

東海第二発電所

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び 構造成立性評価結果について

平成29年10月11日
日本原子力発電株式会社

目次 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

1. 概要
2. 耐津波設計方針に関する設置許可基準規則の要求事項について
3. 津波防護対象施設
4. 防潮堤の概要
5. 基本設計方針
6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針
7. 止水ジョイント部の設計方針
8. 地盤高さの嵩上げ部(改良体), シートパイル, 表層地盤改良の設計方針
9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針
10. 代表断面の選定
11. 代表地震波の選定
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果(二次元有効応力解析結果(横断方向))
13. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果(二次元有効応力解析の結果(縦断方向, 原地盤モデル))
14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果(二次元有効応力解析の結果(岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル))
15. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果(二次元有効応力解析の結果(岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル))
16. 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動
17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果(二次元フレーム解析結果)
18. 上部工の成立性検討結果(二次元梁バネモデル解析結果)
19. 上部工の成立性検討結果(静的三次元FEM解析結果)
20. 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果
21. 止水ジョイント部の成立性検討結果

1. 概要

- 津波防護施設として防潮堤に求められる要求機能は、繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること、基準地震動 S_s に対し要求される機能を損なう恐れがないよう構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。
- 上記の機能を確保するための性能目標は、遡上津波に対し余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに、構造物の境界部等の止水性を維持し、基準地震動 S_s に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。
- 本資料は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び構造成立性について説明する。
- 当該構造物は、鋼管杭による下部工と5本の鋼管杭を束ね止水機能を確保する鉄筋コンクリート壁による上部工から構成される。
- 当該構造物に作用する主要な荷重（地震荷重、津波荷重、漂流物衝突荷重）は、鋼管杭が受け持つ構造であり、鋼管杭は杭径程度以上を岩盤に根入れする岩着形式とする。
- また、隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイントを設置する。

2. 耐津波設計方針に関する設置許可基準規則の要求事項について

設置許可基準規則

(津波による損傷の防止)

第五条 設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波(以下「基準津波」という。)に対して**安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。**

設置許可基準規則解釈

(別記3)

第5条(津波による損傷の防止)

五 津波防護施設及び浸水防止設備については、入力津波(施設の津波に対する設計を行うために、津波の伝播特性及び浸水経路等を考慮して、それぞれの施設に対して設定するものをいう。以下同じ。)に対して**津波防護機能及び浸水防止機能が保持できること。**

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド

5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件

5.1 津波防護施設の設計

【規制基準における要求事項等】

津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、**入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。**

5.4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項

5.4.1 津波防護施設、浸水防止設備等の設計における検討事項

【規制基準における要求事項等】

津波防護施設、浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たっては、次に示す方針(津波荷重の設定、余震荷重の考慮、津波の繰り返し作用の考慮)を満足すること。

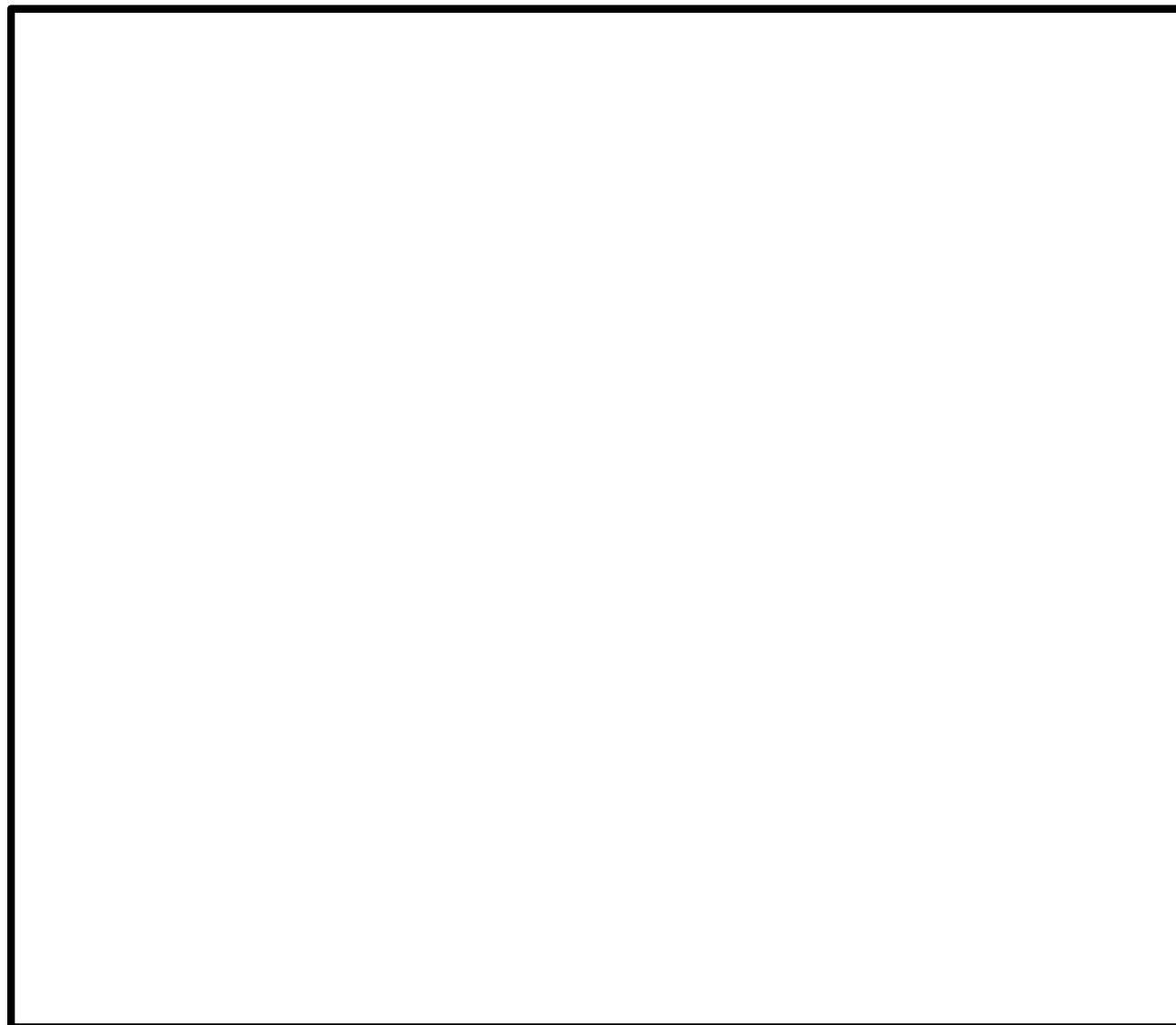
5.4.2 漂流物による波及的影響の検討

【規制基準における要求事項等】

津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において**建物・構築物、設置物等が破損、倒壊、漂流する可能性**について検討すること。

3. 津波防護対象施設

■設置許可基準規則5条及び40条の対象となる「津波防護対象施設」を以下に示す。



津波防護対象施設の平面配置

設計基準対象施設
原子炉建屋
タービン建屋
取水構造物(取水路, 海水ポンプ室)
非常用海水系配管【屋外二重管】
非常用ガス処理系排気筒【排気筒】
【使用済燃料乾式貯蔵建屋】
軽油貯蔵タンク

重大事故等対処施設
【原子炉建屋】
【取水構造物(取水路, 海水ポンプ室)】
非常用海水系配管【屋外二重管】
SA用海水ピット取水塔
海水引込み管
SA用海水ピット
緊急用海水取水管
緊急用海水ポンプピット
格納容器圧力逃がし装置格納槽
常設低圧代替注水系格納槽
接続口
常設代替高圧電源装置
西側淡水貯水設備
軽油貯蔵タンク
可搬型設備保管場所
緊急時対策所

設計基準対象施設及び重大事故等対処施設
【原子炉建屋】
【取水構造物(取水路, 海水ポンプ室)】
非常用海水系配管【屋外二重管】
軽油貯蔵タンク

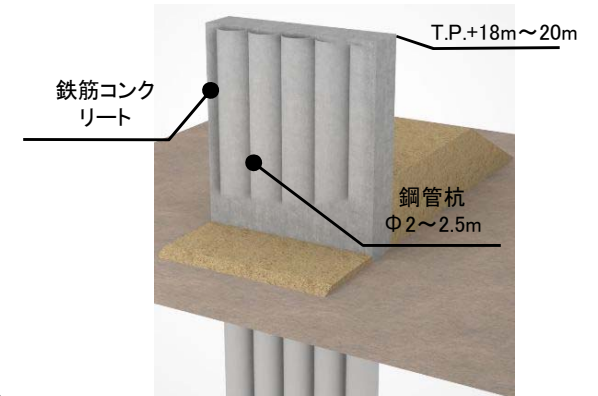
【 】は、耐震重要施設を支持する建物・構築物を示す。

4. 防潮堤の概要

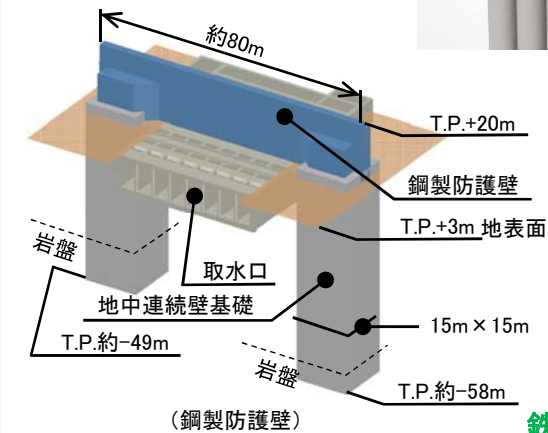
4. 防潮堤の概要

- 防潮堤は、その構造形式から3つ(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁, 鋼製防護壁, 鉄筋コンクリート防潮壁)に種別される。

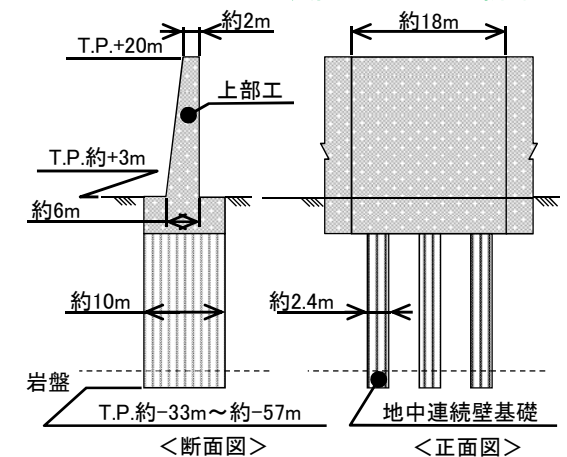
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁



鋼製防護壁



鉄筋コンクリート防潮壁

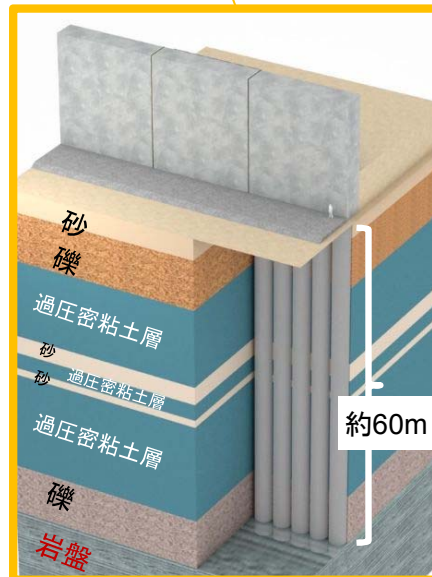
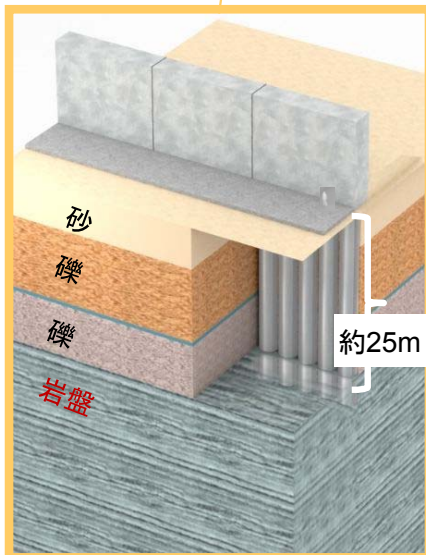
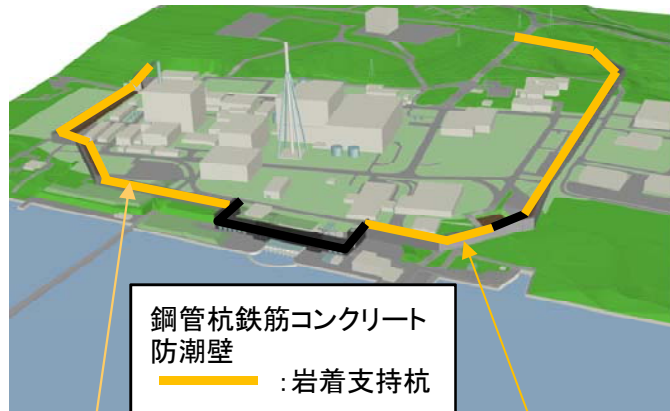


4. 防潮堤の概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

- 防潮堤は、設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置される敷地を含め、敷地全体を取り囲む形で設置する。
- 敷地の第四系基底（岩盤上面）の標高分布及び防潮堤の構造形式とその配置を示す。

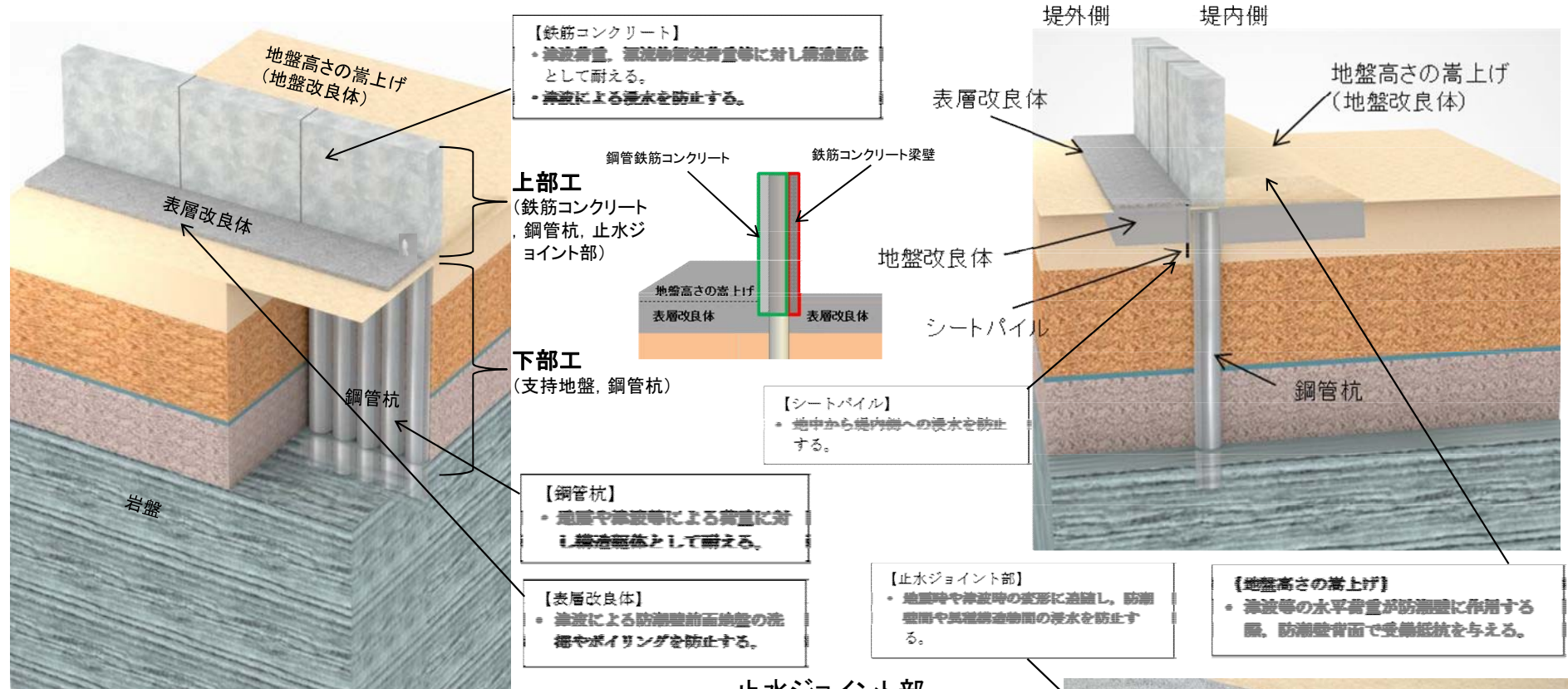
防潮堤鳥瞰図



4. 防潮堤の概要

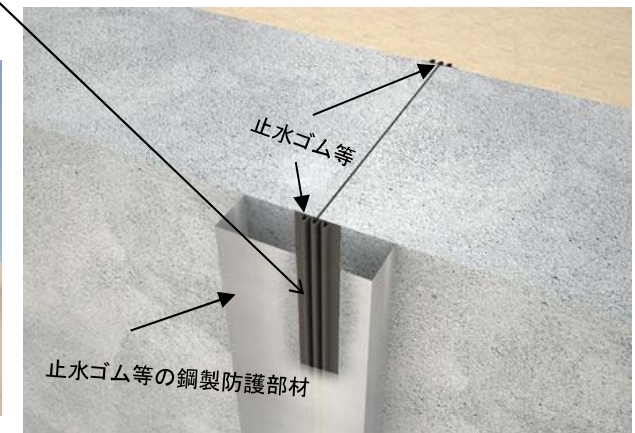
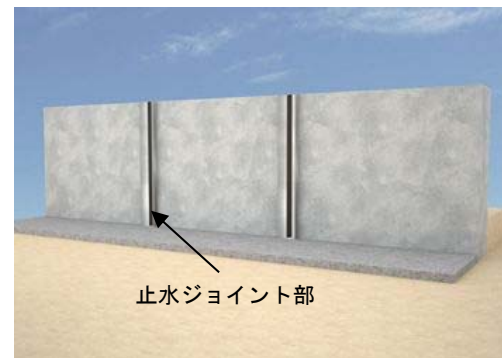
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 構造の概要

■ 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を下図に示す。



止水ジョイント部

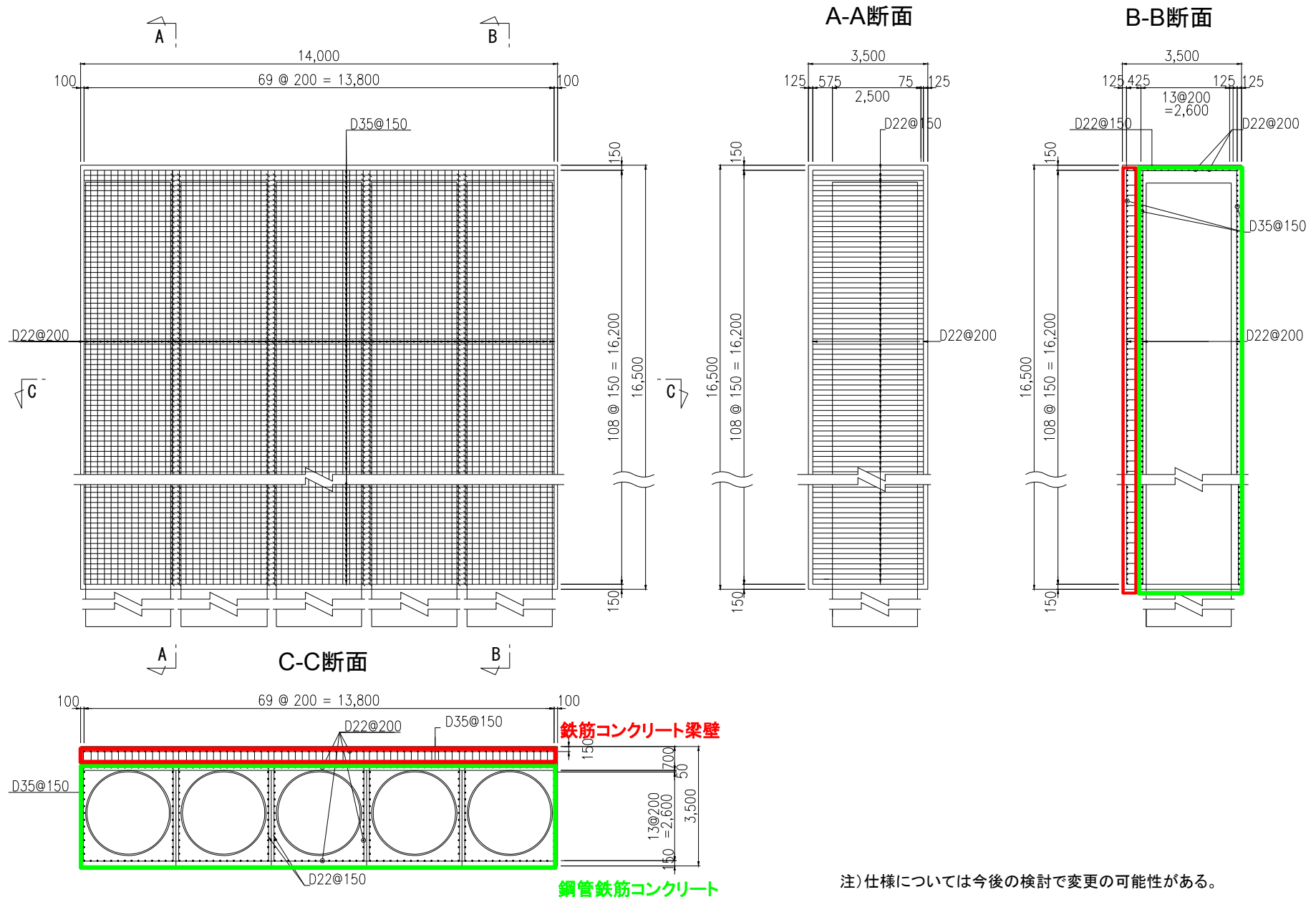
評価対象部位		役割
上部工	鉄筋コンクリート	止水機能の保持
	止水ジョイント部	施工ブロック間の止水機能
上部工 下部工	鋼管杭	津波・地震荷重に耐える構造躯体であり、上部工・下部工を兼ねる
表層改良体		洗掘防止、ボイリング対策
地盤高さの嵩上げ(改良体)		荷重に対する上部工の変位の抑制
シートパイル		ボイリング対策



4. 防潮堤の概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 構造の概要(上部工)

■ 配筋概要図



注)仕様については今後の検討で変更の可能性がある。

5. 基本設計方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

[illegible]

 **ぎんぎん**

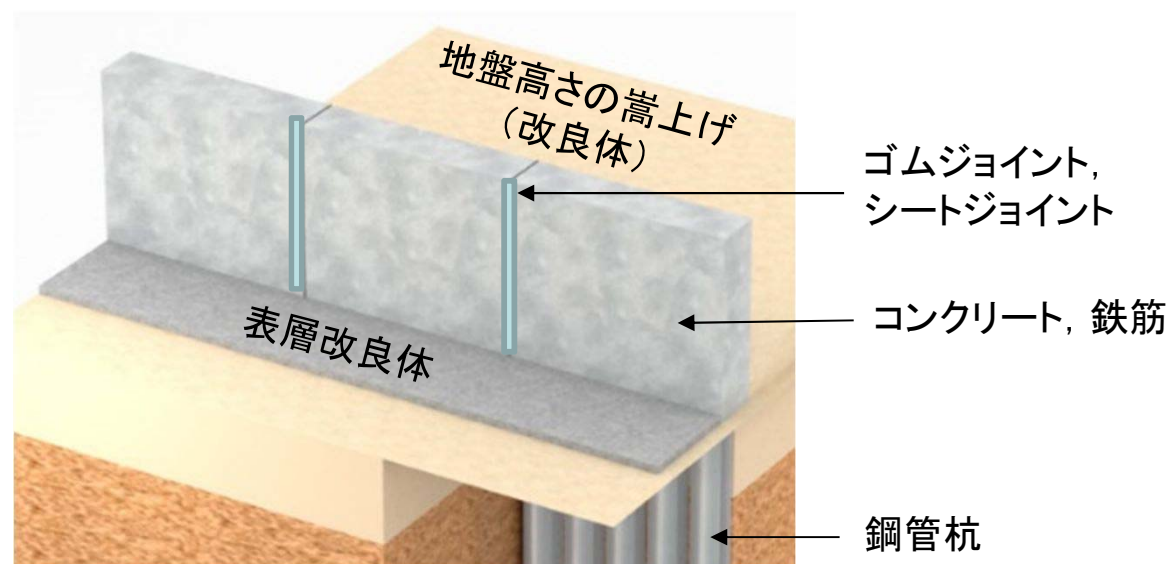
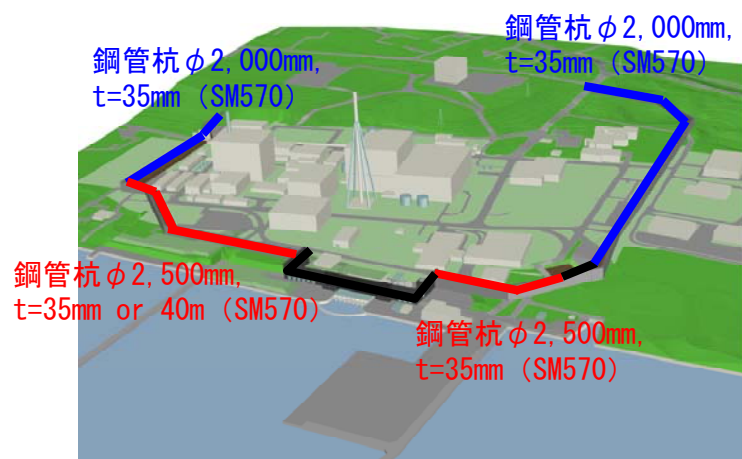
5. 基本設計方針

各部位の仕様

■ 防潮堤の構造成立性の確認において、各部位は以下の仕様とした。

	部位	仕 様
1	鋼管杭	敷地前面東側 : $\phi 2,500\text{mm}$ (SM570, $t=35\text{mm}$ or 40mm) 敷地側面北側・南側: $\phi 2,000\text{mm}$ (SM570, $t=35\text{mm}$)
2	コンクリート	$f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$
3	鉄 筋	SD490
4	ゴムジョイント	クロロプレンゴム
5	シートジョイント	塩化ビニルシート, 合成繊維織布 (ポリエステル)
6	地盤高さの嵩上げ	セメント $q_u=1,000\text{kN/m}^2$
7	表層改良体	セメント $q_u=1,000\text{kN/m}^2$

注) 仕様については今後の検討で変更の可能性がある。
鋼管杭の $\phi 2000$ および $\phi 2500$ では、SM570 (JIS規格) 以上の強度を持つ鋼材による製作が難しいことから、材料強度を上げる場合は、板厚を大きくすることで対応する。

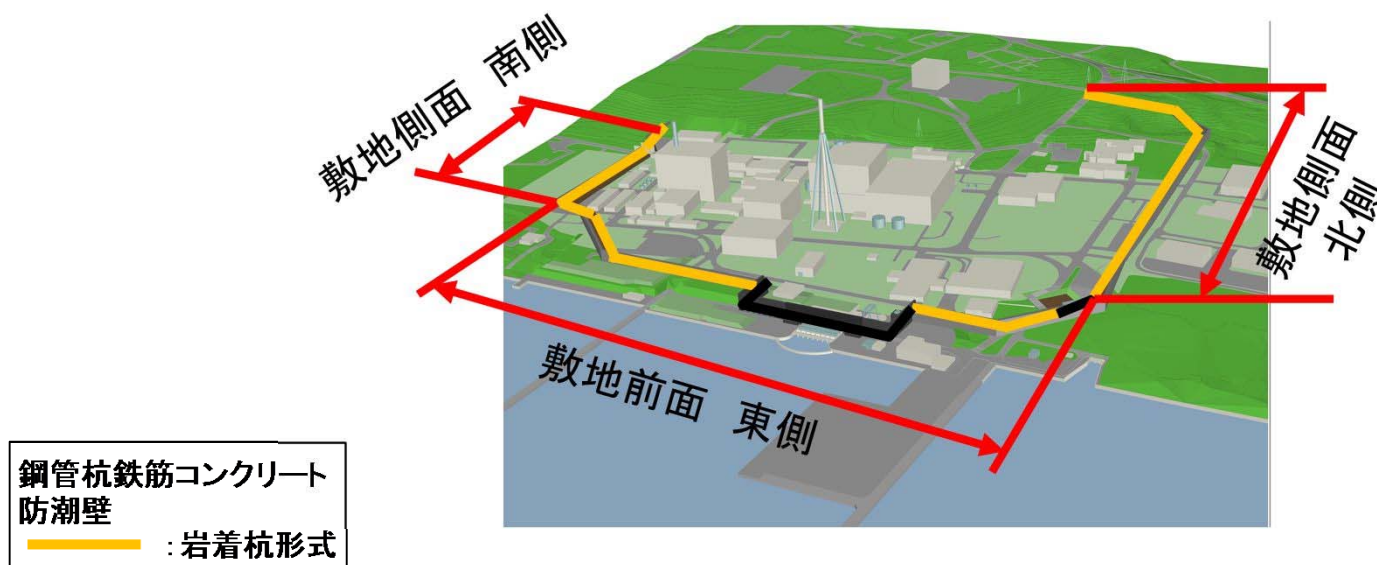


5. 基本設計方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針

■ 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、設計に用いる津波高さ(入力津波高さ)に対して余裕をもった高さを設定する。

	敷地側面 北側	敷地前面 東側	敷地側面 南側
入力津波高さ (潮位のばらつき等 考慮)	T. P. + 15. 4m	T. P. + 17. 9m	T. P. + 16. 8m
防潮堤高さ	T. P. + 18. 0m	T. P. + 20. 0m	T. P. + 18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

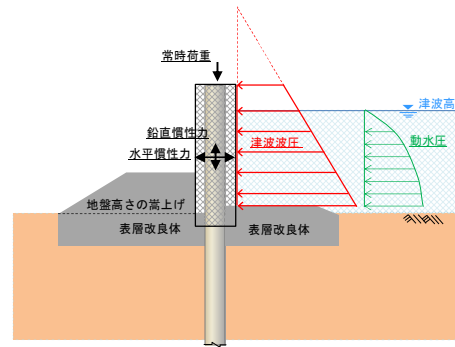
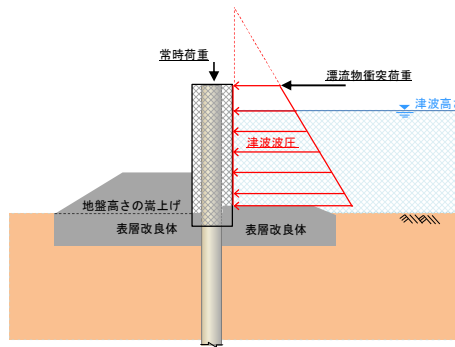


5. 基本設計方針

検討ケース及び荷重の組合せ

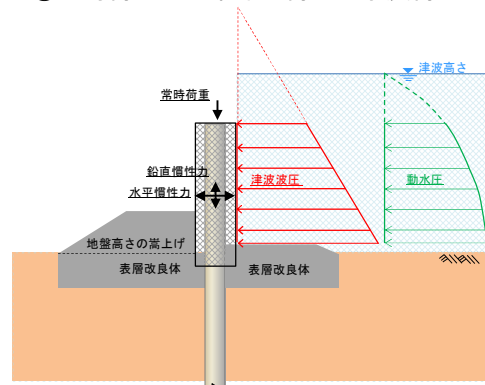
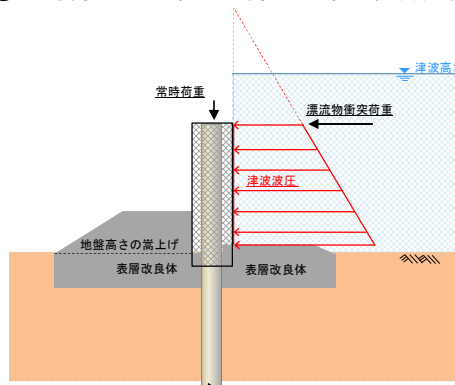
検討ケースは、荷重の組合せを考慮し、以下のケースを実施する。防潮堤は、地震後、津波後の再使用性及び津波の繰り返し作用を考慮し、構造物全体の変形能力(終局耐力時の変位)に対して十分な裕度を有するよう、構成する部材が弾性域に収まる設計とする。

- ①常時荷重＋基準地震動Ss荷重
- ②常時荷重＋基準津波荷重＋漂流物衝突荷重
- ③常時荷重＋基準津波荷重＋余震荷重
- ④常時荷重＋T.P.+24m津波荷重＋漂流物衝突荷重
- ⑤常時荷重＋T.P.+24m津波荷重＋余震荷重



②常時荷重＋基準津波荷重＋漂流物衝突荷重

③常時荷重＋基準津波荷重＋余震荷重



④常時荷重＋T. P. +24m津波荷重＋漂流物衝突荷重 ⑤常時荷重＋T. P. +24m津波荷重＋余震荷重

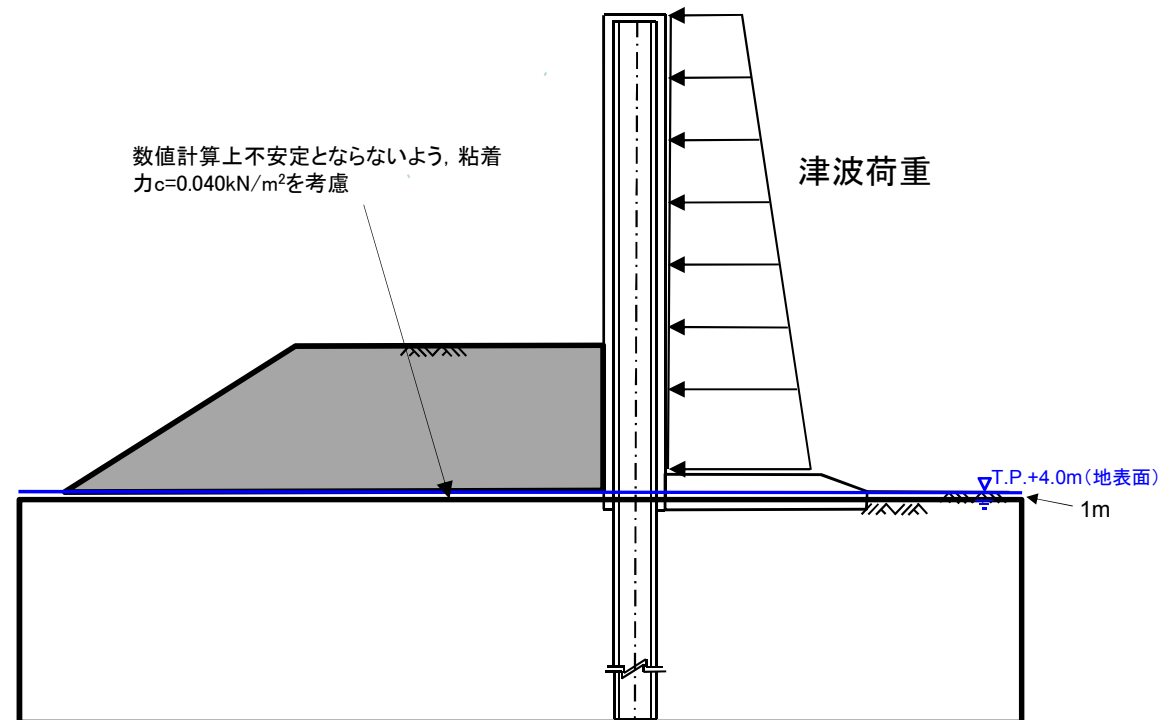
荷重	内容
常時荷重	構造物の自重及び積雪荷重(堆積量30cm, 単位荷重 20N/cm ²)
津波荷重	遡上高さと防潮堤前面の地盤高さの差の1/2を津波浸水深とし、朝倉式より津波波力を算定し、作用させる。
漂流物衝突荷重	浚渫作業用台船重量50tf, 津波流速10m/s(T.P.+24m津波は15m/s)を用いて道路橋示方書式により衝突荷重を算定し、防潮堤天端に集中荷重として作用させる。
余震荷重	弾性設計用地震動Sd-D1波を用いて、一次元波動論に基づき地表面加速度を算定し、防潮堤への慣性力として作用させる。
動水圧荷重	遡上津波高さを水面として動水圧をWestergaard式にて算定し、防潮堤天端から荷重を作用させる。

地下水位の設定方針について

- 防潮堤の堤内側の水位については、洗掘防止等の目的で設置される表層部の地盤改良体により上昇する可能性が想定される。
- このため、構造物評価時の地下水位は、地表面に設定する。
- ただし、地表面まで水要素を配置させことで数値解析上不安定とならないよう、地表面から1mの範囲にわずかな粘性を考慮できる全応力要素を設定する(粘着力 c の設定は、平均 -1σ 残留強度物性とする)。



解析評価断面位置図



地震時、津波時、津波+余震時における地下水位の設定図

5. 基本設計方針

設計に用いる許容限界

- 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震・耐津波評価は、津波防護施設であること、Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ、下表に示す評価項目に従い、各構造部材の構造健全性評価を行う。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価対象部位			設計荷重	応力等の状態	設計に用いる許容限界
下部工	基礎地盤		基準地震動 S_g による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重	支持力	「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」を踏まえ，極限支持力以下とする。
	鋼管杭			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【TP+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
上部工	鉄筋コンクリート (鉄筋コンクリート梁壁)			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。) 【TP+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
	鋼管杭 (鋼管鉄筋コンクリート)			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【TP+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた降伏応力度・せん断強度以下とする。
	止水ジョイント部	止水ゴム等		変形，引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
		鋼製アンカー		引張り，せん断，引抜き	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
		止水ゴム等の鋼製防護部材		曲げ，引張り，せん断	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
	地盤高さの嵩上げ (改良体)			せん断	「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ，受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。
表層改良体		せん断		安全裕度を考慮したせん断強度以下とする。	
シートパイル		基準地震動 S_g による地震時荷重		せん断	安全裕度を考慮したせん断強度以下とする。

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針

鋼管杭基礎

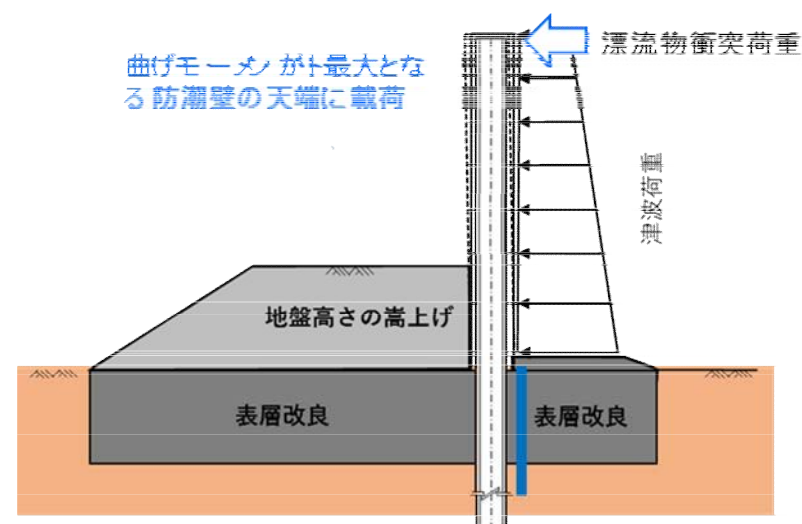
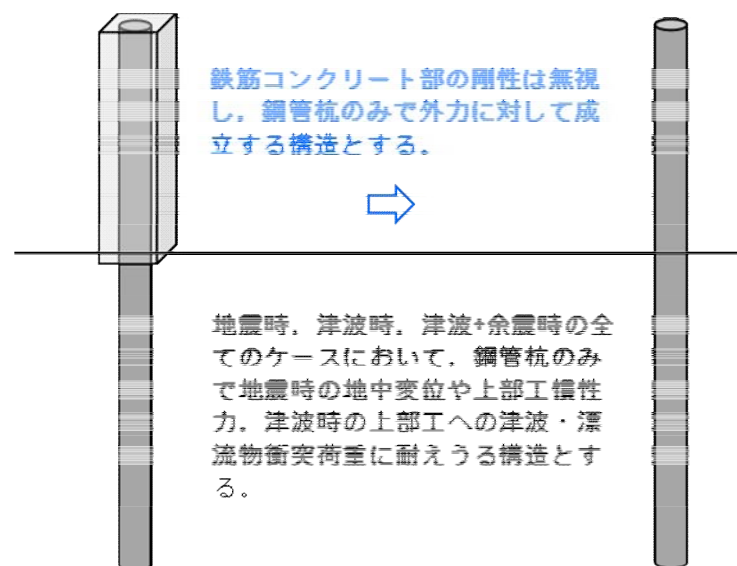
鋼管杭基礎の役割と設計方針概要:

地震時や津波時等の荷重に対し、構造部材として健全性を確保する。鉄筋コンクリートから伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し、防潮壁としての機能を維持する。

下部工は鋼管杭、上部工は鉄筋コンクリート梁壁・鋼管鉄筋コンクリート(SRC構造)の一体構造で構築されるが、安全側に鉄筋コンクリート部の剛性は無視し、鋼管杭のみで外力に対して成立する構造とする。また、漂流物衝突荷重は鋼管杭に発生する曲げモーメントが最大となる防潮壁の天端に作用させる。

鋼管杭およびそれを支持する支持地盤の照査項目、設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	曲げ, せん断	短期許容応力度以下	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)
支持地盤	支持力	極限支持力以下	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)



例：津波荷重+漂流物衝突荷重

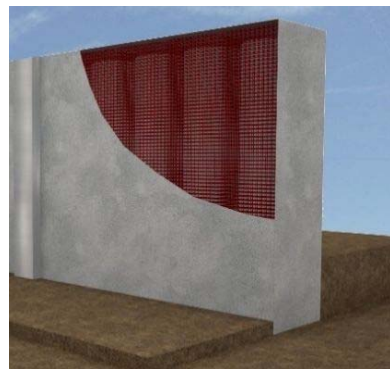
6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針

鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート梁壁)

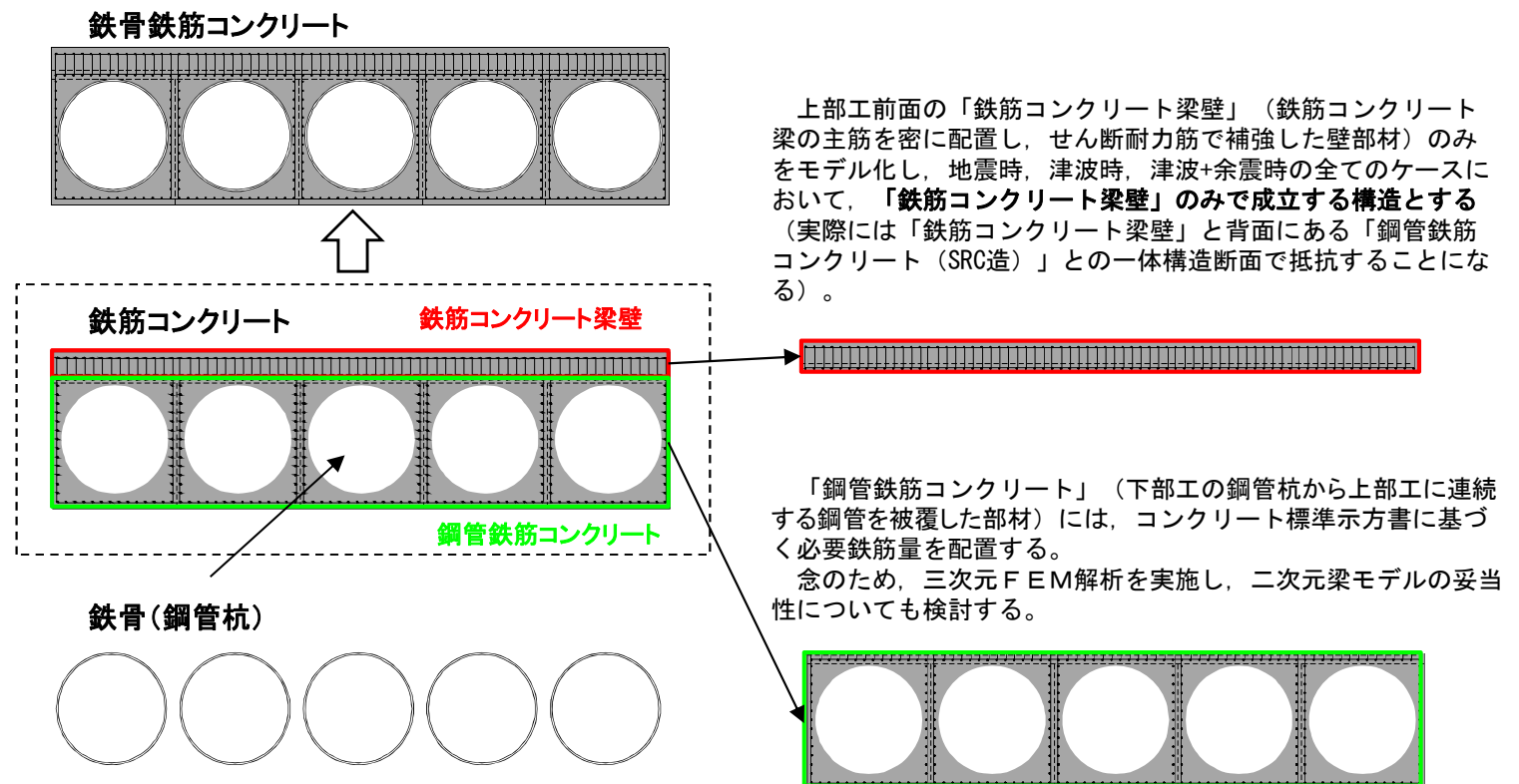
鉄筋コンクリートの役割と設計方針概要：

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震・津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。この上部構造は、外部からの地震・津波荷重、漂流物衝突荷重等を鋼管杭に確実に伝達し、防潮壁としての機能を維持する。鉄筋コンクリートの照査項目、設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	短期許容応力度以下	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 (コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認)

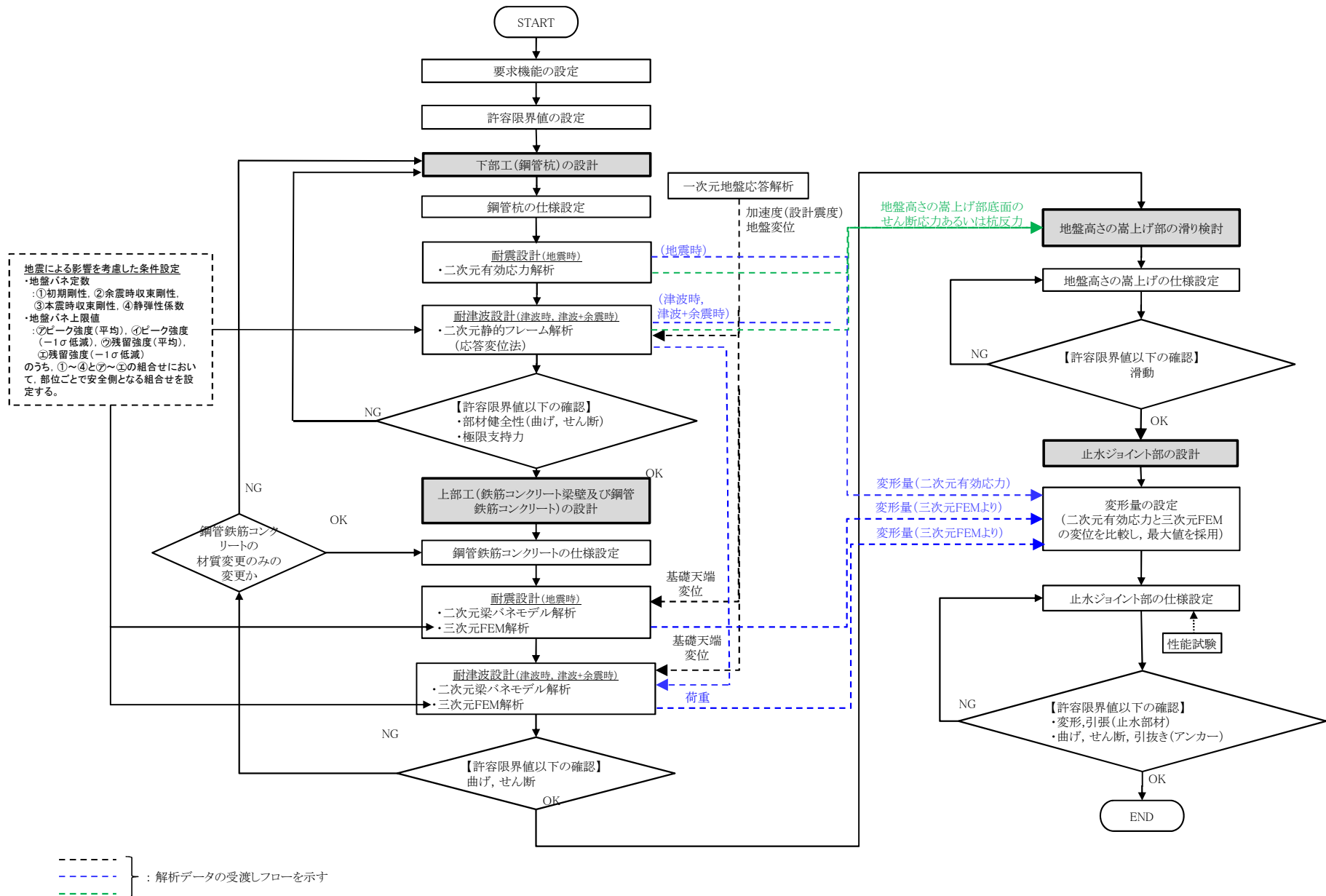


鋼管鉄筋コンクリートの前面に一体化した鉄筋コンクリート梁壁のみで止水性を確保（実際には、鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートは一体であり、両方とも止水性を有する（二重の止水効果））



6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針

設計手順(1/2)



設計検討フロー

設計手順(2/2)



