

2. 津波防護対象設備

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	11
2.4 適用規格・基準等	17
3. 強度評価	19
3.1 記号の定義	19
3.2 評価対象断面及び部位	20
3.2.1 評価対象断面	20
3.2.2 評価対象部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	27
3.3.1 荷重	27
3.3.2 荷重の組合せ	31
3.4 許容限界	32
3.4.1 逆T擁壁	32
3.4.2 グランドアンカ	32
3.4.3 改良地盤	33
3.4.4 止水目地	33
3.4.5 基礎地盤	33
3.5 評価方法	34
3.5.1 解析方法	34
3.5.2 解析モデル及び諸元	37
3.5.3 評価方法	68
4. 評価条件	78
5. 強度評価結果	80
5.1 逆T擁壁	80
5.1.1 逆T擁壁の曲げ照査及びせん断照査	80
5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査	86

5.2	グラウンドアンカ	87
5.2.1	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査	87
5.2.2	逆T擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認	88
5.2.3	逆T擁壁の底版の傾斜	99
5.3	改良地盤	100
5.3.1	評価結果	100
5.3.2	局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について	101
5.3.3	内的安定評価のまとめ	103
5.4	止水目地	104
5.5	基礎地盤	105
5.6	施設護岸等の損傷による不確かさの検討	109
5.6.1	概要	109
5.6.2	評価方針	110
5.6.3	荷重	112
5.6.4	評価結果	113
6.	防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討	119
6.1	鋼管杭の影響検討	119
6.1.1	評価方針	120
6.1.2	評価結果	127
6.1.3	まとめ	131
6.2	⑤-⑤断面位置でのグラウンドアンカ仕様を反映した影響検討	132
6.2.1	概要	132
6.2.2	評価方針	134
6.2.3	評価結果	136

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（逆T擁壁）が地震後の繰返しの来襲を想定した津波、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。なお、漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（逆T擁壁）の位置図を図 2.1-1 に示す。

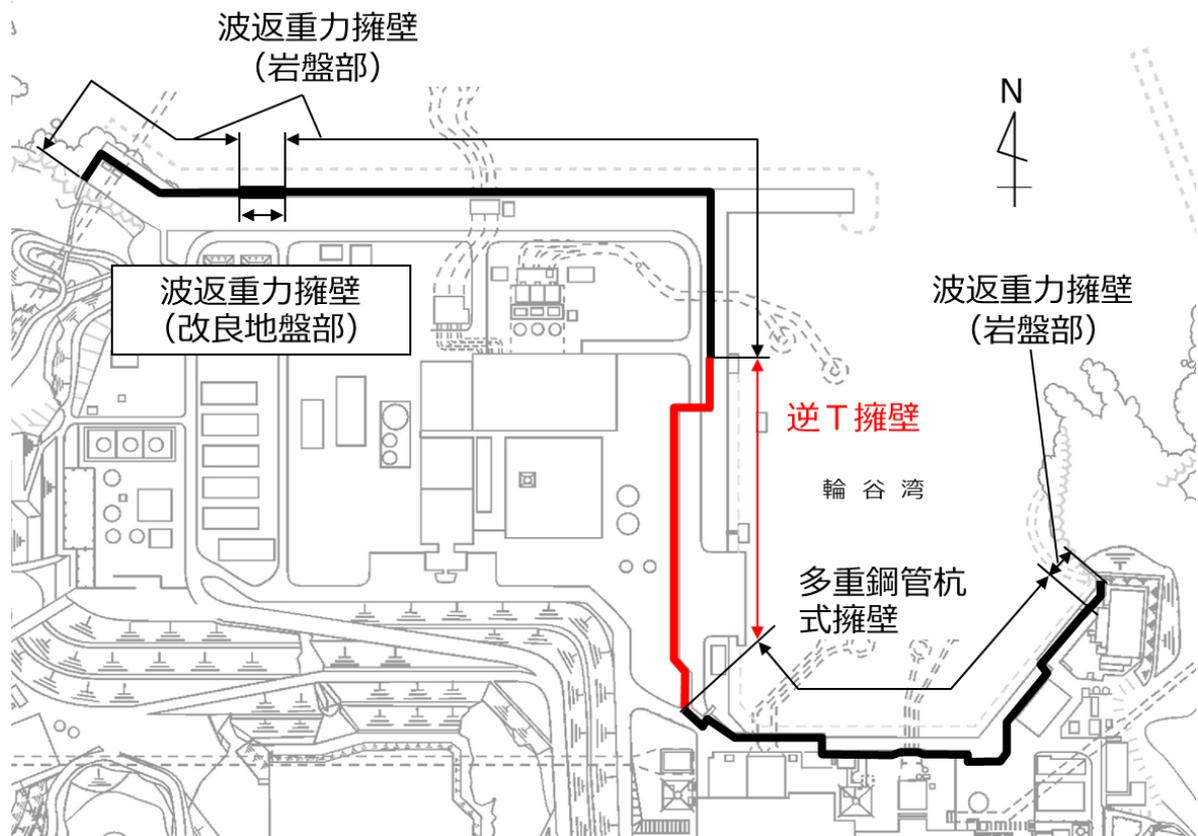


図 2.1-1 防波壁（逆T擁壁）の位置図

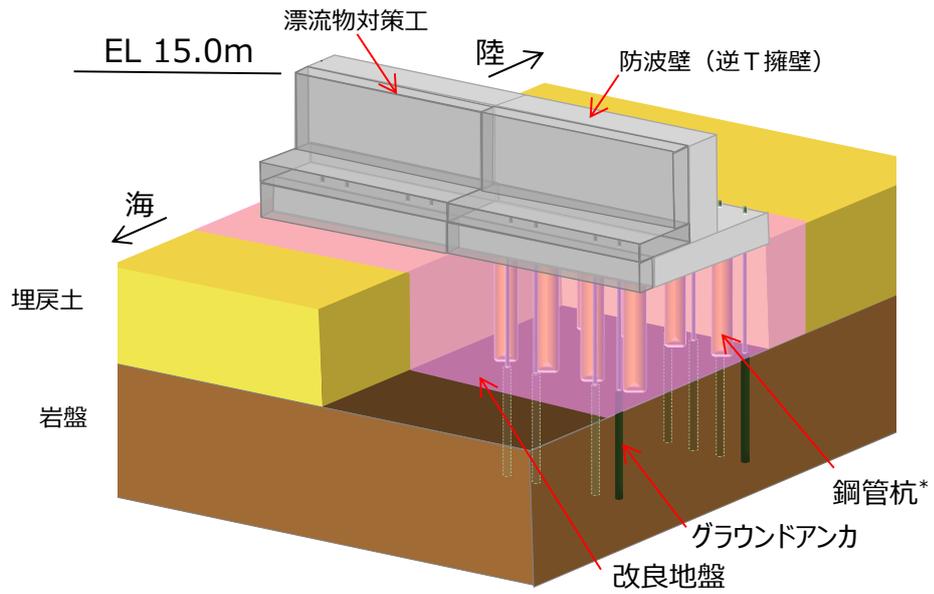
2.2 構造概要

防波壁（逆T擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、目地材写真を図 2.2-5 に、概略配筋図を図 2.2-6 に、グラウンドアンカの配置図及び諸元を図 2.2-7 及び図 2.2-8 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-9 に示す。

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

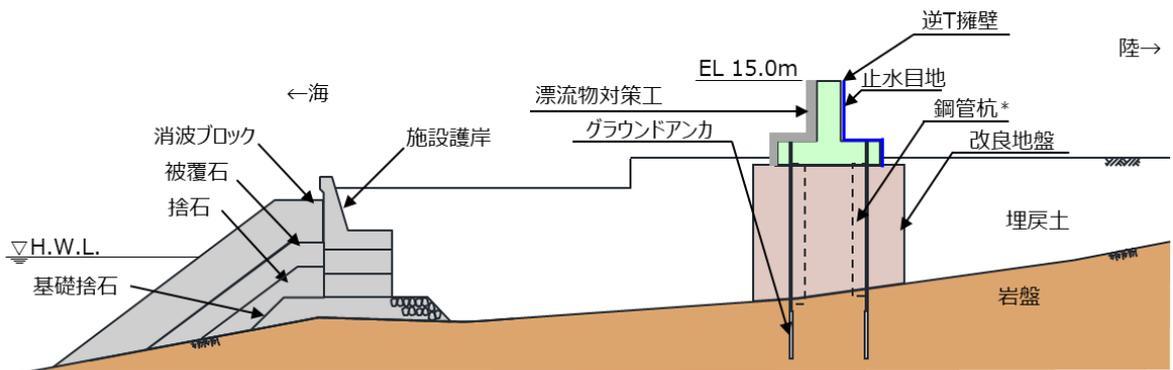
防波壁（逆T擁壁）は、改良地盤を介して岩盤に支持される鉄筋コンクリート造の逆T擁壁による直接基礎構造及びグラウンドアンカで構成し、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持させる構造とする。約 16m を 1 ブロックの標準とした壁体を連続して設置し、1 ブロックにおいて海側では 8 本、陸側では 4 本グラウンドアンカを設置している。逆T擁壁の海側には、鉄筋コンクリート版により構成された漂流物対策工（以下「漂流物対策工（鉄筋コンクリート版）」という。）を設置し、グラウンドアンカのアンカーヘッド上部には鋼材及びアンカーボルトにより構成された漂流物対策工（以下「漂流物対策工（鋼材）」という。）を設置する。また、逆T擁壁の陸側の境界部には、試験等により止水性を確認した止水目地を設置する。

なお、構造概要図には鋼管杭を示しているが、その効果を期待せずに強度評価を行う。



注記* 防波壁（逆T擁壁）は鋼管杭の効果을期待せず耐震評価を行う。

図 2.2-1 防波壁（逆T擁壁）の構造概要図（鳥瞰図）



注記* : 防波壁（逆T擁壁）は，鋼管杭の効果을期待せず耐震評価を行う。

図 2.2-2 防波壁（逆T擁壁）の構造概要図（断面図）

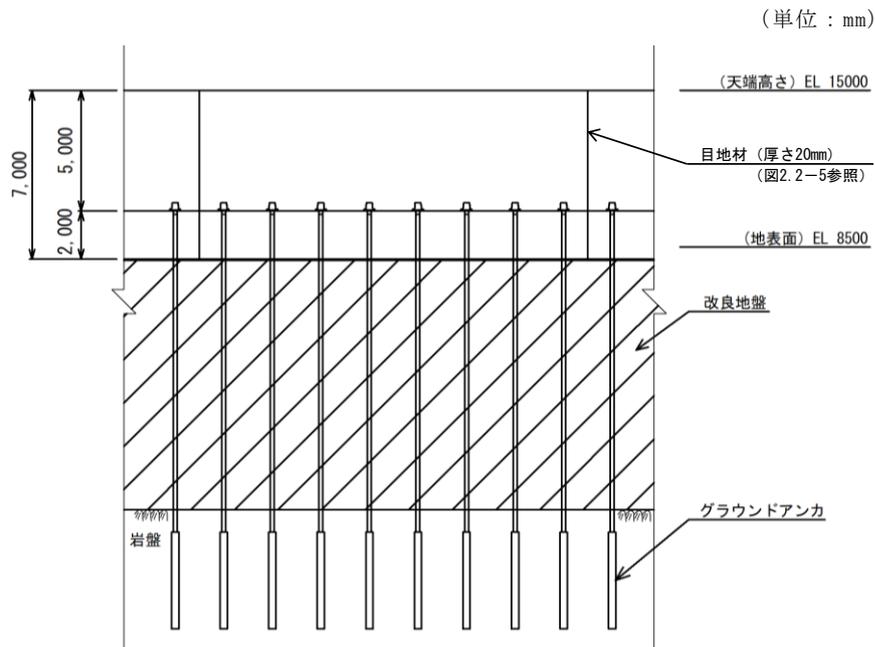


図 2.2-3 防波壁（逆T擁壁）の構造図（正面図）

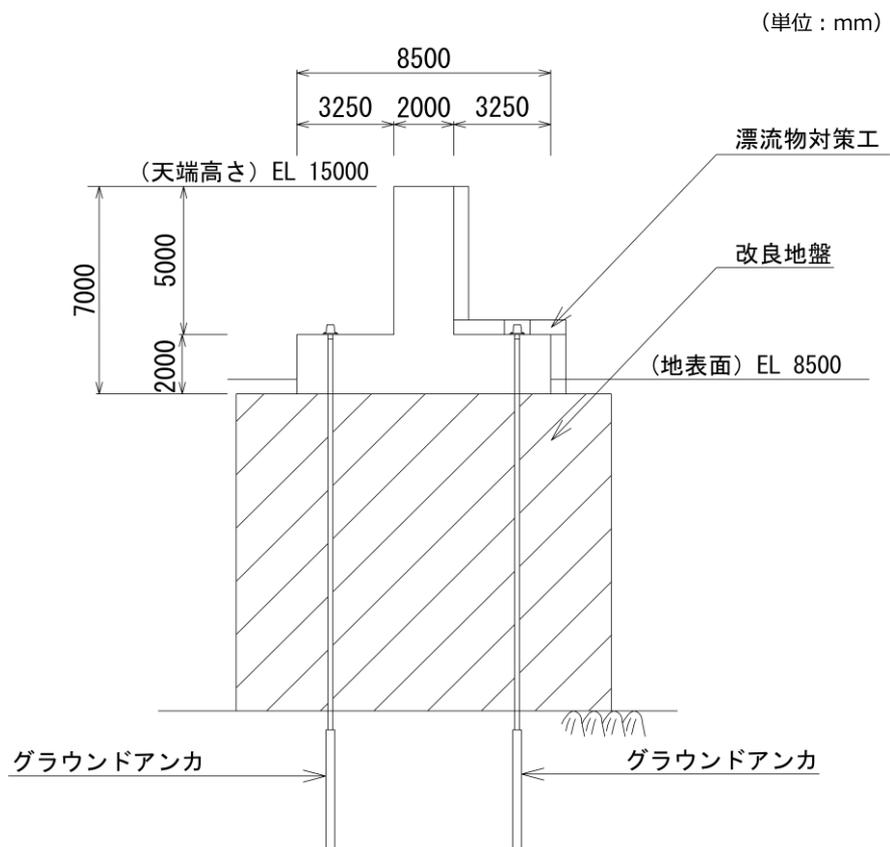


図 2.2-4 防波壁（逆T擁壁）の構造図（断面図）

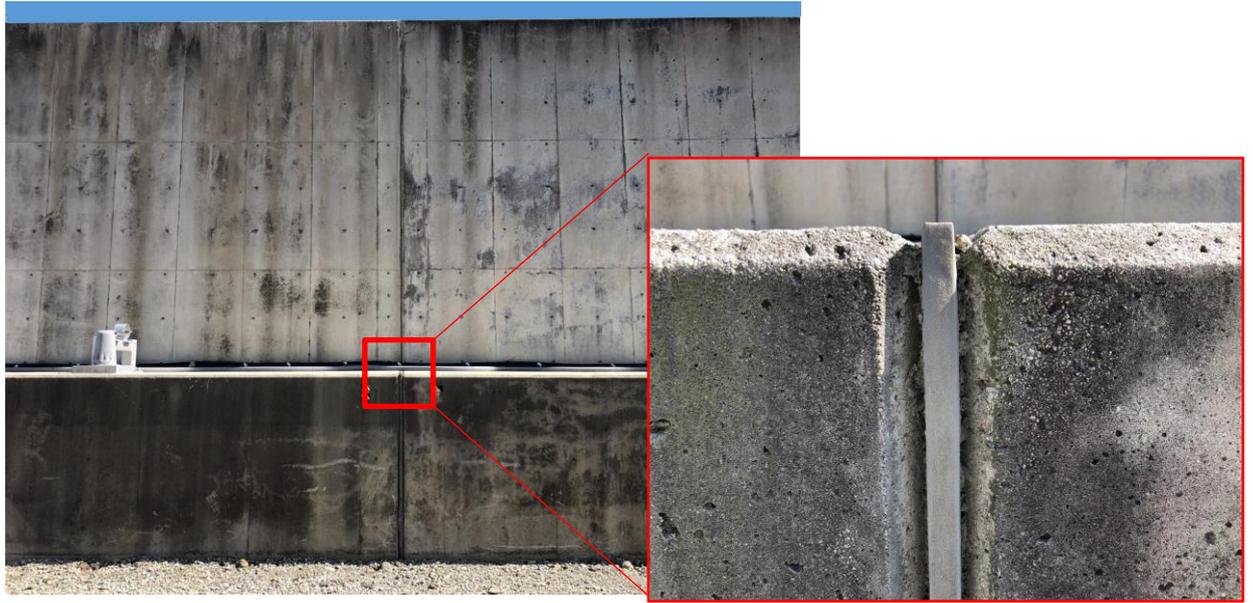


図 2.2-5 目地材写真（樹脂発泡体目地板，厚さ 20mm）

(単位：mm)

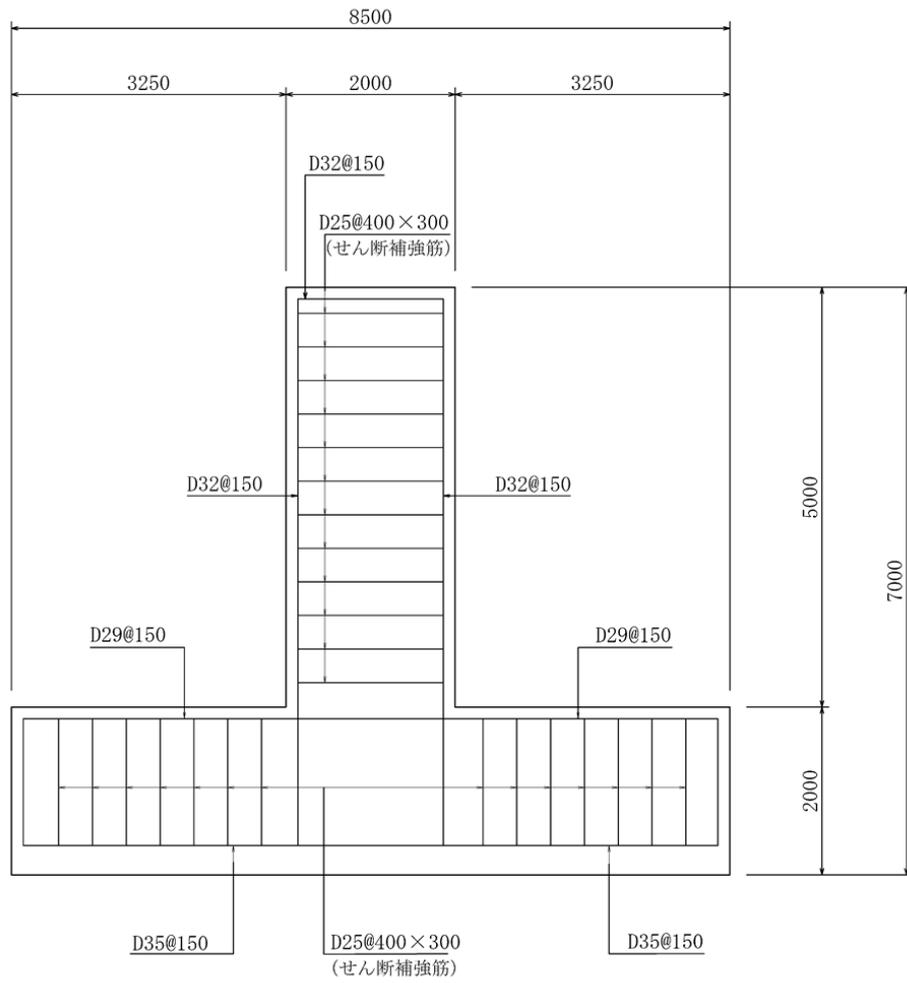


図 2.2-6 防波壁（逆T擁壁）の概略配筋図

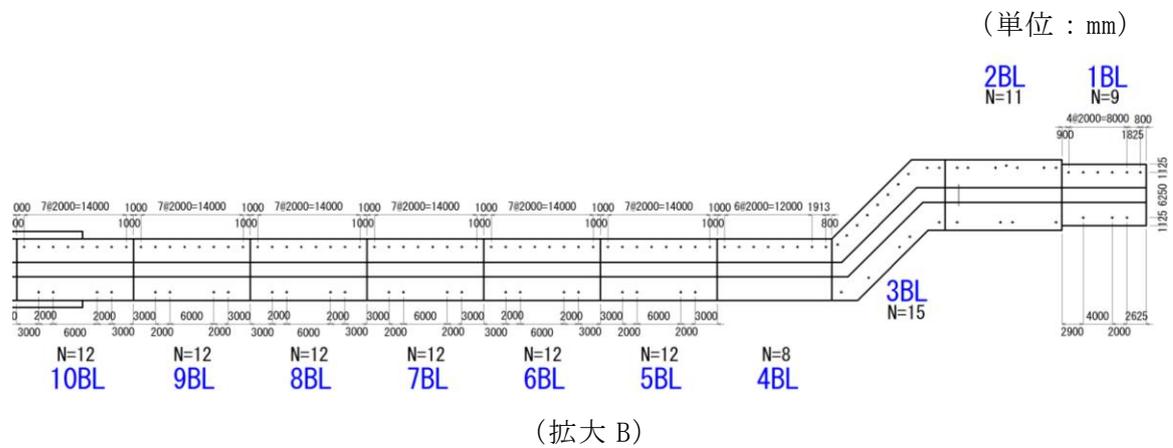
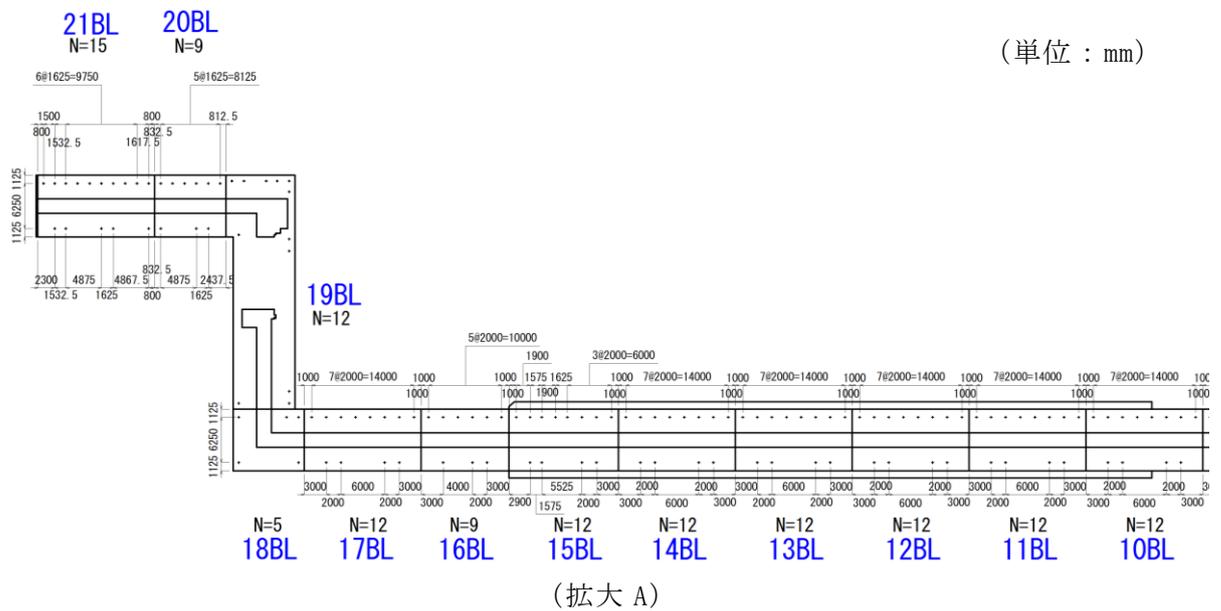
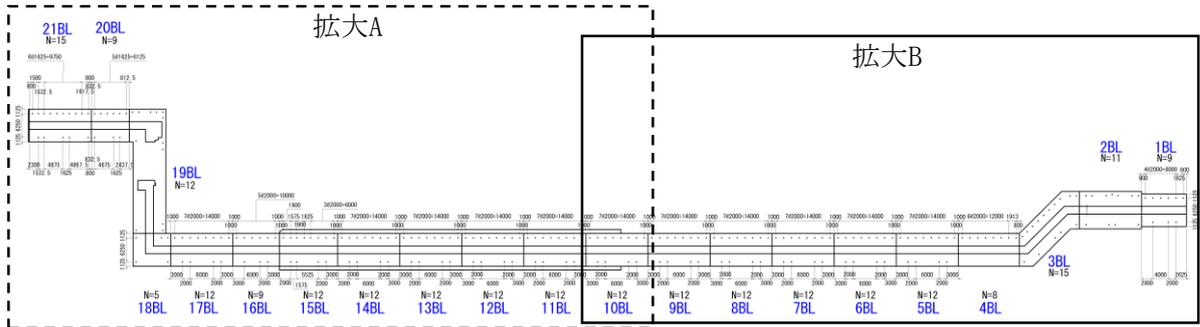
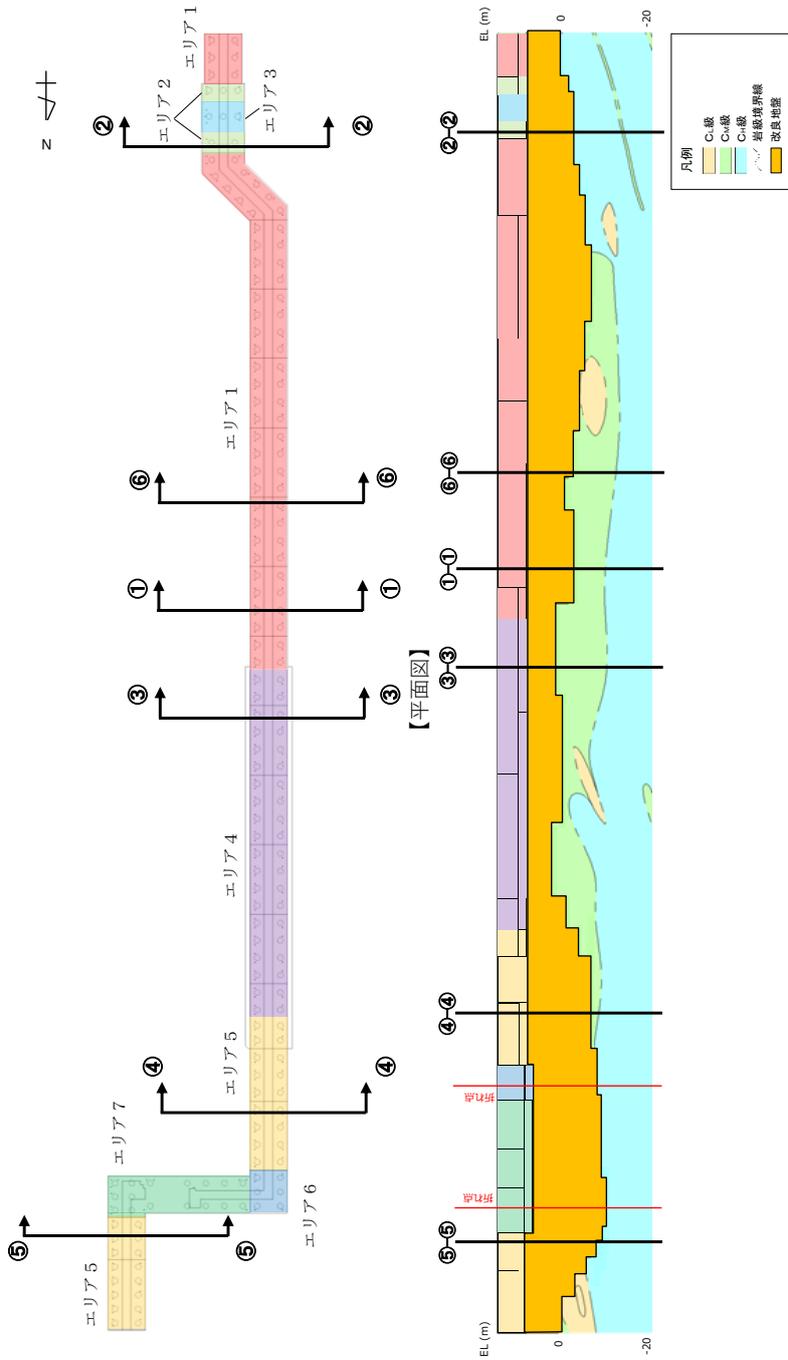


図 2.2-7 防波壁（逆T擁壁）のグラウンドアンカ配置図

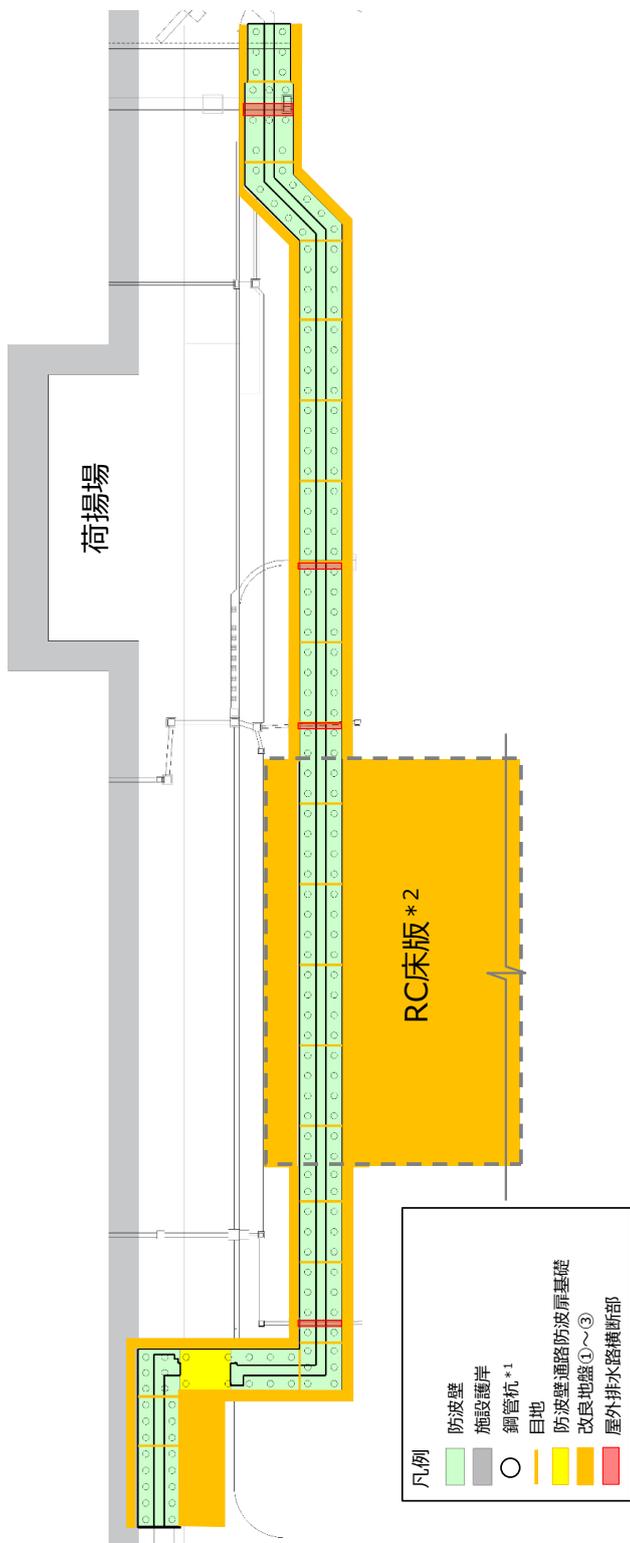
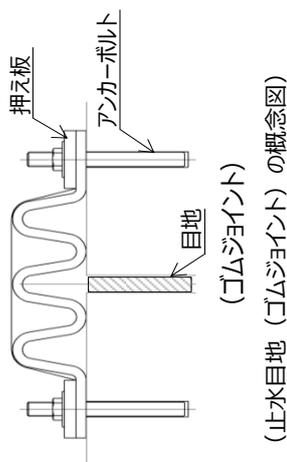
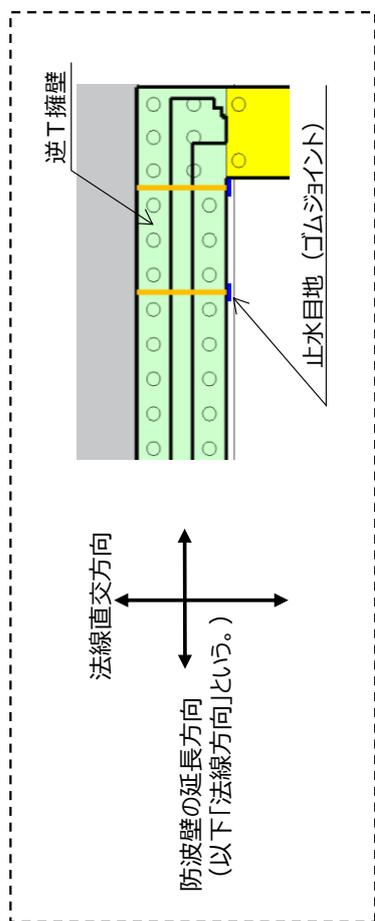


【断面図】

アンカー種別	前孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 縦引張り力 (kN)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア 1	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	2000	0.82
エリア 2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア 3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア 4				7000~11500	8500				2800	1764	2000	0.77
エリア 5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア 6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア 7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 2.1.4-8 逆T擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元



注記*1: 鋼管杭の効果を期待しない設計とする。
*2: R C床版については、保守的に改良地盤として扱う。

図 2.2-9 防波壁 (逆T擁壁) の止水目地の概念図及び配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（逆T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（逆T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（逆T擁壁）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、防波壁（逆T擁壁）の評価対象部位の発生応力度、すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

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

なお、津波と余震に伴う荷重が作用する重畳時については、防波壁（逆T擁壁）前面の敷地高さ（EL 8.5m）は「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」より高い位置に設置されるため、評価を実施しない。

防波壁（逆T擁壁）の強度評価の検討フローを図2.3-1に示す。

表 2.3-1 防波壁（逆T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	逆T擁壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆T擁壁間の変形に追従する。	・逆T擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	漂流物対策工*1 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない（解析モデルに重量として考慮し、防波壁（逆T擁壁）への影響を考慮する）。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆T擁壁）に伝達する ・漂流物衝突荷重による防波壁（逆T擁壁）の局所的な損傷を防止する。
	漂流物対策工*1 (鋼材)		・漂流物をグラウンドアンカに衝突させない。
地盤	改良地盤① ～③*2	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆T擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆T擁壁を支持する。
	埋戻土	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への相互作用を考慮する）。	・防波壁（逆T擁壁）より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸、基礎捨石、捨石、被覆石	・役割に期待しない（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。（解析モデルに反映し、防波壁（逆T擁壁）への相互作用を考慮する）
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

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：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-2(1) 防波壁（逆T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	逆T擁壁	-	-	構造部材の健全性を保持するために、逆T擁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逆T擁壁間から有意な漏えいを生じないために、逆T擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			逆T擁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。	逆T擁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。
	グラウンドアンカ			逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。	逆T擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために許容アンカー力を確保すること。
	漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版)			防波壁（逆T擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して、防波壁（逆T擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物対策工* (鋼材)				グラウンドアンカに漂流物を直接衝突させないために、鋼材がおおむね弾性状態にとどまること。

注記*：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。

表 2.3-2(2) 防波壁（逆T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)
地盤	改良地盤① ～③*	逆T擁壁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。	—	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①～③がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	岩盤				—

注記* : RC床版については, 保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-3 防波壁(逆T擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	逆T擁壁	発生する応力(曲げ応力, せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧力が許容限界以下であることを確認)	短期許容応力度
		グラウンドアンカ*1	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		漂流物対策工*2(鉄筋コンクリート版)	発生する応力(押抜きせん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工*2(鋼材)	発生する応力(鋼材の曲げ応力及びせん断応力並びにアンカーボルトの引張力及びせん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤①~③	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*3	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	逆T擁壁	発生する応力(曲げ応力, せん断応力及びグラウンドアンカによる支圧力が許容限界以下であることを確認)	短期許容応力度
		グラウンドアンカ*1	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①~③	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*3
	施設の変形性	止水目地	発生変位量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変位量

注記*1: グラウンドアンカを考慮した滑動・転倒に対する照査も実施する。

*2: 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。

*3: 妥当な安全余裕を考慮する。

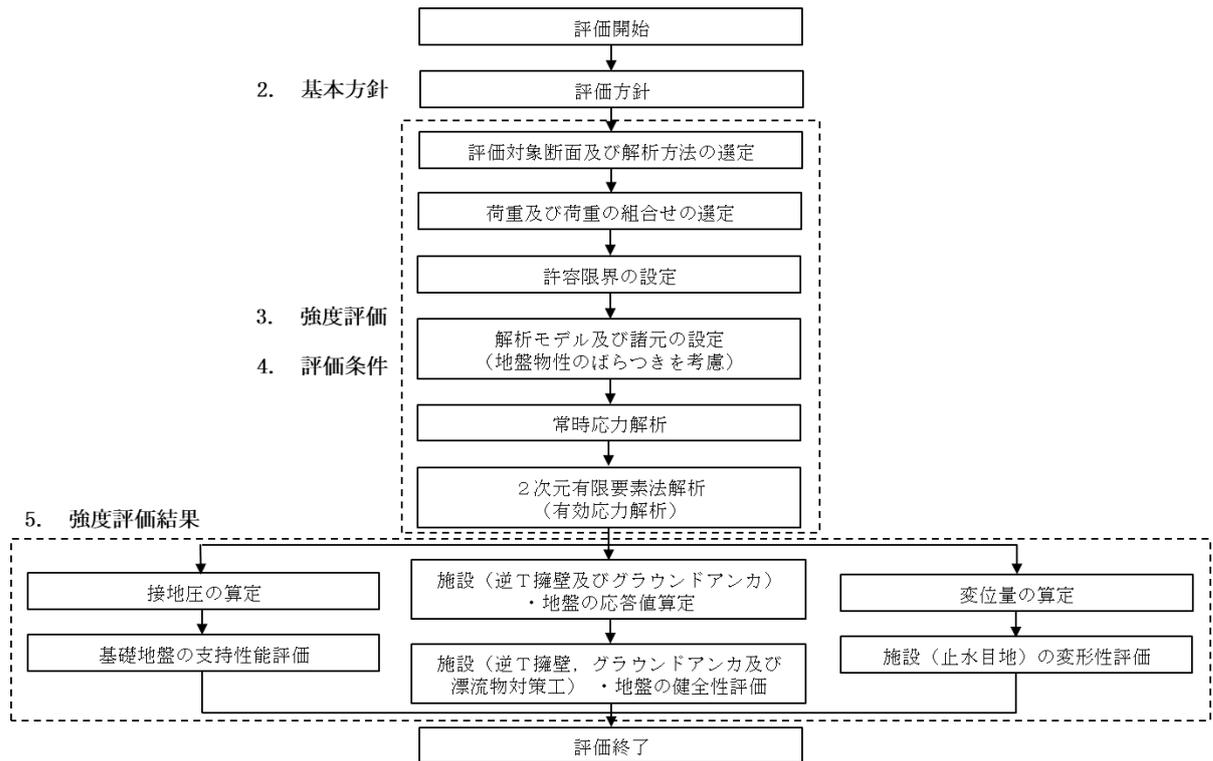


図 2.3-1 防波壁（逆T擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 J G S 4101-2012((社) 地盤工学会)
- ・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)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987((社) 日本電気協会)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター, 平成 19 年 3 月)
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会，2002年制定)	—	
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]((社) 土木学会，2002年制定) 建築基準法・同施行令	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	逆 T 擁壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会，2002年制定)	曲げ照査，せん断照査及び支圧照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
	グラウンドアンカー	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 J G S 4101-2012 ((社) 地盤工学会)	発生アンカー力が，許容アンカー力以下であることを確認
	改良地盤 ①～③	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)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認。 支持力照査は，接地圧が極限支持力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((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	
	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局，2007 年版) 港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月)	ジョイント要素の物性値の設定	

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN/m ²	衝突荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	ton/m ³	海水の密度
σ _{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ _{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ _{ba}	N/mm ²	コンクリートの短期許容支圧応力度
σ _{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
T _{as}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引張力
T _{ab}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容拘束力
T _{ag}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引抜力
k	kN/m	グラウンドアンカの引張剛性
σ _b	N/mm ²	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
T	kN	グラウンドアンカの発生アンカー力
T _a	kN	グラウンドアンカの許容アンカー力
S	mm ²	グラウンドアンカの支圧板の面積
δ _x	mm	x 方向 (法線直交方向) の変位量
δ _z	mm	z 方向 (深度方向) の変位量
δ _{x1}	mm	x 方向 (法線直交方向) の最大相対変位量
δ _{z1}	mm	z 方向 (深度方向) の最大相対変位量
δ	mm	最大変位量
R	N/mm ²	最大接地圧
R _u	N/mm ²	極限支持力

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

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

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.2.1-1 に、施設延長を図 3.2.1-2 に、縦断面図を図 3.2.1-3 に、横断面図を図 3.2.1-4～図 3.2.1-9 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定」の「1.8.2 防波壁」に示す。

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

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、表 3.3.1-2 及び図 3.3.1-1 のとおり、施設延長に応じて増減するが、防波壁（逆T擁壁）の施設延長 9～16m（表 3.3.1-2 参照）の範囲においては 410～430kN/m²であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果（防波壁（逆T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) 岩盤上面の深さ (m)	(2) 改良地盤の幅 (m)	(3) 改良地盤と施設護 岸との位置関係	(4) 初期緊張力 /許容アンカー力		
①-①断面	10.9	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・改良地盤の幅が狭いこと、許容アン カー力に占める初期緊張力の割合が最 も高いこと及び設置変更許可段階にお ける構造成立性評価断面であることか ら、評価対象断面に選定する。
②-②断面	10.5	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、改良地盤の幅及び 許容アンカー力に占める初期緊張力の 割合が同等であり、岩盤上面の深さが 浅いことから、①-①断面に代表させ る。
③-③断面	6.8	33.8	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.77	—	・⑤-⑤断面に比べ、岩盤上面の深さが 浅いこと、改良地盤の幅が広いこと、 改良地盤と施設護岸が離れていること 及び許容アンカー力に占める初期緊張 力の割合が低いことから、⑤-⑤断面 に代表させる。
④-④断面	15.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.81	(1), (2), (4)	・岩盤上面深さが深いこと、改良地盤の 幅が狭いこと及び許容アンカー力に占 める初期緊張力の割合が高いことから、 評価対象断面に選定する。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	改良地盤と施設護岸が 接している	0.79	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと及び改 良地盤と施設護岸が接していることか ら、評価対象断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、岩盤上面の深さ、 改良地盤の幅、許容アンカー力に占め る初期緊張力の割合及び地表面最大加 速度が同等であることから、設置変更 許可段階における構造成立性評価断面 である①-①断面に代表させる。

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

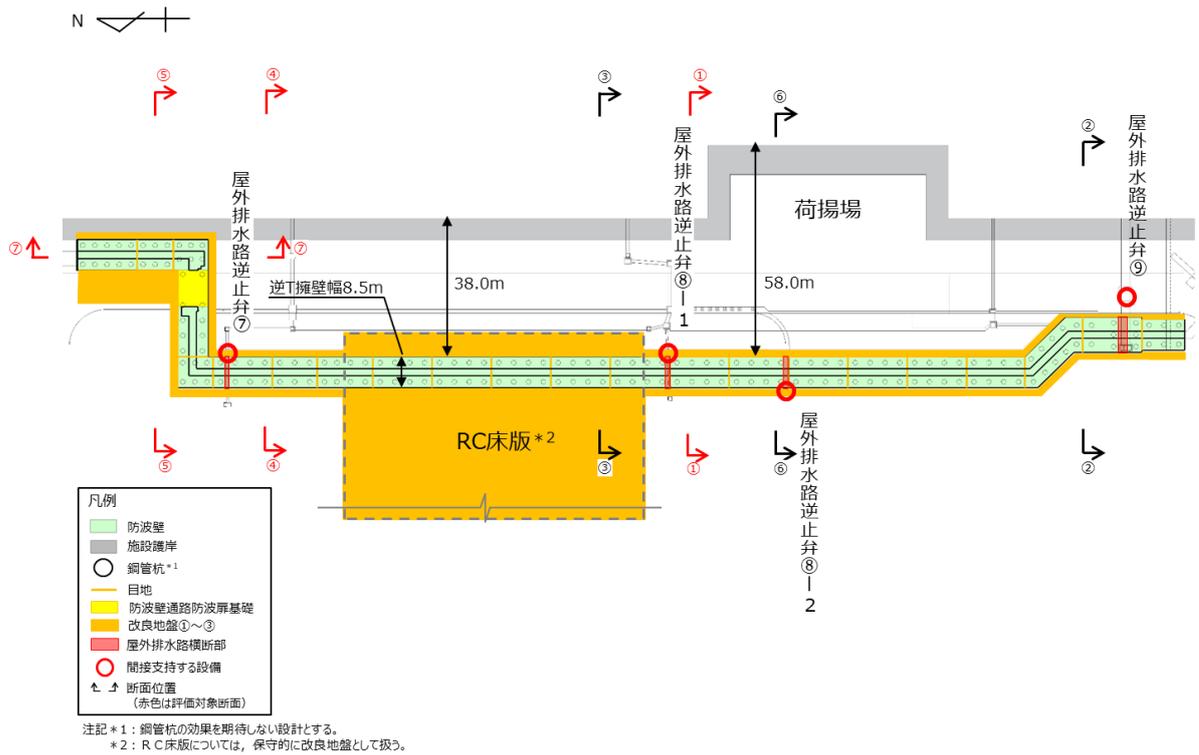


図 3.2.1-1 防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図（平面図）

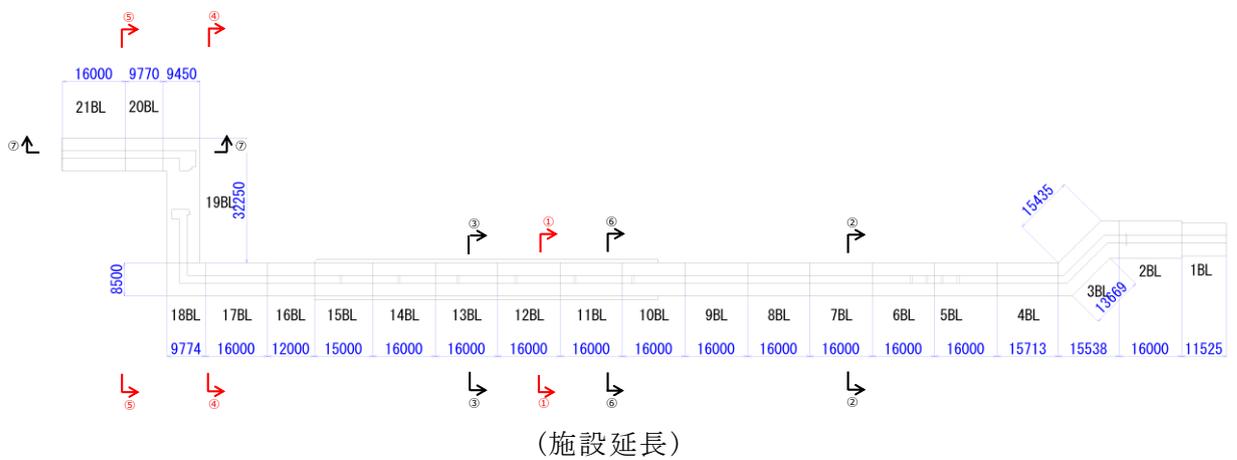


図 3.2.1-2 防波壁（逆T擁壁）の施設延長

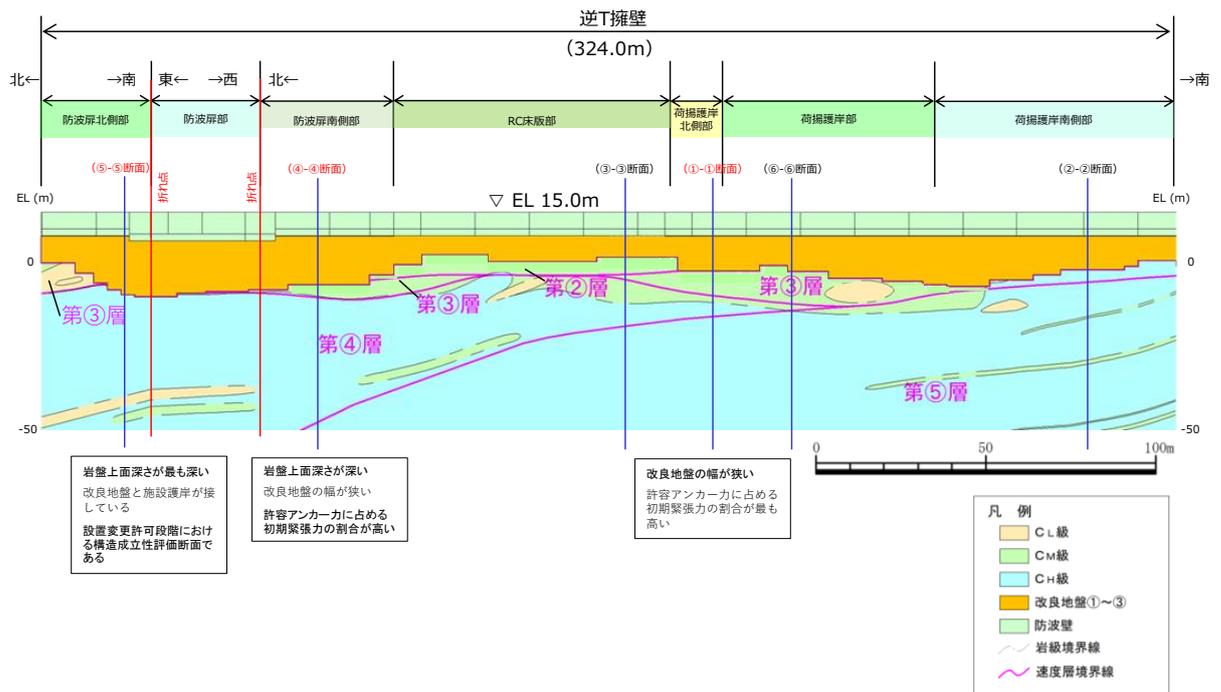


図 3.2.1-3 防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図（縦断面図）

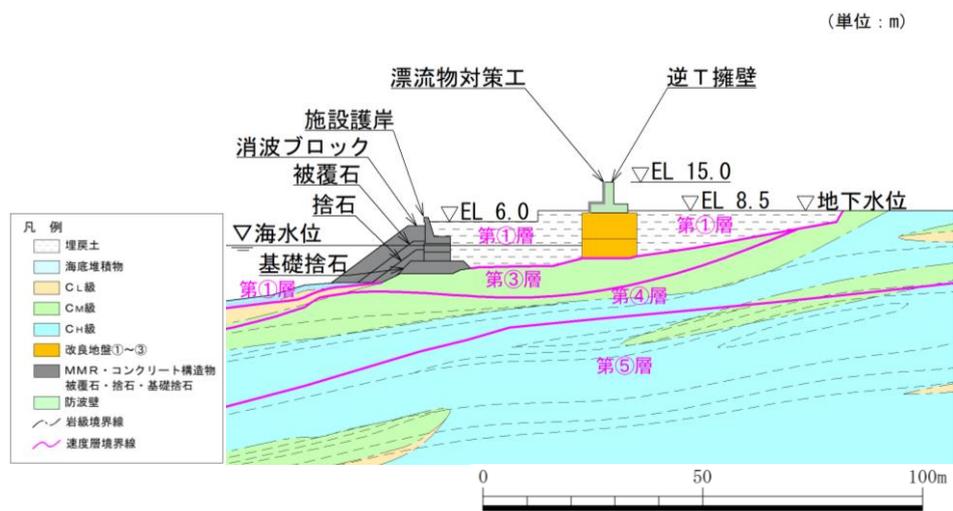


図 3.2.1-4 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（①-①断面）

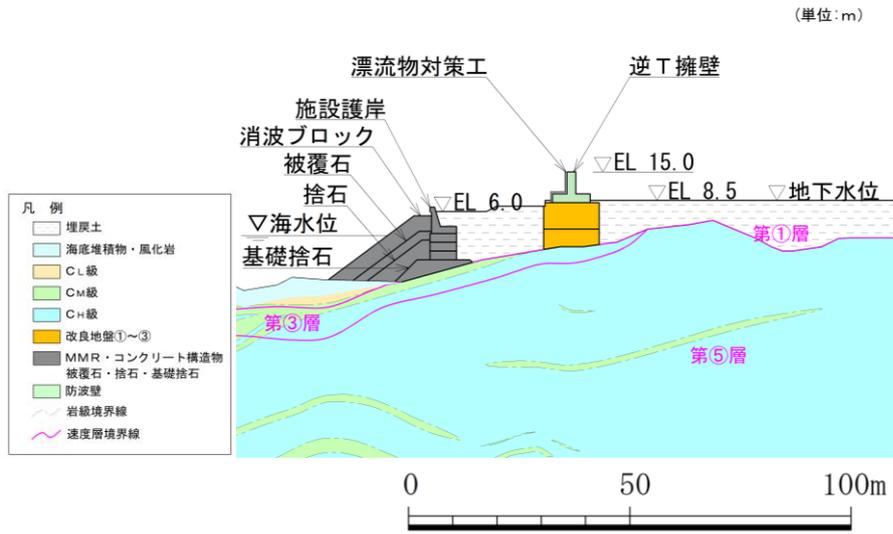


図 3.2.1-5 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（②-②断面）

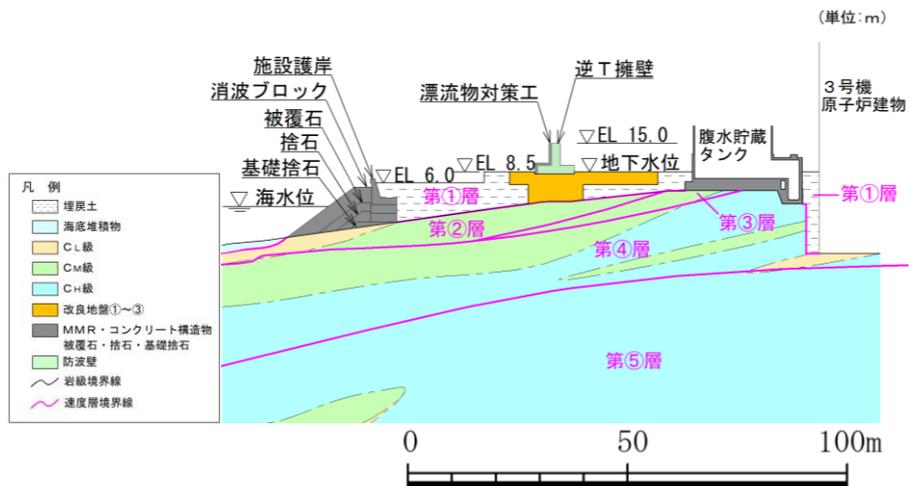


図 3.2.1-6 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（③-③断面）

(単位:m)

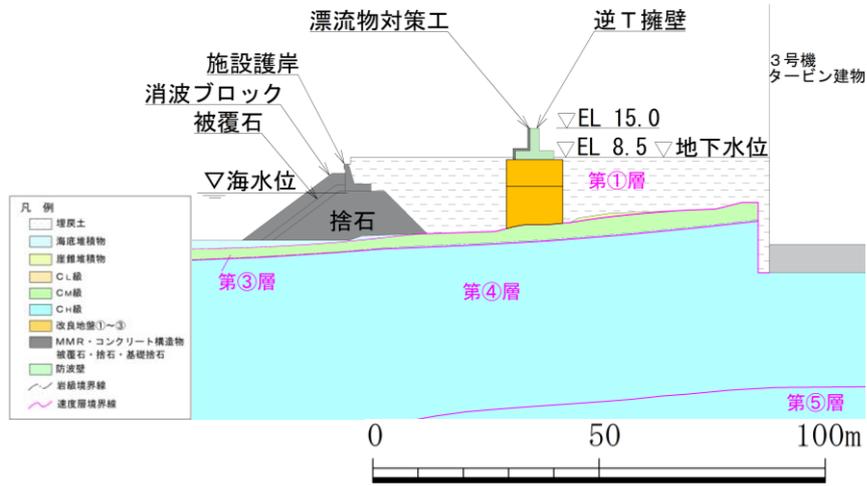


図 3.2.1-7 防波壁 (逆T擁壁) の横断面図 (④-④断面)

(単位:m)

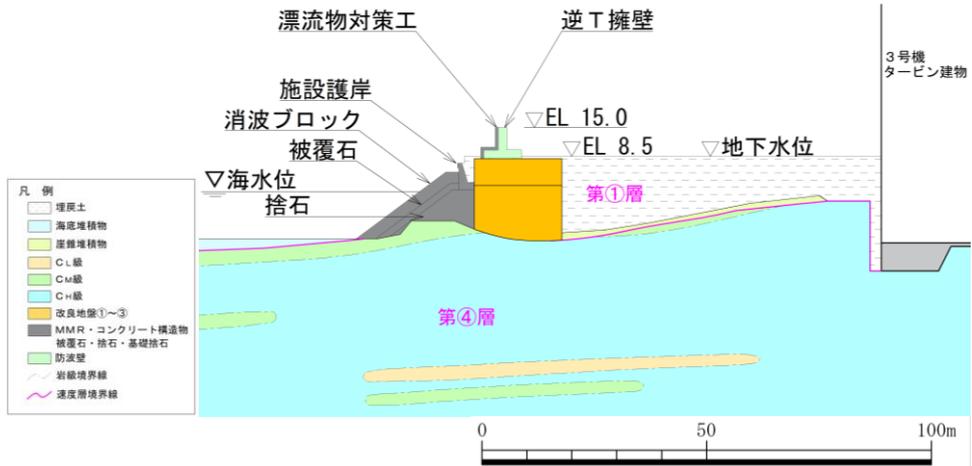


図 3.2.1-8 防波壁 (逆T擁壁) の横断面図 (⑤-⑤断面)

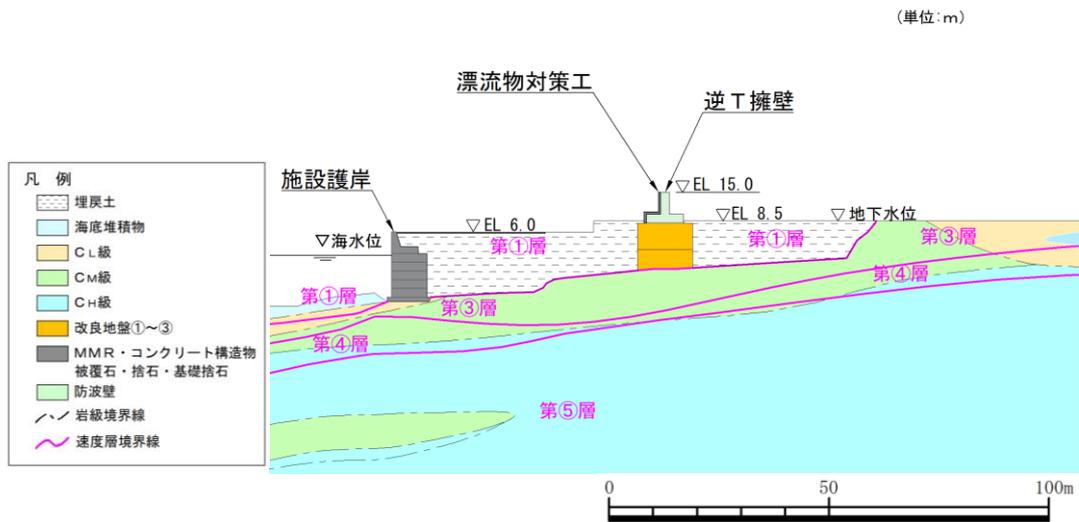


図 3.2.1-9 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

3.2.2 評価対象部位

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

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は，逆T擁壁，グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

(2) 施設の変形性評価

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

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は，防波壁（逆T擁壁）を支持する基礎地盤（逆T擁壁直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤）とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は持続的に生じる荷重であり、固定荷重、グラウンドアンカの初期緊張力及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を遡上津波荷重として考慮する。

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

遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

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

(3) 衝突荷重 (P_c)

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

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

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

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

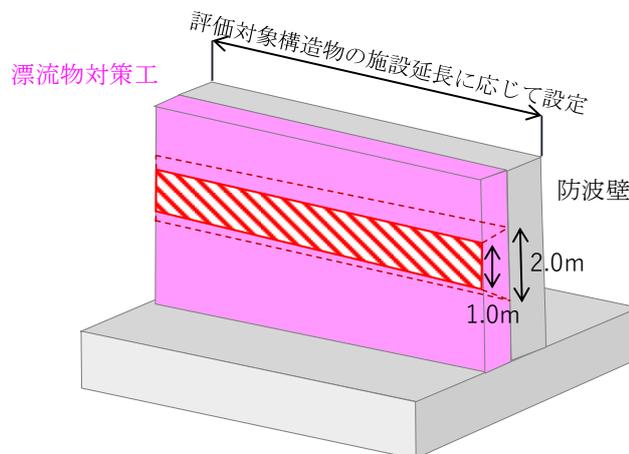


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

防波壁（逆T擁壁）に作用する衝突荷重は、漂流物対策工による荷重分散を考慮し、図 3.3.1-2 のとおり、高さ方向 2 m の荷重分散を考慮した衝突荷重を縦壁に作用させる。

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

- ・ ①-①断面（ブロック延長 16.00m）： $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ④-④断面（ブロック延長 16.00m）： $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ⑤-⑤断面（ブロック延長 9.77m）： $4177\text{kN}(\text{按分}) \div 19.54\text{m}^2 \div 215\text{kN/m}^2$

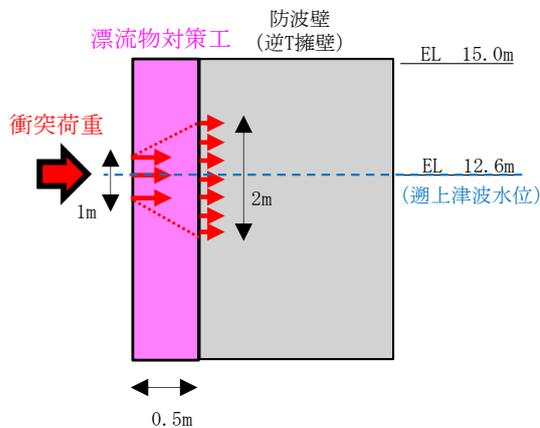


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

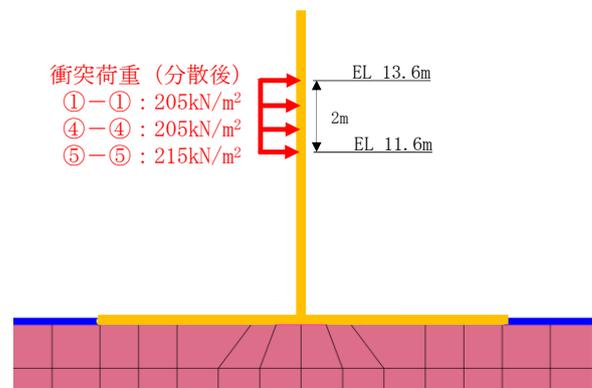


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
ブロック延長 (m)	16.00	16.00	9.77
衝突荷重 (kN/m ²)	410	410	430
衝突荷重(分散後) (kN/m ²)	205	205	215

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、「建築基準法・同施行令」に基づき算定する。

(5) 積雪荷重 (P_s)

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

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に、荷重作用図を図 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$

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

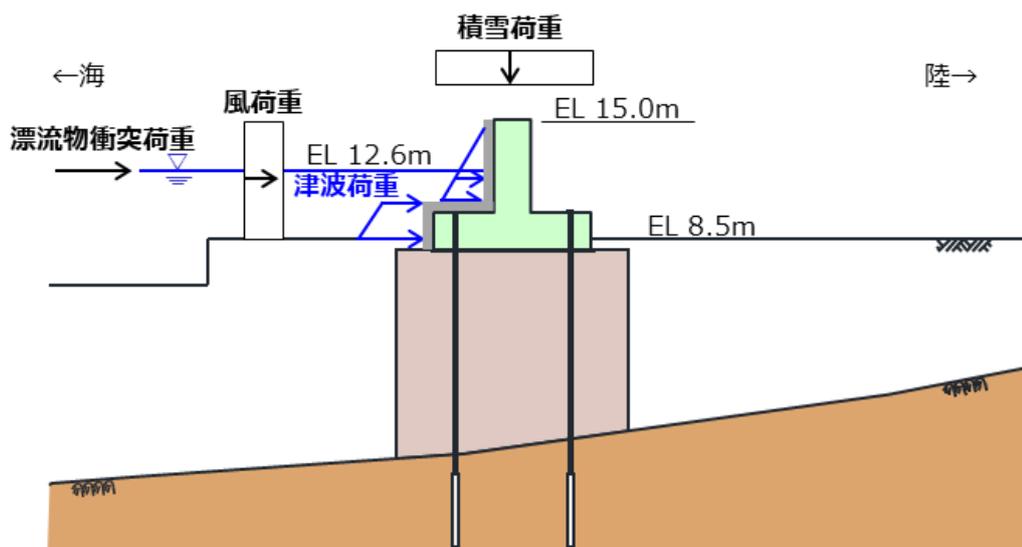


図 3.3.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 逆T擁壁

逆T擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。）に基づき、表 3.4.1-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 逆T擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f'ck=24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.45	0.67
許容支圧応力度 σ_{ba} (グラウンドアンカ)		12	18
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

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

3.4.2 グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 JGS4101-2012（地盤工学会）」に基づき、テンドンの許容引張力 T_{as} 、テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表 3.4.2-1 のとおり設定し、この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容限界として採用する。

許容限界の設定方法の詳細は、「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」の（参考資料1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化，物性値及び許容限界の設定方法」に示す。

表 3.4.2-1 グラウンドアンカの許容限界

項目	許容値 (kN)		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160	2160	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	1764 (採用)	1453 (採用)	2076 (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	1802	1484	2120

3.4.3 改良地盤

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

表 3.4.3-1 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 止水目地

止水目地（ゴムジョイント）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位量とする。止水目地（ゴムジョイント）の許容限界を表 3.4.4-1 に示す。

表 3.4.4-1 止水目地（ゴムジョイント）の変位量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	449

3.4.5 基礎地盤

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

表 3.4.5-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)	
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
		C _L 級	3.9
	改良地盤	1.4	

3.5 評価方法

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

3.5.1 解析方法

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

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

(1) 応力解析手法

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

応答解析手法の選定フローを図 3.5.1-1 に示す。

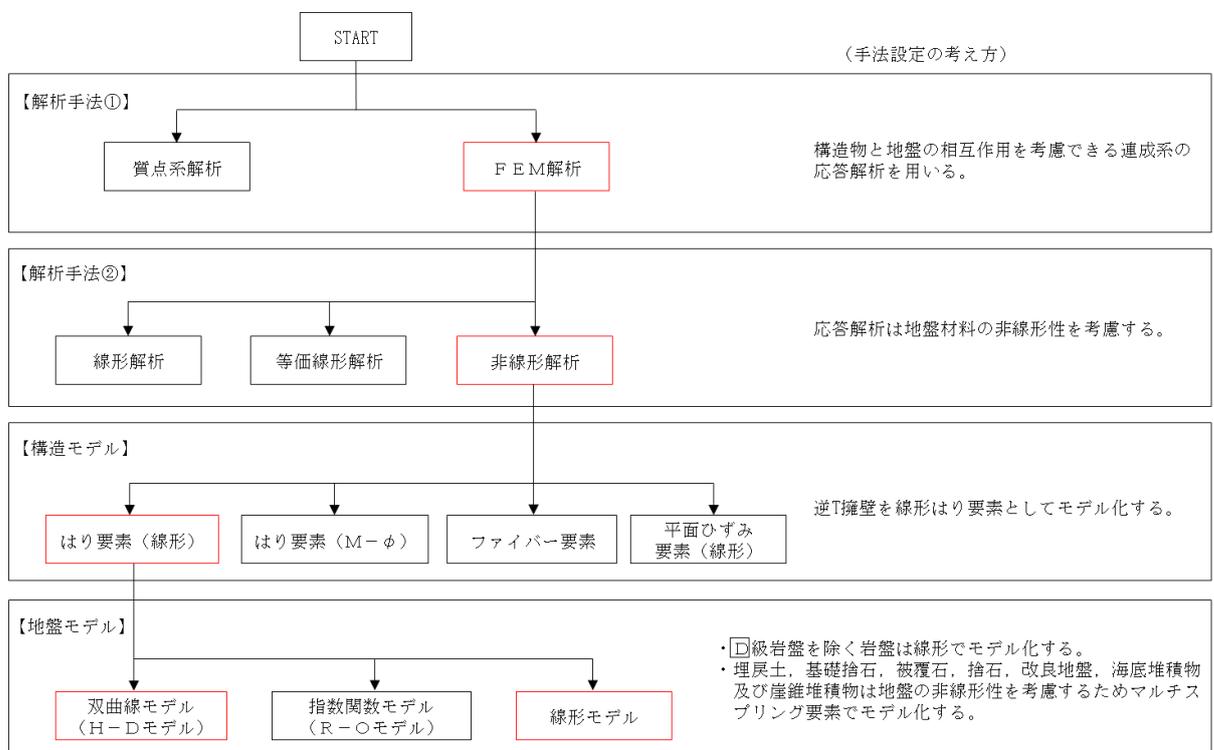


図 3.5.1-1 応答解析手法の選定フロー

(2) 施設

逆T擁壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

グラウンドアンカは、非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。

漂流物対策工は、逆T擁壁に固定して設置することから、漂流物対策工設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

(3) 地盤物性のばらつき

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

- ・「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」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.3 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」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると、耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。また、耐津波評価の照査値は十分な裕度を有している。（耐津波評価結果は「5. 強度評価結果」参照。）

津波時解析における解析ケースの地盤物性を表 3.5.1-1 に示す。

表 3.5.1-1 津波時解析における解析ケースの地盤物性

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース② (防波壁前面の施設護岸, 基礎捨石等の損傷を 考慮した解析ケース)	平均値	平均値

(4) 解析ケースの選定

強度評価においては、すべての評価対象断面において、入力津波に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

また、防波壁（逆T擁壁）の前面に設置されている施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石（以下「施設護岸等」という。）は耐震性が低いことから、施設護岸等が損傷し、これらがなくなることで、改良地盤側方にも津波荷重が直接作用する解析ケース（解析ケース②）を実施する。

解析ケース②は、岩盤上面の深さが最も深く、津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤-⑤断面において、防波壁前面の施設護岸等の損傷を考慮した解析ケースを実施する。（「5.6 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」参照。）

強度評価における解析ケースを表 3.5.1-2 に示す。

表 3.5.1-2 強度評価における解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②
	基本ケース	防波壁前面の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
施設護岸等	有	無

3.5.2 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図を図 3.5.2-1 に、解析モデルを図 3.5.2-2、図 3.5.2-4 及び図 3.5.2-6 に、地質断面図を図 3.5.2-3、図 3.5.2-5 及び図 3.5.2-7 に示す。

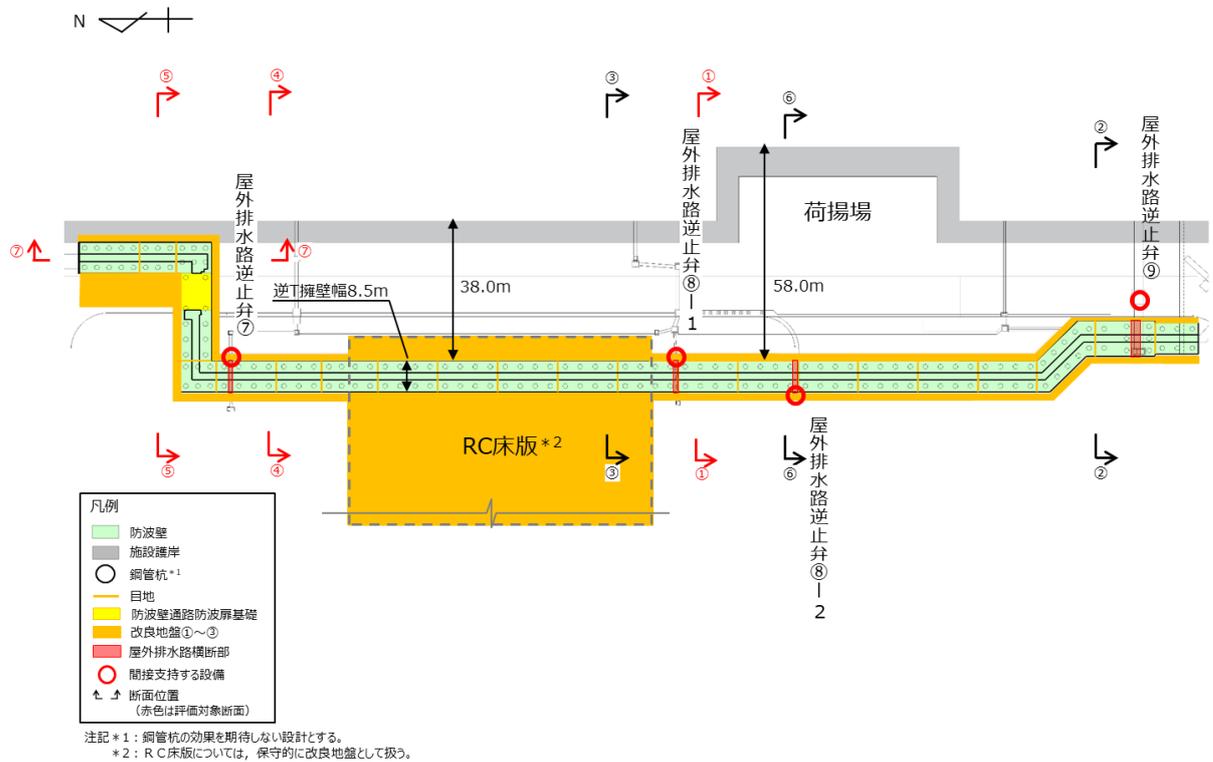


図 3.5.2-1 防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図

- | | | | | |
|------------|--------|--------------|-----------|----------------|
| 岩盤 (第3速度層) | 海底堆積物 | 基礎捨石 | 防波壁 | グラウンドアンカ(自由長部) |
| 岩盤 (第4速度層) | 改良地盤①② | 護岸 | L型擁壁 | グラウンドアンカ(拘束長部) |
| 岩盤 (第5速度層) | 改良地盤③ | 埋戻土 (施設護岸背面) | ジョイント要素 | |
| 埋戻土 | 被覆石 | 海水 | 地下水面及び海水面 | |

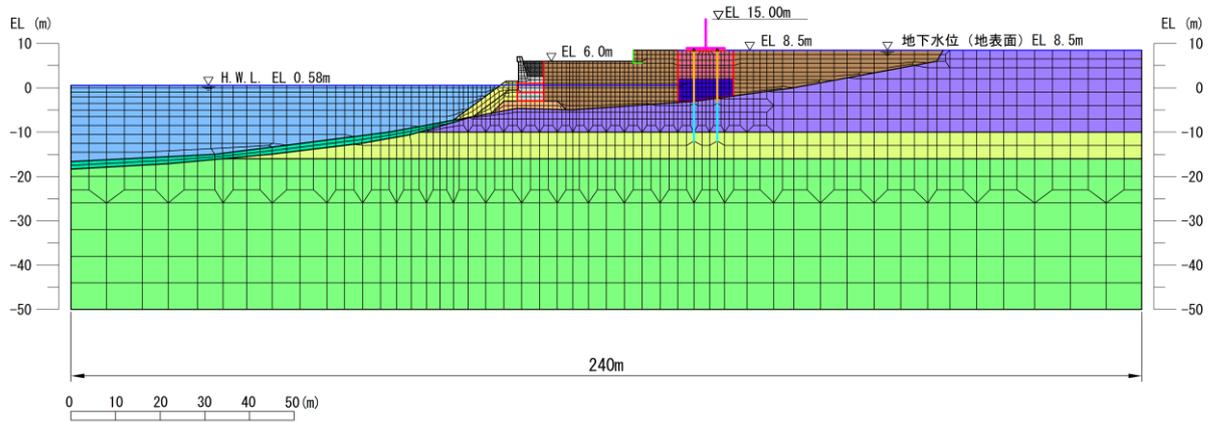


図 3.5.2-2 解析モデル (①-①断面)

(単位 : m)

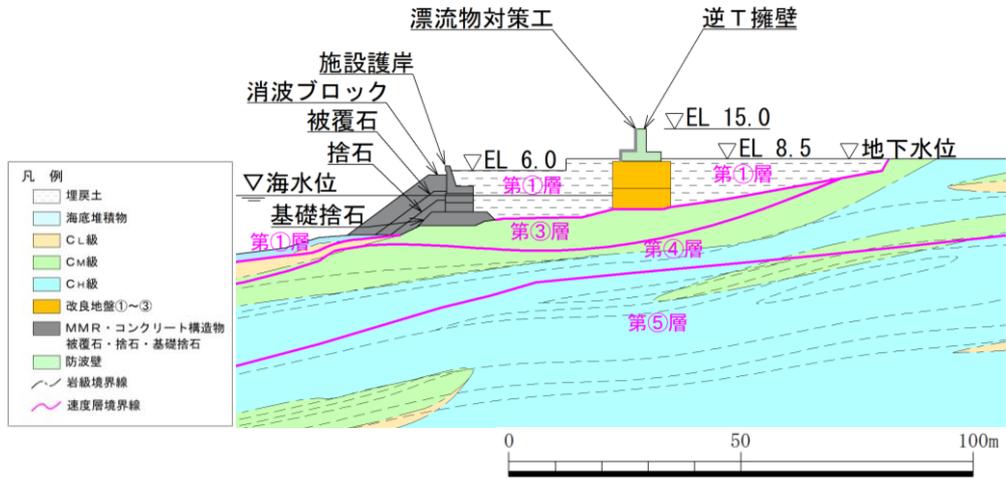


図 3.5.2-3 地質断面図 (①-①断面)

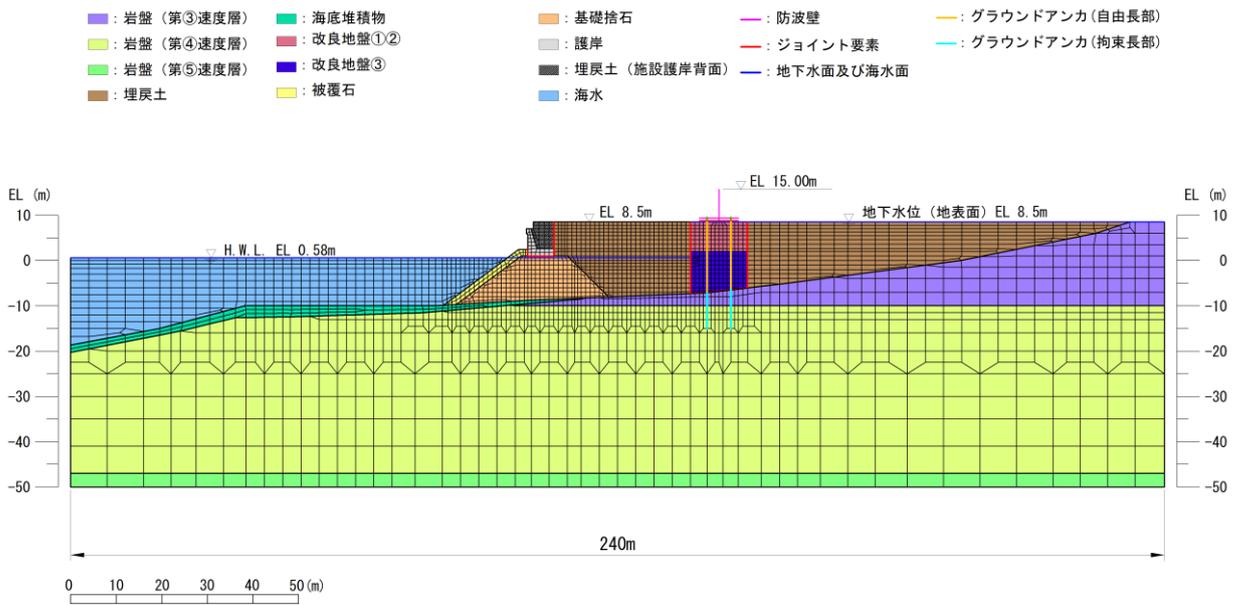


図 3.5.2-4 解析モデル (④-④断面)

(単位:m)

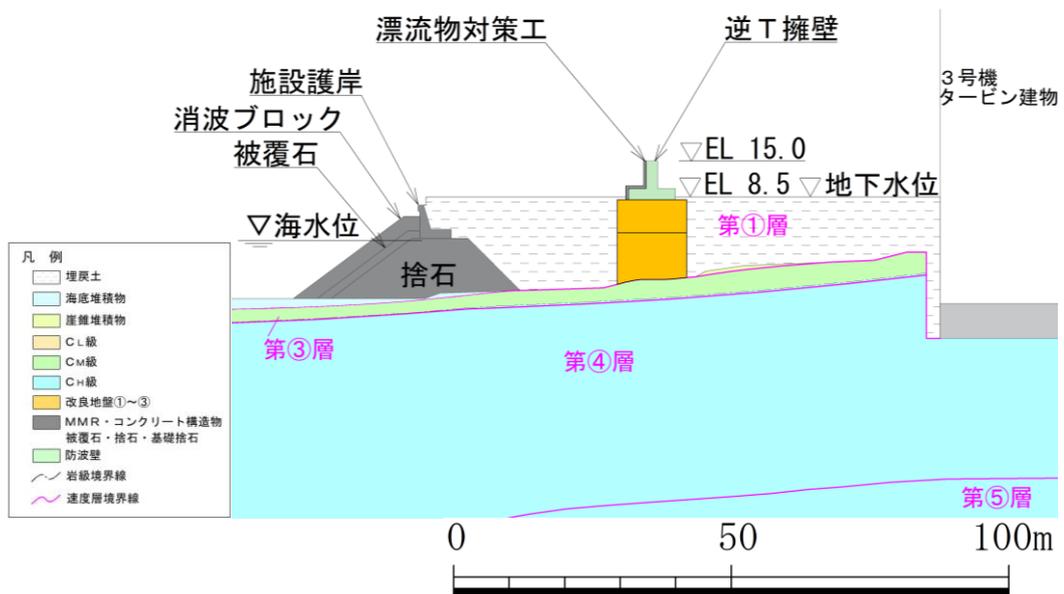


図 3.5.2-5 地質断面図 (④-④断面)

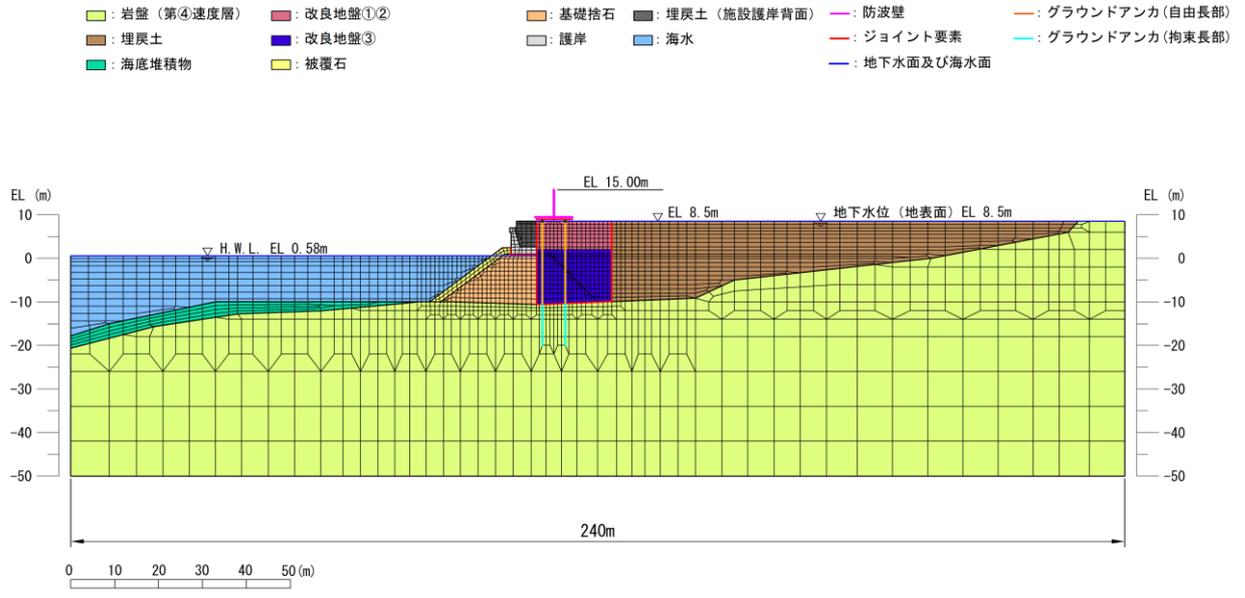


図 3.5.2-6 解析モデル (⑤-⑤断面)

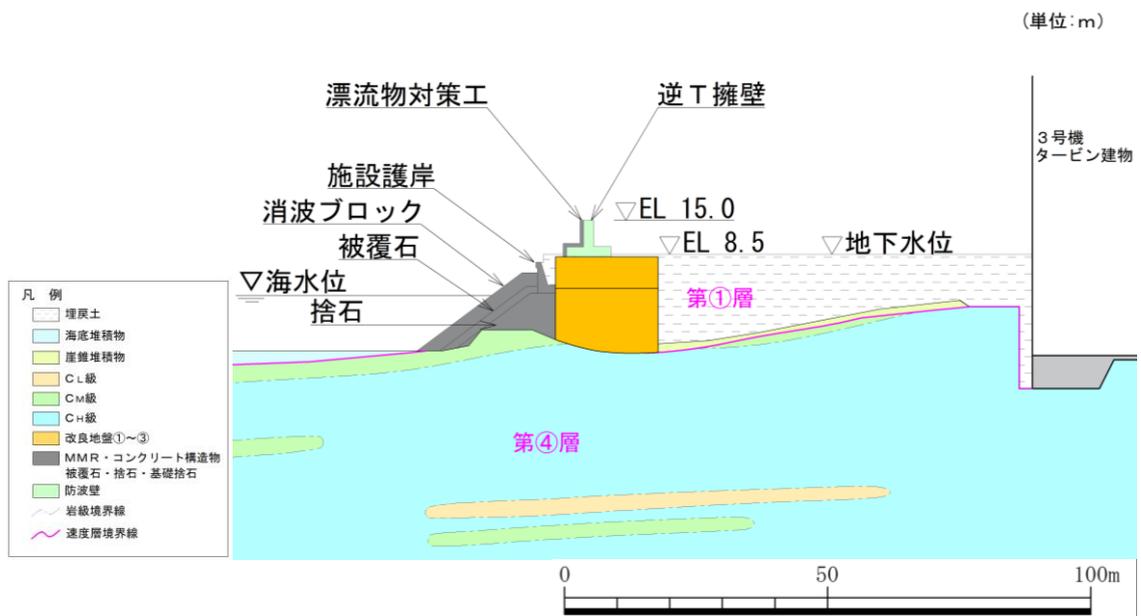


図 3.5.2-7 地質断面図 (⑤-⑤断面)

a. 解析領域

解析モデルは、「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資料」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.2-8 に示す。

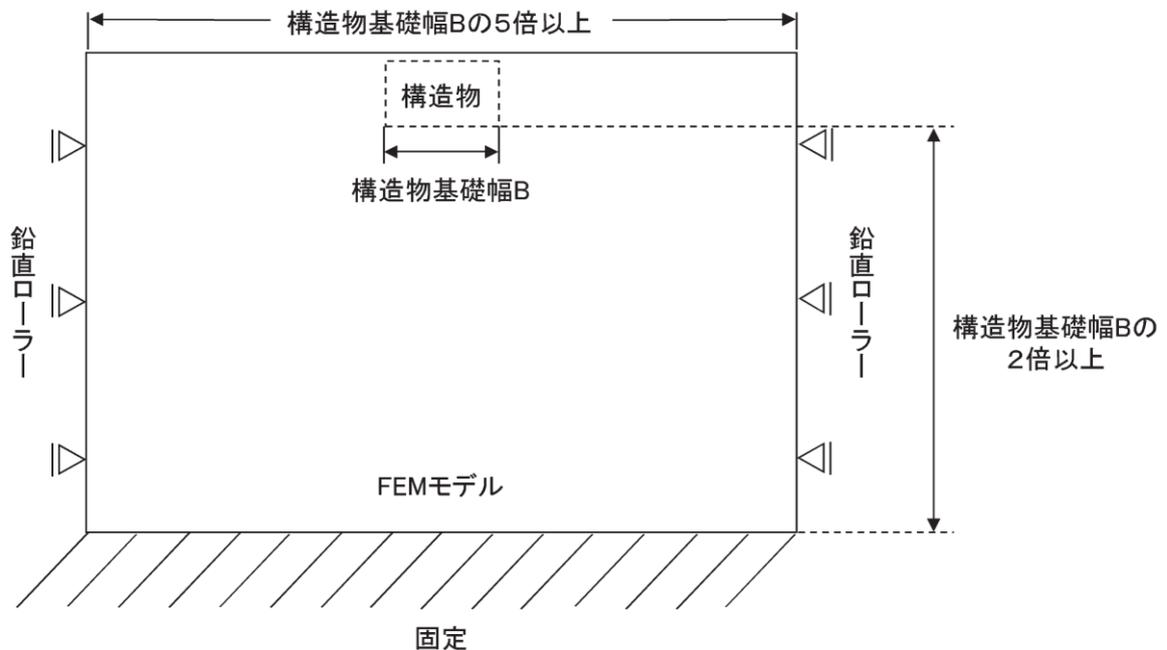


図 3.5.2-8 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 応力解析時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図 3.5.2-9 のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

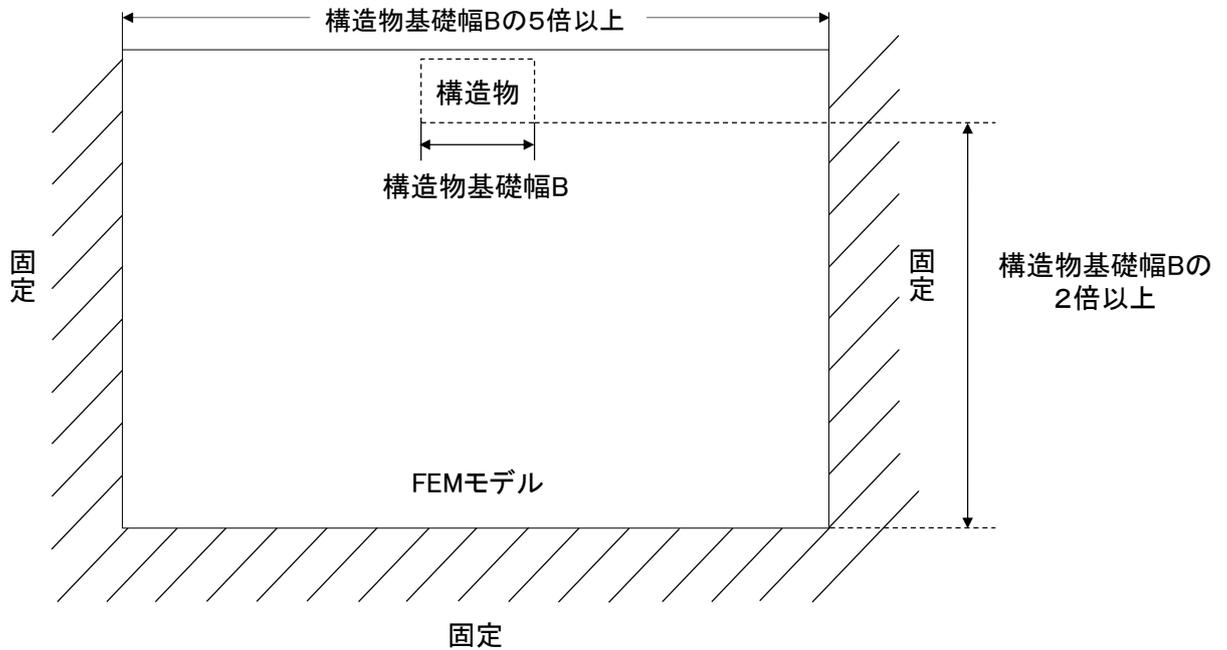


図 3.5.2-9 津波時の2次元有限要素法における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

逆T擁壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。底版は地盤に0.5m埋め込まれているが、埋め込み深さが浅く、土圧の影響は軽微であること、底版の軸心の高さ（EL 9.0m）でモデル化するより堅壁のアーム長が長くなり、曲げ応力度の照査が保守的になると考えられることから、地表面（EL 8.5m）の高さでモデル化する。逆T擁壁の堅壁と底版の交差部においては、「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）」（以下「道路橋示方書」という。）（図3.5.2-10参照）に準拠し、図3.5.2-11に示すとおり、部材端から部材厚さの1/4入った断面より内側を剛域とする。

曲げ応力度の照査実施範囲は、「道路橋示方書」及び「コンクリート標準示方書(2002)」（図3.5.2-12，図3.5.2-13）に基づき、部材端までとする。

堅壁のせん断の照査実施範囲については、「コンクリート標準示方書(2002)」（図3.5.2-13）に記載されている柱の照査を準用し、底版の上面（部材端）までとする。底版のせん断の照査実施範囲については、「コンクリート標準示方書(2002)」に記載されているはりの照査を準用すると、堅壁前面（部材端）から部材高さ D （=2m）の1/2だけ離れた位置となるが、保守的に堅壁前面までとする。

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2 のとおりとする。

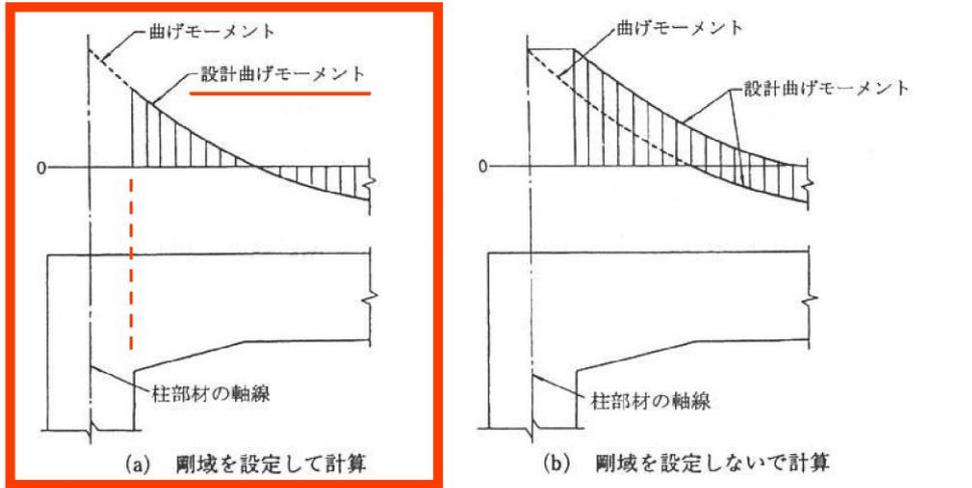


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.2-12 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (「道路橋示方書」抜粋)

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1:3 より緩やかな部分を有効とする。

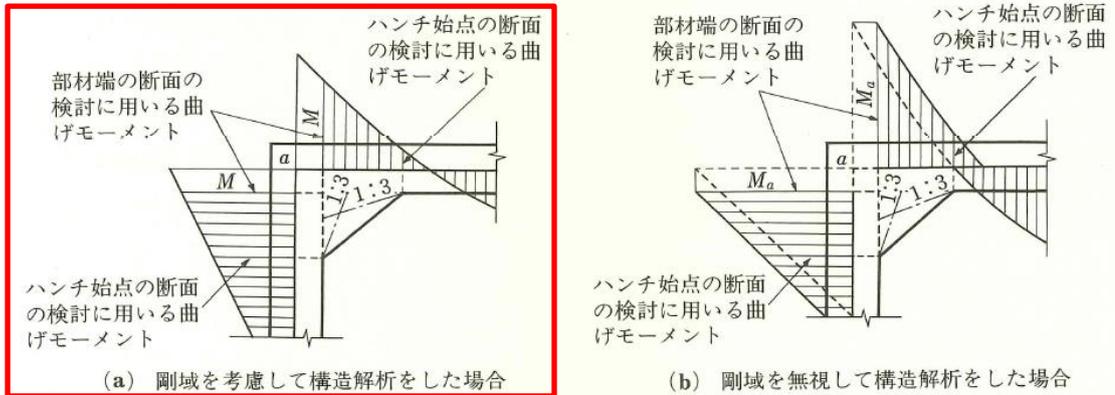


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.2-13 照査に用いる断面力の算定位置の根拠 (「コンクリート標準示方書(2002)」抜粋)

グラウンドアンカは、非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。グラウンドアンカの各部位のモデル化方法について表 3.5.2-1 及び図 3.5.2-14 に示す。モデル化の妥当性の検証の詳細については、「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」の「（参考資料 1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化、物性値及び許容限界の設定方法について」に示す。

表 3.5.2-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方

部位	特徴及び役割	モデル化方法	モデル化の考え方
頭部	鋼製のアンカーヘッド、ジョイントプレート及び支圧板で構成され、慣性力等に伴う逆 T 擁壁からの力を引張力として自由長部に伝達させるための部分。	節点共有	逆 T 擁壁の底版（梁要素）の接点とばね要素の端部接点を拘束することで力が伝達できるようモデル化した。
自由長部（=引張部）	PC 鋼線を組み立てたテンドンで構成され、テンドンの伸縮により、頭部からの引張力を拘束長部に伝達する部分。 施工時にテンドンに初期緊張力を与えることで、頭部及び拘束長部に常時、引張力が作用する。 津波時は、津波荷重による改良地盤の変形により、テンドンが縮むとアンカー力は減少し、テンドンが伸びるとアンカー力は増加する。	非線形ばね	左記の自由長部の挙動（特に初期緊張力）を表現できる「非線形ばね要素」でモデル化した。
拘束長部（アンカ一体）	グラウト注入によりテンドンが堅硬な岩盤に定着・一体化されて造成され、自由長部からの引張力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達する抵抗部分。	MPC（多点拘束）	岩盤と一体挙動するように、「MPC（多点拘束）」によりモデル化し、非線形ばねとの節点とその他の節点の鉛直方向の変位が拘束され、同様の挙動をするように設定した。

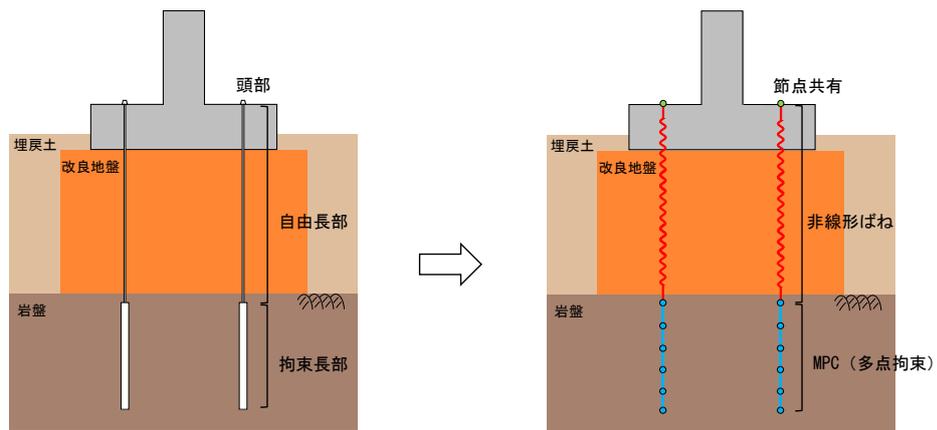


図 3.5.2-14 モデル化概念図

また、モデル化したグラウンドアンカの緊張力は以下の図 3.5.2-15 のとおり与えている。

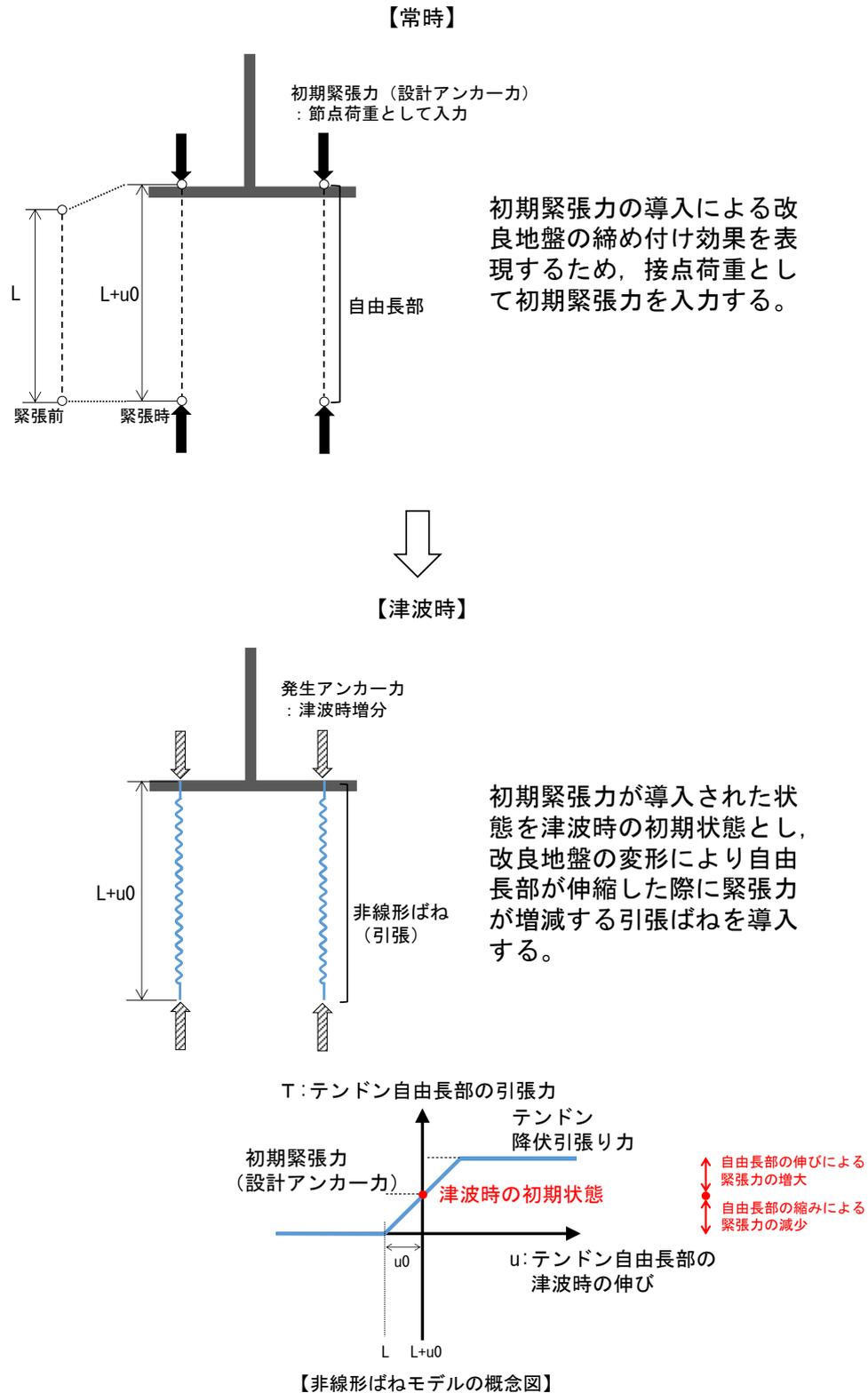


図 3.5.2-15 モデル化したグラウンドアンカの緊張力

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。⑤－⑤断面は、東西方向の断面であるため、速度層を水平成層でモデル化する。

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

施設護岸は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（国土交通省港湾局，2007年版）」（以下「港湾基準」という。）（図3.5.2－16 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。

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。不確かさケースとして、施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石が地震により損壊し、これらが無い場合の耐津波評価を行う。

