

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 07
提出年月日	2022年11月14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

2022年11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	8
2.4	適用規格・基準等	13
3.	耐震評価	15
3.1	評価対象断面	15
3.2	解析方法	21
3.2.1	地震応答解析手法	22
3.2.2	施設	23
3.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	23
3.2.4	減衰定数	24
3.2.5	解析ケース	25
3.2.6	荷重及び荷重の組合せ	26
3.2.7	入力地震動	28
3.2.8	解析モデル及び諸元	67
3.2.9	評価対象部位	102
3.2.10	許容限界	103
3.2.11	評価方法	105
3.3	3次元構造解析	108
3.3.1	解析方法	108
3.3.2	荷重及び荷重の組み合わせ	108
3.3.3	解析モデル及び諸元	109
3.3.4	照査時刻の設定	118
3.3.5	入力値の設定	119
3.3.6	評価対象部位	127
3.3.7	許容限界	127
3.3.8	評価方法	128

4.	耐震評価結果	131
4.1	地震応答解析結果	131
4.1.1	解析ケースと照査値	132
4.1.2	鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査	147
4.1.3	鋼管杭のせん断破壊に対する照査	150
4.1.4	杭頭連結材の引張破壊に対する照査	153
4.1.5	過剰間隙水圧分布	154
4.1.6	最大せん断ひずみ分布	157
4.1.7	鋼管杭	160
4.1.8	改良地盤④	169
4.1.9	岩盤	170
4.1.10	止水目地	171
4.1.11	基礎地盤	174
4.1.12	施設護岸等の損傷による不確かさの検討	178
4.2	3次元構造解析結果	187
4.2.1	3次元構造解析の地震動及び各照査時刻の選定	187
4.2.2	作用荷重分布図	193
4.2.3	評価対象位置と照査値	205
4.2.4	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）	212
4.2.5	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）	217
4.3	被覆コンクリート壁	219
4.3.1	曲げ照査	219
4.3.2	せん断力照査	223
5.	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性に関する影響検討	225
5.1	砂礫層の解析用物性値に関する影響検討	225
5.1.1	概要	225
5.1.2	評価内容	229
5.1.3	評価結果	230
5.2	埋戻土（粘性土）の解析用物性値に関する影響検討	231
5.2.1	概要	231
5.2.2	評価内容	234
5.2.3	評価結果	235

(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について

(参考資料 3) ①－①断面の耐震評

## 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 $S_s$ 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当たっては、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。

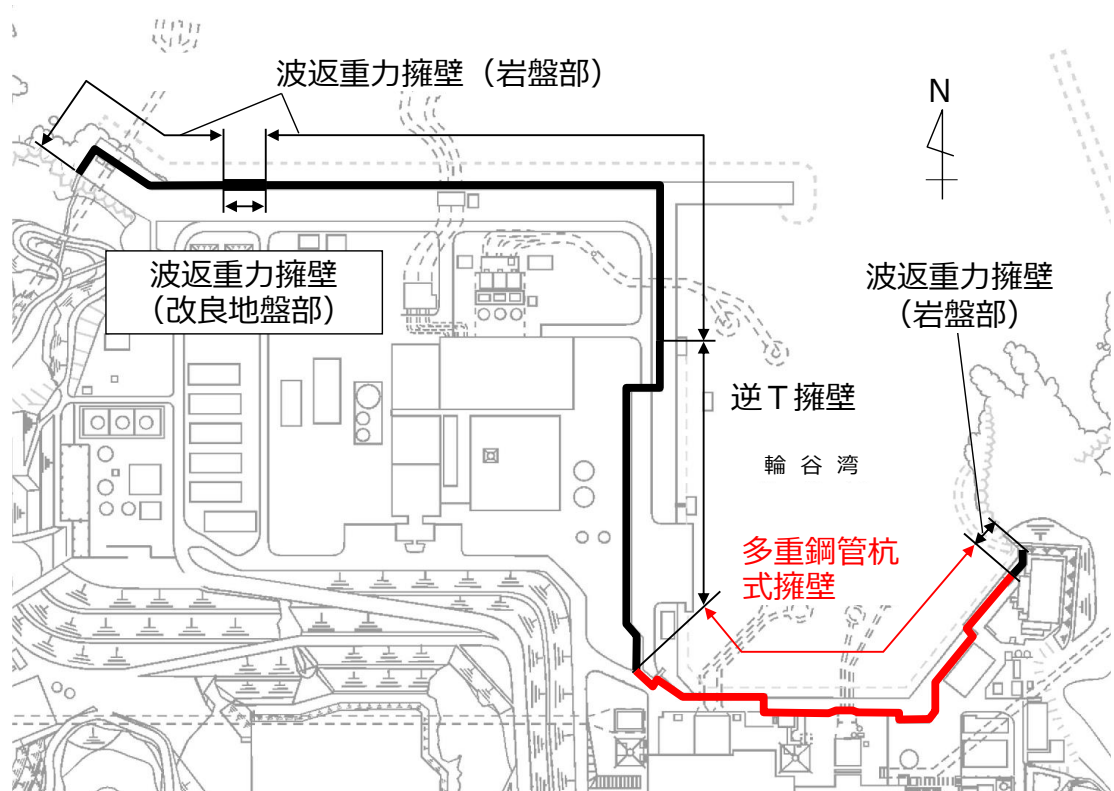


図 2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の範囲

## 2.2 構造概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、概略配筋図を図 2.2-5 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-6 及び図 2.2-7 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。

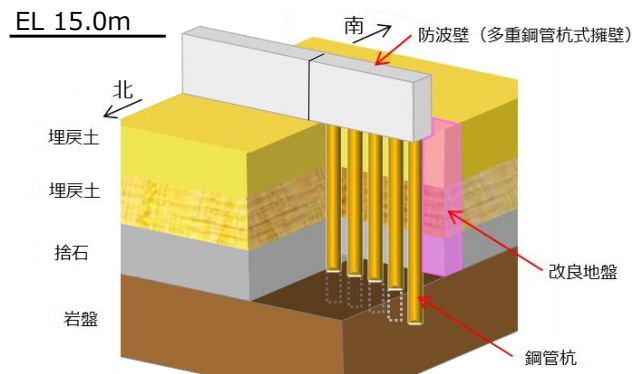


図 2.2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（正面図）

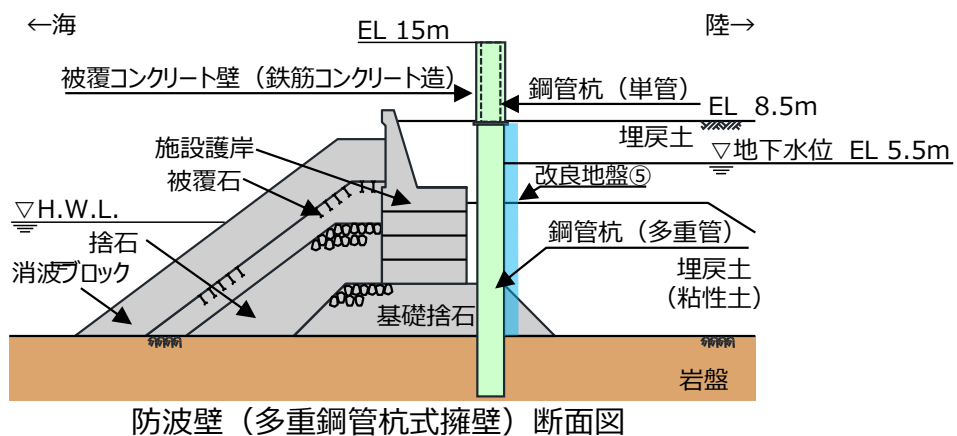


図 2.2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（断面図）

(単位 : mm)

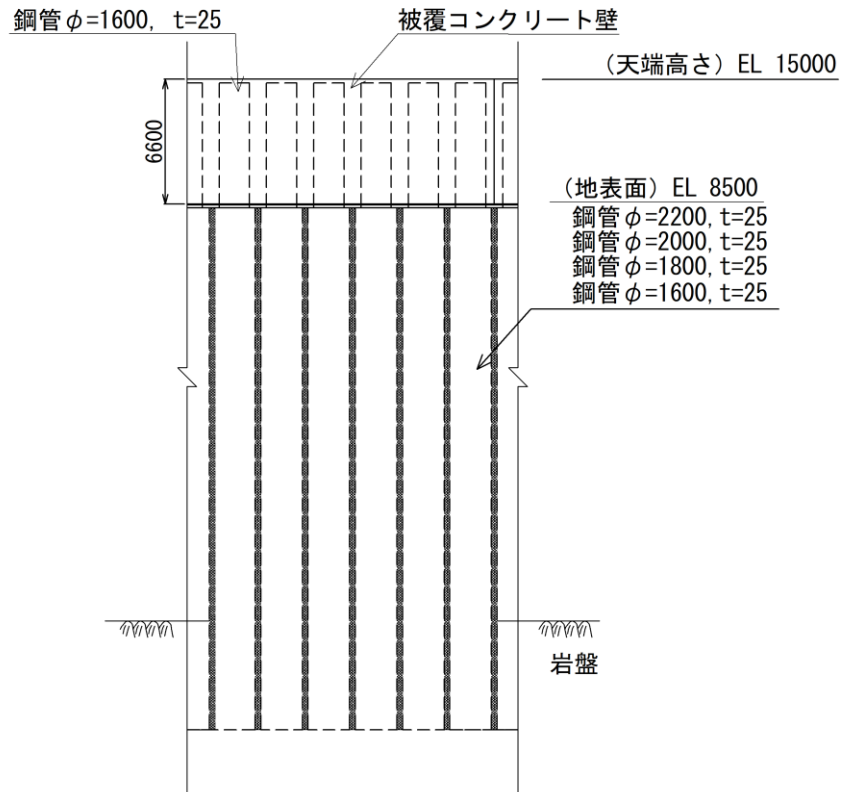


図 2.2-3 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の構造図 (正面図)

(単位 : mm)

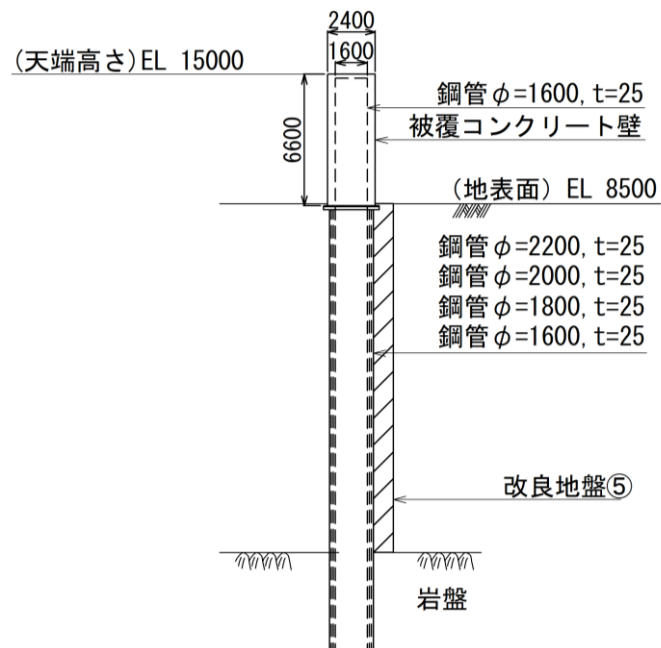


図 2.2-4 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の構造図 (断面図)



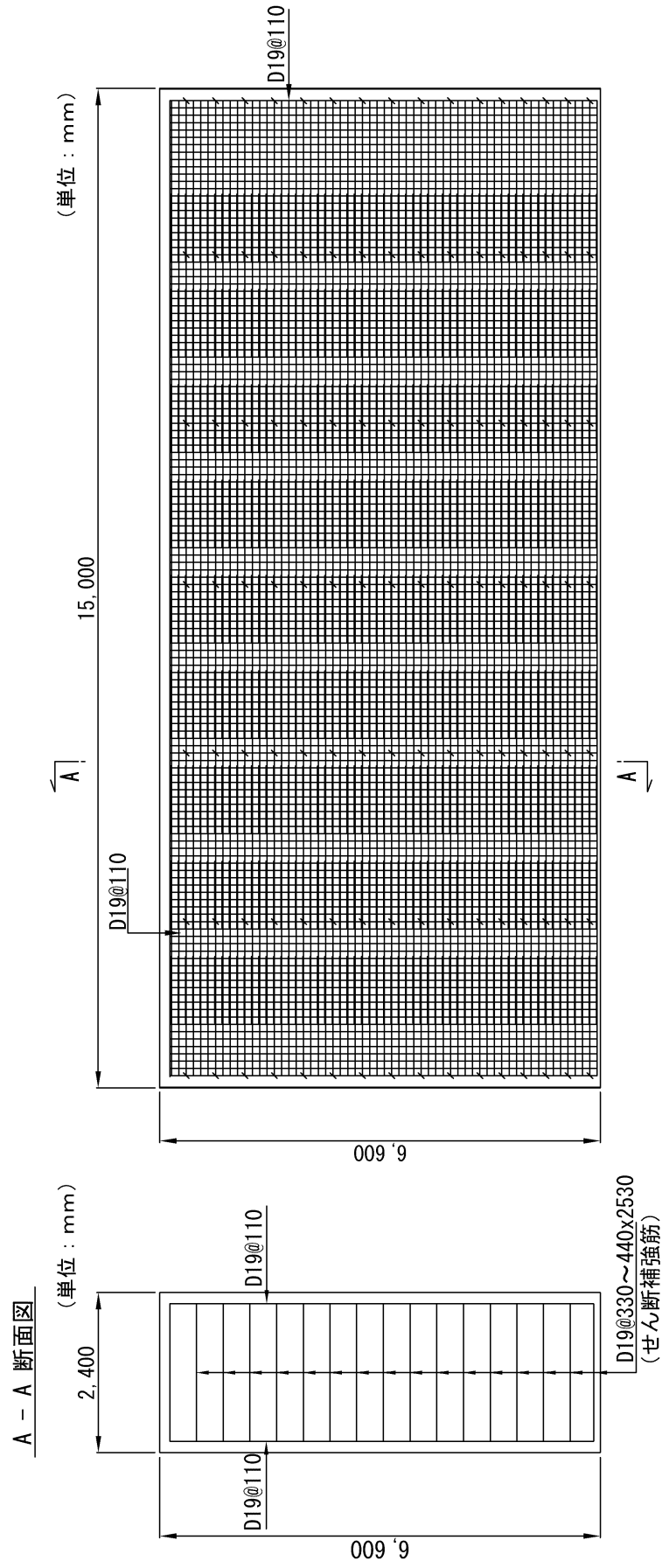


図 2.2-5 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の概略配筋図 (②-②断面)

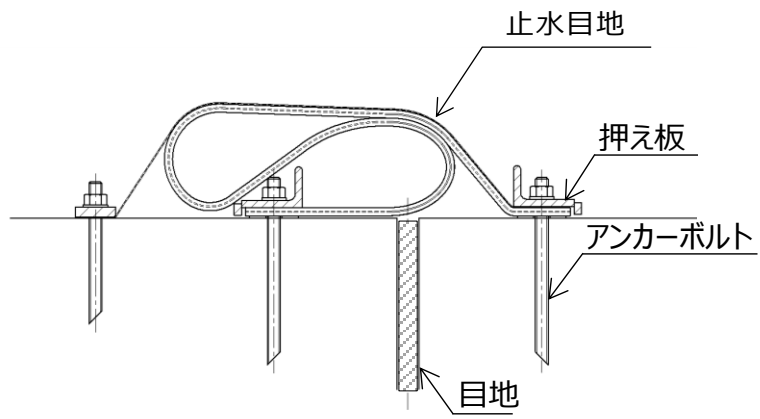


図 2.2-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の概念図

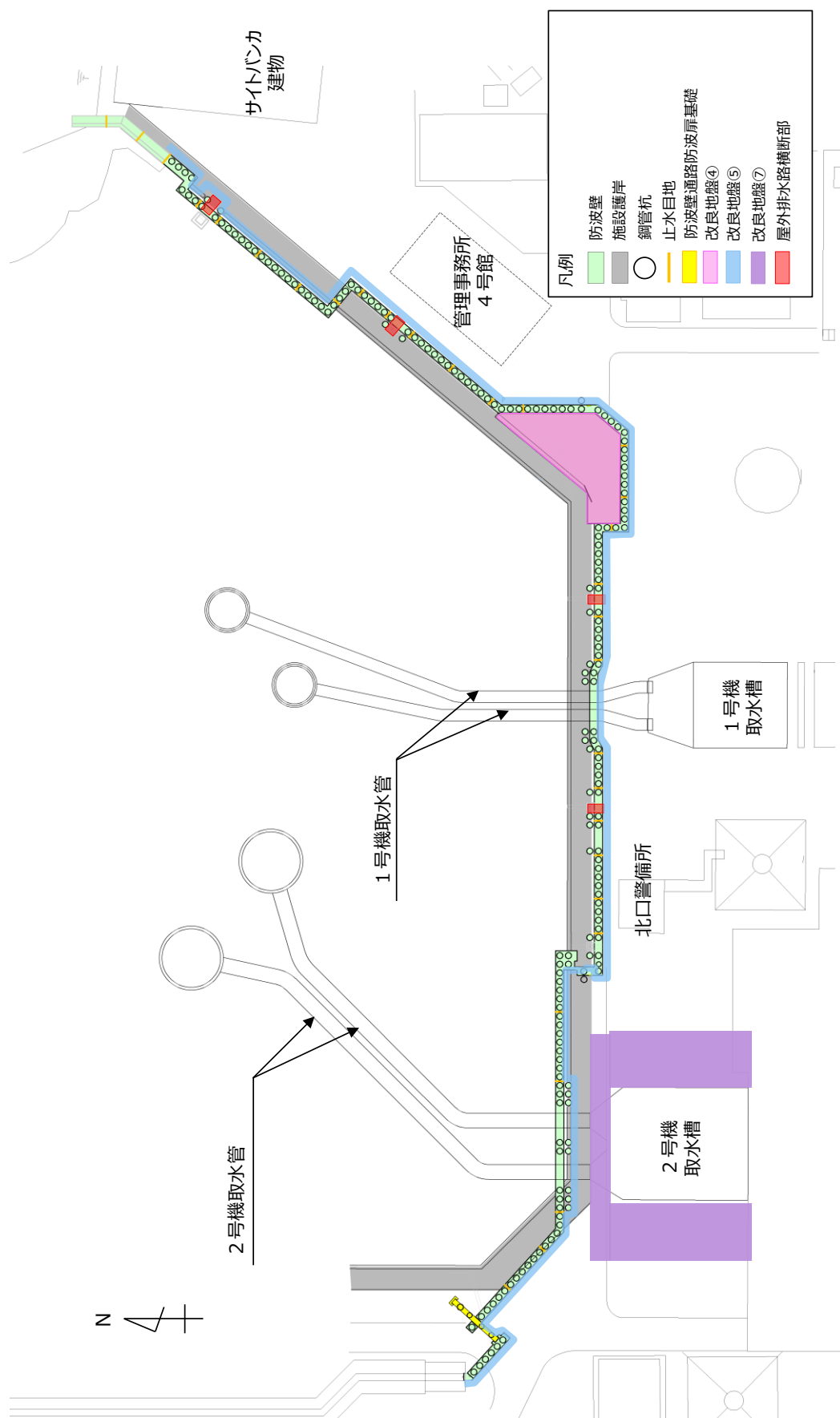


図 2.2-7 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の配置位置図

### 2.3 評価方針

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

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

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 *1	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。
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、岩盤に含む。

表 2.3-2 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の性能目標

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

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、岩盤に含む。

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*1	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
		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	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
		岩盤		
	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	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。

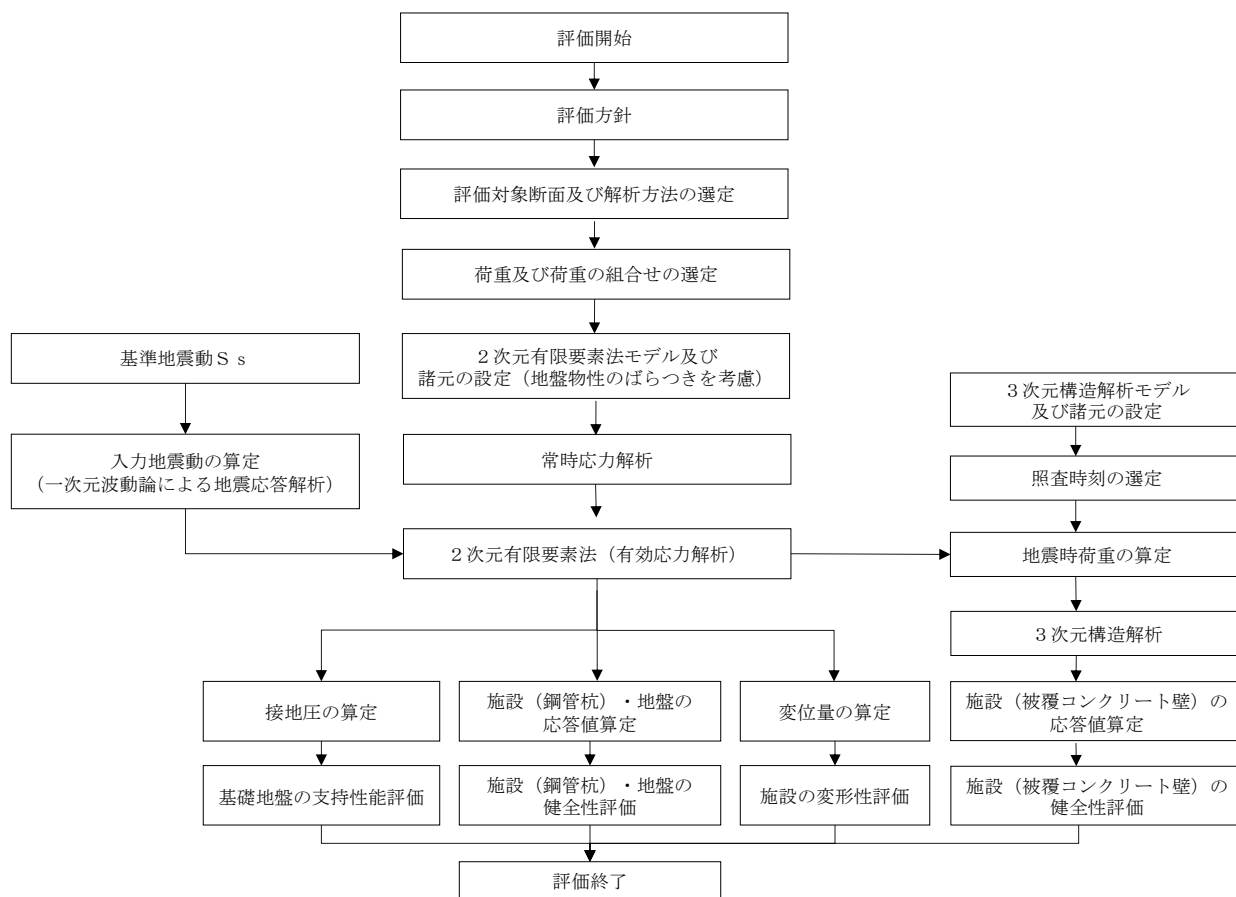


図 2.3-1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震評価フロー



## 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 J E A G 4 6 0 1 -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
仕様材料及び材料定数		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)	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 J E A G 4 6 0 1 -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。

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、杭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

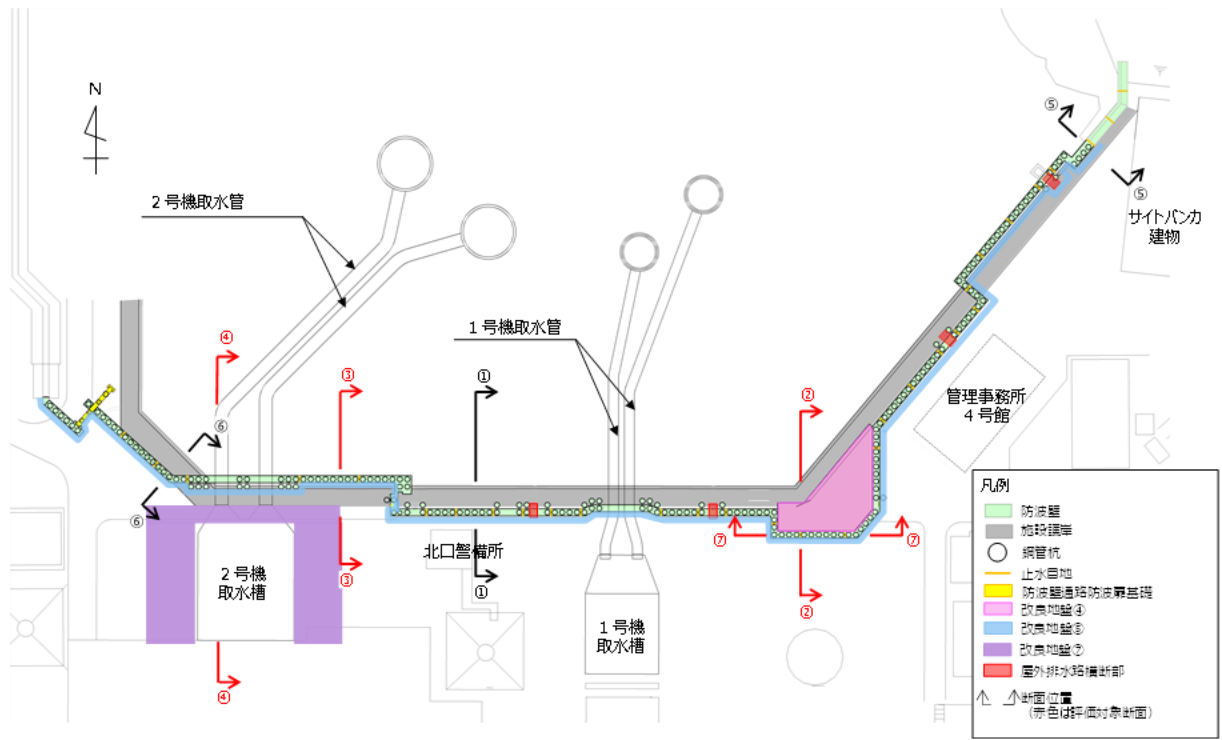


図 3.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

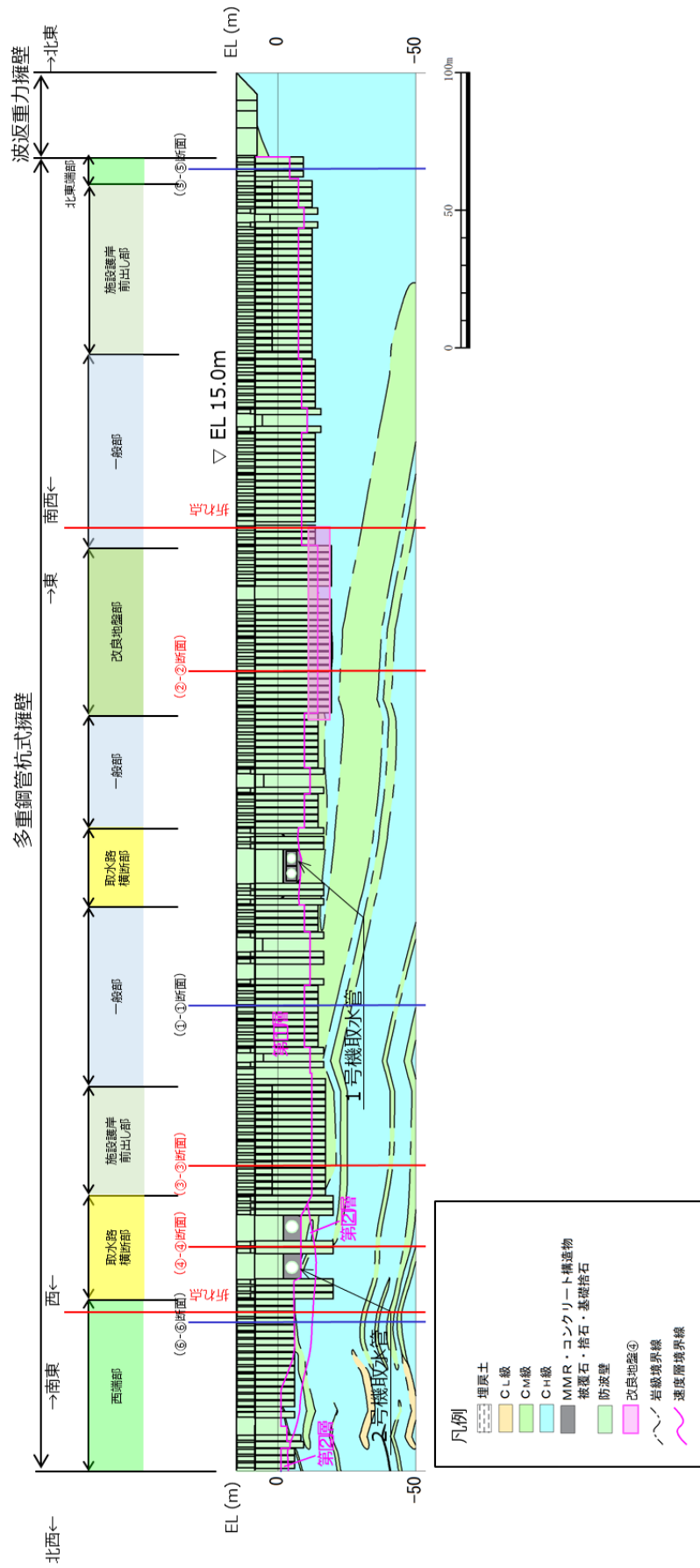


図 3.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断面図

(単位 : m)

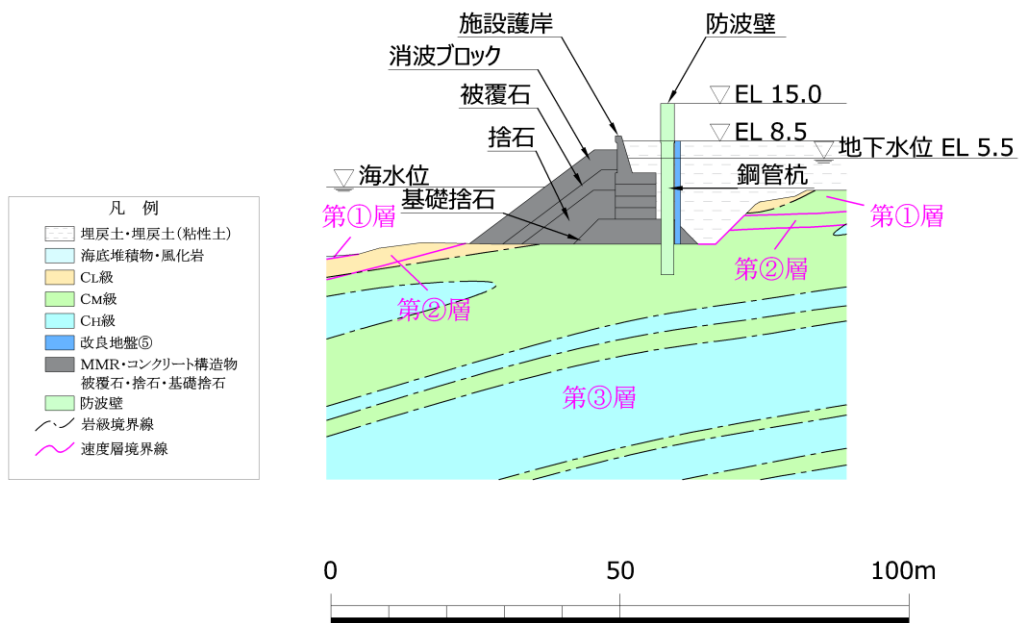


図 3.1-3 評価対象断面図 (①-①断面)

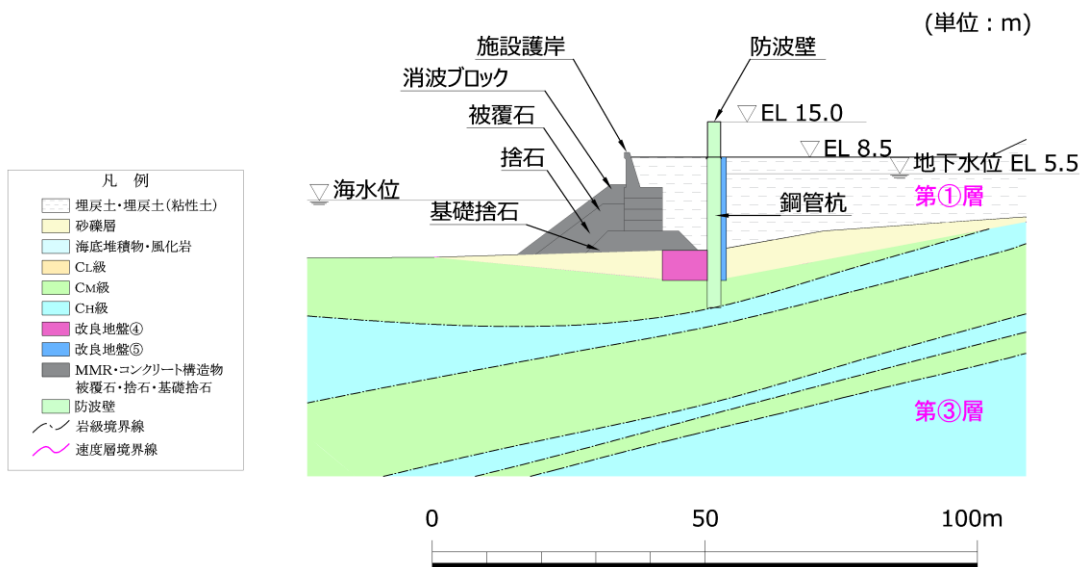


図 3.1-4 評価対象断面図 (②-②断面)

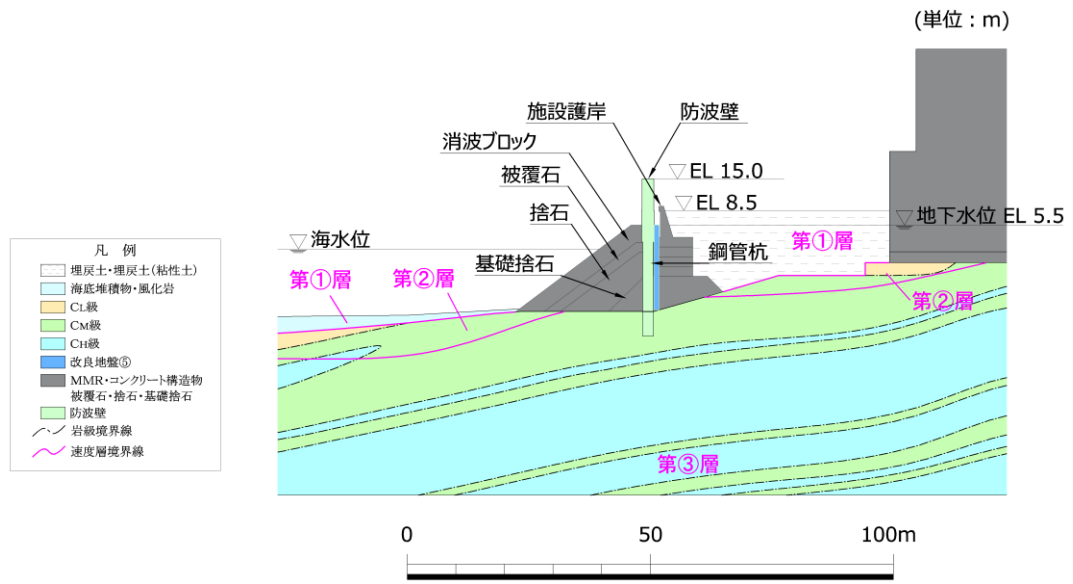


図 3.1-5 評価対象断面図 (③-③断面)

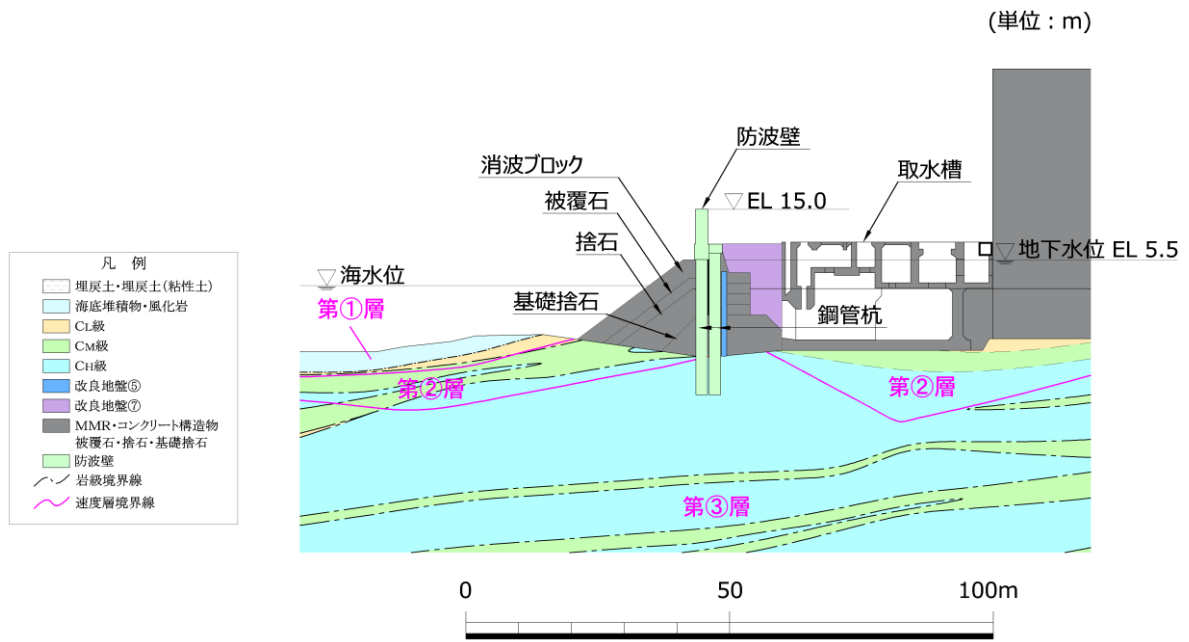


図 3.1-6 評価対象断面図 (④-④断面)

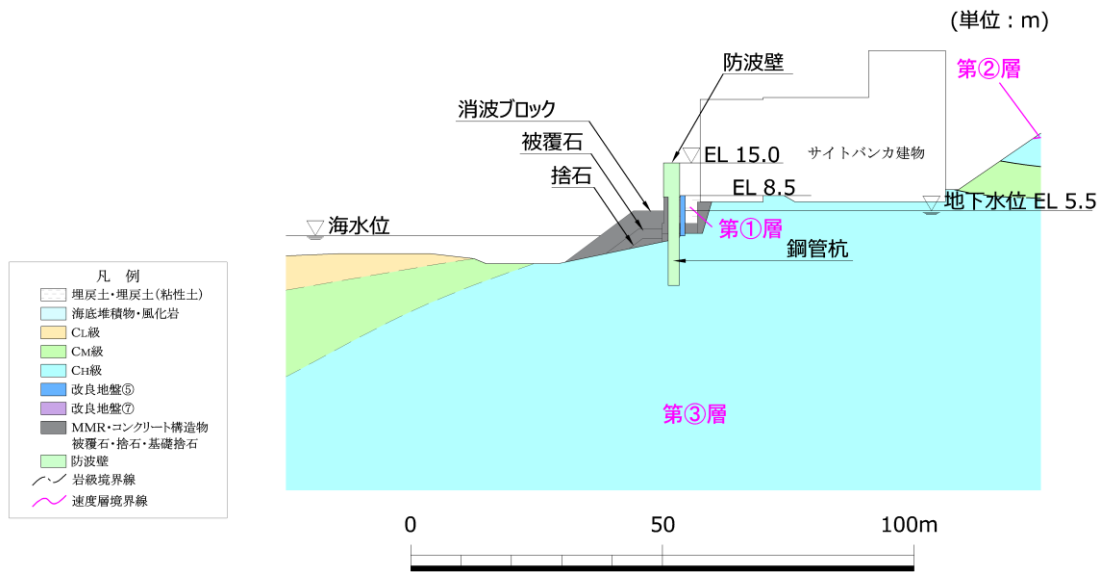


図 3.1-7 評価対象断面図 (⑤-⑤断面)

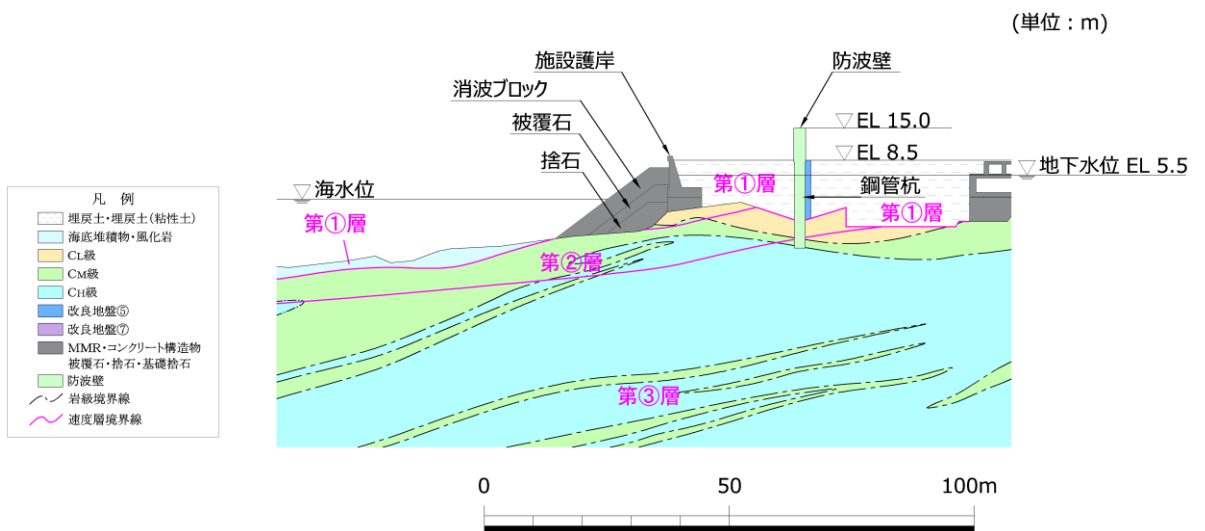


図 3.1-8 評価対象断面図 (⑥-⑥断面)



### 3.2 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  $S_s$  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。

### 3.2.1 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 3.2.1-1 に示す。

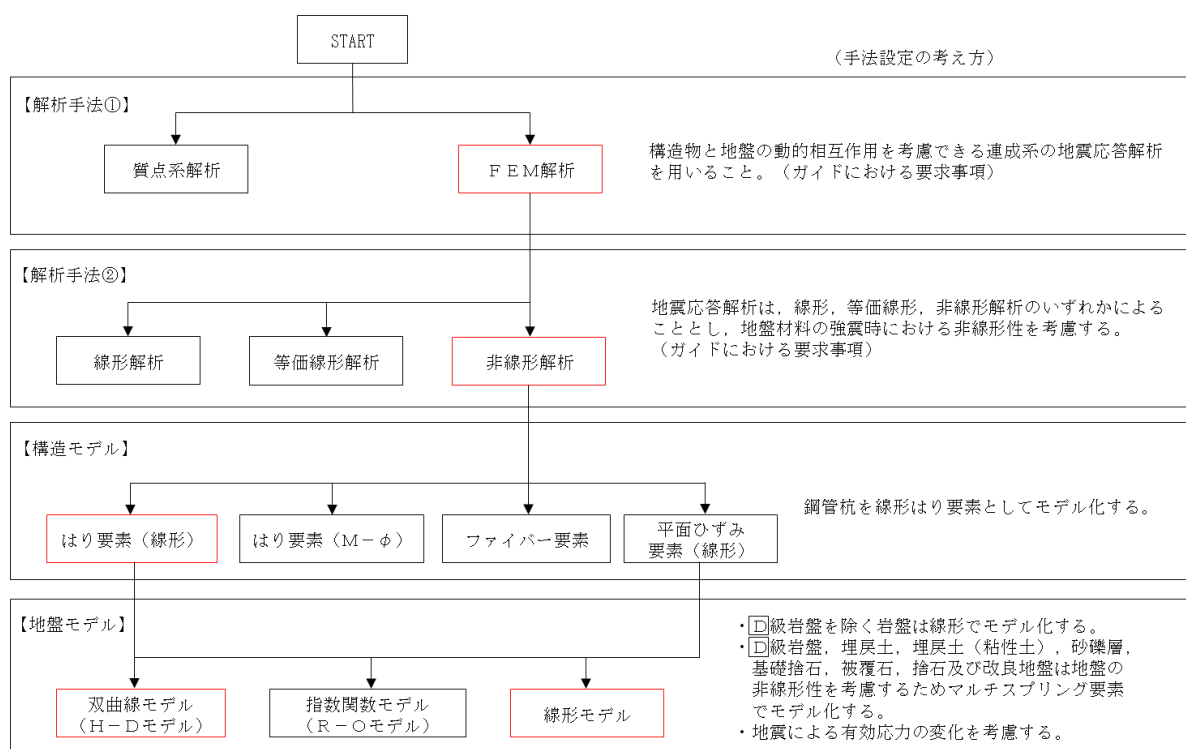


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2.2 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。

### 3.2.3 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 3.2.3-1 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、地震時の繰返し载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。
- ・ 地震時の繰返し载荷により液状化し、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動土圧に影響し、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、「3.2.5 解析ケース」に示す。

表 3.2.3-1 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 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

#### 3.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰を設定する。

### 3.2.5 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  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動  $S_s$  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（「4.1.11 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 3.2.5-1 に示す。

表 3.2.5-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③		ケース④	
		基本ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース	施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値 + 1 $\sigma$		平均値 - 1 $\sigma$			
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (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、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。				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。	
		-+*	○						
		+-*	○						
		--*	○						
	$S_s - F1$	++*	○						
	$S_s - F2$	++*	○						
	$S_s - N1$	++*	○						
		-+*	○						
	$S_s - N2$	++*	○						
	(NS)	-+*	○						
$S_s - N2$	++*	○							
	+-*	○							
(EW)	-+*	○							

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。

### 3.2.6 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・配管荷重の自重を考慮する。

##### b. 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

積雪荷重として，発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より，観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し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/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

##### c. 風荷重(P<sub>k</sub>)

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(S<sub>s</sub>)

基準地震動S<sub>s</sub>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 3.2.6-1 に示す。

表 3.2.6-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時 (S <sub>s</sub> )	G + P <sub>s</sub> + P <sub>k</sub> + S <sub>s</sub>

G : 固定荷重

P<sub>s</sub> : 積雪荷重

P<sub>k</sub> : 風荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重 (基準地震動 S<sub>s</sub>)

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

図 3.2.7-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.2.7-2～図 3.2.7-39 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。

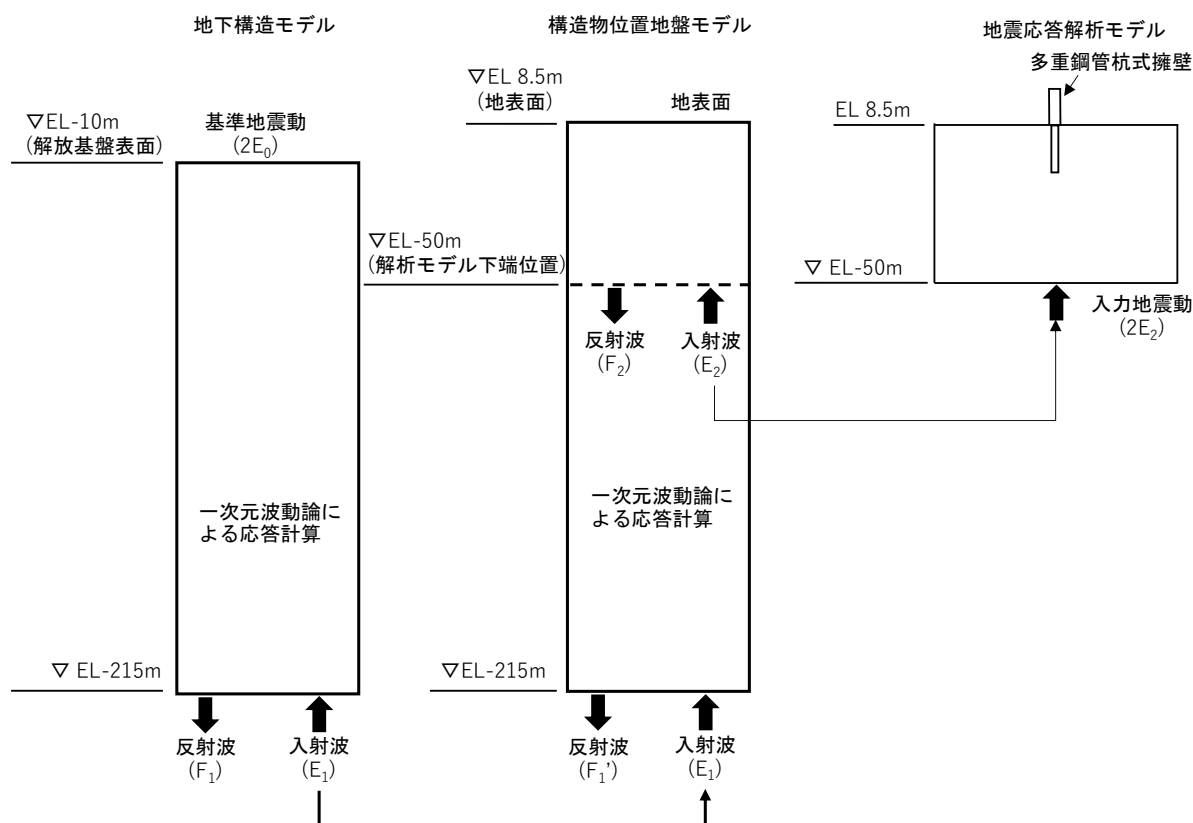
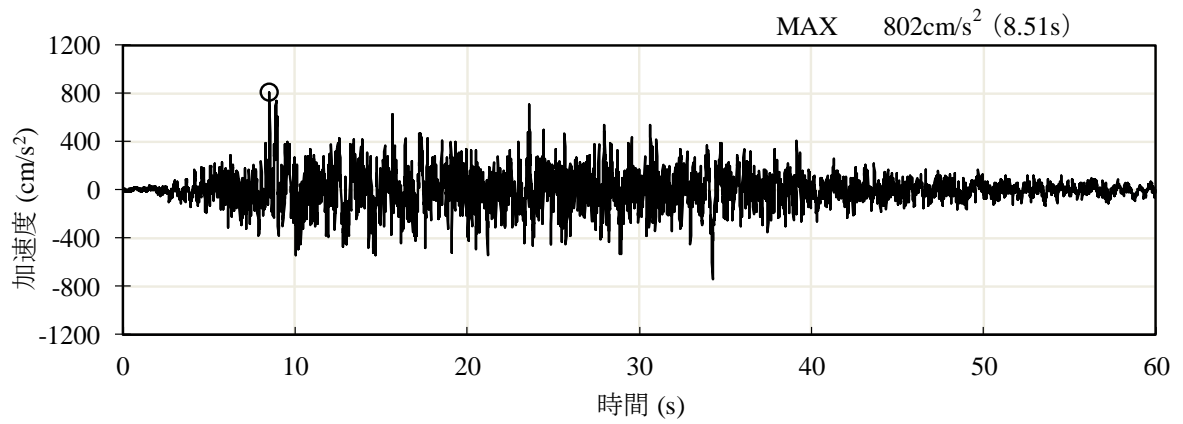


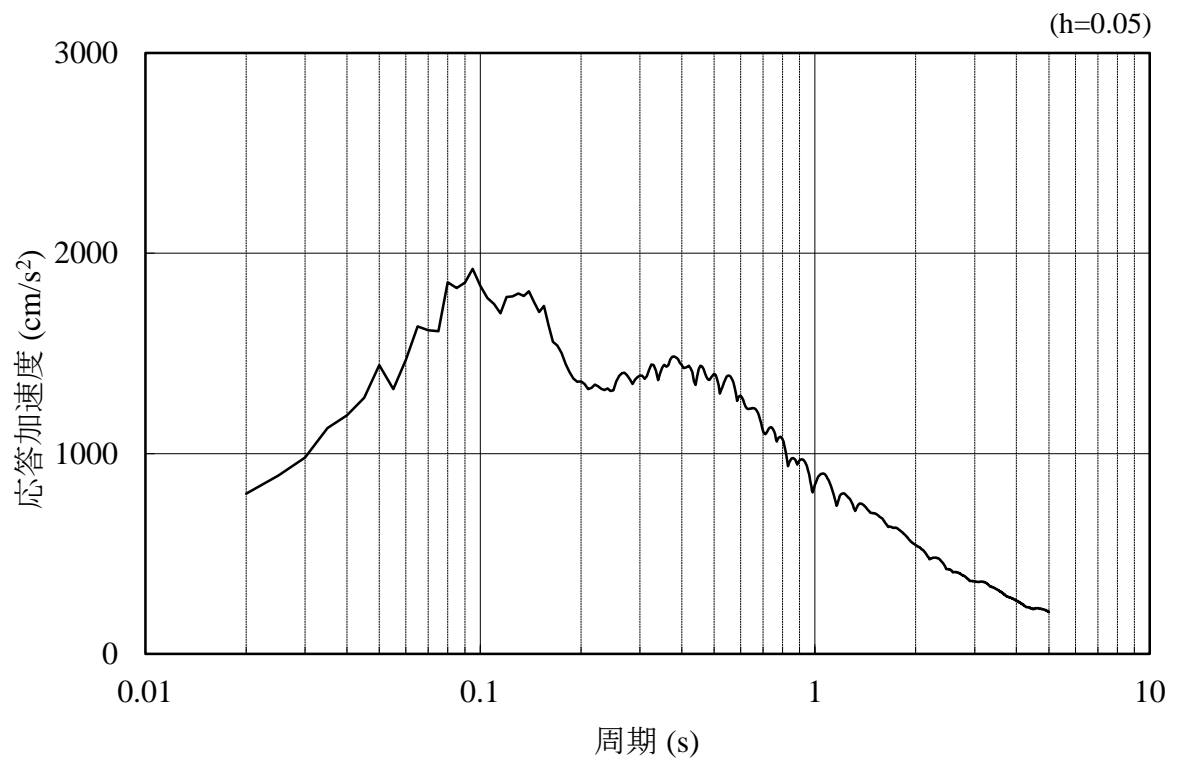
図 3.2.7-1 入力地震動算定の概念図



(1) ②-②断面

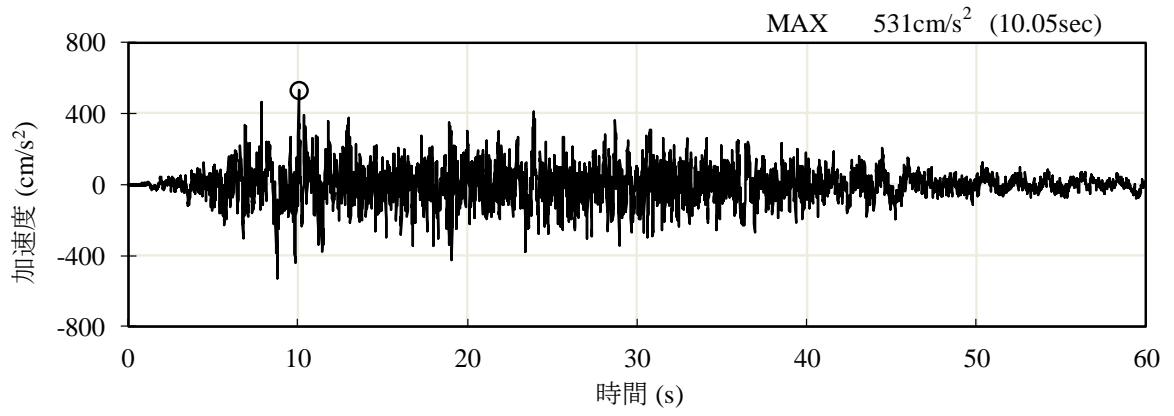


(a) 加速度時刻歴波形

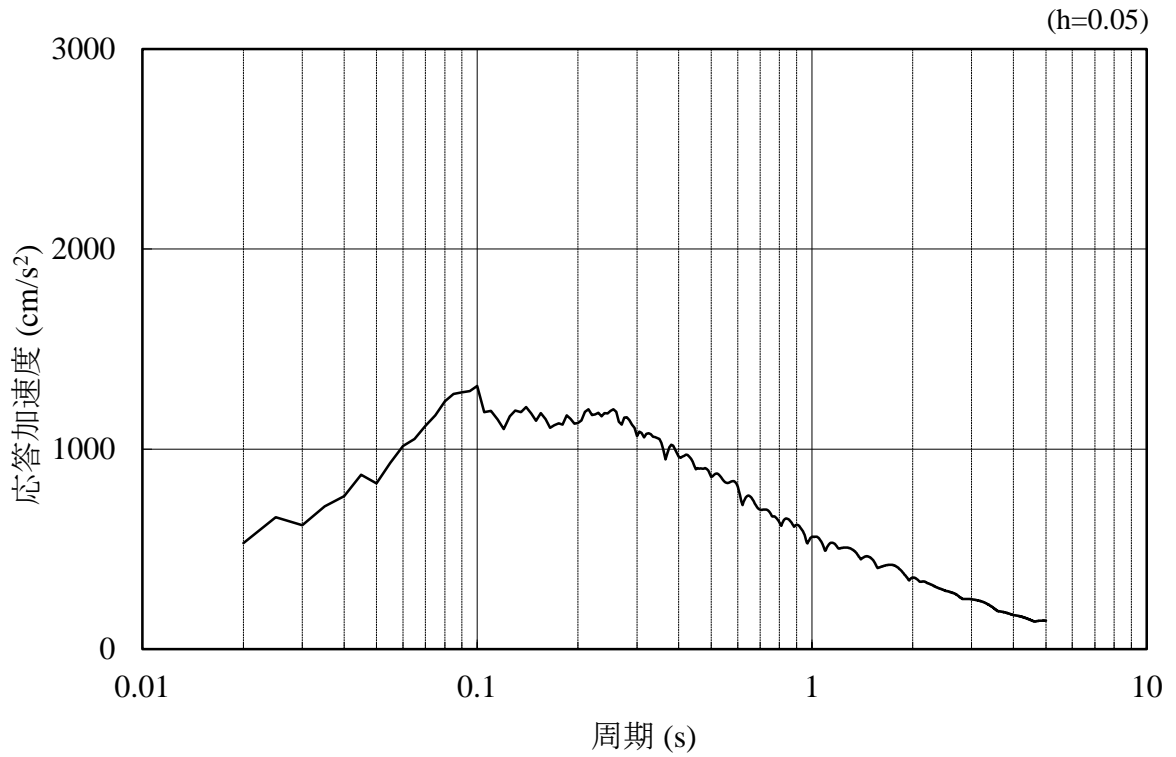


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-2 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：S s - D)

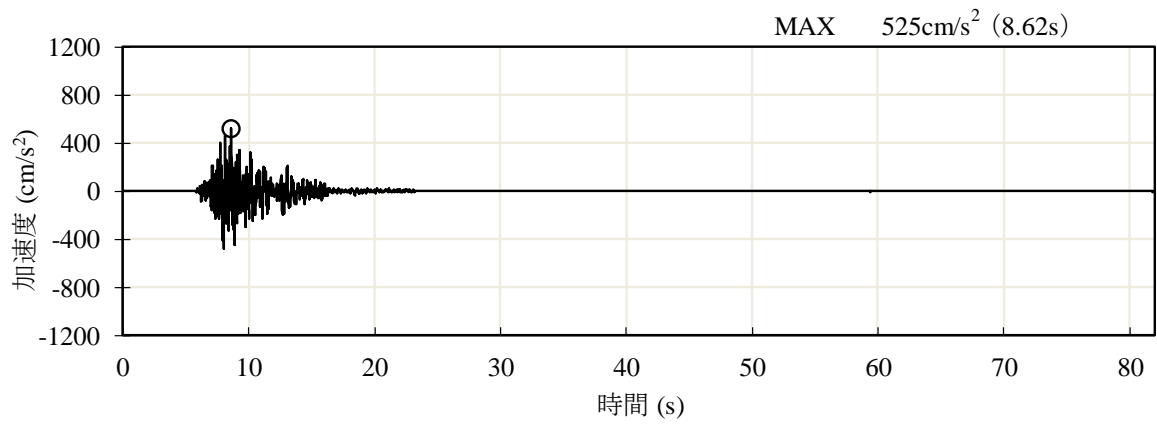


(a) 加速度時刻歴波形

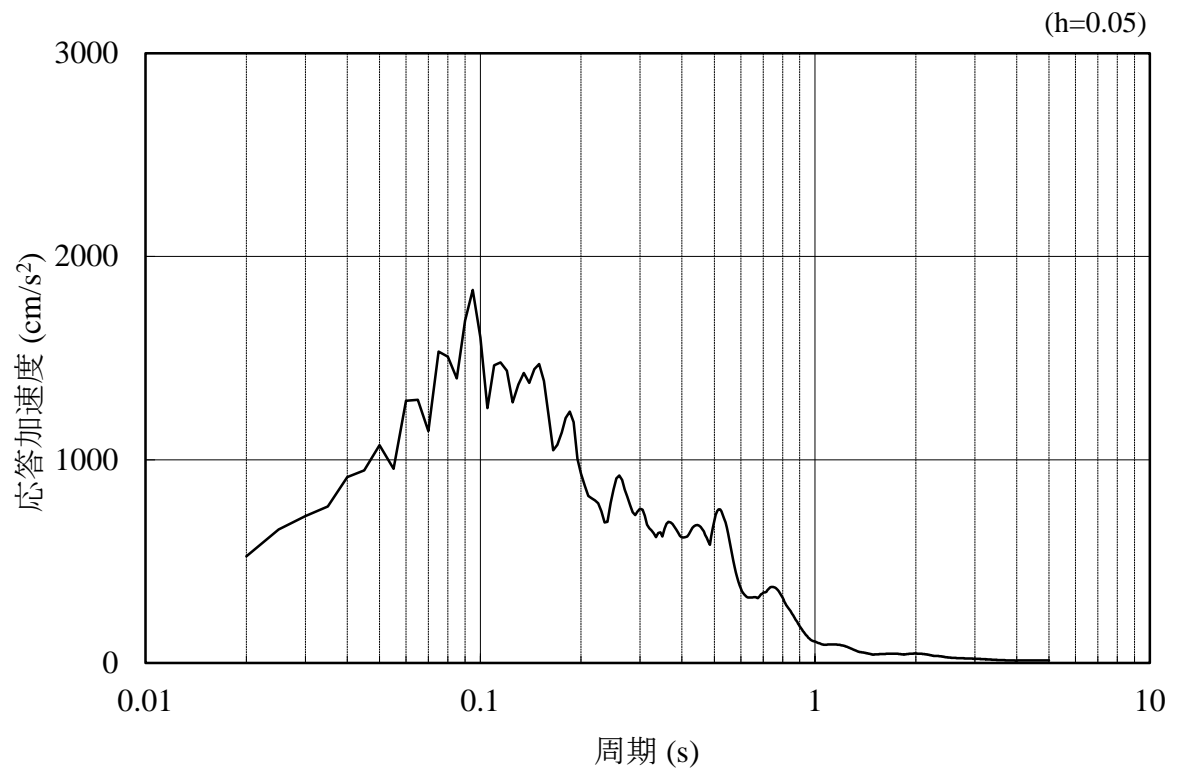


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-3 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：S s - D)

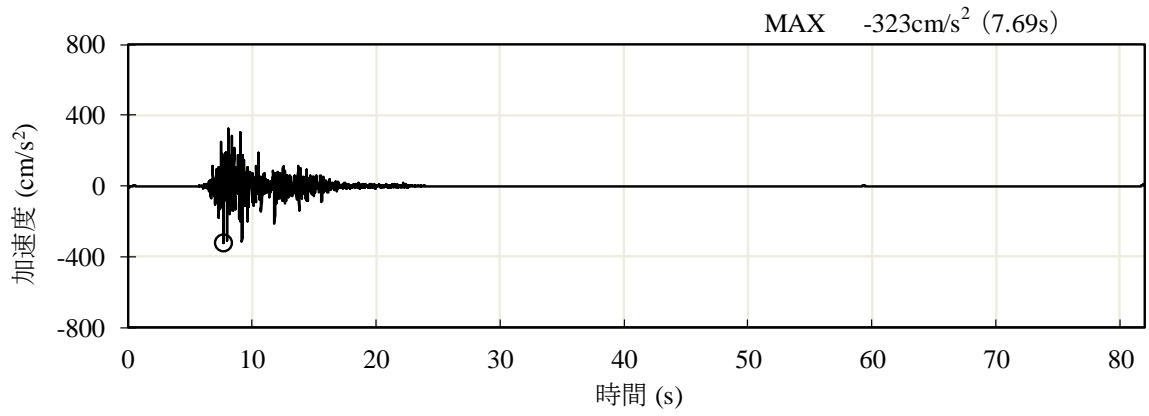


(a) 加速度時刻歴波形

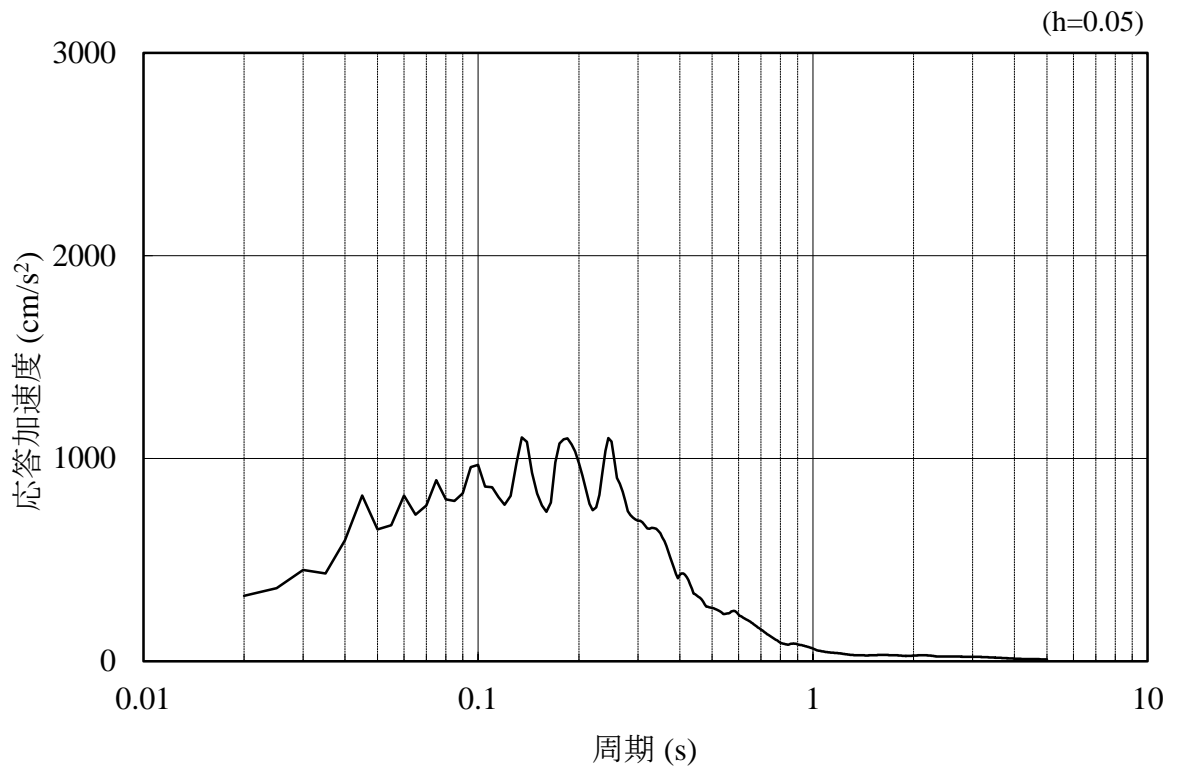


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-4 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 : S s - F 1)