上部工 鉄筋コンクリート梁壁
及び鉄筋コンクリート壁

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針

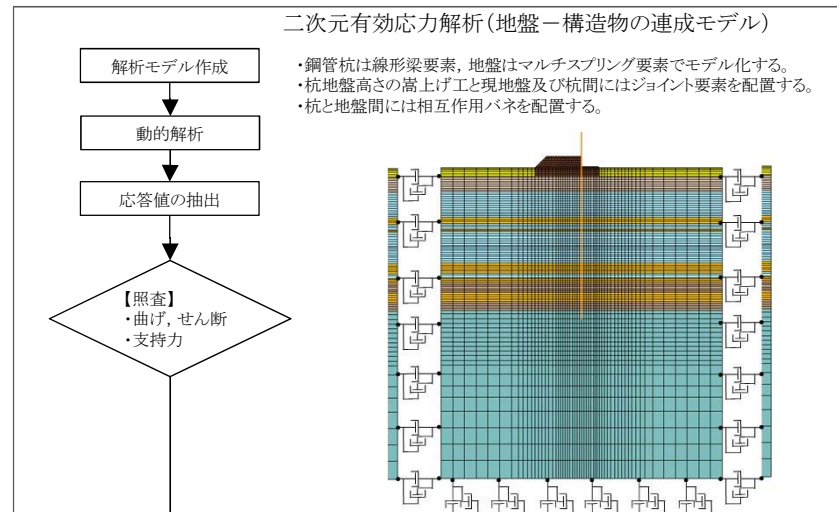
解析手法

解析手法	プログラム	対象荷重	目 的	データ利用
二次元有効応力解析	FLIP	地震時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭基礎の動的挙動評価 ・原地盤物性, 強制的な液状化を考慮した影響, 粘性土の層厚による影響, 岩盤傾斜部の影響評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの照査 ・表層改良体の照査
二次元静的フレーム解析	RESP-T	地震時	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査
	RESP-T	津波時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭基礎の静的挙動評価 ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査 ・鉄筋コンクリート梁壁の照査
	RESP-T	津波+余震時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭基礎の静的挙動評価 ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査 ・鉄筋コンクリート梁壁の照査
三次元静的FEM解析	Abaqus	地震時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価, 岩盤傾斜部の評価) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査
	Abaqus	津波時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査
	Abaqus	津波+余震時	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

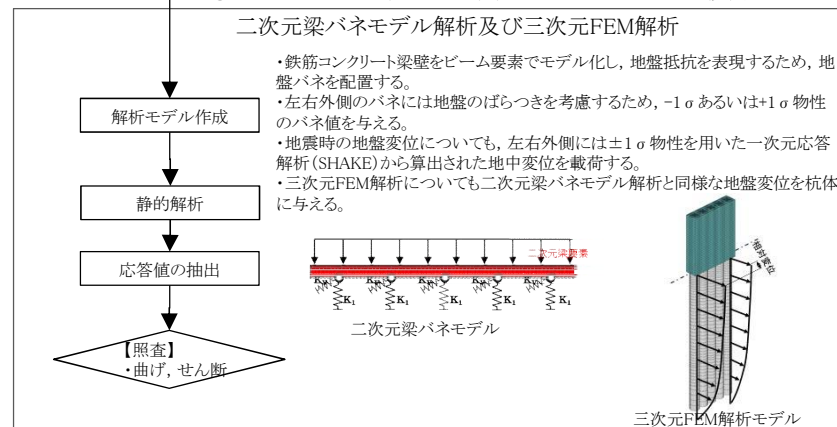
6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針 解析手法(地震時)

<地震時>

①鋼管杭基礎の検討



②鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート壁の検討



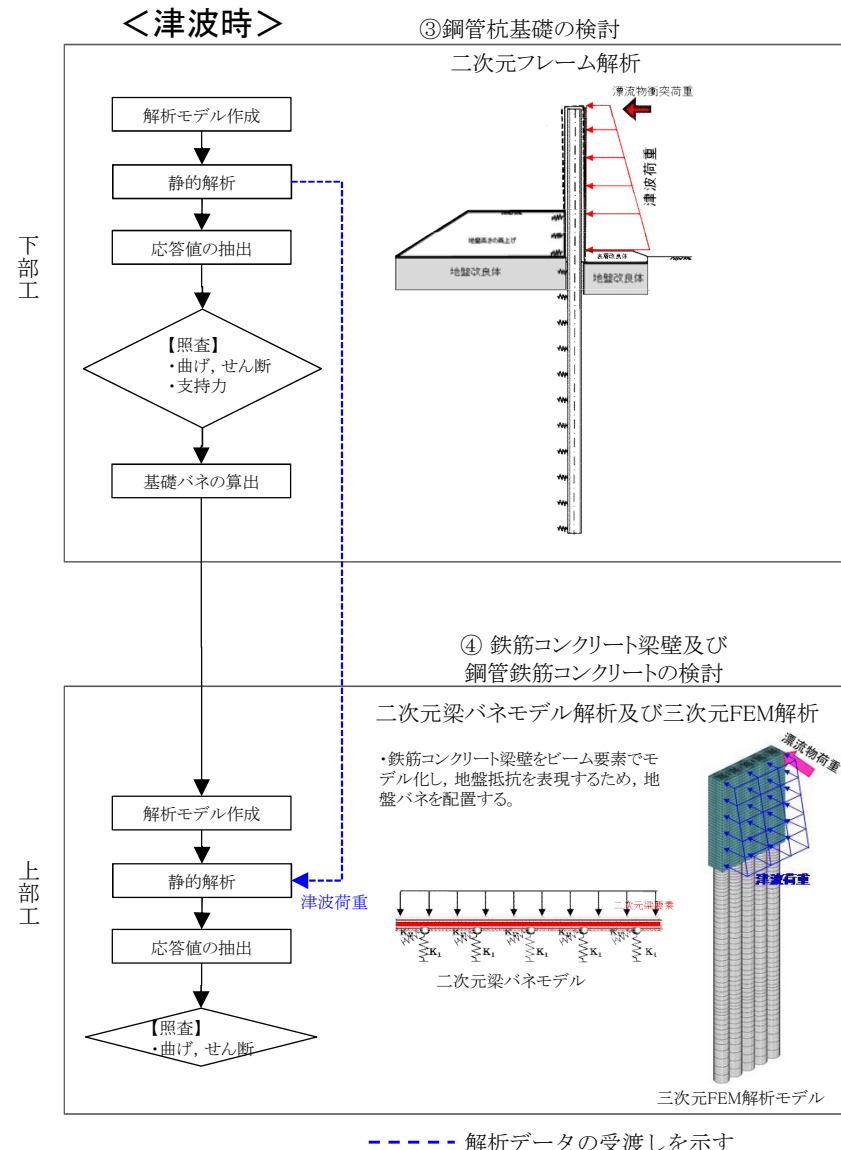
--- 解析データの受渡しを示す

解析手法	二次元有効応力解析
プログラム	FLIP
対象荷重	地震時
目的	鋼管杭の動的挙動評価 (原地盤物性, 強制的な液状化を考慮した影響, 粘性土の層厚による影響, 岩盤傾斜部の影響評価)
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの照査 ・表層改良体の照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	地震時
目的	・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元静的FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	地震時
目的	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価, 岩盤傾斜部の評価)
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針 解析手法(津波時)

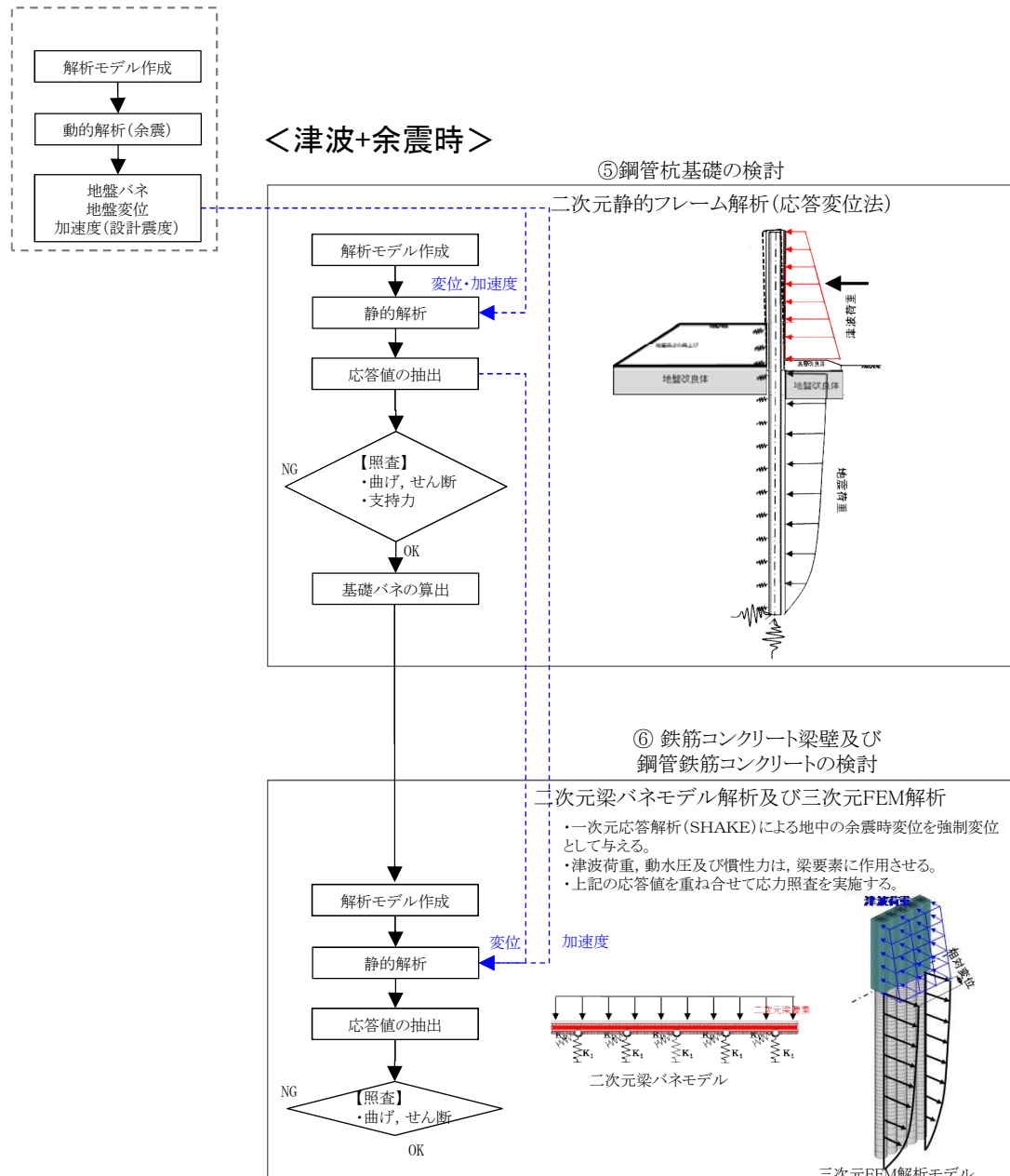


解析手法	二次元フレーム解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波時
目的	鋼管杭の動的挙動評価 (原地盤物性, 強制的な液状化を考慮した影響, 粘性土の層厚による影響, 岩盤傾斜部の影響評価)
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波時
目的	鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	津波時
目的	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価)
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針 解析手法(津波+余震時)



解析手法	二次元静的フレーム解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波+余震時
目的	・鋼管杭の静的挙動評価
データ利用	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波+余震時
目的	鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元静的FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	津波+余震時
目的	・鋼管杭, 鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 (原地盤物性による影響評価)
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

二次元有効応力解析（地盤～構造物の連成系モデル）（1 / 2）

解析の目的

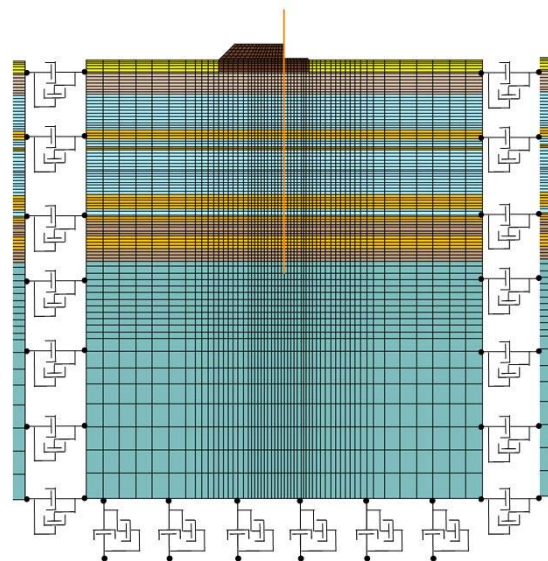
- ・鋼管杭の動的挙動評価
- ・原地盤物性，強制的な液状化を考慮した影響，粘性土の層厚による影響，岩盤傾斜部の影響評価（地震時）

結果の利用

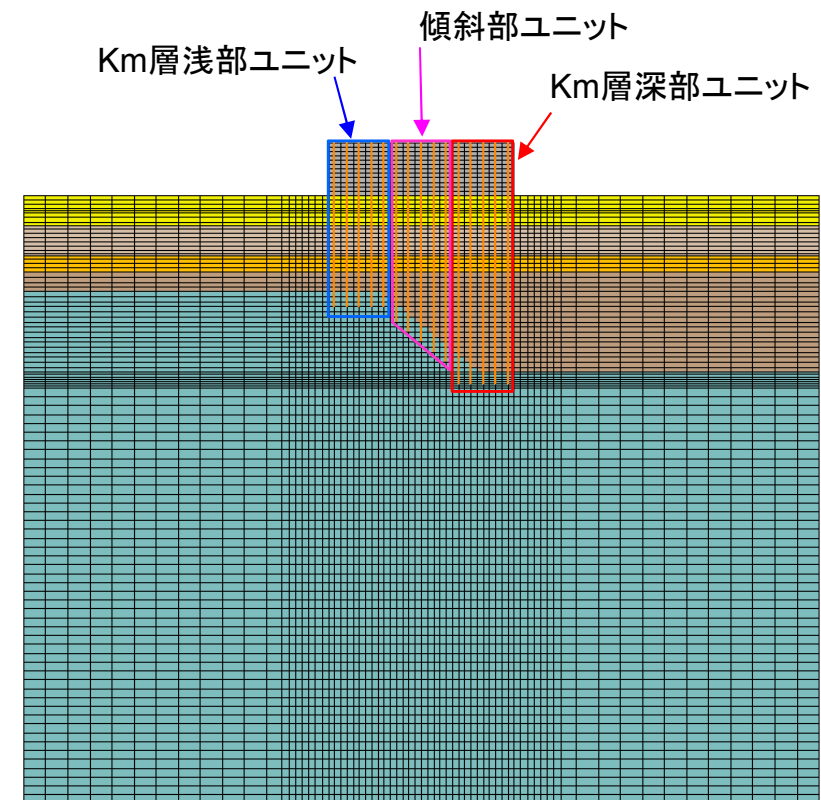
- ・鋼管杭の応力照査
- ・基礎地盤の照査
- ・止水ジョイント部の変位量
- ・地盤高さの嵩上げの照査 および 表層改良体の照査

モデル化方針

- ・鋼管杭は線形梁要素，地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。



一般部解析モデル

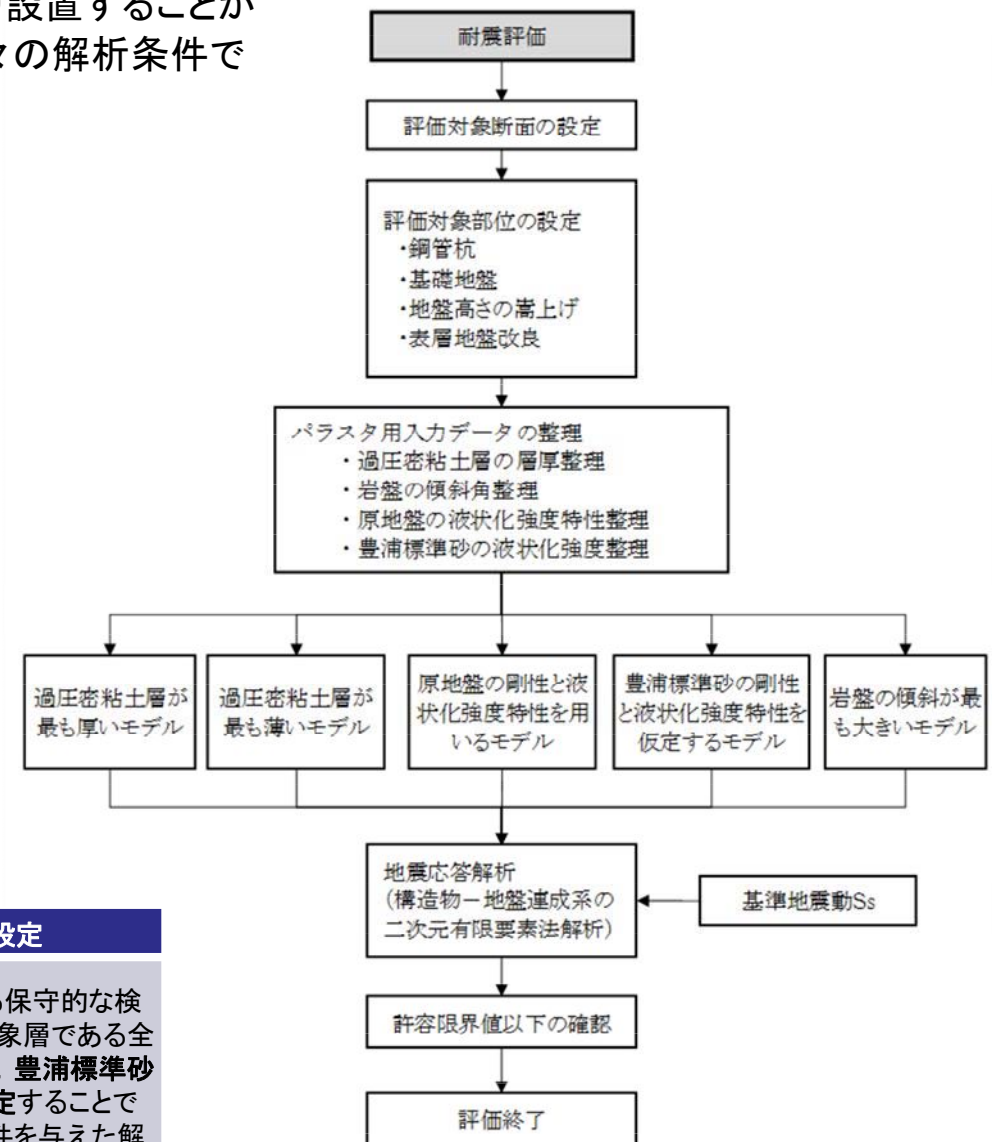
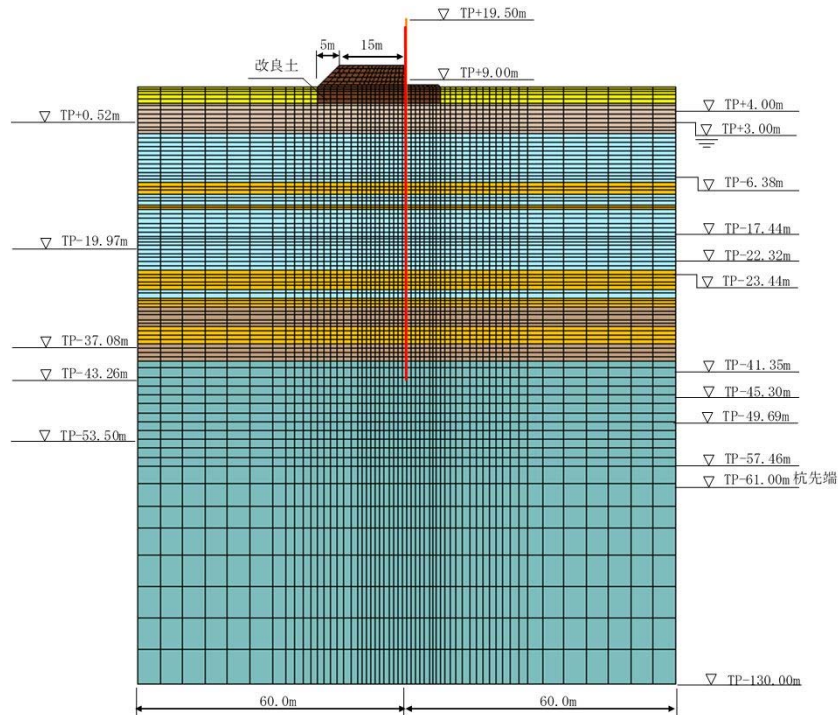


岩盤傾斜部解析モデル

二次元有効応力解析（地盤～構造物の連成系モデル）（2/2）

解析条件

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は敷地の全域に渡り設置することから、岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮し、種々の解析条件で評価を行う。



着目点	概要	解析モデルの設定
地質分布の不確かさ	敷地に分布する第四系の砂礫層については全て液状化検討対象として扱い、液状化強度試験と有効応力解析により、基準地震動Ssに対して液状化しないことを確認したが、地質分布の不確かさを考慮して、仮に液状化させた場合の構造物への影響を評価する。	液状化の影響に対する保守的な検討として、液状化検討対象層である全ての砂層・砂礫層に対し、 豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定 することで強制的に液状化する条件を与えた解析モデルを設定する。

鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フロー

二次元静的フレーム解析（応答変位法）（1/2）

解析の目的

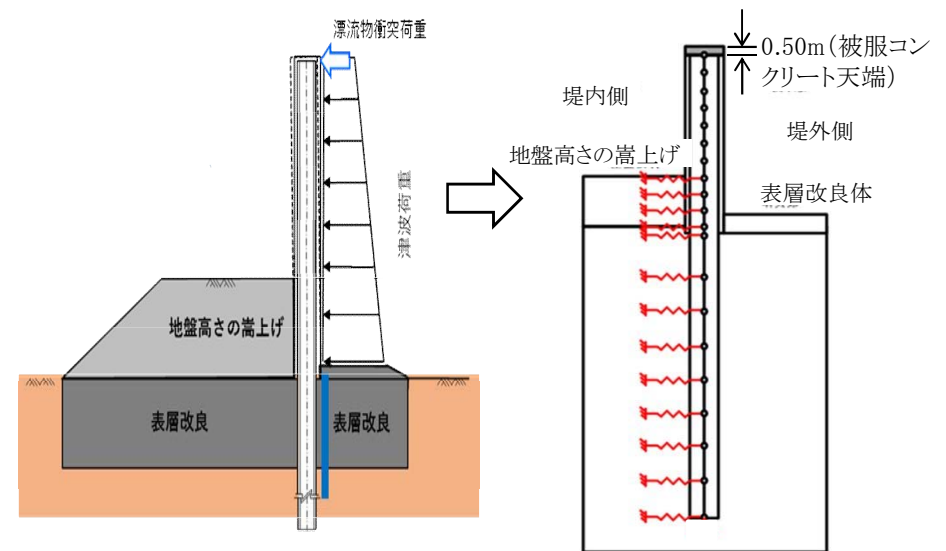
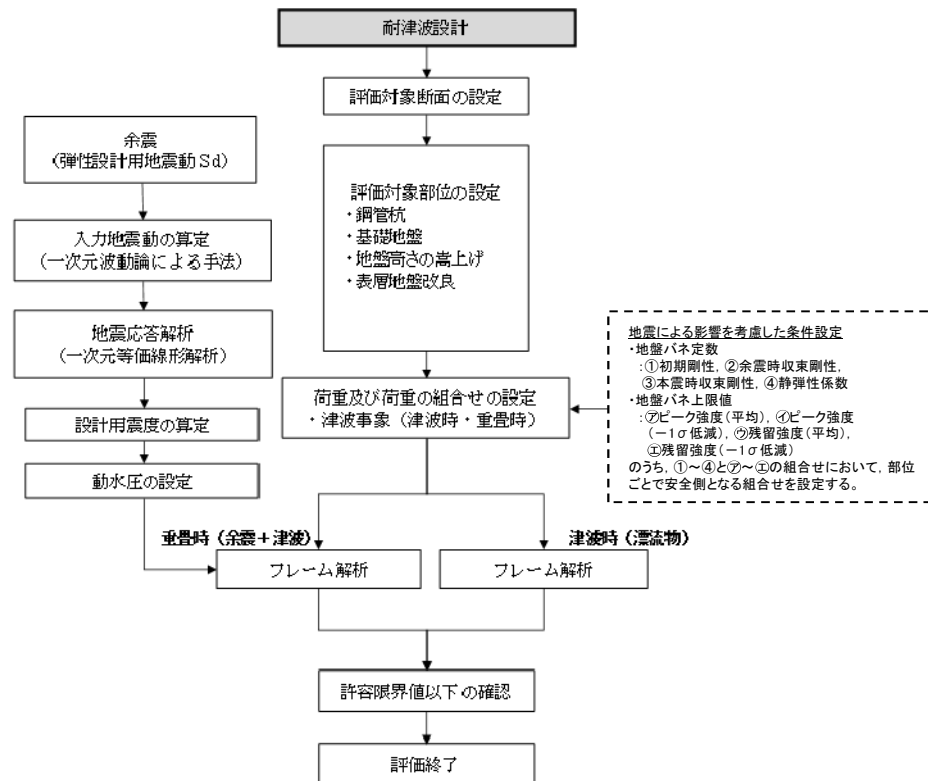
- 鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
（津波時および津波+余震時）

結果の利用

- 鋼管杭の照査
- 基礎地盤の照査
- 止水ジョイント部の変位量
- 地盤高さの嵩上げ部の滑動照査
- 表層改良体の滑動照査

モデル化方針（津波時）

- 鋼管杭を二次元梁要素とし、地盤バネを接続した解析モデルで静的フレーム解析を行う。死荷重及び積雪の長期荷重、津波による波力と漂流物衝突荷重、余震荷重等を外力として入力する。
- 地盤バネは、道路橋示方書IV下部構造編に従い水平方向地盤反力係数を求め、上限値を設定するバイリニア型とする。
- 杭先端の境界条件は鉛直ピン結合とする。



津波荷重+漂流物衝突荷重

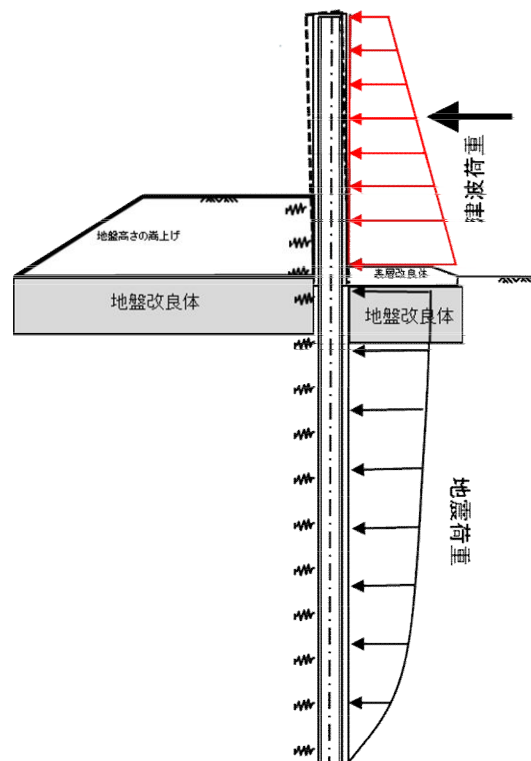
解析モデル概念図

鋼管杭の耐津波評価の検討フロー

二次元静的フレイム解析（応答変位法）（2/2）

モデル化方針（津波＋余震時）

- ・ 鋼管杭を二次元梁要素とし、地盤バネを接続した解析モデルで静的フレイム解析を行う。
- ・ 地盤バネは水平地盤反力係数の上限値を設定したバイリニア型とする。
- ・ 地中変位は、一次元応答解析（SHAKE）から算出された応答変位をモデルに載荷する。



津波・余震荷重

地盤バネの設定

地盤バネ定数およびその上限値は、設計上、安全側となるように選定する。

地盤バネの設定(案)

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度(平均値)
余震時収束剛性	ピーク強度(-1 σ 低減値)
地震時収束剛性	残留強度(平均値)
静弾性係数	残留強度(-1 σ 低減値)

⇒設置許可段階で評価
(下部工の拘束度が高い)

⇒設置許可段階で評価
(地盤の拘束度が低い)

二次元梁バネモデル解析（1 / 3）

解析の目的

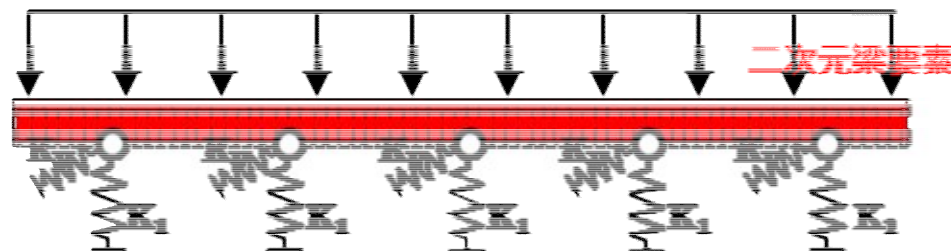
- ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
（地震時、津波時、津波+余震時）

結果の利用

- ・二次元梁バネモデルより算出された断面力を用いた鉄筋コンクリート梁壁の応力度照査
- ・地震時のねじれモードの評価

モデル化方針

- ・鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを配置する。
- ・左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため、 -1σ あるいは $+1\sigma$ 物性のバネ値を与える。
- ・地震時の地盤変位についても、左右外側には $\pm 1\sigma$ 物性を用いた一次元応答解析(SHAKE)から算出された地中変位を載荷する。
- ・津波荷重、動水圧及び慣性力は、梁要素に作用させる。
- ・漂流物衝突荷重は、載荷位置を変え、曲げモーメント及びせん断力が最大となる位置に載荷する。



二次元梁バネモデル

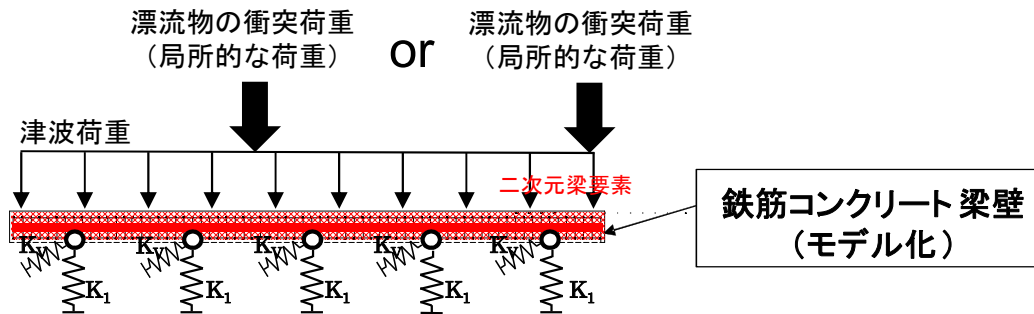
二次元梁バネモデル解析（2 / 3）

解析条件

「鉄筋コンクリート梁壁」のみを、二次元の梁でモデル化し（鉄筋コンクリート梁壁を一本の梁要素に集約し、鋼管杭の剛性を考慮しないモデル）、構造評価を行う。

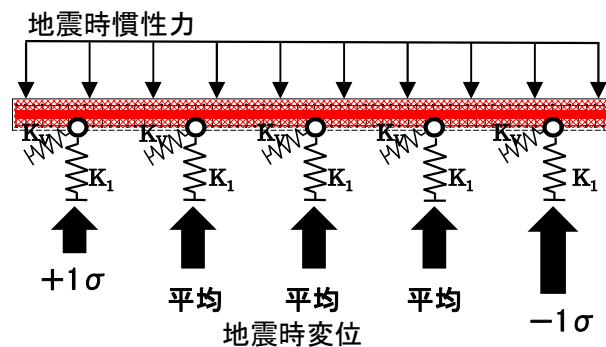
【安全側の設計】

漂流物の衝突荷重は曲げモーメントが最大となる位置に載荷



津波時漂流物の載荷イメージ図

【安全側の設計】



地震時相対変位の入力イメージ図

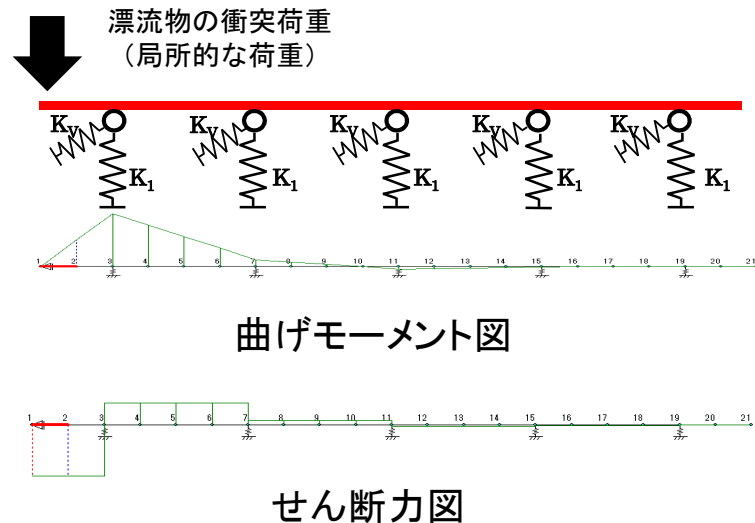
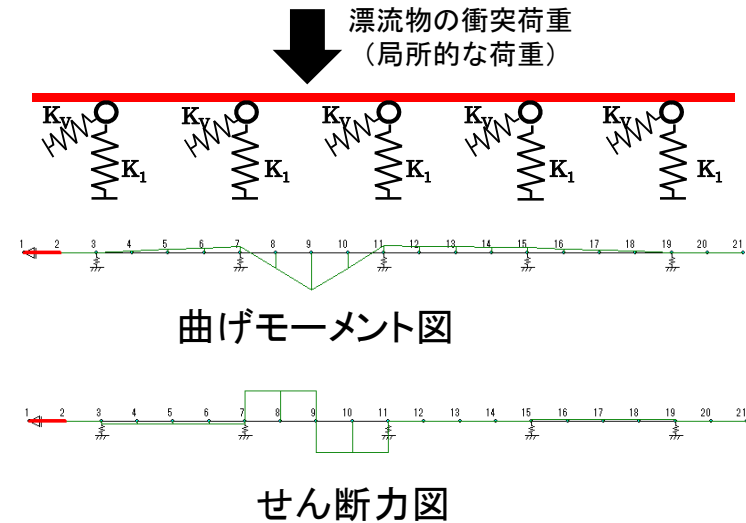
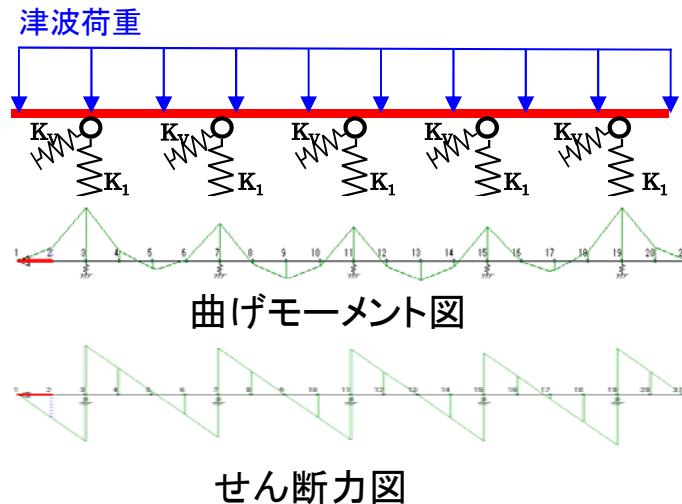
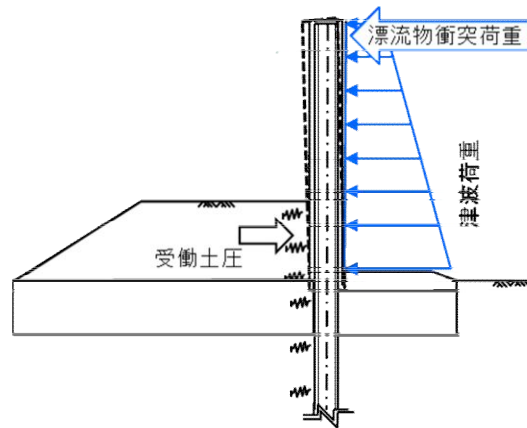
- ・ 二次元梁バネモデルは津波や漂流物の衝突荷重に耐える構造とする鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化する。
- ・ 各支点（鋼管杭の中央部）には地盤の水平抵抗及び鉛直抵抗を模擬するバネを設置する。
- ・ バネと梁要素はピン結合され、水平方向バネには水平方向反力、鉛直方向バネには鉛直方向反力が伝わる。
- ・ 津波荷重は、地表面付近の最大荷重を梁モデルに載荷する。
- ・ 津波と漂流物の重畳時については、津波荷重を分布荷重として載荷し、漂流物衝突荷重は、曲げモーメントが最も大きくなる位置に載荷する。（例えば、支間中央部分あるいは片持梁となる端部）
- ・ 解析モデルに与える地盤バネは、杭頭における集約バネを用いる。この時、バネ値にばらつきを考慮するため、 V_s からせん断弾性係数を算出し、動ポアソン比を用いて弾性係数を求める。なお、 V_s から算出したバネ値は静弾性係数よりも大きな値となるため、硬めのバネとなり、上部工に対しては変形が抑えられる分、保守的な評価となる。

着目点	概要	解析モデルの設定
地盤剛性のばらつき	防潮堤は5本の杭を束ね1ユニットとすることを基本としている。第四系の堆積構造は敷地全体で概ね水平であるが、地盤剛性のばらつきにより、1ユニット内にて杭の応答が異なることにより構造物へ与える影響を評価する。	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地盤のばらつきについて、水平方向バネとして梁モデルに付加する。 ・ 左右にそれぞれ、$+1\sigma$に相当するバネ、-1σに相当するバネとしてモデル化する。 ・ $\pm 1\sigma$バネの設定では、最も曲げモーメントが厳しくなるように位置を考慮して付与する。

二次元梁バネモデル解析 (3 / 3)

津波時の曲げモーメントとせん断力の例

上部構造体に津波荷重や漂流物衝突荷重が作用した場合の鉄筋コンクリート梁壁に生じるコンクリート圧縮・せん断応力や鉄筋の引張・せん断応力を照査し、許容限界値以下であることを確認する。



三次元FEM解析（1 / 3）

解析の目的

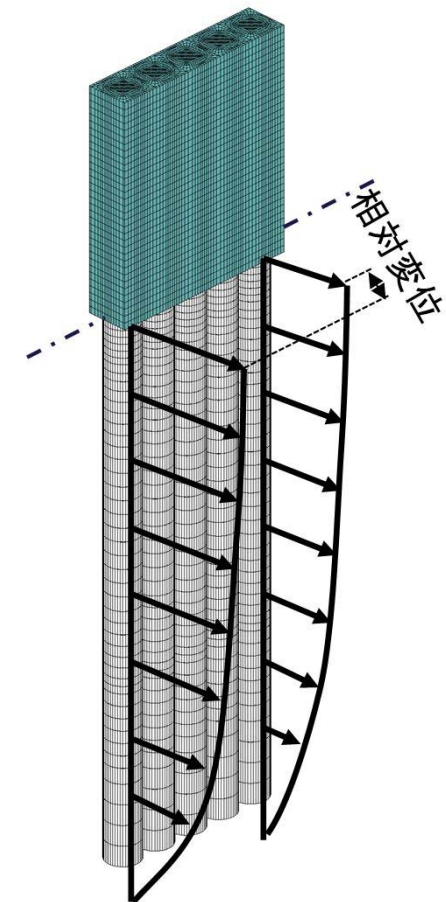
- ・ 鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価（原地盤物性による影響評価）
- ・ 地震時は岩盤傾斜部の影響評価も行う。

結果の利用

- ・ 鉄筋コンクリート梁壁，鋼管鉄筋コンクリート及び鋼管杭の照査（各部材に発生した応力を用いた応力度評価）
- ・ 地震時のねじれモードの評価も合わせて行う。

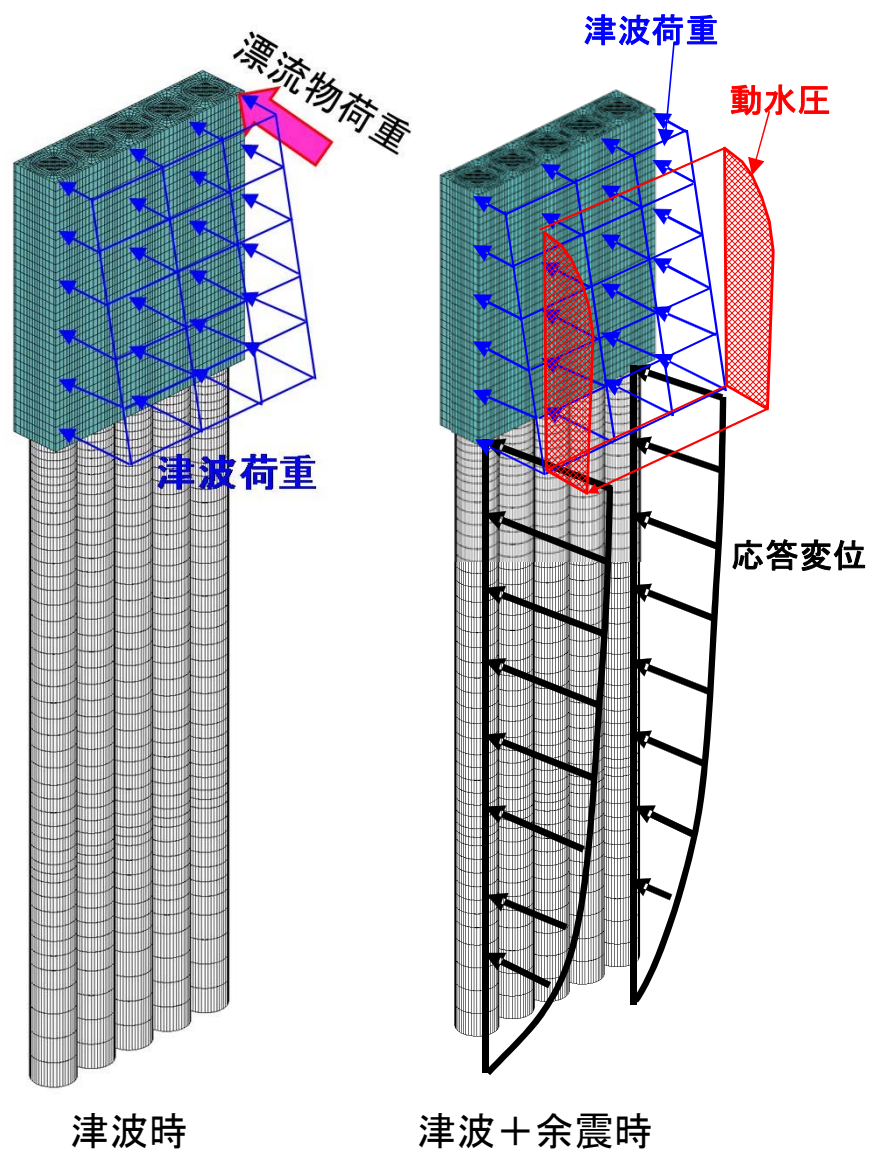
モデル化方針（地震時）

- ・ 鉄筋コンクリートをソリッド要素、鋼管杭をシェル要素でモデル化，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。
- ・ 左右外側の地盤バネには地盤のばらつきを考慮するため， -1σ あるいは $+1\sigma$ 物性のバネ値を与える。
- ・ 地震時の地盤変位は，両端外側には $\pm 1\sigma$ 物性を用いた一次元応答解析（SHAKE）から算出された地中変位を載荷する。
- ・ 三次元FEM解析は，二次元静的フレーム解析と同様な地盤変位を杭体を与える。



三次元FEM解析モデル

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針 三次元FEM解析（2 / 3）



三次元FEM解析モデル

モデル化方針（津波時）

- ・ 地盤バネを三次元FEM解析モデルに配置して、津波荷重及び衝突荷重を上部工に載荷する。
- ・ 漂流物の衝突荷重は、載荷位置を変化させ、曲げモーメントやせん断力が最大となる位置に載荷する。

モデル化方針（津波＋余震時）

- ・ 一次元応答解析(SHAKE)による地中の余震時変位を強制変位として与える。
- ・ 津波荷重、動水圧及び慣性力は、上部工に作用させる。

地盤バネの設定

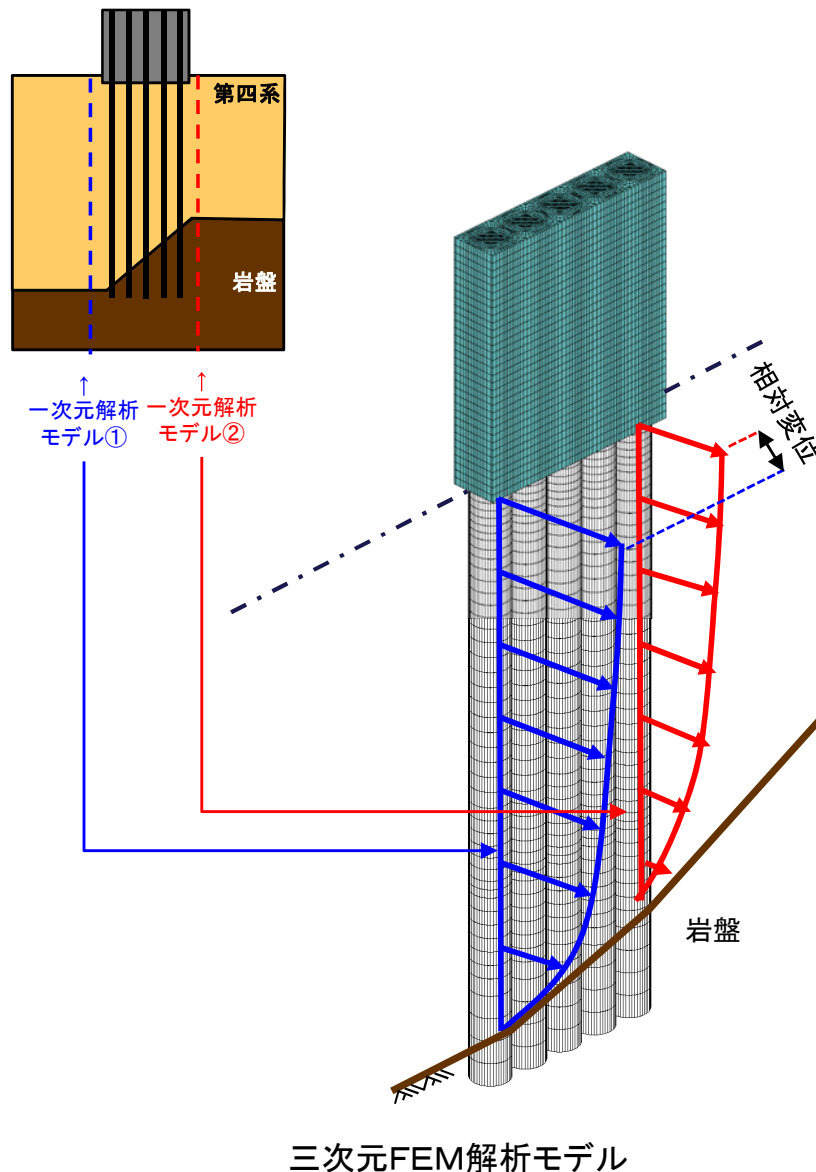
- ・ 地盤バネおよびその上限値は、設計上、安全側となるように選定する。

地盤バネの設定(案)

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度(平均値)
余震時収束剛性	ピーク強度(-1 σ 低減値)
地震時収束剛性	残留強度(平均値)
静弾性係数	残留強度(-1 σ 低減値)

6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針 三次元FEM解析（3 / 3）

岩盤傾斜部による上部構造への影響の検討



【一次元地震応答解析】

- 検討用岩盤傾斜角を考慮し、岩盤の深度を変化させた解析モデルにより、一次元地震応答解析を実施することで、傾斜部を考慮した地盤変位と慣性力を算定する。

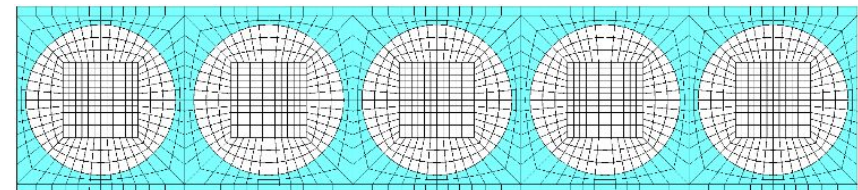


【三次元FEM解析モデル】

- 三次元FEM解析モデルに対し、検討用岩盤傾斜角を考慮した岩盤の深部分布に基づき、地盤バネを配置する。
- 応答変位と応答加速度については、上記の一次元地震応答解析結果に基づき、対応する位置の応答を入力する。
- 岩盤傾斜部において、振動特性が異なることによるねじれ挙動の発生を確認するため、三次元FEMモデルを用いて固有値解析を実施する。

【鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体構造の有効性確認】

- 上部工内の応力分布を確認し、鉄筋に生じる引張応力、せん断応力が短期許容応力度以内であることを確認する。



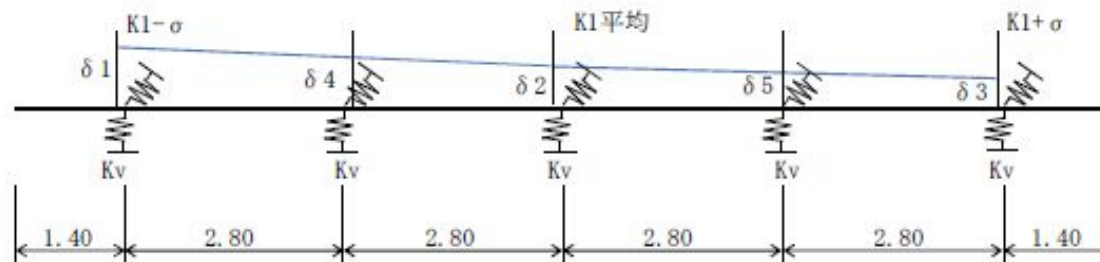
二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（1 / 4）