(3) 壁体のとり方

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

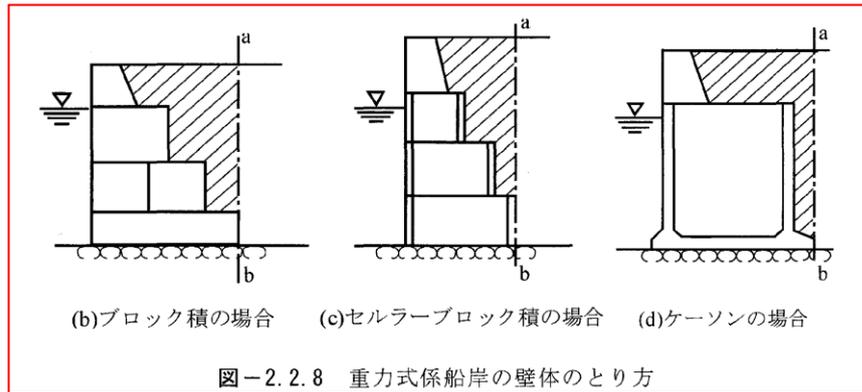


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.2-16 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（「港湾基準」抜粋）

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荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応力解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾基準」（図 3.5.2-17 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 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 3.5.2-18 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 ϕ

$=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、「港湾基準」(図 3.5.2-19 及び図 3.5.2-20 参照参照)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 3.5.2-2 に、施設護岸断面を図 3.5.2-21 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.2-22 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

(5) 壁面摩擦角

一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 3.5.2-17 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、

$$\phi_f^{sep} = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。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 τ_f は垂直方向の有効拘束

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

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

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 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi_f=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 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 3.5.2-18 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（「港湾構造物設計事例集」抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができる。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかつ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 3.5.2-19 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。

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

ここに、

- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_B : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- M_f : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント(kN-m/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{dw} : 壁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_E : 壁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壁体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- γ_a : 構造解析係数

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

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

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_{Bd} 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 γ_{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。

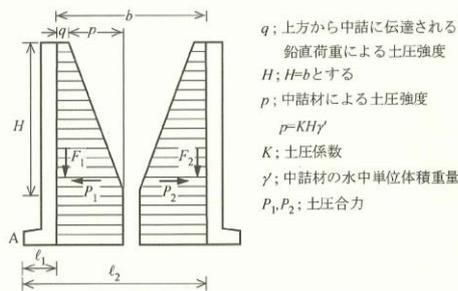


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

- 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。

表 3.5.2-2 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 ²)	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①・②	埋戻土	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。	
			施設護岸				
			埋戻土(施設護岸背面)				
			逆T擁壁				
		改良地盤③	埋戻土				
			施設護岸				
			基礎捨石				
			岩盤				
		埋戻土	埋戻土(施設護岸背面)				
			施設護岸				
被覆石	施設護岸						
水平方向	境界 2	逆T擁壁	改良地盤①・②	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(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57°	
		岩盤	改良地盤③				
		施設護岸上部工	セルラーブロック				
		セルラーブロック	セルラーブロック				
	境界 3	セルラーブロック	基礎捨石	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロック(栗石充填)と基礎捨石の境界(図3.5.2-21参照)であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数μ=0.60と「捨石と捨石」の摩擦係数μ=0.8の平均値(μ=0.70)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99(図3.5.2-20参照)

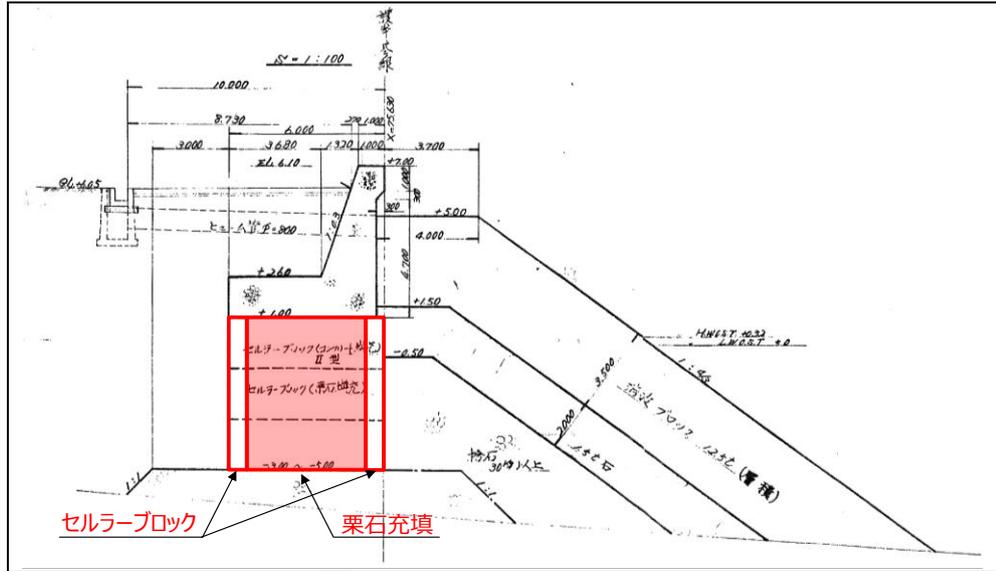
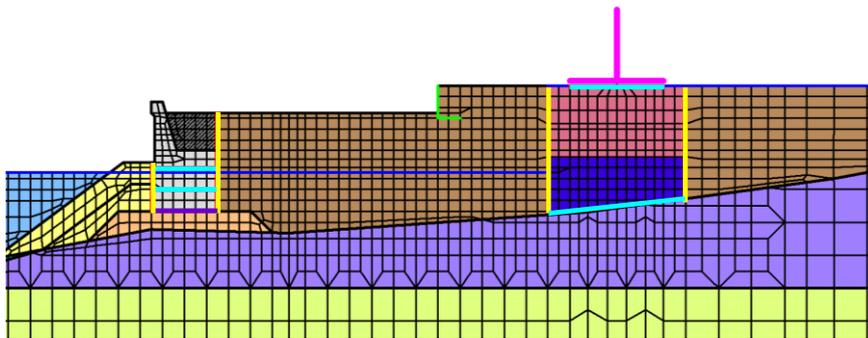


図 3.5.2-21 施設護岸断面図 (①-①断面)

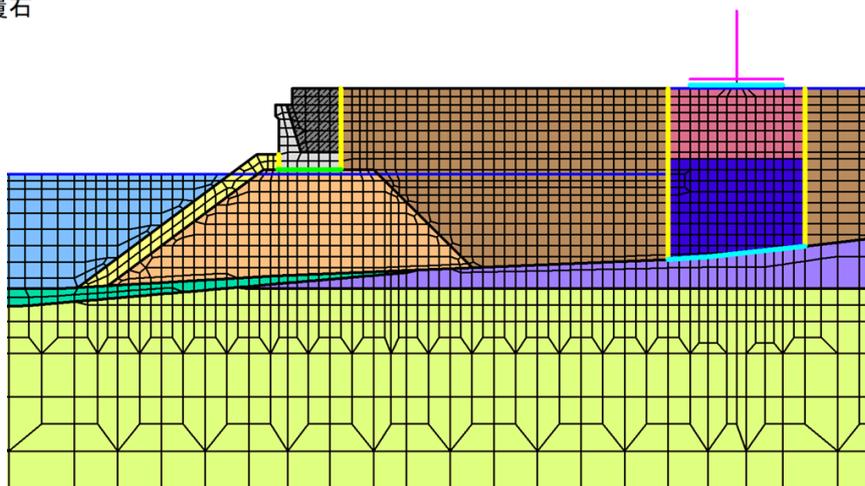
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界3)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 2	0	26.57
	境界 3	0	34.99

図 3.5.2-22(1) ①-①断面におけるジョイント要素の配置図

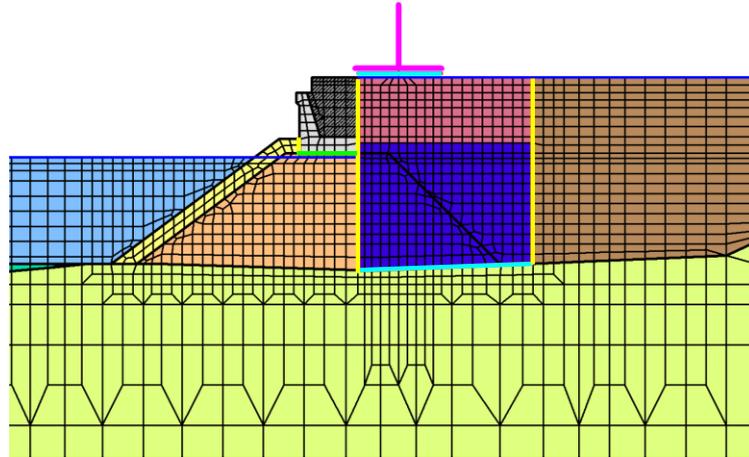
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
	境界 2	0	26.57
水平方向	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-22(2) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 改良地盤①②
- : 改良地盤③
- : 被覆石
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 2	0	26.57
	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-22(3) ⑤-⑤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 3.5.2-3 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 3.5.2-23 に示す。

表 3.5.2-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^2)	圧縮剛性 k_n (kN/m^2)
境界 1, 2, 3, 4	1.0×10^6	1.0×10^6

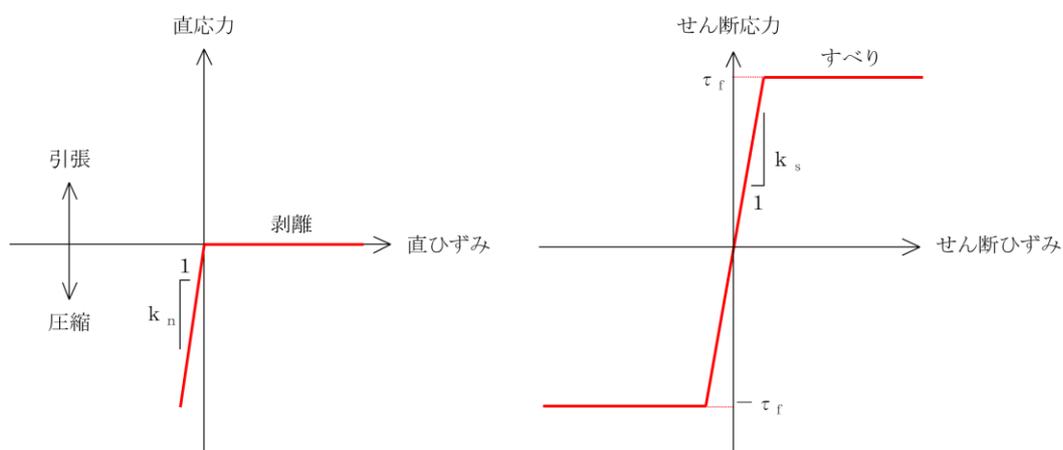


図 3.5.2-23 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(2) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-4 に、材料の物性値を表 3.5.2-5 に、グラウンドアンカの解析用物性値を表 3.5.2-6 に示す。また、グラウンドアンカにおける非線形ばねモデルの概念図を図 3.5.2-24 に示す。

なお、岩盤上面深さが 17.9m と深く、逆 T 擁壁の津波時に発生する応力値が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 3.5.2-25 のとおり、岩盤上面深さが 18.5m とさらに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様は、⑤'-⑤'断面位置（エリア 7）に比べ、グラウンドアンカの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤-⑤断面位置（エリア 5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、設計アンカー力が小さいことにより津波時の発生アンカー力も小さくなり、「1.8.2 (2) a. (b) 評価候補断面の整理」に記載のとおり、グラウンドアンカの照査値は両断面で同等になると考えられる。

しかしながら、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、念のためアンカー仕様による影響を確認することとし、「6.2 ⑤-⑤断面位置でのグラウンドアンカ仕様を反映した影響検討」において、⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 3.5.2-4 使用材料

材料		諸元
逆 T 擁壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
グラウンドアンカ		アンカー長：17.5m～30.0m, 極限引張力：2800kN, 降伏引張力：2400kN

表 3.5.2-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
逆 T 擁壁	鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

注記*：コンクリート標準示方書(2002)

表 3.5.2-6 グラウンドアンカの解析用物性値

		引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計アンカー 力 (kN)	初期変位量 (mm)
①-①断面	陸側(アンカー1本)	20493	2400(アンカー1本) 4800(アンカー2本)	1440	70
	海側(アンカー2本)	40986		2880	
④-④断面	陸側(アンカー1本)	15567		1170	75
	海側(アンカー2本)	31134		2340	
⑤-⑤断面	陸側(アンカー1本)	14064		1650	117
	海側(アンカー2本)	28128		3300	

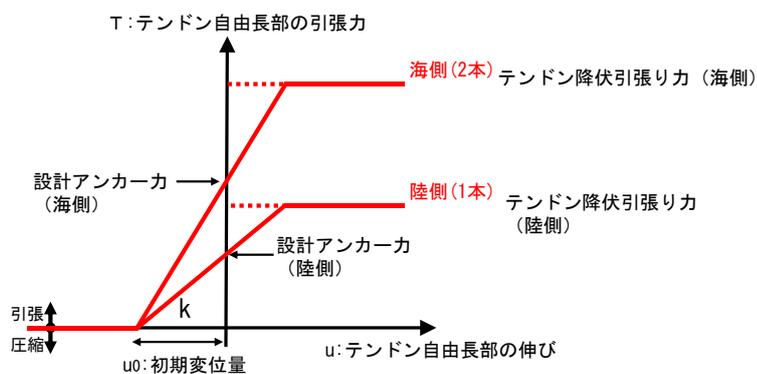
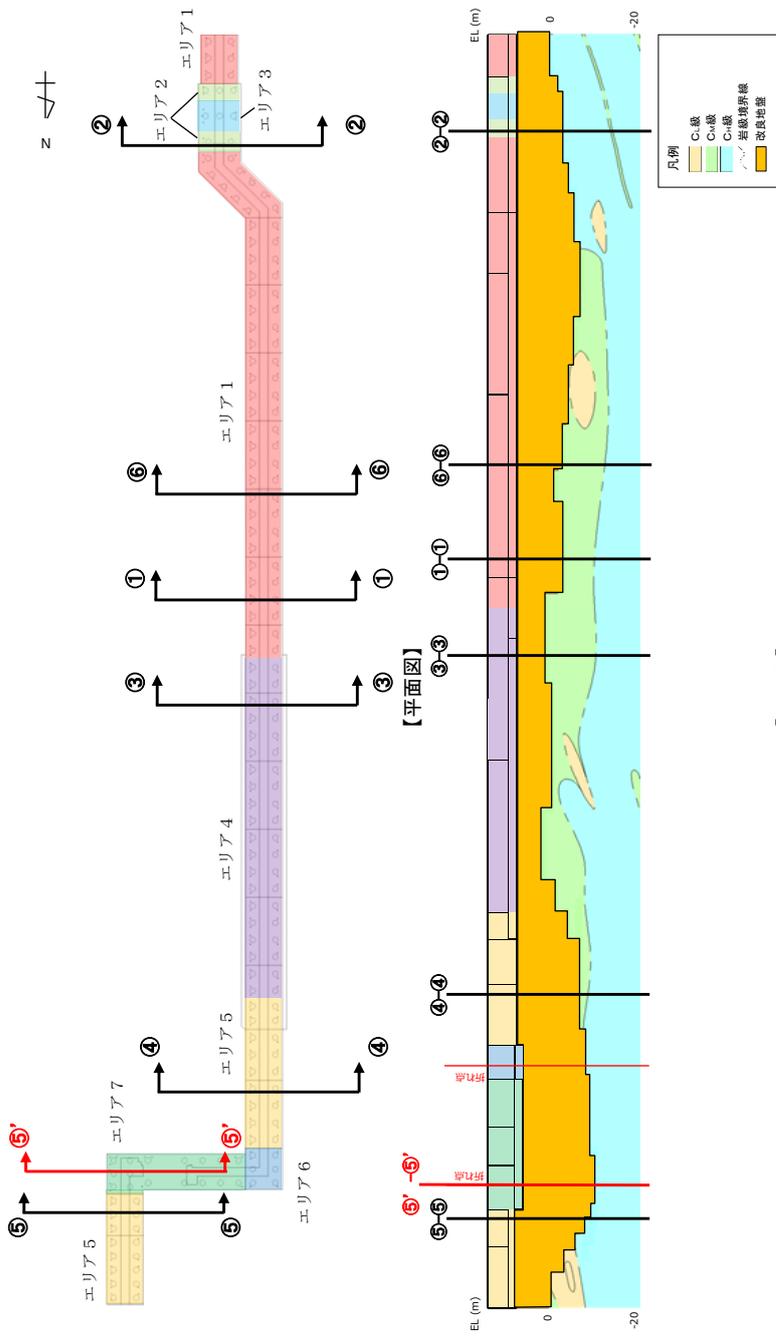


図 3.5.2-24 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

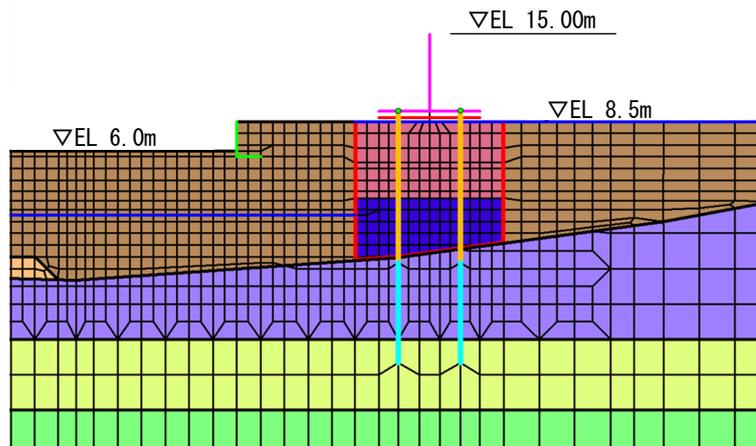


【断面図】

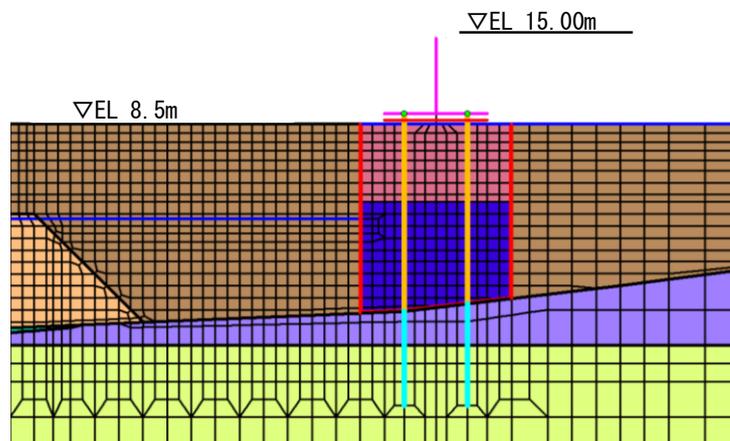
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	設計アンカー力/許容アンカー力	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア 1	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	0.82	2000	0.82
エリア 2				11000~13500	10000				1700	2076	0.82	1650	
エリア 3				12500~13000	9000				1500	1868	0.80	1535	
エリア 4				7000~11500	8500				2800	2400	0.77	2000	
エリア 5				10000~20500	7000				1170	1453	0.81	1625 (北側) 2000 (南側)	
エリア 6				17000~18500	9500				1550	1972	0.79	1650	
エリア 7				17500~20000	10000				1650	2076	0.79	1650	

注記*: テンドン自由長部はアンカー一体が岩盤に確実に着着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

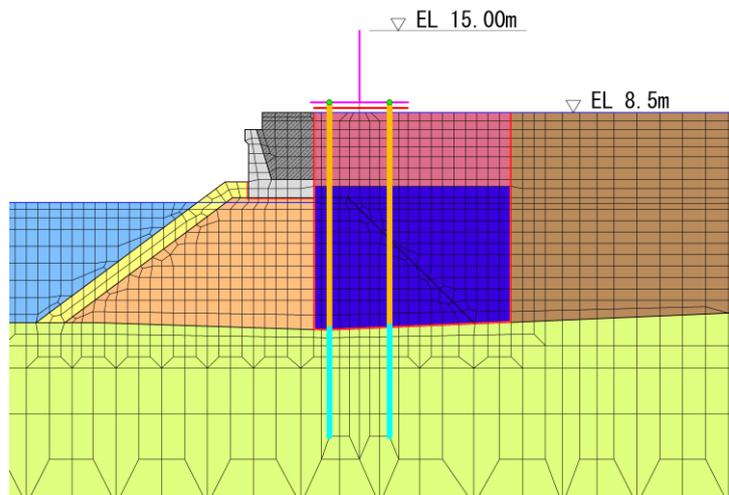
図 3.5.2-25 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図



【①-①断面】



【④-④断面】



【⑤-⑤断面】

図 3.5.2-26 各解析モデルにおけるグラウンドアンカ位置

(3) 地盤及び改良地盤の物性値

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 3.5.2-7～表 3.5.2-12 に示す。

表 3.5.2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析）

		埋戻土
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17

注 1：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，内部摩擦角は代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用する。

表 3.5.2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

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。

表 3.5.2-9 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	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	765800	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 3.5.2-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（施設護岸背面））

対象施設	防波壁 (逆T擁壁)
密度 ρ^{*1} (g/cm ³)	2.11 【2.00】
ヤング係数 ^{*2} E (N/mm ²)	2.5×10^4
ポアソン比 ν	0.20

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数 2.5×10^4 N/mm² を設定。

表 3.5.2-11 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度*		引張強度* σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

注記*：残留強度及び引張強度の設定は「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」の「（参考資料3）改良地盤①～③の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 3.5.2-12 地盤の解析用物性値（有効応力解析，3号機エリア）

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	V_p (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度	V_s (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量	γ (kN/m ³)	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	ν_d	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	h	0.030	0.030	0.030	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	2601000	6118000	15690000	24860000

(4) 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計地下水位を表 3.5.2-13 に示す。

表 3.5.2-13 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（逆 T 擁壁）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.5.3 評価方法

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

(1) 逆T擁壁

a. 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

逆T擁壁の応力度算定には、解析コード「EMRGINING」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。

b. せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。逆T擁壁の応力度算定には、解析コード「EMRGINING」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。

c. グラウンドアンカによる支圧照査

グラウンドアンカによる支圧照査は、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_b = T/S \quad (3.1)$$

ここで、

σ_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧板の面積 (mm²) (≒142800mm²)

(2) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

なお、当該照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆T擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認するとともに、グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆T擁壁底面の傾斜を確認する。

滑動、転倒に対する耐力の確認は以下のとおり実施する。

a. 逆T擁壁の滑動の照査

逆T擁壁の滑動の照査においては、津波時における逆T擁壁の滑動に対する耐力（摩擦抵抗力）と逆T擁壁に発生する作用力（津波荷重等）の比が1以上であることを確認する。

滑動の照査にあたっては、逆T擁壁と改良地盤の境界部の摩擦係数は、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 $\mu = 0.5$ を設定する。

安全率=耐力/作用力

耐力（摩擦抵抗）：(積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力)×静止摩擦係数

作用力：津波荷重+衝突荷重+風荷重

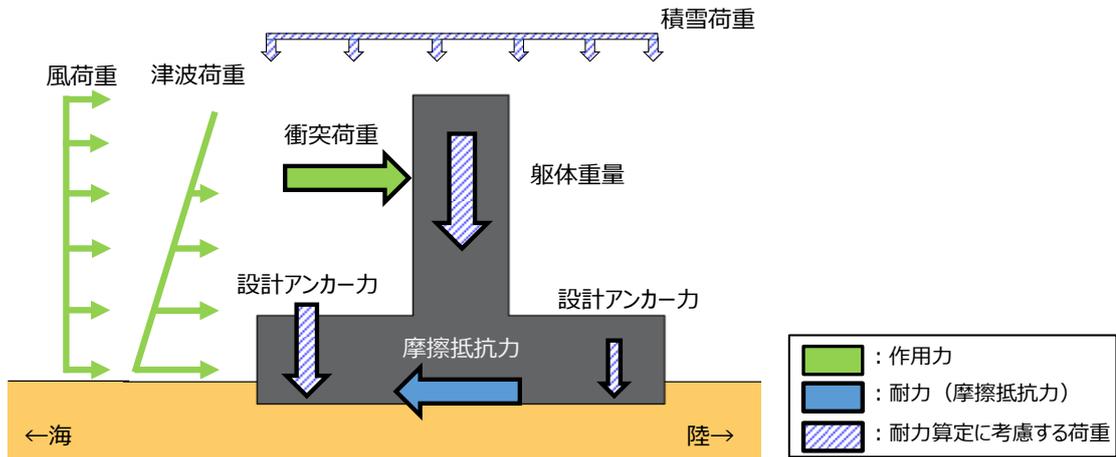


図 3.5.3-1 滑動の照査における荷重イメージ

b. 逆T擁壁の転倒の照査

逆T擁壁の転倒の照査においては、津波時における逆T擁壁の転倒に対する耐力（積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力によるモーメント）と逆T擁壁に発生する作用力（津波荷重、衝突荷重及び風荷重によるモーメント）の比が1以上であることを確認する。

安全率=耐力／作用力

耐力：耐力算定に考慮する荷重（積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力）のモーメントの総和

作用力：作用力算定に考慮する荷重（津波荷重+衝突荷重+風荷重）のモーメントの総和

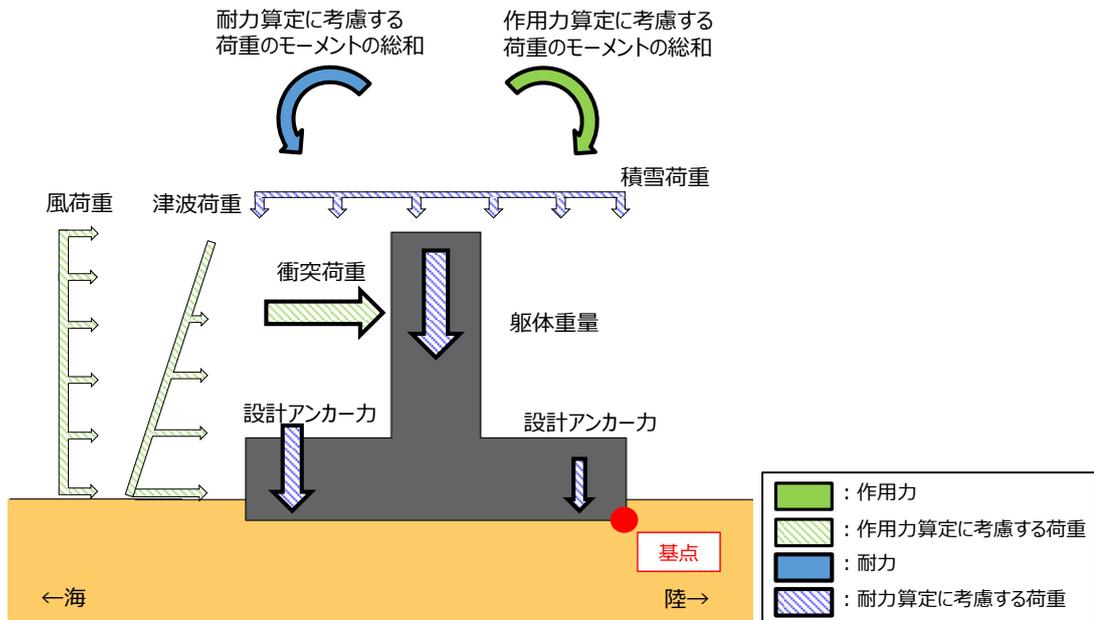


図 3.5.3-2 転倒の照査における荷重イメージ

c. 逆T擁壁の底版の傾斜の照査

図 3.5.3-3 に示す逆T擁壁の底版の傾斜は、津波時における底版両端部の鉛直座標の差分 $u_z (= |u_{z2} - u_{z1}|)$ を底版両端部の水平座標の差分 $u_x (= |u_{x2} - u_{x1}|)$ で割ることにより算出する。

$$\text{底版傾斜} = u_z / u_x = |u_{z2} - u_{z1}| / |u_{x2} - u_{x1}|$$

ここに、

u_z : 底版両端部の鉛直座標の差分 (mm)

u_x : 底版両端部の水平座標の差分 (mm)

u_{z1} : 底版西側端部の鉛直座標 (mm)

u_{z2} : 底版東側端部の鉛直座標 (mm)

u_{x1} : 底版西側端部の水平座標 (mm)

u_{x2} : 底版東側端部の水平座標 (mm)

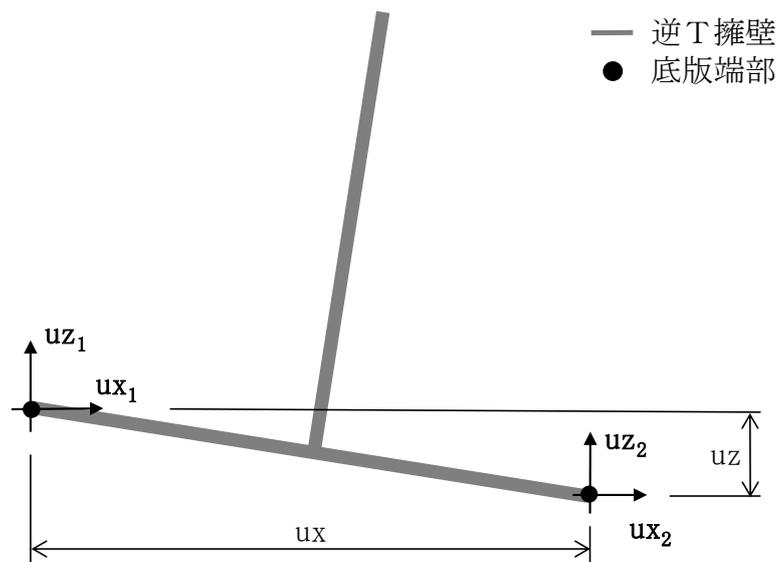


図 3.5.3-3 逆T擁壁底版の傾斜イメージ図

(3) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率の算定フローを図3.5.3-4に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

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

改良地盤の想定すべり線を図3.5.3-5に示す。

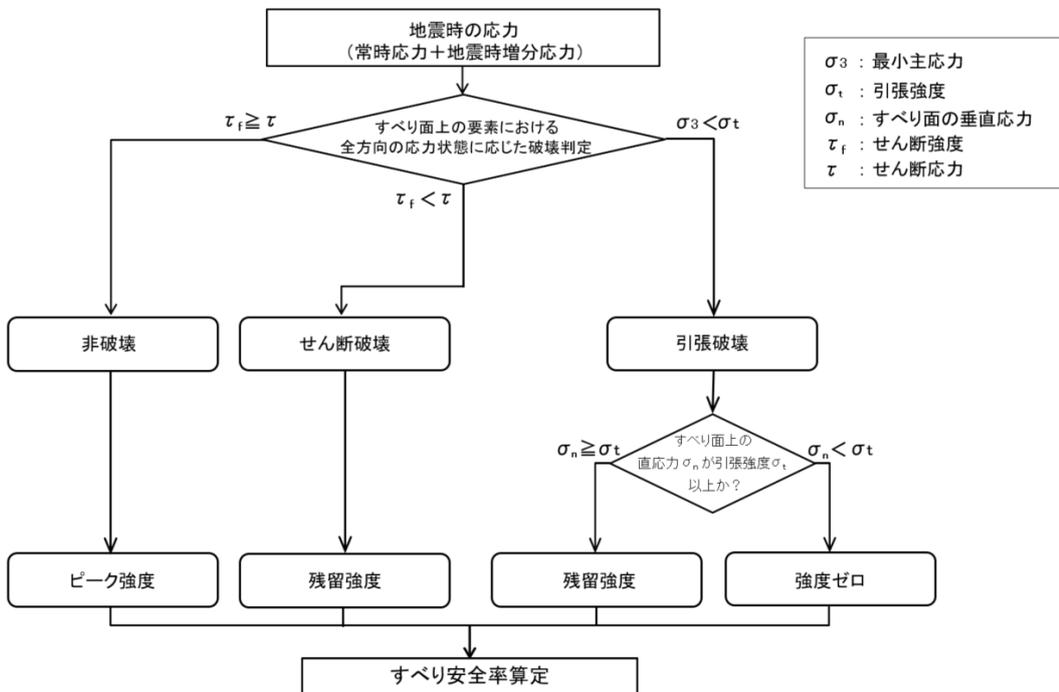


図 3.5.3-4 すべり安全率算定のフロー

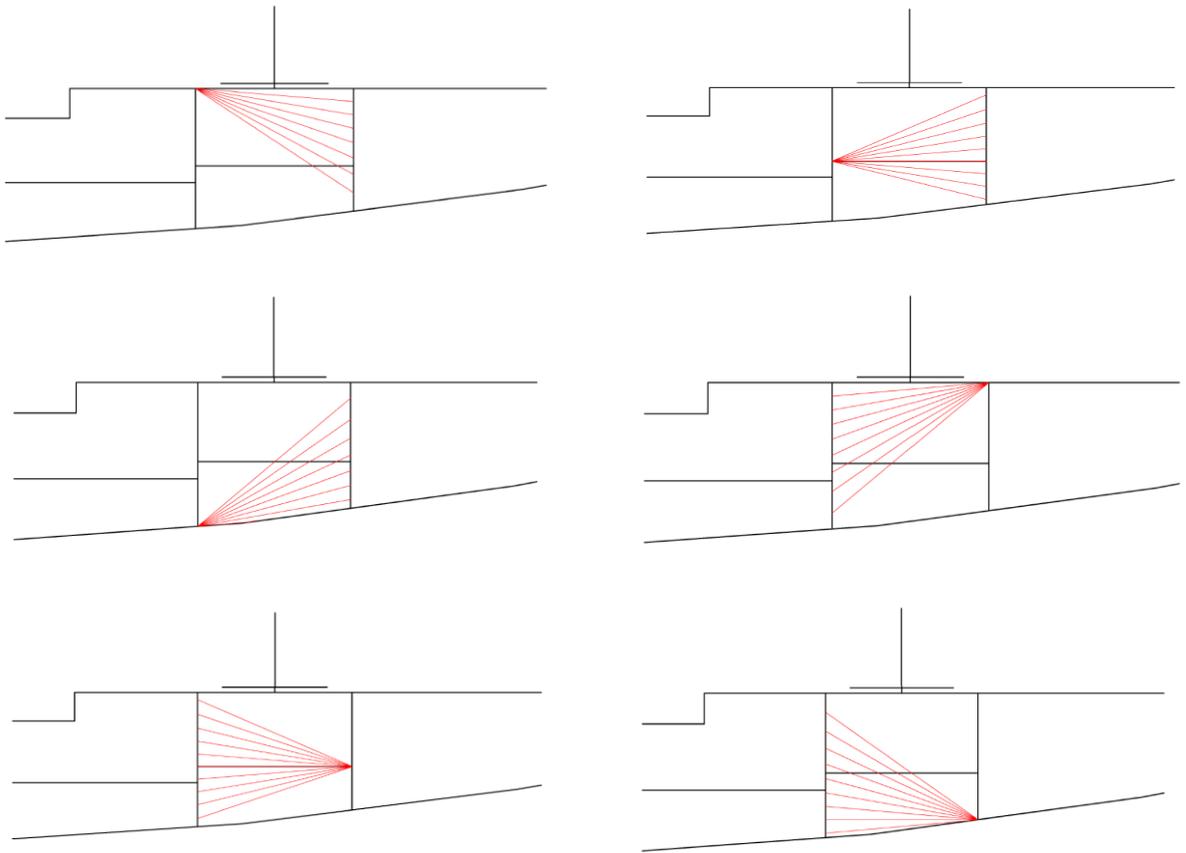


図 3.5.3-5(1) 改良地盤の想定すべり線 (①-①断面)

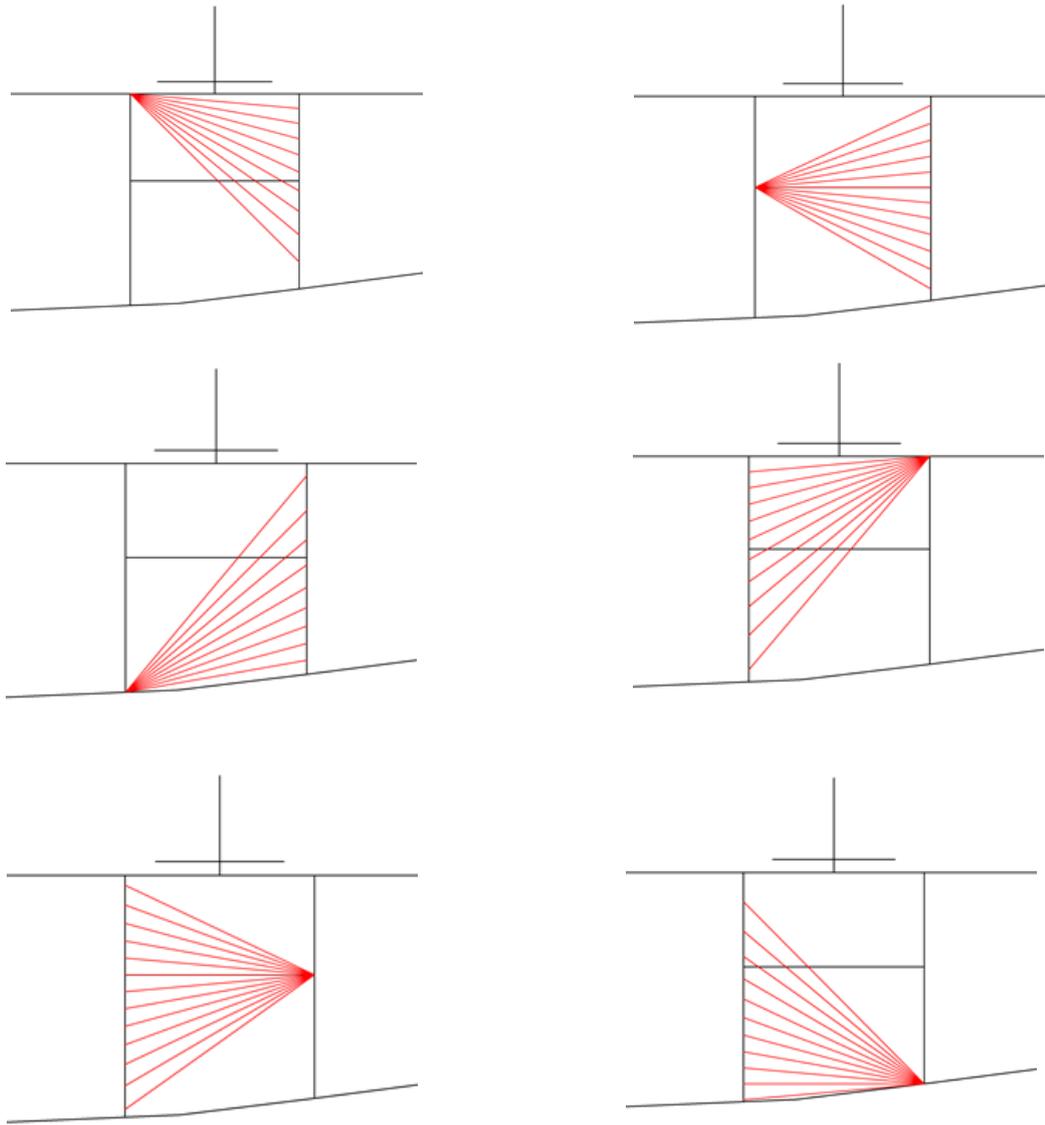


図 3.5.3-5(2) 改良地盤の想定すべり線 (④-④断面)

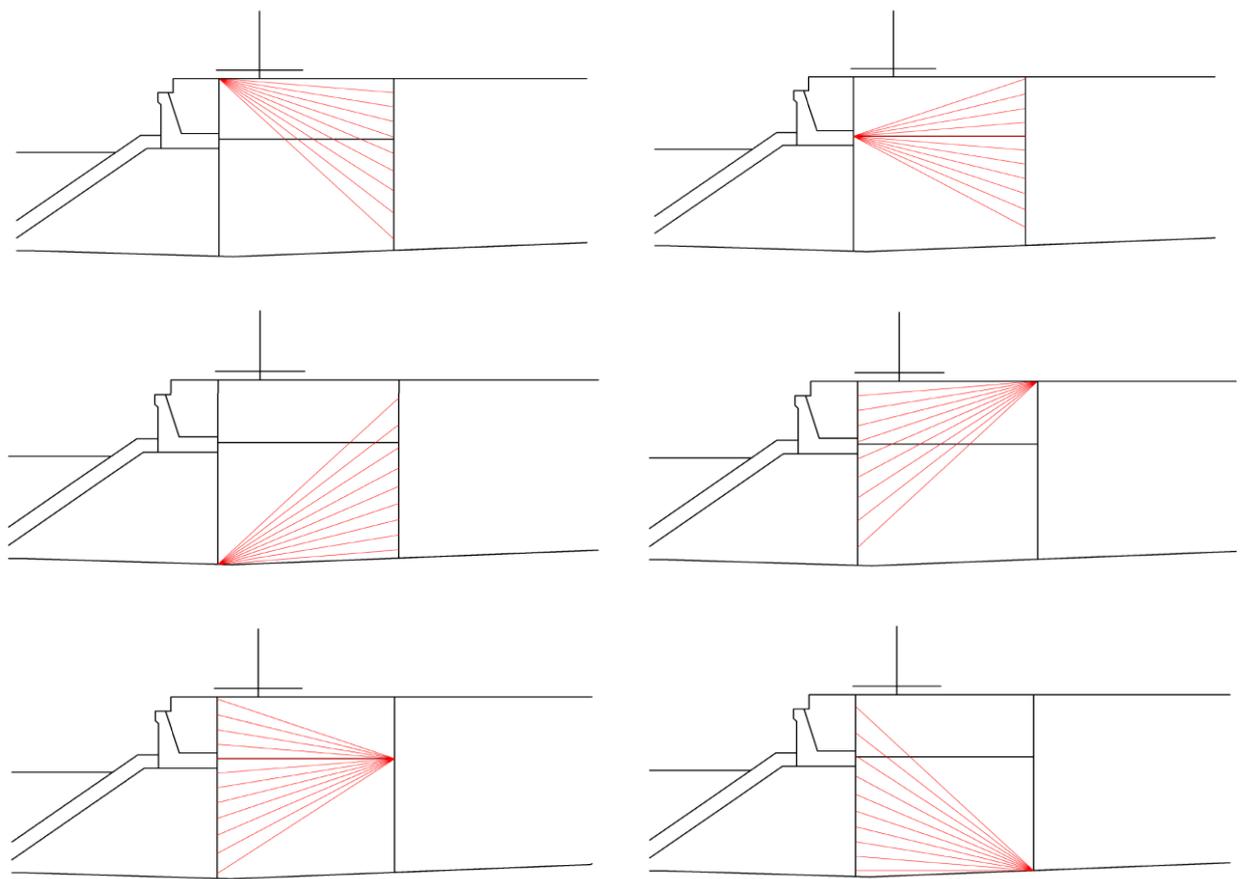


図 3.5.3-5(3) 改良地盤の想定すべり線 (⑤-⑤断面)

(4) 止水目地

止水目地の津波時の変形性評価は、津波時の変位量が許容限界以下であることを確認する。

x方向（法線直交方向）及びz方向（深度方向）の変位量は、図3.5.3-6に示すとおり、防波壁（逆T擁壁）天端における津波時の相対変位量とし、保守的に最大の相対変位量を2倍したものを算定する。

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

止水目地の変位量の算定方法を表3.5.3-1に示す。

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

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

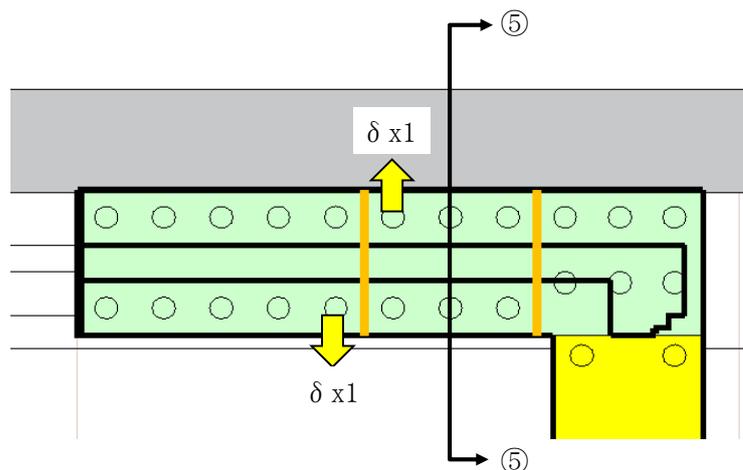
ここで、

δ_{x1} : x方向（法線直交方向）の最大相対変位量

δ_{z1} : z方向（深度方向）の最大相対変位量

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

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



δ_{z1} : 評価対象断面の逆T擁壁天端における津波時の深度方向変位

図3.5.3-6 津波時の変位量の概念図

表 3.5.3-1 止水目地の変位量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	δy
①-①断面	①-①断面の逆T擁壁天端の最大相対変位量 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の2倍	—
④-④断面	④-④断面の逆T擁壁天端の最大相対変位量 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の2倍	(法線方向の最大相対変位量は生じないため考慮しない。)
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の逆T擁壁天端の最大相対変位量 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の2倍	

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、底版直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる接地圧の最大値が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-3 に示す。

表 4-1 強度評価に用いる条件 (①-①断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	10368	kN
	グラウンドアンカの初期緊張力	1440	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	225	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	205	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4-2 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	10368	kN
	グラウンドアンカの初期緊張力	1170	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	225	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	205	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

表 4-3 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	6331	kN
	グラウンドアンカの初期緊張力	1650	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	215.385	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	215	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	t/m ³

5. 強度評価結果

5.1 逆T擁壁

5.1.1 逆T擁壁の曲げ照査及びせん断照査

逆T擁壁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 5.1.1-1～表 5.1.1-9 に示す。また，断面力図を図 5.1.1-1～図 5.1.1-3 に示す。この結果から逆T擁壁の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.1-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1265	373	2.9	13.5	0.22

表 5.1.1-2 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1266	371	3.0	13.5	0.23

表 5.1.1-3 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1318	365	3.1	13.5	0.23

表 5.1.1-4 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1265	373	107.2	294	0.37

表 5.1.1-5 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1266	371	107.5	294	0.37

表 5.1.1-6 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
①	1318	365	113.7	294	0.39

表 5.1.1-7 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
(①-①断面)

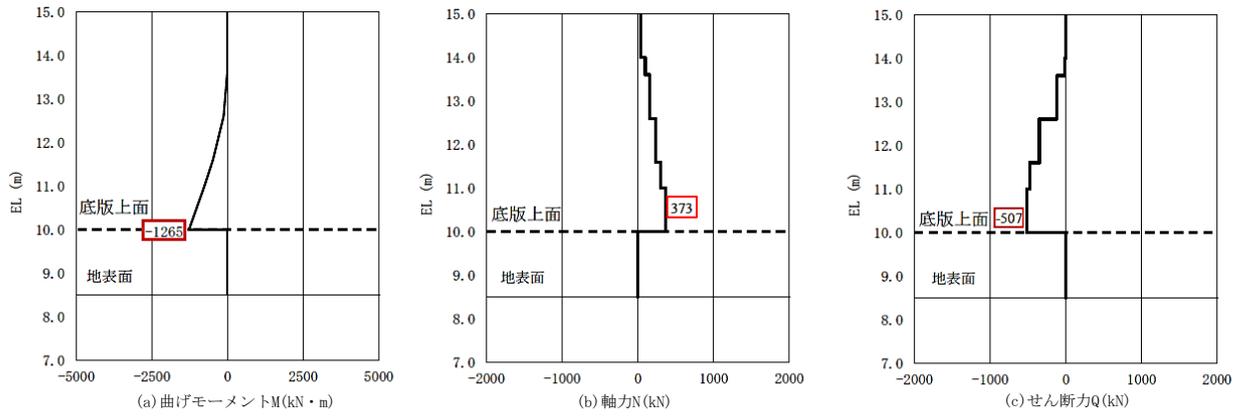
解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
①	507	0.30	0.67	0.45

表 5.1.1-8 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)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
①	507	0.30	0.67	0.45

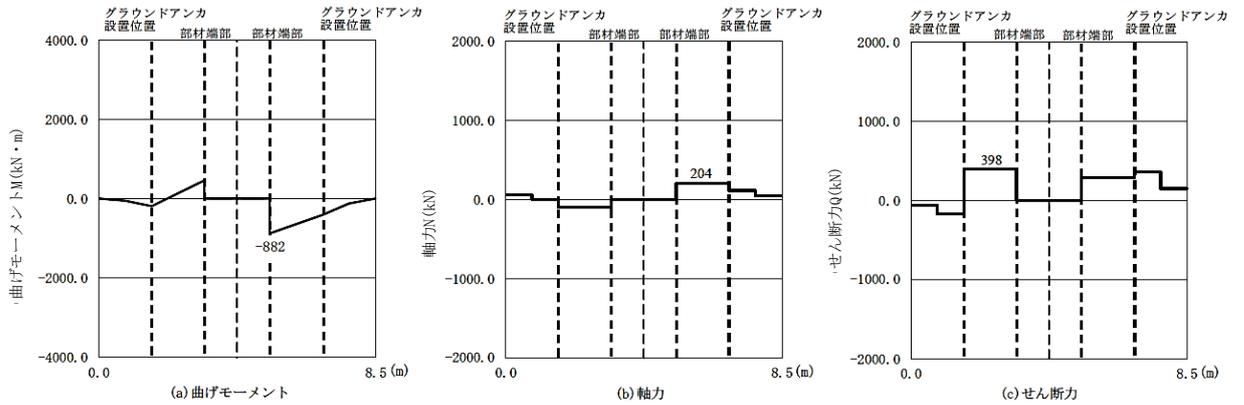
表 5.1.1-9 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}
	せん断力 Q (kN)			
①	528	0.35	0.67	0.53



(- : 引張, + : 圧縮)

(縦壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

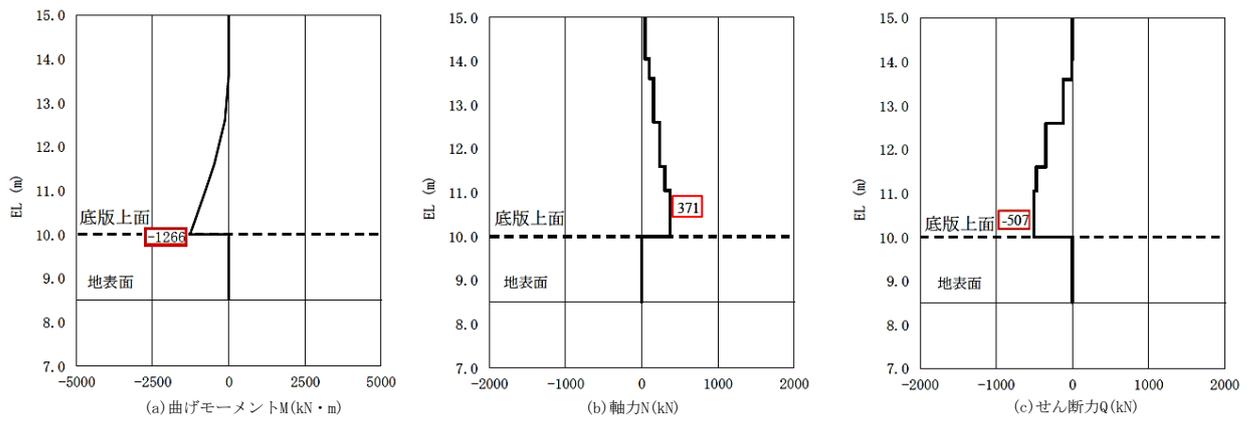
注：逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 5.1.1-1 逆T擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

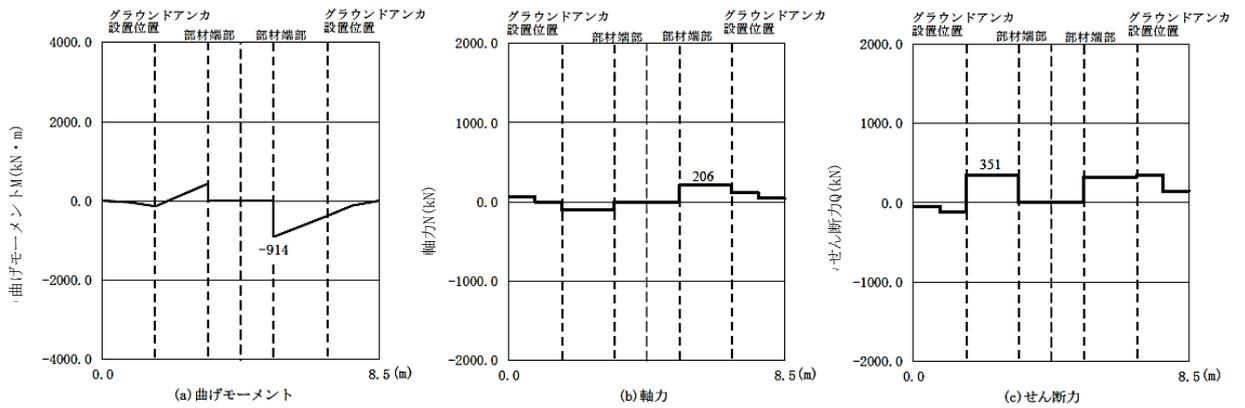
(①-①断面)

解析ケース①：基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

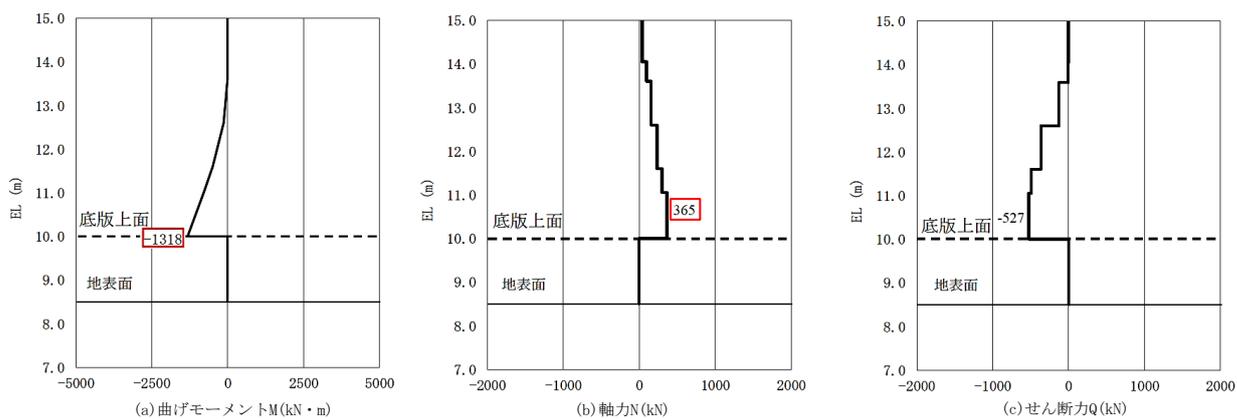
注：逆T擁壁(底板)西端をゼロとする。

(底板)

図 5.1.1-2 逆T擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

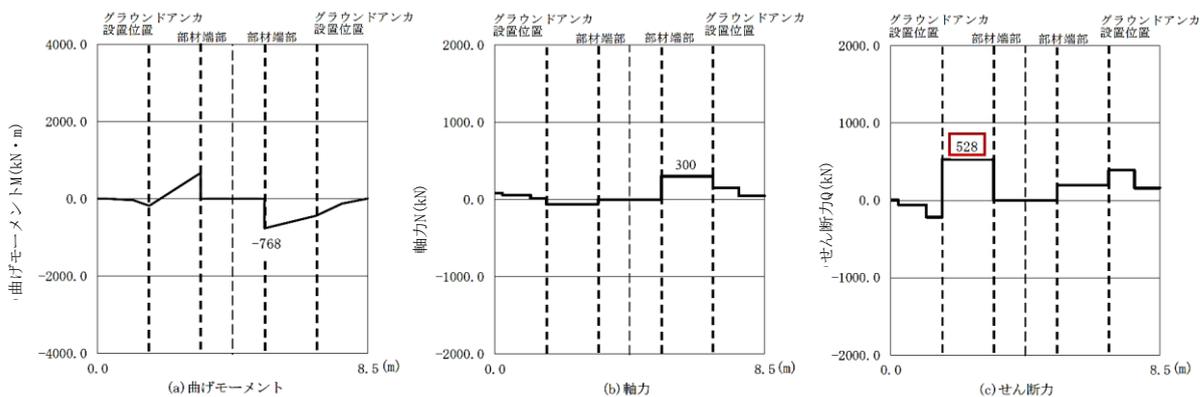
(④-④断面)

解析ケース①：基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

注：逆T擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 5.1.1-3 逆T擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力

(⑤-⑤断面)

解析ケース①：基本ケース

5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査

逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査値を表 5.1.2-1～表 5.1.2-3 に示す。この結果から、逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.2-1 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（①-①断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	10.2	18.0	0.57

表 5.1.2-2 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（④-④断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	8.3	18.0	0.47

表 5.1.2-3 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（⑤-⑤断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	11.7	18.0	0.65

5.2 グラウンドアンカ

5.2.1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 5.2.1-1～表 5.2.1-3 に示す。この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2.1-1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
①	1454	1764	0.83

表 5.2.1-2 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
①	1181	1453	0.82

表 5.2.1-3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
①	1670	2076	0.81

5.2.2 逆T擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆T擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。

逆T擁壁の滑動、転倒に対する照査は逆T擁壁に作用する鉛直力、水平力により、それぞれの照査項目に対する耐力、作用力を算定し、安全率により照査を行う。逆T擁壁に作用する鉛直力を表 5.2.2-1 及び表 5.2.2-2 に、水平力を表 5.2.2-3～表 5.2.2-5 に、逆T擁壁に作用する荷重イメージを図 5.2.2-2 に示す。

表 5.2.2-1 逆T擁壁の躯体重量(1m 当たり)

(①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)

		幅 (m)		高さ (m)		単位体積 重量 (kN/m ³)		重量 (kN/m)
逆T擁壁	縦壁	2.0	×	5.0	×	24.0	=	240.0
	底版	8.5	×	2.0	×	24.0	=	408.0
積雪荷重		8.5	×			0.7	=	6.0
漂流物対策工等*							=	250.0
合計								904.0

注記* : 式(1)により算定する。

$$W = W_1 + W_2 \quad (1)$$

$$= 200.0 + 50.0$$

$$= 250.0 \text{ kN/m}$$

ここに,

W : 漂流物対策工等の重量

W₁ : 漂流物対策工の重量 (図 5.2.2-1 を参照し, 式(2)により算定)

W₂ : 逆止弁, 止水目地等の重量 (≒ 50kN/m)

$$W_1 = \gamma \times B \times H \quad (2)$$

$$= 24.0 \times 0.5 \times (5.0 + 3.25 + 2.0)$$

$$= 123 \text{ kN/m} \approx 200.0 \text{ kN/m}$$

ここに,

γ : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

B : 漂流物対策工の幅 (m)

H : 漂流物対策工の高さ (m)

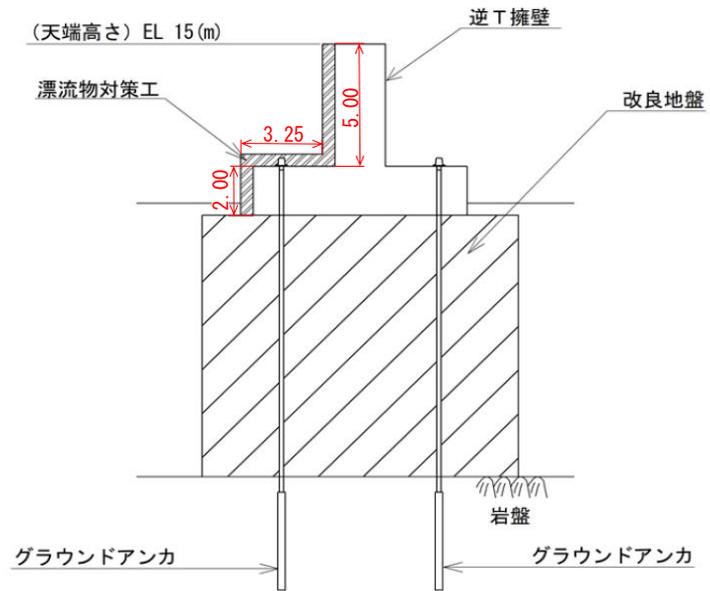


図 5.2.2-1 漂流物対策工 (0.5m 幅) 設置図

表 5.2.2-2(1) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (①-①断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2880 (1440×2)	÷	4.0	=	720.0
陸側	1440	÷	4.0	=	360.0

表 5.2.2-2(2) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (④-④断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	4.0	=	585.0
陸側	1170	÷	4.0	=	292.5

表 5.2.2-2(3) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	3300 (1650×2)	÷	3.25	=	1015.4
陸側	1650	÷	3.25	=	507.7

表 5.2.2-3(1) 逆T擁壁に作用する風荷重 (①-①断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2.2-3(2) 逆T擁壁に作用する風荷重 (④-④断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2.2-3(3) 逆T擁壁に作用する風荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2.2-4(1) 逆T擁壁に作用する衝突荷重 (①-①断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2.2-4(2) 逆T擁壁に作用する衝突荷重 (④-④断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2.2-4(3) 逆T擁壁に作用する衝突荷重 (⑤-⑤断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	215.0	=	430.0

表 5.2.2-5(1) 逆T擁壁に作用する津波荷重 (①-①断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

表 5.2.2-5(2) 逆T擁壁に作用する津波荷重 (④-④断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

表 5.2.2-5(3) 逆T擁壁に作用する津波荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

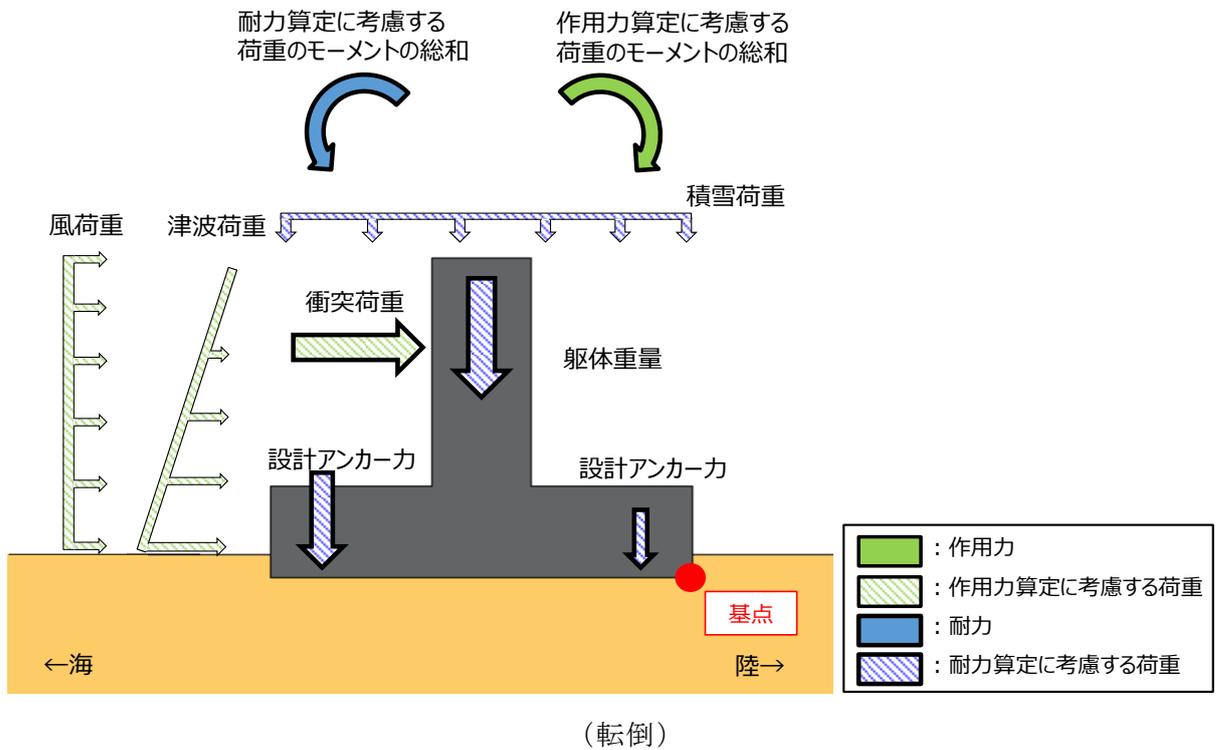
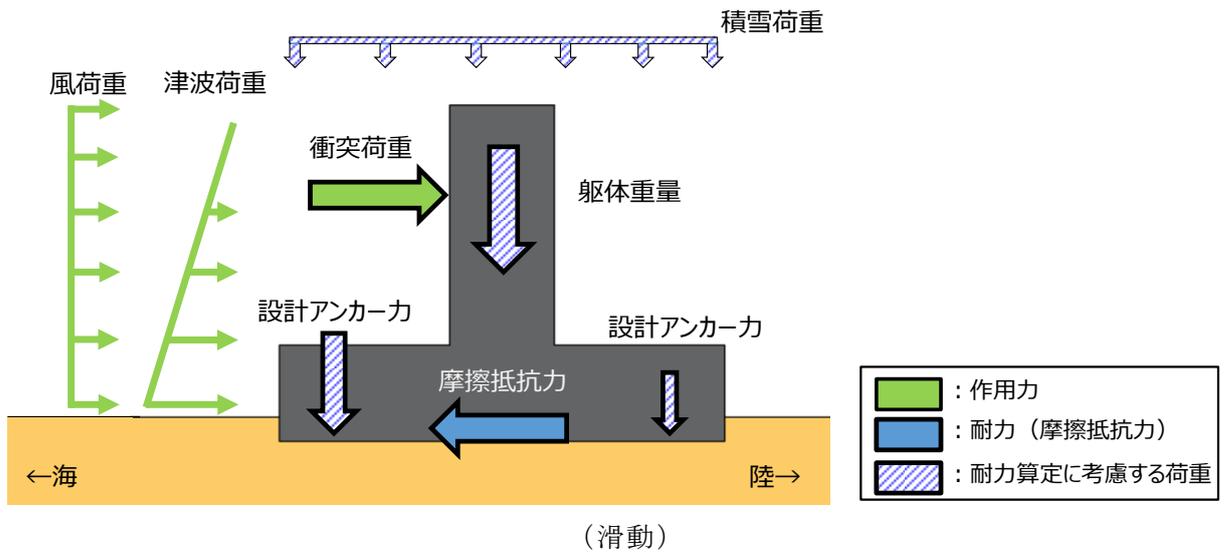


図 5.2.2-2 逆 T 擁壁に作用する荷重イメージ

a. 滑動に対する照査

滑動に対する照査では、水平力の合計を滑動に対する作用力とし、鉛直力の合計に、「港湾基準」に示されるコンクリート同士の摩擦係数 0.5 を乗じたものを、滑動に対する耐力とする。

表 5.2.2-6 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2.2-6(1) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(①-①断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.61

表 5.2.2-6(2) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(④-④断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1781.5(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.44

表 5.2.2-6(3) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	2427.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率	1.91

b. 転倒に対する照査

転倒に対する照査では、表 5.2.2-7 に示す各鉛直力によるモーメントの合計を転倒に対する耐力とし、表 5.2.2-8 に示す各水平力によるモーメントの合計を転倒に対する作用力とする。

表 5.2.2-9 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2.2-7(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(①-①断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 5.2.2-7(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(④-④断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	585.0	×	7.375	=	4314.4
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	292.5	×	1.125	=	329.1
合計					8485.2

表 5.2.2-7(3) 逆T擁壁の転倒に対する耐力(⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	1015.4	×	7.375	=	7488.5
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	507.7	×	1.125	=	571.2
合計					11901.4

表 5.2.2-8(1) 逆T擁壁の転倒に対する作用力(①-①断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2.2-8(2) 逆T擁壁の転倒に対する作用力(④-④断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2.2-8(3) 逆T擁壁の転倒に対する作用力(⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 5.2.2-9(1) 逆T擁壁の転倒に対する照査結果(①-①断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.94

表 5.2.2-9(2) 逆T擁壁の転倒に対する照査結果(④-④断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	8485.2
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.49

表 5.2.2-9(3) 逆T擁壁の転倒に対する照査結果(⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	11901.4
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率	4.72

5.2.3 逆T擁壁の底版の傾斜

グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆T擁壁の底版の傾斜を算出した結果を5.2.3-1に示す。

表 5.2.3-1 逆T擁壁の底版の傾斜

解析 ケース	対象断面	底版両端部の	底版両端部の	底版傾斜
		鉛直座標の差分 uz (mm)	水平座標の差分 ux (mm)	
①	①-①断面	1.931	8499.994	1/4401
	④-④断面	2.167	8499.994	1/3923
	⑤-⑤断面	2.281	8499.977	1/3727

5.3 改良地盤

5.3.1 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 5.3.1-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.3.1-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	最小すべり安全率		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
①	8.20	8.54	10.33

5.3.2 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、①-①断面、④-④断面、⑤-⑤断面について、破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

①-①断面、④-④断面及び⑤-⑤断面について、改良地盤の局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 5.3.2-1 及び図 5.3.2-2 に示す。検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過しており、破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

①-①断面及び④-④断面ではせん断強度及び引張強度に達する要素がないこと、及び⑤-⑤断面ではせん断強度に達する要素はなく、引張強度に達する要素は局所的であり、最小すべり安全率が 10.33 と余裕を有していることから、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

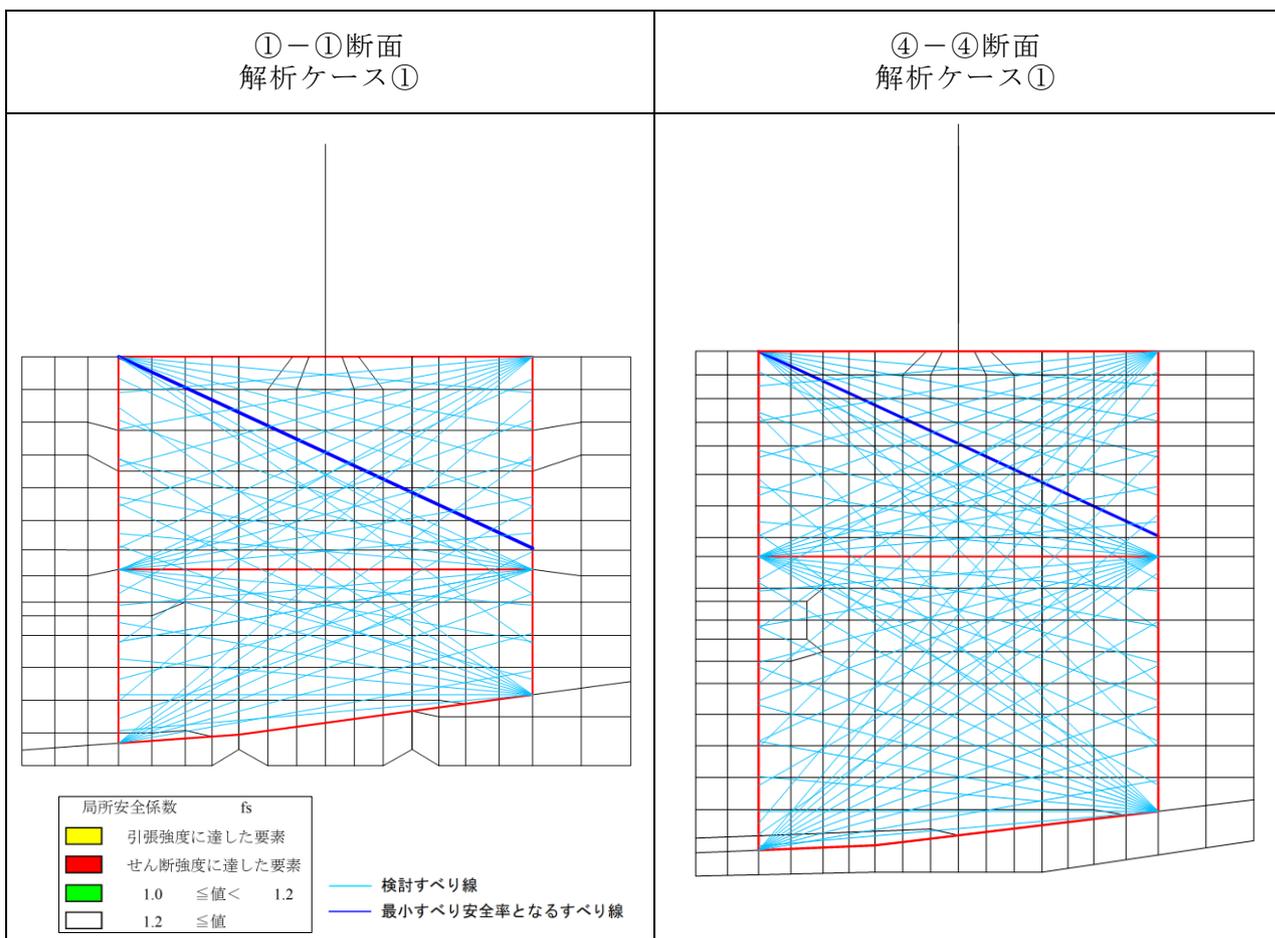


図 5.3.2-1 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ
(①-①断面, ④-④断面)

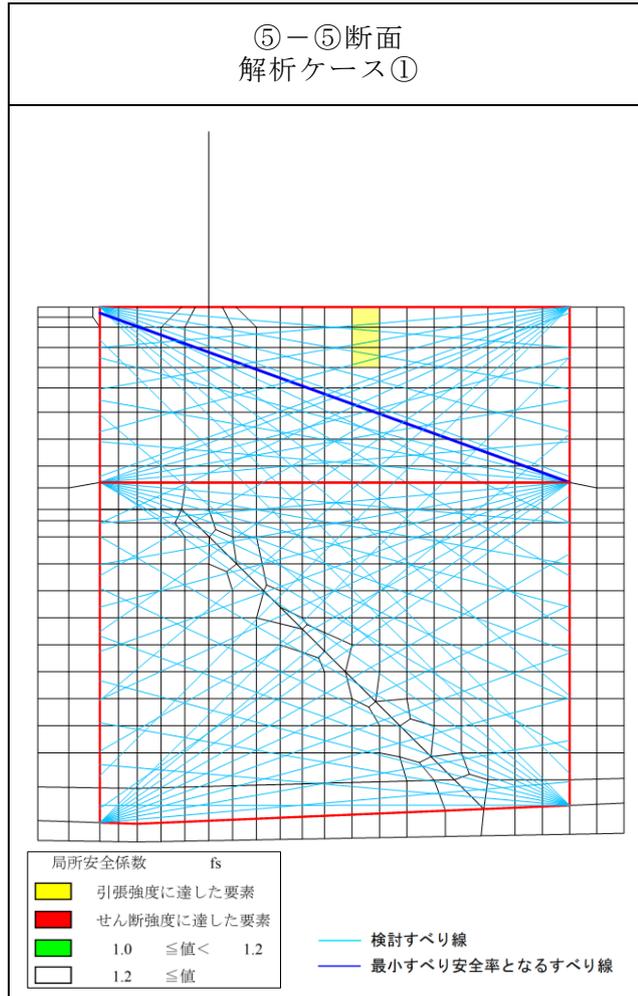


図 5.3.2-2 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ
(⑤-⑤断面)

5.3.3 内的安定評価のまとめ

「5.3.1 評価結果」及び「5.3.2 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について」より、改良地盤のすべり安全率が許容限界である 1.2 以上であること、及び改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

5.4 止水目地

津波時の止水目地（ゴムジョイント）の変位量に対する照査結果を表 5.4-1～表 5.4-4 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 5.4-1 津波時の止水目地（ゴムジョイント）の変位量

解析 ケース	対象断面	防波壁天端変位量	
		法線直交方向	深度方向
		$\delta x1$ (mm)	$\delta z1$ (mm)
①	①-①断面	5	0
	④-④断面	6	0
	⑤-⑤断面	7	1

表 5.4-2 止水目地（ゴムジョイント）の変位量に対する照査結果（①-①断面）

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : 法線直交方向	10	—
δz : 深度方向	0	—
合成方向（2方向合成）	10	449

表 5.4-3 止水目地（ゴムジョイント）の変位量に対する照査結果（④-④断面）

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : 法線直交方向	12	—
δz : 深度方向	0	—
合成方向（2方向合成）	12	449

表 5.4-4 止水目地（ゴムジョイント）の変位量に対する照査結果（⑤-⑤断面）

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : 法線直交方向	13	—
δz : 深度方向	1	—
合成方向（2方向合成）	13	449

5.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.5-1～表 5.5-6 に、基礎地盤の接地圧分布図を図 5.5-1～図 5.5-3 に示す。この結果から、防波壁（逆 T 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 5.5-1 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.4	1.4	0.29

表 5.5-2 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.5	9.8	0.06

表 5.5-3 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.4	1.4	0.29

表 5.5-4 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.5	9.8	0.06

表 5.5-5 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.4	1.4	0.29

表 5.5-6 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R/R_u
①	0.4	3.9	0.11

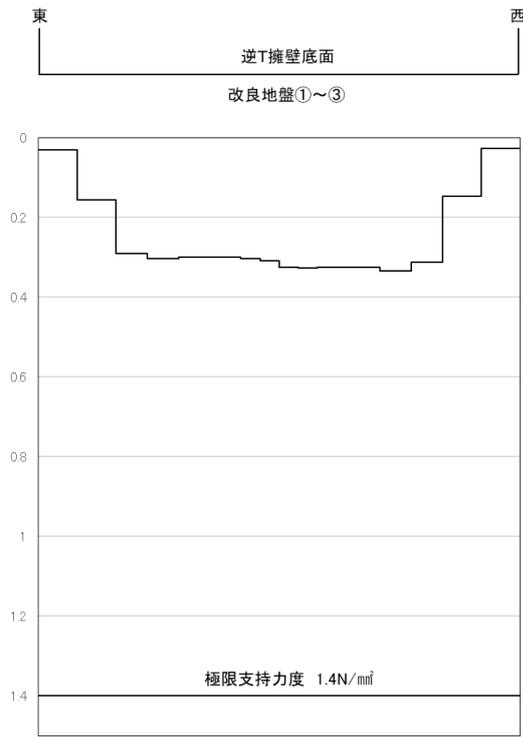


図 5.5-1(1) 基礎地盤の接地圧分布図（①-①断面，改良地盤）
解析ケース①：基本ケース

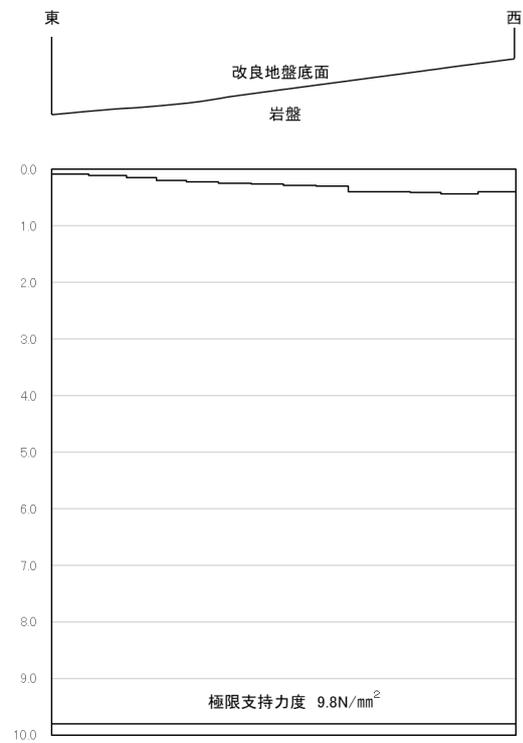


図 5.5-1(2) 基礎地盤の接地圧分布図（①-①断面，岩盤）
解析ケース①：基本ケース

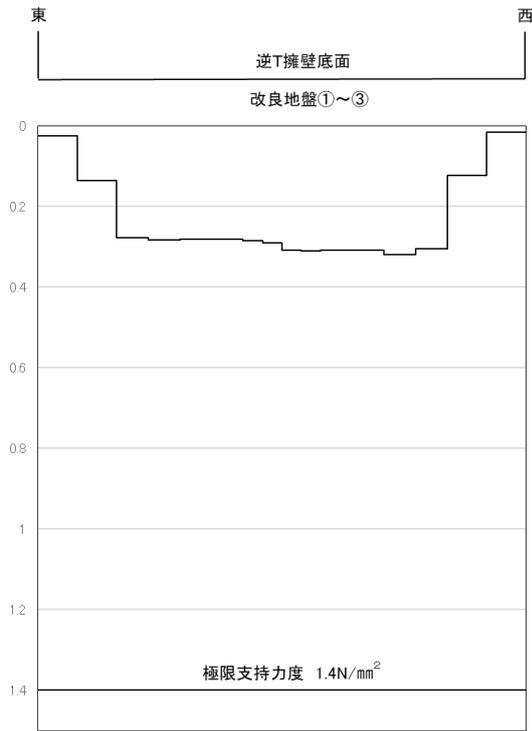


図 5.5-2(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 改良地盤)
解析ケース①：基本ケース

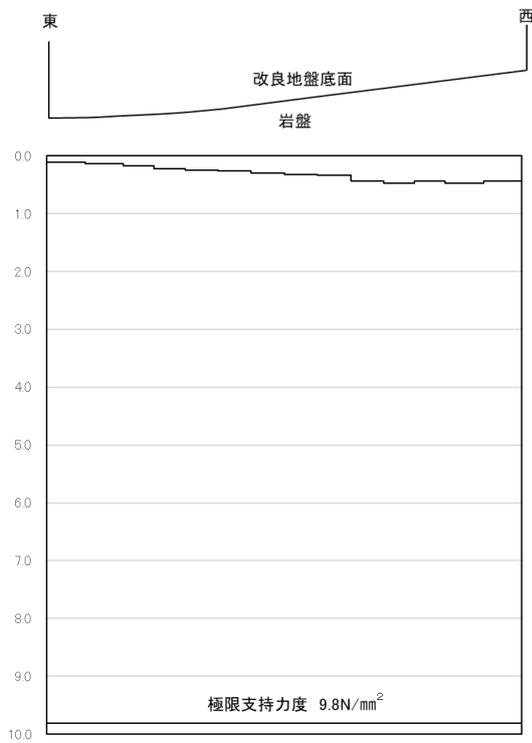


図 5.5-2(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)
解析ケース①：基本ケース

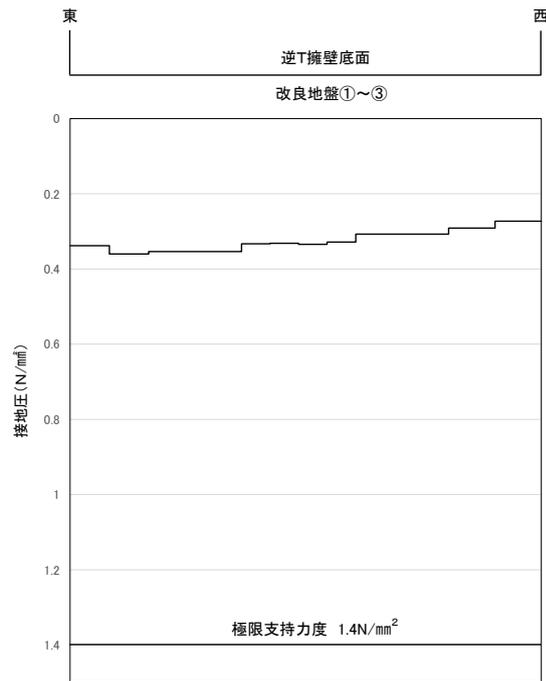


図 5.5-3(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 改良地盤)
解析ケース①：基本ケース

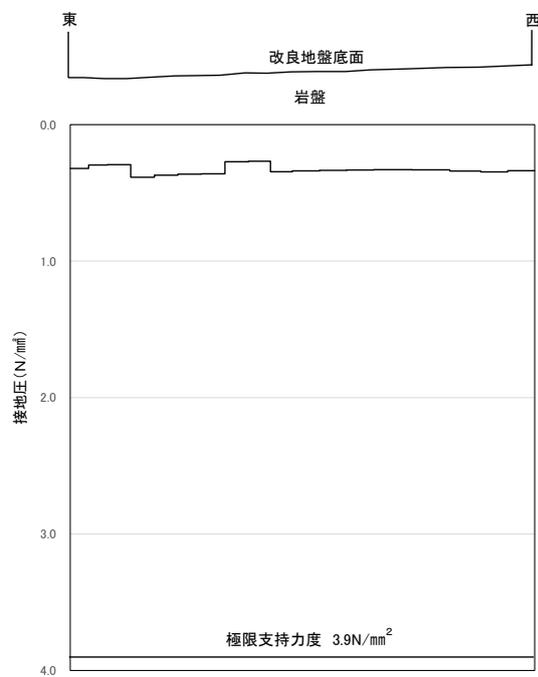


図 5.5-3(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)
解析ケース①：基本ケース

5.6 施設護岸等の損傷による不確かさの検討

5.6.1 概要

防波壁（逆T擁壁）の前面には、図 5.6.1-1 のとおり全線にわたって施設護岸が設置されており、施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石を設置している。

施設護岸等の役割を表 5.6.1-1 に示す。

施設護岸等は、その形状を適切にモデル化し防波壁（逆T擁壁）の評価を実施する方針としているが、施設護岸等は耐震性が低いことから、施設護岸等が損傷した場合の解析ケースを実施する。

防波壁（逆T擁壁）の前面に耐震性の低い施設護岸等が設置される断面においては、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、これらが無い場合の検討を実施する。

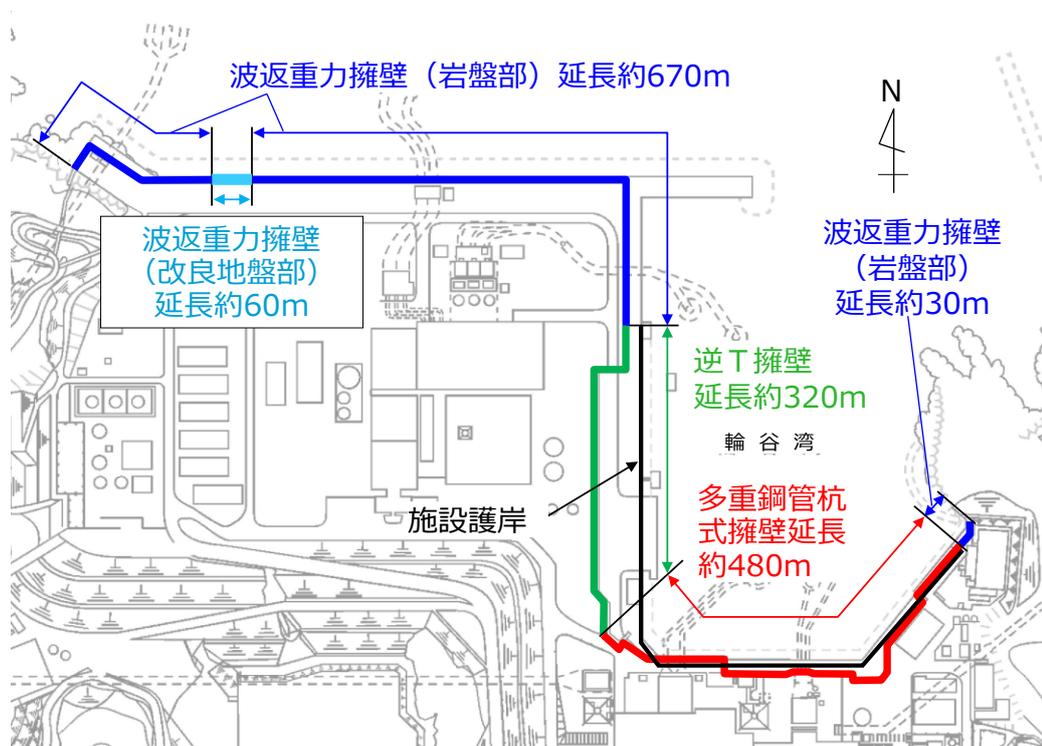


図 5.6.1-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

表 5.6.1-1 施設護岸等の役割

部位	役割
施設護岸	役割に期待しない (解析モデルに反映し、防波壁(逆T擁壁)への波及的影響を考慮する)
基礎捨石及び被覆石	役割に期待しない (解析モデルに反映し、防波壁(逆T擁壁)への波及的影響を考慮する)

5.6.2 評価方針

評価対象断面については、岩盤上面の深さが最も深く、津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤-⑤断面とする。

⑤-⑤断面の施設護岸等が損傷した場合の解析モデルを図 5.6.2-1 に示す。

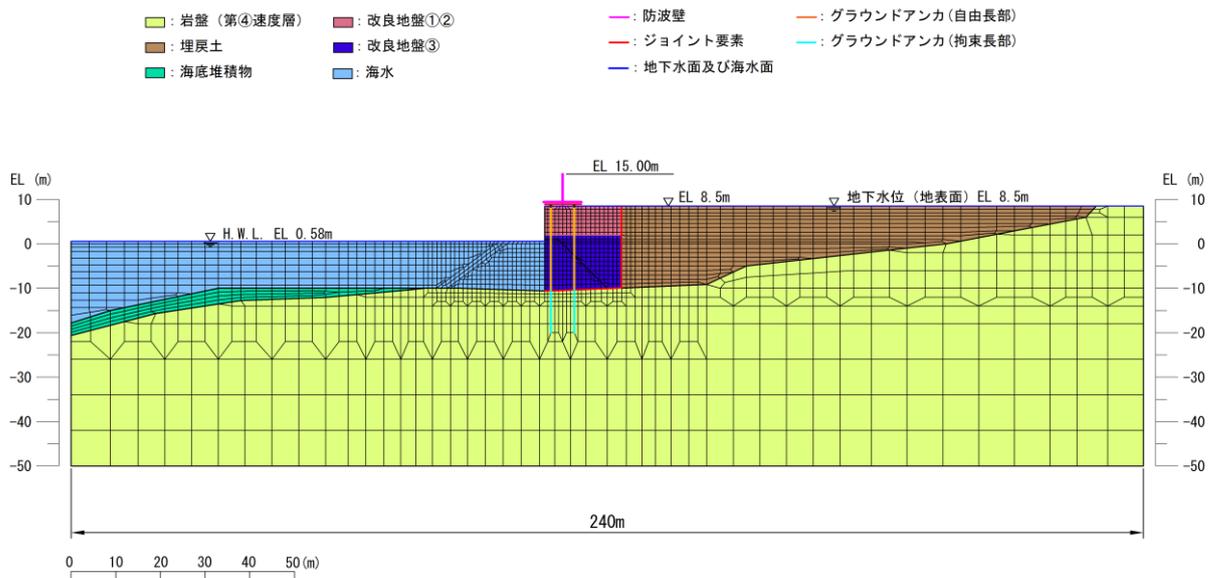


図 5.6.2-1 ⑤-⑤断面における施設護岸等が損傷した場合の解析モデル

また、不確かさの検討を行う解析ケースについては、表 5.6.2-1 に示す解析ケースに対して施設護岸等が損傷した場合を考慮する。

表 5.6.2-1 解析ケース

解析ケース	施設護岸等	地盤の物性値
ケース① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	有	平均値
ケース②	無	平均値

5.6.3 荷重

施設護岸等が損傷した場合に津波荷重が改良地盤に作用するため、施設護岸等の損傷による不確かさケースの強度評価に用いる荷重のうち、遡上津波荷重を以下のとおり設定する。

・遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、その標高と防波壁前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

敷地高以深については、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月）一部改訂」に基づき、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧強度は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

荷重作用図を図 5.6.3-1 に、遡上津波荷重を表 5.6.3-1 に示す。

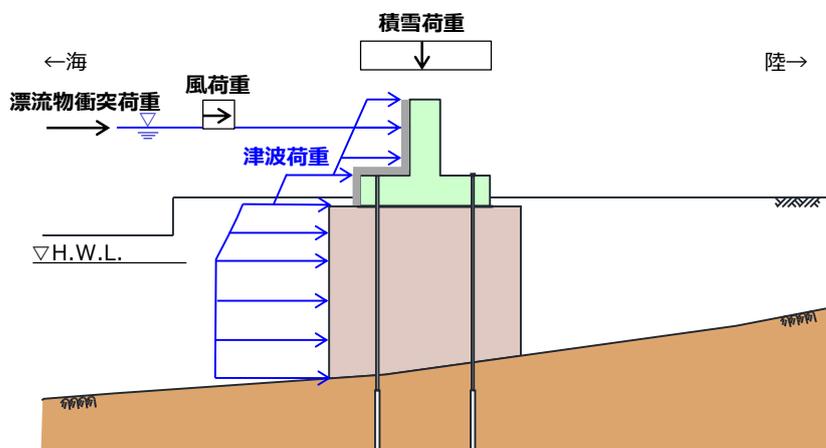


図 5.6.3-1 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（不確かさケース）

表 5.6.3-1 遡上津波荷重（不確かさケース）

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	入射津波の 静水面上の高さ (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)	入射津波の 静水面上の高 さでの波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	6.01	62.12	133.54

5.6.4 評価結果

a. 逆T擁壁

施設護岸等が損傷した場合の評価結果を表5.6.4-1～表5.6.4-7に示す。本検討の結果、施設護岸等が損傷した場合においても、逆T擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.6.4-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモー メント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 強度評価結 果」にて評価済み)	1318	365	3.1	13.5	0.23
施設護 岸等無	②	1318	365	3.1	13.5	0.23

表 5.6.4-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモー メント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 強度評価結 果」にて評価済み)	1318	365	113.7	294	0.39
施設護 岸等無	②	1318	365	113.8	294	0.39

表 5.6.4-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面 力	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{al}
		せん断力 Q (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	528	0.35	0.67	0.53
施設護 岸等無	②	516	0.35	0.67	0.53

表 5.6.4-4 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
施設護 岸等有	① (「5. 強度評価結果」 にて評価済み)	11.7	18.0	0.65
施設護 岸等無	②	11.8	18.0	0.66

表 5.6.4-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
施設護岸 等有	① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	1670	2076	0.81
施設護岸 等無	②	1691	2076	0.82

表 5.6.4-6 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
施設護岸 等有	① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	0.4	1.4	0.29
施設護岸 等無	②	0.4	1.4	0.29

表 5.6.4-7 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
施設護岸 等有	① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	0.4	3.9	0.11
施設護岸 等無	②	0.5	3.9	0.13

b. 改良地盤

(a) 評価結果

施設護岸等が損傷した場合の評価結果を表 5.6.4-8 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.6.4-8 改良地盤のすべり安全率評価結果

	解析ケース	最小すべり安全率
施設護岸 等有	① (「5. 強度評価結果」にて評価済み)	10.33
施設護岸 等無	②	10.19

(b) 局所安全係数分布

施設護岸等が損傷した場合の局所的な破壊が改良地盤の津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

図 5.6.4-1 のとおり、検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過しており、破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

また、せん断強度に達する要素はなく、引張強度に達する要素は局所的であり、最小すべり安全率が 10.19 と余裕を有していることから、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

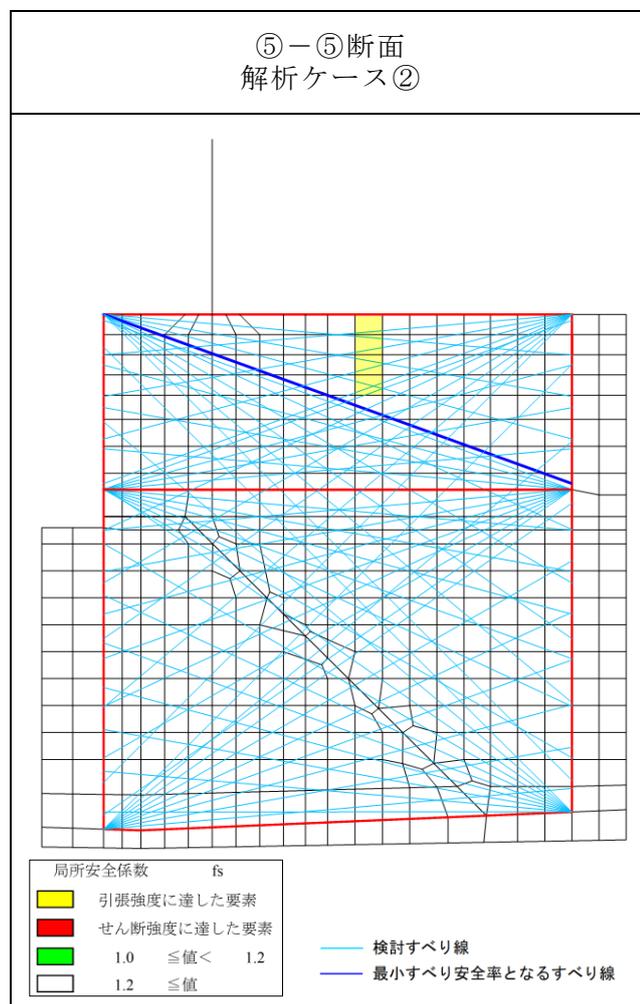


図 5.6.4-1 改良地盤における主応力図及び追加すべり線
(施設護岸等の損傷による不確かさケース)

c. 止水目地

津波時の止水目地(ゴムジョイント)の変位量に対する照査結果を表 5.6.4-9～表 5.6.4-10 に示す。

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

表 5.6.4-9 津波時の止水目地 (ゴムジョイント) の変位量

解析 ケース	対象断面	防波壁天端変位量	
		法線直交方向 $\delta x1$ (mm)	深度方向 $\delta z1$ (mm)
②	⑤-⑤断面	11	2

表 5.6.4-10 止水目地 (ゴムジョイント) の変位量に対する照査結果
(解析ケース②, ⑤-⑤断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : 法線直交方向	22	—
δz : 深度方向	4	—
合成方向 (2方向合成)	22	449

6. 防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討

6.1 鋼管杭の影響検討

鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）への悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準津波に対して、防波壁（逆T擁壁）の津波防護機能が喪失しないことを確認する。

鋼管杭の影響検討フローを図 6.1-1 に示す。

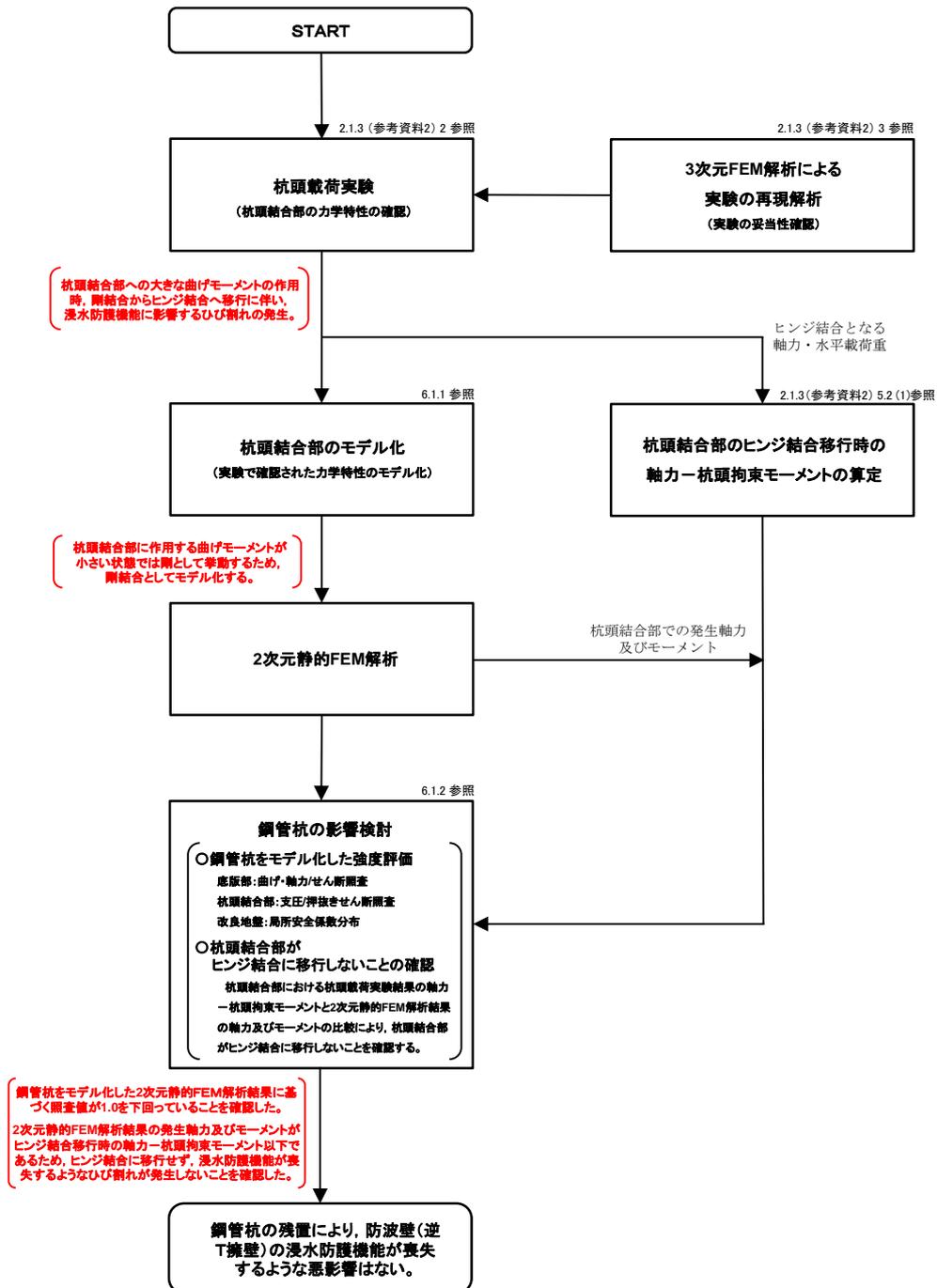


図 6.1-1 鋼管杭の影響検討フロー

6.1.1 評価方針

評価対象断面，評価部位および入力地震動については，強度計算書の「5. 強度評価結果」のうち，照査結果が最も厳しい⑤－⑤断面とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による強度評価への影響を確認する。図 6.1.1-1 に鋼管杭周辺の解析モデルを示す。

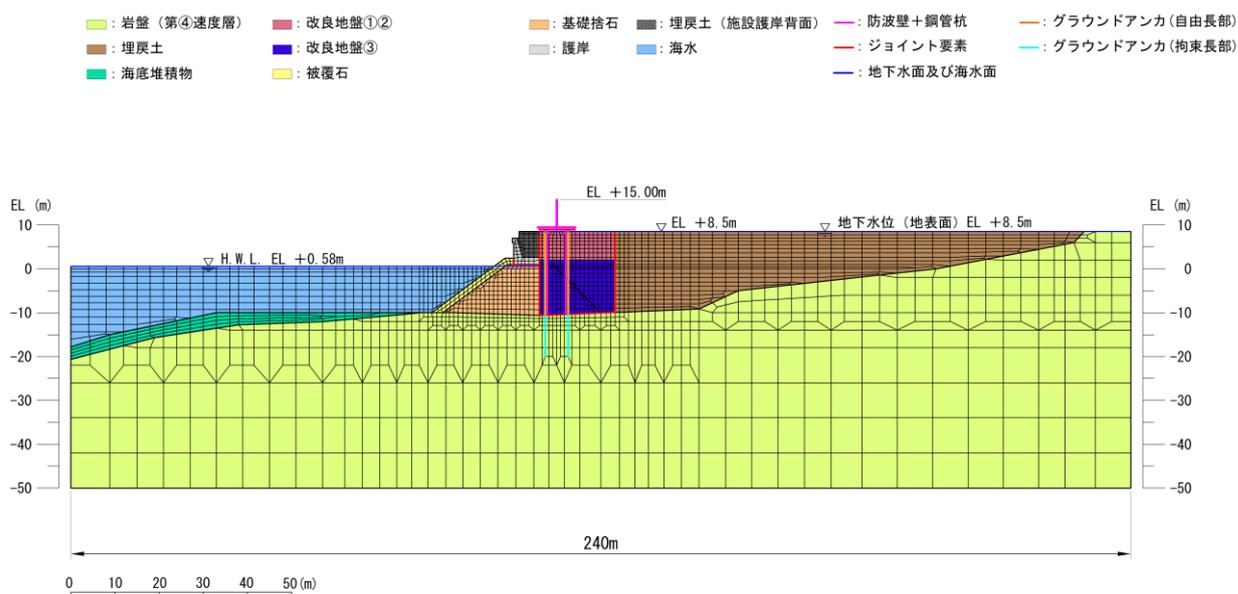


図 6.1.1-1 鋼管杭周辺の解析モデル

(1) 鋼管杭のモデル化

a. 杭頭結合部

「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」の「(参考資料2) 鋼管杭の影響検討について」に示す実験結果及び解析結果より，鋼管杭頭部は地震時を想定した正負交番載荷重下では剛結合の挙動を示しているため，津波時においても，杭頭結合部は「剛結合」としてモデル化を行う。

