島根原子力発電所第２号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-08 改 21
提出年月日	2023 年 1 月 23 日

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2023 年 1 月

中国電力株式会社

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項
1.1 津波と地震の組合せで考慮する荷重
1.2 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定
1.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界
1.4 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び漂流物衝突荷重の組合せ
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
1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性
1.7 浸水防護施設のアンカーボルトの設計
1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定
1.9 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況
1.10 耐震及び耐津波設計における許容限界
1.11 強度計算に用いた規格・基準類の適用性
1.12 津波に対する止水性能を有する施設の評価

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
2.1.1 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
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
2.1.3 防波壁（逆Ｔ擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
2.1.4 防波壁（逆Ｔ擁壁）の強度計算書に関する補足説明
2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明
2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明
2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明
2.1.9 防波壁の設計・施工に関する補足説明
2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
2.3 １号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
2.4 浸水防止設備に関する補足説明
2.5 津波監視設備に関する補足説明
2.6 漂流防止装置に関する補足説明
2.7 強度評価における鉛直方向荷重の考え方
2.8 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

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

2.1.1 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

目　　次

今回提出範囲：

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 ………………………………………… 10
2.4　適用規格・基準等 ………………………………………… 15
3.　耐震評価 ………………………………………… 17
3.1　評価対象断面 ………………………………………… 17
3.2　評価対象部位 ………………………………………… 30
3.3　荷重及び荷重の組合せ ………………………………………… 30
3.4　許容限界 ………………………………………… 32
4.　２次元有限要素法 ………………………………………… 35
4.1　解析方法 ………………………………………… 35
4.1.1　地震応答解析手法 ………………………………………… 36
4.1.2　施設 ………………………………………… 37
4.1.3　材料物性及び地盤物性のばらつき ………………………………………… 37
4.1.4　減衰定数 ………………………………………… 38
4.1.5　解析ケース ………………………………………… 39
4.1.6　入力地震動 ………………………………………… 40
4.1.7　解析モデル及び諸元 ………………………………………… 79
4.1.8　評価方法 ………………………………………… 115
4.2　地震応答解析結果 ………………………………………… 133
4.2.1　解析ケースと照査値 ………………………………………… 134
4.2.2　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査 ………………………………………… 148
4.2.3　鋼管杭のせん断破壊に対する照査 ………………………………………… 151
4.2.4　杭頭連結材の引張破壊に対する照査 ………………………………………… 154
4.2.5　過剰間隙水圧分布 ………………………………………… 155
4.2.6　最大せん断ひずみ分布 ………………………………………… 158
4.2.7　鋼管杭 ………………………………………… 162
4.2.8　改良地盤 ………………………………………… 171
4.2.9　鋼管杭の水平支持力 ………………………………………… 174
4.2.10　止水目地 ………………………………………… 189

4.2.11　基礎地盤 ･･ 192
4.2.12　施設護岸等の損傷による不確かさの検討 ･････････････････････････････ 196
5.　３次元構造解析 ･･･ 216
5.1　解析方法 ･･ 216
5.1.1　３次元構造解析手法 ･･･ 216
5.1.2　解析モデル及び諸元 ･･･ 217
5.1.3　照査時刻の設定 ･･･ 226
5.1.4　入力値の設定 ･･･ 227
5.1.5　評価方法 ･･･ 236
5.2　３次元構造解析結果 ･･･ 239
5.2.1　３次元構造解析の地震動及び各照査時刻の選定 ･･･････････････････････ 239
5.2.2　鋼管杭変位 ･･･ 244
5.2.3　作用荷重分布図 ･･･ 246
5.2.4　評価対象位置と照査値 ･･･ 258
5.2.5　断面力分布（被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査）･･･ 266
5.2.6　断面力分布（被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査） ･････････ 271
5.3　被覆コンクリート壁 ･･･ 273
5.3.1　曲げ照査 ･･･ 273
5.3.2　せん断力照査 ･･･ 277
6.　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性に関する影響検討 ･････････････････････ 279
6.1　砂礫層の解析用物性値に関する影響検討 ･･･････････････････････････････ 279
6.1.1　概要 ･･ 279
6.1.2　評価内容 ･･ 284
6.1.3　評価結果 ･･ 285
6.2　埋戻土（粘性土）の解析用物性値に関する影響検討 ･･･････････････････････ 286
6.2.1　概要 ･･ 286
6.2.2　評価内容 ･･ 289
6.2.3　評価結果 ･･ 290
（参考資料１）多重鋼管杭の許容限界の妥当性
（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
（参考資料３）セメントミルクの評価方針
（参考資料４）評価対象断面選定の補足
（参考資料５）鋼管杭と被覆コンクリート壁の境界設定
（参考資料６）多重鋼管杭の断面変化点における照査
（参考資料７）３次元構造解析の保守性

1.　概要

本資料は，Ⅵ-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が基準地震動Ｓｓに対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に要求される機能の維持を確認するにあたっては，構造部材の健全性評価では，地震応答解析又は３次元構造解析に基づく施設・地盤の健全性評価，施設の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では，基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2.　基本方針

2.1　位置

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の範囲を図 2.1－1 に示す。

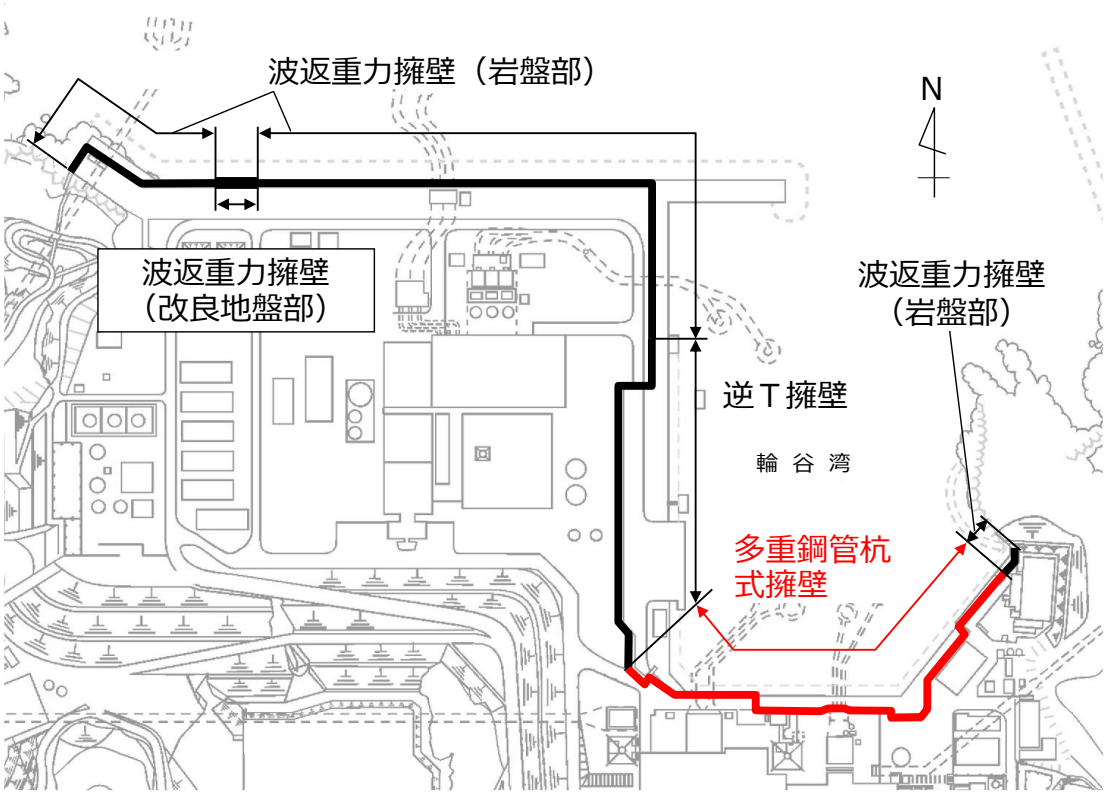


図 2.1－1　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の範囲

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，津波高さ（EL 12.6m）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，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及び鋼管杭と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。鋼管杭は，岩盤に支持させる構造とし，岩盤部では隣り合う多重鋼管杭間をセメントミルクで間詰めする。被覆コンクリート壁のブロック間の境界には，止水性を保持するための止水目地を被覆コンクリート壁の陸側に設置する。また，津波の地盤中からの回り込みに対し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後に地盤改良を実施する。

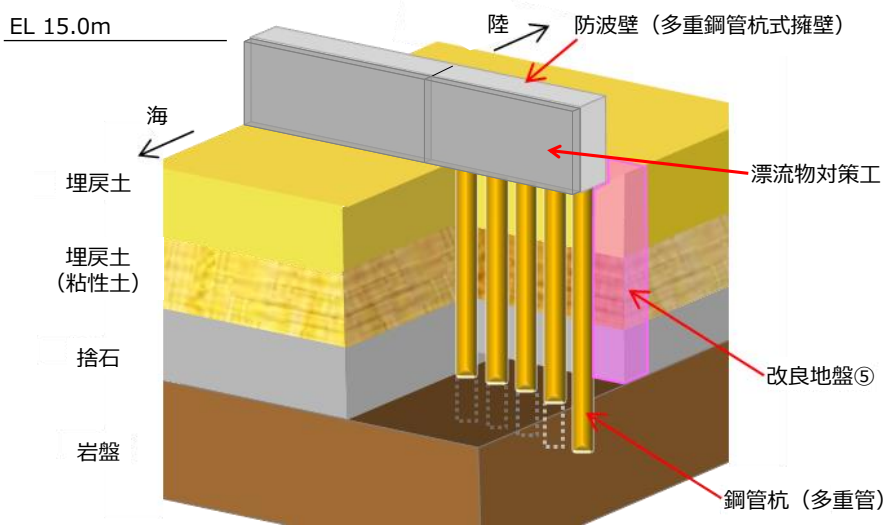


図 2.2－1　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（正面図）

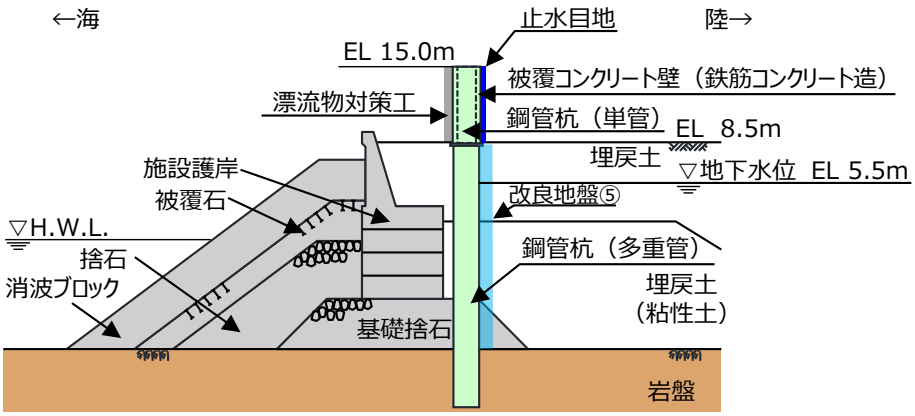


図 2.2－2　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（断面図）

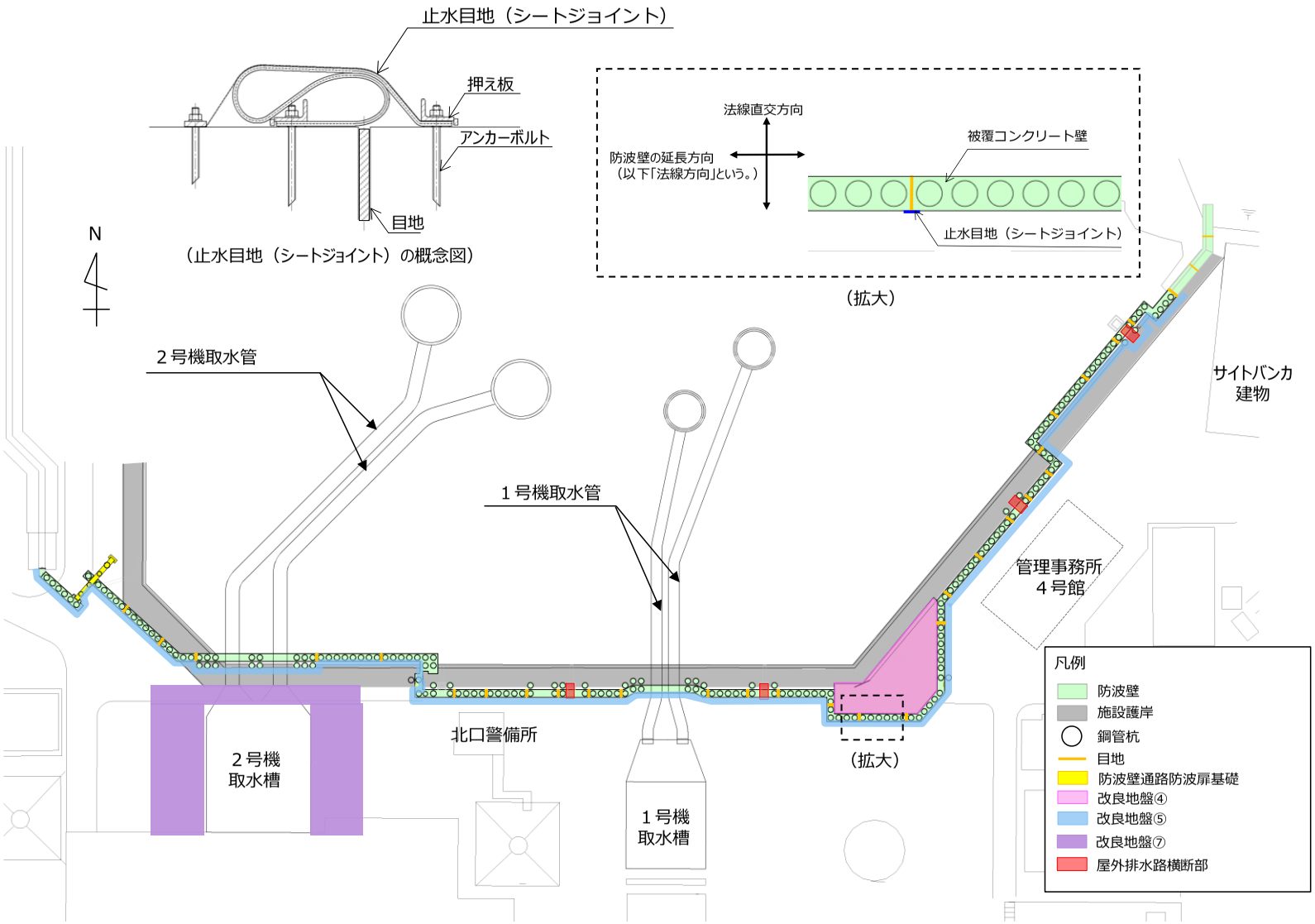


図 2.2－3　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の概念図及び配置位置図

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の施工順序は，多重鋼管杭の施工後に被覆コンクリート壁を施工する。多重鋼管杭の施工方法として，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概念図を図 2.2－4 に，多重鋼管杭の施工フローを図 2.2－5 に，多重鋼管杭の施工ステップ図を図 2.2－6 に示す。

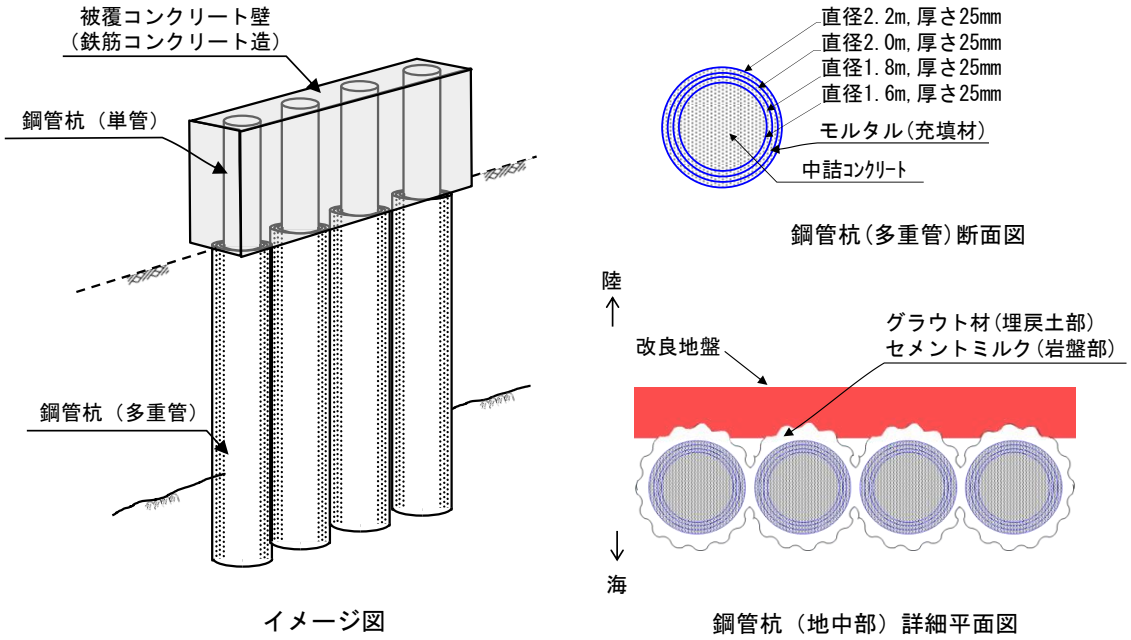


図 2.2－4　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概念図

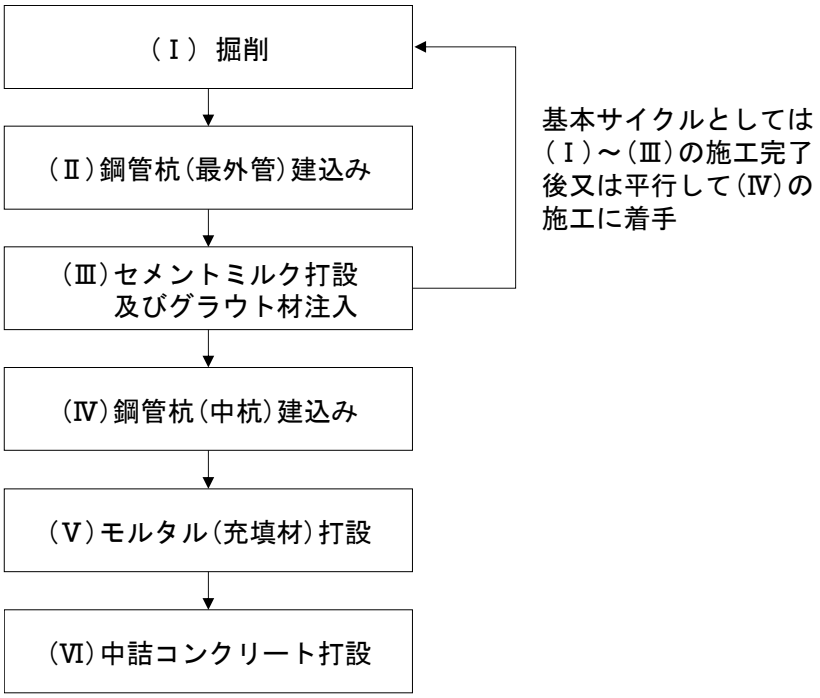


図 2.2－5　多重鋼管杭の施工フロー

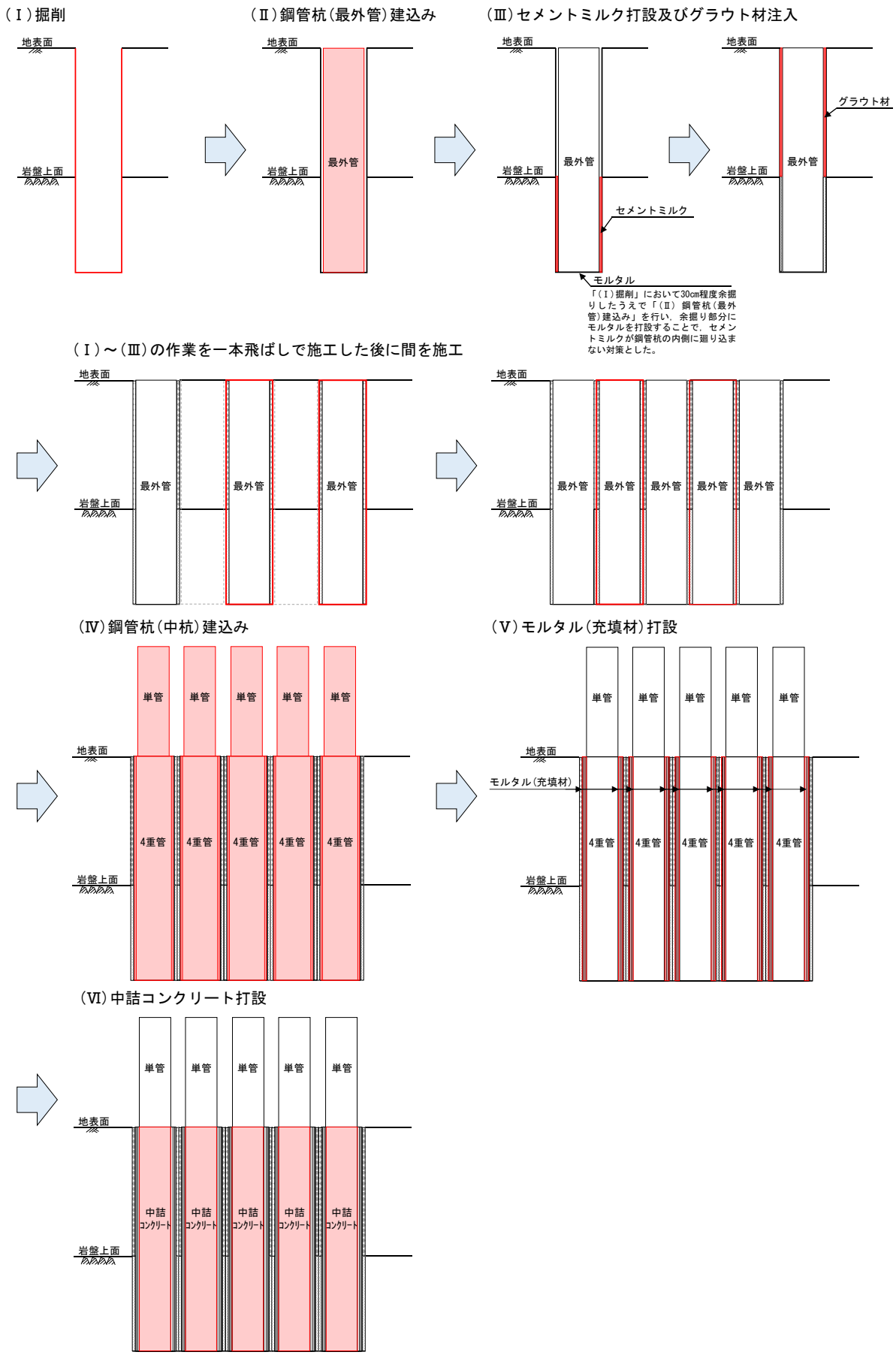


図 2.2－6　多重鋼管杭の施工ステップ図

（Ⅰ）掘削

鋼管杭（最外管）の建込みに先立ち，図 2.2－7 に示すとおり，全周回転掘削機により最大で直径2500㎜のケーシングを使用して,オールケーシング工法で掘削した。土砂及び岩の掘削については，ハンマーグラブを使用した。

図 2.2－7　オールケーシング工法による掘削状況

（Ⅱ）鋼管杭(最外管)建込み

掘削完了後に，陸上施工ではクローラークレーンを，海上施工では起重機船を使用して鋼管杭を建て込んだ。図 2.2－8 に鋼管杭（最外管）の施工状況を示す。

図 2.2－8　鋼管杭（最外管）の建て込み状況

(Ⅲ)セメントミルク打設及びグラウト材注入

鋼管杭（最外管）の建て込み完了後，岩盤部と鋼管杭間に注入管を設置して，セメントミルクを打設した。なお，「(Ⅰ)掘削」において 30cm 程度余掘りしたうえで「(Ⅱ)鋼管杭(最外管)建込み」を行い，余掘り部分にモルタルを打設することで，岩盤部と鋼管杭間に打設したセメントミルクが鋼管杭（最外管）の内側に廻り込まない対策とした。

セメントミルク打設完了後，セメントミルク以浅の埋戻土部と鋼管杭間に対して，二重管ストレーナ工法により薬液注入工法によりグラウト材（水ガラス系固化材）を注入した。図 2.2－9 に施工状況を示す。

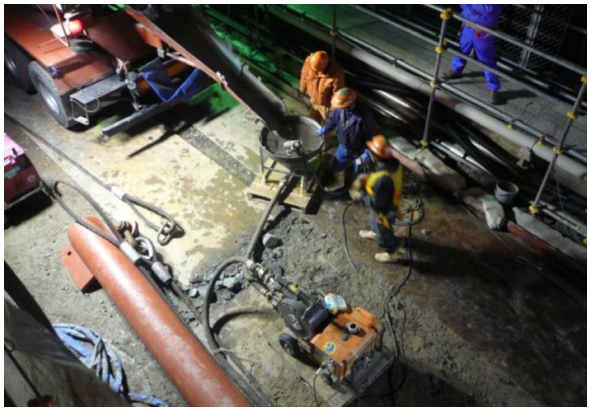


図 2.2－9　施工状況（左側：セメントミルク打設，右側：グラウト材注入）

(Ⅳ)鋼管杭（中杭）建込み

グラウト材注入後に，鋼管杭（最外管）と同様に陸上施工ではクローラークレーンを，海上施工では起重機船を使用して鋼管杭を建て込んだ。図 2.2－10 に鋼管杭（中杭）の施工状況を示す。

図 2.2－10　鋼管杭（中杭）の建て込み状況

(Ⅴ)モルタル（充填材）打設

鋼管杭（中杭）建て込み完了後，鋼管杭間の空隙部に注入管を設置し，モルタル（充填材）を打設した。図 2.2－11 にモルタル（充填材）の施工状況を示す。

図 2.2－11　モルタル（充填材）の施工状況（左側：施工前，右側：施工後）

(Ⅵ)中詰コンクリート打設

モルタル（充填材）打設後，鋼管杭（最内管）内にトレミー管を設置し，中詰コンクリートを地表面付近まで打設した。図 2.2－12 に中詰コンクリートの施工状況を示す。

図 2.2－12　中詰コンクリートの施工状況
（左側：トレミー管設置状況，右側：中詰コンクリート打設状況）

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。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価は，地震応答解析及び３次元構造解析の結果に基づき，設計基準対象施設として，表 2.3－3 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。

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実施することで，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。

施設・地盤の健全性評価については，施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力，すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

施設の変形性評価については，止水目地の変形量を算定し，有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界を下回ることを確認する。

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震評価フローを図 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	・止水目地を支持する。	・止水目地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形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し，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(防波壁の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，防波壁への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない。
	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(解析モデルに取り込み，防波壁への相互作用を考慮する)。	・防波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(解析モデルに取り込み，防波壁への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない。
	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(参考資料３参照)。

表 2.3－2　防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の性能目標

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">部位</th><th colspan="4">性能目標</th></tr>
<tr><th>鉛直支持</th><th>すべり安定性</th><th>耐震性</th><th>耐津波性
（透水性，難透水性）</th></tr>
<tr><td rowspan="4">施設</td><td>鋼管杭</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td><td>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。</td><td>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。</td></tr>
<tr><td>被覆コンクリート壁</td><td>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。</td><td>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。</td></tr>
<tr><td>止水目地</td><td>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。</td><td>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。</td></tr>
<tr><td>漂流物対策工＊1(鉄筋コンクリート版)</td><td>—</td><td>—</td><td>防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から分離しないために，漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。</td><td>漂流物衝突荷重を分散して，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に伝達するために，鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">地盤</td><td>改良地盤④</td><td>—</td><td>—</td><td>鋼管杭の変形を抑制するため，改良地盤がすべり破壊しないこと。（内部安定を保持）</td><td>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)するため改良地盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)</td></tr>
<tr><td>改良地盤⑤</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td><td>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)するため改良地盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)</td></tr>
<tr><td>岩盤＊2</td><td>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。</td><td>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。</td><td>—</td><td>—</td></tr>
</table>

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(参考資料３参照)。

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	発生する応力（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）及びせん断応力度（せん断力）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（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	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（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	発生する応力（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）及びせん断応力度（せん断力）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（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	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
	施設の変形性	止水目地	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記＊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。

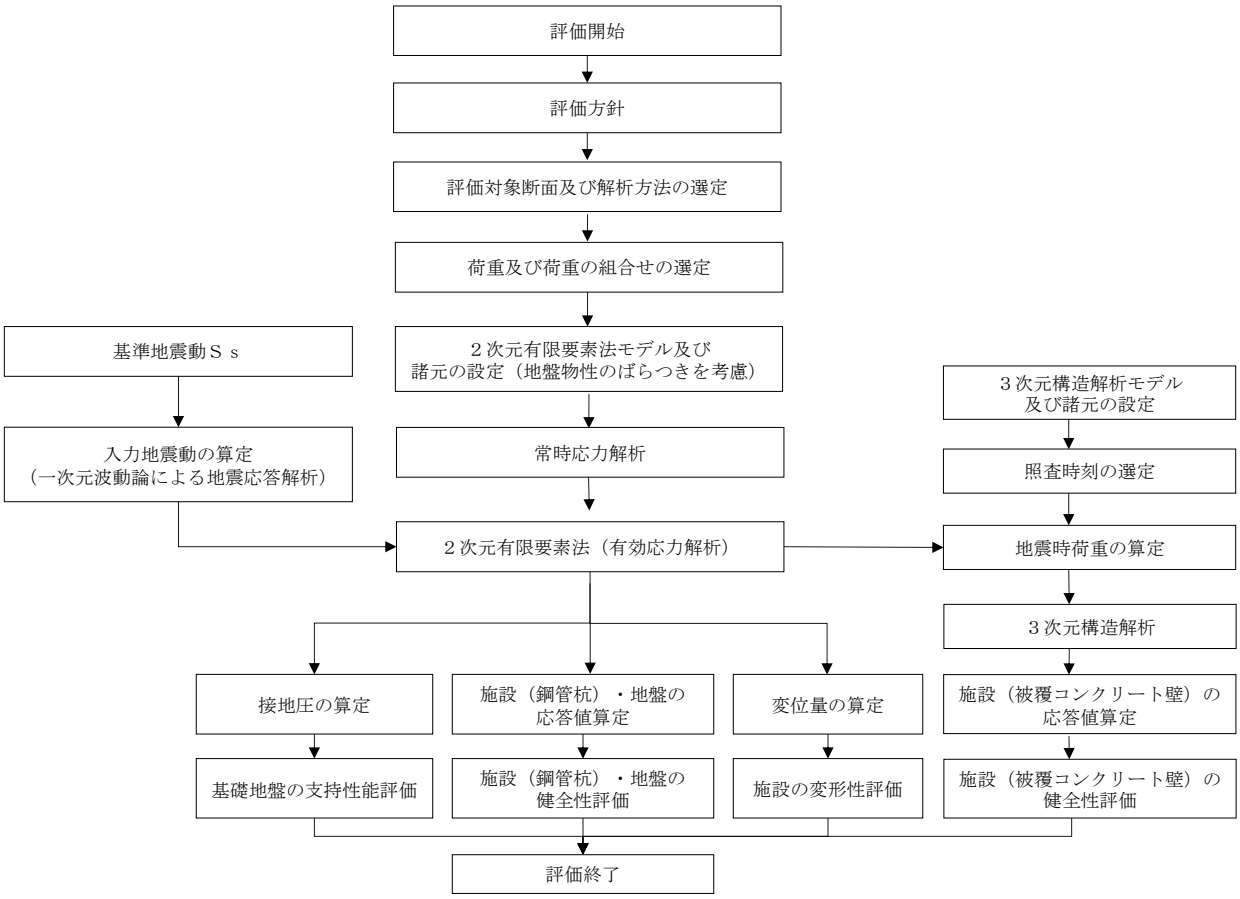


図 2.3－1　防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震評価フロー

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](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・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）

・原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１-1987(日本電気協会)

・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）

・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19 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）

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](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（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](土木学会，2002 年制定) 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）	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	道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，発生モーメント又は発生応力度が，降伏モーメント又は許容せん断応力度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](土木学会，2002 年制定)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，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	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
	基礎地盤	道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１-1987(日本電気協会)	有限要素法による二次元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((社)日本港湾協会，H19 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.　耐震評価

3.1　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うえで，「1.8　浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり，耐震評価においては，構造的特徴，周辺地盤状況，地下水位，隣接構造物の有無及び間接支持される機器・配管系の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から，耐震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 3.1－1 に，評価対象断面位置を図 3.1－1 に，評価対象断面を図 3.1－2～図 3.1－8 に示す。また，評価対象断面における構造図を図 3.1－9～図 3.1－12 に，概略配筋図を図 3.1－13～図 3.1－15 に示す。

なお，⑦－⑦断面は変位量が最大となる②－②断面に直交する縦断方向の断面である。②－②断面位置における縦断方向の止水目地の変形量を求めるため，変形性評価の評価対象断面に選定した。

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について」の「1.8.2　防波壁」に示す。

表 3.1－1　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) 隣接構造物の有無		
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。
取水路横断部 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

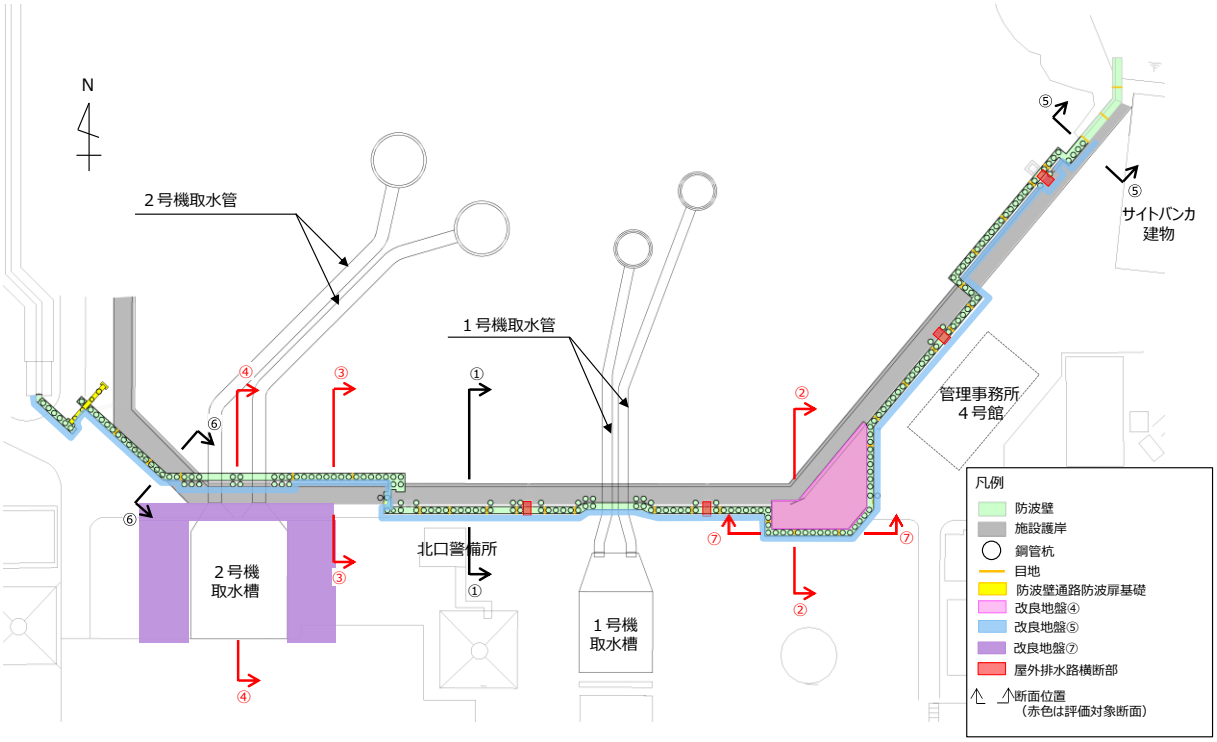
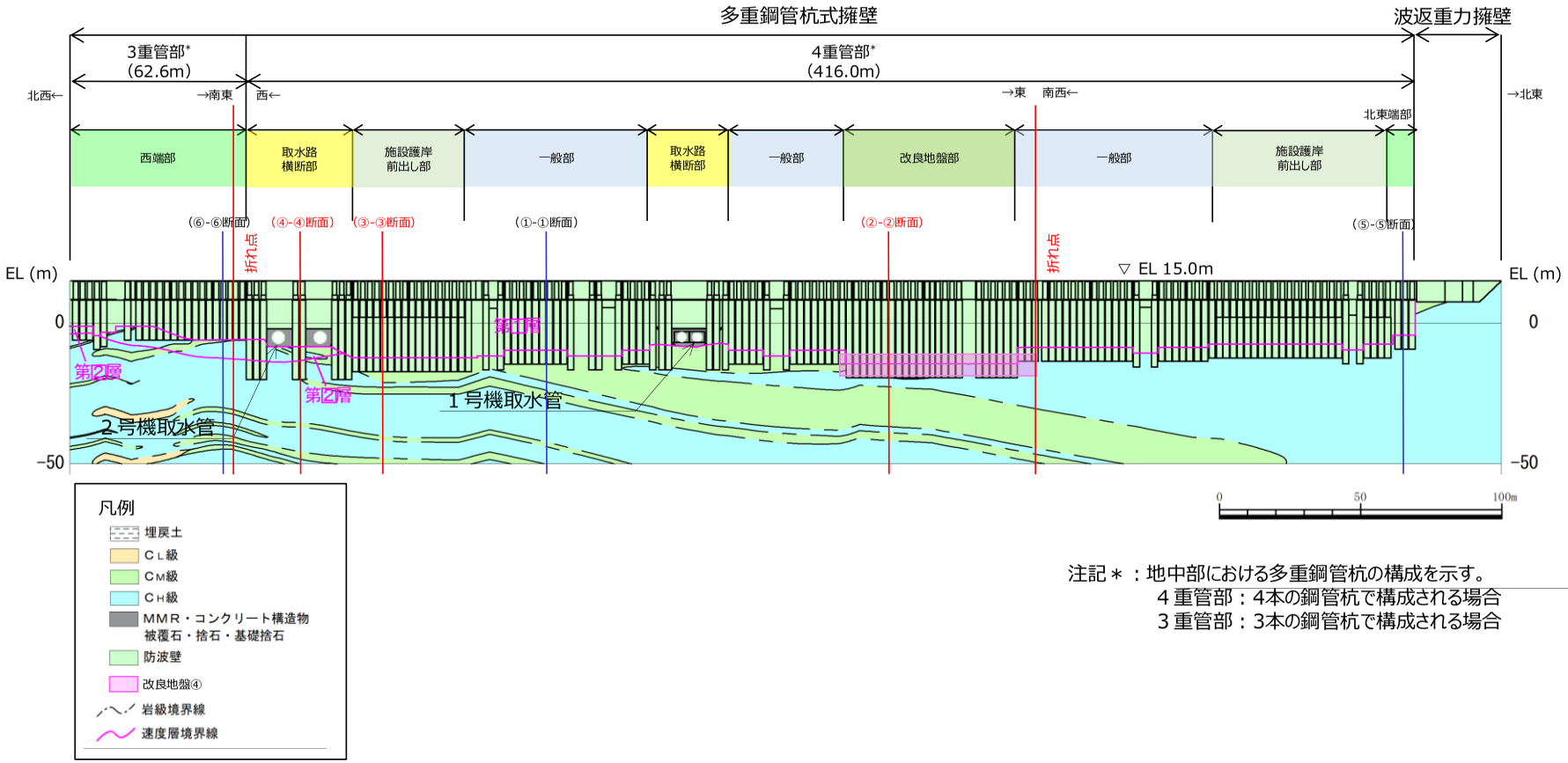


図 3.1－1　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図



注記＊：地中部における多重鋼管杭の構成を示す。
4重管部：4本の鋼管杭で構成される場合
3重管部：3本の鋼管杭で構成される場合

図 3.1－2　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断面図

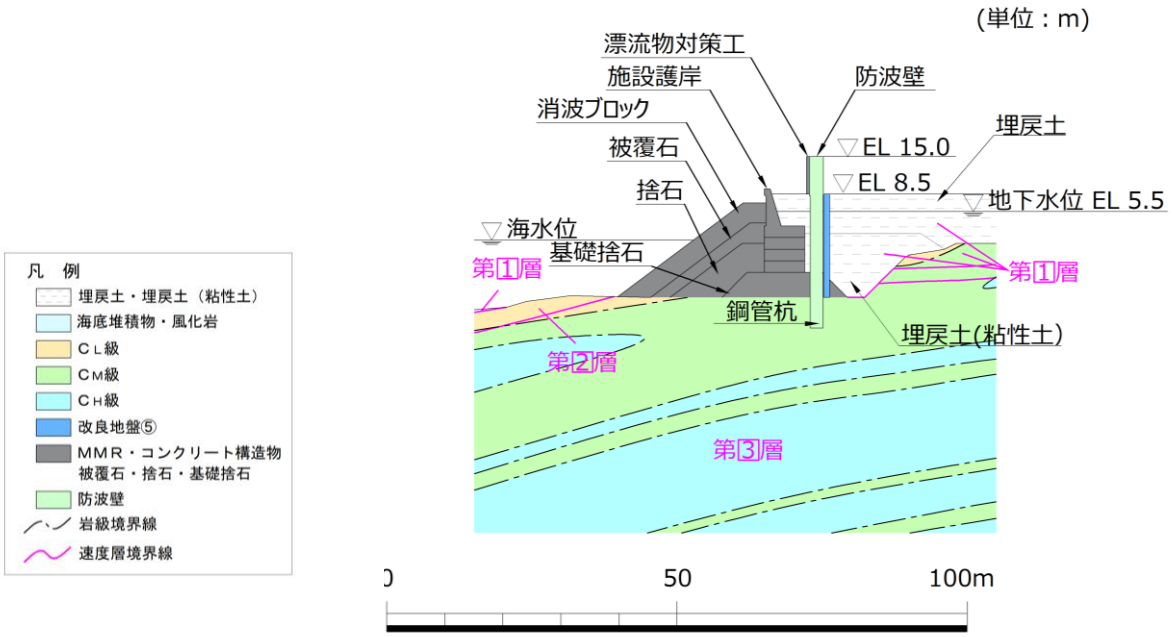


図 3.1－3　評価対象断面図（①－①断面）

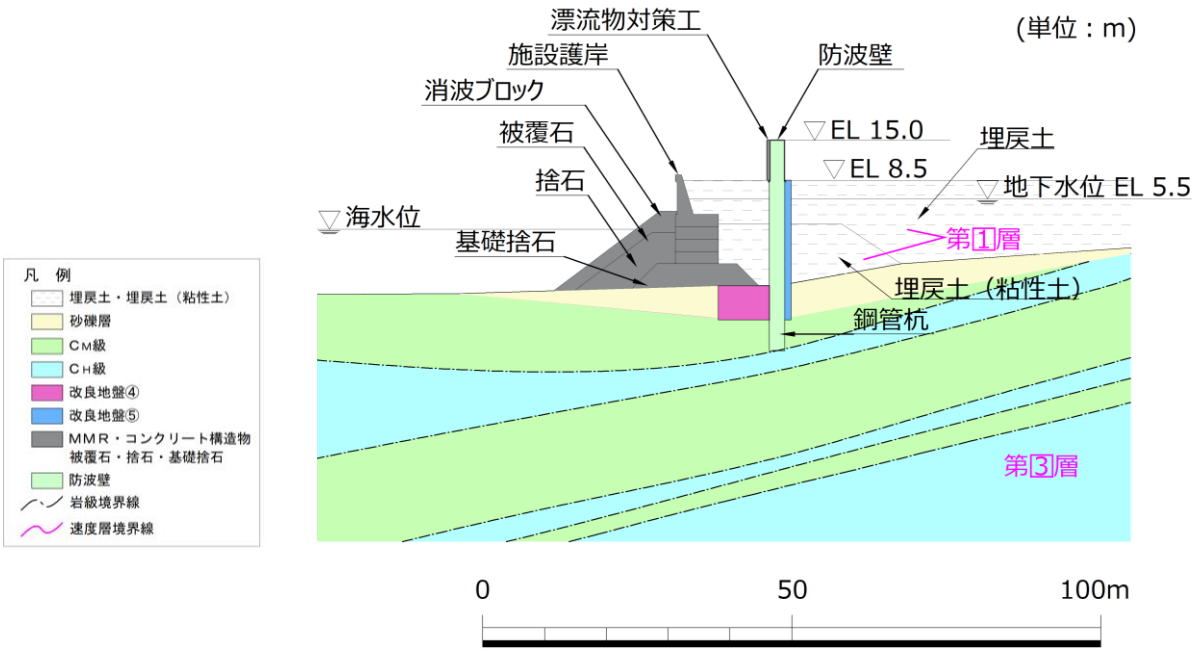


図 3.1－4　評価対象断面図（②－②断面）

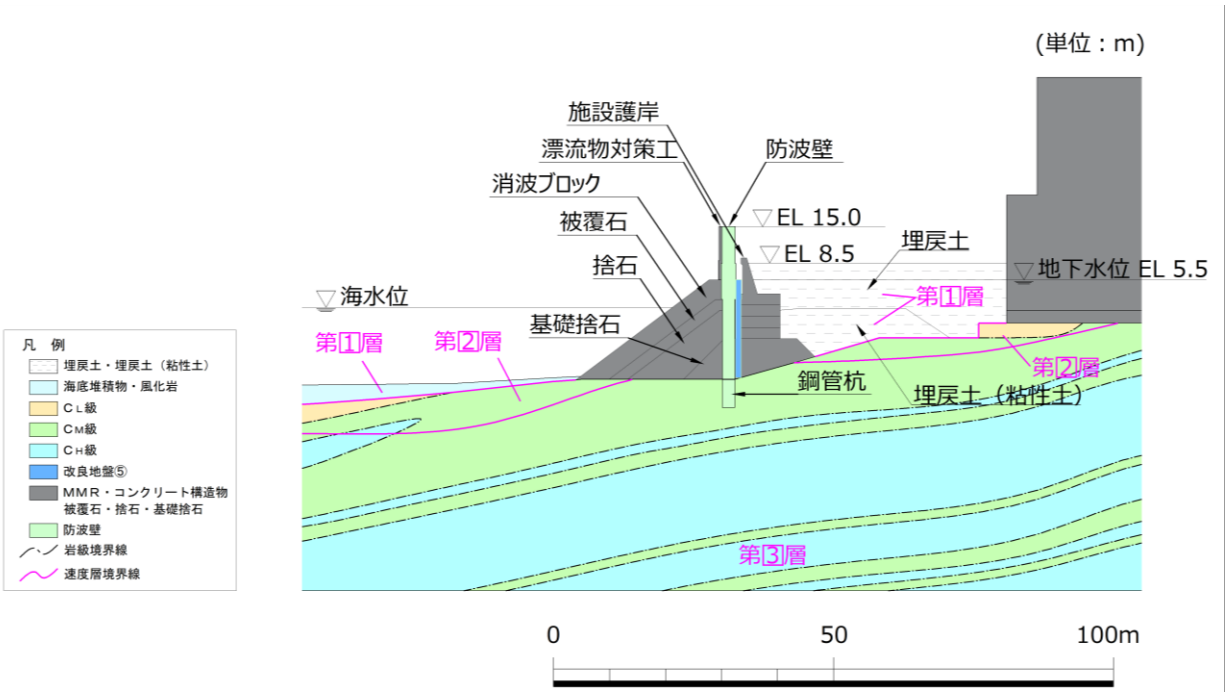


図 3.1－5　評価対象断面図（③－③断面）

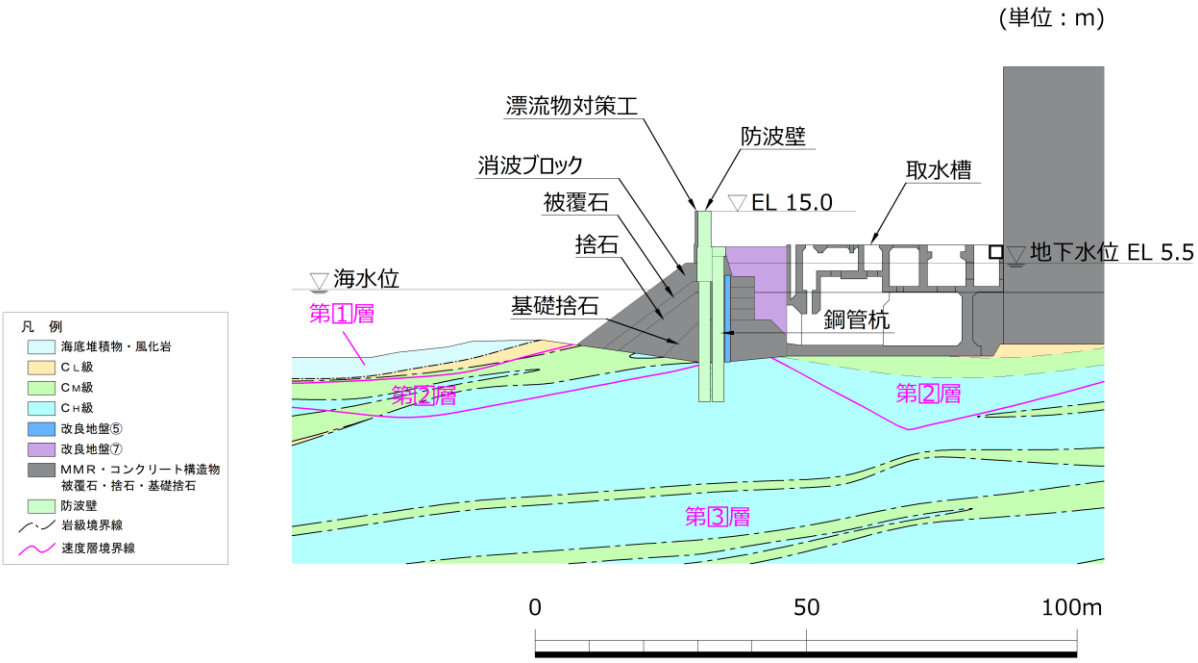


図 3.1－6　評価対象断面図（④－④断面）

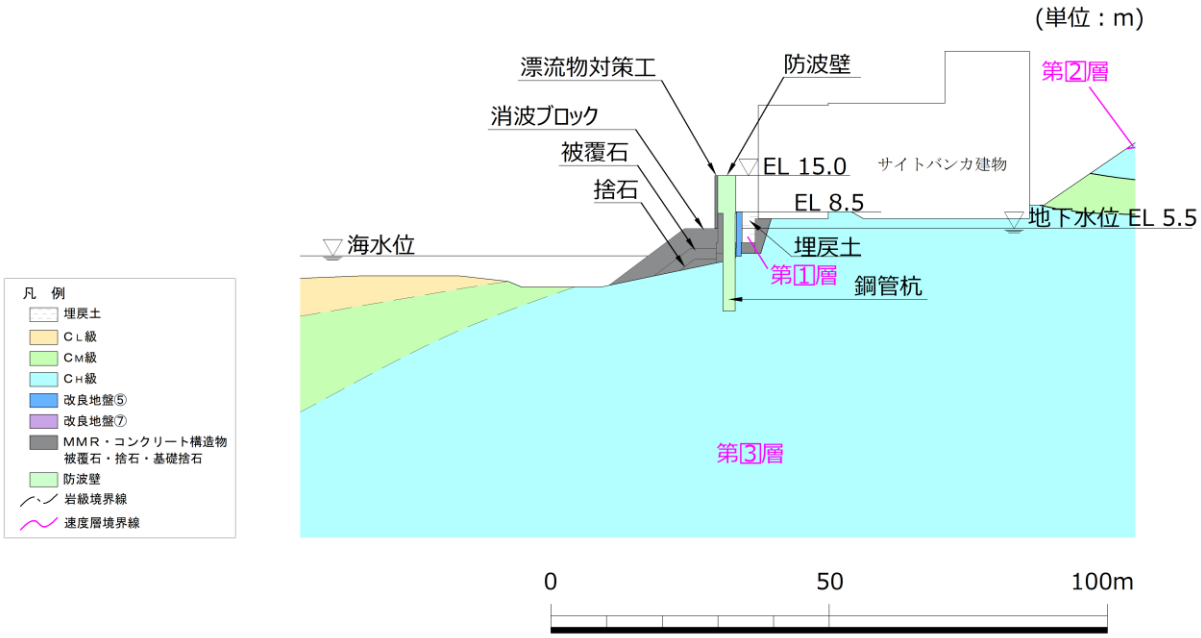


図 3.1－7　評価対象断面図（⑤－⑤断面）

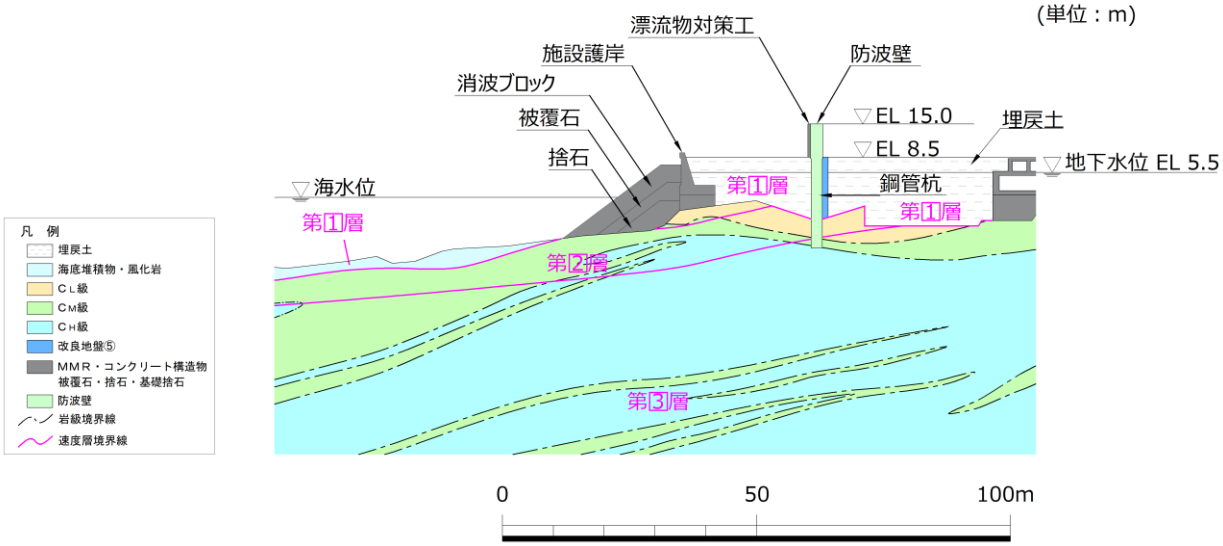
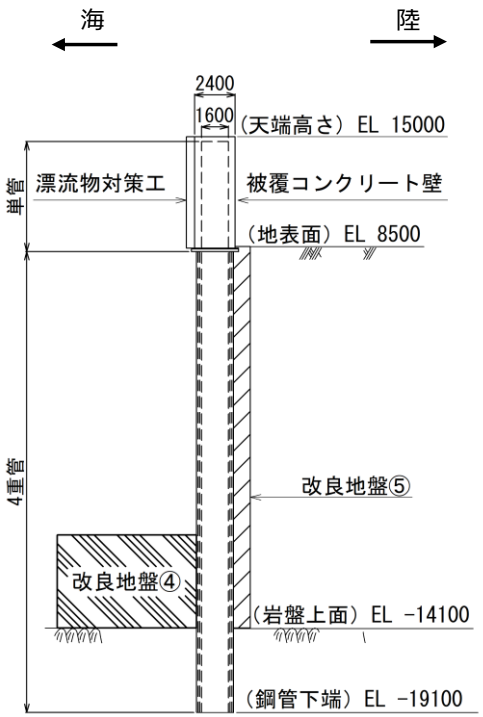
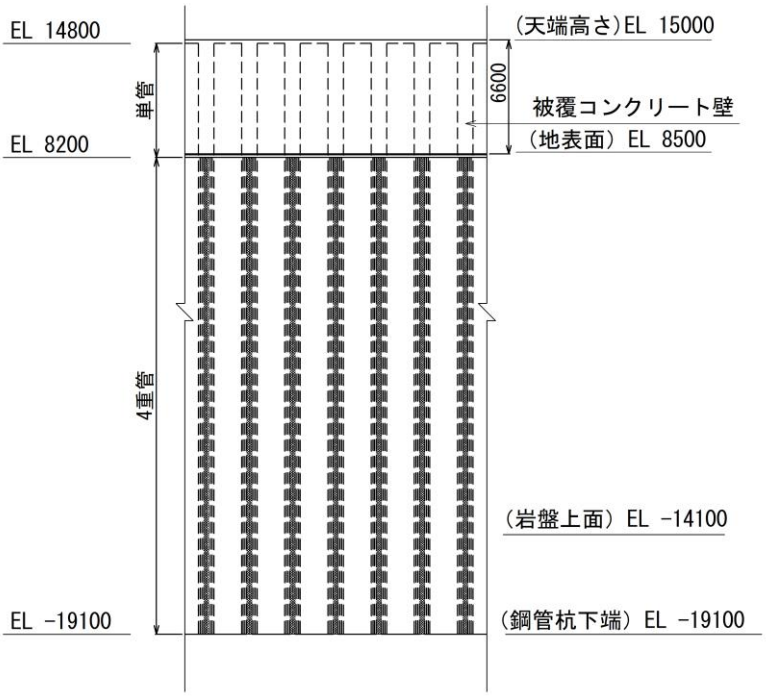


図 3.1－8　評価対象断面図（⑥－⑥断面）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 ㎜）】
単管　：φ1600 ㎜
４重管：φ1600 ㎜，φ1800 ㎜，φ2000 ㎜，φ2200 ㎜



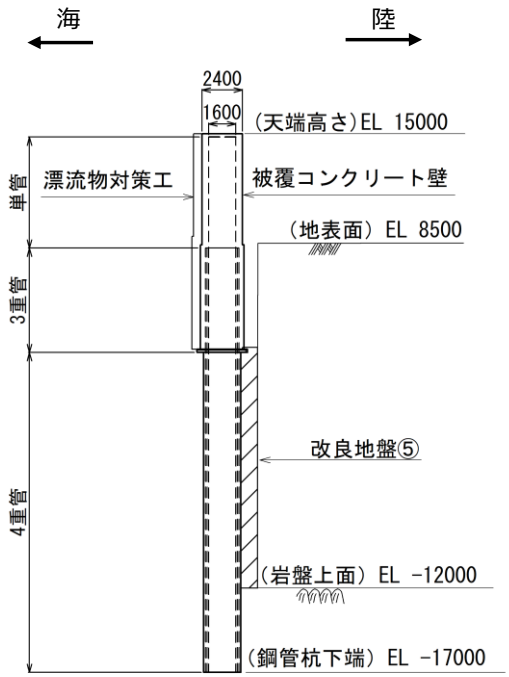
（断面図）



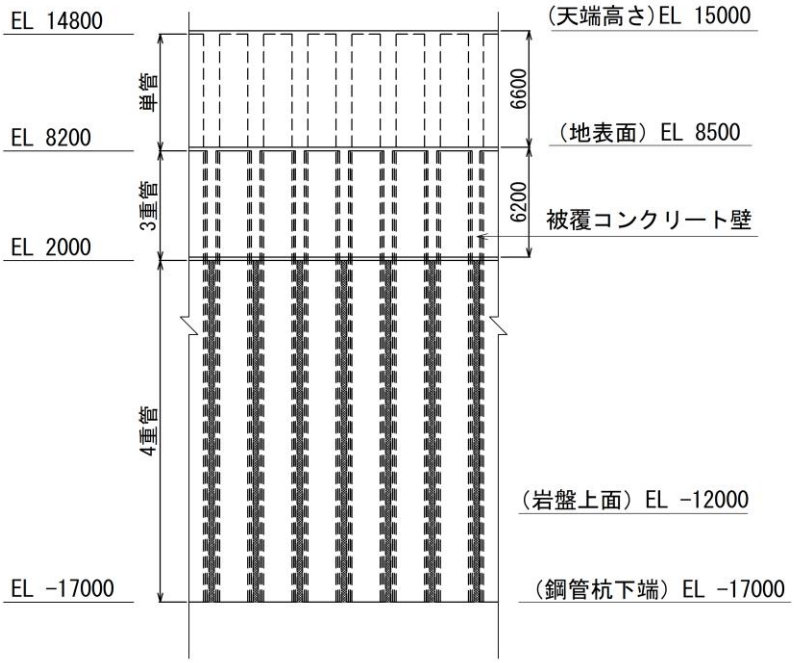
（正面図）

図 3.1－9　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　：φ1600 mm
３重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm
４重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm，φ2200 mm



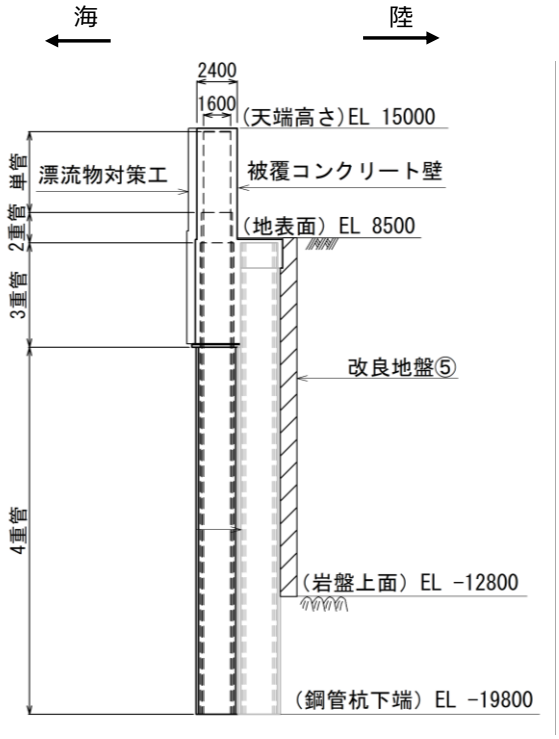
（断面図）



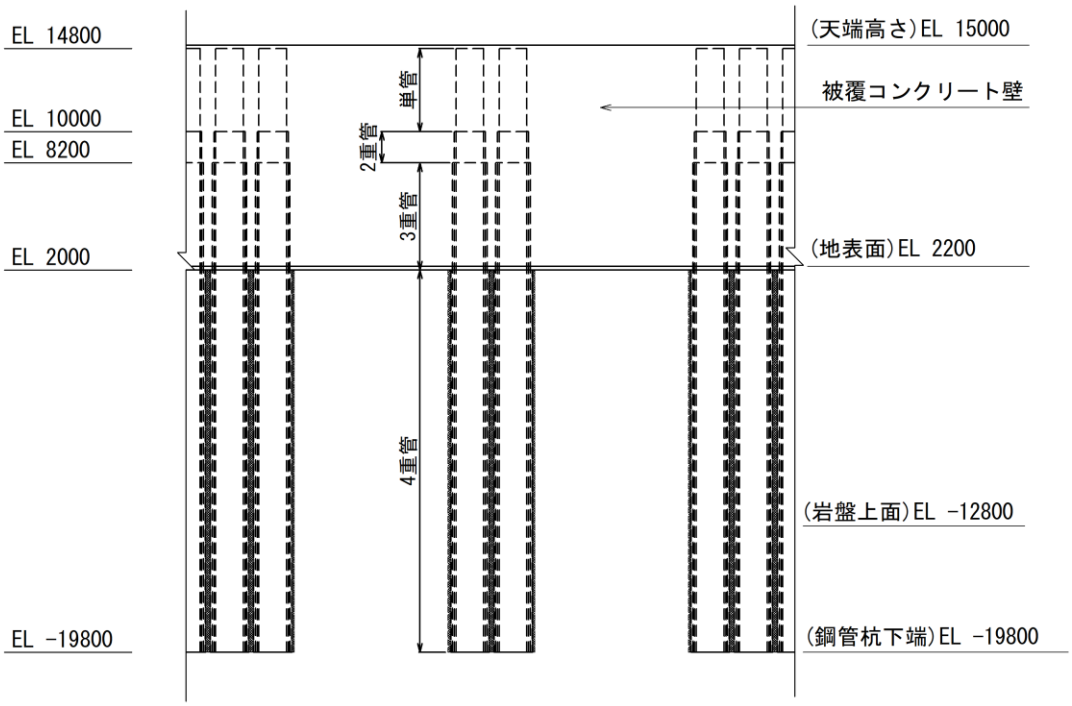
（正面図）

図 3.1－10　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　：φ1600 mm
２重管：φ1600 mm，φ1800 mm
３重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm
４重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm，φ2200 mm



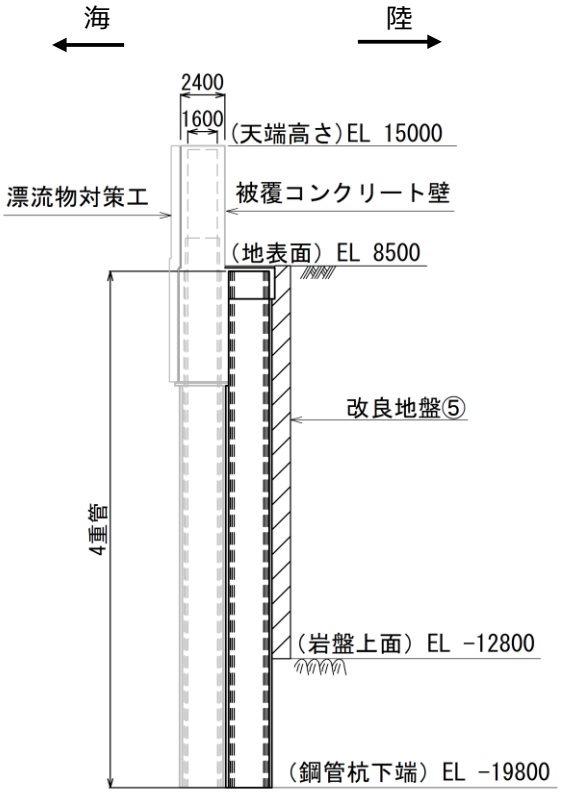
（断面図）



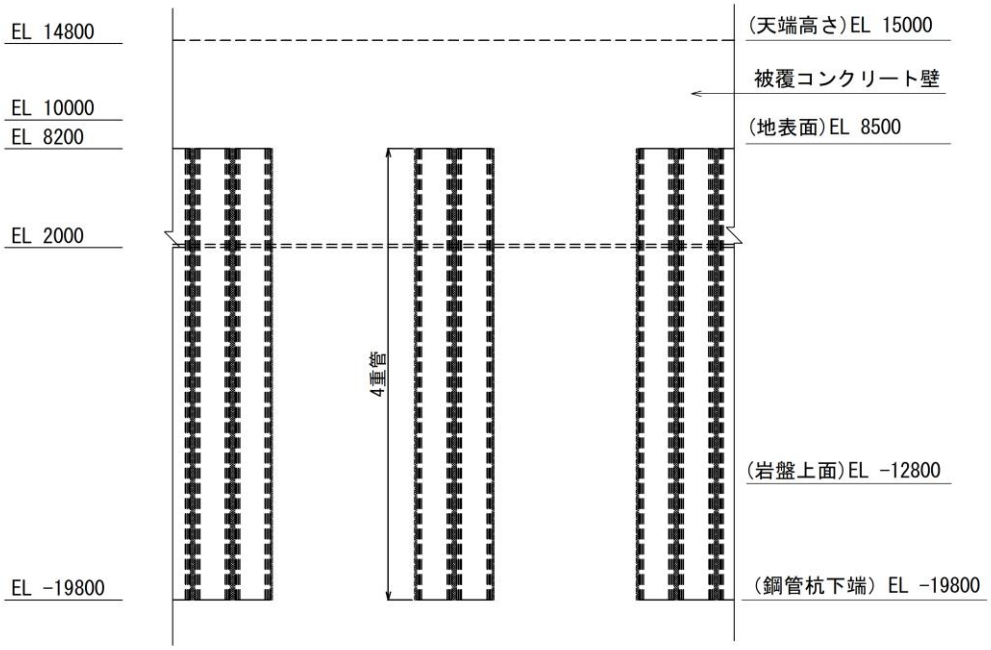
（正面図）

図 3.1－11　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 ㎜）】
４重管：φ1600 ㎜，φ1800 ㎜，φ2000 ㎜，φ2200 ㎜



（断面図）



（正面図）

図 3.1－12　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④－④断面，陸側）

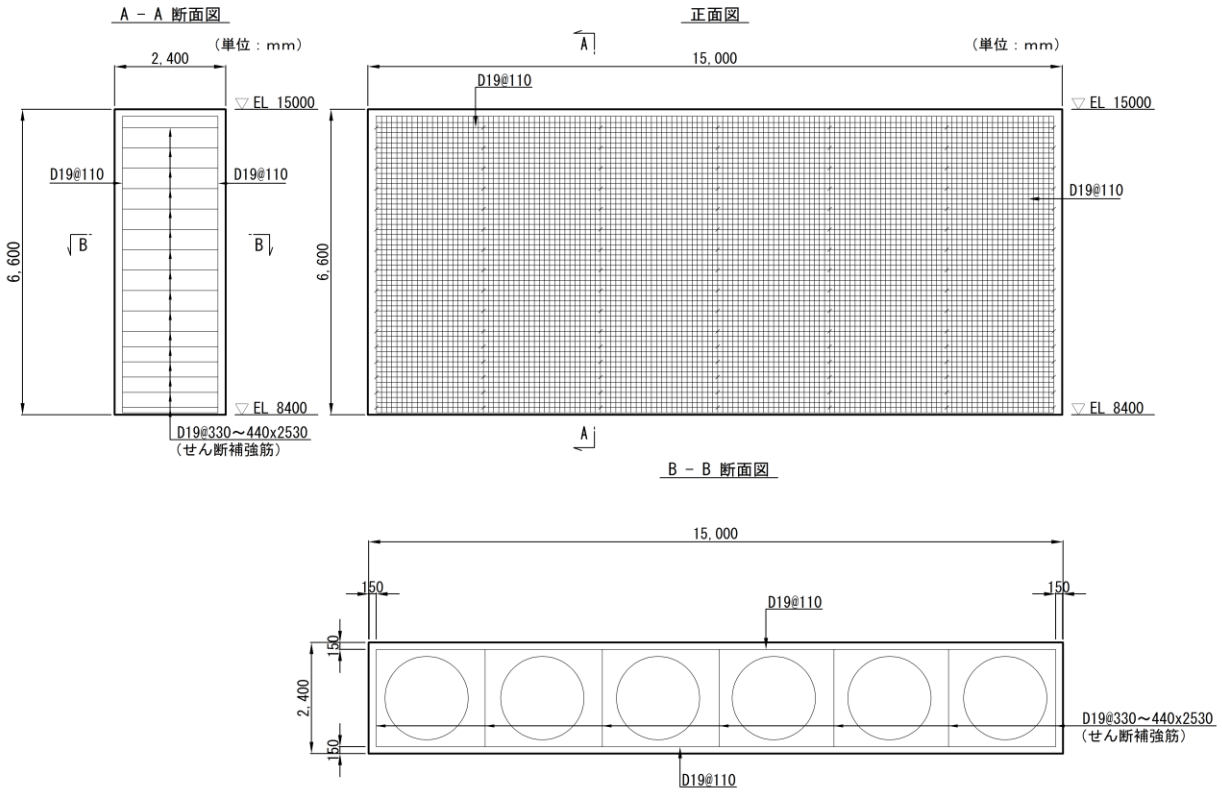


図 3.1-13　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（②－②断面）

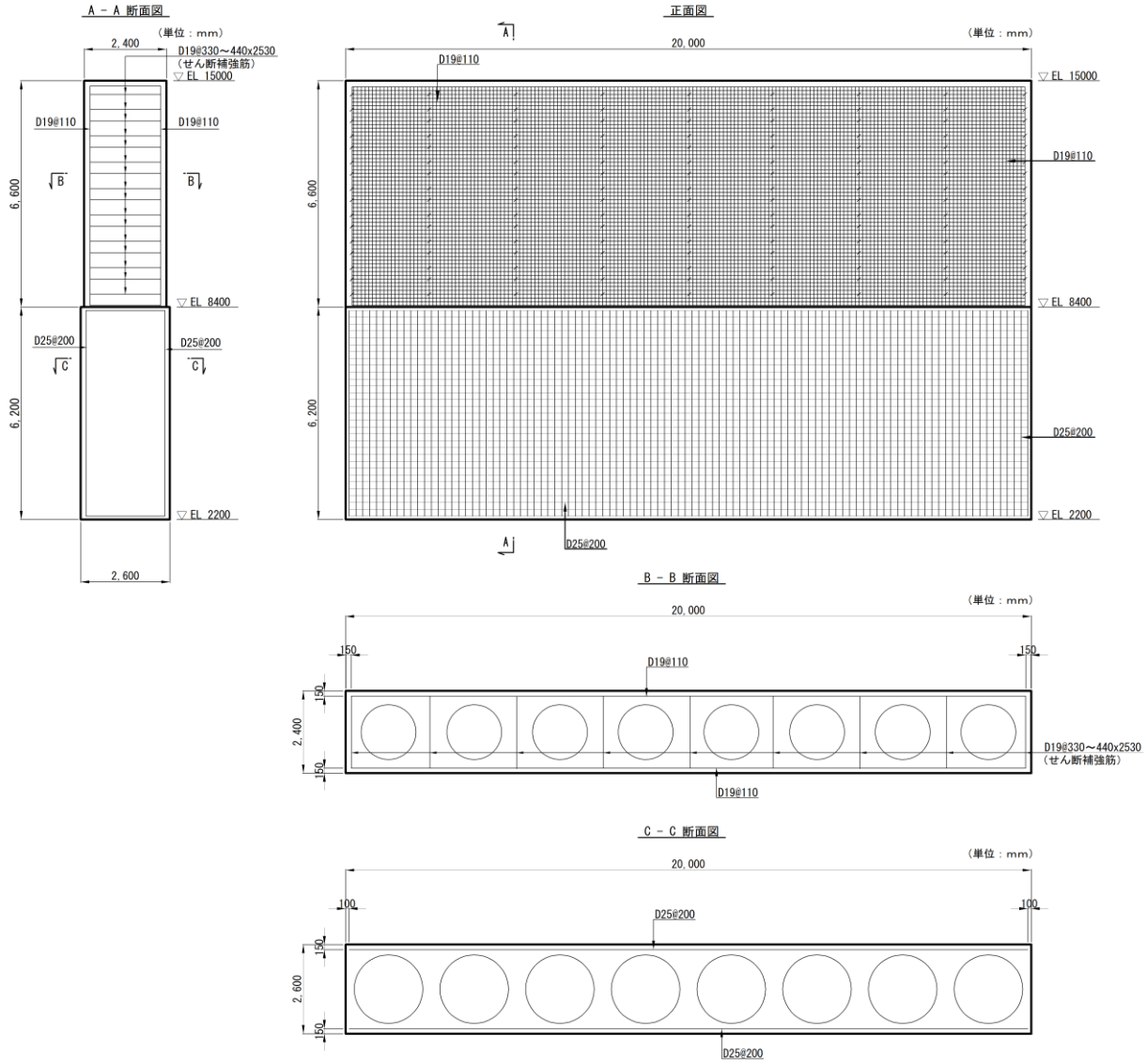


図 3.1-14　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（③－③断面）

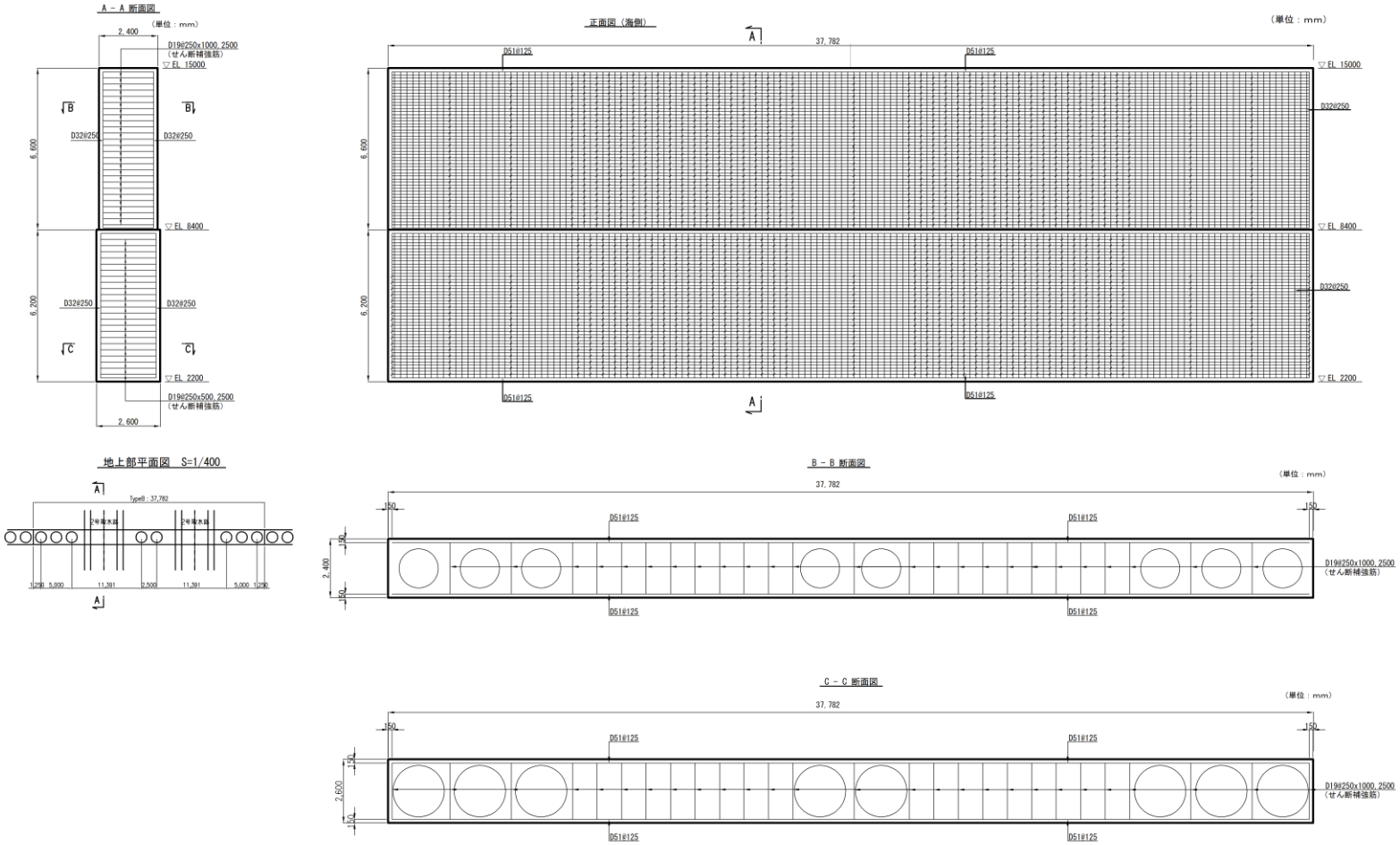


図 3.1－15　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（④－④断面）

3.2　評価対象部位

評価対象部位は，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1)　施設・地盤の健全性評価

２次元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及び岩盤とする。

３次元構造解析による施設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

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

(1)　耐震評価上考慮する状態

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答解析において，地震以外に考慮する状態を以下に示す。

a.　運転時の状態

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

b.　設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

c.　設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

d.　重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

(2)　荷重

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の地震応答解析において,考慮する荷重を以下に示す。

a.　固定荷重(G)

固定荷重として，躯体自重，機器・配管荷重を考慮する。

b.　積雪荷重（Ｐｓ）

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 35.0cm 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 1cm ごとに 20N/㎡の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

c.　風荷重（Ｐｋ）

風荷重については,設計基準風速を 30m/s とし,建築基準法に基づき算定する。

d.　地震荷重(Ｓｓ)

基準地震動Ｓｓによる荷重を考慮する。

(3)　荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3－1 に示す。

表 3.3－1　荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時（Ｓｓ）	Ｇ＋Ｐｓ＋Ｐｋ＋Ｓｓ

Ｇ　：固定荷重

Ｐｓ：積雪荷重

Ｐｋ：風荷重

Ｓｓ：地震荷重（基準地震動Ｓｓ）

3.4　許容限界

許容限界は，Ⅵ-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1)　鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」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。

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

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^2）

Z_{ei}：多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面係数（mm^3）

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^2）

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）

τ_{ai}：多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容応力度（N/mm^2）

A_i ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積（mm^2）

④－④断面における杭頭連結材の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より，短期許容引張応力度とする。表 3.4－1 に杭頭連結材の許容限界を示す。

表 3.4－1　杭頭連結材（SKK490）の許容限界

評価項目	許容応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)
引張応力度	185	277

(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］（土木学会，2002 年制定）」に基づき，表 3.4－2 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4－2　被覆コンクリート壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm^2)		短期許容応力度* (N/mm^2)
コンクリート (f'ck=24N/mm^2)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0	13.5
	許容せん断応力度 τ_{ca}	0.45	0.67
鉄筋（SD345）	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記＊：短期許容応力度は，「コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年制定）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(3)　改良地盤及び岩盤

改良地盤及び岩盤の許容限界は，「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 に改良地盤及び岩盤の許容限界を示す。

表 3.4－3　改良地盤及び岩盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(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形量とする。評価対象断面である②－②断面及び⑦－⑦断面位置における止水目地の許容限界を表 3.4－4 に示す。

表 3.4－4　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

(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，支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4－5 に示す。

表 3.4－5　基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界（N/mm^2）
極限支持力度	岩盤	C_H 級	9.8
		C_M 級	

4.　２次元有限要素法

4.1　解析方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答解析は，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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は，構造物と地盤の相互作用を考慮できる２次元有限要素法を用いて，基準地震動Ｓｓ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より行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため，解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については，線形はり要素でモデル化する。また，地盤については，地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については，解析コード「ＦＬＩＰ」を使用する。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。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位のうち，鋼管杭及び改良地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価並びに止水目地の変形性評価については２次元有限要素法（有効応力解析）により，被覆コンクリート壁の健全性評価については，３次元構造解析により行う。

4.1.1　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，基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 4.1.1－1 に示す。

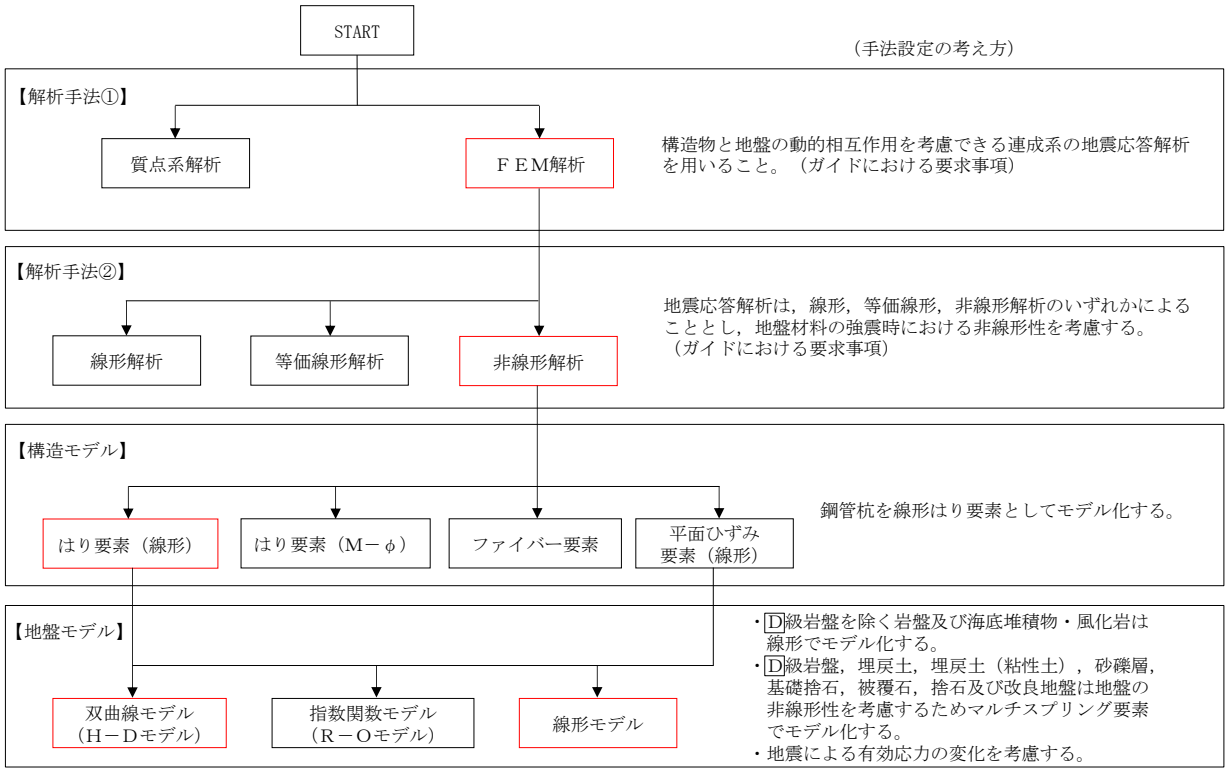


図 4.1.1－1　地震応答解析手法の選定フロー

4.1.2　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。

4.1.3　材料物性及び地盤物性のばらつき

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表 4.1.3－1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

・広範囲に分布しており，動的変形特性にひずみ依存性があるため，地震時の繰返し載荷により剛性低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の応答に影響する。
・地震時の繰返し載荷により液状化し，有効応力が低下することから，剛性の違いが鋼管杭に対する主働土圧に影響し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は，「4.1.5　解析ケース」に示す。

表 4.1.3－1　有効応力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＋１σ	平均値
ケース③	平均値－１σ	平均値

4.1.4　減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，２次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（α=0，β=0.002）を考慮する。なお，係数βの設定については，「ＦＬＩＰ 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。

4.1.5　解析ケース

耐震評価においては，すべての評価対象断面及び基準地震動Ｓｓに対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。すべての基準地震動Ｓｓに対して実施したケース①の解析において，各照査値が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

また，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，ケース①～③のうち照査値が最も厳しくなるケースで，施設護岸等の損傷を考慮した解析ケースを実施する（「4.2.12　施設護岸等の損傷による不確かさの検討」参照）。

耐震評価における解析ケースを表 4.1.5－1 に示す。

表 4.1.5－1　耐震計価における解析ケース

<table>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">解析ケース</td><td>ケース
①</td><td>ケース
②</td><td>ケース
③</td><td>ケース
④</td></tr>
<tr><td>基本
ケース</td><td>地盤物性のばらつき（＋１σ）を考慮した解析ケース</td><td>地盤物性のばらつき（－１σ）を考慮した解析ケース</td><td>施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース</td></tr>
<tr><td colspan="3">地盤物性</td><td>平均値</td><td>平均値＋１σ</td><td>平均値－１σ</td><td rowspan="15">防波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断面において，ケース①～③のうち照査値が最も厳しくなるケースで実施する。</td></tr>
<tr><td rowspan="13">地震動（位相）</td><td rowspan="4">Ｓｓ－Ｄ</td><td>＋＋*</td><td>○</td><td rowspan="13" colspan="2">基準地震動Ｓｓ（6 波）に位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波に対し，ケース①（基本ケース）を実施し，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。
すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は，照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。</td></tr>
<tr><td>－＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>＋－*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>－－*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－Ｆ１</td><td>＋＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>Ｓｓ－Ｆ２</td><td>＋＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓｓ－Ｎ１</td><td>＋＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>－＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓｓ－Ｎ２
（ＮＳ）</td><td>＋＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>－＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Ｓｓ－Ｎ２
（ＥＷ）</td><td>＋＋*</td><td>○</td></tr>
<tr><td>－＋*</td><td>○</td></tr>
</table>

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。

4.1.6　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基準地震動Ｓｓ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 4.1.6－1 に入力地震動算定の概念図を，図 4.1.6－2～図 4.1.6－39 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。

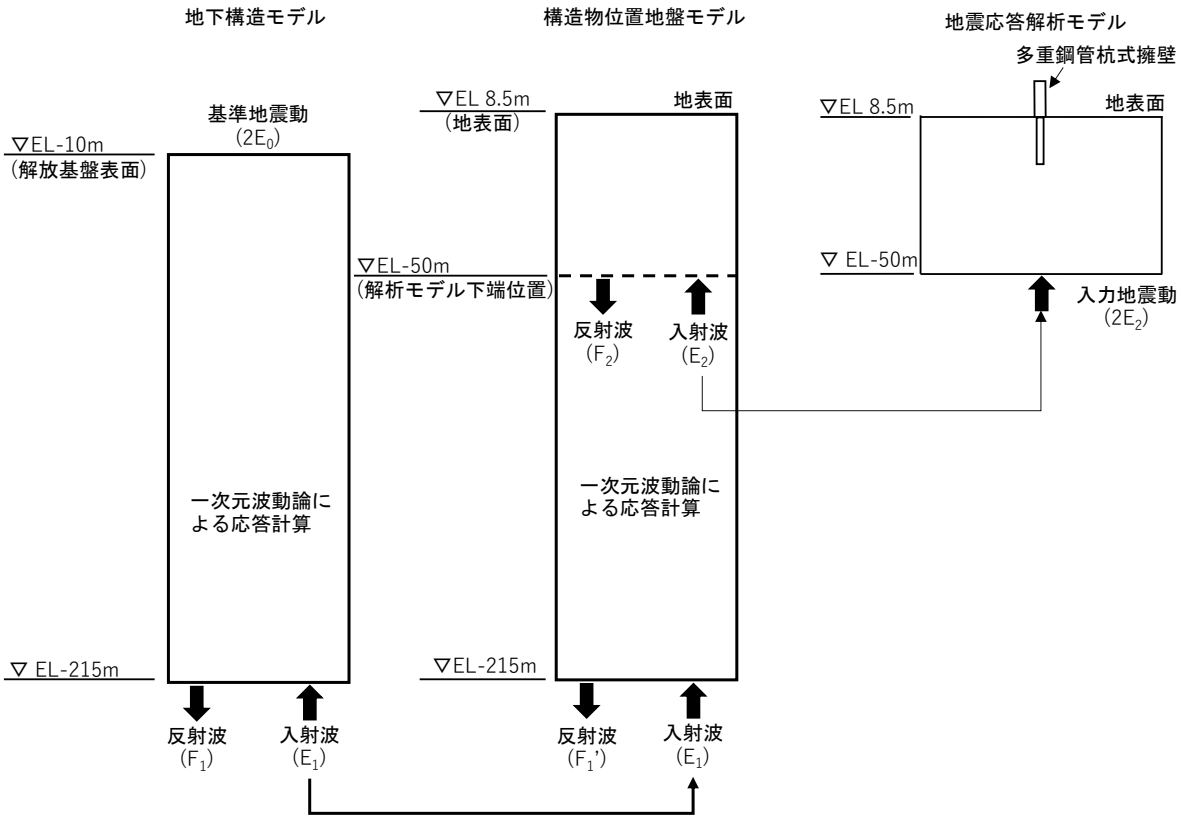
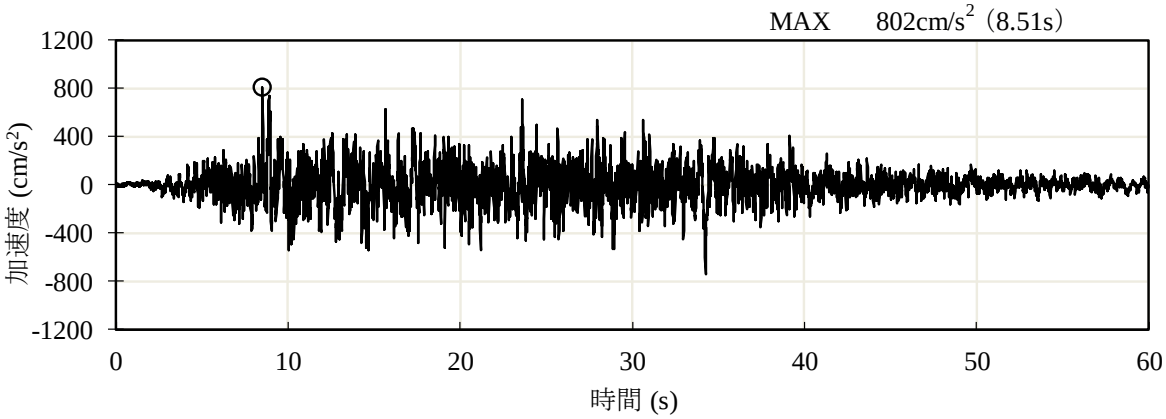
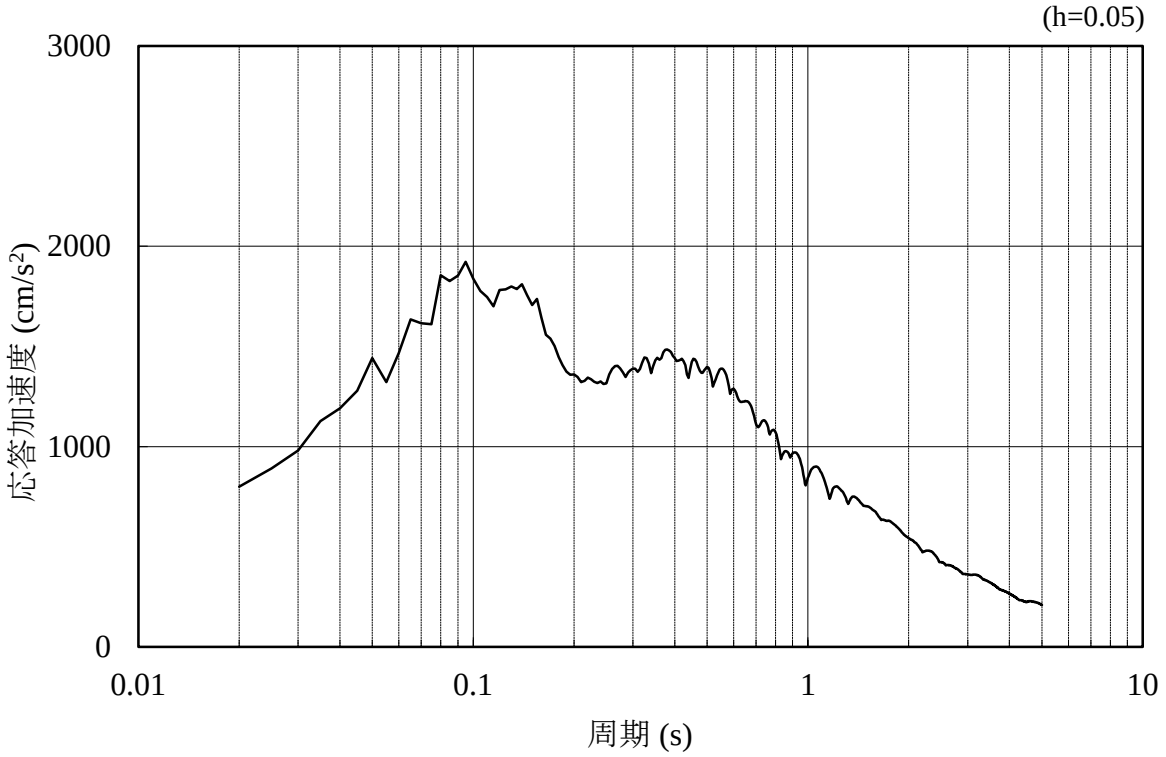


図 4.1.6－1　入力地震動算定の概念図

（1）　②－②断面

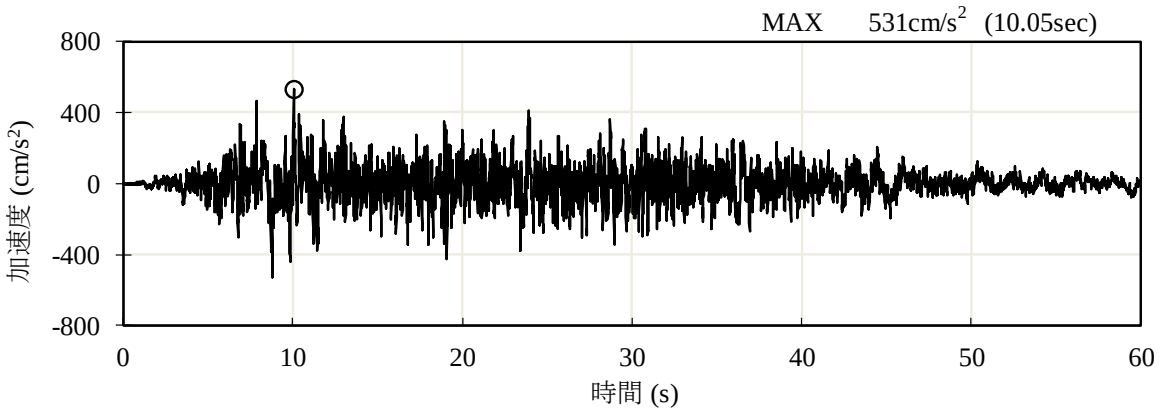


（a）　加速度時刻歴波形

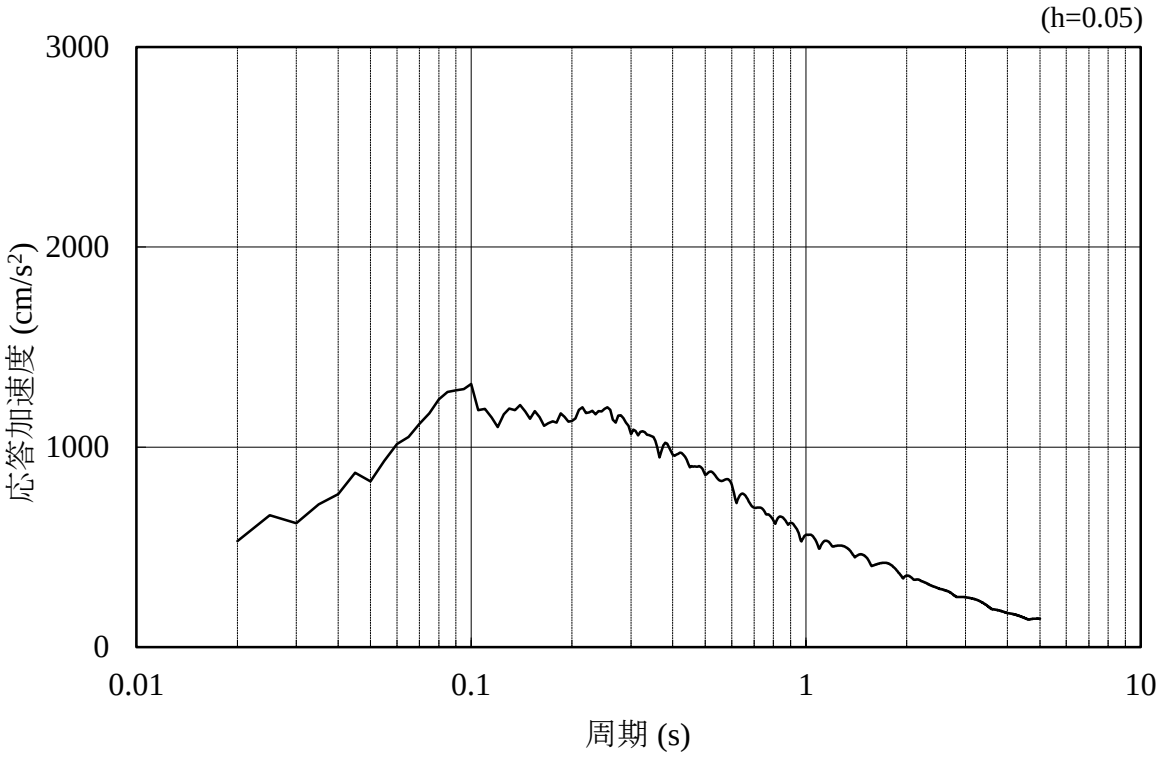


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－2　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｄ）

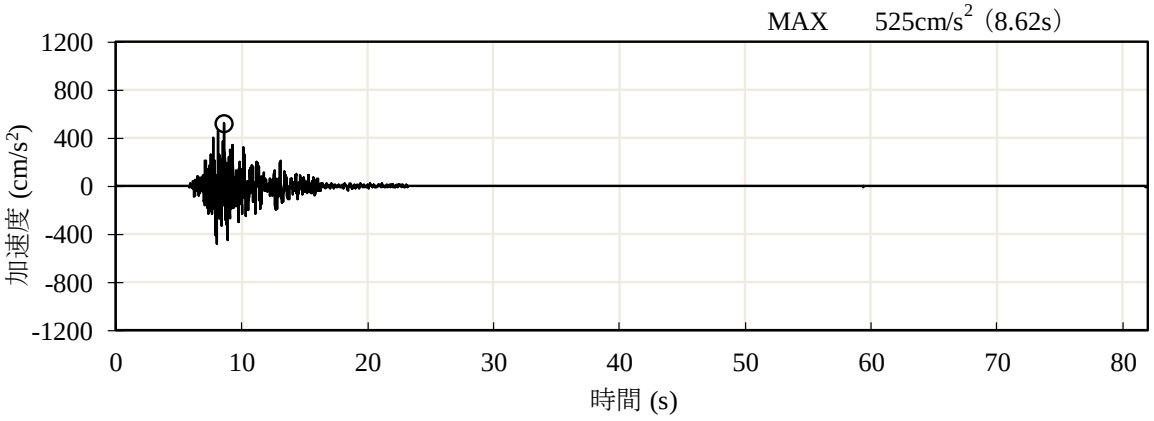


（a） 加速度時刻歴波形

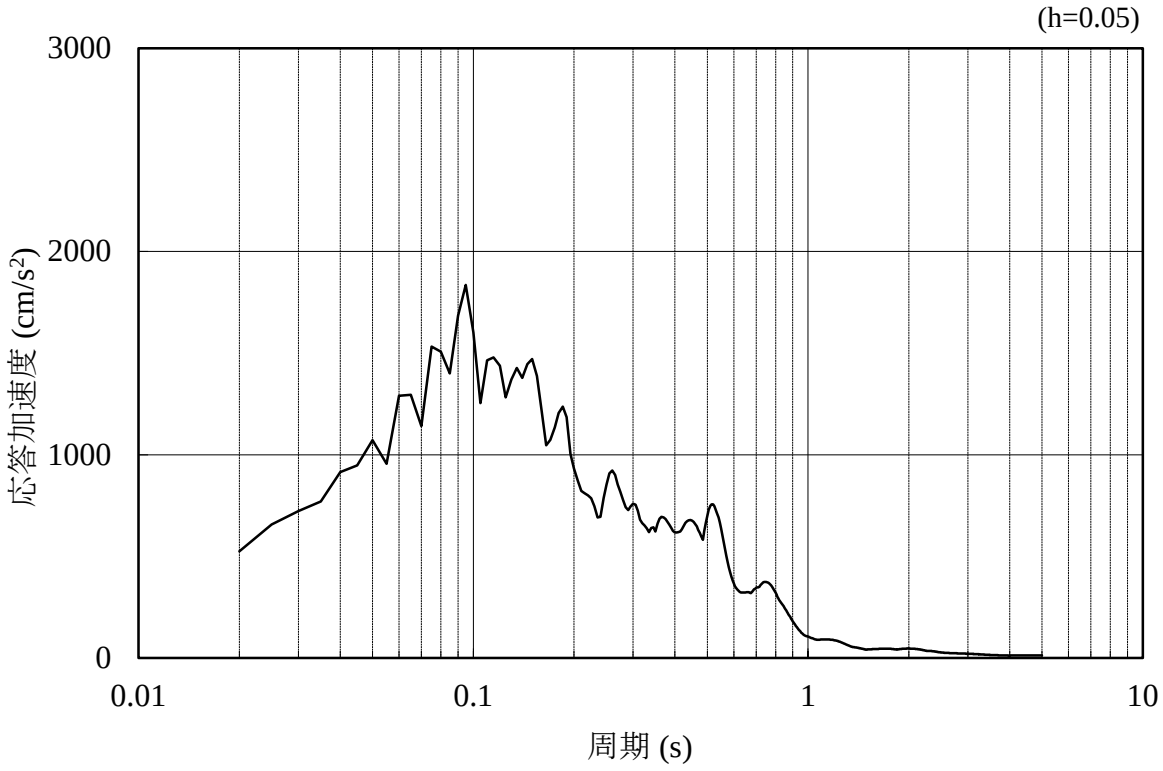


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－3 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
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｄ）

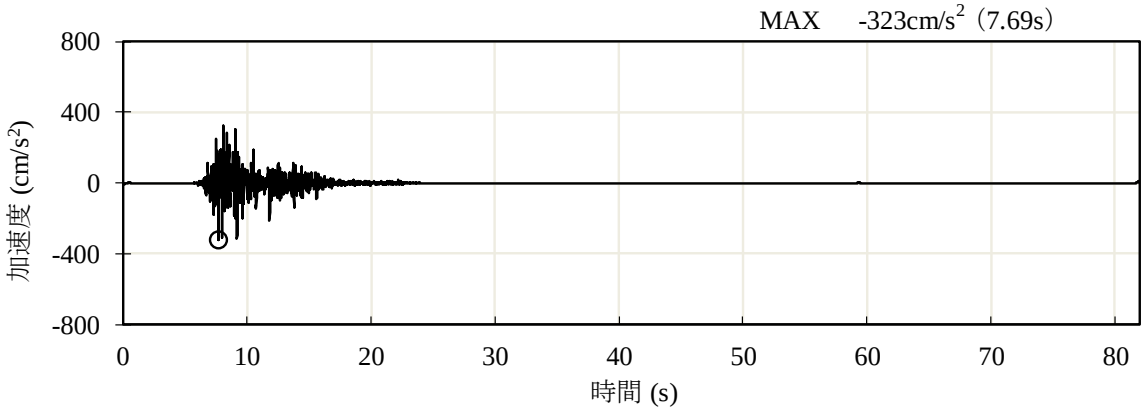


（a） 加速度時刻歴波形

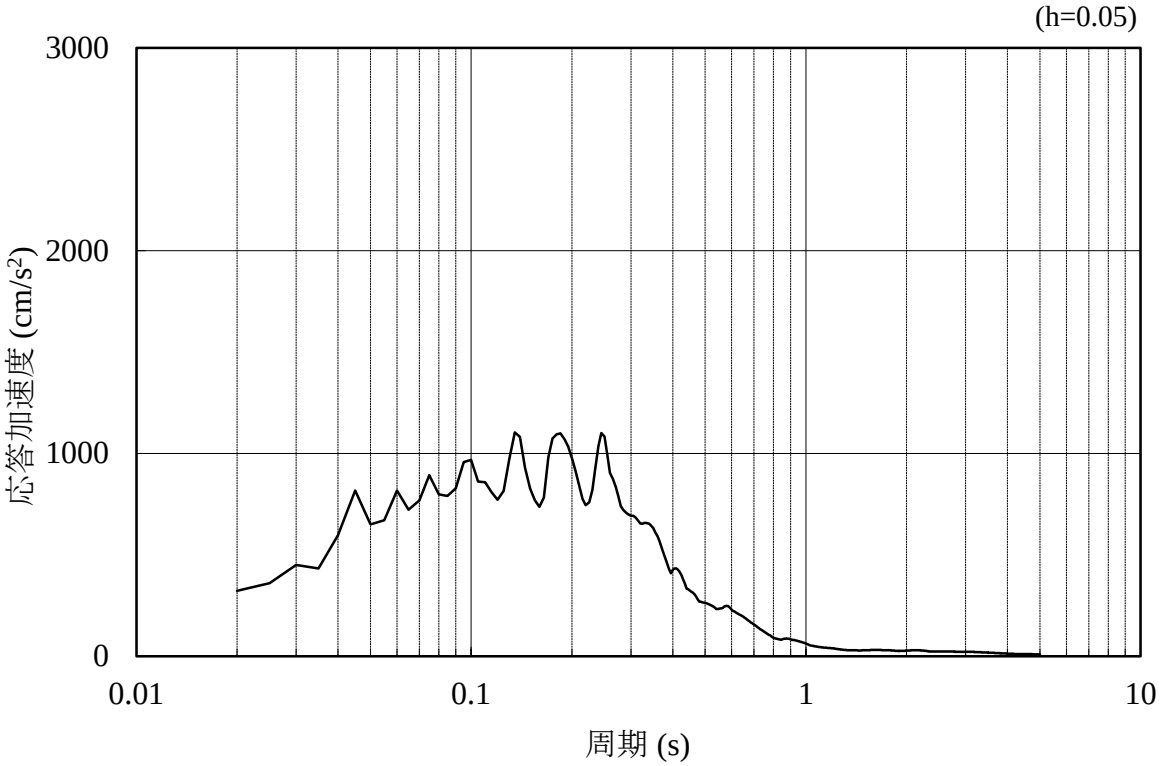


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－4 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
（水平成分：Ｓｓ－Ｆ１）

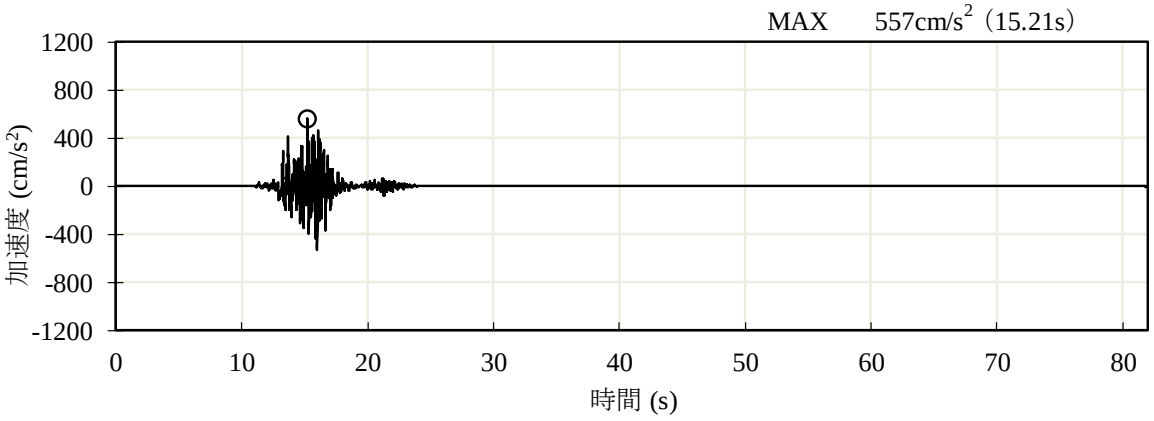


（a） 加速度時刻歴波形

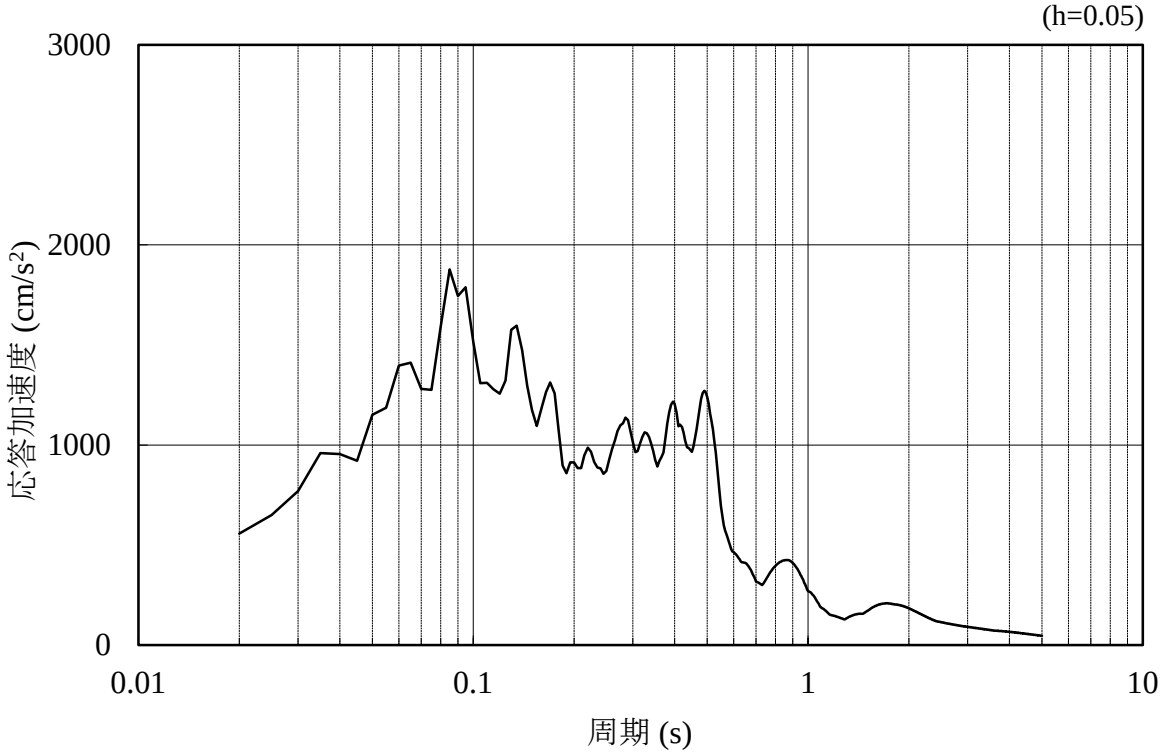


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－5 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
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｆ１）

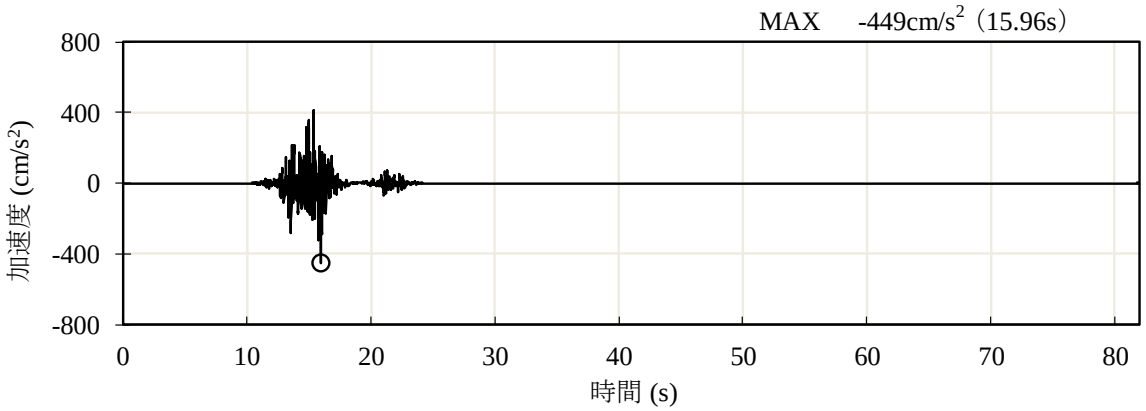


（a） 加速度時刻歴波形

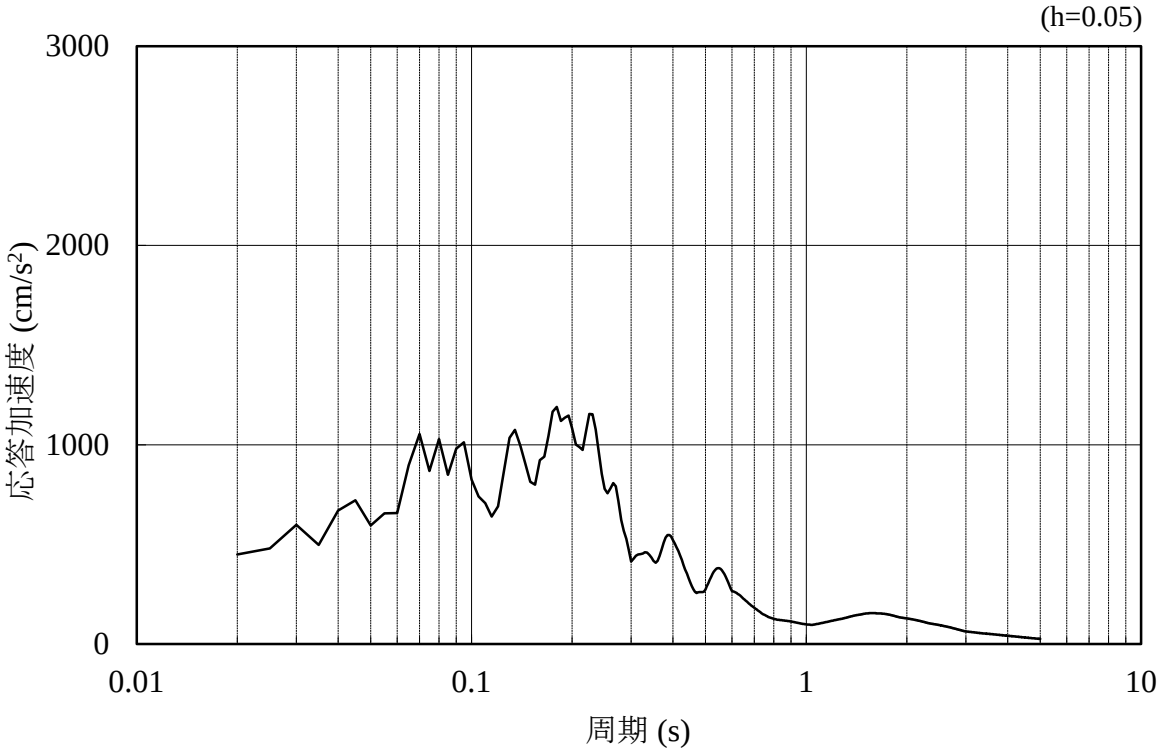


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－6 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
（水平成分：Ｓｓ－Ｆ２）

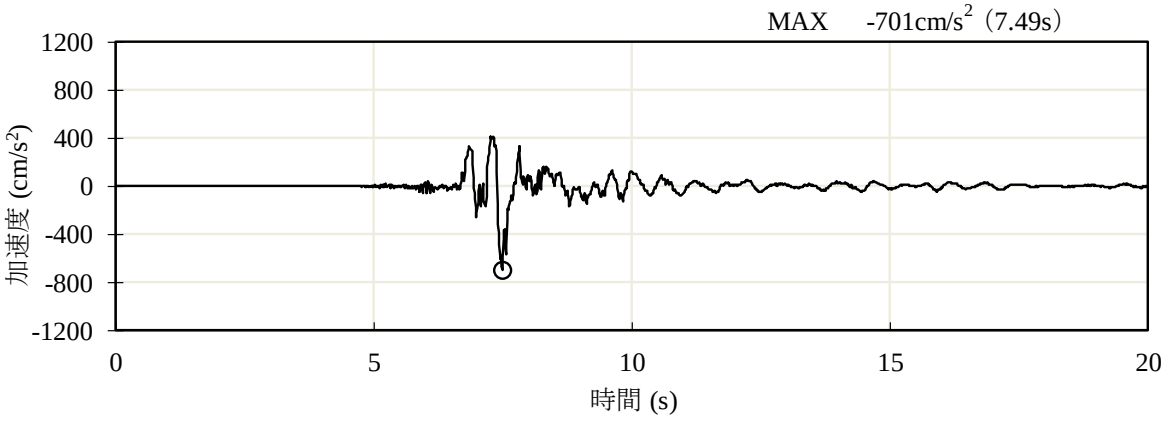


（a） 加速度時刻歴波形

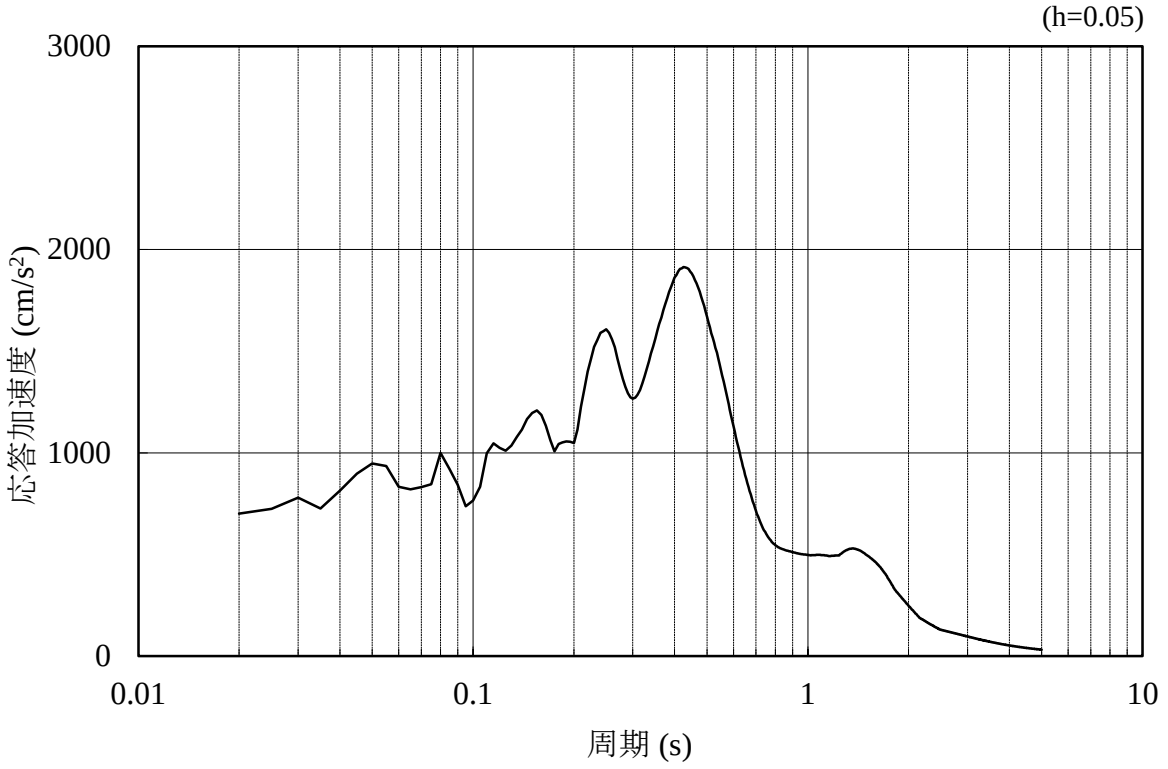


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｆ２）

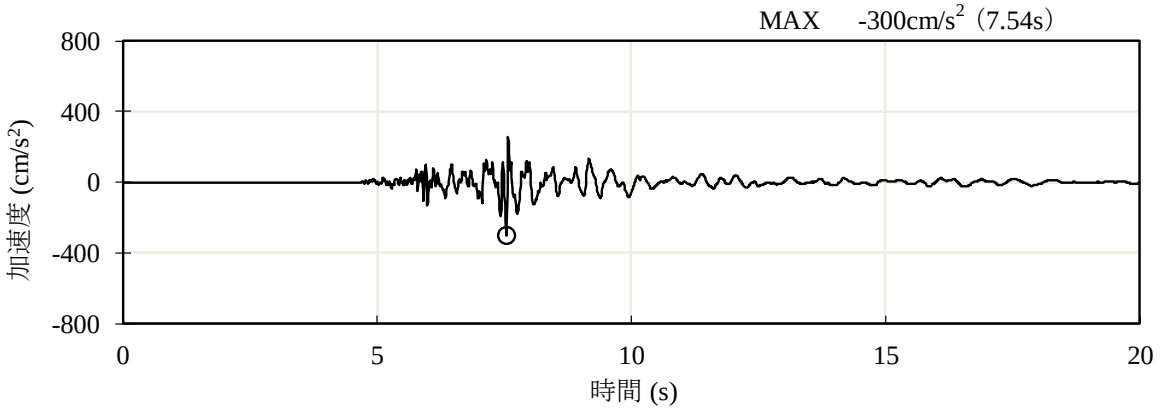


（a） 加速度時刻歴波形

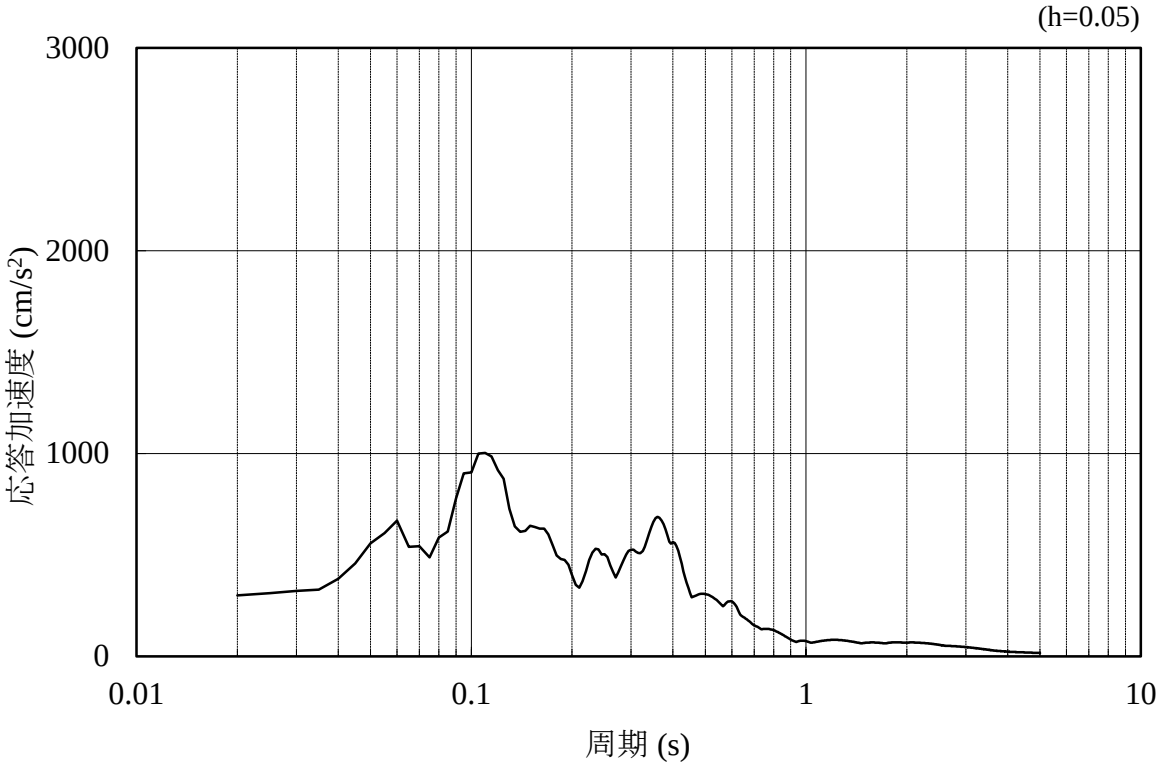


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ１）

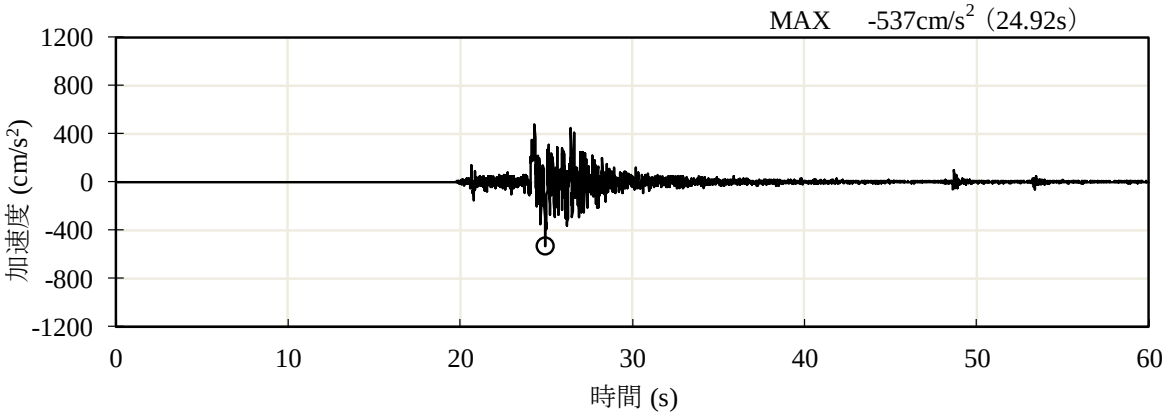


（a）　加速度時刻歴波形

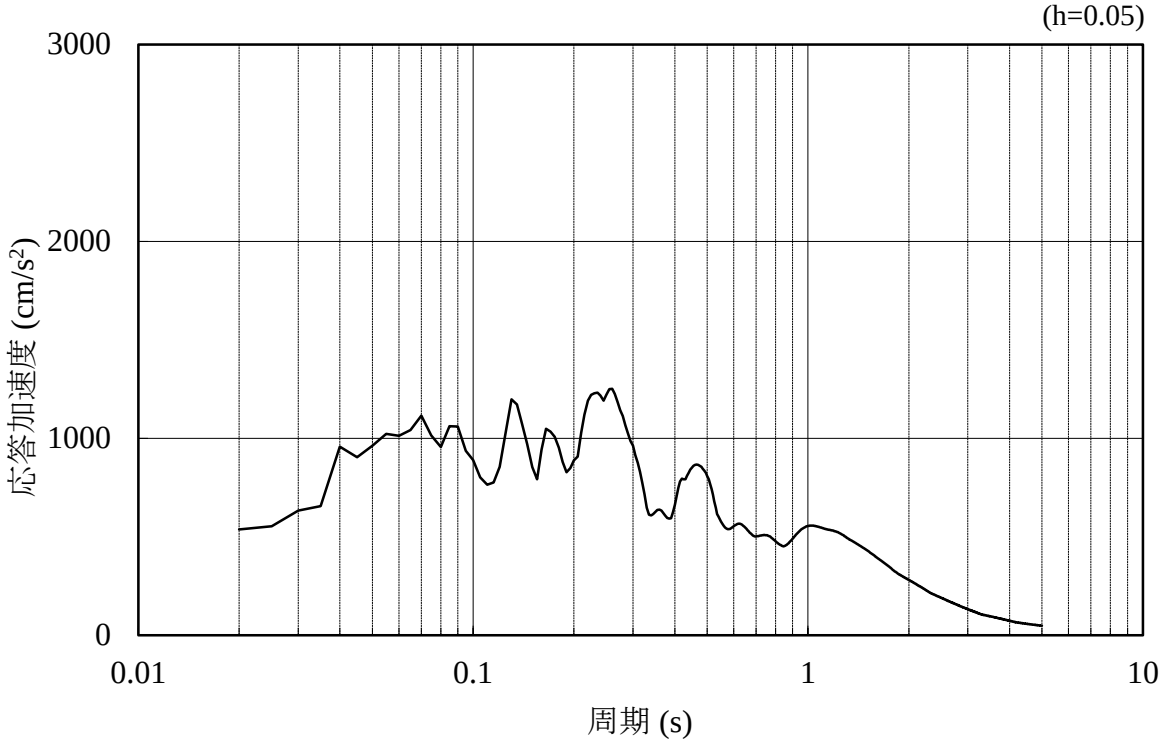


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－9　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ１）

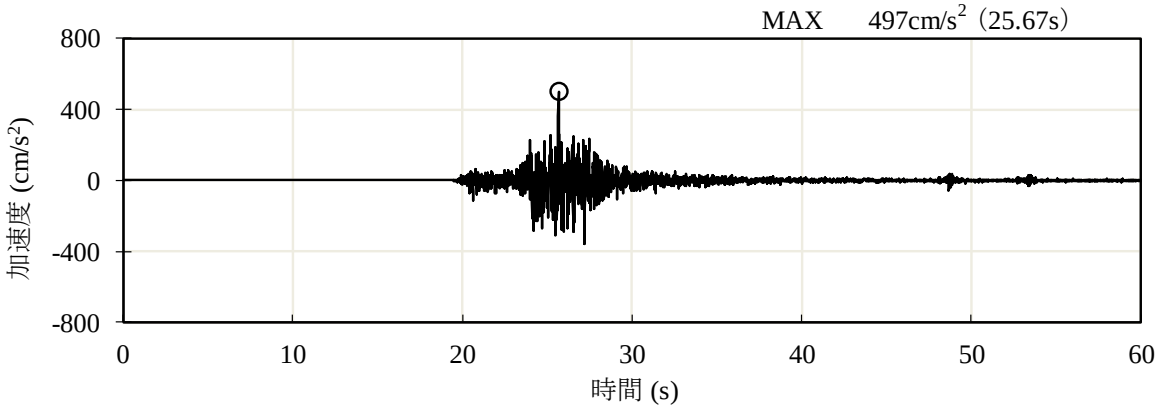


（a） 加速度時刻歴波形

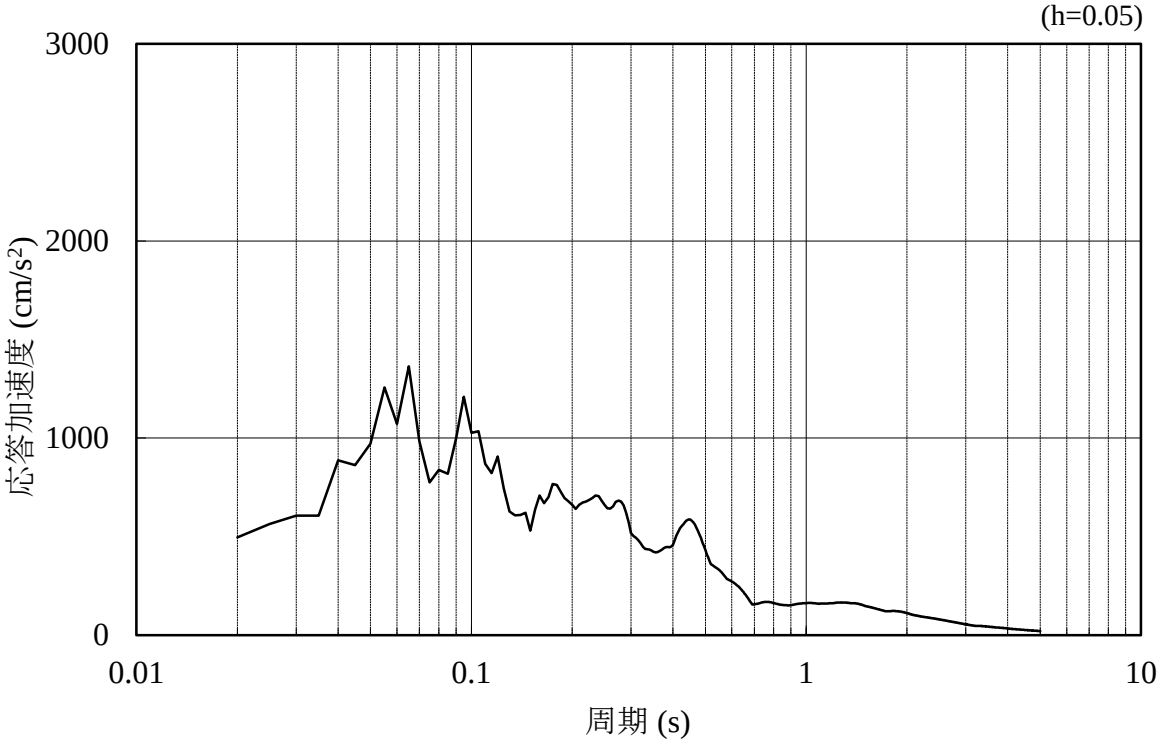


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

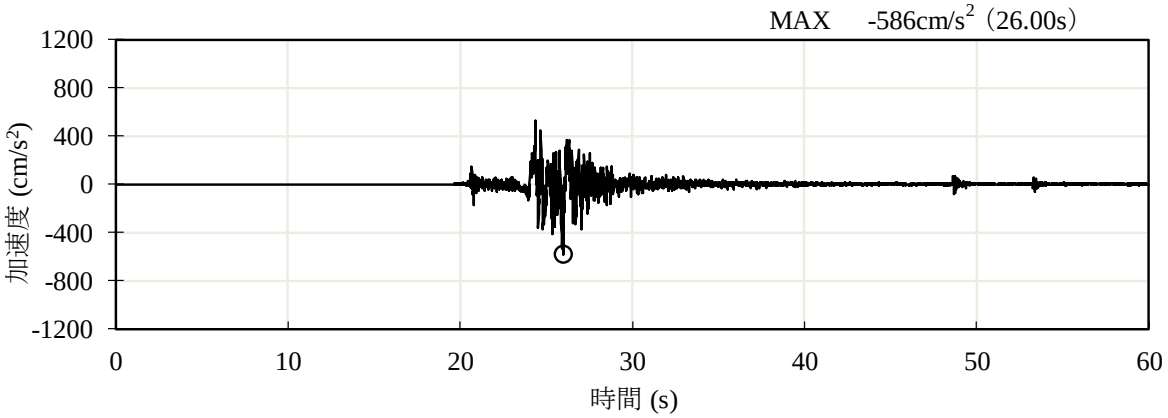


（a）　加速度時刻歴波形

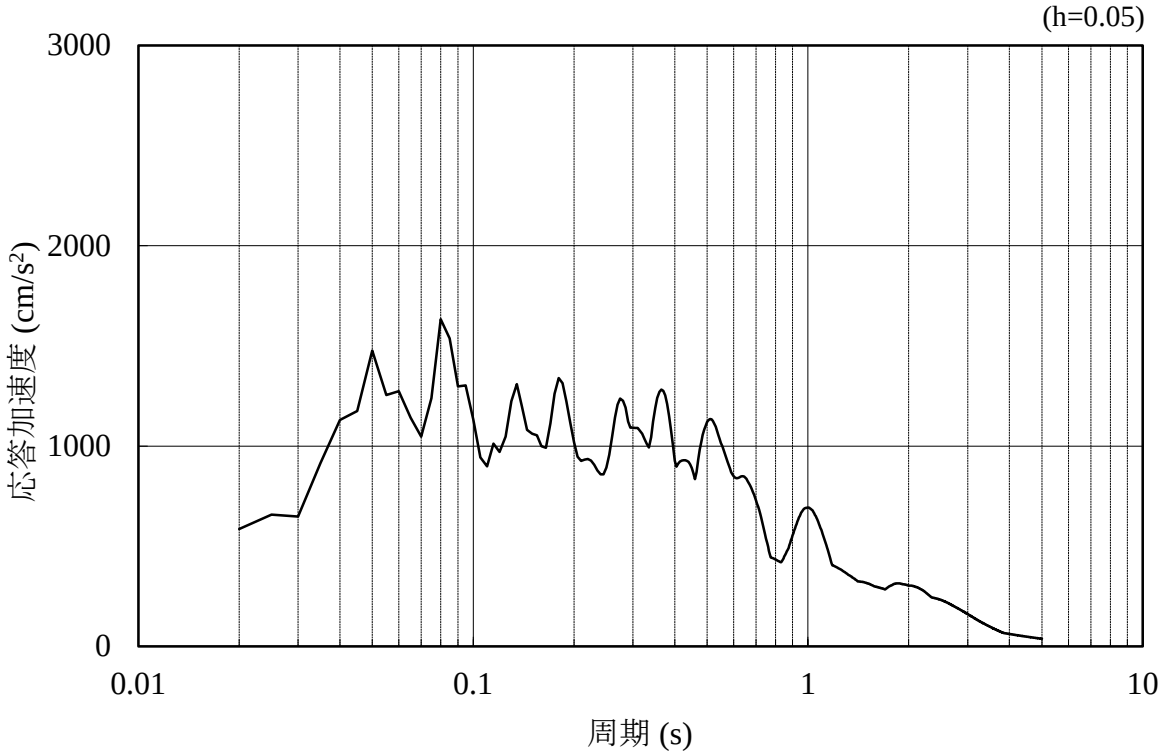


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－11　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

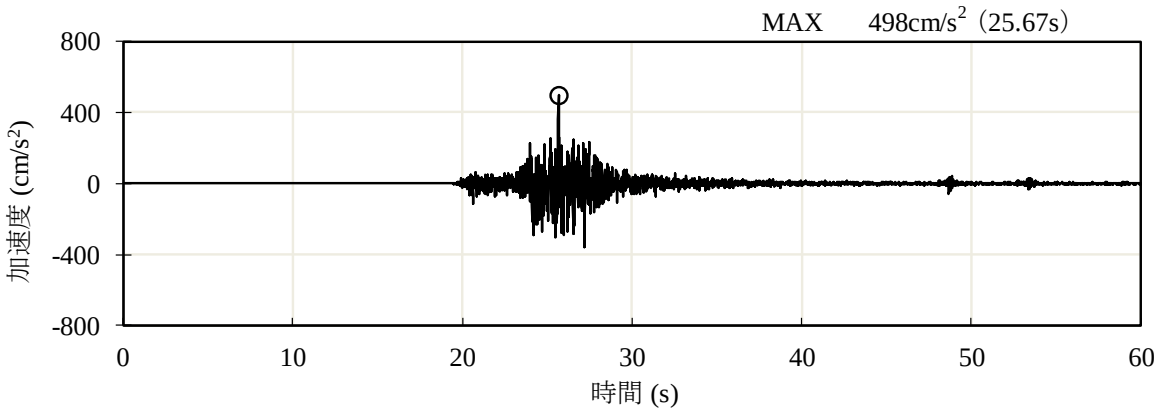


（a） 加速度時刻歴波形

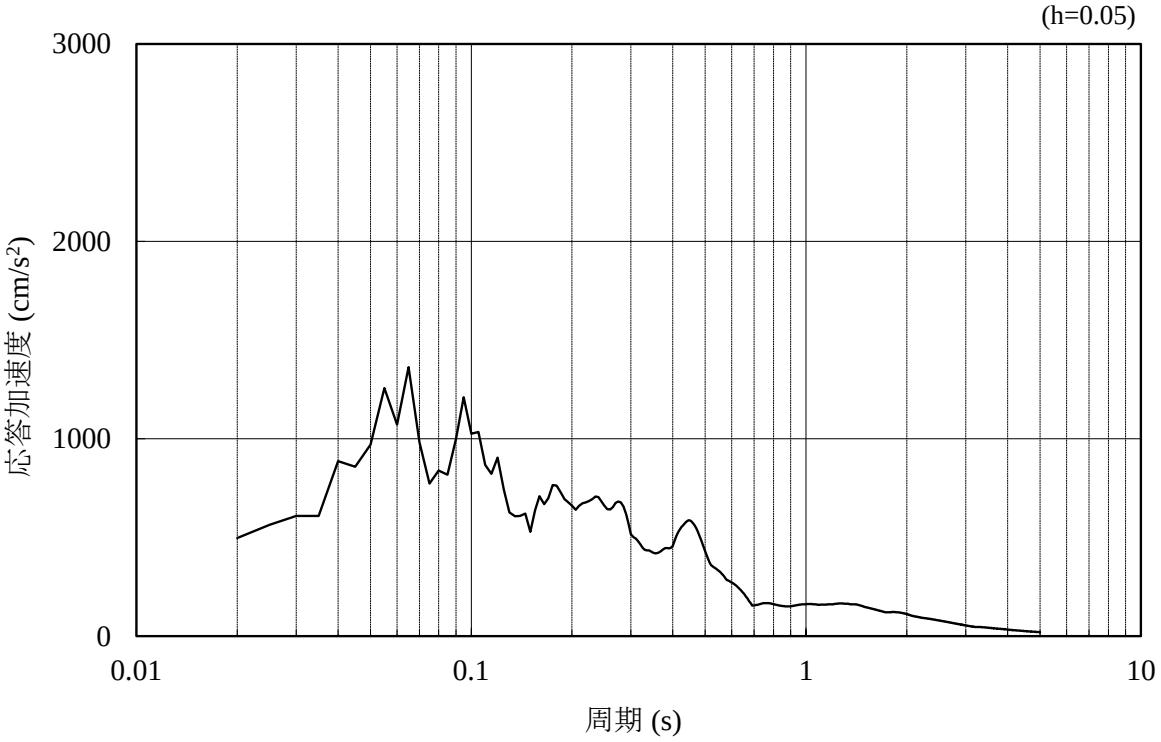


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）



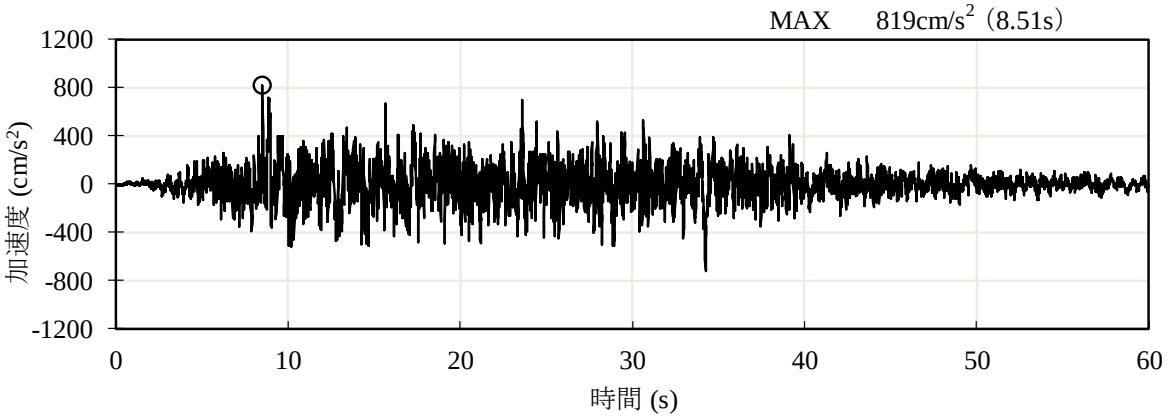
（a） 加速度時刻歴波形



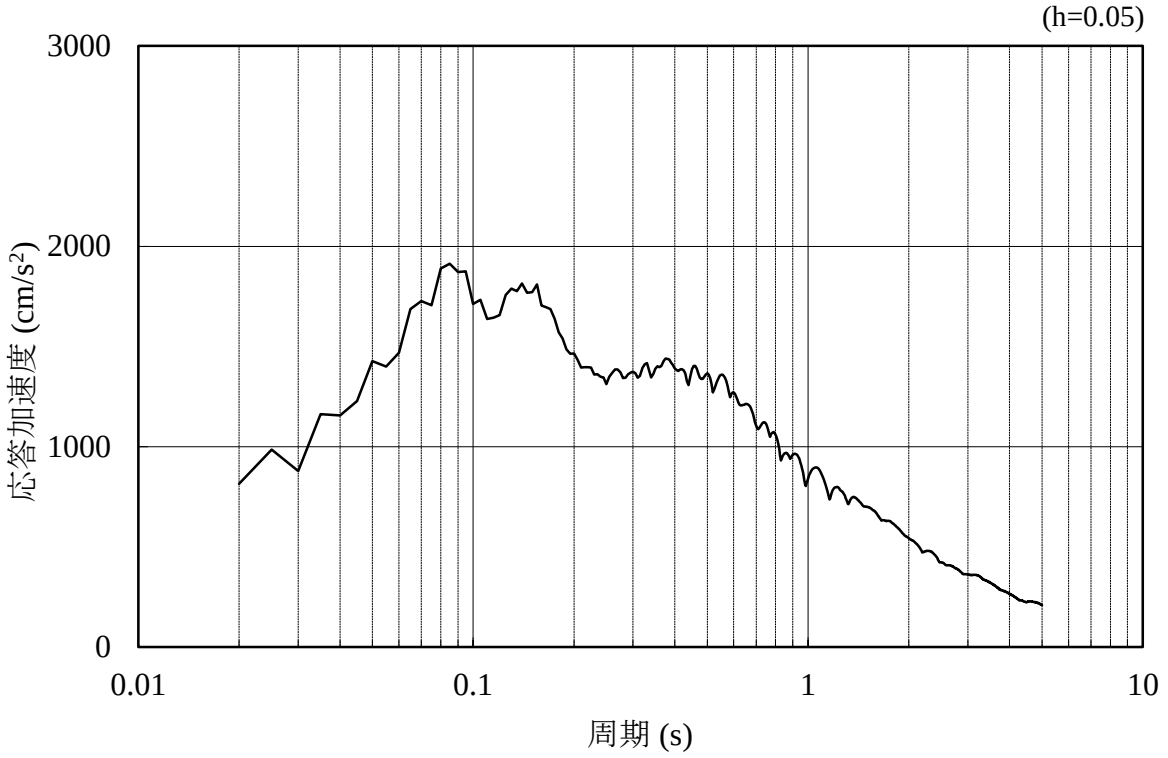
（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）