■地震時

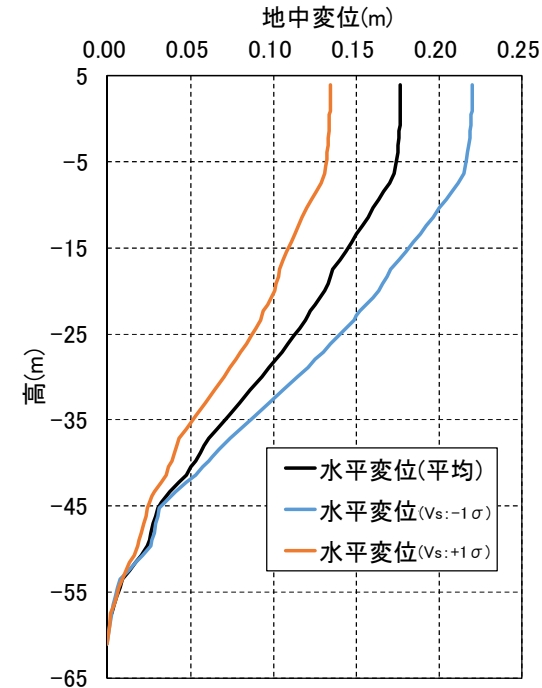
地震荷重

- 梁バネモデルでは、一次元地震応答解析によって引き上げられた地表面変位をモデルに入力する。三次元FEM解析についても、各バネ位置における変位をモデルに入力する。
- 構造物に載荷する慣性力については、三次元FEMモデル及び梁バネモデルとも一次元地震応答解析より引き上げられた地表面における最大加速度を地震時慣性力としてモデルに載荷する。
- よって、両者とも等価である。

一次元地震応答解析より算出された地表面変位を強制変位として載荷する。



$\delta 1=0.2183\text{m}$, $\delta 4=0.1977\text{m}$, $\delta 2=0.1770\text{m}$, $\delta 5=0.1557\text{m}$, $\delta 3=0.1343\text{m}$



三次元FEM解析に与えた地中変位



三次元FEM解析荷重載荷概念図

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性 (2 / 4)

■地震時

地盤バネの設定

地震時の地盤バネは、一次元地震応答解析から算出された各深度における収束剛性から設定する。収束剛性と動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を求め、水平方向地盤反力係数を算出する。それ以降は、津波時と同様の手順となるため、両者は等価である。

$$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq} : \text{地震後の剛性低下を考慮した変形係数 (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 ν_d は動ポアソン比、 G_{eq} は一次元地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

●水平方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} \text{ (kN/m)}$$

ここに、

EI: 杭の曲げ剛性

$$\beta : \text{杭基礎の特性値 (m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

h: 杭の軸方向長さ(m)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_D : 地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)

対象	α (常時)	α (地震時)
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

●水平方向地盤バネ(FEM)

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤ばね定数(kN/m), η_k : 群杭効果を考慮した補正係数, α_k : 単杭における補正係数

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_D : 地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)

μ : 水平地盤反力係数の補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D}\right) [L < 2.5]$$

L: 杭中心間隔, D: 杭径

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

$$\beta : \text{杭基礎の特性値 (m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

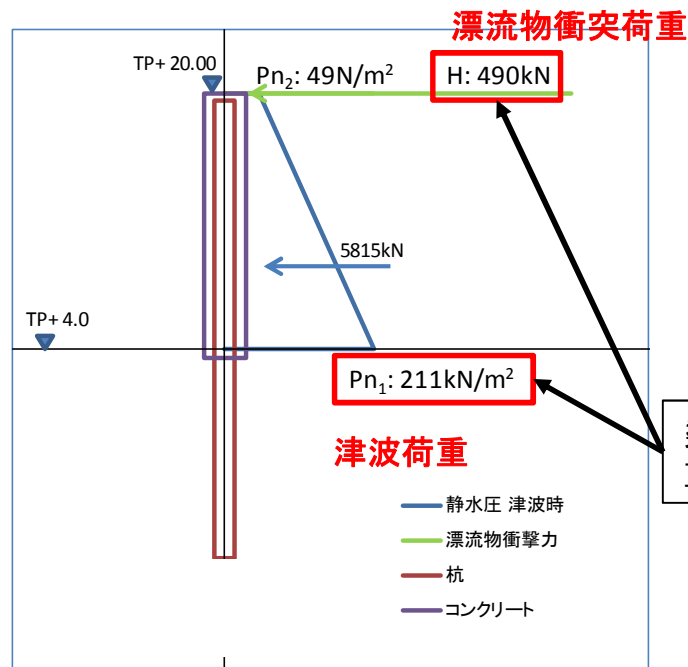
L: 杭中心間隔, D: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径, H: 分担長さ(m), EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性 (3 / 4)

■ 津波時

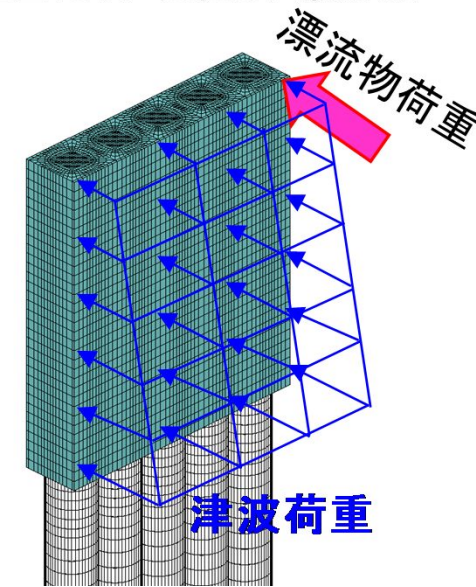
津波荷重

津波荷重は、三次元FEM解析では荷重図なりに津波荷重を載荷し、漂流物は上下部工に最も影響を与える最上部端部に載荷する。梁バネモデルでは最下端の津波荷重を単位壁幅当たりに変換し、漂流物については、最上部端部に作用させる。よって、両者は等価である。

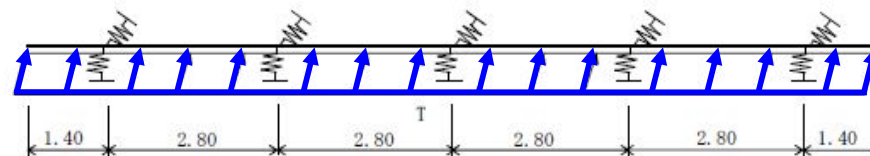


津波時

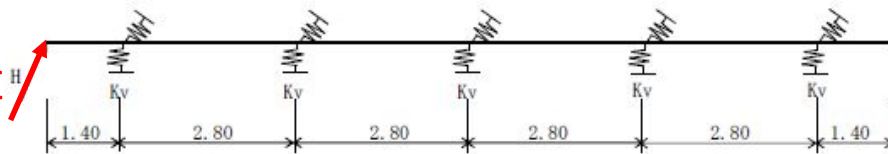
梁バネモデルではこの荷重を梁モデルに載荷



三次元FEM解析の載荷概念図



梁バネモデルの津波荷重

漂流物衝突荷重 H 

梁バネモデルの漂流物衝突荷重

津波荷重は最下端の単位壁幅当たり(1.0m当たり)にて計算する。

漂流物衝突荷重は鋼管鉄筋コンクリート最上部、端部(片持ち部先端)に作用するものとする。(曲げモーメントが最大となる位置)

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（4 / 4）

■津波時

地盤バネの設定

地盤バネの設定については、梁バネモデルは集約バネを使用し、三次元FEM解析モデルでは水平地盤反力係数から水平方向バネとして与える。集約バネについても地盤反力係数から用いているため、両者は等価である。

●水平方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} \text{ (kN/m)}$$

ここに、

EI: 杭の曲げ剛性

β : 杭基礎の特性値(m^{-1}), $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

h: 杭の軸方向長さ(m)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m^2)

対象	α (常時)	α (地震時)
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

●水平方向地盤バネ(FEM)

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤ばね定数(kN/m), η_k : 群杭効果を考慮した補正係数, α_k : 単杭における補正係数

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m^2)

μ : 水平地盤反力係数の補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5]$$

L: 杭中心間隔, D: 杭径

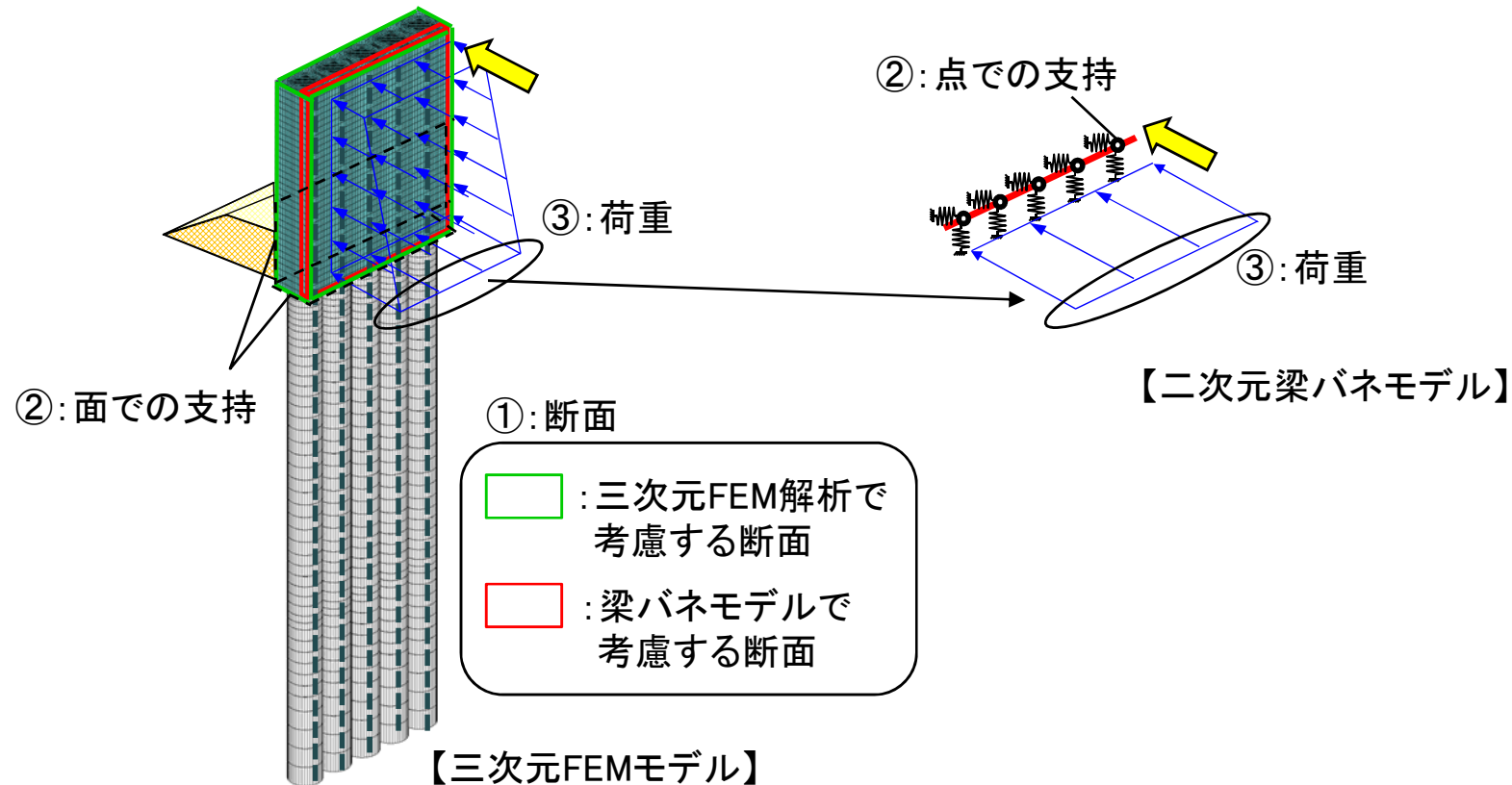
B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

$$\beta: \text{杭基礎の特性値}(\text{m}^{-1}), \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

L: 杭中心間隔, D: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径, H: 分担長さ(m), EI: 杭の曲げ剛性($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)

二次元梁バネモデルの三次元FEMモデルに対する保守性 (1 / 2)



項目	三次元FEM解析	二次元梁バネモデル
①断面	鉄筋コンクリート梁と鋼管コンクリート部をモデル化(立体)	鉄筋コンクリート梁部分のみをモデル化(梁)
②支持条件	面での支持	点での支持
③荷重	津波荷重の深度方向分布を考慮	津波荷重の最大値を採用

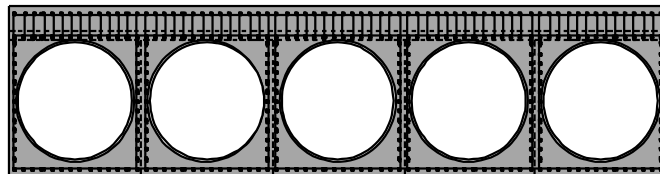
二次元梁バネモデルの三次元FEMモデルに対する保守性 (2/2)

- 鉄筋の照査等を行う断面計算は、軸力、曲げモーメント、せん断力を用いて曲げ応力及びせん断応力を算出して行う。
- 応力計算は、面積と断面2次モーメントに依存するため、値が小さい方が応力は大きくなる。
- 梁バネモデルで用いる断面性能(断面積, 断面2次モーメント)と三次元FEMでモデル化される断面性能は、梁バネモデルの方が小さくなり、発生応力度は大きくなる。

$$\text{曲げ応力 } \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}, \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y$$

$$\text{せん断応力 } \tau = \frac{P}{A}$$

鉄骨鉄筋コンクリート



津波時に発生している応力比較

二次元梁バネモデル
 圧縮応力度: 9.58 N/mm²
 引張応力度: 182.06 N/mm²
 せん断力: 428.48 kN

三次元FEMモデル
 圧縮応力度: 0.85 N/mm² (11.27)
 引張応力度: 36.92 N/mm² (4.93)
 せん断力: 160.99 kN (2.66)

()値は、比率を示す(梁バネモデル/三次元FEMモデル)

【二次元梁バネモデル】

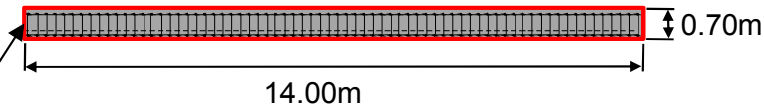
梁バネモデルは鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化する。

断面積: $A=9.800\text{m}^2$

断面2次モーメント: $I_z=0.400\text{m}^4$

中立軸までの距離: $y=0.35\text{m}$

断面係数: $Z=1.143\text{m}^3$



【三次元FEM解析】

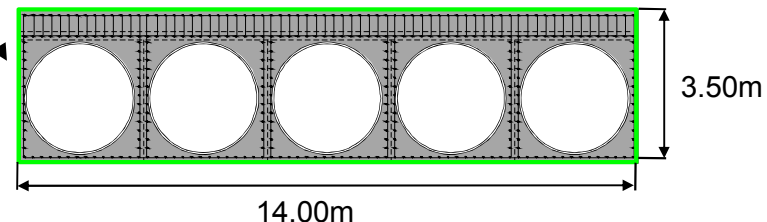
三次元FEMモデルでは全断面有効とする。

断面積: $A=24.456\text{m}^2$ (2.496)

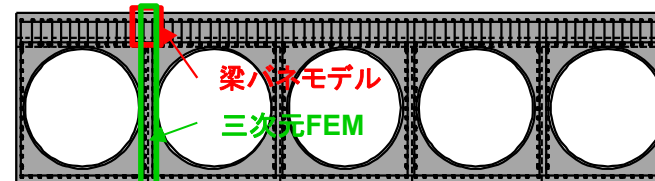
断面2次モーメント: $I_z=38.466\text{m}^4$

中立軸までの距離: $y=1.549\text{m}$

断面係数: $Z=24.828\text{m}^3$ (21.722)

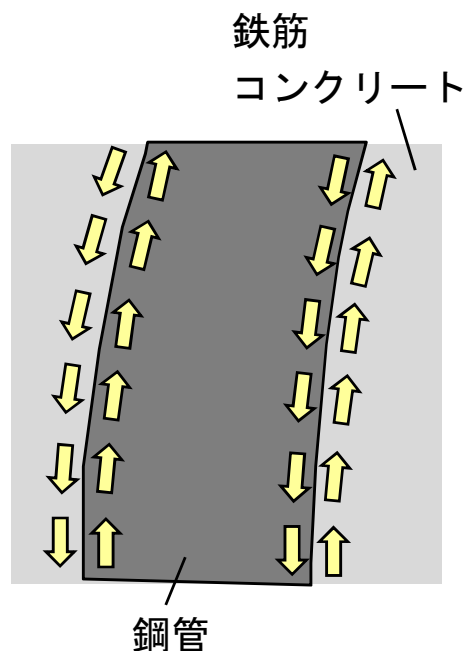


断面力算出位置



鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

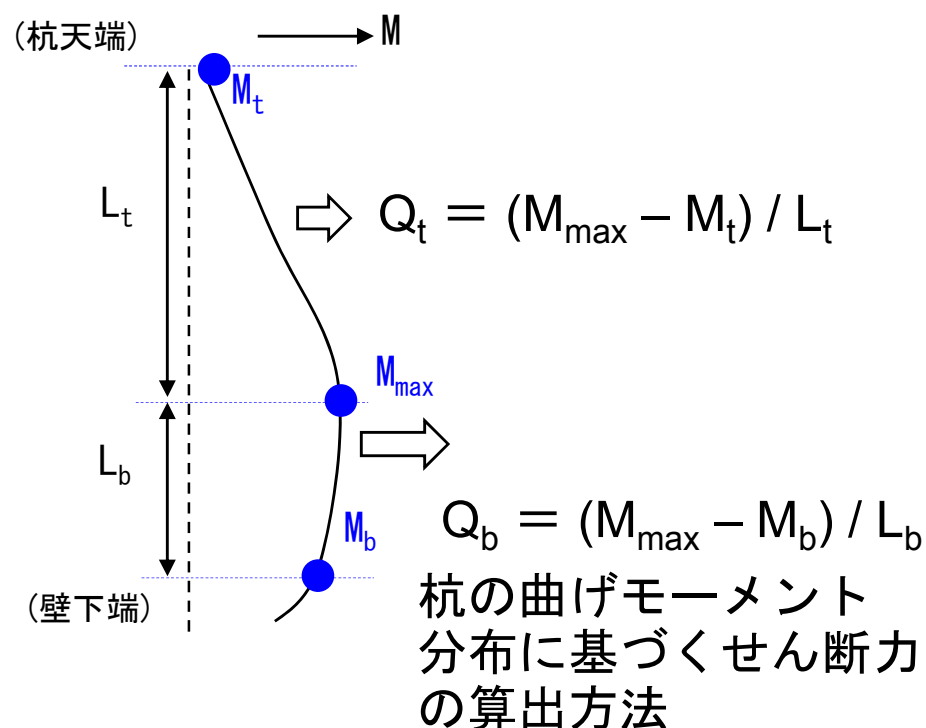
- 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性を強固なものとするため、スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う。
- 杭の曲げ変形により、鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して、ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は、鋼・合成構造標準示方書(土木学会)及び道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編(日本道路協会)に基づき行う。
- せん断力は、杭の曲げモーメント分布の勾配として求め、各区間の平均的なせん断力とする。



鋼管と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力



スタッドの施工状況

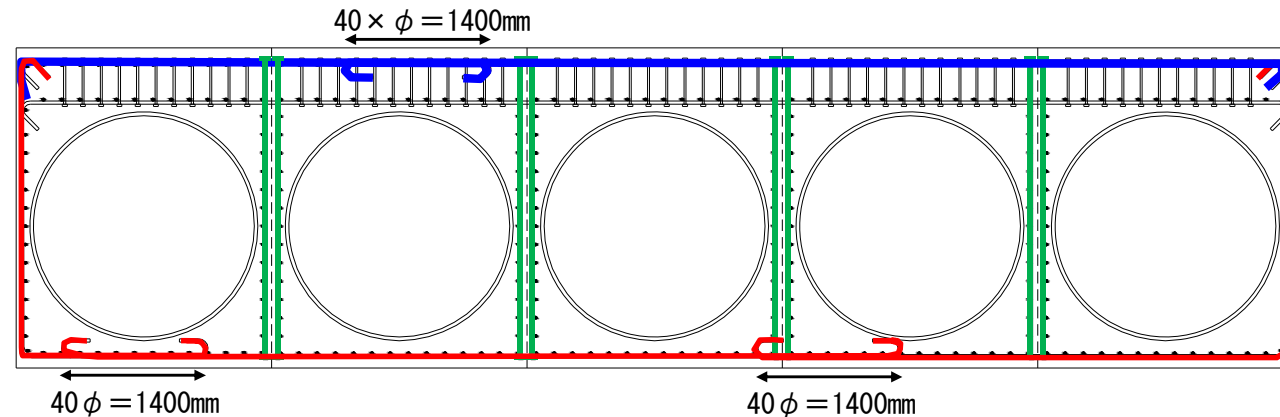


鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化(1/3)

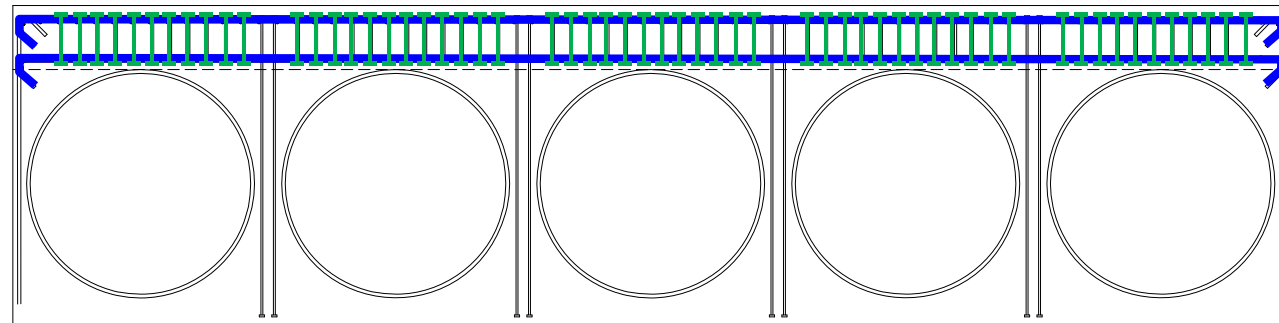
鉄筋コンクリートの配筋

「5本の柱を束ねる鉄筋」および「梁壁の鉄筋」は鉄筋により一体化される。

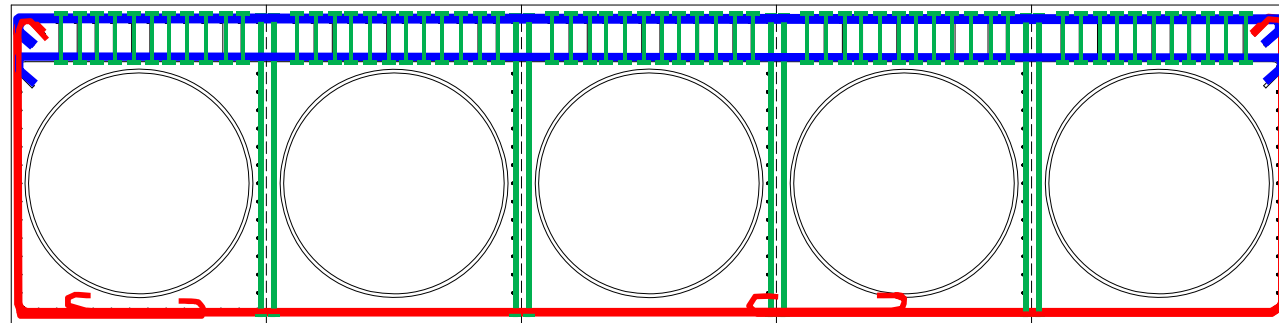
鋼管コンクリート構造の鉄筋
(5本の柱を束ねる鉄筋)



梁壁の鉄筋
(主筋およびせん断補強筋)

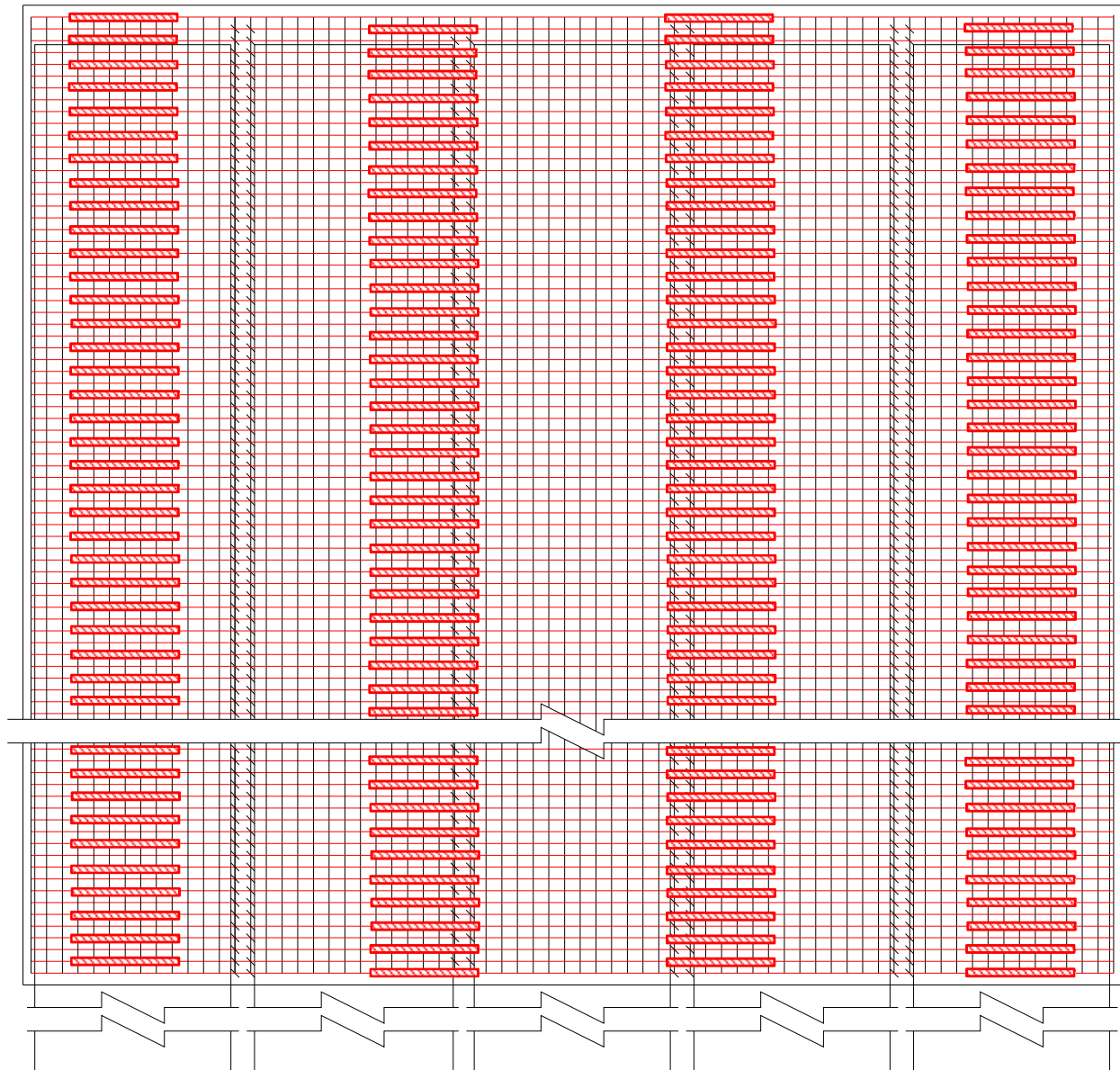


両方の鉄筋は、一部を共有して配置される。



鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化(2/3)

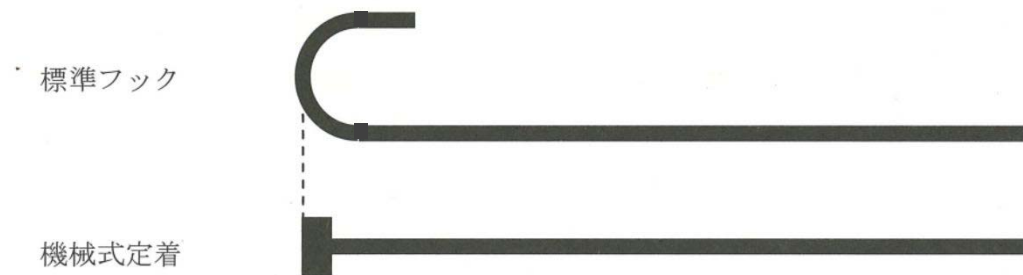
配筋図(側面図)



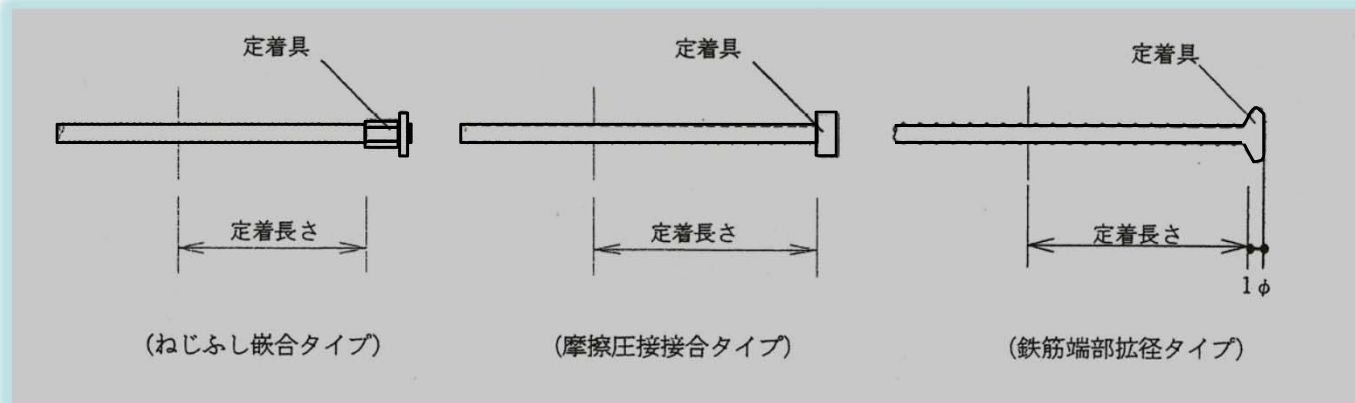
- : 鋼管コンクリート構造の鉄筋
(5本の柱を束ねる鉄筋)
- : 鉄筋継手位置
(40 × φ=1400mm・千鳥配置)

鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化(3/3)

せん断補強鉄筋の端部には、機械式定着を適用する。



壁部材への適用状況



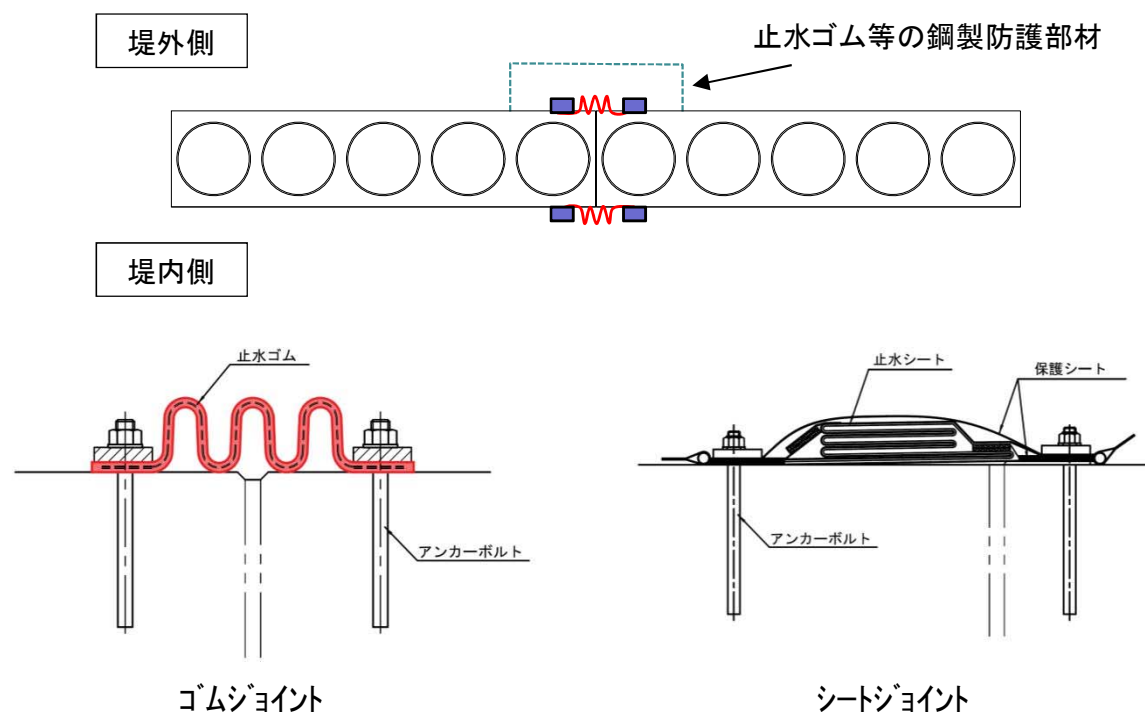
地中構造物への適用状況

7. 止水ジョイント部の設計方針

止水ジョイント部 一概要一

主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等で止水処置を講ずる設計とする。

- 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、ひび割れ防止等の観点で一定間隔の施工ブロックを設定し、その境界に止水性を確保するための止水ジョイント部を設ける。
- 止水ジョイント部は、地震時に構造物間に生じる相対変位と、その後の津波や余震により構造物間に生じる相対変位に対して止水性を確保するため、伸縮性を有するものとし、フェールセーフ及び取り替え時を考慮し、堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁タイプの鉄筋コンクリート防潮壁等、異種構造物間も同様に設置する。
- なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物の衝突防止対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。



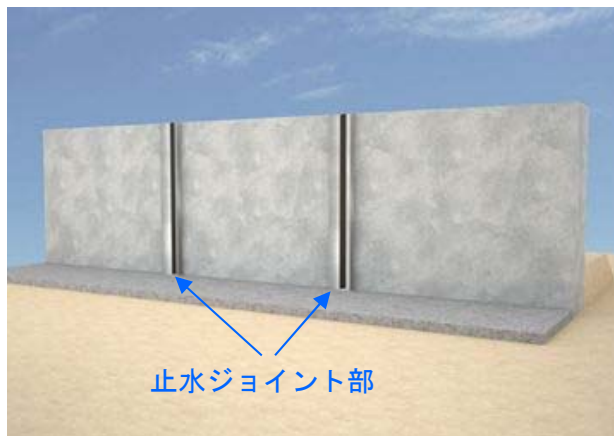
止水ジョイント部の設計方針

止水ジョイント部の役割

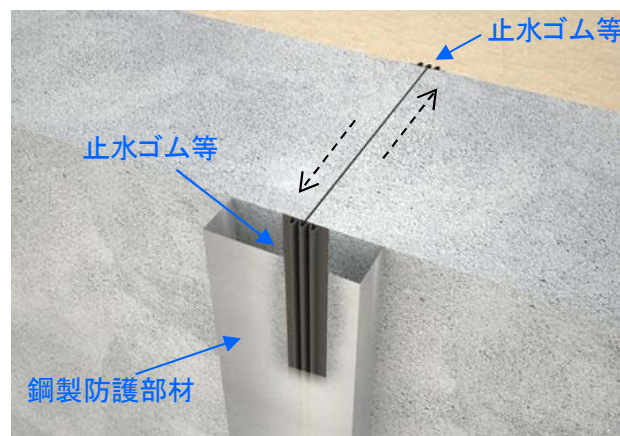
上部工の施工ブロック間に生じる変位に追従し、津波荷重に対して十分な耐性を持ち、防潮壁としての機能を維持する。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
止水ゴム等（ゴムジョイント、シートジョイント）	ゴム等止水材の引張，変形量	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に設定した許容変形量，許容引張強度	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験
鋼製アンカー	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋コンクリート壁に定着させる鋼製アンカーの引張，せん断 定着側のコンクリートに対して，引張り，せん断，コーンせん断，支圧 	許容引張応力度※，許容せん断応力度，許容押抜きせん断応力度，支圧応力度 ※鋼製アンカーの引張応力，付着応力，コーンせん断の照査は引張照査に含む	各種合成構造設計指針・同解説
止水ゴム等の鋼製防護部材	漂流物が衝突した際の鋼材の圧縮，引張り及びせん断，座屈	許容圧縮応力度，許容引張応力度及び許容せん断応力度	鋼構造設計基準

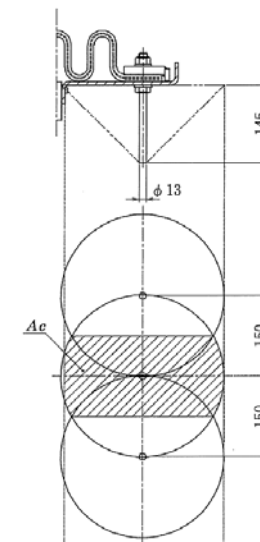
止水ジョイント部



施工ブロック間の変位例

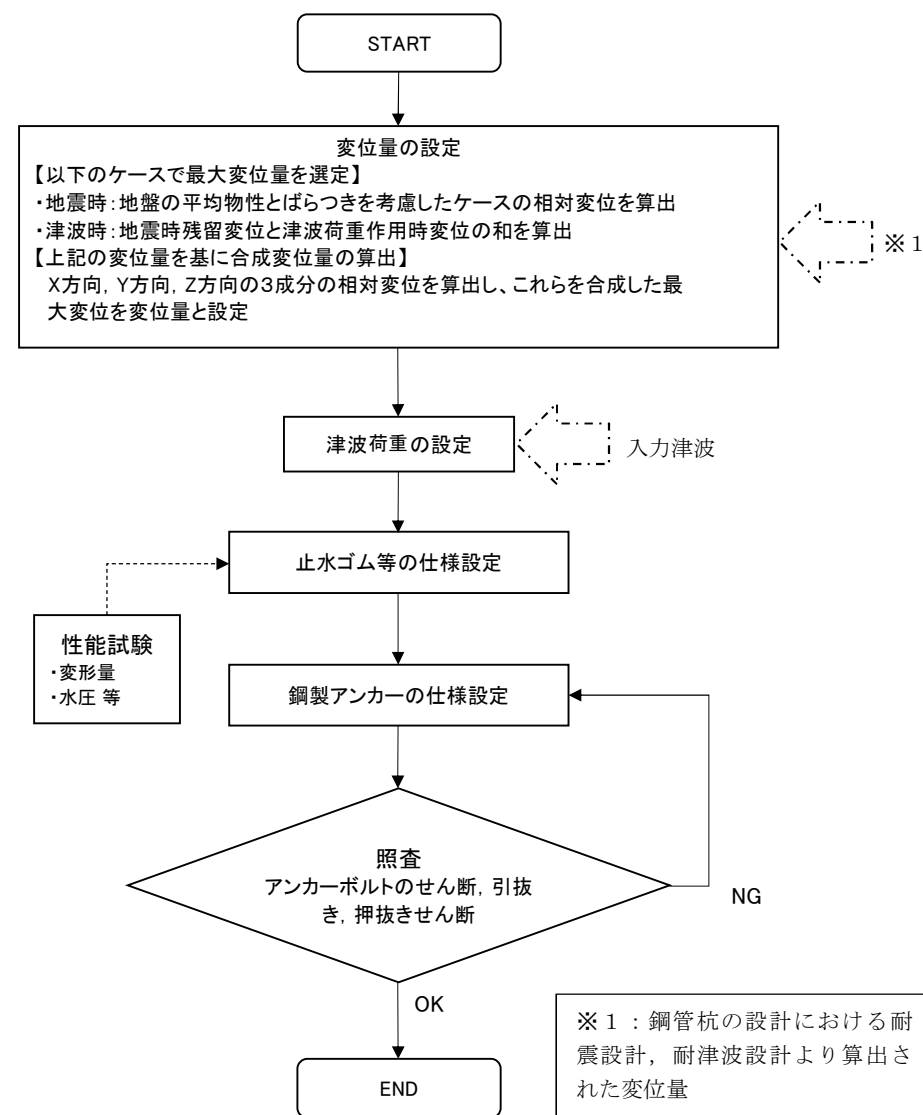


コーンせん断の照査



止水ジョイント部の設計方針

- 止水ジョイント部の構造成立性評価については、基準地震動 S_g を用いた地震応答解析及び津波荷重を用いた静的フレーム解析により算出された変位量と入力津波を用い、津波波圧式より算出した津波荷重に対し、止水ゴム等の止水性が維持できる仕様であることを確認する。
- 止水ゴム等の仕様設定は、性能試験（耐圧試験・引張変形試験）により津波荷重に耐え、止水機能を維持できる変形量となるよう設定するとともに、構造物間に生じる相対変位に対し追従可能な材料を選定する。
- 止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認するとともに、止水ゴム等における漂流物衝突防止対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、発生する曲げ及びせん断応力等が短期許容応力度以下であることを確認する。



8. 地盤高さの嵩上げ部(改良体),
シートパイル,
表層地盤改良の設計方針

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の設計評価方針

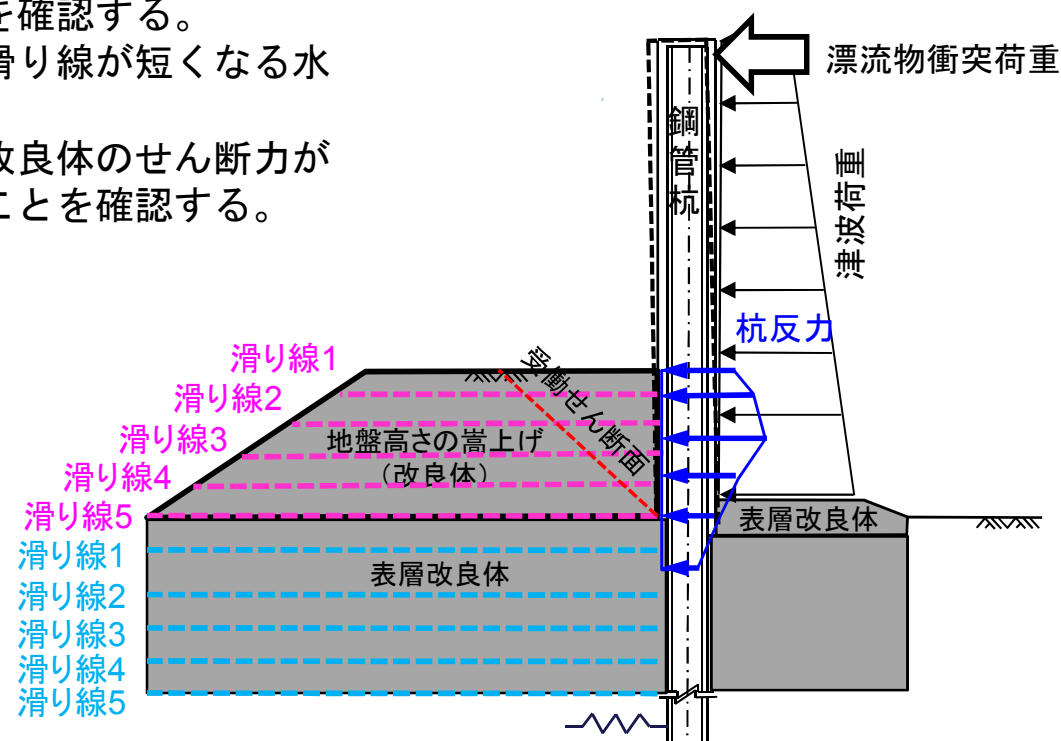
地盤高さの嵩上げおよび表層改良体の役割

津波等の荷重が防潮壁に作用する際, 防潮壁背面で受働抵抗することで, 鋼管杭に発生する曲げモーメントの低減を図る。地盤高さの嵩上げおよび表層改良体の照査項目, 設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ	地盤高さの嵩上げ部(改良体)および表層改良体のせん断力がせん断強度以内となり, 滑り等が生じないこと。	改良体がせん断強度以内	道路橋示方書IV下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド

設計方針:

- 杭反力が受働せん断力を上限として作用するため, その受働せん断力に対して地盤高さの嵩上げの安定性を確認する。
- 滑り線は, 水平方向の杭反力に対して最も滑り線が短くなる水平の滑り線を想定する。
- 地盤高さの嵩上げ部(改良体)および表層改良体のせん断力がせん断強度以内となり, 滑り等が生じないことを確認する。



表層改良体の設計評価方針

表層改良体の役割

防潮壁堤外側においては, 津波荷重に対して十分な耐性を持ち洗掘防止としての機能を維持する。防潮壁堤内側においては, 地震時における地盤高さの嵩上げ部の沈下を抑制し, 防潮壁としての機能を維持する。地盤高さの嵩上げおよび表層改良体照査項目, 設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
表層改良体	表層改良体のせん断	安全裕度を考慮したせん断強度以下	室内試験により確認

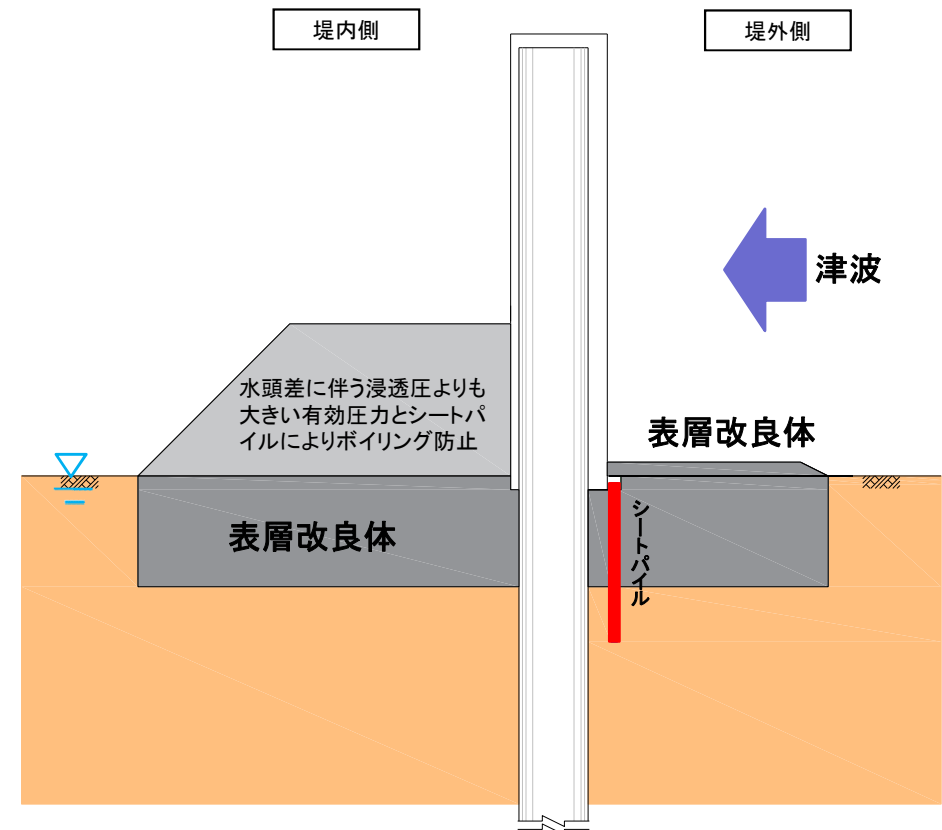
・ 洗掘防止対策

堤外地盤の表層に対してセメント改良を実施し, 津波荷重よりも強度の高い地盤とすることで, 洗掘防止対策とする。

$$\left(\begin{array}{l} P_{\max} < q_u / 2 \\ P_{\max} : \text{津波荷重} \\ q_u : \text{改良体の一軸圧縮強度} \end{array} \right)$$

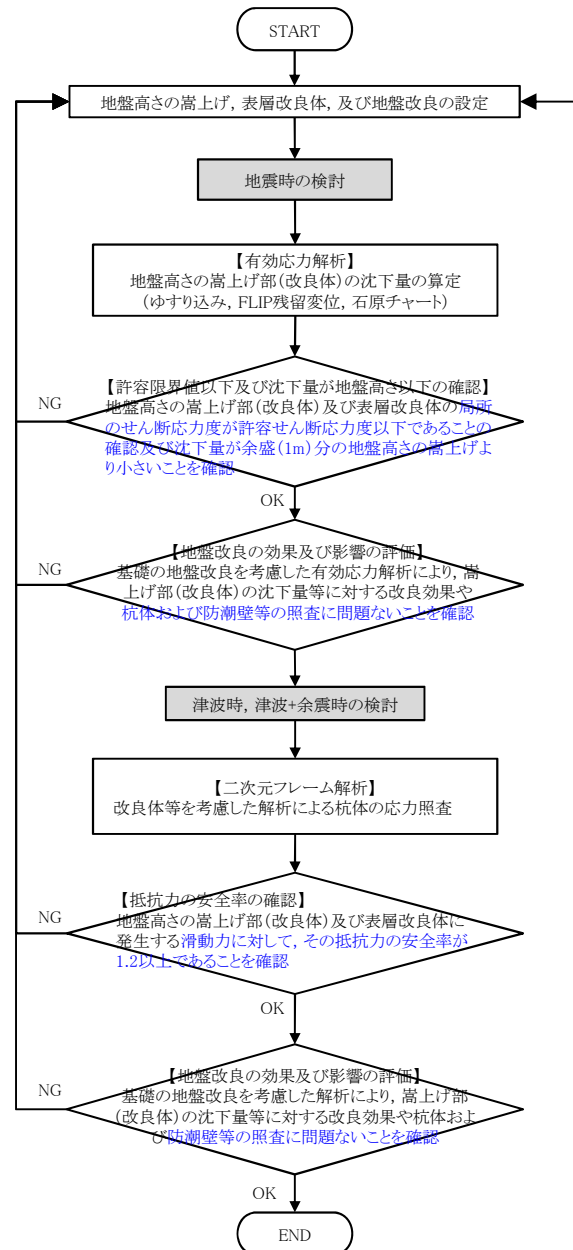
・ ボイリング検討

表層改良体を設置し, 津波に伴う堤内側との水頭差に対して抵抗する。



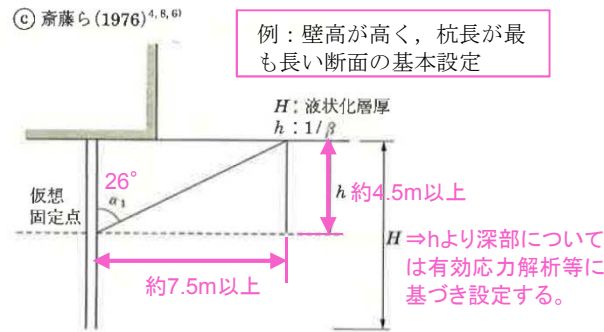
8. 地盤高さの嵩上げ部(改良体), シートパイル, 表層地盤改良の設計方針

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の設計フロー



■表層改良体の範囲に係る基本設定

- (1) 鋼管杭の $1/\beta$ 領域下端からの受働崩壊角の領域
 表層改良体の幅の設定方法は, 「建築基礎構造設計指針 日本建築学会」(2001)を参考にして設定する。
 杭基礎の場合, 水平方向の支持力が確保されるよう, 仮想固定点(1/ β)から受働崩壊角を描いて改良範囲が提案されている。