一方，杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には，ヒンジ結合への移行に伴い，杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。逆T擁壁の役割は「止水性の保持」であり，「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから，杭頭載荷実験結果と2次元有限要素法の結果の杭頭結合部の応力とを比較することで，鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及び当該ひび割れが発生せず，津波防護機能が喪失しないことを確認する。

b. 杭支持部

表 6.1.1-1 のとおり，鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く，水平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため，岩盤からのせん断抵抗に期待しないケースを実施する。

また，フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため，X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学特性を図 6.1.1-2 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 6.1.1-2 に示す。ジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起さないよう十分大きな値を設定し，ジョイント要素の物性値は，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のうち，岩盤（凝灰岩，C_H級）の物性値を用いる。

表 6.1.1-1 杭支持部モデル化ケース

ケース	X 方向	Y 方向
1	—	ジョイント B (剥離を考慮)
2	ジョイント A (すべりを考慮)	ジョイント B (剥離を考慮)

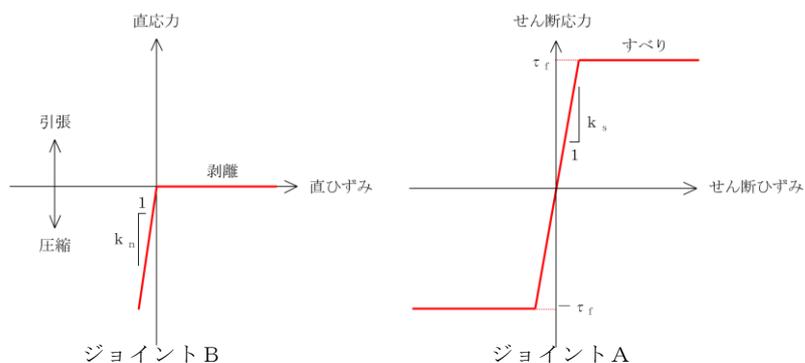


図 6.1.1-2 ジョイント要素の力学特性

表 6.1.1-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性 k_s [kN/m ³]	圧縮剛性 k_n [kN/m ³]	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]
ジョイント A	1.0×10^6	—	1.54	55.00
ジョイント B	—	1.0×10^6	—	—

c. 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，鋼管杭と埋戻土との間には，津波時に鋼管杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため，杭－地盤相互作用バネ要素でモデル化する。当該要素は，図 6.1.1-3 に示すとおり，鋼管杭の線形はり要素の節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり，力～バネ変位関係を有する。バネ力は，杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき，時々刻々と算定される。

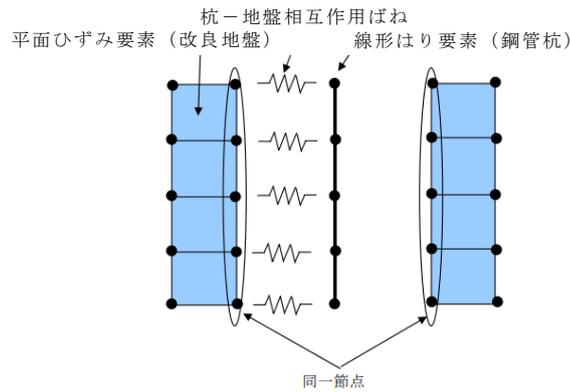


図 6.1.1-3 杭－地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 6.1.1-3 に，材料の物性値を表 6.1.1-4 に示す。また，鋼管杭モデルを図 6.1.1-4 に示す。中詰めコンクリートの剛性については考慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり，防波壁（逆T擁壁）の津波時に発生する応力値が大きくなると考えられることから，保守的に剛性は考慮せず，単位体積重量のみ考慮する。

表 6.1.1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管杭	$\phi 1300\text{mm}$ $t = 22\text{mm (SKK490)}$
中詰めコンクリート	設計基準強度 $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ (杭部) 24N/mm^2 (杭頭接合部)

表 6.1.1-4 材料の物性値

材料	単位体積重量*1 (kN/m ³)	ヤング係数*2 (N/mm ²)	ポアソン比*2
鋼管杭 (SKK490)	77.0	2.0×10 ⁵	0.3
中詰めコンクリート	22.6	—	—

注記*1: 「港湾基準」に記載の単位体積重量を用いる。

*2: 「コンクリート標準示方書(2002)」より設定

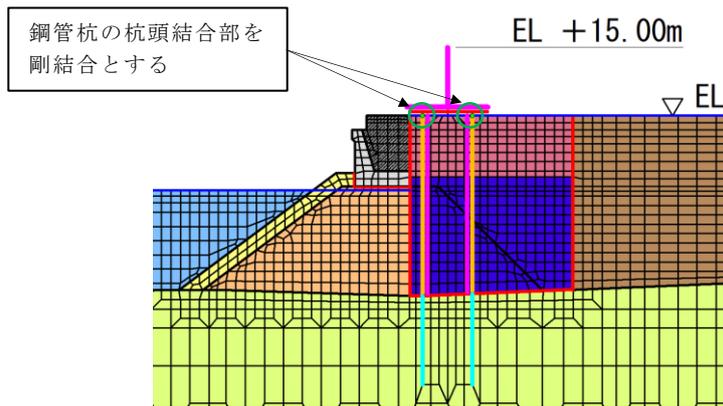


図 6.1.1-4 鋼管杭モデル

(2) 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「5. 強度評価結果」から解析ケース①～③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい⑤-⑤断面とする。表 6.1.1-5 に解析ケースを示す。

表 6.1.1-5 解析ケース

	鋼管杭	解析ケース
「5. 強度評価結果」にて評価済み	無	ケース①
影響検討	有	ケース①

(3) 部材照査

鋼管杭による津波時の強度評価への影響確認は、算定した発生応力が「3.4 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足することに加え、鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力度と支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 許容限界

逆T擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書(2002)」に基づき、短期許容応力度とする。表 6.1.1-6 に逆T擁壁の許容限界を示す。

表 6.1.1-6 逆T擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容押抜きせん断応力度 τ_{pa}	0.90
許容支圧応力度 σ_{ba} * ¹ (鋼管杭)		7.2	10.8

注記*1: 「コンクリート標準示方書(2002)」より支圧応力度の算出式 $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$ を用いて求める。

*2: 短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書(2002)」より許容応力度に対し1.5倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わない。)

b. 断面照査

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧(日本道路協会, 2007年制定)」(以下「杭基礎設計便覧」という。)に基づき、押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。

(a) 押し込み力に対する照査

鋼管杭の押し込み力に対する照査は、図 6.1.1-5 に示す算定される垂直支圧応力度 σ_{cv} 及び押し抜きせん断応力度 τ_v が許容限界以下であることを確認する。押し込み力に対する照査図を図 6.1.1-6 に示す。

$$\sigma_{cv} = P / (\pi D^2 / 4)$$

$$\tau_v = P / \pi (D+h) h$$

ここに、

- σ_{cv} : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)
- τ_v : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
- P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高 (mm) (=1790mm)

6-3-2 照査方法

図-III.6.1, 図-III.6.2 に示す杭頭荷重に対して、次の照査を行う。

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \dots \dots \dots \text{(III.6.1)}$$

一般的には杭の支持力、杭本体の耐力ならびにフーチングのせん断耐力等を考慮すれば、フーチングコンクリートの垂直支圧応力が問題になることはない。

図-III.6.1 方法 A による場合

図-III.6.2 方法 B による場合

2) フーチングコンクリートの押し抜きせん断応力度の照査

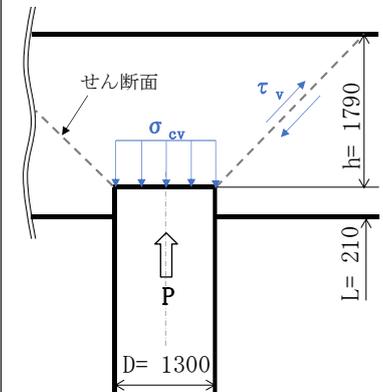
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots \dots \dots \text{(III.6.2)}$$


図 6.1.1-5 押し込み力に対する照査
(「杭基礎設計便覧」より引用に一部加筆)

図 6.1.1-6 押し込み力に対する照査図

(b) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 6.1.1-7 に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。水平力に対する照査図を図 6.1.1-8 に示す。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h'(2L+D+2h')$$

ここに、

- σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)
- τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=975mm)

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2L+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$$

図 6.1.1-7 水平力に対する照査
(「杭基礎設計便覧」より引用に一部加筆)

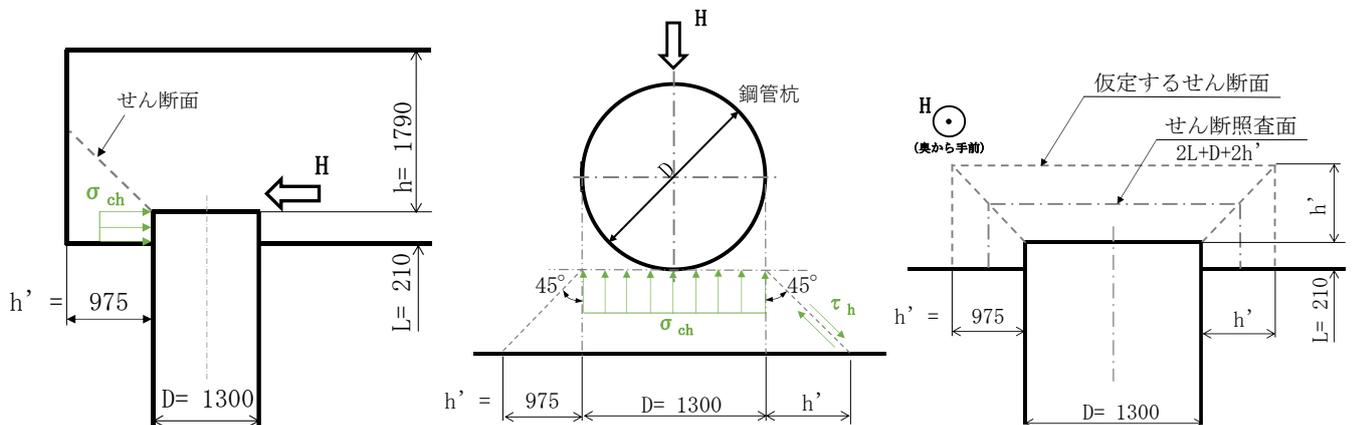


図 6.1.1-8 水平力に対する照査図

6.1.2 評価結果

(1) 鋼管杭をモデル化した強度評価

a. 逆T擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした2次元有限要素法の結果に対する底版及び杭頭結合部の照査結果を表6.1.2-1及び表6.1.2-2に示す。いずれの部材においても照査値が許容値を満足しており、基準津波に対し鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の津波防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 6.1.2-1 2次元有限要素法に対する部材照査結果

(杭支持部：岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース)

		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.0	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.15
		(σ_s) 64.4	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.22
	せん断	(τ) 0.34	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.51
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 0.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.03
		(τ_v) 0.02	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.03
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 1.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.13
		(τ_h) 0.10	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.12

表 6.1.2-2 2次元有限要素法に対する部材照査結果
 (杭支持部：X方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケース)

		発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.0	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.15
		(σ_s) 64.4	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.22
	せん断	(τ) 0.34	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.51
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 0.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.03
		(τ_v) 0.02	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.03
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 1.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.13
		(τ_h) 0.10	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.12

b. 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。図 6.1.2-1 に示す局所安全係数分布図のとおり，引張強度に達した要素は局所的であるため，難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されないと考えられる。

以上より，鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の津波防護機能を喪失するような悪影響はないと判断する。

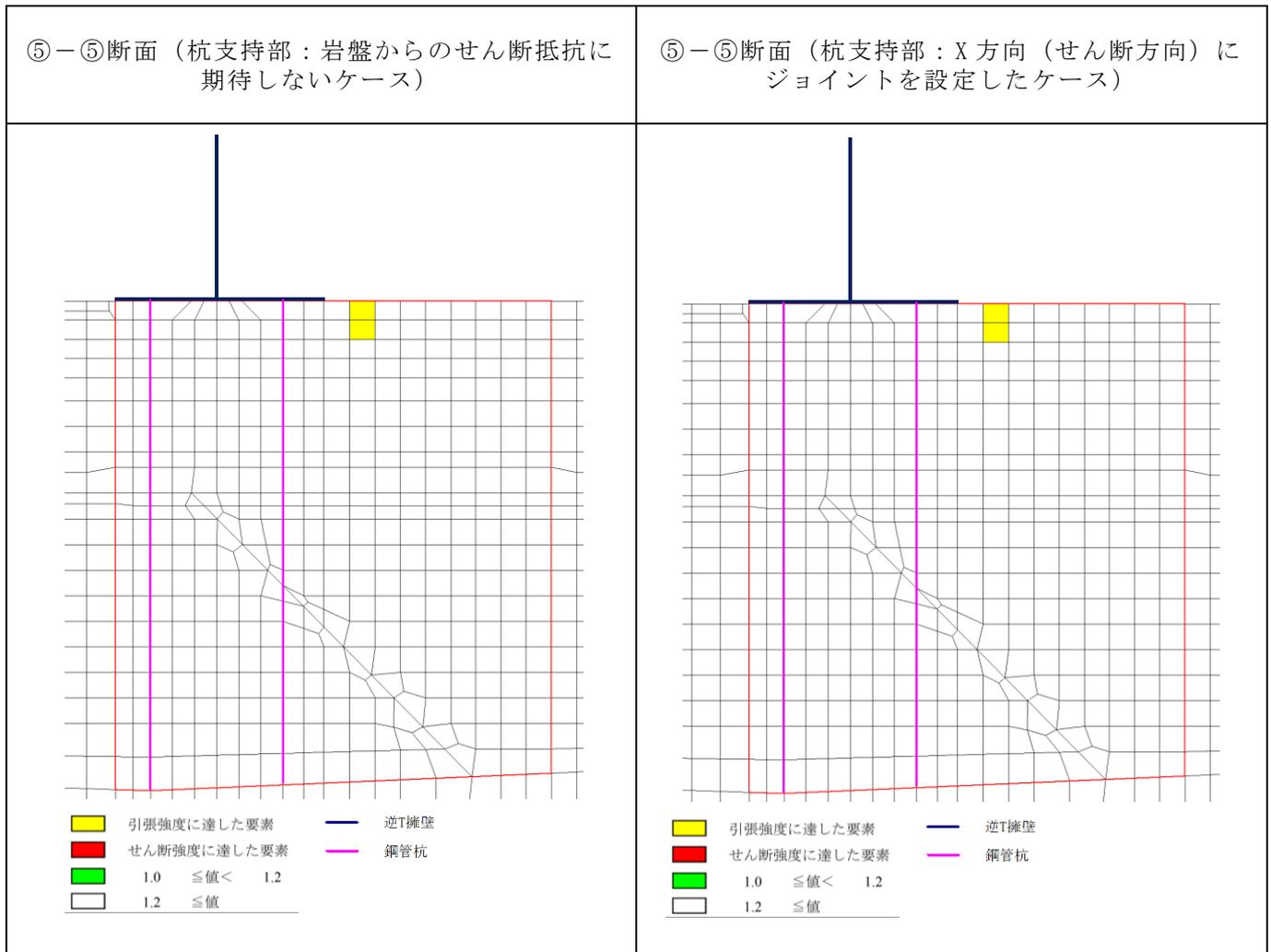


図 6.1.2-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布

(2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「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」の「（参考資料2）2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と2次元有限要素法の結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、津波防護機能が喪失しないことを確認する。

実験結果におけるヒンジ結合移行時の杭頭結合部の曲げモーメントを図6.1.2-2に示す。解析結果を図6.1.2-2にプロットした結果、2次元静的有限要素法の結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」としたことは妥当であり、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の津波防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

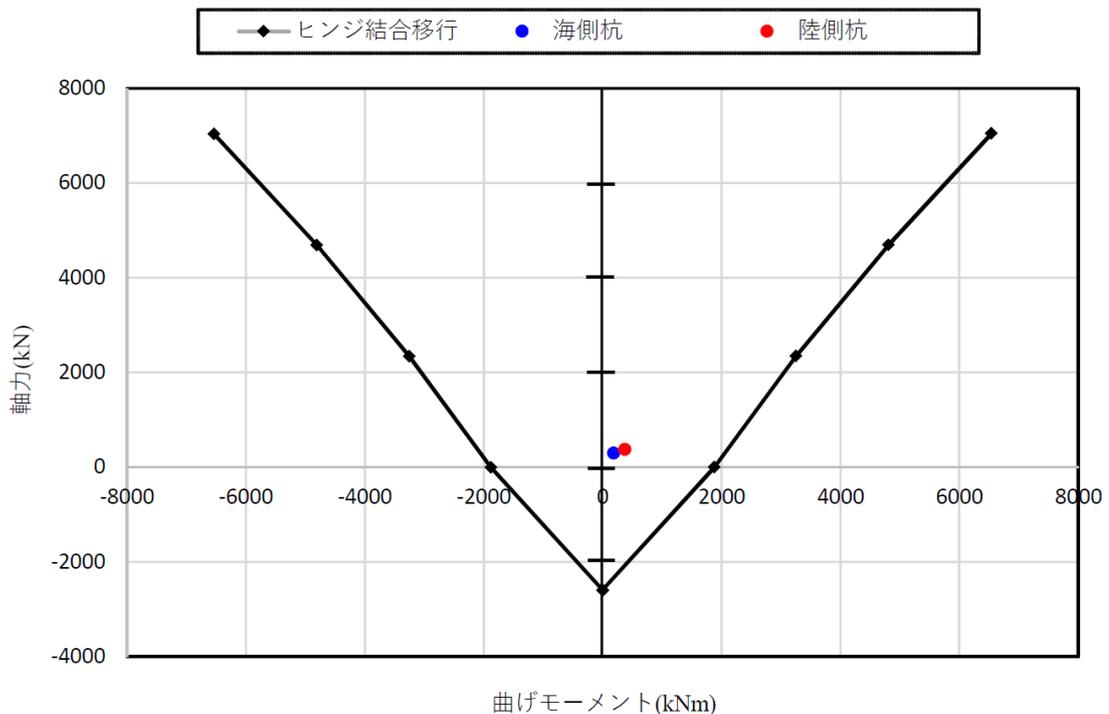


図 6.1.2-2 杭頭載荷実験結果と2次元有限要素法の結果の応力比較

6.1.3 まとめ

鋼管杭をモデル化した2次元静的有限要素法による強度評価を実施した結果、照査値が許容値を満足しており、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の津波防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

また、杭頭載荷実験結果と2次元静的有限要素法の結果の杭頭結合部の発生応力を比較した結果、2次元有限要素法の結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、ヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、津波防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

6.2 ⑤-⑤断面位置でのグラウンドアンカー仕様を反映した影響検討

6.2.1 概要

防波壁（逆T擁壁）の津波時に発生する応力値が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 6.2.1-1 のとおり、岩盤上面深さがさらに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤-⑤断面位置（エリア5）のアンカー仕様は、⑤'-⑤'断面位置（エリア7）に比べ、グラウンドアンカーの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤-⑤断面位置（エリア5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、以下の理由から、グラウンドアンカーの照査値は両断面で同等になると考えられる。⑤-⑤断面位置と⑤'-⑤'断面の各諸元を表 6.2.1-1 に示す。

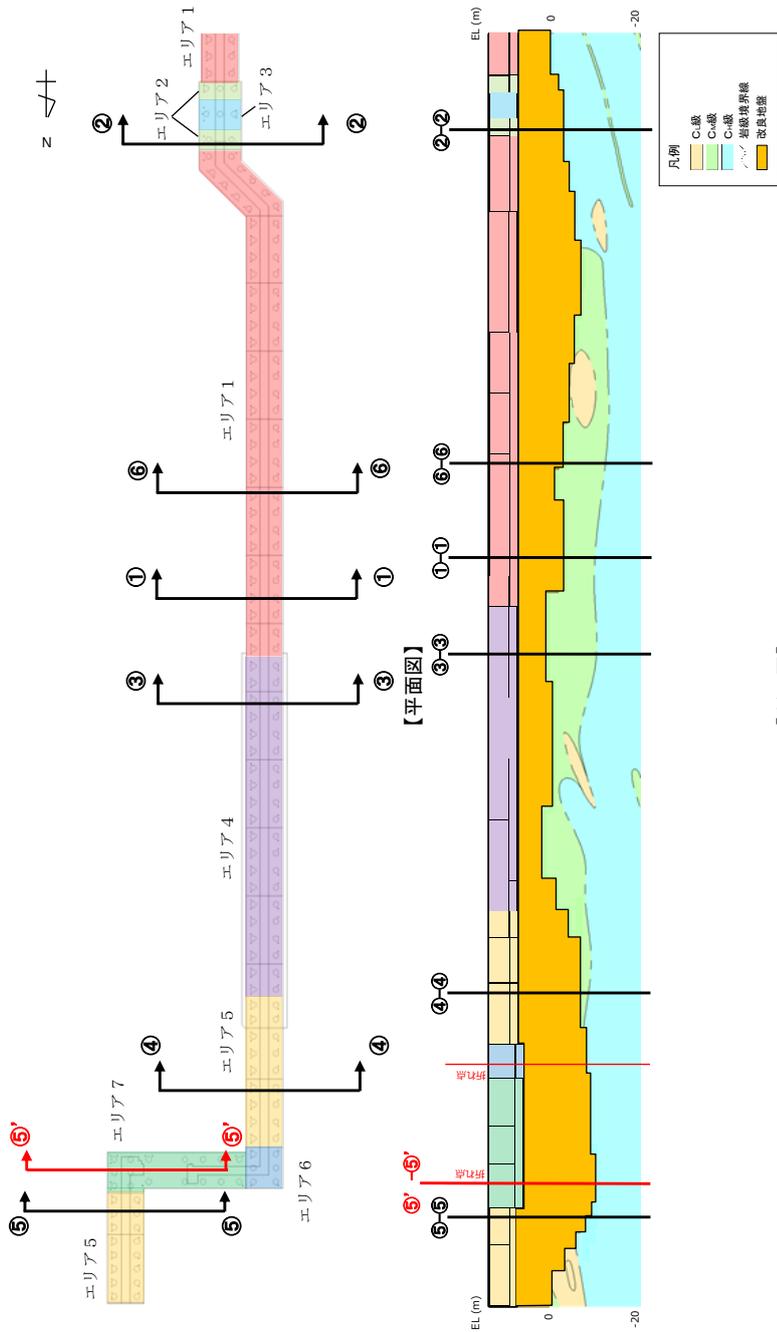
- ・グラウンドアンカーの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に津波時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、津波時増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、照査値と同等になる。
- ・初期緊張力については、耐津波評価において、逆T擁壁が転倒しないよう、エリア毎に異なる値を設定している。
- ・一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が0.8程度となるように設計している。

しかし、照査値が0.8以上と厳しくなると想定されることから、念のため実態に即したアンカー仕様による影響を確認するため、⑤'-⑤'断面位置（エリア7）での地質断面図と⑤-⑤断面位置（エリア5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 6.2.1-1 ⑤-⑤断面位置と⑤'-⑤'断面の各諸元

	⑤-⑤断面位置	⑤'-⑤'断面位置
構造物	逆T擁壁横断方向	逆T擁壁縦断方向
岩盤深さ	17.9m	18.5m
設計アンカー力 (A)	1170 kN (エリア5)	1650 kN (エリア7)
許容アンカー力 (B)	1453 kN (エリア5)	2076 kN (エリア7)
設計アンカー力/許容アンカー力 (A/B)	0.81	0.79
発生アンカー力 (C)	1170 kN + α	1650 kN + α
グラウンドアンカー照査値 (C/B)	0.8程度 (推定)	0.8程度 (推定)

注：□ ⑤-⑤断面の解析モデルに採用



【断面図】

アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*: テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 6.2.1-1 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図

6.2.2 評価方針

評価対象断面については、⑤－⑤断面において評価を実施する。

⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力及びアンカー体長を設定し、アンカー仕様による津波時の逆T擁壁の照査への影響を確認する。解析モデルを図6.2.2-1に示す。

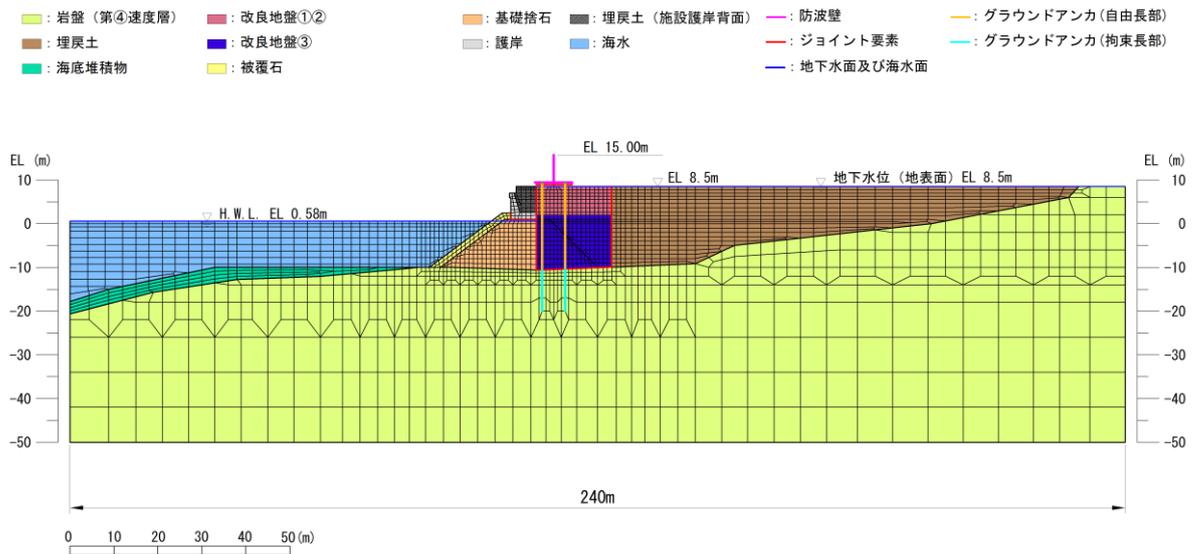


図 6.2.2-1 ⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの仕様を反映した解析モデル

(1) 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

影響検討におけるグラウンドアンカの仕様を表 6.2.2-1 に示す。

表 6.2.2-1 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

	諸元	
	⑤-⑤断面	影響検討
緊張時自由長 L_{sf} (m)	20.72	
アンカー体長(テンドン拘束長) (m)	10.0	7.0
設計アンカー力 (kN)	1650	1170
許容アンカー力 (kN)	2076	1453
引張剛性 (kN/m)	14064 (陸側), 28128 (海側)	
テンダンの降伏引張力 T_p (kN)	2400.0	
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本	

(2) 解析ケース

グラウンドアンカの影響検討を行う解析ケースを表 6.2.2-2 に示す。

表 6.2.2-2 解析ケース

	解析ケース	地盤状況	アンカー仕様
「5. 強度評価結果」にて評価済み	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤'-⑤'断面
影響検討	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤-⑤断面

6.2.3 評価結果

(1) 逆T擁壁等における照査結果

アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価結果を表 6.2.3-1～表 6.2.3-8 に示す。本検討の結果、アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価はアンカー仕様が⑤'-⑤'断面の場合と比べて有意な差は無く、その影響は軽微であることを確認した。

表 6.2.3-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモー メント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	1318	365	3.1	13.5	0.23
影響検討	①	1317	365	3.1	13.5	0.23

表 6.2.3-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモー メント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	1318	365	113.7	294	0.39
影響検討	①	1317	365	113.7	294	0.39

表 6.2.3-3 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	528	0.35	0.67	0.53
影響検討	①	526	0.31	0.67	0.47

表 6.2.3-4 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
		「5. 強度評価結果」にて評価済み		
影響検討	①	8.3	18.0	0.47

表 6.2.3-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	許容アンカー力 T_a (kN)	照査値 T/T_a
		「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	
影響検討	①	1190	1453	0.82

表 6.2.3-6 逆T擁壁底版の傾斜
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	底版両端部の 鉛直座標の差分 uz (mm)	底版両端部の 水平座標の差分 ux (mm)	底版傾斜
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	2.281	8499.977	1/3727
影響検討	①	2.263	8499.998	1/3756

表 6.2.3-7 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	0.4	1.4	0.29
影響検討	①	0.4	1.4	0.29

表 6.2.3-8 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 R (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R/R _u
「5. 強度評価結果」にて評価済み	①	0.4	3.9	0.11
影響検討	①	0.4	3.9	0.11

(2) 逆T擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

表 6.2.3-9 に示す⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力を用い、逆T擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。このとき、躯体重量及び水平力は、「5. 強度評価結果」にて評価した⑤-⑤断面での値を用いる。

表 6.2.3-9 グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	3.25	=	720.0
陸側	1170	÷	3.25	=	360.0

a. 滑動に対する照査

表 6.2.3-10 に鉛直力の合計を、表 6.2.3-11 に逆T擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.3-10 鉛直力の合計 (⑤-⑤断面)

	躯体重量	グラウンドアンカによる緊張力	合計
鉛直力 (kN/m)	904.0	1080.0	1984.0

表 6.2.3-11 逆T擁壁の滑動に対する照査結果(⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率【影響検討】	1.56
安全率【5. 強度評価結果】	1.91

b. 転倒に対する照査

表 6.2.3-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する耐力を、表 6.2.3-13 に逆 T 擁壁の転倒に対する作用力を、表 6.2.3-14 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.3-12 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力 (⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力 (海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力 (陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 6.2.3-13 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力 (⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重 (縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重 (底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重 (縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重 (底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 6.2.3-14 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率【影響検討】	3.79
安全率【5. 強度評価結果】	4.72

(3) 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響の確認

グラウンドアンカの仕様の変更による影響確認において、おおむね照査値は同等以下であるものの、グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値は大きくなったことから（基本ケース：0.81，影響検討：0.82（基本ケースの1.02倍）），⑤－⑤断面を対象とした「5.6 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」においてもグラウンドアンカの仕様の変更による影響を確認した。（表6.2.3-15参照）

その結果，「5.6 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」においても，照査値は1.0を下回っており，グラウンドアンカの機能を損なわないことを確認した。

表 6.2.3-15 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響

	(A) グラウンドアンカの発生 アンカー力に対する照査値	(B) =1.02×(A) ⑤－⑤断面のアンカー仕様 を反映した照査値
「5.6 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」	0.82	0.84

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

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	7
2.4 適用規格・基準等	15
3. 耐震評価	18
3.1 評価対象断面	18
3.2 評価対象部位	38
3.2.1 施設・地盤の健全性評価	38
3.2.2 施設の変形性評価	38
3.2.3 基礎地盤の支持性評価	38
3.3 荷重及び荷重の組合せ	38
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	38
3.3.2 荷重	39
3.3.3 荷重の組合せ	39
3.4 許容限界	40
3.4.1 重力擁壁	40
3.4.2 ケーソン	41
3.4.3 H形鋼	44
3.4.4 MMR	44
3.4.5 改良地盤⑥	44
3.4.6 止水目地	45
3.4.7 基礎地盤	45
4. 2次元有限要素法	46
4.1 解析方法	46
4.1.1 地震応答解析手法	47
4.1.2 施設	48
4.1.3 地盤物性のばらつき	48

4.1.4	減衰定数	49
4.1.5	解析ケース	55
4.1.6	入力地震動	56
4.1.7	解析モデル及び諸元	117
4.1.8	評価方法	145
4.2	耐震応答解析結果	153
4.2.1	解析ケースと照査値	155
4.2.2	重力擁壁の曲げ照査	180
4.2.3	重力擁壁のせん断照査	183
4.2.4	過剰間隙水圧分布	185
4.2.5	最大せん断ひずみ分布	191
4.2.6	重力擁壁	202
4.2.7	H形鋼	214
4.2.8	MMR	215
4.2.9	改良地盤⑥	220
4.2.10	止水目地	222
4.2.11	基礎地盤	228
5.	3次元構造解析	241
5.1	解析方法	241
5.1.1	3次元構造解析手法	241
5.1.2	照査時刻の設定	243
5.1.3	入力値の設定	244
5.1.4	解析モデル及び諸元	251
5.1.5	評価方法	271
5.2	3次元構造解析結果	273
5.2.1	解析ケースと照査値	273
5.2.2	3次元構造解析の照査時刻の選定	393
5.2.3	作用荷重分布図	400
5.2.4	評価対象部材と照査値	406
5.2.5	断面力分布 (曲げ・軸力系の破壊に対する照査：②-②断面及び④-④断面)	423
5.2.6	断面力分布 (せん断破壊(面外)に対する照査：②-②断面及び④-④断面)	427
5.2.7	断面力分布 (せん断破壊(面内)に対する照査：②-②断面及び④-④断面)	428

5.2.8	断面力分布 (圧縮破壊に対する照査：③－③断面)	429
5.2.9	断面力分布 (引張破壊に対する照査：③－③断面)	430
5.2.10	断面力分布 (せん断破壊（面外）に対する照査：③－③断面)	431
5.2.11	断面力分布 (せん断破壊（面内）に対する照査：③－③断面)	432
5.3	前壁，後壁，側壁，隔壁，底版及びフーチング (②－②断面及び④－④断面)	433
5.3.1	曲げ照査	433
5.3.2	せん断力照査（面外）	473
5.3.3	せん断力照査（面内）	493
5.4	隔壁，頂版，側壁及び底版（③－③断面）	513
5.4.1	圧縮に対する照査	513
5.4.2	引張に対する照査	519
5.4.3	せん断力照査（面外）	525
5.4.4	せん断力照査（面内）	538
5.4.5	3次元非線形構造解析によるせん断破壊に対する照査	545
6.	防波壁（波返重力擁壁）の耐震性に関する影響検討	546
6.1	改良地盤⑥の解析用物性値に関する影響検討	546
6.1.1	概要	546
6.1.2	評価内容	551
6.1.3	評価結果	552

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

(参考資料 2) 改良地盤⑥の物性値の設定方法について

(参考資料 3) ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について

(参考資料 4) 3次元構造解析の照査時刻の選定の妥当性について

(参考資料 5) 発生応力度の平均化について

(参考資料 6) ケーソン及び重力擁壁の一体性について

(参考資料 7) 放水路ケーソンの耐震評価について

(参考資料 8) ⑤－⑤断面の重力擁壁下端の境界条件

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（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析又は3次元構造解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び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。

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

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（波返重力擁壁）の位置図を図 2.1-1 に示す。

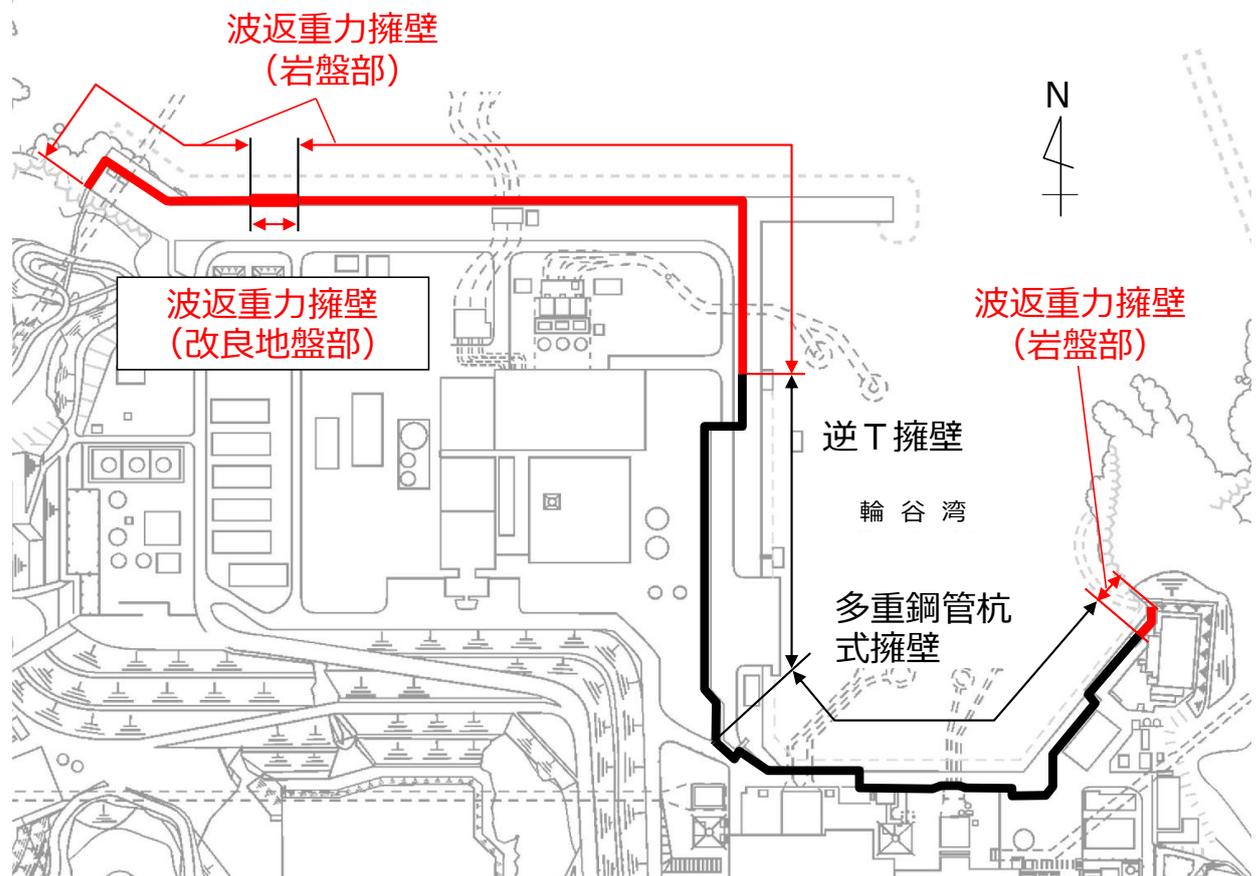


図 2.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の位置図

2.2 構造概要

防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、入力津波高さ（EL 11.9m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波壁（波返重力擁壁）は、岩盤、若しくはマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤若しくは改良地盤に支持されており、図 2.1-1 に示すとおり波返重力擁壁（岩盤部）と波返重力擁壁（改良地盤部）に分類される。この内、波返重力擁壁（岩盤部）は、ケーソン設置部と岩盤直接支持部に分類される。

ケーソン設置部は鉄筋コンクリート造のケーソン及び鉄筋コンクリート造の重力擁壁がMMRを介して岩盤に直接支持される構造であり、岩盤直接支持部は重力擁壁が岩盤に直接支持される構造である。波返重力擁壁（改良地盤部）は、ケーソン及び重力擁壁がMMR及び改良地盤を介して岩盤に支持される構造である。

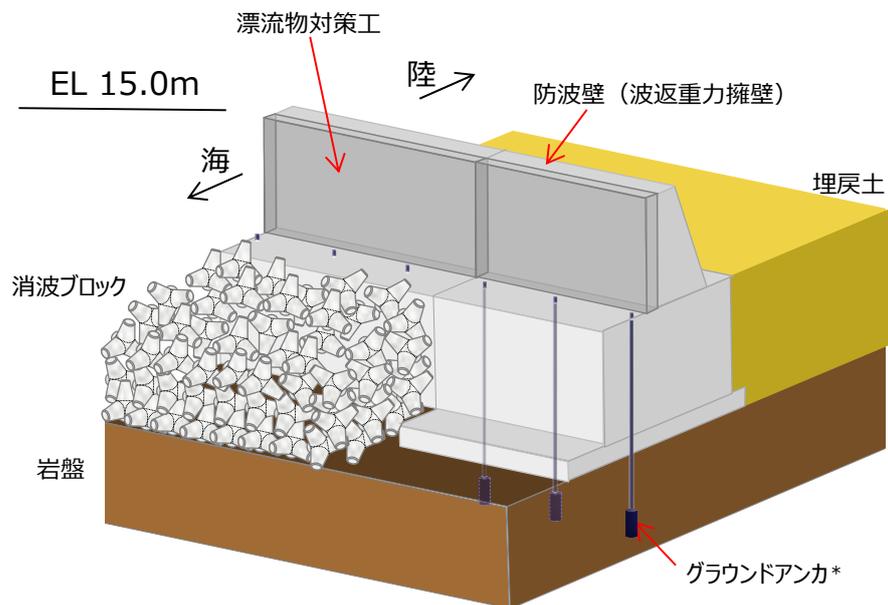
ケーソンは箱型形状であり、箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており、隔壁により囲まれた箇所に、中詰コンクリート又は中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を充填しており、すべての中詰材（銅水砕スラグ及び砂）を高圧噴射攪拌工法により改良する。

重力擁壁及び前壁の背面に中詰コンクリートが充填されていないケーソンの海側には、鉄筋コンクリート版により構成された漂流物対策工を設置し、重力擁壁の陸側の境界部には、試験等により止水性を確認した止水目地を設置する。

なお、構造概要図にグラウンドアンカを示しているが、その効果を期待せずに耐震評価を行う。

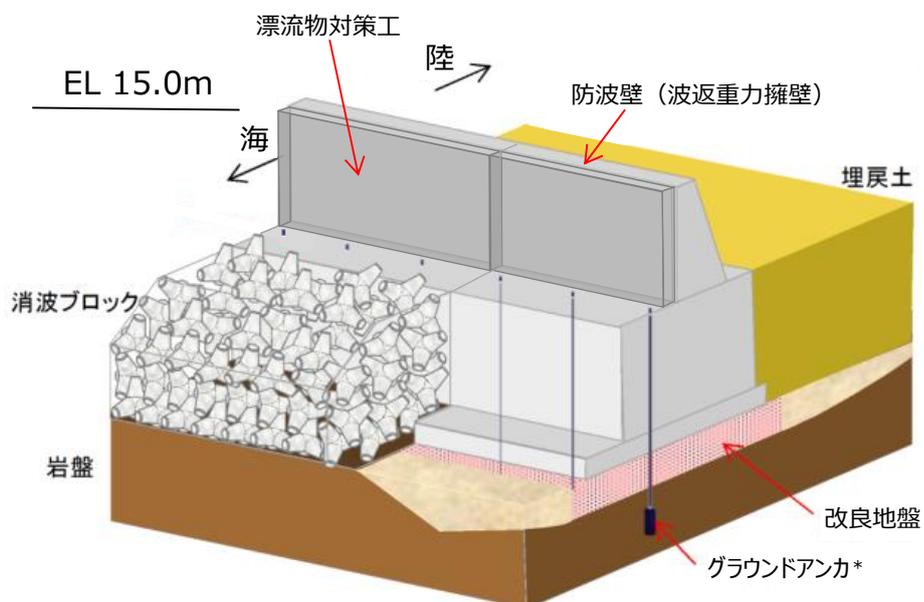
防波壁に設置する漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

波返重力擁壁（岩盤部）



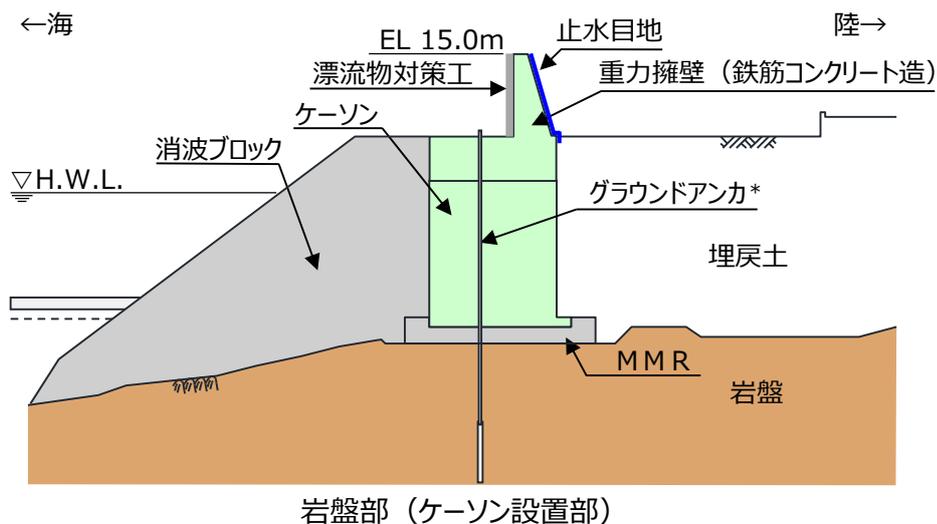
注記*：防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

波返重力擁壁（改良地盤部）

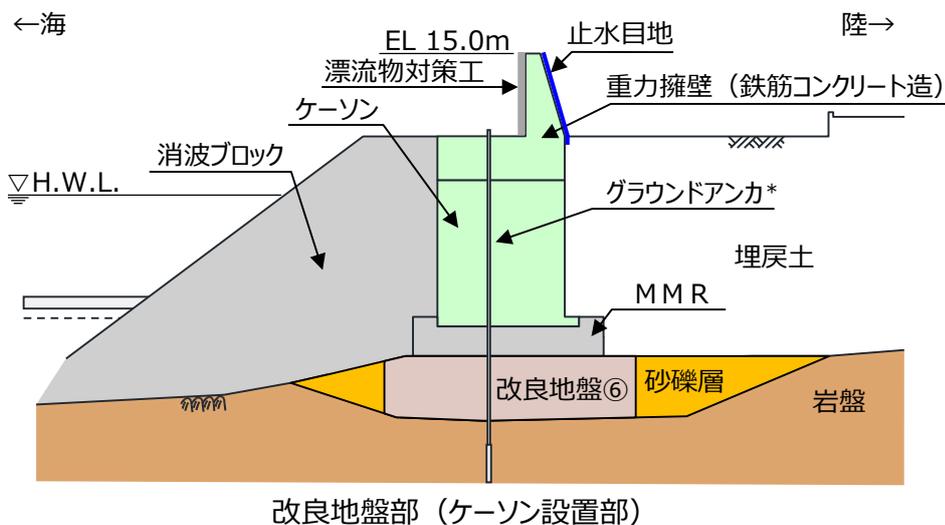
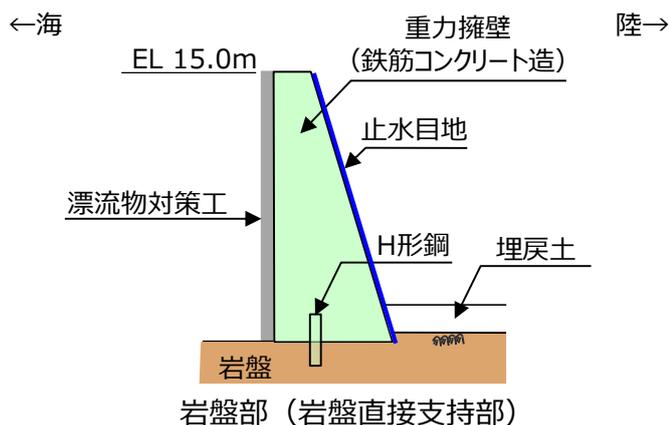


注記*：防波壁（波返重力擁壁）は、グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（波返重力擁壁）の構造概要図（鳥瞰図）



注記* : 防波壁 (波返重力擁壁) は, グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。



注記* : 防波壁 (波返重力擁壁) は, グラウンドアンカの効果を期待しない設計とする。

図 2.2-2 防波壁 (波返重力擁壁) の構造概要図 (断面図)

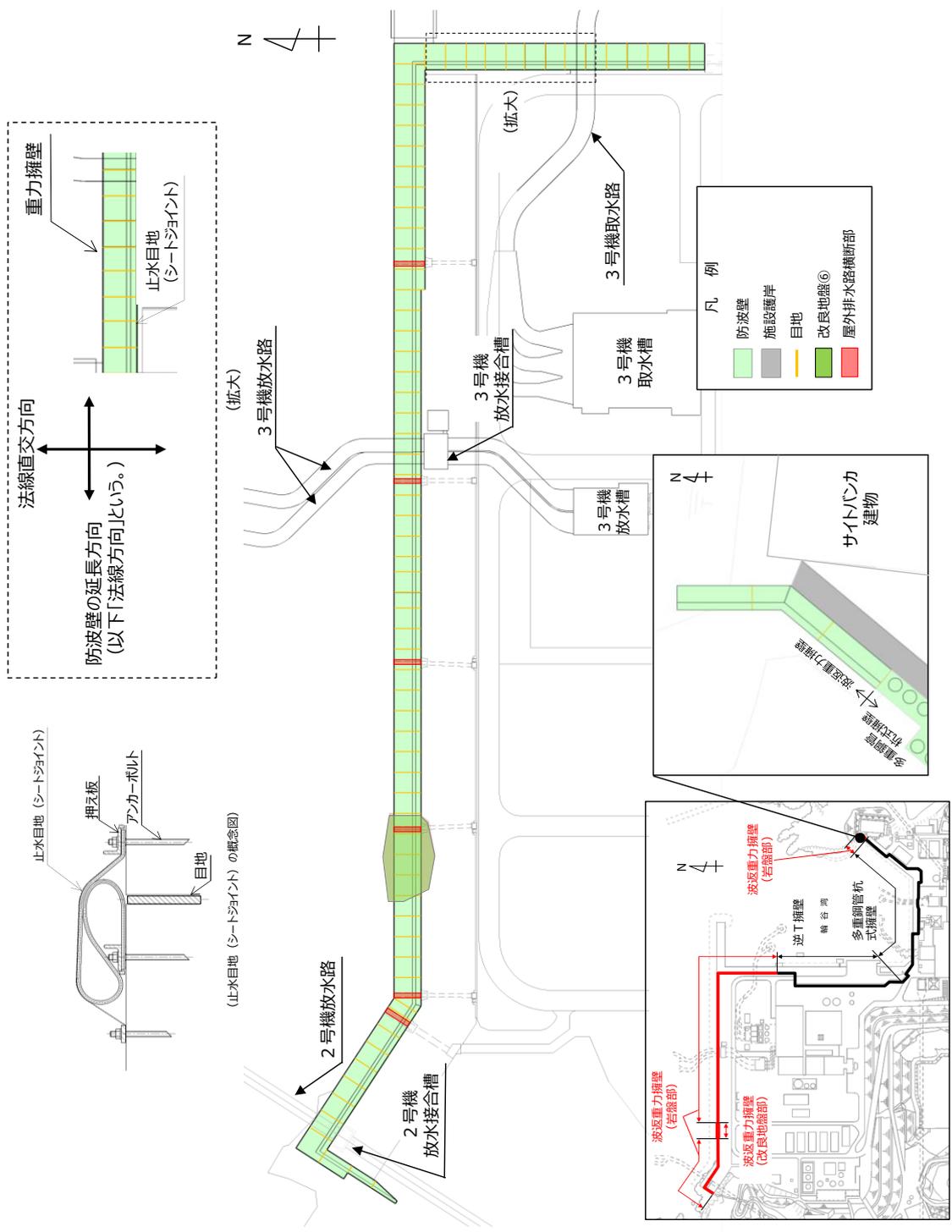


図 2.2-3 防波壁 (波返重力擁壁) の止水目地の概念図及び配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）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（波返重力擁壁）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（発生応力度，発生ひずみ及びすべり安全率）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，止水目地の変位量を算定し，有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1(1) 防波壁(波返重力擁壁)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	重力擁壁	・ 止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・ 止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	止水目地	・ 重力擁壁間の変位に追従する。	・ 重力擁壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。	
	ケーソン	・ 重力擁壁及び漂流物対策工を支持する。	・ 重力擁壁及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。	
	放水路 ケーソン	頂版	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持するとともに、遮水性を保持する。
		底版		
		側壁	・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。
	H形鋼		・ 重力擁壁を支持する。	・ 重力擁壁を支持する。
漂流物対策工 (鉄筋コンクリート版)*		・ 役割に期待しない(解析モデルに重量として考慮し、防波壁(波返重力擁壁)への影響を考慮する)。	・ 漂流物衝突荷重を分散して防波壁(波返重力擁壁)に伝達する。 ・ 漂流物衝突荷重による防波壁(波返重力擁壁)の局所的な損傷を防止する。	
地盤	MMR	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。	
	改良地盤⑥	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 難透水性を保持する。	
	岩盤	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ ケーソン及び重力擁壁を支持する。	

注記*：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。

表 2.3-1(2) 防波壁(波返重力擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
地盤	埋戻土, 砂礫層	<ul style="list-style-type: none"> 役割に期待しない(解析モデルに反映し, 防波壁(波返重力擁壁)への相互作用を考慮する)。 	<ul style="list-style-type: none"> 防波壁(波返重力擁壁)より陸側については, 津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	消波ブロック	<ul style="list-style-type: none"> 役割に期待しない。 	<ul style="list-style-type: none"> 役割に期待しない。

表 2.3-2(1) 防波壁(波返重力擁壁)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	重力擁壁	-	-	構造部材の健全性を保持するために、重力擁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重力擁壁間から有意な漏えいを生じないために、重力擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			重力擁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。	重力擁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。
	ケーソン			構造部材の健全性を保持するために、ケーソン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し、有意な漏えいを生じないために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
	放水路ケーソン 頂版 底版 側壁			構造部材の健全性を保持するために、ケーソン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し、有意な漏えいを生じないために、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまること。
				隔壁	構造強度を有すること。
	H形鋼			構造部材の健全性を保持するために、H形鋼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、H形鋼がおおむね弾性状態にとどまること。

表 2.3-2(2) 防波壁(波返重力擁壁)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	漂流物対策工* (鉄筋コンクリート版)	—	—	防波壁(波返重力擁壁)から分離しないために, 漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して, 防波壁(波返重力擁壁)に伝達するために, 鉄筋コンクリート版がおおむね弾性状態にとどまること。
地盤	MMR	ケーソン及び重力擁壁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。	—	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, MMR及び改良地盤⑥が破壊しないこと。(内的安定を保持)
	改良地盤⑥				
	岩盤				—

注記* : 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。

表 2.3-3(1) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版 底版 側壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
			隔壁	発生する応力（曲げ応力及びせん断応力）又はひずみが許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度 許容ひずみ
		H形鋼	発生する応力度（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	
		MMR	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2以上	
		改良地盤⑥	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	
		漂流物対策工*1 （鉄筋コンクリート版）	発生する応力（押抜きせん断力、アンカーボルトの引張力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
	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 支圧強度	

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。

表 2.3-3(2) 防波壁(波返重力擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	重力擁壁	発生する応力(曲げ応力及びせん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		ケーソン	発生する応力(曲げ応力及びせん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		放水路ケーソン	頂版 底版 側壁	発生する応力(曲げ応力及びせん断応力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度 材料強度
		H形鋼	発生する応力(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	
		MMR	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2以上	
		改良地盤⑥	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* 支圧強度	
	施設の变形性	止水目地	発生変位量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変位量	

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

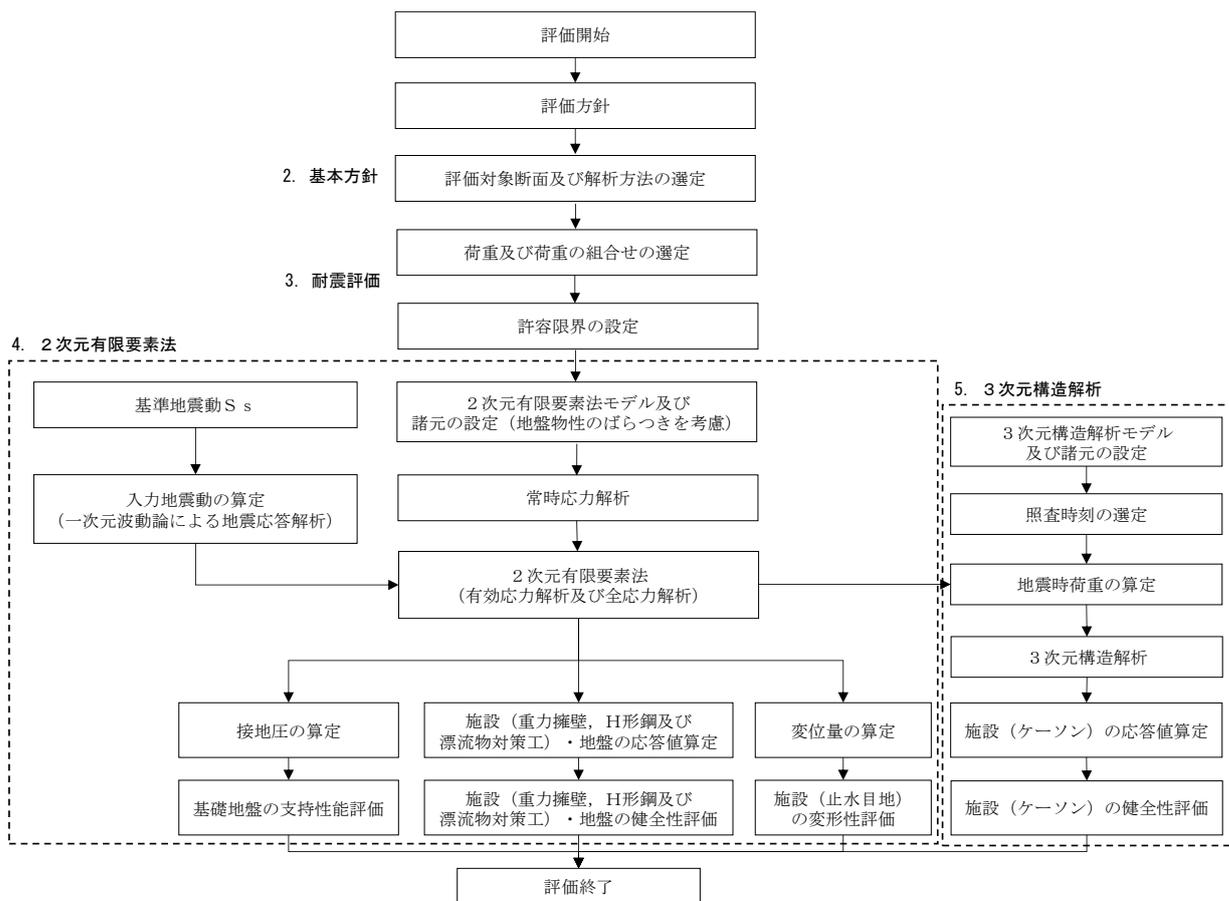


図 2.3-1 防波壁 (波返重力擁壁) の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。また、項目ごとに適用する規格・基準等を表 2.4-1 に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版）
- ・港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会，2012 年制定）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（（社）土木学会，2017 年制定）
- ・建築基準法・同施行令

表 2.4-1(1) 適用する規格・基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 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 ((社) 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]((社) 土木学会, 2002年制定) 建築基準法・同施行令	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	重力擁壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987((社) 日本電気協会)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	放水路 ケーソン	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社) 土木学会, 2002年制定) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987((社) 日本電気協会) コンクリート標準示方書[設計編]((社) 土木学会, 2012年制定) コンクリート標準示方書[設計編]((社) 土木学会, 2017年制定)	曲げ照査及びせん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であること又は発生ひずみが許容ひずみ以下であることを確認。引張照査は, 材料強度以下であることを確認
	H形鋼	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)	せん断照査は, 発生応力度が, 短期許容応力度以下であることを確認
	MMR	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

表 2.4-1(2) 適用する規格・基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
許容 限界	改良地盤 ⑥	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（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）	支持力照査は，接地圧が極限支持力度又は支圧強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（（社）日本電気協会）	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 年版） 港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）	ジョイント要素の物性値の設定
3 次元構造解析		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）	地盤ばねの設定

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

防波壁（波返重力擁壁）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、**周辺**構造物の有無及び間接支持される機器・配管系の有無が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、評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、縦断面図を図 3.1-2 に、防波壁（波返重力擁壁）の各区分における横断面図を図 3.1-3～図 3.1-8 に示す。また、評価対象断面における構造図を図 3.1-9 に、概略配筋図を図 3.1-10 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンについては、位置によってケーソンの構造が異なり、また重力擁壁については、既設の重力擁壁を巻き立てるように嵩上げた区間と、新たに重力擁壁を構築した区間がある。重力擁壁及びケーソンの構造種別を図 3.1-11 に示す。

⑦-⑦断面は変位量が最大となる④-④断面に直交する縦断方向の断面である。④-④断面位置における縦断方向の止水目地の**変位**量を求めるため、変形性評価の評価対象断面に選定した。

なお、防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、耐震・耐津波安全性を向上させるためにすべての中詰材を改良している。（「（参考資料3）**ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について**」参照）

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（波返重力擁壁））

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)重力擁壁 寸法(m)	(2)支持構造及び 寸法(m)	(3)地表面から 岩盤上面まで の深さ(m)	(4)地表面高さ EL(m)	(5)改良地盤 の有無		
一般部 (①-①断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	ケーソン B：15.0 L：19.9 H：15.0	21.2	6.5	—	—	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広く、改良地盤が無いことに加え、岩盤上面深さも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)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	ケーソン B：13.0 L：19.9 H：15.0	29.0	6.5	有	(2) (3) (5)	支持構造がケーソンとなる他断面のうち、ケーソン高さに対するケーソン幅が最も狭く、岩盤上面深さも最も深いことに加え、改良地盤⑥が配置してあることから評価対象断面に選定する。
放水路貫通部 (③-③断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m		16.3	6.5	—	(2)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの高さが低いが、開口部（放水路）を有するため、評価対象断面に選定する。
輪谷部 (④-④断面)	天端幅：1.5m 高さ：6.5m	ケーソン B：15.0 L：18.95 H：15.0	23.2	8.5	—	(4)	改良地盤部(②-②断面)と比較して、ケーソンの幅が広いが、地表面高さが高いことから評価対象断面に選定する。
東端部 (⑤-⑤断面)	天端幅：1.0m 高さ：7.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	8.5	—	(1) (2) (4)	重力擁壁が岩盤に直接設置され、支持構造がH形鋼であり、西端部(⑥-⑥)断面と比べて重力擁壁の天端幅及び下端幅が狭いことから、評価対象断面に選定する。
西端部 (⑥-⑥断面)	天端幅：1.5m 高さ：8.5m	H形鋼 H350×350×12×19	0.0	6.5	—	(2)	東端部(⑤-⑤)断面と比較して、天端幅及び下端幅が広いことから、東端部(⑤-⑤)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

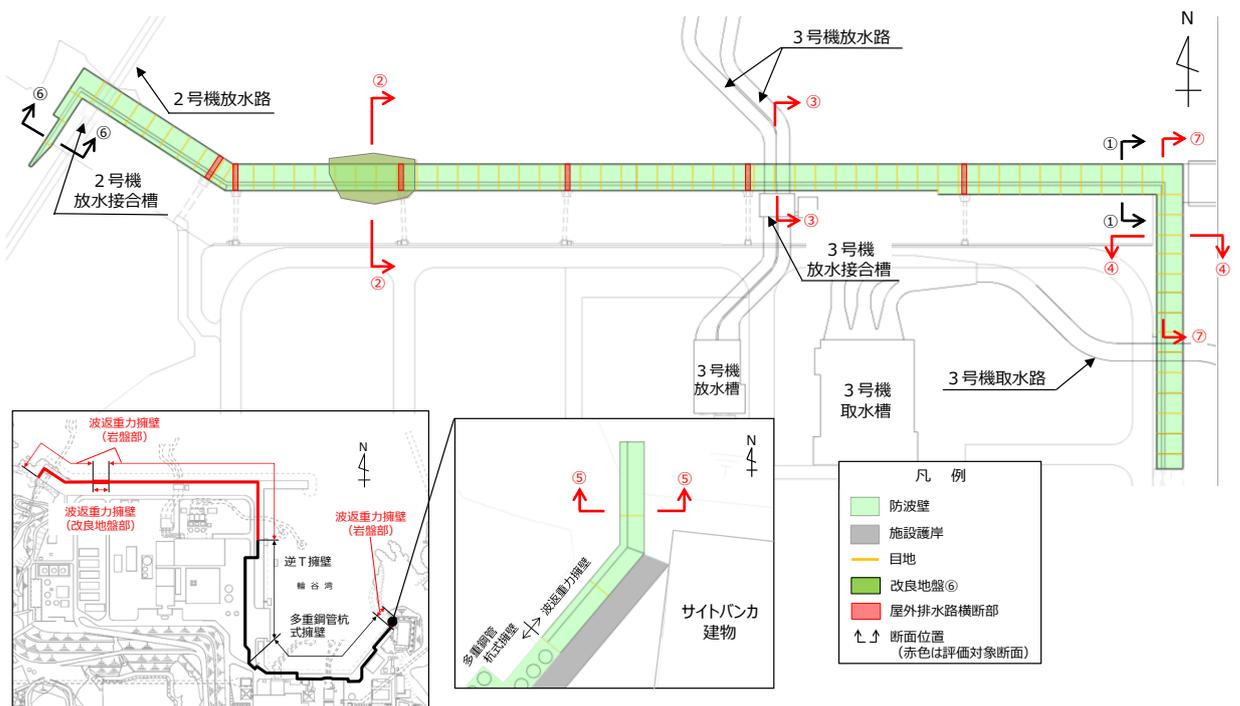


図 3.1-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図

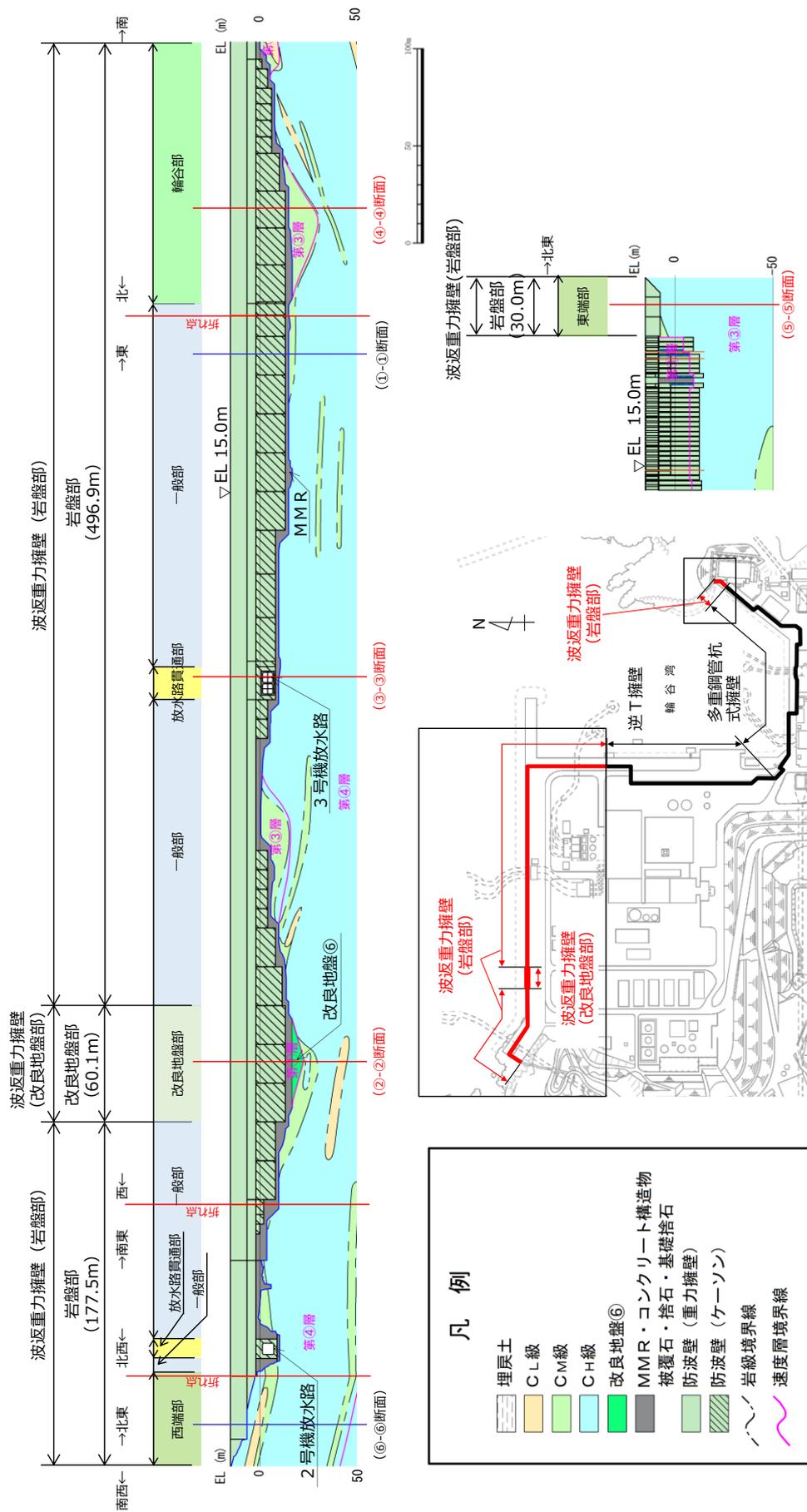


図 3.1-2 防波壁 (波返重力擁壁) の縦断面図

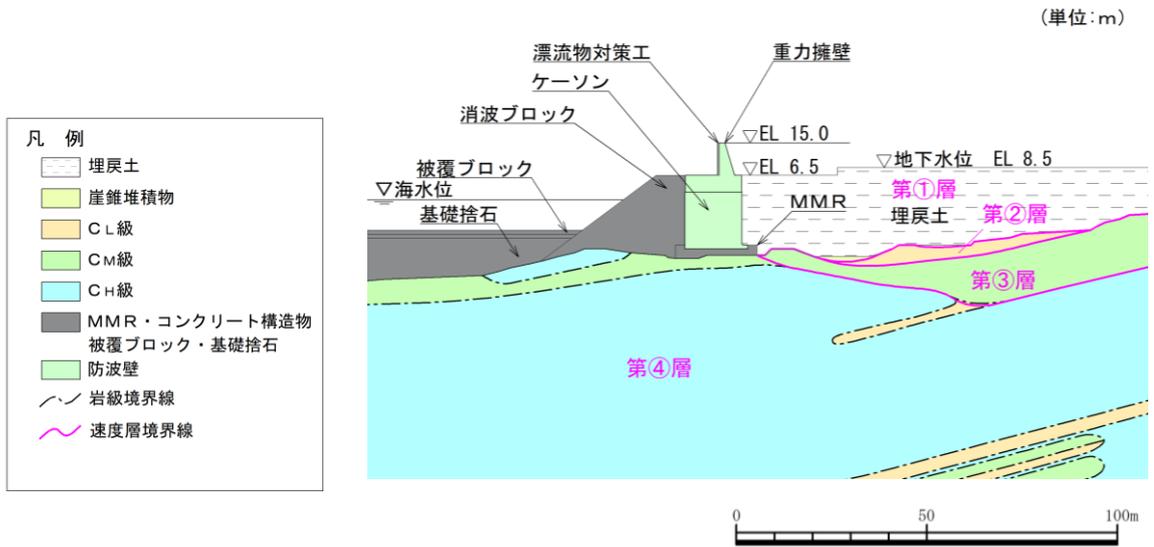


図 3.1-3 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（①-①断面）

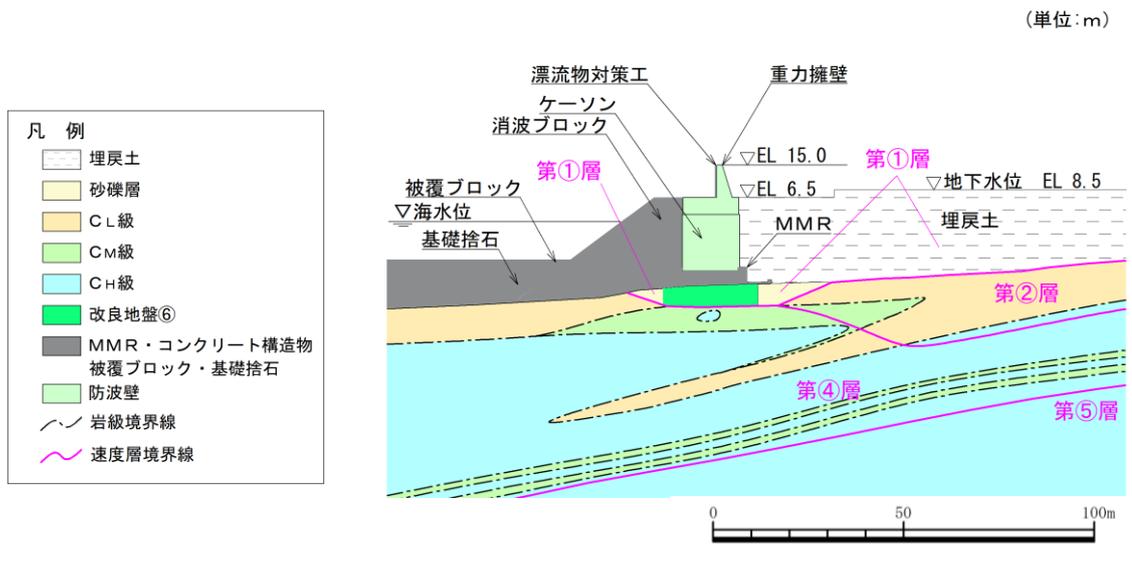


図 3.1-4 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（②-②断面）

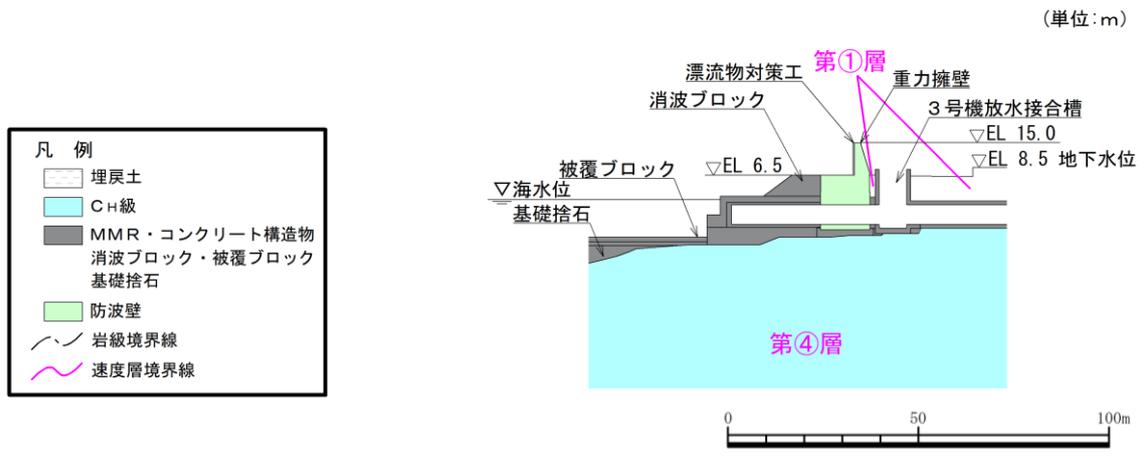


図 3.1-5 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（③-③断面）

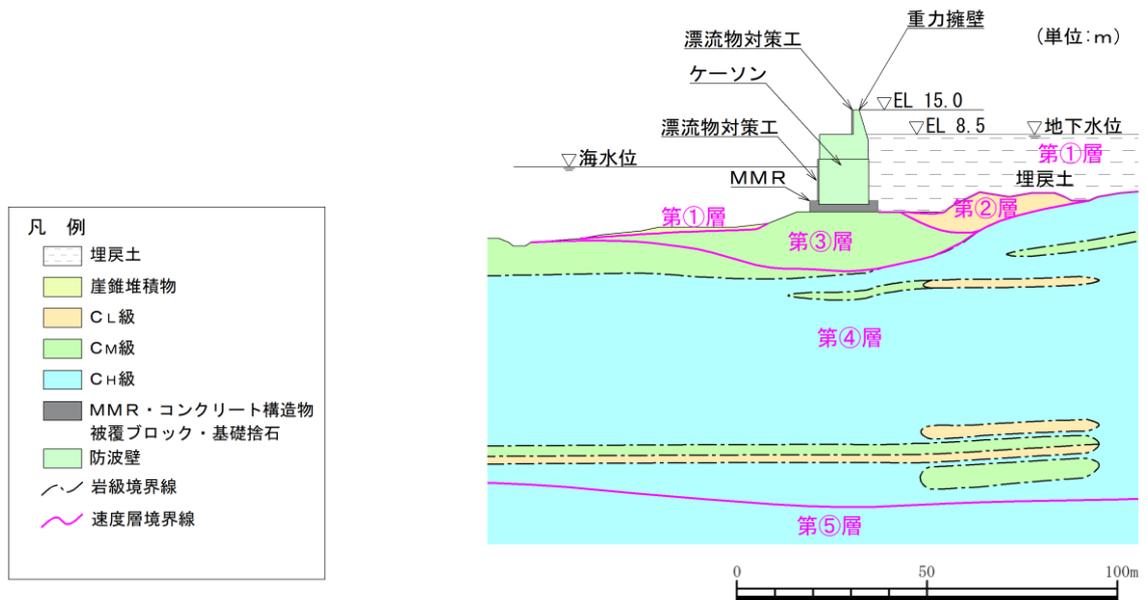


図 3.1-6 防波壁（波返重力擁壁）の横断面図（④-④断面）

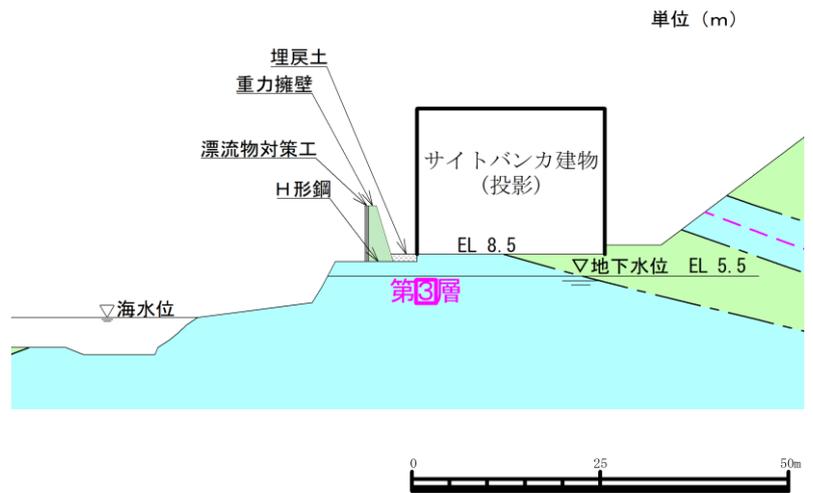


図 3.1-7 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑤-⑤断面)

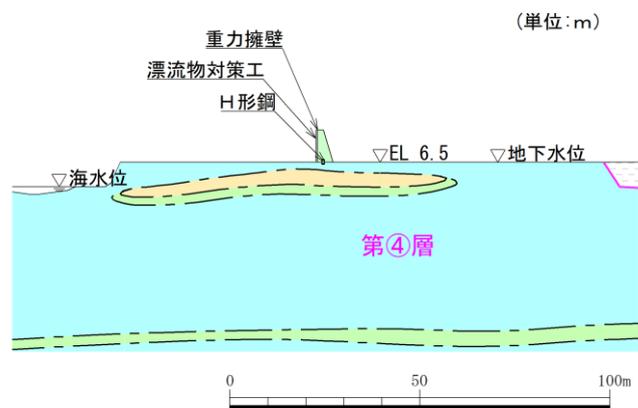
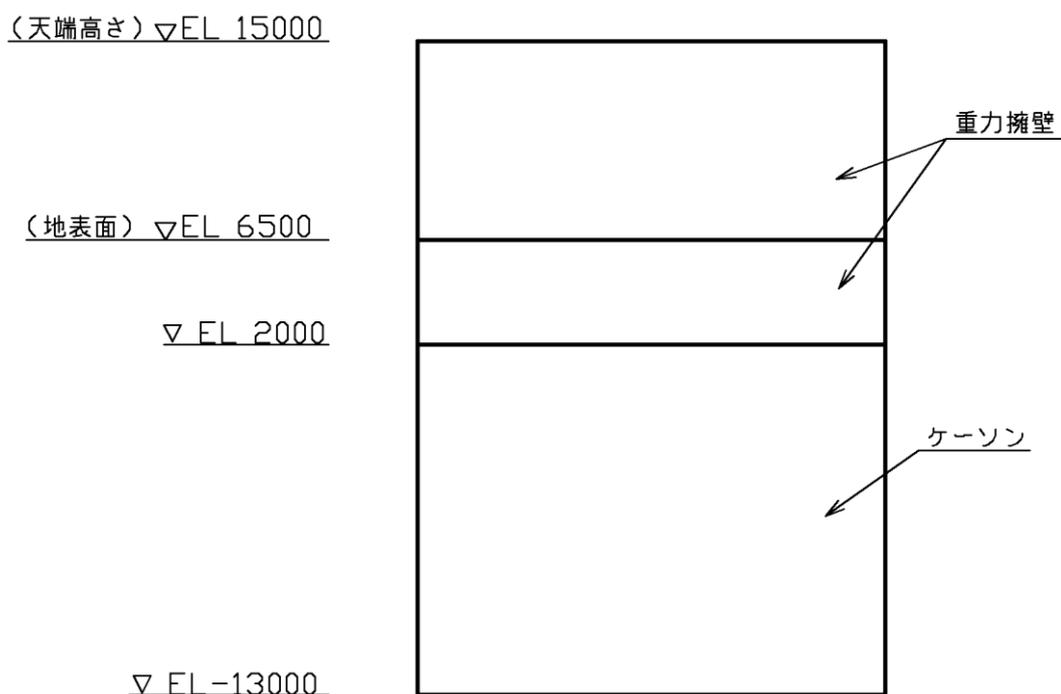
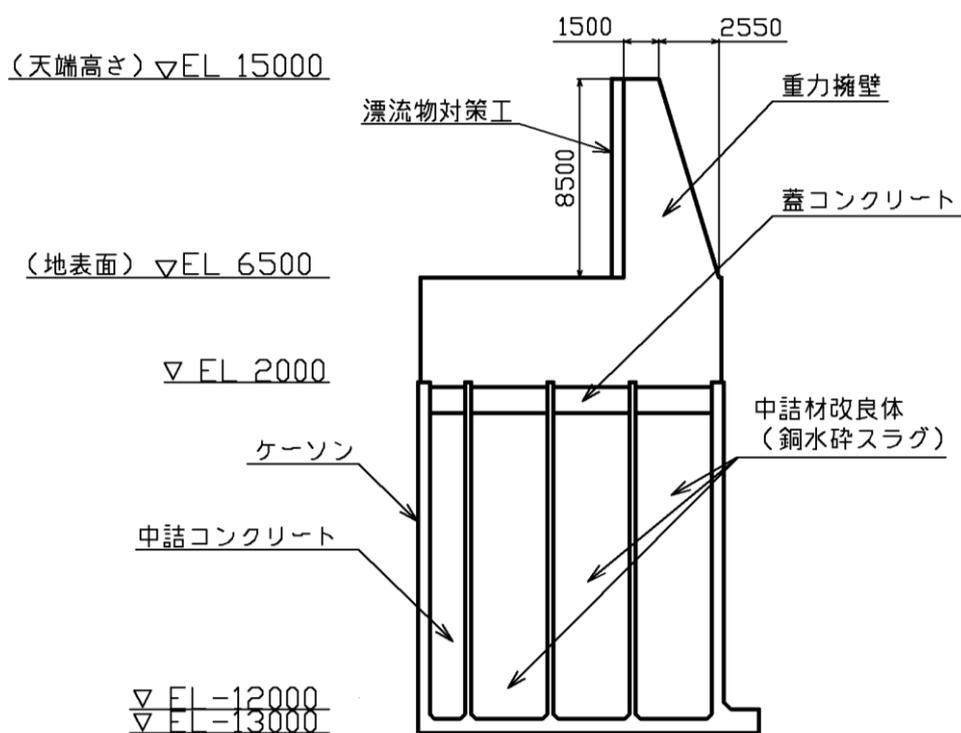


図 3.1-8 防波壁 (波返重力擁壁) の横断面図 (⑥-⑥断面)

(単位：mm)



(正面図)



(断面図)

図 3.1-9(1) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (②-②断面)

(単位 : mm)

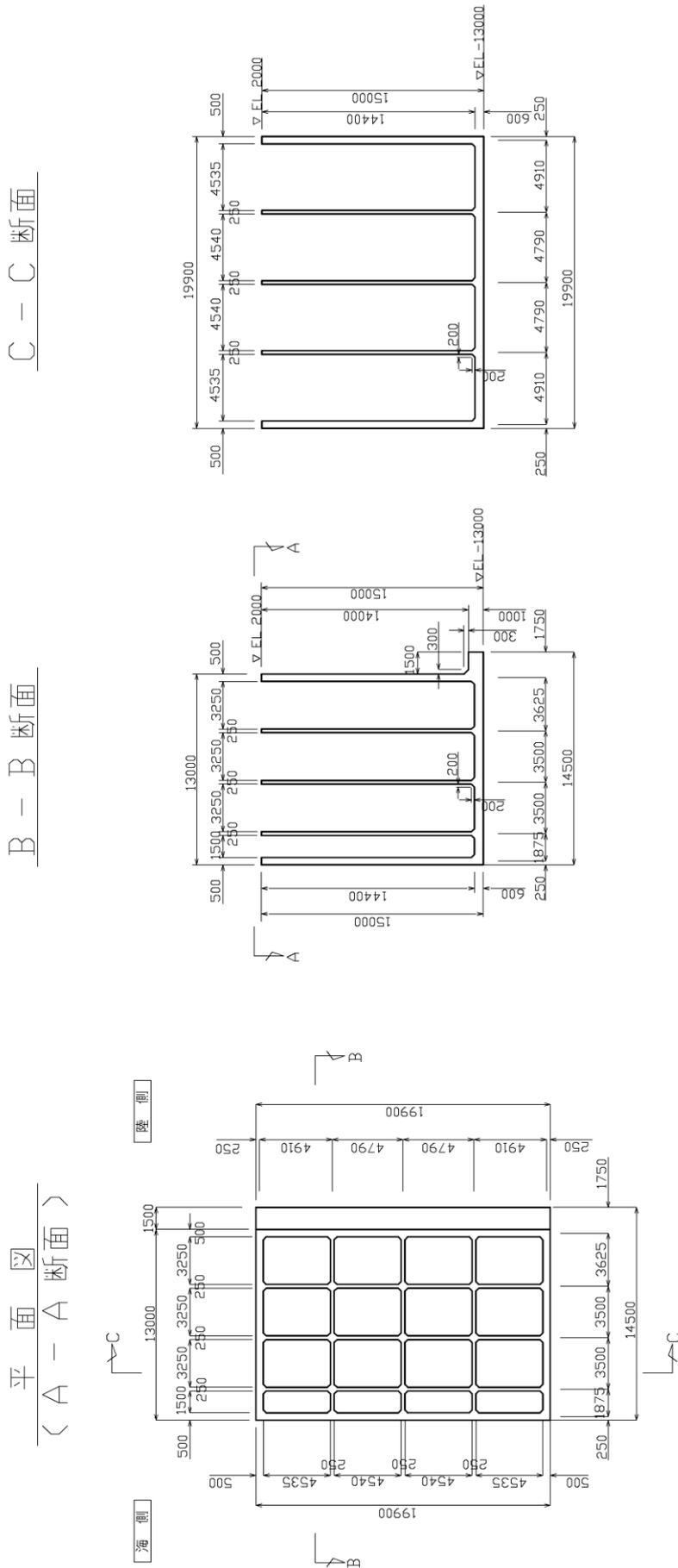


図 3.1-9(2) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (②-②断面)

(単位：mm)

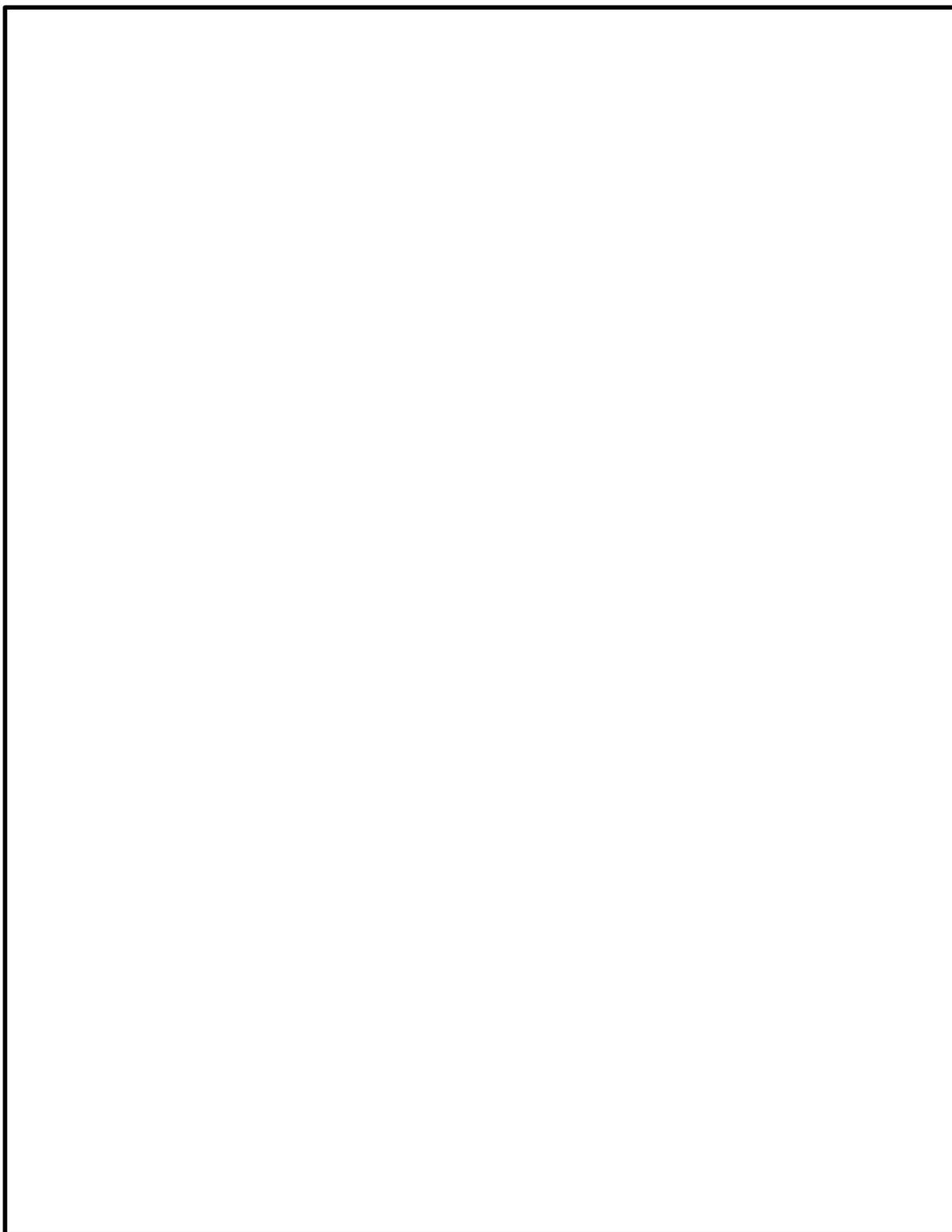


図 3.1-9(3) 防波壁（波返重力擁壁）の構造図（③-③断面）

(単位 : mm)

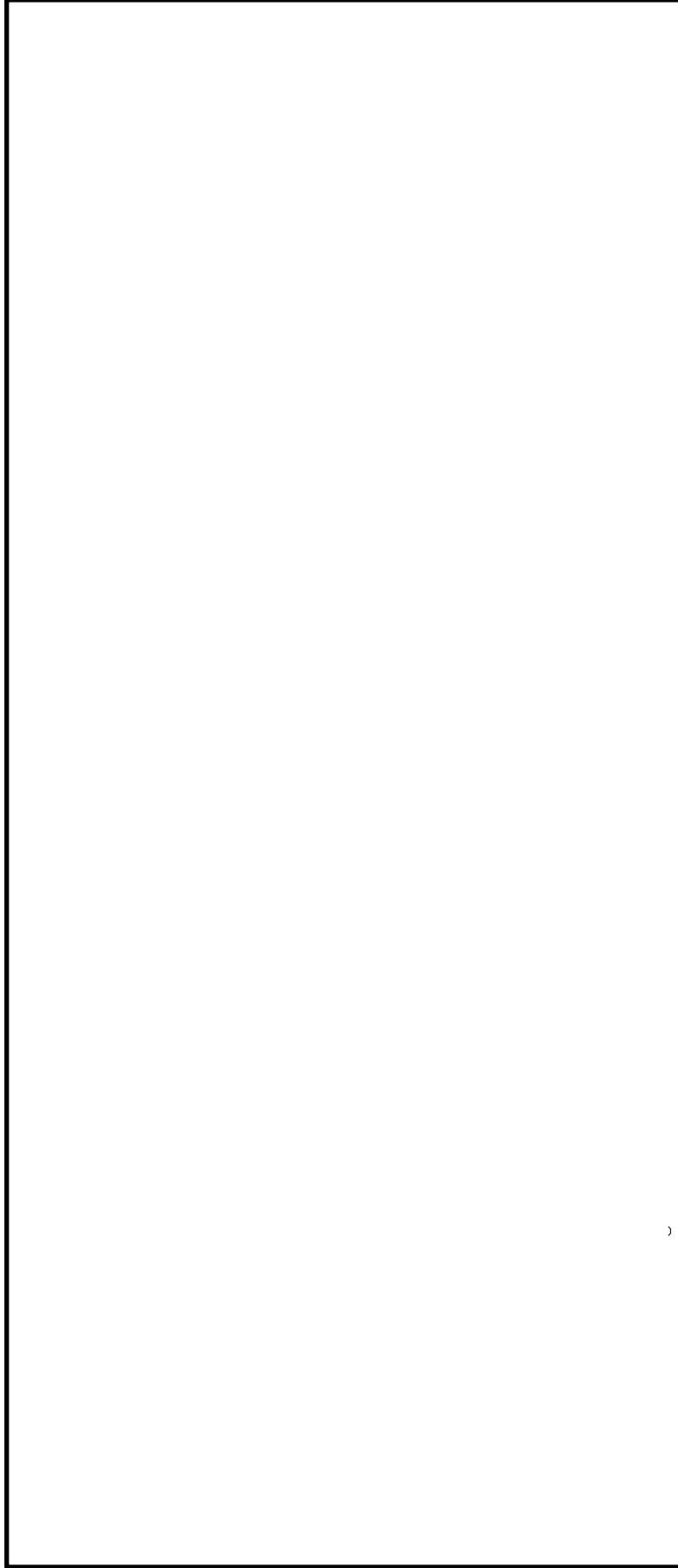
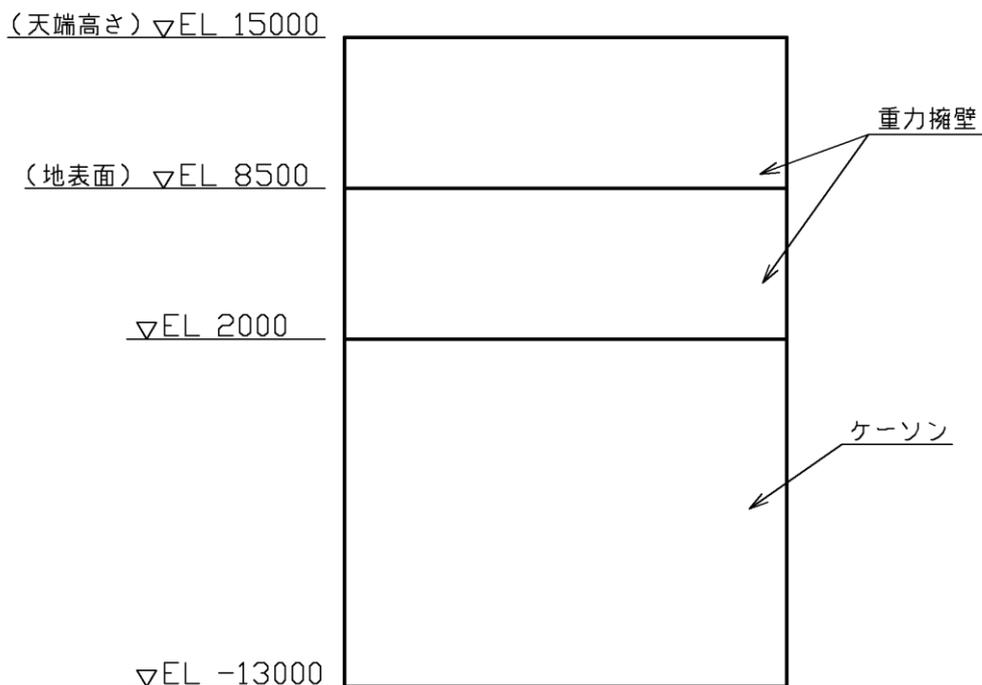
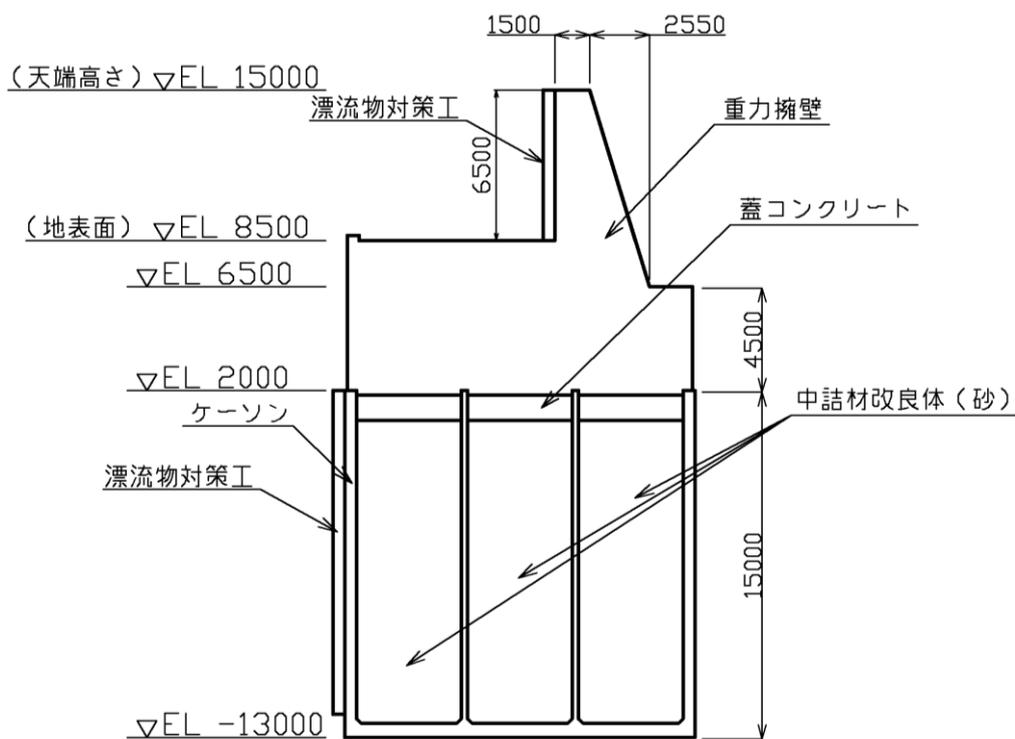


図 3.1-9(4) 防波壁 (波返重力擁壁) の放水路ケーソン構造図 (㊸-㊸断面)

(単位：mm)



(正面図)



(断面図)

図 3.1-9(5) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (④-④断面)

(単位：mm)

平面図
(A-A断面図)

B-B断面図

C-C断面図

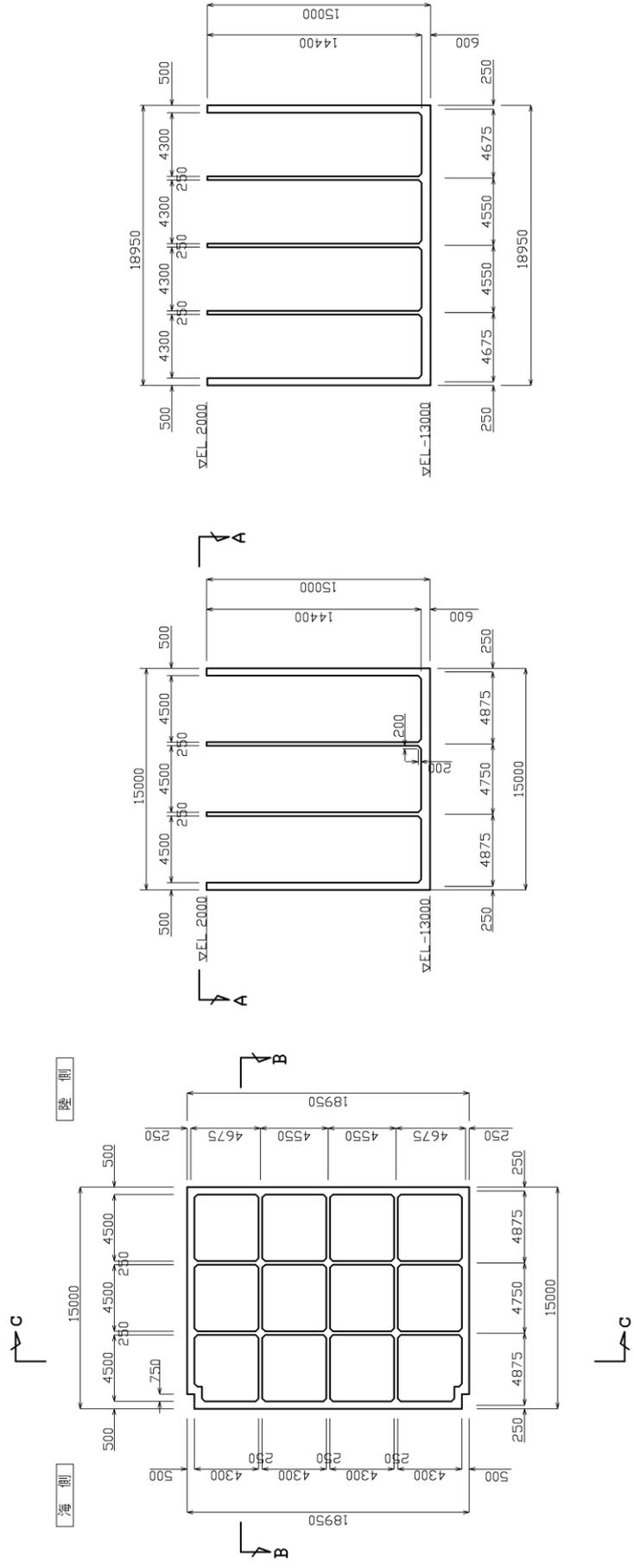
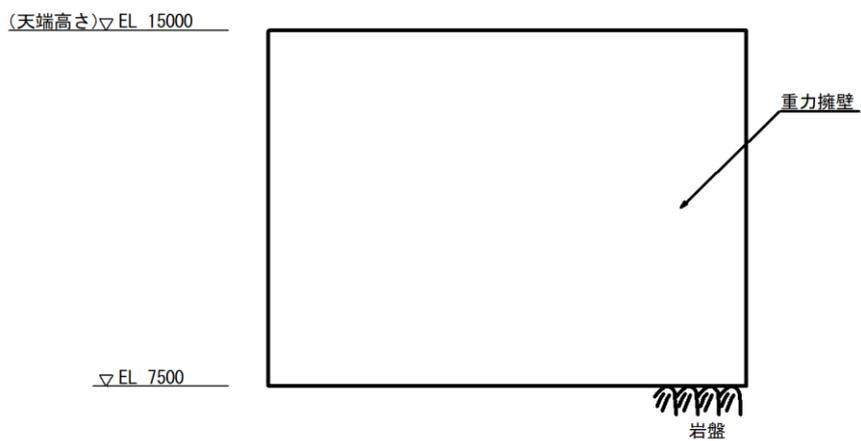
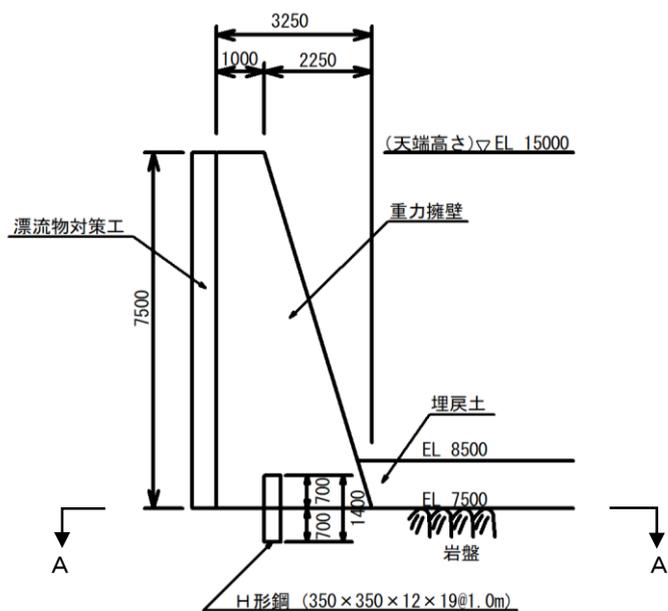


図 3.1-9(6) 防波壁 (波返重力擁壁) のケーソン構造図 (④-④断面)

