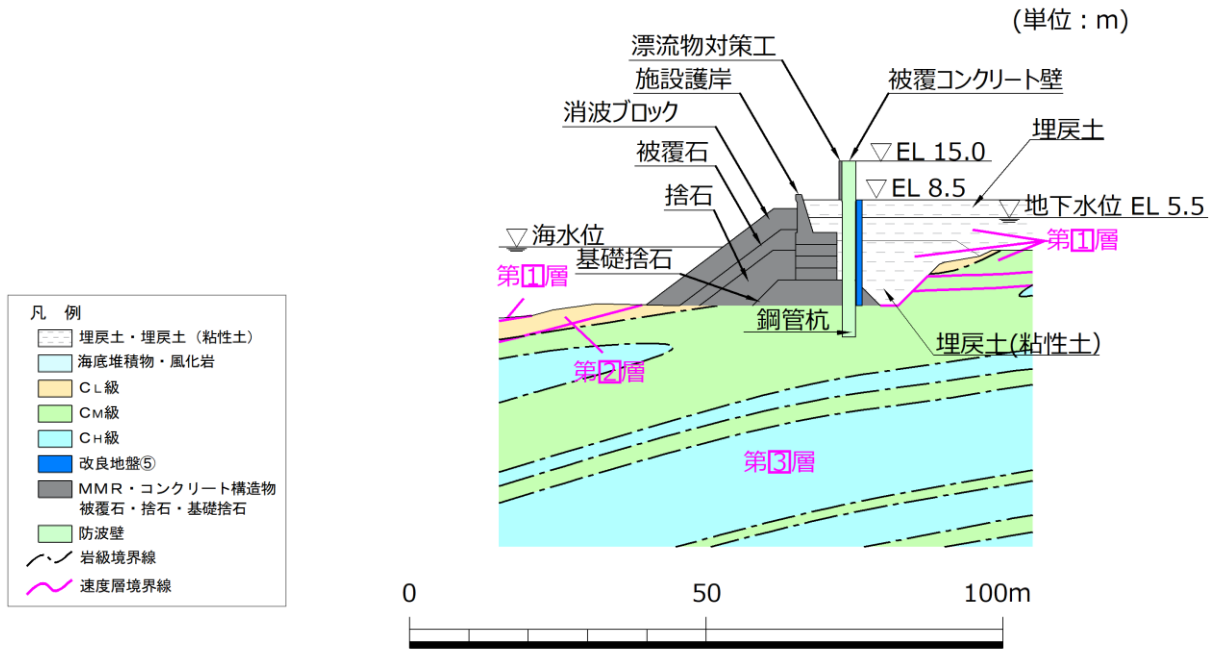


図 3.2.1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断面図（①-①断面）

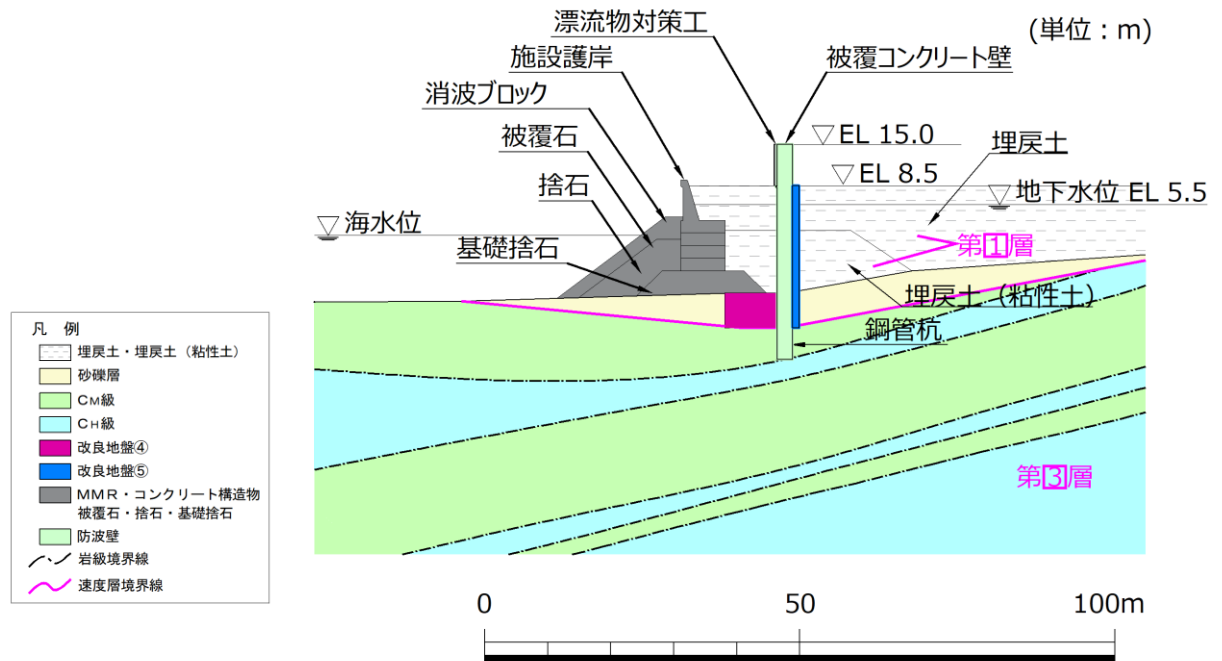


図 3.2.1-4 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断面図（②-②断面）

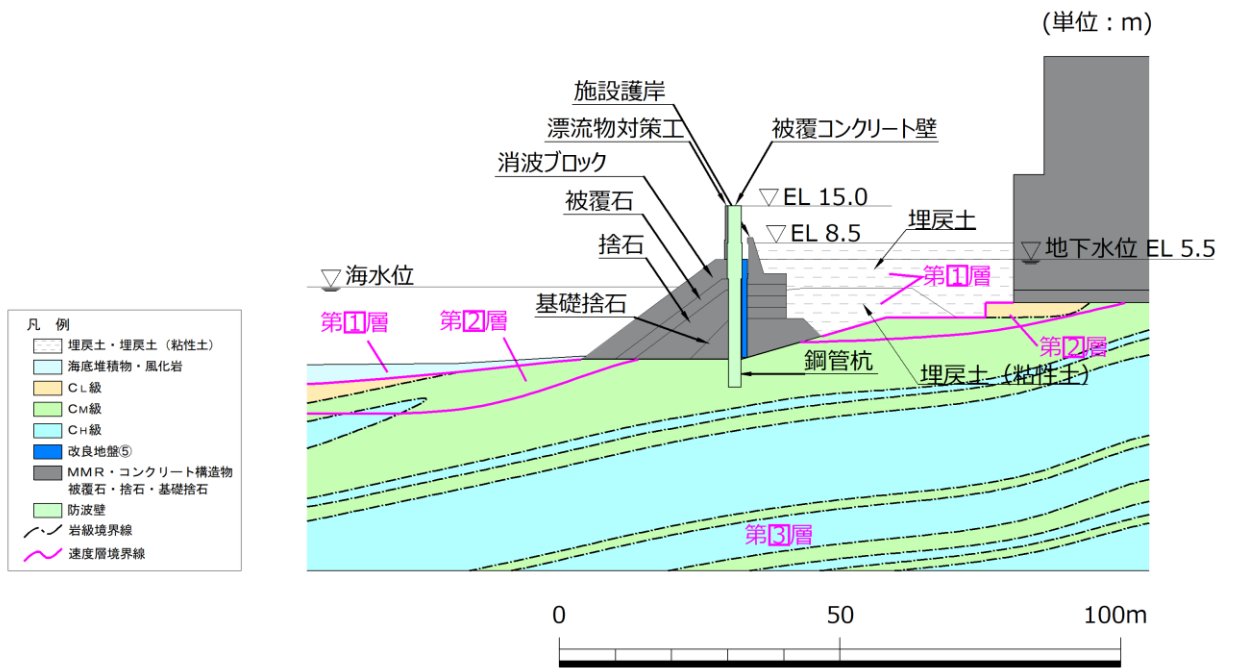


図 3.2.1-5 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の横断面図 (③-③断面)

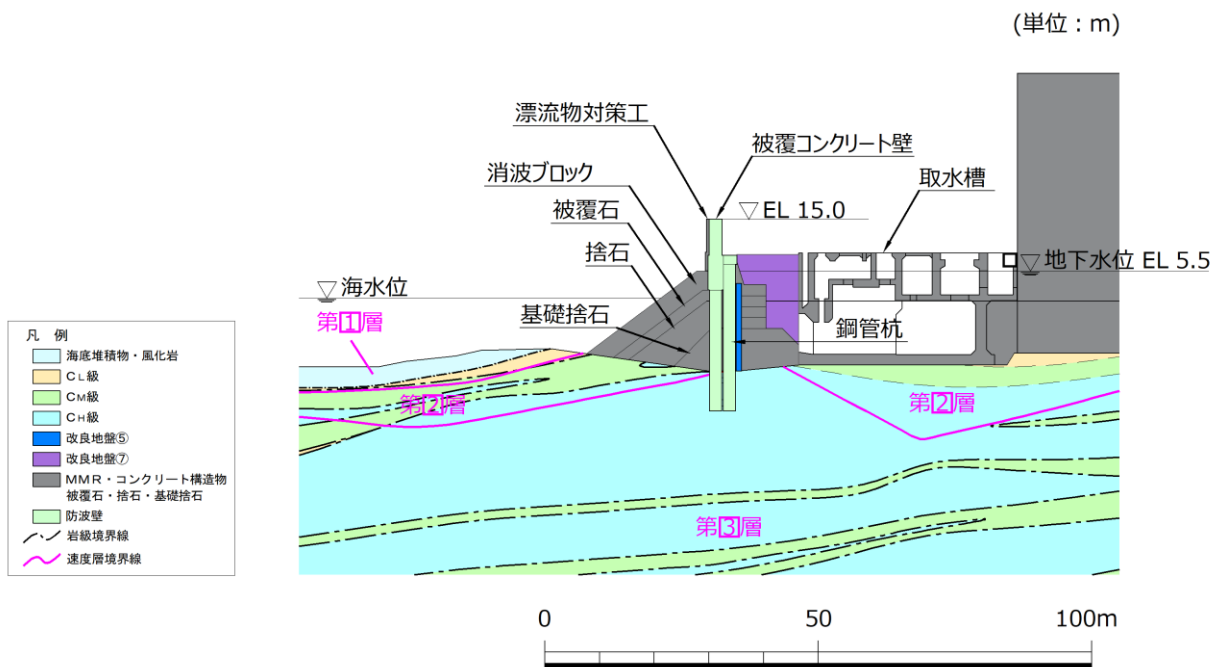


図 3.2.1-6 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の横断面図 (④-④断面)

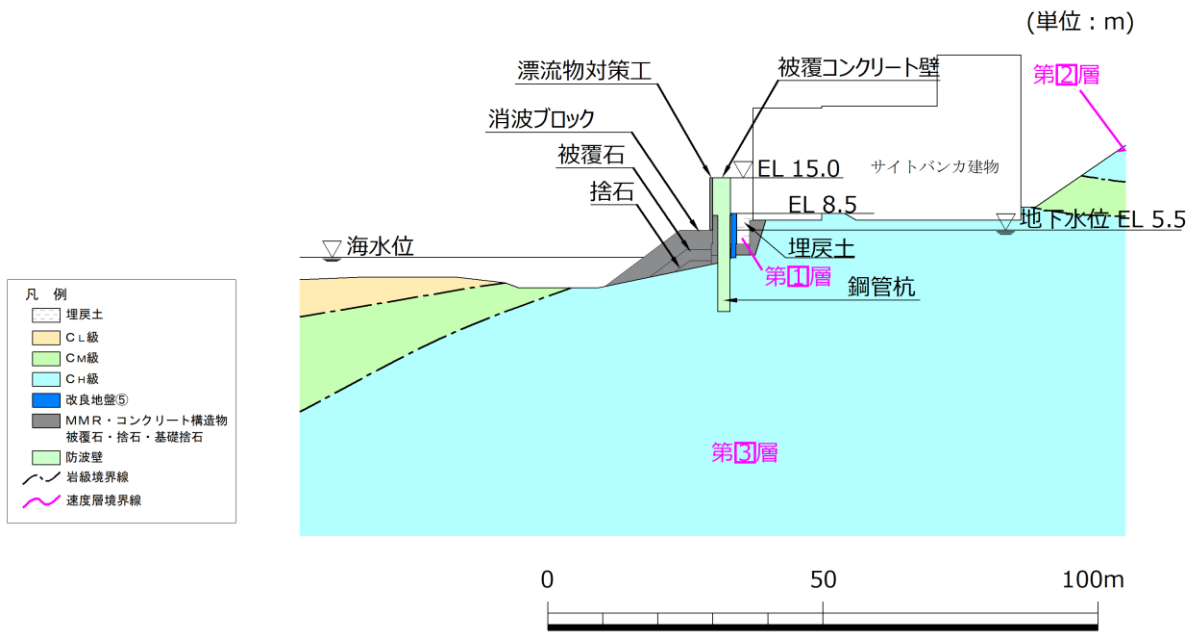


図 3.2.1-7 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

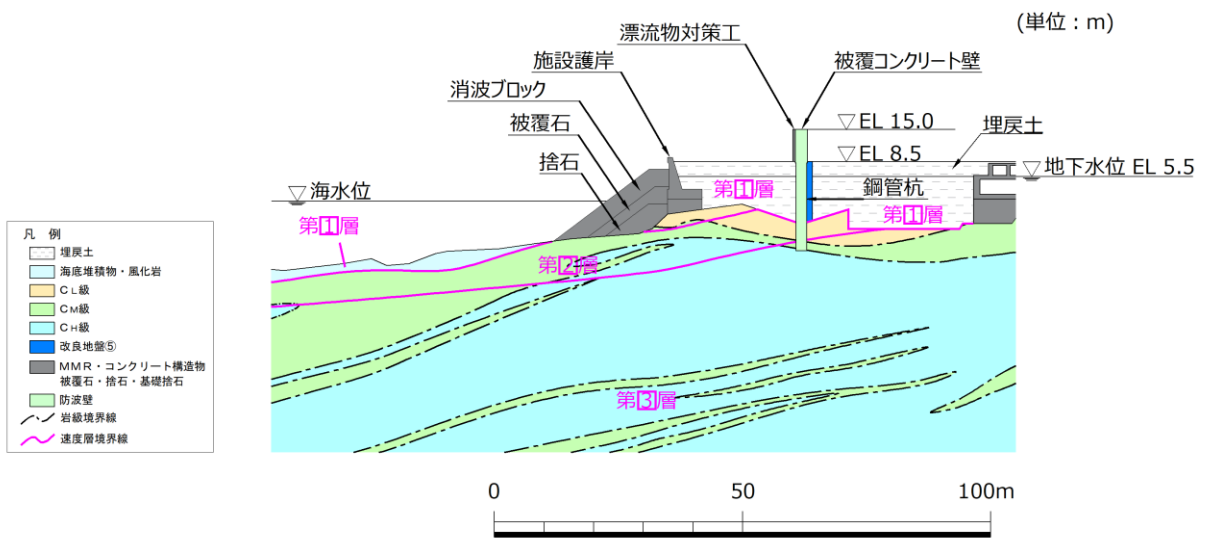


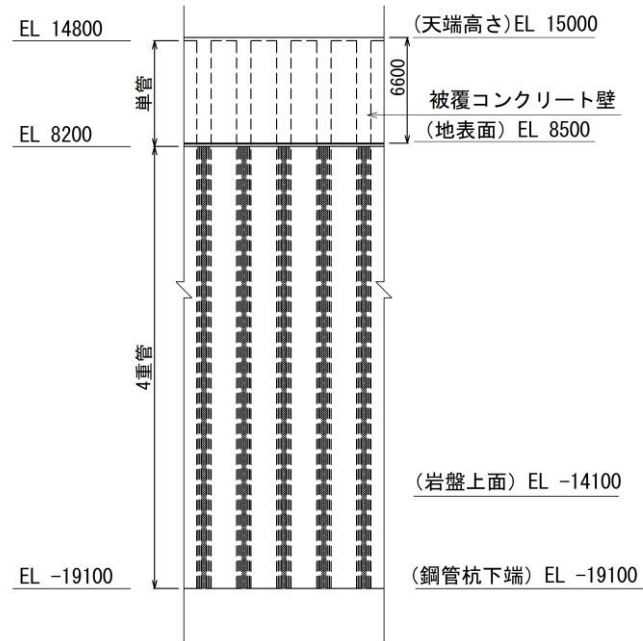
図 3.2.1-8 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

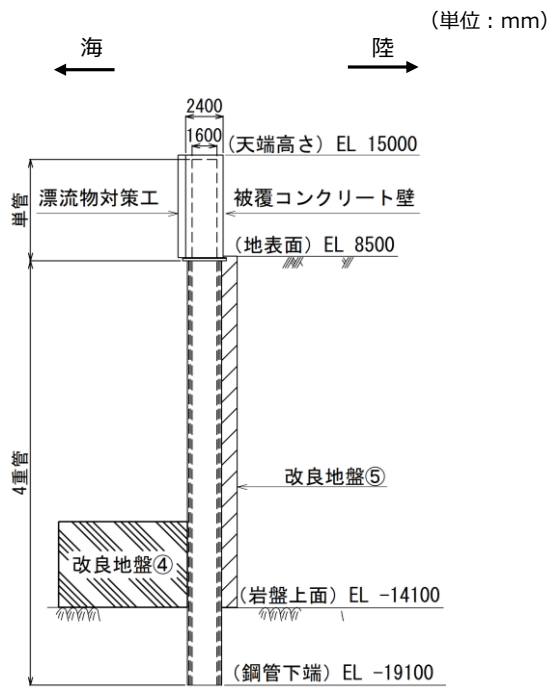
単管 :  $\phi$  1600 mm

4重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm,  $\phi$  2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)



(断面図)

図 3.2.1-9 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（②-②断面）

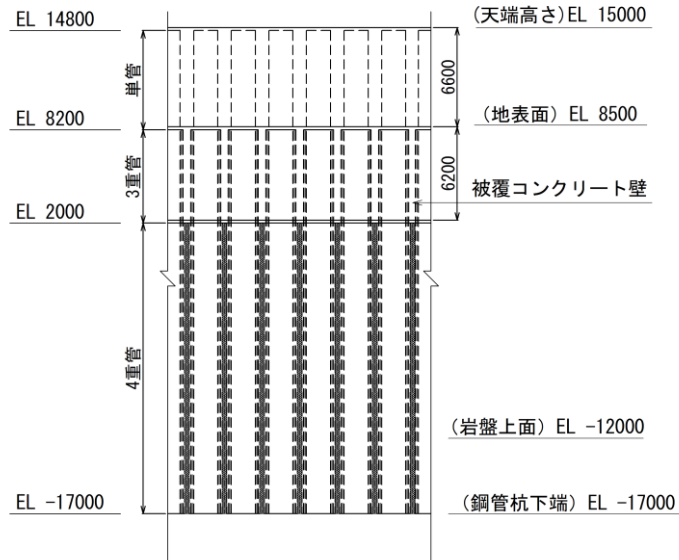
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

単管 :  $\phi$  1600 mm

3重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm

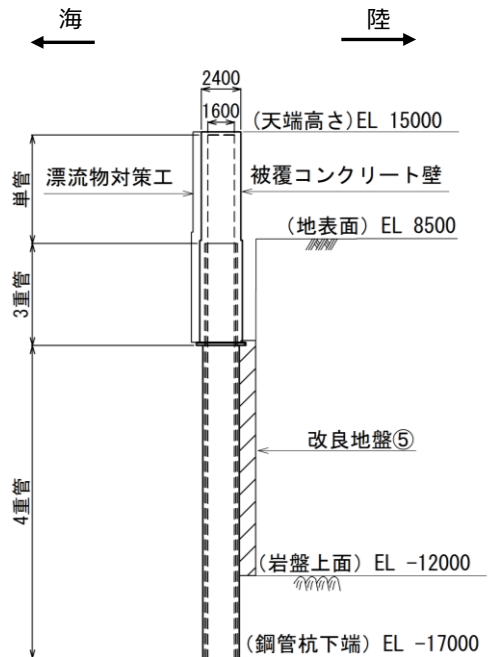
4重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm,  $\phi$  2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)

(単位 : mm)



(断面図)

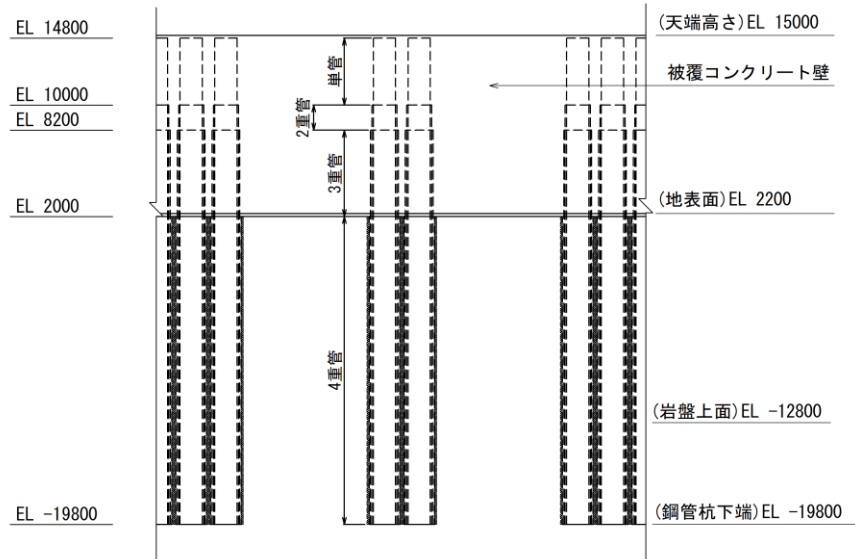
図 3.2.1-10 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（③-③断面）



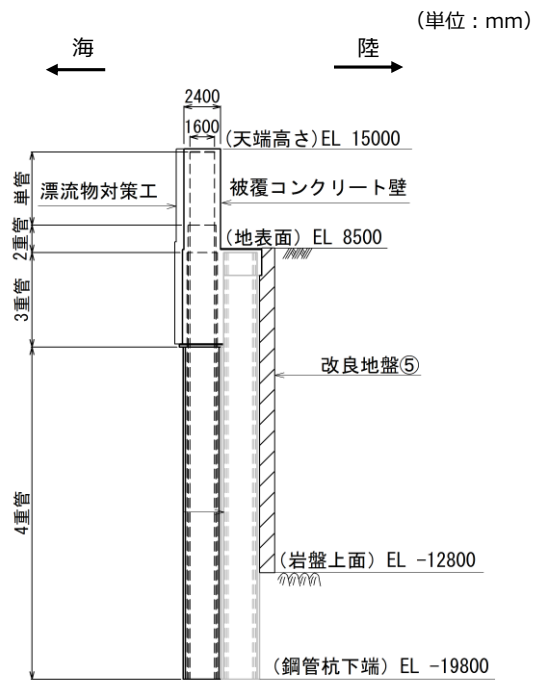
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

- 単管 :  $\phi$  1600 mm
- 2重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm
- 3重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm
- 4重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm,  $\phi$  2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)



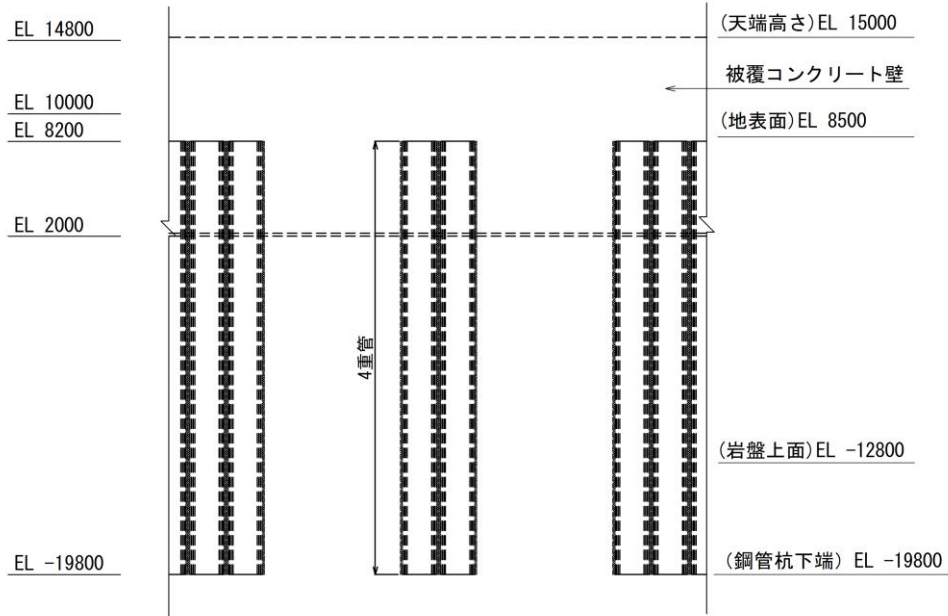
(断面図)

図 3.2.1-11 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，海側）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

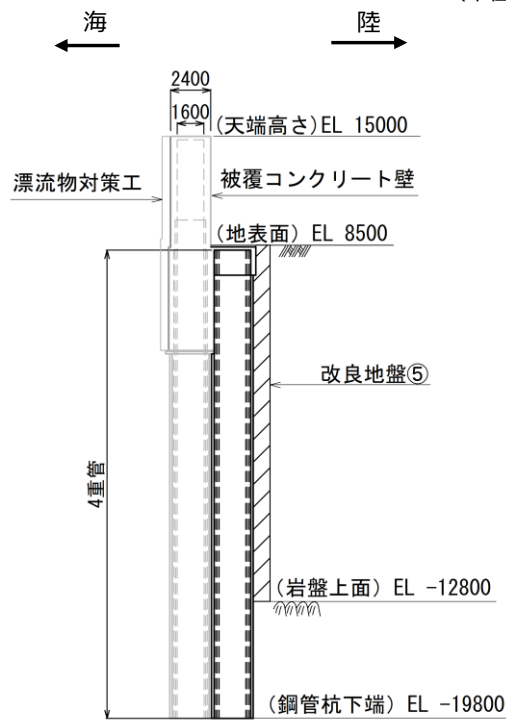
4重管：φ 1600 mm，φ 1800 mm，φ 2000 mm，φ 2200 mm

（単位：mm）



（正面図）

（単位：mm）



（断面図）

図 3.2.1-12 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，陸側）

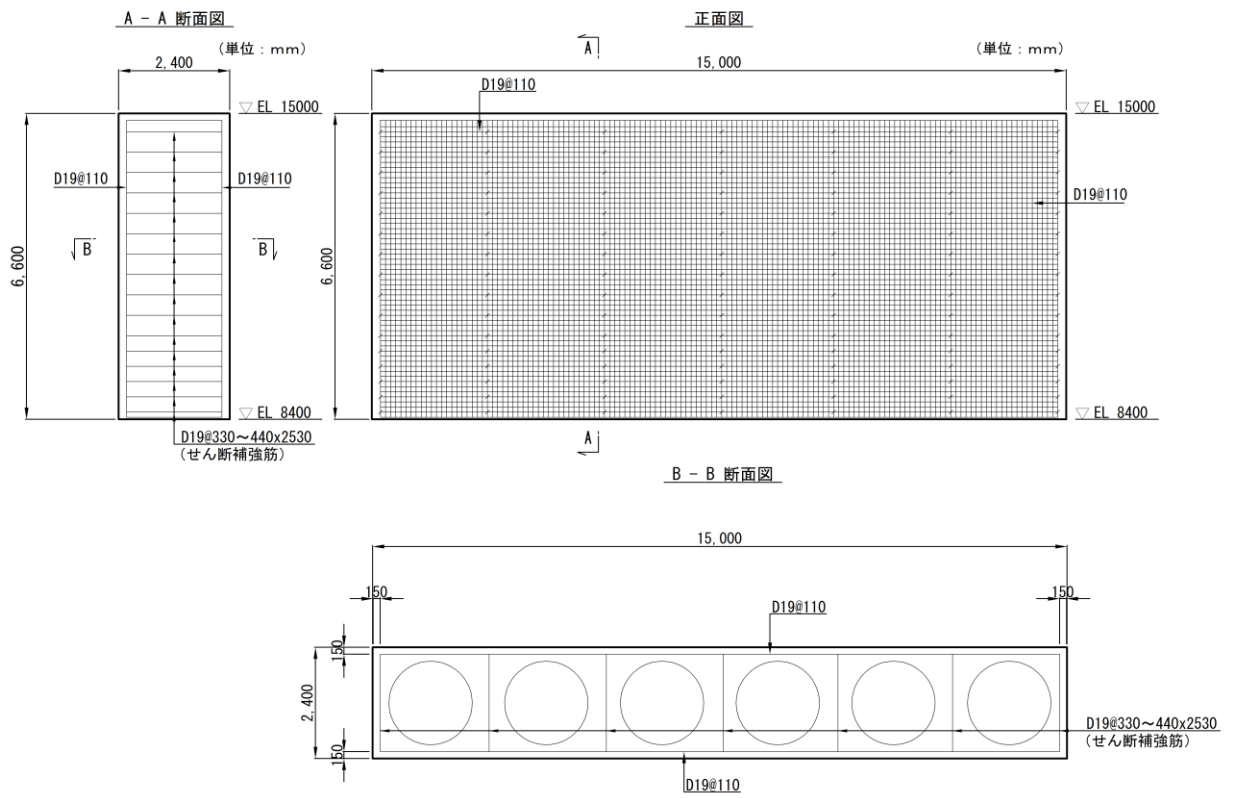


図 3.2.1-13 被覆コンクリート壁の概略配筋図 (②-②断面)

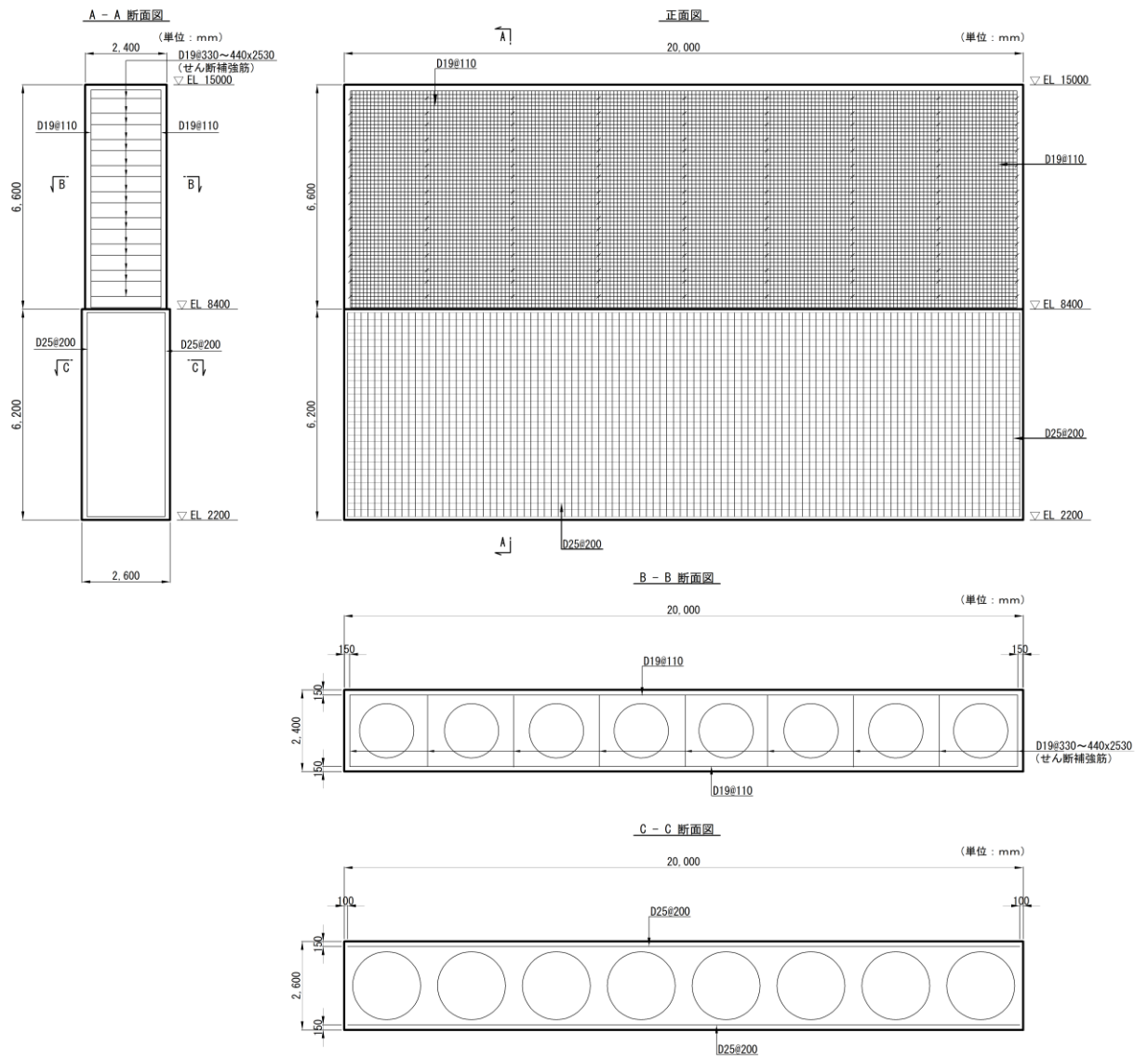


図 3.2.1-14 被覆コンクリート壁の概略配筋図 (③-③断面)

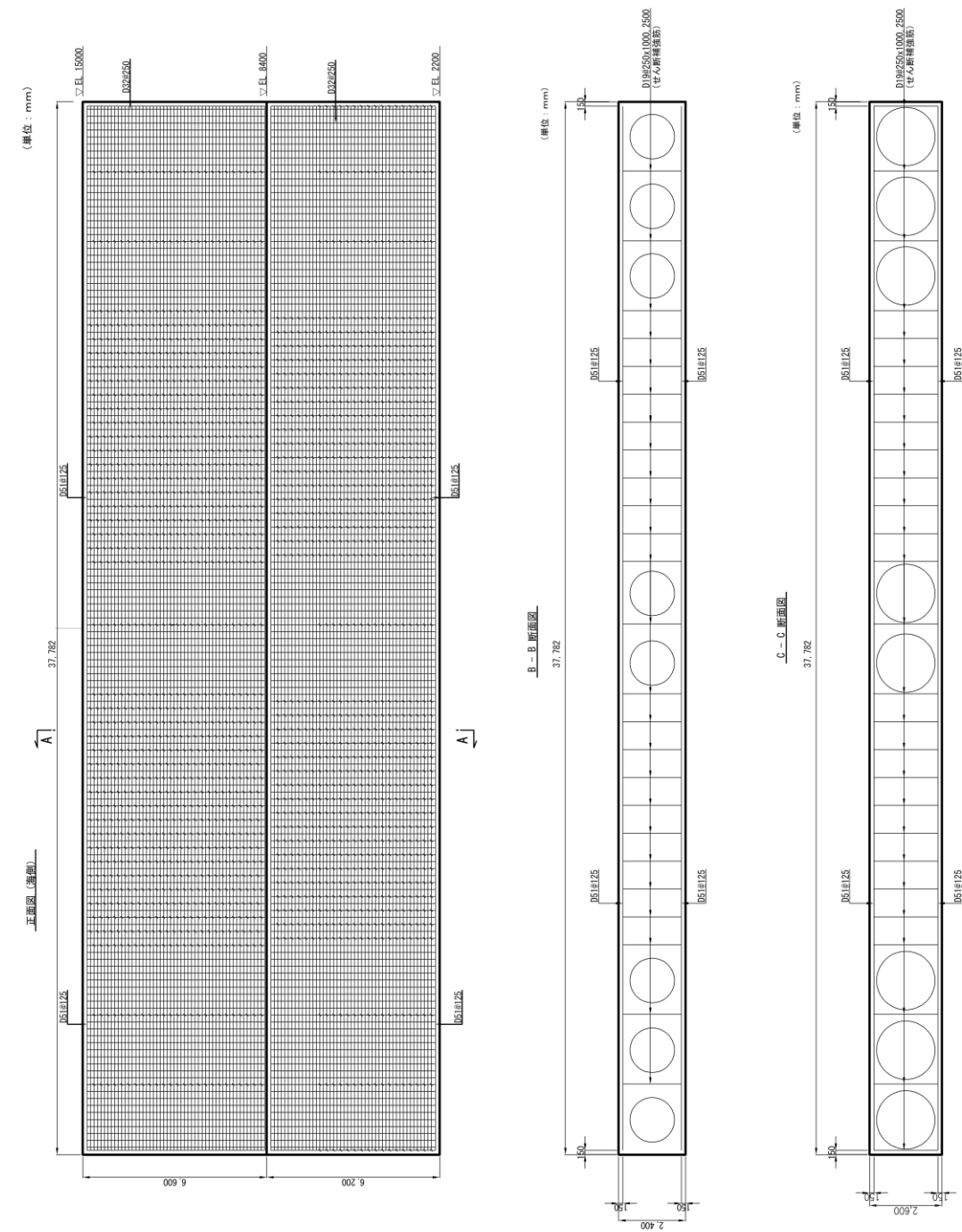


図 3.2.1-15 被覆コンクリート壁の概略配筋図 (④-④断面)

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は，鋼管杭，改良地盤④，改良地盤⑤及び岩盤とする。

3次元構造解析による施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は，被覆コンクリート壁とする。

#### (2) 施設の変形性評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水目地とする。

#### (3) 基礎地盤の支持性能評価

2次元静的有限要素法及び2次元動的有限要素法による基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を支持する基礎地盤（岩盤）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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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。

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P<sub>t</sub>)

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を、重畳時においては、「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を遡上津波荷重として考慮する。なお、評価対象断面のうち②-②断面は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の敷地高さ（EL 8.5m）は重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高い位置に設置されるため、重畳時の評価を実施しない。

遡上津波荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、敷地高以上では朝倉式により、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面における津波水位と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、設計用浸水深の 3 倍の静水圧を考慮して算定する。なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面 2 次元津波シミュレーション及び 3 次元津波シミュレーションにより津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認している。

敷地高以深では「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）」に基づき、谷本式により、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面における津波水位を考慮し、津波水位と静水面の標高の 1/2 倍を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面, 津波時, 敷地高以上)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	防波壁前面の 地盤高 (EL (m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(②-②断面, 津波時, 敷地高以深)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

(③-③断面及び④-④断面, 津波時)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

(③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	4.9	0.58	48.00



(3) 余震荷重 (K S d)

③-③断面及び④-④断面は、余震荷重として弾性設計用地震動 S d-Dによる地震力を考慮する。

(4) 衝突荷重 (P c)

衝突荷重は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重  
 (「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料  
 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

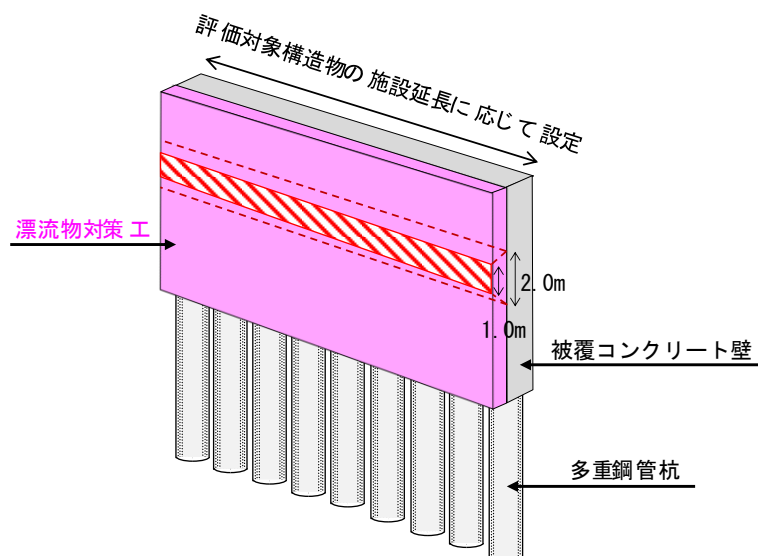


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する衝突荷重は，漂流物対策工による荷重分散を考慮し，図 3.3.1-2 のとおり，高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重を被覆コンクリート壁に作用させる。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する衝突荷重を表 3.3.1-3 に，荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また，荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 15.00m）： $6300\text{kN} \div 30.0\text{m}^2 = 210\text{kN/m}^2$
- ・ ③-③断面（ブロック延長 20.00m）： $7200\text{kN} \div 40.0\text{m}^2 = 180\text{kN/m}^2$
- ・ ④-④断面（ブロック延長 37.782m）： $7440\text{kN} \div 50.0\text{m}^2 = 149\text{kN/m}^2$

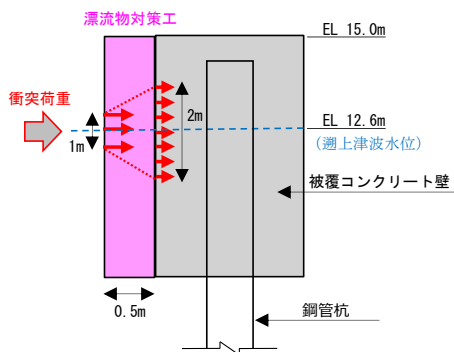


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

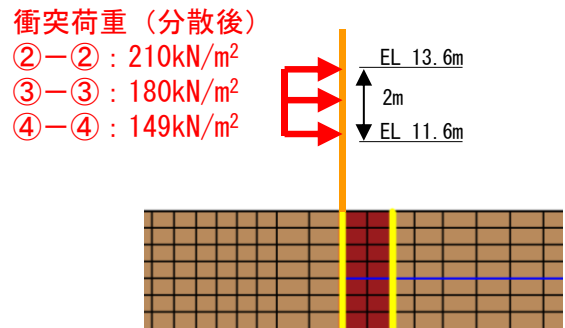


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面
ブロック延長 (m)	15.00	20.00	37.782
衝突荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	420	360	310*
衝突荷重(分散後) (kN/m <sup>2</sup> )	210	180	149

注記\*：ブロック延長が，衝突荷重として想定した船舶（総トン数 19 トン）の全長を上回るため，船舶全長 24m に対する衝突荷重を考慮する。

(5) 風荷重 (P<sub>k</sub>)

風荷重は、「平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号」に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、「建築基準法・同施行令」に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(6) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>)

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35cm とする。

積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成 17 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号）」により、積雪量 1 cm ごとに 20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

### 3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。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、荷重の作用図を図 3.3.2-1 及び図 3.3.2-2 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	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$
重畳時	$G + P + P_t + K S_d + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- $P_t$  : 遡上津波荷重
- $K S_d$  : 余震荷重
- $P_c$  : 衝突荷重
- $P_k$  : 風荷重
- $P_s$  : 積雪荷重

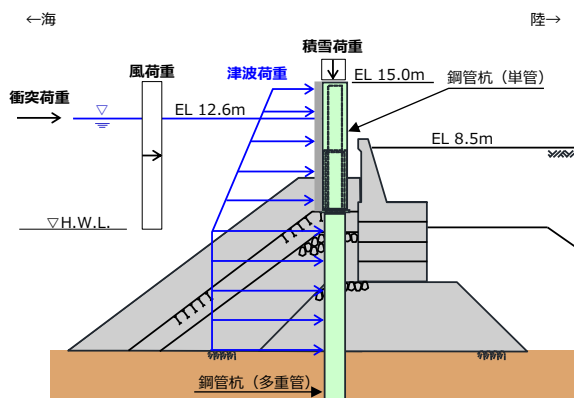


図 3.3.2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（津波時）

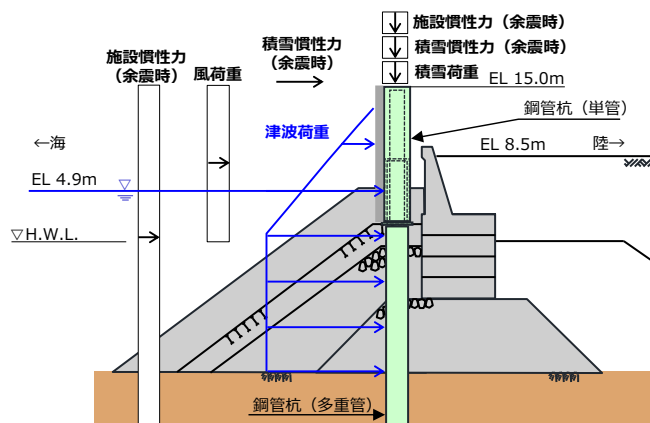


図 3.3.2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（重畳時）

### 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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「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）」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）」を基に算出した降伏モーメント及び短期許容せん断力とする。

降伏モーメントは次式により算定する。

$$M_y = \sum (f_{yi} - \frac{|N_i|}{A_i}) Z_{ei}$$

ここで、

$M_y$  : 多重鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

$f_{yi}$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の降伏基準点 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_{ei}$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N_i$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管に発生する軸力 (kN)

$A_i$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積 (mm<sup>2</sup>)

短期許容せん断力は次式により算定する。

$$Q_a = \sum \tau_{ai} A_i$$

ここで、

$Q_a$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容せん断力 (kN)

$\tau_{ai}$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_i$  : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積 (mm<sup>2</sup>)

### 3.4.2 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の許容限界は「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）」（以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。）に基づき，表 3.4.2-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.2-1 被覆コンクリート壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日，原管地発第 1306196 号）」を準拠し，すべり安全率とする。表 3.4.3-1 に改良地盤の許容限界を示す。

表 3.4.3-1 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.4.4 止水目地

止水目地（シートジョイント）の許容限界は，メーカ規格，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位量とする。止水目地（シートジョイント）の許容限界を表 3.4.4-1 に示す。

表 3.4.4-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1580

### 3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表3.4.5-1に示す。

表 3.4.5-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	岩盤	C <sub>H</sub> 級	9.8
		C <sub>M</sub> 級	

#### 4. 2次元有限要素法

##### 4.1 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

##### 4.1.1 津波時

###### (1) 解析方法

津波時に発生する応力値及び変位は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は入力津波高さ EL 11.9m に余裕を考慮した津波高さ EL 12.6m に作用させる。

2次元静的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

###### a. 応力解析手法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

応力解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

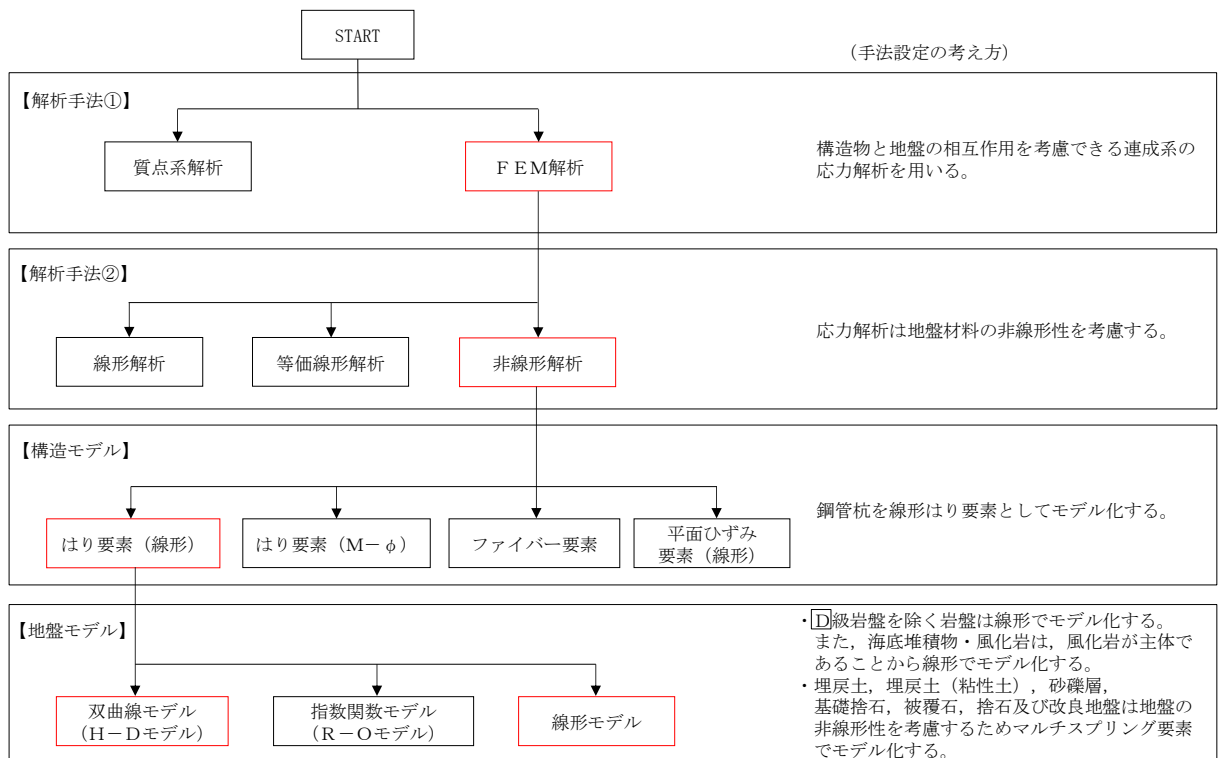


図 4.1.1-1 応力解析手法の選定フロー



b. 施設

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）によりモデル化する。なお、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず、鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の重量を考慮する。

被覆コンクリート壁は、鋼管杭と比較して剛性が低く、地震時応答への影響は軽微と考えられることからモデル化せず鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に被覆コンクリート壁の重量を考慮する。

漂流物対策工は、被覆コンクリート壁に固定して設置することから、被覆コンクリート壁と同様に鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に漂流物対策工の重量を考慮する。

c. 地盤物性のばらつき

以下の理由から、地盤物性のばらつきによる耐津波評価に対する照査値に与える影響が軽微であるため、地盤物性のばらつきは考慮しない。

- ・「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると、耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。また、耐津波評価の照査値は十分な裕度を有している。（耐津波評価結果は「4.3 評価結果」参照。）

津波時評価における応力解析の解析ケースの地盤物性を表 4.1.1-1 に示す。

表 4.1.1-1 津波時評価における応力解析の解析ケースの地盤物性

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース② (施設護岸等の 損傷を考慮した 解析ケース)	平均値	平均値

d. 解析ケースの選定

津波時においては、すべての評価対象断面において、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面に設置されている施設護岸等は、その形状を適切にモデル化し防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価を実施する方針としているが、施設護岸等による防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから、不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定した、解析ケース（解析ケース②）を実施する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と施設護岸等の位置関係を踏まえ、施設護岸等が防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形抑制に寄与する可能性が高いと考えられる②-②断面及び③-③断面については、施設護岸等の損傷を考慮した解析ケースを実施する（「4.3.3 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」参照）。津波時評価における応力解析の解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 津波時評価における応力解析の解析ケース

ケース①	ケース②
基本ケース	施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース

(2) 解析モデル及び諸元

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図を図 4.1.1-2 に、解析モデルを図 4.1.1-3、図 4.1.1-5、図 4.1.1-7 及び図 4.1.1-9 に、地質断面図を図 4.1.1-4、図 4.1.1-6 及び図 4.1.1-8 に示す。なお、解析モデルのうち、③-③断面及び④-④断面は、基礎捨石を貫通するように鋼管杭を設置しており、基礎捨石による鋼管杭への影響が懸念されることから、基礎捨石、被覆石及び捨石の解析用物性値として埋戻土（粘性土）を代用する。

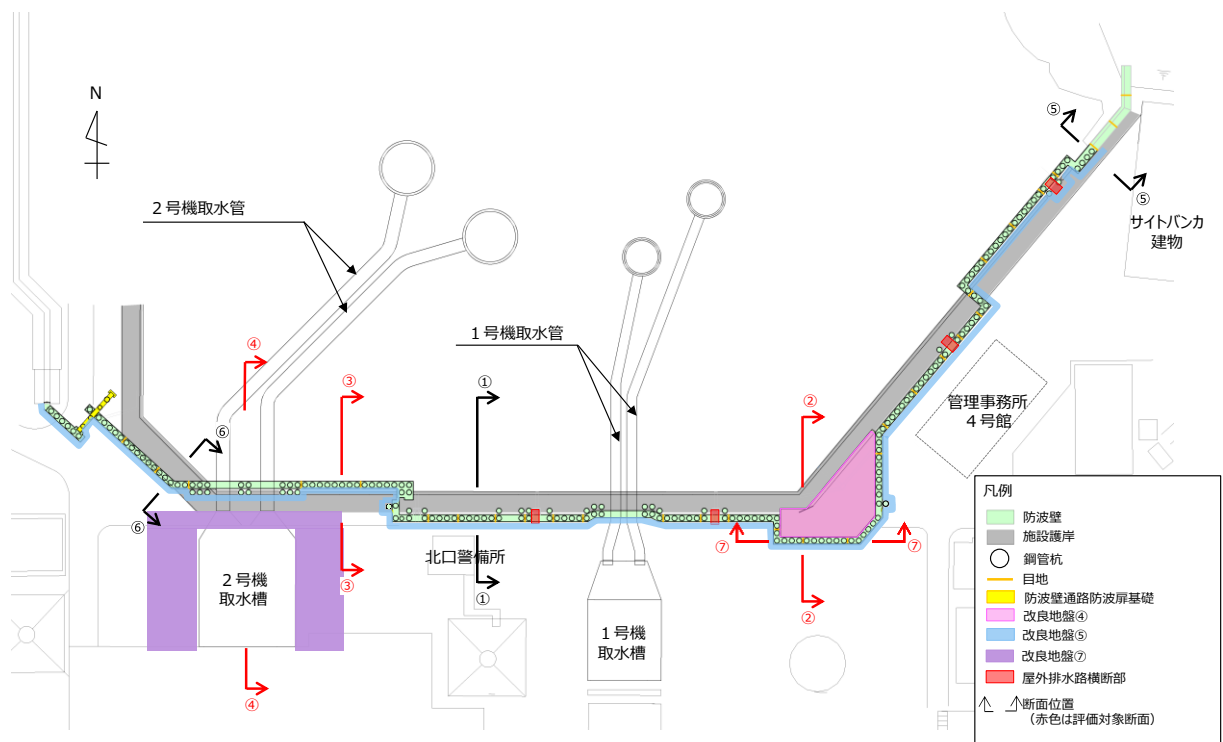


図 4.1.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

- |                |           |                  |               |
|----------------|-----------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 改良地盤④ | ■ : 施設護岸         | — : 鋼管杭       |
| ■ : 埋戻土        | ■ : 改良地盤⑤ | ■ : 埋戻土 (施設護岸背面) | — : ジョイント要素   |
| ■ : 埋戻土 (粘性土)  | ■ : 被覆石   | ■ : 海水           | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 砂礫層        | ■ : 基礎捨石  |                  |               |

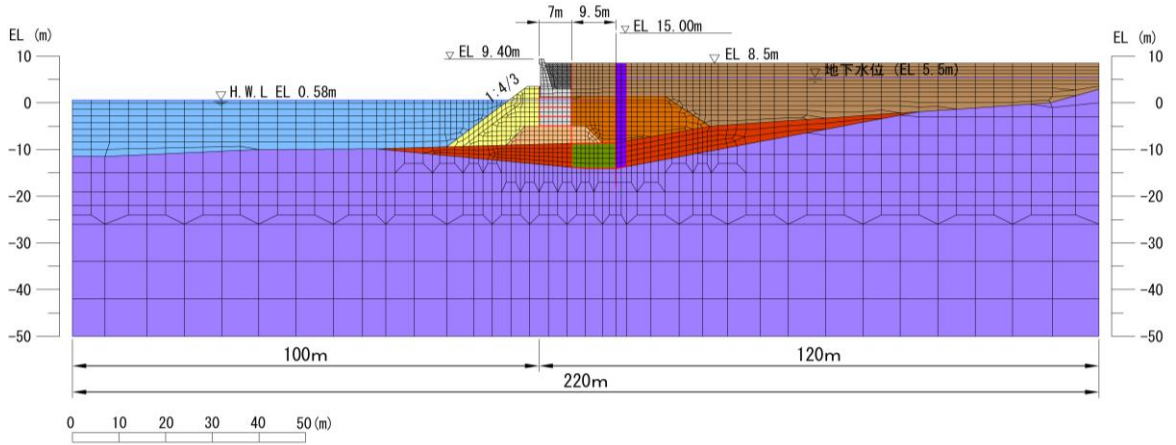


図 4.1.1-3 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の解析モデル (②-②断面)

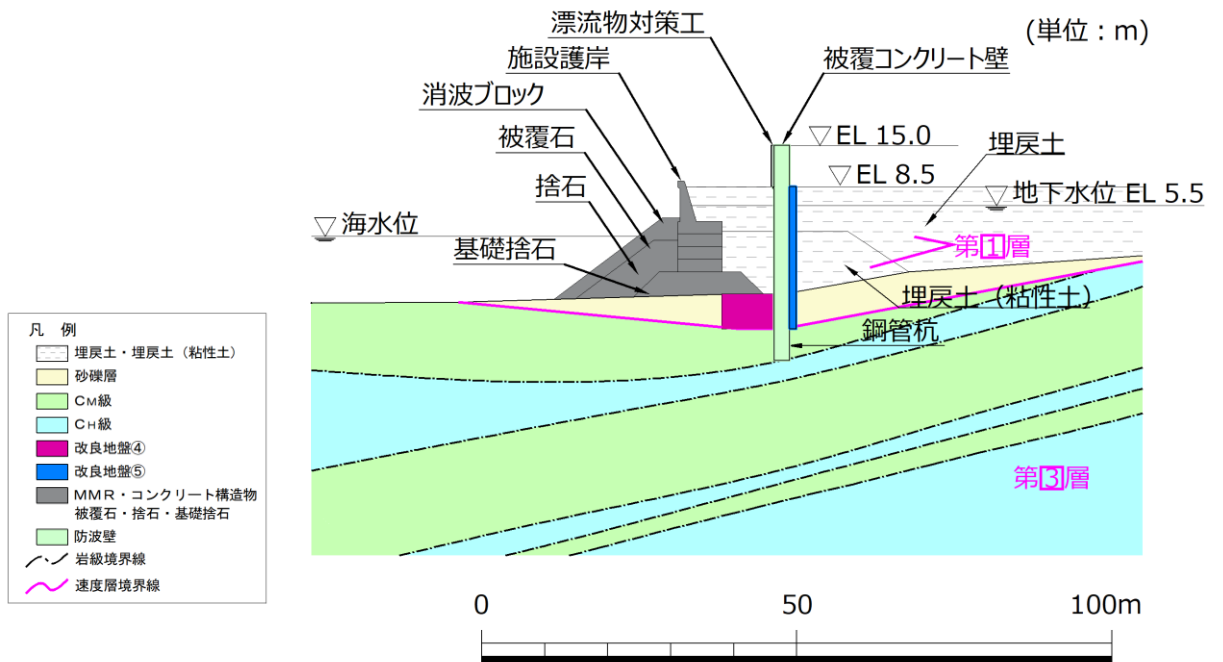


図 4.1.1-4 地質断面図 (②-②断面)

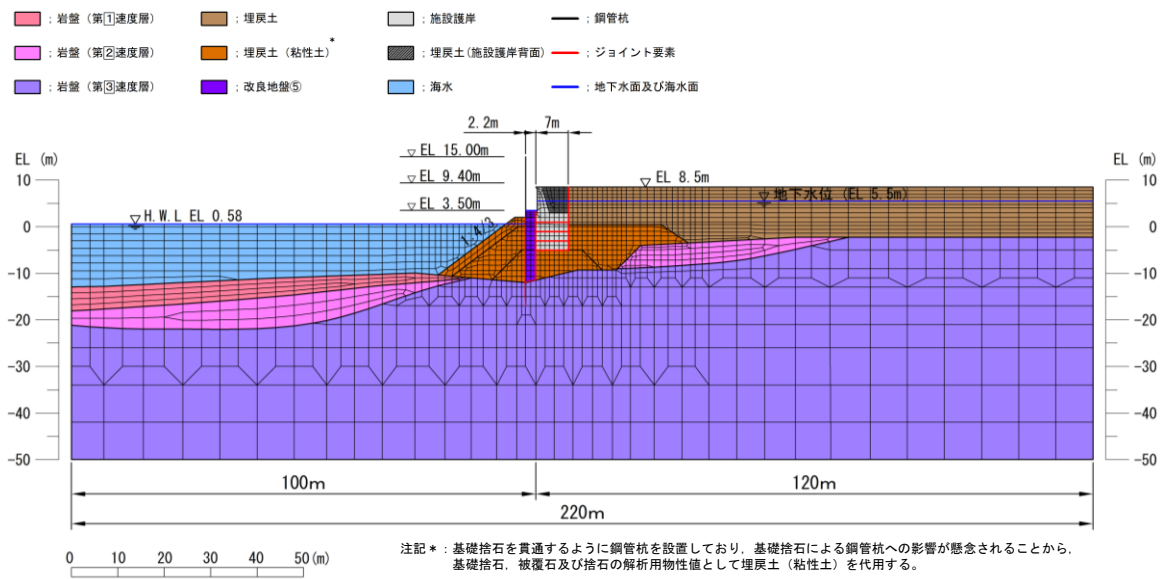


図 4.1.1-5 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析モデル（③-③断面）

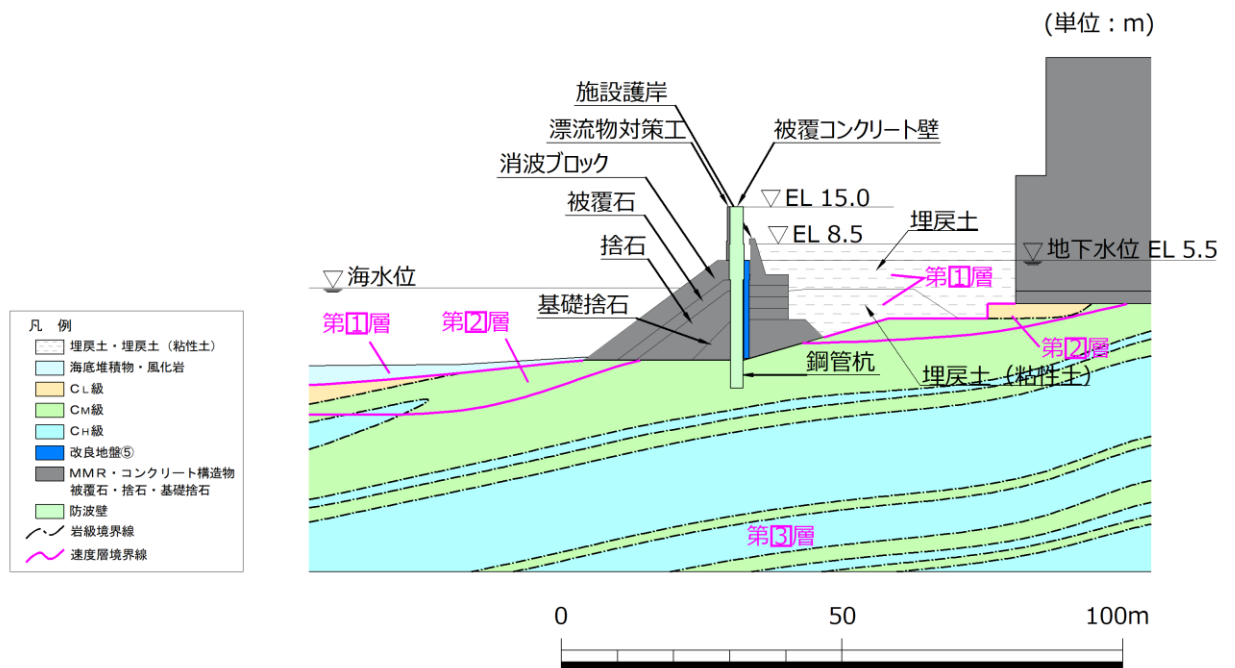


図 4.1.1-6 地質断面図（③-③断面）

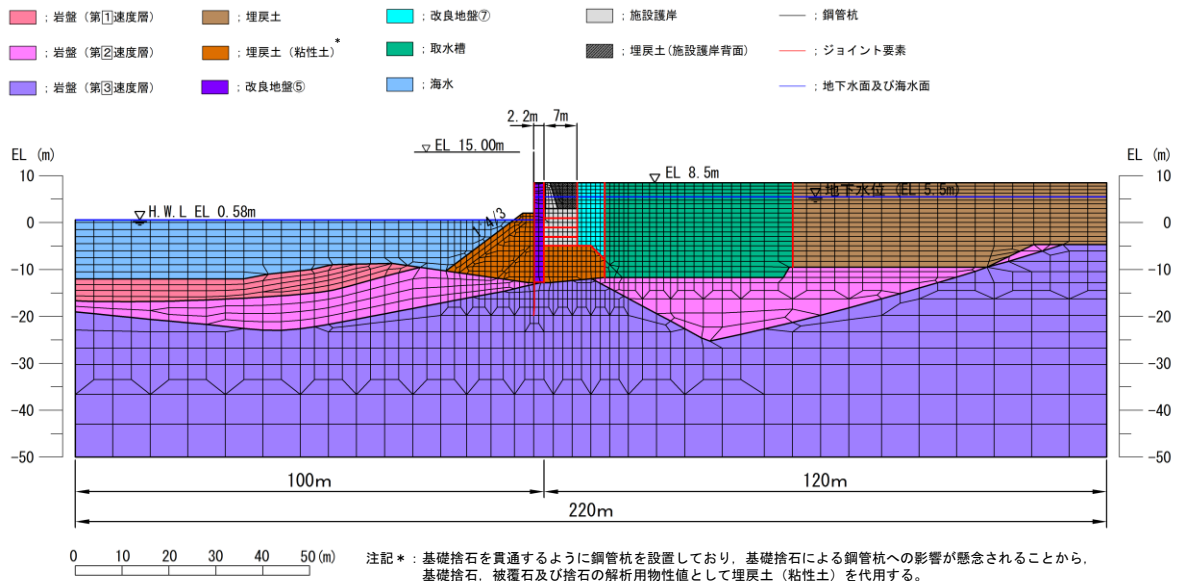


図 4.1.1-7 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の解析モデル (④-④断面)