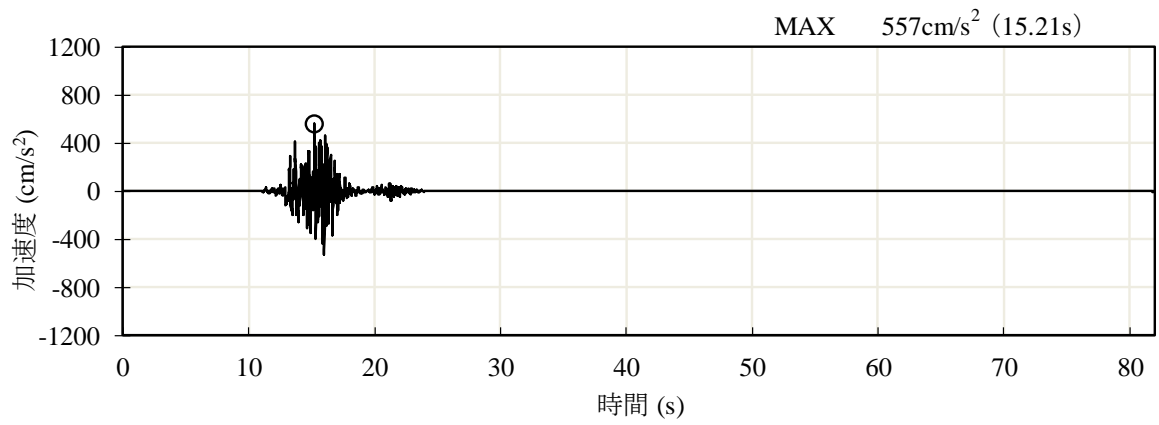


(a) 加速度時刻歴波形

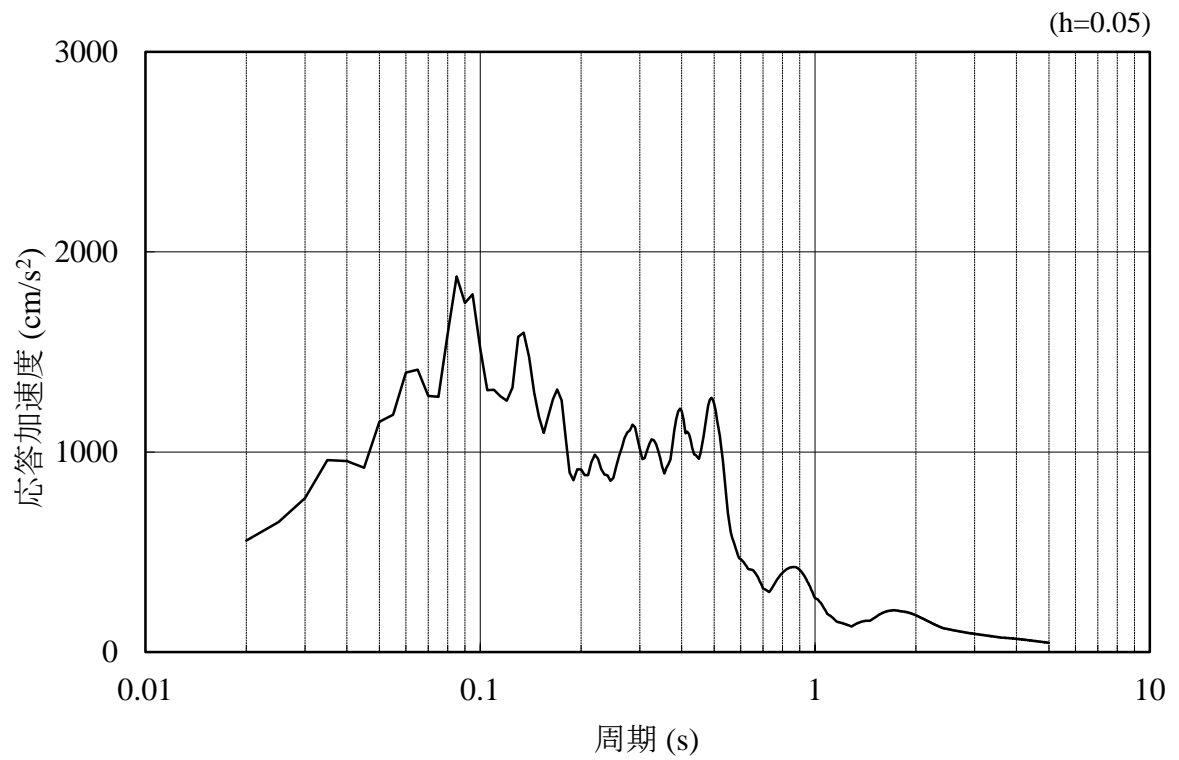


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-5 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：S s - F 1)

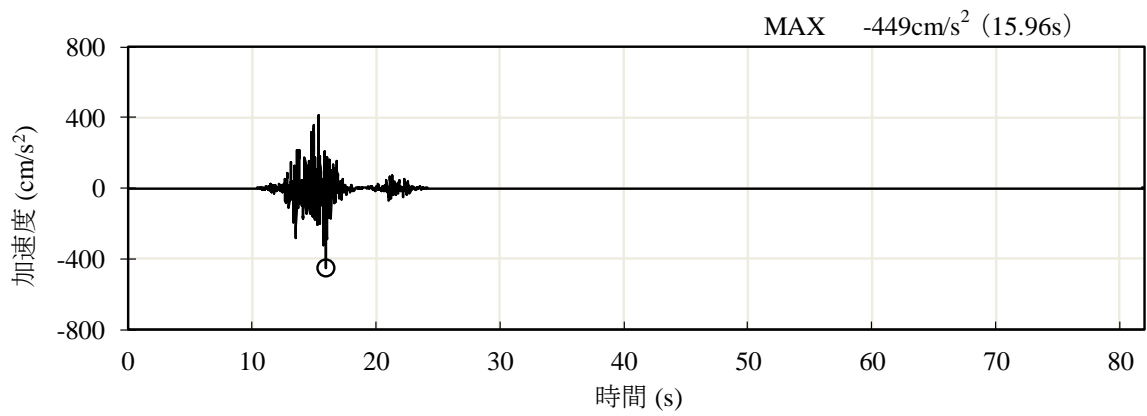


(a) 加速度時刻歴波形

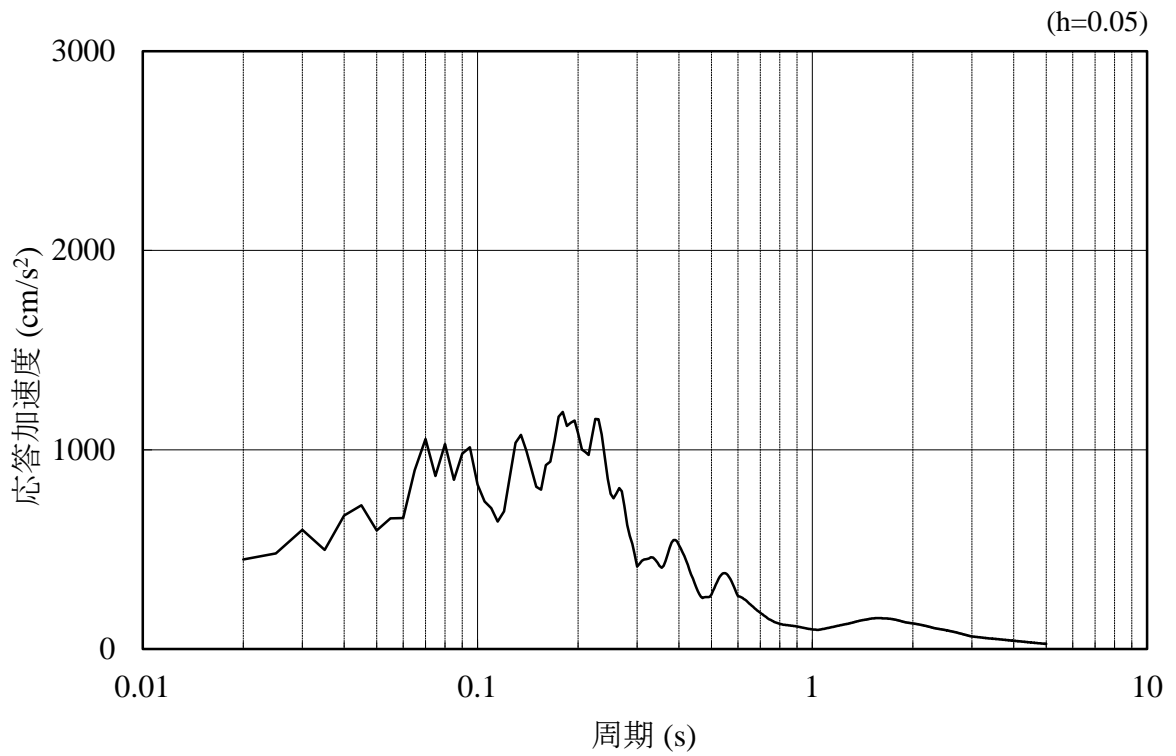


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-6 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 : S s - F 2)

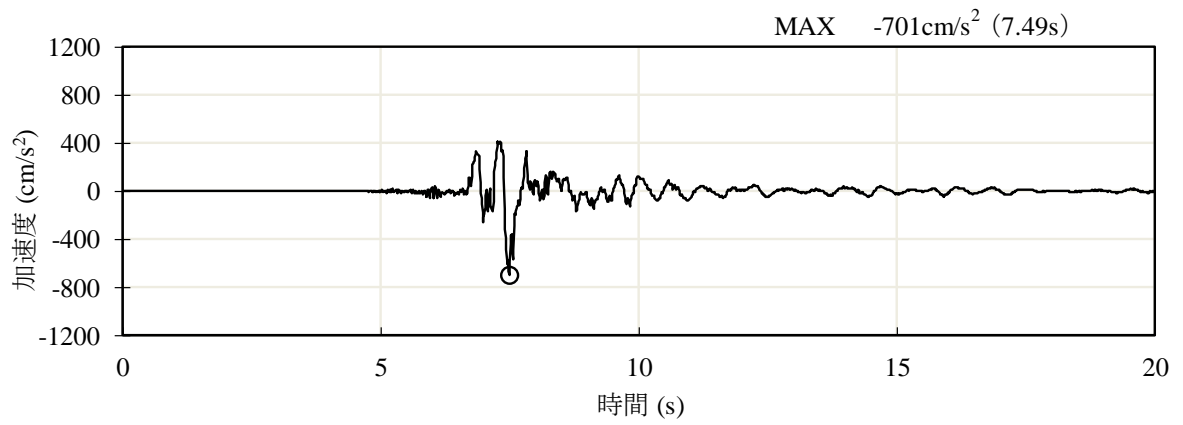


(a) 加速度時刻歴波形

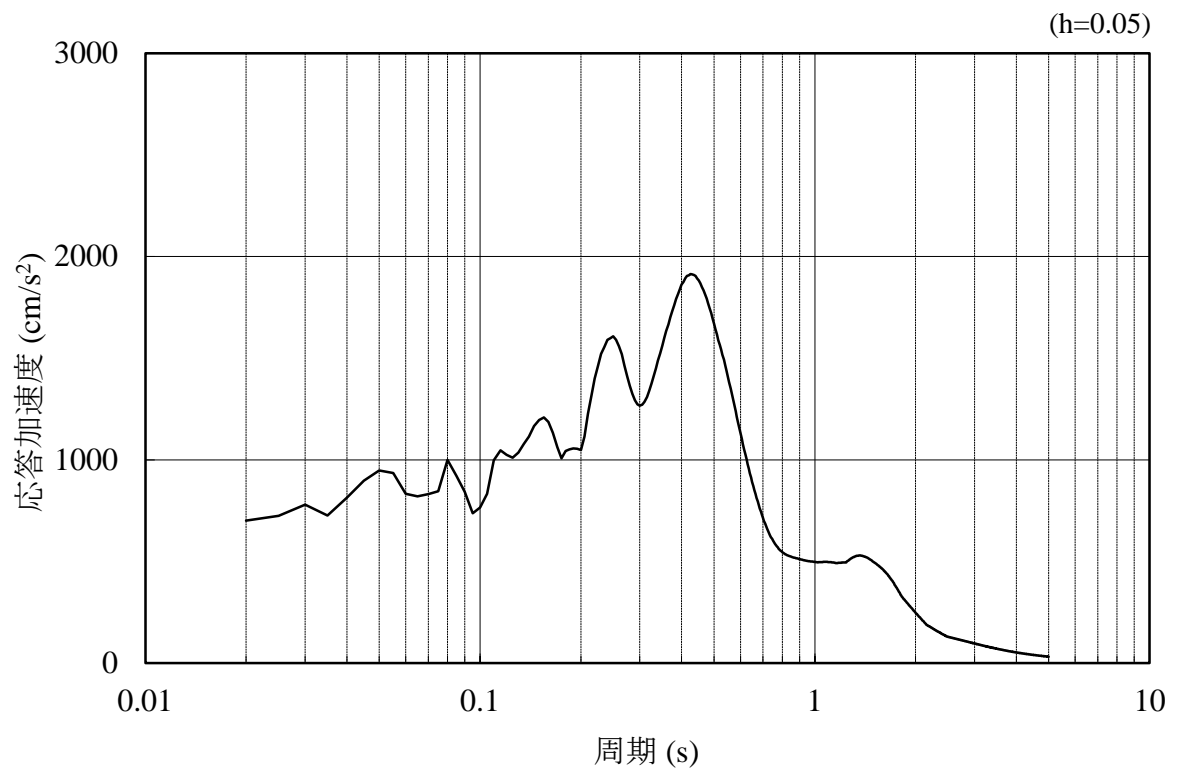


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-7 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：S s - F 2)

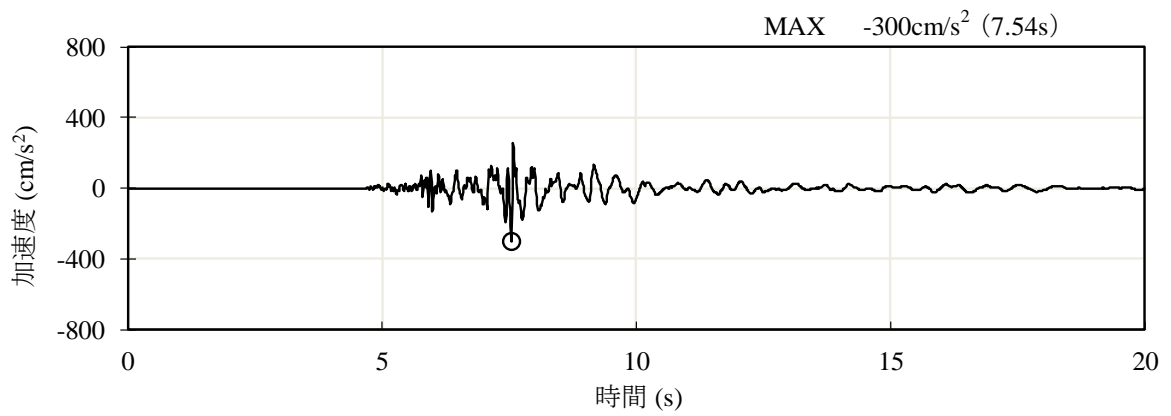


(a) 加速度時刻歴波形

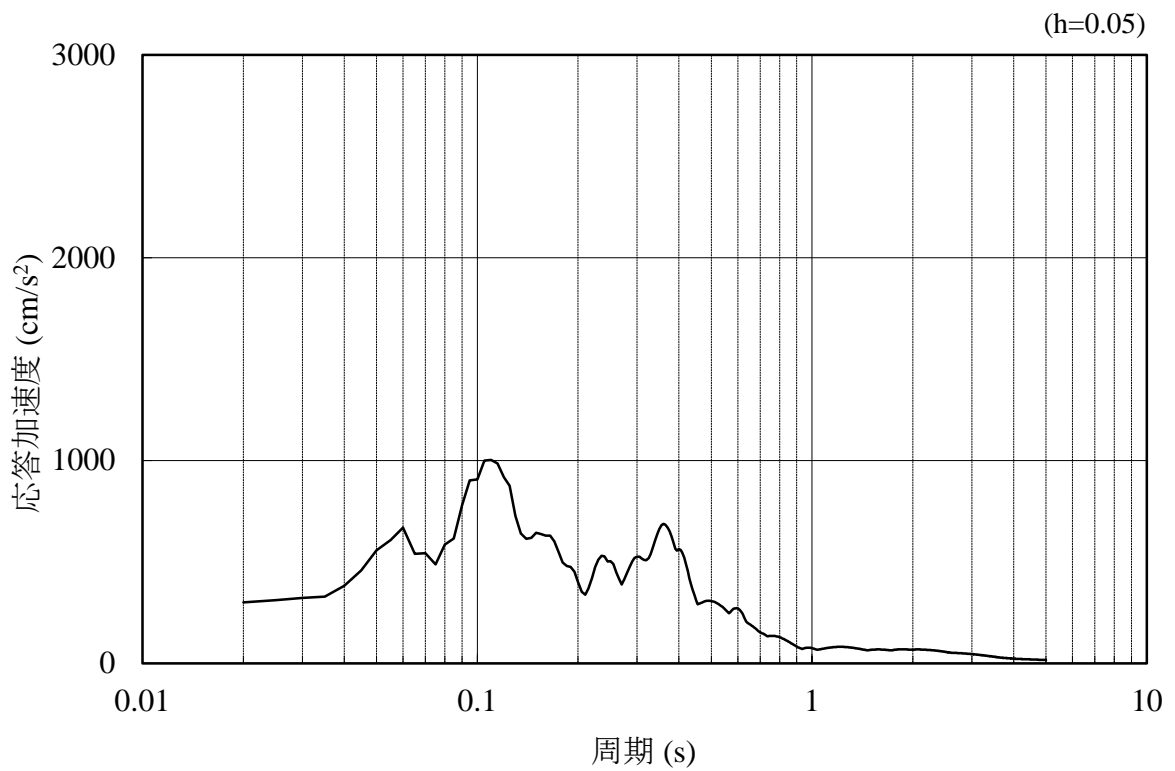


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-8 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：S s - N 1)



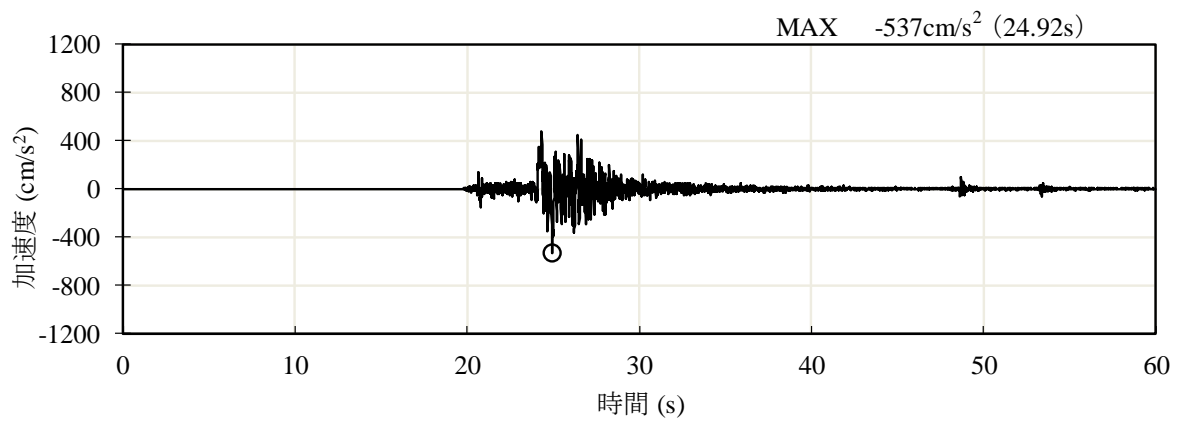
(a) 加速度時刻歴波形



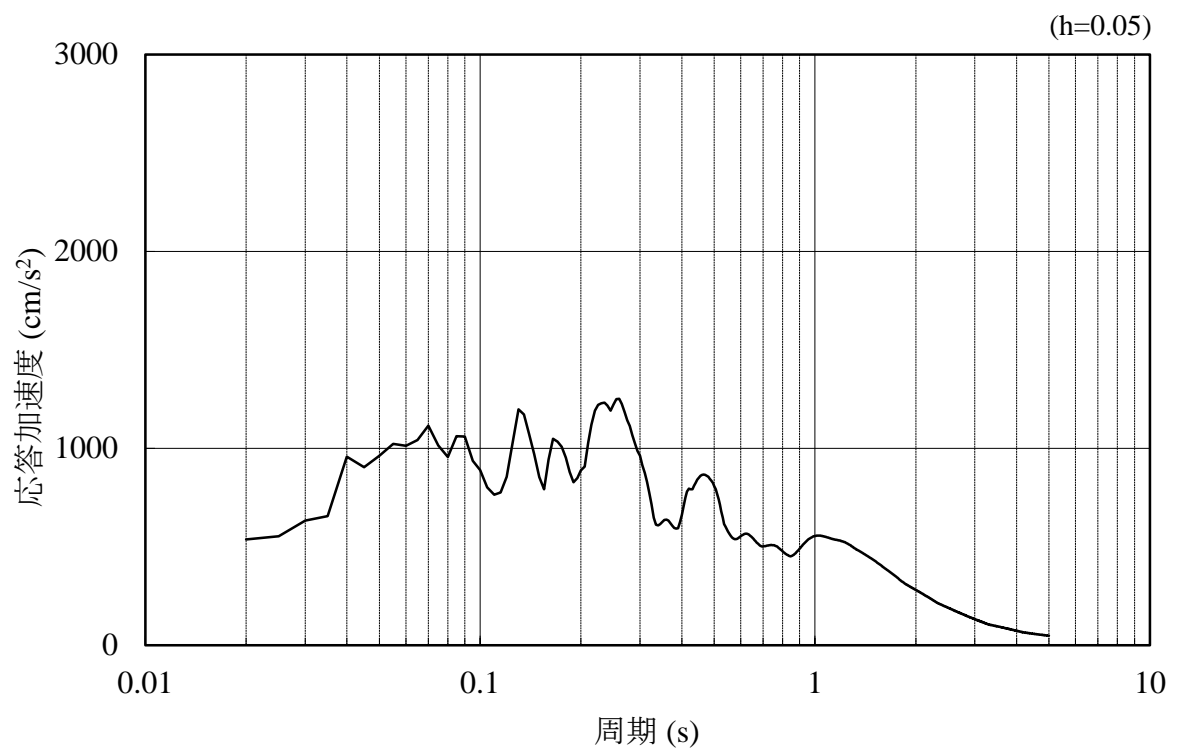
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-9 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：S s - N 1)



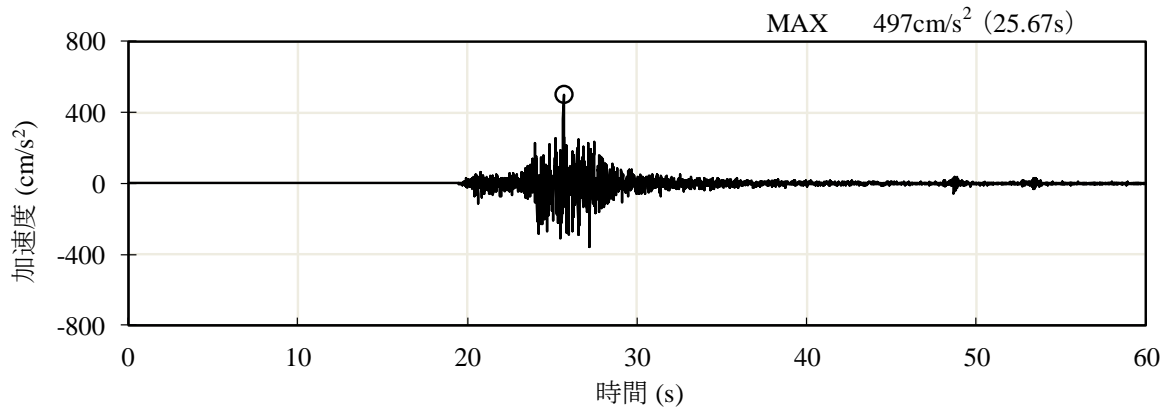


(a) 加速度時刻歴波形

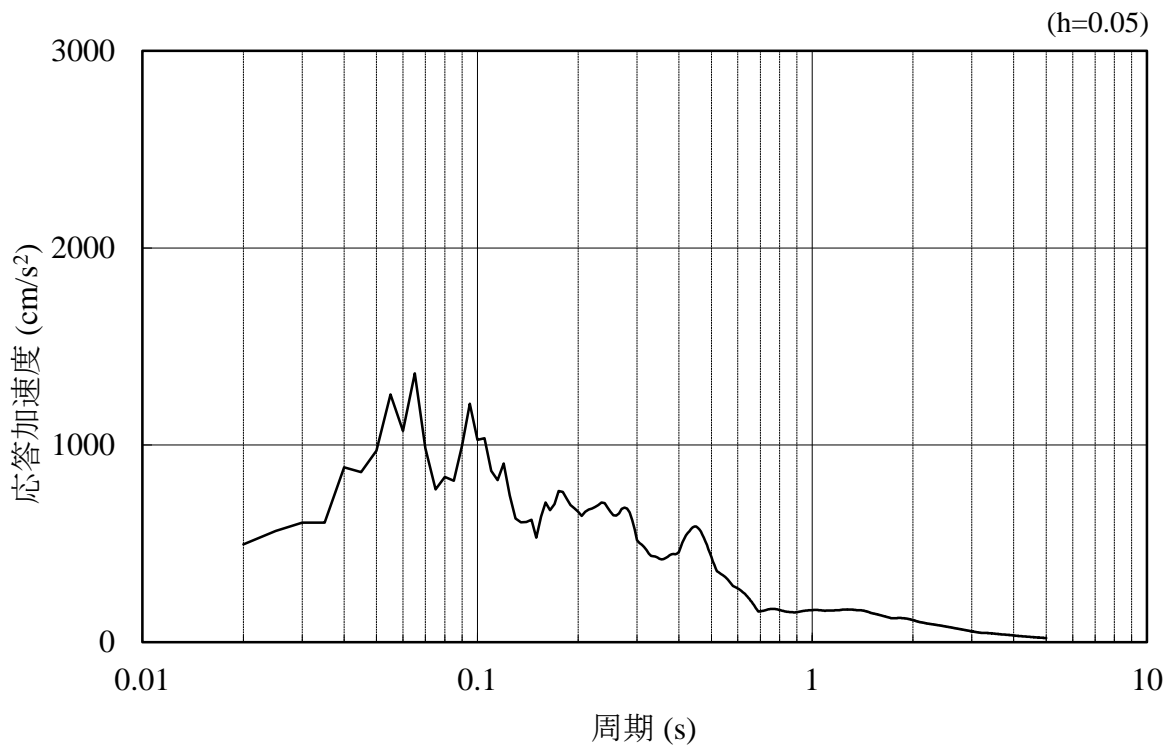


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-10 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：S s - N 2, N S 方向)

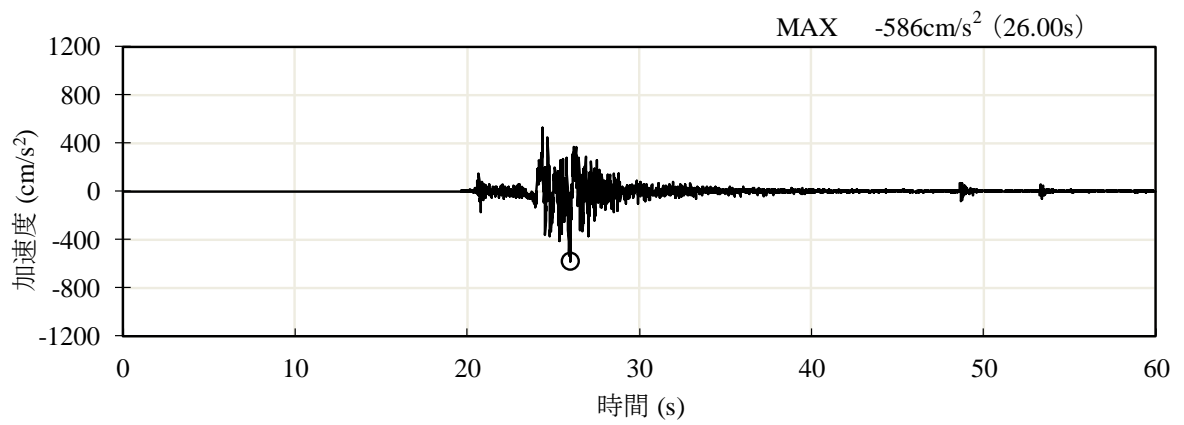


(a) 加速度時刻歴波形

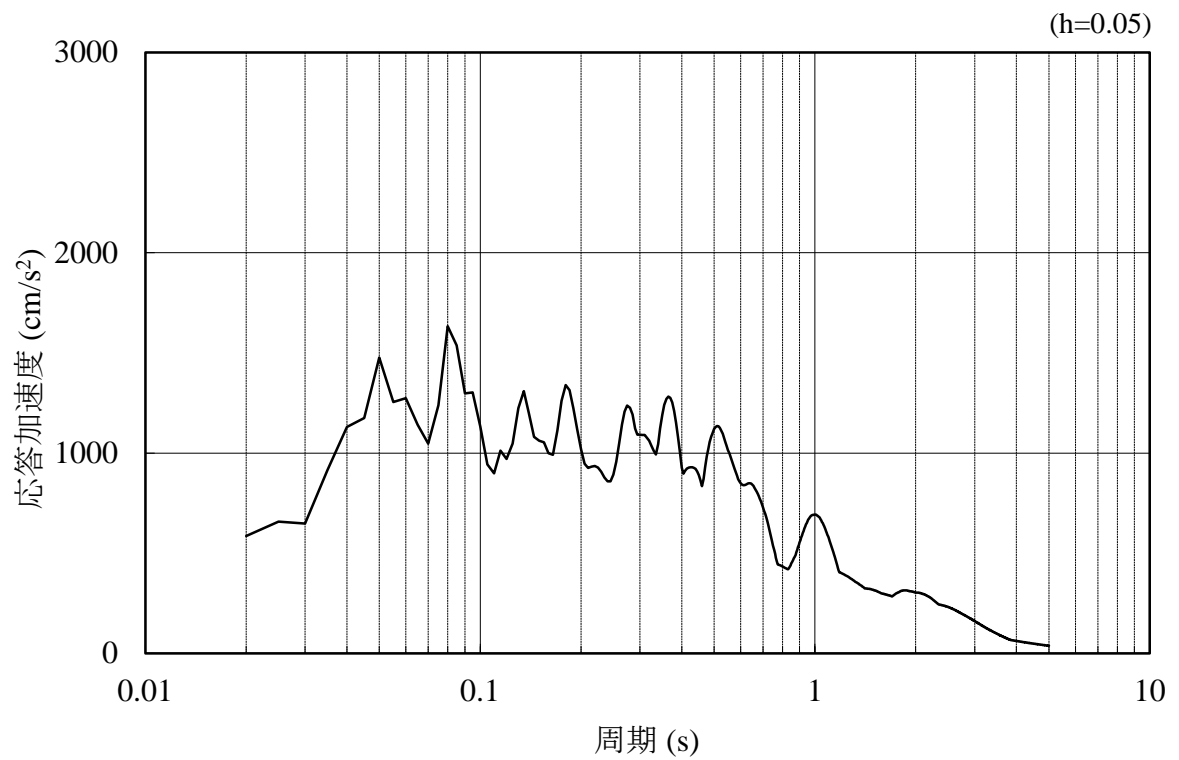


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-11 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：S s - N 2, N S 方向)

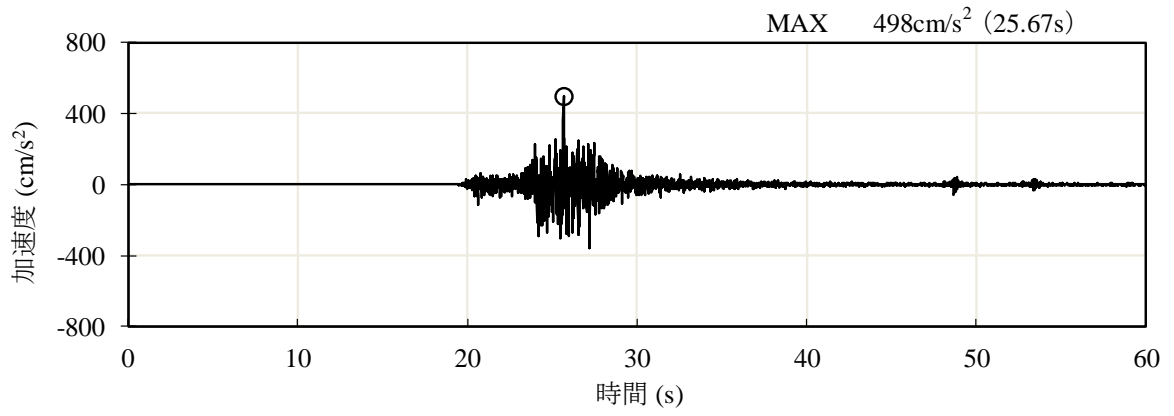


(a) 加速度時刻歴波形

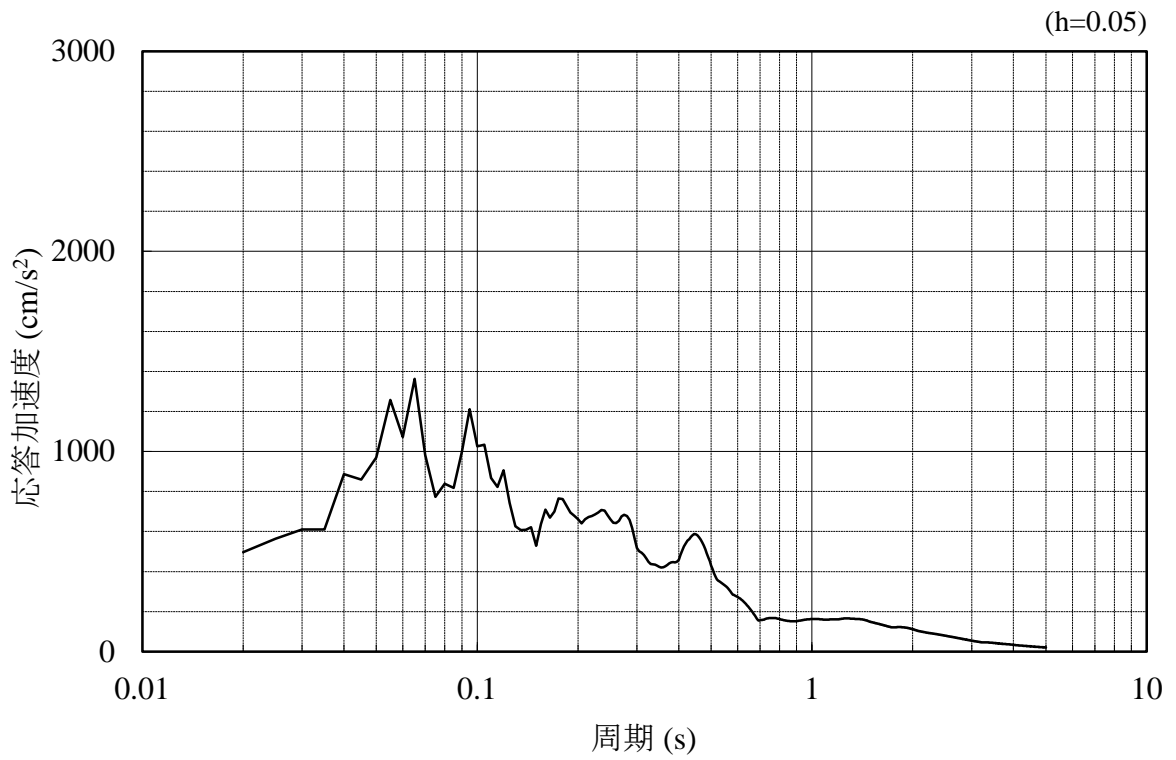


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-12 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：S s - N 2, E W方向)



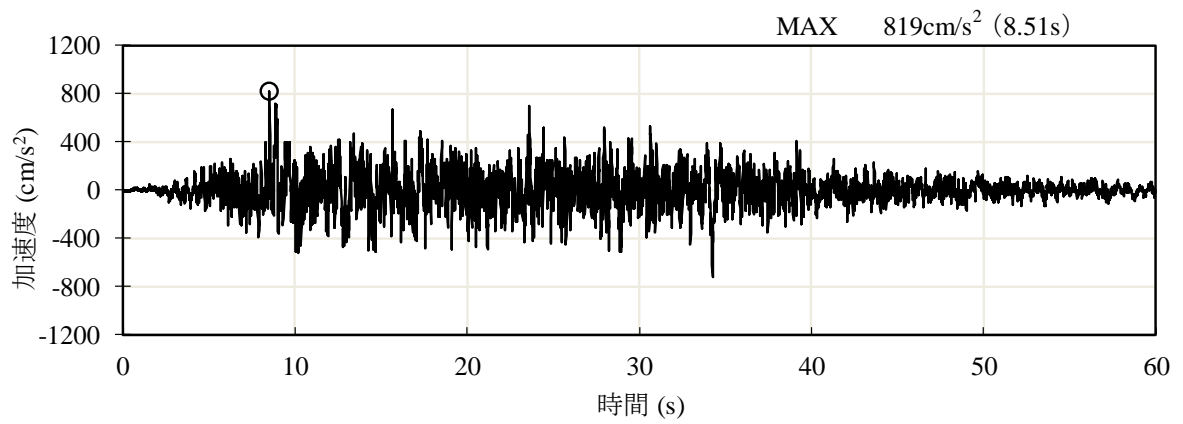
(a) 加速度時刻歴波形



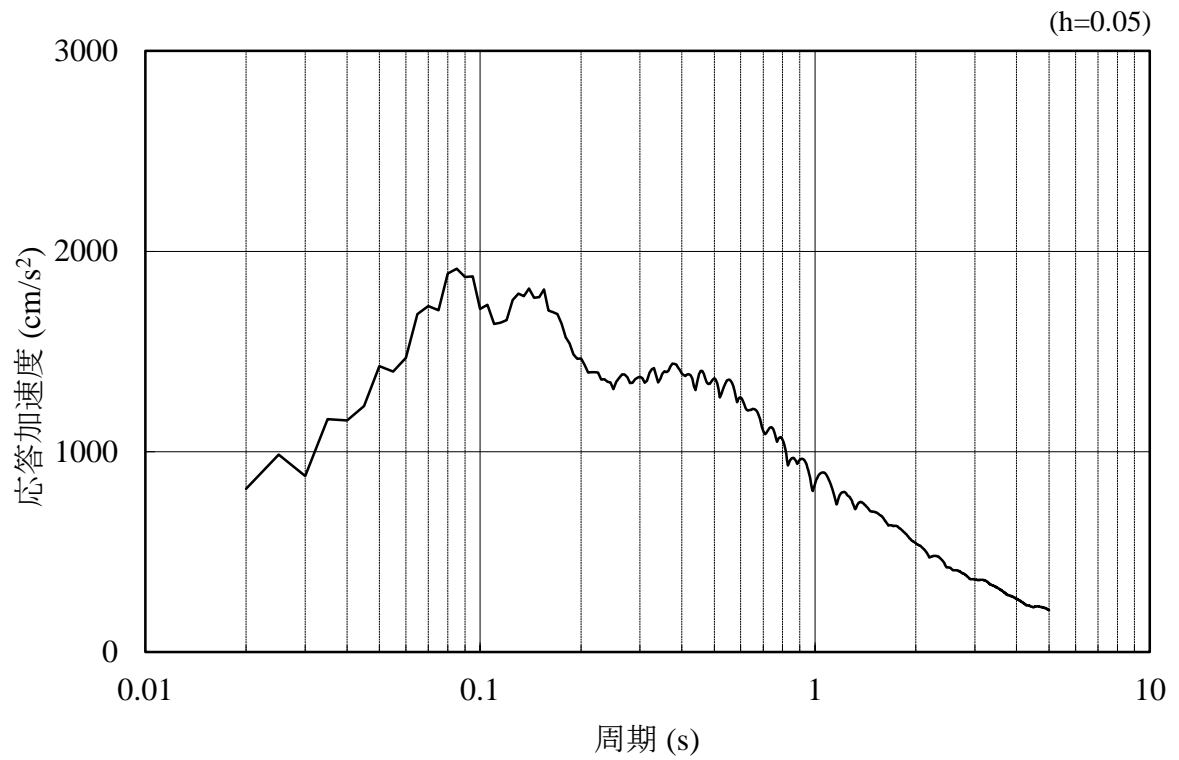
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-13 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：S s - N 2, E W方向)

(2) ③-③断面

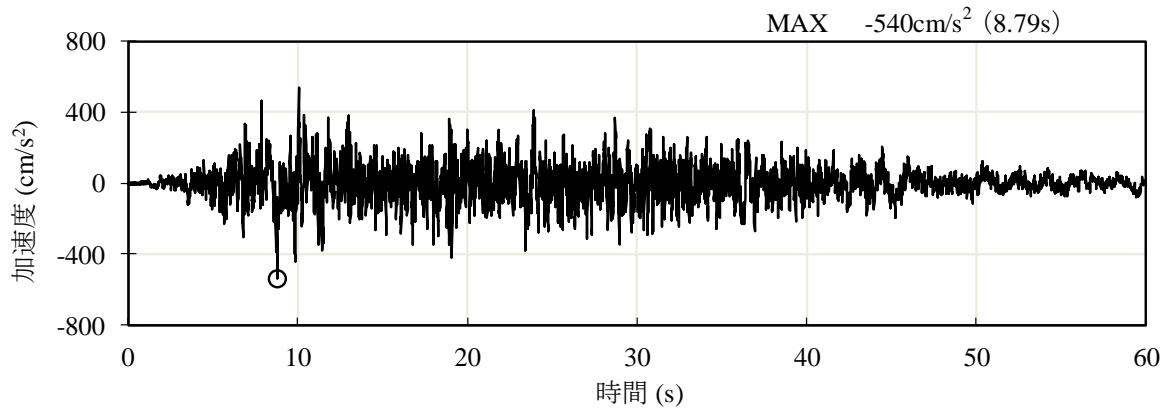


(a) 加速度時刻歴波形

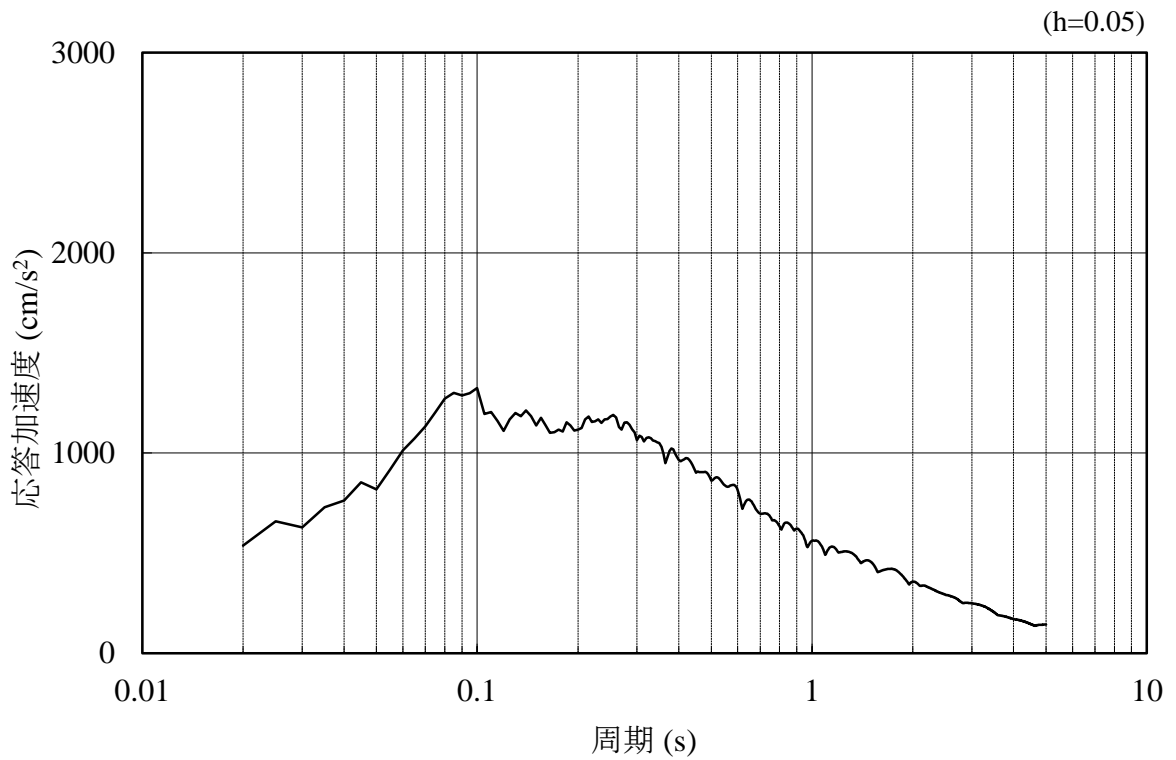


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-14 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：S s - D)

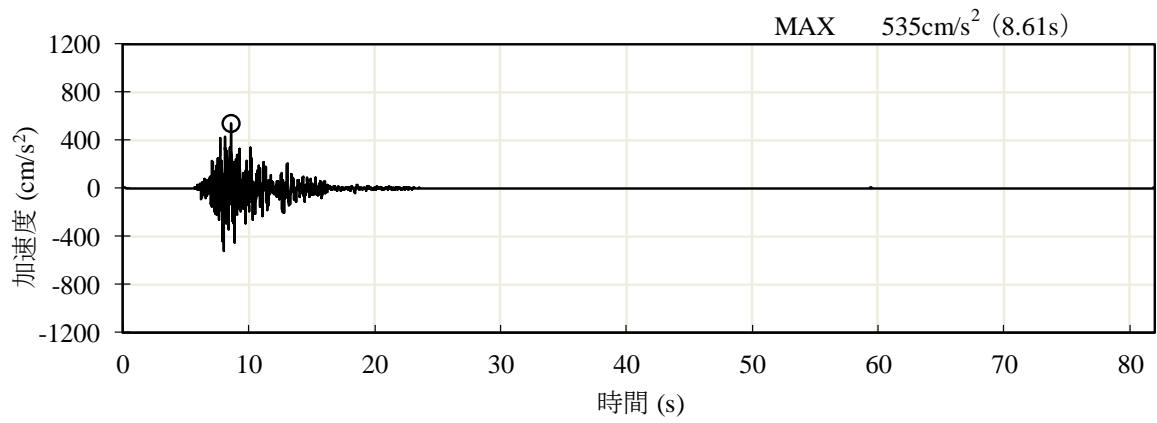


(a) 加速度時刻歴波形

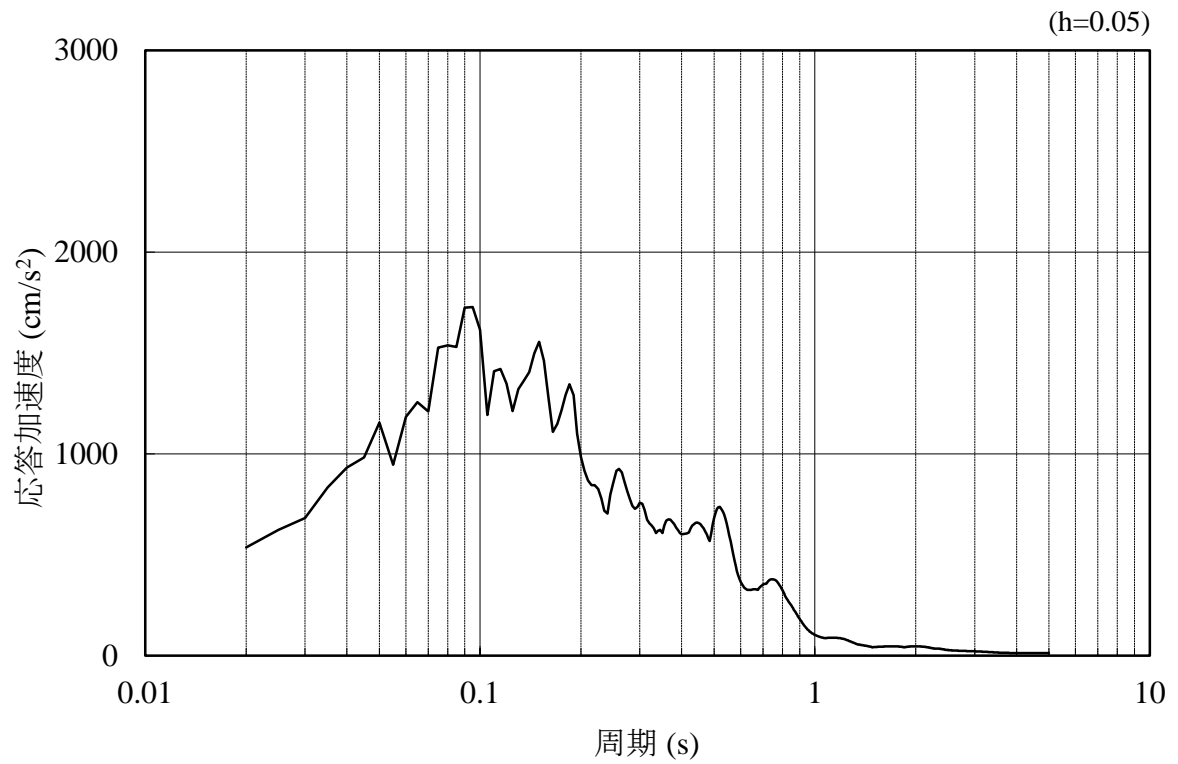


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-15 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：S s - D)

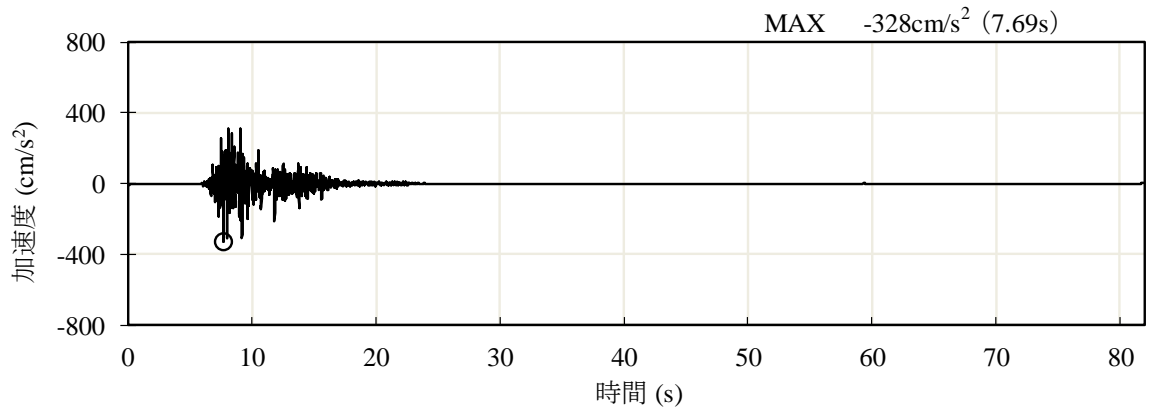


(a) 加速度時刻歴波形

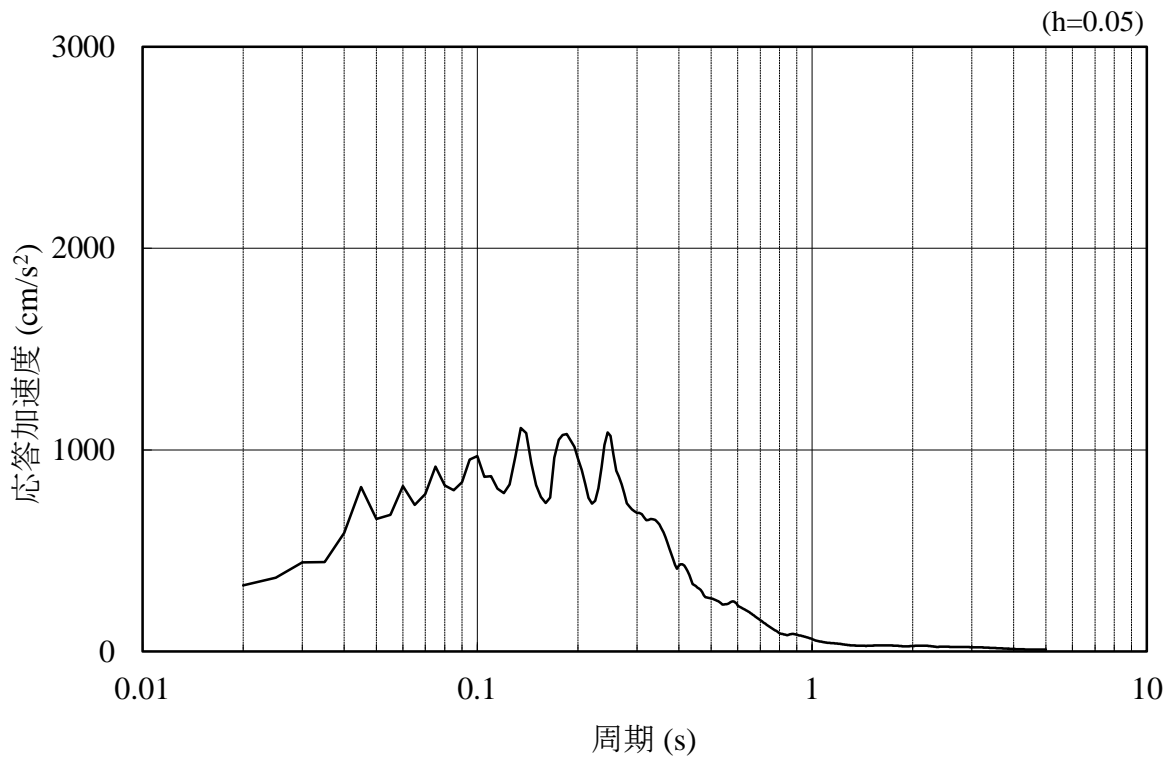


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-16 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 : S s - F 1)



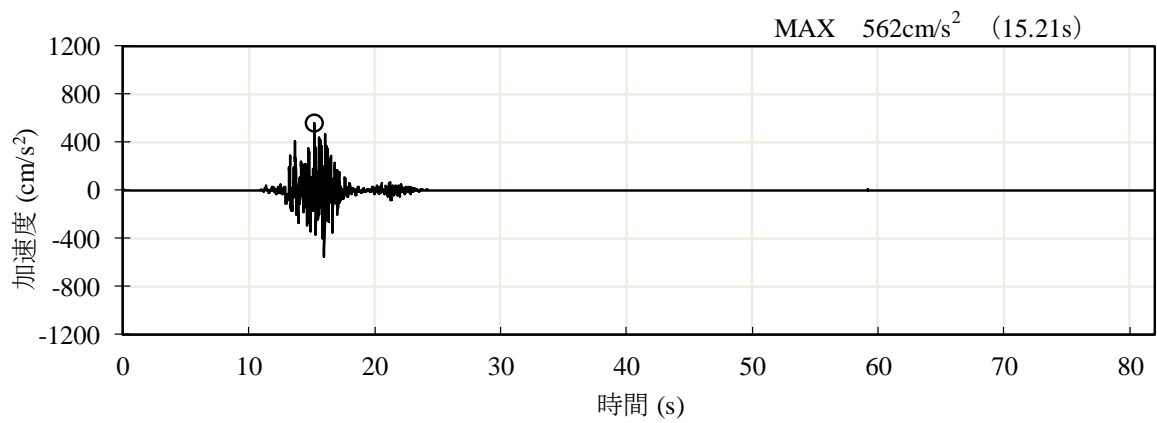
(a) 加速度時刻歴波形



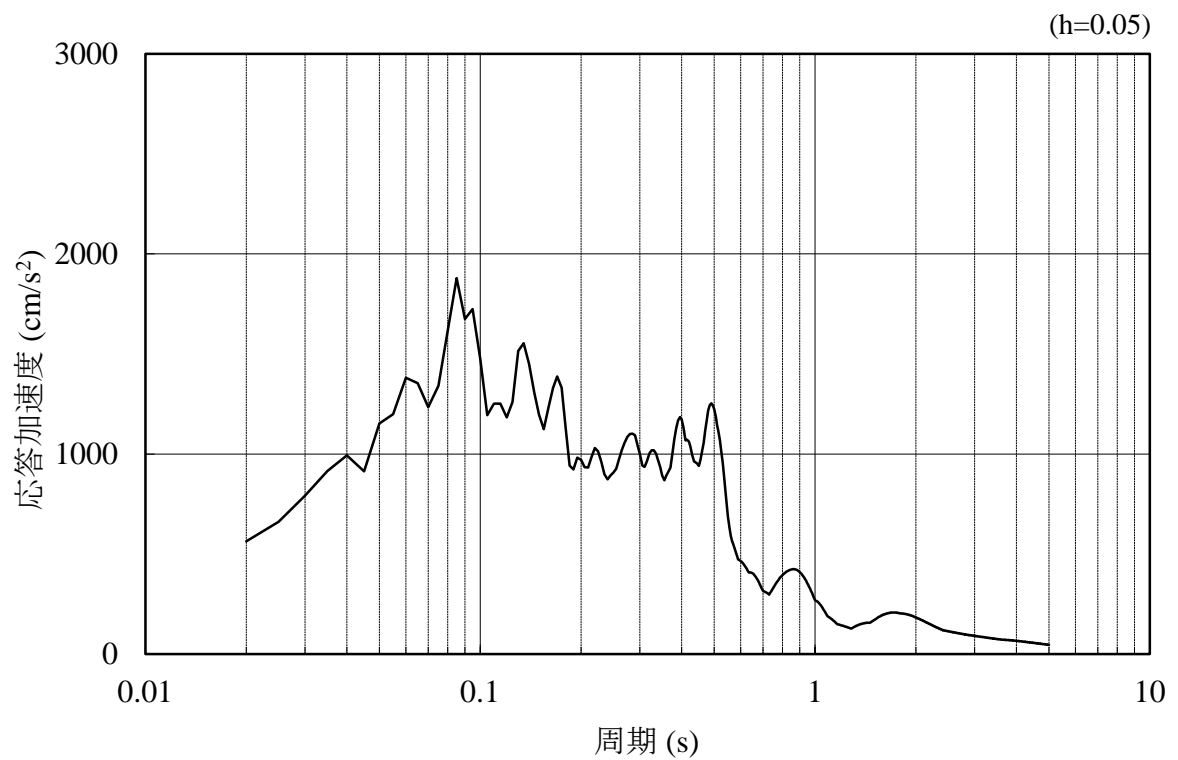
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-17 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：S s - F 1)



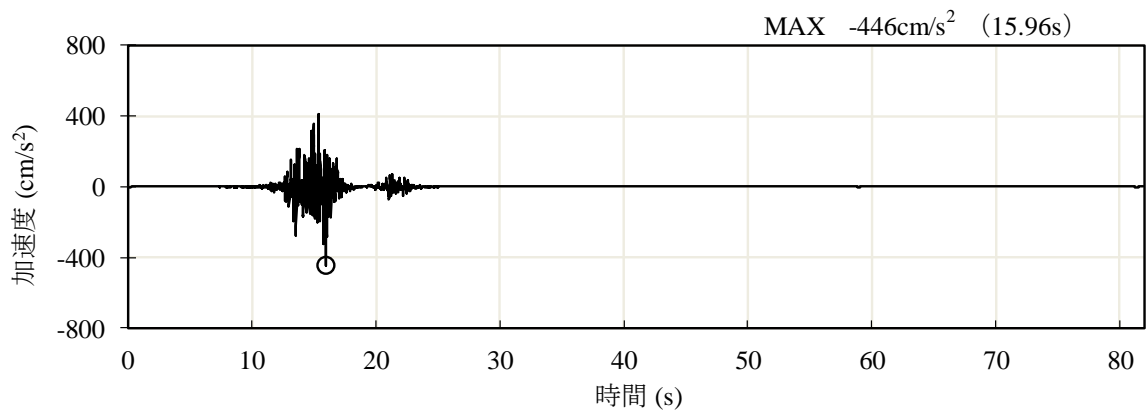


(a) 加速度時刻歴波形

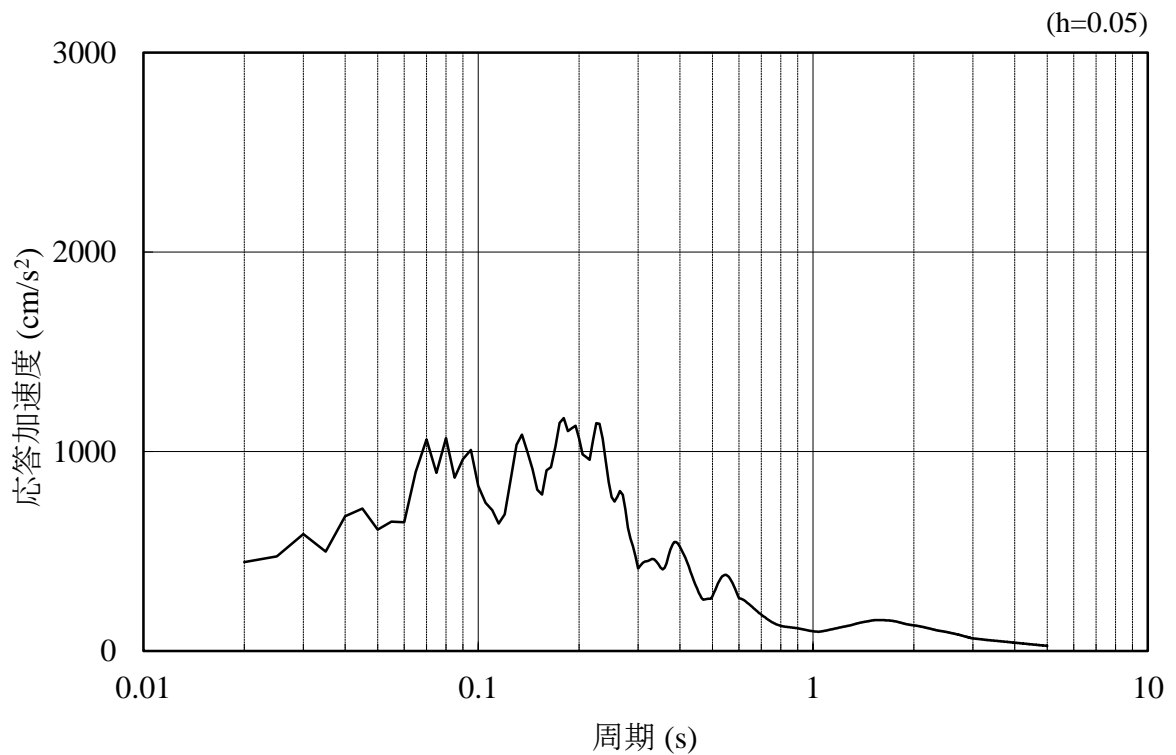


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-18 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 : S s - F 2)

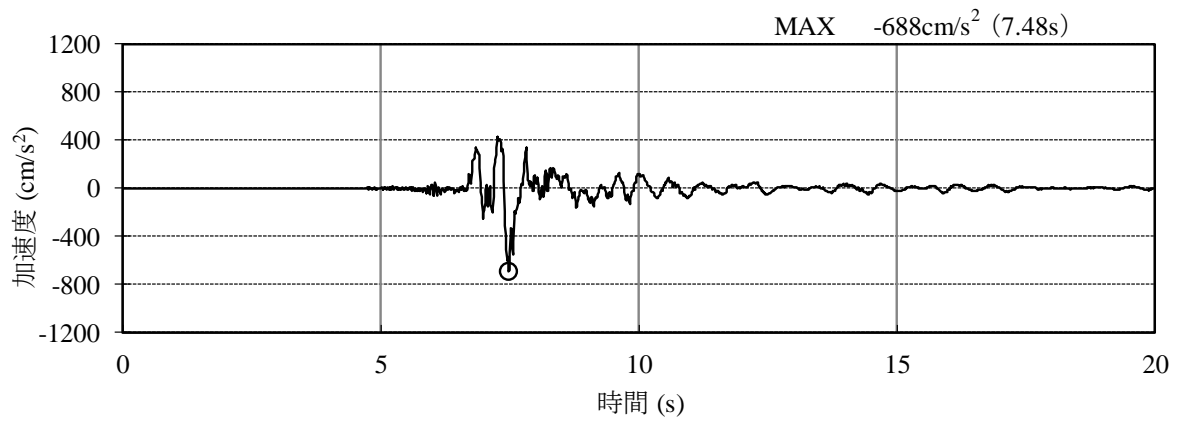


(a) 加速度時刻歴波形

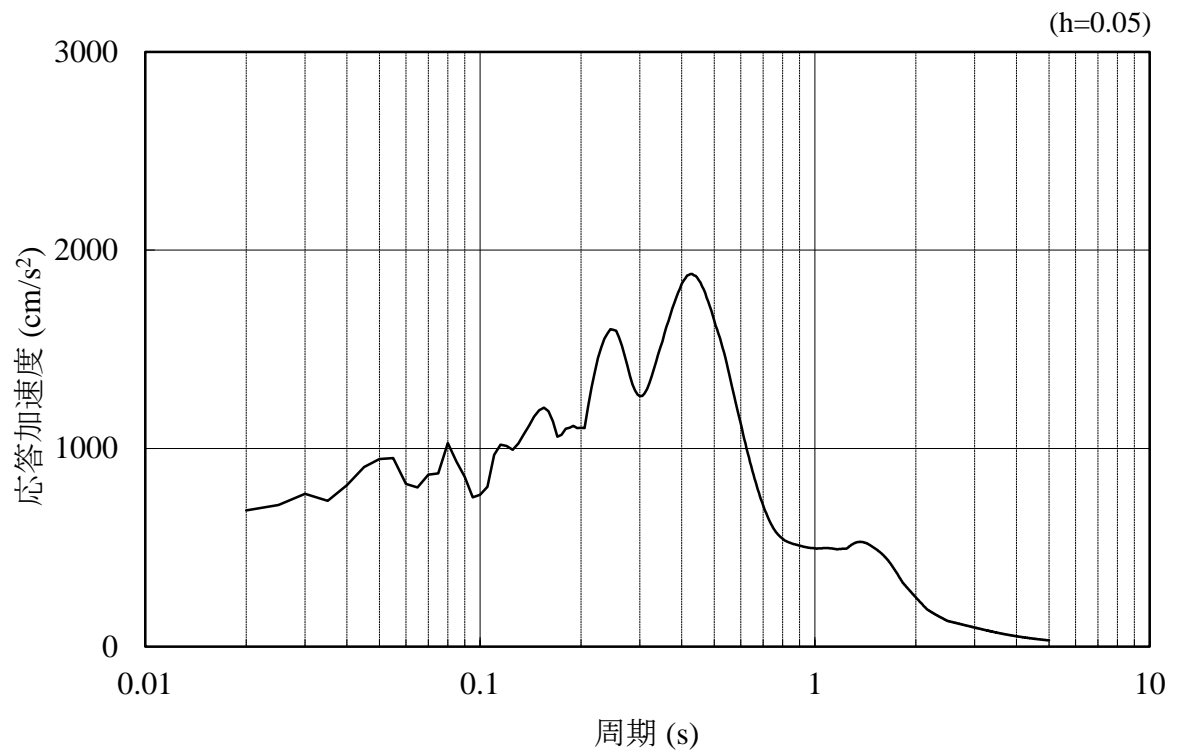


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-19 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：S s - F 2)

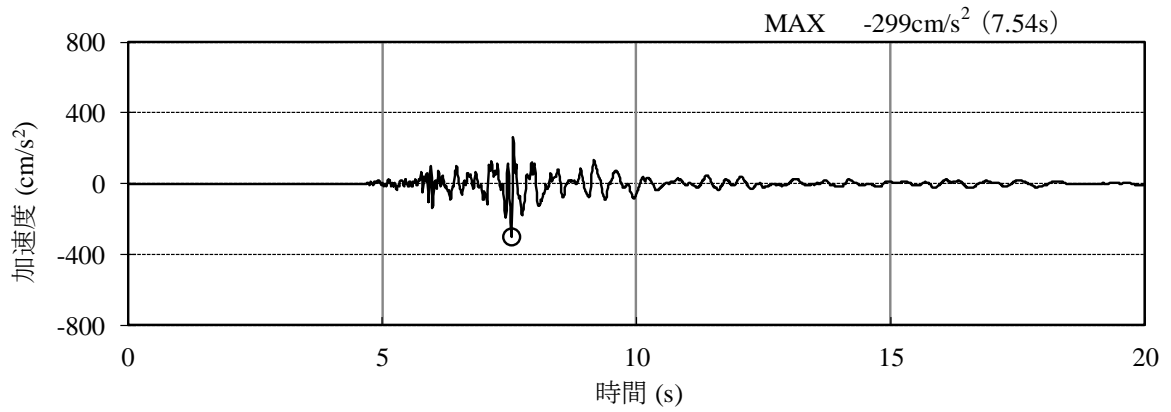


(a) 加速度時刻歴波形

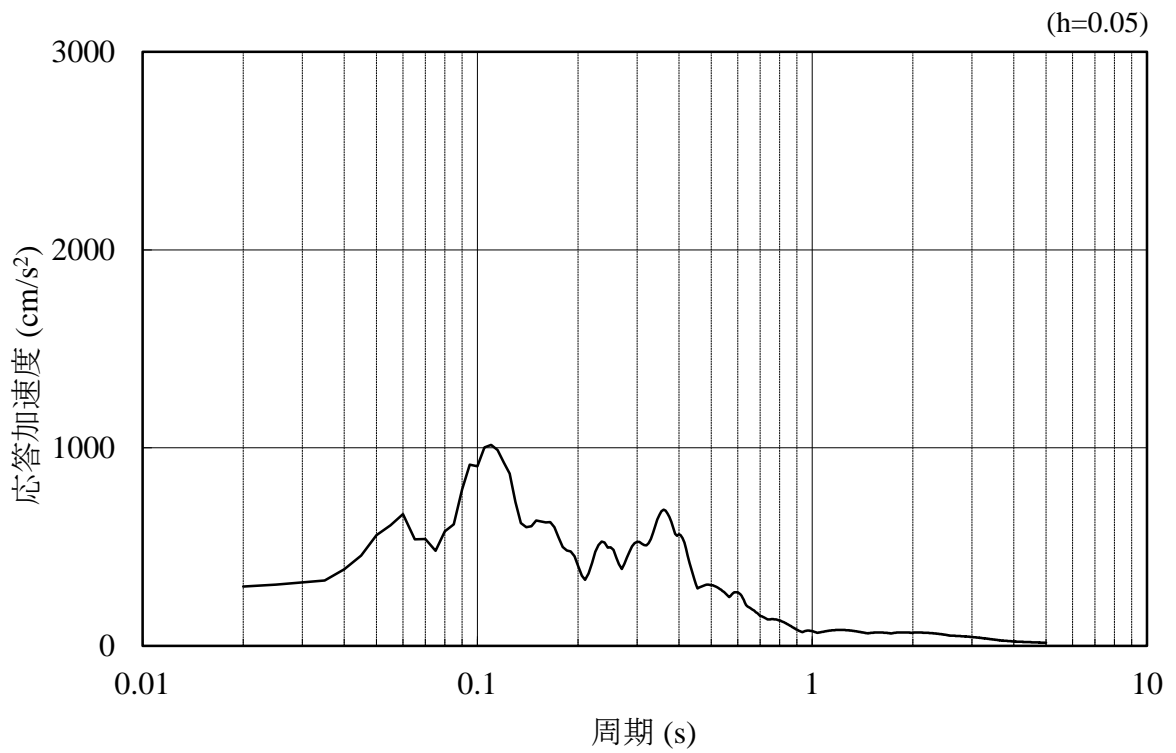


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-20 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：S s - N 1)