仮想固定点となる深さ $h (=1/\beta)$ より受働崩壊角を設定することで, 地盤改良幅の範囲を設定する。なお, 基礎の特性値(β)の計算等は, 道路橋示方書・同解説に準拠する。

$$\beta: \text{基礎の特性値} = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

ここに, k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)

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

k_{H0} : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$\alpha = 2.0$: 津波時(地盤改良土)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

D : 杭径 (m)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

■地盤高さの嵩上げの範囲に係る基本設定

- (1) 地盤高さ嵩上げの界面すべり
 地盤高さの嵩上げ(改良体)の幅及び高さの基本設定は, 簡便に地盤高さの嵩上げが持つ受働土圧に対しての滑動抵抗力を照査し設定する。

- 地盤高さの嵩上げ底面のせん断抵抗力

$$H_u = C \cdot B + V \cdot \tan \phi$$

C : 嵩上げ部(改良体)の粘着力 (kN/m^2)

B : 嵩上げ部(改良体)の底面幅 (m)

V : 嵩上げ部(改良体)の重量 (kN/m^2)

ϕ : 嵩上げ部(改良体)の内部摩擦角度 ($^\circ$)

- 地盤高さの嵩上げ部(改良体)の受働圧 H_p

$$H_p = 1/2 \times K_p \cdot \gamma \cdot h^2 + 2 \cdot C \cdot h$$

K_p : 嵩上げ部(改良体)の受働土圧係数

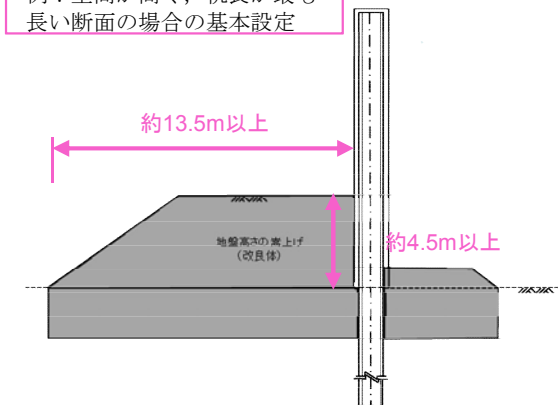
γ : 嵩上げ部(改良体)の単位体積重量 (kN/m^3)

h : 嵩上げ部(改良体)の高さ (m)

C : 嵩上げ部(改良体)の粘着力 (kN/m^2)

- 安全率 $SF = H_u / H_p$

例: 壁高が高く, 杭長が最も長い断面の場合の基本設定



シートパイルの設計評価方針

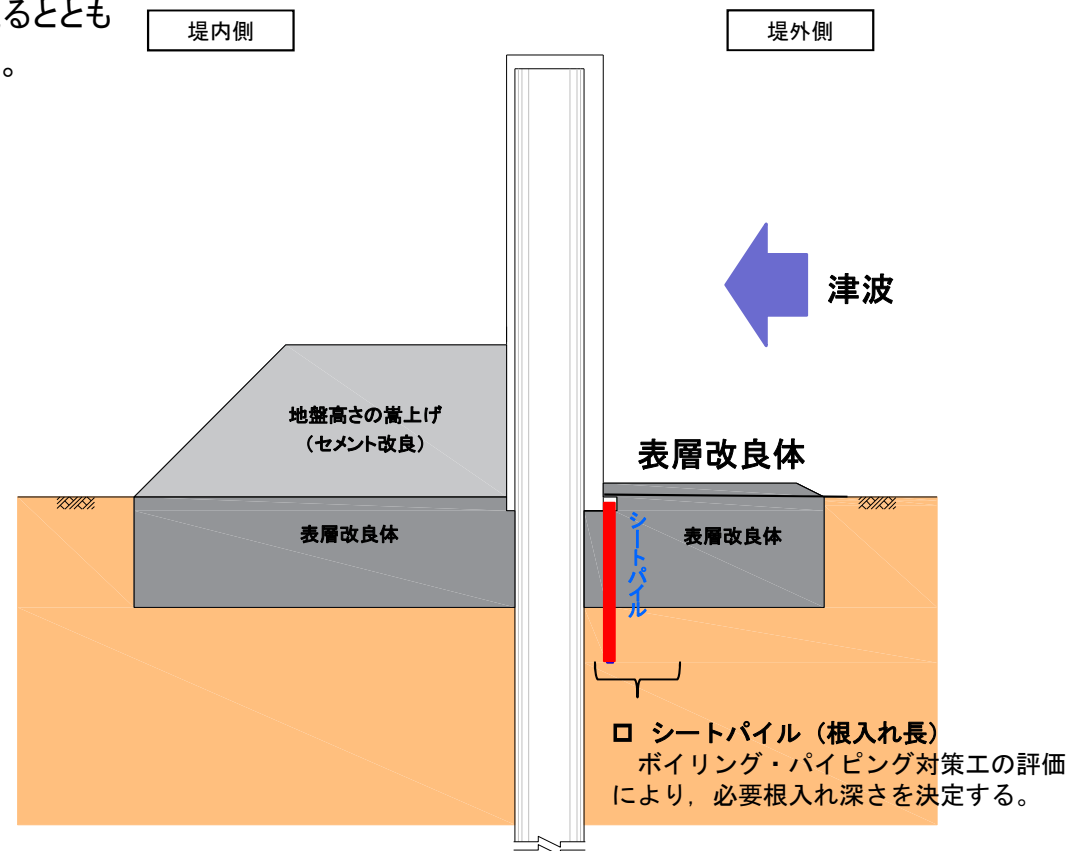
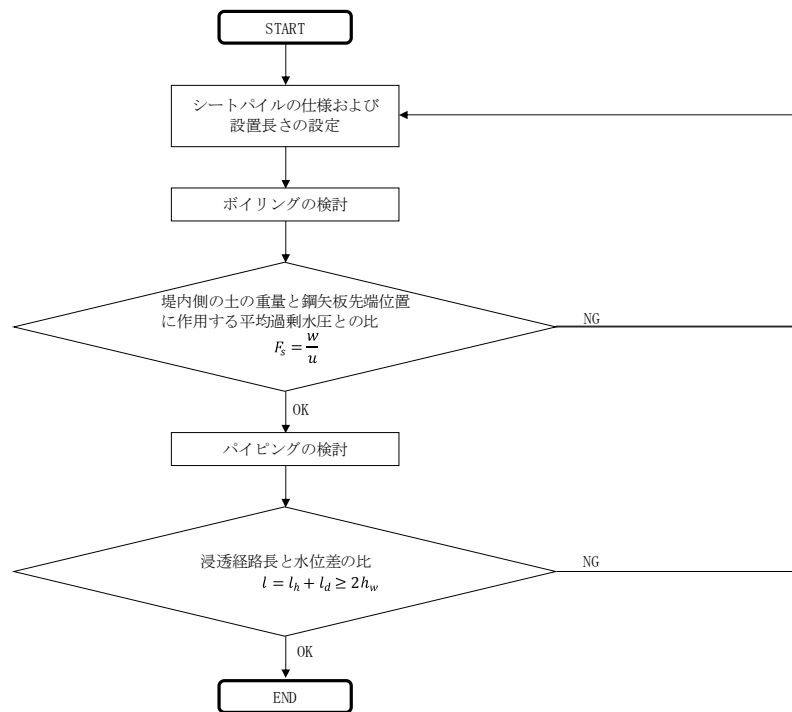
シートパイルの役割

津波時における堤外側の水位上昇を想定したボーリング対策とし, 地中部から堤内側への浸水を防止する。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界
シートパイル	シートパイルのせん断	安全裕度を考慮したせん断強度以下

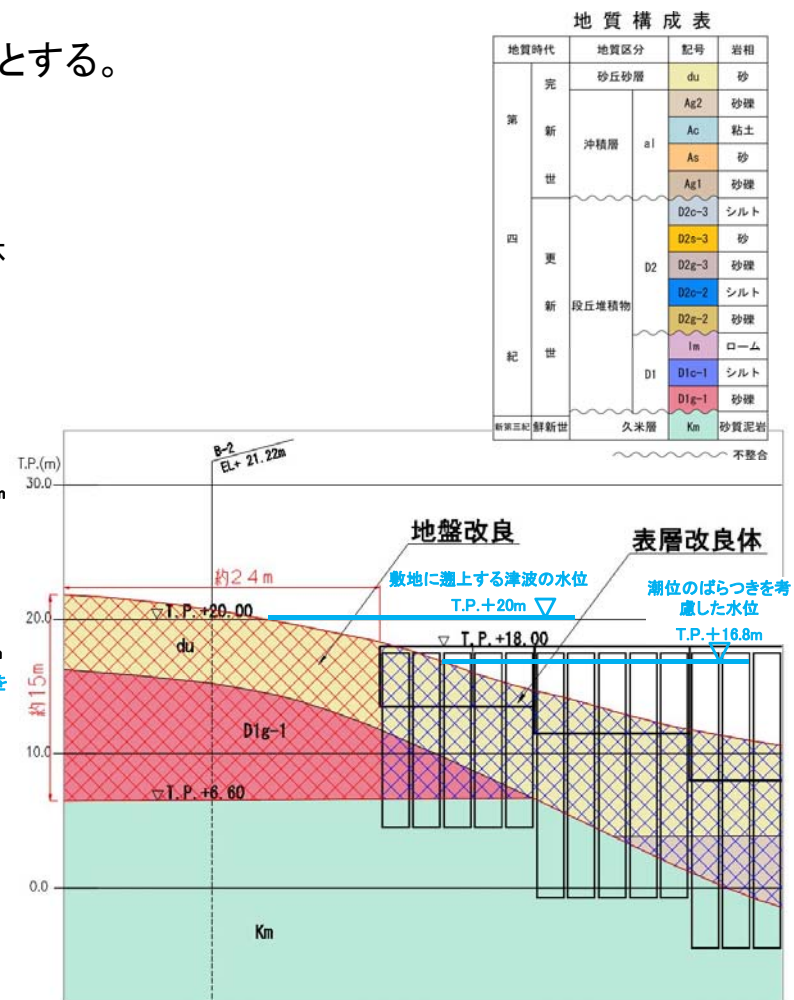
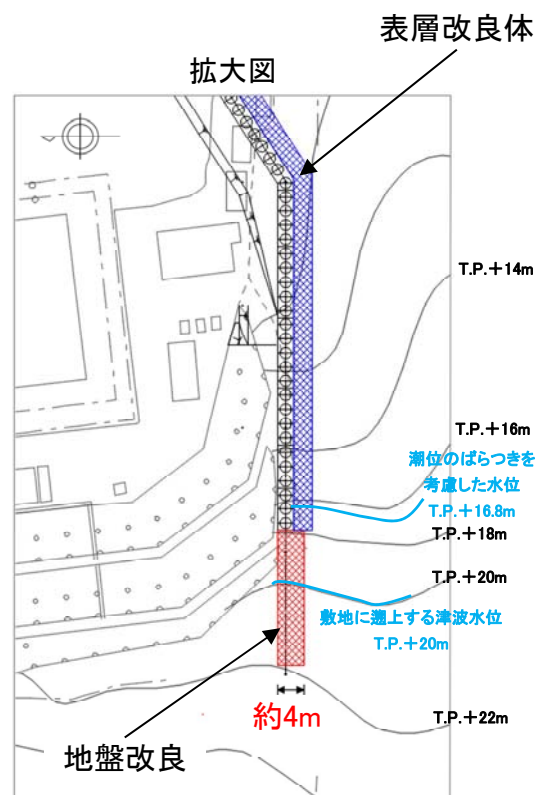
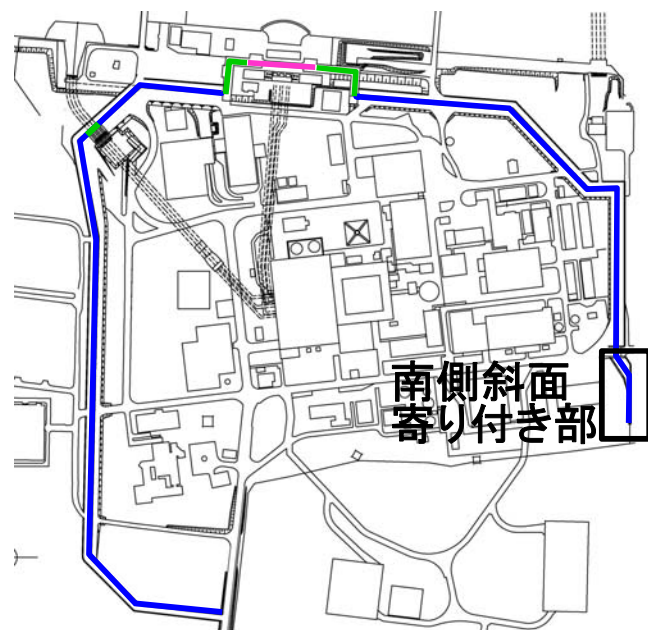
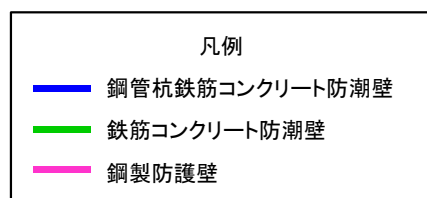
・ ボーリング検討

地盤高さの嵩上げ部や表層改良体により, 津波時の防潮壁内外の水頭差に伴う浸透圧よりも大きい有効圧力を与えるとともに, シートパイルを設置することで, ボーリングを防止する。



南側斜面寄り付き部における洗掘防止対策

- 基準津波による津波遡上解析結果では, 防潮堤南部先端まで津波が及ぶことはないが, 基準津波を超え敷地に遡上する津波(T.P.+24m津波)による津波遡上解析結果ではT.P.+20mまで津波が遡上することから, 南側斜面寄り付き部からの回り込み等による洗掘を防止するため, 地盤改良による洗掘対策を行う。
- 地盤改良深度は岩盤までとし, 南側斜面寄り付き部近傍での最高水位である約T.P.+22mを考慮し, 防潮堤延長上のT.P.+22m程度まで地盤改良範囲とする。
- なお, 地盤改良幅は防潮壁の幅に比較して余裕を見込んだ4m程度とする。



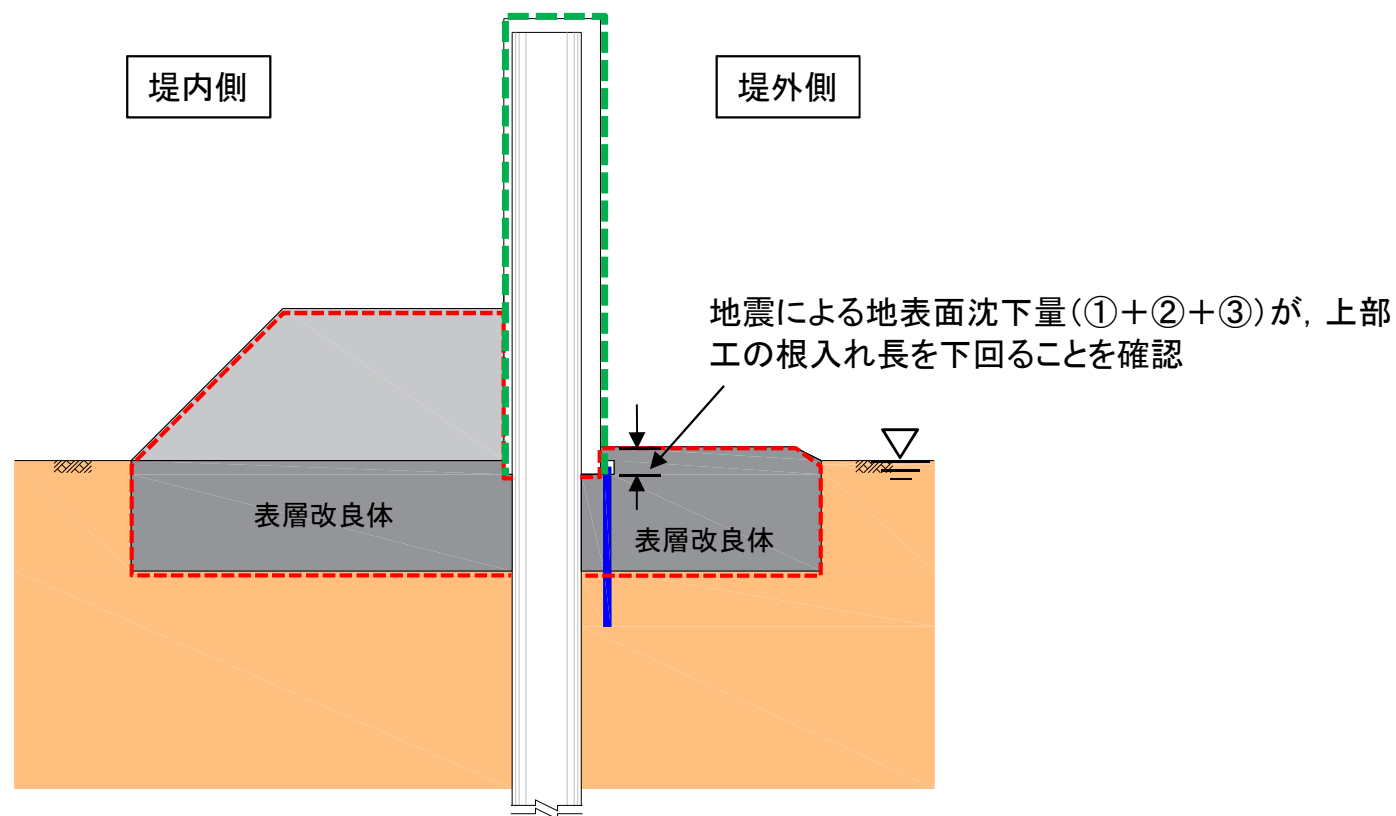
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁底部の地盤根入れ長の設計方針

■鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁上部工底部の根入れ長は, 地震時に生じる地表面の沈下量に基づき設定する。

考慮する地震時の沈下量は,

- ① 不飽和土層のゆすり込み沈下量
- ② FLIPにより算出された残留沈下量
- ③ 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

上部工底部の地盤根入れ長 > 地震による地表面沈下量 = ① + ② + ③



地震時及び地震後

9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

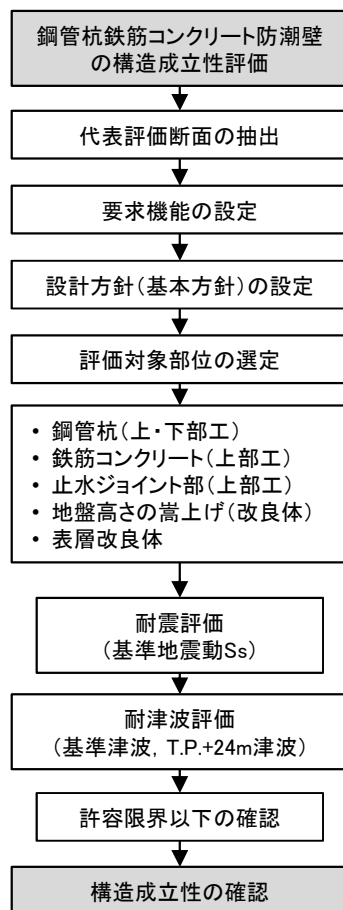
9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

構造成立性評価の方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性を確認するため、「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」等に基づき、基準地震動 S_s 及び基準津波による荷重等に対して、構造体の主要構造部位である鋼管杭、地表部の鉄筋コンクリート防潮壁、止水ジョイント部、地盤高さの嵩上げ部、表層改良体の健全性を確認する。その他の構造部位については、設計方針を示し今後の詳細設計でその仕様の詳細を決定する。

なお、現在実施している追加地質調査により、今後地質分布の細部が更新される可能性を見据え、主要構造部位の検討に当たっては、構造体に対して厳しい評価となる断面や地質条件での解析評価を行い、十分な構造強度であること及び止水性能を有することを確認する。

構造成立性評価の荷重等について



耐震・耐津波評価の流れ

荷重ケース	荷重	安全側に設計するための配慮
地震時	➤ 地震荷重 基準地震動 S_s のうち代表2波(S_s -D1波, S_s -31波)	<ul style="list-style-type: none"> 全ての液状化対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した評価 粘土層の層厚の影響を考慮した評価(最大あるいは最小厚でモデル化) 岩盤の傾斜角の影響を考慮した評価
津波時	➤ 津波荷重 以下の入力津波高さ及び設置地盤高さを考慮し朝倉式により算定した波圧以上を設定する。 <ul style="list-style-type: none"> 敷地前面東側: T.P.+17.9m 敷地側面北側: T.P.+15.4m 敷地側面南側: T.P.+16.8m ➤ 漂流物衝突荷重: 道路橋示方書式により衝突荷重を算定する。衝突荷重490kN(作業台船重量50tf, 津波流速10m/s)	<ul style="list-style-type: none"> 本震後の地盤状況を考慮した地盤バネの設定(バネ定数及びバネの上限値を変え, 下部工・上部工に最も厳しい組み合わせで評価する) 水理模型実験等で確認した津波波力より大きな波力を用いた設計 鉄筋コンクリート梁壁の梁バネモデルを用いることにより断面力を保守的に算定した照査(三次元モデルによる確認) 1ユニット内で地盤剛性の影響を考慮した設計(両端に$\pm 1\sigma$物性に相当するバネを配置) 津波漂流物を構造体にとって最も厳しくなる位置に載荷 1ユニット内で岩盤の傾斜角の影響を考慮
重畳時 (余震+津波)	➤ 余震荷重: 弾性設計用地震動 S_d -d1波 ➤ 津波荷重: 津波時と同様	
T.P.+24m津波時	➤ 津波荷重: 入力津波高さ(T.P.+24m)及び設置地盤高さを考慮し朝倉式により算定 ➤ 漂流物衝突荷重: 道路橋示方書式により衝突荷重を算定する。衝突荷重736kN(作業台船重量50tf, 津波流速15m/s)	
重畳時 (余震+TP+24m津波)	➤ 余震荷重: 弾性設計用地震動 S_d -d1波 ➤ 津波荷重: T.P.+24m津波時と同様	

9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

設置許可段階での提示内容

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁について、設置許可段階で構造成立性を見通しを示す上で必要な確認事項と項目について整理した結果を示す。

下部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面④ (岩盤の傾斜角が大きい断面)	代表断面③④他一般部
下部工	基礎地盤 (岩盤:km層)	【確認事項】 基礎地盤の健全性(支持力) 設置許可基準規則第3条第一項に基づき、地質の特長を模擬した評価ケースにおいても、杭の支持層である岩盤部のみで、極限支持力以下であることを確認する。		【確認事項】 杭の周面摩擦力及び岩盤の先端支持力を考慮して、極限支持力以下であることを確認する。
		【提示内容】 (1)地震時 (二次元有効応力解析) (2)津波時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (安全側となる配慮) ・地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し、液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的な液状化をさせるモデルなどのパラメータスタディを実施する。	【提示内容】 (1)地震時 (二次元有効応力解析) (安全側となる配慮) ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	【提示内容】 (1)地震時 (二次元有効応力解析) (2)津波時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含)

9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

設置許可段階での提示内容

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁について、設置許可段階で構造成立性の見通しを示す上で必要な確認事項と項目について整理した結果を示す。

下部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面④ (岩盤の傾斜角が大きい断面)	代表断面③④他一般部
下部工	鋼管杭 (SM570, φ2,500mm, t=35mm)	【確認事項】 鋼管杭の健全性(曲げ, せん断, 座屈) 鋼管杭に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。	【確認事項】 鋼管杭の健全性(特異なモードの有無) 岩盤傾斜部の増幅特性および振動特性について確認し、1ブロック内の挙動について特異なモードがないか確認する。また、1ユニット両端の相対変位量について確認する。	【確認事項】 鋼管杭に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。
		【提示内容】 (1)地震時 (二次元有効応力解析) (2)津波時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (安全側となる配慮) ・地盤バネの設定について、地盤ばね定数、上限値の組合せにより、下部工に対して厳しい条件となるケースを確認する。 ・漂流物荷重は、下部工に対して厳しくなる位置に作用させる。	【提示内容】 (1)地震時 (一次元等価線形解析, 二次元有効応力解析, 静的三次元FEM解析) (安全側となる配慮) ・岩盤傾斜部における杭の振動特性を評価する。 ・岩盤傾斜部の1ユニット両端部杭の相対変位について解析モデルでの違いを確認する。 ・岩盤傾斜部の増幅特性について確認する。	【提示内容】 (1)地震時 (二次元有効応力解析) (2)津波時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元フレーム解析, TP+24m津波時含)

設置許可段階での提示内容

上部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面④ (岩盤の傾斜角が大きい断面)	代表断面③④他一般部
上部工		【確認事項】 鉄筋コンクリート梁壁の健全性(曲げ, せん断) 1ユニット内で地質分布が異なる場合を想定し、鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート梁壁)に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。	【確認事項】 鉄筋コンクリート梁壁の健全性(曲げ, せん断) 1ユニット内で基礎岩盤の傾斜を想定し、鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート梁壁)に与える影響について確認する(発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する)。	【確認事項】 鉄筋コンクリート梁壁に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。
	【梁壁部】 鉄筋コンクリート (鉄筋コンクリート梁壁)	【提示内容】 (1)地震時 (二次元梁バネモデル解析, 三次元FEM解析) (2)津波時 (二次元梁バネモデル解析, 三次元FEM解析) (3)重畳時 (二次元梁バネモデル解析, 三次元FEM解析)	【提示内容】 (1)地震時 (三次元静的FEM解析)	【提示内容】 (1)地震時 (二次元梁バネモデル解析) (2)津波時 (二次元梁バネモデル解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元梁バネモデル解析) (4)最も厳しい荷重 (三次元静的FEM解析)
	コンクリート ($F_{ck}=40\text{N/mm}^2$)			
	鉄筋 (SD490)	(安全側となる配慮) ・1ユニット内で杭両端部の地盤バネ $\pm 1\sigma$ とするなど、上部工に対して厳しい結果となるよう考慮する。 ・地盤バネの設定について、地盤ばね定数、上限値の組合せにより、上部工に対して厳しい条件となるケースを確認する。 ・漂流物荷重は、上部工にとって厳しくなる位置に作用させる。	(安全側となる配慮) ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	応答値が大きい「二次元梁バネモデル」で工認資料を提出 鋼管鉄筋コンクリート(SRC部)の配筋は、鉄筋コンクリート梁壁の主筋と同径・同ピッチで主筋を配置し、また、主筋の面積比1/3の配力筋を配置する。 これを基本構造として評価するが、三次元静的FEM解析で最も厳しいケースでも工認資料で示す。

設置許可段階での提示内容

上部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面④ (岩盤の傾斜角が大きい断面)	代表断面③④他一般部
上部工	【SRC部】 鋼管杭(鋼管鉄筋コンクリート壁)	【確認事項】 鋼管鉄筋コンクリートの健全性 1ユニット内で地質分布が異なる場合を想定し、鋼管鉄筋コンクリートに与える影響について確認する(発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する)。	【確認事項】 鋼管鉄筋コンクリートの健全性 1ユニット内で基礎岩盤の傾斜を想定し、鋼管鉄筋コンクリートに与える影響について確認する(発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する)。	【提示内容】 (1)地震時 (二次元梁バネモデル解析) (2)津波時 (二次元梁バネモデル解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時 (二次元梁バネモデル解析) (4)最も厳しい荷重 (三次元静的FEM解析)
	コンクリート ($F_{ck}=40\text{N/mm}^2$) 鉄筋 (SD490) 鋼管杭 (SM570, $\phi 2,500\text{mm}$, $t=35\text{mm}$)	【提示内容】 (1)地震時(三次元FEM解析) (2)津波時(三次元FEM解析) (3)津波時(三次元FEM解析) (安全側となる配慮) ・地盤バネの設定について、地盤ばね定数、上限値の組合せにより、下部工に対して厳しい条件となるケースを実施する。 ・漂流物荷重は、杭体の曲げが大きくなる防潮堤天端に作用させる。	【提示内容】 (1)地震時(三次元静的FEM解析) (安全側となる配慮) ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	応答値が大きい「二次元梁バネモデル」で工認資料を提出 鋼管鉄筋コンクリート(SRC部)の配筋は、鉄筋コンクリート梁壁の主筋と同径・同ピッチで主筋を配置し、また、主筋の面積比1/3の配力筋を配置する。 これを基本構造として評価するが、三次元静的FEM解析で最も厳しいケースでも工認資料で示す。

設置許可段階での提示内容

上部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		一般部(直線部)	特殊部(隅角部)	一般部, 特殊部
止水ジョイント部	止水ゴム等 (止水ゴム, 止水シート)	【確認事項】 止水ゴム等の健全性(変位, 圧力) 一般部で生じる構造物間の相対変位量に対して, 止水ゴムが許容の伸び量範囲以下であることを確認する。 津波波圧について, 止水ゴムが許容圧力以下であることを確認する。	【確認事項】 止水ゴム等の健全性(変位, 圧力) 隅角部, 異種構造物間の特殊部で生じる構造物間の相対変位量に対して, 止水シートが許容伸び量の範囲以下であることを確認する。 津波波圧について, 止水シートが許容圧力以下であることを確認する。	【確認事項】 一般部及び特殊部で生じる構造物間の相対変位量に対して, 止水シートが許容伸び量の範囲以下であることを確認する。 津波波圧について, 止水シートが許容圧力以下であることを確認する。
		【実施内容】 (1) 止水性能試験(許容変位量) (2) 止水性能試験(許容耐圧力) (3) 地震時の変形量(二次元有効応力解析) (4) 津波時の止水ゴム部に作用する津波波力 (5) 重畳時の変形量(二次元有効応力解析) (安全側となる配慮) ・ T. P. +24m津波波圧に裕度を見込んだ水圧にて水圧試験を実施 ・ 二次元有効応力解析から算定される変位量により確認 ・ 余震時の変位量は, 安全側に二次元有効応力解析の最大変形量の1/2とする		【提示内容】 (1) 止水性能試験(許容変位量) (2) 止水性能試験(許容耐圧力) (3) 耐候性試験 (4) 地震時の変形量(二次元有効応力解析) (5) 津波時の止水ゴム部に作用する津波波力 (6) 重畳時の変形量(二次元有効応力解析)

設置許可段階での提示内容

上部工の評価について

		設置許可段階(設計方針と見通し)		工認審査段階
評価部位		一般部(直線部)	特殊部(隅角部)	一般部, 特殊部
止水ジョイント部	鋼製アンカー	【確認事項】 鋼製アンカーの健全性 止水ゴム等を固定する鋼製アンカーに発生する応力が短期許容応力度以下であるとする設計方針を示す。		【確認事項】 止水ゴム等を固定する鋼製アンカーに発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。
		【提示内容】 (設計方針) ・地震時の止水ゴム等の引張り荷重に対して耐え得る設計方針	【提示内容】 (設計方針) ・地震時の止水ゴム等の引張り荷重に対して耐え得る設計方針	【提示内容】 (1)地震時(構造計算) (2)津波時(構造計算)
	鋼製防護部材	【確認事項】 鋼製防護部材の健全性 止水ゴム等を津波漂流物から防護する鋼製防護部材に発生する応力が短期許容応力度以下であるとする設計方針を示す。		【確認事項】 止水ゴム等を津波漂流物から防護する鋼製防護部材に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。
		【提示内容】 (設計方針) ・50tfの漂流物荷重に耐え得る構造とする設計方針 ・外部火災に対して止水ゴムジョイント部への熱対策となり得る構造とする。	【提示内容】 (設計方針) ・50tfの漂流物荷重に耐え得る構造とする設計方針	【提示内容】 (1)地震時(構造計算) (2)津波時(構造計算)

9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

設置許可段階での提示内容

その他部位の評価について

	設置許可段階(設計方針と見通し)	工認審査段階
評価部位	代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面③④他一般部
地盤高さの嵩上げ(改良体) セメント改良 ($q=1N/mm^2$)	【確認事項】 地盤高さの嵩上げ(改良体)の健全性 地盤高さの嵩上げ部の受働せん断面や底面等のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを確認する。	【確認事項】 地盤高さの嵩上げ部の受働せん断面や底面等のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを確認する。
	【提示内容】 (1)地震時(二次元有効応力解析) (2)津波時(二次元フレーム解析) (3)重畳時(二次元フレーム解析) (安全側となる配慮) <ul style="list-style-type: none"> 地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し、液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的に液状化させるモデルなどのパラメータスタディを実施する。 地盤高さの嵩上げ部の全体の沈下量が均等になるように配慮する。 	【提示内容】 (1)地震時(二次元有効応力解析) (2)津波時(二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時(二次元フレーム解析, TP+24m津波時含)
表層改良体 セメント改良 ($q=1N/mm^2$)	【確認事項】 表層改良体の健全性 表層改良体の受働せん断面等のせん断耐力が改良体のせん断耐力以下であることを確認する。	【確認事項】 表層改良体の受働せん断面等のせん断耐力が改良体のせん断耐力以下であることを確認する。
	【提示内容】 (1)地震時(二次元有効応力解析) (2)津波時(二次元フレーム解析) (3)重畳時(二次元フレーム解析) (安全側となる配慮) <ul style="list-style-type: none"> 地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し、液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的に液状化させるモデルなどのパラメータスタディを実施する。 地盤高さの嵩上げ部の全体の沈下量が均等になるように配慮する。 	【提示内容】 (1)地震時(二次元有効応力解析) (2)津波時(二次元フレーム解析, TP+24m津波時含) (3)重畳時(二次元フレーム解析, TP+24m津波時含)

設置許可段階での提示内容

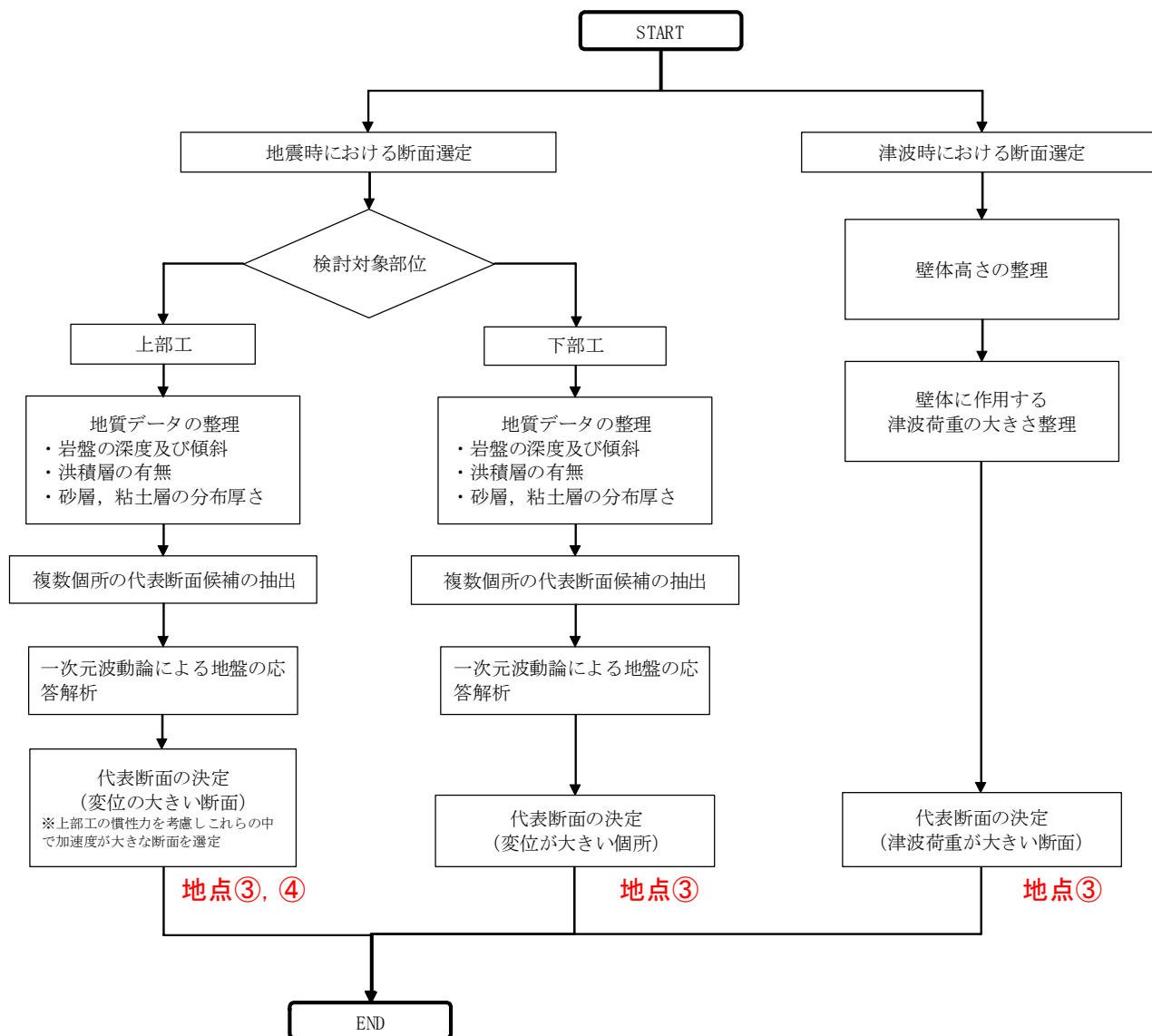
その他部位の評価について

	設置許可段階(設計方針と見通し)	工認審査段階
評価部位	代表断面③ (壁高が高く、杭長が長い断面)	代表断面③④他一般部
シートパイル	【確認事項】 シートパイルの健全性 シートパイルがせん断耐力以下であるとする設計方針を示す。	【確認事項】 シートパイルがせん断耐力以下であることを確認する。
	【提示内容】 (設計方針のみ) ・地震時、津波時荷重に対して耐え得る設計方針とする。	【提示内容】 (1) 地震時(二次元フレーム解析) (2) 津波時(二次元フレーム解析) (3) 重畳時(二次元フレーム解析)

10. 代表断面の選定

10. 代表検討断面の選定

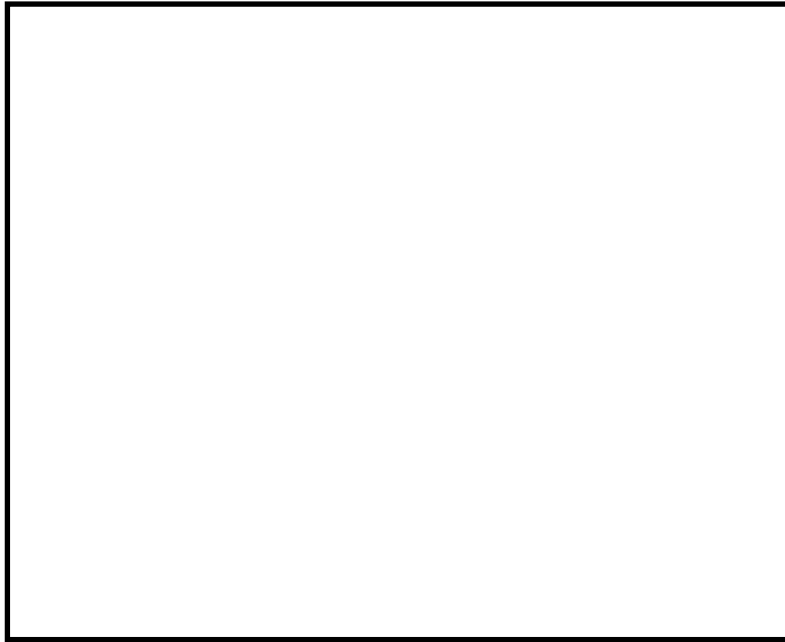
代表断面選定フロー



- ・ 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は敷地の全域に渡り設置することから、岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮して、種々の解析条件で評価を行う。
- ・ 敷地の地質・地質構造の特徴や遡上津波の特性等を踏まえ、地震時及び津波時において防潮堤に作用する荷重の相違や、防潮堤の基礎の地質等の相違により、防潮堤へ与える影響が異なると考えられるため、構造成立性評価に当たっては代表となる断面を選定する。
- ・ 津波時については、津波高さによって判別し、津波波圧の大きいものを代表断面とする。
- ・ 地震時については、上部工と下部工で個別に設定する。地質データの整理から複数の代表断面候補を抽出し、一次元波動論による地震動の引き上げ計算を実施し、変位の大きい個所を代表断面とする。上部工については、最大加速度を慣性力として用いるため、選ばれた断面の加速度が最大であることを確認した後、代表断面とする。

代表候補となる断面

- 代表断面の候補地点は、地点①～地点⑤を選定した。

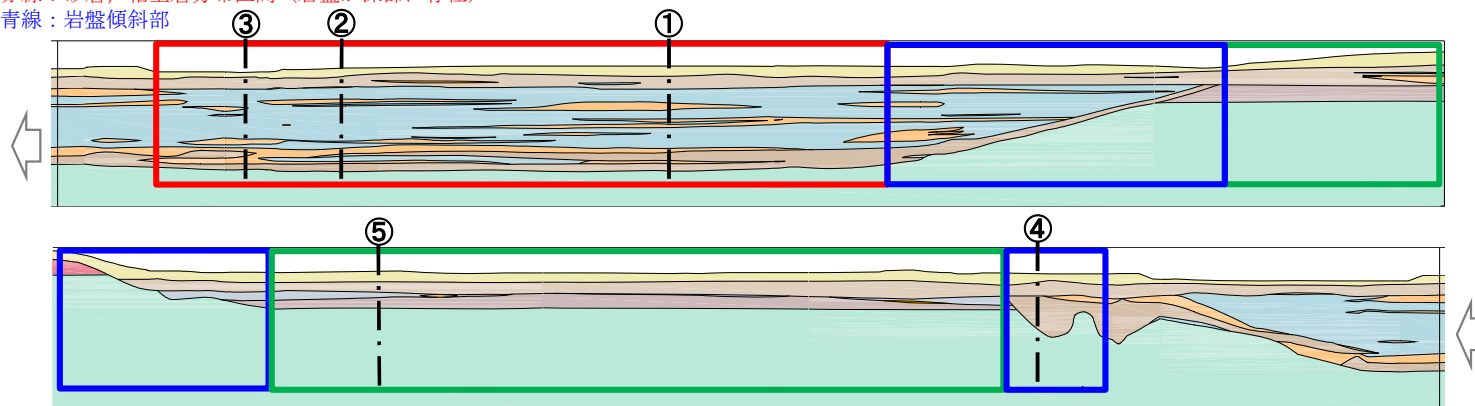


代表断面の候補地点は、防潮壁の上部工及び下部工の評価結果に影響を及ぼすと考えられる地質的な特徴や津波荷重が大きくなる区間を考慮して抽出した。

- 地点①: 過圧密粘土層(Ac層)の層厚が最も薄い地点
- 地点②: 過圧密粘土層(Ac層)の層厚が最も厚い地点
- 地点③: 第四系が厚く堆積し、かつ津波波圧が大きい地点
- 地点④: 岩盤(Km層)の傾斜角が大きく、かつ津波波圧が大きい地点
- 地点⑤: 岩盤(Km層)深度が浅い地点

【凡例】

- ・ 緑線：更新統分布区間（岩盤が浅部に存在）
- ・ 赤線：砂層，粘土層分布区間（岩盤が深部に存在）
- ・ 青線：岩盤傾斜部



代表断面選定における着目点と代表断面の選定結果

- 東海第二発電所の地質の特徴や遡上津波の特性、防潮堤の設置位置を踏まえ、考慮が必要な着目点を抽出し、それらを網羅的に考慮したパラメータスタディを行う。

着目点	概要	選定される地点
過圧密粘土層の層厚の影響	防潮堤は敷地全域に渡り設置されるが、地質調査は全てのエリアを十分に網羅していない可能性を考え、地質分布の不確かさを考慮して、特に過圧密粘土層の層厚の変化が地震応答解析へ与える影響を評価する。	過圧密粘土層が厚く分布している地点、薄く分布している地点を選定する。 地点①、地点②、地点③
岩盤の深度 (下部工長さ)	敷地の岩盤上面深度は、敷地南部では約T.P.-15mであり、北部では約T.P.-60mであることから、構造物の設置位置により、構造物直下の岩盤深度の差異が地震応答解析に与える影響を評価する。	岩盤深度が深い地点および浅い地点を選定する。 岩盤深度が深い地点 地点①、地点②、地点③ 岩盤深度が浅い地点 地点⑤
岩盤の傾斜	敷地の第四系は概ね水平に堆積しているが、岩盤上面の深度が変化する区間が存在するため、岩盤の傾斜による構造物への影響を検討する必要がある。 <u>傾斜による地盤の差異が構造物へ与える影響を評価する。</u>	岩盤の傾斜が急であるほど、1ユニット内における杭の応答の差異及び上部工への影響の可能性が考えられることから、傾斜角が最も大きい地点を選定する。 地点④

一次元応答解析に基づく地表面の応答値

地点	最大相対変位量 (cm)	最大応答加速度 (cm/s ²)
①	20	500
②	20	500
③	20	600
④	7	750
⑤	5	800



代表断面の選定

(1) 津波時

上部工長さが最も長く、津波波力が最も大きい汀線沿いの断面③が代表断面となる。

(2) 地震時

- 上部工：杭長が最も長く、地盤の変位量・加速度が最も大きくなる断面③が代表断面となるが、岩盤傾斜の影響を考慮し断面④の検討も実施する。
- 下部工：地盤の変位量が最も大きい断面③が代表断面となる。

11. 代表地震波の選定

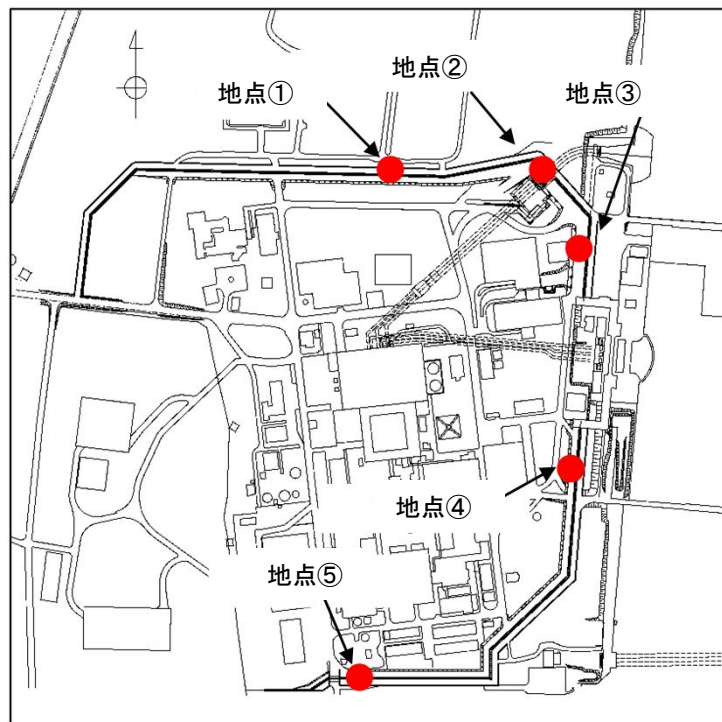
構造物への影響が大きい地震動について

■構造物への影響が大きい地震動について

基準地震動Ss全波による引上げ解析を行い、その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認し、構造成立性検討用地震動として選定した。

(1) 検討方針

- 基準地震動Ss全波による一次元地盤応答解析は、防潮堤設置位置のうち、岩盤深度及び地質のバラツキによる影響を確認するために5地点を選定し、各地点の地質モデルを用いて実施する。
- 基準地震動Ss全波による一次元地盤応答解析結果として、最大応答加速度、杭下端と地表面の最大相対変位、最大せん断応力を出力し、これらの項目を総合的に評価することにより構造物に影響が大きい地震動を確認する。



地点	特長
地点①	粘土層(Ac層)の合計層厚が最小の箇所
地点②	粘土層(Ac層)の合計層厚が最大の箇所
地点③	地表面標高が最も低く、岩盤が深部に存在する箇所
地点④	岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
地点⑤	基本的に水平成層であるが、更新統が堆積し、岩盤が浅部に存在する箇所

11. 代表地震波の選定

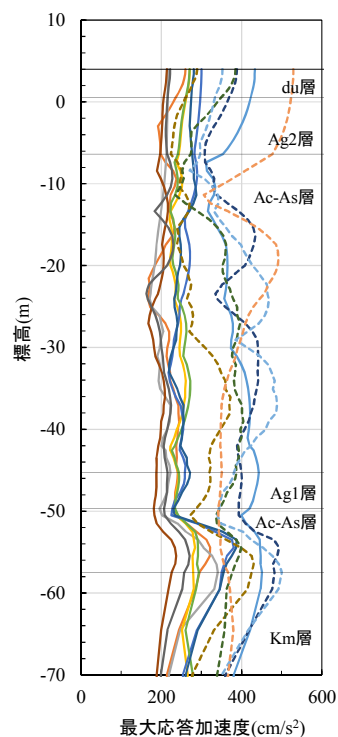
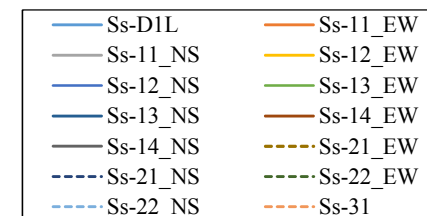
構造物への影響が大きい地震動について