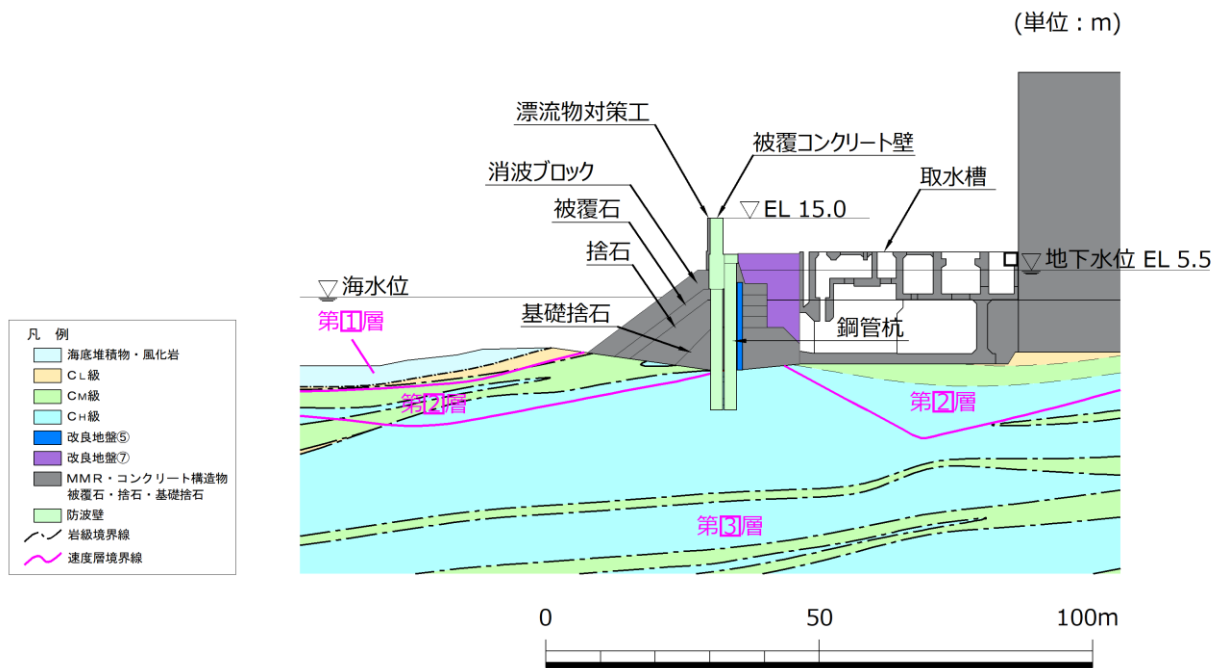


図 4.1.1-8 地質断面図 (④-④断面)

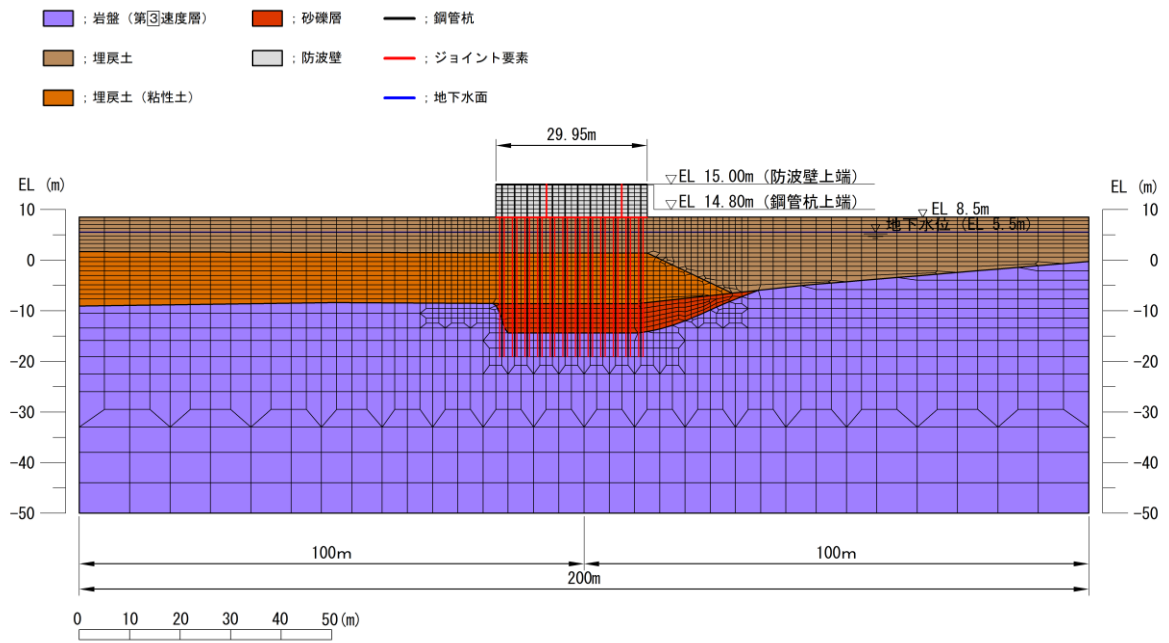


図 4.1.1-9 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

解析モデルは、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」で使用した解析モデルのうち、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で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、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応力を算定するために行う。そこで、常時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 4.1.1-10 に示す。

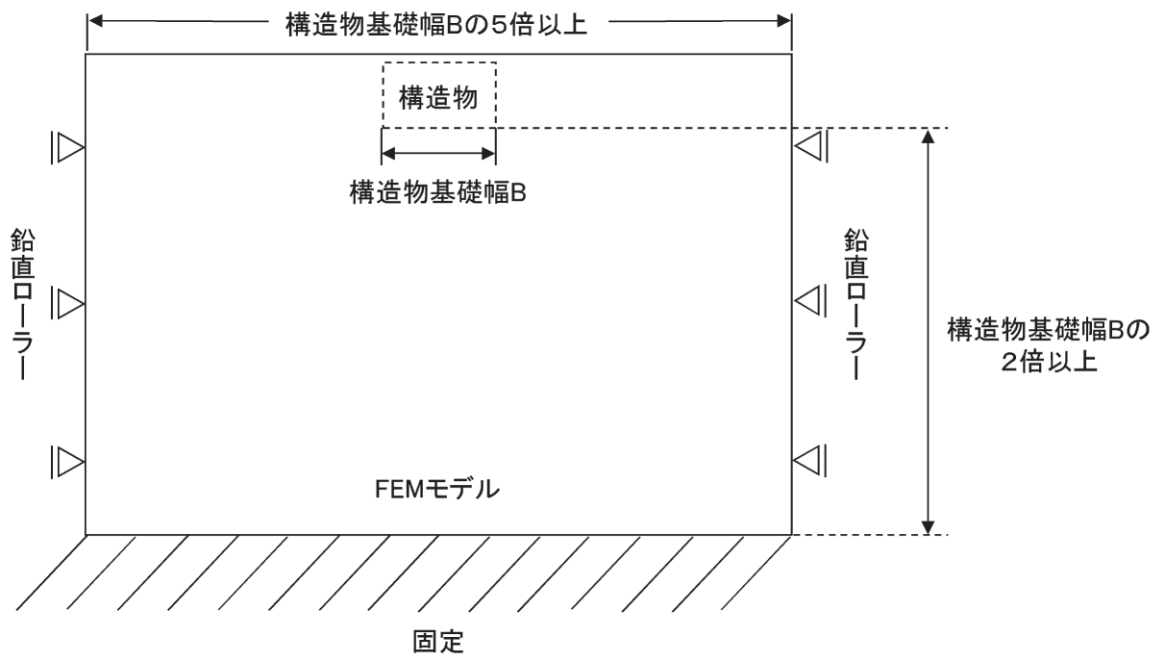


図 4.1.1-10 常時応力解析における境界条件の概念図



(b) 応力解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図4.1.1-11のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

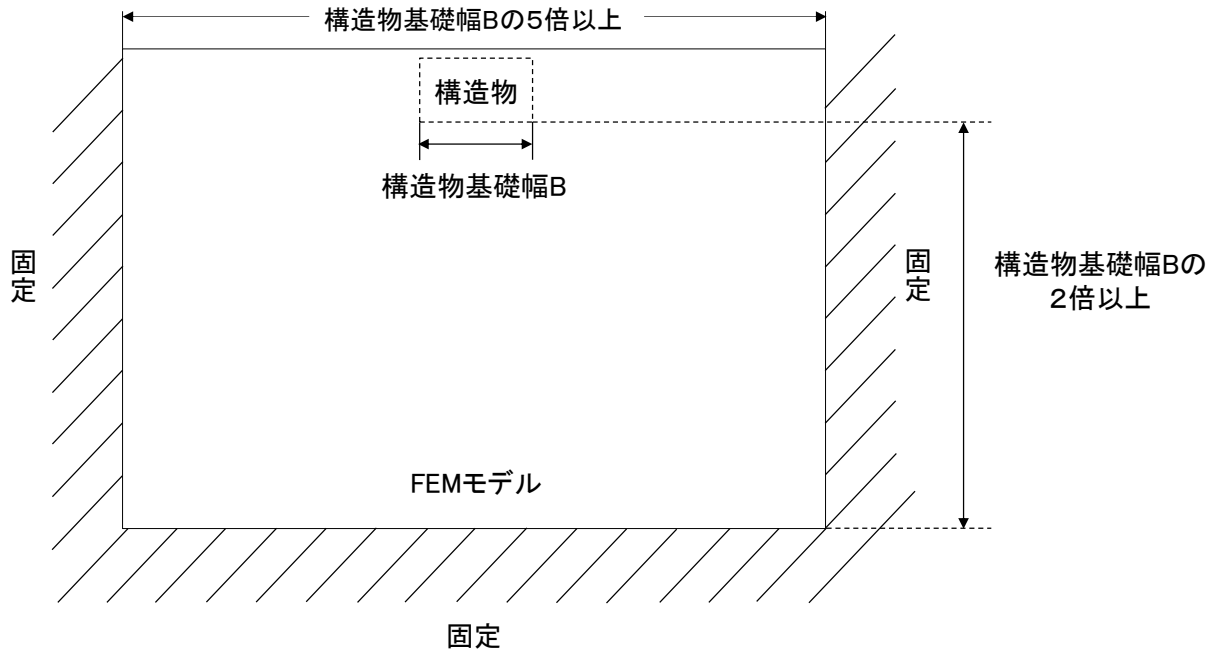


図4.1.1-11 津波時の2次元有限要素法における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

(a) ②-②断面及び③-③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の鋼管杭のうち多重管は，鋼管杭内を中詰コンクリート又はモルタルで充填することにより一体として挙動し，荷重を分担できる構造としている。各鋼管杭の挙動の一体性については模型実験及び3次元構造解析により確認を行っている。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」 「（参考資料1）多重鋼管杭の許容限界の妥当性」参照）

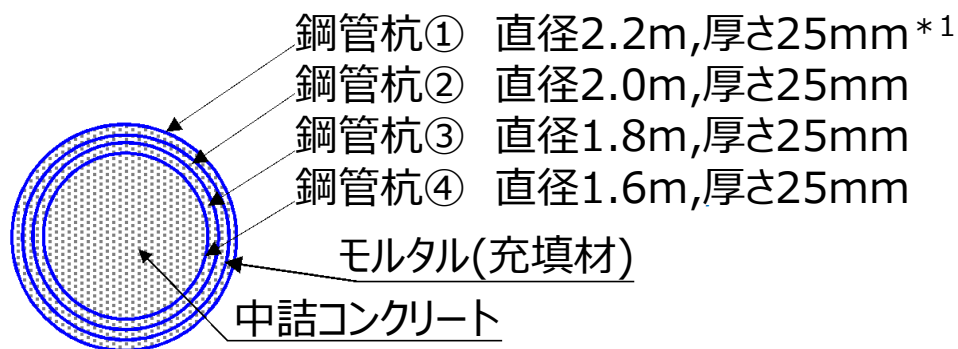
イ. 鋼管杭のモデル化

鋼管杭は，線形はり要素（ビーム要素）によりモデル化を行い，評価対象断面ごとの構造に応じて「4.1.1(2)g. 材料及び材料の物性値」で設定する物性値を基に，線形はり要素（ビーム要素）の物性値を設定する。

ロ. 断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法

鋼管杭の線形はり要素（ビーム要素）の断面積及び断面 2 次モーメントは、多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積の合計及び断面 2 次モーメントの合計値を設定する。なお、最外管については、セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが、保守的に腐食代 1 mm を考慮し、断面積及び断面 2 次モーメントを算定する。

断面積及び断面 2 次モーメントは、津波時の断面力に対して保守的な評価を行うため、中詰コンクリート又はモルタルを見込まず、鋼管杭のみ考慮する。多重鋼管杭の断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法の概要を図 4.1.1-12 に示す。



$$\text{断面二次モーメント } I^*2 = I_{①} + I_{②} + I_{③} + I_{④}$$

$$\text{断面積 } A^*2 = A_{①} + A_{②} + A_{③} + A_{④}$$

注記\*1：最外管については、セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが、保守的に厚さに腐食代 1 mm を考慮し、断面積・断面二次モーメントを算定する。ここで、腐食代は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局（社）日本港湾協会，2007H19年版）」に示されている鋼材の腐食速度の標準値(陸側土中部，残留水位より下)を使用し，耐用年数を 50年として算出した。

\*2：添え字は鋼管杭の番号

図 4.1.1-12 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法の概要

(b) ④-④断面

④-④断面を含む区間では、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が取水管を横断しており、取水管側方の多重鋼管杭を法線直交方向に2列配置し、津波時に2列配置した鋼管杭が荷重を伝達するように、杭頭連結材にて連結し、内部をコンクリートで充填している。取水管を通る④'-④'断面位置の平面図を図4.1.1-13に、断面図を図4.1.1-14に示す。杭頭連結材の構造図を図4.1.1-15に、その設置状況を図4.1.1-16に示す。

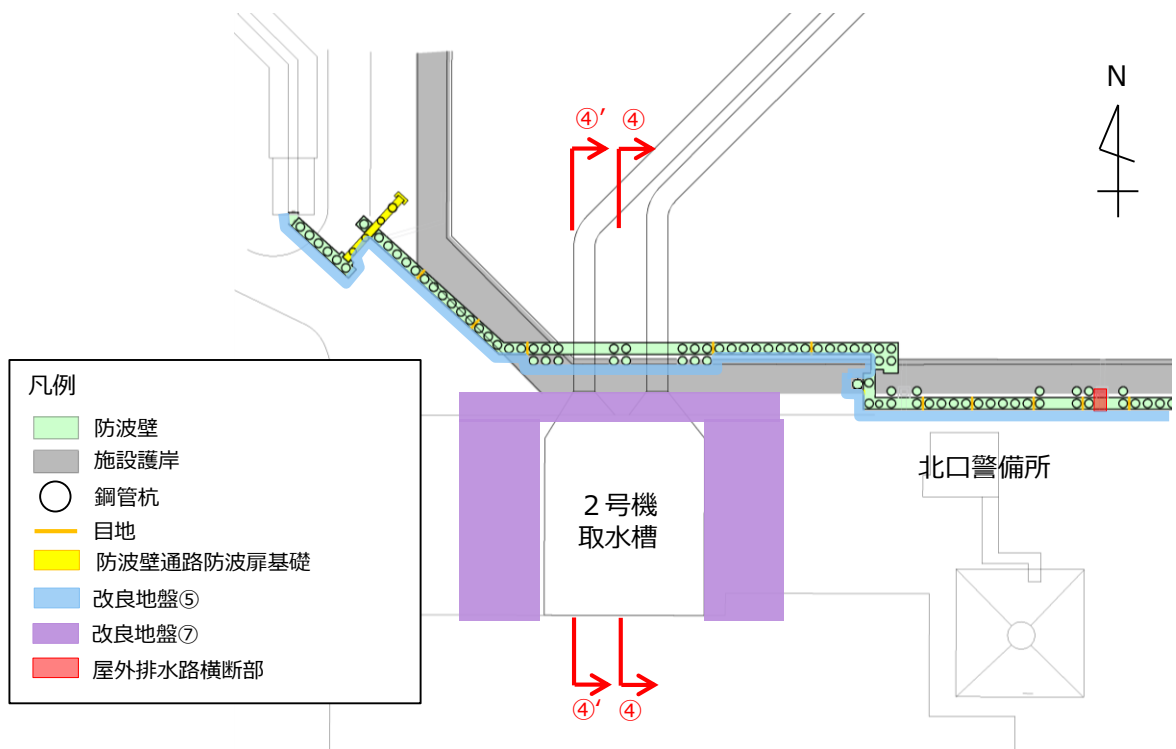


図4.1.1-13 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④'-④'断面（平面図）

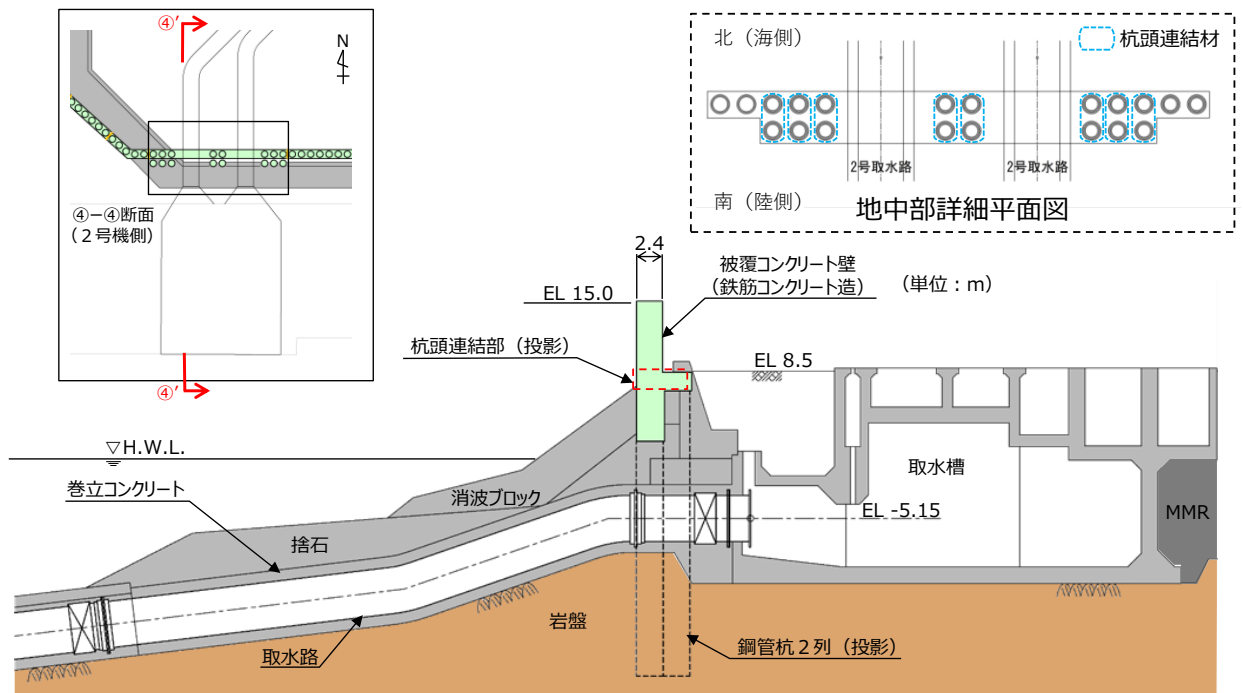
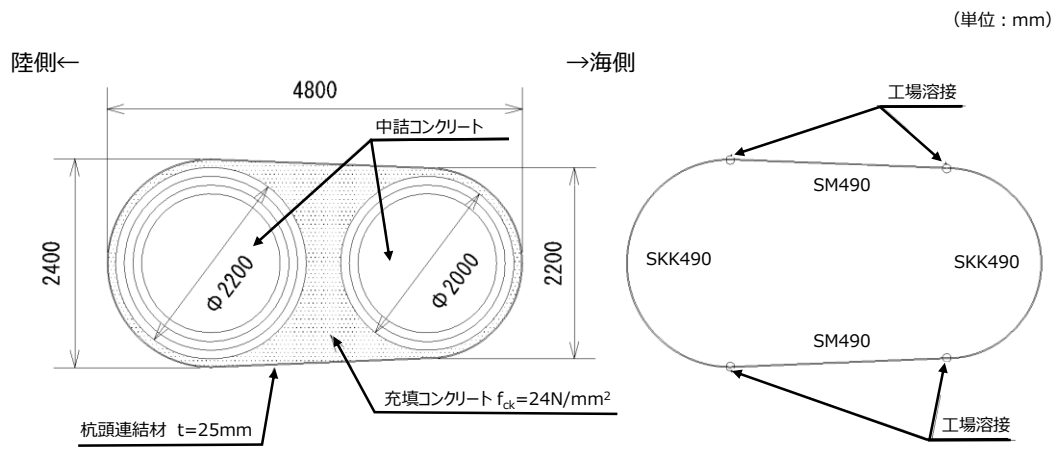
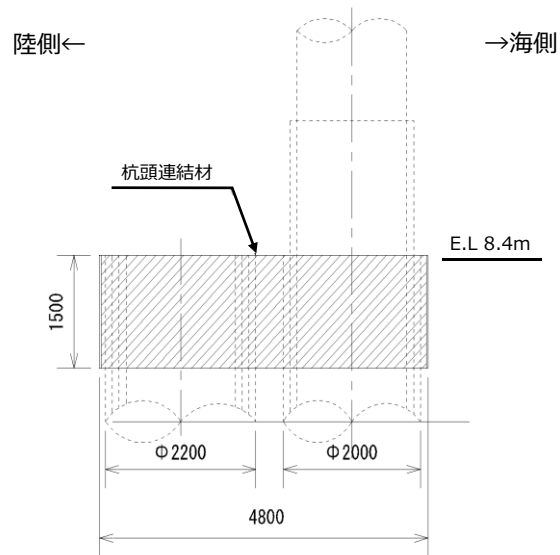


図 4.1.1-14 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④'-④'断面（断面図）

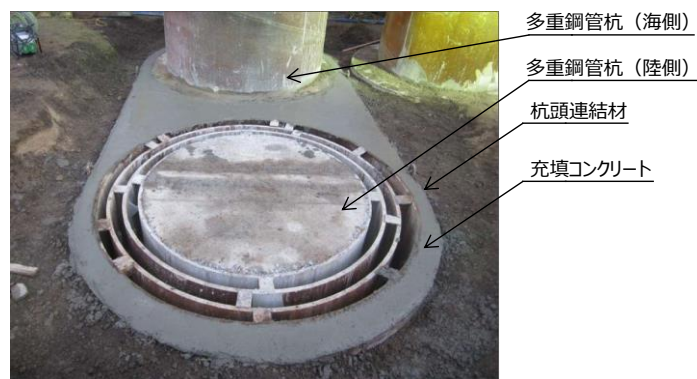


(平面図)



(断面図)

図 4.1.1-15 杭頭連結材構造図



杭頭連結材設置状況  
(モルタル (充填材) 打設前)

図 4.1.1-16 杭頭連結材設置状況

## イ. 鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化

④－④断面の鋼管杭は、「(a) ②－②断面及び③－③断面」と同様に、多重鋼管杭（海側）及び多重鋼管杭（陸側）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。これらは、法線直交方向に近接して設置して杭頭連結材で結合していることから一体となって応答するため、同一の座標でモデル化する。また、杭頭連結材については、鋼材の剛性を有する非線形ばね要素としてモデル化することで、多重鋼管杭（海側）と多重鋼管杭（陸側）との間の荷重を伝達させる。杭頭連結材の非線形ばね要素は、降伏強度を上限値とするバイリニアモデルとして、図 4.1.1-17 のとおり設定する。なお、図 4.1.1-18 に示すとおり、津波時においては、杭頭連結材に対して海側から陸側への一方向の荷重のみ作用するため、杭頭連結材には引張応力が発生しない。また、重畳時には余震荷重により杭頭連結材に引張応力が発生するが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、杭頭連結材に対する評価は、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において確認する。

杭頭連結材より下方の鋼管杭間にジョイント要素を設定する。

多重鋼管杭（海側）の地上部においては、取水管を横断するため、鋼管杭の法線方向の設置間隔が広く、鋼管杭が設置されていない被覆コンクリート壁があることから、②－②断面及び③－③断面と比較して、被覆コンクリート壁による津波時応力への影響が大きいと考えられる。よって、鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁を線形はり要素（ビーム要素）としてモデル化することで、被覆コンクリート壁による応力を考慮する。④－④断面のモデル化のイメージを図 4.1.1-19 に示す。

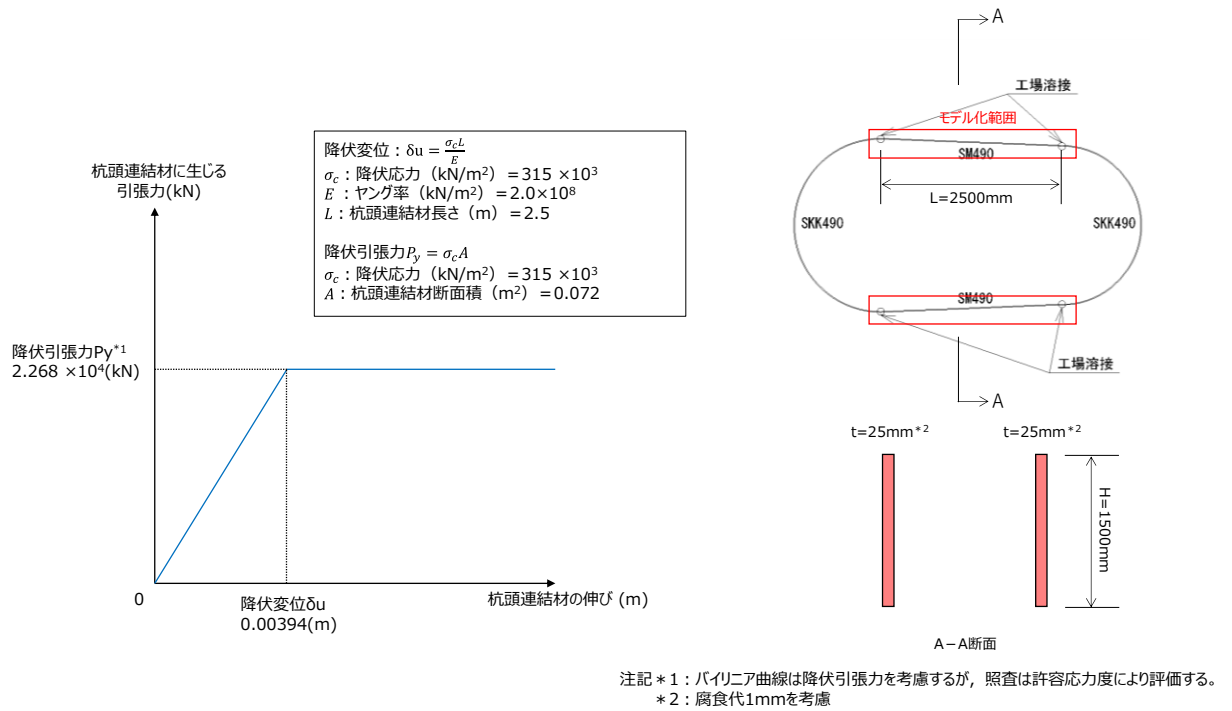


図 4.1.1-17 杭頭連結材の非線形ばねモデルの概念図

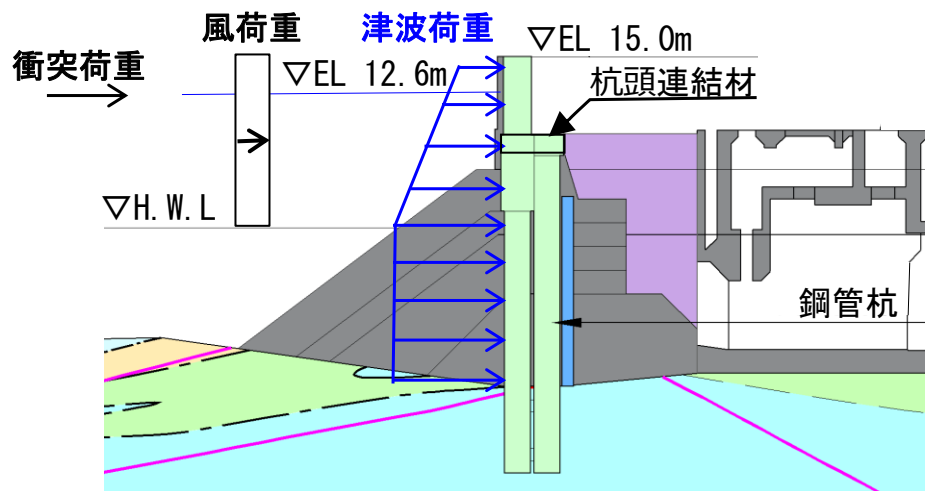
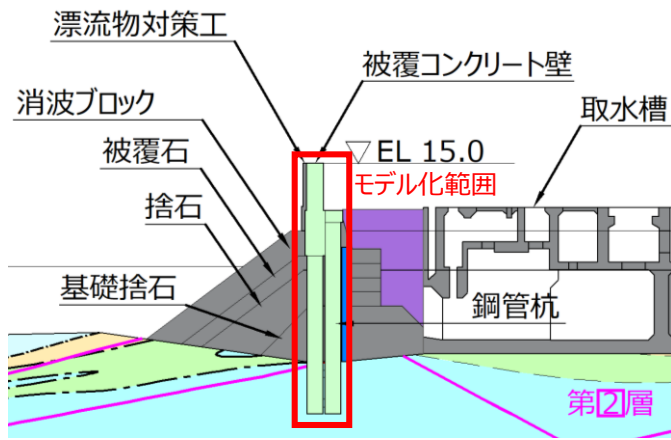
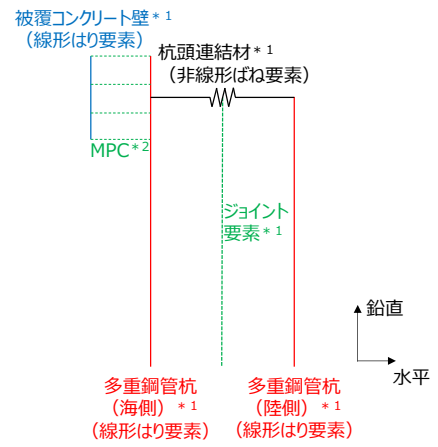


図 4.1.1-18 防波壁（多重鋼管杭式擁壁，④-④断面）の荷重作用図（津波時）





(1) ④-④断面 (地質断面図)



(2) モデル化イメージ

注記 \* 1 : 海側と陸側の多重鋼管杭, 被覆コンクリート壁, ジョイント要素, 杭頭連結材の水平方向はすべて同一座標値でモデル化  
 \* 2 : 被覆コンクリート壁の線形はり要素と海側の多重鋼管杭の線形はり要素の全節点を同変位

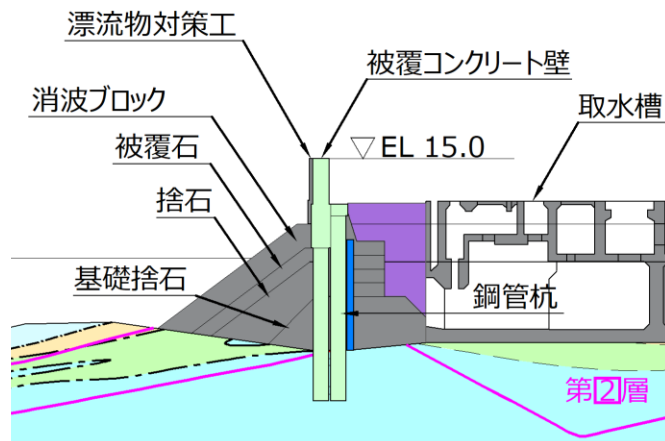
図 4.1.1-19 ④-④断面における鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化のイメージ

ロ. 断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法

④-④断面の解析モデルは、全長 37.782m の防波壁(多重鋼管杭式擁壁)を同一断面に集約したモデルとする。また、取水管を横断するため、鋼管杭の法線方向の設置間隔が広いことを踏まえ、鋼管杭及び被覆コンクリート壁は等価な剛性を設定した線形はり要素(ビーム要素)とし、杭頭連結材は等価な剛性を設定した非線形ばね要素とする。

鋼管杭及び杭頭連結材の等価な剛性の設定方法として、図 4.1.1-19 に示すとおり、全長 37.782m のうち、鋼管杭が設置される範囲が 20m であることから、鋼管杭及び杭頭連結材の断面積及び断面 2 次モーメントに  $20\text{m}/37.782\text{m}=0.529$  を乗じて設定する。

鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁の等価な剛性の設定方法として、図 4.1.1-20 に示すとおり、全長 37.782m のうち、鋼管杭が設置されていない範囲が 17.782m であることから、被覆コンクリート壁の断面積及び断面 2 次モーメントに  $17.782\text{m}/37.782\text{m}=0.471$  を乗じて設定する。



④-④断面 (地質断面図)

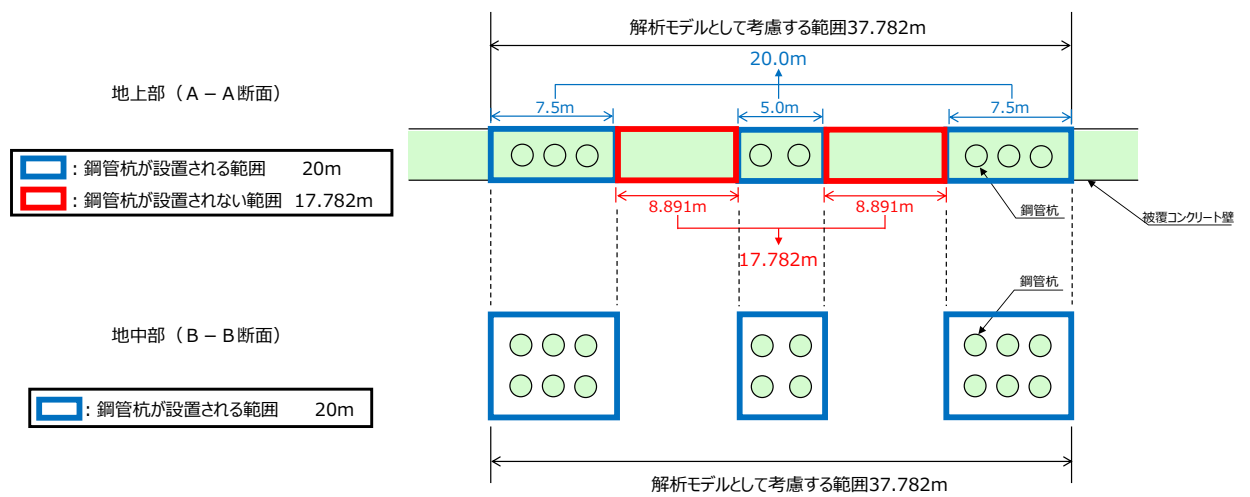


図 4.1.1-20 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の④-④断面の部分を拡大した平面図

#### ハ. 取水槽のモデル化

④-④断面において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後にある取水槽による地震応答への影響を考慮するため、取水槽をモデル化する。

取水槽は、取水槽の地震応答解析モデルに基づき、せん断剛性、単位体積重量及びポアソン比を設定し、等価な線形の平面ひずみ要素とする。取水槽の解析用物性値を表 4.1.1-3 に示す。詳細については、NS2-補-023-09「建物・構築物の地震応答解析における入力地震動の評価について」に示す。

表 4.1.1-3 取水槽の解析用物性値

単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )
4.10	0.2	$20.0 \times 10^5$

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土、埋戻土（粘性土）、砂礫層、基礎捨石、被覆石、捨石及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。

施設護岸は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）（図4.1.1-21参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

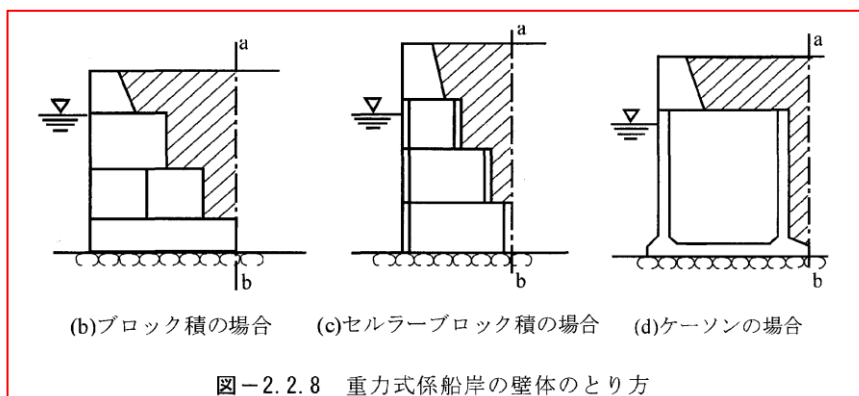


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 4.1.1-21 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（「港湾基準」抜粋）

施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石は、役割に期待しないが、解析モデルに取り込み、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）への波及的影響を考慮する。また、施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから、不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定し、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面については施設護岸等が保守的にない場合を、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面については保守的に施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の検討を実施する。

また、基礎捨石を貫通するように鋼管杭を設置し、基礎捨石による鋼管杭への影響が懸念される断面については、基礎捨石の物性が、試験による取得が困難であること及び文献を参照して設定することによる不確かさに対する配慮として、基礎捨石、被覆石及び捨石の解析用物性値を埋戻土（粘性土）で代用する。

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対してせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応力解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波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。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾基準」(図 4.1.1-22 参照) に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月)」(以下「港湾構造物設計事例集」という。)(図 4.1.1-23 参照) に準拠し、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、「港湾基準」(図 4.1.1-24 及び図 4.1.1-25 参照) に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.1.1-4 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.1-26 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 $p_{ai}$ 、 $p_{pi}$ 、 $K_{ai}$ 、 $K_{pi}$ 、 $\zeta_i$ 、 $\omega$ 、 $\gamma_i$ 、 $h_i$ 、 $\psi$ 、 $\beta$ 、 $\delta$ 及び $\phi_i$ は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 $\theta$ は次の数値を表すものとする。

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a)  $\theta = \tan^{-1} k$

(b)  $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 $k$ 及び $k'$ は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部<sup>1)</sup>・岡部<sup>2)</sup>が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角  
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 $\psi$ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.1.1-22 ジョイント要素 (鉛直方向) の物性値の設定根拠 (「港湾基準」抜粋)



よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン

図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素

ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>9)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_n$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_s$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

圧  $\sigma_n'$  に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので  $\mu=0.6$  と設定して、摩擦角  $\phi_f$  は  $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$  を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は  $\phi_f=15^{\circ}$  を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方

FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された<sup>20)</sup>。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性  $K_s$  や  $K_n$  に全体系の剛性比例係数  $\beta$  を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 $K_s$  や  $K_n$  の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.1.1-23 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

9 摩擦係数

- (1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができる。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。
- (2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。
- (3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜地の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

表-9.1 静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

- 注1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて0.7程度まで低減させることができる。
- 注2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第4編第5章2.2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.1.1-24 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めをのり出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式  
セルラーブロックの中詰めをのり出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_f \geq \gamma_d(dP_H + eP_w + gP_{dw} + hP_{\gamma}) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- $W$ : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- $P_B$ : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- $P_V$ : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- $M_f$ : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント(kN・m/m)
- $P_H$ : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- $P_w$ : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- $P_{dw}$ : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $P_F$ : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- $a$ : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- $b$ : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $c$ : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- $d$ : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $e$ : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- $g$ : 重力加速度 ( $m/s^2$ )
- $h$ : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- $\gamma_d$ : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_f = \gamma_{M_f} M_{fi} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値  $P_{B_d}$  は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値  $W_d$  は、鉄筋コンクリートの重量  $W_{RC}$ 、無筋コンクリートの重量  $W_{NC}$  を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント  $M_f$  の部分係数  $\gamma_{M_f}$  については、中詰め砂の重量  $W_{SAND}$  の部分係数  $\gamma_{W_{SAND}}$  と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値)/(作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めを除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めを置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦力  $F_1, F_2$  によって生じる抵抗モーメントの特性値  $M_f$  は次のようにして求める。

る。図-2.2.14において、A点に対するモーメントは  $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$  となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$  であり、 $f$  の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。(  $P_1, P_2$  はそれぞれ中詰土圧である。) 壁面に作用する中詰土圧の考え方については、本編第2章1.4セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

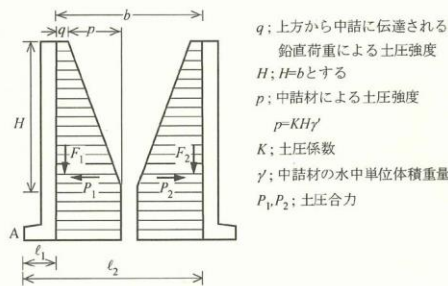


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.1-25 ジョイント要素 (水平方向) の物性値設定に用いる静止摩擦係数 (「港湾基準」抜粋)

表 4.1.1-4(1) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

接合条件			粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考	
項目	材料 1	材料 2				
鉛直方向	境界 1	鋼管杭	埋戻土	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			埋戻土 (粘性土)			
			改良地盤④			
			改良地盤⑤			
			砂礫層			
			岩盤			
		埋戻土	埋戻土 (施設護岸背面)			
			施設護岸			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
		埋戻土 (粘性土)	セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			
		被覆石	施設護岸			
			埋戻土 (施設護岸背面)			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			

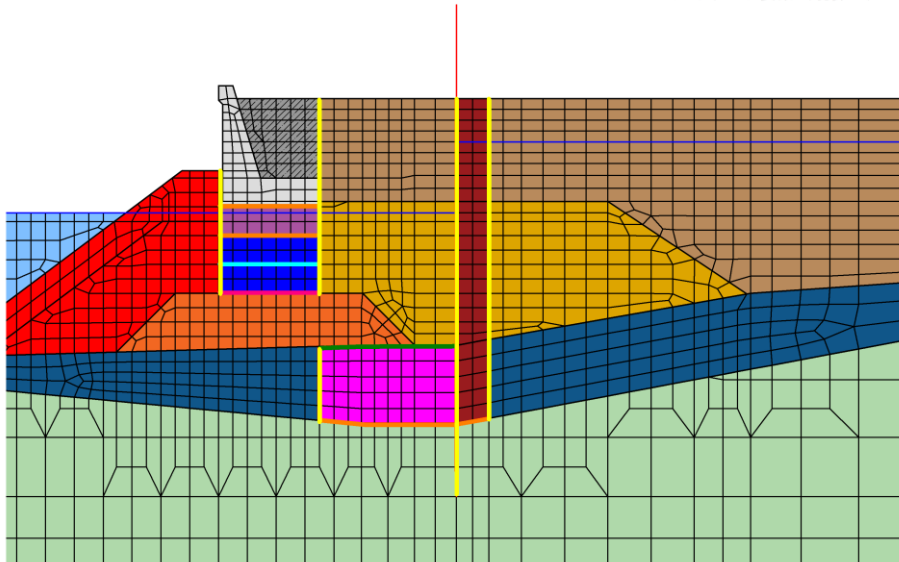
表 4.1.1-4(2) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

接合条件			粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)	備考		
項目	材料 1	材料 2					
鉛直方向	境界 1	改良地盤④	砂礫層	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15° と設定	
		改良地盤⑤	施設護岸				
			セルラーブロック (コンクリート詰)				
			セルラーブロック (栗石詰)				
			埋戻土				
			埋戻土 (施設護岸背面)				
			埋戻土 (粘性土)				
			砂礫層				
		改良地盤⑦	埋戻土 (施設護岸背面)				
			施設護岸				
			セルラーブロック (コンクリート詰)				
			セルラーブロック (栗石詰)				
		取水槽	改良地盤⑦				
			埋戻土				
	埋戻土 (粘性土)						
	境界 2	防波壁目地部		0	0	目地部であるため、保守的にゼロと設定	
鋼管杭		鋼管杭	0	0	近接する鋼管杭がそれぞれ挙動するように保守的にゼロと設定		

表 4.1.1-4(3) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
項目		材料 1	材料 2			
水平方向	境界 3	セルラーブ ロック (コンク リート詰)	施設護岸	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界で あるため、「コンクリートと コンクリート」及び「コンク リートと岩盤」の静止摩擦係 数 ( $\mu=0.50$ ) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\approx 26.57^\circ$
			セルラーブ ロック (栗石詰)			
		岩盤	改良地盤④			
			改良地盤⑤			
	境界 4	セルラーブ ロック (栗石詰)	セルラーブ ロック (栗石詰)	0	30.96	セルラーブロック (栗石充 填) 同士の境界であるため、 セルラーブロック同士は「コ ンクリートとコンクリート」 の摩擦係数 $\mu=0.50$ 、栗石同 士は「捨石と捨石」の摩擦係 数 $\mu=0.8$ の平均値 ( $\mu=0.6$ ) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\approx 30.96$ (図 3.2.8-24 参照)
	境界 5	埋戻土 (粘性土)	セルラーブ ロック (栗石詰)	0	30.00	式(1)の Mohr-Coulomb 式 に基づくせん断強度が、保 守的に材料 1 及び材料 2 の c と φ から算出される値以 下となる「埋戻土(粘性土)」 を参照し、 $\phi=30^\circ$
			改良地盤⑦			
改良地盤④		基礎捨石				
		埋戻土 (粘性土)				
境界 6	基礎捨石	セルラーブ ロック (栗石詰)	0	34.99	セルラーブロック (栗石充 填) と基礎捨石の境界であ るため、「コンクリートと 捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ と「捨石と捨石」の摩擦係 数 $\mu=0.8$ の平均値 ( $\mu$ $=0.70$ ) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ $\approx 34.99$ (図 3.2.8-24 参 照)	
境界 7	埋戻土	防波壁	0	0	防波壁の変形を保守的に評 価するために 0 と設定	

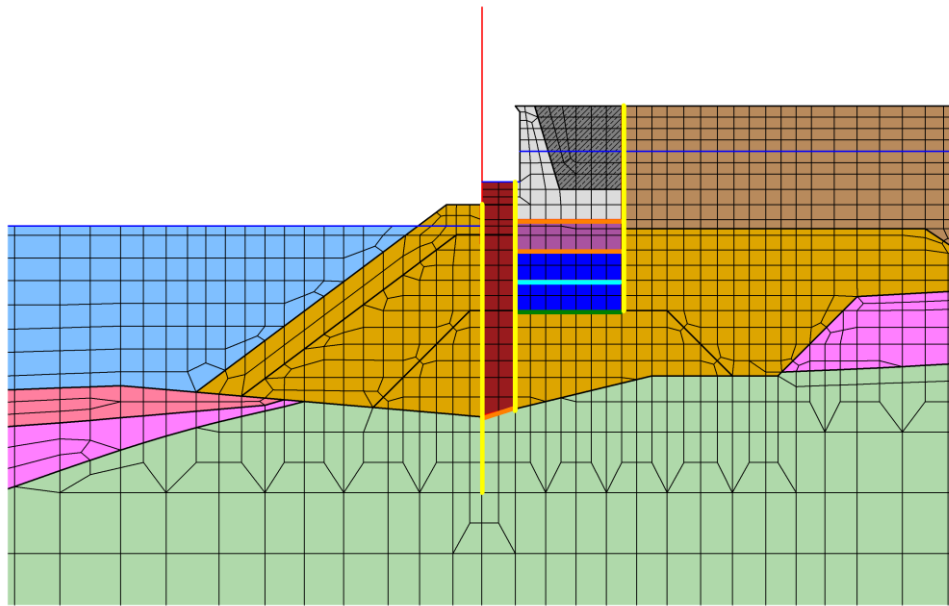
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 埋戻土
- : 埋戻土 (粘性土)
- : 改良地盤④
- : 改良地盤⑤
- : 砂礫層
- : セルラーブロック (コンクリート詰)
- : セルラーブロック (栗石詰)
- : 施設護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 海水
- : 鋼管杭
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界3)
- : ジョイント要素 (境界4)
- : ジョイント要素 (境界5)
- : ジョイント要素 (境界6)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00
	境界 6	0	34.99

図 4.1.1-26(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

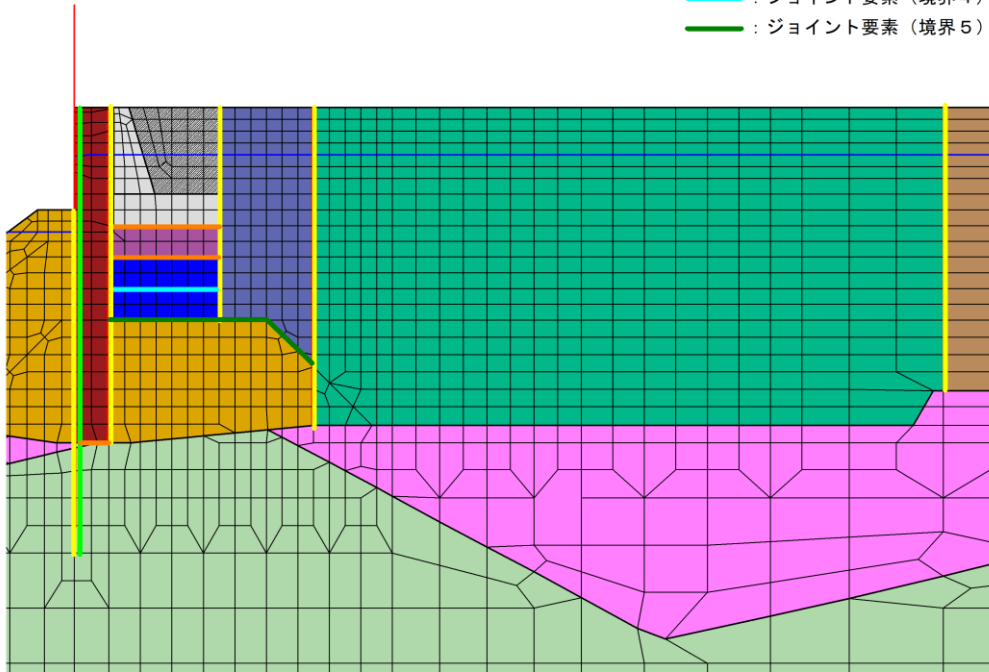
- : 岩盤 (第①速度層)
- : 岩盤 (第②速度層)
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 埋戻土 (粘性土)
- : 海水
- : 埋戻土
- : 施設護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : セルラーブロック (コンクリート詰)
- : セルラーブロック (栗石詰)
- : 改良地盤⑤
- : 鋼管杭
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界3)
- : ジョイント要素 (境界4)
- : ジョイント要素 (境界5)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 3	0	26.57
水平方向	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00

図 4.1.1-26 (2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第②速度層)
  - : 岩盤 (第③速度層)
  - : 埋戻土 (粘性土)
  - : 埋戻土
  - : 施設護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
  - : セルラーブロック (コンクリート詰)
  - : セルラーブロック (栗石詰)
  - : 改良地盤⑤
  - : 改良地盤⑦
- : 取水層
  - : 鋼管杭
  - : 地下水面及び海水面
  - : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 2)
  - : ジョイント要素 (境界 3)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : ジョイント要素 (境界 5)

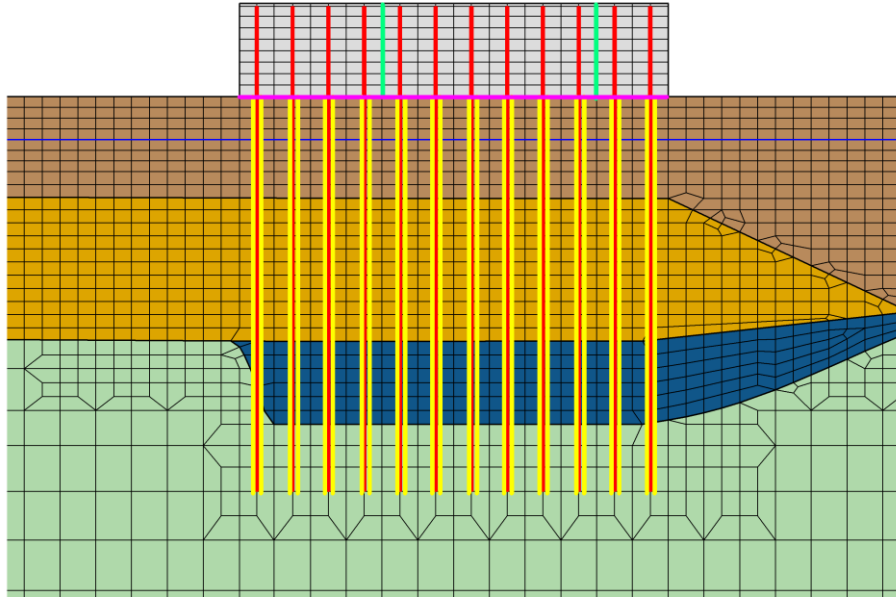


項目		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 2	0	0
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00

図 4.1.1-26(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図



- : 岩盤 (第③速度層)
- : 砂礫層
- : 鋼管杭
- : 埋戻土
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)
- : ジョイント要素 (境界7)



項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 2	0	0
水平方向	境界 7	0	0

図 4.1.1-26(4) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.1.1-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.1.1-27 に示す。

表 4.1.1-5 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^2$ )
境界 1, 3, 4, 5, 6	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
境界 2, 7	0*	$1.0 \times 10^6$

注記\*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

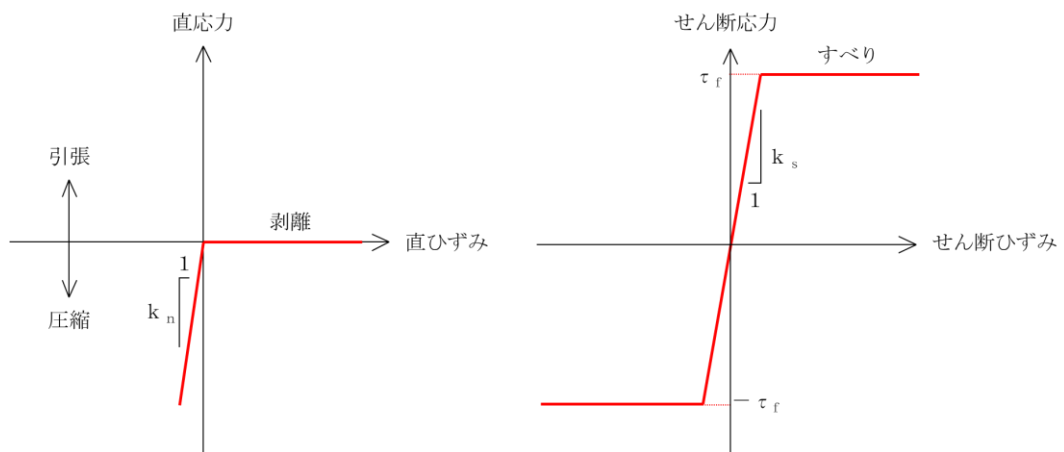


図 4.1.1-27 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

g. 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。鋼管杭の使用材料を表 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

諸元	
鋼管杭	φ 2200mm (SKK490, SM490Y) t=25mm* φ 2000mm (SKK490) t=25mm φ 1800mm (SKK490) t=25mm φ 1600mm (SKK490) t=25mm
杭頭連結材	(SKK490, SM490) t=25mm*
被覆コンクリート壁	設計基準強度：24N/mm <sup>2</sup>
中詰コンクリート, モルタル	設計基準強度：24N/mm <sup>2</sup>

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）」に基づき，腐食代 1 mm を考慮する。

表 4.1.1-7 材料の物性値\*

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鋼管杭	77.0	2.0×10 <sup>5</sup>	0.3
鉄筋コンクリート	24.0	2.5×10 <sup>4</sup> *	0.2
中詰コンクリート, モルタル	22.6	—	—

注記\*：コンクリート標準示方書(2002)

h. 地盤の物性値

地盤の物性値は，VI-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及び「港湾基準」に基づき設定した物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.1.1-8～表 4.1.1-13 に示す。

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154600	225400	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	0.095	
特強特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		埋戻土（粘性土）	基礎捨石及び被覆石（捨石含む）*3
物理特性	密度 $\rho$ *1 (g/cm <sup>3</sup> )	2.07 【2.03】	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.55	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ *2 (kN/m <sup>2</sup> )	186300	180000
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ ' (kN/m <sup>2</sup> )	151.7	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	0.24
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	20
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	30.00	35.00

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

\*3：③-③断面及び④-④断面の基礎捨石及び被覆石（捨石含む）においては、埋戻土（粘性土）の解析用物性値を代用する。

表 4.1.1-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)	
		改良地盤④ (薬液注入)	改良地盤⑤ (高圧噴射)
種別（工法，地盤種別）			
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05	2.11 【2.00】
	間隙率 $n$	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	886300	368100
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.00	98.00
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	230	1250
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.74	0

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 4.1.1-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（施設護岸背面））

対象施設		防波壁 (多重鋼管杭式擁壁)
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】
変形特性	ヤング係数*2 (N/mm <sup>2</sup> )	$2.33 \times 10^3$
	ポアソン比 $\nu$	0.20

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数  $2.33 \times 10^3$  N/mm<sup>2</sup>を設定。

表 4.1.1-12 改良地盤④及び地盤改良⑤の物性値

地盤	残留強度*		引張強度* $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤④	0.0	43.03	0.109
改良地盤⑤	0.0	35.60	1.160

注記\*：残留強度及び引張強度は「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」のうち「(参考資料2) 改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 4.1.1-13 地盤の解析用物性値  
(有効応力解析 (1, 2号機エリア))

		岩盤①速度層	岩盤②速度層	岩盤③速度層
P波速度	$V_p$ (m/s)	800	2100	3600
S波速度	$V_s$ (m/s)	250	900	1600
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比	$\nu_d$	0.446	0.388	0.377
減衰定数	$h$	0.030	0.030	0.030
弾性係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	380500	5286000	17650000

i. 地下水位

設計地下水位については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.1-14 に示す。

表 4.1.1-14 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	防波壁より陸側：EL 5.5m 防波壁より海側：EL 0.58m

(3) 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は，応力解析に基づいて算定した発生断面力及び発生応力度が「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 鋼管杭

(a) 曲げ照査

鋼管杭の発生曲げモーメントが降伏モーメント以下であることを確認する。

(b) せん断照査

鋼管杭の発生せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。

b. 改良地盤

改良地盤の評価は，改良地盤を通るすべり線上のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率の算定フローを図 4.1.1-28 に示す。すべり安全率は，想定したすべり線上の応力状態を基に，すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め，最小すべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には，解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

改良地盤の想定すべり線を図 4.1.1-29～図 4.1.1-32 に示す。



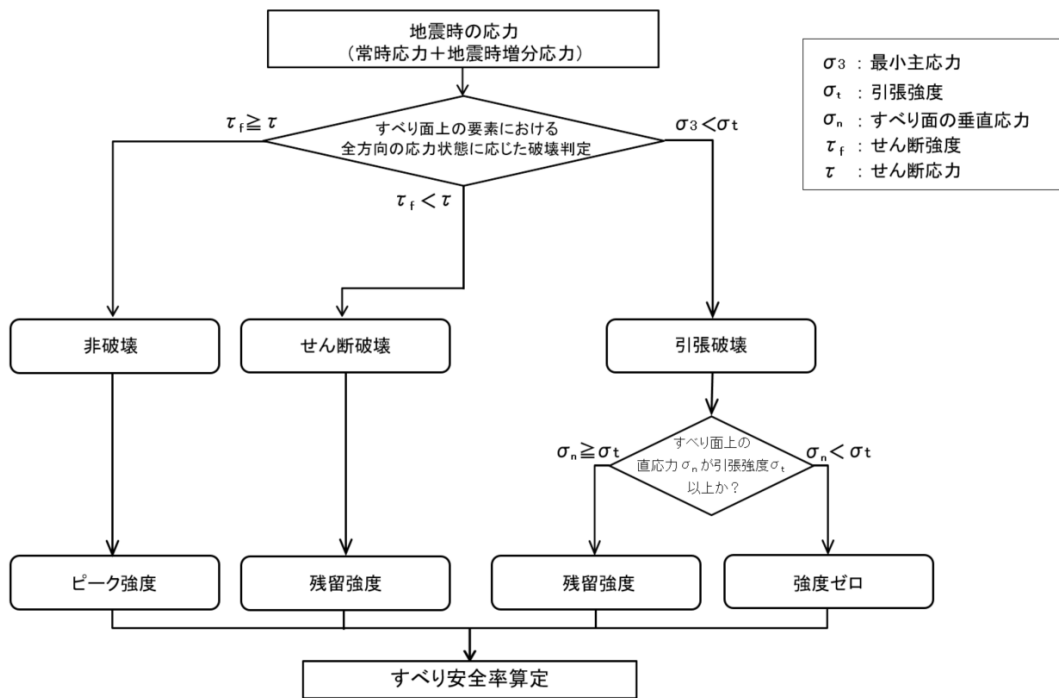


図 4.1.1-28 すべり安全率算定のフロー

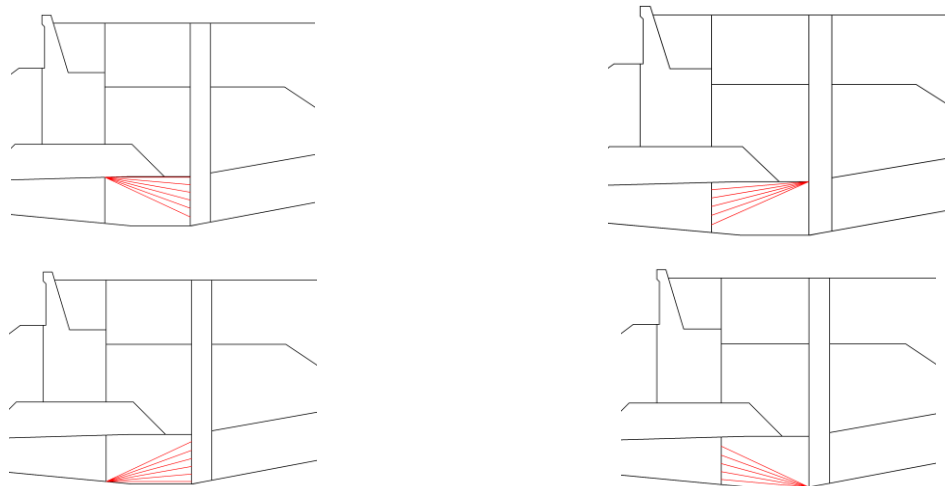


図 4.1.1-29 改良地盤④の想定すべり線 (②-②断面)

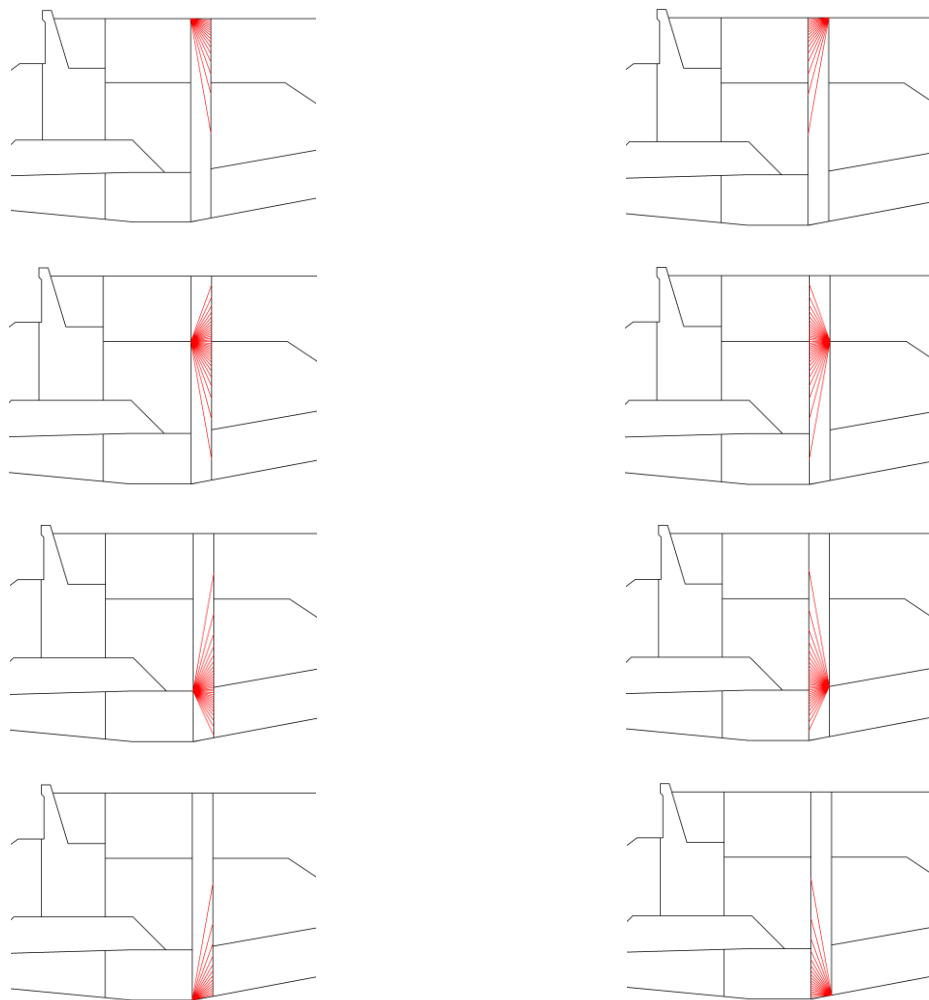


図 4.1.1-30 改良地盤⑤の想定すべり線 (②-②断面)