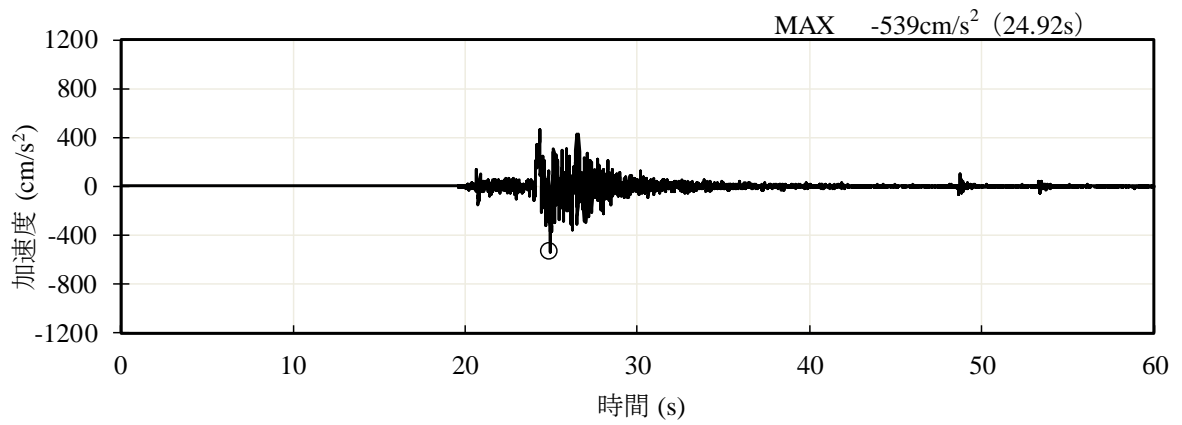


(a) 加速度時刻歴波形

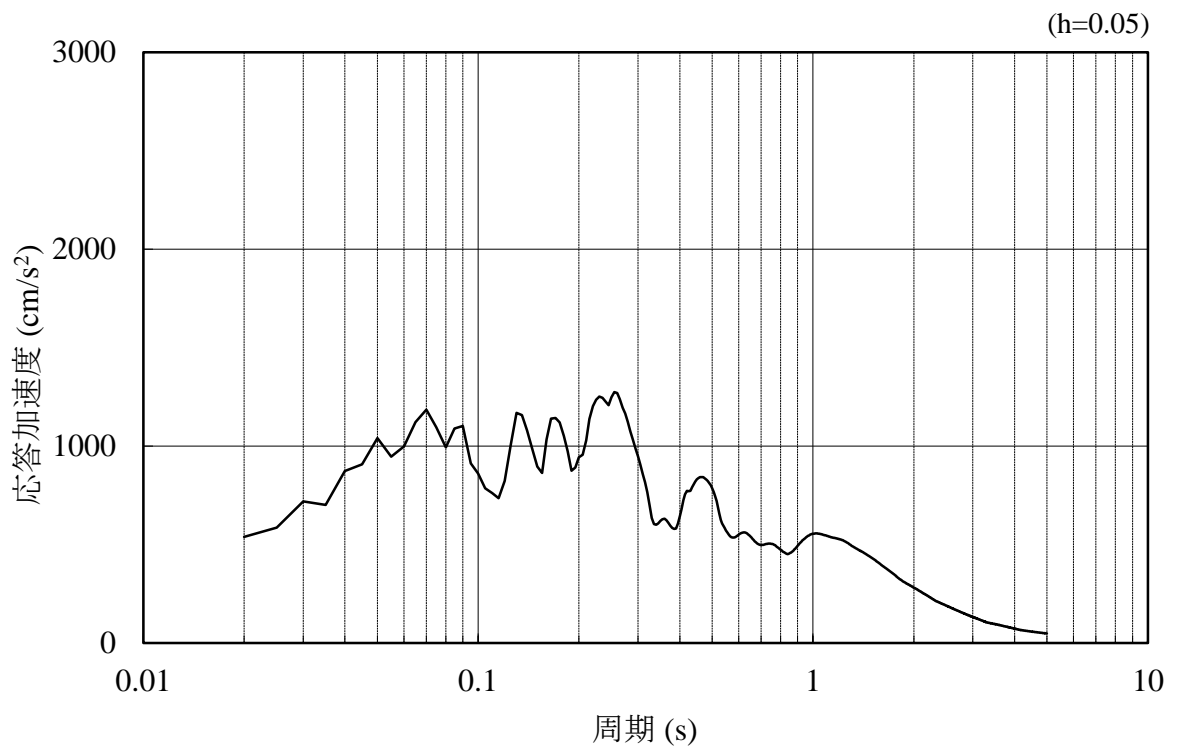


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-21 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：S s - N 1)

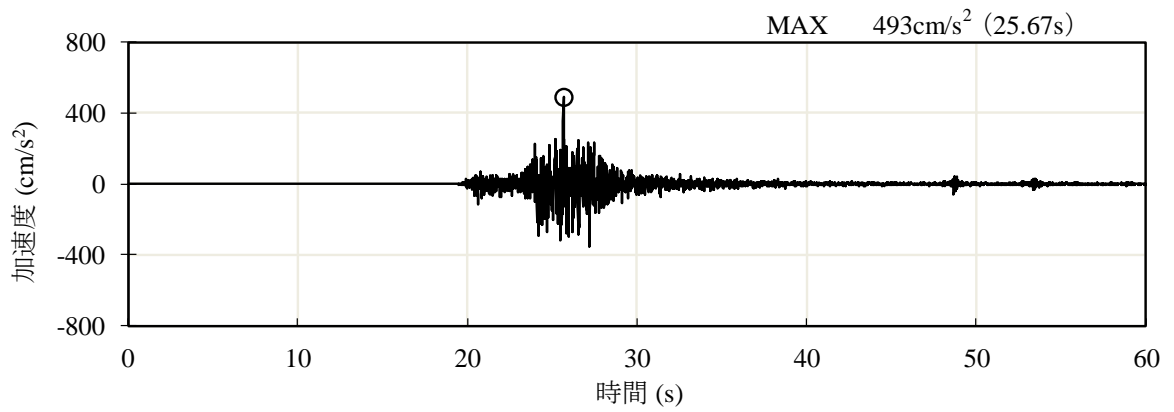


(a) 加速度時刻歴波形

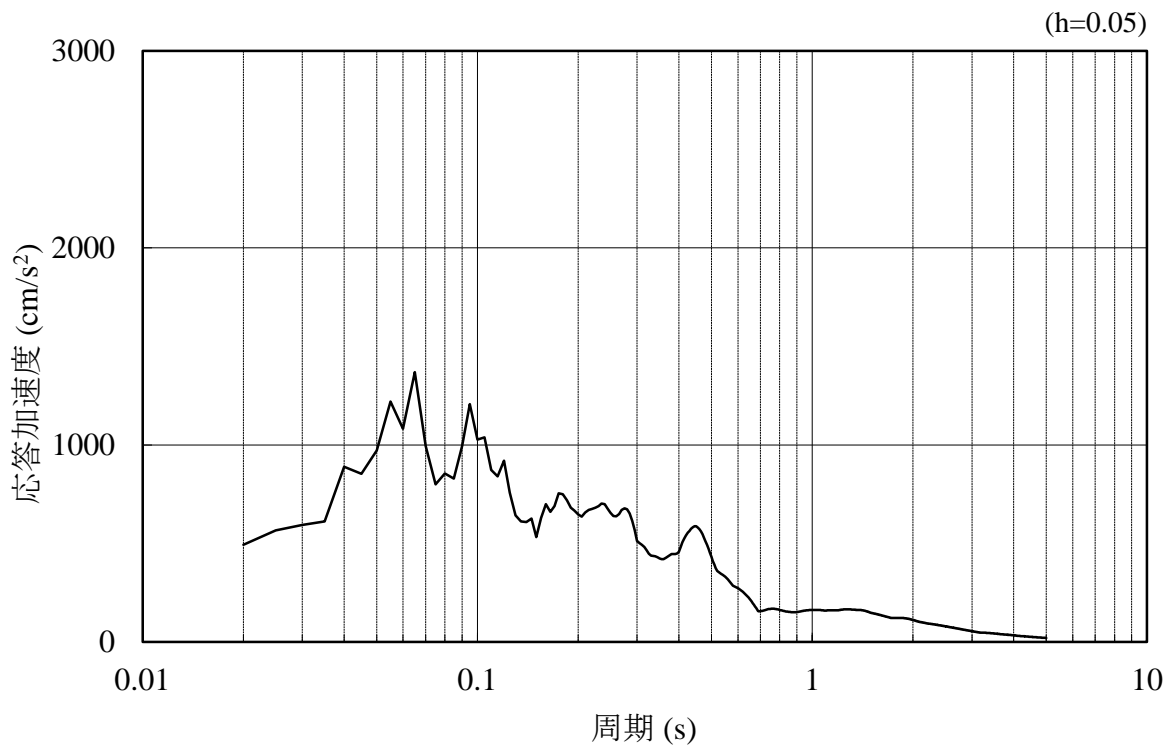


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-22 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：S<sub>s</sub>-N<sub>2</sub>，NS方向)

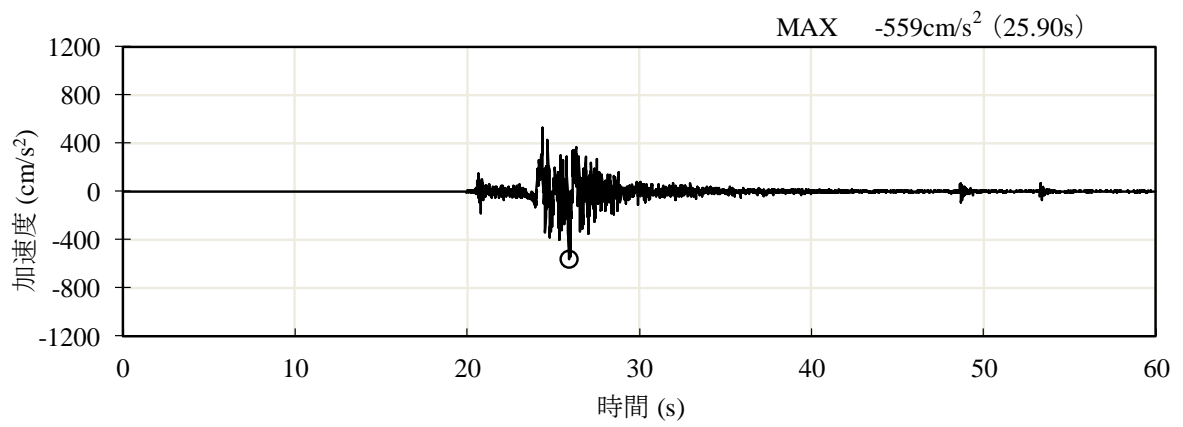


(a) 加速度時刻歴波形

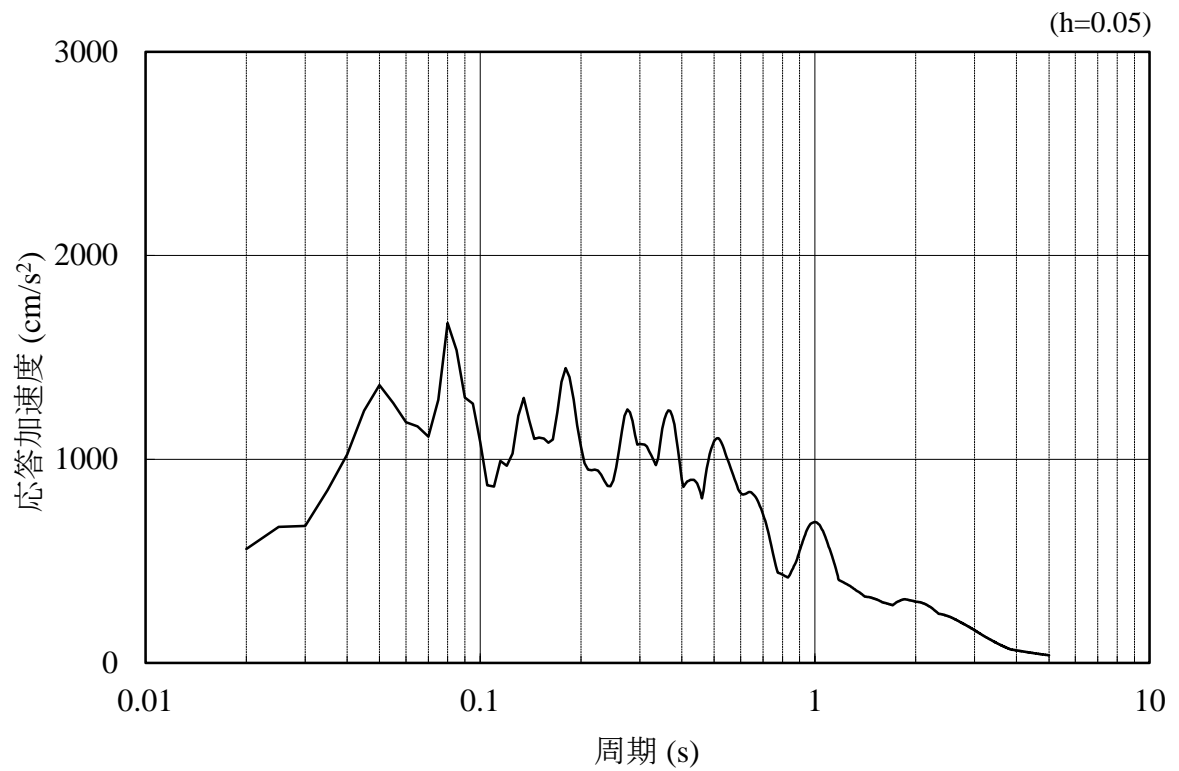


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-23 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：S s - N 2, N S 方向)

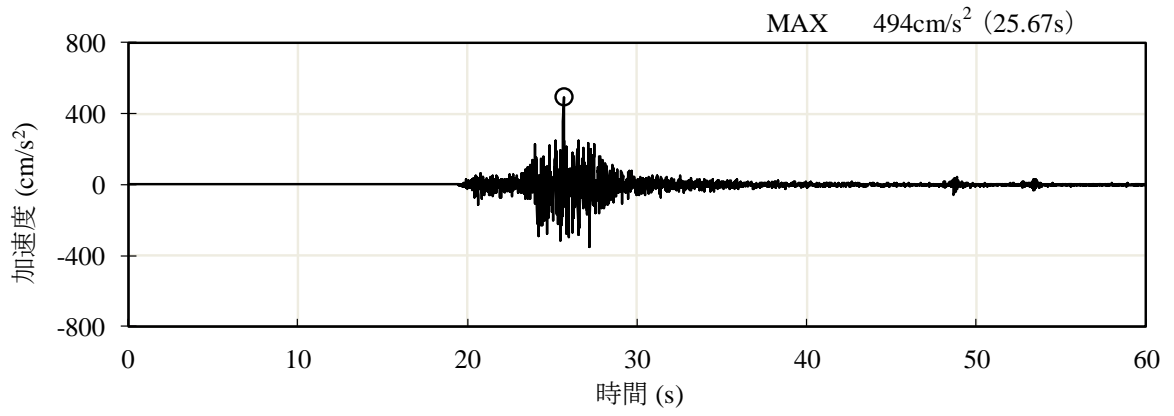


(a) 加速度時刻歴波形

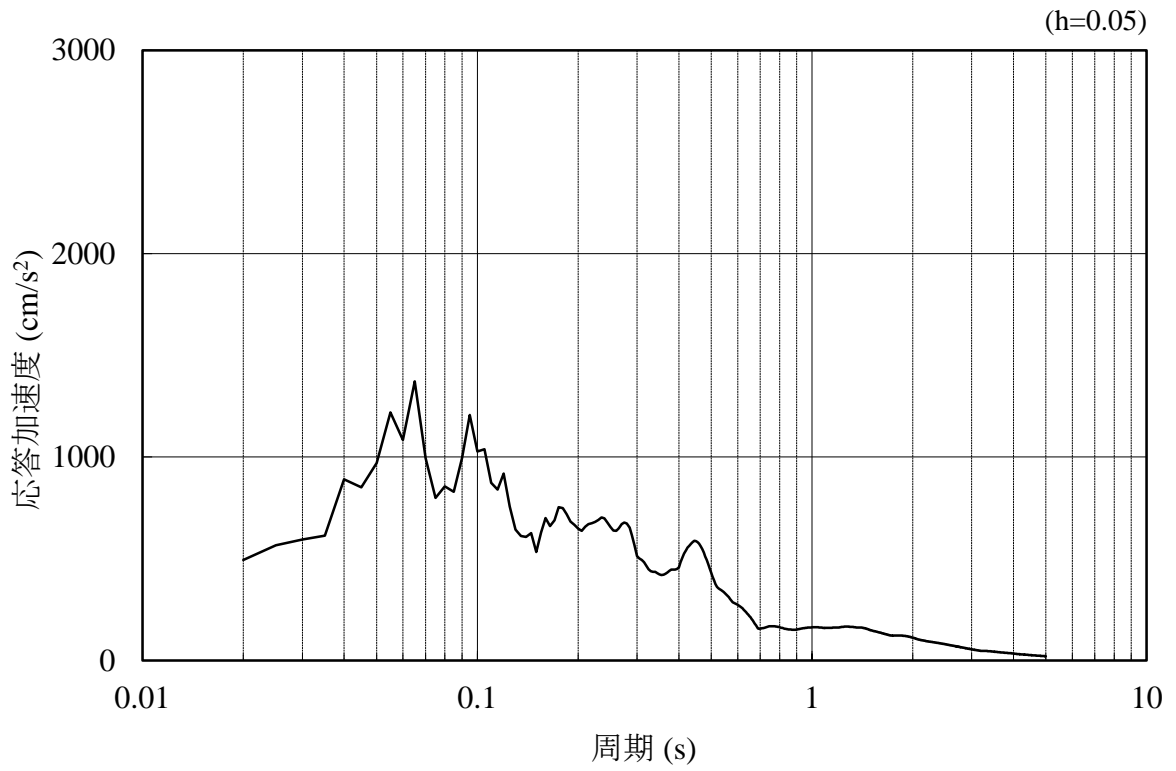


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-24 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：S s - N 2, E W方向)



(a) 加速度時刻歴波形

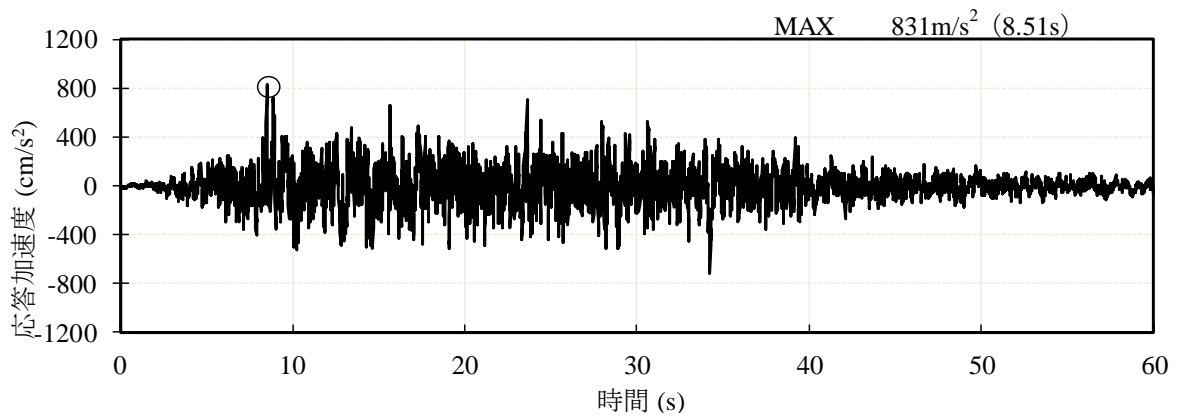


(b) 加速度応答スペクトル

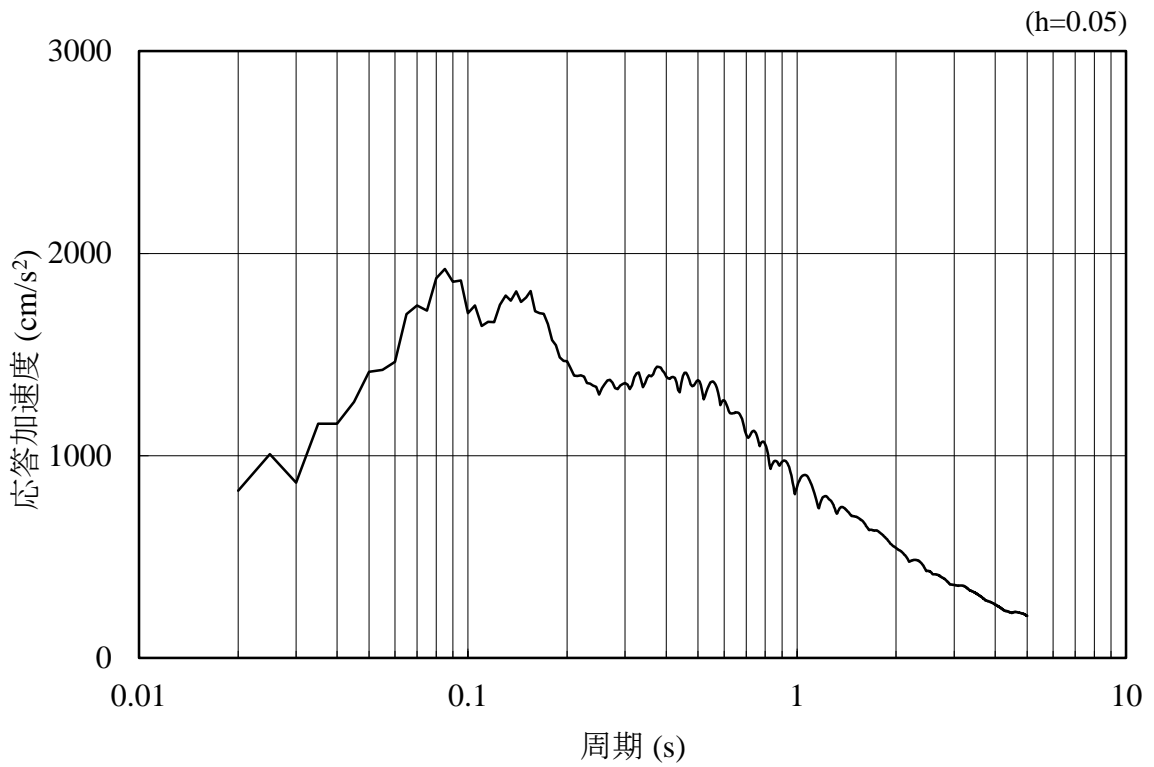
図 3.2.7-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2, E W方向)



(3) ④-④断面

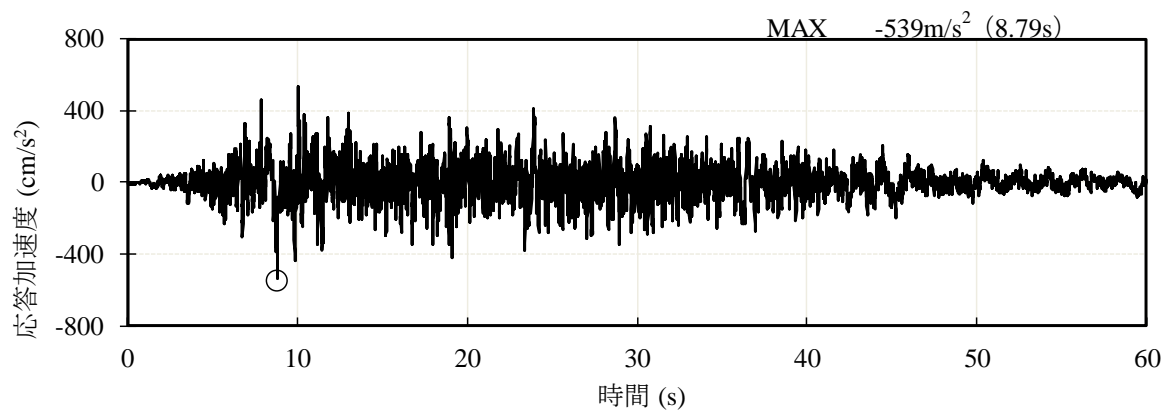


(a) 加速度時刻歴波形

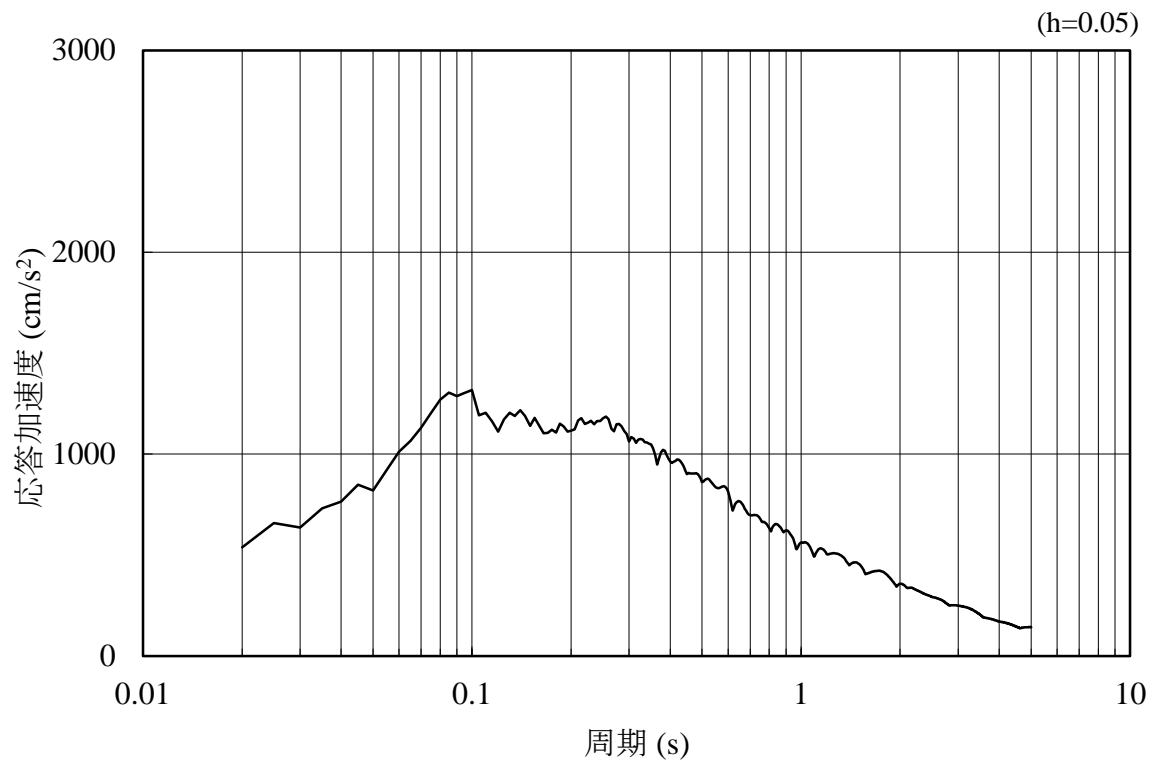


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-26 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 : S s - D)

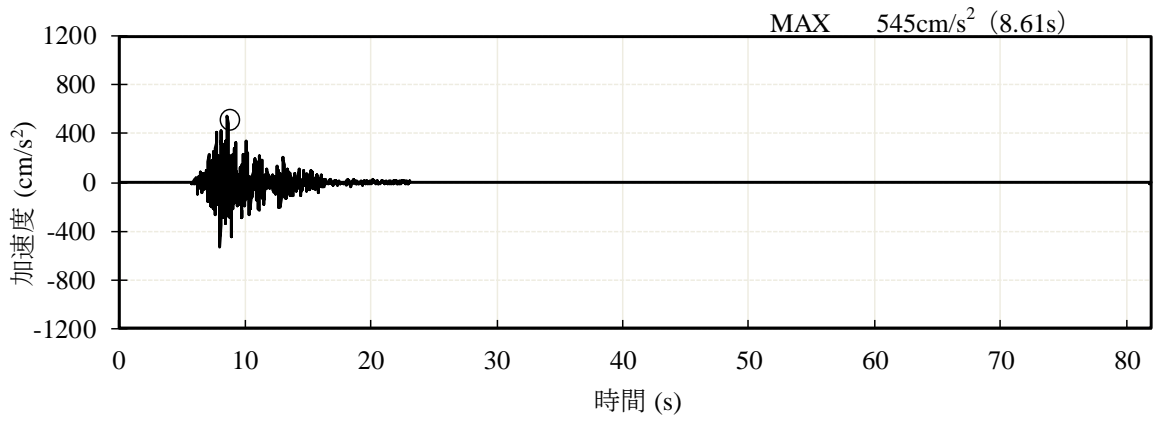


(a) 加速度時刻歴波形

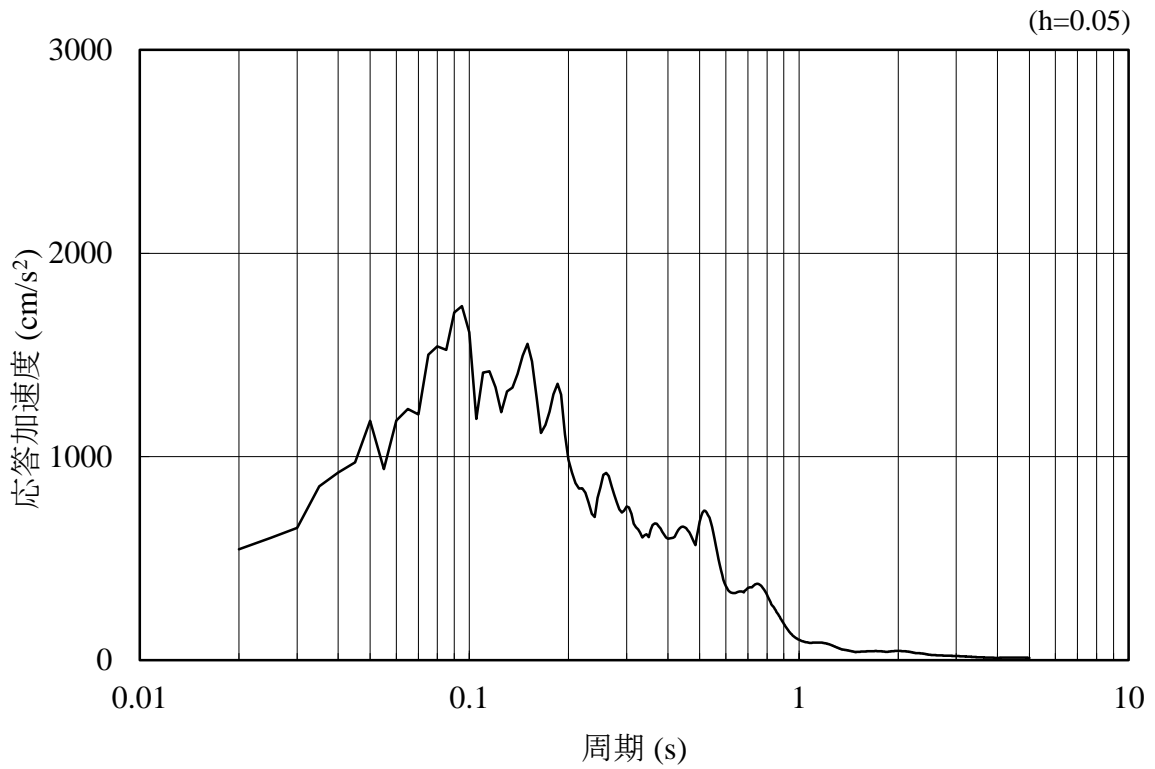


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-27 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：S s - D)

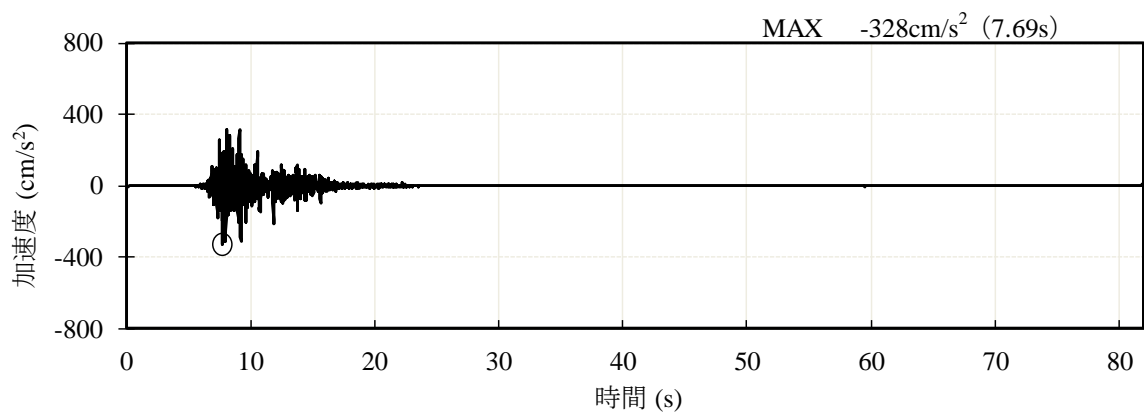


(a) 加速度時刻歴波形

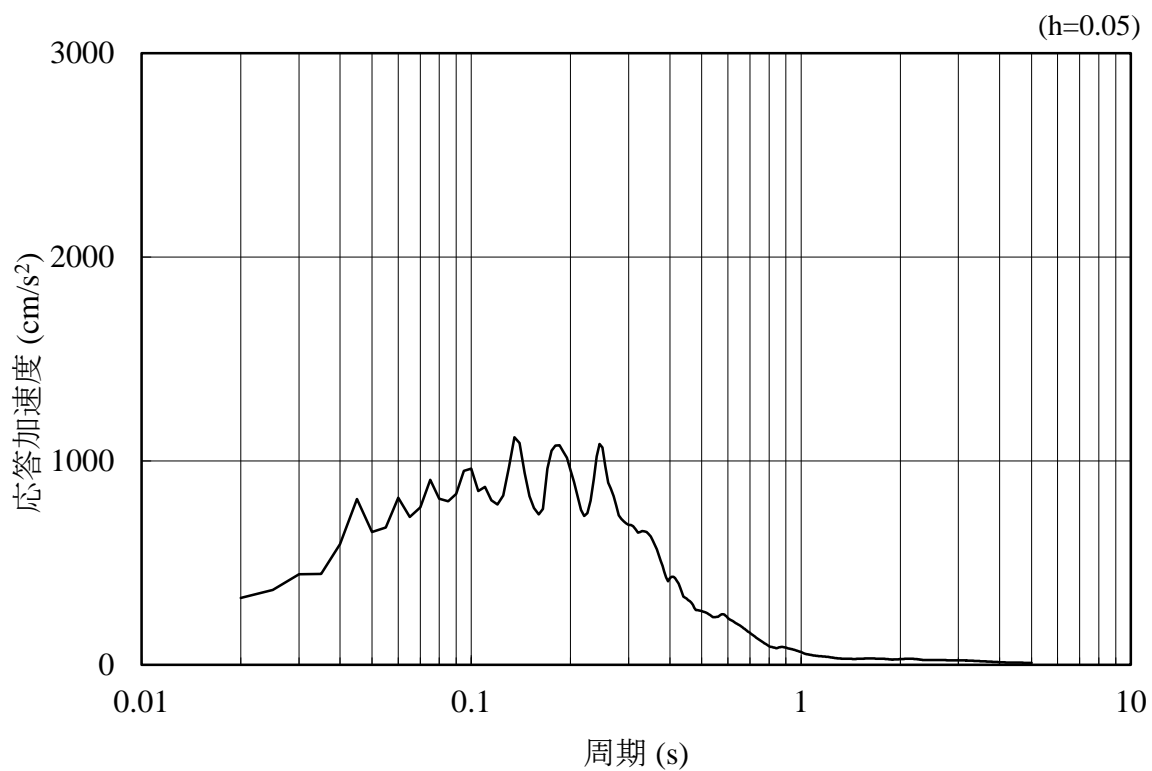


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-28 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 : S s - F 1)

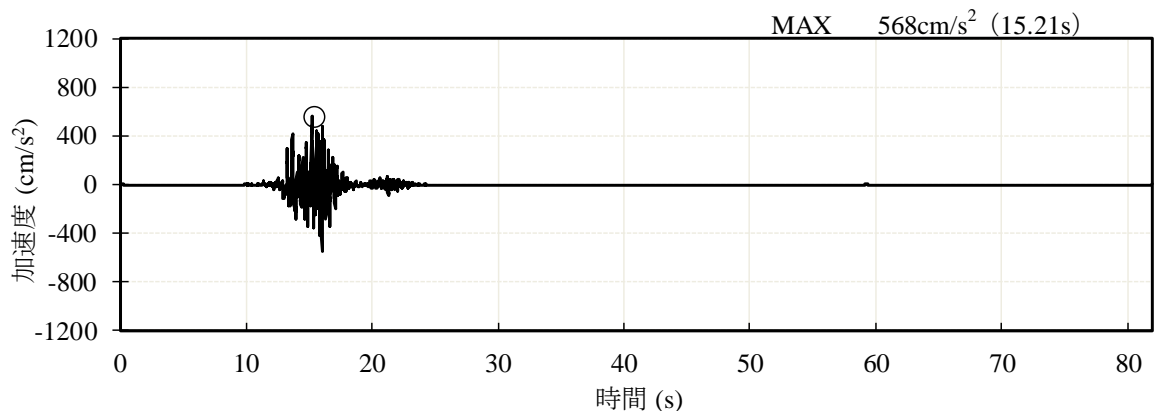


(a) 加速度時刻歴波形

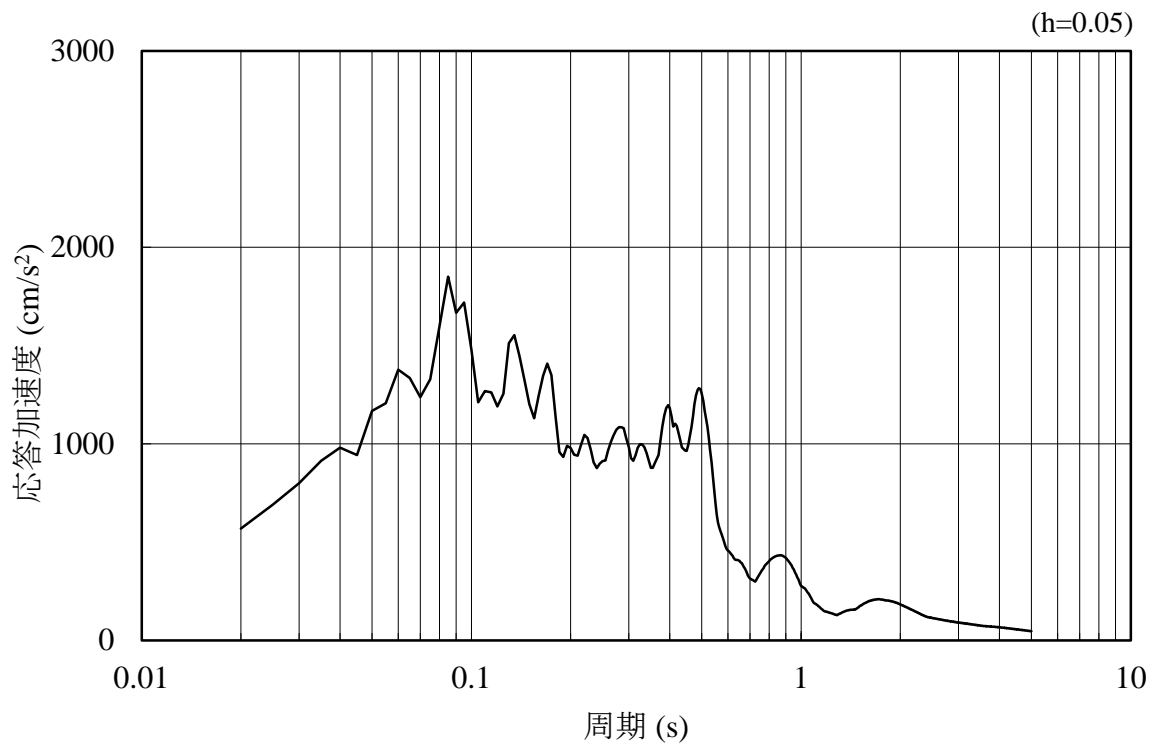


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-29 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：S s - F 1)

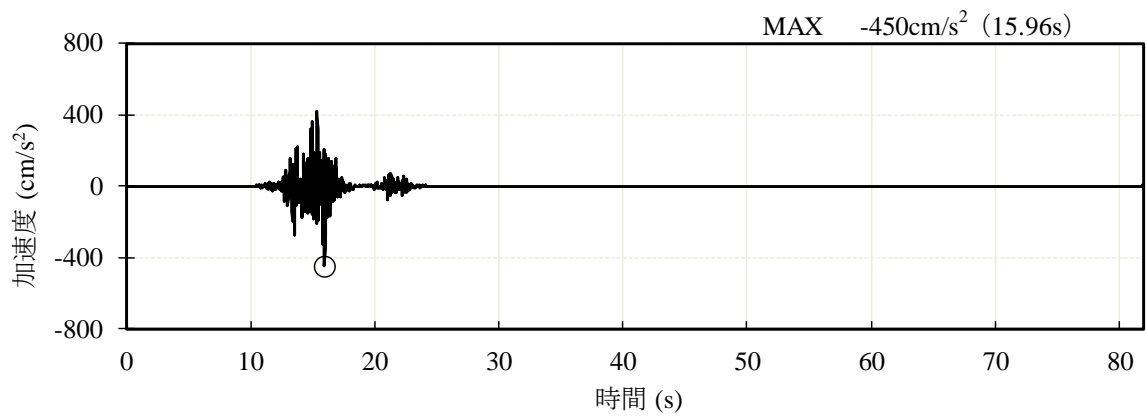


(a) 加速度時刻歴波形

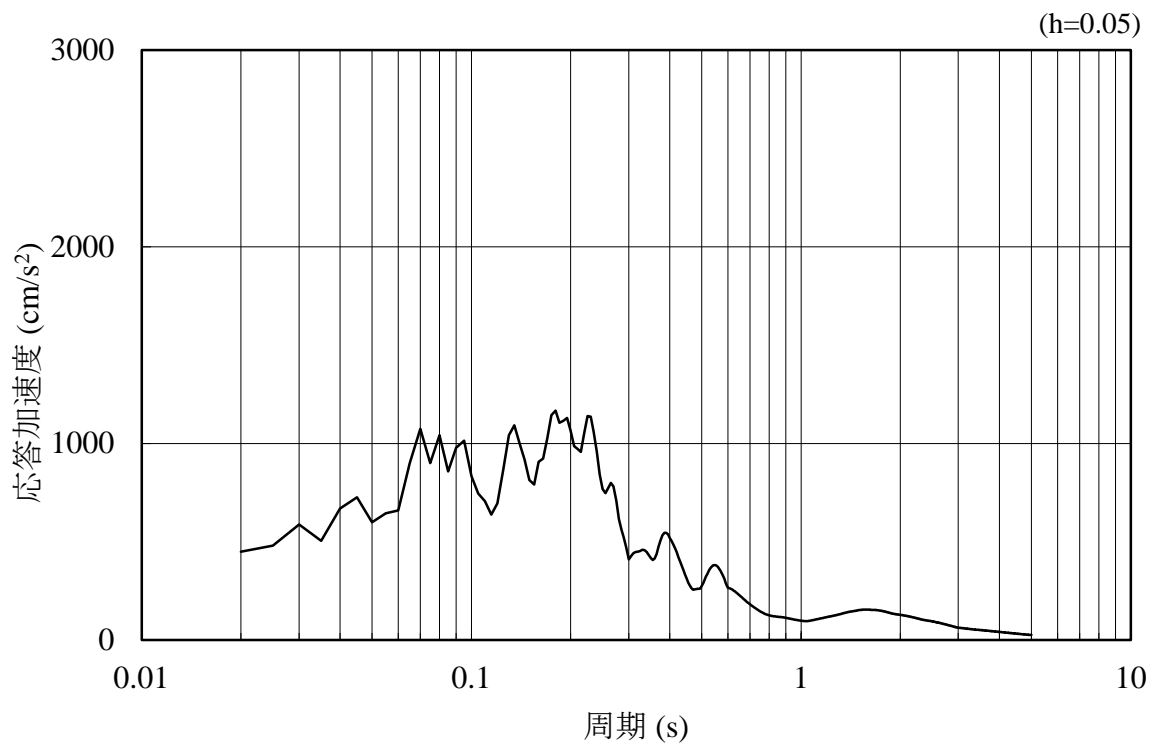


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-30 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：S s - F 2)

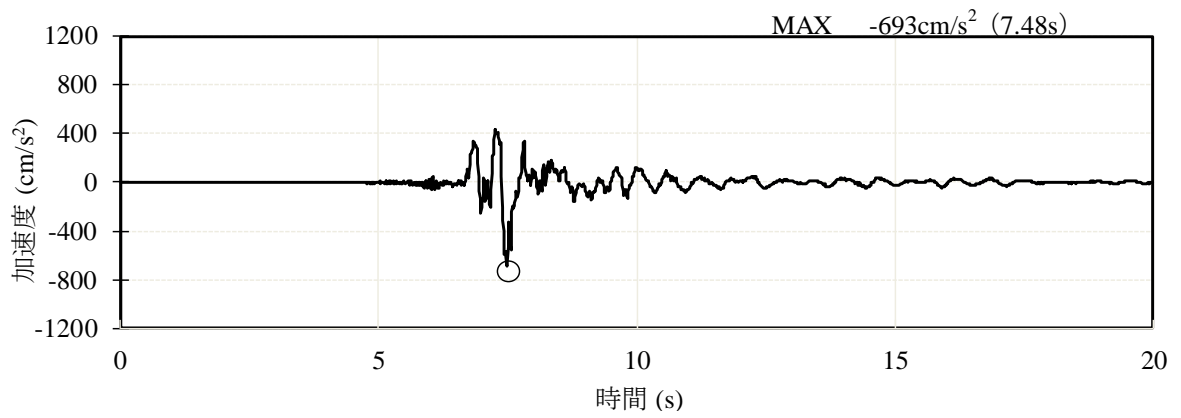


(a) 加速度時刻歴波形

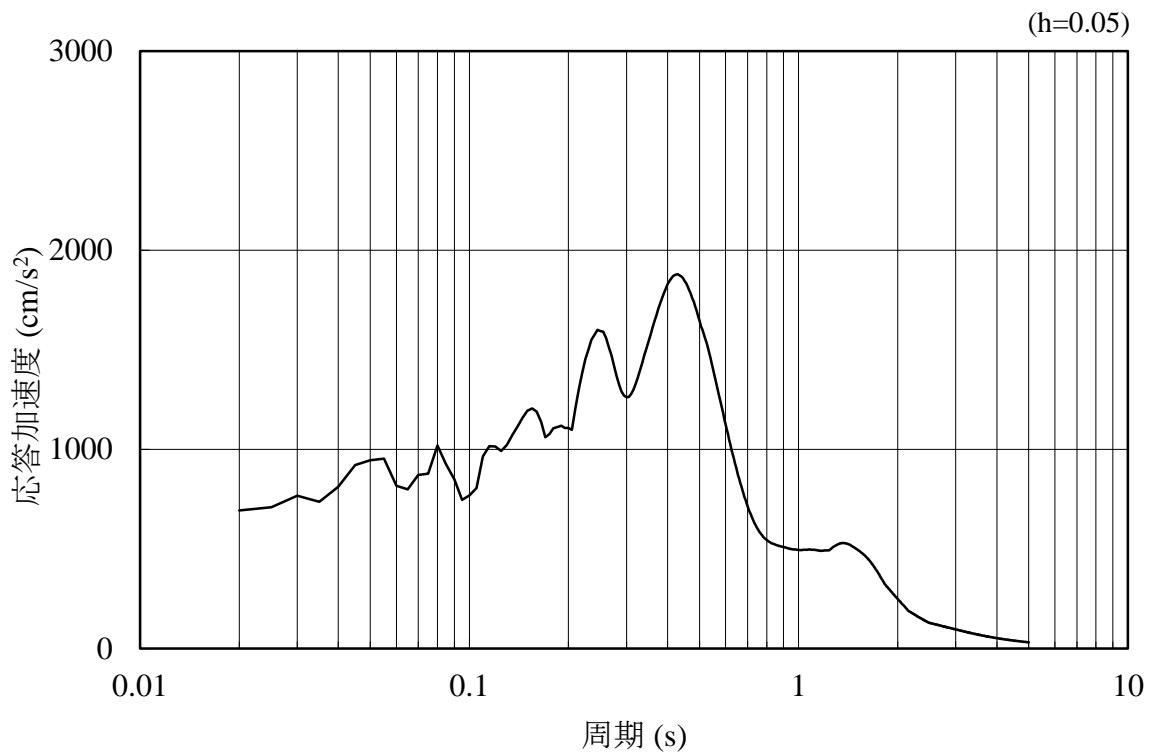


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-31 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：S s - F 2)

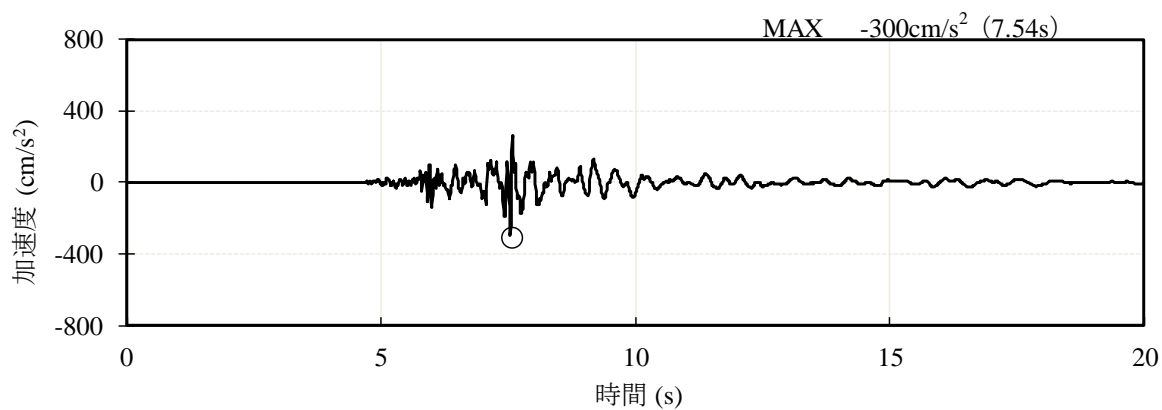


(a) 加速度時刻歴波形

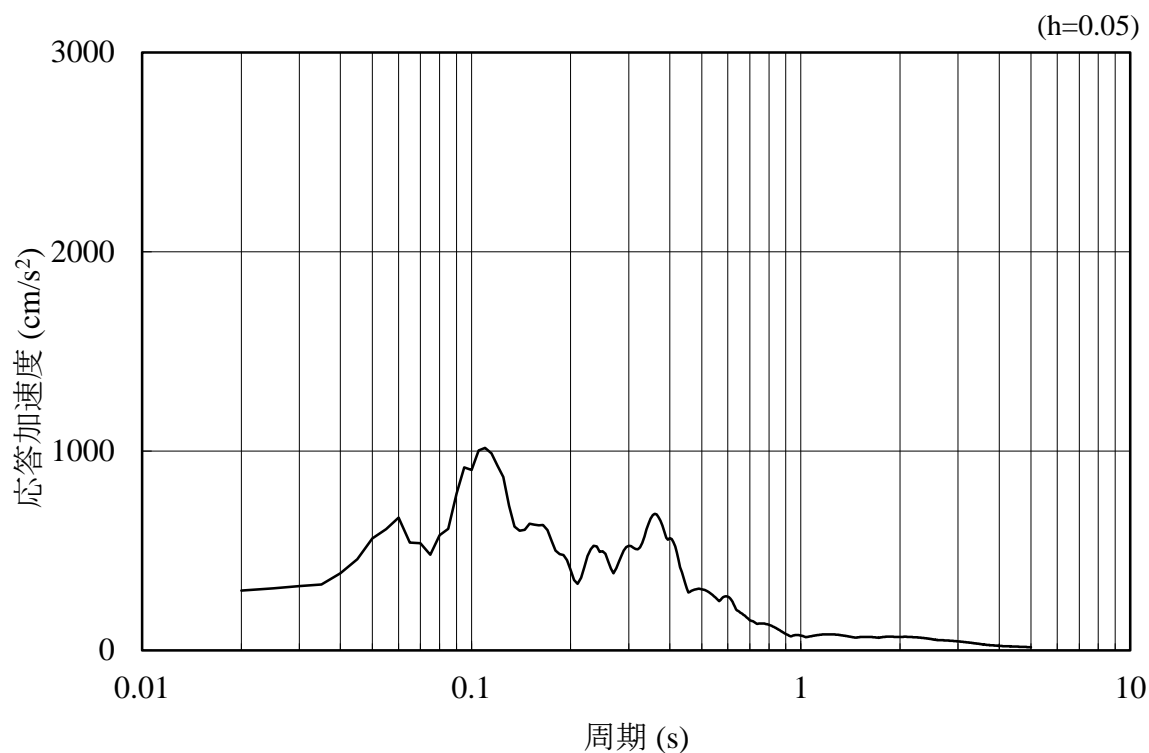


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-32 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 : S s - N 1)



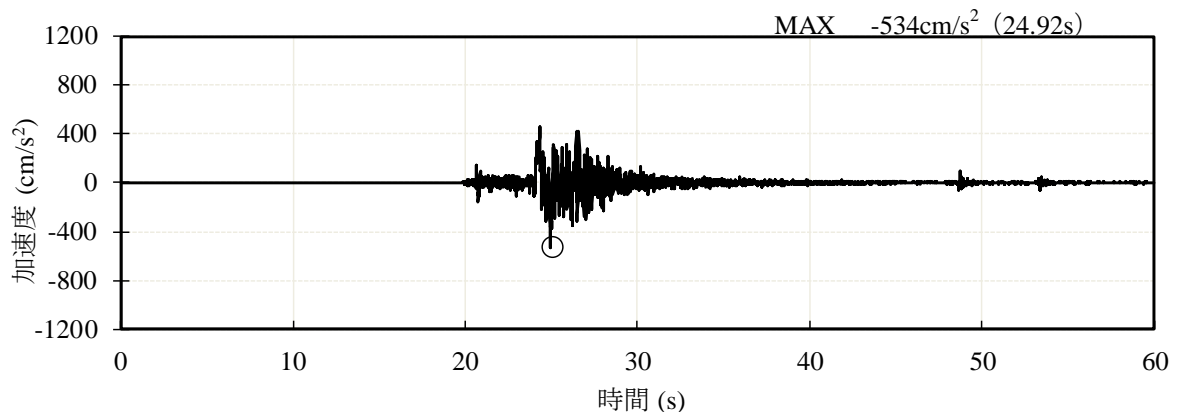
(a) 加速度時刻歴波形



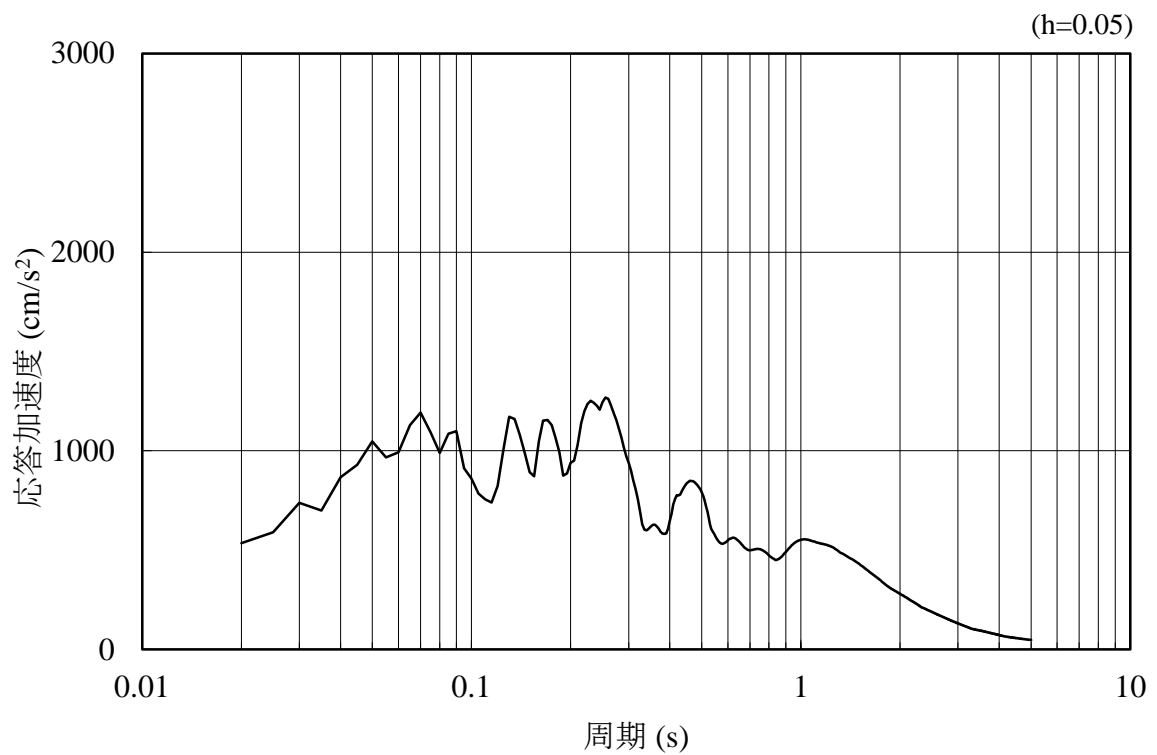
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-33 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：S s - N 1)



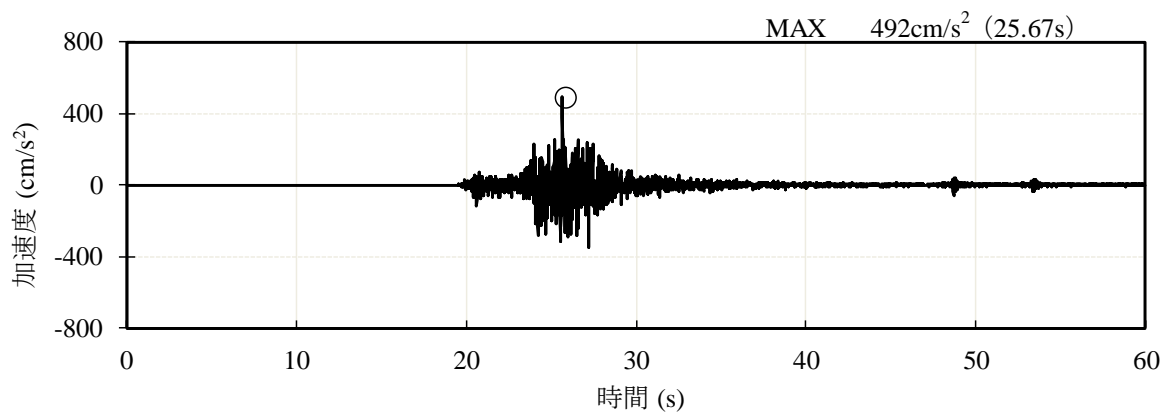


(a) 加速度時刻歴波形

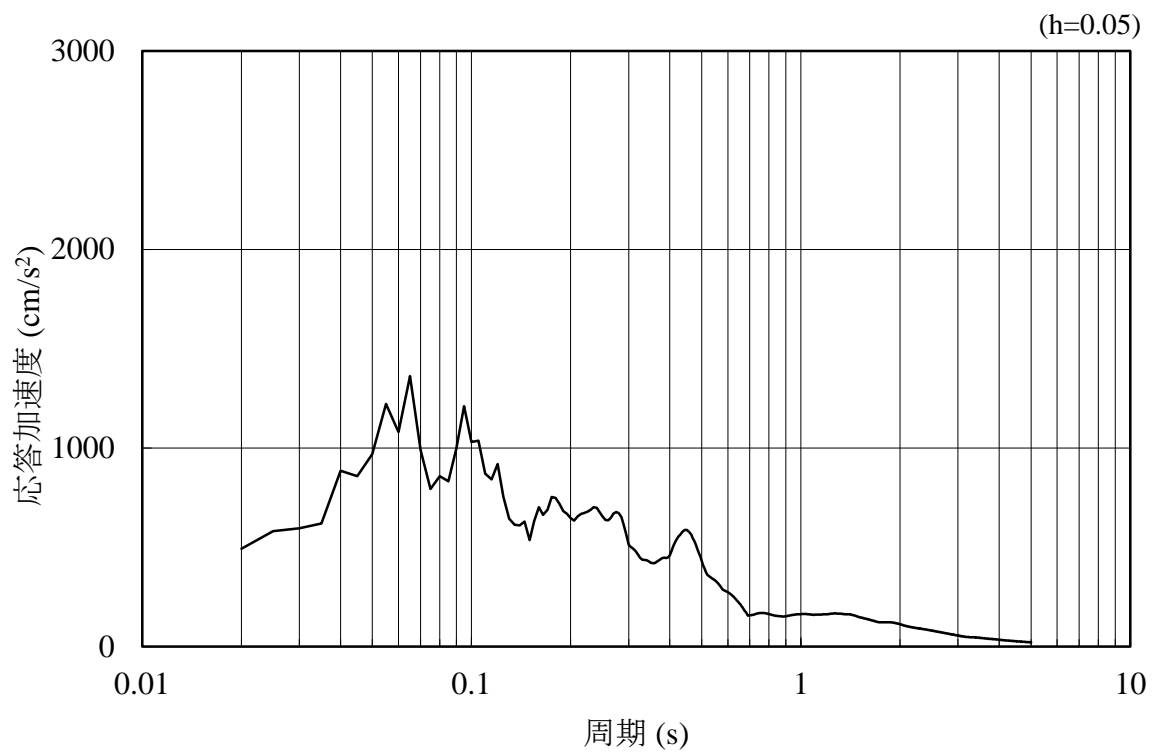


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-34 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：S s - N 2, N S 方向)

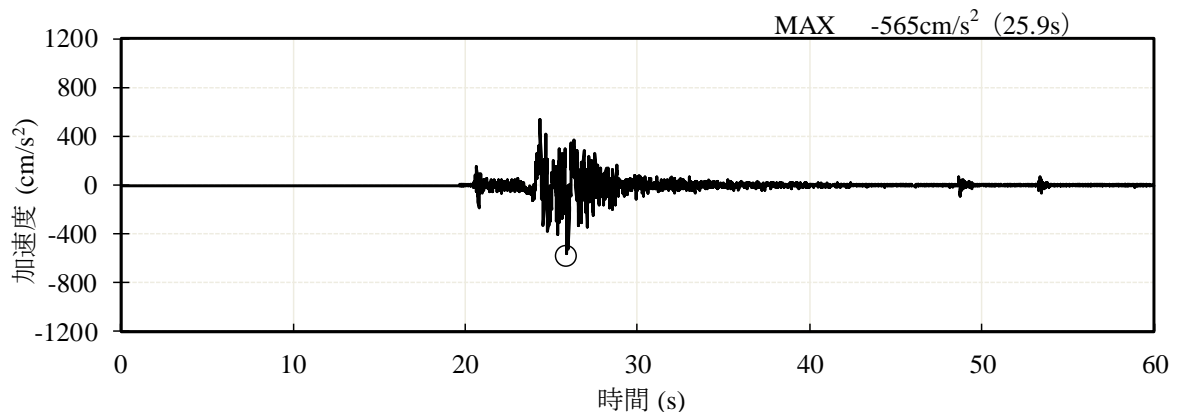


(a) 加速度時刻歴波形

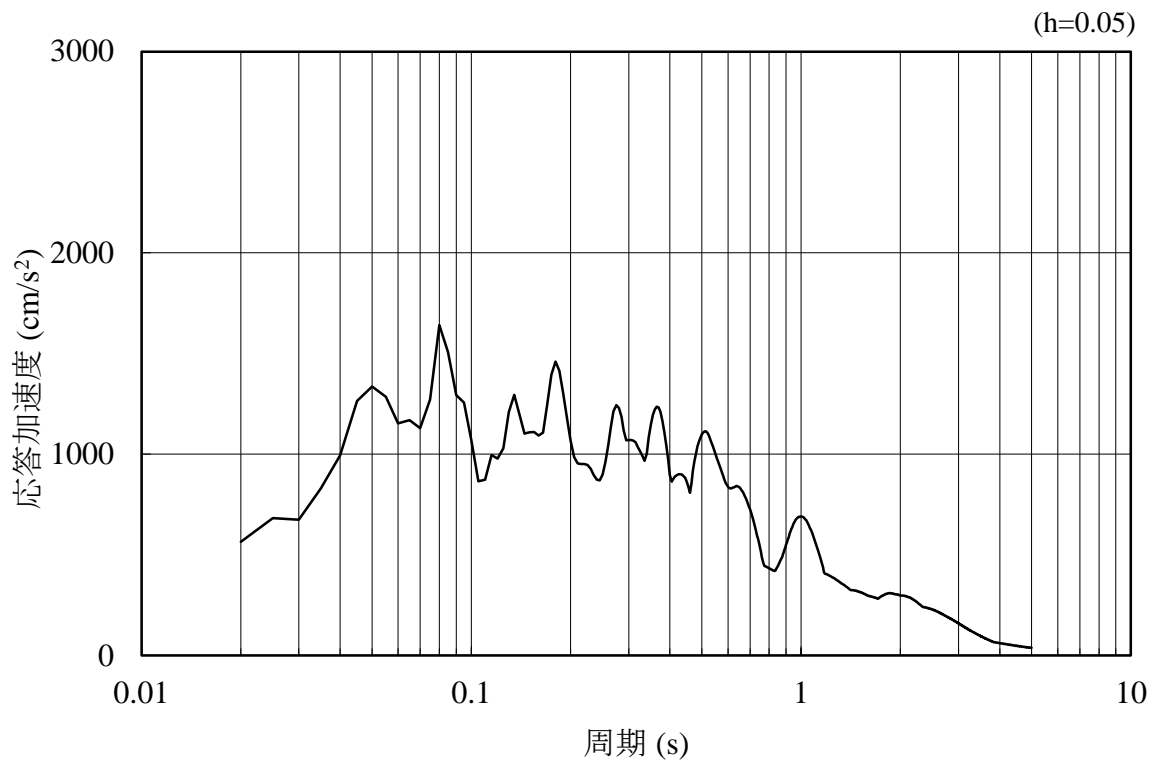


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-35 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：S s - N 2, N S 方向)