■一次元地震応答解析の結果

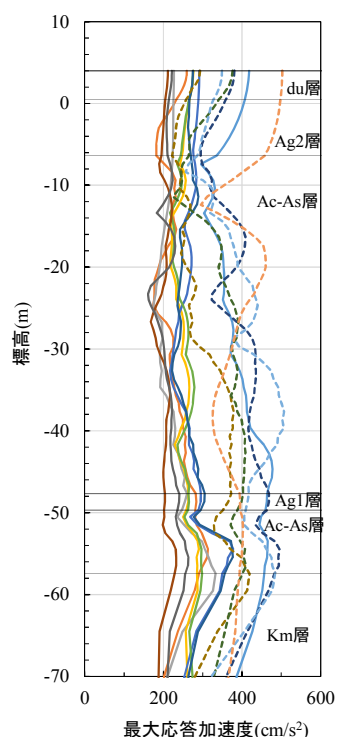
基準地震動Ss全波による引上げ解析を行い、その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認し、構造成立性検討用地震動として選定した。

(1) 最大応答加速度分布

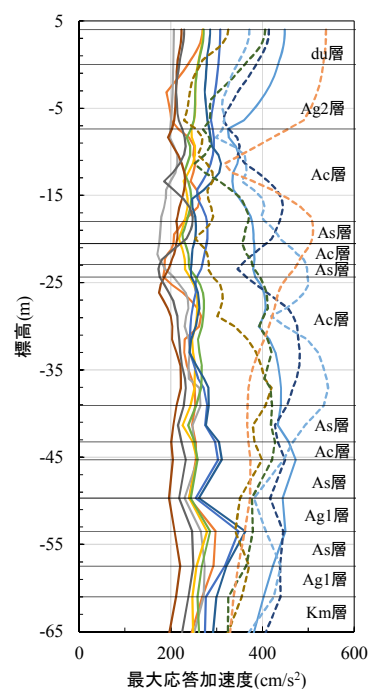
地表面の最大応答加速度が大きくなる地震動は、Ss-D1, Ss-21, Ss-22, Ss-31である。



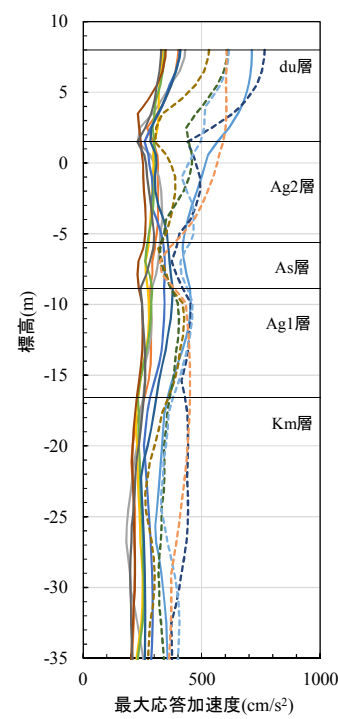
地点①



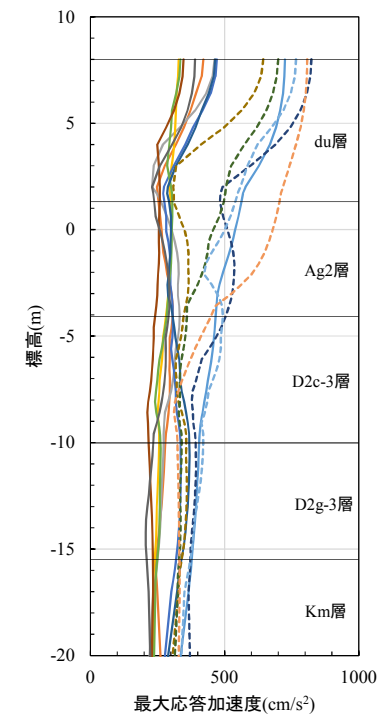
地点②



地点③



地点④



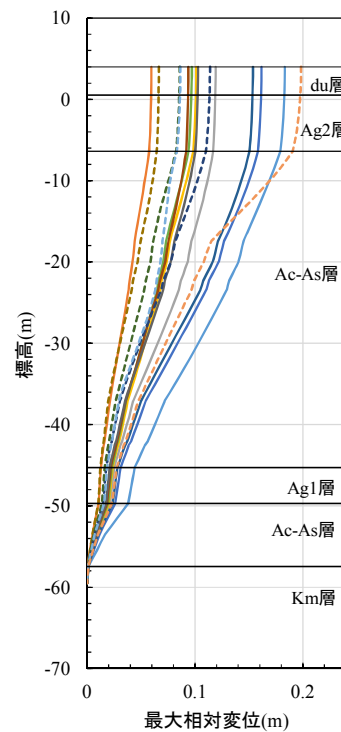
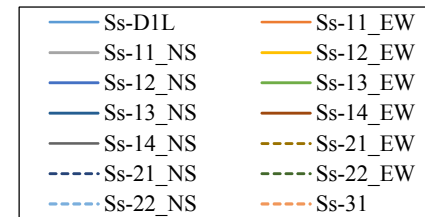
地点⑤

11. 代表地震波の選定

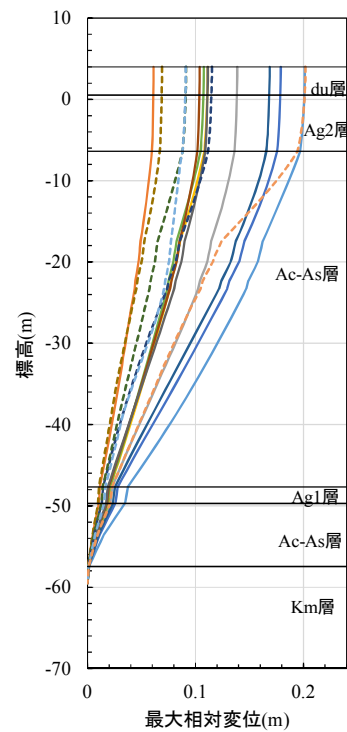
構造物への影響が大きい地震動について

(2) 最大相対変位分布

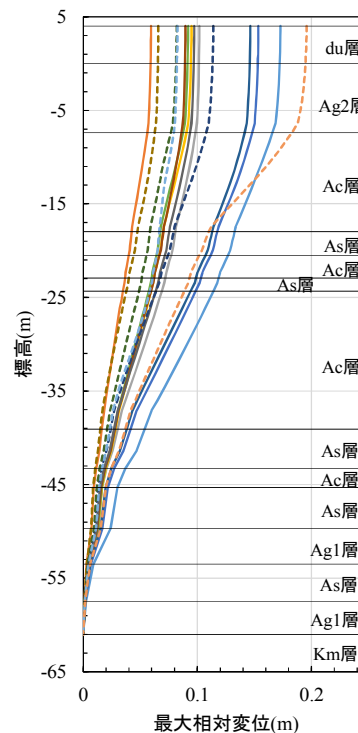
杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は、Ss-D1, Ss-31である。



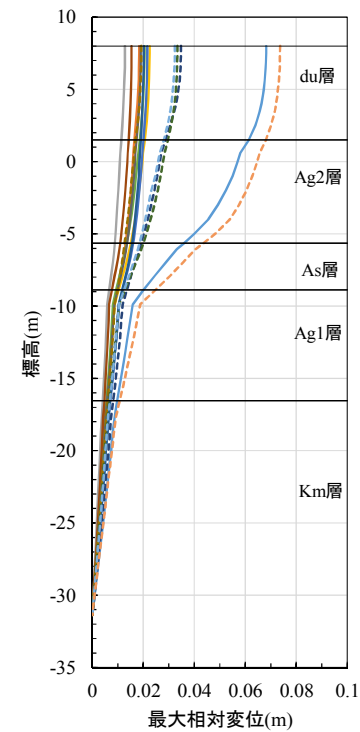
地点①



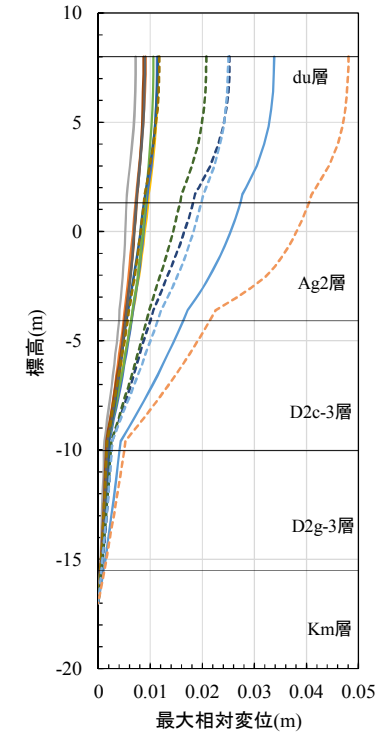
地点②



地点③



地点④



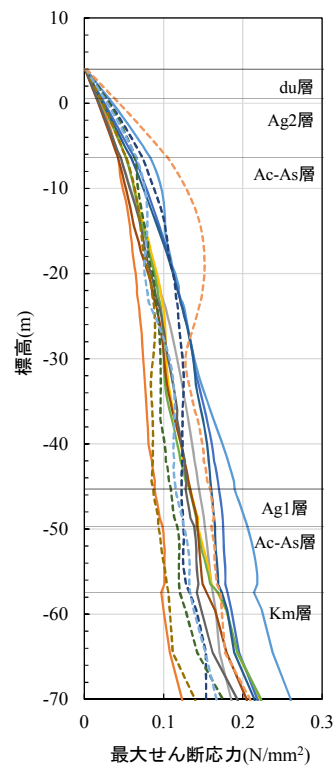
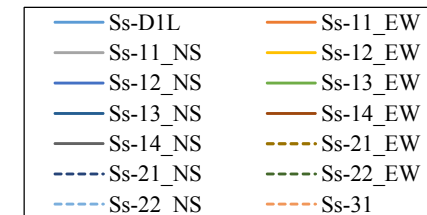
地点⑤

11. 代表地震波の選定

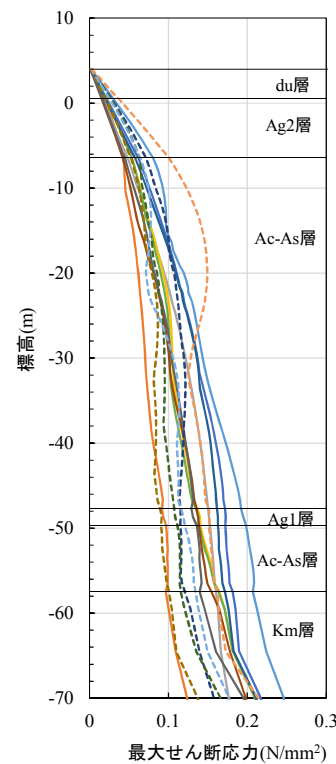
構造物への影響が大きい地震動について

(3) 最大せん断応力分布

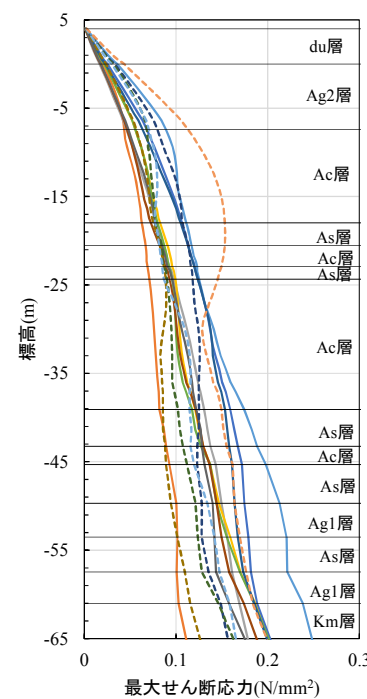
最大せん断応力が大きくなる地震動は、Ss-D1, Ss-31である。



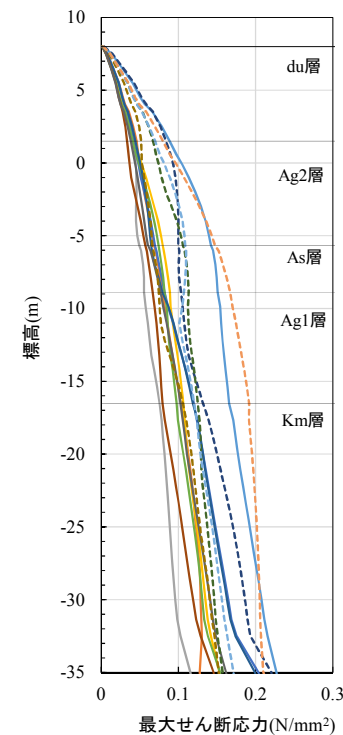
地点①



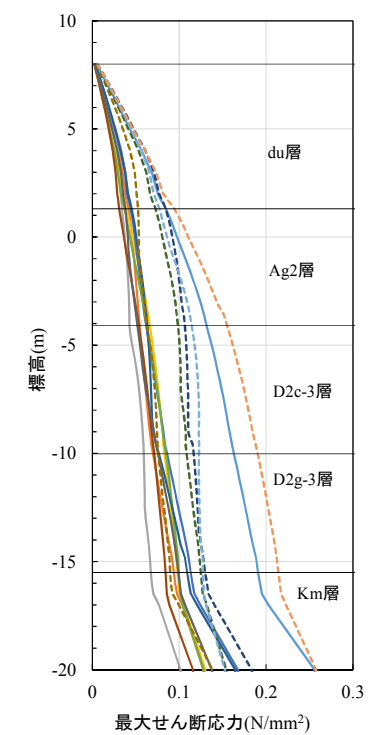
地点②



地点③



地点④

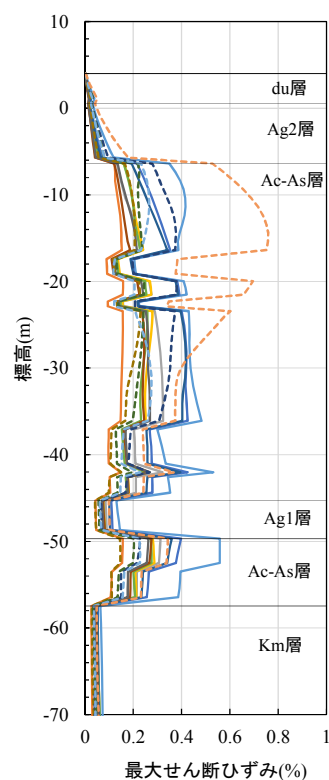
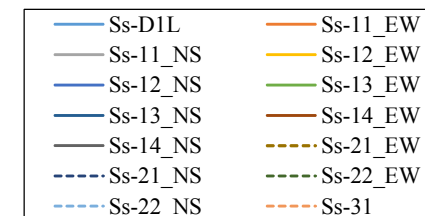


地点⑤

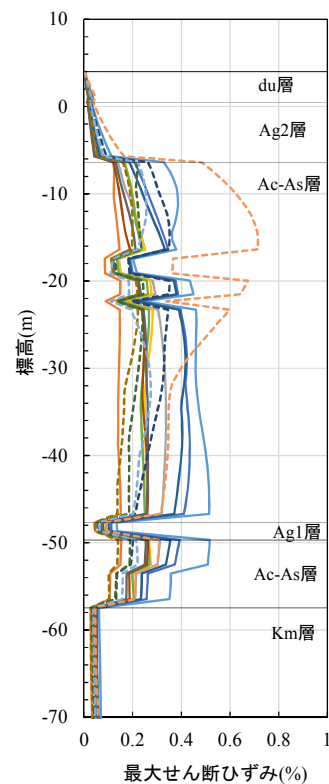
構造物への影響が大きい地震動について

(4) 最大せん断ひずみ分布

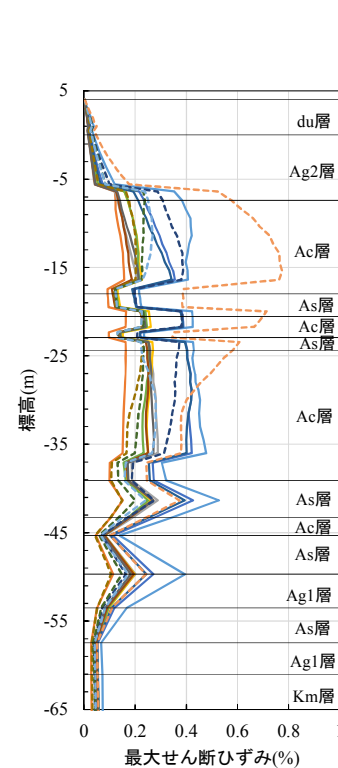
最大せん断ひずみが大きくなる地震動は，Ss-D1，Ss-31である。



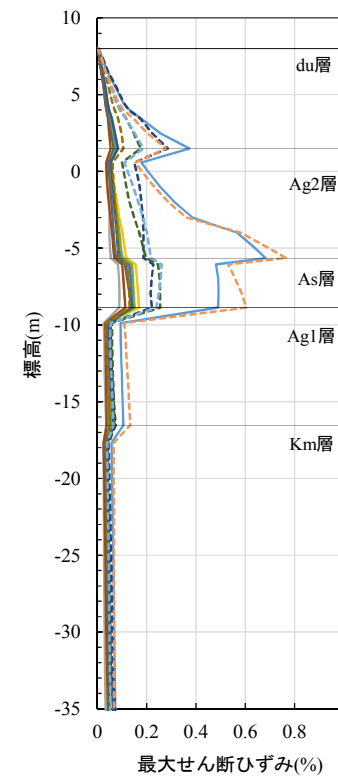
地点①



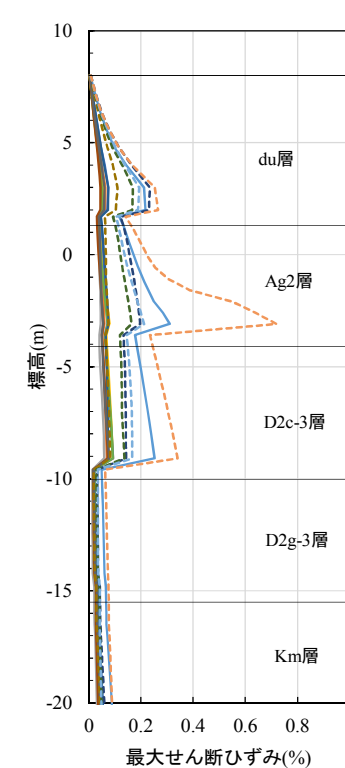
地点②



地点③



地点④



地点⑤

構造物への影響が大きい地震動について

(5) まとめ

最大相対変位や最大せん断ひずみが大きくなる S_s-D1 及び S_s-31 が構造物に対して影響の大きい地震動であると考えられる。

また、液状化に対する影響が大きい地震動は、継続時間が長い地震動である S_s-D1 (63.39秒) であると考えられる。

構造物に影響が大きい地震動

	影響が大きい地震動	備考
最大加応答加速度	S_s-D1 , S_s-21 , S_s-22 , S_s-31	
最大相対変位	S_s-D1 , S_s-31	杭下端と地表面の最大相対変位
最大せん断応力	S_s-D1 , S_s-31	
最大せん断ひずみ	S_s-D1 , S_s-31	



上記結果から、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性を検討するための地震動については、 S_s-D1 及び S_s-31 を基本とする。

12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果
(二次元有効応力解析結果)
・断面:地点③(横断方向)

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(1) 評価条件

■ 構造部材

鋼管は、線形要素でモデル化する。

■ 地盤

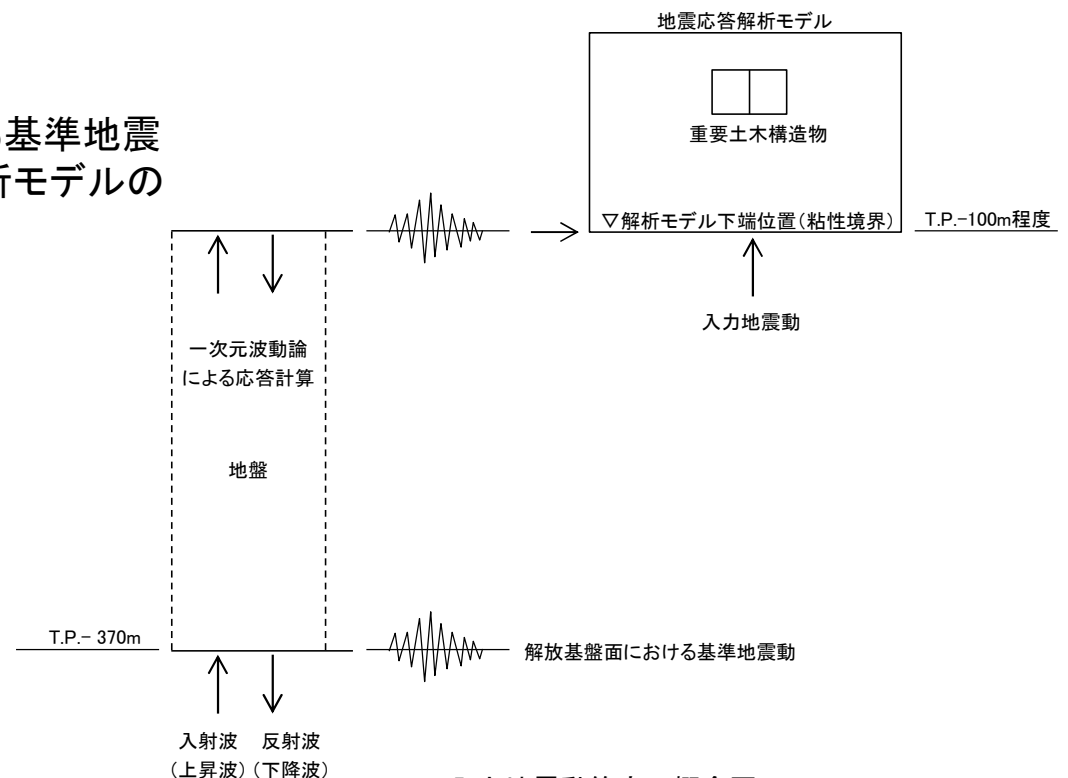
地盤は、マルチスプリング要素でモデル化し、液状化検討対象層は間隙水圧要素も考慮する。

■ 減衰定数

減衰特性は、固有値解析等で求められる固有振動数に対応するRayleigh減衰と、地盤及び構造物の履歴減衰を考慮する。ただし、構造物を線形要素でモデル化する場合は構造物の履歴減衰は考慮しないこととする。

■ 入力地震動

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、一次元波動論によって地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。



入力地震動算定の概念図

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(2) 解析モデル

●要素高さ

要素の最大高さ(h_{max})は, 応力の変化をなめらかに表現でき, 地震波の伝播を十分に考慮できるよう下式により算定した。

$$h_{max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda_s = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{max}}$$

λ_s : せん断波の波長(m)

V_s : せん断波の速度(m/s)

f_{max} : 考慮する地震動の最大周波数※

m : 分割係数(5または4)

※機器評価用のFRSを算定する場合は, その固有周期を考慮した上で, 適切な最大周波数を設定する。

●解析領域

鉛直方向は南側のKm層までの深度が浅い個所はT.P.+80m, 北側のKm層までの深度が深い個所はT.P.-130mまでモデル化する。水平方向は杭位置を中心に, 右は埋戻土が含まれない範囲までとし, 左は右と同様の長さまでモデル化を行う。

●境界条件

解析領域の側面及び底面には, エネルギーの逸散効果を表現するため, 粘性境界を設ける。

●地盤のモデル化

地質区分に基づき, 平面ひずみ要素でモデル化する。

●ジョイント要素

構造物と地盤改良の境界部, 地盤改良と地盤の境界部及び地盤高さの嵩上げ部と杭間にジョイント要素を設けることを基本とし, 境界部での剥離・すべりを考慮する。

●水位条件

水位は全て地表面に設定する。

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(3) 荷重及び荷重の組合せ

二次元有効応力解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の 考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の 土重量	長期荷重			短期荷重		備考
					天端 コン	被覆 コン	積雪	風	漂流物	
地震時	付加質量 で考慮	水平	単位体積 重量 で考慮	単位体積 重量 で考慮	○	○	○	○	-	-
		鉛直			○	○	○	-	-	

※積雪荷重については、0.35倍した値を用いるものとする。

風荷重は道路橋示方書の以下の式より算出する。

$$p = 0.5 \rho U_d^2 C_d G$$

p: 単位面積当たりの風荷重(N/m²)

ρ : 空気密度(1.23kg/m³)

U_d : 風速(m/s) = 52.2m/s

C_d : 抗力係数 = 1.6(一般値)

G: ガスト応答係数 = 1.9(一般値)

風は地表面より上の被覆コンクリート面に垂直に当たるものとする。

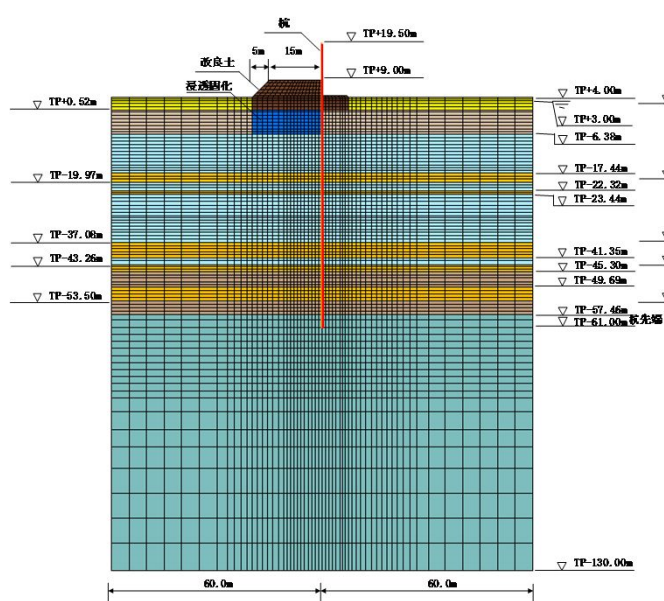
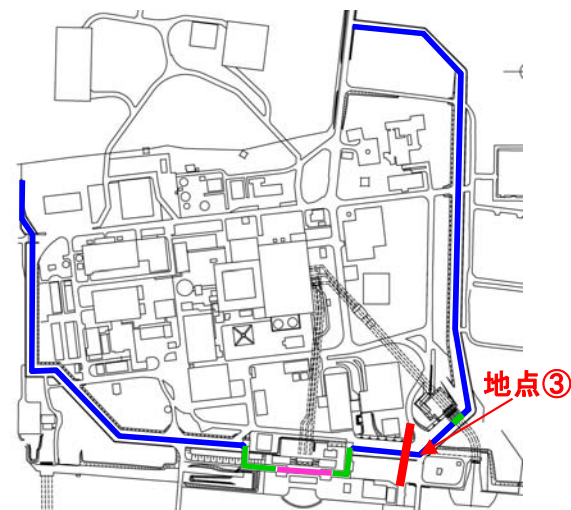
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(4) 解析ケースと解析モデル

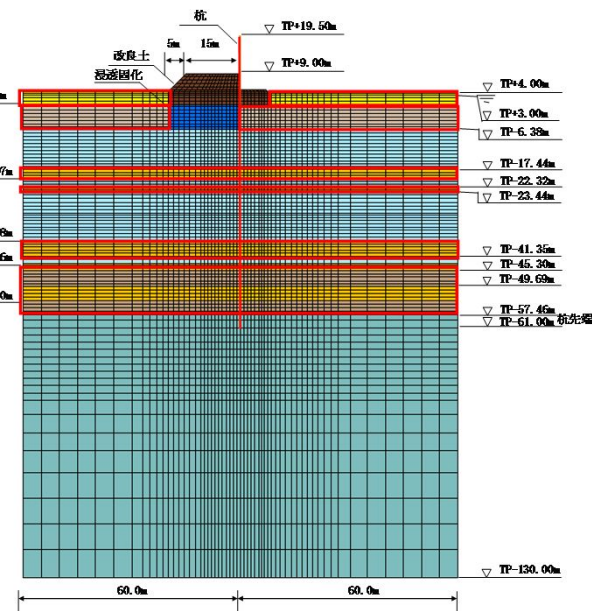
解析ケース

ケース1	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
ケース2	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
ケース4	粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
ケース6	粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース7	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))



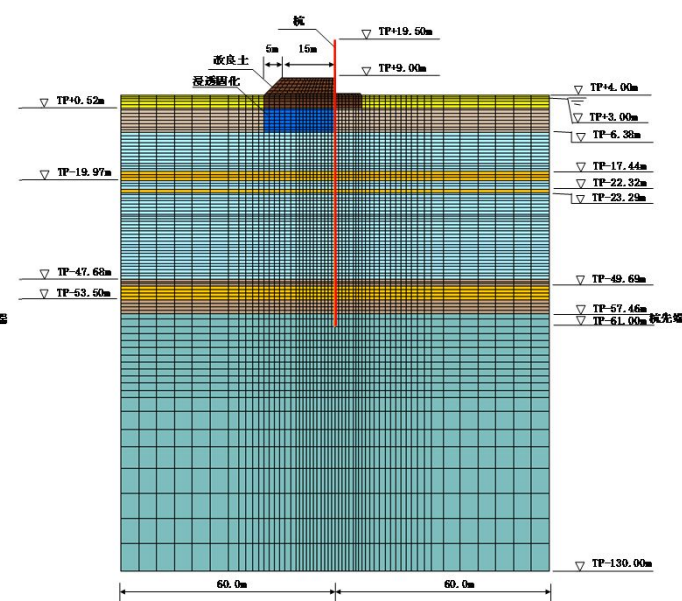
ケース1: 原地盤モデル

ケース7: 原地盤モデルSs-31波(留萌波)



ケース2: 豊浦標準砂を仮定したモデル

豊浦標準砂適用箇所



ケース3: 粘土層が最も厚い
原地盤モデル

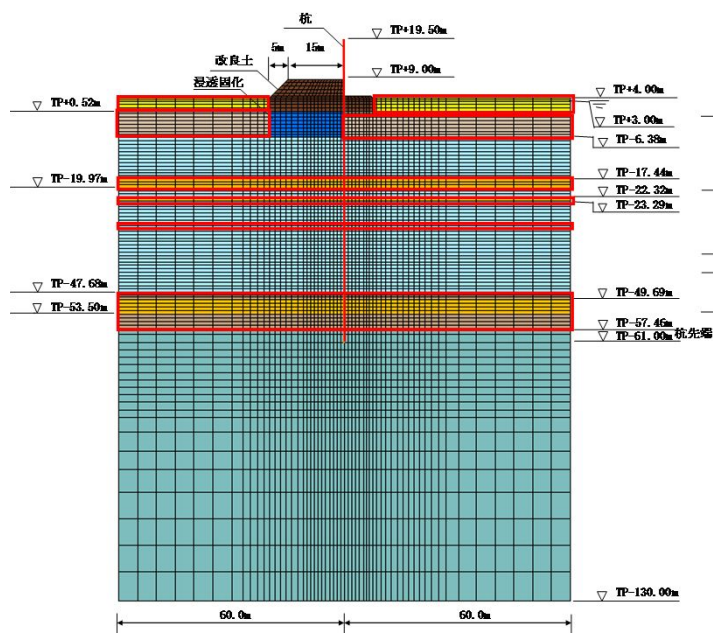
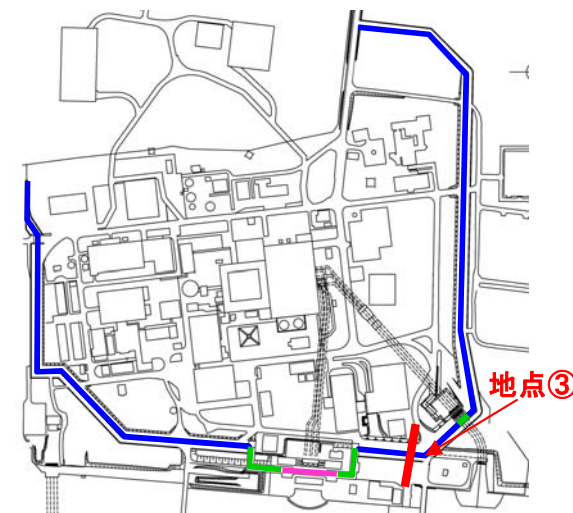
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(4)-2 解析ケースと解析モデル

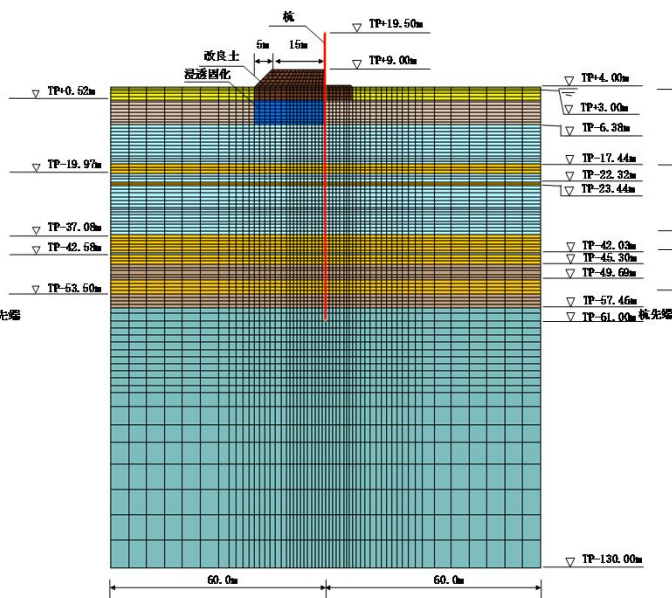
解析ケース

ケース1	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
ケース2	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
ケース4	粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
ケース6	粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース7	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))

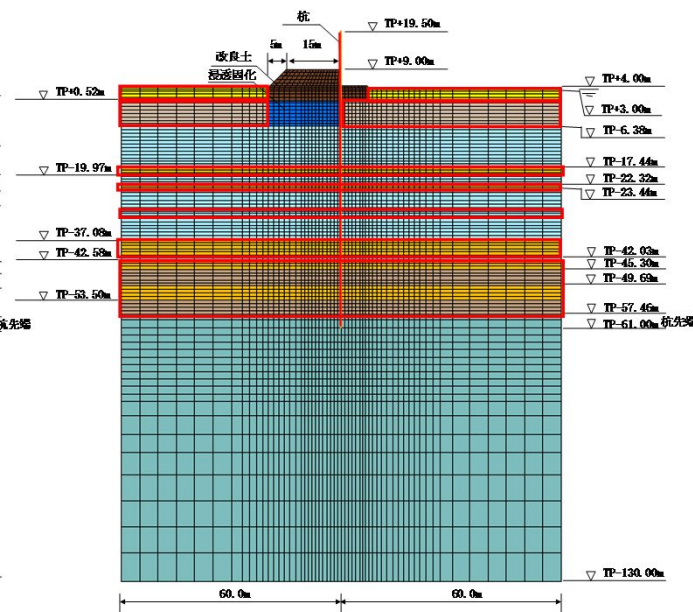


ケース4: 粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂を仮定したモデル

豊浦標準砂適用箇所



ケース5: 粘土層が最も薄い
原地盤モデル



ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂を仮定したモデル

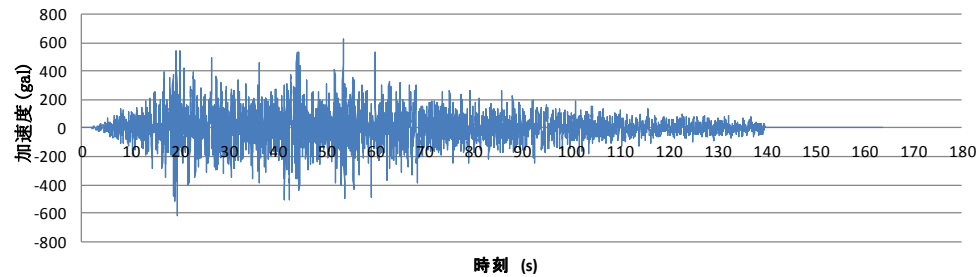
豊浦標準砂適用箇所

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

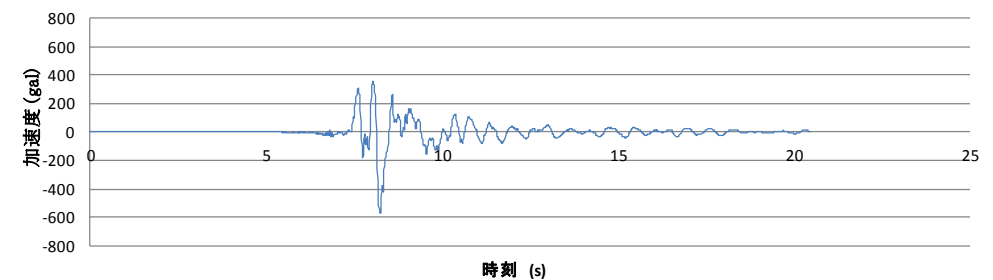
(5) 解析に用いた地震波

最大加速度と発生時刻

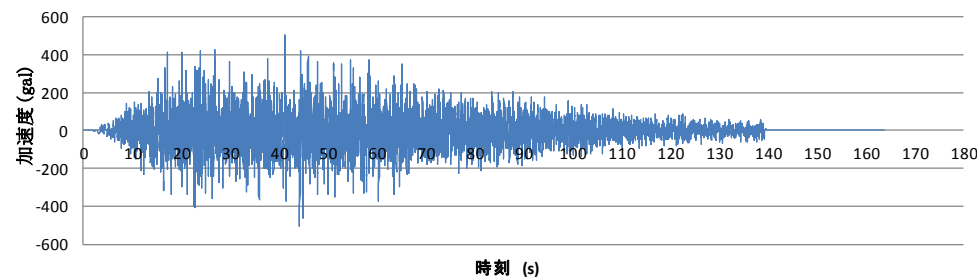
	Ss-D1波		Ss-31波(留萌波)	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45	573.17	8.24
鉛直	505.75	41.15	249.55	7.81



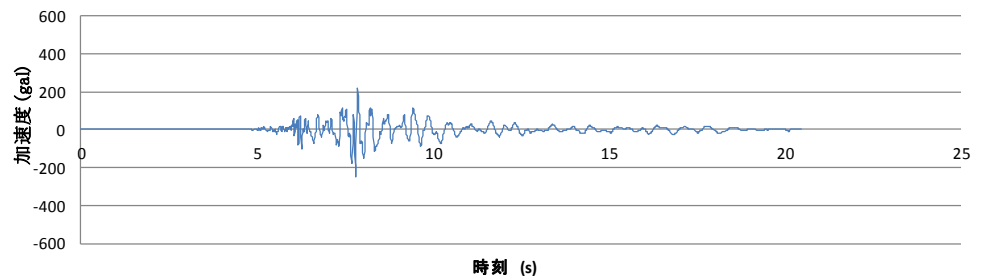
Ss-D1波: 水平方向入力地震動



Ss-31波(留萌波): 水平方向入力地震動



Ss-D1波: 鉛直方向入力地震動



Ss-31波(留萌波): 鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(6) 許容限界

鋼管杭及び基礎地盤に対する許容限界

● 曲げ

鋼管杭の曲げに対する許容限界は、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編12.9杭体の設計P.422に基づき、応答曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお、応力度照査は、全時間で実施してその内、最大値を用いて照査する。なお、各時間における曲げに対する応力度照査は以下の式による。

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

ここでNはある時刻における軸力、Aは鋼管の断面積、Mはある時刻の曲げモーメント、Zは鋼管の断面係数を示す。

● せん断

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、曲げと同様に道路橋示方書同解説Ⅳ下部構造編12.9杭体の設計P.422に基づき、応答曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお、応力度照査は、全時間で実施してその内、最大値を用いて照査する。なお、各時間におけるせん断に対する応力度照査は以下に式による。

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

ここで、Sはある時刻におけるせん断力を示す。

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

●座屈

鋼管杭の座屈に対しては、道路橋示方書同解説下部構造編では、全長が地中に埋め込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてもよいとの記述がある。一方、建築基礎構造設計指針第6章杭基礎 6.7節 杭体の断面設計a.鋼管杭 1)終局耐力P.303によれば、終局耐力の項に座屈に対する記述があることから、これを適用する。圧縮あるいは引張力が単独で作用するときの鋼管杭の終局限界圧縮耐力 N_u (N)は、以下式による。

$$N_u = F \left(0.8 + 2.5 \frac{t}{r} \right) A \quad (0.01 < t/r \leq 0.08)$$

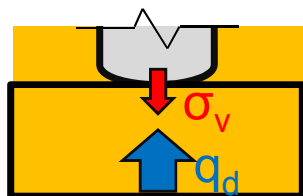
ここに、 F は鋼材の基準強度($=\sigma_y$)(N/mm²)、 t :鋼管の厚さ(腐食代を考慮)(mm)、 r :鋼管の半径(mm)、 A :鋼管の断面積(腐食代を考慮)(mm²)である。上式は、加藤ら及び岸田・高野による実験的研究に基づき、局部座屈の影響を考慮した算定式である。厚さ径比 t/r が0.01より小さい場合には低い応力で局部座屈が生じる危険性があり、杭としては適当ではないので範囲から除外している。なお、 t/r が0.04以上の鋼管杭には局部座屈は生じない。以上から、 t/r を算出し、発生軸力が N_u 以下であることを照査する。

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

●極限支持力

基礎地盤の支持性能に対する照査は、杭先端部分の要素の鉛直方向の時刻歴最大値 σ_y と極限支持力を比較し、応答値が極限支持力を下回ることを確認する。

極限支持力の算出については、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づき算出する。



支持力概念図

杭先端の最大鉛直応力度(接地圧)

- 杭先端の岩盤要素に発生する鉛直力(接地圧)
- 上記鉛直力は、岩盤要素(平面ひずみ状態)から単位面積あたりの作用力として算出される。

杭先端の最小極限支持力度

- 杭先端の極限支持力度について、各工法に応じた杭の支持力算定式に基づき算定する。
- 杭周面摩擦力は支持力として考慮しないと仮定する。
- 全ての杭の極限支持力度のうち、最小のものを用いる。
- 上記極限支持力度は、単位面積当たりの抵抗力として算定される。

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(7) 検討結果

- 地震時の各種ケースにおいて、杭の構造成立性を確認した。
- 過圧密粘土層の層厚は、厚い断面と薄い断面で10m程度の相違があることから、過圧密粘土層の分布のバラツキがあったとしても、解析評価結果に大きな影響を及ぼすものではないと判断される。

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	229.58	382.5	1.67	OK
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	240.76	382.5	1.59	OK
ケース3: 粘土層が最も厚い原地盤モデル	223.64	382.5	1.71	OK
ケース4: 粘土層が最も厚く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	280.69	382.5	1.36	OK
ケース5: 粘土層が最も薄い原地盤モデル	224.37	382.5	1.70	OK
ケース6: 粘土層が最も薄く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	243.23	382.5	1.57	OK
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	135.11	382.5	2.83	OK

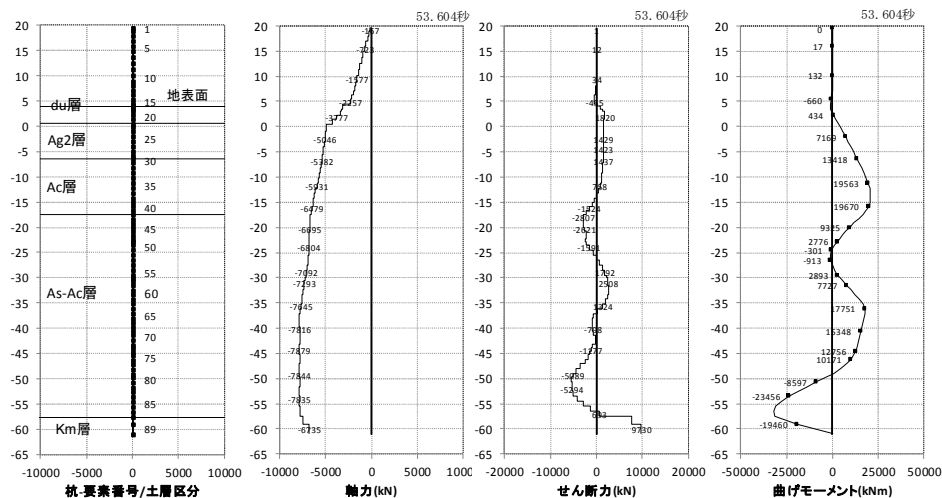
せん断に対する照査

	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	38.82	217.5	5.60	OK
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.94	217.5	5.59	OK
ケース3: 粘土層が最も厚い原地盤モデル	39.37	217.5	5.52	OK
ケース4: 粘土層が最も厚く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.15	217.5	5.70	OK
ケース5: 粘土層が最も薄い原地盤モデル	38.03	217.5	5.72	OK
ケース6: 粘土層が最も薄く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.89	217.5	5.59	OK
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	19.17	217.5	11.34	OK

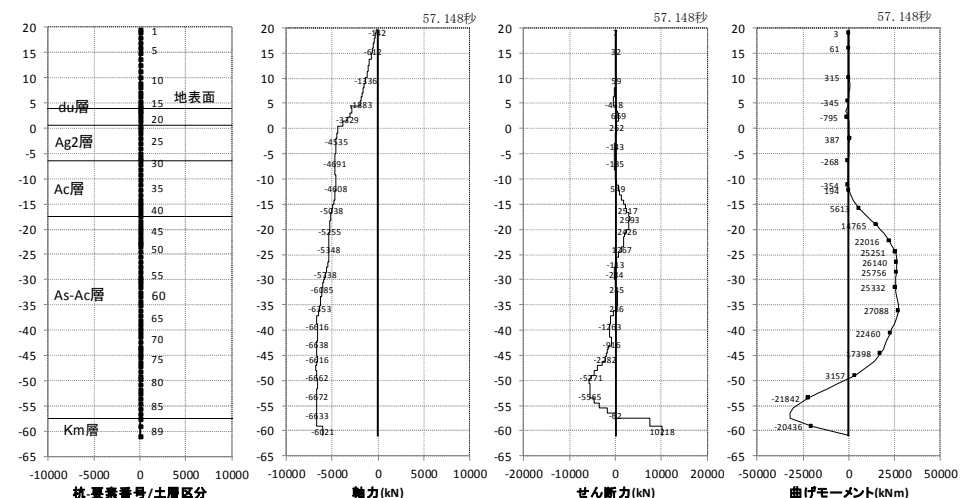
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

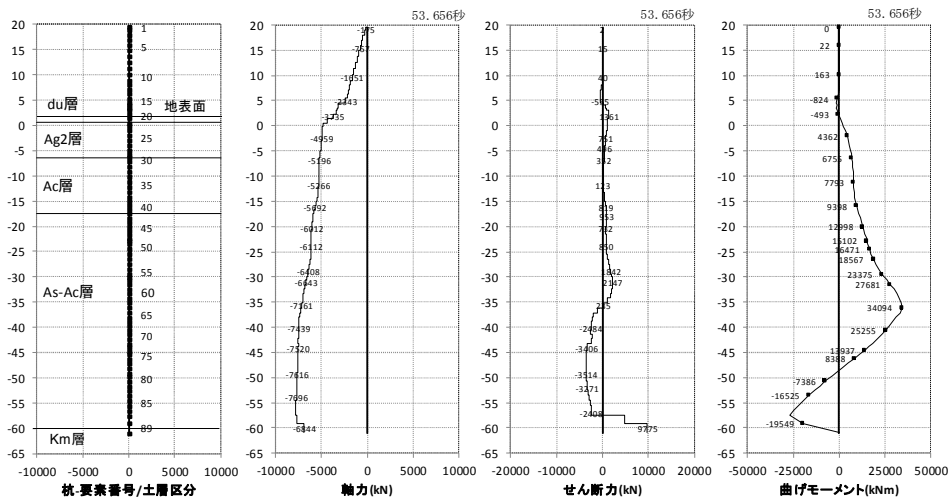
■ 検討結果: 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



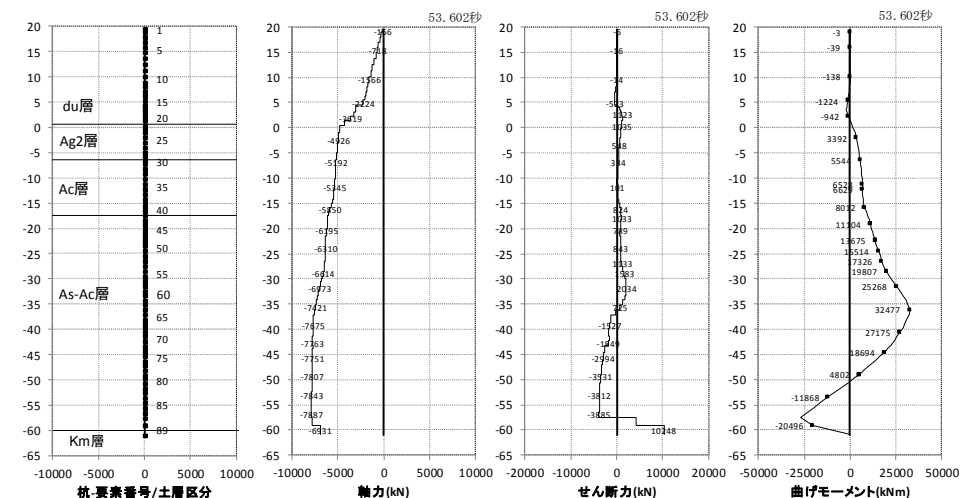
ケース1: 原地盤モデル
曲げ軸力照査時刻時



ケース1: 原地盤モデル
せん断照査時刻時



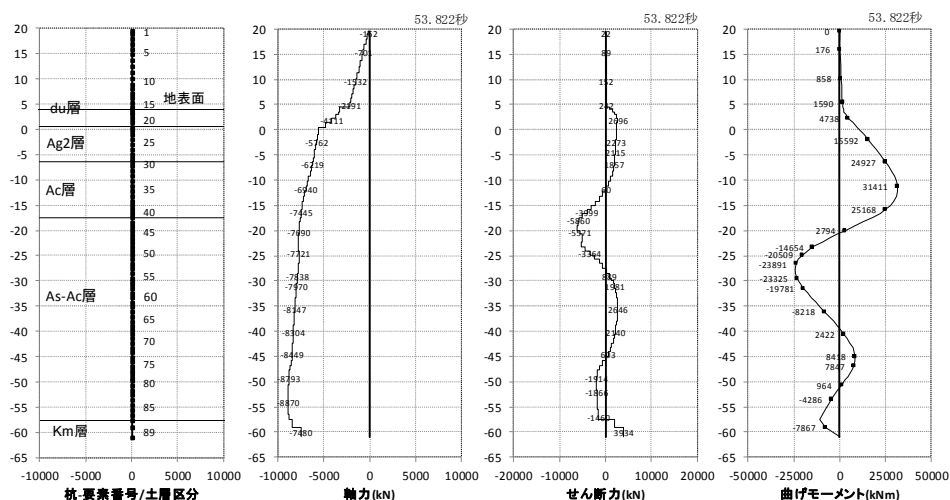
ケース2: 豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時