（2）　③－③断面

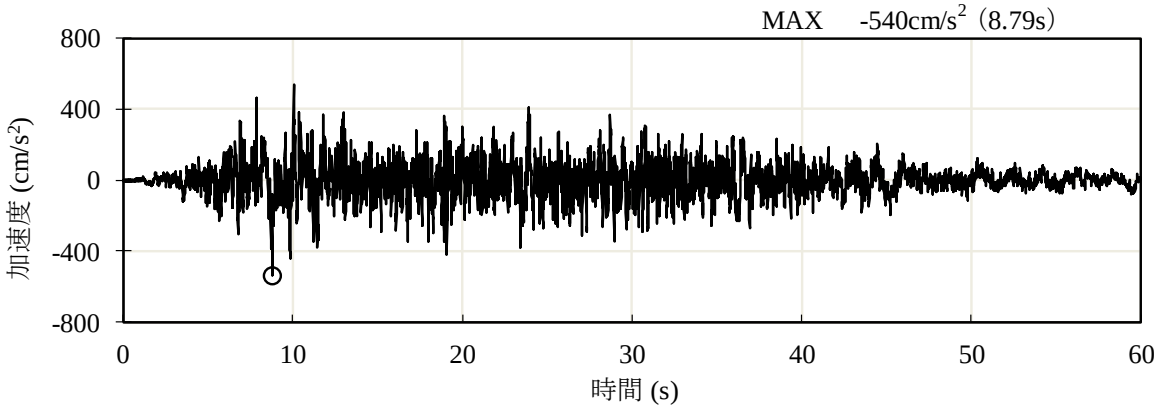


（a）　加速度時刻歴波形

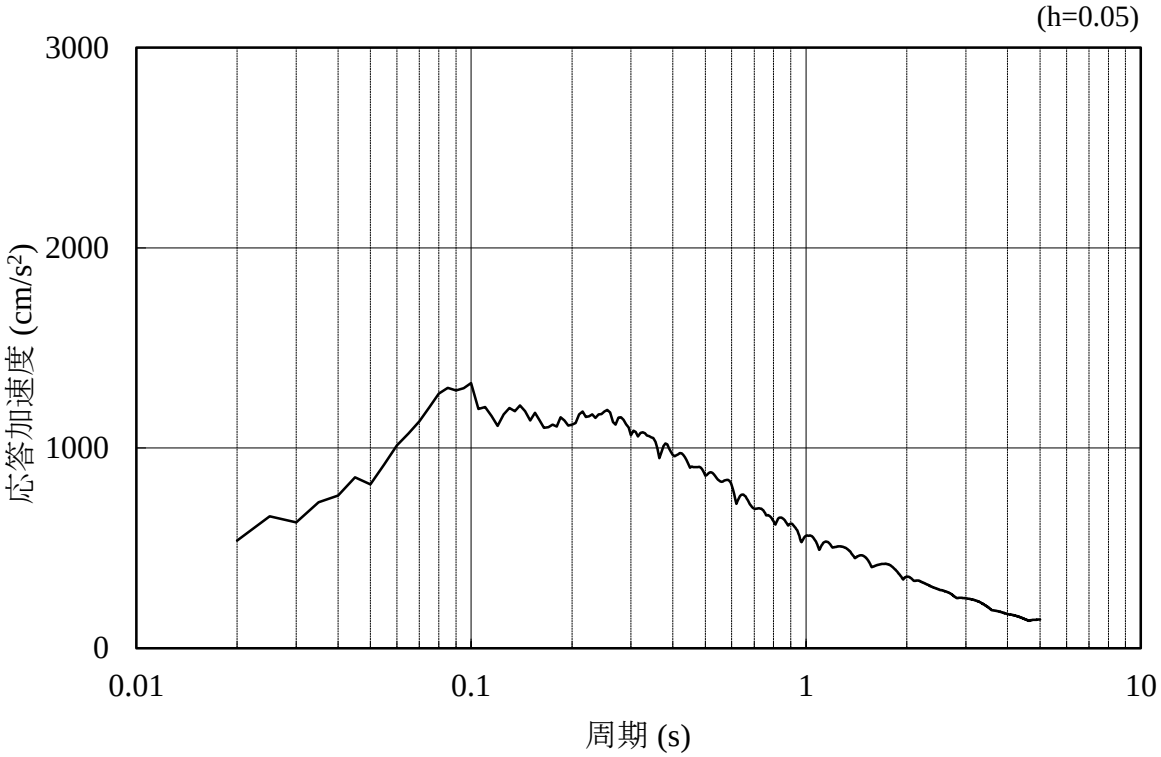


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－14　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｄ）

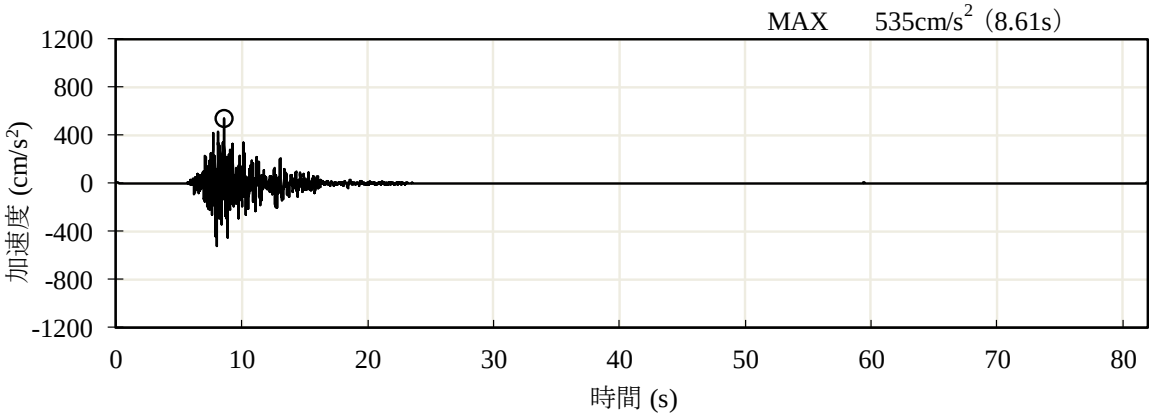


（a） 加速度時刻歴波形

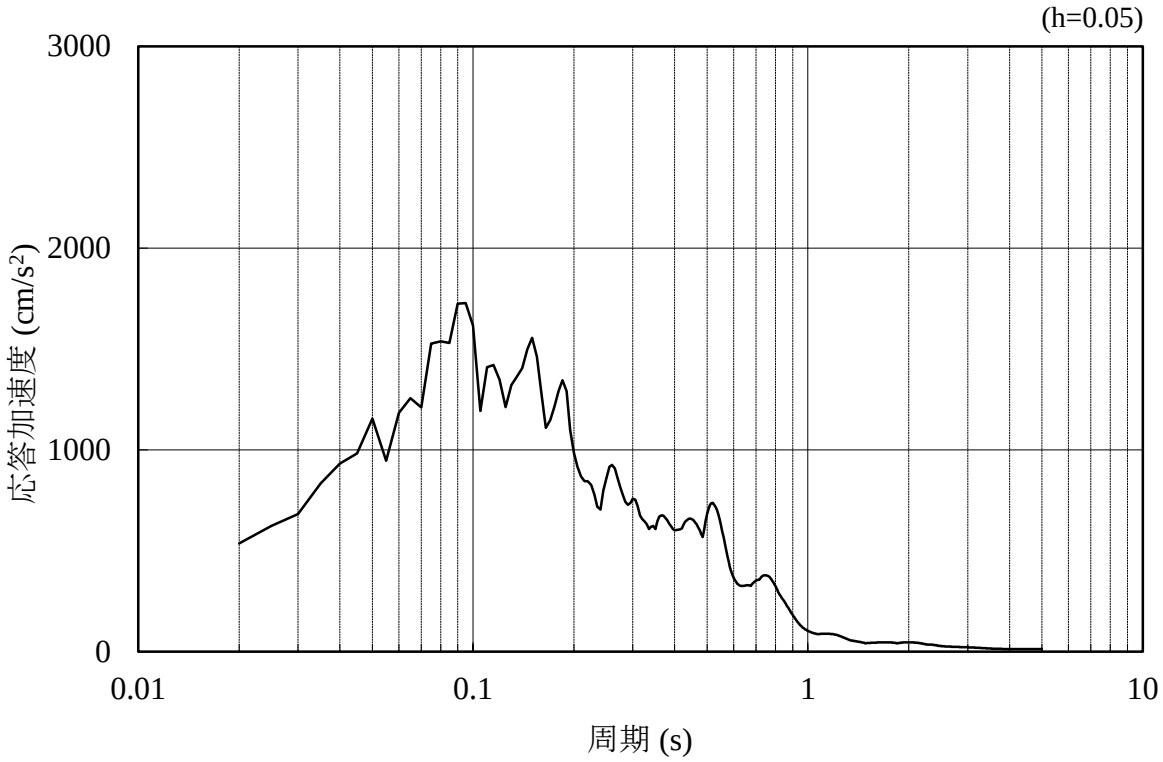


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｄ）

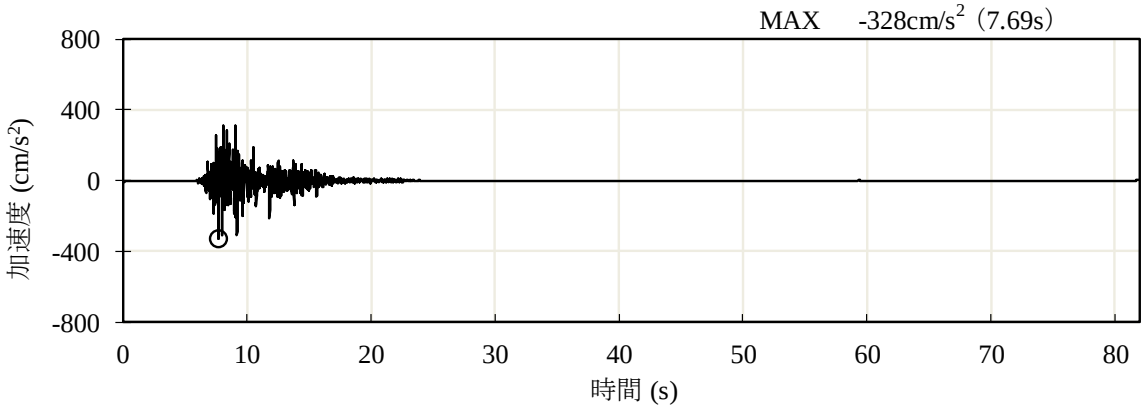


（a） 加速度時刻歴波形

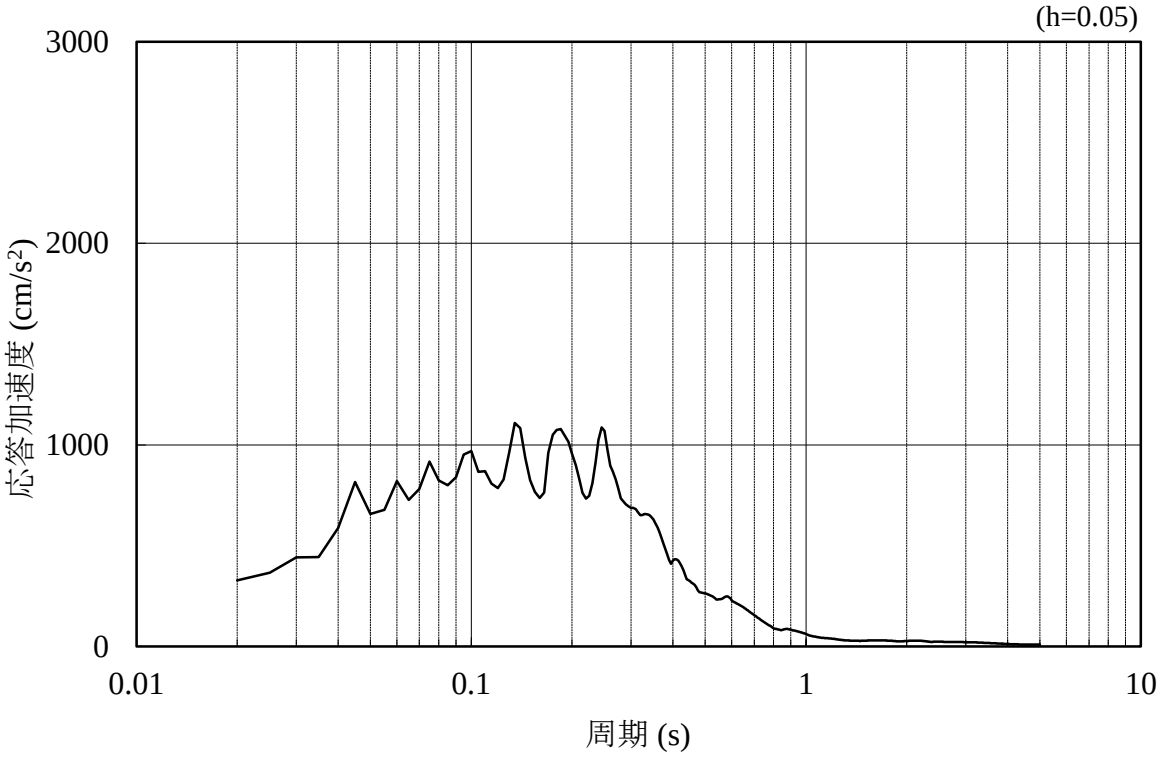


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｆ１）

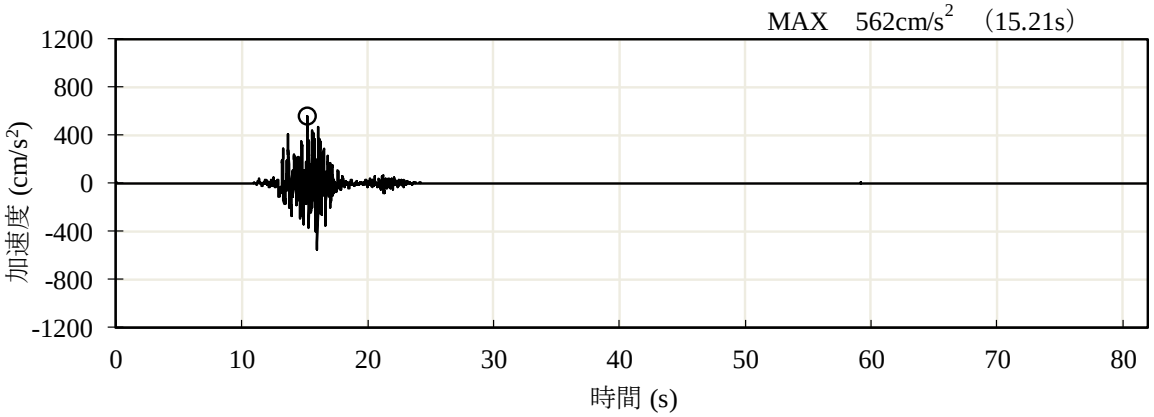


（a） 加速度時刻歴波形

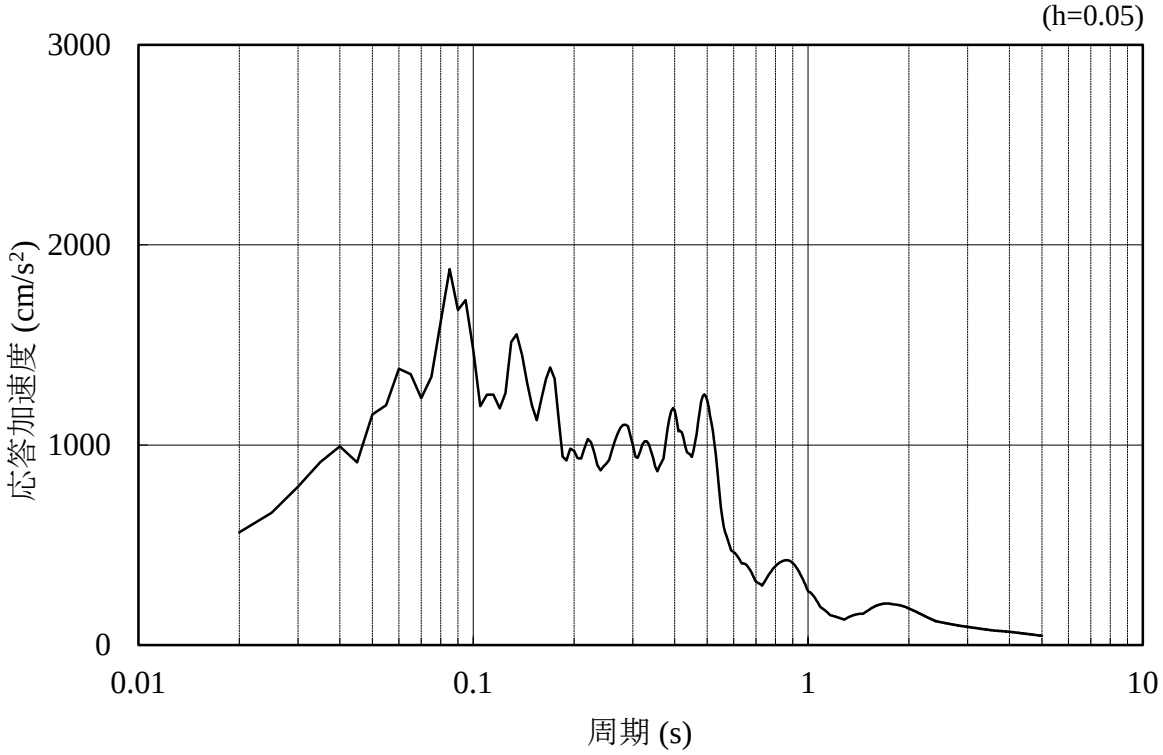


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｆ１）

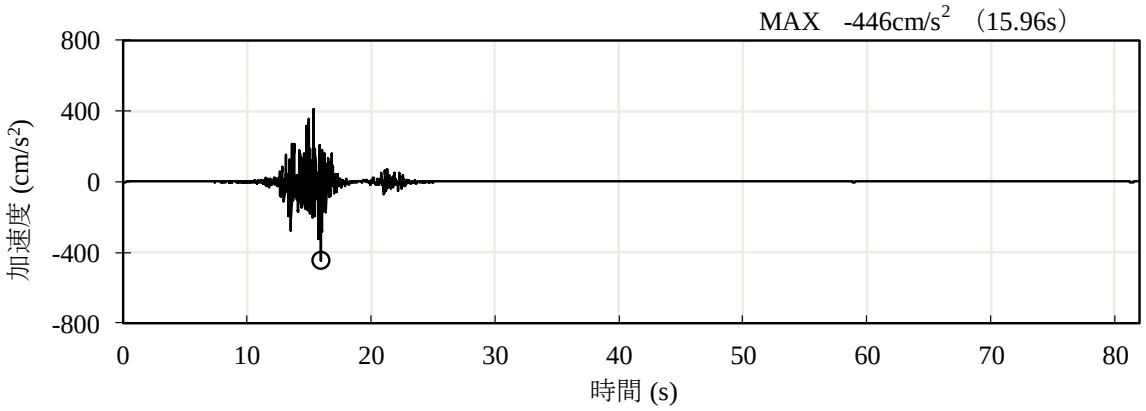


（a）　加速度時刻歴波形

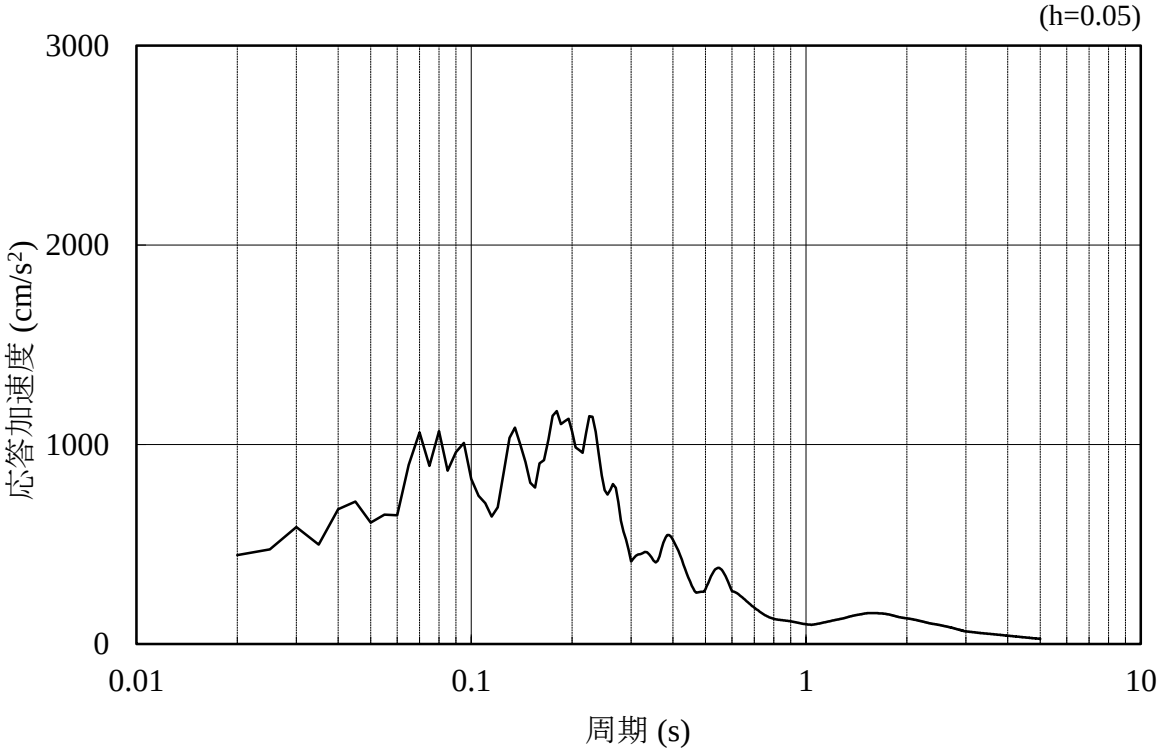


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－18　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｆ２）

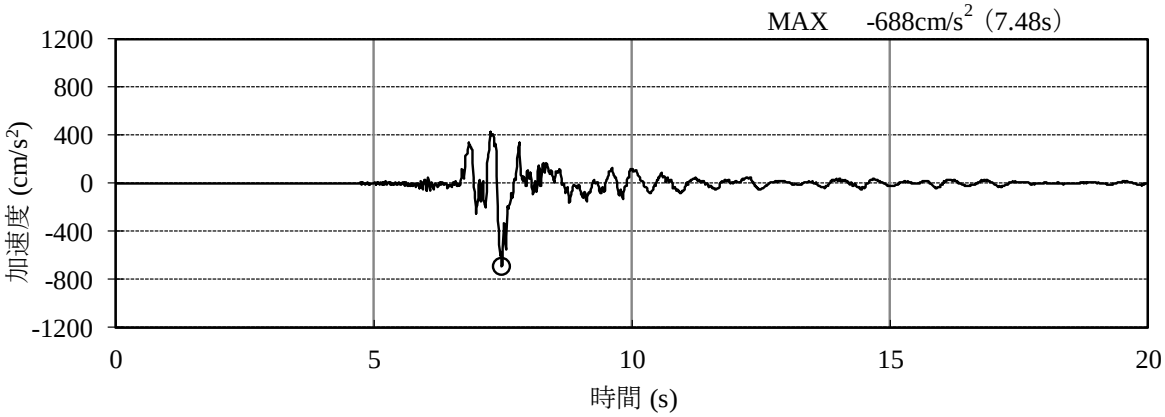


（a） 加速度時刻歴波形

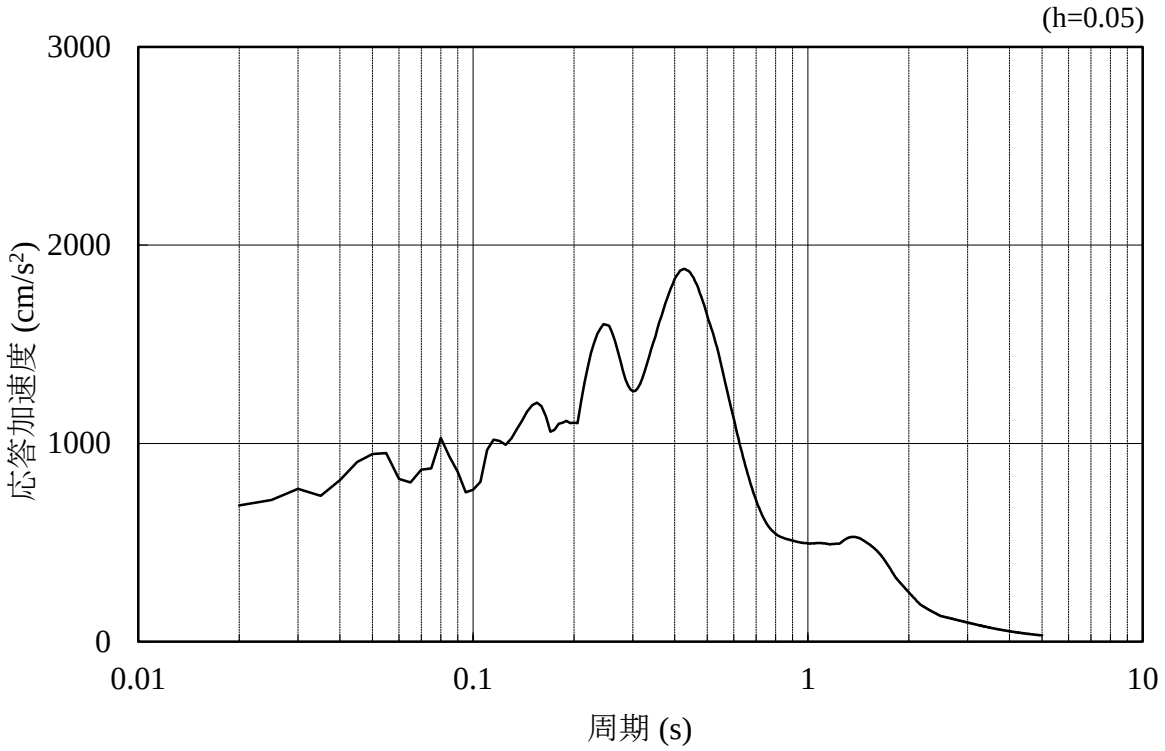


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｆ２）

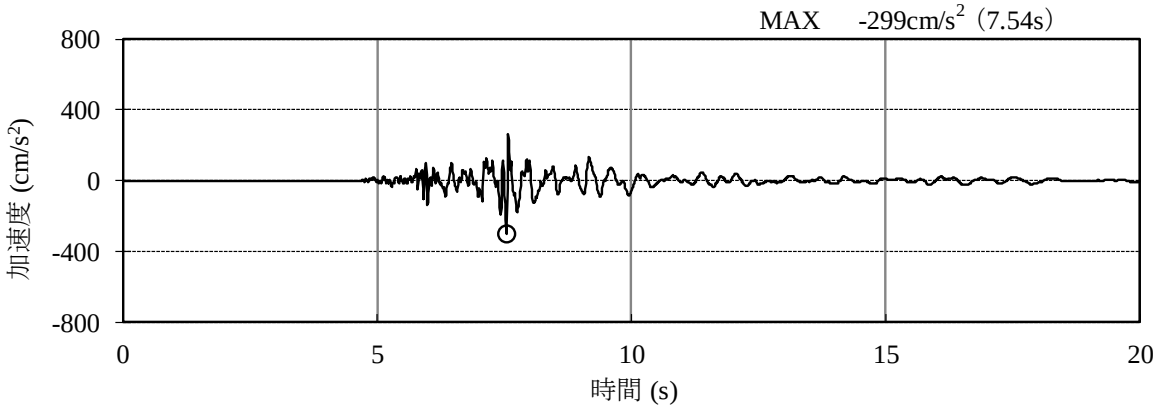


（a） 加速度時刻歴波形

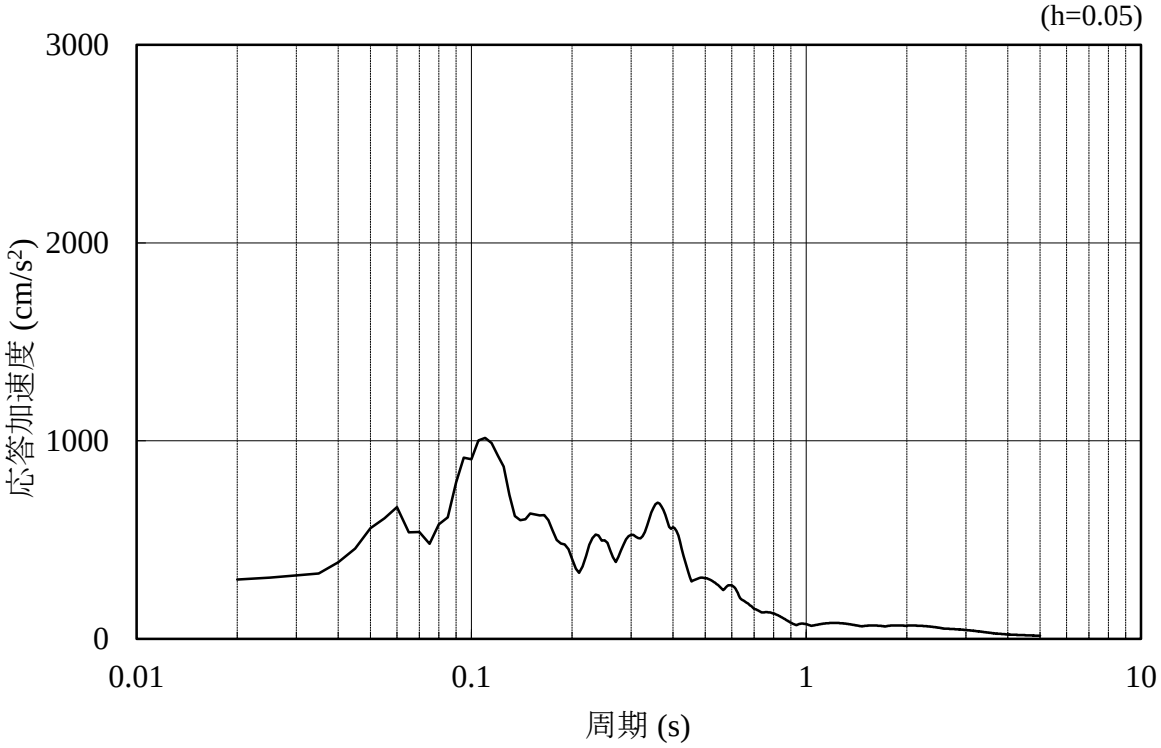


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ１）

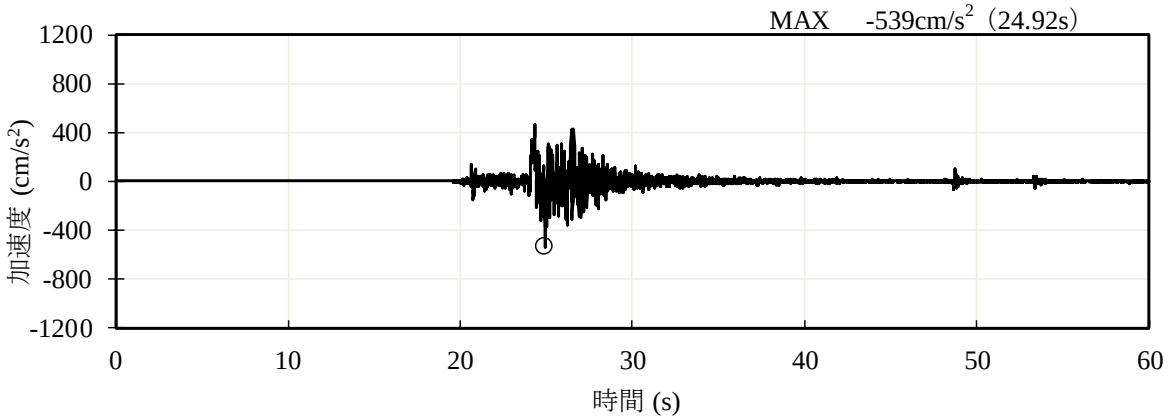


（a） 加速度時刻歴波形

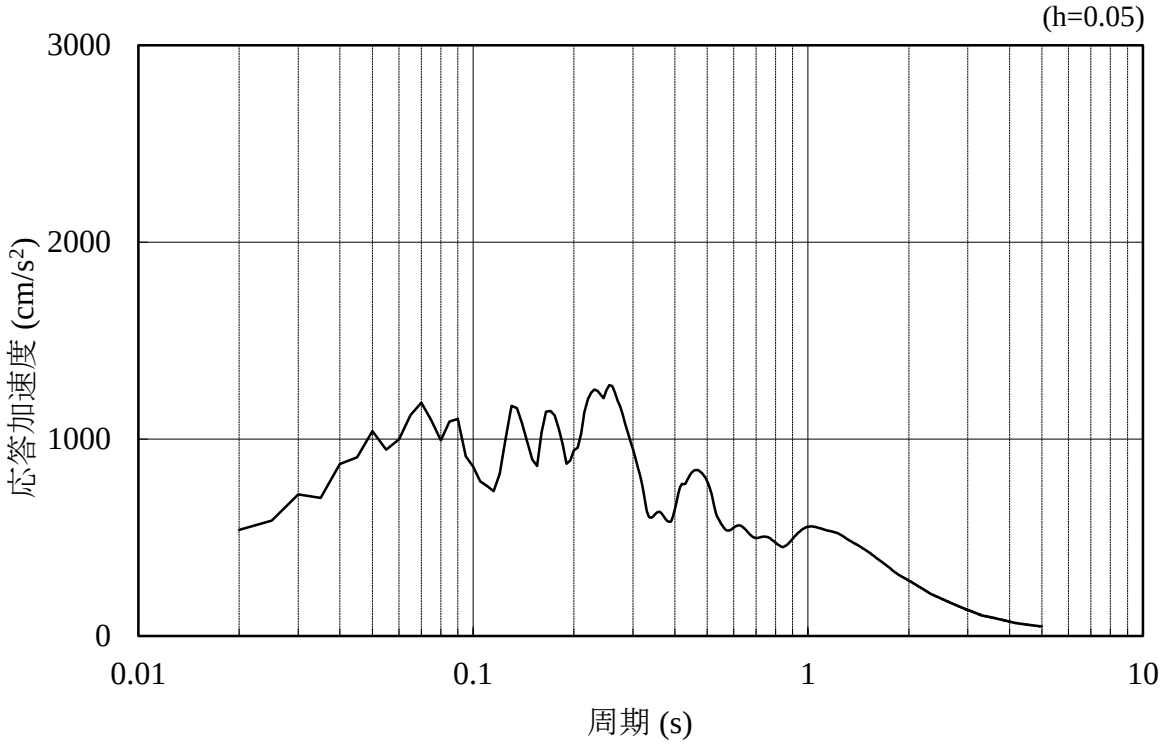


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ１）

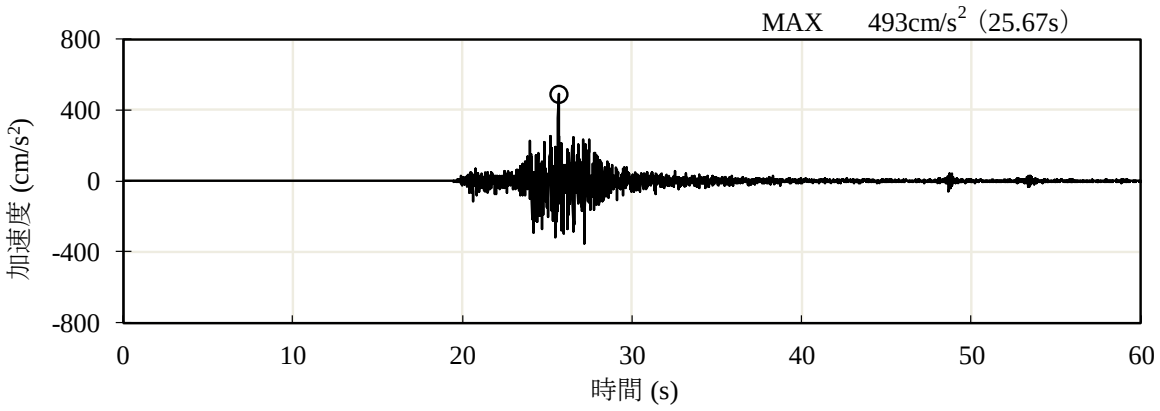


（a）　加速度時刻歴波形

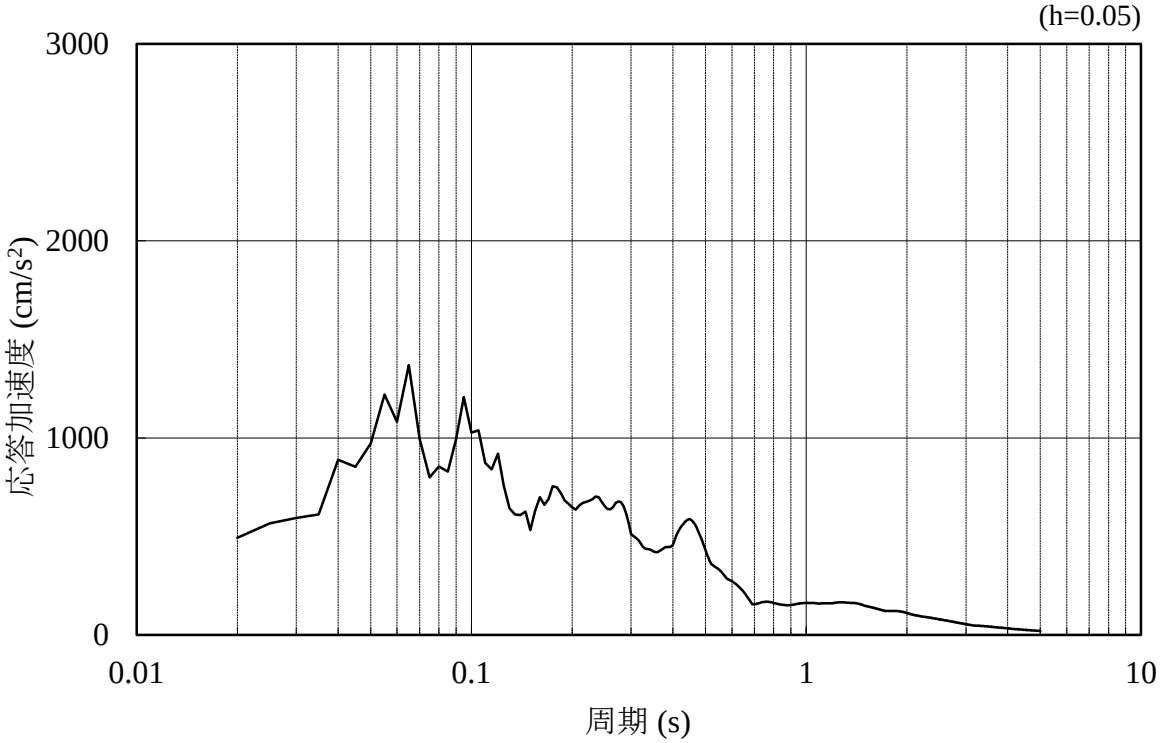


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－22　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

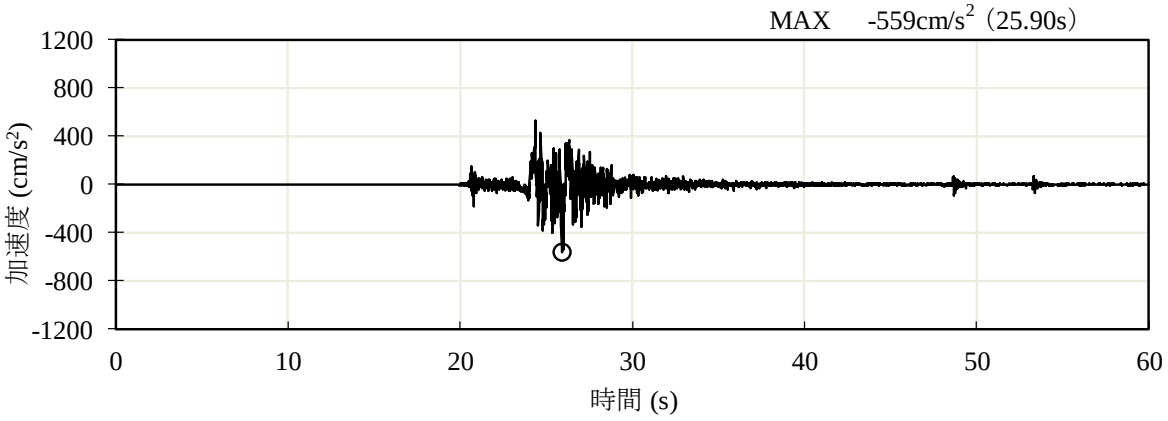


（a） 加速度時刻歴波形

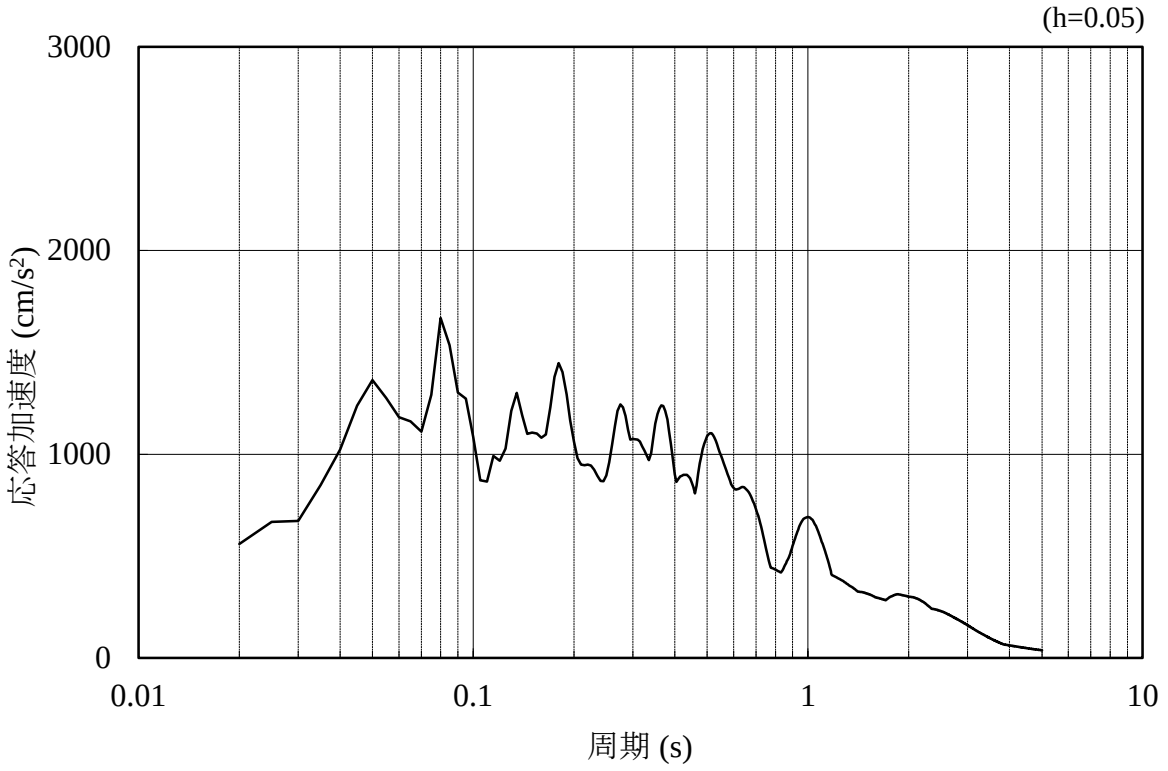


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

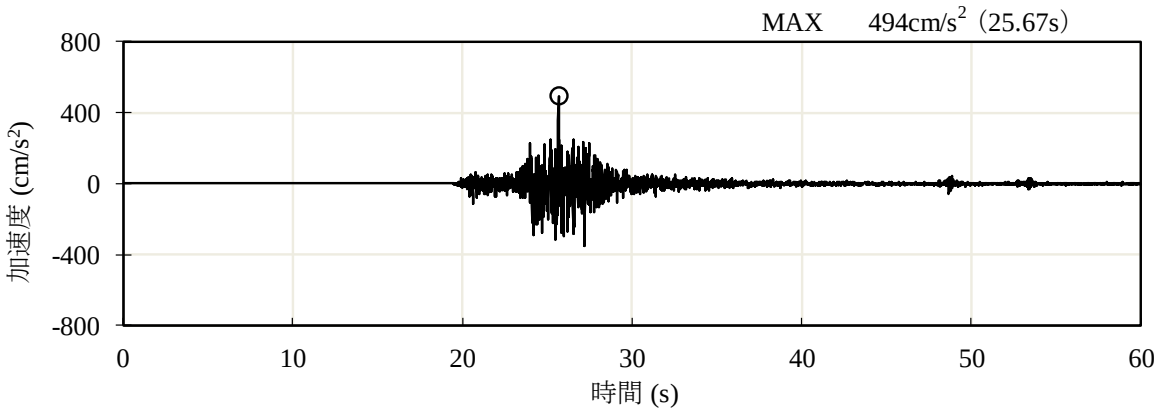


（a） 加速度時刻歴波形

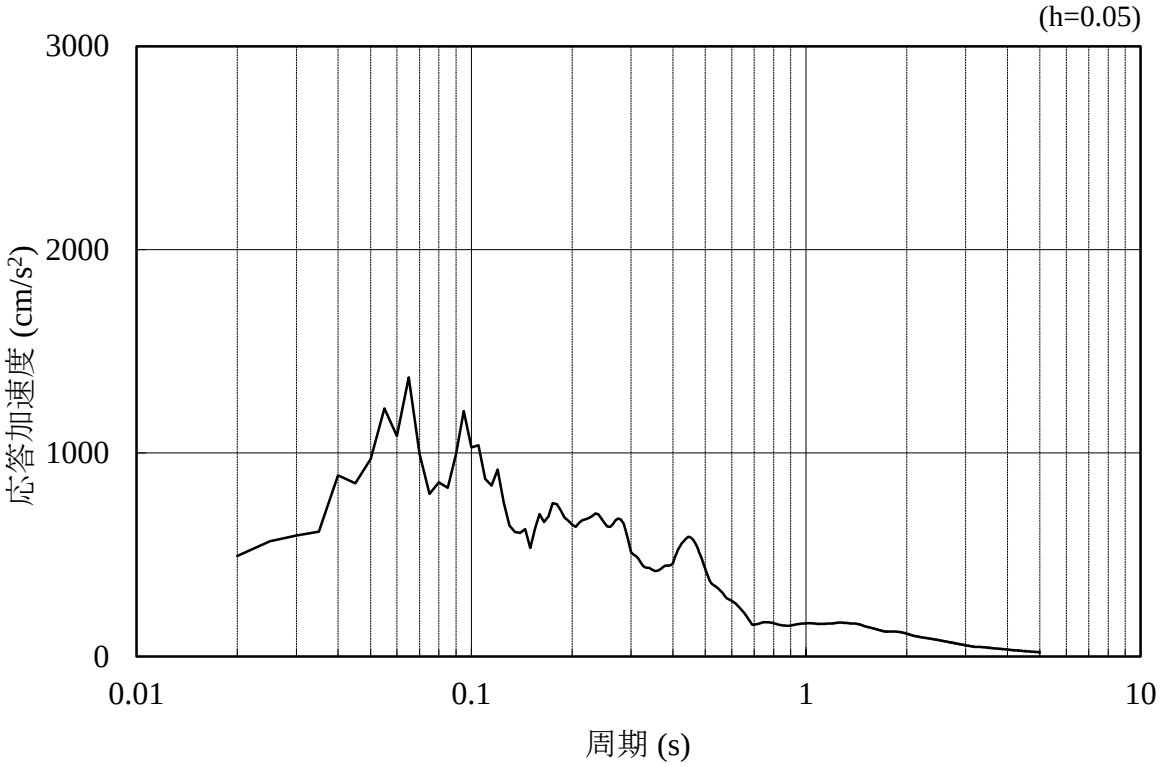


（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）



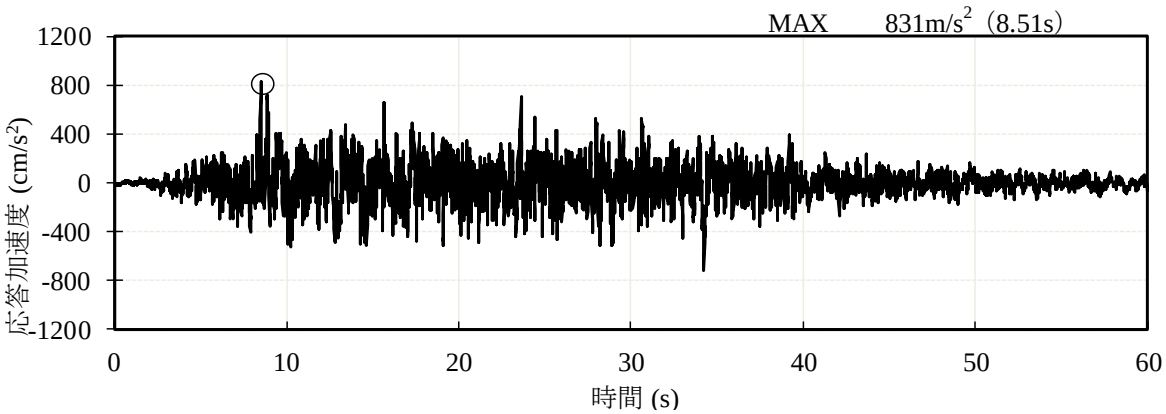
（a）　加速度時刻歴波形



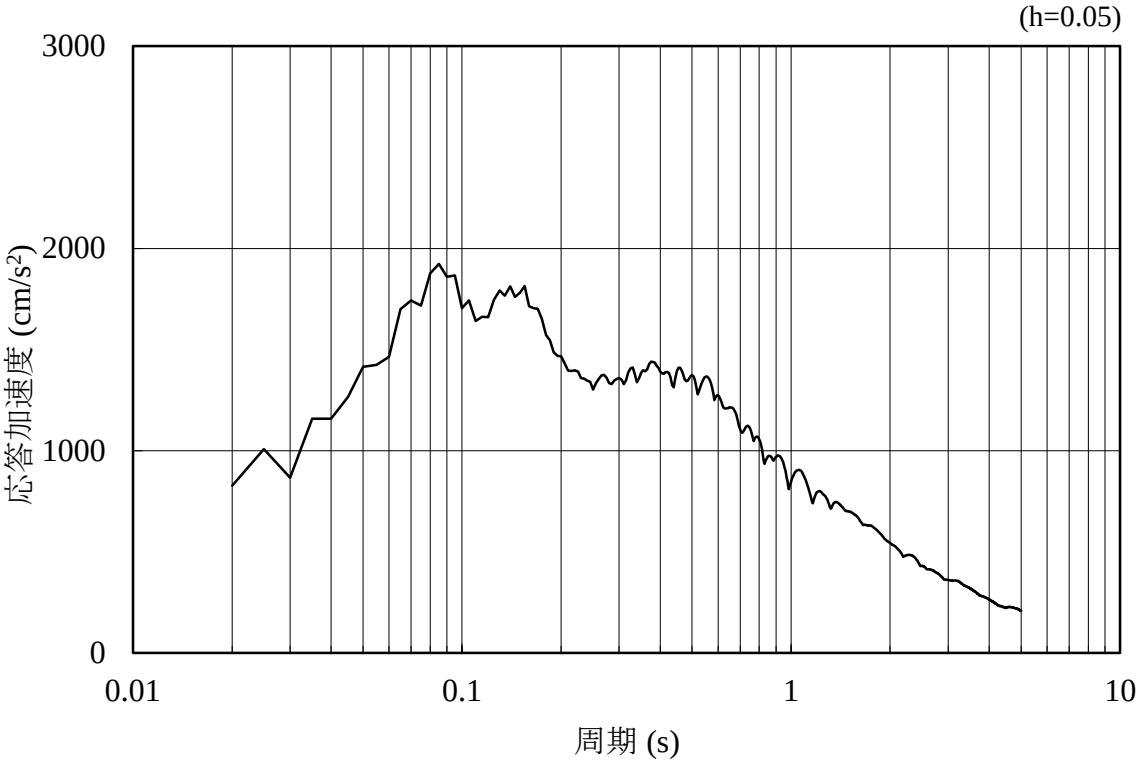
（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－25　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）

（3）　④－④断面

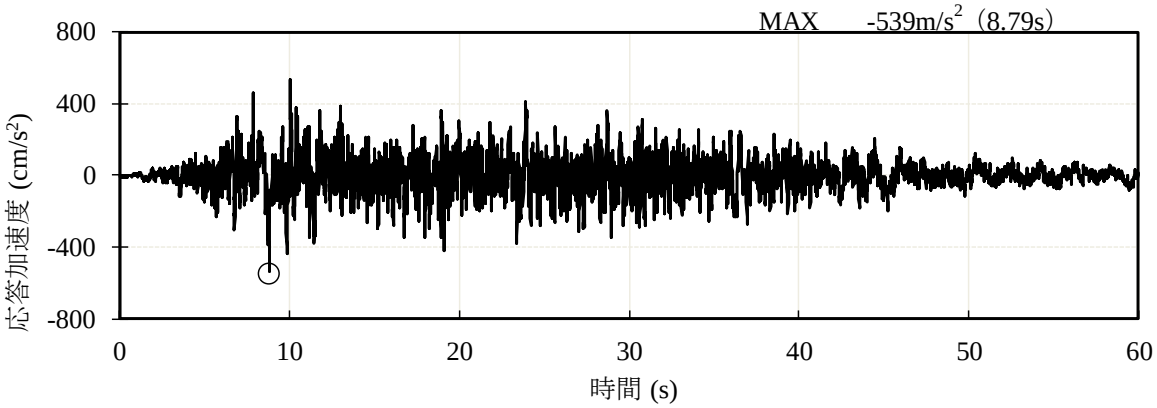


（a）　加速度時刻歴波形

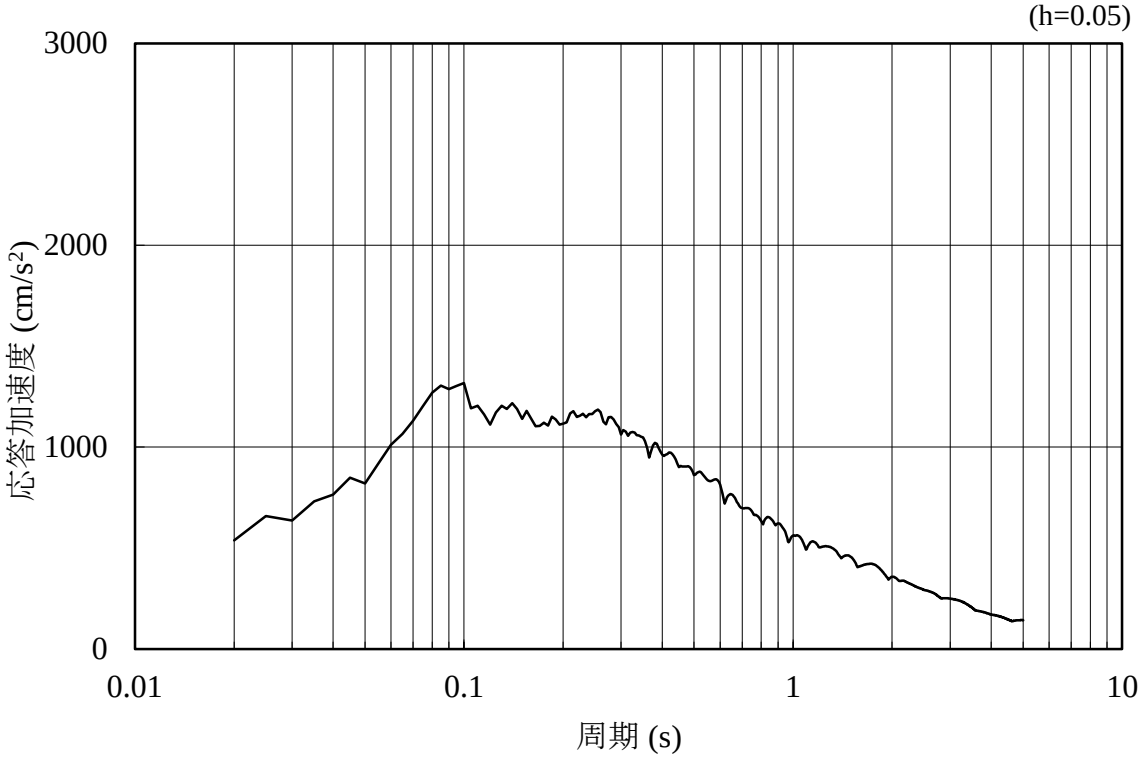


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－26　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｄ）

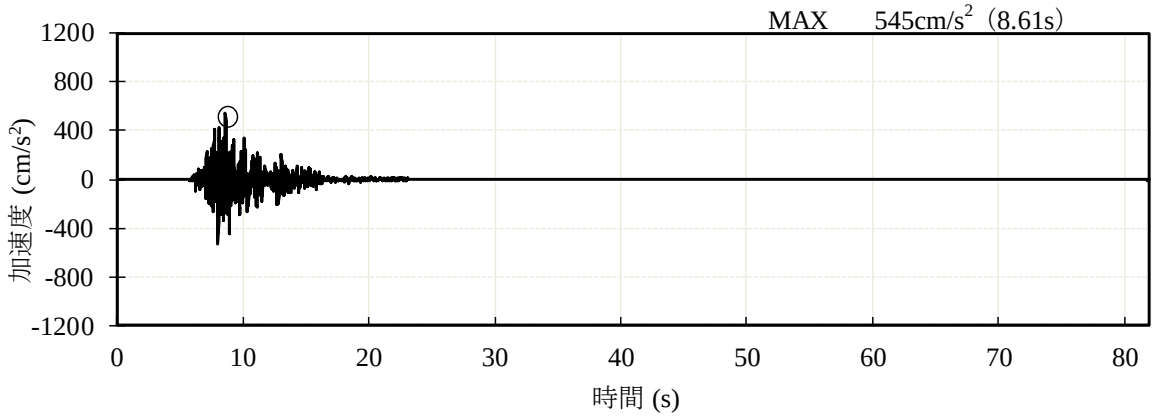


（a）　加速度時刻歴波形

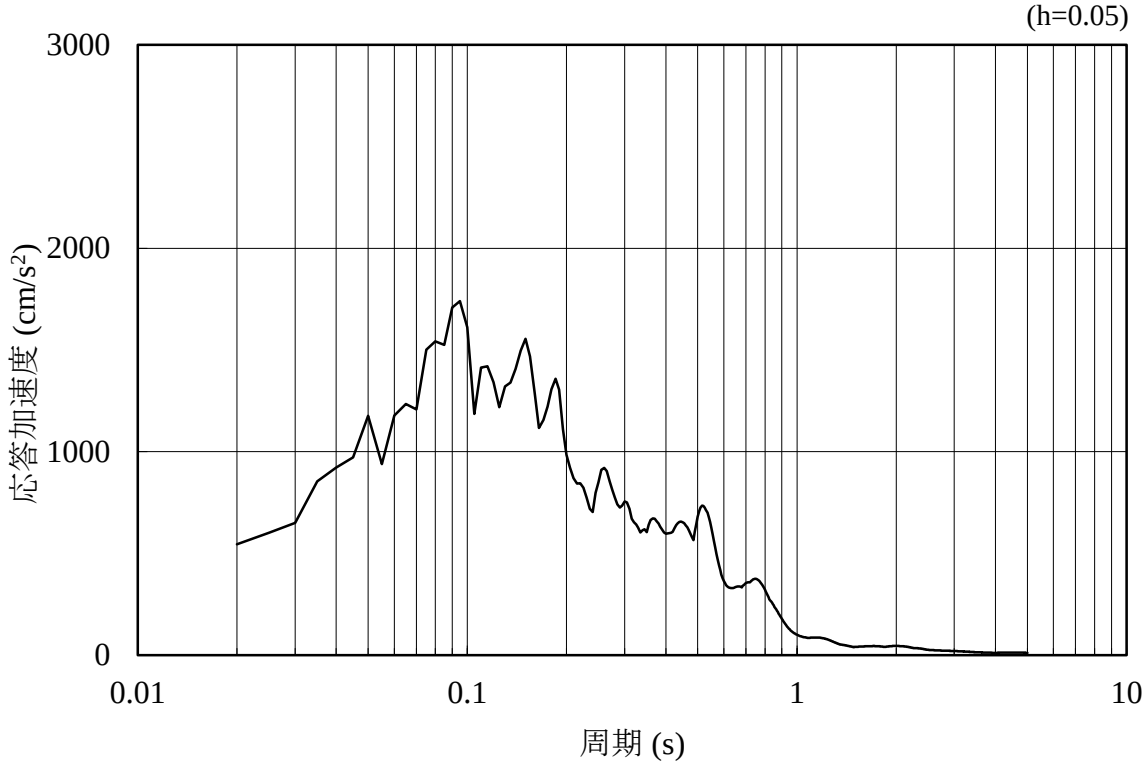


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－27　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（鉛直成分：Ｓｓ－Ｄ）

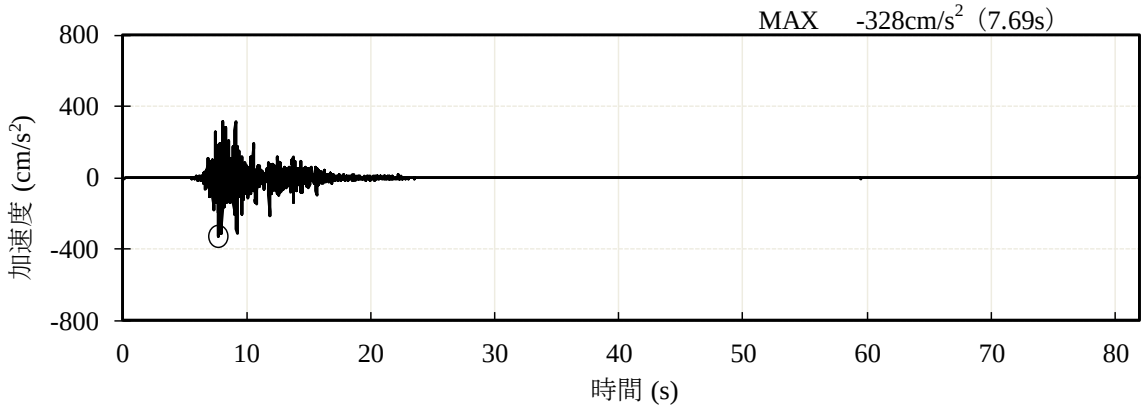


（a）　加速度時刻歴波形

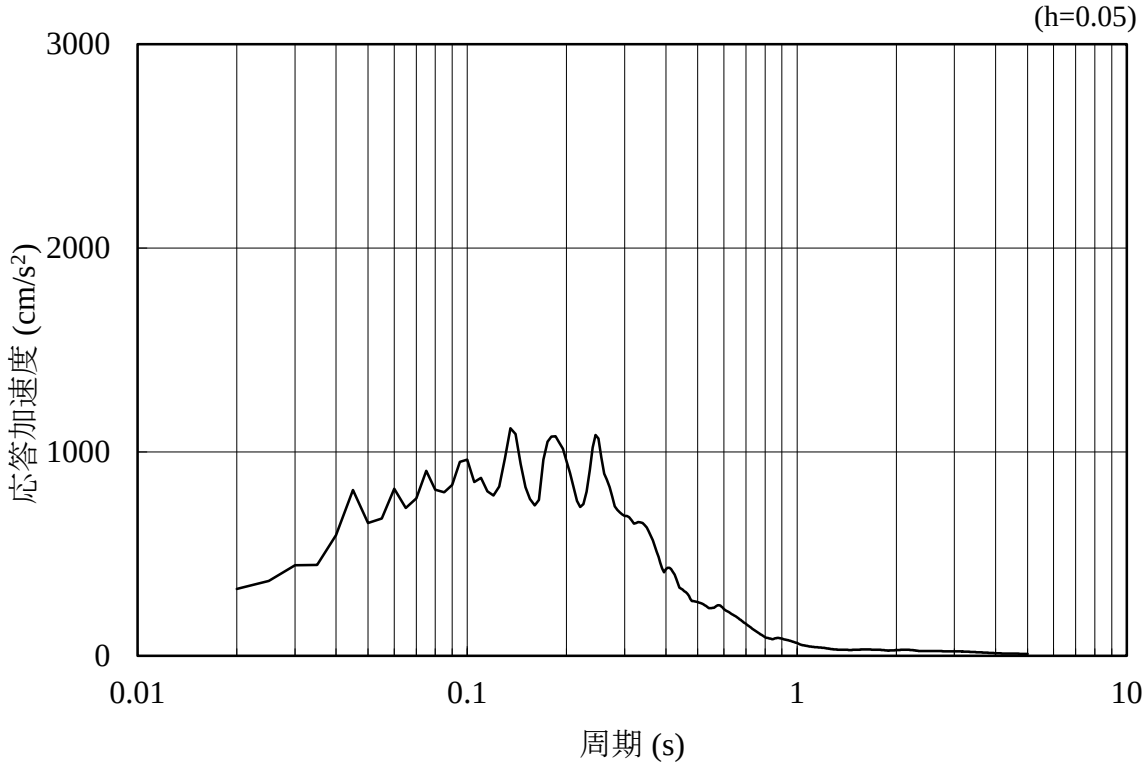


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－28　入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
（水平成分：Ｓｓ－Ｆ１）

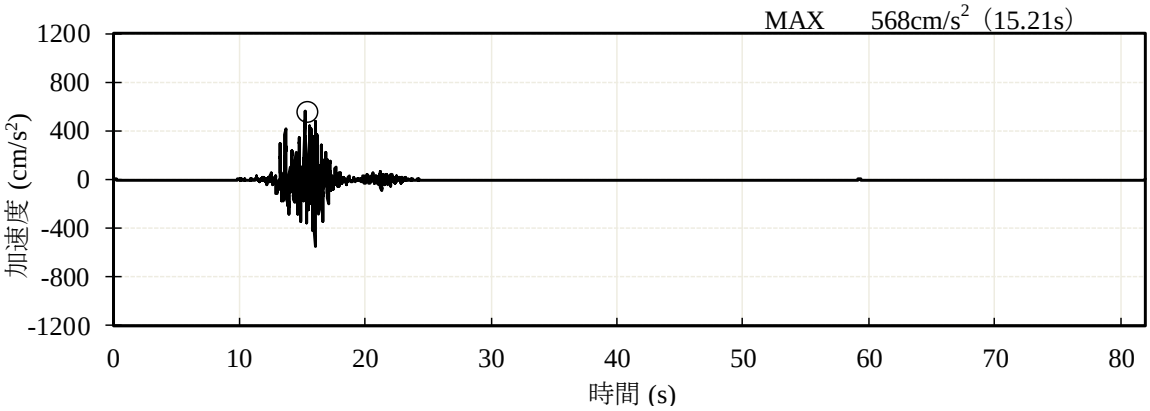


（a）　加速度時刻歴波形

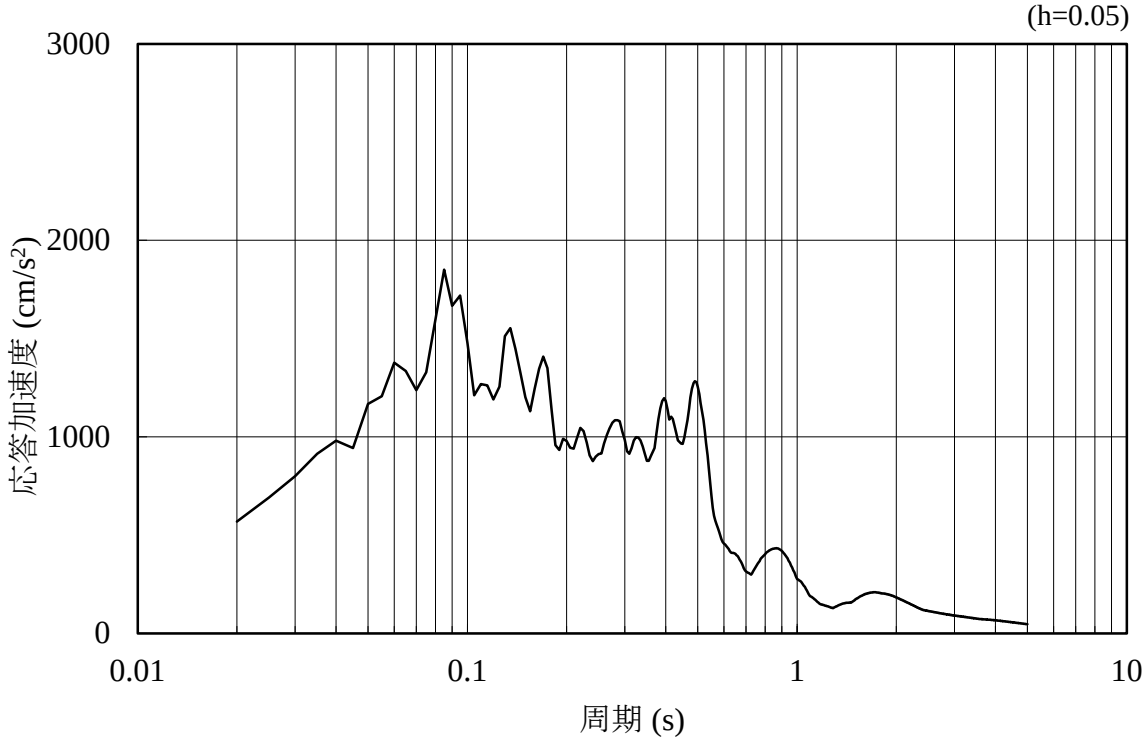


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－29　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：Ｓｓ－Ｆ１）

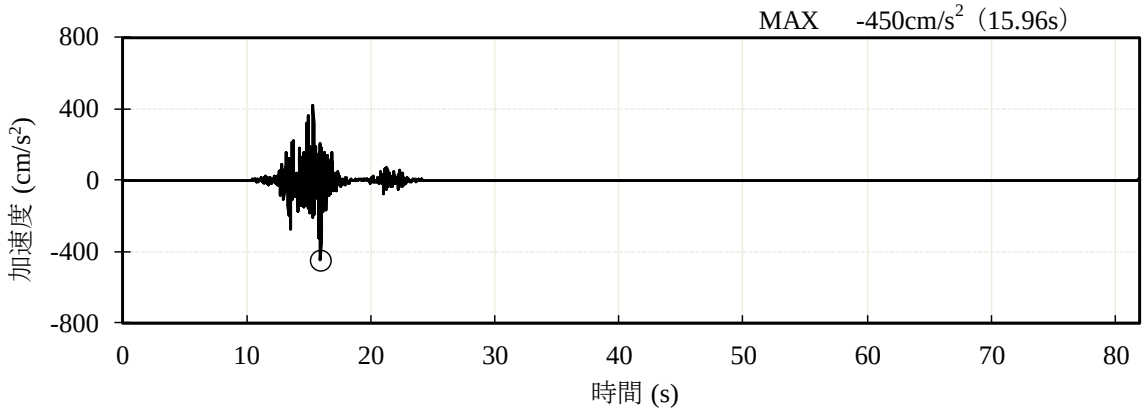


（a）　加速度時刻歴波形

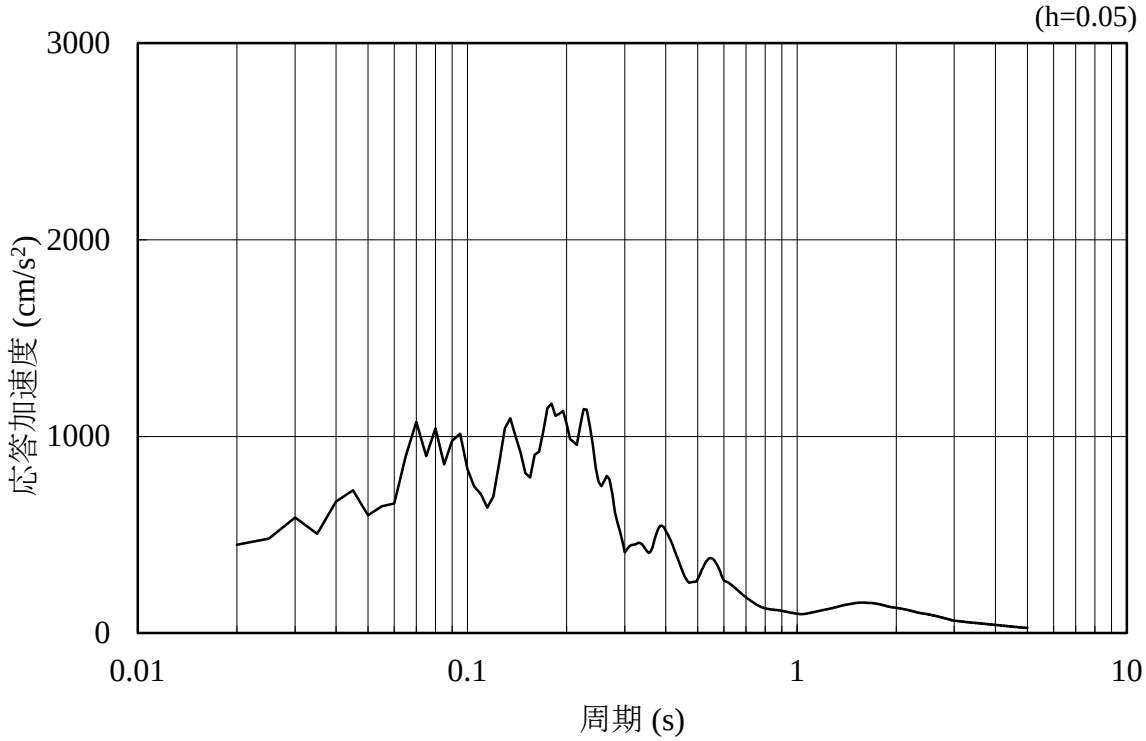


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－30　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：Ｓｓ－Ｆ２）

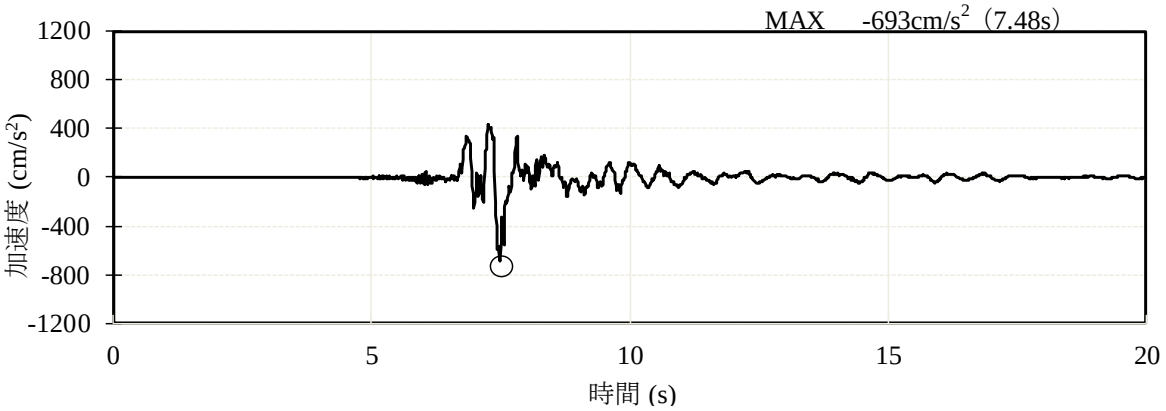


（a）　加速度時刻歴波形

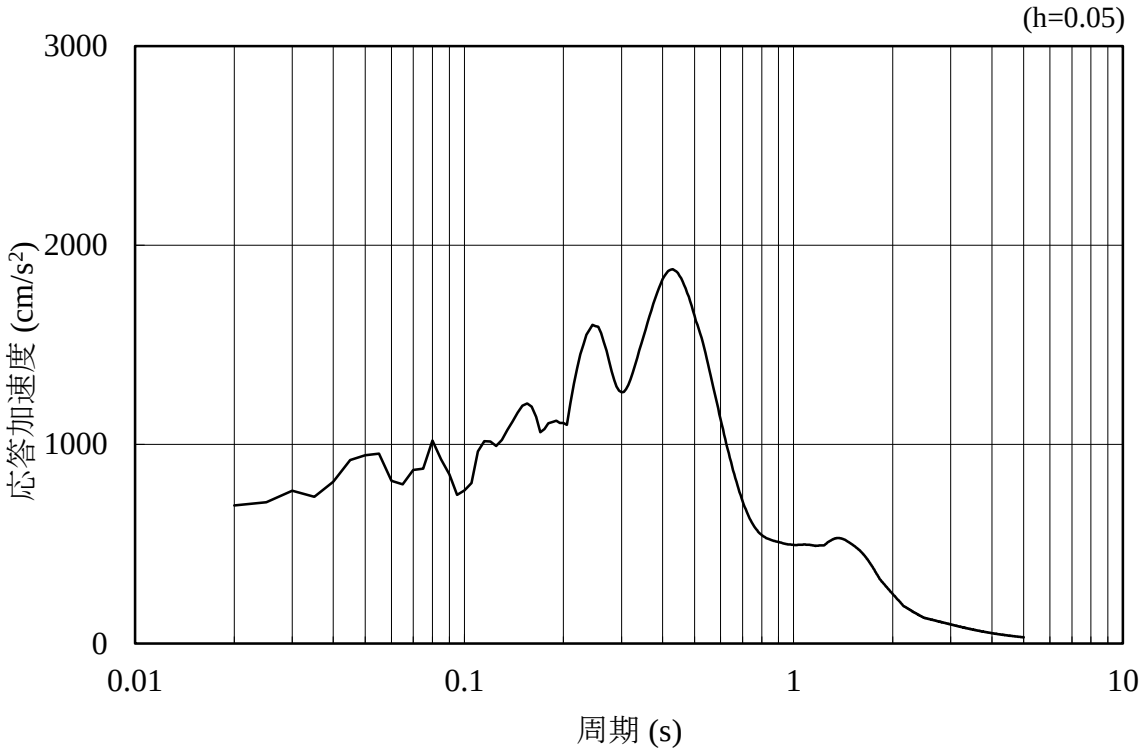


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－31　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：Ｓｓ－Ｆ２）

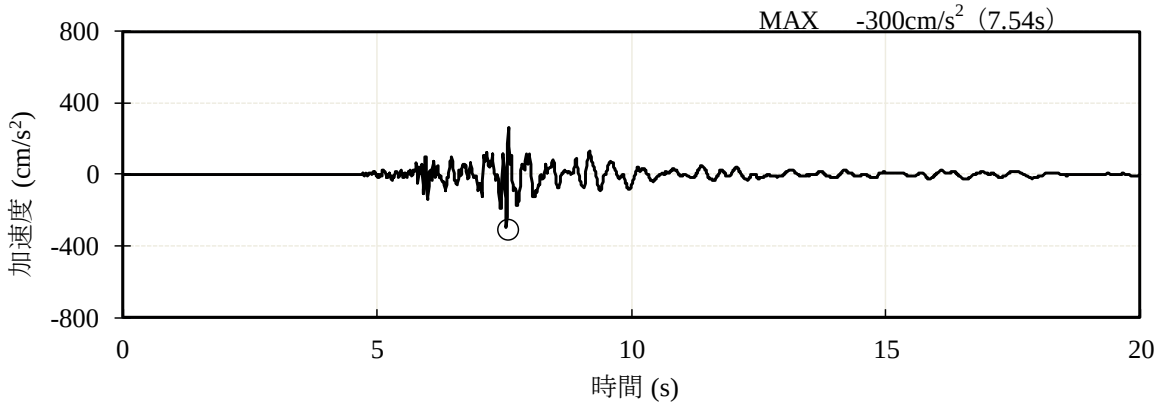


（a）　加速度時刻歴波形

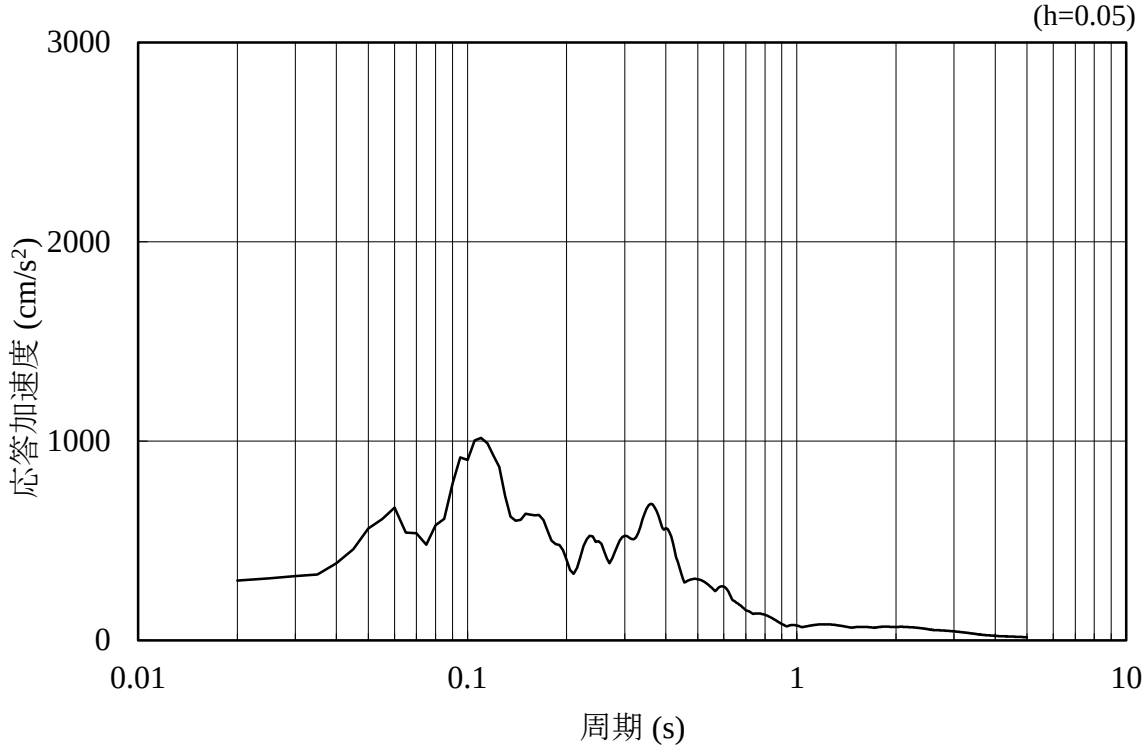


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－32　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：Ｓｓ－Ｎ１）

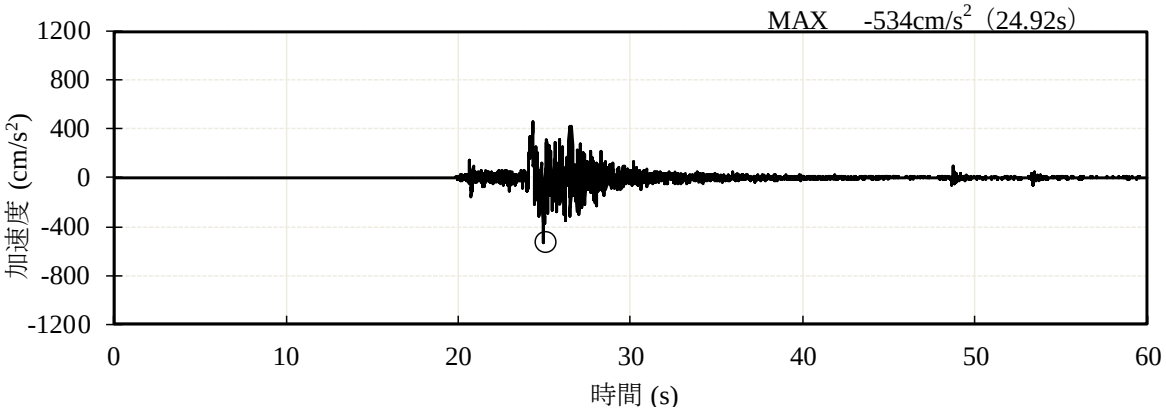


（a）　加速度時刻歴波形

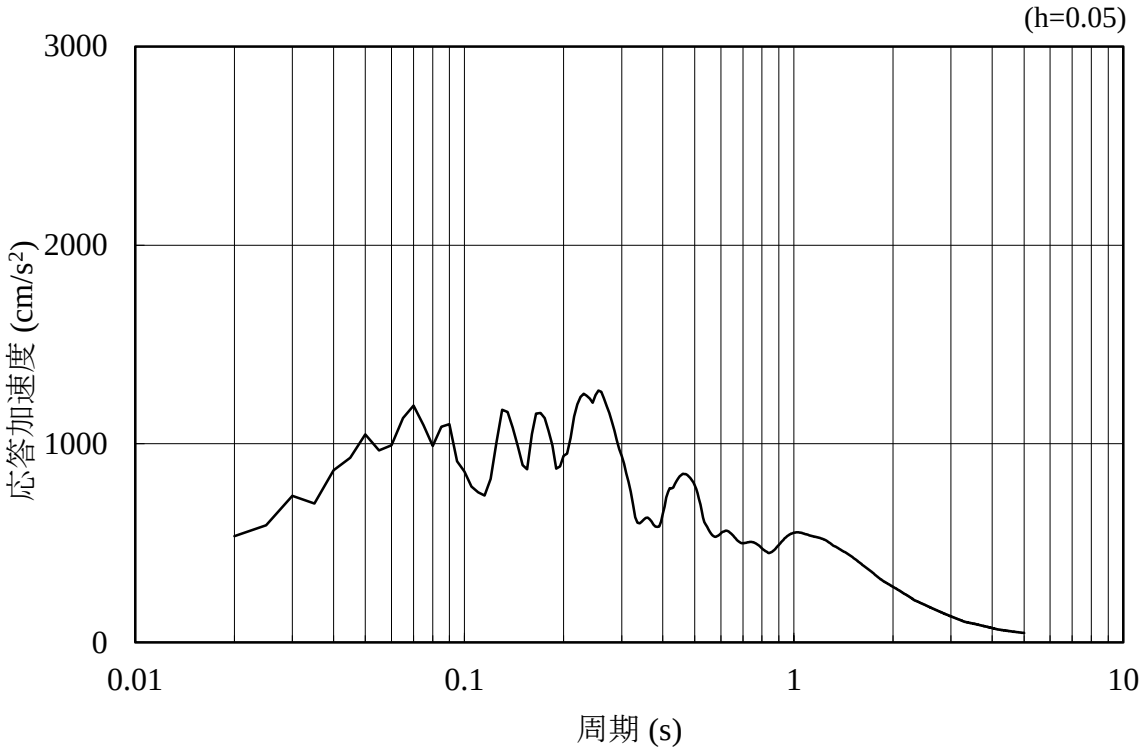


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－33　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：Ｓｓ－Ｎ１）

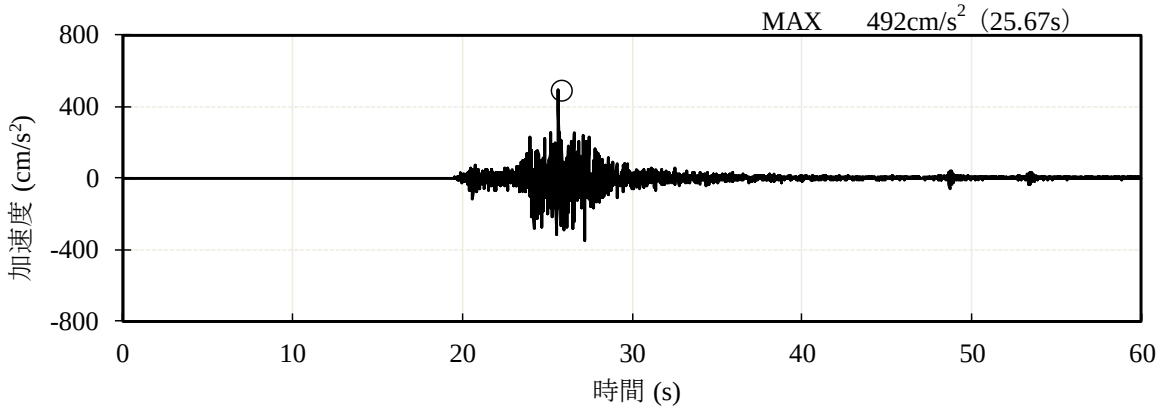


（a）　加速度時刻歴波形

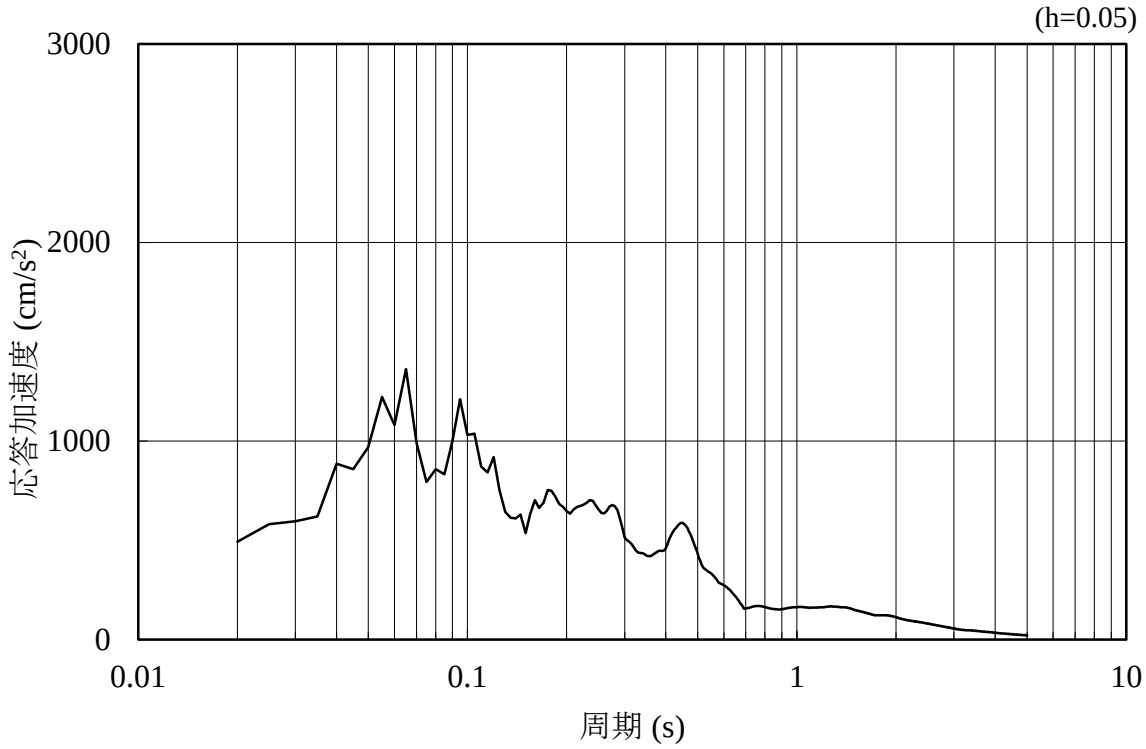


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－34　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：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

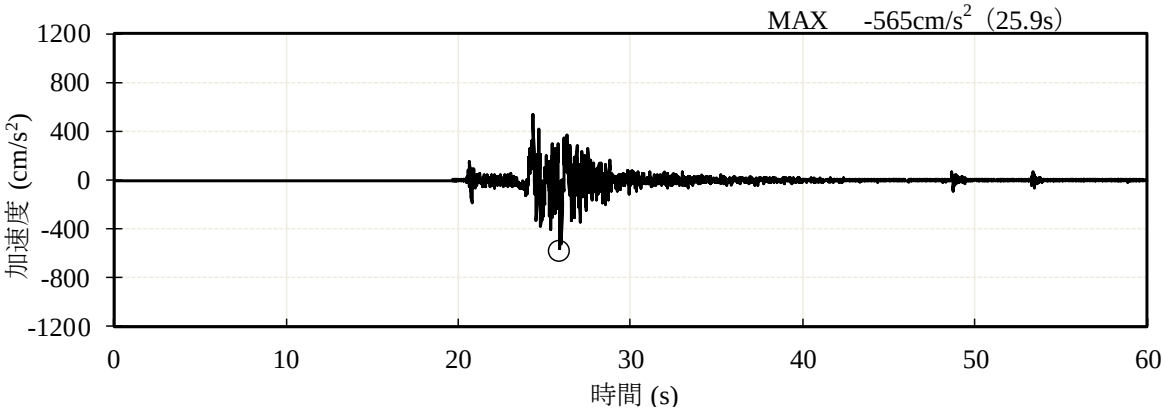


（a）　加速度時刻歴波形

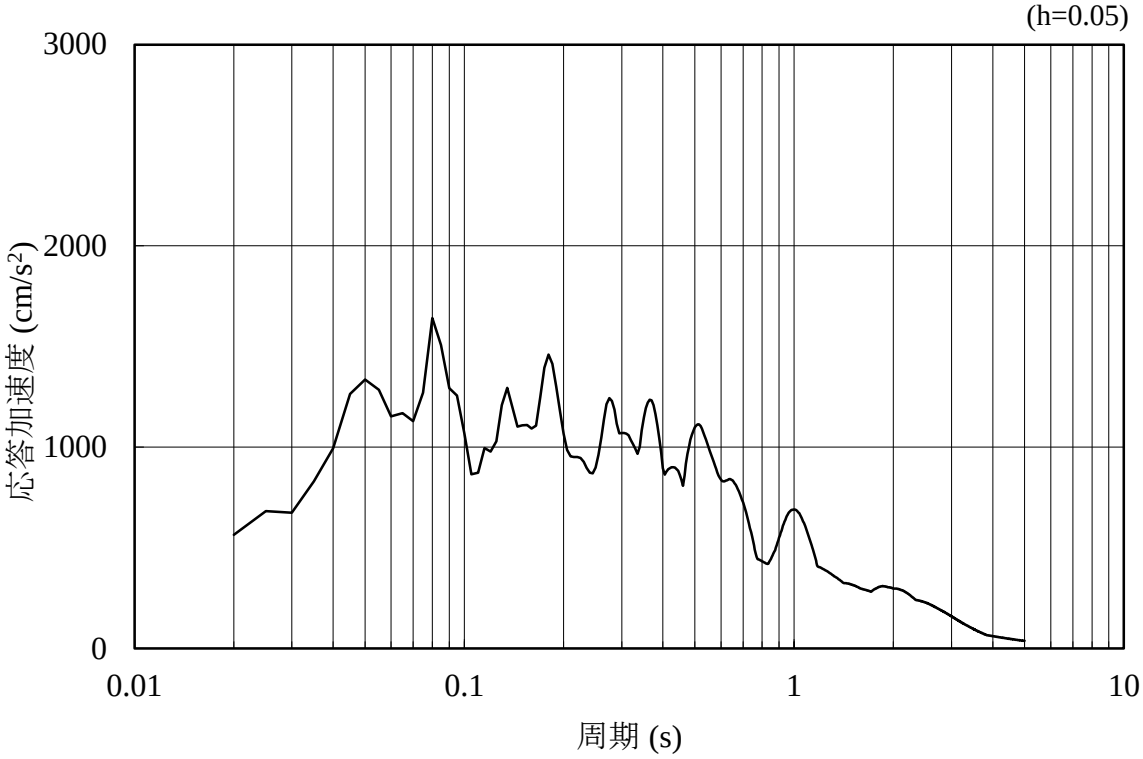


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－35　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：Ｓｓ－Ｎ２，ＮＳ方向）

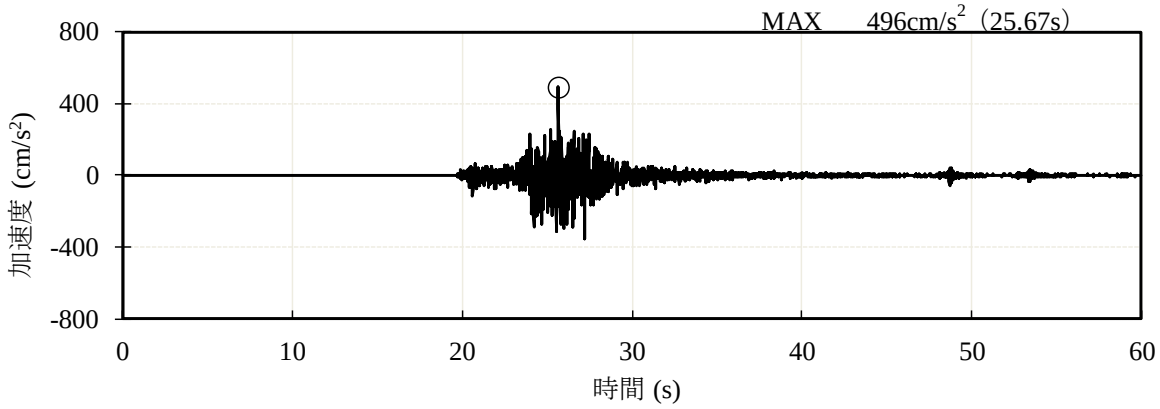


（a）　加速度時刻歴波形

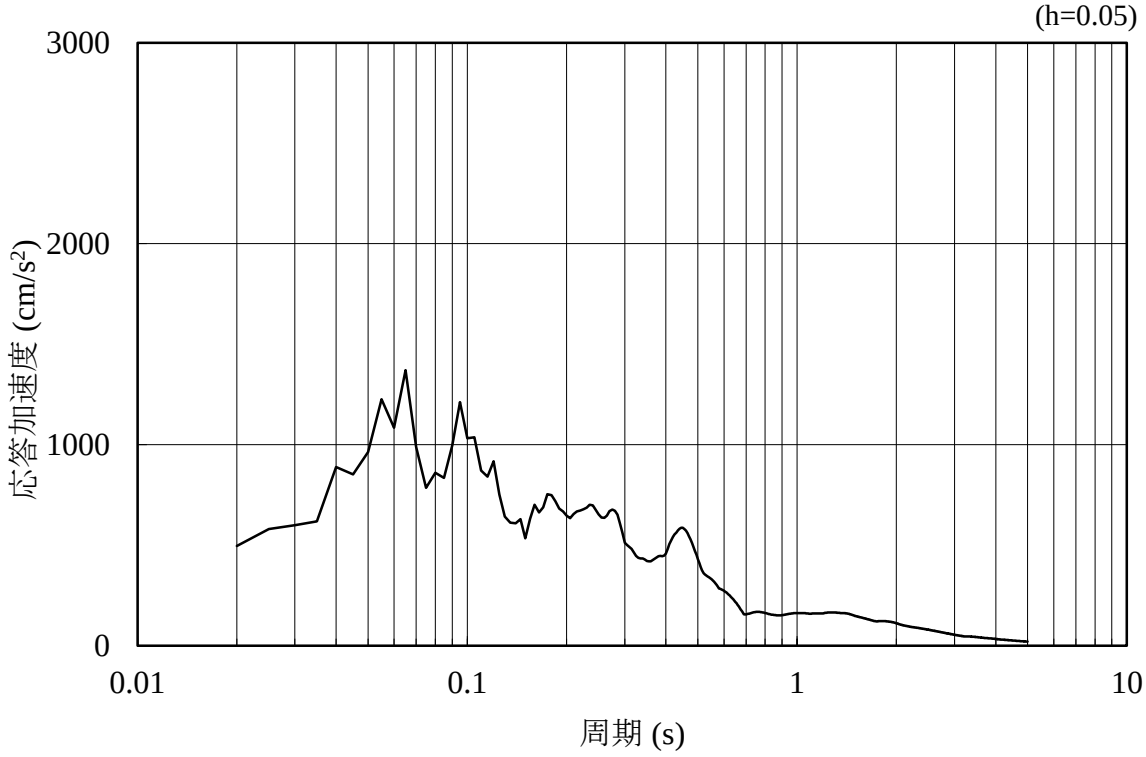


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－36　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：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）



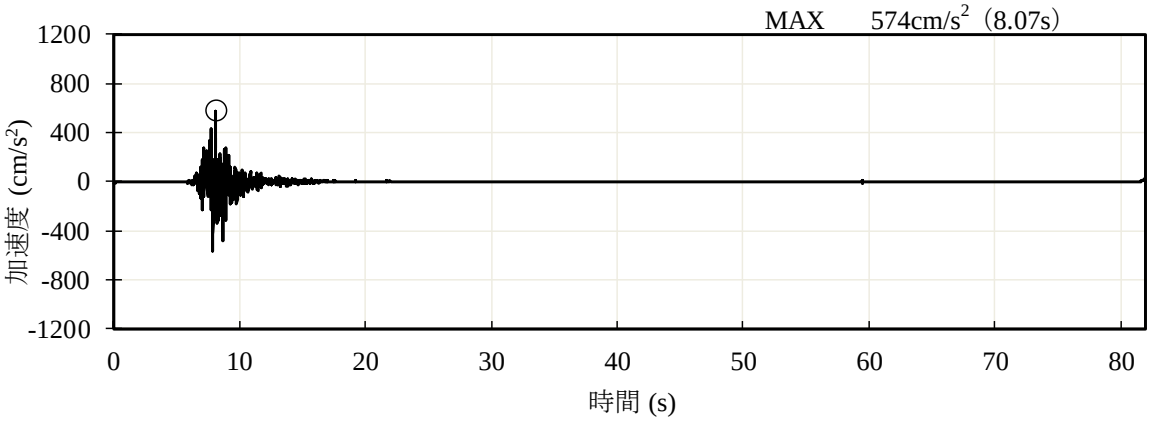
（a） 加速度時刻歴波形



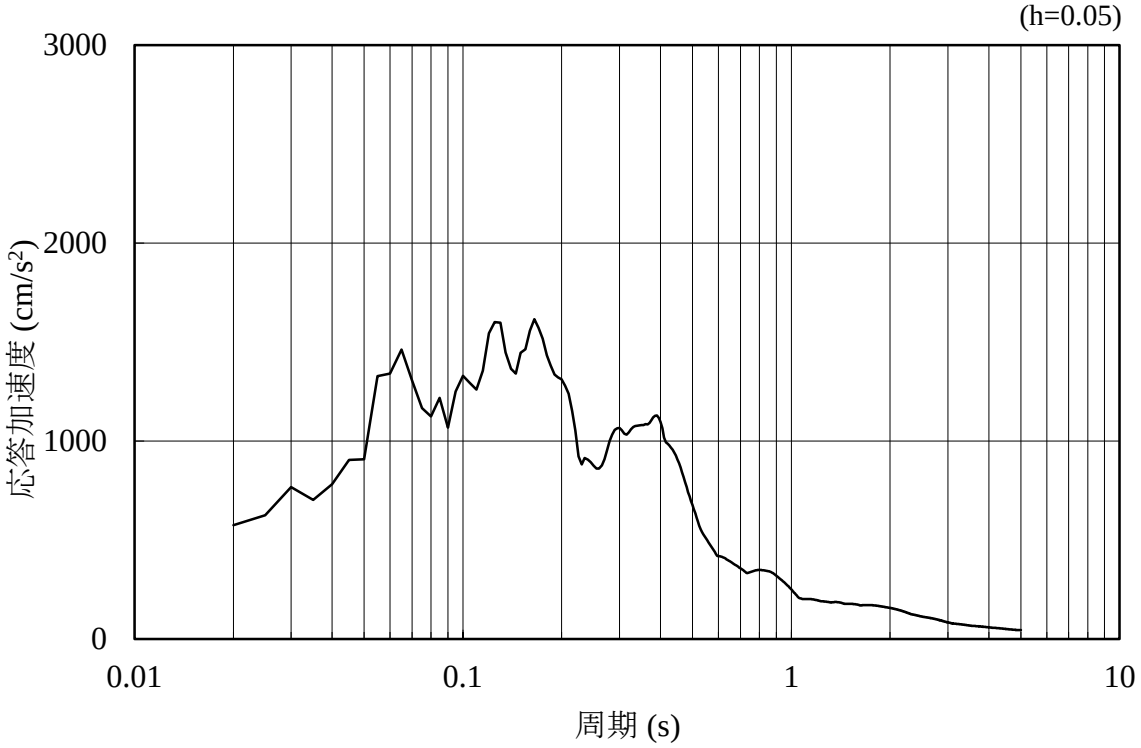
（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－37 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：Ｓｓ－Ｎ２，ＥＷ方向）

（4）　⑦－⑦断面

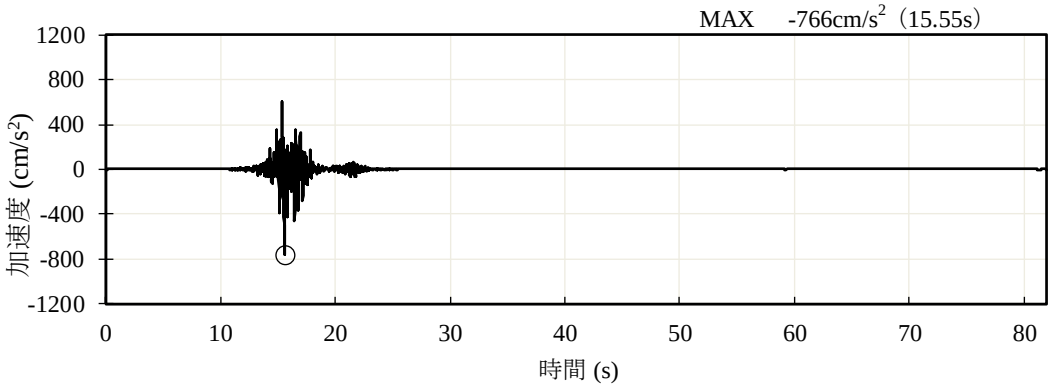


（a）　加速度時刻歴波形

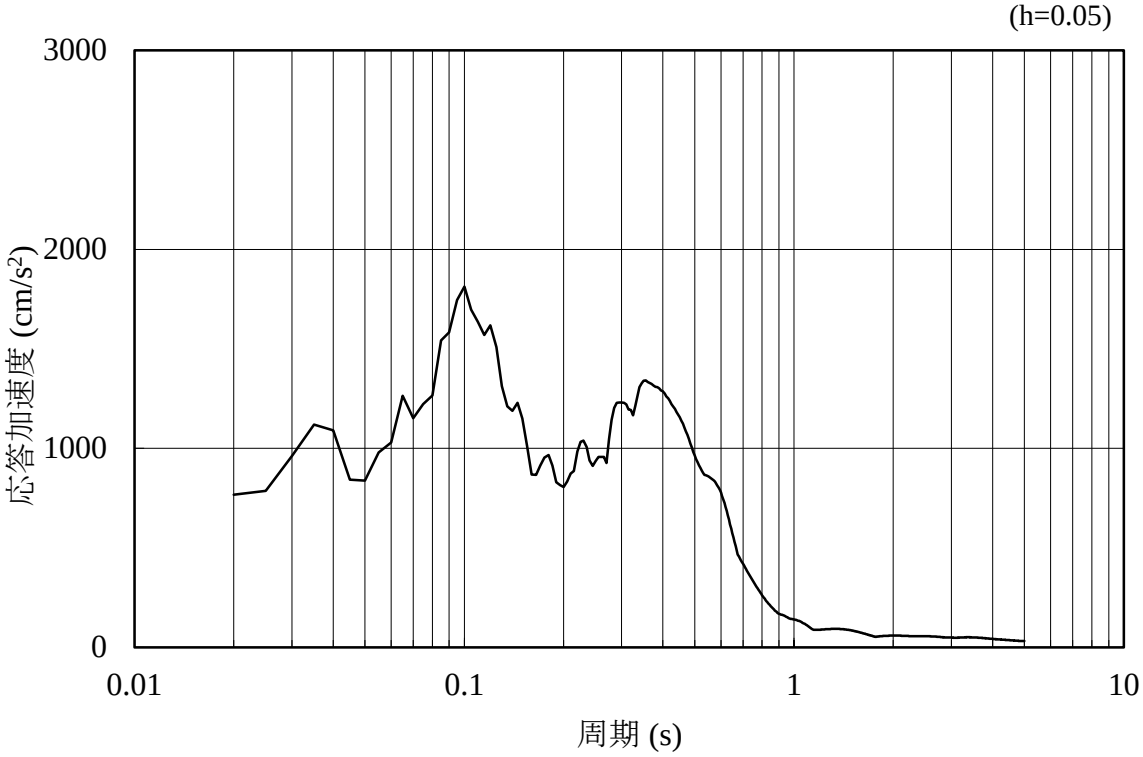


（b）　加速度応答スペクトル

図 4.1.6－38　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：Ｓｓ－Ｆ１，ＥＷ方向）



（a） 加速度時刻歴波形



（b） 加速度応答スペクトル

図 4.1.6－39 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：Ｓｓ－Ｆ２，ＥＷ方向）

4.1.7　解析モデル及び諸元

(1)　解析モデル

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図を図 4.1.7－1 に，地震応答解析モデルを図 4.1.7－2，図 4.1.7－4，図 4.1.7－6 及び図 4.1.7－8 に，地質断面図を図 4.1.7－3，図 4.1.7－5 及び図 4.1.7－7 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。

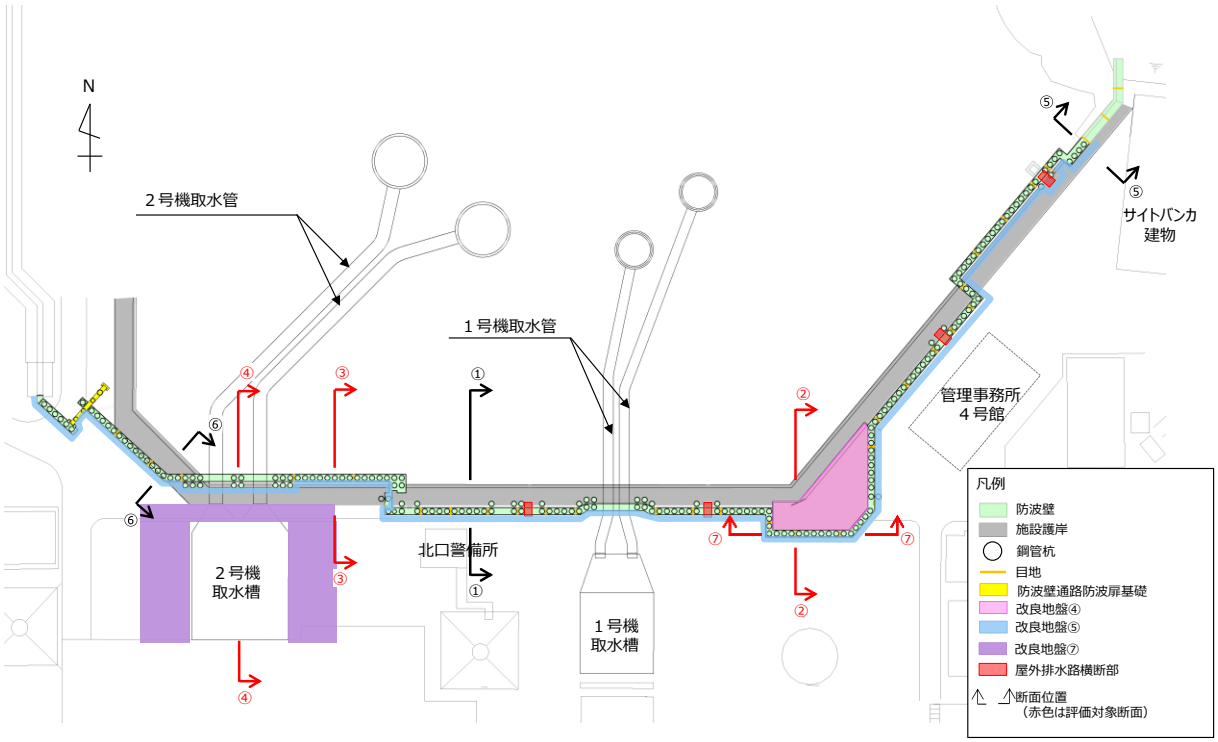


図 4.1.7－1　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

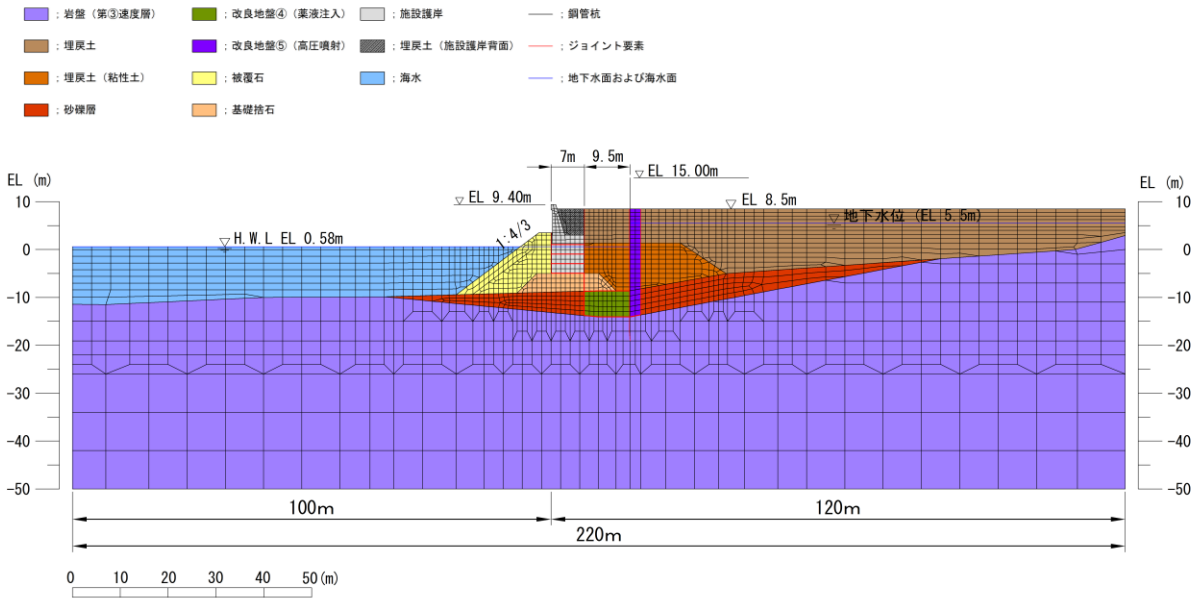


図 4.1.7－2　地震応答解析モデル（②－②断面）

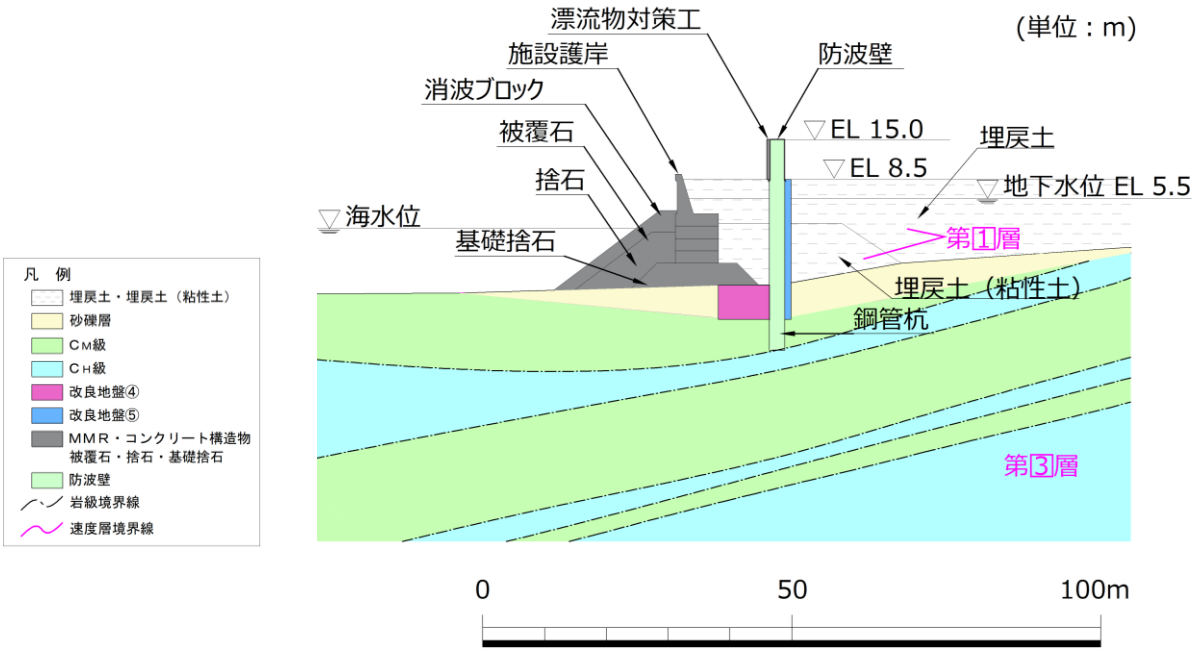


図 4.1.7－3　地質断面図（②－②断面）

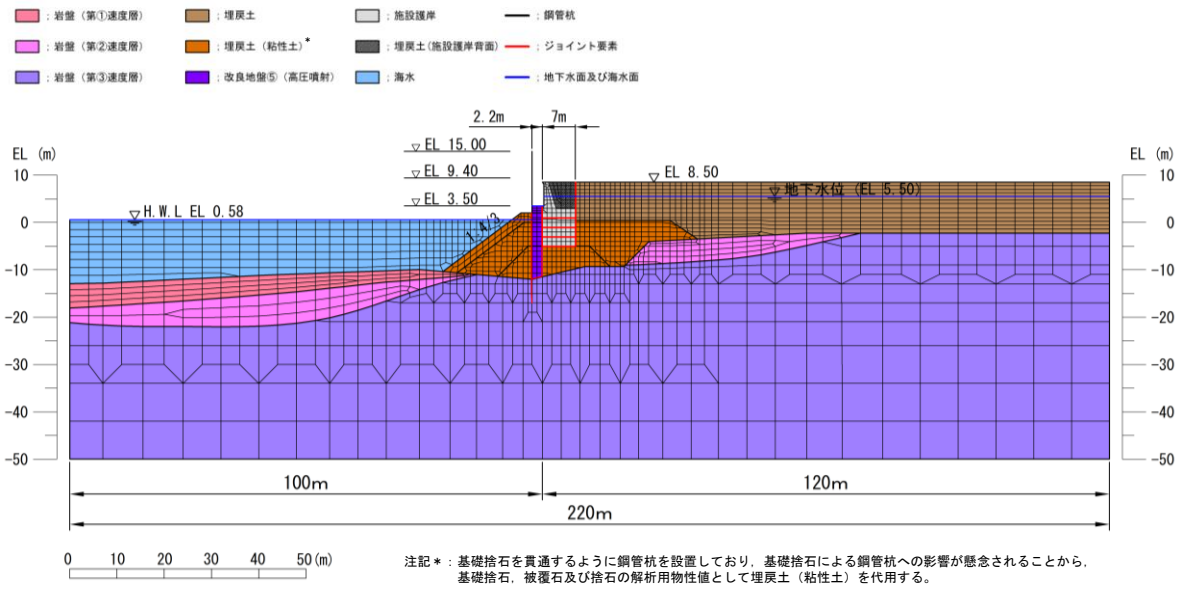


図 4.1.7－4　地震応答解析モデル（③－③断面）

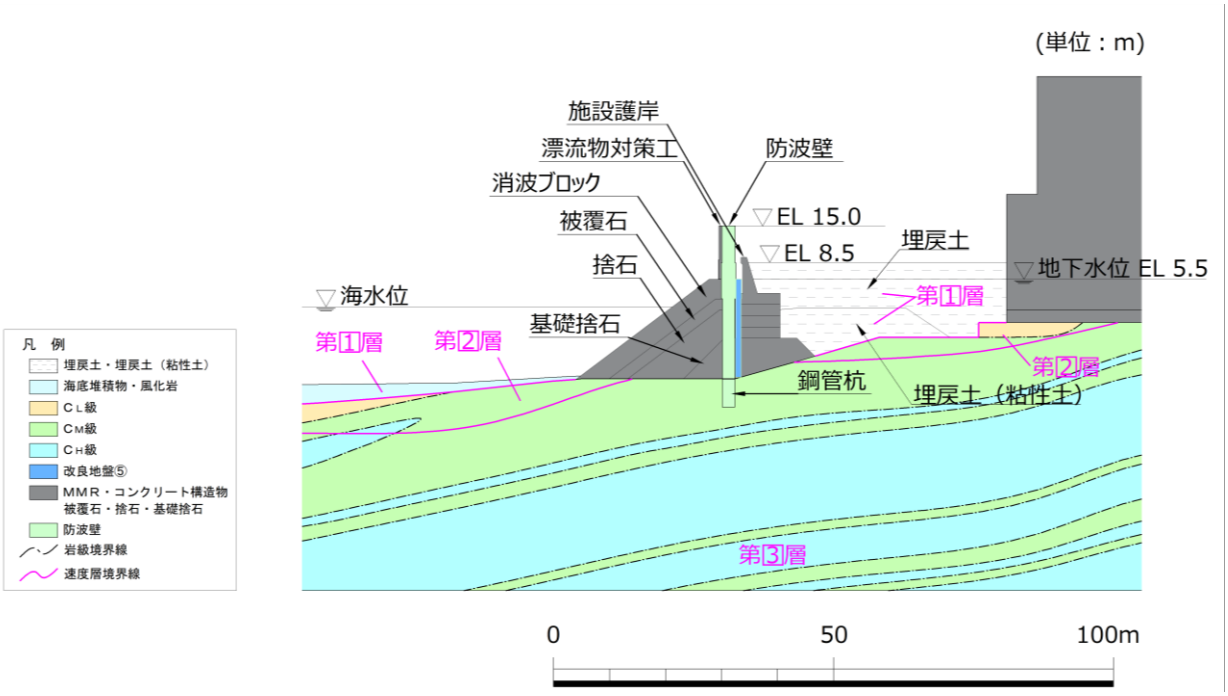


図 4.1.7－5　地質断面図（③－③断面）

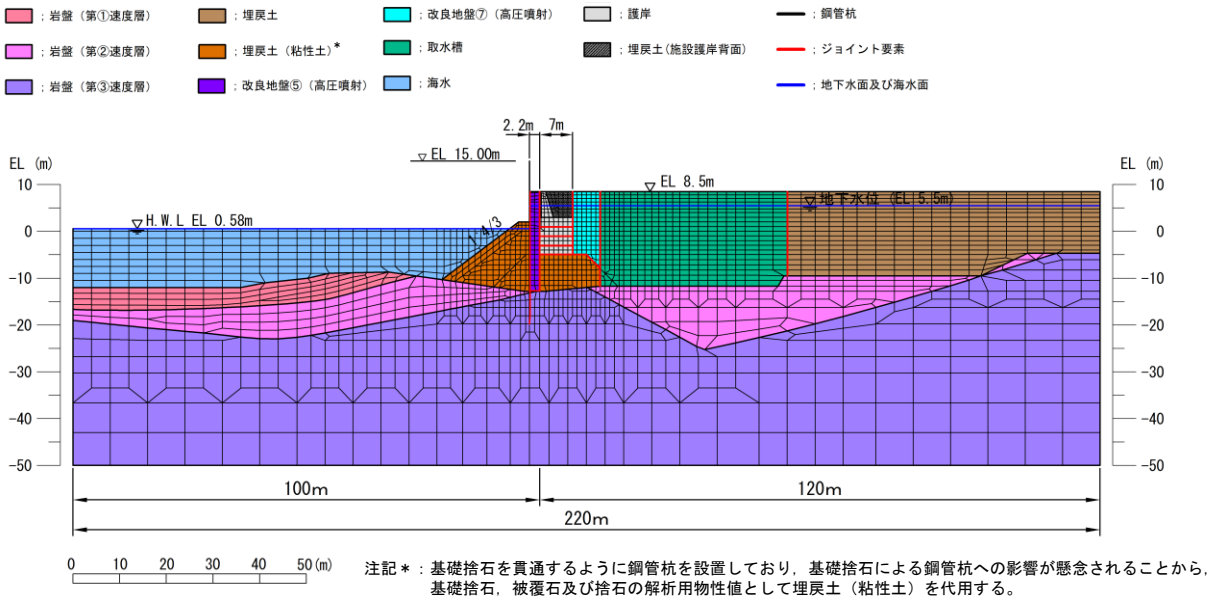


図 4.1.7－6　地震応答解析モデル（④－④断面）

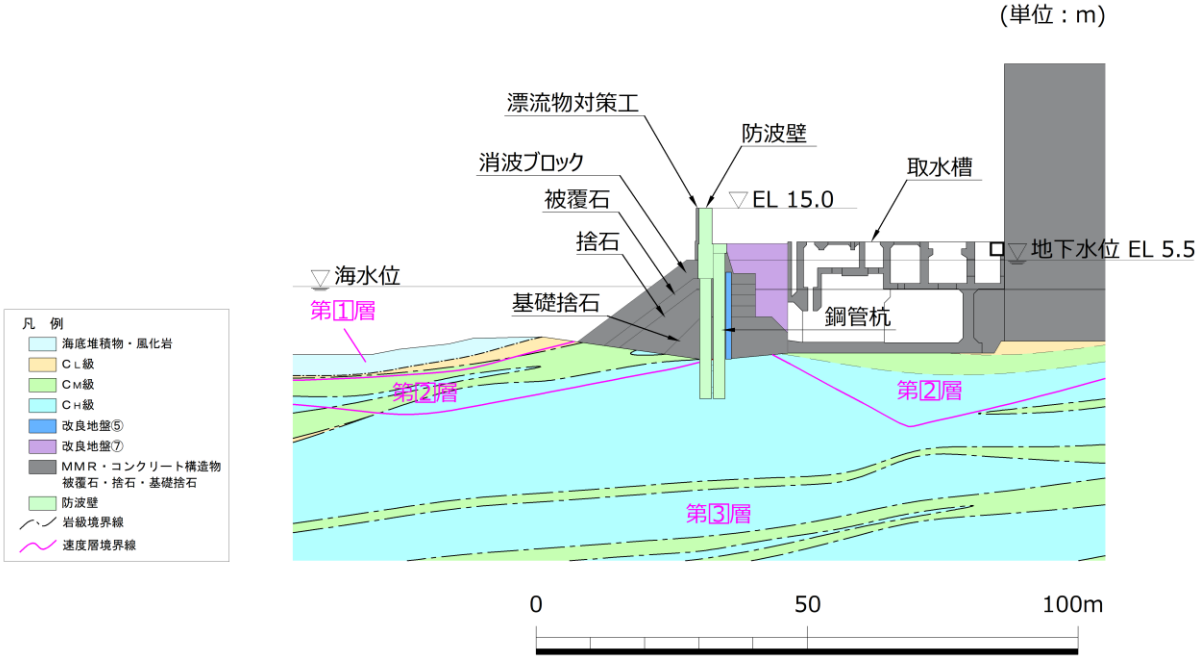


図 4.1.7－7　地質断面図（④－④断面）

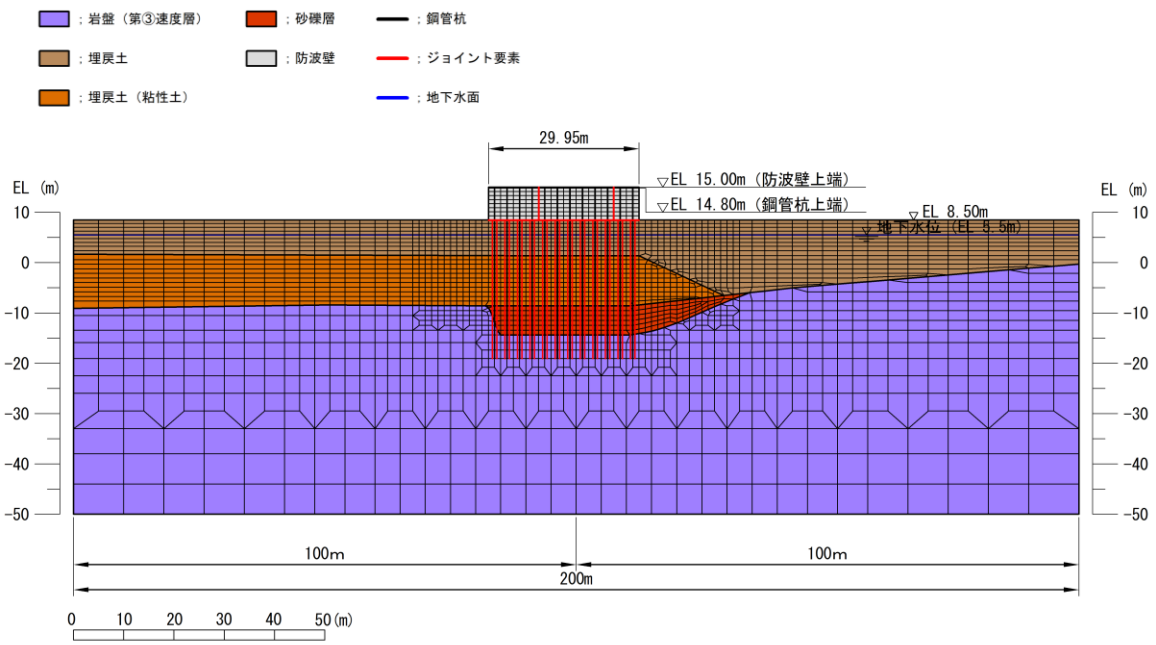


図 4.1.7－8　地震応答解析モデル（⑦－⑦断面）

a.　解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。具体的には，「ＪＥＡＧ４６０１-1987」を参考に，図 4.1.7－9 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１ｍ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。

２次元地震応答解析モデルは，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。２次元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 4.1.7－10 に示す。

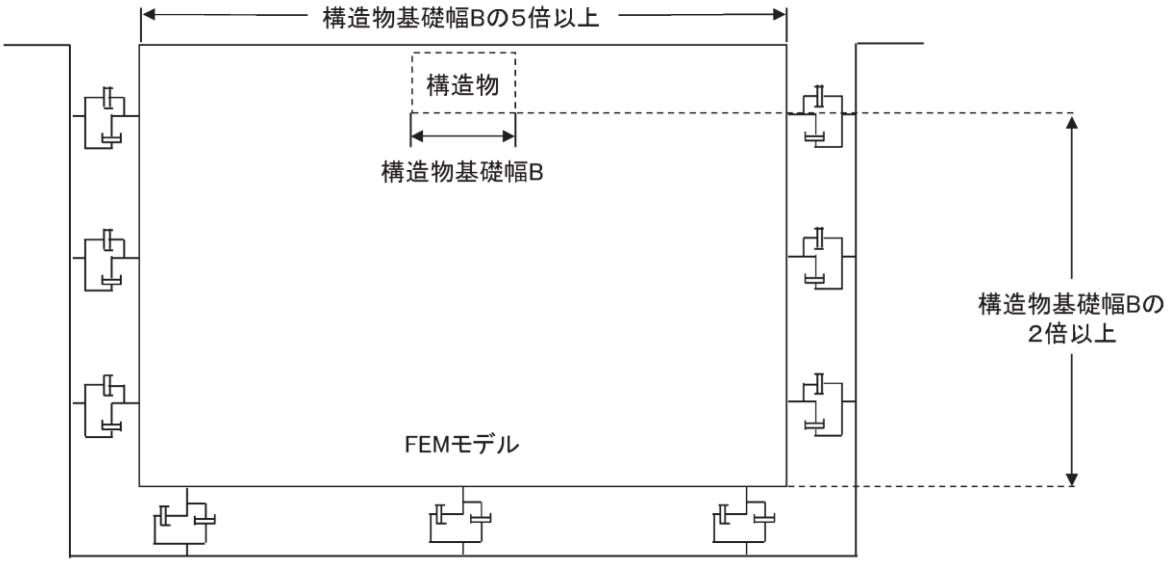


図 4.1.7－9　モデル化範囲の考え方

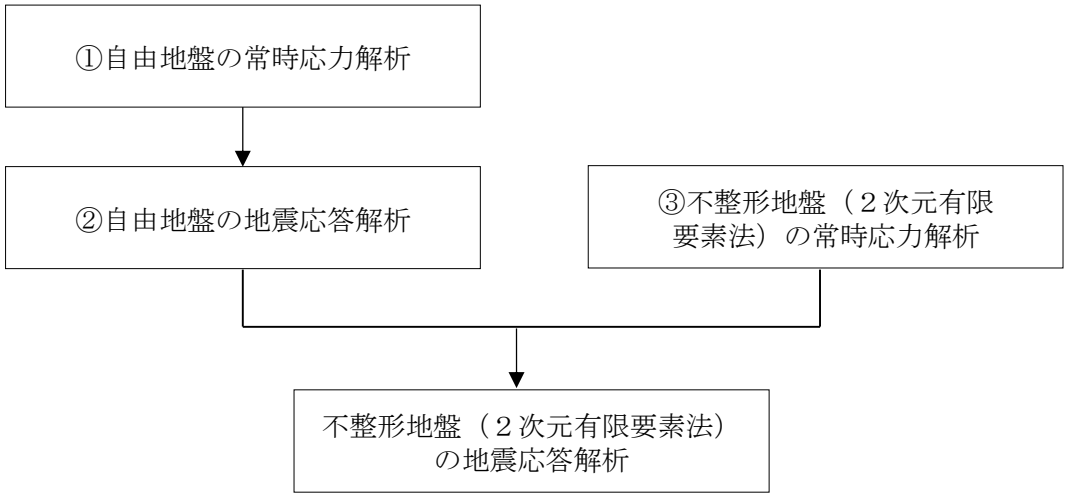


図 4.1.7－10　自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

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 4.1.7－11 に示す。

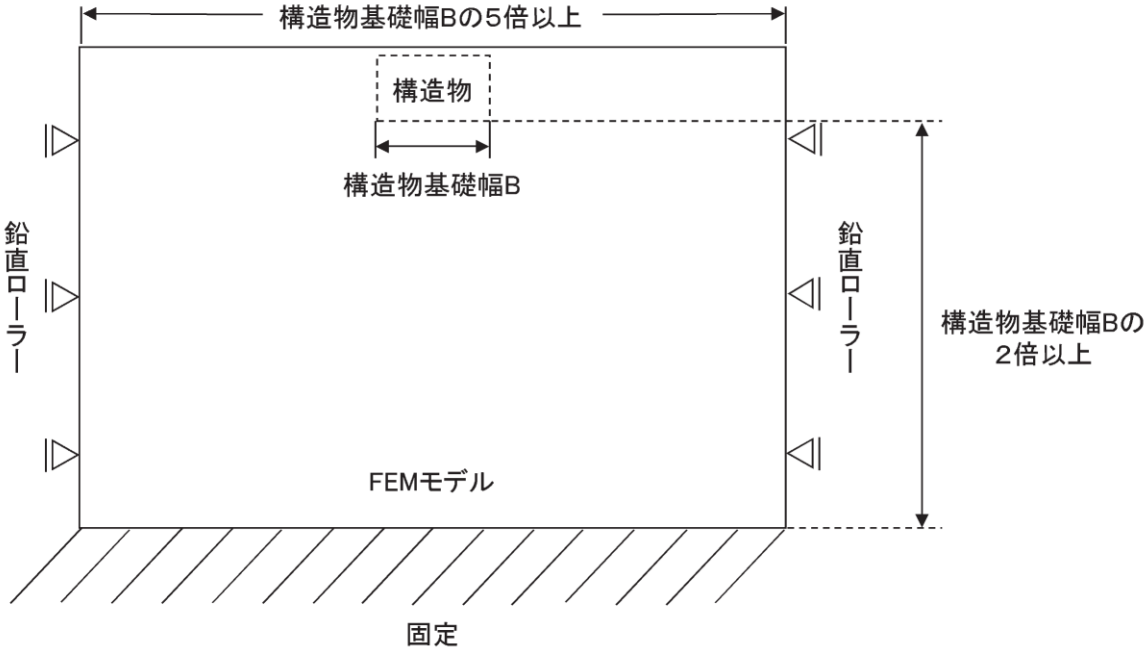


図 4.1.7－11　常時応力解析における境界条件の概念図

(b)　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反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ドを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.7－12 に示す。

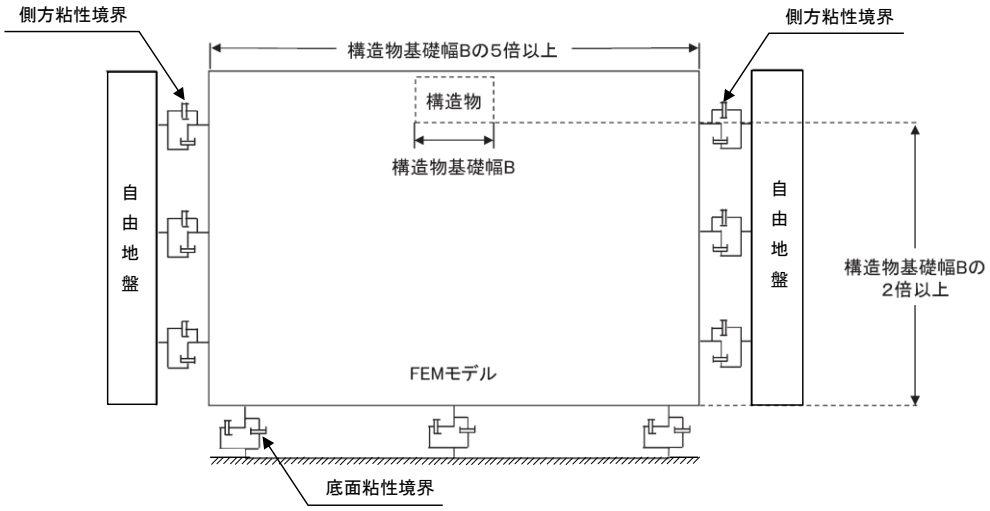


図 4.1.7－12　地震応答解析における境界条件の概念図

c.　構造物のモデル化

(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（参考資料１を参照）。

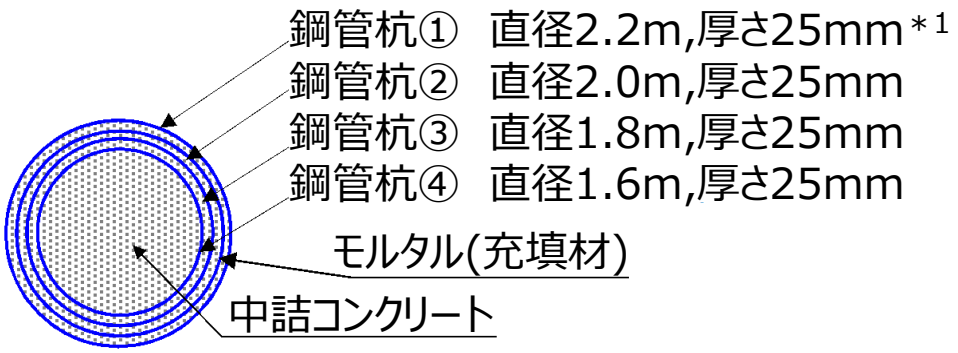
イ.　鋼管杭のモデル化

鋼管杭は，線形はり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「4.1.7(2)　使用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㎜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，地震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 4.1.7－13 に示す。



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

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㎜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，港湾基準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 4.1.7－13　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，地震時及び津波時に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 4.1.7－14 に，断面図を図 4.1.7－15 に示す。杭頭連結材の構造図を図 4.1.7－16 に，その設置状況を図 4.1.7－17 に示す。

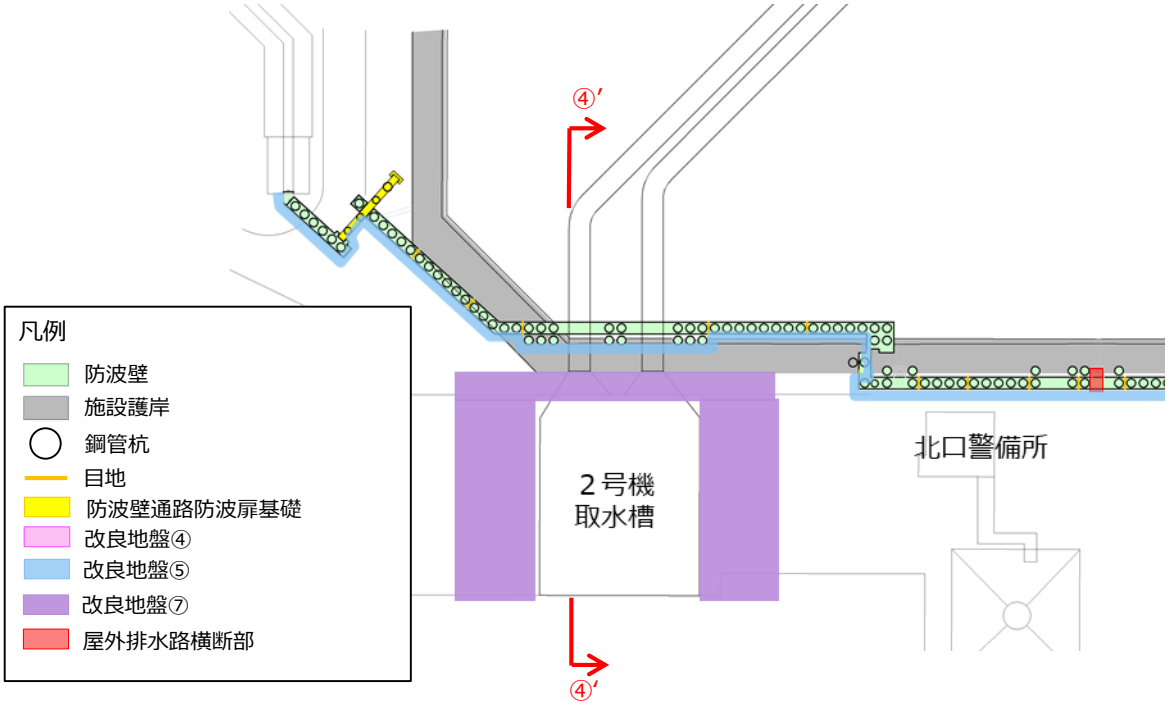


図 4.1.7－14　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④′－④′断面（平面図）

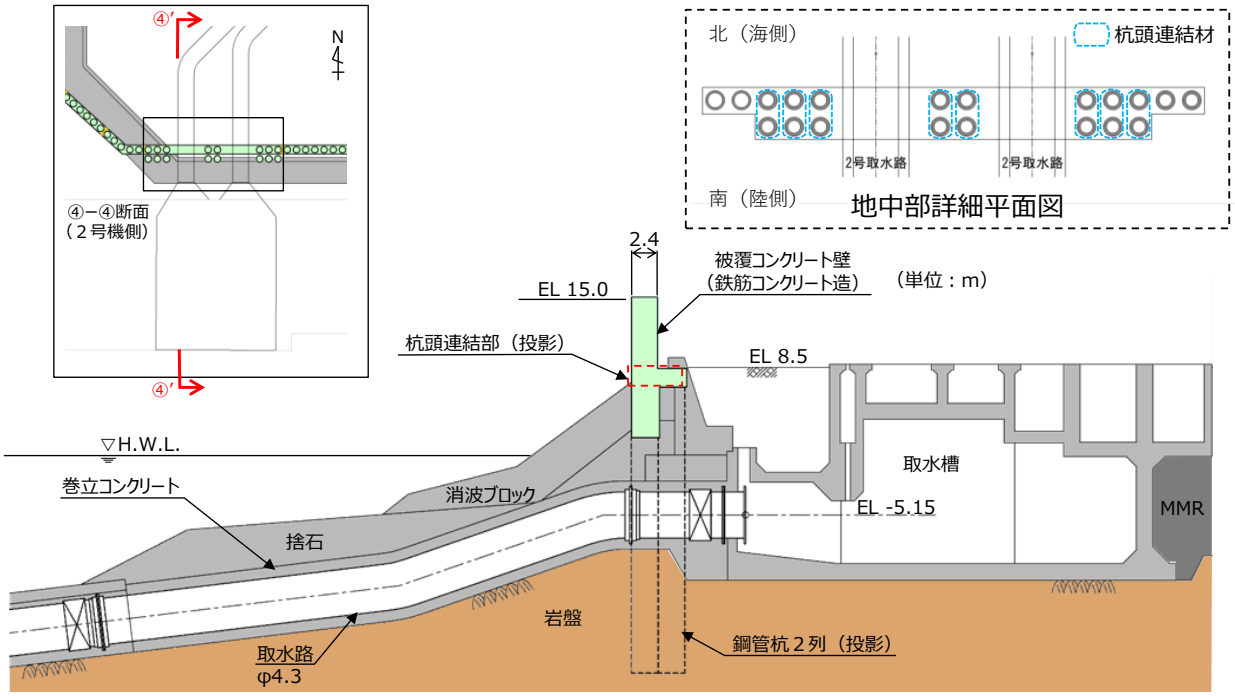
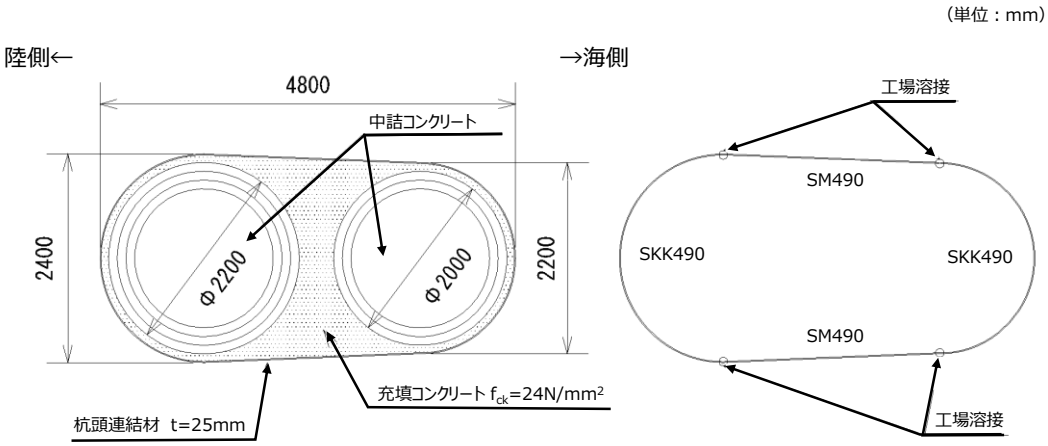
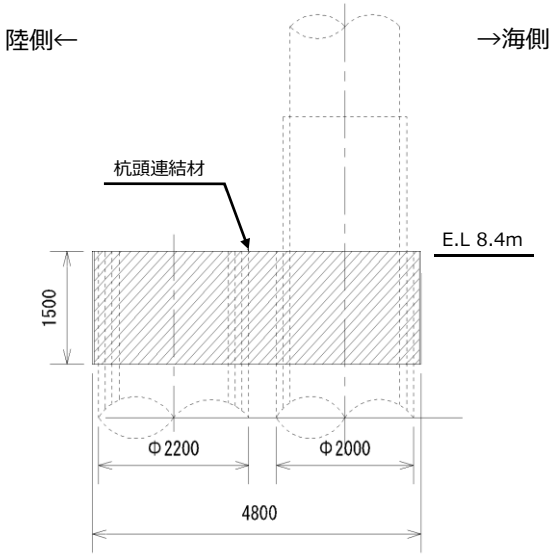