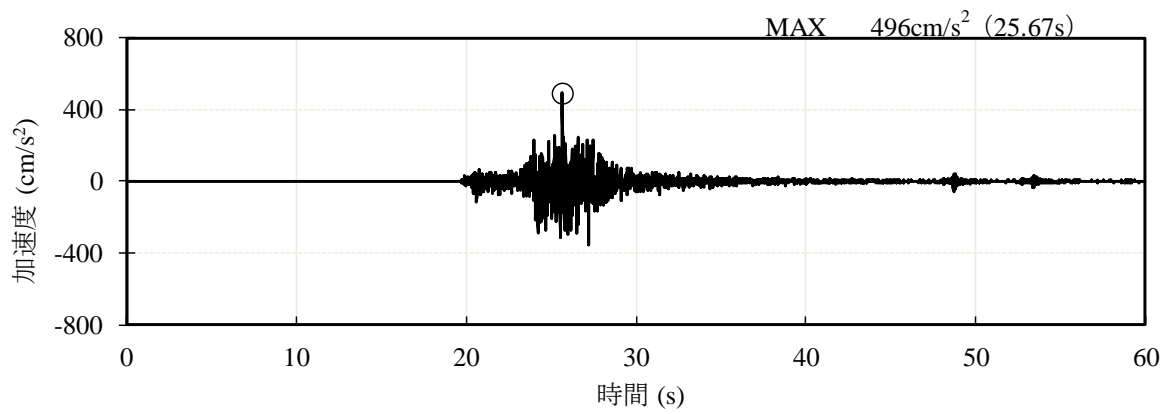


(a) 加速度時刻歴波形

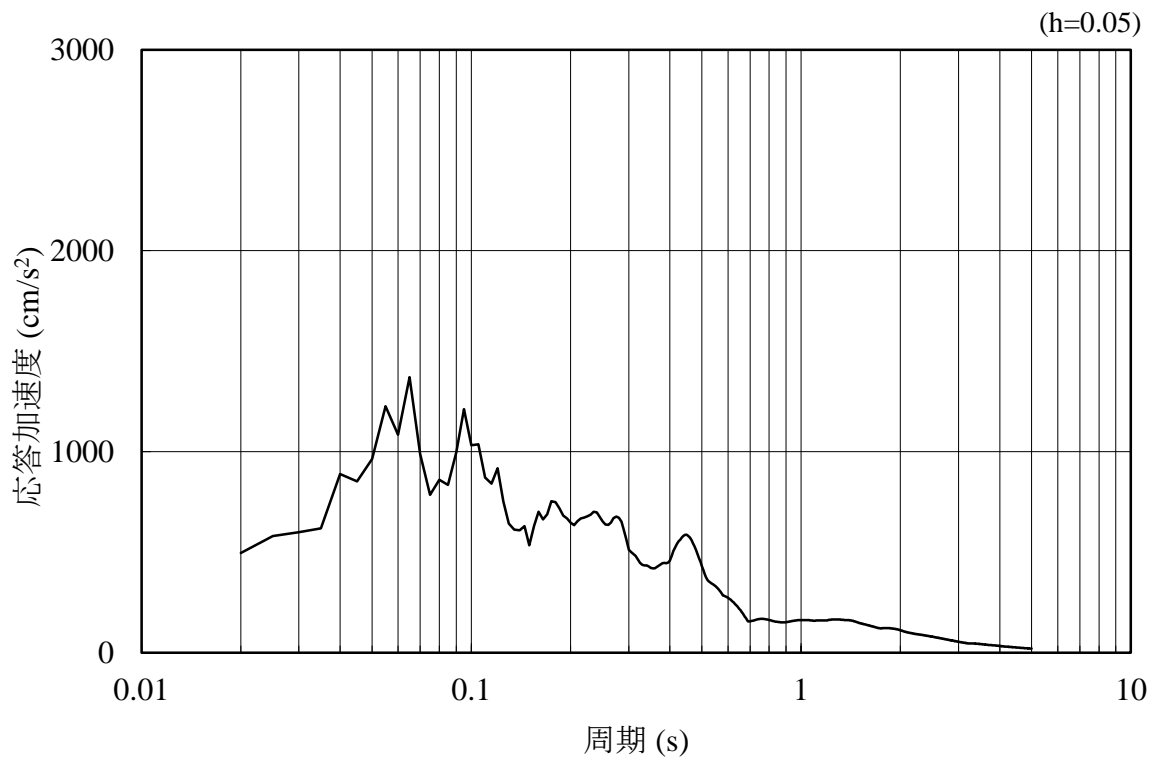


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-36 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：S<sub>s</sub>-N<sub>2</sub>，EW方向)



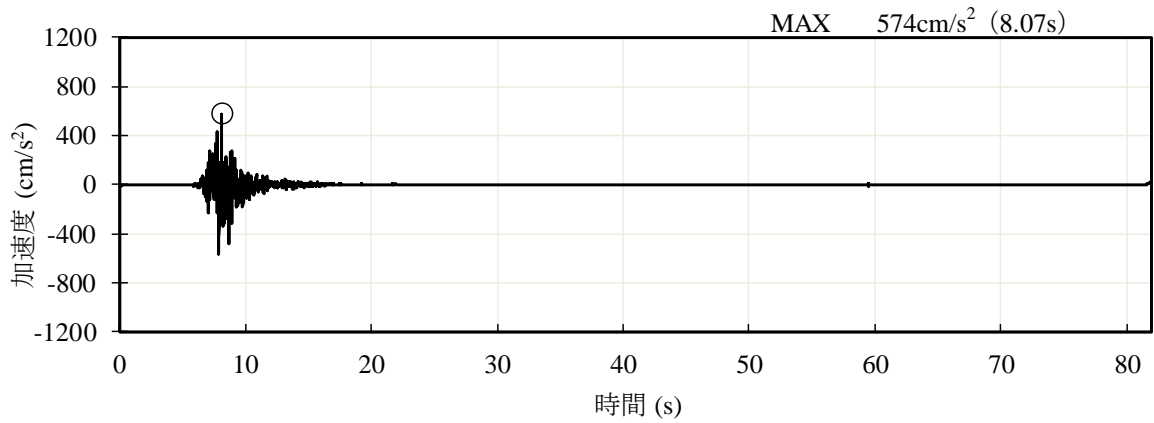
(a) 加速度時刻歴波形



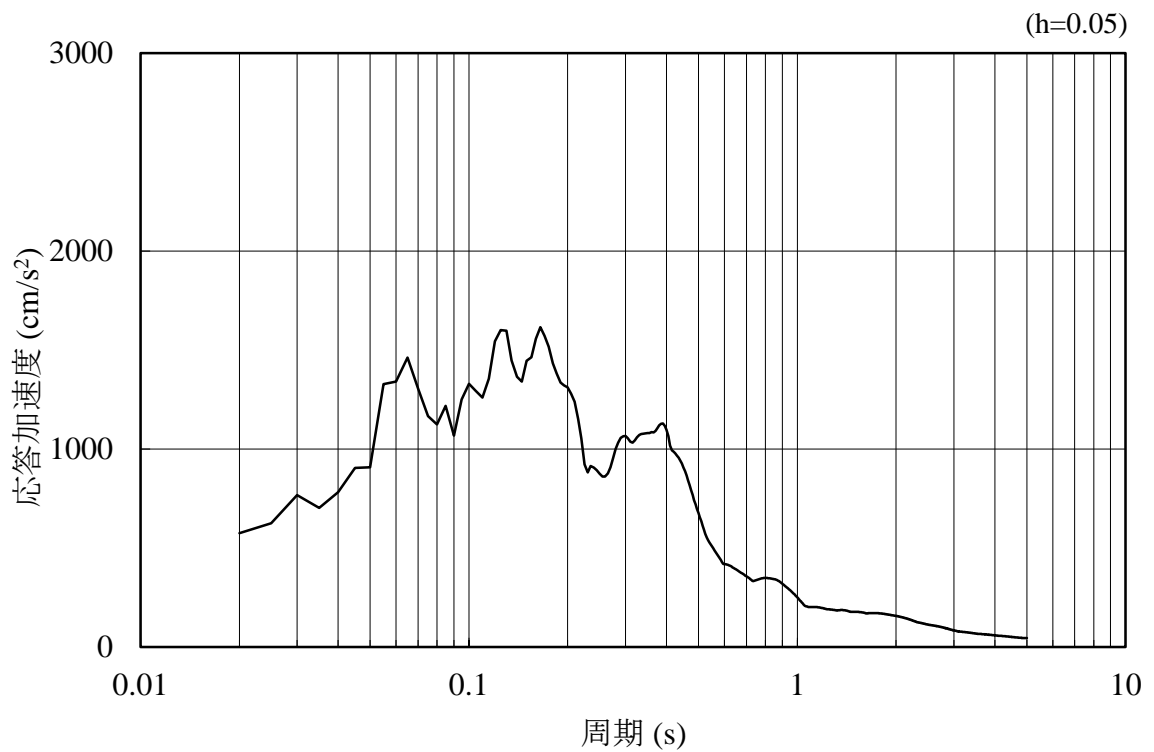
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-37 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：S<sub>s</sub>-N2, EW方向)

(4) ⑦-⑦断面

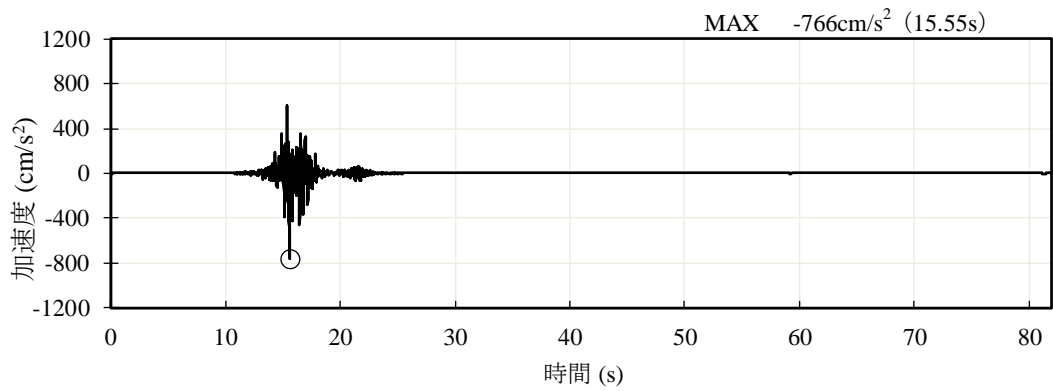


(a) 加速度時刻歴波形

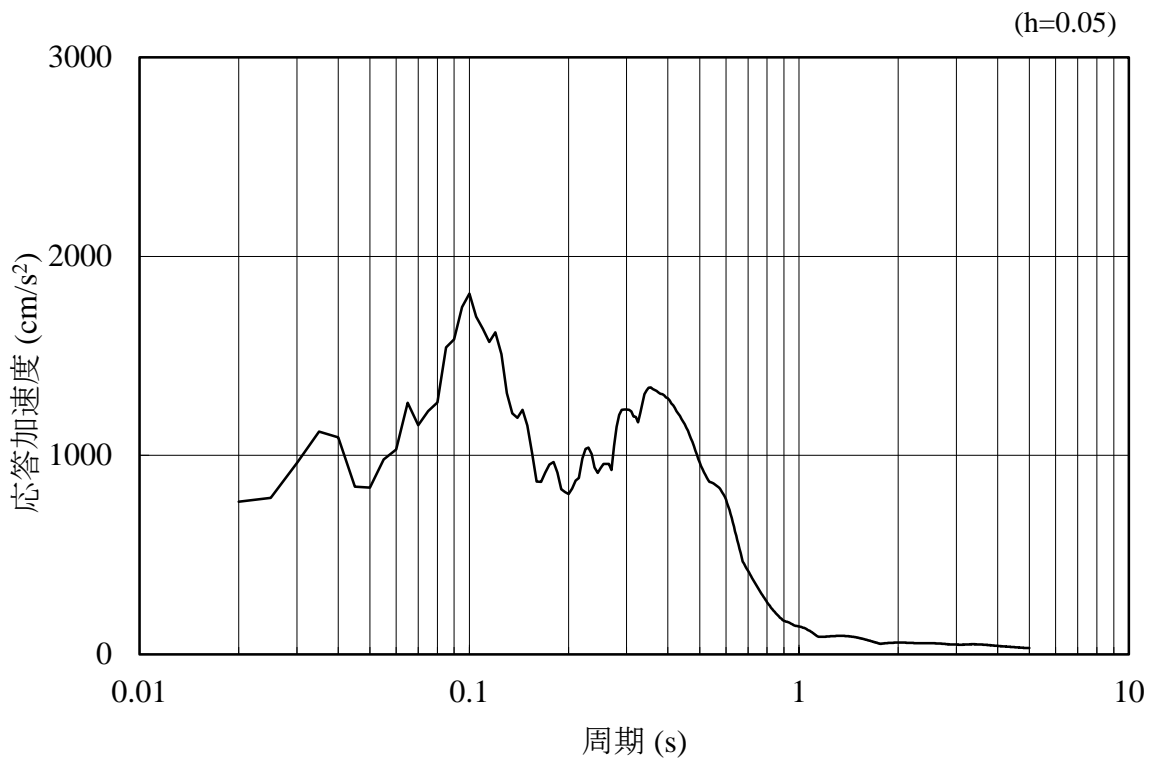


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.2.7-38 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：S<sub>s</sub>-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 3.2.7-39 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：S s - F 2, E W方向)

### 3.2.8 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 3.2.8-1 に、地震応答解析モデルを図 3.2.8-2、図 3.2.8-4、図 3.2.8-6 及び図 3.2.8-8 に、地質断面図を図 3.2.8-3、図 3.2.8-5 及び図 3.2.8-7 に示す。

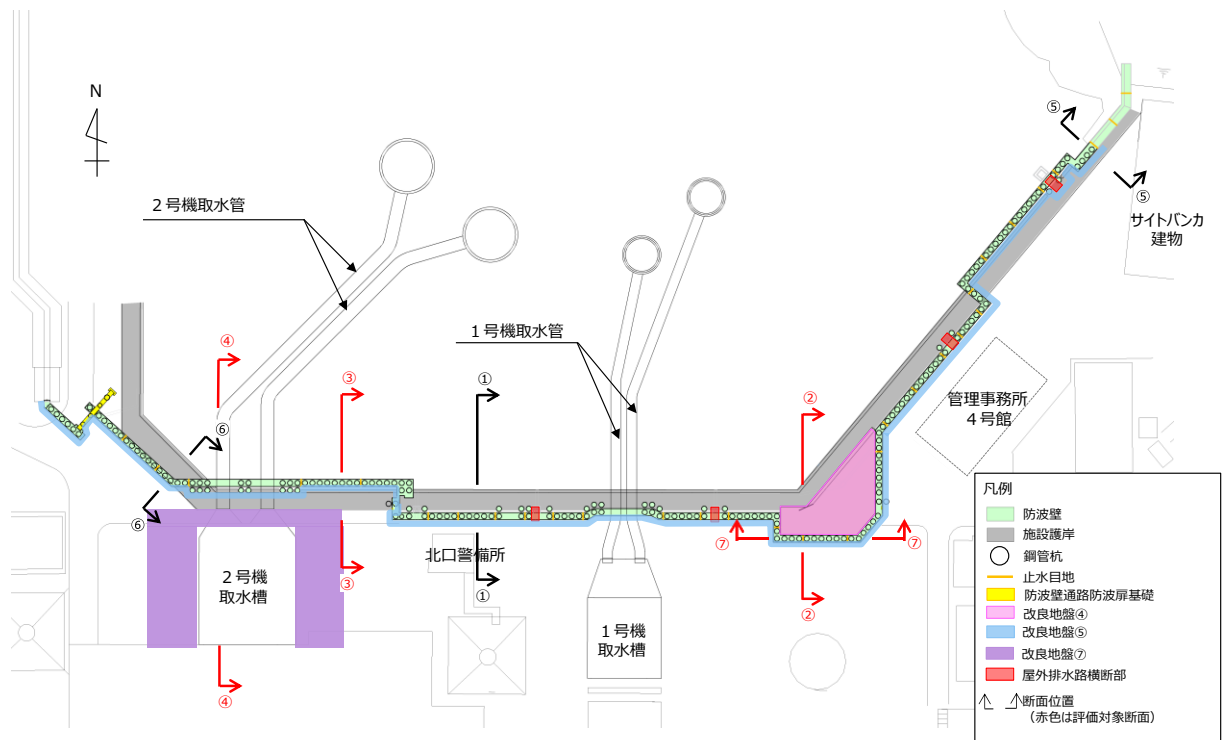


図 3.2.8-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

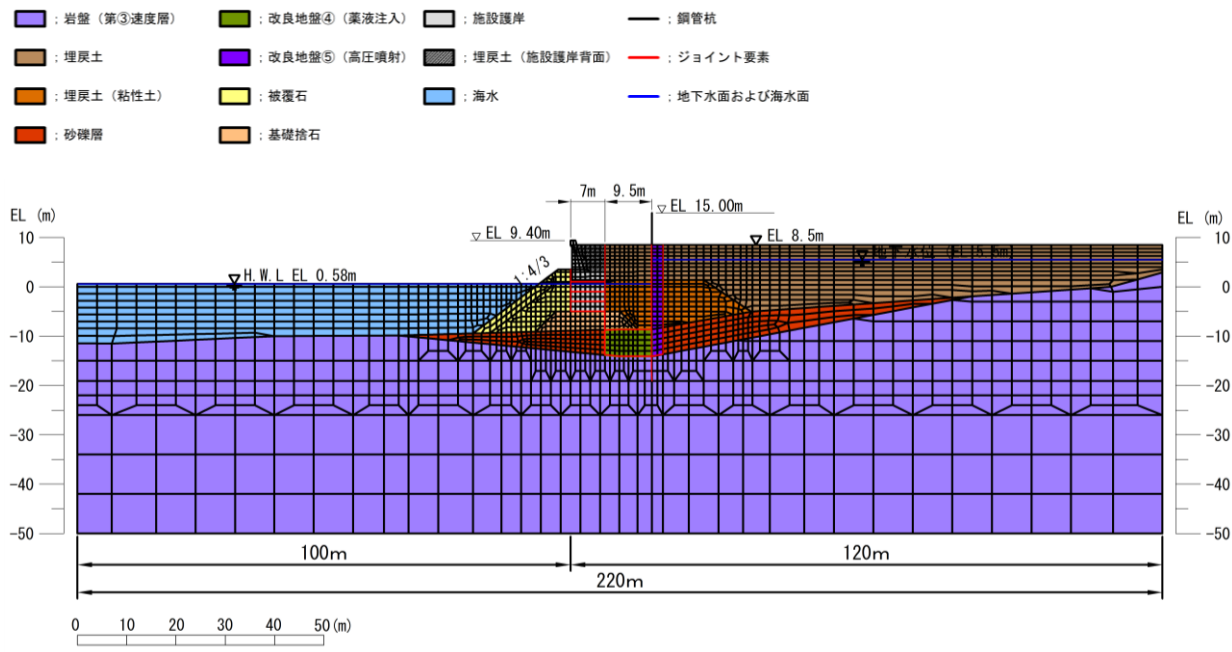


図 3.2.8-2 地震応答解析モデル (②-②断面)

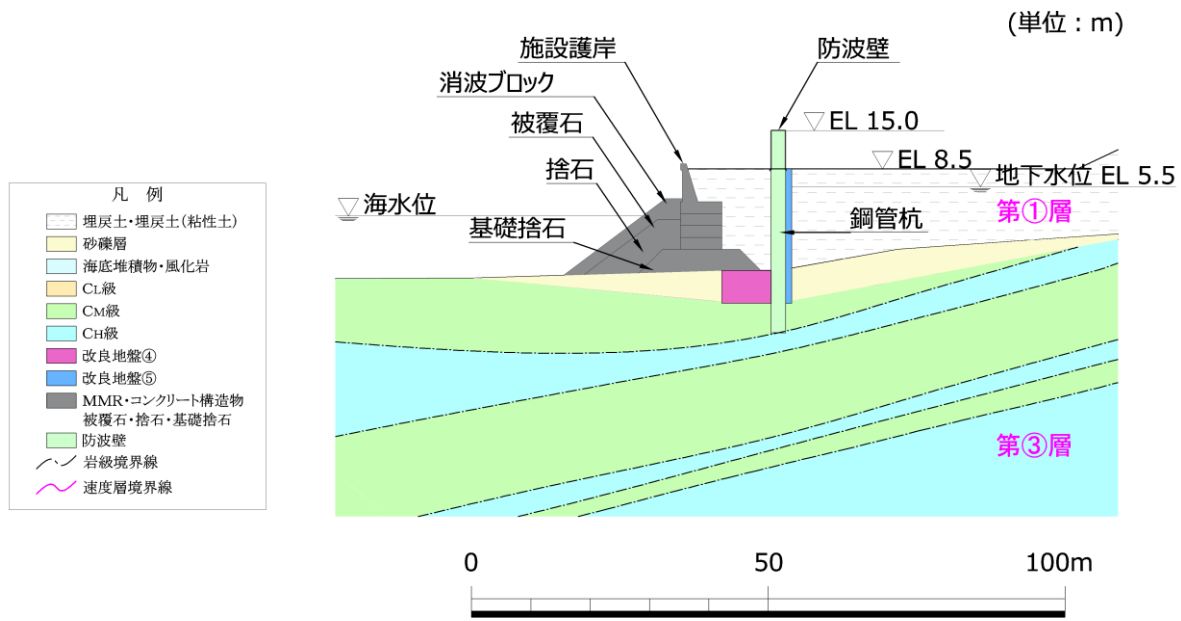


図 3.2.8-3 地質断面図 (②-②断面)



- |                |                  |                  |               |
|----------------|------------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第①速度層) | ■ : 埋戻土          | ■ : 施設護岸         | — : 鋼管杭       |
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 埋戻土 (粘性土)    | ■ : 埋戻土 (施設護岸背面) | — : ジョイント要素   |
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 改良地盤⑤ (高圧噴射) | ■ : 海水           | — : 地下水面及び海水面 |

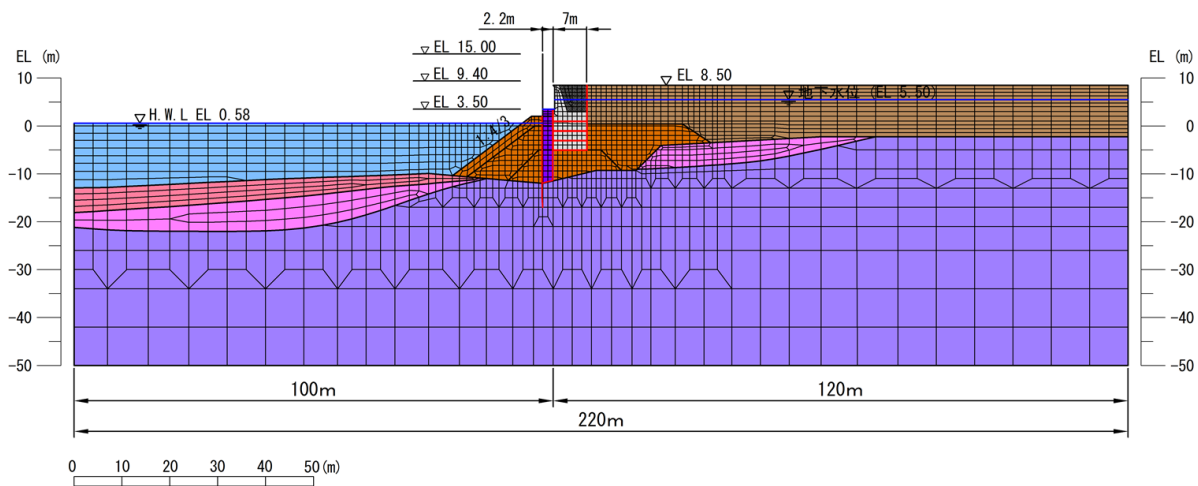


図 3.2.8-4 地震応答解析モデル (③-③断面)

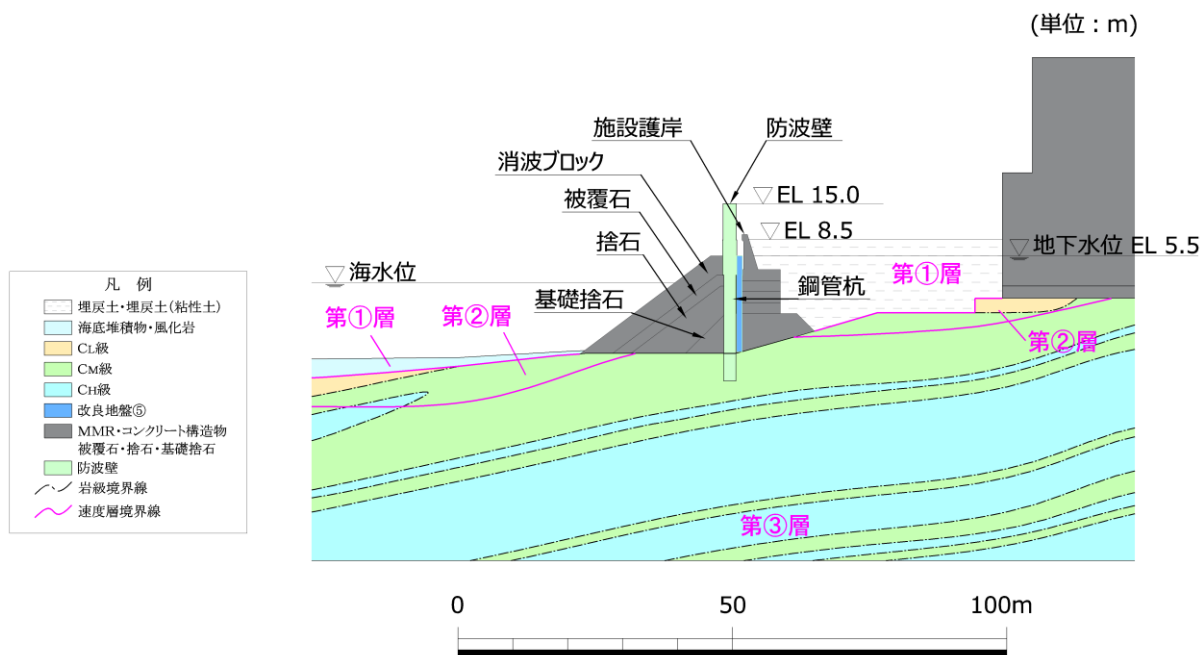


図 3.2.8-5 地質断面図 (③-③断面)

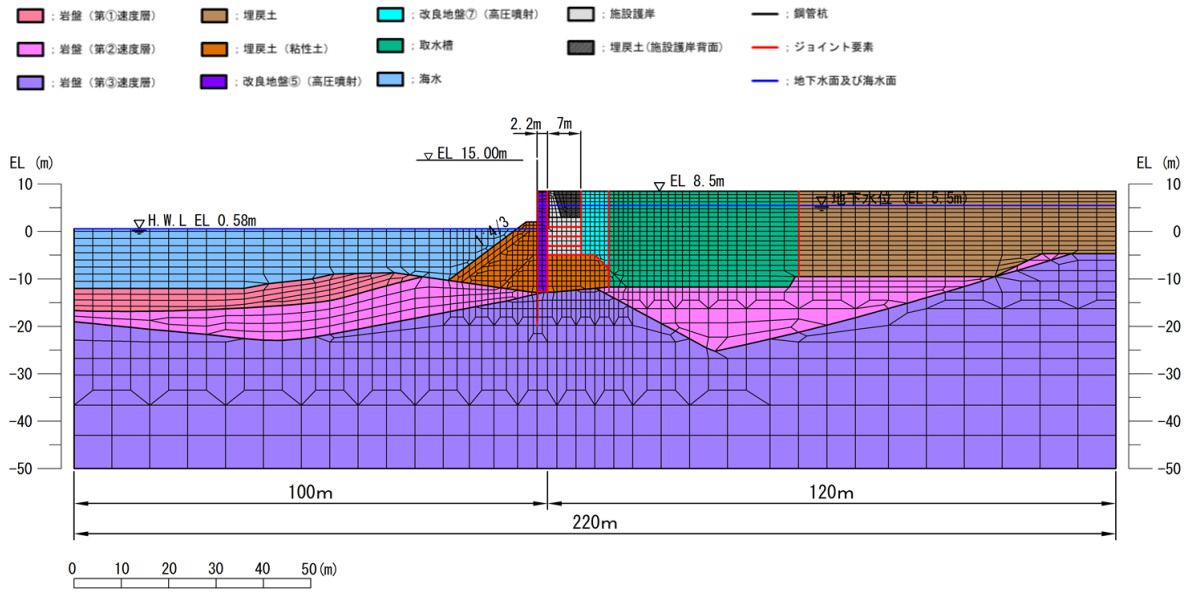


図 3.2.8-6 地震応答解析モデル (④-④断面)

(単位 : m)

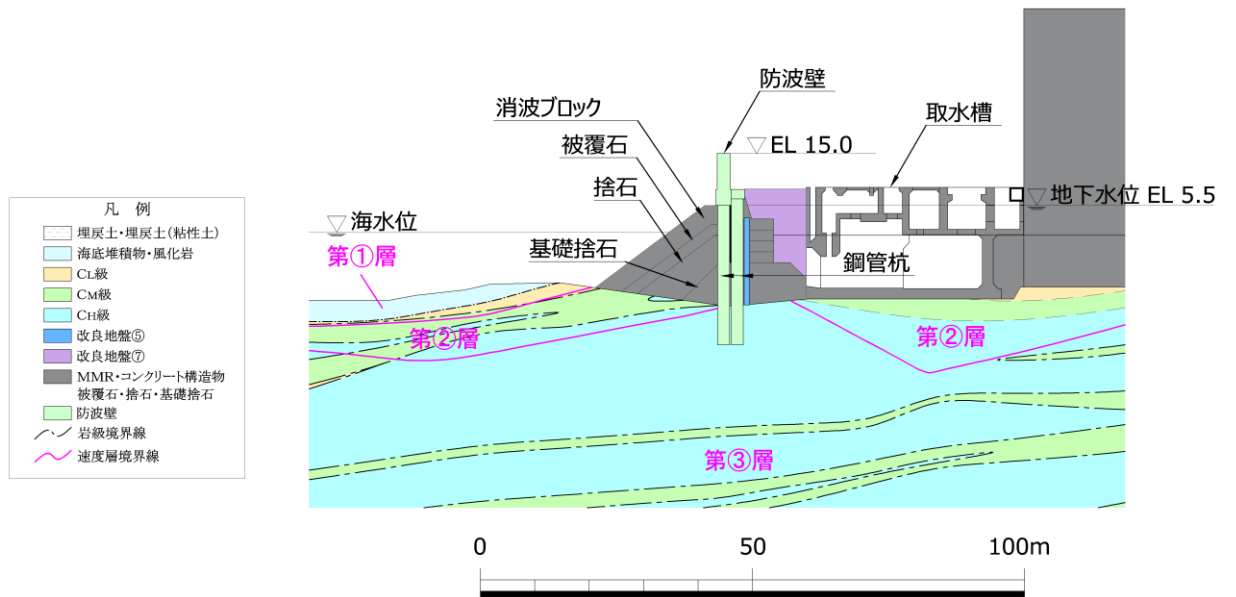


図 3.2.8-7 地質断面図 (④-④断面)

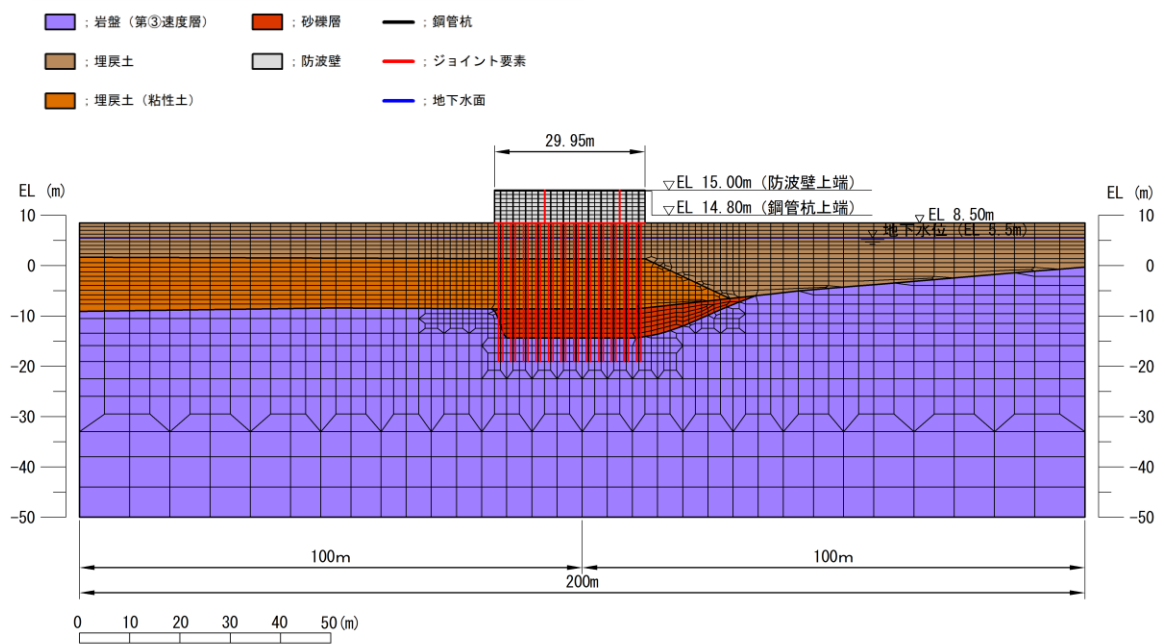


図 3.2.8-8 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

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、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.2.8-9 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幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

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 3.2.8-10 に示す。

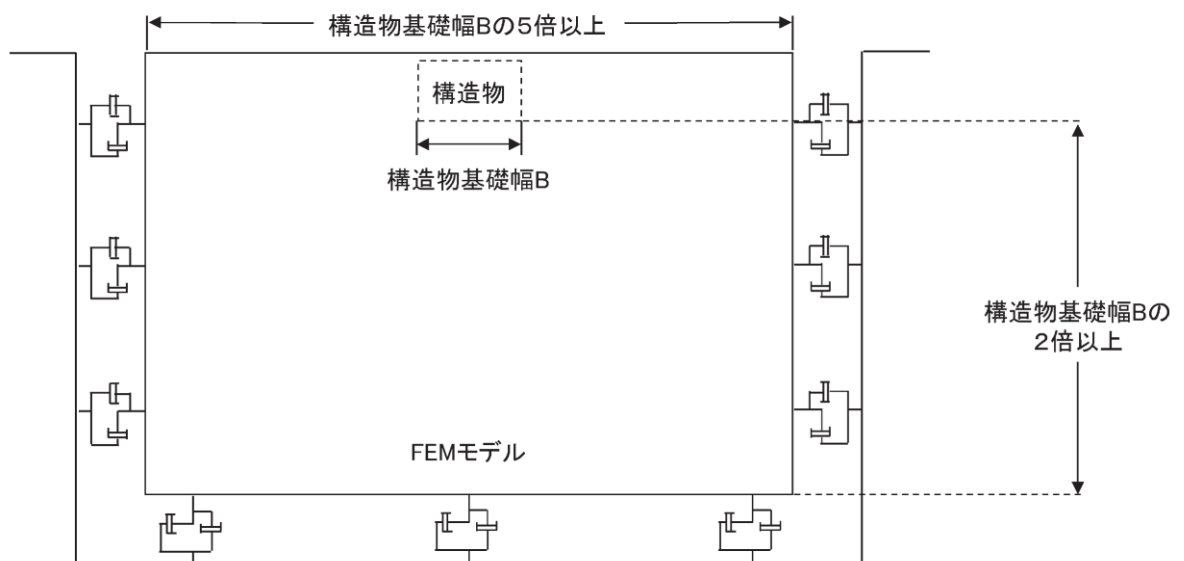


図 3.2.8-9 モデル化範囲の考え方

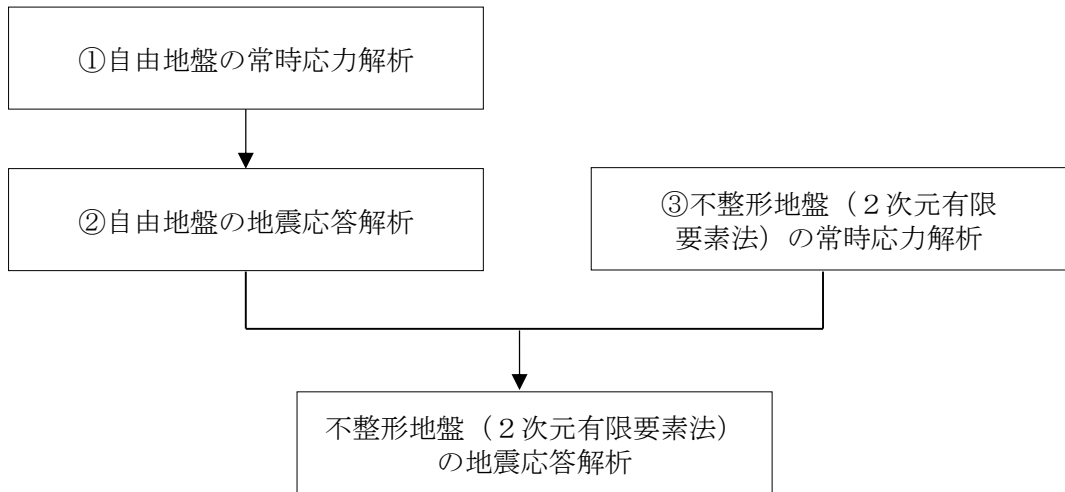


図 3.2.8-10 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 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 3.2.8-11 に示す。

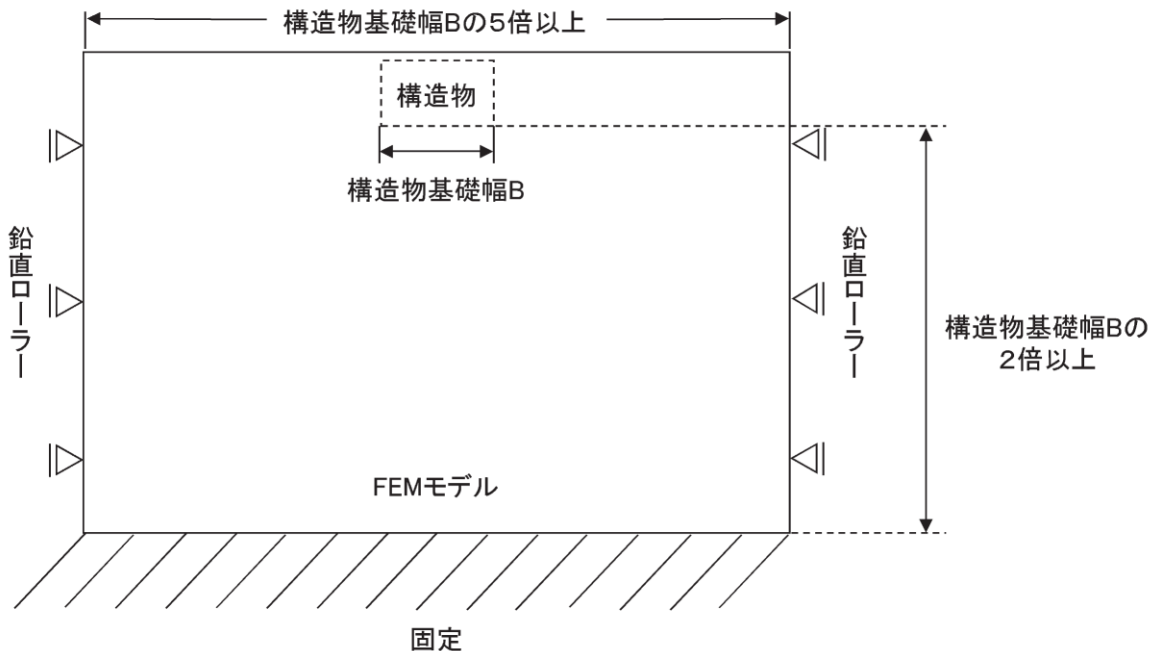


図 3.2.8-11 常時応力解析における境界条件の概念図

(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トを設定する。境界条件の概念図を図 3.2.8-12 に示す。

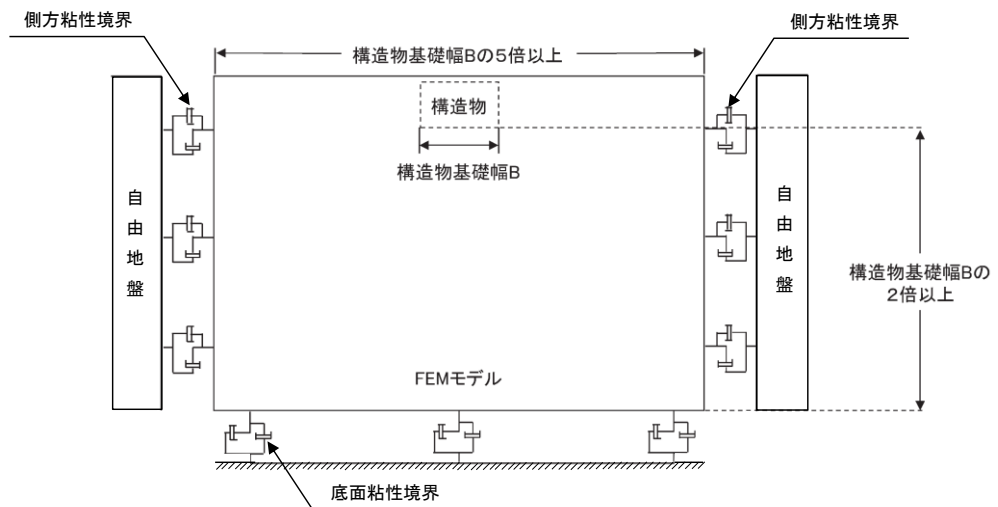


図 3.2.8-12 地震応答解析における境界条件の概念図

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）。

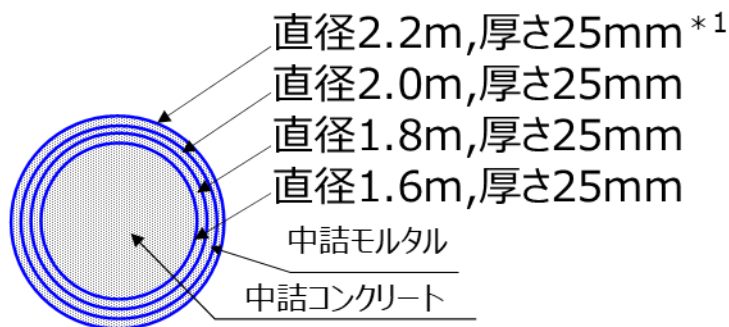
イ. 鋼管杭のモデル化

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「3.2.8(2) 仕様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 mm を考慮し，断面積及び断面 2 次モーメントを算定する。

断面積及び断面 2 次モーメントは，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 3.2.8-13 に示す。



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

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

注記\*1：最外管については，セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に腐食代 1 mm を考慮し，断面積・断面 2 次モーメントを算定する。ここで，腐食代は，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）に基づき，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 3.2.8-13 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断面では、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。④-④断面位置の平面図を図3.2.8-14に、断面図を図3.2.8-15に示す。杭頭連結材の構造図を図3.2.8-16に、その設置状況を図3.2.8-17に示す。

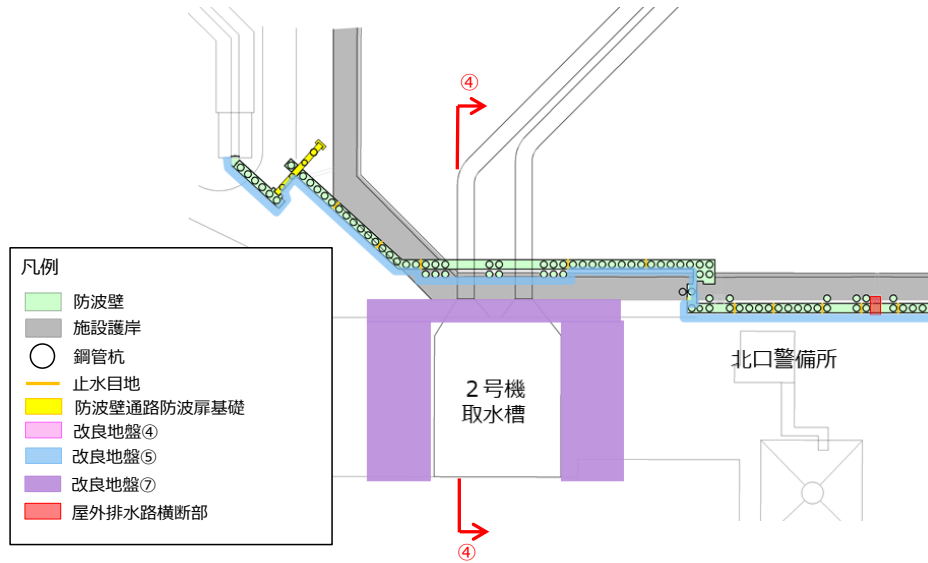


図 3.2.8-14 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④-④断面（平面図）

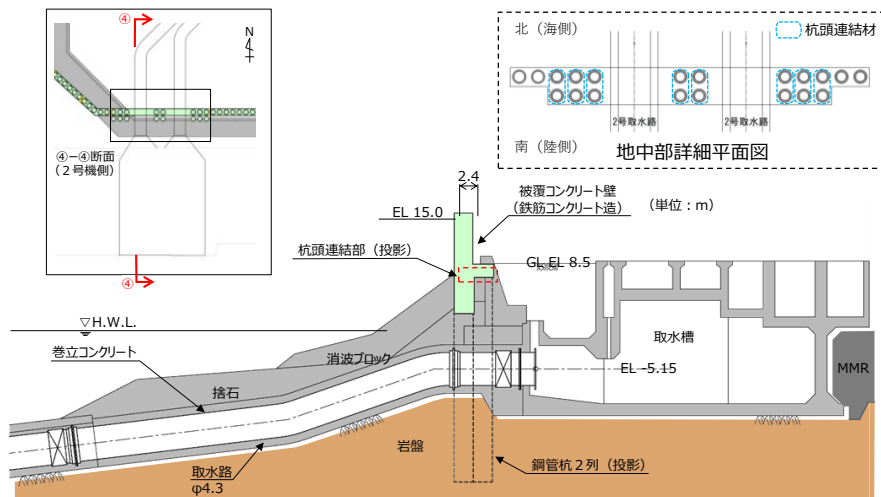


図 3.2.8-15 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④-④断面（断面図）



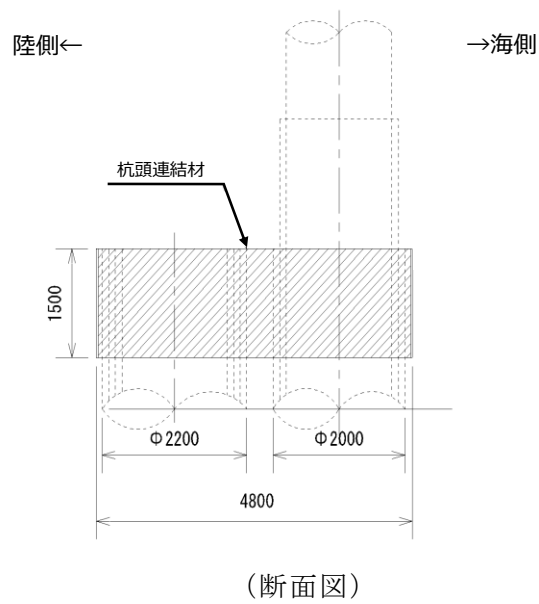
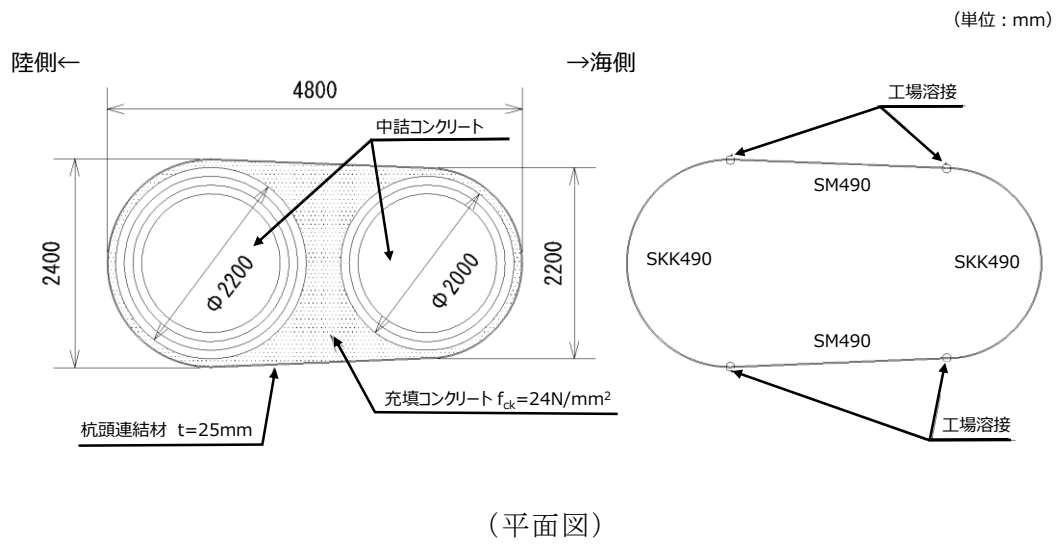
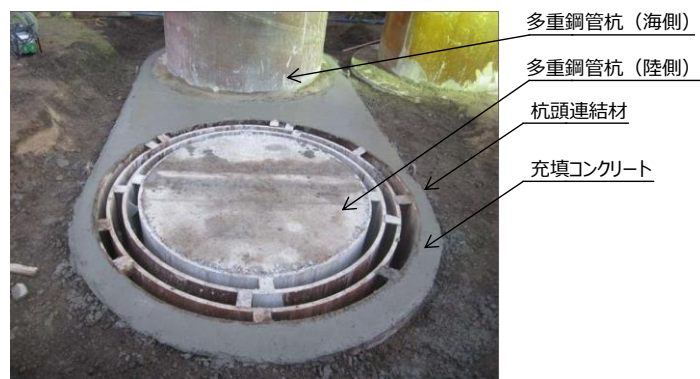


図 3.2.8-16 杭頭連結材構造図



杭頭連結材設置状況  
(モルタル (充填材) 打設前)

図 3.2.8-17 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 3.2.8-18 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。

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 3.2.8-19 に示す。

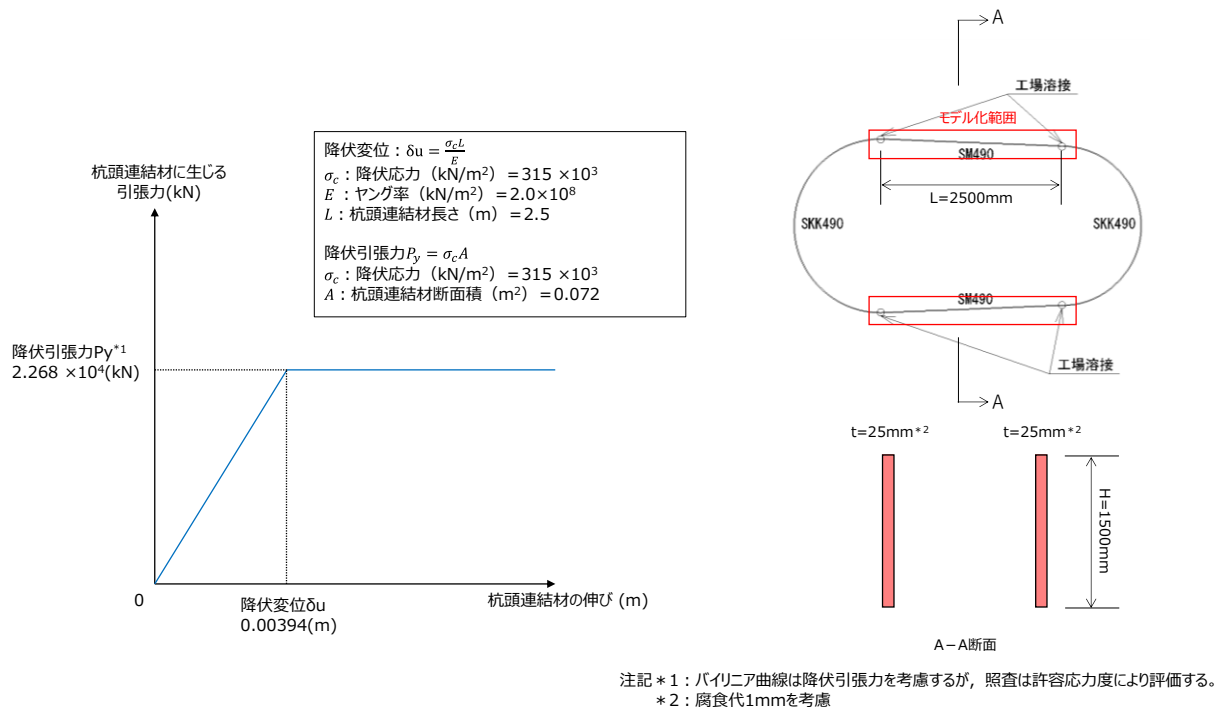
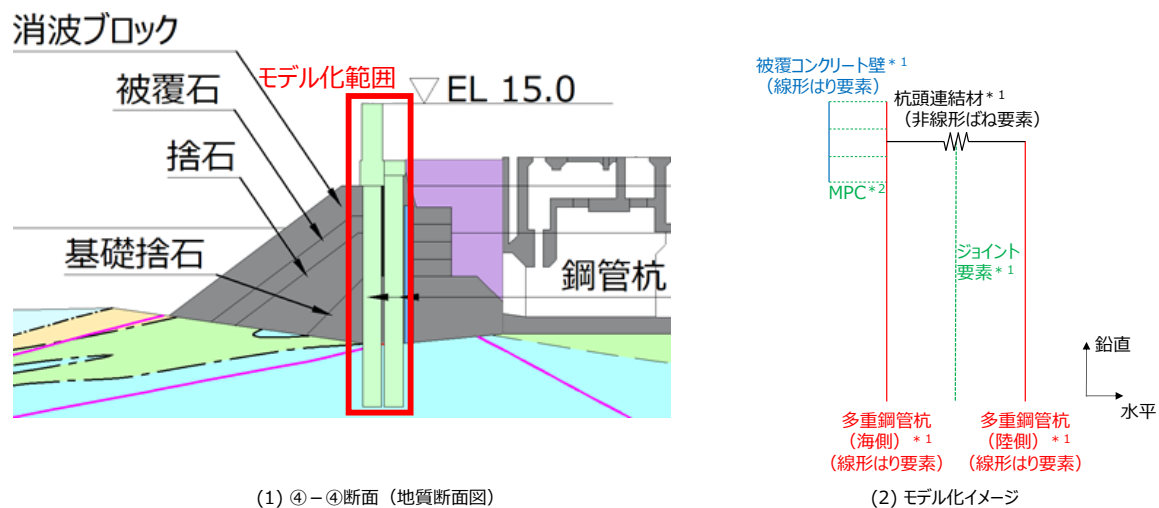


図 3.2.8-18 杭頭連結材の非線形ばねモデルの概念図



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全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

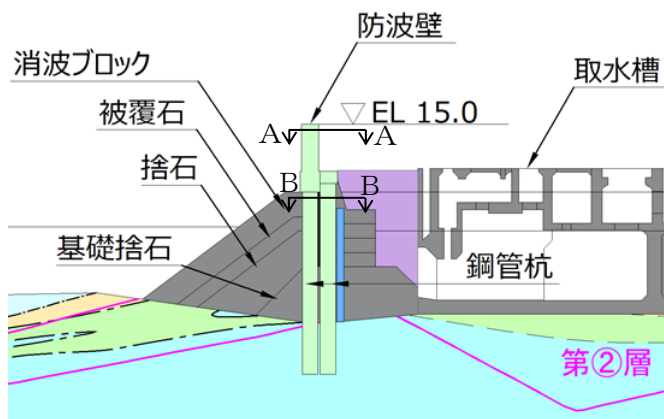
図 3.2.8-19 ④-④断面における鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化のイメージ

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について等価な剛性を設定した線形はり要素とする。

鋼管杭の等価な剛性の設定方法として、図 3.2.8-20 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、鋼管杭の断面積及び断面 2 次モーメントに  $20\text{m}/37.782\text{m}=0.529$  を乗じて設定する。

鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁の等価な剛性の設定方法として、図 3.2.8-20 に示すとおり、全長 37.782m のうち、鋼管杭が設置されていない範囲が 17.782m であることから、被覆コンクリート壁の断面積及び断面 2 次モーメントに  $17.782\text{m}/37.782\text{m}=0.471$  を乗じて設定する。



④－④断面（地質断面図）

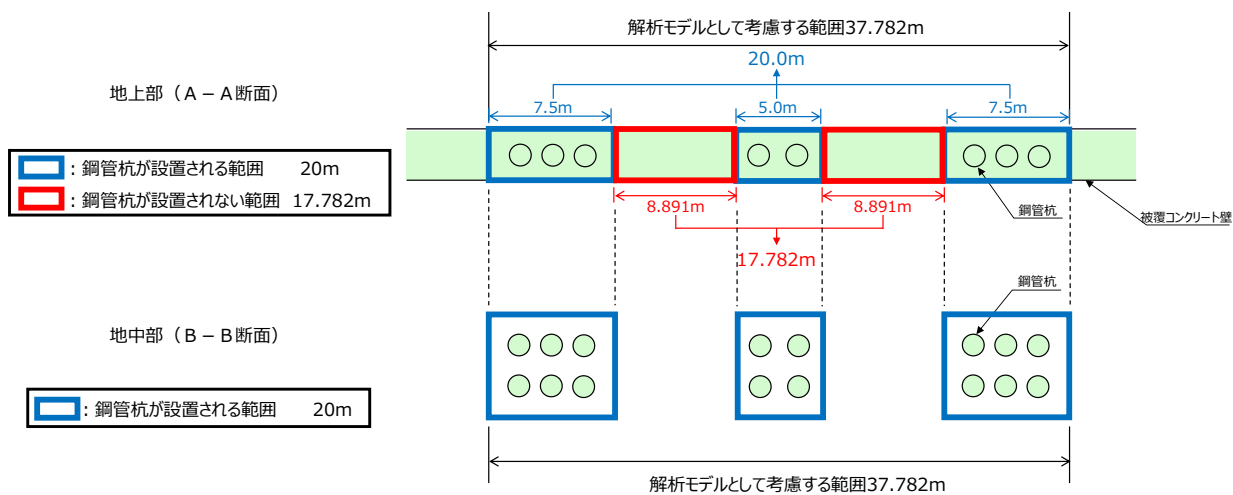


図 3.2.8-20 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④－④断面の部分を拡大した平面図

#### 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 3.2.8-1 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 3.2.8-1 取水槽の解析用物性値

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

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土、埋戻土（粘性土）、砂礫層、基礎捨石、被覆石、捨石及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。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3.2.8-21参照）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 3.2.8-21 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，基礎捨石及び被覆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  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、港湾基準(図 3.2.8-22 参照)に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$  に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月)」(以下「港湾構造物設計事例集」という。)(図 3.2.8-23 参照)に準拠し、静止摩擦係数  $\mu$  から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$  より設定する。静止摩擦係数  $\mu$  の値は、港湾基準(図 3.2.8-24 及び図 3.2.8-25 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 3.2.8-2 に、ジョイント要素の配置を図 3.2.8-26 に示す。

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 粘着力

$\phi$  : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

この場合において、

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

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

$\theta$  : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 $k$  及び  $k'$  は、それぞれ次の数値を表すものとする。

$k$  : 震度

$k'$  : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

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

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 3.2.8-22 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠  
(港湾基準抜粋)

よって、

$$\phi^{sp}_{\tau} = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン  
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる<sup>9)</sup>。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素  
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する<sup>9)</sup>。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性  $K_n$  に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性  $K_s$  に応じた力を負担する。せん断強度  $\tau_f$  は垂直方向の有効拘束

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

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

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

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

図 3.2.8-23 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。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。

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

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.2.8-24 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

(8) セルラーブロックの性能照査

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

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_{f_d} \geq \gamma_a (dP_H + eP_w + gP_{aw} + hP_d) \quad (2.2.19)$$

ここに、

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

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

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

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

③ 部分係数の値

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

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

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

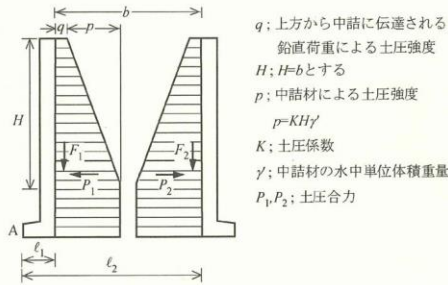


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

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

図 3.2.8-25 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 3.2.8-2(1) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	鋼管杭	埋戻土	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			埋戻土 (粘性土)			
			改良地盤④			
			改良地盤⑤			
			砂礫層			
			岩盤			
		埋戻土	埋戻土 (施設護岸背面)			
			施設護岸			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
		埋戻土 (粘性土)	セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			
		被覆石	施設護岸			
			埋戻土 (施設護岸背面)			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			

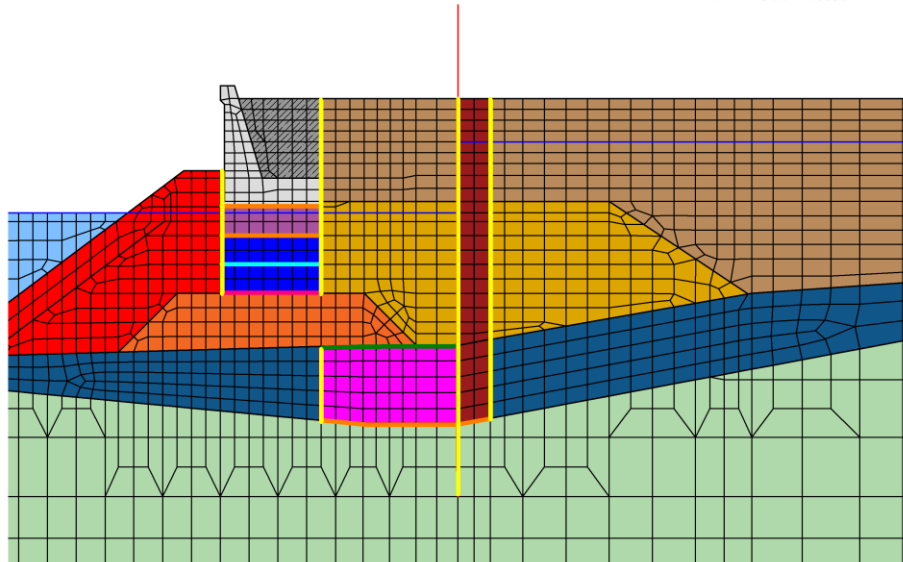
表 3.2.8-2(2) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

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

表 3.2.8-2(3) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

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

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

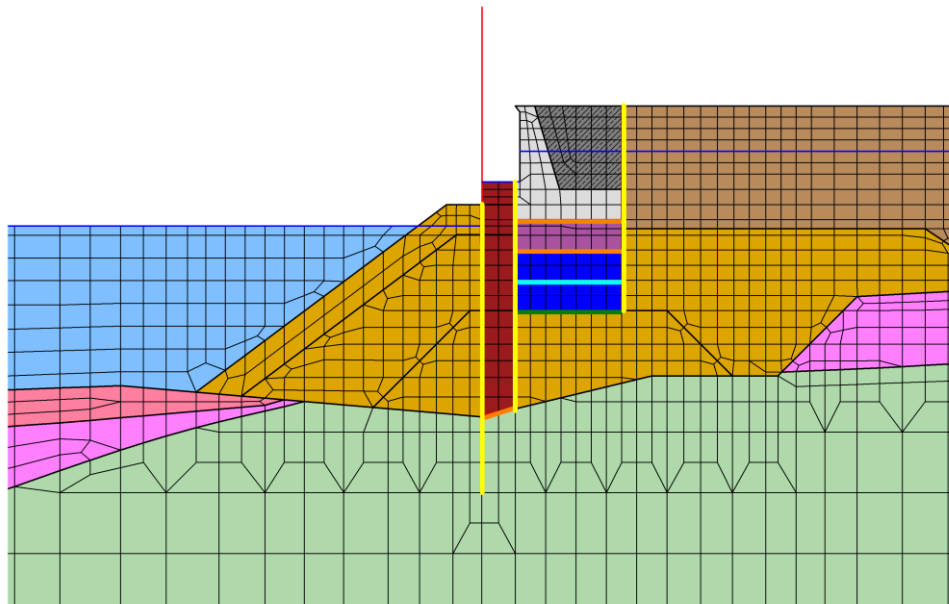


項目		粘着力 $c$ ( $N/mm^2$ )	内部摩擦角 $\phi$ ( $^{\circ}$ )
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00
	境界 6	0	34.99

図 3.2.8-26(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図



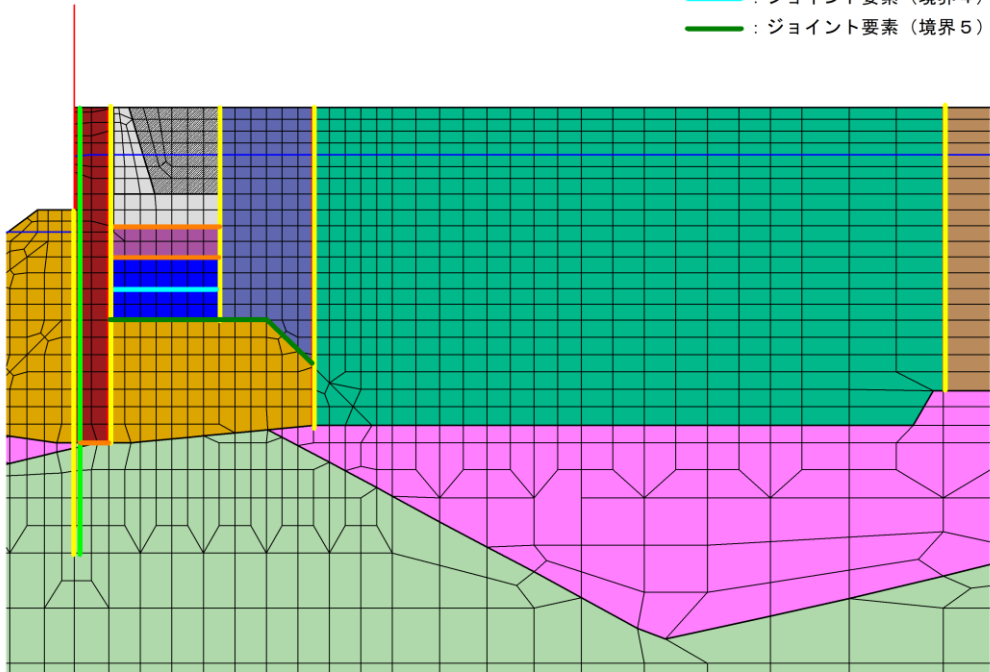
- : 岩盤 (第①速度層)
- : 岩盤 (第②速度層)
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 埋戻土 (粘性土)
- : 海水
- : 埋戻土
- : 施設護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : セルラーブロック (コンクリート詰)
- : セルラーブロック (栗石詰)
- : 改良地盤⑤ (高圧噴射)
- : 鋼管杭
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界3)
- : ジョイント要素 (境界4)
- : ジョイント要素 (境界5)



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

図 3.2.8-26(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

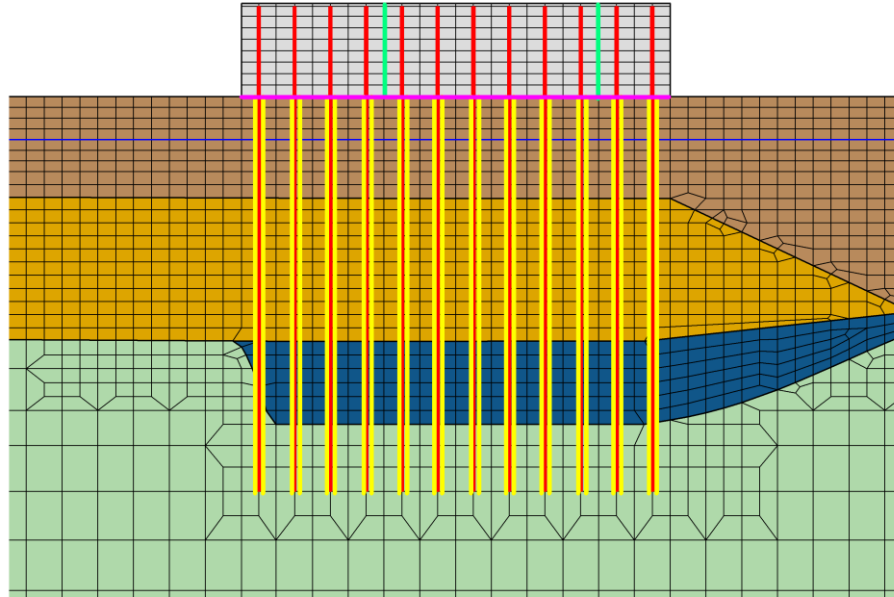
- : 岩盤 (第②速度層)
  - : 岩盤 (第③速度層)
  - : 埋戻土 (粘性土)
  - : 埋戻土
  - : 施設護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
  - : セルラーブロック (コンクリート詰)
  - : セルラーブロック (栗石詰)
  - : 改良地盤⑤ (高圧噴射)
  - : 改良地盤⑦ (高圧噴射)
- : 取水層
  - : 鋼管杭
  - : 地下水面及び海水面
  - : ジョイント要素 (境界 1)
  - : ジョイント要素 (境界 2)
  - : ジョイント要素 (境界 3)
  - : ジョイント要素 (境界 4)
  - : ジョイント要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



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

図 3.2.8-26(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

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



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

図 3.2.8-26(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 3.2.8-3 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 3.2.8-27 に示す。

表 3.2.8-3 ジョイント要素のばね定数

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

注記\*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

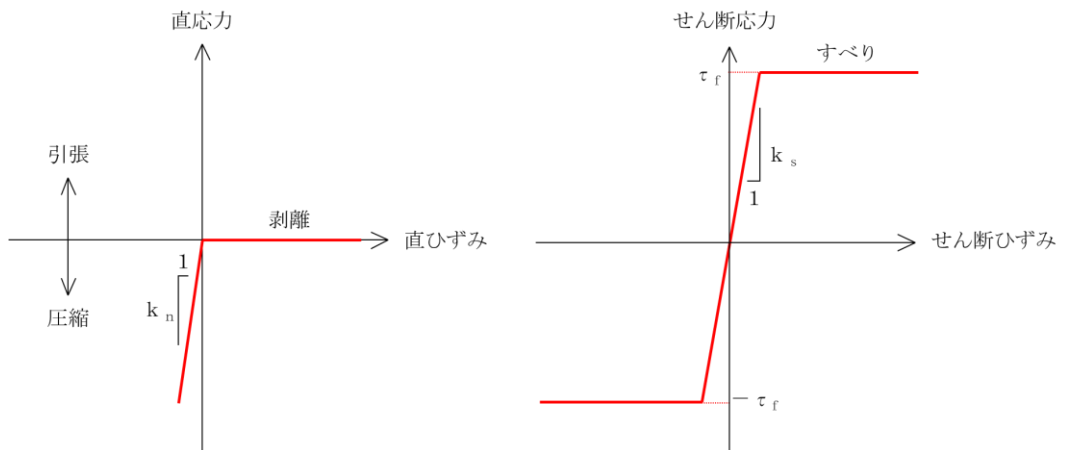


図 3.2.8-27 ジョイント要素の力学特性

(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 3.2.8-4 に、材料の物性値を表 3.2.8-5 に示す。