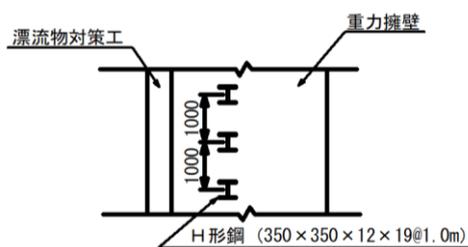
(単位：mm)



(正面図)



(断面図)



(平面図 (A-A断面))

図 3.1-9(7) 防波壁 (波返重力擁壁) の構造図 (⑤-⑤断面)

(単位：mm)

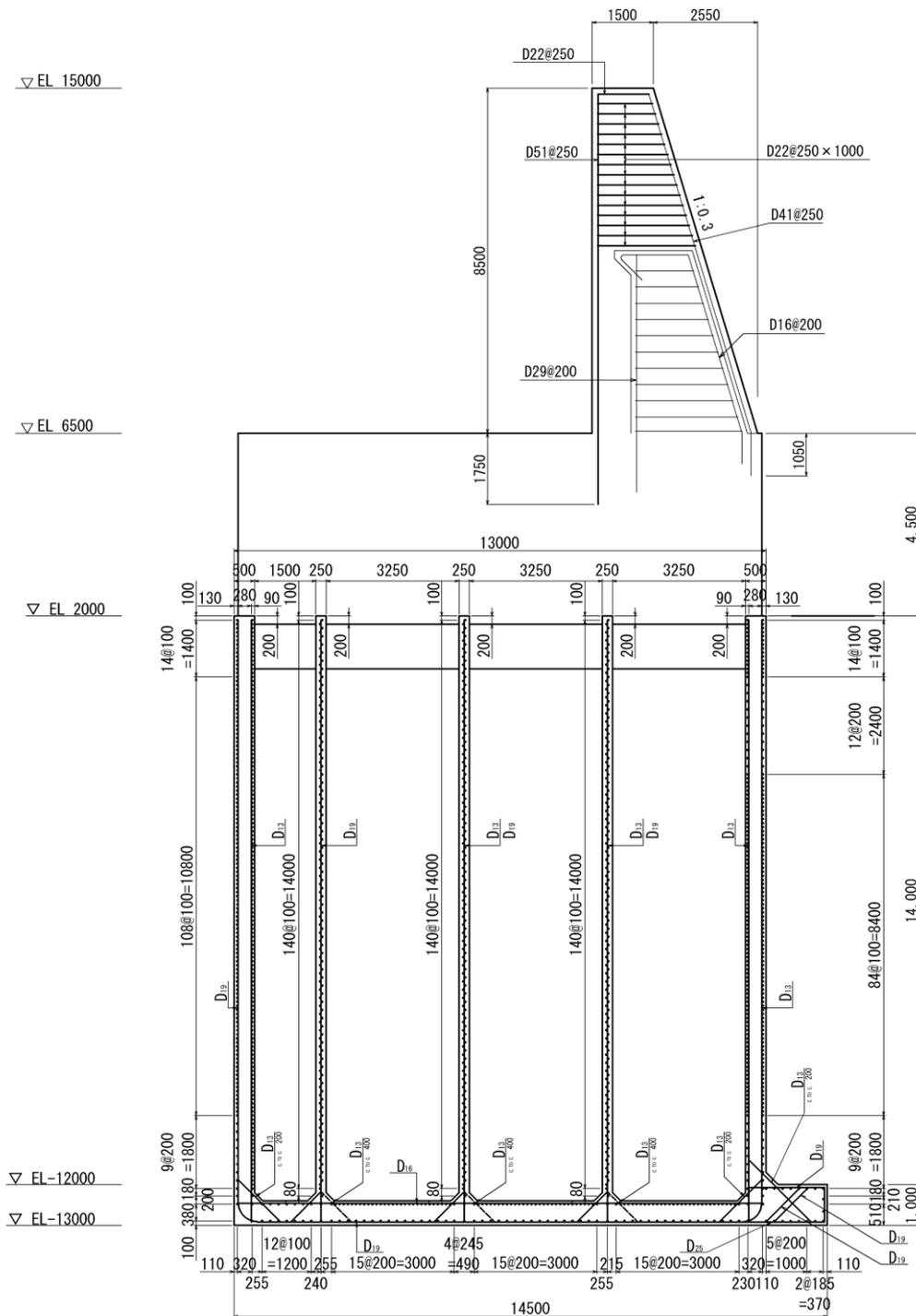


図 3.1-10(1) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
 (②-②断面)

(単位：mm)

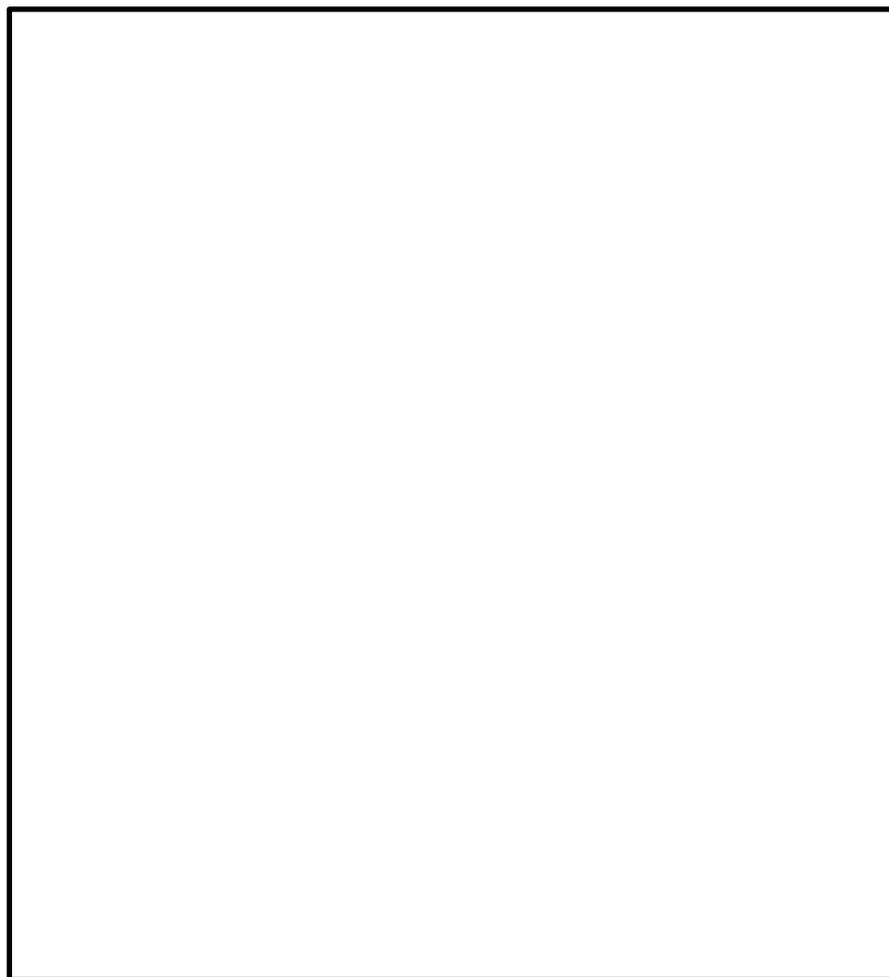


図 3.1-10(2) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（③-③断面）

(単位：mm)

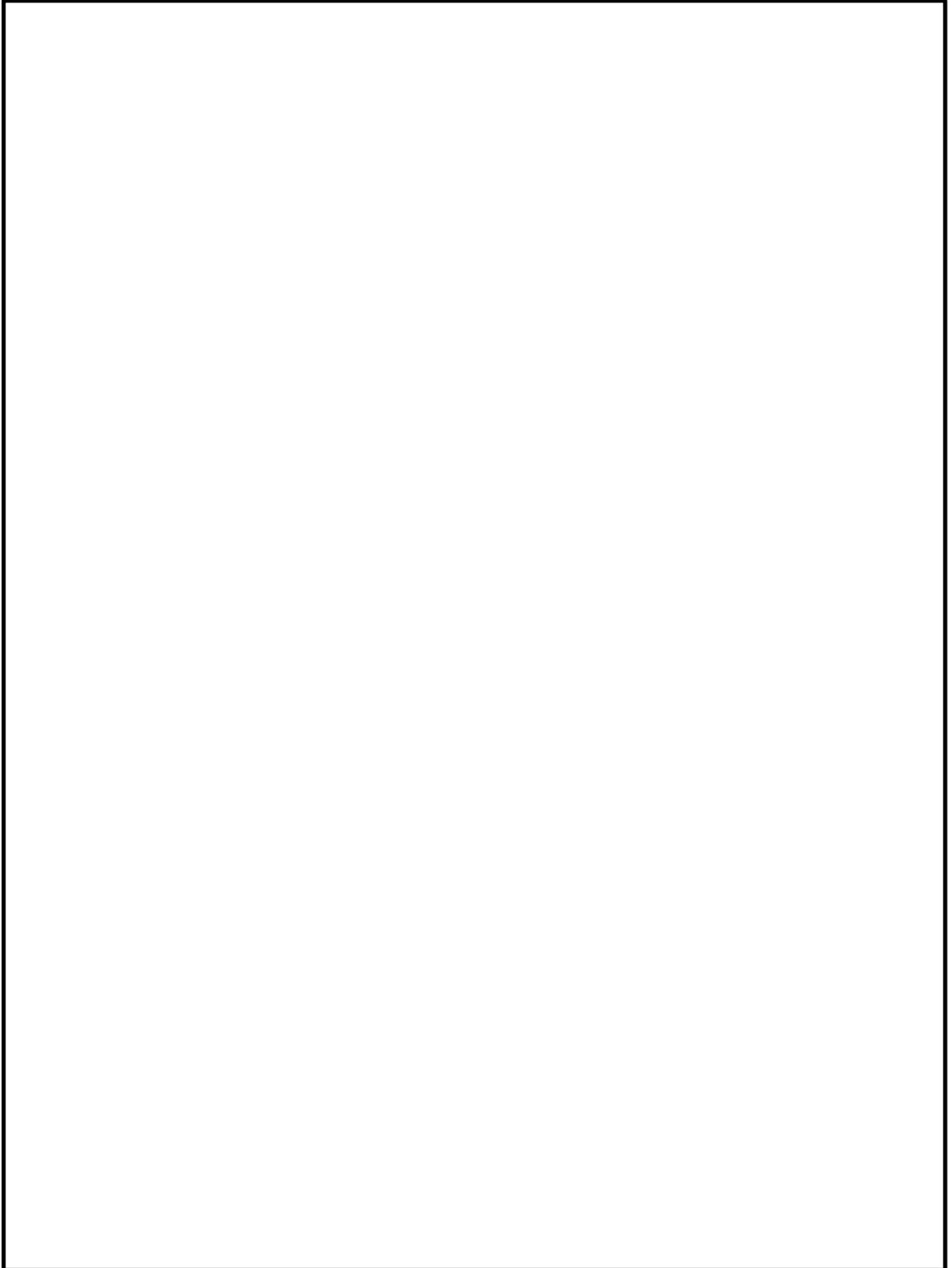


図 3.1-10(3) 防波壁（波返重力擁壁）の放水路ケーソンの概略配筋図（㊸-㊸断面）

(単位：mm)

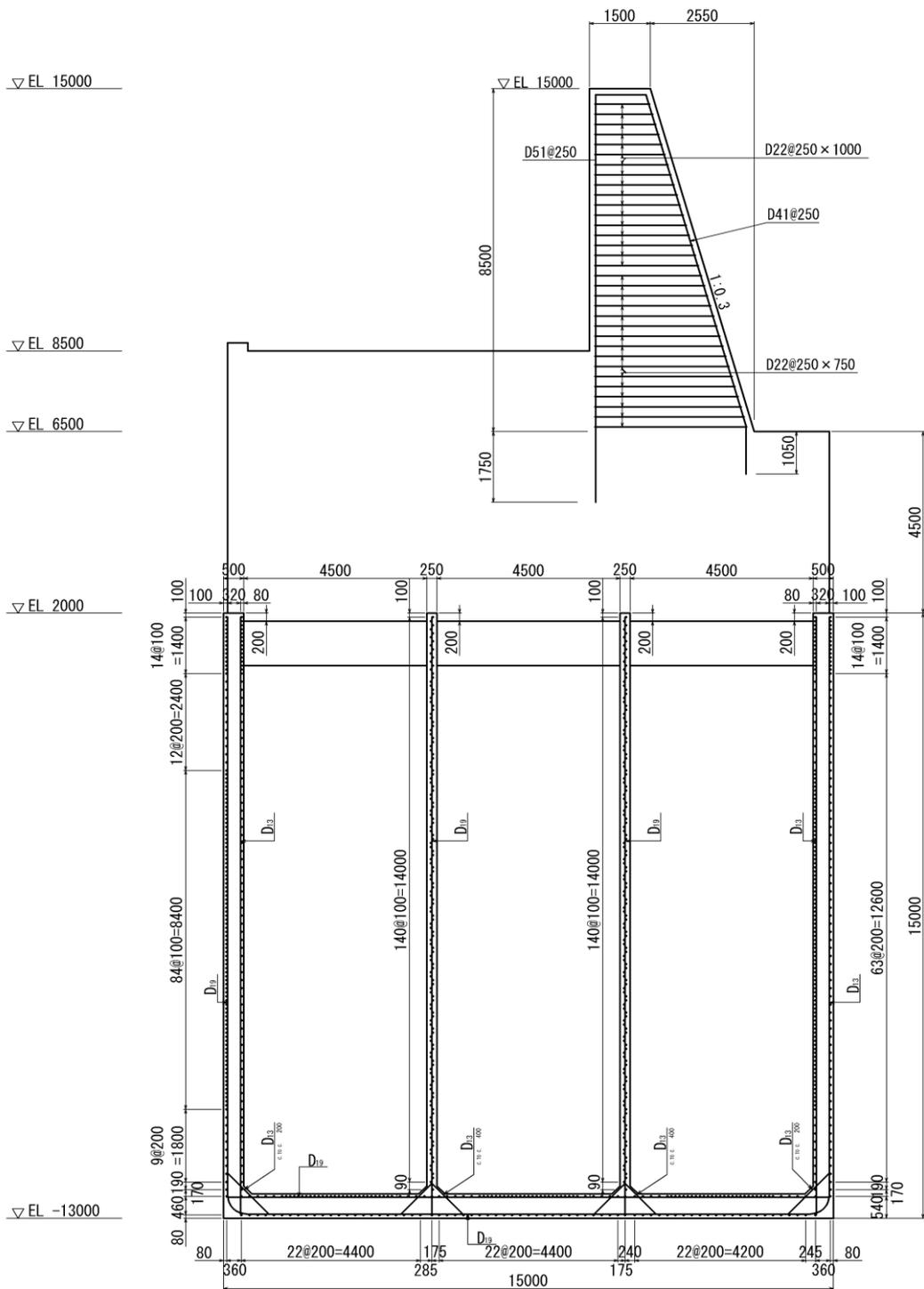


図 3.1-10(4) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁及びケーソンの概略配筋図
(④-④断面)

(単位：mm)

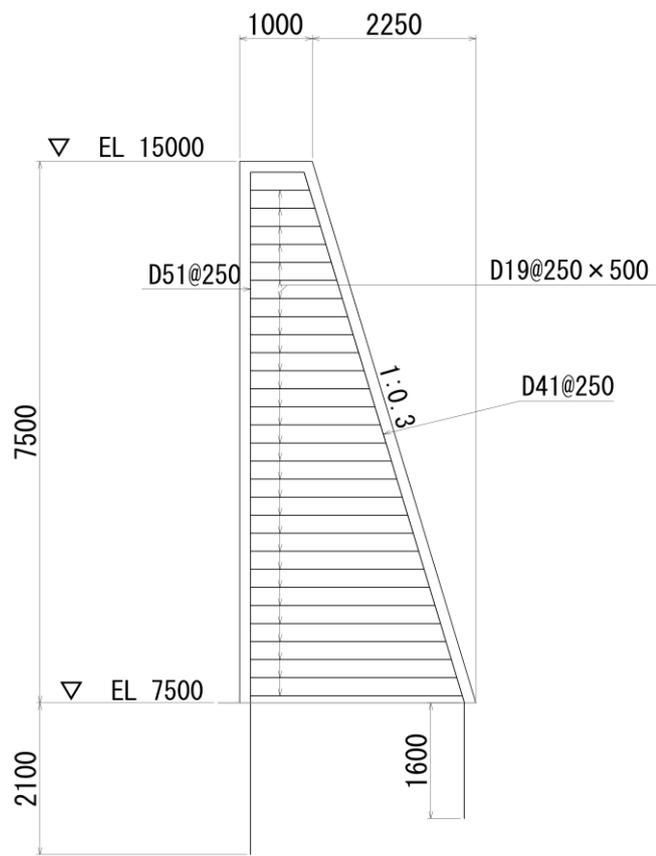
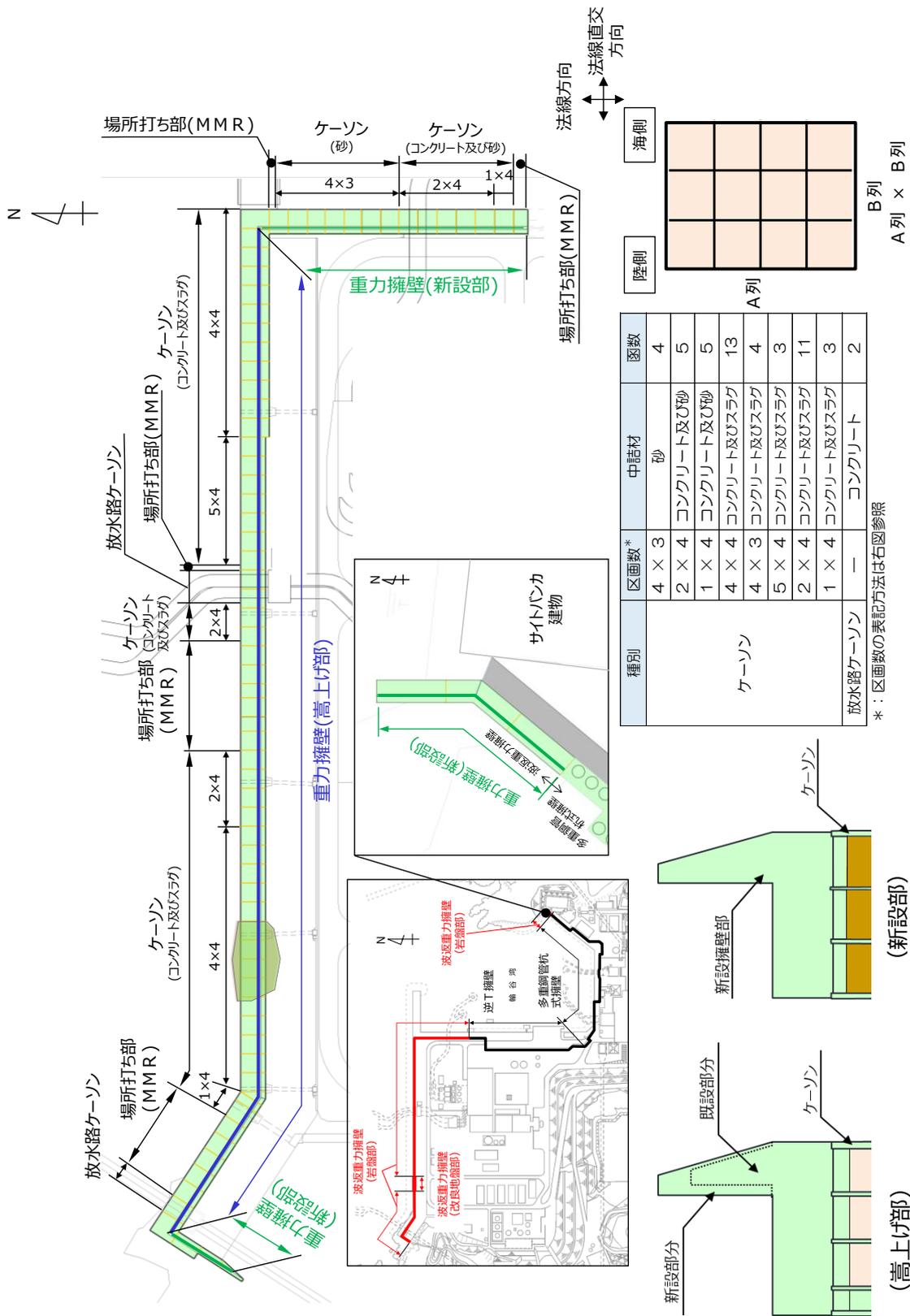


図 3.1-10(5) 防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の概略配筋図（⑤-⑤断面）



ケーソン種別一覧及び区画数イメージ図

重力擁壁構造図

図 3.1-11 防波壁（波返重力擁壁）における重力擁壁及びケーソンの構造種別

3.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（波返重力擁壁）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.2.1 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、重力擁壁，H形鋼，MMR及び改良地盤⑥とする。

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は，ケーソンの各部材とする。

3.2.2 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。

3.2.3 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（波返重力擁壁）を支持する基礎地盤（MMR，改良地盤⑥及び岩盤）とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防波壁（波返重力擁壁）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。

(1) 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。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として，躯体自重及び機器・配管荷重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

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/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 風荷重 (P_k)

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

(4) 地震荷重(S_s)

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3.3-1に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _s + P _k + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.4.1 重力擁壁

重力擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（(社)土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書(2002)」という。）に基づき、表3.4.1-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 重力擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ¹ (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
	許容せん断応力度 τ_{a1} * ²	0.45	0.67
コンクリート	許容せん断応力度 τ_{a1} * ³	0.43* ⁴	0.64
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*1：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

*2：④-④断面及び⑤-⑤断面の評価に用いる。

*3：設計基準強度の異なるコンクリートが重力擁壁に混在している②-②断面及び③-③断面の評価に用いる。

*4：設計基準強度 21N/mm² 及び 24N/mm² の各々の許容せん断応力度を用い、評価断面の面積按分により算定

3.4.2 ケーソン

(1) ②-②断面及び④-④断面

ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は「コンクリート標準示方書（2002）」に基づき、表 3.4.2-1 に示す許容応力度とする。

せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）に規定されているスケルトンカーブの第 1 折点の許容せん断応力度（面内）を許容限界とし、（式 1）に基づき設定する。

表 3.4.2-1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界

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

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

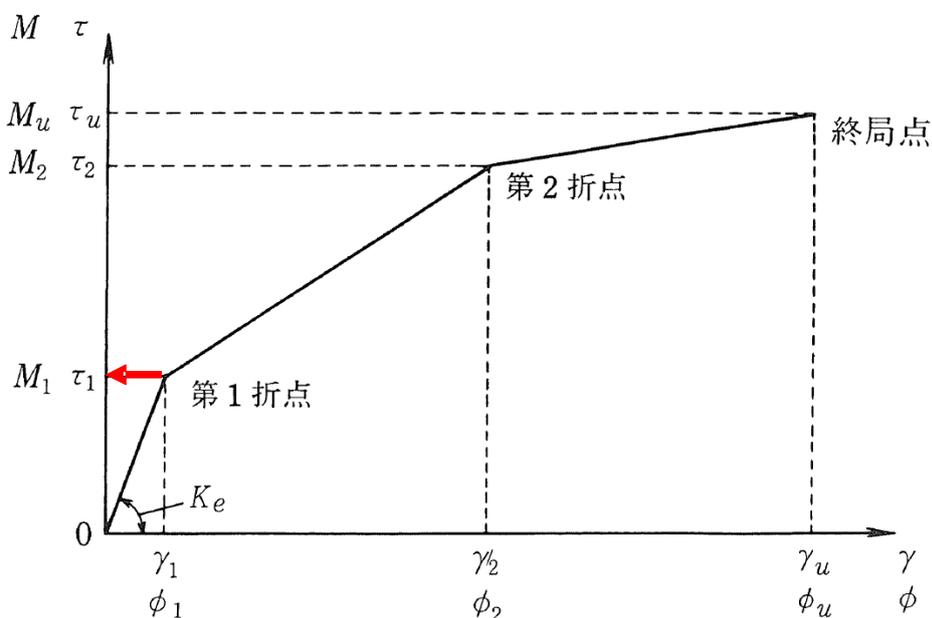


図 3.4.2-1 せん断破壊（面内）に対する許容限界
（「J E A G 4 6 0 1 -1987」に加筆）

$$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)} \quad (\text{式 1})$$

ここに,

τ_1 : 許容せん断応力度 (面内) (N/mm²)

F_c : 設計基準強度 (N/mm²)

σ_v : 鉛直方向軸応力度 (N/mm²)

(2) ③－③断面

③－③断面のうち頂版、側壁及び底版は、重力擁壁を支持する機能及び遮水性を保持する機能を有する必要があることから、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまることを確認するために、3次元線形構造解析による耐震評価を行う。また、③－③断面のうち隔壁は、重力擁壁を支持する機能を有する必要があることから、構造強度を有することを確認するために、3次元線形構造解析を行い、3次元線形構造解析による許容限界を超える場合は、3次元非線形構造解析による耐震評価を行う。

a. 3次元線形構造解析の許容限界

3次元線形構造解析による耐震評価における放水路ケーソンの曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊（面外）に対する許容限界は、H形鋼を部材内に有する構造であるが、保守的に無筋コンクリートとみなし、「コンクリート標準示方書(2002)」に基づき、表 3.4.2-2 及び表 3.4.2-3 に示す短期許容応力度及び強度とする。せん断破壊（面内）に対する許容限界は、図 3.4.2-1 に示す「J E A G 4 6 0 1-1987」に規定されているスケルトンカーブの第1折点の許容せん断応力度（面内）を設定する。

表 3.4.2-2 放水路ケーソンの許容限界（圧縮応力度及びせん断応力度（面外））

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
	許容せん断応力度（面外） τ_{a1}	0.45	0.67

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

表 3.4.2-3 放水路ケーソンの許容限界（引張強度）

種別	材料強度 (N/mm ²)	
コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	引張強度 f _{tk} *	1.91

注記*：「コンクリート標準示方書（2002）」よりコンクリートの設計基準強度 f'_{ck}を用いて、算定式 $0.23f'_{ck}{}^{2/3}$ により算定。

b. 3次元非線形構造解析の許容限界

3次元非線形構造解析による耐震評価における放水路ケーソンの許容限界は、「J E A G 4 6 0 1-1987」に基づき許容ひずみを設定する。設定する許容限界は、せん断ひずみ 2000 μ (2/1000) とする。

3.4.3 H形鋼

H形鋼の許容限界は、「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）」（以下「道路橋示方書（平成14年）」という。）に基づき，表3.4.3-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.3-1 H形鋼の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	H形鋼 (SM490)	許容せん断応力度 τ_{Ha}	

注記*：短期許容応力度は，「道路橋示方書（平成14年）」より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.4 MMR

MMRの許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）」を準拠し，すべり安全率とする。表3.4.4-1にMMRの許容限界を示す。

表 3.4.4-1 MMRの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.5 改良地盤⑥

改良地盤⑥の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）」を準拠し，すべり安全率とする。表3.4.5-1に改良地盤⑥の許容限界を示す。

表 3.4.5-1 改良地盤⑥の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.6 止水目地

止水目地（シートジョイント）の許容限界は、メーカ規格、漏水試験及び変形試験より、有意な漏えいが生じないことを確認した変位量とする。評価対象断面である④－④断面及び⑦－⑦断面位置における止水目地（シートジョイント）の変位量に対する許容限界を表 3.4.6-1 に示す。

表 3.4.6-1 止水目地（シートジョイント）の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1,936

3.4.7 基礎地盤

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

基礎地盤の許容限界を表 3.4.7-1 に示す。

表 3.4.7-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤⑥		3.0
支圧強度	MMR		24.0

4. 2次元有限要素法

4.1 解析方法

防波壁（波返重力擁壁）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。2次元有限要素法において、②-②断面、③-③断面及び④-④断面は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とし、⑤-⑤断面は、地下水位以深に液状化対象層が分布しないことから、解析方法は全応力解析とする。

構造部材については、線形の平面ひずみ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、有効応力解析では「FLIP」、全応力解析では「TDAP III」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（波返重力擁壁）の各部位のうち、重力擁壁、H形鋼、MMR及び改良地盤⑥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次元動的有限要素法（有効応力解析及び全応力解析）による耐震評価を行う。なお、ケーソンについては、「5. 3次元構造解析」により健全性評価を行う。

4.1.1 地震応答解析手法

防波壁（波返重力擁壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

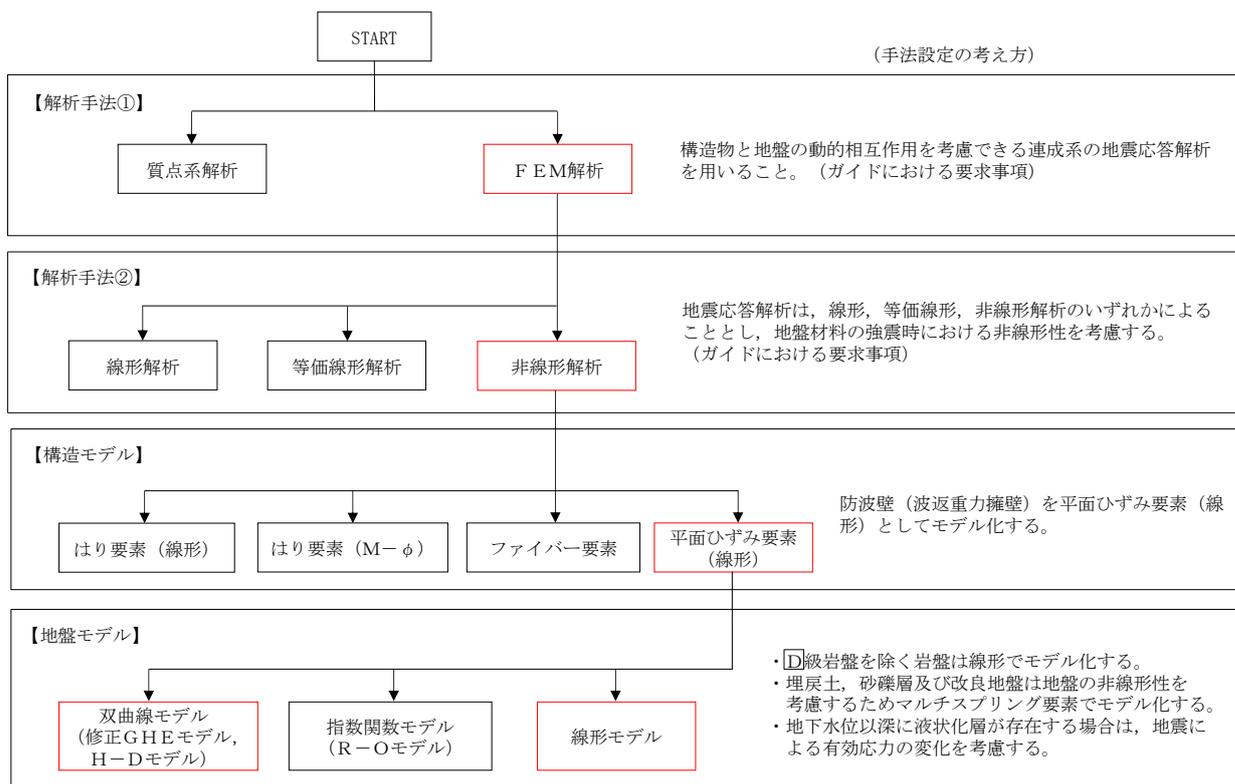


図 4.1.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

4.1.2 施設

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

ケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、等価な剛性を有する2次元等価剛性モデルとする。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

漂流物対策工は重力擁壁，④－④断面については重力擁壁に加えケーソンに固定して設置することから，漂流物対策工設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

H形鋼は，重力擁壁と岩盤は一体としていることから，モデル化しない。なお，重力擁壁と岩盤の一体性については「(参考資料8) ⑤－⑤断面の重力擁壁下端の境界条件」で確認している。

4.1.3 地盤物性のばらつき

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

以下の理由から，防波壁（波返重力擁壁）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。

- ・ ②－②断面，③－③断面，④－④断面及び⑤－⑤断面は，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が広範囲に分布しており，地震時の繰返し载荷により剛性が低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，防波壁（波返重力擁壁）の応答に影響する。
- ・ ②－②断面，③－③断面及び④－④断面は，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，剛性の違いが重力擁壁及びケーソンに対する主働土圧に影響し，防波壁（波返重力擁壁）の応答に影響する。

詳細な解析ケースの考え方は，「4.1.5 解析ケース」に示す。

表 4.1.3-1 解析ケース

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

4.1.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、②-②断面、③-③断面及び④-④断面を対象に実施する 2 次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$, $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

⑤-⑤断面を対象に実施する 2 次元有限要素法（全応力解析）では、粘性減衰を考慮することとし、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 4.1.4-1 に示す。

$$[C] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

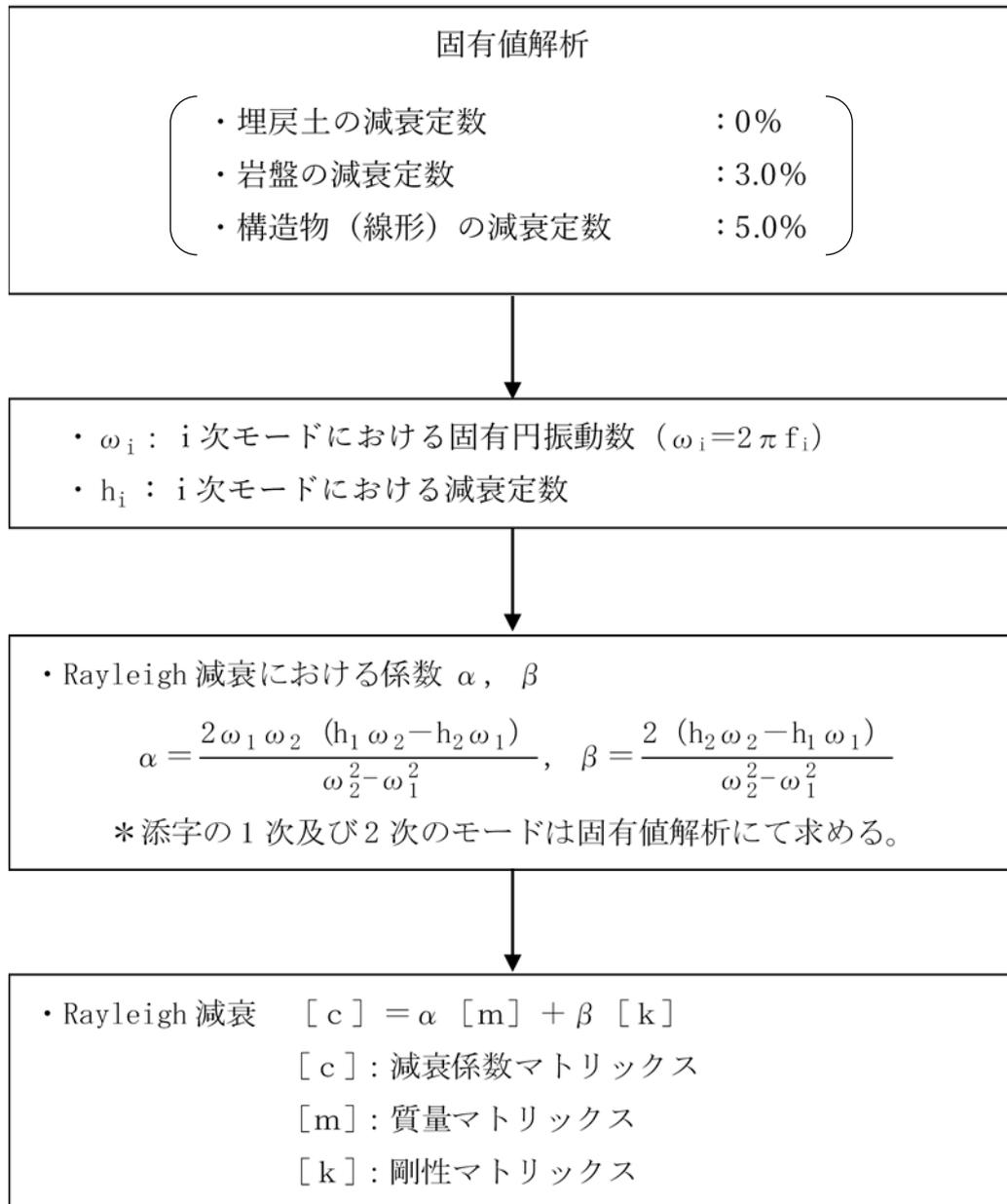


図 4.1.4-1 Rayleigh 減衰の設定フロー (全応力解析)

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

固有値解析結果の一覧を表 4.1.4-1 に、固有値解析におけるモード図を図 4.1.4-2 に、係数 α , β を表 4.1.4-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 4.1.4-3 に示す。

表 4.1.4-1 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	11.699	71	1	57.15	-5.46	1次として採用
2	17.726	2	0	-10.50	3.93	-
3	21.425	9	35	20.41	40.09	2次として採用
4	24.624	3	3	-11.92	12.88	-
5	28.388	3	10	10.74	-21.48	-
6	34.277	0	9	-1.27	19.65	-
7	36.478	3	1	-12.97	8.53	-
8	38.882	0	15	-0.31	26.00	-
9	42.336	0	7	-3.53	18.09	-
10	44.351	1	1	-6.11	-6.89	-

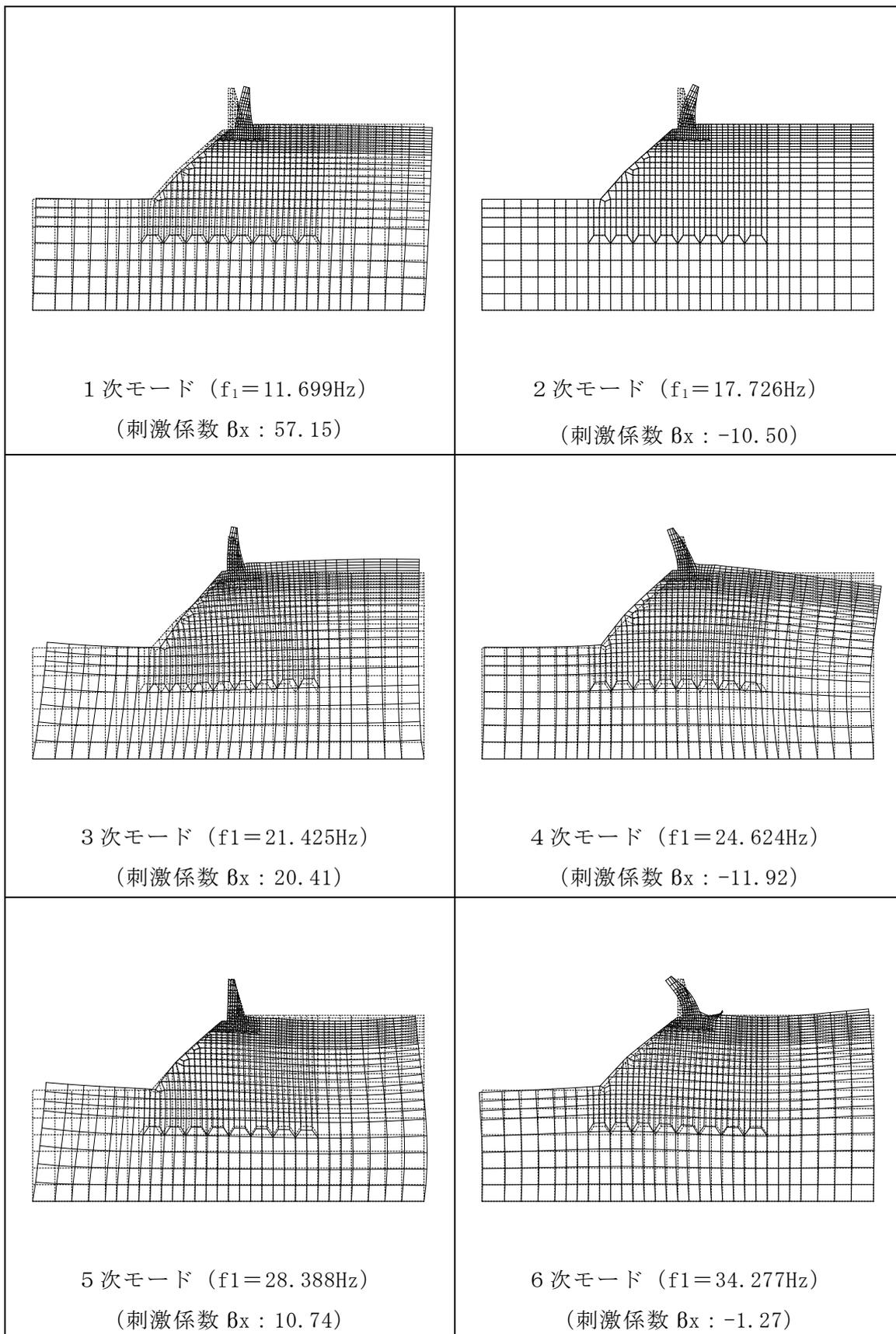


図 4.1.4-2(1) 固有値解析結果 (モード図)

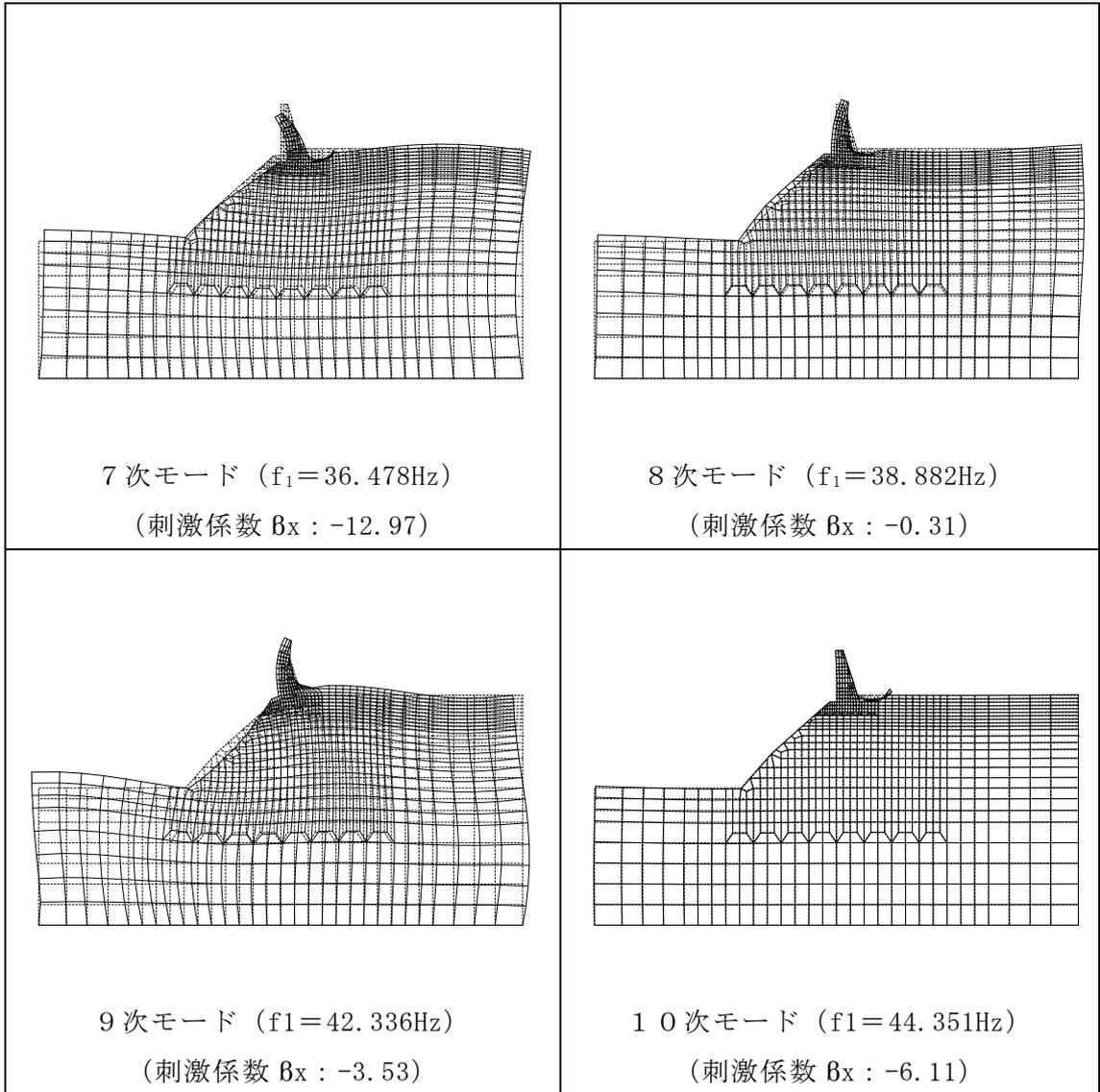


図 4.1.4-2(2) 固有値解析結果 (モード図)

表 4.1.4-2 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果
(解析手法：全応力解析)

評価対象断面	α	β
⑤-⑤断面	2.916	2.852×10^{-4}

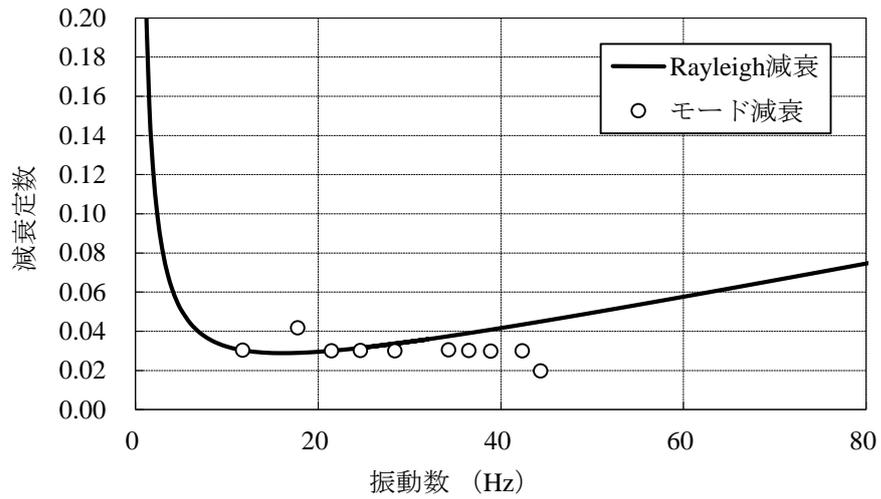


図 4.1.4-3 設定した Rayleigh 減衰

4.1.5 解析ケース

耐震評価においては、すべての評価対象断面及び基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。すべての基準地震動 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。

耐震評価における解析ケースを表 4.1.5-1 に示す。

表 4.1.5-1 耐震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
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
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各照査項目に対して、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 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		(-+)*	○	
		(+-)*	○	
		(--)*	○	
	$S_s - F1$	(++)*	○	
	$S_s - F2$	(++)*	○	
	$S_s - N1$	(++)*	○	
		(-+)*	○	
	$S_s - N2$ (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。

4.1.6 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 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 4.1.6-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.6-2～図 4.1.6-61 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

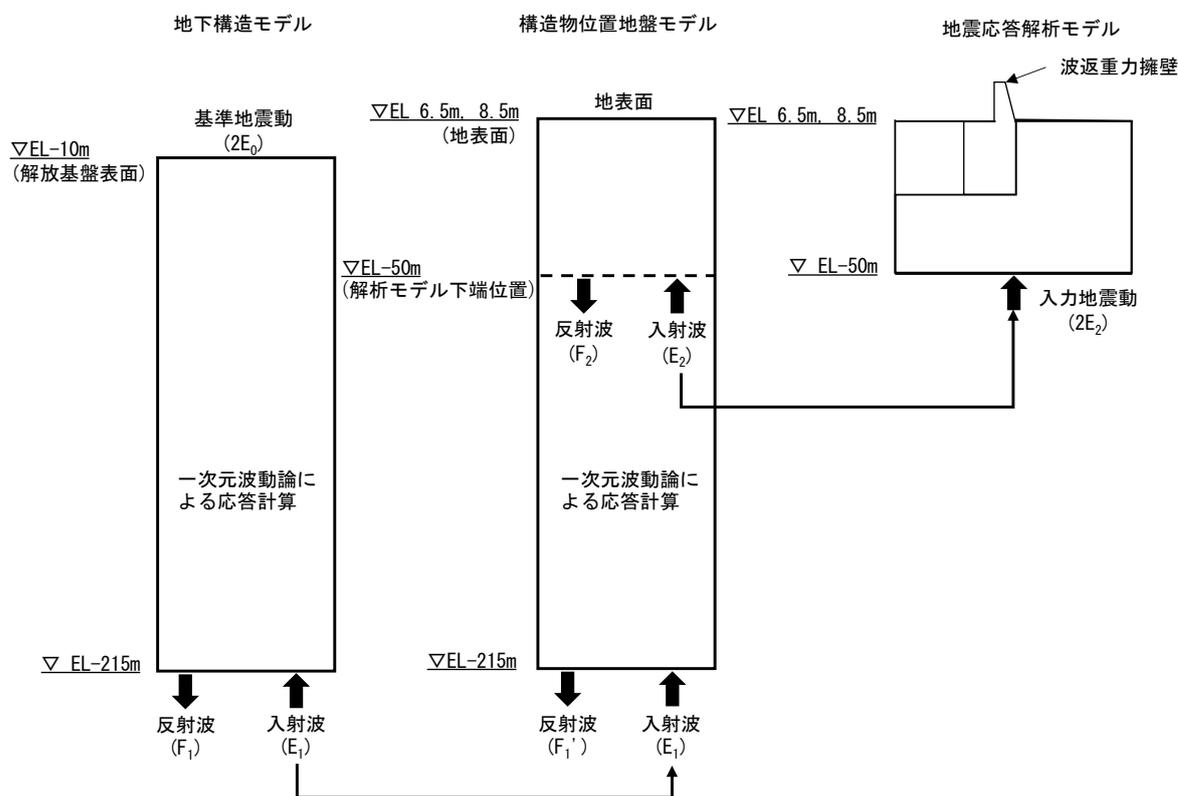
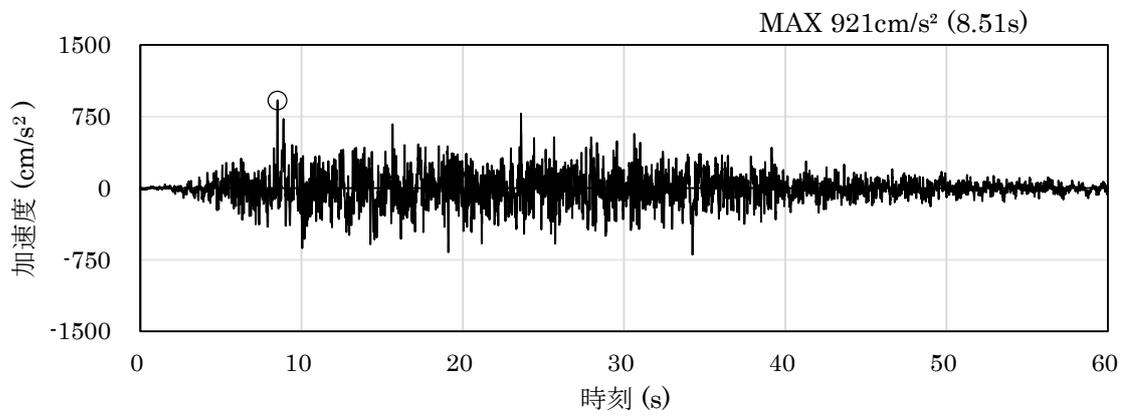
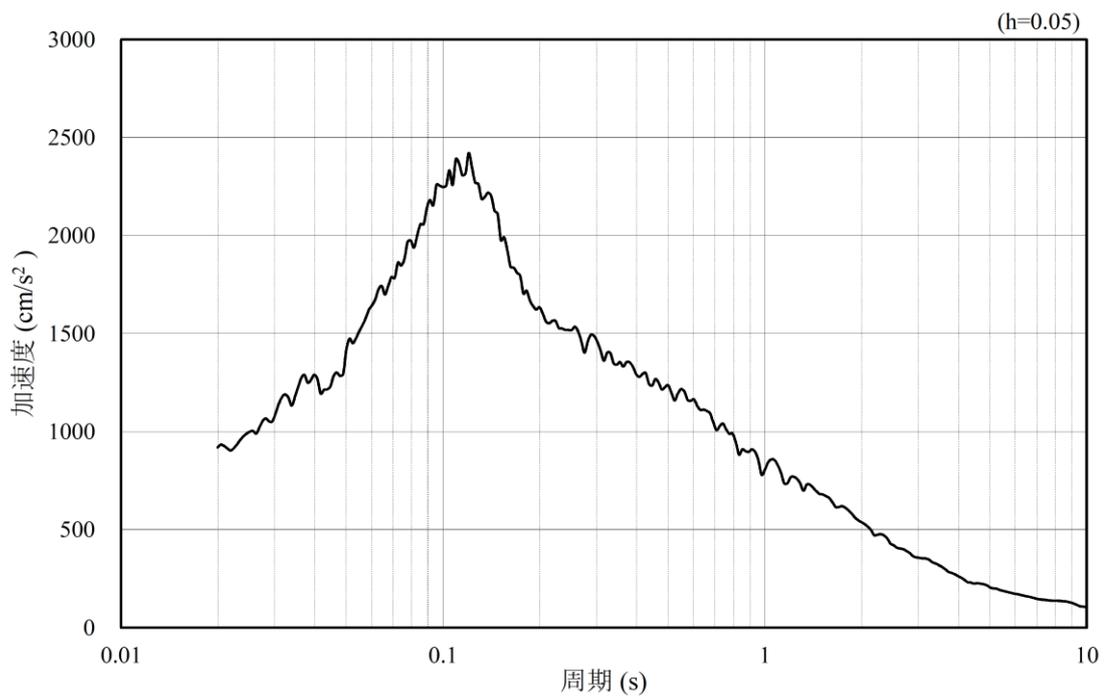


図 4.1.6-1 入力地震動算定の概念図

(1) ②-②断面

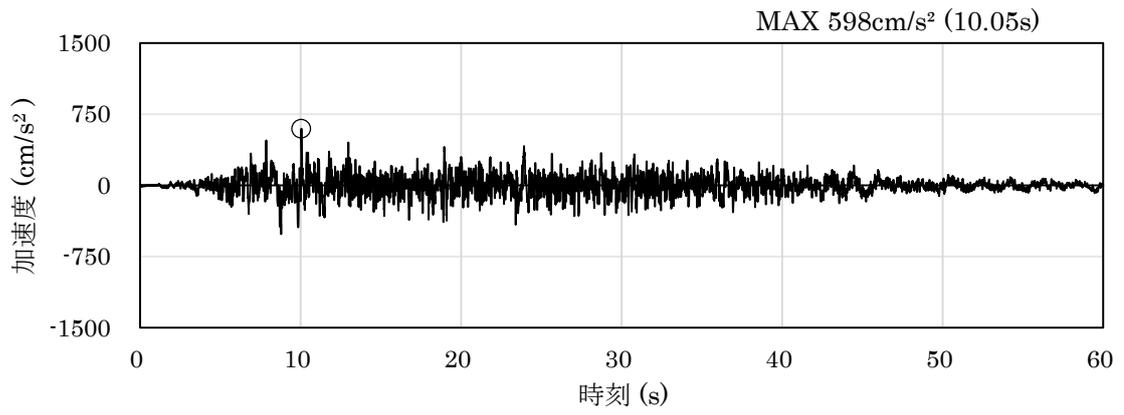


(a) 加速度時刻歴波形

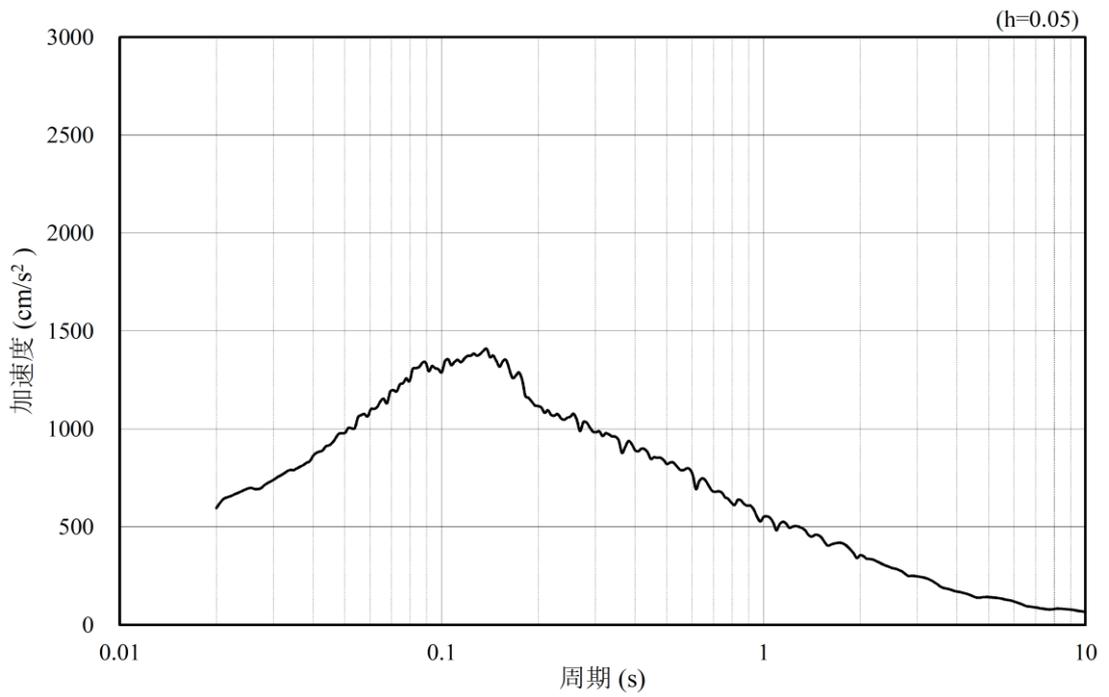


(b) 加速度応答スペクトル

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

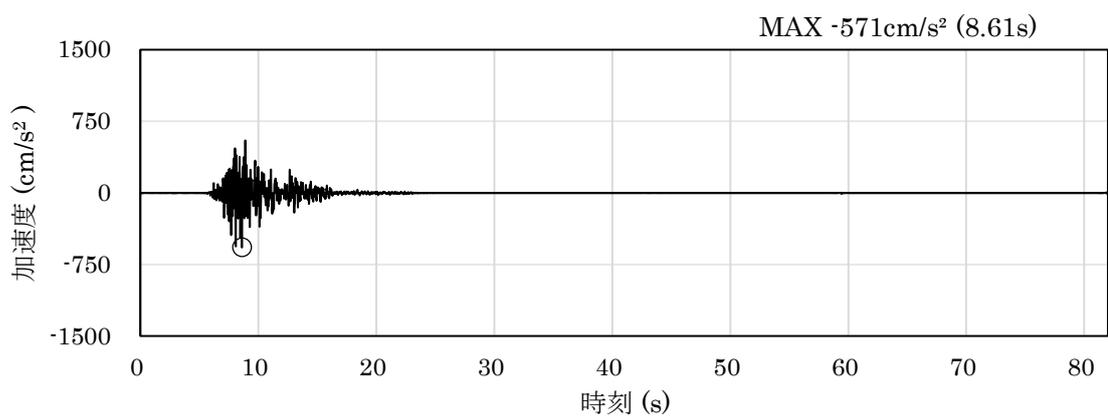


(a) 加速度時刻歴波形

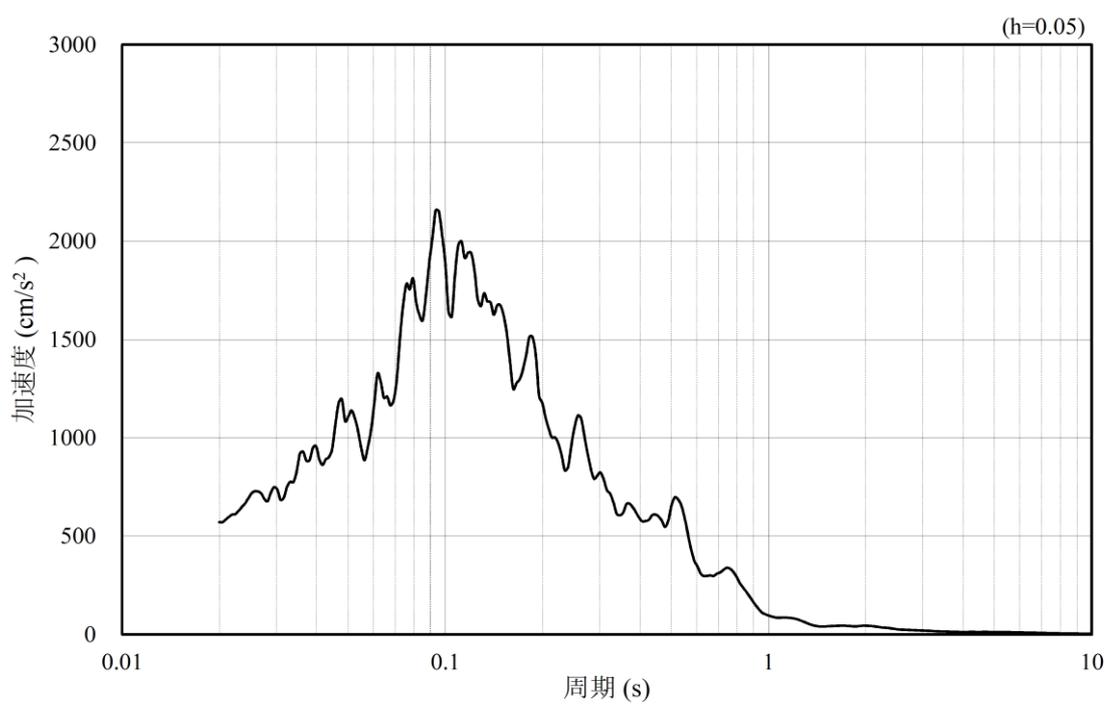


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

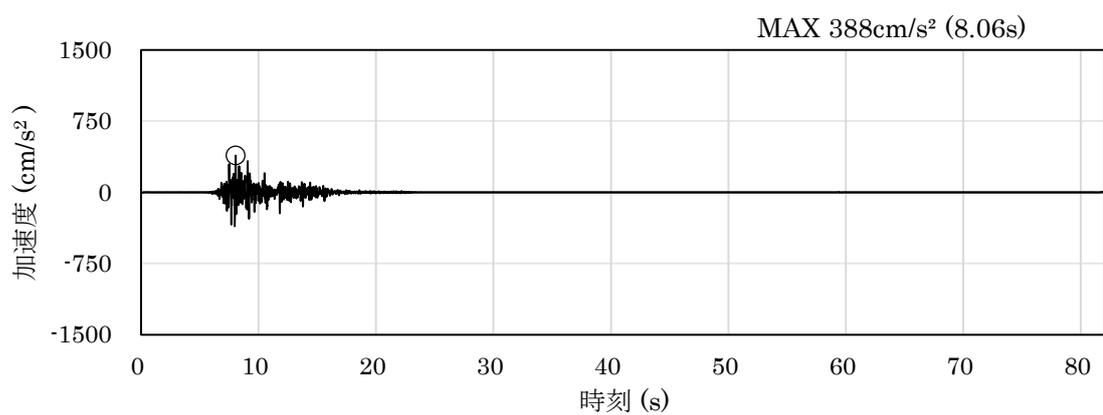


(a) 加速度時刻歴波形

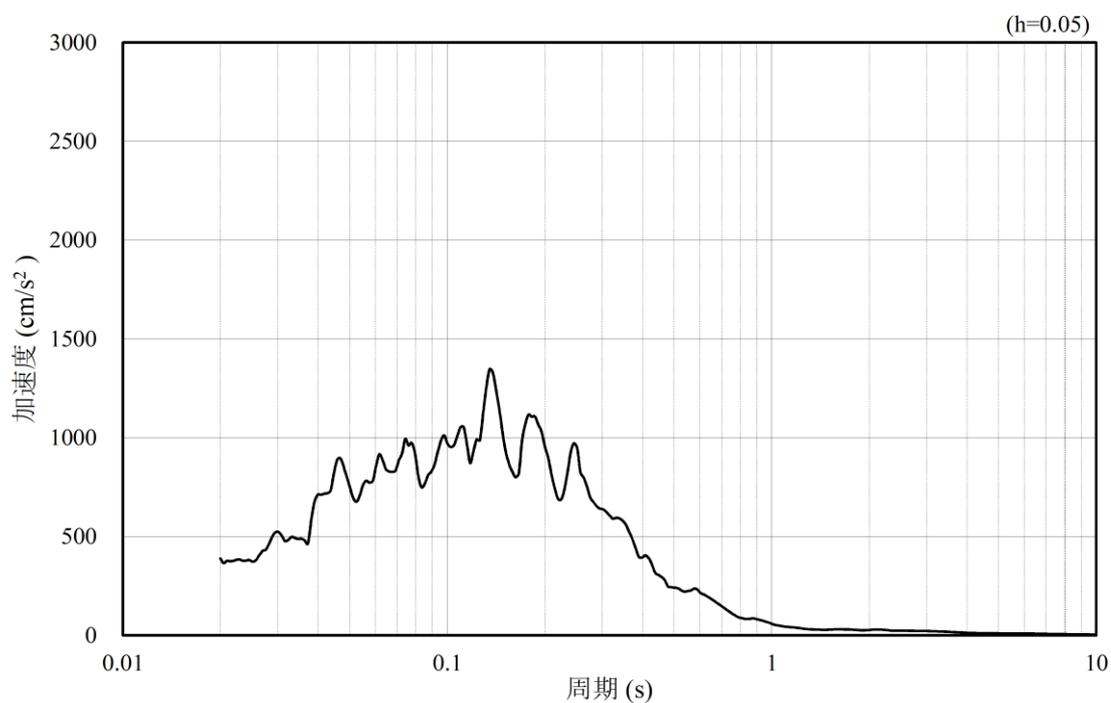


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

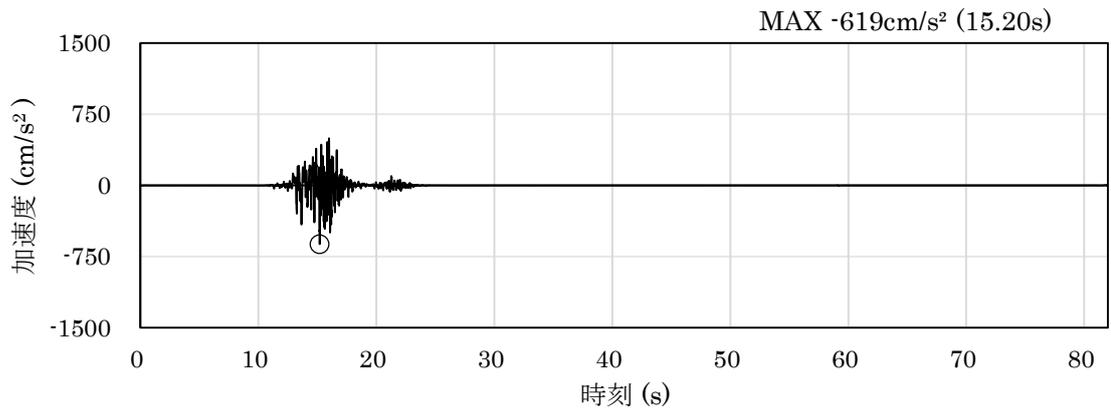


(a) 加速度時刻歴波形

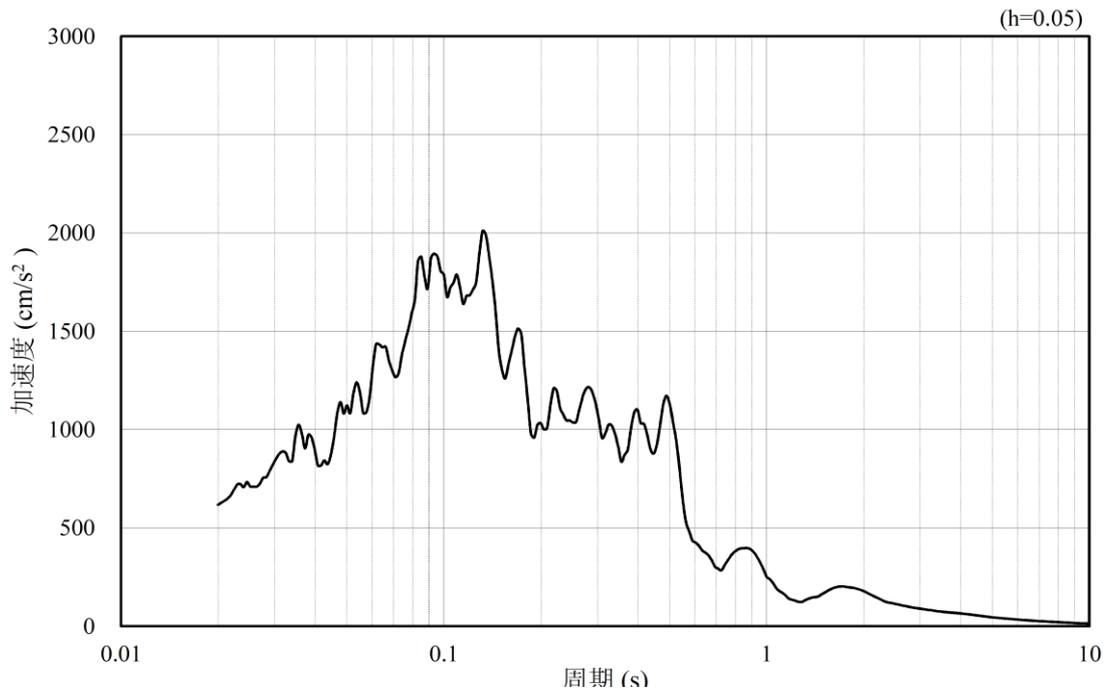


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

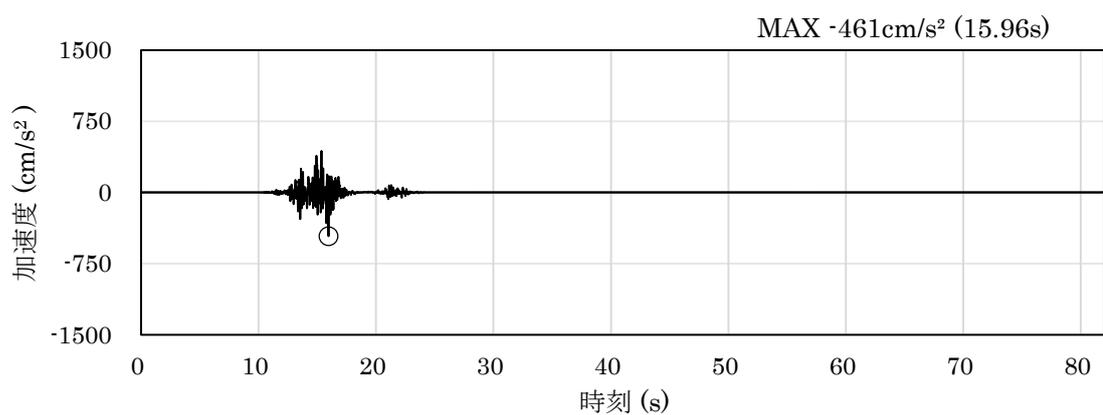


(a) 加速度時刻歴波形

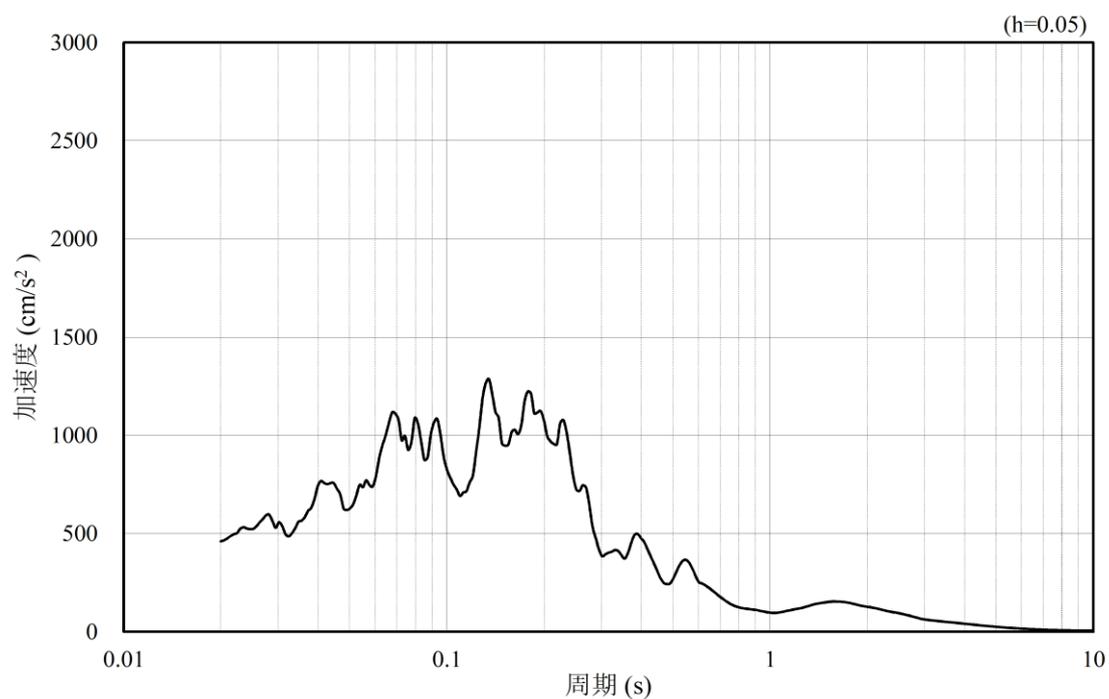


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-F2)

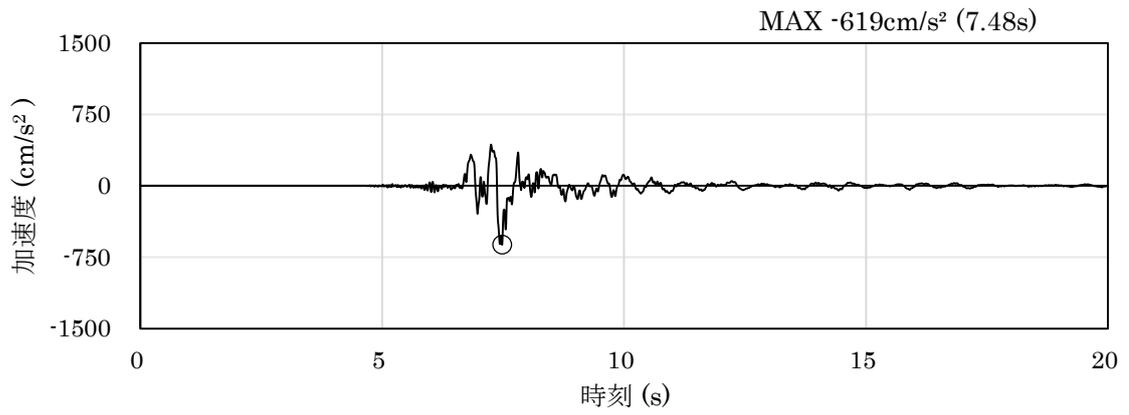


(a) 加速度時刻歴波形

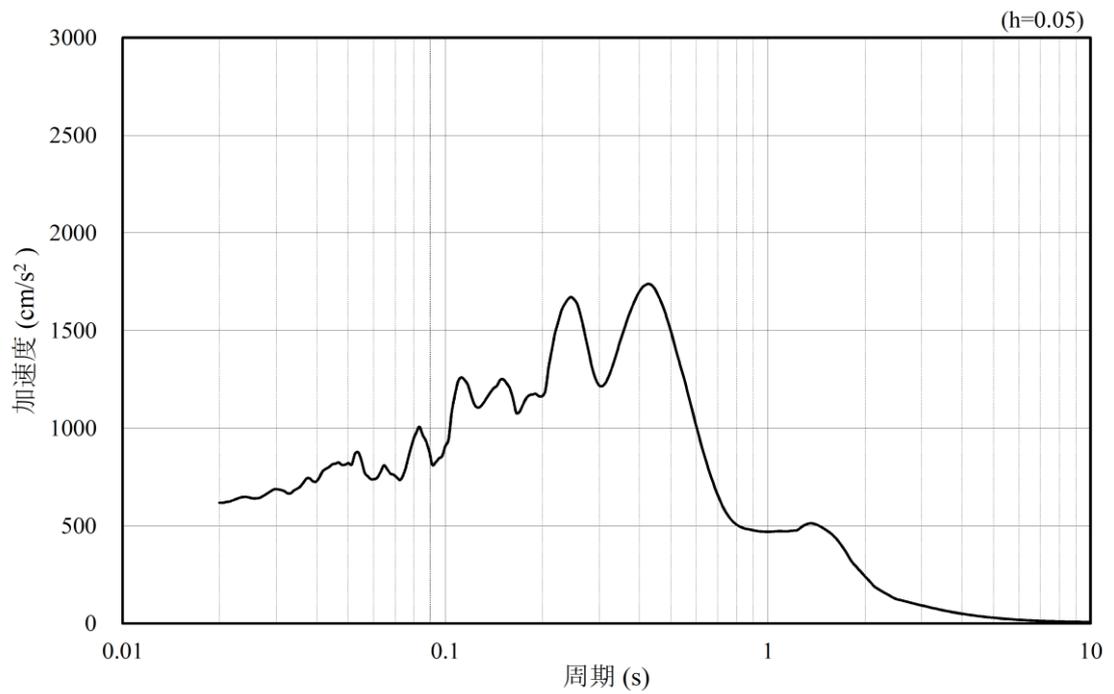


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

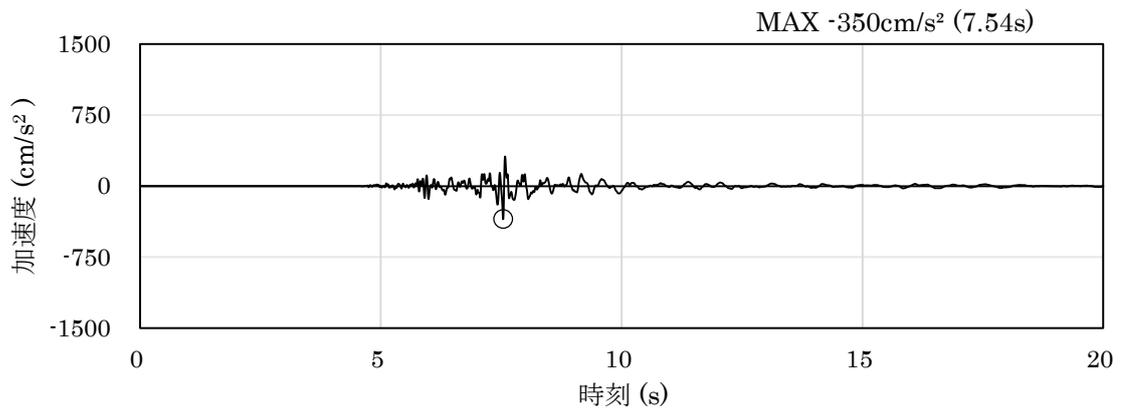


(a) 加速度時刻歴波形

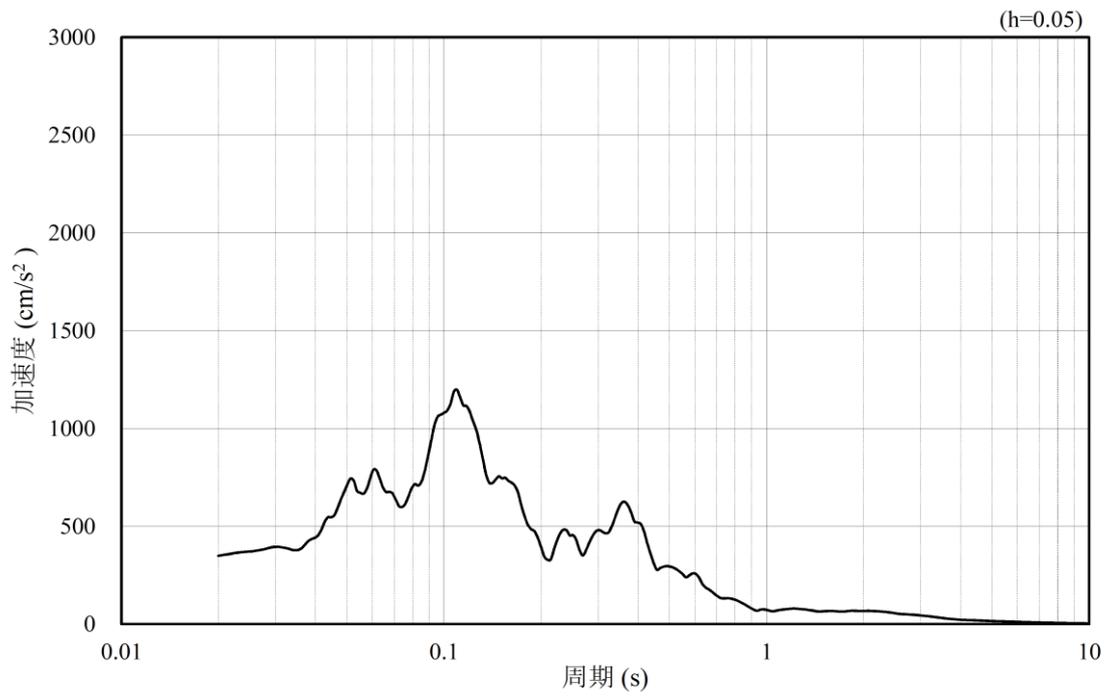


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

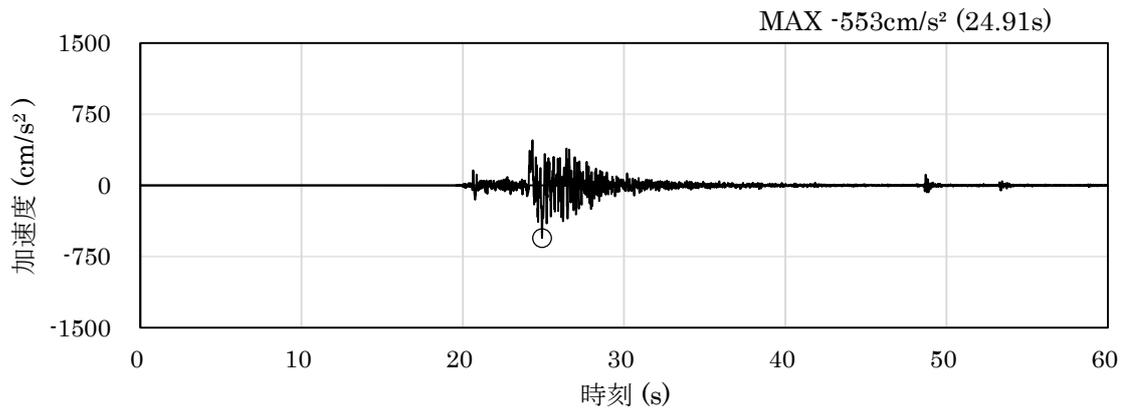


(a) 加速度時刻歴波形

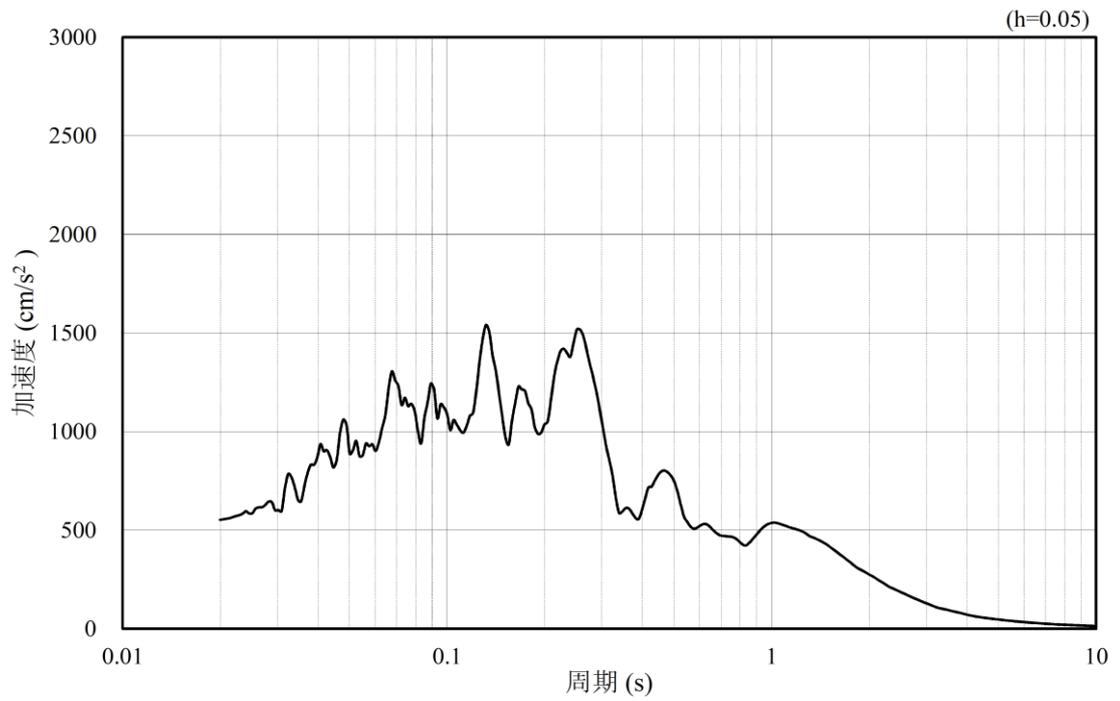


(b) 加速度応答スペクトル

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

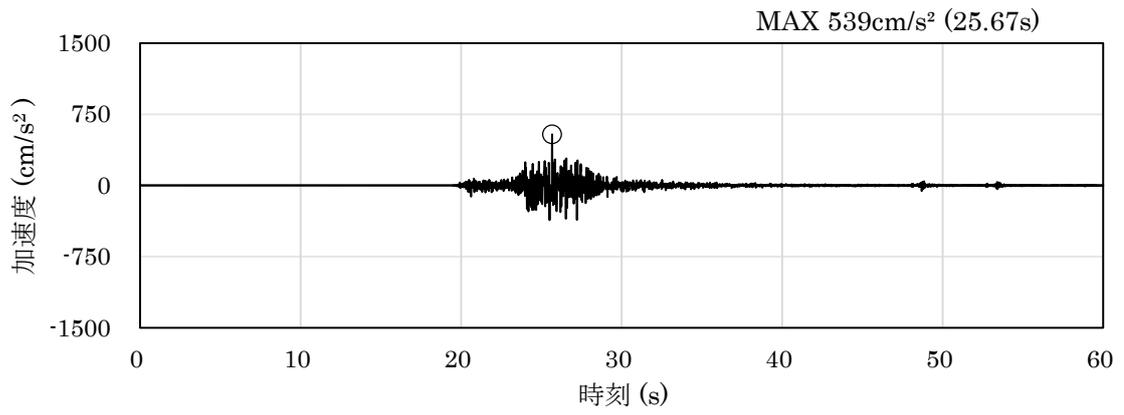


(a) 加速度時刻歴波形

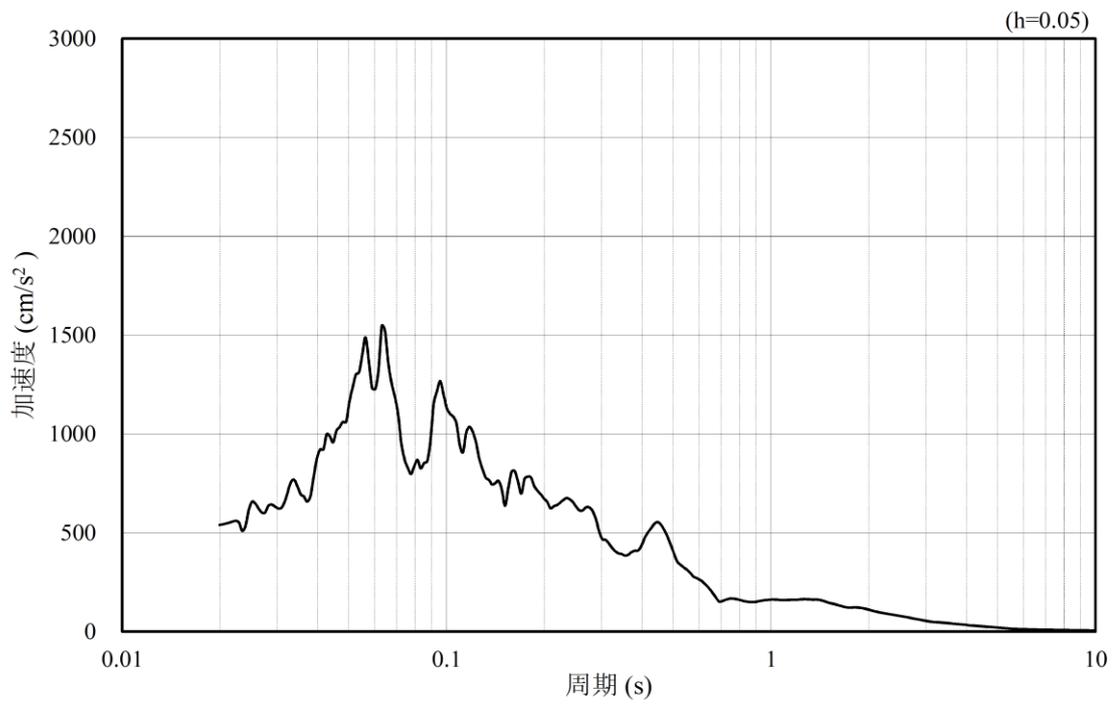


(b) 加速度応答スペクトル

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

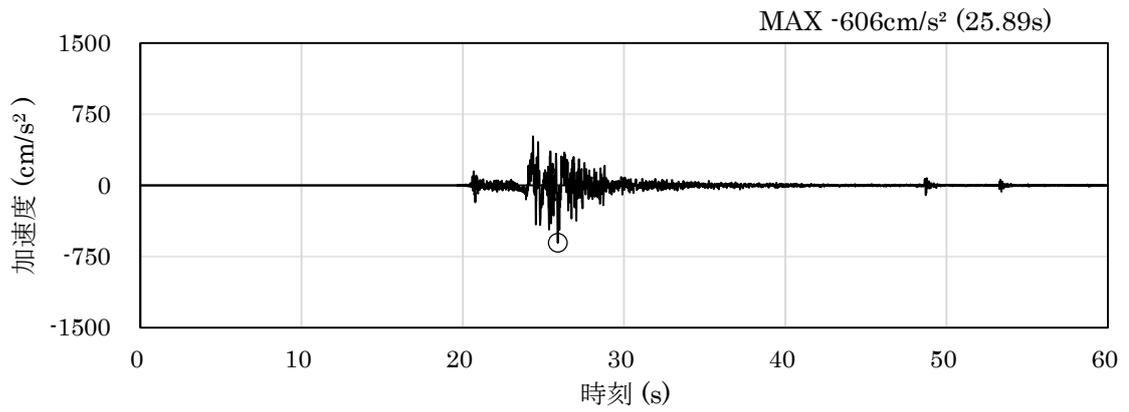


(a) 加速度時刻歴波形

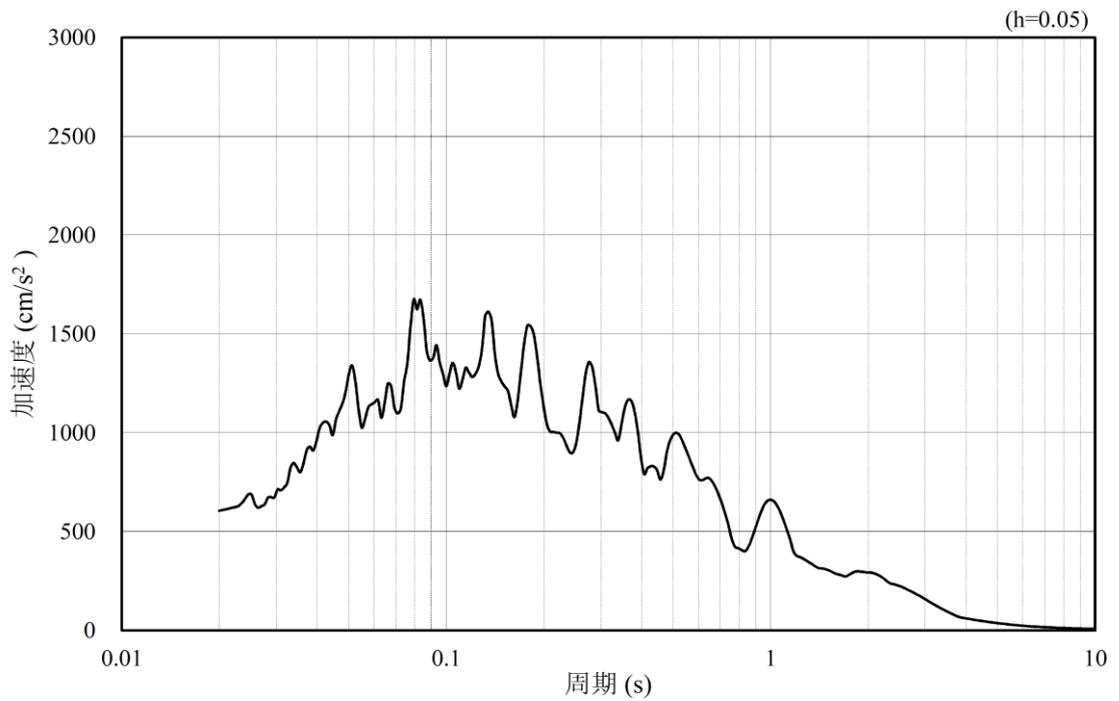


(b) 加速度応答スペクトル

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

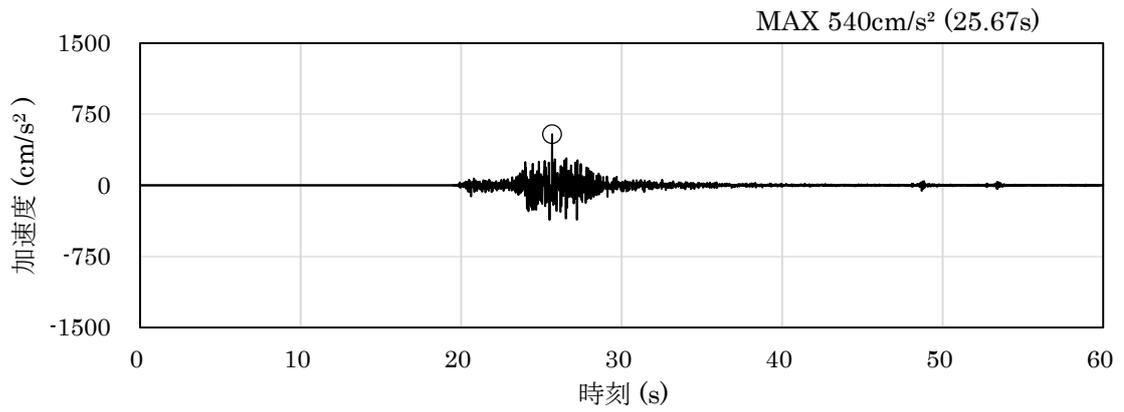


(a) 加速度時刻歴波形

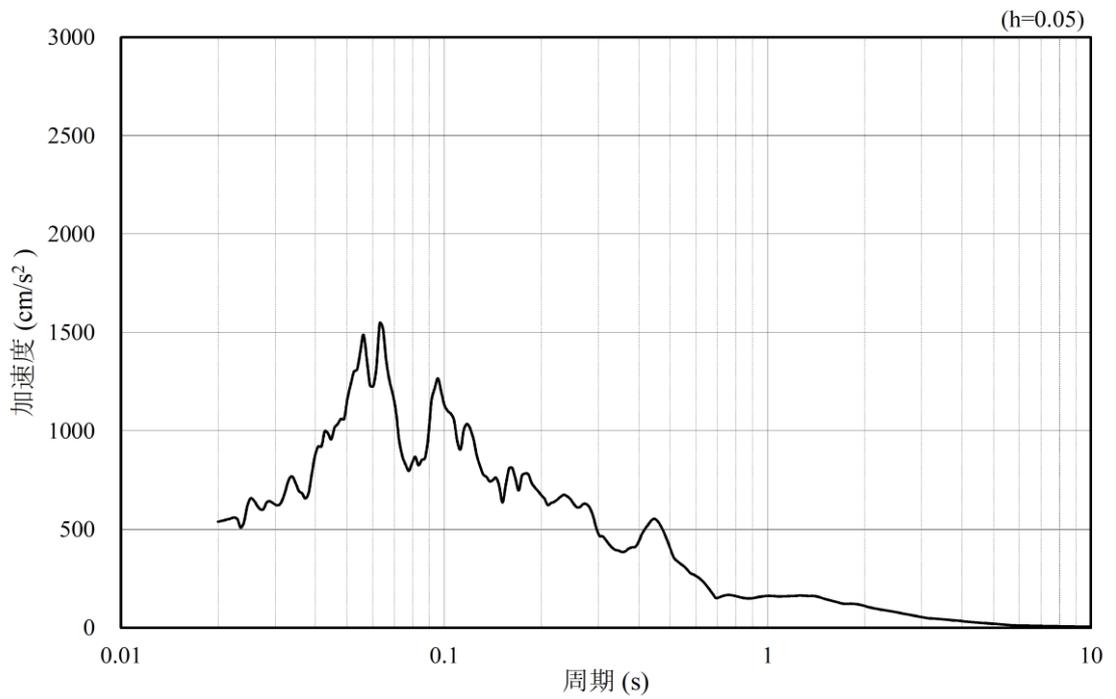


(b) 加速度応答スペクトル

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



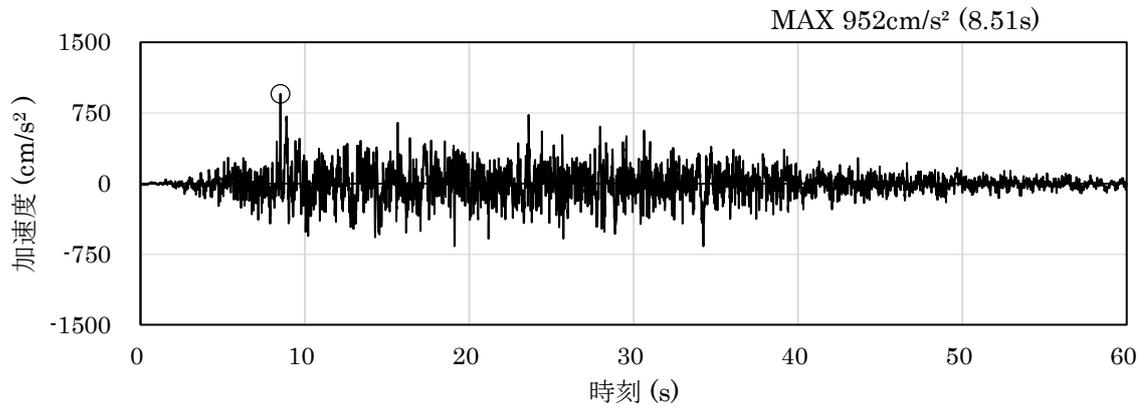
(a) 加速度時刻歴波形



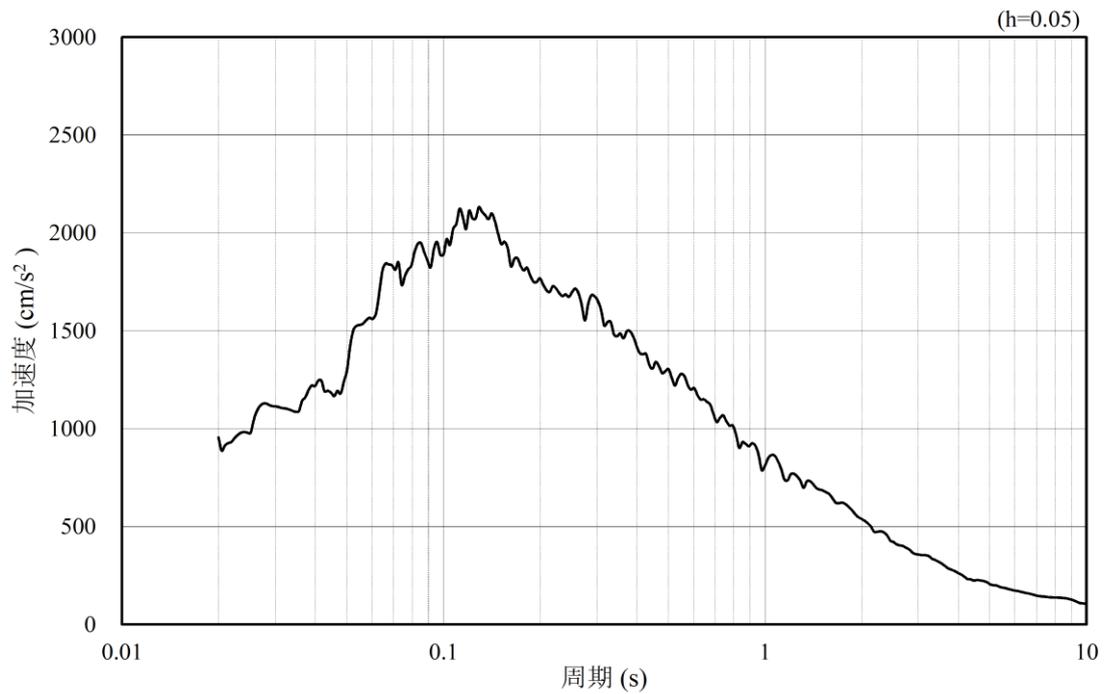
(b) 加速度応答スペクトル

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

(2) ③-③断面

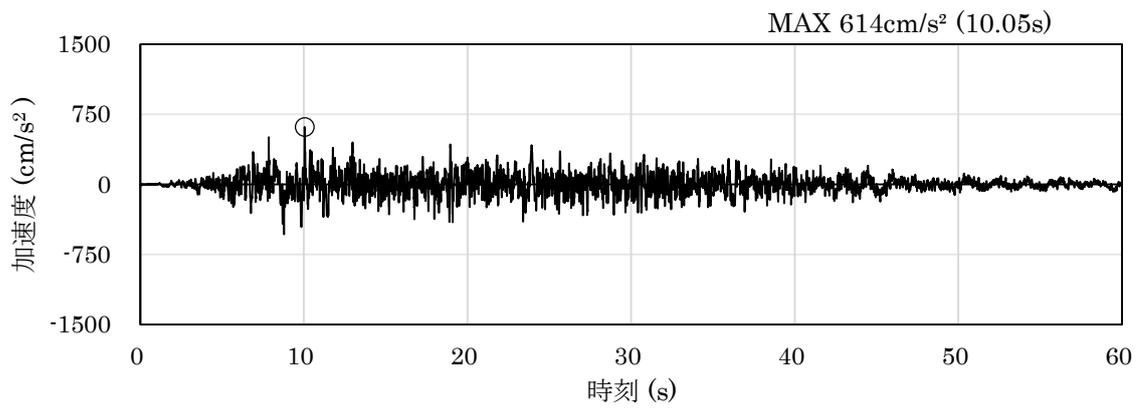


(a) 加速度時刻歴波形

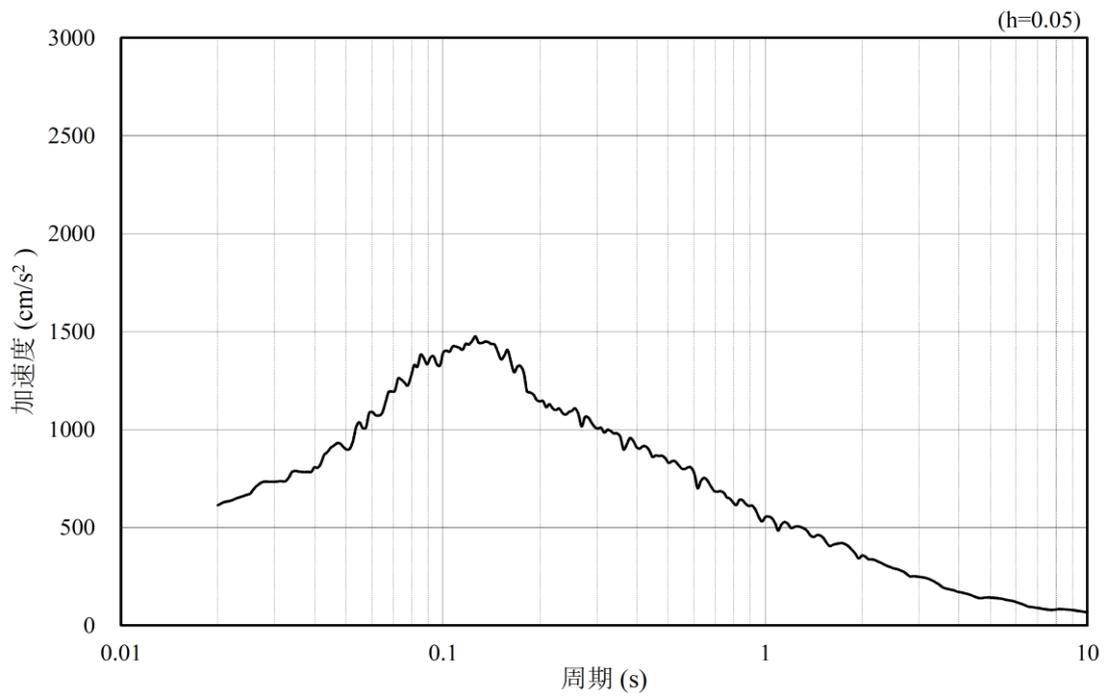


(b) 加速度応答スペクトル

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

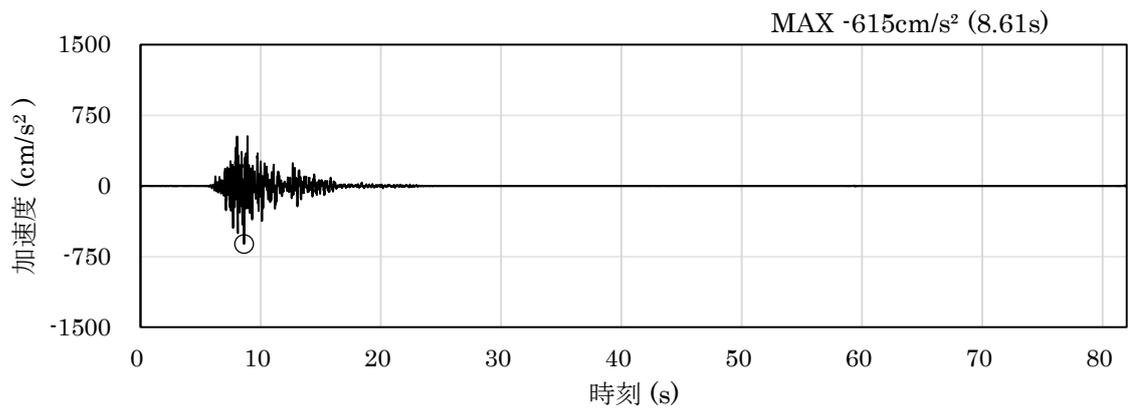


(a) 加速度時刻歴波形

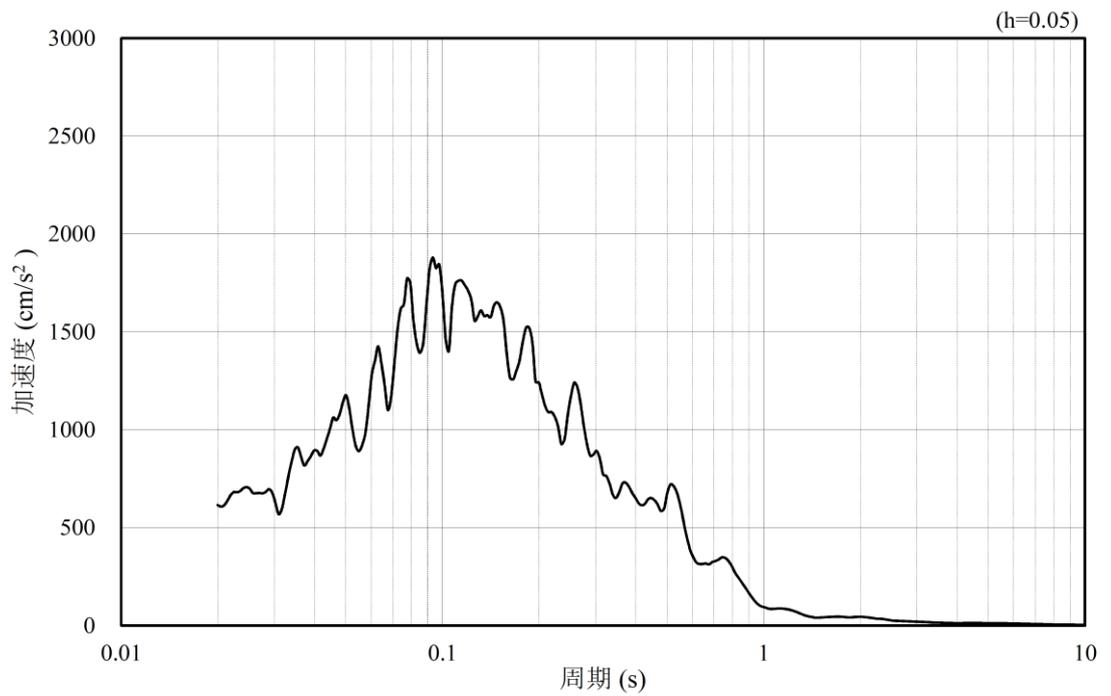


(b) 加速度応答スペクトル

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

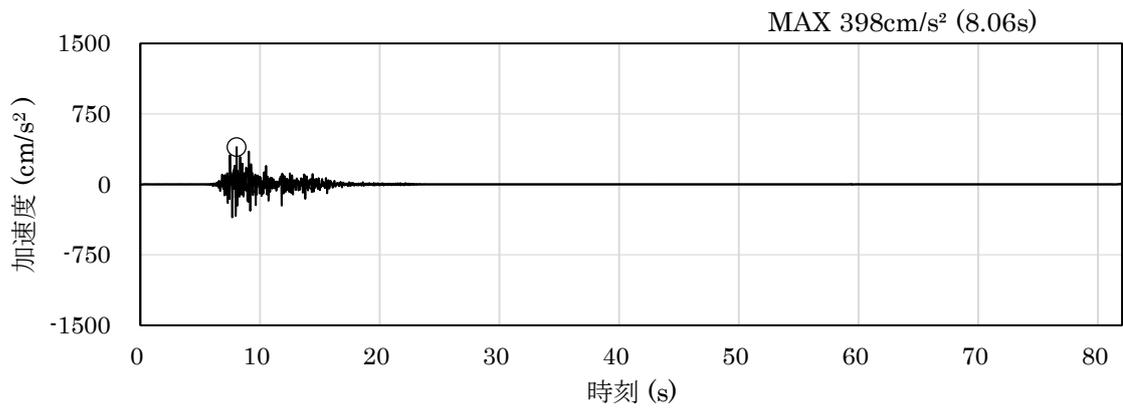


(a) 加速度時刻歴波形

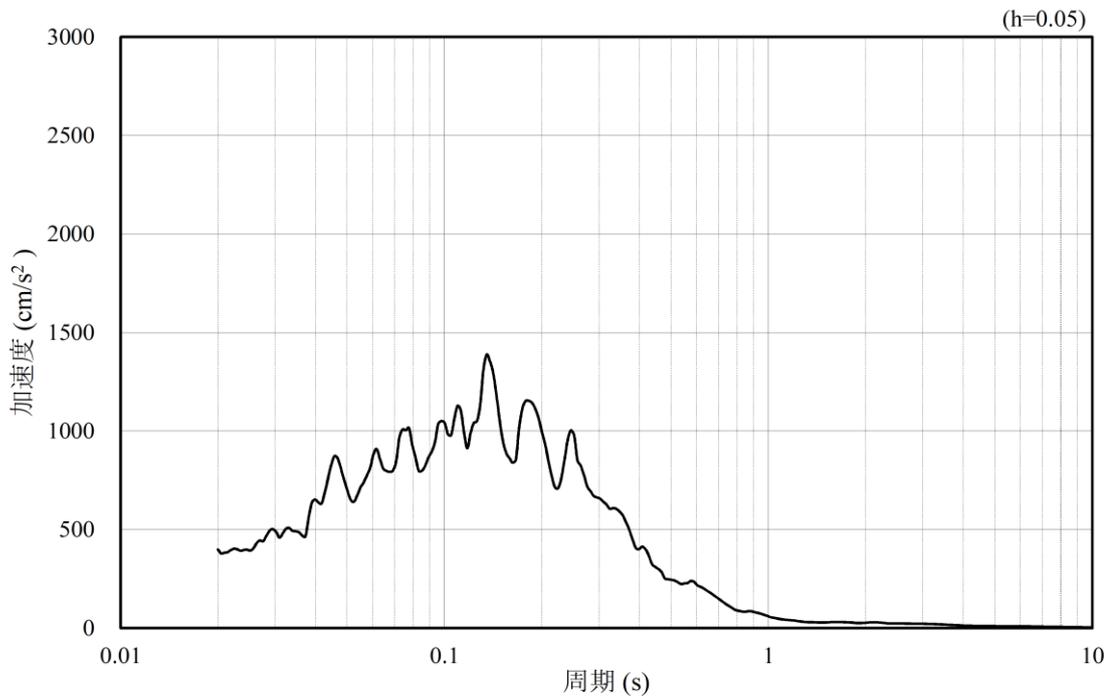


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1)