図 4.1.7－15　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④′－④′断面（断面図）

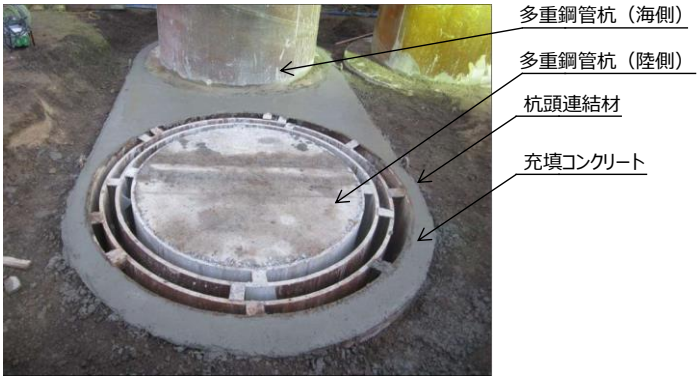


（平面図）



（断面図）

図 4.1.7－16　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 4.1.7－17　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 4.1.7－18 のとおり設定する。ただし，杭頭連結材を評価する際の許容限界は許容応力度とする。なお，「4.2.4　杭頭連結材の引張破壊に対する照査」に示すとおり，最大応力度発生時においても，杭頭連結材は線形範囲内であることを解析結果より確認している。

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地震時応答への影響が大きいと考えられるため，鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁も線形はり要素としてモデル化する。④－④断面のモデル化のイメージを図 4.1.7－19 に示す。

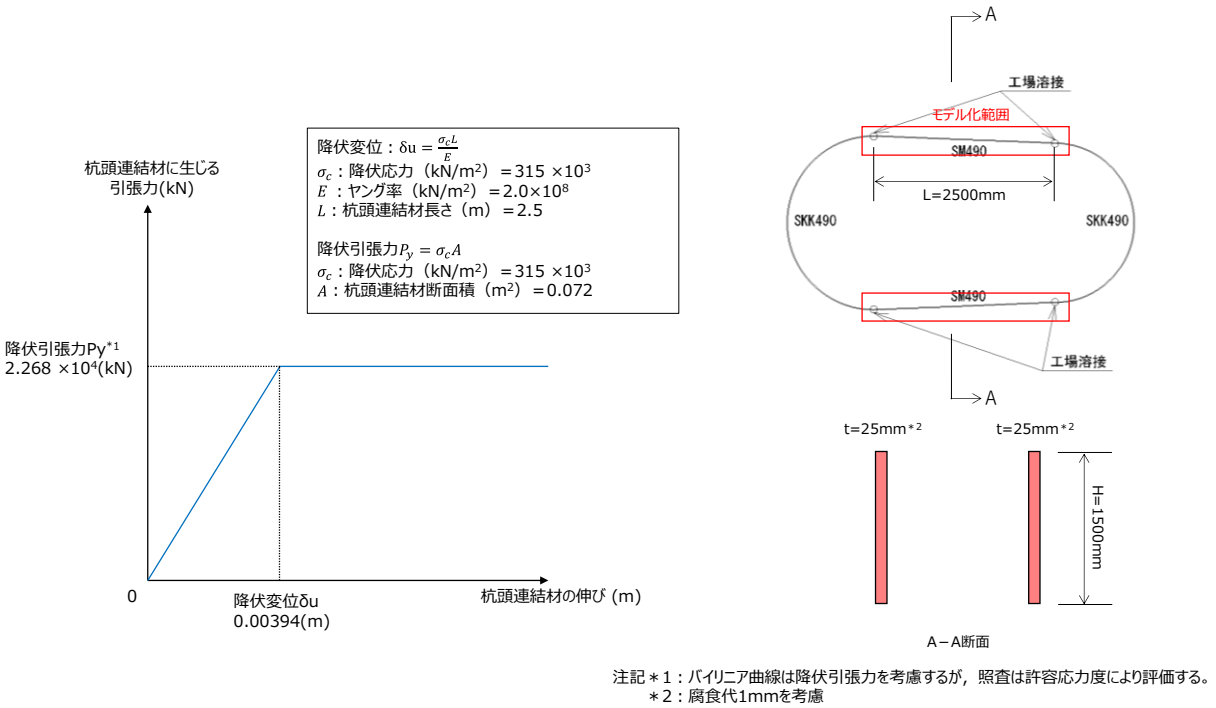
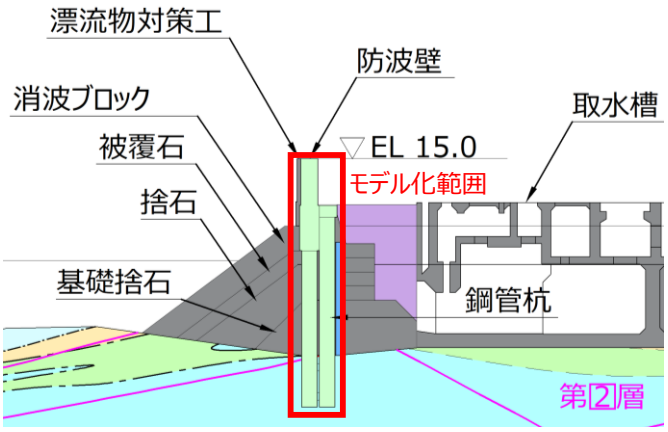
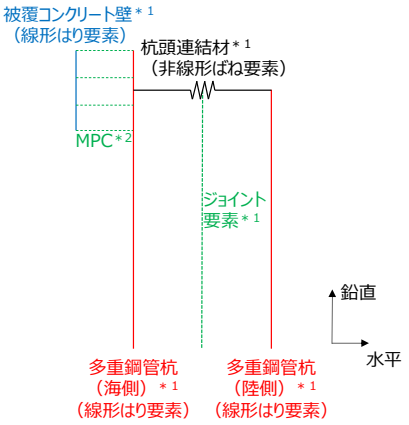


図 4.1.7－18　杭頭連結材の非線形ばねモデルの概念図



(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

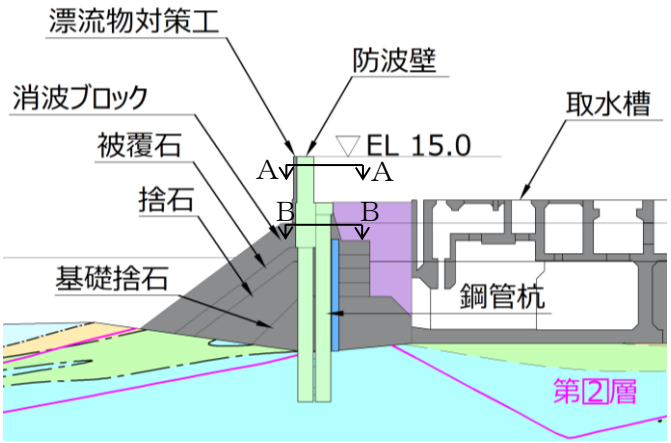
図 4.1.7－19　④－④断面における鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化のイメージ

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 4.1.7－20 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 20m/37.782m＝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 4.1.7－20 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 17.782m/37.782m＝0.471 を乗じて設定する。



④－④断面（地質断面図）

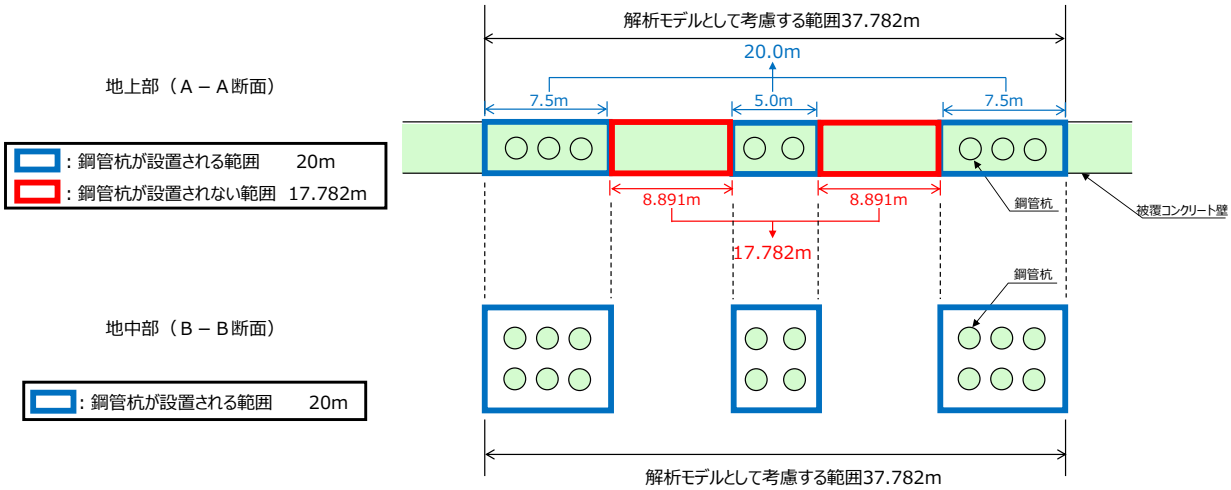


図 4.1.7－20　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④－④断面の部分を拡大した平面図

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 4.1.7－1 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 4.1.7－1　取水槽の解析用物性値

単位体積重量 γ (kN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)
4.10	0.2	20.0×10^5

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。

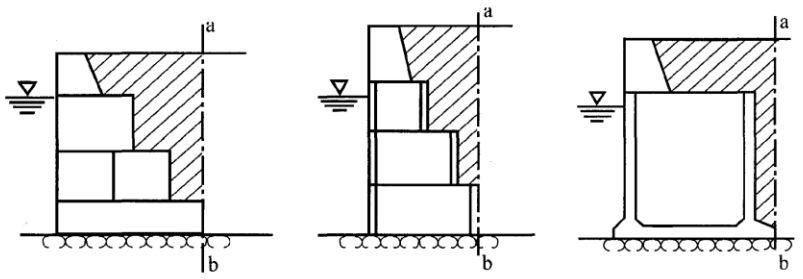
埋戻土，埋戻土（粘性土），砂礫層，基礎捨石，被覆石，捨石及び改良地盤は，地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し，地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性は双曲線モデル（H－Dモデル）を用いる。そのうち，埋戻土及び砂礫層は，液状化パラメータを設定することで，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

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（（社）日本港湾協会，H19 年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 4.1.7－21 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。



(b)ブロック積の場合　(c)セルラーブロック積の場合　(d)ケーソンの場合

図－2.2.8　重力式係船岸の壁体のとり方

図 4.1.7－21　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）前面又は背面に施設護岸等がない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地震時の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地震時のせん断荷重を与え，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。

時刻歴応答解析では，地震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，地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

せん断強度τ_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ϕは，港湾基準(図 4.1.7－22 参照）に準拠し，c=0，ϕ=15°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ϕ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 4.1.7－23 参照）に準拠し，静止摩擦係数μから，c=0，$\phi=\tan^{-1}(\mu)$より設定する。静止摩擦係数μの値は，港湾基準（図 4.1.7－24 及び図4.1.7－25参照)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 4.1.7－2 に，ジョイント要素の配置を図 4.1.7－26 に示す。

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

ここで，

τ_f：せん断強度

c　：粘着力

ϕ　：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

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

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

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

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

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

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}、ζ_i、ω、γ_i、h_i、ψ、β、δ 及び ϕ_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、θ は次の数値を表すものとする。

θ ：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[1]・岡部[2]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 ψ 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 4.1.7－22　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，

$$\phi^{scp}{}_f = \tan^{-1}(0.838)$$
$$= 40(°)$$

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[8]．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[8]．ジョイント要素は，圧縮側では垂直方向接線剛性 Kn 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 Ks に応じた力を負担する．せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束圧 σ_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．

$$\tau_f = C_J + \sigma_n' \tan\phi_J \qquad (1.62)$$

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 μ=0.6 と設定して，摩擦角 ϕ_J は $\tan^{-1}(0.6)$=31°を用いる．また，ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は ϕ_J=15°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[20]．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 Ks や Kn に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）．Ks や Kn 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 4.1.7－23　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、傾斜堤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) セルラー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 4.1.7－24　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の抜け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の抜け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。

$$aW_d - bP_{B_d} + cP_{V_d} + M_{f_d} \geq \gamma_a (dP_{H_d} + eP_{w_d} + gP_{dw_d} + hP_{F_d}) \qquad (2.2.19)$$

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）
γ_a：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。

$$M_{f_d} = \gamma_{M_f} M_{f_k} \qquad (2.2.20)$$

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。

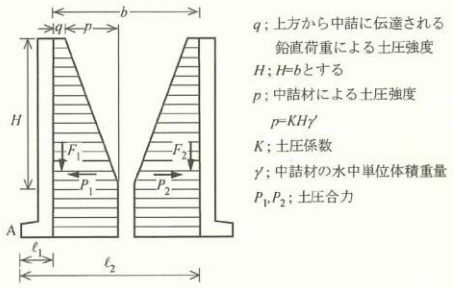
$$W_d = \sum \gamma_W W \qquad (2.2.21)$$

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 γ_{M_f} については、中詰砂の重量 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。**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 4.1.7－25　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 4.1.7－2(1)　ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

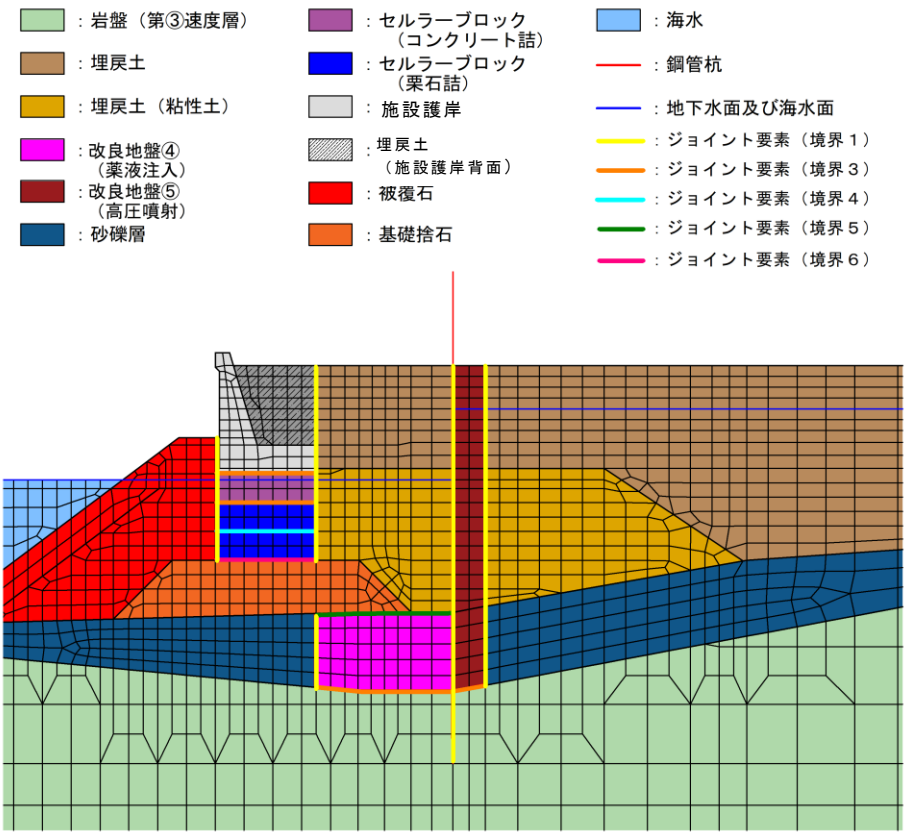
<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="2">接合条件</th><th rowspan="2">粘着力 c
(N/mm²)</th><th rowspan="2">内部摩擦角 φ
(°)</th><th rowspan="2">備考</th></tr>
<tr><th>材料 1</th><th>材料 2</th></tr>
<tr><td rowspan="19">鉛直方向</td><td rowspan="19">境界1</td><td rowspan="6">鋼管杭</td><td>埋戻土</td><td rowspan="19">0</td><td rowspan="19">15.0</td><td rowspan="19">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</td></tr>
<tr><td>埋戻土
(粘性土)</td></tr>
<tr><td>改良地盤④</td></tr>
<tr><td>改良地盤⑤</td></tr>
<tr><td>砂礫層</td></tr>
<tr><td>岩盤</td></tr>
<tr><td rowspan="3">埋戻土</td><td>埋戻土
(施設護岸背面)</td></tr>
<tr><td>施設護岸</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(コンクリート詰)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">埋戻土
(粘性土)</td><td>セルラーブロック
(コンクリート詰)</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(栗石詰)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">被覆石
(捨石含む)</td><td>施設護岸</td></tr>
<tr><td>埋戻土
(施設護岸背面)</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(コンクリート詰)</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(栗石詰)</td></tr>
</table>

表 4.1.7－2(2)　ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="2">接合条件</th><th rowspan="2">粘着力 c
(N/mm²)</th><th rowspan="2">内部摩擦角 φ
(°)</th><th rowspan="2">備考</th></tr>
<tr><th>材料 1</th><th>材料 2</th></tr>
<tr><td rowspan="19">鉛直方向</td><td rowspan="17">境界1</td><td>改良地盤④</td><td>砂礫層</td><td rowspan="17">0</td><td rowspan="17">15</td><td rowspan="17">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</td></tr>
<tr><td rowspan="7">改良地盤⑤</td><td>施設護岸</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(コンクリート詰)</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(栗石詰)</td></tr>
<tr><td>埋戻土</td></tr>
<tr><td>埋戻土
(施設護岸背面)</td></tr>
<tr><td>埋戻土
(粘性土)</td></tr>
<tr><td>砂礫層</td></tr>
<tr><td rowspan="5">改良地盤⑦</td><td>埋戻土
(施設護岸背面)</td></tr>
<tr><td>施設護岸</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(コンクリート詰)</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック
(栗石詰)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">取水槽</td><td>改良地盤⑦</td></tr>
<tr><td>埋戻土</td></tr>
<tr><td>埋戻土
(粘性土)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">境界2</td><td colspan="2">防波壁目地部</td><td>0</td><td>0</td><td>目地部であるため，保守的に 0 と設定</td></tr>
<tr><td>鋼管杭</td><td>鋼管杭</td><td>0</td><td>0</td><td>近接する鋼管杭がそれぞれ挙動するように保守的に 0 と設定</td></tr>
</table>

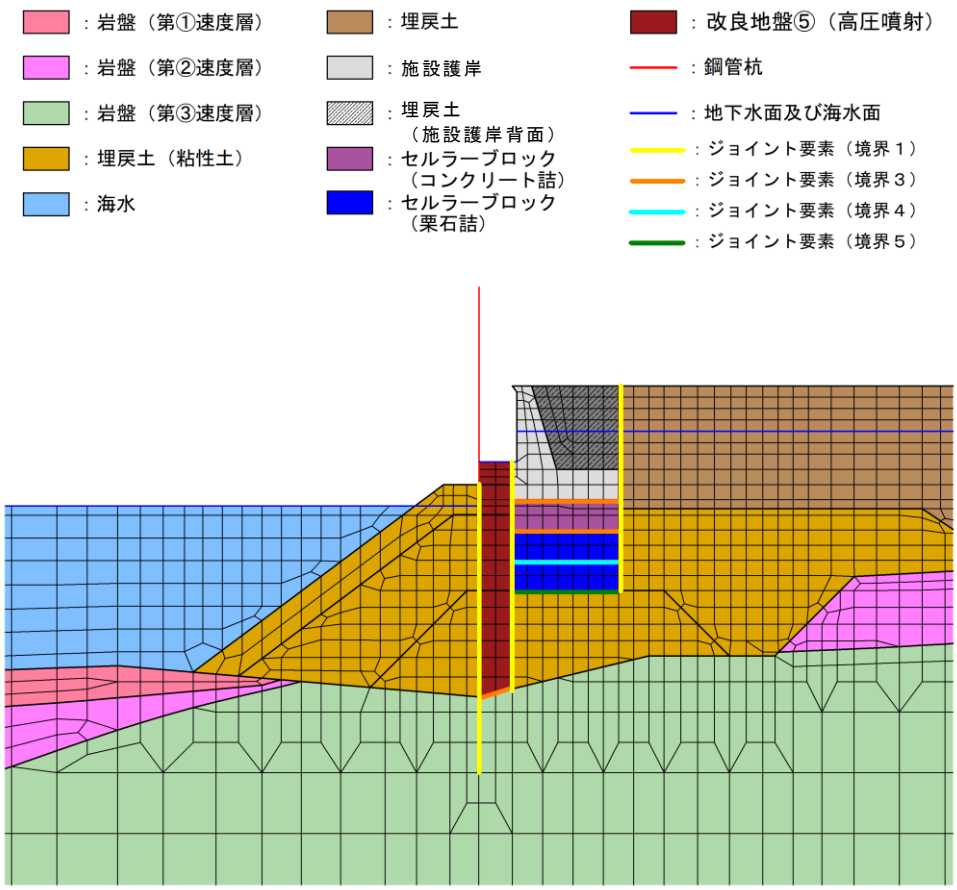
表 4.1.7－2(3)　ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="2">接合条件</th><th rowspan="2">粘着力 c
(N/mm²)</th><th rowspan="2">内部摩擦角 φ
(°)</th><th rowspan="2">備考</th></tr>
<tr><th>材料１</th><th>材料２</th></tr>
<tr><td rowspan="8">水平方向</td><td rowspan="4">境界3</td><td rowspan="3">セルラーブロック（コンクリート詰）</td><td>施設護岸</td><td rowspan="4">0</td><td rowspan="4">26.57</td><td rowspan="4">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（μ=0.50）より，φ=tan⁻¹(μ)≒26.57°</td></tr>
<tr><td>セルラーブロック（栗石詰）</td></tr>
<tr><td rowspan="2">岩盤</td><td>改良地盤④</td></tr>
<tr><td>改良地盤⑤</td></tr>
<tr><td>境界4</td><td>セルラーブロック（栗石詰）</td><td>セルラーブロック（栗石詰）</td><td>0</td><td>30.96</td><td>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μ=0.50，栗石同士は「捨石と捨石」の摩擦係数μ=0.8 の平均値（μ=0.6）より，φ=tan-1(μ)≒30.96（図 3.2.8－24 参照）</td></tr>
<tr><td rowspan="4">境界5</td><td rowspan="2">埋戻土
（粘性土）</td><td>セルラーブロック(栗石詰)</td><td rowspan="4">0</td><td rowspan="4">30.00</td><td rowspan="4">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，φ=30°</td></tr>
<tr><td>改良地盤⑦</td></tr>
<tr><td rowspan="2">改良地盤④</td><td>基礎捨石</td></tr>
<tr><td>埋戻土
（粘性土）</td></tr>
<tr><td>境界6</td><td>基礎捨石</td><td>セルラーブロック(栗石詰)</td><td>0</td><td>34.99</td><td>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μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数μ=0.8 の平均値（μ=0.70）より，φ=tan⁻¹(μ)≒34.99（図 3.2.8－24 参照）</td></tr>
<tr><td>境界7</td><td>埋戻土</td><td>防波壁</td><td>0</td><td>0</td><td>防波壁の変形を保守的に評価するために 0 と設定</td></tr>
</table>



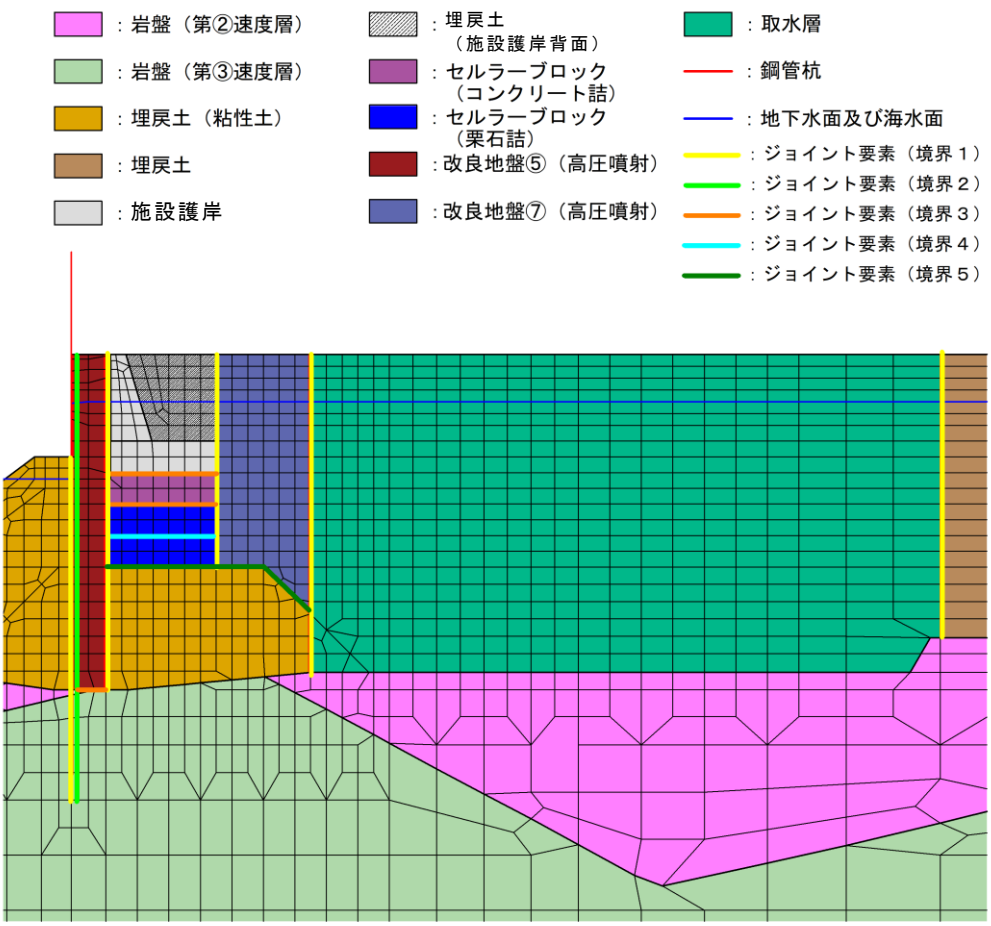
項目		粘着力 c (N/mm²)	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00
	境界 6	0	34.99

図 4.1.7－26(1)　②－②断面におけるジョイント要素の配置図



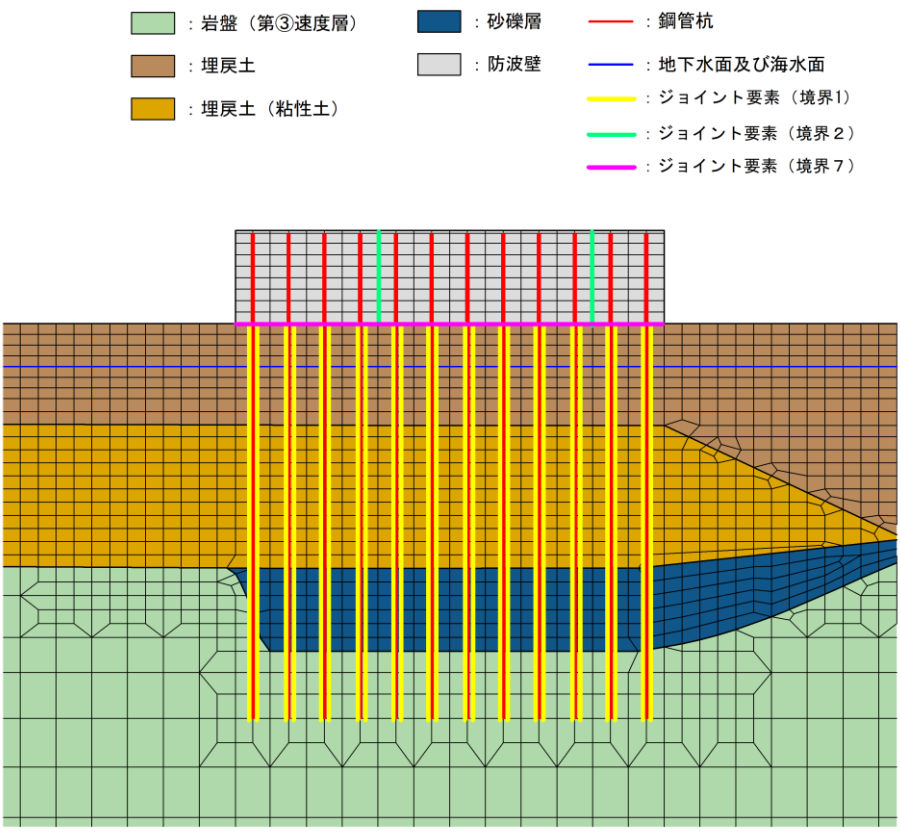
項目		粘着力 c (N/mm²)	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00

図 4.1.7－26(2)　③－③断面におけるジョイント要素の配置図



項目		粘着力 c (N/mm^2)	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 4.1.7－26(3)　④－④断面におけるジョイント要素の配置図



項目		粘着力 c (N/mm²)	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７	0	0

図 4.1.7－26(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 4.1.7－3 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 4.1.7－27 に示す。

表 4.1.7－3　ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性ｋｓ (kN/m³)	圧縮剛性ｋｎ (kN/m³)
境界１，３，４，５，６	1.0×10^{6}	1.0×10^{6}
境界２，７	0*	1.0×10^{6}

注記＊：せん断剛性を保守的にゼロに設定

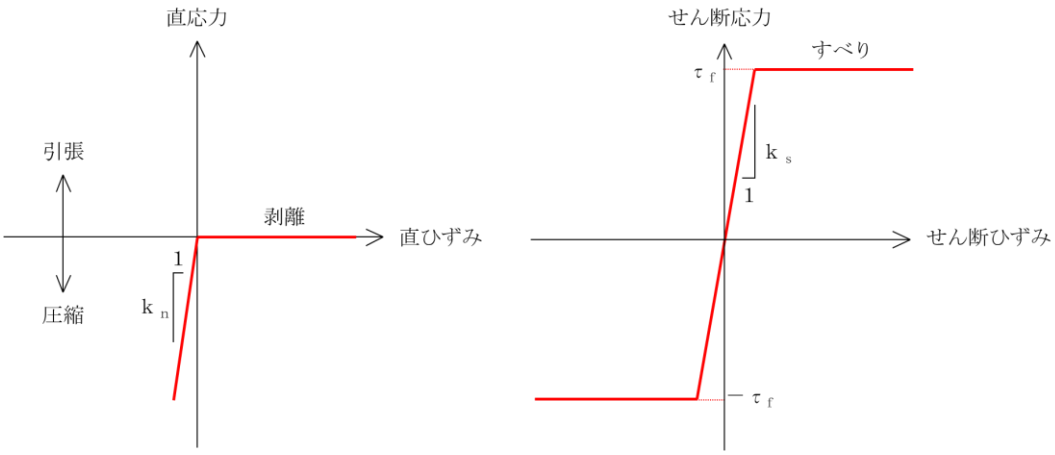


図 4.1.7－27　ジョイント要素の力学特性

(2)　使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は，適用基準類を基に設定する。使用材料を表 4.1.7－4 に，材料の物性値を表 4.1.7－5 に示す。

表 4.1.7－4　使用材料

諸元	
鋼管杭	φ2200mm（SKK490，SM490Y）t=25mm*
	φ2000mm（SKK490）t=25mm
	φ1800mm（SKK490）t=25mm
	φ1600mm（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^2
中詰コンクリート，モルタル	設計基準強度：24N/mm^2

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 4.1.7－5　材料の物性値*

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼管杭	77.0	2.0×10^5	0.3
鉄筋コンクリート	24.0	2.5×10^4*	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[構造性能照査編](土木学会，2002 年制定)

(3)　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を用いる。地盤の物性値を表 4.1.7－6～表 4.1.7－10 に示す。

改良地盤⑤は，耐津波性評価におけるすべり安全率評価を行うが耐震性評価におけるすべり評価は行わないため，改良地盤⑤の残留強度及び引張強度については記載しない。

表 4.1.7－6　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	ρ ＊1（g/cm^3）	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^2）	154,600	225,400
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}' ＊2（kN/m^2）	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	hmax	0.095	0.095
強度特性	粘着力	c’（kN/m^2）	0.00	0.00
	内部摩擦角	ϕ’（°）	40.17	38.74
液状化特性	変相角	ϕp（°）	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 4.1.7－7　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　ρ *1（g/cm^3）	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^2）	186,300 【182,700】	180,000
	基準平均有効拘束圧　ρ_{ma}'（kN/m^2）	151.7	98.0
	ポアソン比　ν	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^2）	0.00	20
	内部摩擦角　ϕ'（°）	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 4.1.7－8　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	
種別（工法，地盤種別）			改良地盤④（薬液注入）	改良地盤⑤（高圧噴射）
物理特性	密度	ρ *1（g/cm^3）	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^2）	886,300	368,100
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}'（kN/m^2）	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	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^2）	230	1250
	内部摩擦角	ϕ’（°）	38.74	0.00

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。

表 4.1.7－9　改良地盤④の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度*		引張強度*
	c’（N/mm^2）	φ’（°）	σ$_t$（N/mm^2）
改良地盤④	0.0	43.03	0.109

注記＊：残留強度及び引張強度は「（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 4.1.7－10　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　Vp（m/s）	800	2100	3600
S 波速度　Vs（m/s）	250	900	1600
単位体積重量　γ（kN/m^3）	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比　ν_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^2）	380,500	5,286,000	17,650,000

(4)　地下水位

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。設計用地下水位を表 4.1.7－11 に示す。

表 4.1.7－11　設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
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

4.1.8　評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.4　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。

(1)　鋼管杭

a.　曲げ照査

杭体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.　せん断力照査

杭体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。

c.　引張応力度照査

④－④断面においては，杭頭連結材の発生引張応力度が許容引張応力度以下であることを確認する。

(2)　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 4.1.8－1 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時々刻々求め，最小すべり安全率を算定する。

改良地盤の想定すべり線を図 4.1.8－2 に示す。

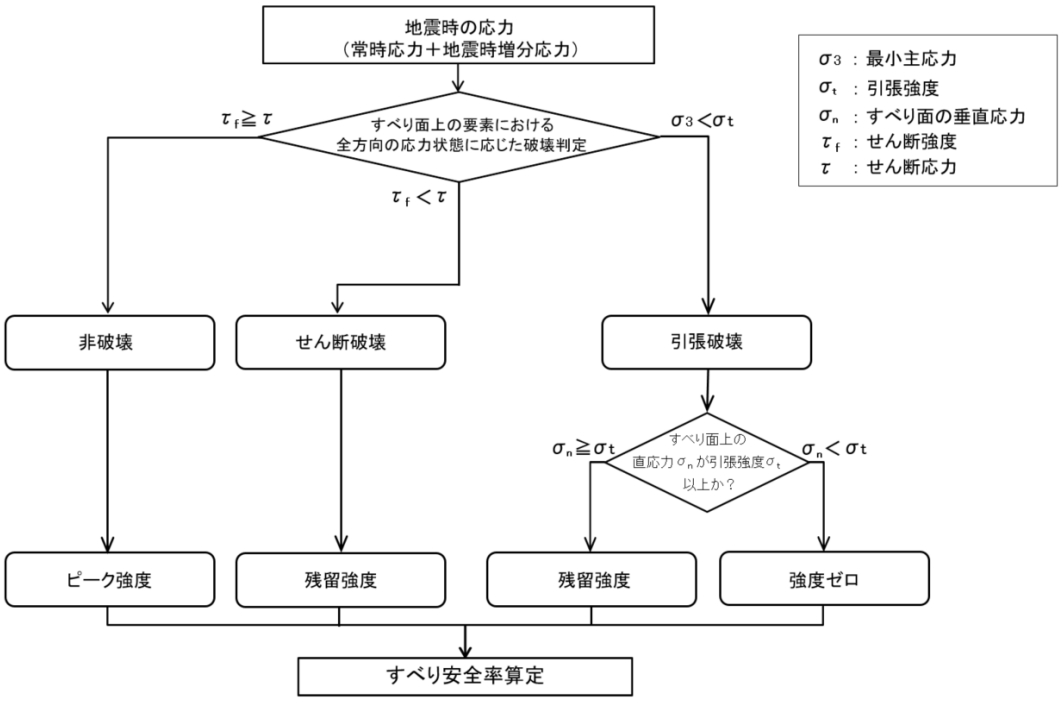


図 4.1.8－1　すべり安全率算定のフロー

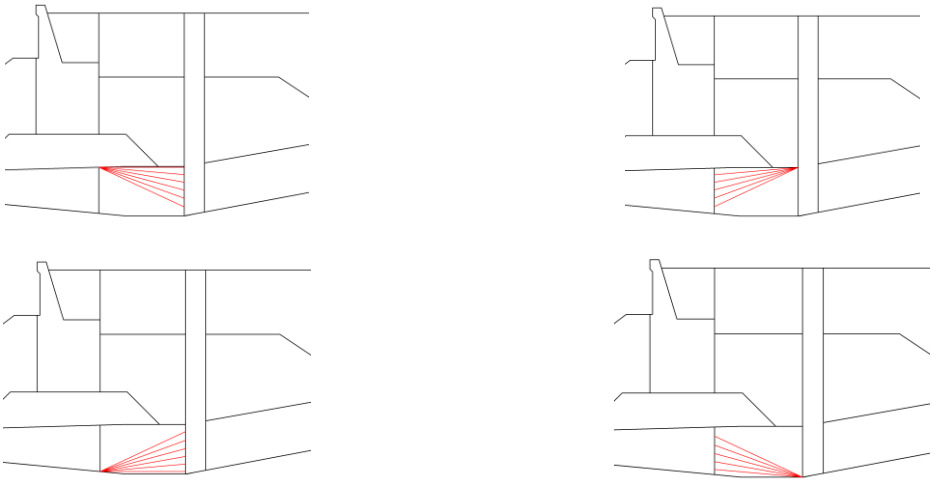


図 4.1.8－2　改良地盤④の想定すべり線（②－②断面）

また，改良地盤については，局所安全係数分布のせん断破壊領域及び引張破壊領域が連続しないことを確認することにより，津波防護機能として難透水性を保持していることを確認する。

局所安全係数分布を確認する地震動については，すべり安全率が最小となる地震動とする。

(3)　止水目地

止水目地の地震時の評価について，法線直交方向及び法線方向ともに，地震荷重による最大変位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）の変位は，図 4.1.8－3 に示すとおり，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における地震時の相対変位量とし，保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し，時刻歴最大の変位量を２倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は，隣接する防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の天端間の相対変位とする。

x 方向（法線直交方向）の変位　δx：$\delta x = |\delta x(T)| \times 2$

y 方向（法線方向）の変位　δy：$\delta y = |\delta y(T)|$

z 方向（深度方向）の変位　δz：$\delta z = |\delta z(T)| \times 2$

ここで，

$\delta x(T)$：x 方向の最大相対変位

$\delta y(T)$：y 方向の最大相対変位

$\delta z(T)$：z 方向の最大相対変位

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，止水目地の地震荷重による最大変位とする。

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

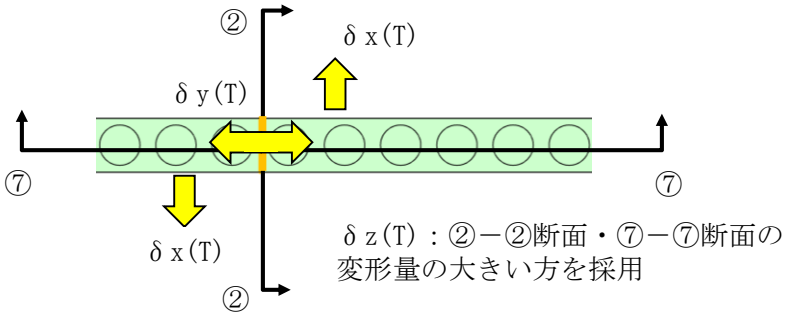


図 4.1.8－3　地震時の変位の概念図

(4)　基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては,「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，杭先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。

$$R_d = \frac{N_{max}}{A}$$

ここで,

R_d：鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度（N/mm^2）

N_{max}：鋼管杭に発生する軸力（N）

Ａ：鋼管杭下端の断面積（mm^2）

(5)　鋼管杭の水平支持力

a.　鋼管杭の水平支持力を確認する地震動・時刻の設定

鋼管杭の水平支持力を確認する地震動・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と想定されることから，「鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値の地震動・時刻」とする。

b.　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。

破壊領域が連続して分布し，周辺への進行性破壊が懸念される場合は，静的非線形解析を実施することで，進行性破壊を考慮した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し，水平支持力が確保されることを確認する。

静的非線形解析及びすべり安全率算定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。

(a)　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 4.1.8－1 のせん断強度を用いる。

なお，岩盤1速度層については，D級岩盤のせん断強度を用いる。

(b)　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 4.1.8－1　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 τ_0 (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm^2)	せん断強度 τ_0 (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm^2)
岩盤（成相寺層）	頁岩	C_H 級	1.14	54	$1.48\sigma^{0.72}$	1.14	54	$1.34\sigma^{0.72}$
		C_M 級	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$
		C_L 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_H 級	1.14	54	$1.28\sigma^{0.72}$	1.14	54	$1.12\sigma^{0.72}$
		C_M 級	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$	0.92	54	$0.34\sigma^{0.54}$
		C_L 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_H 級	1.54	55	$1.28\sigma^{0.72}$	1.35	55	$1.12\sigma^{0.72}$
		C_M 級	1.14	47	$0.34\sigma^{0.54}$	0.70	47	$0.34\sigma^{0.54}$
		C_L 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_H 級	2.14	52	$1.56\sigma^{0.72}$	1.65	52	$1.36\sigma^{0.72}$
		C_M 級	1.58	52	$0.36\sigma^{0.54}$	0.84	52	$0.34\sigma^{0.54}$
		C_L 級	0.83	43	$0.36\sigma^{0.54}$	0.73	43	$0.34\sigma^{0.54}$
	安山岩	C_H 級	2.14	52	$1.56\sigma^{0.72}$	1.65	52	$1.36\sigma^{0.72}$
		C_M 級	1.58	52	$0.36\sigma^{0.54}$	0.84	52	$0.34\sigma^{0.54}$
		C_L 級	0.83	43	$0.36\sigma^{0.54}$	0.73	43	$0.34\sigma^{0.54}$
D級岩盤			0.11	6	$0.11+\sigma\tan 6°$	0.09	6	$0.09+\sigma\tan 6°$

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 4.1.8－4 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 4.1.8－5，図 4.1.8－6 に，試験装置の概要を図 4.1.8－7 に，試験位置周辺の地質断面図を図 4.1.8－8 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_M級及びC_H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_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 4.1.8－9～14 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。

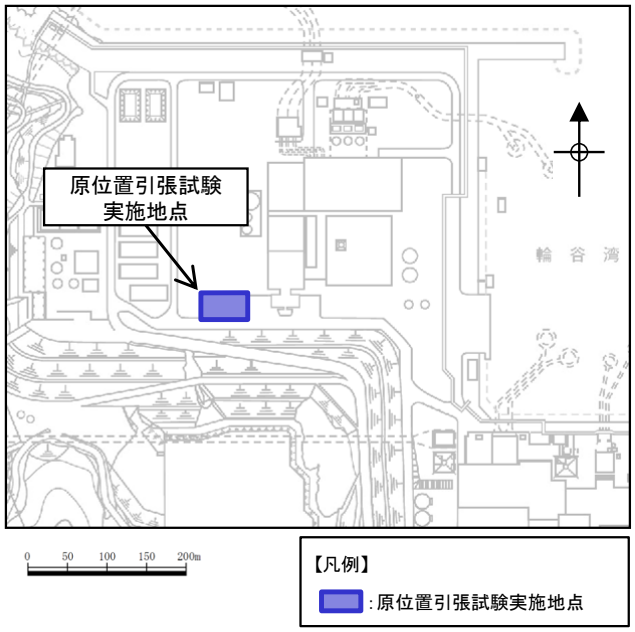


図 4.1.8－4　平面位置図

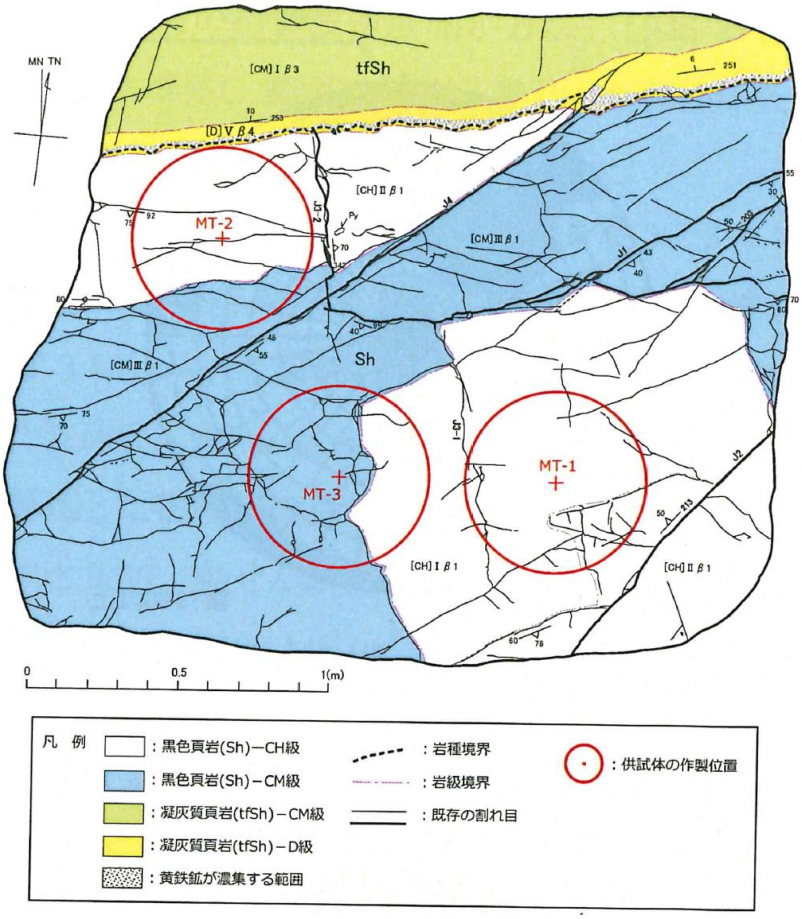


図 4.1.8－5　試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（南側）

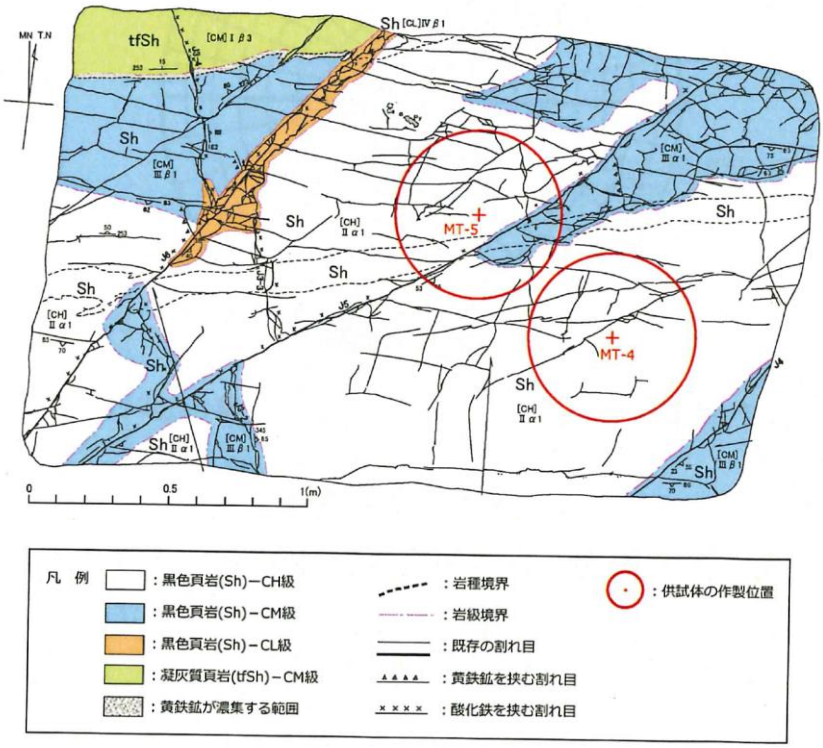


図 4.1.8－6　試験を実施したピット底盤の地質状況及び試験位置図（北側）

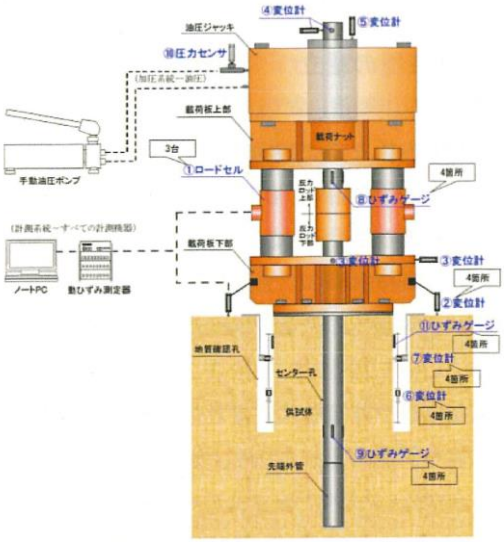


図 4.1.8－7　試験装置の概要

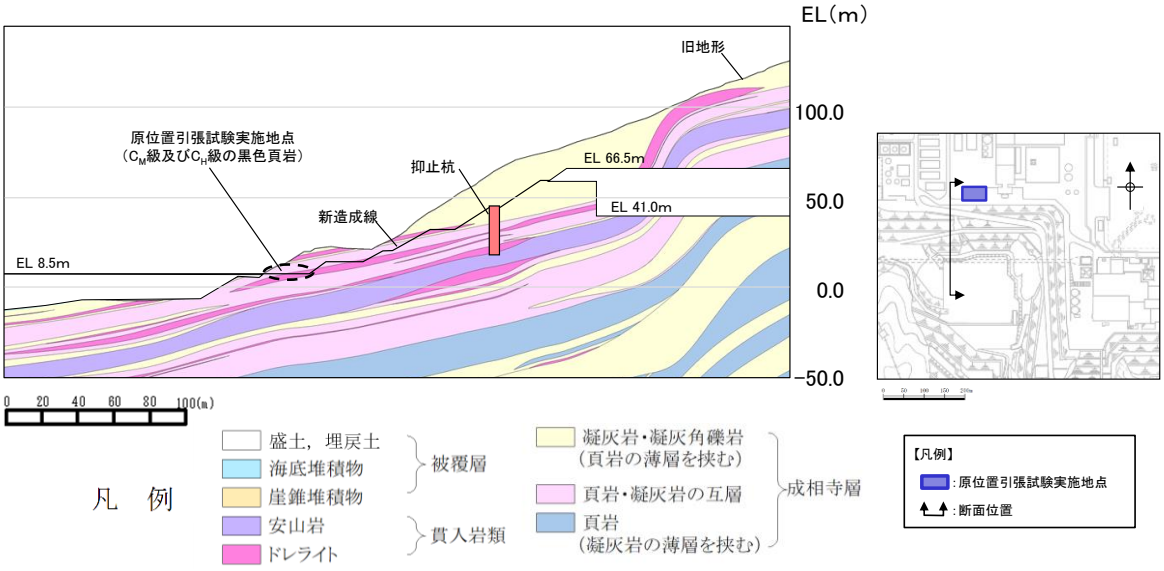


図 4.1.8－8　試験位置周辺の地質断面図

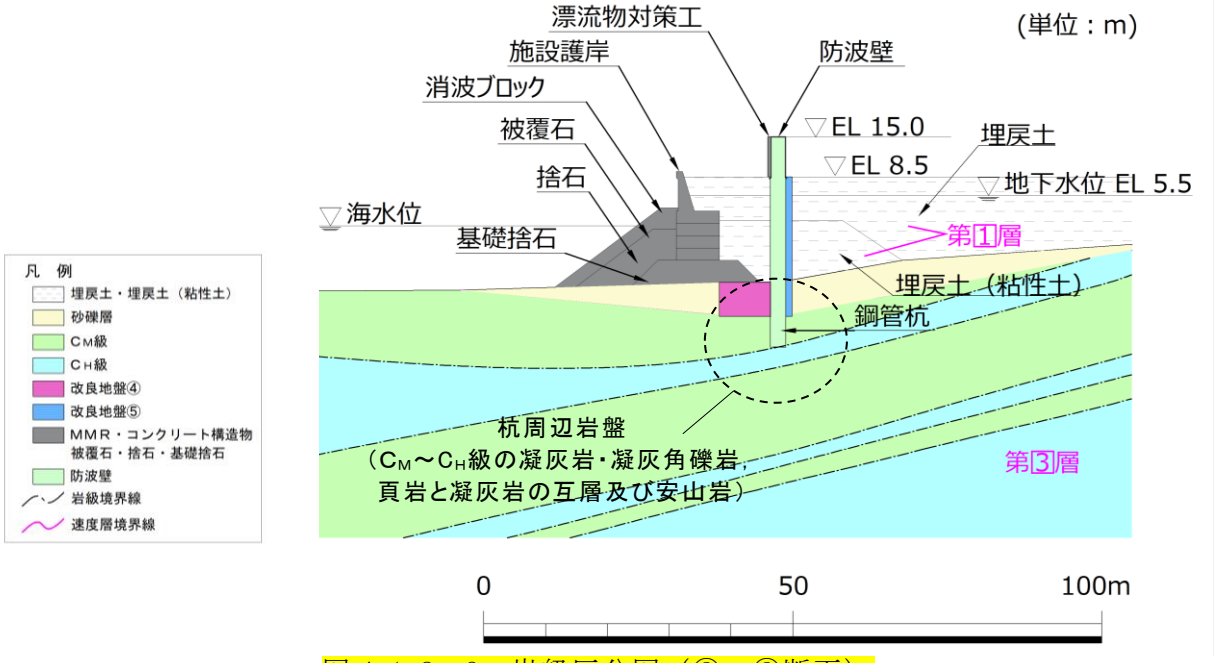


図 4.1.8－9　岩級区分図（②－②断面）

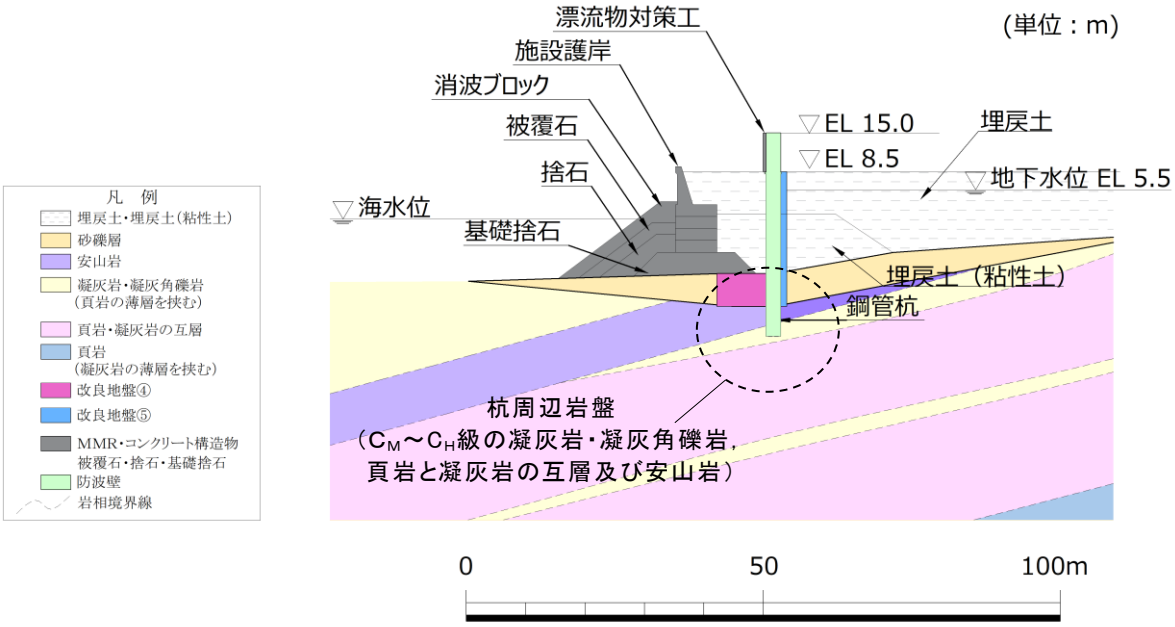


図 4.1.8－10　岩相区分図（②－②断面）

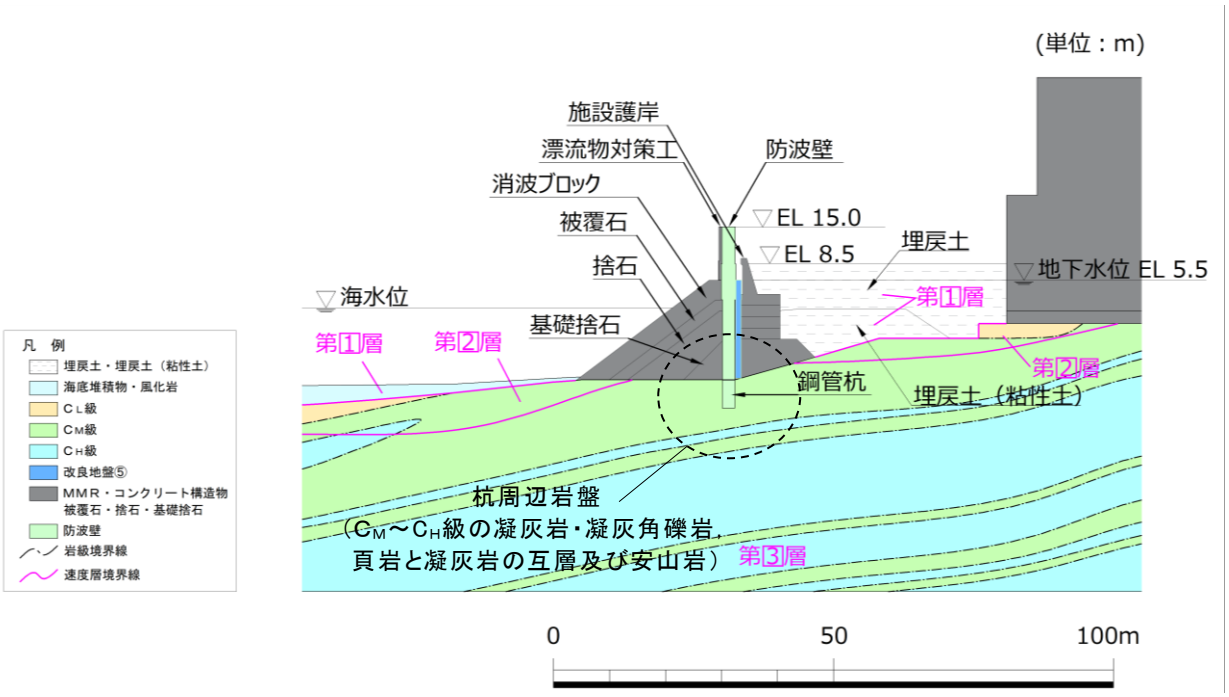


図 4.1.8－11　岩級区分図（③－③断面）

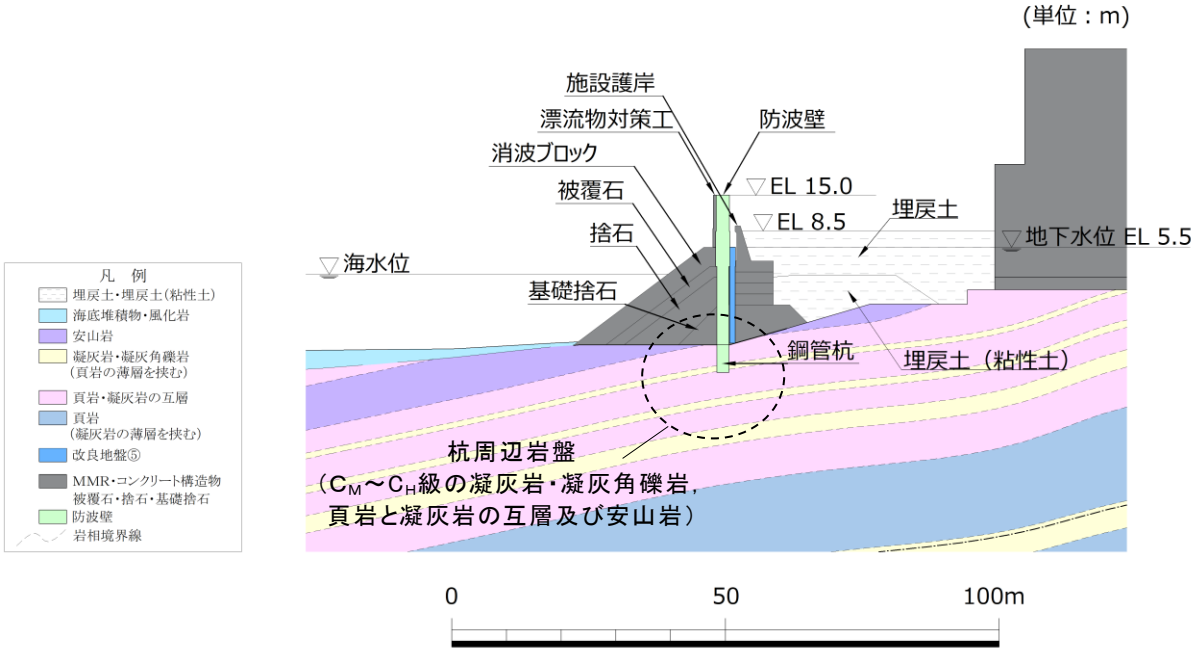


図 4.1.8－12　岩相区分図（③－③断面）

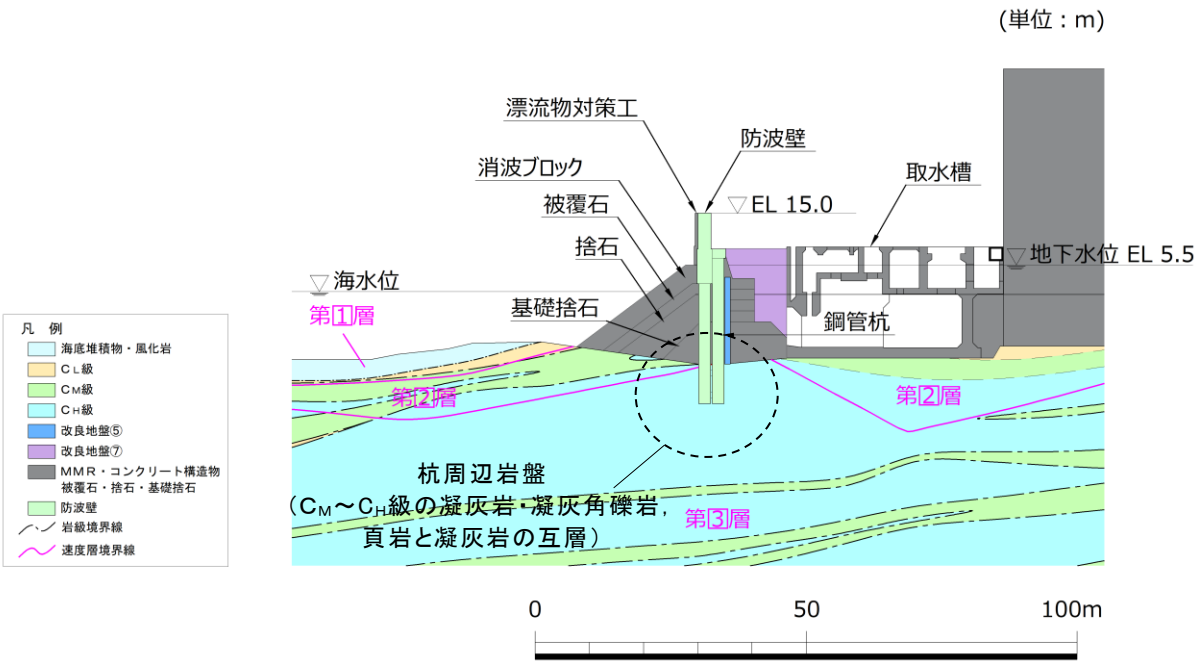


図 4.1.8－13　岩級区分図（④－④断面）

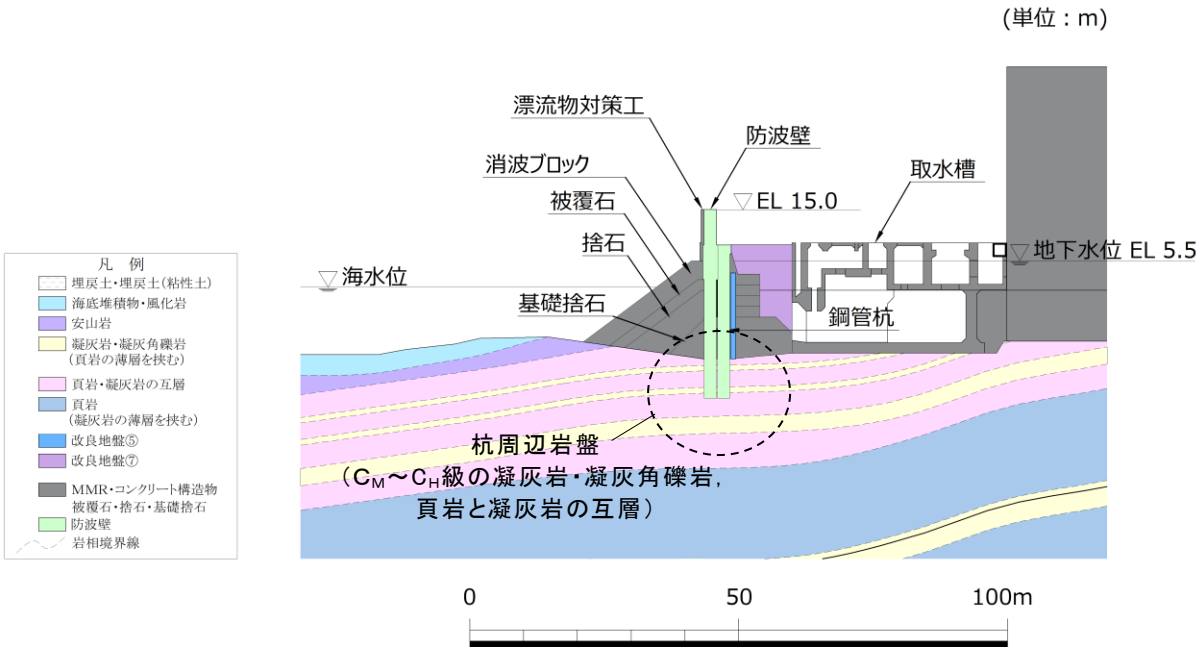


図 4.1.8－14　岩相区分図（④－④断面）

引張試験結果を表 4.1.8－2 に，破断面の概略位置を図 4.1.8－15 に示す。引張強度は平均で 0.13N/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 4.1.8－2　引張試験結果

供試体名	引張強度 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。

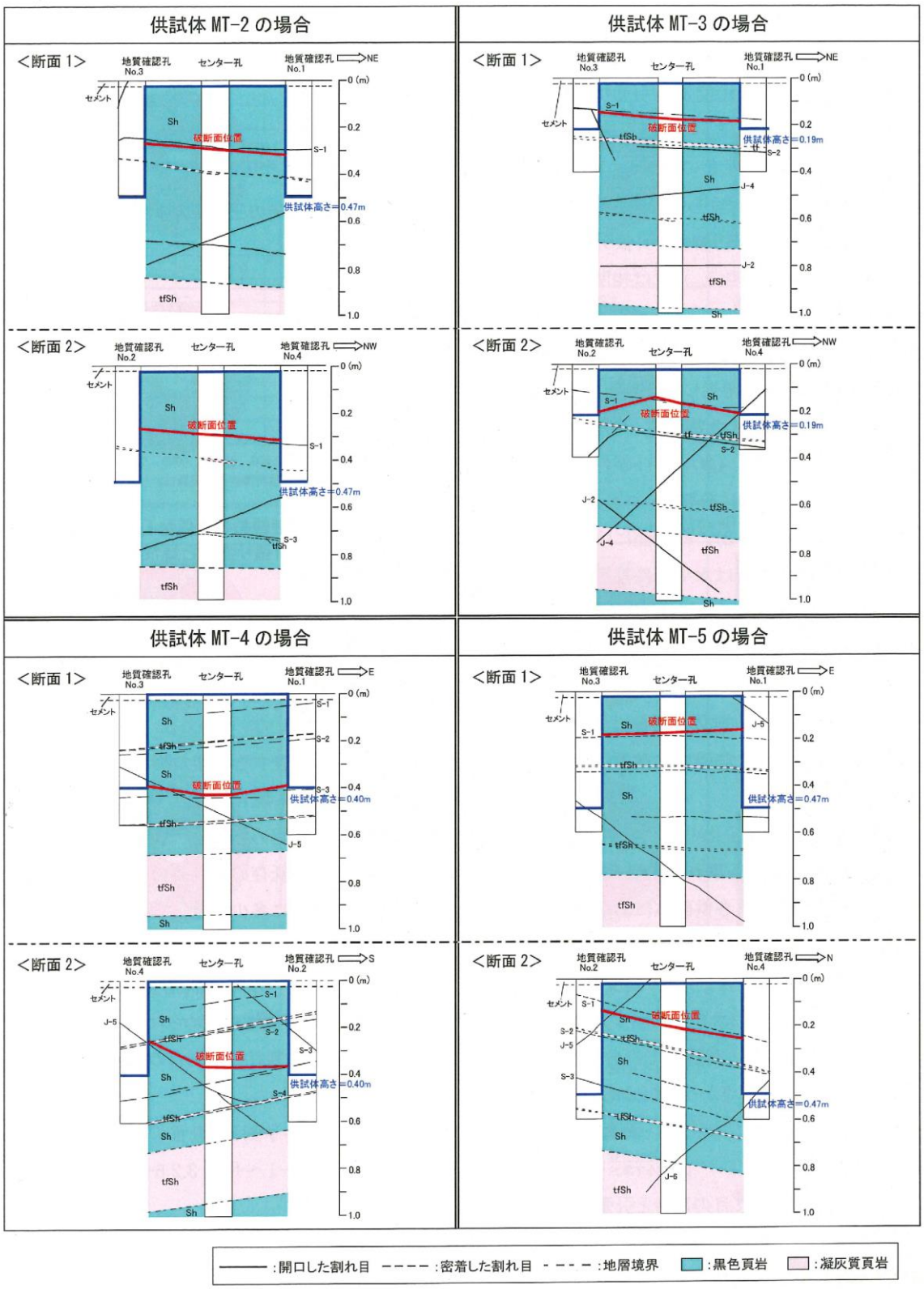


図 4.1.8－15　破断面の概略位置

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$_{H}$級の黒色頁岩の引張強度0.13N/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0.13N/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－1σ)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4.1.8－10～15参照）。

・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。

・地層の傾斜は5～15°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。

・②－②断面及び③－③断面の２次元動的ＦＥＭ解析における主応力図（図4.2.9－8参照）より，引張応力の方向は水平から反時計周りでおおむね40°～60°であり，地質の傾斜5～15°と斜交している。

c.　静的非線形解析を実施する評価対象断面の選定

せん断強度に達する要素または引張強度に達する要素が連続して分布し，周辺への進行性破壊が懸念される場合，②－②断面～④－④断面の各断面における岩盤の局所安全係数分布，応力状態及び地質断面図に基づく岩盤のせん断強度等を比較し，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断面を，静的非線形解析を行う評価対象断面に選定する。

d.　静的非線形解析による局所安全係数分布及びすべり安全率の確認

選定した評価対象断面について，以下に示すとおり静的非線形解析を実施し，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。

静的非線形解析では解析コード「Ｓ-ＳＴＡＮ」を使用する。

・せん断強度に達する要素もしくは引張強度に達する要素について，その差分応力を周辺要素に配分する解析ステップ（図 4.1.8－16 及び図 4.1.8－17 参照）を繰り返し実行する。

・地盤内の応力状態がおおむね平衡状態を保つまで，上記の解析ステップによる応力再配分を実施し，周辺への進行性破壊を考慮した評価を行う。

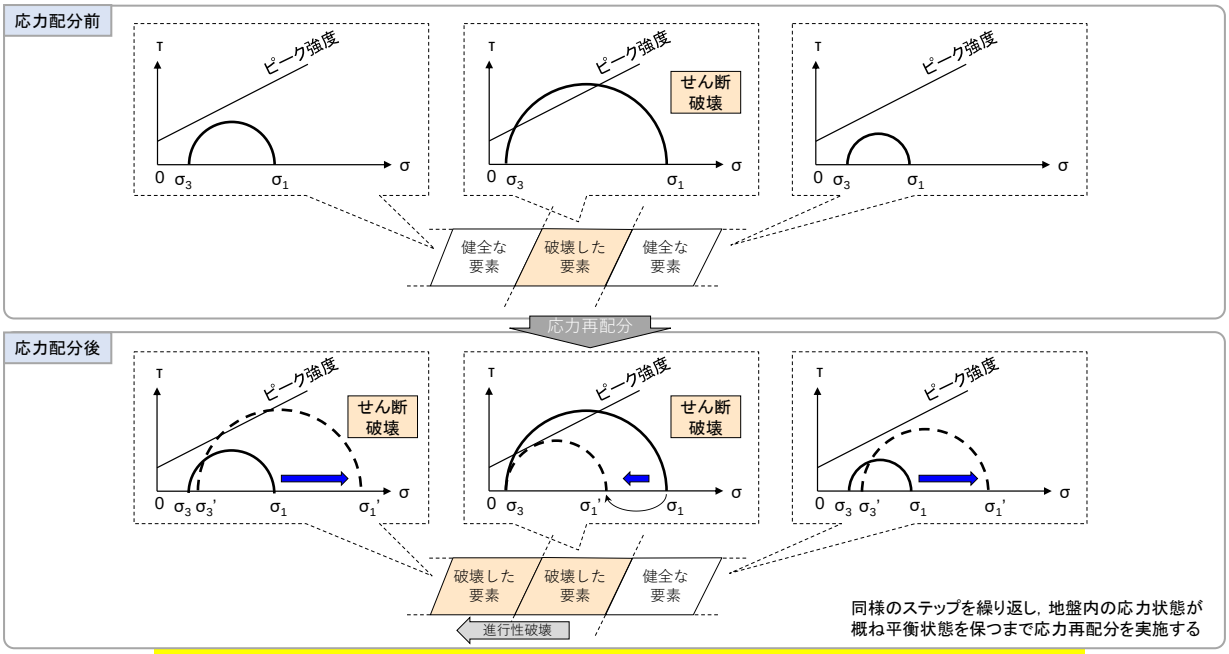


図 4.1.8－16　応力再配分後のモールの応力円（せん断破壊の場合）

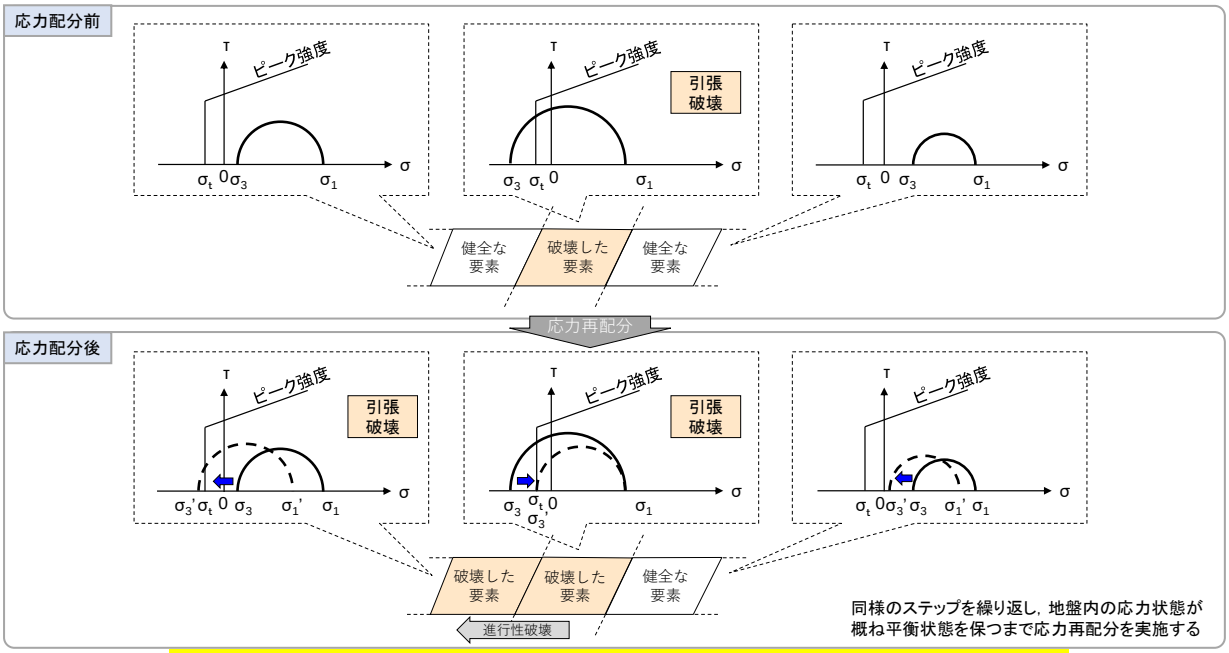


図 4.1.8－17　応力再配分後のモールの応力円（引張破壊の場合）

破壊領域を通るすべり面のすべり安全率は，図 4.1.8－18 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。

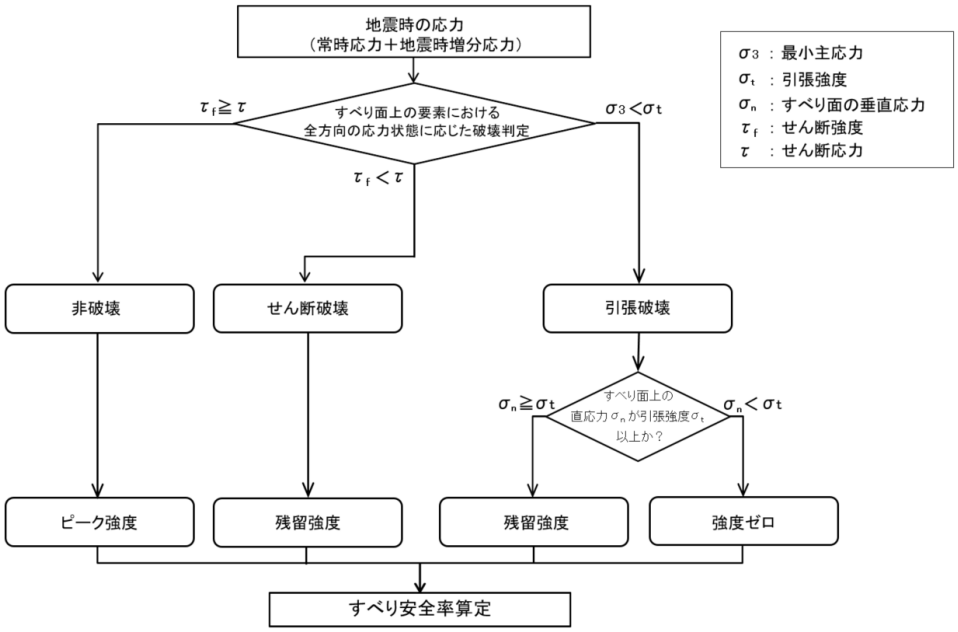


図 4.1.8－18　すべり安全率算定のフロー

また，周辺岩盤への進行性破壊が止水目地の評価に及ぼす影響を確認するため，止水目地の地震荷重による最大変位に，静的非線形解析による止水目地の変位量増分を足し合わせた変位が，許容限界以下であることを確認する。

4.2　地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「最大過剰間隙水圧分布」及び「最大せん断ひずみ分布」記載する。

耐震評価においては，表 4.2－1 に示すとおり，すべての基準地震動Ｓｓに対して実施するケース①において，曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目のうち，照査値が 0.5 を超える評価項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

表 4.2－1　照査値が 0.5 を超える最も厳しい地震動

断面	評価項目		
	鋼管杭		基礎地盤
	曲げ	せん断	
②－②断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.85（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
③－③断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.94（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
④－④断面	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下

4.2.1　解析ケースと照査値

(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

表 4.2.1－1 に鋼管杭における曲げ・軸力系破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査における実施ケースと照査値
（②－②断面）

地震動＼解析ケース		鋼管杭の曲げ･軸力系破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.62		
	（－＋）	0.85	0.86	0.85
	（＋－）	0.68		
	（－－）	0.81		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.19		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.23		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.51		
	（－＋）	0.51		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.31		
	（－＋）	0.48		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.46		
	（－＋）	0.34		

：曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち，照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査における実施ケースと照査値
（③－③断面）

地震動＼解析ケース		鋼管杭の曲げ･軸力系破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.68		
	（－＋）	0.94	0.94	0.94
	（＋－）	0.81		
	（－－）	0.77		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.18		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.21		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.45		
	（－＋）	0.58		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.42		
	（－＋）	0.61		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.53		
	（－＋）	0.36		

：曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち，照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1－1(3)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査における実施ケースと照査値
（④－④断面，海側杭）

地震動＼解析ケース		鋼管杭の曲げ･軸力系破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.22		
	（－＋）	0.30	0.31	0.30
	（＋－）	0.22		
	（－－）	0.29		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.15		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.17		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.18		
	（－＋）	0.22		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.20		
	（－＋）	0.21		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.19		
	（－＋）	0.22		

表 4.2.1－1(4)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査における実施ケースと照査値
（④－④断面，陸側杭）

地震動＼解析ケース		鋼管杭の曲げ･軸力系破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.16		
	（－＋）	0.21	0.21	0.21
	（＋－）	0.16		
	（－－）	0.20		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.11		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.12		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.11		
	（－＋）	0.16		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.14		
	（－＋）	0.14		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.13		
	（－＋）	0.15		

(2)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2.1－2 に鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1－2(1)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値

（②－②断面）

地震動＼解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.15		
	（－＋）	0.20	0.20	0.20
	（＋－）	0.16		
	（－－）	0.20		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.04		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.06		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.12		
	（－＋）	0.10		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.06		
	（－＋）	0.11		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.10		
	（－＋）	0.08		

表 4.2.1－2(2)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
（③－③断面）

地震動＼解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.15		
	（－＋）	0.20	0.20	0.20
	（＋－）	0.17		
	（－－）	0.17		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.04		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.05		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.10		
	（－＋）	0.12		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.09		
	（－＋）	0.13		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.11		
	（－＋）	0.08		

表 4.2.1－2(3)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
（④－④断面，海側杭）

地震動＼解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.07		
	（－＋）	0.10	0.10	0.10
	（＋－）	0.07		
	（－－）	0.09		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.05		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.06		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.06		
	（－＋）	0.07		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.07		
	（－＋）	0.07		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.06		
	（－＋）	0.07		

表 4.2.1－2(4)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
（④－④断面，陸側杭）

地震動＼解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.06		
	（－＋）	0.06	0.06	0.06
	（＋－）	0.06		
	（－－）	0.06		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.03		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.04		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.06		
	（－＋）	0.05		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.05		
	（－＋）	0.04		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.05		
	（－＋）	0.06		

(3)　鋼管杭（杭頭連結材）の引張破壊に対する照査

表 4.2.1－3 に④－④断面における杭頭連結材の引張破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1－3　杭頭連結材の引張破壊に対する照査における実施ケースと照査値
（④－④断面）

地震動＼解析ケース		鋼管杭の引張破壊照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.12		
	（－＋）	0.18	0.15	0.15
	（＋－）	0.13		
	（－－）	0.13		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.08		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.09		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.09		
	（－＋）	0.10		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.09		
	（－＋）	0.12		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.10		
	（－＋）	0.10		

(4)　改良地盤④のすべり安全率による評価

表 4.2.1－4 に改良地盤④のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率を示す。

表 4.2.1－4　改良地盤④のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率
（②－②断面）

地震動＼解析ケース		改良地盤のすべりに対する安全率		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	1.74		
	（－＋）	1.76	1.76	1.76
	（＋－）	1.74		
	（－－）	1.73		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	2.14		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	1.95		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	1.89		
	（－＋）	1.78		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	1.94		
	（－＋）	1.88		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	1.79		
	（－＋）	1.81		

(5)　基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.2.1－5 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1－5(1)　基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
（②－②断面）

地震動＼解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.15		
	（－＋）	0.16	0.16	0.16
	（＋－）	0.14		
	（－－）	0.16		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.11		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.15		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.14		
	（－＋）	0.12		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.14		
	（－＋）	0.16		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.14		
	（－＋）	0.14		

表 4.2.1－5(2)　基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
（③－③断面）

地震動＼解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.15		
	（－＋）	0.16	0.16	0.16
	（＋－）	0.14		
	（－－）	0.15		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.11		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.15		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.12		
	（－＋）	0.11		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.12		
	（－＋）	0.15		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.14		
	（－＋）	0.13		

表 4.2.1－5(3)　基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
（④－④断面，海側杭）

地震動＼解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.25		
	（－＋）	0.26	0.26	0.26
	（＋－）	0.25		
	（－－）	0.25		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.23		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.23		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.22		
	（－＋）	0.21		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.23		
	（－＋）	0.24		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.28		
	（－＋）	0.22		

表 4.2.1－5(4)　基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
（④－④断面，陸側杭）

地震動＼解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査値		
		①	②	③
Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	0.10		
	（－＋）	0.12	0.12	0.12
	（＋－）	0.09		
	（－－）	0.10		
Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	0.09		
Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.09		
Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	0.09		
	（－＋）	0.07		
Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	0.07		
	（－＋）	0.08		
Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	0.09		
	（－＋）	0.11		

4.2.2　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2－1 に示す。また，該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.2－1 に示す。

表 4.2.2－1　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

（②－②断面）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y (N/mm^2)	照査値 M_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	４重管	75995	906	89015	0.86

（③－③断面）

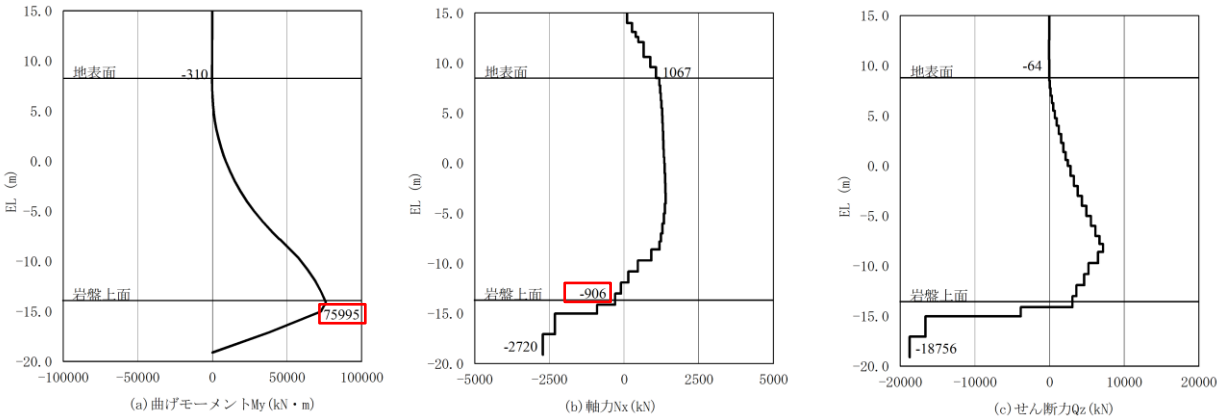
地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y (N/mm^2)	照査値 M_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	４重管	83027	1176	88888	0.94

（④－④断面，海側杭）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y (N/mm^2)	照査値 M_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	３重管	17403	1652	57425	0.31

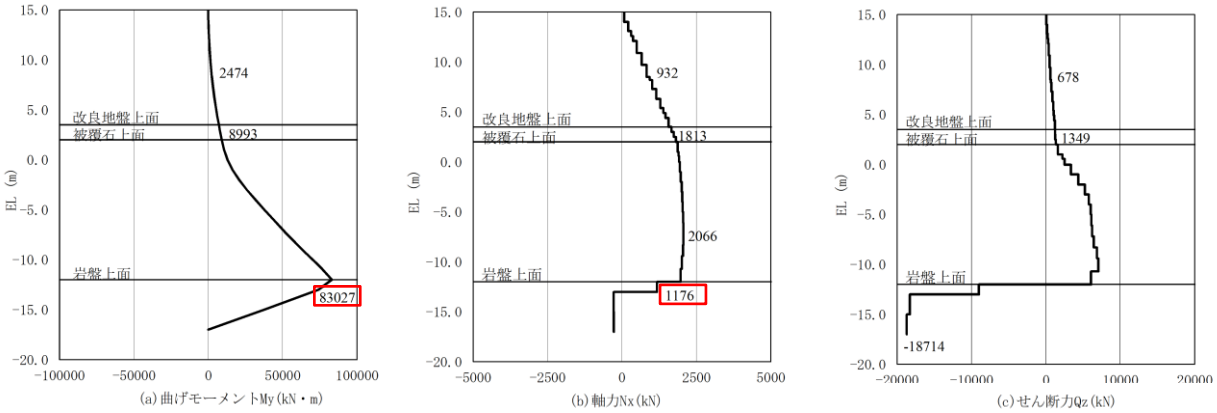
（④－④断面，陸側杭）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y (N/mm^2)	照査値 M_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	４重管	18599	474	89217	0.21



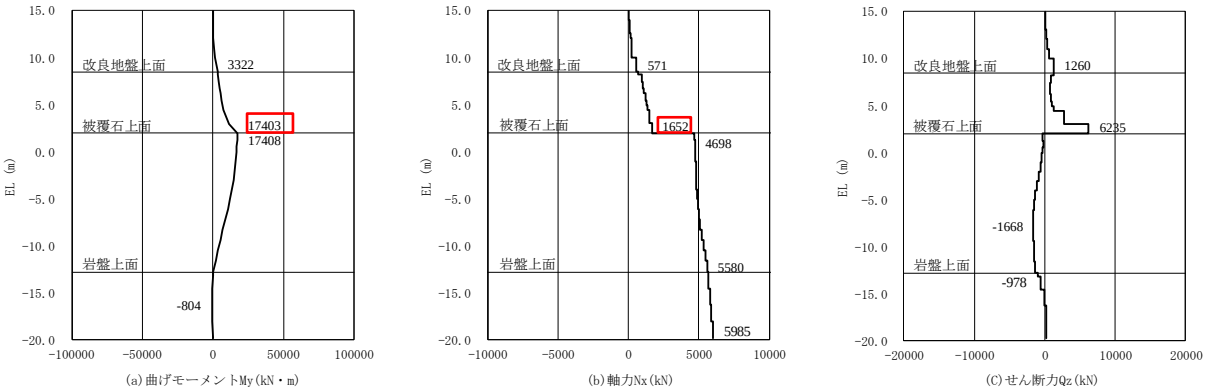
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.2－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝15.04s）



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.2－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.21s）

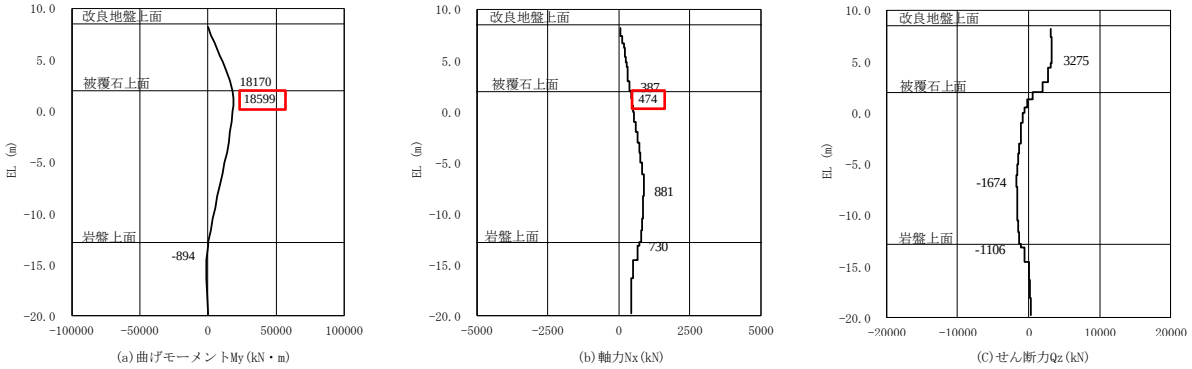


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.2－1(3)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

における最大照査値の評価時刻での断面力

（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=28.20s）



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.2－1(4)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

における最大照査値の評価時刻での断面力

（④－④断面，陸側杭，Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=28.20s）

4.2.3　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各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.3－1 に示す。また，該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.3－1 に示す。

表 4.2.3－1　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

（②－②断面）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ （－＋）	②	４重管	18756	95166	0.20

（③－③断面）

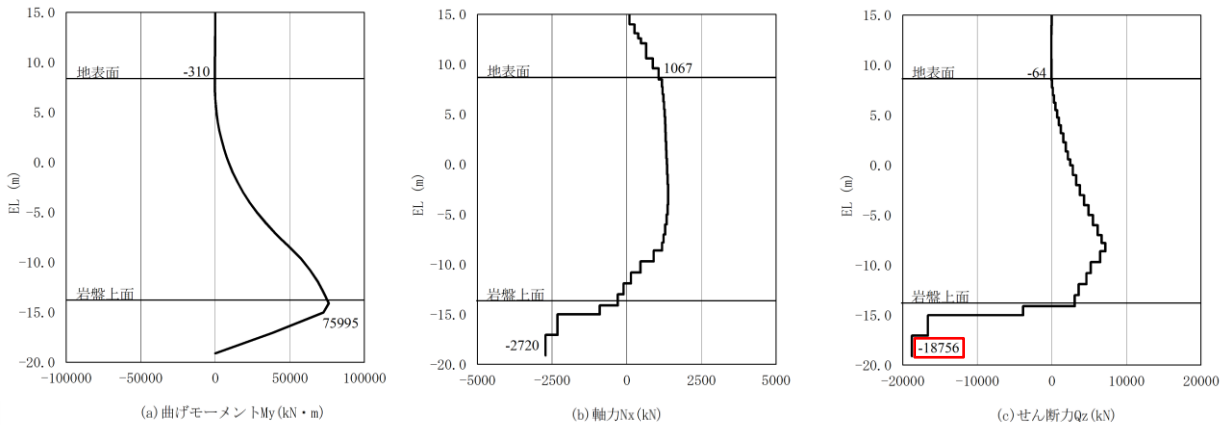
地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ （－＋）	②	４重管	18714	95166	0.20

（④－④断面，海側杭）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ （－＋）	②	３重管	6235	65661	0.10

（④－④断面，陸側杭）

地震動	解析ケース	評価位置	発生断面力 許容せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ （－＋）	①	４重管	5704	95166	0.06

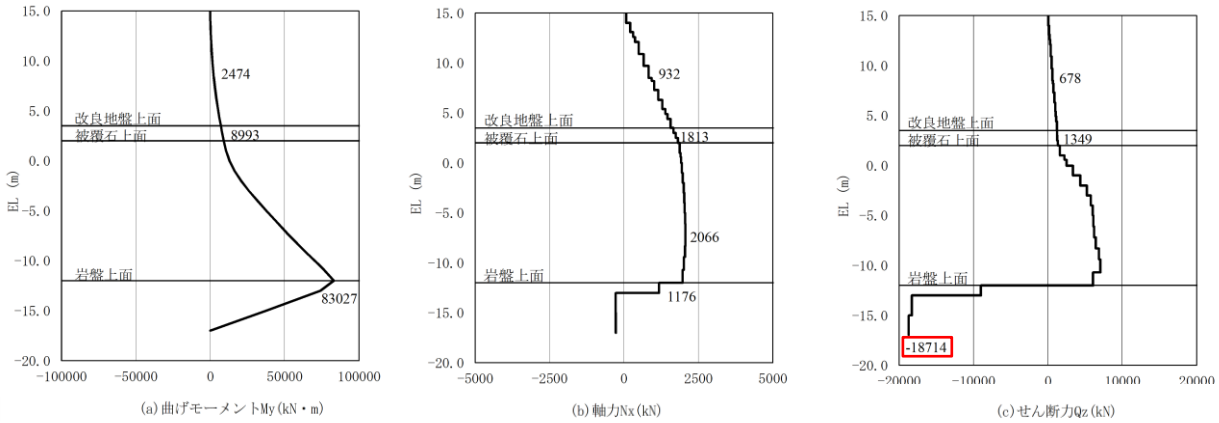


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.3－1(1)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝15.04s）

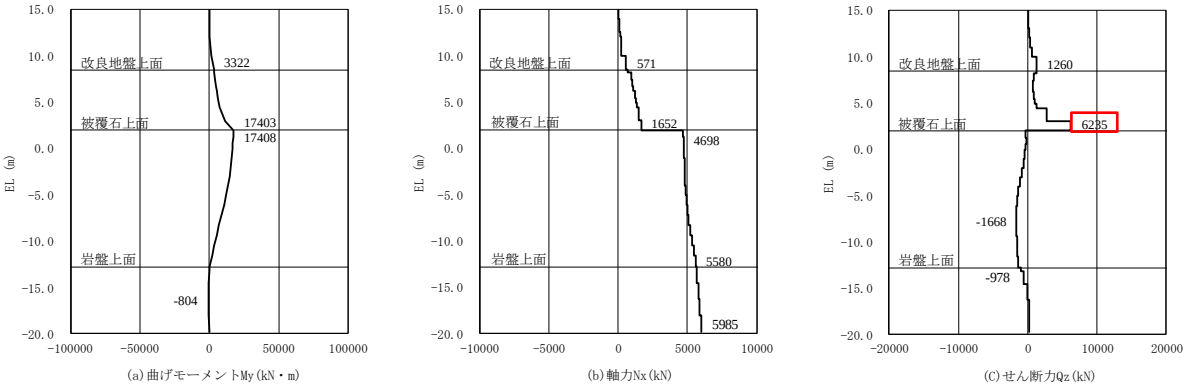


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.3－1(2)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における

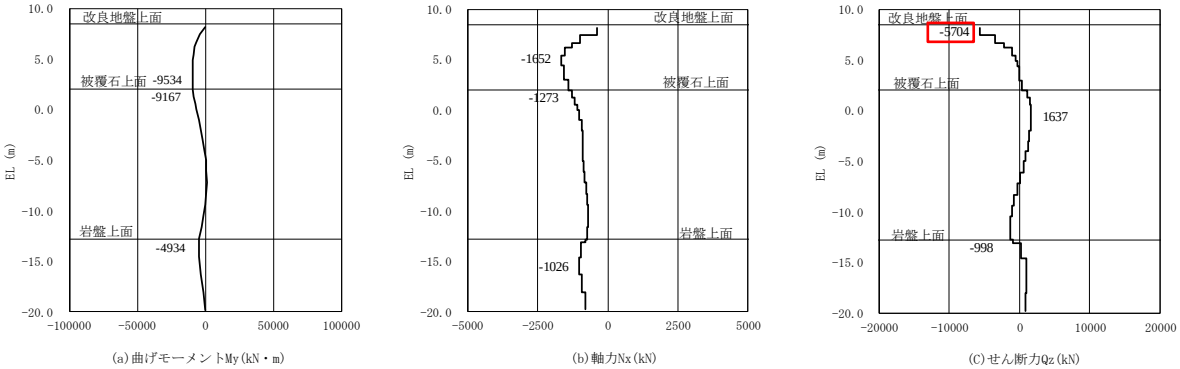
最大照査値の評価時刻での断面力

（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.21s）



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.3－1(3)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s）



解析ケース①：基本ケース

図 4.2.3－1(4)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，陸側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.05s）

4.2.4　杭頭連結材の引張破壊に対する照査

杭頭連結材の引張破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.4－1 に示す。また，図 4.2.4－1 より，最大照査値となる最大応力度発生時においても，杭頭連結材は線形範囲内であることを確認した。

表 4.2.4－1　杭頭連結材の引張破壊に対する照査における最大照査値（④－④断面）

地震動	解析ケース	引張応力度 σ_d(N/mm^2)	許容応力度 σ_c(N/mm^2)	照査値 σ_d/σ_c
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	47.4	277	0.18

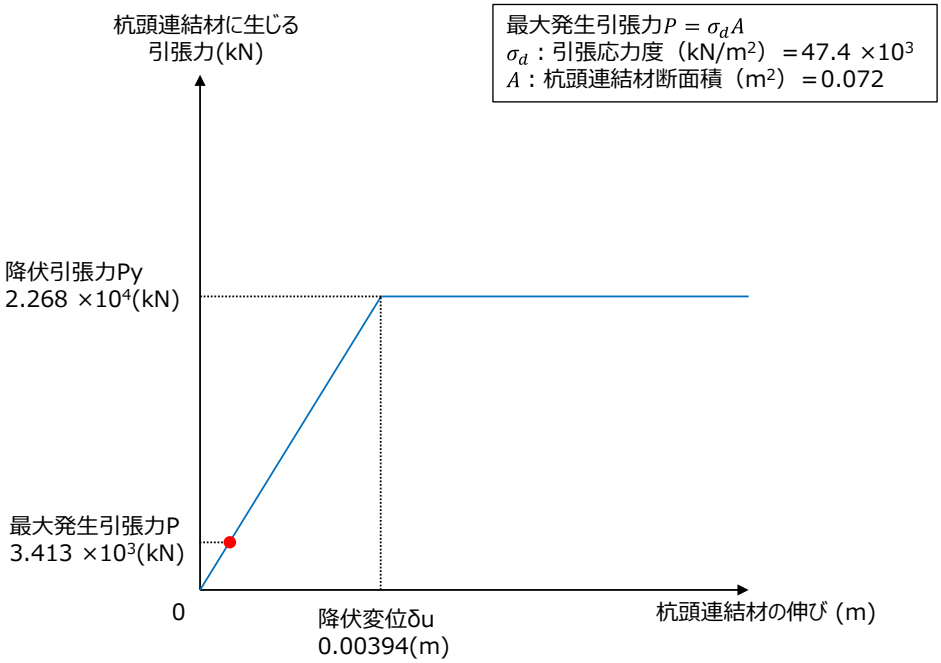


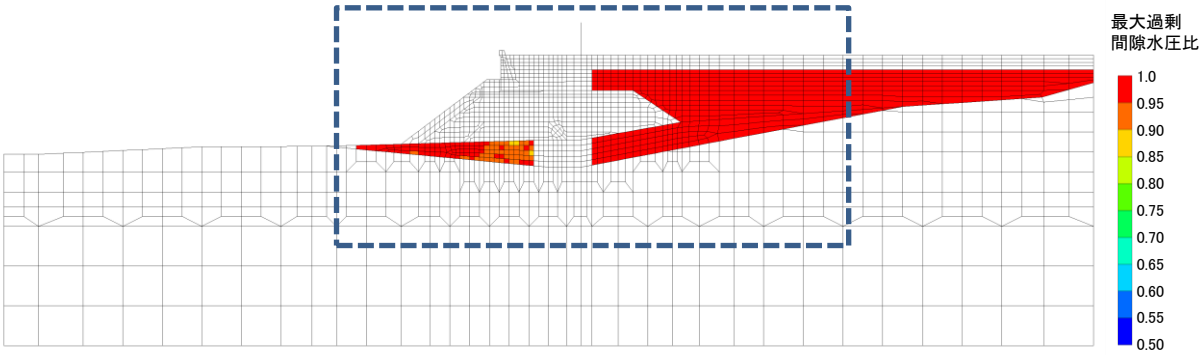
図 4.2.4－1　杭頭連結材の最大引張力発生時における引張力とひずみの関係

4.2.5　過剰間隙水圧分布

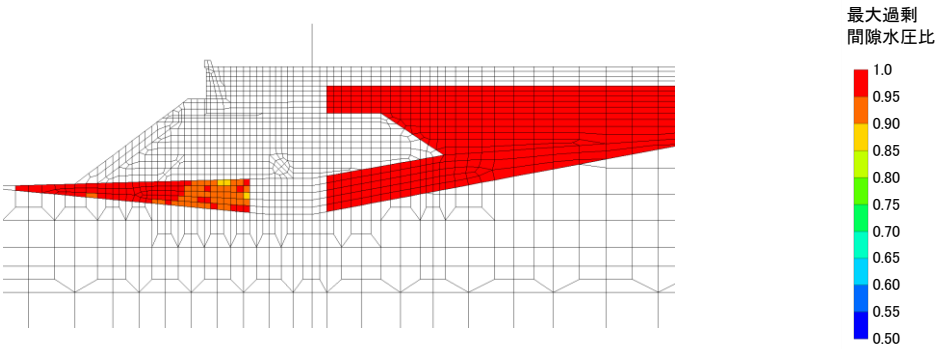
地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため，各施設の照査値のうち 0.5 を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースを表 4.2.5－1 に，地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 4.2.5－1 に示す。

表 4.2.5－1　最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目		
	鋼管杭		基礎地盤
	曲げ	せん断	
②－②断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.86（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
③－③断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.94（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
④－④断面	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下

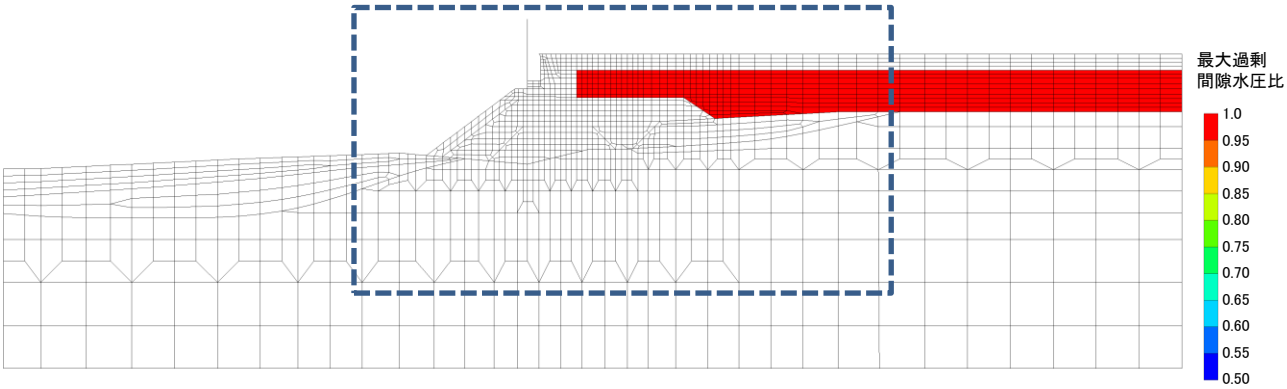


全体図

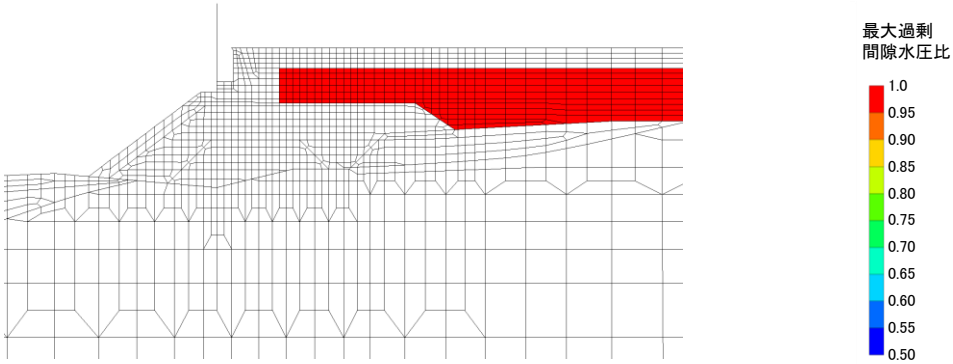


構造物周辺拡大図

図 4.2.5－1(1)　②－②断面の過剰間隙水圧比最大値分布
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋））



全体図



構造物周辺拡大図

図 4.2.5－1(2)　③－③断面の過剰間隙水圧比最大値分布
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

4.2.6　最大せん断ひずみ分布

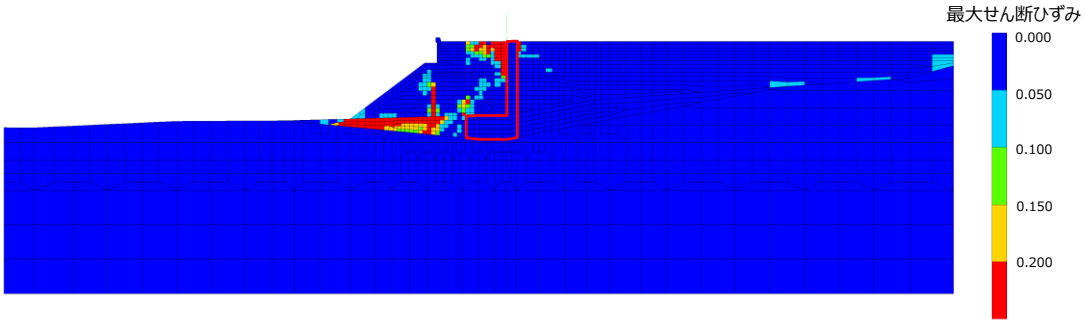
地盤の最大せん断ひずみ分布を確認するため，各施設の照査値のうち 0.5 を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースについて，地震応答解析の全時刻における最大せん断ひずみ分布図を図 4.2.6－1 に示す。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 4.2.6－1 に示す。

②－②断面における改良地盤④の最大せん断ひずみ分布（図 4.2.6－1(1)）を確認した結果，図 4.2.6－2 に示すⅥ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のＧ／Ｇ$_0$のひずみ依存特性の試験の上限であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} を超える要素が認められるが，試験結果におけるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} に対するせん断弾性係数比は 0.2 であるのに対し，解析用物性値として設定したひずみ依存特性におけるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} に対するせん断弾性係数比は 0.1 程度と保守的に設定している。また，地震応答解析における最大せん断ひずみ約 1.0×10^{-2} に対する解析用物性値におけるせん断弾性係数比は非常に小さく，改良地盤④による鋼管杭の変形抑制効果が小さくことから，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の耐震評価においては安全側の設定となっていると考えられるため，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと判断した。

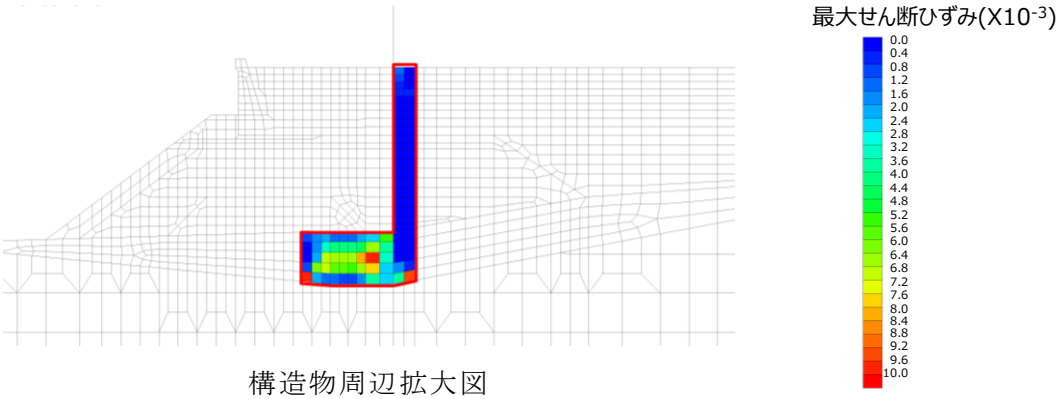
また，②－②断面及び③－③断面における改良地盤⑤の最大せん断ひずみ分布を確認した結果，図 4.2.6－3 に示すⅥ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のＧ／Ｇ$_0$のひずみ依存特性の試験の上限であるせん断ひずみ 0.5×10^{-3} を超える要素が一部認められるが，改良地盤⑤のせん断弾性係数は図 4.2.6－4 に示すとおり試験結果よりも保守的に設定していることから，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性を用いて問題ないと判断した。

表 4.2.6－1　最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目		
	鋼管杭		基礎地盤
	曲げ	せん断	
②－②断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.86（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
③－③断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 0.94（曲げ・軸力）	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下
④－④断面	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下	全地震動において 0.5 以下



全体図

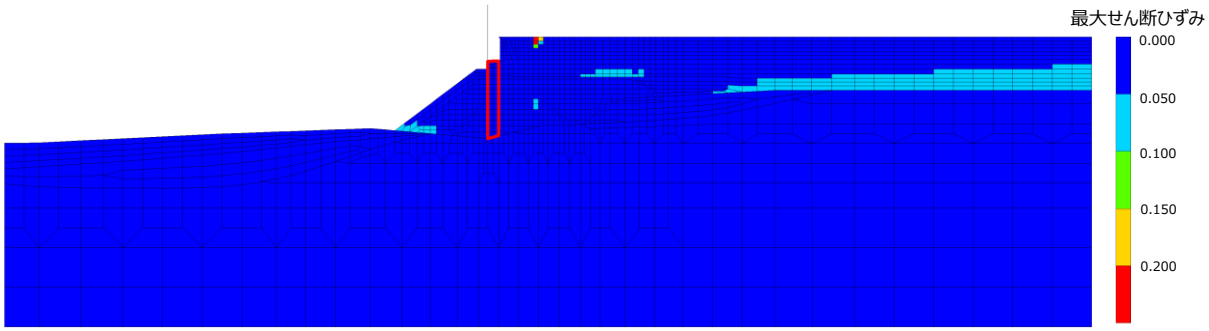


構造物周辺拡大図

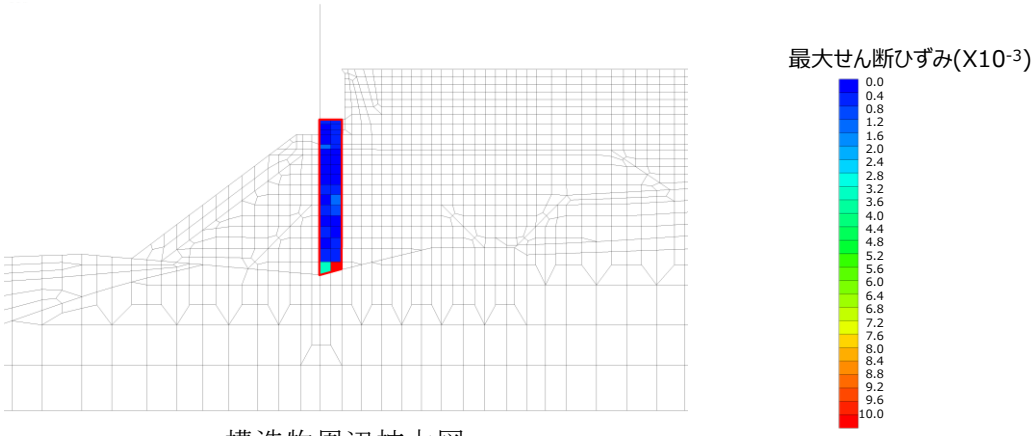
（改良地盤④及び改良地盤⑤）

図 4.2.6－1(1)　②－②断面の最大せん断ひずみ分布

（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋））



全体図



構造物周辺拡大図

（改良地盤⑤）

図 4.2.6－1(2)　③－③断面の最大せん断ひずみ分布

（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

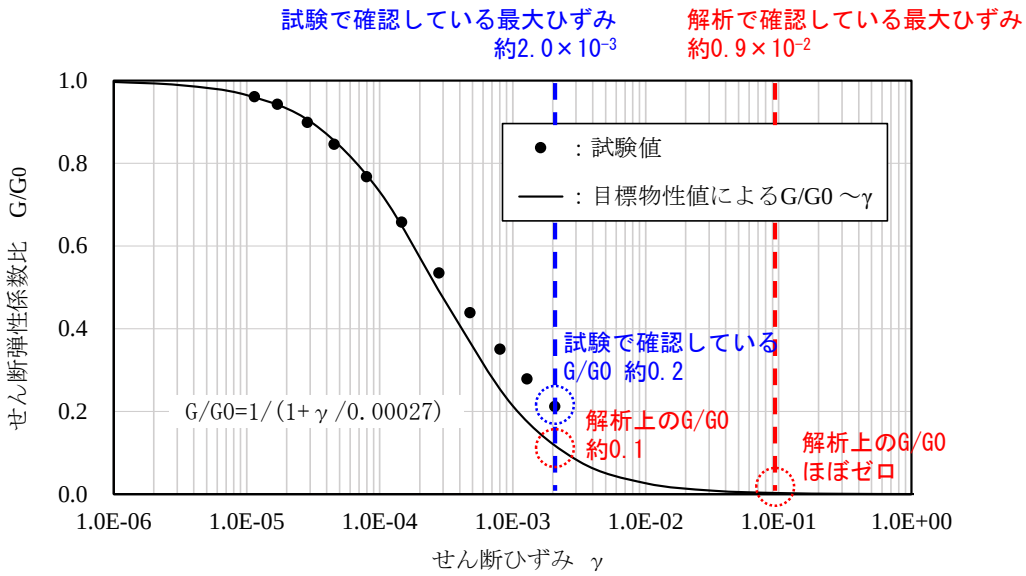


図 4.2.6－2　改良地盤④におけるＧ／Ｇ$_0$のひずみ依存特性

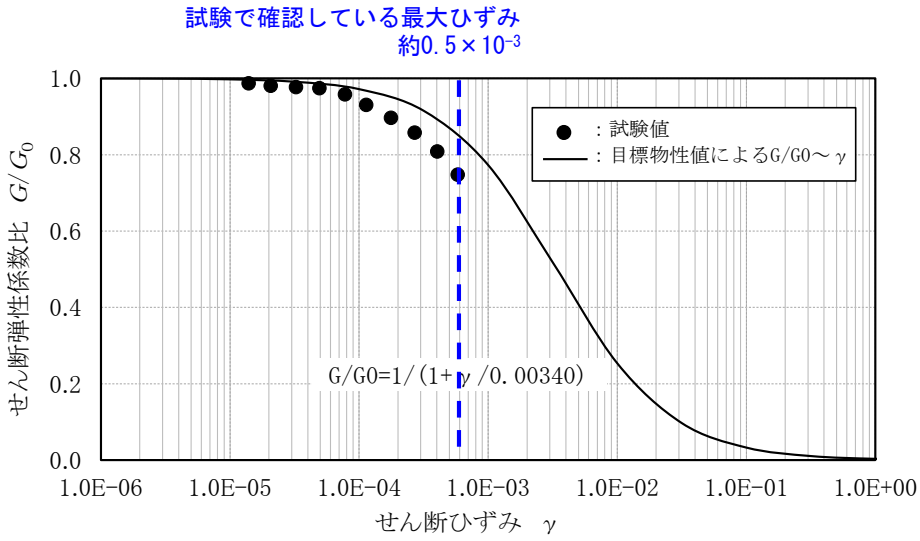


図 4.2.6－3　改良地盤⑤におけるＧ／Ｇ$_0$のひずみ依存特性

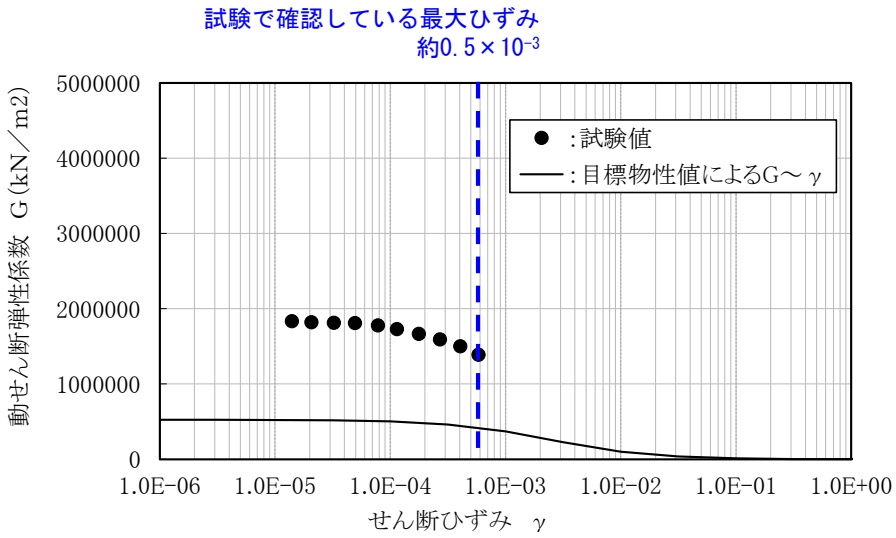


図 4.2.6－4　改良地盤⑤におけるせん断弾性係数のひずみ依存特性

4.2.7　鋼管杭

(1)　曲げ照査

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する評価結果を表 4.2.7－1 に示す。この結果から，鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.7－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系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	地震動		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)	降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	54933	636	89141	0.62
		(－＋)	75656	889	89022	0.85
		(＋－)	60692	169	89360	0.68
		(－－)	72368	156	89366	0.81
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	16174	736	89094	0.19
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	19688	160	89364	0.23
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	45025	383	89260	0.51
		(－＋)	44838	552	89180	0.51
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	27063	30	89425	0.31
		(－＋)	42465	399	89252	0.48
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	40468	574	89170	0.46
		(－＋)	30253	538	89187	0.34
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	75995	906	89015	0.86
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	75563	886	89024	0.85

表 4.2.7－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系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	地震動		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)	降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	60045	529	89191	0.68
		（－＋）	82991	1176	88888	0.94
		（＋－）	71525	1354	88805	0.81
		（－－）	67889	1740	88624	0.77
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	（＋＋）	15320	2061	88474	0.18
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	（＋＋）	18125	3271	87907	0.21
	Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	38979	2203	88407	0.45
		（－＋）	51412	1364	88800	0.58
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	（＋＋）	37004	1214	88870	0.42
		（－＋）	54211	1122	88913	0.61
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	（＋＋）	46528	1368	88798	0.53
		（－＋）	31331	2189	88413	0.36
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	83027	1176	88888	0.94
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	82948	1177	88887	0.94

表 4.2.7－1(3)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，海側杭）

解析ケース	地震動		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)	降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	12093	1770	57373	0.22
		（－＋）	16908	1637	57431	0.30
		（＋－）	12308	1556	57467	0.22
		（－－）	16109	1671	57417	0.29
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	（＋＋）	8488	1422	57527	0.15
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	（＋＋）	9561	1257	57599	0.17
	Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	6039	305	34200	0.18
		（－＋）	12091	2390	57099	0.22
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	（＋＋）	11132	1441	57518	0.20
		（－＋）	11654	1235	57609	0.21
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	（＋＋）	10517	1564	57464	0.19
		（－＋）	12326	1602	57447	0.22
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	17403	1652	57425	0.31
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	17195	1650	57426	0.30

表 4.2.7－1(4)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，陸側杭）

解析ケース	地震動		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)	降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	13399	392	89256	0.16
		（－＋）	18079	362	89269	0.21
		（＋－）	14134	685	89118	0.16
		（－－）	17337	307	89295	0.20
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	（＋＋）	8970	414	89245	0.11
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	（＋＋）	10196	347	89276	0.12
	Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	9780	517	89197	0.11
		（－＋）	13369	746	89089	0.16
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	（＋＋）	11784	571	89172	0.14
		（－＋）	12344	345	89277	0.14
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	（＋＋）	10910	453	89227	0.13
		（－＋）	13117	485	89212	0.15
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	18599	474	89217	0.21
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	18315	436	89235	0.21

(2)　せん断力照査

鋼管杭のせん断力に対する評価結果を表 4.2.7－2 に示す。この結果から，鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.7－2(1)　鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（②－②断面）

解析ケース	地震動		せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	13861	95166	0.15
		(－＋)	18677	95166	0.20
		(＋－)	15220	95166	0.16
		(－－)	18161	95166	0.20
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	3203	95166	0.04
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	5156	95166	0.06
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	10509	95166	0.12
		(－＋)	9010	95166	0.10
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	5635	95166	0.06
		(－＋)	10158	95166	0.11
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	8738	95166	0.10
		(－＋)	6716	95166	0.08
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	18756	95166	0.20
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	18661	95166	0.20

表 4.2.7－2(2)　鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（③－③断面）

解析ケース	地震動		せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	13505	95166	0.15
		(－＋)	18704	95166	0.20
		(＋－)	16128	95166	0.17
		(－－)	15342	95166	0.17
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	3379	95166	0.04
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	4343	95166	0.05
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	8634	95166	0.10
		(－＋)	11370	95166	0.12
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	8139	95166	0.09
		(－＋)	12314	95166	0.13
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	10262	95166	0.11
		(－＋)	7206	95166	0.08
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	18714	95166	0.20
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	18692	95166	0.20

表 4.2.7－2(3)　鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（④－④断面，海側杭）

解析ケース	地震動		せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	4447	65661	0.07
		（－＋）	6065	65661	0.10
		（＋－）	4416	65661	0.07
		（－－）	5757	65661	0.09
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	（＋＋）	3017	65661	0.05
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	（＋＋）	3436	65661	0.06
	Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	2095	41308	0.06
		（－＋）	4418	65661	0.07
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	（＋＋）	3968	65661	0.07
		（－＋）	4138	65661	0.07
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	（＋＋）	3656	65661	0.06
		（－＋）	4391	65661	0.07
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	6235	65661	0.10
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	6154	65661	0.10

表 4.2.7－2(4)　鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（④－④断面，陸側杭）

解析ケース	地震動		せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	5582	95166	0.06
		(－＋)	5704	95166	0.06
		(＋－)	5088	95166	0.06
		(－－)	5101	95166	0.06
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	2840	95166	0.03
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	3647	95166	0.04
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	5644	95166	0.06
		(－＋)	4187	95166	0.05
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	4330	95166	0.05
		(－＋)	3440	95166	0.04
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	4755	95166	0.05
		(－＋)	4837	95166	0.06
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	5506	95166	0.06
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	5680	95166	0.06

(3)　杭頭連結材の引張照査

④－④断面における杭頭連結材の引張破壊に対する評価結果を表 4.2.7－3 に示す。この結果から，杭頭連結材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.7－3　杭頭連結材の引張破壊に対する照査における最大照査値（④－④断面）

解析ケース	地震動		引張応力度 σ_d(N/mm^2)	許容応力度 σ_c(N/mm^2)	照査値 σ_d/σ_c
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	32.43	277	0.12
		(－＋)	47.40	277	0.18
		(＋－)	33.66	277	0.13
		(－－)	35.14	277	0.13
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	20.93	277	0.08
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	24.19	277	0.09
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	22.26	277	0.09
		(－＋)	26.57	277	0.10
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	24.41	277	0.09
		(－＋)	33.07	277	0.12
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	26.35	277	0.10
		(－＋)	26.22	277	0.10
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	40.21	277	0.15
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	39.11	277	0.15

4.2.8　改良地盤

(1)　評価結果

改良地盤のうち，改良地盤④は地震時に役割を期待するため，すべり安全率による評価結果を表 4.2.8－1 に示す。これらの

結果から，改良地盤④のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.2.8－1　改良地盤④のすべり安全率評価結果（②－②断面）

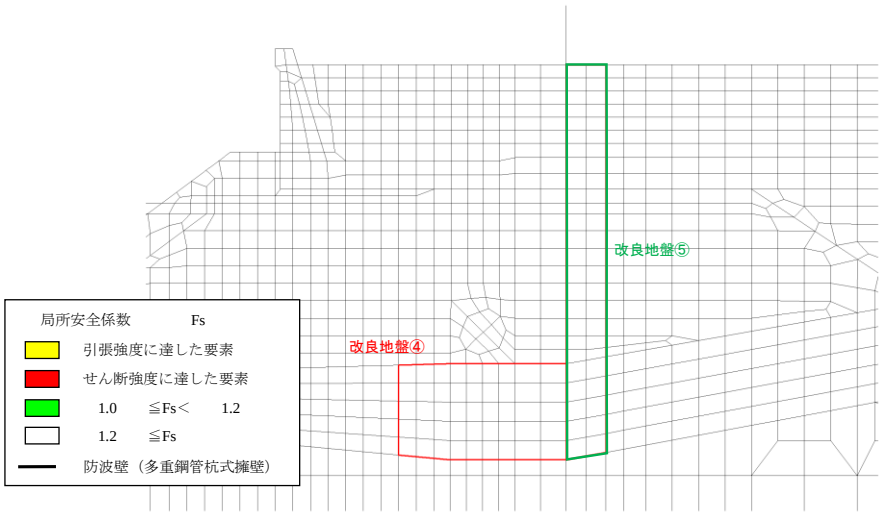
解析ケース	地震動		発生時刻(s)	最小すべり安全率
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	14.06	1.74
		(－＋)	10.61	1.76
		(＋－)	14.07	1.74
		(－－)	14.97	1.73
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	10.09	2.14
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	16.73	1.95
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	8.66	1.89
		(－＋)	9.27	1.78
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	25.09	1.94
		(－＋)	25.01	1.88
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	26.60	1.79
		(－＋)	26.06	1.81
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	15.03	1.76
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	10.61	1.76

(2)　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④及び改良地盤⑤の健全性評価を実施する。なお，改良地盤⑤は，地震時に役割を期待しない方針としているが，津波時に期待する役割として，難透水性を保持する必要があることから，健全性評価を実施する。

全時刻における破壊履歴図を図 4.2.8－1 に示す。改良地盤④においてはせん断破壊及び引張強度に達する要素は局所的であること，改良地盤⑤においては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④及び改良地盤⑤は健全性を確保していることを確認した。

②－②断面（Ｓｓ－Ｄ(－－)，改良地盤④最小すべり安全率）
解析ケース①



②－②断面（Ｓｓ－Ｄ(－＋)，改良地盤⑤最小すべり安全率）
解析ケース②

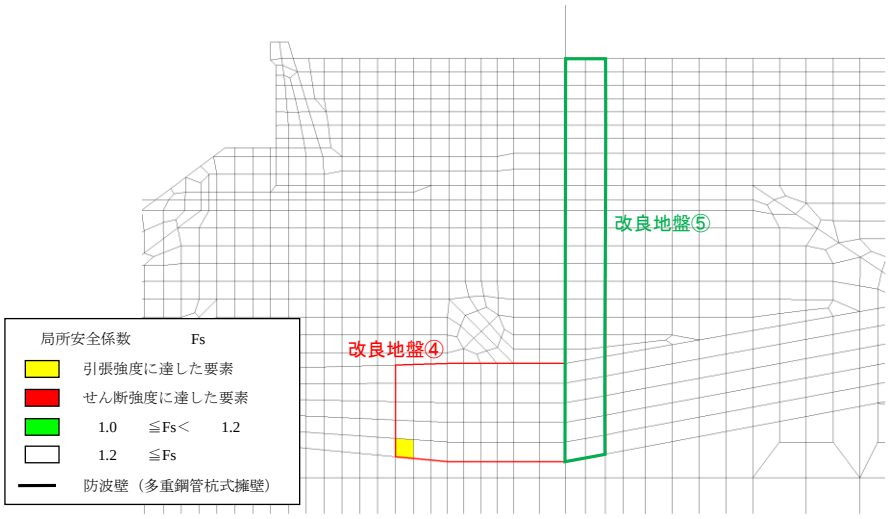
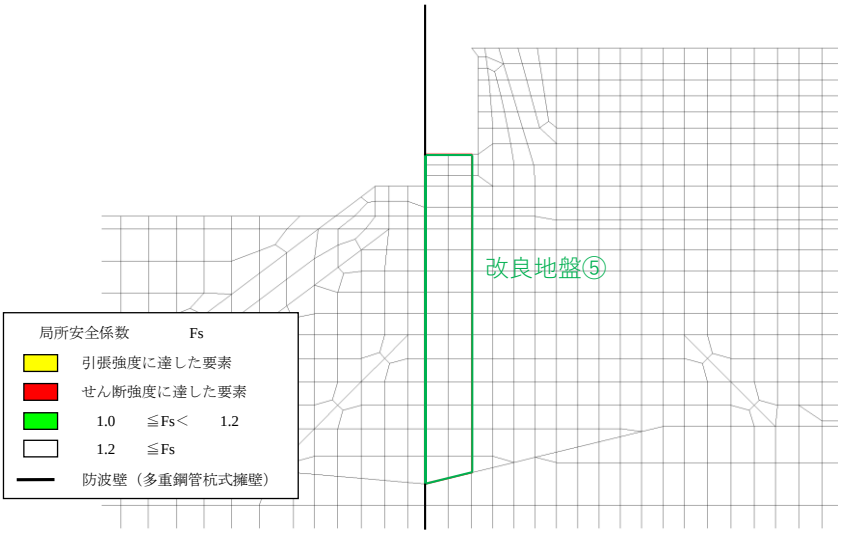


図 4.2.8－1(1)　全時刻における破壊履歴図（②－②断面）

③－③断面（Ｓｓ－Ｄ(＋－)）
解析ケース①



④－④断面（Ｓｓ－Ｎ１(＋＋)）
解析ケース①

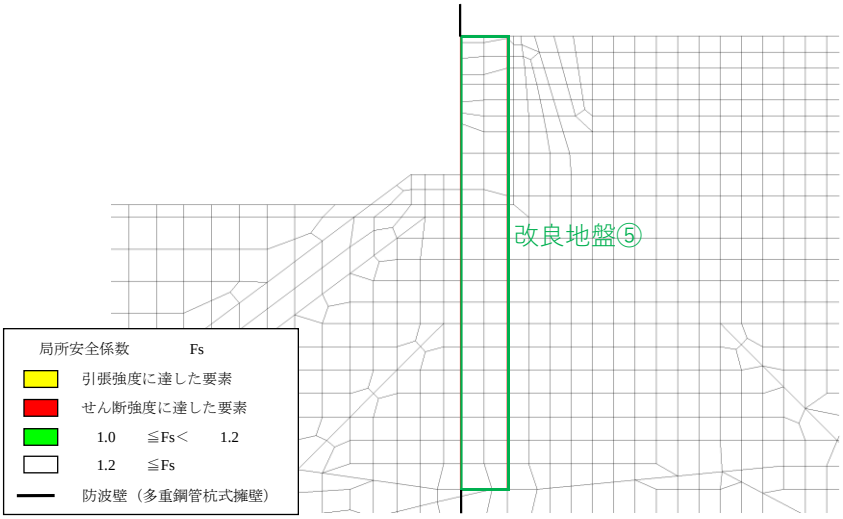


図 4.2.8－1(2)　全時刻における破壊履歴図（③－③断面，④－④断面）

4.2.9　鋼管杭の水平支持力

(1)　鋼管杭の水平支持力を確認する地震動・時刻

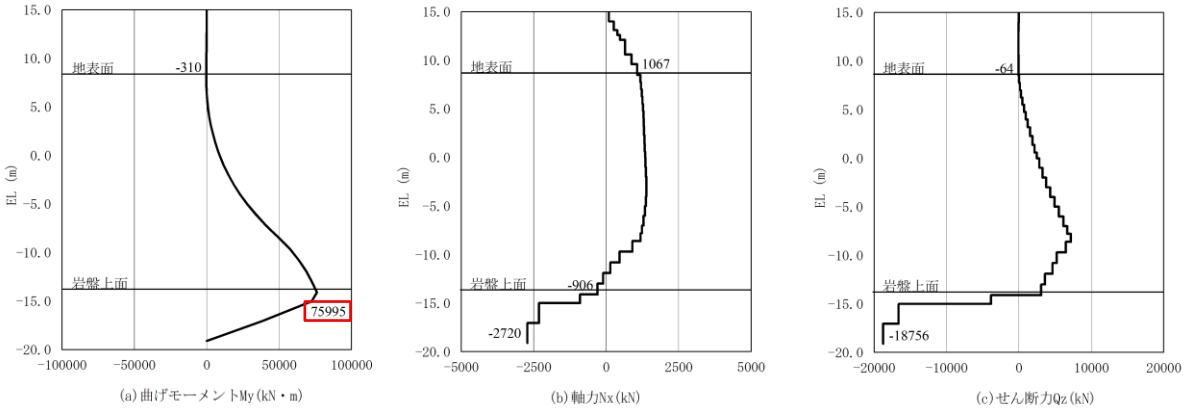
鋼管杭の水平支持力を確認する「鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の地震動及び評価時刻」の一覧を表 4.2.9－1 に示す。

④－④断面においては，図 4.2.9－1 の曲げ・軸力系破壊が最も厳しくなる「Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②」の断面力図に示すとおり，海側及び陸側に多重鋼管杭を２列配置しており，地表面付近において杭頭連結材で連結していることから，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 4.2.9－2 に示す。

表 4.2.9－1　鋼管杭の水平支持力を確認する地震動及び評価時刻の一覧
（②－②断面，③－③断面，④－④断面）

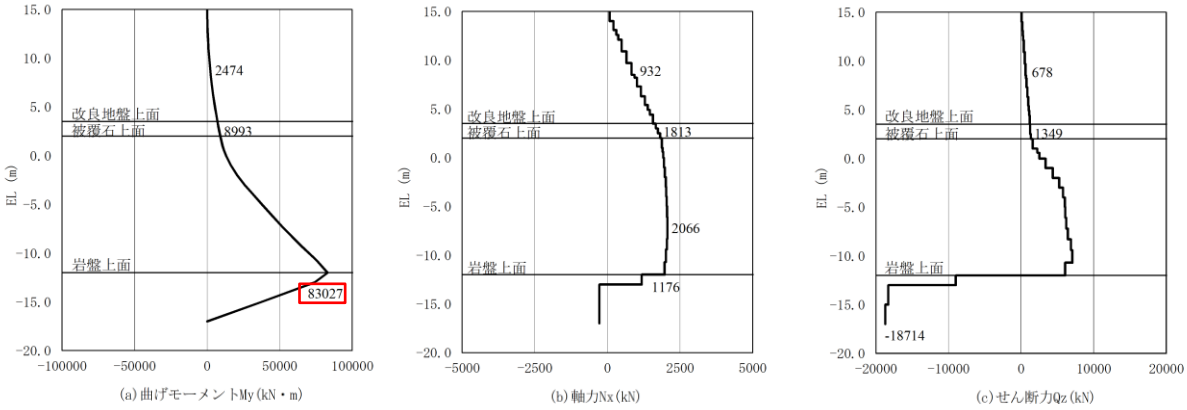
断面	評価項目
	鋼管杭
	曲げ
②－②断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 解析ケース② 0.86〔15.04s〕
③－③断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 解析ケース② 0.94〔13.21s〕
④－④断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋） 解析ケース② 〔14.72s〕＊

注記＊：④－④断面において曲げ・軸力系破壊に対する照査が最も厳しくなる「Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②」のうち，「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」



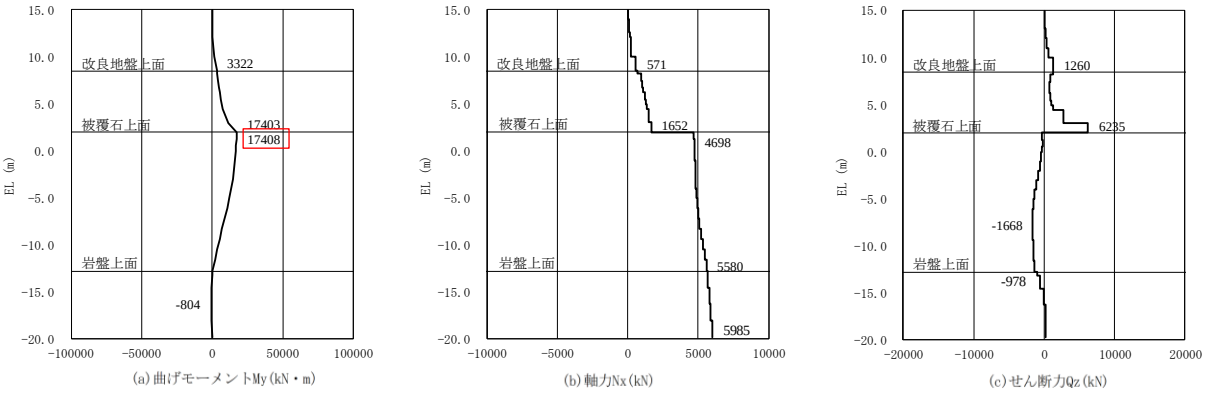
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.9－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における
最大照査値の地震動及び評価時刻における断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝15.04s）



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.9－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における
最大照査値の地震動及び評価時刻における断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝13.21s）

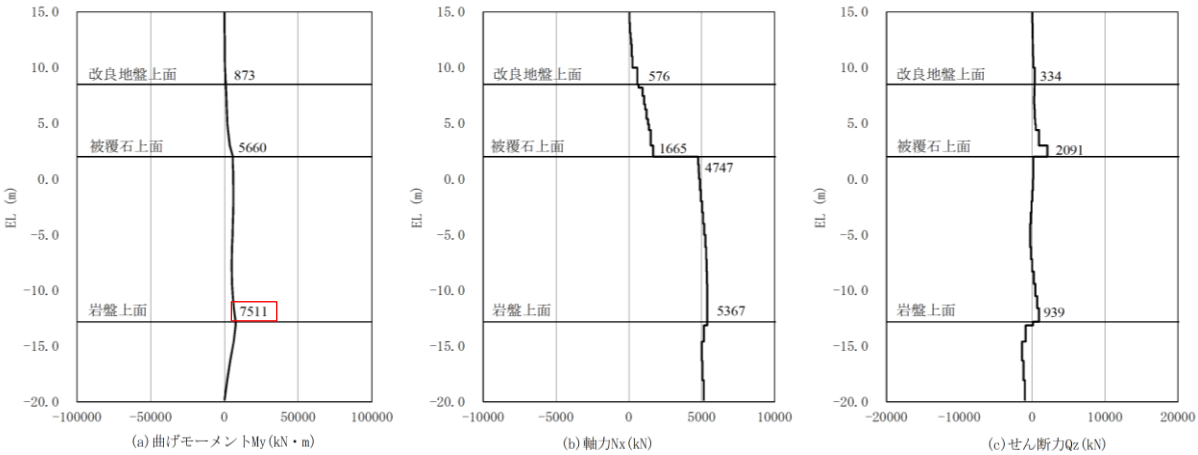


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.9－1(3)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における

最大照査値の地震動及び評価時刻における断面力

（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s）



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 4.2.9－2　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

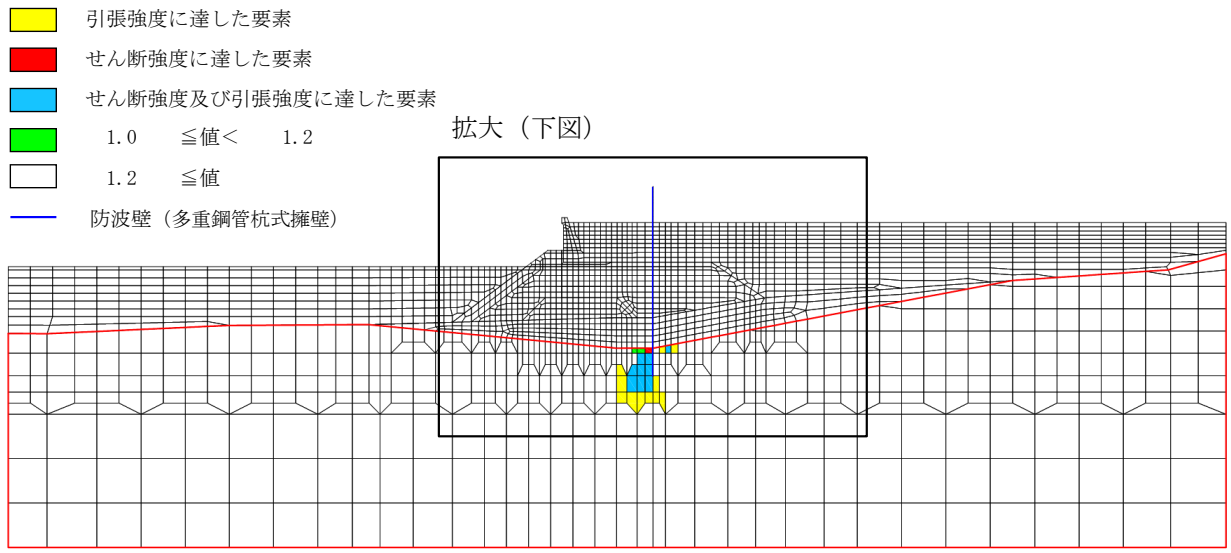
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=14.72s）

(2)　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 4.2.9－3～図 4.2.9－5 に示す。

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り，水平支持力が確保されると考えられる。

②－②断面及び③－③断面においては，鋼管杭の前面において，せん断強度又は引張強度に達した要素が連続して分布し，周辺への進行性破壊が懸念されることから，②－②断面及び③－③断面の中から評価対象断面を選定する。



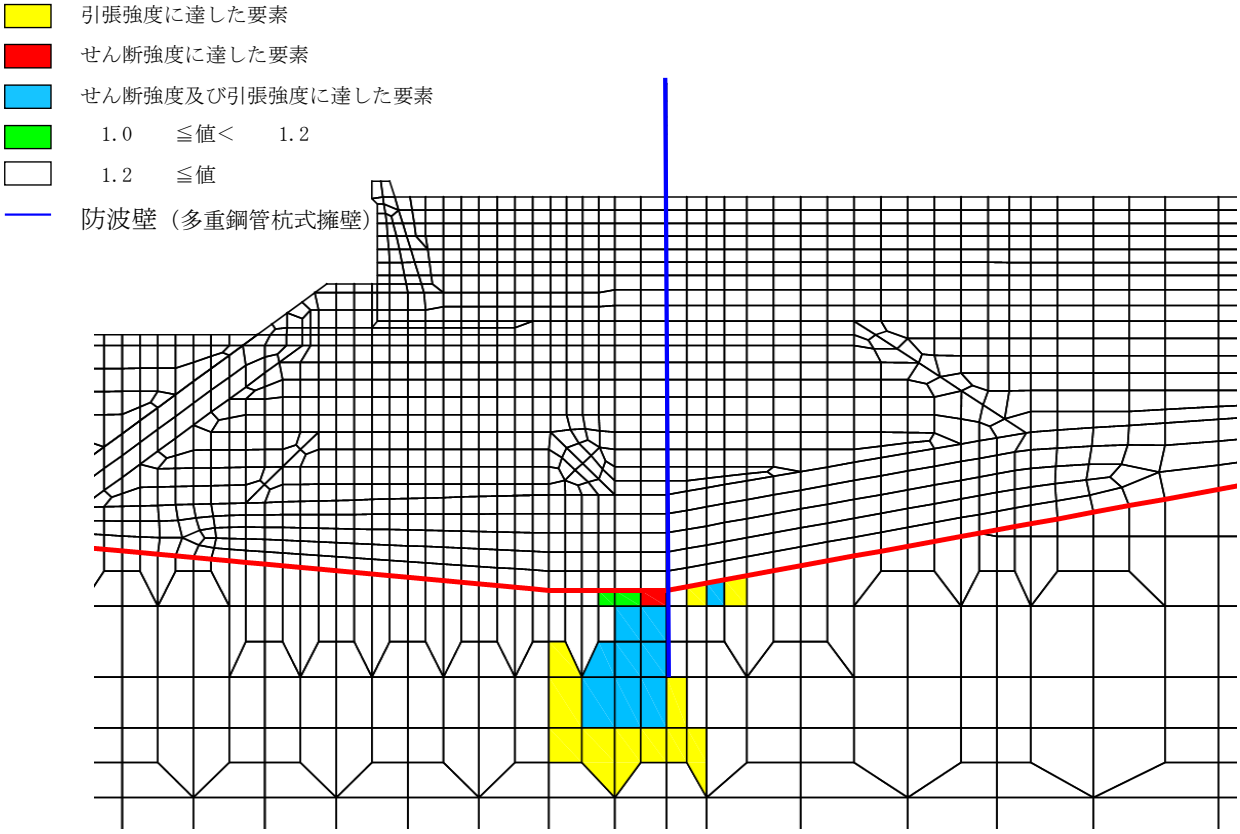
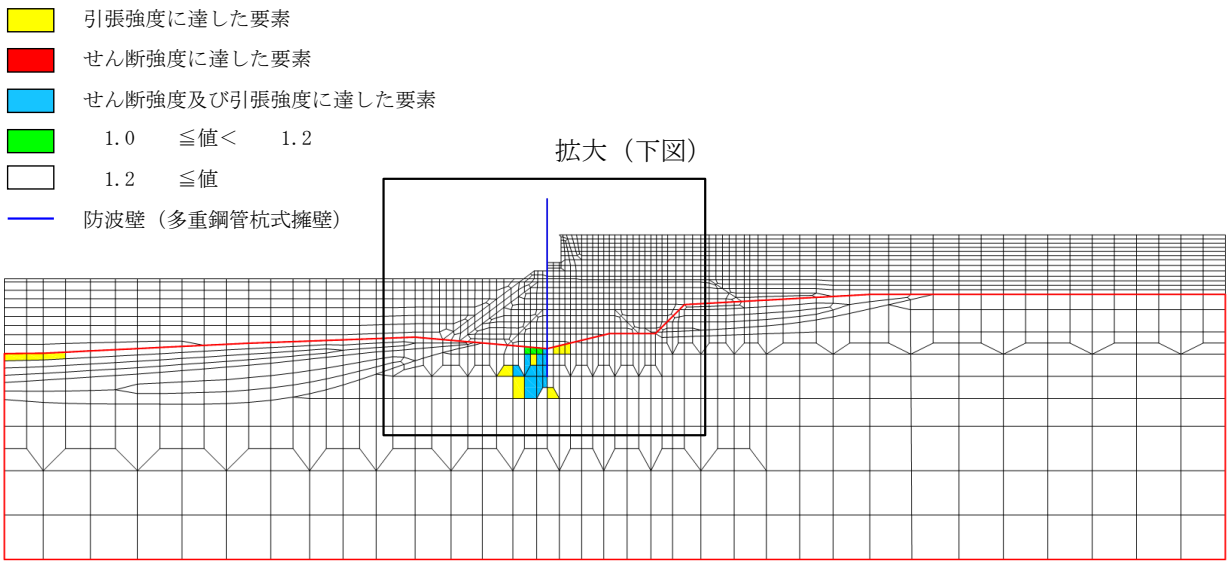