表 3.2.8-4 使用材料

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

注記\*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき，腐食代 1 mm を考慮する。

表 3.2.8-5 材料の物性値\*

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

注記\*：コンクリート標準示方書[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 3.2.8-6～表 3.2.8-10 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 3.2.8-6 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 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	154,600	225,400	
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	
	ポアソン比 $\nu$	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 <sup>2</sup> )	0.00	0.00	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

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

表 3.2.8-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化層）

		埋戻土（粘性土）	基礎捨石及び被覆石* <sup>3</sup>
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.07 【2.03】	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.55	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	186,300 【182,700】	180,000
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	151.7	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	0.24
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	20
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	30.00	35.00

注記\*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

\*2：動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

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

表 3.2.8-8 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	
		改良地盤④ (薬液注入)	改良地盤⑤ (高圧噴射)
種別（工法，地盤種別）			
物理特性	密度 $\rho^{*1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05	2.11 【2.00】
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}^{*2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	886,300	368,100
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	230	1250
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.74	0.00

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 3.2.8-9 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* $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
	$c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
改良地盤④	0.0	43.03	0.11

注記\*：残留強度及び引張強度の設定は「(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 3.2.8-10 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	$V_p$ (m/s)	800	2100	3600
S波速度	$V_s$ (m/s)	250	900	1600
単位体積重量	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比	$\nu_d$	0.446	0.388	0.377
減衰定数	$h$	0.030	0.030	0.030
弾性係数	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	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 3.2.8-11 に示す。

表 3.2.8-11 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

### 3.2.9 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。

#### (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。

### 3.2.10 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。

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

ここで、

$M_y$ ：多重鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

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

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

$N_i$ ：多重鋼管杭を構成する各鋼管に発生する軸力（kN）

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

短期許容せん断力は次式により算定する。

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

ここで、

$Q_a$ ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容せん断力（kN）

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

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

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 3.2.10-1 に杭頭連結材の許容限界を示す。

表 3.2.10-1 杭頭連結材（SKK490）の許容限界

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

(2) 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，すべり安全率を表 3.2.10-2 に示す。

表 3.2.10-2 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

(3) 止水目地

止水目地の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。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 3.2.10-3 に示す。

表 3.2.10-3 止水目地の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1580

(4) 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 3.2.10-4 に示す。

表 3.2.10-4 基礎地盤の許容限界

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

### 3.2.11 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「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

#### (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) 改良地盤及び岩盤

改良地盤及び岩盤の評価は，改良地盤及び岩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。

(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 3.2.11-1 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  $\delta_x : \delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

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

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

ここで、

$\delta_x(T)$  : x 方向の最大変位

$\delta_y(T)$  : y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$  : z 方向の最大変位

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。

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

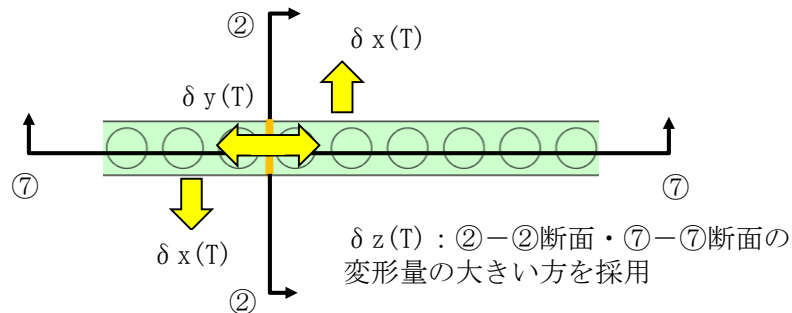


図 3.2.11-1 地震時の変位の概念図

(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（ $mm^2$ ）

### 3.3 3次元構造解析

#### 3.3.1 解析方法

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、「3.2 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）は、被覆コンクリート壁を複数の鋼管杭で支持していることから、図 3.3.1-1 に示すような鋼管杭の法線直交方向の挙動の差異に伴う被覆コンクリート壁における法線方向のねじれにより生じる応力に対して健全性確認するために、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。

また、変位については、地盤物性のばらつきを考慮した変位を用いることで、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。

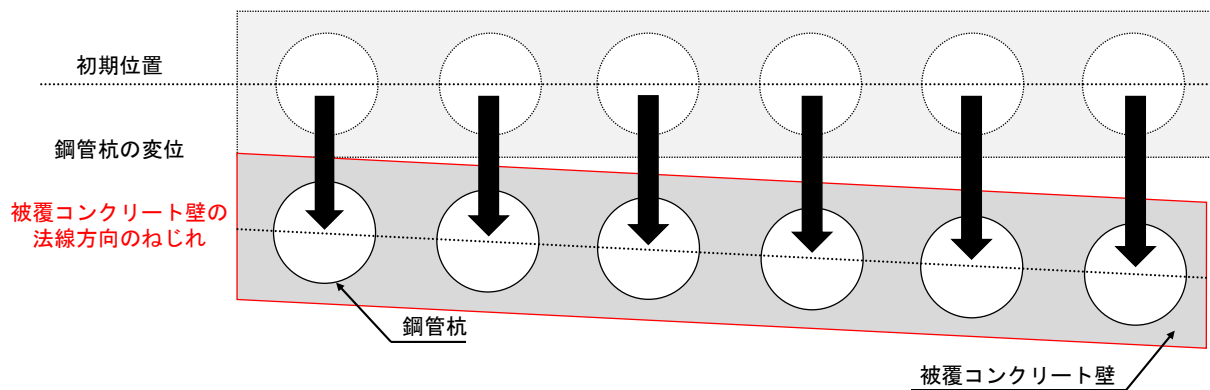


図 3.3.1-1 被覆コンクリート壁の法線方向のねじれの概念図

#### 3.3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「3.2.6 荷重及び荷重の組合せ」に基づき設定する。



### 3.3.3 解析モデル及び諸元

#### (1) 構造物のモデル化

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

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3.3.3-1～図3.3.3-3に示す。

多重鋼管杭を構成する各鋼管は，図3.3.3-4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はモデル化せず，重量を考慮する。

使用要素一覧を表3.3.3-1に示す。

表 3.3.3-1 使用要素一覧

部位	使用要素
被覆コンクリート壁	線形ソリッド要素
中詰コンクリート 及びモルタル	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

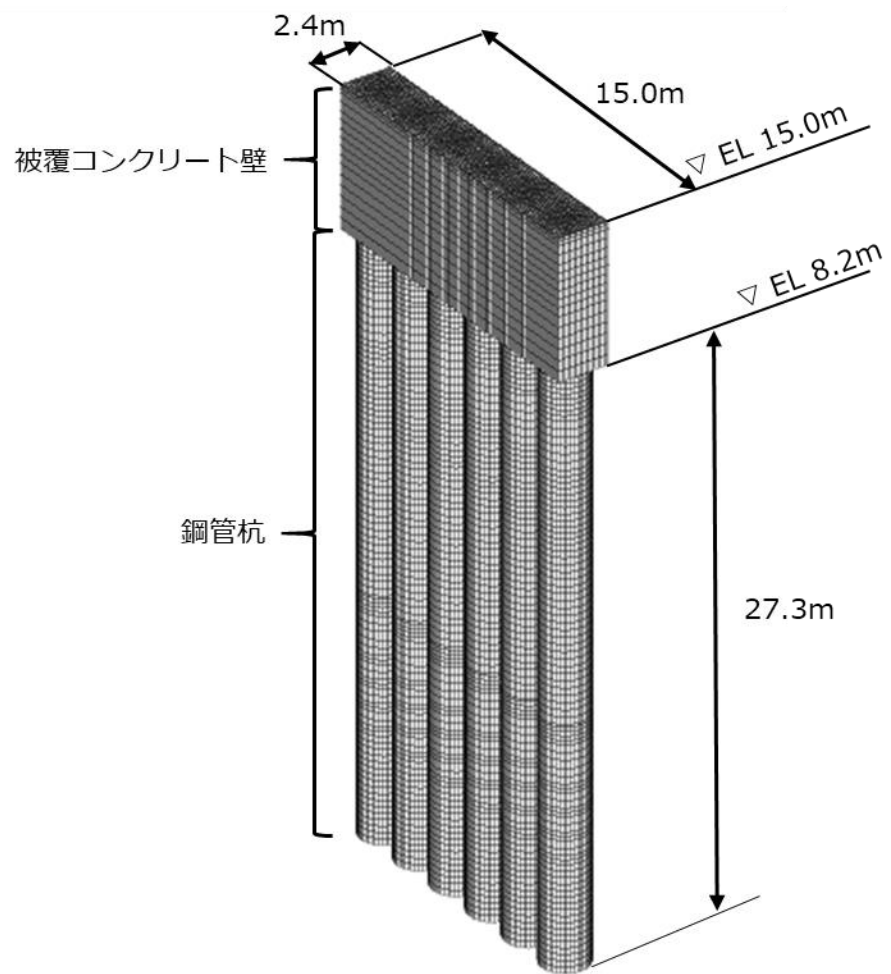


図 3.3.3-1 ②—②断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

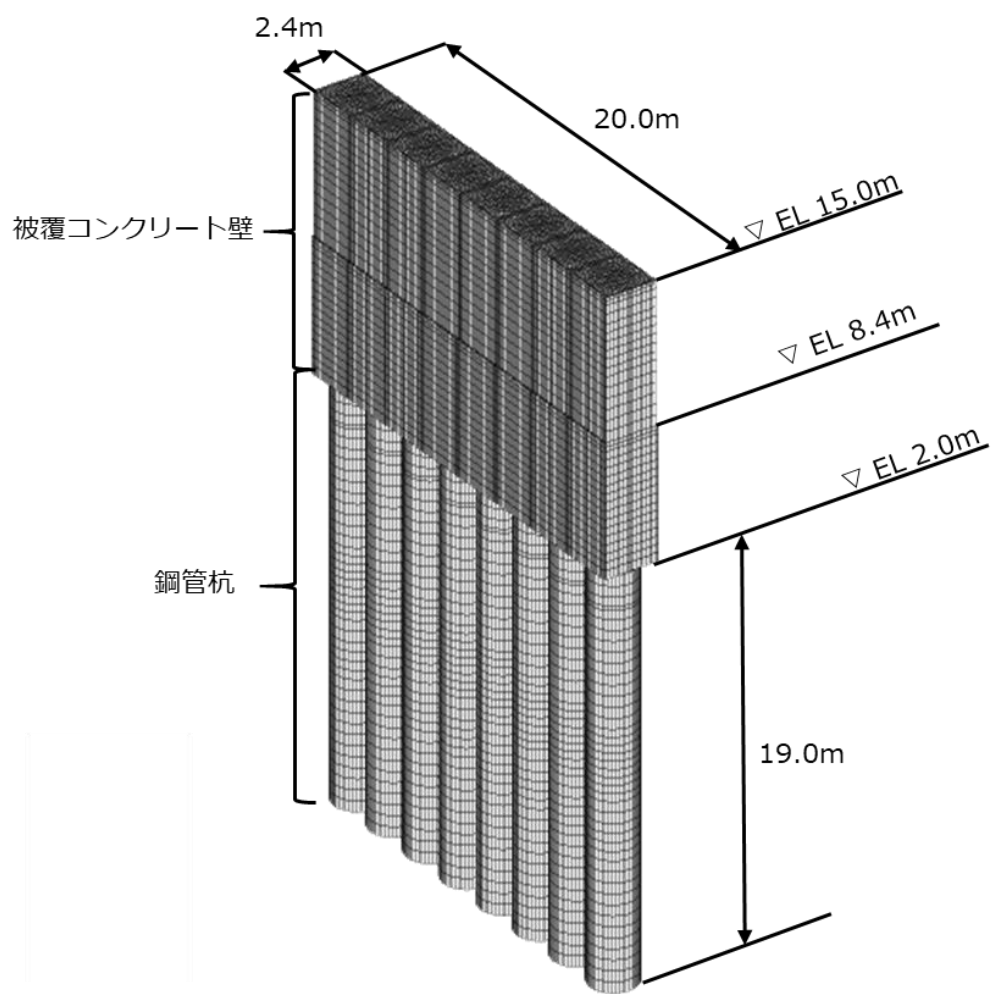


図 3.3.3-2 ③—③断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

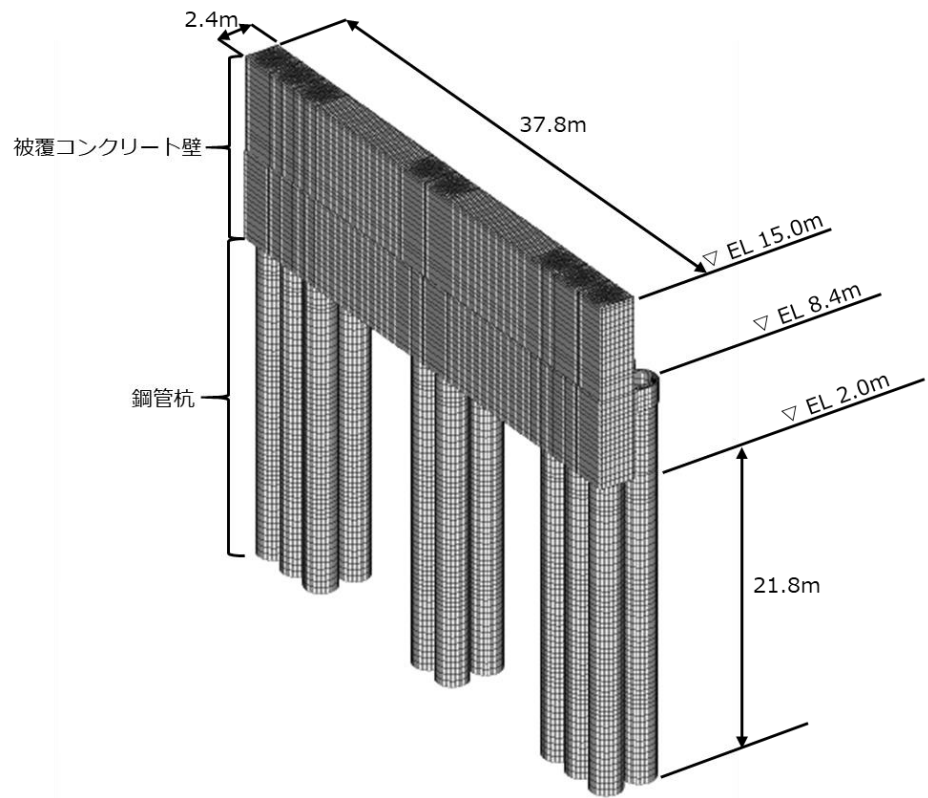


図 3.3.3-3 ④—④断面を含む区間における 3 次元構造解析モデル

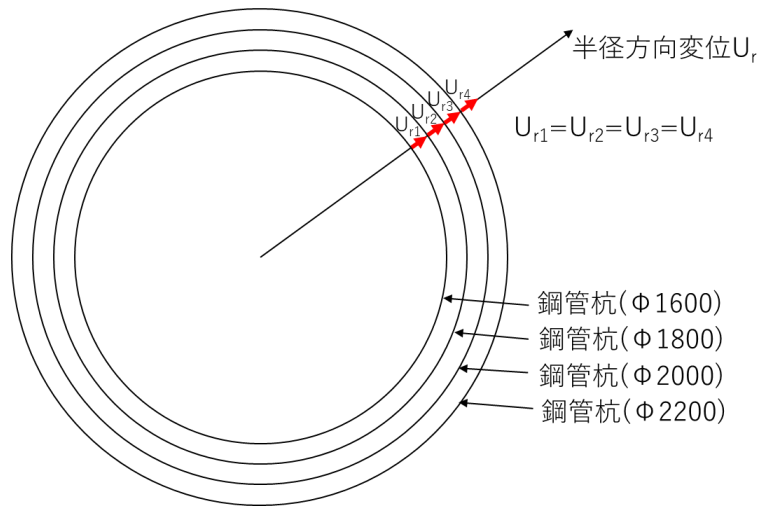


図 3.3.3-4 同一面における鋼管杭間の境界設定

(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3.3.3-2に示す。

表 3.3.3-2 鋼管杭に設定する地盤ばね

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

a. 鋼管杭側面

(a) 水平方向

イ. 常時

「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_h = \mu k_H$$

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

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

ここで，

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

$\mu$ ：群杭効果による水平方向地盤反力係数の補正係数

$k_H$ ：水平方向地盤反力係数（kN/m<sup>3</sup>）

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

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=1，砂及び粘性土=4）

$E_0$ ：地盤の変形係数

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

ロ. 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<sup>3</sup>）

$\eta_k$ ：群杭効果を考慮した補正係数（=2/3）

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

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

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=2，砂及び粘性土=8）

$E_0$ ：地盤の変形係数

$B_H$ ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

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

$\eta_p$ ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力の上限値の補正係数

粘性土地盤=1.0

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

$\alpha_p$ ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$p_U$ ：地震時の受動土圧強度（kN/m<sup>2</sup>）

(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 3.3.3-3 より求まる上限値を設定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここで，

$k_{sv}$ ：鉛直方向地盤反力係数（kN/m）

$k_h$ ：水平方向の地盤ばねのばね定数（kN/m）

表 3.3.3-3 鉛直方向の地盤反力係数上限値の設定方法

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

b. 杭下端

(a) 水平方向

イ. 常時及び地震時

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<sup>3</sup>）

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数（水平方向に準拠）

$E_0$ ：地盤の変形係数（kN/m<sup>3</sup>）

$B_v$ ：基礎の換算載荷幅（m）＝直径（m）



(3) 使用材料及び材料の物性値

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 3.3.3-4 に、材料の物性値を表 3.3.3-5 に示す。

表 3.3.3-4 使用材料

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

表 3.3.3-5 材料の物性値\*

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

注記\*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）

b. 鋼管杭

多重鋼管杭の使用材料は、「3.2.3(3) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(4) 地下水位

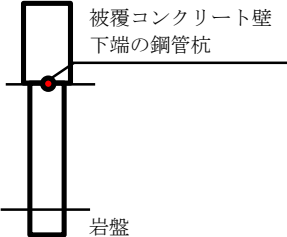
地下水位は、「3.2.4(4) 地下水位」を基に設定する。

### 3.3.4 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 3.3.4-1 に示す。

表 3.3.4-1 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	 <p>被覆コンクリート壁 下端の鋼管杭</p> <p>岩盤</p>	変位及び慣性力

### 3.3.5 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「3.3.4 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 3.3.5-1 に、3次元構造解析への入力イメージを図 3.3.5-1 に、各入力値の設定フローを図 3.3.5-2 に示す。また、3次元構造解析のフローを図 3.3.5-3 に示す。

表 3.3.5-1 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
静止土圧		地震応答解析	土圧 (常時応力解析)	作用位置
外水圧		算出値	—	作用位置
風荷重・積雪荷重		算出値	—	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

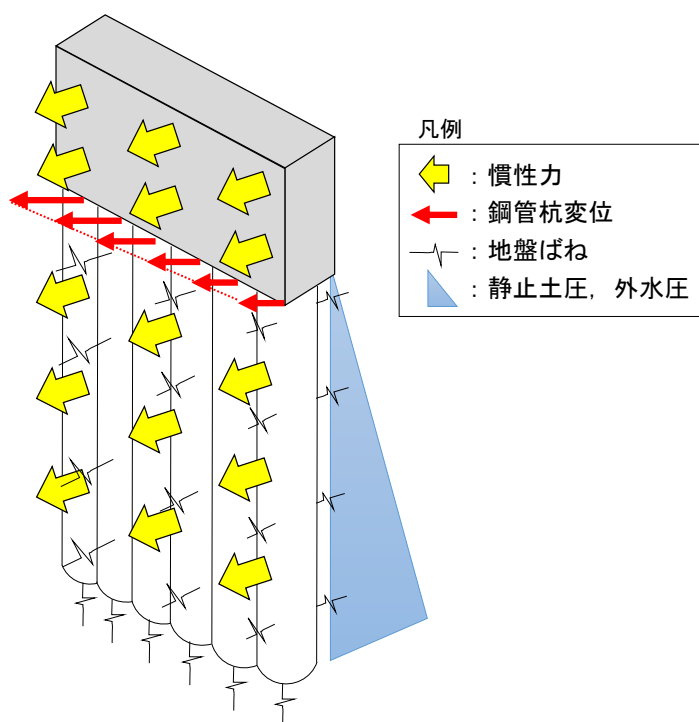


図 3.3.5-1 3次元構造解析への入力イメージ

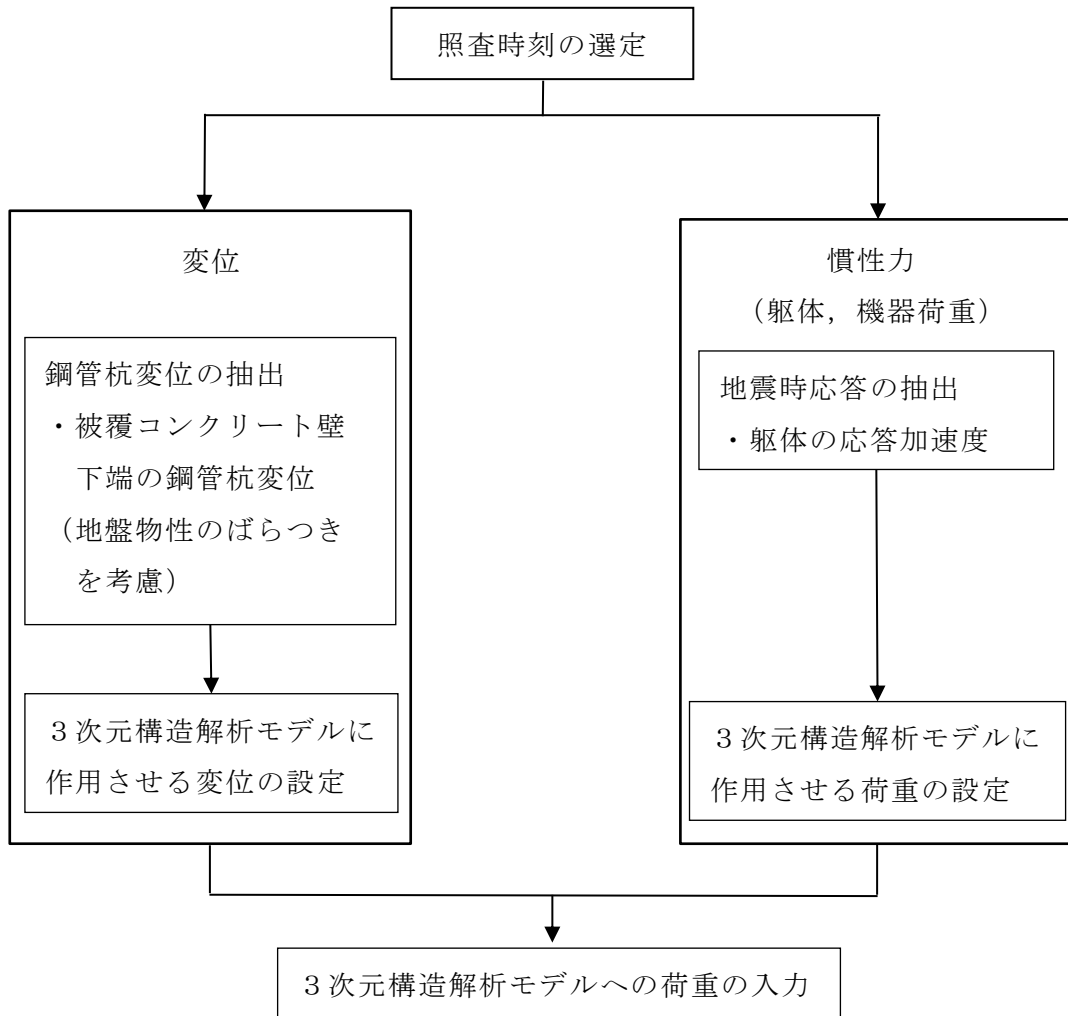


図 3.3.5-2 各入力値の設定フロー

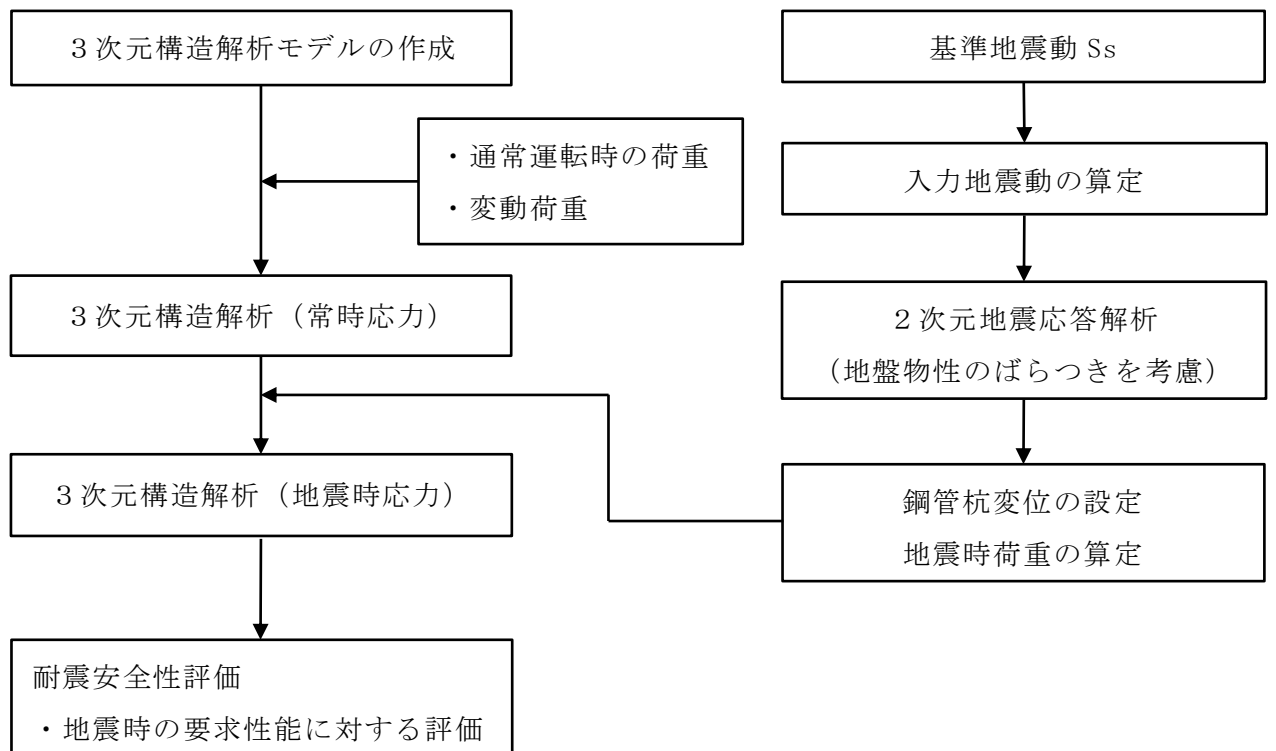


図 3.3.5-3 3次元構造解析のフロー図

(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. 静止土圧及び外水圧

静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧は、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。外水圧は公式により算定し、その算定に当たっては、海水の密度  $1.03\text{g/cm}^3$  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 3.3.5-4 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。

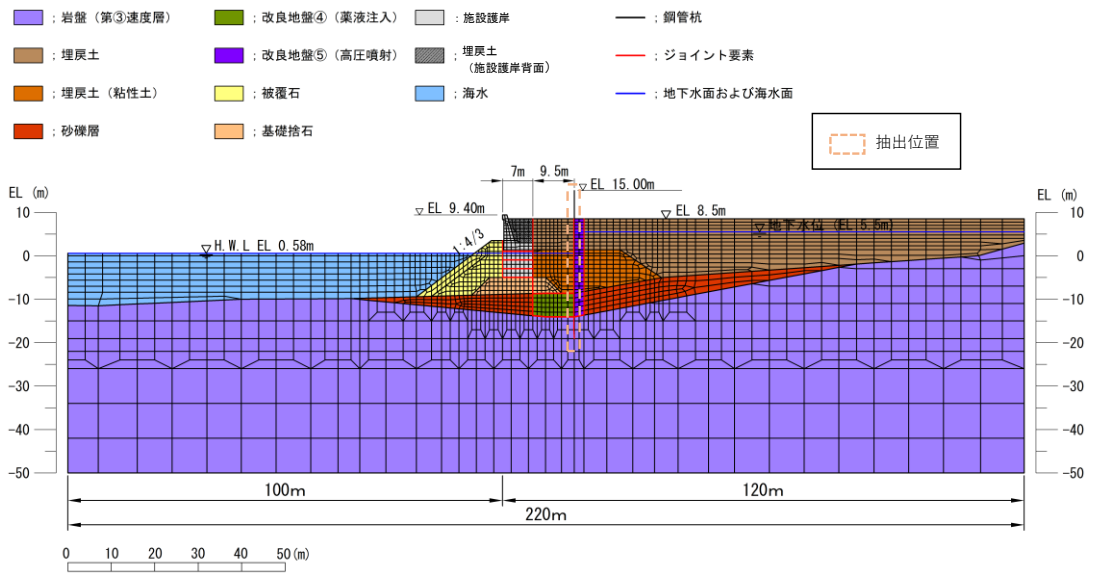


図 3.3.5-4(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

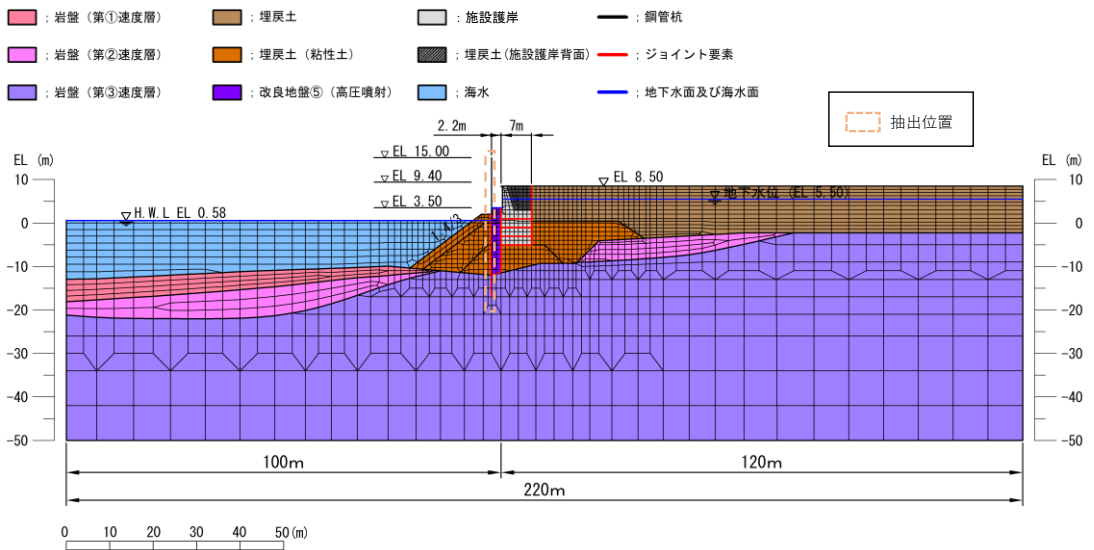


図 3.3.5-4(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

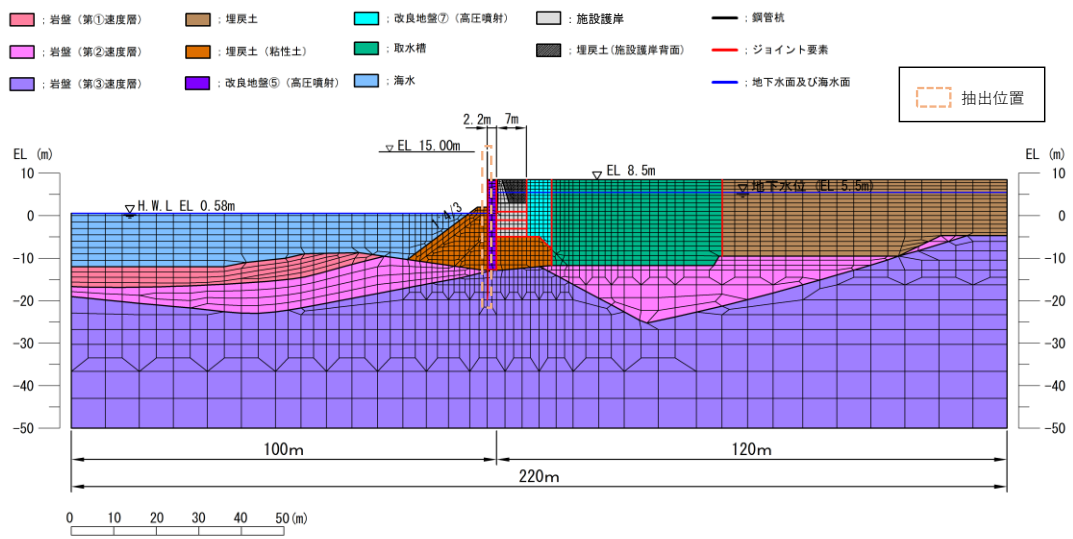


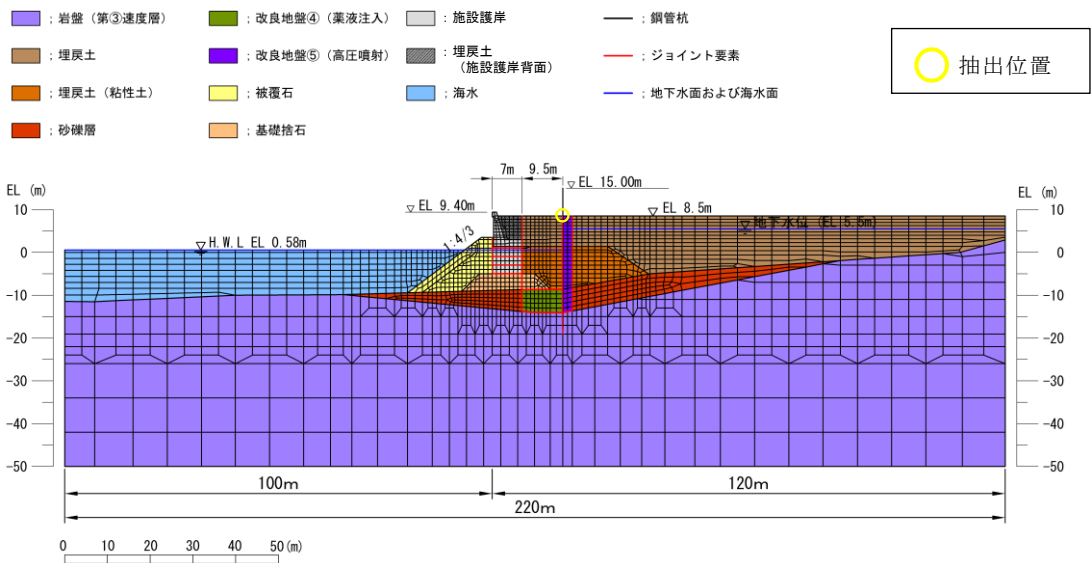
図 3.3.5-4(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)



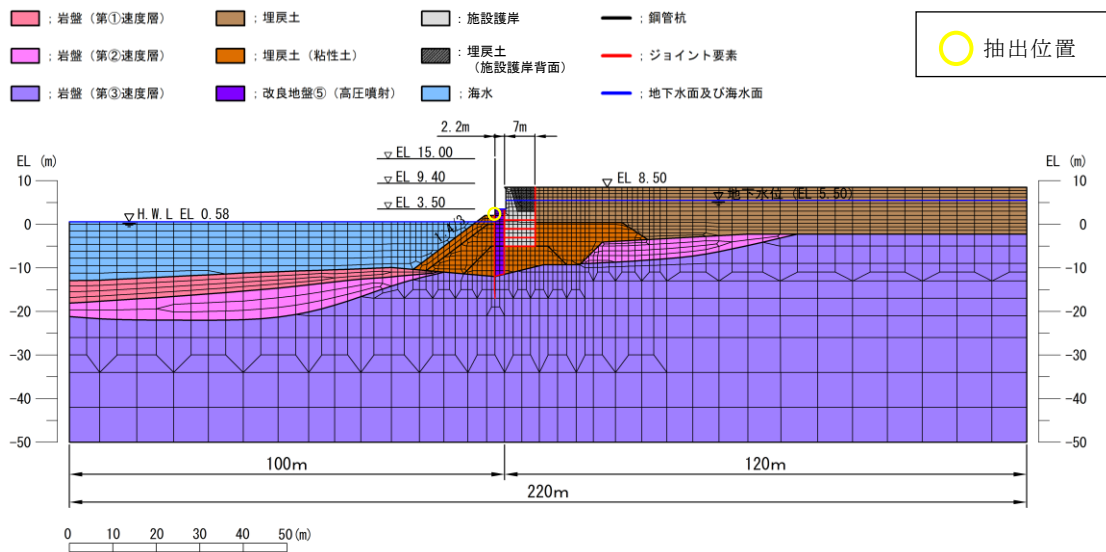
b. 鋼管杭変位

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 3.3.5-5 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、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 3.3.5-6 に示す。

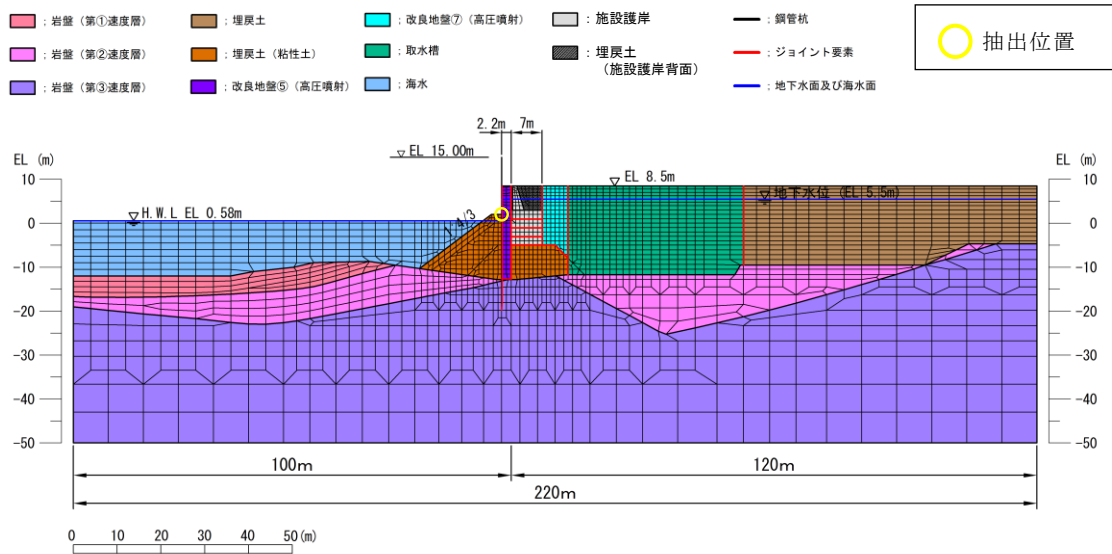


②-②断面



③-③断面

図 3.3.5-5(1) 鋼管杭変位の抽出位置



④－④断面

図 3.3.5-5(2) 鋼管杭変位の抽出位置

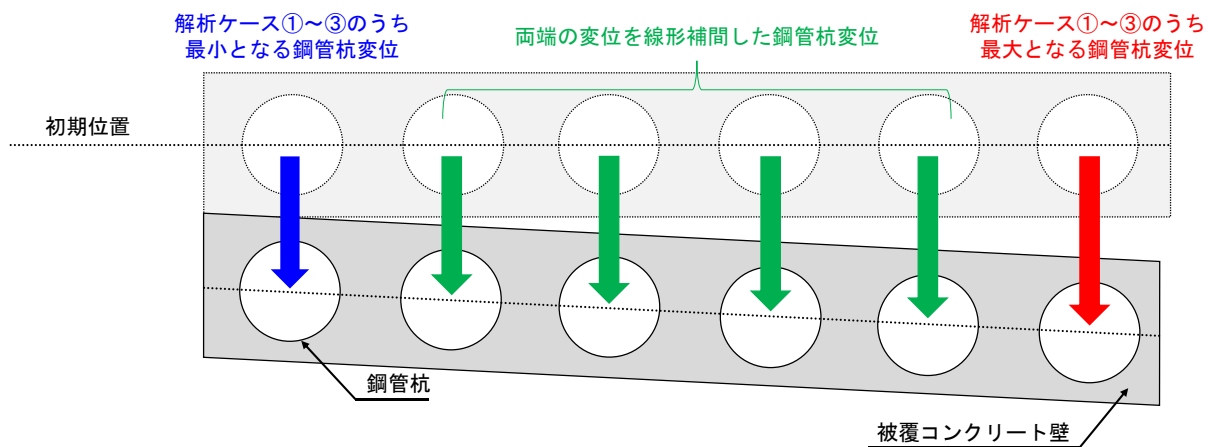


図 3.3.5-6 鋼管杭変位の入力概念図

c. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、表 3.3.5-1 に示すとおり算定する。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。

### 3.3.6 評価対象部位

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。

### 3.3.7 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) 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 3.3.7-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.3.7-1 被覆コンクリート壁の許容限界

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

注記\*: 短期許容応力度は, 「コンクリート標準示方書 [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。

### 3.3.8 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「4.2.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

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 3.3.8-1 及び図 3.3.8-2 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当たっては，図 3.3.8-3 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 3.3.8-4 に，断面力の方向を図 3.3.8-5 に示す。

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

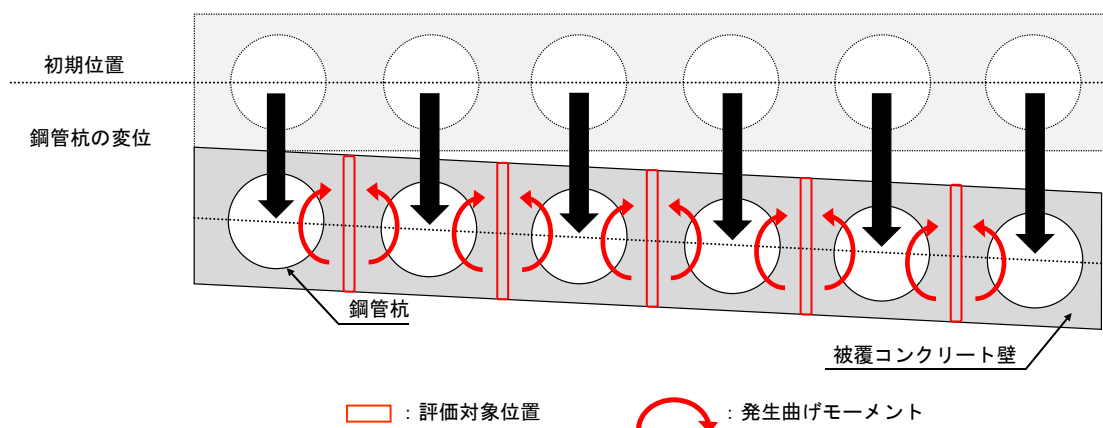


図 3.3.8-1 評価対象位置及び発生曲げモーメントの概念図

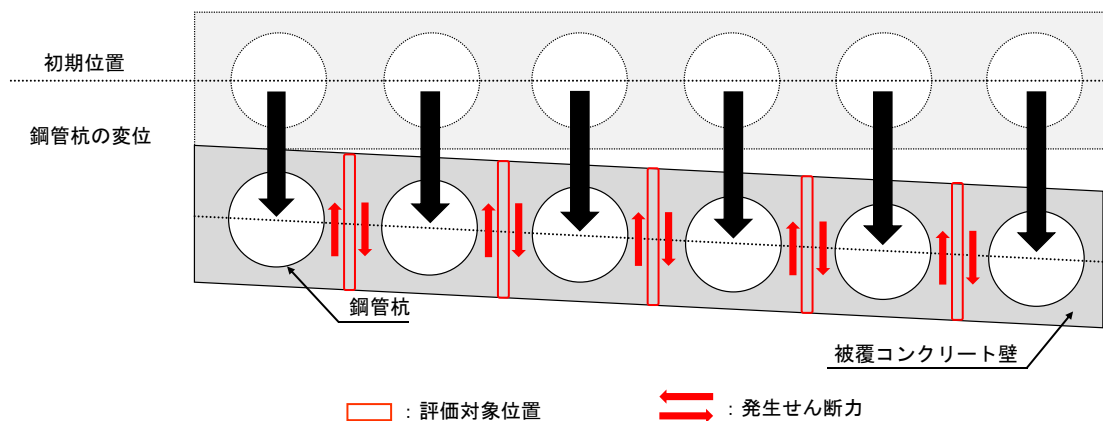


図 3.3.8-2 評価対象位置及び発生せん断力の概念図

#### 4. 2 配筋計算への反映

##### (1) 応力値を断面力に変換する方法

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

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

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

$\sigma_i$ ：要素iの引張または圧縮応力度

$\tau_i$ ：要素iのせん断応力度

$h_i$ ：要素iの高さ

$t_i$ ：要素iの厚さ

$\ell_i$ ：断面図心から要素iの図心までの距離

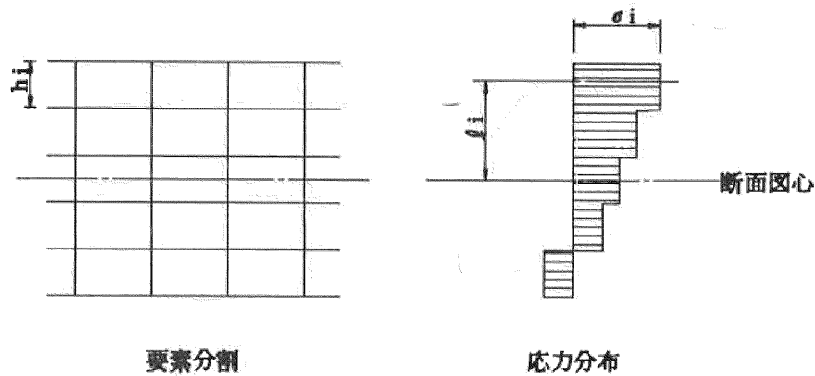


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図 3. 3. 8-3 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)

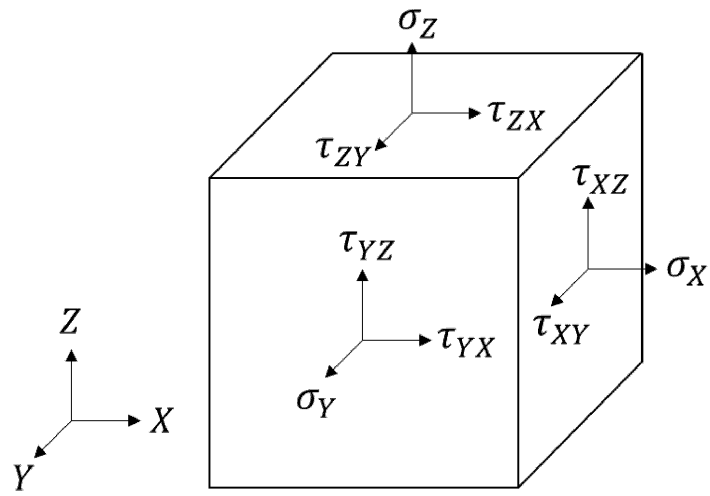


図 3.3.8-4 ソリッド要素における応力の方向

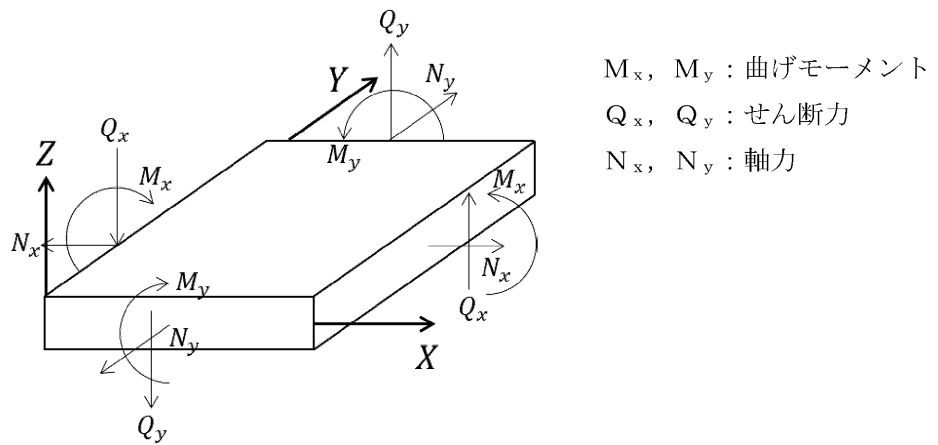


図 3.3.8-5 ソリッド要素における断面力の方向

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「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 4.1-1 に示すとおり，全ての基準地震動  $S_s$  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 4.1-1 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	$S_s - D (-+)$ 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	$S_s - D (-+)$ 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

4.1.1 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 4.1.1-1 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 4.1.1-1(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
S <sub>s</sub> -D	(++)		0.62		
	(-+)		0.85	0.86	0.85
	(+-)		0.68		
	(--)		0.81		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)		0.19		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)		0.22		
S <sub>s</sub> -N1	(++)		0.51		
	(-+)		0.51		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)		0.31		
	(-+)		0.48		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)		0.46		
	(-+)		0.34		

0.85 : 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 4.1.1-1(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.68		
	(-+)	0.94	0.94	0.94
	(+-)	0.81		
	(--)	0.77		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.18		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.21		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.45		
	(-+)	0.58		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.42		
	(-+)	0.61		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.53		
	(-+)	0.36		

0.94 : 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 4.1.1-1(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.21		
	(-+)	0.30	0.31	0.30
	(+-)	0.22		
	(--)	0.28		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.15		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.17		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.18		
	(-+)	0.21		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.20		
	(-+)	0.21		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.19		
	(-+)	0.22		

表 4.1.1-1(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
S s - D	(++)	0.15		
	(-+)	0.21	0.21	0.21
	(+-)	0.16		
	(--)	0.20		
S s - F 1 (EW)	(++)	0.10		
S s - F 2 (EW)	(++)	0.12		
S s - N 1	(++)	0.11		
	(-+)	0.15		
S s - N 2 (NS)	(++)	0.14		
	(-+)	0.14		
S s - N 2 (EW)	(++)	0.13		
	(-+)	0.15		

(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1.1-2 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 4.1.1-2(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			
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.15					
	(-+)	0.20	0.20	0.20			
	(+-)	0.16					
	(--)	0.20					
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.04					
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.06					
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.11					
	(-+)	0.10					
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.06					
	(-+)	0.11					
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.10					
	(-+)	0.08					

表 4.1.1-2(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.15		
	(-+)	0.20	0.20	0.20
	(+-)	0.17		
	(--)	0.17		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.04		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.05		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.10		
	(-+)	0.12		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.09		
	(-+)	0.13		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.11		
	(-+)	0.08		

表 4.1.1-2(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.07		
	(-+)	0.10	0.10	0.10
	(+-)	0.07		
	(--)	0.09		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.05		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.06		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.06		
	(-+)	0.07		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.06		
	(-+)	0.07		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.06		
	(-+)	0.07		

表 4.1.1-2(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.06		
	(-+)	0.06	0.06	0.06
	(+-)	0.06		
	(--)	0.06		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.03		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.04		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.06		
	(-+)	0.05		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.05		
	(-+)	0.04		
S <sub>s</sub> -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 4.1.1-3 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 4.1.1-3 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		鋼管杭の引張破壊照査値		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.03		
	(-+)	0.04	0.03	0.03
	(+-)	0.03		
	(--)	0.03		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.02		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.02		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.02		
	(-+)	0.02		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.02		
	(-+)	0.03		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.02		
	(-+)	0.02		



(4) 改良地盤④のすべりに対する照査

表 4.1.1-4 に改良地盤④のすべりに対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-4 改良地盤④のすべり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		改良地盤のすべりに対する照査値		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D	(++)	1.74		
	(-+)	1.76	1.76	1.76
	(+-)	1.74		
	(--)	1.73		
S <sub>s</sub> -F 1 (EW)	(++)	2.14		
S <sub>s</sub> -F 2 (EW)	(++)	1.95		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	1.89		
	(-+)	1.78		
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	1.94		
	(-+)	1.88		
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	1.79		
	(-+)	1.81		

(5) 岩盤のすべりに対する照査

追而

(6) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.1-5 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 4.1.1-5(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
S <sub>s</sub> -D	(++)	0.15		
	(-+)	0.16	0.16	0.16
	(+-)	0.14		
	(--)	0.16		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.11		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.15		
S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.14		
	(-+)	0.12		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.14		
	(-+)	0.16		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.14		
	(-+)	0.14		

表 4.1.1-5(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
S <sub>s</sub> -D	(++)		0.15		
	(-+)		0.16	0.16	0.16
	(+-)		0.14		
	(--)		0.15		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)		0.11		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)		0.15		
S <sub>s</sub> -N1	(++)		0.12		
	(-+)		0.11		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)		0.12		
	(-+)		0.15		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)		0.14		
	(-+)		0.13		

表 4.1.1-5(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
S <sub>s</sub> -D	(++)			0.25		
	(-+)			0.26	0.24	0.24
	(+-)			0.25		
	(--)			0.25		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)			0.23		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)			0.23		
S <sub>s</sub> -N1	(++)			0.22		
	(-+)			0.21		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)			0.23		
	(-+)			0.24		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)			0.28		
	(-+)			0.22		

表 4.1.1-5(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
S <sub>s</sub> -D	(++)			0.10		
	(-+)			0.12	0.10	0.11
	(+-)			0.09		
	(--)			0.10		
S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)			0.09		
S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)			0.09		
S <sub>s</sub> -N1	(++)			0.09		
	(-+)			0.07		
S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)			0.07		
	(-+)			0.08		
S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)			0.08		
	(-+)			0.11		

#### 4.1.2 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 4.1.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 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	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $M_{max}/M_y$
		曲げモーメント $M_{max}$ (kN・m)	軸力 N (kN)		
S s - D (-+)	②	75995	906	89015	0.86

(③-③断面)

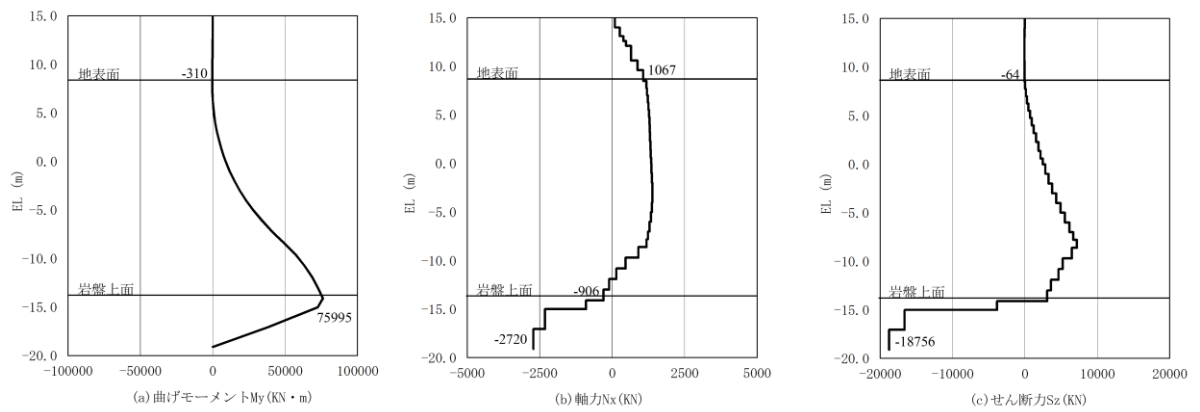
地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $M_{max}/M_y$
		曲げモーメント $M_{max}$ (kN・m)	軸力 N (kN)		
S s - D (-+)	②	83027	1176	88888	0.94

(④-④断面, 海側杭)

地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $M_{max}/M_y$
		曲げモーメント $M_{max}$ (kN・m)	軸力 N (kN)		
S s - D (-+)	②	17278	1652	57425	0.31

(④-④断面, 陸側杭)

地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏 モーメント $M_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $M_{max}/M_y$
		曲げモーメント $M_{max}$ (kN・m)	軸力 N (kN)		
S s - D (-+)	②	18482	470	89219	0.21

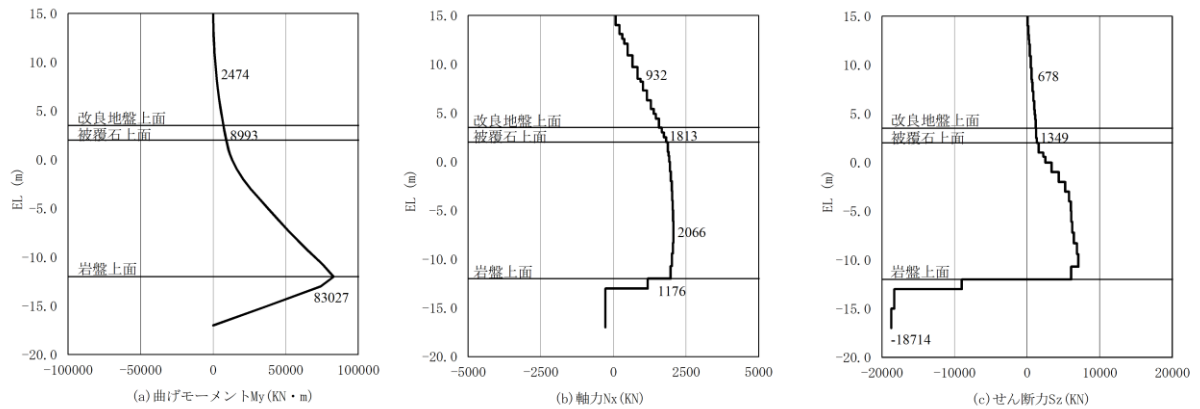


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

図 4.1.2-1(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, S s - D (-+), t=15.04s)



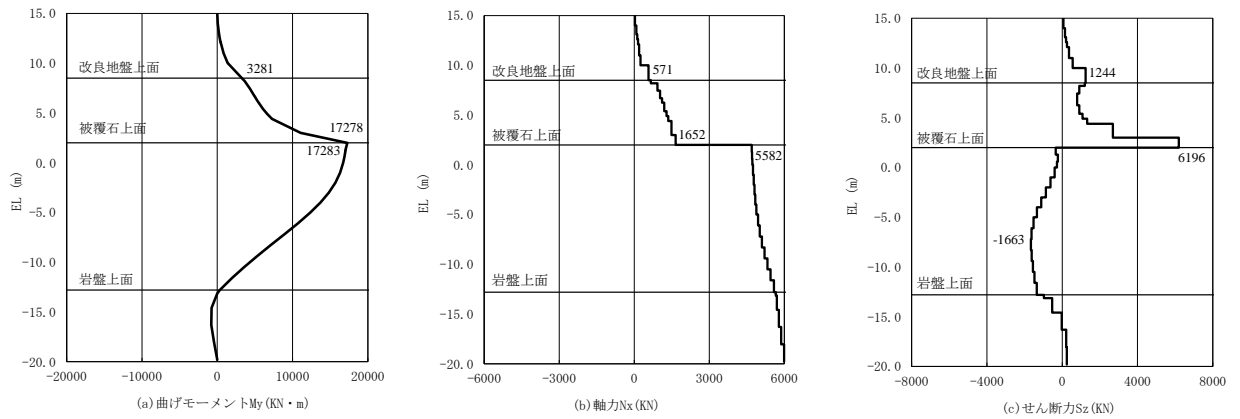
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

図 4.1.2-1(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, S s - D (-+), t=13.21s)



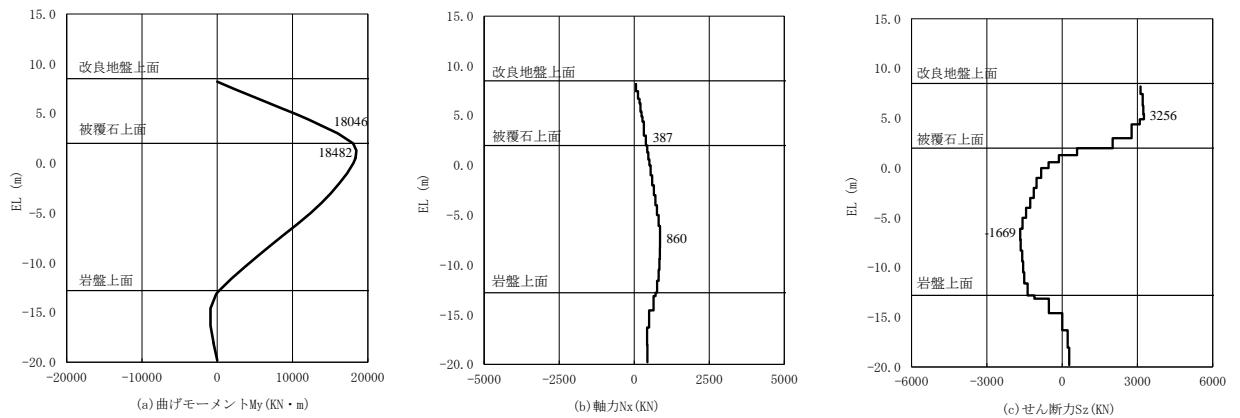


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

図 4.1.2-1(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，S<sub>s</sub>-D(-+), t=28.21s)



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 4.1.2-1(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，S<sub>s</sub>-D(-+), t=28.21s)

#### 4.1.3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査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 4.1.3-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1.3-1 に示す。

表 4.1.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (②-②断面)

地震動	解析 ケース	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)		
S s - D (-+)	②	18756	95166	0.20

#### (③-③断面)

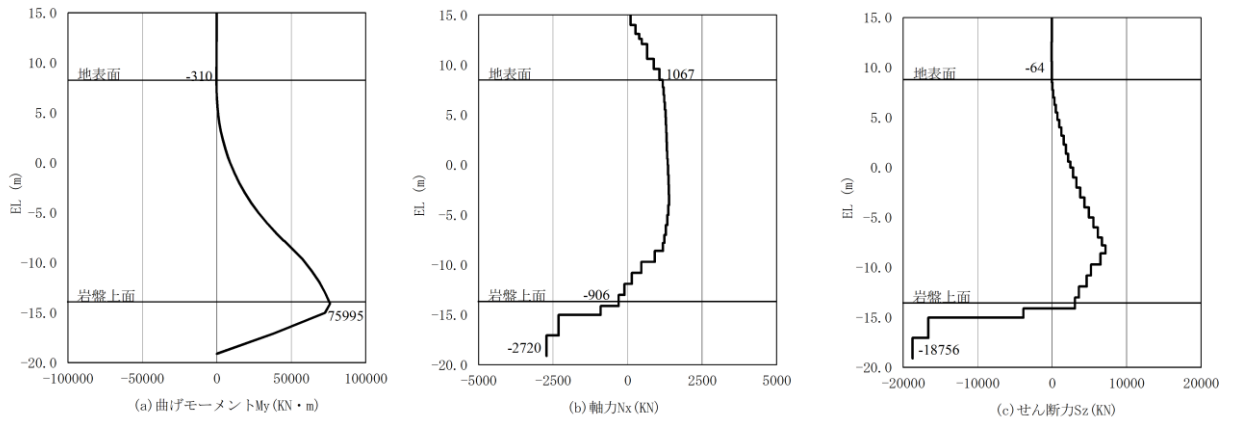
地震動	解析 ケース	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q_{max}/Q_a$
		せん断力 $Q_{max}$ (kN)		
S s - D (-+)	②	18714	95166	0.20

#### (④-④断面, 海側杭)

地震動	解析 ケース	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)		
S s - D (-+)	②	6196	65661	0.10

#### (④-④断面, 陸側杭)

地震動	解析 ケース	発生断面力	許容せん断力 $Q_a$ (kN)	照査値 $Q_{max}/Q_a$
		許容せん断力 $Q_{max}$ (kN)		
S s - D (-+)	③	5626	95166	0.06

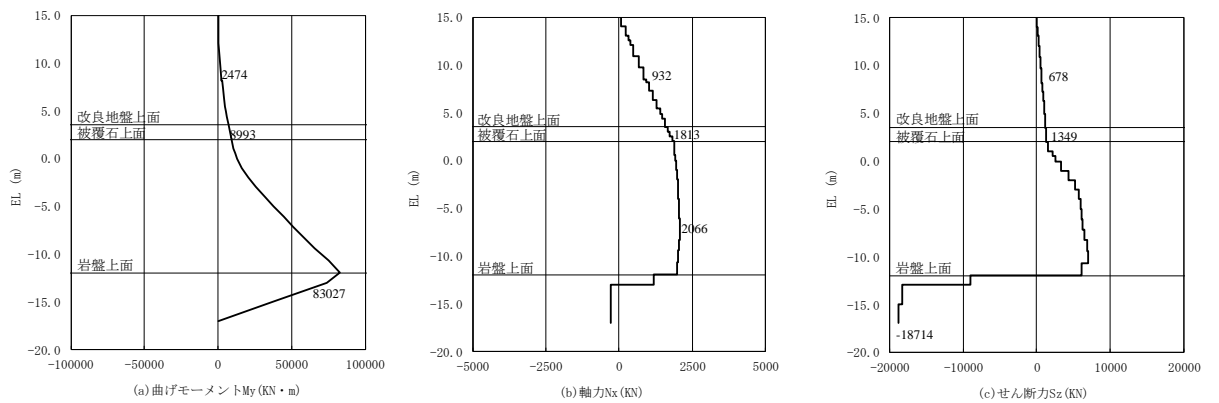


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

図 4.1.3-1(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, S s - D (-+), t=15.04s)

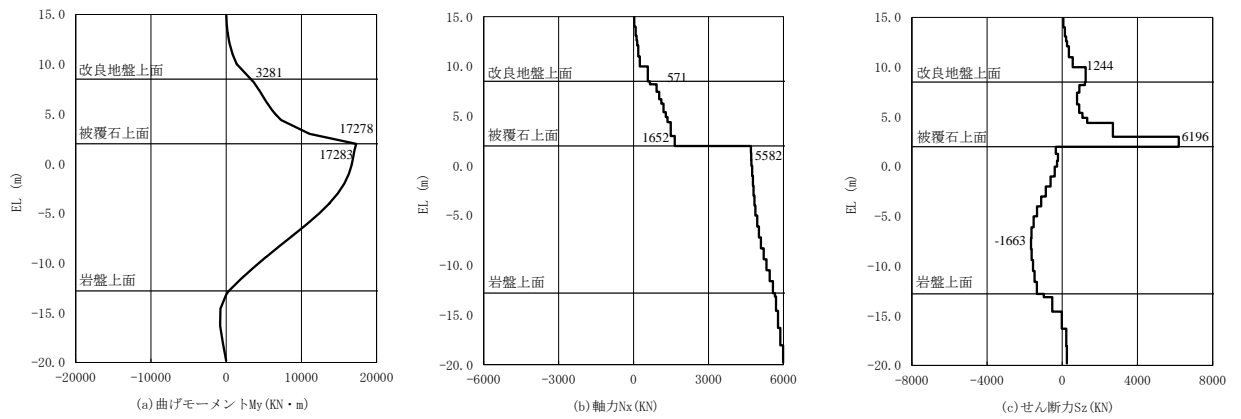


解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

図 4.1.3-1(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

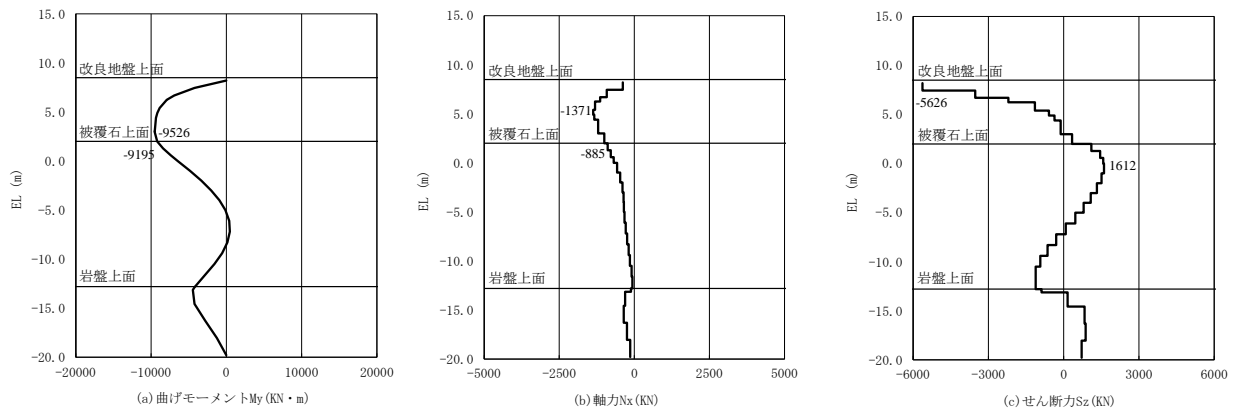
(③-③断面, S s - D (-+), t=13.21s)