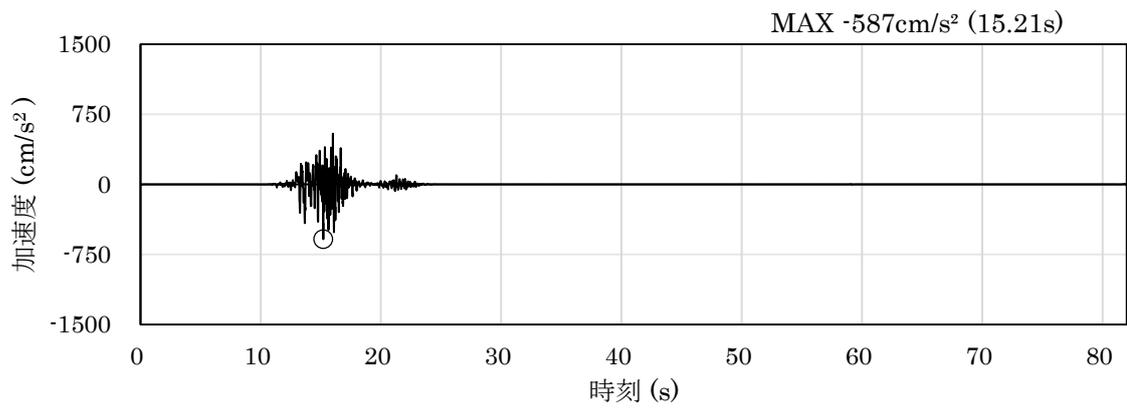


(a) 加速度時刻歴波形

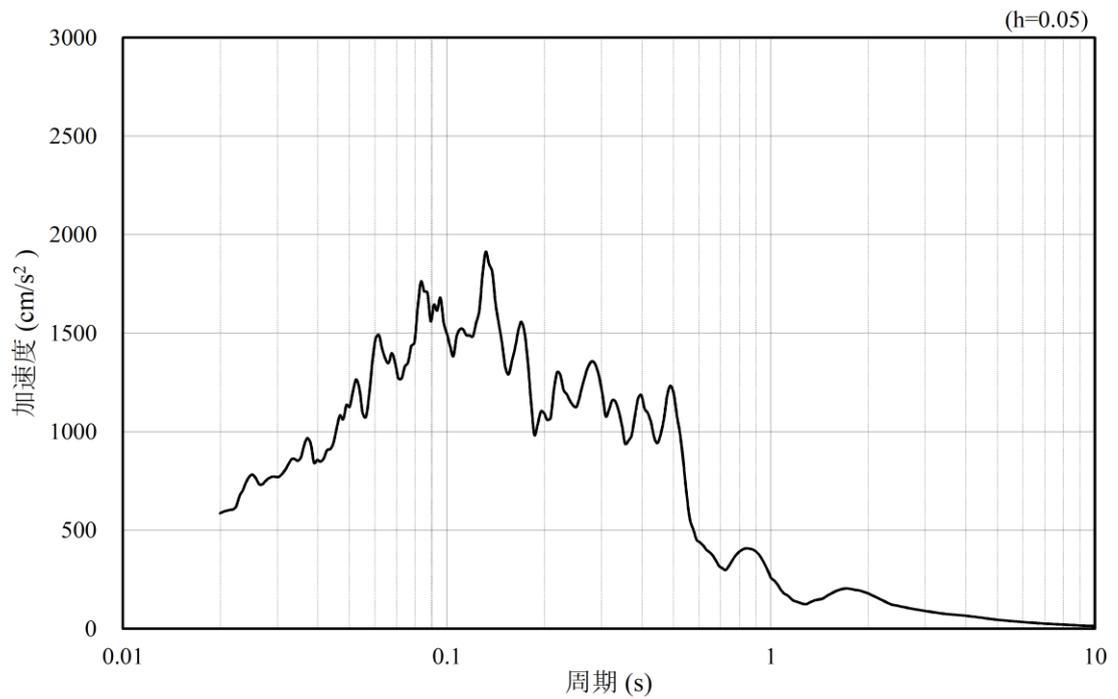


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

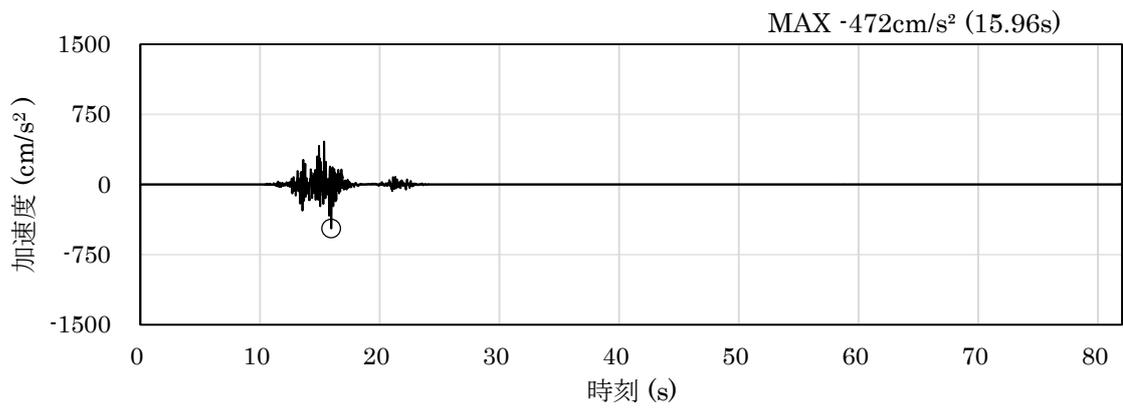


(a) 加速度時刻歴波形

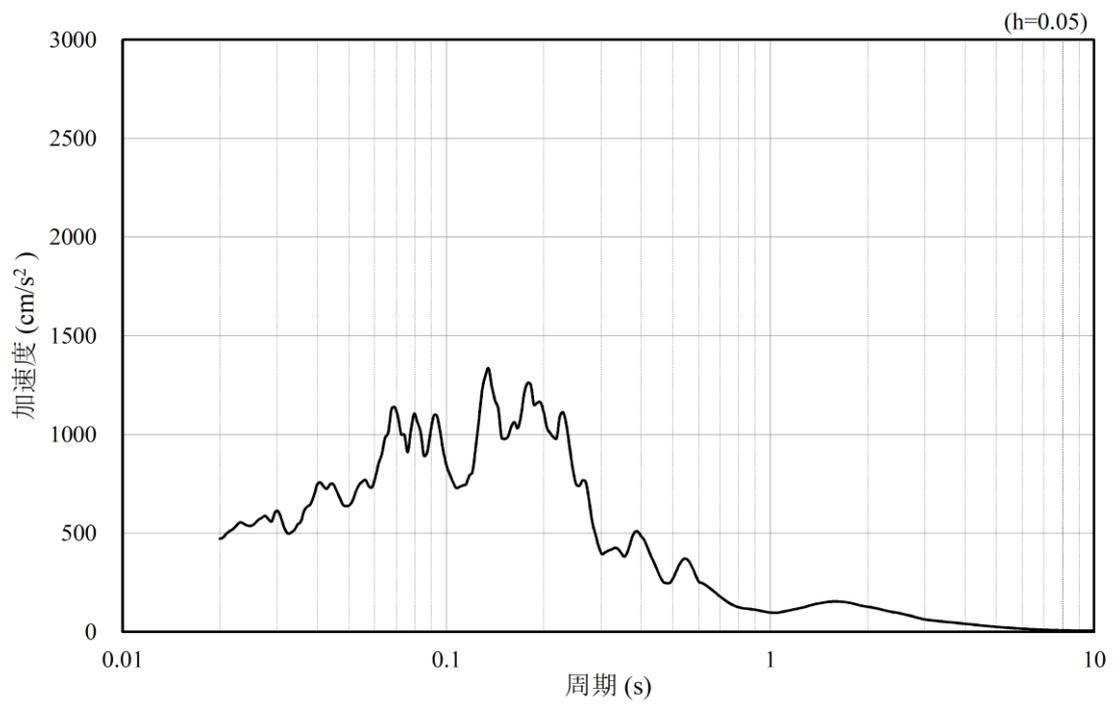


(b) 加速度応答スペクトル

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

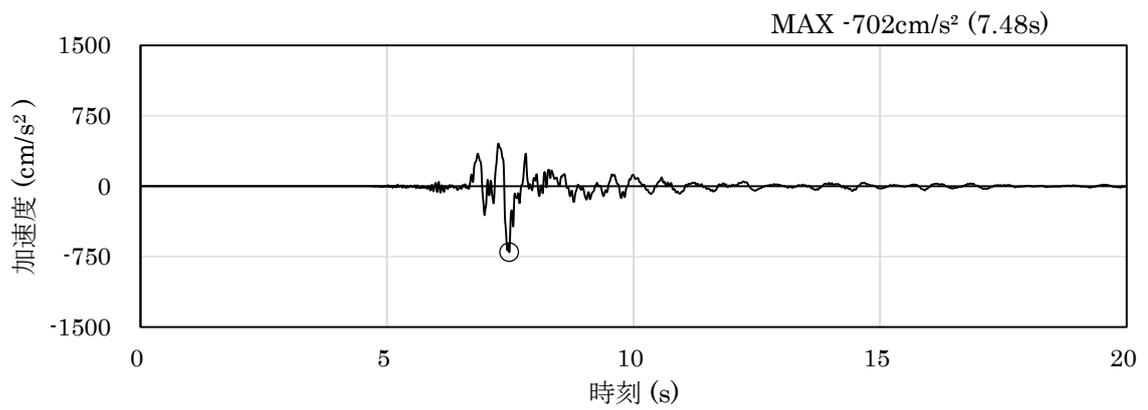


(a) 加速度時刻歴波形

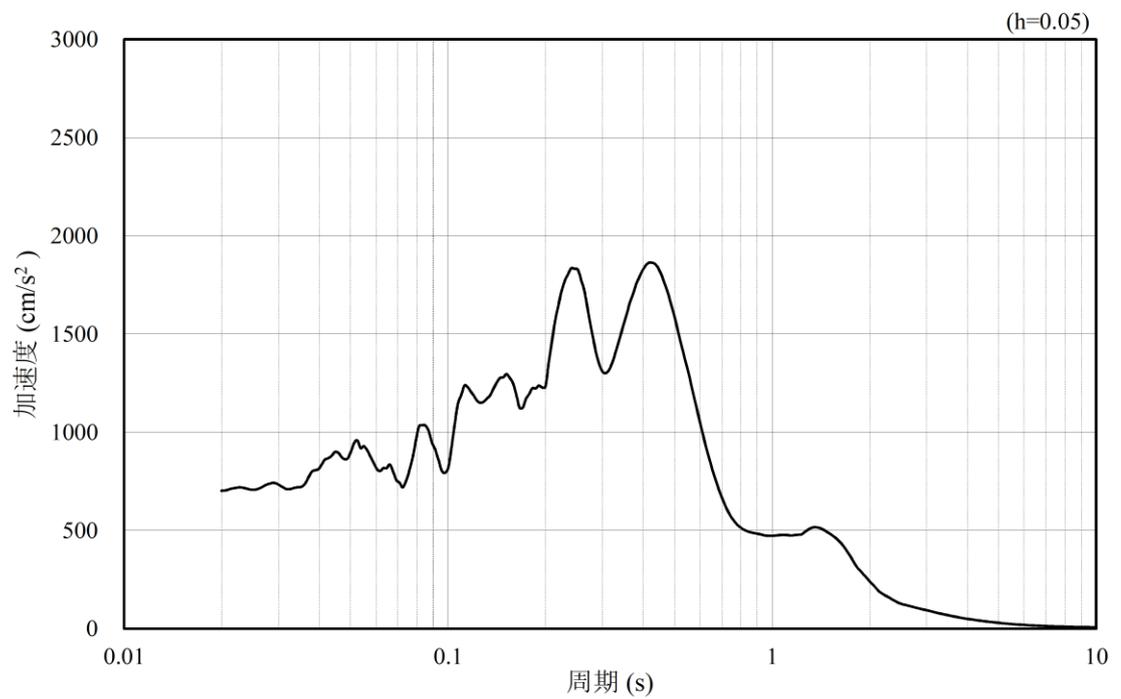


(b) 加速度応答スペクトル

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

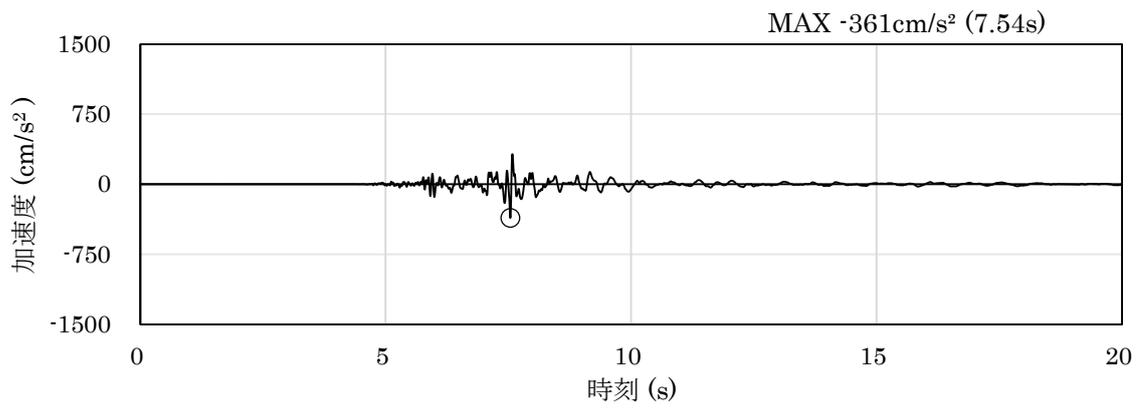


(a) 加速度時刻歴波形

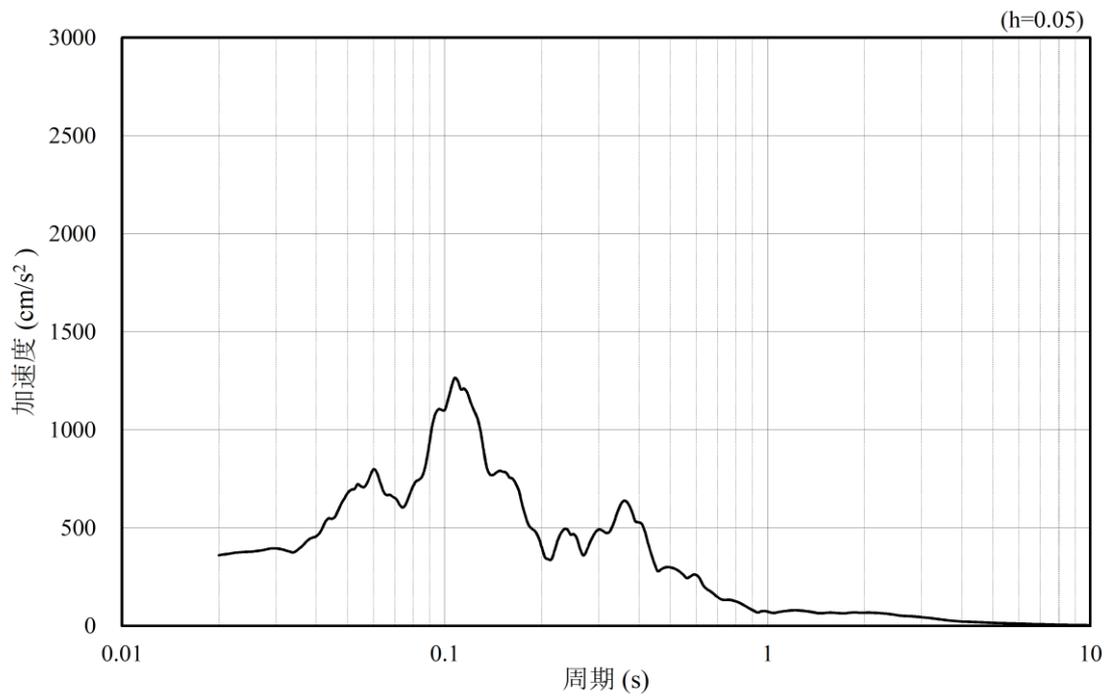


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

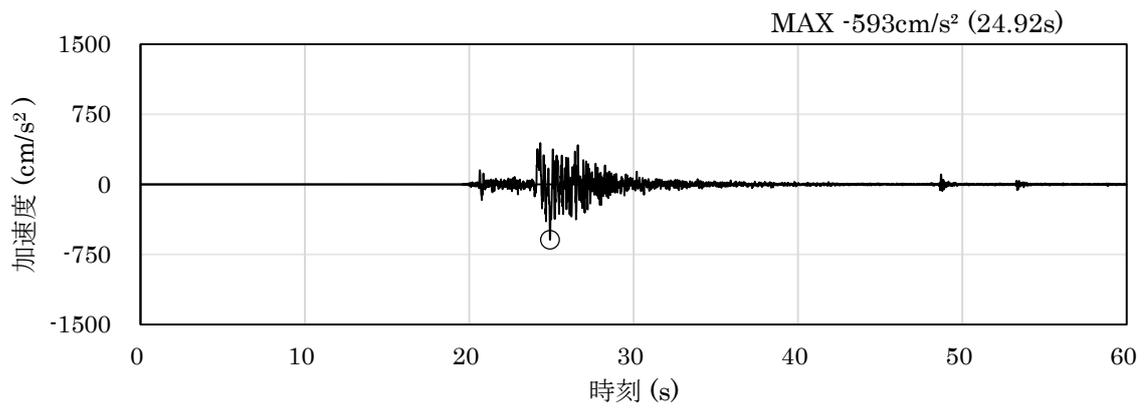


(a) 加速度時刻歴波形

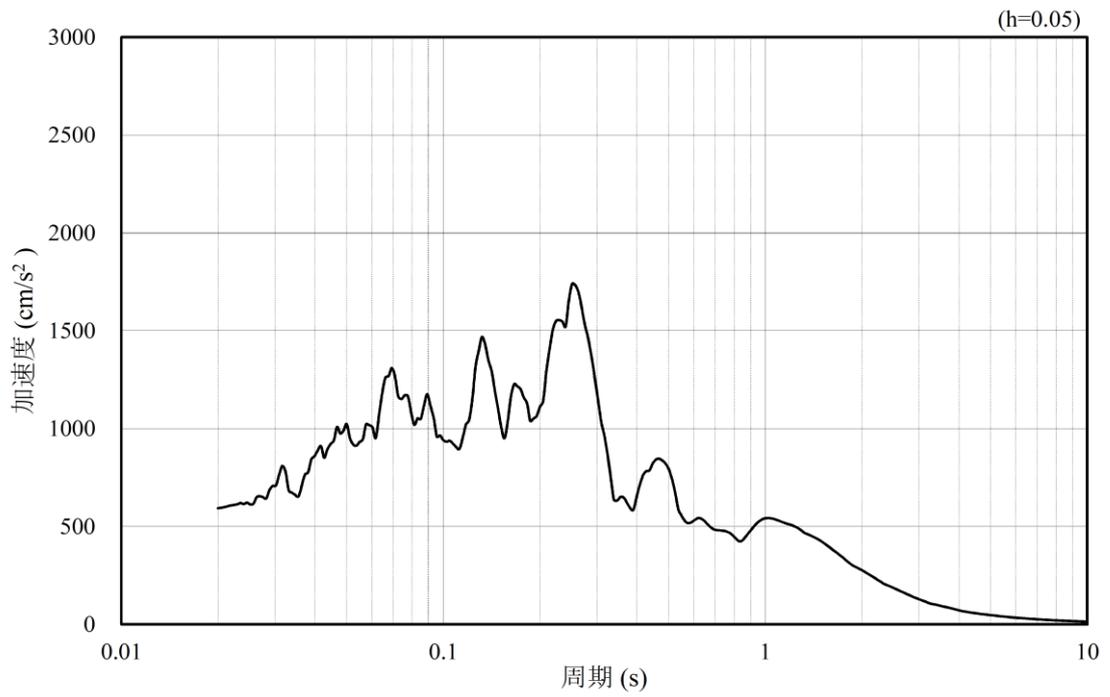


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

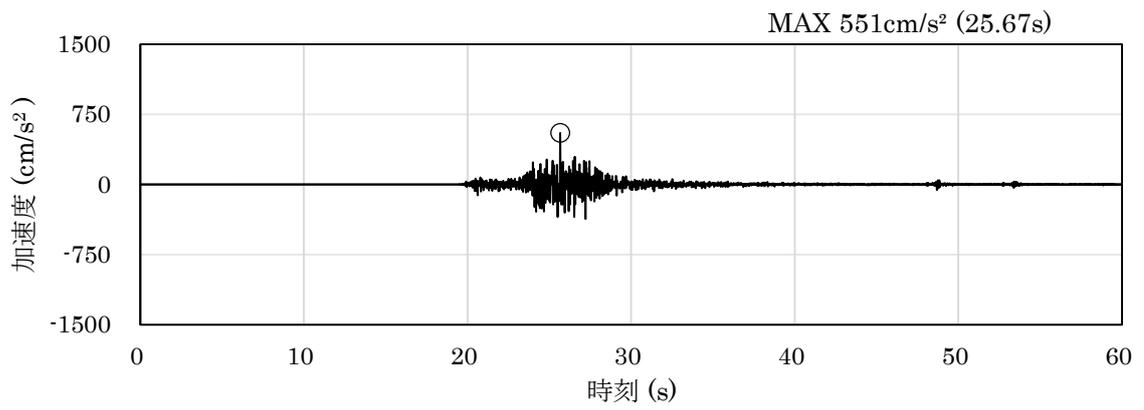


(a) 加速度時刻歴波形

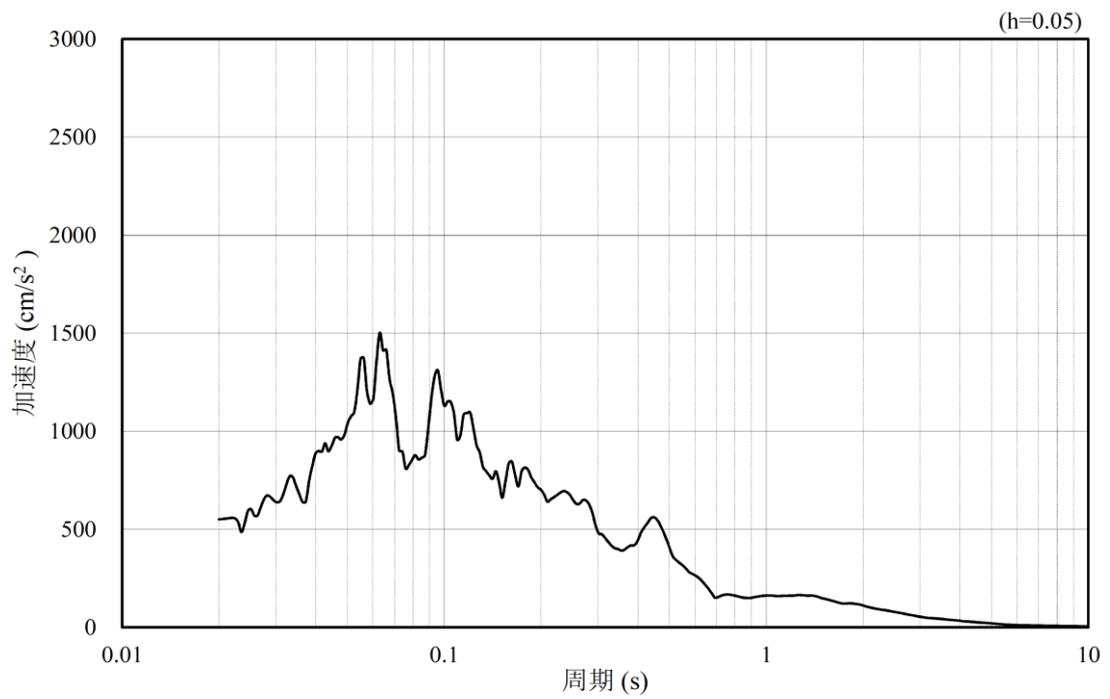


(b) 加速度応答スペクトル

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

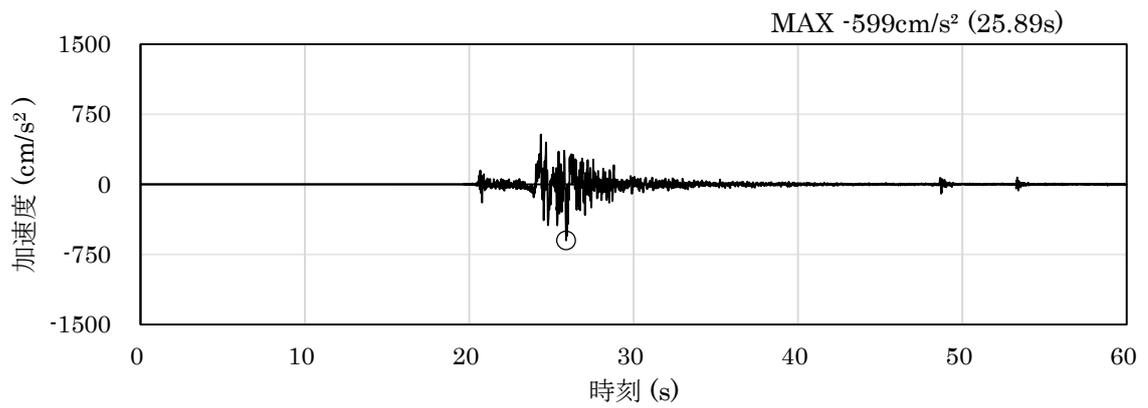


(a) 加速度時刻歴波形

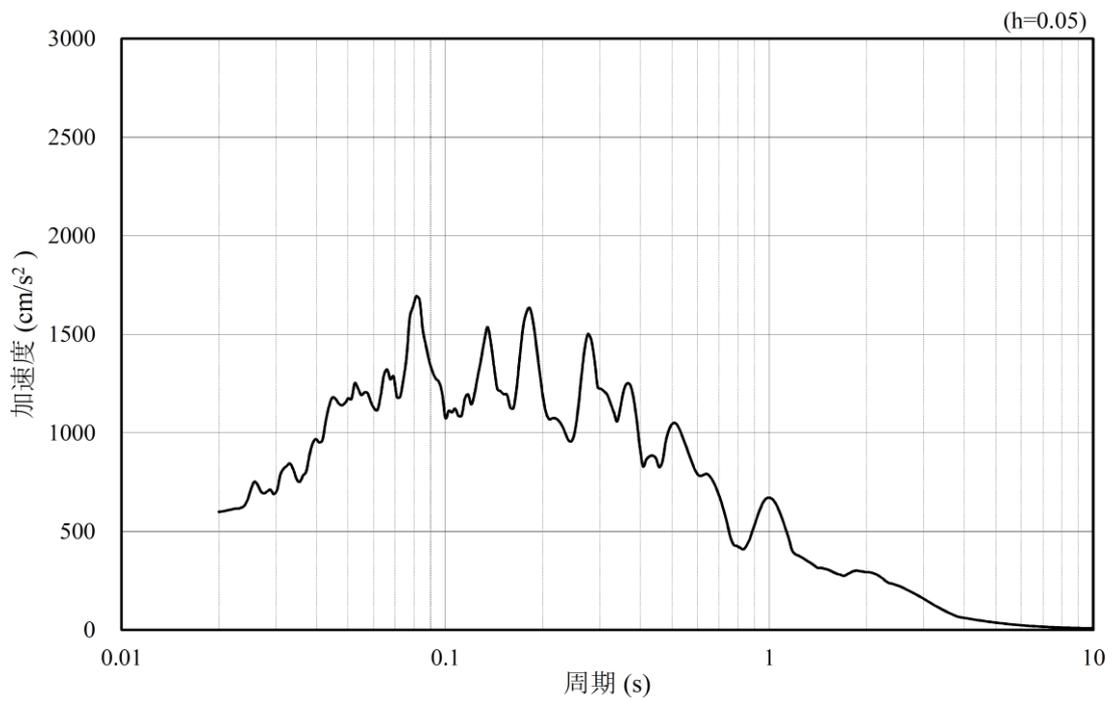


(b) 加速度応答スペクトル

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

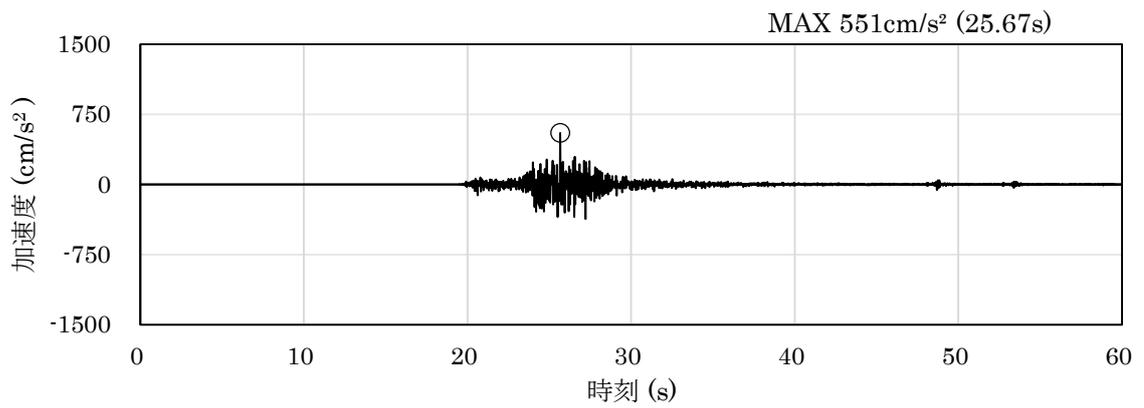


(a) 加速度時刻歴波形

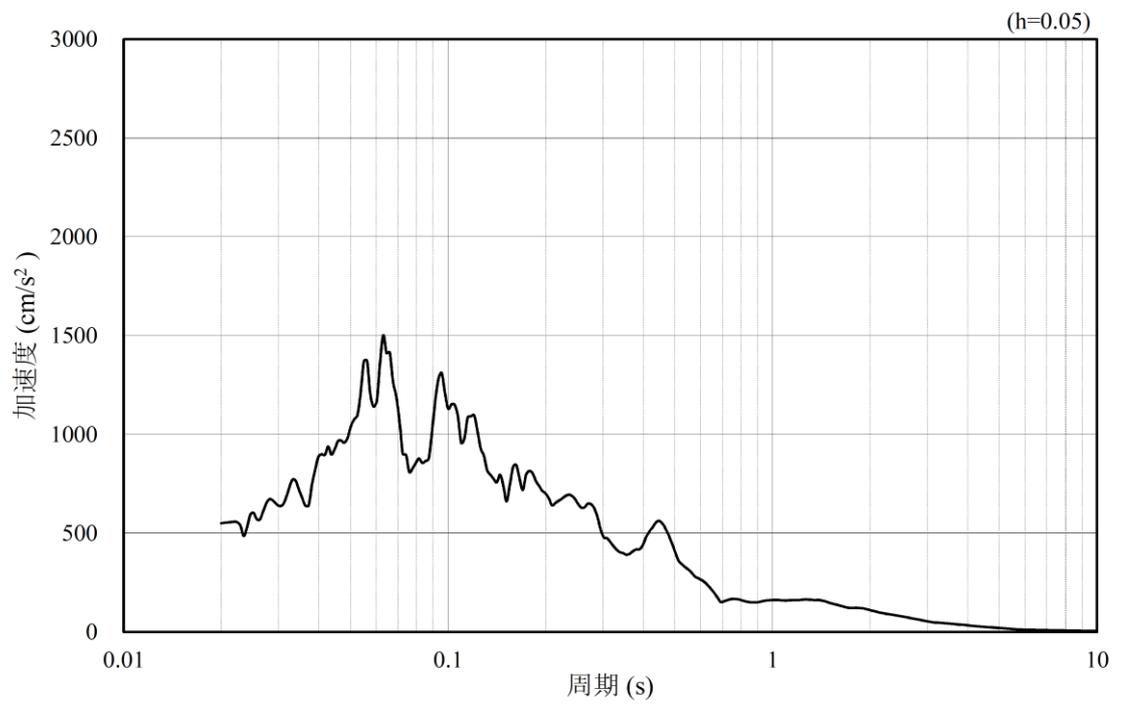


(b) 加速度応答スペクトル

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



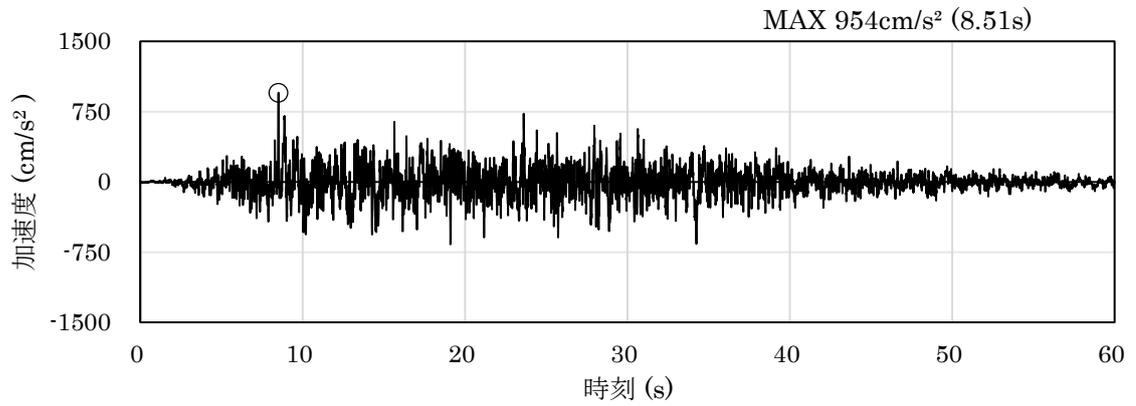
(a) 加速度時刻歴波形



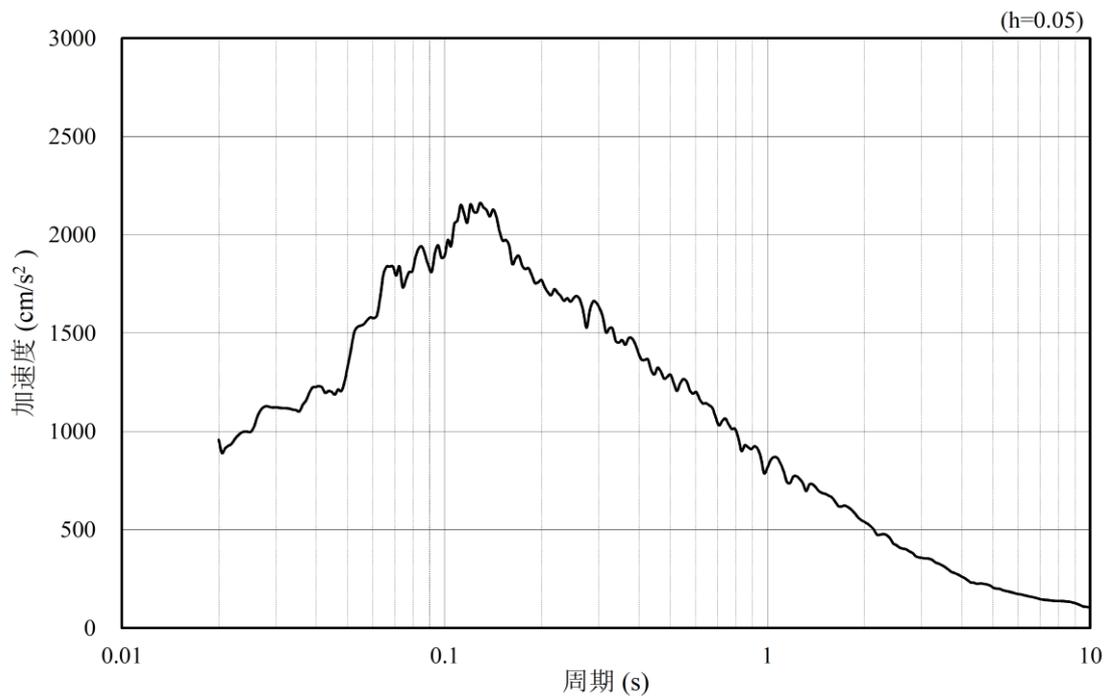
(b) 加速度応答スペクトル

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

(3) ④-④断面

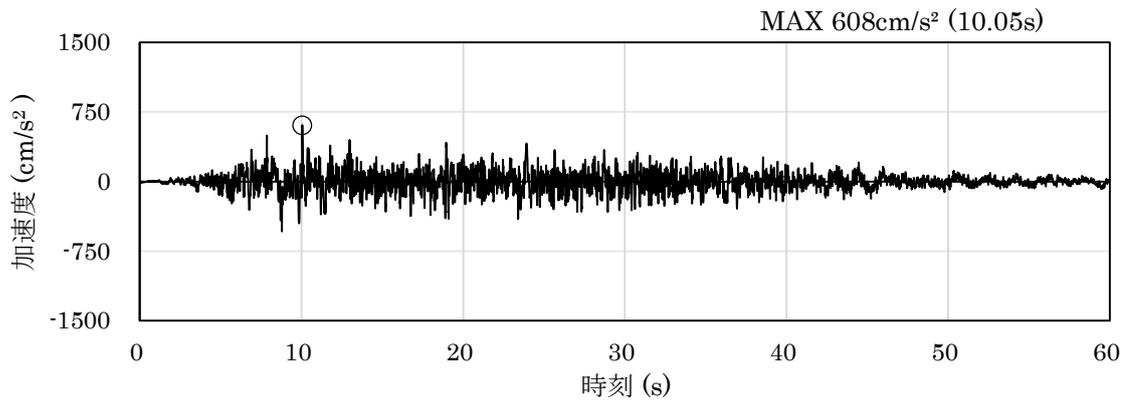


(a) 加速度時刻歴波形

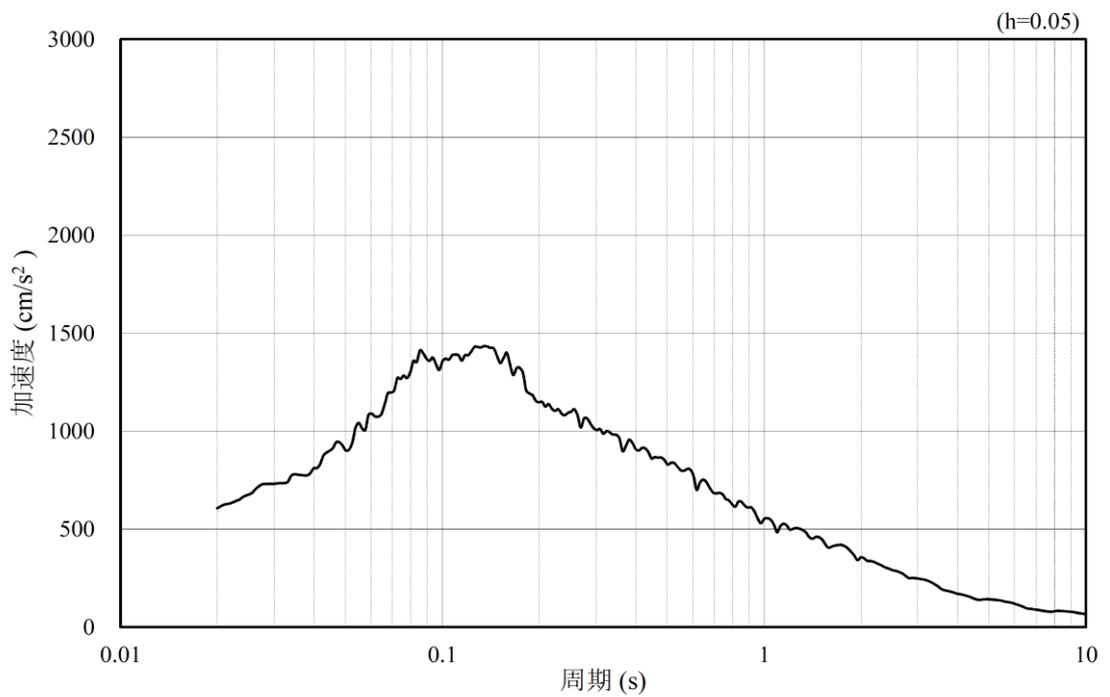


(b) 加速度応答スペクトル

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

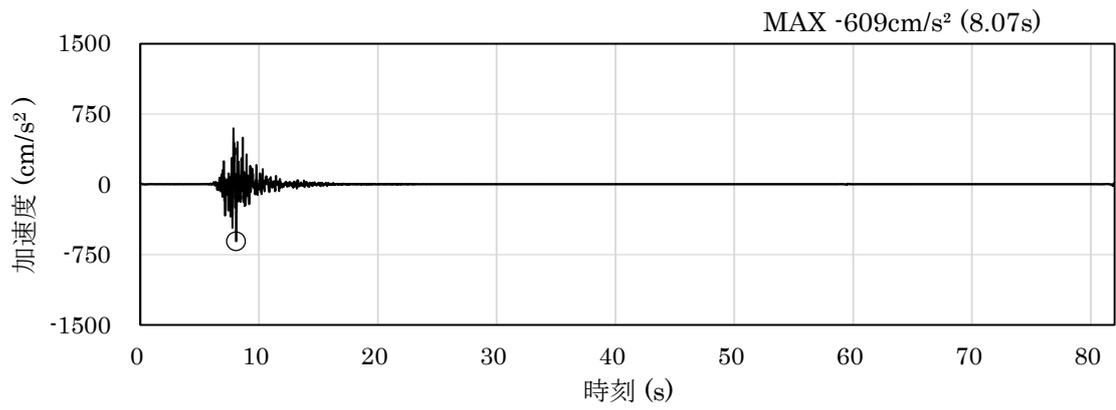


(a) 加速度時刻歴波形

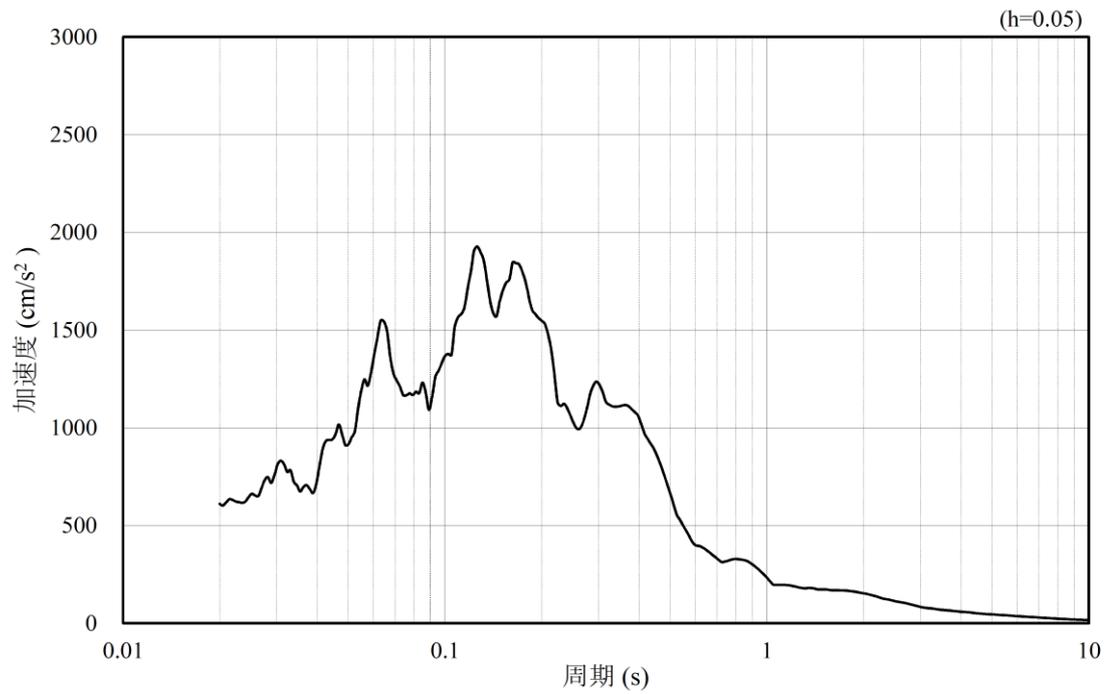


(b) 加速度応答スペクトル

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

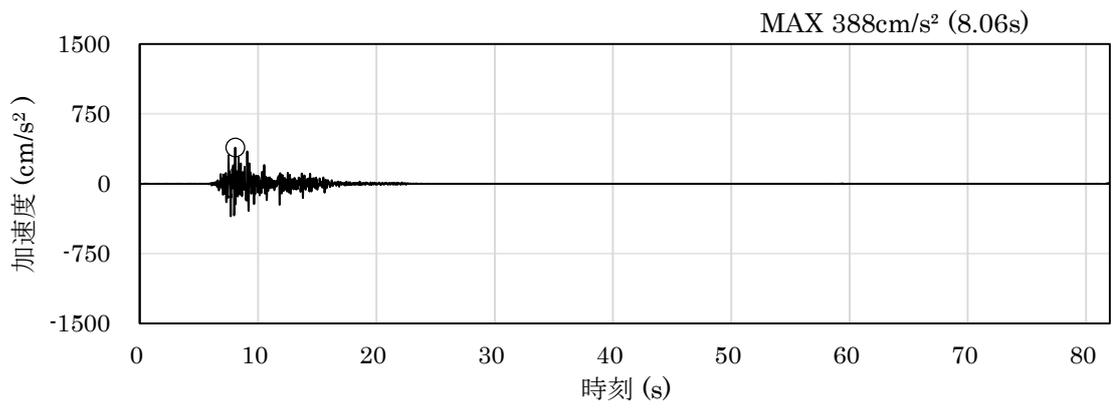


(a) 加速度時刻歴波形

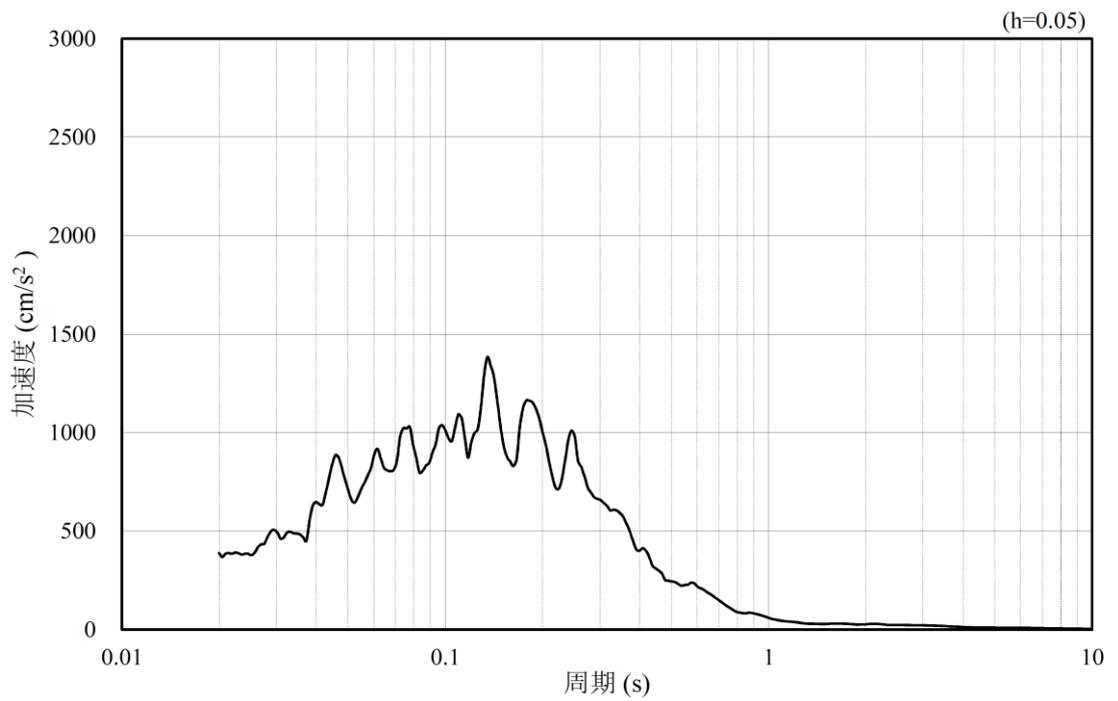


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

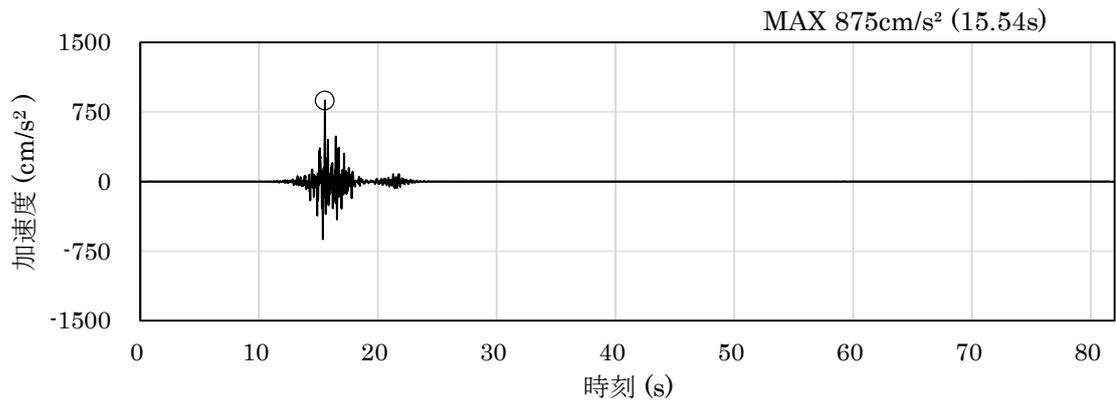


(a) 加速度時刻歴波形

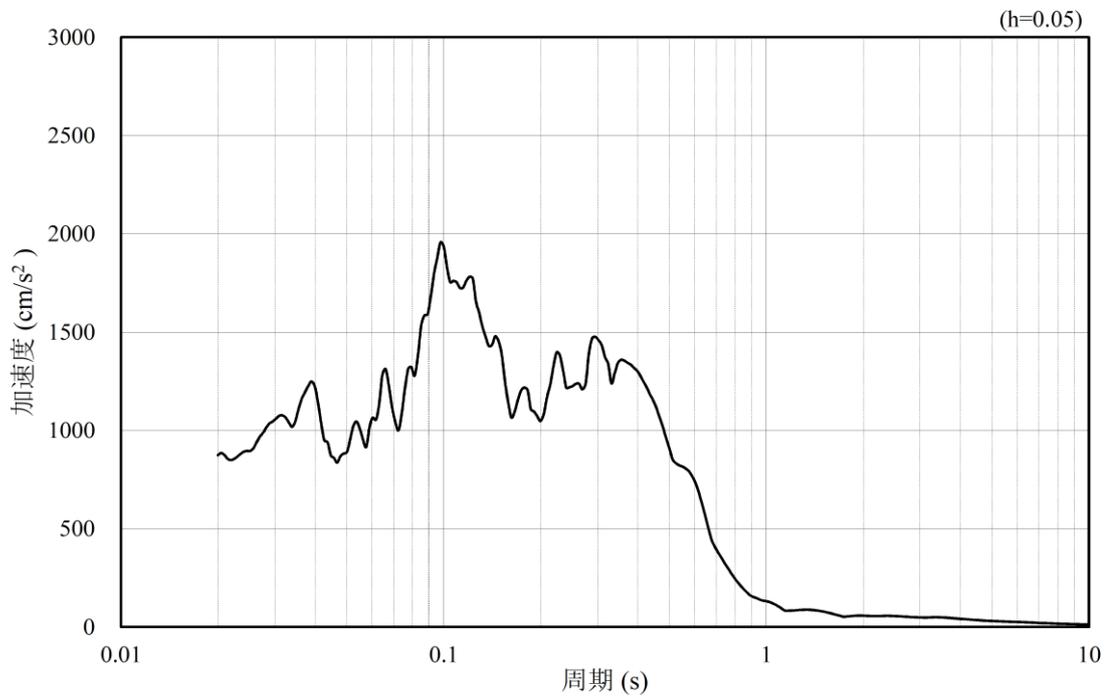


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

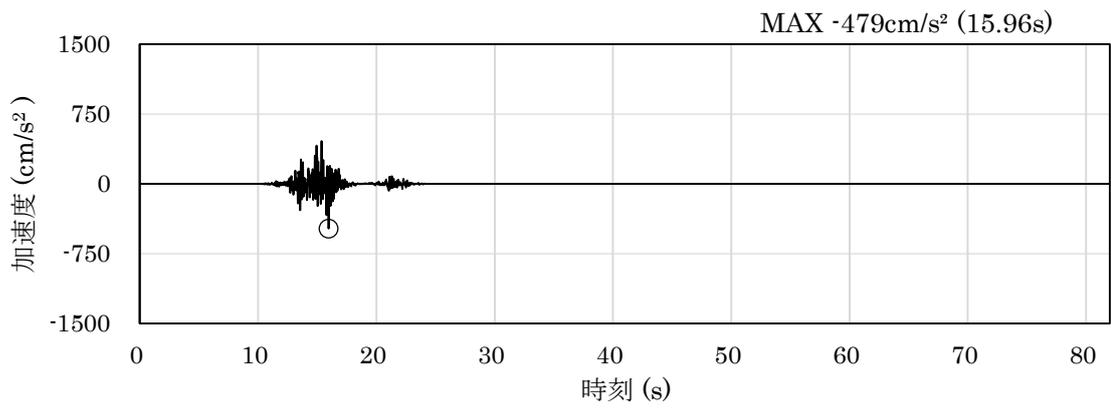


(a) 加速度時刻歴波形

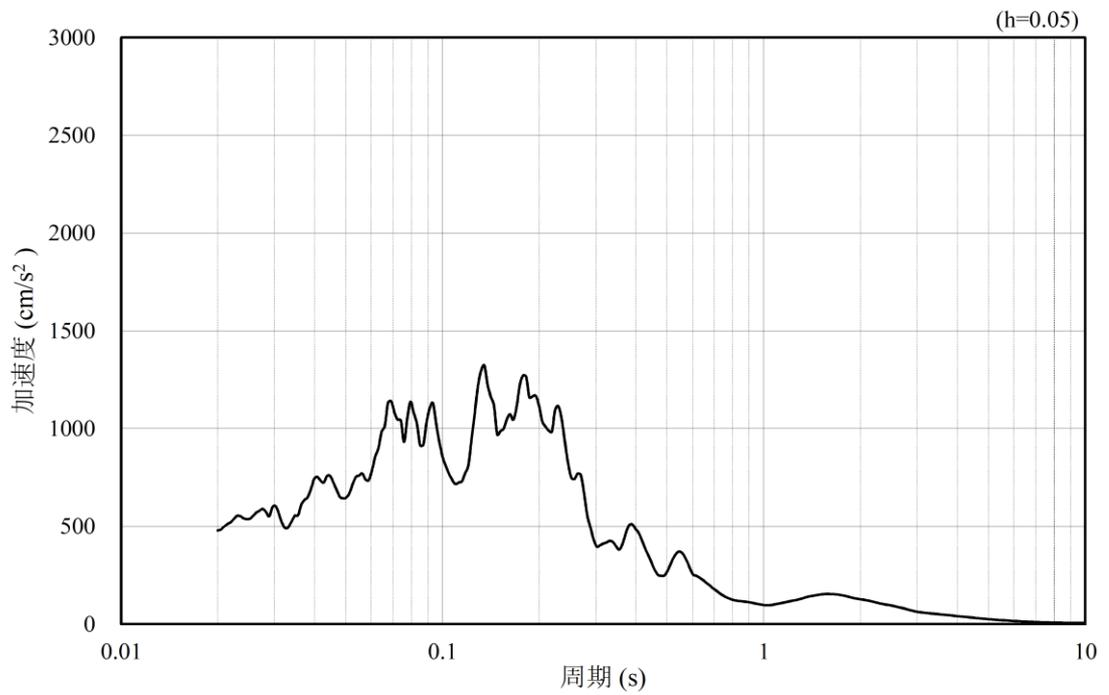


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-F2)

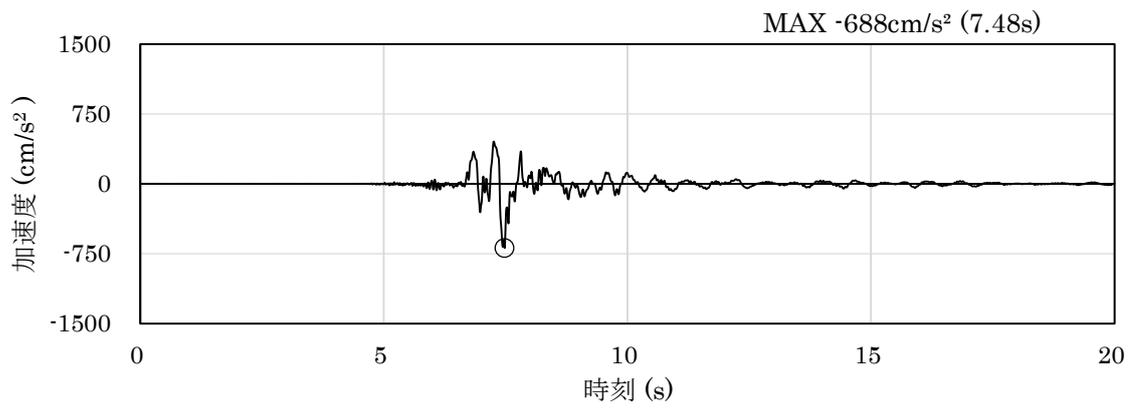


(a) 加速度時刻歴波形

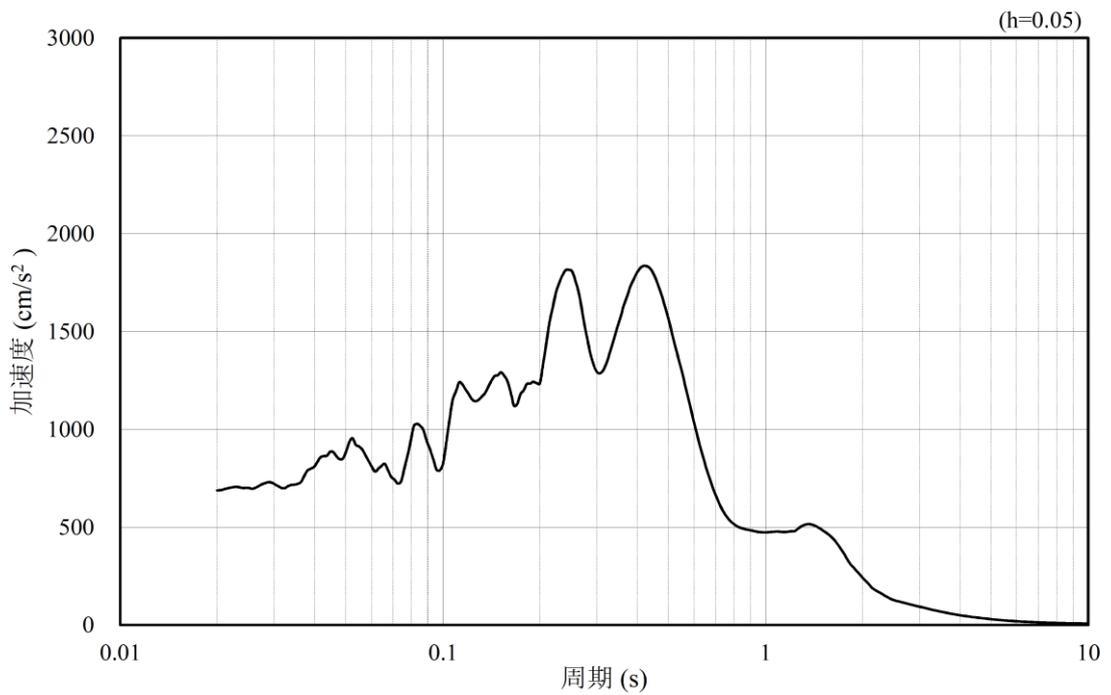


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2)

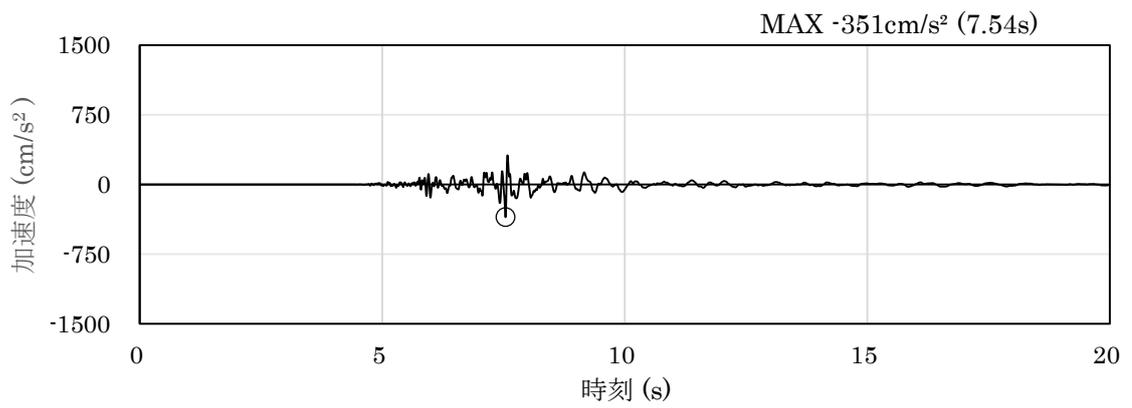


(a) 加速度時刻歴波形

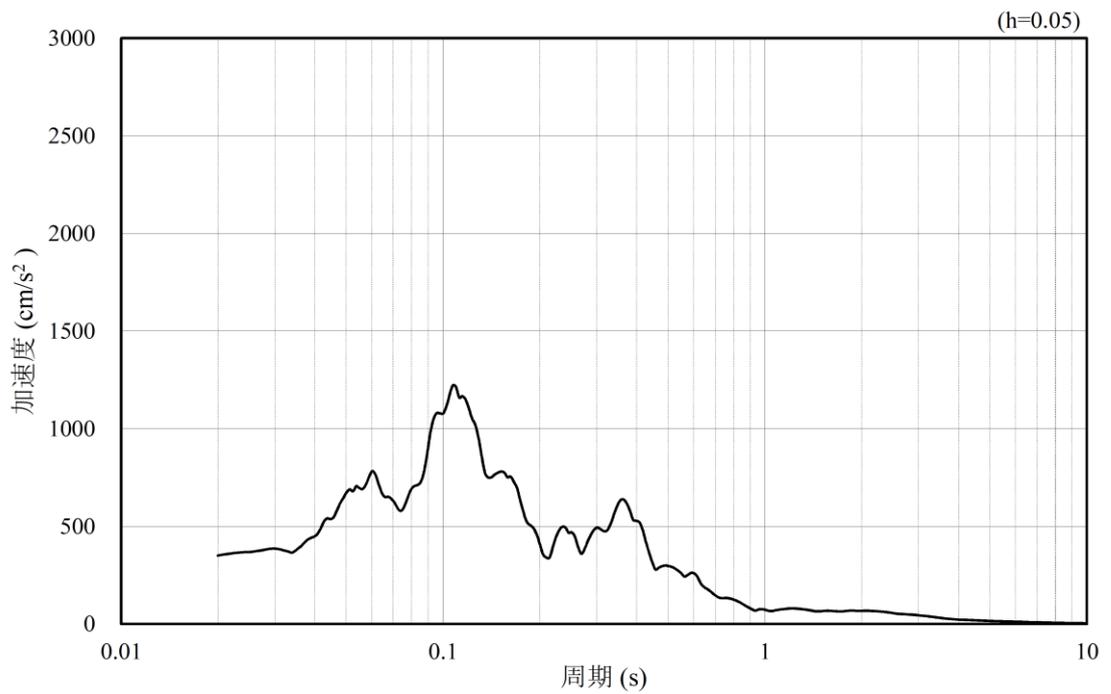


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

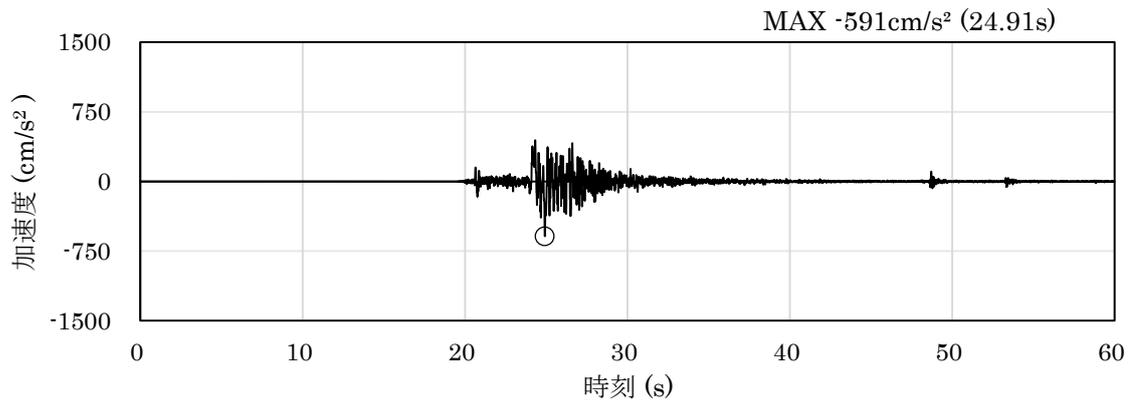


(a) 加速度時刻歴波形

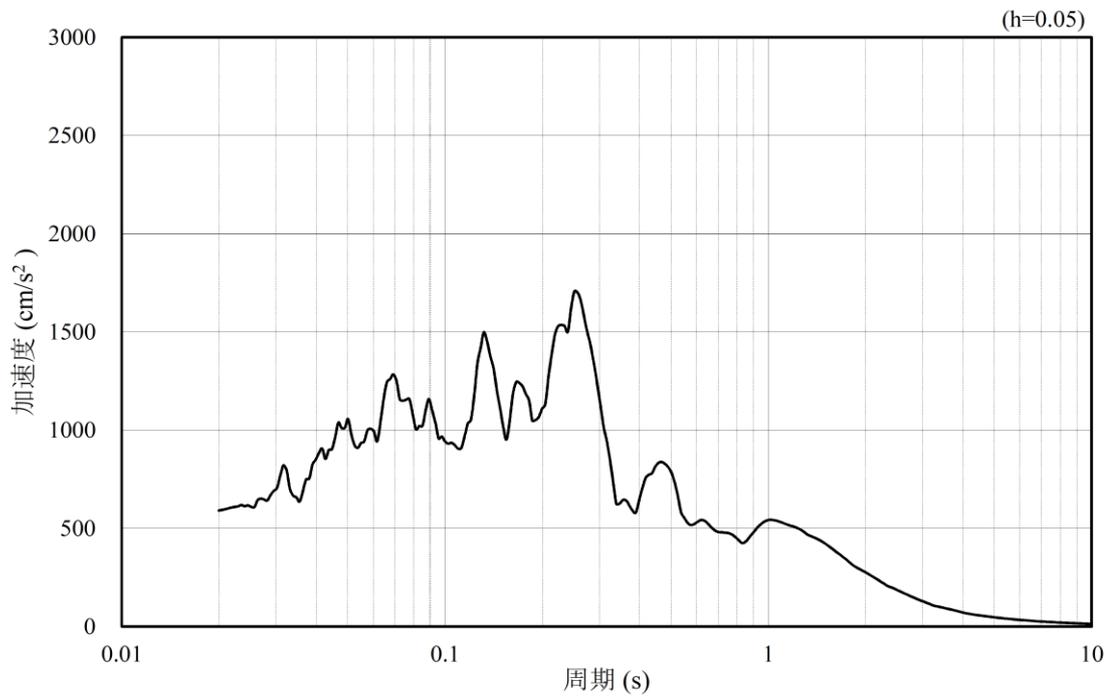


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

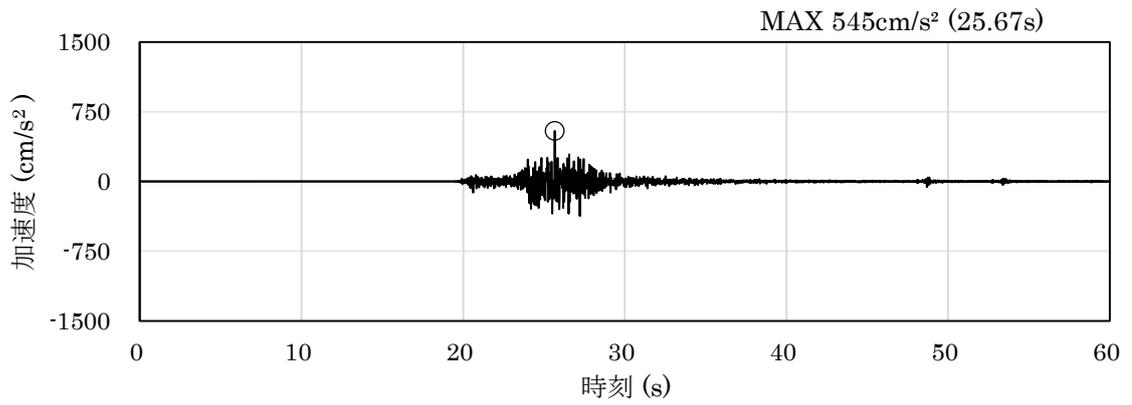


(a) 加速度時刻歴波形

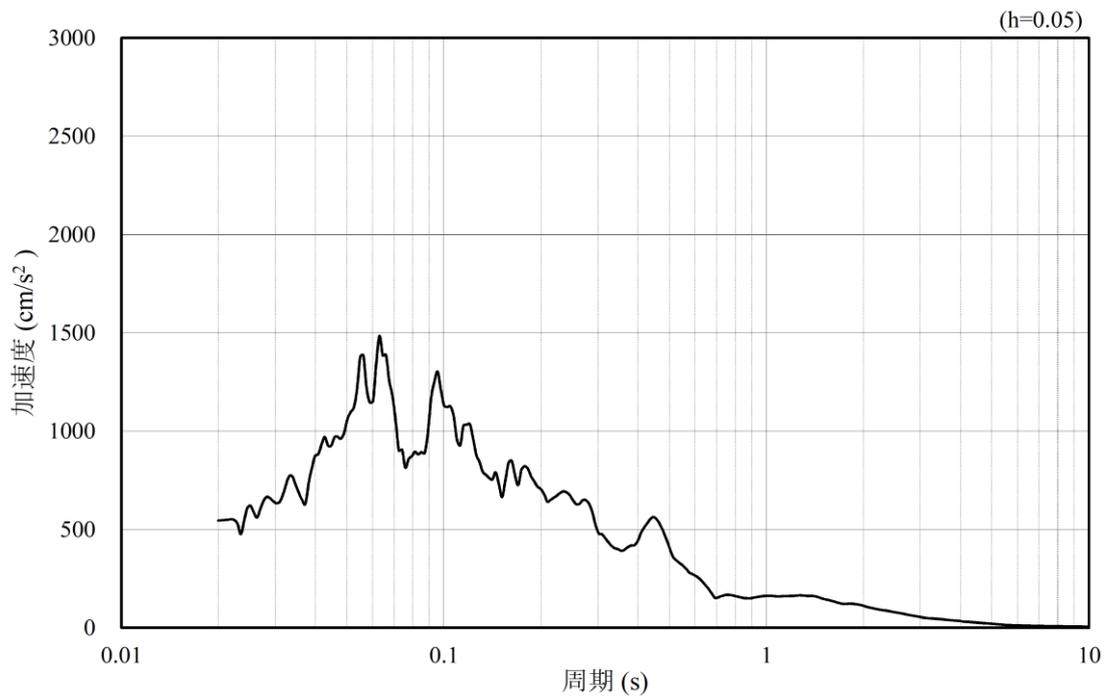


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂，NS方向)

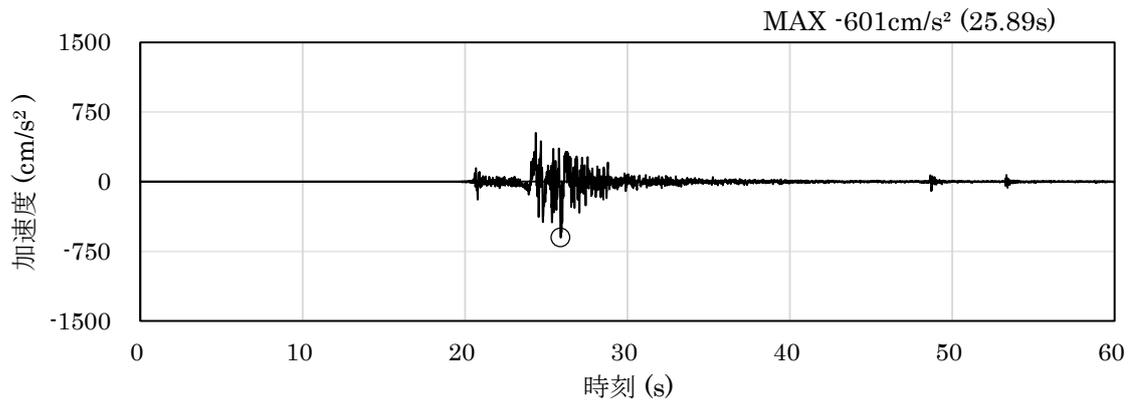


(a) 加速度時刻歴波形

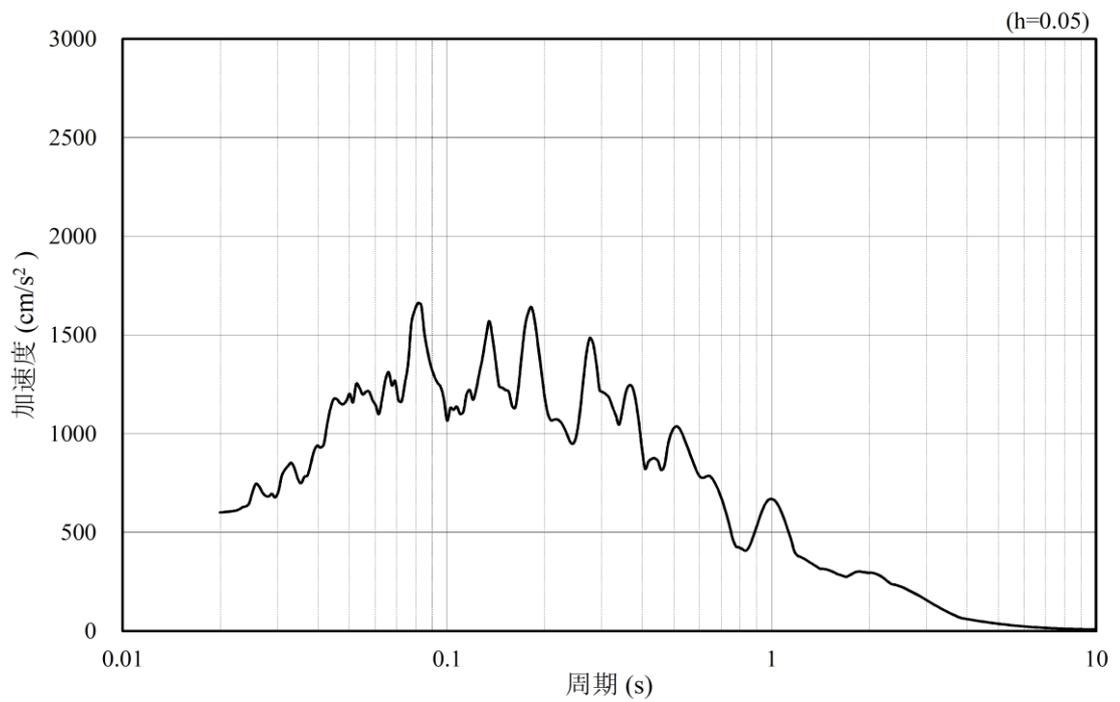


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂，NS方向)

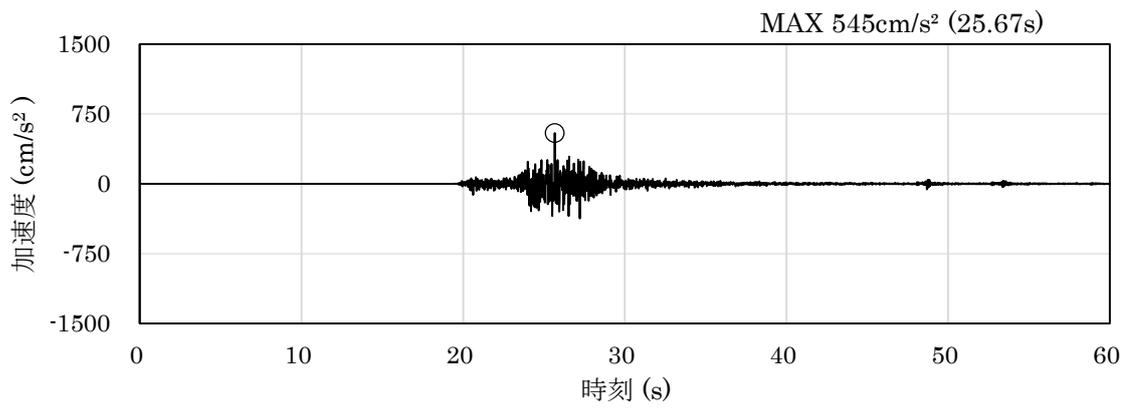


(a) 加速度時刻歴波形

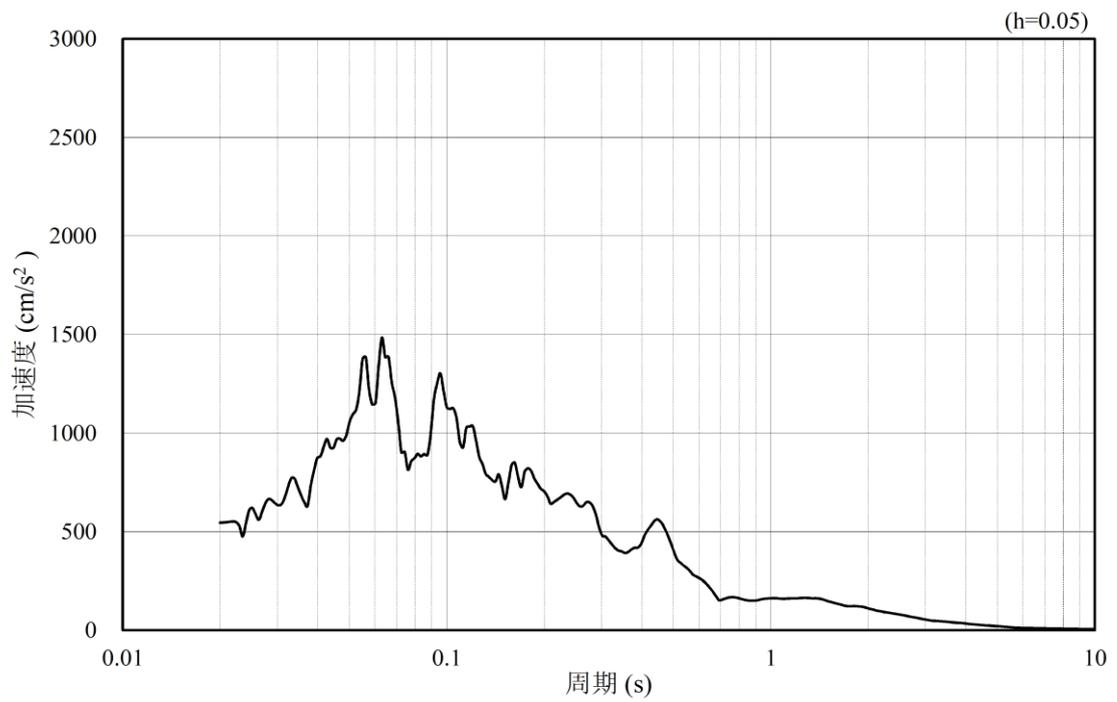


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2, E W方向)



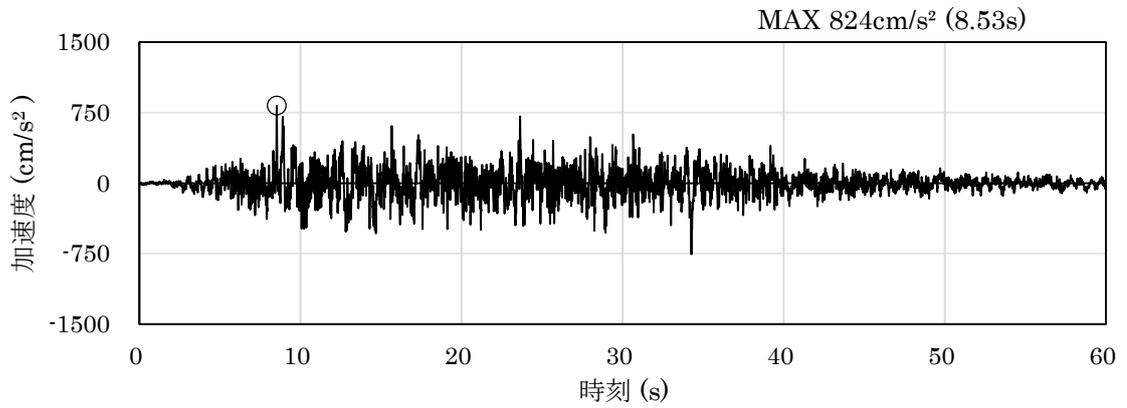
(a) 加速度時刻歴波形



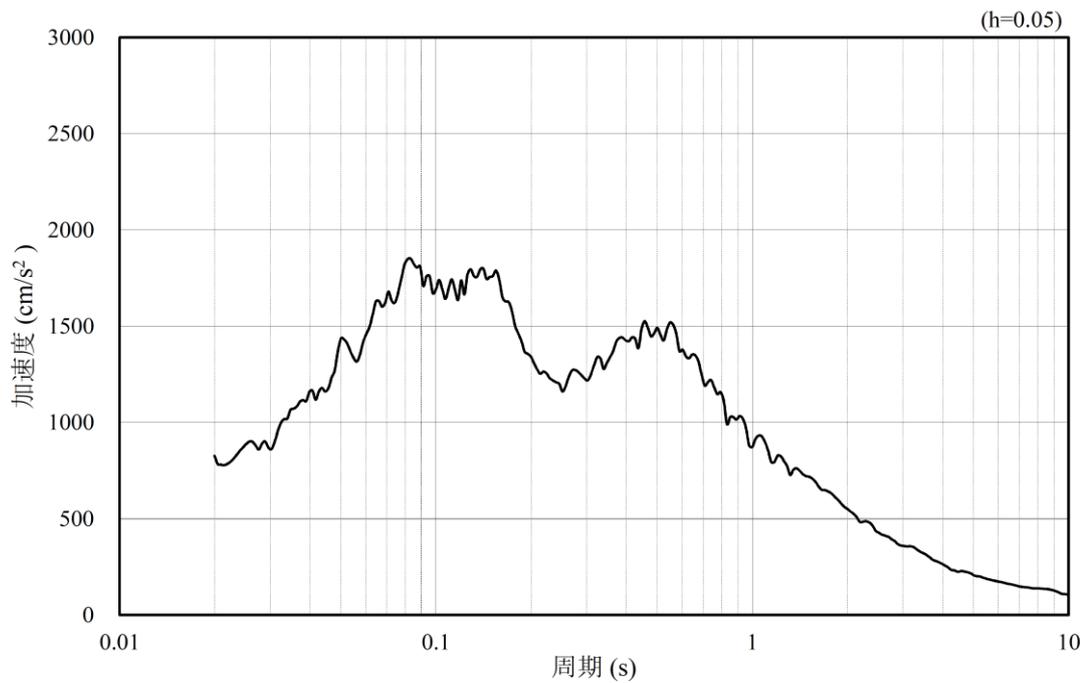
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2, EW方向)

(4) ⑤-⑤断面

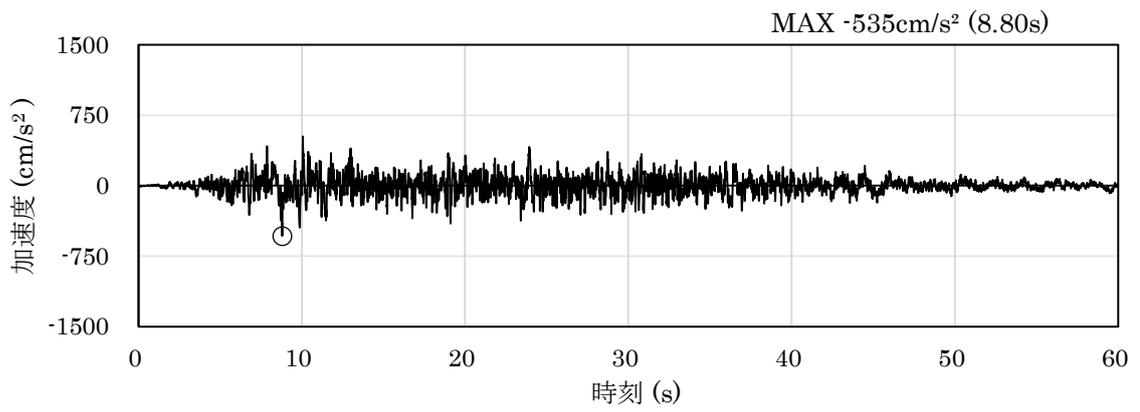


(a) 加速度時刻歴波形

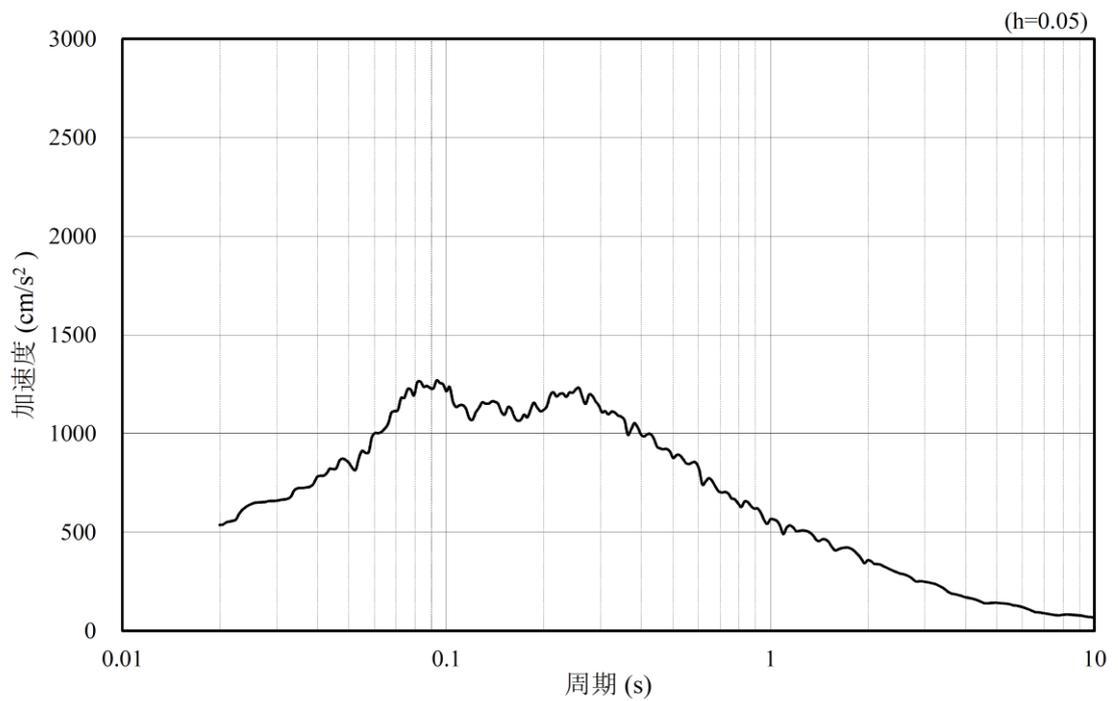


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

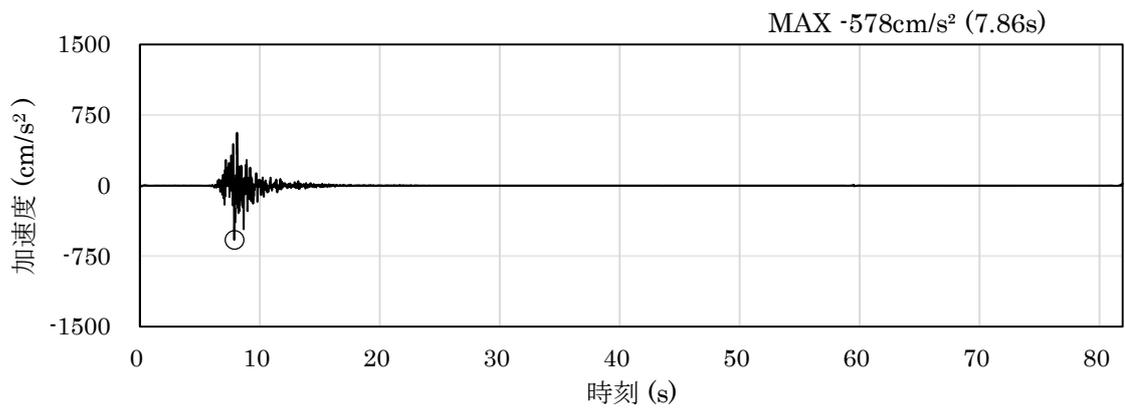


(a) 加速度時刻歴波形

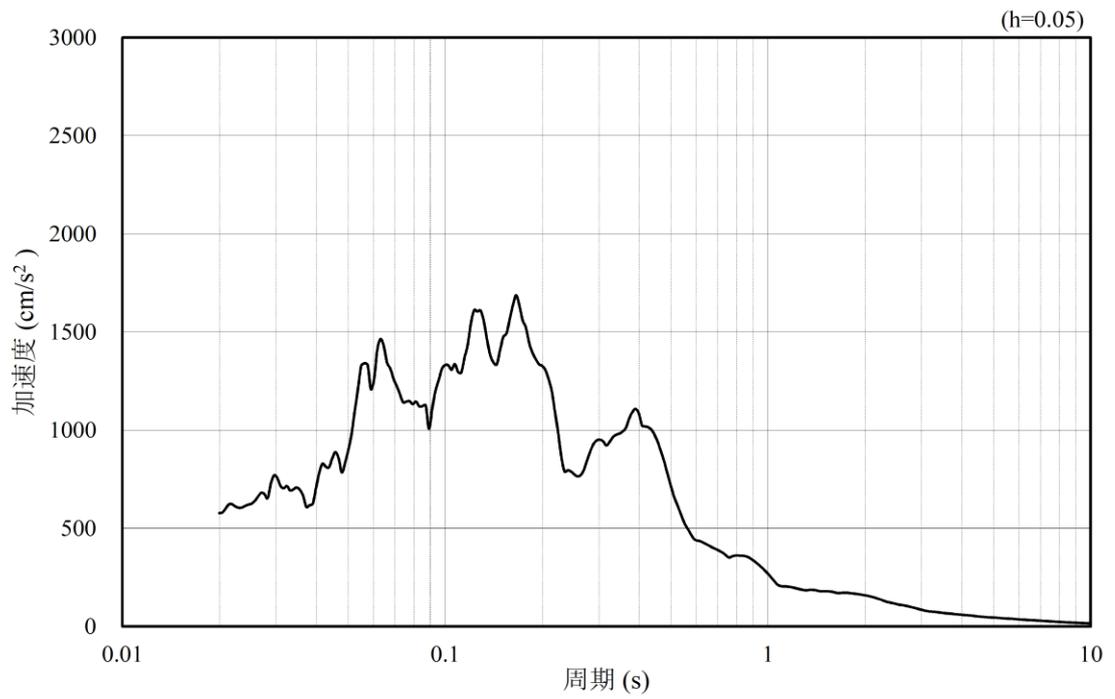


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-39 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
(鉛直成分：S s - D)

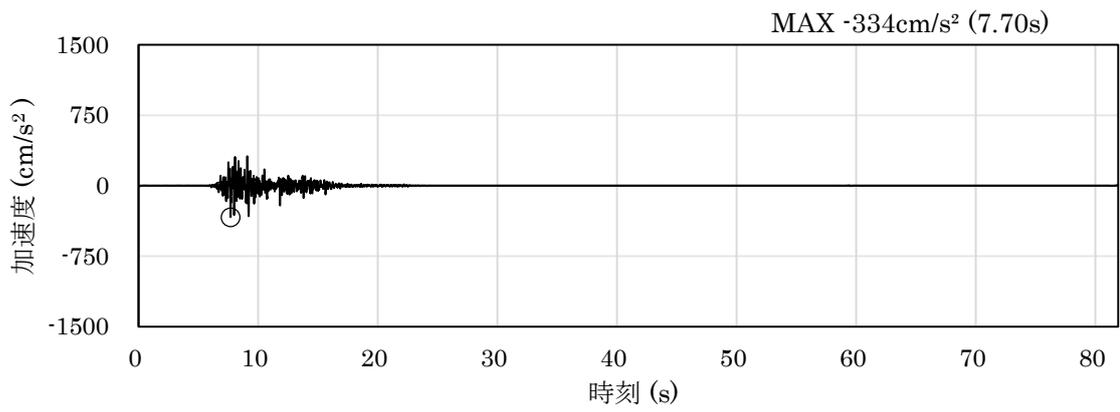


(a) 加速度時刻歴波形

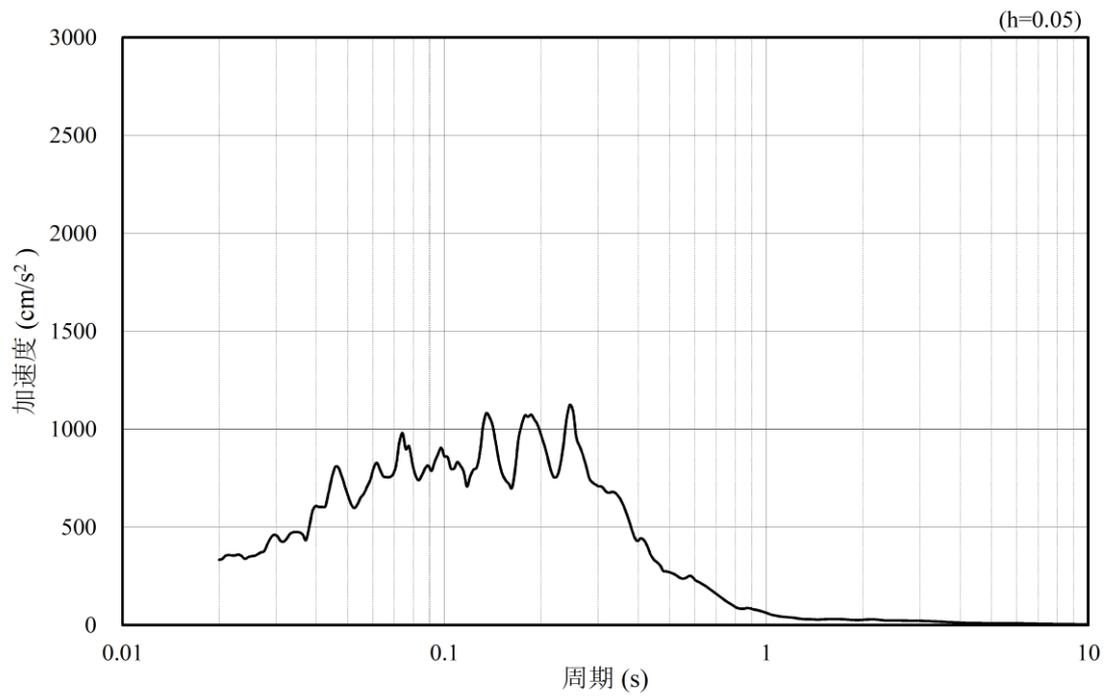


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-40 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)