図 4.2.9－3　鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図（②－②断面）
（Ｓｓ－Ｄ（－＋），解析ケース②，t=15.04s，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値発生時刻）



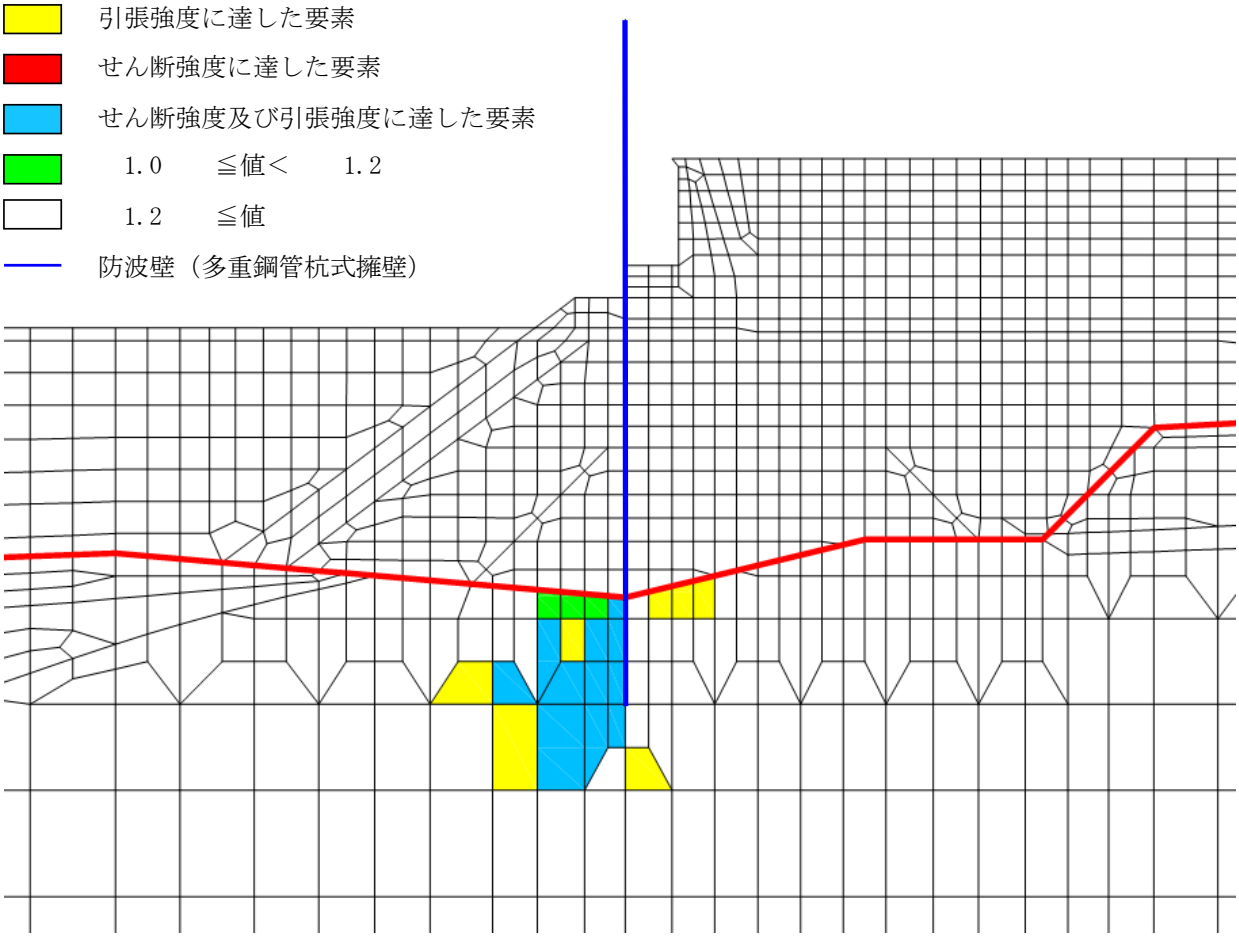
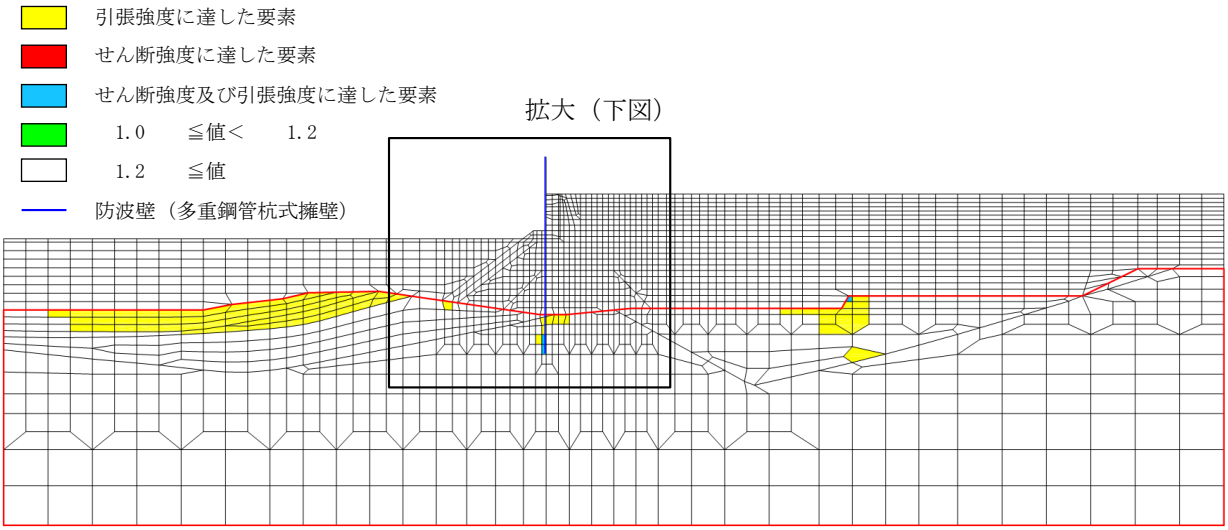


図 4.2.9－4　鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図（③－③断面）
（Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②，t=13.21s，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値発生時刻）



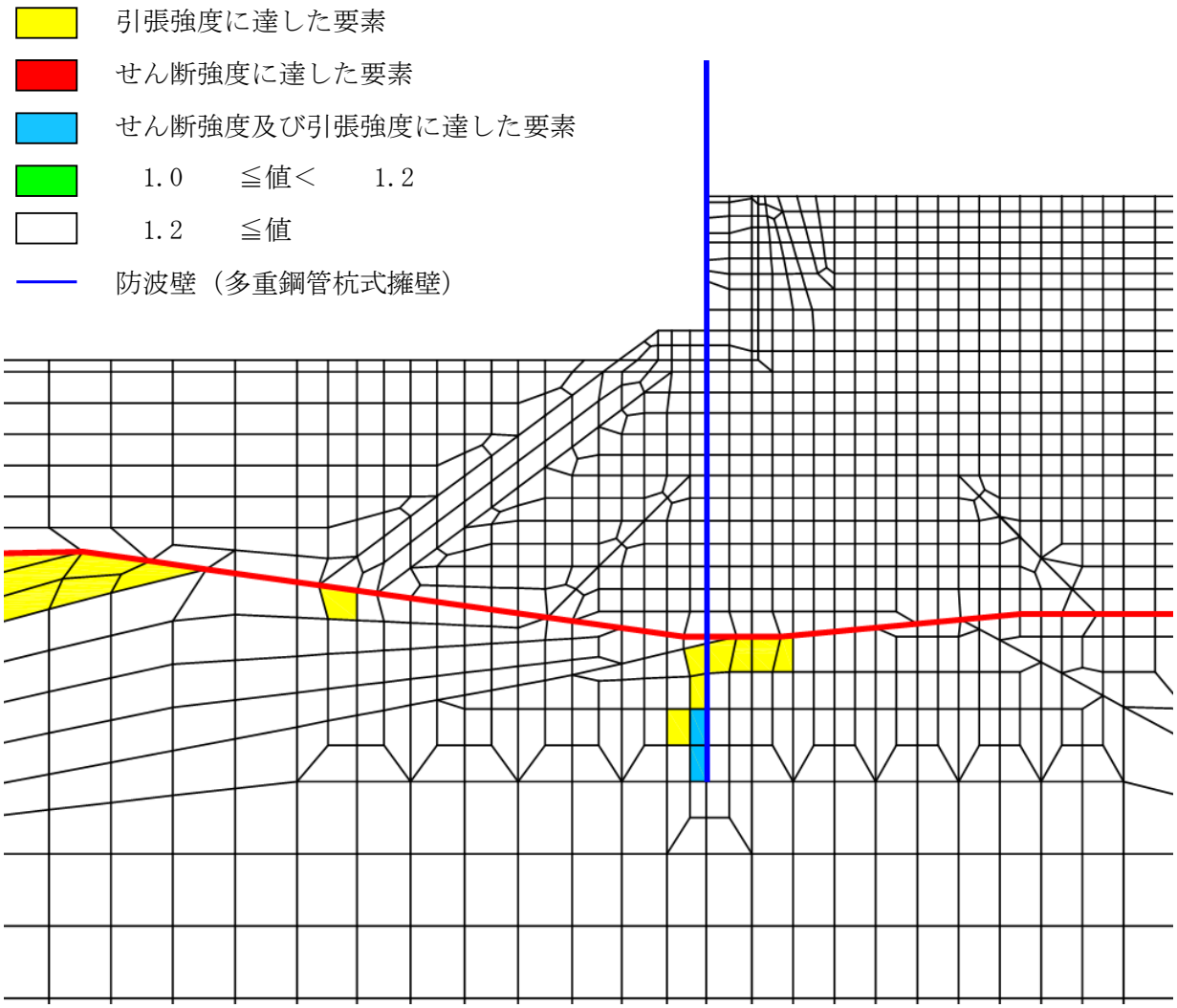


図 4.2.9－5　鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図（④－④断面）
（Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②，t=14.72s，岩盤上面において鋼管杭に作用する曲げモーメントが最大となる時刻）

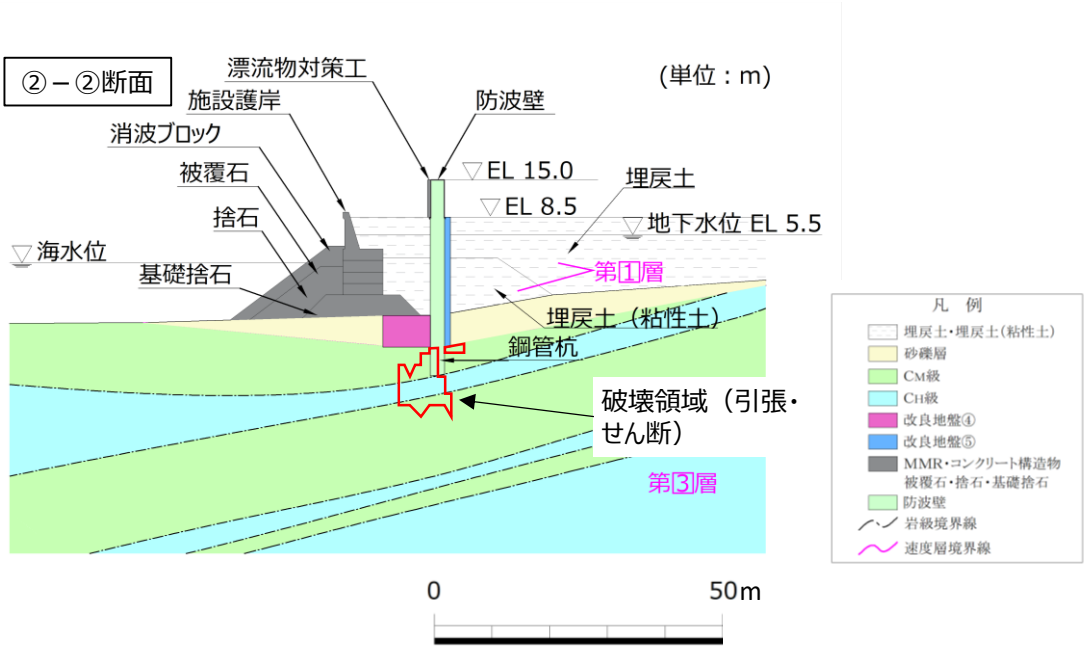
(3)　静的非線形解析を実施する評価対象断面の選定

②－②断面及び③－③断面の岩盤の局所安全係数分布，応力状態及び地質断面図に基づく岩盤のせん断強度等を比較し，評価対象断面を選定した結果，以下のとおり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③－③断面を，静的非線形解析を行う評価対象断面に選定する。

・破壊領域（せん断強度又は引張強度に達した要素）の範囲は同程度であるものの，杭前面の岩盤では，③－③断面の方が破壊領域がやや広範囲である。（図4.2.9－6及び図4.2.9－7参照）

・杭周辺の岩盤の応力状態は同程度であるものの，③－③断面の方が杭前面の応力がやや大きく，杭前面に作用するせん断力が大きいと考えられる。（図4.2.9－8参照）

・②－②断面の岩盤上面付近における発生曲げモーメントは，75995kN・m(照査値0.86)，③－③断面の発生曲げモーメントは，83027kN・m(照査値0.94)であり，③－③断面の発生曲げモーメントの方が大きいことから，鋼管杭前面の岩盤内の応力が大きいと考えられる。（表4.2.2－1参照）



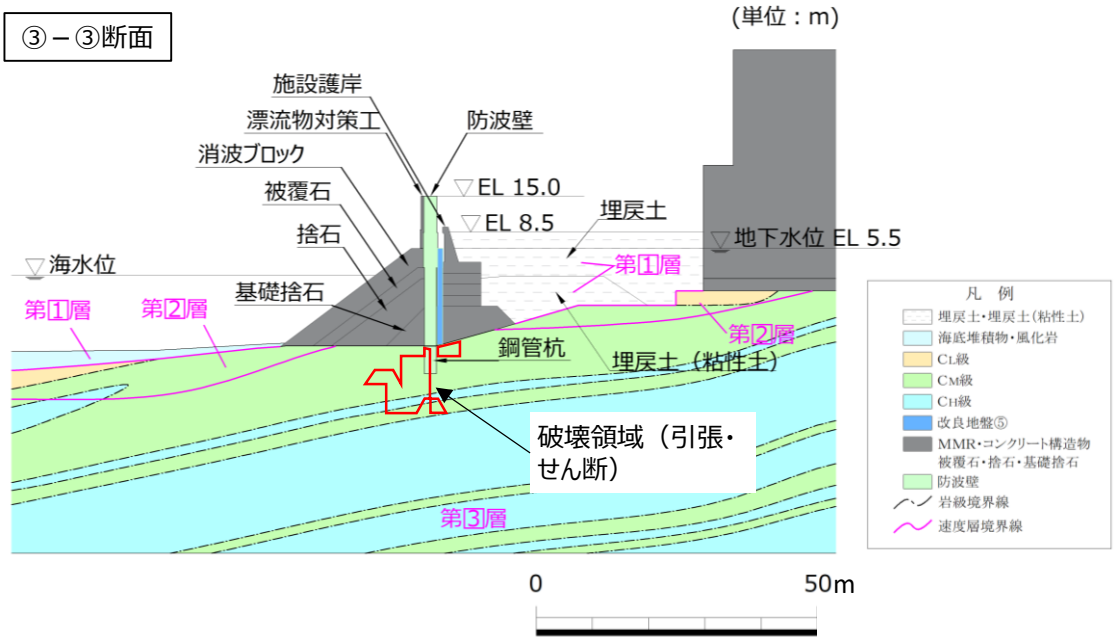
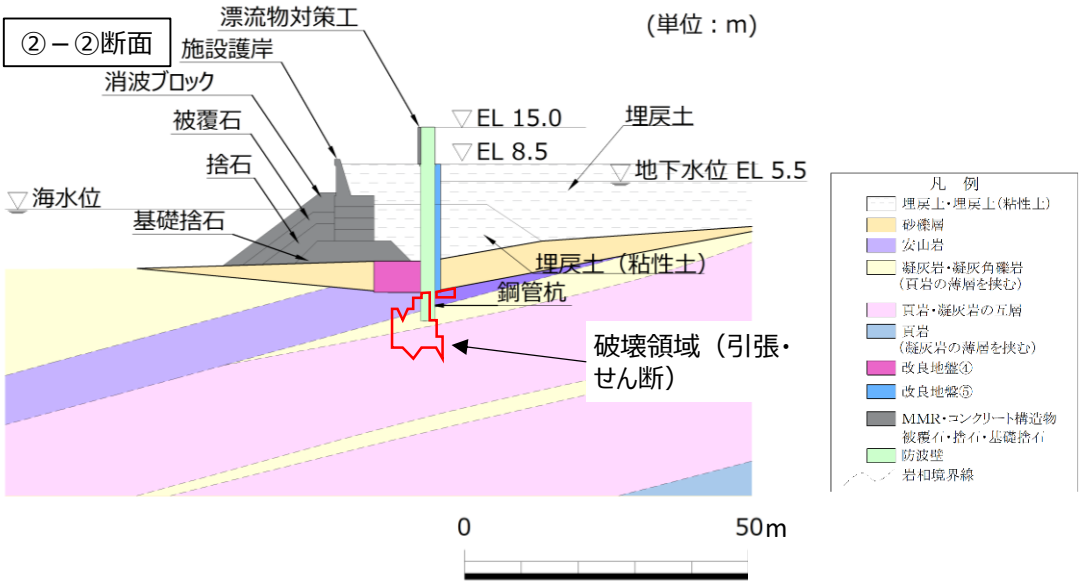


図 4.2.9－6　岩級区分図の比較（②－②断面及び③－③断面）



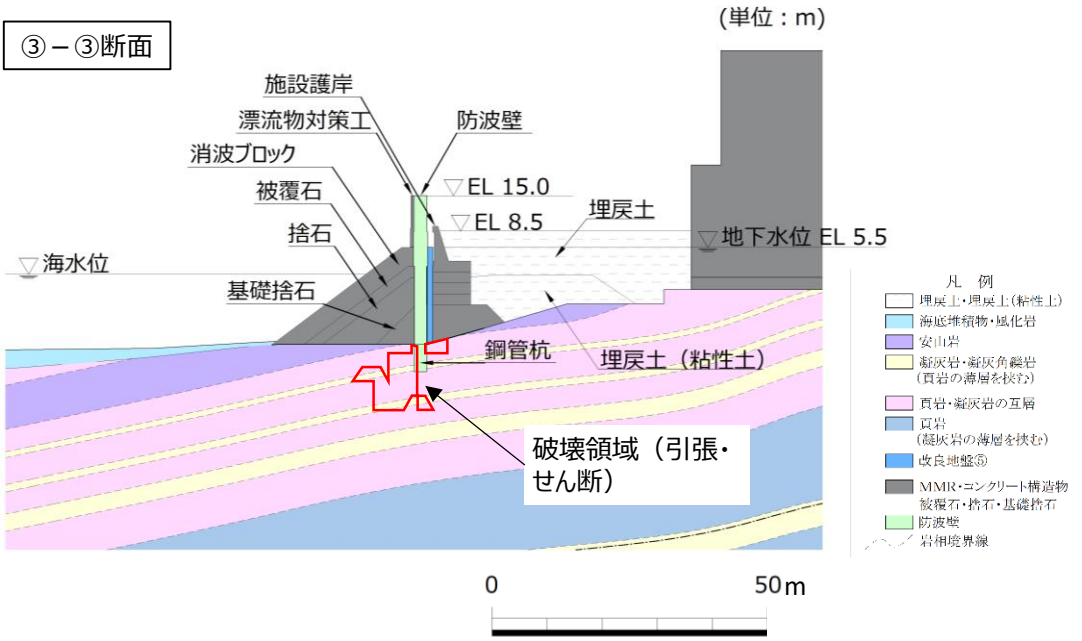
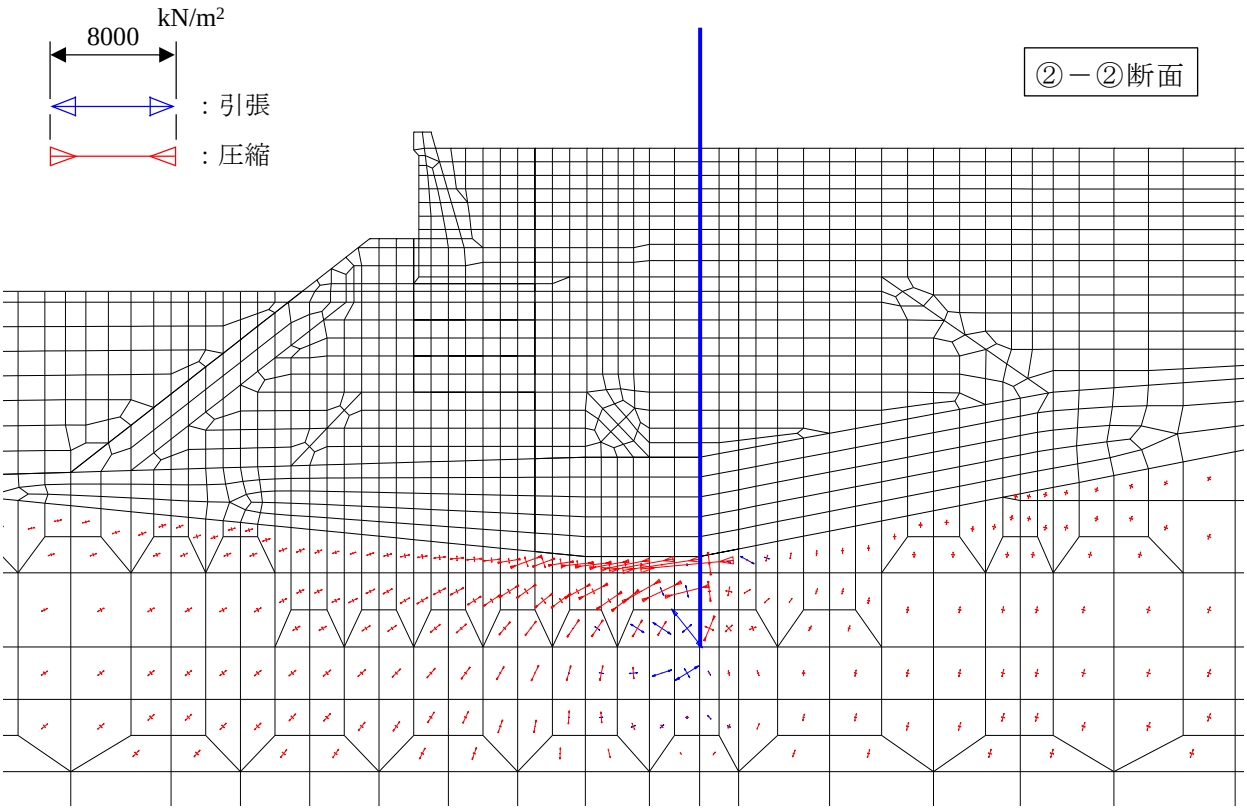


図 4.2.9－7　岩相区分図の比較（②－②断面及び③－③断面）



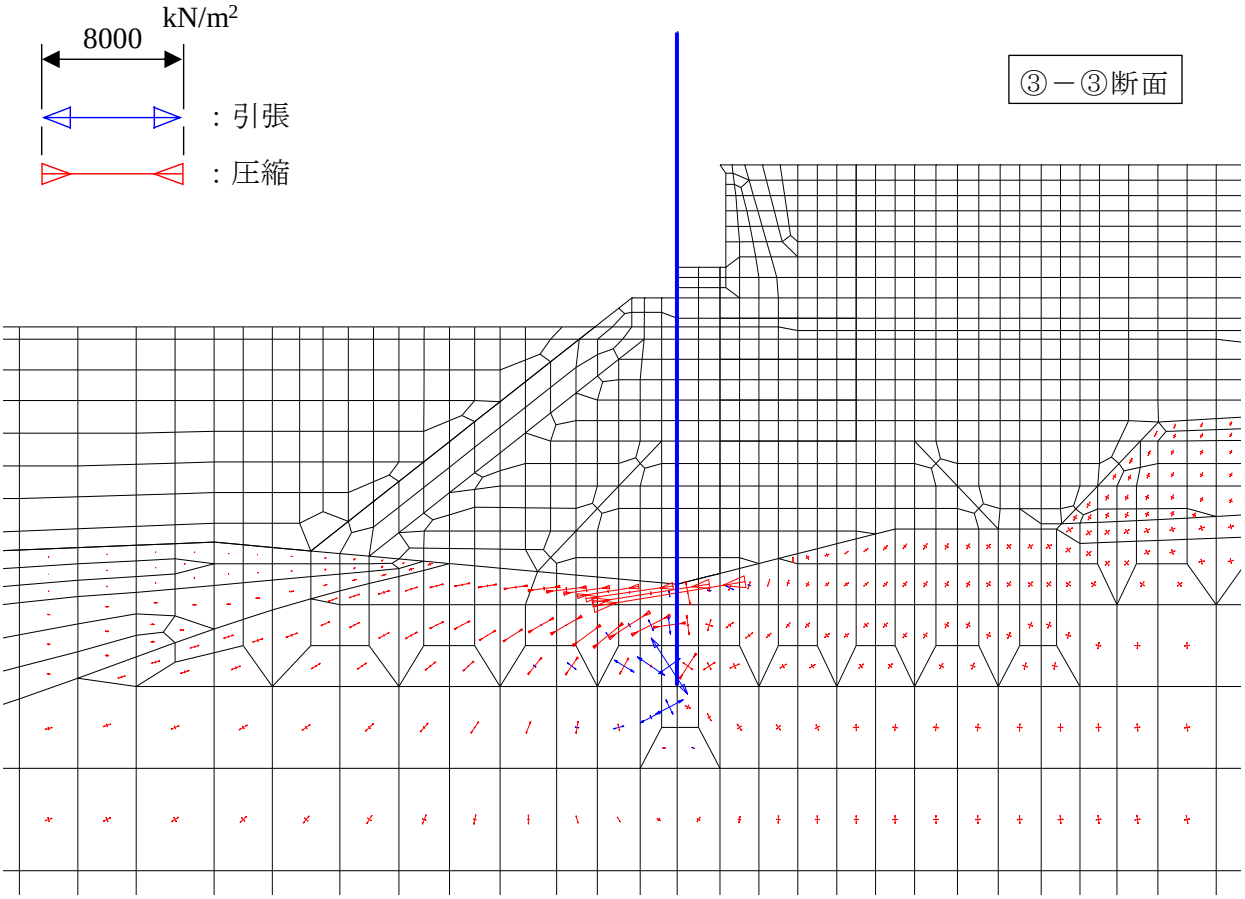


図 4.2.9－8　主応力図の比較（②－②断面及び③－③断面）

(4)　静的非線形解析による局所安全係数分布及びすべり安全率の確認

a.　局所安全係数分布及びすべり安全率

③-③断面における静的非線形解析による鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図を図 4.2.9－9 に，主応力図を図 4.2.9－10 に示す。

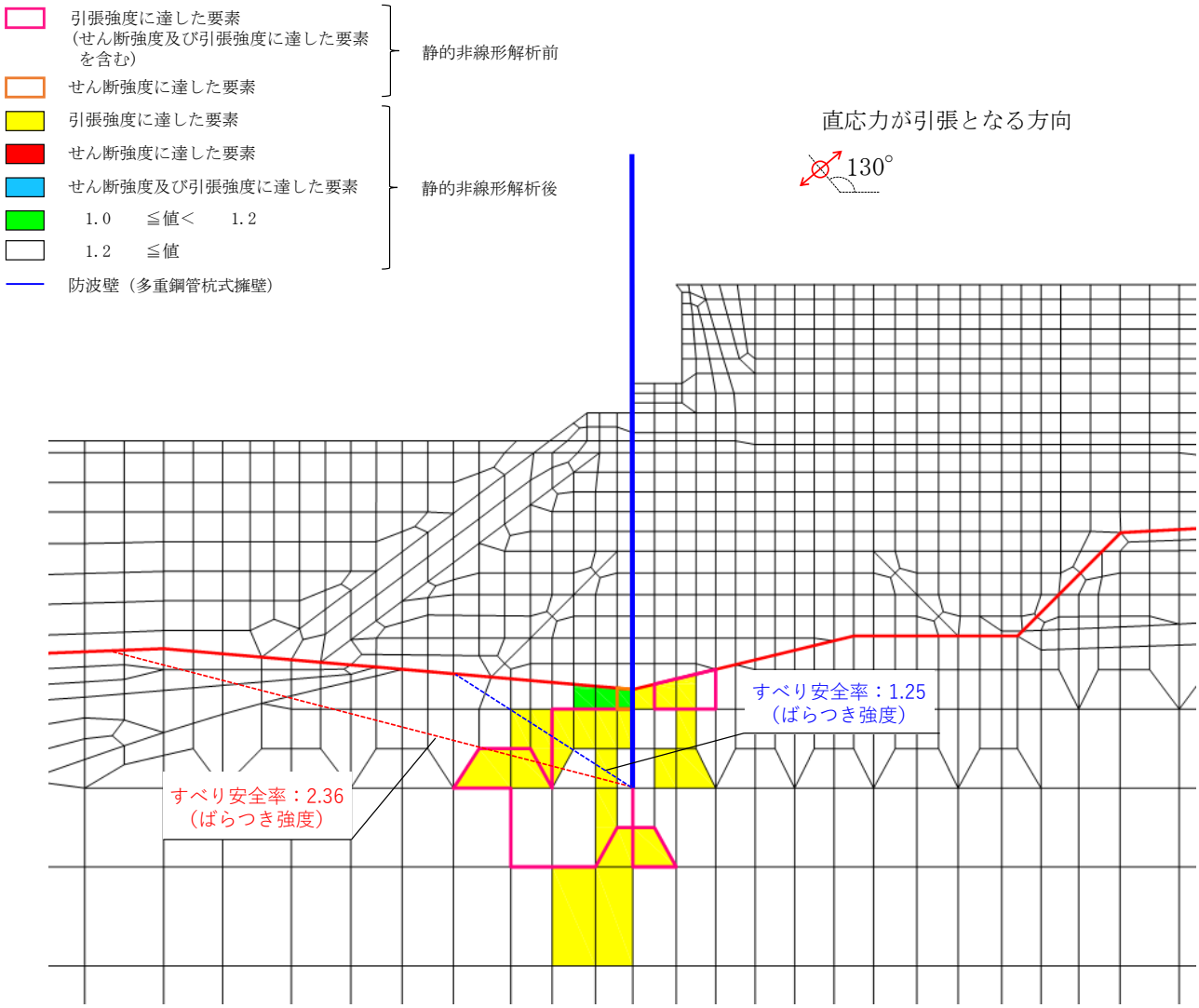


図 4.2.9－9　静的非線形解析による鋼管杭周辺岩盤の局所安全係数分布図（③－③断面）（Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②，t=13.21s，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値発生時刻）

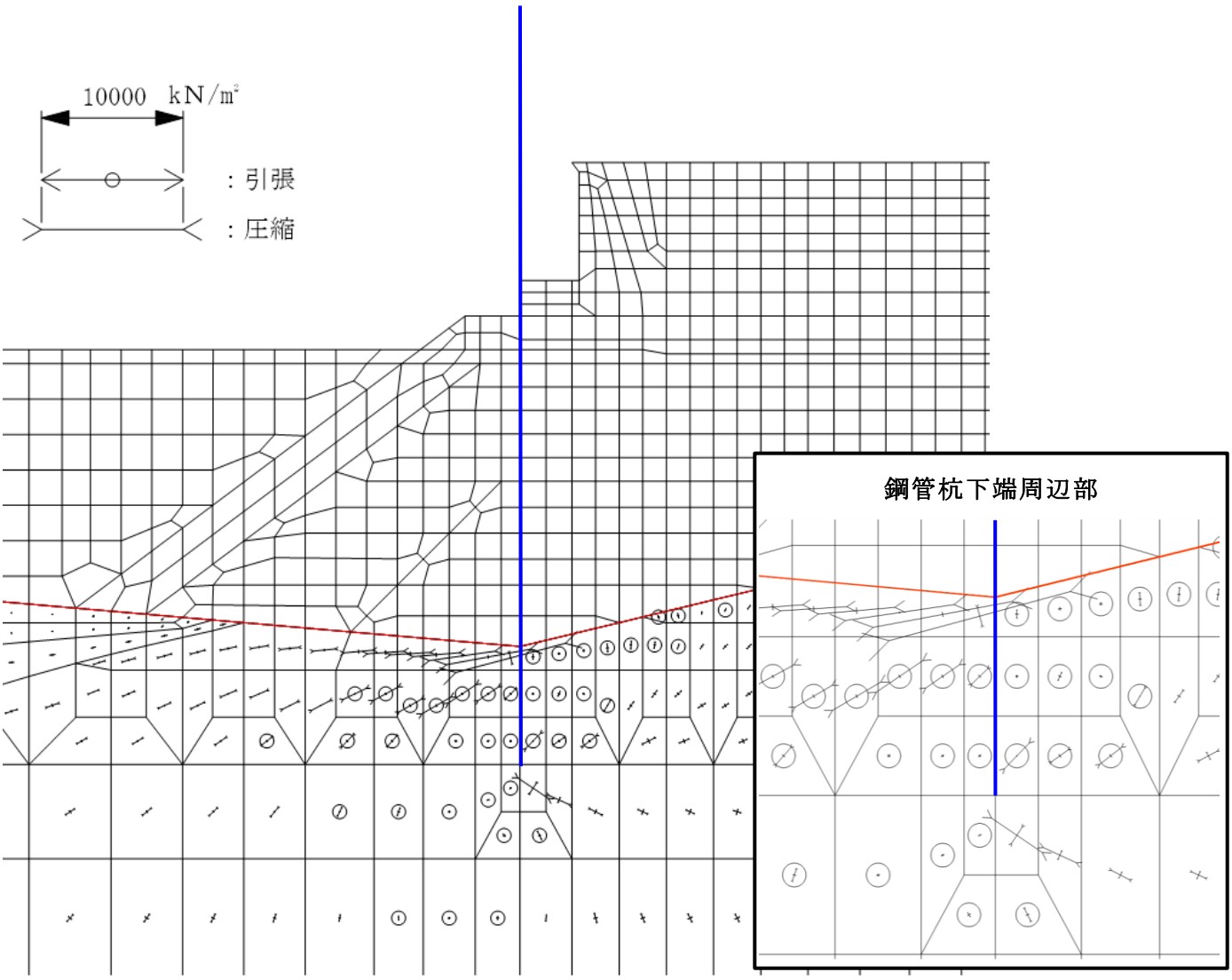


図 4.2.9－10　静的非線形解析による鋼管杭周辺岩盤の主応力図（③－③断面）
（Ｓｓ－Ｄ(－＋)，解析ケース②，t=13.21s，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値発生時刻）

静的非線形解析を実施した結果，周囲に進行性破壊が発生するものの，その分布は局所的であることを確認した。

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 1.25 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。

b.　止水目地の変位量

鋼管杭周辺岩盤の進行性破壊を考慮した止水目地の変位量評価に対する評価結果を表 4.2.9－2 に示す。

静的非線形解析は③－③断面で実施しているが，保守的に止水目地の変位量が最大である②－②断面の変位量（「4.2.1 止水目地」参照）に対して，静的非線形解析による止水目地の変位量増分を足し合わせることで，静的非線形解析時の増分を考慮した相対変位量を算出する。

表 4.2.9－2 のとおり，静的非線形解析時の増分を考慮した止水目地の相対変位量は地震時の相対変位量とおおむね同等であり，許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.9－2　岩盤の周辺への進行性破壊を考慮した止水目地の変位に対する評価結果

方向	断面	地震動	解析ケース	地震時最大相対変位量〔A〕(mm)	静的非線形解析時の変位量増分〔B〕(mm)	静的非線形解析時の増分を考慮した相対変位量〔A＋B〕(mm)	許容限界(mm)
δx	②－②断面（横断方向）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	988.14	－	989.92	－
	③－③断面（横断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋－）	②	866.26	1.78		
δy	⑦－⑦断面（縦断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	10.52	－	10.52	－
δz	⑦－⑦断面（縦断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋－）	①	14.04	－	14.08	－
	③－③断面（横断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	0.60	0.04		
合成方向（3 方向合成）		－	－	988.30	－	990.08	1580

4.2.10　止水目地

地震時の止水目地の変位量に対する評価結果を表4.2.10－1及び表4.2.10－2に示す。この結果から，変位量が許容限界以下であることを確認した。

表4.2.10－1(1)　地震時の止水目地の変位量（②－②断面）

解析ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			横断方向δx(T)(mm)	鉛直方向δz(T)(mm)
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	387	1
		(－＋)	493	1
		(＋－)	436	1
		(－－)	464	1
	Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	(＋＋)	123	0
	Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	(＋＋)	145	0
	Ｓｓ－Ｎ１	(＋＋)	300	0
		(－＋)	296	0
	Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	(＋＋)	194	1
		(－＋)	315	1
	Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	(＋＋)	293	1
		(－＋)	235	1
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	494	1
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	492	1

□：止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量

表 4.2.10－1(2)　地震時の止水目地の変位量（⑦－⑦断面）

解析ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			横断方向 δy(T)(mm)	鉛直方向 δz(T)(mm)
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	11	14
		(－＋)	8	14
		(＋－)	9	14
		(－－)	7	14
	Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	(＋＋)	1	5
	Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	(＋＋)	2	6
	Ｓｓ－Ｎ１	(＋＋)	5	10
		(－＋)	6	8
	Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	(＋＋)	3	7
		(－＋)	3	8
	Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	(＋＋)	4	6
		(－＋)	3	8

□：止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量

表 4.2.10－2　止水目地の変位に対する評価結果

方向	地震動	解析ケース	地震時相対変位量（mm）	許容限界（mm）
δｘ：②－②断面（横断方向）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	988	－
δｙ：⑦－⑦断面（縦断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	11	－
δｚ：⑦－⑦断面（縦断方向）	Ｓｓ－Ｄ（＋－）	①	14	－
合成方向（3 方向合成）	－	－	988	1580

4.2.11　基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.11－1 に示す。この結果から，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2.11－1(1)　基礎地盤の支持性能評価結果（②－②断面）

解析ｹｰｽ	地震動		軸力 N_{max} (kN)	軸応力度 R_d (N/mm^2)	極限支持力度 R_u (N/mm^2)	照査値 R_d/R_u
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	5573	1.5	9.8	0.15
		(－＋)	5774	1.5	9.8	0.16
		(＋－)	5074	1.3	9.8	0.14
		(－－)	5777	1.5	9.8	0.16
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	3936	1.0	9.8	0.11
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	5530	1.5	9.8	0.15
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	5028	1.3	9.8	0.14
		(－＋)	4218	1.1	9.8	0.12
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	4885	1.3	9.8	0.14
		(－＋)	5721	1.5	9.8	0.16
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	5024	1.3	9.8	0.14
		(－＋)	4886	1.3	9.8	0.14
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	5783	1.5	9.8	0.16
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	5767	1.5	9.8	0.16

表 4.2.11－1(2)　基礎地盤の支持性能評価結果（③－③断面）

解析ケース	地震動		軸力 N_{max}（kN）	軸応力度 R_d（N/mm²）	極限支持力度 R_u（N/mm²）	照査値 R_d/R_u
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	5246	1.4	9.8	0.15
		（－＋）	5832	1.5	9.8	0.16
		（＋－）	5164	1.4	9.8	0.14
		（－－）	5366	1.4	9.8	0.15
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	（＋＋）	3886	1.0	9.8	0.11
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	（＋＋）	5424	1.4	9.8	0.15
	Ｓｓ－Ｎ1	（＋＋）	4206	1.1	9.8	0.12
		（－＋）	3950	1.0	9.8	0.11
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	（＋＋）	4397	1.2	9.8	0.12
		（－＋）	5522	1.5	9.8	0.15
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	（＋＋）	4888	1.3	9.8	0.14
		（－＋）	4562	1.2	9.8	0.13
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	5832	1.5	9.8	0.16
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	5832	1.5	9.8	0.16

表 4.2.11－1(3)　基礎地盤の支持性能評価結果（④－④断面，海側杭）

解析ケース	地震動		軸力 N_{max} (kN)	軸応力度 R_d (N/mm^2)	極限支持力度 R_u (N/mm^2)	照査値 R_d/R_u
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	9183	2.4	9.8	0.25
		(－＋)	9350	2.5	9.8	0.26
		(＋－)	8972	2.4	9.8	0.25
		(－－)	9036	2.4	9.8	0.25
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	8465	2.2	9.8	0.23
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	8483	2.2	9.8	0.23
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	8129	2.1	9.8	0.22
		(－＋)	7528	2.0	9.8	0.21
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	8290	2.2	9.8	0.23
		(－＋)	8898	2.3	9.8	0.24
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	10109	2.7	9.8	0.28
		(－＋)	8008	2.1	9.8	0.22
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	9378	2.5	9.8	0.26
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	9334	2.5	9.8	0.26

表 4.2.11－1(4)　基礎地盤の支持性能評価結果（④－④断面，陸側杭）

解析ケース	地震動		軸力 N_{max} (kN)	軸応力度 R_d (N/mm^2)	極限支持力度 R_u (N/mm^2)	照査値 R_d/R_u
①	Ｓｓ－Ｄ	(＋＋)	3484	0.9	9.8	0.10
		(－＋)	4343	1.1	9.8	0.12
		(＋－)	3211	0.8	9.8	0.09
		(－－)	3376	0.9	9.8	0.10
	Ｓｓ－Ｆ1（ＥＷ）	(＋＋)	3069	0.8	9.8	0.09
	Ｓｓ－Ｆ2（ＥＷ）	(＋＋)	3301	0.9	9.8	0.09
	Ｓｓ－Ｎ1	(＋＋)	3196	0.8	9.8	0.09
		(－＋)	2476	0.7	9.8	0.07
	Ｓｓ－Ｎ2（ＮＳ）	(＋＋)	2536	0.7	9.8	0.07
		(－＋)	2784	0.7	9.8	0.08
	Ｓｓ－Ｎ2（ＥＷ）	(＋＋)	2981	0.8	9.8	0.09
		(－＋)	3950	1.0	9.8	0.11
②	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	4266	1.1	9.8	0.12
③	Ｓｓ－Ｄ	(－＋)	4317	1.1	9.8	0.12

4.2.12　施設護岸等の損傷による不確かさの検討

(1)　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面には，図 4.2.12－1 のとおり全線に渡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。

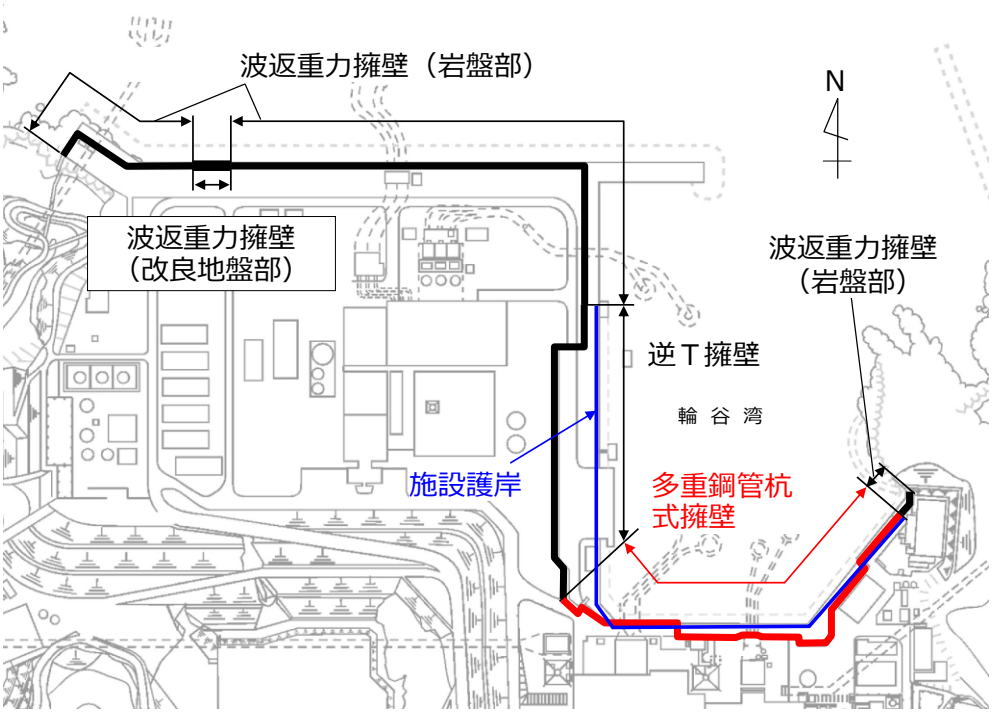


図 4.2.12－1　防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

(2)　評価方針

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においては，施設護岸等が受働側に寄与して防波壁（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。また，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においては，施設護岸等が主働側の土圧低減に寄与して防波壁（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。

入力地震動については，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，Ｓｓ－Ｄ（－＋）を選定する。

地盤物性のばらつきについては，入力地震動の選定と同様の観点から，解析ケース②の照査値が最大となることから，「平均値＋１σ」を選定する。施設護岸等の有無における解析ケースを表 4.2.12－1 に示す。

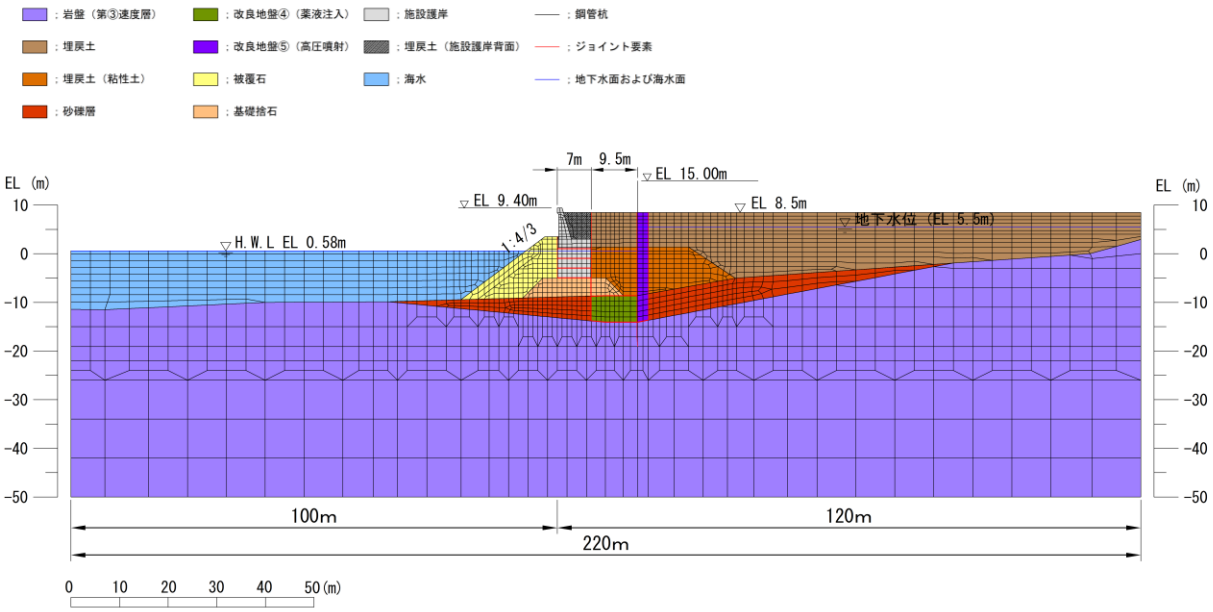
表 4.2.12－1　解析ケース（②－②断面及び③－③断面）

解析ケース	施設護岸等	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② 「4. 耐震評価結果」にて評価済み	有	平均値＋１σ	平均値
ケース④	無	平均値＋１σ	平均値

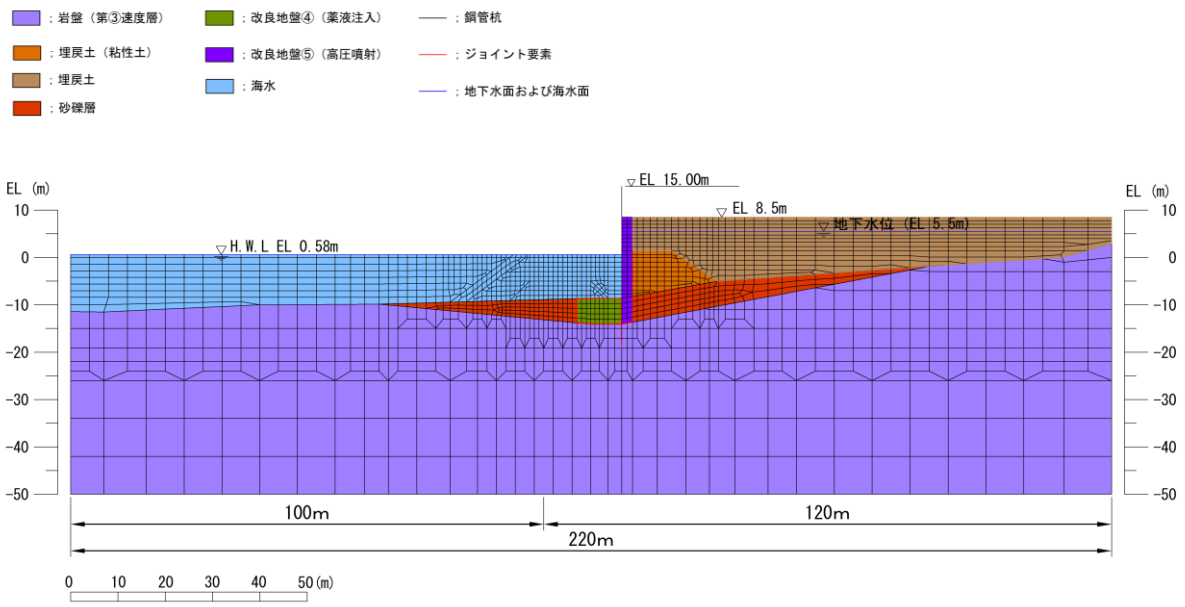
(3)　地震応答解析モデル

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断面における地震応答解析モデルを図 4.2.12－2 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）

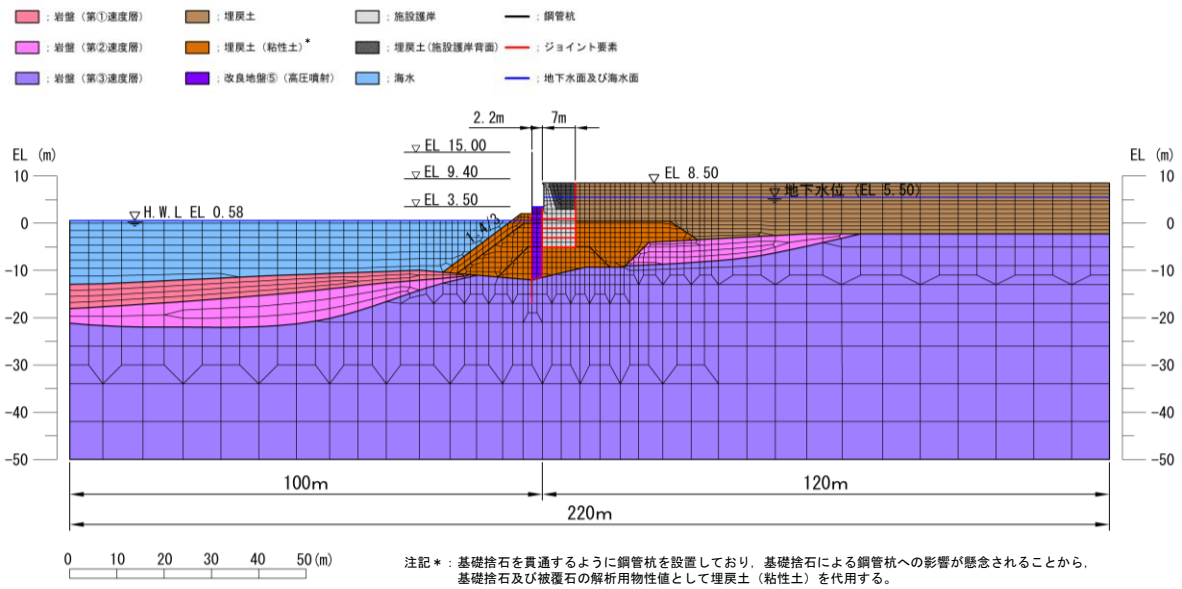


（防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合）

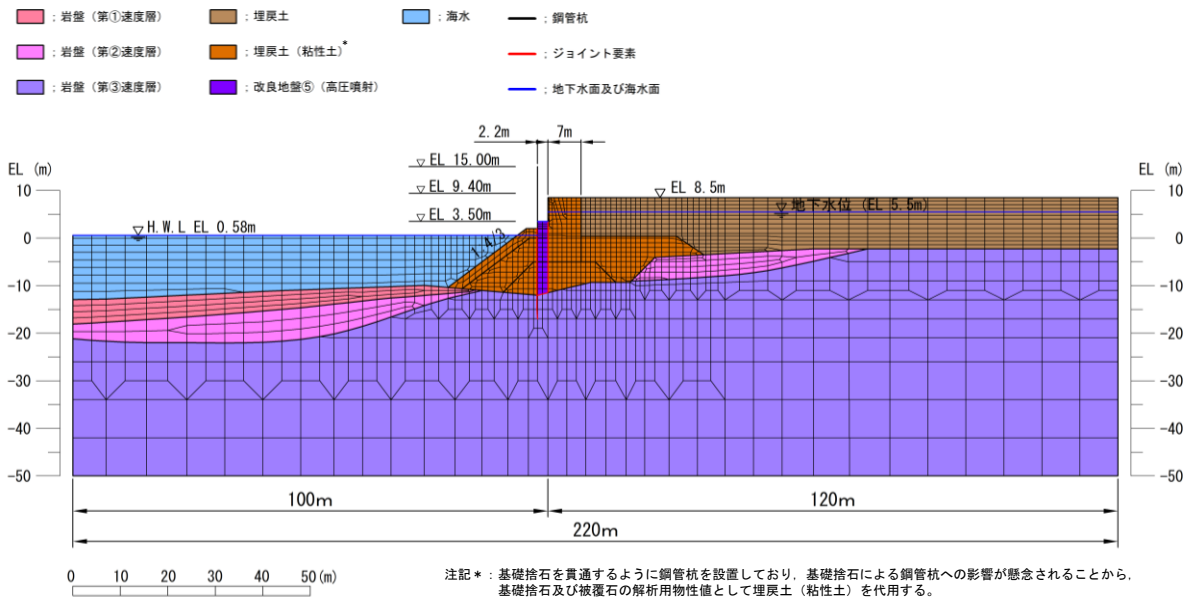
図 4.2.12－2　②－②断面における地震応答解析モデル

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断面における地震応答解析モデルを図 4.2.12－3 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 4.2.12－3　③－③断面における地震応答解析モデル

(4)　評価結果

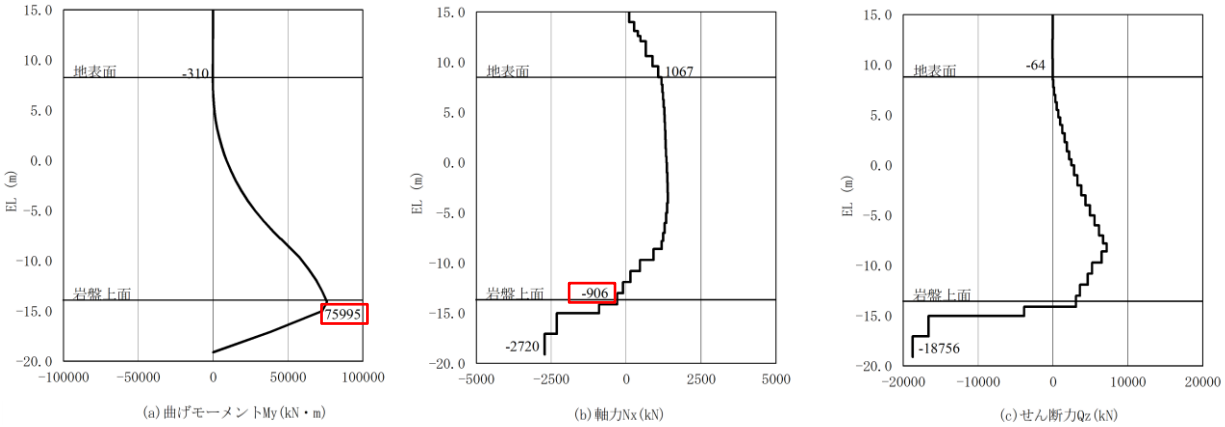
a.　②－②断面

施設護岸等の有無における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価部位は，鋼管杭が施設護岸等の有無による影響を最も受けると判断し，鋼管杭の照査値を対象とし，②－②断面の評価結果のうち，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値を表 4.2.12－2 に，せん断破壊に対する最大照査値を表 4.2.12－3 に，該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.12－4 及び図 4.2.12－5 に示す。

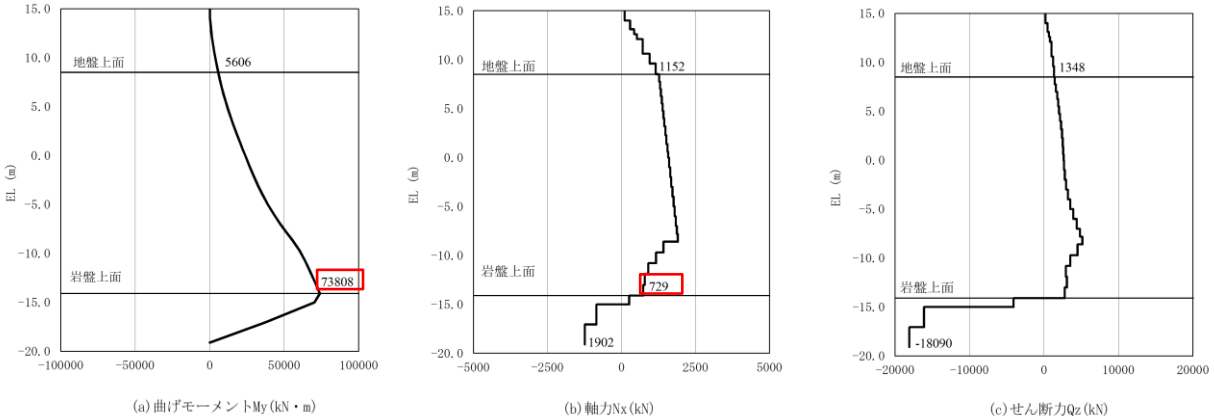
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合の②－②断面の評価結果として，施設護岸等の有無に対する照査値が最大となる，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査値は，おおむね同等となることから，影響は軽微であることを確認した。

表 4.2.12－2　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	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_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	4 重管	75995	906	89015	0.86
施設護岸等無	④	4 重管	73808	729	89097	0.83



（施設護岸等がある場合，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝15.04s）

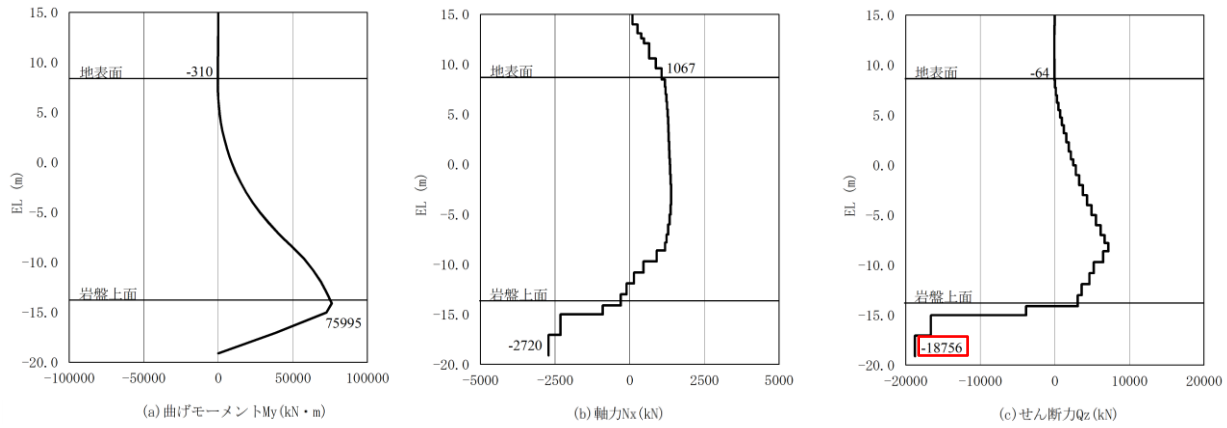


（施設護岸等がない場合，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.31s）

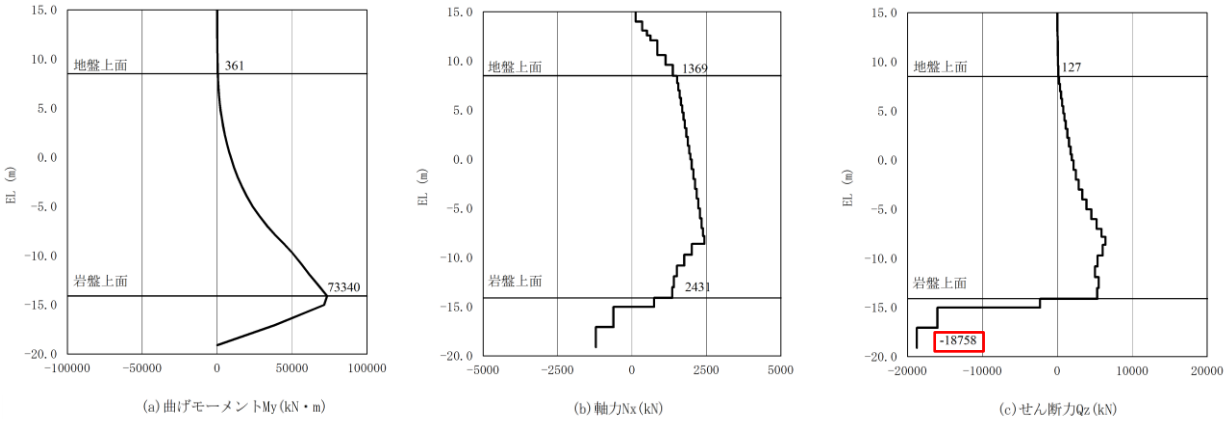
図 4.2.12－4　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力（②－②断面）

表 4.2.12－3　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	解析ケース	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	４重管	18756	95166	0.20
施設護岸等無	④	４重管	18758	95166	0.20



（施設護岸等がある場合，②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝15.04s）



（施設護岸等がない場合，②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝15.02s）

図 4.2.12－5　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での断面力（②－②断面）

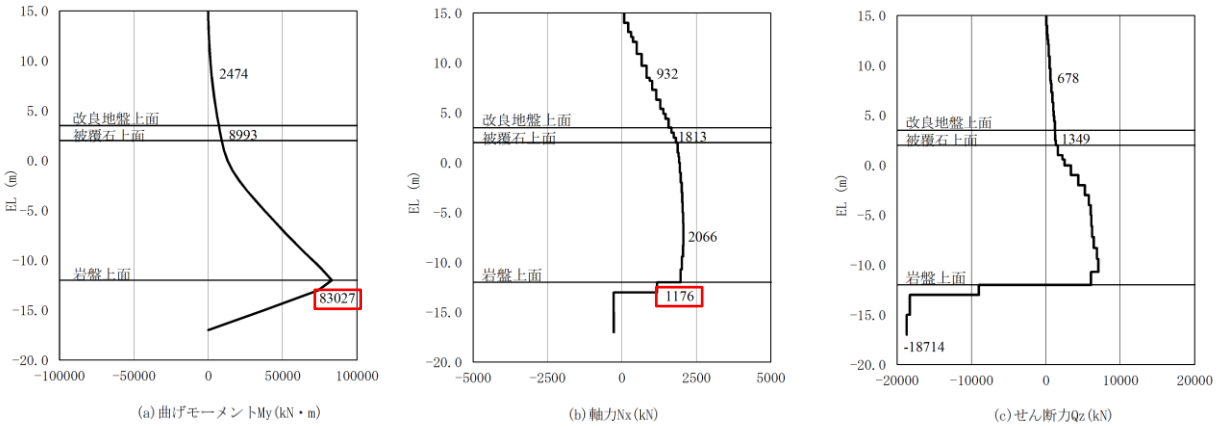
b.　③－③断面

施設護岸等がある場合及び施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価部位は，②－②断面と同様に鋼管杭が影響を最も受けると判断し，鋼管杭の照査値を対象とし，③－③断面の評価結果のうち，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値を表 4.2.12－4 に，せん断破壊に対する最大照査値を表 4.2.12－5 に，該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.12－6 及び図 4.2.12－7 に示す。

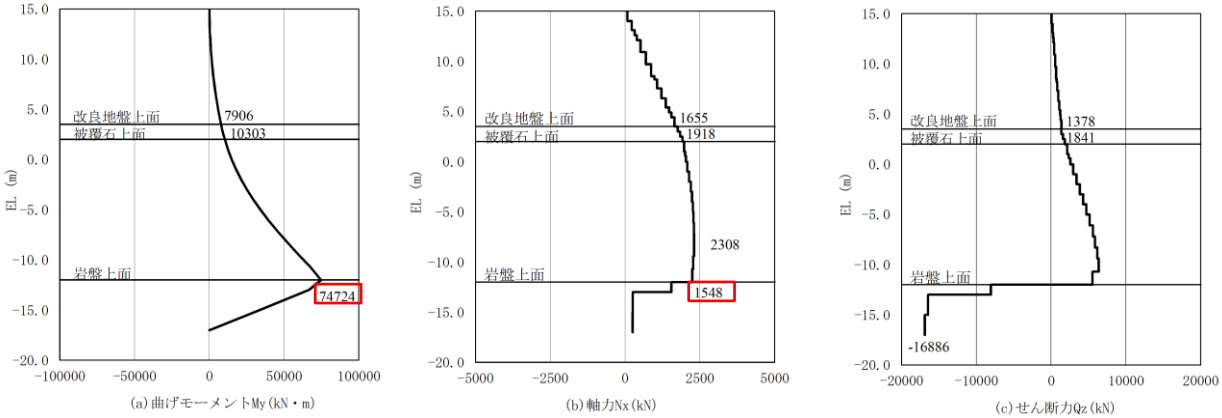
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合の③－③断面の評価結果として，照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査値は，施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合と比べて，大きくなることを確認した。

表 4.2.12－4　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	解析ケース	評価位置	発生断面力		降伏モーメント	照査値
			曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)	M_y (kN・m)	M_{max}/M_y
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	4 重管	83027	1176	88888	0.94
施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換	④	4 重管	74724	1548	88714	0.85



（施設護岸等がある場合，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝13.21s）

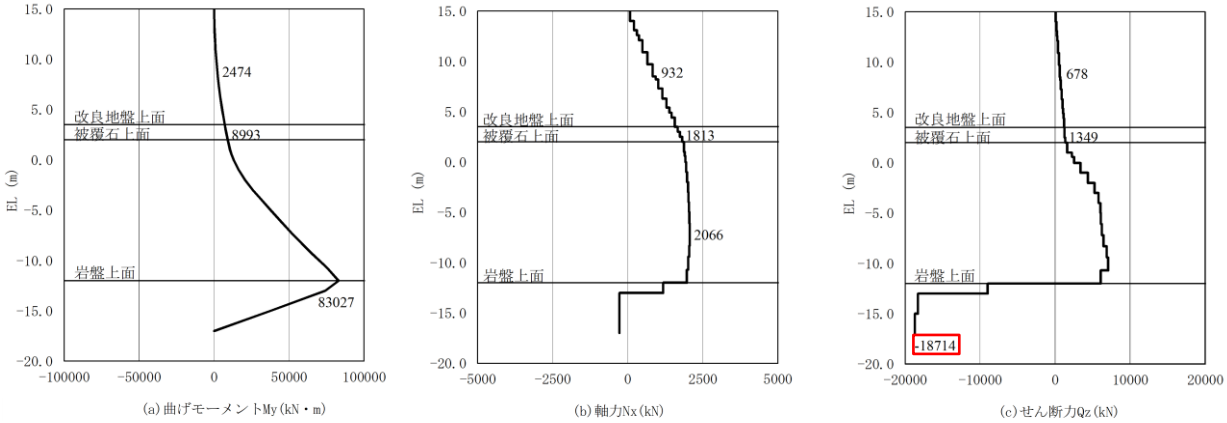


（施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝13.20s）

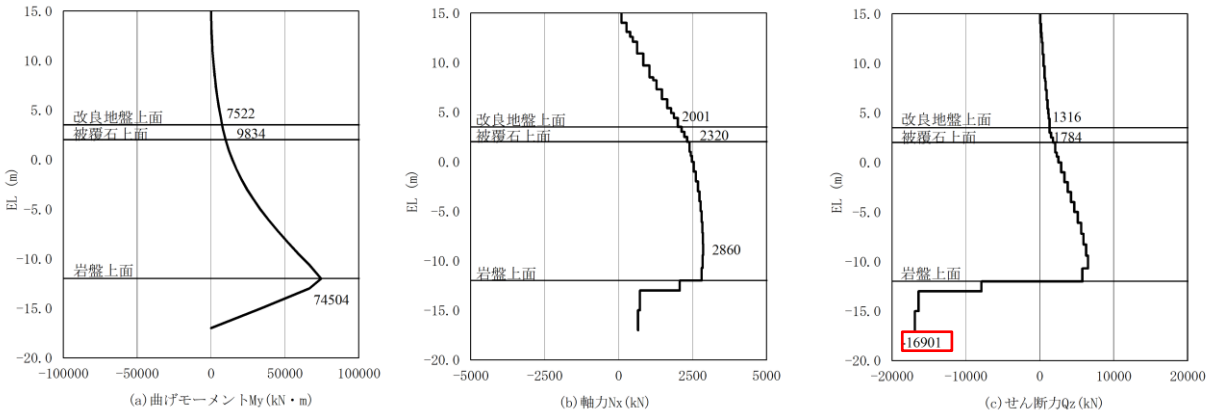
図 4.2.12－6　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力（③－③断面）

表 4.2.12－5　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	解析ケース	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	4 重管	18714	95166	0.20
施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換	④	4 重管	16901	95166	0.18



（施設護岸等がある場合，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.21s）



（施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.19s）

図 4.2.12－7　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での断面力（③－③断面）

(5)　考察

a.　②－②断面

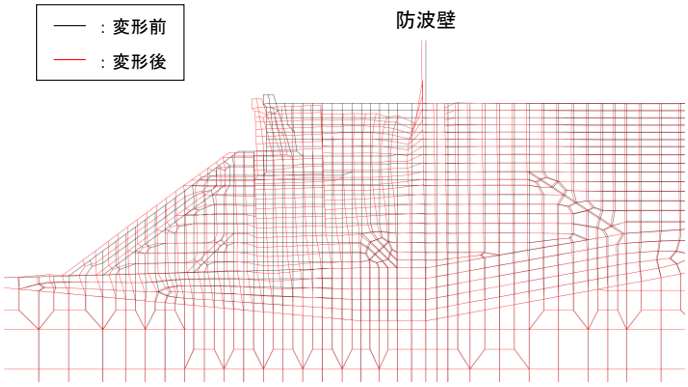
②－②断面において，表 4.2.12－2 に示す，施設護岸等がない場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値が，施設護岸等がある場合の最大照査値と比べて有意な差が生じていない要因を考察する。

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値最大時刻における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形図を図 4.2.12－8 に示す。

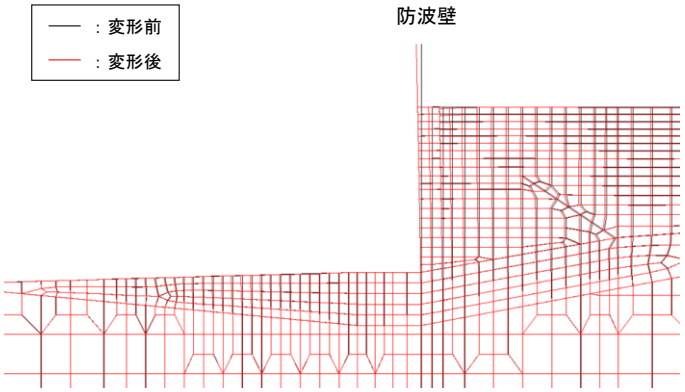
図 4.2.12－8 より，施設護岸等がある場合の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は海側に変形しており，前面の施設護岸等は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）よりも更に海側に大きく変形していることを確認した。施設護岸が防波壁より更に海側に変形していることについては，図 4.2.12－9 に示すジョイント要素の剥離状況からも確認できる。施設護岸等がない場合の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）も海側に変形しており，施設護岸等の有無による防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形形状はおおむね同等であると判断できる。

施設護岸等がある場合において，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の施設護岸等が海側に大きく変形している要因としては，図 4.2.12－10 に示す施設護岸等がある場合の過剰間隙水圧比最大値分布から，施設護岸等下部の砂礫層が液状化することで，施設護岸等の海側への変形が顕著になったためと判断した。

以上より，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の施設護岸等は，鋼管杭に対する受働抵抗としてほとんど寄与せず，鋼管杭の変形を抑制していないことから，施設護岸等の有無に関わらず鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値に有意な差が生じていないと判断した。



（施設護岸等がある場合）



（施設護岸等がない場合）

図 4.2.12－8　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値最大時刻における変形図

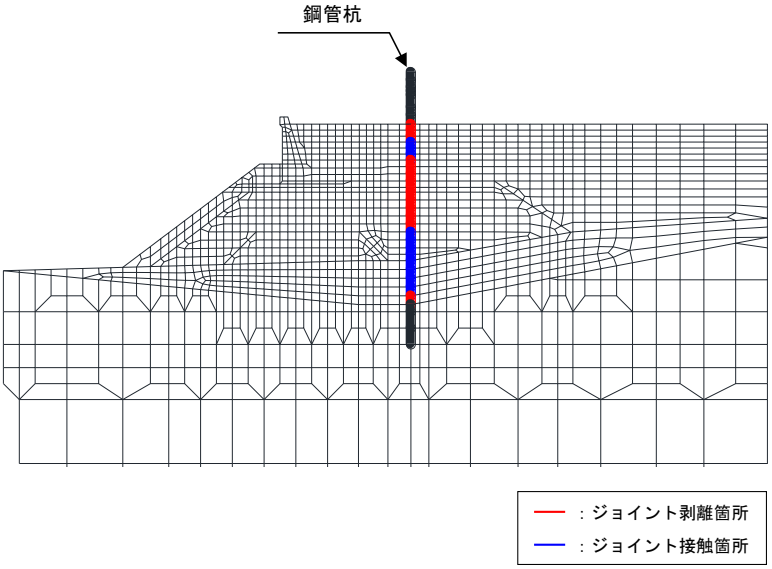


図 4.2.12－9　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値最大時刻における
ジョイント要素の剥離状況

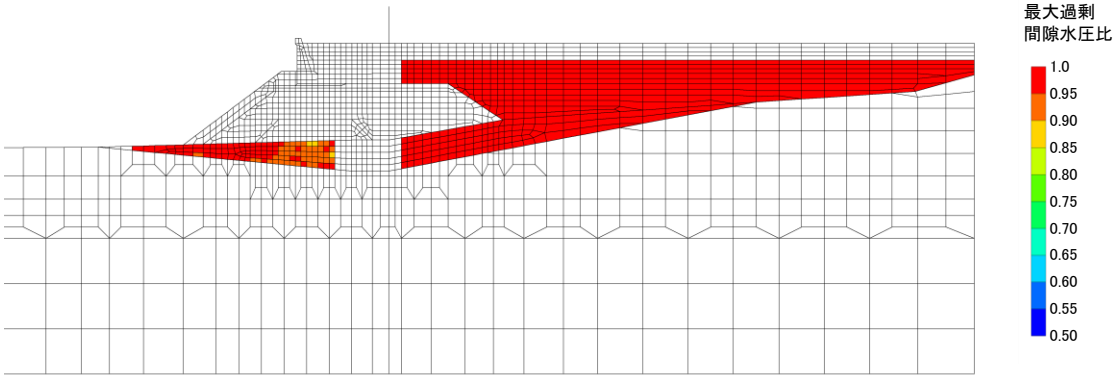


図 4.2.12－10　施設護岸等がある場合の過剰間隙水圧比最大値分布

b.　③－③断面

③－③断面において，表 4.2.12－4 に示す，施設護岸等がある場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値が，施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の最大照査値と比べて大きくなった要因を考察する。

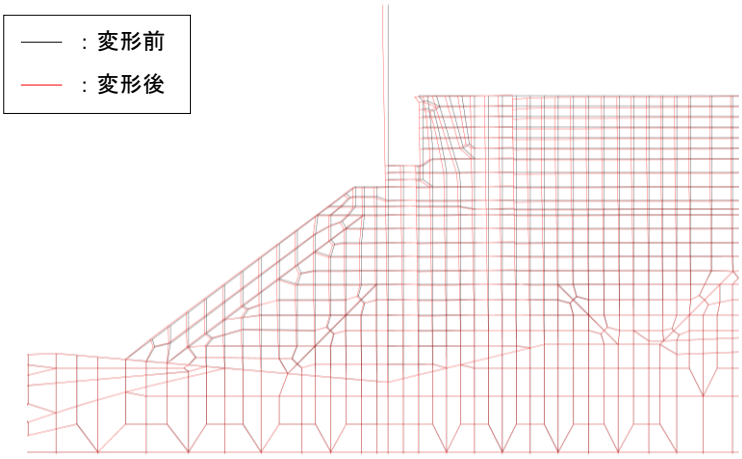
鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する，照査値最大時刻における防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形図を図 4.2.12－11 に，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端の加速度時刻歴を図 4.2.12－12 に示す。

図 4.2.12－11 より，施設護岸等がある場合及び施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合も防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は照査値最大時刻において海側に変形しており，施設護岸等がある場合及び施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形形状はおおむね同等であると判断できる。

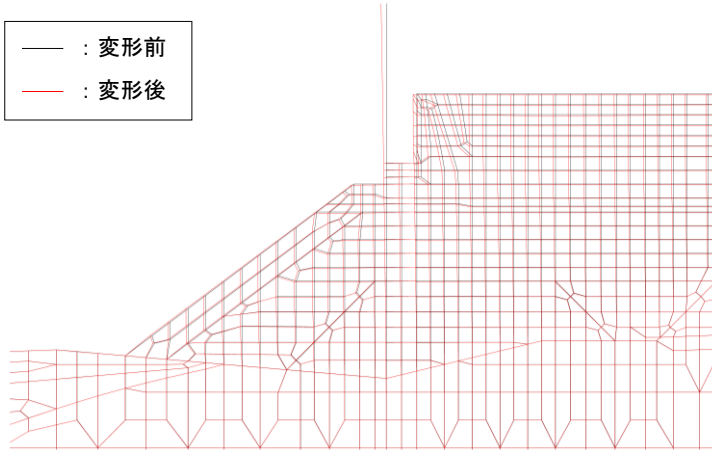
一方で，図 4.2.12－12 より，施設護岸等がある場合と比べて施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の方が防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端における最大加速度が小さいことを確認した。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端の最大加速度が，施設護岸等がある場合と比べて，施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合が小さくなる要因としては，施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合は，剛性がＧ=9.708×10^6kN/m^2からＧ=1.863×10^5kN/m^2に小さくなり，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の加速度応答が小さくなるためと判断した。

以上より，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）背面の施設護岸等があることにより，鋼管杭の加速度応答が大きくなり，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値が大きくなると判断した。

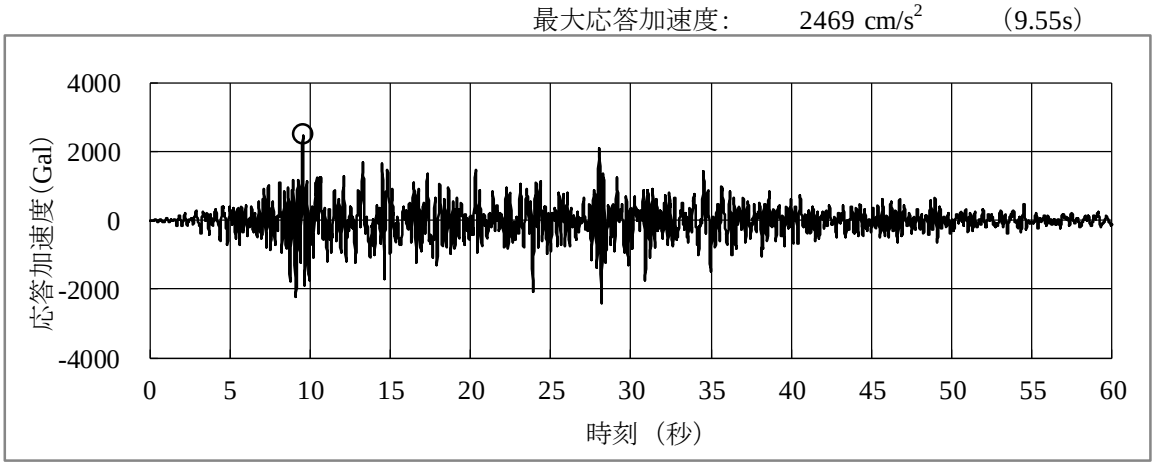


（施設護岸等がある場合）

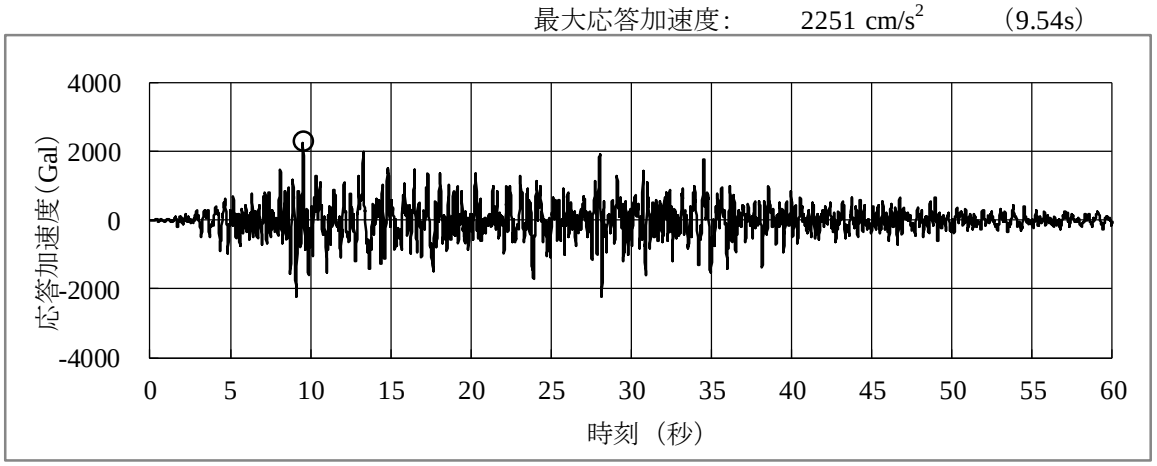


（施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合）

図 4.2.12－11　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値最大時刻における変形図



（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）

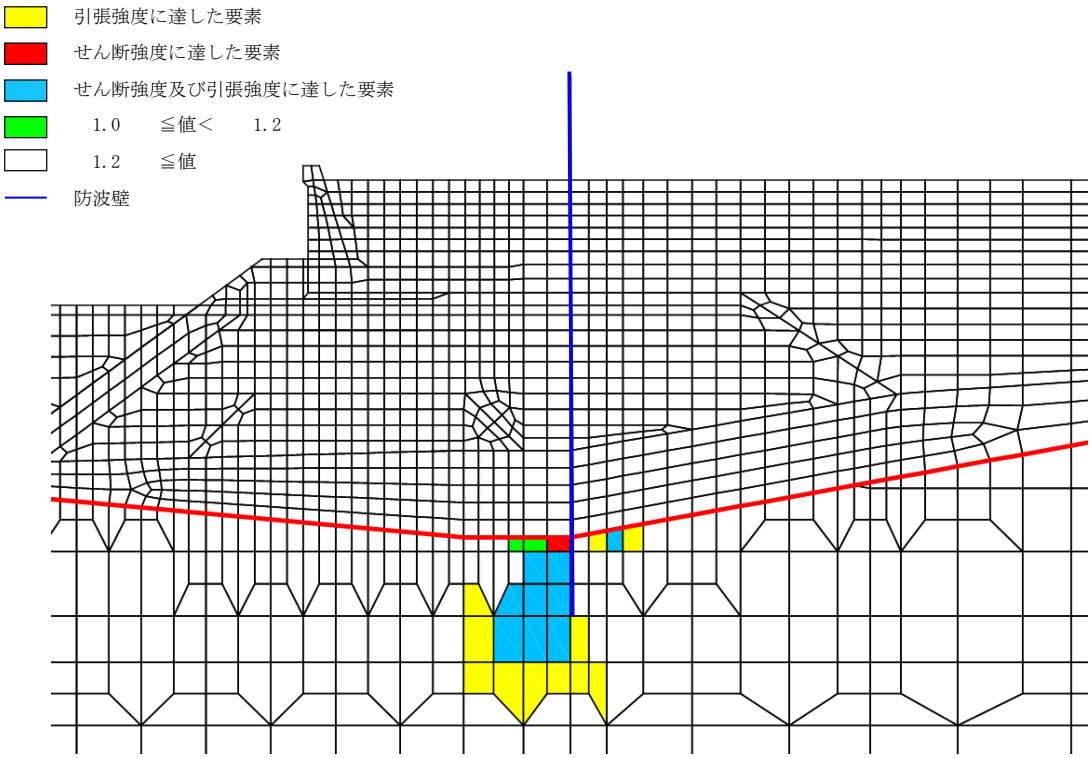
図 4.2.12－12　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の天端における加速時刻歴波形

(6)　鋼管杭の水平支持力

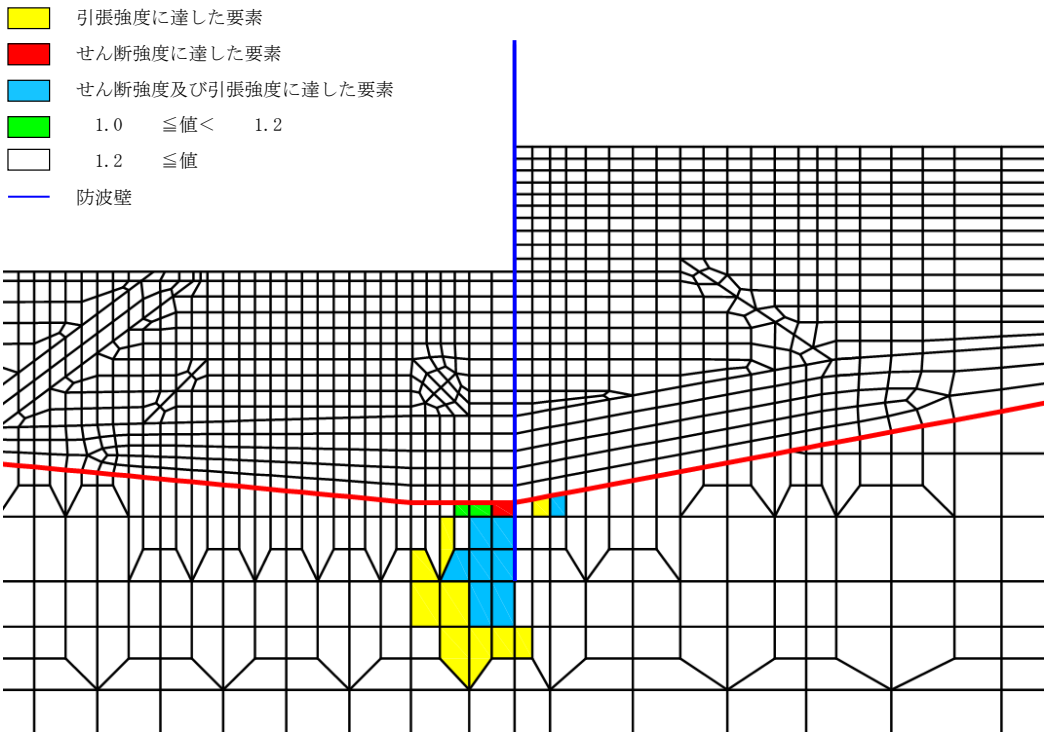
解析ケース②（地盤の不確かさを考慮，平均値＋1σ）及び解析ケース④（施設護岸の損傷による不確かさを考慮）における，鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域及び鋼管杭の照査値を図 4.2.12－13～図 4.2.12－14 及び表 4.2.12－6～表 4.2.12－7 のとおり比較した。

比較対象断面は，「4.2.9　鋼管杭の水平支持力」（解析ケース②における評価）において，岩盤に破壊領域が連続していることを確認した②－②断面及び③－③断面を選定した。

その結果，両断面とも，解析ケース④における鋼管杭根入れ部周辺の岩盤の破壊領域及び鋼管杭の照査値が，解析ケース②と同等以下であることから，解析ケース④における鋼管杭の水平支持力の評価は，「4.2.9　鋼管杭の水平支持力」に示す解析ケース②の評価に包含される。

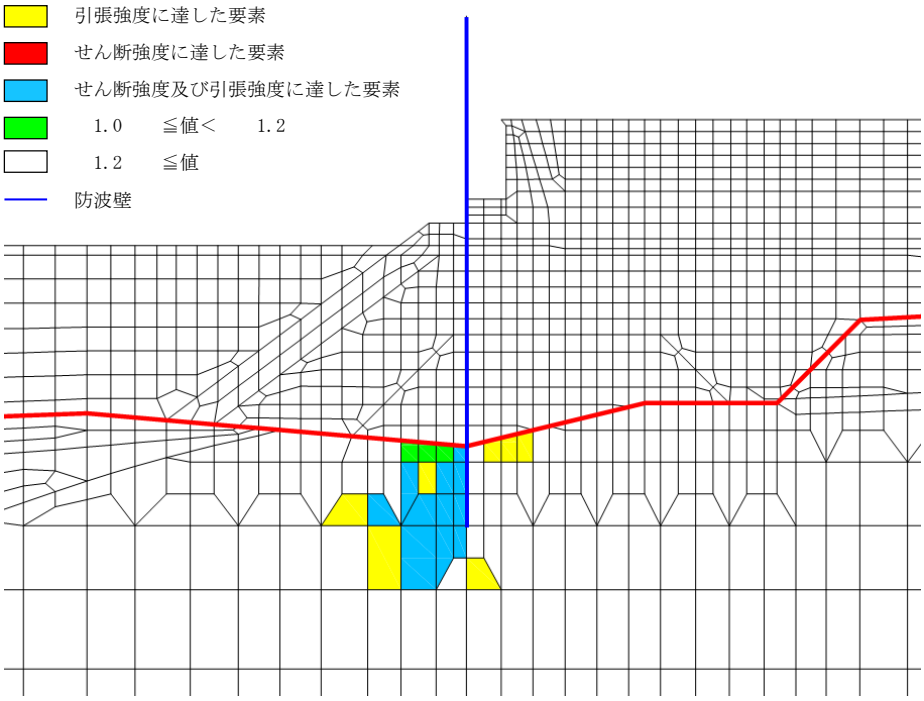


（②－②断面，解析ケース②）

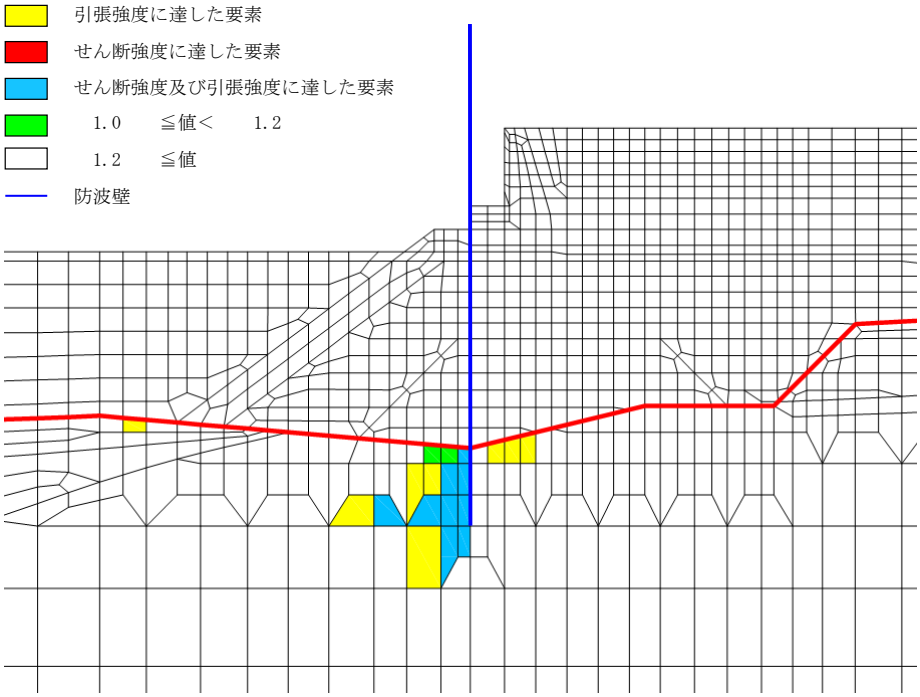


（②－②断面，解析ケース④）

図 4.2.12－13　解析ケース②及び解析ケース④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②）



（③－③断面，解析ケース④）

図 4.2.12－14　解析ケース②及び解析ケース④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）

表 4.2.12－6　解析ケース②及び解析ケース④における鋼管杭の照査値の比較
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	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_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	4 重管	75995	906	89015	0.86
施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換	④	4 重管	73808	729	89097	0.83

表 4.2.12－7　解析ケース②及び解析ケース④における鋼管杭の照査値の比較
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析ケース	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_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
施設護岸等有「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	②	4 重管	83027	1176	88888	0.94
施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換	④	4 重管	74724	1548	88714	0.85

5.　３次元構造解析

5.1　解析方法

5.1.1　３次元構造解析手法

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）に作用する荷重は，鋼管杭を介して被覆コンクリート壁に伝達する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は線状構造物であることから，弱軸方向断面である法線直交方向断面を耐震評価断面として，「4.1　解析方法」に示すとおり，鋼管杭により耐震性を有することを確認する。また，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）１ブロックにおける被覆コンクリート壁は複数の鋼管杭に支持されることから，図 5.1.1－1 に示すような鋼管杭に対する法線直交方向の挙動の差異により生じる，法線方向のねじれに伴い被覆コンクリートに発生する応力に対して健全性を確認する。

２次元有限要素法では，被覆コンクリート壁をモデル化せず重量のみを鋼管杭に考慮していることから，被覆コンクリート壁の評価が困難であるため，被覆コンクリート壁を線形ソリッド要素でモデル化し，３次元構造解析により耐震評価を行う。

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。

３次元構造解析は，常時応力解析を行い，そのうえで地震時応力解析を行う。地震時応力解析においては，地震応答解析における法線直交方向の変位が最大となる地震動及び時刻を選定のうえ，当該時刻における変位及び慣性力を抽出し，３次元構造解析モデルに入力することで，被覆コンクリート壁の耐震評価を実施する。

変位については，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。

慣性力については，鋼管杭と被覆コンクリートの慣性力を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。

地震応答解析により算定した鋼管杭の変位には，常時荷重（水圧及び土圧）及び地震時荷重（土圧，水圧，鋼管杭の慣性力並びに被覆コンクリート壁の慣性力）が考慮されている。３次元構造解析においては鋼管杭の変位に加えて，常時荷重として土圧，水圧並びに風荷重・積雪荷重，地震時荷重として鋼管杭及び被覆コンクリート壁の慣性力を考慮している。そのため，鋼管杭においては，常時荷重の土圧及び水圧，地震時荷重の鋼管杭の慣性力及び被覆コンクリート壁の慣性力について重複した荷重を考慮している。

ただし，鋼管杭に作用する荷重が重複することで，鋼管杭に対する法線直交方向の挙動の差異が大きくなり，法線方向のねじれに伴い被覆コンクリート壁に発生す

る応力が大きくなることから，被覆コンクリート壁の健全性を評価するうえでは，安全側の評価となる。そのため，３次元構造解析において鋼管杭に作用する荷重として，常時荷重の土圧及び水圧，地震時荷重の鋼管杭の慣性力及び被覆コンクリート壁の慣性力について重複して考慮することとした。

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，「（参考資料７）　３次元構造解析の保守性の検討」に示す。

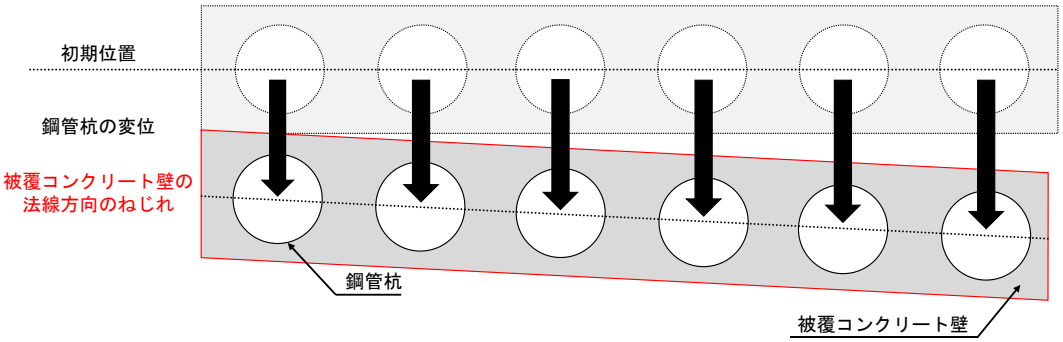


図 5.1.1－1　被覆コンクリート壁の法線方向のねじれの概念図

5.1.2　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。

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 5.1.2－1～図 5.1.2－3 に示す。

多重鋼管杭を構成する各鋼管は，図 5.1.2－4 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。

使用要素一覧を表 5.1.2－1 に示す。

表 5.1.2－1　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
地盤	地盤ばね

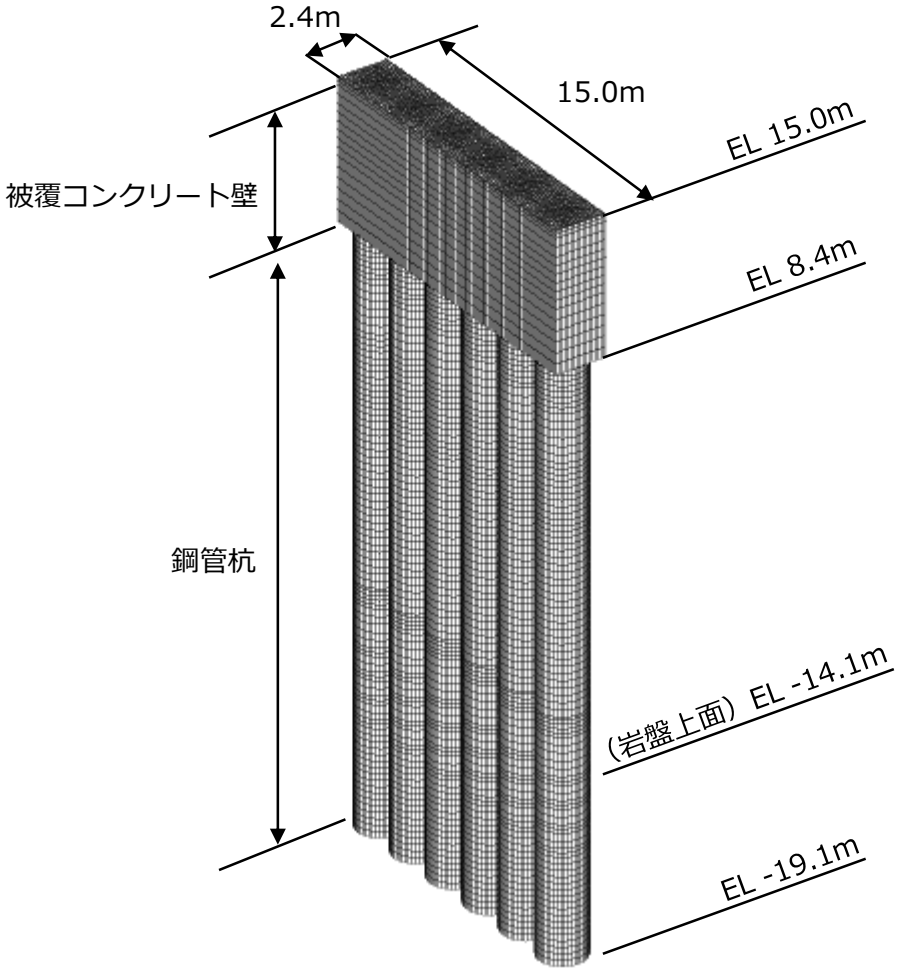


図 5.1.2－1　②―②断面を含む区間における３次元構造解析モデル

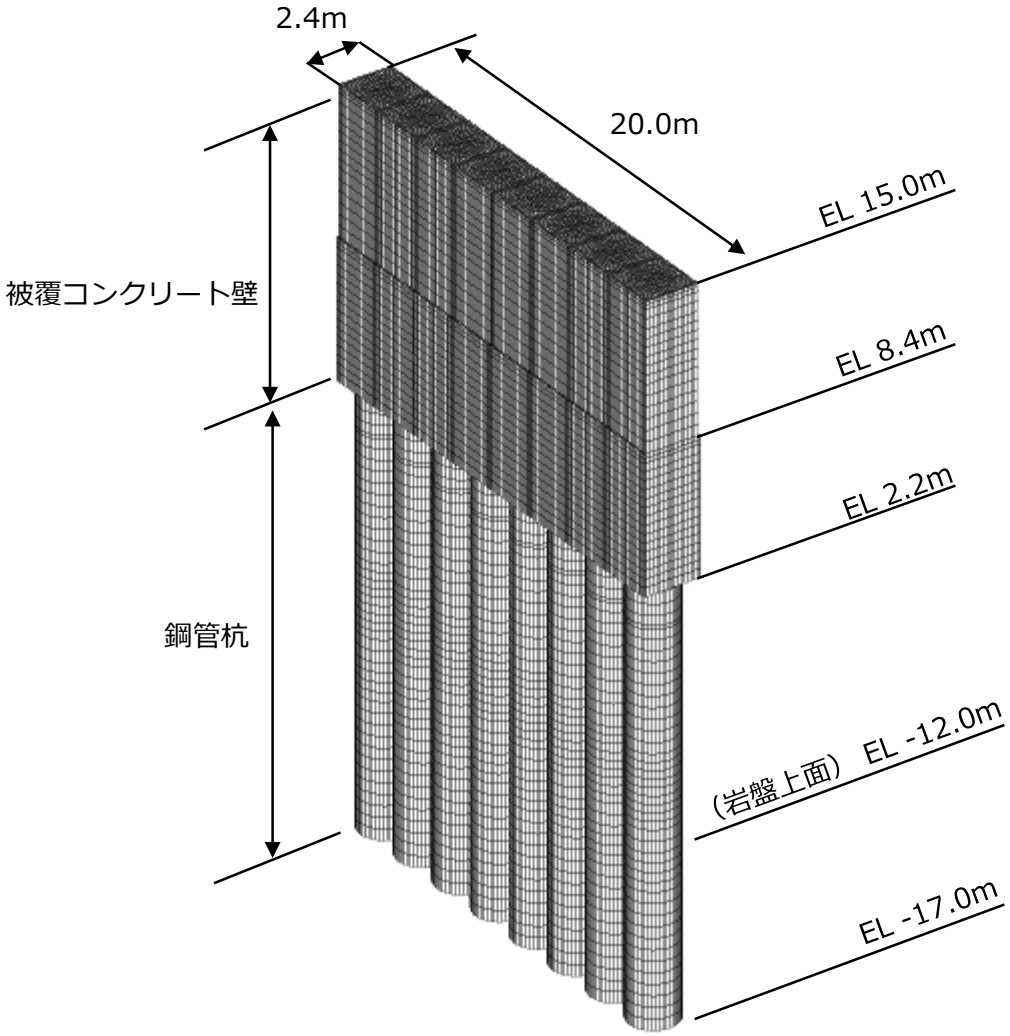


図 5.1.2－2　③―③断面を含む区間における３次元構造解析モデル

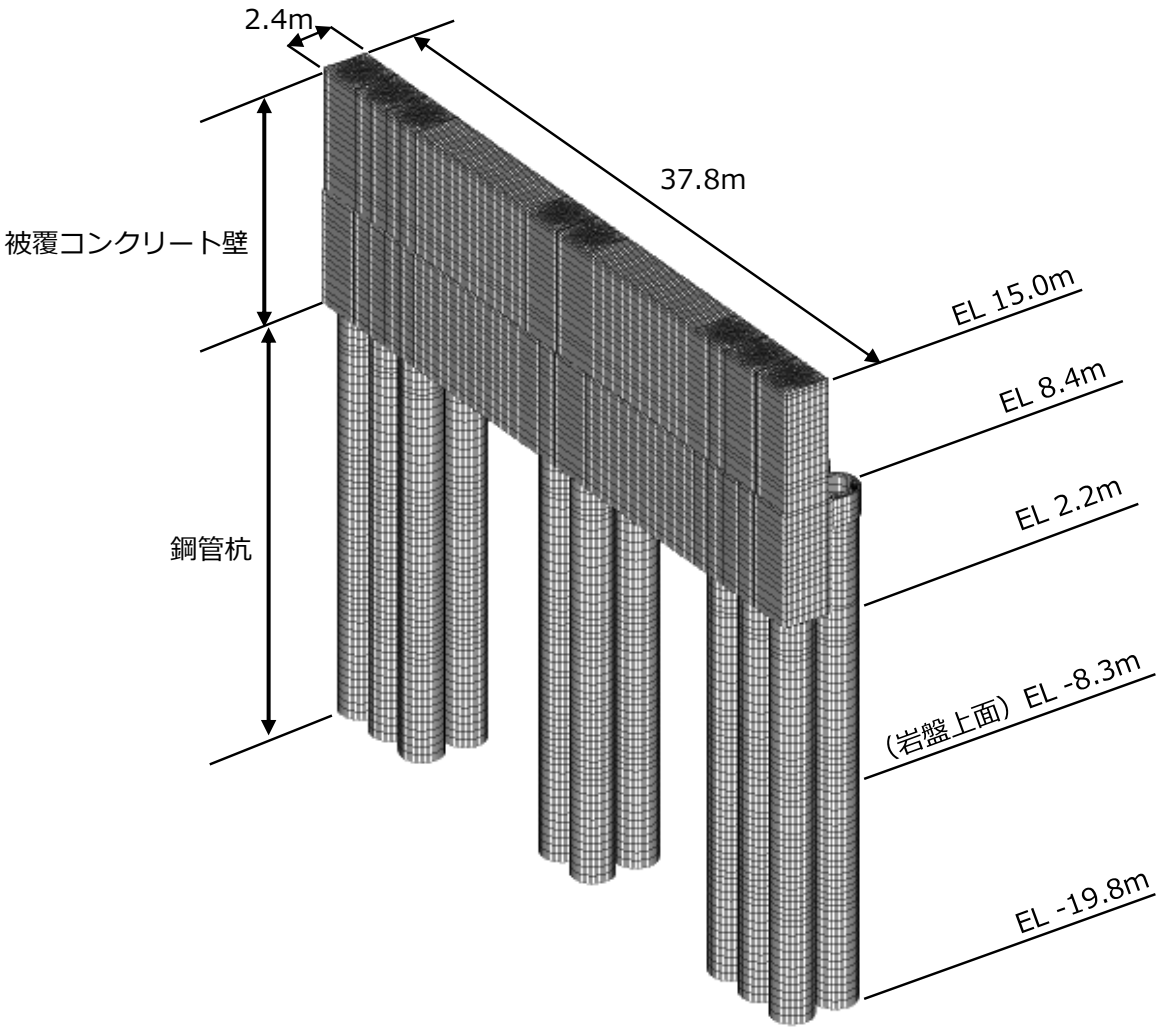


図 5.1.2－3　④―④断面を含む区間における３次元構造解析モデル

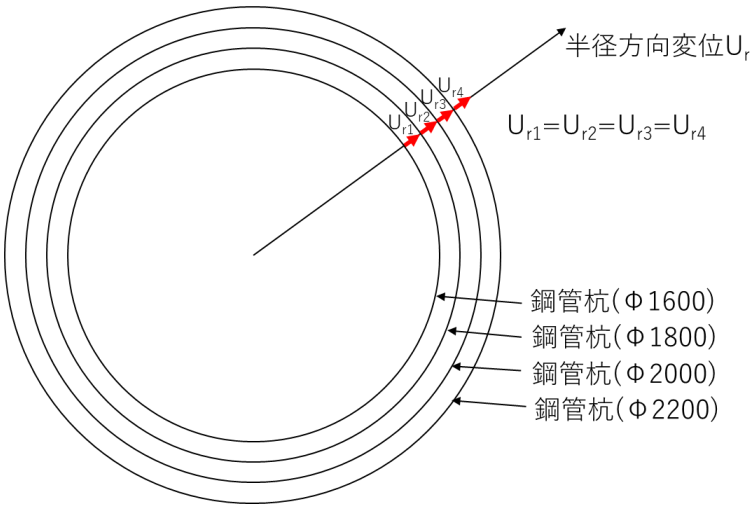


図 5.1.2－4　同一面における鋼管杭間の境界設定

(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，常時は初期剛性，地震時は地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。

地震時応力解析においては，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 5.1.2－2 に示す。

表 5.1.2－2　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^3）

μ：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^3）

k_{H0}：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m^3）

α：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．　地震時

「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}：地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

η_k：群杭効果を考慮した補正係数（＝2/3）

α_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^3）

α：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}：地震時の水平地盤反力度の上限値（kN/m^2）

η_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　（≦α_p）=2.5/2.2=1.136

α_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：地震時の受動土圧強度（kN/m^2）

(b)　鉛直方向

イ．　常時及び地震時

「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 5.1.2－3 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 5.1.2－3　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
中堀り杭工法	2N（≦100）	0.8ｃ又は 8N（≦100）

b.　鋼管杭下端

(a)　水平方向

イ．　常時及び地震時

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．　常時及び地震時

「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^3）

α　：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^3）

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

耐震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 5.1.2－4 に，材料の物性値を表 5.1.2－5 に示す。

表 5.1.2－4　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^2

表 5.1.2－5　材料の物性値*

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

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

b.　鋼管杭

多重鋼管杭の使用材料は，「4.1.7(2)　使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(4)　地下水位

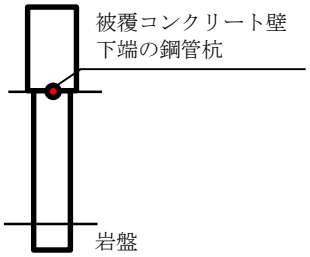
地下水位は，「4.1.7(4)　地下水位」を基に設定する。

5.1.3　照査時刻の設定

被覆コンクリート壁の健全性評価において，鋼管杭の挙動の差異に伴う法線方向のねじれによる影響を考慮する観点から，被覆コンクリート壁下端の鋼管杭の変位が最大となる時刻を地震応答解析の結果から選定する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.1.3－1 に示す。

表 5.1.3－1　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

5.1.4　入力値の設定

３次元構造解析の入力値のうち，慣性力及び鋼管杭変位は「5.1.3　照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において，地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表 5.1.4－1 に，３次元構造解析への入力イメージを図 5.1.4－1 に，各入力値の設定フローを図 5.1.4－2 に示す。また，３次元構造解析のフローを図 5.1.4－3 に示す。

表 5.1.4－1　入力値の一覧

入力値		算定方法	地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
土圧		地震応答解析における常時解析	土圧	作用位置
水圧		公式	－	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	－	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	機器荷重の慣性力	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）	鋼管杭

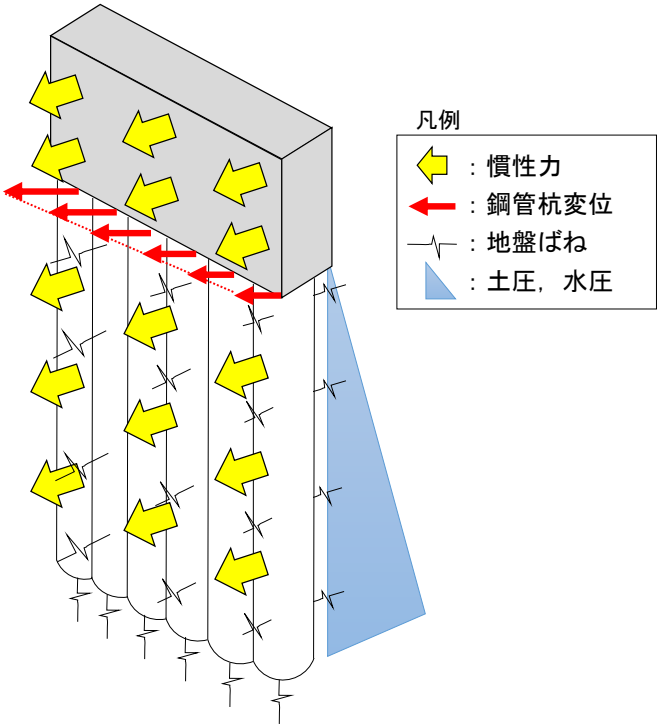


図 5.1.4－1　３次元構造解析への入力イメージ

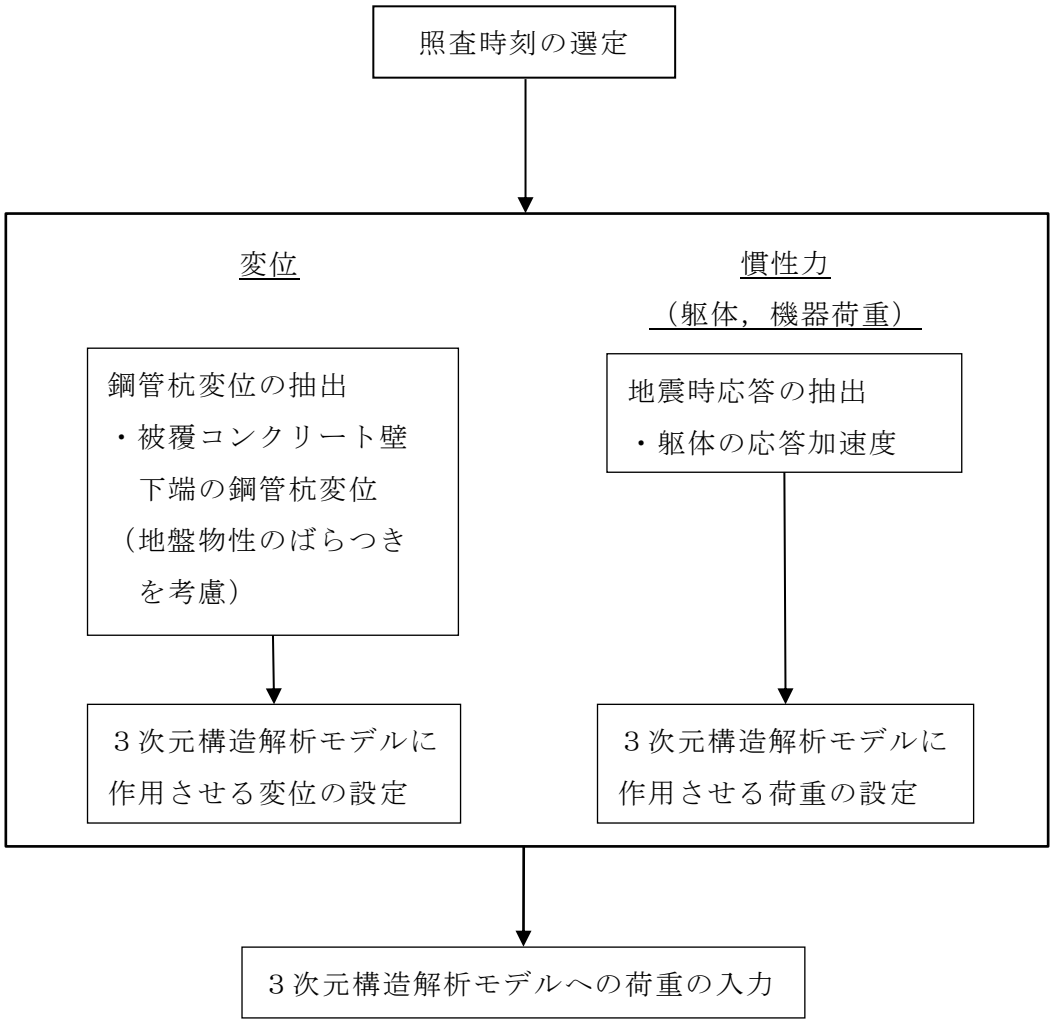


図 5.1.4－2　各入力値の設定フロー

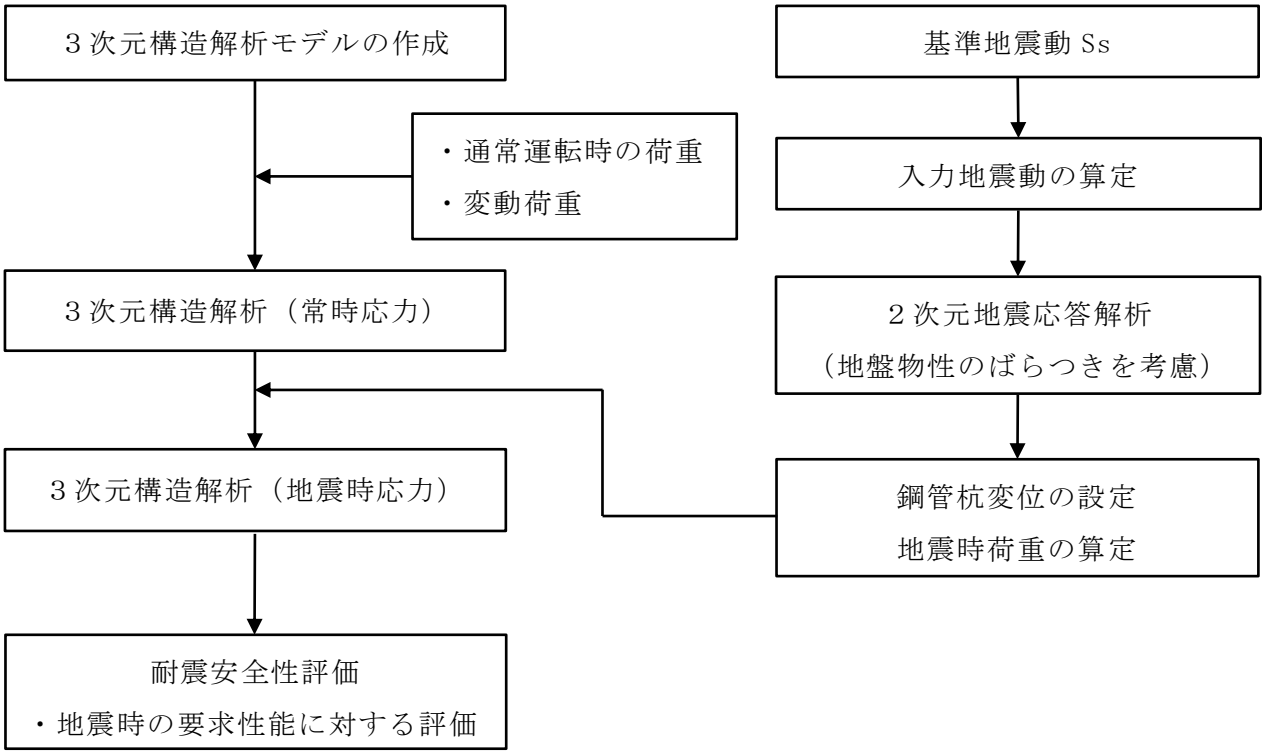


図 5.1.4－3　３次元構造解析のフロー図

(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単位体積重量を考慮する。

b.　土圧及び水圧

土圧及び水圧を躯体側面に作用させる。土圧は，地震応答解析における常時解析より算出された土圧を用いる。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 1.03g/cm^3 を考慮する。

(2)　地震時荷重

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 5.1.4－4 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。

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する。

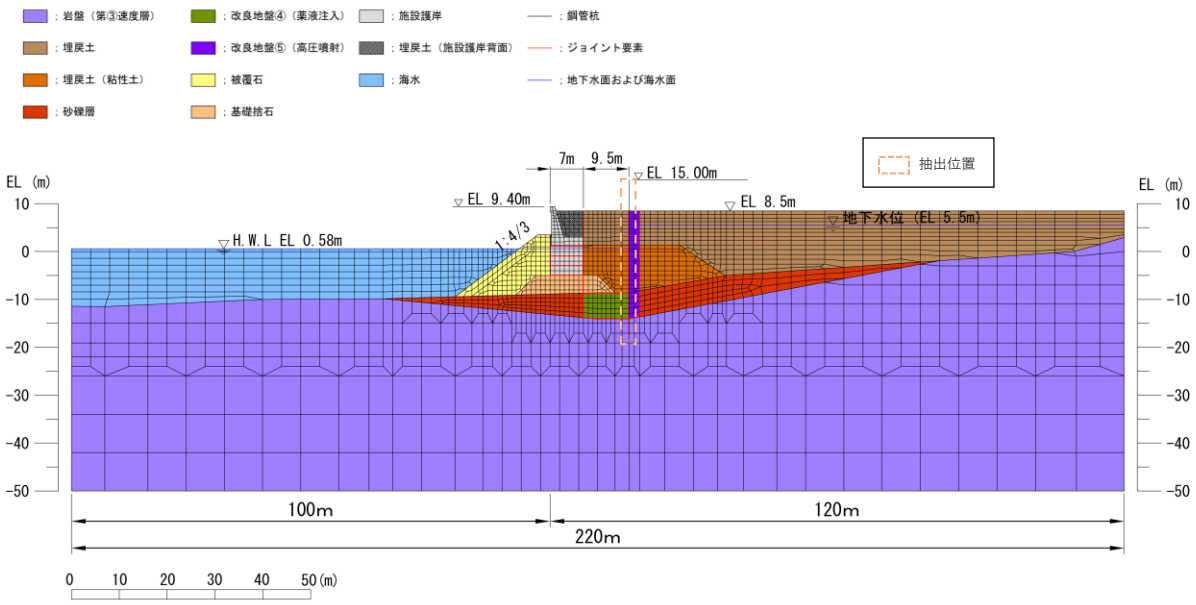


図 5.1.4－4(1)　応答加速度の抽出位置（②－②断面）

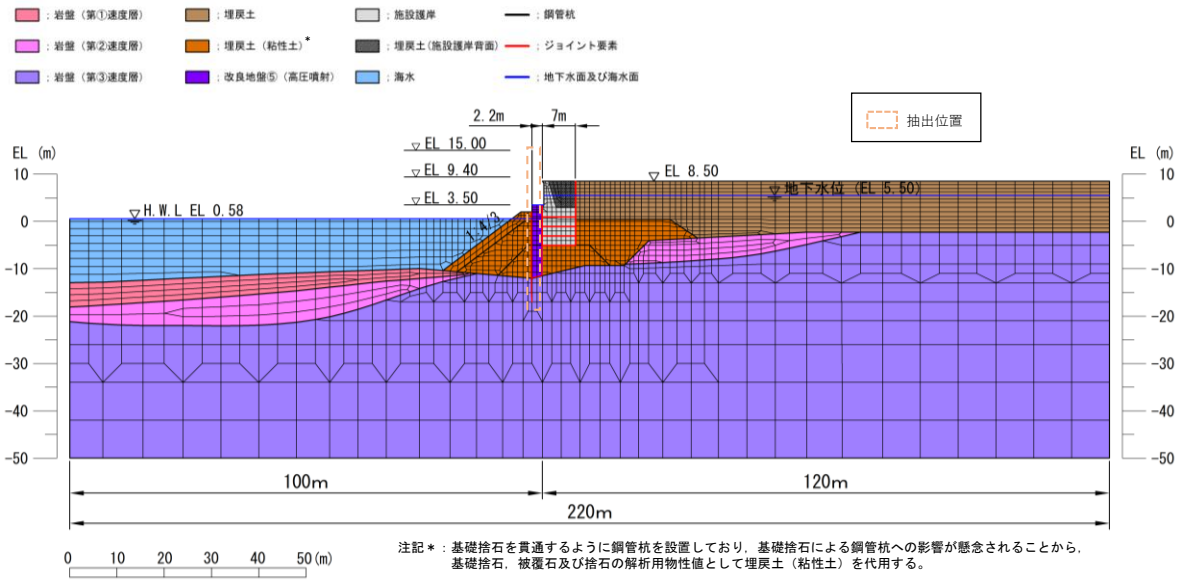
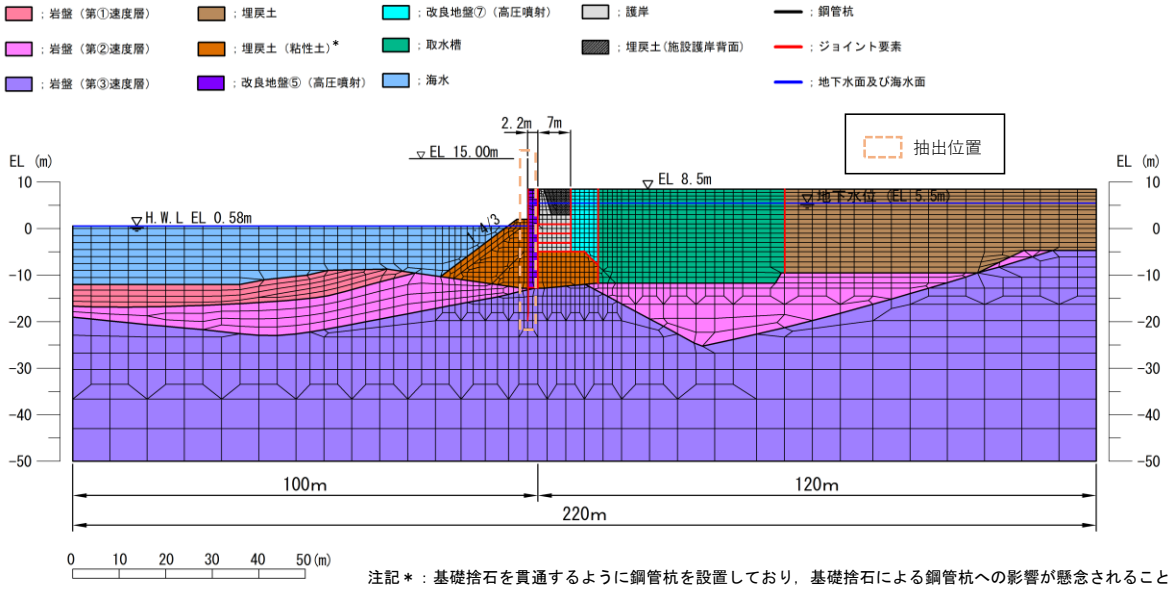


図 5.1.4－4(2)　応答加速度の抽出位置（③－③断面）



注記＊：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 5.1.4－4(3)　応答加速度の抽出位置（④－④断面）

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。鋼管杭変位は，図 5.1.4－5 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。

また，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，「5.1.3　照査時刻の設定」で選定した照査時刻において，変位が最大値，最小値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。鋼管杭変位の入力概念図を図 5.1.4－6 に示す。

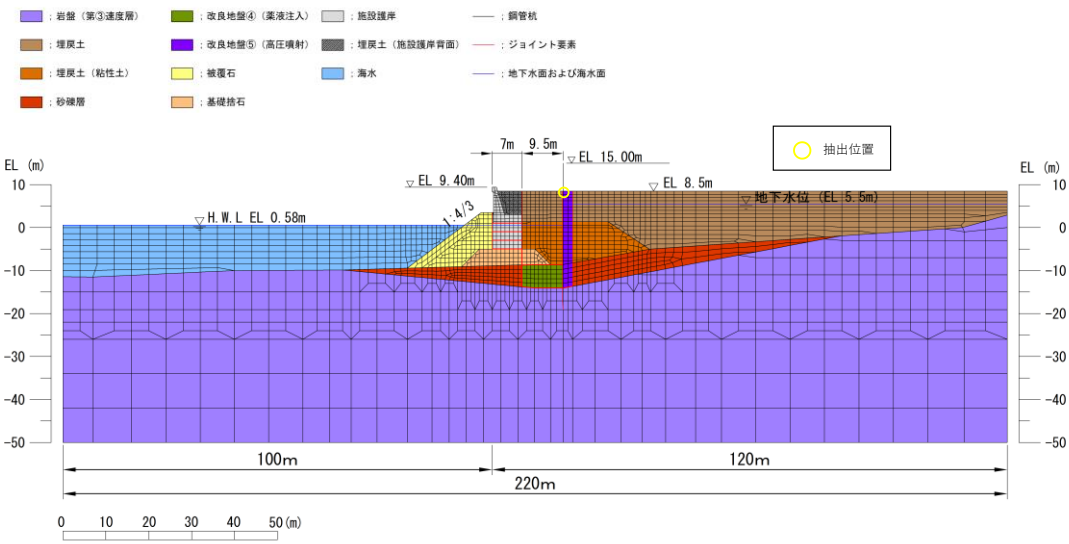


図 5.1.4－5(1)　鋼管杭変位の抽出位置（②－②断面）

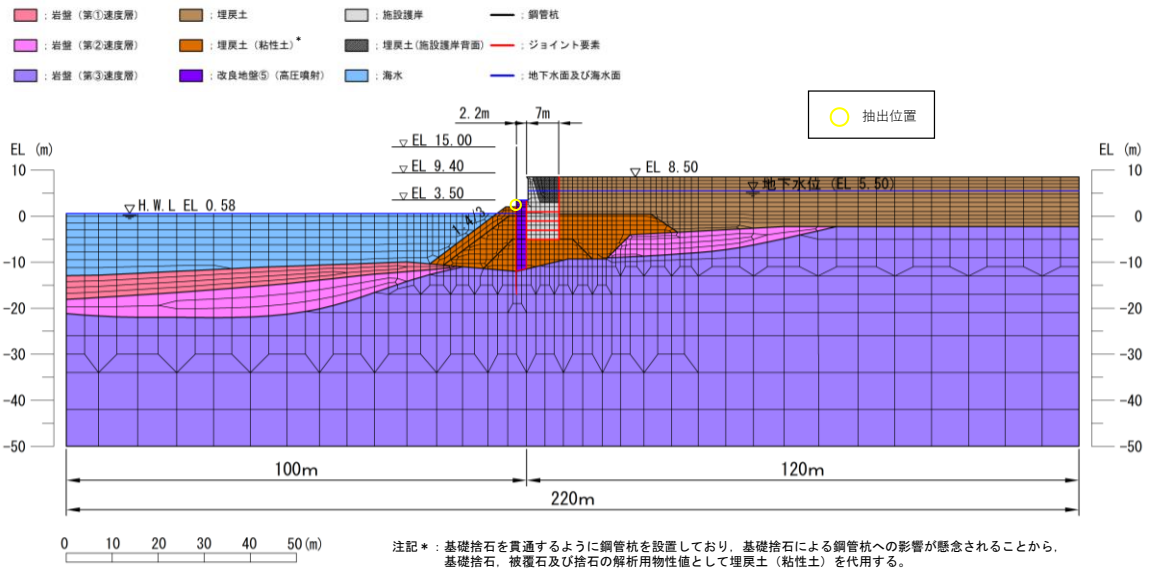


図 5.1.4－5(2)　鋼管杭変位の抽出位置（③－③断面）

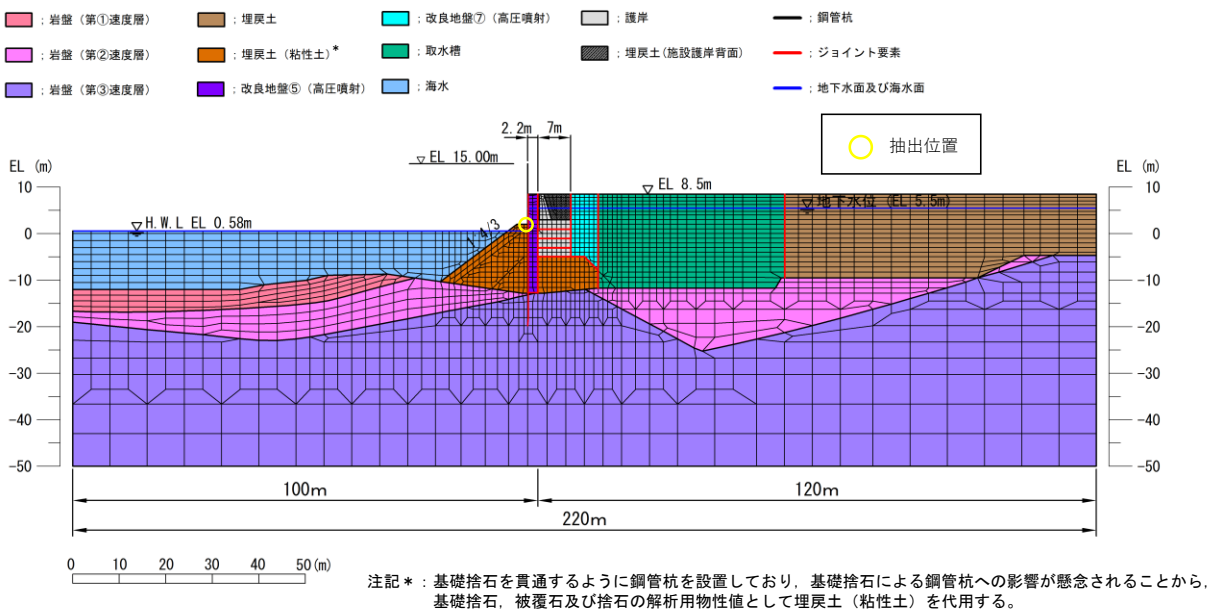


図 5.1.4－5(3)　鋼管杭変位の抽出位置（④－④断面）

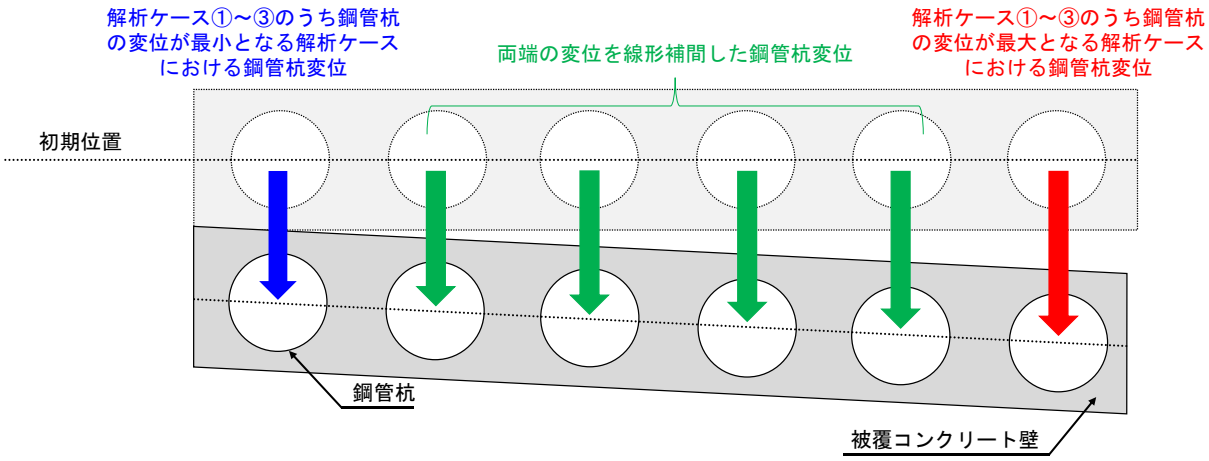


図 5.1.4－6　鋼管杭変位の入力概念図

c.　風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は，表 5.1.4－1 に示すとおり公式により算定する。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。

5.1.5　評価方法

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 5.1.5－1 及び図 5.1.5－2 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 5.1.5－3 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。各要素の応力の方向を図 5.1.5－4 に，断面力の方向を図 5.1.5－5 に示す。

応力度算定には，解析コード「ＥＭＲＧＩＮＧ」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。

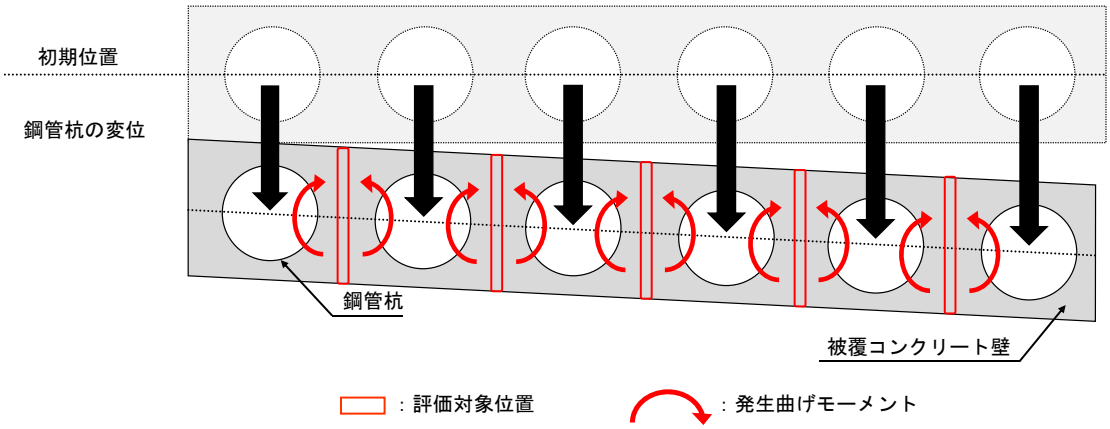


図 5.1.5－1　評価対象位置及び発生曲げモーメントの概念図

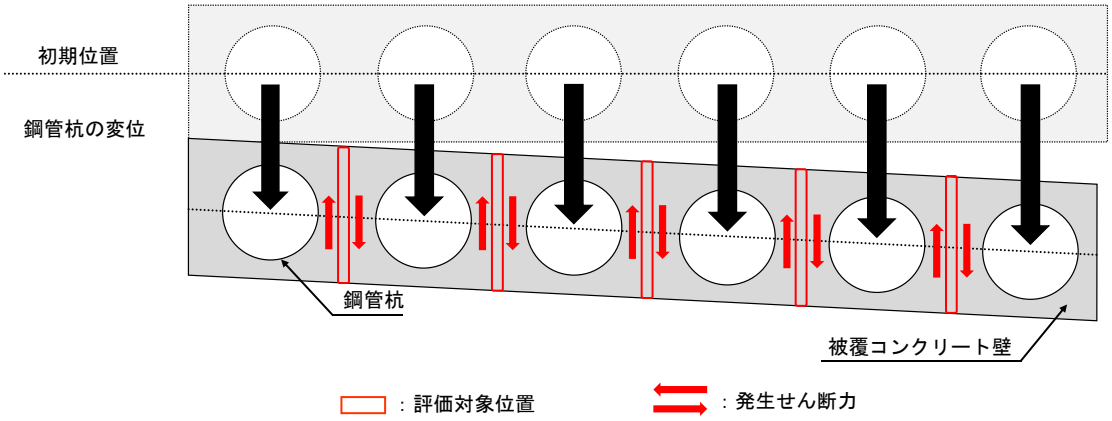


図 5.1.5－2　評価対象位置及び発生せん断力の概念図

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）．

$$\left.\begin{aligned} M &= \Sigma \sigma i \cdot hi \cdot ti \cdot \ell i \\ N &= \Sigma \sigma i \cdot hi \cdot ti \\ Q &= \Sigma \tau i \cdot hi \cdot ti \end{aligned}\right\} \quad (4.1)$$

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

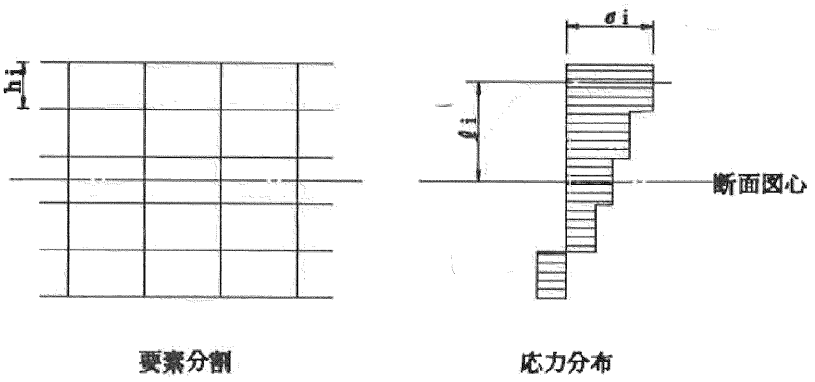
σi：要素iの引張または圧縮応力度

τi：要素iのせん断応力度

hi：要素iの高さ

ti：要素iの厚さ

ℓi：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 5.1.5－3　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）

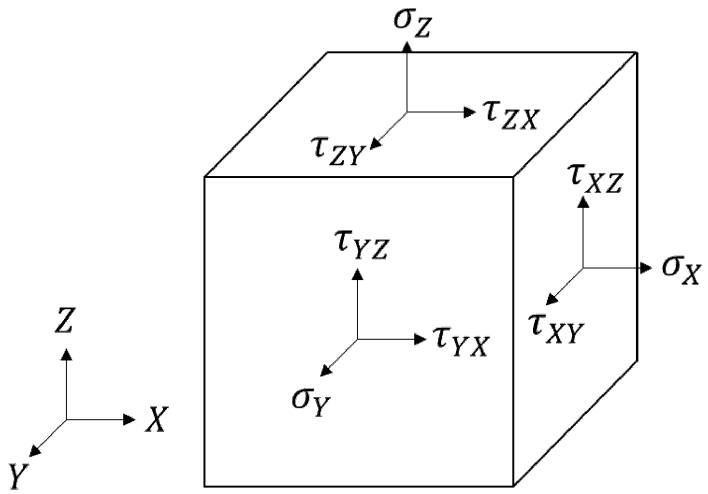
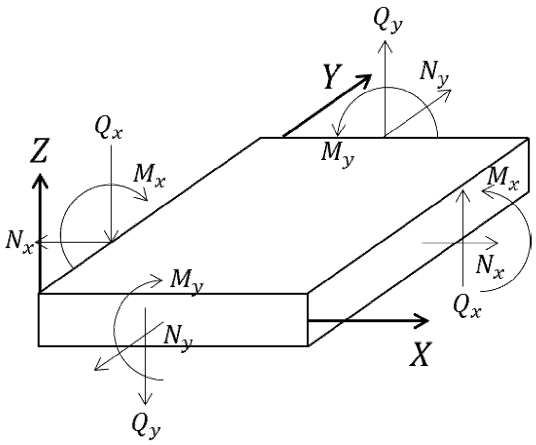


図 5.1.5－4　ソリッド要素における応力の方向



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 5.1.5－5　ソリッド要素における断面力の方向

5.2　３次元構造解析結果

5.2.1　３次元構造解析の地震動及び各照査時刻の選定

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地震動及び照査時刻を選定する。地震応答解析から３次元構造解析までの実施フローを図 5.2.1－1 に示す。

地震動の選定にあたっては，鋼管杭の変位量が大きいほど，被覆コンクリート壁の評価が厳しくなることが想定されることから，鋼管杭の変位量が最も大きくなる地震動を選定する。

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 5.2.1－1 に示す時刻を選定する。

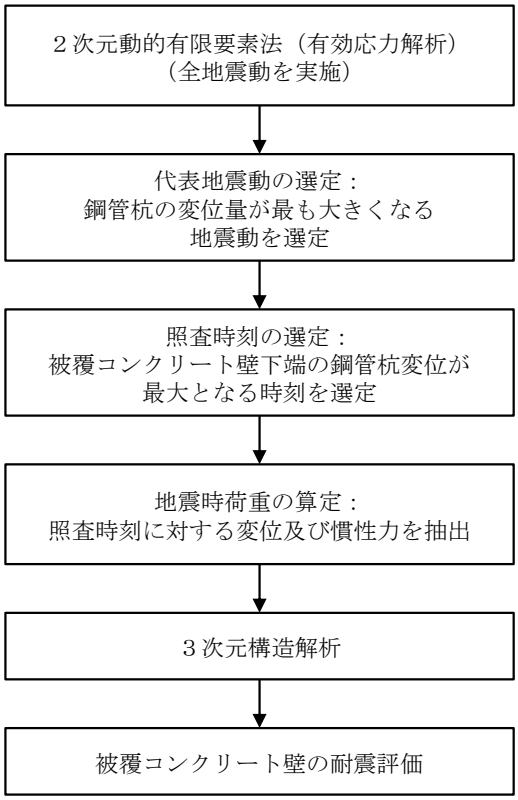
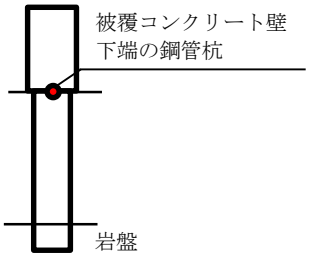


図 5.2.1－1　地震応答解析から３次元構造解析までの実施フロー

表 5.2.1－1　被覆コンクリート壁における照査時刻の考え方（表 5.1.3－1 を再掲）

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

地震応答解析より抽出した防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位を表 5.2.1－2 に示す。表 5.2.1－2 より，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位が最大となる地震動として，②－②断面はＳｓ－Ｄ（－＋）を，③－③断面はＳｓ－Ｄ（－＋）を，④－④断面はＳｓ－Ｄ（＋－）を選定されることから，３次元構造解析を実施する地震動及び照査時刻を表 5.2.1－3 に示す。

表 5.2.1－2(1)　被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位（②－②断面）

解析ケース	地震動		相対変位（mm）	時刻（s）
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	-259.0	9.14
		（－＋）	-345.1	13.34
		（＋－）	-293.9	9.15
		（－－）	-324.4	13.34
	Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	-82.1	10.76
	Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	-94.7	16.89
	Ｓｓ－Ｎ１	（＋＋）	-214.3	8.65
		（－＋）	-210.3	7.89
	Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	-129.0	24.54
		（－＋）	-214.2	25.21
	Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	-204.8	26.74
		（－＋）	-156.9	26.23
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	-346.0	13.34
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	-344.7	13.34