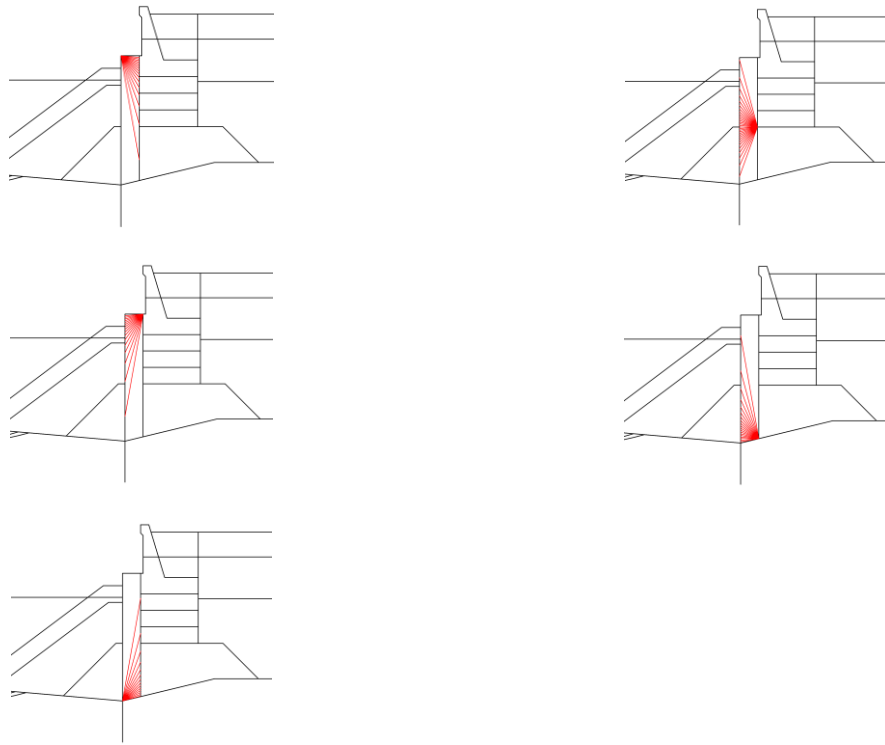


図 4.1.1-31 改良地盤⑤の想定すべり線 (③-③断面)

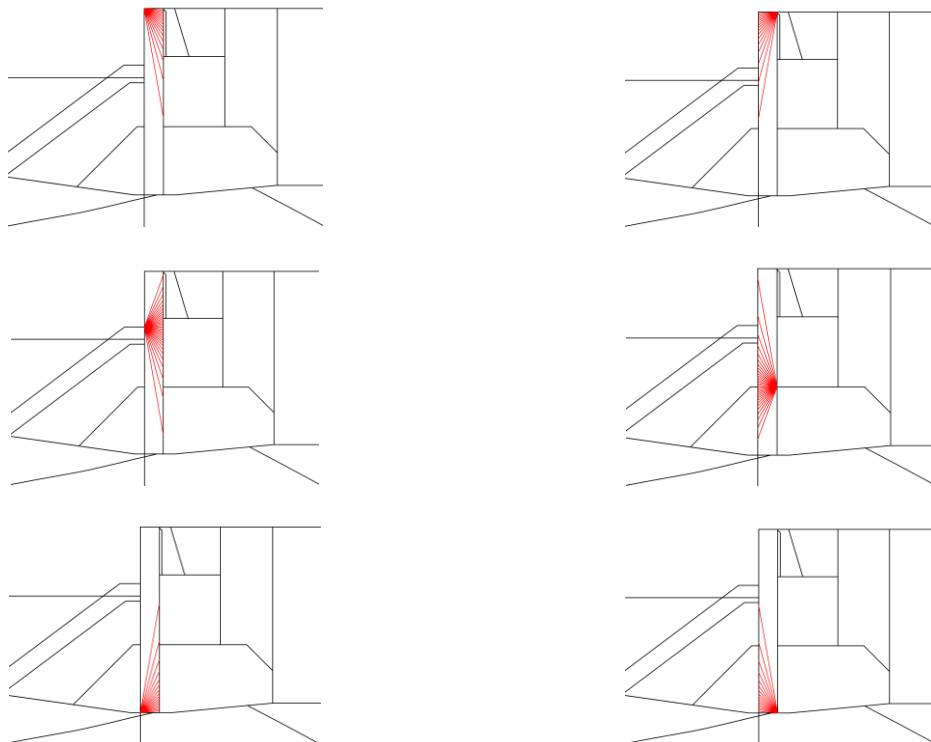


図 4.1.1-32 改良地盤⑤の想定すべり線 (④-④断面)

c. 止水目地

止水目地（シートジョイント）の津波時の変形性評価は津波時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位量は、図 4.1.1-33 に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端における津波時の相対変位量とし、保守的に相対変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位量は、主たる荷重が法線直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の変位量は考慮しない。

$$x \text{ 方向（法線直交方向）の津波時の変位量} \quad \delta_x : \delta_x = |\delta_{x1}| \times 2$$

$$z \text{ 方向（深度方向）の津波時の変位量} \quad \delta_z : \delta_z = |\delta_{z1}| \times 2$$

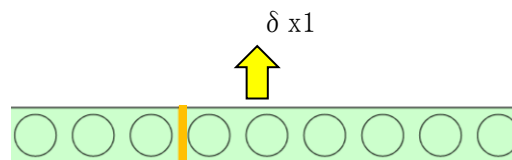
ここで、

$\delta_{x1}$  : x 方向（法線直交方向）の津波時の相対変位量

$\delta_{z1}$  : z 方向（深度方向）の津波時の相対変位量

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、止水目地（シートジョイント）の津波時の最大変位量とする。

$$\text{変位量} \quad \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_z^2}$$



$\delta_{z1}$  : 深度方向変位

図 4.1.1-33 津波時の変位量の概念図

止水目地の変位量の算定方法を表 4.1.1-15 に示す。②-②断面、③-③断面及び④-④断面を法線直交方向の変形性評価の評価対象断面に選定する。

表 4.1.1-15 津波時に対する止水目地の変位量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	$\delta y$
②-②断面	②-②断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位量（ $\delta x_1$ 及び $\delta z_1$ ）の 2 倍	— (法線方向の相対変位量は生じないため考慮しない。)
③-③断面	③-③断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位量（ $\delta x_1$ 及び $\delta z_1$ ）の 2 倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位量（ $\delta x_1$ 及び $\delta z_1$ ）の 2 倍	

d. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭下端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力度が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N}{A'}$$

ここで、

$R_d$  : 鋼管杭下端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 鋼管杭に発生する軸力 (N)

$A'$  : 鋼管杭下端の断面積 (mm<sup>2</sup>)

e. 鋼管杭の水平支持力

(a) 岩盤の局所安全係数分布の確認

鋼管杭周辺の岩盤について、局所安全係数分布の破壊領域（せん断強度又は引張強度に達した要素）が連続しないことを確認することにより、鋼管杭の水平支持力が確保されることを確認する。

局所安全係数分布の確認に用いるせん断強度及び引張強度は、以下のとおり設定する。

イ. せん断強度の設定

岩盤のせん断強度は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本設計方針」にて設定している表 4.1.1-16 のせん断強度を用いる。

なお、岩盤①速度層のうち海底堆積物・風化岩については、NS2-補-023-01「地盤の支持性能について（参考資料 19）輪谷湾における海底堆積物の分布状況及び解析用物性値について」に示すとおり、おおむねC<sub>L</sub>級以上の岩盤であることが確認されているものの、保守的にD級岩盤のせん断強度を用いる。

ロ. 引張強度の設定

岩盤の原位置引張試験により、②-②断面～④-④断面の岩盤の引張強度を設定する。

表 4.1.1-16 岩盤のせん断強度

			強度特性					
			平均強度			ばらつきを考慮した強度		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )
岩盤 (成相寺層)	頁岩	C <sub>H</sub> 級	1.14	54	$1.48\sigma^{0.72}$	1.14	54	$1.34\sigma^{0.72}$
		C <sub>M</sub> 級	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$
		C <sub>L</sub> 級	0.28	45	$0.34\sigma^{0.54}$	0.28	45	$0.34\sigma^{0.54}$
	頁岩と凝灰岩 の互層	C <sub>H</sub> 級	1.14	54	$1.28\sigma^{0.72}$	1.14	54	$1.12\sigma^{0.72}$
		C <sub>M</sub> 級	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$
		C <sub>L</sub> 級	0.28	28	$0.34\sigma^{0.54}$	0.28	28	$0.34\sigma^{0.54}$
	凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C <sub>H</sub> 級	1.54	55	$1.28\sigma^{0.72}$	1.35	55	$1.12\sigma^{0.72}$
		C <sub>M</sub> 級	1.14	47	$0.34\sigma^{0.54}$	0.70	47	$0.34\sigma^{0.54}$
		C <sub>L</sub> 級	0.60	28	$0.34\sigma^{0.54}$	0.60	28	$0.34\sigma^{0.54}$
岩盤 (貫入岩)	ドレライト	C <sub>H</sub> 級	2.14	52	$1.56\sigma^{0.72}$	1.65	52	$1.36\sigma^{0.72}$
		C <sub>M</sub> 級	1.58	52	$0.36\sigma^{0.54}$	0.84	52	$0.34\sigma^{0.54}$
		C <sub>L</sub> 級	0.83	43	$0.36\sigma^{0.54}$	0.73	43	$0.34\sigma^{0.54}$
	安山岩	C <sub>H</sub> 級	2.14	52	$1.56\sigma^{0.72}$	1.65	52	$1.36\sigma^{0.72}$
		C <sub>M</sub> 級	1.58	52	$0.36\sigma^{0.54}$	0.84	52	$0.34\sigma^{0.54}$
		C <sub>L</sub> 級	0.83	43	$0.36\sigma^{0.54}$	0.73	43	$0.34\sigma^{0.54}$
D級岩盤			0.11	6	$0.11 + \sigma \tan 6^\circ$	0.09	6	$0.09 + \sigma \tan 6^\circ$

(イ) 原位置引張試験

地盤工学会基準「JGS3551:2020 岩盤の原位置一軸引張り試験方法」と同じ方法により、原位置引張試験を実施した。

平面位置図を図 4.1.1-34 に、試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置を図 4.1.1-35, 図 4.1.1-36 に、試験装置の概要を図 4.1.1-37 に、試験位置周辺の地質断面図を図 4.1.1-38 に示す。

試験位置周辺には、黒色頁岩及び凝灰質頁岩が分布し、概ね傾斜 5～15° のほぼ水平な同斜構造を示す。C<sub>M</sub>級及びC<sub>H</sub>級の黒色頁岩を対象に原位置引張試験を実施した。なお、以下の理由により、当該試験による引張強度は②-②断面～④-④断面に適用できると考えられる。

- ・ ②-②断面～④-④断面の鋼管杭周辺の岩盤は、C<sub>M</sub>～C<sub>H</sub>級の凝灰岩・凝灰角礫岩、頁岩と凝灰岩の互層及び安山岩であり、試験対象と同等の岩級である（図 4.1.1-39～図 4.1.1-44 参照）。
- ・ 試験対象の黒色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質（へき開性）を有するため、鋼管杭周辺に分布する凝灰岩・凝灰角礫岩、頁岩と凝灰岩の互層及び安山岩に比べ、引張強度が低いと考えられる。

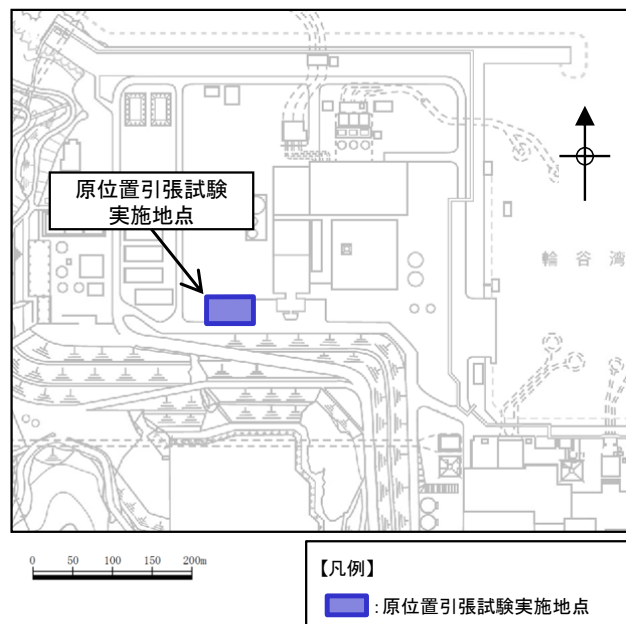


図 4.1.1-34 平面位置図



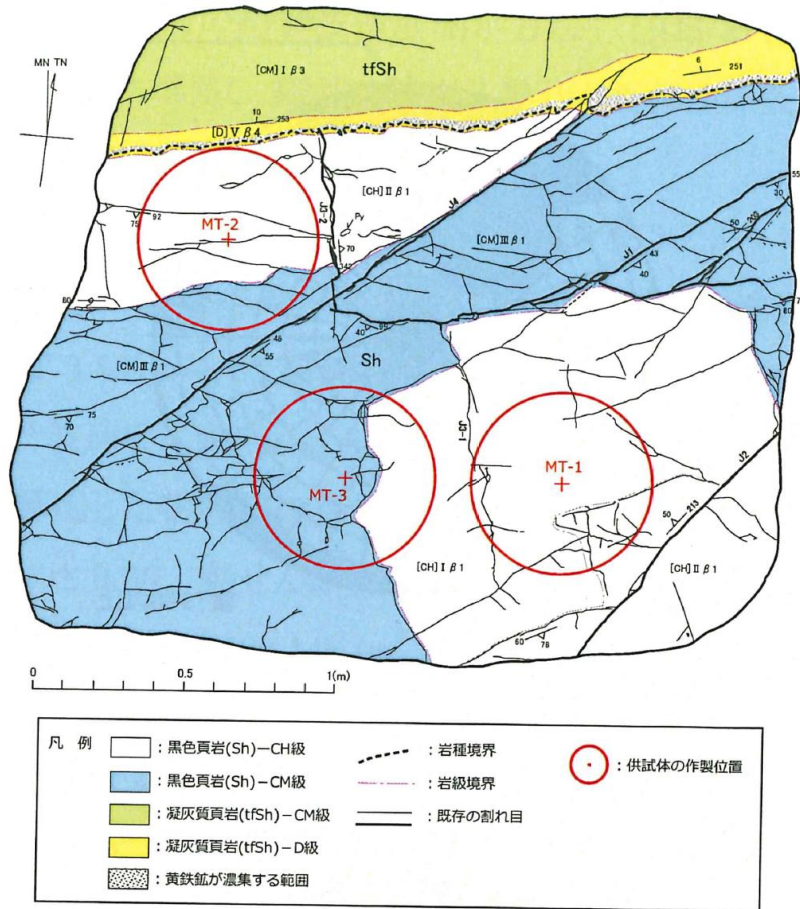


図 4.1.1-35 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（南側）

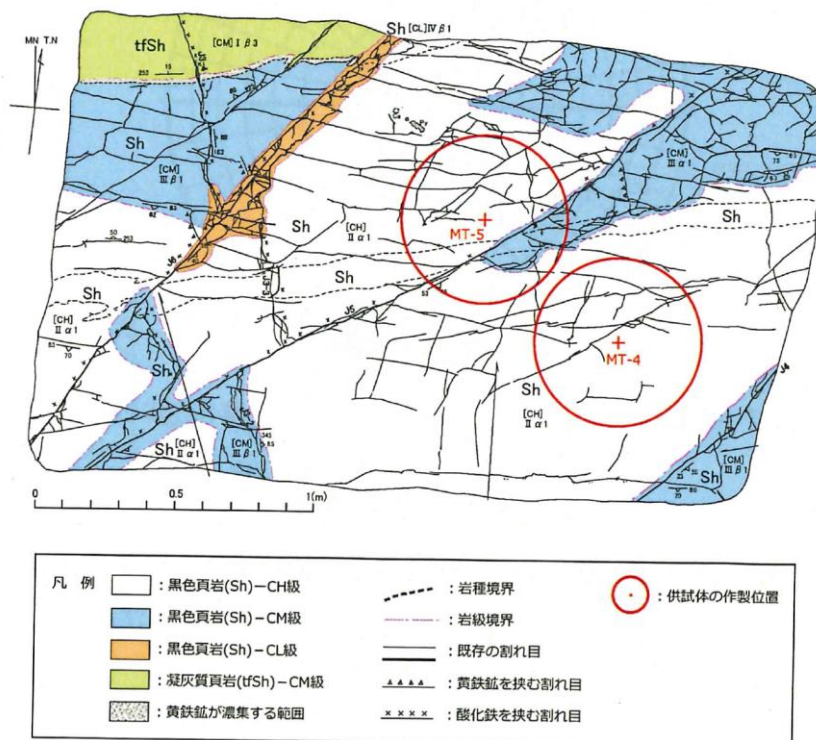


図 4.1.1-36 試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（北側）

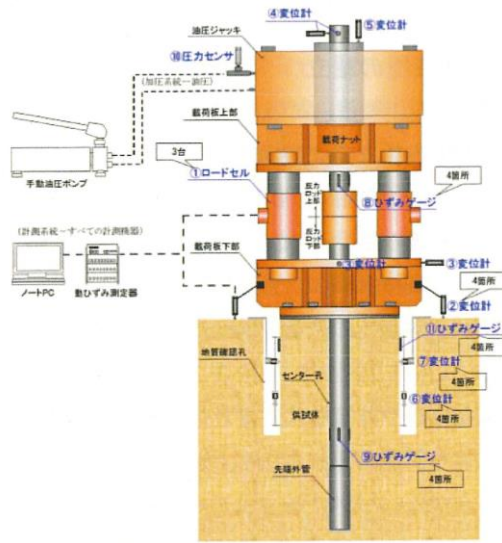


図 4.1.1-37 試験装置の概要

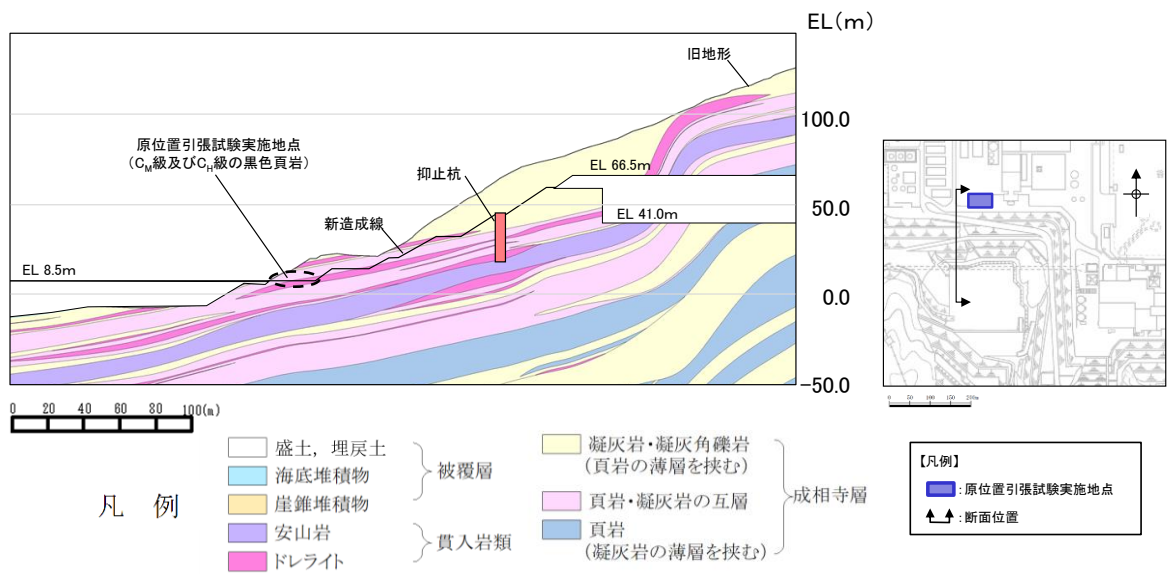


図 4.1.1-38 試験位置周辺の地質断面図

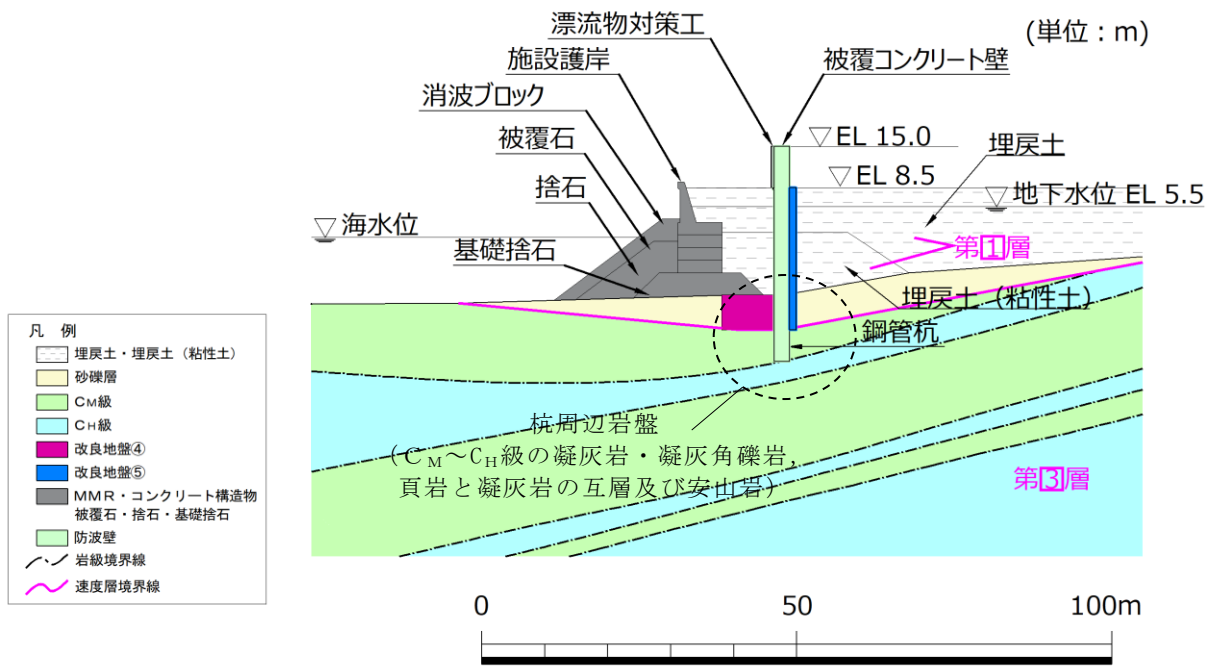


図 4.1.1-39 岩級区分図 (②-②断面)

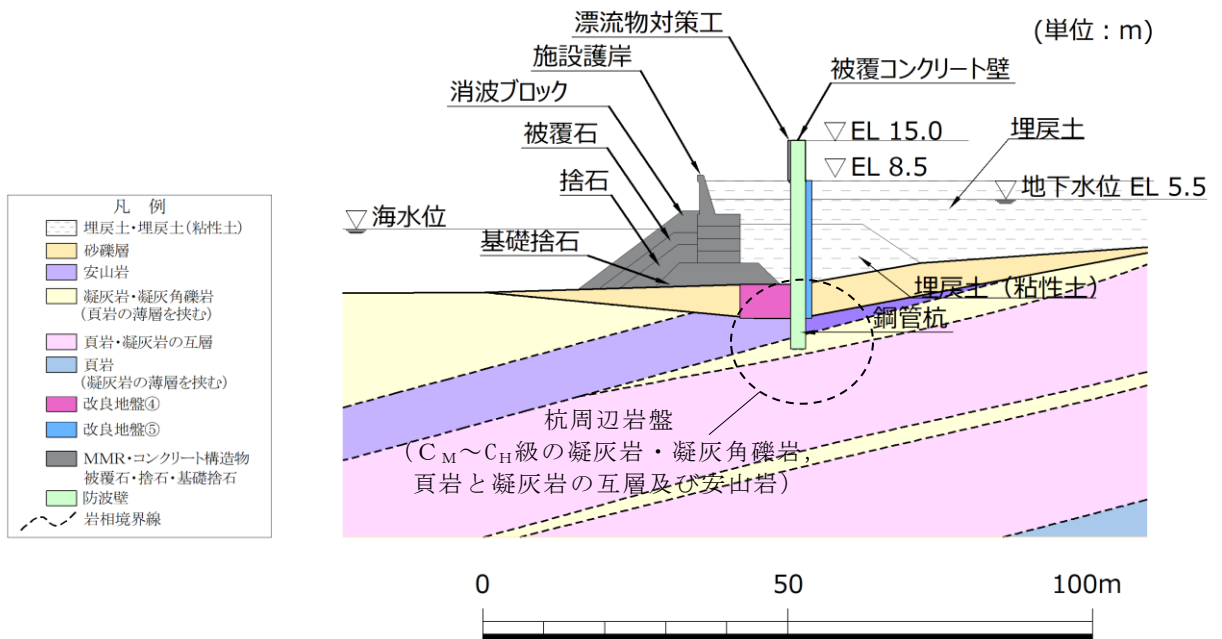


図 4.1.1-40 岩相区分図 (②-②断面)

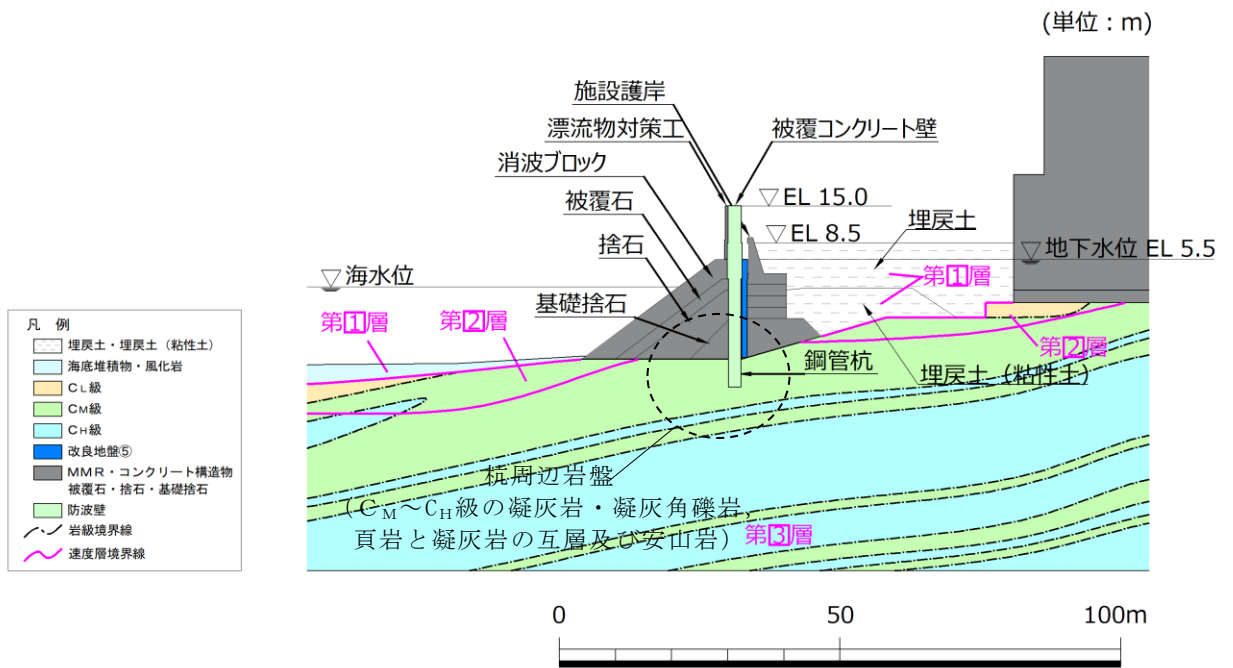


図 4.1.1-41 岩級区分図 (③-③断面)

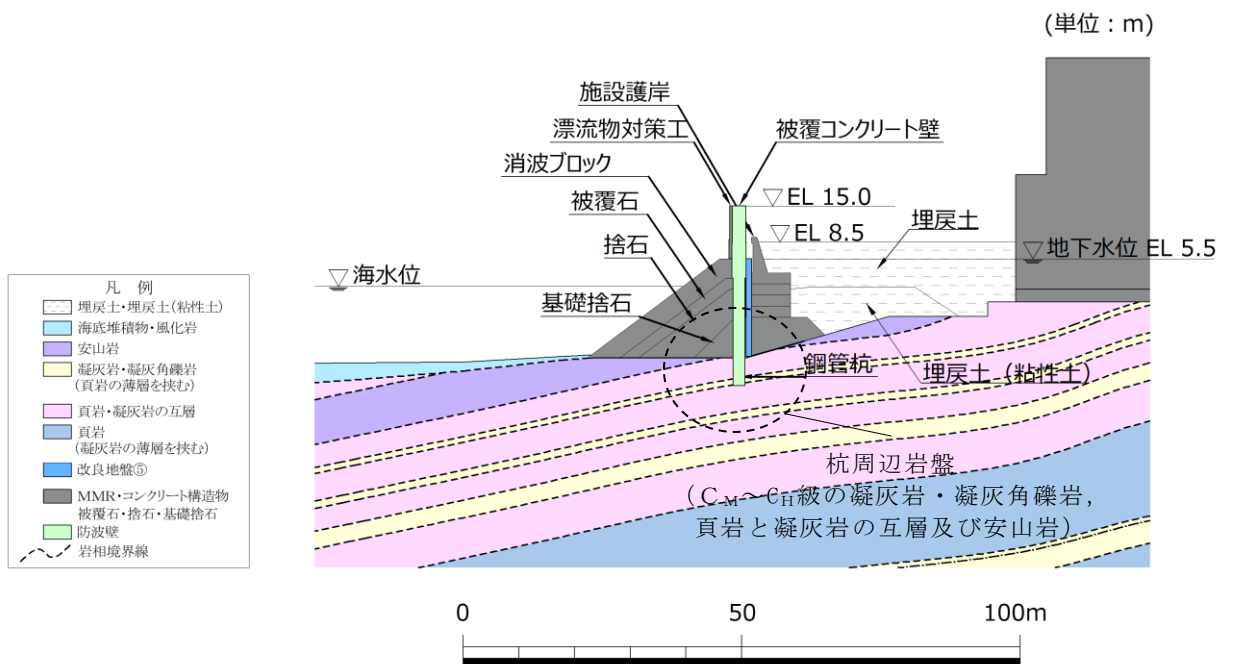


図 4.1.1-42 岩相区分図 (③-③断面)

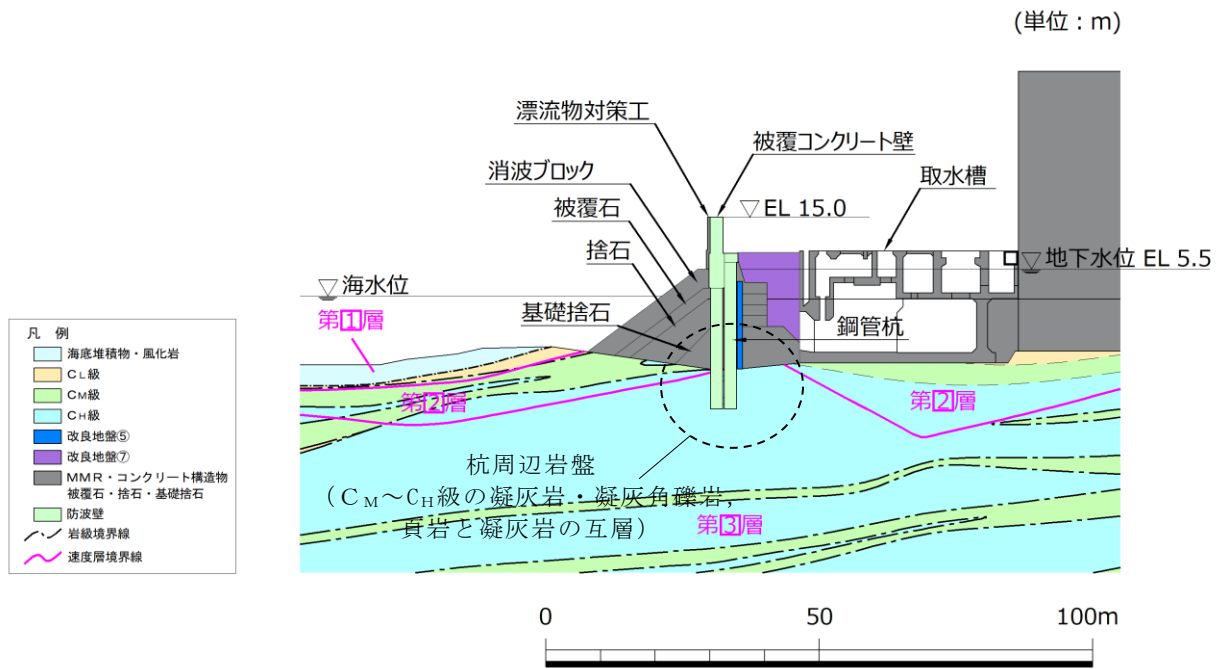


図 4.1.1-43 岩級区分図 (④-④断面)

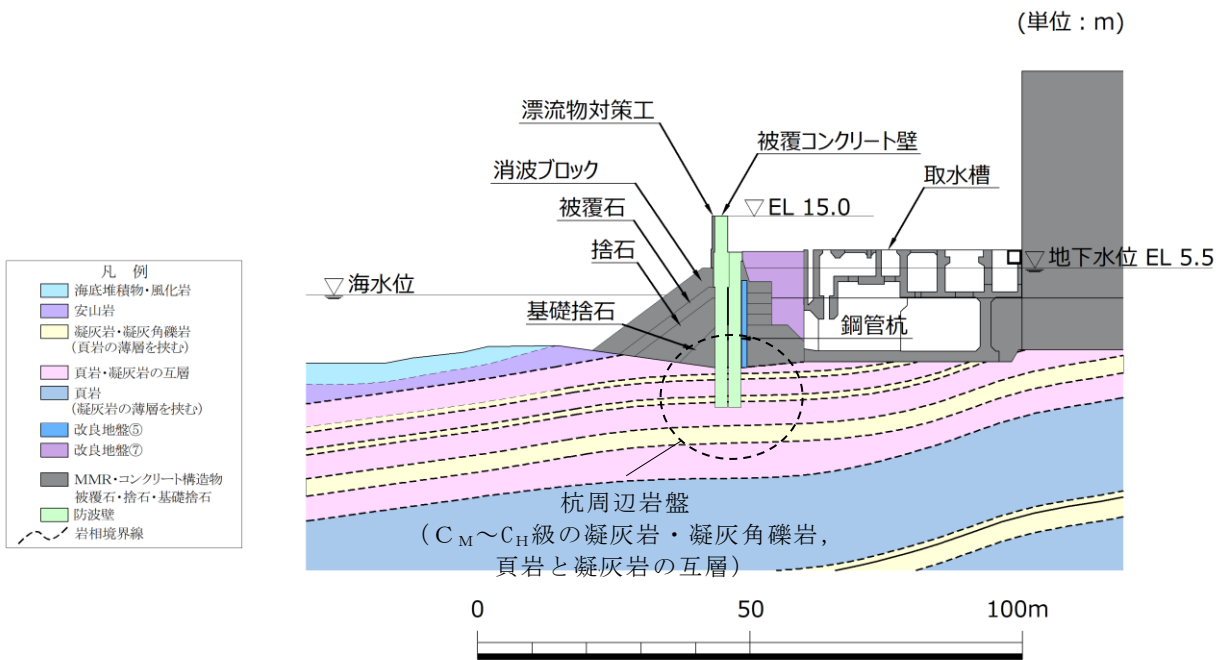


図 4.1.1-44 岩相区分図 (④-④断面)

引張試験結果を表 4.1.1-17 に、破断面の概略位置を図 4.1.1-45 に示す。引張強度は平均で  $0.13\text{N/mm}^2$  であり、黒色頁岩内の葉理に平行な割れ目に沿って破断している。

表 4.1.1-17 引張試験結果

供試体名	引張強度 $\text{N/mm}^2$
MT-2	0.08
MT-3	0.14
MT-4	0.15
MT-5	0.15
平均値	0.13

注：MT-1 は、供試体全体に連続する割れ目が分布しており、引張強度の測定不可となったため、未掲載。

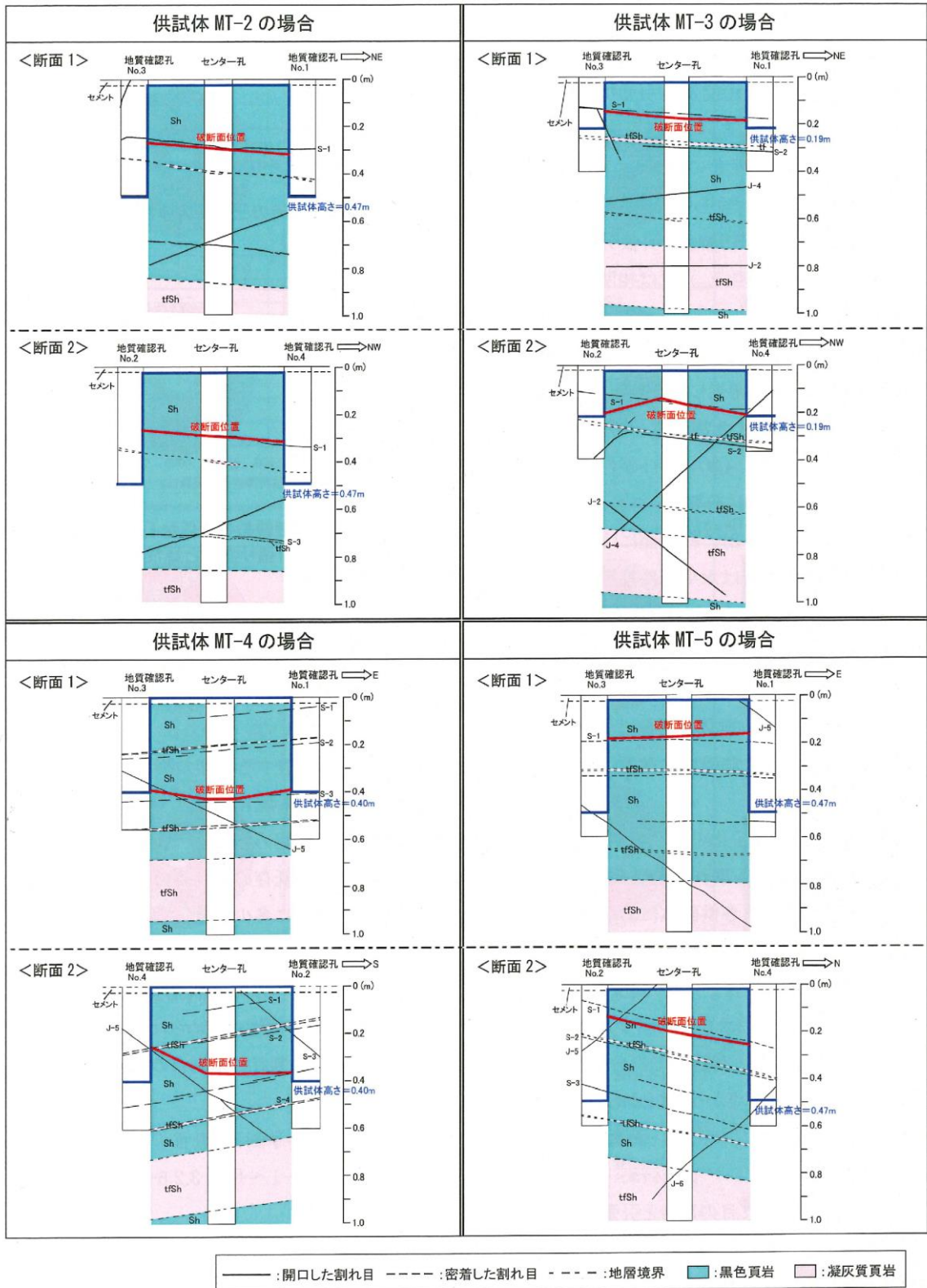


図 4.1.1-45 破断面の概略位置

(ロ) 岩盤の引張強度の設定

原位置引張試験により得られた $C_M$ 級及び $C_H$ 級の黑色頁岩の引張強度 $0.13\text{N/mm}^2$ を②-②断面～④-④断面の鋼管杭周辺の岩盤の引張強度に設定する。

原位置引張試験の引張強度 $0.13\text{N/mm}^2$ は、以下の理由から適用可能であると判断し、保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価(平均値 $-1\sigma$ )は実施しない。

- ・ ②-②断面～④-④断面の鋼管杭周辺の岩盤は、 $C_M$ ～ $C_H$ 級の凝灰岩・凝灰角礫岩、頁岩と凝灰岩の互層及び安山岩であり、試験対象と同等の岩級である(図 4.1.1-39～図 4.1.1-44 参照)。
- ・ 試験対象の黑色頁岩は、葉理・層理が発達する層状岩盤であり、層理面に平行に薄く剥げやすい性質(へき開性)を有するため、鋼管杭周辺に分布する凝灰岩・凝灰角礫岩、頁岩と凝灰岩の互層及び安山岩に比べ、引張強度が低いと考えられる。
- ・ 地層の傾斜は $5\sim 15^\circ$ であり、原位置引張試験の引張方向は鉛直方向であることから、引張強度は保守的になると考えられる。



#### 4.1.2 重畳時

##### (1) 解析方法

重畳時に発生する応力値及び変位は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、余震作用時においては2次元動的有限要素法、津波作用時においては2次元静的有限要素法によりそれぞれ算定し、応力値については、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせて算定する。ただし、足し合わせにより余震作用時及び津波作用時の解析において実施する常時応力解析による応力値が重複することから、足し合わせた応力値から常時応力解析による応力値を差し引いて算定する。なお、「(参考資料2)重畳時の解析方法の妥当性」に示すとおり、重畳時の解析方法の妥当性を確認している。

2次元動的有限要素法及び2次元静的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

##### a. 地震応答解析手法

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、弾性設計用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。

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

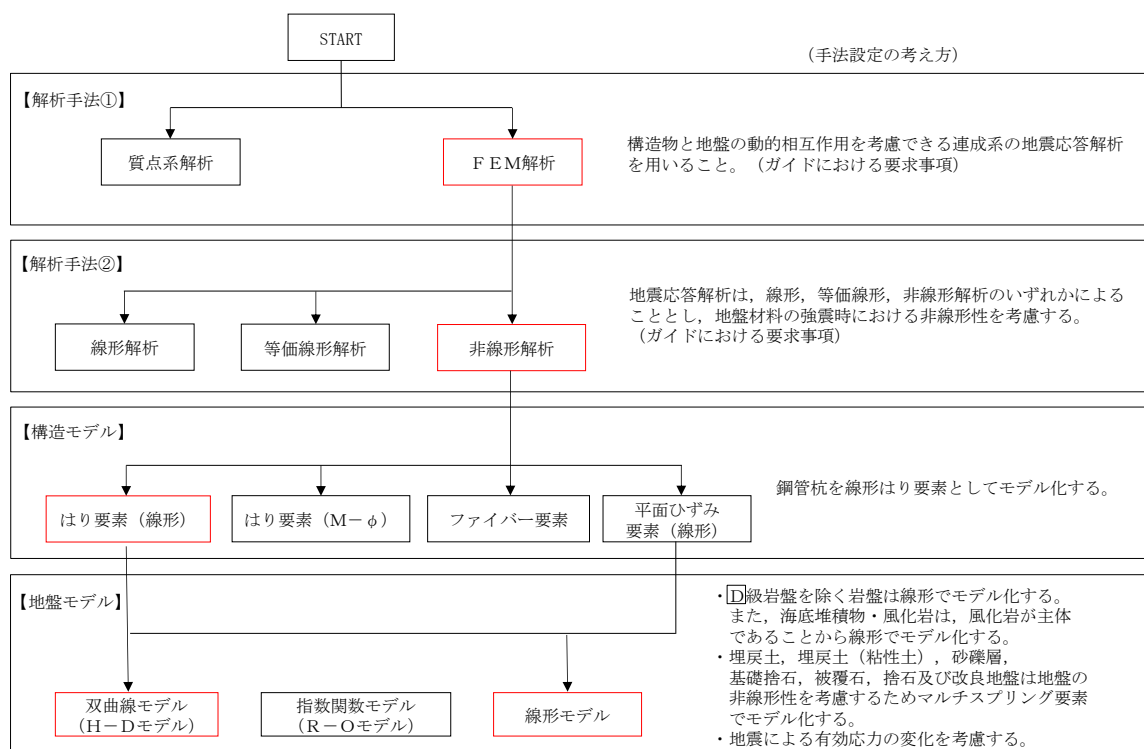


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

b. 応力解析手法

津波作用時の応力解析手法については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 施設

施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

d. 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

e. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「F L I P 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

f. 地震応答解析の解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における地震応答解析の解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 重畳時評価における地震応答解析の解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	S d - D	(++)*	○

注記\*：地震動の位相について、(++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

g. 応力解析の解析ケースの選定

重畳時においては、「3.3.1 荷重」の遡上津波荷重に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

重畳時評価における応力解析の解析ケースを表 4.1.2-2 に示す。

表 4.1.2-2 重畳時評価における応力解析の解析ケース

解析ケース	ケース①
	基本ケース
地盤物性	平均値

(2) 入力地震動

入力地震動は、VI-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  $S_d - D$  を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.1.2-2 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.2-3～図 4.1.2-6 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示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

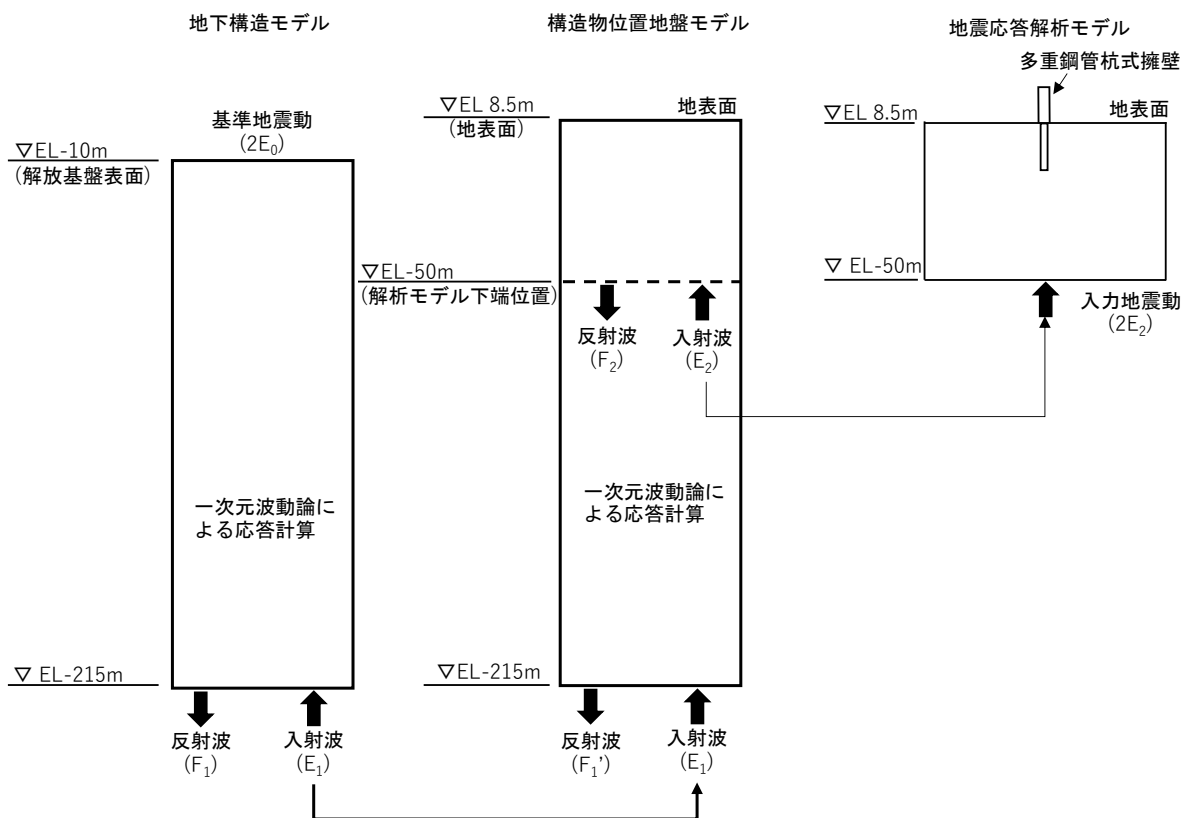
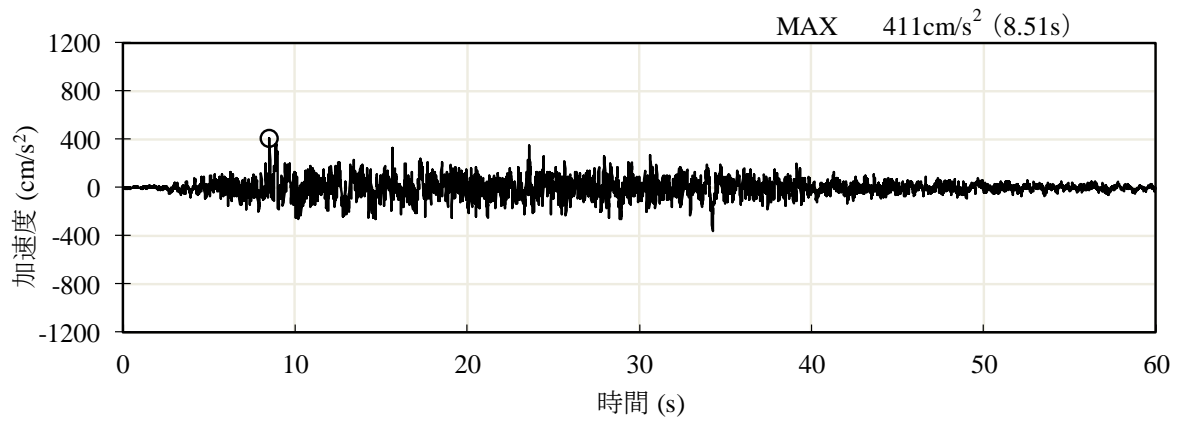
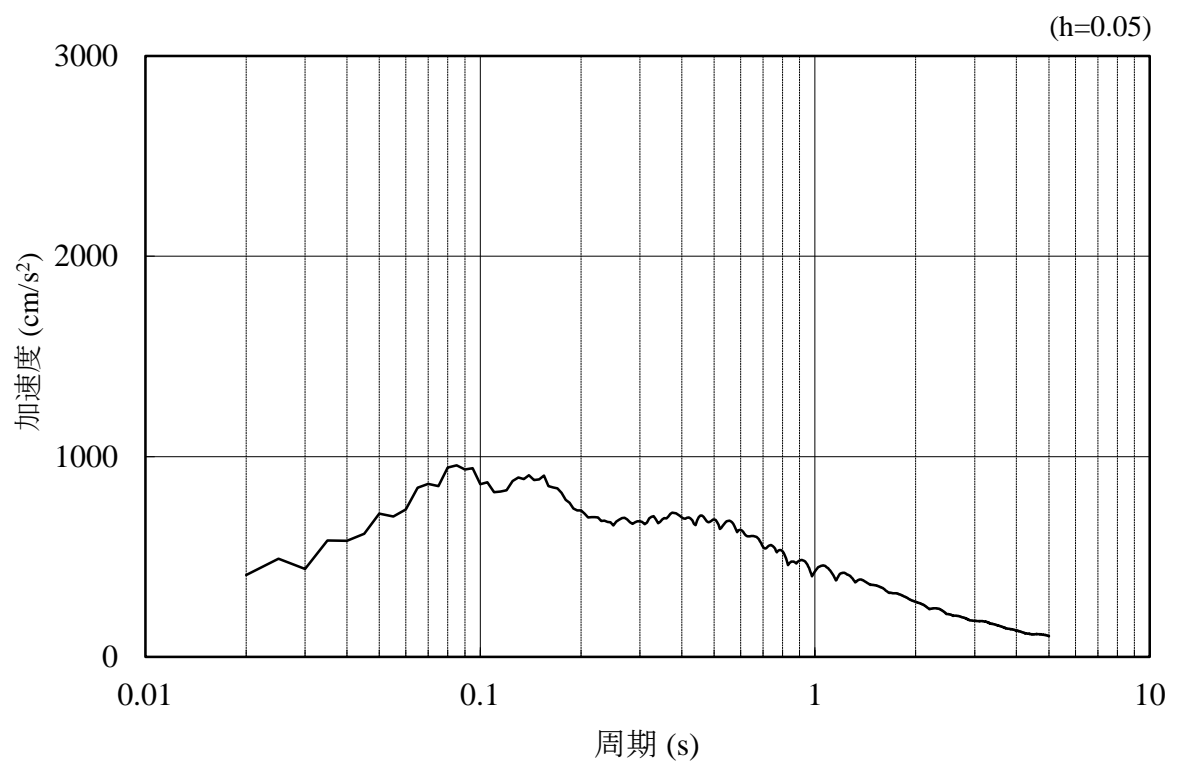


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ③-③断面

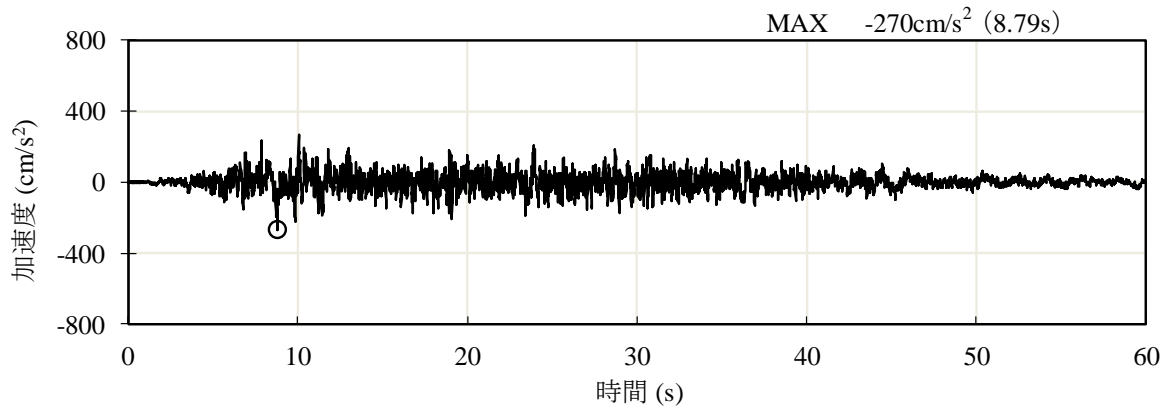


(a) 加速度時刻歴波形

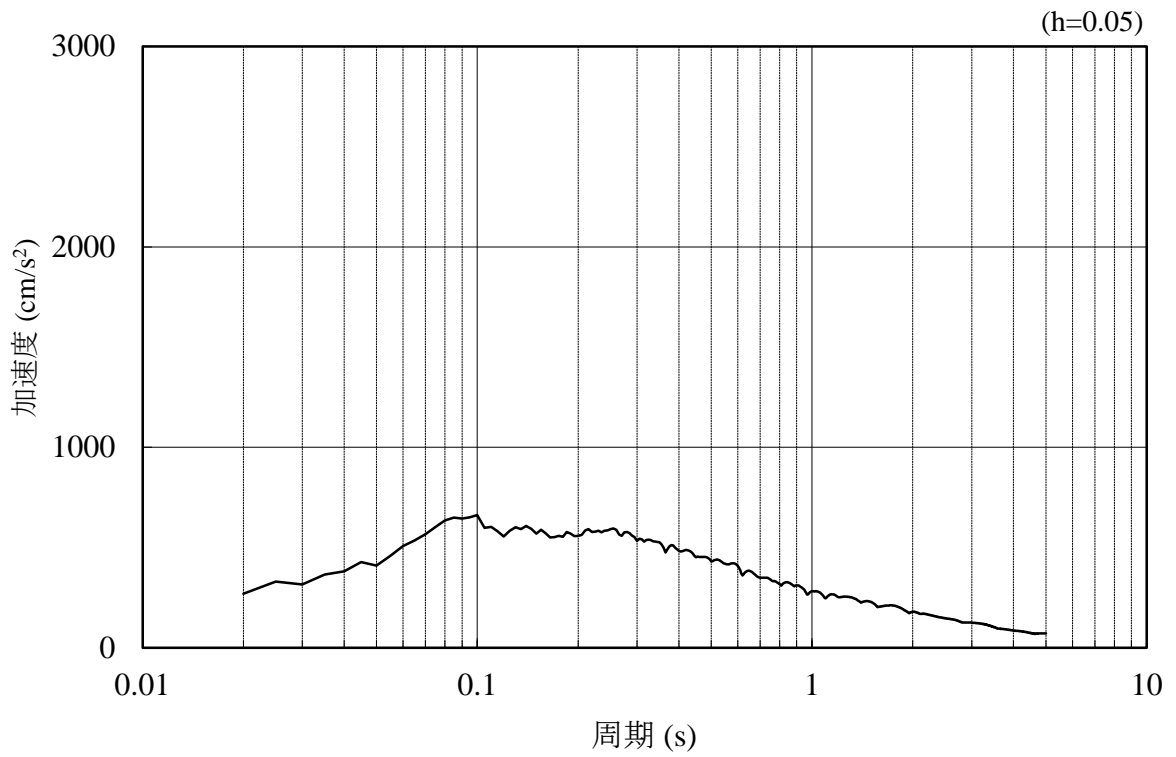


(b) 加速度応答スペクトル

図 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  
(水平成分：S d - D)



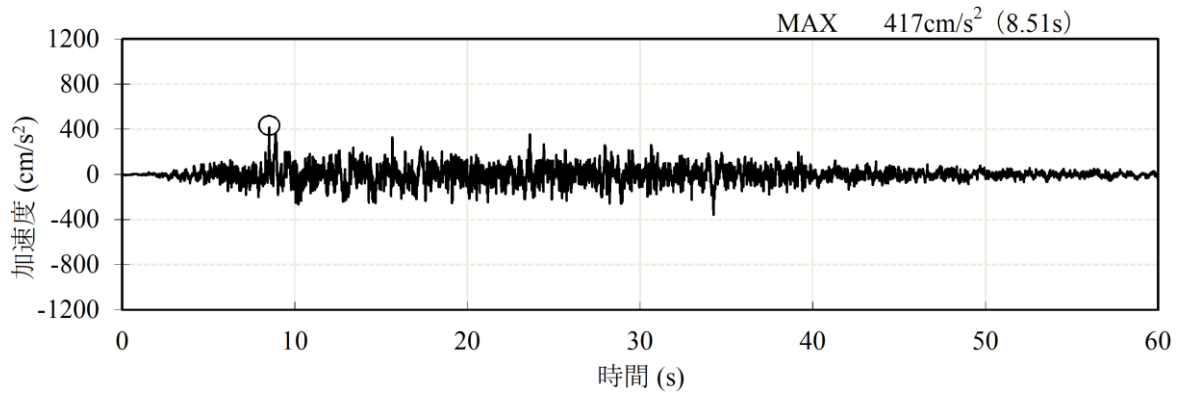
(a) 加速度時刻歴波形



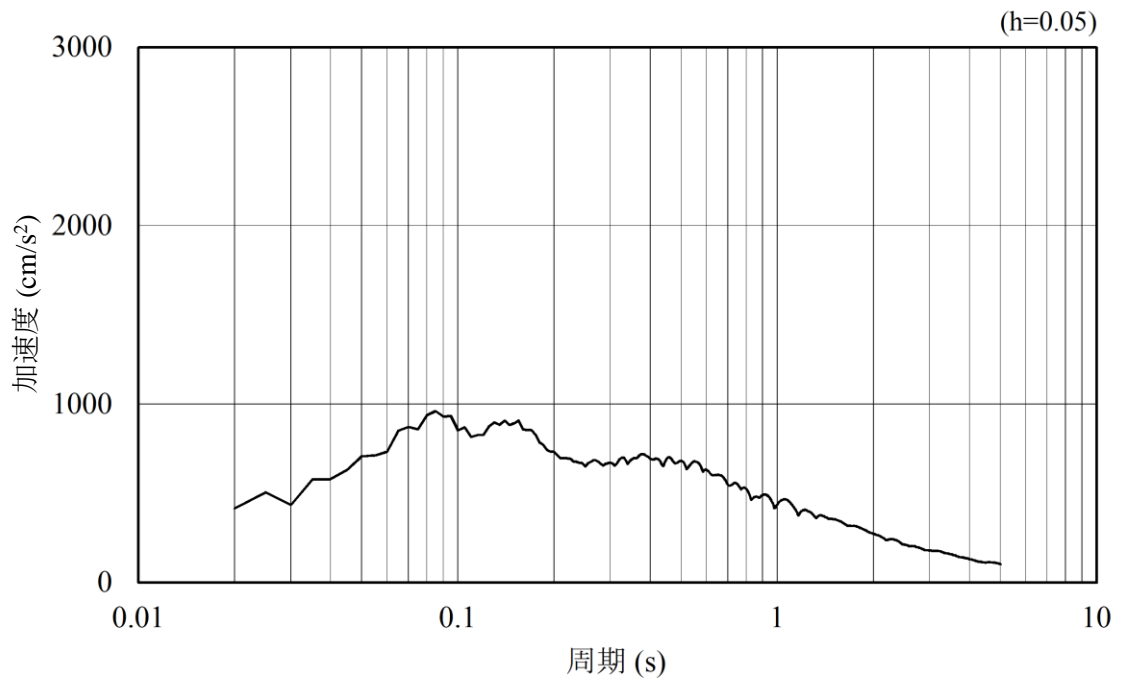
(b) 加速度応答スペクトル

図 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  
(鉛直成分：S d - D)

b. ④-④断面

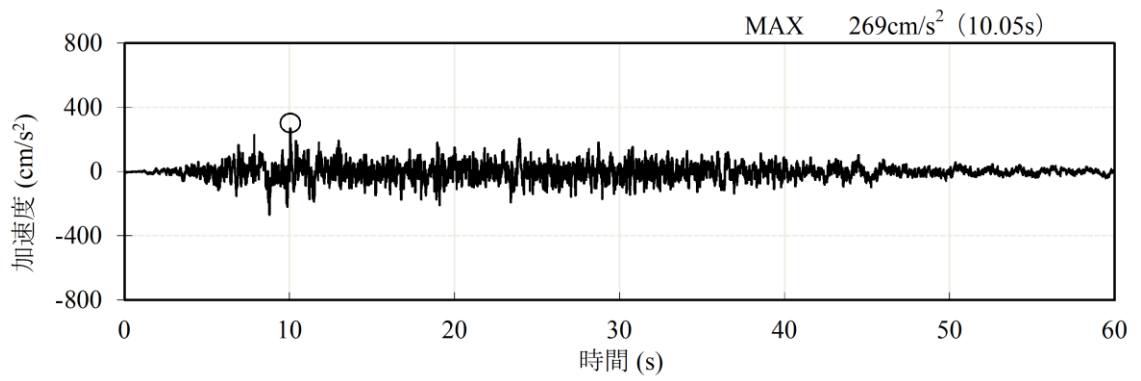


(a) 加速度時刻歴波形

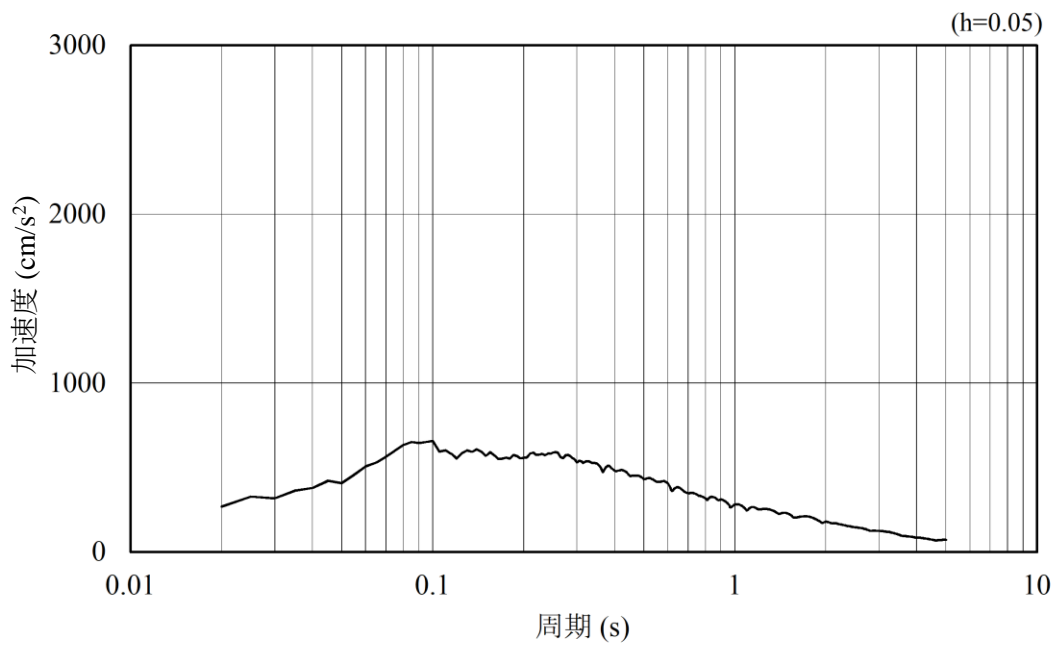


(b) 加速度応答スペクトル

図 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  
(水平成分：S d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 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  
(鉛直成分：S d - D)