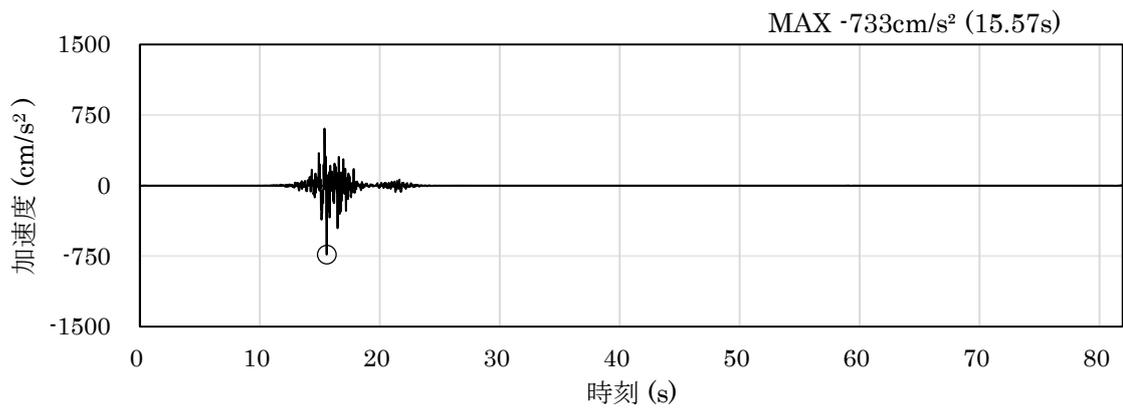


(a) 加速度時刻歴波形

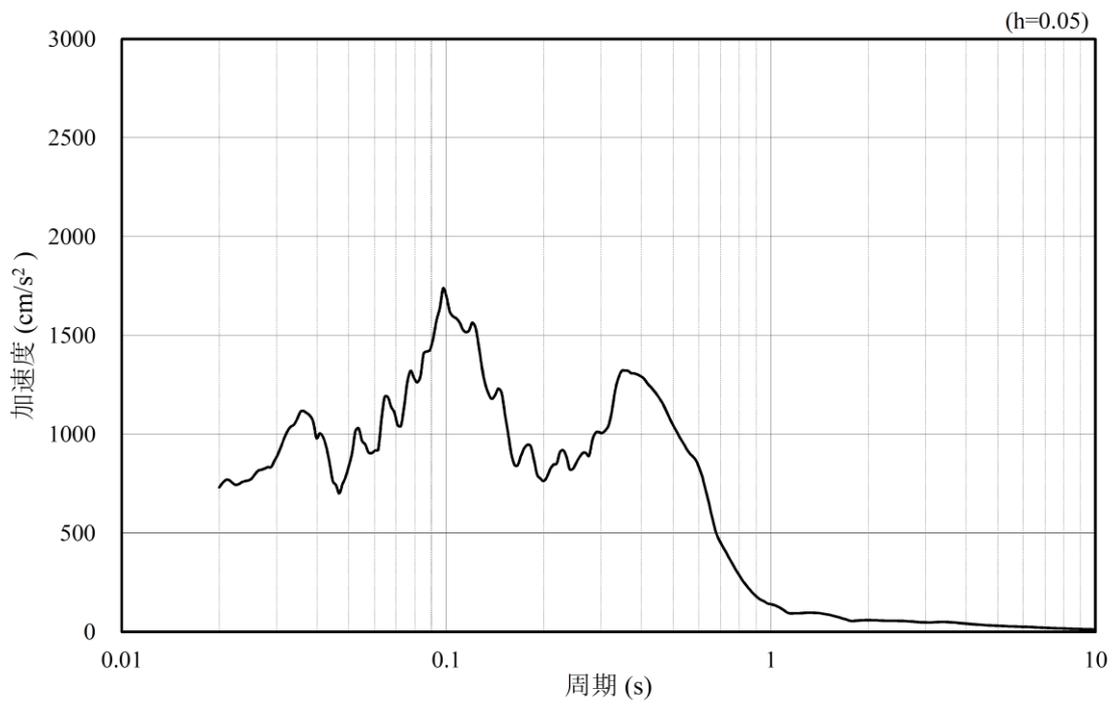


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-41 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)

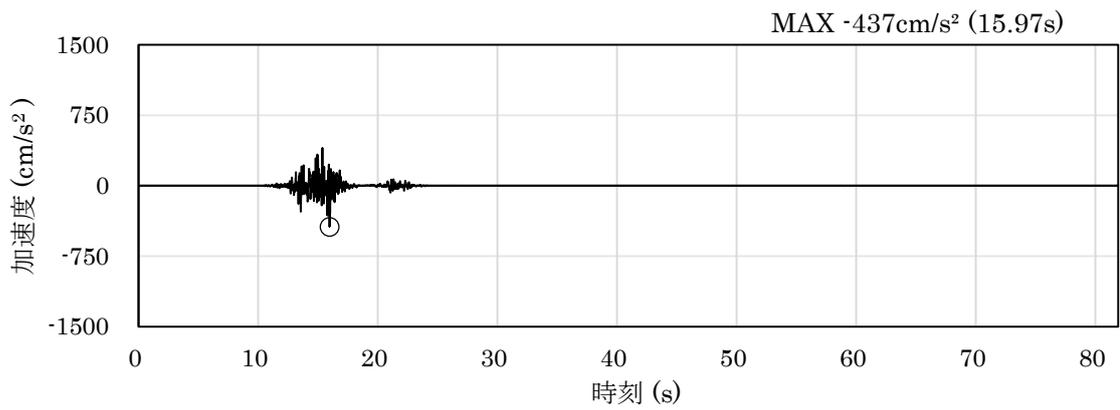


(a) 加速度時刻歴波形

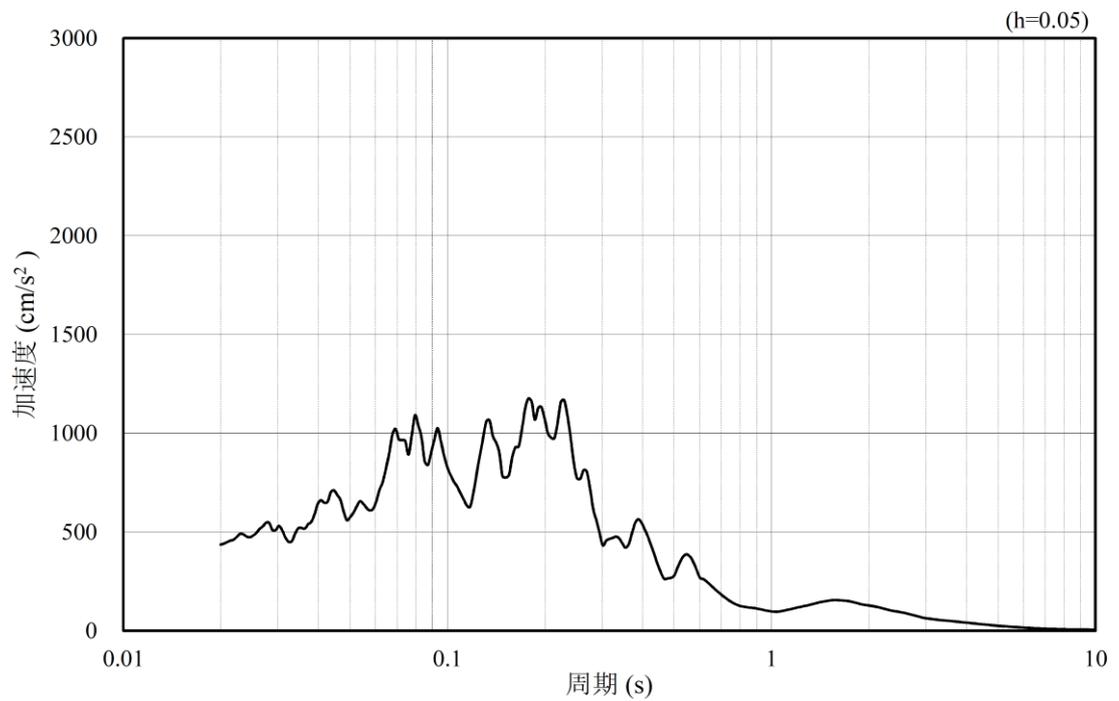


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-42 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)

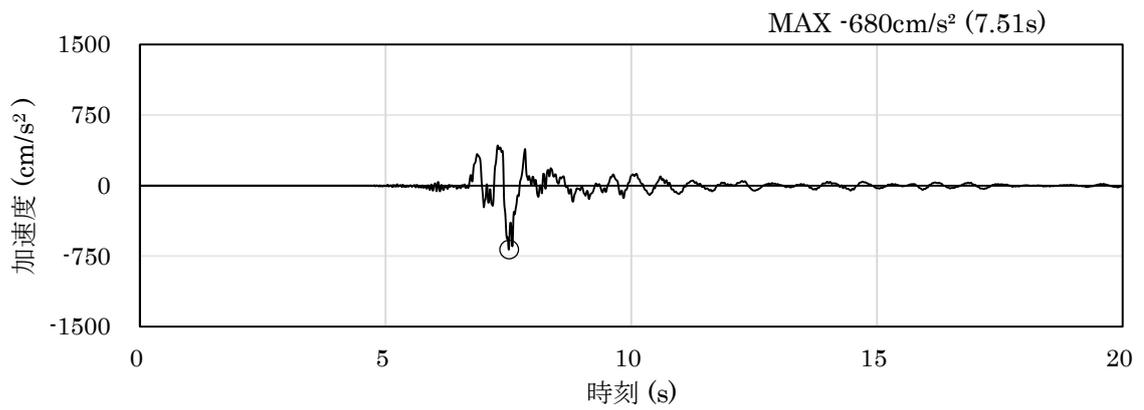


(a) 加速度時刻歴波形

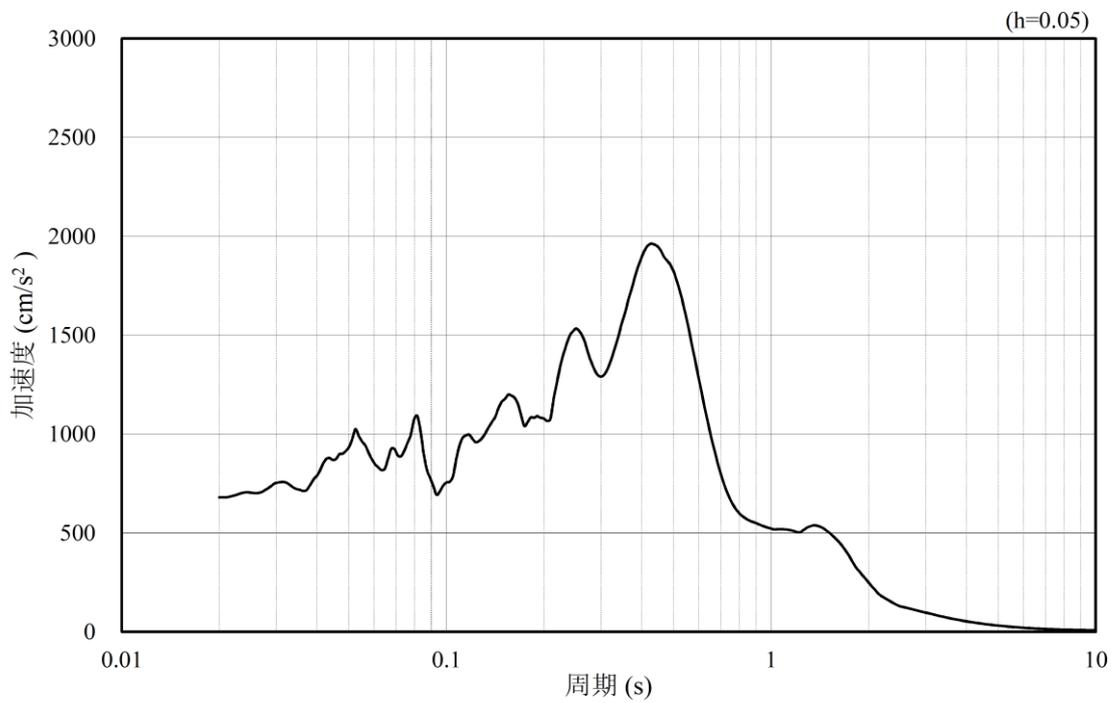


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-43 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-F2)

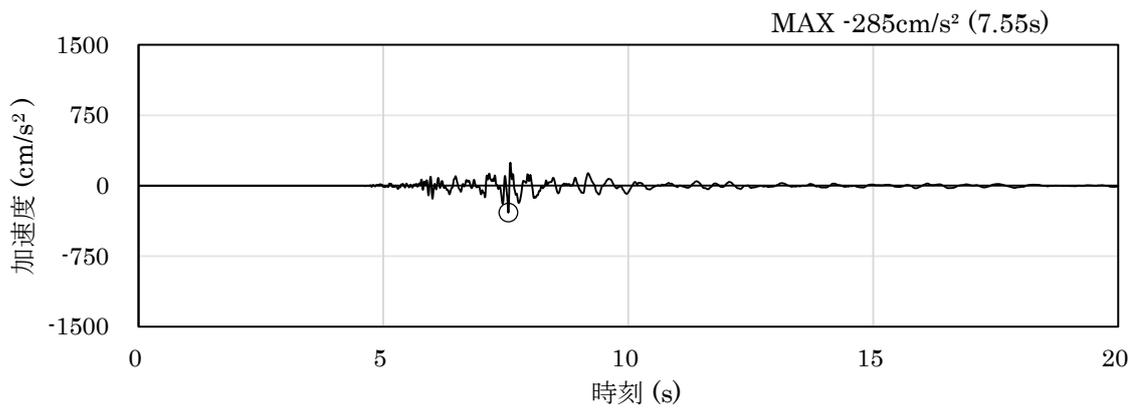


(a) 加速度時刻歴波形

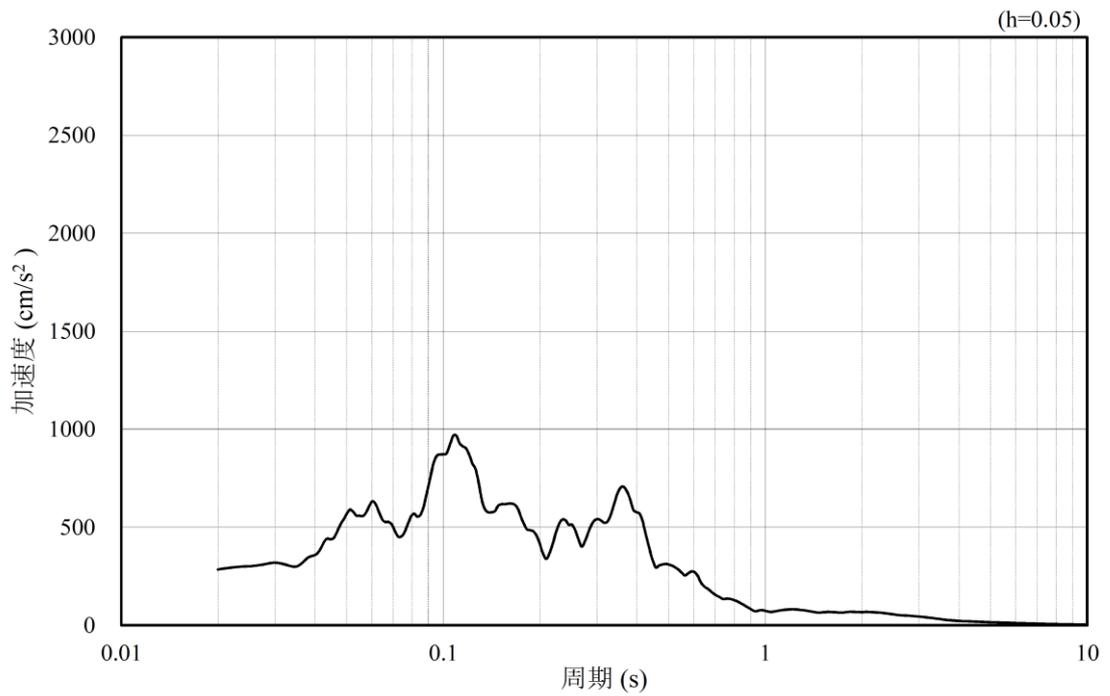


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-44 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)

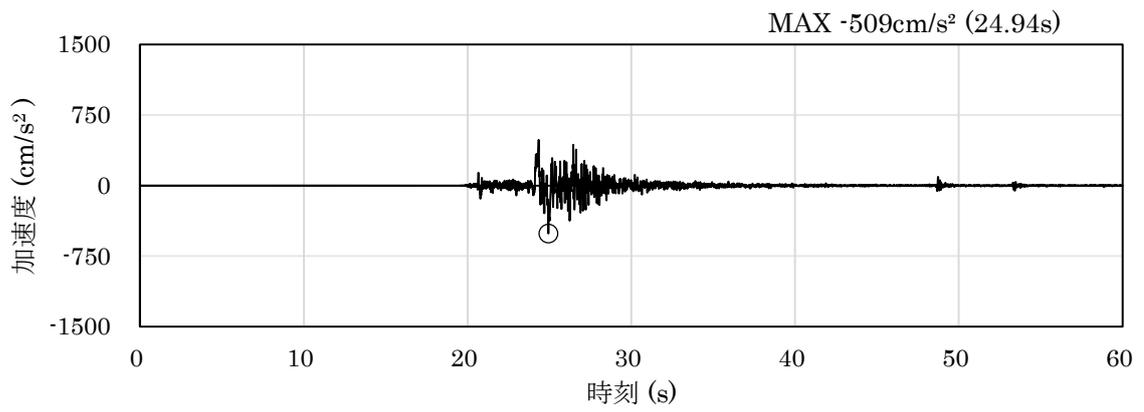


(a) 加速度時刻歴波形

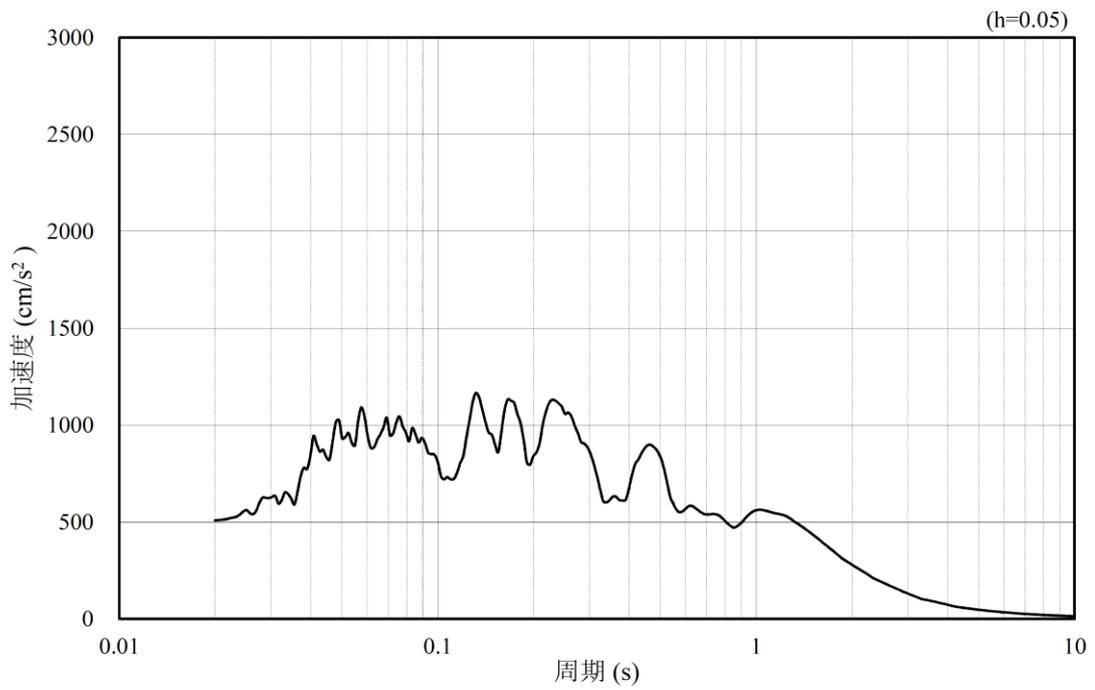


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-45 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-N1)

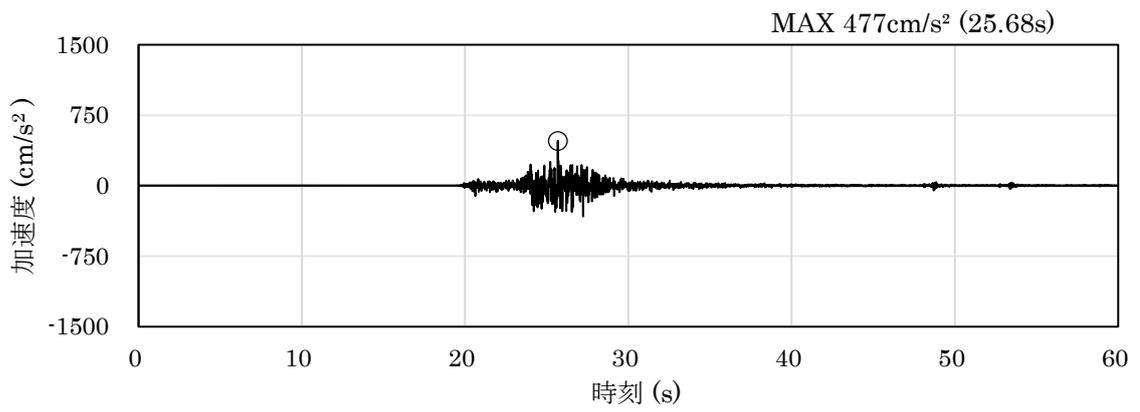


(a) 加速度時刻歴波形

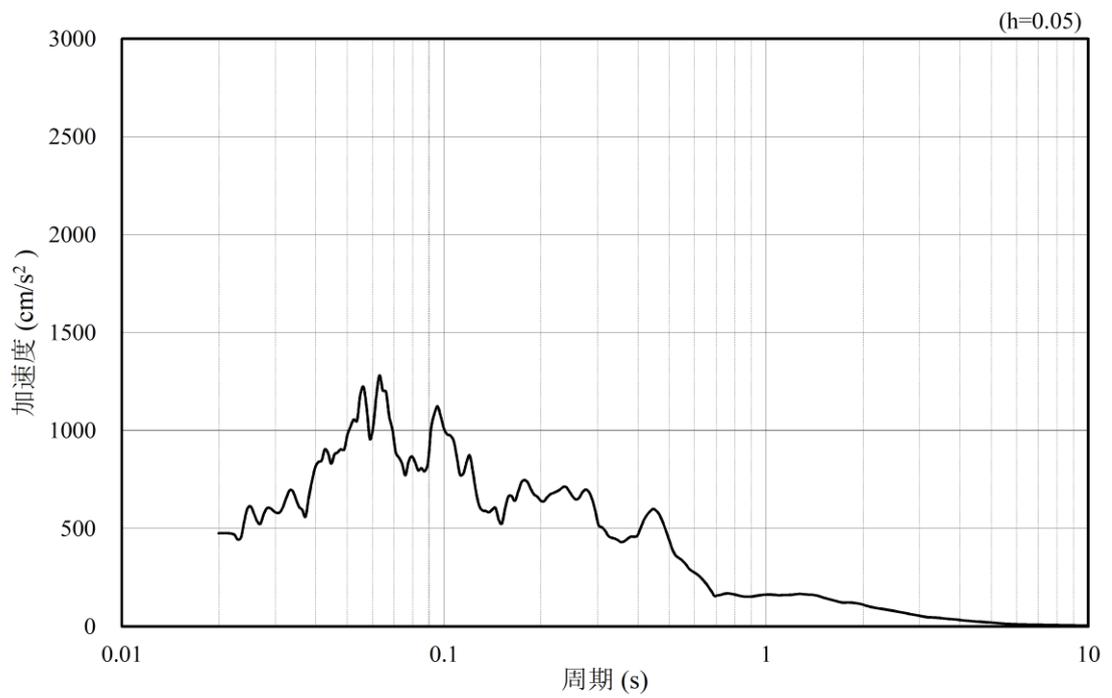


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-46 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)

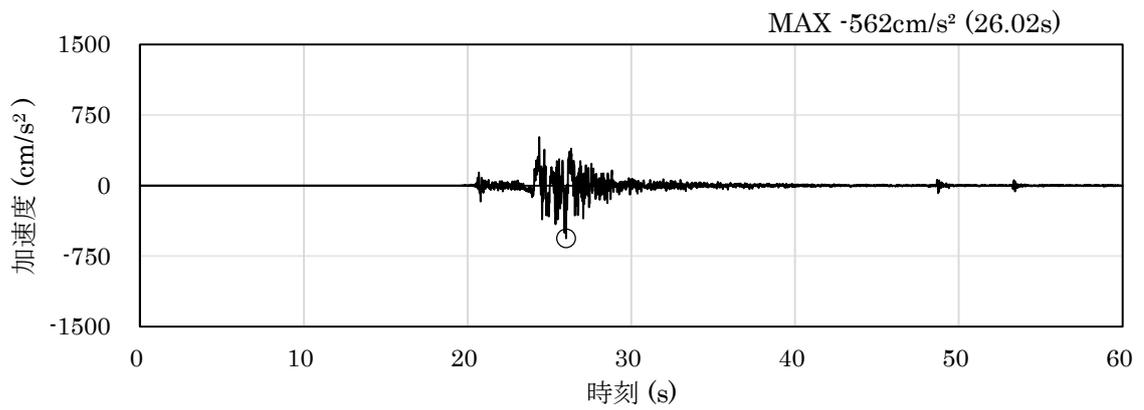


(a) 加速度時刻歴波形

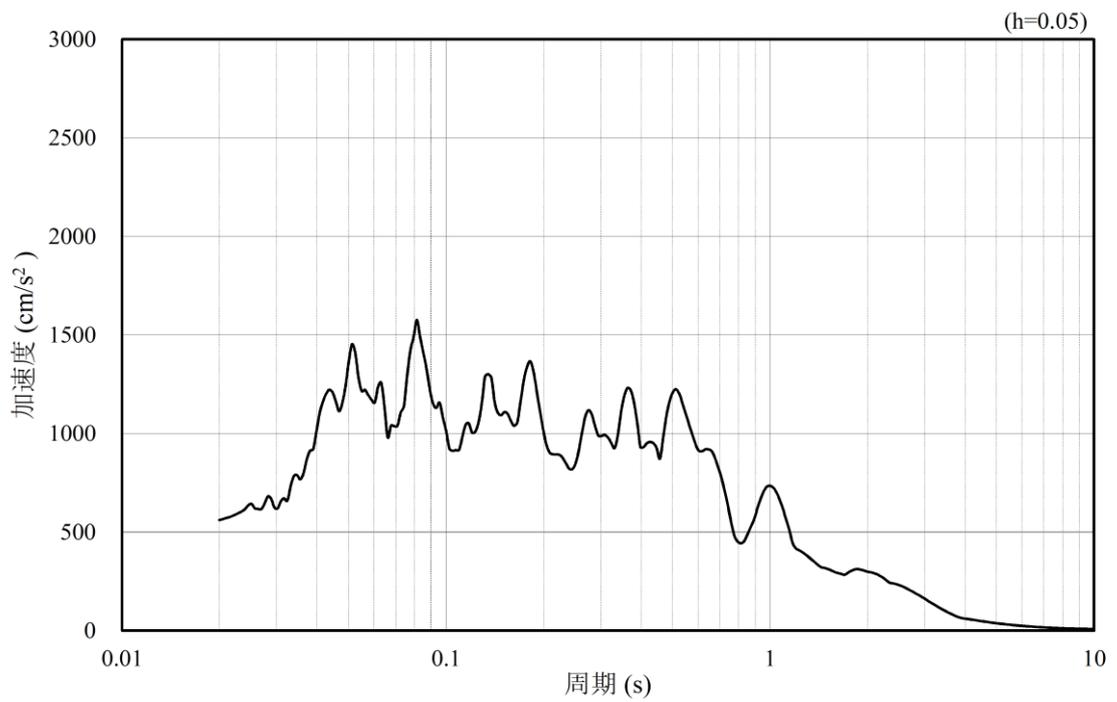


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-47 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)

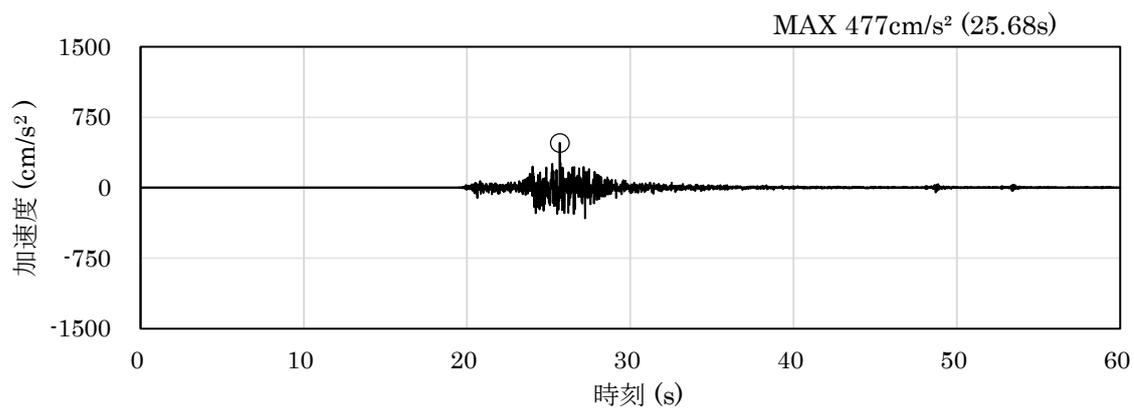


(a) 加速度時刻歴波形

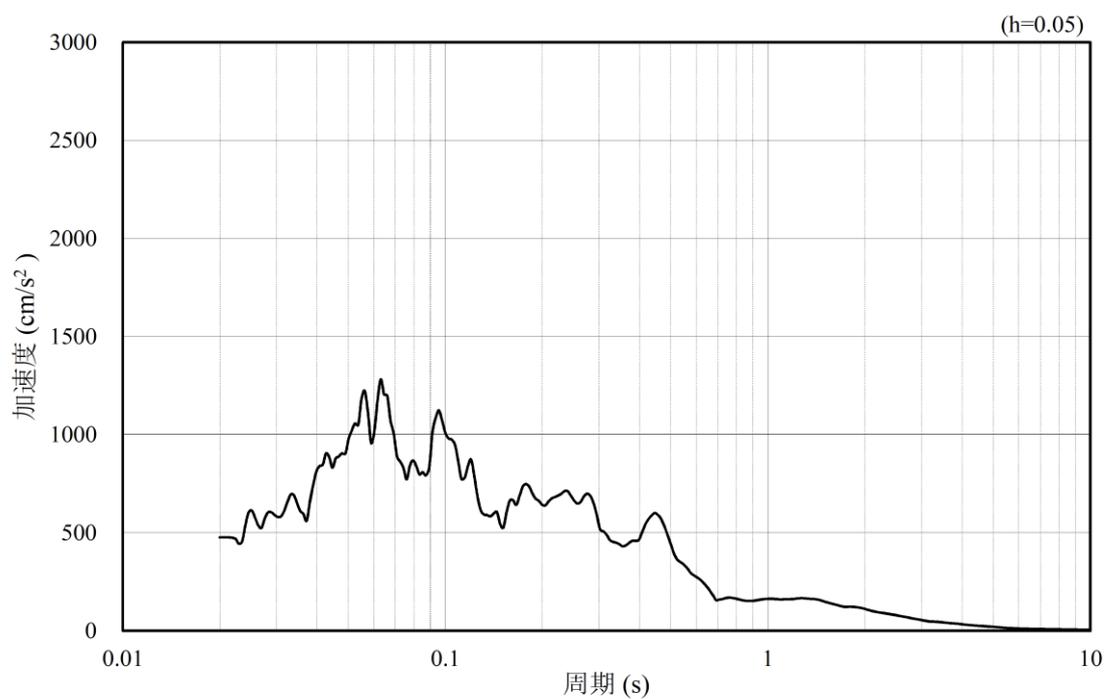


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-48 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)



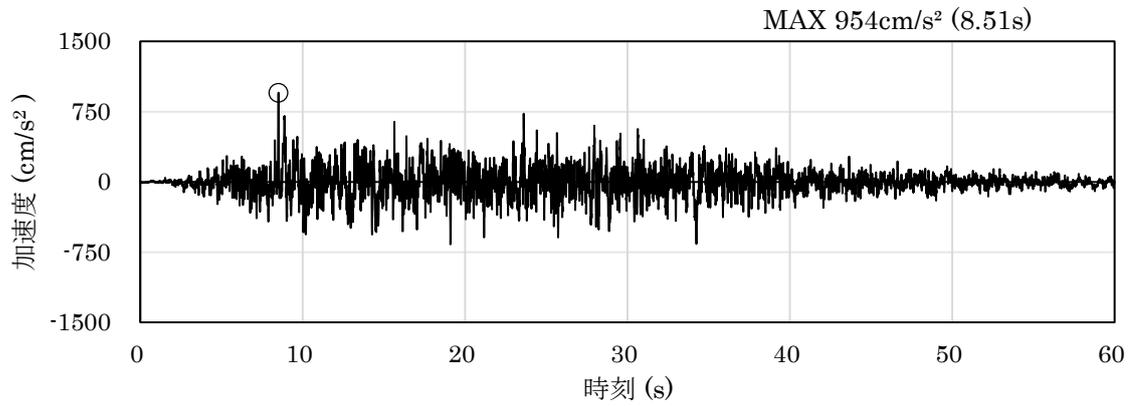
(a) 加速度時刻歴波形



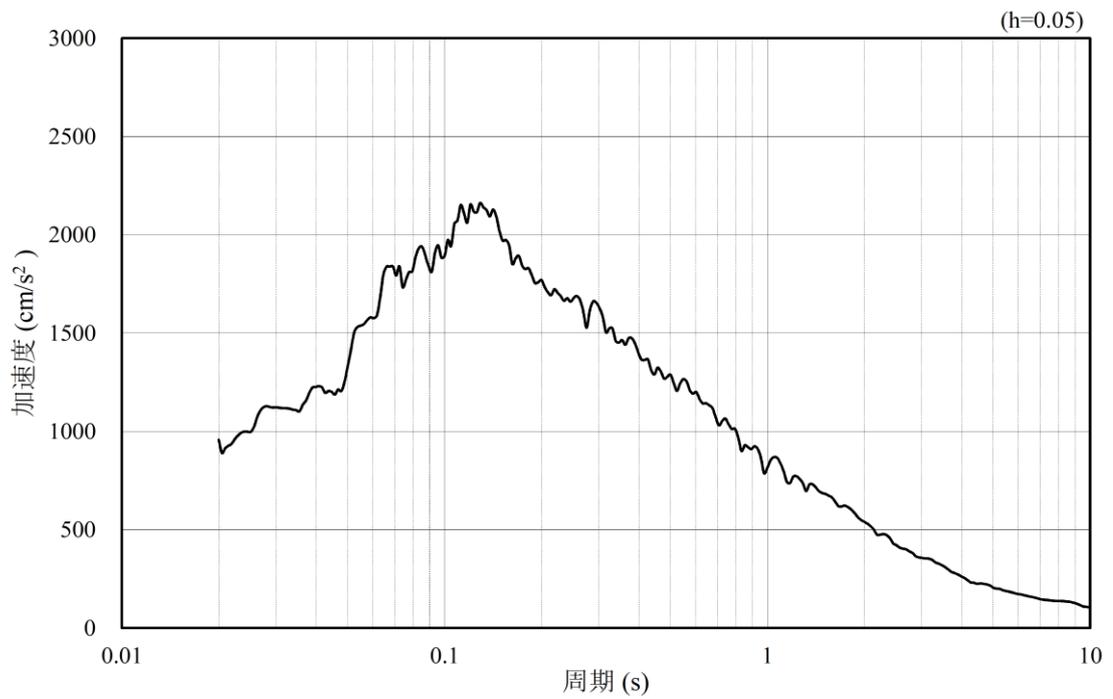
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-49 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)

(5) ⑦-⑦断面

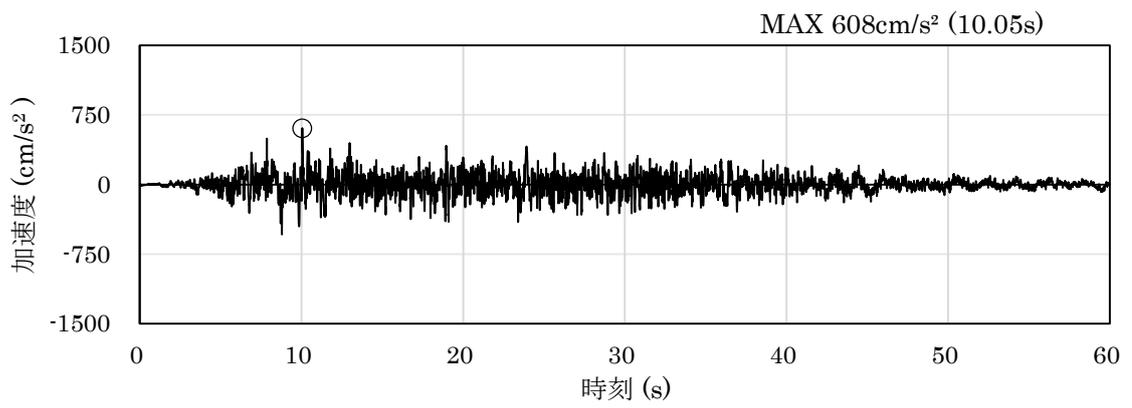


(a) 加速度時刻歴波形

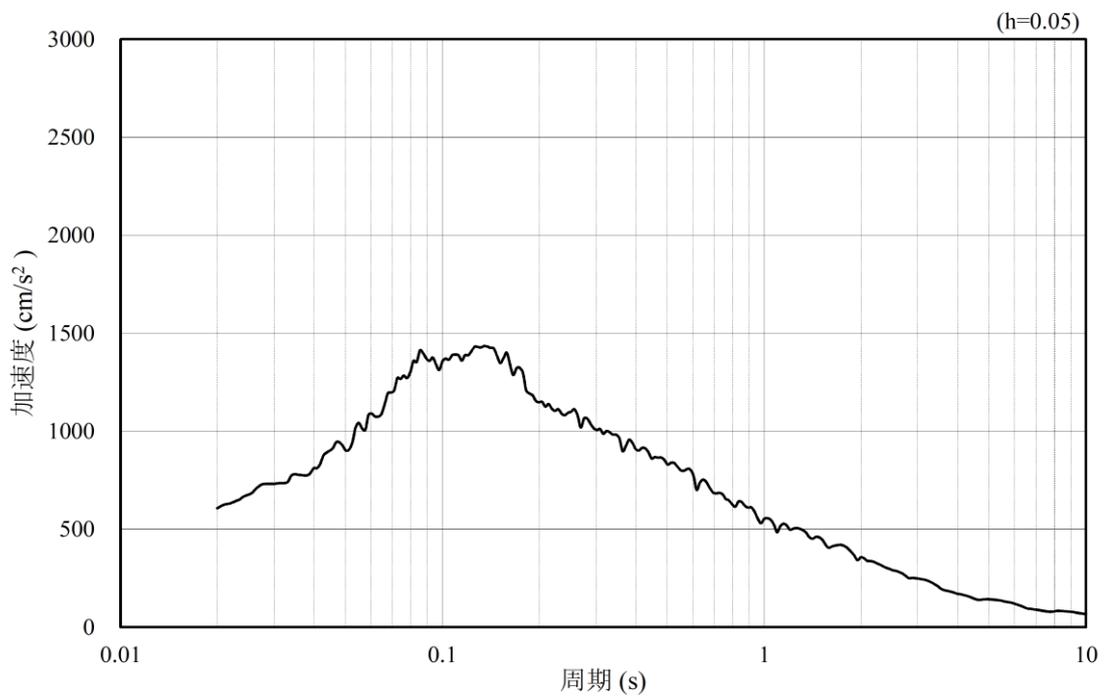


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-50 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)

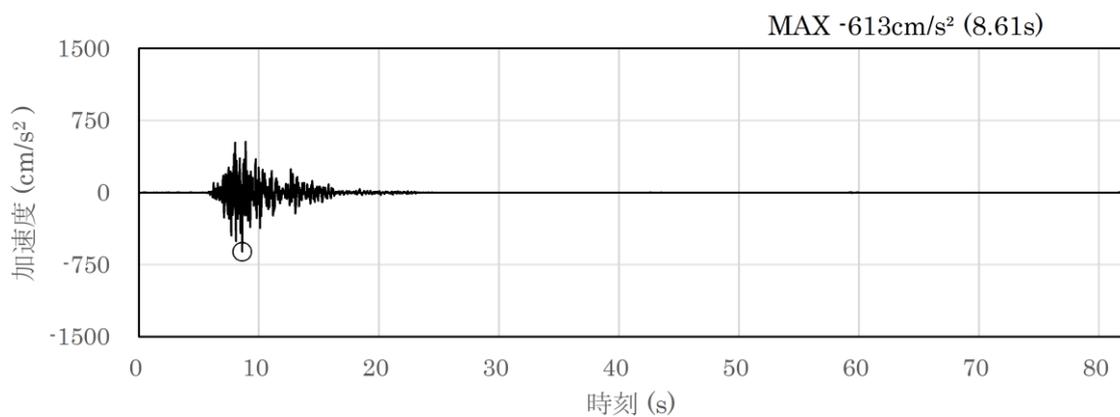


(a) 加速度時刻歴波形

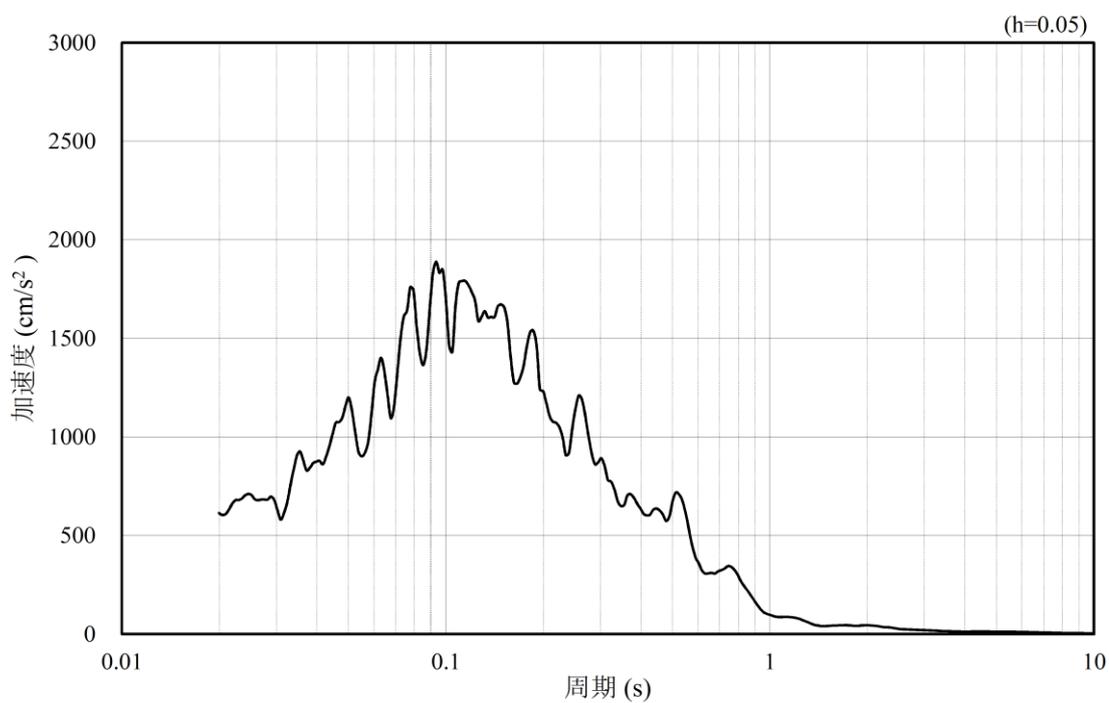


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-51 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)

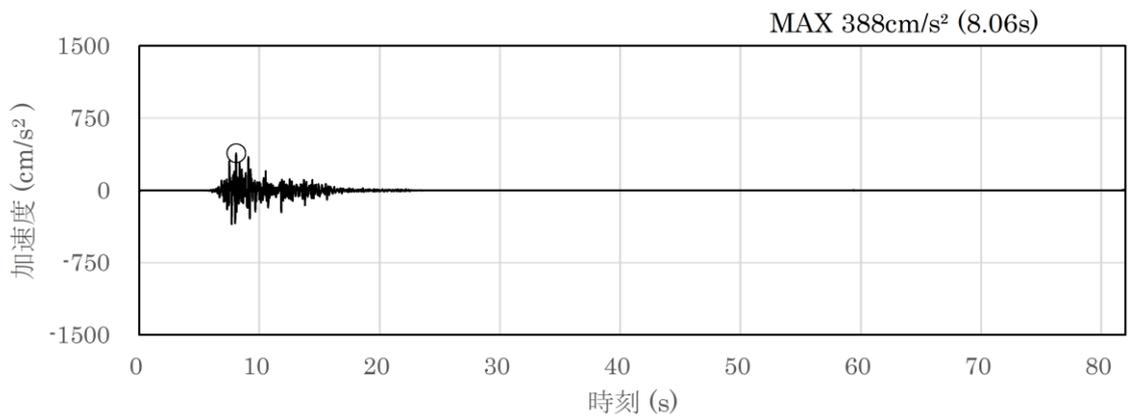


(a) 加速度時刻歴波形

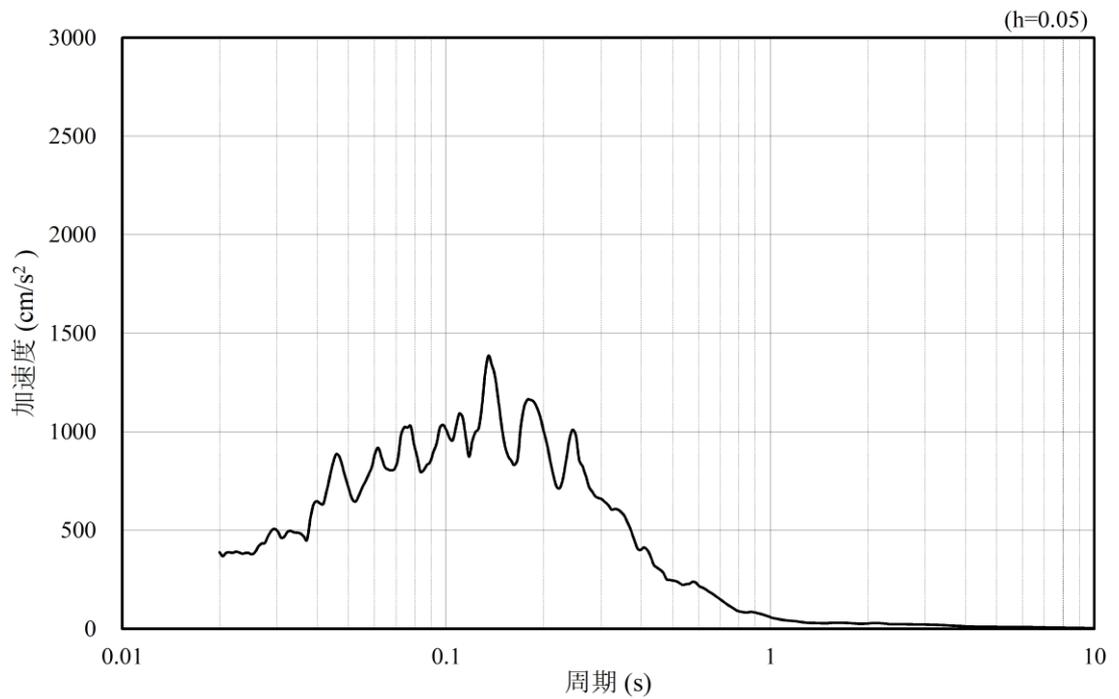


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-52 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)

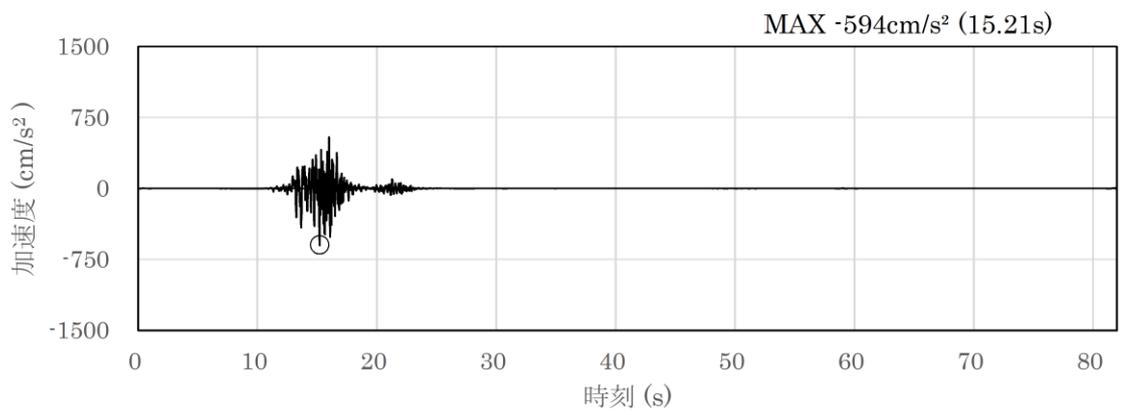


(a) 加速度時刻歴波形

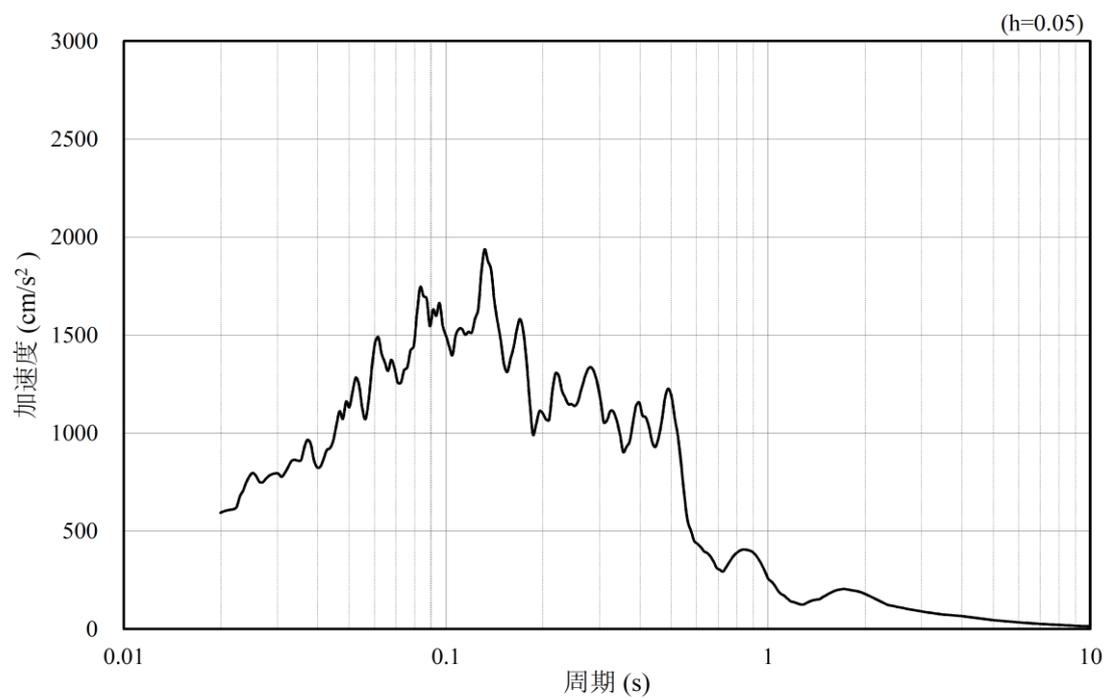


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-53 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)

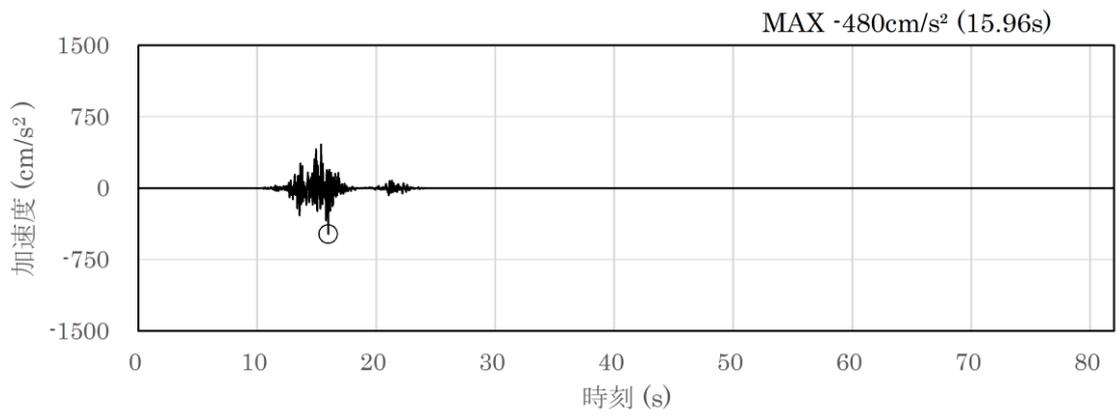


(a) 加速度時刻歴波形

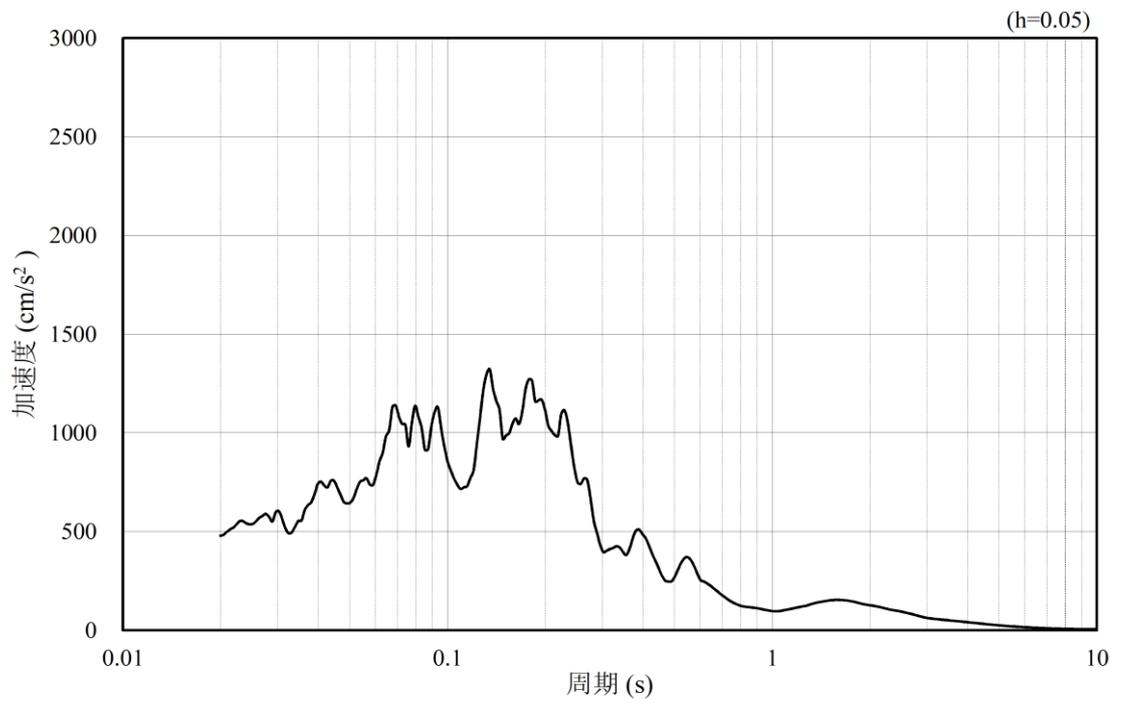


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-54 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)

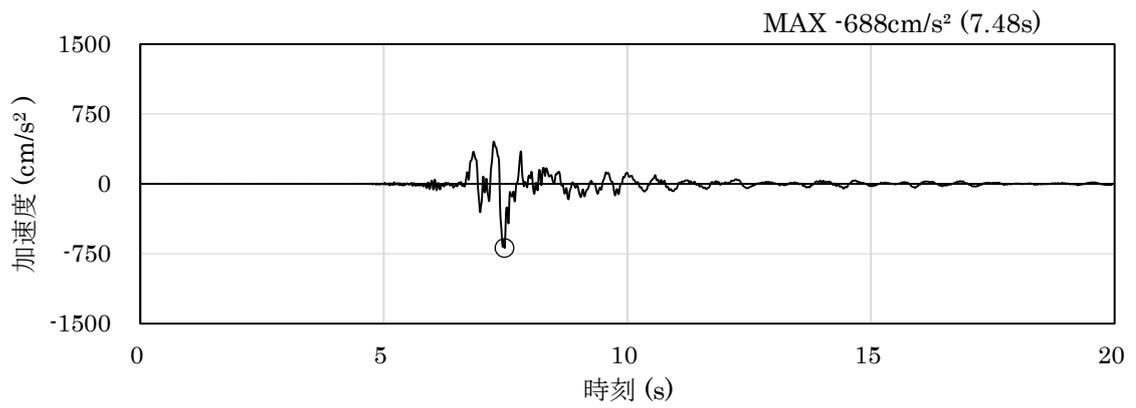


(a) 加速度時刻歴波形

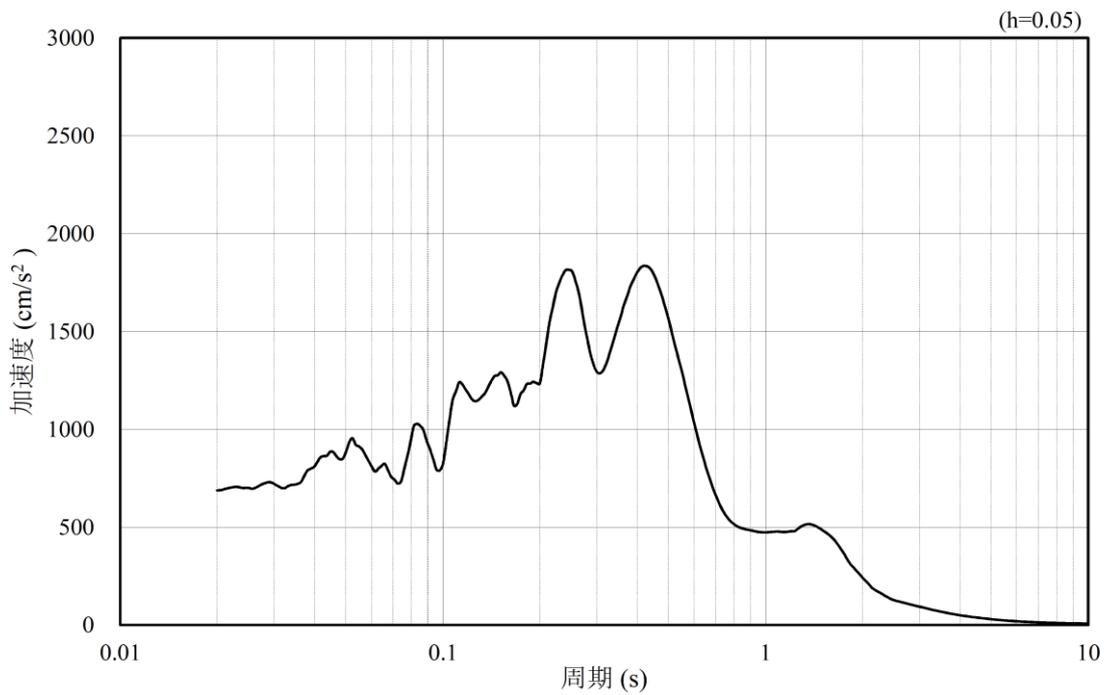


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-55 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-F2)

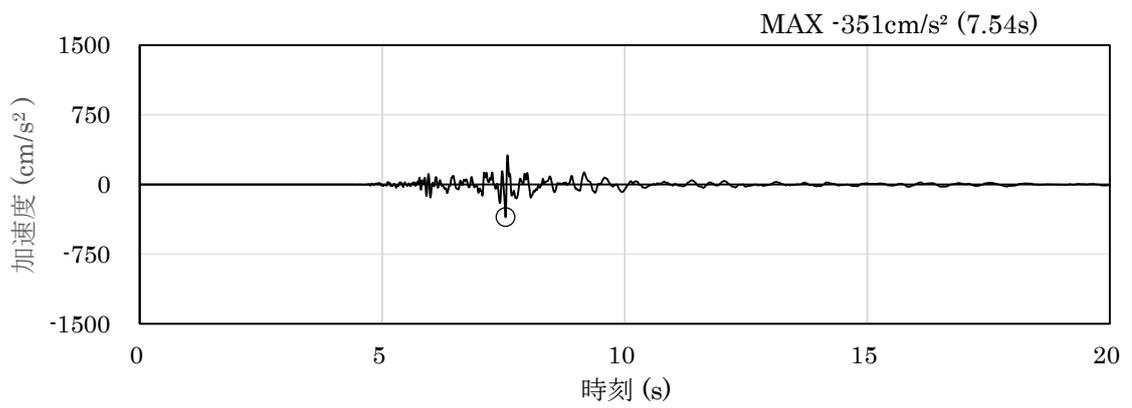


(a) 加速度時刻歴波形

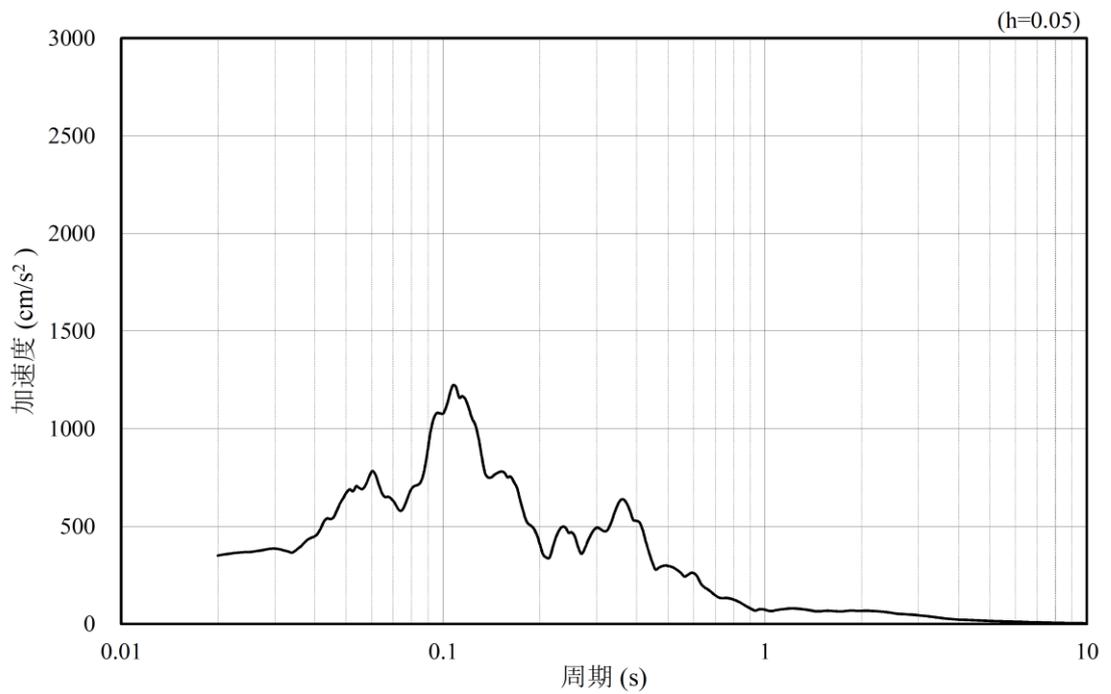


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-56 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-N1)

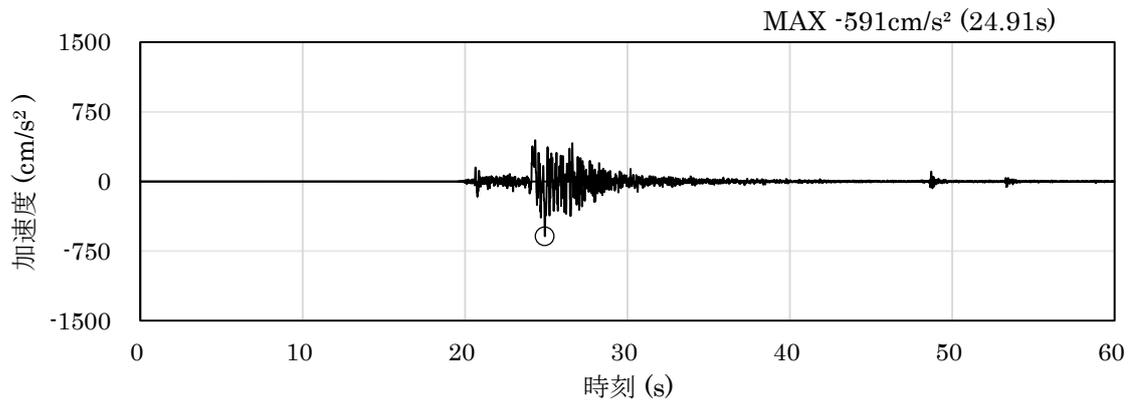


(a) 加速度時刻歴波形

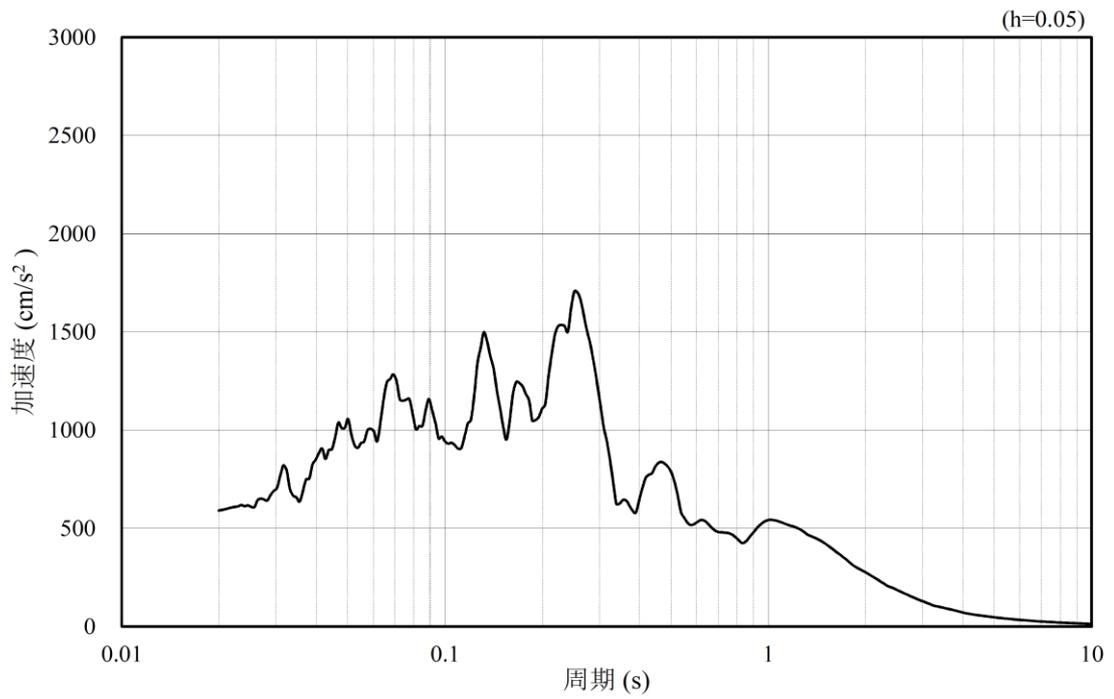


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-57 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-N1)

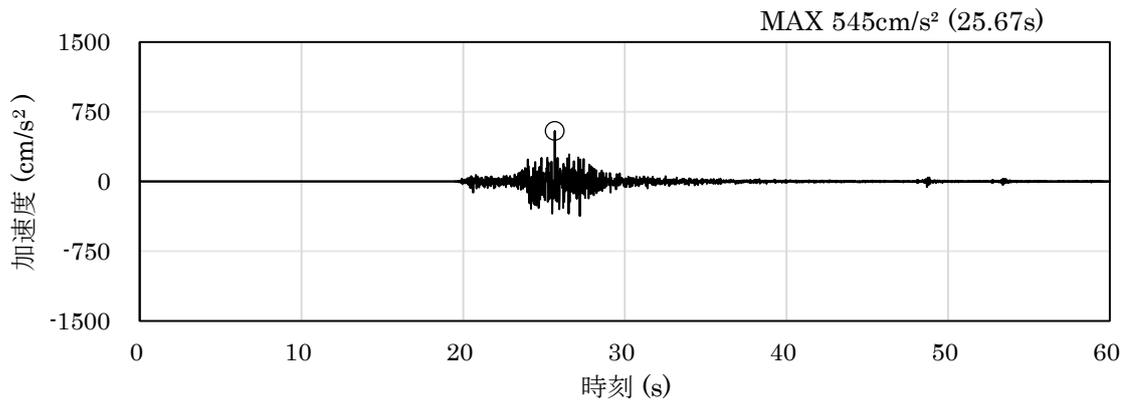


(a) 加速度時刻歴波形

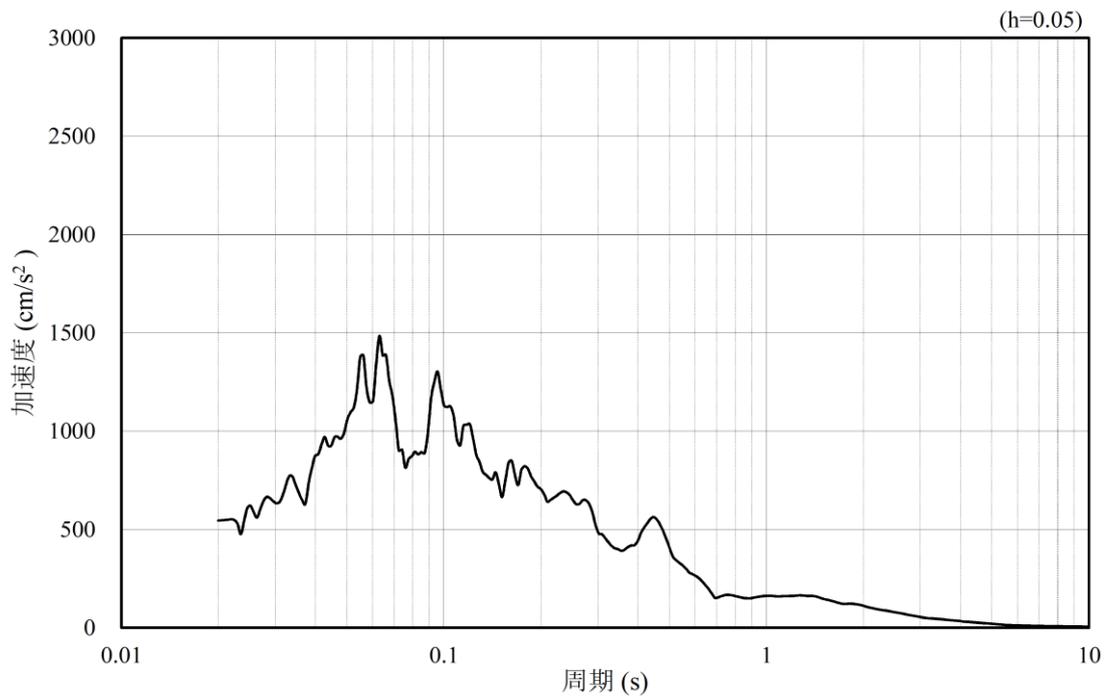


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-58 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-N2, NS方向)

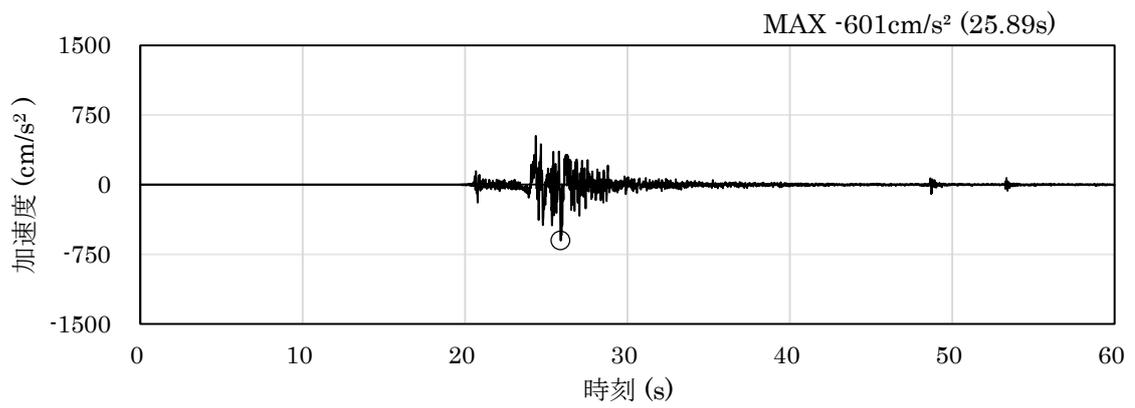


(a) 加速度時刻歴波形

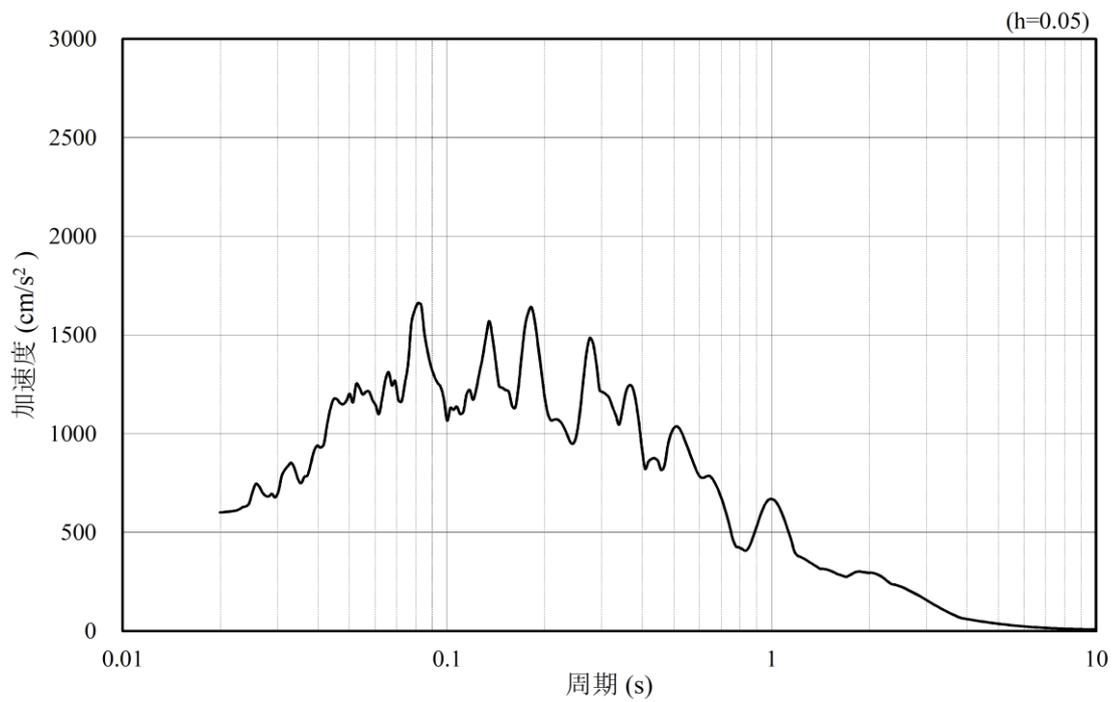


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-59 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-N2, NS方向)

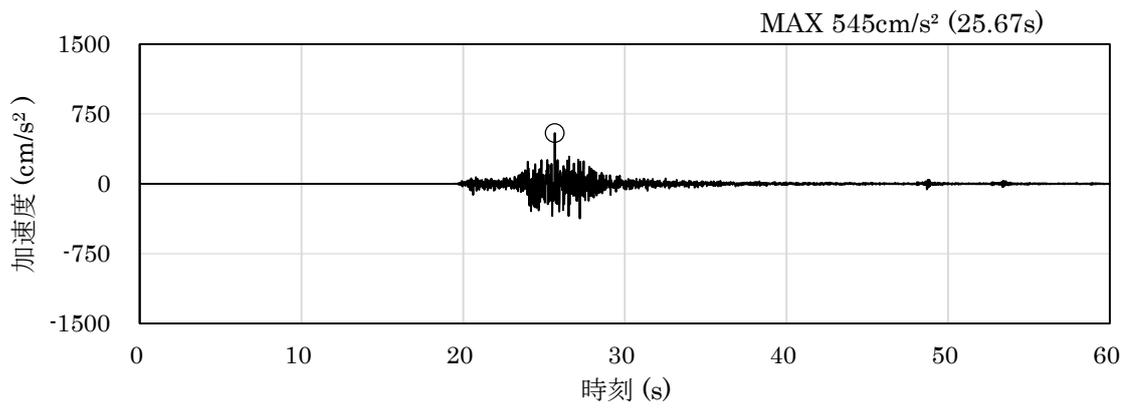


(a) 加速度時刻歴波形

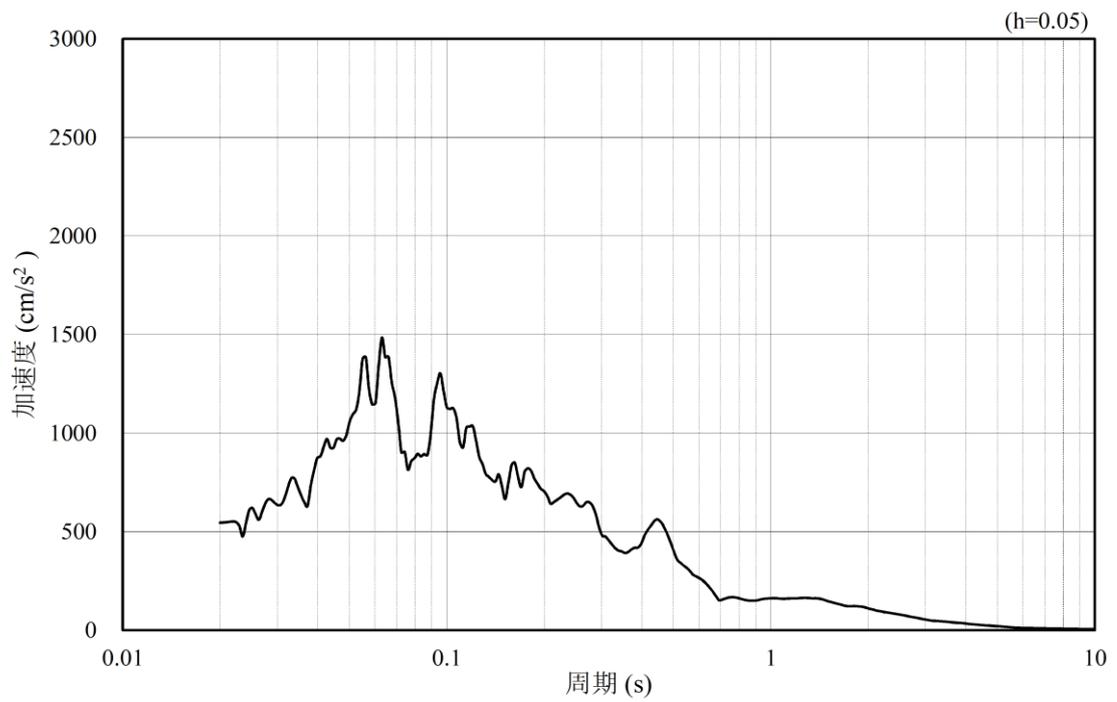


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-60 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-N₂，EW方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.6-61 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-N2, EW方向)

4.1.7 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図を図 4.1.7-1 に、地震応答解析モデルを図 4.1.7-2、図 4.1.7-4、図 4.1.7-6、図 4.1.7-8 及び図 4.1.7-10 に、地質断面図を図 4.1.7-3、図 4.1.7-5、図 4.1.7-7 及び図 4.1.7-9 に示す。

なお、③-③断面の解析モデル範囲において、防波壁に隣接している 3号機放水
 接合槽は耐震性を説明しない構造物であるため、保守的に埋戻土としてモデル化す
 る。3号機放水路の影響については、「2.1.9 防波壁の設計・管理に関する補足説
 明」において説明する。⑤-⑤断面の解析モデル範囲において、隣接するサイトバ
 ンカ建物は、地表面付近の岩盤上に設置され、防波壁（波返重力擁壁）へ与える応
 答の影響は小さいことから隣接構造物としてモデル化しない。

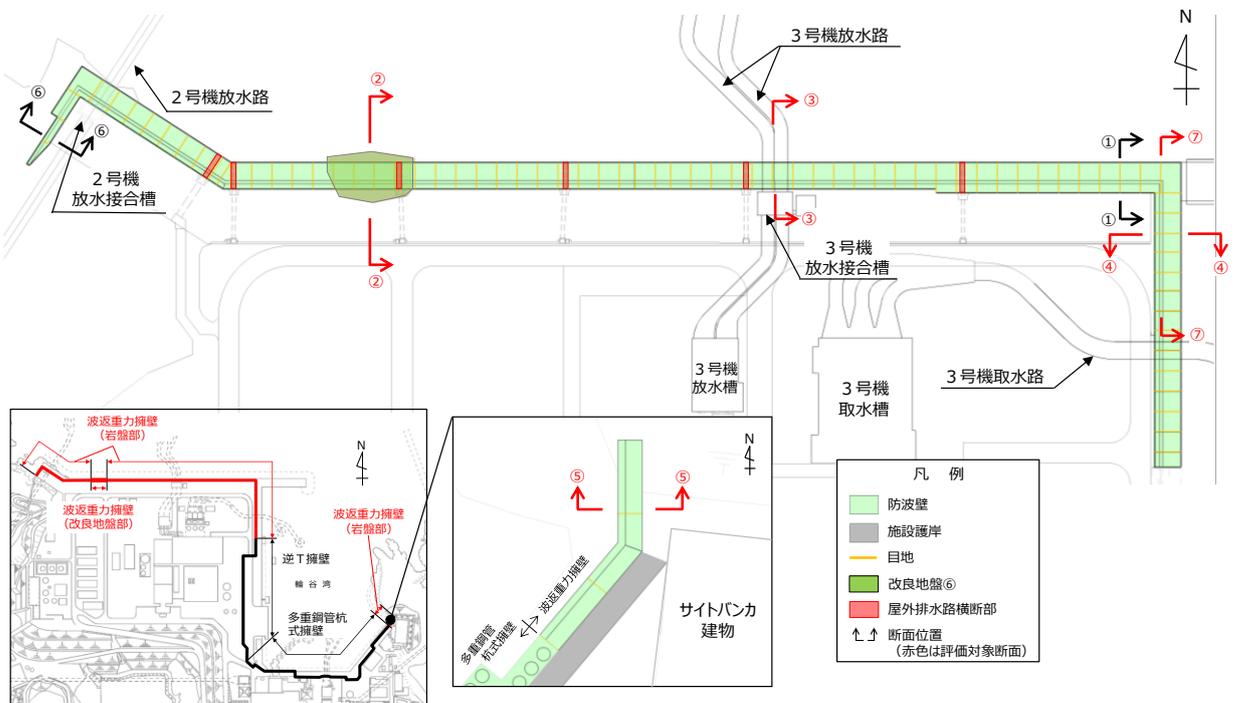


図 4.1.7-1 防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面位置図

- | | | | |
|--------------|----------------|---------|-------------|
| : 岩盤 (第②速度層) | : 防波壁 (波返重力擁壁) | : MMR | : ジョイント要素 |
| : 岩盤 (第④速度層) | : 埋戻土 (護岸背面) | : 砂礫層 | : 地下水面及び海水面 |
| : 岩盤 (第⑤速度層) | : 海水 | : 改良地盤⑥ | |
| : 埋戻土 | | | |

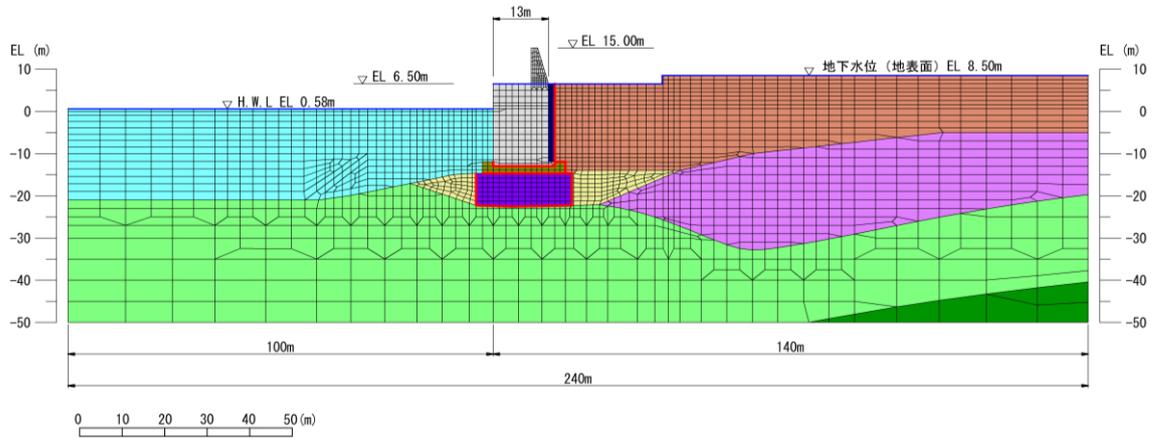


図 4.1.7-2 地震応答解析モデル (②-②断面)

(単位:m)

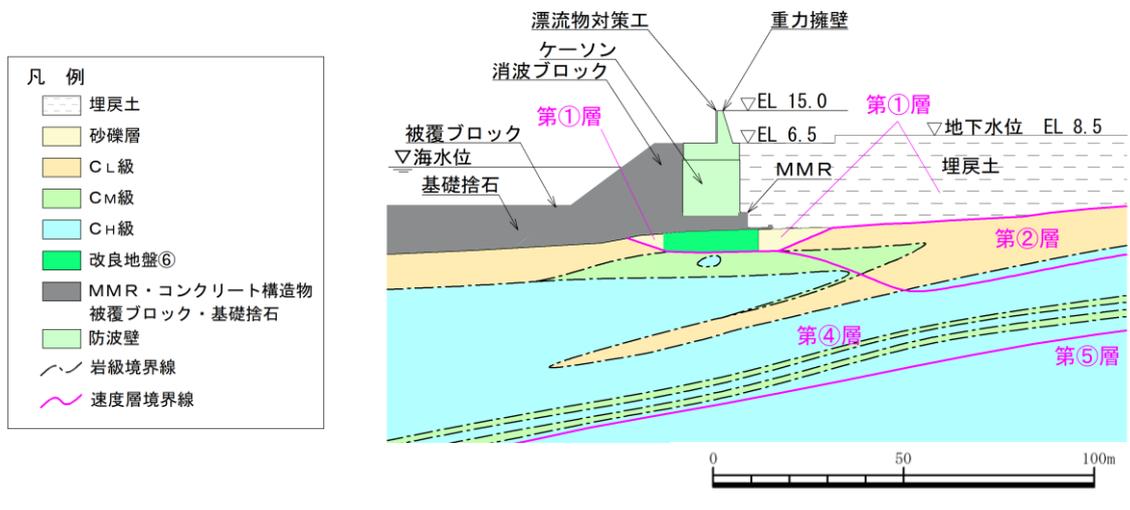


図 4.1.7-3 地質断面図 (②-②断面)

- : 岩盤 (第④速度層)
- : MMR
- : ジョイント要素
- : 埋戻土
- : 海水
- : 地下水面及び海水面
- : 防波壁 (波返重力擁壁)

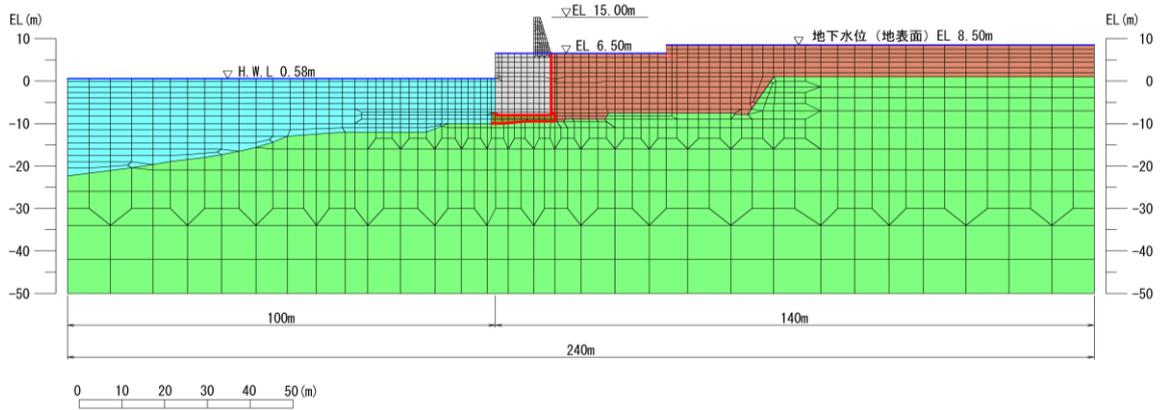


図 4.1.7-4 地震応答解析モデル (③-③断面)

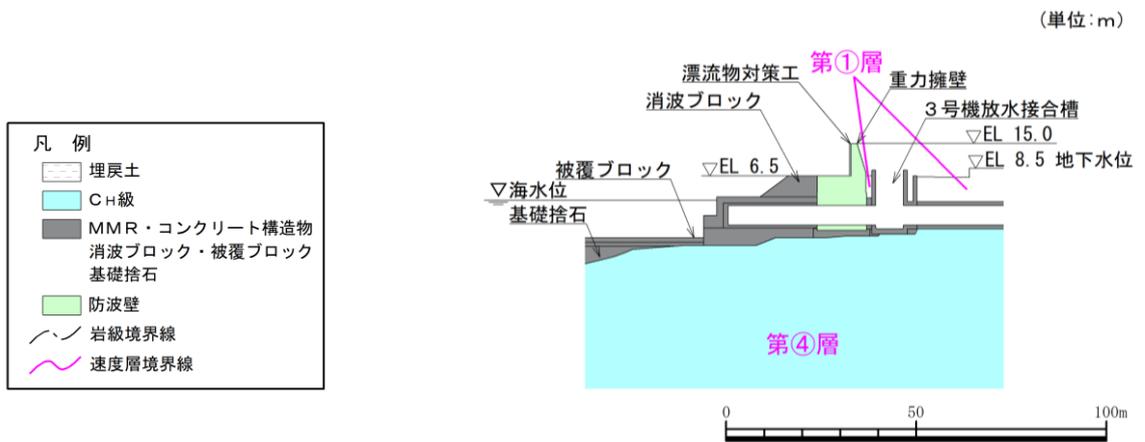


図 4.1.7-5 地質断面図 (③-③断面)

- | | | |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | ■ : ジョイント要素 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : MMR | ■ : 地下水面及び海水面 |

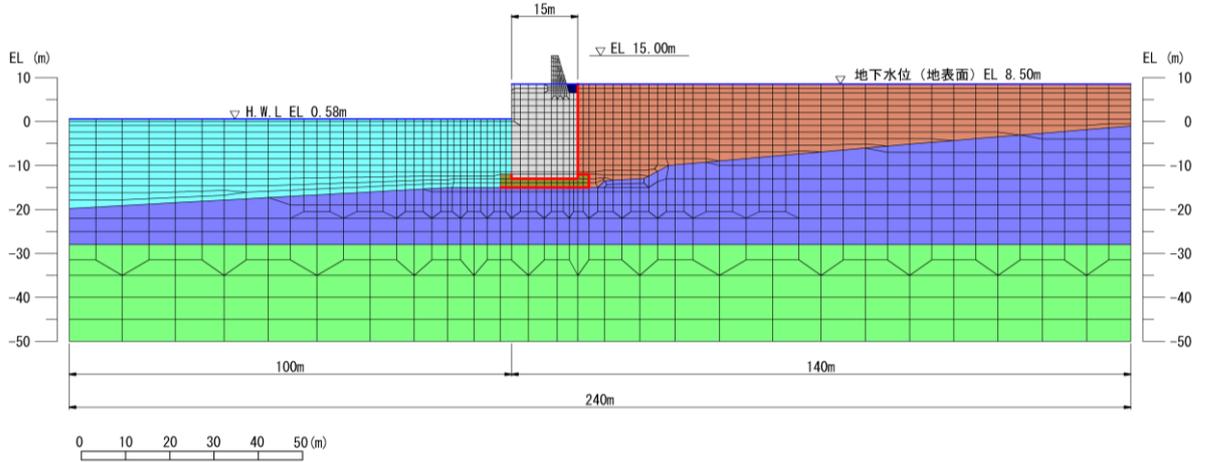


図 4.1.7-6 地震応答解析モデル (④-④断面)

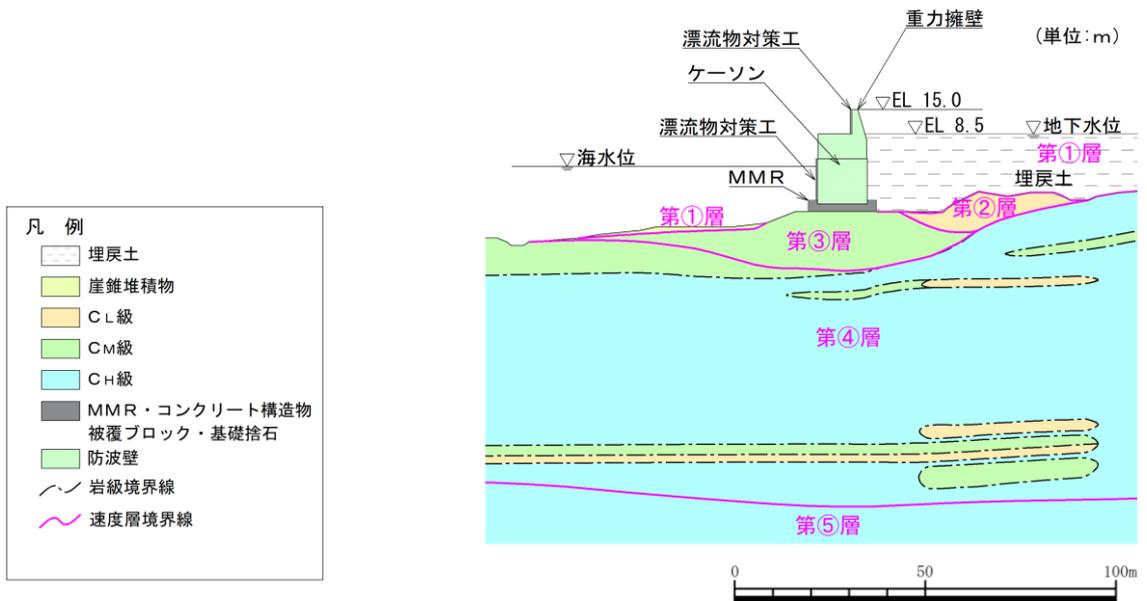


図 4.1.7-7 地質断面図 (④-④断面)

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素
- : 埋戻土
- : 地下水面及び海水面

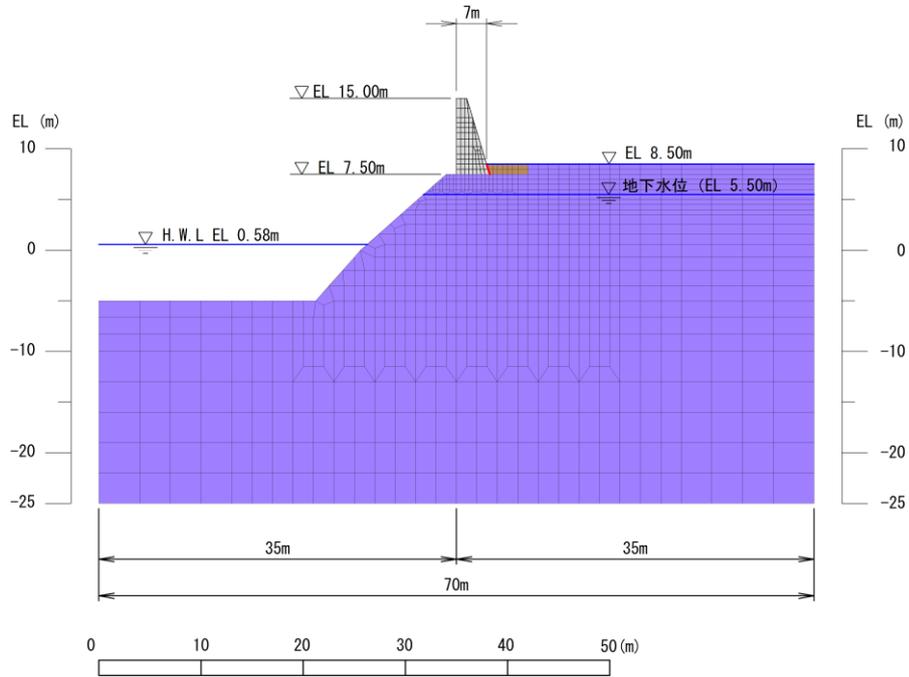


図 4.1.7-8 地震応答解析モデル (⑤-⑤断面)

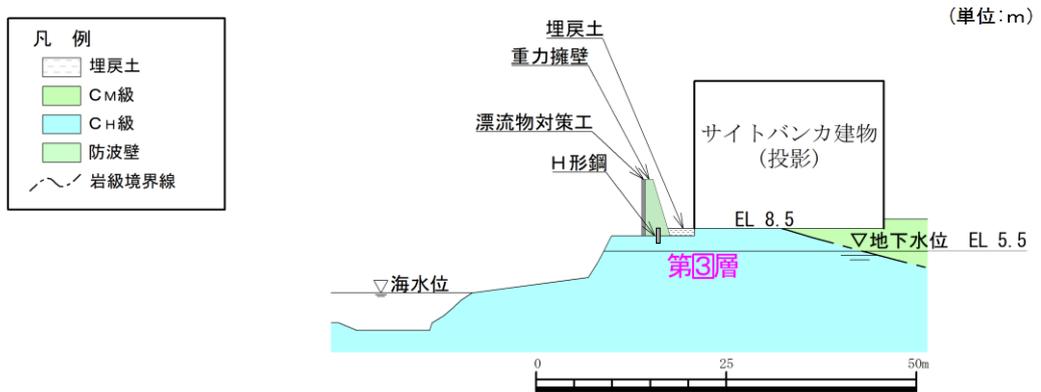


図 4.1.7-9 地質断面図 (⑤-⑤断面)

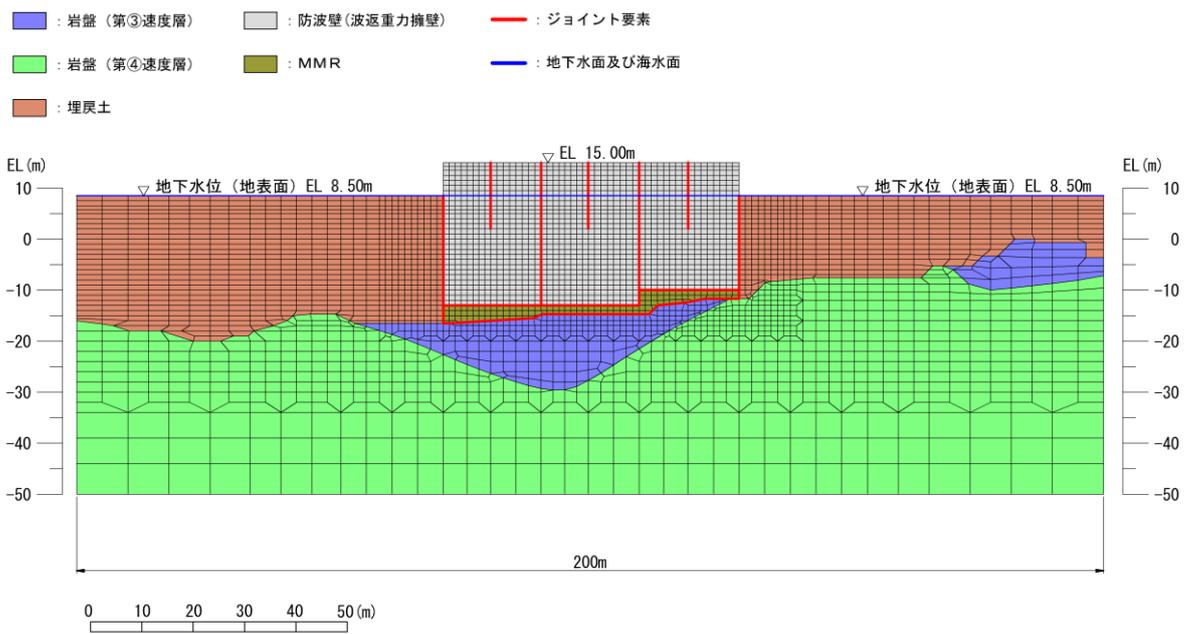


図 4.1.7-10 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

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 4.1.7-11 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

有効応力解析における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。地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.1.7-12 に示す。