□：被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位の最大値

表 5.2.1－2(2)　被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位
（③－③断面）

解析ケース	地震動		相対変位 (mm)	時刻 (s)
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	-133.9	13.81
		（－＋）	-186.1	13.25
		（＋－）	-157.5	13.87
		（－－）	-151.9	13.25
	Ｓｓ－Ｆ１ （ＥＷ）	（＋＋）	-34.4	10.67
	Ｓｓ－Ｆ２ （ＥＷ）	（＋＋）	-37.3	14.20
	Ｓｓ－Ｎ１	（＋＋）	-87.4	8.46
		（－＋）	-114.5	7.85
	Ｓｓ－Ｎ２ （ＮＳ）	（＋＋）	-110.0	26.67
		（－＋）	-77.6	26.21
	Ｓｓ－Ｎ２ （ＥＷ）	（＋＋）	-84.7	24.54
		（－＋）	-118.3	25.15
②	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	-186.2	13.26
③	Ｓｓ－Ｄ	（－＋）	-186.0	13.25

：被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位の最大値

表 5.2.1－2(3)　被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位（④－④断面）

解析ケース	地震動		相対変位（mm）	時刻（s）
①	Ｓｓ－Ｄ	（＋＋）	-26.9	9.02
		（－＋）	-14.3	28.21
		（＋－）	-31.8	9.02
		（－－）	-20.1	14.74
	Ｓｓ－Ｆ１（ＥＷ）	（＋＋）	-5.2	8.85
	Ｓｓ－Ｆ２（ＥＷ）	（＋＋）	-12.2	15.04
	Ｓｓ－Ｎ１	（＋＋）	-9.8	7.43
		（－＋）	-27.4	7.65
	Ｓｓ－Ｎ２（ＮＳ）	（＋＋）	-8.9	24.79
		（－＋）	-17.5	26.08
	Ｓｓ－Ｎ２（ＥＷ）	（＋＋）	-9.0	25.48
		（－＋）	-12.1	25.10
②	Ｓｓ－Ｄ	（＋－）	-31.8	9.03
③	Ｓｓ－Ｄ	（＋－）	-32.1	9.03

：被覆コンクリート壁下端の鋼管杭における相対変位の最大値

表 5.2.1－3　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）
②－②断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	13.34
③－③断面	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	13.25
④－④断面	Ｓｓ－Ｄ（＋－）	9.02

5.2.2　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に，地震応答解析における解析ケース①～③より，表 5.5.2－2 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。表 5.2.2－1 に３次元構造解析に入力する鋼管杭変位を，図 5.2.2－1 に鋼管杭変位の入力概念図を示す。

表 5.2.2－1　３次元構造解析において入力する鋼管杭変位

（②－②断面）

解析ケース	地震動	鋼管杭変位（mm）
①	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	345.1
②		346.0
③		344.7

（③－③断面）

解析ケース	地震動	鋼管杭変位（mm）
①	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	186.1
②		186.2
③		186.0

（④－④断面，海側杭）

解析ケース	地震動	鋼管杭変位（mm）
①	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	31.8
②		31.7
③		31.9

□：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

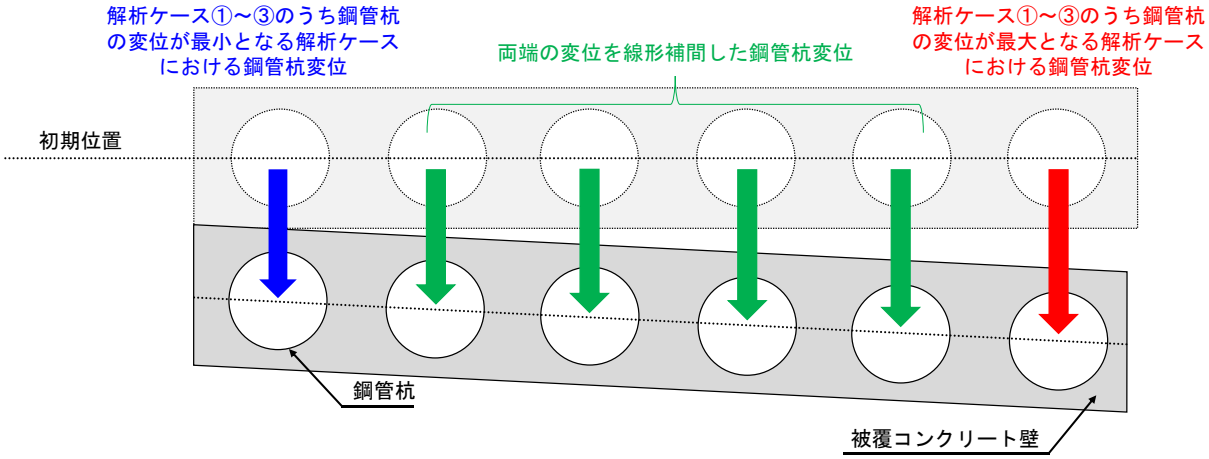


図 5.2.2－1　鋼管杭変位の入力概念図（図 5.1.4－6 を再掲）

5.2.3　作用荷重分布図

5.2.1 で選定した照査時刻における応答加速度分布を図 5.2.3－1～図 5.2.3－12 に示す。

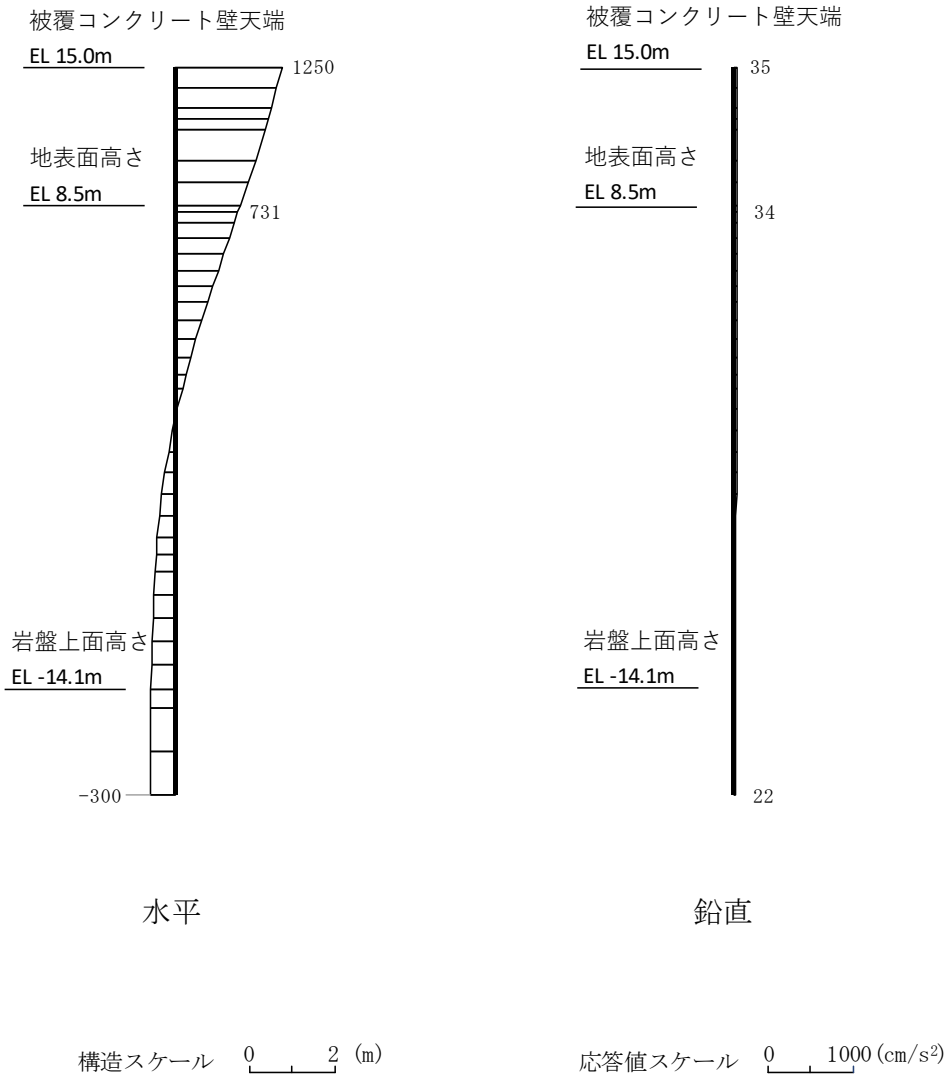


図 5.2.3－1　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース①，Ｓｓ－Ｄ（－＋），②－②断面）

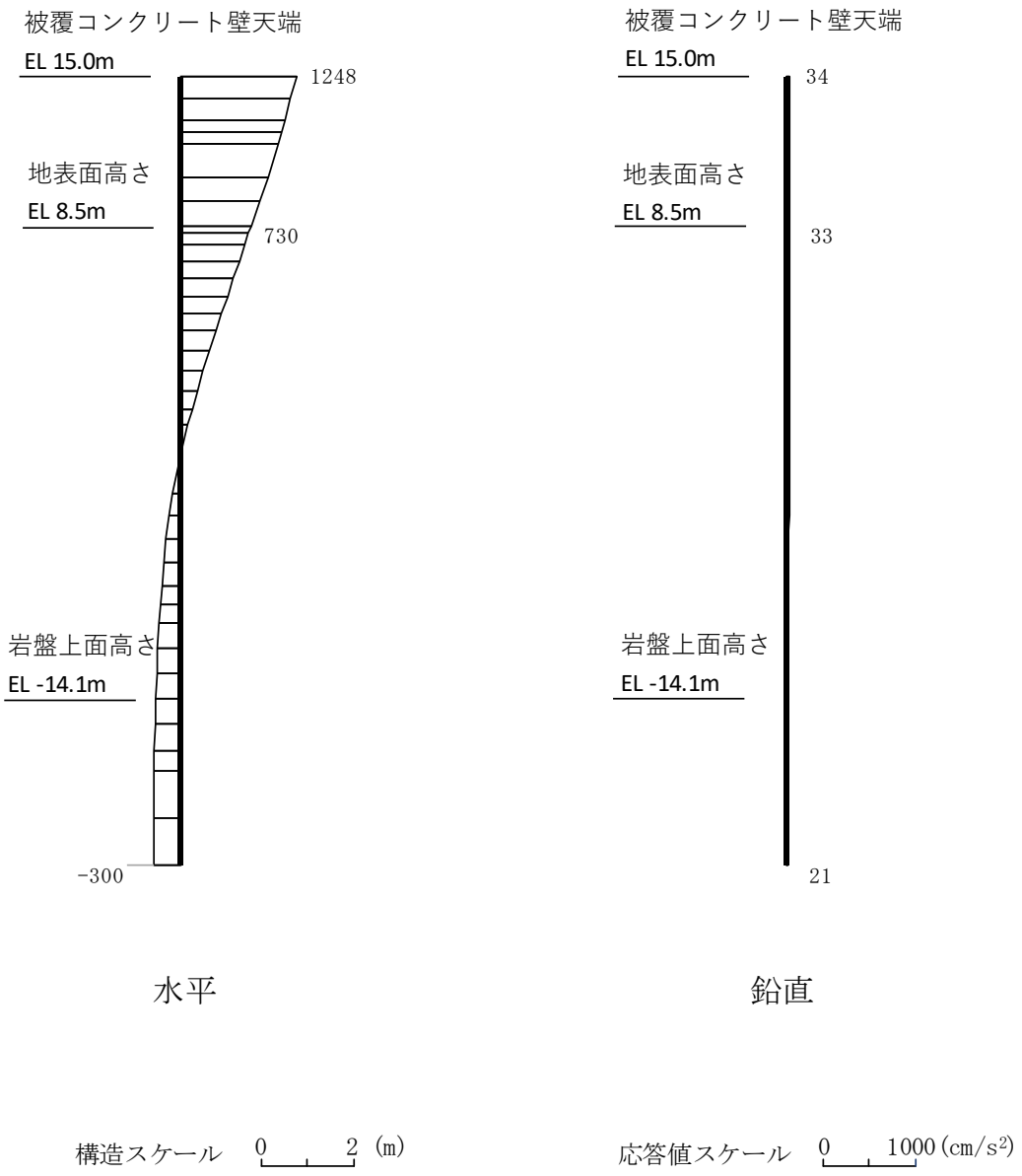


図 5.2.3－2　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋），②－②断面）

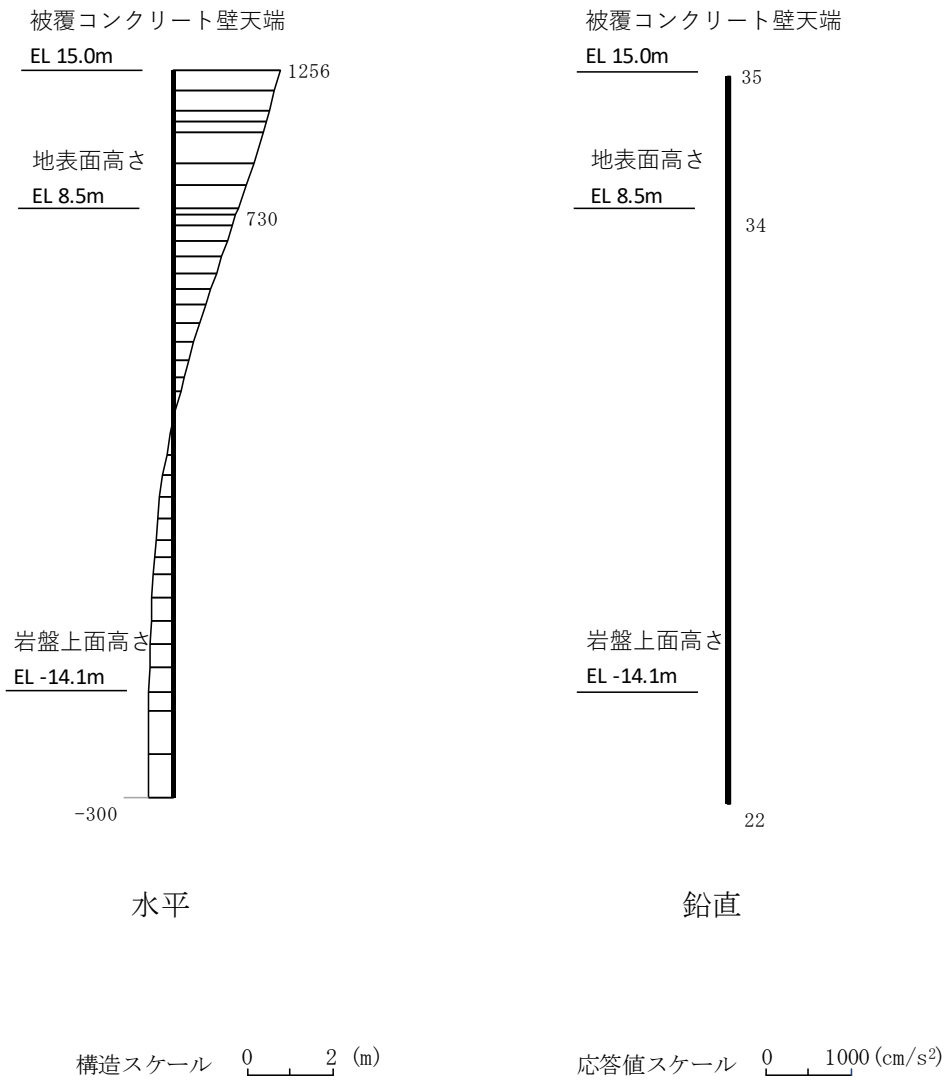


図 5.2.3－3　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース③，Ｓｓ－Ｄ（－＋），②－②断面）

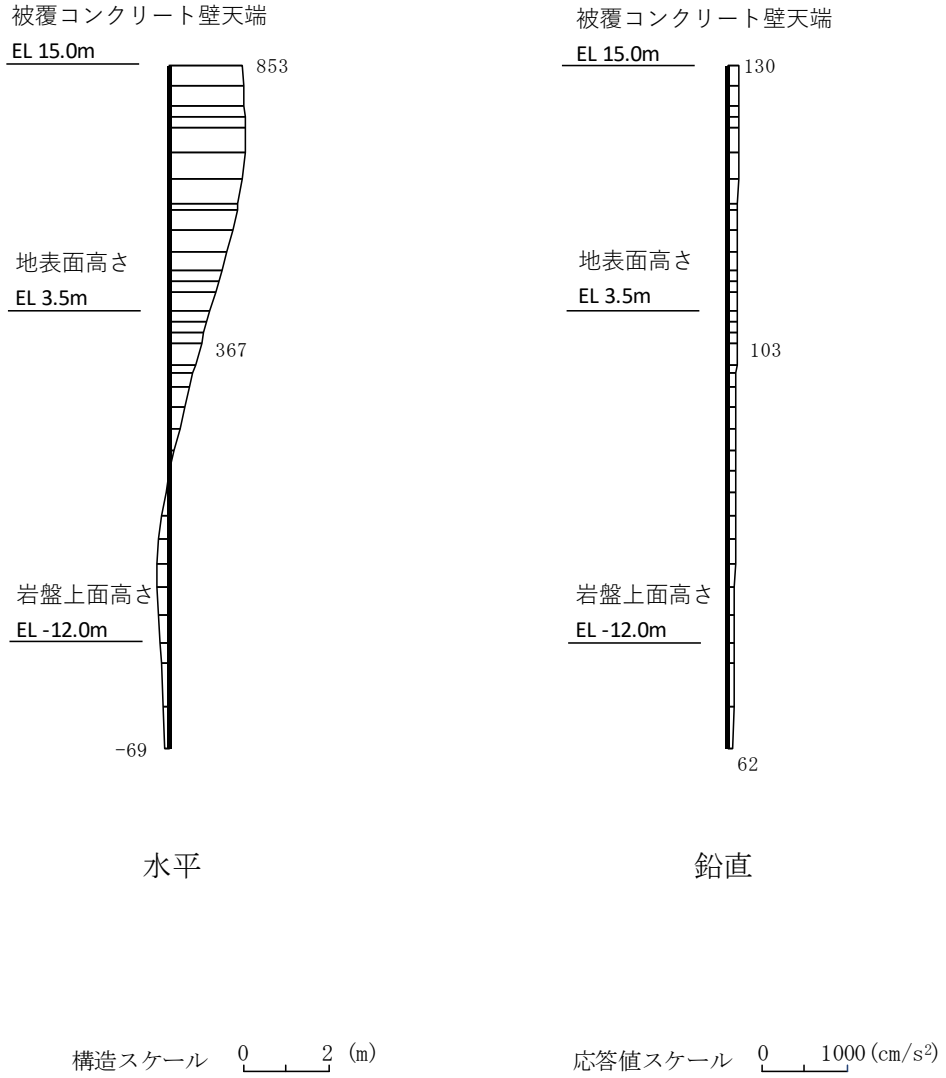


図 5.2.3－4　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース①，Ｓｓ－Ｄ（－＋），③－③断面）

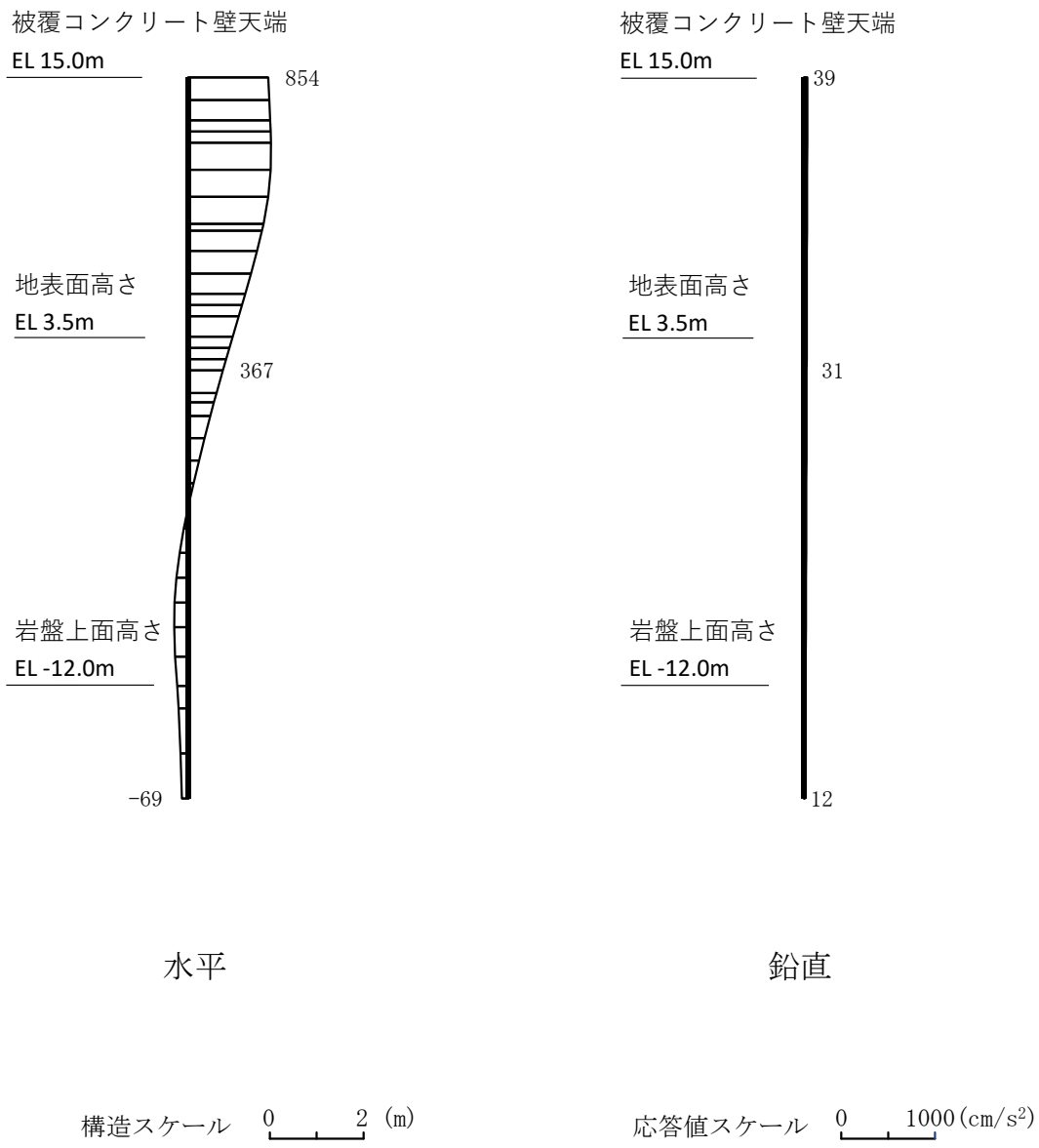


図 5.2.3－5　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（－＋），③－③断面）

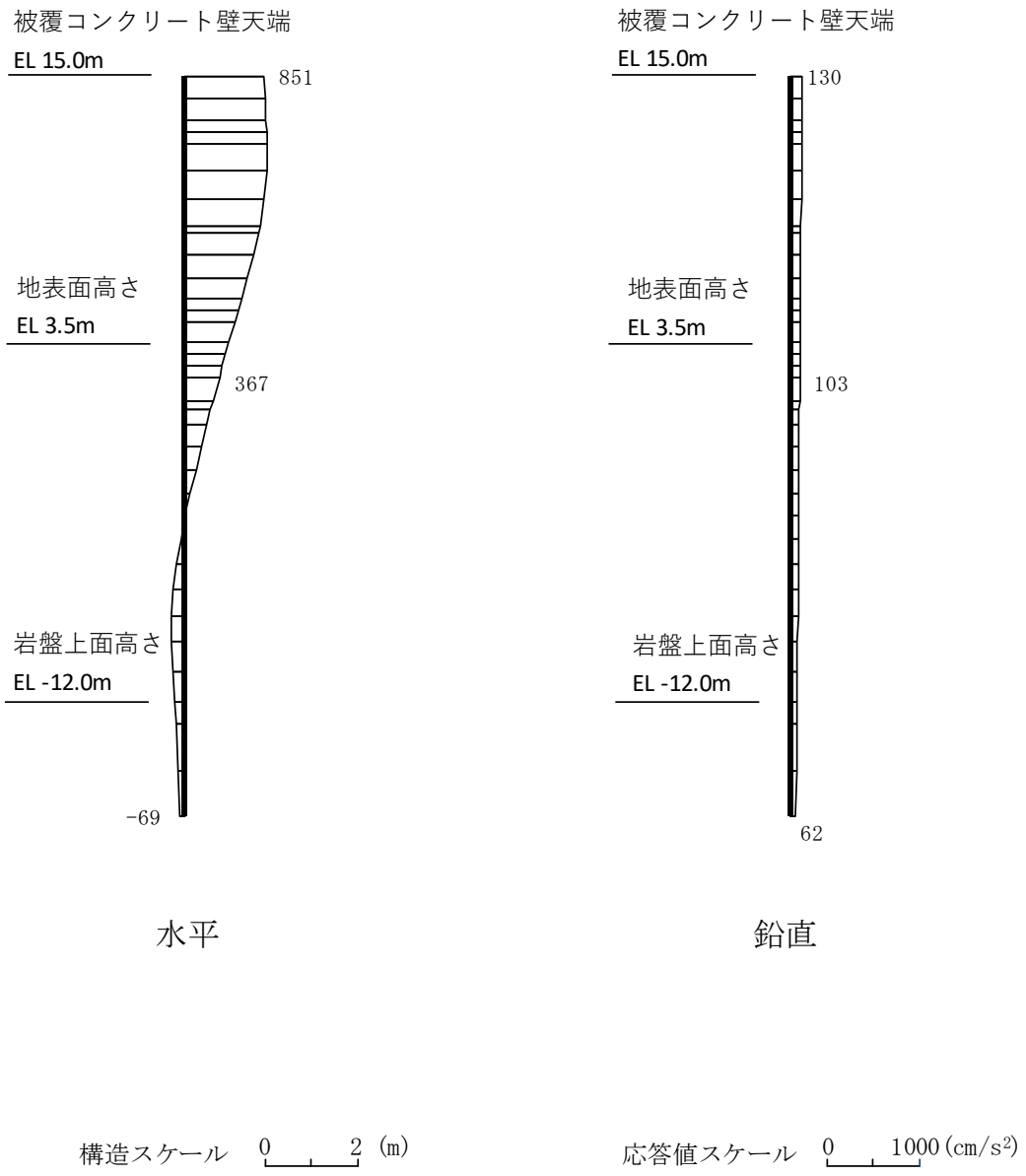


図 5.2.3－6　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース③，Ｓｓ－Ｄ（－＋），③－③断面）

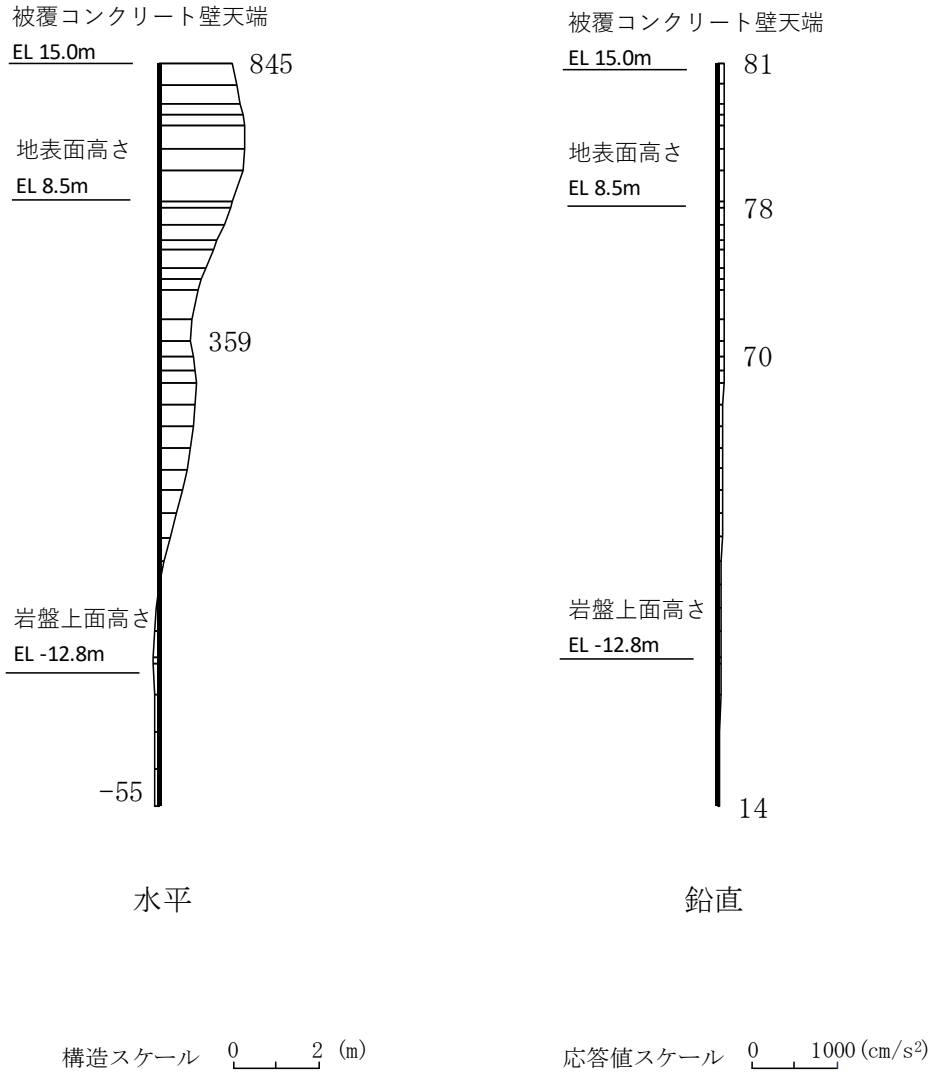


図 5.2.3－7　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース①，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，海側杭）

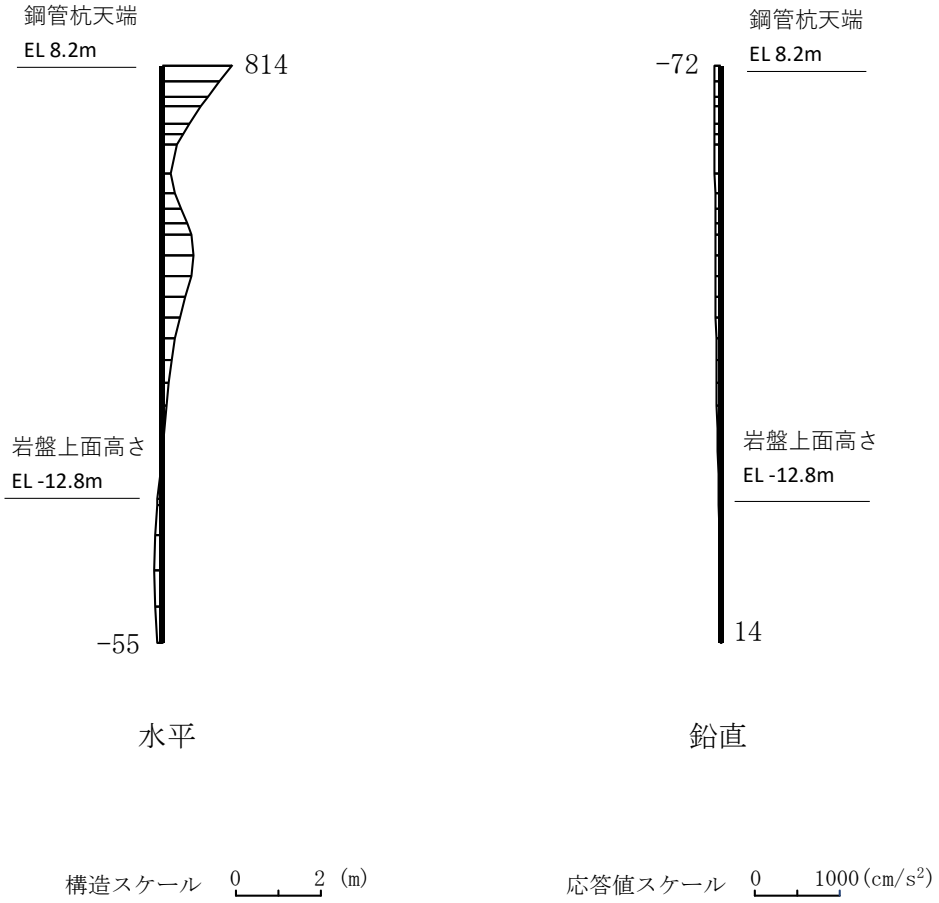


図 5.2.3－8　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース①，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，陸側杭）

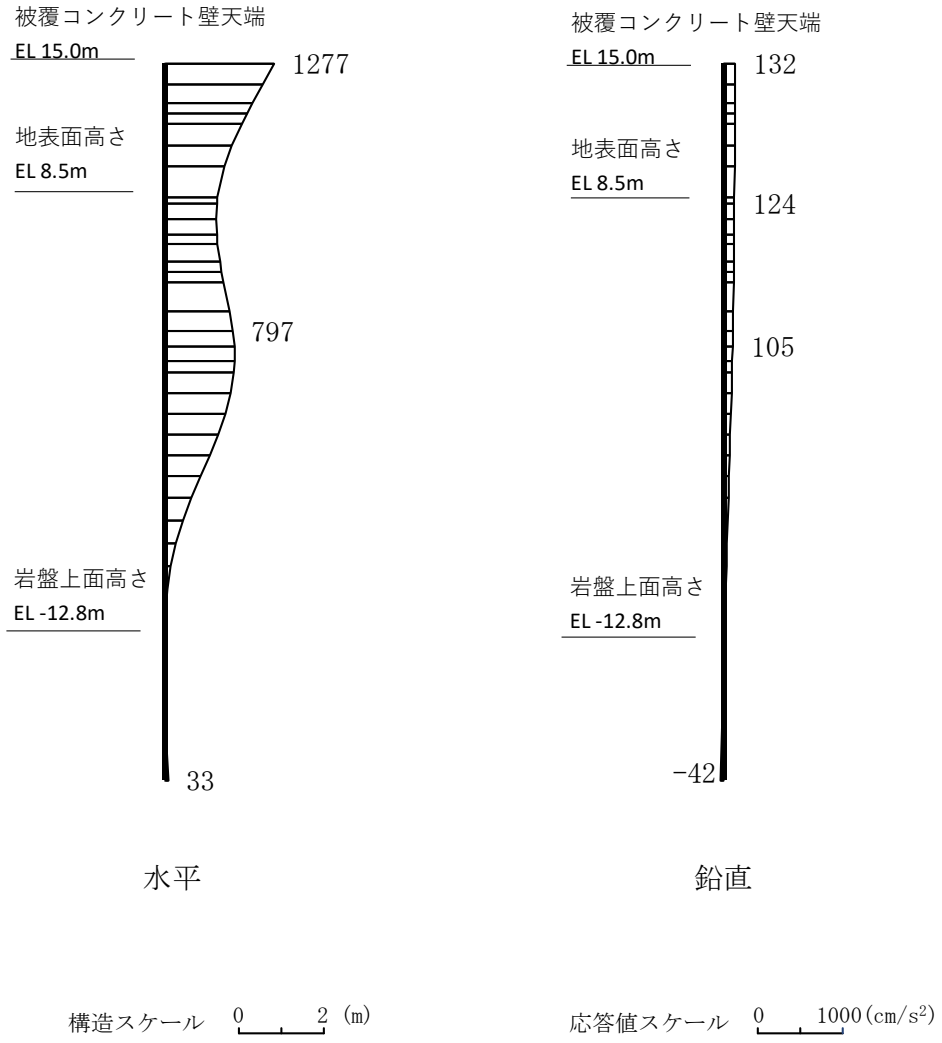


図 5.2.3－9　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，海側杭）

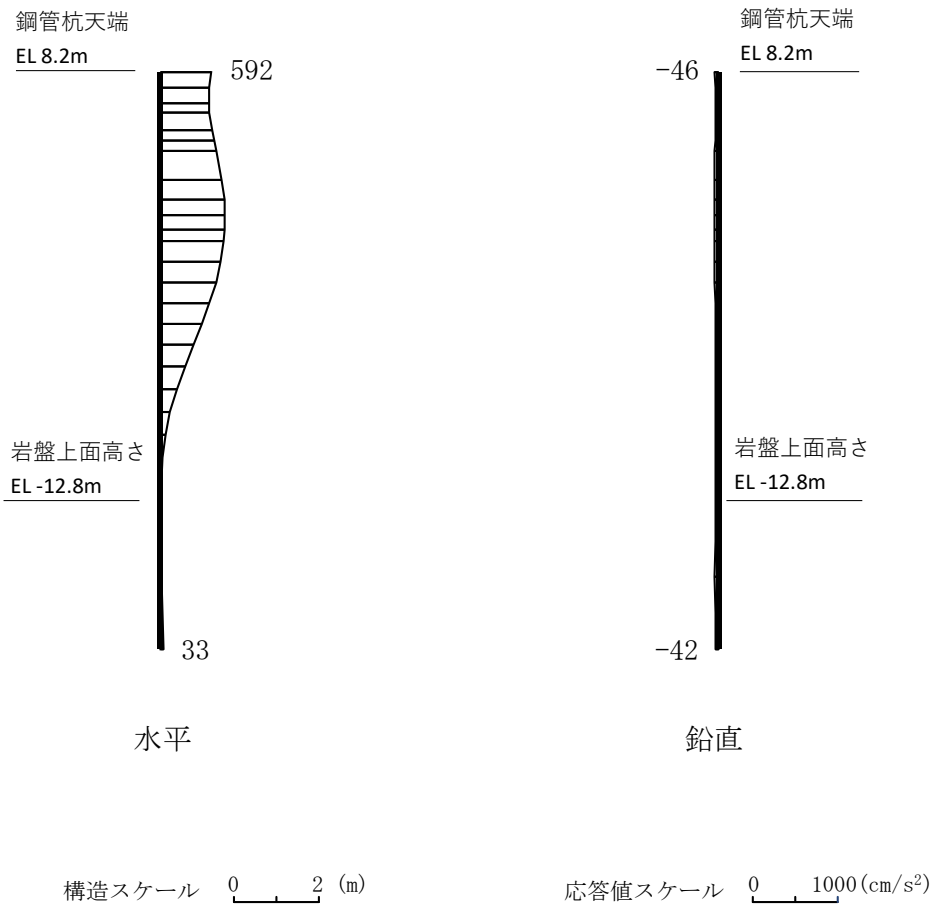


図 5.2.3－10　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース②，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，陸側杭）

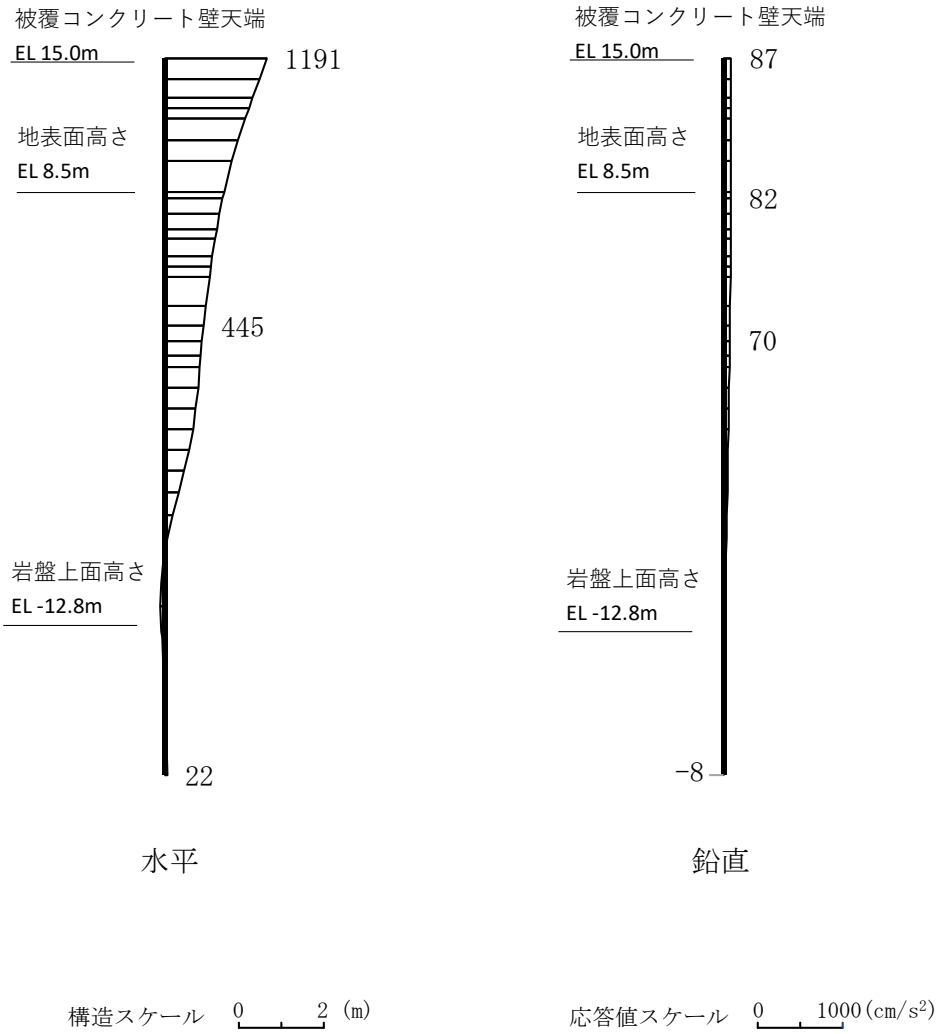


図 5.2.3－11　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース③，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，海側杭）

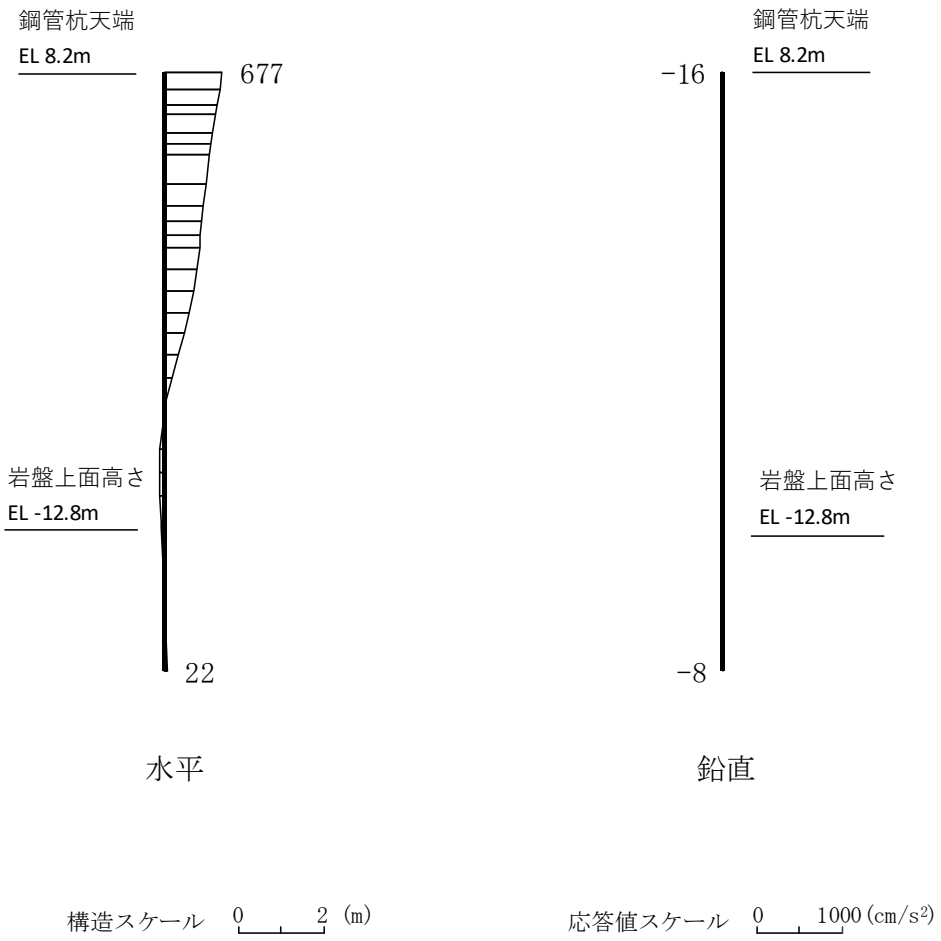


図 5.2.3－12　作用荷重分布図（応答加速度分布）
（解析ケース③，Ｓｓ－Ｄ（＋－），④－④断面，陸側杭）

5.2.4　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 5.2.4－1 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①～⑤とし，③－③断面及び④－④断面においては評価対象位置①～⑦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 5.2.4－2 に示す。

被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系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 5.2.4－1 及び表 5.2.4－2 に示す。

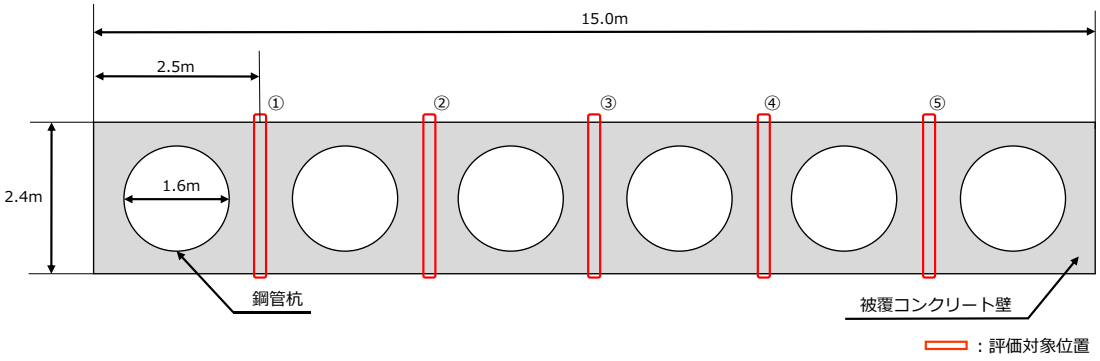


図 5.2.4－1(1)　評価対象位置図（②－②断面　平面図）

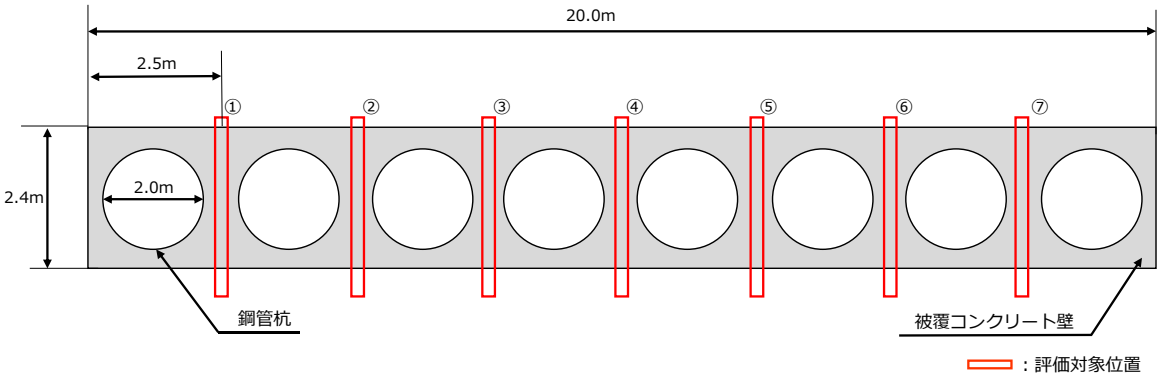


図 5.2.4－1(2)　評価対象位置図（③－③断面　平面図）

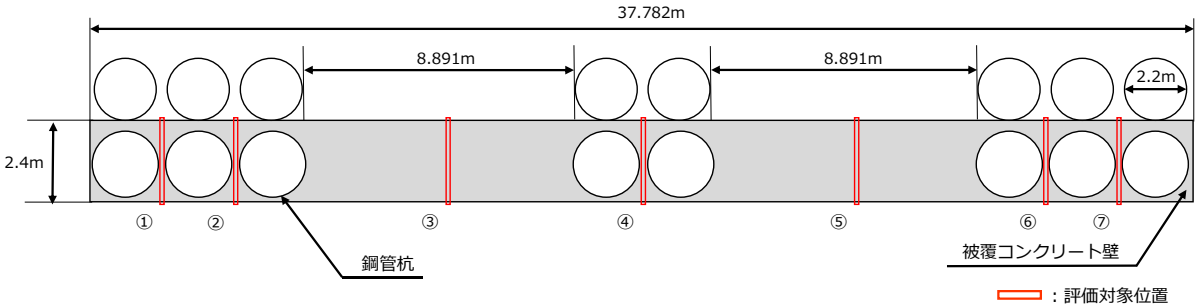


図 5.2.4－1(3)　評価対象位置図（④－④断面　平面図）

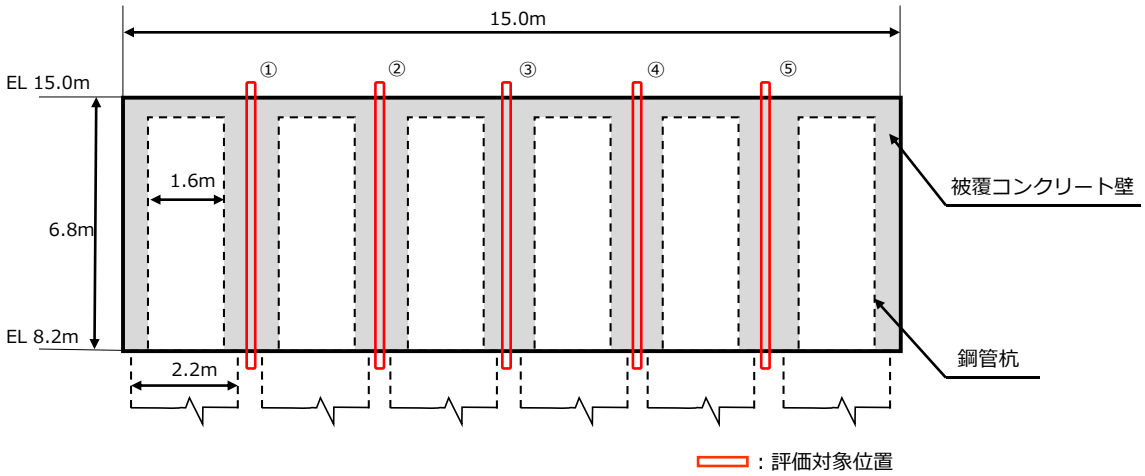


図 5.2.4－1(4)　評価対象位置図（②－②断面　正面図）

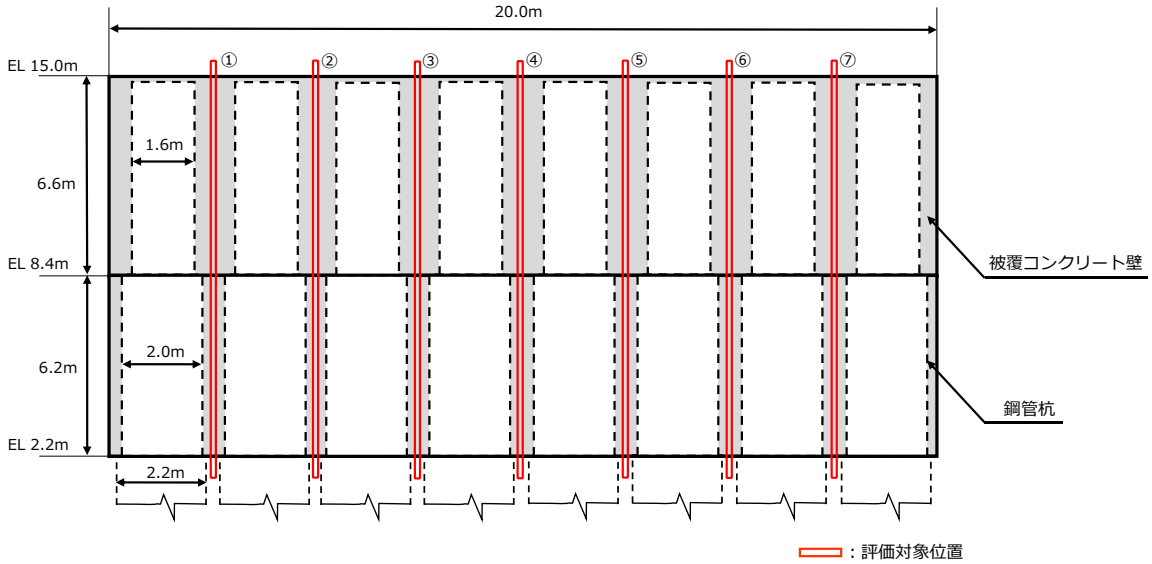


図 5.2.4－1(5)　評価対象位置図（③－③断面　正面図）

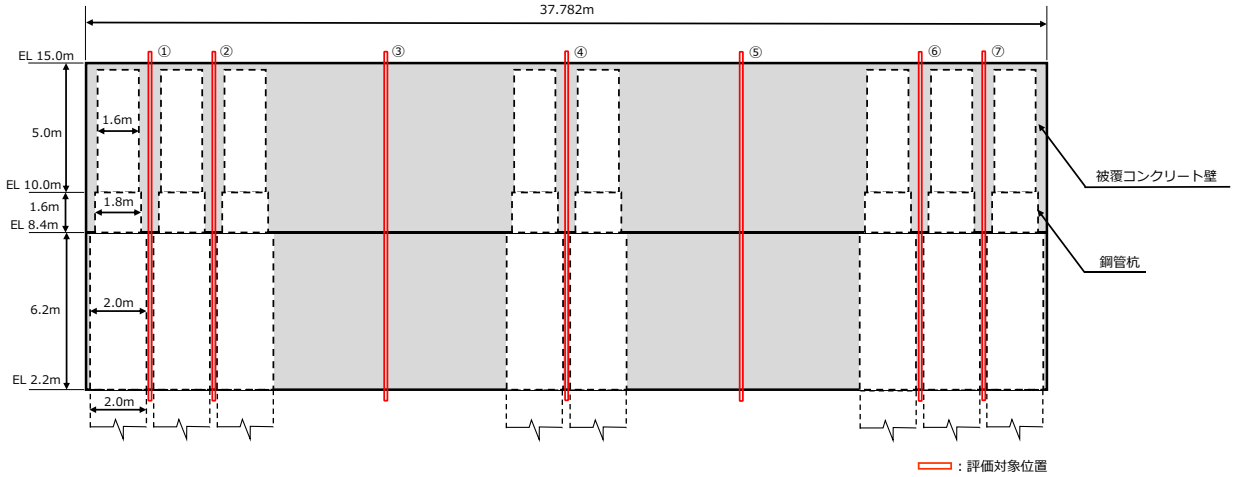
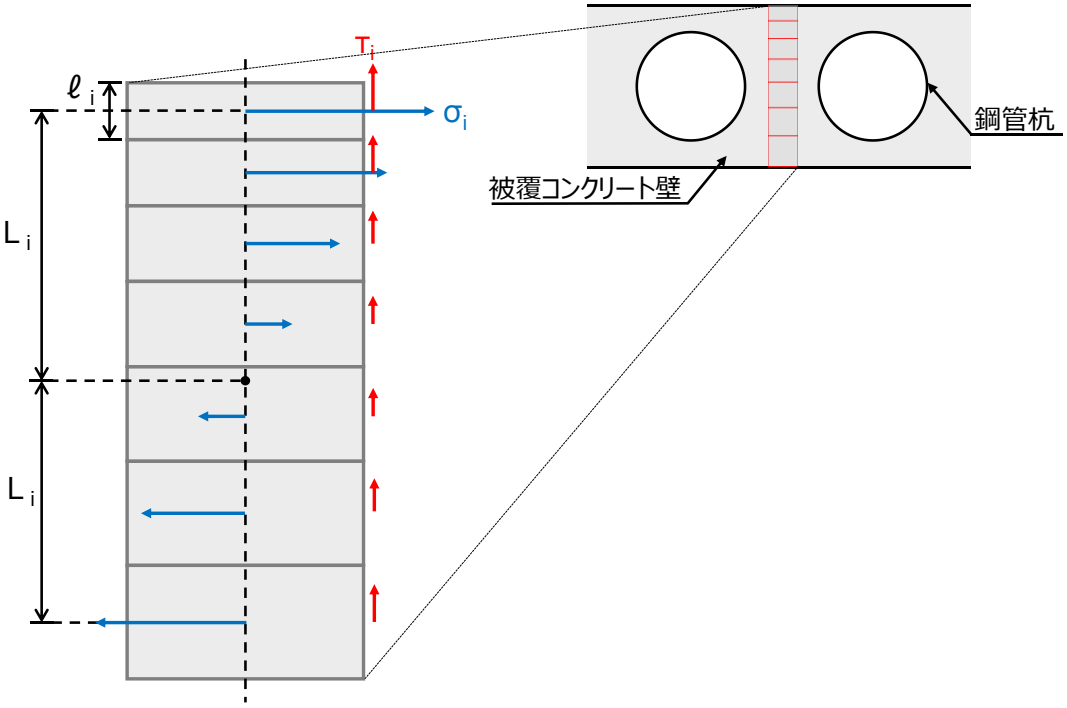


図 5.2.4－1(6)　評価対象位置図（④－④断面　正面図）



σ_i：要素に生じる水平応力(kN/m²)
τ_i：要素に生じるせん断応力(kN/m²)
ℓ_i：要素幅(m)
L_i：要素中心までのアーム長(m)

図 5.2.4－2　要素応力の抽出イメージ

表 5.2.4－1(1)　被覆コンクリートの曲げ・軸力系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圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.06	0.17
	②	0.08	0.26
	③	0.09	0.28
	④	0.08	0.27
	⑤	0.06	0.19

表 5.2.4－1(2)　被覆コンクリートの曲げ・軸力系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圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.03	0.08
	②	0.06	0.19
	③	0.07	0.25
	④	0.07	0.25
	⑤	0.07	0.23
	⑥	0.06	0.18
	⑦	0.03	0.08

表 5.2.4－1(3)　被覆コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査における評価対象位置と照査値（④－④断面）

		コンクリートの曲げ圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.02	0.09
	②	0.04	0.14
	③	0.07	0.22
	④	0.07	0.22
	⑤	0.07	0.22
	⑥	0.04	0.14
	⑦	0.02	0.09

表 5.2.4－2(1)　被覆コンクリート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照査値
評価対象位置	①	0.15
	②	0.12
	③	0.01
	④	0.07
	⑤	0.17

表 5.2.4－2(2)　被覆コンクリート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照査値
評価対象位置	①	0.11
	②	0.18
	③	0.01
	④	0.02
	⑤	0.05
	⑥	0.09
	⑦	0.17

表 5.2.4－2(3)　被覆コンクリート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（④－④断面）

		コンクリートのせん断照査値
評価対象位置	①	0.24
	②	0.23
	③	0.06
	④	0.08
	⑤	0.11
	⑥	0.21
	⑦	0.17

5.2.5　断面力分布（被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査）

被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系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 5.2.4－1 及び表 5.2.4－2 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 5.2.4－1 及び図 5.2.4－2 に示す。

表 5.2.5－1　コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），評価対象位置③）

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮応力度 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
③	474	26	1.1	13.5	0.09

（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），評価対象位置④）

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮応力度 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
④	453	26	0.9	13.5	0.07

（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ（＋－），評価対象位置③）

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮応力度 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
③	442	1710	0.9	13.5	0.07

表 5.2.5－2　鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），評価対象位置③）

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張応力度 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
③	474	26	80.8	294	0.28

（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），評価対象位置④）

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張応力度 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
④	453	26	72.1	294	0.25

（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ（＋－），評価対象位置④）

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張応力度 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
④	983	1200	63.3	294	0.22

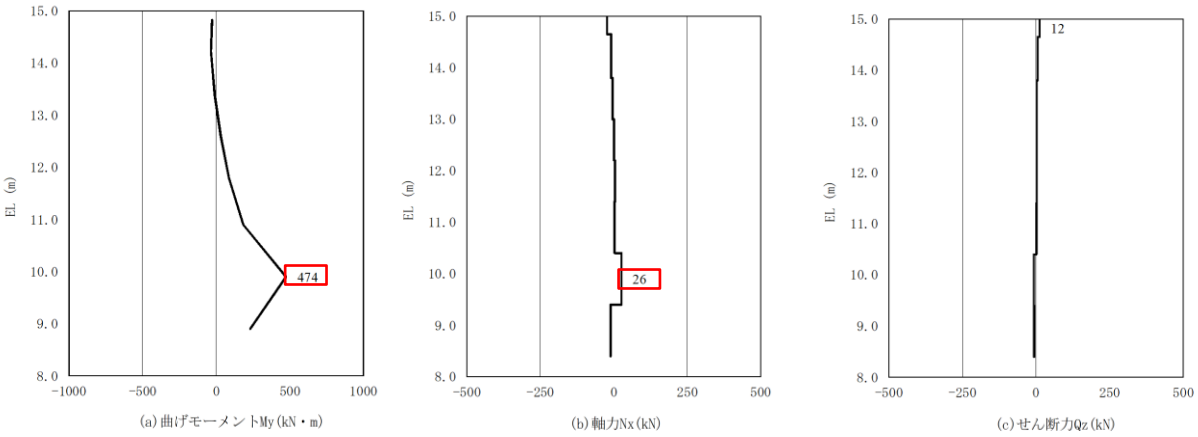


図 5.2.5－1(1)　コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置③）

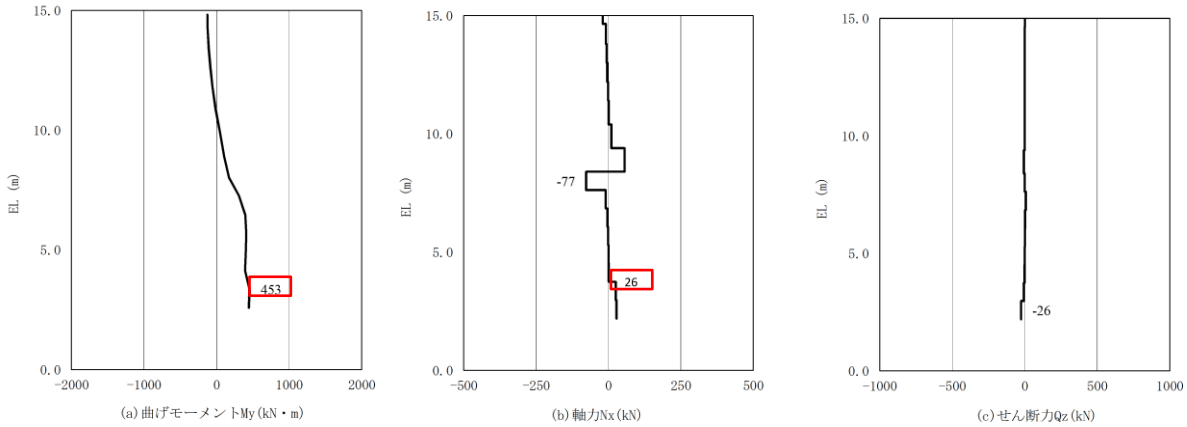


図 5.2.5－1(2)　コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置④）

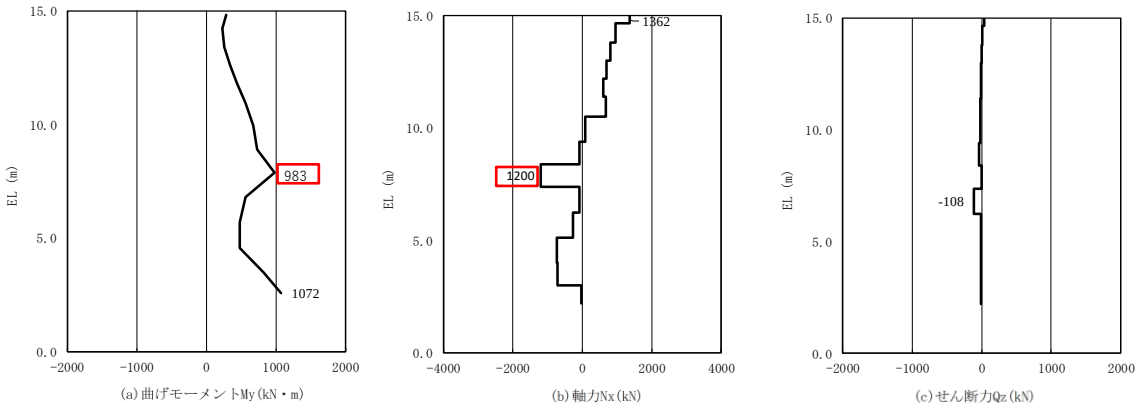


図 5.2.5－1(3)　コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ(＋－)，評価対象位置③）

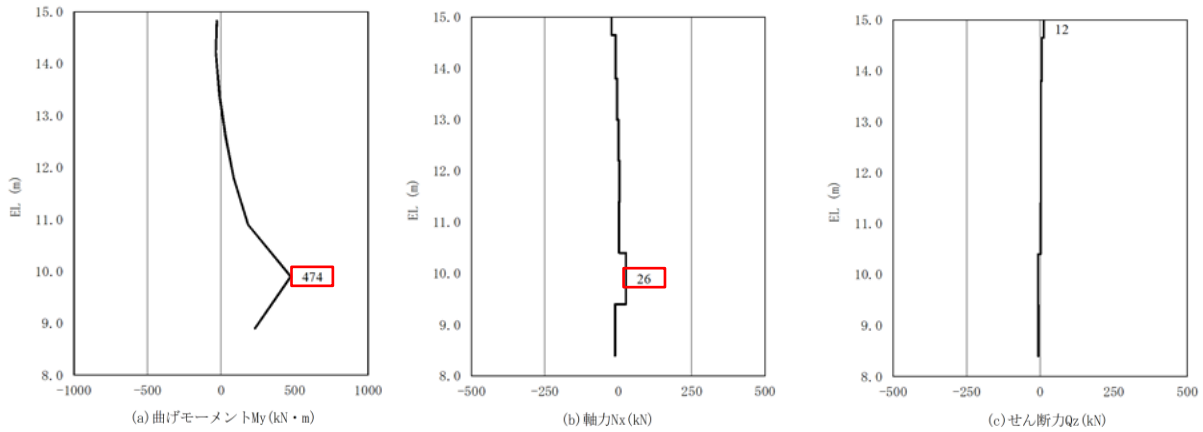


図 5.2.5－2(1)　鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置③）

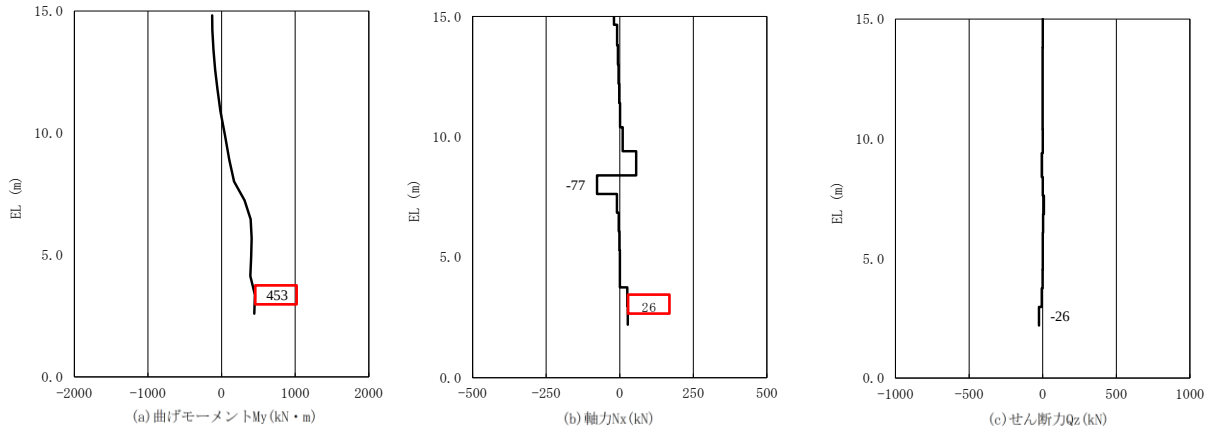


図 5.2.5－2(2)　鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置④）

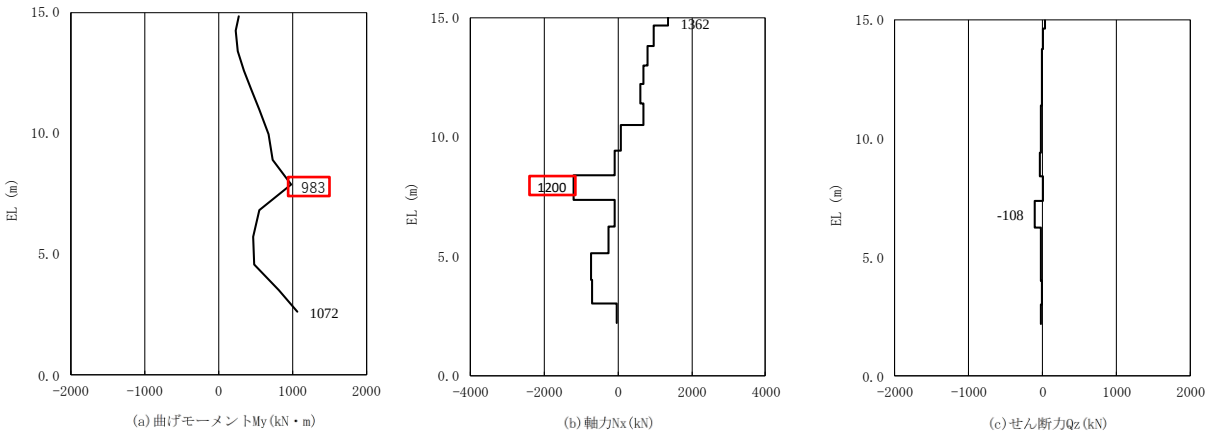


図 5.2.5－2(3)　鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力
（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ(＋－)，評価対象位置④）

5.2.6　断面力分布（被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査）

被覆コンクリート壁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 5.2.5－1 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 5.2.5－1 に示す。

表 5.2.6－1　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，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置⑤）

評価対象位置	発生断面力	せん断応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
	せん断力 Q(kN)			
⑤	215	0.11	0.67	0.17

（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置②）

評価対象位置	発生断面力	せん断応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
	せん断力 Q(kN)			
②	247	0.12	0.67	0.18

（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ(＋－)，評価対象位置①）

評価対象位置	発生断面力	せん断応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
	せん断力 Q(kN)			
①	333	0.16	0.67	0.24

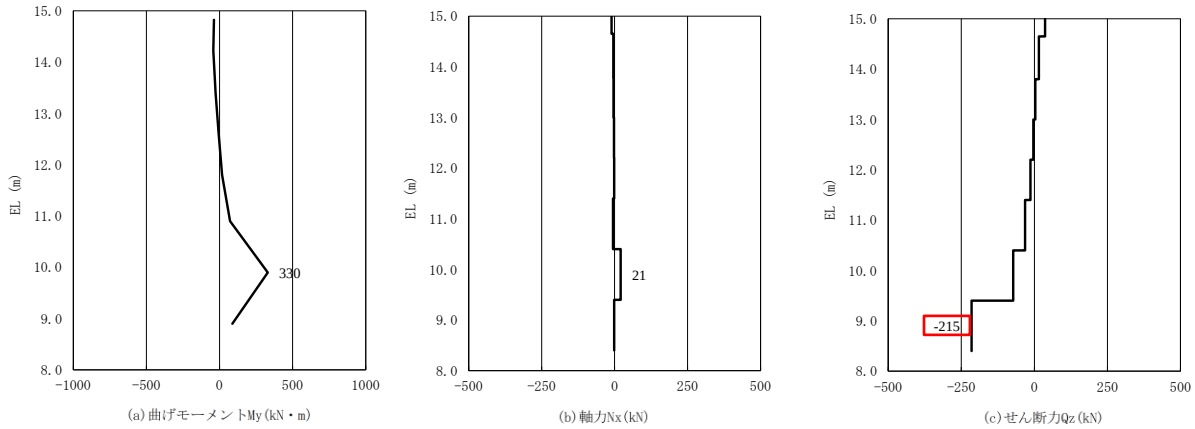


図 5.2.6－1(1)　コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置⑤）

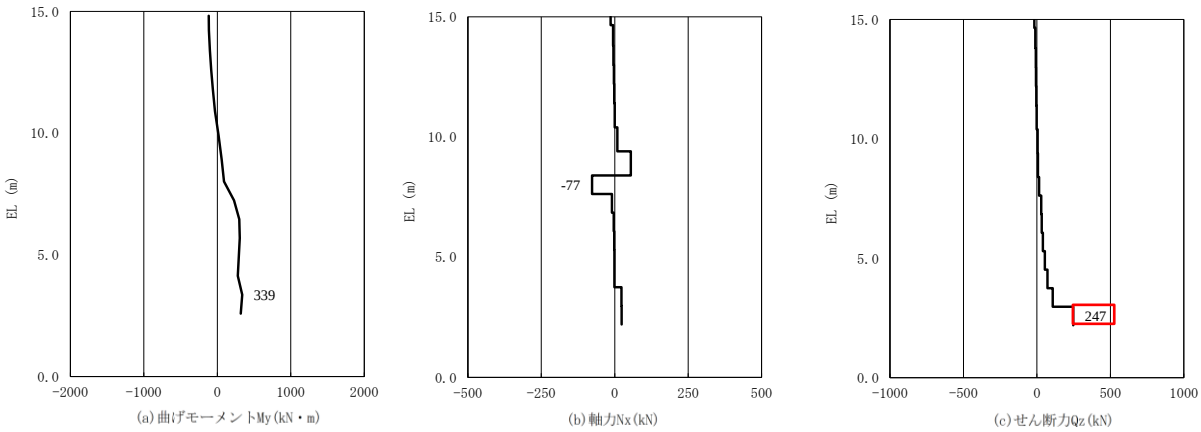


図 5.2.6－1(2)　コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，評価対象位置②）

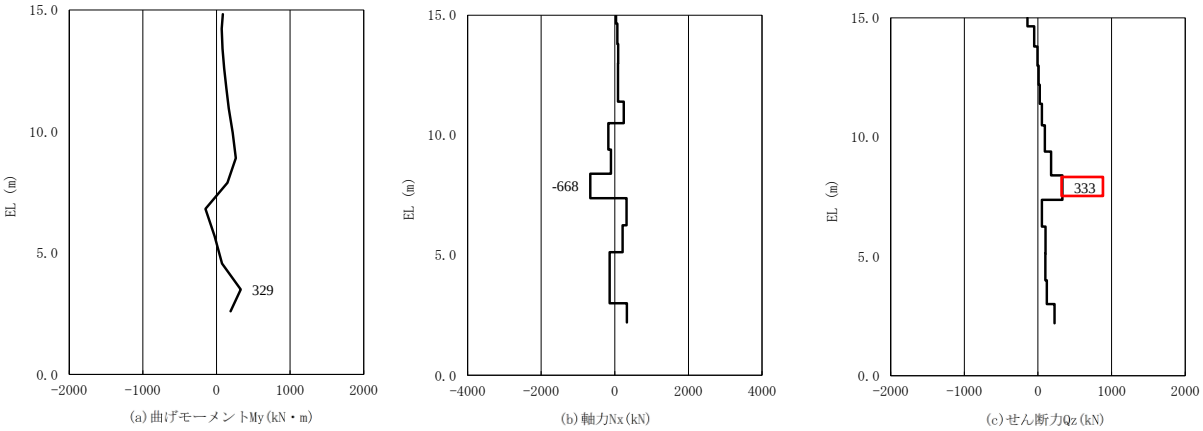


図 5.2.6－1(3)　コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力
（④－④断面，Ｓｓ－Ｄ(＋－)，評価対象位置①）

5.3　被覆コンクリート壁

5.3.1　曲げ照査

被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する評価結果を表 5.3.1－1 及び表 5.3.1－2 に示す。この結果から，鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.3.1－1(1)　コンクリートの曲げ圧縮応力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 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	296	21	0.7	13.5	0.06
②	443	26	1.0	13.5	0.08
③	474	26	1.1	13.5	0.09
④	465	26	1.1	13.5	0.08
⑤	330	21	0.8	13.5	0.06

表 5.3.1－1(2)　コンクリートの曲げ圧縮応力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 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	145	19	0.3	13.5	0.03
②	339	23	0.7	13.5	0.06
③	451	25	0.9	13.5	0.07
④	453	26	0.9	13.5	0.07
⑤	417	25	0.9	13.5	0.07
⑥	328	23	0.7	13.5	0.06
⑦	159	19	0.3	13.5	0.03

表 5.3.1－1(3)　コンクリートの曲げ圧縮応力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 σ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{ca}(N/mm^2)	照査値 σ_c/σ_{ca}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	192	326	0.2	13.5	0.02
②	542	290	0.5	13.5	0.04
③	442	1710	0.9	13.5	0.07
④	1072	36	0.8	13.5	0.07
⑤	432	1673	0.9	13.5	0.07
⑥	539	318	0.5	13.5	0.04
⑦	188	340	0.2	13.5	0.02

表 5.3.1－2(1)　鉄筋の曲げ引張応力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 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	296	21	49.5	294	0.17
②	443	26	75.2	294	0.26
③	474	26	80.8	294	0.28
④	465	26	79.1	294	0.27
⑤	330	21	55.8	294	0.19

表 5.3.1－2(2)　鉄筋の曲げ引張応力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 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	145	19	21.0	294	0.08
②	339	23	53.2	294	0.19
③	451	25	71.9	294	0.25
④	453	26	72.1	294	0.25
⑤	417	25	66.2	294	0.23
⑥	328	23	51.5	294	0.18
⑦	159	19	23.4	294	0.08

表 5.3.1－2(3)　鉄筋の曲げ引張応力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 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
	曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)			
①	149	668	24.6	294	0.09
②	421	890	38.7	294	0.14
③	233	1850	63.3	294	0.22
④	983	1200	63.3	294	0.22
⑤	240	1826	62.7	294	0.22
⑥	420	875	38.2	294	0.14
⑦	169	681	25.5	294	0.09

5.3.2　せん断力照査

せん断破壊に対する評価結果を表 5.3.2－1 に示す。この結果から被覆コンクリート壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.3.2－1(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 せん断力 Q(kN)	せん断 応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
①	196	0.10	0.67	0.15
②	155	0.08	0.67	0.12
③	12	0.01	0.67	0.01
④	79	0.04	0.67	0.07
⑤	215	0.11	0.67	0.17

表 5.3.2－1(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 せん断力 Q(kN)	せん断 応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
①	146	0.07	0.67	0.11
②	247	0.12	0.67	0.18
③	7	0.00	0.67	0.01
④	26	0.01	0.67	0.02
⑤	63	0.03	0.67	0.05
⑥	121	0.06	0.67	0.09
⑦	235	0.11	0.67	0.17

表 5.3.2－1(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 せん断力 Q(kN)	せん断 応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
①	333	0.16	0.67	0.24
②	328	0.15	0.67	0.23
③	75	0.04	0.67	0.06
④	108	0.05	0.67	0.08
⑤	140	0.07	0.67	0.11
⑥	274	0.14	0.67	0.21
⑦	232	0.11	0.67	0.17

6.　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性に関する影響検討

6.1　砂礫層の解析用物性値に関する影響検討

6.1.1　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において，図 6.1.1－1 及び図 6.1.1－2 に示すとおり砂礫層が分布している。砂礫層については，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において，表 6.1.1－1 のとおり物性値を設定している。

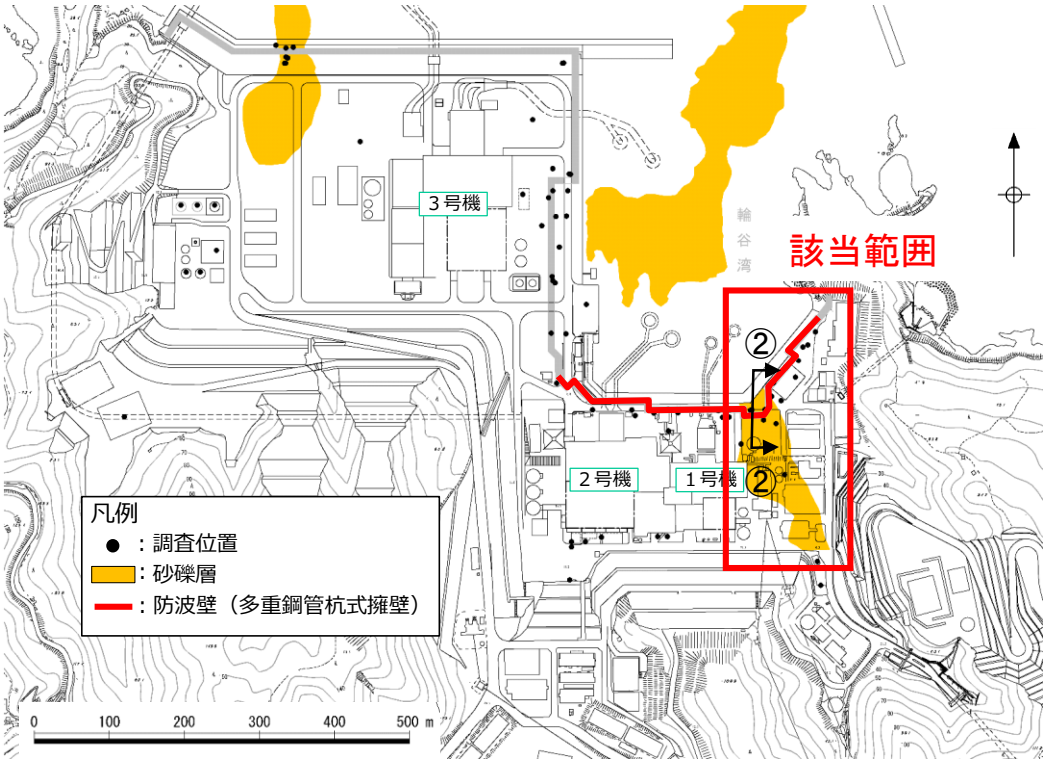


図 6.1.1－1　砂礫層の平面配置図

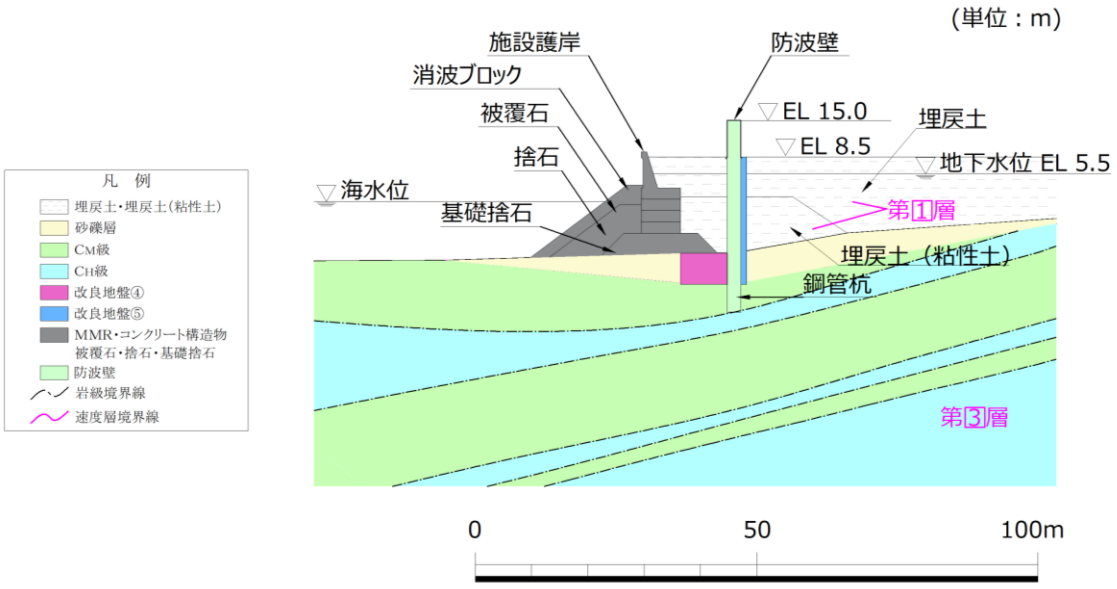


図 6.1.1－2　砂礫層の配置図（②－②断面）

表 6.1.1－1　砂礫層における解析用物性値

			砂礫層
物理特性	密度　ρ (g／cm^3)		2.05
	間隙率　n		0.45
変形特性	動せん断弾性係数　G_{ma} (kN／m^2)		225,400
	基準平均有効拘束圧　σ_{ma}' (kN／m^2)		98
	ポアソン比　ν		0.33
	減衰定数の上限値　h max		0.095
強度特性	粘着力　c' (kN／m^2)		0
	内部摩擦角　ϕ' (°)		38.74
液状化特性	変相角　ϕp (°)		28
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.020
		P1	0.5
		P2	1.100
		C1	1.916

砂礫層の物性値のうち，内部摩擦角については，「港湾技研資料（運輸省港湾技術研究所 1997 年 6 月）」に基づき，有効拘束圧を用いて相対密度を算定し，図 6.1.1－3 に示す相対密度と内部摩擦角の関係により設定している。

また，G/G$_0$のひずみ依存特性については，繰返し三軸試験を踏まえ，図 6.1.1－4 のとおり設定している。構造物評価の観点では，G/G$_0$のひずみ依存特性が低いほど地盤剛性が小さくなり，地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなるため，保守的な評価となることが想定される。

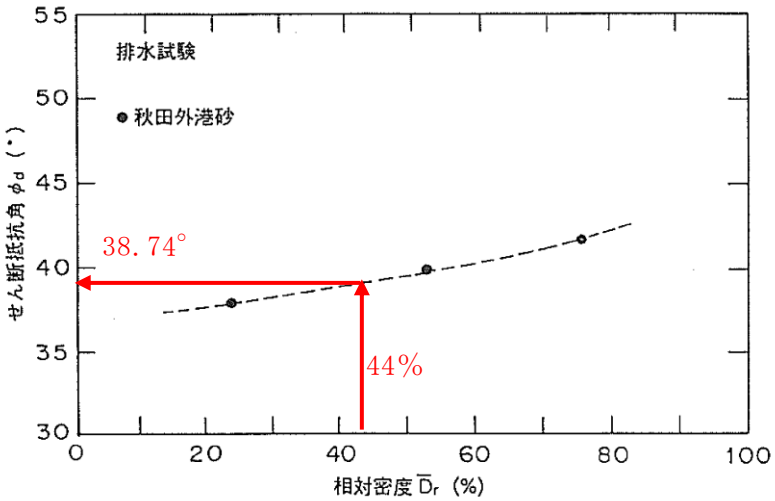


図 6.1.1－3　相対密度と内部摩擦角の関係（港湾技研資料に加筆）

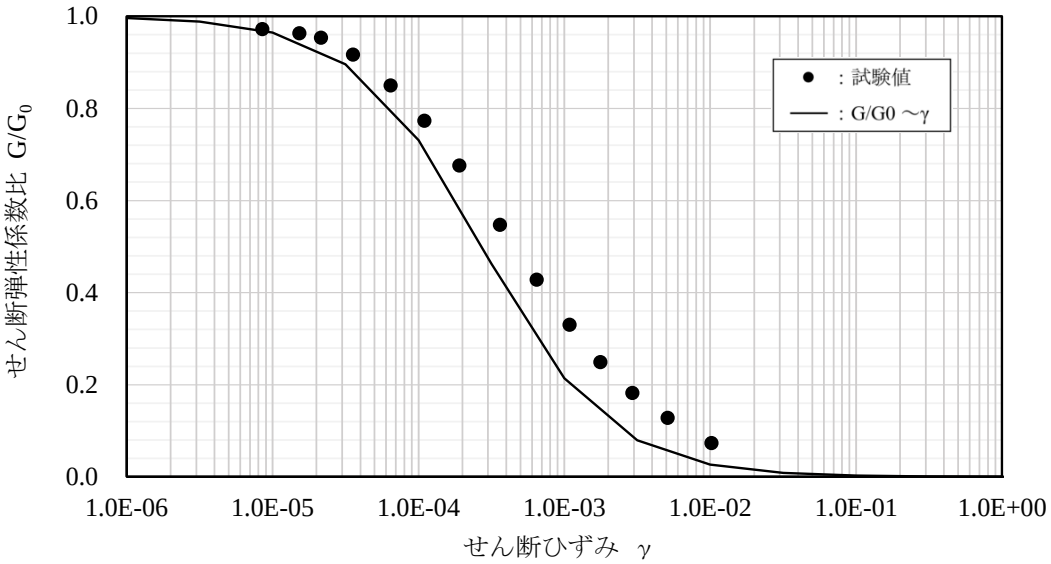


図 6.1.1－4　G/G$_0$のひずみ依存特性（砂礫層）

砂礫層は，図 6.1.1－5 に示す「道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）（2010 年 4 月，（社）日本道路協会）」に記載の自然地盤の礫，礫まじり砂に相当すると考えられ，各々内部摩擦角は 35～40°と記載されている。内部摩擦角を 35°及び 40°とした場合のＧ/Ｇ$_0$のひずみ依存特性は図 6.1.1－6 のとおり，解析用物性値として設定した 38.74°と比較して大きな差は認められないため，耐震評価への影響は軽微であると考えられるが，本資料では砂礫層の内部摩擦角を 35°と仮定した場合の影響検討を実施する。

種類		状態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準(注2)
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締め固めたもの		19	25	30 以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの		18	15	50 以下	{M}，{C}
	関東ローム	締め固めたもの		14	20	10 以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	{SF}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）注1)		18	25	50 以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）注1)		17	20	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）注1)		16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）注1)		17	20	50 以下	{M}，{C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）注1)		16	15	30 以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）注1)		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(ϕ_u)	30 以下	{V}

注1）；N 値の目安は次のとおりである。
固いもの（N＝8～15），やや軟らかいもの（N＝4～8），軟らかいもの（N＝2～4）
注2）；地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

図 6.1.1－5　道路土工 盛土工指針記載の礫，礫交じり砂の内部摩擦角
（道路土工 盛土工指針に加筆）

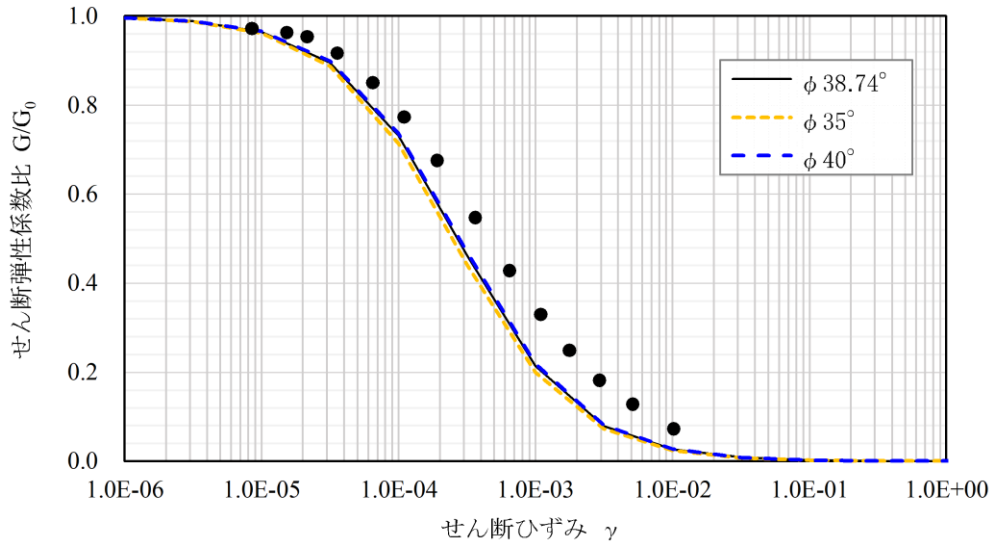


図 6.1.1－6　砂礫層におけるＧ/Ｇ０のひずみ依存特性（φ35°，40°）

6.1.2　評価内容

評価対象断面については，砂礫層が分布する断面は②－②断面のみとなるため，②－②断面を選定する。

入力地震動については，鋼管杭が砂礫層による土圧を直接受けるため，鋼管杭の照査値に着目し，「4.　耐震評価結果」において，鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる，解析ケース①（基本ケース）の「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」を選定する。

②－②断面の地震応答解析モデルを図 6.1.2－1 に，砂礫層による影響検討における解析ケースを表 6.1.2－1 に示す。

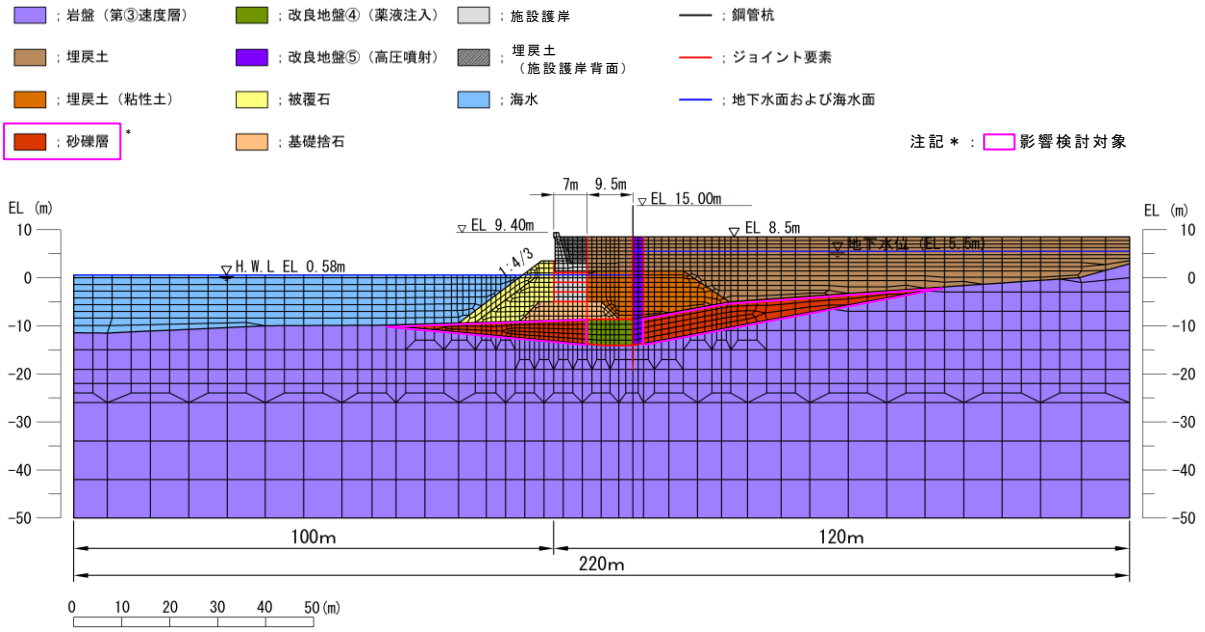


図 6.1.2－1　地震応答解析モデル（②－②断面）

表 6.1.2－1　解析ケース

解析用物性値	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）
c=0kN/m^2，　φ=38.74° 「4.　2 地震応答解析結果」にて評価済み	ケース①（基本ケース）	平均値	平均値
c=0kN/m^2，　φ=35°		平均値	平均値

6.1.3　評価結果

砂礫層の内部摩擦角を 35°と仮定した場合の鋼管杭の評価結果を表 6.1.3－1 に示す。

砂礫層の内部摩擦角について，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している物性値を用いた場合と変更した場合における，鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査値の比較結果として，照査値はおおむね同等となり，砂礫層の内部摩擦角による影響が軽微であることを確認した。

表 6.1.3－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における最大照査値（②－②断面）（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析用物性値	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_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
c=0kN/m^2，φ=38.74°「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	①	4 重管	75656	889	89022	0.85
c=0kN/m^2，φ=35°	①	4 重管	76999	881	89027	0.87

表 6.1.3－1(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）（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析用物性値	解析ケース	評価位置	発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
			せん断力 Q_{max}(kN)		
c=0kN/m^2，φ=38.74°「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	①	4 重管	18677	95166	0.20
c=0kN/m^2，φ=35°	①	4 重管	19019	95166	0.20

6.2　埋戻土（粘性土）の解析用物性値に関する影響検討

6.2.1　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において，図 6.2.1－1 に示すとおり埋戻土（粘性土）が分布している。耐震計算書で考慮する地盤の物性値のうち，埋戻土（粘性土）については，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において，表 6.2.1－1 のとおり物性値を設定している。

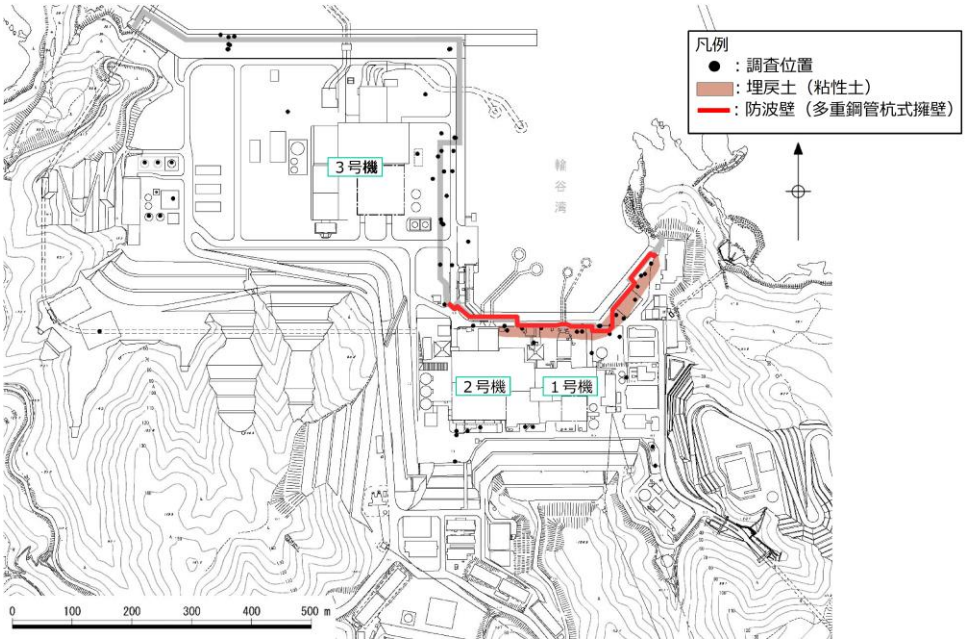


図 6.2.1－1　埋戻土（粘性土）の平面配置図

表 6.2.1－1　埋戻土（粘性土）における解析用物性値

			埋戻土（粘性土）
物理特性	密度	ρ (g／cm^3)	2.07 【2.03】
	間隙率	n	0.55
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN／m^2)	186,300
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN／m^2)	151.7
	ポアソン比	ν	0.33
	減衰定数の上限値	h max	0.095
強度特性	粘着力	c' (kN／m^2)	0
	内部摩擦角	ϕ' (°)	30

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
　　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。

埋戻土（粘性土）の物性値のうち，粘着力及び内部摩擦角は，「ＦＬＩＰ研究会14年間の検討成果まとめの作成について（ＦＬＩＰ研究会14年間の検討成果まとめWG）」を踏まえ，粘着力はゼロ，内部摩擦角30°を設定している。

また，G/G_0のひずみ依存特性については，繰返し三軸試験を踏まえ，図6.2.1－2のとおり設定している。構造物評価の観点では，G/G_0のひずみ依存特性が低いほど地盤剛性が小さくなり，地盤変形に伴う土木構造物の変形が大きくなるため，保守的な評価となることが想定される。

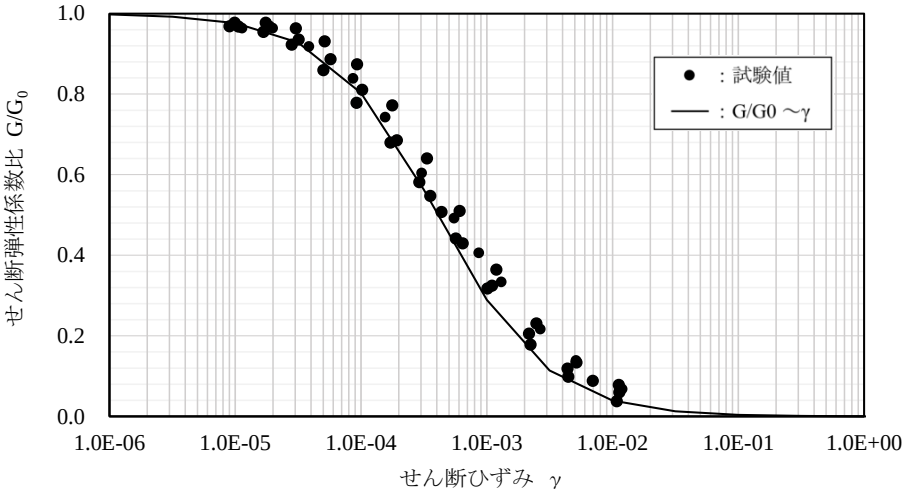


図6.2.1－2　G/G_0のひずみ依存特性（埋戻土（粘性土））

埋戻土（粘性土）の試料採取位置及び三軸圧縮試験結果（強度特性）を図 6.2.1－3 及び表 6.2.1－2 に示す。

埋戻土（粘性土）の三軸圧縮試験結果から，粘着力の平均値として 21.7kN/m^2 が確認されたことから，埋戻土（粘性土）の粘着力による影響を確認するため，埋戻土（粘性土）の粘着力を 21.7kN/m^2 とした場合の影響検討を実施する。

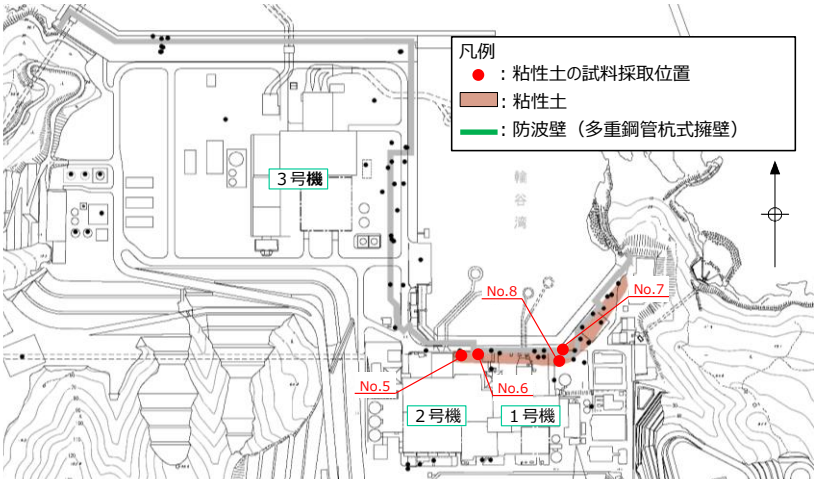


図 6.2.1－3　埋戻土（粘性土）の試料採取位置

表 6.2.1－2　埋戻土（粘性土）の三軸圧縮試験結果（強度特性）

地点	粘着力 c’（kN/m2）	内部摩擦角 φ’（°）
No. 5	58	34. 9
No. 6	12	36. 5
No. 7	0	38. 9
No. 8	17	31. 0
平均	21. 7	35. 3

6.2.2　評価内容

評価対象断面については，鋼管杭が埋戻土（粘性土）による土圧を直接受けるため，鋼管杭の照査値に着目し，「4.2　地震応答解析結果」において，鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる，③－③断面を選定する。

入力地震動についても評価対象断面の選定と同様に，鋼管杭が埋戻土（粘性土）による土圧を直接受けるため，鋼管杭の照査値に着目し，「4.2　地震応答解析結果」において，鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる，解析ケース①（基本ケース）の「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」を選定する。

③－③断面の地震応答解析モデルを図 6.2.2－1 に，埋戻土（粘性土）の影響検討における解析ケースを表 6.2.2－1 に示す。

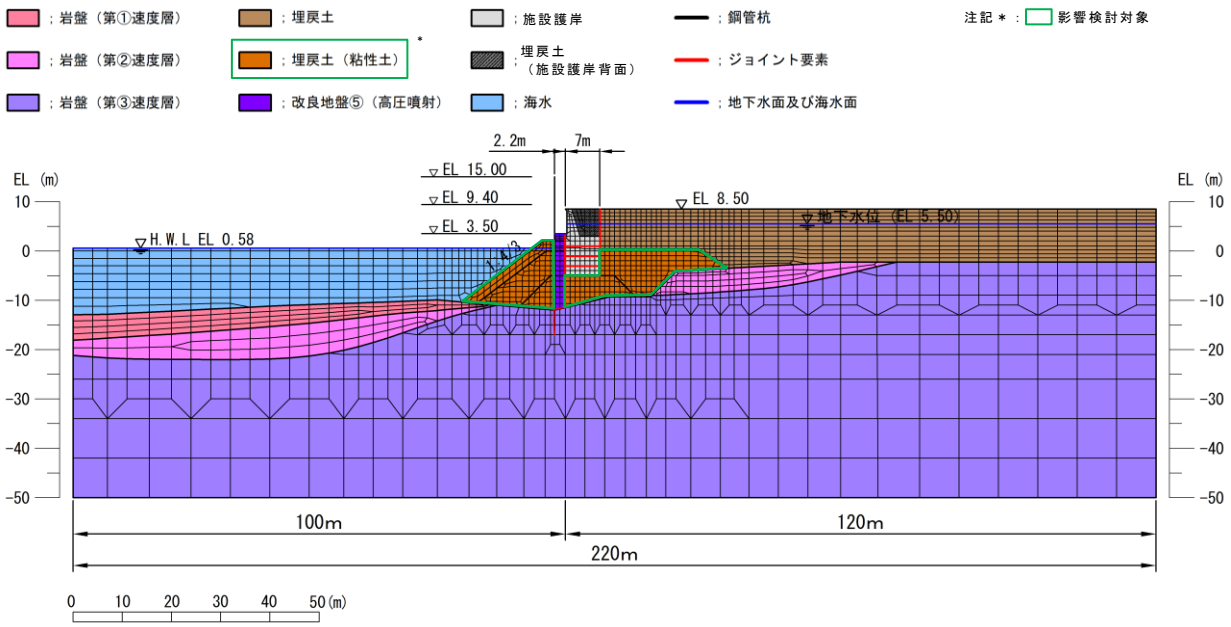


図 6.2.2－1　地震応答解析モデル（③－③断面）

表 6.2.2－1　埋戻土（粘性土）の影響検討における解析ケース

解析用物性値	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）
c=0kN/m^2，φ=30° 「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	ケース①（基本ケース）	平均値	平均値
c=21.7kN/m^2 φ=30°		平均値	平均値

6.2.3　評価結果

埋戻土（粘性土）の粘着力を 21.7kN/m^2 と仮定した場合の鋼管杭の評価結果を表 6.2.3－1 に示す。

埋戻土（粘性土）の粘着力について，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している粘着力をゼロとした場合と粘着力を 21.7kN/m^2 とした場合における，鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査値の比較結果として，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮することで照査値は小さくなることを確認した。

表 6.2.3－1(1)　鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値（③－③断面）
（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析用物性値	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_{max}/M_y
			曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
c=0kN/m^2，φ=30°「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	①	4 重管	82991	1176	88888	0.94
c=21.7kN/m^2 φ=30°	①	4 重管	48221	1275	88842	0.55

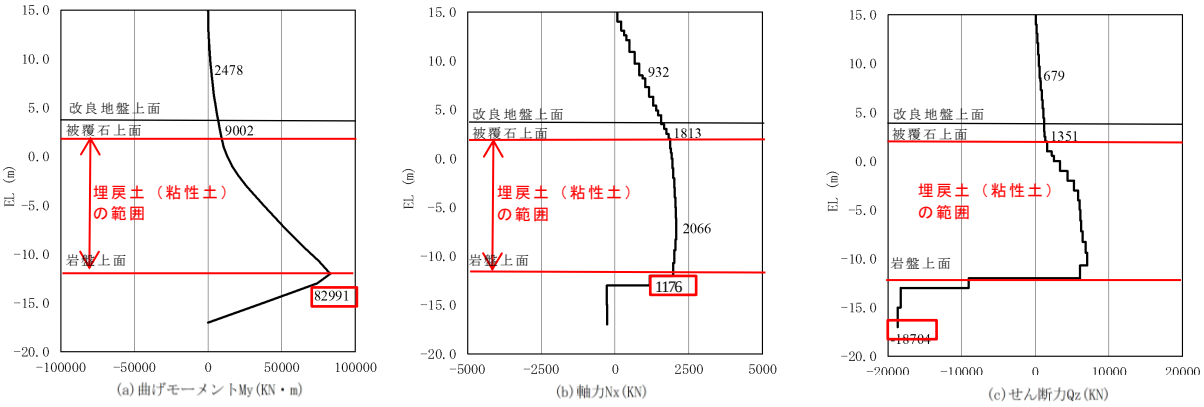
表 6.2.3－1(2)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（③－③断面）
（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

解析用物性値	解析ケース	評価位置	発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
			せん断力 Q_{max}(kN)		
c=0kN/m^2，φ=30°「4．2 地震応答解析結果」にて評価済み	①	4 重管	18704	95166	0.20
c=21.7kN/m^2 φ=30°	①	4 重管	10765	95166	0.12

③－③断面において，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮した評価結果が，粘着力をゼロとした場合の評価結果と比べて照査値が小さくなる要因を考察する。

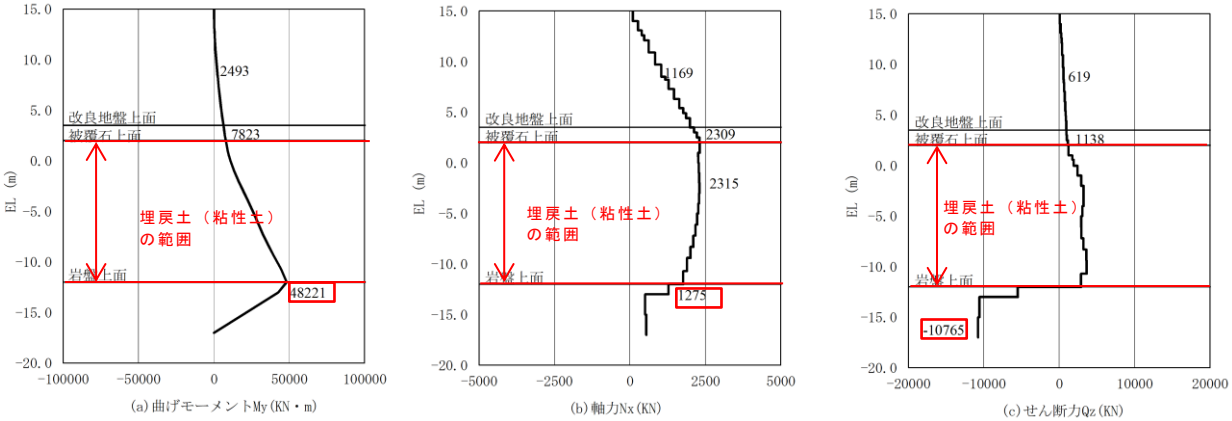
埋戻土（粘性土）の粘着力をゼロとした場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値となる時刻の断面力図を図 6.2.3－1 に，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮した場合の鋼管杭の曲げ破壊に対する最大照査値となる時刻の断面力図を図 6.2.3－2 に示す。

図 6.2.3－1 及び図 6.2.3－2 より，解析モデルにおいて埋戻土（粘性土）が設置される範囲について，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮することで発生曲げモーメントが低減することを確認した。よって，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮することで，主働側の土圧が低減し，受働側の抵抗が増加することによる鋼管杭の変形抑制効果により，鋼管杭に発生する曲げモーメントが小さくなったため，埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮した照査値が，粘着力をゼロとした場合の照査値と比べて小さくなったと判断した。



（埋戻土（粘性土）の粘着力をゼロとした場合）

図 6.2.3－1　鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力



（埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮した場合）

図 6.2.3－2　鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

（参考資料１）　多重鋼管杭の許容限界の妥当性

1.　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の多重鋼管杭ついては，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書」という。）を基に降伏モーメントを許容限界として耐震評価及び耐津波評価を実施している。

本資料では，表 1－1 に記載のとおり，申送り事項となっている，「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界として用いることの妥当性について，多重鋼管杭の水平載荷実験及び実構造物スケールの３次元ＦＥＭ解析を行うことにより説明する。

表 1－1　多重鋼管杭に係る申送り事項

申送り事項	説明方針
1.　東海第二発電所の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針を適用するとしているが，許容限界，セメントミルクの位置付け等，違いがある項目については選定理由を資料に記載の上説明すること。	・設置変更許可審査において，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と他プラントの津波防護施設との相違点として，多重鋼管杭の採用，道路橋示方書に基づく許容限界（降伏モーメント等）の設定，鋼管杭間のセメントミルクによる止水性確保を抽出し，設計への反映事項を整理した。 ・設計への反映事項のうち，多重鋼管杭の許容限界の妥当性について，多重鋼管杭の水平載荷試験及び３次元静的ＦＥＭ解析を用いて説明する。
2.　今回指摘した島根特有の技術的課題については，事業者自らが提示する課題であり，先行炉の課題解決のプロセスが考慮されるべきものであるため，今後の説明においては今回の指摘事項と先行炉の実績を踏まえて資料を十分に作り込んで提出して説明すること。	

2.　水平載荷実験

多重鋼管杭を模擬した実験体（おおむね 1/4 スケール）を作成し，曲げモーメントを作用させた際の力学特性及び挙動特性を把握

↓

3.　３次元ＦＥＭ解析による水平載荷実験の再現解析

水平載荷実験に対して３次元ＦＥＭ解析による再現解析を実施し，実構造物スケールにおける３次元ＦＥＭ解析の解析条件を設定

↓

4.　実構造物スケールにおける３次元ＦＥＭ解析

再現解析により設定した３次元ＦＥＭ解析の解析条件を用いて，実構造物スケールの３次元ＦＥＭ解析を実施し，実構造物スケールの多重鋼管杭における力学特性及び挙動特性を把握

↓

5.　まとめ

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において，「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを多重鋼管杭の許容限界に設定する妥当性を評価

図 1－1　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における多重鋼管杭の許容限界の妥当性検討フロー

1.1　多重鋼管杭の構造概要及び設計概要

多重鋼管杭は，図 1－2 の構造概要図で示すとおり，径の異なる４本または３本の鋼管杭を外側から内側に多重で建て込み，鋼管間はモルタルで充填し，最内管内にはコンクリートを地表面付近まで打設している。施工中の杭頭部の状況を図 1－3 に示す。

多重鋼管杭の設計においては，「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界とし，耐震評価及び耐津波評価を実施する方針とした。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は設計上考慮していないが，これらを施工することで，多重鋼管杭に曲げモーメントが作用した際に，多重鋼管杭の局部座屈の進行を抑制し，延伸度が向上されることにより，局部座屈が発生後も直ちに耐力が低下しない粘り強い構造を有している（参考１参照）。

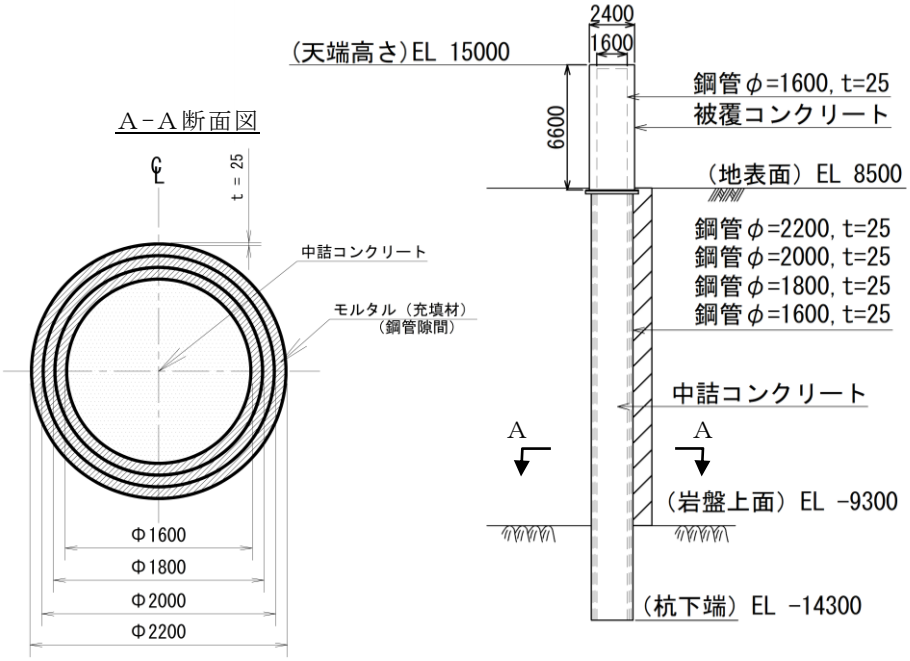
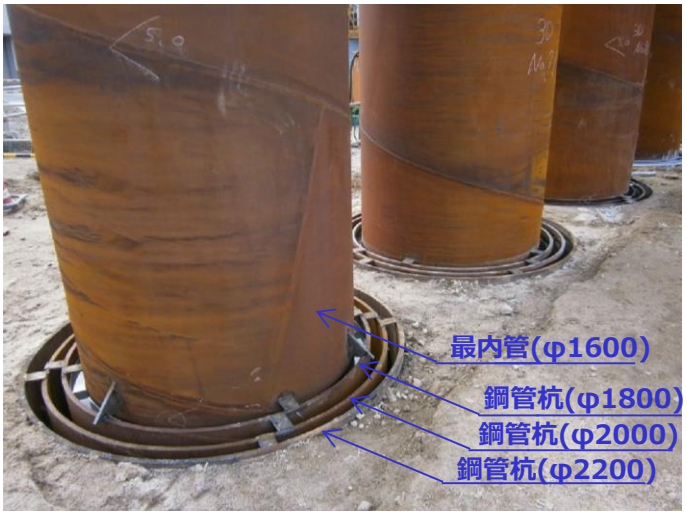


図 1－2　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図



多重鋼管杭建込み状況

（モルタル（充填材）打設前）

図 1－3(1)　杭頭部の状況

多重鋼管杭建込み状況

（モルタル（充填材）打設後）

図 1－3(2)　杭頭部の状況

2.　水平載荷実験

2.1　実験概要

現地に施工された，鋼管杭，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）で構成される多重鋼管杭を模擬した実験体を製作し，曲げモーメントを作用させた際の力学特性及び挙動特性を把握する。なお，力学特性及び挙動特性に関してスケール効果の影響が小さいことから，おおむね 1/4 スケールで模擬する。

水平載荷実験で使用する実験体で模擬する範囲を図 2－1 に示す。水平載荷実験においては，実構造物のうち杭下端から杭頭部までの範囲を模擬した実験体を製作する。

多重鋼管杭の降伏モーメントは，「道路橋示方書」を基に鋼管杭 1 本当たりの降伏モーメントを合算した値とし，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は考慮しない。実験体の降伏モーメントに相当する荷重（以下「降伏荷重」という。）を表 2－1 に示す。

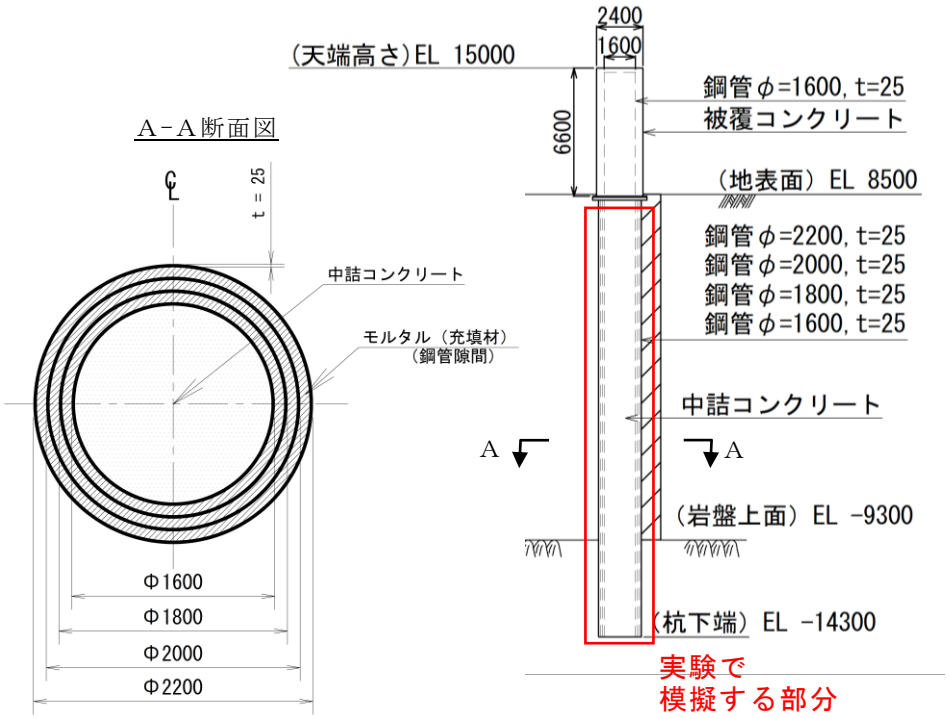


図 2－1　水平載荷実験で使用する実験体で模擬する範囲

表 2－1　実験体の降伏荷重

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm^2)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm^3)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ528	400	6	1270	508	1528	2800	546
φ480			1046	418			
φ432			843	337			
φ384			663	265			

降伏モーメント：$M_y = (\sigma_y - N/A)Z_e$

M_y　：降伏モーメント（kN・m）

N　：作用軸力（kN）

σ_y　：鋼管の強度（N/mm^2）

Z_e　：鋼管の断面係数（m^3）

A　：鋼管の断面積（m^2）

上記により算出した降伏モーメントをアーム長（固定端から荷重の載荷位置までの距離）で除すことで，降伏荷重を算出する。

降伏荷重　：$P_y = M_y/L$

P_y　：降伏荷重（kN）

M_y　：降伏モーメント（kN・m）

L　：アーム長（m）

2.2　実験方法

2.2.1　実験体

実験体は鋼管，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）から構成され，実験体の寸法は実構造物のおおむね1/4スケールとし,材料強度は同等の材料を使用する。表 2－2 に実構造物及び実験体の使用材料を示す。

表 2－2　実構造物及び実験体の使用材料

材料	仕様	
	実構造物	実験体（1/4 スケール）
構造	４重管 φ2200 φ2000 φ1800 φ1600	４重管 φ528 φ480 φ432 φ384
材質	鋼管 SKK490	鋼管 SM490A
肉厚	25mm	6mm
引張強度	490N/mm^{2}以上	490N/mm^{2}以上
降伏強度	315N/mm^{2}以上	315N/mm^{2}以上
中詰コンクリート 一軸圧縮強度	24N/mm^{2}以上	24N/mm^{2}以上
モルタル（充填材） 一軸圧縮強度	24N/mm^{2}以上	24N/mm^{2}以上

図 2－2 に実験体を示す。また，図 2－3 に実験体構造図を示す。

図 2－2　実験体

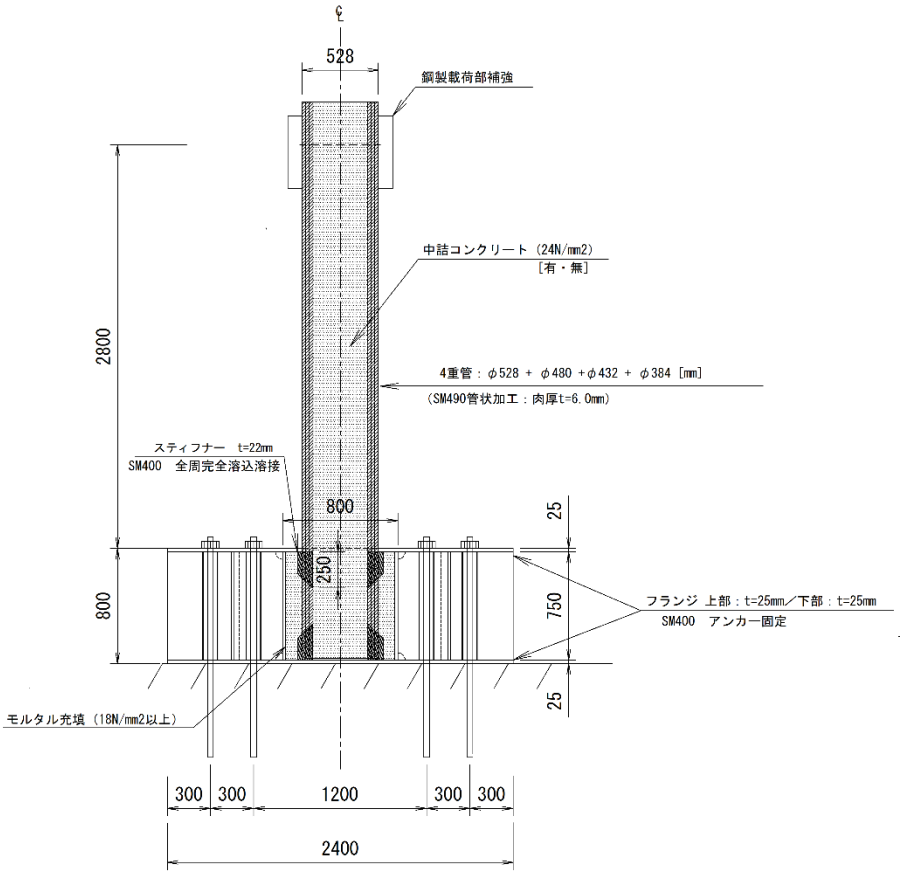


図 2－3　実験体構造図

2.2.2　実験ケース

実験は，表 2－3 に示す２ケースについて行う。なお，各実験ケースにおける実験体の仕様は同一とする。

実験ケース①では，水平一方向に載荷することにより，多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を確認する。多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を把握する上で製作過程におけるばらつきの影響を抑制するために，３つの実験体を製作する。

実験ケース②では，地震動による繰返し荷重が多重鋼管杭に与える影響を確認するために正負交番載荷を実施する。その後，実験ケース①と同様に水平一方向載荷する。

各実験ケースの実験体の諸元を図 2－4 に示す。

表 2－3　実験ケース

実験 ケース	鋼管 構造	中詰 コンクリート	載荷方法	実験数
①	４重管 φ528 φ480 φ432 φ384	有	水平一方向載荷	3
②		有	正負交番載荷後 水平一方向載荷	1

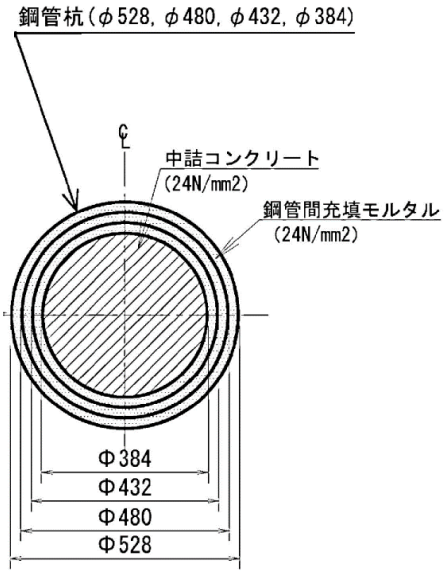


図 2－4　実験体の諸元

2.2.3　載荷方法

実験体及び載荷装置の概要図を図 2－5 に，載荷状況を図 2－6 に示す。

(1)　水平一方向載荷

実験ケース①において，高さ 2800mm の位置で水平に設置した 2000kN 油圧ジャッキにより，最大荷重が確認されるまで水平一方向に載荷する。

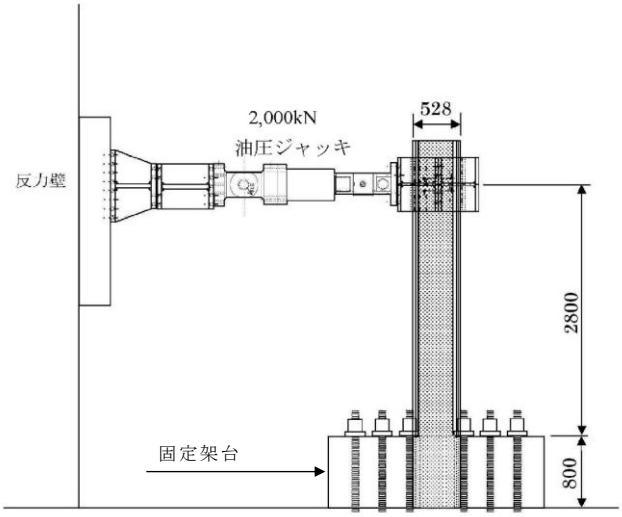


図 2－5　実験体及び載荷装置

図 2－6　載荷状況

(2)　正負交番載荷

実験ケース②において，地震動による繰返し荷重の作用が多重鋼管杭の耐力に与える影響を確認するため，正負交番載荷を実施する。正負交番載荷は図 2－7 及び表 2－4 に示すように，1δ_y，2δ_y，3δ_yをそれぞれ３回繰返し載荷する。その後，実験ケース①と同様に最大荷重が確認されるまで水平一方向載荷し，正負交番載荷後の多重鋼管杭の耐力を確認する。

δ_yは実験ケース①より得られた多重鋼管杭の最外管の降伏時変位を指す。鋼管杭の降伏判定は，$\sigma = E \cdot \varepsilon_y$より得られる計算上$\varepsilon_y$（降伏ひずみ）に到達した時点とした。

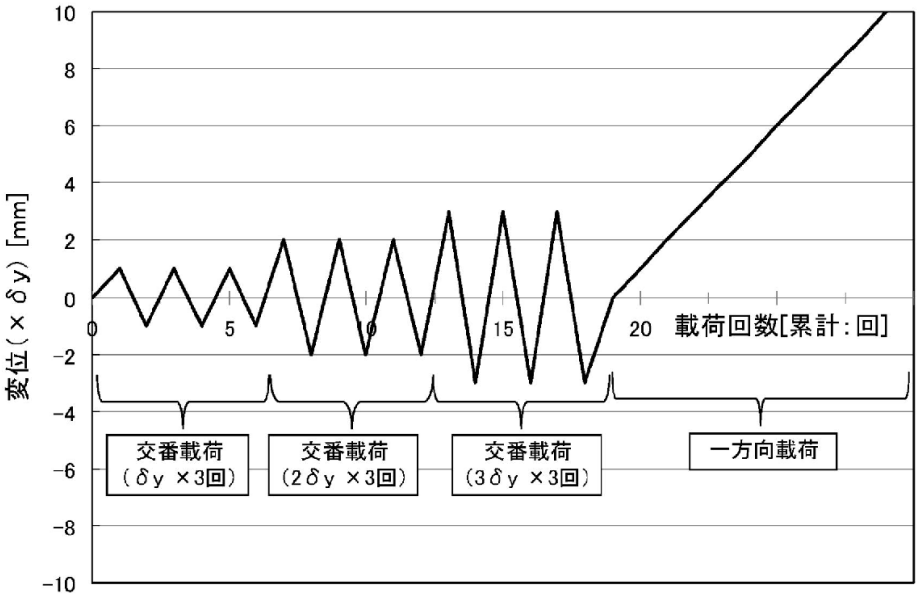


図 2－7　正負交番載荷の方法

表 2－4　正負交番載荷の振幅

	1 δ_y	2 δ_y	3 δ_y
正負交番載荷の振幅	15mm	30mm	45mm

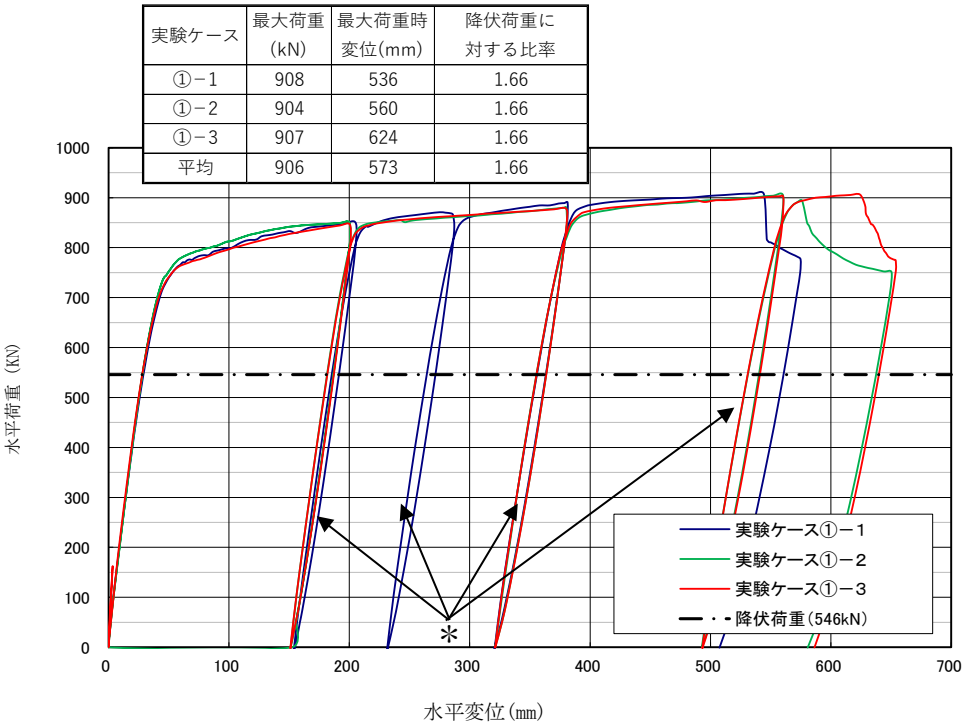
2.2.4　計測方法

計測は荷重計及び変位計により実施し，荷重計及び変位計は載荷位置に設置する。

2.3　実験結果

2.3.1　実験ケース①（水平一方向載荷）

実験ケース①の水平荷重と水平変位の関係を図 2－8 に，実験終了時の状況を図 2－9～11 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。降伏荷重の 1.2 倍付近で最外管の圧縮縁に局部座屈が発生した後に，荷重は緩やかに増加し，最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお，本実験においては，荷重作用位置の水平変位 530～620mm で最大荷重 904～908kN となり，降伏荷重 546kN に対して３つの実験体の平均で 1.66 倍であった。



注記＊：実験装置の制約上，水平変位 200mm までしか載荷できないため，荷重低下が確認されない場合には一度除荷し，調整材（100～200mm）を設置後に載荷を継続した。

図 2－8　水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①）

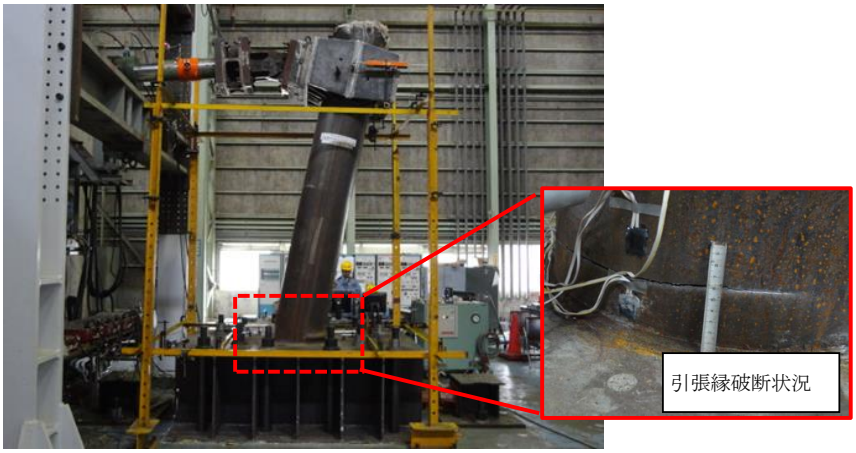


図 2－9　水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①－1）

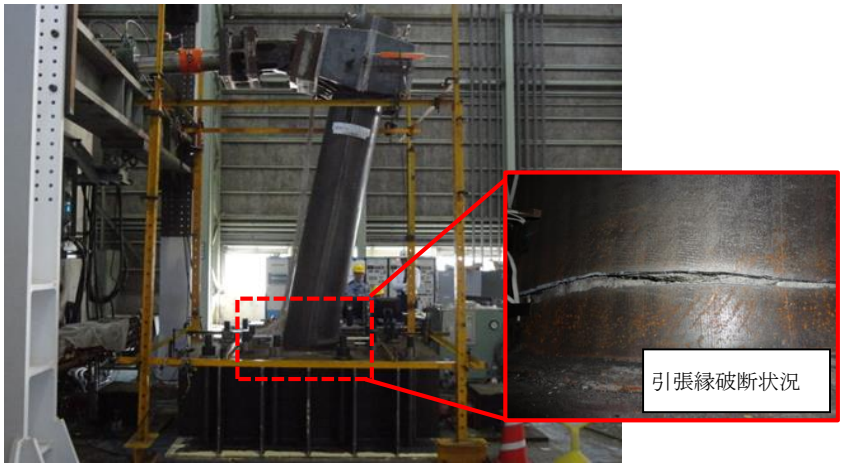


図 2－10　水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①－2）

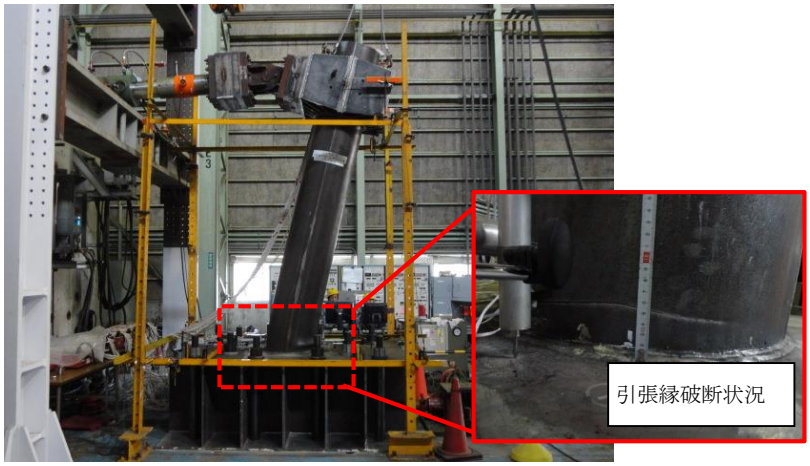
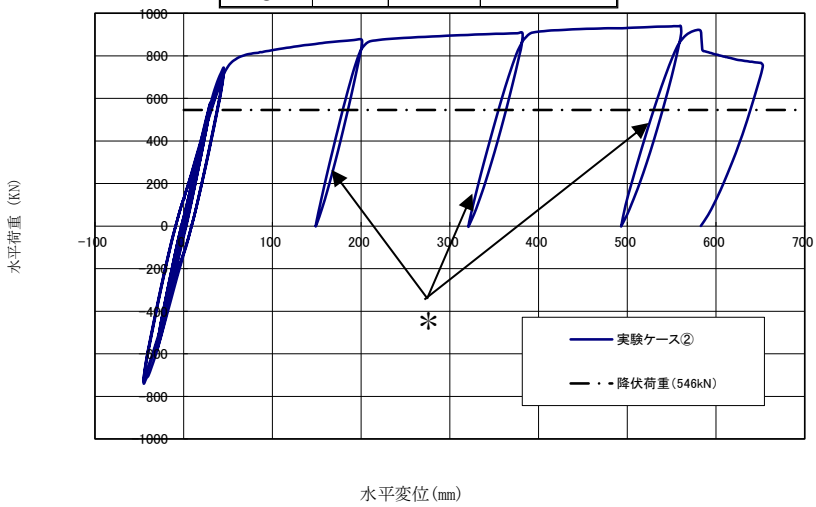


図 2－11　水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①－3）

2.3.2　実験ケース②（正負交番載荷）

実験ケース②の水平荷重と水平変位の関係を図 2－12 に，実験終了時の状況を図 2－13 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。実験ケース①と同様に降伏荷重の 1.2 倍付近で最外管に局部座屈が発生した後に，荷重は緩やかに増加し，最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお，本実験においては，荷重作用位置の水平変位 560mm で最大荷重 939kN となり，降伏荷重 546kN に対して，1.72 倍であった。

実験ケース	最大荷重 (kN)	最大荷重時 変位(mm)	降伏荷重に 対する比率
②	939	560	1.72



注記＊：実験装置の制約上，水平変位 200mm までしか載荷できないため，荷重低下が確認されない場合には一度除荷し，調整材（100～200mm）を設置後に載荷を継続した。

図 2－12　水平荷重と水平変位の関係（実験ケース②）

図 2－13　水平載荷実験終了時の状況（実験ケース②）

2.4　実験結果のまとめ

・実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の力学特性としては,「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有していることを確認した。

・実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の挙動特性としては，降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。

・実験ケース②（正負交番載荷）より，繰返し荷重を作用させることによる多重鋼管杭の耐力への影響については，降伏モーメントに至るまで弾性挙動を示すことから，実験ケース①（水平一方向載荷）により確認された挙動特性及び力学特性と同等であることを確認した。

3.　３次元ＦＥＭ解析による実験の再現解析

3.1　概要

水平載荷実験に対して３次元ＦＥＭ解析による再現解析を実施し，実構造物スケールにおける３次元ＦＥＭ解析の解析条件を設定する。

3.2　評価フロー

水平載荷実験の実験体を再現した解析モデルを用いて３次元ＦＥＭ解析を実施し，水平載荷実験結果と比較することで解析条件及び解析モデルの妥当性を評価する。水平載荷実験に対する再現解析の評価フローを図 3－1 に示す。

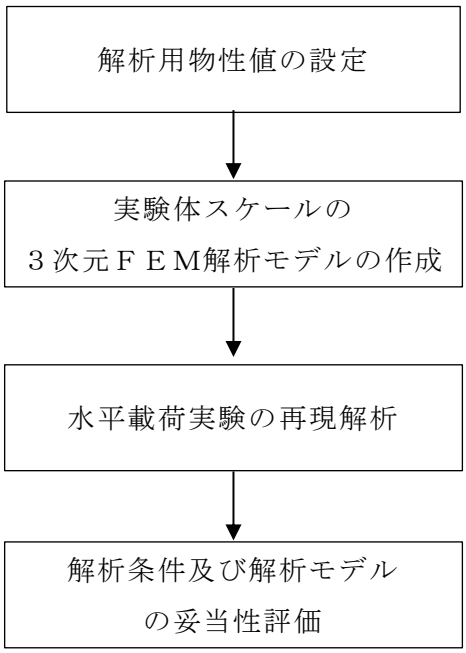


図 3－1　水平載荷実験に対する再現解析の評価フロー

3.3　解析用物性値の設定

3.3.1　中詰コンクート及びモルタル（充填材）

表 3－1 に中詰コンクート及びモルタル（充填材）の解析用物性値を示す。圧縮強度は実験体打設時に採取した供試体の強度実験結果（参考 2 参照）を用い，その他の物性値は「コンクリート標準示方書（土木学会，2007 年改定）」を基に設定する。ただし，中詰コンクリートの弾性係数は設計基準強度 24N/mm^2 に基づき設定し，モルタル（充填材）は強度試験結果から中詰コンクリート以上の強度を有しているが，厚さが薄く影響が小さいことから中詰コンクリートと同等とした。

表 3－1　中詰コンクート及びモルタル（充填材）の解析用物性値

材料	弾性係数	一軸圧縮強度	ポアソン比
中詰コンクリート	2.5×10^{4}N/mm^2	29N/mm^2	0.2
モルタル（充填材）	2.5×10^{4}N/mm^2	53N/mm^2	0.2

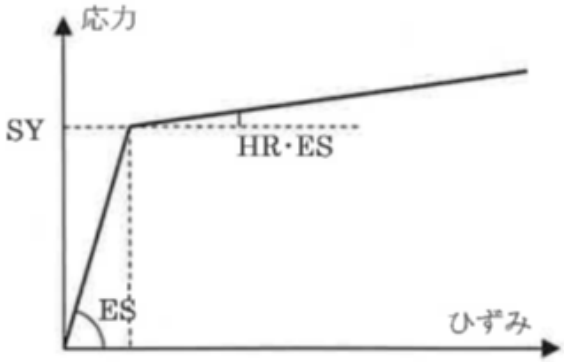
3.3.2　鋼管

表 3－2 に鋼管の解析用物性値を示す。解析においては，降伏モーメントを超え，多重鋼管杭が破壊するまで行った実験を再現するため，鋼管の応力－ひずみ関係には図 2.3－2 に示すバイリニアモデルを用いる。

ここで，鋼管の降伏強度については「軸力と水平力を受ける鉄骨系柱材の弾塑性挙動に関する研究，津田圭吾，九州大学博士論文（建築），1993 年）」によると，水平載荷実験で使用した実験体と同程度の径厚比で，ほとんど軸力が発生しない場合の全塑性モーメントは 0.9 倍になるとされている。水平載荷実験の再現を行うことで解析条件の妥当性を確認するとの目的を踏まえ本解析における降伏強度は鋼管の材料実験結果から得られた降伏強度を 0.9 倍して用いる。また，鋼管の剛性低下率は材料実験結果から算出する。

表 3－2　鋼管の解析用物性値

	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	弾性係数 (N/mm²)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm²)	剛性低下率
ケース①	4 重管 φ528 φ480 φ432 φ384	6.0	2.08×10^5	0.3	360	0.004
ケース②						



剛性低下率（HR）はバイリニアモデルの第２折線の勾配を指す係数で，弾性係数に対する比で表される。
HR：剛性低下率
SY：全塑性モーメント
ES：鋼管の弾性係数

図 3－2　解析で適用するバイリニアモデル

3.3.3　鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界設定

鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界設定に用いる解析用物性値を表 3－3 に示す。鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の付着強度として「水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価（土木学会論文集 Vo.648/Ｖ－47,89－108,2000.5）」で得られた結果を用いる。本論文では，コンクリートと鋼管の間で生じる付着強度を実験的に確認するとともに，得られた付着強度を用いて，水平力を受けた鋼管及びコンクリートの複合構造体（鋼管内部をコンクリートにより中詰めする）の挙動を解析的に再現している。

本解析モデルにおいては，鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界要素の水平方向（引張方向）に付着強度を設定し，付着強度以上の引張応力が発生した場合には剥離する設定とした。

また，鋼管と充填材に設定した境界要素の鉛直方向について，剥離後の鋼管とコンクリートの境界で生じる摩擦抵抗は考慮しない。

なお，耐震計算書及び強度計算書において，鋼管杭の照査として２次元動的ＦＥＭを実施しており，被覆コンクリート壁の照査として２次元動的ＦＥＭで抽出した応答を用いて３次元静的ＦＥＭを実施している。２次元動的ＦＥＭにおける多重鋼管杭は，はり要素でモデル化し，鋼管杭のみの剛性を考慮する。中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず，自重を考慮するため境界設定を行わない。３次元静的ＦＥＭにおける多重鋼管杭は，シェル要素で鋼管杭をモデル化し，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず自重を考慮するため，境界設定を行わない。本解析は，水平載荷実験の再現を行うことで解析条件の妥当性を確認することが目的であることを踏まえ，鋼管とコンクリートの境界には付着強度を設定する。

表 3－3　鋼管とコンクリートの境界設定に用いる解析用物性値

付着強度
0.49N/mm^2

3.3.4　解析モデル及び諸元

実験体の３次元モデルを図 3－3 に示す。

(1)　構造物のモデル化

鋼管杭は３次元シェル要素でモデル化する。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はソリッド要素でモデル化する。