(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

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、「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)」を参考に、図 4.1.2-7 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基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL -50m までモデル化する。

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質構成を有する一次元地盤モデルである。地震応答解析における自由地盤の常時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 4.1.2-8 に示す。

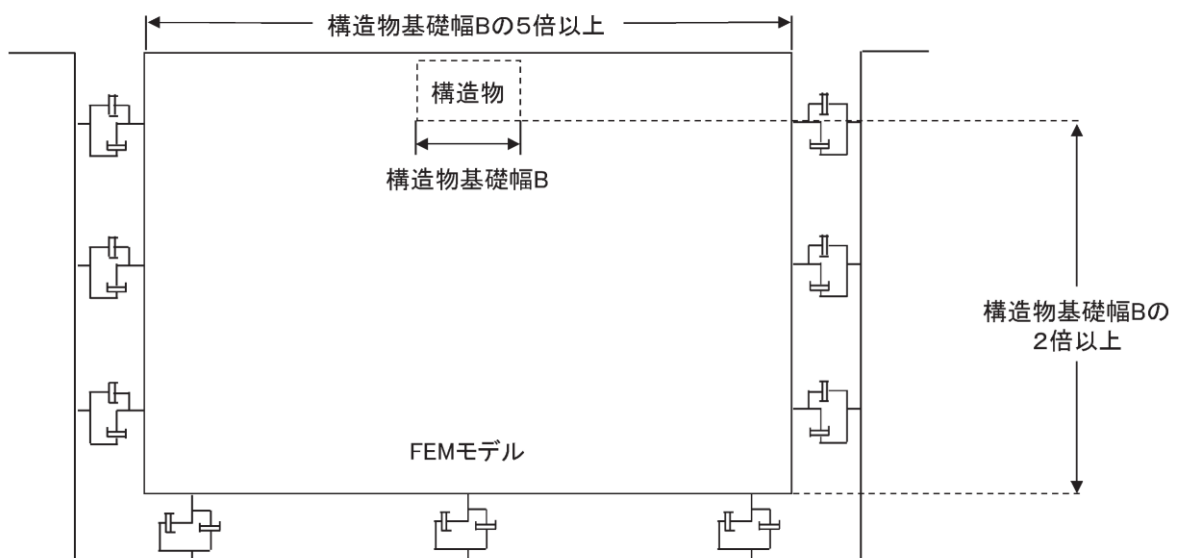


図 4.1.2-7 モデル化範囲の考え方

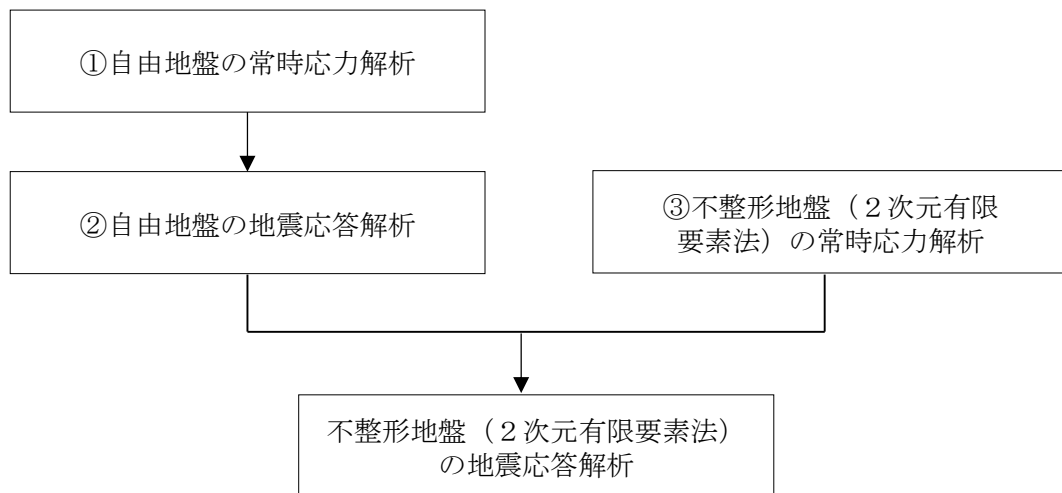


図 4.1.2-8 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 応力解析時

津波作用時の2次元有限要素法における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(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整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。境界条件の概念図を図 4.1.2-9 に示す。

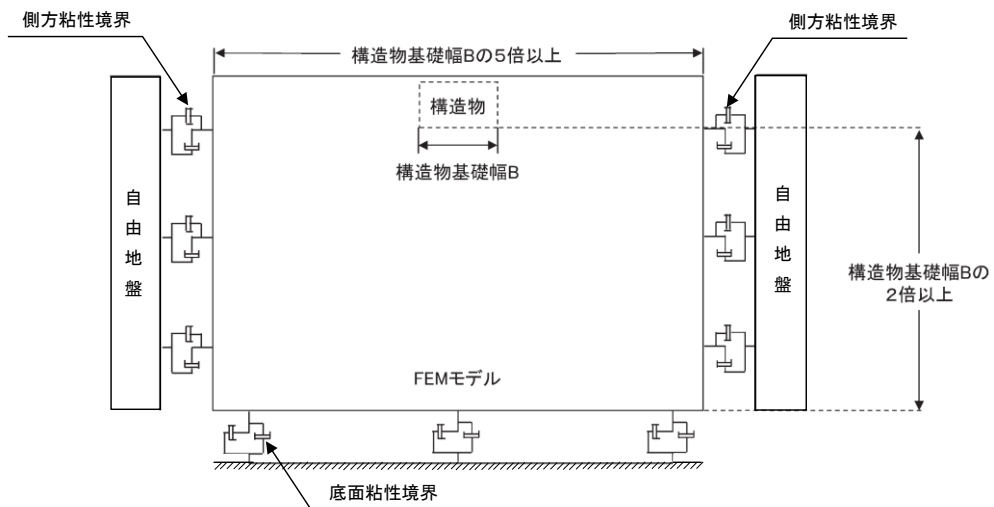


図 4.1.2-9 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化  
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化  
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定  
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化  
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料及び材料の物性値  
使用材料及び材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤及び改良地盤の物性値  
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位  
設計地下水位については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(4) 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は，地震応答解析及び応力解析に基づいて算定した発生断面力及び発生応力度が「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 鋼管杭

(a) 曲げ照査

鋼管杭の曲げ照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) せん断照査

鋼管杭のせん断照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. 改良地盤

改良地盤の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 止水目地

止水目地（シートジョイント）の重畳時の変形性評価は重畳時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位量は、図 4.1.2-10 に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端における重畳時の相対変位量とし、保守的に最大の相対変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位量は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時の y 方向（法線方向）の相対変位量を考慮する。

$$\begin{aligned} x \text{ 方向（法線直交方向）の重畳時の変位量} & \quad \delta_x : \delta_x = |\delta_x(T)| \times 2 \\ y \text{ 方向（法線方向）の重畳時の変位量} & \quad \delta_y : \delta_y = |\delta_y(T)| \\ z \text{ 方向（深度方向）の重畳時の変位量} & \quad \delta_z : \delta_z = |\delta_z(T)| \times 2 \end{aligned}$$

ここで、

$\delta_x(T)$  : x 方向（法線直交方向）の重畳時の最大相対変位量

$\delta_y(T)$  : y 方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量

$\delta_z(T)$  : z 方向（深度方向）の重畳時の最大相対変位量

法線直交方向、法線方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（3 方向合成）の変位量を求め、重畳時の止水目地の最大変位量とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

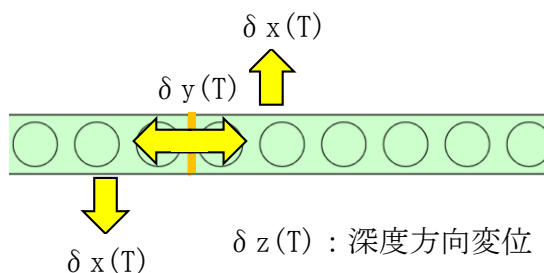


図 4.1.2-10 重畳時の変位の概念図

止水目地の変位量の算定方法を表 4.1.2-2 に示す。③-③断面及び④-④断面を法線直交方向の変形性評価の評価対象断面に選定する。また、深度方向の止水目地の変位量は、③-③断面及び④-④断面と⑦-⑦断面のより大きい変位量を用いる。

表 4.1.2-2 重畳時に対する止水目地の変位量の算定方法

対象断面	$\delta_x$	$\delta_y$	$\delta_z$
③-③断面	③-③断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	⑦-⑦断面の隣接する防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端間の相対変位量 $\delta_y(T)$ （法線方向の変位が最大となる基準地震動 $S_s$ における最大変位量を考慮）	③-③断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）の大きい変位量の2倍
④-④断面	④-④断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍		④-④断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）の大きい変位量の2倍

d. 基礎地盤

基礎地盤の照査については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

e. 鋼管杭の水平支持力

(a) 鋼管杭の水平支持力を確認する時刻の設定

鋼管杭の水平支持力を確認する時刻については、岩盤上面における鋼管杭の曲げモーメントが周辺岩盤の水平支持力に影響すると考えられることから、「鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の時刻」とする。

(b) 岩盤の局所安全係数分布の確認

「4.1.1 津波時」と同様とする。

## 4.2 評価条件

### 4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1299	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	631	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	210	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>
Z <sub>e</sub>	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.6m)	4.80×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.8m)	6.10×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.0m)	7.56×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.2m)	8.81×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
A	鋼管杭の断面積 (Φ=1.6m)	1.24×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=1.8m)	1.39×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.0m)	1.55×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.2m)	1.64×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>

表 4.2.1-1(2) 強度度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P <sub>t</sub>	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>c</sub>	衝突荷重	180	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>k</sub>	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>s</sub>	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
γ <sub>w</sub>	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
ρ	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>
Z <sub>e</sub>	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.6m)	4.80×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.8m)	6.10×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.0m)	7.56×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.2m)	8.81×10 <sup>7</sup>	mm <sup>3</sup>
A	鋼管杭の断面積 (Φ=1.6m)	1.24×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=1.8m)	1.39×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.0m)	1.55×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.2m)	1.64×10 <sup>5</sup>	mm <sup>2</sup>



表 4.2.1-1(3) 強度評価に用いる条件 (㊸-㊸断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	6639	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	14925	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m <sup>2</sup>
P c	衝突荷重	149	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>
Z <sub>e</sub>	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$4.80 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$6.10 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$7.56 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$8.81 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
A	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$1.24 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$1.39 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$1.55 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$1.64 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>

#### 4.2.2 重疊時

「3. 強度評価」に用いる重疊時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>
Z <sub>e</sub>	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$4.80 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$6.10 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$7.56 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$8.81 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
A	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$1.24 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$1.39 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$1.55 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$1.64 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>

表 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	6639	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	14925	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m <sup>2</sup>
P k	風荷重	2.117	kN/m <sup>2</sup>
P s	積雪荷重	0.7	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	海水の単位体積重量	10.1	kN/m <sup>3</sup>
$\rho$	海水の密度	1.03	t/m <sup>3</sup>
Z <sub>e</sub>	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$4.80 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$6.10 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$7.56 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
	鋼管杭の断面係数 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$8.81 \times 10^7$	mm <sup>3</sup>
A	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.6\text{m}$ )	$1.24 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=1.8\text{m}$ )	$1.39 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.0\text{m}$ )	$1.55 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>
	鋼管杭の断面積 ( $\Phi=2.2\text{m}$ )	$1.64 \times 10^5$	mm <sup>2</sup>

### 4.3 強度評価結果

#### 4.3.1 津波時

##### (1) 鋼管杭

##### a. 鋼管杭の曲げ及びせん断照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 及び表 4.3.1-2 に示す。また、断面力図を図 4.3.1-1 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
単管	5402	1212	14637	0.37

(③-③断面)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
単管	6502	1033	14706	0.45

(④-④断面, 海側杭)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
2重管	2526	587	34083	0.08

(④-④断面, 陸側杭)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
4重管	3589	1038	88953	0.05

表 4.3.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価位置	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
単管	せん断力 $Q$ (kN)		
	1478	19421	0.08

(③-③断面)

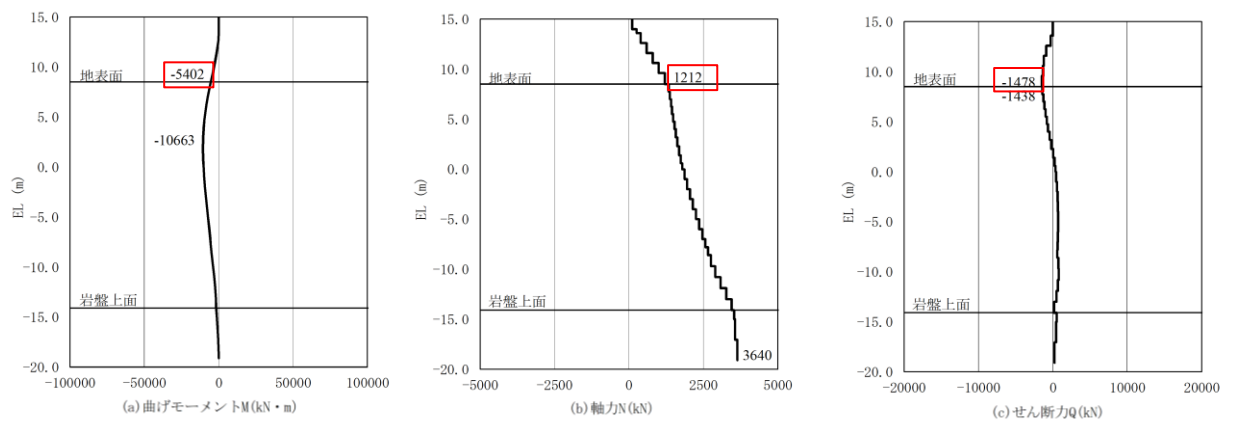
評価位置	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
単管	せん断力 $Q$ (kN)		
	1763	19421	0.10

(④-④断面, 海側杭)

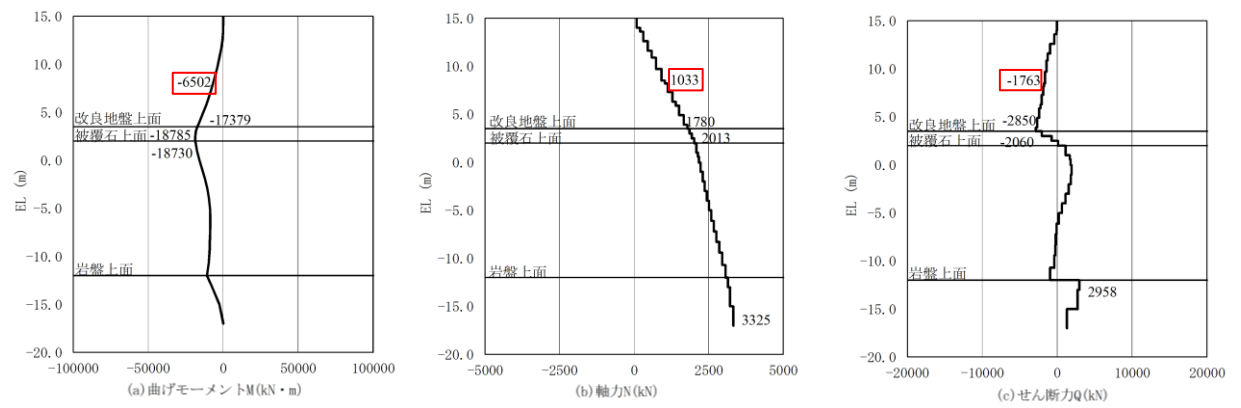
評価位置	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
2重管	せん断力 $Q$ (kN)		
	902	41308	0.03

(④-④断面, 陸側杭)

評価位置	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
4重管	せん断力 $Q$ (kN)		
	2343	95166	0.03

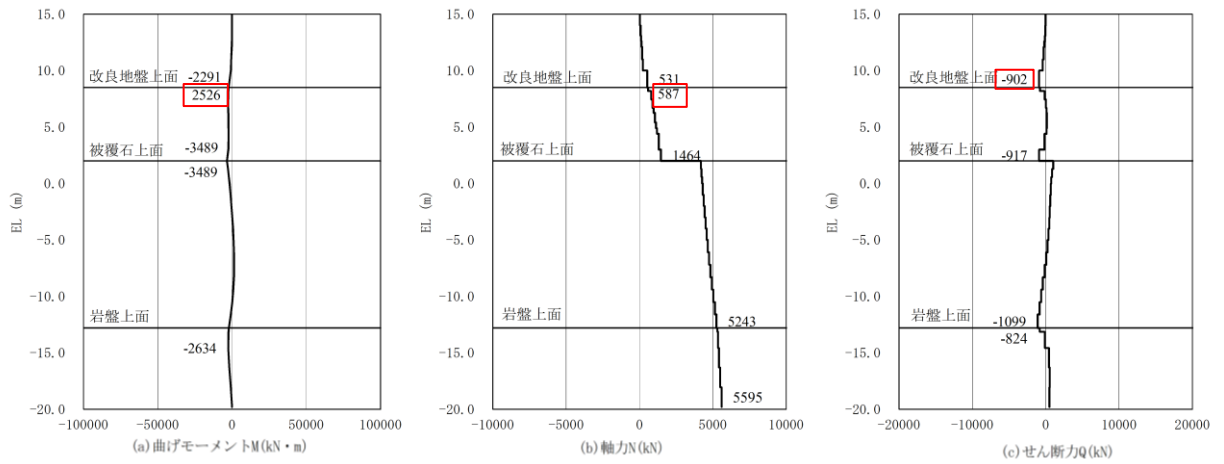


(②－②断面)

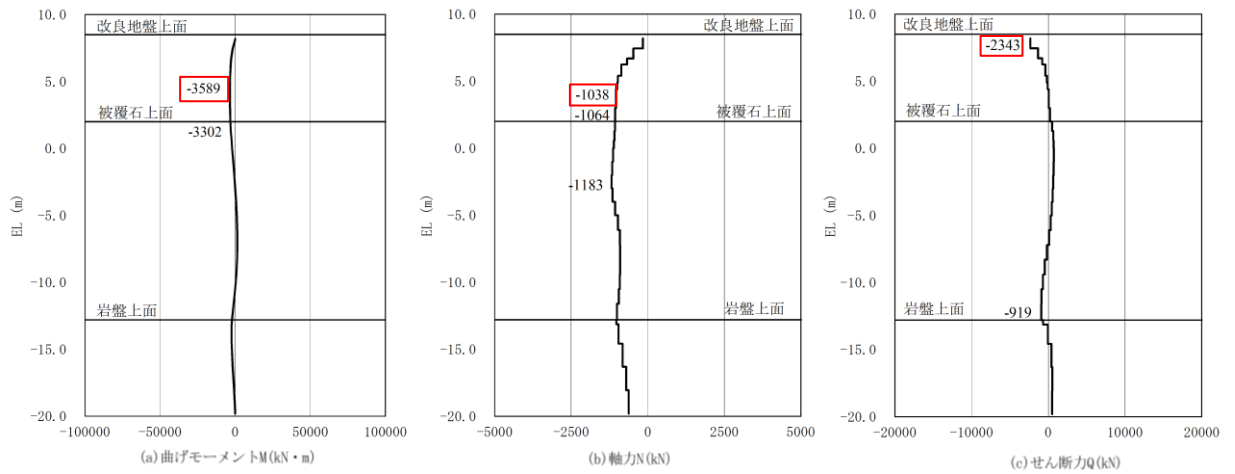


(③－③断面)

図 4.3.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力



(④-④断面, 海側杭)



(④-④断面, 陸側杭)

図 4.3.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及び  
せん断破壊に対する照査における断面力

(2) 改良地盤

改良地盤④及び改良地盤⑤におけるすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-3 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布を図 4.3.1-2 に示す。これらの結果から、改良地盤④及び改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.3.1-3 改良地盤のすべり安全率評価結果

評価項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面
改良地盤④	4.82	—	—
改良地盤⑤	20.58	2.16	3.22

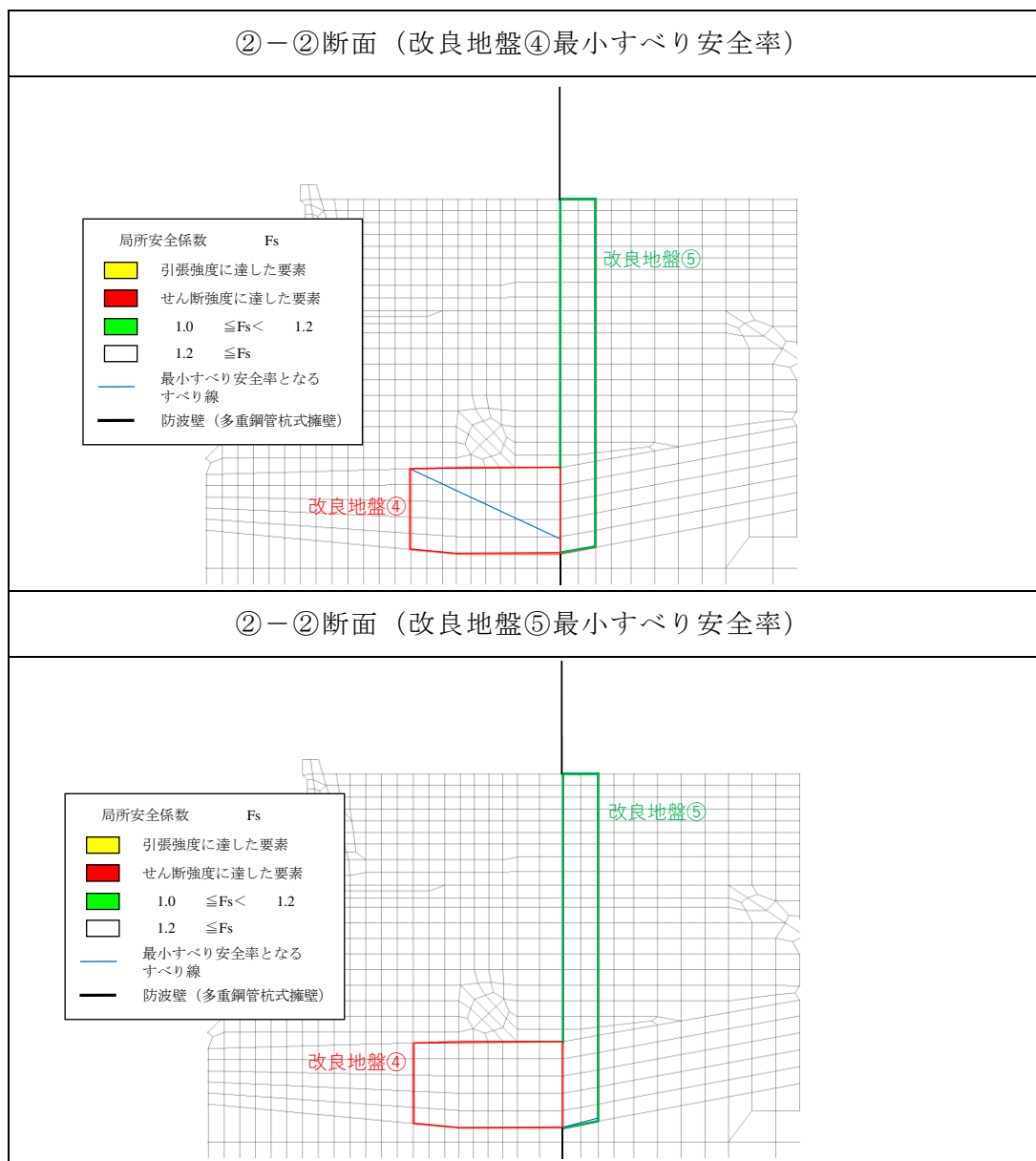


図 4.3.1-2(1) 最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図

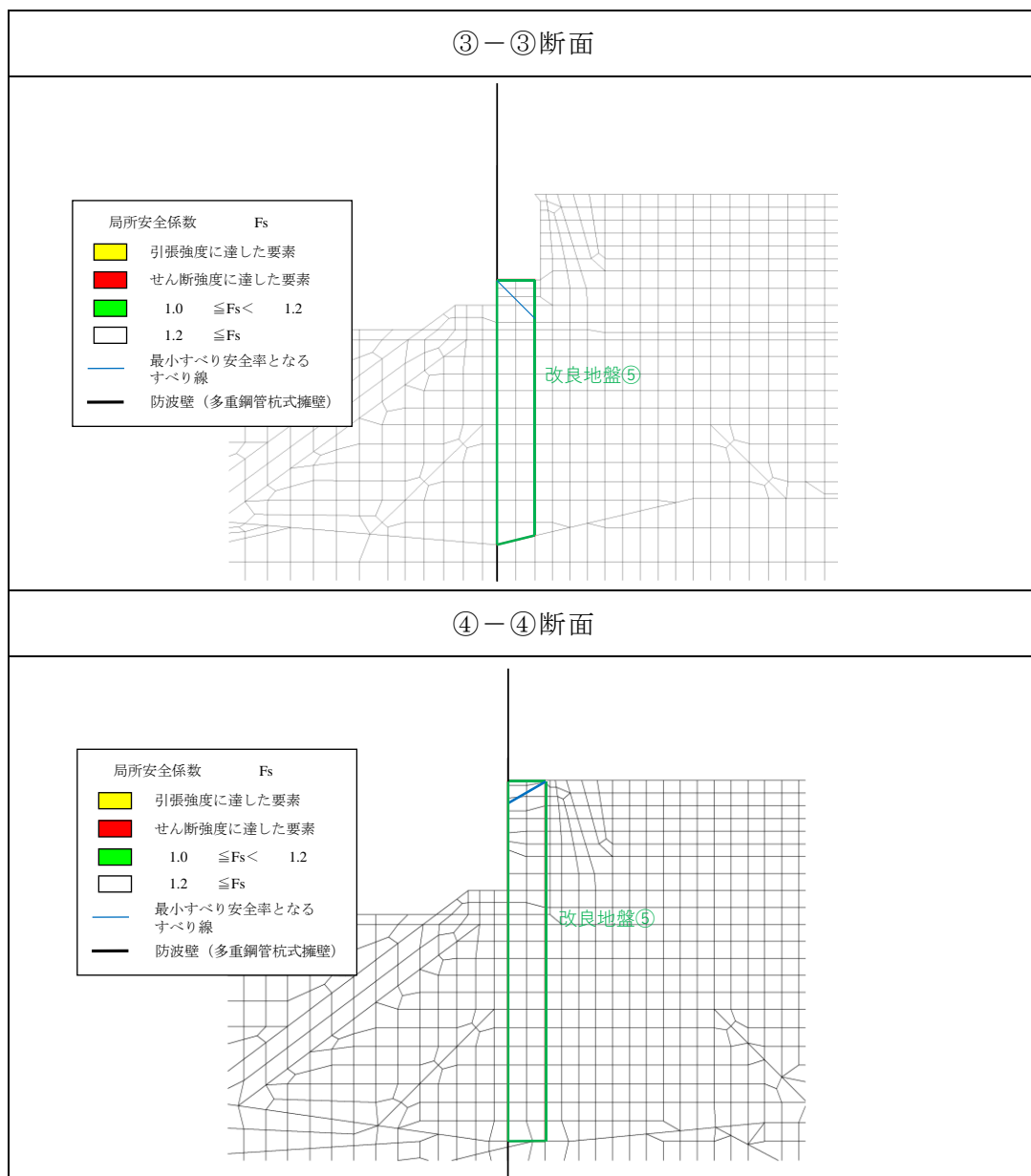


図 4.3.1-2(2) 最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図



(3) 鋼管杭の水平支持力

a. 岩盤の局所安全係数分布の確認

鋼管杭周辺の岩盤の局所安全係数分布図を図 4.3.1-3～図 4.3.1-5 に示す。

②-②断面～④-④断面においては、鋼管杭周辺におけるせん断強度又は引張強度に達した要素は局所的であることから、水平支持力が確保されると評価する。

なお、以下のとおり岩盤内の進行性破壊は発生しないと考えられることから、静的非線形解析は実施しないこととする。

- ・ 鋼管杭周辺の岩盤の破壊領域は局所的であること。
- ・ 表 4.3.1-4 のとおり、地震時における岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最も大きく、破壊領域が最も広い③-③断面に比べ、津波時における岩盤上面の曲げモーメントはいずれの断面も有意に小さいことから、津波時の岩盤内の応力は地震時に比べて有意に小さいと考えられること。
- ・ 地震時における③-③断面の静的非線形解析結果でも、進行性破壊は数要素程度であったこと。

表 4.3.1-4 岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントの比較

事象	断面	曲げモーメント M (kN・m)
津波時	②-② (施設護岸有)	1796
	③-③ (施設護岸有)	10979
	④-④	2206
(参考) 地震時	③-③ (施設護岸有)	83027

また「(参考資料 3) 基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した局所安全係数分布及びすべり安全率の確認」に示すとおり、基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した津波時の評価においても、鋼管杭の水平支持力が確保されることを確認していることから、津波時において水平支持力が確保されると評価できる。

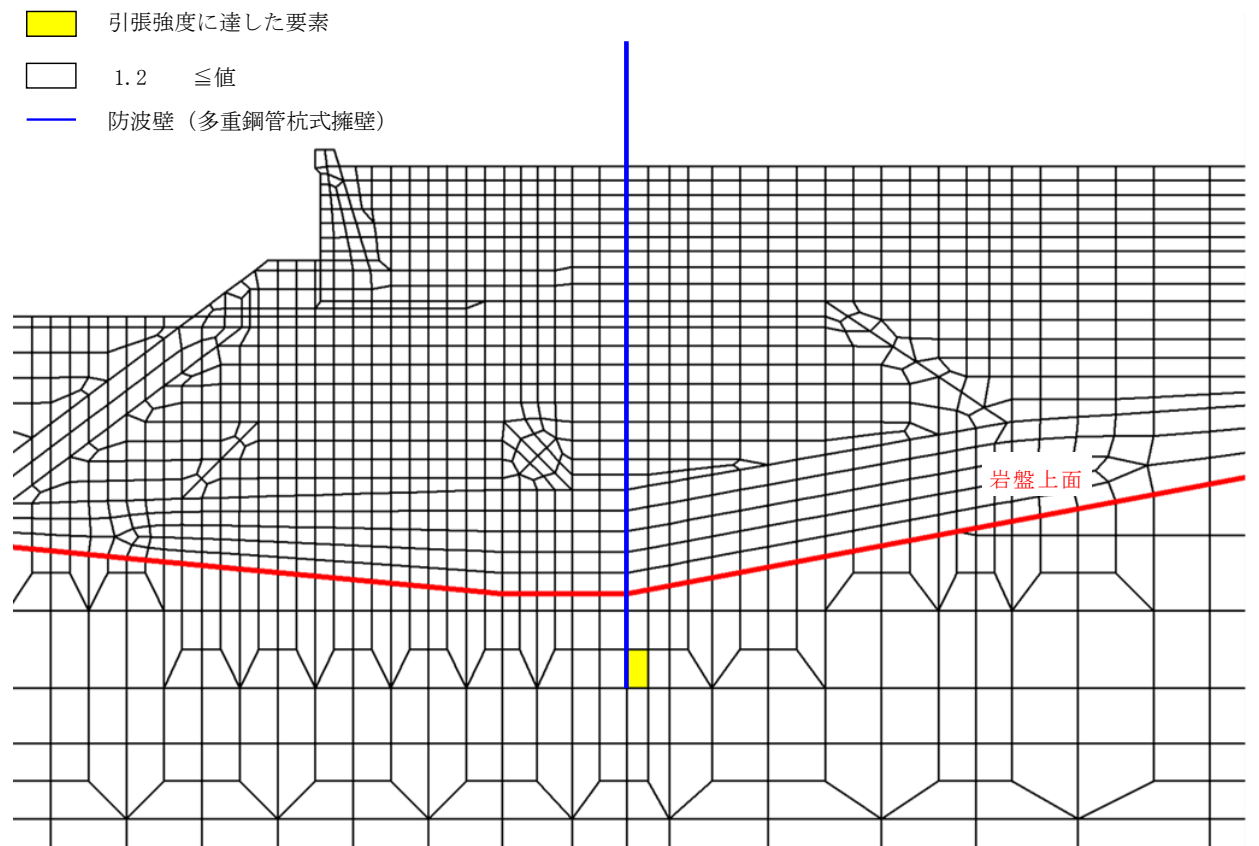


図 4.3.1-3 鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図 (②-②断面)

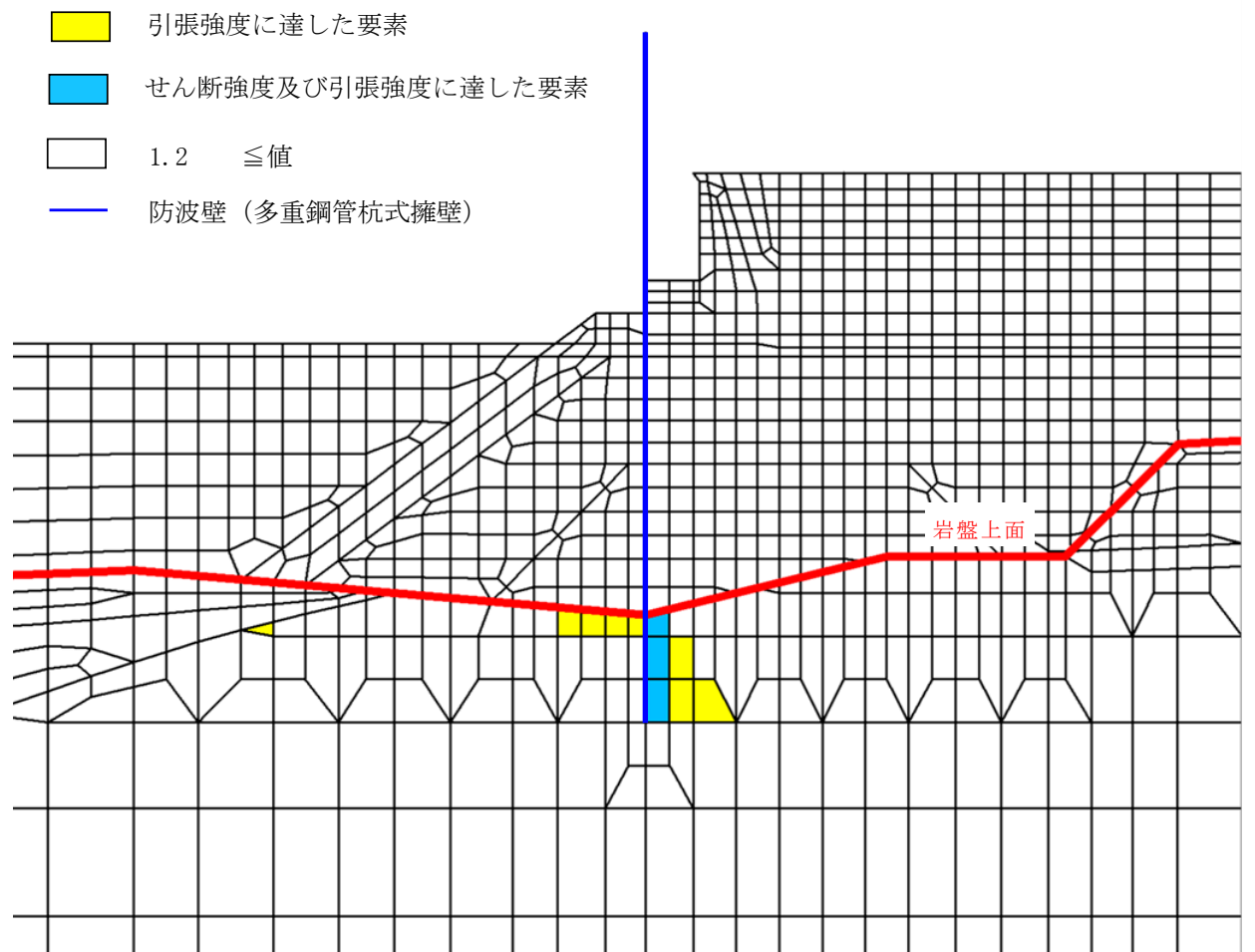


図 4.3.1-4 鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図 (③-③断面)

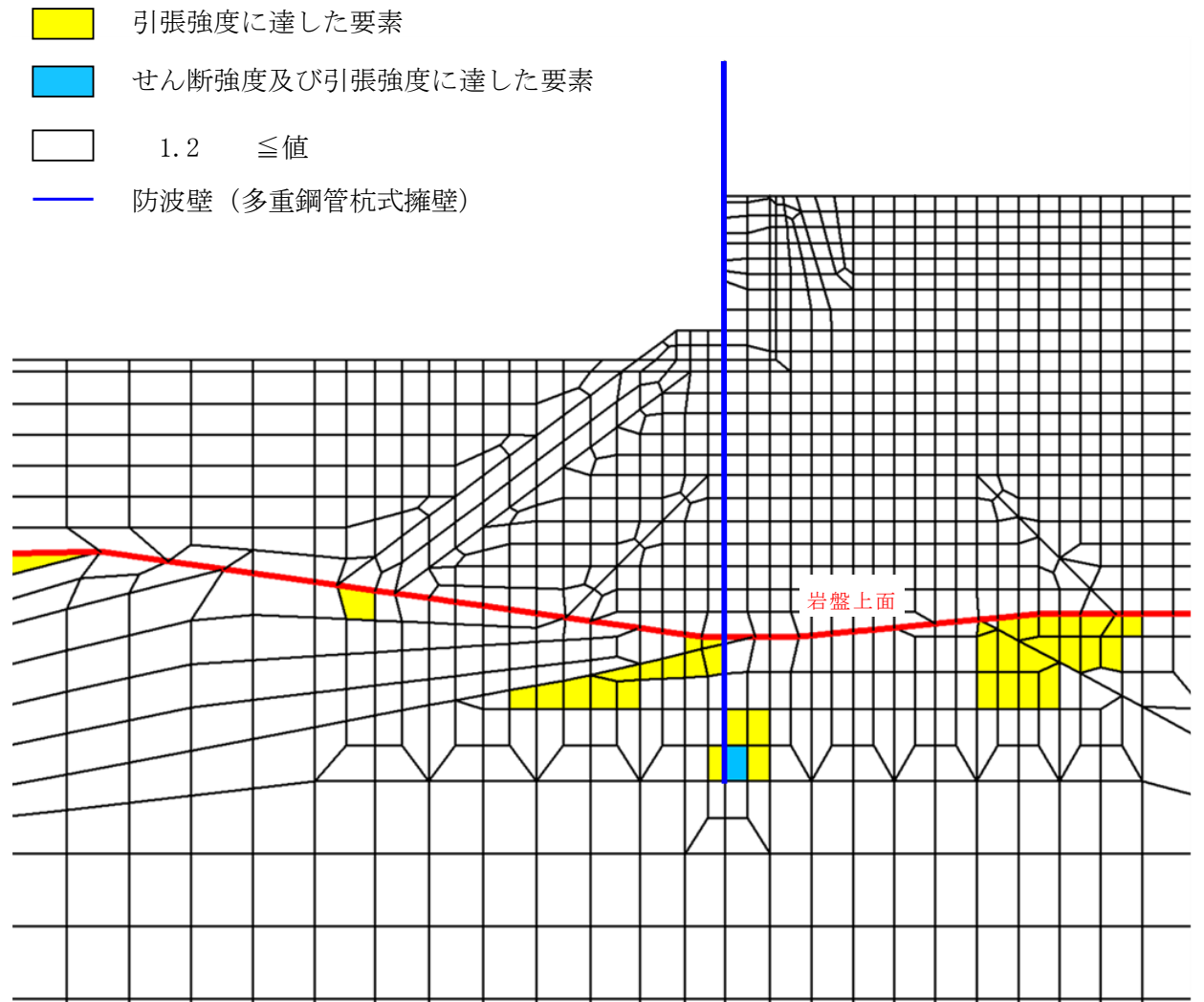


図 4.3.1-5 鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図 (④-④断面)

(4) 止水目地

津波時の止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果を表 4.3.1-5 に示す。

津波時の止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-5 止水目地（シートジョイント）の変位量に対する照査結果

(②-②断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	116	—
$\delta_z$ : 深度方向	0	—
合成方向 (2方向合成)	116	1580

(③-③断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	214	—
$\delta_z$ : 深度方向	0	—
合成方向 (2方向合成)	214	1580

(④-④断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	31	—
$\delta_z$ : 深度方向	0	—
合成方向 (2方向合成)	31	1580

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-6 に示す。この結果から、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭下端部に生じる軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.3.1-6 基礎地盤の支持性能評価結果

(②-②断面)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
3640	1.0	9.8	0.10

(③-③断面)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
3325	0.9	9.8	0.09

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
5595	1.5	9.8	0.16

(④-④断面, 陸側杭)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
622	0.2	9.8	0.02

#### 4.3.2 施設護岸等の損傷による不確かさの検討

##### a. 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面には、図 4.3.2-1 のとおり全線にわたって施設護岸が設置されており、施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石（以下「施設護岸等」という。）を設置している。

施設護岸等の役割を表 4.3.2-1 に示す。

施設護岸等は、その形状を適切にモデル化し防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価を実施する方針としているが、施設護岸等による防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから、不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定し、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面については施設護岸等が保守的にない場合を、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面については保守的に施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の検討を実施する。

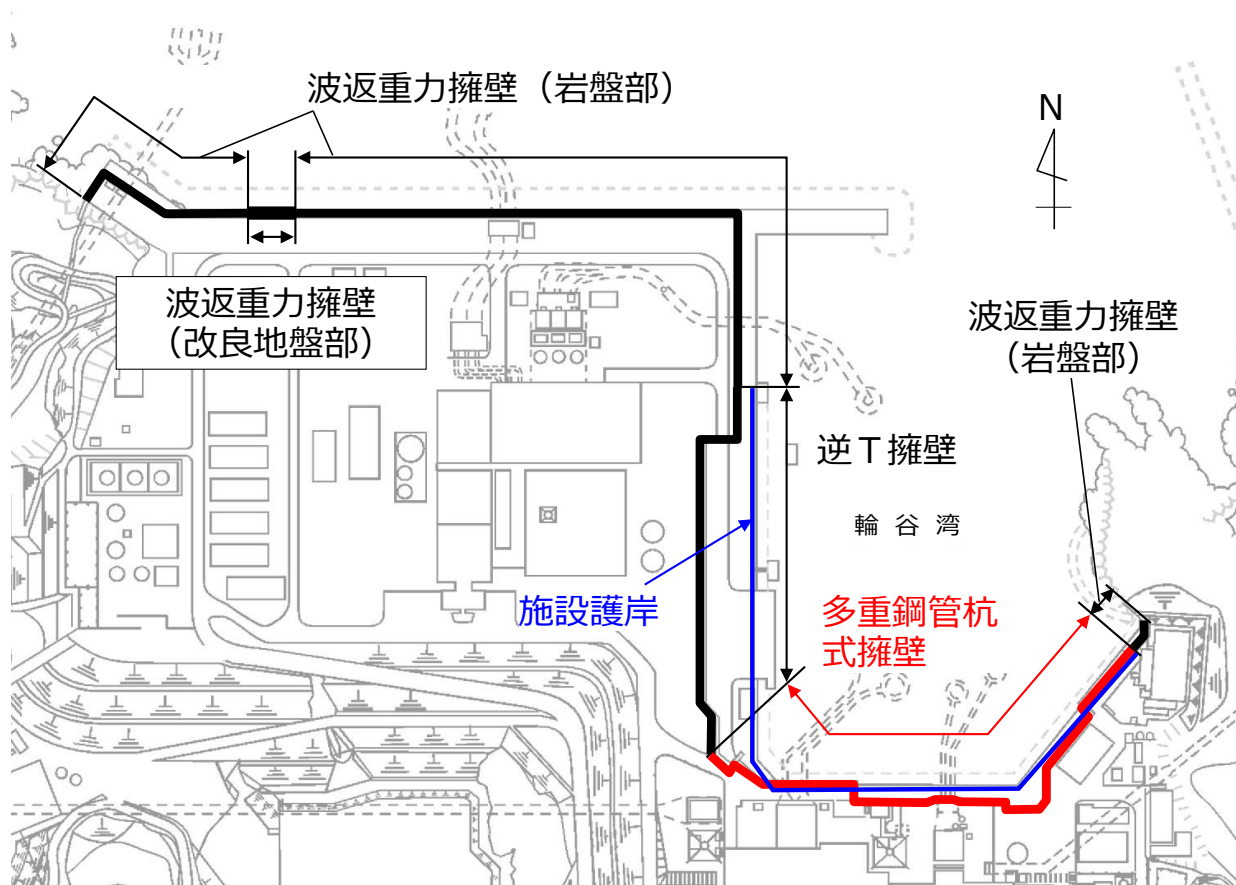


図 4.3.2-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

表 4.3.2-1 施設護岸等の役割

部位	役割
施設護岸，基礎捨石，捨石，被覆石	・役割に期待しない（解析モデルに反映し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）への相互作用を考慮する）。

b. 評価方針

津波時において，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が受働側に寄与することで，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形を抑制することが想定される。

一方，重畳時においては，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が受働側に寄与し，背面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が主働側の土圧低減に寄与することで，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形を抑制することが想定される。

評価対象断面の選定について，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面は，②-②断面のみとなることから②-②断面を選定し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面は，施設護岸等の背面に埋戻土が分布することから③-③断面を選定する。

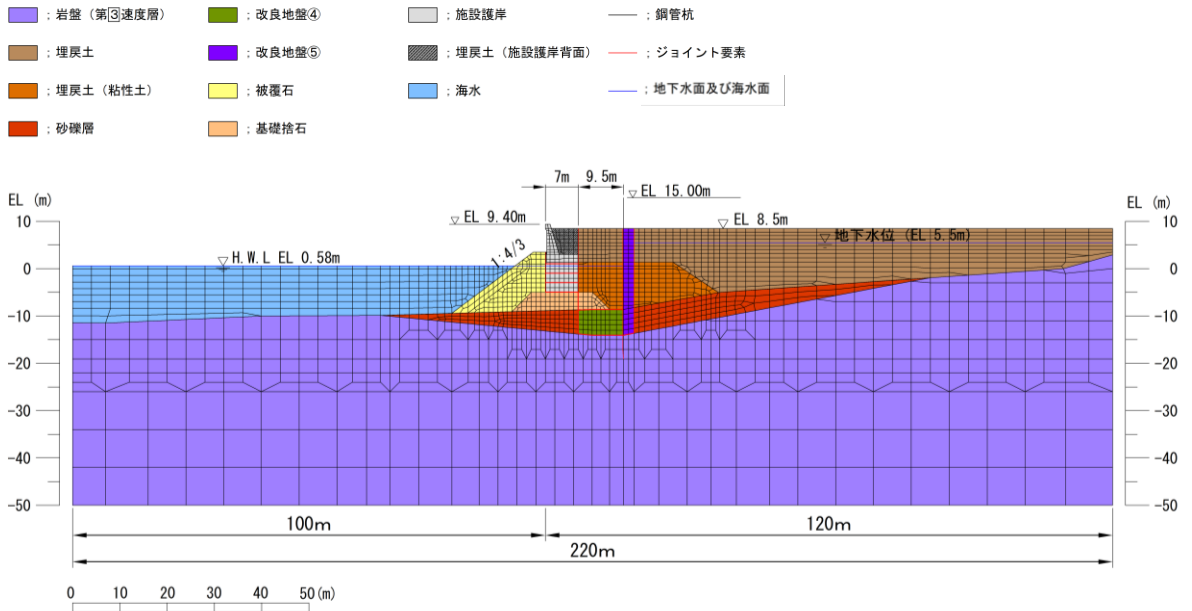
解析ケースについては，鋼管杭が施設護岸等の有無及び埋戻土（粘性土）に置換することによる影響を最も受けるため，鋼管杭の照査値に着目し，②-②断面及び③-③断面ともに鋼管杭の照査値（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）が最大となる，津波時を選定する。なお，地盤物性は平均値とする。



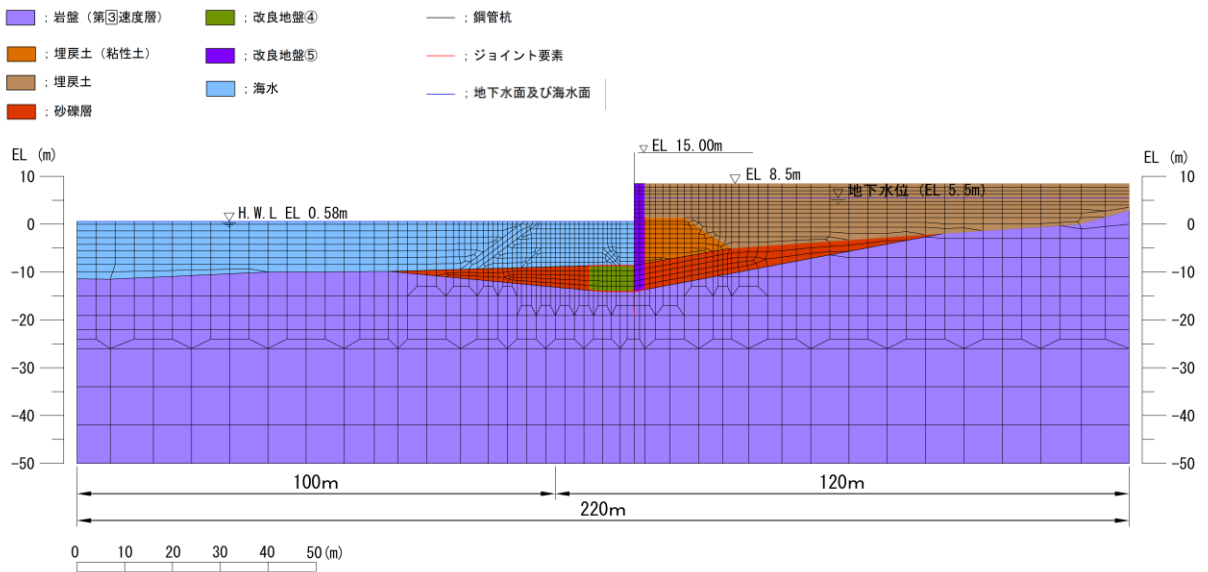
c. 解析モデル

(a) ②-②断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合の②-②断面における解析モデルを図 4.3.2-2 に示す。



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合)

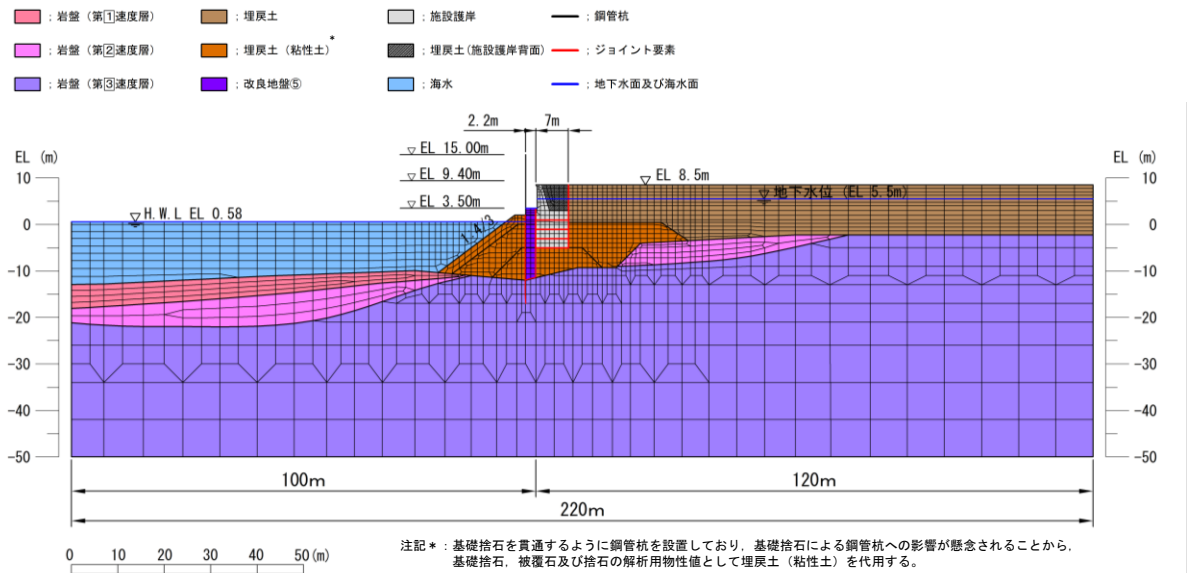


(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合)

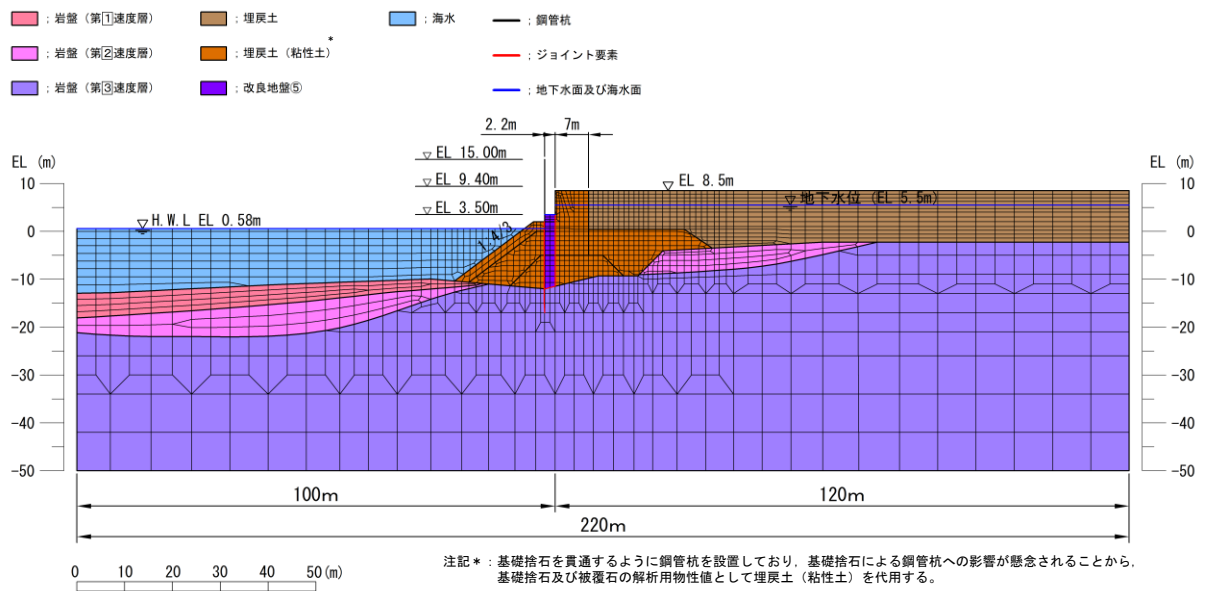
図 4.3.2-2 ②-②断面における解析モデル

(b) ③-③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある場合及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面の施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の③-③断面における解析モデルを図 4.3.2-3 に示す。



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある場合)



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面の施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合)

図 4.3.2-3 ③-③断面における解析モデル

d. 津波荷重

(a) ②－②断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合、朝倉式により遡上津波荷重を算定する。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の施設護岸等がない場合、谷本式により遡上津波荷重を算定する。

施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重を表 4.3.2-2 に示す。

表 4.3.2-2 施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重  
(②－②断面)

(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合、津波時)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合、津波時)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

(b) ③－③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の施設護岸等がないことから、谷本式により遡上津波荷重を算定する。

施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重を表 4.3.2-3 に示す。

表 4.3.2-3 施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重  
(③－③断面)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波高さ (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
15.0	12.6	0.58	133.54

e. 評価結果

(a) ②－②断面

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.3.2-4 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.3.2-5 に、断面力図を図 4.3.2-4 に示す。

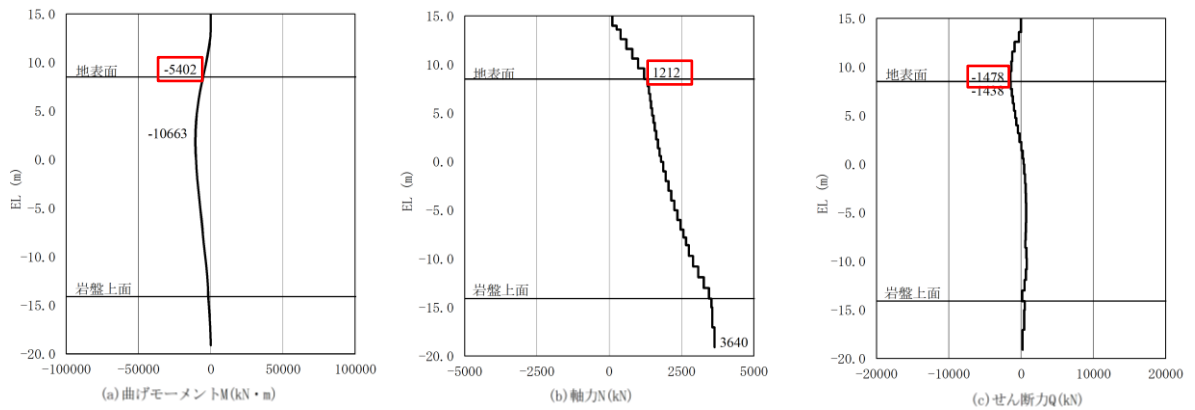
②－②断面の照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊の照査において、施設護岸等がない場合と施設護岸等がある場合を比較した結果、施設護岸等がない場合の照査値が大きくなることを確認した。

表 4.3.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値 (②-②断面)

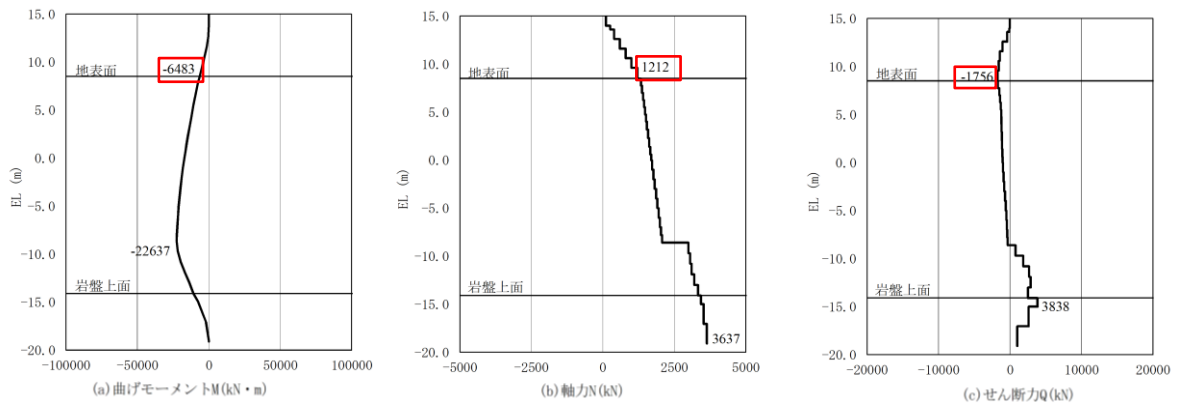
解析ケース	評価位置	解析ケース	発生断面力		降伏モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
			曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	単管	①	5402	1212	14637	0.37
施設護岸等無	単管	②	6483	1212	14637	0.45

表 4.3.2-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (②-②断面)

解析ケース	評価位置	解析ケース	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
			せん断力 $Q$ (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	単管	①	1478	19421	0.08
施設護岸等無	単管	②	1756	19421	0.10



(施設護岸等がある場合)



(施設護岸等がない場合)

図 4.3.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (②-②断面)

(b) ③－③断面

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.3.2-6 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.3.2-7 に、断面力図を図 4.3.2-5 に示す。

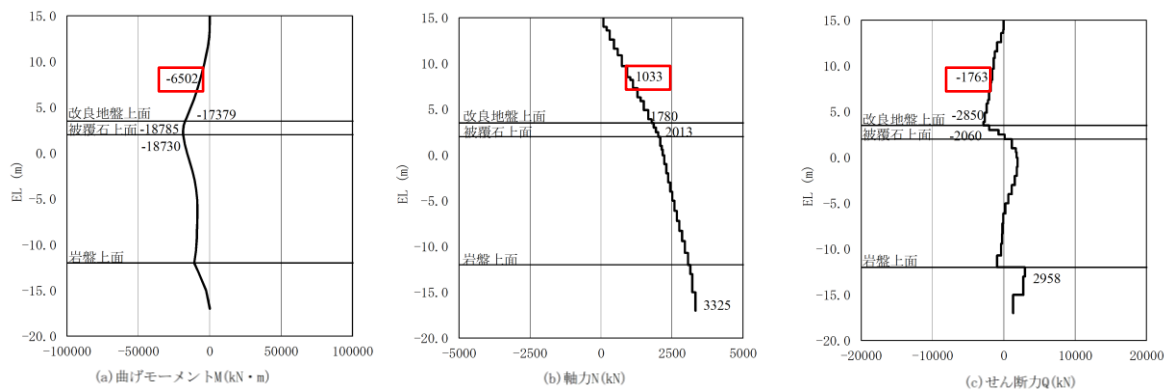
③－③断面の照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊の照査において、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の結果として、置換しない場合に対して照査値がおおむね同等となることから、影響は軽微であることを確認した。

表 4.3.2-6 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値 (③-③断面)

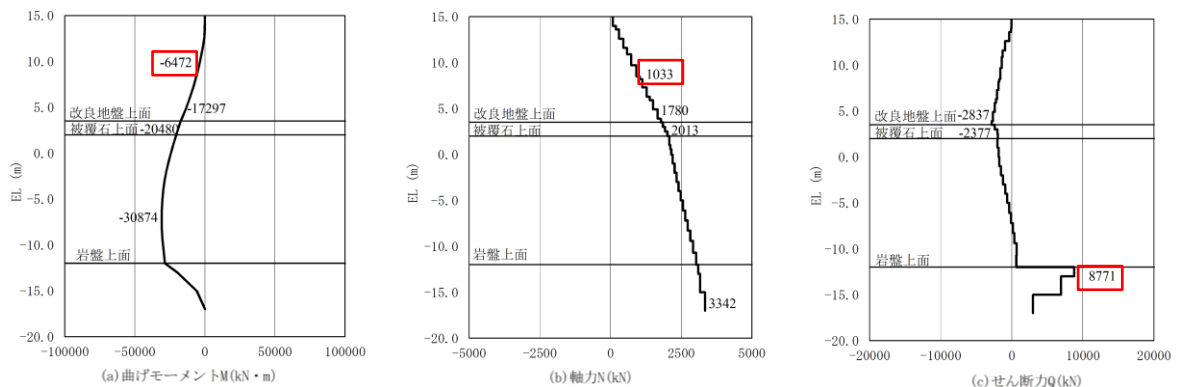
解析ケース	評価位置	解析ケース	発生断面力		降伏モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
			曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	単管	①	6502	1033	14706	0.45
施設護岸等を埋戻土 (粘性土) に置換	単管	②	6472	1033	14706	0.45

表 4.3.2-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

解析ケース	評価位置	解析ケース	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
			せん断力 $Q$ (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	単管	①	1763	19421	0.10
施設護岸等を埋戻土 (粘性土) に置換	4重管	②	8771	95166	0.10



(施設護岸等がある場合)



(施設護岸等を埋戻土(粘性土)に置換した場合)

図 4.3.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (③-③断面)

f. 考察

(a) ②-②断面

②-②断面において、表 4.3.2-4 から、施設護岸等がない場合の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が、施設護岸等がある場合の照査値と比べて大きくなる要因を考察する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する津波荷重について、図 4.3.2-6 に示すとおり、施設護岸等がある場合は敷地を遡上した津波荷重が地表面から防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端まで作用し、施設護岸等がない場合は、岩盤上面から防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端まで津波荷重が作用する。そのため、津波荷重の合力は、施設護岸等がある場合と比較して、施設護岸等がない場合が大きくなる。

また、津波荷重が作用した際に、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が陸側に変形する挙動に対して、施設護岸等がある場合は、施設護岸等の受働抵抗により鋼管杭の変形を抑制することから、地表面付近で最大曲げモーメントが発生する。一方、施設護岸等がない場合は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の受働抵抗がないことから、岩盤上面付近に最大曲げモーメントが発生する。

以上より、施設護岸等がない場合は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する津波荷重が大きくなっていることに加え、施設護岸等による変形抑制効果がないことから、鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが大きくなることが要因と判断した。

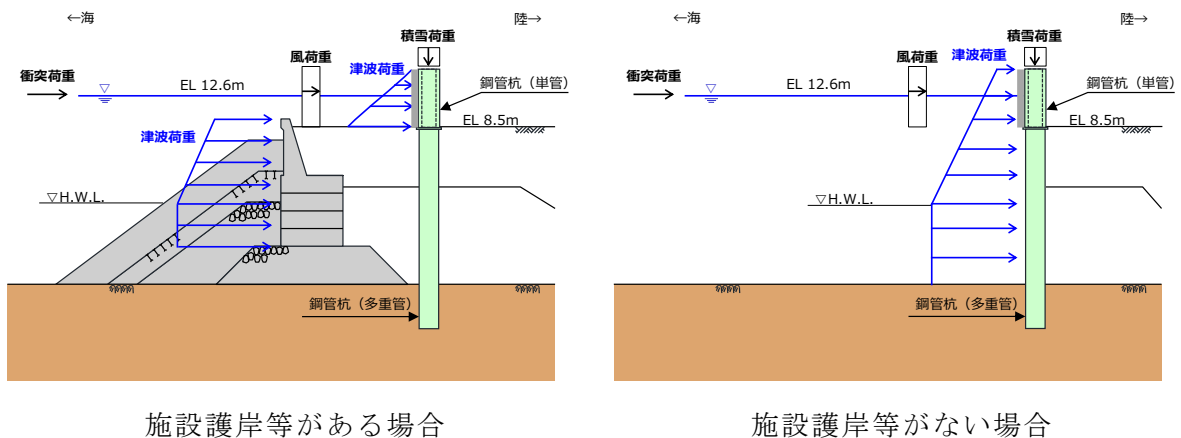


図 4.3.2-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する遡上津波荷重



(b) ③－③断面

③－③断面において、表 4.3.2-6 から、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が、施設護岸等がある場合の照査値に比べて有意な差が生じていない要因を考察する。