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 4.1.3-1(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，S<sub>s</sub>-D(-+), t=28.21s)



解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値-1σ）

図 4.1.3-1(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，S<sub>s</sub>-D(-+), t=28.07s)

#### 4.1.4 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 4.1.4-1 に示す。

表 4.1.4-1 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)

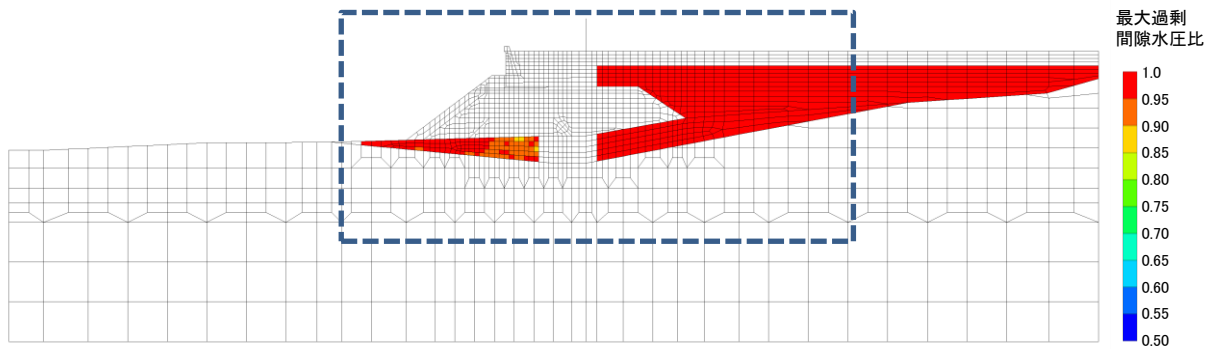
地震動	解析 ケース	引張応力度 $\sigma_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_d / \sigma_c$
S s - D (- +)	①	9.91	277	0.04

#### 4.1.5 過剰間隙水圧分布

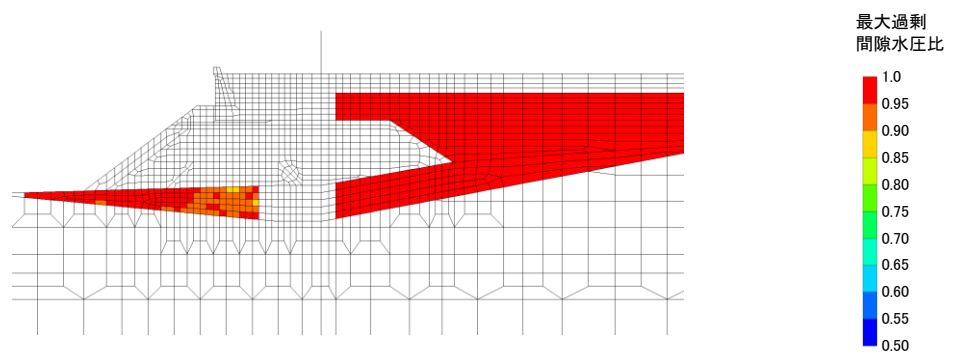
地盤の液化化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査値のうち 0.5 を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースを表 4.1.5-1 に、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 4.1.5-1 に示す。

表 4.1.5-1 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	S <sub>s</sub> -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	S <sub>s</sub> -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

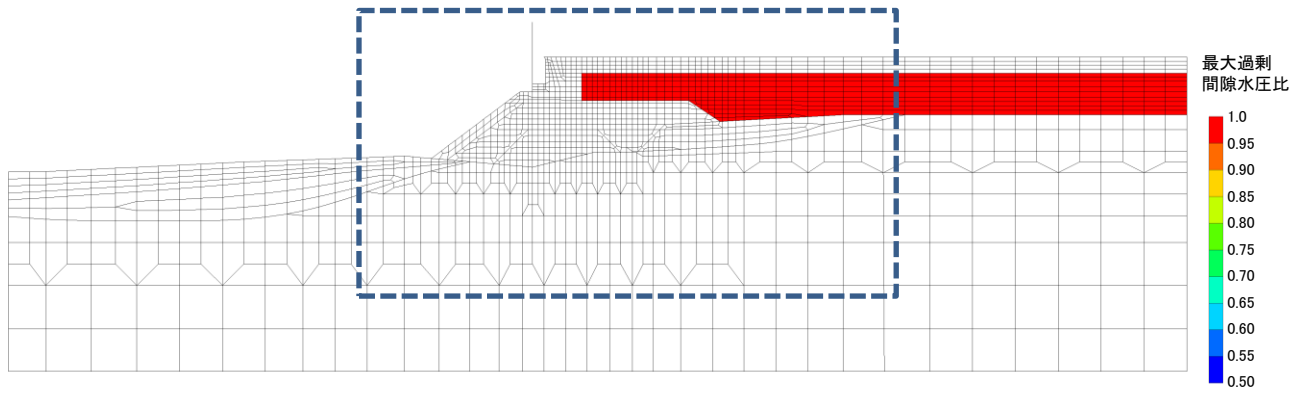


全体図

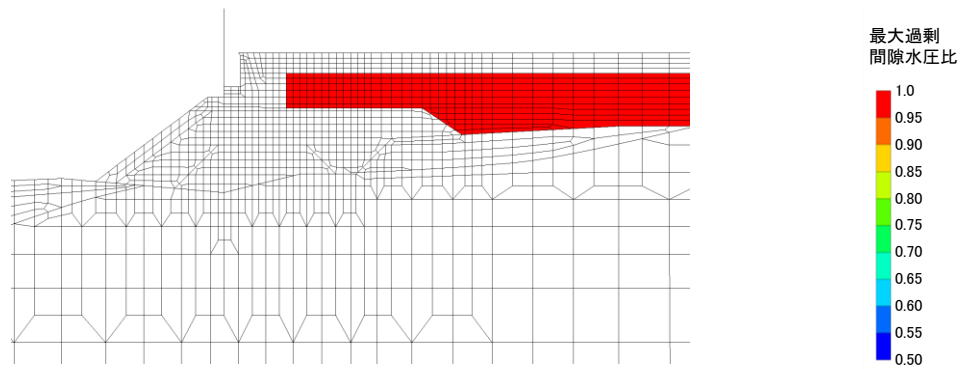


構造物周辺拡大図

図 4.1.5-1(1) ②-②断面の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (-+))



全体図



構造物周辺拡大図

図 4.1.5-1(2) ③-③断面の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - D(-+)$ )



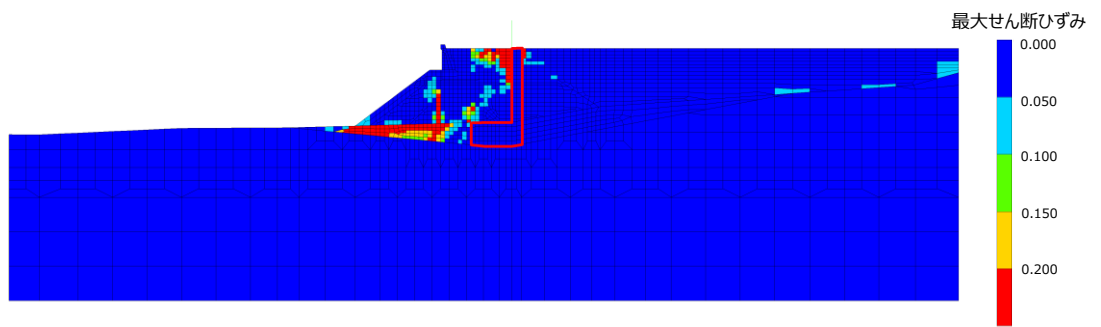
#### 4.1.6 最大せん断ひずみ分布

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 4.1.6-1 に示す。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 4.1.6-1 に示す。

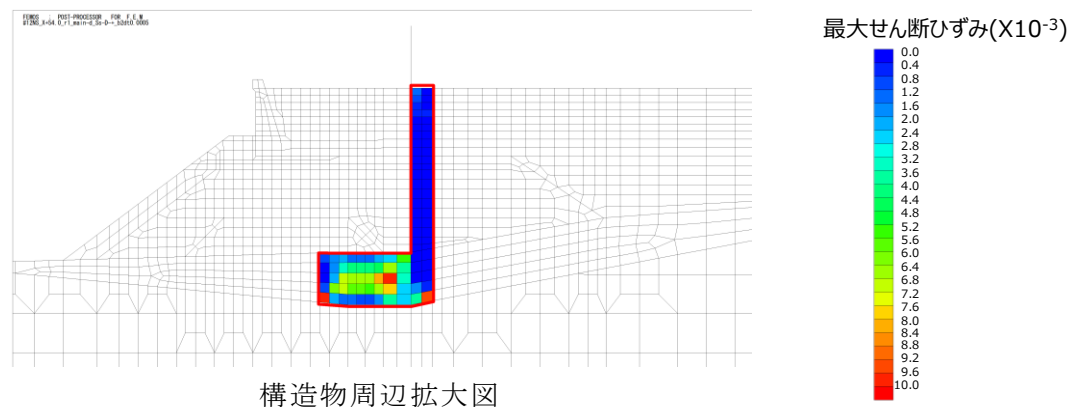
改良地盤④及び改良地盤⑤内の最大せん断ひずみ分布を確認した結果、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のひずみ依存特性試験の上限であるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  を超える要素が認められるが、試験結果におけるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  に対するせん断弾性係数比は 0.2 であるのに対し、解析用物性値として設定したひずみ依存特性におけるせん断ひずみ  $2.0 \times 10^{-3}$  に対するせん断弾性係数比は 0.1 程度と保守的に設定している。また、地震応答解析における最大せん断ひずみ  $1.0 \times 10^{-2}$  に対する解析用物性値におけるせん断弾性係数比はごく小さな値となっていることから、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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考えられる。

表 4.1.6-1 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	S s - 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	S s - 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



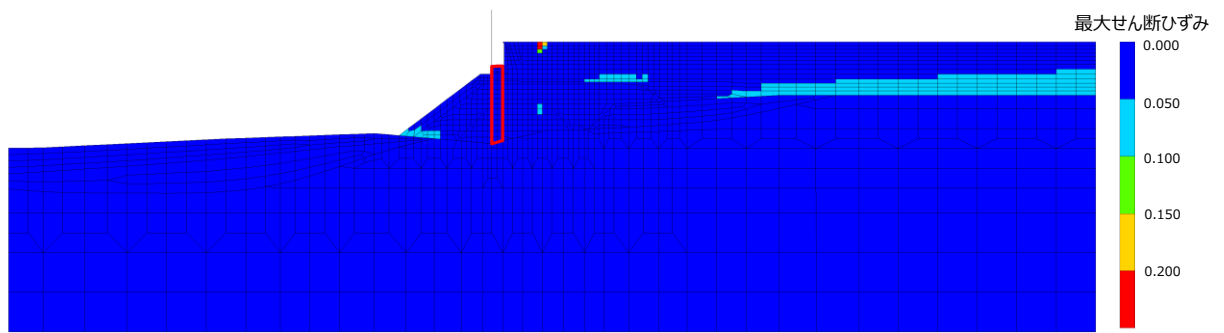
全体図



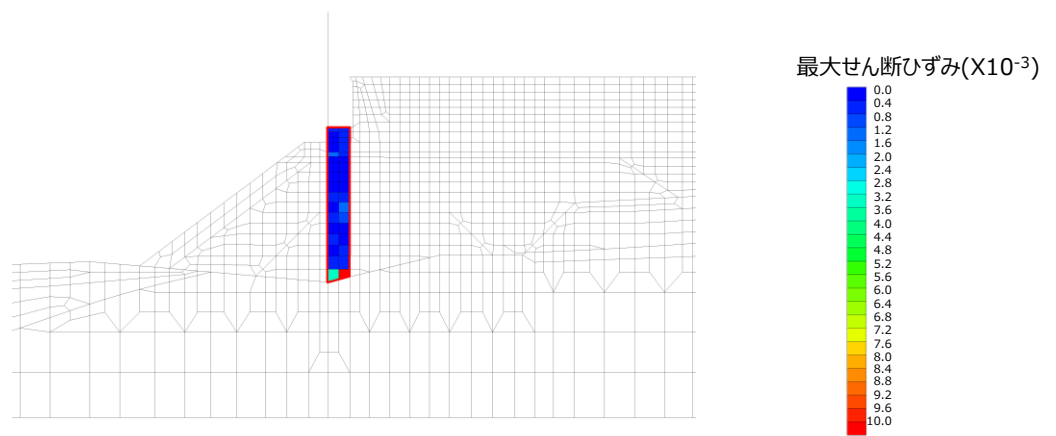
構造物周辺拡大図

(改良地盤④及び改良地盤⑤)

図 4.1.6-1(1) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S s - D (-+))



全体図



構造物周辺拡大図

(改良地盤⑤)

図 4.1.6-1(2) ③-③断面の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (-+))

#### 4.1.7 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 4.1.7-1 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 4.1.7-1(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	S s - D	(++)	54933	636	89141	0.62	
		(-+)	75656	889	89022	0.85	
		(+-)	60692	169	89360	0.68	
		(--)	72368	156	89366	0.81	
	S s - F 1 (E W)	(++)	16174	736	89094	0.19	
	S s - F 2 (E W)	(++)	19688	160	89364	0.22	
	S s - N 1	(++)	45025	383	89260	0.51	
		(-+)	44838	552	89180	0.51	
	S s - N 2 (N S)	(++)	27063	30	89425	0.31	
		(-+)	42465	399	89252	0.48	
	S s - N 2 (E W)	(++)	40468	574	89170	0.46	
		(-+)	30253	538	89187	0.34	
	②	S s - D	(-+)	75995	906	89015	0.86
	③	S s - D	(-+)	75563	886	89024	0.85

表 4.1.7-1(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	S s - D	(++)	60045	529	89191	0.68	
		(-+)	82991	1176	88888	0.94	
		(+-)	71525	1354	88805	0.81	
		(--)	67889	1740	88624	0.77	
	S s - F 1 (E W)	(++)	15320	2061	88474	0.18	
	S s - F 2 (E W)	(++)	18125	3271	87907	0.21	
	S s - N 1	(++)	38979	2203	88407	0.45	
		(-+)	51412	1364	88800	0.58	
	S s - N 2 (N S)	(++)	37004	1214	88870	0.42	
		(-+)	54211	1122	88913	0.61	
	S s - N 2 (E W)	(++)	46528	1368	88798	0.53	
		(-+)	31331	2189	88413	0.36	
	②	S s - D	(-+)	83027	1176	88888	0.94
	③	S s - D	(-+)	82948	1177	88887	0.94

表 4.1.7-1(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	S s - D	(++)	11967	1770	57373	0.21	
		(-+)	16783	1637	57431	0.30	
		(+-)	12183	1556	57467	0.22	
		(--)	15984	1671	57417	0.28	
	S s - F 1 (E W)	(++)	8363	1422	57527	0.15	
	S s - F 2 (E W)	(++)	9436	1257	57599	0.17	
	S s - N 1	(++)	5985	305	34200	0.18	
		(-+)	11966	2390	57099	0.21	
	S s - N 2 (N S)	(++)	11007	1441	57518	0.20	
		(-+)	11529	1235	57609	0.21	
	S s - N 2 (E W)	(++)	10391	1564	57464	0.19	
		(-+)	12201	1602	57447	0.22	
	②	S s - D	(-+)	17278	1652	57425	0.31
	③	S s - D	(-+)	17070	1650	57426	0.30

表 4.1.7-1(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	S s - D	(++)	13293	385	89258	0.15	
		(-+)	17962	358	89271	0.21	
		(+-)	14085	670	89125	0.16	
		(--)	17220	303	89297	0.20	
	S s - F 1 (E W)	(++)	8852	410	89247	0.10	
	S s - F 2 (E W)	(++)	10078	343	89278	0.12	
	S s - N 1	(++)	9663	513	89198	0.11	
		(-+)	13272	738	89093	0.15	
	S s - N 2 (N S)	(++)	11667	567	89173	0.14	
		(-+)	12227	345	89277	0.14	
	S s - N 2 (E W)	(++)	10792	449	89228	0.13	
		(-+)	12999	481	89214	0.15	
	②	S s - D	(-+)	18482	470	89219	0.21
	③	S s - D	(-+)	18198	432	89236	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 4.1.7-2 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 4.1.7-2(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	S s - D	(++)	13861	95166	0.15
		(-+)	18677	95166	0.20
		(+-)	15220	95166	0.16
		(--)	18161	95166	0.20
	S s - F1 (E W)	(++)	3203	95166	0.04
	S s - F2 (E W)	(++)	5156	95166	0.06
	S s - N1	(++)	10509	95166	0.11
		(-+)	9010	95166	0.10
	S s - N2 (N S)	(++)	5635	95166	0.06
		(-+)	10158	95166	0.11
	S s - N2 (E W)	(++)	8738	95166	0.10
		(-+)	6716	95166	0.08
②	S s - D	(-+)	18756	95166	0.20
③	S s - D	(-+)	18661	95166	0.20



表 4.1.7-2(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	S s - D	(++)	13505	95166	0.15
		(-+)	18704	95166	0.20
		(+-)	16128	95166	0.17
		(--)	15342	95166	0.17
	S s - F1 (E W)	(++)	3379	95166	0.04
	S s - F2 (E W)	(++)	4343	95166	0.05
	S s - N1	(++)	8634	95166	0.10
		(-+)	11370	95166	0.12
	S s - N2 (N S)	(++)	8139	95166	0.09
		(-+)	12314	95166	0.13
	S s - N2 (E W)	(++)	10262	95166	0.11
		(-+)	7206	95166	0.08
②	S s - D	(-+)	18714	95166	0.20
③	S s - D	(-+)	18692	95166	0.20

表 4.1.7-2(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	S s - D	(++)	4408	65661	0.07
		(-+)	6026	65661	0.10
		(+-)	4377	65661	0.07
		(--)	5718	65661	0.09
	S s - F1 (E W)	(++)	2978	65661	0.05
	S s - F2 (E W)	(++)	3397	65661	0.06
	S s - N1	(++)	2076	41308	0.06
		(-+)	4379	65661	0.07
	S s - N2 (N S)	(++)	3929	65661	0.06
		(-+)	4099	65661	0.07
	S s - N2 (E W)	(++)	3617	65661	0.06
		(-+)	4352	65661	0.07
②	S s - D	(-+)	6196	65661	0.10
③	S s - D	(-+)	6115	65661	0.10

表 4.1.7-2(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	S s - D	(++)	5528	95166	0.06
		(-+)	5650	95166	0.06
		(+-)	5034	95166	0.06
		(--)	5047	95166	0.06
	S s - F1 (E W)	(++)	2786	95166	0.03
	S s - F2 (E W)	(++)	3593	95166	0.04
	S s - N1	(++)	5590	95166	0.06
		(-+)	4133	95166	0.05
	S s - N2 (N S)	(++)	4276	95166	0.05
		(-+)	3386	95166	0.04
	S s - N2 (E W)	(++)	4701	95166	0.05
		(-+)	4783	95166	0.06
②	S s - D	(-+)	5451	95166	0.06
③	S s - D	(-+)	5626	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 4.1.7-3 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 4.1.7-3 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 $\sigma_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_d/\sigma_c$
①	S s - D	(++)	6.74	277	0.03
		(-+)	9.91	277	0.04
		(+-)	7.00	277	0.03
		(--)	7.31	277	0.03
	S s - F1 (E W)	(++)	4.31	277	0.02
	S s - F2 (E W)	(++)	5.00	277	0.02
	S s - N1	(++)	4.59	277	0.02
		(-+)	5.50	277	0.02
	S s - N2 (N S)	(++)	5.04	277	0.02
		(-+)	6.88	277	0.03
	S s - N2 (E W)	(++)	5.45	277	0.02
		(-+)	5.43	277	0.02
②	S s - D	(-+)	8.29	277	0.03
③	S s - D	(-+)	8.16	277	0.03

#### 4.1.8 改良地盤④

改良地盤④のすべり安全率による評価結果を表 4.1.8-1 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 4.1.8-1 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	S s - D	(++)	14.06	1.74	
		(-+)	10.61	1.76	
		(+-)	14.07	1.74	
		(--)	14.97	1.73	
	S s - F 1 (E W)	(++)	10.09	2.14	
	S s - F 2 (E W)	(++)	16.73	1.95	
	S s - N 1	(++)	8.66	1.89	
		(-+)	9.27	1.78	
	S s - N 2 (N S)	(++)	25.09	1.94	
		(-+)	25.01	1.88	
	S s - N 2 (E W)	(++)	26.60	1.79	
		(-+)	26.06	1.81	
	②	S s - D	(-+)	15.03	1.76
	③	S s - D	(-+)	10.61	1.76

4.1.9 岩盤

追而

#### 4.1.10 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 4.1.10-1 及び表 4.1.10-2 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 4.1.10-1(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 $\delta x$ (cm)	鉛直方向 $\delta z$ (cm)
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	38.653	0.061
		(-+)	49.293	0.060
		(+-)	43.640	0.065
		(--)	46.375	0.059
	S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	12.276	0.045
	S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	14.460	0.047
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	30.031	0.037
		(-+)	29.562	0.039
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	19.369	0.062
		(-+)	31.528	0.066
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	29.282	0.065
		(-+)	23.505	0.057
②	S <sub>s</sub> -D	(-+)	49.407	0.060
③	S <sub>s</sub> -D	(-+)	49.238	0.060

  : 止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量

表 4.1.10-1(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 $\delta y$ (cm)	鉛直方向 $\delta z$ (cm)
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	1.052	1.377
		(-+)	0.826	1.350
		(+-)	0.854	1.404
		(--)	0.670	1.392
	S <sub>s</sub> -F1 (EW)	(++)	0.147	0.502
	S <sub>s</sub> -F2 (EW)	(++)	0.205	0.557
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	0.461	0.950
		(-+)	0.582	0.804
	S <sub>s</sub> -N2 (NS)	(++)	0.347	0.724
		(-+)	0.265	0.779
	S <sub>s</sub> -N2 (EW)	(++)	0.392	0.632
		(-+)	0.282	0.847

  : 止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量



表 4.1.10-2 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)
$\delta x$ : ②-②断面 (横断方向)	S s - D (- +)	②	988.14	-
$\delta y$ : ⑦-⑦断面 (縦断方向)	S s - D (+ +)	①	10.52	-
$\delta z$ : ⑦-⑦断面 (縦断方向)	S s - D (+ -)	①	14.04	-
合成方向 (3方向合成)	-	-	988.30	1580

#### 4.1.11 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.1.11-1 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 4.1.11-1(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 <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S s - 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	
	S s - F1 (EW)	(++)	3936	1.0	9.8	0.11	
	S s - F2 (EW)	(++)	5530	1.5	9.8	0.15	
	S s - N1	(++)	5028	1.3	9.8	0.14	
		(-+)	4218	1.1	9.8	0.12	
	S s - N2 (NS)	(++)	4885	1.3	9.8	0.14	
		(-+)	5721	1.5	9.8	0.16	
	S s - N2 (EW)	(++)	5024	1.3	9.8	0.14	
		(-+)	4886	1.3	9.8	0.14	
	②	S s - D	(-+)	5783	1.5	9.8	0.16
	③	S s - D	(-+)	5767	1.5	9.8	0.16

表 4.1.11-1(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/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S s - 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	
	S s - F1 (EW)	(++)	3886	1.0	9.8	0.11	
	S s - F2 (EW)	(++)	5424	1.4	9.8	0.15	
	S s - N1	(++)	4206	1.1	9.8	0.12	
		(-+)	3950	1.0	9.8	0.11	
	S s - N2 (NS)	(++)	4397	1.2	9.8	0.12	
		(-+)	5522	1.5	9.8	0.15	
	S s - N2 (EW)	(++)	4888	1.3	9.8	0.14	
		(-+)	4562	1.2	9.8	0.13	
	②	S s - D	(-+)	5832	1.5	9.8	0.16
	③	S s - D	(-+)	5832	1.5	9.8	0.16

表 4.1.11-1(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 <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$	
①	S s - D	(++)	9176	2.4	9.8	0.25	
		(-+)	9343	2.5	9.8	0.26	
		(+-)	8965	2.4	9.8	0.25	
		(--)	9028	2.4	9.8	0.25	
	S s - F1 (E W)	(++)	8458	2.2	9.8	0.23	
	S s - F2 (E W)	(++)	8476	2.2	9.8	0.23	
	S s - N1	(++)	8122	2.1	9.8	0.22	
		(-+)	7521	2.0	9.8	0.21	
	S s - N2 (N S)	(++)	8283	2.2	9.8	0.23	
		(-+)	8891	2.3	9.8	0.24	
	S s - N2 (E W)	(++)	10102	2.7	9.8	0.28	
		(-+)	8001	2.1	9.8	0.22	
	②	S s - D	(-+)	8941	2.4	9.8	0.24
	③	S s - D	(-+)	8903	2.3	9.8	0.24

表 4.1.11-1(4) 基礎地盤の支持性能評価結果

(㊦-㊦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 <sup>2</sup> )	極限支持力度 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - D	(++)	3468	0.9	9.8	0.10
		(-+)	4327	1.1	9.8	0.12
		(+-)	3196	0.8	9.8	0.09
		(--)	3361	0.9	9.8	0.10
	S s - F1 (E W)	(++)	3054	0.8	9.8	0.09
	S s - F2 (E W)	(++)	3286	0.9	9.8	0.09
	S s - N1	(++)	3181	0.8	9.8	0.09
		(-+)	2460	0.6	9.8	0.07
	S s - N2 (N S)	(++)	2520	0.7	9.8	0.07
		(-+)	2768	0.7	9.8	0.08
	S s - N2 (E W)	(++)	2965	0.8	9.8	0.08
		(-+)	3934	1.0	9.8	0.11
②	S s - D	(-+)	3706	1.0	9.8	0.10
③	S s - D	(-+)	3780	1.0	9.8	0.11

#### 4.1.12 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 4.1.12-1 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）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。

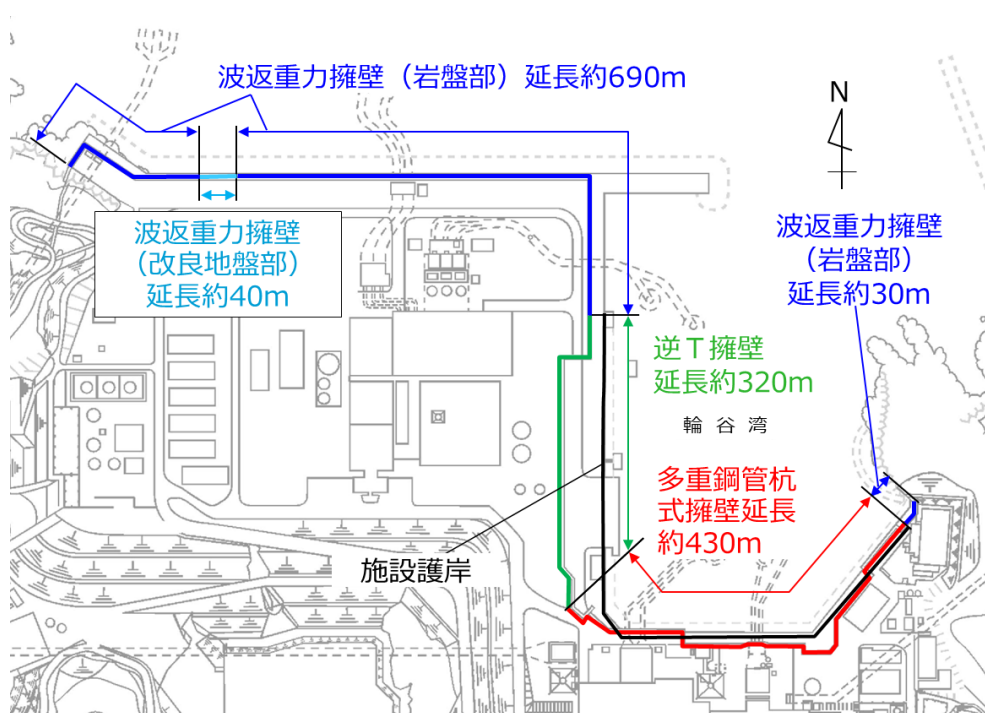


図 4.1.12-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

(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， $S_s - D(-+)$ 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＋ $1\sigma$ 」を選定する。施設護岸等の有無における解析ケースを表 4.1.12-1 に示す。

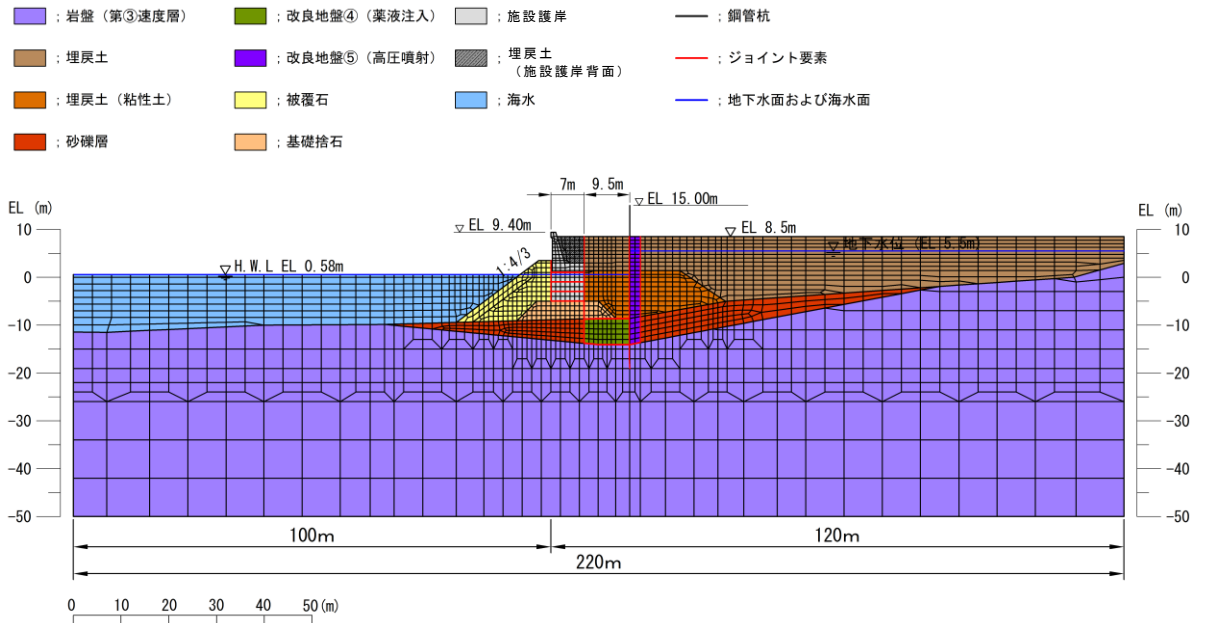
表 4.1.12-1 解析ケース  
(②－②断面及び③－③断面)

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＋ $1\sigma$	平均値
ケース④	無	平均値＋ $1\sigma$	平均値

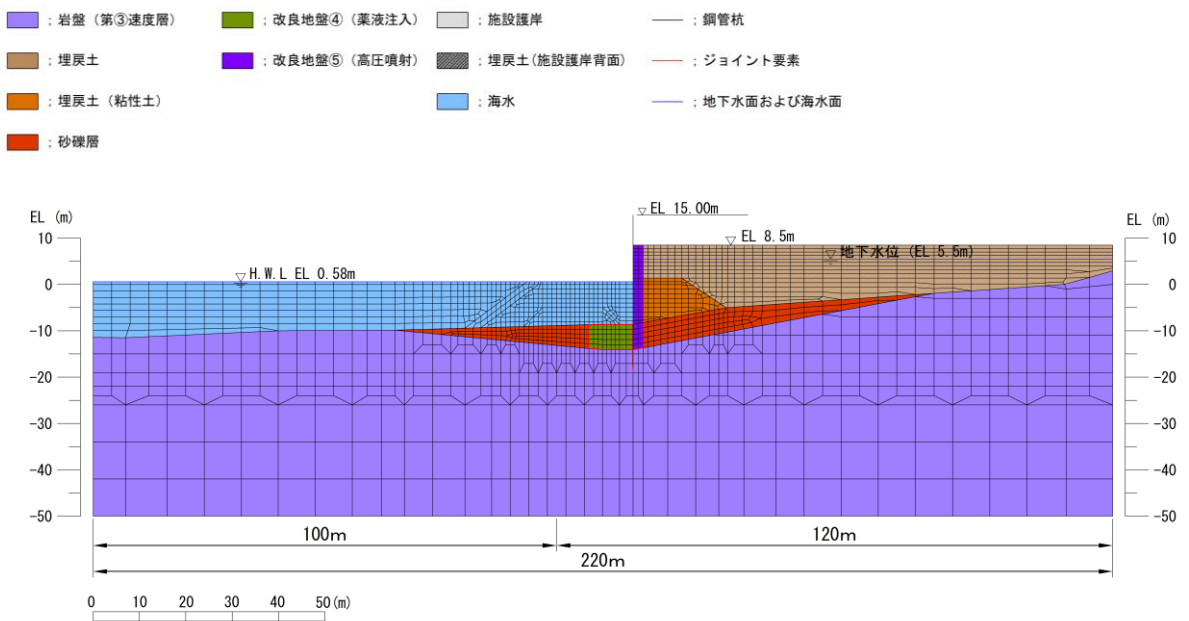
(3) 地震応答解析モデル

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の②-②断面における地震応答解析モデルを図 4.1.12-2 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 4.1.12-2 ②-②断面における地震応答解析モデル



b. ③—③断面

追而

(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 4.1.12-2 に，せん断破壊に対する最大照査値を表 4.1.12-3 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 4.1.12-2 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，S<sub>s</sub>-D (-+))

	解析 ケース	発生断面力		降伏 モーメント M <sub>y</sub> (kN・m)	照査値 M <sub>max</sub> /M <sub>y</sub>
		曲げモーメント M <sub>max</sub> (kN・m)	軸力 N (kN)		
施設護岸等有 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	②	75995	906	89015	0.86
施設護岸等無		73798	734	89095	0.83

表 4.1.12-3 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，S<sub>s</sub>-D (-+))

	解析 ケース	発生断面力	許容せん断力 Q <sub>a</sub> (kN)	照査値 Q <sub>max</sub> /Q <sub>a</sub>
		せん断力 Q <sub>max</sub> (kN)		
施設護岸等有 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	②	18677	95166	0.20
施設護岸等無		6434	19421	0.10

b. ③—③断面

追而

(5) 考察

a. ②-②断面

②-②断面において、表 4.1.12-2 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 4.1.12-3 に示す。

図 4.1.12-3 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。また、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 4.1.12-4 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。



図 4.1.12-3 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

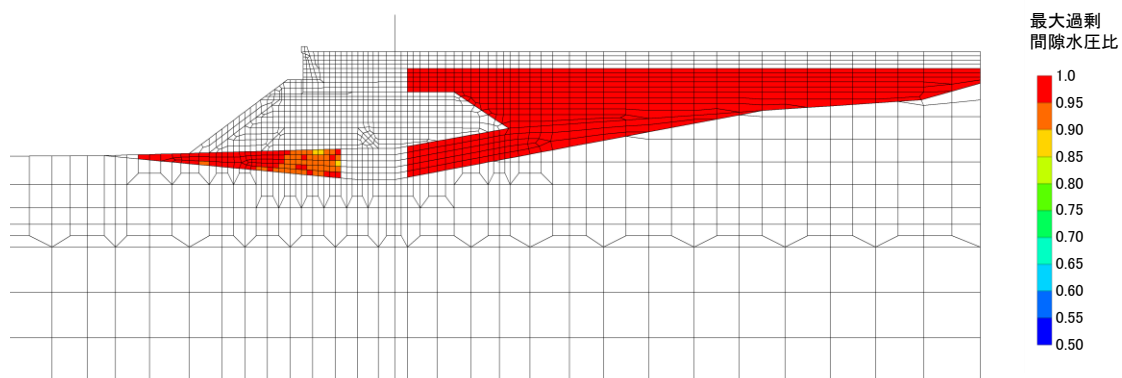


図 4. 1. 12-4 施設護岸等がある場合の過剰間隙水圧比最大値分布

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。

b. ③—③断面

追而

## 4.2 3次元構造解析結果

### 4.2.1 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当たっては、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4.2.1-1に示す。

地震動の選定に当たっては、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。

照査時刻の選定に当たっては、被覆コンクリート壁の構造的特徴を踏まえ、表4.2.1-1に示す時刻を選定する。

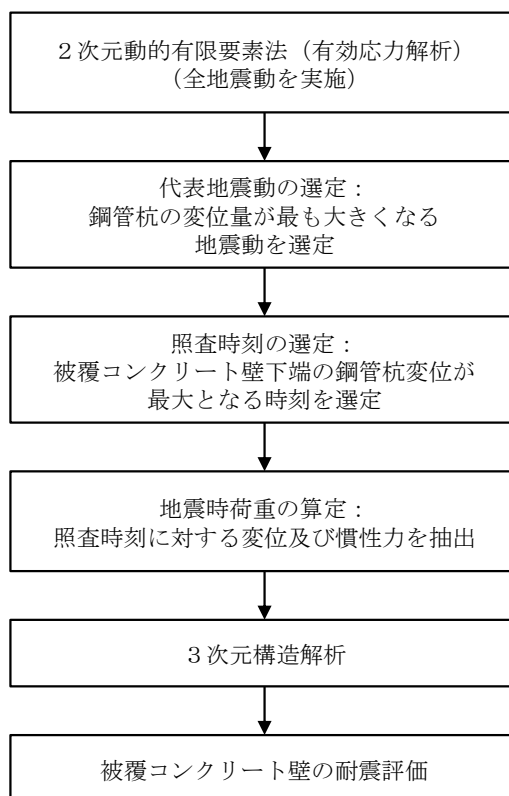
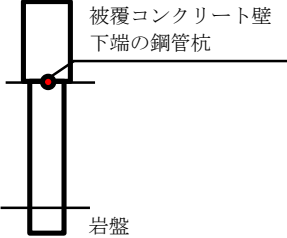


図 4.2.1-1 地震応答解析から3次元構造解析までの実施フロー

表 4.2.1-1 被覆コンクリート壁における照査時刻の考え方（表 3.3.4-1 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 4.2.1-2 に示す。表 4.2.1-2 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  $S_s - D(-+)$  を，③-③断面は  $S_s - D(-+)$  を，④-④断面は  $S_s - D(+)$  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 4.2.1-3 に示す。



表 4.2.1-2(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		変位 (cm)	時刻 (s)	
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	-25.902	9.14	
		(-+)	-34.514	13.34	
		(+-)	-29.392	9.15	
		(--)	-32.437	13.34	
	S <sub>s</sub> -F 1 (EW)	(++)	-8.210	10.76	
	S <sub>s</sub> -F 2 (EW)	(++)	-9.472	16.89	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	-21.425	8.65	
		(-+)	-21.031	7.89	
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	(++)	-12.899	24.54	
		(-+)	-21.417	25.21	
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	(++)	-20.481	26.74	
		(-+)	-15.693	26.23	
	②	S <sub>s</sub> -D	(-+)	-34.601	13.34
	③	S <sub>s</sub> -D	(-+)	-34.471	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 4.2.1-2(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		変位 (cm)	時刻 (s)	
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	-13.392	13.81	
		(-+)	-18.611	13.25	
		(+-)	-15.745	13.87	
		(--)	-15.194	13.25	
	S <sub>s</sub> -F 1 (E W)	(++)	-3.438	10.67	
	S <sub>s</sub> -F 2 (E W)	(++)	-3.730	14.20	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	-8.736	8.46	
		(-+)	-11.450	7.85	
	S <sub>s</sub> -N 2 (N S)	(++)	-10.997	26.67	
		(-+)	-7.763	26.21	
	S <sub>s</sub> -N 2 (E W)	(++)	-8.467	24.54	
		(-+)	-11.832	25.15	
	②	S <sub>s</sub> -D	(-+)	-18.618	13.26
	③	S <sub>s</sub> -D	(-+)	-18.603	13.25

-18.611 : 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 4.2.1-2(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, 海側杭)

解析ケース	地震動		変位 (cm)	時刻 (s)	
①	S <sub>s</sub> -D	(++)	-2.690	9.02	
		(-+)	-1.427	28.21	
		(+-)	-3.181	9.02	
		(--)	-2.007	14.74	
	S <sub>s</sub> -F 1 (E W)	(++)	-0.516	8.85	
	S <sub>s</sub> -F 2 (E W)	(++)	-1.217	15.04	
	S <sub>s</sub> -N 1	(++)	-0.984	7.43	
		(-+)	-2.742	7.65	
	S <sub>s</sub> -N 2 (N S)	(++)	-0.892	24.79	
		(-+)	-1.745	26.08	
	S <sub>s</sub> -N 2 (E W)	(++)	-0.903	25.48	
		(-+)	-1.205	25.10	
	②	S <sub>s</sub> -D	(+-)	-3.176	9.03
	③	S <sub>s</sub> -D	(+-)	-3.212	9.03

-3.181 : 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 4.2.1-2(4) 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, 陸側杭)

解析ケース	地震動	変位 (cm)	時刻 (s)		
①	S s - D	(++)	-5.109	9.02	
		(-+)	-3.824	28.21	
		(+-)	-5.860	9.02	
		(--)	-3.552	14.74	
	S s - F 1 (E W)	(++)	-1.579	8.85	
	S s - F 2 (E W)	(++)	-2.540	15.04	
	S s - N 1	(++)	-2.155	7.43	
		(-+)	-5.100	7.65	
	S s - N 2 (N S)	(++)	-2.227	24.79	
		(-+)	-3.377	26.08	
	S s - N 2 (E W)	(++)	-2.398	25.48	
		(-+)	-2.777	25.10	
	②	S s - D	(+-)	-5.820	9.03
	③	S s - D	(+-)	-5.878	9.03

-5.860 : 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 4.2.1-3 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	S s - D (-+)	13.34
③-③断面	S s - D (-+)	13.25
④-④断面	S s - D (+-)	9.02

#### 4.2.2 作用荷重分布図

4.2.1 で選定した照査時刻における応答加速度分布を図 4.2.2-1～図 4.2.2-12 に示す。

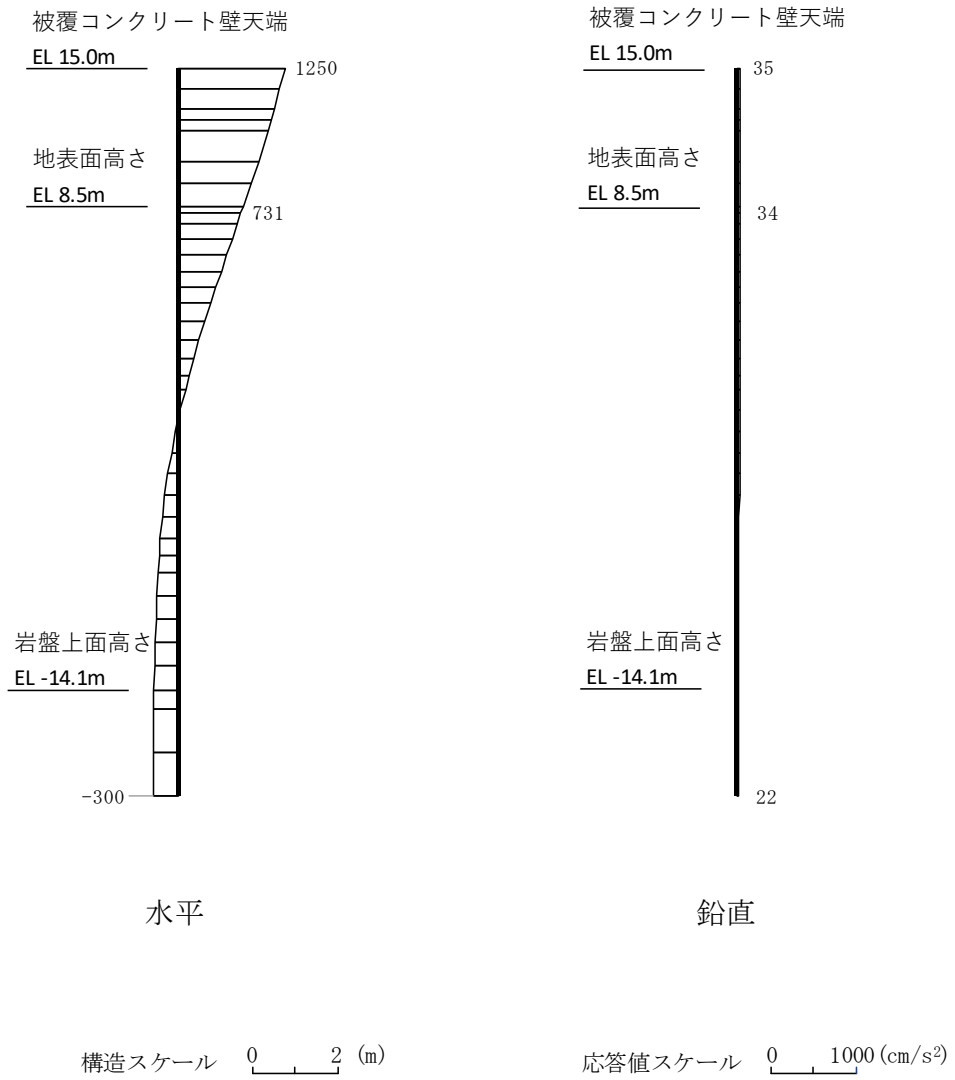
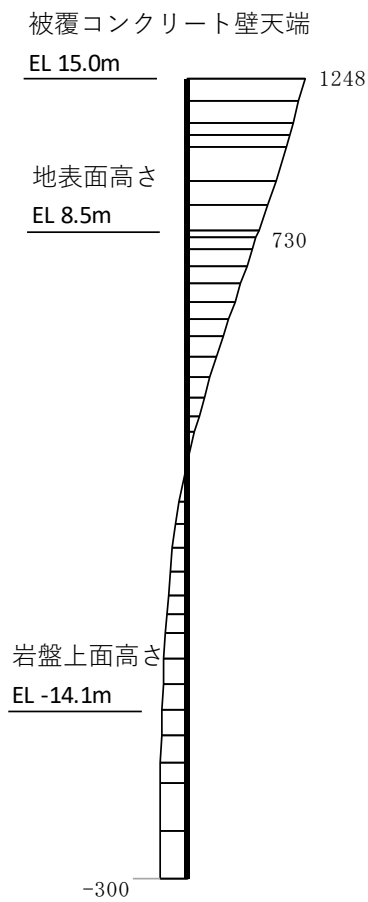
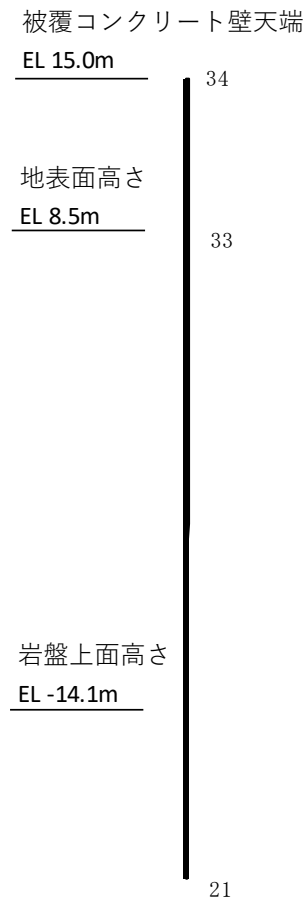


図 4.2.2-1 作用荷重分布図（応答加速度分布）  
（解析ケース①，S<sub>s</sub>-D（-+），②-②断面）



水平

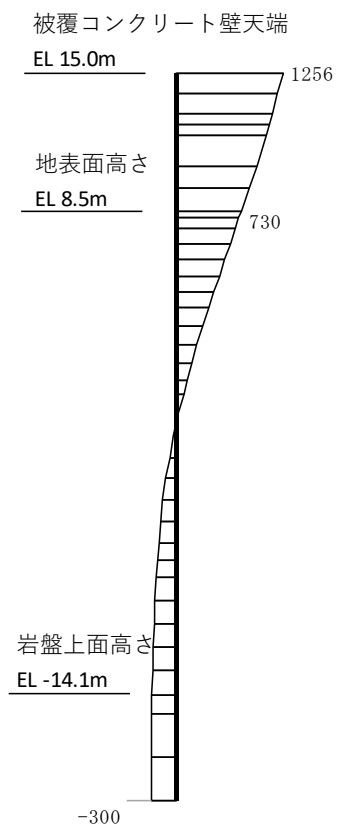


鉛直

構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 4.2.2-2 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S s - D (-+), ②-②断面)



水平

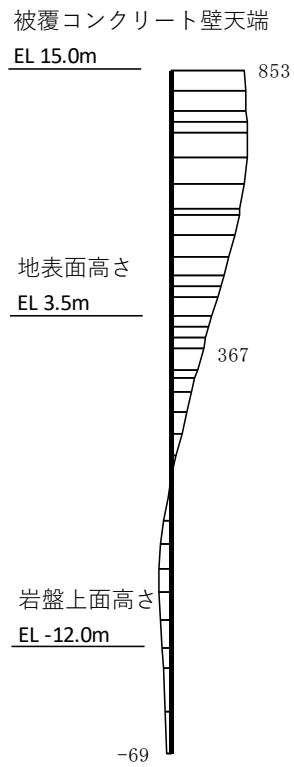
構造スケール 0 2 (m)



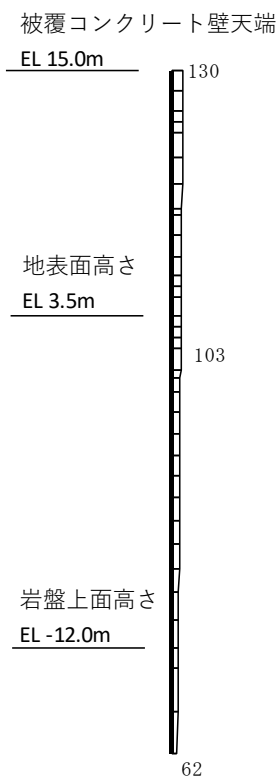
鉛直

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 4.2.2-3 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース③, S s - D (-+), ②-②断面)



水平



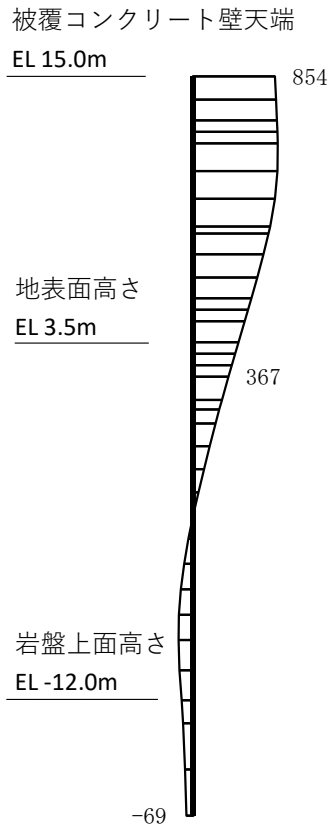
鉛直

構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

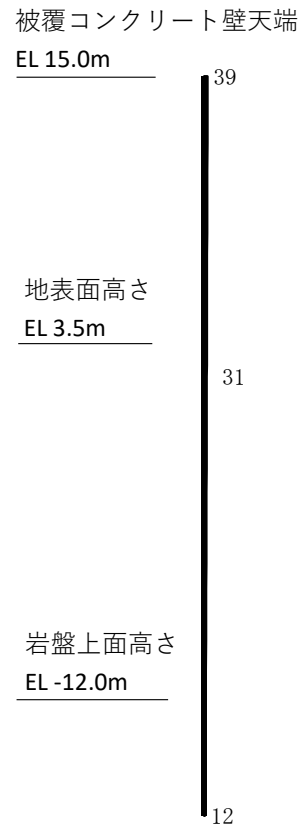
図 4.2.2-4 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (-+), ③-③断面)





水平

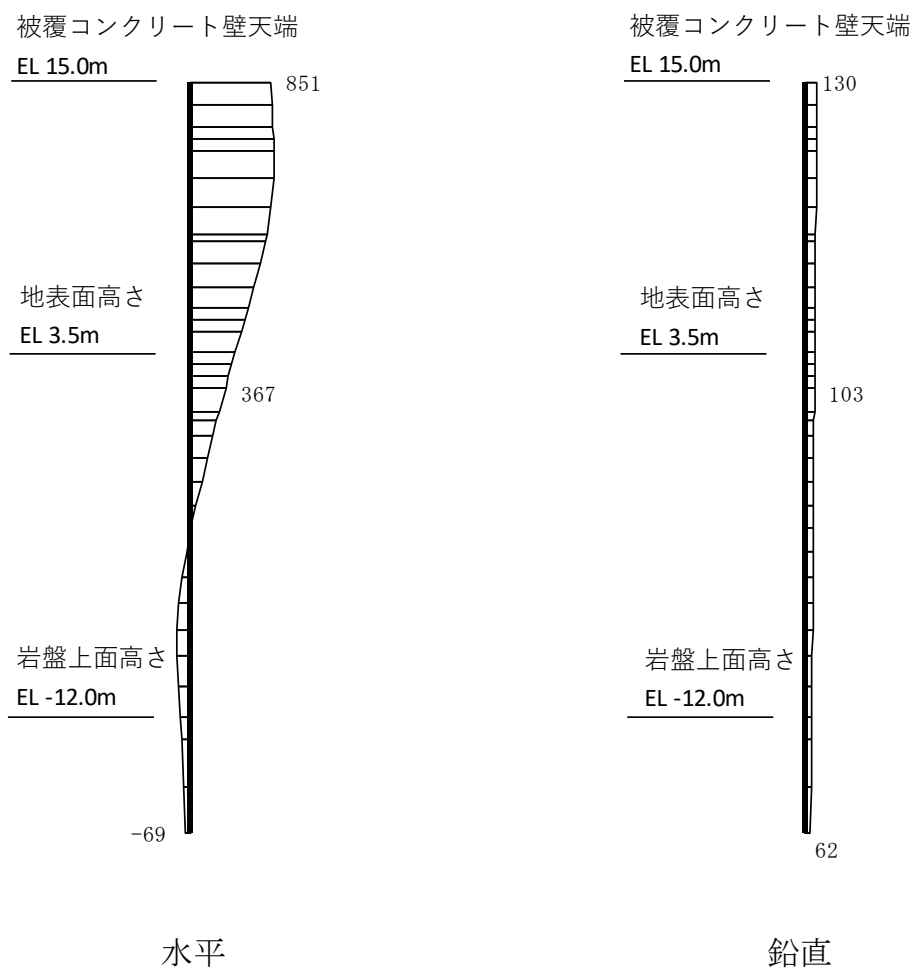
構造スケール 0 2 (m)



鉛直

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

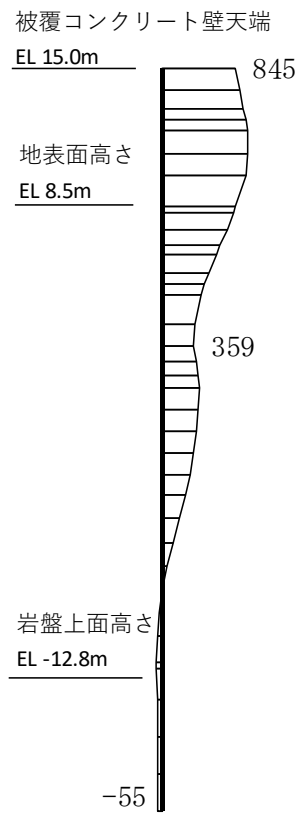
図 4.2.2-5 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (-+), ③-③断面)



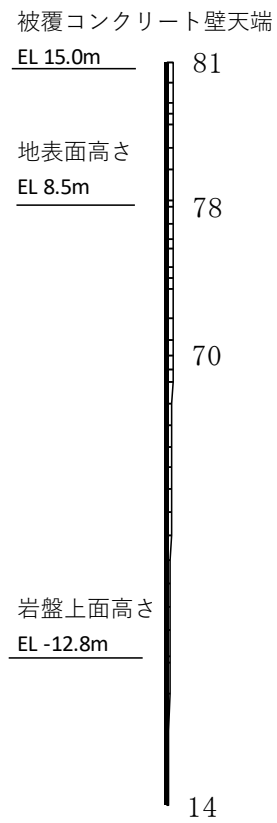
構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 4.2.2-6 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース③, S s - D (-+), ③-③断面)



水平

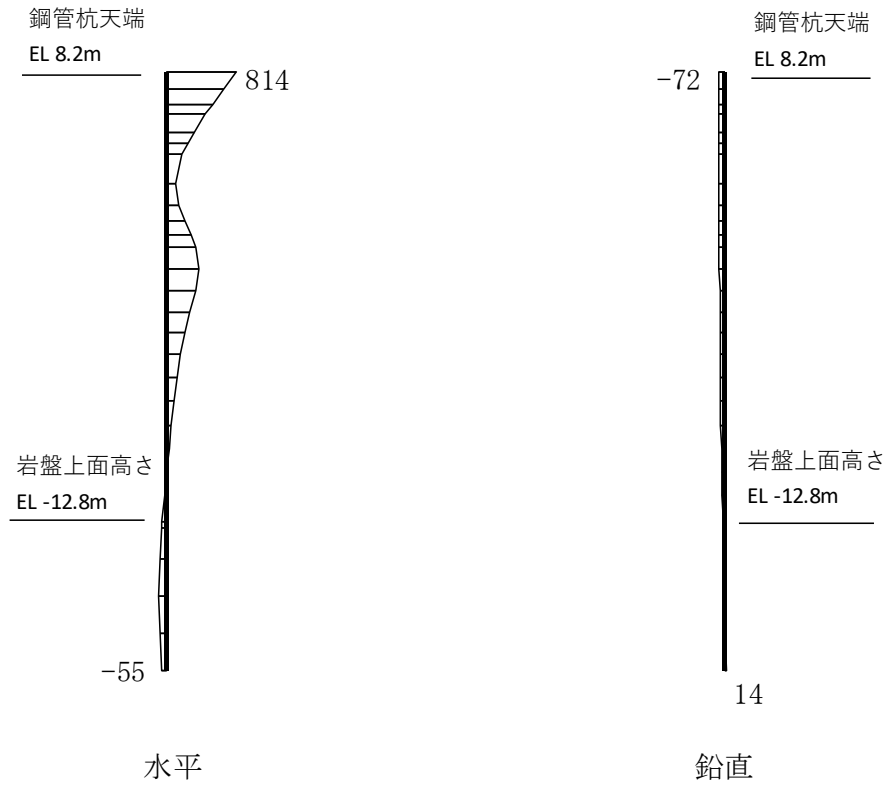


鉛直

構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

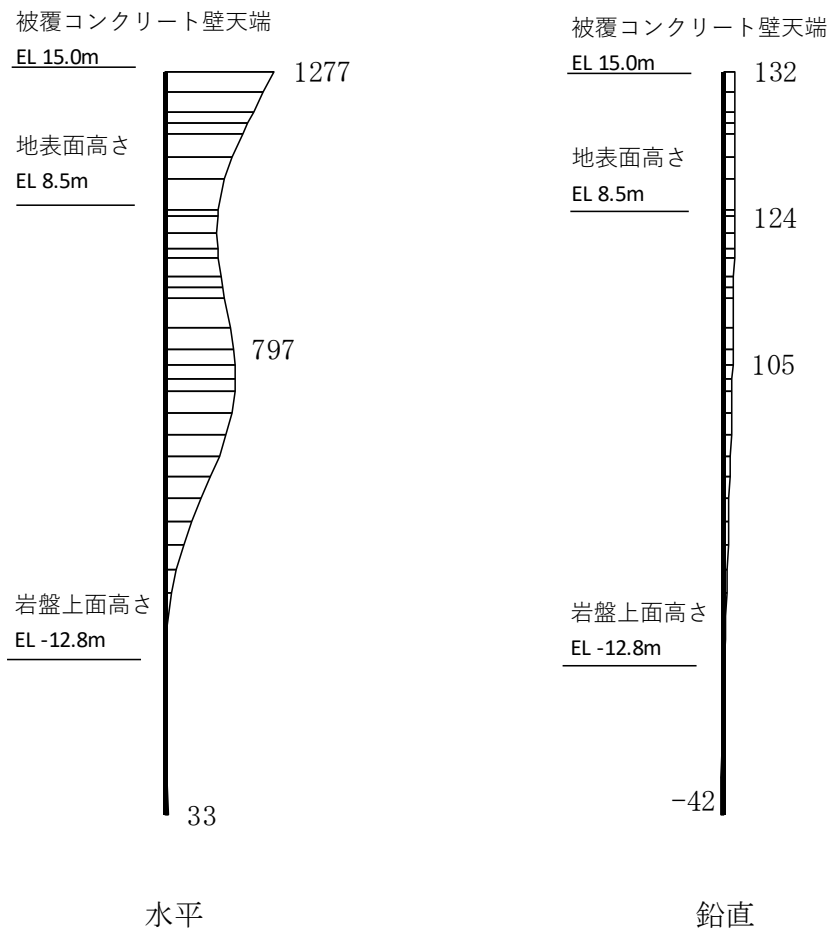
図 4.2.2-7 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (+-), ④-④断面, 海側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

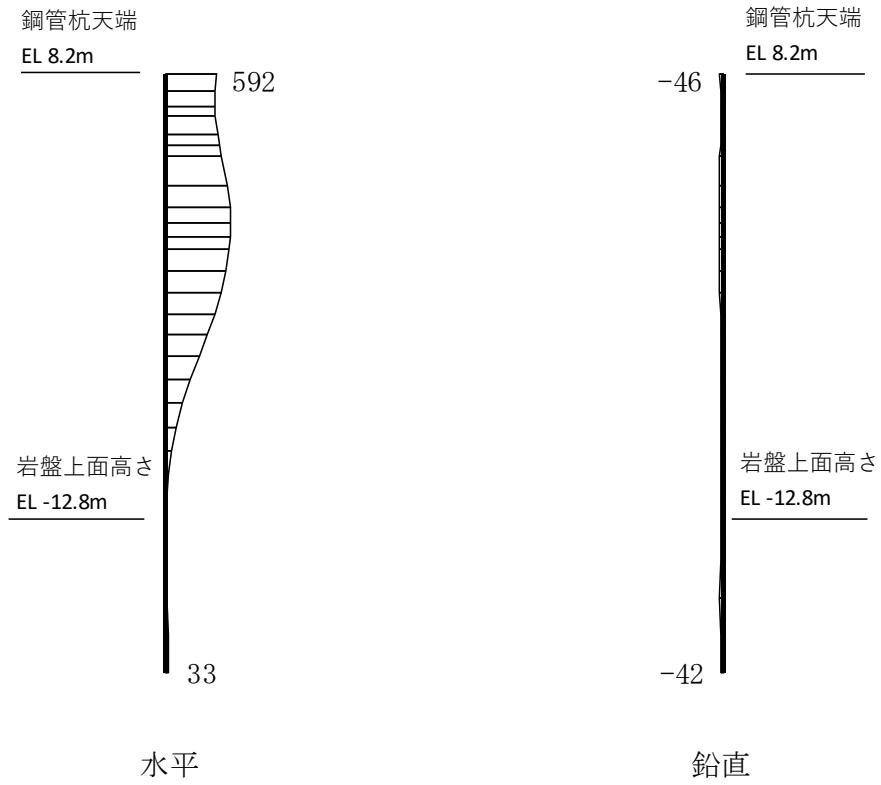
図 4.2.2-8 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (+-), ④-④断面, 陸側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

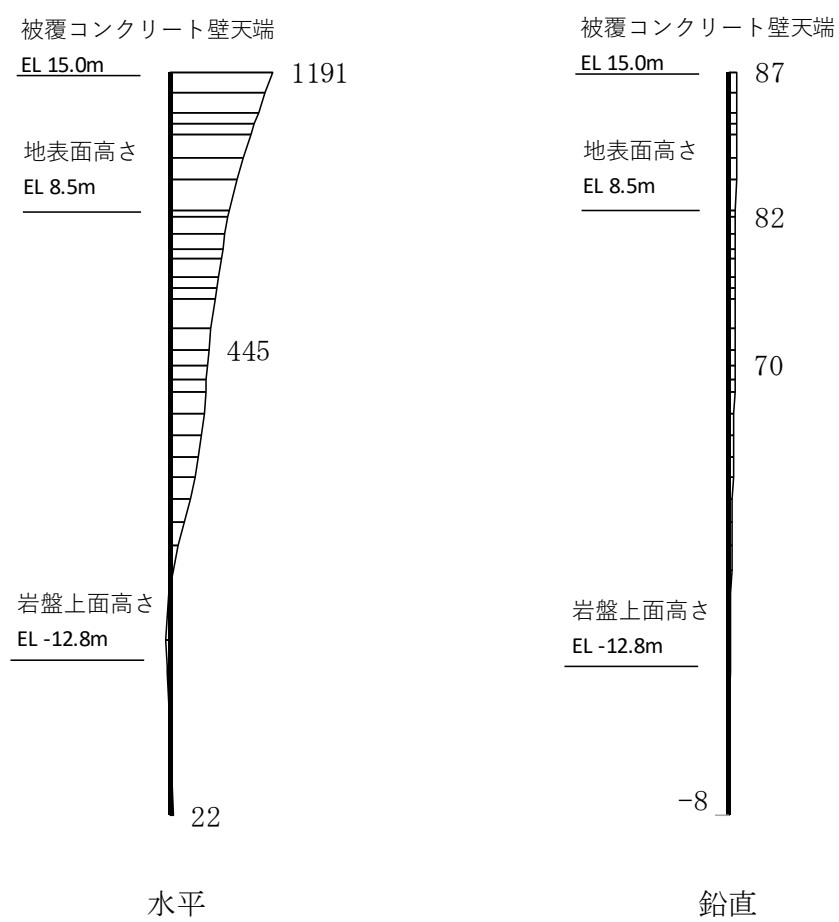
図 4.2.2-9 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
 (解析ケース③, S s - D (+ -), ④-④断面, 海側杭)



構造スケール 0          2 (m)

応答値スケール 0          1000 (cm/s<sup>2</sup>)

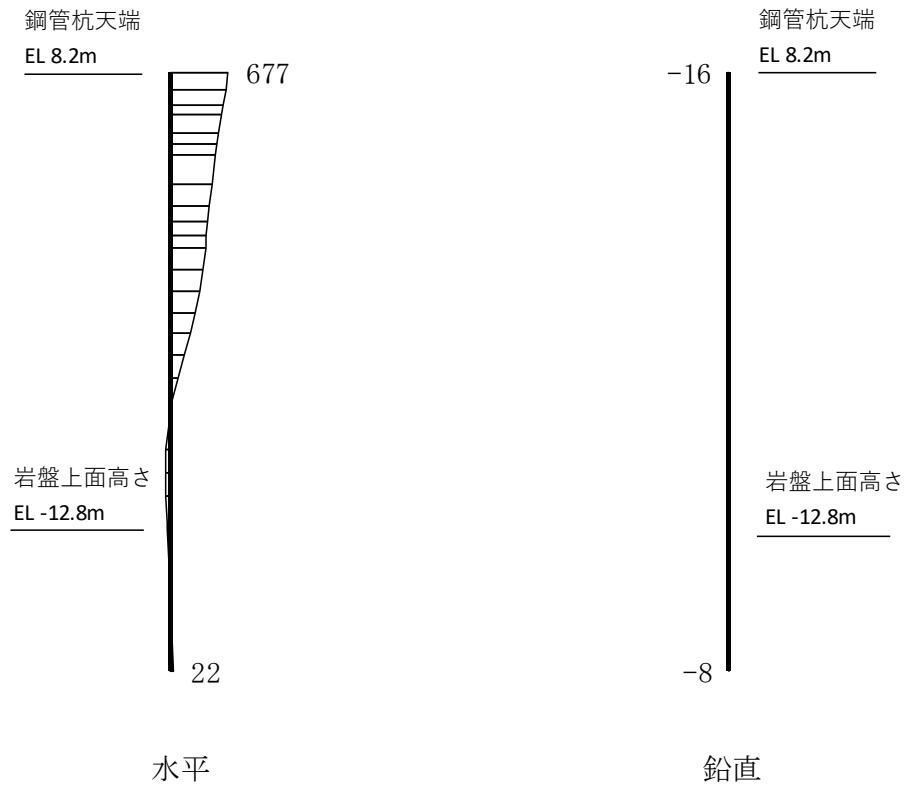
図 4.2.2-10 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (+-), ④-④断面, 陸側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 4.2.2-11 作用荷重分布図 (応答加速度分布)  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (+-), ④-④断面, 海側杭)



構造スケール 0 2 (m)

応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 4.2.2-12 作用荷重分布図（応答加速度分布）  
 （解析ケース③，S<sub>s</sub>-D（+-），④-④断面，陸側杭）



#### 4.2.3 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 4.2.3-1 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。