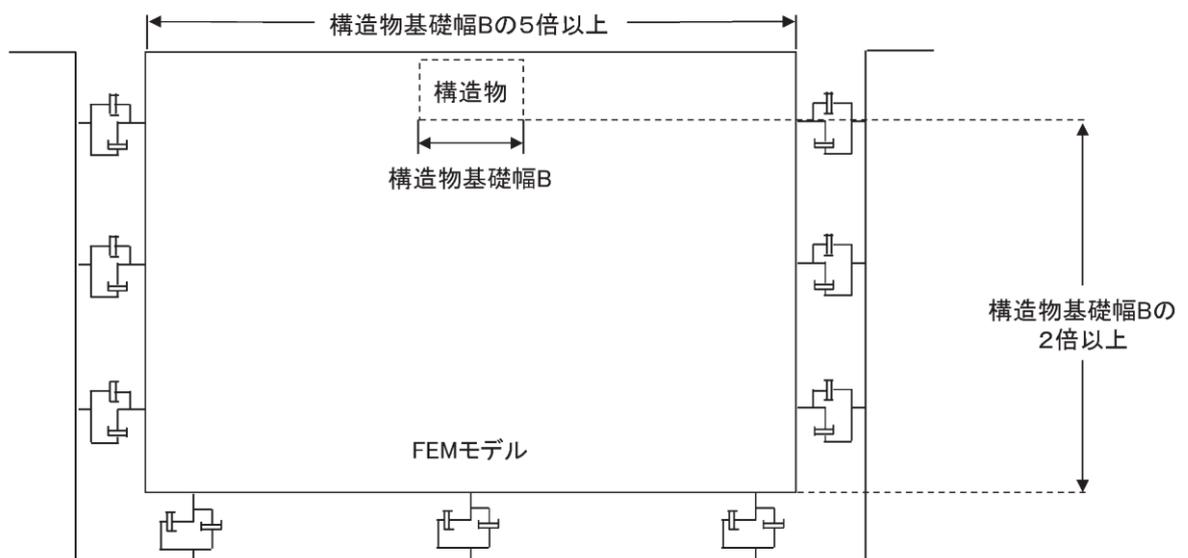


図 4.1.7-11 モデル化範囲の考え方

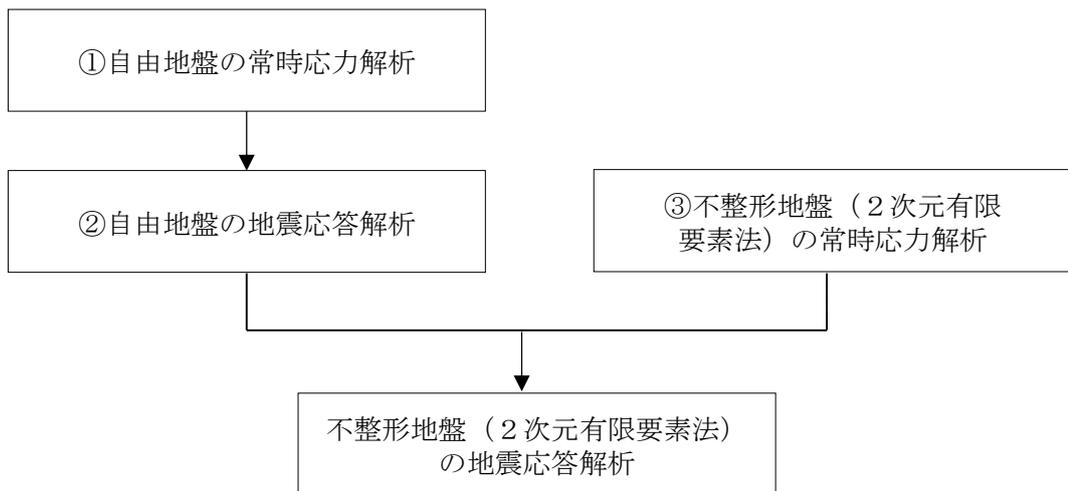


図 4.1.7-12 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー（有効応力解析）

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 4.1.7-13 に示す。

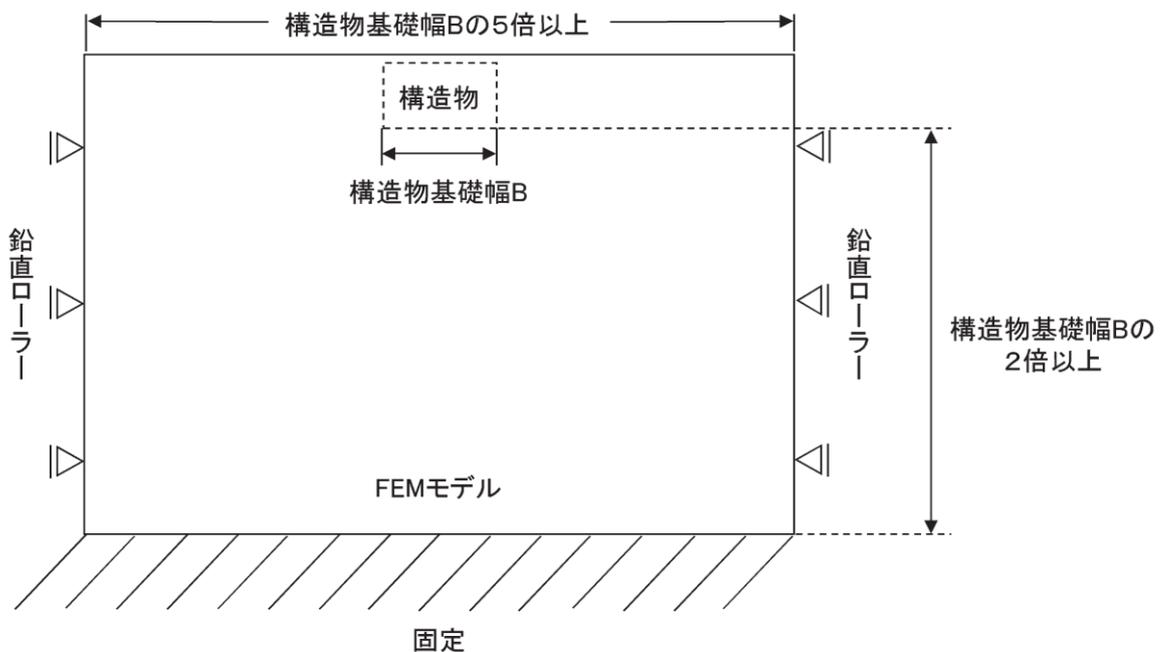


図 4.1.7-13 常時応力解析における境界条件の概念図

(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半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.7-14 に示す。

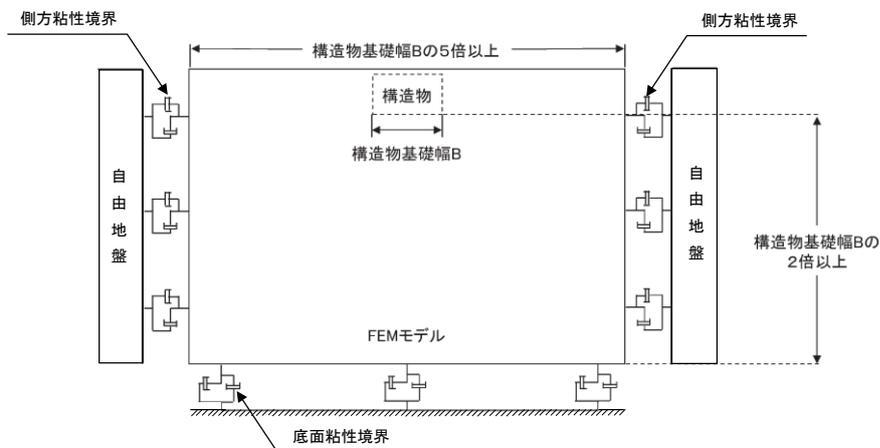


図 4.1.7-14 地震応答解析における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

(a) 重力擁壁

重力擁壁は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。なお、重力擁壁とケーソンについては、「(参考資料 6) ケーソン及び重力擁壁の一体性について」で一体性を確認していることから、一体としてモデル化する。

(b) ケーソン

防波壁（波返重力擁壁）のケーソンは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。ただし、ケーソンは側壁及び隔壁を有する箱型形状であることから、地震応答解析モデルの平面ひずみ要素の設定については、3次元構造解析により側壁及び隔壁の影響を考慮した等価な剛性となるように調整して設定を行う。ケーソンの等価剛性の調整手順を以下に示す。

3次元構造解析モデルのケーソンに水平荷重として単位荷重（100kN/m²）を作用させ、ケーソン上端の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。次に、地震応答解析モデルにおいて、ケーソンに同じ単位荷重を作用させ、ケーソン上端における変位が、3次元構造解析モデルで算定したケーソン上端の水平変位

と等しくなるようにケーソンの弾性係数を設定する。3次元構造解析モデルと地震応答解析モデルの水平変位比較位置を図4.1.7-15に、剛性調整方法を図4.1.7-16に、剛性調整結果を表4.1.7-1に示す。なお、単位荷重を載荷させる3次元構造解析モデル及び地震応答解析モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。

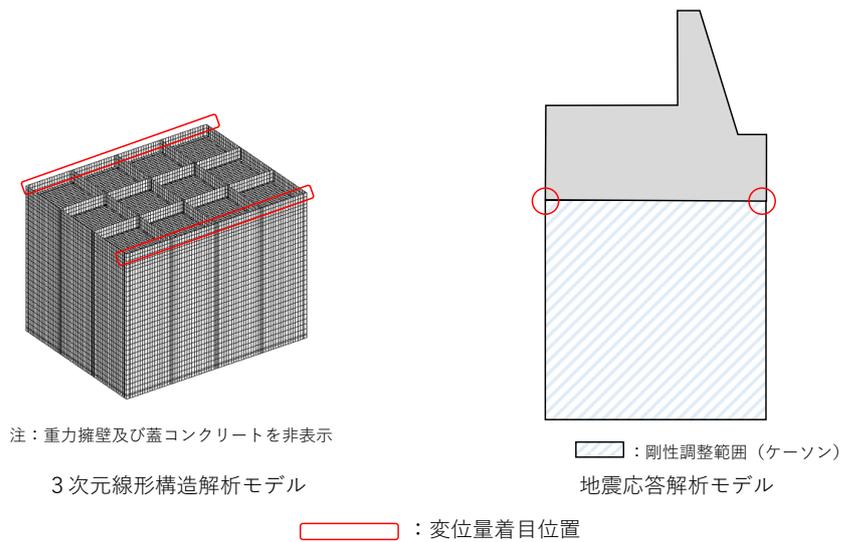


図 4.1.7-15 解析モデル水平変位比較位置図

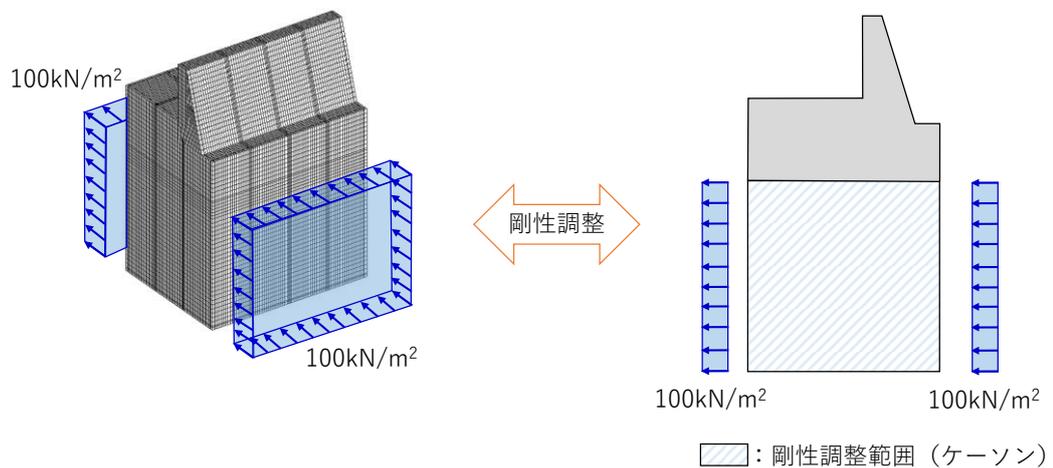


図 4.1.7-16 剛性調整方法図

表 4.1.7-1 剛性調整結果一覧

断面	地震応答解析モデルにおける ケーソン剛性 E (kN/m ²)
②-②断面	1.740×10^7
③-③断面*	1.039×10^7
④-④断面	1.388×10^7

注記* : ③-③断面は貫通部のみ上記の剛性とする。

貫通部以外はコンクリートの剛性 (2.5×10^7 (kN/m²))
を設定する。

(c) H形鋼

⑤-⑤断面の解析モデルにおいて、重力擁壁と岩盤は一体としていることから、H形鋼はモデル化しない。なお、重力擁壁と岩盤の一体性については「(参考資料 8) ⑤-⑤断面の重力擁壁下端の境界条件」で確認している。

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、砂礫層及び改良地盤⑥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、有効応力解析においては、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性は有効応力解析では、双曲線モデル(H-Dモデル)を、全応力解析では双曲線モデル(修正GHEモデル)を用いる。有効応力解析における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。

また、防波壁(波返重力擁壁)の背面に位置する埋戻土(護岸背面)については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(国土交通省港湾局, 2007年版)」(以下「港湾基準」という。)(図4.1.7-17参照)に準拠し、重力擁壁の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は重力擁壁と同じ値を用い、背後の埋戻土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。

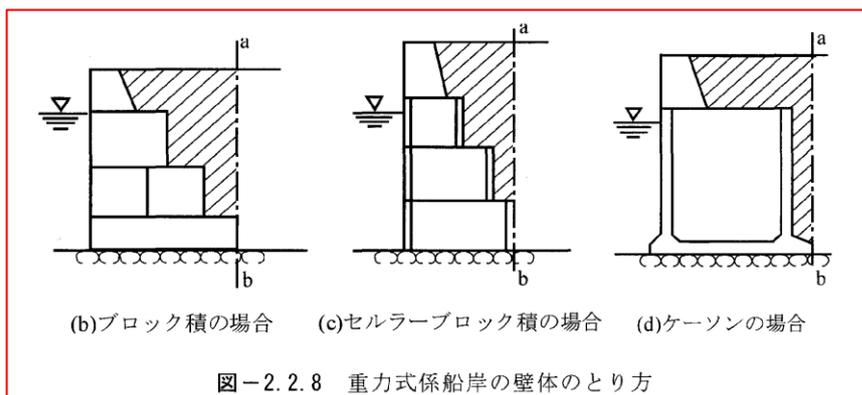


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 4.1.7-17 埋戻土(護岸背面)のモデル化について(「港湾基準」抜粋)

e. ジョイント要素の設定

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

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

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

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾基準」(図 4.1.7-18 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 ϕ は、「港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月)」(以下「港湾構造物設計事例集」という。)(図 4.1.7-19 参照) に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、「港湾基準」(図 4.1.7-20 及び図 4.1.7-21 参照) に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.1.7-2 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.7-22 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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} 、 ζ_i 、 ω 、 γ 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

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

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

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

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

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

(6) 残留水位以下の土圧

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

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

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

図 4.1.7-18 ジョイント要素 (鉛直方向) の物性値の設定根拠
(「港湾基準」抜粋)

よって、

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

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⁸⁾。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⁸⁾。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 τ_f は垂直方向の有効拘束

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

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

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

図 4.1.7-19 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 4.1.7-20 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。

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

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)
- γ_a : 構造解析係数

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

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

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値 P_{Bd} 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 γ_{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。

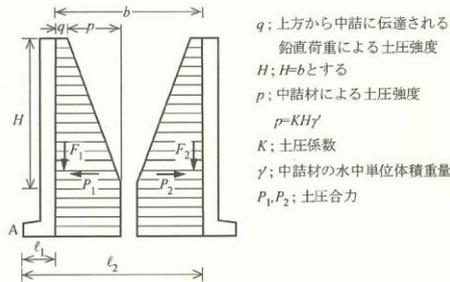


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

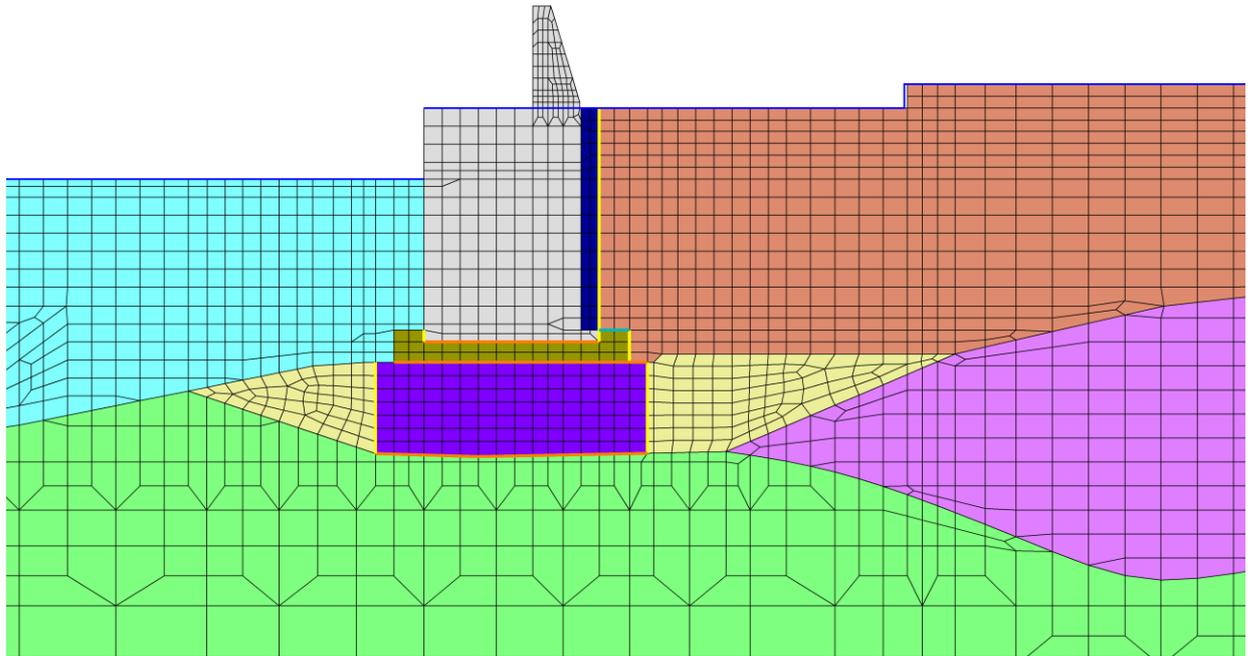
- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.7-21 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる
静止摩擦係数（「港湾基準」抜粋）

表 4.1.7-2 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 ²)	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	埋戻土 (護岸背面)	0	15.00	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定
			MMR			
			防波壁 (波返重力擁壁)			
		防波壁 (波返重力擁壁)	MMR			
	砂礫層	改良地盤⑥				
	境界 2	防波壁 (波返重力擁壁)	埋戻土	0	22.00	構造物と土の接触する埋戻土より、c=0、φ=22°と設定
	境界 3	防波壁 (波返重力擁壁)	防波壁 (波返重力擁壁)	0	0	目地部であるため、保守的にゼロに設定
			MMR			
水平方向	境界 4	MMR	防波壁 (波返重力擁壁)	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(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57°
			改良地盤⑥			
			岩盤 (第③速度層)			
			岩盤 (第④速度層)			
		改良地盤⑥	埋戻土			
	岩盤 (第④速度層)					
	境界 5	埋戻土	MMR	0	30.96	「礫とコンクリート」の静止摩擦係数(μ=0.60)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96°

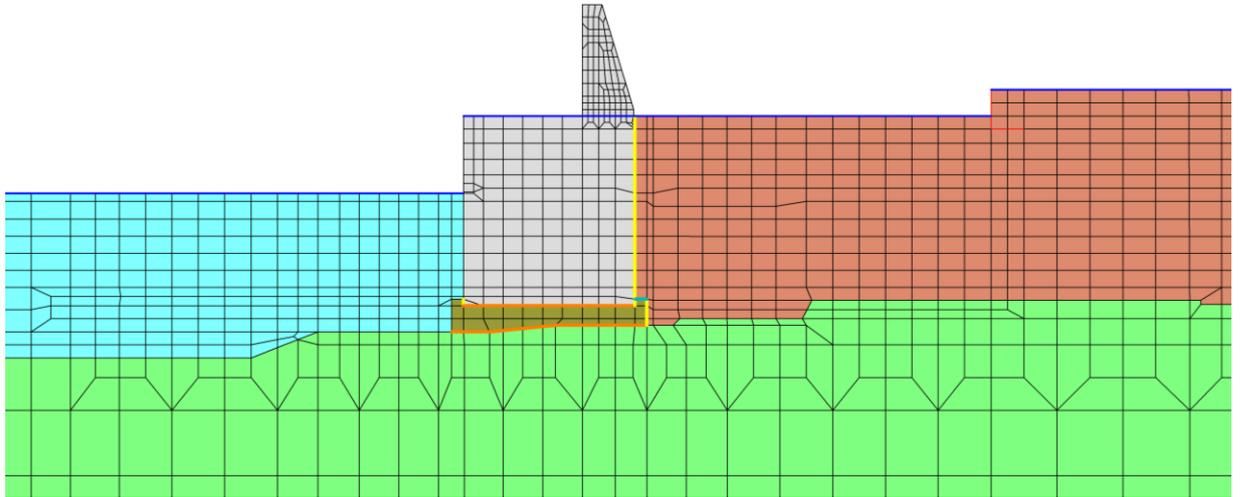
- : 岩盤 (第②速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
 - : 埋戻土 (護岸背面)
- : 海水
 - : MMR
 - : 砂礫層
 - : 改良地盤⑥
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.7-22(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図

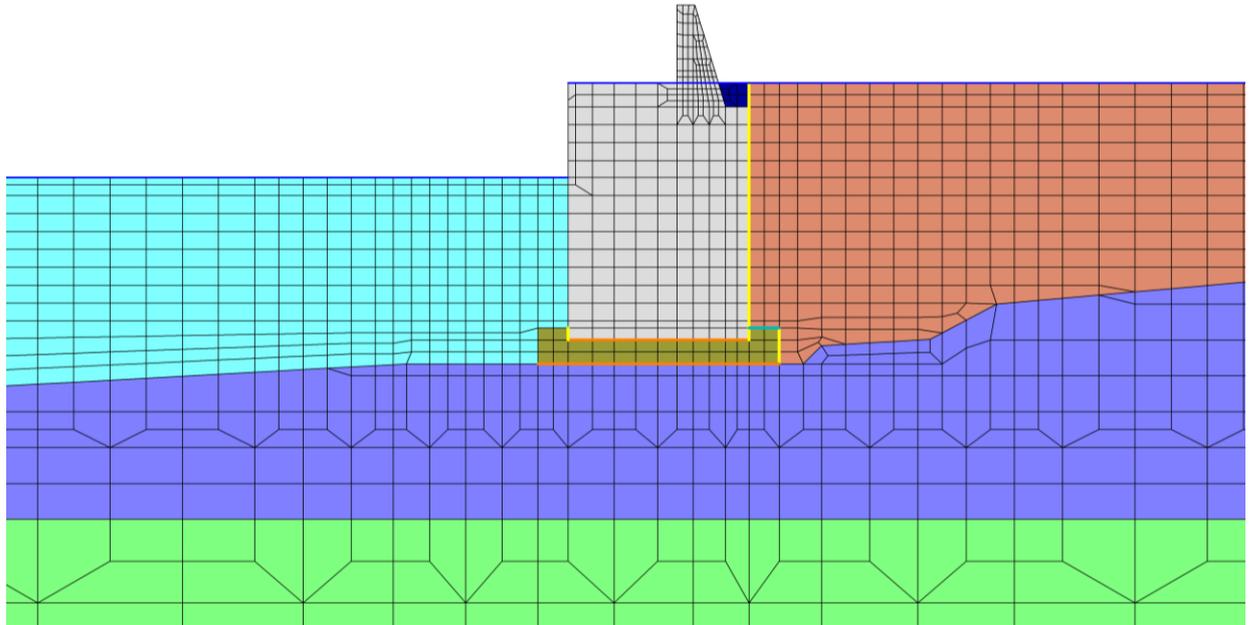
- : 岩盤 (第④速度層)
 - : MMR
 - : 埋戻土
 - : 海水
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.7-22(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図

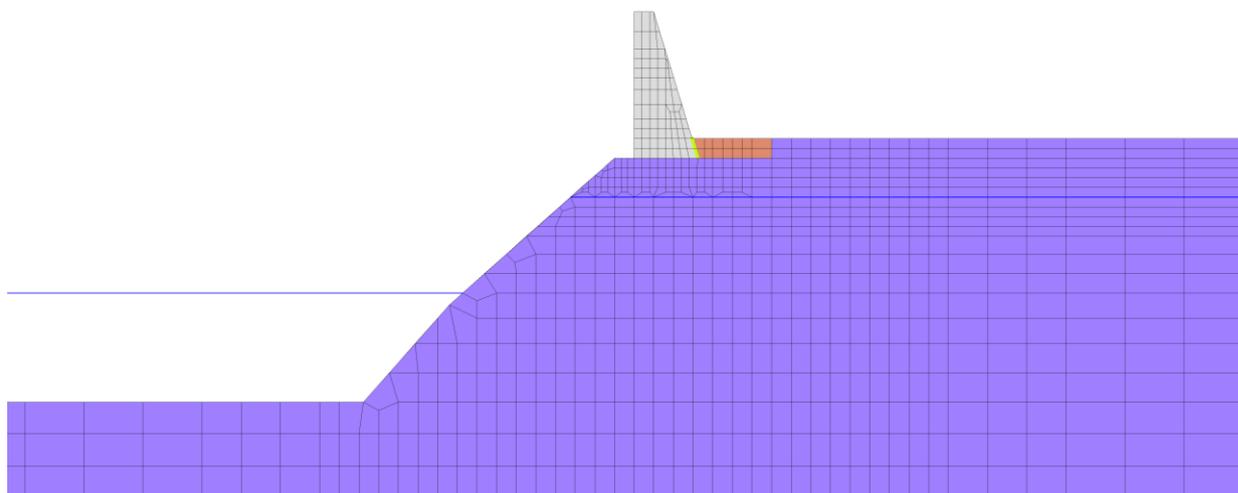
- : 岩盤 (第③速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
 - : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : 埋戻土 (護岸背面)
 - : MMR
 - : 海水
- : ジョイント要素 (境界 1)
 - : ジョイント要素 (境界 4)
 - : ジョイント要素 (境界 5)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.7-22(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

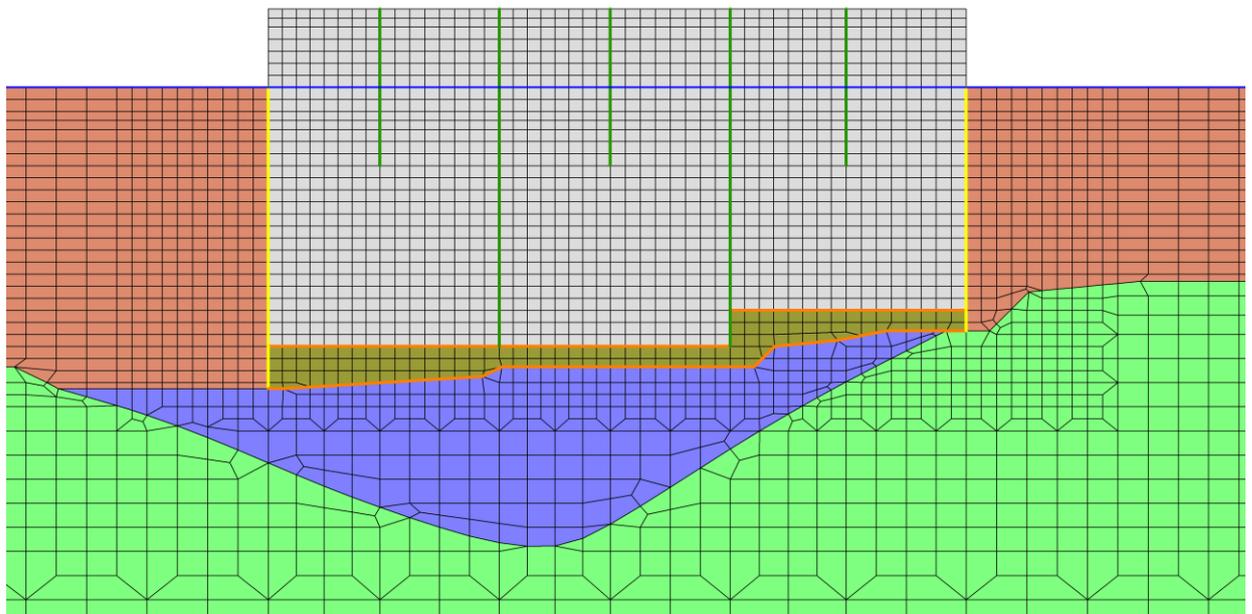
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
- : ジョイント要素 (境界 2)
- : 埋戻土
- : 地下水面及び海水面



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 2	0	22.00

図 4.1.7-22(4) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層)
 - : 岩盤 (第④速度層)
 - : 埋戻土
- : 防波壁 (波返重力擁壁)
 - : MMR
- : 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)
 - : 地下水面及び海水面



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

図 4.1.7-22(5) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、「港湾構造物設計事例集」を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.1.7-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 4.1.7-23 に示す。

表 4.1.7-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^2)	圧縮剛性 k_n (kN/m^2)
境界 1, 2, 4, 5	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 3	0*	1.0×10^6

注記*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

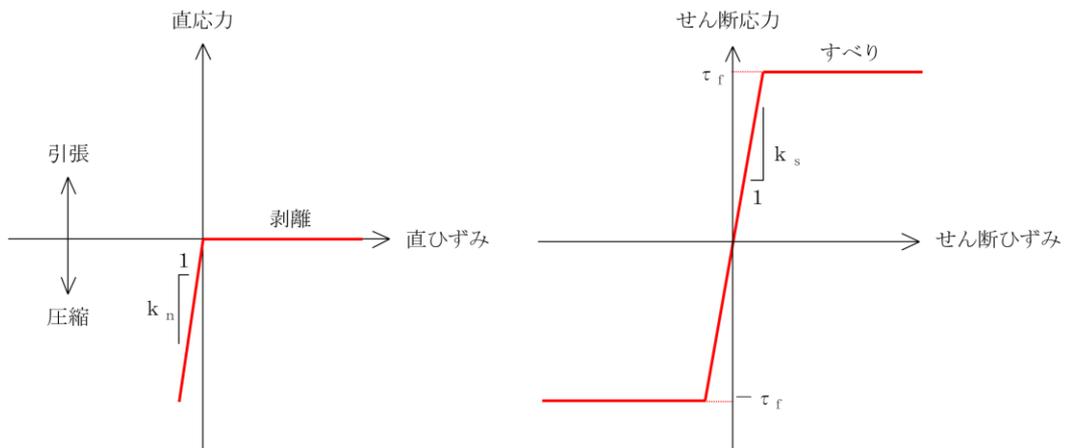


図 4.1.7-23 ジョイント要素の力学特性

(2) 使用材料及び材料の物性値

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

表 4.1.7-4 使用材料

材料		仕様
コンクリート	重力擁壁 (基部コンクリート)	設計基準強度 18.0 N/mm ²
	重力擁壁 (既設部分)	設計基準強度 21.0 N/mm ²
	重力擁壁 (新設部分) ケーソン	設計基準強度 24.0 N/mm ²
鉄筋		SD345
H形鋼		SM490

表 4.1.7-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0 ^{*1}	2.5 × 10 ^{4*} ^{*1}	0.2 ^{*1}
無筋コンクリート	22.6 ^{*2}	2.2 × 10 ^{4*} ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1：コンクリート標準示方書(2002)

*2：港湾基準

(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及び「港湾基準」に基づき設定した物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.1.7-6～表 4.1.7-11 に示す。

表 4.1.7-6 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 ρ^{*1} (g/cm ³)	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}^{*2} (kN/m ²)	154,600	230,700	
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m ²)	98.0	98.0	
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	0.00	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	38.82	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	
	液状化パラメータ*2	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.913

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

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

表 4.1.7-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤⑥）

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.05
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	360,500
	基準平均有効拘束圧 ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	1250
	内部摩擦角 ϕ' (°)	-

表 4.1.7-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，埋戻土（護岸背面））

対象施設		防波壁 (波返重力擁壁)
物理特性	密度 ρ^{*1} (g/cm ³)	2.11 【2.00】
変形特性	ヤング係数 ^{*2} (N/mm ²)	2.5×10^4
	ポアソン比 ν	0.20

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：「港湾基準」を踏まえ，線形の平面ひずみ要素として，ヤング係数 2.5×10^4 N/mm² を設定。

表 4.1.7-9(1) 地盤の解析用物性値
(改良地盤⑥の残留強度及び引張強度)

地盤	残留強度		引張強度 σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤⑥*	0.0	48.80	0.43

注記* : 残留強度及び引張強度は「(参考資料2) 改良地盤⑥の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 4.1.7-9(2) 地盤の解析用物性値
(MMRのせん断強度及び引張強度)

地盤	せん断強度 τ (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)
MMR	4.8	1.91

表 4.1.7-10 地盤の解析用物性値
(全応力解析(1, 2号機エリア))

		岩盤③速度層*
P波速度	V_p (m/s)	3,600
S波速度	V_s (m/s)	1,600
単位体積重量	γ (kN/m ³)	24.5
動ポアソン比	ν_d	0.377
減衰定数	h	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	17,650,000

注記* : ⑤-⑤断面の岩盤の設定に用いる。

表 4.1.7-11 地盤の解析用物性値
(有効応力解析(3号機エリア))

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	V_p (m/s)	1,710	2,270	3,240	3,860
S波速度	V_s (m/s)	620	960	1,520	1,900
単位体積重量	γ (kN/m ³)	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	ν_d	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	h	0.03	0.03	0.03	0.03
弾性係数	E (kN/m ²)	2,601,000	6,188,000	15,690,000	24,860,000

(4) 地下水位

設計地下水位については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 4.1.7-12 に示す。

表 4.1.7-12 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（波返重力擁壁） （②-②断面，③-③断面，④-④断面，⑦-⑦断面）	EL 8.5m*
防波壁（波返重力擁壁） （⑤-⑤断面）	EL 5.5m

注記*：地表面が 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

4.1.8 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）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度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

(1) 重力擁壁

重力擁壁の評価は，曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度，曲げ引張応力度及びせん断力により算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

図 4.1.8-1 に荷重作用方向が海方向の場合の発生断面力イメージ図を示す。発生断面力は重力擁壁下端に集中することから，評価は重力擁壁下端で実施する。重力擁壁下端で発生した応力を基に，重力擁壁の中心位置における軸力 N ，曲げモーメント M ，せん断力 Q を設定する。断面力算定の概念図を図 4.1.8-2 に示す。

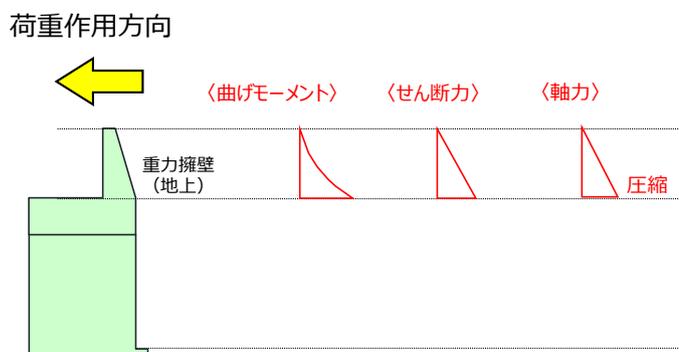


図 4.1.8-1 発生断面力イメージ図

$$\text{軸力} \quad N = \sum (\sigma_{yi} \times l_i)$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \sum (\sigma_{yi} \times l_i \times L_i)$$

$$\text{せん断力} \quad Q = \sum (\tau_{xyi} \times l_i)$$

ここに， σ_{yi} ：重力擁壁下端要素の垂直応力 (kN/m²)

τ_{xyi} ：重力擁壁下端要素のせん断応力 (kN/m²)

l_i ：重力擁壁下端要素の要素幅 (m)

L_i ：重力擁壁下端中心からのアーム長 (m)

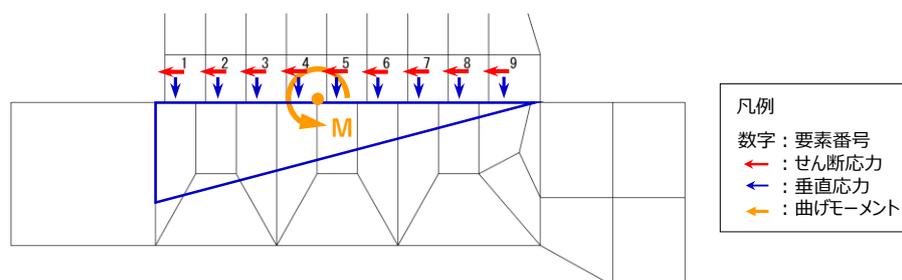


図 4.1.8-2 断面力算定の概念図 (例：②-②断面)

重力擁壁の応力度算定には、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。

a. 曲げ照査

コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

(2) H形鋼

H形鋼は、⑤－⑤断面において、擁壁下端に発生するせん断力から算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

(3) MMR

MMRの評価は、②－②断面、③－③断面及び④－④断面において、すべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率の算定フロー図を図4.1.8-3に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態を基に、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

MMRの想定すべり線を図4.1.8-4に示す。

(4) 改良地盤

改良地盤⑥の評価は、②－②断面において、改良地盤⑥を通るすべり線上のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率の算定フロー図を図4.1.8-3に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態を基に、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

改良地盤⑥の想定すべり線を図4.1.8-5に示す。

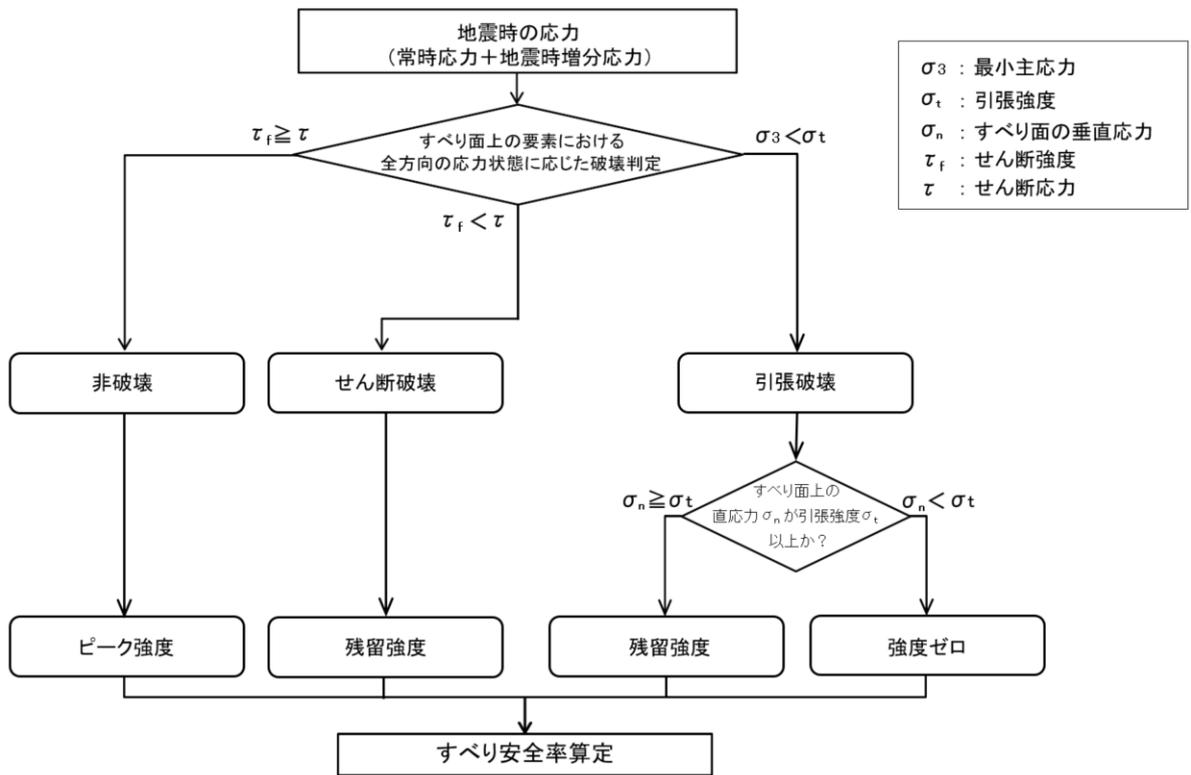


図 4.1.8-3 すべり安全率算定のフロー

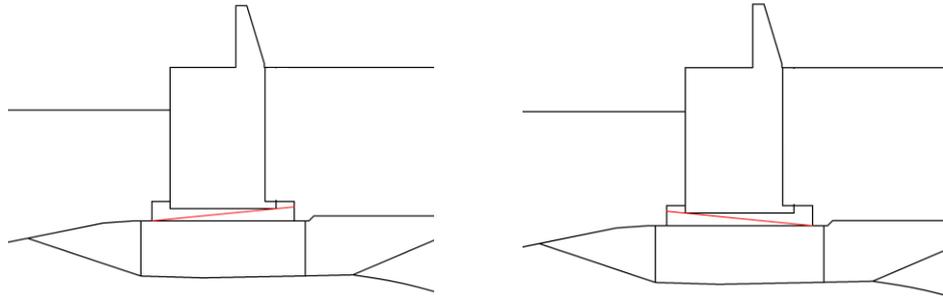


図 4.1.8-4(1) MMRの想定すべり線 (②-②断面)

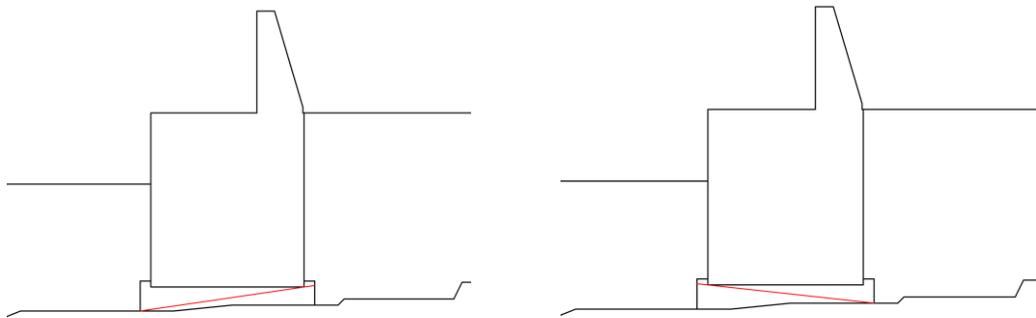


図 4.1.8-4(2) MMRの想定すべり線 (③-③断面)

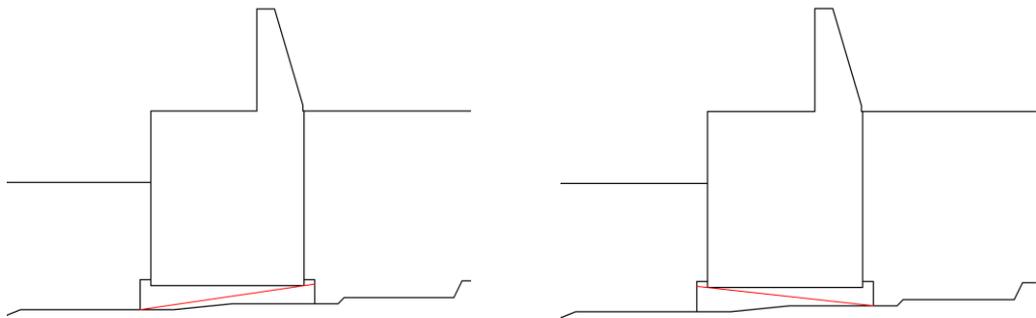


図 4.1.8-4(3) MMRの想定すべり線 (④-④断面)

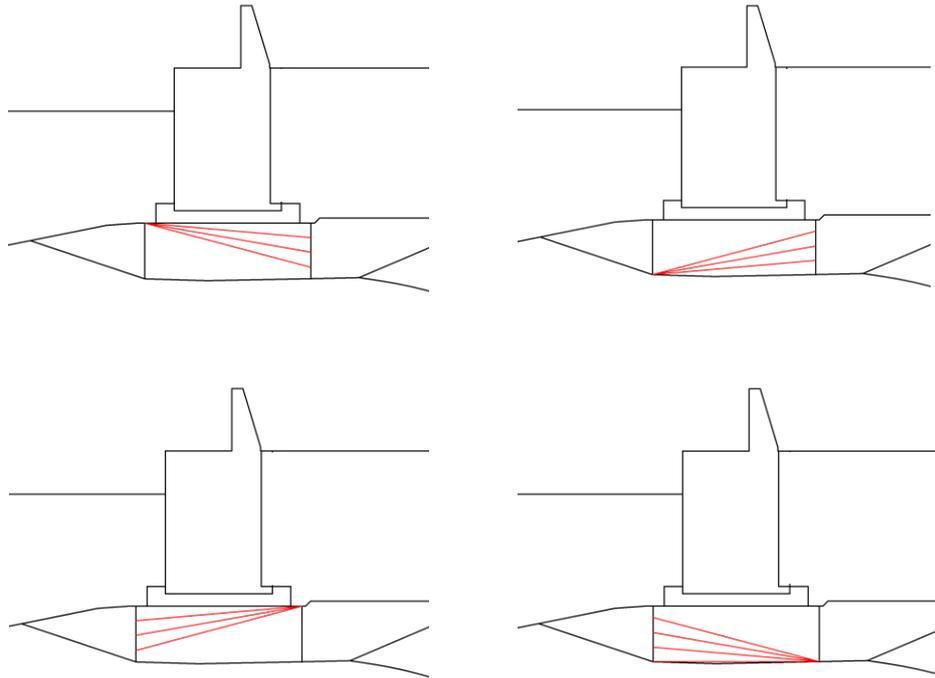


図 4.1.8-5 改良地盤⑥の想定すべり線 (②-②断面)

(5) 止水目地

止水目地（シートジョイント）の地震時の変形性評価について、法線直交方向、法線方向及び深度方向いずれも、防波壁（波返重力擁壁）の地震時の最大変位量が許容限界以下であることを確認する。

x方向（法線直交方向）及びz方向（深度方向）の変位量は、図4.1.8-6に示すとおり、防波壁（波返重力擁壁）天端における地震時の相対変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、時刻歴最大の相対変位量を2倍したものを算定する。

y方向（法線方向）の変位は、隣接する重力擁壁の天端間の相対変位量とする。相対変位の抽出位置を図4.1.8-7に示す。

$$\begin{aligned} \text{x方向（法線直交方向）の地震時の変位量} & \quad \delta x : \delta x = |\delta x(T)| \times 2 \\ \text{y方向（法線方向）の地震時の変位量} & \quad \delta y : \delta y = |\delta y(T)| \\ \text{z方向（深度方向）の地震時の変位量} & \quad \delta z : \delta z = |\delta z(T)| \times 2 \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} \delta x(T) : & \text{x方向（法線直交方向）の地震時の最大相対変位量} \\ \delta y(T) : & \text{y方向（法線方向）の地震時の最大相対変位量} \\ \delta z(T) : & \text{z方向（深度方向）の地震時の最大相対変位量} \end{aligned}$$

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（シートジョイント）の地震時の最大変位量とする。止水目地の変位量の算定方法を表4.1.7-13に示す。

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

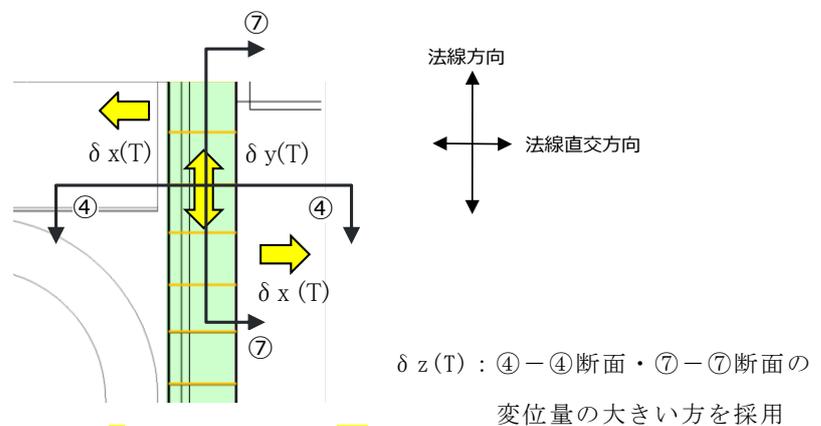


図4.1.8-6 地震時の変位量の概念図

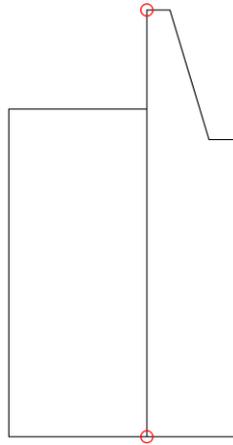


図 4.1.8-7 相対変位抽出位置

表 4.1.7-13 止水目地の変位量の算定方法

	δ_x	δ_z	δ_y
②-②断面	②-②断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	②-②断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	⑦-⑦断面の隣接する重力擁壁の天端間の相対変位量 $\delta_y(T)$
③-③断面	③-③断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	③-③断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	④-④断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_x(T)$ ）の2倍	⑤-⑤断面及び⑦-⑦断面のうち、防波壁（波返重力擁壁）天端の最大相対変位量（ $\delta_z(T)$ ）大きい変位量の2倍	

(6) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、MMR、改良地盤⑥及び防波壁直下に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4.2 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「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、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、2次元有限要素法による重力擁壁の曲げ・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並びに3次元構造解析によるケーソンの曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査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。

2次元有限要素法及び3次元構造解析による照査値が0.5を超える解析ケースのうち、最も厳しい地震動を表4.2.1-1に示す。

表4.2.1-1(1) 照査値が0.5を超える解析ケースのうち最も厳しい地震動

断面	評価項目			
	重力擁壁		H形鋼	基礎地盤
	曲げ	せん断	せん断	
②-②断面	$S_s - D (-+)$ 解析ケース① 0.53 (曲げ引張)	$S_s - D (-+)$ 解析ケース② 0.57	—	$S_s - D (++)$ 解析ケース② 0.72 (改良地盤⑥)
③-③断面	$S_s - N 1 (++)$ 解析ケース① 0.84 (曲げ引張)	$S_s - N 2 (EW)$ (++) 解析ケース① 0.77	—	全地震動において 0.5以下
④-④断面	$S_s - D (-+)$ 解析ケース③ 0.74 (曲げ引張)	$S_s - D (-+)$ 解析ケース③ 0.65	—	全地震動において 0.5以下
⑤-⑤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	全地震動において 0.5以下

表 4.2.1-1(2) 照査値が 0.5 を超える解析ケースのうち最も厳しい地震動

断面	ケース		
	曲げ	せん断 (面外)	せん断 (面内)
②-②断面	S _s -N1 (++) 解析ケース② 0.68 (曲げ引張)	全地震動において 0.5 以下	S _s -D (++) 解析ケース① 0.53
③-③断面	S _s -N1 (-+) 解析ケース① 0.95* ¹ (曲げ引張)	S _s -N1 (-+) 解析ケース③ 1.07* ¹ 【0.65】* ²	S _s -N1 (-+) 解析ケース③ 1.22 (0.27)* ³
④-④断面	S _s -N1 (-+) 解析ケース② 0.65 (曲げ引張)	S _s -N1 (-+) 解析ケース② 0.69	S _s -N1 (-+) 解析ケース② 0.81
⑤-⑤断面	—	—	—

注記*1：応力度の平均化実施後の照査値を示す。

*2：括弧内【 】は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1999年）」（以下「RC規準（1999）」という。）に基づき，短期許容せん断応力度 1.11 (N/mm²) を許容値とした場合の照査値を示す。

*3：括弧内（ ）は，3次元非線形構造解析による照査値を示す。

4.2.1 解析ケースと照査値

(1) 重力擁壁の曲げ照査

表 4.2.1-2 及び表 4.2.1-3 に重力擁壁における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1-2(1) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する
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		コンクリートの曲げ圧縮応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.24	0.23	0.23
	(-+)	0.29	0.26	0.29
	(+-)	0.26		
	(--)	0.26		
S _s -F1	(++)	0.18		
S _s -F2	(++)	0.19		
S _s -N1	(++)	0.27	0.26	0.27
	(-+)	0.18		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.25		
	(-+)	0.19		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.23		
	(-+)	0.21		

表 4.2.1-2(2) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する
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		コンクリートの曲げ圧縮応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.34		
	(-+)	0.31		
	(+-)	0.36		
	(--)	0.36		
S _s -F1	(++)	0.20		
S _s -F2	(++)	0.25		
S _s -N1	(++)	0.45	0.45	0.45
	(-+)	0.41	0.41	0.40
S _s -N2 (NS)	(++)	0.25		
	(-+)	0.19		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.38	0.38	0.38
	(-+)	0.32		

表 4.2.1-2(3) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における実施ケースと照査値
(④-④断面)

地震動 \ 解析ケース		コンクリートの曲げ圧縮応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.22		
	(-+)	0.19	0.36	0.36
	(+-)	0.32		
	(--)	0.27		
S _s -F1	(++)	0.16		
S _s -F2	(++)	0.20		
S _s -N1	(++)	0.23		
	(-+)	0.27	0.28	0.27
S _s -N2 (NS)	(++)	0.15		
	(-+)	0.17		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.21		
	(-+)	0.18		

表 4.2.1-2(4) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する
照査における実施ケースと照査値
(⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		コンクリートの曲げ圧縮応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.28	0.28	0.28
	(-+)	0.26		
	(+-)	0.28		
	(--)	0.26		
S _s -F1	(++)	0.26		
S _s -F2	(++)	0.21		
S _s -N1	(++)	0.14		
	(-+)	0.23		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.26		
	(-+)	0.21		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.21		
	(-+)	0.28		

表 4.2.1-3(1) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に対する
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		鉄筋の曲げ引張応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.44	0.43	0.42
	(-+)	0.53	0.46	0.52
	(+-)	0.46		
	(--)	0.41		
S _s -F1	(++)	0.29		
S _s -F2	(++)	0.36		
S _s -N1	(++)	0.42	0.42	0.42
	(-+)	0.23		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.45		
	(-+)	0.23		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.32		
	(-+)	0.34		

0.53 : 解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊に対する
評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-3(2) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に対する
照査における実施ケースと照査値

(③-③断面)

地震動		鉄筋の曲げ引張応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.59		
	(-+)	0.60		
	(+-)	0.64		
	(--)	0.68		
S _s -F1	(++)	0.34		
S _s -F2	(++)	0.43		
S _s -N1	(++)	0.84	0.83	0.84
	(-+)	0.78	0.79	0.78
S _s -N2 (NS)	(++)	0.48		
	(-+)	0.26		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.75	0.75	0.74
	(-+)	0.60		

0.84 : 解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊に対する
評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-3(3) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に対する
照査における実施ケースと照査値

(④-④断面)

地震動 \ 解析ケース		鉄筋の曲げ引張応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.32		
	(-+)	0.74	0.63	0.74
	(+-)	0.57		
	(--)	0.48		
S _s -F1	(++)	0.23		
S _s -F2	(++)	0.31		
S _s -N1	(++)	0.37		
	(-+)	0.45	0.48	0.44
S _s -N2 (NS)	(++)	0.15		
	(-+)	0.25		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.34		
	(-+)	0.31		

0.74 : 解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊に対する
評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-3(4) 重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査に対する
照査における実施ケースと照査値

(⑤-⑤断面)

地震動		鉄筋の曲げ引張応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.50	0.50	0.50
	(-+)	0.42		
	(+-)	0.49		
	(--)	0.39		
S _s -F1	(++)	0.42		
S _s -F2	(++)	0.28		
S _s -N1	(++)	0.14		
	(-+)	0.32		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.40		
	(-+)	0.29		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.29		
	(-+)	0.46		

(2) 重力擁壁のせん断照査

表 4.2.1-4 に重力擁壁におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1-4(1) 重力擁壁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		コンクリートのせん断応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.39	0.39	0.40
	(-+)	0.54	0.57	0.56
	(+-)	0.42		
	(--)	0.54		
S _s -F1	(++)	0.36		
S _s -F2	(++)	0.48		
S _s -N1	(++)	0.55	0.56	0.54
	(-+)	0.28		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.41		
	(-+)	0.34		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.32		
	(-+)	0.33		

0.55 : 解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-4(2) 重力擁壁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		コンクリートのせん断応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S s - D	(++)	0.56		
	(-+)	0.75		
	(+-)	0.71		
	(--)	0.76		
S s - F 1	(++)	0.37		
S s - F 2	(++)	0.46		
S s - N 1	(++)	0.73	0.72	0.72
	(-+)	0.64	0.65	0.65
S s - N 2 (NS)	(++)	0.39		
	(-+)	0.44		
S s - N 2 (EW)	(++)	0.77	0.74	0.74
	(-+)	0.49		

0.77 : 解析ケース①において、せん断破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-4(3) 重力擁壁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)

地震動 \ 解析ケース		コンクリートのせん断応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.44		
	(-+)	0.65	0.64	0.65
	(+-)	0.52		
	(--)	0.41		
S _s -F1	(++)	0.24		
S _s -F2	(++)	0.38		
S _s -N1	(++)	0.53		
	(-+)	0.43	0.44	0.43
S _s -N2 (NS)	(++)	0.31		
	(-+)	0.29		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.43		
	(-+)	0.33		

0.65 : 解析ケース①において、せん断破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-4(4) 重力擁壁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
(⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		コンクリートのせん断応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.43	0.43	0.43
	(-+)	0.42		
	(+-)	0.43		
	(--)	0.42		
S _s -F1	(++)	0.37		
S _s -F2	(++)	0.27		
S _s -N1	(++)	0.27		
	(-+)	0.31		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.32		
	(-+)	0.28		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.31		
	(-+)	0.35		

(3) H形鋼のせん断照査

表 4.2.1-5 に H形鋼のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1-5 H形鋼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
(⑤-⑤断面)

地震動 解析ケース		H形鋼のせん断応力度 に対する照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.37	0.37	0.37
	(-+)	0.36		
	(+-)	0.37		
	(--)	0.37		
S _s -F1	(++)	0.32		
S _s -F2	(++)	0.24		
S _s -N1	(++)	0.23		
	(-+)	0.27		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.28		
	(-+)	0.24		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.27		
	(-+)	0.31		

(4) MMRのすべり安全率による評価

表 4.2.1-6 に MMRのすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率を示す。

表 4.2.1-6(1) MMRのすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率
(②-②断面)

地震動 \ 解析ケース		MMRのすべりに対する安全率		
		①	②	③
S _s -D	(++)	7.62	7.48	7.60
	(-+)	9.47	10.05	8.59
	(+-)	9.74		
	(--)	8.56		
S _s -F1	(++)	15.13		
S _s -F2	(++)	15.88		
S _s -N1	(++)	11.40	11.48	12.38
	(-+)	8.68		
S _s -N2 (NS)	(++)	17.54		
	(-+)	15.40		
S _s -N2 (EW)	(++)	13.78		
	(-+)	17.45		

表 4.2.1-6(2) MMR のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率
(③-③断面)

地震動 \ 解析ケース		MMR のすべりに対する安全率		
		①	②	③
S _s -D	(++)	11.78		
	(-+)	12.10		
	(+-)	9.39		
	(--)	11.25		
S _s -F1	(++)	19.69		
S _s -F2	(++)	11.95		
S _s -N1	(++)	8.59	8.48	8.96
	(-+)	12.34	12.36	12.34
S _s -N2 (NS)	(++)	16.13		
	(-+)	15.87		
S _s -N2 (EW)	(++)	8.68		
	(-+)	12.76		

表 4.2.1-6(3) MMR のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率

(④-④断面)

地震動 \ 解析ケース		MMR のすべりに対する安全率		
		①	②	③
S _s -D	(++)	9.46		
	(-+)	8.25	8.23	8.31
	(+-)	8.96		
	(--)	7.53		
S _s -F1	(++)	12.43		
S _s -F2	(++)	11.20		
S _s -N1	(++)	13.35		
	(-+)	7.32	7.30	7.34
S _s -N2 (NS)	(++)	15.67		
	(-+)	13.78		
S _s -N2 (EW)	(++)	13.52		
	(-+)	15.05		

(5) 改良地盤⑥のすべり安全率による評価

表 4.2.1-7 に改良地盤⑥のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率を表 4.2.1-7 に示す。

表 4.2.1-7 改良地盤⑥のすべり安全率による評価の実施ケースとすべり安全率
(②-②断面)

地震動		解析ケース		
		改良地盤のすべりに対する安全率		
		①	②	③
S _s -D	(++)	2.59	3.07	2.84
	(-+)	2.63	2.37	2.62
	(+-)	2.57		
	(--)	2.05		
S _s -F1	(++)	3.50		
S _s -F2	(++)	3.76		
S _s -N1	(++)	2.93	3.03	2.92
	(-+)	2.86		
S _s -N2 (NS)	(++)	3.87		
	(-+)	3.74		
S _s -N2 (EW)	(++)	3.67		
	(-+)	3.96		

(6) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.2.1-8 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2.1-8(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
(②-②断面, MMR)

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 _s -D	(++)	0.10	0.08	0.08
	(-+)	0.11	0.10	0.10
	(+-)	0.12		
	(--)	0.09		
S _s -F1	(++)	0.06		
S _s -F2	(++)	0.09		
S _s -N1	(++)	0.11	0.11	0.11
	(-+)	0.07		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.05		
	(-+)	0.05		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.06		
	(-+)	0.05		

表 4.2.1-8(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
 (②-②断面, 改良地盤⑥)

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 _s -D	(++)	0.71	0.72	0.72
	(-+)	0.67	0.61	0.64
	(+-)	0.69		
	(--)	0.70		
S _s -F1	(++)	0.35		
S _s -F2	(++)	0.35		
S _s -N1	(++)	0.29	0.29	0.29
	(-+)	0.47		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.40		
	(-+)	0.41		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.44		
	(-+)	0.46		

0.71 : 解析ケース①において、基礎地盤の支持性能に対する
 評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値

表 4.2.1-8(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
 (②-②断面, 岩盤)

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 _s -D	(++)	0.20	0.19	0.19
	(-+)	0.18	0.18	0.19
	(+-)	0.18		
	(--)	0.21		
S _s -F1	(++)	0.17		
S _s -F2	(++)	0.12		
S _s -N1	(++)	0.15	0.15	0.15
	(-+)	0.18		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.13		
	(-+)	0.12		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.17		
	(-+)	0.13		

表 4.2.1-8(4) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
(③-③断面, MMR)

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 _s -D	(++)	0.06		
	(-+)	0.04		
	(+-)	0.05		
	(--)	0.05		
S _s -F1	(++)	0.04		
S _s -F2	(++)	0.05		
S _s -N1	(++)	0.08	0.08	0.08
	(-+)	0.05	0.05	0.05
S _s -N2 (NS)	(++)	0.04		
	(-+)	0.03		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.06	0.06	0.06
	(-+)	0.04		

表 4.2.1-8(5) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
 (③-③断面, 岩盤)

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 _s -D	(++)	0.28		
	(-+)	0.19		
	(+-)	0.26		
	(--)	0.24		
S _s -F1	(++)	0.13		
S _s -F2	(++)	0.20		
S _s -N1	(++)	0.24	0.24	0.24
	(-+)	0.29	0.29	0.29
S _s -N2 (NS)	(++)	0.17		
	(-+)	0.15		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.22	0.22	0.22
	(-+)	0.18		

表 4.2.1-8(6) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値

(④-④断面, MMR)

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 _s -D	(++)	0.08		
	(-+)	0.12	0.12	0.12
	(+-)	0.08		
	(--)	0.09		
S _s -F1	(++)	0.04		
S _s -F2	(++)	0.06		
S _s -N1	(++)	0.09		
	(-+)	0.09	0.09	0.08
S _s -N2 (NS)	(++)	0.05		
	(-+)	0.06		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.06		
	(-+)	0.07		

表 4.2.1-8(7) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
 (④-④断面, 岩盤)

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 _s -D	(++)	0.23		
	(-+)	0.24	0.25	0.24
	(+-)	0.24		
	(--)	0.30		
S _s -F1	(++)	0.16		
S _s -F2	(++)	0.17		
S _s -N1	(++)	0.18		
	(-+)	0.29	0.24	0.24
S _s -N2 (NS)	(++)	0.14		
	(-+)	0.14		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.15		
	(-+)	0.16		

表 4.2.1-8(8) 基礎地盤の支持性能に対する照査における実施ケースと照査値
 (⑤-⑤断面, 岩盤)

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 _s -D	(++)	0.20	0.20	0.20
	(-+)	0.19		
	(+-)	0.20		
	(--)	0.19		
S _s -F1	(++)	0.19		
S _s -F2	(++)	0.16		
S _s -N1	(++)	0.13		
	(-+)	0.17		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.19		
	(-+)	0.16		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.16		
	(-+)	0.20		

4.2.2 重力擁壁の曲げ照査

重力擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち、コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-1 に、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-2 に示す。

表 4.2.2-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	①	5491	1367	3.9	13.5	0.29

表 4.2.2-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - N 1 (++)	①	8700	1979	6.0	13.5	0.45

表 4.2.2-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	③	5409	1266	4.8	13.5	0.36

表 4.2.2-1(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (+-)	①	3848	1249	3.7	13.5	0.28

表 4.2.2-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	①	5491	1367	155.2	294	0.53

表 4.2.2-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - N 1 (++)	①	8700	1979	244.6	294	0.84

表 4.2.2-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(④-④断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	③	5409	1266	216.5	294	0.74

表 4.2.2-2(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (++)	③	3837	1196	145.0	294	0.50

4.2.3 重力擁壁のせん断照査

重力擁壁のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.3-1 に示す。

表 4.2.3-1(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)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	②	1089	0.36	0.64	0.57

表 4.2.3-1(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)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - N 2 (EW) (++)	①	1470	0.49	0.64	0.77

表 4.2.3-1(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)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	③	1249	0.44	0.67	0.65

表 4.2.3-1(4) 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
(⑤-⑤断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c/τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (++)	③	770	0.29	0.67	0.38

4.2.4 過剰間隙水圧分布

地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、重力擁壁、ケーソン及び基礎地盤の照査値のうち 0.5 を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースを表 4.2.4-1 に、最大の照査値を示す解析ケースにおける地震応答解析の過剰間隙水圧比の最大値分布図を図 4.2.4-1 に示す。

表 4.2.4-1(1) 最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目			
	重力擁壁			基礎地盤
	曲げ	せん断	H形鋼	
②-②断面	S s - D (-+) 解析ケース① 0.53 (曲げ引張)	S s - D (-+) 解析ケース② 0.57	-	S s - D (++) 解析ケース② 0.72
③-③断面	S s - N 1 (++) 解析ケース① 0.84 (曲げ引張)	S s - N 2 (EW) (++) 解析ケース① 0.77	-	全地震動において 0.5 以下
④-④断面	S s - D (-+) 解析ケース③ 0.74 (曲げ引張)	S s - D (-+) 解析ケース③ 0.65	-	全地震動において 0.5 以下

表 4.2.4-1(2) 最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	ケース		
	曲げ	せん断 (面外)	せん断 (面内)
②-②断面	S _s -N ₁ (++) 解析ケース② 0.68 (曲げ引張)	全地震動において 0.5以下	S _s -D(++) 解析ケース① 0.53
③-③断面	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース① 0.95* ¹ (曲げ引張)	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース③ 1.07* ¹ 【0.65】* ²	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース③ 1.22 (0.27)* ³
④-④断面	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.65 (曲げ引張)	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.69	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.81

注記*1：応力度の平均化実施後の照査値を示す。

*2：括弧内【 】は「RC規準（1999年）」に基づき，短期許容せん断応力度
1.11(N/mm²)を許容値とした場合の照査値を示す。

*3：括弧内()は，3次元非線形構造解析による照査値を示す。

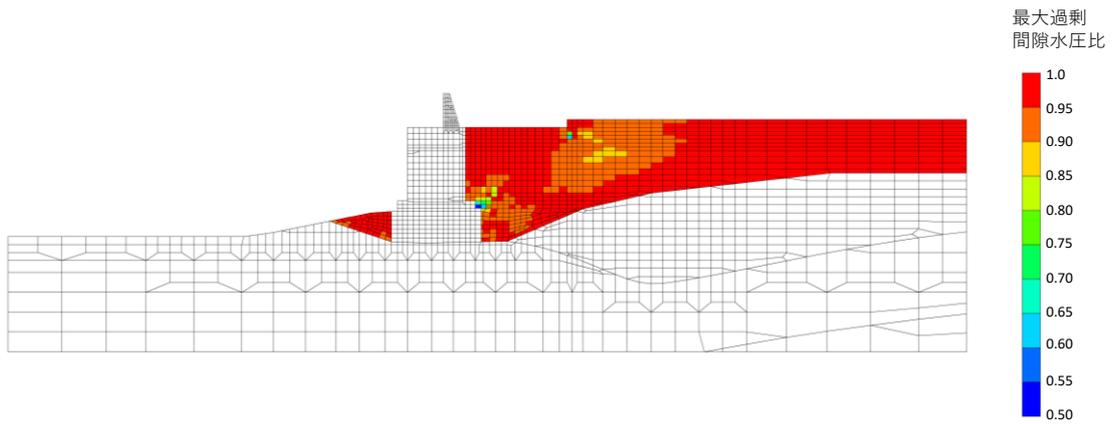


図 4.2.4-1(1) ②-②断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D(++)$)

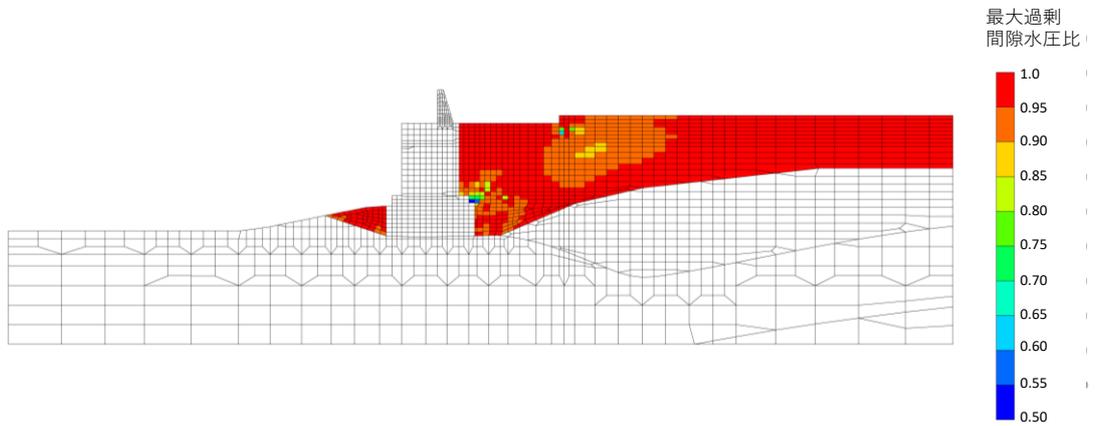


図 4.2.4-1(2) ②-②断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - D(++)$)

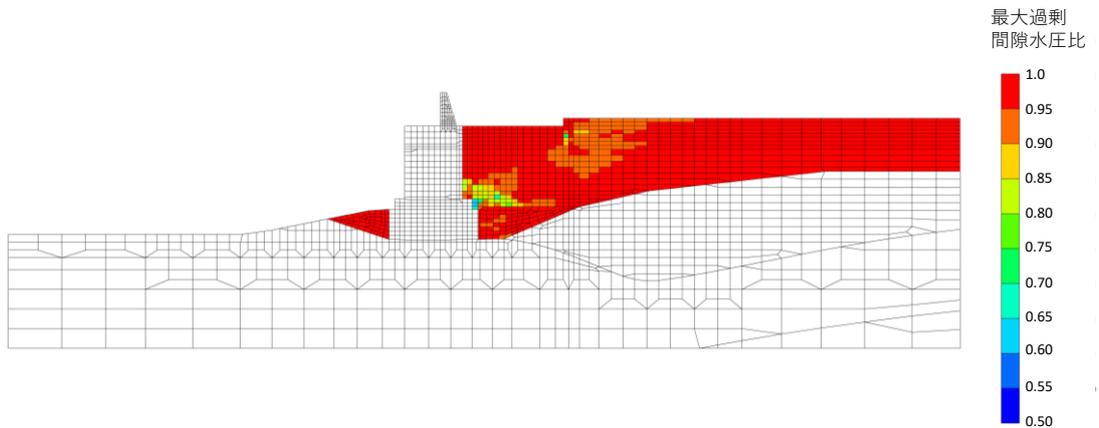


図 4.2.4-1(3) ②-②断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D(-+)$)

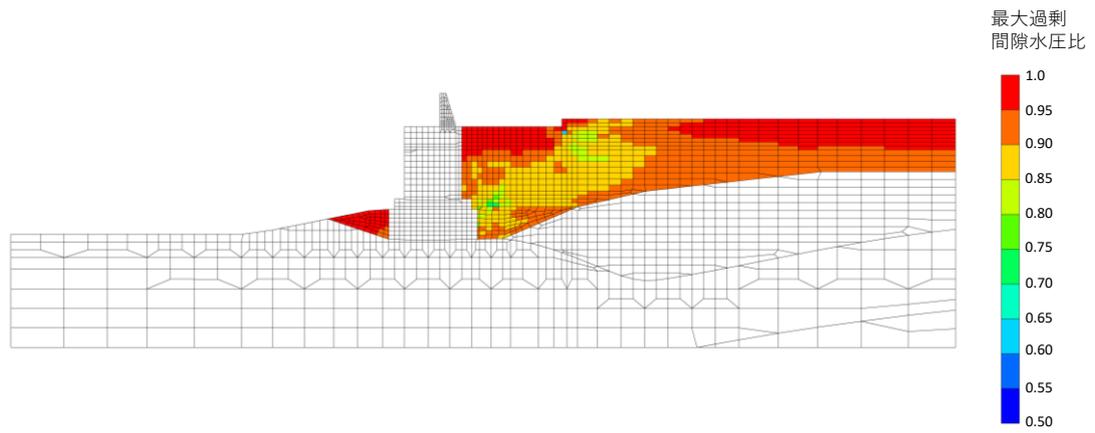


図 4.2.4-1(4) ②-②断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - N1$ (++))

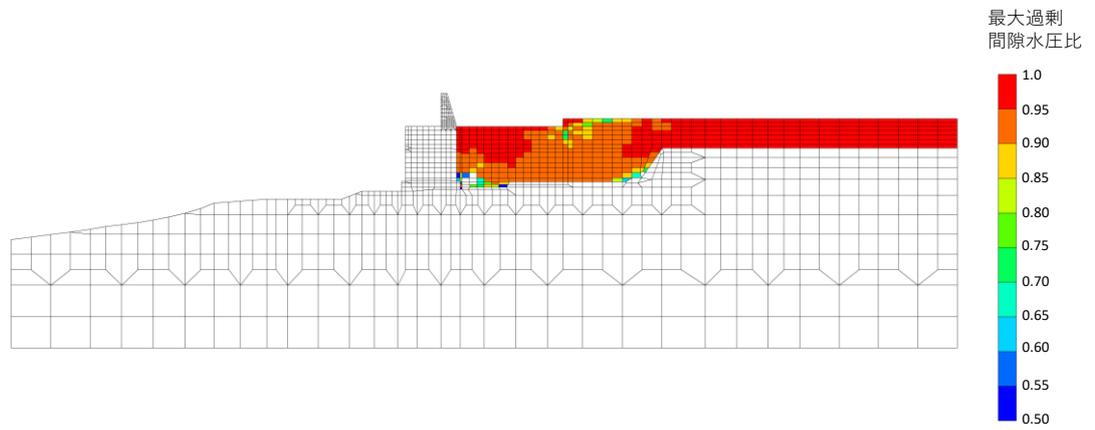


図 4.2.4-1(5) ③-③断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

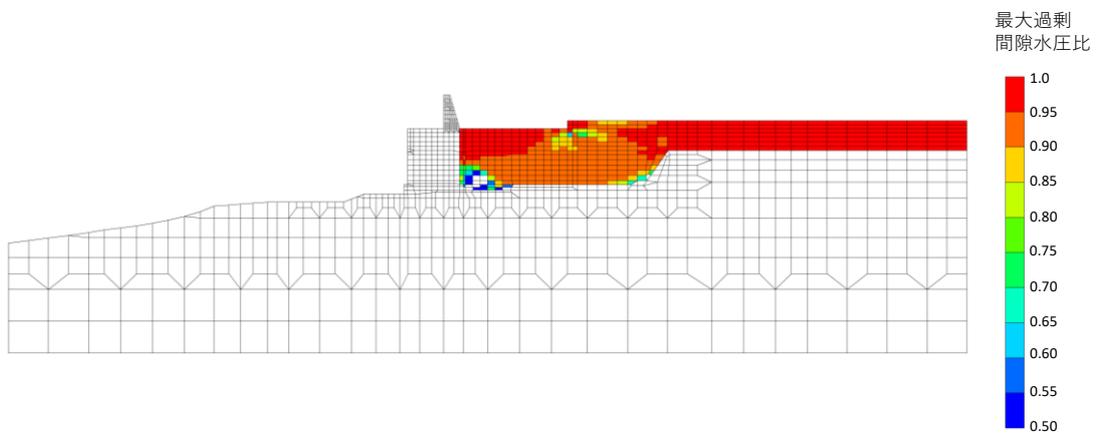


図 4.2.4-1(6) ③-③断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (-+))

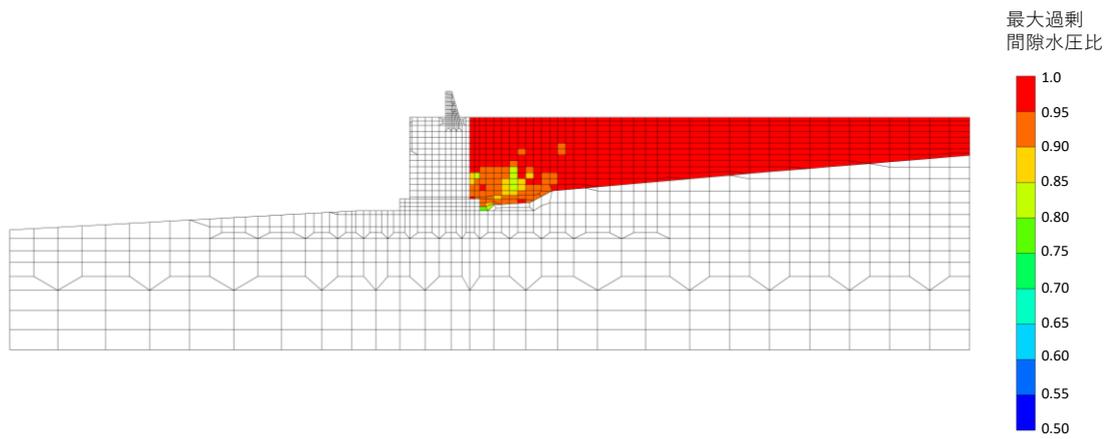


図 4.2.4-1(7) ④-④断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース③, $S_s - D (-+)$)

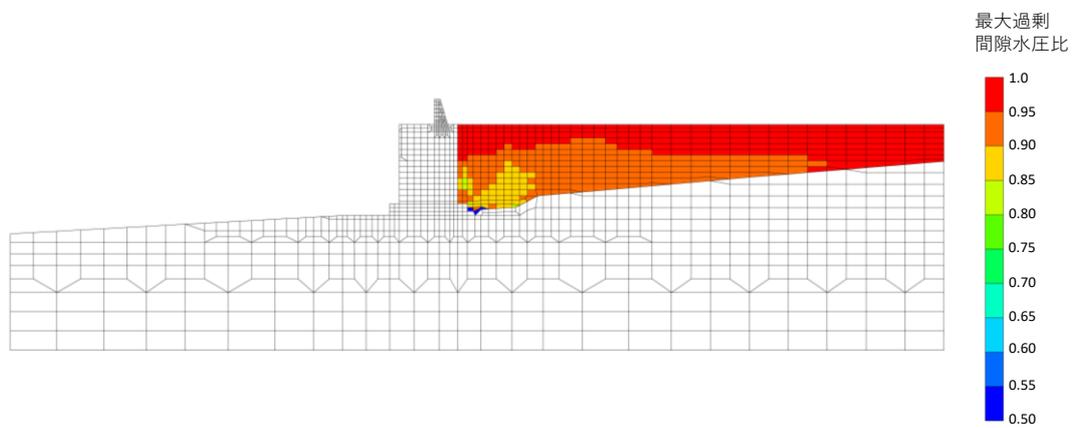


図 4.2.4-1(8) ④-④断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース②, $S_s - N1 (-+)$)

4.2.5 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、重力擁壁、ケーソン及び基礎地盤の照査値のうち0.5を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースを表4.2.5-1に、最大の照査値を示す解析ケースにおける地震応答解析の最大せん断ひずみ分布図を図4.2.5-1に示す。

表 4.2.5-1(1) 最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	評価項目			
	重力擁壁			基礎地盤
	曲げ	せん断	H形鋼	
②-②断面	S _s -D (-+) 解析ケース① 0.53 (曲げ引張)	S _s -D (-+) 解析ケース② 0.57	-	S _s -D (++) 解析ケース② 0.72
③-③断面	S _s -N1 (++) 解析ケース① 0.84 (曲げ引張)	S _s -N2 (EW) (++) 解析ケース① 0.77	-	全地震動において 0.5以下
④-④断面	S _s -D (-+) 解析ケース③ 0.74 (曲げ引張)	S _s -D (-+) 解析ケース③ 0.65	-	全地震動 において 0.5以下

表 4.2.5-1(2) 最大照査値を示す解析ケースの一覧

断面	ケース		
	曲げ	せん断 (面外)	せん断 (面内)
②-②断面	S _s -N ₁ (++) 解析ケース② 0.68 (曲げ引張)	全地震動において 0.5 以下	S _s -D (++) 解析ケース① 0.53
③-③断面	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース① 0.95* ¹ (曲げ引張)	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース③ 1.07* ¹ 【0.65】* ²	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース③ 1.22 (0.27)* ³
④-④断面	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.65 (曲げ引張)	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.69	S _s -N ₁ (-+) 解析ケース② 0.81

注記*1: 応力度の平均化実施後の照査値を示す。

*2: 括弧内【 】は「RC規準(1999年)」に基づき、短期許容せん断応力度 1.11 (N/mm²) を許容値とした場合の照査値を示す。

*3: 括弧内()は、3次元非線形構造解析による照査値を示す。

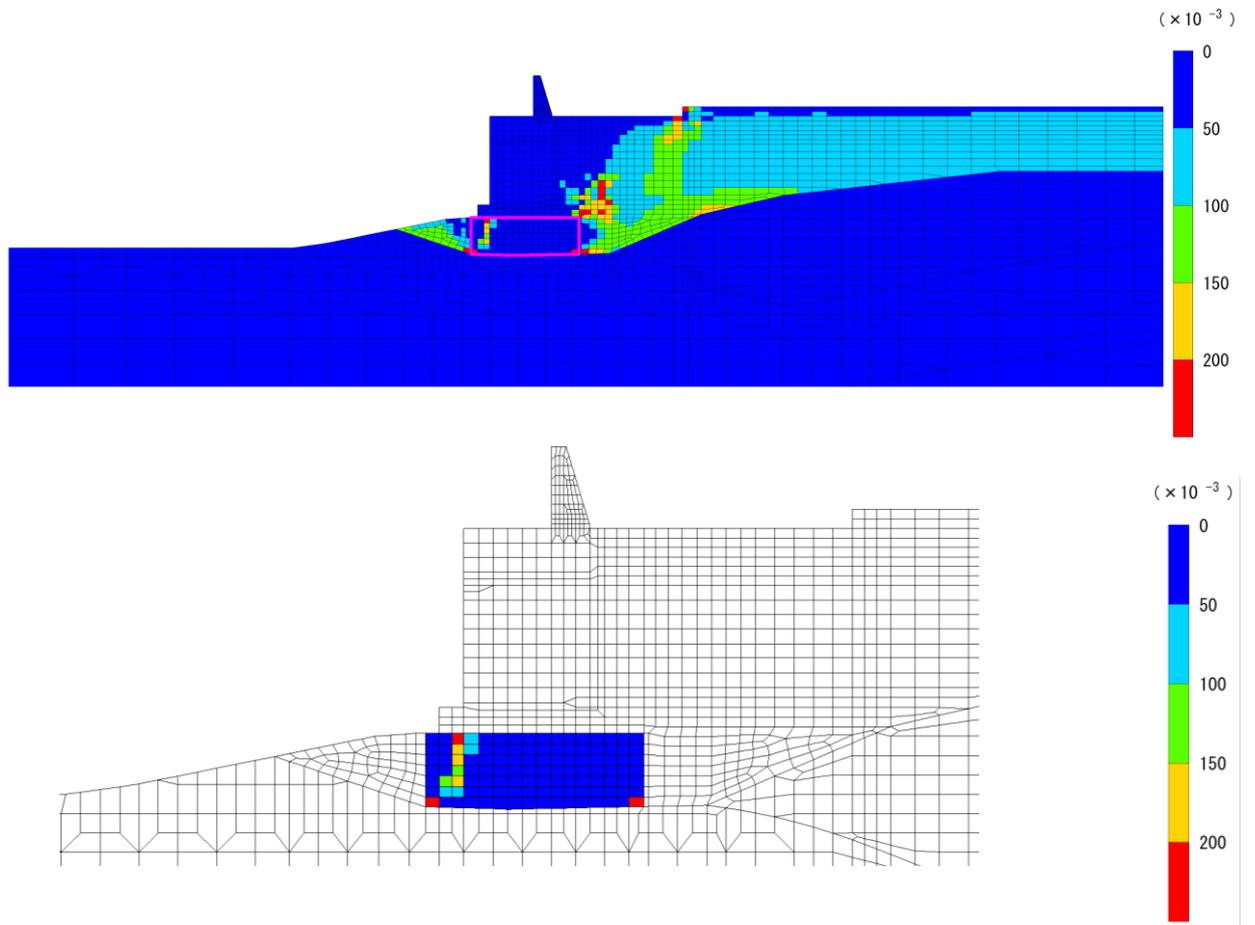


図 4.2.5-1(1) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D(++)$)

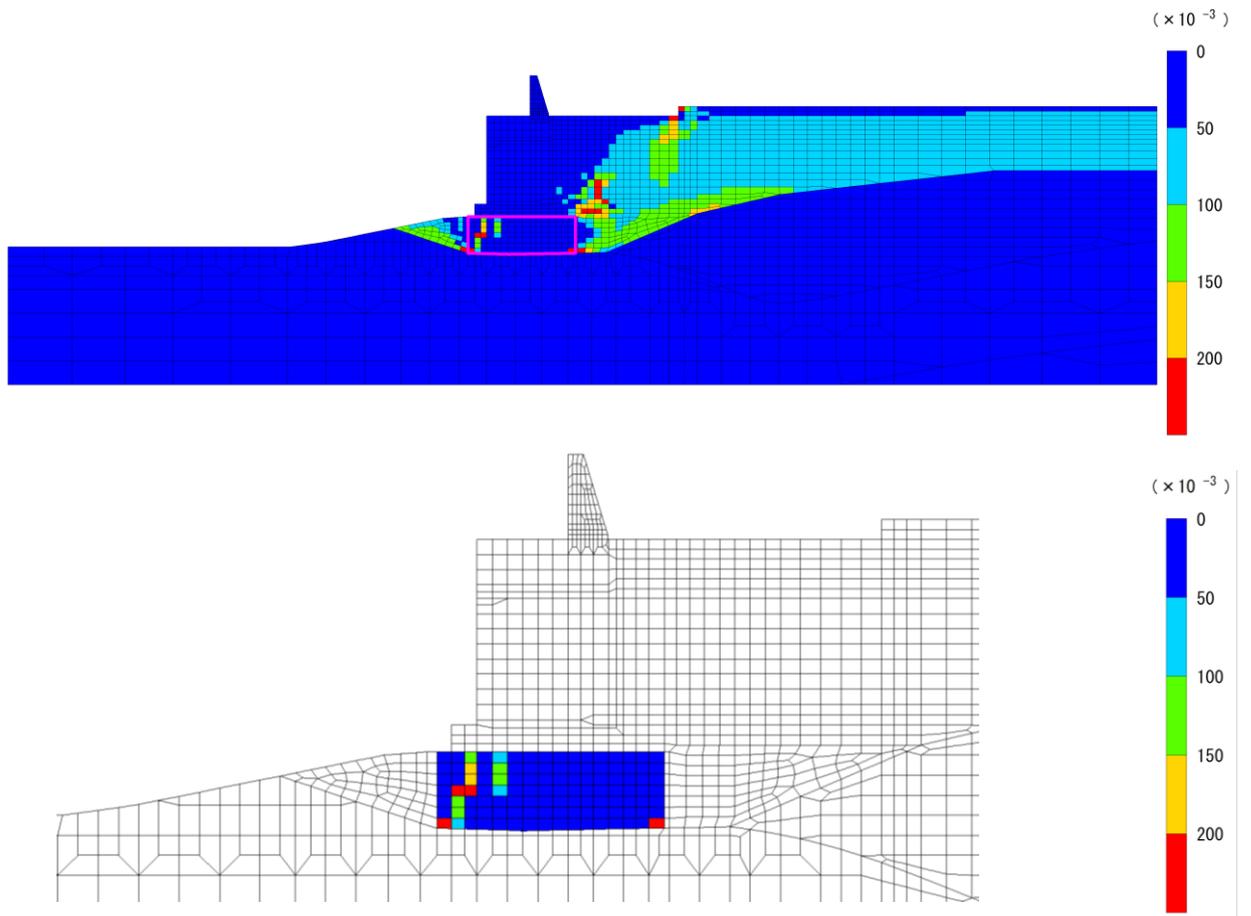


図 4.2.5-1(2) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース②, $S_s - D(++)$)

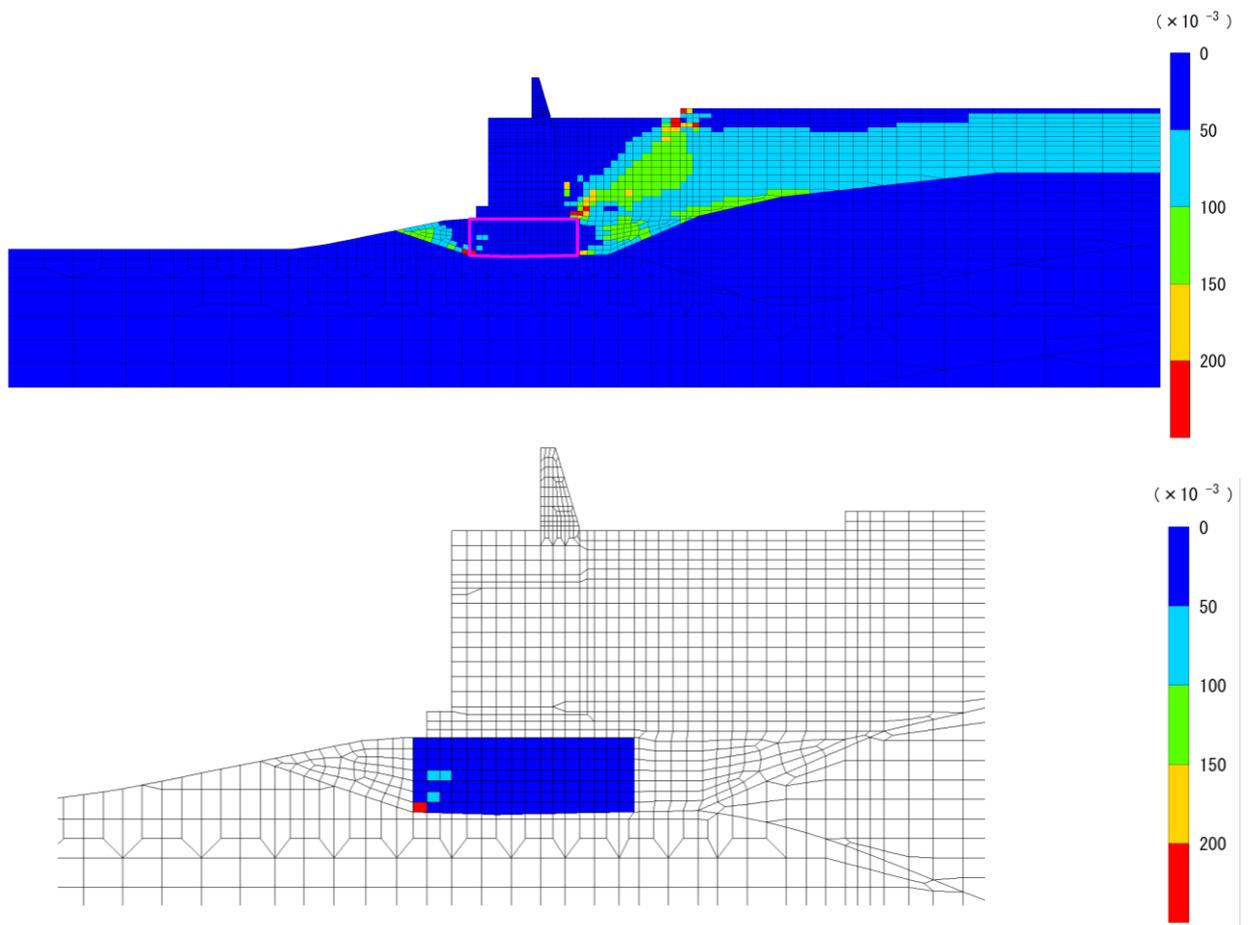


図 4.2.5-1(3) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, $S_s - D(-+)$)

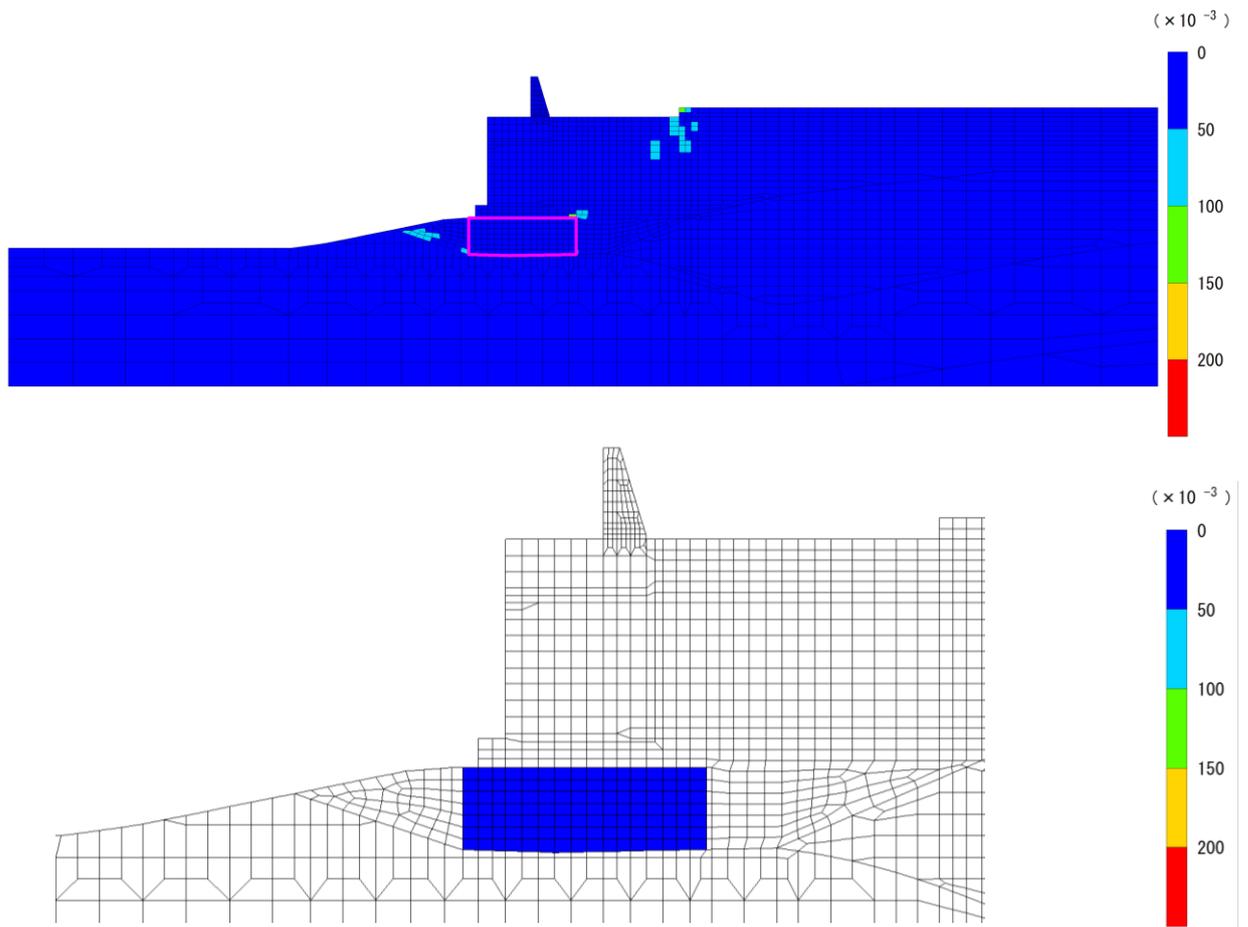


図 4.2.5-1(4) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布図
 (解析ケース②, S_s-N1 (++))

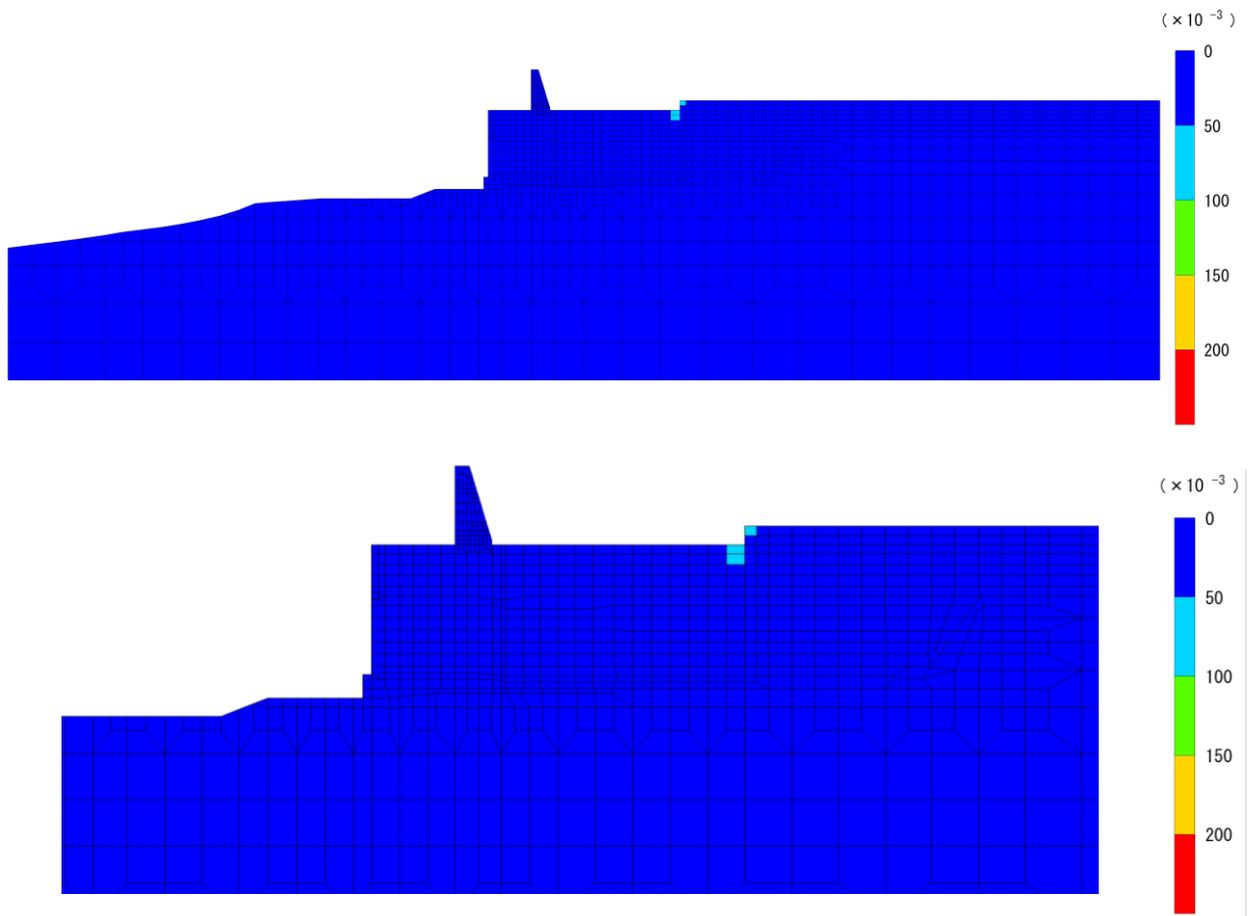


図 4.2.5-1(5) ③-③断面の最大せん断ひずみ分布図
 (解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

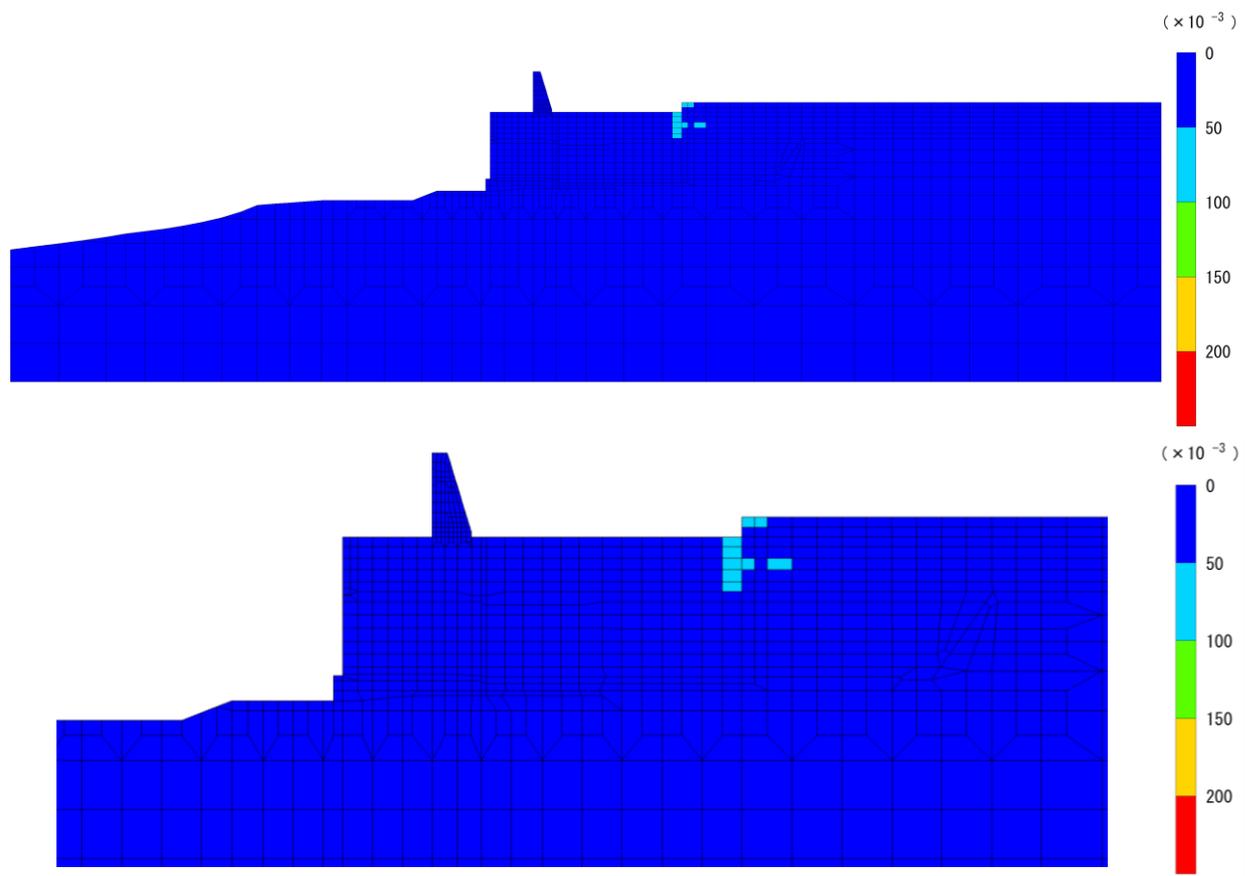


図 4.2.5-1(6) ③-③断面の最大せん断ひずみ分布図
 (解析ケース①, $S_s - N1 (-+)$)

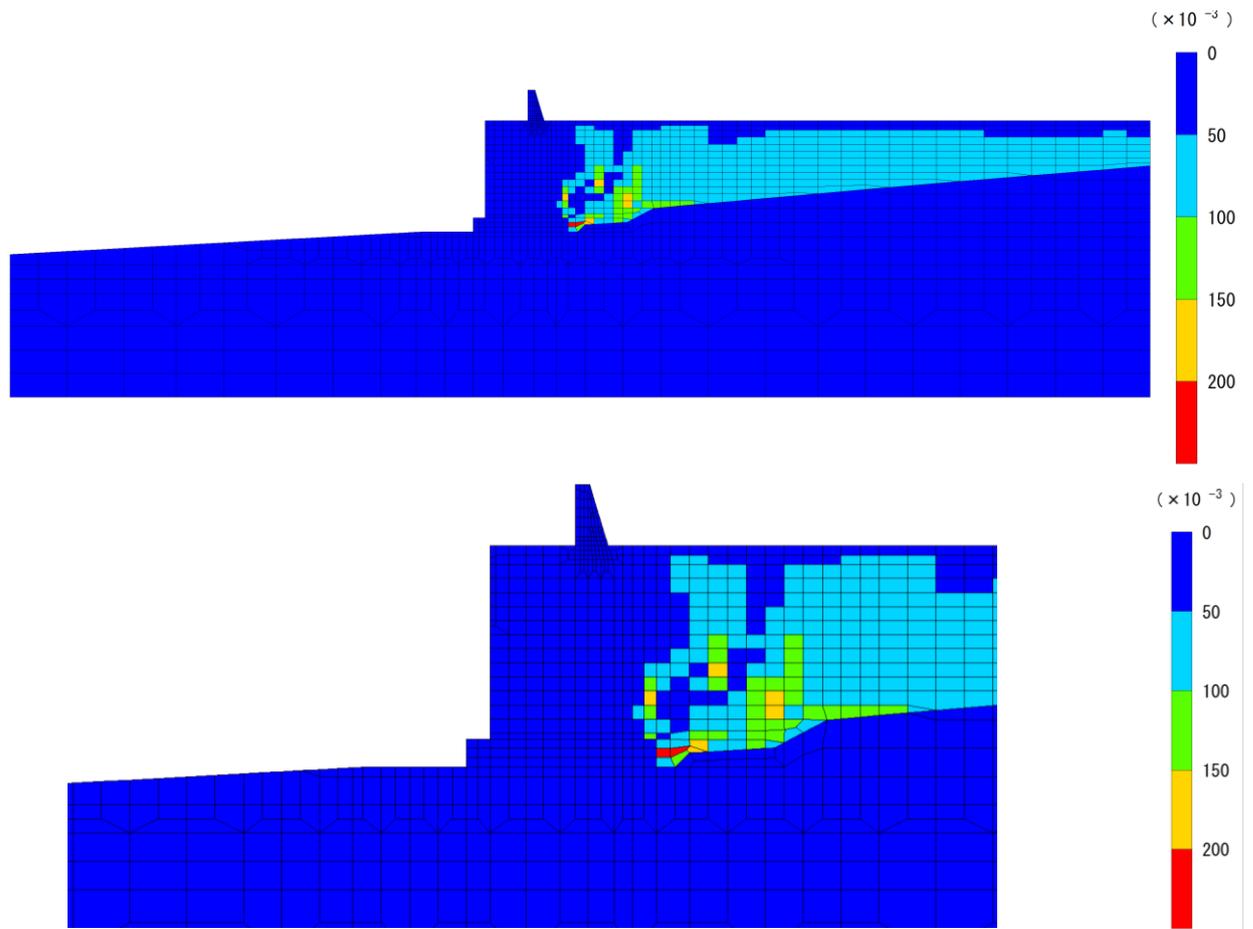


図 4.2.5-1(7) ④-④断面の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース③, $S_s - D(-+)$)