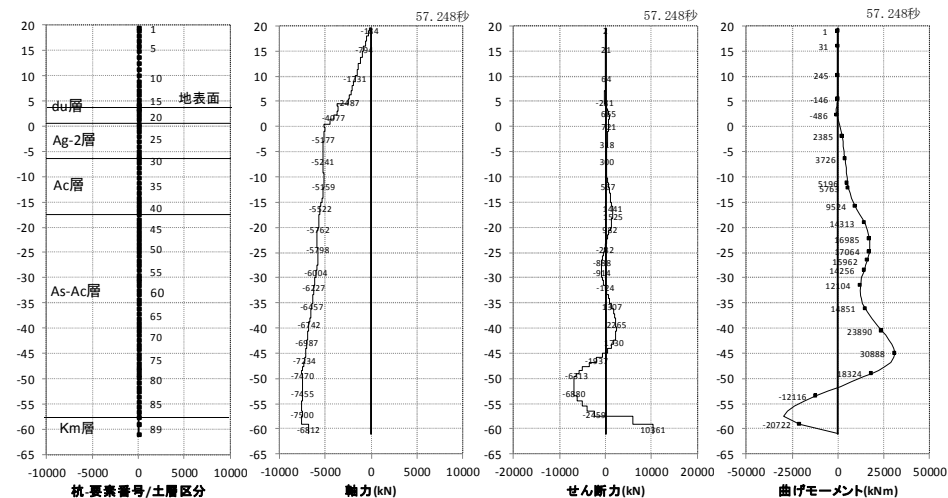
ケース2: 豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

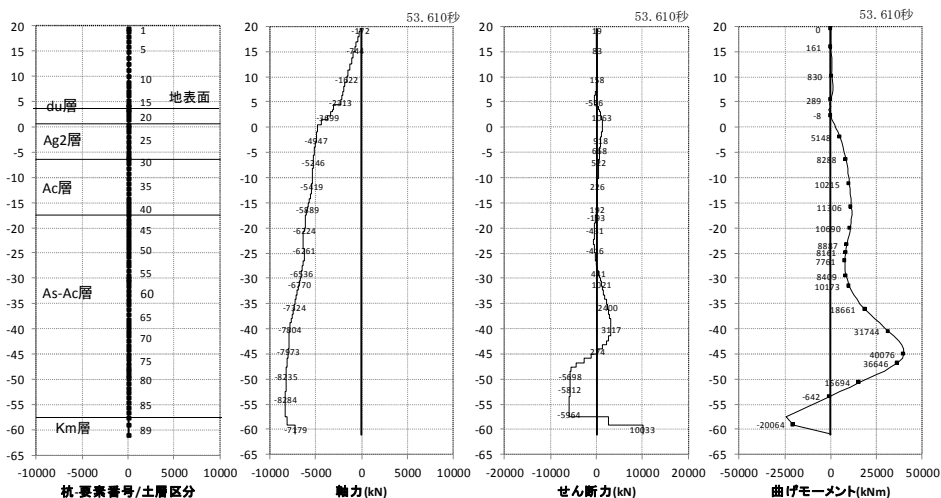
■ 検討結果: 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



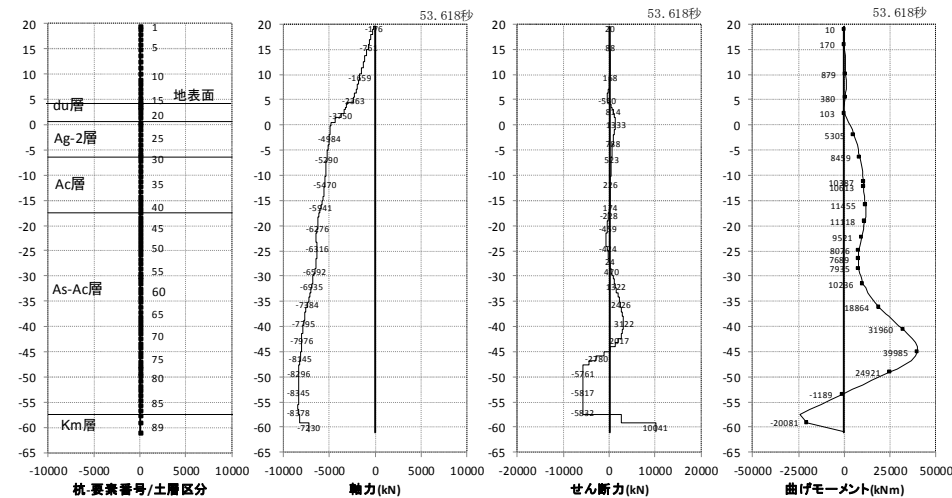
ケース3: 粘土層が最も厚いモデル
曲げ軸力照査時刻時



ケース3: 粘土層が最も厚いモデル
せん断照査時刻時



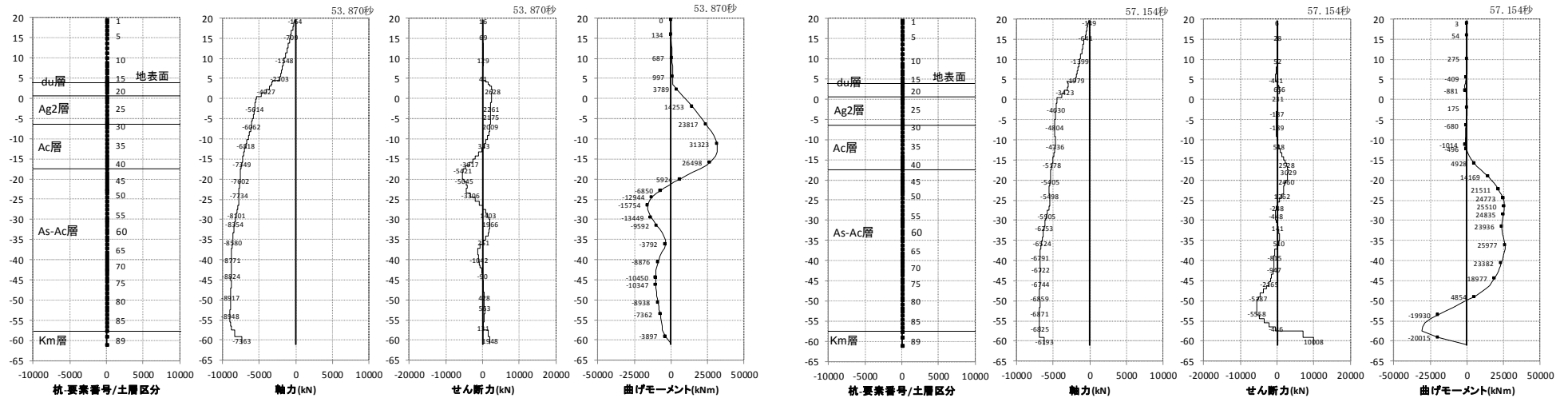
ケース4: 粘土層が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時



ケース4: 粘土層が最も厚く、豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

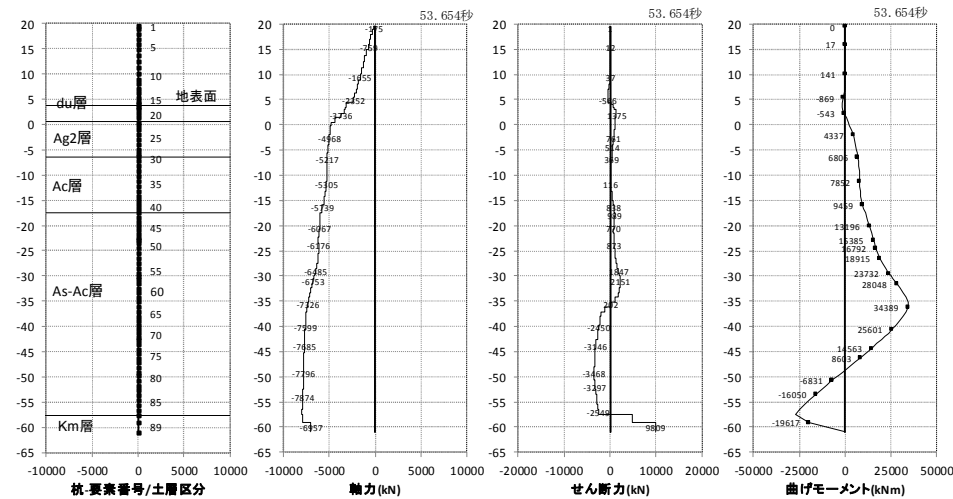
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

■ 検討結果: 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)

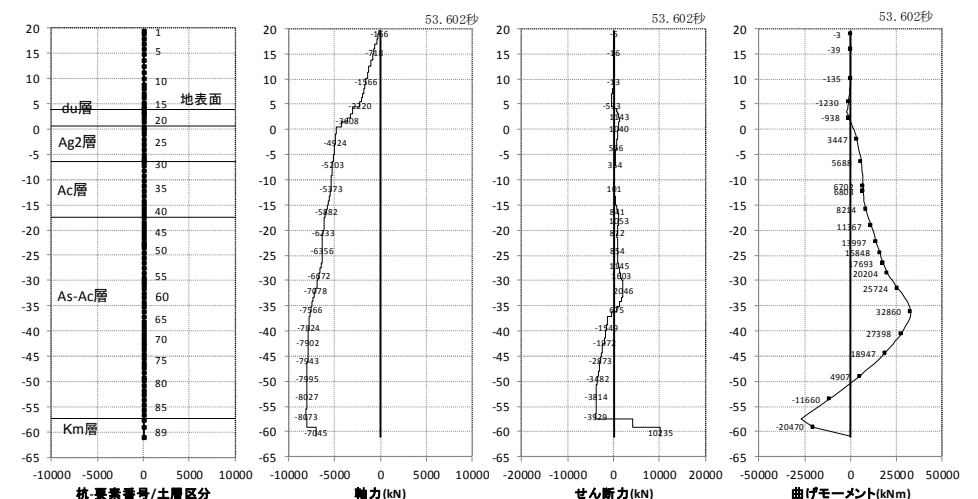


ケース5: 粘土層が最も薄いモデル
曲げ軸力照査時刻時

ケース5: 粘土層が最も薄いモデル
せん断照査時刻時



ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時

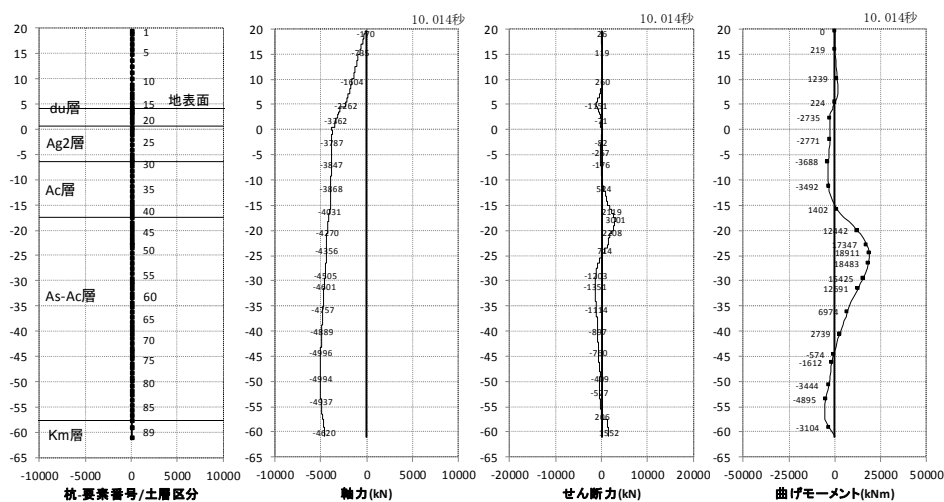


ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

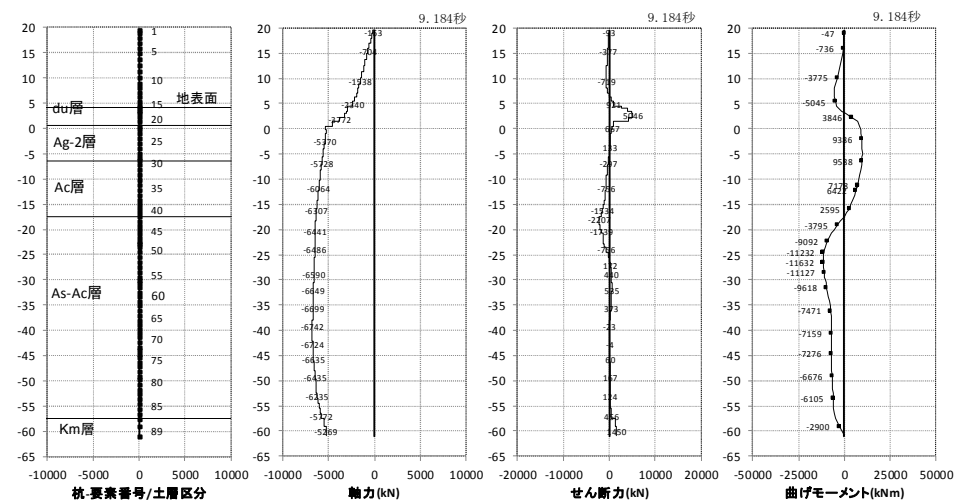
12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

■ 検討結果: 断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



ケース7: 原地盤モデル(Ss-31波(留萌波))
曲げ軸力照査時刻時



ケース7: 原地盤モデル(Ss-31波(留萌波))
せん断照査時刻時

12. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

(7) 検討結果

支持力照査

	発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)	安全率 q_d/σ_y	判定
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	747.5	6288	8.41	OK
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	813.0	6288	7.73	OK
ケース3: 粘土層が最も厚いモデル	746.5	6288	8.42	OK
ケース4: 粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	800.0	6288	7.86	OK
ケース5: 粘土層が最も薄いモデル	756.5	6288	8.31	OK
ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	819.0	6288	7.68	OK
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	600.0	6288	10.48	OK

座屈耐力に対する照査

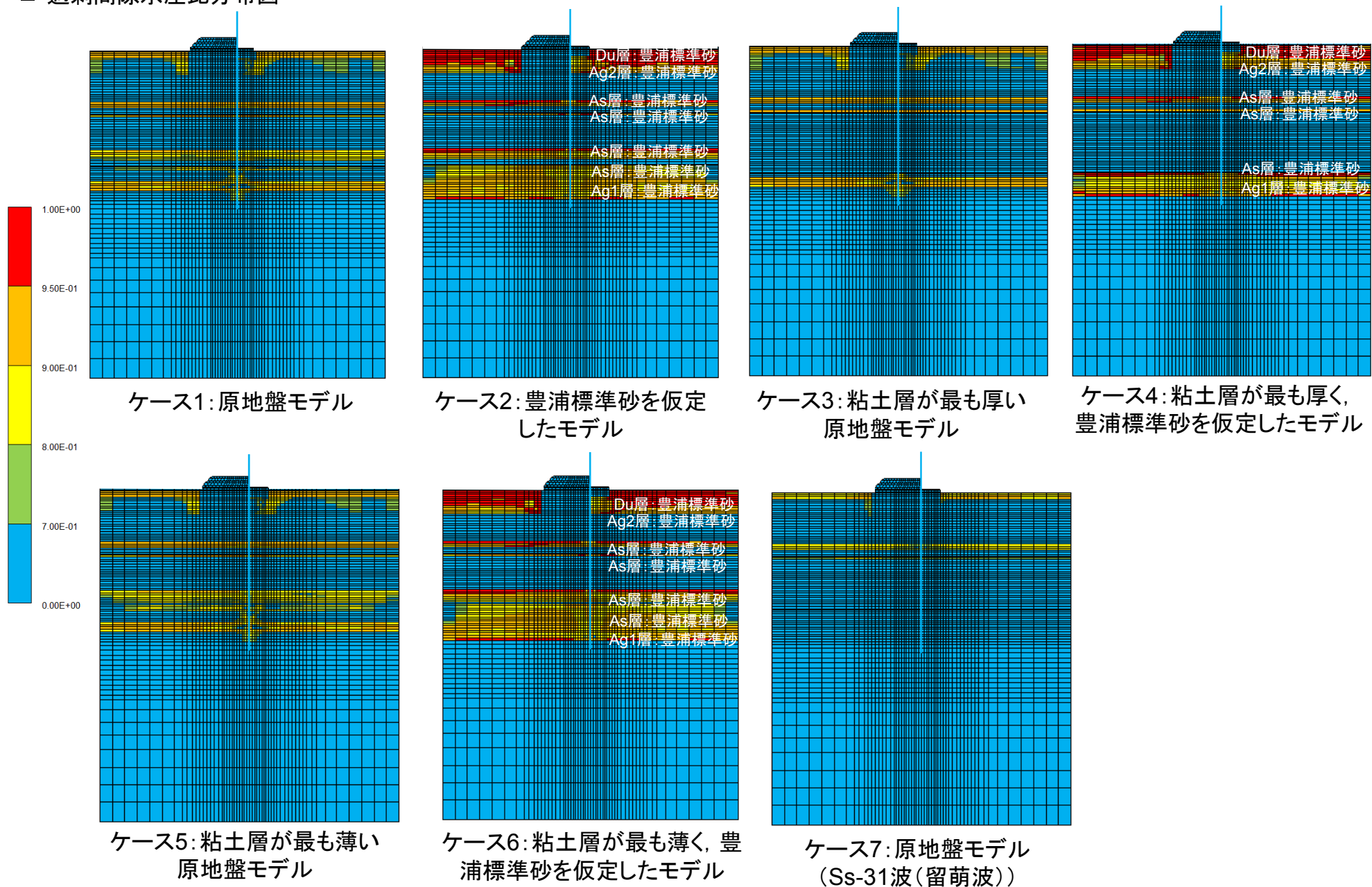
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 N_u (kN) (SM570)	安全率 N_u/N	判定
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	10290.9	102802	9.99	OK
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	10585.4	102802	9.71	OK
ケース3: 粘土層が最も厚いモデル	9663.4	102802	10.64	OK
ケース4: 粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	11099.1	102802	9.26	OK
ケース5: 粘土層が最も薄いモデル	10347.3	102802	9.94	OK
ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	10661.0	102802	9.64	OK
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	7060.7	102802	14.56	OK

残留変位量

	水平変位(m)	鉛直変位(m)
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	-0.0607	-0.0169
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	-0.0922	-0.0206
ケース3: 粘土層が最も厚いモデル	-0.0551	-0.0162
ケース4: 粘土層が最も厚く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	-0.0723	-0.0199
ケース5: 粘土層が最も薄いモデル	-0.0620	-0.0172
ケース6: 粘土層が最も薄く, 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	-0.0956	-0.0211
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	-0.0293	-0.0070

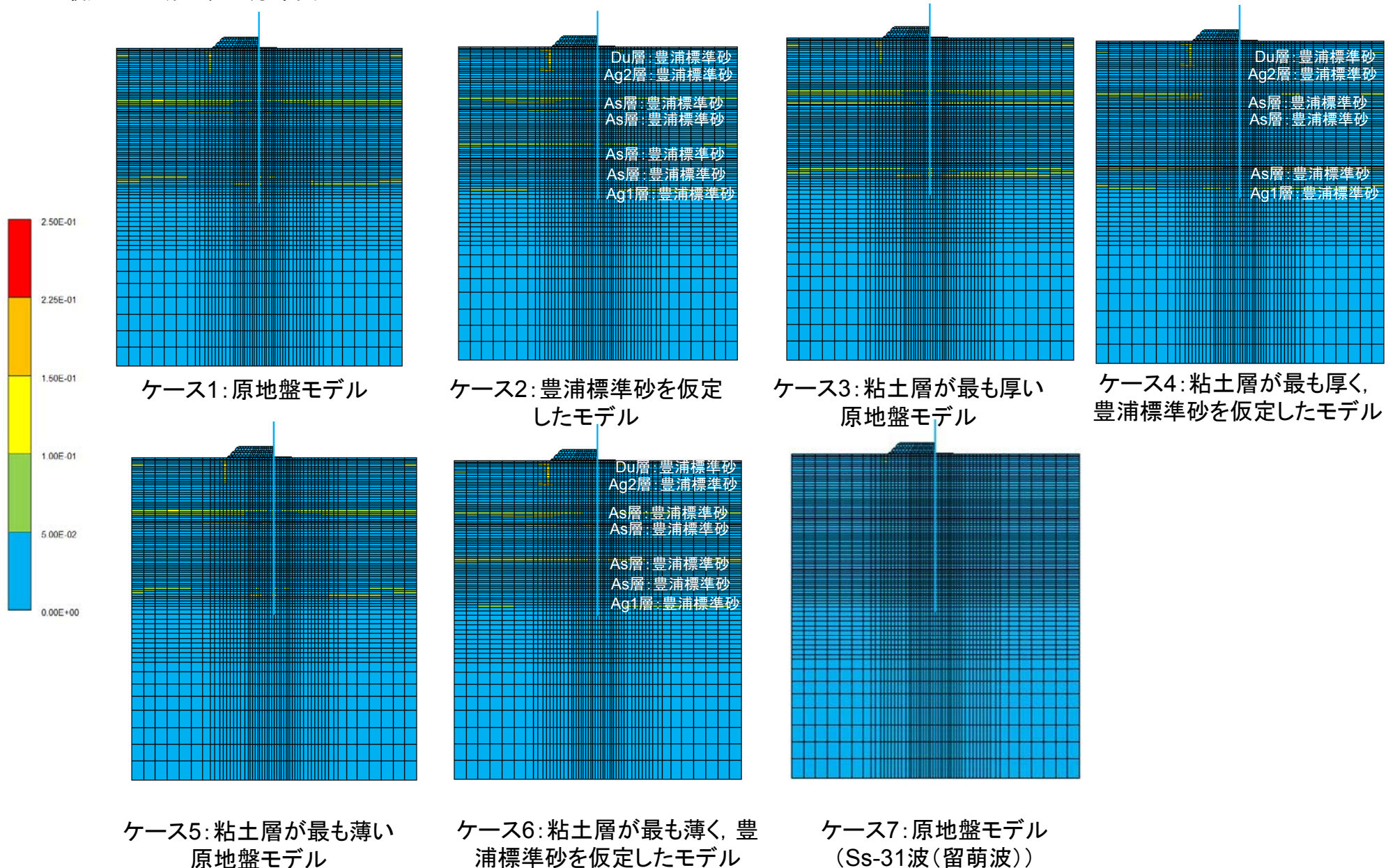
二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

■ 過剰間隙水圧比分布図



二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

■ 最大せん断ひずみ分布図



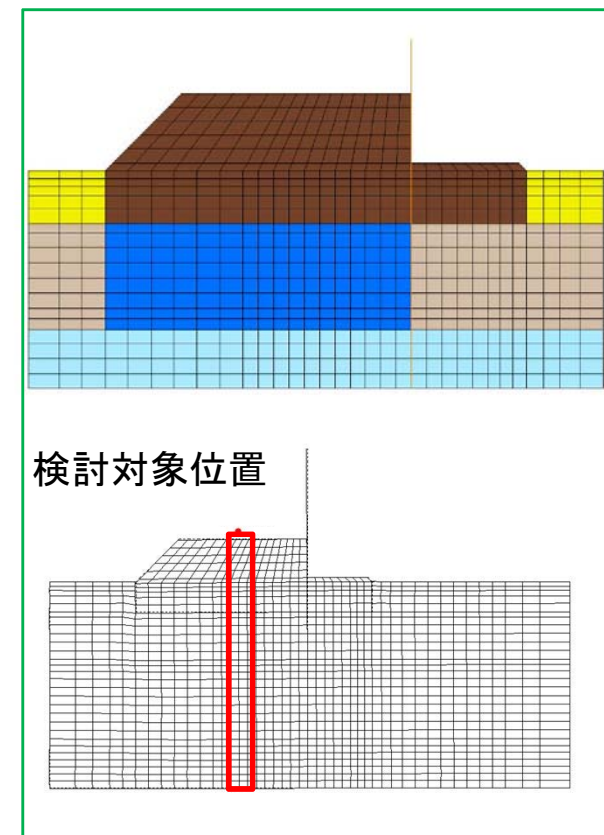
二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

石原チャートによる沈下量の計算結果(地盤高さの嵩上げ部中央位置)

ケース1	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
ケース2	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
ケース4	粘土層が最も厚く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
ケース6	粘土層が最も薄く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース7	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))

ケース名	FLIPより 算出された 地盤沈下量 (m)	過剰間隙 水圧消散時 沈下量 (m)	不飽和部 ゆすり込み 沈下量 (m)	合計 沈下量 (m)
ケース1: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	0.090	0.029	0.000	0.164
ケース2: 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.110	0.064	0.000	0.174
ケース3: 粘土層が最も厚い原地盤モデル	0.090	0.048	0.000	0.183
ケース4: 粘土層が最も厚く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.090	0.053	0.000	0.143
ケース5: 粘土層が最も薄い原地盤モデル	0.092	0.076	0.000	0.168
ケース6: 粘土層が最も薄く、豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	0.114	0.107	0.000	0.221
ケース7: 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル(Ss-31波(留萌波))	0.007	0.000	0.000	0.007

Ag2層を全て改良したケース



Ag2層を浸透固化工法で、改良することにより、地盤高さの沈下を抑制することができる。
(地盤改良によって、地震時に大きなせん断ひずみが生じなくなったことによる)。

二次元有効応力解析結果(地点③, 横断面)

有効応力解析結果

- 曲げ軸力による杭体の応力度が最大となるのは、ケース4(Ac層最大(液状化対象層を豊浦標準砂))であり、豊浦標準砂ケースで安全率が小さくなる傾向にある。
- 杭体で最大曲げモーメントが発生する位置は、GL-35m付近のAc層とAs層(豊浦標準砂の場合も含む)かAc層とAg1層(豊浦標準砂の場合)との境目付近となる。
- Ss-31波(留萌波)の安全率はSs-D1波に対して十分に大きくなる。これは、地震動の繰返しが少ないため、過剰間隙水圧が増加せず(有効応力が低下せずに)地盤の剛性も低下しないことによる。
- 変位が大きい順は、ケース3, ケース1, ケース5, ケース6, ケース2及びケース4となり、ケース7のSs-31波(留萌波)が最も小さい。
- 支持力, 残留変位の最大値については、変位と同様の順序となる。
- 過剰間隙水圧比が95%以上になるのは、豊浦標準砂ケースのみであり、地表面付近のdu層(豊浦標準砂), Ag2層(豊浦標準砂), 及びGL-20m付近のAs層(豊浦標準砂)である。それ以深については、非液状化層との界面に95%以上となる個所が存在する。
- 最大せん断ひずみ分布では、大きなせん断ひずみが生じるケースは存在しない。
- 沈下量は石原チャートによる過剰間隙水圧の消散によるものを考慮しても、最大でケース6の22cmである。

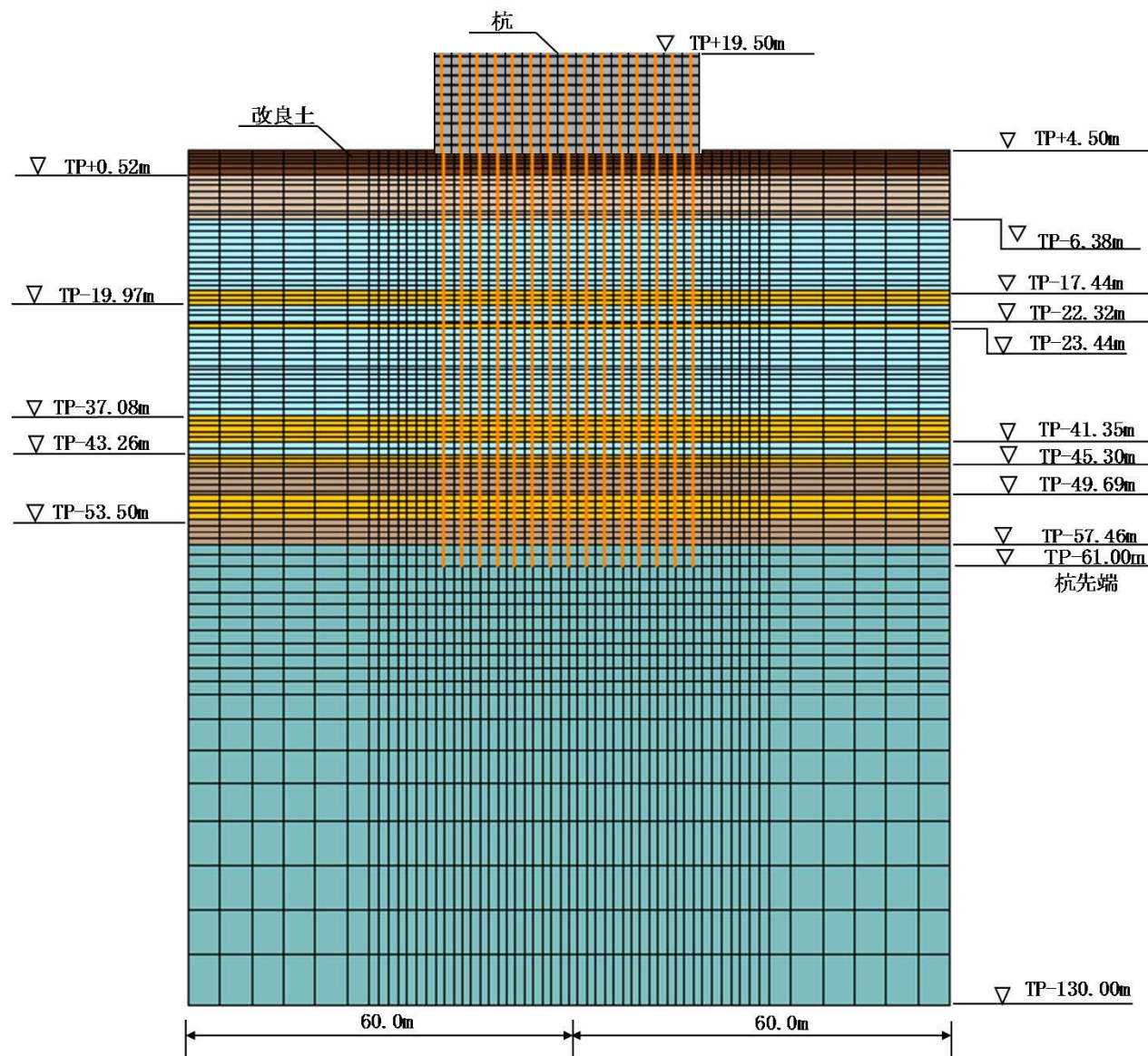
杭体の曲げが最も厳しいケースは、粘土層が厚くかつ豊浦標準砂を仮定したケースであり、地盤の軟化に伴い杭へ作用する土圧が大きくなったことと想定される。

いずれのケースにおいても、基準地震動Ssに対して、杭の曲げ、せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

13. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果
(二次元有効応力解析の結果)
・断面:地点③(縦断方向, 原地盤モデル)

二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

(1) 解析モデル

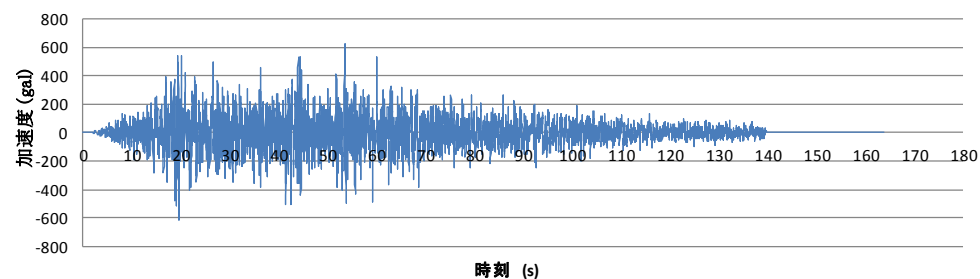


二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

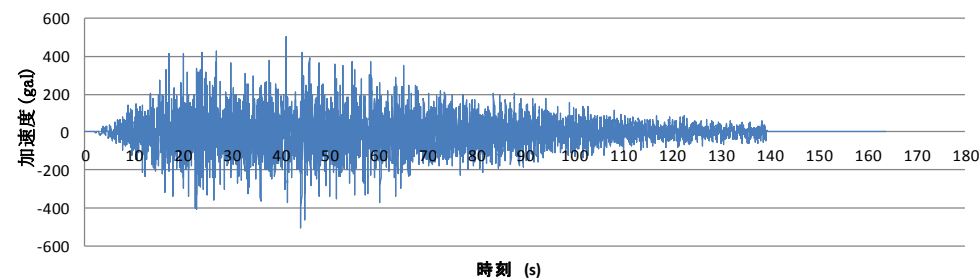
(2) 解析に用いた地震波

縦断の解析ではSs-D1波を用いた。以下に最大加速度, 発生時刻及び入力地震動の時刻歴を示す。

	Ss-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45
鉛直	505.75	41.15



Ss-D1波: 水平方向入力地震動



Ss-D1波: 鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

(3) 検討結果

地震時の縦断方向においても, 杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
209.44	382.5	1.83	OK

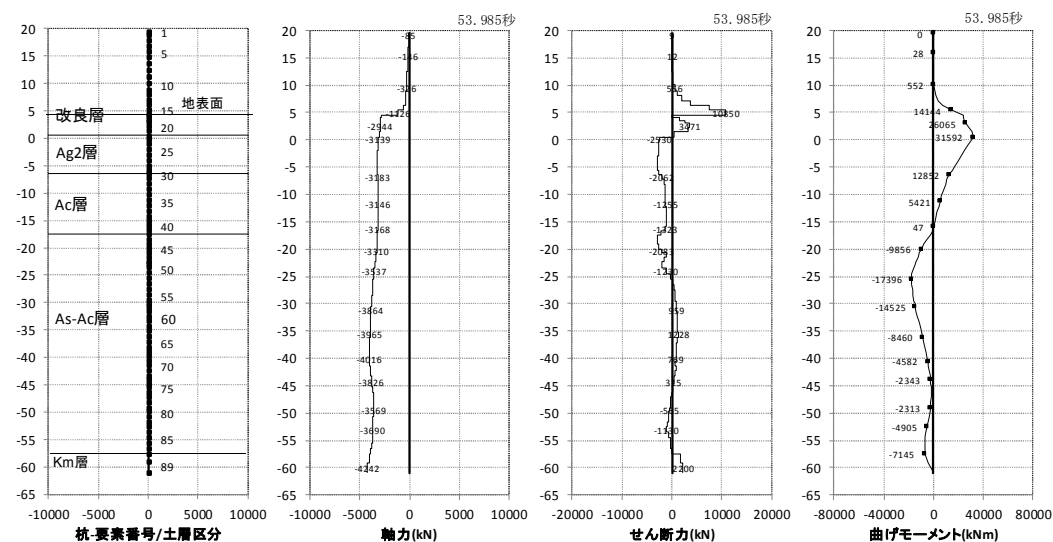
せん断に対する照査

発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
41.23	217.5	5.28	OK

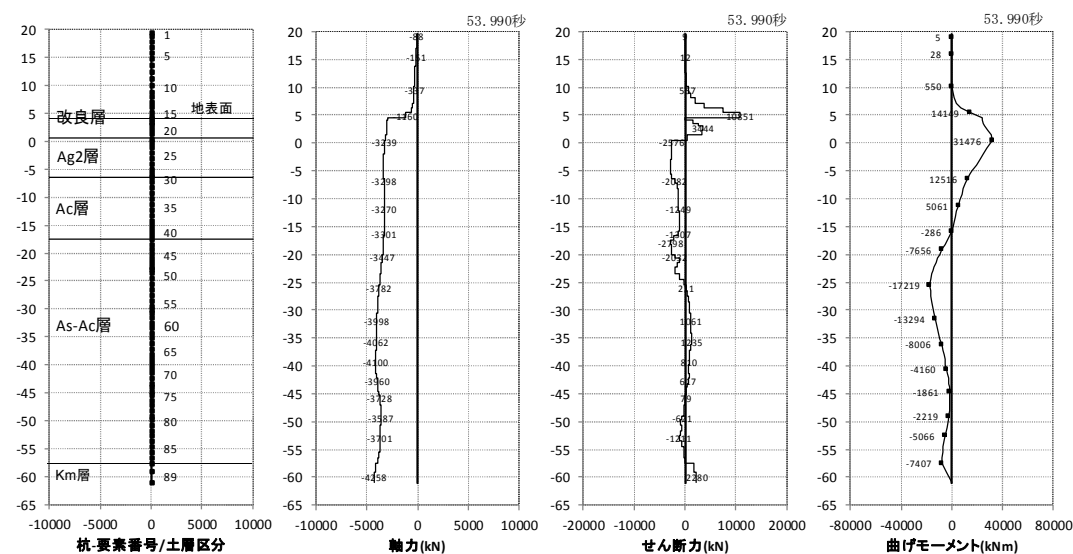
13. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



曲げ軸力照査時刻時



せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

支持力照査

発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)	安全率 q_d/σ_y	判定
573	6288	10.97	OK

座屈耐力に対する照査

発生軸力 N (kN)	座屈耐力 N_u (kN) (SM570)	安全率 N_u/N	判定
6381.2	102802	16.11	OK

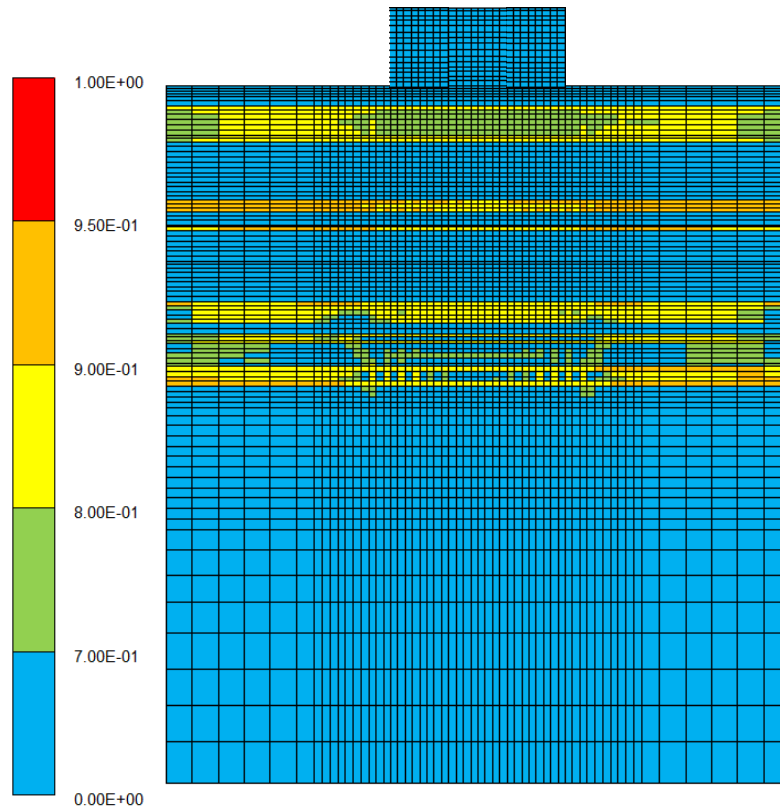
残留変位量

	水平変位(m)	鉛直変位(m)
上部工天端～上部工下端の相対変位量	0.0004	-0.0027

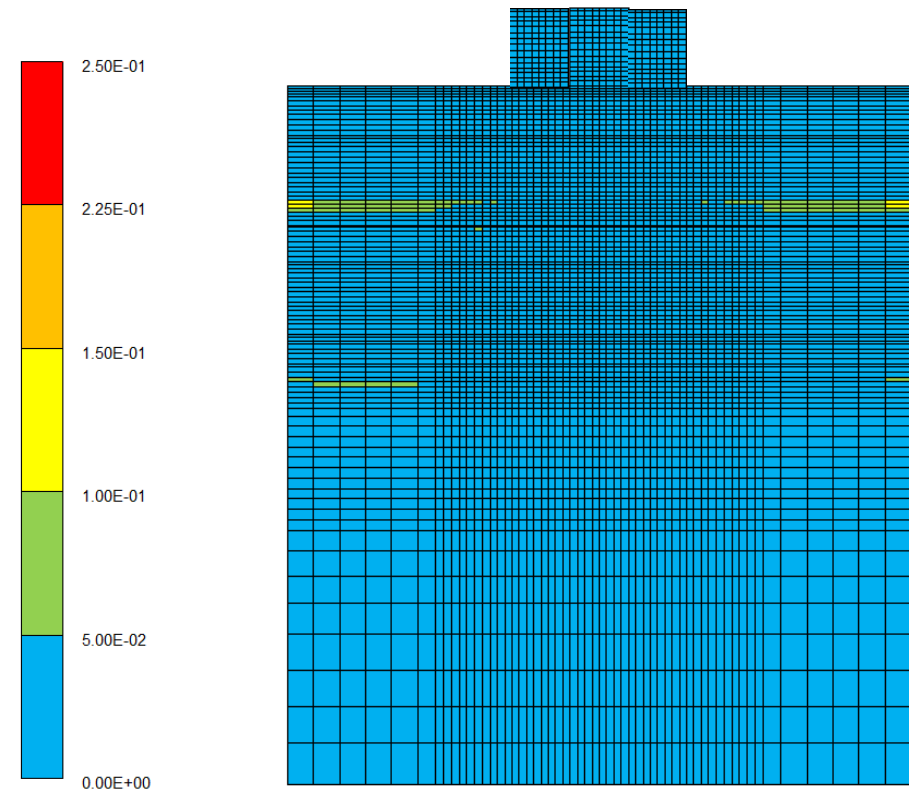
水平: 正が右方向
鉛直: 正が上方向

二次元有効応力解析結果(地点③, 縦断断面, 原地盤モデル)

過剰間隙水圧比及び最大せん断ひずみ分布図



過剰間隙水圧比分布図



最大せん断ひずみ分布図

14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 (二次元有効応力解析の結果)

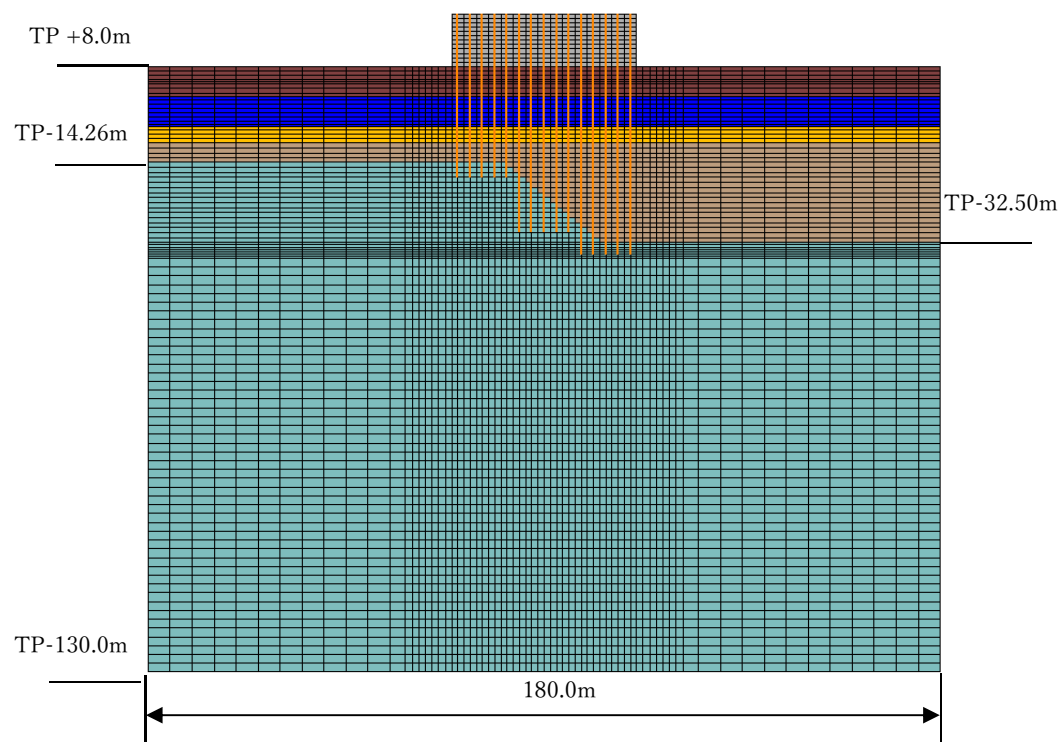
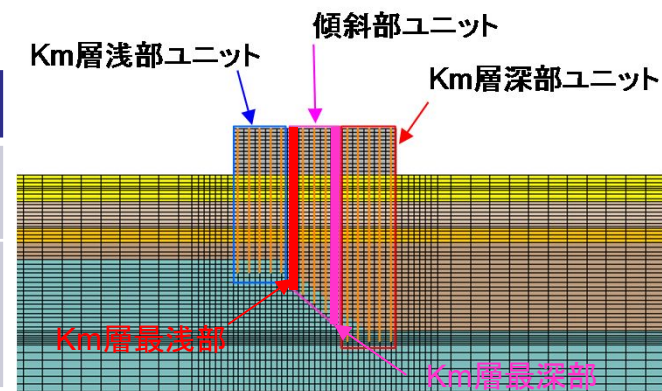
- ・断面：地点④(岩盤傾斜部，横断・縦断方向，
原地盤モデル)

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

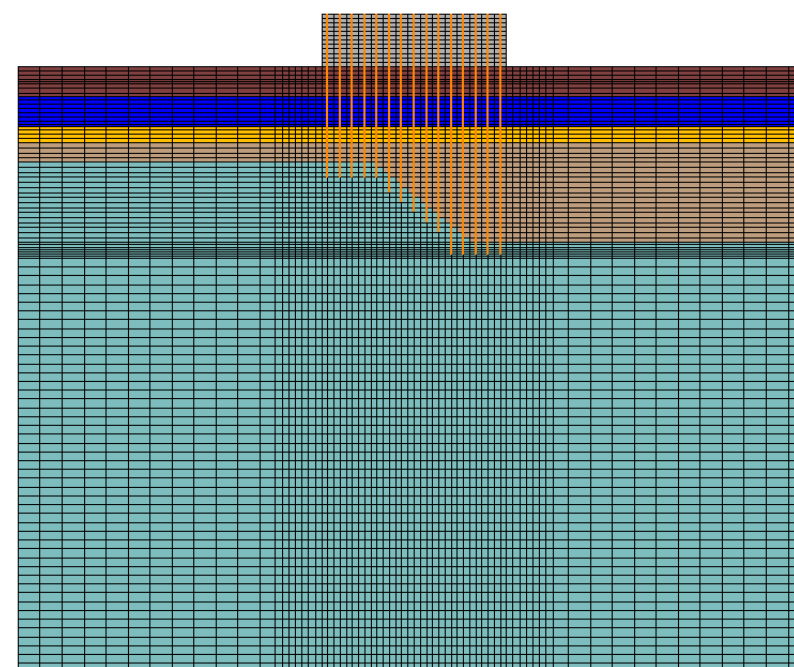
(1) 解析ケースと解析モデル

解析ケース

ケース名	岩盤への根入れ深さ	地層条件	備考
①縦断	岩着杭(T.P -31.36m)	杭長一定	縦断モデル 最浅・最深部杭照査
②縦断_1D根入れ	岩着杭(1D)	杭長変更(各杭根入れ長1D)	
③横断_Km最浅部	岩着杭(T.P -31.36m)	Km層最浅部(根入れ最大)	横断モデル
④横断_Km最深部	岩着杭(T.P -31.36m)	Km層最深部(根入れ最小)	
⑤横断_Km最浅部_1D	岩着杭(T.P -22.24m)	Km層最浅部(根入れ長1D)	