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 4.2.3-1 及び表 4.2.3-2 に示す。

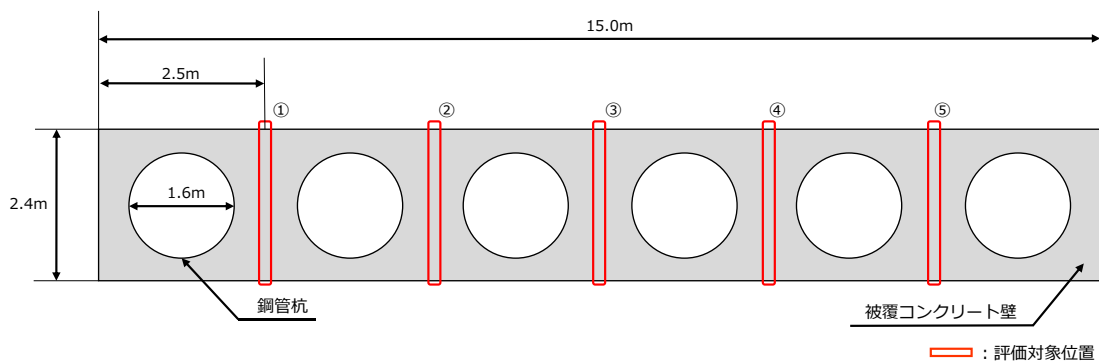


図 4.2.3-1(1) 評価対象位置図 (②-②断面 平面図)

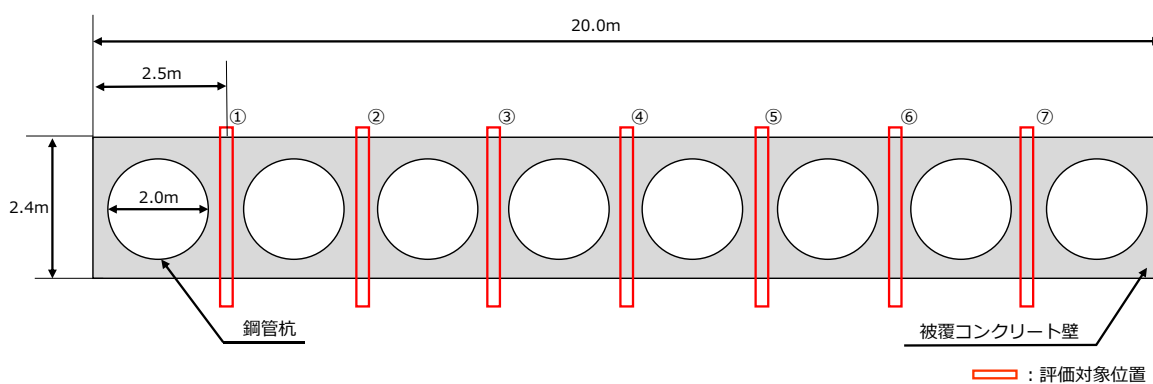


図 4.2.3-1(2) 評価対象位置図 (③-③断面 平面図)

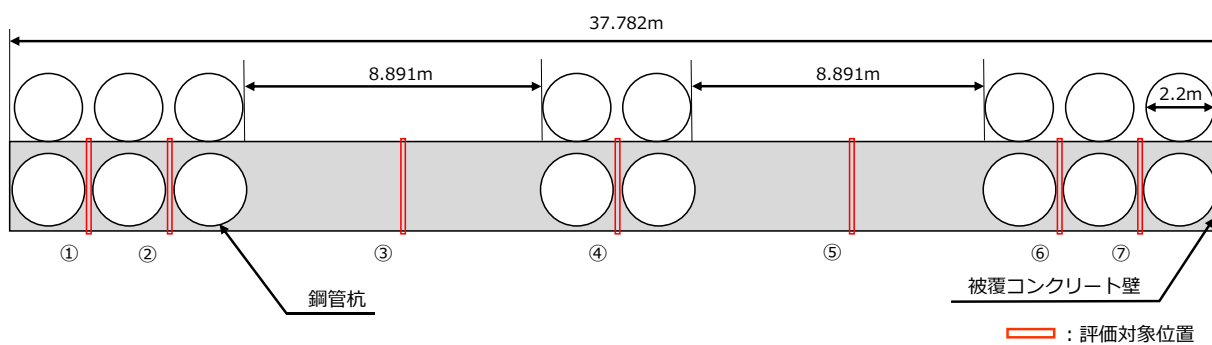


図 4.2.3-1(3) 評価対象位置図 (④-④断面 平面図)

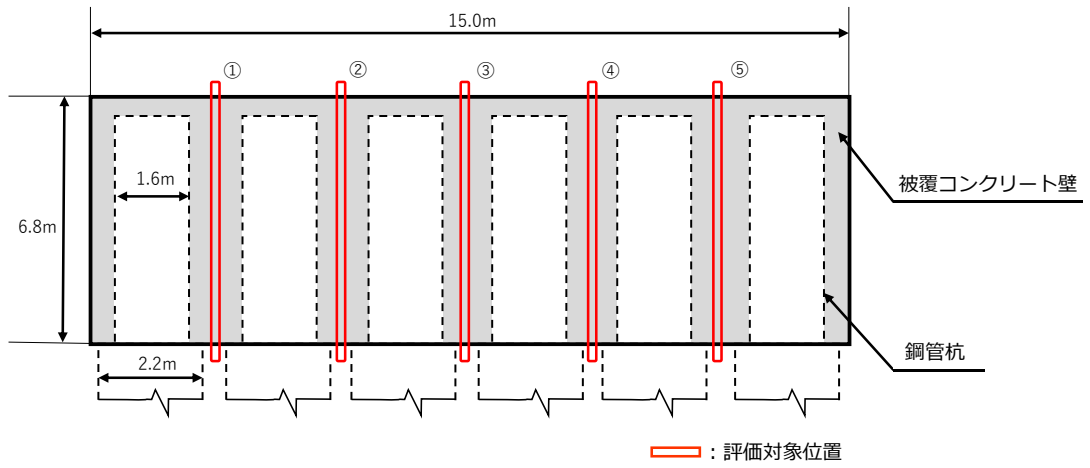


図 4.2.3-1(4) 評価対象位置図 (②-②断面 正面図)

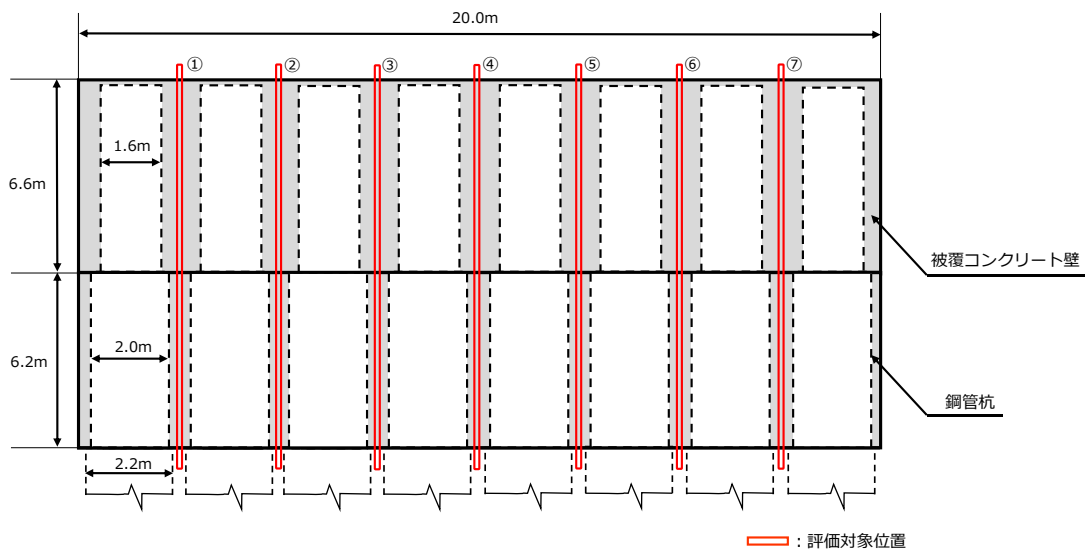


図 4.2.3-1(5) 評価対象位置図 (③-③断面 正面図)

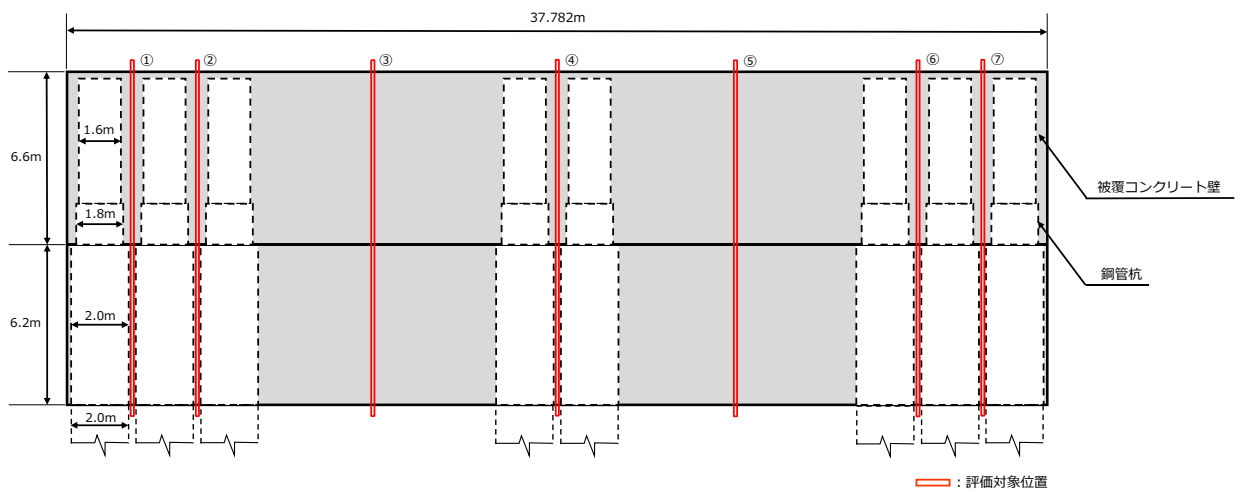


図 4.2.3-1(6) 評価対象位置図 (④-④断面 正面図)

表 4.2.3-1(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 4.2.3-1(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 4.2.3-1(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 4.2.3-2(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 4.2.3-2(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 4.2.3-2(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

#### 4.2.4 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 4.2.4-1 及び表 4.2.4-2 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 4.2.4-1 及び図 4.2.4-2 に示す。



表 4.2.4-1 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,  $S_s - D(-+)$ , 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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	474	26	1.1	13.5	0.09

(③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	453	26	0.9	13.5	0.07

(④-④断面,  $S_s - D(+ -)$ , 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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	442	1710	0.9	13.5	0.07

表 4.2.4-2 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,  $S_s - D(-+)$ , 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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	474	26	80.8	294	0.28

(③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	453	26	72.1	294	0.25

(④-④断面,  $S_s - D(+ -)$ , 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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	983	1200	63.3	294	0.22

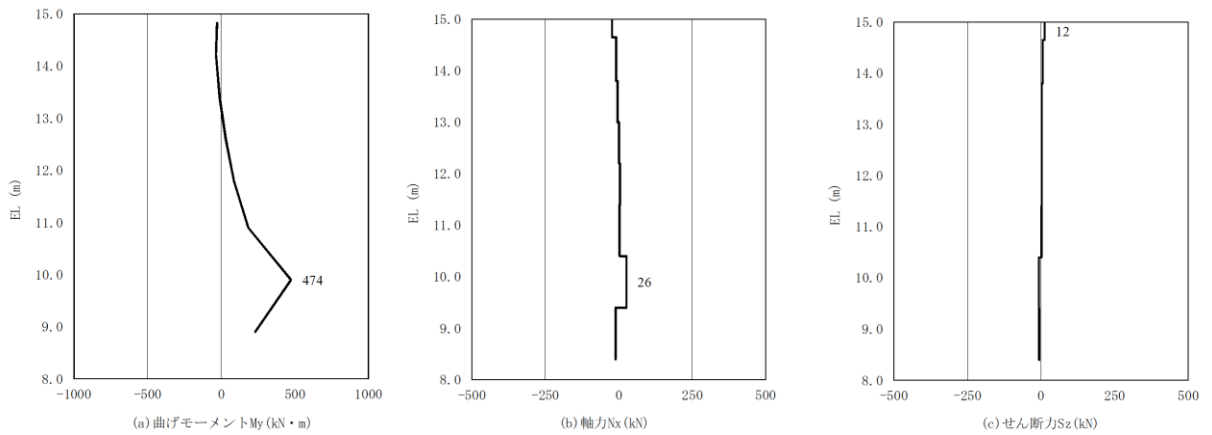


図 4.2.4-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (②-②断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置③)

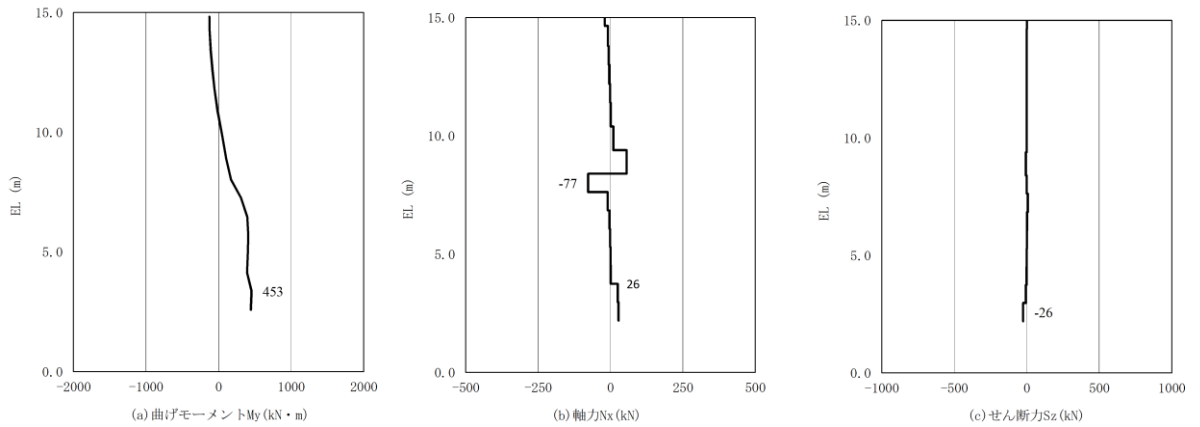


図 4.2.4-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置④)

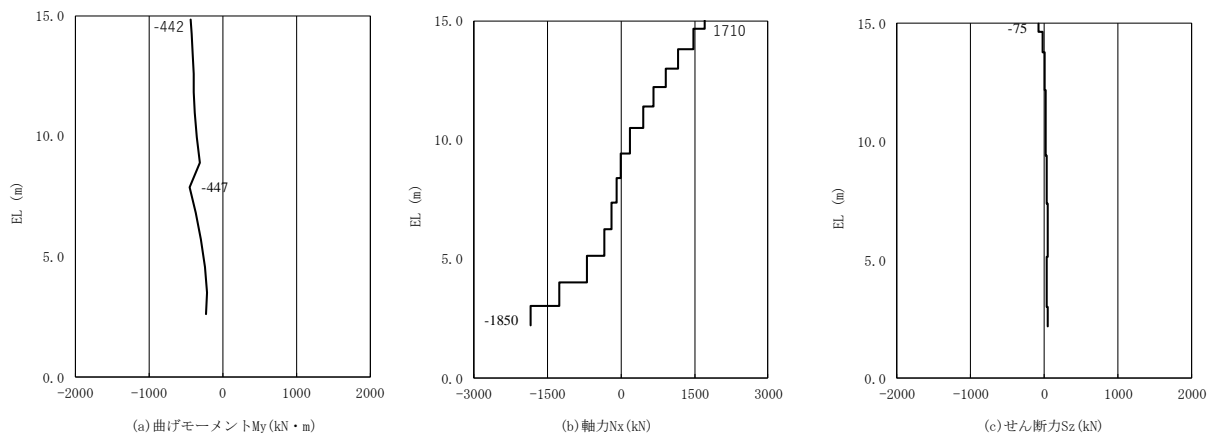


図 4.2.4-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (④-④断面,  $S_s - D(+ -)$ , 評価対象位置③)

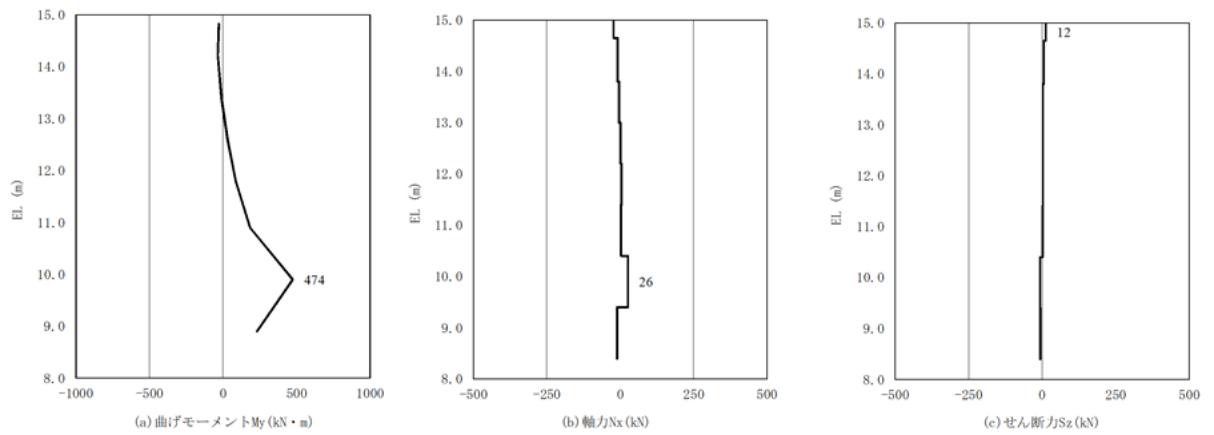


図 4.2.4-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (②-②断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置③)

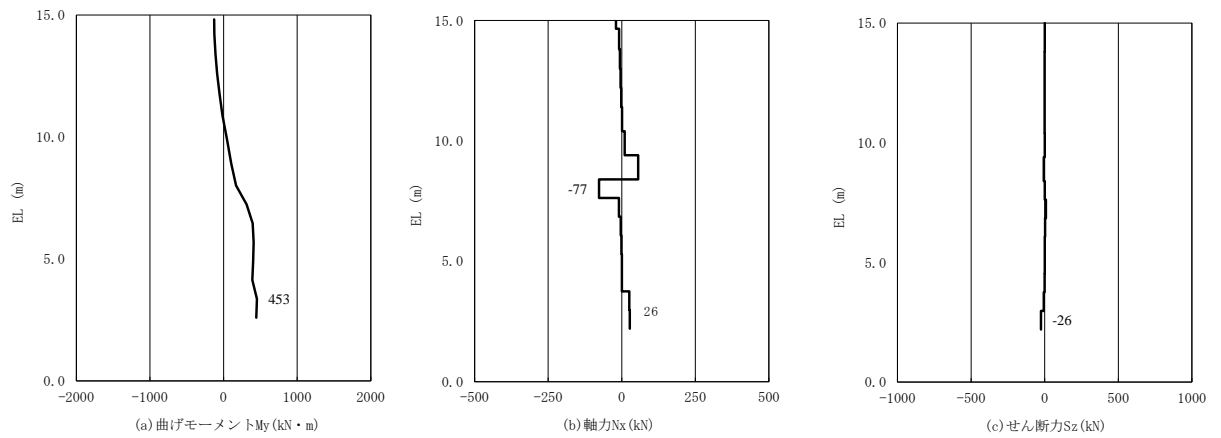


図 4.2.4-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置④)

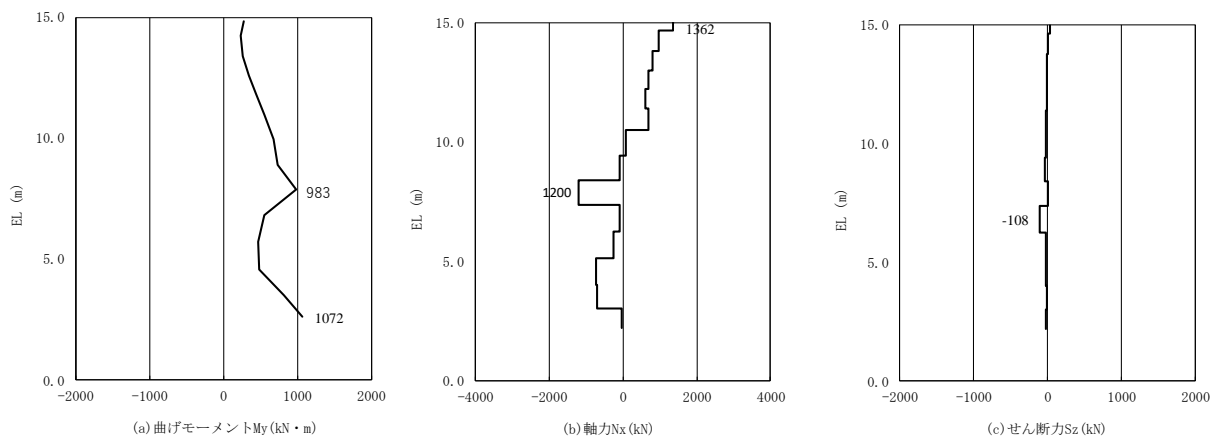


図 4.2.4-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力  
 (④-④断面,  $S_s - D(+)$ , 評価対象位置④)

#### 4.2.5 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 4.2.5-1 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 4.2.5-1 に示す。

表 4.2.5-1 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,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置⑤)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
⑤	215	0.11	0.67	0.17

(③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置②)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
②	247	0.12	0.67	0.18

(④-④断面,  $S_s - D(+ -)$ , 評価対象位置①)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
①	333	0.16	0.67	0.24

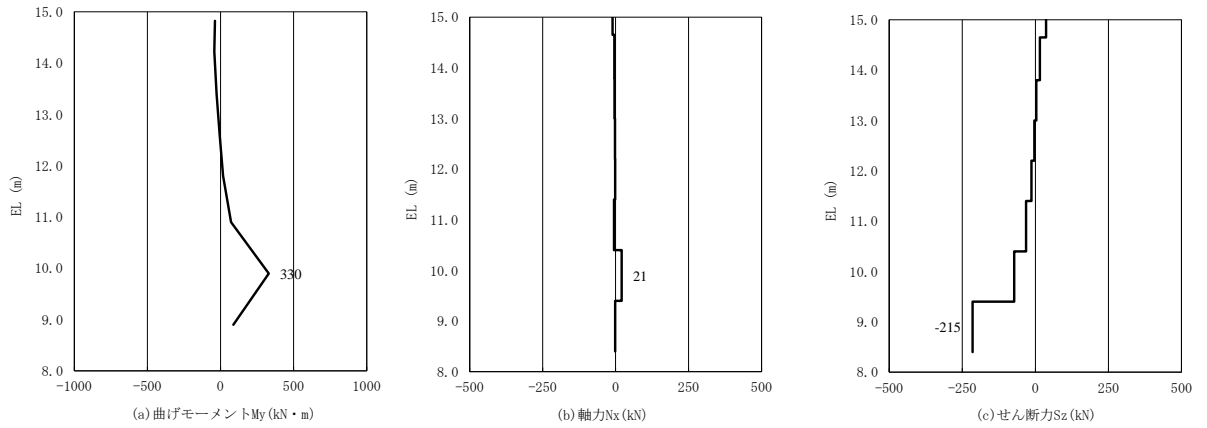


図 4.2.5-1(4) コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力  
 (②-②断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置⑤)

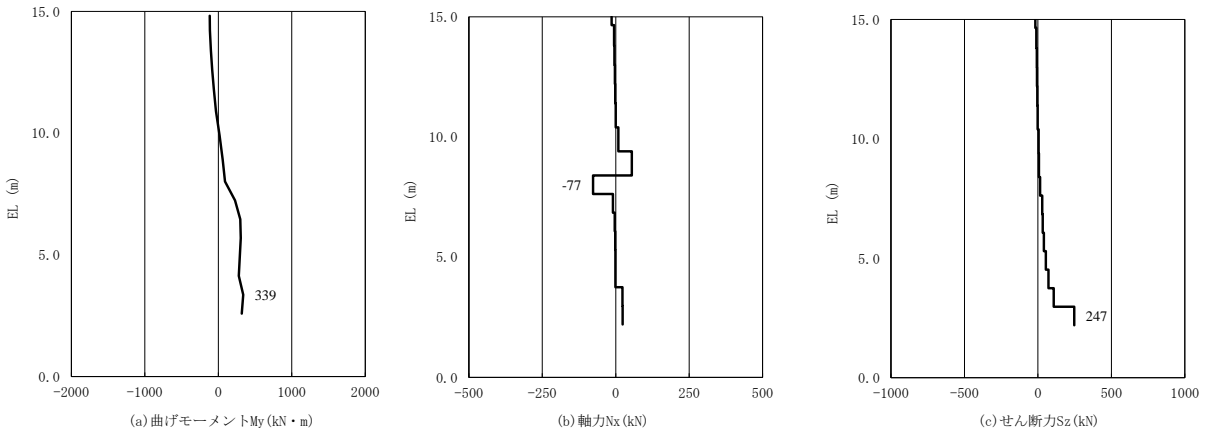


図 4.2.5-1(5) コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力  
 (③-③断面,  $S_s - D(-+)$ , 評価対象位置②)

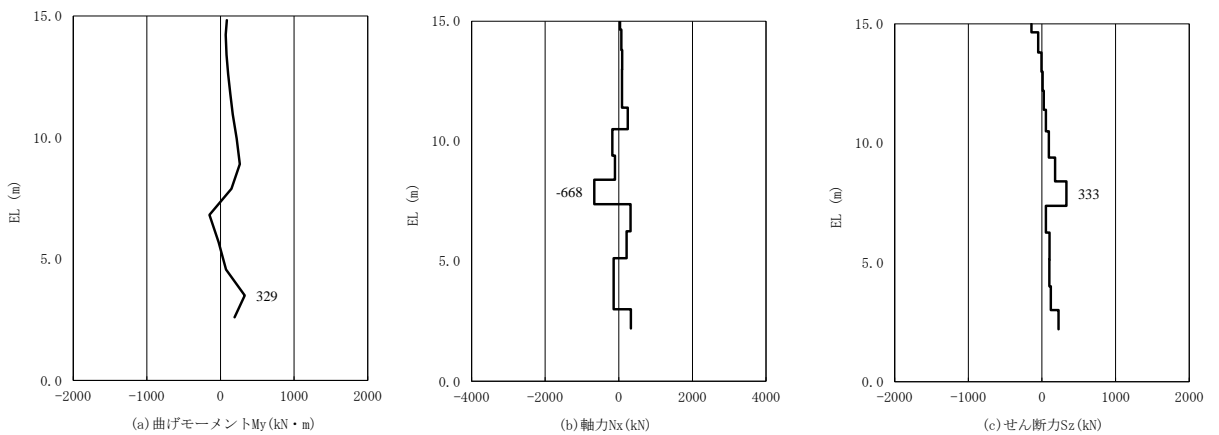


図 4.2.5-1(6) コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力  
 (④-④断面,  $S_s - D(+)$ , 評価対象位置①)

### 4.3 被覆コンクリート壁

#### 4.3.1 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 4.3.1-1 及び表 4.3.1-2 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 4.3.1-1(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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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 4.3.1-1(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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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 4.3.1-1(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 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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 4.3.1-2(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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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 4.3.1-2(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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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 4.3.1-2(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 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
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

#### 4.3.2 せん断力照査

せん断破壊に対する評価結果を表 4.3.2-1 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 4.3.2-1(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 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
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 4.3.2-1(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 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
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 4.3.2-1(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 応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_c / \tau_{ca}$
	せん断力 Q (kN)			
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

5. 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性に関する影響検討

5.1 砂礫層の解析用物性値に関する影響検討

5.1.1 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において、図 5.1.1-1 及び図 5.1.1-2 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 5.1.1-1 のとおり物性値を設定している。

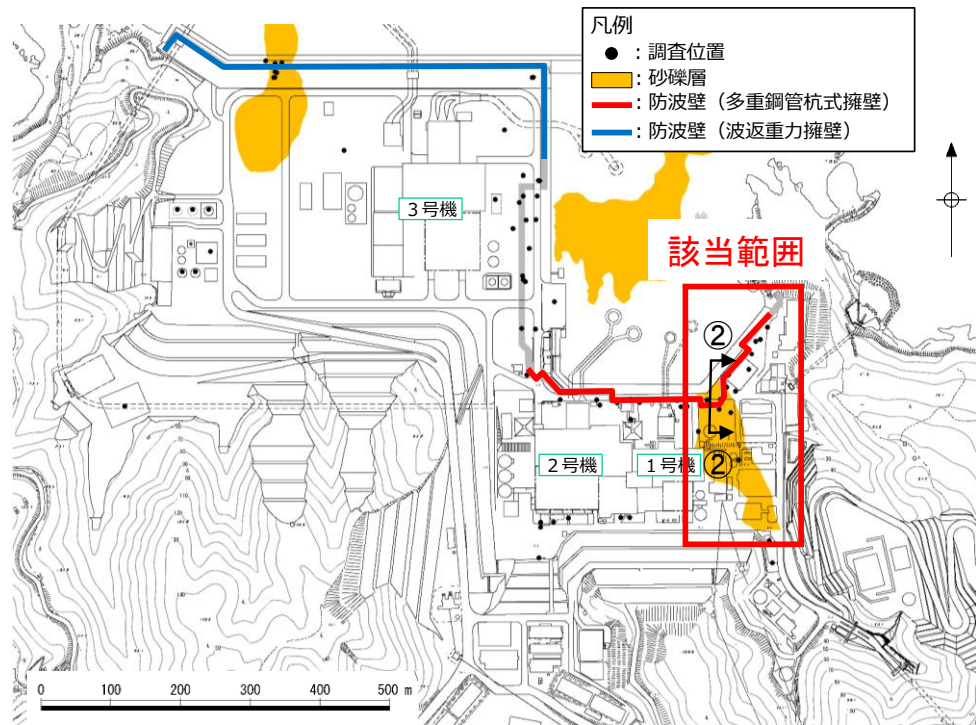


図 5.1.1-1 砂礫層の平面配置図

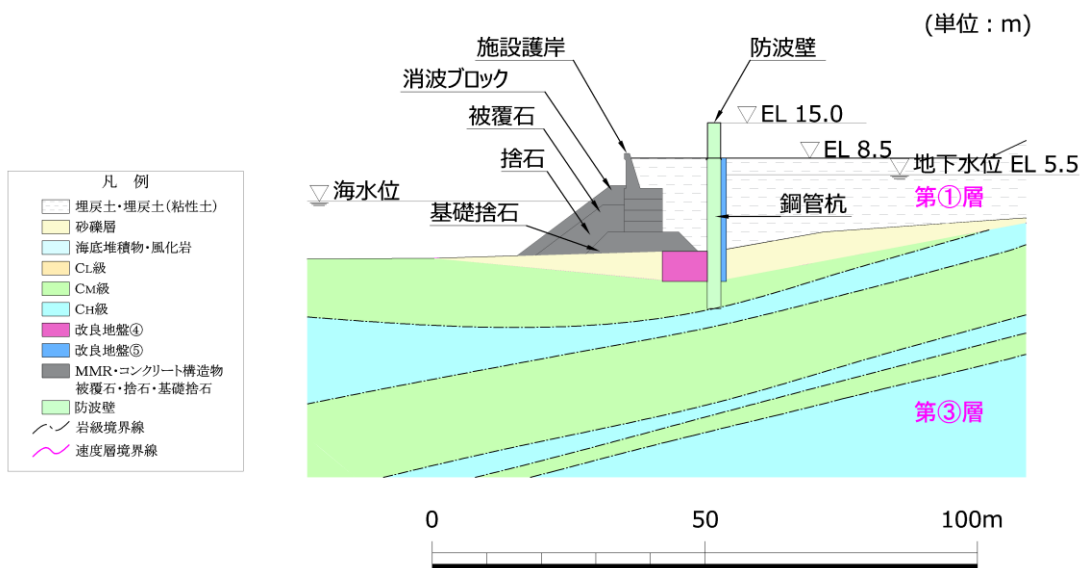


図 5.1.1-2 砂礫層の配置図 (②-②断面)

表 5.1.1-1 砂礫層における解析用物性値

		砂礫層	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.05	
	間隙率 $n$	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	225,400	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98	
	ポアソン比 $\nu$	0.33	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095	
強度特性	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
	内部摩擦角 $\phi'$ (°)	38.74	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	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 5.1.1-3 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 5.1.1-4 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。

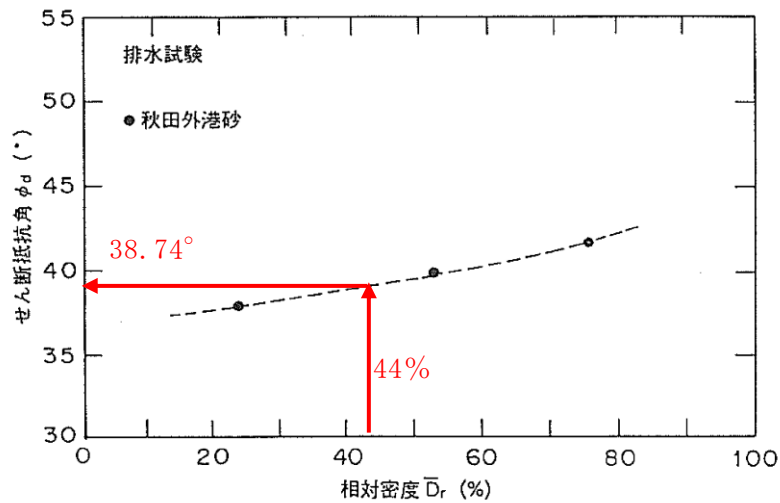


図 5.1.1-3 相対密度と内部摩擦角の関係（港湾技研資料に加筆）

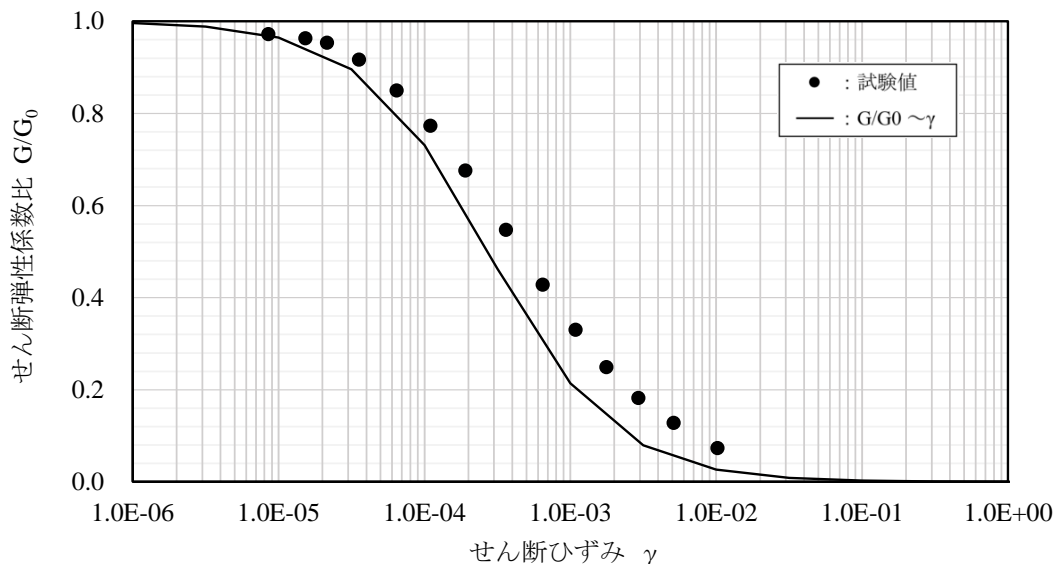


図 5.1.1-4  $G/G_0$  のひずみ依存特性（砂礫層）

砂礫層は、図 5.1.1-5 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 5.1.1-6 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/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	地盤工学会基準 <sup>(注2)</sup>		
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	{S F}	
	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	{S F}	
	粘性土	密実でないもの	17	25	0		
		固いもの（指で強く押し多少へこむ） <sup>(注1)</sup>	18	25	50 以下		
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） <sup>(注1)</sup>	17	20	30 以下	{M}, {C}	
		軟らかいもの（指が容易に貫入） <sup>(注1)</sup>	16	15	15 以下		
固いもの（指で強く押し多少へこむ） <sup>(注1)</sup>		17	20	50 以下			
粘土およびシルト	やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入） <sup>(注1)</sup>	16	15	30 以下	{M}, {C}		
	軟らかいもの（指が容易に貫入） <sup>(注1)</sup>	14	10	15 以下			
関東ローム		14	5(φ)	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 5.1.1-5 道路土工 盛土工指針記載の礫，礫まじり砂の内部摩擦角（道路土工 盛土工指針に加筆）

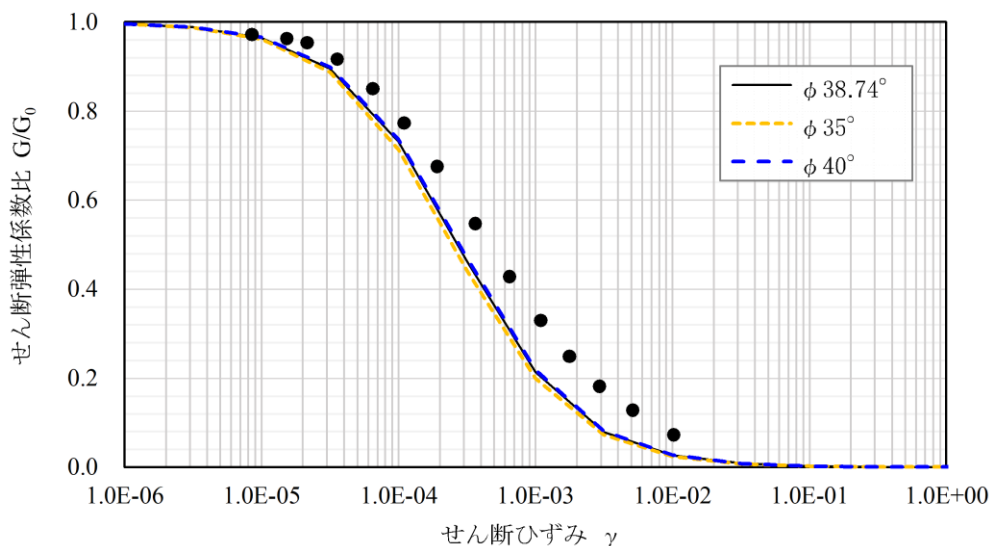


図 5.1.1-6 砂礫層における  $G/G_0$  のひずみ依存特性 ( $\phi 35^\circ$ ,  $40^\circ$ )



### 5.1.2 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「S<sub>s</sub>-D（-+）」を選定する。

②-②断面の地震応答解析モデルを図 5.1.2-1 に、砂礫層による影響検討における解析ケースを表 5.1.2-1 に示す。

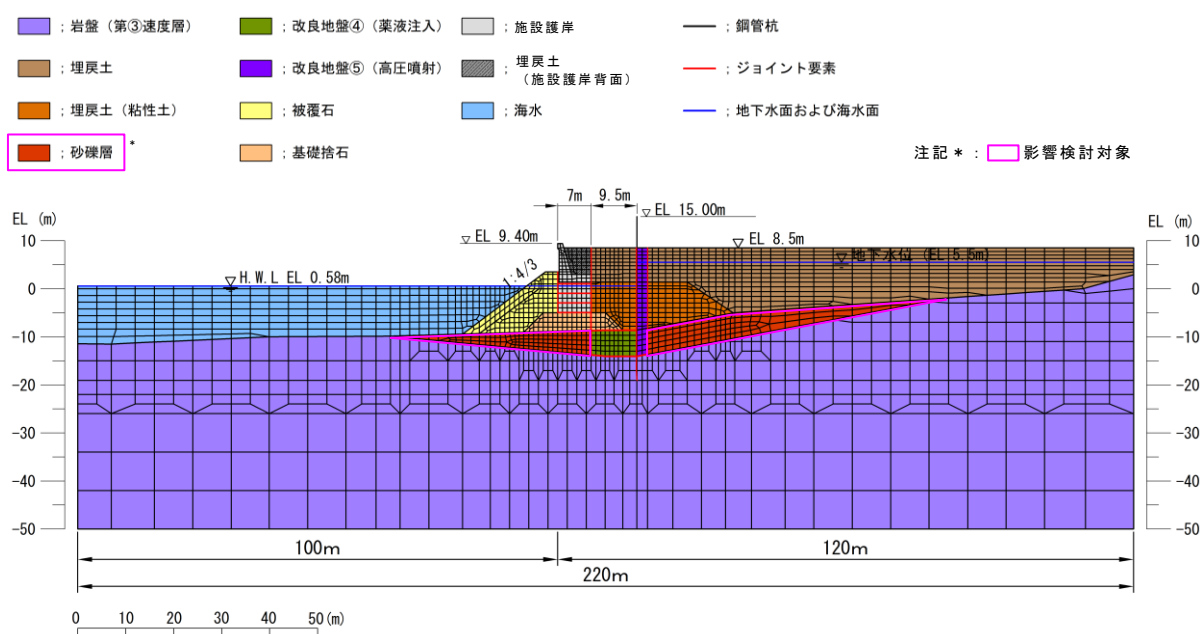


図 5.1.2-1 地震応答解析モデル（②-②断面）

表 5.1.2-1 解析ケース

内部摩擦角	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)
$\phi = 38.74^\circ$ 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
$\phi = 35^\circ$		平均値	平均値

### 5.1.3 評価結果

砂礫層の内部摩擦角を  $35^\circ$  と仮定した場合の鋼管杭の評価結果を表 5.1.3-1 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 5.1.3-1(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)  
(S s - D (-+))

内部摩擦角	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)		
$\phi = 38.74^\circ$ 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	①	75656	889	89022	0.87
$\phi = 35^\circ$	①	76999	881	89027	0.87

表 5.2.3-1(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 (②-②断面)  
(S s - D (-+))

内部摩擦角	解析 ケース	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)		
$\phi = 38.74^\circ$ 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	①	18677	95166	0.20
$\phi = 35^\circ$	①	19019	95166	0.20

## 5.2 埋戻土（粘性土）の解析用物性値に関する影響検討

### 5.2.1 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）において、図 5.2.1-1 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 5.2.1-1 のとおり物性値を設定している。

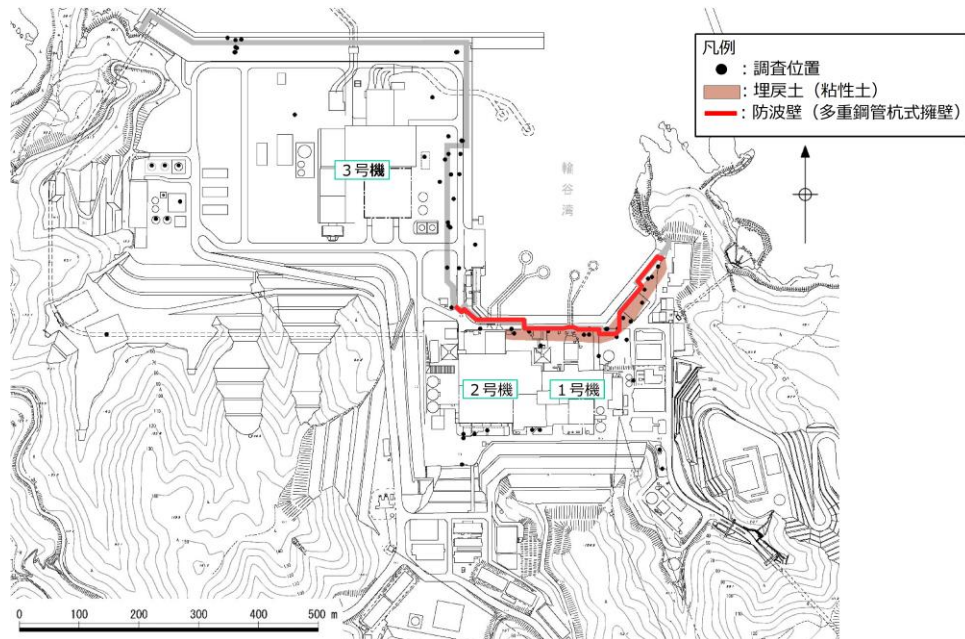


図 5.2.1-1 埋戻土（粘性土）の平面配置図

表 5.2.1-1 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 $\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.07 【2.03】
	間隙率 $n$	0.55
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	186,300
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	151.7
	ポアソン比 $\nu$	0.33
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.095
強度特性	粘着力 $c'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	0
	内部摩擦角 $\phi'$ ( $^\circ$ )	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、「F L I P 研究会 14 年間の検討成果まとめの作成について（F L I P 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  $30^\circ$  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 5.2.1-2 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。

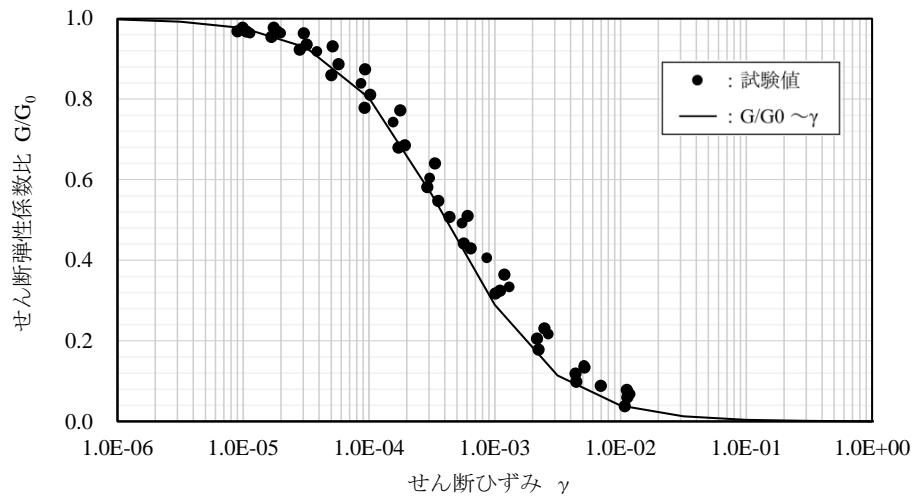


図 5.2.1-2  $G/G_0$  のひずみ依存特性（埋戻土（粘性土））

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 5.2.1-3 及び表 5.2.1-2 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  $21.7\text{kN/m}^2$  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  $21.7\text{kN/m}^2$  とした場合の影響検討を実施する。

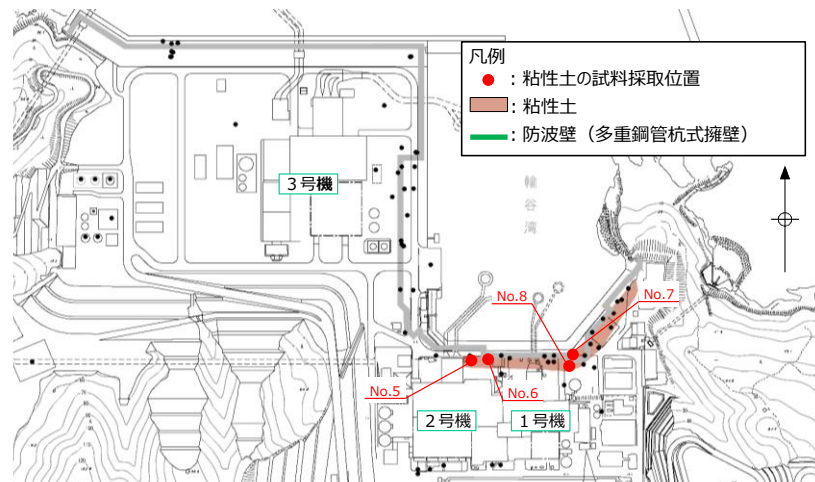


図 5.2.1-3 埋戻土（粘性土）の試料採取位置

表 5.2.1-2 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/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi'$ (°)
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

### 5.2.2 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. 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、③-③断面を選定する。

評価対象断面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. 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「S<sub>s</sub>-D（-+）」を選定する。

③-③断面の地震応答解析モデルを図 5.2.2-1 に、埋戻土（粘性土）の影響検討における解析ケースを表 5.2.2-1 に示す。

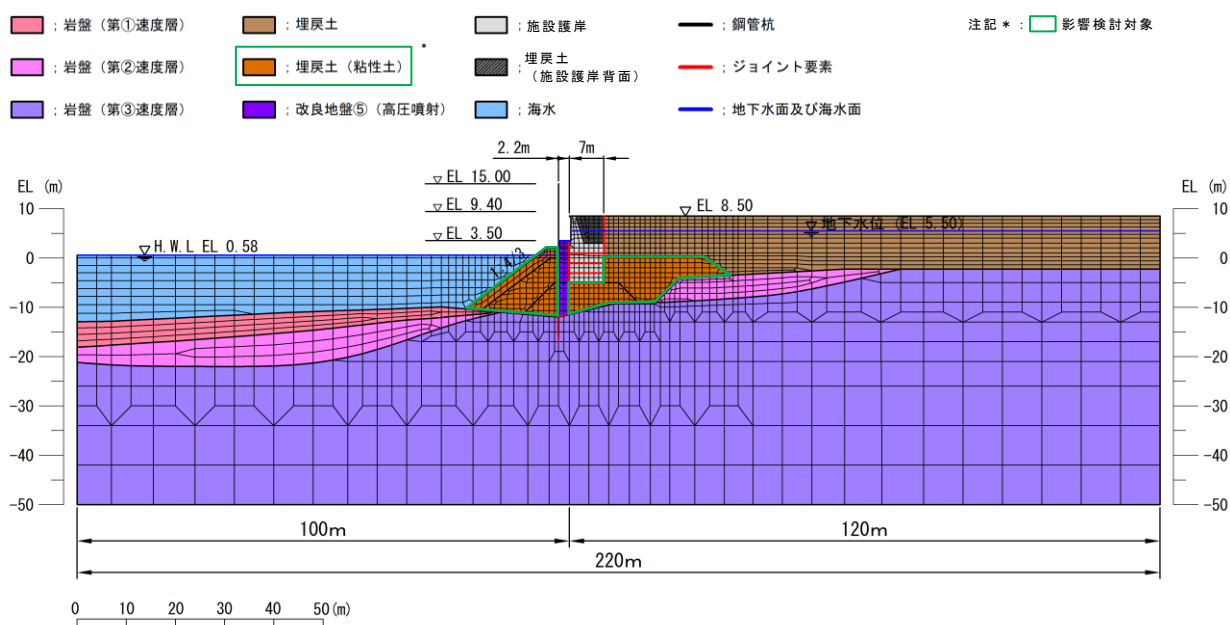


図 5.2.2-1 地震応答解析モデル（③-③断面）

表 5.2.2-1 埋戻土（粘性土）の影響検討における解析ケース

粘着力	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=0 「4. 耐震評価結果」 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 <sup>2</sup>		平均値	平均値

### 5.2.3 評価結果

埋戻土（粘性土）の粘着力を  $21.7\text{kN/m}^2$  と仮定した場合の鋼管杭の評価結果を表 5.2.3-1 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  $21.7\text{kN/m}^2$  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 5.2.3-1(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）  
（S s - D (-+)）

粘着力	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)		
c=0 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	①	82991	1176	88888	0.94
c= $21.7\text{kN/m}^2$	①	48221	1275	88842	0.55

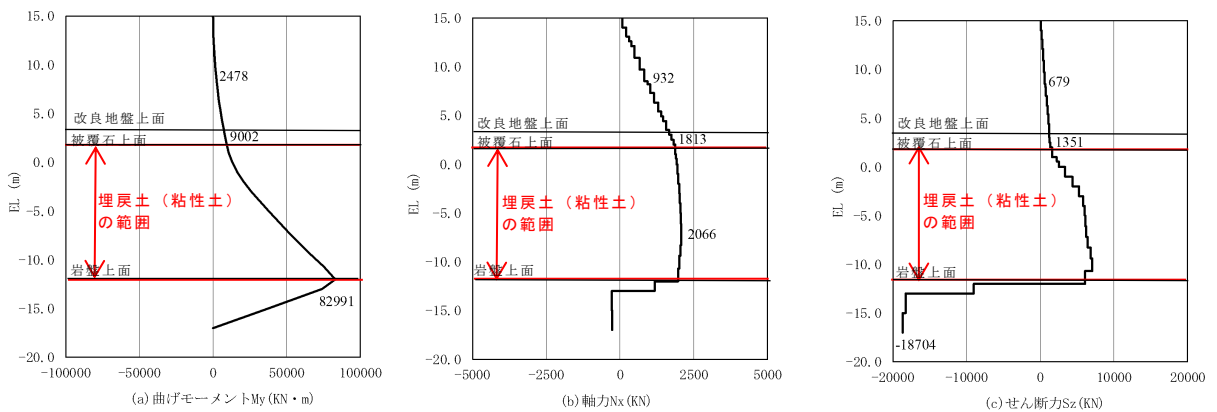
表 5.2.3-1(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（③-③断面）  
（S s - D (-+)）

粘着力	解析 ケース	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=0 「4. 耐震評価結果」 にて評価済み	①	18704	95166	0.20
c= $21.7\text{kN/m}^2$	①	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。

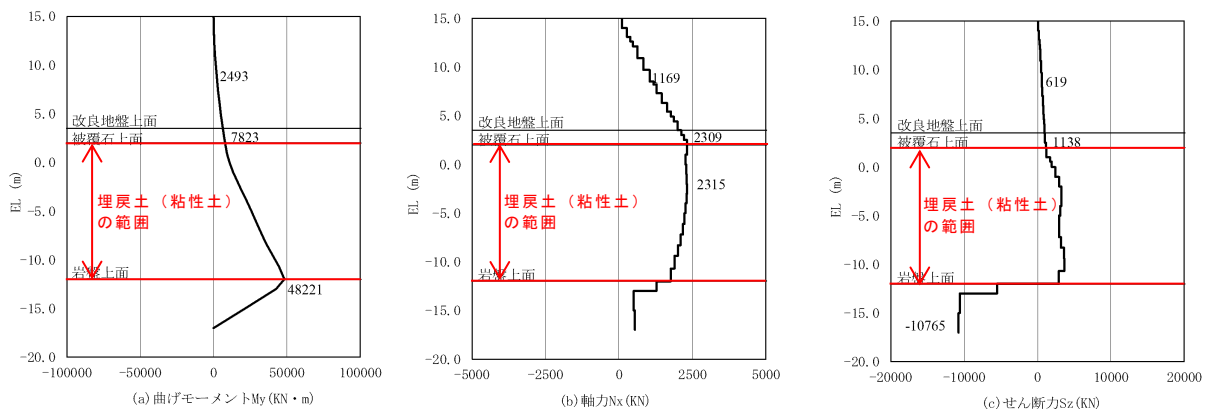
埋戻土（粘性土）の粘着力をゼロとした場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値となる時刻の断面力図を図 5.2.3-1 に、埋戻土（粘性土）の粘着力を考慮した場合の鋼管杭の曲げ破壊に対する最大照査値となる時刻の断面力図を図 5.2.3-2 に示す。

図 5.2.3-1 及び図 5.2.3-2 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 5.2.3-1 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 5.2.3-2 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)の多重鋼管杭については、「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。
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。	・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。

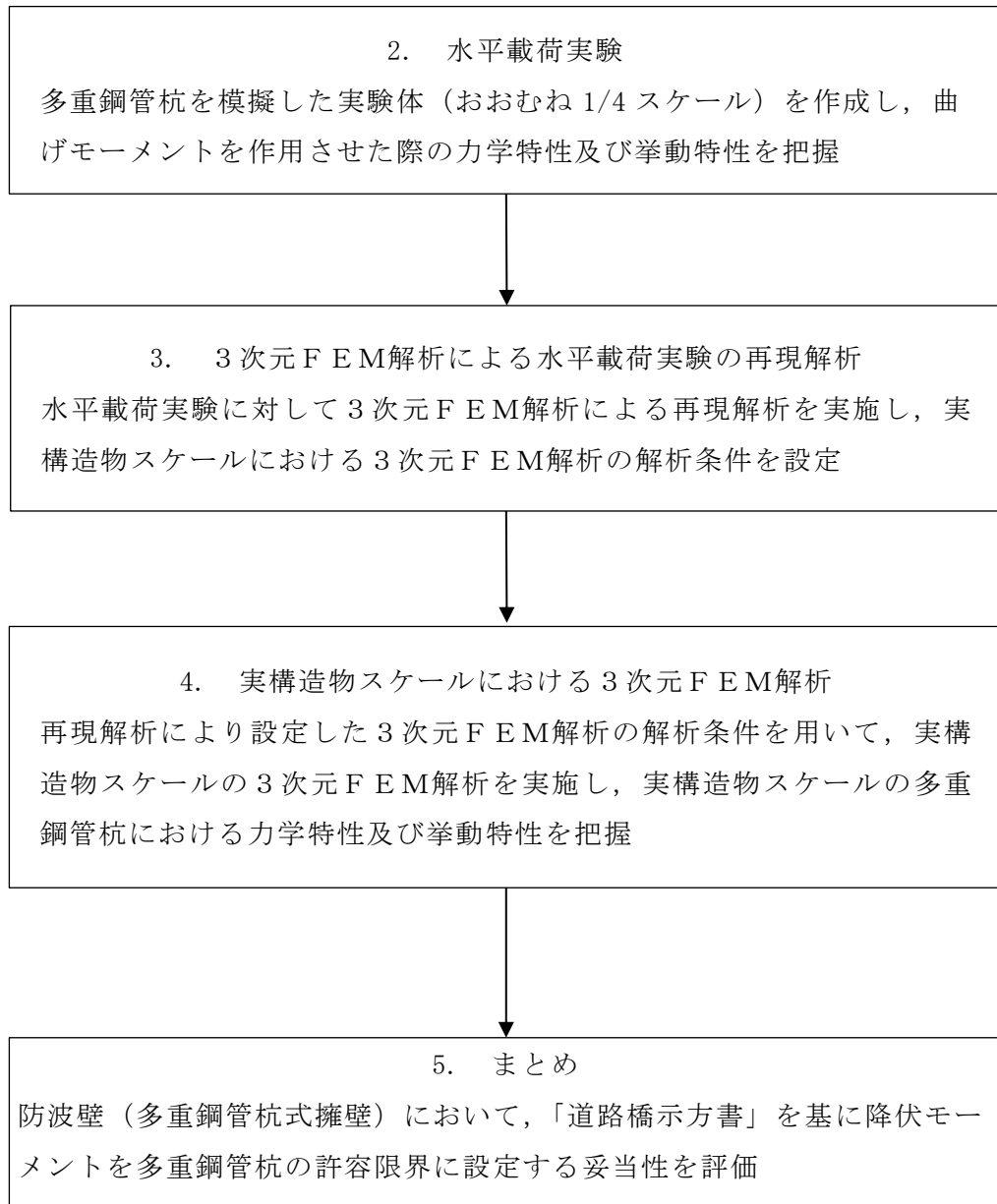


図 1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における多重鋼管杭の許容限界の妥当性検討フロー

### 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）。

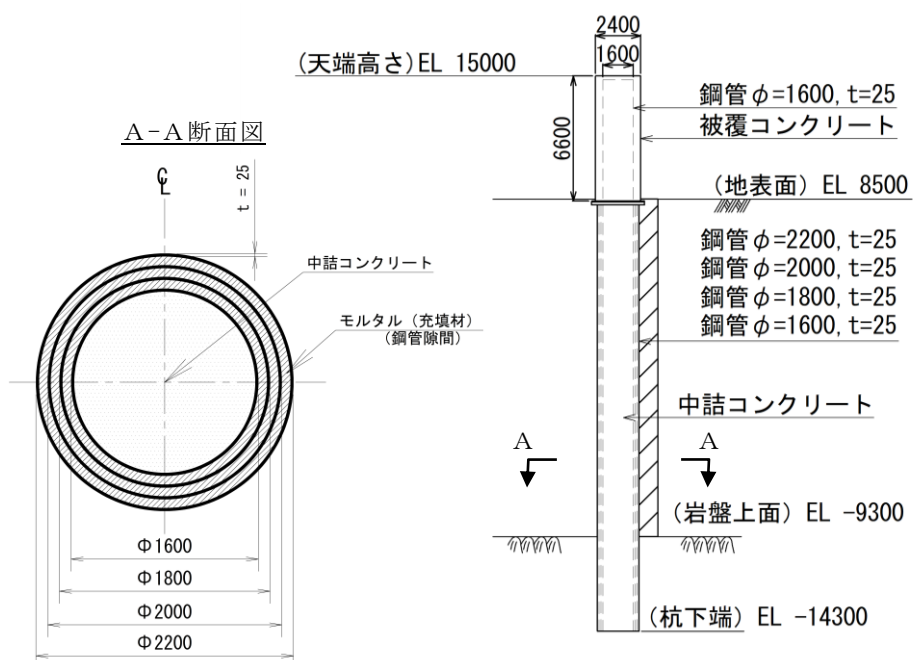
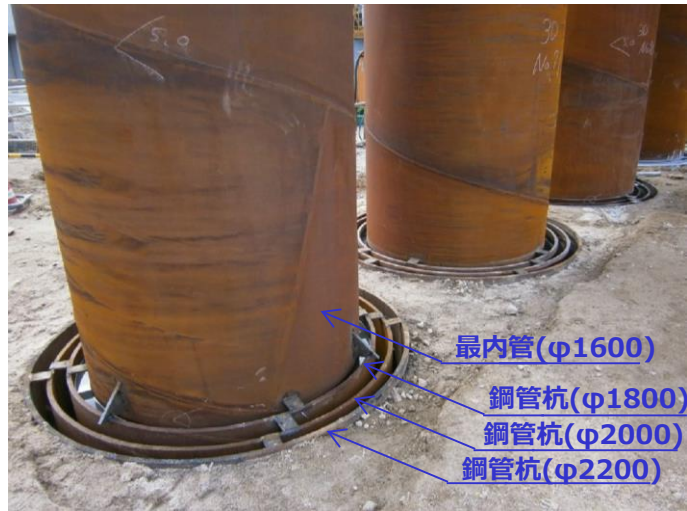


図 1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図



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の算出方法を表 2-1 に示す。

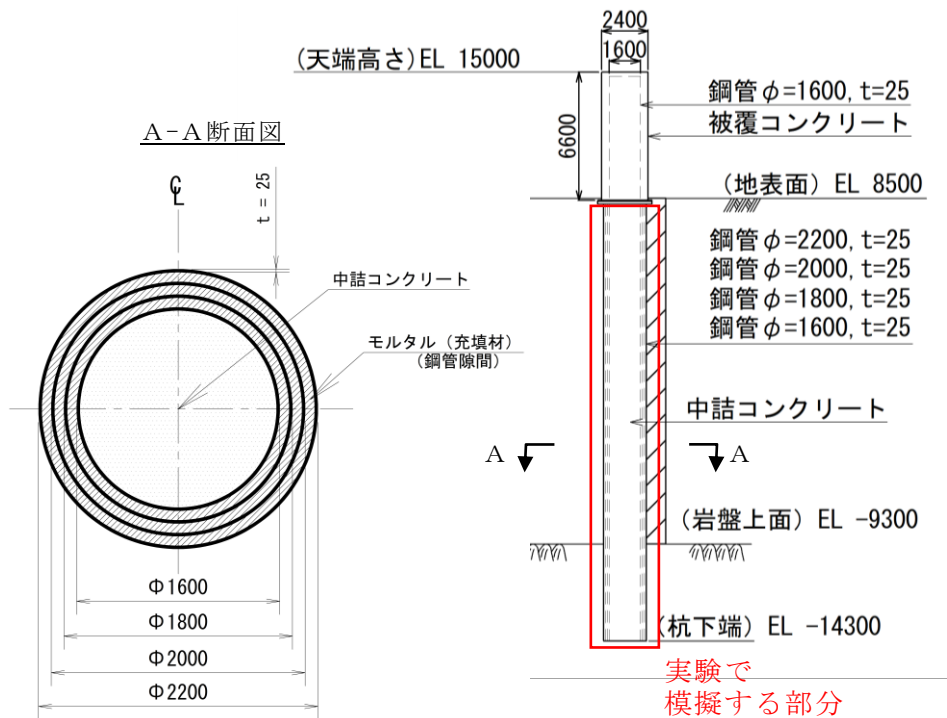


図 2-1 水平載荷実験で使用する実験体で模擬する範囲

表 2-1 実験体の降伏荷重の算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	肉厚 (mm)	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ 528	400	6	1270	508	1528	2800	546
φ 480			1046	418			
φ 432			843	337			
φ 384			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)

$\sigma_y$  : 鋼材の強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$  : 鋼管の断面係数 (cm<sup>3</sup>)

$A$  : 鋼管の断面積 (cm<sup>2</sup>)

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、降伏モーメントに相当する荷重（以下「降伏荷重」という。）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	4重管
	φ2200	φ528
	φ2000	φ480
	φ1800	φ432
	φ1600	φ384
材質	鋼管 SKK490	鋼管 SM490A
肉厚	25mm	6mm
引張強度	490N/mm <sup>2</sup> 以上	490N/mm <sup>2</sup> 以上
降伏強度	315N/mm <sup>2</sup> 以上	315N/mm <sup>2</sup> 以上
中詰コンクリート 一軸圧縮強度	24N/mm <sup>2</sup> 以上	24N/mm <sup>2</sup> 以上
モルタル（充填材） 一軸圧縮強度	24N/mm <sup>2</sup> 以上	24N/mm <sup>2</sup> 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

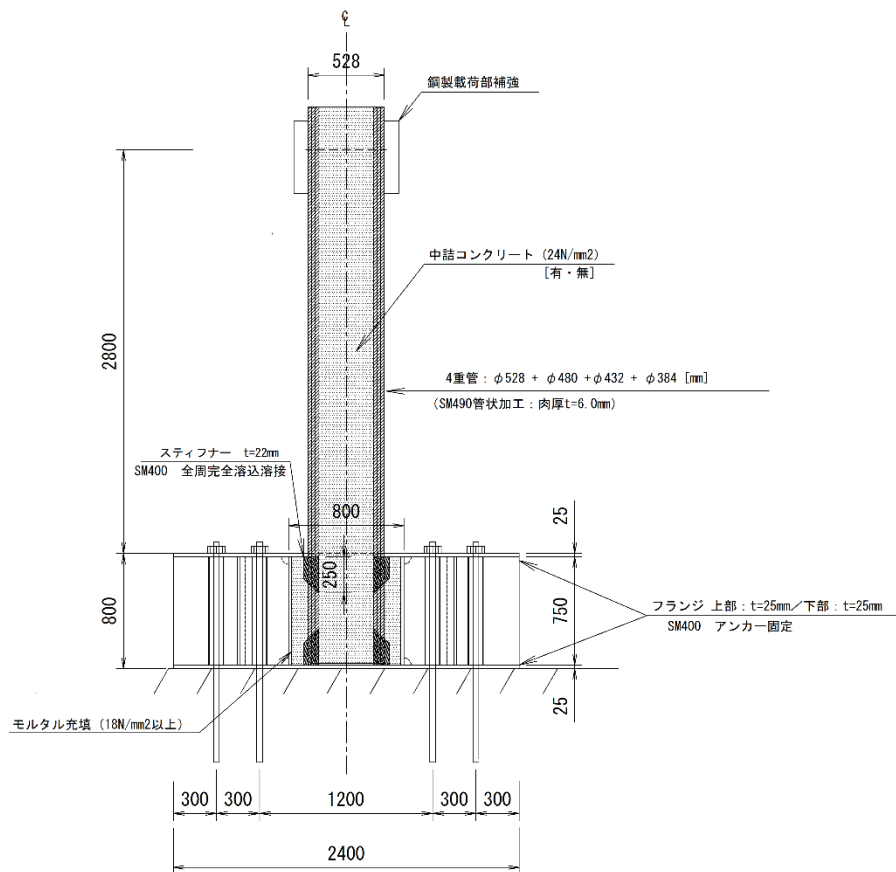


図 2-3 実験体構造図



### 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 φ 528 φ 480	有	水平一方向載荷	3
②	φ 432 φ 384	有	正負交番載荷後 水平一方向載荷	1

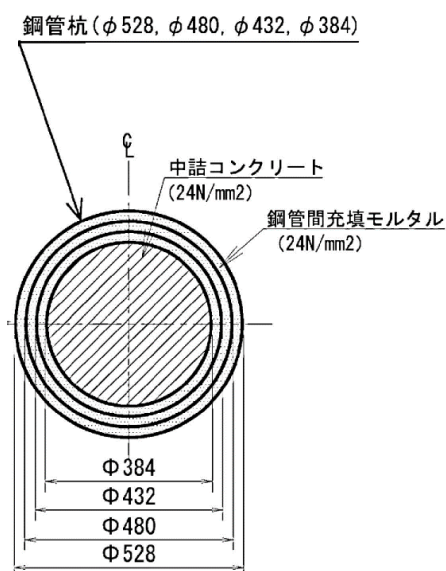


図 2-4 実験体の諸元

### 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。

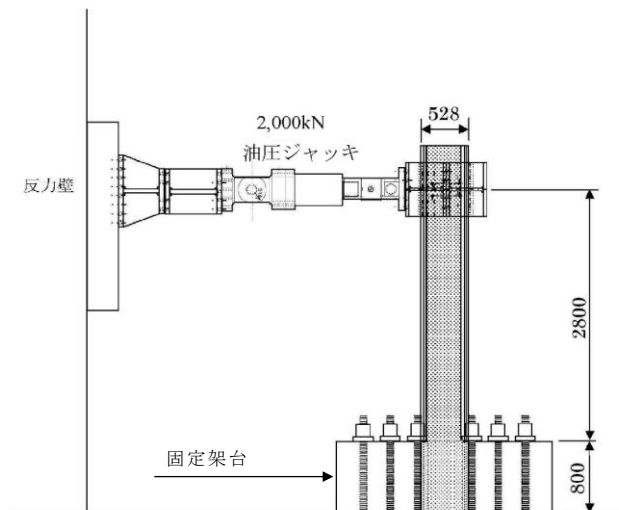


図 2-5 実験体及び載荷装置



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、 $1 \delta_y$ 、 $2 \delta_y$ 、 $3 \delta_y$ 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。