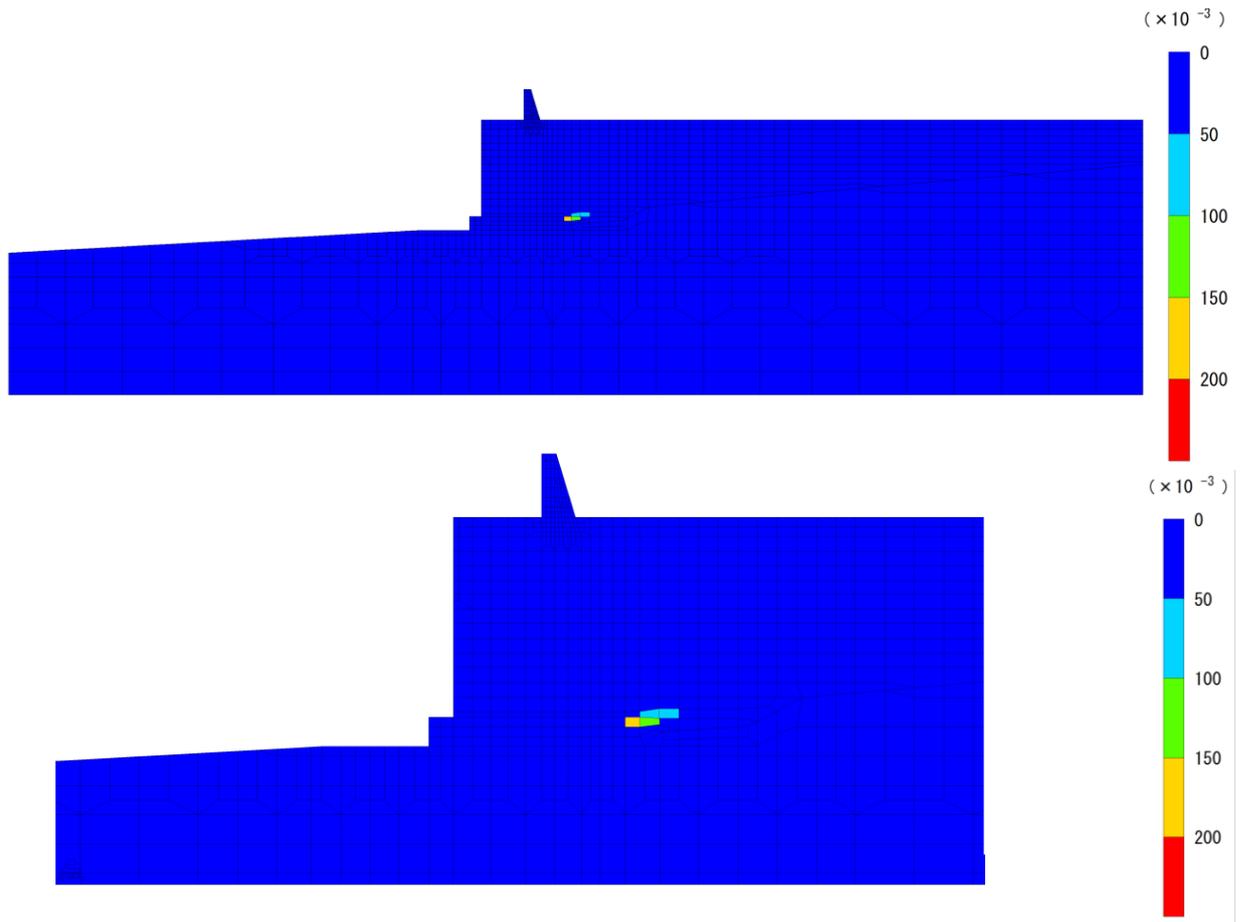


図 4.2.5-1(8) ④-④断面の最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース②, S s - N 1 (-+))

4.2.6 重力擁壁

(1) 曲げ照査

重力擁壁におけるコンクリートの曲げ圧縮応力度に対する照査結果を表 4.2.6-1 に、鉄筋の曲げ引張応力度に対する照査結果を表 4.2.6-2 に示す。この結果から、重力擁壁のコンクリート及び鉄筋における発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.6-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
①	S s - D	(++)	4473	1090	3.1	13.5	0.24
		(-+)	5491	1367	3.9	13.5	0.29
		(+-)	4874	1252	3.4	13.5	0.26
		(--)	4885	1488	3.4	13.5	0.26
	S s - F 1	(++)	3422	1034	2.4	13.5	0.18
	S s - F 2	(++)	3457	767	2.4	13.5	0.19
	S s - N1	(++)	5062	1575	3.5	13.5	0.27
		(-+)	3478	1407	2.3	13.5	0.18
	S s - N 2 (NS)	(++)	4614	1137	3.2	13.5	0.25
		(-+)	3719	1545	2.5	13.5	0.19
	S s - N 2 (EW)	(++)	4351	1576	3.0	13.5	0.23
		(-+)	3961	1178	2.8	13.5	0.21
②	S s - D	(++)	4351	1067	3.1	13.5	0.23
		(-+)	4897	1310	3.4	13.5	0.26
	S s - N1	(++)	5031	1577	3.5	13.5	0.26
③	S s - D	(++)	4337	1069	3.1	13.5	0.23
		(-+)	5397	1381	3.8	13.5	0.29
	S s - N1	(++)	5088	1596	3.5	13.5	0.27

表 4.2.6-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(③-③断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
①	S s - D	(++)	6624	1749	4.6	13.5	0.34
		(-+)	5976	1266	4.2	13.5	0.31
		(+-)	6847	1637	4.7	13.5	0.36
		(--)	6933	1539	4.8	13.5	0.36
	S s - F 1	(++)	3844	1025	2.7	13.5	0.20
	S s - F 2	(++)	4836	1290	3.3	13.5	0.25
	S s - N 1	(++)	8700	1979	6.0	13.5	0.45
		(-+)	7792	1623	5.4	13.5	0.41
	S s - N 2	(++)	4788	1028	3.3	13.5	0.25
	(N S)	(-+)	3703	1346	2.5	13.5	0.19
		S s - N 2	(++)	7346	1484	5.1	13.5
	(E W)	(-+)	6046	1312	4.2	13.5	0.32
S s - N 1		(++)	8668	1992	6.0	13.5	0.45
	(-+)	7891	1639	5.5	13.5	0.41	
②	S s - N 2 (E W)	(++)	7352	1463	5.1	13.5	0.38
		S s - N 1	(++)	8663	1957	6.0	13.5
(-+)	7736		1609	5.4	13.5	0.40	
③	S s - N 2 (E W)	(++)	7275	1452	5.1	13.5	0.38

表 4.2.6-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
①	S s - D	(++)	3435	1385	3.0	13.5	0.22
		(-+)	2846	837	2.5	13.5	0.19
		(+-)	4904	1540	4.3	13.5	0.32
		(--)	4065	1245	3.6	13.5	0.27
	S s - F 1	(++)	2473	1000	2.1	13.5	0.16
	S s - F 2	(++)	3059	1155	2.7	13.5	0.20
	S s - N1	(++)	3492	1225	3.0	13.5	0.23
		(-+)	4137	1411	3.6	13.5	0.27
	S s - N 2	(++)	2374	1322	2.0	13.5	0.15
	(NS)	(-+)	2546	973	2.2	13.5	0.17
	S s - N 2 (EW)	(++)	3146	1085	2.7	13.5	0.21
		(-+)	2777	944	2.4	13.5	0.18
②	S s - D	(-+)	5405	1698	4.7	13.5	0.36
	S s - N1	(-+)	4270	1387	3.7	13.5	0.28
③	S s - D	(-+)	5409	1266	4.8	13.5	0.36
	S s - N1	(-+)	4101	1419	3.6	13.5	0.27

表 4.2.6-1(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
 (⑤-⑤断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
①	S _s -D	(++)	3836	1196	3.7	13.5	0.28	
		(-+)	3562	1283	3.4	13.5	0.26	
		(+-)	3847	1249	3.7	13.5	0.28	
		(--)	3527	1371	3.4	13.5	0.26	
	S _s -F1	(++)	3607	1312	3.5	13.5	0.26	
	S _s -F2	(++)	2847	1262	2.7	13.5	0.21	
	S _s -N1	(++)	2060	1211	1.9	13.5	0.14	
		(-+)	3131	1341	3.0	13.5	0.23	
	S _s -N2 (NS)	(++)	3516	1308	3.4	13.5	0.26	
		(-+)	2885	1226	2.7	13.5	0.21	
	S _s -N2 (EW)	(++)	2894	1235	2.8	13.5	0.21	
		(-+)	3855	1353	3.7	13.5	0.28	
	②	S _s -D	(++)	3835	1196	3.7	13.5	0.28
	③	S _s -D	(++)	3837	1196	3.7	13.5	0.28

表 4.2.6-2(1) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
 (②-②断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D	(++)	4473	1090	128	294	0.44
		(-+)	5491	1367	155	294	0.53
		(+-)	4874	1252	135	294	0.46
		(--)	4885	1488	120	294	0.41
	S _s -F1	(++)	3422	1034	85	294	0.29
	S _s -F2	(++)	3457	767	104	294	0.36
	S _s -N1	(++)	5062	1575	123	294	0.42
		(-+)	3478	1407	65	294	0.23
	S _s -N2 (NS)	(++)	4614	1137	131	294	0.45
		(-+)	3719	1545	67	294	0.23
	S _s -N2 (EW)	(++)	4351	1576	92	294	0.32
		(-+)	3961	1178	100	294	0.34
②	S _s -D	(++)	4351	1067	124	294	0.43
		(-+)	4897	1310	132	294	0.46
	S _s -N1	(++)	5031	1577	121	294	0.42
③	S _s -D	(++)	4337	1069	123	294	0.42
		(-+)	5397	1381	150	294	0.52
	S _s -N1	(++)	5088	1596	123	294	0.42

表 4.2.6-2(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
 (③-③断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D	(++)	6624	1749	171	294	0.59
		(-+)	5976	1266	174	294	0.60
		(+-)	6847	1637	188	294	0.64
		(--)	6933	1539	197	294	0.68
	S _s -F1	(++)	3844	1025	99	294	0.34
	S _s -F2	(++)	4836	1290	124	294	0.43
	S _s -N1	(++)	8700	1979	245	294	0.84
		(-+)	7792	1623	228	294	0.78
	S _s -N2 (NS)	(++)	4788	1028	138	294	0.48
		(-+)	3703	1346	74	294	0.26
	S _s -N2 (EW)	(++)	7346	1484	218	294	0.75
		(-+)	6046	1312	174	294	0.60
②	S _s -N1	(++)	8668	1992	242	294	0.83
		(-+)	7891	1639	232	294	0.79
	S _s -N2 (EW)	(++)	7352	1463	220	294	0.75
③	S _s -N1	(++)	8663	1957	244	294	0.84
		(-+)	7736	1609	227	294	0.78
	S _s -N2 (EW)	(++)	7275	1452	217	294	0.74

表 4.2.6-2(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D	(++)	3435	1385	93	294	0.32
		(-+)	5364	1255	215	294	0.74
		(+-)	4904	1540	166	294	0.57
		(--)	4065	1245	140	294	0.48
	S _s -F1	(++)	2473	1000	67	294	0.23
	S _s -F2	(++)	3059	1155	89	294	0.31
	S _s -N1	(++)	3492	1225	108	294	0.37
		(-+)	4137	1411	131	294	0.45
	S _s -N2 (NS)	(++)	2374	1322	41	294	0.15
		(-+)	2546	973	73	294	0.25
	S _s -N2 (EW)	(++)	3146	1085	99	294	0.34
		(-+)	2777	944	88	294	0.31
②	S _s -D	(-+)	5405	1698	182	294	0.63
	S _s -N1	(-+)	4270	1387	141	294	0.48
③	S _s -D	(-+)	5409	1266	217	294	0.74
	S _s -N1	(-+)	4101	1419	128	294	0.44

表 4.2.6-2(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
 (⑤-⑤断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
①	S _s -D	(++)	3836	1196	145	294	0.50	
		(-+)	3562	1283	121	294	0.42	
		(+-)	3847	1249	142	294	0.49	
		(--)	3527	1371	113	294	0.39	
	S _s -F1	(++)	3607	1312	122	294	0.42	
	S _s -F2	(++)	2847	1262	80	294	0.28	
	S _s -N1	(++)	2060	1211	39	294	0.14	
		(-+)	3131	1341	91	294	0.32	
	S _s -N2 (NS)	(++)	3516	1308	117	294	0.40	
		(-+)	2885	1226	85	294	0.29	
	S _s -N2 (EW)	(++)	2894	1235	85	294	0.29	
		(-+)	3855	1353	134	294	0.46	
	②	S _s -D	(++)	3835	1196	145	294	0.50
	③	S _s -D	(++)	3837	1196	145	294	0.50

(2) せん断照査

重力擁壁におけるコンクリートのせん断破壊に対する照査結果を表 4.2.6-3 に示す。この結果から、重力擁壁のコンクリートにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.6-3(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, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	754	0.25	0.64	0.39
		(-+)	1038	0.34	0.64	0.54
		(+-)	865	0.27	0.64	0.42
		(--)	1026	0.34	0.64	0.54
	S s - F 1	(++)	682	0.23	0.64	0.36
	S s - F 2	(++)	920	0.30	0.64	0.48
	S s - N 1	(++)	1054	0.35	0.64	0.55
		(-+)	581	0.18	0.64	0.28
	S s - N 2	(++)	838	0.26	0.64	0.41
	(NS)	(-+)	652	0.22	0.64	0.34
S s - N 2 (EW)	(++)	646	0.20	0.64	0.32	
	(-+)	667	0.21	0.64	0.33	
②	S s - D	(++)	746	0.25	0.64	0.39
		(-+)	1089	0.36	0.64	0.57
	S s - N 1	(++)	1067	0.35	0.64	0.56
③	S s - D	(++)	753	0.25	0.64	0.40
		(-+)	1070	0.31	0.64	0.56
	S s - N 1	(++)	1037	0.34	0.64	0.54

表 4.2.6-3(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, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	1147	0.35	0.64	0.56
		(-+)	1436	0.48	0.64	0.75
		(+-)	1371	0.45	0.64	0.71
		(--)	1456	0.48	0.64	0.76
	S s - F 1	(++)	701	0.23	0.64	0.37
	S s - F 2	(++)	874	0.29	0.64	0.46
	S s - N 1	(++)	1500	0.46	0.64	0.73
		(-+)	1315	0.41	0.64	0.64
	S s - N 2 (NS)	(++)	795	0.25	0.64	0.39
		(-+)	848	0.28	0.64	0.44
	S s - N 2 (EW)	(++)	1470	0.49	0.64	0.77
		(-+)	1009	0.31	0.64	0.49
②	S s - N 1	(++)	1492	0.46	0.64	0.72
		(-+)	1331	0.41	0.64	0.65
	S s - N 2 (EW)	(++)	1423	0.47	0.64	0.74
③	S s - N 1	(++)	1492	0.46	0.64	0.72
		(-+)	1331	0.41	0.64	0.65
	S s - N 2 (EW)	(++)	1415	0.47	0.64	0.74

表 4.2.6-3(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, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	834	0.29	0.67	0.44
		(-+)	1241	0.43	0.67	0.65
		(+-)	989	0.34	0.67	0.52
		(--)	775	0.27	0.67	0.41
	S s - F 1	(++)	455	0.16	0.67	0.24
	S s - F 2	(++)	717	0.25	0.67	0.38
	S s - N 1	(++)	1005	0.35	0.67	0.53
		(-+)	814	0.28	0.67	0.43
	S s - N 2 (NS)	(++)	580	0.20	0.67	0.31
		(-+)	553	0.19	0.67	0.29
	S s - N 2 (EW)	(++)	826	0.29	0.67	0.43
		(-+)	615	0.21	0.67	0.33
②	S s - D	(-+)	1213	0.42	0.67	0.64
	S s - N 1	(-+)	838	0.29	0.67	0.44
③	S s - D	(-+)	1249	0.44	0.67	0.65
	S s - N 1	(-+)	816	0.28	0.67	0.43

表 4.2.6-3(4) 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
 (⑤-⑤断面, 重力擁壁)

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
			せん断力 Q (kN)			
①	S s - D	(++)	769	0.25	0.67	0.43
		(-+)	749	0.24	0.67	0.42
		(+-)	761	0.25	0.67	0.43
		(--)	757	0.24	0.67	0.42
	S s - F 1	(++)	655	0.21	0.67	0.37
	S s - F 2	(++)	485	0.16	0.67	0.27
	S s - N 1	(++)	476	0.15	0.67	0.27
		(-+)	548	0.18	0.67	0.31
	S s - N 2 (NS)	(++)	575	0.19	0.67	0.32
		(-+)	491	0.16	0.67	0.28
	S s - N 2 (EW)	(++)	545	0.18	0.67	0.31
		(-+)	628	0.20	0.67	0.35
②	S s - D	(++)	769	0.29	0.67	0.38
③	S s - D	(++)	770	0.29	0.67	0.38

4.2.7 H形鋼

H形鋼におけるせん断破壊に対する照査結果を表 4.2.7-1 に示す。この結果から、H形鋼における発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.7-1 H形鋼のせん断破壊に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		発生断面力	せん断 応力度 τ_H (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{Ha} (N/mm ²)	照査値 τ_H / τ_{Ha}	
			せん断力 Q (kN)				
①	S _s -D	(++)	769	58	157	0.37	
		(-+)	749	56	157	0.36	
		(+-)	761	57	157	0.37	
		(--)	757	57	157	0.37	
	S _s -F1	(++)	655	49	157	0.32	
	S _s -F2	(++)	485	36	157	0.24	
	S _s -N1	(++)	476	36	157	0.23	
		(-+)	548	41	157	0.27	
	S _s -N2 (NS)	(++)	575	43	157	0.28	
		(-+)	491	37	157	0.24	
	S _s -N2 (EW)	(++)	545	41	157	0.27	
		(-+)	628	47	157	0.31	
	②	S _s -D	(++)	769	58	157	0.37
	③	S _s -D	(++)	770	58	157	0.37

注記* : H形鋼のせん断応力度は、H形鋼の配置を踏まえ、フランジ部の断面積を用いて算定する。

4.2.8 MMR

MMRのすべり安全率に対する評価結果を表4.2.8-1に、MMRの最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布を図4.2.8-1に示す。

この結果から、MMRのすべり安全率が1.2以上であることを確認した。

表4.2.8-1(1) MMR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	(++)	60.00	7.62
		(-+)	34.35	9.47
		(+-)	9.91	9.74
		(--)	29.01	8.56
	S _s -F1	(++)	8.10	15.13
	S _s -F2	(++)	16.11	15.88
	S _s -N1	(++)	7.65	11.40
		(-+)	7.63	8.68
	S _s -N2 (NS)	(++)	26.49	17.54
		(-+)	25.25	15.40
	S _s -N2 (EW)	(++)	26.36	13.78
		(-+)	26.89	17.45
②	S _s -D	(++)	24.73	7.48
		(-+)	12.90	10.05
	S _s -N1	(++)	7.65	11.48
③	S _s -D	(++)	17.36	7.60
		(-+)	34.36	8.59
	S _s -N1	(++)	7.65	12.38

表 4.2.8-1(2) MMR のすべり安全率評価結果
(③-③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	(++)	28.04	11.78
		(-+)	12.88	12.10
		(+-)	28.33	9.39
		(--)	29.18	11.25
	S _s -F 1	(++)	8.88	19.69
	S _s -F 2	(++)	16.09	11.95
	S _s -N 1	(++)	8.26	8.59
		(-+)	7.54	12.34
	S _s -N 2 (NS)	(++)	25.70	16.13
		(-+)	25.71	15.87
	S _s -N 2 (EW)	(++)	26.52	8.68
		(-+)	26.20	12.76
②	S _s -N 1	(++)	8.26	8.48
		(-+)	7.54	12.36
③	S _s -N 1	(++)	8.26	8.96
		(-+)	7.54	12.34

表 4.2.8-1(3) MMR のすべり安全率評価結果

(④-④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	(++)	23.69	9.46
		(-+)	34.29	8.25
		(+-)	19.12	8.96
		(--)	10.27	7.53
	S _s -F 1	(++)	9.31	12.43
	S _s -F 2	(++)	16.12	11.20
	S _s -N 1	(++)	7.63	13.35
		(-+)	7.62	7.32
	S _s -N 2 (NS)	(++)	26.80	15.67
		(-+)	24.89	13.78
	S _s -N 2 (EW)	(++)	25.49	13.52
		(-+)	24.88	15.05
②	S _s -D	(-+)	34.29	8.23
	S _s -N 1	(-+)	7.62	7.30
③	S _s -D	(-+)	34.29	8.31
	S _s -N 1	(-+)	7.62	7.34

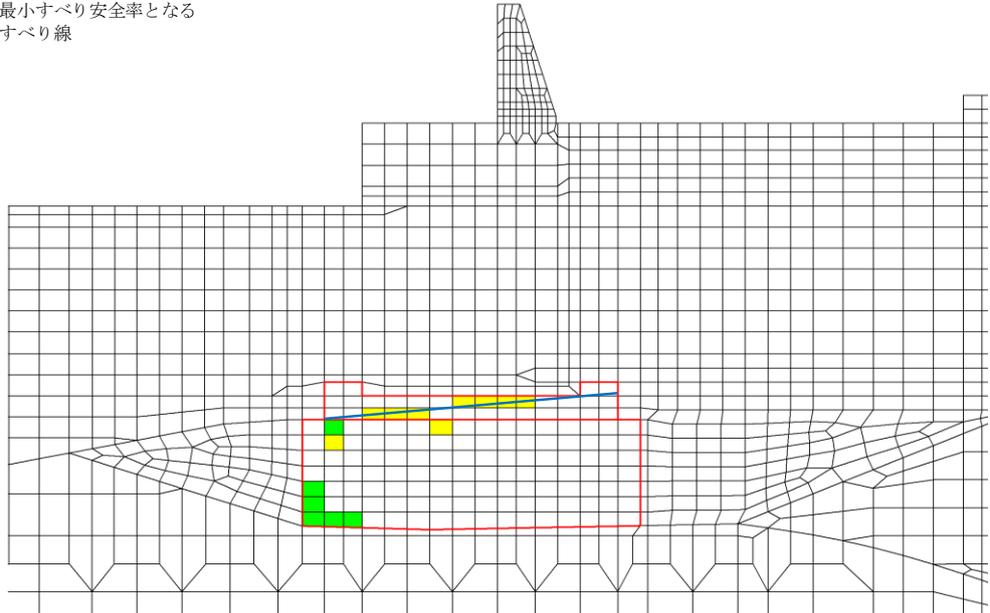
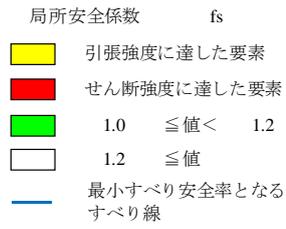


図 4.2.8-1(1) MMR の最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布図
 (②-②断面, S s - D (++) , t = 24.73 s , 解析ケース②)

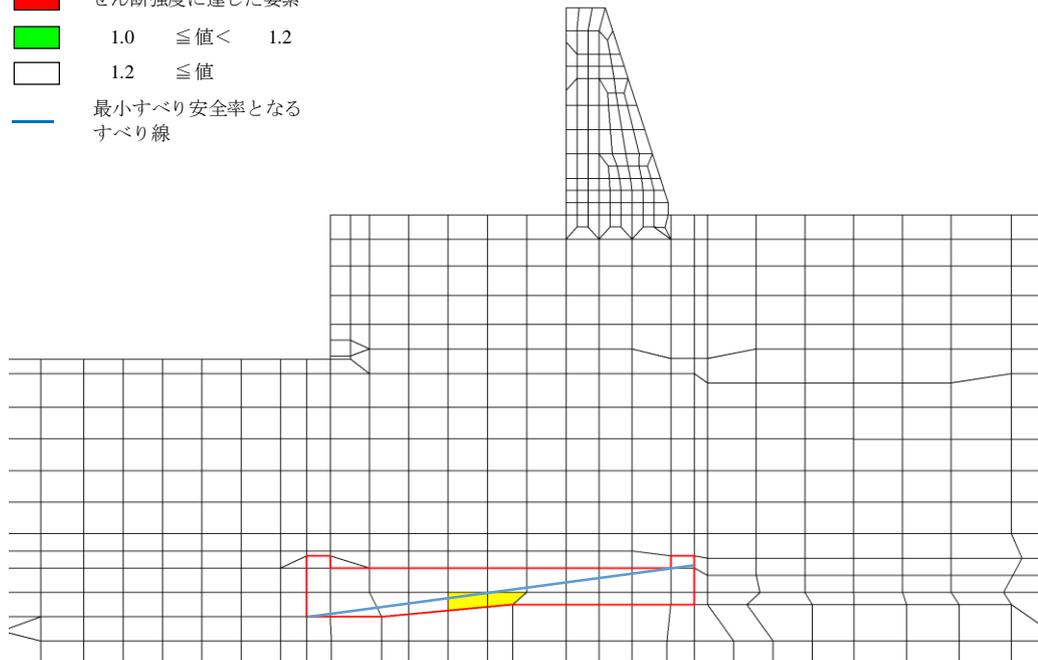
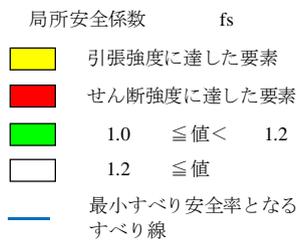


図 4.2.8-1(2) MMR の最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布図
 (③-③断面, S s - N 1 (++) , t = 8.26 s , 解析ケース②)

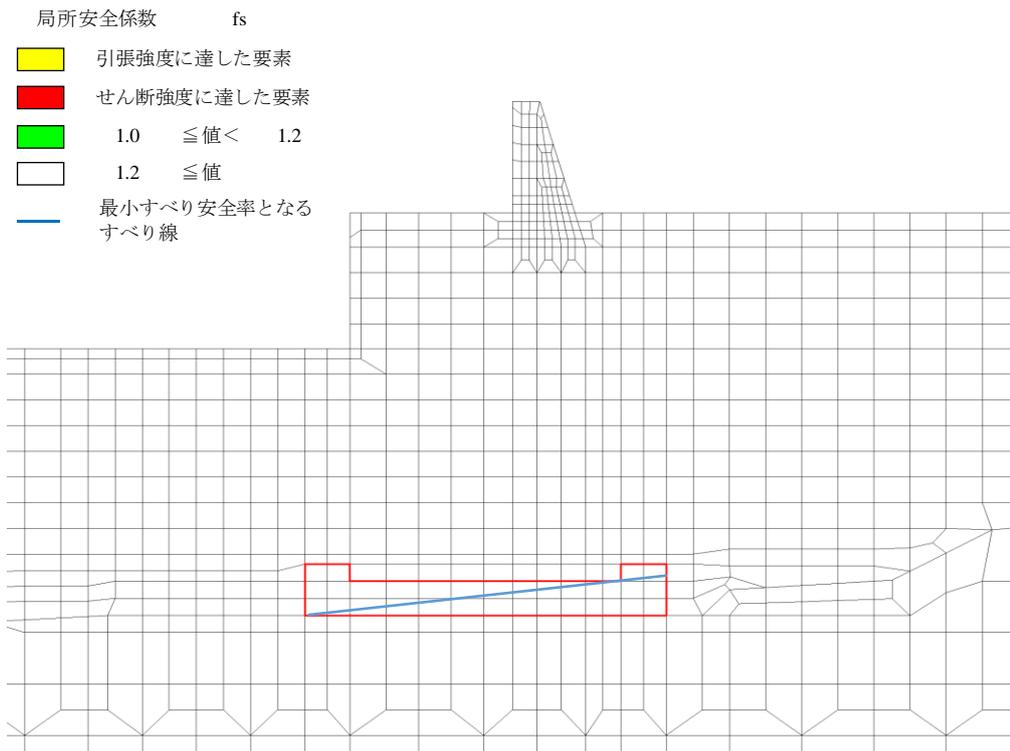


図 4.2.8-1(3) MMR の最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布図
 (④-④断面, $S_s - N1 (-+)$, $t = 7.62 \text{ s}$, 解析ケース②)

4.2.9 改良地盤⑥

改良地盤⑥のすべり安全率に対する評価結果を表 4.2.9-1 に、最小すべり安全率となる時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布を図 4.2.9-1 に示す。

この結果から、改良地盤⑥のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.2.9-1 改良地盤⑥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	(++)	17.80	2.59
		(-+)	10.43	2.63
		(+-)	13.83	2.57
		(--)	10.26	2.05
	S _s -F 1	(++)	8.10	3.50
	S _s -F 2	(++)	16.29	3.76
	S _s -N 1	(++)	8.45	2.93
		(-+)	7.62	2.86
	S _s -N 2 (NS)	(++)	27.33	3.87
		(-+)	25.52	3.74
	S _s -N 2 (EW)	(++)	26.36	3.67
		(-+)	24.82	3.96
②	S _s -D	(++)	10.03	3.07
		(-+)	10.42	2.37
	S _s -N 1	(++)	8.45	3.03
③	S _s -D	(++)	17.80	2.84
		(-+)	10.43	2.62
	S _s -N 1	(++)	8.45	2.92

- 局所安全係数 f_s
- 引張強度に達した要素
 - せん断強度に達した要素
 - $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
 - $1.2 \leq \text{値}$
 - 最小すべり安全率となるすべり線

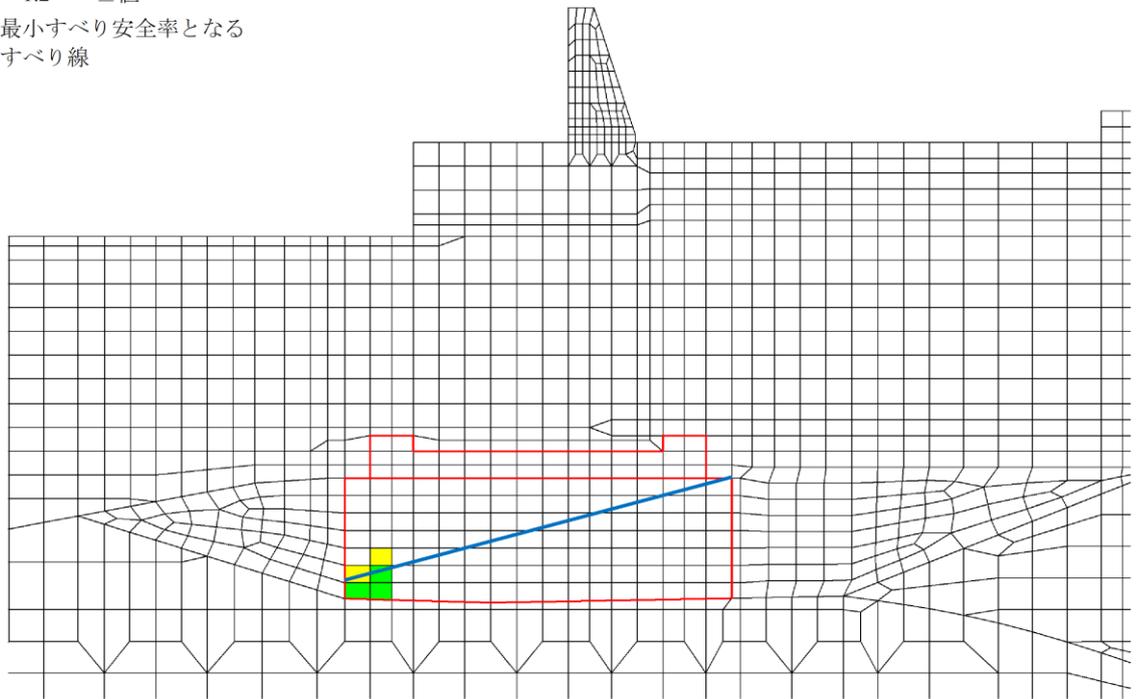


図 4.2.9-1 改良地盤⑥の最小すべり安全率時刻におけるすべり線
及び局所安全係数分布
(②-②断面, $S_s - D$ (---), $t = 10.26 \text{ s}$, 解析ケース①)

4.2.10 止水目地

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

表 4.2.10-1(1) 地震時の止水目地（シートジョイント）の変位量（②-②断面）

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			法線直交方向 $\delta x(T)$ (mm)	深度方向 $\delta z(T)$ (mm)
①	S s - D	(++)	146	0
		(-+)	144	1
		(+-)	139	1
		(--)	119	1
	S s - F1	(++)	32	0
	S s - F2	(++)	49	0
	S s - N1	(++)	144	1
		(-+)	147	0
	S s - N2 (NS)	(++)	41	0
		(-+)	74	1
	S s - N2 (EW)	(++)	83	1
		(-+)	51	0
②	S s - D	(++)	143	0
	S s - N1	(++)	145	1
③	S s - D	(++)	143	0
	S s - N1	(++)	144	0

表 4.2.10-1(2) 地震時の止水目地 (シートジョイント) の変位量 (③-③断面)

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			法線直交方向	深度方向
			$\delta_x(T)$ (mm)	$\delta_z(T)$ (mm)
①	S s - D	(++)	70	1
		(-+)	53	1
		(+-)	81	1
		(--)	97	1
	S s - F1	(++)	13	0
	S s - F2	(++)	40	1
	S s - N1	(++)	109	1
		(-+)	117	1
	S s - N2 (NS)	(++)	58	0
		(-+)	27	1
	S s - N2 (EW)	(++)	56	1
		(-+)	35	0
②	S s - N1	(++)	109	1
		(-+)	117	1
	S s - N2 (EW)	(++)	57	1
③	S s - N1	(++)	108	1
		(-+)	116	1
	S s - N2 (EW)	(++)	58	1

表 4.2.10-1(3) 地震時の止水目地（シートジョイント）の変位量（④-④断面）

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			法線直交方向 $\delta_x(T)$ (mm)	深度方向 $\delta_z(T)$ (mm)
①	S _s -D	(++)	164	1
		(-+)	278	1
		(+-)	246	1
		(--)	140	1
	S _s -F1	(++)	70	0
	S _s -F2	(++)	62	0
	S _s -N1	(++)	138	1
		(-+)	299	1
	S _s -N2 (NS)	(++)	34	1
		(-+)	61	0
	S _s -N2 (EW)	(++)	89	1
		(-+)	95	1
②	S _s -D	(-+)	273	1
	S _s -N1	(-+)	299	1
③	S _s -D	(-+)	278	1
	S _s -N1	(-+)	299	1

299 : 止水目地の変形性評価に使用する変位量

表 4.2.10-1(4) 地震時の止水目地 (シートジョイント) の変位量 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			法線直交方向 $\delta_x(T)$ (mm)	深度方向 $\delta_z(T)$ (mm)
①	S _s -D	(++)	2	0
		(-+)	2	0
		(+-)	2	0
		(--)	2	0
	S _s -F1	(++)	2	0
	S _s -F2	(++)	1	0
	S _s -N1	(++)	1	0
		(-+)	1	0
	S _s -N2 (NS)	(++)	2	0
		(-+)	1	0
	S _s -N2 (EW)	(++)	2	0
		(-+)	2	0
②	S _s -D	(++)	2	0
③	S _s -D	(++)	2	0

表 4.2.10-1(5) 地震時の止水目地 (シートジョイント) の変位量 (⑦-⑦断面)

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			法線方向 $\delta y(T)$ (mm)	深度方向 $\delta z(T)$ (mm)
①	S s - D	(++)	46	42
		(-+)	21	57
		(+-)	58	43
		(--)	29	46
	S s - F1	(++)	2	8
	S s - F2	(++)	5	14
	S s - N1	(++)	29	80
		(-+)	15	22
	S s - N2 (NS)	(++)	6	19
		(-+)	4	12
	S s - N2 (EW)	(++)	13	38
		(-+)	6	15

 : 止水目地の変形性評価に使用する変位量

表 4.2.10-2 止水目地 (シートジョイント) の変位量に対する照査結果

方向	地震動	解析 ケース	地震時変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : ④-④断面 (法線直交方向)	S _s -N1 (-+)	①	599	-
δ_y : ⑦-⑦断面 (法線方向)	S _s -D (+-)	①	58	-
δ_z : ⑦-⑦断面 (深度方向)	S _s -N1 (++)	①	159	-
合成方向 (3方向合成)	-	-	622	1936

4.2.11 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.11-1 に示す。この結果から、防波壁（波返重力擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度又は支圧強度以下であることを確認した。

表 4.2.11-1(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面，MMR）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	支圧強度	照査値
			R_d (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_d / f'_a
①	S _s -D	(++)	2.3	24.0	0.10
		(-+)	2.6	24.0	0.11
		(+-)	2.8	24.0	0.12
		(--)	2.1	24.0	0.09
	S _s -F1	(++)	1.2	24.0	0.06
	S _s -F2	(++)	1.9	24.0	0.09
	S _s -N1	(++)	2.4	24.0	0.11
		(-+)	1.5	24.0	0.07
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.1	24.0	0.05
		(-+)	1.1	24.0	0.05
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.4	24.0	0.06
		(-+)	1.1	24.0	0.05
②	S _s -D	(++)	1.9	24.0	0.08
		(-+)	2.3	24.0	0.10
	S _s -N1	(++)	2.4	24.0	0.11
③	S _s -D	(++)	1.8	24.0	0.08
		(-+)	2.3	24.0	0.10
	S _s -N1	(++)	2.5	24.0	0.11

表 4.2.11-1(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面, 改良地盤⑥)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d / R_u
①	S _s -D	(++)	2.1	3.0	0.71
		(-+)	2.0	3.0	0.67
		(+-)	2.0	3.0	0.69
		(--)	2.1	3.0	0.70
	S _s -F1	(++)	1.0	3.0	0.35
	S _s -F2	(++)	1.0	3.0	0.35
	S _s -N1	(++)	0.9	3.0	0.29
		(-+)	1.4	3.0	0.47
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.2	3.0	0.40
		(-+)	1.2	3.0	0.41
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.3	3.0	0.44
		(-+)	1.4	3.0	0.46
②	S _s -D	(++)	2.1	3.0	0.72
		(-+)	1.8	3.0	0.61
	S _s -N1	(++)	0.9	3.0	0.29
③	S _s -D	(++)	2.1	3.0	0.72
		(-+)	1.9	3.0	0.64
	S _s -N1	(++)	0.9	3.0	0.29

表 4.2.11-1(3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d / R_u
①	S _s -D	(++)	1.9	9.8	0.20
		(-+)	1.7	9.8	0.18
		(+-)	1.7	9.8	0.18
		(--)	2.0	9.8	0.21
	S _s -F1	(++)	1.6	9.8	0.17
	S _s -F2	(++)	1.1	9.8	0.12
	S _s -N1	(++)	1.4	9.8	0.15
		(-+)	1.7	9.8	0.18
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.2	9.8	0.13
		(-+)	1.2	9.8	0.12
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.6	9.8	0.17
		(-+)	1.2	9.8	0.13
②	S _s -D	(++)	1.8	9.8	0.19
		(-+)	1.7	9.8	0.18
	S _s -N1	(++)	1.4	9.8	0.15
③	S _s -D	(++)	1.9	9.8	0.19
		(-+)	1.8	9.8	0.19
	S _s -N1	(++)	1.4	9.8	0.15

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

解析 ケース	地震動		最大接地圧	支圧強度	照査値
			R_d (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_d / f'_a
①	S _s -D	(++)	1.3	24.0	0.06
		(-+)	0.9	24.0	0.04
		(+-)	1.1	24.0	0.05
		(--)	1.2	24.0	0.05
	S _s -F1	(++)	0.7	24.0	0.04
	S _s -F2	(++)	1.1	24.0	0.05
	S _s -N1	(++)	1.7	24.0	0.08
		(-+)	1.2	24.0	0.05
	S _s -N2 (NS)	(++)	0.7	24.0	0.04
		(-+)	0.7	24.0	0.03
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.4	24.0	0.06
		(-+)	0.8	24.0	0.04
②	S _s -N1	(++)	1.7	24.0	0.08
		(-+)	1.2	24.0	0.05
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.4	24.0	0.06
③	S _s -N1	(++)	1.7	24.0	0.08
		(-+)	1.2	24.0	0.05
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.3	24.0	0.06

表 4.2.11-1(5) 基礎地盤の支持性能評価結果 (③-③断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d / R_u
①	S _s -D	(++)	2.7	9.8	0.28
		(-+)	1.9	9.8	0.19
		(+-)	2.5	9.8	0.26
		(--)	2.3	9.8	0.24
	S _s -F1	(++)	1.2	9.8	0.13
	S _s -F2	(++)	1.9	9.8	0.20
	S _s -N1	(++)	2.3	9.8	0.24
		(-+)	2.8	9.8	0.29
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.6	9.8	0.17
		(-+)	1.4	9.8	0.15
	S _s -N2 (EW)	(++)	2.1	9.8	0.22
		(-+)	1.7	9.8	0.18
②	S _s -N1	(++)	2.3	9.8	0.24
		(-+)	2.8	9.8	0.29
	S _s -N2 (EW)	(++)	2.1	9.8	0.22
③	S _s -N1	(++)	2.3	9.8	0.24
		(-+)	2.8	9.8	0.29
	S _s -N2 (EW)	(++)	2.1	9.8	0.22

表 4.2.11-1(6) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, MMR)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	支圧強度	照査値
			R_d (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_d / f'_a
①	S _s -D	(++)	1.7	24.0	0.08
		(-+)	2.8	24.0	0.12
		(+-)	1.9	24.0	0.08
		(--)	2.1	24.0	0.09
	S _s -F1	(++)	0.8	24.0	0.04
	S _s -F2	(++)	1.2	24.0	0.06
	S _s -N1	(++)	2.0	24.0	0.09
		(-+)	2.1	24.0	0.09
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.0	24.0	0.05
		(-+)	1.3	24.0	0.06
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.3	24.0	0.06
		(-+)	1.5	24.0	0.07
②	S _s -D	(-+)	2.8	24.0	0.12
	S _s -N1	(-+)	2.1	24.0	0.09
③	S _s -D	(-+)	2.8	24.0	0.12
	S _s -N1	(-+)	2.1	24.0	0.08

表 4.2.11-1(7) 基礎地盤の支持性能評価結果 (④-④断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u
①	S _s -D	(++)	2.2	9.8	0.23
		(-+)	2.3	9.8	0.24
		(+-)	2.3	9.8	0.24
		(--)	2.9	9.8	0.30
	S _s -F1	(++)	1.5	9.8	0.16
	S _s -F2	(++)	1.6	9.8	0.17
	S _s -N1	(++)	1.7	9.8	0.18
		(-+)	2.8	9.8	0.29
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.3	9.8	0.14
		(-+)	1.4	9.8	0.14
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.4	9.8	0.15
		(-+)	1.5	9.8	0.16
②	S _s -D	(-+)	2.4	9.8	0.25
	S _s -N1	(-+)	2.8	9.8	0.24
③	S _s -D	(-+)	2.3	9.8	0.24
	S _s -N1	(-+)	2.8	9.8	0.24

表 4.2.11-1(8) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d / R_u
①	S _s -D	(++)	1.9	9.8	0.20
		(-+)	1.8	9.8	0.19
		(+-)	1.9	9.8	0.20
		(--)	1.8	9.8	0.19
	S _s -F1	(++)	1.8	9.8	0.19
	S _s -F2	(++)	1.5	9.8	0.16
	S _s -N1	(++)	1.2	9.8	0.13
		(-+)	1.6	9.8	0.17
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.8	9.8	0.19
		(-+)	1.5	9.8	0.16
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.5	9.8	0.16
		(-+)	1.9	9.8	0.20
②	S _s -D	(++)	1.8	9.8	0.20
③	S _s -D	(++)	1.8	9.8	0.20

基礎地盤の支持性能評価において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる解析ケースの支持地盤の接地圧分布図を図 4.2.11-1～図 4.2.11-4 に示す。

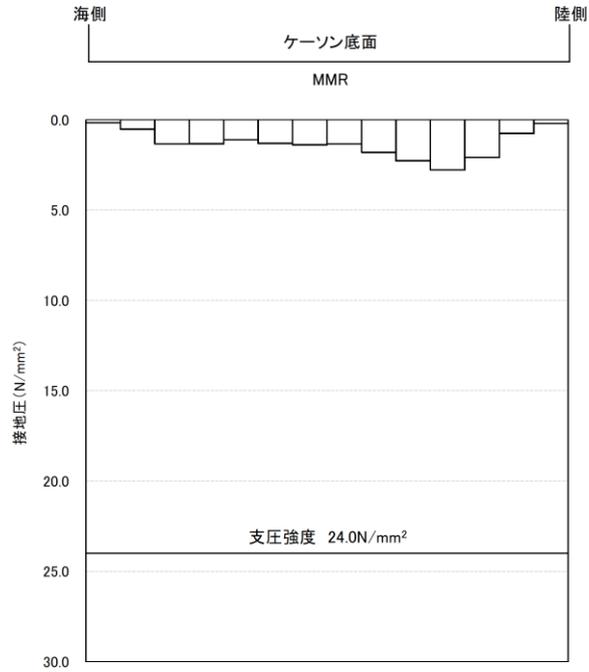


図 4.2.11-1(1) 支持地盤の接地圧分布図 (②-②断面, MMR)
 (S_s-D(+))
 解析ケース①: 基本ケース

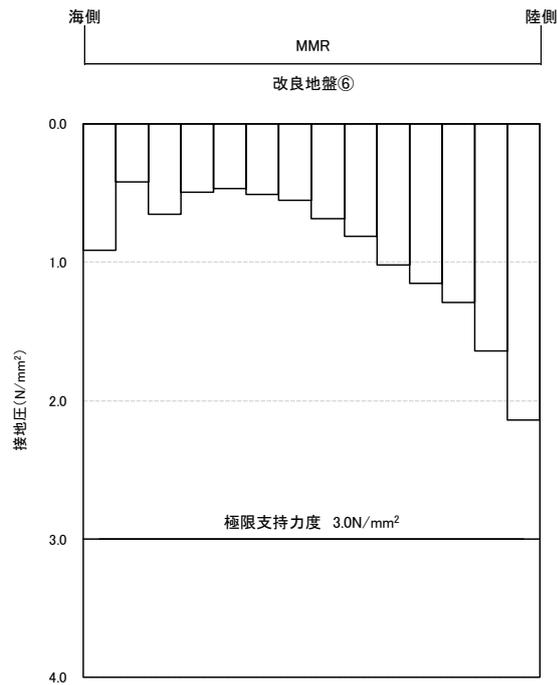


図 4.2.11-1(2) 支持地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 改良地盤⑥)
(S s - D (++))

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

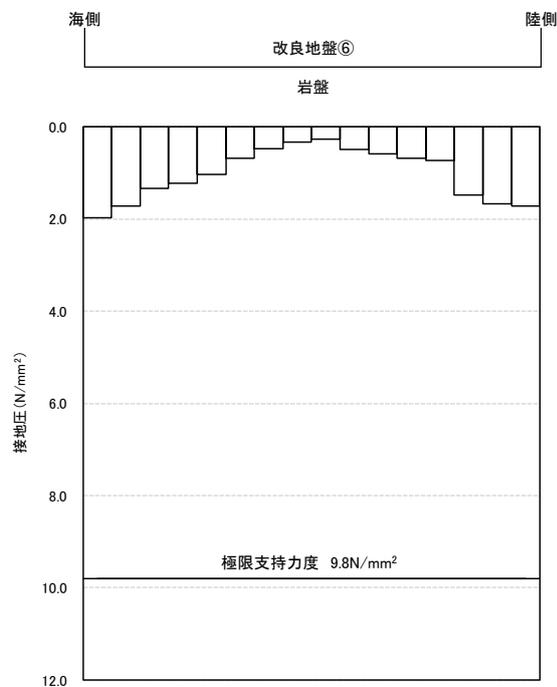


図 4.2.11-1(3) 支持地盤の接地圧分布図 (②-②断面, 岩盤)
(S s - D (--))

解析ケース①：基本ケース

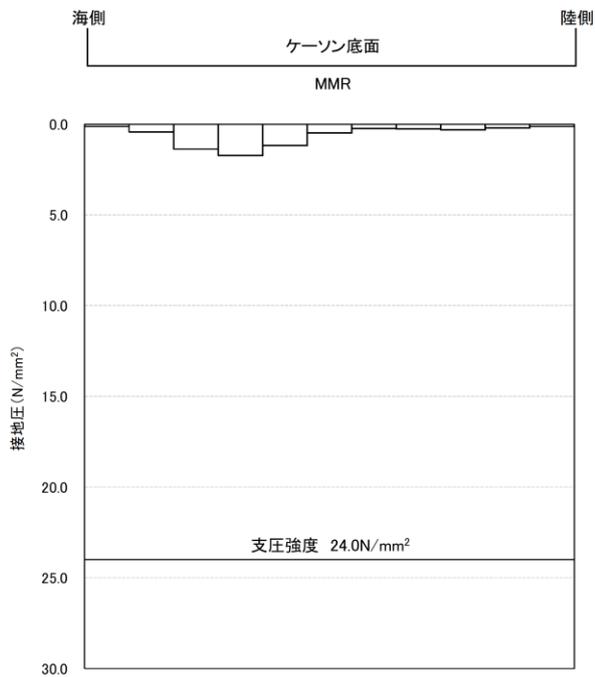


図 4.2.11-2(1) 支持地盤の接地圧分布図 (③-③断面, MMR)
(S_s-N1(++))

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)

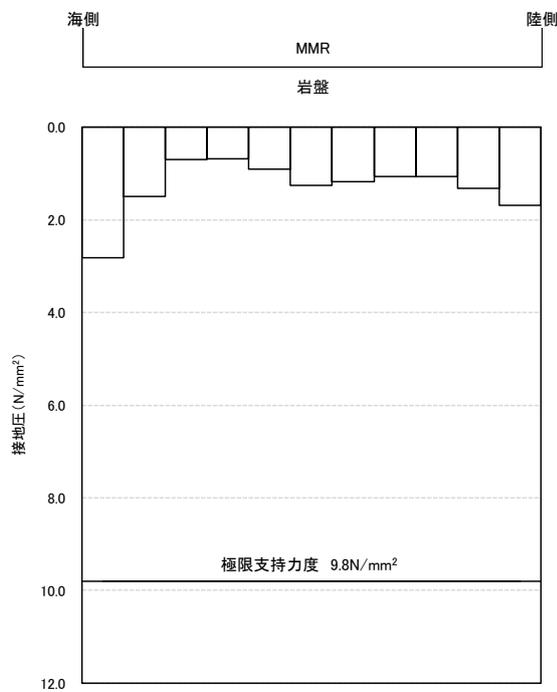


図 4.2.11-2(2) 支持地盤の接地圧分布図 (③-③断面, 岩盤)
(S_s-N1(-+))

解析ケース①：基本ケース

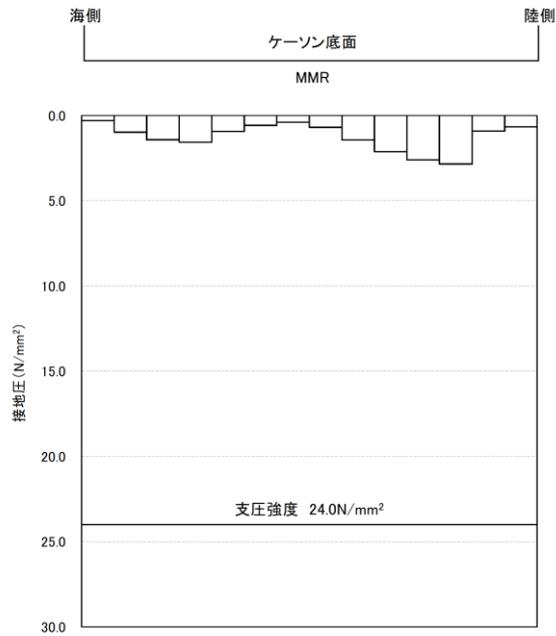


図 4.2.11-3(1) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, MMR)
(S s - D (-+))

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)

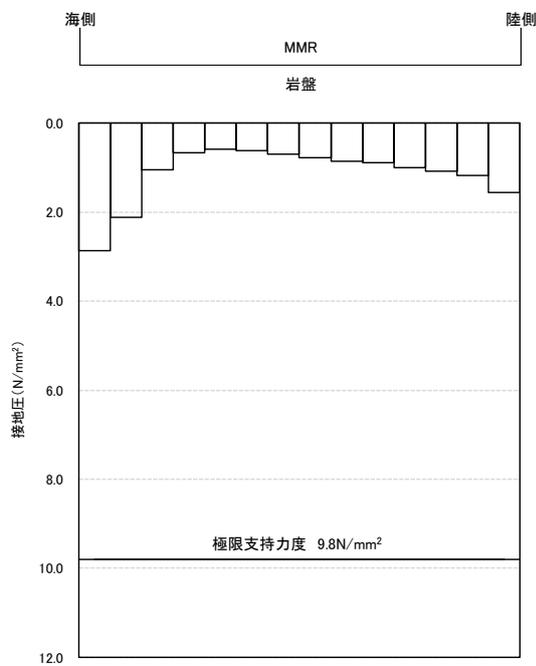


図 4.2.11-3(2) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 岩盤)
(S s - D (--))

解析ケース①：基本ケース

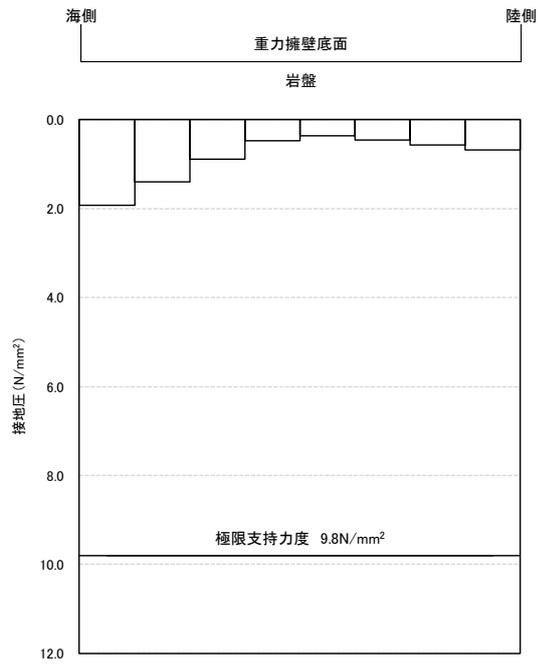


図 4.2.11-4 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)
 (S s - N 2 (E W) (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

5. 3次元構造解析

防波壁（波返重力擁壁）のうちケーソンは、複数の隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により耐震評価を行う。

5.1 解析方法

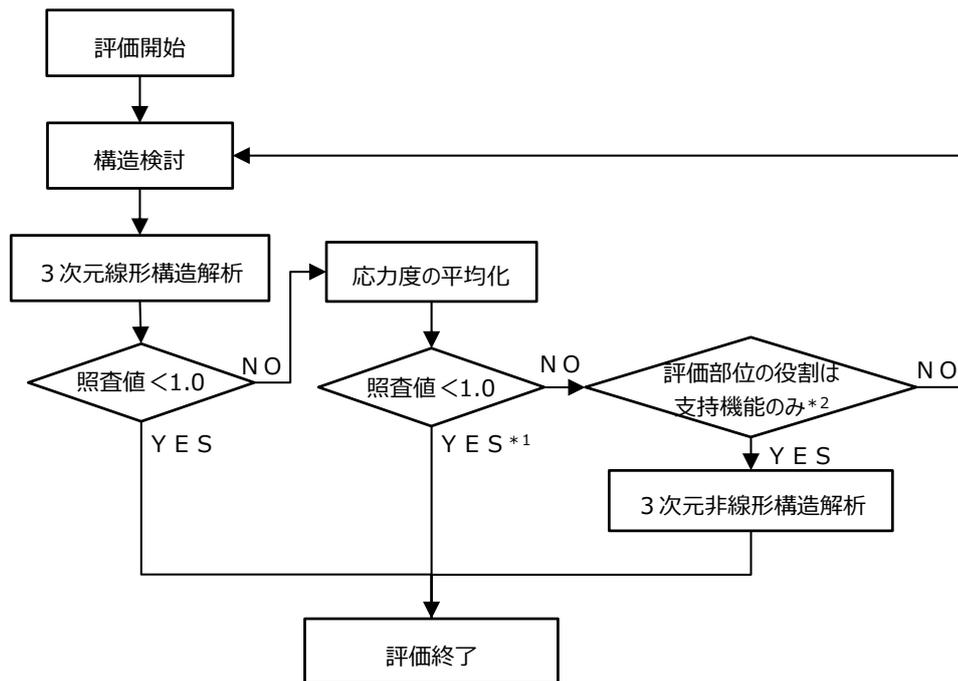
5.1.1 3次元構造解析手法

3次元構造解析では、常時応力解析を行い、そのうえで地震時応力解析を行うことで、ケーソン及び放水路ケーソンの耐震評価を実施する。具体的には、2次元有限要素法の常時応力解析における土圧や地震応答解析における土圧及び慣性力、公式により算定した荷重（水圧、風荷重及び積雪荷重）を3次元構造解析モデルに入力する。地震時応力解析においては、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を選定のうえ、当該時刻における地震時応答から荷重を設定し、耐震評価を実施する。

ケーソン並びに放水路ケーソンのうち頂版、側壁及び底版は、重力擁壁を支持する機能及び遮水性を保持する機能を有する必要があることから、ケーソンがおおむね弾性状態にとどまることを確認するために、3次元線形構造解析による耐震評価を行う。3次元線形構造解析の結果、「コンクリート標準示方書（2002）」に基づく許容限界を超える場合においては、発生応力度の平均化を実施し、評価を行う。発生応力度の平均化実施後においても、「コンクリート標準示方書（2002）」に基づく許容限界を超える場合は、許容限界を超える範囲が局所的であることを確認し、部材全体としての機能維持されていることの確認を行う。また、参考に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1999年）」（以下「RC規準（1999）」という。）に基づく短期許容応力度以下であることの確認を行う。

放水路ケーソンのうち隔壁は、重力擁壁を支持する機能を有する必要があることから、構造強度を有することを確認するために、3次元線形構造解析を行い、発生応力度の平均化実施後においても、許容限界を超える場合は、3次元非線形構造解析による耐震評価を行う。評価フローを図5.1.1-1に示す。

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。



注記 * 1 : 照査値 ≥ 1.0 となる場合は、その範囲が局所的であることから機能維持に影響がないことを確認する。また、参考に発生応力度が「鉄筋コンクリート構造計算規準（1999）」の短期許容応力度以下であることを確認する。

* 2 : 放水路ケーソンのうち隔壁が対象。

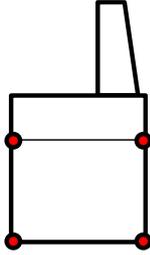
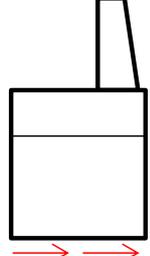
図 5.1.1-1 ケーソンの評価フロー図

5.1.2 照査時刻の設定

ケーソン及び放水路ケーソンの健全性評価において、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。

防波壁（波返重力擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.1.2-1 に示す。

表 5.1.2-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻
時刻1	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		ケーソン頂底版間で変位が最大となる時刻
時刻2	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊		総水平荷重が最大となる時刻

(1) 時刻1の選定理由

ケーソンは箱型構造であることから、ケーソン全体の変形に伴い、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、変形量に着目し、ケーソン全体における層間変位が最大となる時刻を選定する。

(2) 時刻2の選定理由

地震時荷重により、各部材における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じることが想定されるため、重力擁壁を含めた防波壁全体に作用する水平荷重に着目し、総水平荷重が最大となる時刻を選定する。

5.1.3 入力値の設定

「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、3次元構造解析における入力値を設定する。3次元構造解析の入力値のうち、動土圧、間隙水圧及び慣性力は「5.1.2 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表 5.1.3-1 に、3次元構造解析への入力イメージを図 5.1.3-1 に、3次元構造解析のフローを図 5.1.3-2 に示す。
放水路ケーソンにおいても、同様とする。

表 5.1.3-1 入力値の一覧

入力値		算定方法	2次元有限要素法から抽出する 応答値	载荷位置
土圧	静止土圧	2次元有限要素法における常時応力解析	土圧	作用位置
	動土圧	地震応答解析	土圧	作用位置
静水圧及び動水圧		公式	—	作用位置
間隙水圧		地震応答解析	過剰間隙水圧	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	—	作用位置
慣性力	躯体の慣性力	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	機器荷重の慣性力	地震応答解析	応答加速度	設置位置

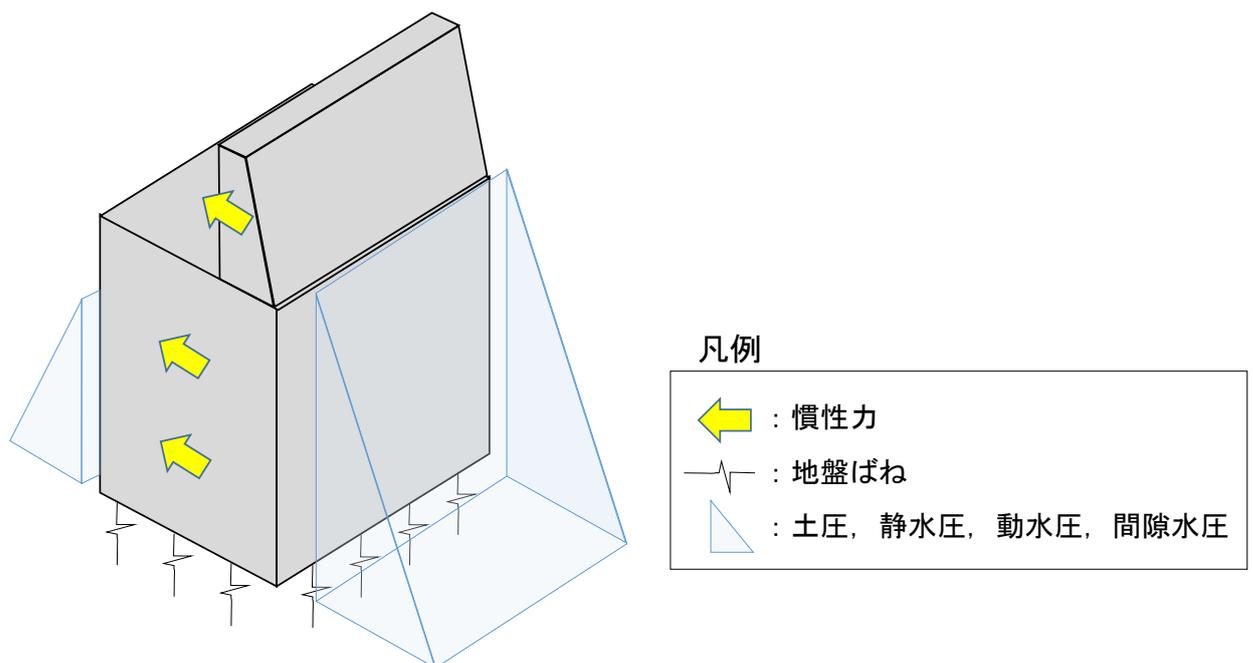
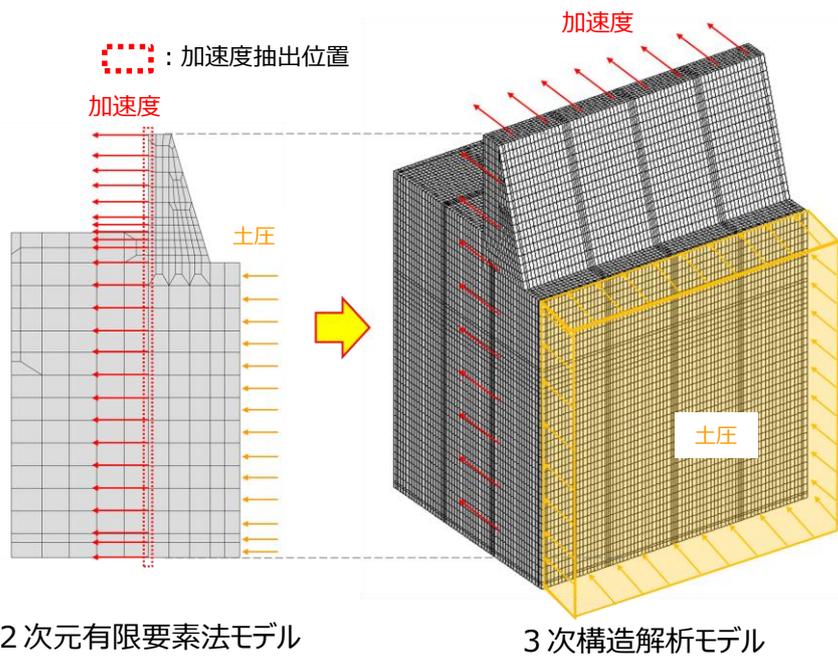


図 5.1.3-1(1) 3次元構造解析への入力イメージ



- 土圧は2次元有限要素法より背面の地盤要素から抽出し、3次元構造解析モデルに入力
- 加速度は2次元有限要素法よりケーソン・重力擁壁の節点から抽出し、節点高さに対応する3次元構造解析モデルの全要素に入力

図 5.1.3-1(2) 3次元構造解析への入力イメージ

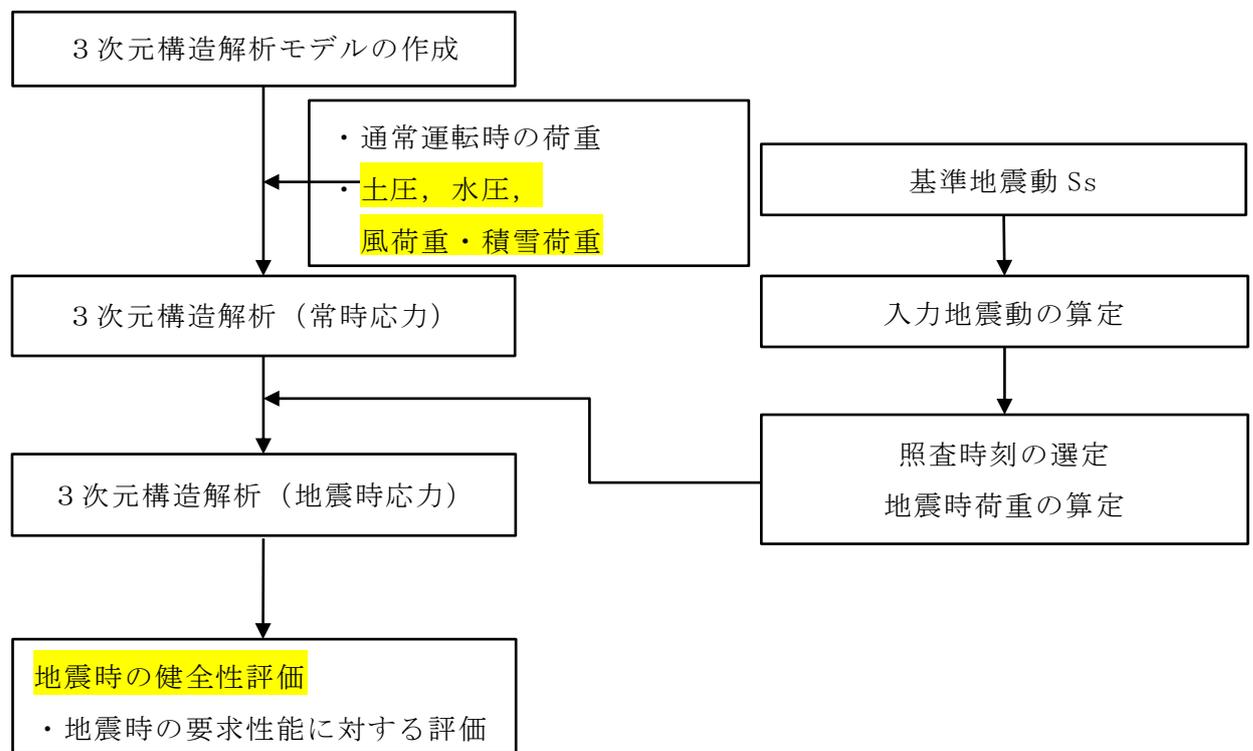


図 5.1.3-2 3次元構造解析のフロー図

(1) 常時荷重

a. 自重

重力擁壁及びケーソンの各部材については、各部材の体積にコンクリートの密度を乗じて設定し、中詰材については、体積に各中詰材の密度を乗じて設定する。漂流物対策工は、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

b. 静止土圧及び静水圧

静止土圧及び静水圧を躯体に作用させる。静止土圧は、常時応力解析より算出された土圧を用いる。静水圧は公式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03t/m^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ケーソン及び重力擁壁の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.1.3-3 に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出は、抽出位置の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（波返重力擁壁）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。慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とし、3次元構造解析モデルの要素の高さ位置に合わせ、全要素に入力する。

b. 動水圧

躯体に作用する動水圧は、抽出する加速度を踏まえ、Westergaard の式により算定し、その算定にあたっては、海水の密度 1.03t/m^3 を考慮する。

c. 動土圧及び過剰間隙水圧

躯体に作用する動土圧及び過剰間隙水圧は、各地盤要素、各照査時刻における地震時荷重から算定する。動土圧及び過剰間隙水圧の抽出位置を図 5.1.3-4 に示す。

抽出した水平及び鉛直方向の動土圧及び過剰間隙水圧は、防波壁（波返重力擁壁）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。

- | | | | |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR | — : ジョイント要素 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | ■ : 砂礫層 | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 海水 | ■ : 改良地盤⑥ | |

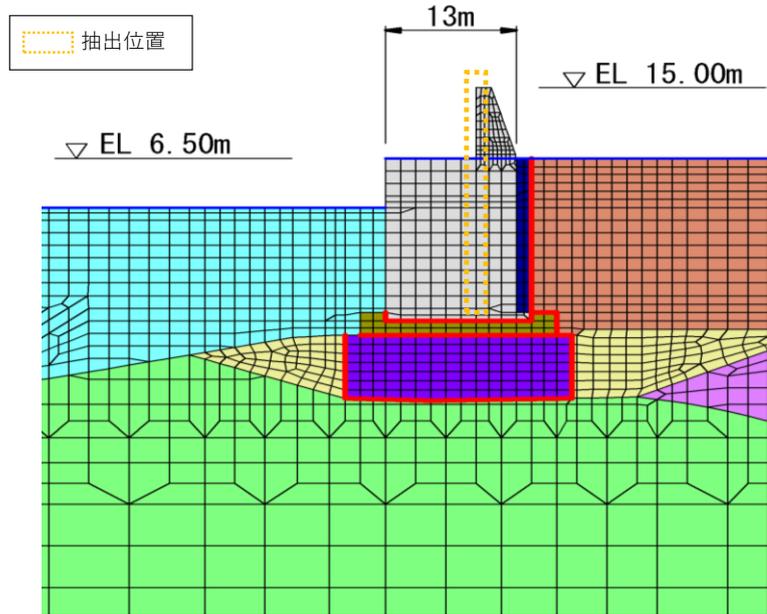


図 5.1.3-3(1) 応答加速度の抽出位置 (②-②断面)

- | | | |
|------------------|---------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : MMR | — : ジョイント要素 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 海水 | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | | |

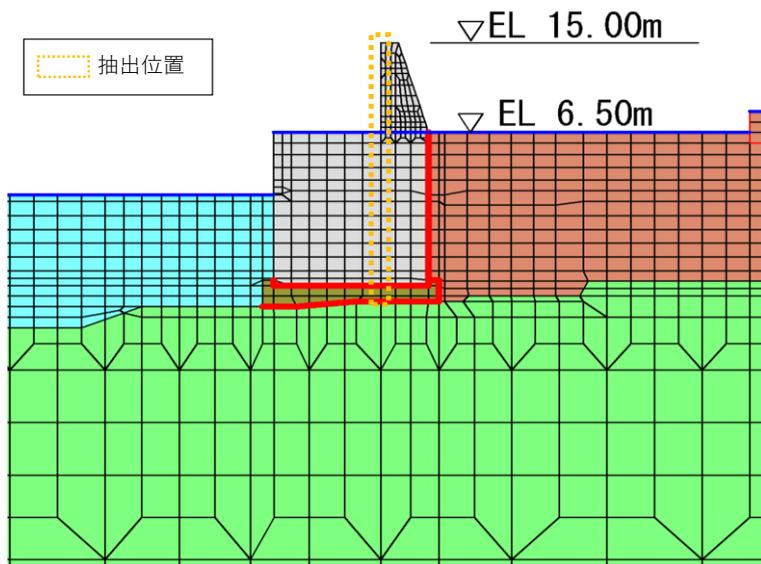


図 5.1.3-3(2) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

- | | | |
|----------------|------------------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : 海水 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | — : ジョイント要素 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : MMR | — : 地下水面及び海水面 |

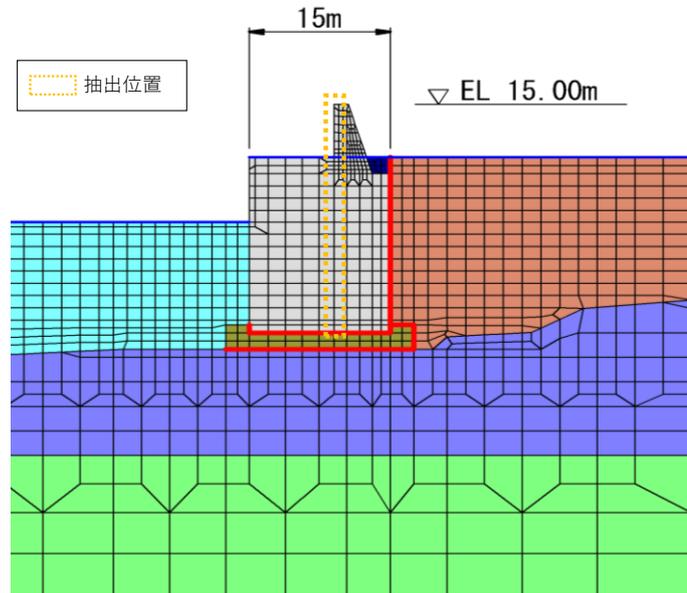


図 5.1.3-3(3) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

- | | | | |
|----------------|------------------|-----------|---------------|
| ■ : 岩盤 (第②速度層) | ■ : 防波壁 (波返重力擁壁) | ■ : MMR | — : ジョイント要素 |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 埋戻土 (護岸背面) | ■ : 砂礫層 | — : 地下水面及び海水面 |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 海水 | ■ : 改良地盤⑥ | |

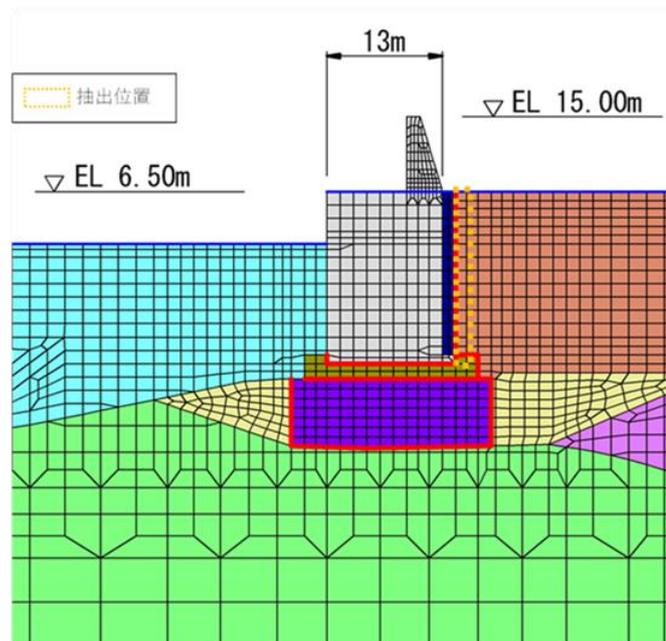


図 5.1.3-4(1) 地震時荷重の抽出位置 (②-②断面)

- | | | |
|--|---|---|
|  : 岩盤 (第④速度層) |  : MMR |  : ジョイント要素 |
|  : 埋戻土 |  : 海水 |  : 地下水面及び海水面 |
|  : 防波壁 (波返重力擁壁) | | |

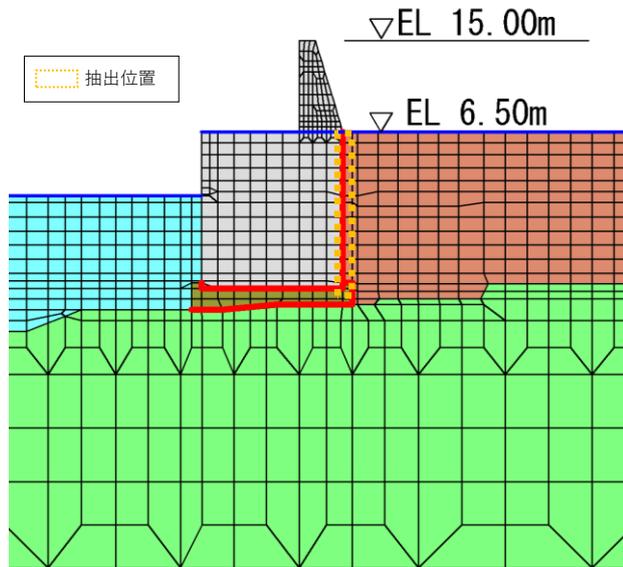


図 5.1.3-4(2) 地震時荷重の抽出位置 (③-③断面)

- | | | |
|--|--|---|
|  : 岩盤 (第③速度層) |  : 防波壁 (波返重力擁壁) |  : 海水 |
|  : 岩盤 (第④速度層) |  : 埋戻土 (護岸背面) |  : ジョイント要素 |
|  : 埋戻土 |  : MMR |  : 地下水面及び海水面 |

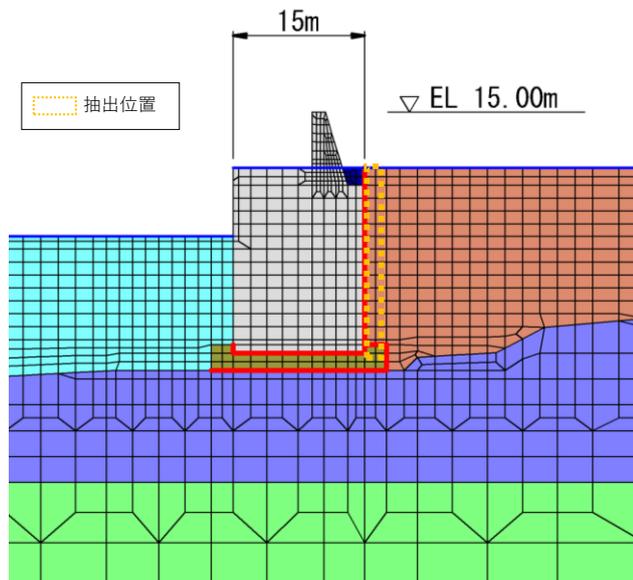


図 5.1.3-4(3) 地震時荷重の抽出位置 (④-④断面)

d. 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「3.3(2) 荷重」を基に設定する。風荷重は重力擁壁及びケーソン側面に、積雪荷重は重力擁壁に作用させる。

5.1.4 解析モデル及び諸元

(1) 構造物のモデル化

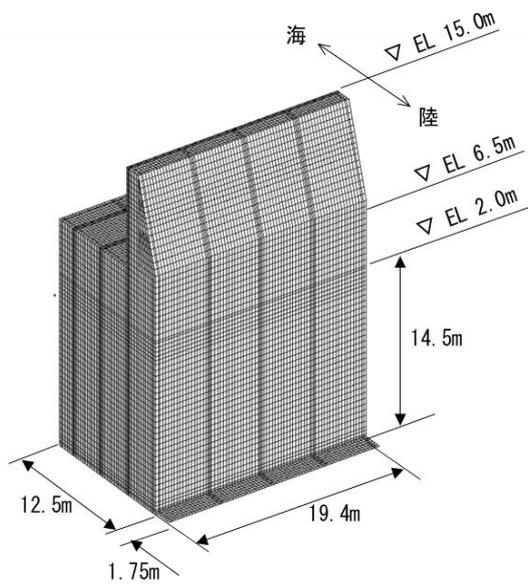
a. ②-②断面及び④-④断面

3次元線形構造解析モデルにおいて、ケーソンは線形シェル要素でモデル化し、重力擁壁及び中詰材（中詰コンクリート又は中詰材改良体）については線形ソリッド要素でモデル化する。なお、漂流物対策工はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

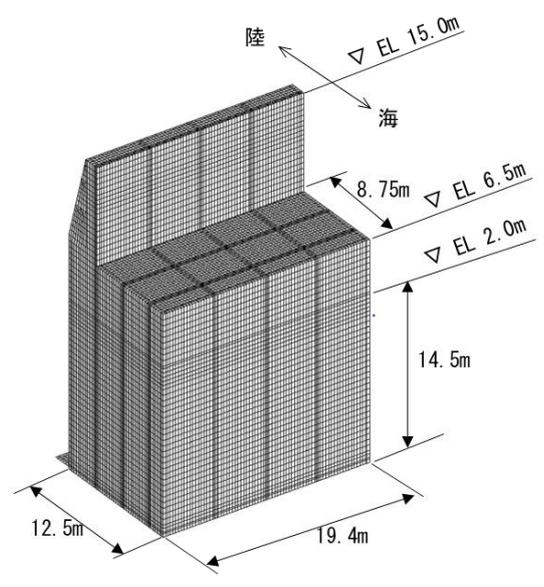
使用要素一覧を表 5.1.4-1 に、3次元線形構造解析モデルを図 5.1.4-1 及び図 5.1.4-2 に、境界条件を表 5.1.4-2 に示す。

表 5.1.4-1 使用要素一覧

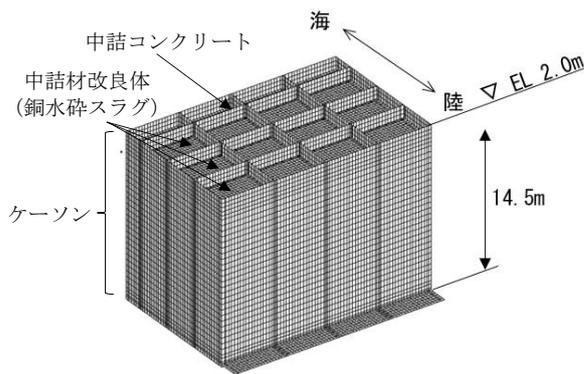
部位・材料	使用要素
ケーソン	線形シェル要素
重力擁壁 中詰材	線形ソリッド要素
漂流物対策工	モデル化しない (重量のみを考慮)
地盤	地盤ばね



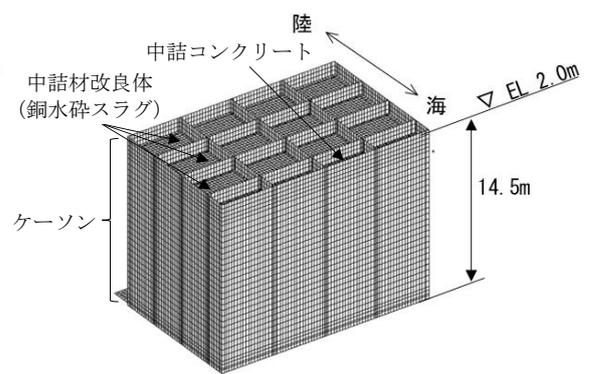
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



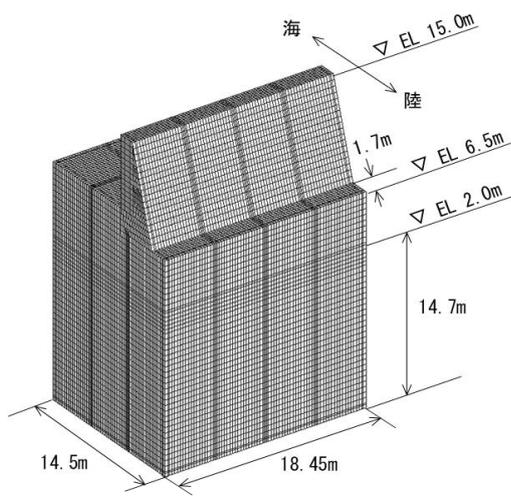
ケーソンのモデル図（陸側）*



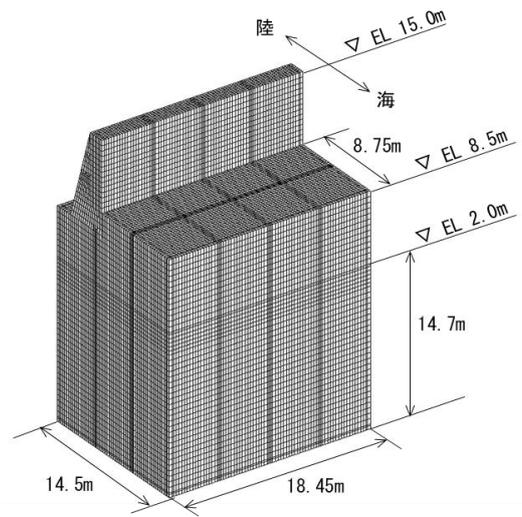
ケーソンのモデル図（海側）*

注記*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

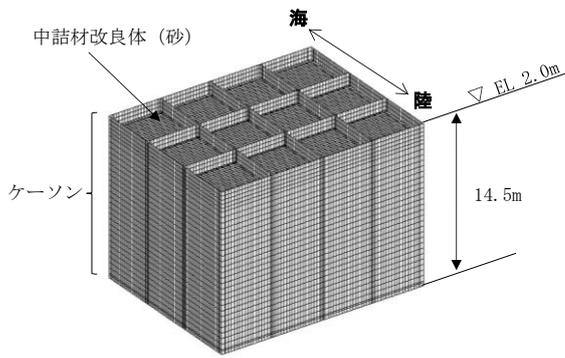
図 5.1.4-1 3次元線形構造解析モデル（②-②断面）



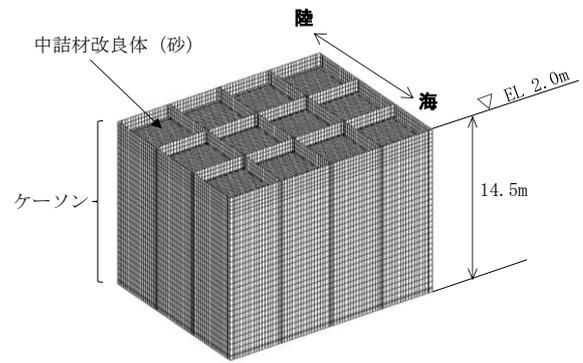
モデル全体図（陸側）



モデル全体図（海側）



ケーソンのモデル図（陸側）*



ケーソンのモデル図（海側）*

注記*：重力擁壁及び蓋コンクリートを非表示

図 5.1.4-2 3次元線形構造解析モデル（④-④断面）

表 5.1.4-2 境界条件

部材・材料	境界条件	備考
底版	地盤ばね	「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定
前壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
後壁		
側壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
中詰材	前壁, 側壁, 後壁, 隔壁 及び底版と節点共有	地震時荷重を載荷
重力擁壁	各部材と節点共有	地震時荷重を載荷

b. ③-③断面

(a) 3次元線形構造解析

②-②断面及び④-④断面の壁部材の部材厚と比較し、③-③断面の部材厚が大きいことから、③-③断面については、線形ソリッド要素でモデル化する。なお、部材内にH形鋼が含まれているが、保守的にH形鋼を考慮せず、各部材を無筋コンクリートとして評価を実施する。

なお、漂流物対策工はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

使用要素一覧を表 5.1.4-3 に、3次元線形構造解析モデルを図 5.1.4-3 に、境界条件を表 5.1.4-4 に示す。

表 5.1.4-3 使用要素一覧

部位	使用要素
重力擁壁 放水路ケーソン	線形ソリッド要素
漂流物対策工	モデル化しない (重量のみを考慮)
地盤	地盤ばね



図 5.1.4-3 3次元線形構造解析モデル (③-③断面)

表 5.1.4-4 境界条件

部材	境界条件	備考
底版	地盤ばね	「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき設定
側壁	拘束なし	地震時荷重を載荷
隔壁		
頂版	重力擁壁と節点共有	地震時荷重を載荷
重力擁壁	各部材と節点共有	地震時荷重を載荷

(b) 3次元非線形構造解析

3次元非線形構造解析においては、役割が支持機能である隔壁を評価対象部位とし、3次元線形構造解析と同様にソリッド要素を用いる。重力擁壁は線形ソリッド要素でモデル化し、放水路ケーソンは、材料非線形特性を考慮するため、非線形ソリッド要素でモデル化する。なお、漂流物対策工はモデル化せず、設置位置に漂流物対策工の重量を考慮する。

鉄筋を有する隔壁のモデル化にあたっては、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化する。また、隔壁の鉄筋は、頂版及び底版に定着されているが、鉄筋コンクリート要素は保守的にハンチよりも内側の要素に設定する。鉄筋を含まない底版、側壁、頂版及びハンチのモデル化にあたっては、部材内にH形鋼が含まれるが、すべて無筋コンクリート要素としてモデル化する。

隔壁の部材厚方向の要素分割数については、鉄筋コンクリート要素と無筋コンクリート要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定する。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さのおおむね2倍程度とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。3次元非線形構造解析におけるモデル化方法を図 5.1.4-4 に、使用要素一覧を表 5.1.4-5 に示す。

3次元非線形構造解析モデルの境界条件については、表 5.1.4-4 に示す3次元線形構造解析と同様とする。

なお、3次元非線形構造解析を実施する解析ケースは、3次元線形構造解析により隔壁に発生する応力が許容応力を上回った場合の解析ケースについて実施し、隔壁に発生するひずみが許容限界以下であることを確認する。

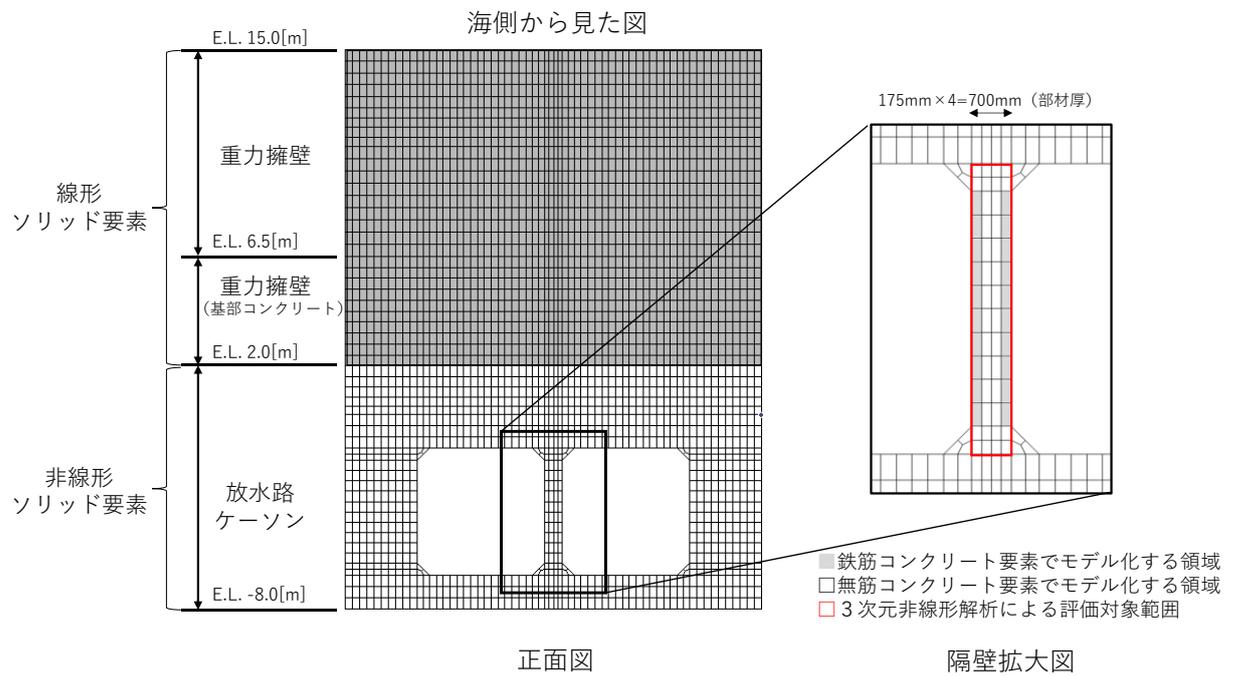


図 5.1.4-4 3次元非線形構造解析におけるモデル化方法

表 5.1.4-5 使用要素一覧

部位	使用要素
重り擁壁	線形ソリッド要素
放水路ケーソン	非線形ソリッド要素
漂流物対策工	モデル化しない (重量のみを考慮)
地盤	地盤ばね

(2) 地盤ばね

ケーソン底面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、ケーソンに作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定には、ケーソン直下のMMRの物性値を用いる。

ケーソン底面に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書(平成14年)」に基づき設定し、構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。ケーソン底面に設定する地盤ばねを表5.1.4-6に示す。

放水路ケーソンの3次元線形構造解析及び3次元非線形構造解析においても、同様に設定する。

表 5.1.4-6 ケーソン底面に設定する地盤ばね

		ケーソン底面
常時	鉛直	地盤ばね
	水平	
地震時	鉛直	地盤ばね
	水平	

a. 鉛直方向

(a) 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、鉛直方向の地盤ばねを設定する。

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

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

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (常時 : 4, 図 5.1.2-5 参照)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

図 5.1.4-5 変形係数 E_0 と α

(「道路橋示方書(平成 14 年)」に加筆)

(b) 地震時

5.1.4(2)a.(a)と同様に鉛直方向の地盤ばねを設定する。なお、地盤反力係数の推定に用いる係数 α は 8 とする。

b. 水平方向

(a) 常時

「道路橋示方書(平成 14 年)」に基づき、水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (常時) (kN/m³)

(b) 地震時

5.1.4(2)b.(a)と同様に水平方向の地盤ばねを設定する。なお、基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は地震時のものを用いる。

(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. ケーソン及び放水路ケーソン（3次元線形構造解析）

ケーソン及び放水路ケーソンの使用材料を表 5.1.4-7 に、材料の物性値を表 5.1.4-8 に示す。

表 5.1.4-7 使用材料

材料		諸元
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	24.0 N/mm ²
鉄筋		SD345

表 5.1.4-8 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	ケーソン 放水路ケーソン	24.0*2	2.5×10 ⁴ *2	0.2*2

注記*1：港湾基準

*2：コンクリート標準示方書（2002）

b. 放水路ケーソン（3次元非線形構造解析）

3次元非線形構造解析に用いる物性値は、文献を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の物性値を表 5.1.4-9 及び表 5.1.4-10 に示す。

表 5.1.4-9 コンクリートの物性値

項目	物性値	諸元
単位体積重量	24.0kN/m ³	コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）
圧縮強度	24.0 N/mm ²	コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）
引張強度	1.91 N/mm ²	コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）
破壊エネルギー	0.07830 N/mm	コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）

表 5.1.4-10 鉄筋の物性値

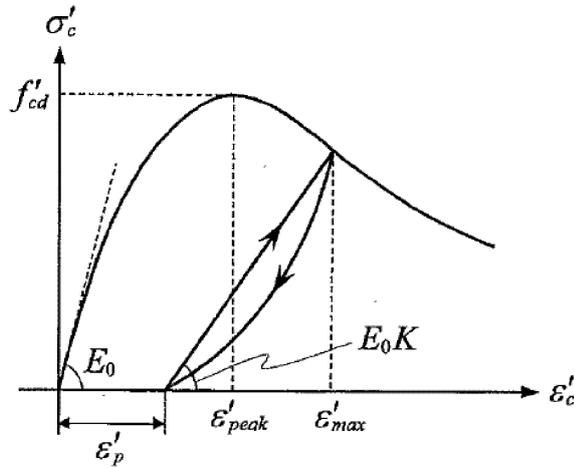
項目	物性値	諸元
ヤング係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012
降伏強度	345N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012

(a) コンクリートの非線形特性

イ 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 5.1.4-6 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 5.1.4-7 に示す。

低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 5.1.4-6 一軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係
 (「コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定)」(以下「コンクリート標準示方書 2017」という。)より引用)

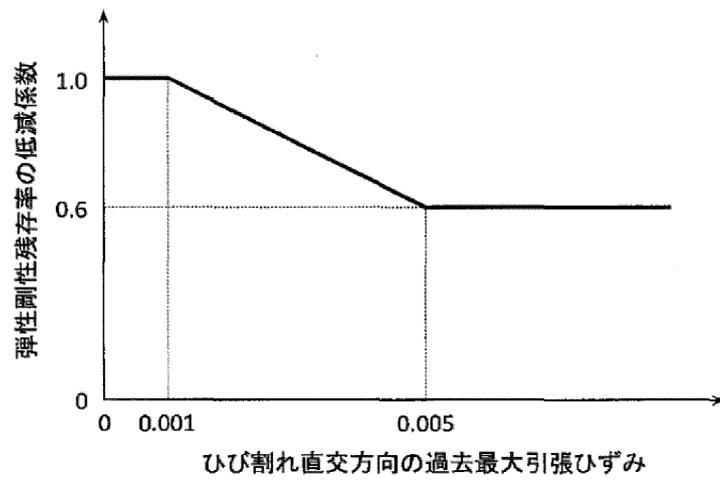
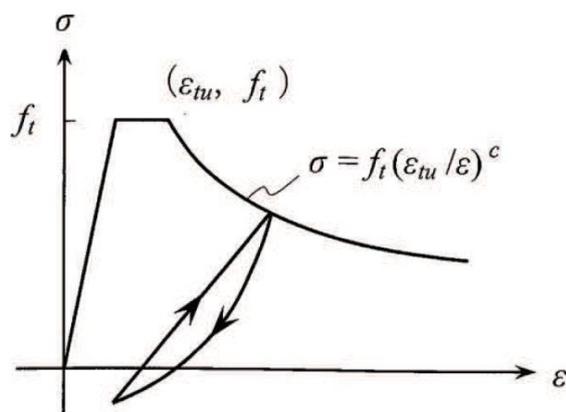


図 5.1. 4-7 弾性剛性残存率の低減係数
 (「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

ロ 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 5.1.4-8 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギーによって代表される。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 5.1.4-9 に示す引張軟化曲線を設定する。



ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 5.1.4-8 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
 応力-ひずみ関係（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

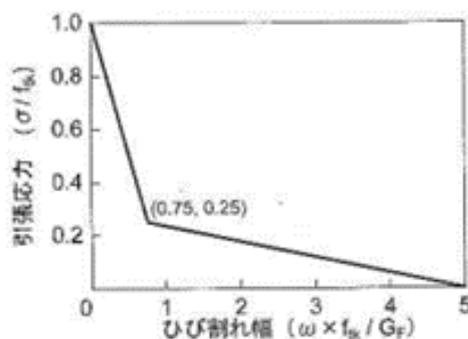
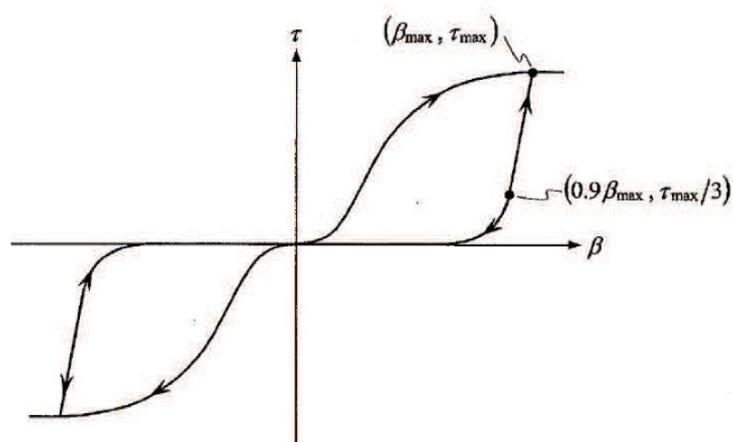


図 5.1.4-9 コンクリートの破壊エネルギー
 （「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

ハ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 5.1.4-10 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 5.1.4-10 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

(c) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中心に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \overline{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \overline{\sigma}_c$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$ 、 $\overline{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平面応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_s + A_c$$

c. 重力擁壁

重力擁壁の使用材料は、「4.1.7(2) 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

d. 中詰材

(a) 中詰コンクリート

中詰コンクリートの使用材料を表 5.1.4-11 に、材料の物性値を表 5.1.4-12 に示す。

表 5.1.4-11 使用材料

材料	諸元
コンクリート	18.0 N/mm ²

表 5.1.4-12 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	22.6*1	2.2×10 ^{4*2}	0.2*2

注記*1：港湾基準

*2：コンクリート標準示方書（2002）

(b) 中詰材改良体（銅水砕スラグ）

中詰材改良体（銅水砕スラグ）は、物性値は「（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのP S 検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。設定する物性値を表 5.1.4-13 に示す。

表 5.1.4-13 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	EL-5.5m 以浅	22.6	8.8×10 ³	0.33
	EL-5.5m 以深		1.2×10 ⁴	

(c) 中詰材改良体（砂）

中詰材改良体（砂）は、物性値は「（参考資料3）ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」に示す原位置でのP S 検層結果及び室内試験結果を用いて設定する。設定する物性値を表 5.1.4-14 に示す。

表 5.1.4-14 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
中詰材改良体 (砂)	EL-5.5m 以浅	20.0	7.8×10 ³	0.33
	EL-5.5m 以深		1.1×10 ⁴	

(4) 地下水位

設計地下水位は、「4.1.7(4) 地下水位」を基に設定する。

5.1.5 評価方法

(1) ②-②断面及び④-④断面

3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ圧縮応力度，曲げ引張応力度及びせん断力より算定されるせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.1.5-1 に示す。

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

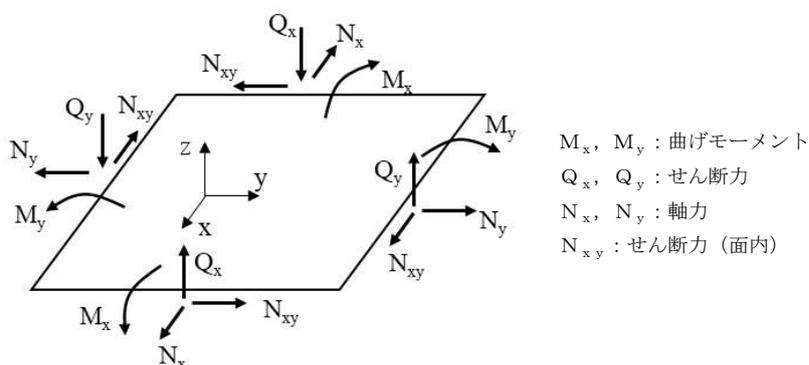


図 5.1.5-1 シェル要素における断面力の方向

(2) ③-③断面

a. 3次元線形構造解析

3次元構造解析に基づいて算定した圧縮応力度，引張応力度及びせん断応力度が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

各要素の応力の方向を図 5.1.5-2 に示す。

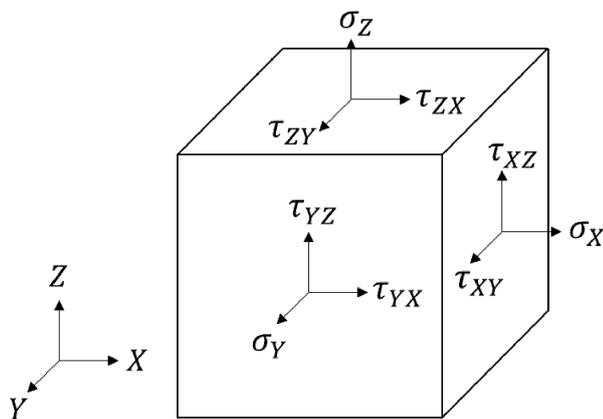


図 5.1.5-2 ソリッド要素における応力の方向

b. 3次元非線形構造解析

3次元非線形構造解析に基づいて算定したひずみ量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。