鋼管杭の最大照査値となる箇所は、施設護岸等がある場合と設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合ともに単管部 (EL 8.2m より上部) である。また、鋼管杭の曲げモーメントの発生状況としては、施設護岸等がある場合は、施設護岸等の背面にある改良地盤上面 (EL 3.5m) から被覆石天端付近 (EL 2.0m) で最大となり、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合は、改良地盤上面から岩盤上面の中間付近 (EL -5.0m 程度) で最大となる。

津波荷重の作用状況は差異がないことを踏まえて、施設護岸等が鋼管杭を背面から支持する範囲については、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換することで鋼管杭に発生する曲げモーメントに影響があるが、施設護岸等がない範囲については鋼管杭に発生する曲げモーメントに与える影響が軽微であるためと判断した。

g. 鋼管杭の水平支持力

②-②断面及び③-③断面において、解析ケース①（基本ケース）及び解析ケース②（施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース）における、鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域を図 4.3.2-7 及び図 4.3.2-8 のとおり比較した。

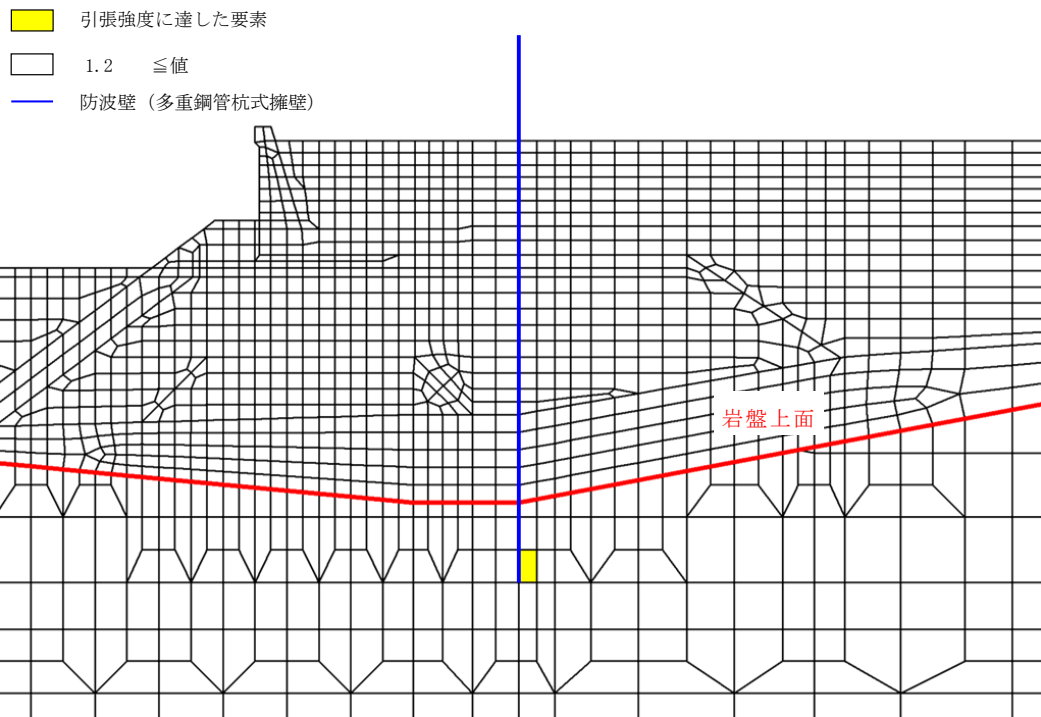
その結果、両断面とも、解析ケース②における鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域が、解析ケース①とおおむね同等であり、鋼管杭周辺におけるせん断強度又は引張強度に達した要素は局所的であることから、水平支持力が確保されると評価する。

なお、以下のとおり岩盤内の進行性破壊は発生しないと考えられることから、静的非線形解析は実施しないこととする。

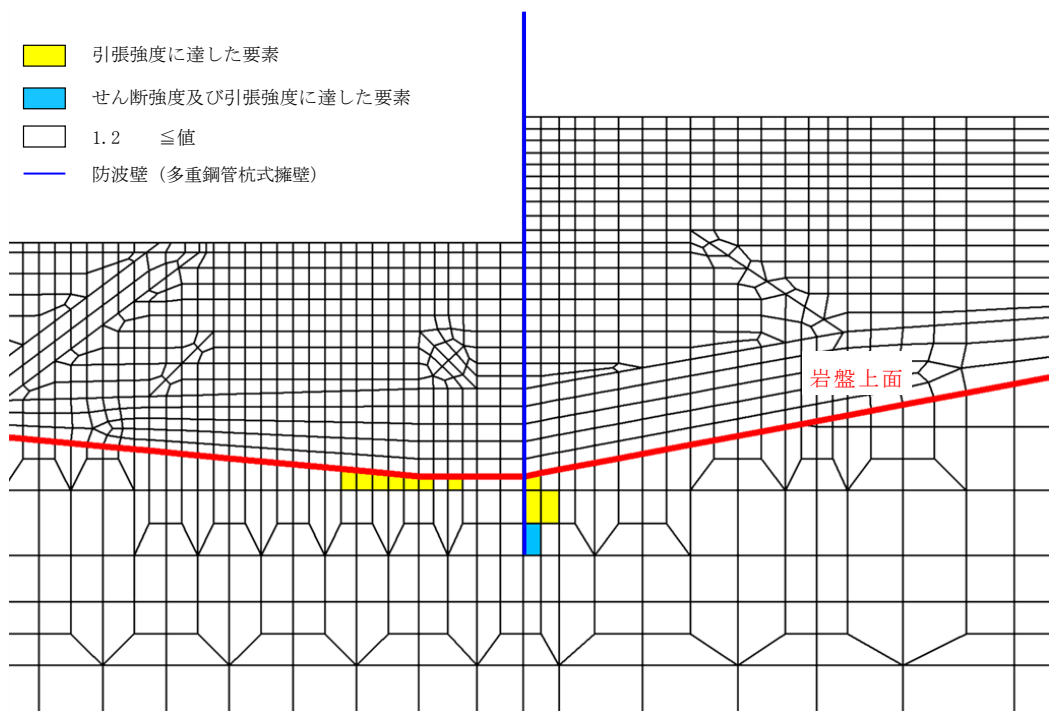
- ・鋼管杭周辺の岩盤の破壊領域は局所的であること。
- ・表 4.3.2-8 のとおり、地震時における岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最も大きく、破壊領域が最も広い③-③断面に比べ、施設護岸等の損傷による不確かさの検討における岩盤上面の曲げモーメントはいずれの断面も有意に小さいことから、施設護岸等の損傷による不確かさの検討における岩盤内の応力は地震時に比べて有意に小さいと考えられること。
- ・地震時における③-③断面の静的非線形解析結果でも、進行性破壊は数要素程度であったこと。

表 4.3.2-8 岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントの比較

事象	断面	曲げモーメント M (kN・m)
津波時	②-② (施設護岸等無)	10883
	③-③ (施設護岸等を埋戻土(粘性土)に置換)	28564
(参考)地震時	③-③ (施設護岸有)	83027

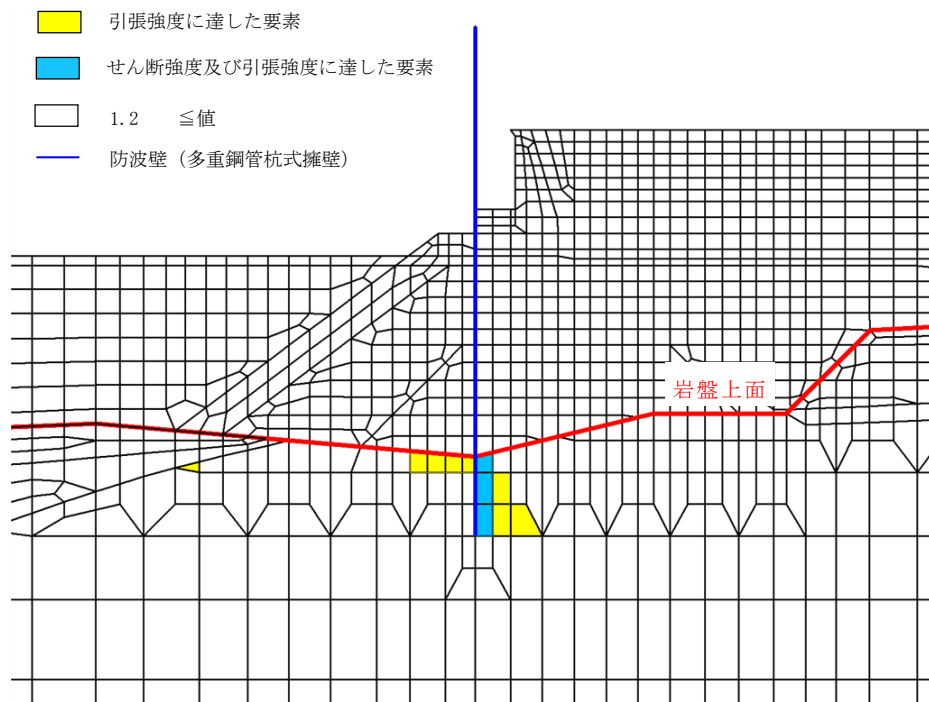


(②-②断面, 解析ケース①)

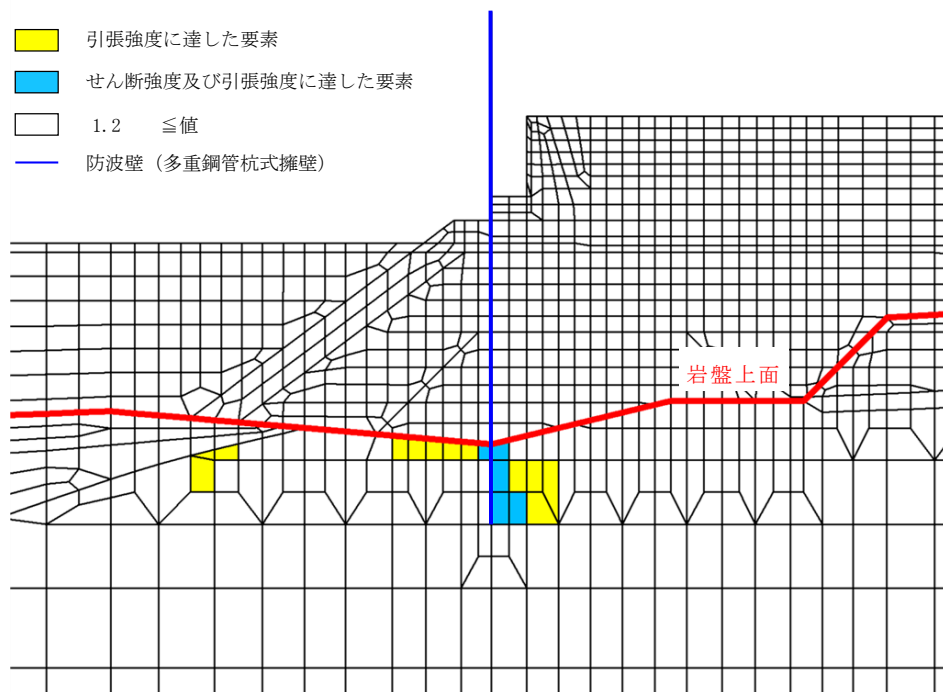


(②-②断面, 解析ケース②)

図 4.3.2-7 解析ケース①及び解析ケース②における  
鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域の比較 (②-②断面)



(③-③断面, 解析ケース①)



(③-③断面, 解析ケース②)

図 4.3.2-8 解析ケース①及び解析ケース②における  
鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域の比較 (③-③断面)

### 4.3.3 重畳時

#### (1) 鋼管杭

##### a. 鋼管杭の曲げ及びせん断照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に示す。また、断面力図を図 4.3.3-1 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
4重管	29306	2085	88462	0.34

(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3重管	7390	1554	57468	0.13

(④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
4重管	7617	279	89308	0.09

表 4.3.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値  
 (③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

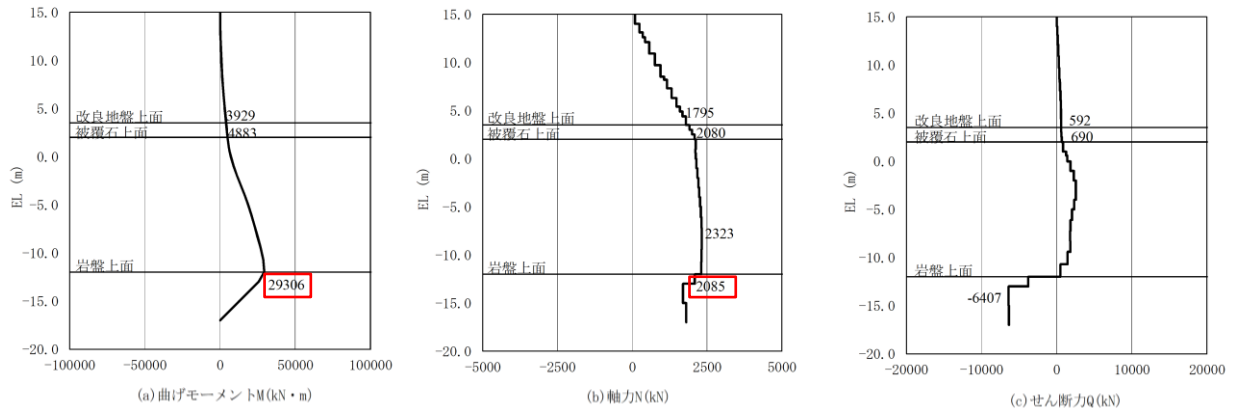
評価位置	発生断面力	許容せん断力 Q <sub>a</sub> (kN)	照査値 Q/Q <sub>a</sub>
	せん断力 Q (kN)		
4重管	6407	95166	0.07

(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=9.55s)

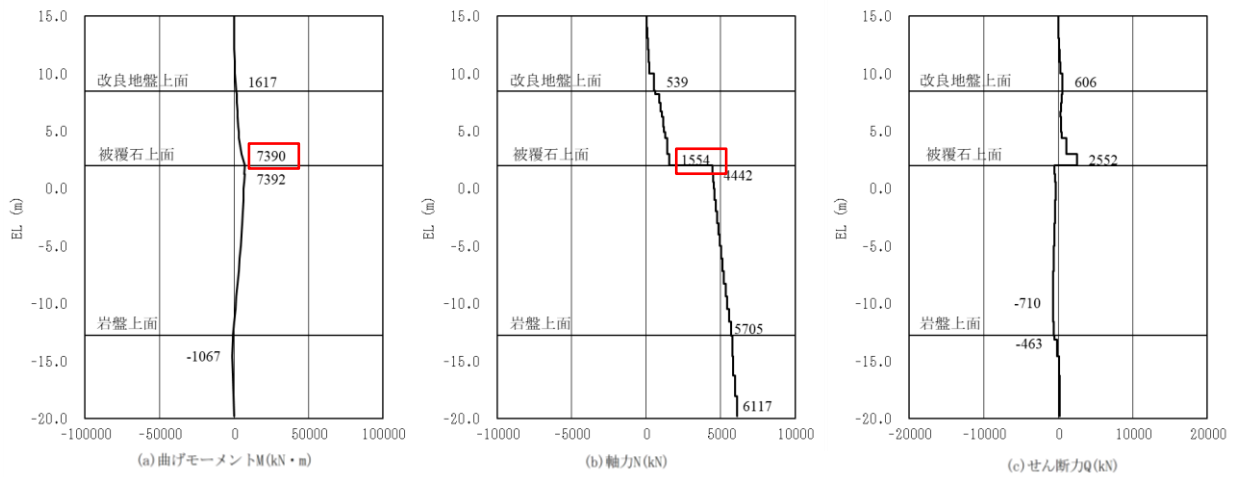
評価位置	発生断面力	許容せん断力 Q <sub>a</sub> (kN)	照査値 Q/Q <sub>a</sub>
	せん断力 Q (kN)		
3重管	2575	65661	0.04

(④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=9.13s)

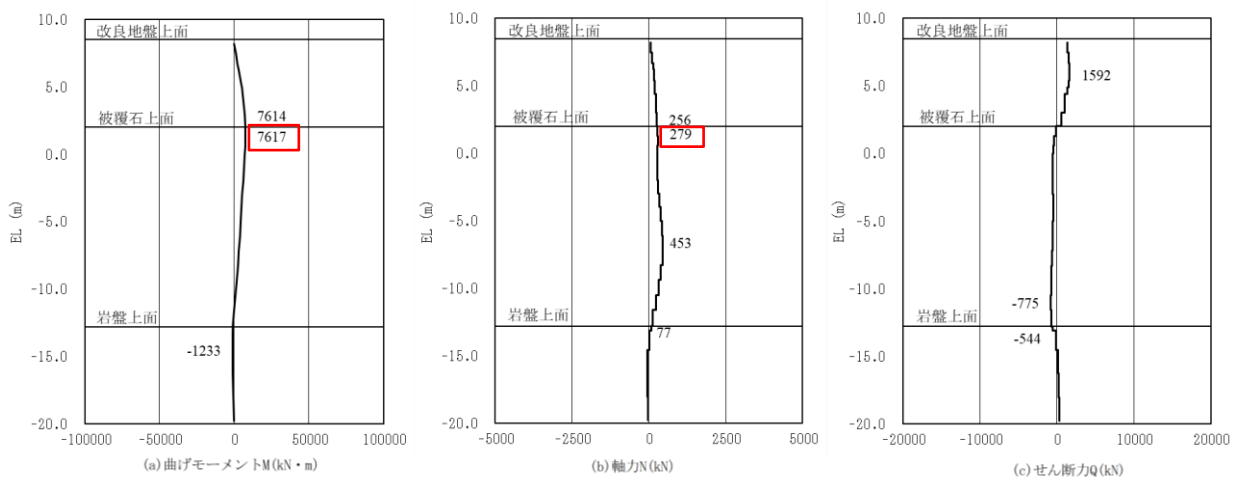
評価位置	発生断面力	許容せん断力 Q <sub>a</sub> (kN)	照査値 Q/Q <sub>a</sub>
	せん断力 Q (kN)		
4重管	2883	95166	0.04



(③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

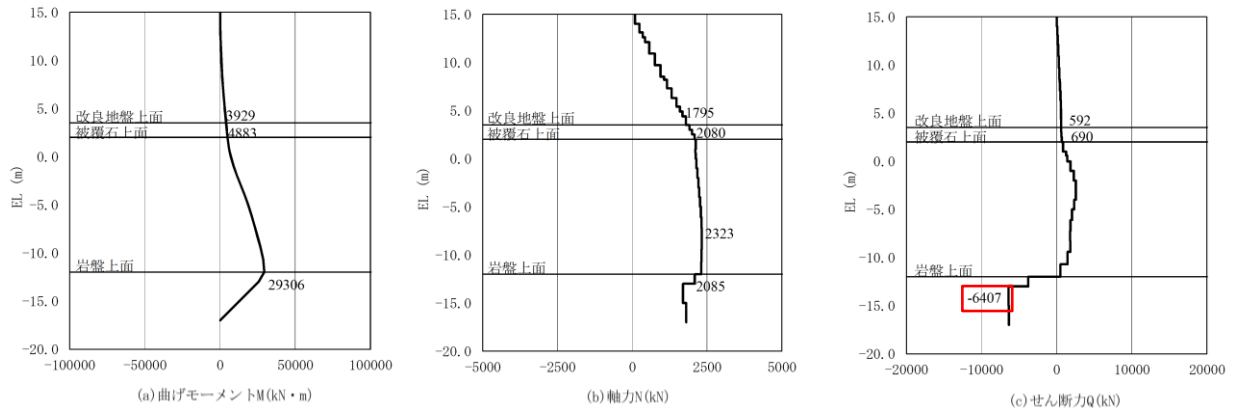


(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

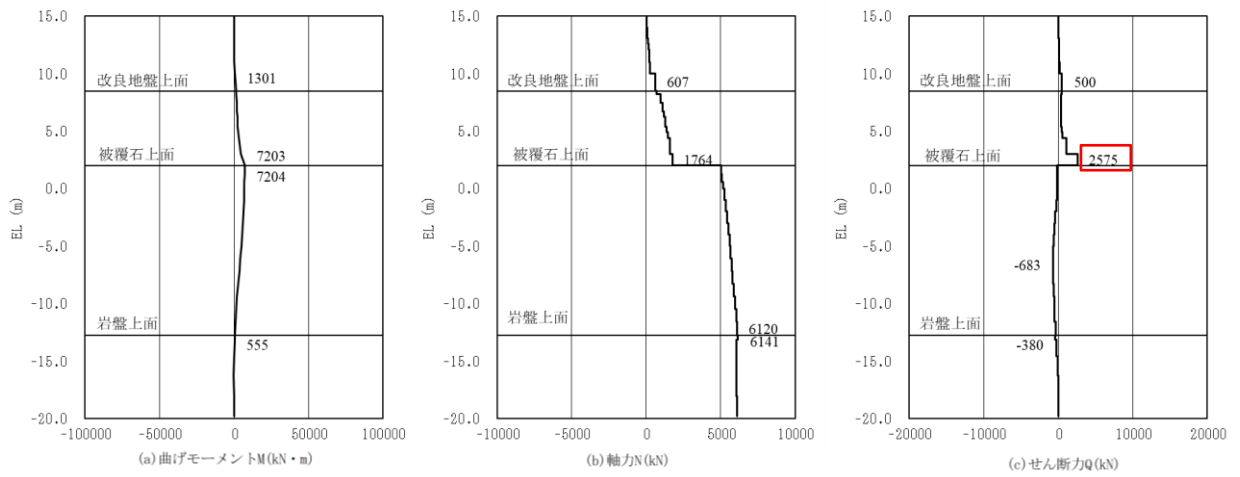


(④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

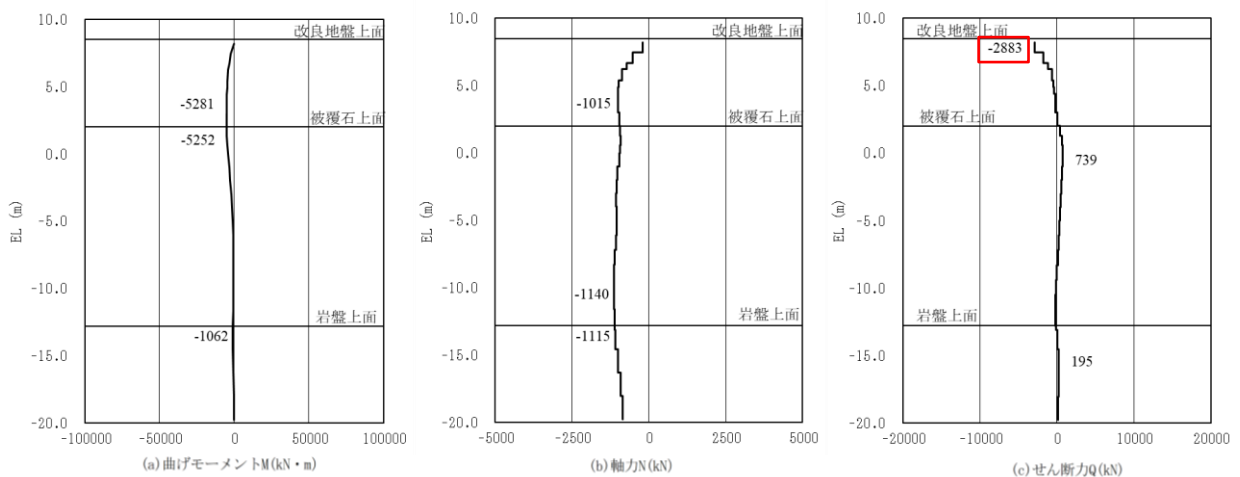
図 4.3.3-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻における断面力



③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s



④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=9.55s



④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=9.13s

図 4.3.3-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻における断面力



(2) 改良地盤

a. 評価結果

改良地盤⑤におけるすべり安全率による評価結果を表 4.3.3-3 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布を図 4.3.3-3 に示す。これらの結果から、改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.3.3-3 改良地盤⑤のすべり安全率評価結果

評価項目	③-③断面	④-④断面
改良地盤⑤	2.73	2.46

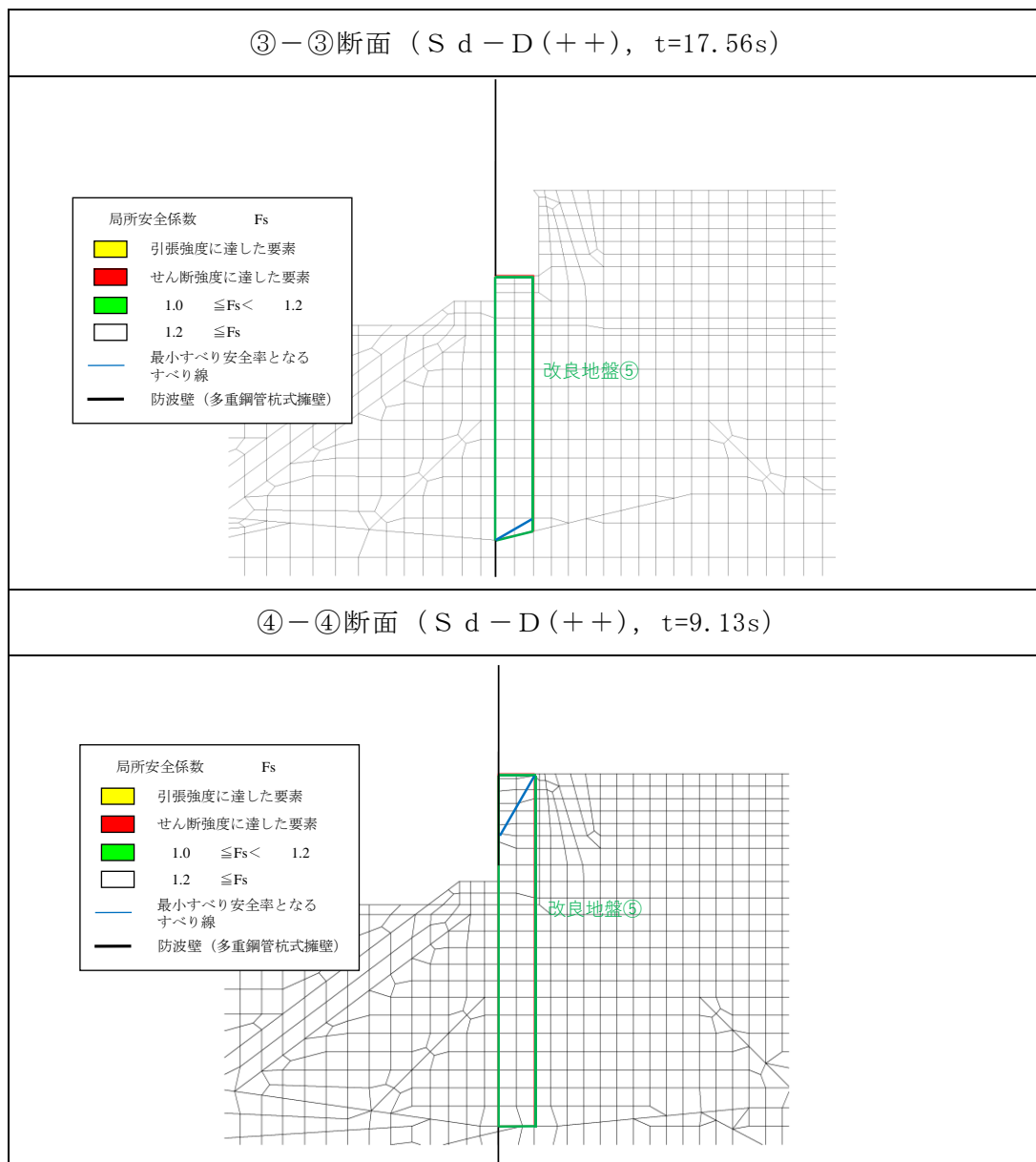


図 4.3.3-3 最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図

b. 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤⑤の健全性評価を実施する。

全時刻における破壊履歴図を図 4.3.3-4 に示す。改良地盤⑤について、せん断破壊及び引張強度に達する要素はないことから、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず、改良地盤⑤は健全性を確保していることを確認した。

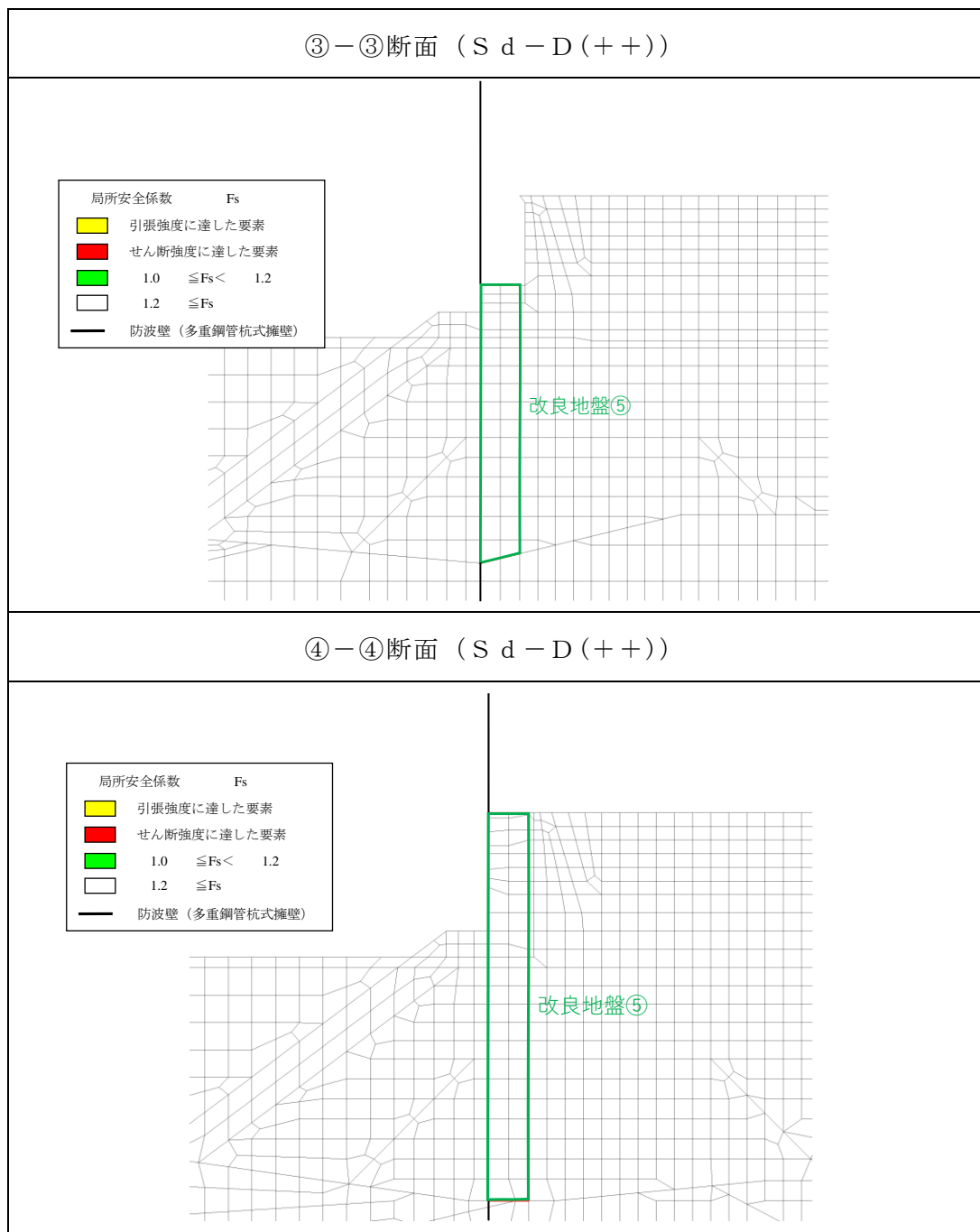


図 4.3.3-4 全時刻における破壊履歴図 (③-③断面, ④-④断面)

(3) 鋼管杭の水平支持力

a. 鋼管杭の水平支持力を確認する時刻

鋼管杭の水平支持力を確認する「鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻」の一覧を表 4.3.3-4 に示す。

④-④断面においては、図 4.3.3-5 の断面力図に示すとおり、被覆石上面付近で曲げモーメントが最大となっている。そのため、④-④断面においては、「岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最大となる時刻」に対して、鋼管杭の水平支持力を確認する。「岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最大となる時刻」における断面力図を図 4.3.3-6 に示す。

表 4.3.3-4 鋼管杭の水平支持力を確認する評価時刻の一覧

(③-③断面, ④-④断面)

断面	評価項目
	鋼管杭
	曲げ
③-③断面	S d - D (++) 0.34 [17.59s]
④-④断面	S d - D (++) — [30.72s] *

注記\* : ④-④断面において「岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最大となる時刻」

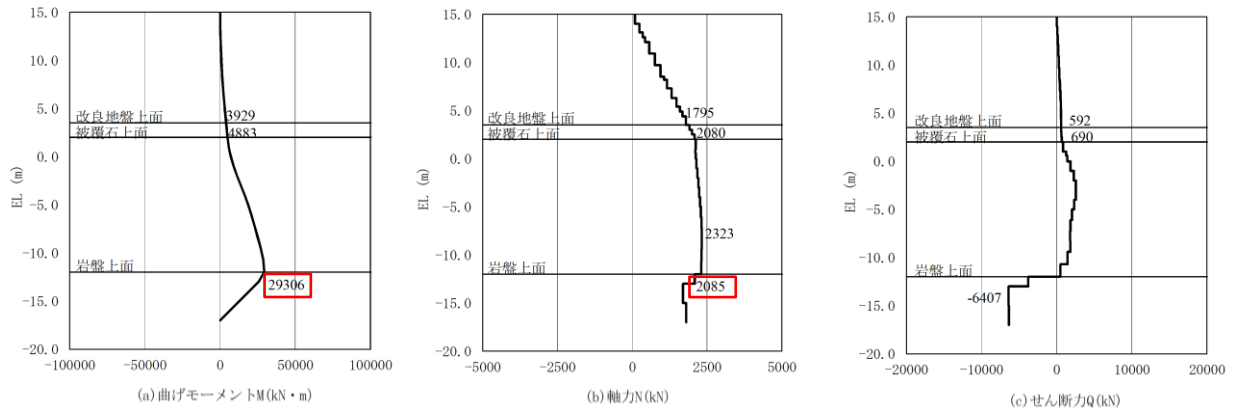


図 4.3.3-5(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻における断面力  
 (③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

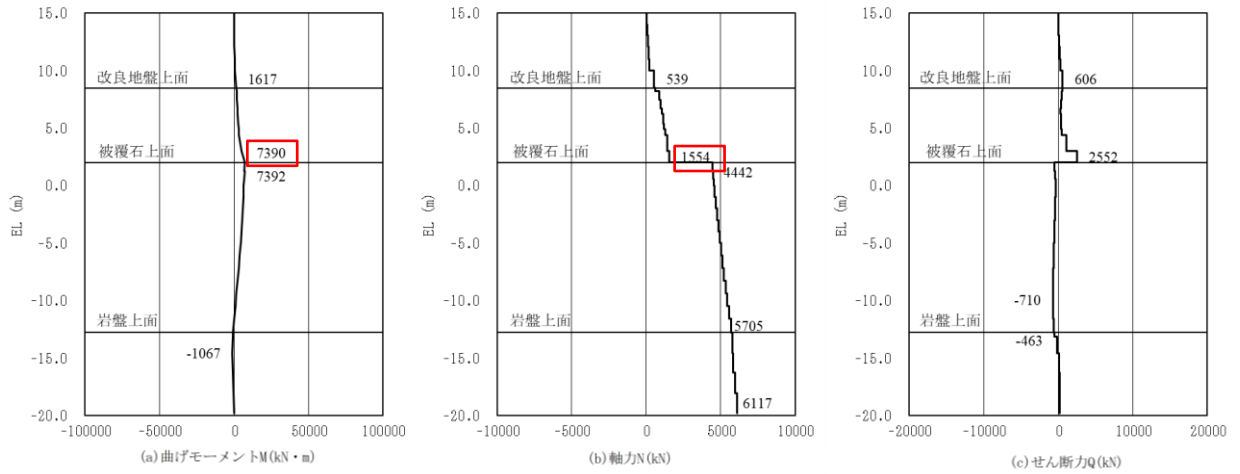


図 4.3.3-5(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における  
 最大照査値の評価時刻における断面力  
 (④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

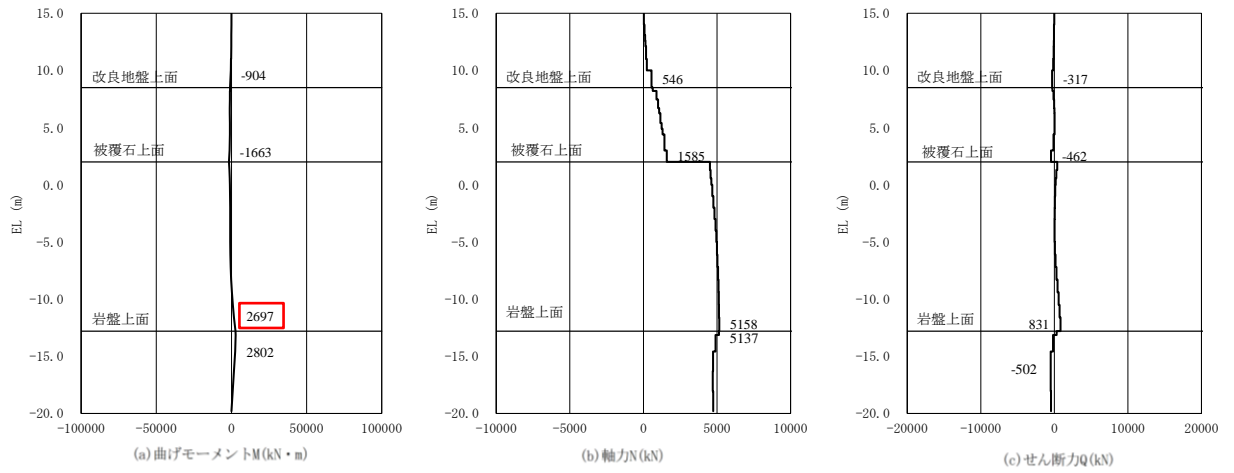


図 4.3.3-6 岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが

最大となる時刻での断面力

(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=30.72s)

b. 岩盤の局所安全係数分布の確認

鋼管杭周辺の岩盤の局所安全係数分布図を図4.3.3-7及び図4.3.3-8に示す。

③-③断面及び④-④断面においては、鋼管杭周辺におけるせん断強度又は引張強度に達した要素は局所的であることから、水平支持力が確保されると評価する。

なお、以下のことから岩盤内の進行性破壊は発生しないと考えられるため、静的非線形解析は実施しないこととする。

- ・鋼管杭周辺の岩盤の破壊領域は局所的であること。
- ・表4.3.3-5のとおり、地震時における岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最も大きく、破壊領域が最も広い③-③断面に比べ、重畳時における岩盤上面の曲げモーメントはいずれの断面も有意に小さいことから、重畳時の岩盤内の応力は地震時に比べて有意に小さいと考えられること。
- ・地震時における③-③断面の静的非線形解析結果でも、進行性破壊は数要素程度であったこと。

表4.3.3-5 岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントの比較

事象	断面	曲げモーメント M (kN・m)
重畳時	③-③ (施設護岸有)	29306
	④-④	2697
(参考) 地震時	③-③ (施設護岸有)	83027

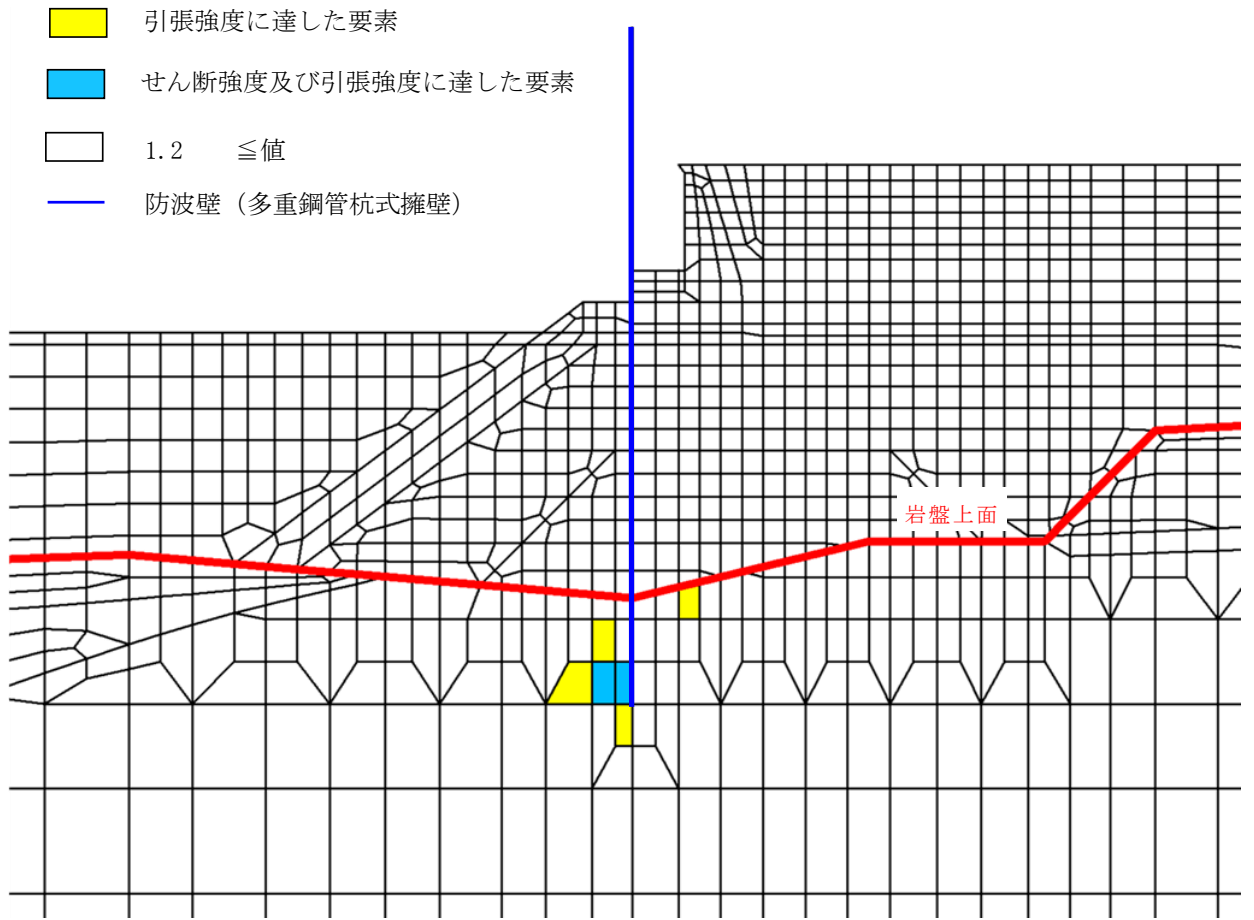


図 4.3.3-7 鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図 (③-③断面)

(S d - D (++) , 解析ケース①, t=17.59s, 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値発生時刻)

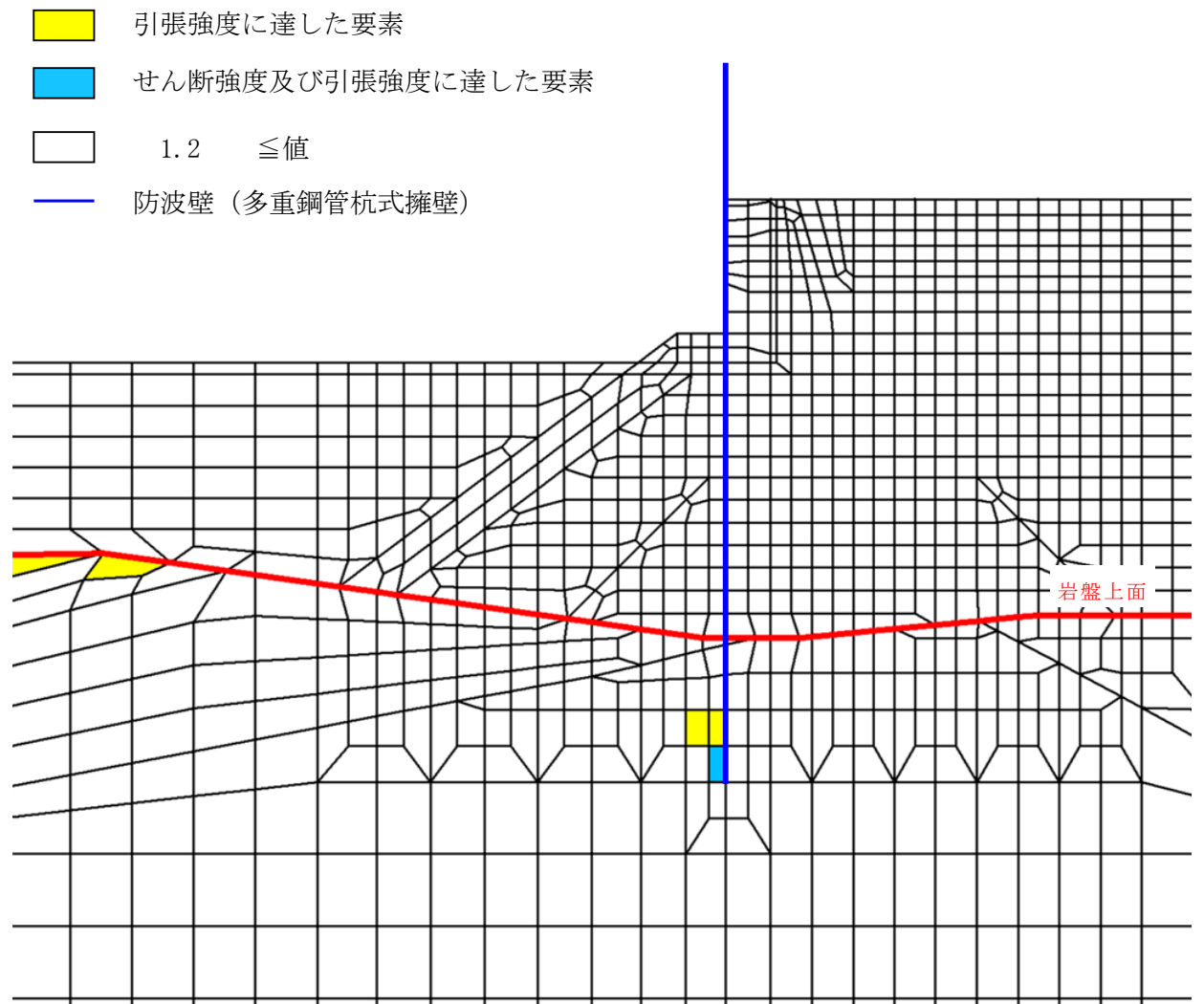


図 4.3.3-8 鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図 (④-④断面)  
 (S d - D (++) , 解析ケース①, t=30.72s, 岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最大となる時刻)



(4) 止水目地

止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果を表 4.3.3-5 に示す。

止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.3-5 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果  
(③-③断面)

方向	重畳時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	327	—
$\delta_y$ : 法線方向	11*	—
$\delta_z$ : 深度方向	19	—
合成方向 (3方向合成)	327	1580

注記\*: 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

(④-④断面)

方向	重畳時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
$\delta_x$ : 法線直交方向	68	—
$\delta_y$ : 法線方向	11*	—
$\delta_z$ : 深度方向	19	—
合成方向 (3方向合成)	71	1580

注記\*: 法線方向の変位が最大となる基準地震動  $S_s$  における  
⑦-⑦断面の天端の最大変位量

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.3-6 に示す。この結果から、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭下端部に生じる軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.3.3-6 基礎地盤の支持性能評価結果

(③-③断面)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
3337	0.9	9.8	0.09

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
7679	2.0	9.8	0.21

(④-④断面, 陸側杭)

発生断面力	軸応力度 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
軸力 N (kN)			
1898	0.5	9.8	0.06

## 5. 3次元構造解析

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、鋼管杭を法線方向に複数設置しており、鋼管杭を巻き込むように被覆コンクリート壁を設置している。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は線状構造物であることから、鋼管杭については、「4.1 評価方法」に示すとおり、弱軸方向断面である法線直交方向断面を強度評価断面として、評価している。一方、被覆コンクリート壁については、1ブロックにおいて複数の鋼管杭に支持されることから、図5-1に示すように、鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異により、法線方向のねじれに伴う応力が発生する。2次元有限要素法では、被覆コンクリート壁を質量として考慮しているものの、被覆コンクリート壁のねじれに伴う応力に対する評価は困難であるため、3次元構造解析により評価を行う。

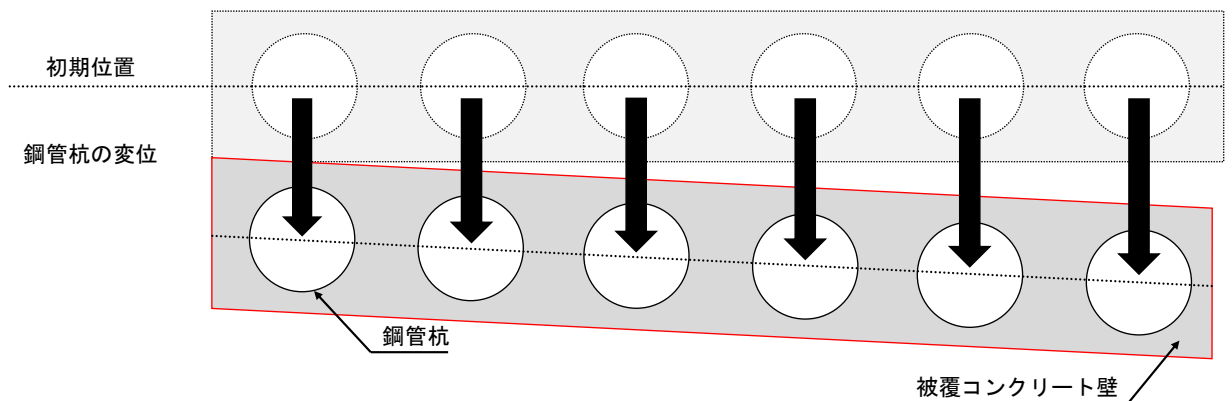


図5-1 被覆コンクリート壁の法線方向のねじれの概念図

## 5.1 解析方法

3次元構造解析では、被覆コンクリート壁を線形ソリッド要素、鋼管杭を線形シェル要素としてモデル化を行い、常時応力解析を実施後、津波時又は重畳時における解析を行うことで、被覆コンクリート壁の強度評価を実施する。具体的には、2次元有限要素法の常時応力解析における土圧や地震応答解析における変位及び慣性力、公式や衝突解析により算定した荷重（水圧、風荷重、積雪荷重、衝突荷重及び遡上津波荷重）を3次元構造解析モデルに入力する。

被覆コンクリート壁の法線方向のねじれに伴う応力は、1ブロックにおける鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異を適切に表現することにより評価する。津波時又は重畳時において考慮する荷重は施設全体に対して作用するとともに、鋼管杭の杭長は1ブロック内において同じであることから、荷重や杭長の相違に起因する鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異は生じにくいと考えられる。一方で、1ブロック内においても、一定程度の地盤物性のばらつきはあることから、地盤のばらつきを考慮することで、3次元構造解析における鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異を適切に表現することとする。

なお、強度評価における地盤物性のばらつきの考慮について、2次元有限要素法では考慮しない一方で、3次元構造解析では考慮することとしている。これは、2次元有限要素法では「4.1.1 津波時」や「4.1.2 重畳時」に示すとおり、地盤物性のばらつきが照査値に与える影響が軽微であるため、地盤物性のばらつきを考慮しないのに対して、3次元構造解析では鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異を適切に表現するための手法として考慮することとしているためである。

3次元構造解析には、解析コード「FINAS/STAR」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

津波時における3次元構造解析においては、地盤のばらつきを考慮した地盤ばねを被覆コンクリート壁両端の鋼管杭に設定し、中間の鋼管杭には両端の地盤ばねを線形補間することで、津波荷重に伴う被覆コンクリート壁に生じる法線方向のねじれによる影響を考慮する。

重畳時における3次元構造解析においては、被覆コンクリート壁両端の鋼管杭に地盤のばらつきを考慮した異なる変位を与え、中間の鋼管杭には両端の変位を線形補間した変位を与えることで、被覆コンクリート壁における法線方向のねじれによる影響を考慮する。地盤ばねは、津波時と同様に地盤のばらつきを考慮する。

## 5.2 入力値の設定

「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき，3次元構造解析における入力値を設定する。

### 5.2.1 津波時

津波時の3次元構造解析における入力値の一覧を表5.2.1-1に，3次元構造解析への入力イメージを図5.2.1-1に，3次元構造解析のフローを図5.2.1-2に示す。

表 5.2.1-1 入力値の一覧（津波時）

入力値	算定方法	载荷位置
静止土圧	常時応力解析	作用位置
静水圧	公式	作用位置
風荷重及び積雪荷重	公式	作用位置
衝突荷重	衝突解析*	作用位置
遡上津波荷重	公式	作用位置

注記\*：衝突解析の算定の方法については，「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

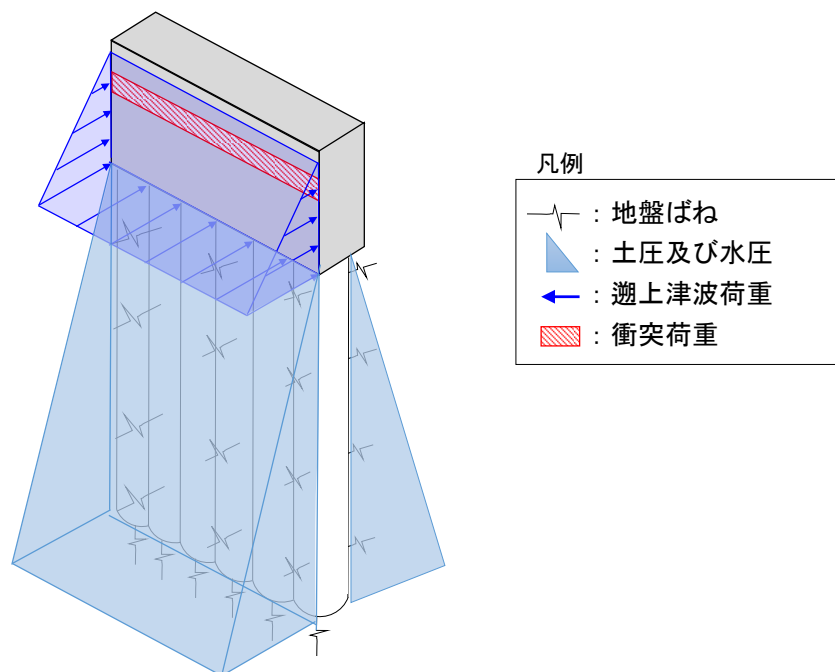


図 5.2.1-1(1) 3次元構造解析への入力イメージ（②-②断面）

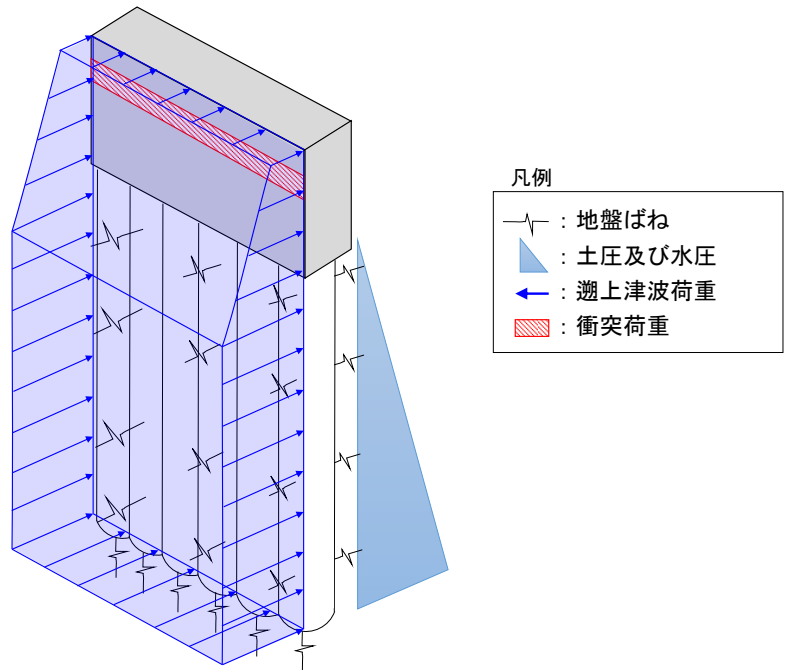


図 5.2.1-1(2) 3次元構造解析への入力イメージ (③-③断面)

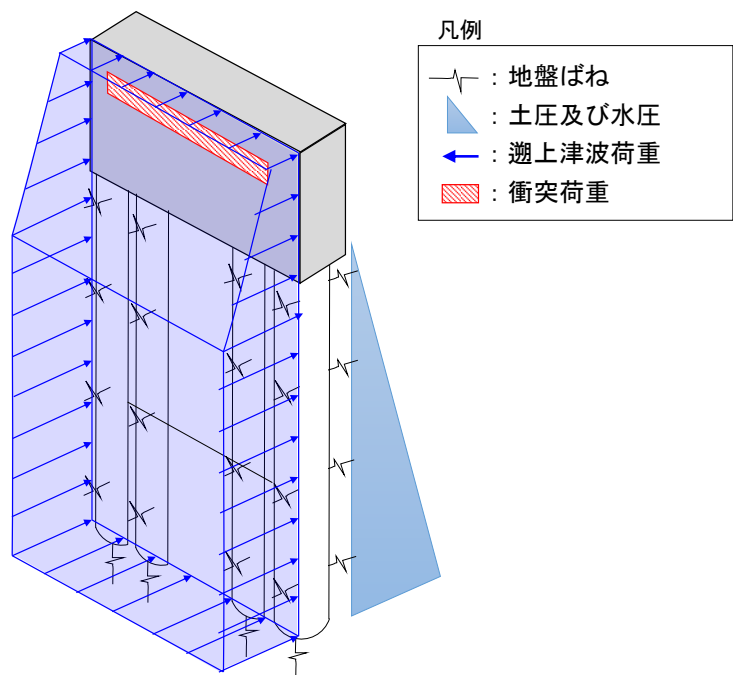


図 5.2.1-1(3) 3次元構造解析への入力イメージ (④-④断面)

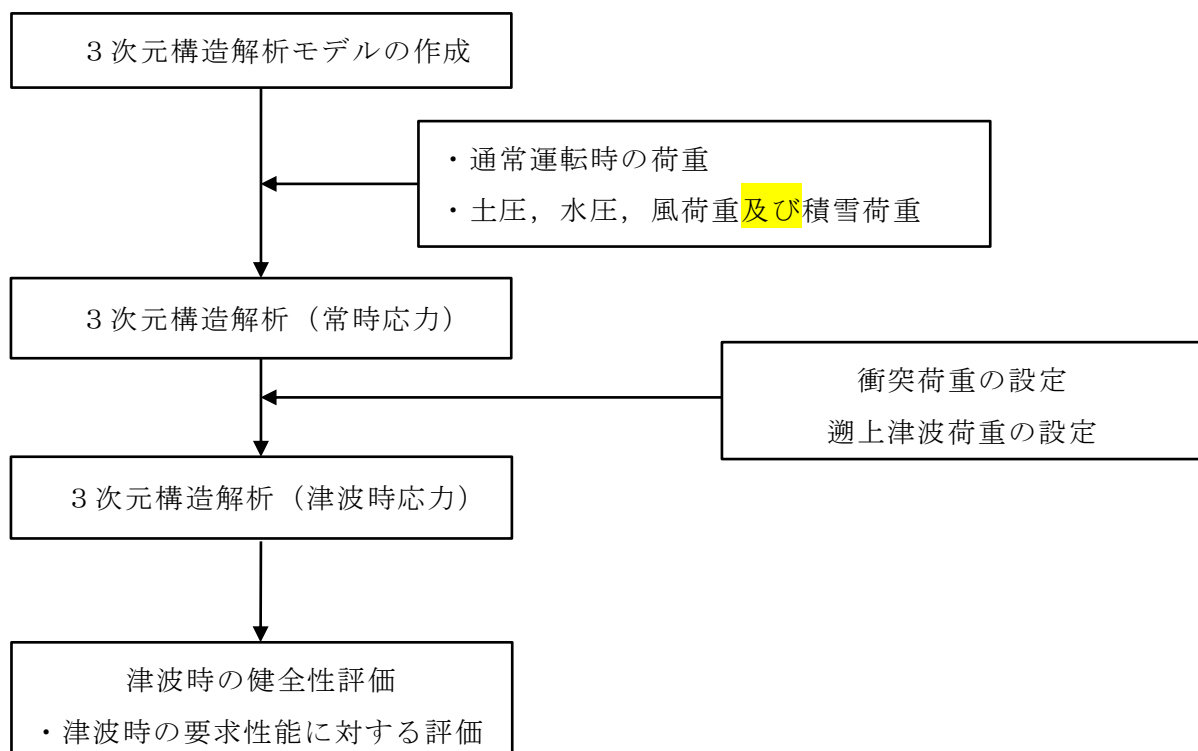


図 5.2.1-2 津波時の 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

a. 自重

鋼管杭及び杭頭連結材については、鋼管杭及び杭頭連結材の単位体積重量を設定する。また、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は、鋼管杭をモデル化した線形シェル要素の単位体積重量に中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の重量を考慮する。

被覆コンクリート壁については、被覆コンクリート壁の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

漂流物対策工は、被覆コンクリート壁の設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

b. 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧は、常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度  $1.03\text{t/m}^3$  を考慮する。

(2) 津波時荷重

a. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、「3.3.1 荷重」を基に設定する。遡上津波荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波高さ EL 12.6m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

b. 衝突荷重

衝突荷重を被覆コンクリート壁側面に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、評価対象断面の施設延長に応じて設定する。

c. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「3.3.1 荷重」を基に設定する。風荷重は被覆コンクリート壁側面に、積雪荷重は被覆コンクリート壁天端に作用させる。



### 5.2.2 重畳時

重畳時の3次元構造解析における入力値の一覧を表5.2.2-1に、3次元構造解析への入力イメージを図5.2.2-1に、3次元構造解析のフローを図5.2.2-2に示す。

3次元構造解析に入力する荷重のうち、余震により防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する荷重は、地盤と構造物の動的作用による影響を考慮する観点から、地震応答解析より得られた鋼管杭変位及び慣性力とした。

鋼管杭変位については、地中部の鋼管杭の変形に伴う被覆コンクリート壁の変形を考慮するため、地震応答解析より、被覆コンクリート壁下端高さの鋼管杭変位を抽出し、3次元構造解析に設定した。

また、被覆コンクリート壁の余震時の挙動を3次元構造解析により精緻に再現するために、地中部の鋼管杭の変形に加えて、地上部の被覆コンクリート壁の慣性力を作用させる。そのため、地震応答解析より、被覆コンクリート壁に相当する範囲に作用する慣性力を抽出し、3次元構造解析に設定した。

なお、地中部の鋼管杭に作用する慣性力及び常時荷重（土圧、水圧）は、3次元構造解析に鋼管杭変位を設定することで考慮されているが、安全側の評価とする観点から、これらを重複して3次元構造解析に設定した。3次元構造解析において重複した荷重を考慮することによる保守性については、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明（参考資料7）3次元構造解析の保守性」に示す。

表 5.2.2-1 入力値の一覧（重畳時）

入力値		算定方法	2次元有限要素法から抽出する応答値	載荷位置
静土圧		常時応力解析	土圧	作用位置
静水圧		公式	—	作用位置
風荷重及び積雪荷重		公式	—	作用位置
遡上津波荷重		公式	—	作用位置
慣性力	被覆コンクリート壁	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	鋼管杭	地震応答解析	応答加速度	設置位置
鋼管杭変位		地震応答解析	水平変位 (地盤物性のばらつきを考慮)	被覆コンクリート壁下端の鋼管杭