(2)　境界条件

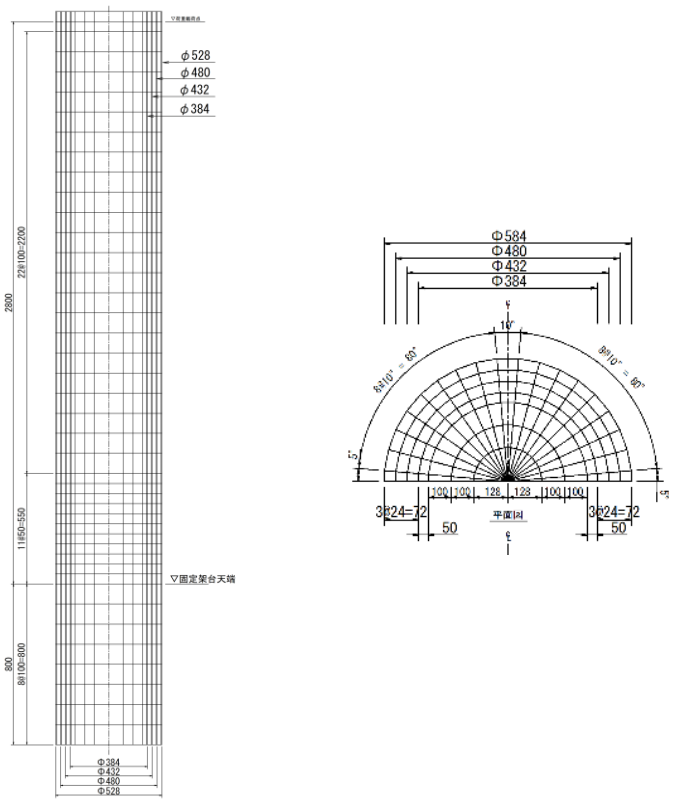
水平載荷実験では，実験体下端は実験架台により拘束しているため，モデル底面及び実験架台天端までの側面は完全拘束とする。

(3)　荷重条件

多重鋼管杭が降伏モーメントに達する荷重等を参考に荷重増分法で載荷する。

(4)　解析コード

解析コードは「FINAL」を使用する。



正面図（断面）

図 3－3　３次元ＦＥＭ解析モデルの概形

3.3.5　解析結果

実験ケース①及び②の実験結果と３次元ＦＥＭ解析の荷重－変位関係の比較を図 3－4 及び図 3－5 に示す。解析結果は，実験結果とおおむね同じ挙動を示し，降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。なお，実験ケース①の再現解析結果については，最大荷重 908kN となり，実験時の最大荷重平均値 906kN に対して，同等の結果であった。実験ケース②の再現解析結果についても，最大荷重 930kN となり，実験時の最大荷重 939kN に対して，同等の結果であった。

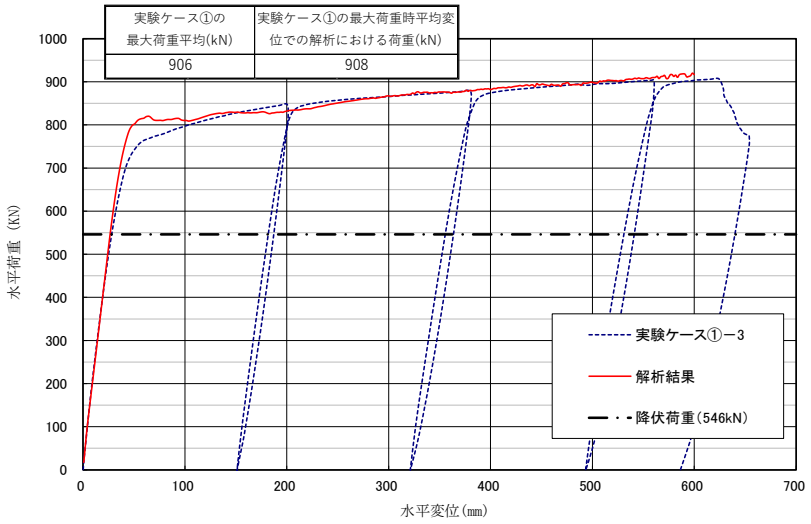


図 3－4　実験ケース①と３次元ＦＥＭ解析の荷重－変位関係の比較

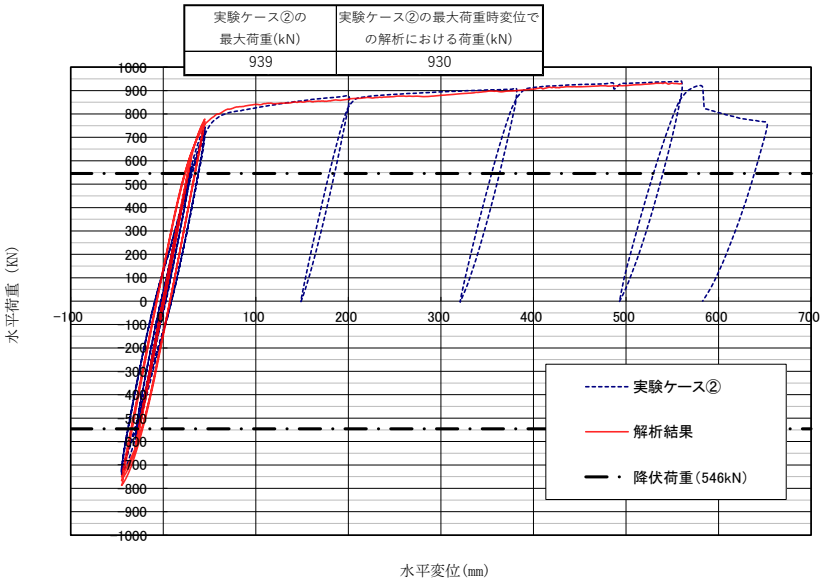


図 3－5　実験ケース②と３次元ＦＥＭ解析の荷重－変位関係の比較

実験ケース①の再現解析結果について，図 3－6 に示すとおり，降伏モーメント到達時における鋼管杭，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態を確認する。

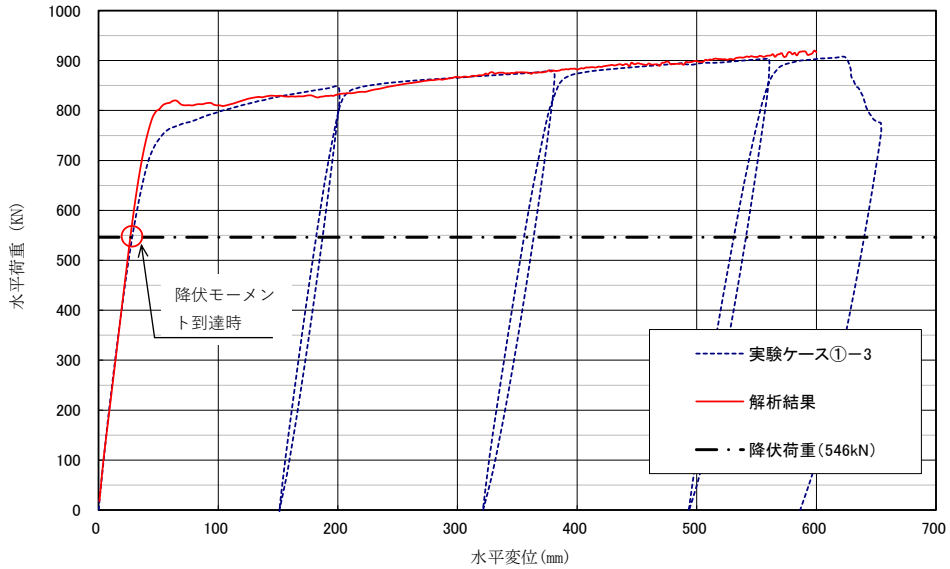


図 3－6　鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態を図 3－7 に，鋼管杭の降伏範囲を図 3－8 に，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態を図 3－9 に示す。

図 3－8 より，降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態として，最外管のみ降伏強度 360N/mm^2 に到達しているが，その降伏範囲は局所的であることを確認した。

図 3－9 より，降伏モーメント到達時の中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態について，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の一軸圧縮強度 29N/mm^2 及び 53N/mm^2 を超過していないことを確認した。

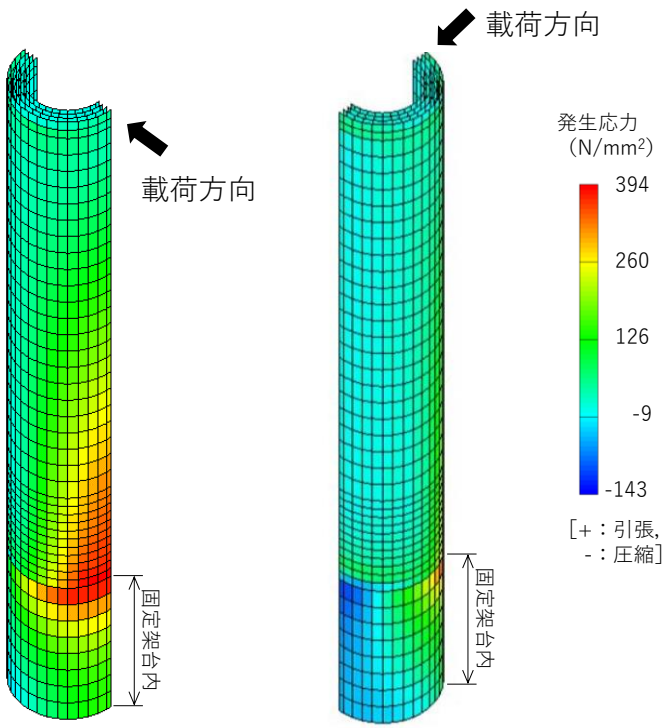
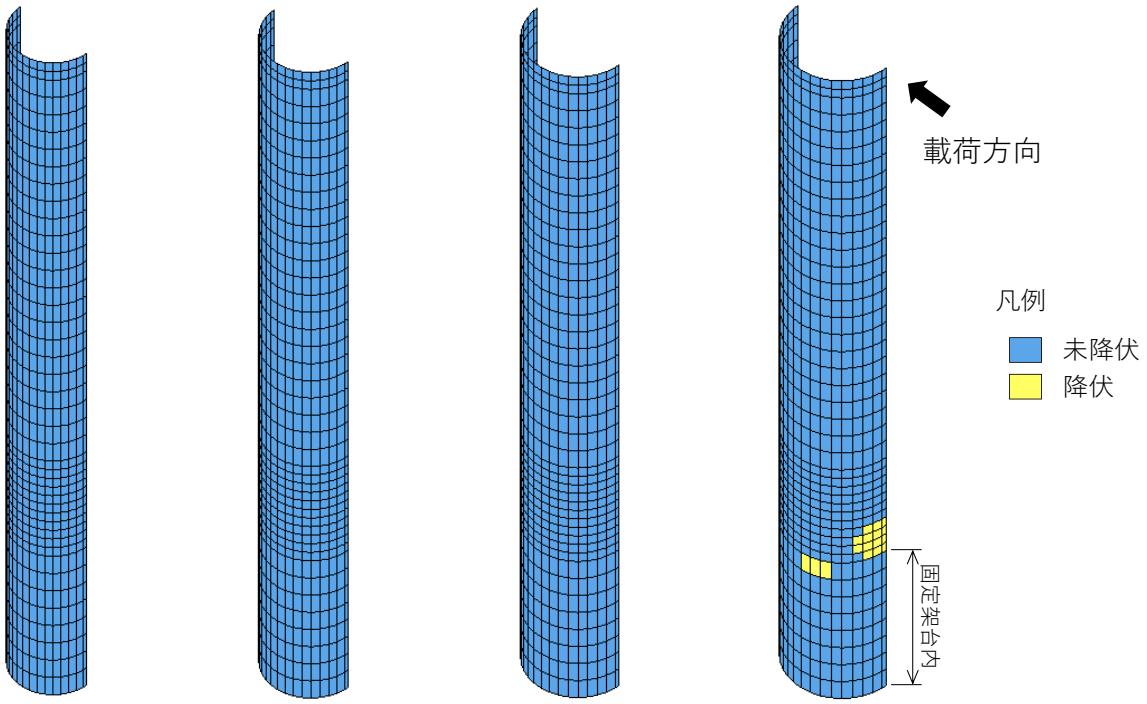


図 3－7　鋼管杭の応力状態

（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最大主応力）



(a) 最内管　(b) 最内管から2番目　(c) 最内管から3番目　(d) 最外管

図 3－8　鋼管杭の降伏範囲図

（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時）

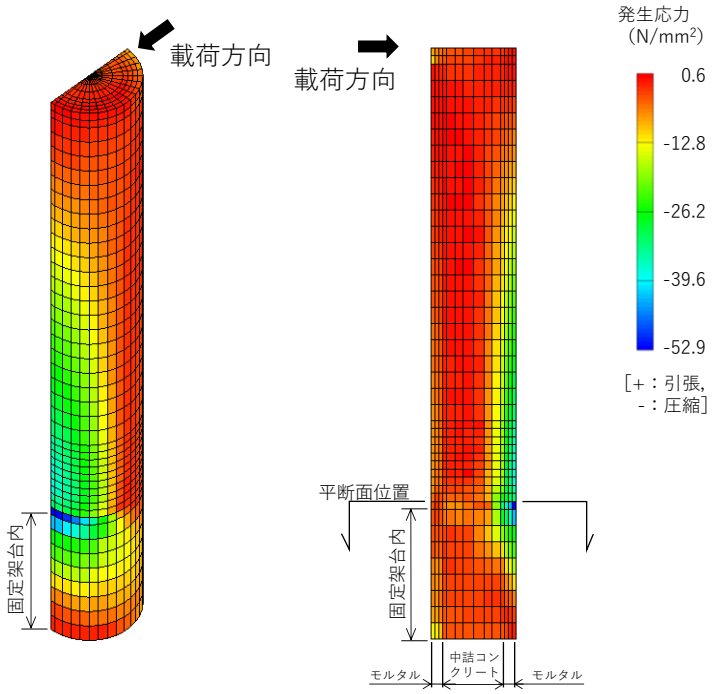


図 3－9(1)　中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力図（鳥観図及び断面図）
（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

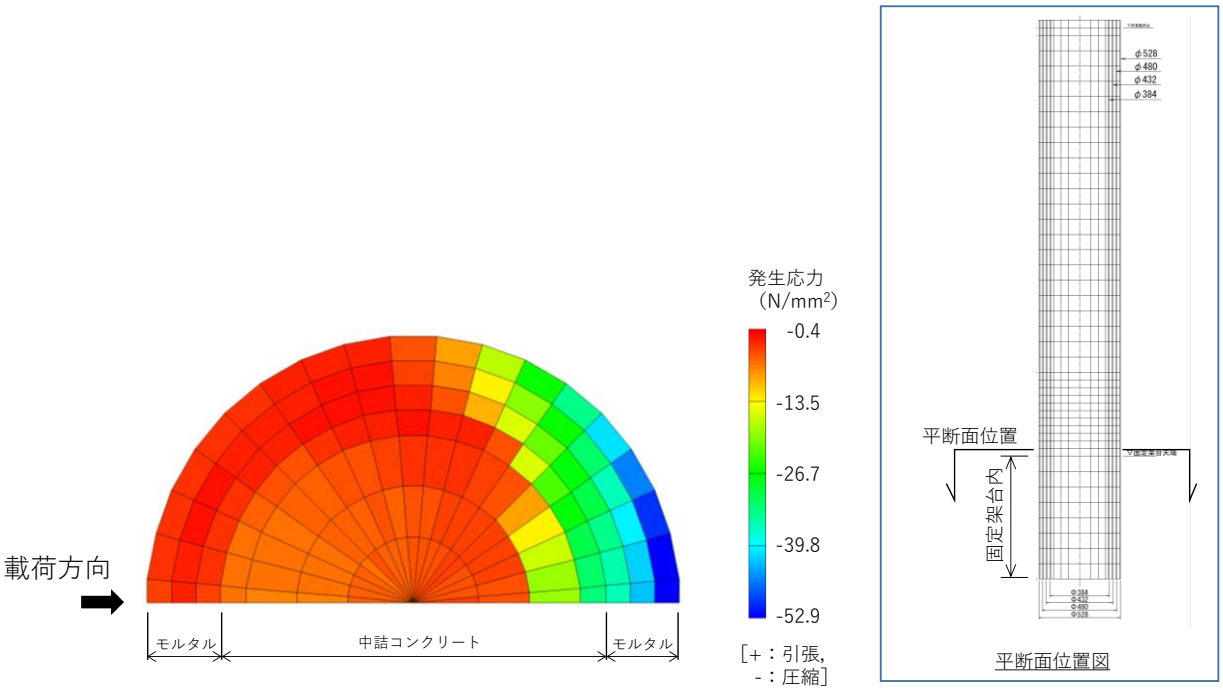


図 3－9(2)　中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力図（平断面図）
（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

3.3.6　３次元ＦＥＭ解析モデルの妥当性評価

水平載荷実験の多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性をおおむね再現するとともに，多重鋼管杭の耐力が実験値と解析値でおおむね一致することを確認した。本検討で得られた解析条件を用いて実構造物スケールの３次元ＦＥＭ解析を行い，実構造物の設計の許容限界として降伏モーメントを設定する妥当性検討を行う。

4.　実構造物スケールにおける３次元ＦＥＭ解析

4.1　概要

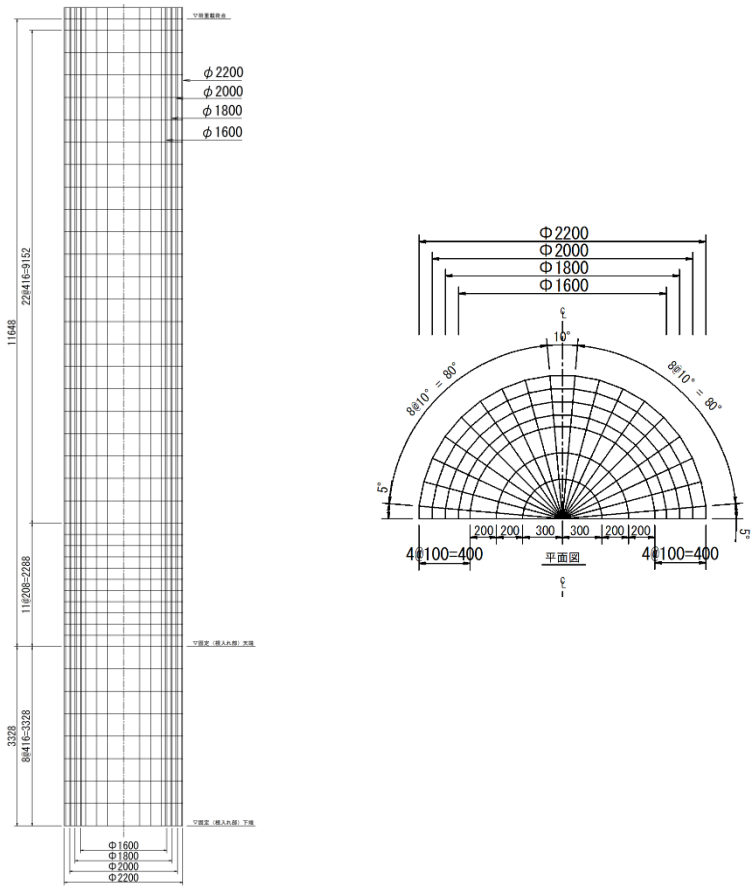
「2.3　３次元ＦＥＭ解析による実験の再現解析」の検討結果より，実験の再現解析で使用した条件を用いて，実構造物スケールの多重鋼管杭の設計に用いる許容限界の妥当性を確認する。

4.2　解析用物性値の設定

「3.　３次元ＦＥＭ解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。

4.3　解析モデル及び諸元

実構造物の３次元モデルを図 4－1 に 3 次元ＦＥＭ解析モデルを示す。各種条件は「2.3　３次元ＦＥＭ解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。



正面図及び平断面図

図 4－1　３次元ＦＥＭ解析モデル

4.4　実構造物スケールの降伏荷重

実構造物スケールの降伏荷重を表 4－1 に示す。

表 4－1　実構造物スケールの降伏荷重

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm²)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm³)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ2200	400	25	91842	36737	110583	11648	9494
φ2000			75643	30257			
φ1800			61015	24406			
φ1600			47958	19183			

4.5　解析結果

実構造物の解析結果を図 4－2 に示す。実験及び実験の再現解析結果と同様に，降伏荷重に至るまでは弾性挙動を示すことが確認された。なお，本解析においては，荷重作用位置の水平変位 2369mm で最大荷重 15830kN となり，降伏荷重 9494kN に対して，1.67 倍であった。

実構造物スケールにおける３次元ＦＥＭ解析による結果より，「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントに至るまでは，多重鋼管杭は弾性挙動を示しており，降伏モーメントを上回る耐力を有していることを確認した。

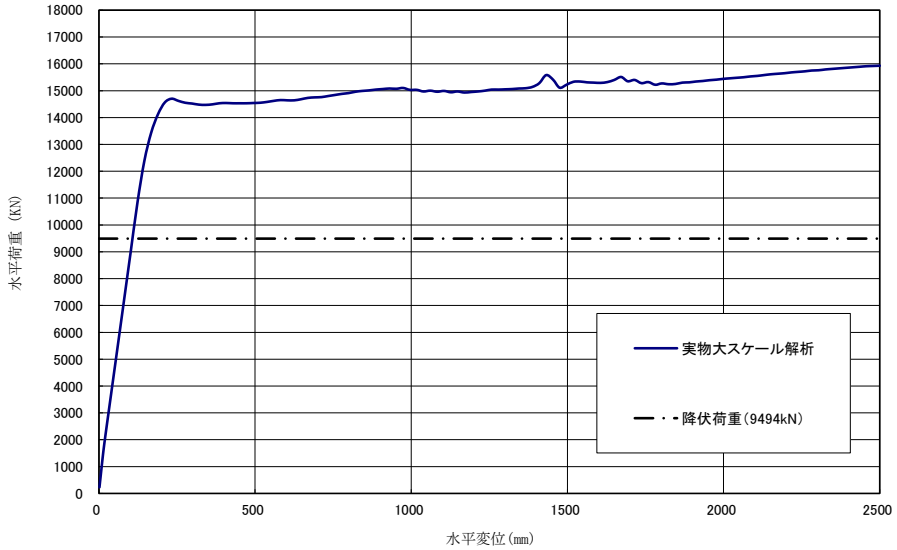


図 4－2　３次元ＦＥＭ解析の荷重－変位関係の比較

実構造物スケール解析の結果について，図 4－3 に示すとおり，降伏モーメント超過時及びピーク荷重時における鋼管杭，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態を確認する。

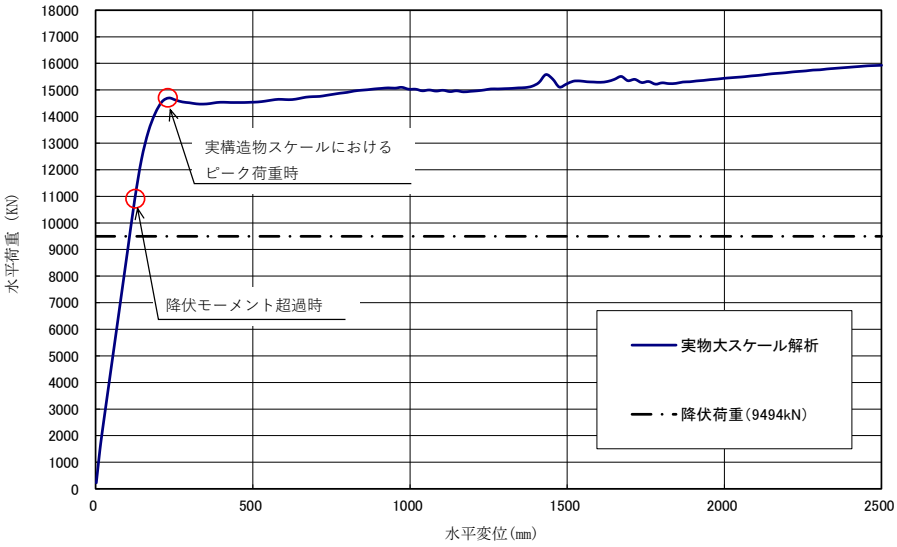


図 4－3　鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

降伏モーメント超過時の鋼管杭の応力状態を図 4－4 に，鋼管杭の降伏範囲を図 4－5 に，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態を図 4－6 に示す。

図 4－5 より，降伏モーメント超過時の鋼管杭の応力状態として，外側から 1 番目及び 2 番目の鋼管杭が降伏強度 360N/mm^2 に到達しているが，その降伏範囲は局所的であることを確認した。

図 4－6 より，降伏モーメント超過時の中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力状態として，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の一軸圧縮強度 29N/mm^2 及び 53N/mm^2 を超過しているが，その範囲は局所的であることを確認した。

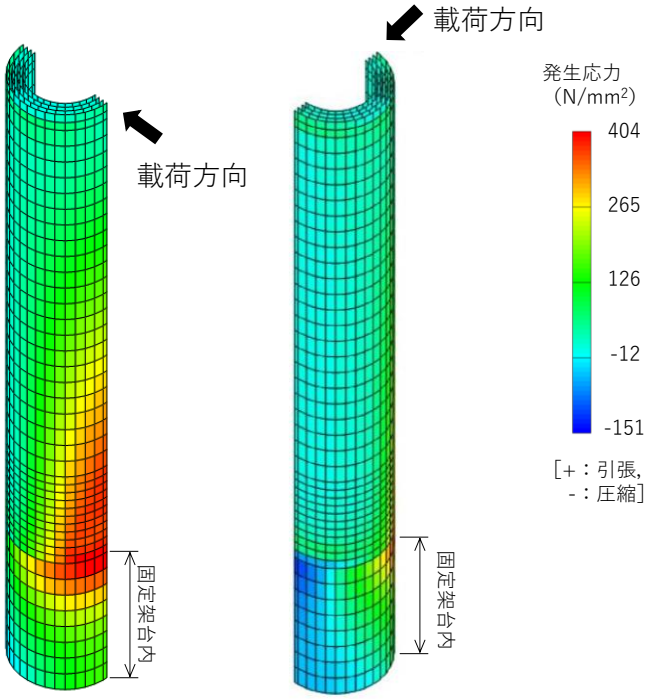
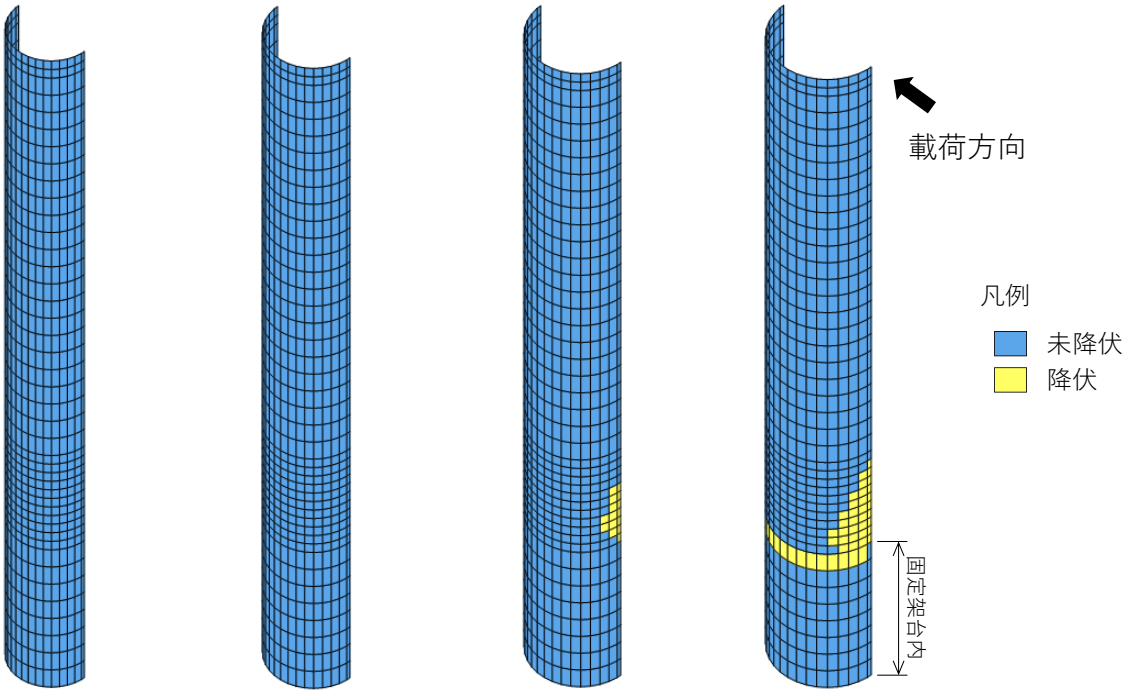


図 4－4　鋼管杭の応力状態

（実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時，最大主応力）



(a) 最内管　(b) 最内管から2番目　(c) 最内管から3番目　(d) 最外管

図 4－5　鋼管杭の降伏範囲図

（実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時）

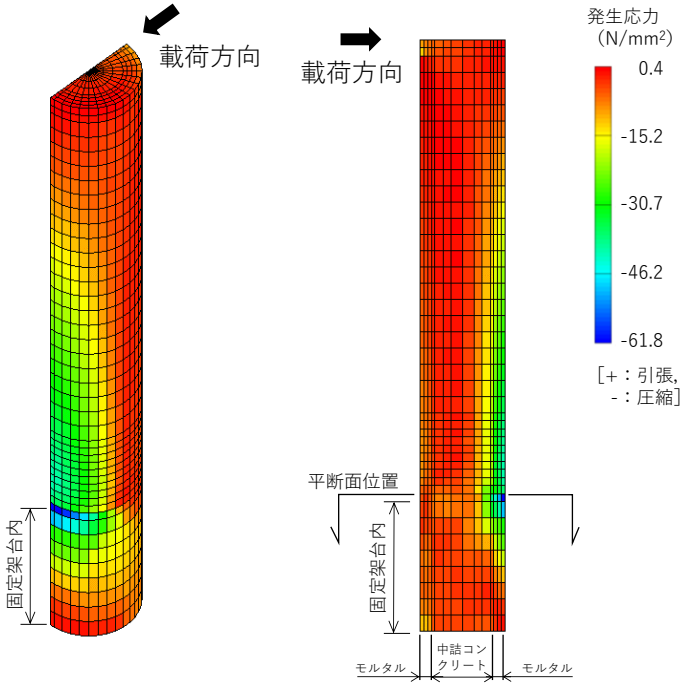


図 4－6(1)　中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力図（鳥観図及び断面図）
（実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時，最小主応力）

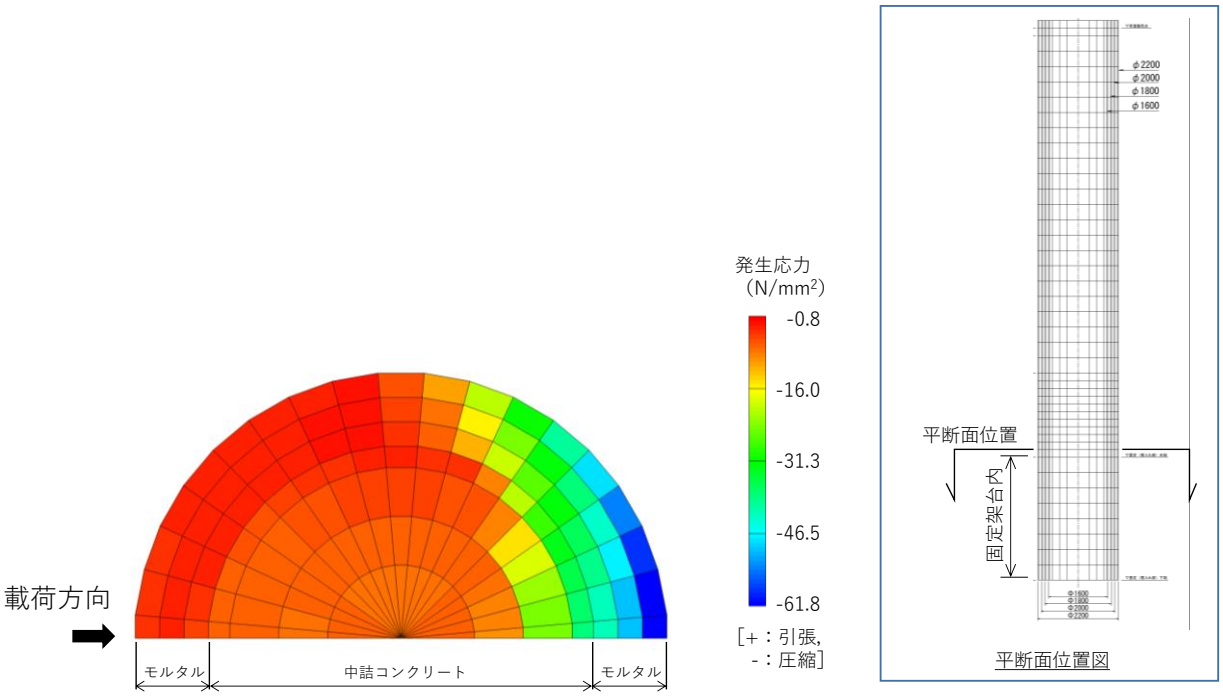


図 4－6(2)　中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の応力図（平断面図）
（実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時，最小主応力）

参考としてピーク荷重時における鋼管杭の応力状態を図 4－7 に，鋼管杭の降伏範囲を図 4－8 に示す。図 4－8 に示すとおり，すべての鋼管杭の引張側において，広い範囲で降伏に至っていることを確認した。

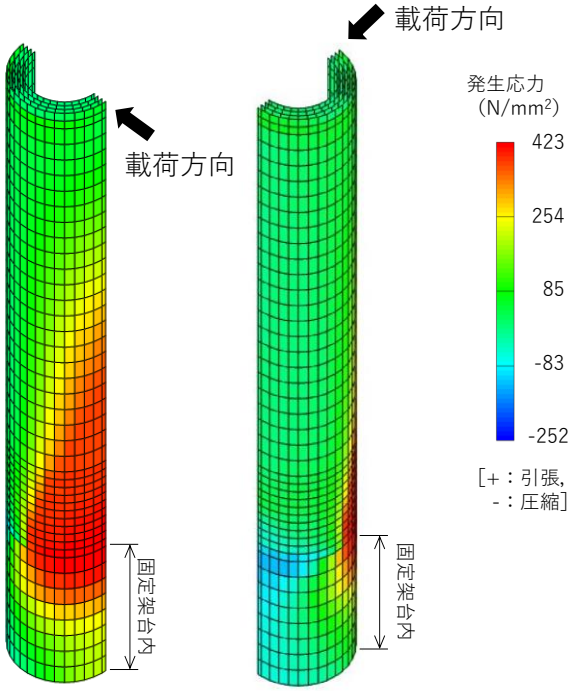
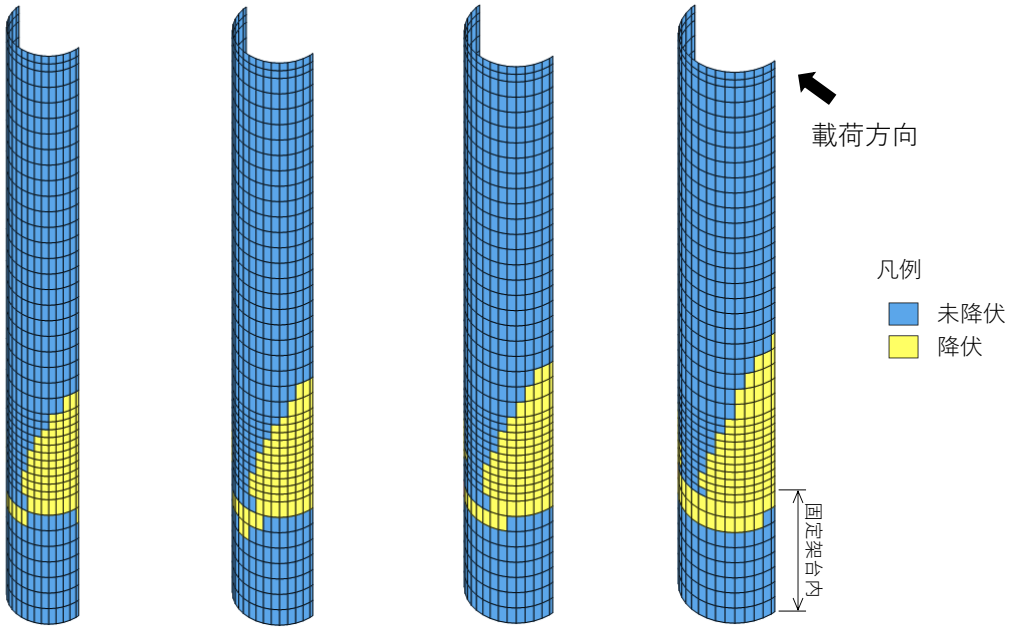


図 4－7　鋼管杭の応力状態

（実構造物スケール解析，ピーク荷重時，最大主応力）



(a) 最内管　(b) 最内管から2番目　(c) 最内管から3番目　(d) 最外管

図 4－8　鋼管杭の降伏範囲図

（実構造物スケール解析，ピーク荷重時）

5.　まとめ

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計における多重鋼管杭の許容限界について，水平載荷実験結果及び実構造物スケールの３次元ＦＥＭ解析の結果から，以下の事項を確認した。

・多重鋼管杭は,「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有している。
・多重鋼管杭は，載荷開始から「道路橋示方書」を基に算定した降伏モーメントが作用するまで弾性挙動を示す。
・降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態として，外側から１番目及び２番目の鋼管杭が降伏強度に到達しているが，その範囲は局所的であることから，多重鋼管杭の耐力に与える影響は軽微と判断できる。

以上より，多重鋼管杭は，「道路橋示方書」を基に算定した降伏モーメント到達後においても弾性挙動を示すことから，地震時及び津波時に作用する荷重が降伏モーメント以下であることを確認することで，多重鋼管杭の再使用性を確保することが可能であり，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計において，降伏モーメントを許容限界として設定することは妥当と判断できる。

また，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）により，降伏モーメント到達後も弾性挙動を示すことから，鋼管杭の局部座屈の進行を抑制し，延伸度が向上していると考えられる。なお，設計で用いる降伏モーメントには，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）による延伸度の向上は考慮しないため，現地に施工された多重鋼管杭は，より安全裕度を有している。

（参考 1）中詰コンクリートによる最大荷重への影響

中詰コンクリートの有無が多重鋼管杭に作用する最大荷重に与える影響を確認する。中詰コンクリートを充填している「2.2.3　実験結果」に示した実験ケース①と，別途実施した中詰コンクリートを充填していない実験ケース（以下「実験ケース③」という。）との比較を図 1 に示す。

なお，実験ケース①は 3 つの実験体で同様な挙動であることから，実験ケース①－3 で代表する。

中詰コンクリートの有無に関わらず降伏モーメントを上回る耐力を有していること，降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。実験ケース③での最大荷重は圧縮縁の局部座屈発生後に確認され，最大荷重発生後は荷重の低下が確認されたが，実験ケース①では圧縮縁の局部座屈発生後に荷重の低下は確認されず，緩やかに荷重が増加し続け，最終的には鋼管の引張縁の破断に伴い荷重が低下した。実験ケース①は実験ケース③と比較して，最大荷重が 1.19 倍，最大変位が約 5 倍であった。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）により，鋼管杭の局部座屈の進行が抑制され，延伸度が向上していると考えられる。設計では，「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界とし，安全側の設計とするために，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）を考慮しない方針であることから，現地に施工された実構造物は，地震又は津波に対して，より安全裕度を有すると考えられる。

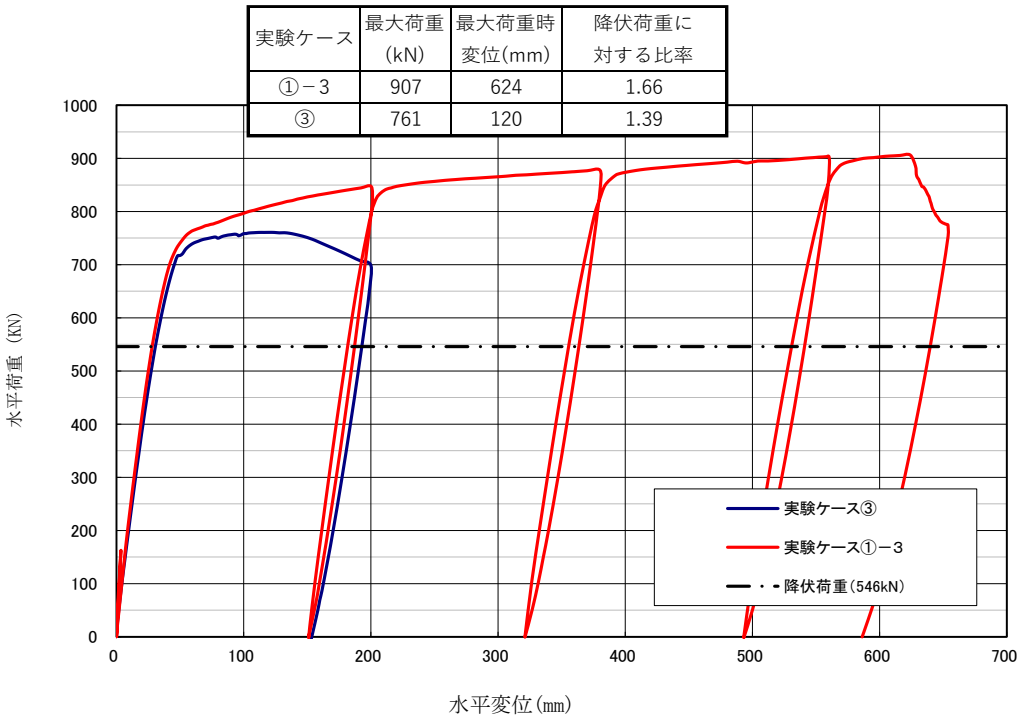


図 1　水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①及び実験ケース③）

（参考 2）中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果

実験で使用した中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果の一覧を表 1 に示す。中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値は，実験ケース①の平均値を採用し，中詰コンクリートは 29N/mm^2，モルタル（充填材）は 53N/mm^2 とした。

表 1　実験で使用した中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果

<table>
<tr><th rowspan="2">実験
ケース</th><th rowspan="2">鋼管
構造</th><th rowspan="2">載荷方法</th><th colspan="4">圧縮強度（材令 28 日）
(N/mm2)</th></tr>
<tr><th colspan="2">中詰コンクリート</th><th colspan="2">モルタル（充填材）</th></tr>
<tr><td>①－１</td><td rowspan="4">４重管
φ528
φ480
φ432
φ384</td><td rowspan="3">水平一方向載荷</td><td>30.4</td><td rowspan="3">29.2</td><td>52.1</td><td rowspan="3">53.3</td></tr>
<tr><td>①－２</td><td>29.5</td><td>55.6</td></tr>
<tr><td>①－３</td><td>27.8</td><td>52.2</td></tr>
<tr><td>②</td><td>正負交番載荷後
水平一方向載荷</td><td colspan="2">34.0</td><td colspan="2">53.6</td></tr>
</table>

（参考 3）多重鋼管杭の一体挙動特性の把握

多重鋼管内部の変状から荷重伝達機能を把握するために，実験ケース②の実験後の実験体を鉛直方向に切断した。切断面の状況を図 1～3 に示す。

切断面の状況として，圧縮側のコンクリートにひび割れは確認されず，圧縮側の鋼管杭の座屈による変形量は内側ほど小さく，外側から内側にかけて順番に座屈が発生したと考えられる。引張側の鋼管破断は最外管のみであり，さらに曲げ変形が進んだ場合，順次内側が破断するものと考えられる。

多重鋼管は，最外管から内側の鋼管への荷重伝達機能を有しており，一体構造として挙動し，各鋼管が荷重分担すると考えられる。また，降伏変位を大きく超える大変形に対しても段階的に最大荷重が低下する粘り強い構造であると考えられる。

図１　実験体切断面

図２　切断面拡大図（圧縮縁）

図３　切断面拡大図（引張縁）

（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

1.　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価に必要な地盤の物性値は，Ⅵ-2-1-3　「地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震評価及び強度計算の前提となる改良地盤④及び改良地盤⑤の内的安定評価に必要な物性値について，室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから，説明を行う。

2.　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を用いる。改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値のうち，引張強度及び残留強度（粘着力，内部摩擦角）については，室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では，当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2－1 及び図 2－2 に改良地盤④及び改良地盤⑤の配置図を示す。

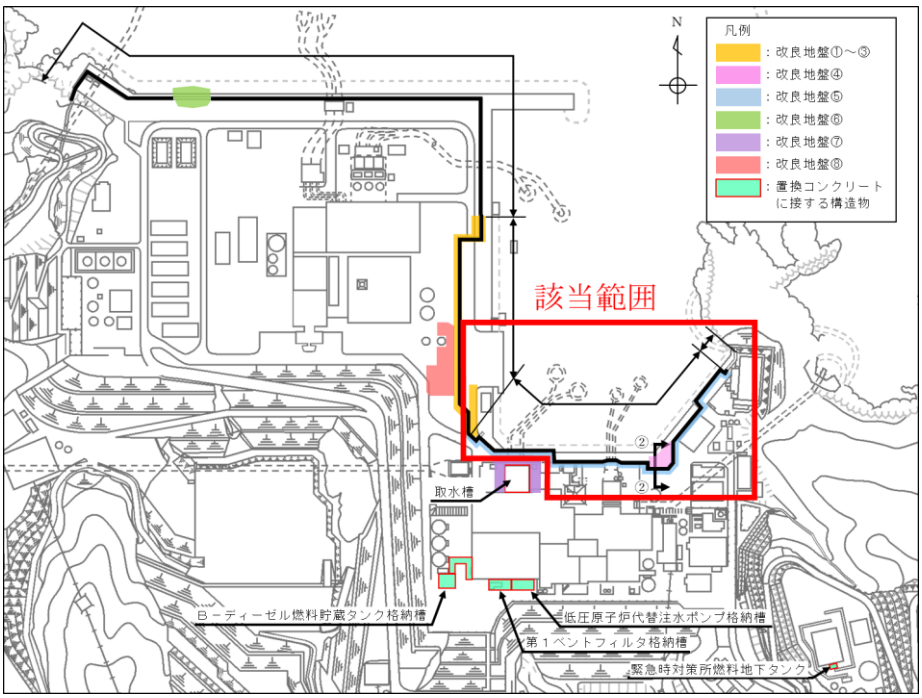


図 2－1　改良地盤④及び改良地盤⑤の平面配置図

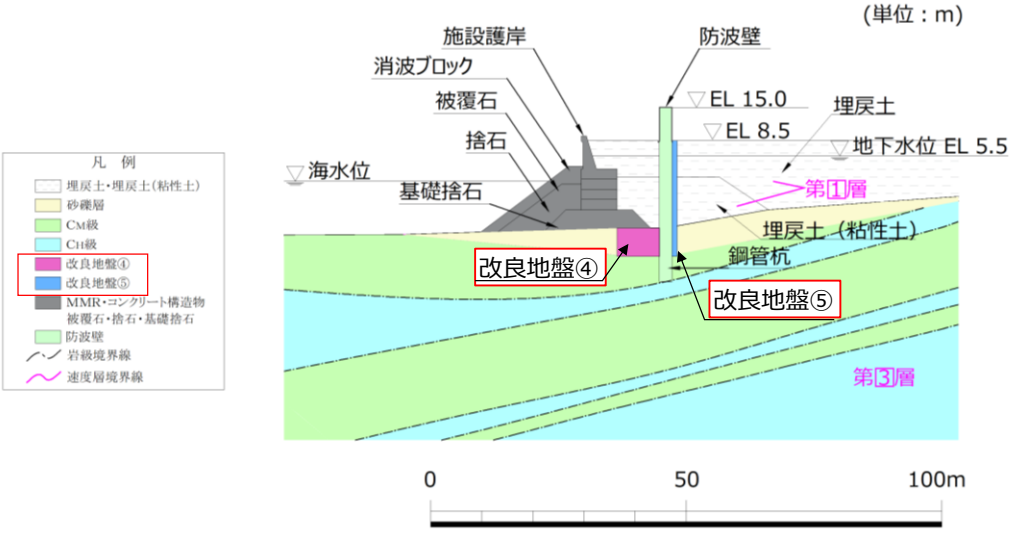


図 2－2　改良地盤④及び改良地盤⑤の配置図
（防波壁（多重鋼管杭式擁壁），②－②断面）

2.1　室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

2.1.1　試験方法

室内試験は，地盤工学会（ＪＧＳ）の試験基準に基づき実施する。供試体は添付書類「Ⅵ-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1－1　改良地盤④及び改良地盤⑤の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 （粘着力，内部摩擦角）	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

2.1.2　解析用物性値の設定方法

(1)　残留強度

残留強度については，Ⅵ-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において，せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2)　引張強度 σ_t

引張強度については，圧裂引張試験結果を用いて設定を行う。

2.1.3　解析用物性値の設定

(1)　試験結果

改良地盤④及び改良地盤⑤の室内試験における試験数量を表 2.1.3－1 に示す。また，試験結果を表 2.1.3－2，図 2.1.3－1 及び図 2.1.3－2 に示す。

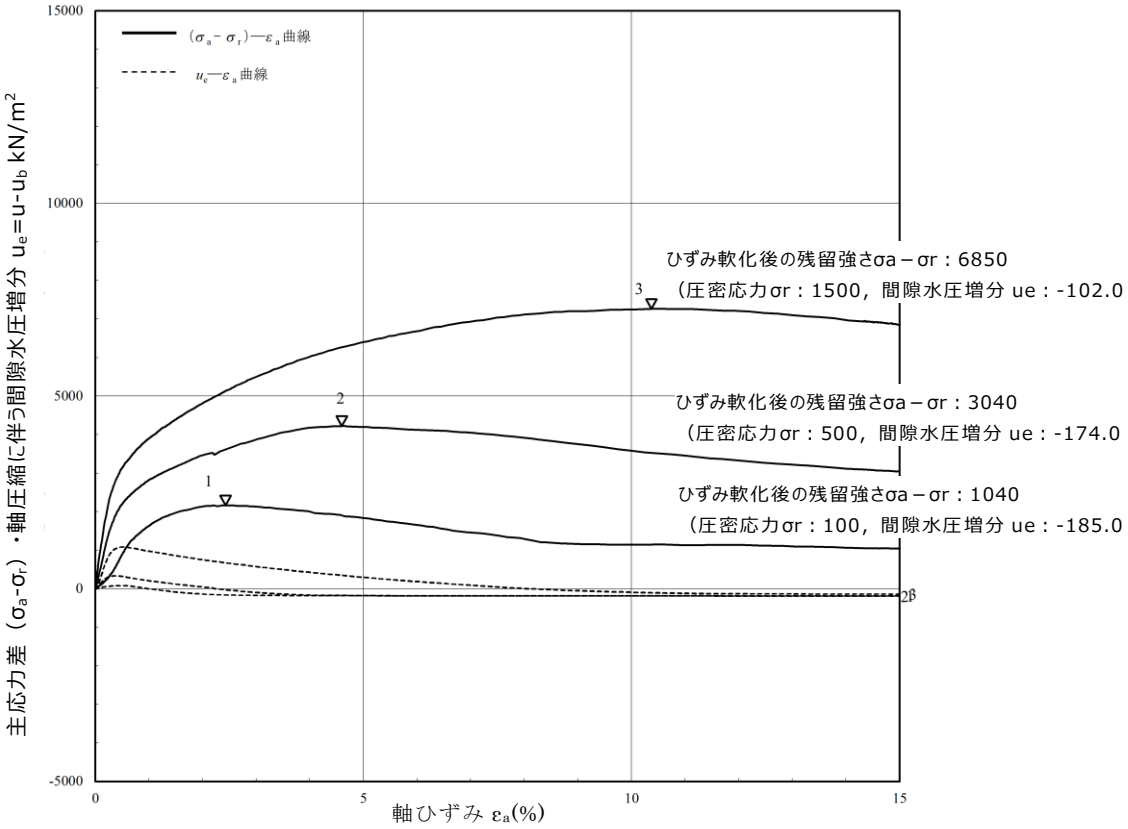
残留強度については，図 2.1.3－1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力－軸ひずみ関係において，せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さを用い，図 2.1.3－2 に示すモールの応力円を描き，粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 2.1.3－1　改良地盤④及び改良地盤⑤の室内試験における試料数量

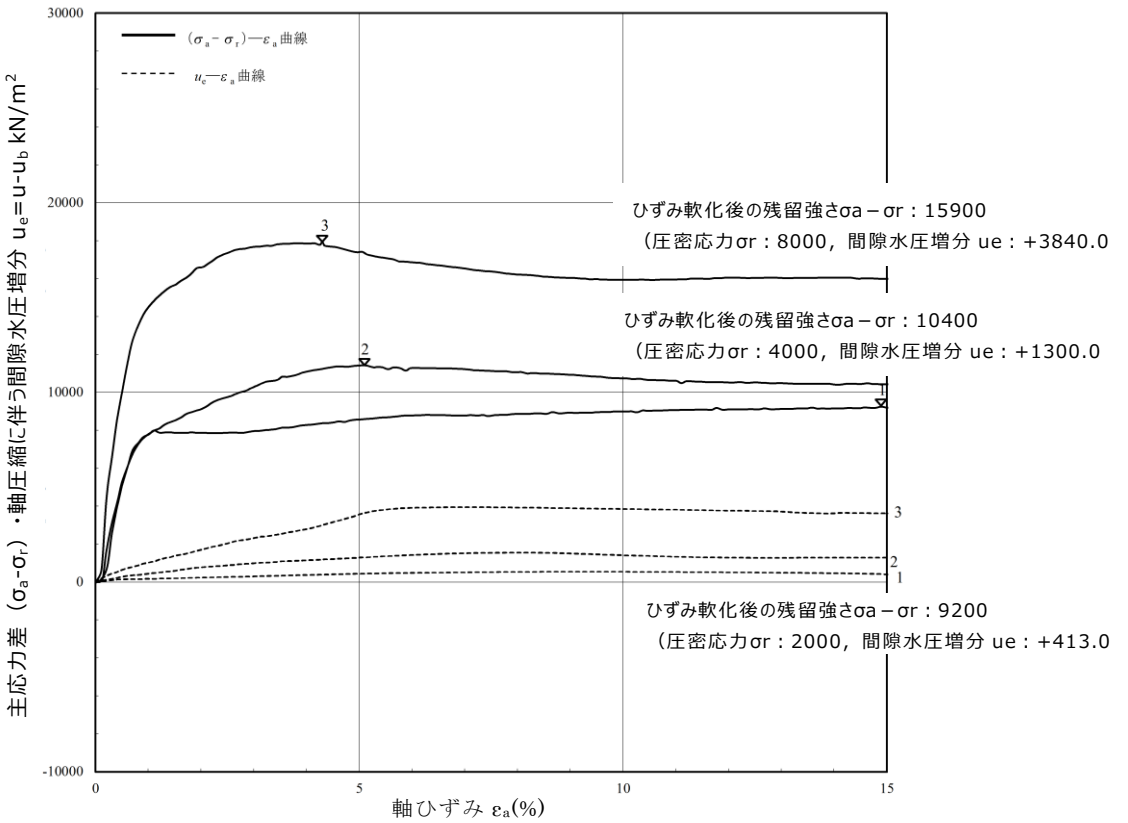
項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			改良地盤④	改良地盤⑤
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度（残留強度，内部摩擦角）	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3－2　改良地盤④及び改良地盤⑤における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m^2]	平均値 [kN/m^2]
改良地盤④	117	109
	142	
	67	
改良地盤⑤	849	1164
	932	
	1710	

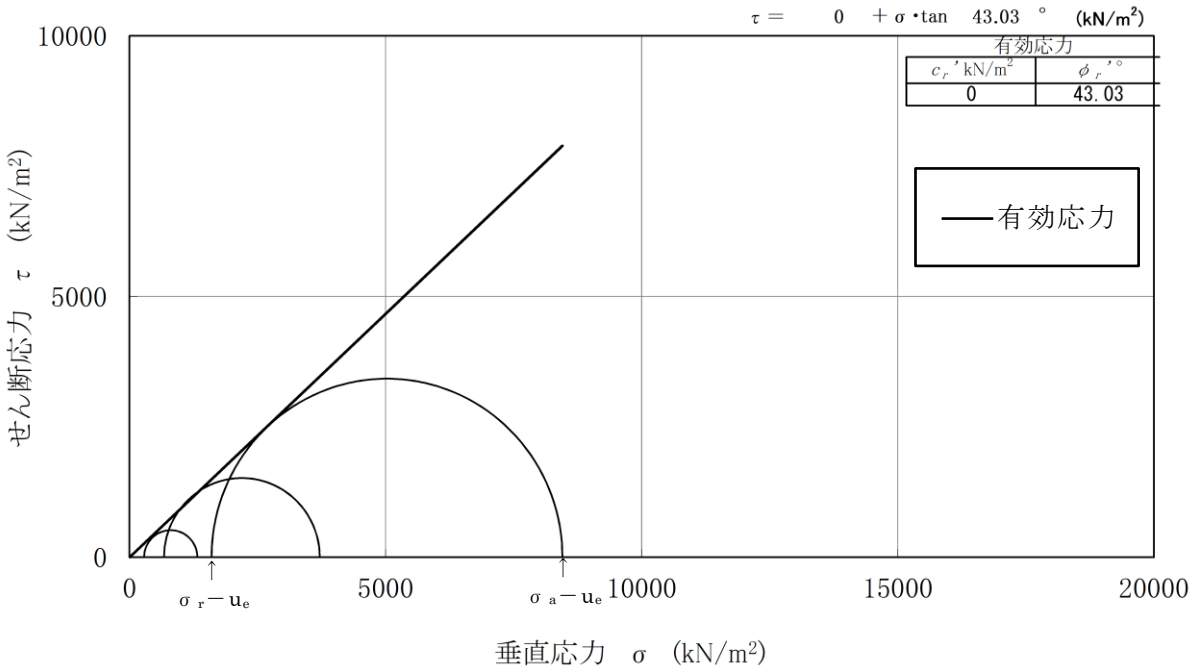


（1）改良地盤④の軸差応力－軸ひずみ関係

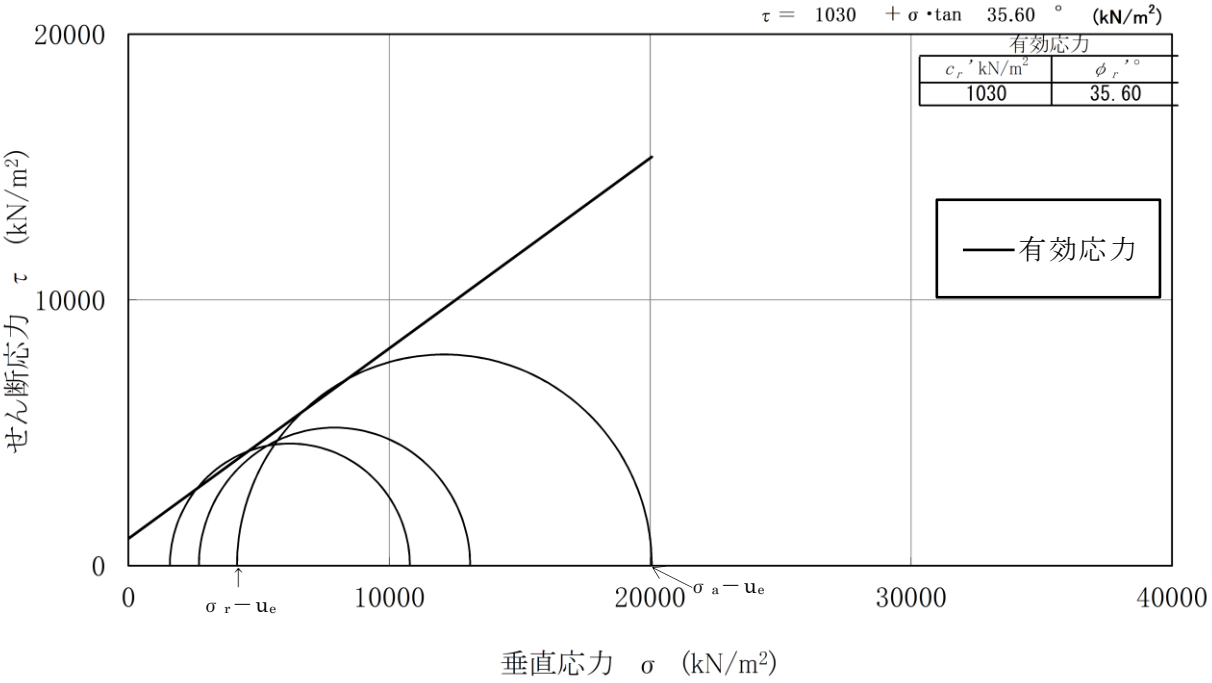


（2）改良地盤⑤の軸差応力－軸ひずみ関係

図 2.1.3－1　三軸圧縮試験における軸差応力－軸ひずみ関係



(1)改良地盤④の三軸圧縮試験結果



(2)改良地盤⑤の三軸圧縮試験結果

図 2.1.3－2　改良地盤④及び改良地盤⑤における三軸圧縮試験結果

(2)　解析用物性値の設定

a.残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3－3 に示す。

改良地盤⑤の粘着力ｃ’については保守的に（kN/m^2）とする。

表 2.1.3－3　残留強度の物性値

	粘着力 c’［kN/m^2］	内部摩擦角 φ’［°］
改良地盤④	0	43.03
改良地盤⑤	0	35.60

b.引張強度 σ_t

室内試験の結果を踏まえた引張強度の物性値を表 2.1.3－4 に示す。

表 2.1.3－4　引張強度の物性値

	引張強度 σ_t［kN/m^2］
改良地盤④	109
改良地盤⑤	1160

2.2　改良地盤の物性値

以上を踏まえ，改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値を表 2.2－1 に，その設定根拠を表 2.2－2 に示す。

表 2.2－1　改良地盤④及び改良地盤⑤の解析用物性値

		解析用物性値	
		改良地盤④	改良地盤⑤
残留強度	粘着力 c’ ［kN/m^2］	0	0
	内部摩擦角 φ’ ［°］	43.03	35.60
引張強度	σ$_t$ ［kN/m^2］	109	1160

表 2.2－2　改良地盤④及び改良地盤⑤の設定根拠

		設定根拠 （改良地盤④及び改良地盤⑤は共通）
残留強度	粘着力 c’ ［kN/m^2］	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 φ’ ［°］	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ$_t$ ［kN/m^2］	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定

（参考資料３）　セメントミルクの評価方針

1.　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の多重鋼管杭は，岩盤に支持させる構造とし，岩盤を掘削して鋼管杭を建て込み，鋼管杭と岩盤の間の約 150mm の空隙をセメントミルクで間詰めしている。セメントミルクの幅は 150mm であり，セメントミルクを解析モデルに考慮することは困難であるため，耐震及び耐津波評価では，セメントミルクは岩盤として評価する方針としている。

本資料では，セメントミルクを岩盤として評価することの妥当性を確認する。

2.　強度試験結果

セメントミルクの施工にあたっては，多重鋼管杭を支持する岩盤（C_H 級及び C_M 級）の強度（9.8N/mm^2）をセメントミルクの強度の管理目標値として設定した。施工時はすべての鋼管杭（191 本）に対して一軸圧縮試験を実施（試験数量：191 供試体）し，管理目標値を上回る強度を有することを確認している。セメントミルクの一軸圧縮試験範囲を図 2－1 に，一軸圧縮試験結果を表 2－1 に示す。図 2－2 に示すとおり，試験結果の大部分は 40～60N/mm^2 の範囲であることから，一軸圧縮試験結果の最大値と最小値に差異が生じている要因については，供試体によるばらつきと推定する。

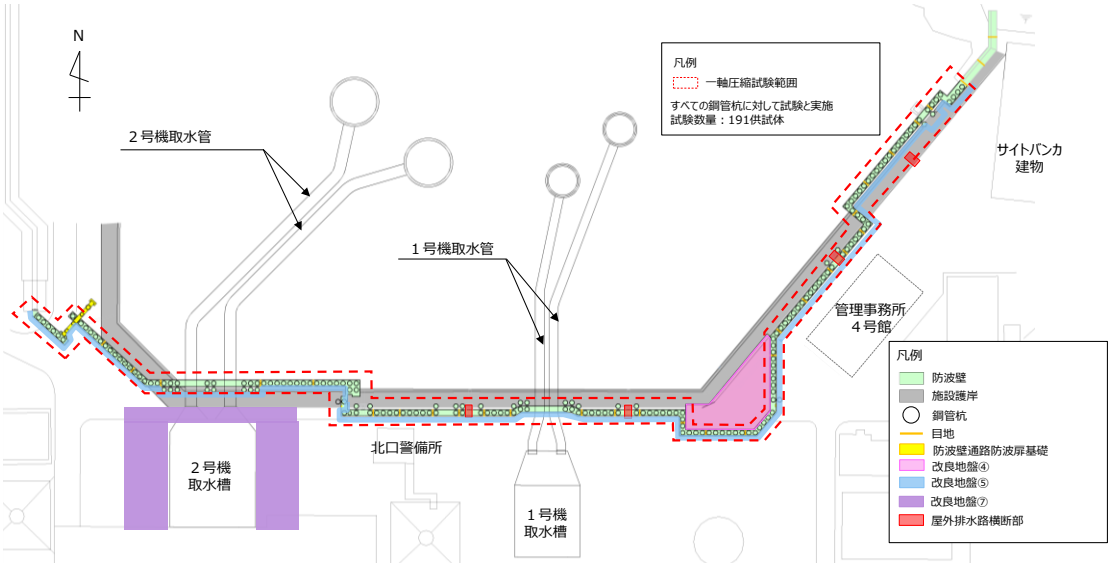


図 2－1　セメントミルクの一軸圧縮試験範囲

表 2－1　セメントミルクの一軸圧縮試験結果

一軸圧縮強度（N/mm^2）	
最大値	62.6
最小値	33.6
平均値	47.5
管理目標値	9.8

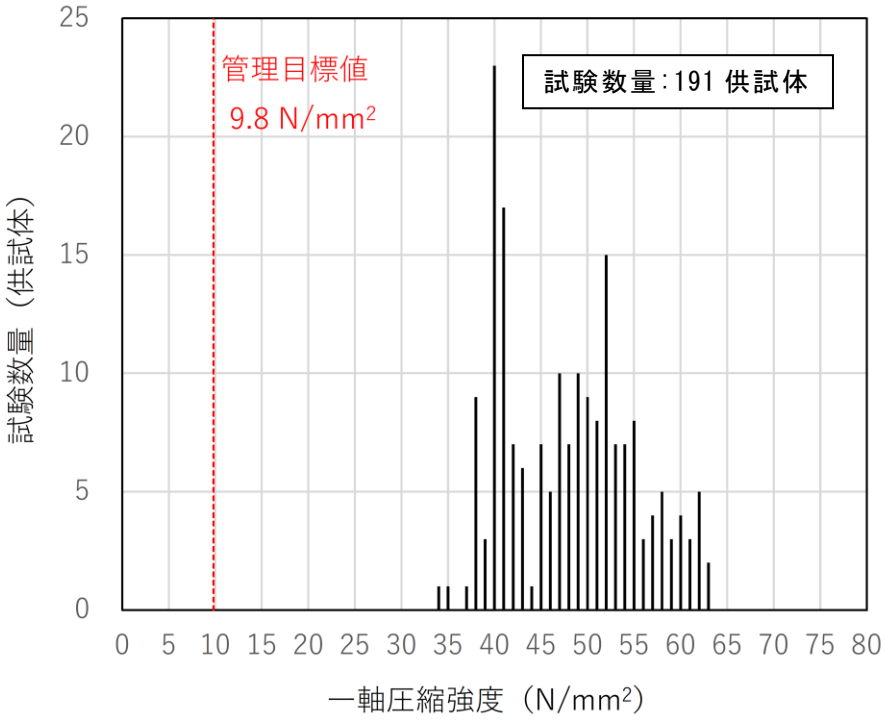


図 2－2　度数分布図（セメントミルクの一軸圧縮試験）

3.　セメントミルクの評価の妥当性

「2.　強度試験結果」より，セメントミルクの強度（最小値 33.6N/mm^2）は岩盤の強度（9.8N/mm^2）を上回ることから，セメントミルクを岩盤として耐震及び耐津波評価することは妥当であると判断した。

（参考資料４）　評価対象断面選定の補足

1.　改良地盤部（②－②断面）の選定

1.1　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面について，表 1.1－1 に示すとおり「3.1 評価対象断面」で選定しており，一般部（①－①断面）は，施設護岸の背面に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を設置している断面のうち，岩盤上面深さが最も深い改良地盤部（②－②断面）に代表させることとしている。一方，改良地盤部（②－②断面）は図 1.1－1 に示すとおり，多重鋼管杭の海側において岩盤上面の砂礫層に対し，地盤改良（高さ 5.5m）を実施しており，海側では改良地盤上面深さが 17.4m となり，一般部（①－①断面）の岩盤上面深さ 18.1m より若干浅くなる。

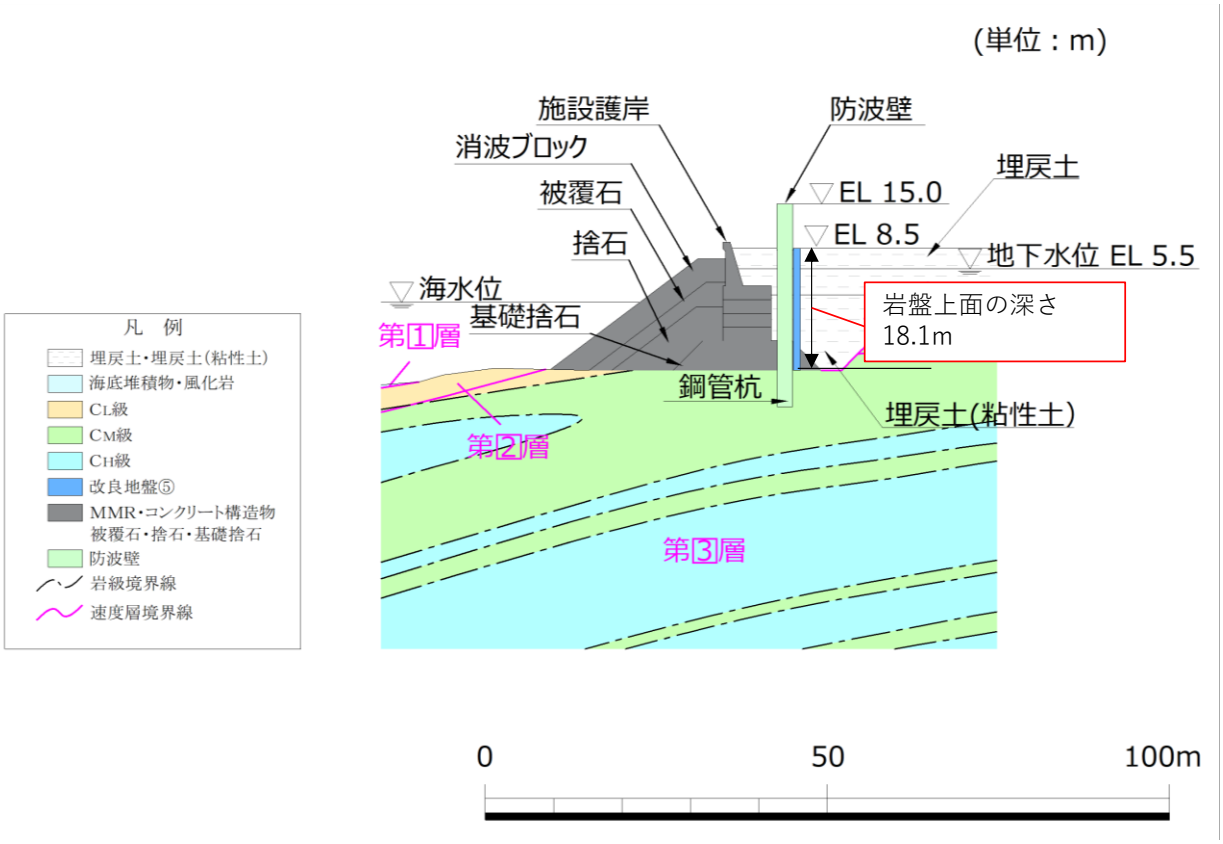
以上より，一般部（①－①断面）においても地震時の耐震評価を実施し，施設護岸の背面に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を設置している評価対象断面として，改良地盤部（②－②断面）を選定することの妥当性を確認する。

表 1.1－1　評価対象断面選定結果（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

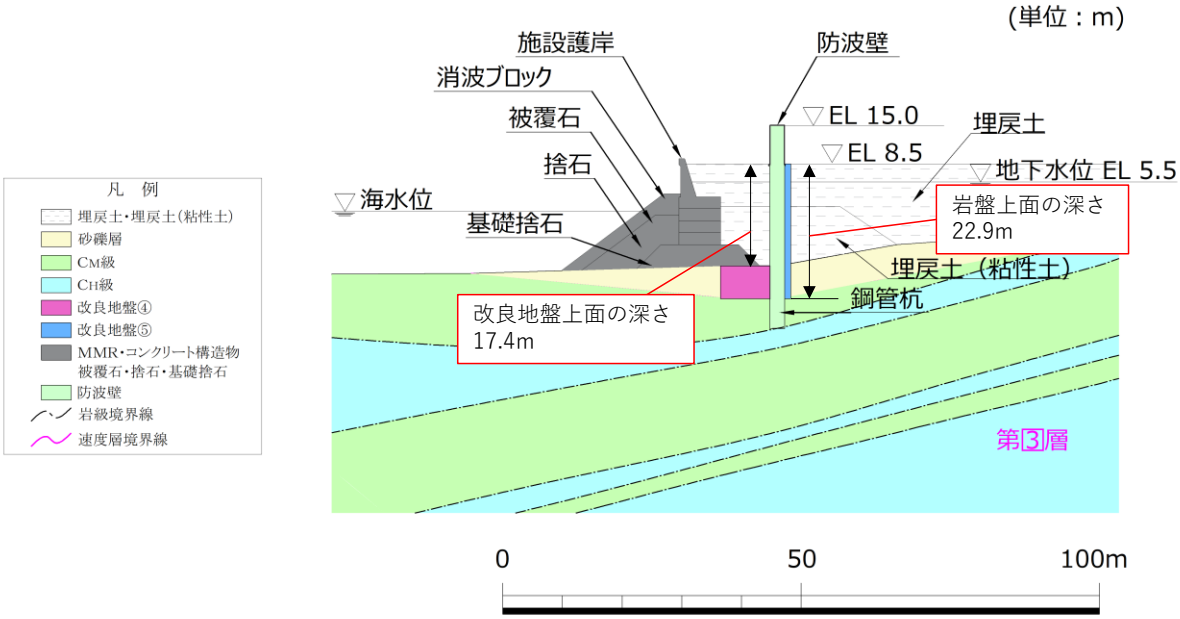
（表 3.1－1 を再掲）

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）隣接構造物の有無		
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。
取水路横断部 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



（一般部（①－①断面））



（改良地盤部（②－②断面））

図 1.1－1　一般部（①－①断面）及び改良地盤部（②－②断面）における地質断面図

1.2　評価方針

入力地震動については,岩盤上面深さによる影響から,鋼管杭の照査値に着目し,「4.2 地震応答解析結果」より，評価対象断面として選定した改良地盤部（②－②断面）における鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる，「解析ケース①（基本ケース）」の「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」を選定する。

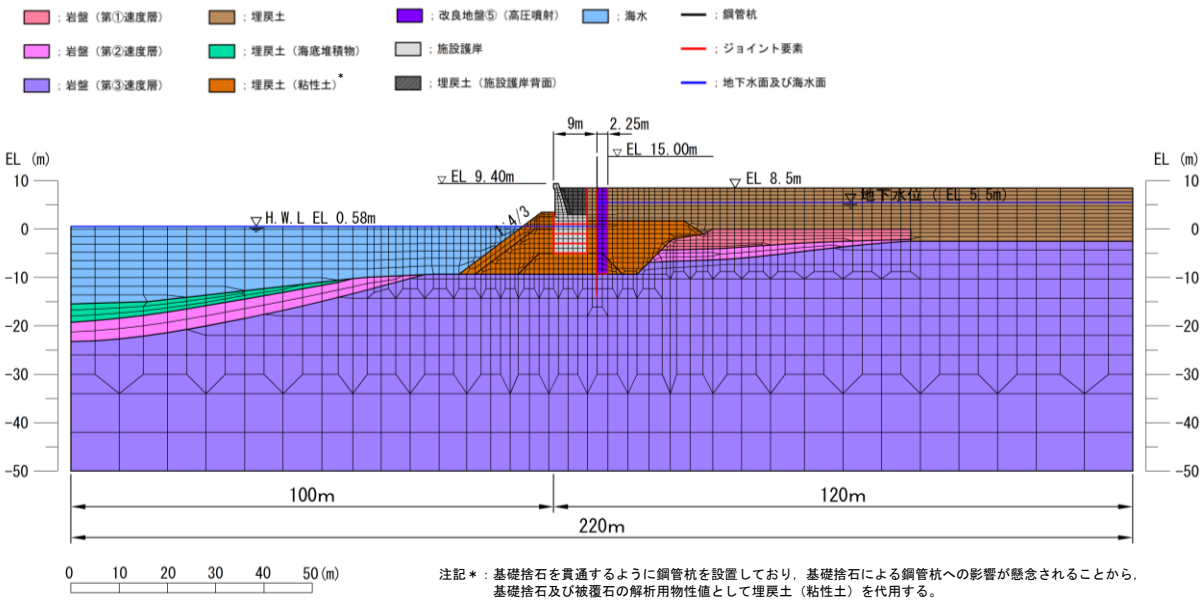
また，一般部（①－①断面）及び改良地盤部（②－②断面）は，設置変更許可審査において，入力地震動「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」に対し，施設護岸等が損傷した場合を想定した構造成立性評価を実施しており，改良地盤部（②－②断面）と比べて一般部（①－①断面）の照査値が大きくなっている。そのため，設置変更許可審査の構造成立性評価と同解析ケースである「解析ケース①（基本ケース）」の「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」も選定し，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」について，施設護岸等の損傷の有無を想定し，施設護岸等が保守的にない場合の検討を実施する。

一般部（①－①断面）及び改良地盤部（②－②断面）において鋼管杭の照査値（曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査）を比較することで，改良地盤部（②－②断面）を代表して選定することの妥当性を確認する。なお，地盤物性については平均値とする。

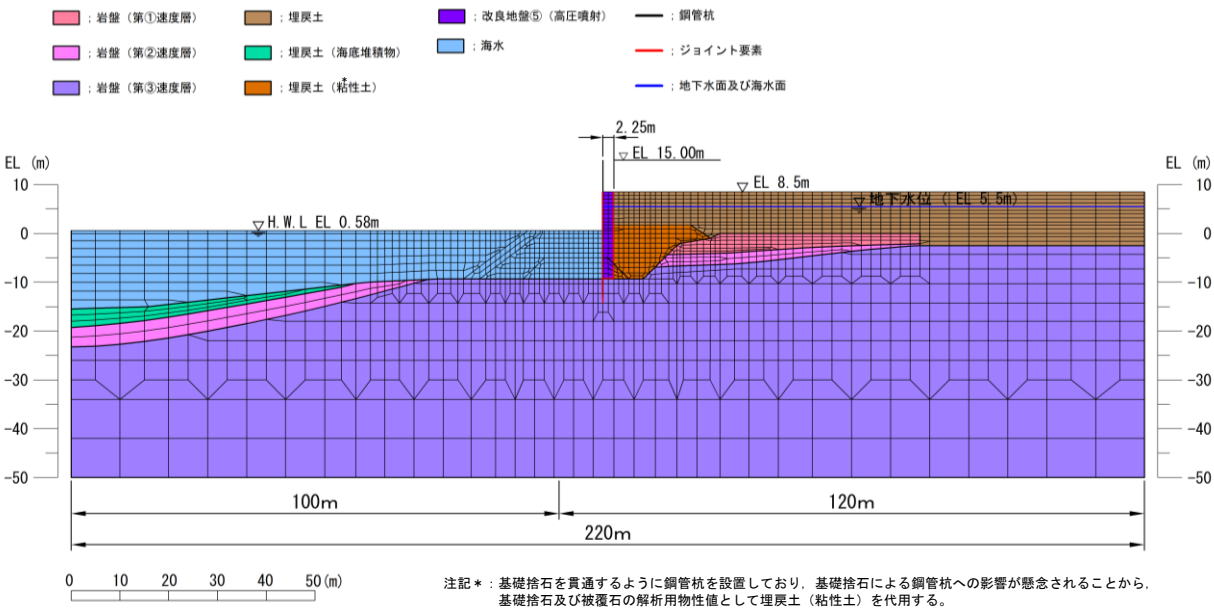
1.3　地震応答解析モデル

1.3.1　一般部（①－①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一般部（①－①断面）における地震応答解析モデルを図 1.3.1－1 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）

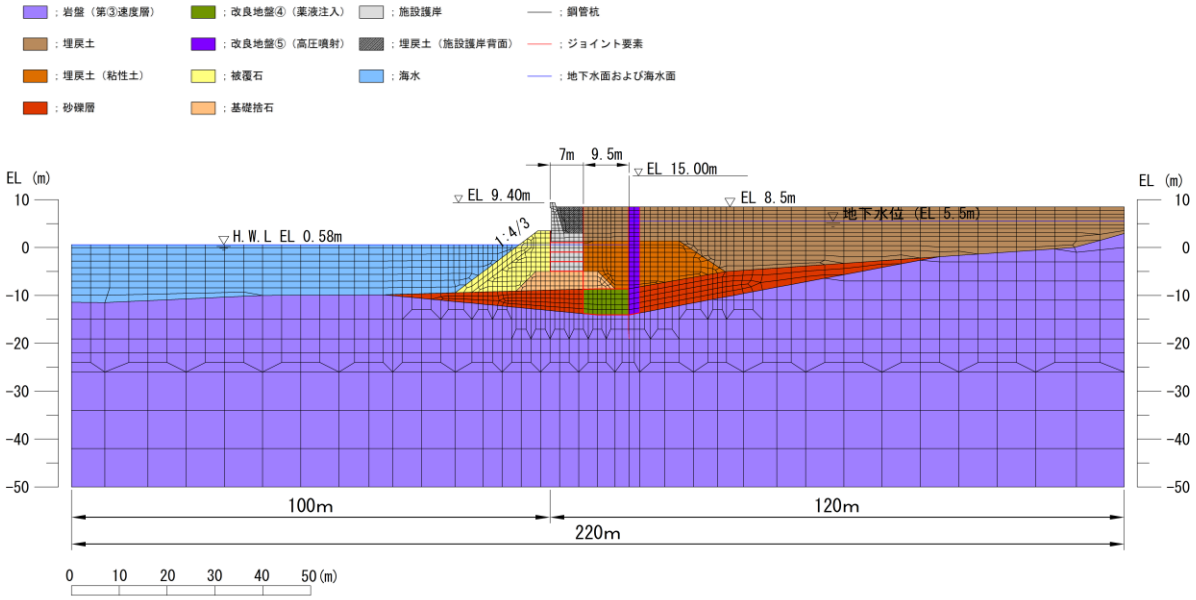


（防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合）

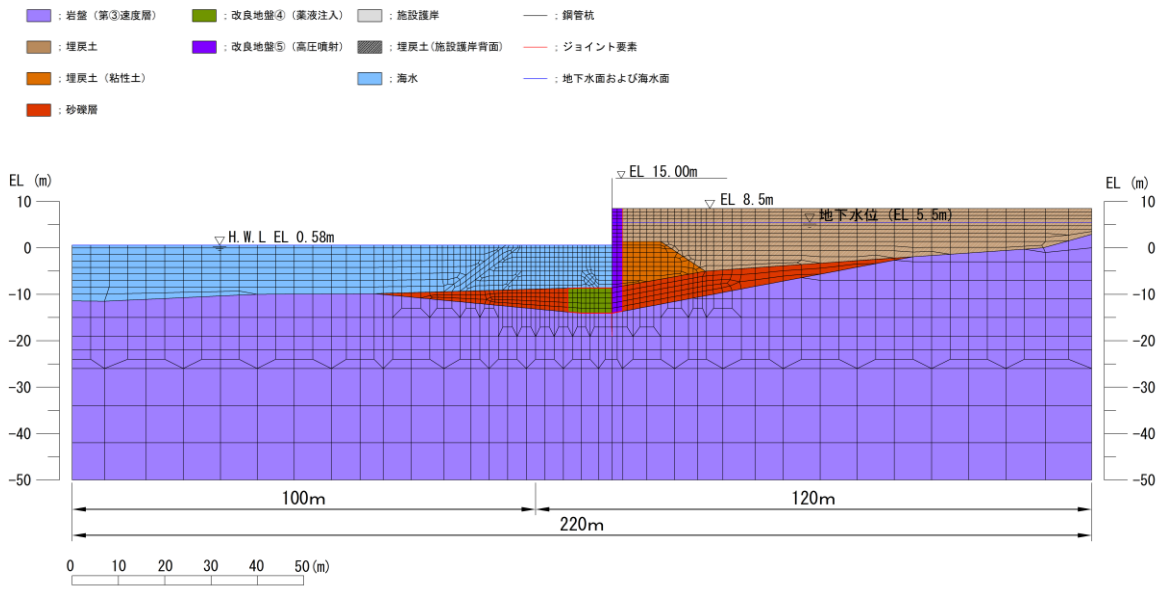
図 1.3.1－1　一般部（①－①断面）における地震応答解析モデル

1.3.2　改良地盤部（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改良地盤部（②－②断面）における地震応答解析モデルを図 1.3.2－1 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 1.3.2－1　改良地盤部（②－②断面）における地震応答解析モデル

1.4　評価結果

1.4.1　施設護岸がある場合

一般部（①－①断面）及び改良地盤部（②－②断面）について，施設護岸等がある場合の「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」における鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値を表 1.4.1－1 及び表 1.4.1－2 に，鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値を表 1.4.1－3 及び 1.4.1－4 に示す。また，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻に対する断面力を図 1.4.1－3 及び図 1.4.1－4 に，鋼管杭の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対する断面力を図 1.4.1－5 及び図 1.4.1－6 に示す。

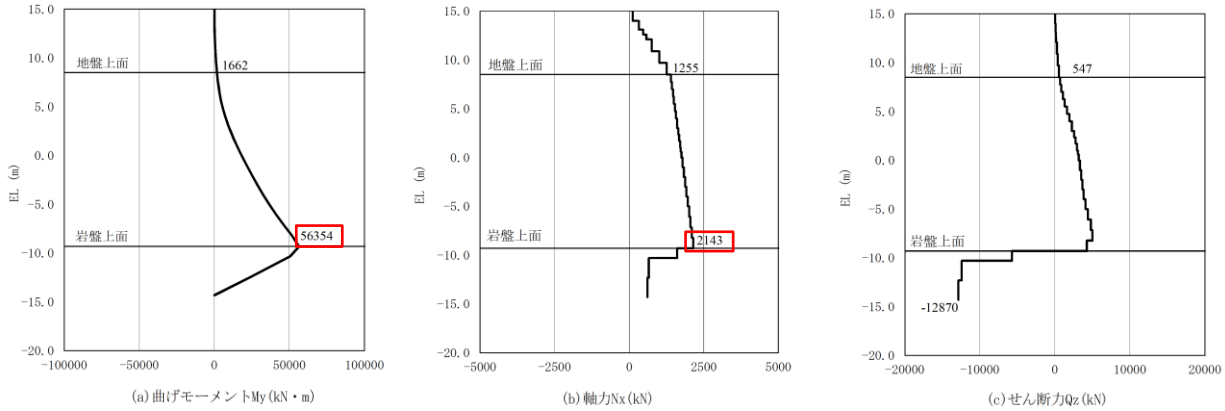
施設護岸等がある場合の評価結果として，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査値は，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」においては一般部（①－①断面）が最大となり，「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」においては改良地盤部（②－②断面）が最大となることを確認した。なお，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」における鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値は，改良地盤部（②－②断面）における「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」が最大となることを確認した。

鋼管杭のせん断破壊の照査値は，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」ともに，改良地盤部（②－②断面）が最大となることを確認した。

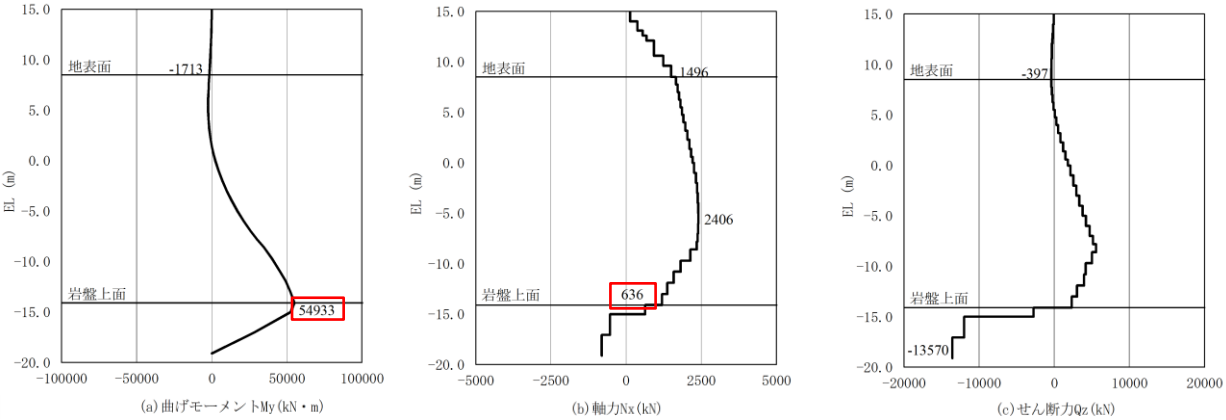
表 1.4.1－1　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

評価断面	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
一般部（①－①断面）	４重管	56354	2143	84910	0.67
改良地盤部（②－②断面）「4.2 地震応答解析結果」にて評価済み	４重管	54933	636	89141	0.62



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.61s）

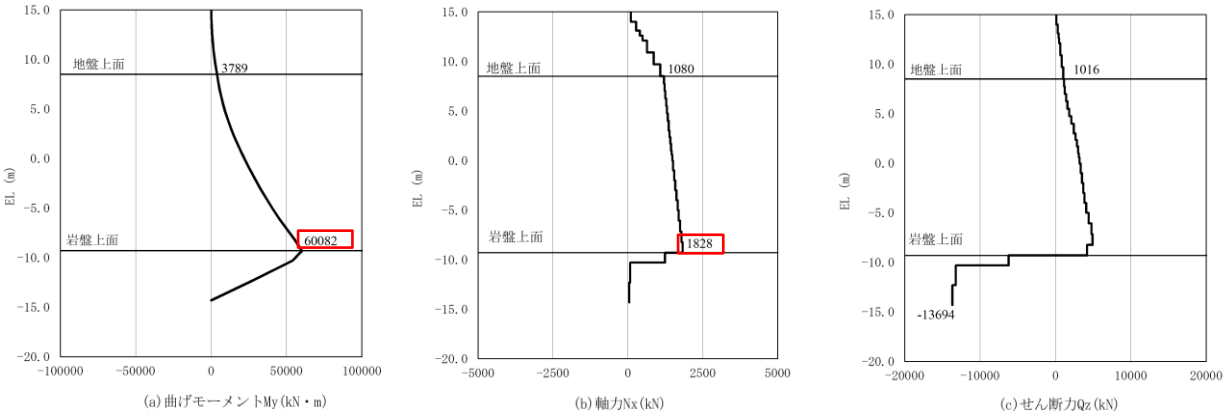


（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.79s）

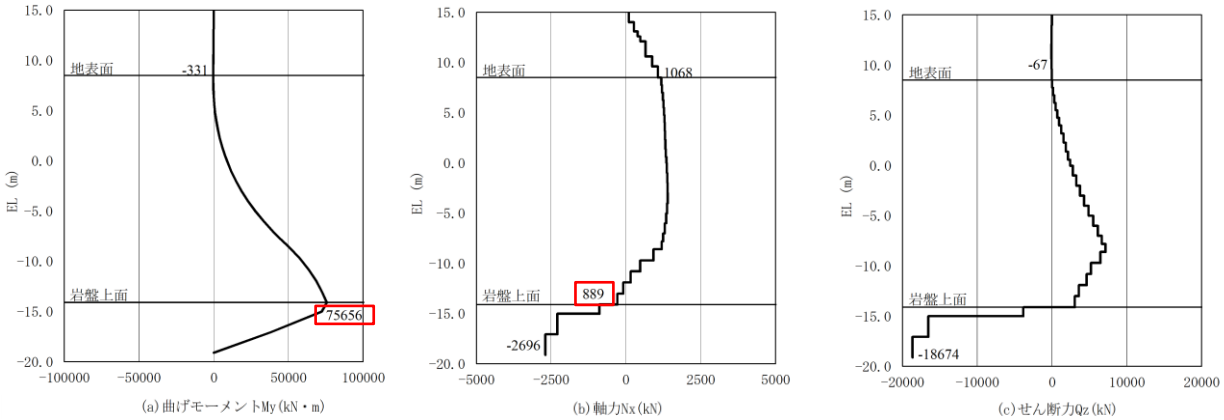
図 1.4.1－1　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

表 1.4.1－2　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

評価断面	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
一般部（①－①断面）	４重管	60082	1828	85057	0.71
改良地盤部（②－②断面）「4.2 地震応答解析結果」にて評価済み	４重管	75656	889	89022	0.85



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=10.53s）



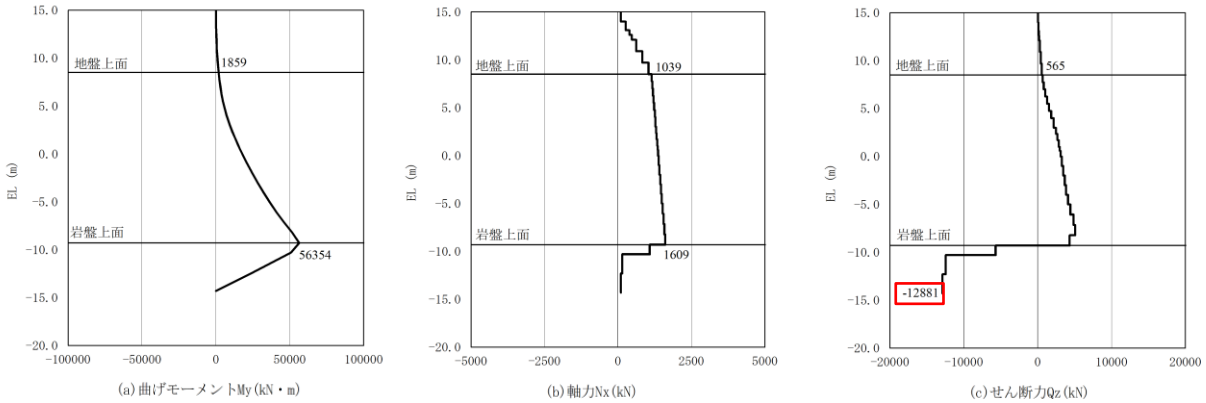
（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=15.04s）

図 1.4.1－2　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

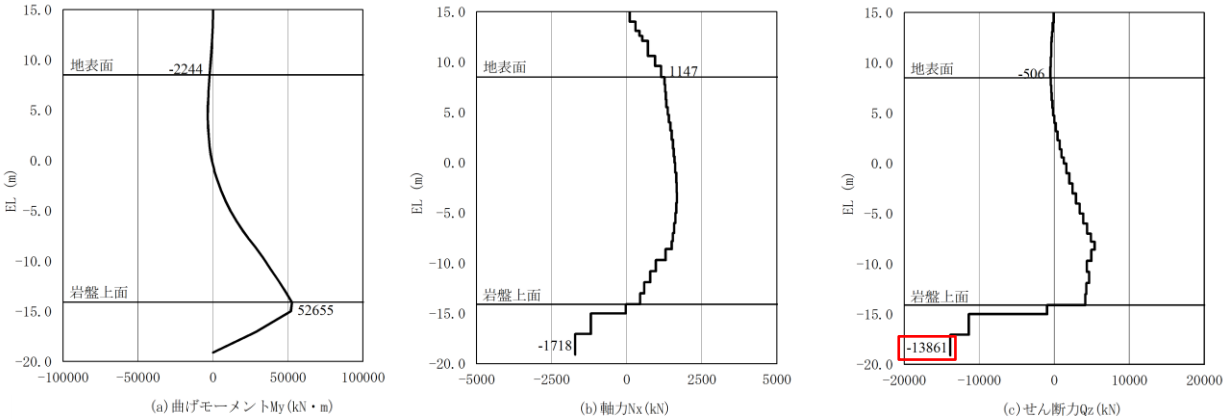
表 1.4.1－3　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

評価断面	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
一般部（①－①断面）	４重管	12881	95166	0.14
改良地盤部（②－②断面） 「4.2 地震応答解析結果」 にて評価済み	４重管	13861	95166	0.15



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.62）



（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=9.00s）

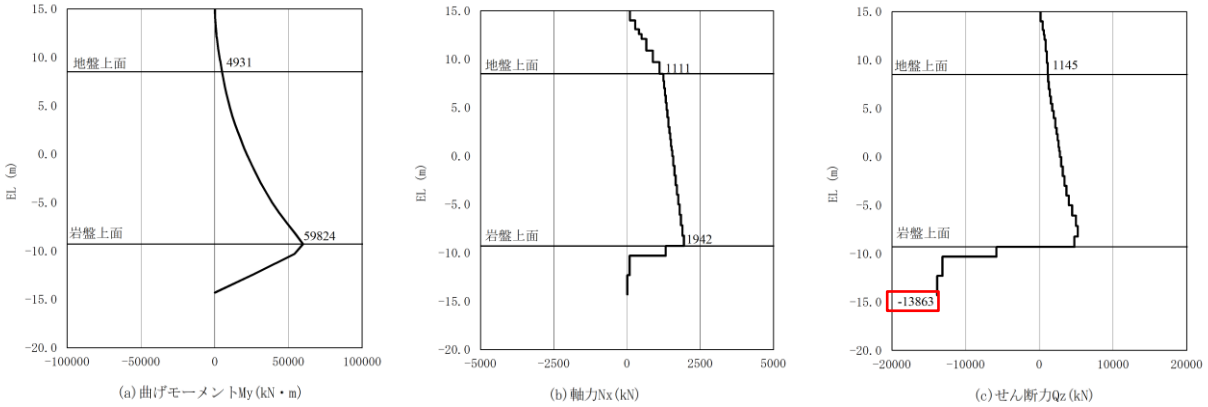
図 1.4.1－3　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

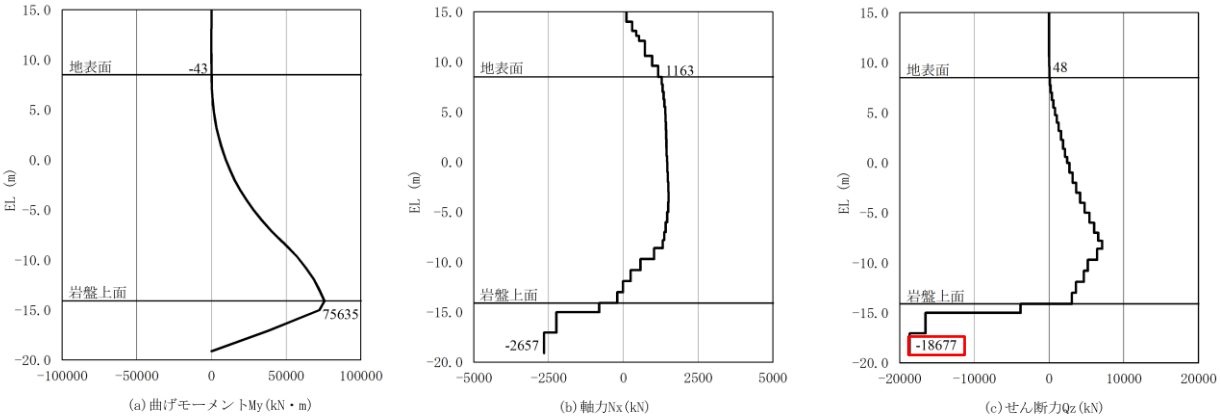
表 1.4.1－4　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照値

（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

評価断面	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
一般部（①－①断面）	４重管	13863	95166	0.15
改良地盤部（②－②断面） 「4.2 地震応答解析結果」 にて評価済み	４重管	18677	95166	0.20



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=13.20）



（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=15.03s）

図 1.4.1－4　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

1.4.2　施設護岸がない場合

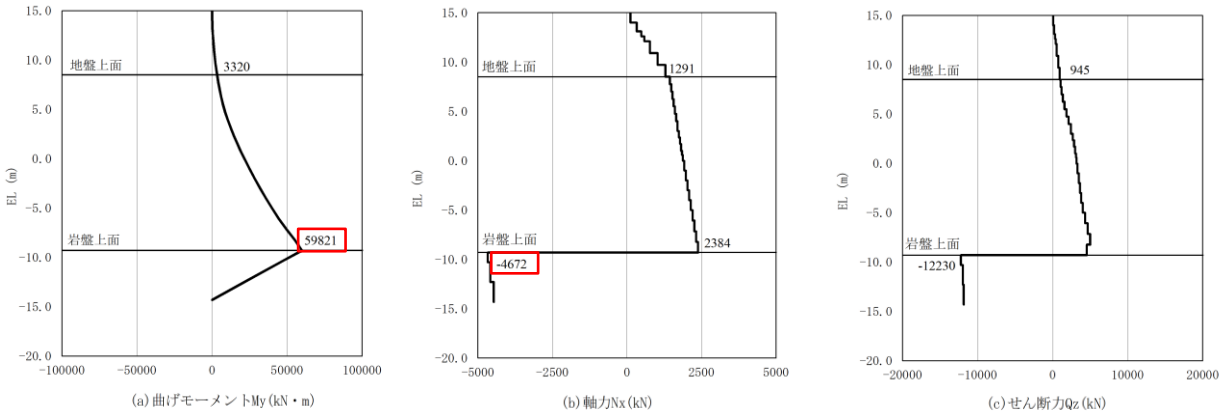
一般部（①－①断面）及び改良地盤部（②－②断面）について，施設護岸等がない場合の「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」における鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値を表 1.4.2－1 に，鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値を表 1.4.2－2 に示す。また，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻に対する断面力を図 1.4.2－1 に，鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻に対する断面力を図 1.4.2－2 に示す。

施設護岸等がない場合の評価結果として，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査値は，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」においては一般部（①－①断面）が最大となり，「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」においては改良地盤部（②－②断面）が最大となることを確認した。なお，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」における鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値は，改良地盤部（②－②断面）における「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」が最大となることを確認した。

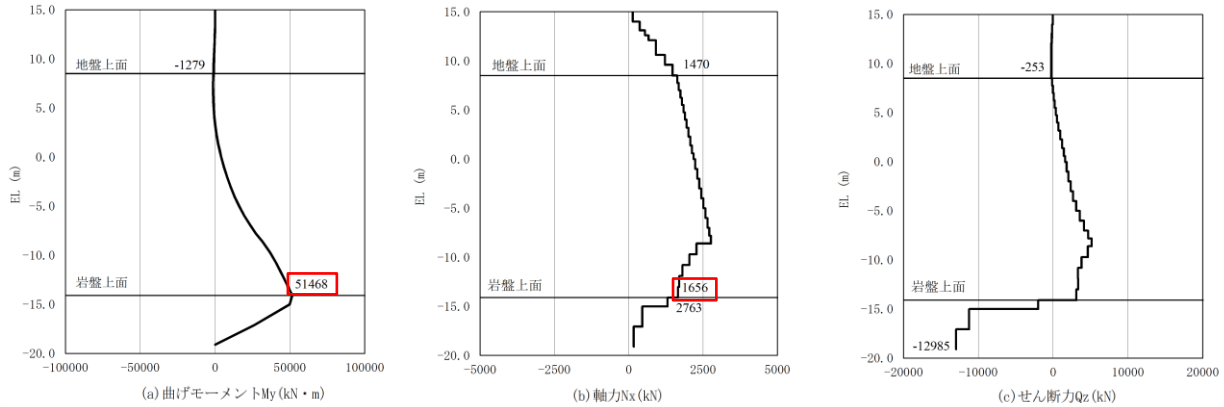
鋼管杭のせん断破壊の照査値は，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」ともに，改良地盤部（②－②断面）が最大となることを確認した。

表 1.4.2－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

評価断面	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
一般部（①－①断面）	４重管	59821	4672	83725	0.72
改良地盤部（②－②断面）「4.2 地震応答解析結果」にて評価済み	４重管	51468	1656	88663	0.58



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.57s）

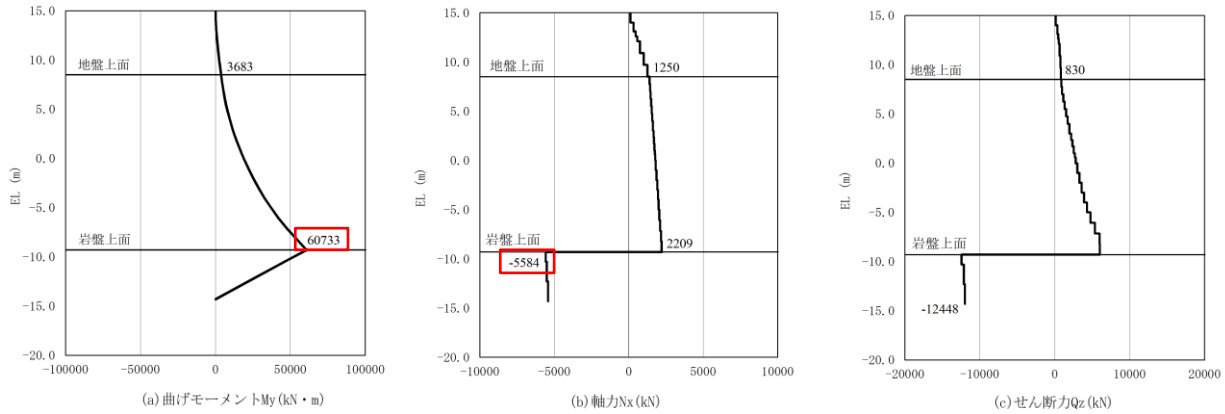


（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.79s）

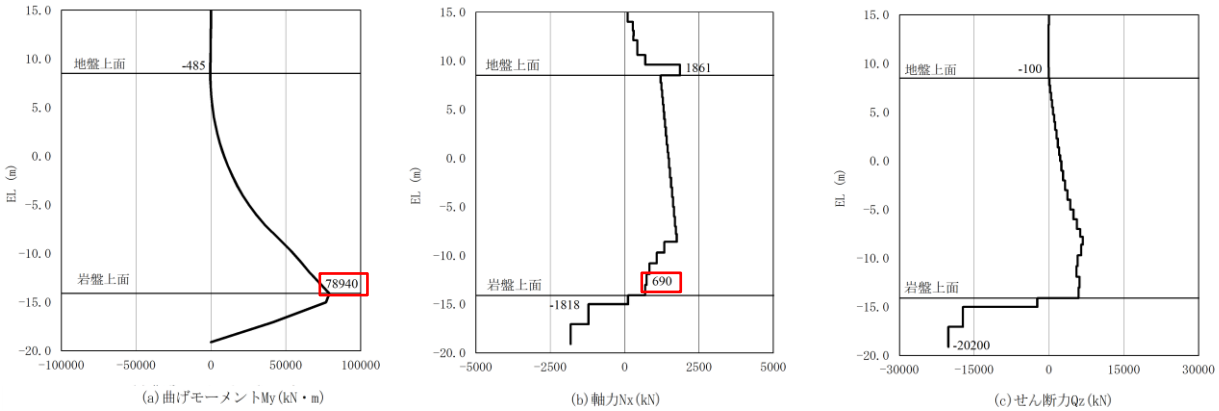
図 1.4.2－1(1)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

表 1.4.2－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

評価断面	評価位置	発生断面力		降伏モーメント M_y(kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
一般部（①－①断面）	４重管	60733	5584	83298	0.73
改良地盤部（②－②断面）「4.2 地震応答解析結果」にて評価済み	４重管	78940	690	89116	0.89



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=13.19s）



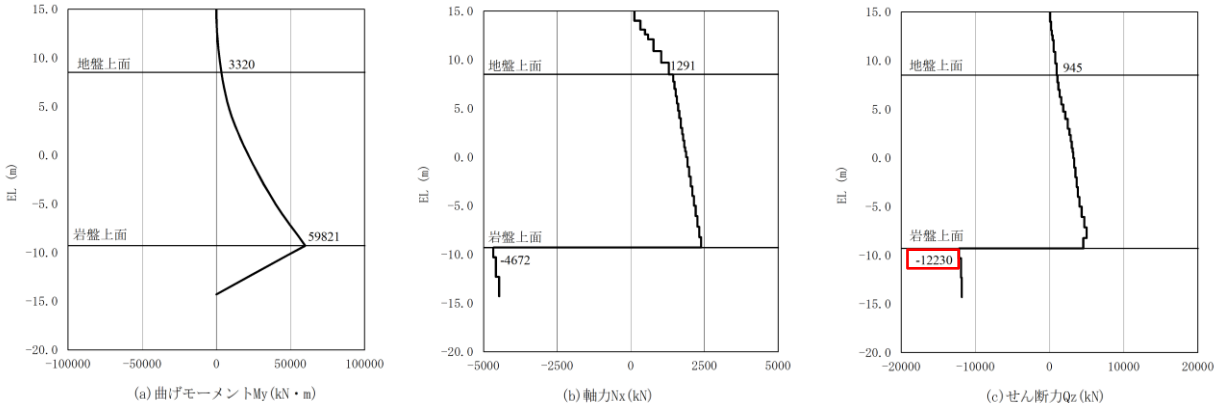
（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=14.97s）

図 1.4.2－1(2)　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

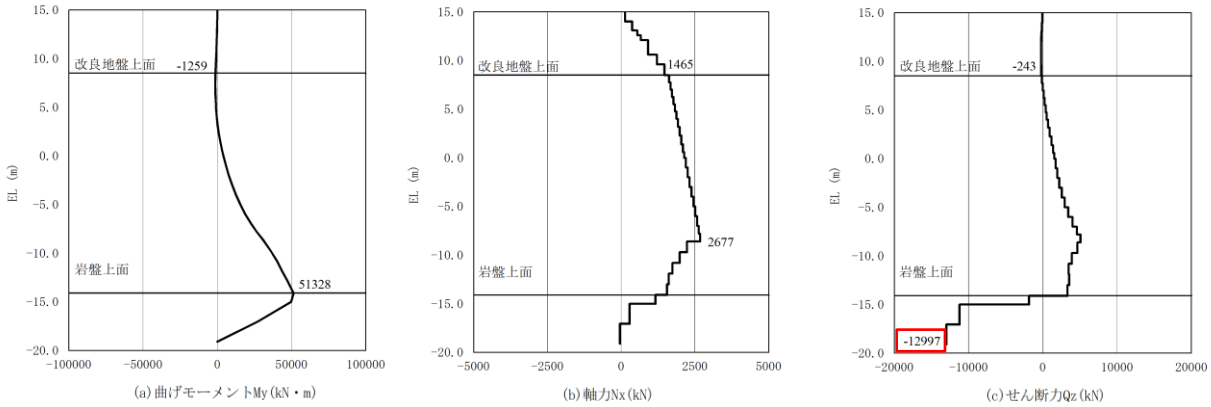
表 1.4.2－2(1)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

評価断面	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
一般部（①－①断面）	４重管	12230	95166	0.13
改良地盤部（②－②断面） 「4.2 地震応答解析結果」 にて評価済み	４重管	12997	95166	0.14



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.57）



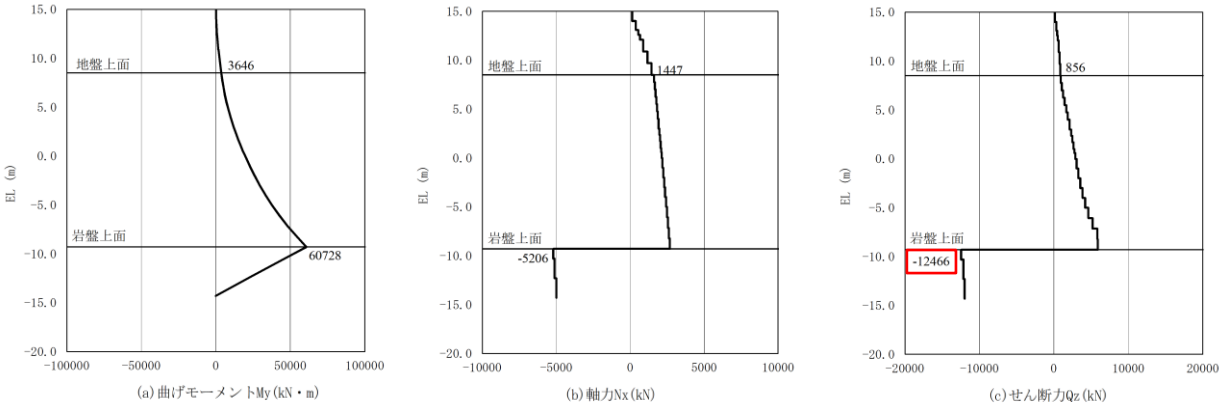
（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=17.81s）

図 1.4.2－2(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の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（＋＋））

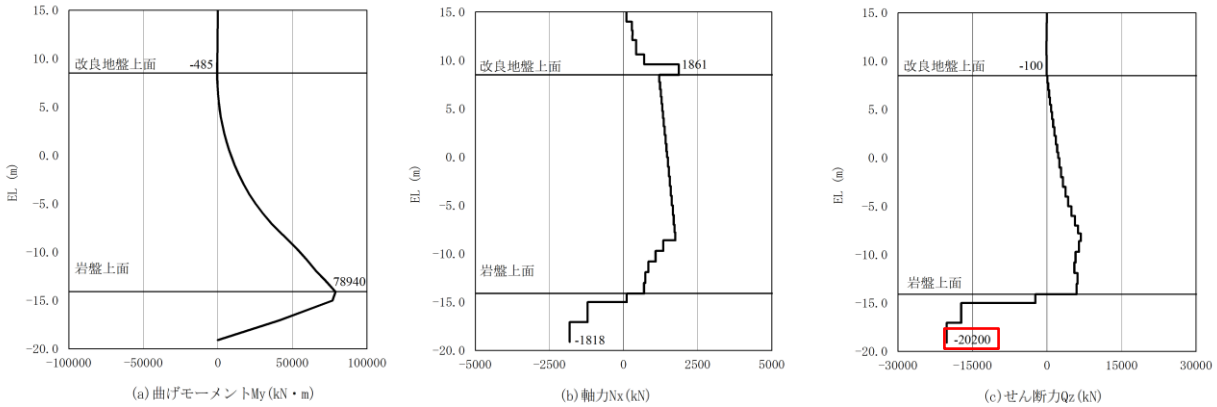
表 1.4.2－2(2)　鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

評価断面	評価位置	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
一般部（①－①断面）	４重管	12466	95166	0.14
改良地盤部（②－②断面） 「4.2 地震応答解析結果」 にて評価済み	４重管	20200	95166	0.22



（一般部（①－①断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=13.18）



（改良地盤部（②－②断面），Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=14.97s）

図 1.4.2－2(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の評価時刻での断面力（Ｓｓ－Ｄ（－＋））

1.5　まとめ

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査について，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」においては施設護岸の有無に関わらず，一般部（①－①断面）の照査値が最大となるが，「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」においては，施設護岸の有無に関わらず評価対象断面として選定している改良地盤部（②－②断面）の照査値が最大となることを確認した。また，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値は施設護岸の有無に関わらず「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」が，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」の照査値を包含する結果となることを確認した。

鋼管杭のせん断破壊に対する照査については，「Ｓｓ－Ｄ（＋＋）」及び「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」において，施設護岸の有無に関わらず評価対象断面として選定している改良地盤部（②－②断面）の照査値が，一般部（①－①断面）の照査値を包含することを確認した。

以上より，鋼管杭の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査値については，改良地盤部（②－②断面）が最大となることから，施設護岸等の背面に防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を設置している断面として，改良地盤部（②－②断面）を選定することは妥当であると判断した。

2.　取水路横断部（④－④断面）の選定

2.1　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，取水路や屋外排水路等の設置箇所については，多重鋼管杭の設置が困難であることから，多重鋼管杭の設置間隔が，標準的な 2.5m に対して大きい箇所が存在する。この多重鋼管杭の標準的な設置間隔より大きくなる箇所については，多重鋼管杭の評価が厳しくなることから，図 2.1－1 に示すとおり防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の１ブロックに対する多重鋼管杭１本当たりの割合が，標準的な設置間隔である 2.5m 以下となるように，法線直交方向に多重鋼管杭を追加して２本（１列）配置し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の支持の観点から，多重鋼管杭の標準的な設置間隔箇所と同等の割合となるように設計している。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，被覆コンクリート壁の評価に着目すると，被覆コンクリート壁の１ブロックが大きくなることに伴い，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り，被覆コンクリート壁の評価がより厳しくなると判断して，被覆コンクリート壁の１ブロックが最大となる「取水路横断部（④－④断面）」を評価対象断面として選定している。

本資料では，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における多重鋼管杭の標準的な設置間隔に対して大きくなる箇所を網羅的に確認し，多重鋼管杭と被覆コンクリート壁の両方における評価の観点から，「取水路横断部（④－④断面）」を選定することの妥当性を確認する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の平面配置及び多重鋼管杭が標準的な設置間隔より大きい箇所を図 2.1－2 に示す。

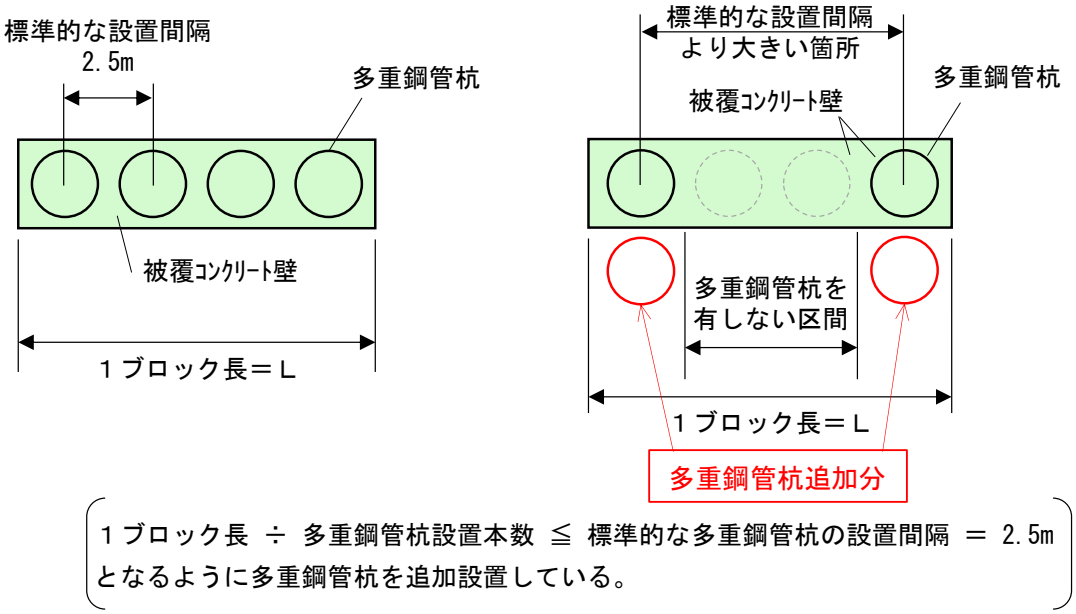


図 2.1－1　多重鋼管杭の設置間隔が標準的な設置間隔より大きい箇所の概念

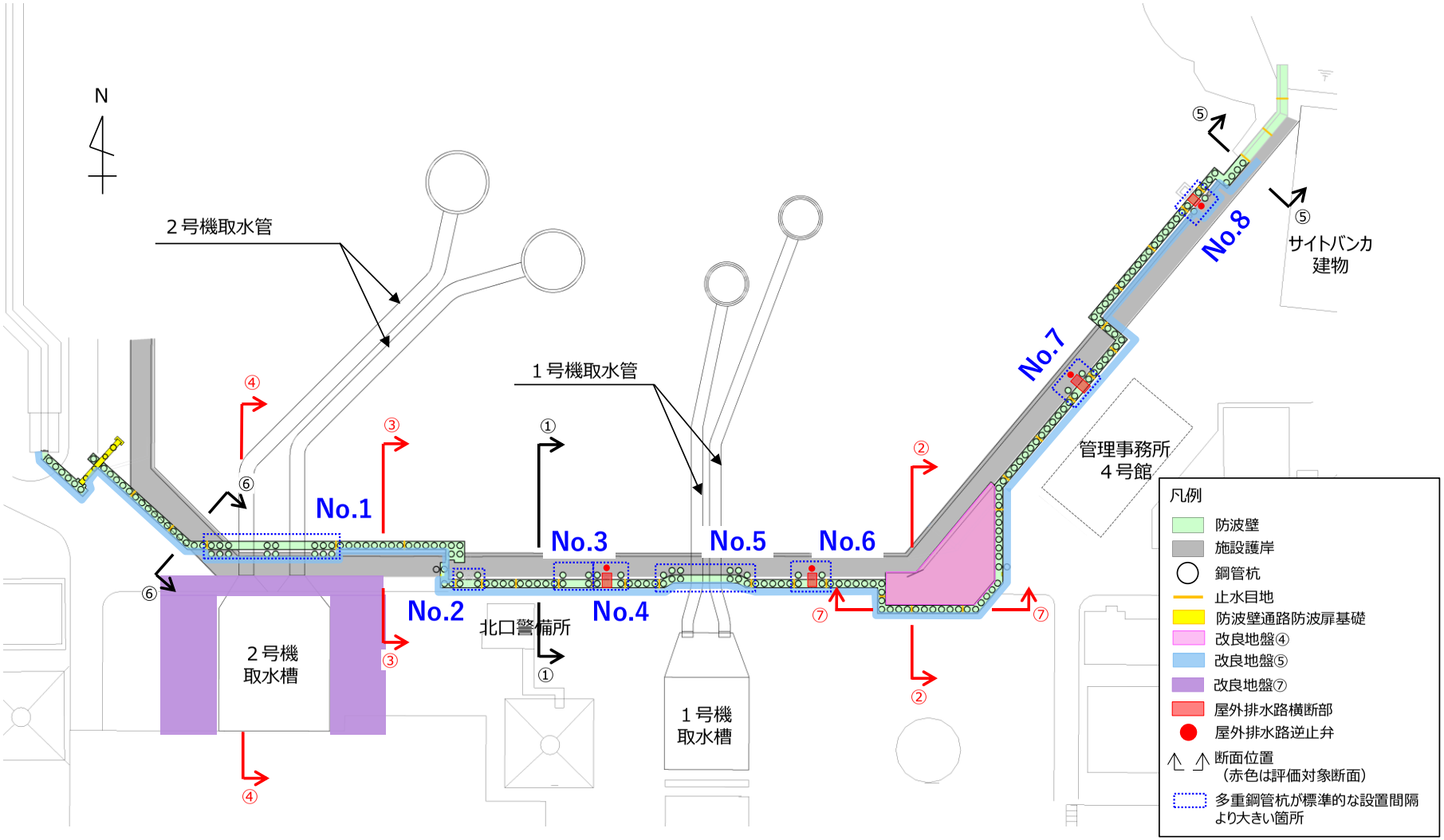


図 2.1－2　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の平面配置及び多重鋼管杭が標準的な設置間隔より大きい箇所

2.2　取水路横断部（④－④断面）の代表性の確認

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，多重鋼管杭の設置間隔が，標準的な設置間隔 2.5m に対して大きい箇所を網羅的に確認して整理した結果を表 2.2－1 に示す。

表 2.2－1　各ブロックの長さ及び多重鋼管杭を有しない区間の整理結果

ブロック No.	ブロック長 (m)	多重鋼管杭の本数(本)	ブロック長/多重鋼管杭の本数(m/本)
1 *	37.782	16	2.36
2	8.063	4	2.02
3	10.000	4	2.50
4	9.450	4	2.36
5	27.681	12	2.31
6	9.414	4	2.35
7	8.920	4	2.23
8	7.500	4	1.88

注記＊：取水路横断部（④－④断面）

表 2.2－1 より，多重鋼管杭の標準的な設置間隔より大きい箇所における，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のブロックについては，ブロック長に対する多重鋼管杭 1 本当たりの割合が，多重鋼管杭の標準的な設置間隔である 2.5m 以下となることから，多重鋼管杭の評価には影響がないことを確認した。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のブロック長については，ブロック No.1「取水路横断部（④－④断面）」の 37.782m が最長となることを確認した。

以上より，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）におけるブロック長が長くなることに伴い，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り，被覆コンクリート壁の評価がより厳しくなると想定されることから，ブロック長（被覆コンクリート壁の長さ）が最長となる「取水路横断部（④－④断面）」を選定することは妥当であると判断した。

（参考資料５）　鋼管杭と被覆コンクリート壁の境界設定

1.　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，鋼管杭設置後に鉄筋を組み立て，鋼管杭を巻き立てるようにコンクリートを打設して被覆コンクリート壁を構築している。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震・耐津波評価において，２次元有限要素法解析では，被覆コンクリート壁をモデル化せず，線形はり要素でモデル化した鋼管杭の単位体積重量に被覆コンクリート壁の重量を考慮しており，３次元構造解析では，被覆コンクリート壁をソリッド要素，鋼管杭をシェル要素でモデル化している。鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着面積が大きく，十分なせん断付着強度による耐力（以下「付着力」という。）があるため，被覆コンクリート壁の上下方向の引き抜き又は押し抜きが生じず，鋼管杭と被覆コンクリート壁は一体で挙動すると判断して，節点共有によりモデル化している。ただし，鋼管杭と被覆コンクリート壁の鉛直方向に付着強度以上の力が作用した場合，一体性が担保できなくなる。

本資料では，鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着力を算定し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する基準地震動Ｓｓによる地震力が付着力以下となることで，３次元構造解析における鋼管杭と被覆コンクリート壁の境界設定として，節点共有とすることが適切であることを確認する。

３次元構造解析における解析モデル図を図 1－1 に，構造概要図を図 1－2 に示す。

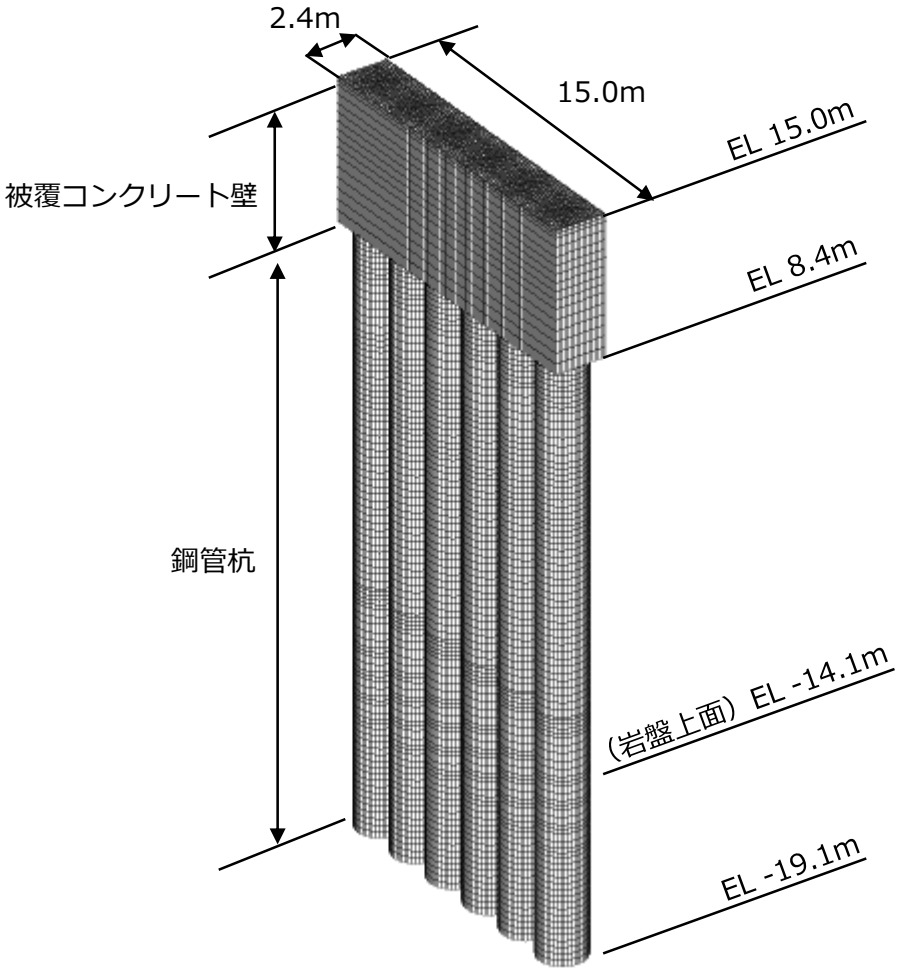


図 1－1　３次元構造解析における解析モデル図（例：②－②断面）

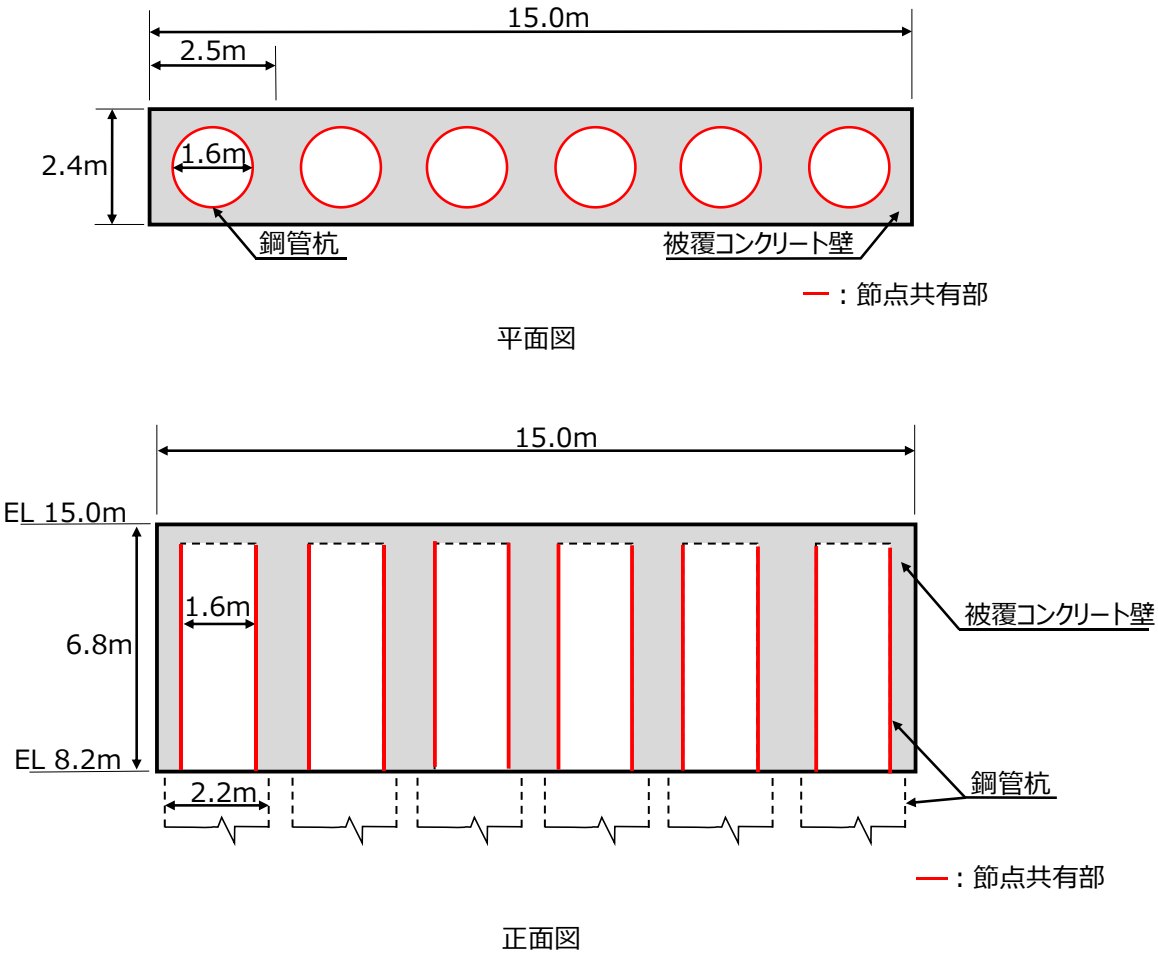


図 1－2　３次元構造解析における構造概要図（例：②－②断面）

2.　評価内容

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，鋼管杭を巻き立てるように被覆コンクリート壁を構築しており，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に地震力（水平方向）が作用する場合には，被覆コンクリート壁は鋼管杭に追従して変形するため，一体で挙動する。

被覆コンクリート壁に地震力（鉛直方向）が作用した場合，被覆コンクリート壁に鋼管杭からの引き抜き力又は押し抜き力が発生する。

被覆コンクリート壁の鉛直上向きの地震力による引き抜きに対する耐力としては，鋼管杭と被覆コンクリート壁の境界面における付着力（自重含む）のみとなり，鉛直下向きの地震力による押し抜きに対しては，付着力に加え，鋼管杭上端部で鋼管杭が被覆コンクリート壁を押し抜こうとする際のせん断抵抗による耐力が発生する。

以上より，鋼管杭及び被覆コンクリート壁の境界面において，鉛直上向きの地震力に対する耐力は，鉛直下向きの地震力に対する耐力より小さくなることから，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の被覆コンクリート壁に作用する鉛直上向きの慣性力が，鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着強度及び付着面積から求まる付着力以下となることを確認する。鋼管杭と被覆コンクリート壁の照査フロー及びイメージを図 2－1 に示す。なお，照査においては，鋼管杭１本が負担する幅の被覆コンクリート壁の付着力及び慣性力を算定する。

鋼管杭と被覆コンクリート壁間に設定する付着強度については,「水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価（土木学会論文集 Vo.648/Ｖ－47,89－108,2000.5)」（以下「文献」という。）より，コンクリート及び鋼管杭における付着強度 490kN/m^2 を用いる。文献では，鋼管を巻き込むようにコンクリートを打設した試験体を作成し，鋼管に対する引き抜き荷重及び押し抜き荷重の交番載荷時における付着応力度（押し抜き力又は引き抜き力を鋼管の付着面積で除した値）と鋼管のすべり量の関係から，コンクリートと鋼管の間で生じる付着強度を実験的に確認している。文献ではコンクリートの圧縮強度は 43.8N/mm^2（材齢 89 日）であり，鋼管はφ114.3mm である。文献における試験体は，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と同様に鋼管を巻き込むようにコンクリートを構築した構造であること，文献におけるコンクリートの圧縮強度（43.8N/mm^2，材齢 89 日）と被覆コンクリート壁の圧縮強度（40 N/mm^2 程度，材齢 91 日）がおおむね同等であること，文献における荷重の作用方向と本資料で想定する地震力の作用方向が鉛直方向で同様であることから，鋼管杭と被覆コンクリート壁に付着強度 490kN/m^2 を設定することは適切であると判断した。文献における試験体形状及び加力装置を図 2－2 に示す。

【付着力F_{ca}の算定式】

$F_{ca} = \tau_{ca} \times A$

F_{ca} ：鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着力(kN)

τ_{ca} ：鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着強度(kN/m^2)

A ：鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着面積(m^2)

【鉛直慣性力Fの算定式】

$F = W \times k_v$

F ：鉛直慣性力(kN)

W ：被覆コンクリート壁の重量(kN)

k_v ：鉛直震度

【照査】

$F / F_{ca} \leqq 1$ であることを確認

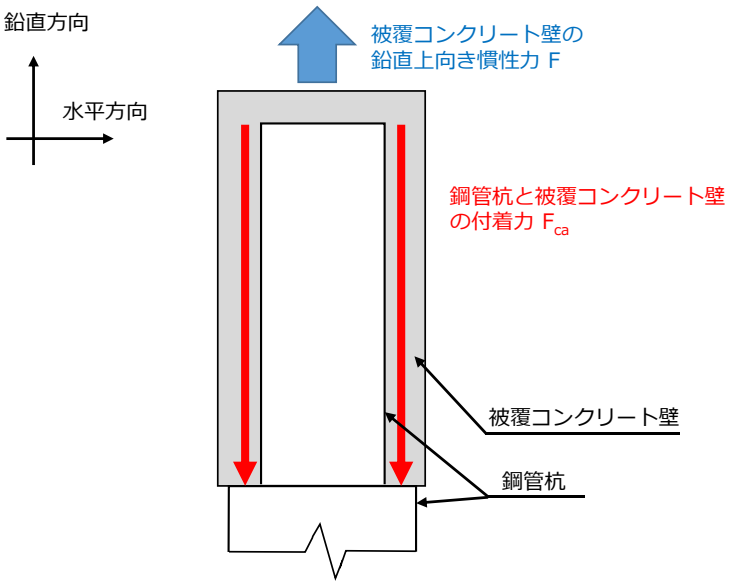
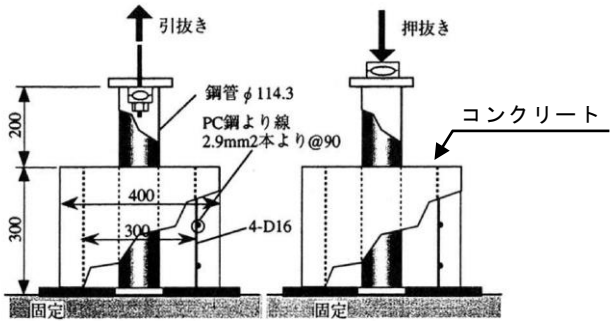
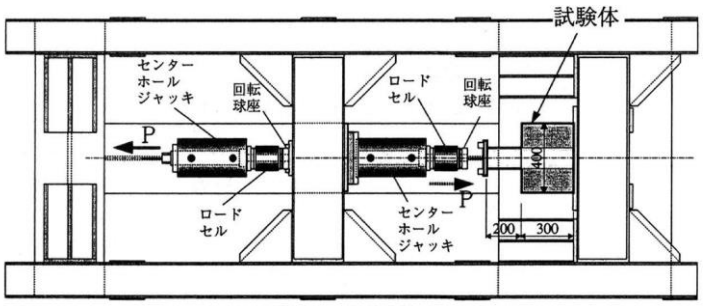


図 2－1　被覆コンクリート壁と鋼管杭の照査フロー及びイメージ



（試験体形状）



試験体を水平方向に設置し，ジャッキにより押し抜き荷重又は引き抜き荷重を与える。

（加力装置）

図 2－2　試験体形状及び加力装置（文献より抜粋に一部加筆）

評価対象断面については，耐震・耐津波評価と同様に②－②断面，③－③断面及び④－④断面とする。

鉛直上向きの慣性力については，「Ⅵ-2-10-2-2-3　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」より２次元有限要素法で算定した，各評価対象断面の被覆コンクリート壁天端における鉛直方向の全時刻最大応答加速度を用い，安全側に最大応答加速度を被覆コンクリート壁に一様に作用させる。各評価対象断面の被覆コンクリート壁天端における最大応答加速度（鉛直方向）及び鉛直震度を表 2－1 に示す。

表 2－1　被覆コンクリート壁天端における最大応答加速度（鉛直方向）及び鉛直震度

評価対象断面	最大応答加速度 （鉛直方向）（cm/s^2）	鉛直震度 k_v
②－②断面	746	0.77
③－③断面	687	0.71
④－④断面	827	0.85

3.　評価結果

被覆コンクリート壁の鉛直方向の慣性力の算定結果を表 3－1 に，鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着力の算定結果を表 3－2 に，被覆コンクリート壁の鉛直慣性力と付着力における照査結果を表 3－3 に示す。

表 3－3 より，鋼管杭と被覆コンクリート壁の付着力は，被覆コンクリート壁の鉛直上向きの慣性力に対して十分に大きいことから，鋼管杭から被覆コンクリート壁の引き抜きが生じず，一体性を確保することを確認した。

以上より，３次元構造解析における鋼管杭と被覆コンクリート壁の境界設定として，節点共有とすることが適切であると判断した。

表 3－1　被覆コンクリート壁クリート壁の鉛直慣性力の算定結果

評価対象断面	被覆コンクリート壁の重量　W(kN)	鉛直震度 k_v	鉛直慣性力 F(kN)
②－②断面	661	0.77	509
③－③断面	1163	0.71	826
④－④断面	2872	0.85	2441

表 3－2　鋼管杭と被覆コンクリート壁クリート壁の付着力の算定結果

評価対象断面	被覆コンクリート壁と鋼管杭の付着面積　A (m^2)	付着強度 τ_{ca} (kN/m^2)	付着力 F_{ca} (kN)
②－②断面	33.18	490	16258
③－③断面	72.13	490	35344
④－④断面	73.26	490	35897

表 3－3　被覆コンクリート壁における鉛直慣性力と付着力の照査結果

評価対象断面	鉛直慣性力 F(kN)	付着力 F_{ca} (kN)	照査値 F/F_{ca}
②－②断面	509	16258	0.04
③－③断面	826	35344	0.03
④－④断面	2441	35897	0.07

（参考資料６）　多重鋼管杭の断面変化点における照査

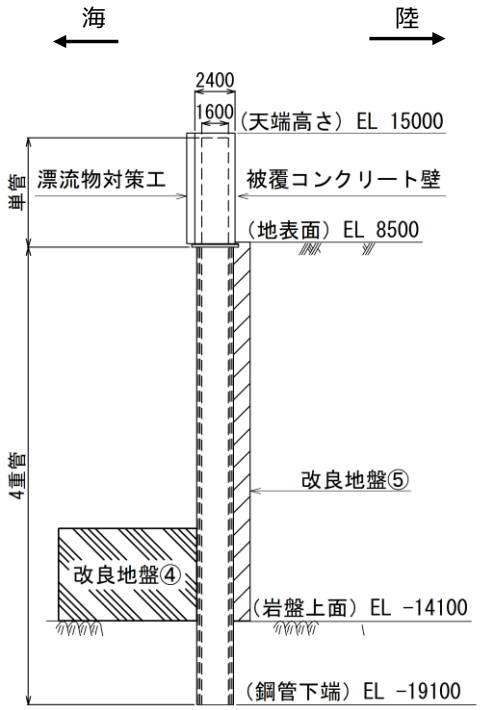
1.　概要

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，「4.2　地震応答解析結果」における鋼管杭の耐震評価では，全ての基準地震動Ｓｓ及び解析ケースに対して，最も照査が厳しい断面に対する照査結果を示している。

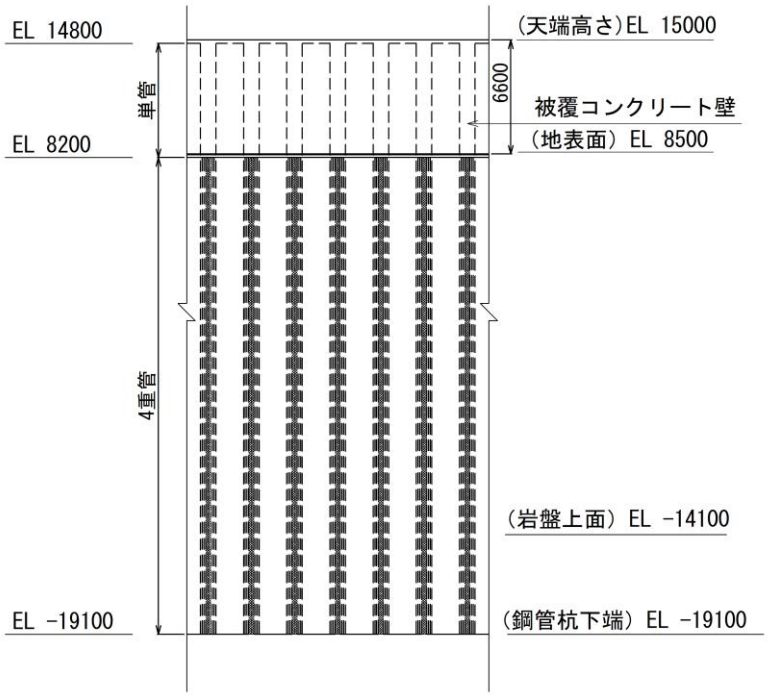
本資料では，各評価対象断面における鋼管杭の断面変化点毎の照査結果を示し，「4.2 地震応答解析結果」における鋼管杭の耐震評価で示している照査値が最大となることを確認する。

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 ㎜）】
単管　：φ1600 ㎜
４重管：φ1600 ㎜，φ1800 ㎜，φ2000 ㎜，φ2200 ㎜



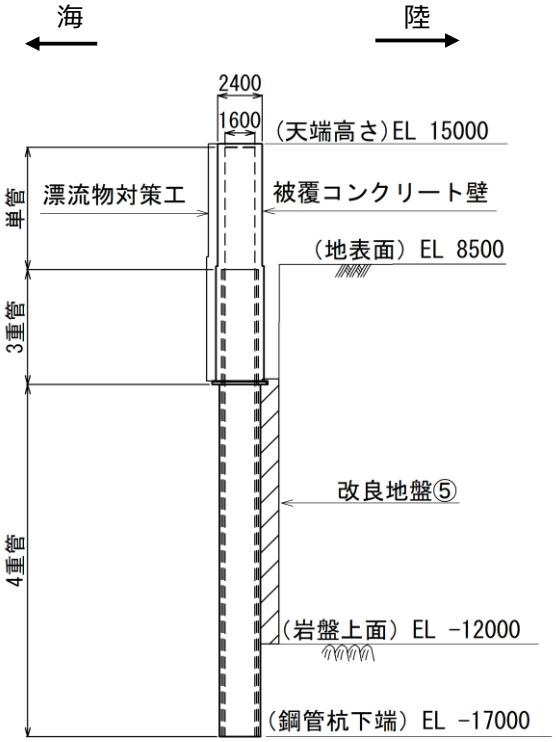
（断面図）



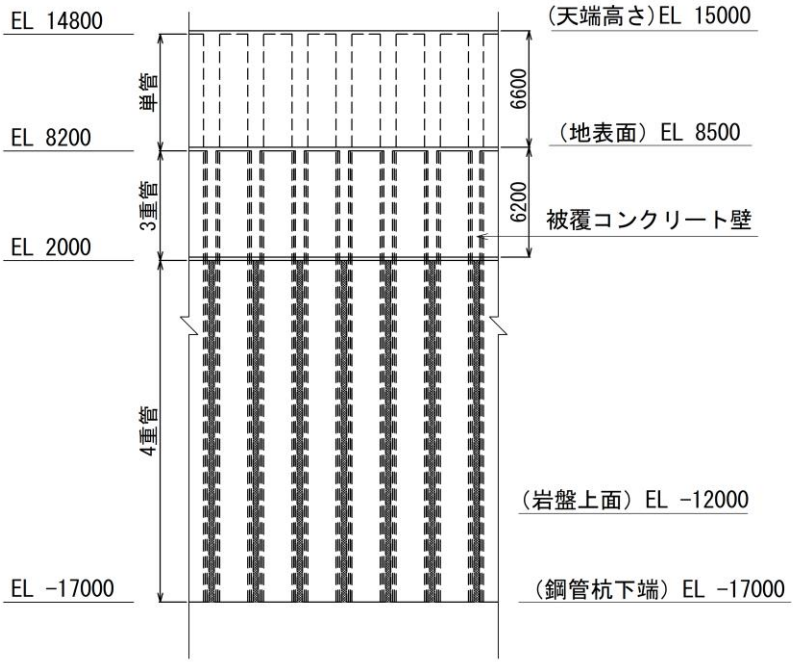
（正面図）

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　：φ1600 mm
３重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm
４重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm，φ2200 mm