①縦断



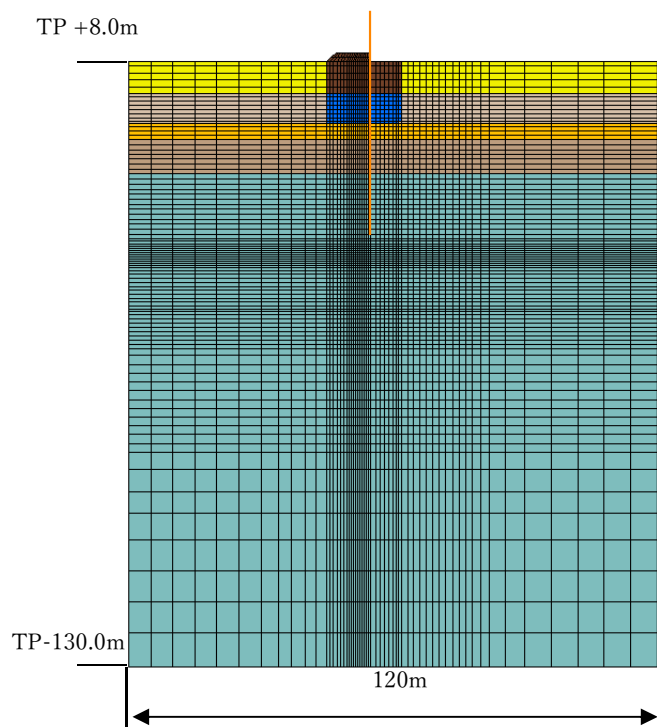
②縦断1Dケース

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

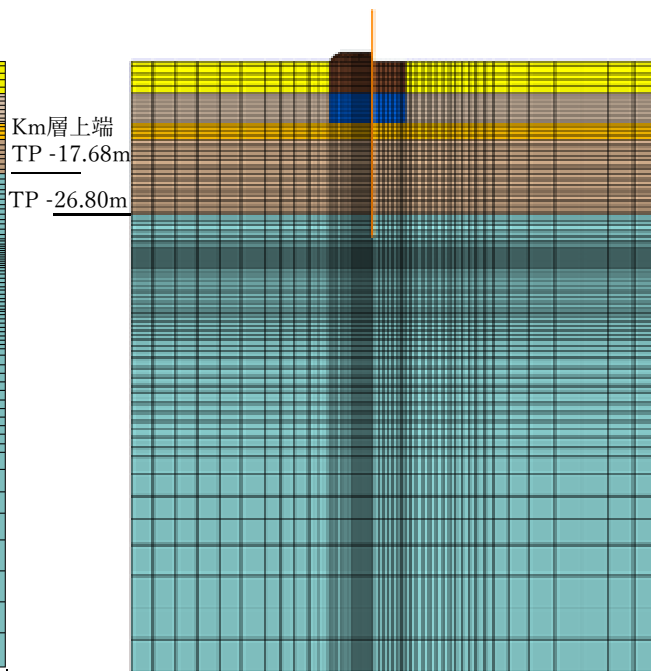
(1)-2 解析ケースと解析モデル

解析ケース

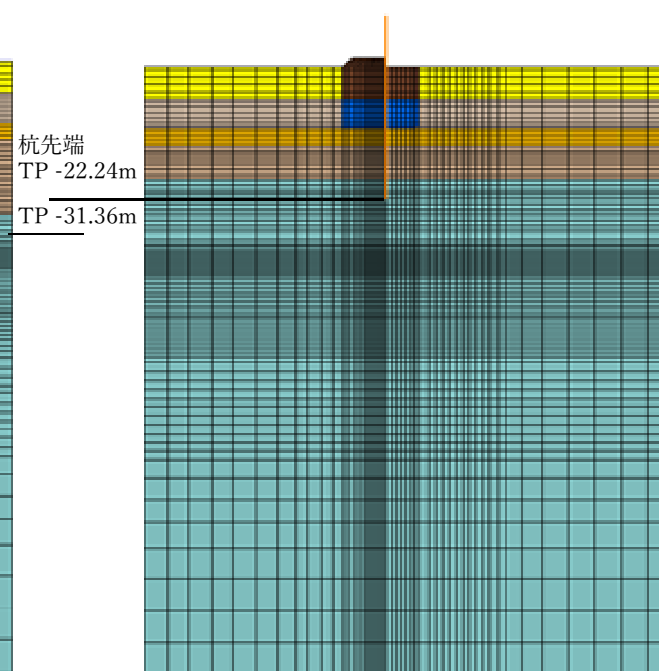
ケース名	杭種類	地層条件	備考
①縦断	岩着杭(T.P -31.36m)	杭長一定	縦断モデル 最浅・最深部杭照査
②縦断_1D	岩着杭(1D)	杭長変更(各杭根入れ長1D)	
③横断_Km最浅部	岩着杭(T.P -31.36m)	Km層最浅部(根入れ最大)	横断モデル
④横断_Km最深部	岩着杭(T.P -31.36m)	Km層最深部(根入れ最小)	
⑤横断_Km最浅部_1D	岩着杭(T.P -22.24m)	Km層最浅部(根入れ長1D)	



③横断Km層最浅部



④横断Km層最深部



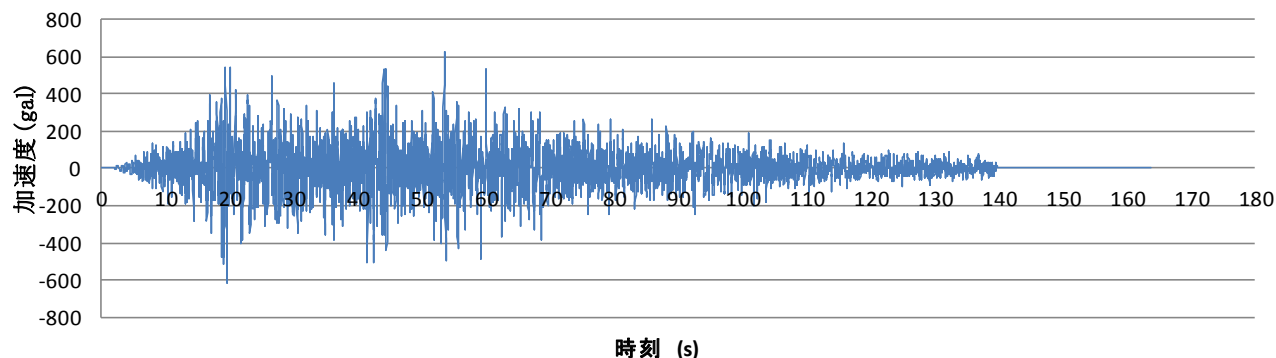
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

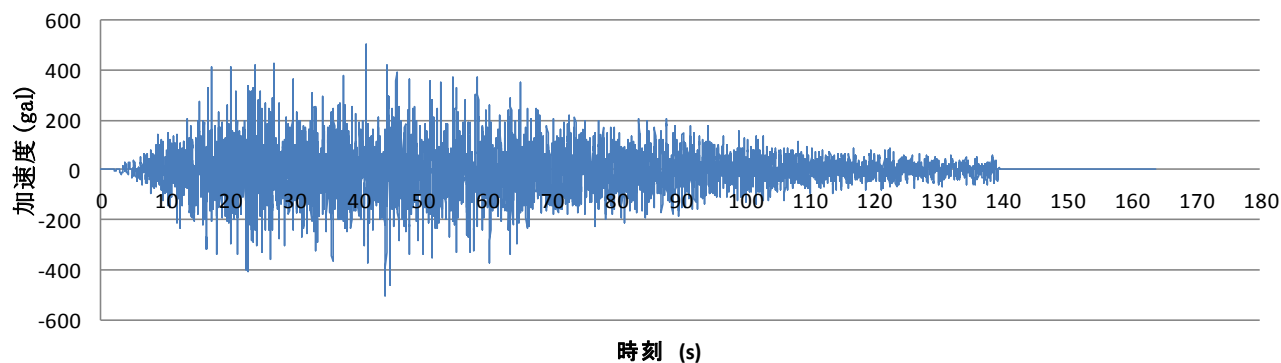
(2) 解析に用いた地震波

岩盤傾斜部の解析ではSs-D1波を用いた。以下に最大加速度, 発生時刻及び入力地震動の時刻歴を示す。

	Ss-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45
鉛直	505.75	41.15



Ss-D1波: 水平方向入力地震動



Ss-D1波: 鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

(3) 検討結果

地震時の傾斜部の杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	230.32	382.5	1.661	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	178.68	382.5	2.141	OK
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先端TP-22.24m)	202.36	382.5	1.890	OK
②縦断1Dケース(最深部: 杭先端TP-31.36m)	178.13	382.5	2.147	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	208.41	382.5	1.835	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	254.75	382.5	1.501	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	201.95	382.5	1.894	OK

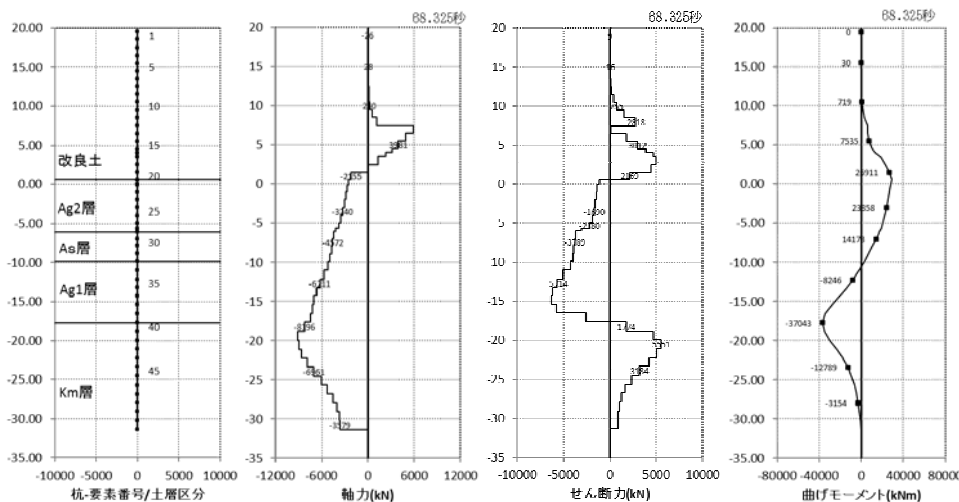
せん断に対する照査

	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	21.53	217.5	10.104	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	20.92	217.5	10.397	OK
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先端TP-22.24m)	33.49	217.5	6.495	OK
②縦断1Dケース(最深部: 杭先端TP-31.36m)	20.42	217.5	10.654	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	17.56	217.5	12.388	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	22.72	217.5	9.571	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	24.17	217.5	9.000	OK

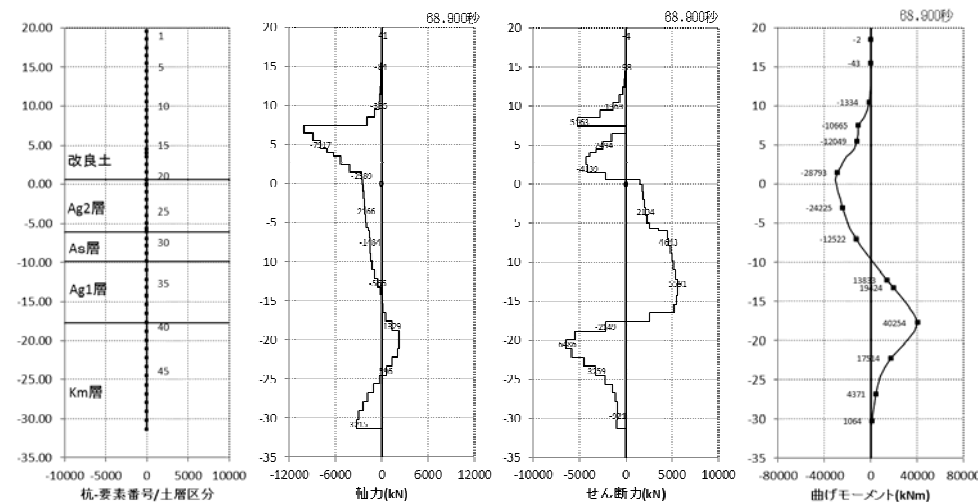
14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

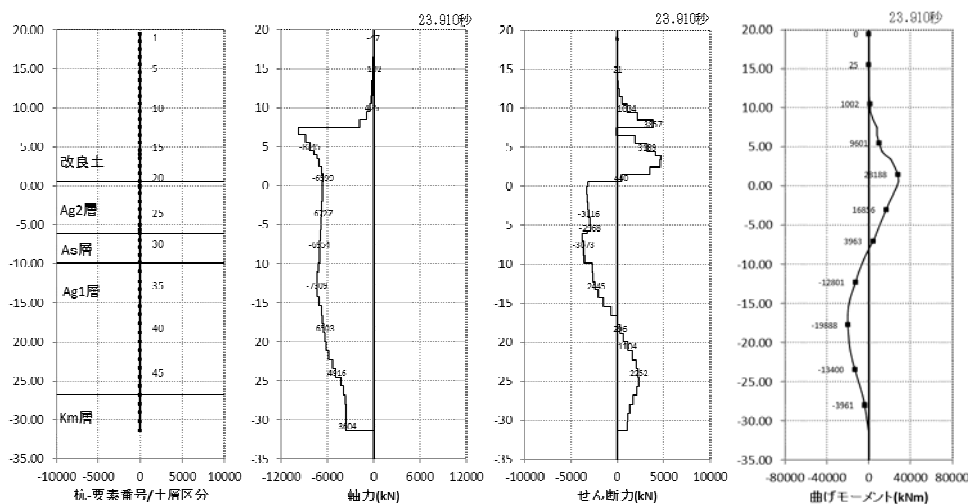
断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



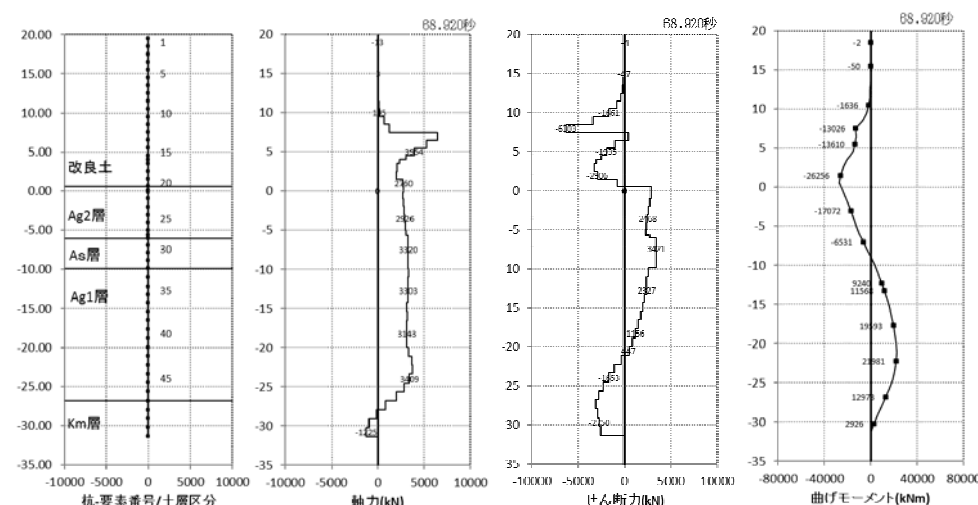
①縦断(最浅部: 杭先TP-31.36m)
曲げ軸力照査時刻時



①縦断(最浅部: 杭先TP-31.36m)
せん断照査時刻時



①縦断(最深部: 杭先TP-31.36m)
曲げ軸力照査時刻時

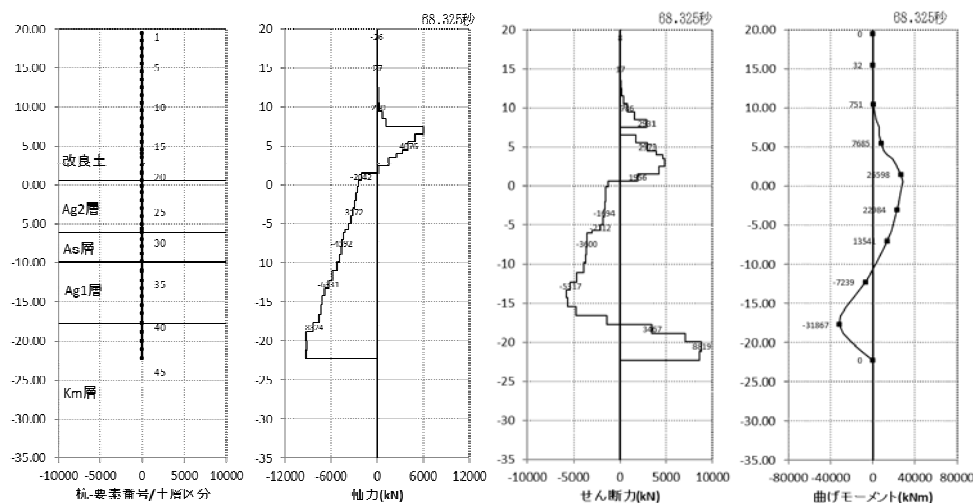


①縦断(最深部: 杭先TP-31.36m)
せん断照査時刻時

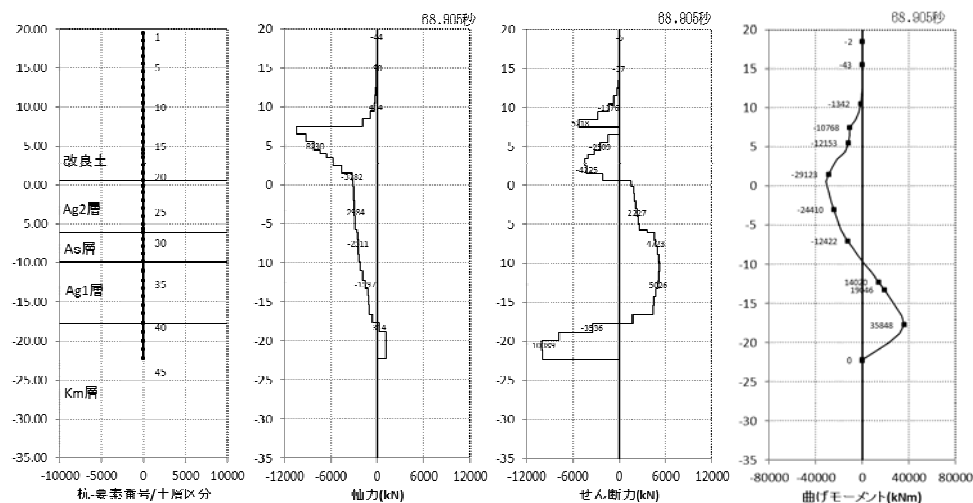
14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

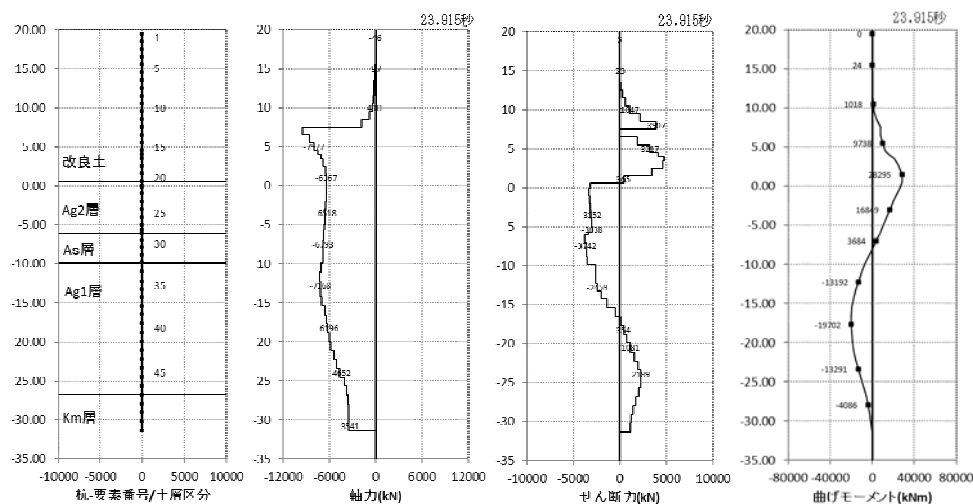
断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



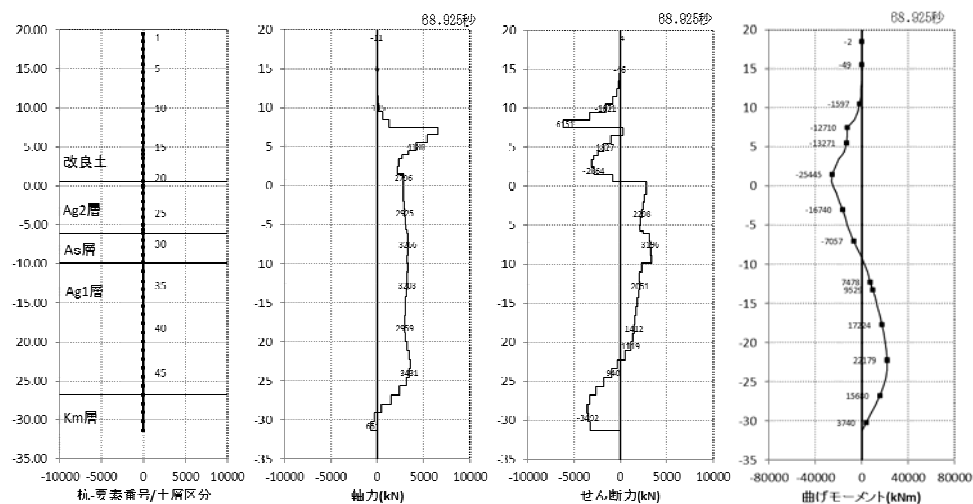
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先TP-22.24m)
曲げ軸力照査時刻時



②縦断1Dケース(最浅部: 杭先TP-22.24m)
せん断照査時刻時



②縦断1Dケース(最深部: 杭先TP-31.36m)
曲げ軸力照査時刻時

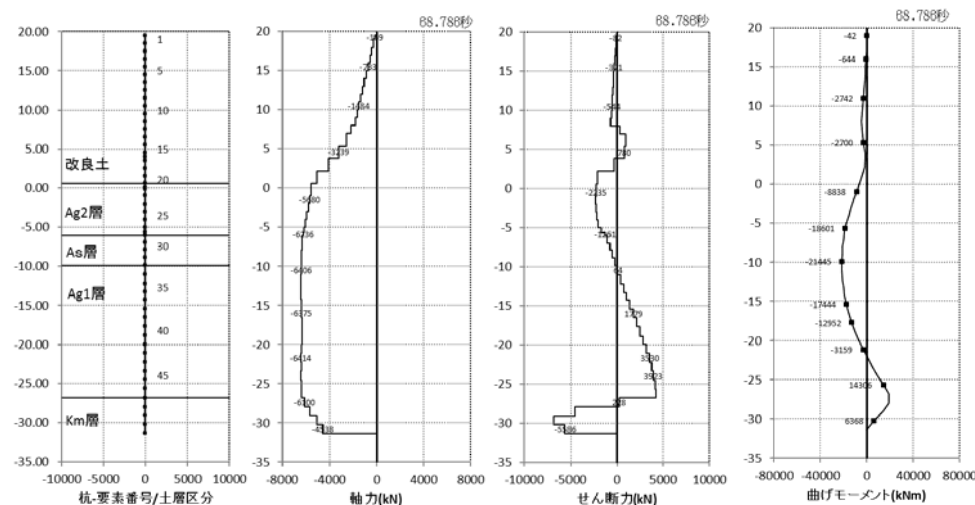
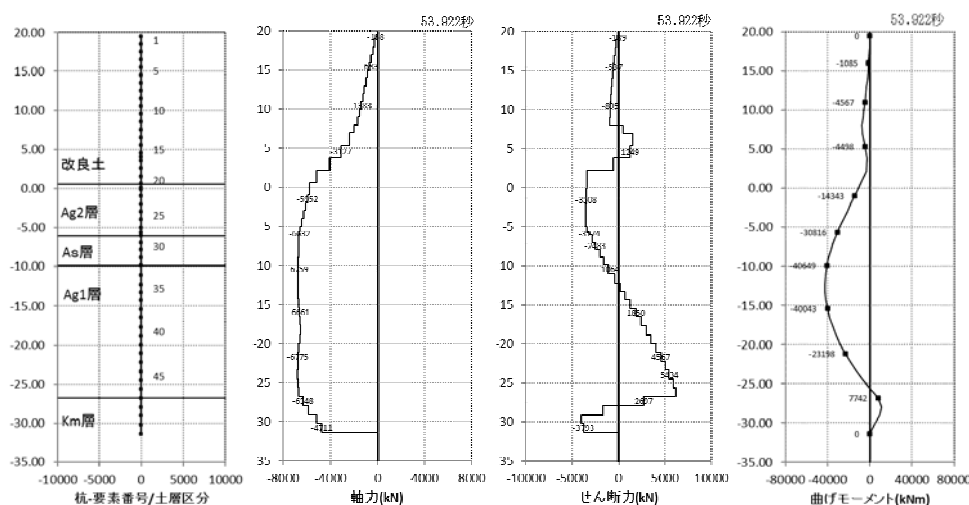
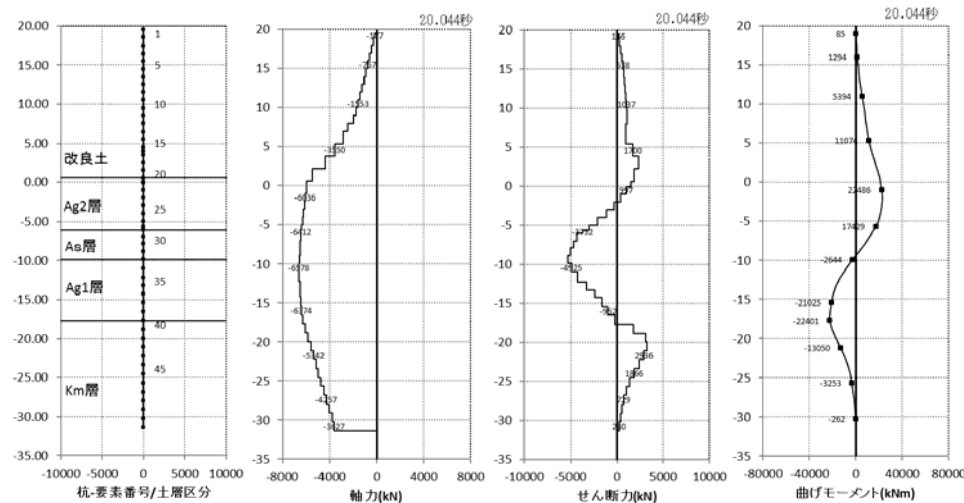
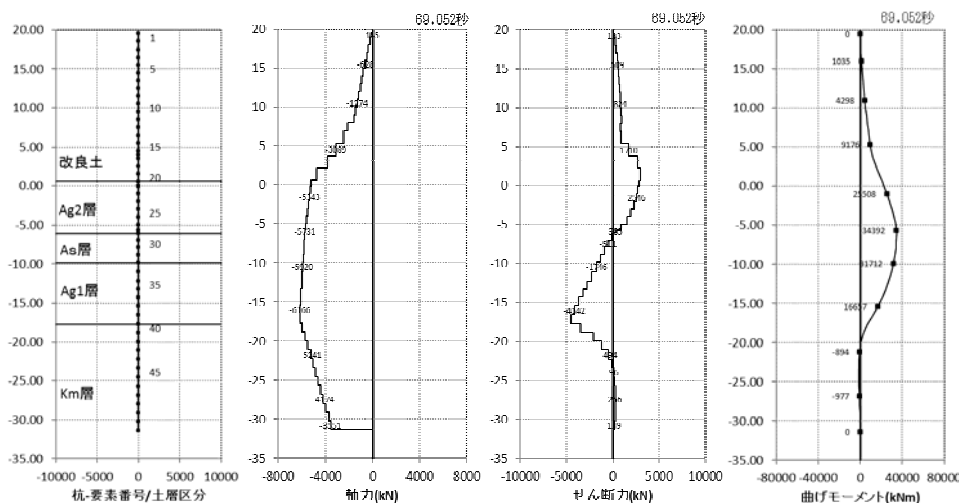


②縦断1Dケース(最深部: 杭先TP-31.36m)
せん断照査時刻時

14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

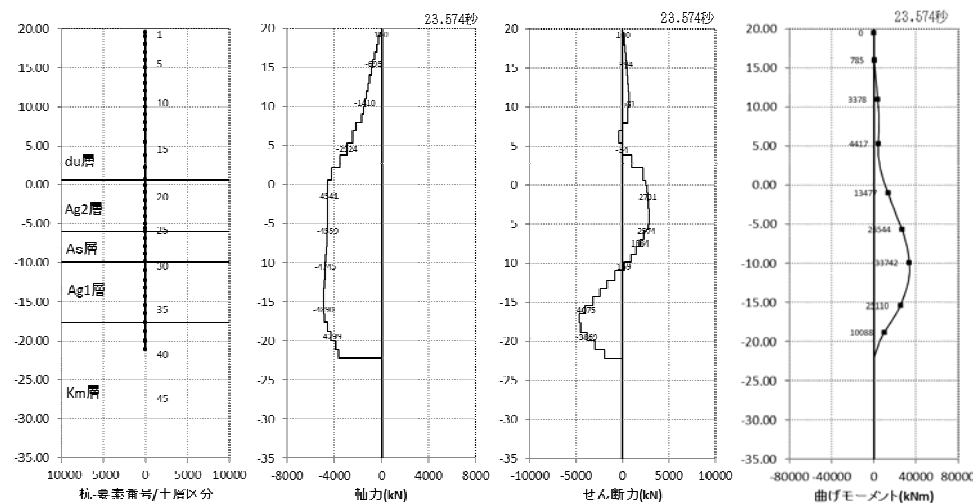
断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



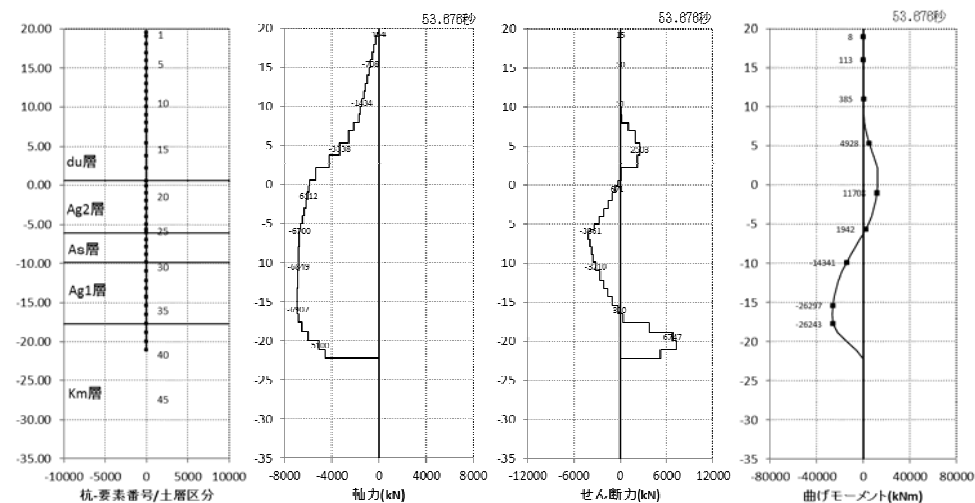
14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



⑤横断Km層最浅部1D (TP-22.24m)
曲げ軸力照査時刻時



⑤横断Km層最浅部1D (TP-22.24m)
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

(3)-2 検討結果

支持力照査

	発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力 q_d (kN/m ²)	安全率 q_d/σ_y	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	375.0	5673.0	15.1	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	340.1	5673.0	16.7	OK
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先端TP-22.24m)	346.2	5484.0	15.8	OK
②縦断1Dケース(最深部: 杭先端TP-31.36m)	344.9	5673.0	16.8	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	479.0	5673.0	11.8	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	600.7	5673.0	9.4	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	483.9	5484.0	11.3	OK

座屈耐力に対する照査

	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 N_u (kN) (SM570)	安全率 N_u/N	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	11460	119036	10.39	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	11180	119036	10.65	OK
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先端TP-22.24m)	11790	119036	10.10	OK
②縦断1Dケース(最深部: 杭先端TP-31.36m)	11200	119036	10.63	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	8446	119036	14.09	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	9157	119036	13.00	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	8311	119036	14.32	OK

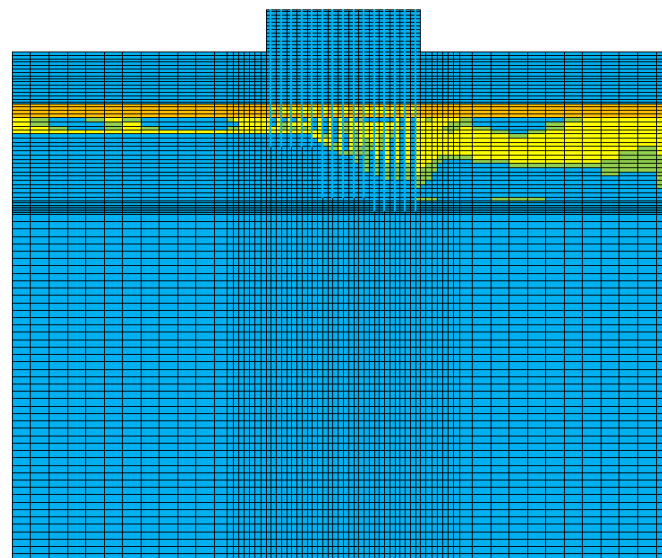
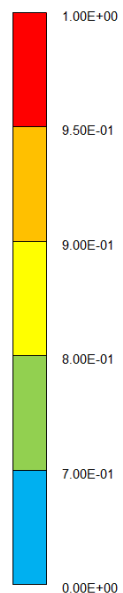
残留変位量

		水平変位(m)	鉛直変位(m)
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	上部工天端～上部工 下端の相対変位量	-0.0004	-0.0043
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)		-0.0004	-0.0039
②縦断1Dケース(最浅部: 杭先端TP-22.24m)		-0.0004	-0.0044
②縦断1Dケース(最深部: 杭先端TP-31.36m)		-0.0004	-0.0040
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)		-0.0401	-0.0099
④横断Km層最深部(TP-31.36m)		-0.0422	-0.0132
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)		-0.0392	-0.0127

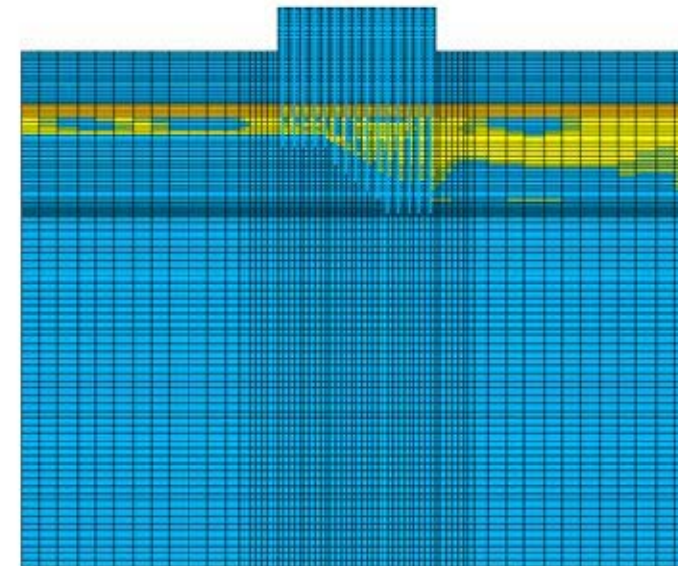
変位の方向は負が左方向, 正が右方向

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

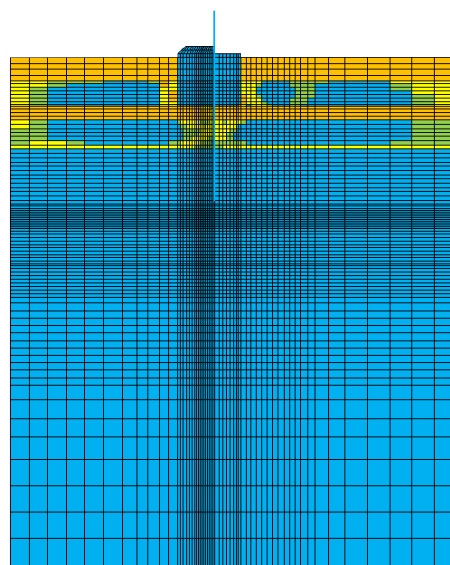
■ 過剰間隙水圧比分布図



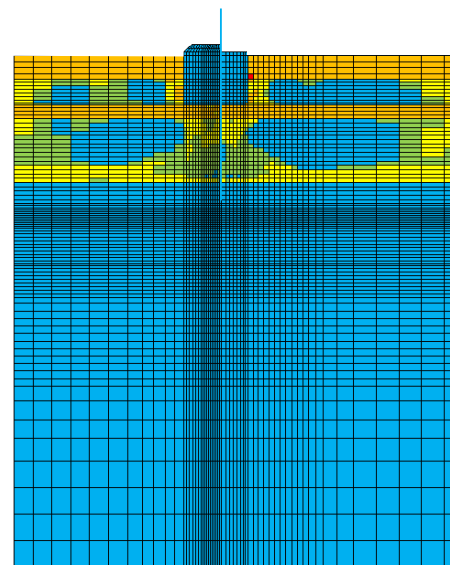
①縦断



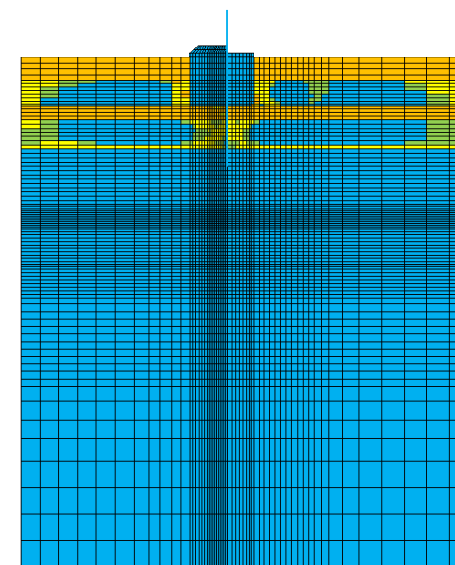
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



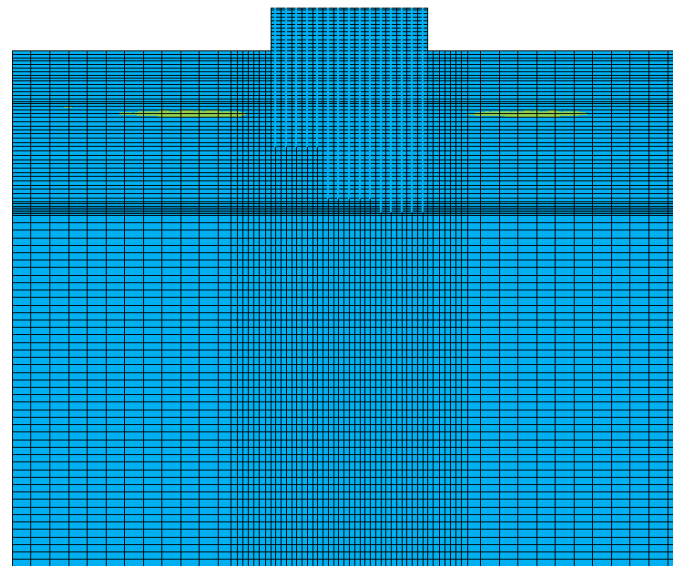
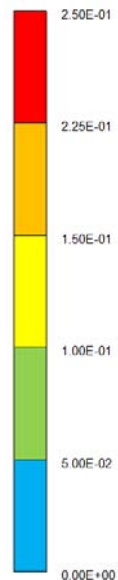
④横断Km層最深部



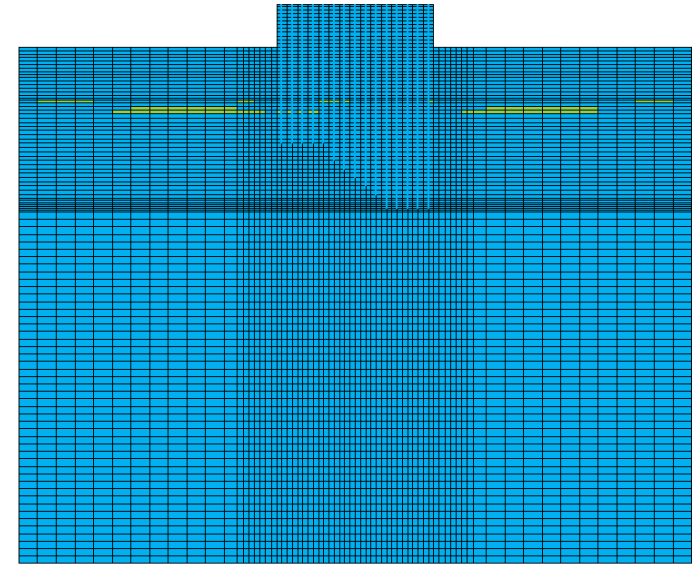
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

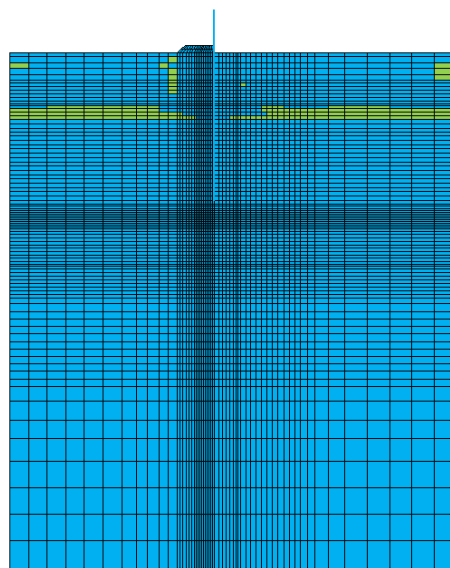
■ 最大せん断ひずみ分布図



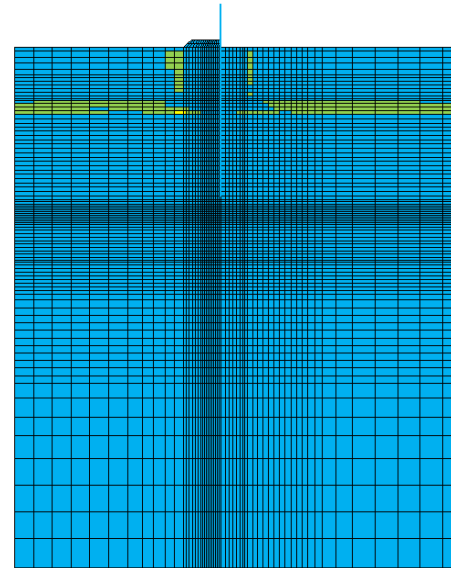
①縦断



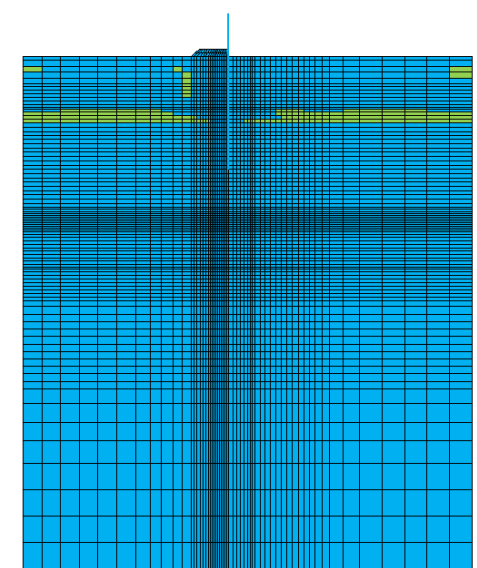
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



④横断Km層最深部



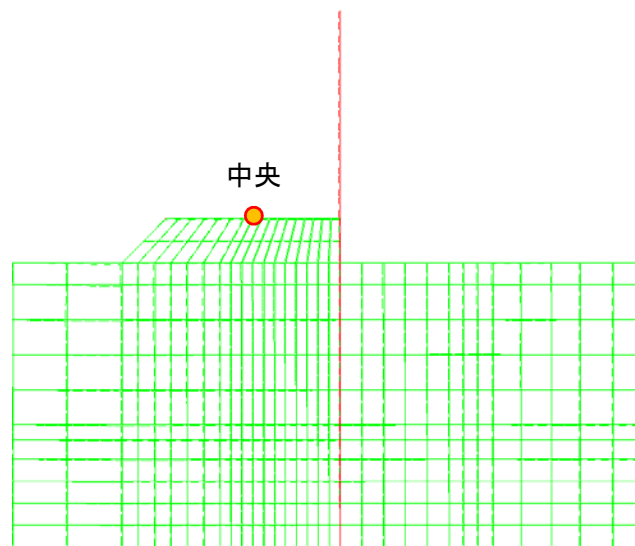
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

■ 地盤高さ嵩上げ部沈下量

残留変位(m)

	変位	盛土上面中央
③横断Km層最浅部	水平変位	-0.0603
	鉛直変位	-0.0249
④横断Km層最深部	水平変位	-0.0724
	鉛直変位	-0.0300
⑤横断Km層最浅部1D	水平変位	-0.0632
	鉛直変位	-0.0280



出力位置図

傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は3cm程度であり, 地震時の沈下量は小さいといえる。

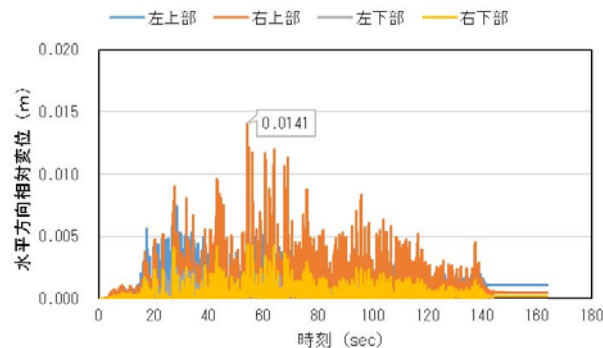
14. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

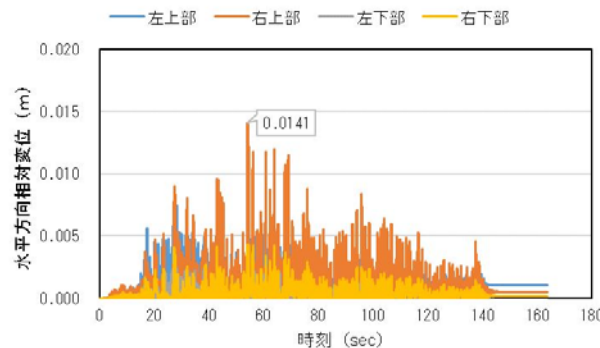
■ 上部工間の水平方向(縦断方向)相対変位・最大支圧応力度

上部工間の水平方向相対変位(m)

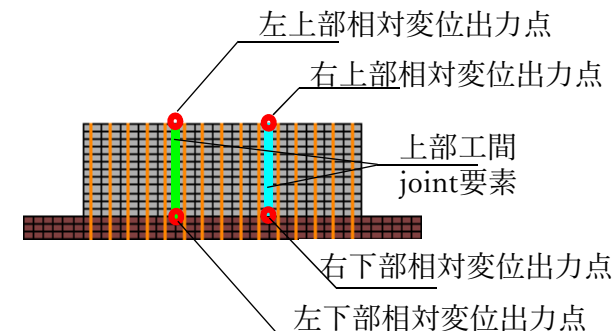
	最大相対変位(m)
縦断	0.0141
縦断1D	0.0141



縦断



縦断1Dケース

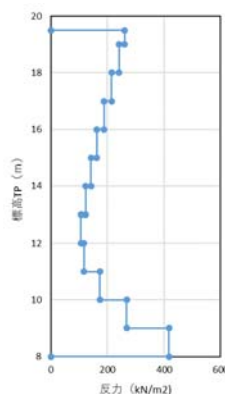


水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正。

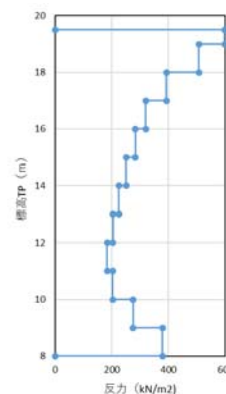
縦断方向のユニット間の変形は1.4cmであり, 十分に小さい結果を得た。

上部工間の水平方向最大反力(最大支圧応力度)

	水平方向最大支圧応力(kN/m ²)	コンクリートの許容支圧応力(kN/m ²)	安全率
縦断	598	12000	20.07
縦断1D	535	12000	22.43

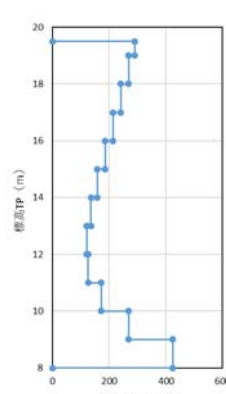


左側

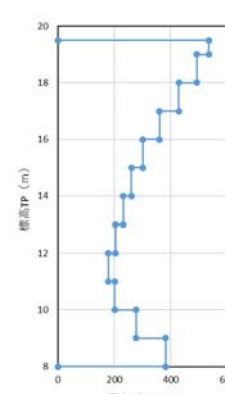


右側

縦断



左側



右側

縦断1Dケース

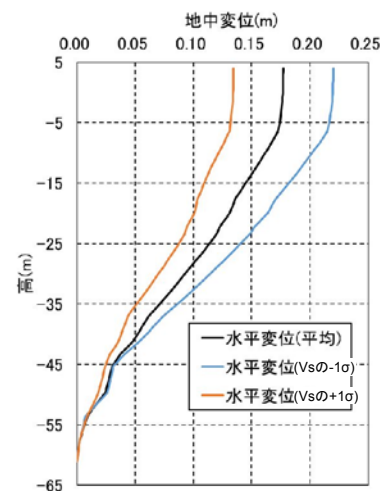
ユニット間のジョイント要素の反力から, 衝突時のバネ反力はコンクリートの支圧応力よりも十分に小さい。よって, 衝突時にコンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

■ 傾斜部両端杭の相対変位量(横断モデルによる変位量抽出)

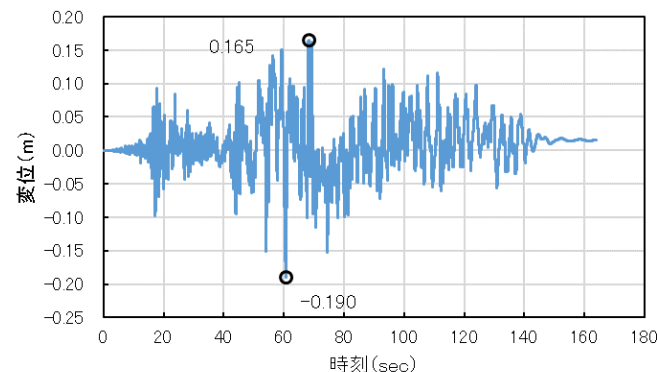
傾斜部両端杭の最大相対水平変位量(m)

	FLIP横断モデル Km最浅部と最深部ケース	三次元解析モデル
杭先先端: TP-31.36m(一定)	-0.190	0.0046
杭先端: 1D	-0.177	0.0091
一般部	—	0.0856

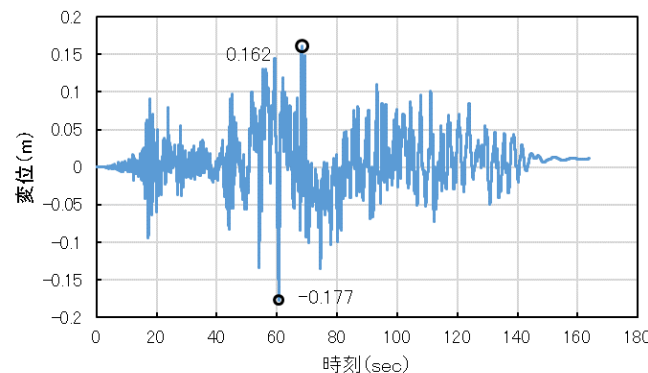


三次元モデル
地表面相対水平変位(一般部)