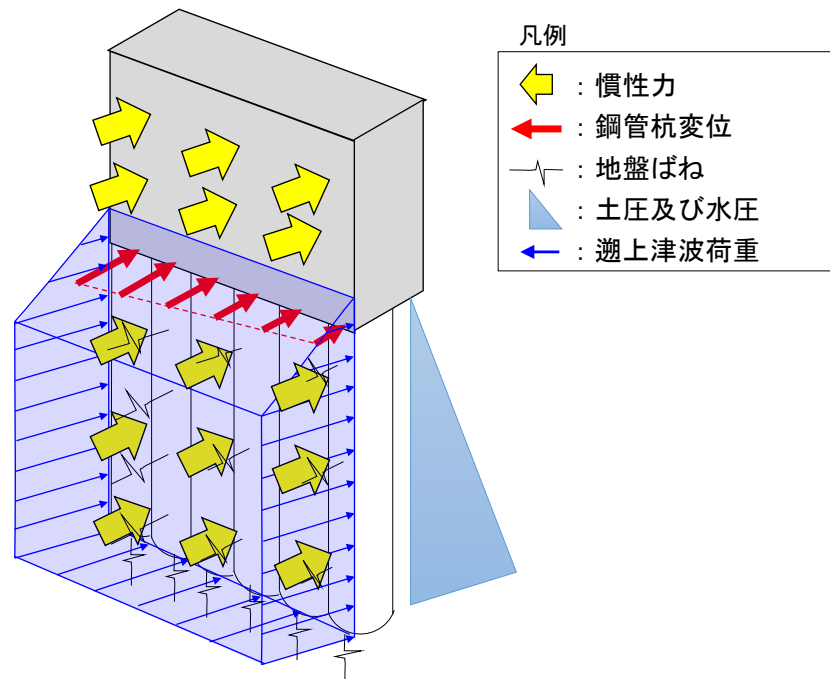


図 5.2.2-1 3次元構造解析への入力イメージ

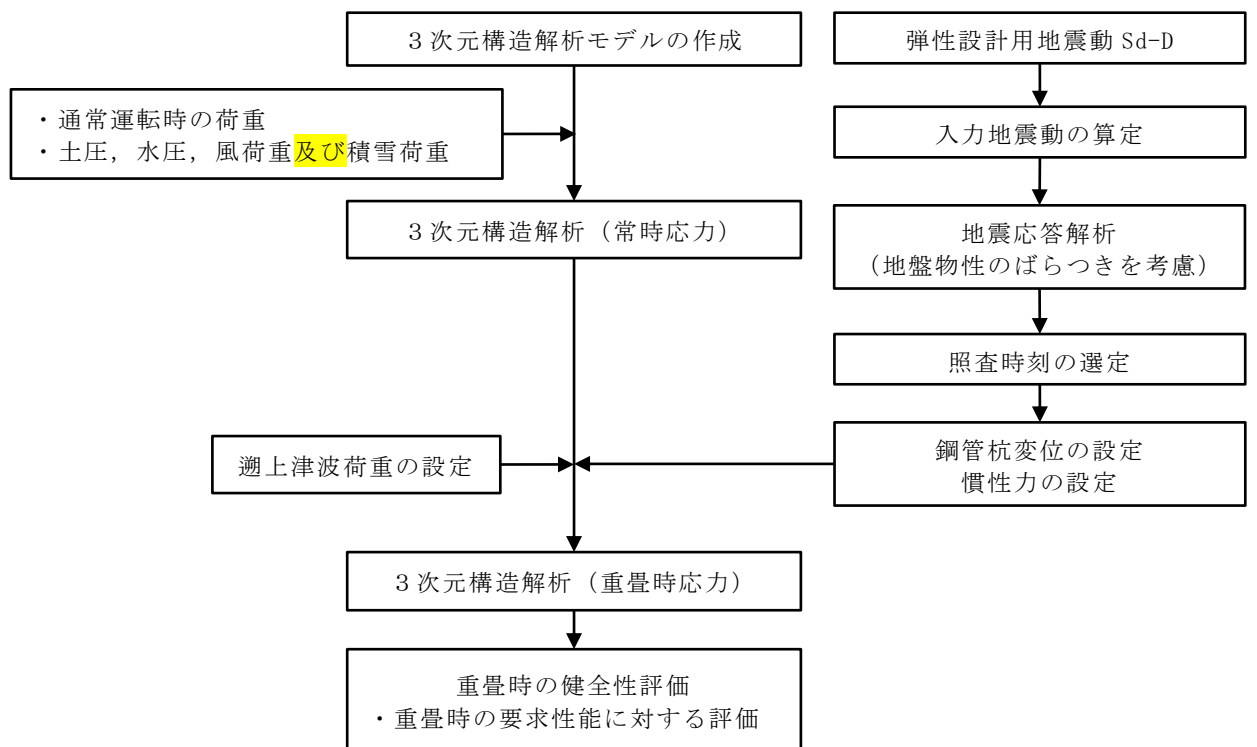


図 5.2.2-2 重畳時の3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

常時荷重は「5.2.1 津波時」と同様とする。

(2) 重畳時荷重

被覆コンクリート壁の評価においては、被覆コンクリート壁の法線方向のねじれにより生じる応力に対して健全性を確認するため、地震応答解析より変位等を抽出し、3次元構造解析を実施する。

3次元構造解析の実施にあたっては、被覆コンクリート壁の評価が厳しくなる照査時刻を選定する。照査時刻の選定にあたっては、被覆コンクリート壁の構造的特徴を踏まえ、表5.2.2-2に示す時刻を選定する。

3次元構造解析を実施する地震動及び照査時刻を表5.2.2-3に示す。

表 5.2.2-2 被覆コンクリート壁における照査時刻の考え方

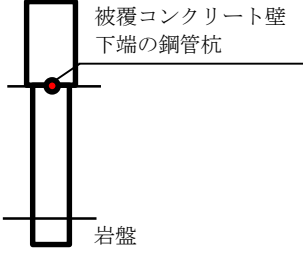
照査時刻	損傷モード	着目部位	抽出する応答値
被覆コンクリート壁 下端の鋼管杭変位が 最大となる時刻	被覆コンクリート壁の 法線方向のねじれ		変位及び慣性力

表 5.2.2-3 3次元構造解析を実施する地震動及び照査時刻

断面	地震動	時刻 (s)
③-③断面	S d - D (++)	13.21s
④-④断面	S d - D (++)	14.65s

a. 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鋼管杭の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.2.2-3 に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鋼管杭の全節点とする。

表 5.2.2-3 に示した照査時刻における応答加速度分布を図 5.2.2-4～図 5.2.2-9 に示す。算定した慣性力は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の 3 次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とし、3次元構造解析モデルの要素の高さ位置に合わせ、全要素に入力する。

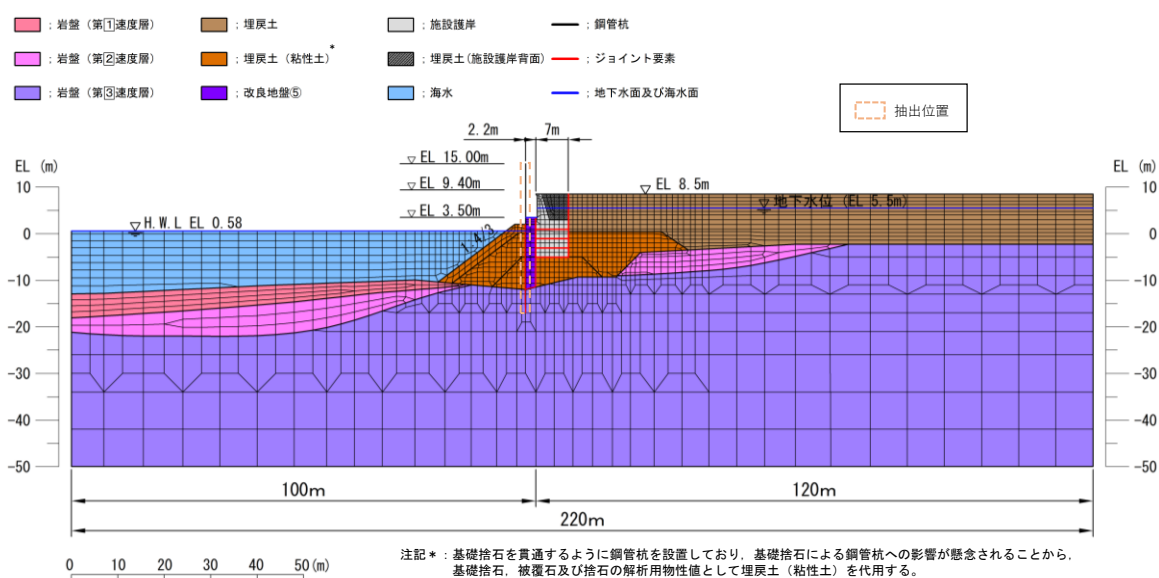


図 5.2.2-3(1) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

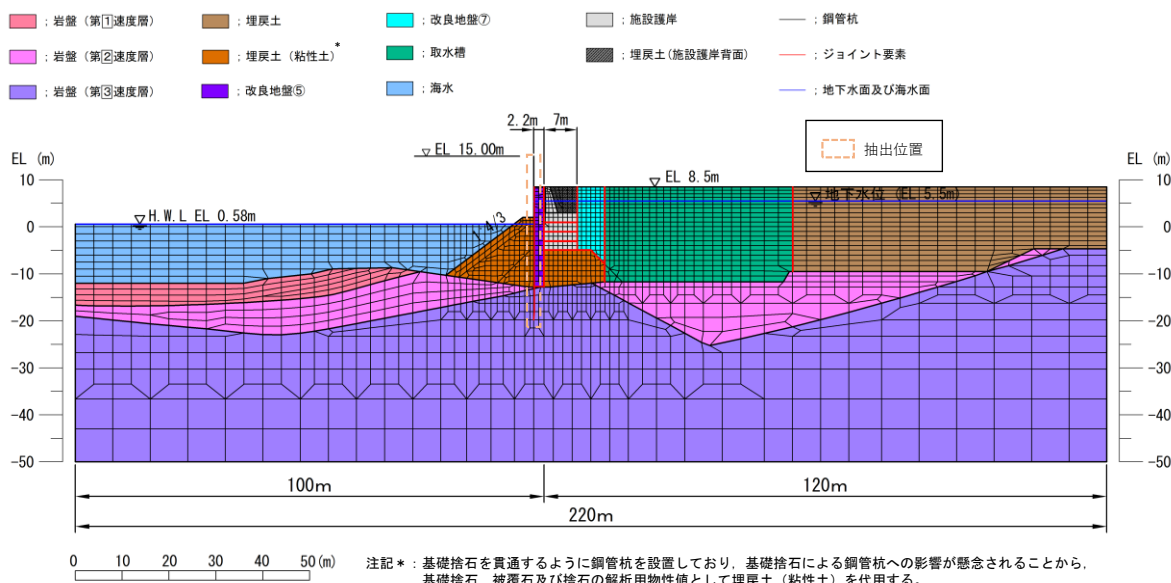
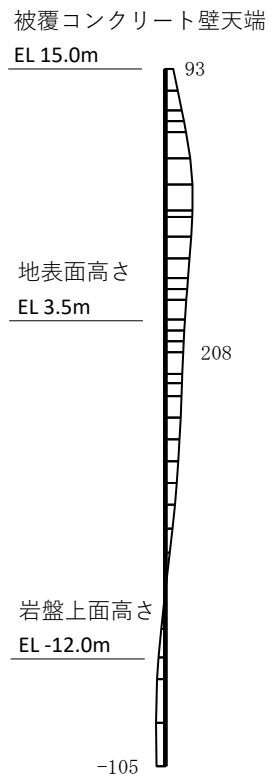


図 5.2.2-3(2) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)



水平



鉛直

構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 5.2.2-4 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース①, S d - D (++) , ③-③断面)

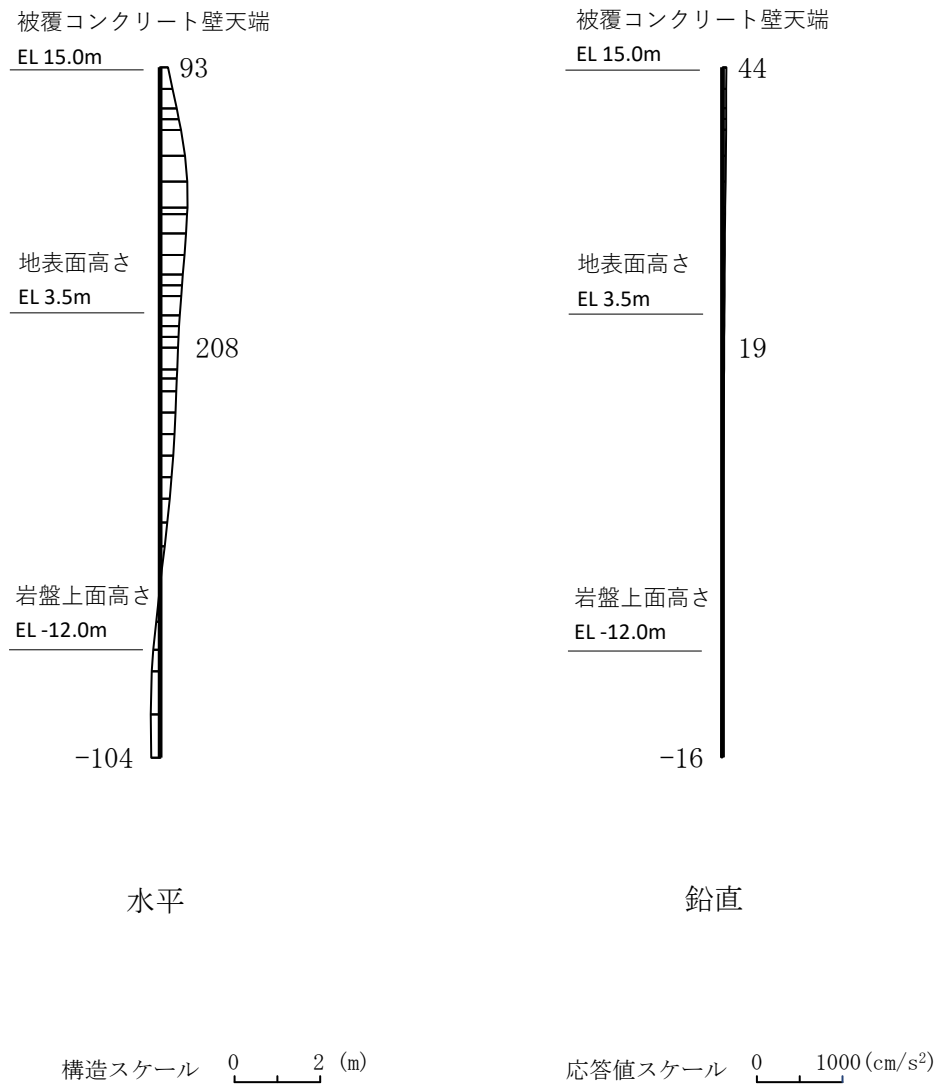


図 5.2.2-5 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S d - D (++) , ③-③断面)

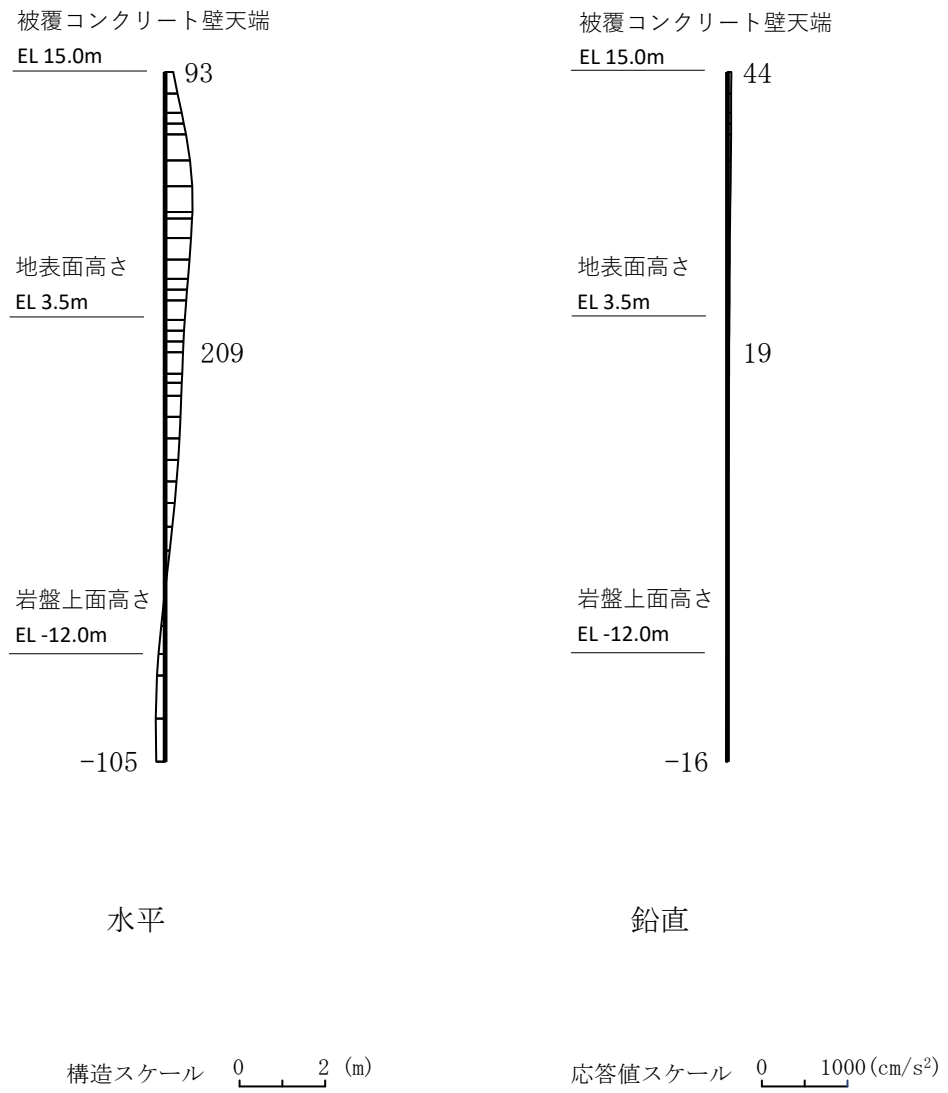
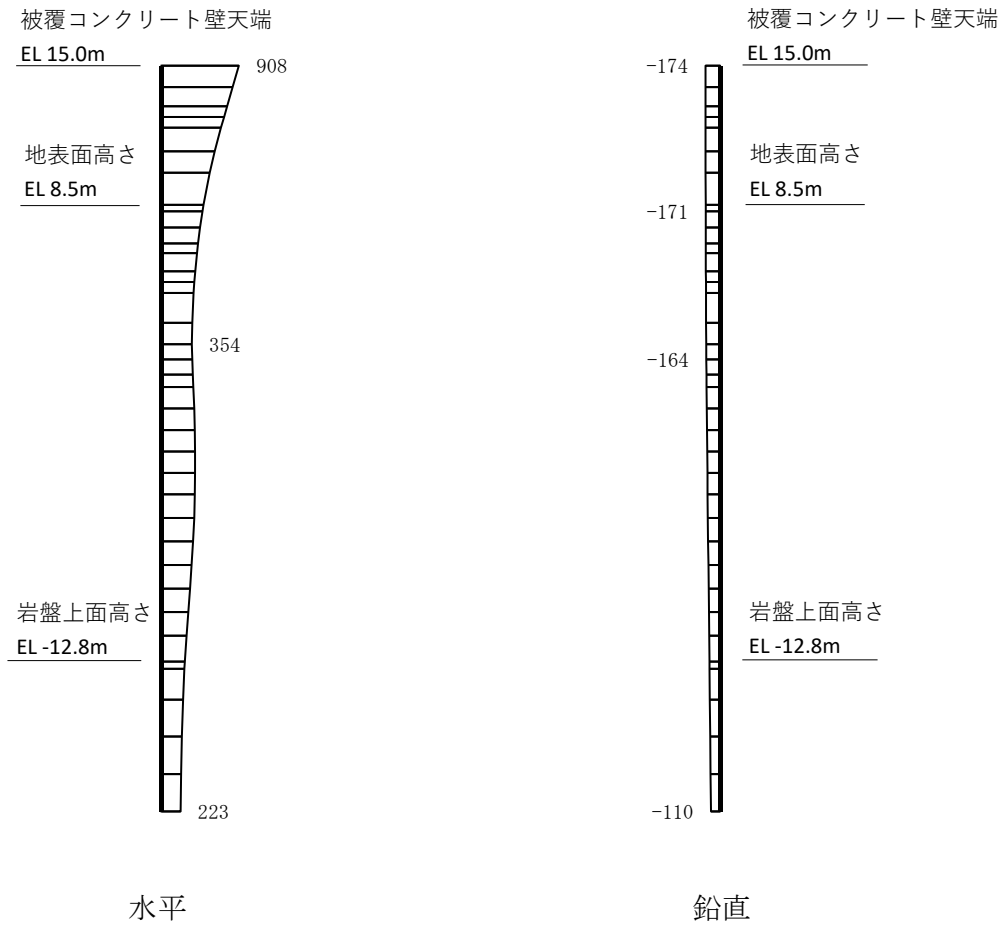



図 5.2.2-6 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース③, S d - D (++) , ③-③断面)



構造スケール 0  2 (m)


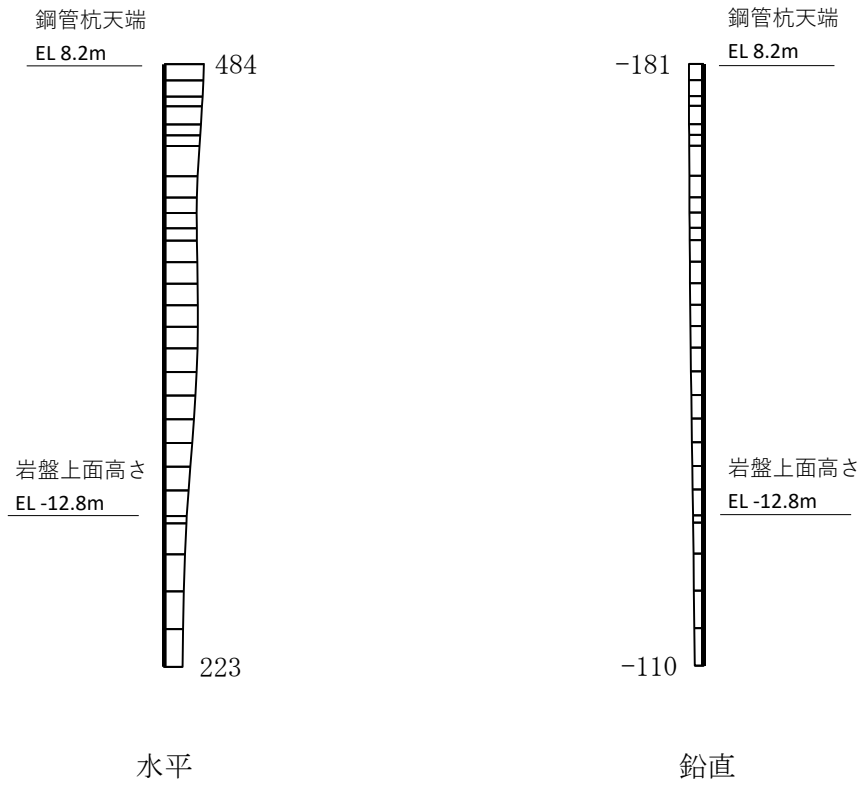
応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 5.2.2-7 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
 (解析ケース①, S d - D (++) , ④-④断面, 海側杭)



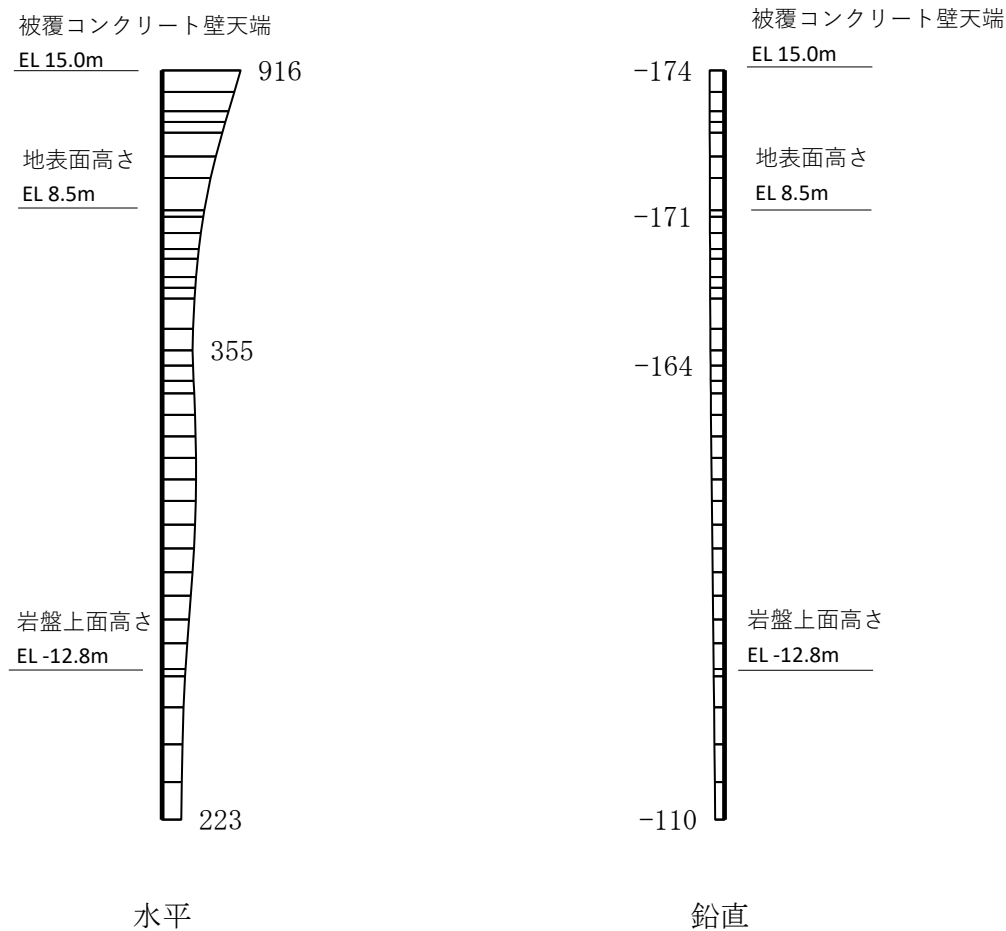


構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 5.2.2-8 作用荷重分布図 (応答加速度分布)

(解析ケース①, S d - D (++) , ④-④断面, 陸側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 5.2.2-9 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S d - D (++) , ④-④断面, 海側杭)

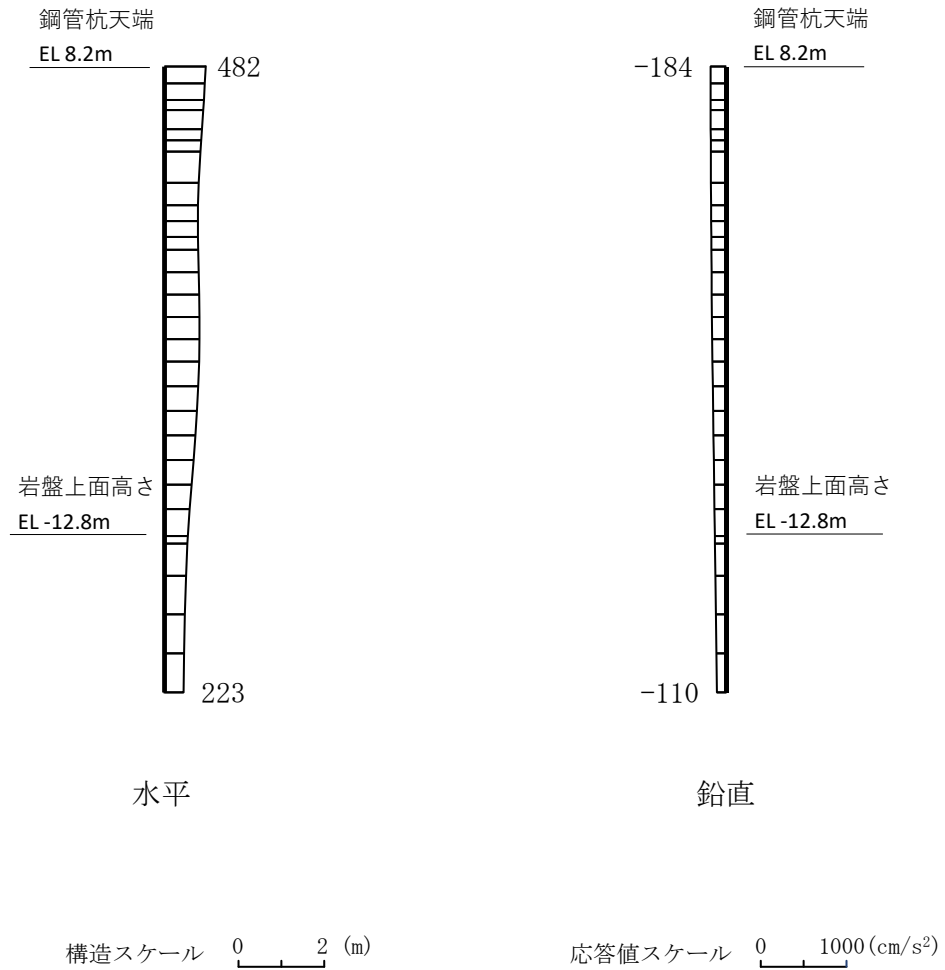
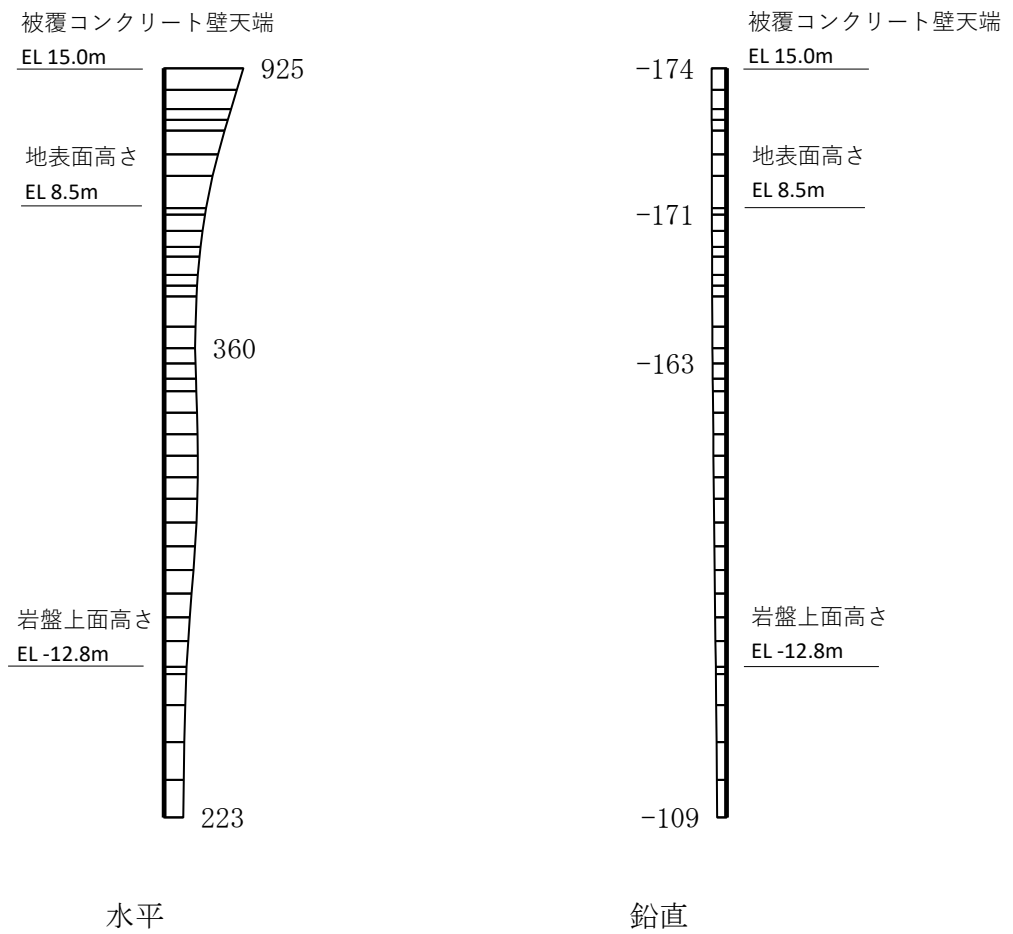


図 5.2.2-10 作用荷重分布図 (応答加速度分布)

(解析ケース②, S d - D (++) , ④-④断面, 陸側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 5.2.2-11 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース③, S d - D (++) , ④-④断面, 海側杭)

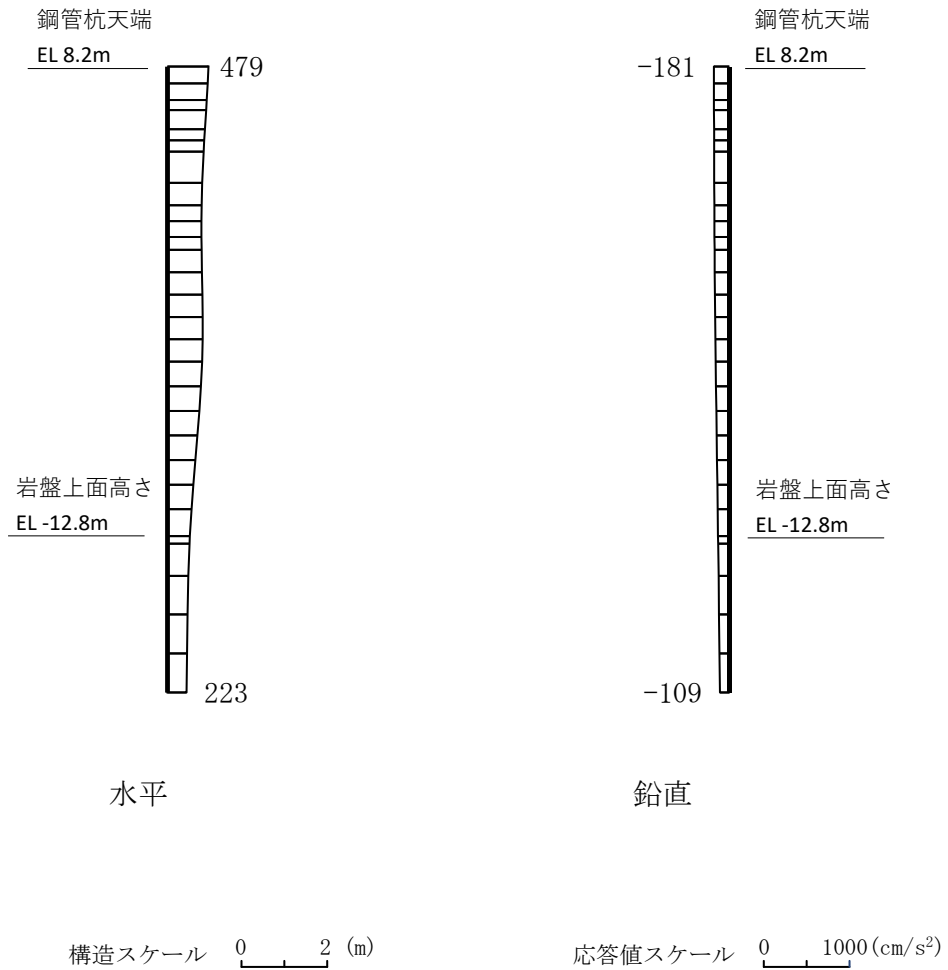


図 5.2.2-12 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース③, S d - D (++) , ④-④断面, 陸側杭)

b. 鋼管杭変位

被覆コンクリート壁の法線方向のねじれを表現するため、地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析における被覆コンクリート壁下端の鋼管杭変位を3次元構造解析モデルに入力する。表 5.2.2-4 に地震応答解析における解析ケースを示す。また、鋼管杭変位は、図 5.2.2-10 に示すように、地震応答解析モデルにおける被覆コンクリート壁下端位置の鋼管杭から抽出算定する。

3次元構造解析モデルに入力する鋼管杭変位は、地震応答解析における解析ケース①～③より、表 5.2.2-3 で示す照査時刻において、最大、最小となる変位量を両端の鋼管杭に設定し、その間の鋼管杭に線形補間した変位量を設定する。3次元構造解析に入力する鋼管杭変位を表 5.2.2-5 に、鋼管杭変位の入力概念図を図 5.2.2-11 に示す。

表 5.2.2-4 地震応答解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

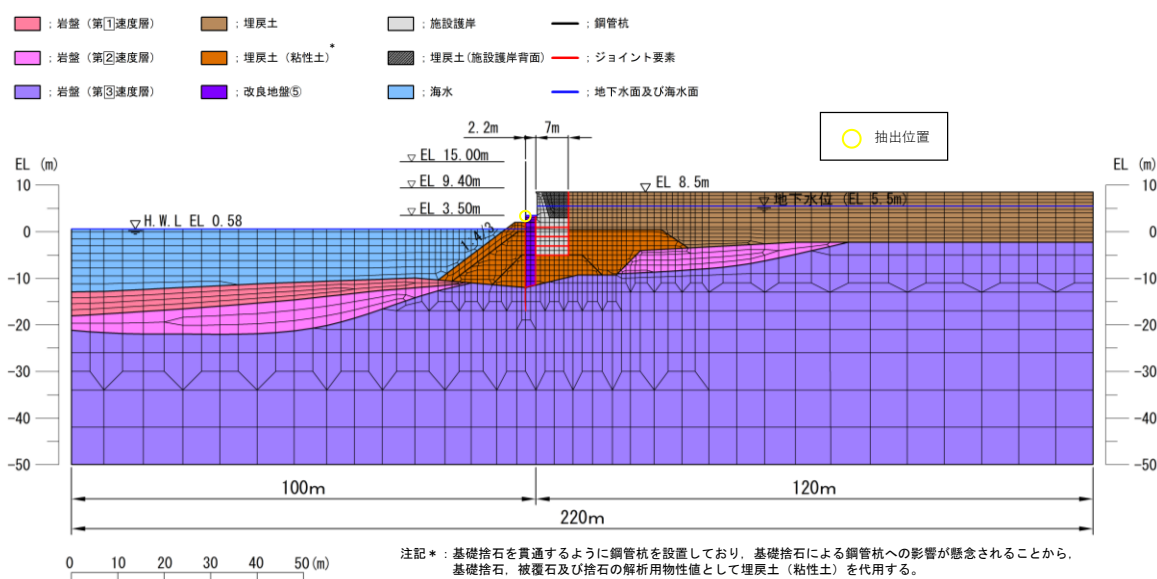


図 5.2.2-13(1) 鋼管杭変位の抽出位置 (③-③断面)

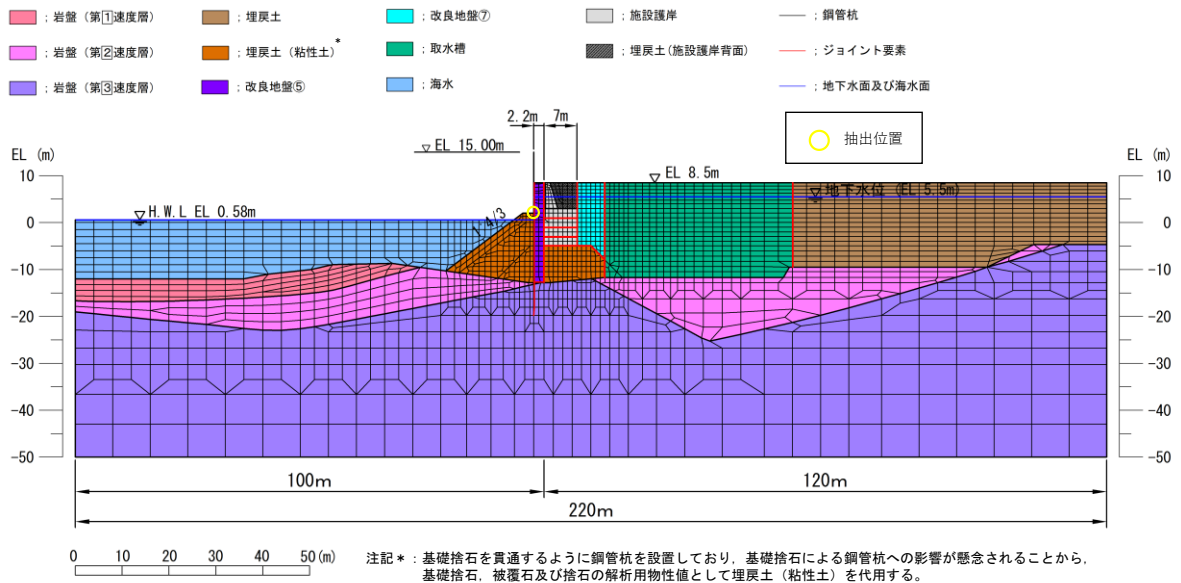


図 5.2.2-13(2) 鋼管杭変位の抽出位置 (④-④断面)

表 5.2.2-5 3次元構造解析において入力する鋼管杭変位

(③-③断面)

解析ケース	地震動	変位 (mm)
①	S d - D (++)	17.5
②		17.6
③		17.5

(④-④断面)

解析ケース	地震動	変位 (mm)
①	S d - D (++)	3.2
②		3.2
③		3.2

☐: 解析ケース①~③のうち鋼管杭変位が最大となる解析ケースにおける鋼管杭変位

☐: 解析ケース①~③のうち鋼管杭変位が最小となる解析ケースにおける鋼管杭変位

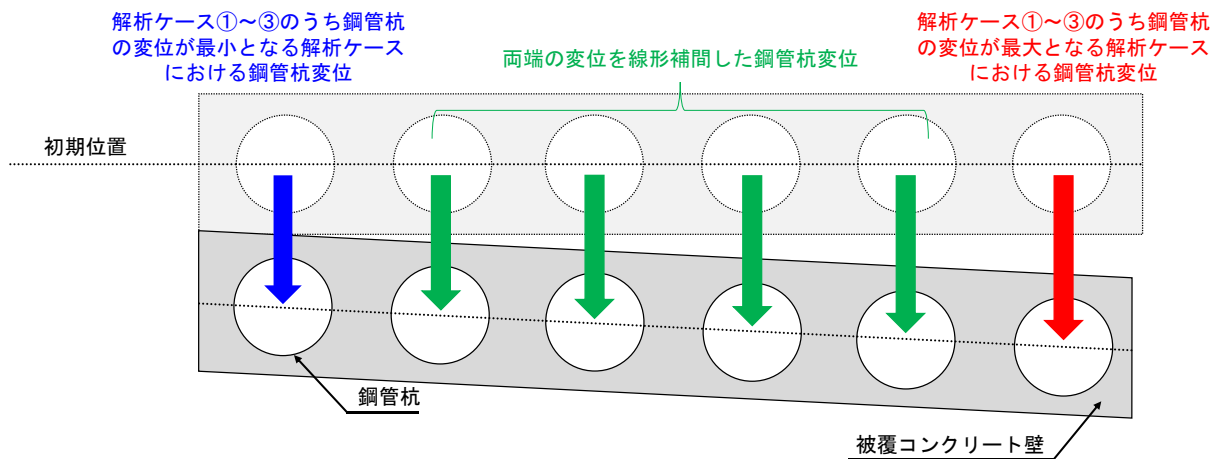


図 5.2.2-11 鋼管杭変位の入力概念図

c. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、「3.3.1 荷重」を基に設定する。遡上津波荷重として、「海域活断層から想定される地震による津波（津波高さ EL 4.9m）」を考慮し、躯体側面に作用させる。

d. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「5.2.1 津波時」と同様とする。



### 5.3 解析モデル及び諸元

#### (1) 構造物のモデル化

被覆コンクリート壁は線形ソリッド要素でモデル化し、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における杭基礎構造の挙動を表現するため、鋼管杭を線形シェル要素でモデル化する。

多重鋼管杭を構成する各鋼管は、図 5.3-1 のとおり、作用荷重に対して一体的に挙動することから、同一平面内の各鋼管の変位が同一となるよう、管半径方向に MPC（多点拘束）を設定する。また、鋼管杭間の中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず、重量を考慮する。

なお、漂流物対策工はモデル化せず、被覆コンクリート壁の設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

使用要素一覧を表 5.3-1 に、②-②断面、③-③断面及び④-④断面を含む区間の 3 次元構造解析モデルを図 5.3-2～図 5.3-4 に示す。

表 5.3-1 使用要素一覧

部位	使用要素
被覆コンクリート壁	線形ソリッド要素
中詰コンクリート， モルタル（充填材）	モデル化しない （重量のみを考慮）
鋼管杭，杭頭連結材	線形シェル要素
漂流物対策工	モデル化しない （重量のみを考慮）
地盤	地盤ばね

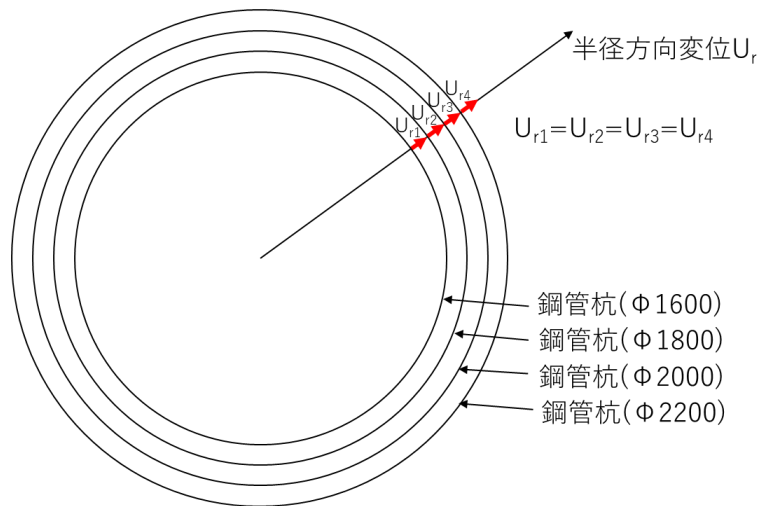


図 5.3-1 同一面における鋼管杭間の境界設定

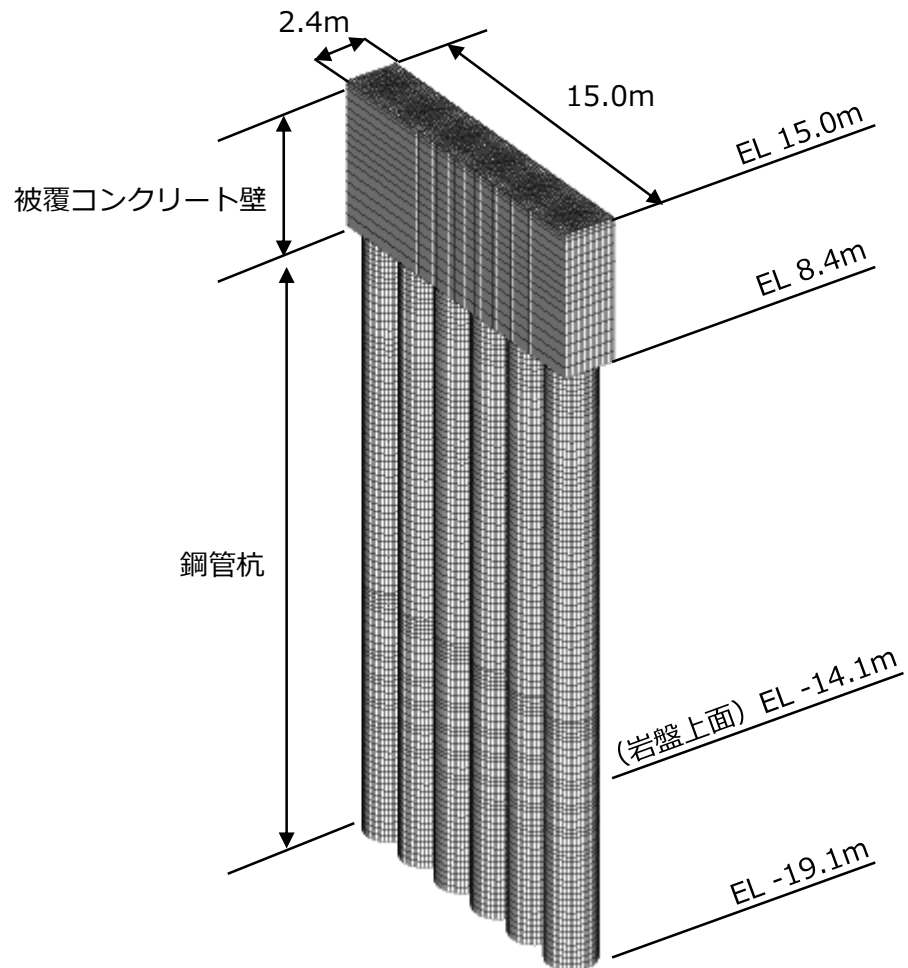


図 5.3-2 ②—②断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

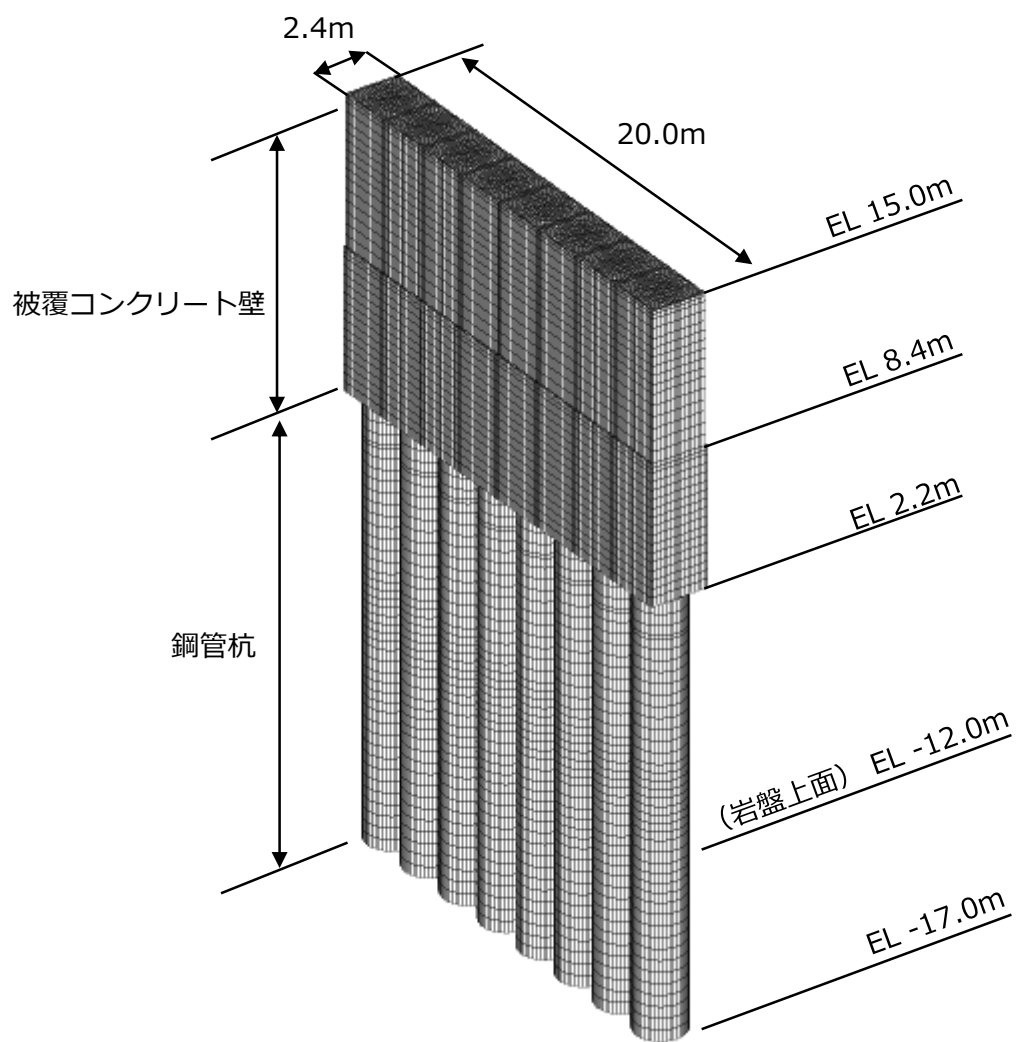


図 5.3-3 ③—③断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

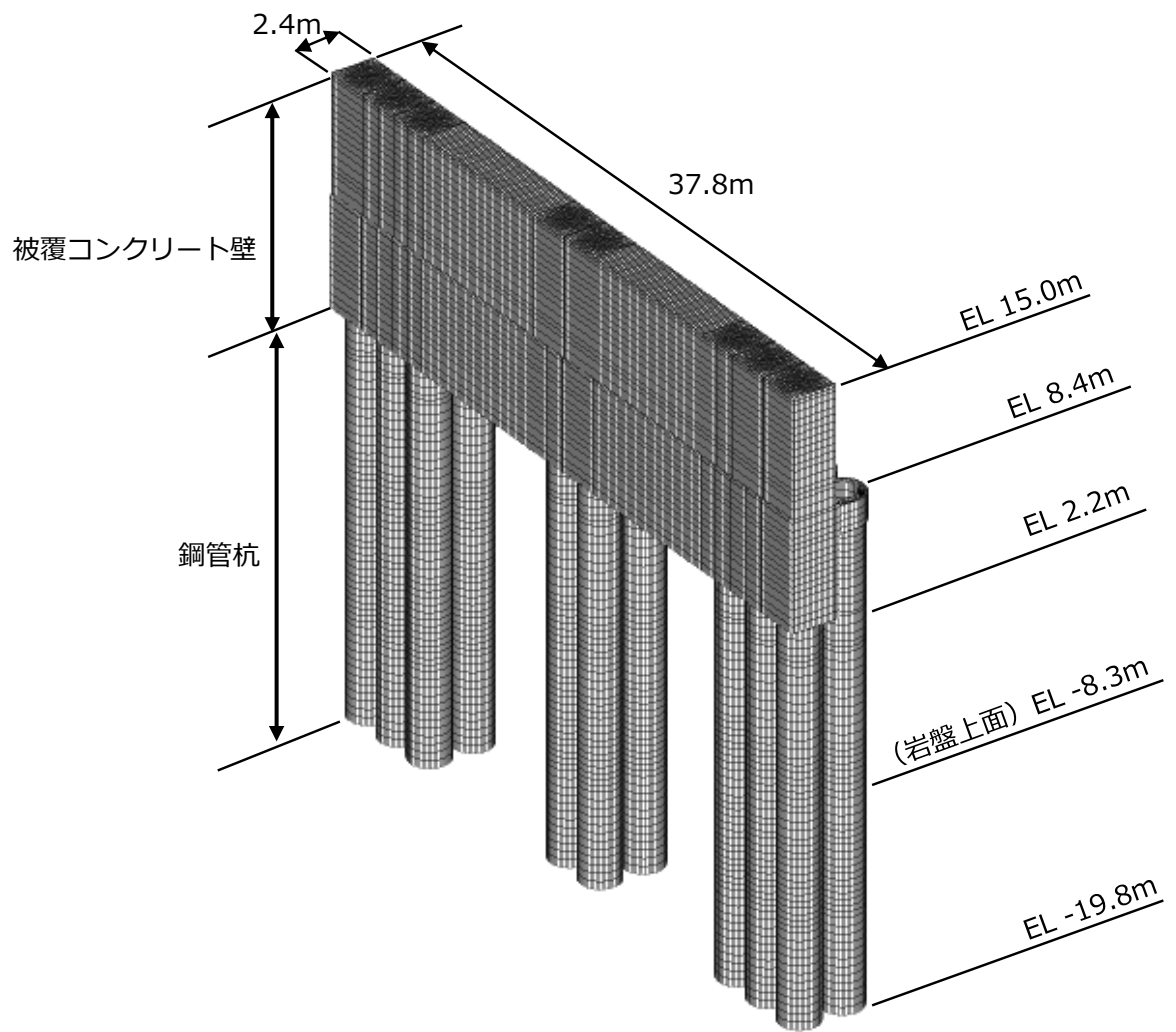


図 5.3-4 ④—④断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

(2) 地盤ばね

鋼管杭側面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、鋼管杭に作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定に用いる地盤物性については、常時及び津波時には初期剛性、重畳時は余震後の剛性低下を考慮する。また、鋼管杭下端は岩盤に根入れすることから、鉛直方向に地盤ばねを設定し、水平方向は固定条件とする。

常時応力解析において、鋼管杭側面及び鋼管杭下端に設定する地盤ばねは、地盤に対する静的な載荷状態を想定して定義されている「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）」に基づき設定する。

津波時における3次元構造解析及び重畳時における3次元構造解析においては、鋼管杭側面及び鋼管杭下端に設定する地盤ばねは、「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）」に基づき地盤と構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。鋼管杭に設定する地盤ばねを表5.3-2に示す。

表 5.3-2 鋼管杭に設定する地盤ばね

		鋼管杭側面	鋼管杭下端
常時	鉛直	地盤ばね	地盤ばね
	水平		固定
地震時	鉛直	地盤ばね	地盤ばね
	水平		固定

a. 鋼管杭側面

(a) 水平方向

イ. 常時

「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，水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_h = \mu k_H$$

$$k_H = k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで，

$k_h$ ：常時の水平方向地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）

$\mu$ ：群杭効果による水平方向地盤反力係数の補正係数

$k_H$ ：水平方向地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）

$k_{H0}$ ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m<sup>3</sup>）

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=1，砂及び粘性土=4）

$E_0$ ：地盤の変形係数

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

ロ. 津波時

「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，群杭効果を考慮した水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで，

$k_{HE}$ ：津波時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）

$\eta_k$ ：群杭効果を考慮した補正係数（=2/3）

$\alpha_k$ ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数（=1.5）

$k_{H0}$ ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m<sup>3</sup>）

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=2，砂及び粘性土=8）

$E_0$ ：地盤の変形係数

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

$P_{HU}$ ：津波時の水平地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$\eta_p$ ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力の上限値の補正係数

粘性土地盤=1.0

砂質土地盤= $\eta_p \alpha_p$ =杭の中心間隔/杭径（ $\leq \alpha_p$ ）=2.5/2.2=1.136

$\alpha_p$ ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$p_U$ ：津波時の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

#### ハ. 重畳時

「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，群杭効果を考慮した水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_{H0} \left( \frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで，

$k_{HE}$ ：重畳時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）

$\eta_k$ ：群杭効果を考慮した補正係数（=2/3）

$\alpha_k$ ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数（=1.5）

$k_{H0}$ ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m<sup>3</sup>）

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=2，砂及び粘性土=8）

$E_0$ ：地盤の変形係数

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

$P_{HU}$ ：重畳時の水平地盤反力度の上限値（kN/m<sup>2</sup>）

$\eta_p$ ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力の上限値の補正係数

粘性土地盤=1.0

砂質土地盤= $\eta_p \alpha_p$ =杭の中心間隔/杭径（ $\leq \alpha_p$ ）=2.5/2.2=1.136

$\alpha_p$ ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$p_U$ ：重畳時の受働土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）



(b) 鉛直方向

イ. 常時，津波時及び重畳時

「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，鉛直方向の地盤ばねを設定する。鉛直方向の地盤ばねについては，表 5.3-3 より求まる上限値を設定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここで，

$k_{sv}$ ：鉛直方向地盤反力係数（kN/m）

$k_h$ ：水平方向の地盤ばねのばね定数（kN/m）

表 5.3-3 鉛直方向の地盤反力係数上限値の設定方法

施工方法/地盤の種類	砂質土	粘性土
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

b. 鋼管杭下端

(a) 水平方向

イ. 常時，津波時及び重畳時

鋼管杭下端の水平方向への地盤ばねは設定せず，固定条件とする。

(b) 鉛直方向

イ. 常時，津波時及び重畳時

「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，鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで，

$k_v$ ：鉛直方向地盤反力係数（kN/m）

$k_{v0}$ ：鉛直方向地盤反力係数の基準値（kN/m<sup>3</sup>）

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（水平方向に準拠）

$E_0$ ：地盤の変形係数（kN/m<sup>3</sup>）

$B_v$ ：基礎の換算載荷幅（m）＝直径（m）

(3) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。

a. 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の使用材料を表 5.3-4 に、材料の物性値を表 5.3-5 に示す。

表 5.3-4 使用材料

材料		諸元
被覆コンクリート壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm <sup>2</sup>

表 5.3-5 材料の物性値\*

材料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
被覆コンクリート壁	24.0	2.5×10 <sup>4</sup>	0.2

注記\*：コンクリート標準示方書(2002)

b. 鋼管杭

鋼管杭の使用材料は、「4.1.1(2)g. 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(4) 地下水位

設計地下水位は、「4.1.1(2)i. 地下水位」を基に設定する。

#### 5.4 評価方法

被覆コンクリート壁の評価は、3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力及び曲げ引張応力並びに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。

評価対象位置、発生曲げモーメント及び発生せん断力の概念図を図 5.4-1 及び図 5.4-2 に示す。

ソリッド要素を用いた解析から得られた要素応力から断面力の算出にあたっては、図 5.4-3 に示す「コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン（日本コンクリート工学協会 1989 年発行）」に準拠し算出する。各要素の応力の方向を図 5.4-4 に、断面力の方向を図 5.4-5 に示す。

応力度算定には、解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

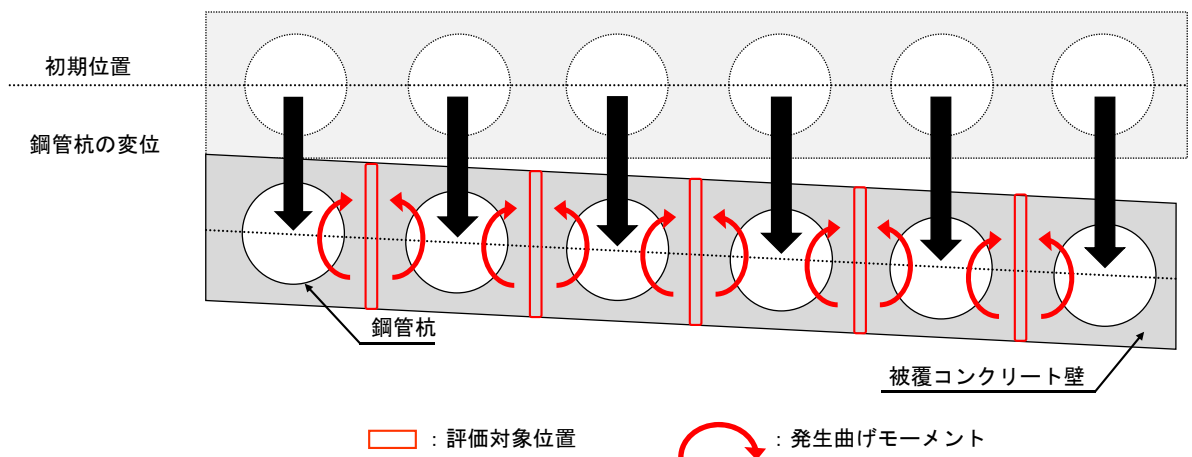


図 5.4-1 評価対象位置及び発生曲げモーメントの概念図

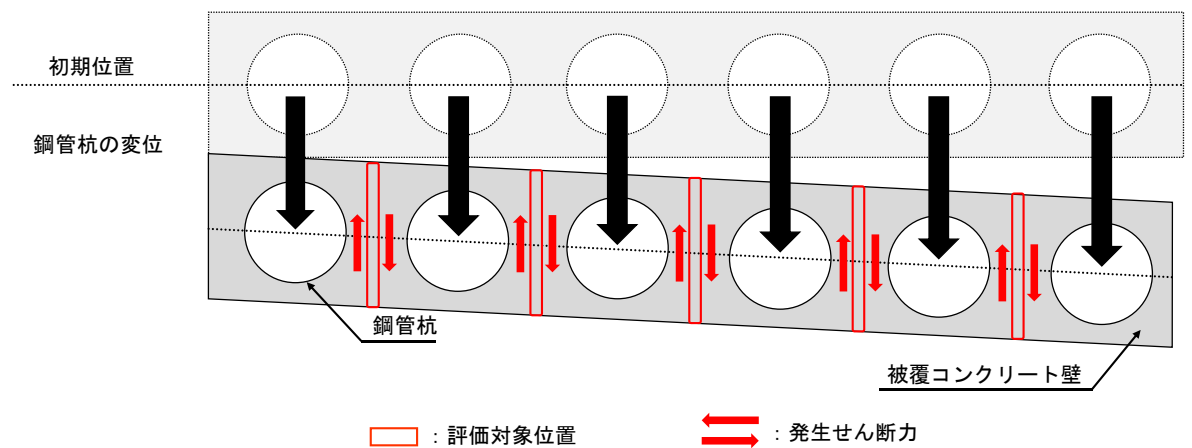


図 5.4-2 評価対象位置及び発生せん断力の概念図

#### 4. 2 配筋計算への反映

##### (1) 応力値を断面力に変換する方法

平面応力解析や3次元ソリッド解析などの断面力が直接得られない場合で、配筋計算を通常の方法（鉄筋量を断面力から求める）で行う場合は、応力度を断面力へ変換する必要がある。断面力は、要素応力（要素図心応力、あるいはガウス積分点応力）を、式（4. 1）で断面の図心軸回りに積分することにより求めることができる（図- 4. 5 参照）。

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \\ N &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \\ Q &= \sum \tau_i \cdot h_i \cdot t_i \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

$\sigma_i$ ：要素iの引張または圧縮応力度

$\tau_i$ ：要素iのせん断応力度

$h_i$ ：要素iの高さ

$t_i$ ：要素iの厚さ

$\ell_i$ ：断面図心から要素iの図心までの距離

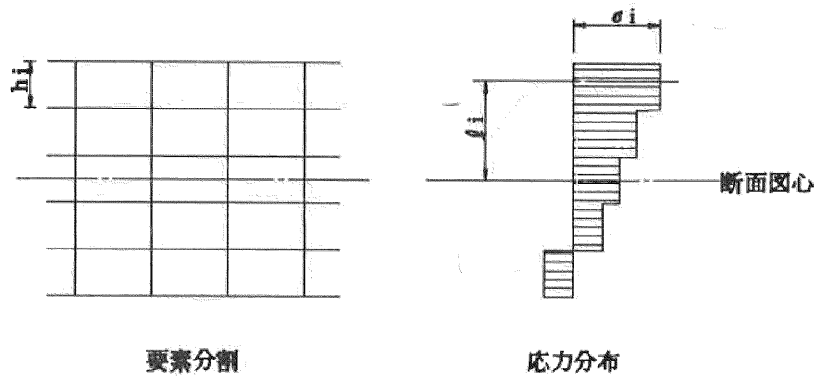


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図 5. 4-3 応力分布から断面力への変換方法

(コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドラインより抜粋)