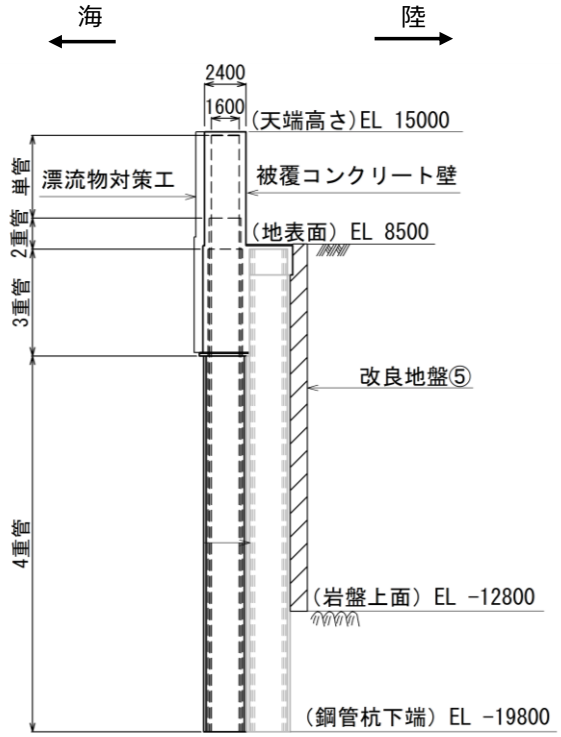
（断面図）



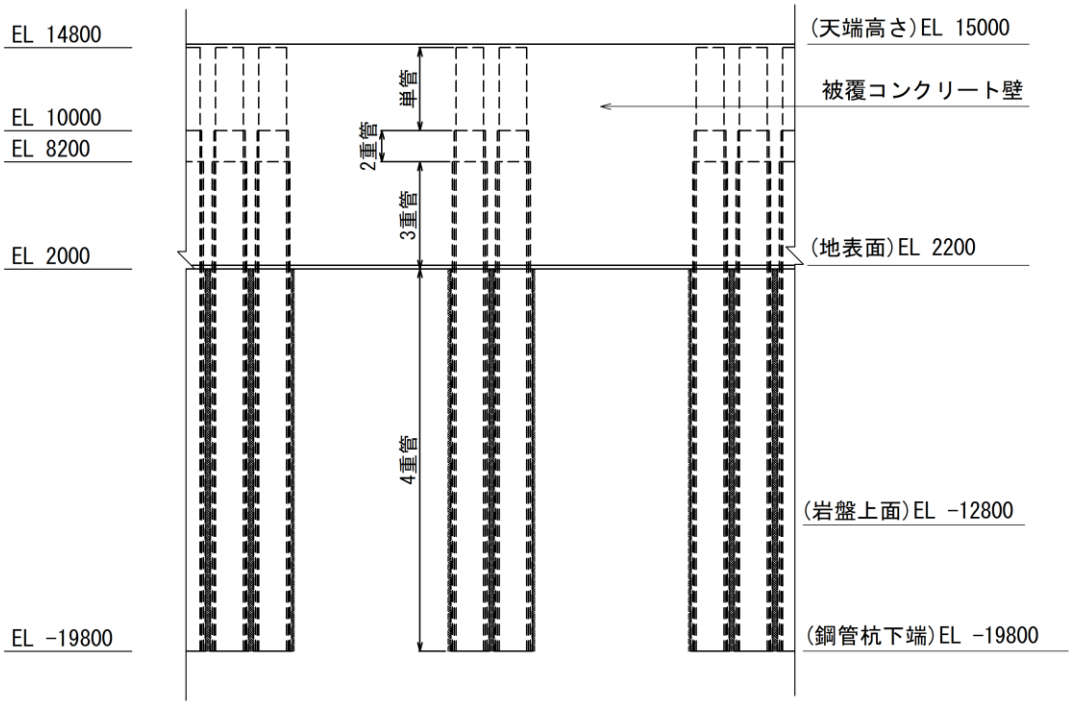
（正面図）

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　：φ1600 mm
２重管：φ1600 mm，φ1800 mm
３重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm
４重管：φ1600 mm，φ1800 mm，φ2000 mm，φ2200 mm



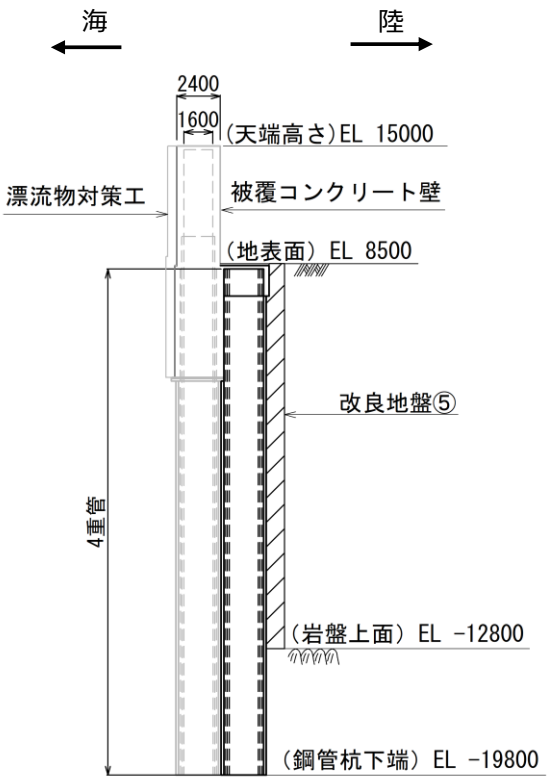
（断面図）



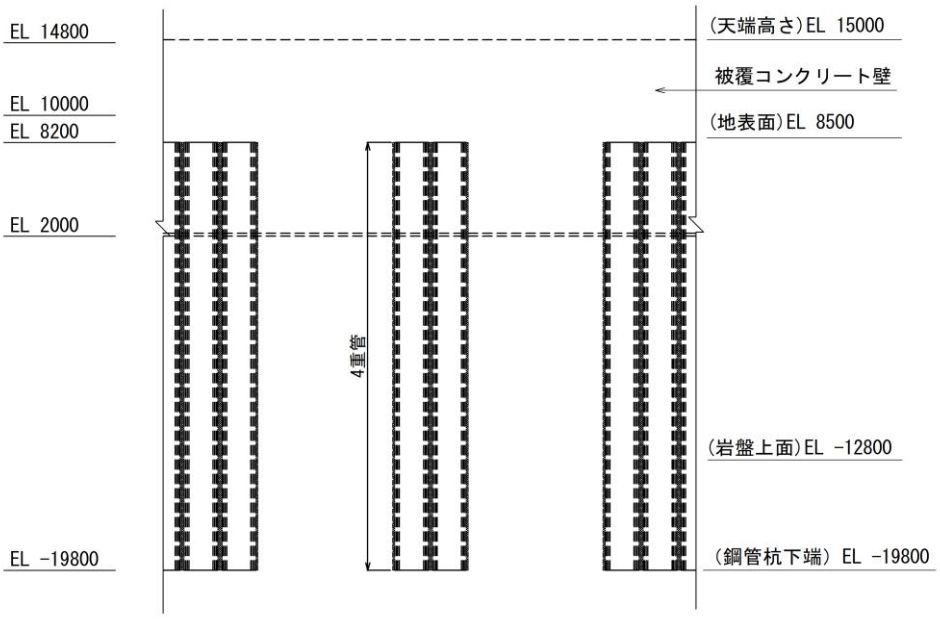
（正面図）

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 ㎜）】
４重管：φ1600 ㎜，φ1800 ㎜，φ2000 ㎜，φ2200 ㎜



（断面図）



（正面図）

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.　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・軸力系破壊に対する最大照査値一覧を表 2－1 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 に示す。

表 2－1　各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系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	解析ケース	照査時刻（s）	照査値 M_{max}/M_y	備考
②－②断面	単管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	9.14	0.58	
	４重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	15.04	0.86	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
③－③断面	単管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	9.55	0.49	
	３重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	9.55	0.35	
	４重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	13.21	0.94	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
④－④断面	単管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	9.17	0.17	
	２重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	28.05	0.19	
	３重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	28.20	0.31	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
	４重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	28.20	0.20	
	４重管部（陸側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	28.20	0.21	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み

表 2－2　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

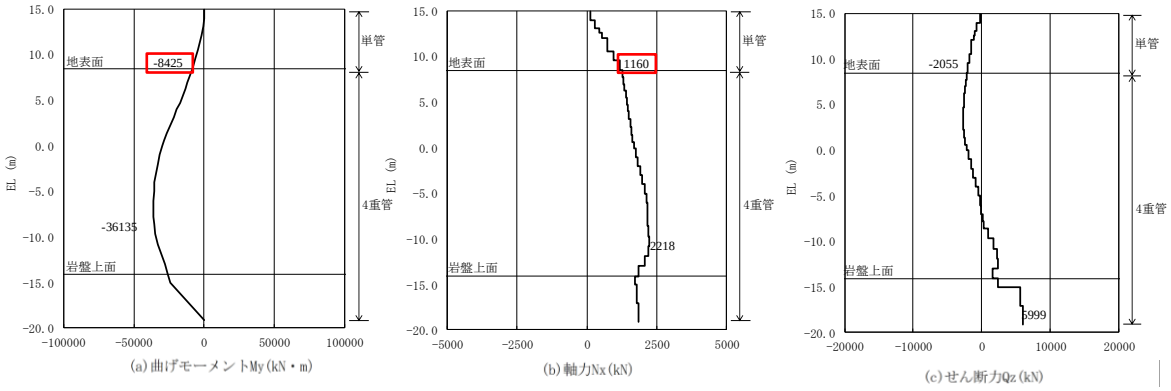
評価対象断面	断面変化点	地震動	解析ケース	照査時刻（s）	照査値 Q_{max}/Q_a	備考
②－②断面	単管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	9.13	0.11	
	４重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	15.04	0.20	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
③－③断面	単管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	9.55	0.09	
	３重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	9.11	0.04	
	４重管部	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	13.21	0.20	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
④－④断面	単管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	9.17	0.06	
	２重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	28.05	0.06	
	３重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	28.20	0.10	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み
	４重管部（海側杭）	Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	30.73	0.03	
	４重管部（陸側杭）	Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	28.05	0.06	「4.2　地震応答解析結果」にて評価済み

2.1　鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する各断面変化点の照査結果を表 2.1－1～表 2.1－3 に示す。また，断面力図を図 2.1－1～図 2.1－3 に示す。この結果から，鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.2　地震応答解析結果」における鋼管杭の耐震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 2.1－1(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（②－②断面，t＝9.14s，単管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	8425	1160	14657	0.58

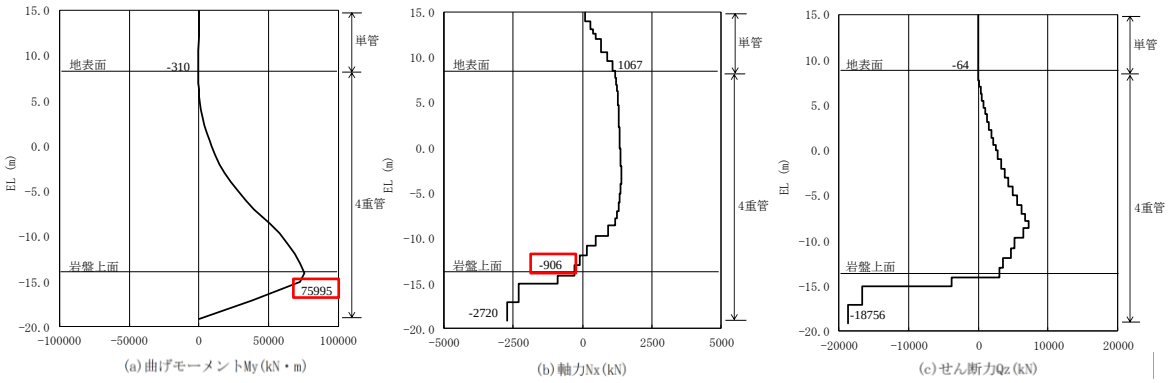


解析ケース①：基本ケース

図 2.1－1(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝9.14s，単管部）

表 2.1－1(2)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（②－②断面，ｔ＝15.04s，４重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	75995	906	89015	0.86

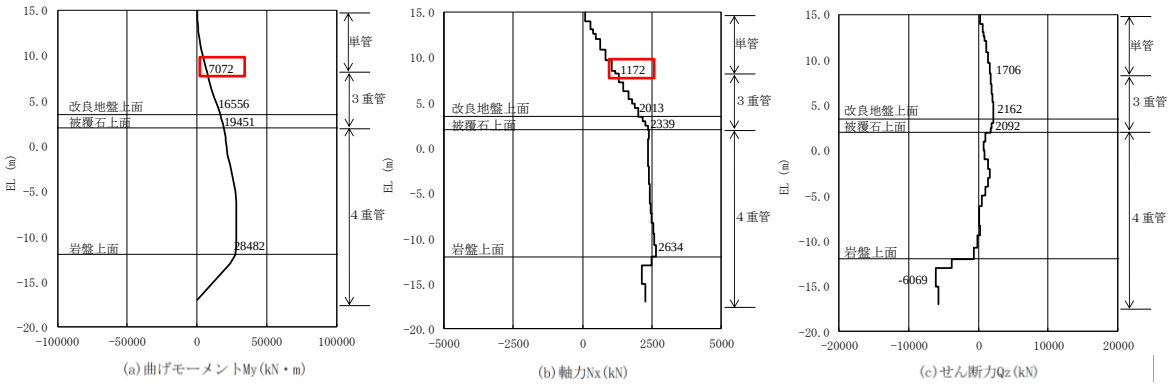


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－1(2)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝15.04s，４重管部）

表 2.1－2(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（③－③断面，t＝9.55s，単管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	7072	1172	14652	0.49

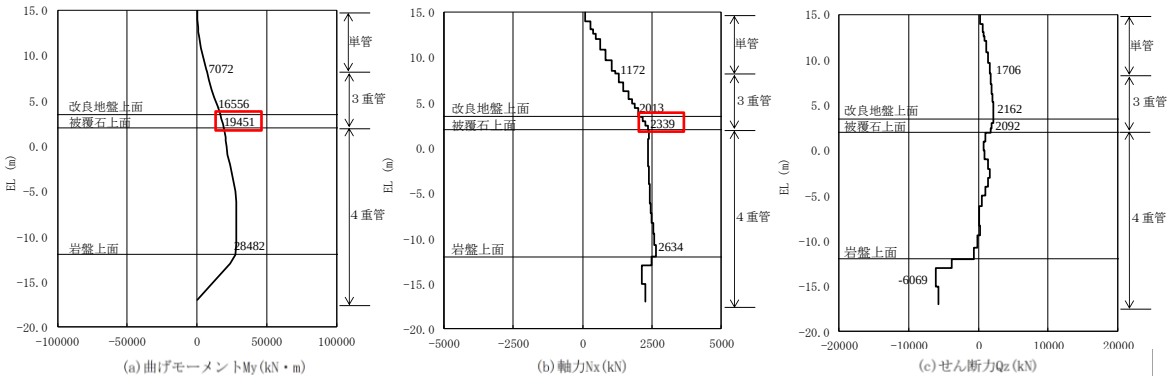


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－2(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝9.55s，単管部）

表 2.1－2(2)　３重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（③－③断面，ｔ＝9.55s，３重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	19451	2339	57122	0.35

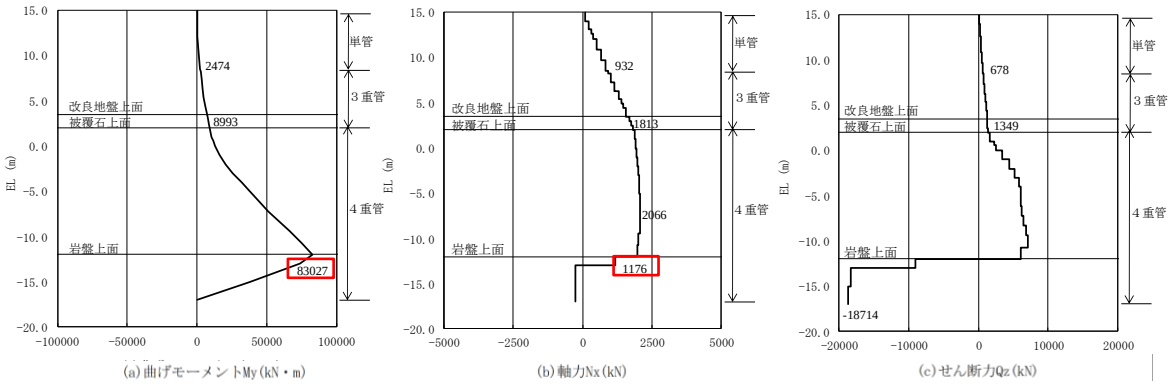


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－2(2)　３重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝9.55s，３重管部）

表 2.1－2(3)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（③－③断面，ｔ＝13.21s，４重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	83027	1176	88888	0.94

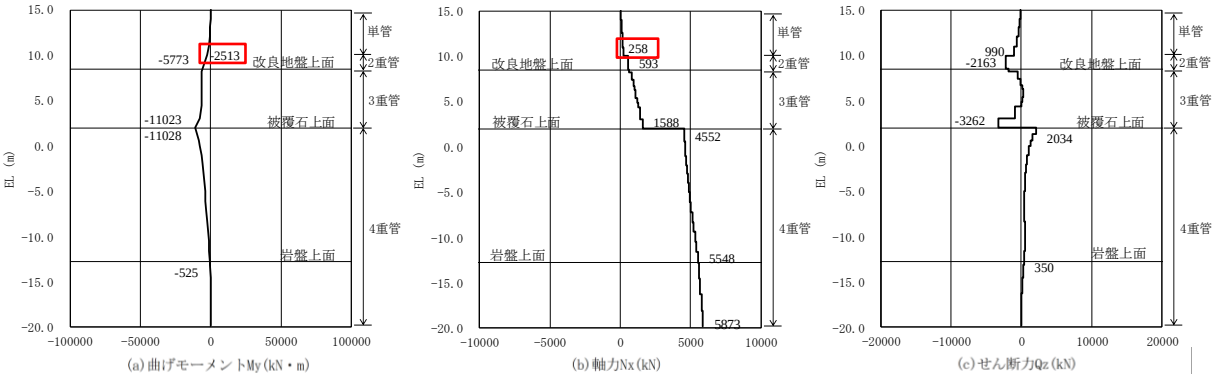


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－2(3)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.21s，４重管部）

表 2.1－3(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，海側杭，t=9.17s，単管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	2513	258	15007	0.17

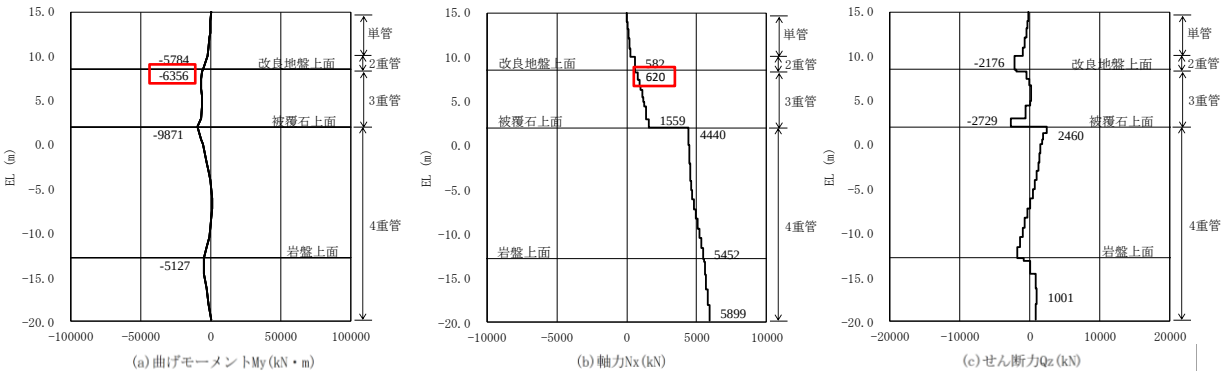


解析ケース①：基本ケース

図 2.1－3(1)　単管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(＋＋)，t=9.17s，単管部）

表 2.1－3(2)　２重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，海側杭，t=28.05s，２重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	6356	620	34070	0.19

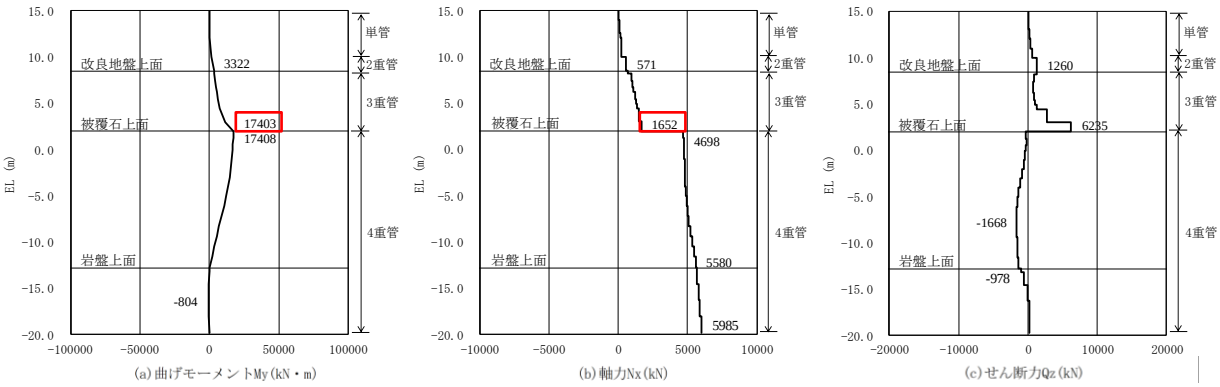


解析ケース①：基本ケース

図 2.1－3(2)　２重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.05s，２重管部）

表 2.1－3(3)　３重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，海側杭，t=28.20s，３重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	17403	1652	57425	0.31

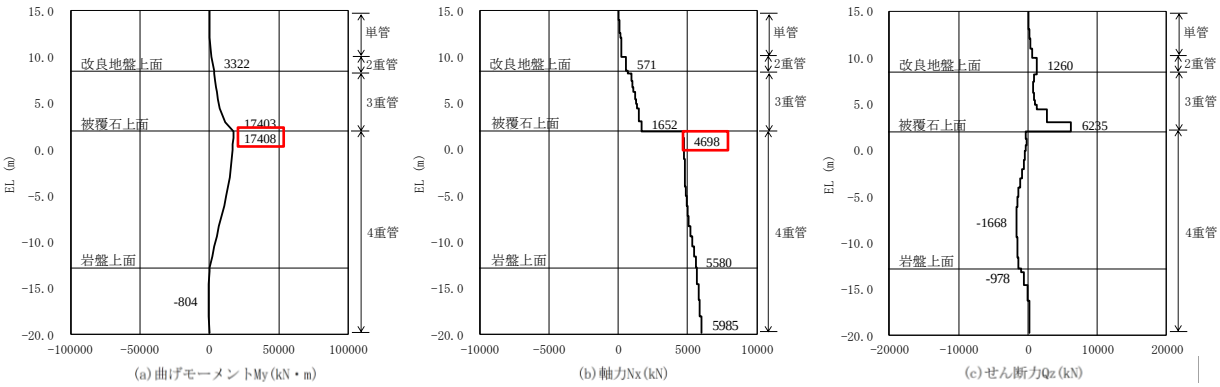


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－3(3)　３重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s，３重管部）

表 2.1－3(4)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，海側杭，t=28.20s，４重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	17408	4698	87238	0.20

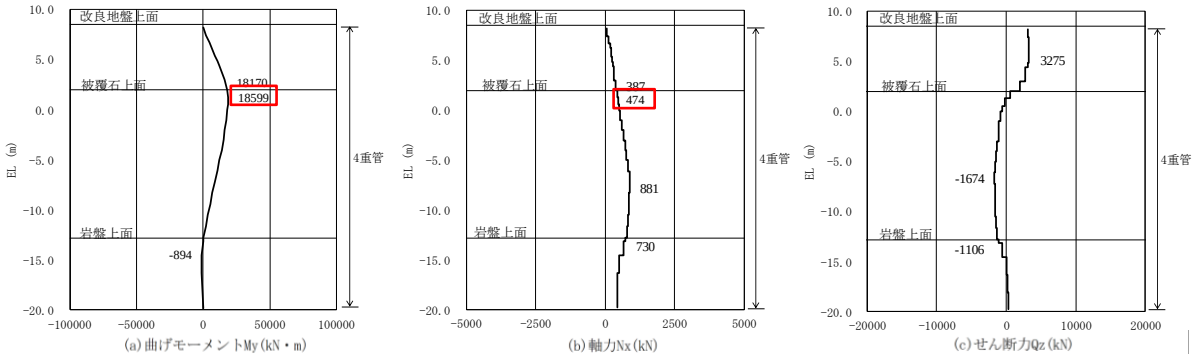


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.1－3(4)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s，４重管部）

表 2.1－3(5)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
（④－④断面，陸側杭，t=28.20s，４重管部）

地震動	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_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max}(kN・m)	軸力 N(kN)		
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	18599	474	89217	0.21



解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

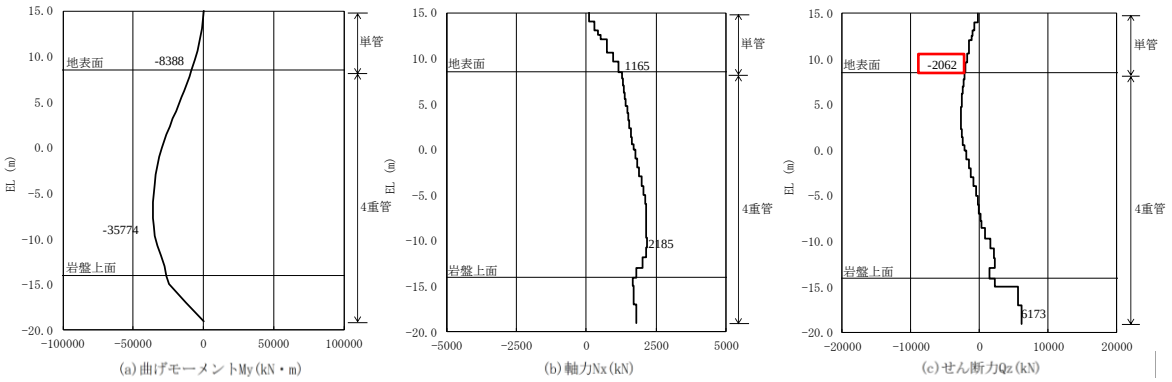
図 2.1－3(5)　４重管部の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査
における最大照査値の評価時刻での断面力
（④－④断面，陸側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s，４重管部）

2.2　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各断面変化点の照査結果を表 2.2－1～表 2.2－3 に示す。また，断面力図を図 2.2－1～図 2.2－3 に示す。この結果から，鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.2　地震応答解析結果」における鋼管杭の耐震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 2.2－1(1)　単管部の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，t＝9.13s，単管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a(kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	2062	19421	0.11

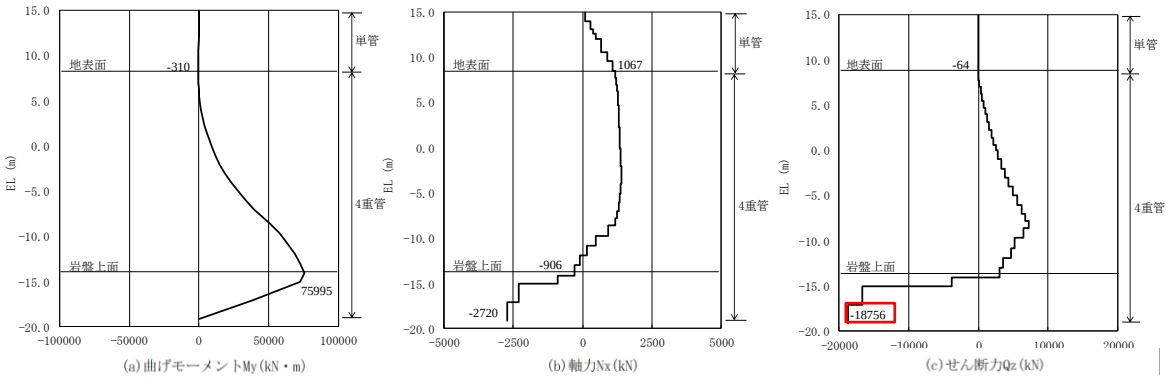


解析ケース①：基本ケース

図 2.2－1(1)　単管部の鋼管杭の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での断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝9.13s，単管部）

表 2.2－1(2)　４重管部の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，ｔ＝15.04s，４重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a(kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	18756	95166	0.20

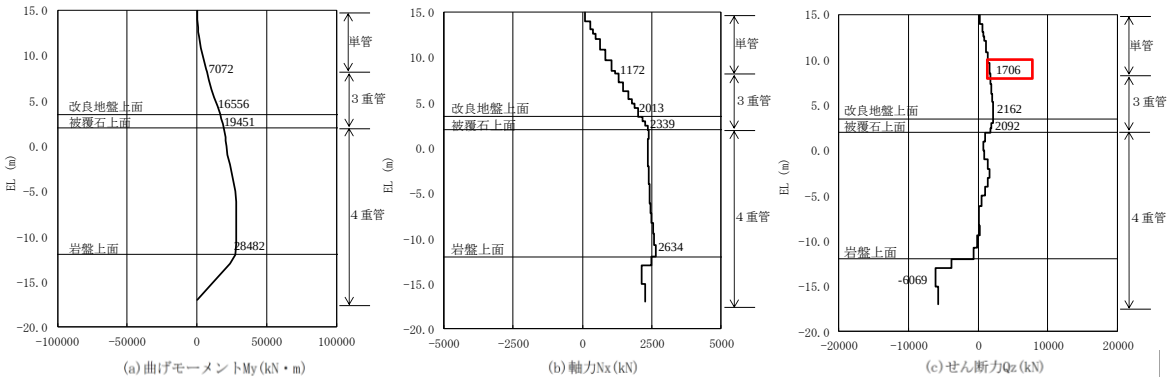


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.2－1(2)　４重管部の鋼管杭の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での断面力
（②－②断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝15.04s，４重管部）

表 2.2－2(1)　単管部の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，t＝9.55s，単管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a(kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	1706	19421	0.09

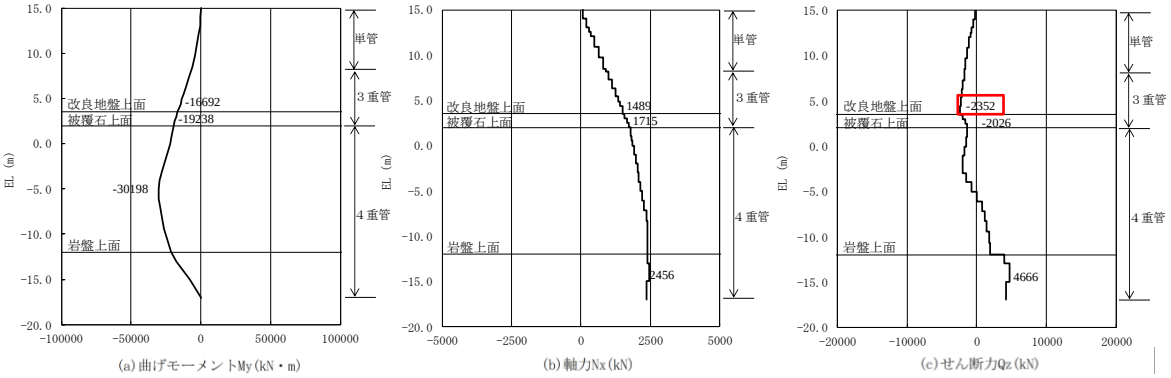


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.2－2(1)　単管部の鋼管杭の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での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t＝9.55s，単管部）

表 2.2－2(2)　３重管部の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，ｔ＝9.11s，３重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a(kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	2352	65661	0.04

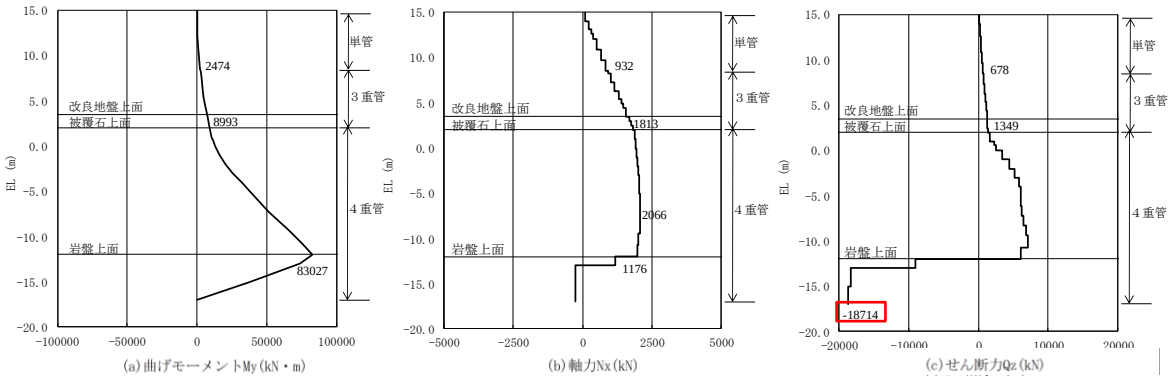


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.2－2(2)　３重管部の鋼管杭の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での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝9.11s，３重管部）

表 2.2－2(3)　４重管部の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，ｔ＝13.21s，４重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max}(kN)	許容せん断力 Q_a(kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	18714	95166	0.20

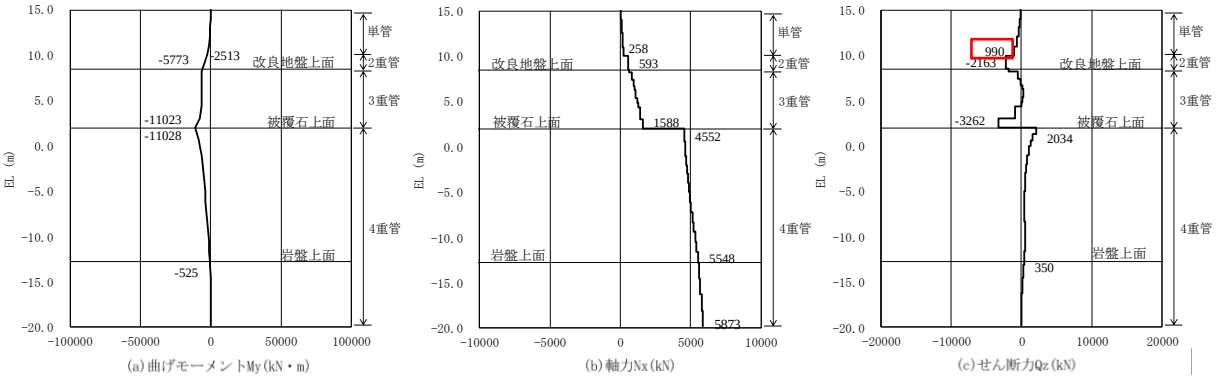


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.2－2(3)　４重管部の鋼管杭の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での断面力
（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，ｔ＝13.21s，４重管部）

表 2.2－3(1)　単管部の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，t=9.17s，単管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	990	19421	0.06

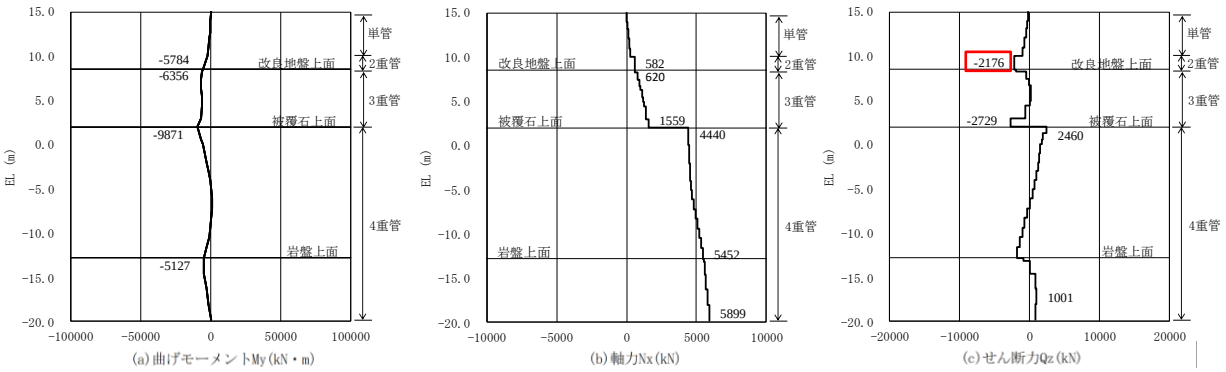


解析ケース①：基本ケース

図 2.2－3(1)　単管部の鋼管杭の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での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=9.17s，単管部）

表 2.2－3(2)　２重管部の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，t=28.05s，２重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	2176	41308	0.06

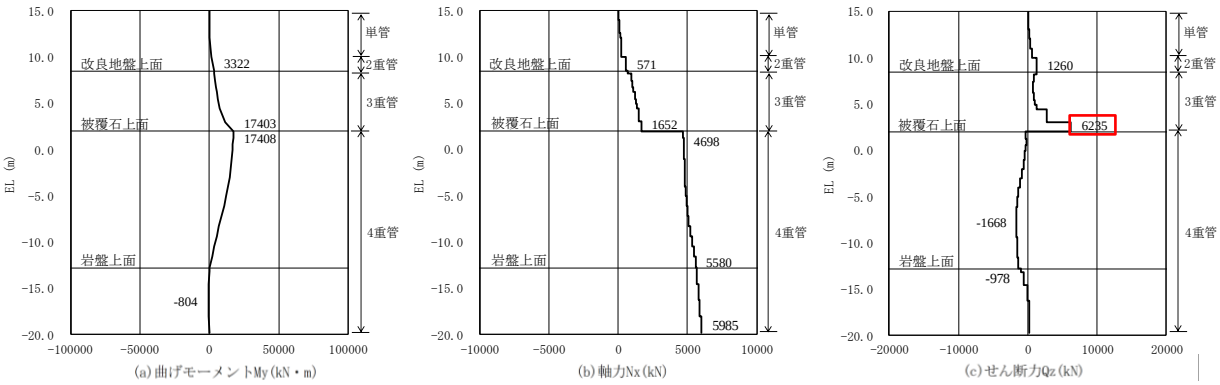


解析ケース①：基本ケース

図 2.2－3(2)　２重管部の鋼管杭の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での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=28.05s，２重管部）

表 2.2－3(3)　３重管部の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，t=28.20s，３重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	②	6235	65661	0.10

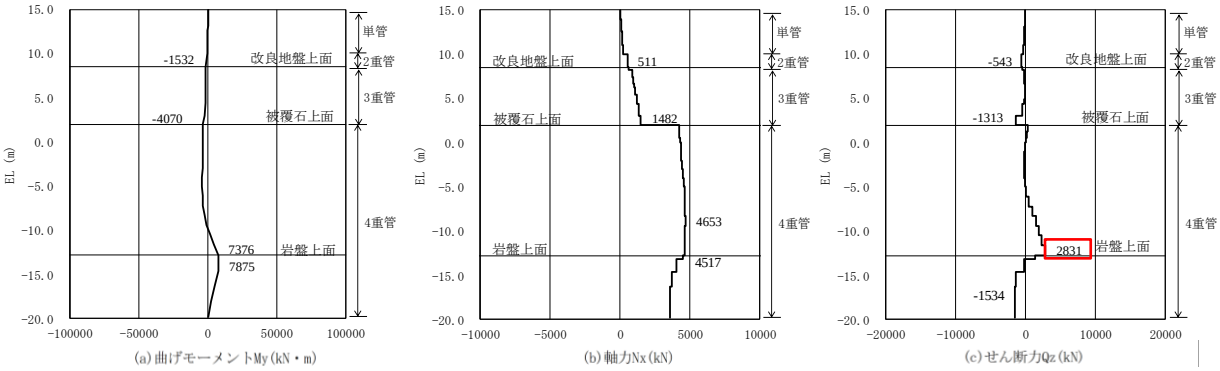


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値＋1σ）

図 2.2－3(3)　３重管部の鋼管杭の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での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ(－＋)，t=28.20s，３重管部）

表 2.2－3(4)　４重管部の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，t=30.73s，４重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（＋＋）	①	2831	95166	0.03

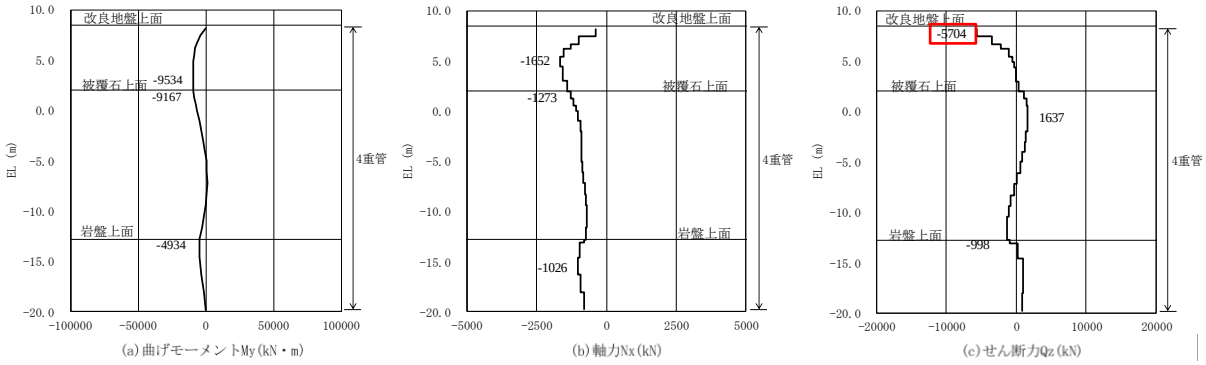


解析ケース①：基本ケース

図 2.2－3(4)　４重管部の鋼管杭の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での断面力
（④－④断面，海側杭，Ｓｓ－Ｄ（＋＋），t=30.73s，４重管部）

表 2.2－3(5)　４重管部の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，t=28.05s，４重管部）

地震動	解析ケース	発生断面力 せん断力 Q_{max} (kN)	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	①	5704	95166	0.06



解析ケース①：基本ケース

図 2.2－3(5)　４重管部の鋼管杭の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での断面力
（④－④断面，陸側杭，Ｓｓ－Ｄ（－＋），t=28.05s，４重管部）

（参考資料７）　３次元構造解析の保守性

1.　概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，被覆コンクリート壁については，鋼管杭に対する法線直交方向の挙動の差異により生じる，法線方向のねじれに伴い被覆コンクリートに発生する応力に対して，３次元構造解析により健全性を確認する方針としている。

地震時においては，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）全体に慣性力が作用すると共に，鋼管杭には地震時荷重が作用することで鋼管杭に変位が生じ，被覆コンクリート壁は鋼管杭の変位の差異によりねじれが生じる。

地震応答解析により算定した鋼管杭の変位には，常時荷重（水圧及び土圧）及び地震時荷重（土圧，水圧，鋼管杭の慣性力）が考慮されている。一方で，３次元構造解析においては，表 1－1 に示すとおり，鋼管杭の変位に加えて，常時荷重として土圧，水圧並びに風荷重・積雪荷重，地震時荷重として鋼管杭及び被覆コンクリート壁の慣性力を考慮している。そのため，鋼管杭においては，常時荷重の土圧及び水圧，地震時荷重の鋼管杭の慣性力及び被覆コンクリート壁の慣性力について重複した荷重を考慮している。

３次元構造解析への入力イメージを図 1－1 に，３次元構造解析における入力値の組み合わせを表 1－2 に示す。

本資料では，３次元構造解析と地震応答解析において鋼管杭に生じる断面力を比較し，３次元構造解析における鋼管杭の断面力が地震応答解析における鋼管杭の断面力よりも大きくなることで，３次元構造解析の保守性を確認する。

表 1－1　３次元構造解析の入力値の一覧（表 5.1.4－1 を再掲）

入力値		算定方法	地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
土圧		地震応答解析における常時解析	土圧	作用位置
水圧		公式	－	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	－	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	機器荷重の慣性力	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）	鋼管杭

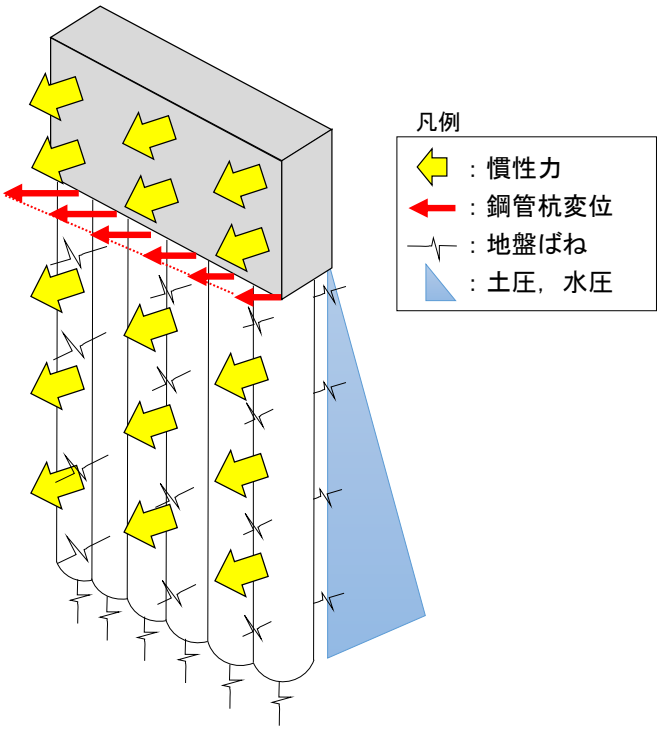


図 1－1　３次元構造解析への入力イメージ（図 5.1.4－1 を再掲）

表 1－2　３次元構造解析における入力値の組み合わせ

想定する荷重		入力値				
		土圧	水圧	風荷重・積雪荷重	慣性力	鋼管杭変位
常時荷重	水圧	－	○	－	－	○
	土圧	○	－	－	－	○
	風荷重・積雪荷重	－	－	○	－	○
地震時荷重	水圧	－	－	－	－	○
	土圧	－	－	－	－	○
	鋼管杭の慣性力	－	－	－	○	○
	被覆コンクリート壁の慣性力	－	－	－	○	○

2.　評価方法

３次元構造解析の鋼管杭において重複した荷重を考慮することによる３次元構造解析の保守性の確認方法については，３次元構造解析及び地震応答解析における鋼管杭の曲げモーメントを比較する。

保守性の確認を行う断面については，鋼管杭の照査値に着目し，「4.2　地震応答解析結果」において，鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる，③－③断面を選定する。③－③断面の３次元構造解析モデルを図 2－1 に示す。

入力地震動及び照査時刻については，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を確認する観点から，被覆コンクリート壁の評価が厳しくなる地震動及び照査時刻を選定し，「5.2.1　３次元構造解析の地震動及び各照査時刻の選定」より，「Ｓｓ－Ｄ（－＋）」を選定する。

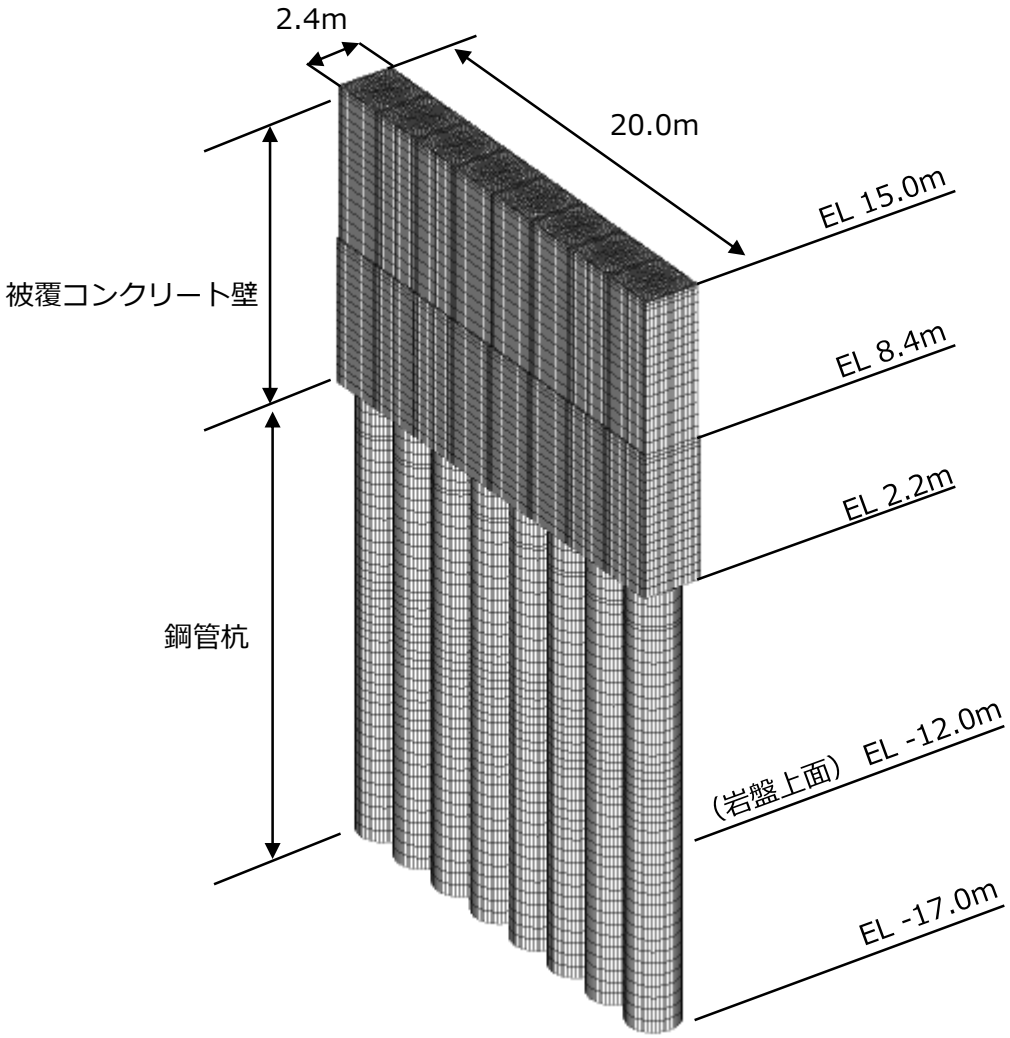


図 2－1　③―③断面を含む区間における３次元構造解析モデル

３次元構造解析における多重鋼管杭に発生する曲げモーメントは，直接算定することができないことから次式により算定する。算定方法の概念図を図 2－2 に示す。

$$M = \sum \sigma_{yi} Z_{ei}$$

ここで，

M：多重鋼管杭に発生する曲げモーメント（kN・m）

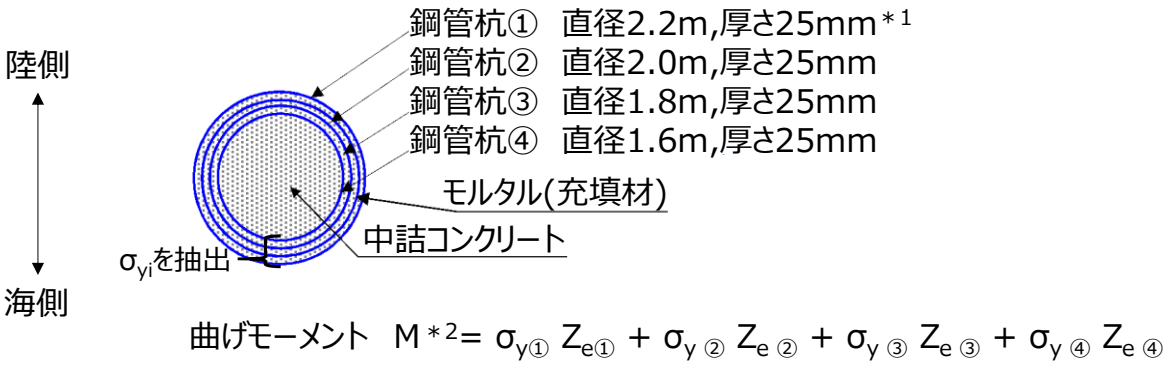
σ_{yi}：多重鋼管杭を構成する各鋼管杭に発生する鉛直応力度（N/mm^2）

Z_{ei}：多重鋼管杭を構成する各鋼管杭の断面係数（mm^3）

i：多重鋼管杭を構成する鋼管杭の番号

多重鋼管杭を構成する各鋼管に発生する鉛直応力度の抽出位置は，鋼管杭の断面のうち最も海側の要素とする。

なお，３次元構造解析における多重鋼管杭に発生する鉛直応力度には，鋼管杭の曲げによって発生する応力度及び鋼管杭の軸方向の引張又は圧縮によって発生する応力度を含んでいる。一方で，「4.2　地震応答解析結果」に示した解析結果から，地震応答解析における鋼管杭に発生する曲げモーメントに対して，鋼管杭に発生する軸力は十分に小さいため，３次元構造解析における，多重鋼管杭に発生する鉛直応力度を用いて，曲げモーメントを算定した。



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㎜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，港湾基準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 2－2　３次元構造解析における多重鋼管杭に発生する曲げモーメントの算定方法概念図

3.　評価結果

３次元構造解析及び地震応答解析において鋼管杭に発生する曲げモーメントの最大値の比較結果を表 3－1 に，曲げモーメント図を図 3－1 に示す。

表 3－1 より，３次元構造解析における鋼管杭の最大曲げモーメントが，地震応答解析における鋼管杭の最大曲げモーメントを上回ることを確認した。

以上より，３次元構造解析において重複した荷重を考慮することは，保守的であると判断した。

表 3－1　３次元構造解析及び地震応答解析における
鋼管杭の最大曲げモーメント（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝13.21s）

解析ケース	曲げモーメント M_{max}(kN・m)
３次元構造解析	121371
地震応答解析 「4.2　地震応答解析結果」 にて評価済み	83027

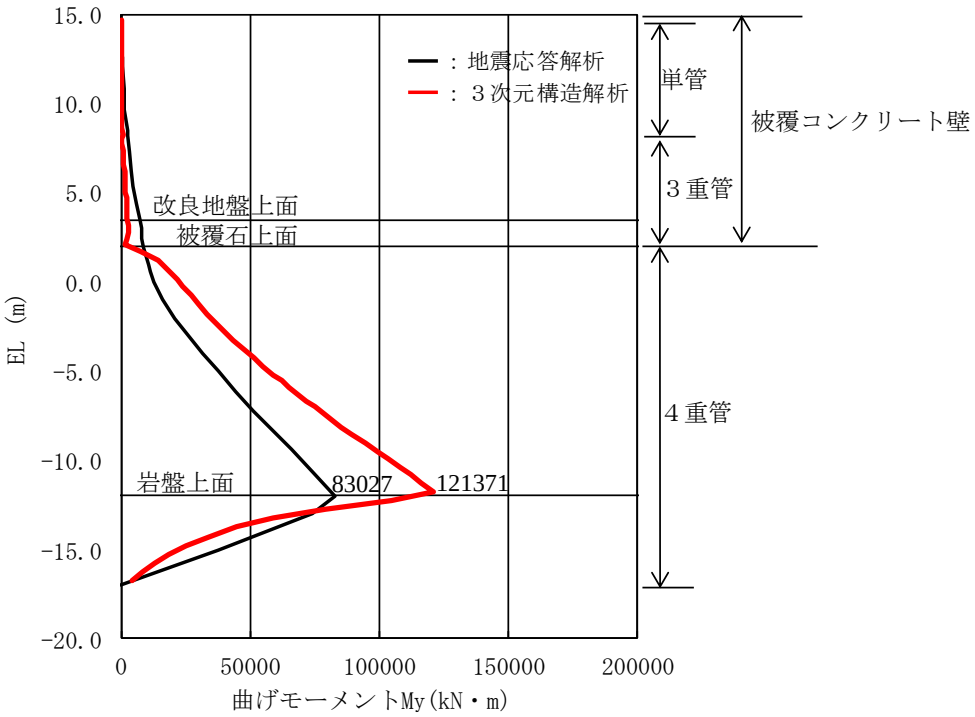


図 3－1　３次元構造解析及び地震応答解析における
鋼管杭の曲げモーメント図（③－③断面，Ｓｓ－Ｄ（－＋），ｔ＝13.21s）

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

2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目　　次

今回提出範囲：

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・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6

2.4 適用規格・基準等・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13

3. 耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16

3.1 評価対象断面・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16

3.2 評価対象部位・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 36

3.3 荷重及び荷重の組合せ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37

3.4 許容限界・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39

3.4.1 重力擁壁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39

3.4.2 ケーソン・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 40

3.4.3 Ｈ形鋼・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43

3.4.4 ＭＭＲ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43

3.4.5 改良地盤⑥・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43

3.4.6 止水目地・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44

3.4.7 基礎地盤・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44

4. ２次元有限要素法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45

4.1 耐震評価の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46

4.1.1 地震応答解析手法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46

4.1.2 施設・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47

4.1.3 材料物性及び地盤物性のばらつき・・・・・・・・・・・・・・・・ 47

4.1.4 減衰定数・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 48

4.1.5 解析ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54

4.1.6 入力地震動・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55

4.1.7 解析モデル及び諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 108

4.1.8 評価方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 136

4.2 耐震評価結果の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 138

4.2.1　解析ケースと照査値・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 138
4.2.2　重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査・・・・・・・・・・・・・・・・・ 165
4.2.3　重力擁壁のせん断破壊に対する照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 168
4.2.4　過剰間隙水圧分布・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 169
4.2.5　最大せん断ひずみ分布・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 174
4.2.6　重力擁壁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 184
4.2.7　Ｈ形鋼・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 196
4.2.8　ＭＭＲ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 197
4.2.9　改良地盤⑥・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 202
4.2.10　止水目地 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 204
4.2.11　基礎地盤 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 210
5.　３次元構造解析 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 223
5.1　耐震評価の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 223
5.1.1　解析方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 223
5.1.2　解析モデル及び諸元・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 224
5.1.3　照査時刻の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 242
5.1.4　入力値の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 243
5.1.5　評価方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 250
5.2　耐震評価結果の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 252
5.2.1　解析ケースと照査値・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 252
5.2.2　３次元構造解析の照査時刻の選定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 372
5.2.3　作用荷重分布図・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 379
5.2.4　評価対象部材と照査値・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 385
5.2.5　断面力分布
（曲げ・軸力系の破壊に対する照査：②－②断面及び④－④断面）・・・ 401
5.2.6　断面力分布
（せん断破壊（面外）に対する照査：②－②断面及び④－④断面）・・・ 405
5.2.7　断面力分布
（せん断破壊（面内）に対する照査：②－②断面及び④－④断面）・・・ 406
5.2.8　断面力分布
（圧縮破壊に対する照査：③－③断面）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・407
5.2.9　断面力分布
（引張破壊に対する照査：③－③断面）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・408
5.2.10　断面力分布
（せん断破壊（面外）に対する照査：③－③断面）・・・・・・・・・・・・409

5.2.11　断面力分布
（せん断破壊（面内）に対する照査：③－③断面）・・・・・・・・・・・409

5.3　前壁，後壁，側壁，隔壁，底版及びフーチング
（②－②断面及び④－④断面）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・410
5.3.1　曲げ照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・410
5.3.2　せん断力照査（面外）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・450
5.3.3　せん断力照査（面内）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・470
5.4　隔壁，頂版，側壁及び底版（③－③断面）・・・・・・・・・・・・・・・・・490
5.4.1　圧縮に対する照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・490
5.4.2　引張に対する照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・495
5.4.3　せん断力照査（面外）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・500
5.4.4　せん断力照査（面内）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・505
5.4.5　３次元非線形構造解析によるせん断に対する照査・・・・・・・・・・・510
6.　防波壁（波返重力擁壁）の耐震性に関する影響検討・・・・・・・・・・・・・511
6.1　改良地盤⑥の解析用物性値に関する影響検討・・・・・・・・・・・・・・・511
6.1.1　概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・511
6.1.2　評価内容・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・516
6.1.3　評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・517

（参考資料 1）防波壁（波返重力擁壁）における既設部分と新設部分の一体性確認
（参考資料 2）改良地盤⑥の物性値の設定方法について
（参考資料 3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について
（参考資料 4）３次元構造解析の照査時刻の選定の妥当性について
（参考資料 5）発生応力度の平均化について
（参考資料 6）ケーソン及び重力擁壁の一体性について
（参考資料 7）放水路ケーソンの耐震評価について
（参考資料 8）⑤－⑤断面の重力擁壁下端の境界条件

（参考資料 1）防波壁（波返重力擁壁）における既設部分と新設部分の一体性確認

1.　本資料の概要

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁は，コンクリート上に設置した既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を嵩上げするように構築している。本資料においては，重力擁壁のうち既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を既設部分，嵩上げ部分の鉄筋コンクリート造の擁壁を新設部分，擁壁下のコンクリートを基部コンクリートという。重力擁壁の概略図を図 1－1 に示す。

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性の評価に係る申送り事項を表 1－1 に，一体性の確認事項を図 1－2 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は，設計及び施工上の配慮として，既設部分と新設部分の一体性を図るために，新設部分のコンクリート打設前に既設部分のコンクリート表面を目荒らし処理して付着力を確保している。また，新設部分の主筋を基部コンクリートに定着させることにより，基部コンクリートとの一体性を確保している。

本資料では，新設部分と既設部分及び基部コンクリートの一体性を確認するため，以下の確認を行う。

① 既設部分と新設部分の一体性を確保するため，新設部分の嵩上げ時に既設部分表面に目荒らし処理しており，付着力試験を実施して付着力を確認した。（「2. 重力擁壁の構造」において説明）

② 基部コンクリートと新設部分の一体性を確保するため，基準類に準拠して主筋を定着させている。また，陸側の主筋については，設置位置が定着させる基部コンクリートの隅角部に近い設置状況にあるため，主筋設置位置と隅角部との離隔を模擬した実構造物スケールを用いた引張試験を行い，定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回ることを確認する。（「2. 重力擁壁の構造」及び「3. 既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項」において説明）

③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬した解析を行うことにより，地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。（「4. 重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討」において説明）

上記の確認により，波返重力擁壁の壁体構造における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

（単位：mm ）

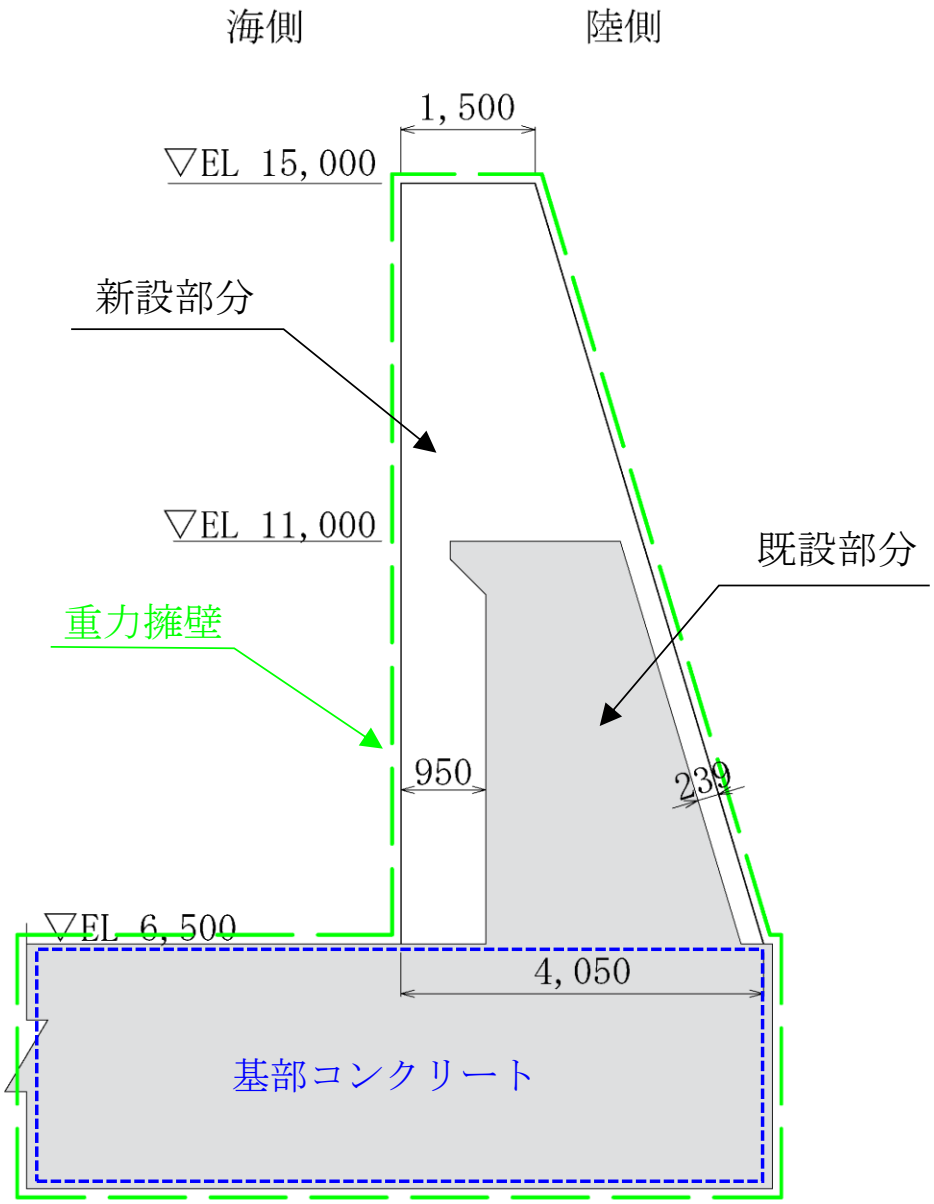


図 1－1　重力擁壁の概略図

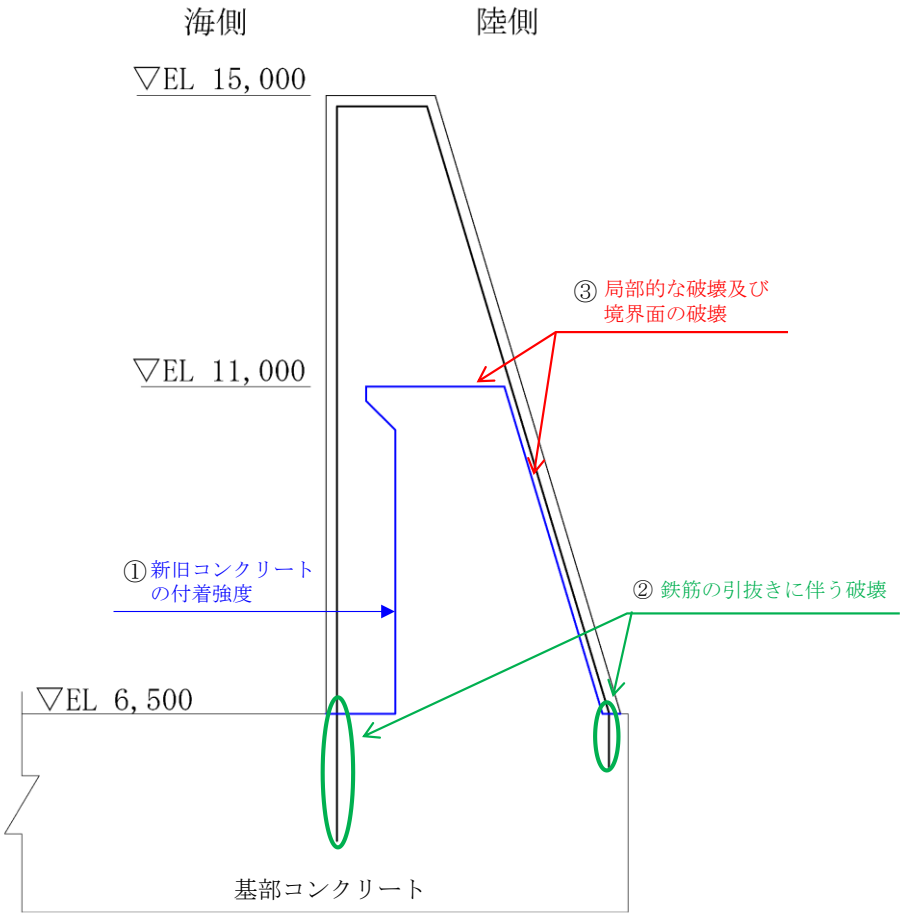
表 1－1　重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性確認に係る
設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項

設置変更許可審査段階における指摘事項	回答方針 （下線部は本資料による説明内容）
1.　波返重力擁壁の壁体構造について，既設部分と新設部分の一体化を前提として設計する方針を明確にし，基準，指針類，事業者独自の管理基準等の適用により一体化と評価する方針であることを説明すること。 　防波壁陸側における新設のコンクリートの鉄筋定着について，フーチング隅角部の荷重伝達及び損傷形態を評価し，定着方法及び定着長の設定方針の妥当性を説明すること。	設工認段階においては，地震時に重力擁壁に作用する荷重に対し，既設部分と新設部分が一体性を有することを以下の検討によって確認する（図 1－2）。 ①設置変更許可申請において，既設護岸のコンクリート表面の目荒らしについては，「表面保護工法　設計施工指針（案）*1」に基づき設定した付着強度を有するように施工していることを説明した。 設工認段階においては，<u>既設部分の目荒らし処理後に実施した付着強度試験の内容と結果を説明する。</u> ②設置変更許可申請において，擁壁下端の主筋の定着部に関して「コンクリート標準示方書 2002*2」に基づく定着長を確保し，許容応力により設計する方針であることを説明した。 設工認段階においては，<u>擁壁下端の主筋の定着状況を模擬した</u>実構造物スケールを用いた鉄筋引抜実験を行い，<u>主筋の引張耐力と破壊形態を確認する。</u> ③<u>新設部分と既設部分の境界部を模擬した解析を行うことにより，地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。</u>
2.　波返重力擁壁の壁体構造について，ジベル筋等により既設部と新設部が物理的に接合されていない壁体について，せん断応力の伝達モードを評価し，既往のせん断耐力評価式の適用性を説明すること。	
3.　波返重力擁壁の壁体構造について，既設部分と新設部分を一体化と評価できる根拠及び設計・施工上の配慮事項を説明すること。	

注記*1：「表面保護工法　設計施工指針（案）［工種別マニュアル編］（土木学会，2005 年）　断面修復工マニュアル」（以下「表面保護工法　設計施工指針（案）」という。）

*2：コンクリート標準示方書［構造性能照査編］（土木学会，2002 年）（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）

（単位：mm ）



図に記載の①～③は，表 1－1 の①～③に対応

図 1－2　一体性の確認事項

2.　重力擁壁の構造

2.1　構造概要

重力擁壁は，既設部分を新設部分で嵩上げした構造としている。

既設部分は，天端高さ EL　11.0m とする鉄筋コンクリート造の擁壁であり，新設部分は既設部分を巻き込み EL 15.0m まで嵩上げした鉄筋コンクリート造の擁壁である。

重力擁壁の配筋図を図 2.1－1 に示す。

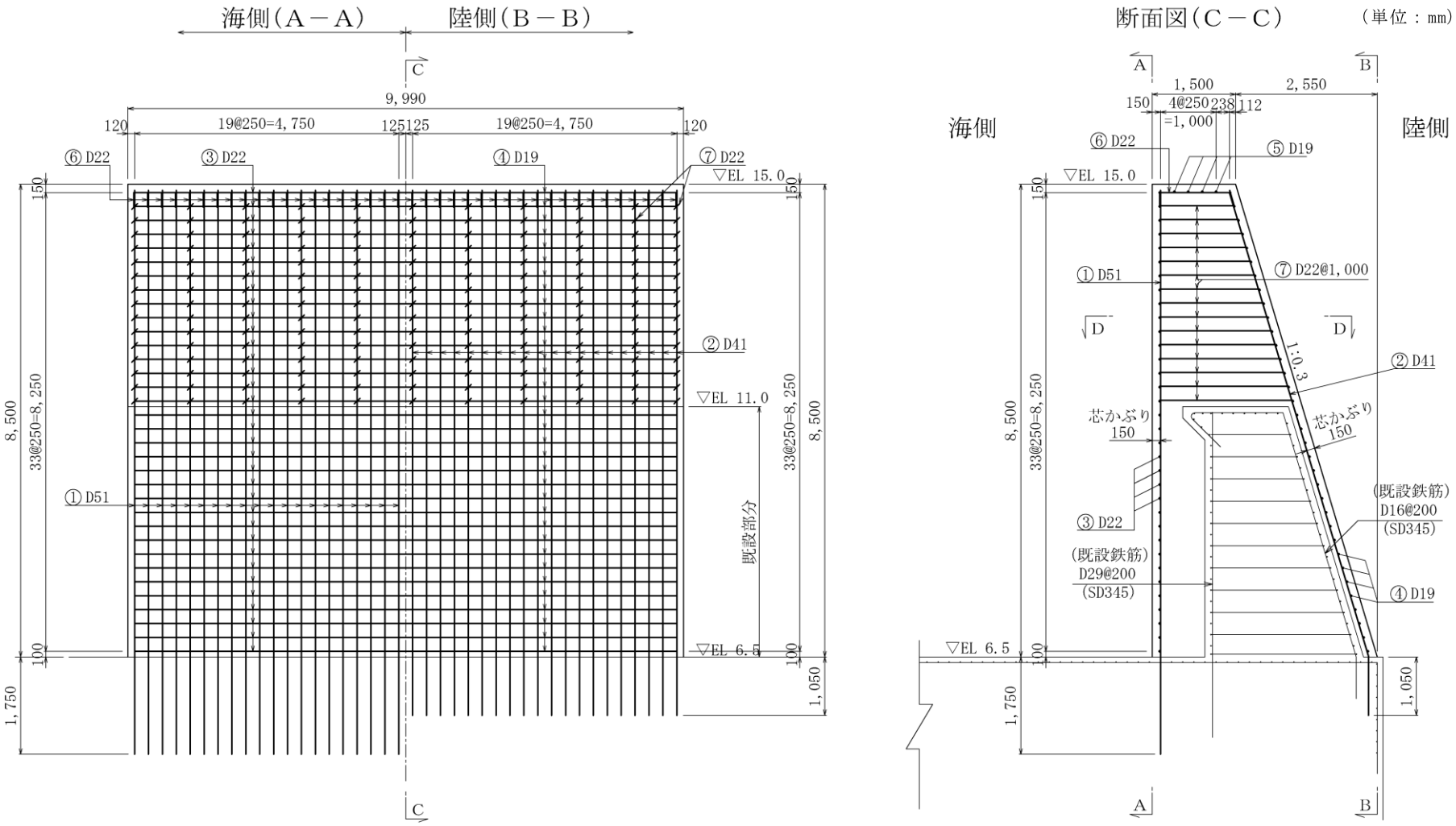


図 2.1－1（1）　重力擁壁の配筋図

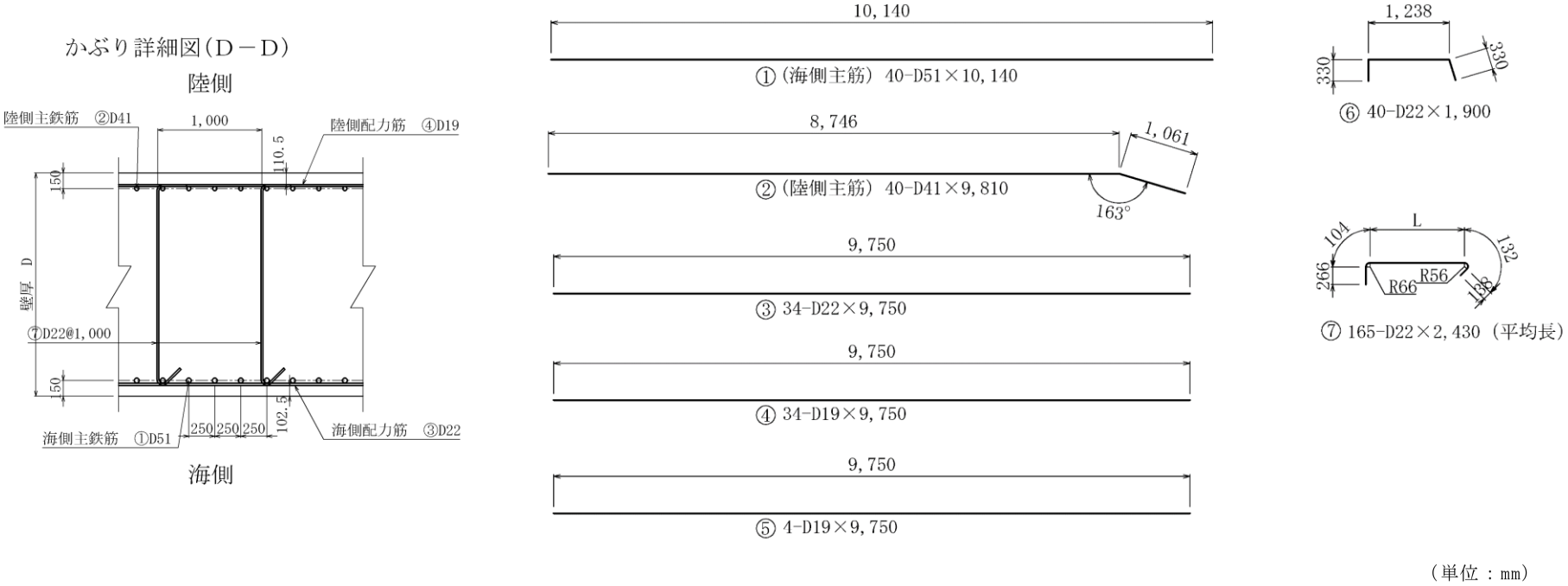


図 2.1－1（2）　重力擁壁の配筋図

2.2　施工方法

2.2.1　既設部分の施工手順

重力擁壁のうち既設部分の施工では，既設部分の主筋は基部コンクリート内に基本定着長以上を確保して設置し，配力筋及びせん断補強筋を組み立て，コンクリートを打設した。

重力擁壁の既設部分の施工状況を図 2.2－1 に示す。

1. 既設部分の主筋組立

2. 既設部分の鉄筋組立完了

図 2.2－1　重力擁壁の既設部分の施工状況

2.2.2　新設部分の施工手順

重力擁壁のうち新設部分の施工では，最初に既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理をバキュームブラスト工法により行った。鉄筋組立においては，主筋を基部コンクリートに定着させるため，基部コンクリートを削孔し，基本定着長を確保した。

主筋は継手を設けず定着部から擁壁天端までを 1 本の鉄筋として建て込んだ。主筋は建て込み後，既設部分の擁壁天端に事前に設置した架台に固定した。

鉄筋定着部の孔内をセメントミルクにて充填した後に，配力筋及びせん断補強筋を組み立て，コンクリートを打設した。

新設部分の施工状況を図 2.2－2 に示す。

1. 既設部分の目荒らし

2. 鉄筋架台の設置

3. 新設部分の主筋建込み

4. 新設部分の主筋組立

5. 主筋定着部の固定

図 2.2－2　新設部分の施工状況

3.　既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性を確保するために実施した，コンクリート表面の目荒らし処理による付着力の確認（1.①），新設部分の主筋の定着長確保及び鉄筋引張試験による引張耐力とへりあきの影響を確認（1.②）する。

3.1　コンクリートの付着について

防波壁（波返重力擁壁）の施工におけるコンクリートの付着力は，既設部分と新設部分の付着を向上させるために既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理を行った。コンクリート表面の目荒らし処理は，「表面保護工法　設計施工指針（案）」を参考に付着強度を 1.5N/mm^2 と定め，バキュームブラスト工法を採用した。

なお，一般産業施設において用いられる基準類である，「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，令和 2 年 7 月）」（以下「構造物施工管理要領」という。）及び「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）（土木研究所，2016 年）」（以下「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）」という。）においても，断面修復するためのコンクリート打ち継ぎ面における付着強度は 1.5N/mm^2 と示されている。

参考文献の概要については表 3.1－1 に示す。

目荒らし処理後は，付着力を確認するために付着強度試験を行った。

付着強度試験は，目荒らし処理完了範囲の擁壁面 3 箇所に型枠を組立て，厚さ 12mm のモルタルを打設して供試体を作成した。供試体作成後は，1 供試体につき 5 か所の試験片を作成し，建研式引張試験器を用いて引っ張ることで付着強度を確認し，すべての試験において付着強度が 1.5N/mm^2 以上であることを確認した。

付着強度試験の施工フローを図 3.1－1 に，位置図を図 3.1－2 に，試験の概略図及び試験状況を図 3.1－3 に，試験結果を表 3.1－2 に示す。

表 3.1－1　コンクリートの付着強度に係る参考文献

参考文献	記載内容
表面保護工法 　設計施工指針（案）	断面修復工における断面修復材の付着強度を土木学会が収集した施工実績より 1.0N/mm^2 と規定されている。
構造物施工管理要領	既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状を得るために，既設コンクリート表面の脆弱層，レイタンス等を取り除く表面処理を行うこととされている。表面処理の性能照査は，1.5N/mm^2 以上の付着性能を満足することと規定されている。
コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）	断面修復工における，既存コンクリートとの付着面に求める品質は，付着強度試験により平均値が 1.5N/mm^2 以上，最低値が 0.75N/mm^2 以上と規定されている。

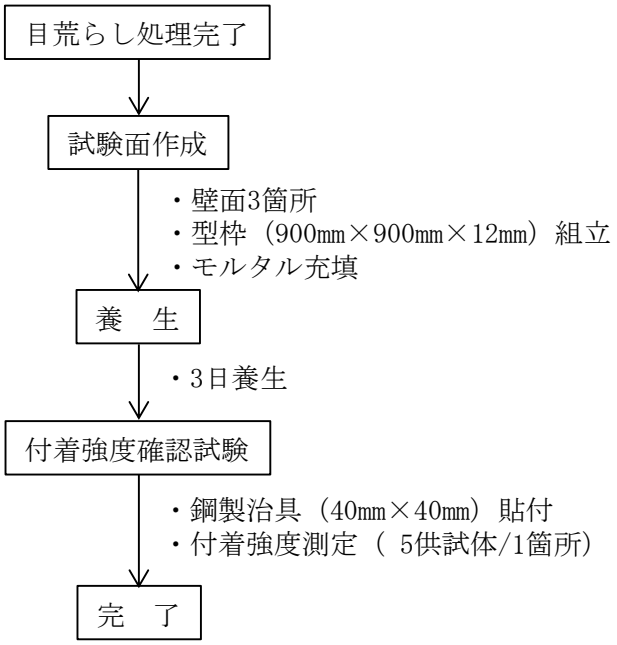


図 3.1－1　付着強度試験の施工フロー図

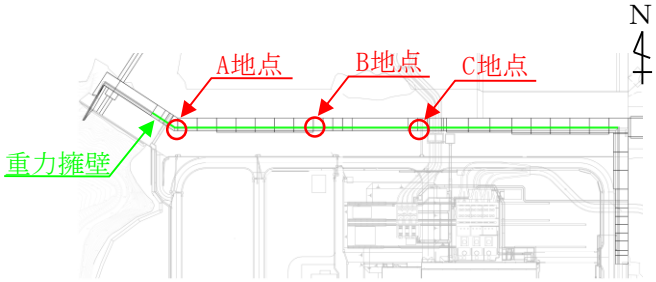


図 3.1－2　付着強度試験の位置図（3 箇所）

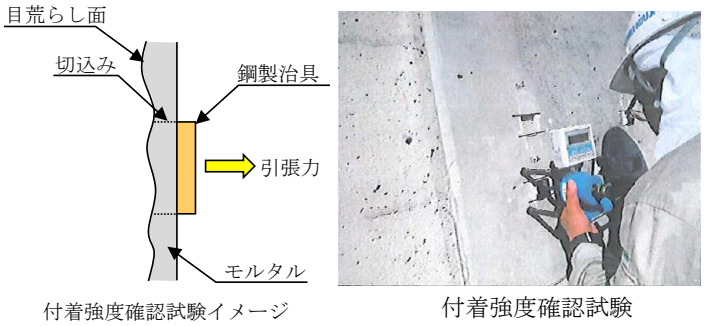


図 3.1－3　付着強度試験の試験概略図及び試験状況

表 3.1－2　付着強度確認試験の試験結果

単位：N/mm²

供試体 NO	試験場所		
	A地点	B地点	C地点
1	1.71	1.78	1.76
2	1.61	1.66	1.72
3	1.72	1.88	1.66
4	1.74	1.63	1.84
5	1.60	1.99	1.58

3.2　新設部分の主筋の定着について

(1)　新設部分の主筋定着長の設定

防波壁（波返重力擁壁）の施工における新設部分の主筋の定着長は，「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して鉄筋に必要な基本定着長以上を確保している。下式により算定した海側の主筋に必要な基本定着長 l_d は 1,692mm，陸側の主筋に必要な基本定着長 l_d は 1,020mm となるため，施工にあたっては海側の主筋については定着長 1,750mm を，陸側の主筋については定着長 1,050mm を確保した。

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi$$

ここに，

l_d　：基本定着長（mm）

ϕ　：主鉄筋の直径（海側：51mm，陸側：41mm）

f_{yd}　：鉄筋の設計引張降伏強度（345N/mm^2）

f_{bod}　：コンクリートの設計付着強度（2.08N/mm^2）

α　：係数（海側：0.8，陸側：0.6）

(2)　主筋の定着長検討における留意事項

新設部分（陸側）の主筋（D41）については，擁壁の陸側の勾配 1：0.3 で鉄筋を設置しているが定着部の鉄筋は基部コンクリートに鉛直に定着させることから，基部コンクリート上面高さ付近において折り曲げて設置している（図 3.2－1）。

このような折り曲げ部付近の定着長のとり方について，「コンクリート標準示方書 2002」においては，曲げ内半径は鉄筋径の 10 倍未満とする場合，図 3.2－2(b)のとおり，折り曲げてから鉄筋径の 10 倍以上まっすぐに延ばした場合に限り，直線部を定着長とすることができるとの規定が定められている（図 3.2－2）。

新設部分の陸側の主筋（D41）を本規定に照らすと，折り曲げ部の曲げ内半径を鉄筋径の 10 倍未満としているため，定着長は鉄筋径の 10 倍以上（410mm 以上）が必要となるが，折り曲げ後の直線部分の定着長は 1,050 ㎜である。

上記より，新設部分の陸側の主筋において，直線部を定着長とすることができ，図 3.2－2 に示す定着長 1,050mm は必要定着長を確保している。

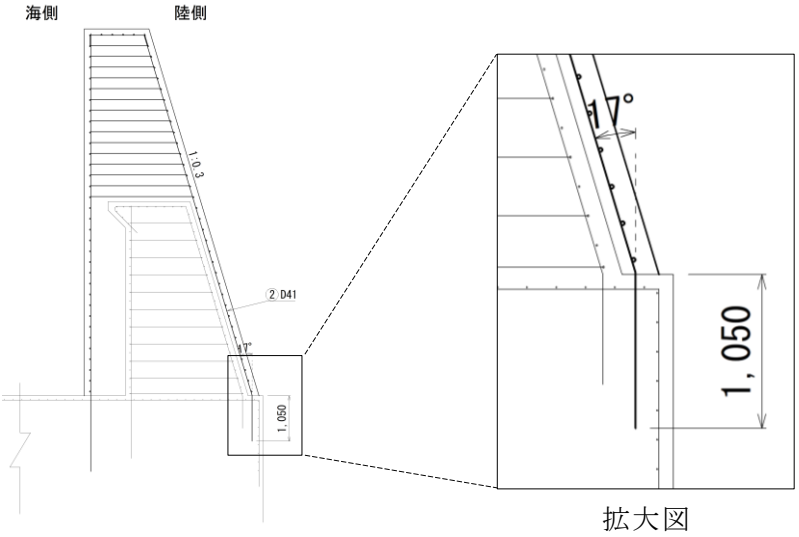


図 3.2－1　重力擁壁陸側配筋図

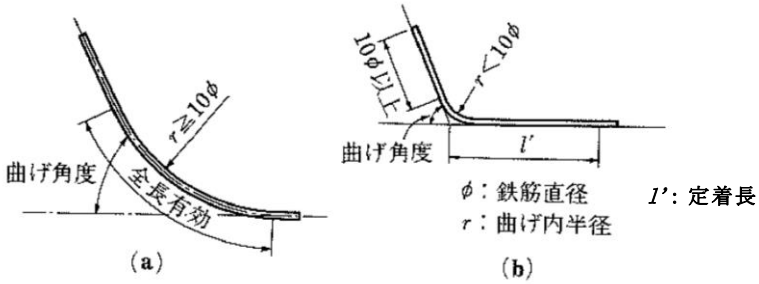


図 3.2－2　定着部が曲がった鉄筋の定着長のとり方
（「コンクリート標準示方書 2002」より抜粋，一部加筆）

3.3　鉄筋引張試験について

3.3.1　検討方針

新設部分の主筋の定着部分は，「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して必要な定着長を確保し，許容応力により設計している。

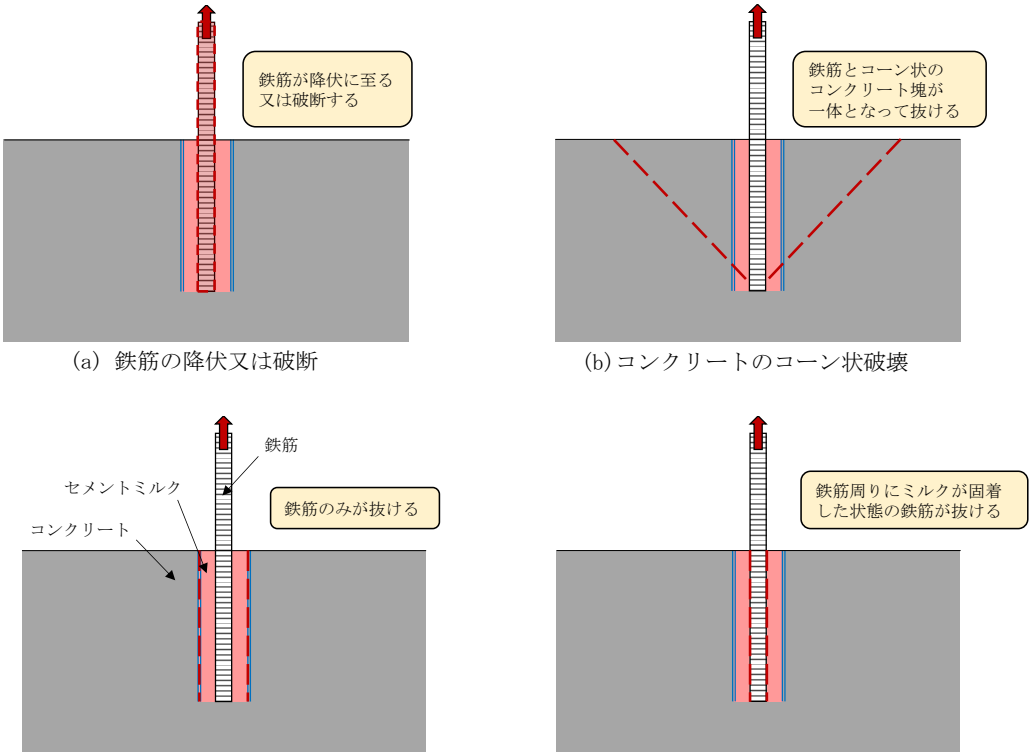
実構造物の陸側主筋の定着部は隅角部に近接しており，主筋と隅角部の距離が主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため，実構造物スケールの鉄筋定着及びへりあき条件を考慮した実構造物スケールの実験体を作成し，鉄筋の引張試験を行った。

本資料では，実構造物スケールの実験体で行った鉄筋の引張試験の結果から，主筋の破壊形態及び引張耐力を確認し，へりあき条件が鉄筋の破壊形態及び引張耐力に与える影響について検証を行う。

3.3.2　想定される破壊形態

重力擁壁の基部コンクリートに定着した鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態は，鉄筋の降伏又は破断，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊の 4 種類の形態が想定される。

定着した鉄筋の引抜け時に想定される破壊形態を図 3.3－1 に示す。



(a) 鉄筋の降伏又は破断

(b) コンクリートのコーン状破壊

(c) 鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊

(d) コンクリートとセメントミルク界面の付着破壊

図 3.3－1　鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態

3.3.3　模型実験

(1)　実験概要

重力擁壁の新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は，主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離（以下「へりあき」という。）が十分に確保されている海側主筋（D51）と，へりあきが最小で 200mm の陸側主筋（D41）の 2 パターンに区別できる。そこで，新設部分の主筋の基部コンクリートへの定着部分を模擬した実験体を 2 体作成し，主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。

重力擁壁の実験体における模擬範囲を図 3.3－2 に示す。模型実験は主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する目的で行うため，実験体は重力擁壁の基部コンクリートと，基部コンクリートに定着された鉄筋のみを模擬した。実験体の作成にあたっては，実構造物の施工手順を踏まえ，コンクリートを打設後に削孔して鉄筋を建て込み，セメントミルクを注入して固定した。

鉄筋引張試験は，鉄筋に作用する荷重及び変位等を計測し，いずれかの破壊が生じたと判断されるまで載荷した。

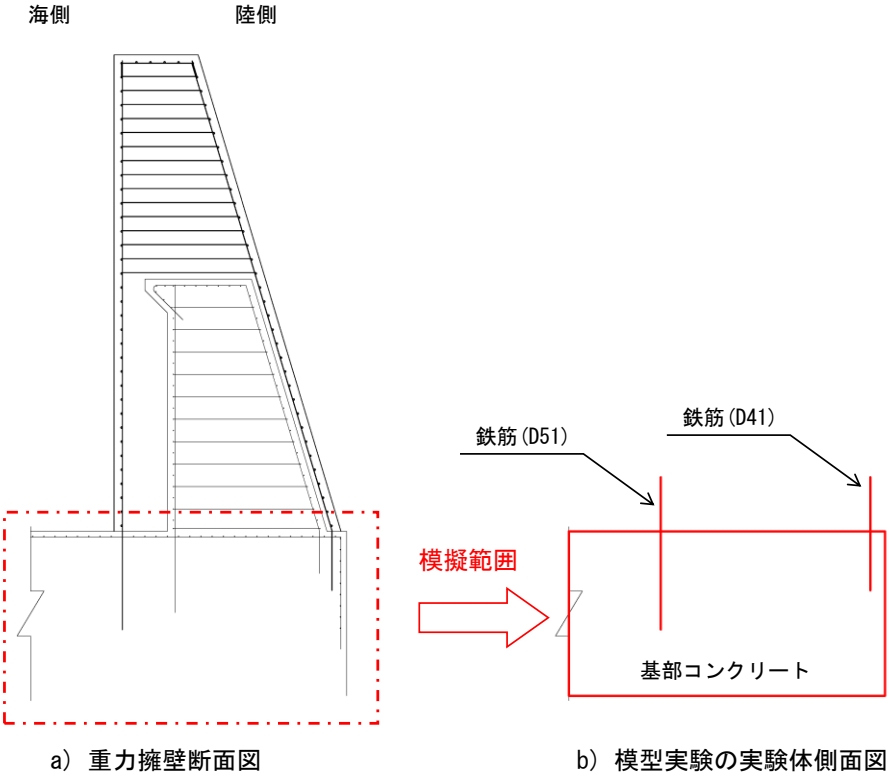


図 3.3－2　重力擁壁の実験体における模擬範囲

(2)　実験ケース

実構造物のへりあきを考慮して実験体①及び実験体②を作成し，実施した実験ケースを表 3.3－1 に，作成した実験体の構造図を図 3.3－3 に，配筋図を図 3.3－4 に，作成した実験体の全景を図 3.3－5 に示す。

実験ケースは，実験体①において，新設部分の海側の主筋の施工状況を模擬し，鉄筋の定着長に対して十分なへりあきを確保したケースを海側検討ケースとする。併せて，実験体①において，新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬するが，鉄筋の定着長に対して十分なへりあきが確保できている場合を仮定したケースを陸側検討ケース１とする。

実験体②においては，新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬し，既設部分のコンクリートのへりあきを設定したケースを陸側検討ケース２とする。

すべての実験ケースにおいて，鉄筋引張試験をそれぞれ３回実施した。

表 3.3－1　実験ケース

<table>
<tr><th>実験体番号</th><th>ケース名</th><th>鉄筋径</th><th>鉄筋番号</th><th>へりあきの考慮</th></tr>
<tr><td rowspan="6">①</td><td rowspan="3">海側検討ケース</td><td rowspan="3">D51</td><td>No. 1</td><td rowspan="6">十分なへりあきを確保</td></tr>
<tr><td>No. 2</td></tr>
<tr><td>No. 3</td></tr>
<tr><td rowspan="3">陸側検討ケース 1</td><td rowspan="6">D41</td><td>No. 1</td></tr>
<tr><td>No. 2</td></tr>
<tr><td>No. 3</td></tr>
<tr><td rowspan="3">②</td><td rowspan="3">陸側検討ケース 2</td><td>No. 1</td><td rowspan="3">実構造物を再現するへりあきを設定</td></tr>
<tr><td>No. 2</td></tr>
<tr><td>No. 3</td></tr>
</table>

（単位：mm）

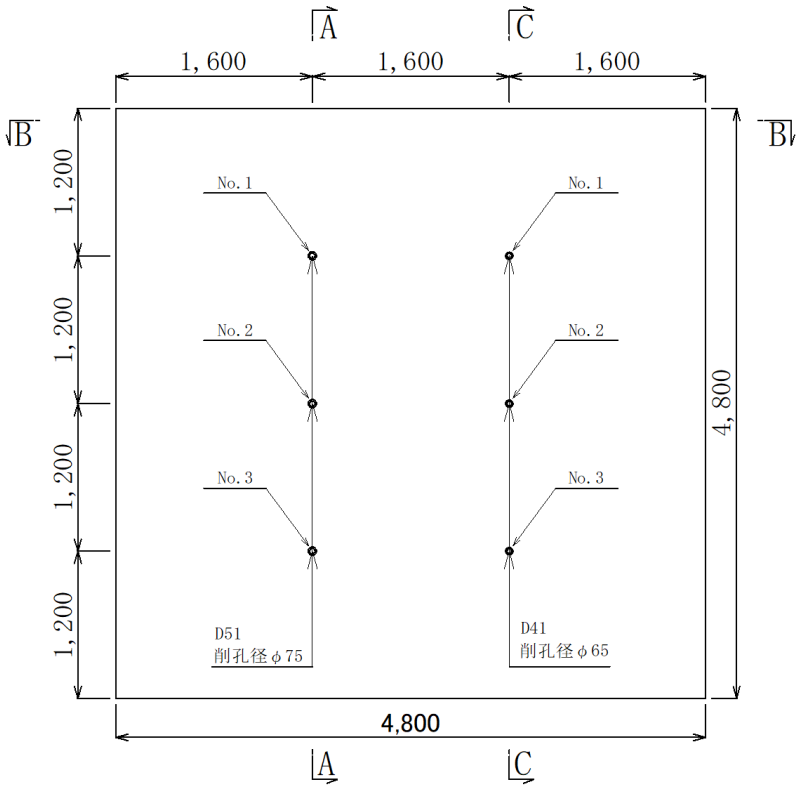


図 3.3－3(1)　実験体①の構造図（平面図）

（単位：mm）

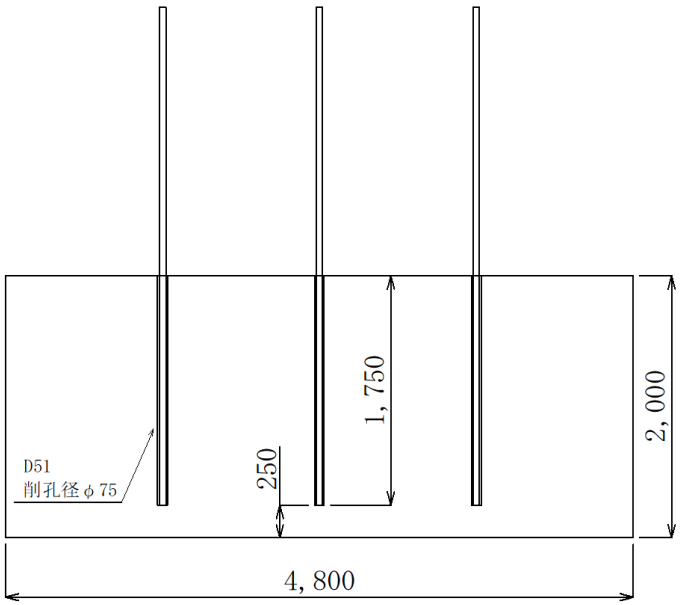


図 3.3－3(2)　実験体①の構造図（A－A断面）

（単位：mm）

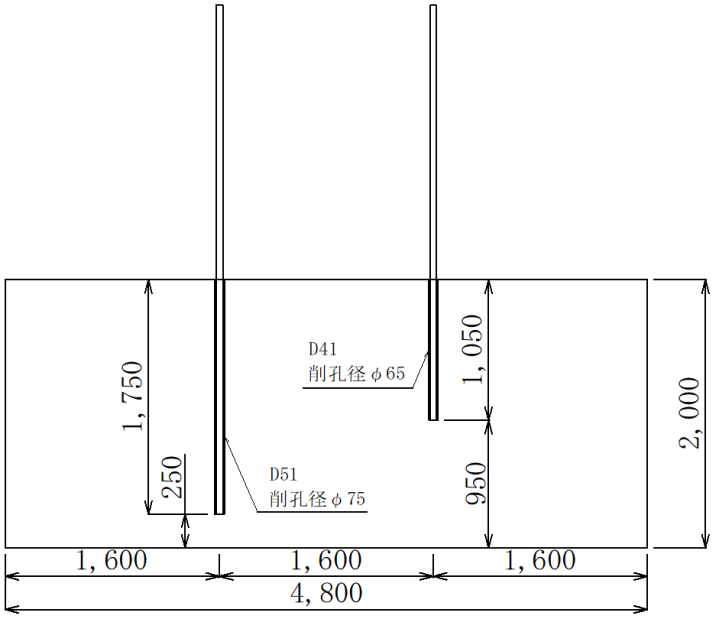


図 3.3－3(3)　実験体①の構造図（B－B断面）

（単位：mm）

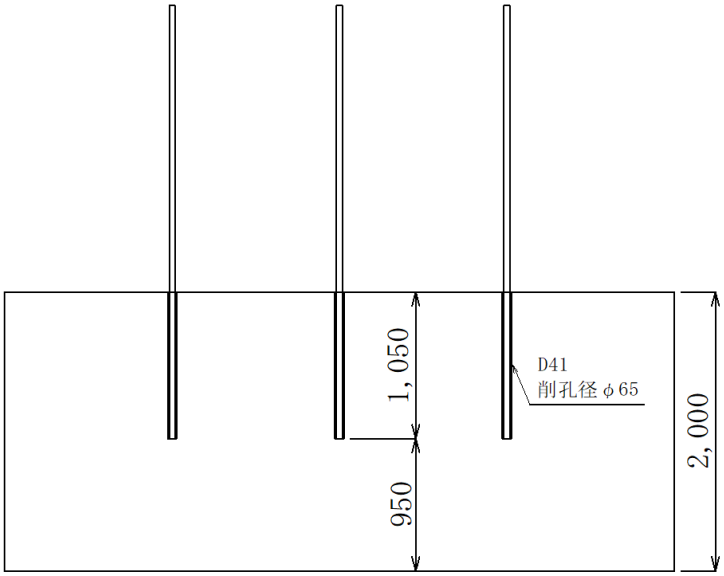


図 3.3－3(4)　実験体①の構造図（C－C断面）

（単位：mm）

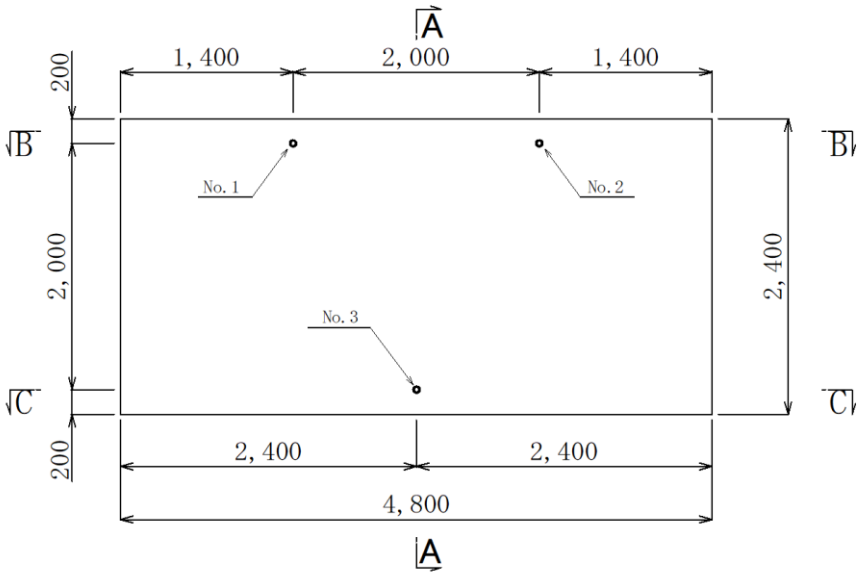


図 3.3－3(5)　実験体②の構造図（平面図）

（単位：mm）

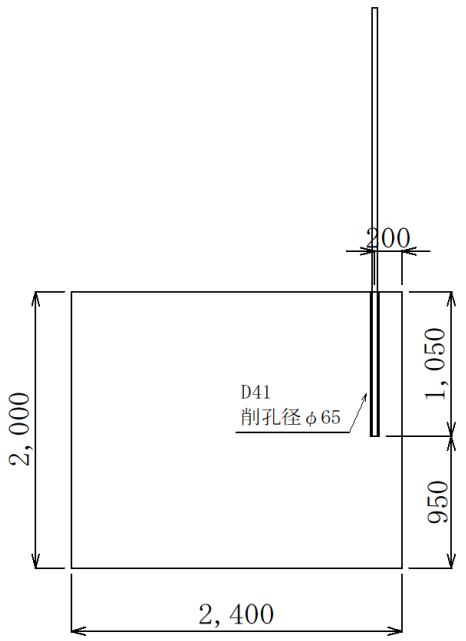


図 3.3－3(6)　実験体②の構造図（A－A断面）

（単位：mm）

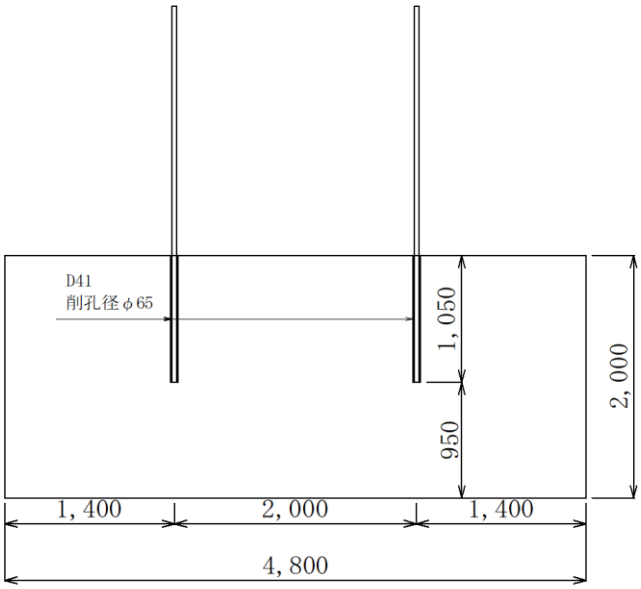


図 3.3－3(7)　実験体②の構造図（B－B断面）

（単位：mm）

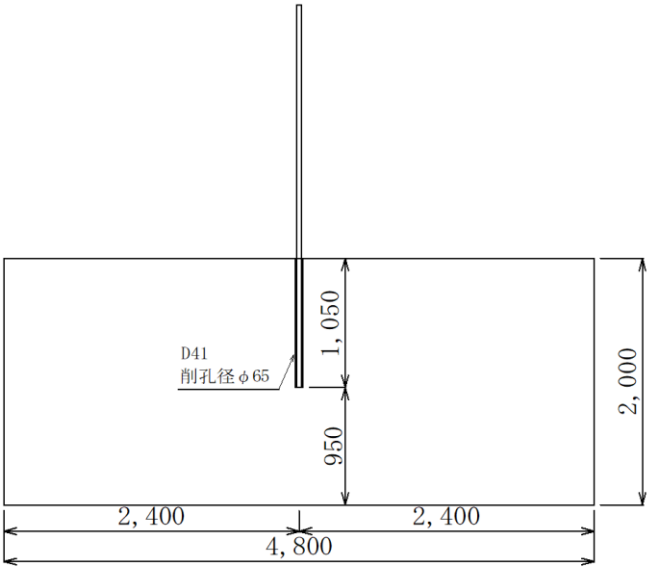


図 3.3－3(8)　実験体②の構造図（C－C断面）

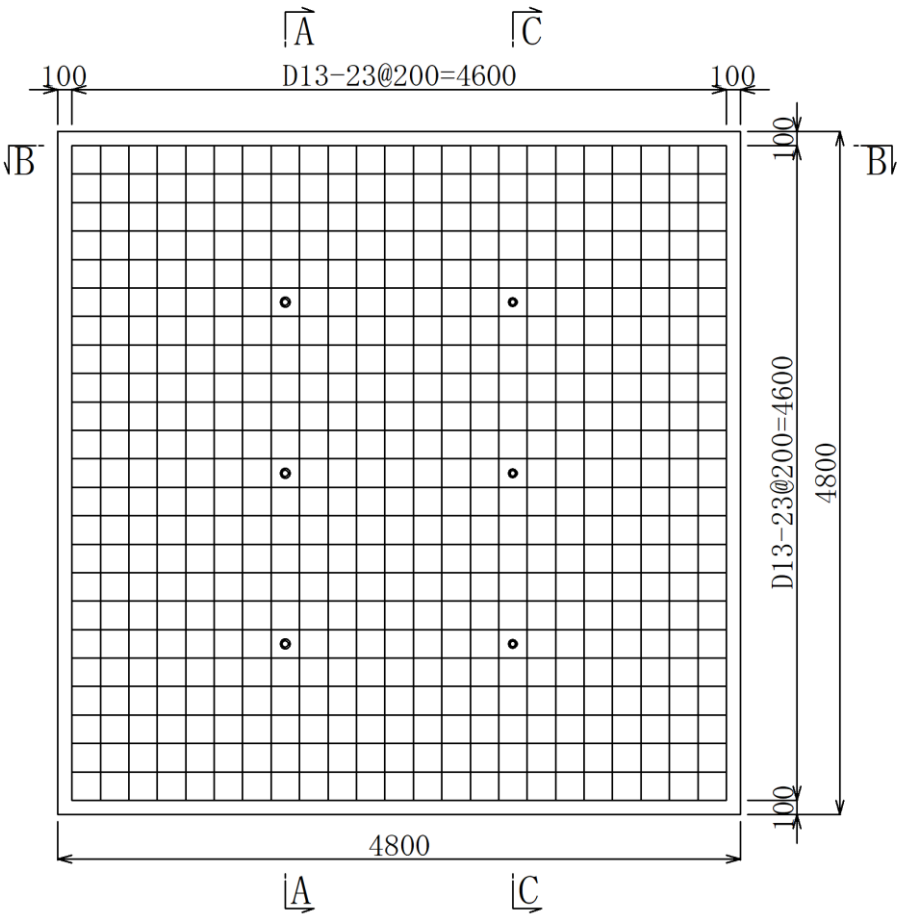


図 3.3－4(1)　実験体①の配筋図（平面図）

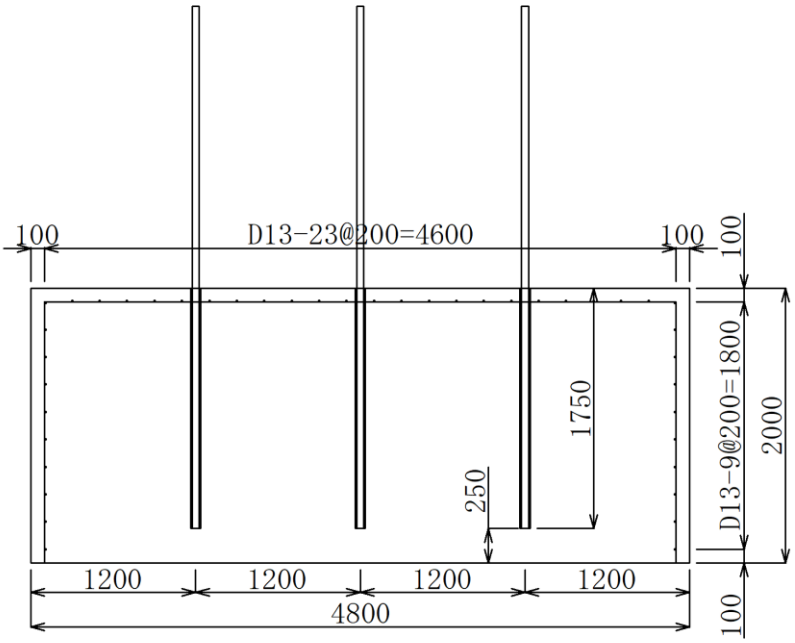


図 3.3－4(2)　実験体①の配筋図（Ａ－Ａ断面図）

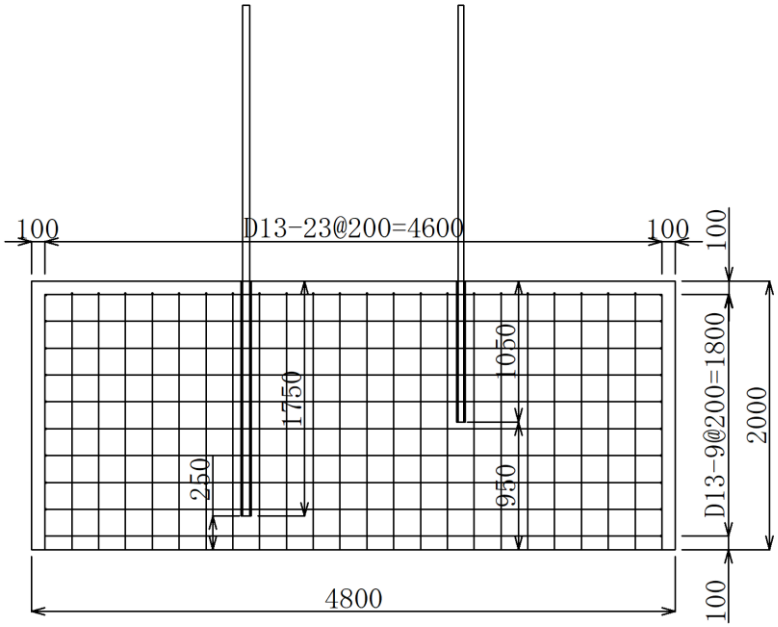


図 3.3－4(3)　実験体①の配筋図（Ｂ－Ｂ断面図）

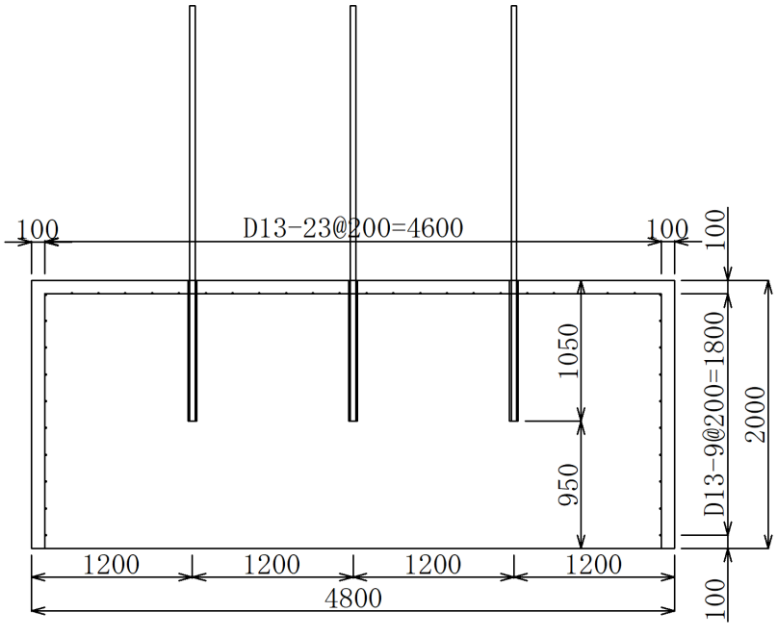


図 3.3－4(4)　実験体①の配筋図（Ｃ－Ｃ断面図）

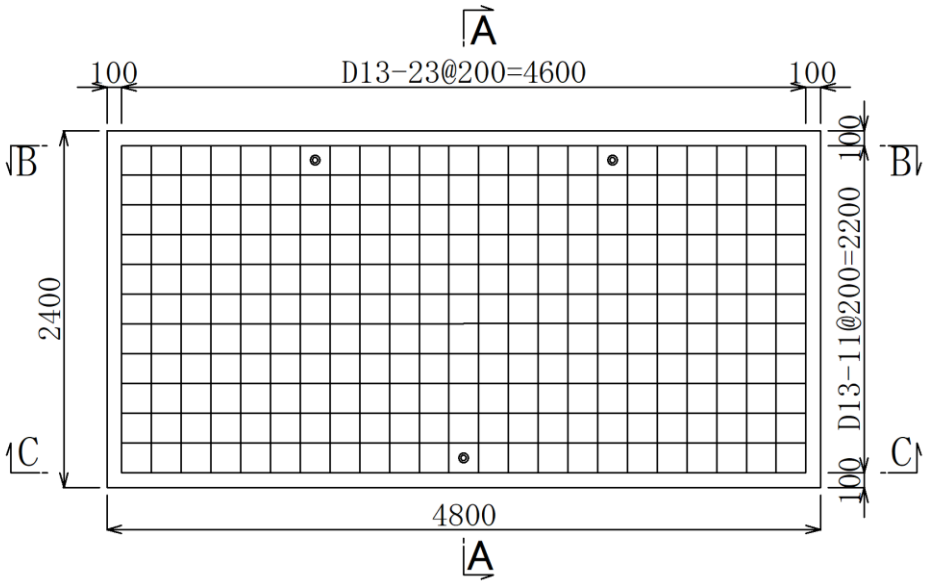


図 3.3－4(5)　実験体②の配筋図（平面図）

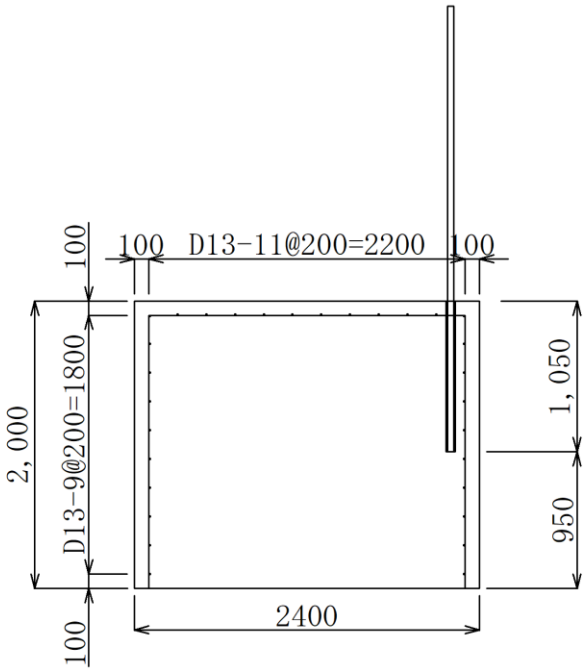


図 3.3－4(6)　実験体②の配筋図（A－A断面図）

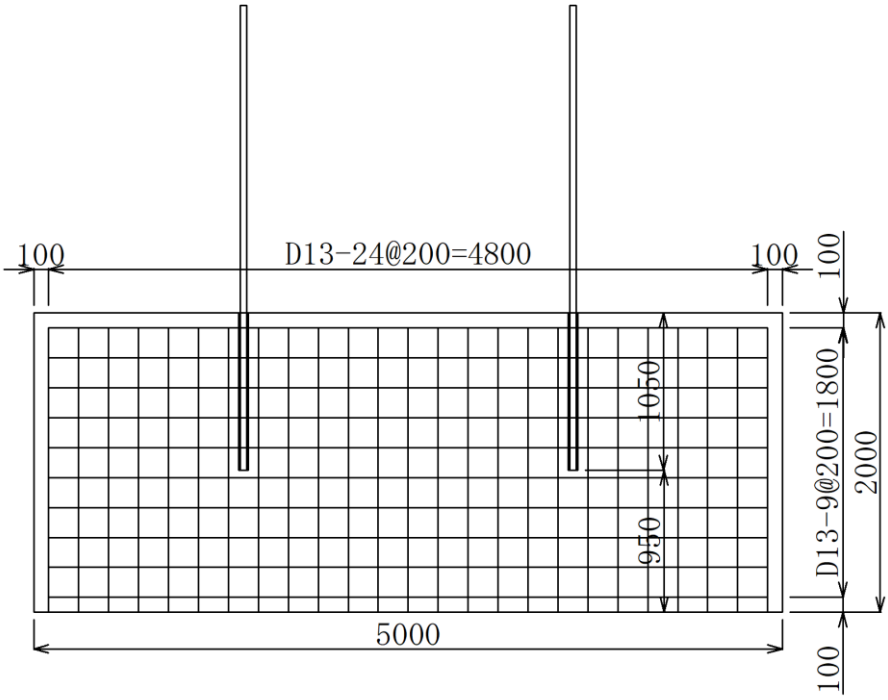


図 3.3－4(7)　実験体②の配筋図（Ｂ－Ｂ断面図）

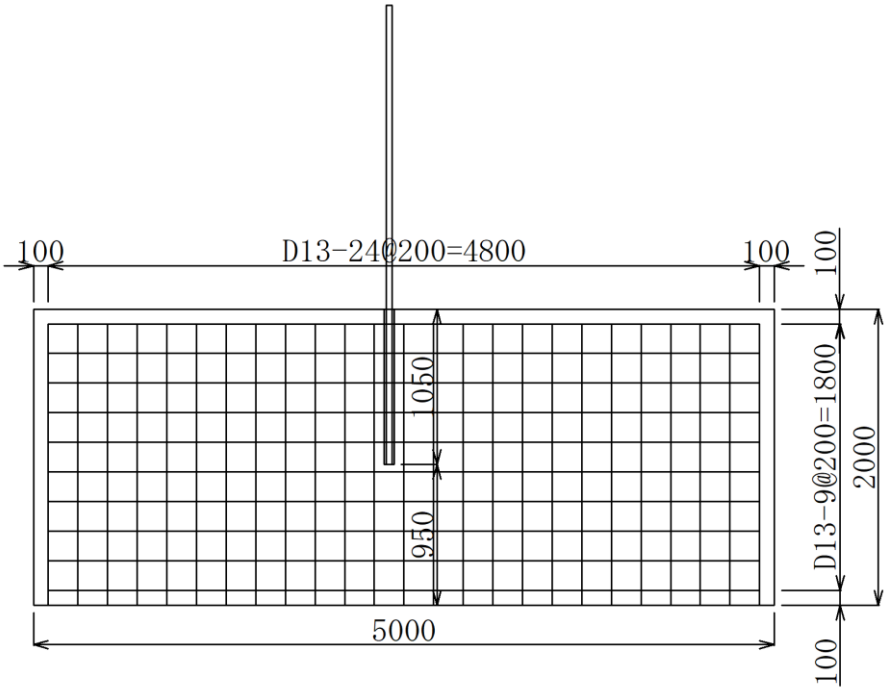


図 3.3－4(8)　実験体②の配筋図（Ｃ－Ｃ断面図）

図 3.3－5　実験体の全景（右：実験体①，左：実験体②）

(3)　実験体の作成

a.　使用材料

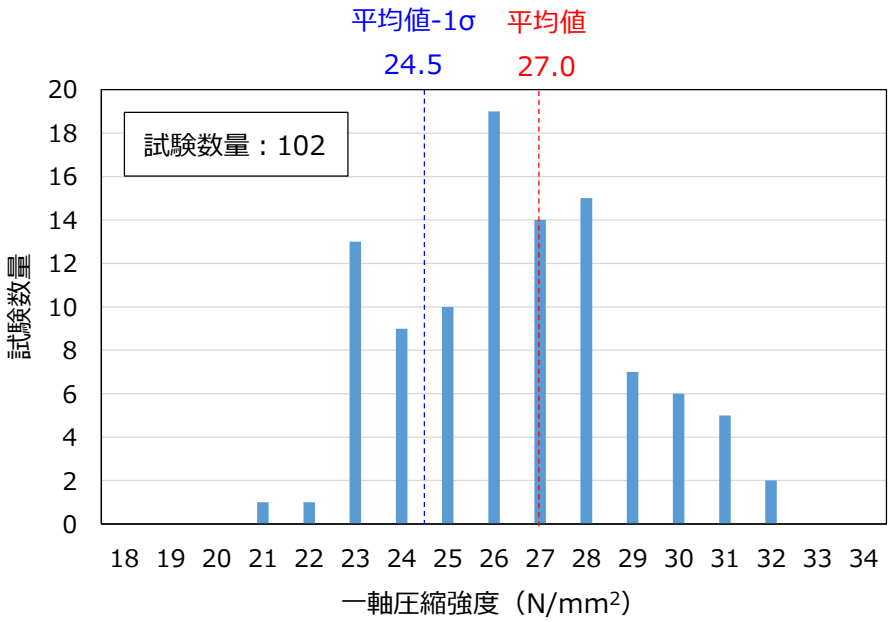
新設部分の主筋の定着部を模擬した引張試験を行うため，実験体のコンクリート及び鉄筋は実構造物と同等の物を使用した。実構造物の重力擁壁（基部コンクリート）の設計基準強度は 18N/mm² であるが，一軸圧縮強度の平均値が 27.0N/mm²，平均値－１σが 24.5N/mm² であることを踏まえ，実構造物における主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため，実験体のコンクリート強度は実構造物と同程度である 24N/mm² とした。

また，セメントミルクについては実構造物と同配合とし，本試験において実施した圧縮強度試験の平均値は 55N/mm² であった。

実験体の使用材料を表 3.3－2 に，実構造物及び実験体における一軸圧縮強度を図 3.3－6 に示す。図 3.3－6 より，実構造物及び実験体における一軸圧縮強度は同程度であることを確認した。

表 3.3－2　実構造物及び実験体の使用材料

使用材料	仕様	
	実構造物 重力擁壁（基部コンクリート）	実験体
コンクリート	設計基準強度　18N/mm²	設計基準強度　24N/mm²
	平均値　27.0N/mm² 平均値－１σ　24.5N/mm²	実験体①　24.5N/mm² 実験体②　26.3N/mm²
鉄筋（海側）	SD345，Ｄ51	SD345，Ｄ51
鉄筋（陸側）	SD345，Ｄ41	SD345，Ｄ41



（実構造物　重力擁壁（基部コンクリート））

一軸圧縮強度	
目標強度	24.0N/mm²
実験体①	24.5N/mm²
実験体②	26.3N/mm²

（実験体）

図 3.3－6　実構造物と実験体における一軸圧縮強度の比較

b.　鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

実構造物における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さは，海側の削孔径をφ75mm，削孔深さを 1,750mm，陸側の削孔径をφ65mm，削孔深さ 1,050mm で施工しているため，実験体における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さも同仕様とした。

実構造物と実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さを表 3.3－3 に示す。

表 3.3－3　実構造物及び実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所	鉄筋	削孔径	削孔深さ
実構造物	海側	D51	75mm	1,750mm
	陸側	D41	65mm	1,050mm
実験体	海側	D51	75mm	1,750mm
	陸側	D41	65mm	1,050mm

c.　へりあきの設定

陸側の主筋の定着部については，重力擁壁の基部コンクリートのへりあきが小さいことから，実構造のへりあきを陸側検討ケース 2 において設定した。なお，陸側検討ケース 1 のD41 鉄筋は，へりあきが定着部のコンクリートの損傷に影響しないよう，へりあき面からの距離を十分に確保し，陸側検討ケース 2 に鉄筋の定着部のコンクリートの損傷が生じた場合に，引張耐力に対するへりあきの影響を検証するために設定した。

実験体①及び実験体②のへりあきも設定を図 3.3－7 に示す。

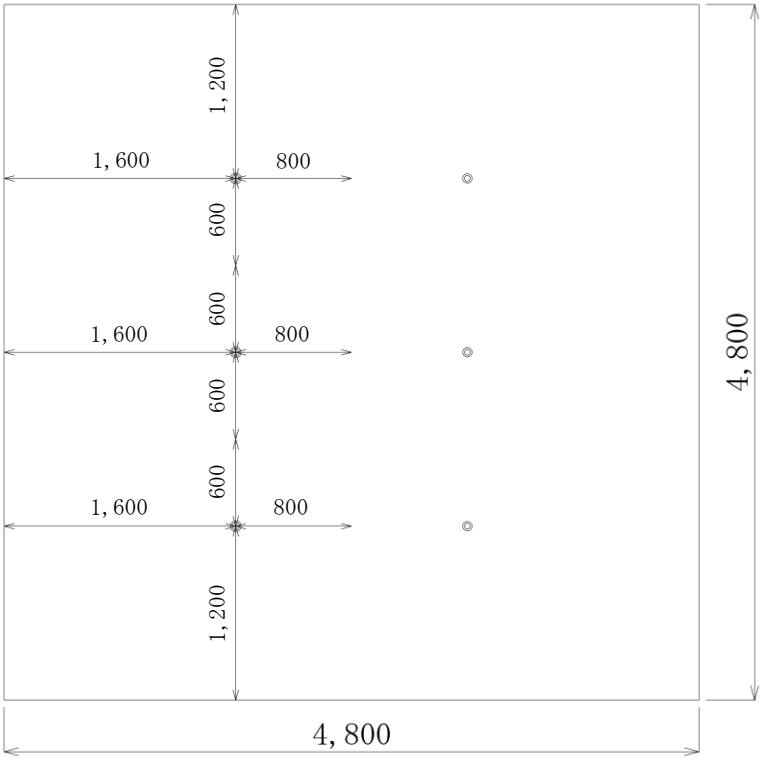


図 3.3－7(1)　実験体①（海側検討ケース）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

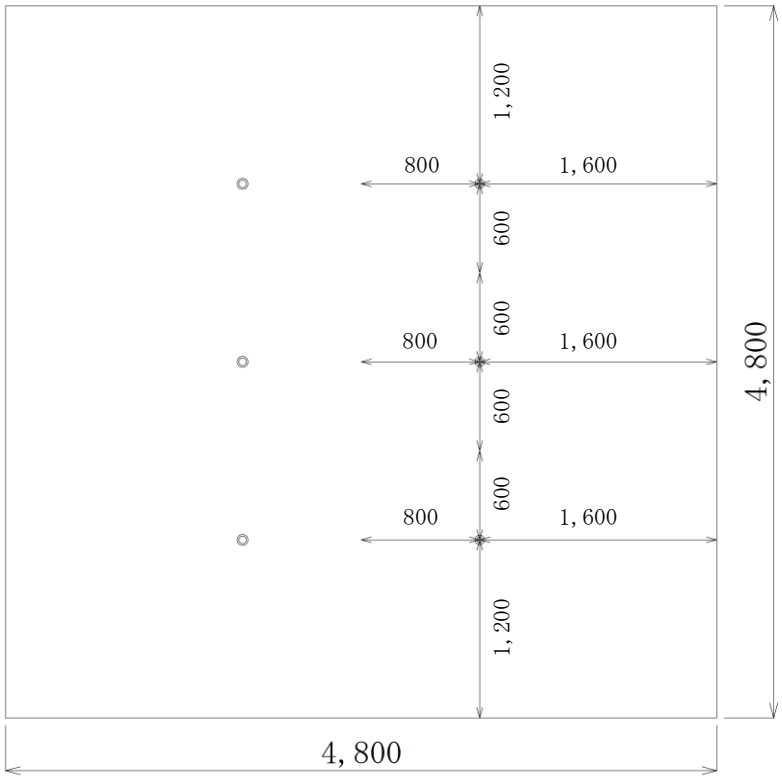


図 3.3－7(2)　実験体①（陸側検討ケース 1）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

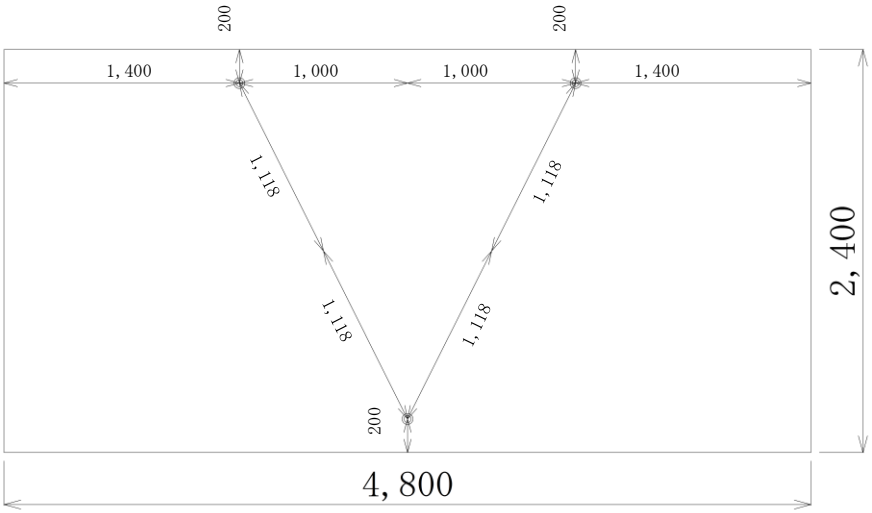


図 3.3－7(3)　実験体②（陸側検討ケース 2）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

(4)　計測

模型実験においては，鉄筋の引張荷重，鉄筋のひずみ及び油圧ジャッキの変位量を計測した。

ひずみゲージは，鉄筋定着後，実験体天端より 50mm 程度上方に設置した。

模型実験における載荷装置及び計測位置概要図を図 3.3－8 に，荷重載荷装置を図 3.3－9 に，計測機器設置状況を図 3.3－10 に，ひずみゲージの貼付位置を図 3.3－11 に示す。

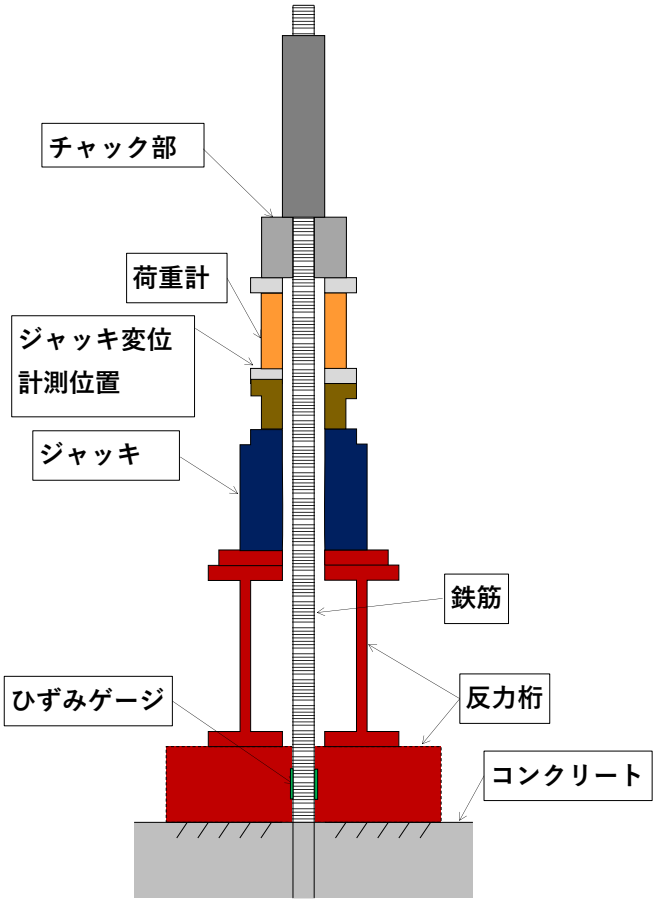


図 3.3－8　模型実験における載荷装置及び計測位置概要図

図 3.3－9　模型実験における荷重載荷装置

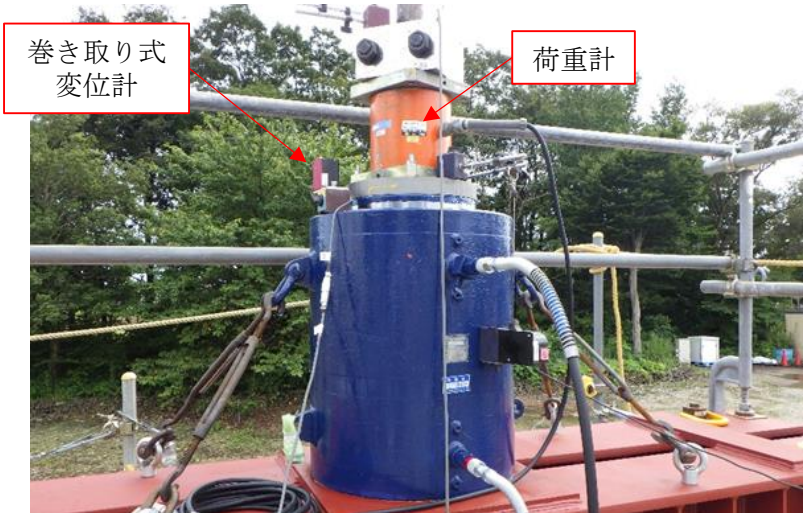


図 3.3－10　模型実験における計測機器設置状況

図 3.3－11　模型実験におけるひずみゲージ貼付け位置

(5)　模型実験結果

a.　海側検討ケースにおける実験結果

海側検討ケースにおける模型実験結果を図 3.3－12 に，模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3－13 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から，鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。また，鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず，コンクリートの表面は浮きはあるが，コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より，鉄筋定着部の破壊形態は，鉄筋の降伏と判断できる。

なお，図 3.3－8 に示すとおり，ジャッキ変位はジャッキ上部で計測しているため，チャック部から実験体コンクリート間の鉄筋の伸びを計測しているが，鉄筋ひずみは実験体のコンクリート上面の約 10cm 程度上部においてひずみゲージを用いて計測しているため，降伏後の挙動に見かけ上の差が生じたものと考えられる。

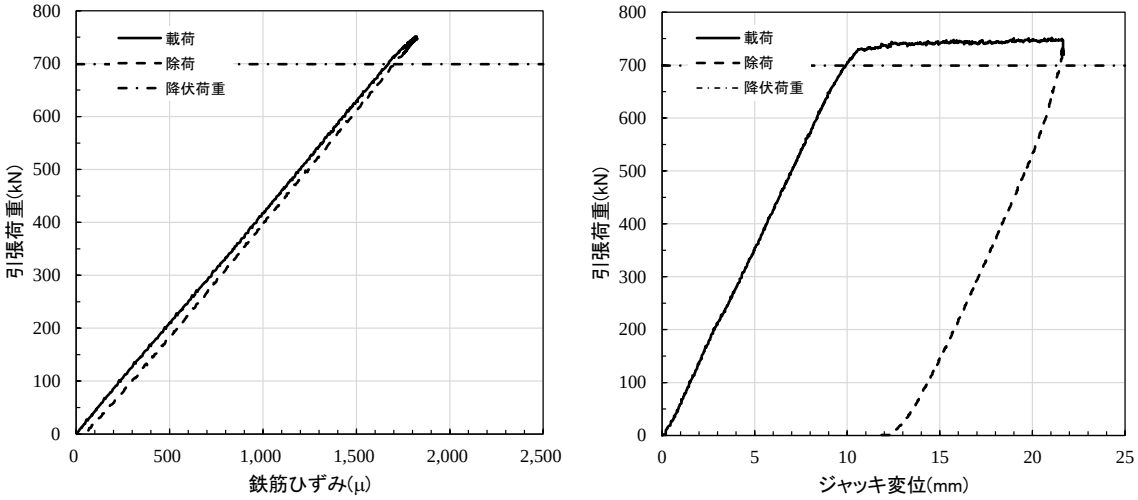


図 3.3－12（1）　模型実験結果（海側検討ケース，No.1）

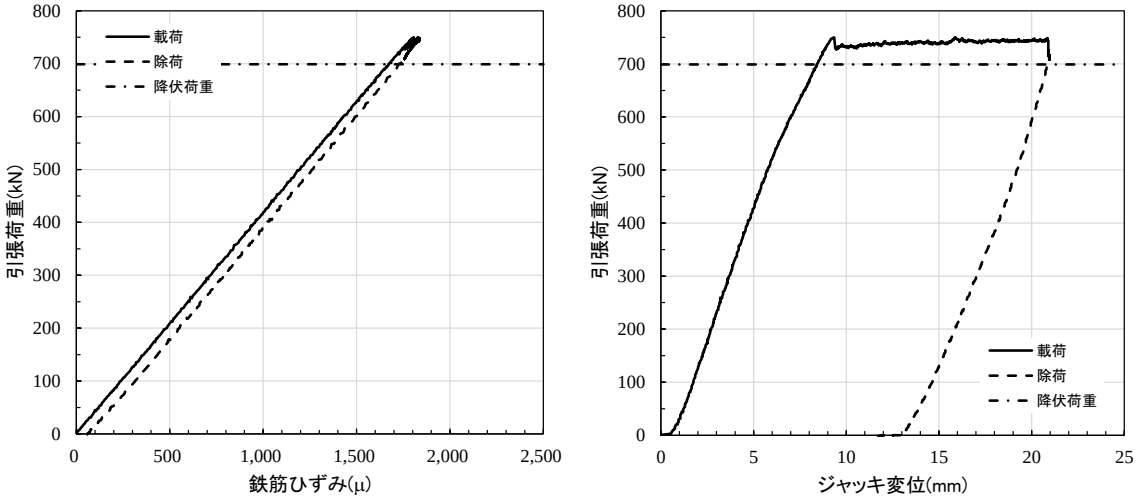


図 3.3－12（2）　模型実験結果（海側検討ケース，No.2）

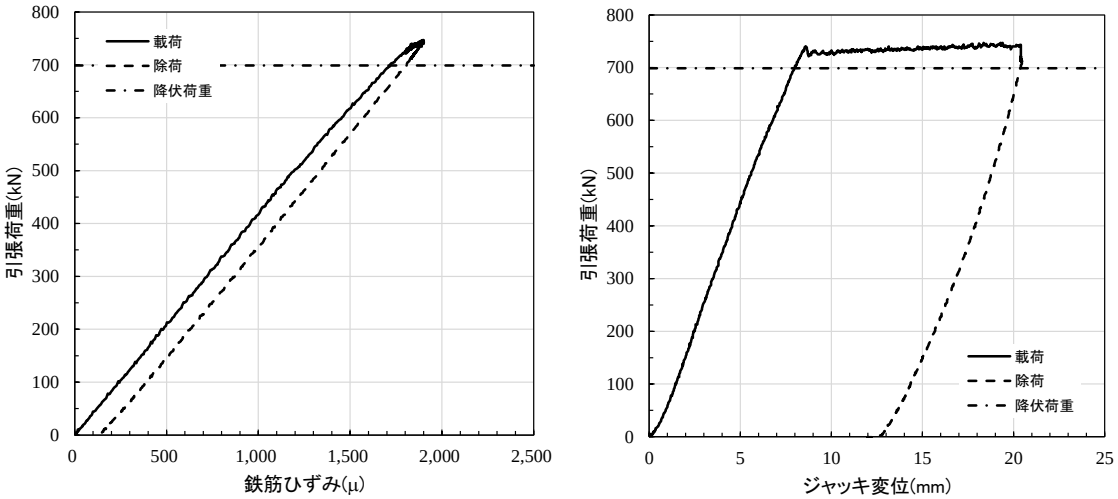
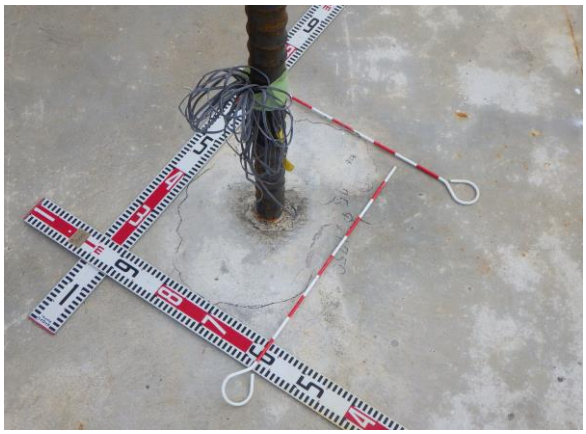


図 3.3－12（3）　模型実験結果（海側検討ケース，No.3）



(a) 「浮き」除去前

(b) 「浮き」除去後

図 3.3－13　模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（海側検討ケース，No.1）

b.　陸側検討ケース１における実験結果

陸側検討ケース１における模型実験結果を図 3.3－14 に，模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3－15 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から，鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず，コンクリートの表面は浮きはあるが，コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より，鉄筋定着部の破壊形態は，鉄筋の降伏と判断できる。

なお，ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については，海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

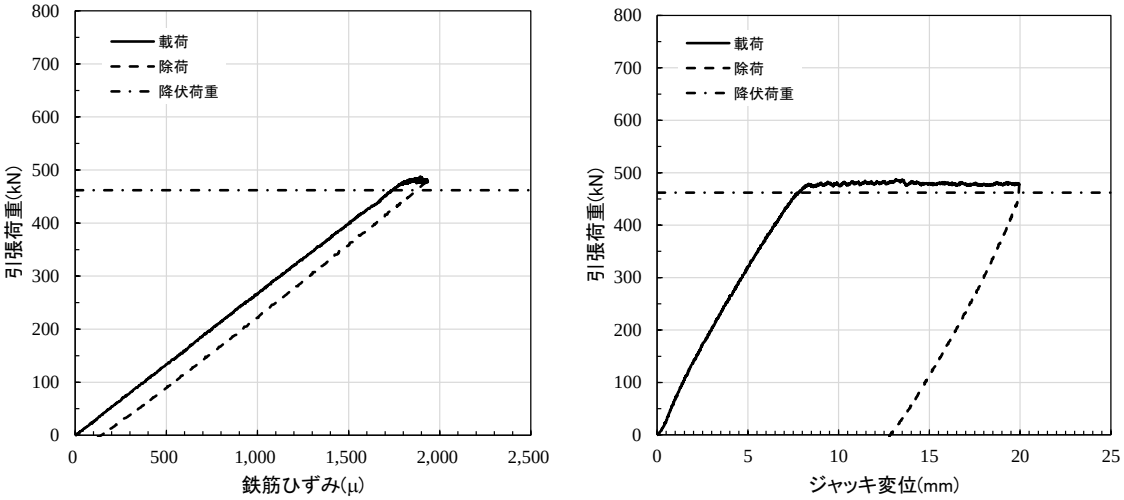


図 3.3－14（1）　模型実験結果（陸側検討ケース 1，No.1）

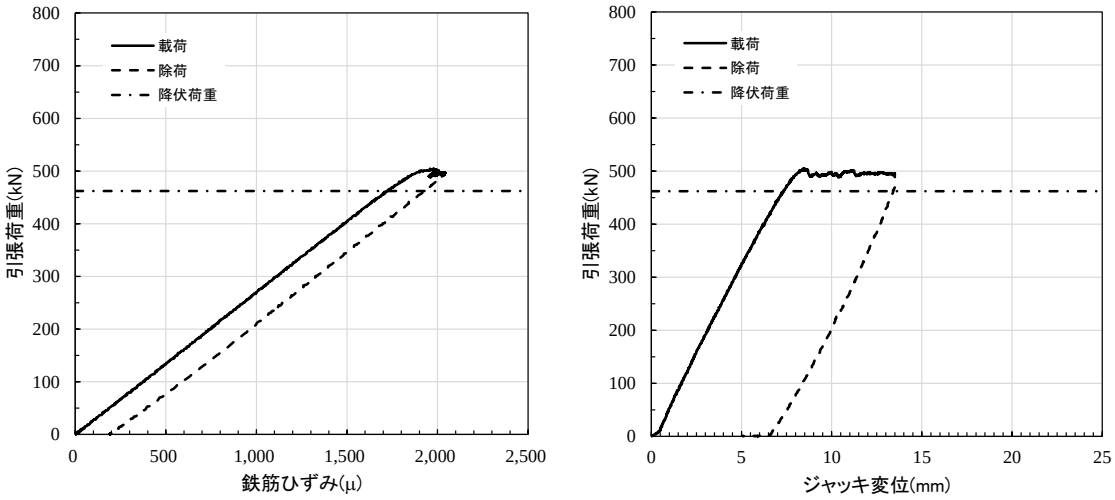


図 3.3－14（2）　模型実験結果（陸側検討ケース 1，No.2）

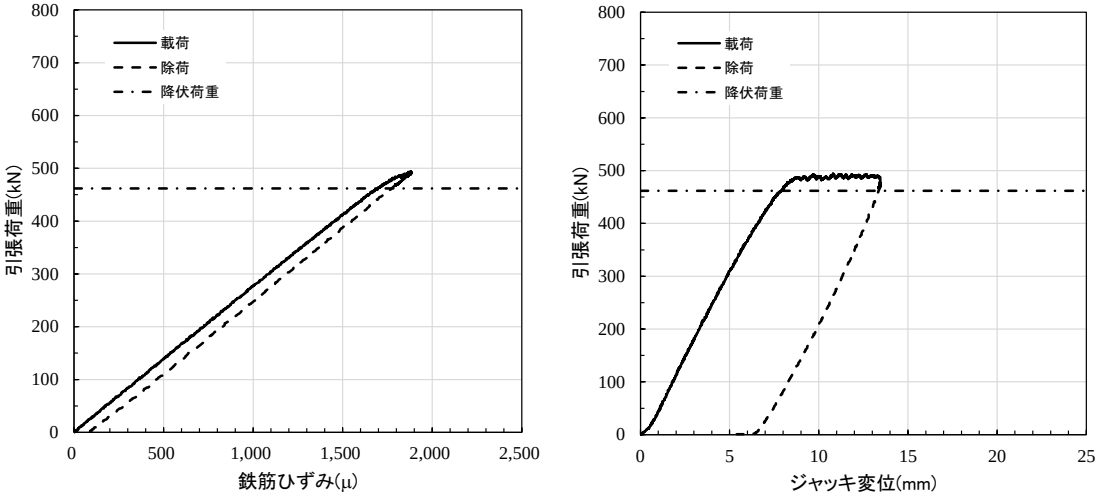


図 3.3－14（3）　模型実験結果（陸側検討ケース 1，No.3）

(a) 「浮き」除去前

(b) 「浮き」除去後

図 3.3－15　模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 1，No.1）

c.　陸側検討ケース 2 における実験結果

陸側検討ケース 2 における模型実験結果を図 3.3－16 に，模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3－17 に示す。示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から，鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず，コンクリートの表面は浮きはあるが，コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より，鉄筋定着部の破壊形態は，鉄筋の降伏と判断できる。

なお，ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については，海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

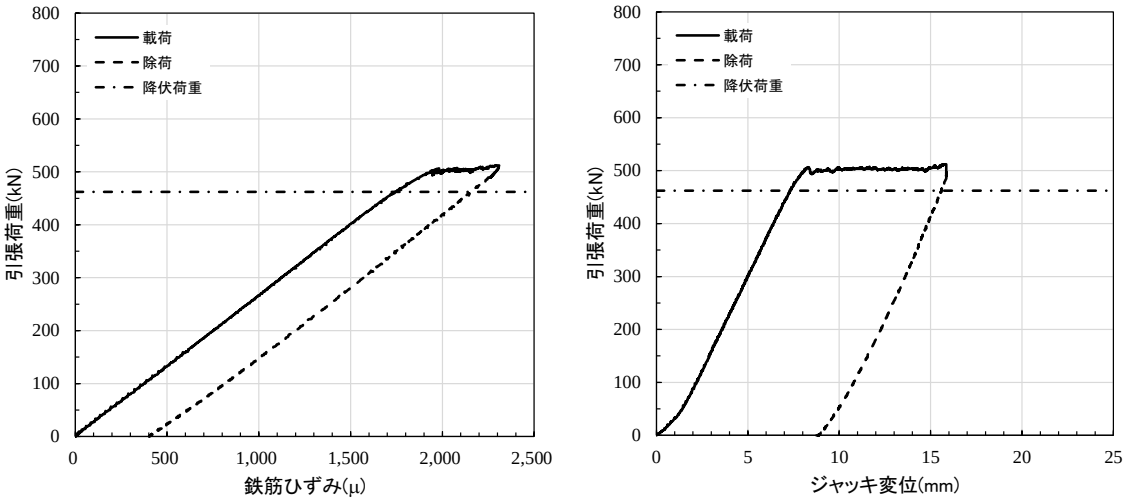


図 3.3－16（1）　模型実験結果（陸側検討ケース 2，No.1）

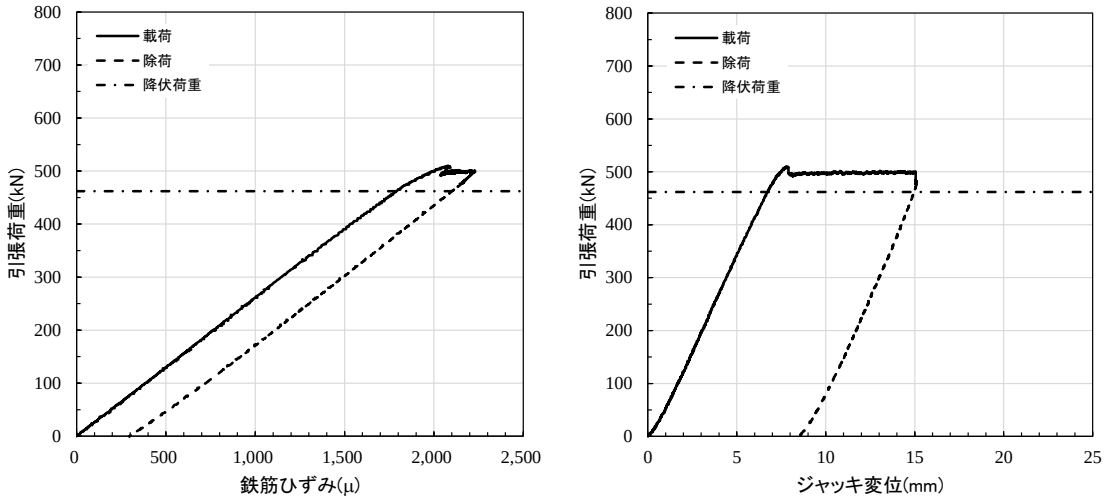


図 3.3－16（2）　模型実験結果（陸側検討ケース 2，No.2）

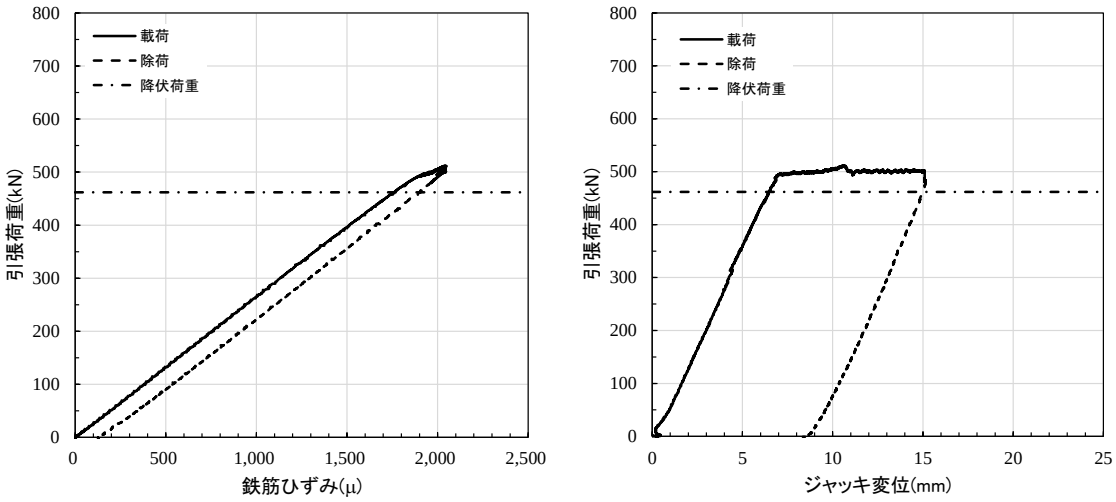
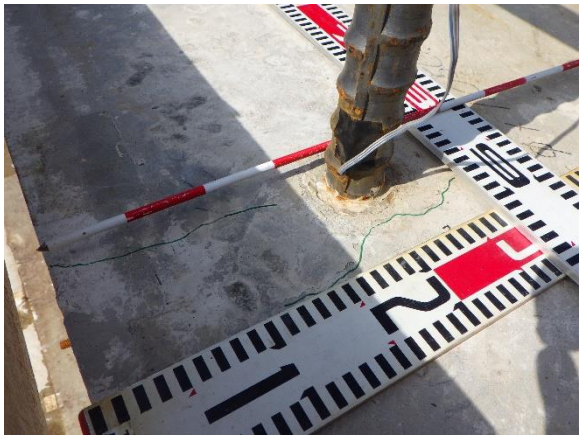


図 3.3－16（3）　模型実験結果（陸側検討ケース 2，No.3）



(a) 「浮き」除去前

(b) 「浮き」除去後

図 3.3－17　模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 2，No.3）

d.　実験結果のまとめ

重力擁壁のうち新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は，主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離が十分に確保されている海側主筋（D51）と，へりあきが最小で200mmの陸側主筋（D41）について，実構造物スケールの実験体を2体作成し，主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。海側主筋（D51）を対象とした実験については，実構造物を模擬し，へりあきの無い実験体により実施した。また，陸側主筋（D41）を対象とした実験については，へりあきを考慮しない実験体①及び実構造物のへりあきを考慮した実験体②により実施した。

いずれの実験ケースにおいても，鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じておらず，鉄筋定着部の破壊形態は，鉄筋の降伏と判断できる。

上記より，定着部の引張荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り，破壊形態として鉄筋降伏が先行すると判断できることから，陸側及び海側の主筋は基部コンクリートに十分定着していることを確認した。

4.　重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討

4.1　検討概要

断面内に新旧コンクリートの境界部を有する鉄筋コンクリート部材においては，地震荷重作用時に境界部分が破壊することによる，鉄筋コンクリート部材の破壊進展が懸念される。

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部分の破壊形態としては，境界部分が剥がれる引張破壊及び境界面が滑動するせん断破壊が考えられる。

ここでは，解析により重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部を設定したうえで，地震荷重が作用した際に，重力擁壁に曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じていないこと，並びに境界部分において部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認する。また，上記の確認を津波荷重に対しても実施し，重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

4.2　検討方法

4.2.1　検討方針

(1)　２次元有限要素法（有効応力解析）

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価で用いる２次元有限要素法（有効応力解析）により，重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部をモデル化したうえで，地震荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認するとともに，部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が境界部に生じていないことを確認する。

(2)　２次元材料非線形解析

既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した，材料非線形解析により，地震荷重又は津波荷重の作用時において，境界部の引張破壊及びせん断破壊の発生状況を踏まえて，境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

さらに，２次元材料非線形解析においては，地震荷重又は津波荷重を超える荷重を作用させるプッシュオーバー解析を実施し，重力擁壁のコンクリート，鉄筋及び新設部分と既設部分の境界部に生じる破壊状況を確認する。

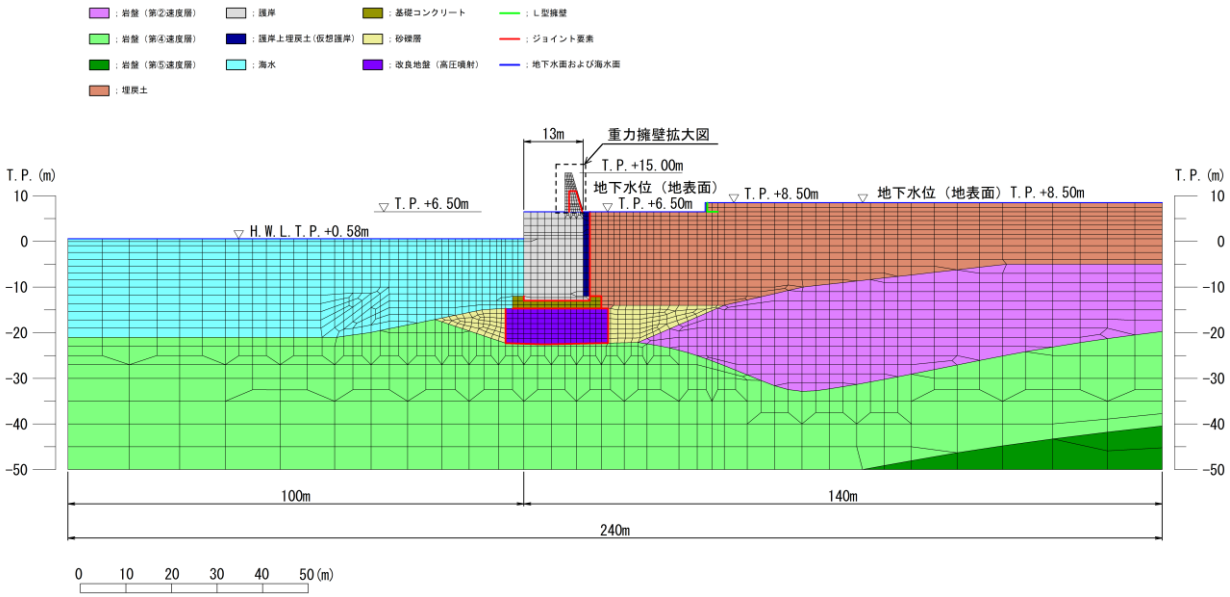
4.2.2　２次元有限要素法（有効応力解析）

(1)　解析手法

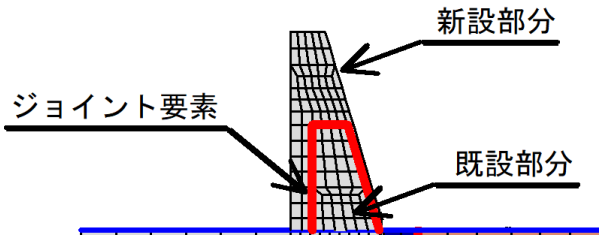
２次元有限要素法（有効応力解析）については，「3.2　解析方法」に記載している解析コード「ＦＬＩＰ」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，VI－5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(2)　解析モデル

解析モデルは，「3.2.8　解析モデル及び諸元」に記載している解析モデルを基本とするが，重力擁壁部分において既設部分と新設部分の境界部にジョイント要素を設定した。解析モデル図を図 4.2－1 に示す。



(a)　解析モデル全体図



(b)　重力擁壁拡大図

図 4.2－1　２次元有限要素法の解析モデル

(3)　解析条件

解析条件は，「3.2.8　解析モデル及び諸元」に記載している解析条件を基本とする。

重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料を表 4.2－1 に示す。重力擁壁における既設部分と新設部分の境界部のジョイント要素の設定を表4.2－2に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は，解析上安定するよう，表 4.2－1 に示すコンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定する。

引張強度については，重力擁壁の新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に，管理基準値としていた付着強度 1.5 N/mm^{2}を引張強度として設定する。

せん断強度については，重力擁壁の新設部分の打設前に，既設部分の目荒らし処理をバキュームブラストにより行い，一体化を図っていることを踏まえて設定する。設定にあたっては，表 4.2－3 に示す文献に示された実験結果から，2.0N/mm^{2}から 4.36N/mm^{2}までのせん断強度が報告されていることを踏まえ，安全側にせん断強度は 1.5N/mm^{2}を設定した。

表 4.2－1　重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料

使用材料		既設部分	新設部分
コンクリート	設計基準強度 (N/mm^2)	21.0	24.0
	ヤング係数 (N/mm^2)	2.35×10^4	2.5×10^4

表 4.2－2(1)　ジョイント要素（面直方向）の設定

軸剛性（N/mm^2）	引張強度(N/mm^2)
1.00×10^5	1.5*

注記*：設定した引張強度については，「コンクリート標準示方書 2017」に記載されたコンクリートの引張強度算定式（$0.23\times f'ck^{2/3}$）に基づく，設計基準強度 21 N/mm^{2}のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm^{2}と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2－2(2)　ジョイント要素（すべり方向）の設定

せん断剛性（N/mm^2）	せん断強度(N/mm^2)
1.00×10^5	1.5*

注記*：表 4.2－3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち，最小となるせん断強度 2.0N/mm^2 は設計基準強度 24N/mm^2 に対する強度であることから，重力擁壁の設計基準強度 21N/mm^2 に相当するせん断強度は 2.0 N/mm^2 ×21÷24＝1.75N/mm^2 が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm^2 としている。

表 4.2－3　ジョイント要素のせん断強度設定に係る参考文献

参考文献	記載内容
榎原ら（2014）*1	コンクリート打継面のチッピング処理を行い，粗面仕上げを施した試験体（f'ck=24N/mm^2）について一面せん断試験を行い，得られた打継目の純せん断強度は 4.36N/mm^2 となった。
松田ら（2003）*2	旧コンクリート（圧縮強度 24.2N/mm^2）に対しブラッシング処理により打継処理を行い，新コンクリート（圧縮強度 13.4N/mm^2）を打設して一面せん断試験を行って得られたせん断付着強度は 2.0N/mm^2 となった。
新村ら（2009）*3	設計基準強度 24N/mm^2 のコンクリートにおいて，ブラスト処理により打継処理を行い，二面せん断試験を行って得られたせん断強度は，約 2.1N/mm^2 となった。

注記*1：榎原彩野，村上祐治，木村聡，諫山吾郎：鉛直打継処理方法の違いがコンクリートの直接引張強度およびせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.36，No.1，pp.358-363，2014.