$\delta_y$  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。

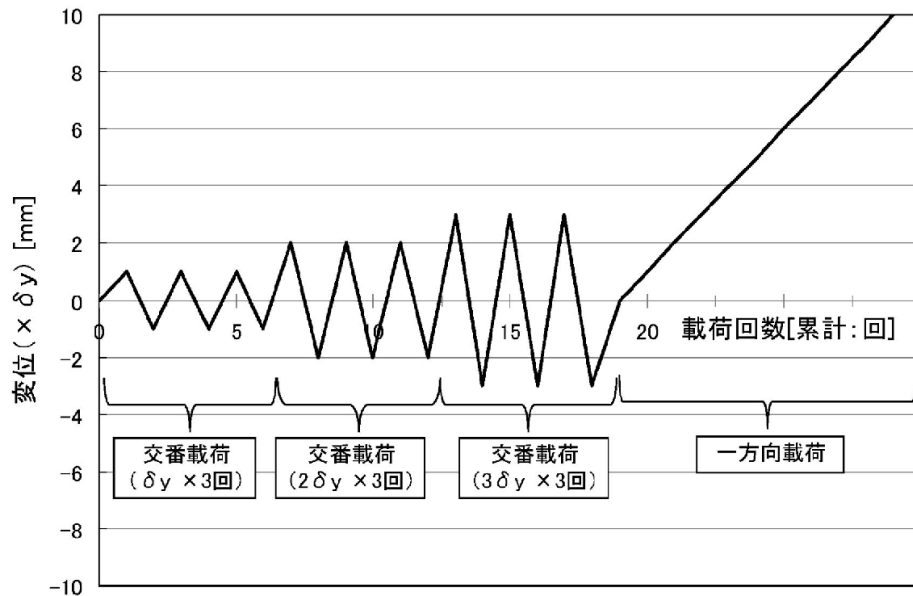


図 2-7 正負交番載荷の方法

表 2-4 正負交番載荷の振幅

	$1 \delta_y$	$2 \delta_y$	$3 \delta_y$
正負交番載荷の振幅	15mm	30mm	45mm

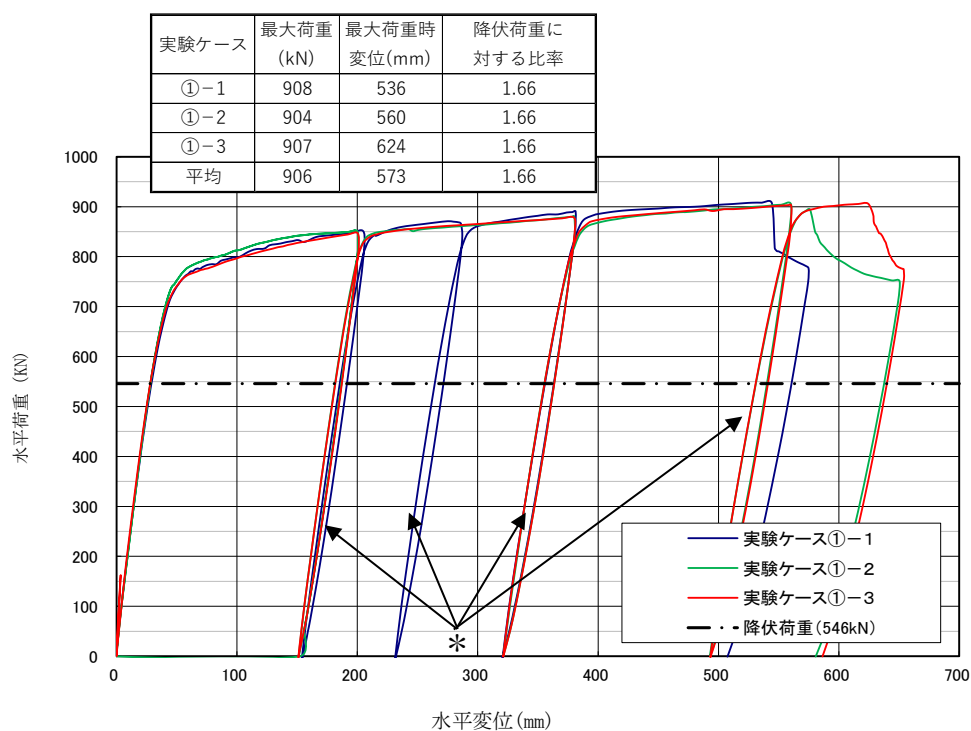
2.2.4 計測方法

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）

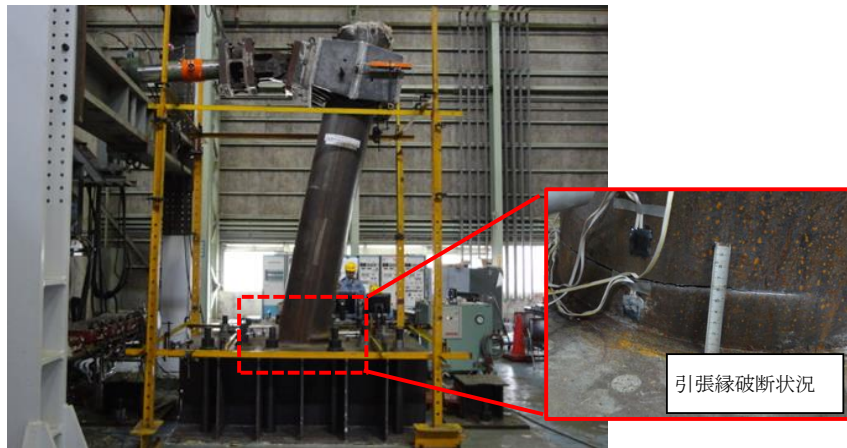


図 2-9 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-1）



図 2-10 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-2）

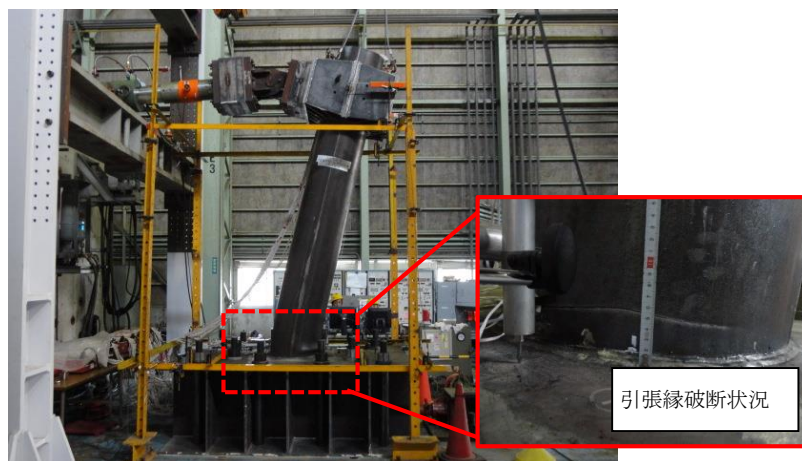
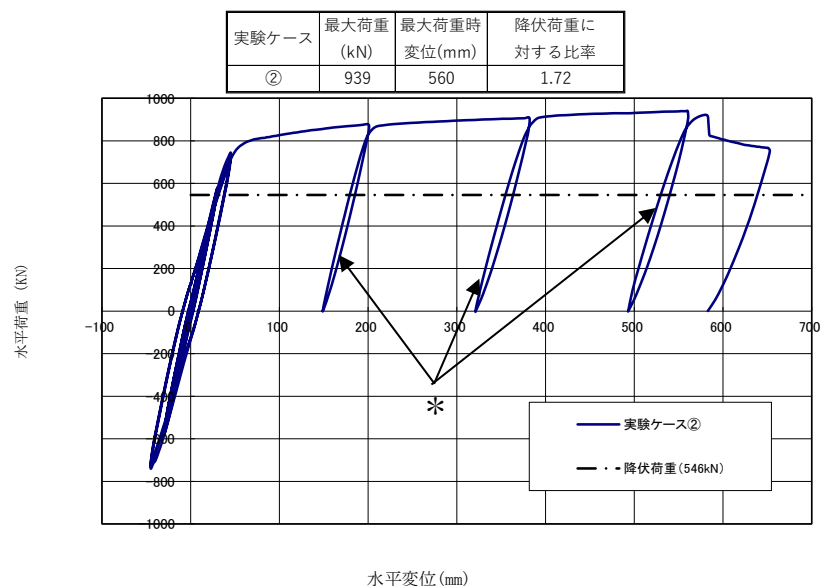


図 2-11 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-3）

### 2.3.2 実験ケース②（正負交番载荷）

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。



注記\*：実験装置の制約上、水平変位 200mm までしか载荷できないため、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）を設置後に载荷を継続した。

図 2-12 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース②）



図 2-13 水平载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。

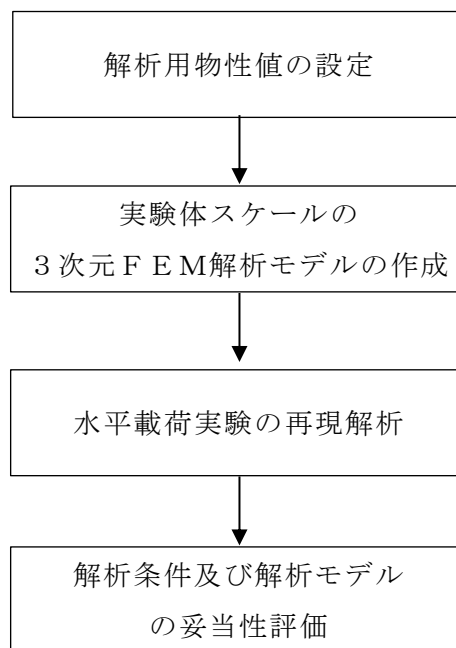


図3-1 水平載荷実験に対する再現解析の評価フロー



### 3.3 解析用物性値の設定

#### 3.3.1 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）

表 3-1 に中詰コンクリート及びモルタル（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）」により設定する。ただし，中詰コンクリートの弾性係数は設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  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 中詰コンクリート及びモルタル（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	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	$29 \text{N/mm}^2$	0.2
モルタル（充填材）	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	$53 \text{N/mm}^2$	0.2

### 3.3.2 鋼材

表 3-2 に鋼材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、鋼材の応力-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、鋼材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材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 鋼材の解析用物性値

	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	剛性 低下率
ケース①	4 重管 φ 528	6.0	2.08×10 <sup>5</sup>	0.3	360	0.004
	φ 480					
ケース②	φ 432					
	φ 384					

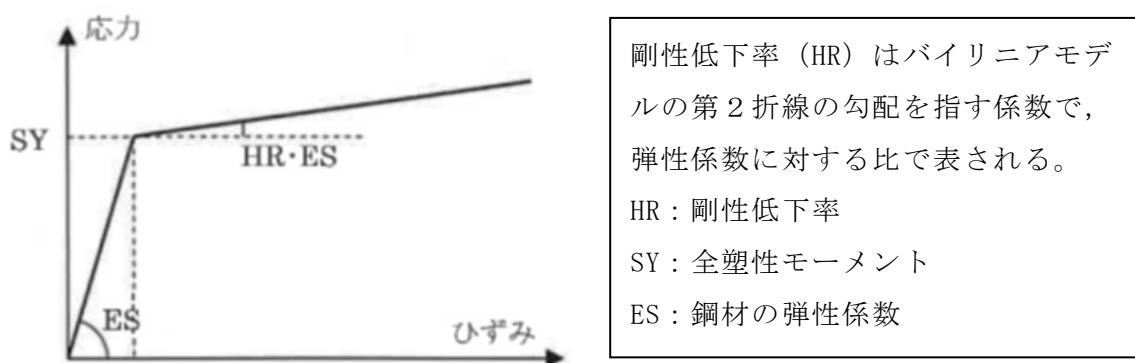


図 3-2 解析で適用するバイリニアモデル

### 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 <sup>2</sup>

### 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

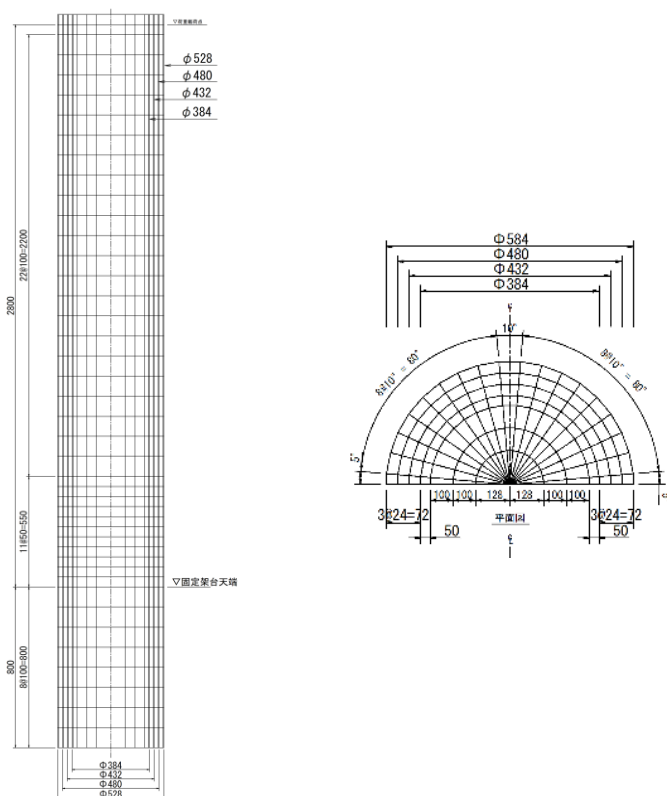
水平載荷実験では、実験体下端は実験架台により拘束しているため、モデル底面及び実験架台天端までの側面は完全拘束とする。

#### (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。

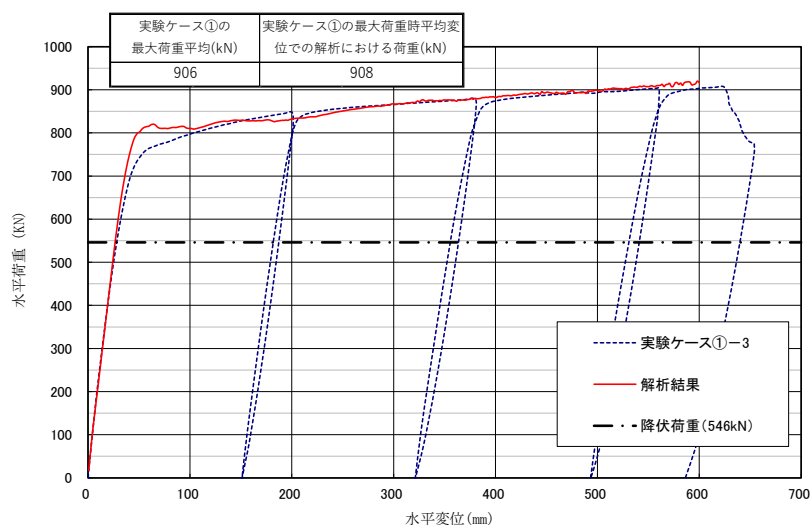


図3-4 実験ケース①と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

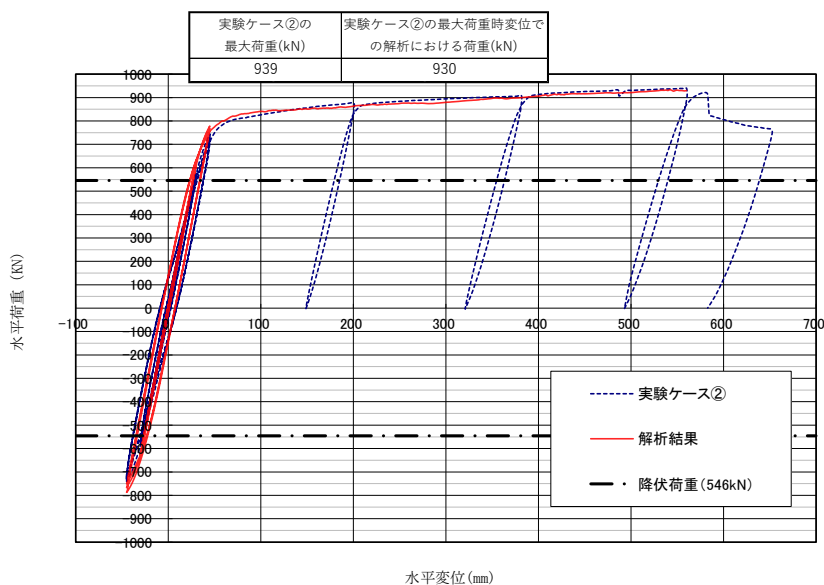


図3-5 実験ケース②と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

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。

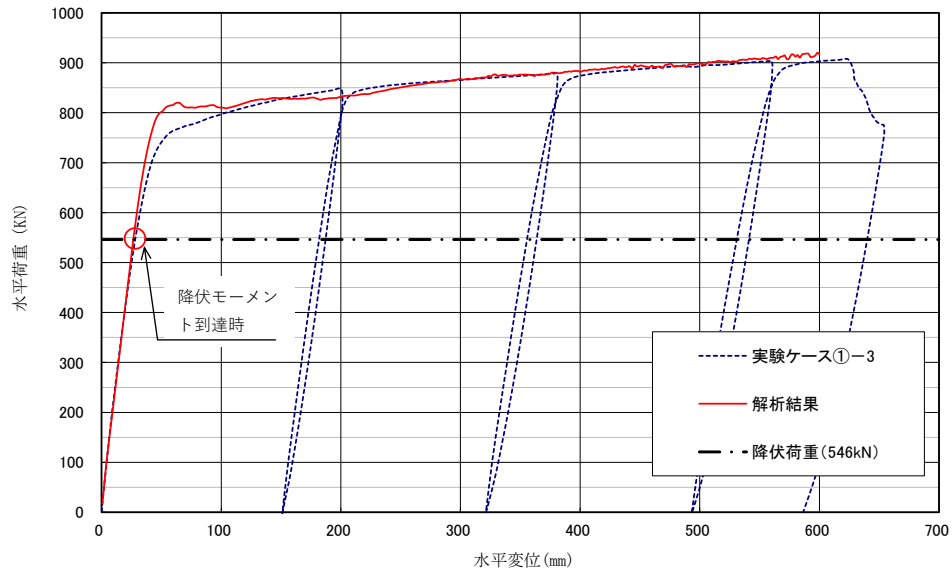


図 3-6 鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

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

降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態について、岩盤を模擬した固定架台上面付近において引張応力が、鋼管杭引張側の広い範囲に発生している（図 3-7）。降伏応力  $360\text{N/mm}^2$  を超えたのは、図 3-8 に示すとおり、多重管のうち最外管のみであり、最外管の降伏範囲は全体の一部であること、及び内側から 1 番目、2 番目、3 番目の杭には降伏は生じていないことを確認した。

降伏モーメント到達時の中詰コンクリートの応力状態について、発生している圧縮応力はコンクリートの一軸圧縮強度  $29\text{N/mm}^2$  を超えていない（図 3-9）。また、モルタルの応力状態について、発生している圧縮応力はモルタルの一軸圧縮強度  $53\text{N/mm}^2$  を超えていないことを確認した。

上記より、降伏モーメント到達時において、鋼管杭はおおむね弾性状態にとどまることを確認できる。

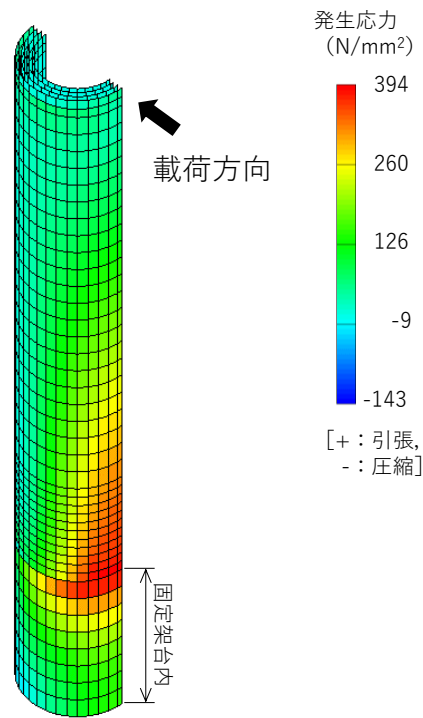


図 3-7 鋼管杭の応力状態  
(実験ケース①再現解析, 降伏モーメント到達時, 最大主応力)

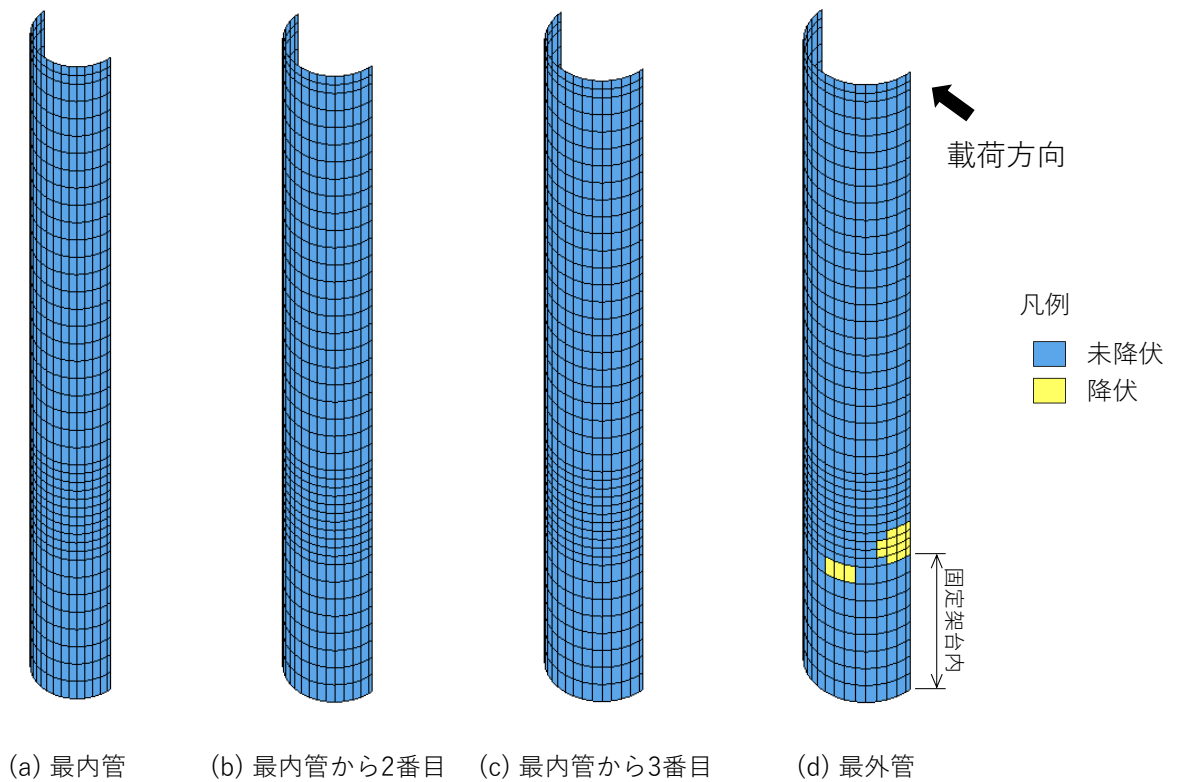


図 3-8 鋼管杭の降伏範囲図  
(実験ケース①再現解析, 降伏モーメント到達時)

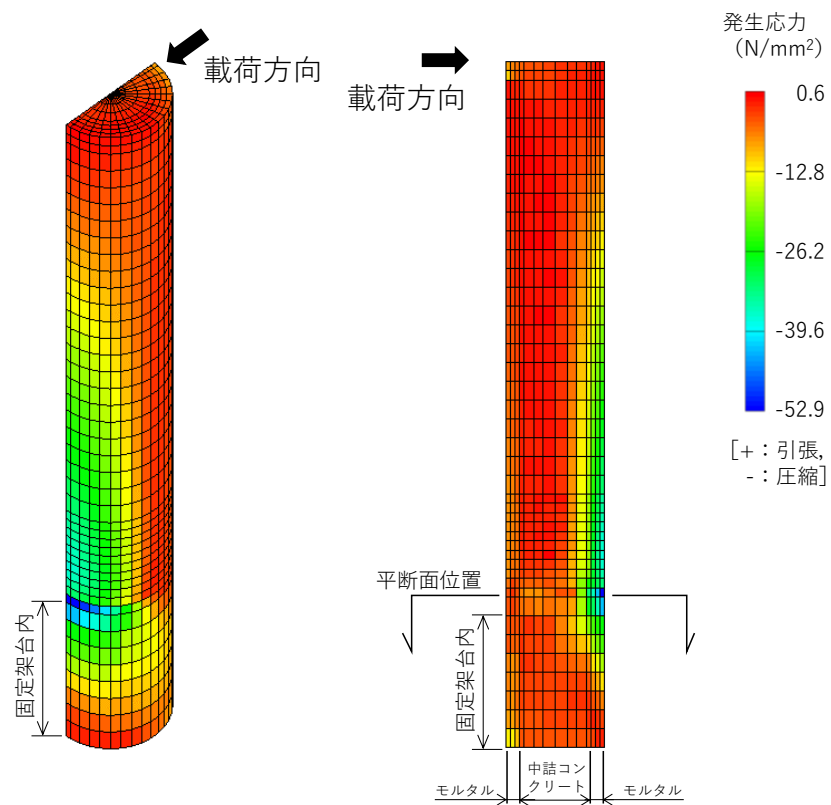


図 3-9(1) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（鳥観図及び断面図）  
（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

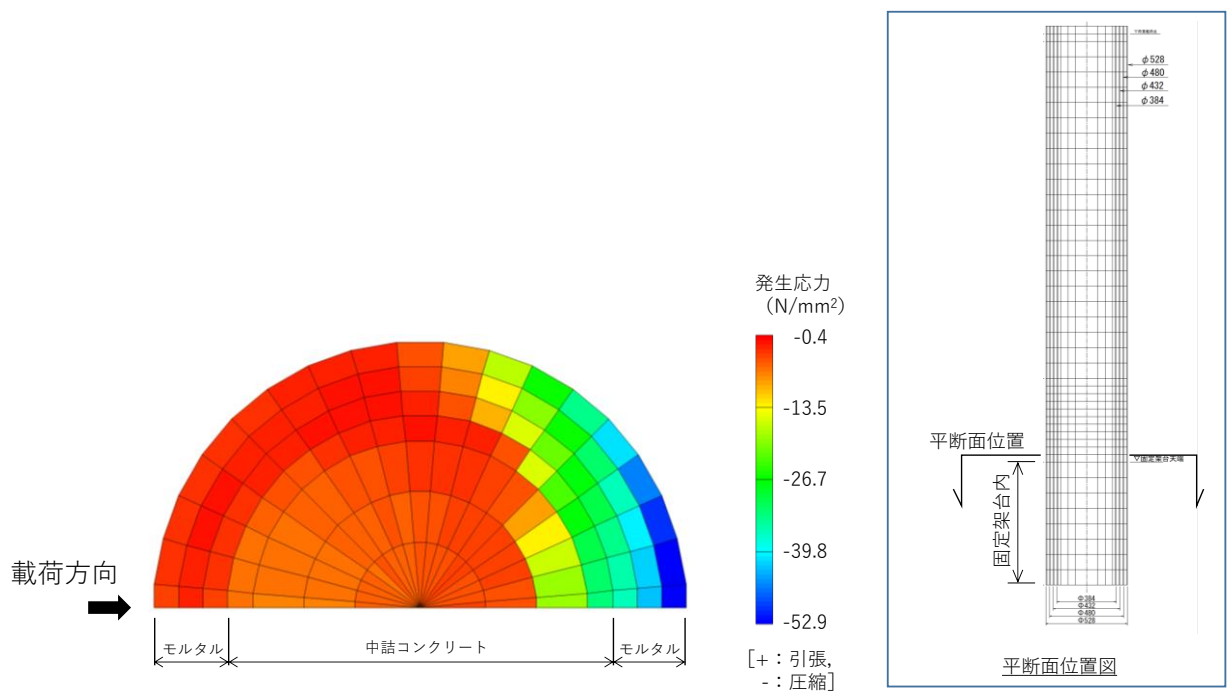


図 3-9(2) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（平断面図）  
（実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）



### 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

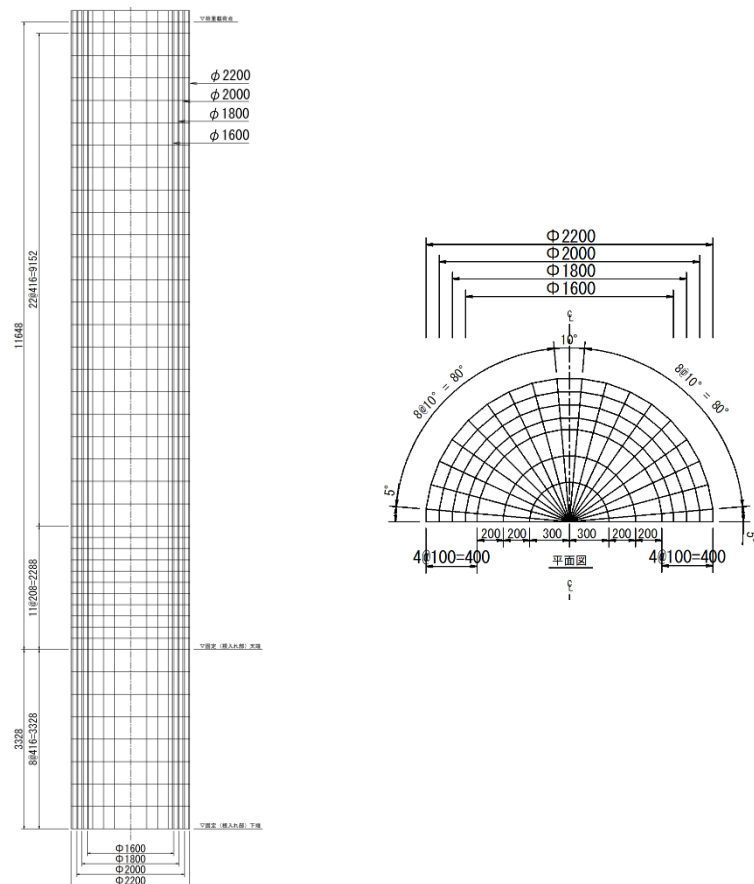
「2.3 3次元 FEM解析による実験の再現解析」の検討結果より、実験の再現解析で使用した条件を用いて、実構造物スケールの多重鋼管杭の設計に用いる許容限界の妥当性を確認する。

##### 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モーメント

実構造物スケールの降伏モーメントの算出方法を表 4-1 に示す。

表 4-1 実構造物スケールの降伏荷重の算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	肉厚 (mm)	断面係数 (cm <sup>3</sup> )	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ 2200	400	25	91842	36737	110583	11648	9494
φ 2000			75643	30257			
φ 1800			61015	24406			
φ 1600			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。

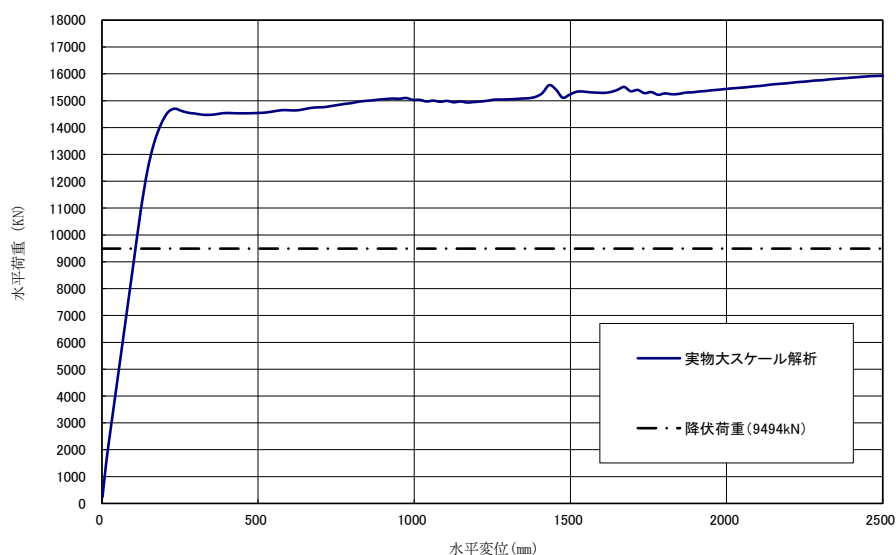


図 4-2 3次元 FEM解析の荷重－変位関係の比較

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、降伏モーメント到達時点及び実構造物の全塑性モーメント到達時点における鋼管杭，中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を確認する。

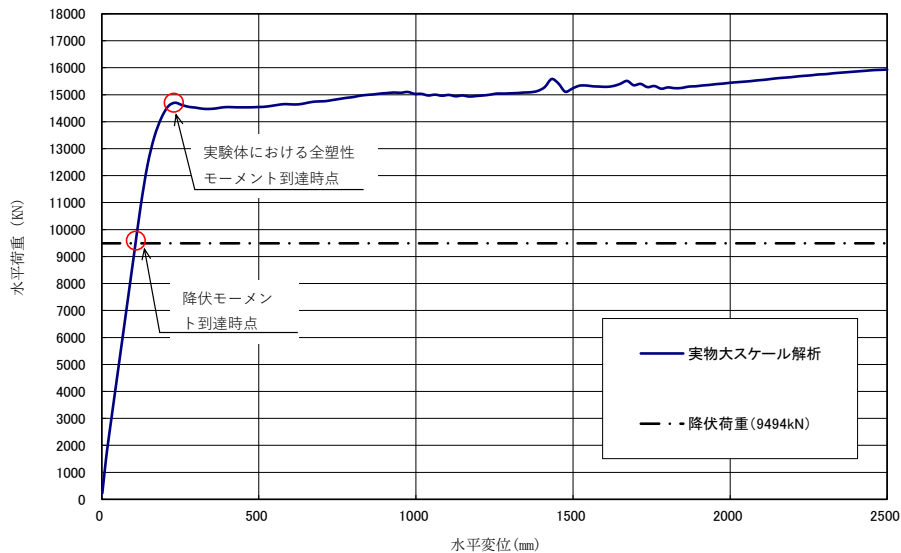


図 4-3 鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

降伏モーメント到達時点の鋼管杭の応力状態を図 4-4 に、鋼管杭の降伏範囲図を図 4-5 に、中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を図 4-6 に示す。

降伏モーメント到達時点の鋼管杭の応力状態について、岩盤を模擬した固定架台上面付近において鋼管杭の引張応力が引張側の広い範囲に発生している(図 4-4)。降伏応力  $360\text{N/mm}^2$  を超えたのは、図 4-5 に示すとおり、多重管のうち内側から 3 番目、4 番目の杭のみであり、最外管の降伏範囲は全体の一部であること、及び内側から 1 番目、2 番目の杭には降伏は生じていないことを確認した。

降伏モーメント到達時点の中詰コンクリートの応力状態について、図 4-6 に示すとおり発生している圧縮応力はコンクリートの一軸圧縮強度  $29\text{N/mm}^2$  を超えていない。また、モルタルの応力状態について、発生している圧縮応力はモルタルの一軸圧縮強度  $53\text{N/mm}^2$  を超えていないことを確認した。

上記より、多重鋼管の水平載荷試験を模擬した実構造物スケール解析によって、降伏モーメント発生時において、鋼管杭はおおむね弾性状態にとどまることが確認できたため、多重鋼管杭の許容限界として「道路橋示方書」を基に算定する降伏モーメントを許容限界とすることができると判断した。

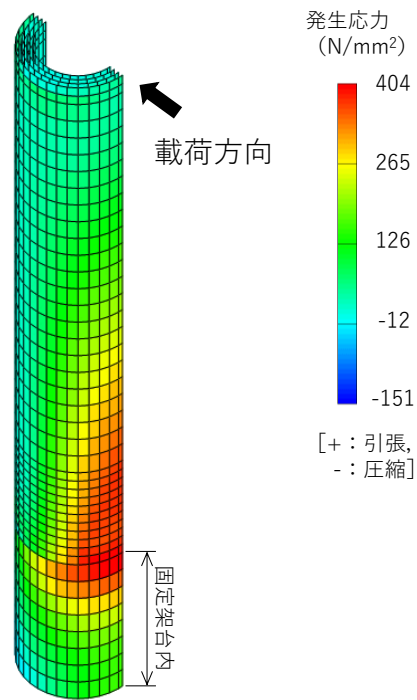


図 4-4 鋼管杭の応力状態  
(実構造物スケール解析，降伏モーメント到達時，最大主応力)

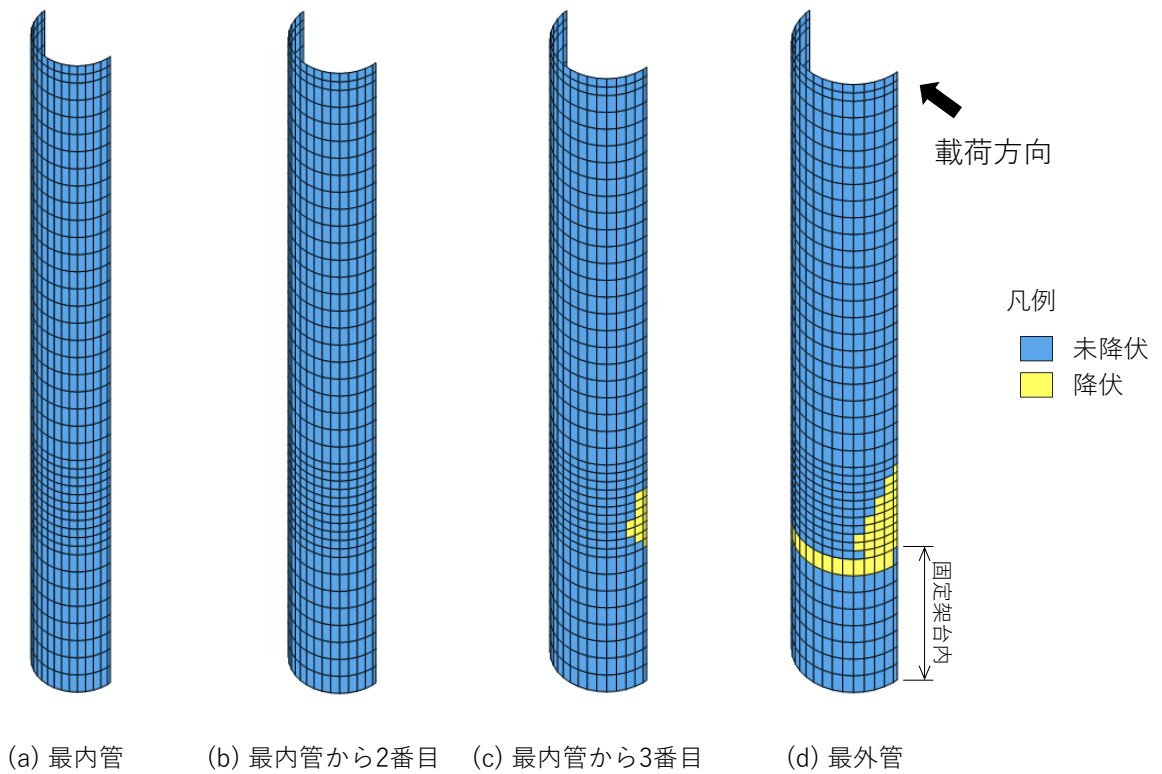


図 4-5 鋼管杭の降伏範囲図  
(実構造物スケール解析，降伏モーメント到達時)

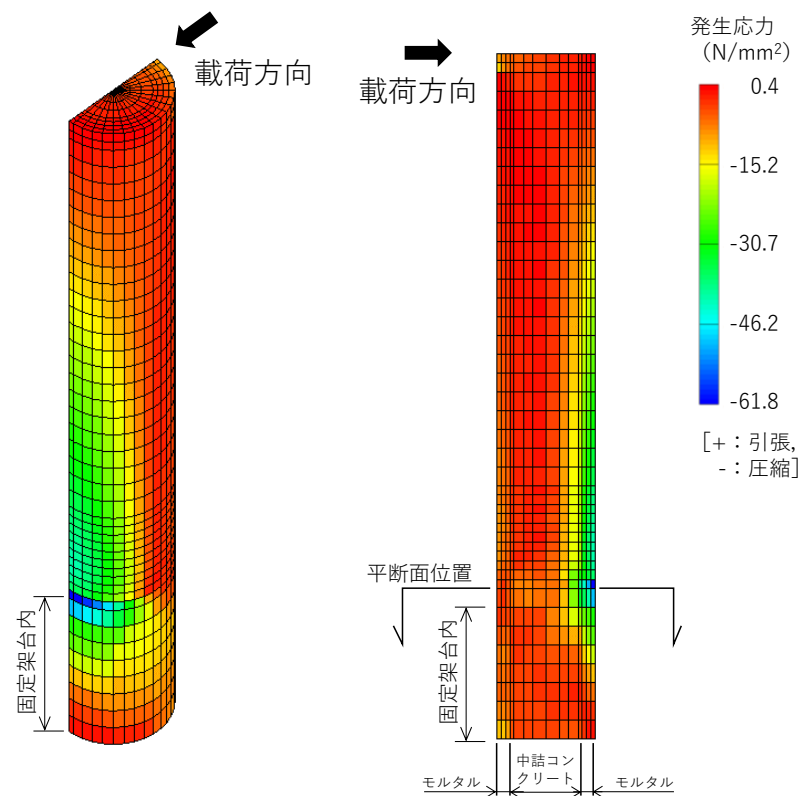


図 4-6(1) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（鳥観図及び断面図）  
 （実構造物スケール解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

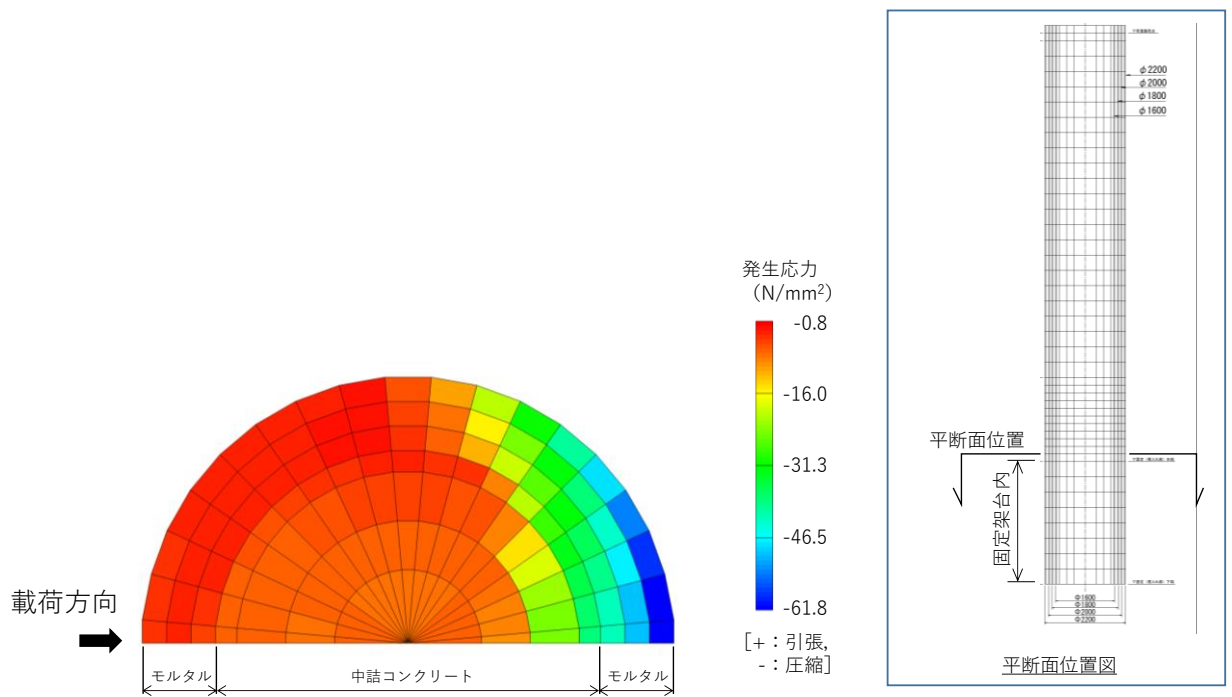


図 4-6(2) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（平断面図）  
 （実構造物スケール解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

また、多重鋼管杭の許容限界として設定する降伏モーメントを超える、実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時の鋼管杭の応力状態を図 4-7 に、鋼管杭の降伏範囲図を図 4-8 に示す。

実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時点の鋼管杭には、岩盤を模擬した固定架台上面付近において、図 4-7 に示すとおり広範囲に引張応力が発生しており、降伏モーメント到達時点の鋼管杭より発生引張応力は大きい。また、図 4-8 に示すとおり、すべての鋼管杭において降伏していることを確認した。

上記より、多重鋼管杭の許容限界として設定する降伏モーメントを超える、実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時においては、すべての鋼管杭において降伏しており、多重鋼管杭の全断面において塑性化しているため、多重鋼管杭の許容限界として「道路橋示方書」を基に算定する降伏モーメントを許容限界とすることは妥当と判断した。

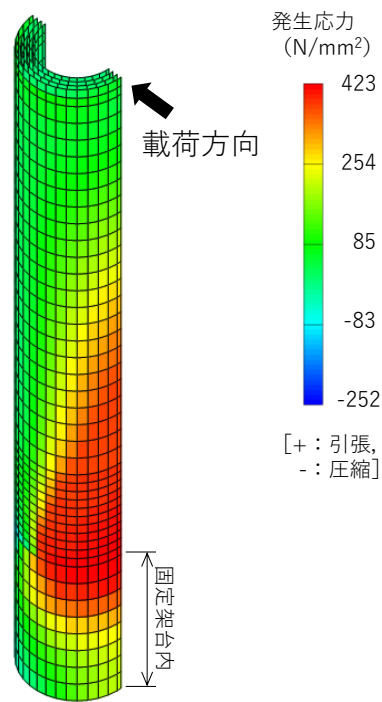


図 4-7 鋼管杭の応力状態  
(実構造物スケール解析，全塑性モーメント到達時，最大主応力)

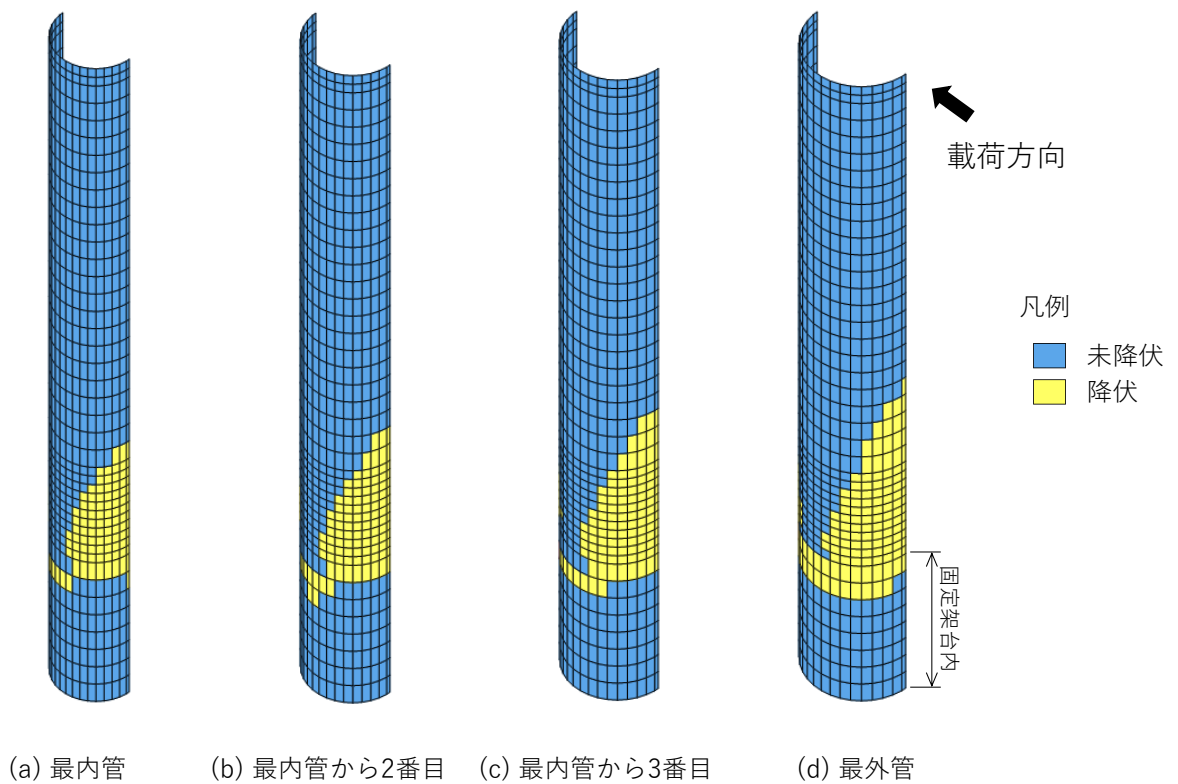


図 4-8 鋼管杭の降伏範囲図  
(実構造物スケール解析，全塑性モーメント到達時)



## 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。
- ・降伏モーメント作用時の多重鋼管杭の応力状態について、鋼管杭の大部分は弾性状態にある。

以上より、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計において、地震後及び津波後の再使用性を確保するために鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまることを確認できるため、「道路橋示方書」を基に算定した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、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。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ていないため、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。

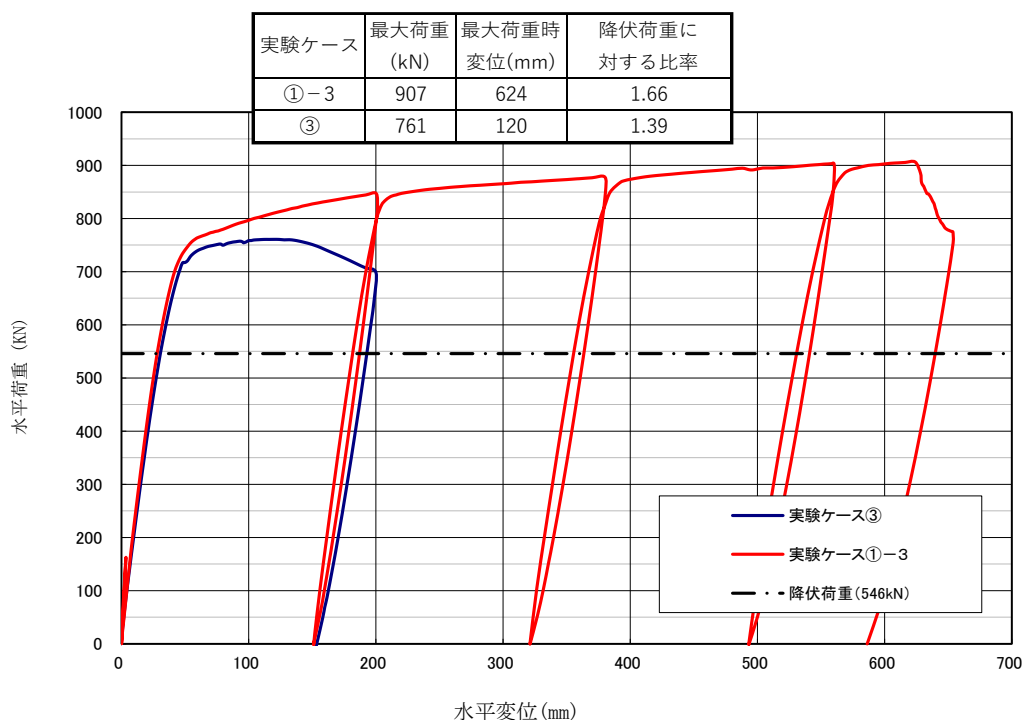


図 1 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①及び実験ケース③）

(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  $29\text{N/mm}^2$ 、モルタル（充填材）は  $53\text{N/mm}^2$  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

実験 ケース	鋼管 構造	荷重方法	圧縮強度（材令 28 日） （ $\text{N/mm}^2$ ）			
			中詰コンクリート		モルタル（充填材）	
①-1	4重管 $\phi 528$ $\phi 480$ $\phi 432$ $\phi 384$	水平一方向荷重	30.4	29.2	52.1	53.3
①-2			29.5		55.6	
①-3			27.8		52.2	
②		正負交番荷重後 水平一方向荷重	34.0		53.6	

(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。

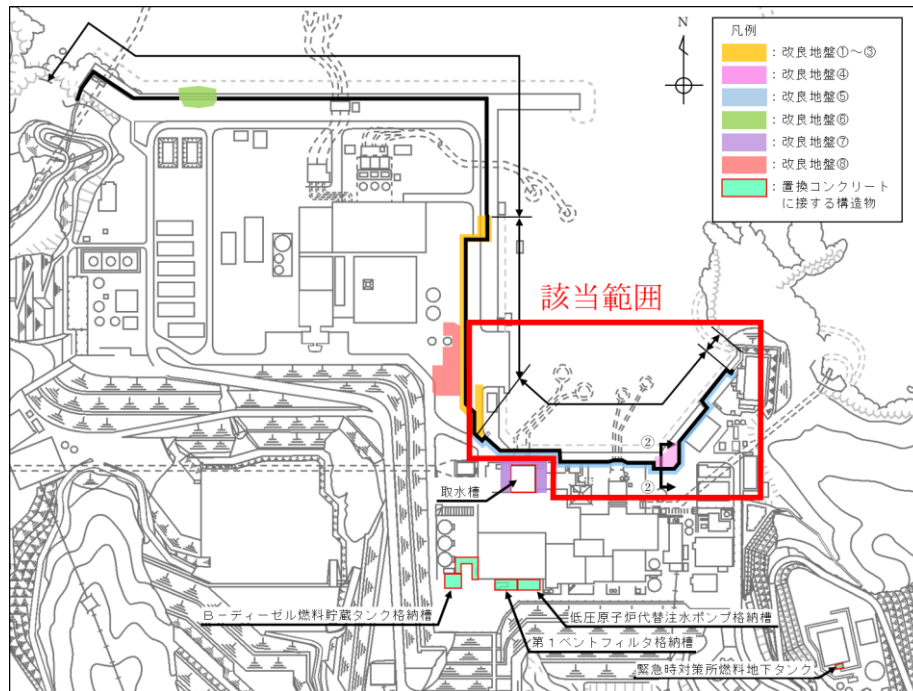


図2-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の平面配置図

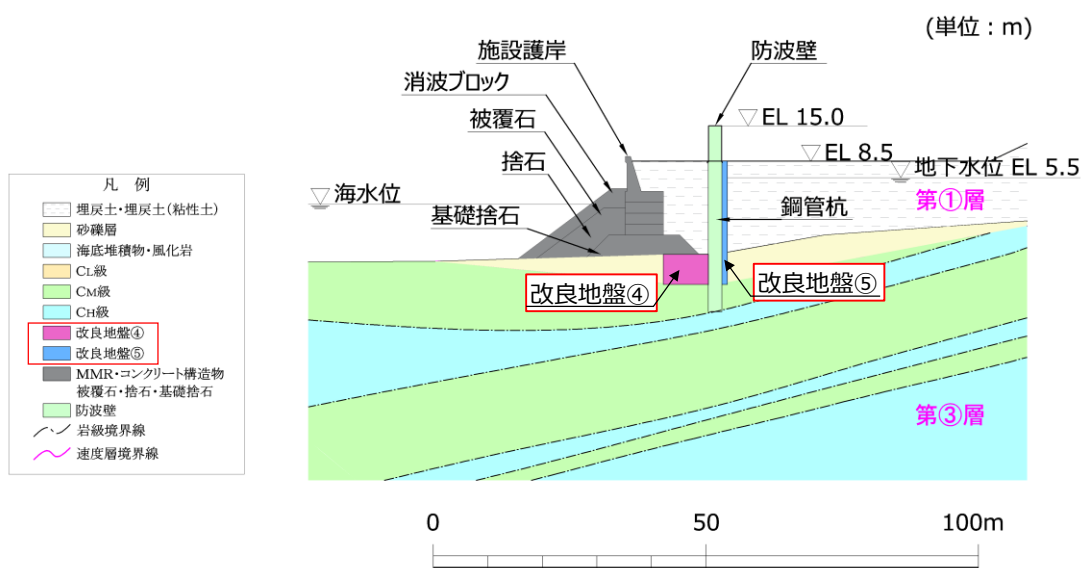


図2-2 改良地盤④及び改良地盤⑤の配置図  
(防波壁(多重鋼管杭式擁壁), ②-②断面)

## 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 $\sigma_t$

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。

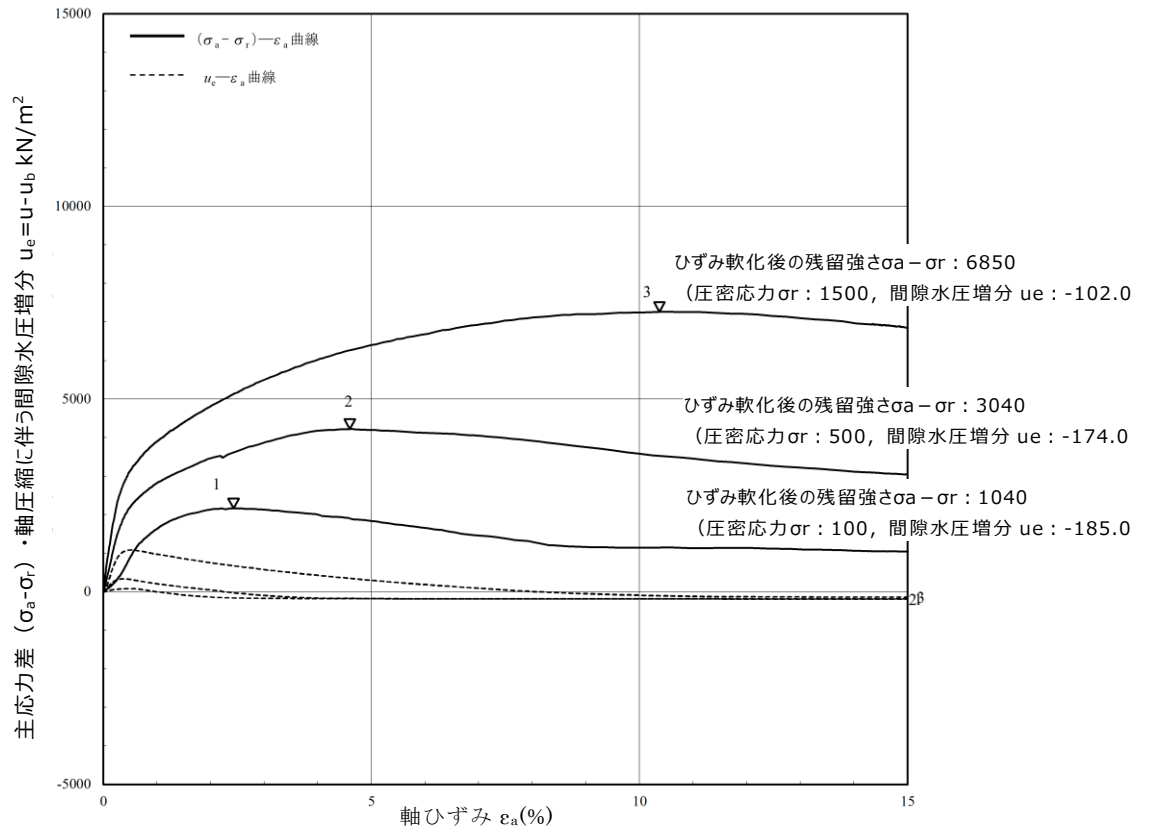
表 2.1.3-1 改良地盤④及び改良地盤⑤の室内試験における試料数量

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

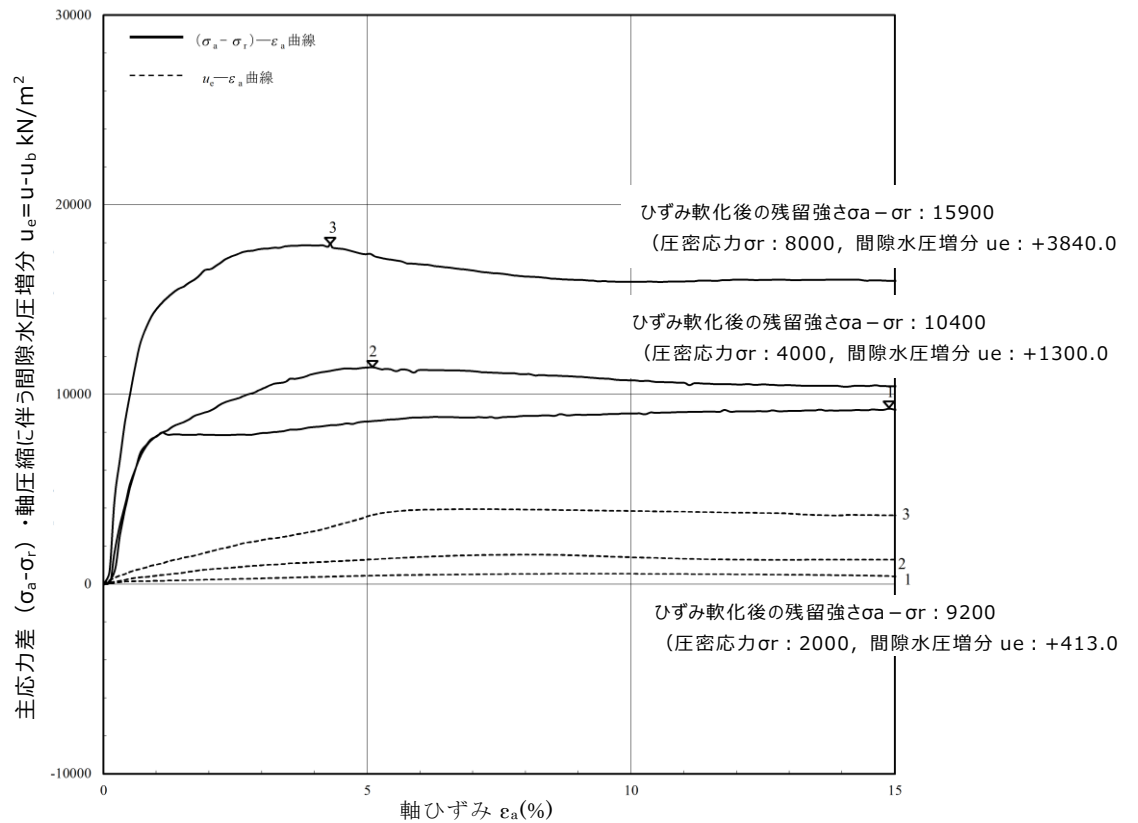
表 2.1.3-2 改良地盤④及び改良地盤⑤における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ $\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	平均値 [kN/m <sup>2</sup> ]
改良地盤④	117	109
	142	
	67	
改良地盤⑤	849	1164
	932	
	1710	



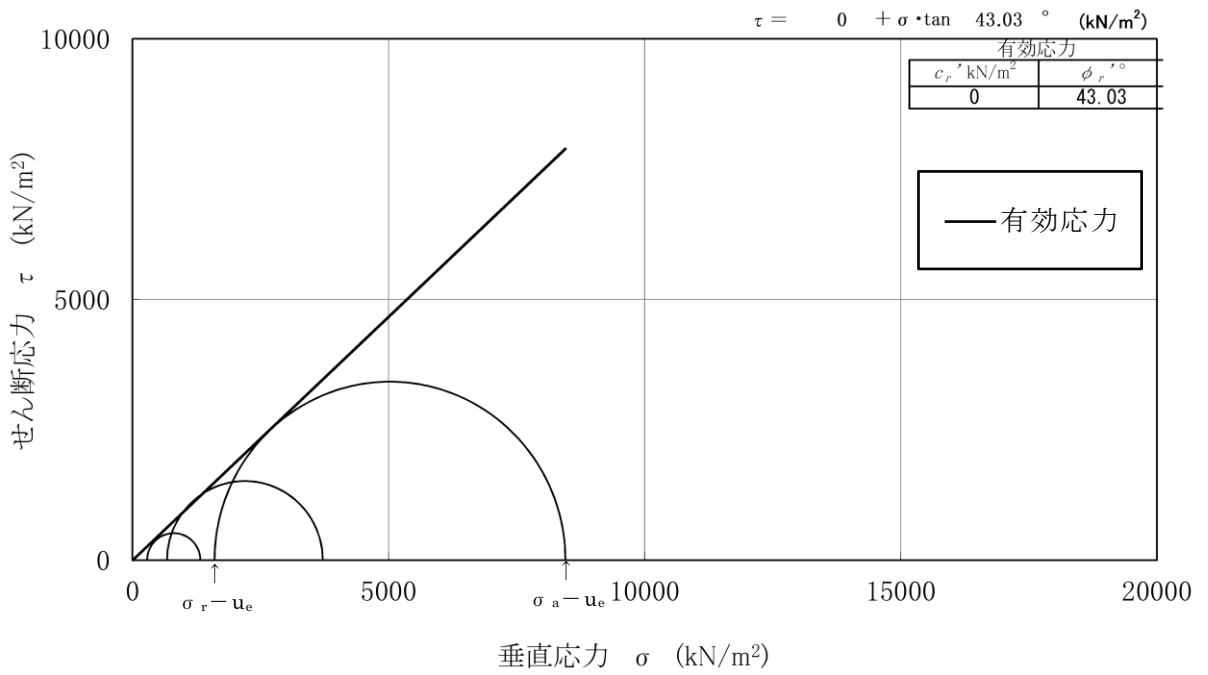


(1) 改良地盤④の軸差応力－軸ひずみ関係

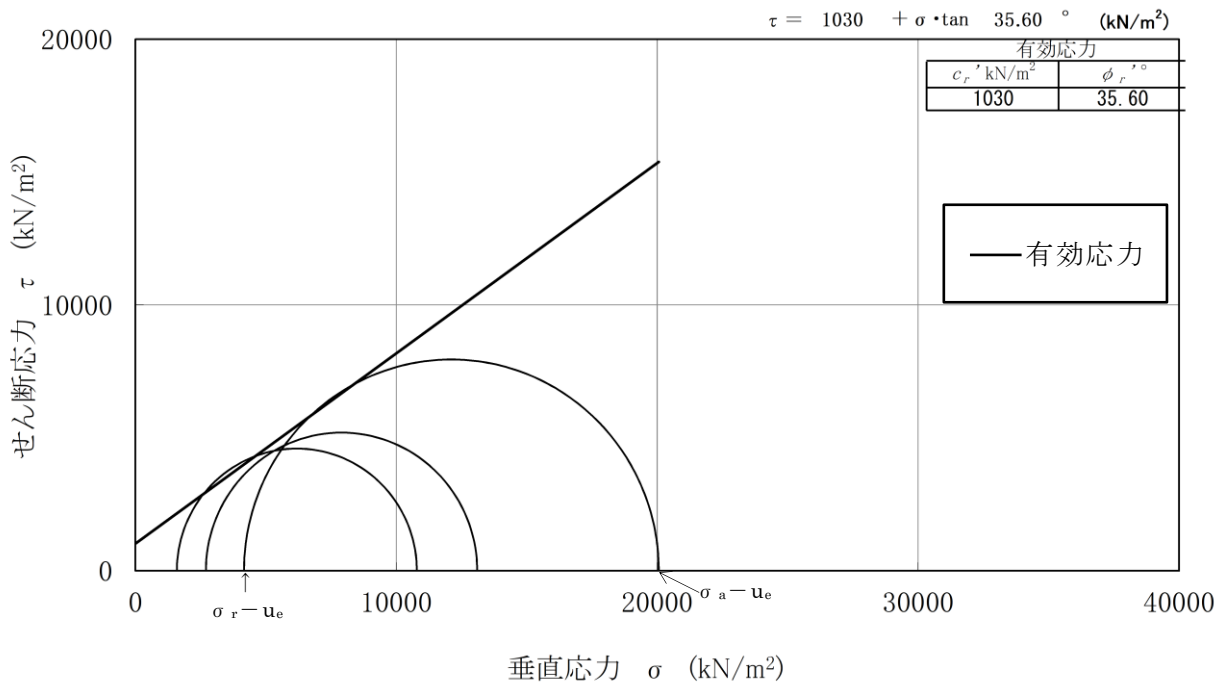


(2) 改良地盤⑤の軸差応力－軸ひずみ関係

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 ( $\text{kN/m}^2$ ) とする。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 $c'$ [ $\text{kN/m}^2$ ]	内部摩擦角 $\phi'$ [ $^\circ$ ]
改良地盤④	0	43.03
改良地盤⑤	0	35.60

b. 引張強度  $\sigma_t$

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 $\sigma_t$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
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 <sup>2</sup> ]	0	0
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	43.03	35.60
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>2</sup> ]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 $\phi'$ [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	$\sigma_t$ [kN/m <sup>2</sup> ]	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定