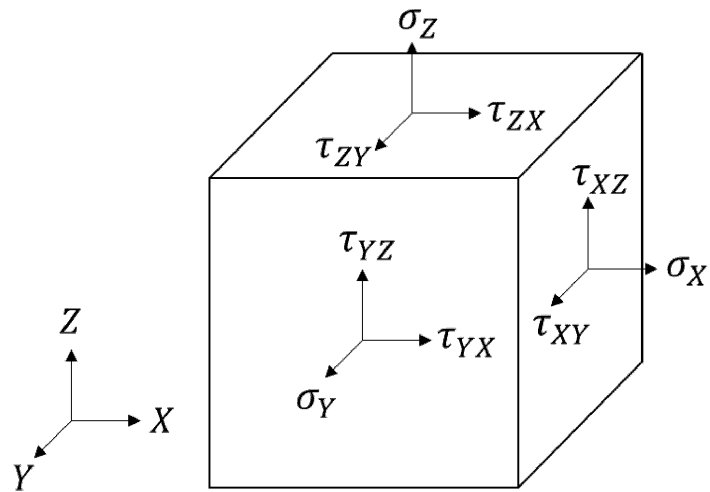
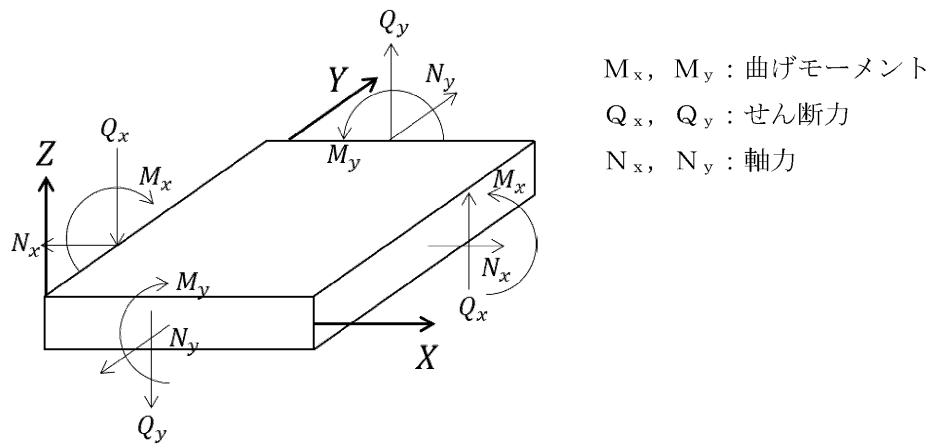


図 5.4-4 ソリッド要素における応力の方向



$M_x, M_y$  : 曲げモーメント

$Q_x, Q_y$  : せん断力

$N_x, N_y$  : 軸力

図 5.4-5 ソリッド要素における断面力の方向

## 5.5 3次元構造解析結果

### 5.5.1 津波時

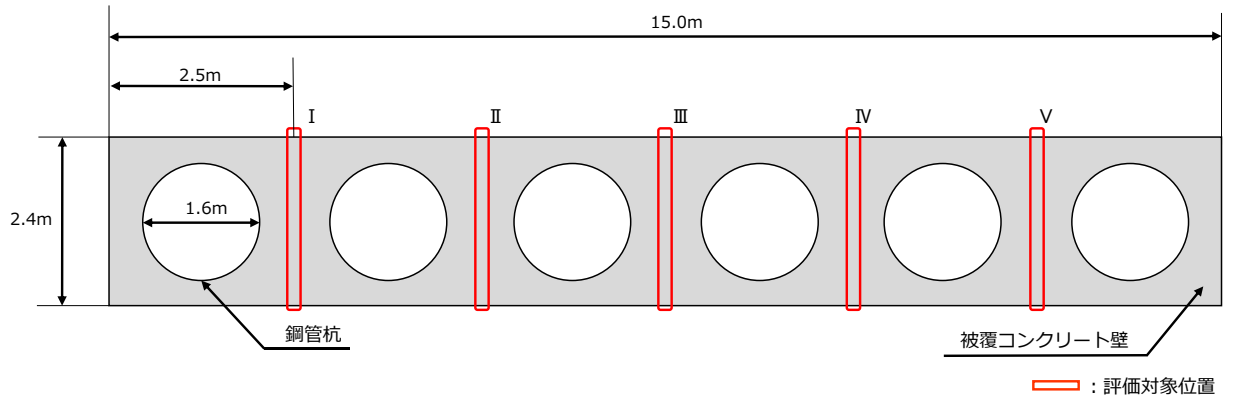
#### (1) 評価対象位置と照査値

3次元構造解析における評価対象位置は、鋼管杭の相対変位による荷重が作用する評価の厳しくなる杭間とし、図 5.5.1-1 及び図 5.5.1-2 に示す。評価対象位置は、②-②断面においては評価対象位置 I～V とし、③-③断面及び④-④断面においては評価対象位置 I～VII とする。

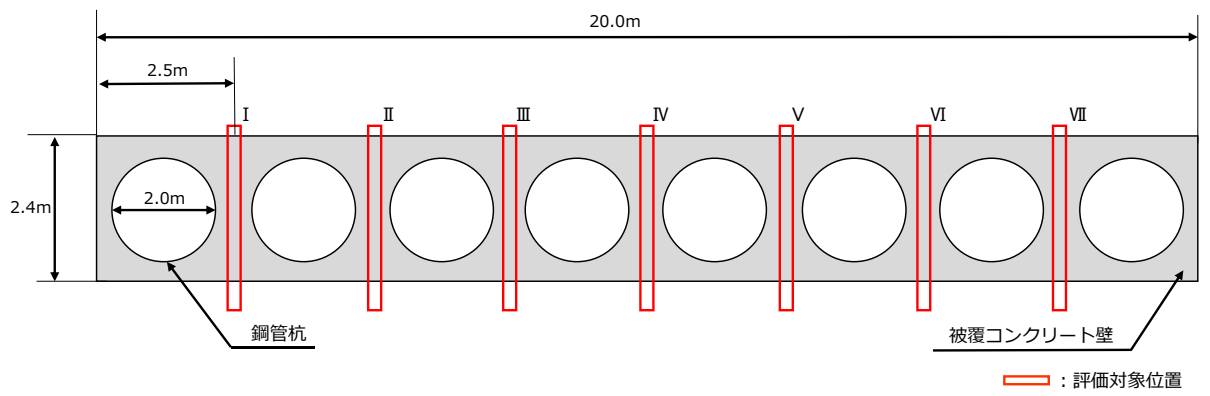
断面力は、評価対象位置のソリッド要素に生じた応力を抽出し、図 5.1.5-3 に示す「コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン（日本コンクリート工学協会 1989 年発行）」に準拠し算出する。

要素応力の抽出イメージ図を図 5.5.1-3 に示す。

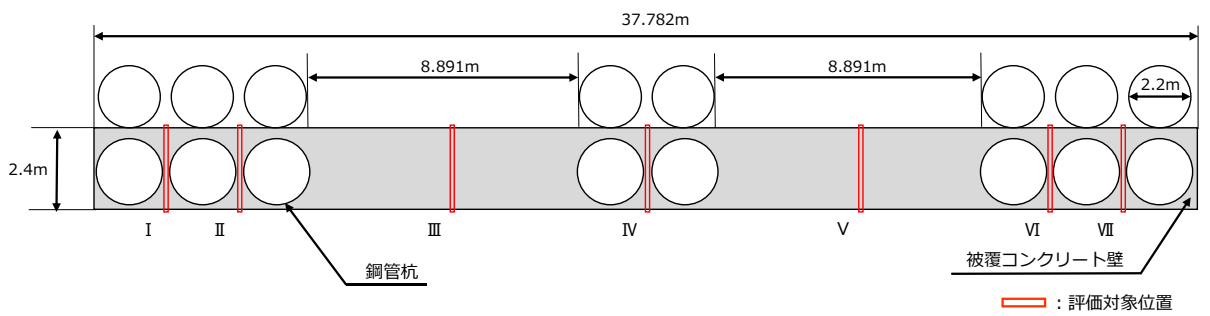
被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において各評価対象位置の照査値を表 5.5.1-1 及び表 5.5.1-2 に示す。



(2-2断面)

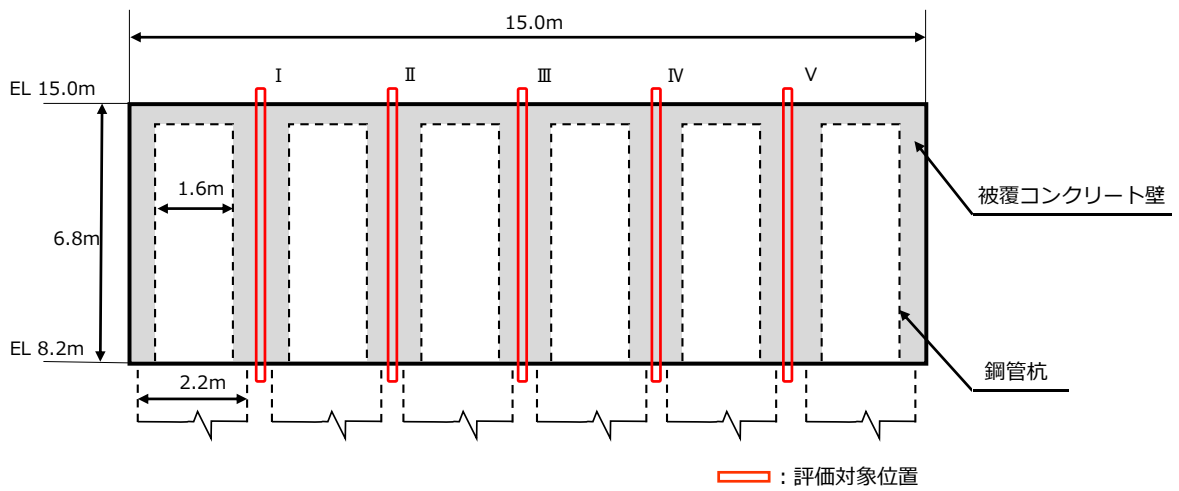


(3-3断面)

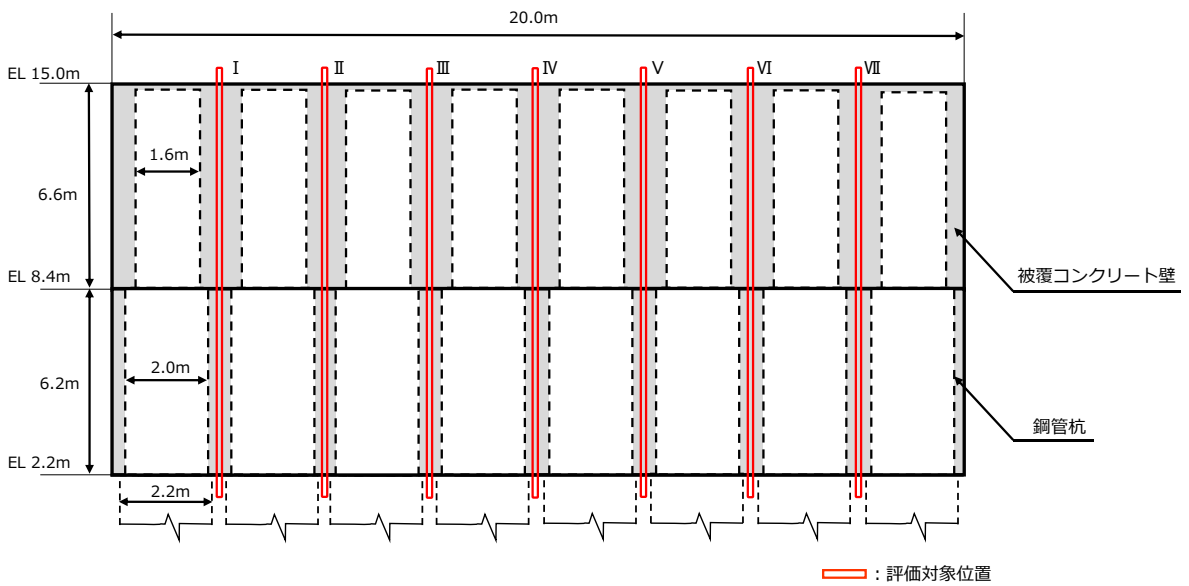


(4-4断面)

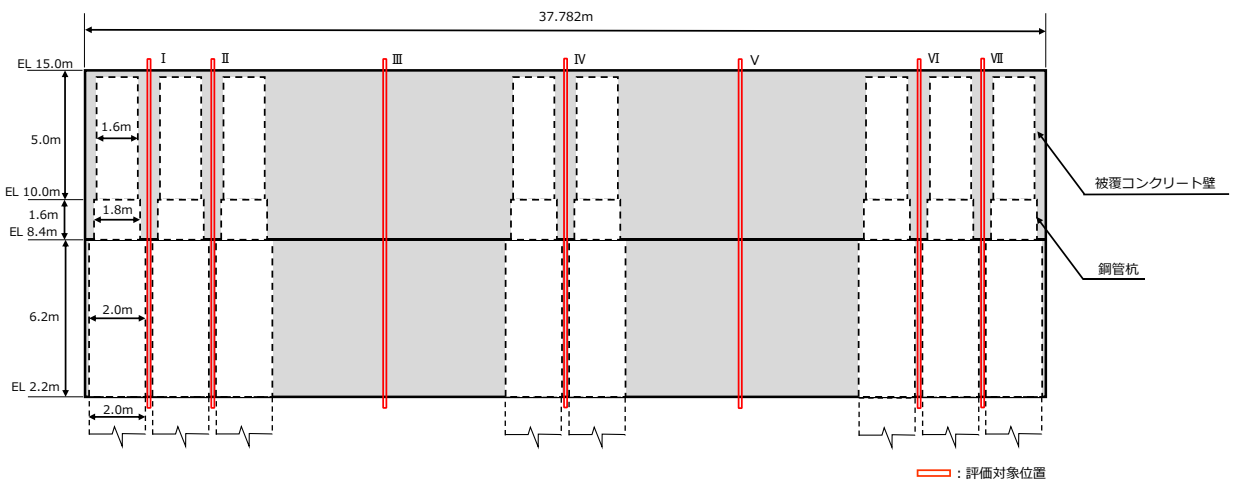
図 5.5.1-1 評価対象位置図 (平面図)



(②-②断面)



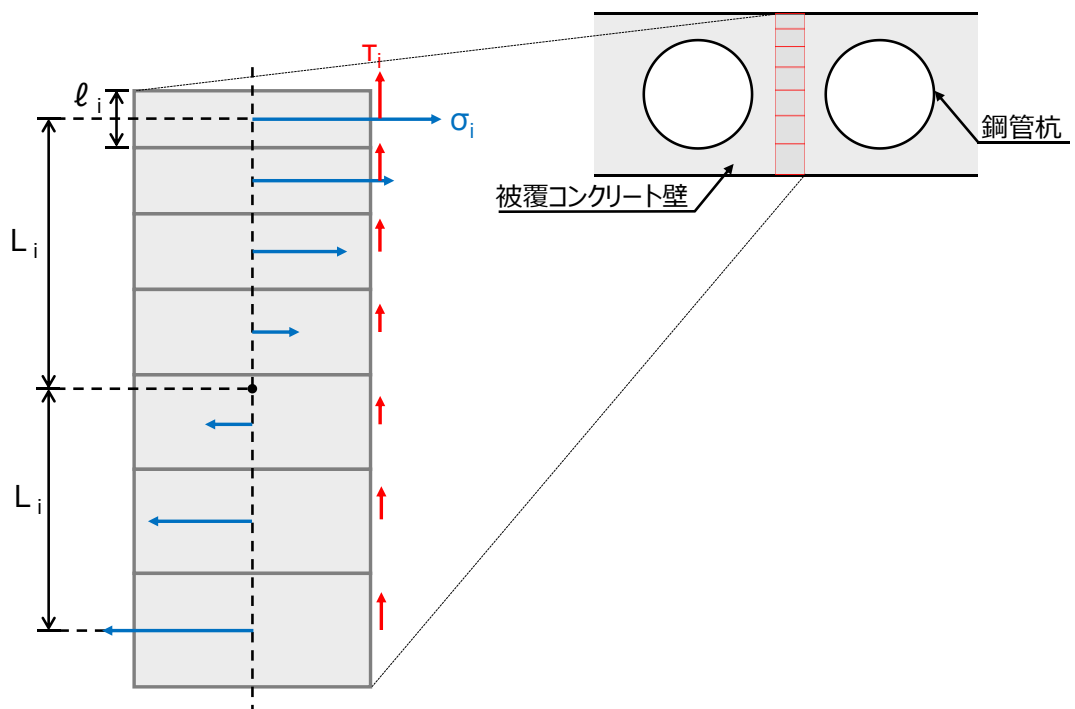
(③-③断面)



(④-④断面)

図 5.5.1-2 評価対象位置図 (正面図)





$\sigma_i$  : 要素に生じる水平応力(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\tau_i$  : 要素に生じるせん断応力(kN/m<sup>2</sup>)  
 $\ell_i$  : 要素幅(m)  
 $L_i$  : 要素中心までのアーム長(m)

図 5.5.1-3 要素応力の抽出イメージ

表 5.5.1-1 被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査  
 における評価対象位置と照査値

(②-②断面)

		コンクリートの 曲げ・軸力系の破壊に対する 照査値	鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に 対する照査値
評価対象位置	I	0.05	0.18
	II	0.06	0.21
	III	0.06	0.21
	IV	0.06	0.21
	V	0.05	0.18

(③-③断面)

		コンクリートの 曲げ・軸力系の破壊に対する 照査値	鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に 対する照査値
評価対象位置	I	0.09	0.24
	II	0.12	0.32
	III	0.13	0.35
	IV	0.13	0.37
	V	0.13	0.35
	VI	0.12	0.31
	VII	0.09	0.24

(④-④断面)

		コンクリートの 曲げ・軸力系の破壊に対する 照査値	鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に 対する照査値
評価対象位置	I	0.03	0.03
	II	0.03	0.08
	III	0.16	0.37
	IV	0.13	0.13
	V	0.16	0.36
	VI	0.03	0.07
	VII	0.03	0.03

表 5.5.1-2 被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査  
 における評価対象位置と照査値

(②-②断面)

		コンクリートのせん断破壊に対する照査値
評価対象位置	I	0.05
	II	0.05
	III	0.04
	IV	0.03
	V	0.03

(③-③断面)

		コンクリートのせん断破壊に対する照査値
評価対象位置	I	0.08
	II	0.07
	III	0.05
	IV	0.02
	V	0.02
	VI	0.05
	VII	0.06

(④-④断面)

		コンクリートのせん断破壊に対する照査値
評価対象位置	I	0.38
	II	0.61
	III	0.33
	IV	0.04
	V	0.33
	VI	0.67
	VII	0.44

(2) 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.5.1-3 及び表 5.5.1-4 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での断面力図を図 5.5.1-4 及び図 5.5.1-5 に示す。

表 5.5.1-3 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面, 評価対象位置Ⅲ)

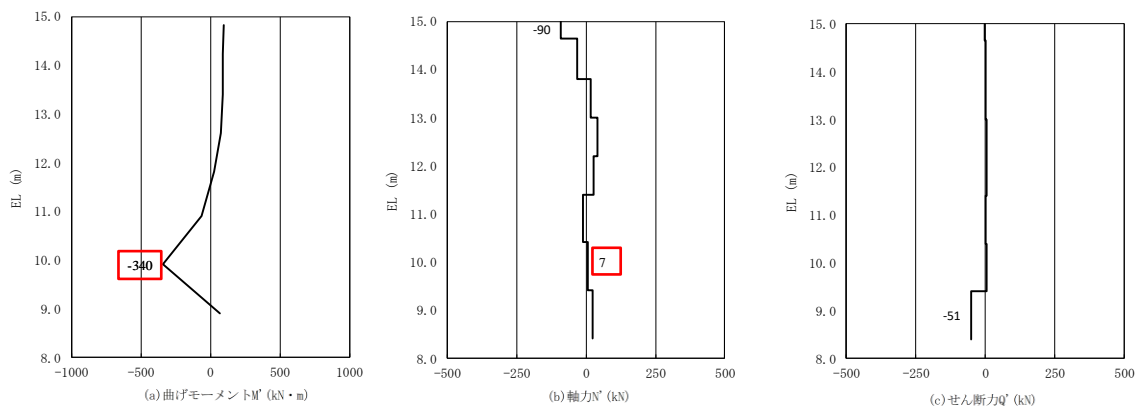
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	340	7	0.8	13.5	0.06

(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)

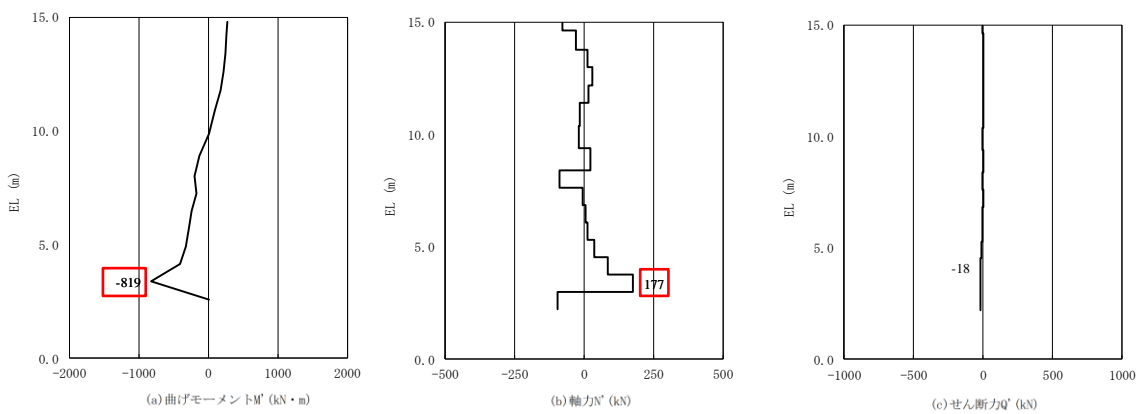
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅳ	819	177	1.7	13.5	0.13

(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

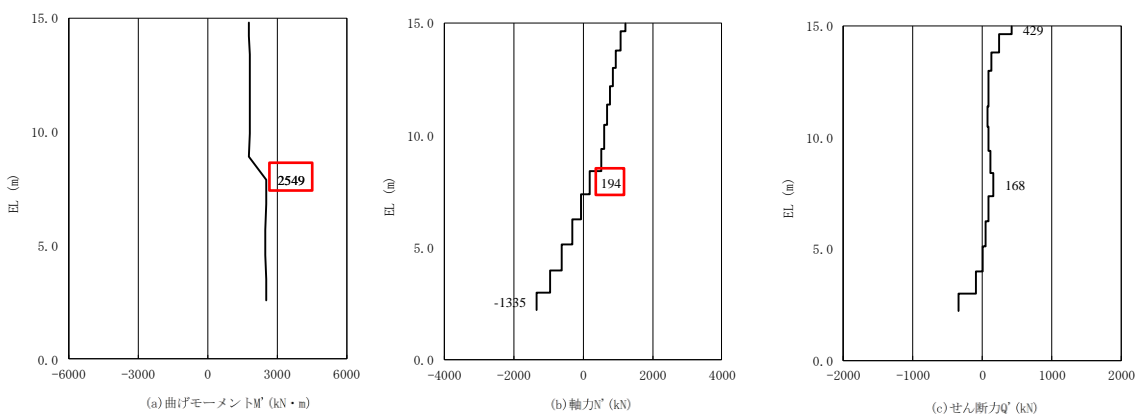
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	2549	194	2.1	13.5	0.16



(②-②断面, 評価対象位置Ⅲ)



(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)



(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

図 5.5.1-4 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる断面力

表 5.5.1-4 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 評価対象位置Ⅲ)

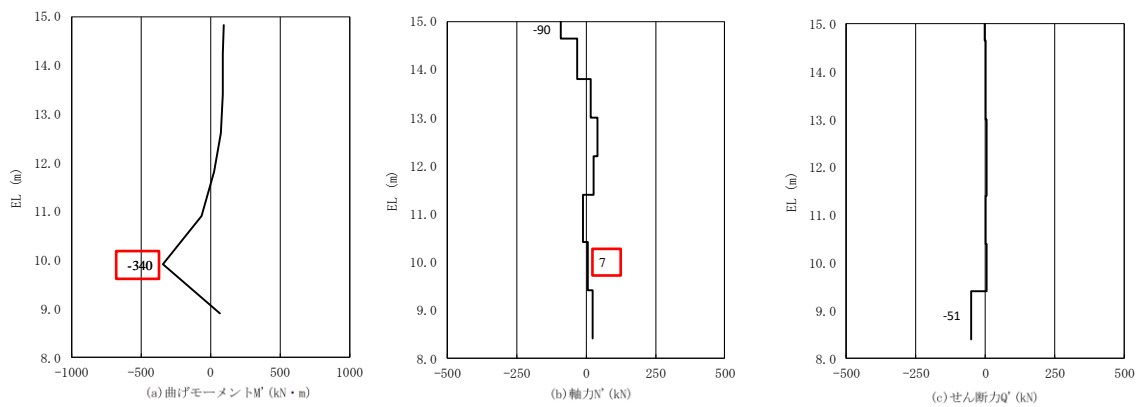
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	340	7	60.1	294	0.21

(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)

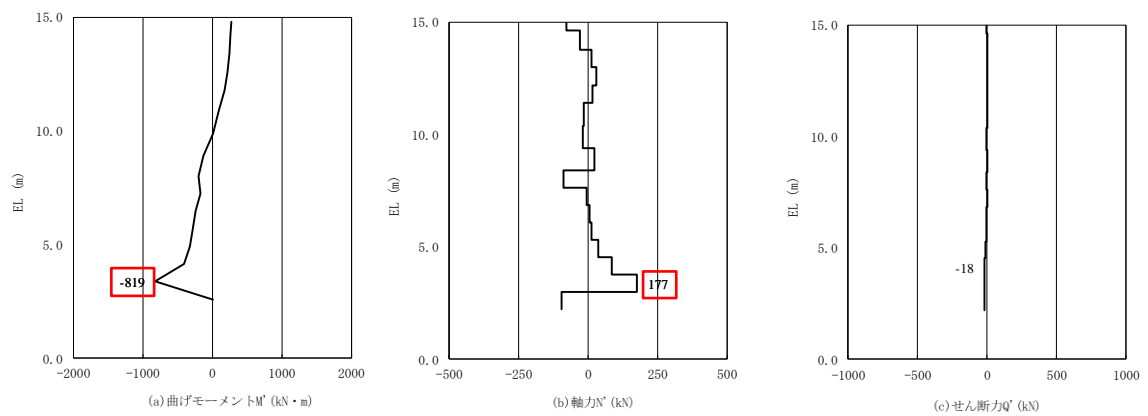
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅳ	819	177	106.2	294	0.37

(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

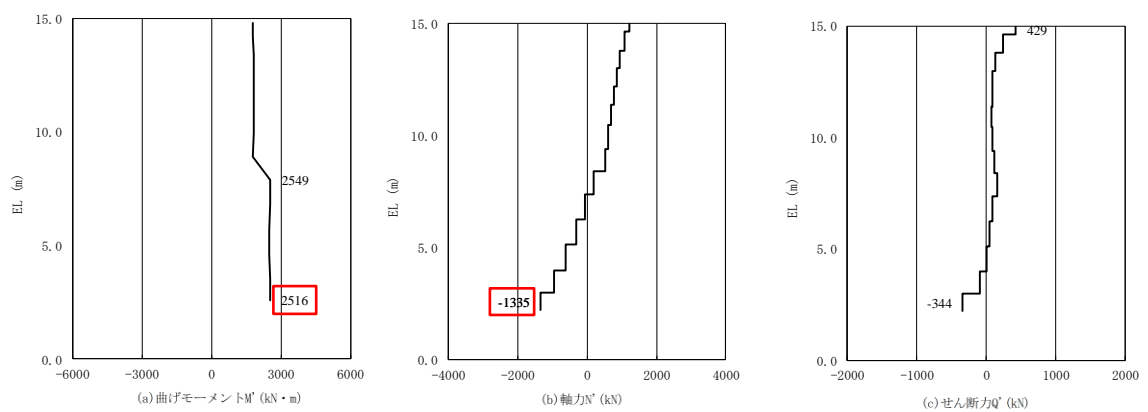
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	2516	1335	108.4	294	0.37



(②-②断面, 評価対象位置Ⅲ)



(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)



(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

図 5.5.1-5 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる断面力

(3) せん断照査

コンクリートのせん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.5.1-5 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での解析ケースの断面力図を図 5.5.1-6 に示す。

表 5.5.1-5 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面, 評価対象位置 I)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
I	65	0.03	0.67	0.05

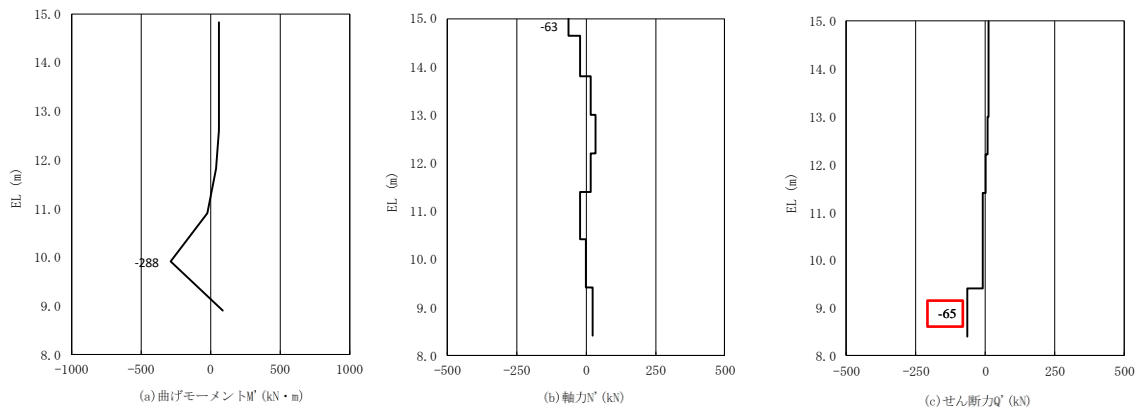
(③-③断面, 評価対象位置 I)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
I	114	0.05	0.67	0.08

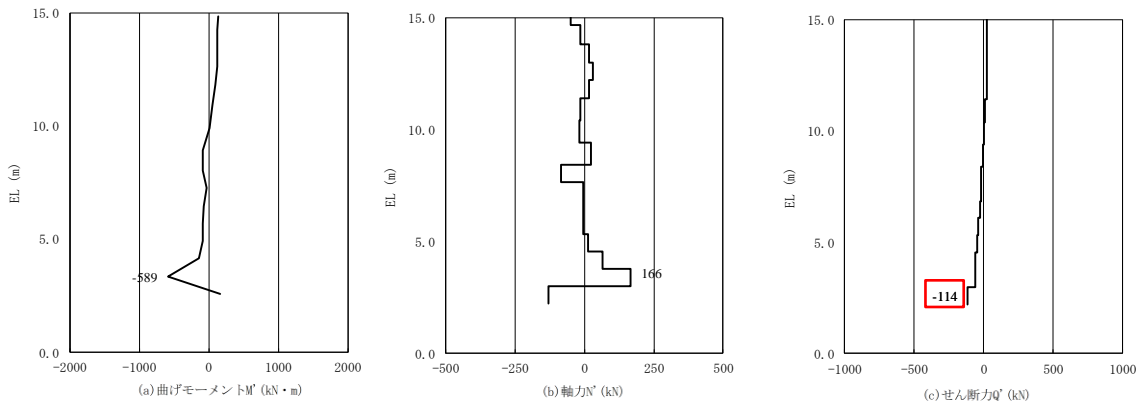
(④-④断面, 評価対象位置 VI)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
VI	943	0.44	0.67	0.67

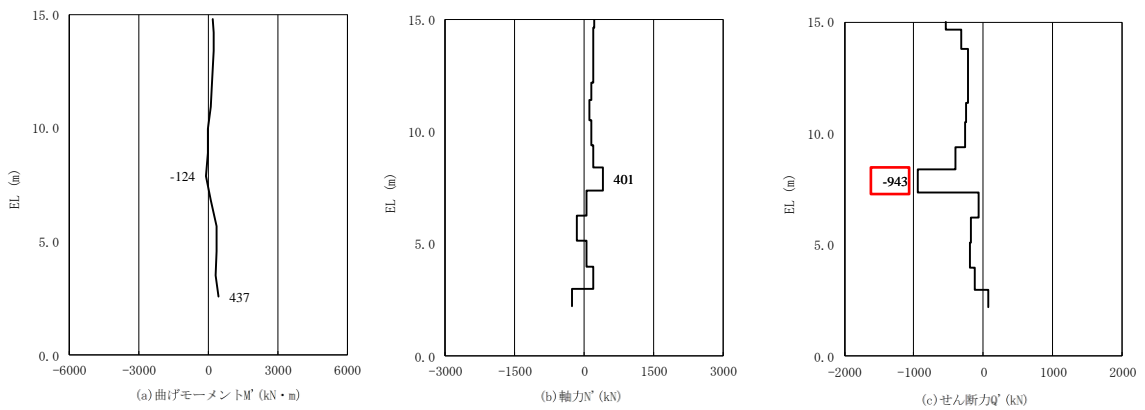




(②-②断面, 評価対象位置 I)



(③-③断面, 評価対象位置 I)



(④-④断面, 評価対象位置 VI)

図 5.5.1-6 コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力

(4) 評価結果一覧

a. 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5.5.1-6 及び表 5.5.1-7 に示す。この結果から、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.5.1-6(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	288	1	0.7	13.5	0.05
II	332	5	0.8	13.5	0.06
III	340	7	0.8	13.5	0.06
IV	332	6	0.8	13.5	0.06
V	283	1	0.7	13.5	0.05

表 5.5.1-6(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	589	166	1.2	13.5	0.09
II	725	170	1.5	13.5	0.12
III	796	175	1.6	13.5	0.13
IV	819	177	1.7	13.5	0.13
V	795	175	1.6	13.5	0.13
VI	722	170	1.5	13.5	0.12
VII	583	167	1.2	13.5	0.09

表 5.5.1-6(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M'$ (kN・m)	軸力 $N'$ (kN)			
I	270	313	0.3	13.5	0.03
II	324	194	0.3	13.5	0.03
III	2549	194	2.1	13.5	0.16
IV	1565	1011	1.7	13.5	0.13
V	2487	199	2.0	13.5	0.16
VI	312	198	0.3	13.5	0.03
VII	285	313	0.3	13.5	0.03

表 5.5.1-7(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M'$ (kN・m)	軸力 $N'$ (kN)			
I	288	1	52.1	294	0.18
II	332	5	59.0	294	0.21
III	340	7	60.1	294	0.21
IV	332	6	58.9	294	0.21
V	283	1	51.3	294	0.18

表 5.5.1-7(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	589	166	69.4	294	0.24
II	725	170	91.5	294	0.32
III	796	175	102.7	294	0.35
IV	819	177	106.2	294	0.37
V	795	175	102.5	294	0.35
VI	722	170	91.0	294	0.31
VII	583	167	68.3	294	0.24

表 5.5.1-7(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	65	189	7.6	294	0.03
II	454	274	20.6	294	0.08
III	2516	1335	108.4	294	0.37
IV	868	418	36.1	294	0.13
V	2453	1305	105.8	294	0.36
VI	437	260	19.7	294	0.07
VII	58	182	7.2	294	0.03

b. せん断照査

コンクリートのせん断破壊に対する評価結果を表 5.5.1-8 に示す。この結果からコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.5.1-8(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(②-②断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
	せん断力 $Q$ (kN)			
I	65	0.03	0.67	0.05
II	62	0.03	0.67	0.05
III	51	0.03	0.67	0.04
IV	39	0.02	0.67	0.03
V	36	0.02	0.67	0.03

表 5.5.1-8(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
	せん断力 $Q$ (kN)			
I	114	0.05	0.67	0.08
II	95	0.05	0.67	0.07
III	58	0.03	0.67	0.05
IV	18	0.01	0.67	0.02
V	24	0.01	0.67	0.02
VI	63	0.03	0.67	0.05
VII	84	0.04	0.67	0.06

表 5.5.1-8(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
I	537	0.25	0.67	0.38
II	862	0.41	0.67	0.61
III	429	0.22	0.67	0.33
IV	56	0.03	0.67	0.04
V	427	0.22	0.67	0.33
VI	943	0.44	0.67	0.67
VII	616	0.29	0.67	0.44

## 5.5.2 重畳時

### (1) 評価対象位置と照査値

被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において各評価対象位置の照査値を表 5.5.2-1 及び表 5.5.2-2 に示す。

なお、評価対象位置は、「5.5.1 津波時」と同様とする。

表 5.5.2-1 被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査  
における評価対象位置と照査値

(③-③断面)

		コンクリートの 曲げ・軸力系の破壊に対する 照査値	鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に 対する照査値
評価対象位置	I	0.01	0.10
	II	0.02	0.13
	III	0.03	0.15
	IV	0.03	0.15
	V	0.03	0.15
	VI	0.03	0.14
	VII	0.01	0.10

(④-④断面)

		コンクリートの 曲げ・軸力系の破壊に対する 照査値	鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に 対する照査値
評価対象位置		0.01	0.03
	II	0.02	0.04
	III	0.06	0.25
	IV	0.05	0.11
	V	0.06	0.25
	VI	0.02	0.04
	VII	0.01	0.02

表 5.5.2-2 被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査  
 における評価対象位置と照査値

(③-③断面)

		コンクリートのせん断破壊に対する照査値
評価対象位置		0.05
	II	0.04
	III	0.02
	IV	0.01
	V	0.01
	VI	0.02
	VII	0.05

(④-④断面)

		コンクリートのせん断破壊に対する照査値
評価対象位置	I	0.08
	II	0.12
	III	0.02
	IV	0.04
	V	0.02
	VI	0.10
	VII	0.07



(2) 曲げ照査

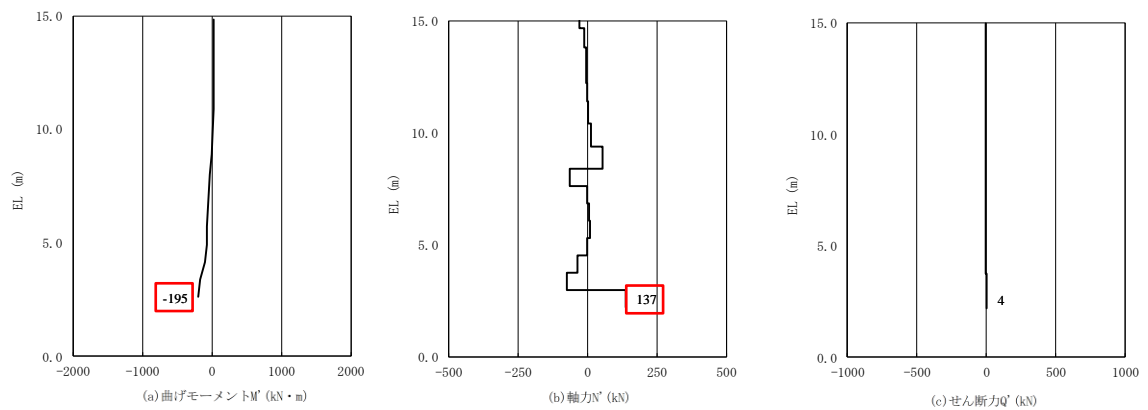
コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.5.2-3 及び表 5.5.2-4 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での断面力図を図 5.5.2-1 及び図 5.5.2-2 に示す。

表 5.5.2-3 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
 (③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)

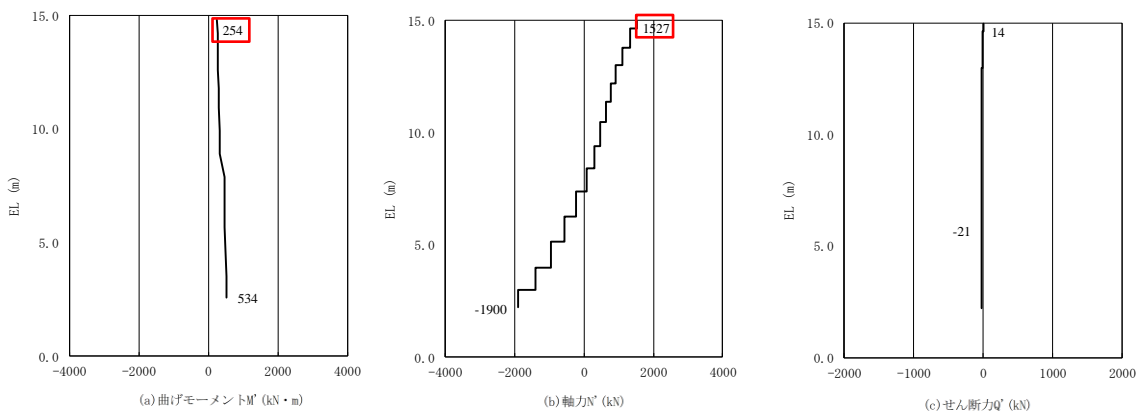
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅳ	195	137	0.4	13.5	0.03

(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	254	1527	0.7	13.5	0.06



(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)



(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

図 5.5.2-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる断面力

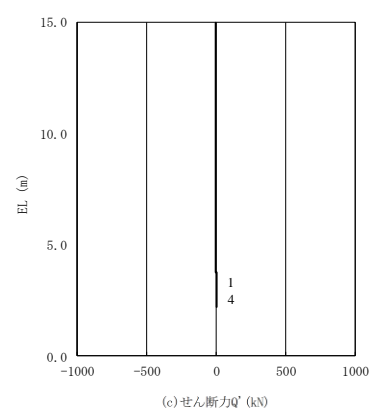
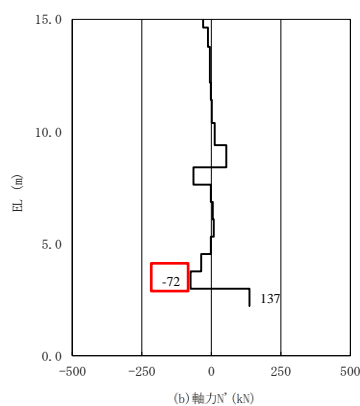
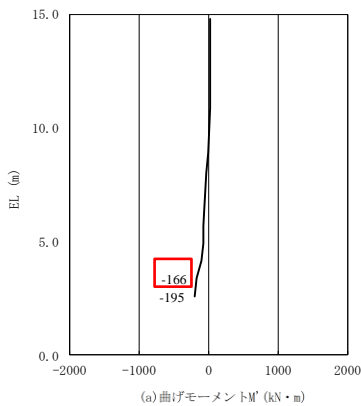
表 5.5.2-4 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)

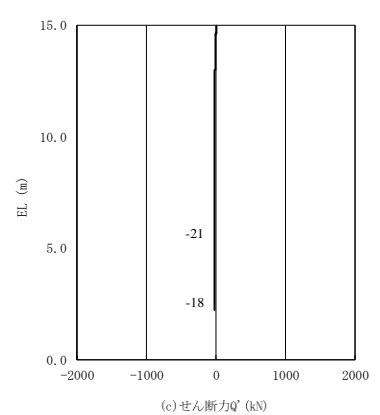
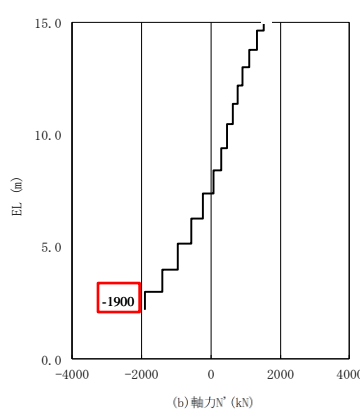
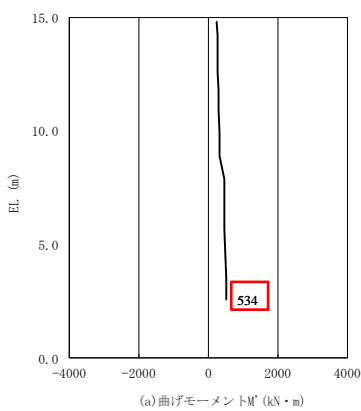
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅳ	166	72	42.3	294	0.15

(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
Ⅲ	534	1900	72.9	294	0.25



(③-③断面, 評価対象位置Ⅳ)



(④-④断面, 評価対象位置Ⅲ)

図 5.5.2-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる断面力

(3) せん断照査

コンクリートのせん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.5.2-5 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での断面力図を図 5.5.2-3 に示す。

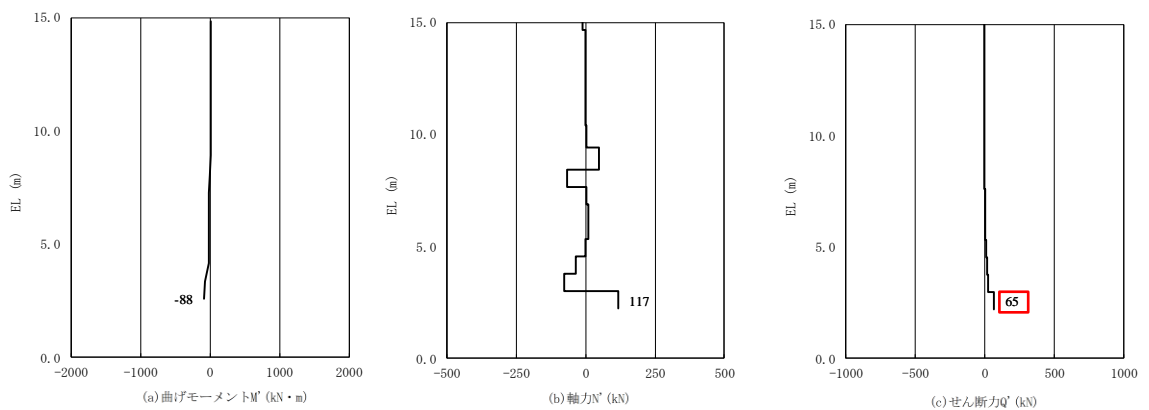
表 5.5.2-5 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 評価対象位置Ⅶ)

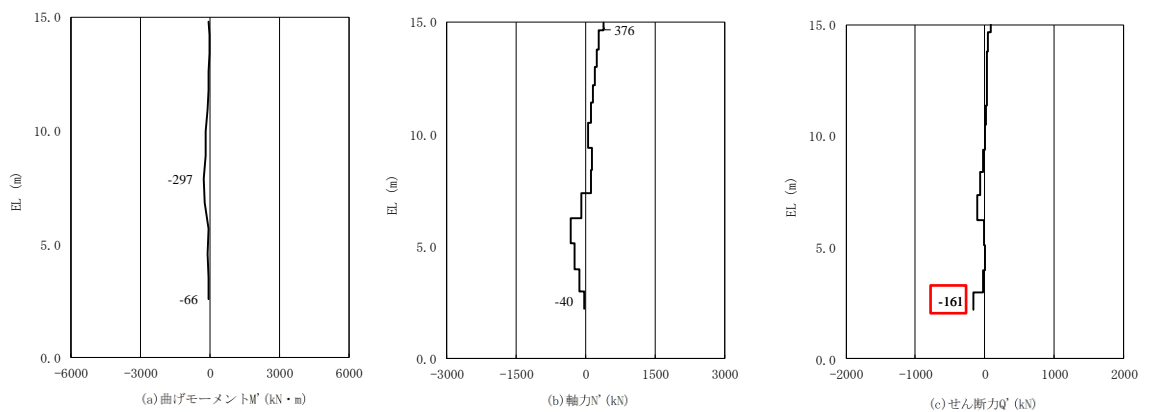
評価対象位置	発生断面力		せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 $Q$ (kN)				
Ⅶ	65		0.03	0.67	0.05

(④-④断面, 評価対象位置Ⅱ)

評価対象位置	発生断面力		せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{a1}$
	せん断力 $Q$ (kN)				
Ⅱ	161		0.08	0.67	0.12



(③-③断面, 評価対象位置Ⅶ)



(④-④断面, 評価対象位置Ⅱ)

図 5.5.2-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力

(4) 評価結果一覧

a. コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査

コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5.5.2-6 及び表 5.5.2-7 に示す。この結果から、被覆コンクリート壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.5.2-6(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	85	117	0.1	13.5	0.01
II	156	132	0.3	13.5	0.02
III	189	136	0.3	13.5	0.03
IV	195	137	0.4	13.5	0.03
V	188	136	0.3	13.5	0.03
VI	162	132	0.3	13.5	0.03
VII	88	117	0.1	13.5	0.01

表 5.5.2-6(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	116	93	0.1	13.5	0.01
II	297	119	0.3	13.5	0.02
III	254	1527	0.7	13.5	0.06
IV	226	1403	0.6	13.5	0.05
V	236	1488	0.7	13.5	0.06
VI	283	113	0.3	13.5	0.02
VII	110	92	0.1	13.5	0.01

表 5.5.2-7(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	75	78	28.2	294	0.10
II	132	75	37.3	294	0.13
III	163	73	41.9	294	0.15
IV	166	72	42.3	294	0.15
V	160	73	41.5	294	0.15
VI	140	75	38.6	294	0.14
VII	79	78	29.0	294	0.10

表 5.5.2-7(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
	曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)			
I	19	176	5.9	294	0.03
II	58	324	11.5	294	0.04
III	534	1900	72.9	294	0.25
IV	373	708	31.8	294	0.11
V	512	1865	71.2	294	0.25
VI	53	315	11.1	294	0.04
VII	22	171	5.9	294	0.02



b. せん断照査

コンクリートのせん断破壊に対する評価結果を表 5.5.2-8 に示す。この結果からコンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.5.2-8(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(③-③断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
I	59	0.03	0.67	0.05
II	50	0.02	0.67	0.04
III	20	0.01	0.67	0.02
IV	4	0.00	0.67	0.01
V	13	0.01	0.67	0.01
VI	17	0.01	0.67	0.02
VII	65	0.03	0.67	0.05

表 5.5.2-8(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値  
(④-④断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{al}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{al}$
	せん断力 $Q'$ (kN)			
I	101	0.05	0.67	0.08
II	161	0.08	0.67	0.12
III	21	0.01	0.67	0.02
IV	50	0.02	0.67	0.04
V	25	0.01	0.67	0.02
VI	135	0.06	0.67	0.10
VII	93	0.04	0.67	0.07

## (参考資料1) 多重鋼管杭の断面変化点における照査

### 1. 概要

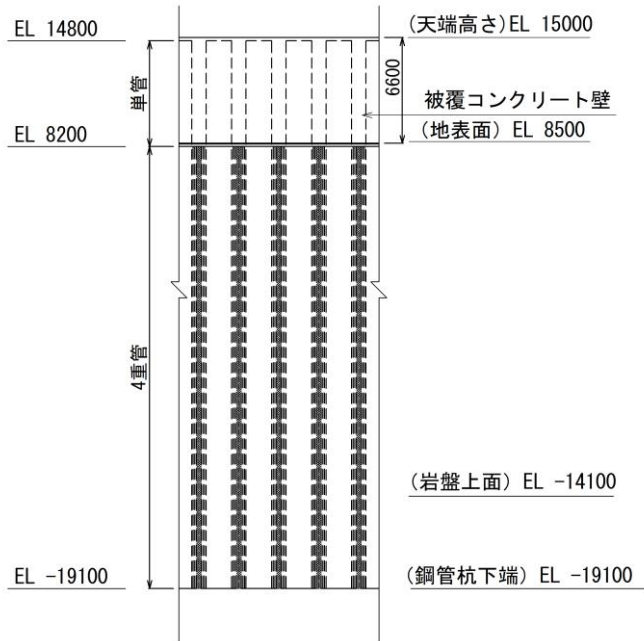
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，多重鋼管杭は標高に応じて鋼管杭の構成が異なることによる断面変化点が存在する。また，「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価では，最も照査が厳しい断面に対する照査結果を示している。

本資料では，各評価対象断面における鋼管杭の断面変化点毎の照査結果を示し，「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認する。

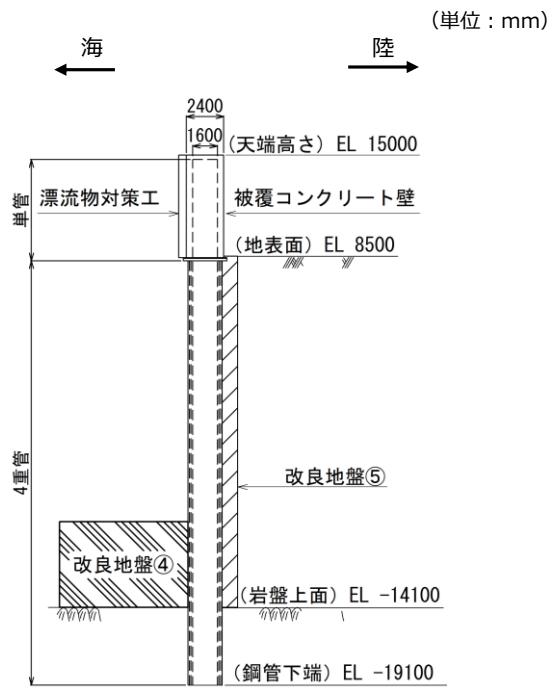
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面における構造図を図 1-1～図 1-4 に示す。

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】  
 単管 :  $\phi$  1600 mm  
 4重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm,  $\phi$  2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)



(断面図)

図 1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（②-②断面）

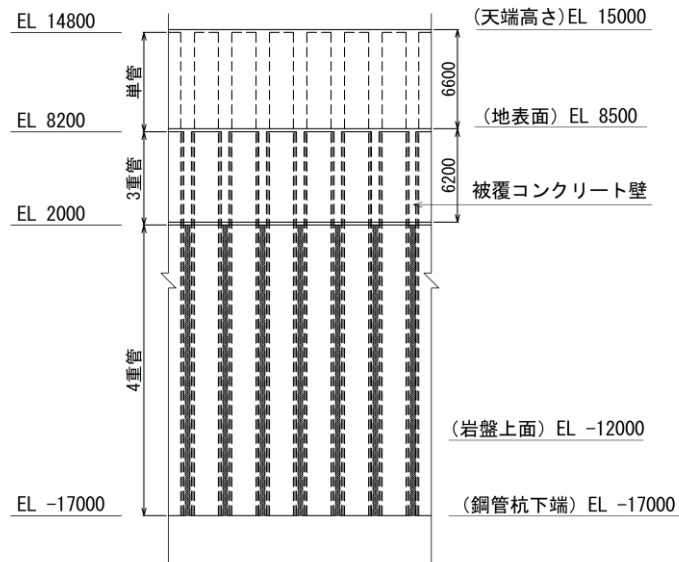
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

単管 :  $\phi$  1600 mm

3重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm

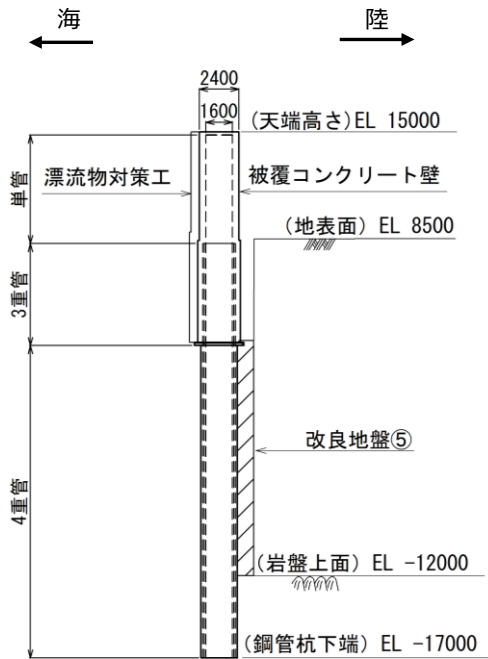
4重管 :  $\phi$  1600 mm,  $\phi$  1800 mm,  $\phi$  2000 mm,  $\phi$  2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)

(単位 : mm)



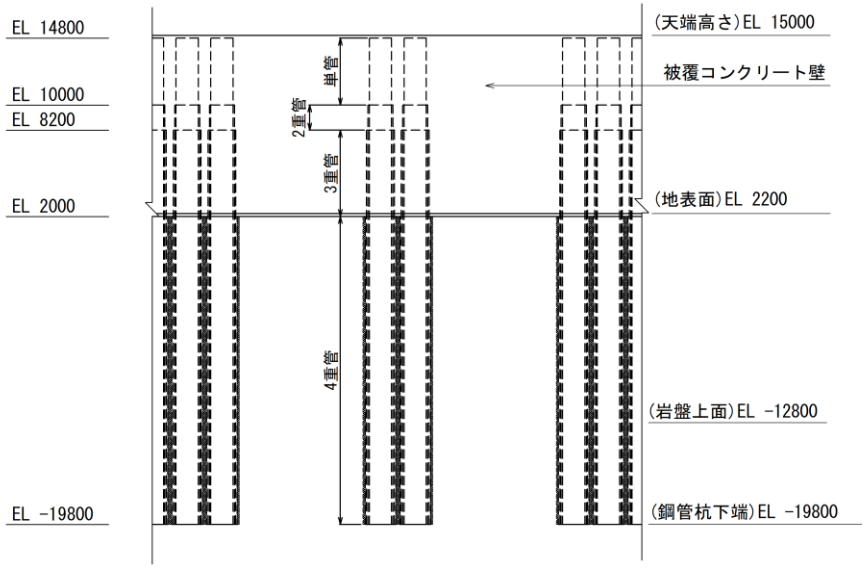
(断面図)

図 1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（③-③断面）

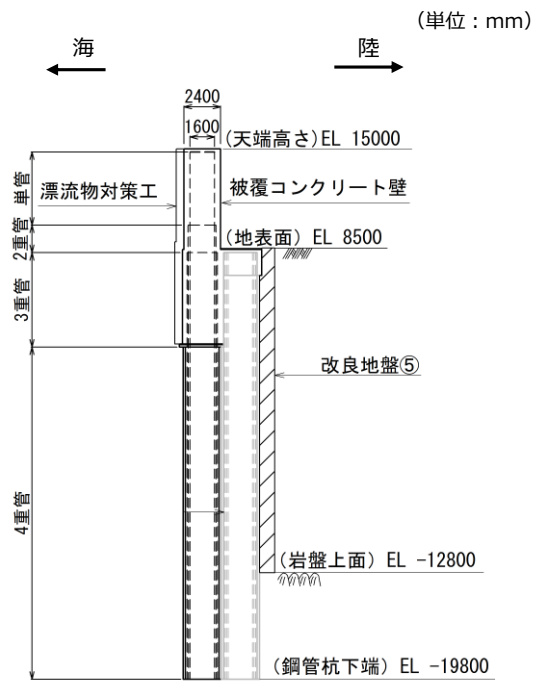
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

- 単管 : φ 1600 mm
- 2重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm
- 3重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm
- 4重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm, φ 2200 mm

(単位 : mm)



(正面図)

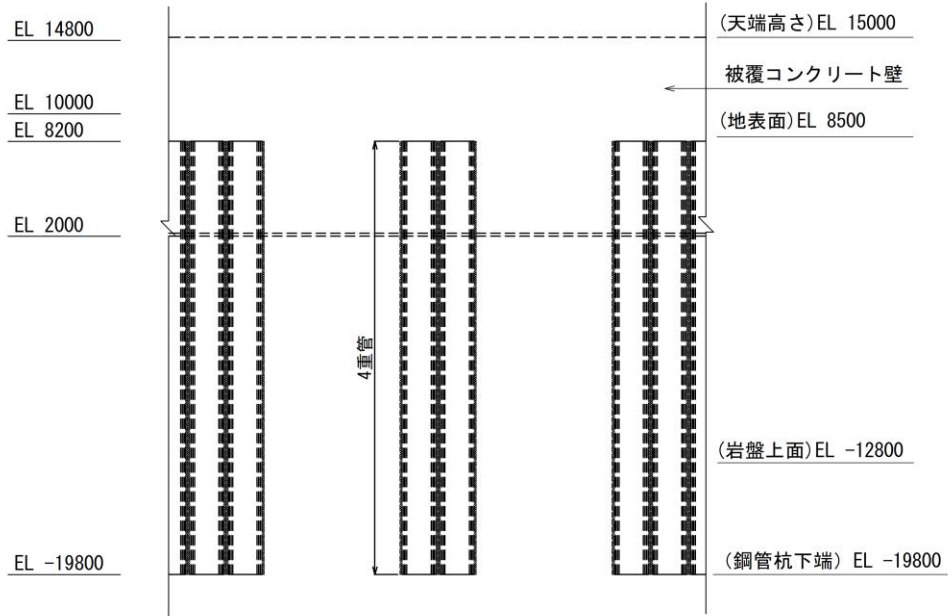


(断面図)

図 1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，海側）

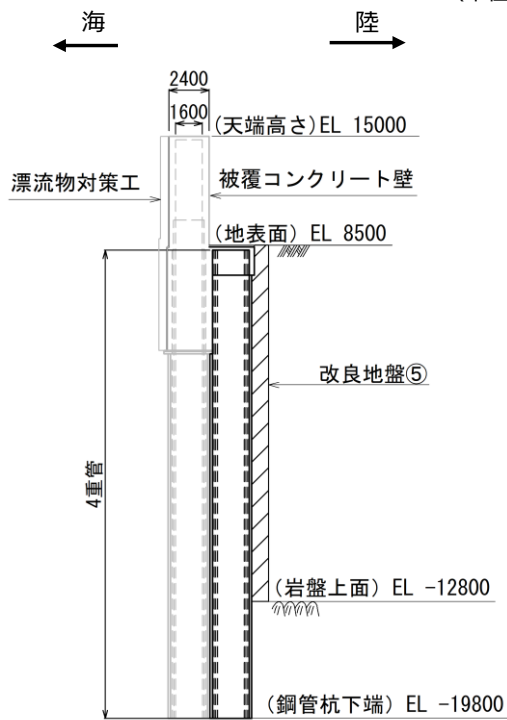
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】  
 4重管：φ 1600 mm，φ 1800 mm，φ 2000 mm，φ 2200 mm

(単位：mm)



(正面図)

(単位：mm)



(断面図)

図 1-4 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，陸側）

## 2 評価結果

### 2.1 津波時

#### 2.1.1 照査値一覧

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面について、多重鋼管杭における各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値一覧を表 2.1.1-1 に、各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する照査値一覧を表 2.1.1-2 に示す。

表 2.1.1-1 各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	照査値 M/M <sub>y</sub>	備考
②-②断面	単管部	0.37	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部	0.12	
③-③断面	単管部	0.45	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部	0.33	
	4重管部	0.22	
④-④断面	単管部 (海側杭)	0.07	
	2重管部 (海側杭)	0.08	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部 (海側杭)	0.07	
	4重管部 (海側杭)	0.04	
	4重管部 (陸側杭)	0.05	「4.3 評価結果」にて評価済み



表 2.1.1-2 各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	照査値 $Q/Q_a$	備考
②-②断面	単管部	0.08	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部	0.02	
③-③断面	単管部	0.10	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部	0.05	
	4重管部	0.04	
④-④断面	単管部 (海側杭)	0.03	
	2重管部 (海側杭)	0.03	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部 (海側杭)	0.02	
	4重管部 (海側杭)	0.02	
	4重管部 (陸側杭)	0.03	「4.3 評価結果」にて評価済み

## 2.1.2 鋼管杭の曲げ照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 2.1.2-1～表 2.1.2-4 に示す。また、断面力図を図 2.1.2-1～図 2.1.2-4 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.1.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
5402	1212	14637	0.37

(②-②断面, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
10663	1688	88648	0.12

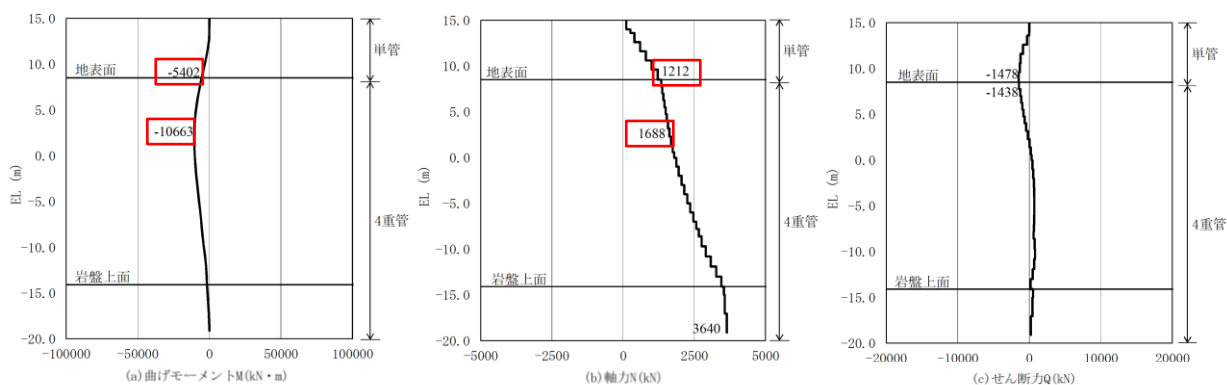


図 2.1.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (②-②断面)

表 2.1.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
6502	1033	14706	0.45

(③-③断面, 3重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
18785	1933	57301	0.33