*2：松田浩，崎山毅，森田千尋，荒田新吾，出水亨，牧野高平：コンクリート打継部のせん断付着性状に関する研究，土木学会第 58 回年次学術講演会，pp.267-268，2003.

*3：新村亮，谷田部勝博，桜井邦昭：各種鉛直打継処理方法の性能評価実験，土木学会第 64 回年次学術講演会，pp.691-692，2009.

(4)　荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は，地震荷重，風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は，津波荷重，漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重とする。

地震荷重は基準地震動Ｓｓとし，「3.2.7　入力地震動」の入力地震動を用いる。実施する解析ケースについては，２次元有限要素法の全解析ケースのうち，荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において，重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。重力擁壁下端においては，曲げ・軸力系の破壊に対する照査が厳しいことから，せん断破壊に対する照査は曲げ・軸力系の照査に代表されるものとし，本検討を行う。選定した解析ケースを表 4.2－4 に示す。これらの解析ケースの地盤物性は，平均値とする。

表 4.2－4　２次元有限要素法の地震荷重における入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ･軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ･軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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。

津波荷重については，防波壁前面における入力津波水位 EL　11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL　12.6m を用いることとし，その標高と防波壁前面の地盤標高である EL 6.5m の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし，朝倉式に基づき，その３倍を考慮して算定する。算定した津波荷重の総水平荷重は 421kN となる。また，漂流物衝突荷重については，「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」より 430kN/m を作用させる。

風荷重及び積雪荷重は，「3.2.6　荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。

２次元有限要素法（有効応力解析）における解析ケースを表 4.2－5 に示す。

表 4.2－5　２次元有限要素法の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	A	Ｓｓ－Ｄ（－＋）
	B	Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）
津波荷重作用時		津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重

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。

4.2.3　２次元材料非線形解析

(1)　解析手法

２次元材料非線形解析については，解析コード「ＦＩＮＡＳ/ＳＴＡＲ」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。

解析手順は，自重による静的解析を行ったうえで，地震荷重を作用させてプッシュオーバー解析を行う。

(2)　解析モデル

重力擁壁を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては，図 4.2－2 に示すとおり，鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し，付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については，鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと，及び３層以上の分割数をとる場合，解析結果に大きな差異が生じないことから３層以上に設定することとする。

具体的には，鉄筋を含む要素は，鉄筋を中心としてかぶり厚さの２倍とし，無筋領域については，要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお，対象とする構造部材に接合する部材として擁壁下部のコンクリートを弾性要素でモデル化し，モデル端部を固定境界とする。

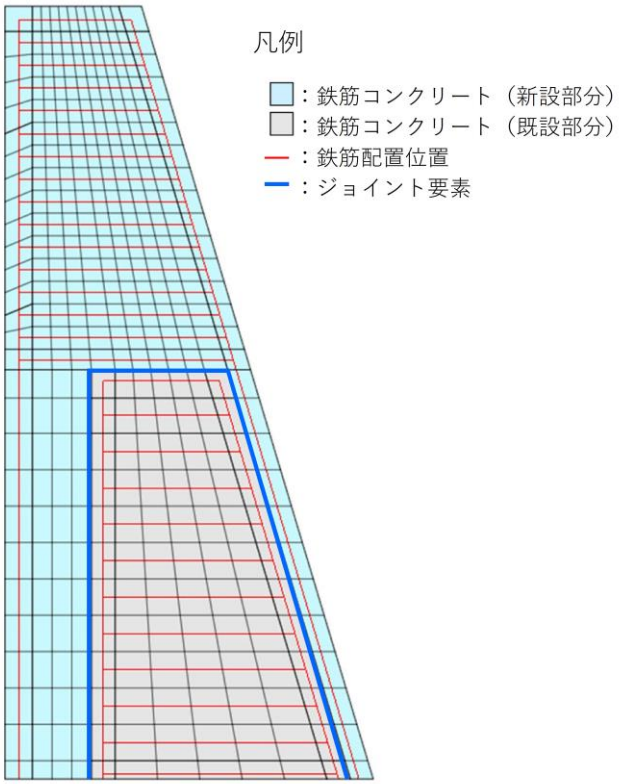


図 4.2－2　２次元材料非線形解析モデル図

(3)　解析条件

a.　適用基準

材料非線形解析については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能詳細指針・マニュアル（土木学会， 2005）」及び「コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2012 年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）に基づき実施する。

b.　材料定数

材料非線形解析に用いる材料定数は，文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4.2－5 及び表 4.2－6 に示す。

表 4.2－5　コンクリートの材料定数

項目	設定値	諸元
単位体積重量	24.0kN/m^3	コンクリート標準示方書 2012
圧縮強度	新設部分 24.0N/mm^2 既設部分 21.0N/mm^2	設計基準強度
引張強度	新設部分 1.91 N/mm^2 既設部分 1.75 N/mm^2	引張強度
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	新設部分 0.07830 N/mm 既設部分 0.07489 N/mm	コンクリート標準示方書 2012

表 4.2－6　鉄筋の材料定数

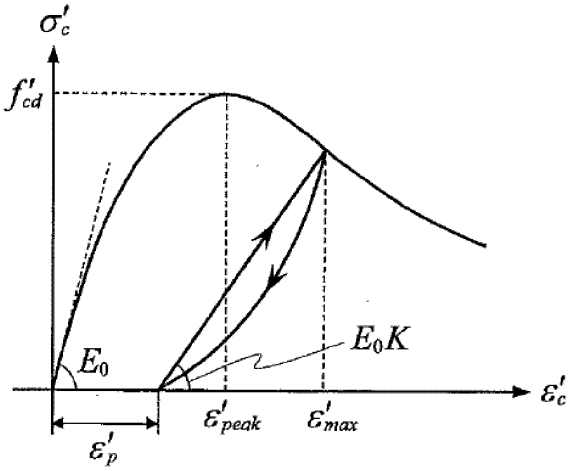
項目		設定値	諸元
ヤング係数		2.0×10^{5}N/mm^2	コンクリート標準示方書 2012
降伏強度	主鉄筋	345N/mm^2	コンクリート標準示方書 2012
	せん断補強筋	345N/mm^2	コンクリート標準示方書 2012

c.　コンクリート

(a)　圧縮応力下における応力－ひずみ関係

図 4.2－3 に一軸圧縮応力下における応力－ひずみ関係を示す。圧縮応力下の応力－ひずみの骨格曲線は，最大応力点までの硬化域と，最大応力点を超えた軟化域で表され，残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。また，ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については，図 4.2－4 に示す。

低減係数を破壊パラメータに乗じることで，ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp\left\{-0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}}\left(1 - \exp\left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}}\right)\right)\right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak}\left\{1 - \exp\left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}}\right)\right\}$$

ここに，$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} ：圧縮強度に対応するひずみ（一般に，0.002 としてもよい）

ε'_{max} ：過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p ：塑性ひずみ

K ：弾性剛性残存率

図 4.2－3　一軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力－ひずみ関係
（「コンクリート標準示方書［設計編］（土木学会，2017 年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）より引用）

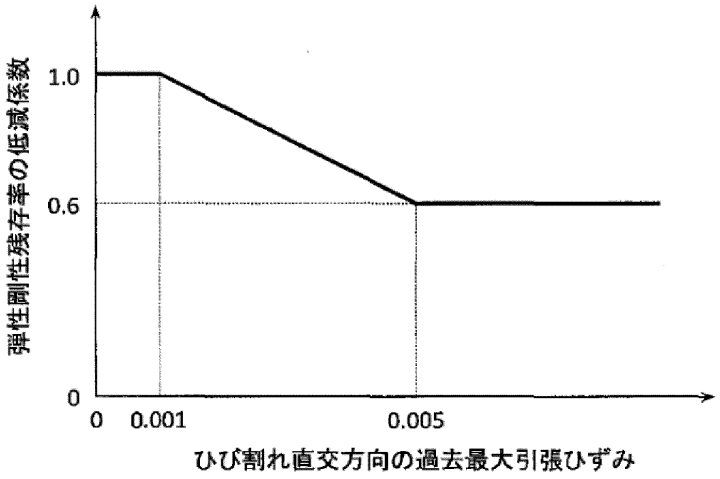


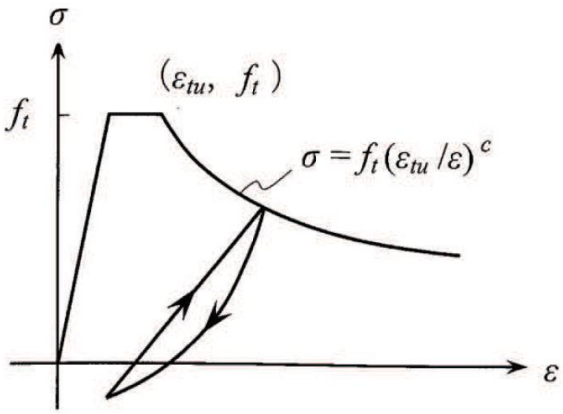
図 4.2－4　弾性剛性残存率の低減係数

（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

(b)　引張応力下における応力－ひずみ関係

引張応力下における応力－ひずみ関係は，ひび割れ発生までは線形弾性とし，ひび割れ強度以降は，鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し，図 4.2－5 に示す骨格曲線を用いて，ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では，引張軟化挙動は，破壊エネルギーによって代表される。引張軟化挙動の考慮にあたっては，図 4.2－6 に示す引張軟化曲線を設定する。



ここに，f_t　：引張強度

ε_{tu}　：引張軟化開始ひずみ

c　　：引張軟化特性を表す係数

図 4.2－5　引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力－ひずみ関係（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

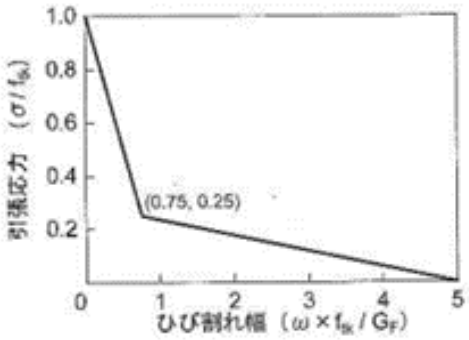
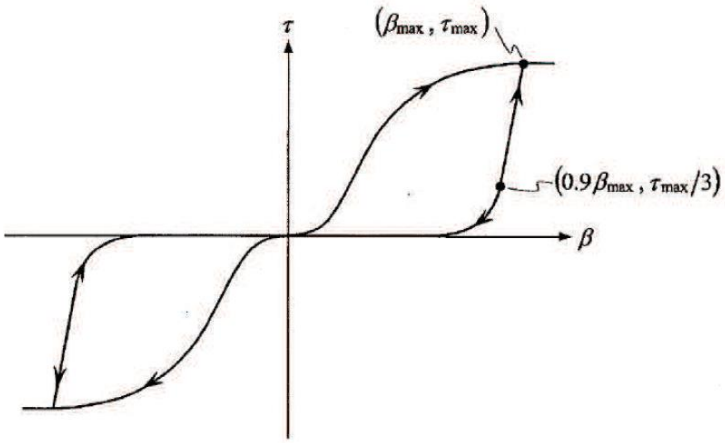


図 4.2－6　コンクリートの破壊エネルギー（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

(c)　ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは，ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は，斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため，図 4.2－7 に示すとおり，ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし，コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに，β ：ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比（γ / ε）

τ ：ひび割れ面でのせん断応力

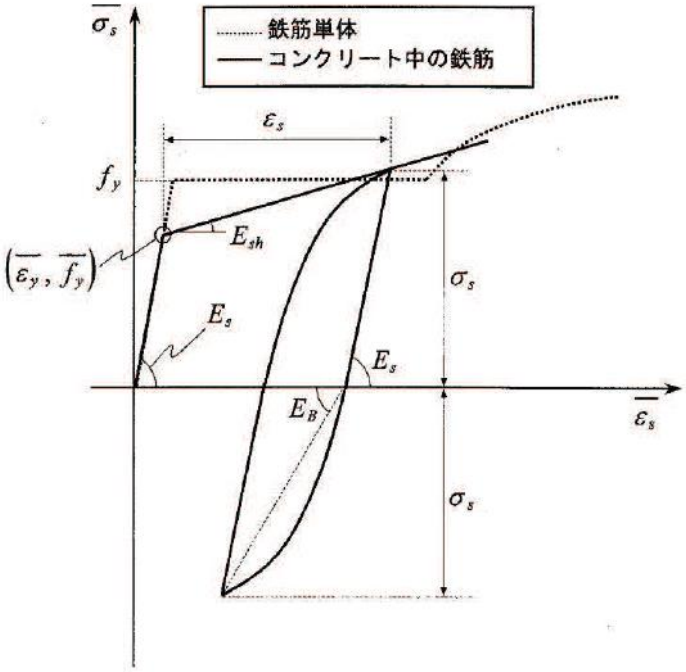
τ_{max} ：除荷開始時せん断応力

β_{max} ：除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4.2－7　ひび割れ面でのせん断伝達モデル
（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

d.　鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係は，単体鉄筋の応力－ひずみ関係と異なり，図 4.2－8 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\overline{\sigma_s} = E_s \overline{\varepsilon_s} \qquad \left(\overline{\varepsilon_s} \leq \overline{\varepsilon_y}\right)$$

$$= \overline{f_y} + E_{sh}\left(\overline{\varepsilon_s} - \overline{\varepsilon_s}\right) \qquad \left(\overline{\varepsilon_y} < \overline{\varepsilon_s}\right)$$

ここに，$\overline{\sigma_s}$：コンクリート中における鉄筋の平均応力

$\overline{\varepsilon_s}$：コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ

f_y：鉄筋単体の降伏強度

E_s：鉄筋のヤング率

$\overline{f_y}$：コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度

$\overline{\varepsilon_y}$：コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ

$\overline{E_{sh}}$：コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 4.2－8　ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係
（「コンクリート標準示方書 2012」より引用）

e.　鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として，鉄筋コンクリート要素の中心に取り込むことにより，鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は以下の式で表される。

$$\overline{\sigma_{RC}} = \frac{A_S}{A_{RC}}\overline{\sigma_S} + \frac{A_S}{A_{RC}}\overline{\sigma_C}$$

ここに，$\overline{\sigma_S}$，$\overline{\sigma_C}$　：それぞれ鉄筋とコンクリートの平面応力

A_s，A_c：それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積，

$A_{RC} = A_s + A_c$

f.　新設部分と既設部分の境界部のモデル化

新設部分と既設部分の境界部については，接触，剥離及びすべりを設定するため，ジョイント要素を設定する。ジョイント要素の特性値を表 4.2－7 に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は，解析上安定するよう，コンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定した。

引張強度については，新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に，「4.2.2　2 次元有限要素法（有効応力解析）」と同じ引張強度を設定した。

せん断強度については，新設部分の打設前に既設部分の目荒らし処理を行い，一体化を図っていることを踏まえ，「4.2.2　2 次元有限要素法（有効応力解析）」と同じせん断強度を設定した。

表 4.2－7(1)　ジョイント要素（面直方向）の特性値

軸剛性（N/mm^2）	引張強度（N/mm^2）
1.00×10^7	1.5*

注記*：設定した引張強度については，「コンクリート標準示方書 2017」に記載されたコンクリートの引張強度算定式（$0.23\times f'ck^{2/3}$）に基づく，設計基準強度 21 N/mm^2 のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm^2 と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2－7(2)　ジョイント要素（すべり方向）の特性値

せん断剛性（N/mm^2）	せん断強度(N/mm^2)
1.00×10^7	1.5*

注記*：表 4.2－3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち，最も低いせん断強度 2.0N/mm^2 は設計基準強度 24N/mm^2 に対する強度であることから，重力擁壁の設計基準強度 21N/mm^2 に相当するせん断強度は 2.0 N/mm^2 ×21÷24＝1.75N/mm^2 が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm^2 としている。

(4)　荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は，地震荷重，風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は，津波荷重，漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重とする。

プッシュオーバー解析においては，地震荷重又は津波荷重を基に荷重を割り増して作用させる。

地震荷重は基準地震動Ｓｓとし，「3.2.7　入力地震動」の２次元有限要素法による応答加速度から算定する。応答加速度に重力擁壁の重量を乗じて慣性力とし，水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。応答加速度を抽出する解析ケースについては，２次元有限要素法の全解析ケースのうち，荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。選定した解析ケースを表 4.2－8 に示す。

表 4.2－8　地震時の入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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。

津波荷重及び漂流物衝突荷重については，「4.2.3(4)　荷重及び荷重の組合せ」と同様とし，津波荷重は朝倉式により算定した津波荷重（総水平荷重 421kN）を，漂流物衝突荷重（430kN）を用いる。

風荷重及び積雪荷重は，「3.2.6　荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。

２次元材料非線形解析における解析ケースを表 4.2－9 に示す。

表 4.2－9　２次元材料非線形解析の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	①	Ｓｓ－Ｄ（－＋）
	②	Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）
	①－１	Ｓｓ－Ｄ（－＋）に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（海側）せん断破壊時】
	②－１	Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（天端）せん断破壊時】
津波荷重 作用時	①	津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重
	①－１	津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界（天端）せん断破壊時】

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。

4.3　解析結果

4.3.1　２次元有限要素法

２次元有限要素法の結果として，地震荷重の作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認する。

評価は「3.2.11　評価方法」と同様の方法により実施する。

評価位置は，図 4.3.1－1 に示すとおり，曲げモーメント及び水平荷重が最大となる重力擁壁下端及び，境界面のすべり破壊の影響を受けることが懸念される既設部分の上端高さとする。

重力擁壁の新設部分と既設部分の境界を考慮した２次元有限要素法による曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する評価結果を表 4.3.1－1 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

また，評価時刻における重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の引張及びせん断応力の発生状況を図 4.3.1－2 に示す。これらより，地震荷重作用時には，境界部の破壊が生じていないことを確認した。

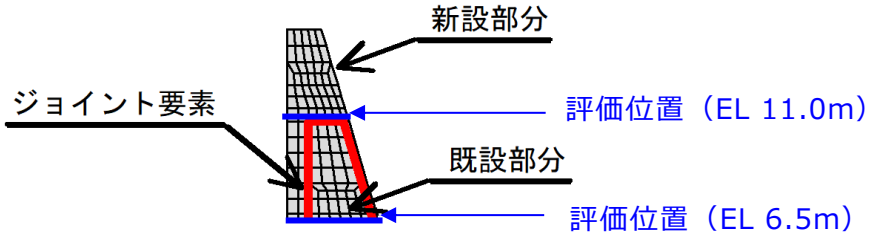


図 4.3.1－1　評価位置

表 4.3.1－1(1)　コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（EL 6.5m）
（地震時Ａ：24.01 秒，地震時Ｂ：8.07 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
		曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm²)	σ_{ca}(N/mm²)	σ_c/σ_{ca}
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	A	5,116	1,518	3.6	13.5	0.27
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	B	4,813	1,729	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1－1(2)　コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（EL 11.0m）
（地震時Ａ：24.01 秒，地震時Ｂ：8.07 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
		曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm²)	σ_{ca}(N/mm²)	σ_c/σ_{ca}
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	A	1,193	426	0.845	13.5	0.07
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	B	1,223	613	0.816	13.5	0.07

表 4.3.1－1(3)　鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（EL 6.5m）

（地震時Ａ：24.01 秒，地震時Ｂ：：8.07 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ引張応力度 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
		曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)			
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	Ａ	5,116	1,518	129	294	0.44
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	Ｂ	4,813	1,729	103	294	0.35

表 4.3.1－1(4)　鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（EL 11.0m）

（地震時Ａ：24.01 秒，地震時Ｂ：8.07 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ引張応力度 σ_s(N/mm^2)	短期許容応力度 σ_{sa}(N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
		曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)			
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	Ａ	1,193	426	15.2	294	0.06
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	Ｂ	1,223	613	8.3	294	0.03

表 4.3.1－1(5)　せん断破壊に対する照査結果（EL 6.5m）

（地震時Ａ：10.00 秒，地震時Ｂ：7.66 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
		せん断力 Q(kN)			
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	Ａ	1,008	0.258	0.64	0.41
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	Ｂ	1,026	0.263	0.64	0.42

表 4.3.1－1(6)　せん断破壊に対する照査結果（EL 11.0m）

（地震時Ａ：10.00 秒，地震時Ｂ：7.66 秒）

地震動	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_c(N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{ca}(N/mm^2)	照査値 τ_c/τ_{ca}
		せん断力 Q(kN)			
Ｓｓ－Ｄ（－＋）	Ａ	526	0.195	0.64	0.31
Ｓｓ－Ｎ１（＋＋）	Ｂ	557	0.206	0.64	0.33

表 4.3.1－1(7)　コンクリートの曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果（EL 6.5m）（津波時）

発生断面力		曲げ圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm^2)	σ_{ca}(N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
1,372	-658	0.5	13.5	0.04

表 4.3.1－1(8)　コンクリートの曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果（EL 11.0m）（津波時）

発生断面力		曲げ圧縮応力度	短期許容応力度	照査値
曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm^2)	σ_{ca}(N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
0.3	468	0.1	13.5	0.01

表 4.3.1－1(9)　鉄筋の曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果（EL 6.5m）（津波時）

発生断面力		曲げ引張応力度	短期許容応力度	照査値
曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm^2)	σ_{ca}(N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
1,372	-658	74.0	294	0.26

表 4.3.1－1(10)　鉄筋の曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果（EL 11.0m）（津波時）

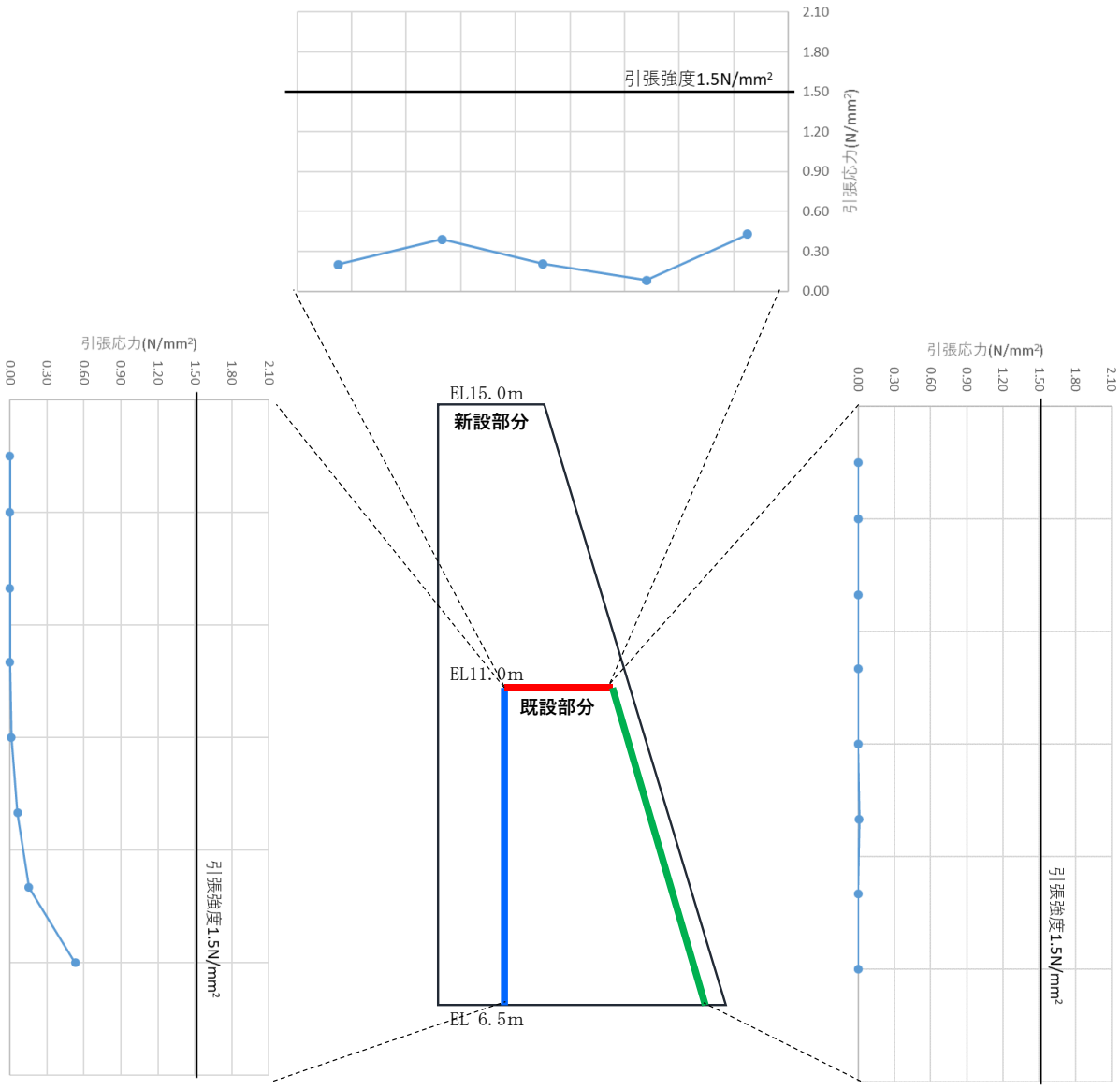
発生断面力		曲げ引張応力度	短期許容応力度	照査値
曲げモーメント M(kN･m)	軸力 N(kN)	σ_c(N/mm^2)	σ_{ca}(N/mm^2)	σ_c/σ_{ca}
0.3	468	0.0	294	0.0

表 4.3.1－1(11)　せん断破壊に対する照査結果（EL 6.5m）（津波時）

発生断面力	せん断応力度	短期許容応力度	照査値
せん断力 Q(kN)	τ_c(N/mm^2)	τ_{ca}(N/mm^2)	τ_c/τ_{ca}
8.35	0.003	0.64	0.01

表 4.3.1－1(12)　せん断破壊に対する照査結果（EL 11.0m）（津波時）

発生断面力	せん断応力度	短期許容応力度	照査値
せん断力 Q(kN)	τ_c(N/mm^2)	τ_{ca}(N/mm^2)	τ_c/τ_{ca}
309	0.114	0.64	0.18



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(1)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（引張応力）

（地震時Ａ：24.01 秒）

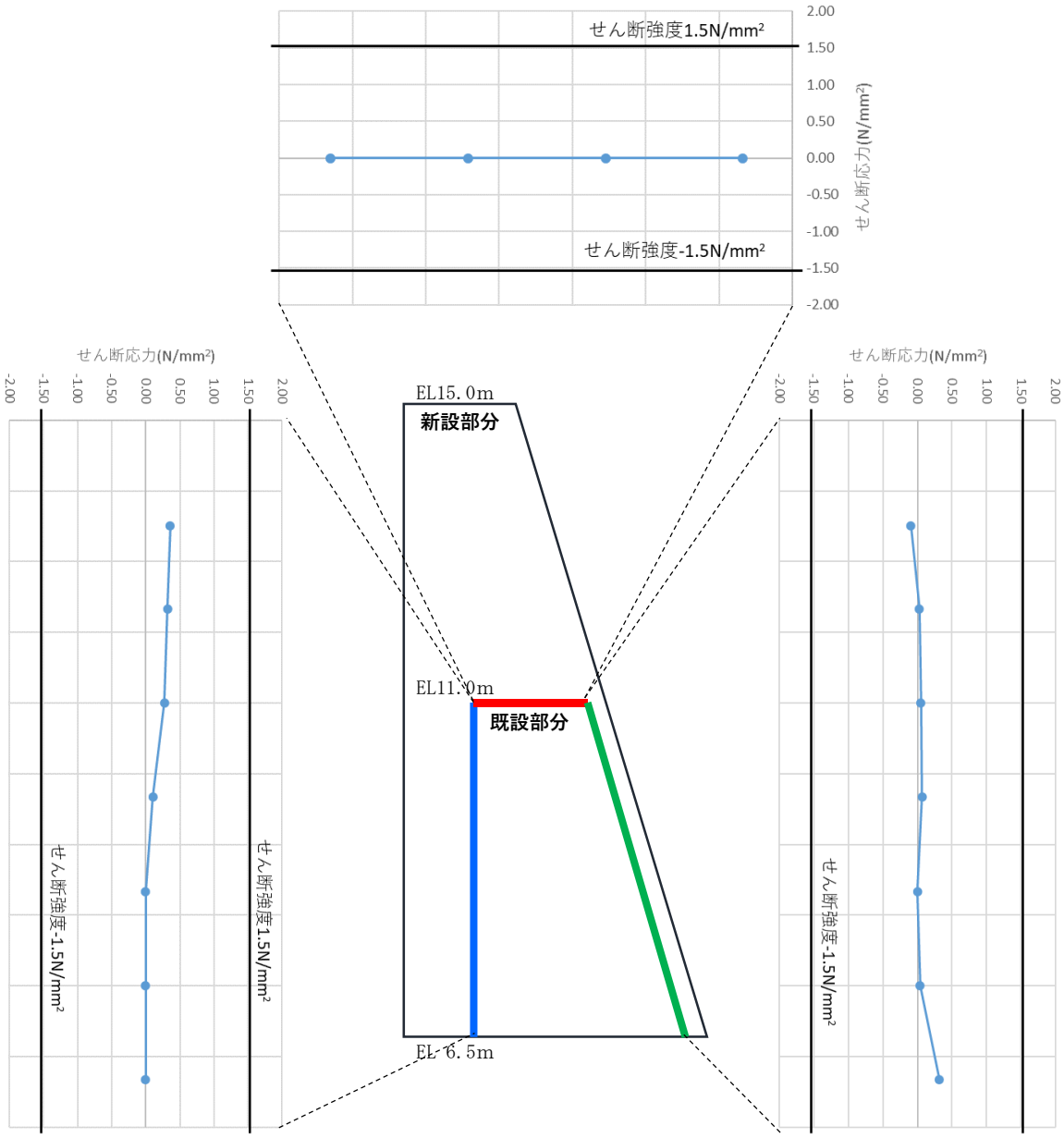
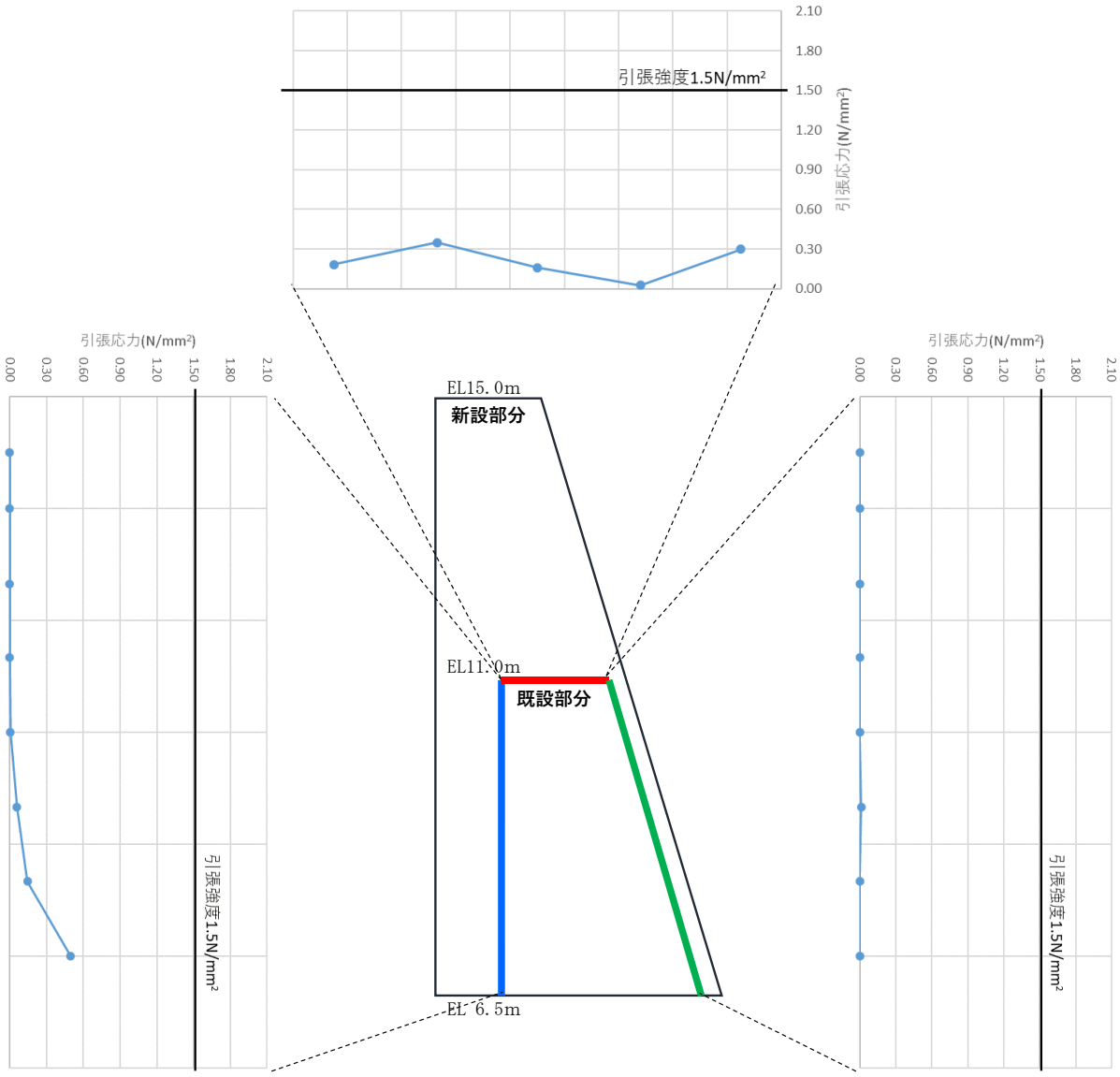


図 4.3.1－2(2)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）

（地震時Ａ：24.01 秒）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(3)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（引張応力）

（地震時Ｂ：8.07 秒）

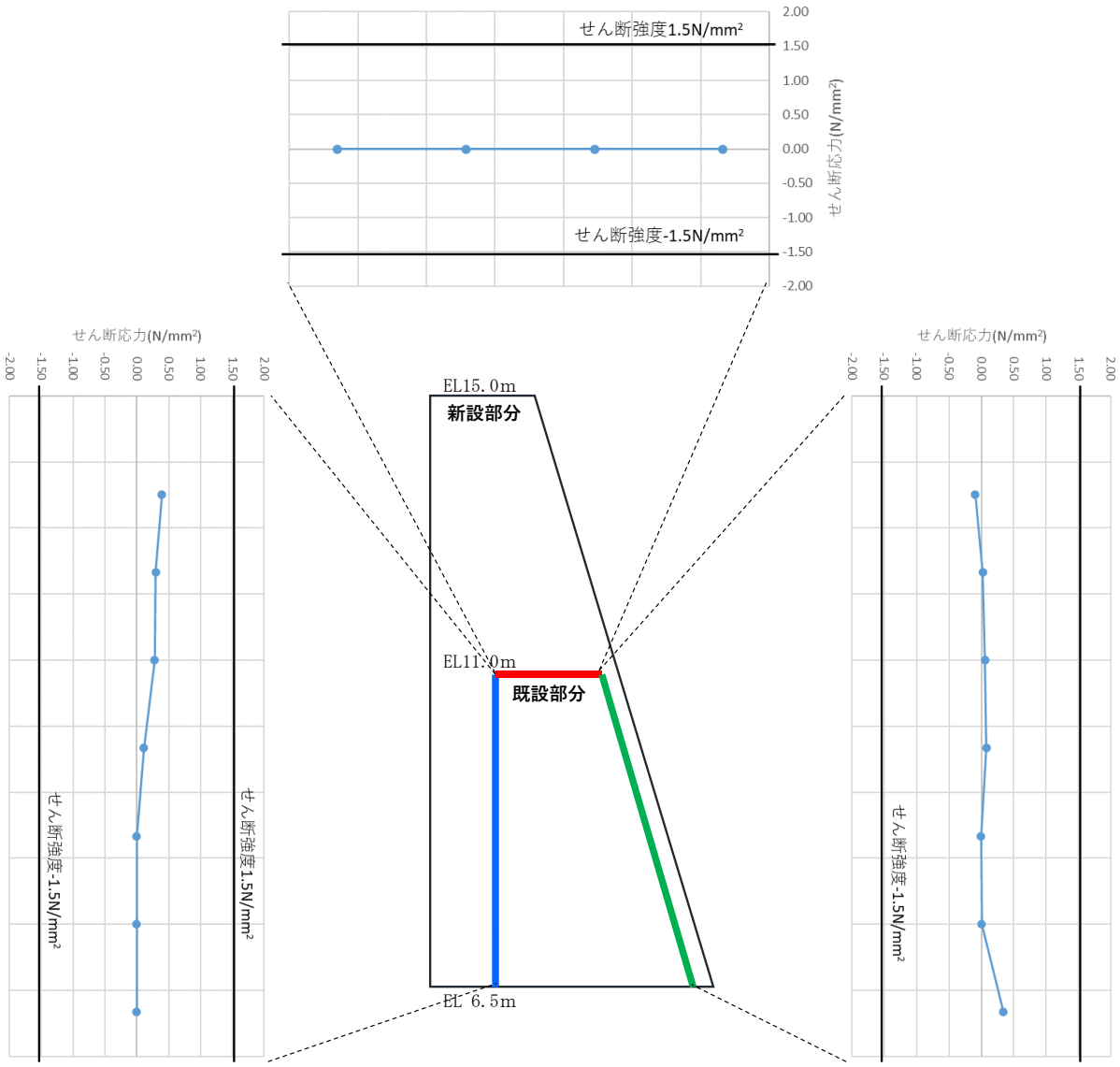
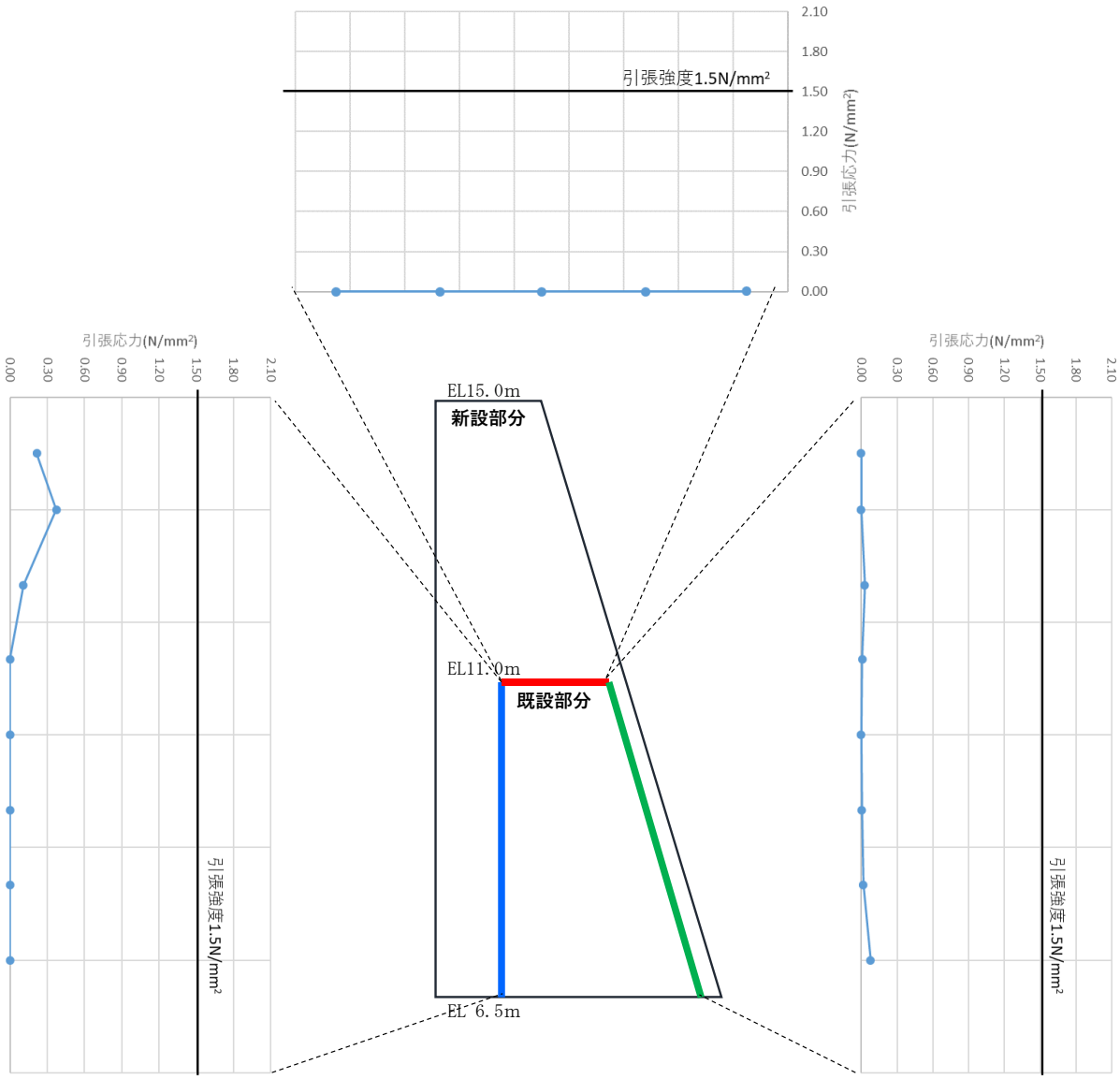


図 4.3.1－2(4)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）

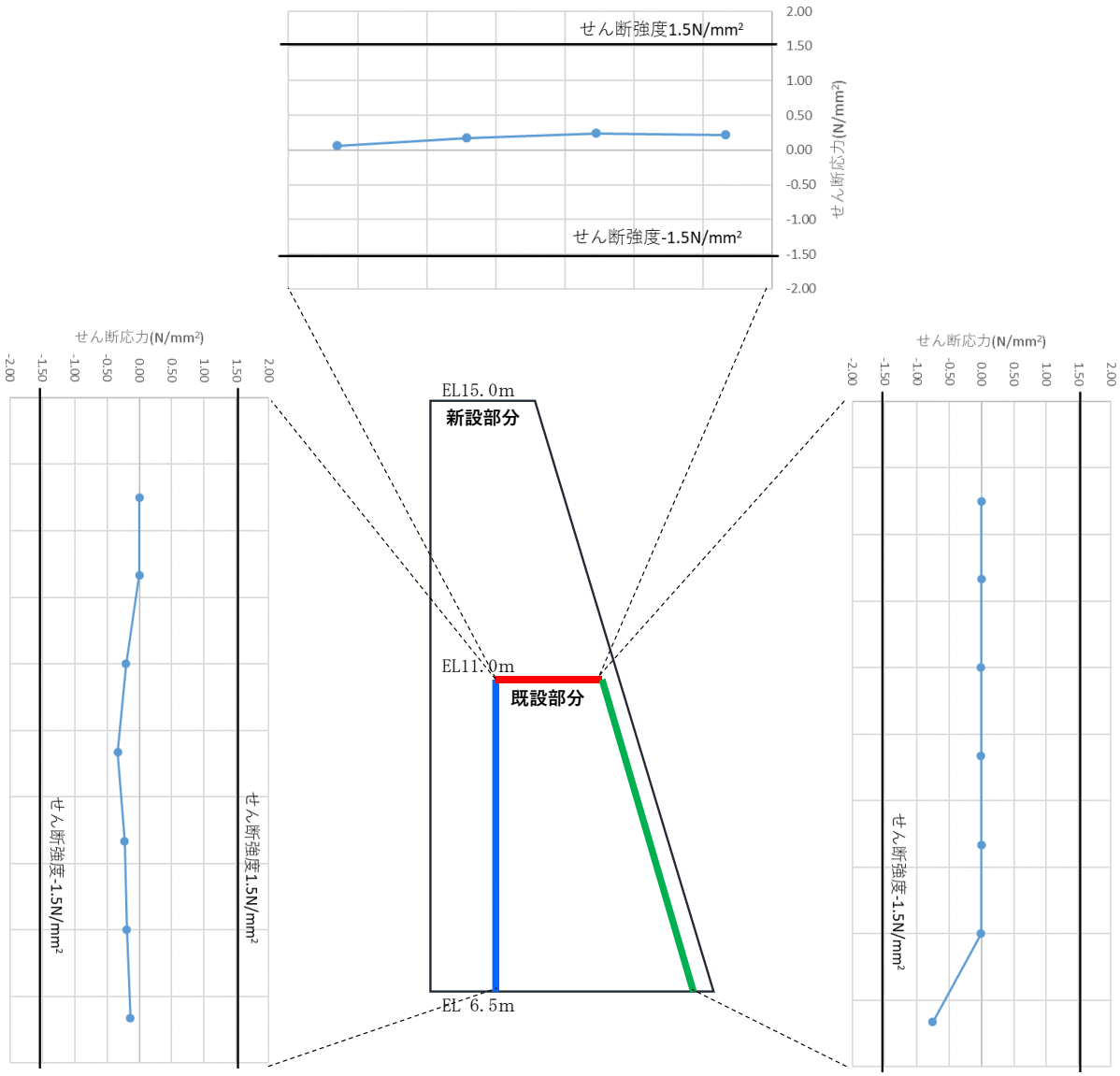
（地震時Ｂ：8.07 秒）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(5)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（引張応力）

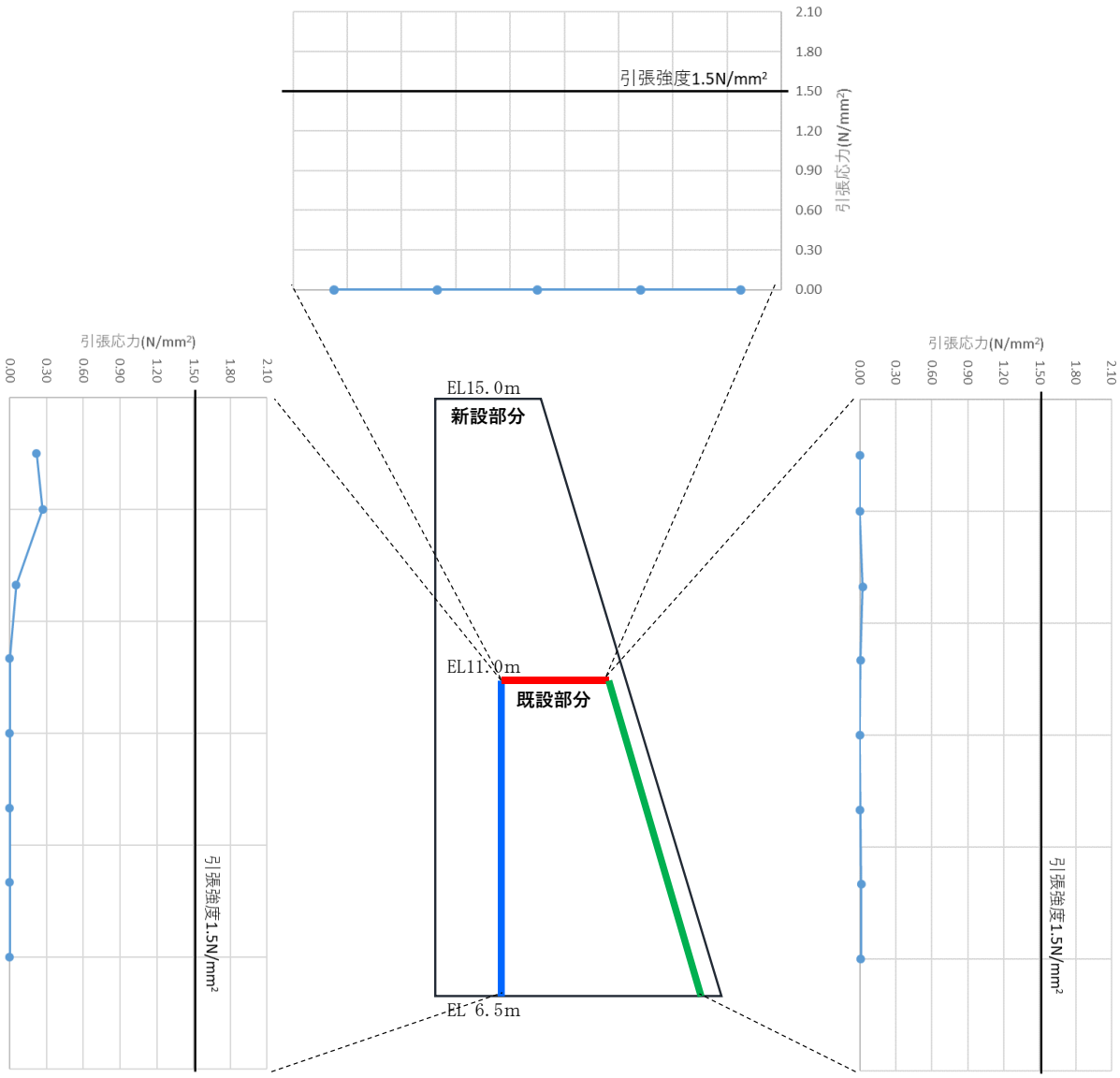
（地震時Ａ：10.00 秒）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(6)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）

（地震時Ａ：10.00 秒）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(7)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（引張応力）
（地震時Ｂ：7.66 秒）

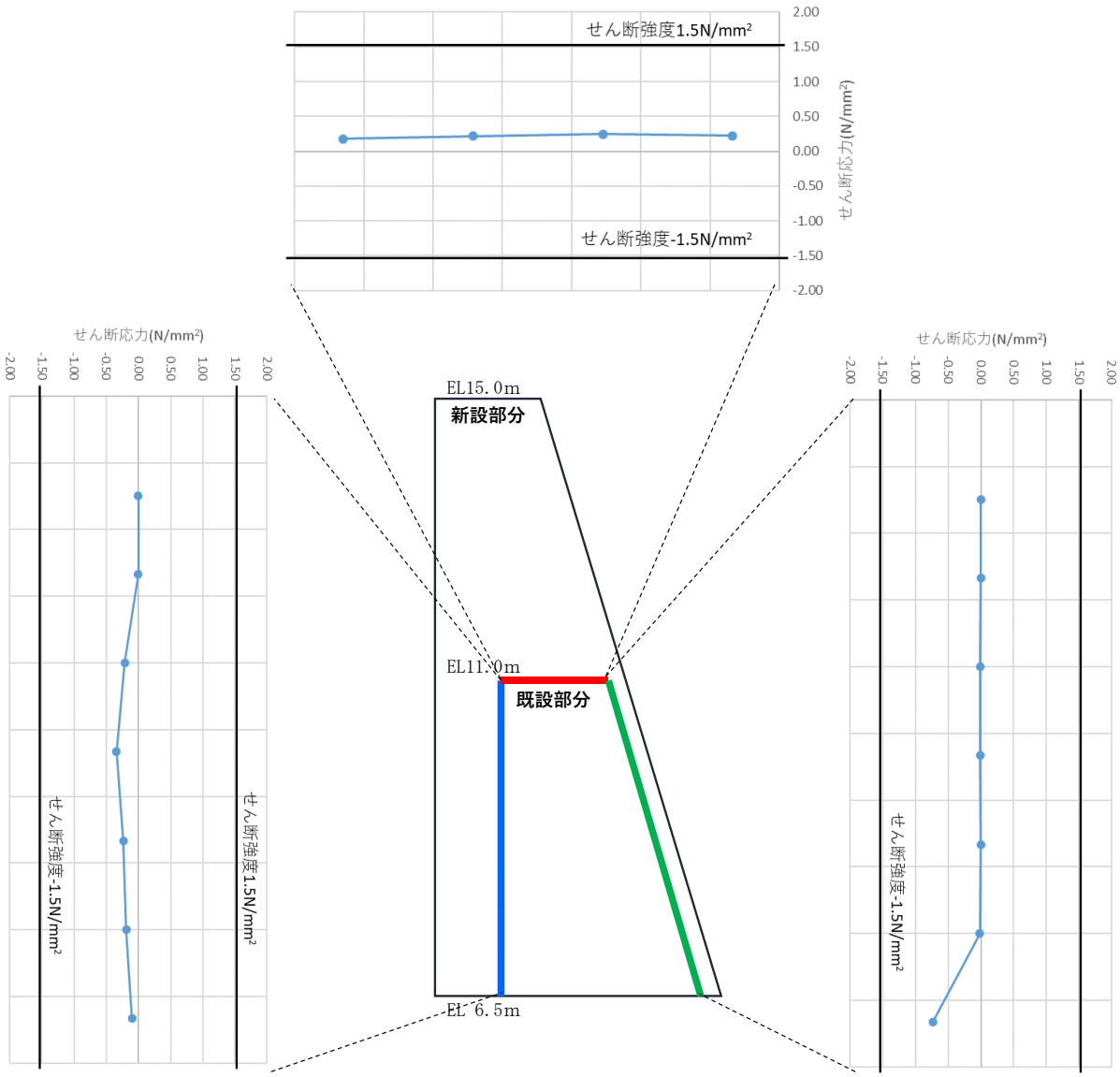
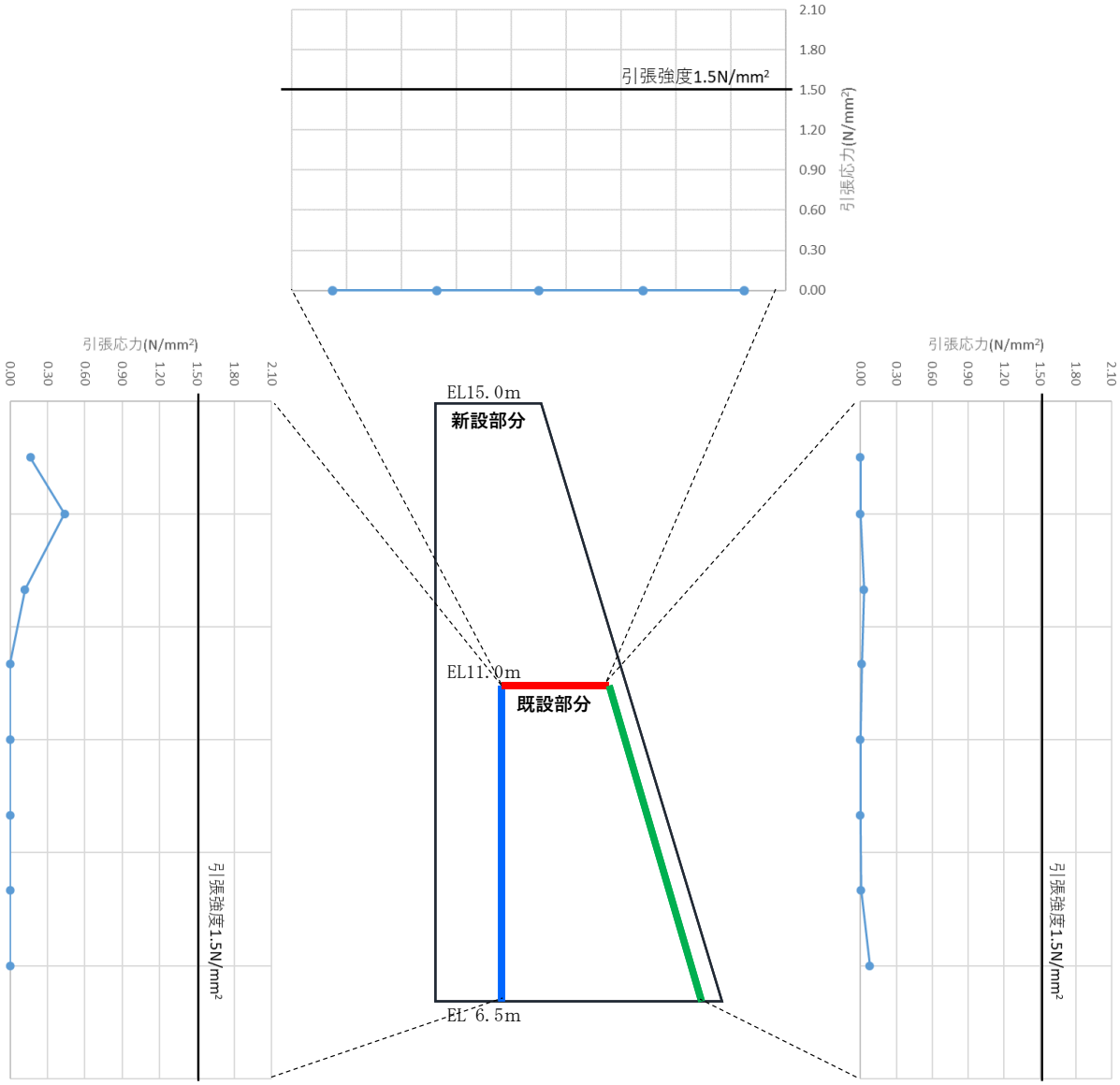


図 4.3.1－2(8)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）

（地震時Ｂ：7.66 秒）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.1－2(9)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（引張応力）（津波時）

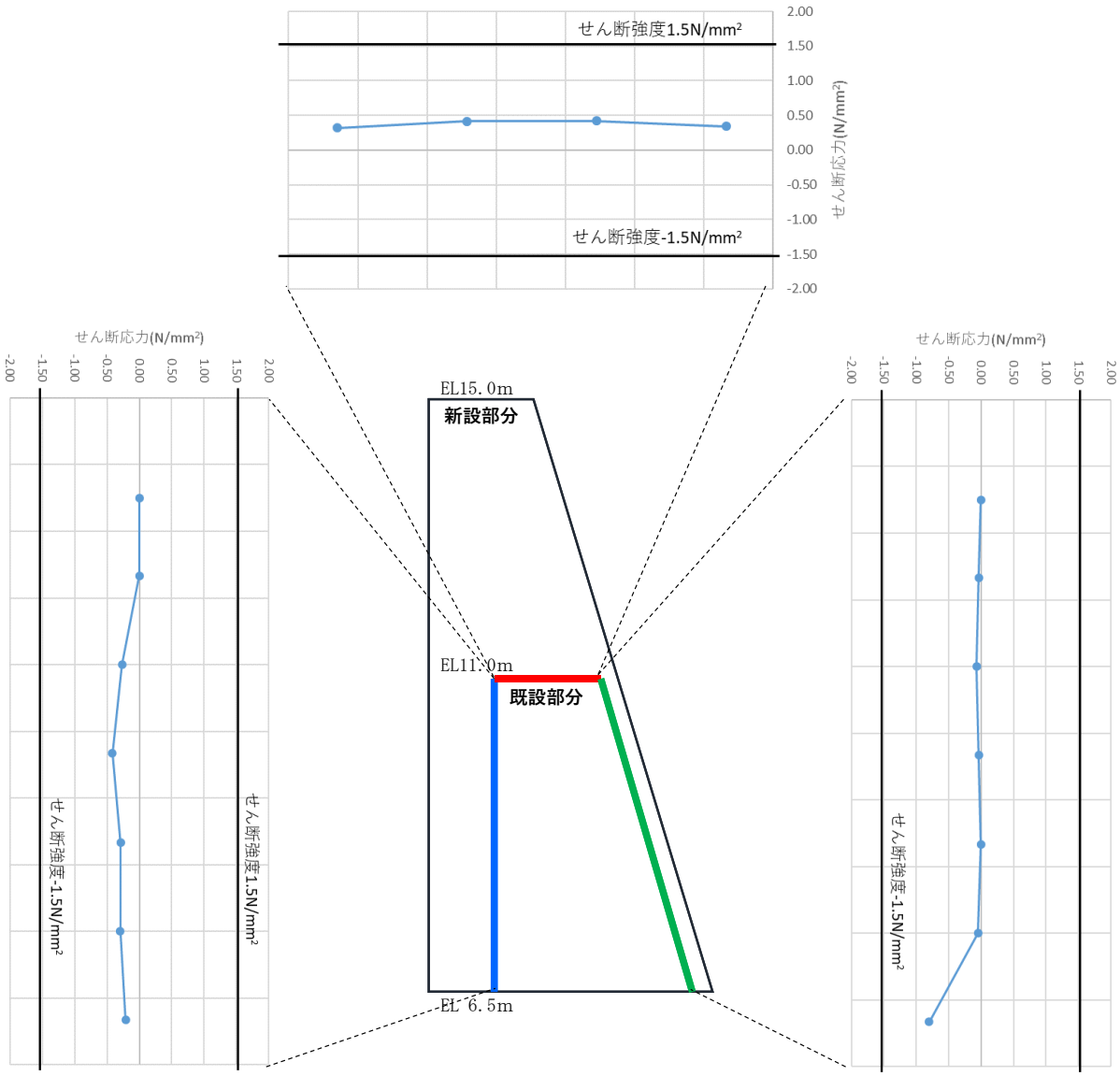


図 4.3.1－2(10)　重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）（津波時）

4.3.2　２次元材料非線形解析

２次元材料非線形解析の結果として，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部が地震荷重作用時及び津波時において引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

各解析ケースにおける水平荷重と天端水平変位の関係を図 4.3.2－1 に示す。

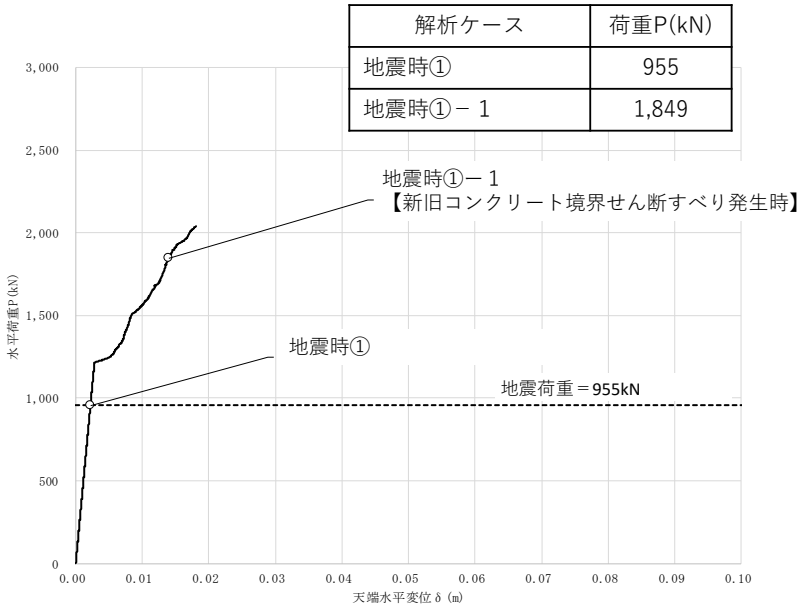


図 4.3.2－1（1）　地震時①及び①－１における水平荷重と天端水平変位の関係

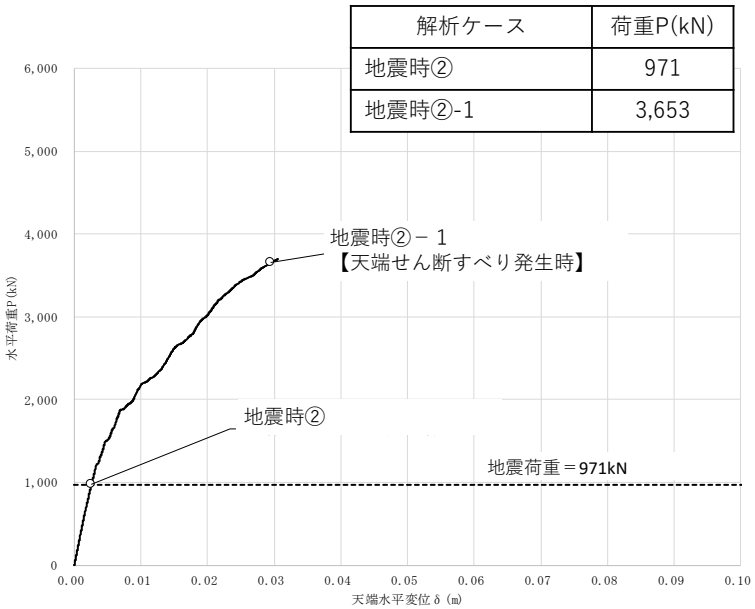


図 4.3.2－1（2）　地震時②及び②－１における水平荷重と天端水平変位の関係

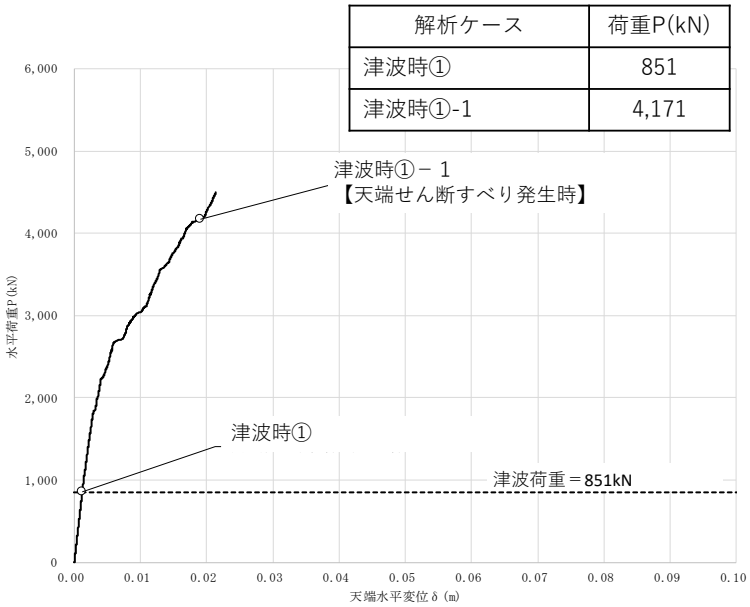


図 4.3.2－1（3）　津波時①及び①－１における水平荷重と天端水平変位の関係

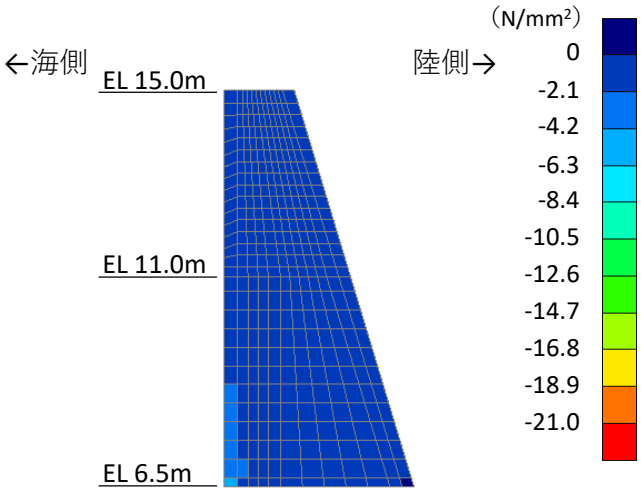
(1)　地震時①

地震荷重作用方向を海方向とし，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

陸から海方向への地震荷重作用時において，図 4.3.2－2 に示すコンクリートの最小主応力図より，圧縮破壊を生じていないこと及び，図 4.3.2－3 に示すコンクリートの最大せん断応力図より，せん断破壊を生じていないことを確認した。

また，図 4.3.2－4 に示す鉄筋の応力図より，降伏していないことを確認した。

さらに，図 4.3.2－5 に示す境界部における発生応力図より，境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－2　コンクリートの最小主応力図

（地震時①　地震荷重作用方向：海方向）

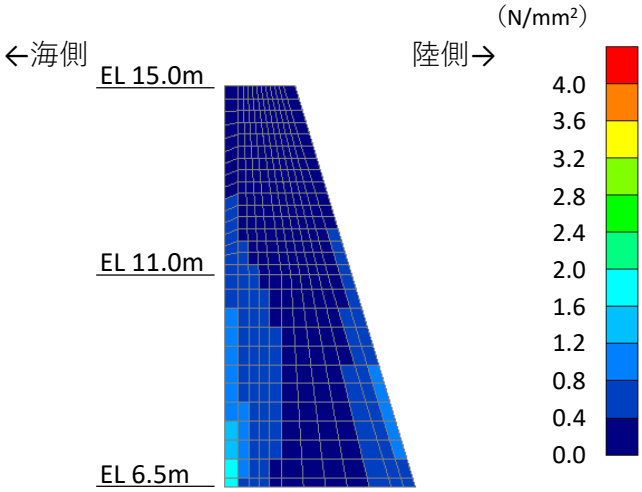
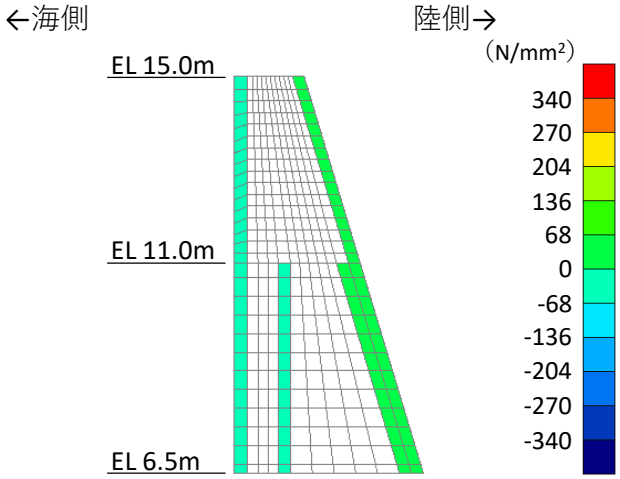


図 4.3.2－3　コンクリートの最大せん断応力図

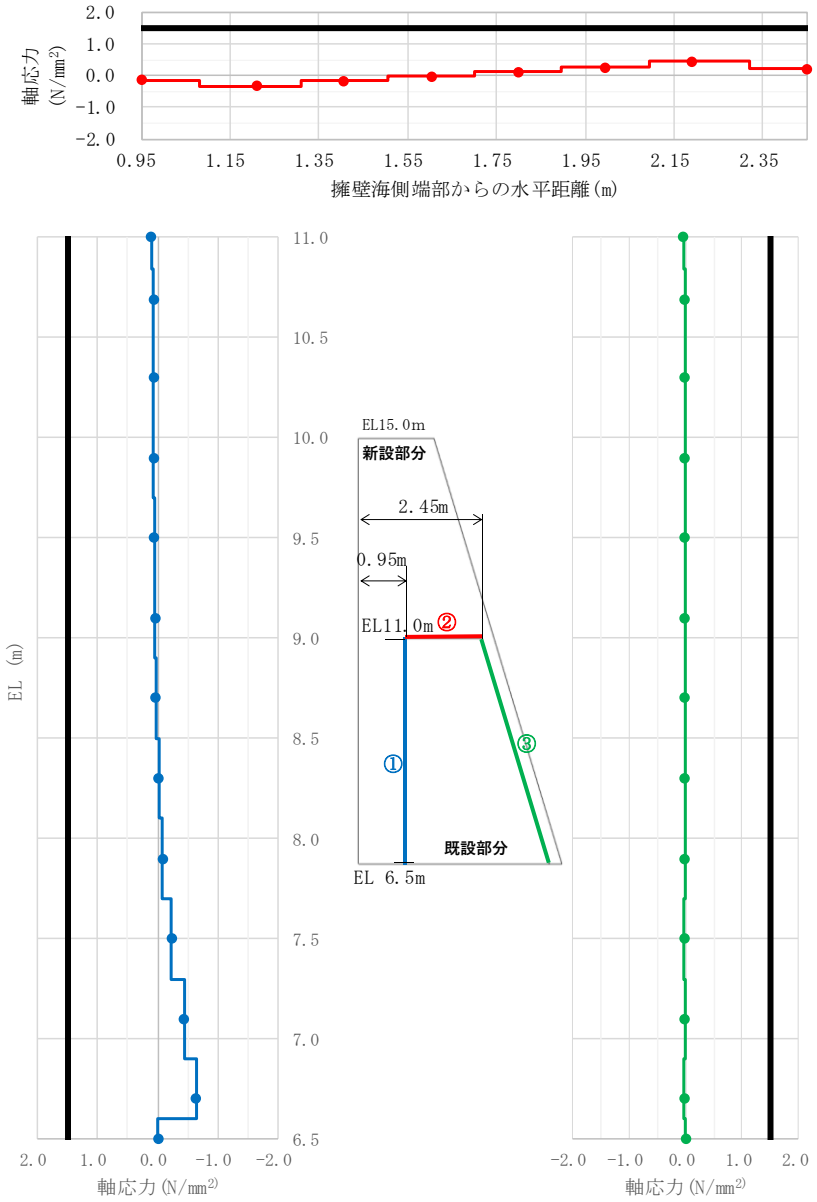
（地震時①　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－4　鉄筋の応力図

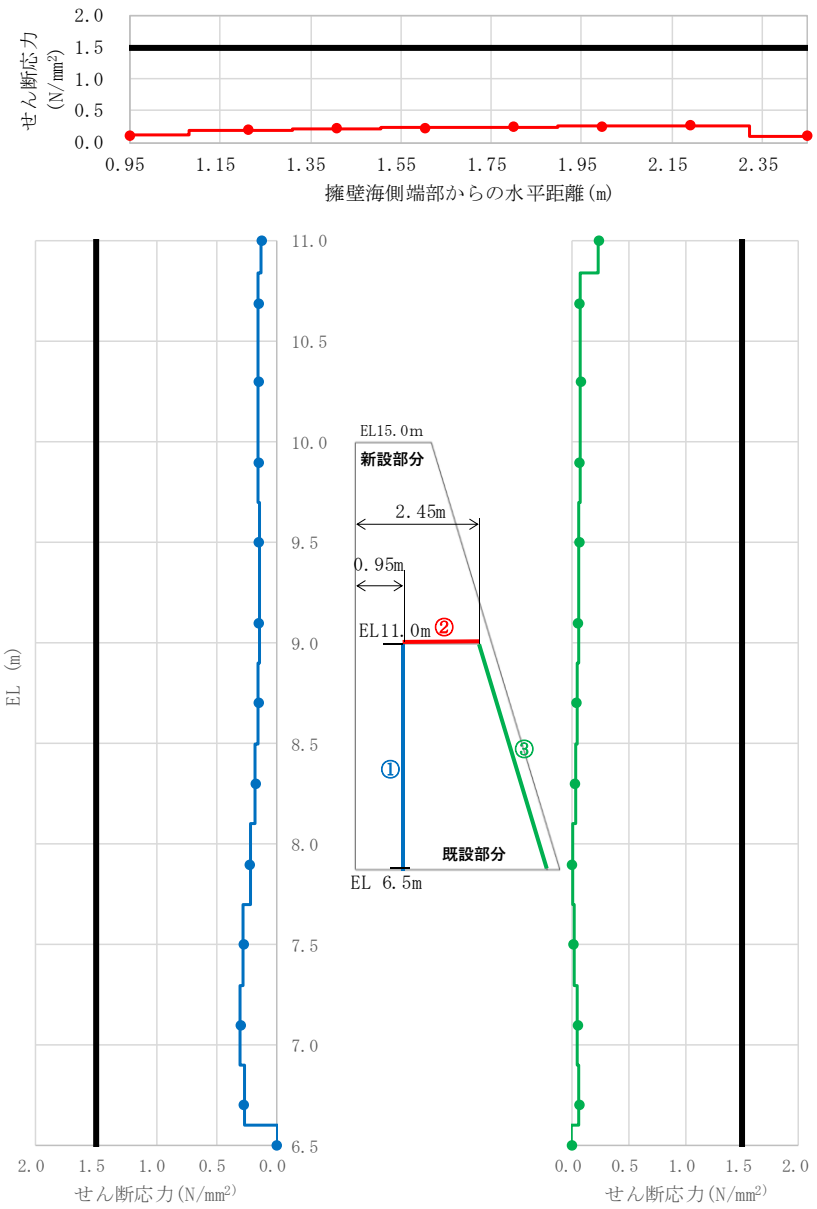
（地震時①　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－5(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）

（地震時①　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－5(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）

（地震時①　地震荷重作用方向：海方向）

(2)　地震時①－１

地震荷重作用方向を海方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し，すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2－6 に，コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2－7 に，鉄筋の応力図を図 4.3.2－8 に，新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2－9 に示す。各解析結果から，以下の事項を確認した。

・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は，地震時①における荷重（955kN）の約 1.9 倍（1,849kN）となっている。

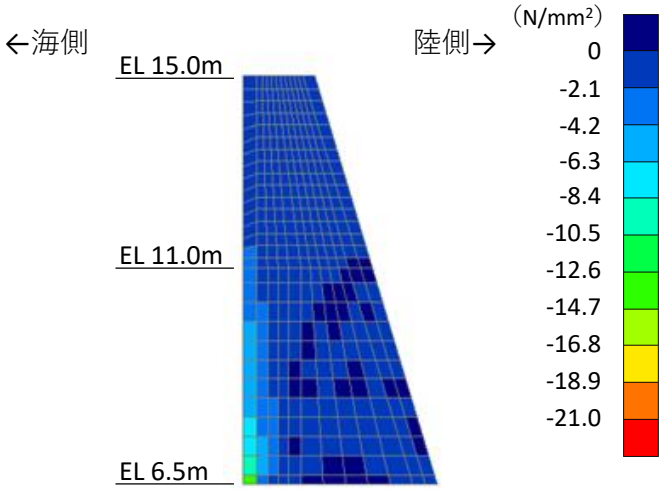
・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2－6）から，コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。

・最大せん断応力図（図 4.3.2－7）から，新設部分（$f'ck=24N/mm^2$）の一部の要素において，せん断強度（$f'ck \times 1/5 = 4.8N/mm^2$）に相当する応力が発生していることを確認した。

・鉄筋の応力図（図 4.3.2－8）から，主鉄筋は降伏に至っていないことを確認した。

・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2－9）から，海側の境界部において，部分的にせん断強度 $1.5N/mm^2$ に達し，せん断破壊が生じていることを確認した。また，境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから，地震荷重の作用方向を海方向とした場合には，新設部分の海側下端において，既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ，コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの，弱部として想定していた新設部分における陸側のコンクリートが薄い箇所及び既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから，地震時①の約 1.9 倍となる荷重において，一体性を損なわないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－6　コンクリートの最小主応力図

（地震時①－１　地震荷重作用方向：海方向）

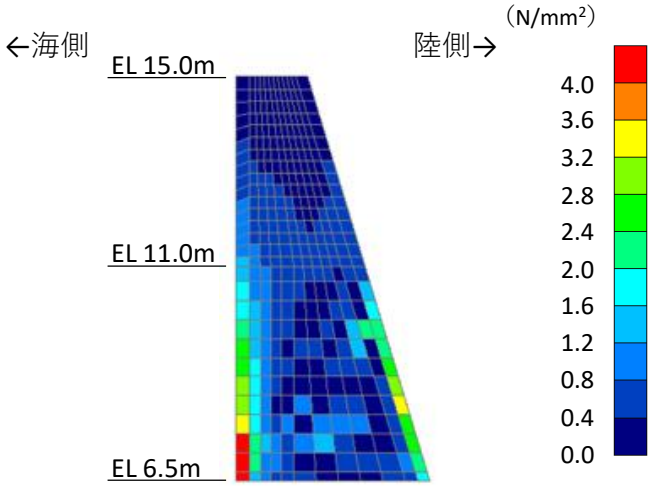
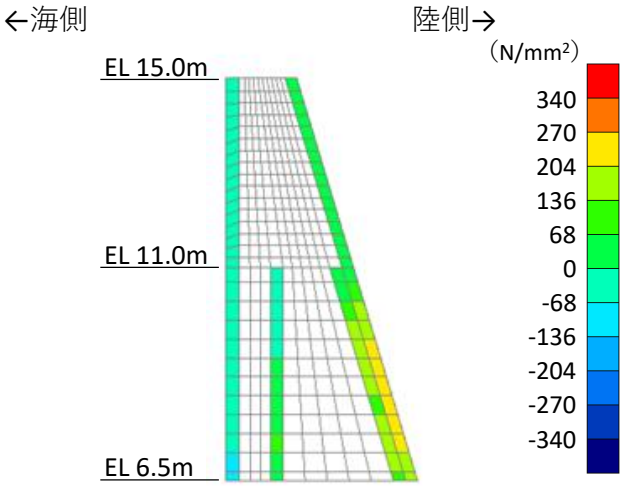


図 4.3.2－7　コンクリートの最大せん断応力図

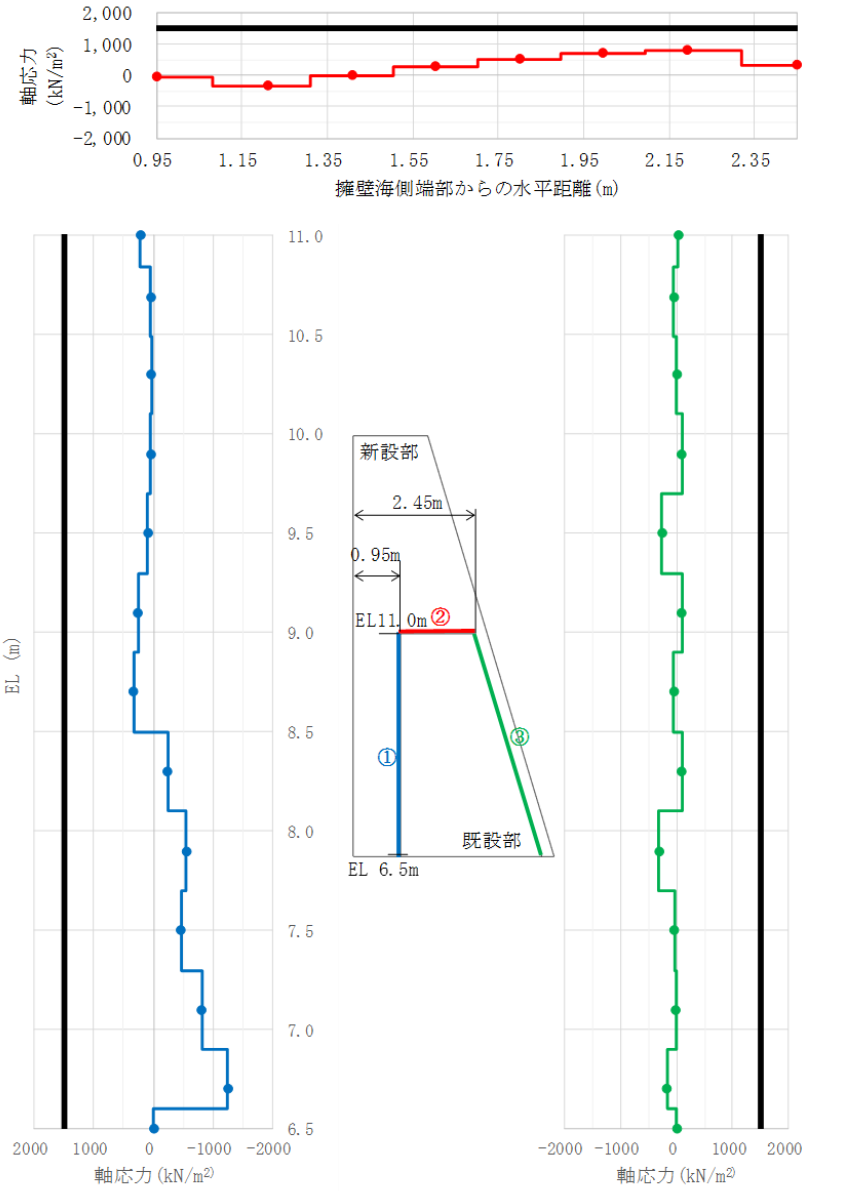
（地震時①－１　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－8　鉄筋の応力図

（地震時①－１　地震荷重作用方向：海方向）

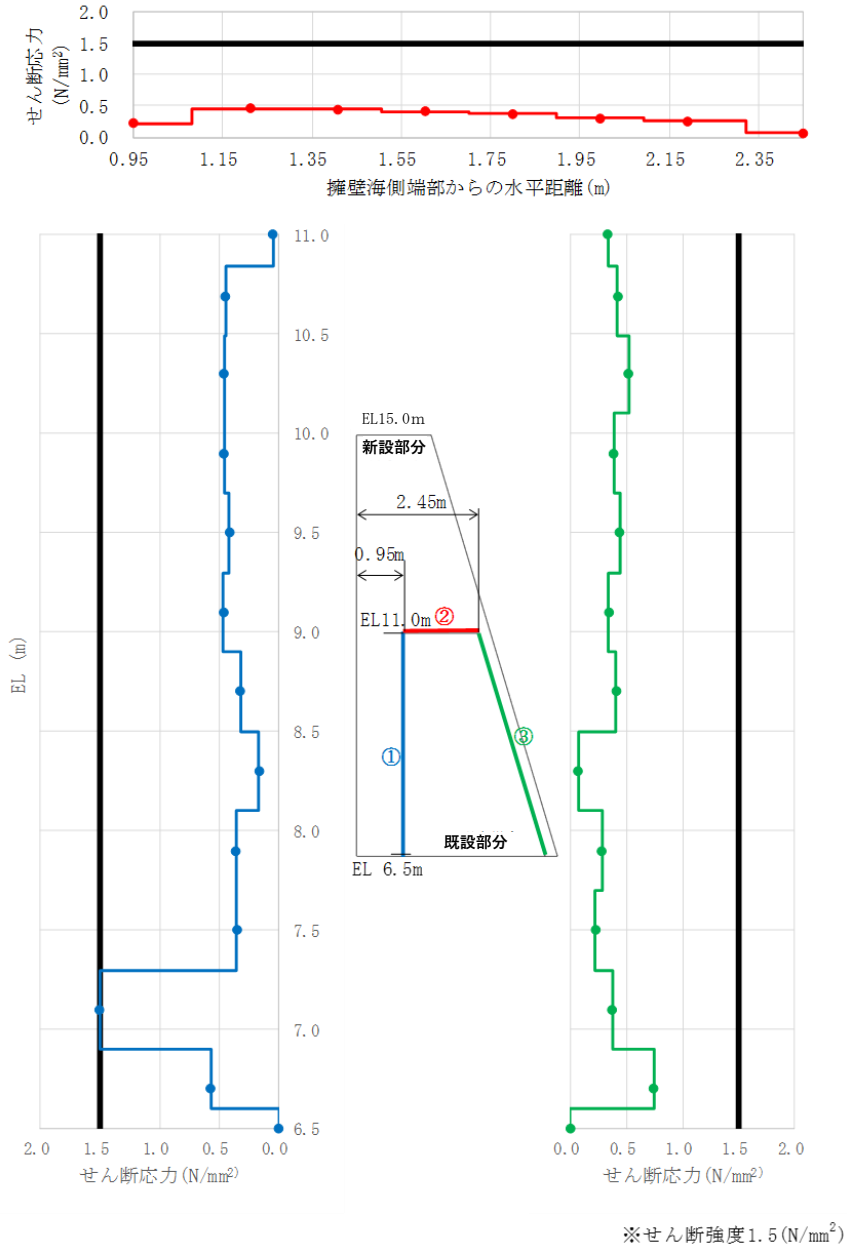


※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500(kN/m²)

［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－9(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）

（地震時①－１　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－9(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）

（地震時①－１　地震荷重作用方向：海方向）

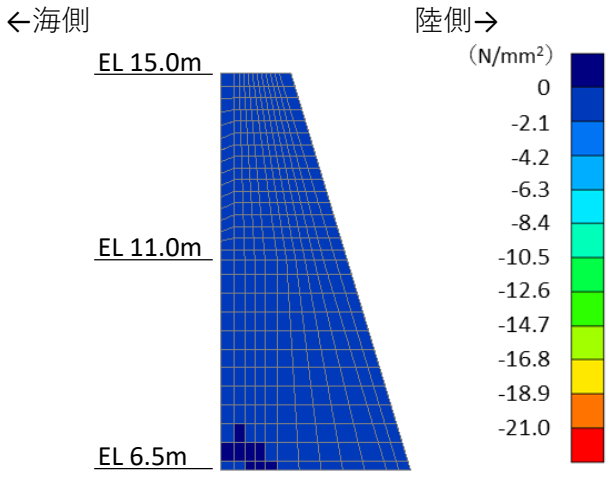
(3)　地震時②

地震荷重作用方向を陸方向とし，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への地震荷重作用時において，図 4.3.2－10 に示すコンクリートの最小主応力より，圧縮破壊を生じていないこと及び，図 4.3.2－11 に示すコンクリートの最大せん断応力より，せん断破壊を生じていないことを確認した。

また，図 4.3.2－12 に示す鉄筋の応力より，降伏していないことを確認した。

さらに，図 4.3.2－13 に示す境界部における発生応力より，境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－10　コンクリートの最小主応力図

（地震時②　地震荷重作用方向：陸方向）

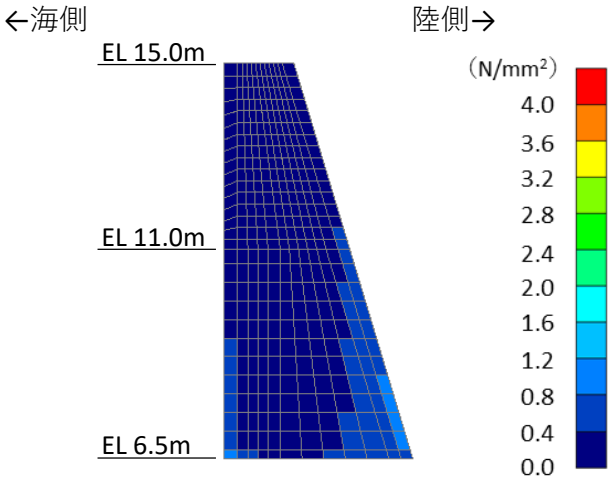
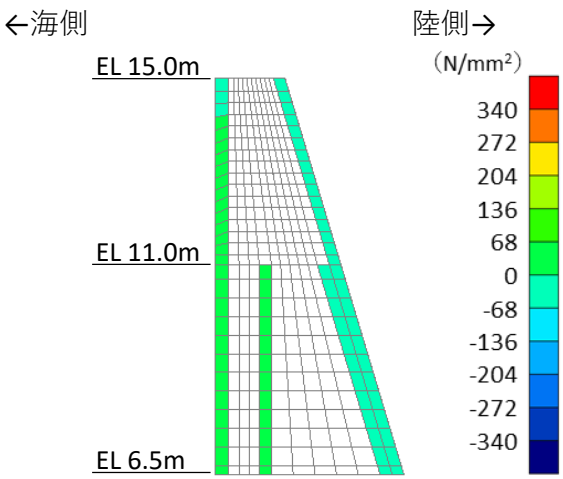


図 4.3.2－11　コンクリートの最大せん断応力図

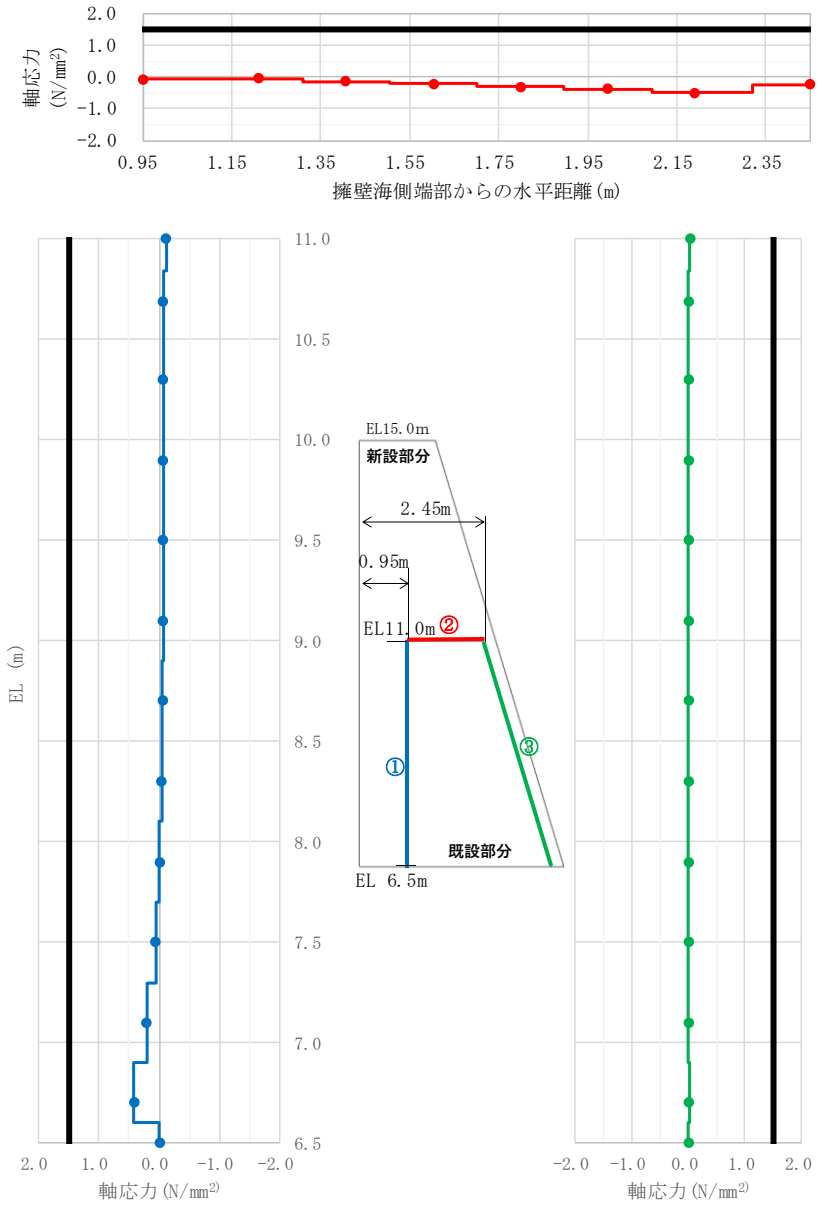
（地震時②　地震荷重作用方向：陸方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－12　鉄筋の応力図

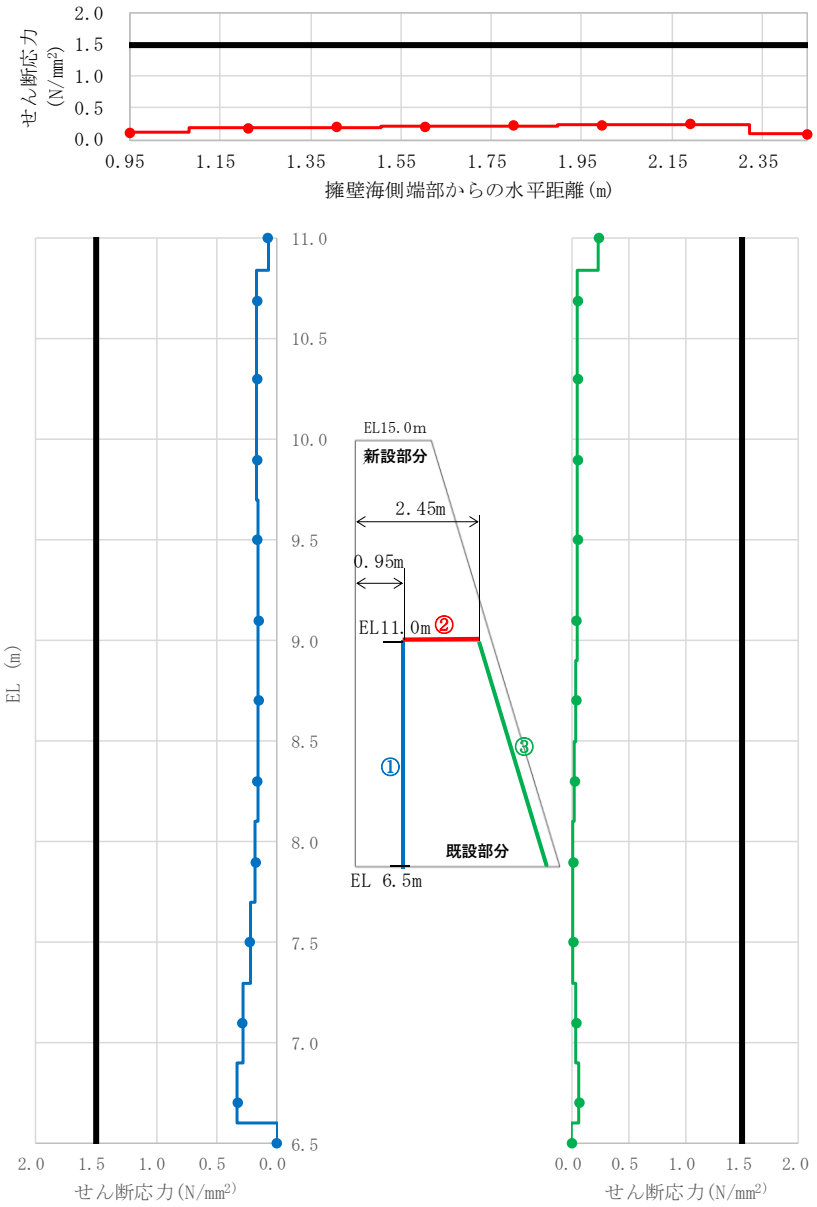
（地震時②　地震荷重作用方向：海方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－13(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）

（地震時②　地震荷重作用方向：陸方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－13(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）

（地震時②　地震荷重作用方向：陸方向）

(4)　地震時②－１

地震荷重作用方向を陸方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し，すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2－14 に，コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2－15 に，鉄筋の応力図を図 4.3.2－16 に，新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2－17 に示す。各解析結果から，以下の事項を確認した。

・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は，地震時②における荷重（971kN）の約 3.8 倍（3,653kN）となっている。

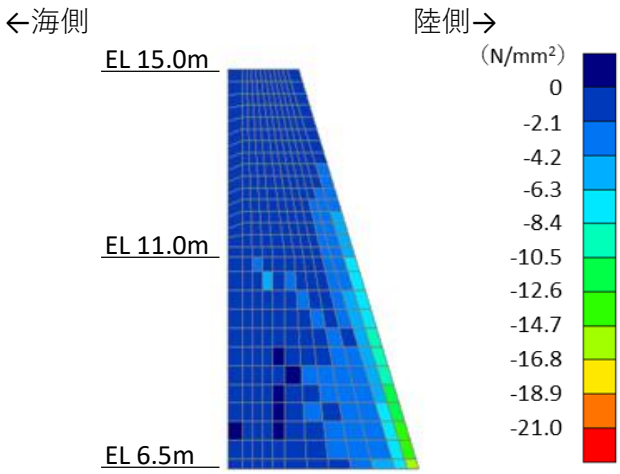
・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2－14）から，コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。

・最大せん断応力図（図 4.3.2－15）から，新設部分（f'ck=24N/mm^2）の一部の要素において，せん断強度（f'ck×1/5 = 4.8N/mm^2）に相当する応力が発生していることを確認した。

・鉄筋の応力図（図 4.3.2－16）から，海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。

・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2－17）から，既設部分天端の境界部において，部分的にせん断強度 1.5N/mm^2 に達し，せん断破壊が生じていることを確認した。また，境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから，地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には，新設部分の海側下端において，既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ，コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの，弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから，地震時②の約 3.8 倍となる荷重において，一体性を損なわないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－14　コンクリートの最小主応力図

（地震時②－１　地震荷重作用方向：陸方向）

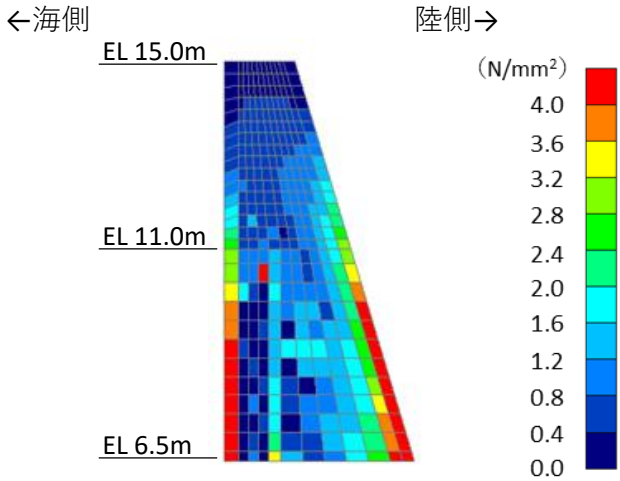
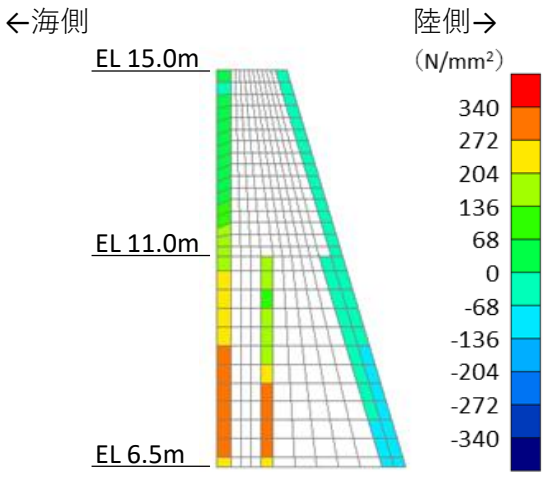


図 4.3.2－15　コンクリートの最大せん断応力図

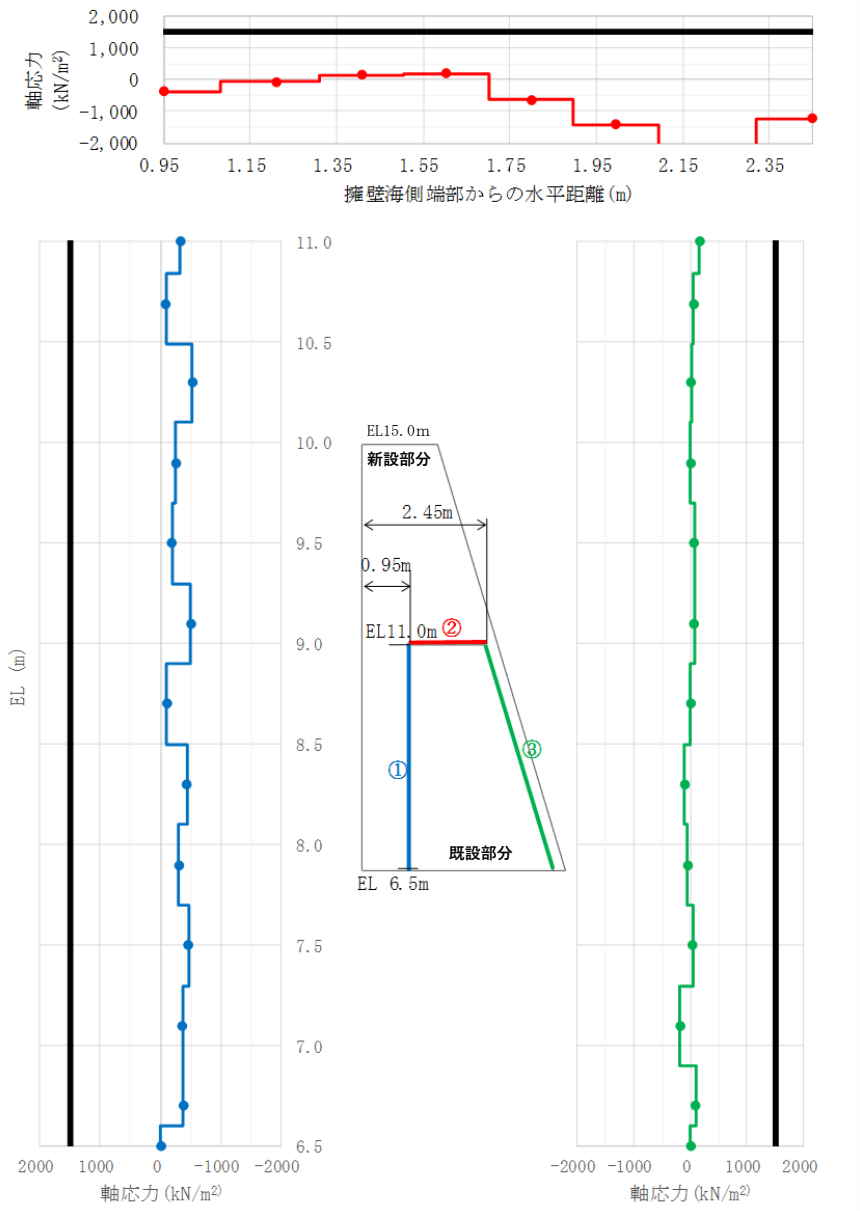
（地震時②－１　地震荷重作用方向：陸方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－16　鉄筋の応力図

（地震時②－１　地震荷重作用方向：陸方向）

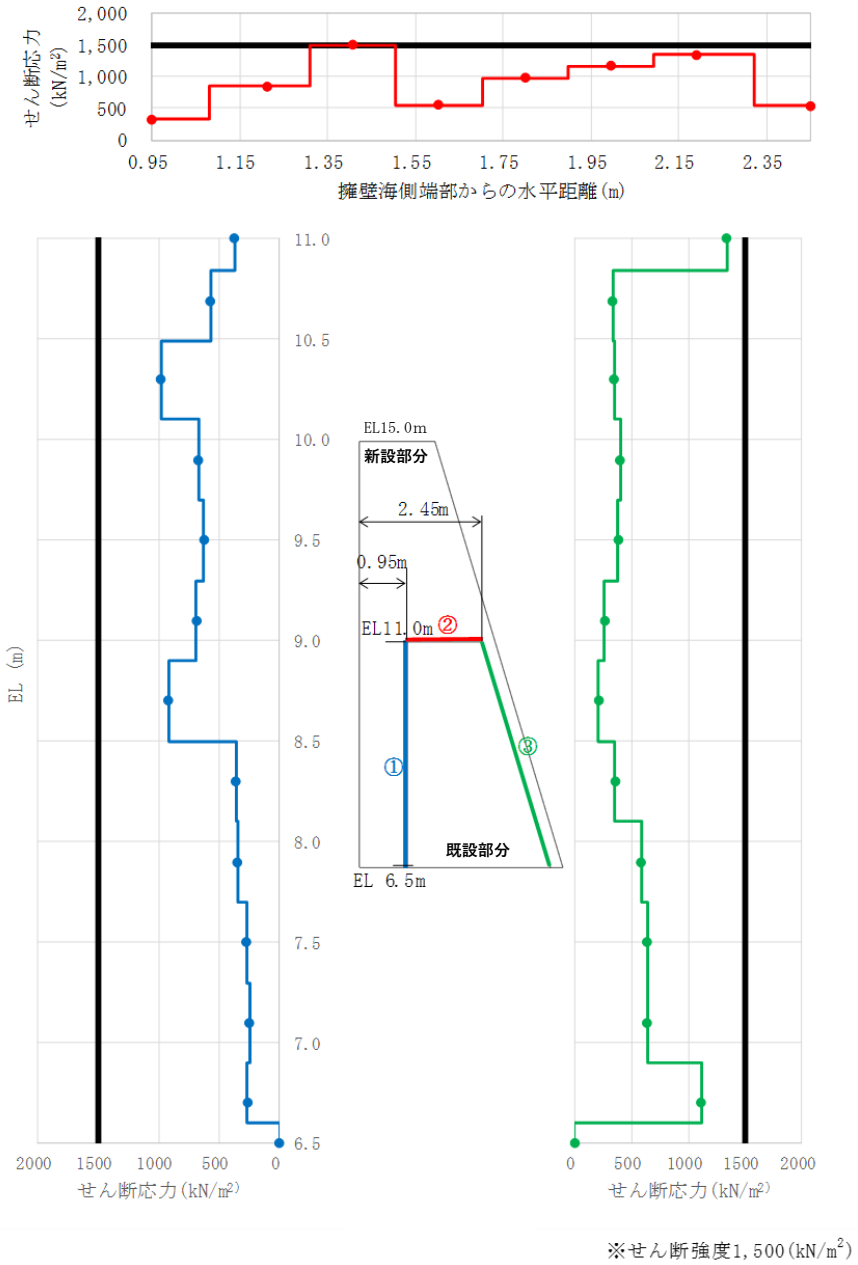


※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500(kN/m²)

［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－17(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）

（地震時②－１　地震荷重作用方向：陸方向）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－17(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）

（地震時②－１　地震荷重作用方向：陸方向）

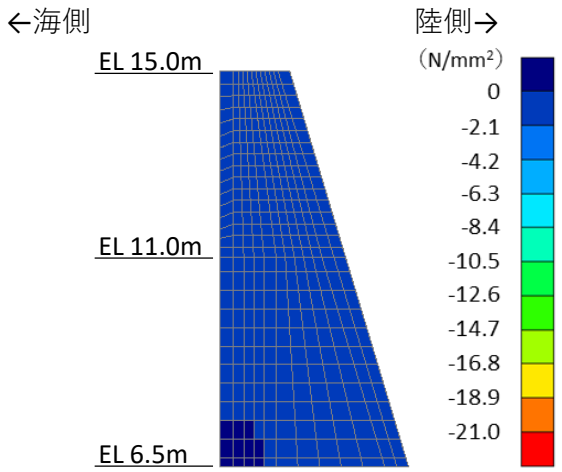
(5)　津波時①

津波荷重の作用に対し，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への津波荷重作用時において，図 4.3.2－18 に示すコンクリートの最小主応力より，圧縮破壊を生じていないこと及び，図 4.3.2－19 に示すコンクリートの最大せん断応力より，せん断破壊を生じていないことを確認した。

また，図 4.3.2－20 に示す鉄筋の応力より，降伏していないことを確認した。

さらに，図 4.3.2－21 に示す境界部における発生応力より，境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－18　コンクリートの最小主応力図

（津波時①）

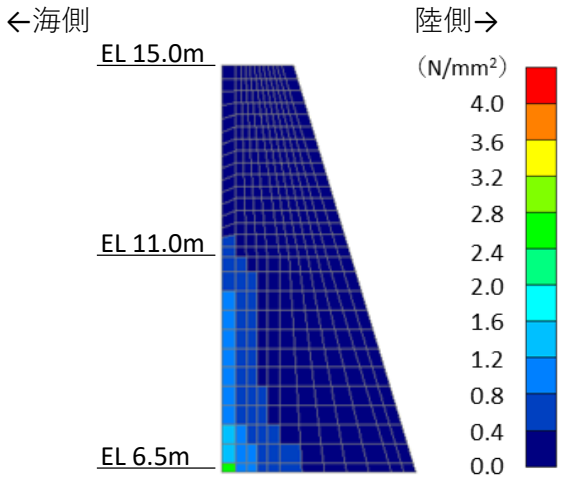
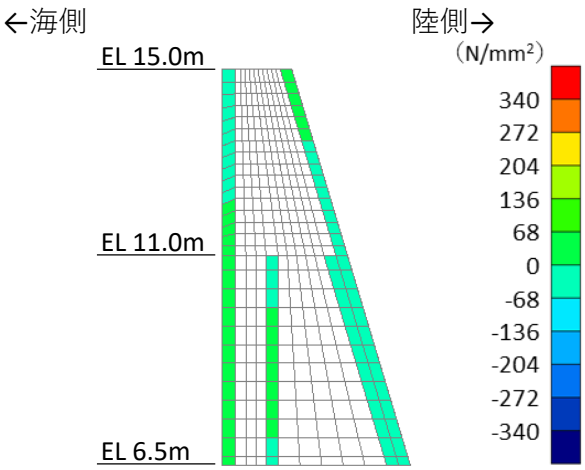


図 4.3.2－19　コンクリートの最大せん断応力図

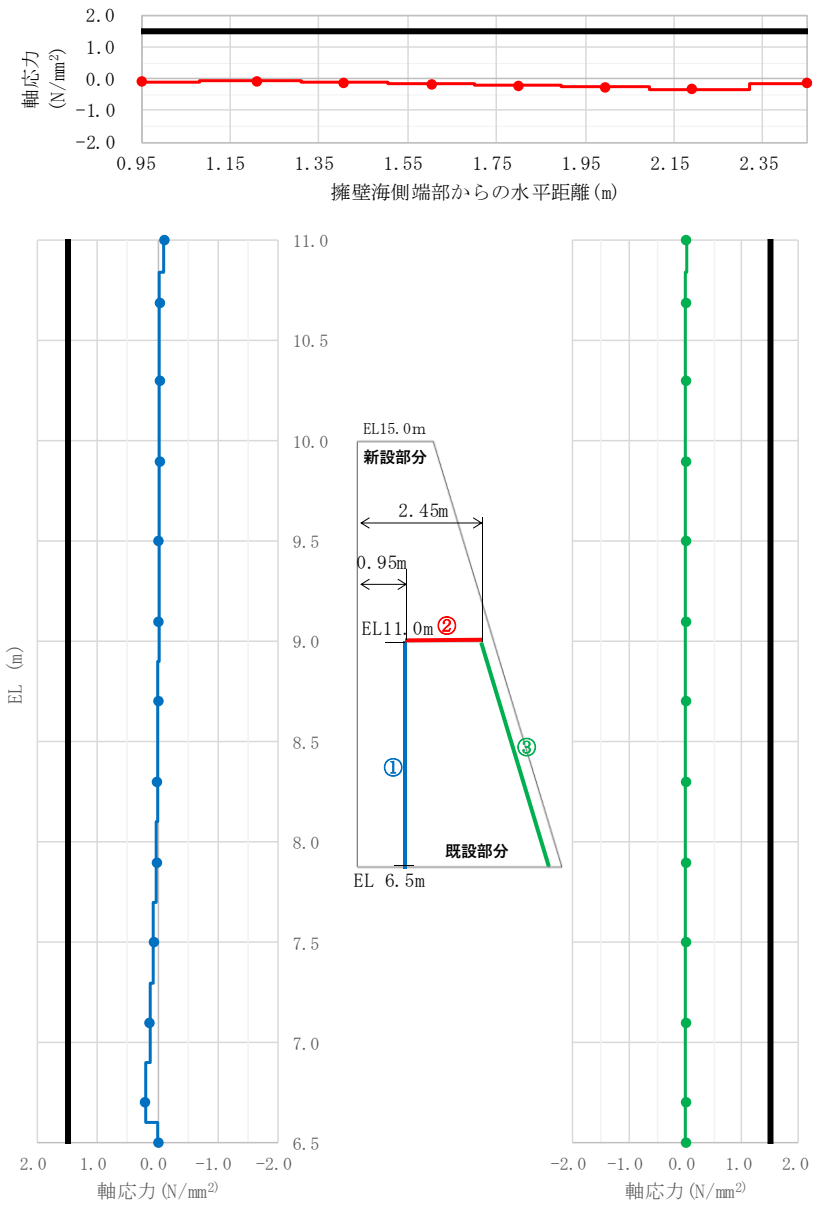
（津波時①）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

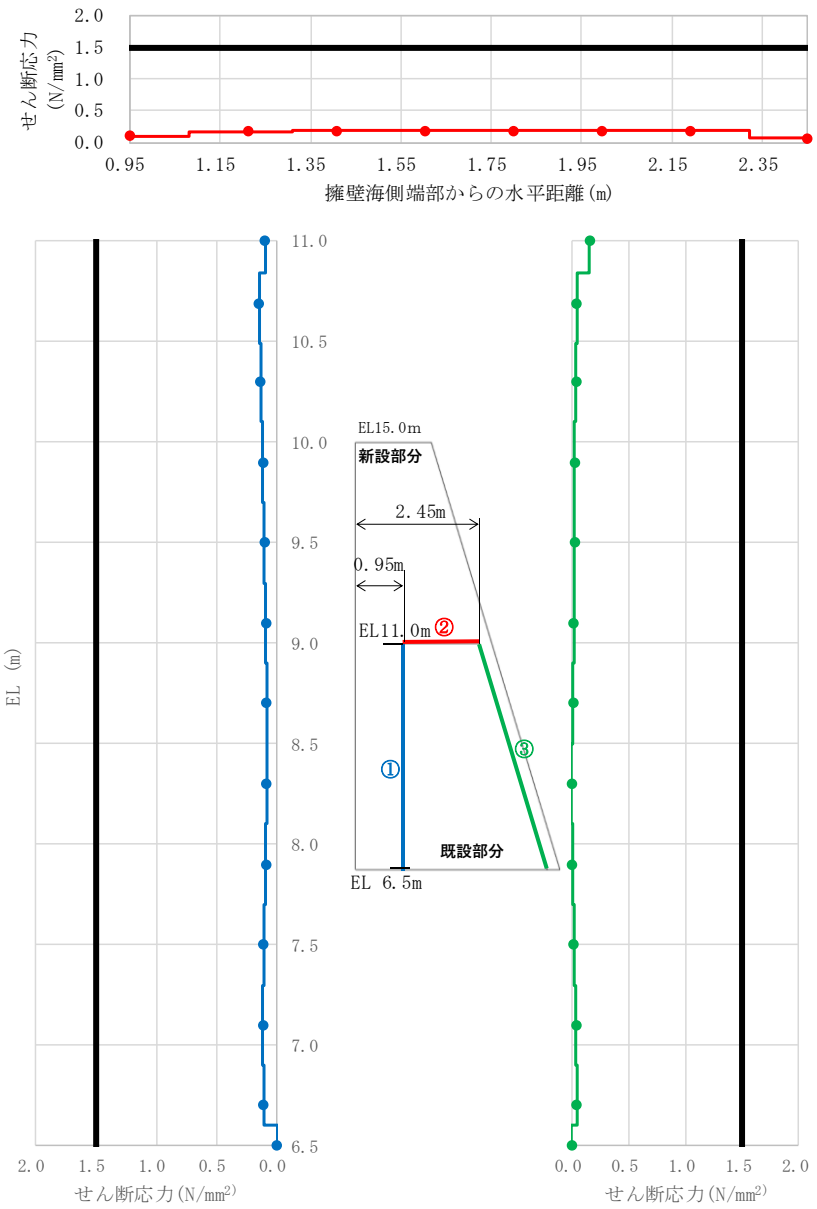
図 4.3.2－20　鉄筋の応力図

（津波時①）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－21(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）（津波時①）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－21(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）（津波時①）

(6)　津波時①－１

津波荷重作用下において，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し，すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2－22 に，コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2－23 に，鉄筋の応力図を図 4.3.2－24 に，新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2－25 に示す。各解析結果から，以下の事項を確認した。

・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は，津波時①における荷重（851kN）の約 4.9 倍（4,171kN）となっている。

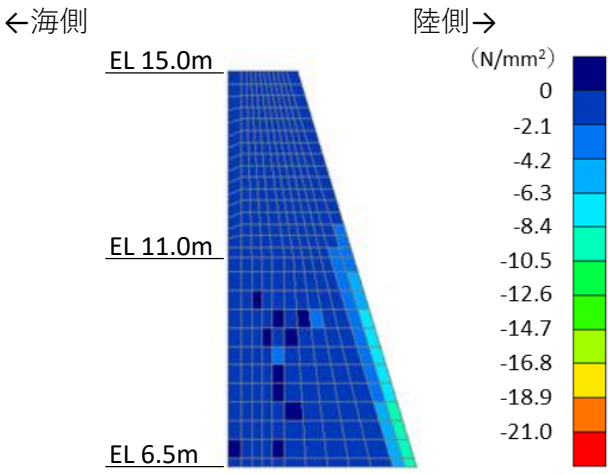
・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2－22）から，コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。

・最大せん断応力図（図 4.3.2－23）から，新設部分（$f'ck=24N/mm^2$）の一部の要素において，せん断強度（$f'ck \times 1/5 = 4.8N/mm^2$）に相当する応力が発生していることを確認した。

・鉄筋の応力図（図 4.3.2－24）から，海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。

・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2－25）から，既設部分天端の境界部において，部分的にせん断強度 $1.5N/mm^2$ に達し，せん断破壊が生じていることを確認した。また，境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから，地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には，新設部分の海側下端において，既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ，コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの，弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから，津波時①の約 4.9 倍となる荷重において，一体性を損なわないことを確認した。



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－22　コンクリートの最小主応力図

（津波時①－１）

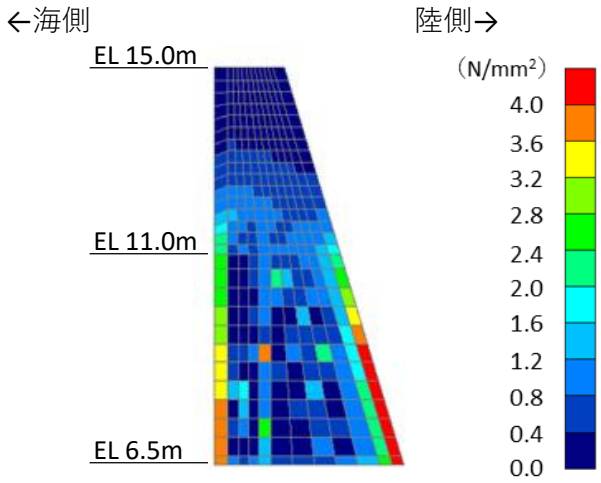
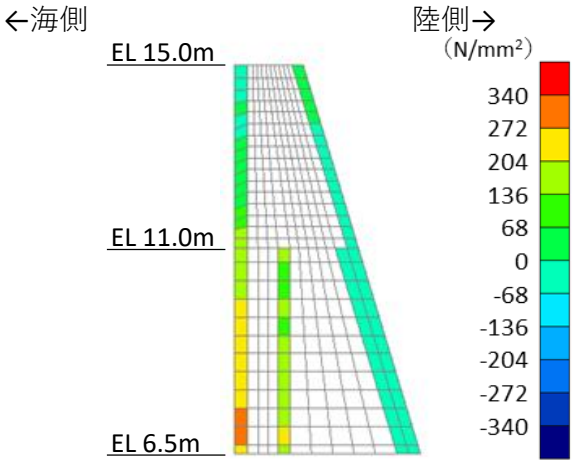


図 4.3.2－23　コンクリートの最大せん断応力図

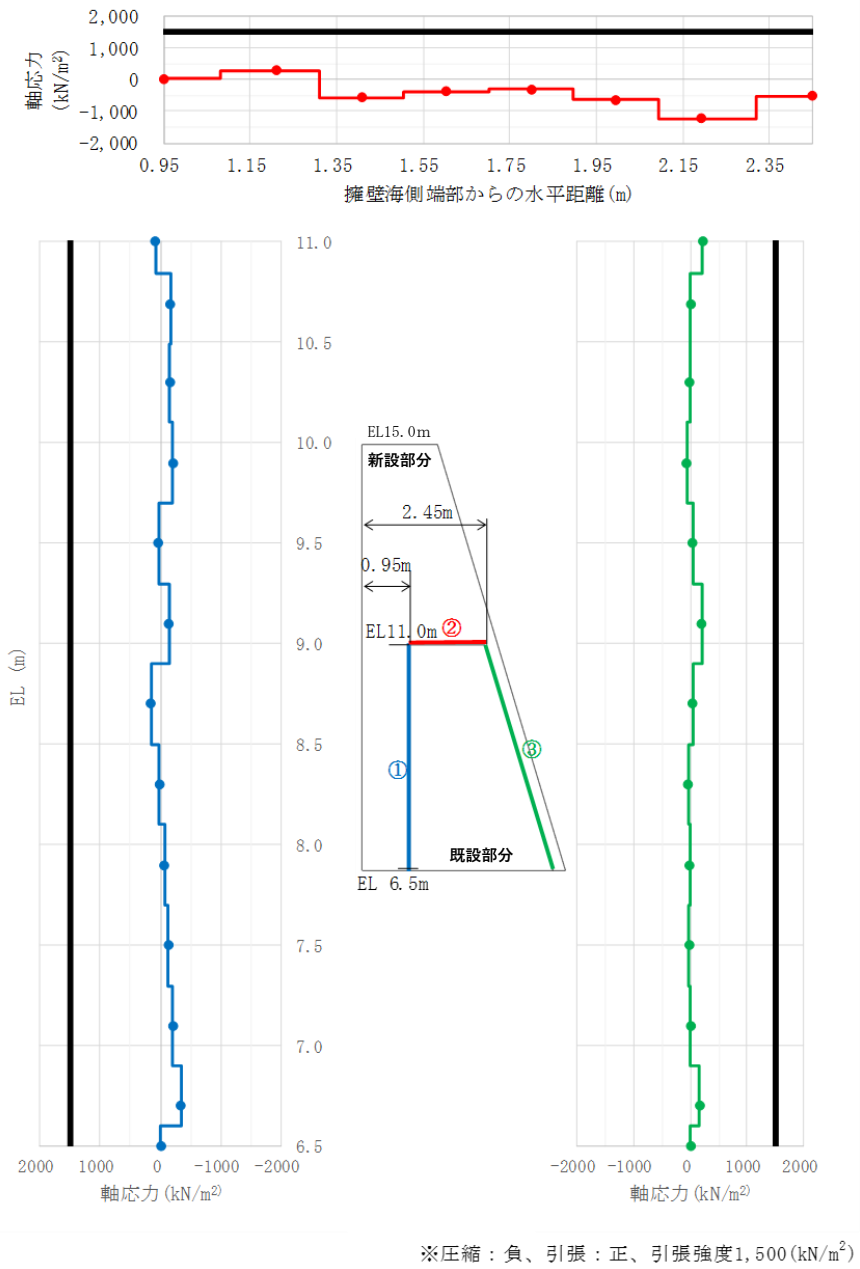
（津波時①－１）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－24　鉄筋の応力図

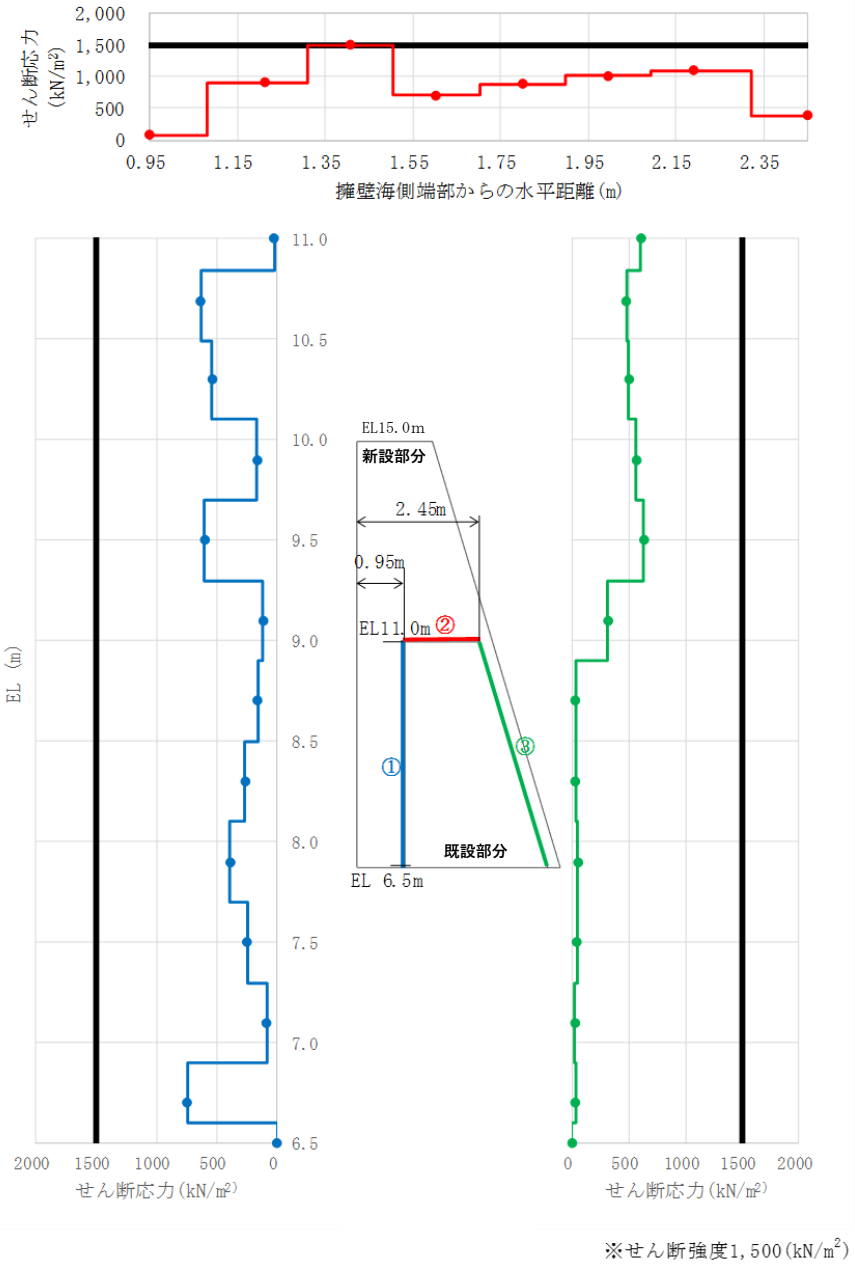
（津波時①－１）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－25(1)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）

（津波時①－１）



［応力は引張を正，圧縮を負とする］

図 4.3.2－25(2)　新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（せん断応力）

（津波時①－１）

4.4　重力擁壁の境界部の影響検討まとめ

重力擁壁において既設部分と新設部分の境界部をモデル化した２次元有限要素法（有効応力解析）により，地震荷重作用時及び津波荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認した。また，既設部分と新設部分の境界において，部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認した。

さらに，既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した材料非線形解析により，地震荷重作用時及び津波荷重作用時においてコンクリート及び鉄筋に破壊が生じていないこと並びに，境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認した。

地震荷重及び津波荷重を超えた荷重を作用させ，重力擁壁の破壊状況を確認した結果，コンクリートは一部せん断破壊が見られるが，重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は，地震荷重作用方向が海方向の場合が最も厳しく，地震時①における荷重（955kN）の約 1.9 倍となっていることを確認した。

したがって，既設部分と新設部分の境界部，並びに新設部分のコンクリート（海側）の一部がせん断破壊に達する荷重（水平荷重 1,849kN）に対して，地震荷重（水平荷重 955kN，971kN）及び津波荷重（851kN）は裕度があることから，地震時及び津波時において，既設部分と新設部分の境界部は一体として挙動していると判断した。

5. まとめ

本資料においては，新設部分と既設部分の一体性を確認することを目的とした検討を行い，以下の事項を確認した。

① 既設部分と新設部分の付着力について，防波壁の建設時に実施した試験結果から付着力が確保されていることを確認した。

② 新設部分の主筋について，重力擁壁下部のコンクリートに対し，「コンクリート標準示方書 2002」に準拠した定着を確保していることを確認した。また，陸側の主筋に対して，主筋を定着させるコンクリートの隅角部と離隔が近いことを模擬した実物大模型を用いた引張試験を行い，定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り，隅角部との離隔の影響がないことを確認した。

③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬し，地震時又は津波時の２次元有限要素法及び材料非線形解析を行うことにより，地震時又は津波時に，境界部に起因した部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じないこと並びに，地震時又は津波時において境界部の引張破壊及びせん断破壊が生じないことを確認した。

上記の確認により，防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性が確保されていることを確認した。