(③-③断面, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
18730	2088	88461	0.22

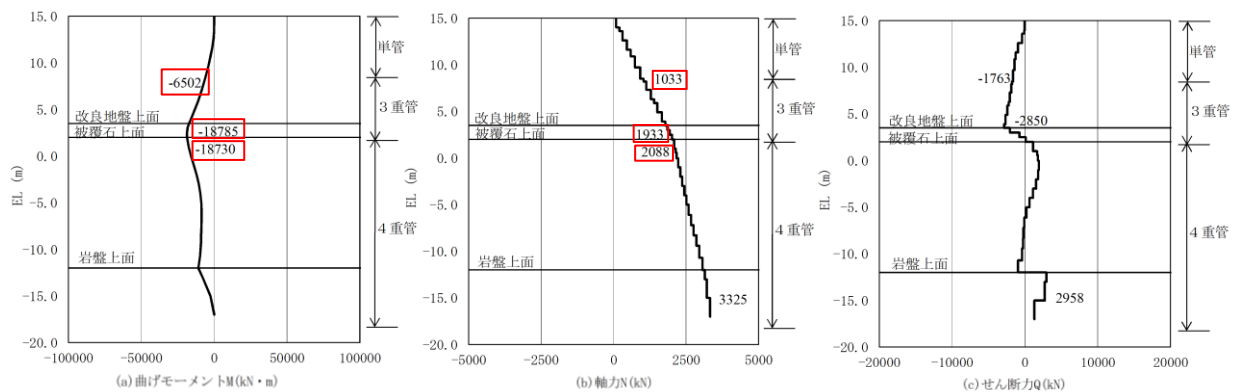


図 2.1.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (③-③断面)

表 2.1.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
938	231	15017	0.07

(④-④断面, 海側杭, 2重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
2526	587	34083	0.08

(④-④断面, 海側杭, 3重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3489	1464	57508	0.07

(④-④断面, 海側杭, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3489	4185	87479	0.04

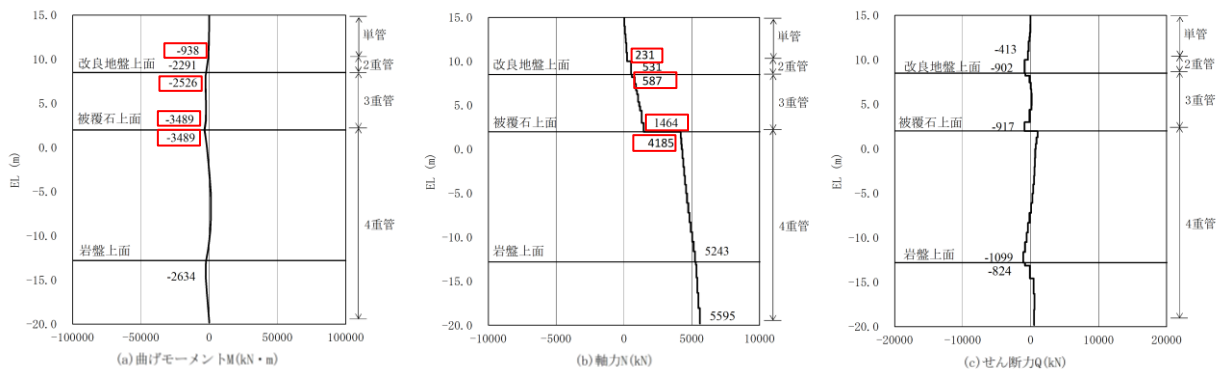


図 2.1.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭)

表 2.1.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 陸側杭, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3589	1038	88953	0.05

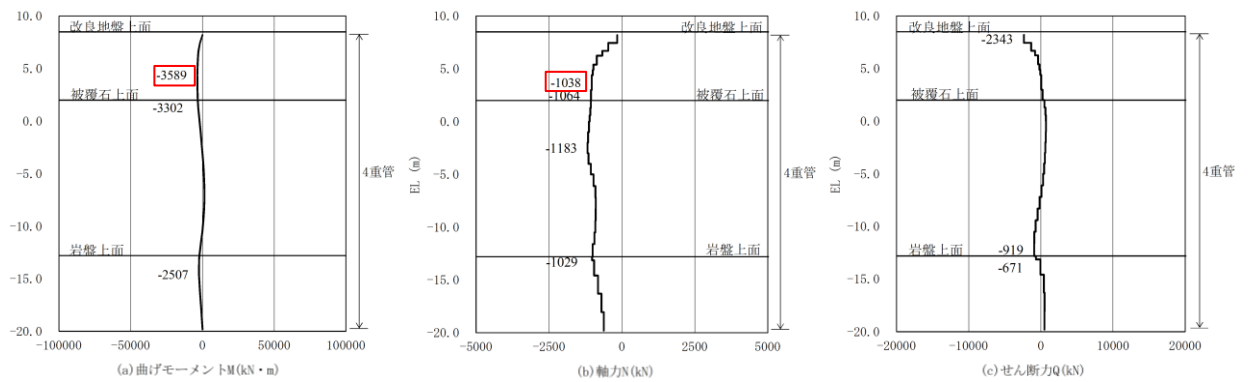


図 2.1.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(④-④断面, 陸側杭)

### 2.1.3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 2.1.3-1～表 2.1.3-4 に示す。また、断面力図を図 2.1.3-1～図 2.1.3-4 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.1.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1478	19421	0.08

(②-②断面, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1438	95166	0.02

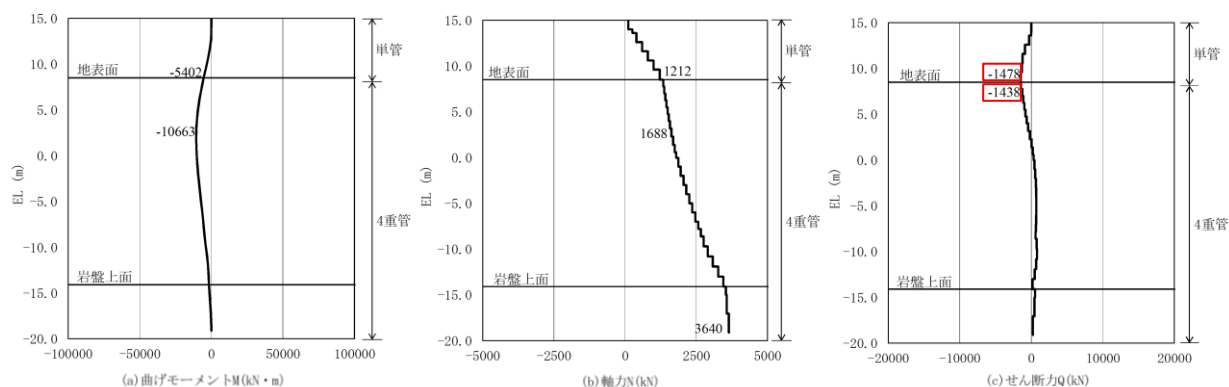


図 2.1.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (②-②断面)

表 2.1.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1763	19421	0.10

(③-③断面, 3重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
2850	65661	0.05

(③-③断面, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
2958	95166	0.04

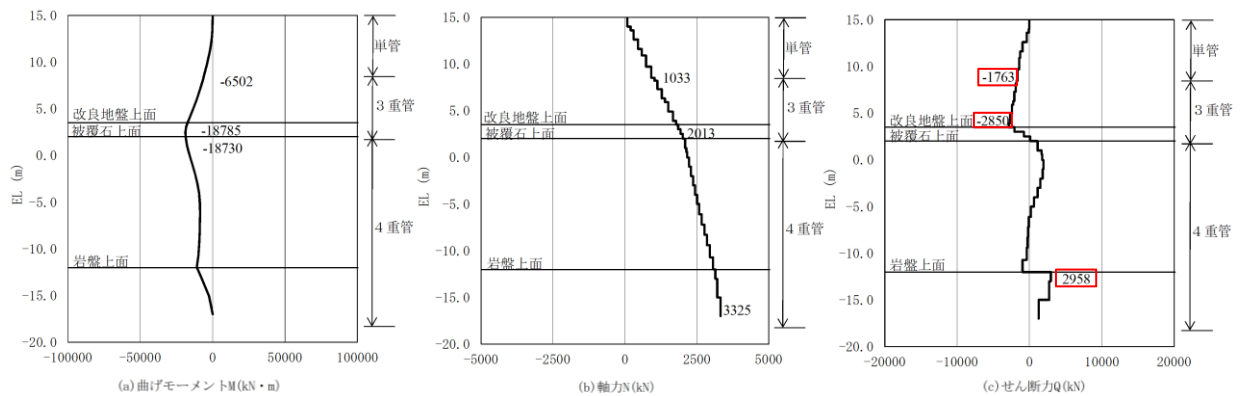


図 2.1.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (③-③断面)

表 2.1.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
413	19421	0.03

(④-④断面, 海側杭, 2重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
902	41308	0.03

(④-④断面, 海側杭, 3重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
917	65661	0.02

(④-④断面, 海側杭, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1099	95166	0.02

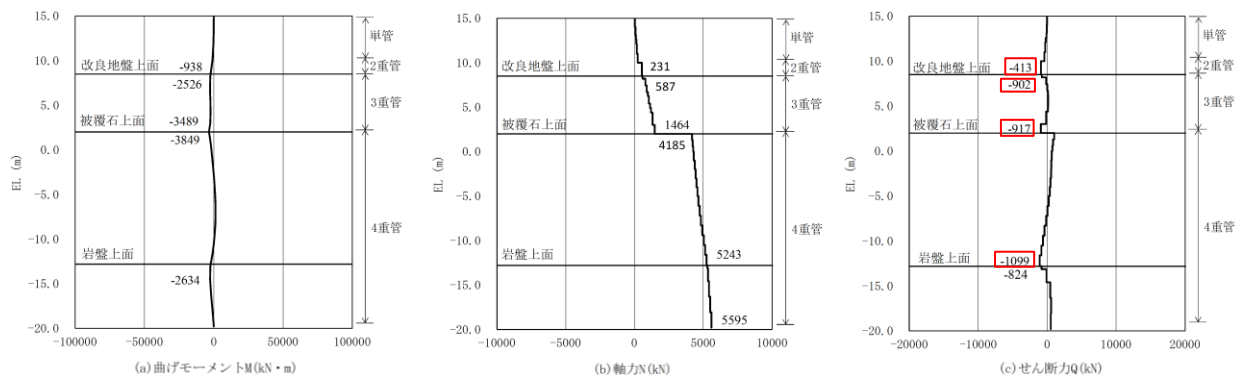


図 2.1.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (④-④断面, 海側杭)



表 2.1.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 陸側杭, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
2343	95166	0.03

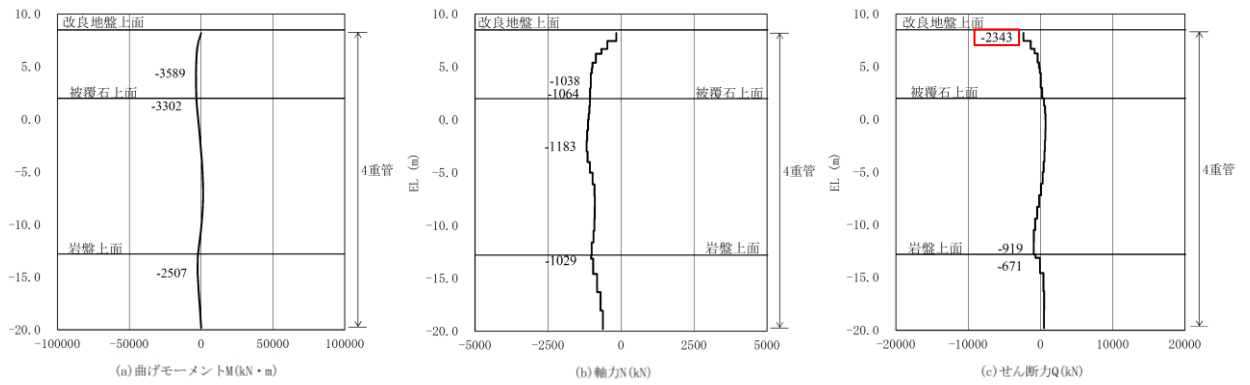


図 2.1.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (④-④断面, 陸側杭)

## 2.2 重畳時

### 2.2.1 照査値一覧

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面について，多重鋼管杭における各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値一覧を表 2.2.1-1 に，各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値一覧を表 2.2.1-2 に示す。

表 2.2.1-1 各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	地震動	照査時刻 (s)	照査値 M/M <sub>y</sub>	備考
③-③断面	単管部	S d - D (++)	9.10	0.24	
	3重管部	S d - D (++)	9.09	0.17	
	4重管部	S d - D (++)	17.59	0.34	「4.3 評価結果」にて評価済み
④-④断面	単管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.10	
	2重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.11	
	3重管部 (海側杭)	S d - D (++)	8.64	0.13	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部 (海側杭)	S d - D (++)	8.64	0.09	
	4重管部 (陸側杭)	S d - D (++)	8.64	0.09	「4.3 評価結果」にて評価済み

表 2.2.1-2 各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	地震動	照査時刻 (s)	照査値 $Q/Q_a$	備考
③-③断面	単管部	S d - D (++)	9.09	0.05	
	3重管部	S d - D (++)	9.07	0.02	
	4重管部	S d - D (++)	17.59	0.07	「4.3 評価結果」にて評価済み
④-④断面	単管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.03	
	2重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.03	
	3重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.55	0.04	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部 (海側杭)	S d - D (++)	30.72	0.01	
	4重管部 (陸側杭)	S d - D (++)	9.13	0.04	「4.3 評価結果」にて評価済み

## 2.2.2 鋼管杭の曲げ照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において最も厳しい照査値となる結果を表 2.2.2-1～表 2.2.2-8 に示す。また、断面力図を図 2.2.2-1～図 2.2.2-8 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.2.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部,  $t=9.10s$ )

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3444	1020	14711	0.24

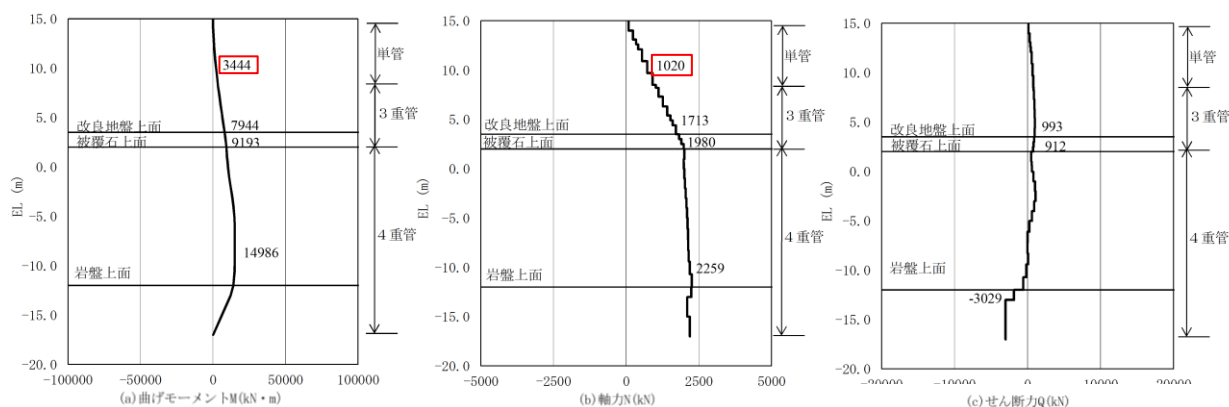


図 2.2.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 単管部,  $S d - D (+ +)$ ,  $t=9.10s$ )

表 2.2.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
 (③-③断面, 3重管部, t=9.09s)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
9434	2051	57249	0.17

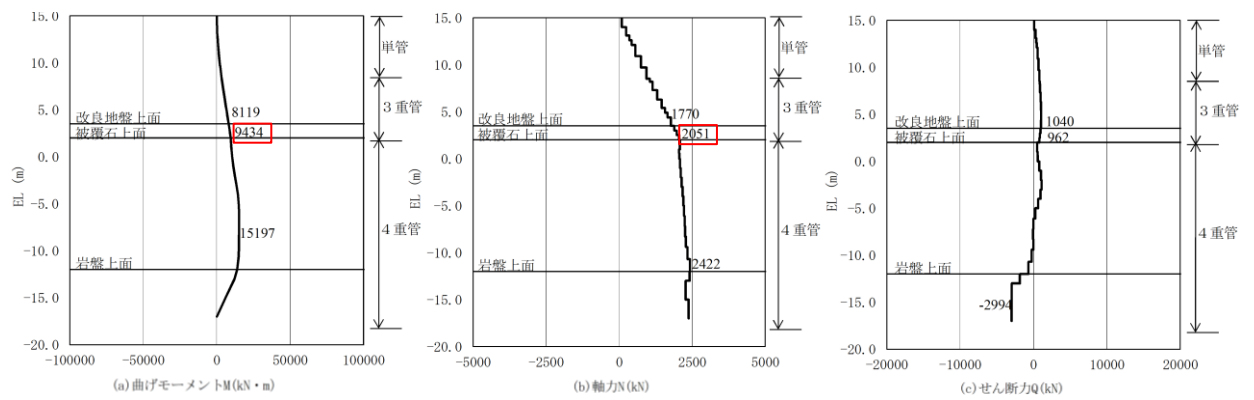


図 2.2.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
 (③-③断面, 3重管部, S d - D (++) , t=9.09s)

表 2.2.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 4重管部,  $t=17.59s$ )

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
29306	2085	88462	0.34

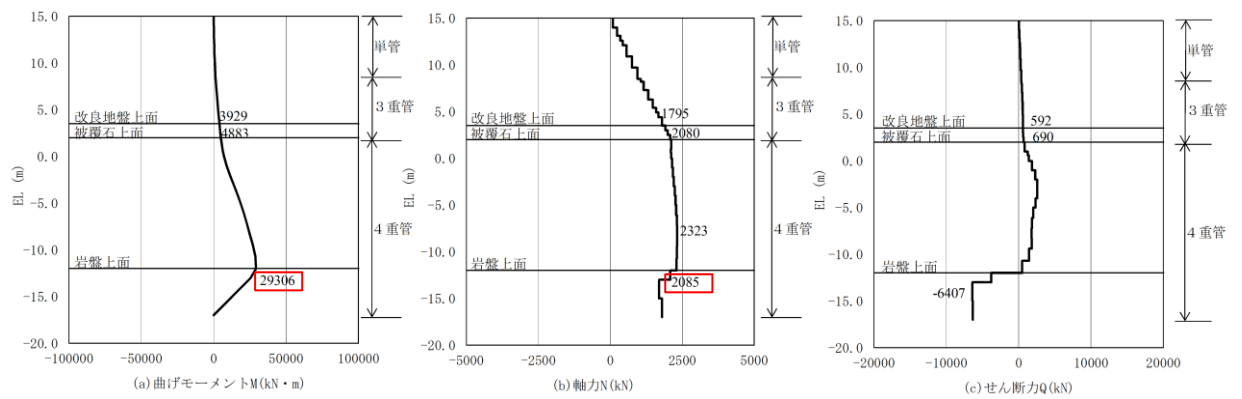


図 2.2.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 4重管部,  $S_d - D(++)$ ,  $t=17.59s$ )

表 2.2.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
 (㊦-㊦断面, 海側杭, 単管部,  $t=9.13s$ )

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
1362	190	15033	0.10

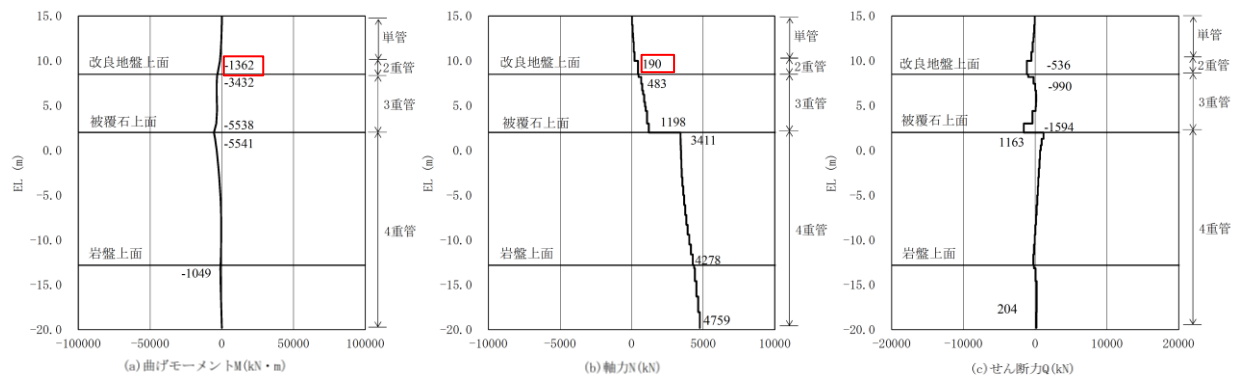


図 2.2.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
 (㊦-㊦断面, 海側杭, 単管部,  $S_d-D(++)$ ,  $t=9.13s$ )

表 2.2.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, t=9.13s)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
3431	483	34126	0.11

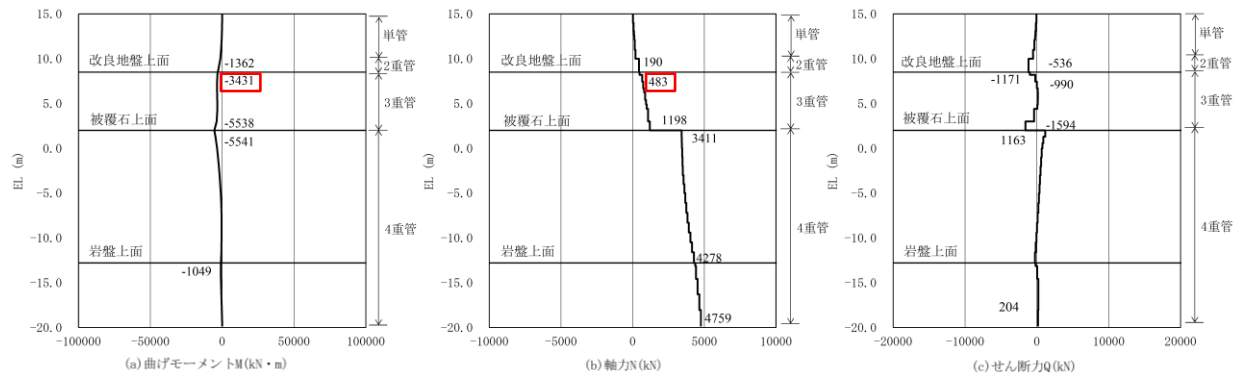


図 2.2.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, S d - D (++) , t=9.13s)



表 2.2.2-6 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 3重管部,  $t=8.64s$ )

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
7390	1554	57468	0.13

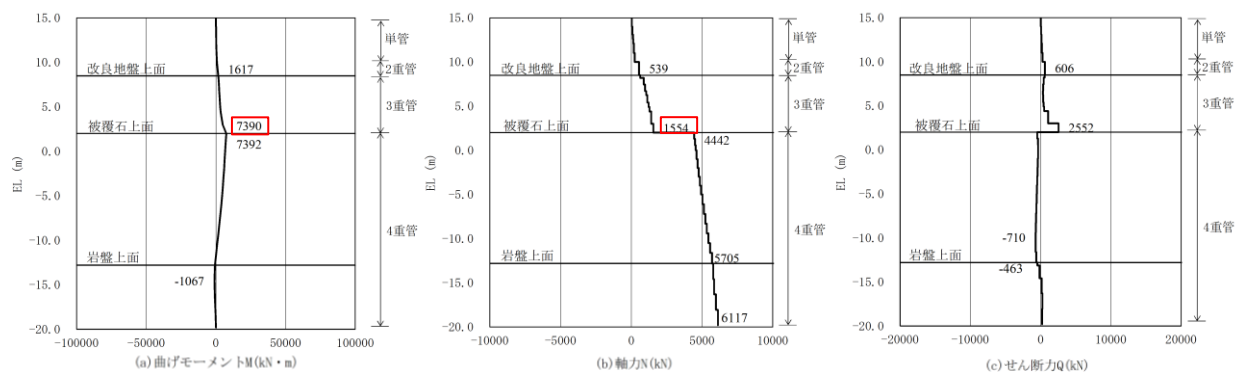


図 2.2.2-6 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 3重管部,  $S_d - D(++)$ ,  $t=8.64s$ )

表 2.2.2-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面, 海側杭, 4重管部,  $t=8.64s$ )

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
7392	4442	87358	0.09

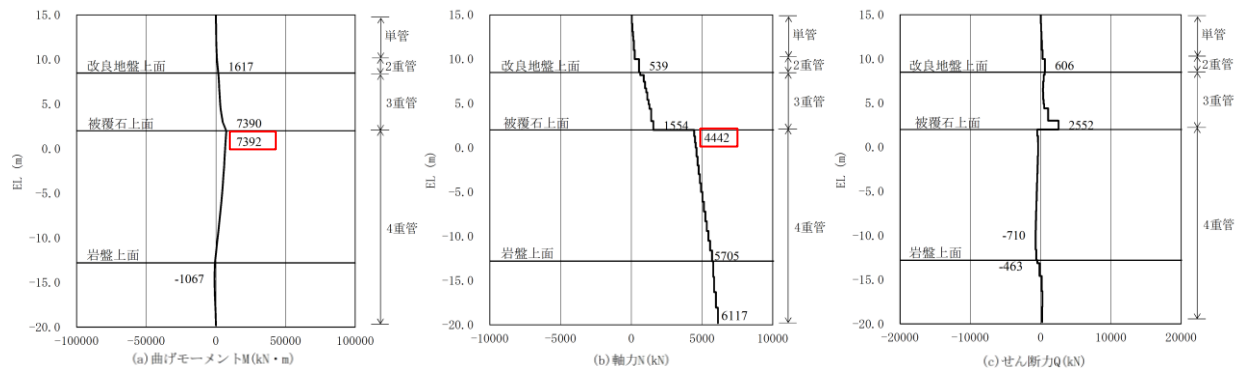


図 2.2.2-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
 (④-④断面, 海側杭, 4重管部,  $S_d-D(++)$ ,  $t=8.64s$ )

表 2.2.2-8 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面, 陸側杭, 4重管部, t=8.64s)

発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
7617	279	89308	0.09

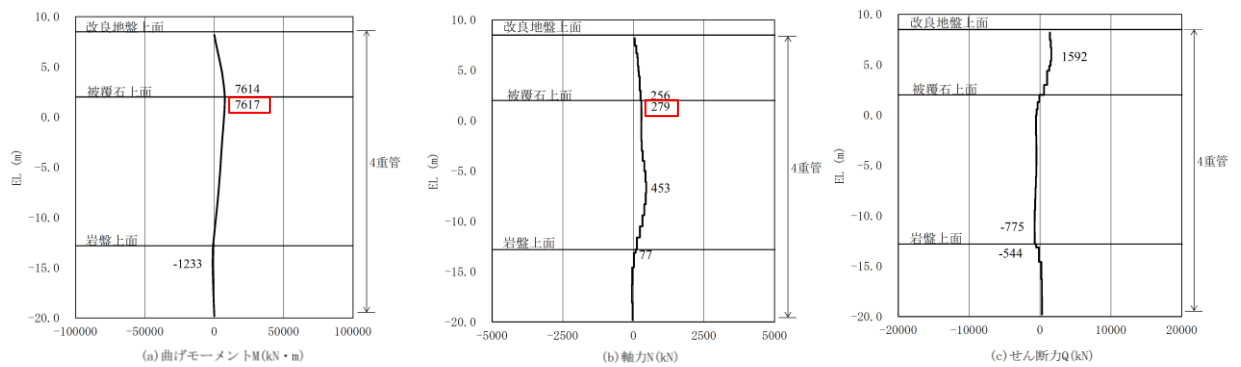


図 2.2.2-8 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
 (④-④断面, 陸側杭, 4重管部, S d - D(++) , t=8.64s)

### 2.2.3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において最も厳しい照査値となる結果を表 2.2.3-1～表 2.2.3-8 に示す。また、断面力図を図 2.2.3-1～図 2.2.3-8 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.2.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部,  $t=9.09s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
845	19421	0.05

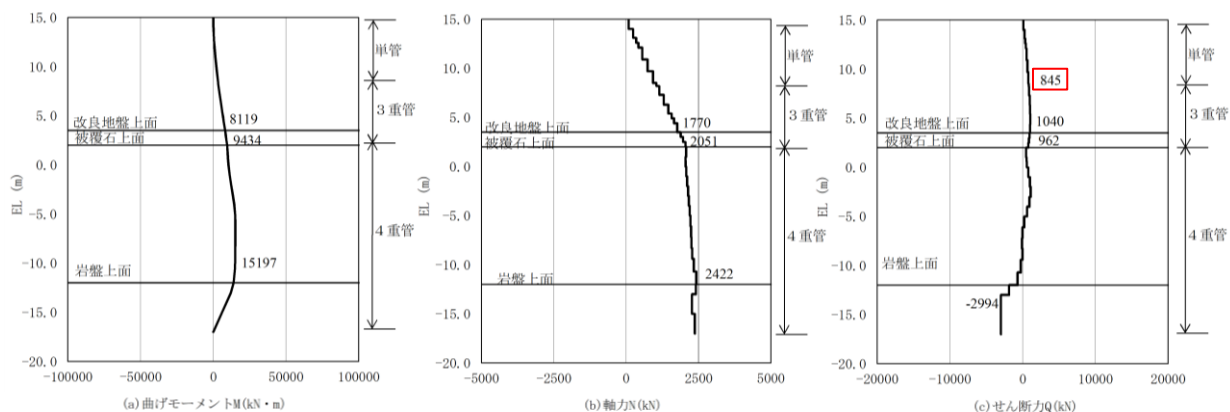


図 2.2.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 単管部,  $S d - D (+ +)$ ,  $t=9.09s$ )

表 2.2.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値  
 (③-③断面, 3重管部, t=9.07s)

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1066	65661	0.02

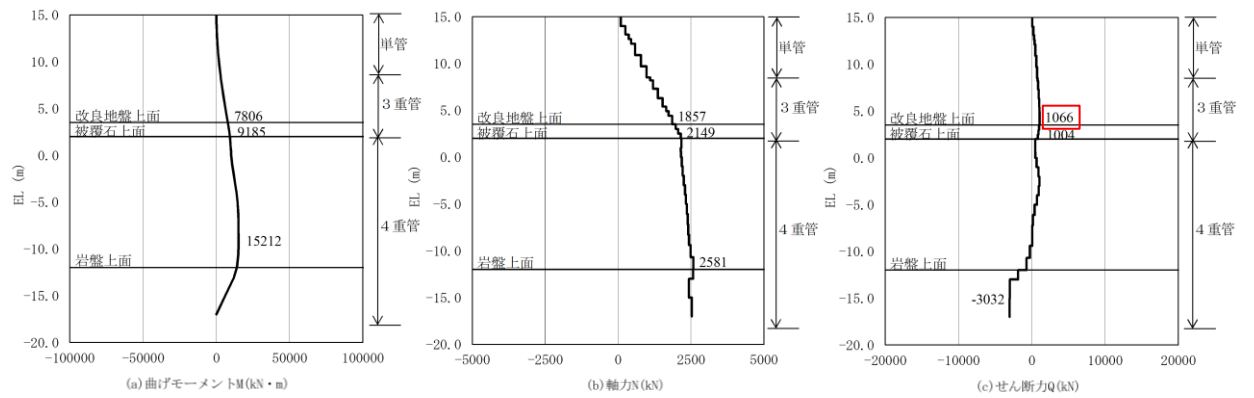


図 2.2.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
 (③-③断面, 3重管部, S d - D (++) , t=9.07)

表 2.2.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 4重管部,  $t=17.59s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
6407	95166	0.07

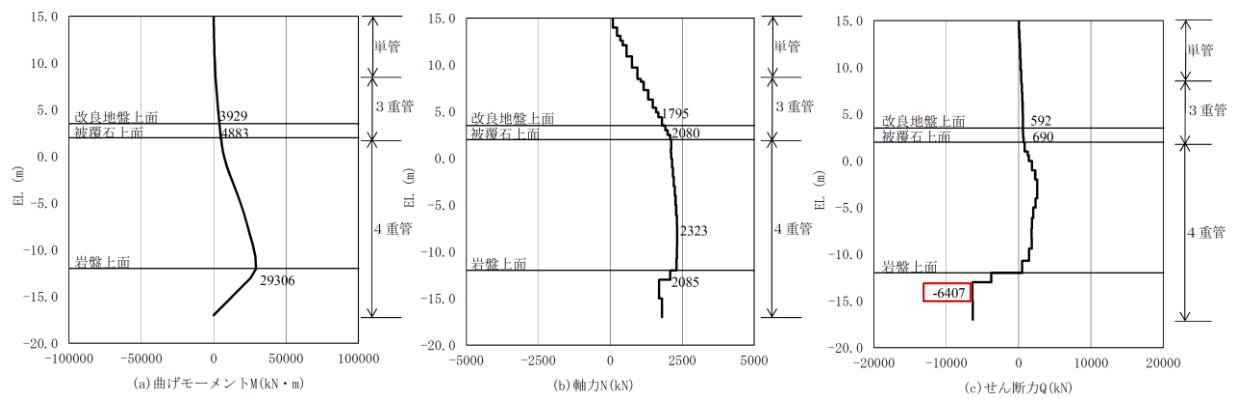


図 2.2.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 4重管部,  $S d - D(++)$ ,  $t=17.59s$ )

表 2.2.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値  
 (④-④断面, 海側杭, 単管部,  $t=9.13s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
536	19421	0.03

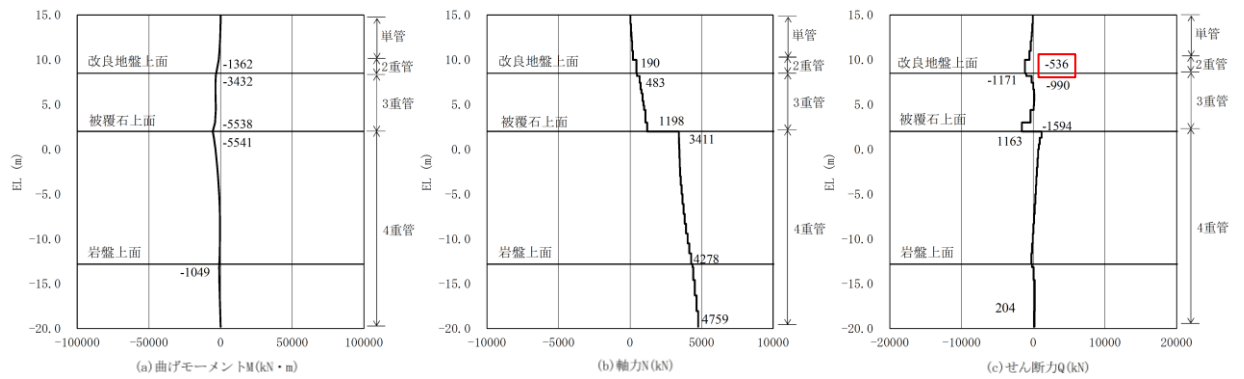


図 2.2.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
 (④-④断面, 海側杭, 単管部,  $S_d - D(++)$ ,  $t=9.13s$ )

表 2.2.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(㊤-㊤断面, 海側杭, 2重管部,  $t=9.13s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
1171	41308	0.03

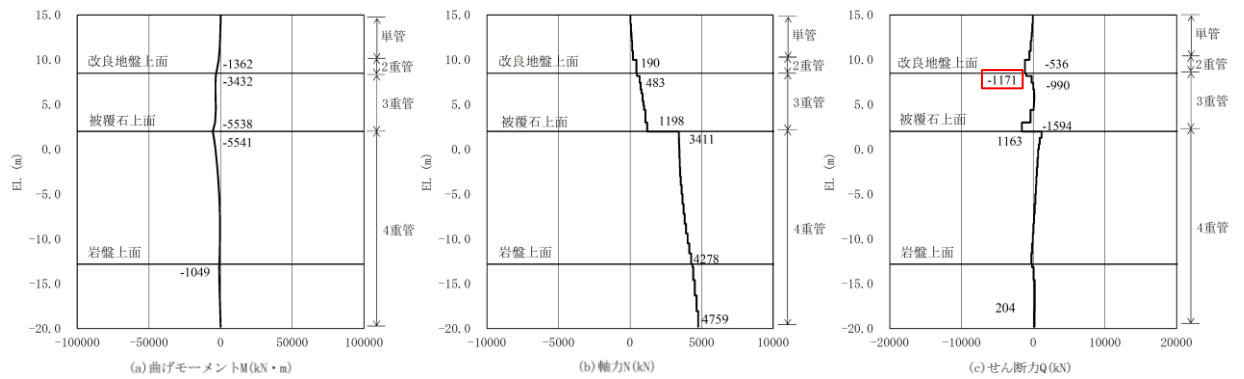


図 2.2.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(㊤-㊤断面, 海側杭, 2重管部,  $S_d - D(++)$ ,  $t=9.13s$ )



表 2.2.3-6 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 3重管部,  $t=9.55s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
2575	65661	0.04

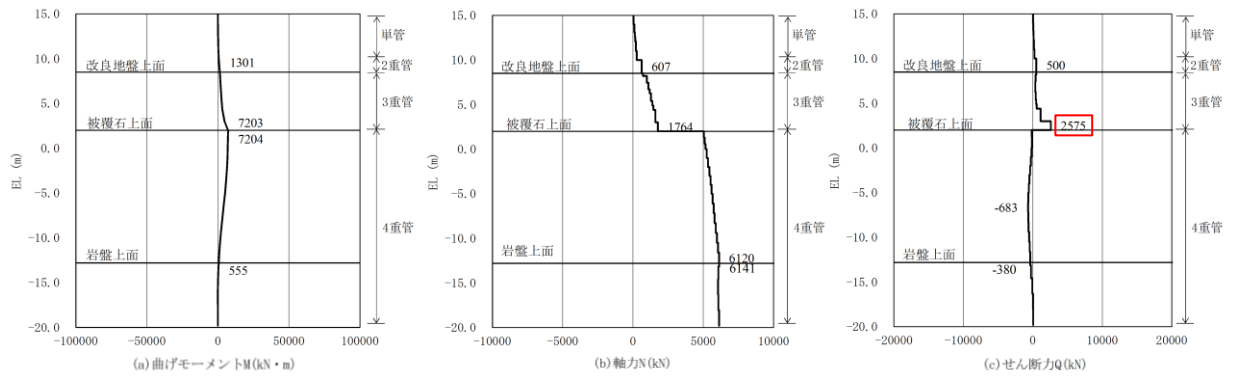


図 2.2.3-6 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 3重管部,  $S_d - D(++)$ ,  $t=9.55s$ )

表 2.2.3-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 4重管部,  $t=30.72s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
831	95166	0.01

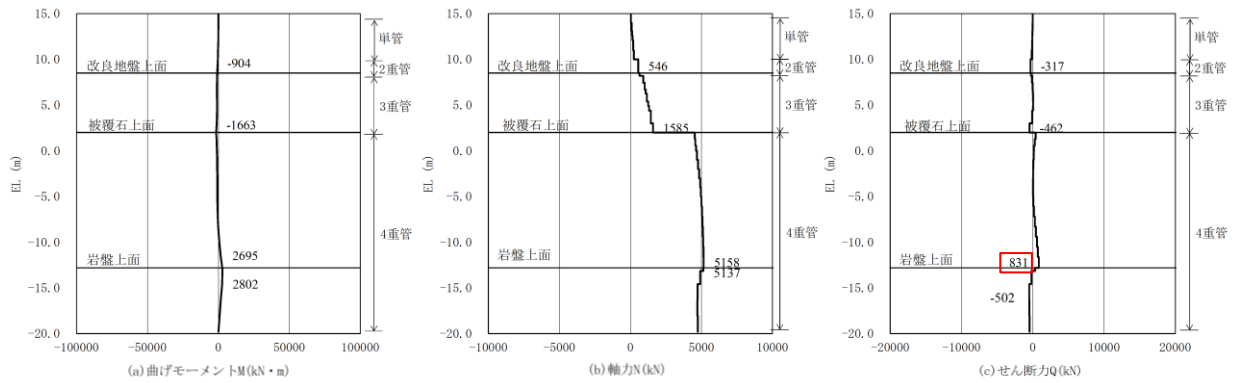


図 2.2.3-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(④-④断面, 海側杭, 4重管部,  $S_d-D(++)$ ,  $t=30.72s$ )

表 2.2.3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 陸側杭, 4重管部,  $t=9.13s$ )

発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q/Q_a$
せん断力 $Q$ (kN)		
2883	95166	0.04

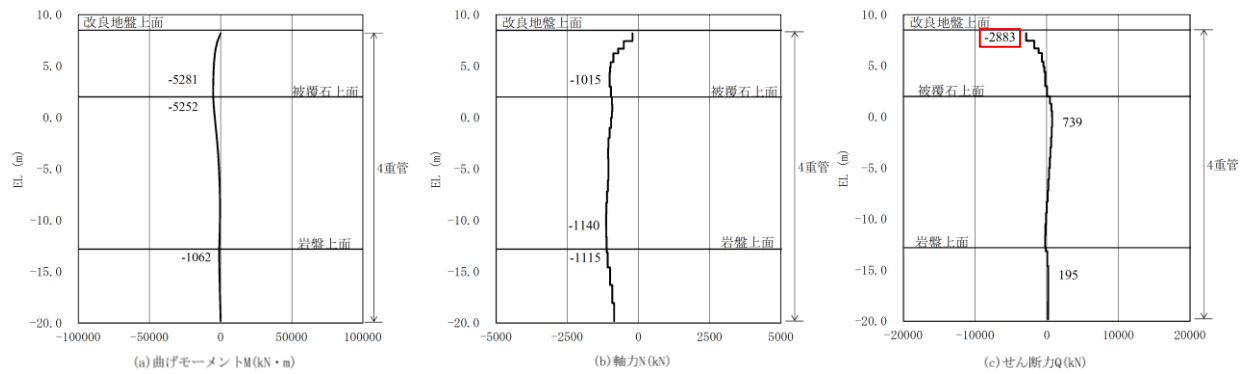


図 2.2.3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(④-④断面, 陸側杭, 4重管部,  $S_d-D(++)$ ,  $t=9.13s$ )

## (参考資料 2) 重畳時の解析方法の妥当性

### 1. 概要

重畳時は、津波と余震が同時に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する事象である。そのため、重畳時に発生する応力値は、「4.1.2 重畳時」に示す解析方法のとおり、余震作用時と津波作用時においてそれぞれ算定し、余震に伴う最大応力値と津波に伴う応力値を足し合わせたうえで、重複している常時応力解析による応力値を差し引いて算定している。（以下「基本ケース」という。）

一方で、重畳時の現象を踏まえると、津波が作用する前に余震が作用し始めていることから、津波が作用する時点で余震に伴う地盤のひずみが既に発生しており、地盤の非線形性から地盤剛性が低下していることが想定される。

そこで本資料では、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波が作用することを想定した解析（以下「ステップ解析」という。）による影響検討を実施する。

### 2. 評価内容

評価対象断面については、重畳時において実施している③－③断面と④－④断面のうち、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に埋戻土が分布し、地盤剛性の低下の影響が最も大きくなるとともに、「4.3.3 重畳時」に示すとおり、基本ケースにおいて照査値が最も大きい③－③断面を選定する。

解析方法については、解析ステップ以外は「4.1.2 重畳時」と同様とする。

解析ステップは、初めに余震作用時の地震応答解析を実施し、余震に伴う最大応力発生時の応力状態を初期状態として津波作用時の応力解析を実施する。これにより、「4.1.2 重畳時」と同様に、余震に伴う最大応力発生時に津波が同時作用するとともに、余震に伴い地盤剛性が低下した状態で津波を作用させることができる。

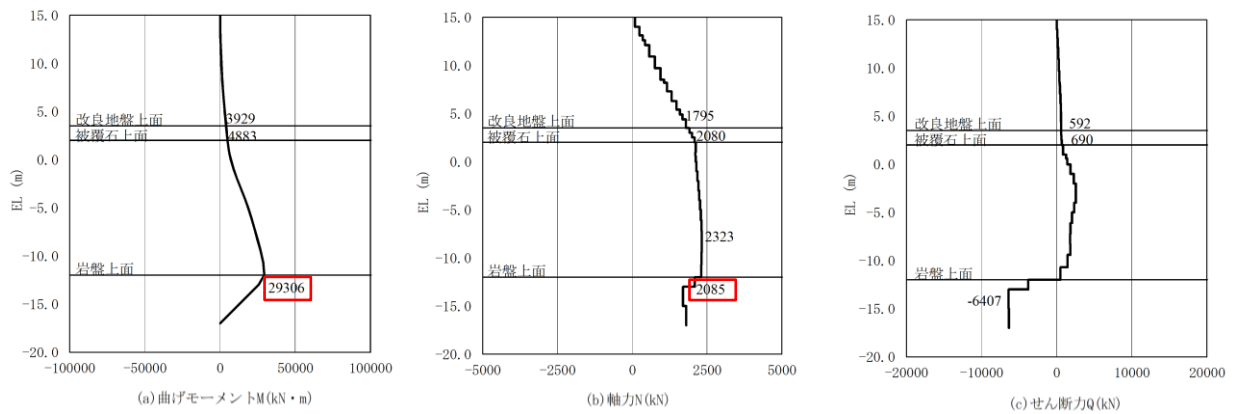
### 3. 評価結果

照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 3-1 に、断面力図を図 3-1 に示す。

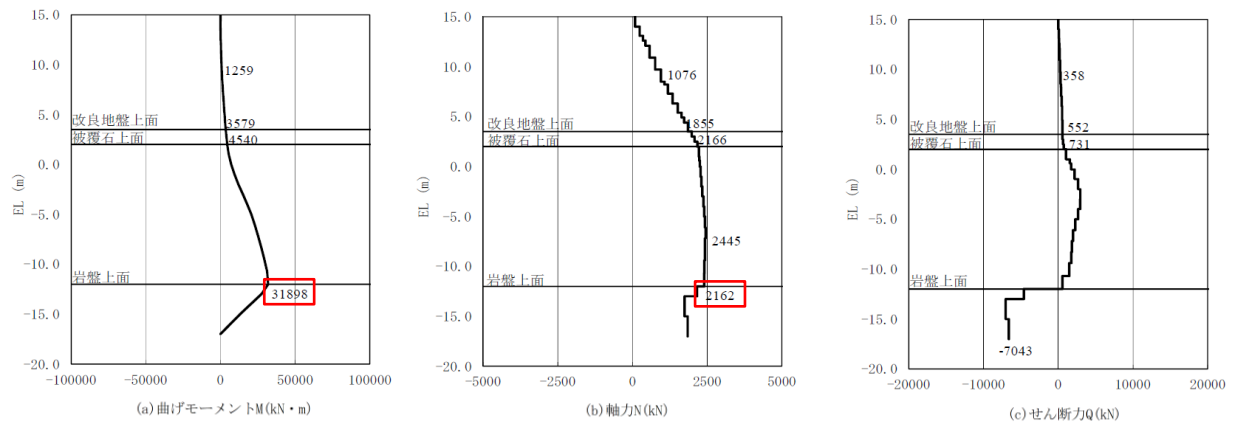
③－③断面の照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊の照査において、基本ケースに対してステップ解析の照査値が若干大きくなるものの、その影響は軽微であることを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (kN・m)	照査値 $M/M_y$
		曲げモーメント $M$ (kN・m)	軸力 $N$ (kN)		
基本ケース 「4.3.3 重畳時」 にて評価済み	4重管	29306	2085	88462	0.34
ステップ解析	4重管	31898	2162	88426	0.37



(③-③断面, 基本ケース)



(③-③断面, ステップ解析)

図 3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力図 (③-③断面)

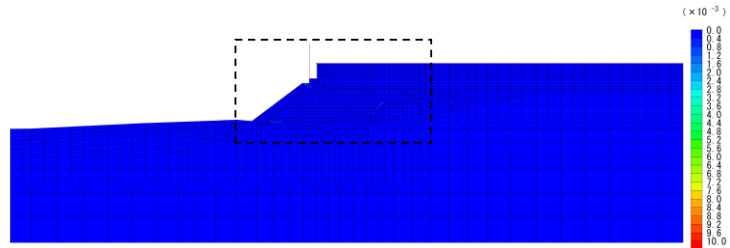
#### 4. 考察

「3. 評価結果」における基本ケースとステップ解析における照査値の差について考察する。

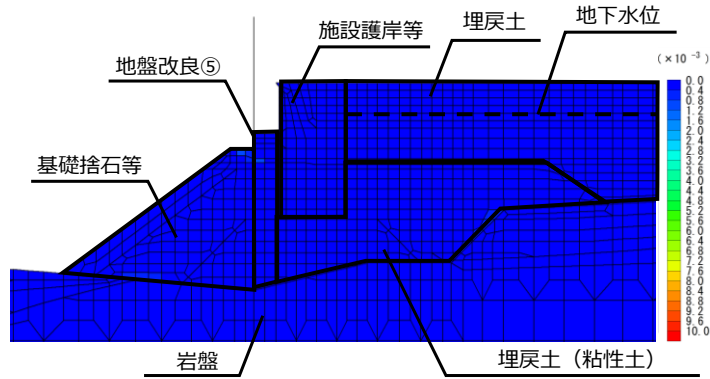
図 3-1 に示すとおり、基本ケースとステップ解析のいずれにおいても、岩盤上面で最大曲げモーメントが発生しており、曲げモーメント分布も同様である。一方で、基本ケースに比べてステップ解析の最大曲げモーメントが若干大きくなっている。

基本ケースにおける津波作用前（常時応力解析後）のせん断ひずみ分布を図 3-2 に、ステップ解析における津波作用前（余震に伴う最大応力発生時）のせん断ひずみ分布を図 3-3 に示す。図 3-2 及び図 3-3 を比較すると、基本ケースにおける津波作用前（常時応力解析後）に比べて、ステップ解析における津波作用前（余震に伴う最大応力発生時）のほうが、せん断ひずみが全体的に大きい。せん断ひずみ分布の詳細を確認すると、図 3-4 に示す過剰間隙水圧比分布のとおり、地下水位以深の埋戻土については、余震の作用に伴う過剰間隙水圧の上昇によりせん断ひずみが大きくなっている。一方で、地下水位以浅の埋戻土や埋戻土（粘性土）、基礎捨石等については過剰間隙水圧が発生せず、地下水位以深の埋戻土に比べて全体的に小さいせん断ひずみが発生している。また、より鋼管杭に近い地盤改良⑤や施設護岸等については特にせん断ひずみが小さい。

以上のことを踏まえると、ステップ解析の津波作用時において、津波作用方向に対して鋼管杭の背面に分布する埋戻土や埋戻土（粘性土）の剛性が低下しているが、より鋼管杭に近く、剛性低下が軽微である地盤改良⑤や施設護岸等との相互作用により、曲げモーメントへの影響は軽微となり、よって余震に伴う地盤剛性の低下による照査値への影響も軽微であったと考えられる。

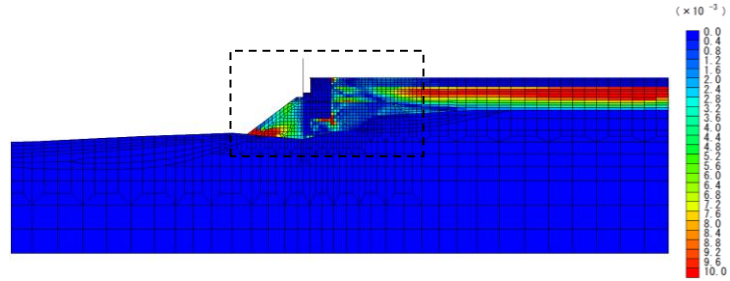


全体図

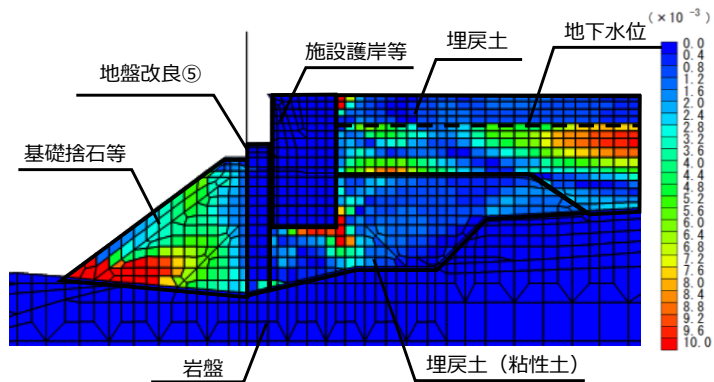


構造物周辺拡大図

図 3-2 基本ケースにおける津波作用前（常時応力解析後）のせん断ひずみ分布

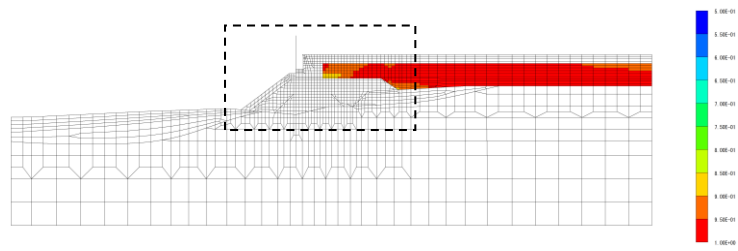


全体図

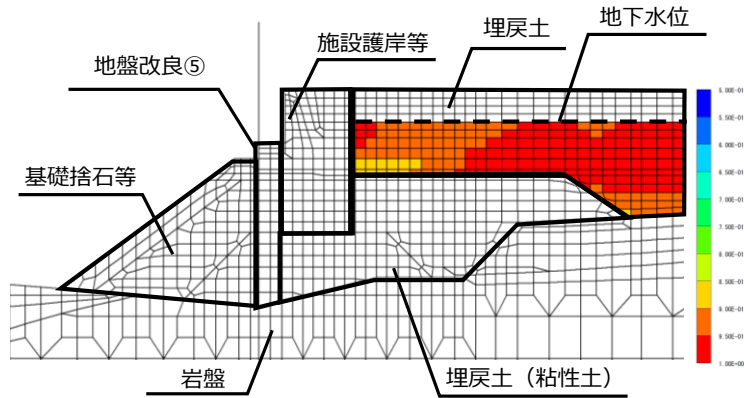


構造物周辺拡大図

図 3-3 ステップ解析における津波作用前（余震に伴う最大応力発生時）のせん断ひずみ分布



全体図



構造物周辺拡大図

図 3-4 ステップ解析における津波作用前（余震に伴う最大応力発生時）の過剰間隙水圧比分布



(参考資料3) 基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した局所安全係数分布及びすべり安全率の確認

1. 概要

基準地震動  $S_s$  により鋼管杭周辺の地盤が破壊した後の状態において、津波が襲来した場合における鋼管杭の水平支持力への影響を確認するため、基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した鋼管杭の水平支持力の確認を行う。

2. 評価内容

評価対象断面及び解析ケースについては、以下のとおり、「③-③断面、津波時、解析ケース①（施設護岸等有）」を選定する。

- ・「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」における地震時の評価において、③-③断面（施設護岸等有）で鋼管杭の水平支持力の評価が最も厳しくなると考えられること。
- ・いずれの断面においても、津波時及び重畳時における鋼管杭周辺の岩盤の破壊領域は局所的であること。

選定した評価対象断面について、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す、基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を反映し、局所安全係数分布及び破壊領域を通るすべり面のすべり安全率を確認することで、鋼管杭の水平支持力が確保されることを確認する。

破壊領域を通るすべり面のすべり安全率は、図 2-1 の算定フローに基づき算定したすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

なお、すべり安全率算定の際には、ばらつきを考慮したせん断強度を用いて算定する。

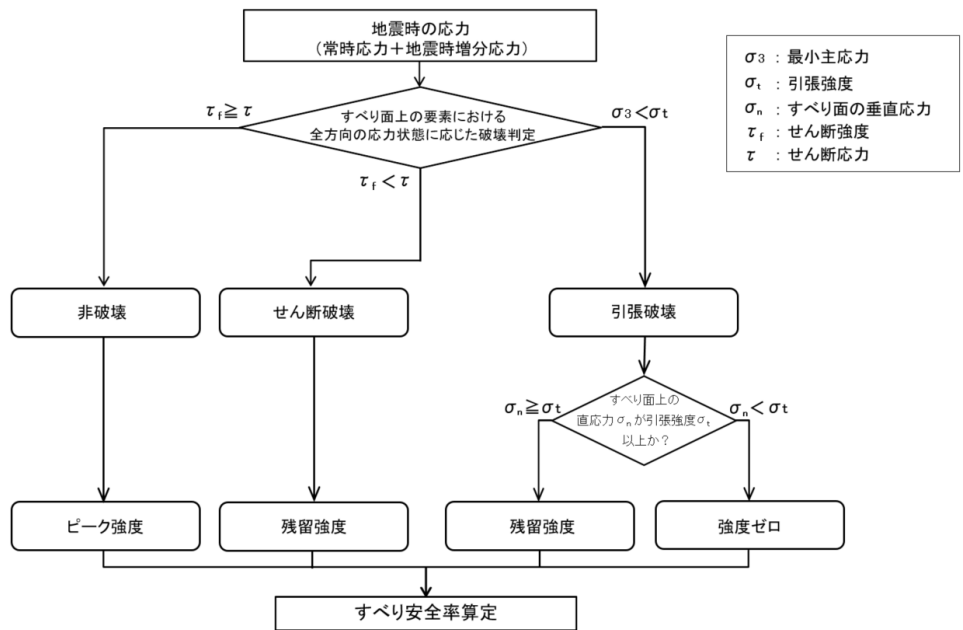


図 2-1 すべり安全率算定のフロー

### 3. 評価結果

③-③断面の津波時における，基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した鋼管杭周辺の岩盤の局所安全係数分布図を図 3-1 に，主応力図を図 3-2 に示す。なお，鋼管杭海側の岩盤を通るすべり線については，陸側にすべる起動力を示す応力状態であり，海側へのすべりは発生しないことから，図 3-1 において，鋼管杭陸側の岩盤のすべり線を示す。

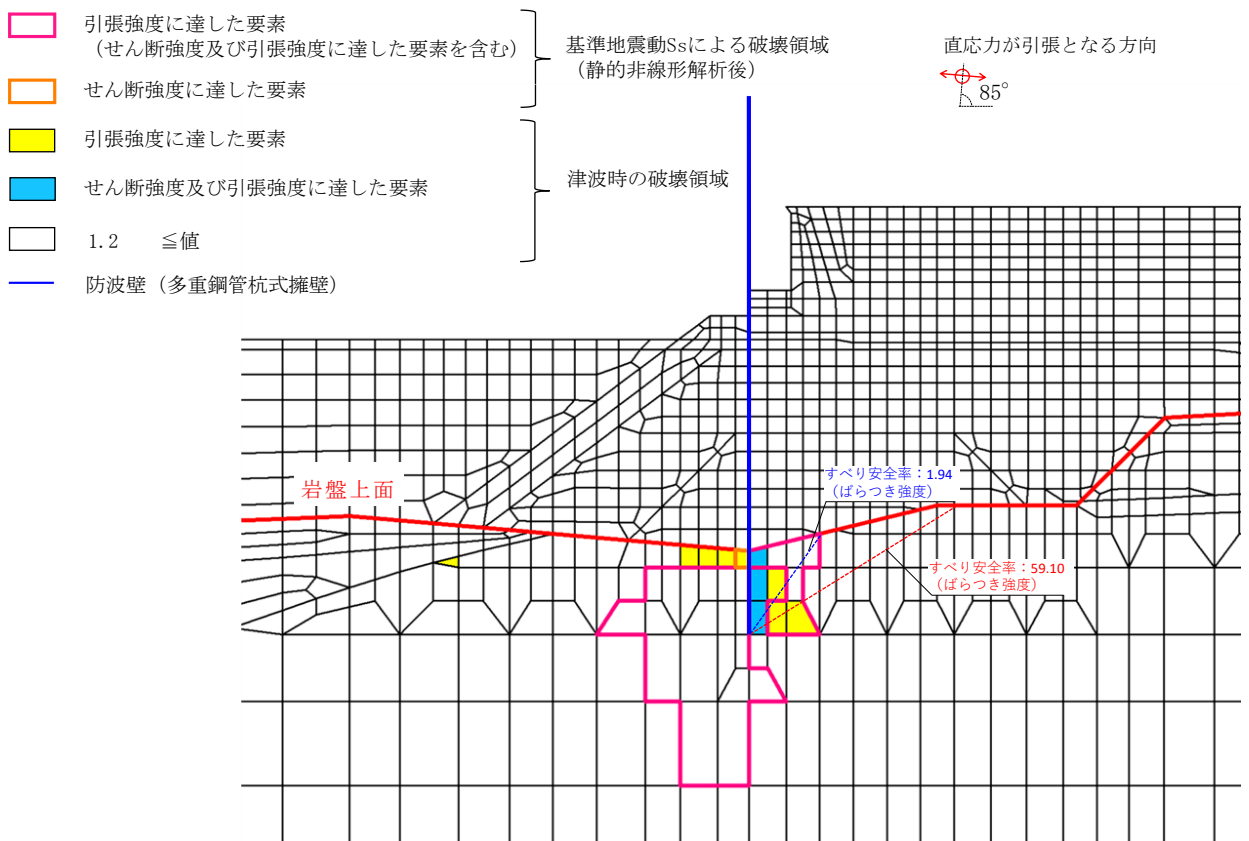


図 3-1 基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図（③-③断面，津波時，解析ケース①（施設護岸等有））

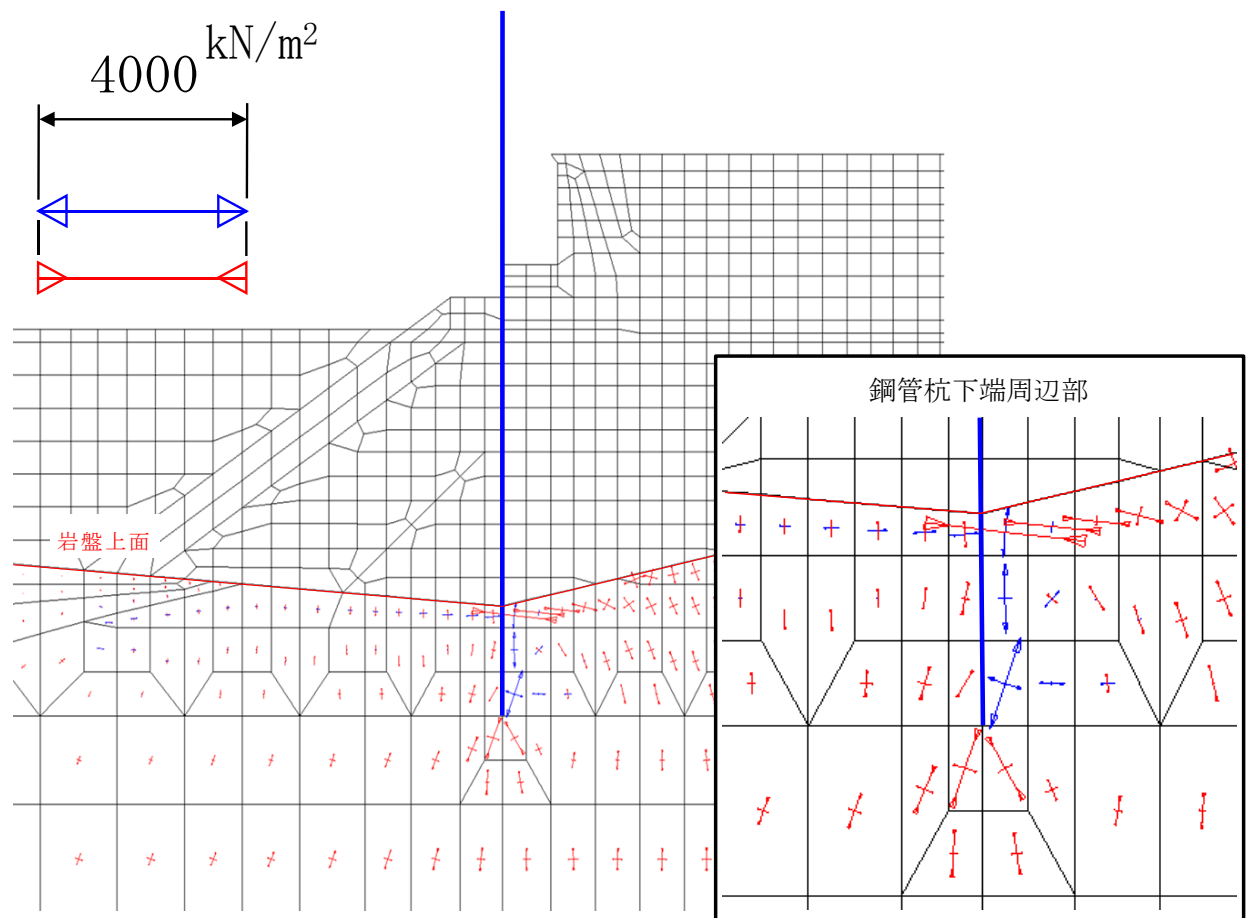


図 3-2 基準地震動  $S_s$  による岩盤の破壊状態を考慮した鋼管杭周辺岩盤の主応力図 (③  
 -③断面, 津波時, 解析ケース① (施設護岸等有))

鋼管杭周辺の岩盤のせん断強度又は引張強度に達した要素を通るすべり面のすべり安全率を算定した結果、ばらつきを考慮したせん断強度によるすべり安全率は1.94であり、評価基準値である1.2を上回っていることから、鋼管杭の水平支持力が確保されることを確認した。