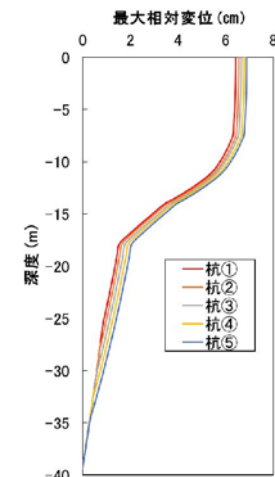
- 有効応力解析における横断方向のKm層最浅部とKm層最深部との相対変位量は、最大で19cmとなった。ただし、上部工位置における杭にコンクリートが巻き立てられていることを表現するための拘束条件は与えていないため実際よりは大きな変形が生じた。
- FEMにおける検討では、SHAKEによる引き上げ計算を行っているため、変形量は小さいことから、Km層最浅部とKm層最深部との相対変位は9mm程度である。
- 左右にばらつきを考慮して $\pm 1\sigma$ 物性を用いてSHAKEを行った一般部の結果を見ても、左右の相対変位量は8.5cm強であった。
- ただし、変形量を止水ジョイントの設計に引き継ぐが、有効応力解析の結果を用いるため、変形量が大きく保守的であるといえる。



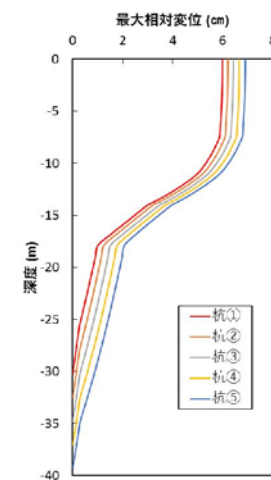
有効応力解析横断モデル杭天端相対水平変位経時変化
(横断Km層最浅部と横断Km層最深部)



有効応力解析横断モデル杭天端相対水平変位経時変化
(横断Km層最浅部1Dと横断Km層最深部)



三次元FEMモデル
地表面相対水平変位
(杭先: TP-31.36m(一定))



三次元FEMモデル
地表面相対水平変位
(杭先: 1D)

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 横断・縦断方向, 原地盤モデル)

有効応力解析検討結果(傾斜部, 原地盤モデル)

- 横断方向に比べて縦断方向の方が安全率が大きいことを確認した。
- 岩盤最浅部の杭体の応力については、杭長をそろえたケースよりも、岩盤へ1D根入れするケースの方が、杭体の安全率が大きくなることを確認した。杭の根入れ長が1Dの場合は、杭先端がピン結合と類似する条件となるが、杭長を長く揃えた場合は固定条件に近づくこととなり、岩盤直上の曲げモーメントが大きくなるためと考えられる。
- 岩盤最深部の杭については、改良土とAg2層との境目付近で曲げモーメントが最大となる。
- 横断断面については、ケースによって異なるものの、As層を挟んでAg1及びAg2との境界部に最大曲げ軸応力が発生する。
- 残留変位については、横断方向に4cm程度生じ、鉛直方向は1cm程度である。
- 全てのケースにおいて過剰間隙水圧比が95%を超える個所は無い(液状化は生じていない)。
- 地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は5cm弱である。
- 横断方向の岩盤最浅部と、岩盤最深部との相対変位量は、最大で19cm程度である。ただし、上部工は、杭とにコンクリートが一体化しているが、その拘束条件を与えていないため、実現象より大きな変形が生じているものと考えられる。

岩盤傾斜部においても、基準地震動 S_s に対して、杭の曲げ、せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

15. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 (二次元有効応力解析の結果)

- ・断面：地点④（岩盤傾斜部，横断・縦断方向，
豊浦標準砂を仮定したモデル）

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

(1) 検討結果

地震時の傾斜部の杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	348.48	382.5	1.098	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	234.37	382.5	1.632	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	353.80	382.5	1.081	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	279.96	382.5	1.366	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	250.36	382.5	1.528	OK

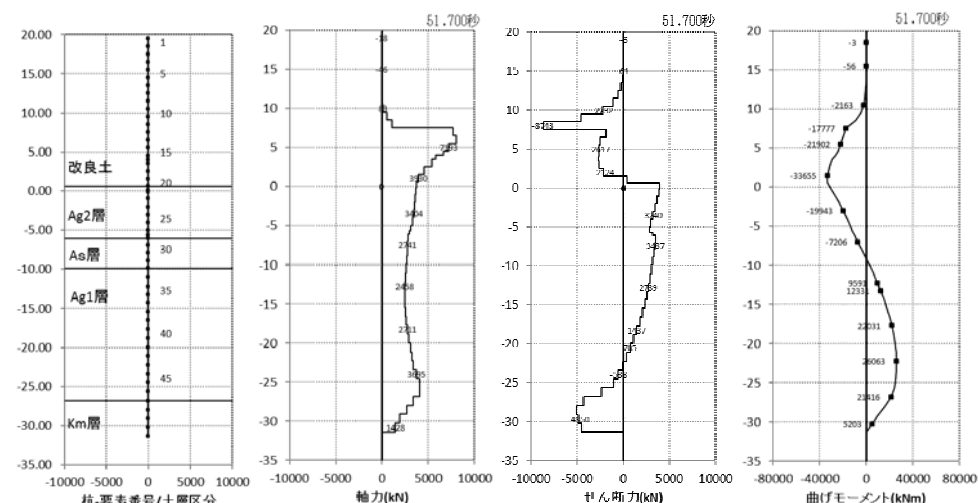
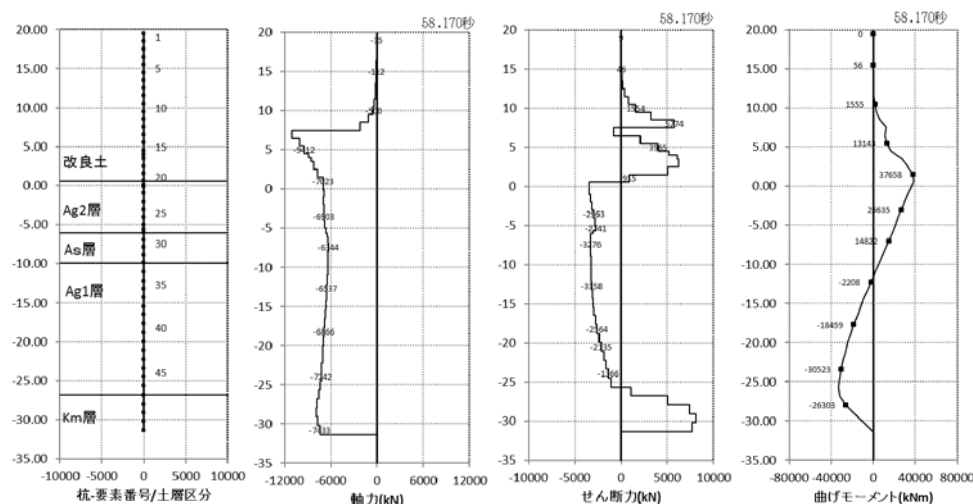
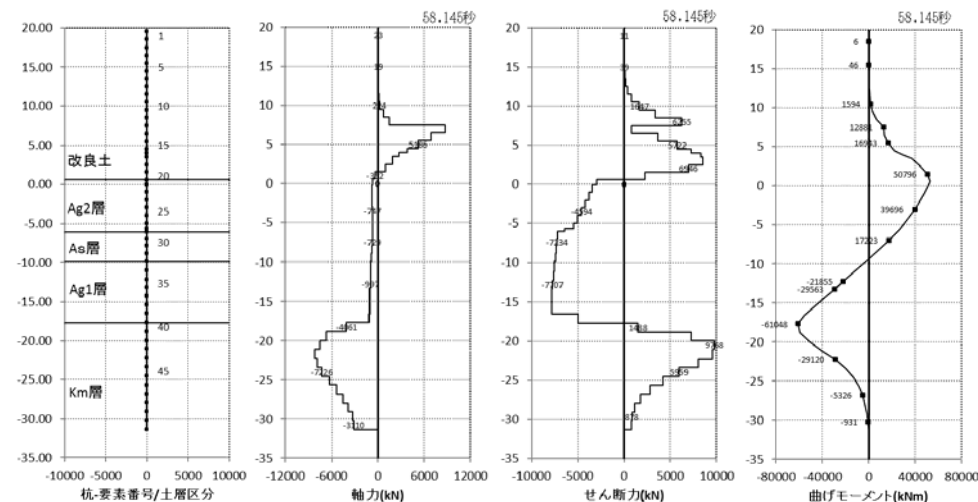
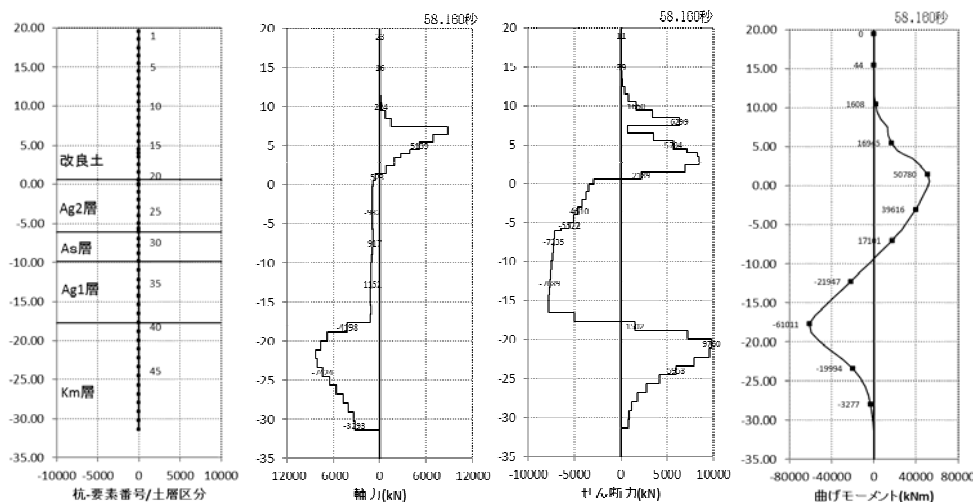
せん断に対する照査

	発生応力度 τ (N/mm ²)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
①縦断(最浅部: 杭先端TP-31.36m)	32.42	217.5	6.708	OK
①縦断(最深部: 杭先端TP-31.36m)	29.02	217.5	7.495	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	29.59	217.5	7.351	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	33.55	217.5	6.483	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	33.17	217.5	6.558	OK

15. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

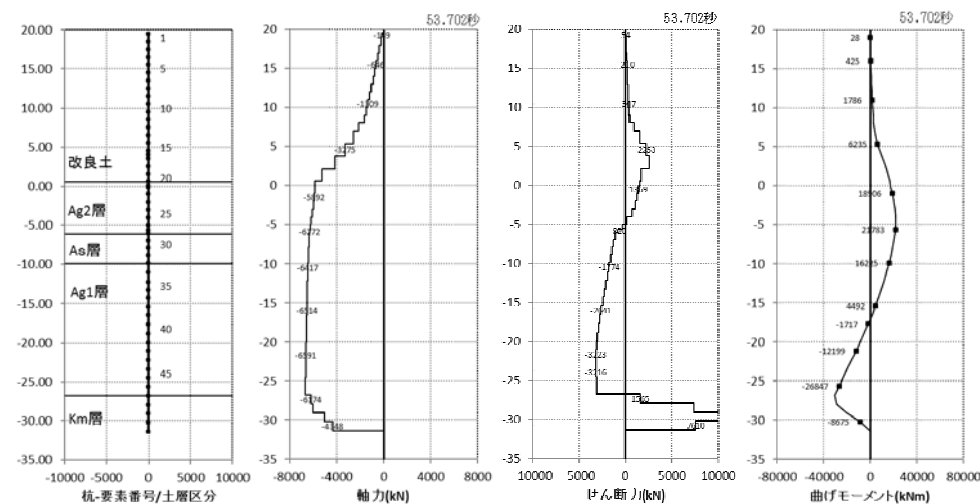
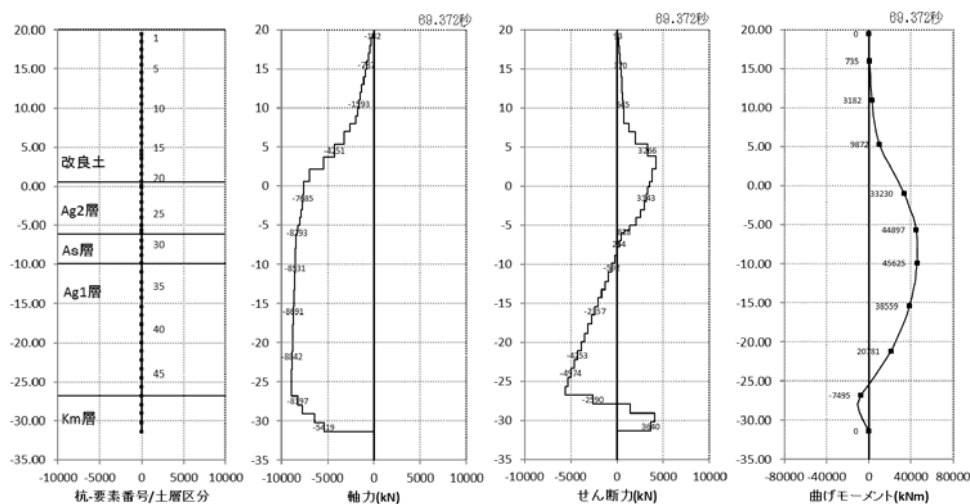
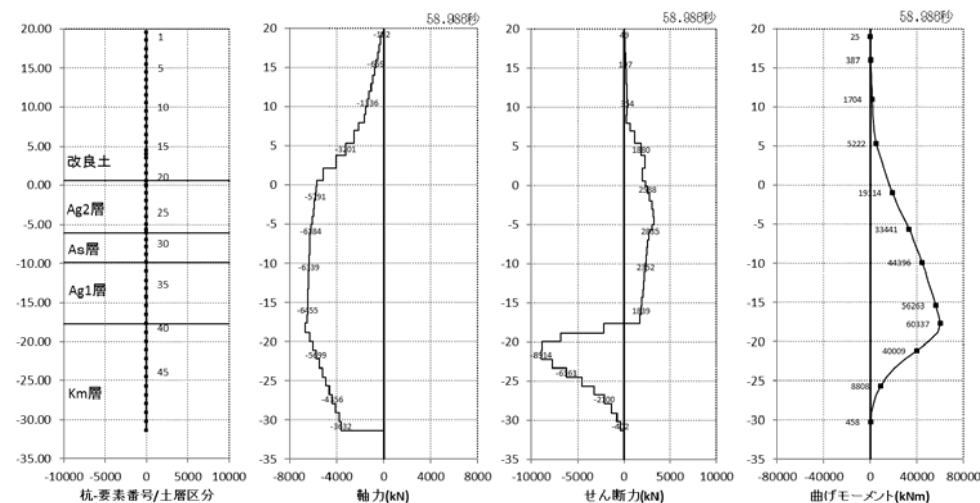
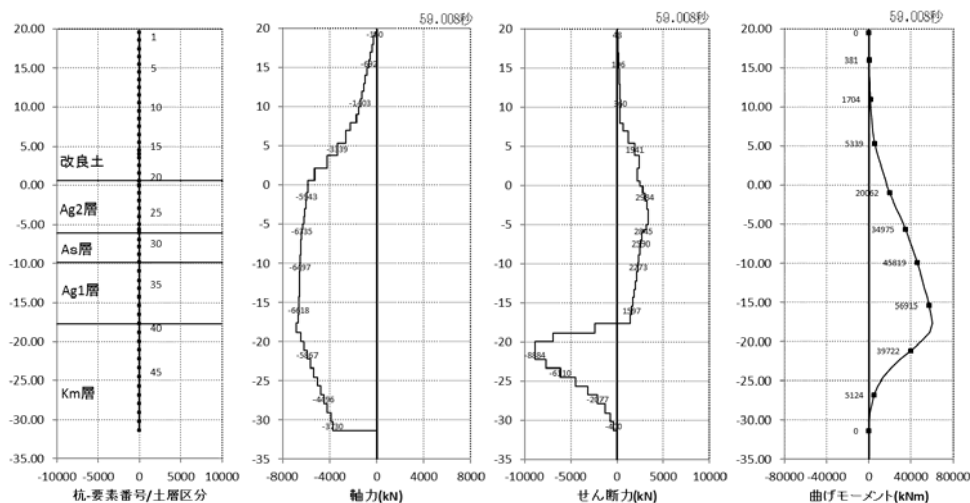
断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



15. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

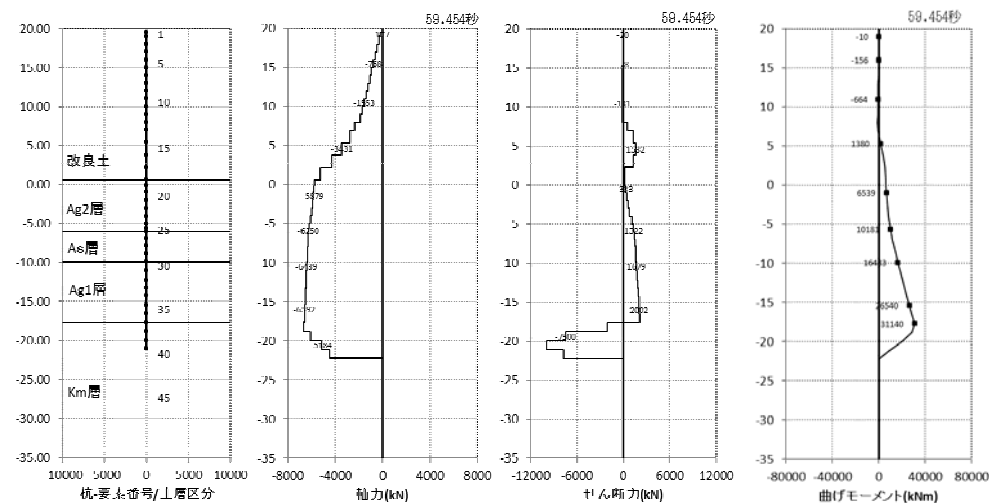
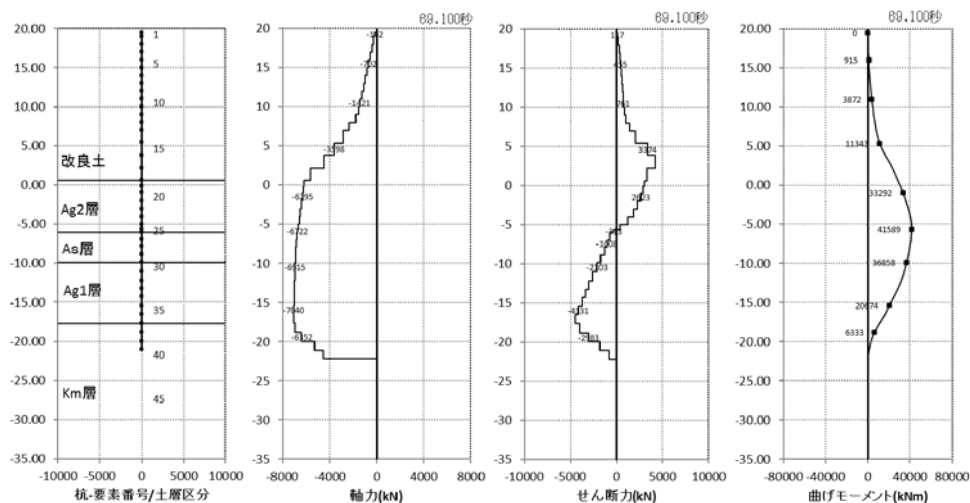
:断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



15. 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

断面力分布図(各々の最大応力発生時刻)



二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

(1)-2 検討結果

支持力照査

	発生応力度 σ_y (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)	安全率 q_d/σ_y	判定
①縦断(最浅部:杭先端TP-31.36m)	368.3	5673.0	15.4	OK
①縦断(最深部:杭先端TP-31.36m)	394.9	5673.0	14.4	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	515.9	5673.0	11.0	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	605.7	5673.0	9.4	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	536.2	5484.0	10.2	OK

座屈耐力に対する照査

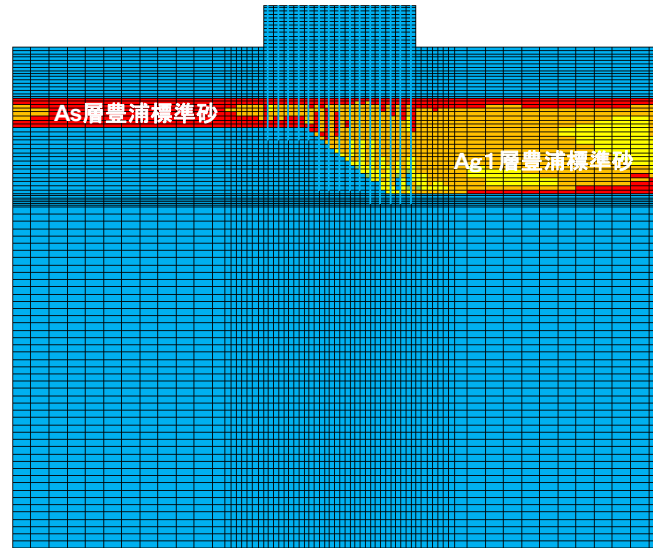
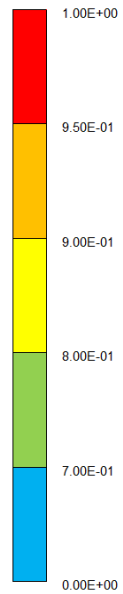
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 N_u (kN) (SM570)	安全率 N_u/N	判定
①縦断(最浅部:杭先端TP-31.36m)	10740	119036	11.08	OK
①縦断(最深部:杭先端TP-31.36m)	12540	119036	9.49	OK
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)	9602	119036	12.40	OK
④横断Km層最深部(TP-31.36m)	10200	119036	11.67	OK
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)	9873	119036	12.06	OK

残留変位量

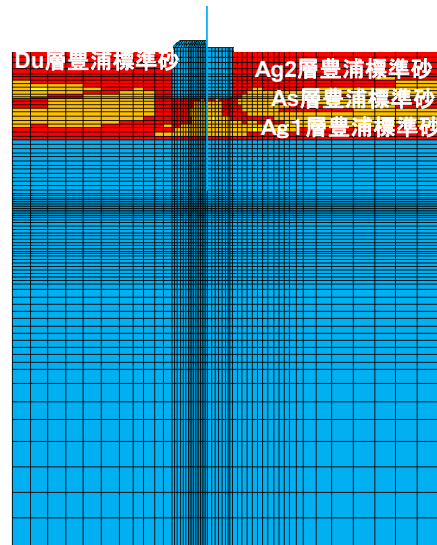
		水平変位(m)	鉛直変位(m)
①縦断(最浅部:杭先端TP-31.36m)	上部工天端～上部工 下端の相対変位量	-0.0014	-0.0049
①縦断(最深部:杭先端TP-31.36m)		-0.0184	-0.0056
③横断Km層最浅部(TP-31.36m)		-0.0555	-0.0110
④横断Km層最深部(TP-31.36m)		-0.0772	-0.0166
⑤横断Km層最浅部1D(TP-22.24m)		-0.0737	-0.0164

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

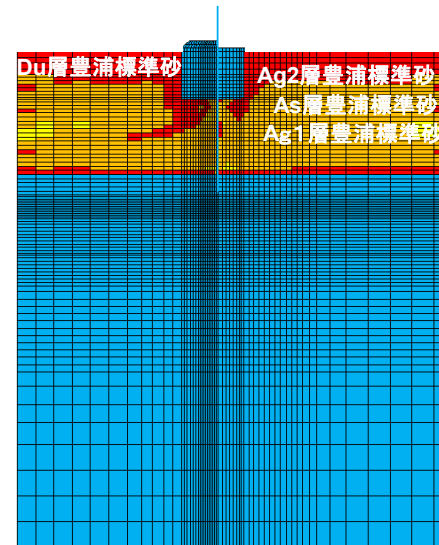
■ 過剰間隙水圧比分布図



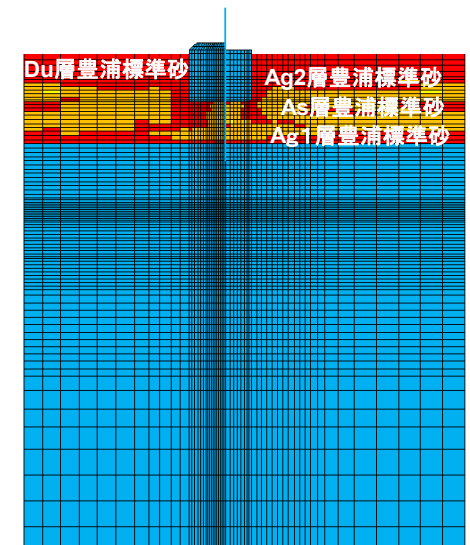
①縦断



③横断Km層最浅部



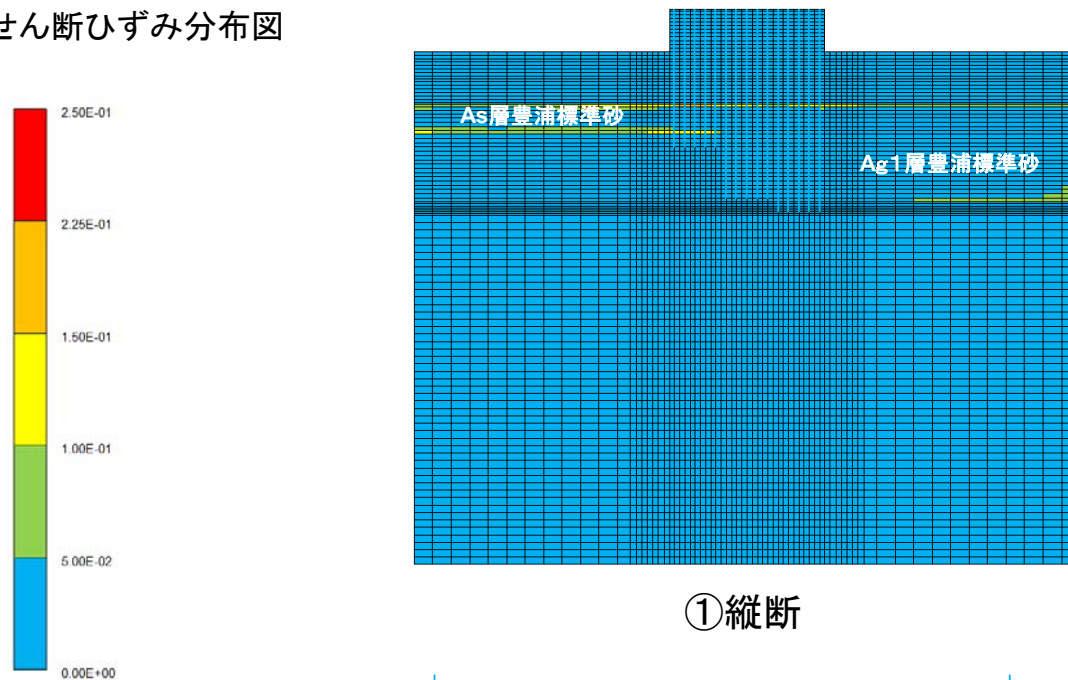
④横断Km層最深部



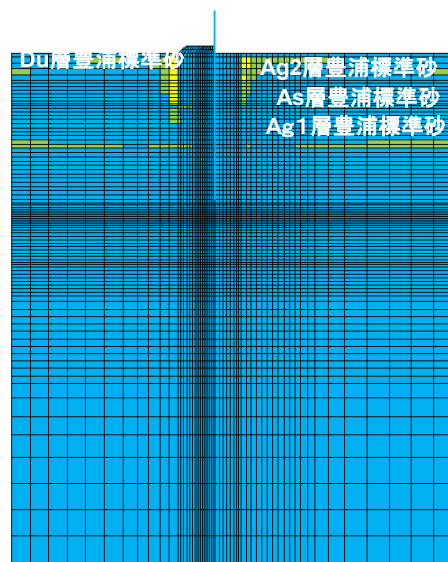
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

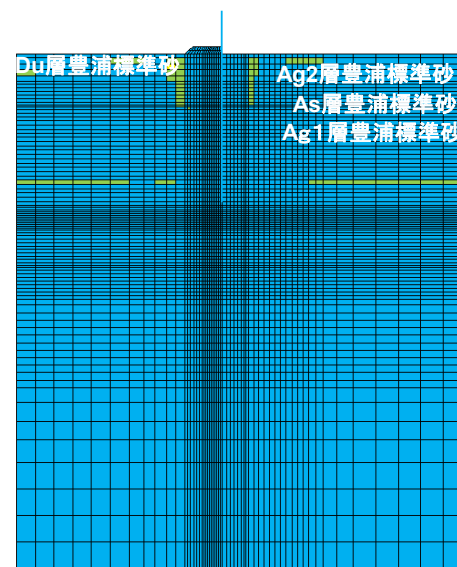
■ 最大せん断ひずみ分布図



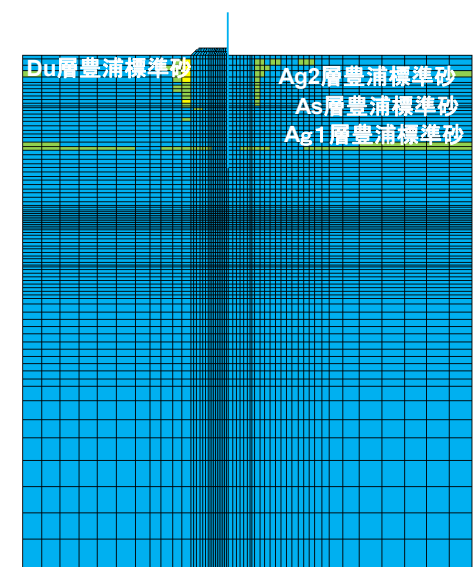
①縦断



③横断Km層最浅部



④横断Km層最深部



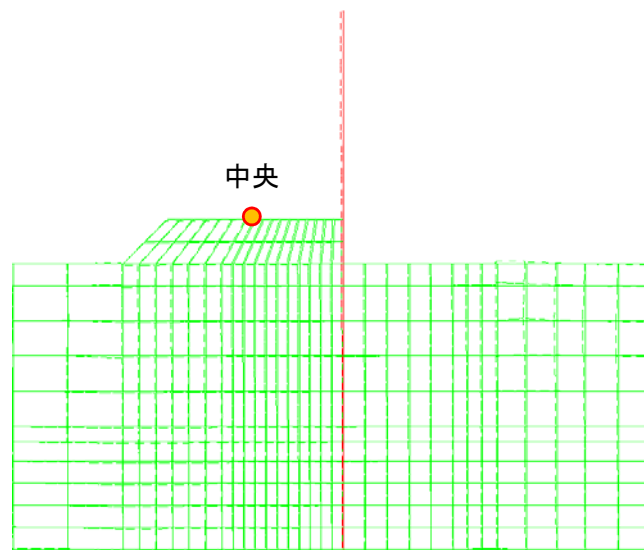
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

■ 地盤高さ嵩上げ部沈下量

残留変位(m)

	変位	盛土上面中央
③横断Km層最浅部	水平変位	-0.0939
	鉛直変位	-0.0331
④横断Km層最深部	水平変位	-0.1724
	鉛直変位	-0.0444
⑤横断Km層最浅部1D	水平変位	-0.1421
	鉛直変位	-0.0435



出力位置図

傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は, 豊浦標準砂を仮定したケースでも4cm強程度であることを確認した。
(余盛1mを十分下回ることを確認した)

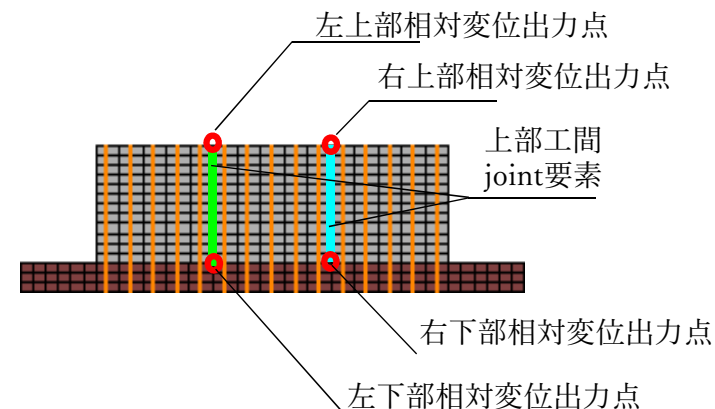
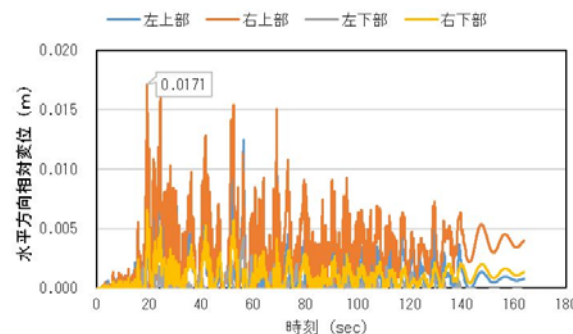
二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

■ 上部工間の水平方向相対変位・最大反力

上部工間の水平方向相対変位(m)

	最大相対変位(m)
縦断	0.0171

水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。
符号はユニット間が分かれる方向が正。

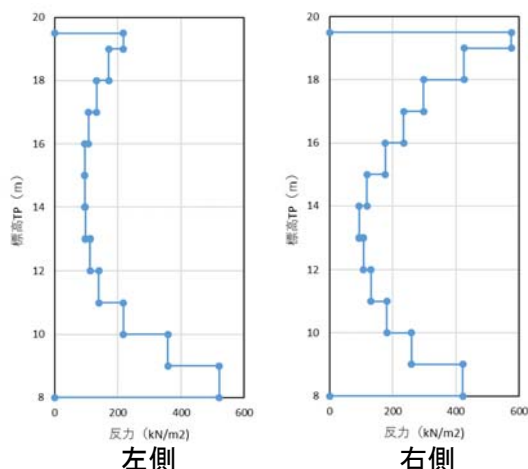


<結果>

縦断方向の1ユニット間の変形量は, 豊浦標準砂を仮定したケースであっても1.7cm程度であることを確認した。

上部工間の水平方向最大反力(最大支圧応力度)

	水平方向最大支圧応力(kN/m ²)	コンクリートの許容支圧応力(kN/m ²)	安全率
縦断	576.05	12000	20.83



①縦断

<結果>

1ユニット間のジョイント要素の反力から, 衝突時のバネ反力はコンクリートの支圧応力よりも十分に小さいことを確認した。
したがって, 衝突時にコンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。

二次元有効応力解析結果(地点④, 岩盤傾斜部, 豊浦標準砂を仮定したモデル)

有効応力解析検討結果(傾斜部, 豊浦標準砂物性)

- 岩盤最浅部の杭体の応力は, 横断面, 縦断面共安全率が最小となったが, 豊浦標準砂を仮定したケースでも許容限界以下であることを確認した。
- 残留変位量については, 縦断方向に最大2cm程度, 横断方向に最大8cm程度生じ, 鉛直方向は最大2cm程度であることを確認した。
- 全てのケースにおいて過剰間隙水圧比は95%を超える個所が存在されるが, 地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は18cm程度であり, 余盛1mに対して十分小さいことを確認した。
- 1ユニット間の衝突が生じて, 支圧強度に対して20倍以上の安全率を有していることを確認した。

岩盤傾斜部の豊浦標準砂を仮定したモデルにおいても, 基準地震動 S_s に対して, 杭の曲げ, せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり, 十分な構造強度を有していることを確認した。

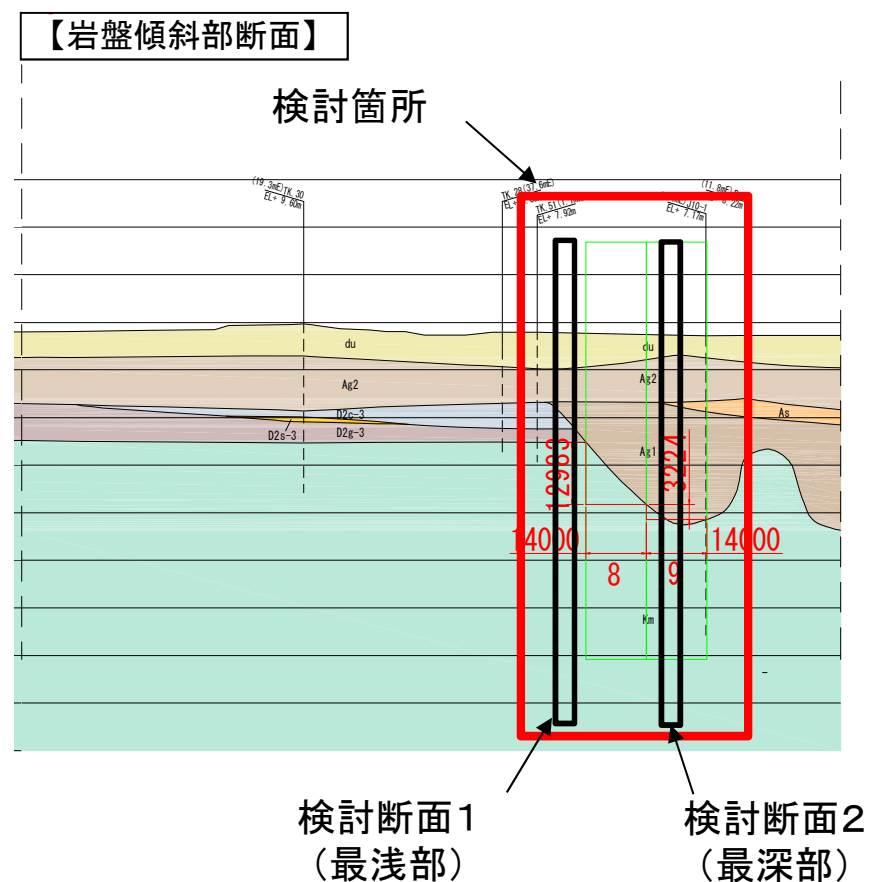
16. 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性 及び振動特性による挙動

・断面：地点④（岩盤傾斜部）

岩盤傾斜部の地震動の増幅特性

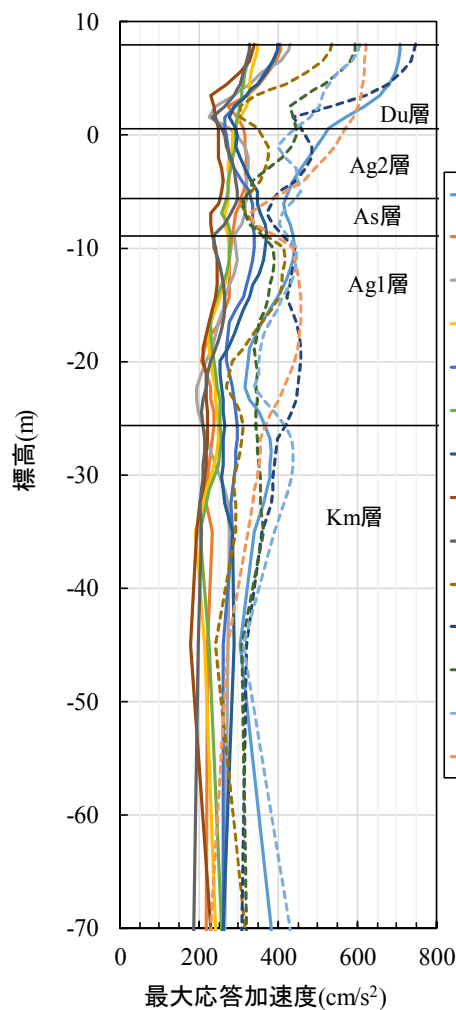
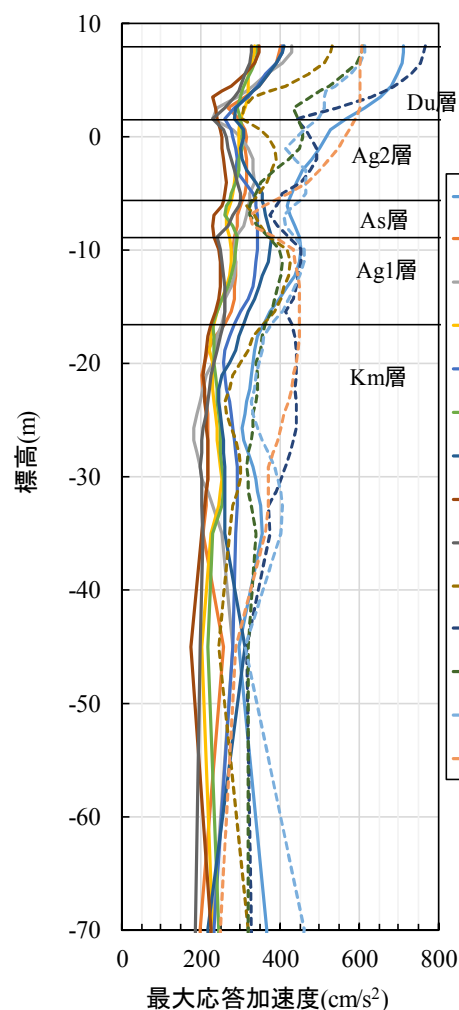
(1) 評価方法

- 海水ポンプ室南側に存在する岩盤傾斜部において、岩盤深度の違いに対する地震動の増幅特性を検証するため、1次元地震応答解析(SHAKE)を実施した。
- 検討箇所は岩盤傾斜部の岩盤深度に着目し、最浅部と最深部を対象とした。
- 岩盤から地表面までの最大加速度分布と地表面の応答加速度について比較する。
- 対象とする地震動は、東海第二発電所における基準地震動Ss全てを対象とした。



岩盤傾斜部の地震動の増幅特性

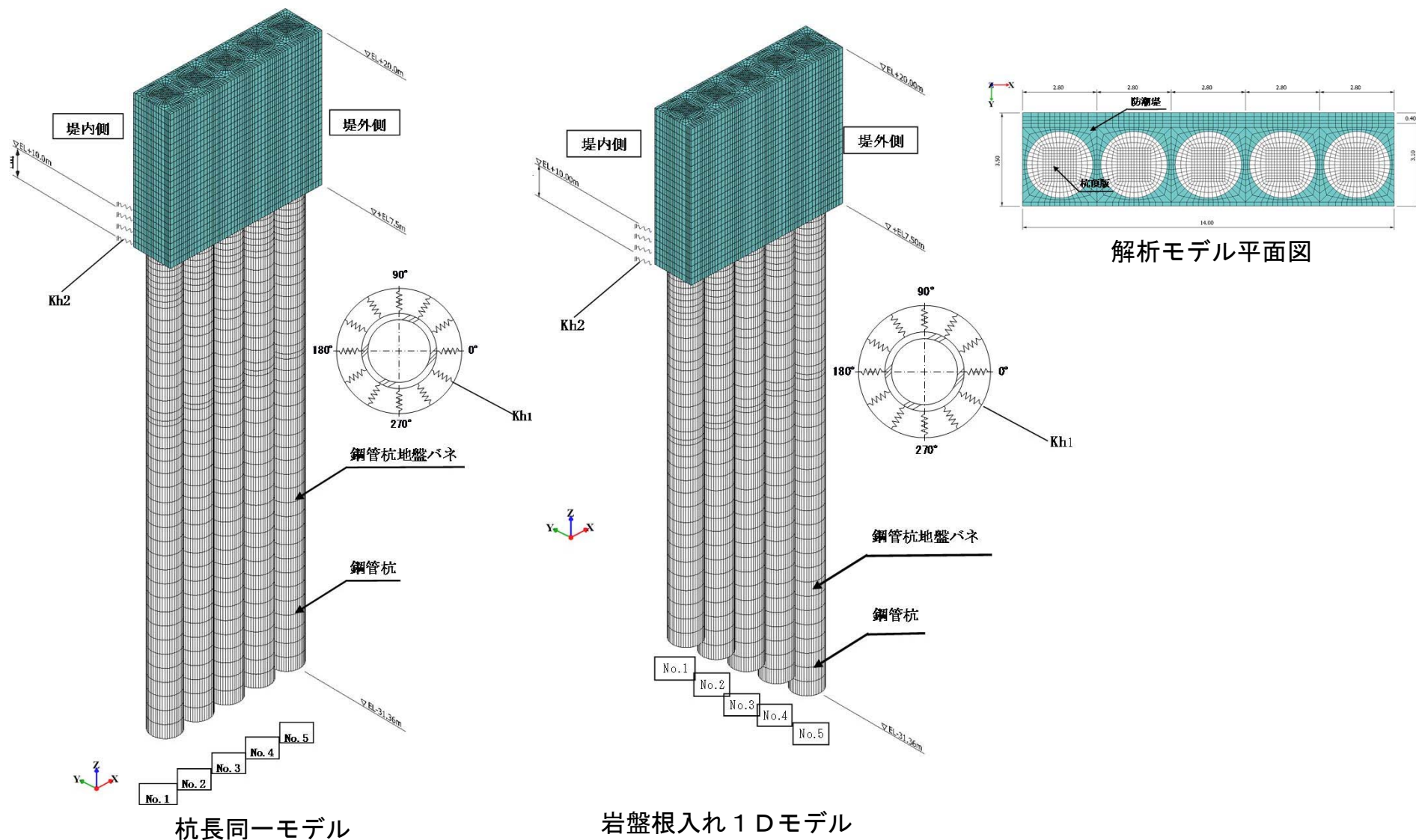
最大加速度分布の比較



- ・ 検討断面1及び検討断面2を比較すると、両者で同様な最大応答加速度分布となった。
- ・ 加速度の増幅は地表面付近のdu層とAg2層で顕著となり、それ以外の地層では増幅が生じない。
- ・ 両地点のdu層とAg2層はほぼ成層となっていることから、大きな相違が生じないと判断される。

16. 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動
 岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動

- 岩盤傾斜部において、振動特性が異なることによるねじれ挙動の発生を確認するため、三次元FEMモデルを用いて固有値解析を実施した。
- 解析ケースは、杭長を同一とした場合及び岩盤根入れを1Dとした場合の2ケースで実施した。

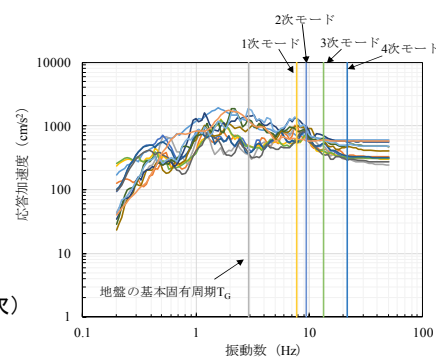
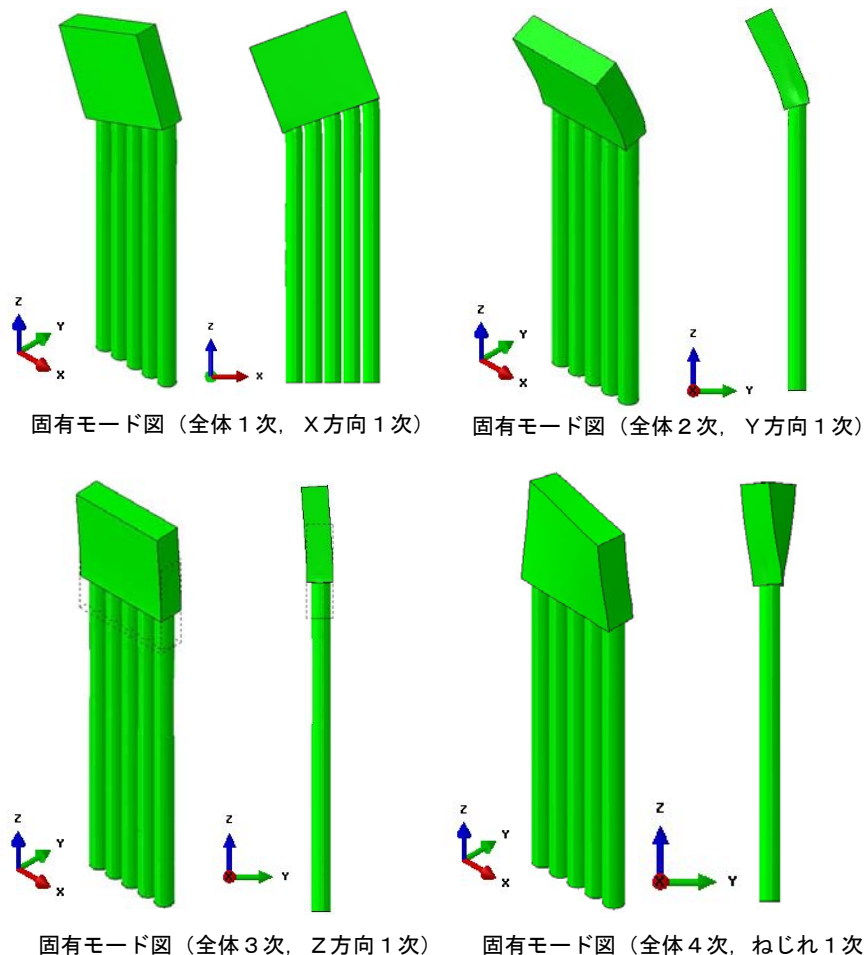


16. 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動 岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動

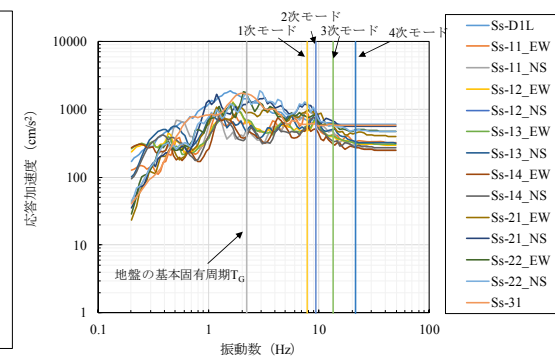
- 杭長を同一としたケースの結果を示す。
- ねじり方向への最も低次のモードは4次モードとなり、固有振動数は21.45Hzとなった。
- 刺激係数や有効質量比は極めて小さく、ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。
- 基準地震動Ssと共振の有無を調べるため、SHAKEを用いて振動数を確認した結果、共振しない結果となった。

固有値解析結果

次数	固有振動数 f (Hz)	X方向			Y方向			Z方向			備考
		刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	
1	7.81	-24.189	585.1	41.0%	0.002	0.0	0.0%	0.035	0.0	0.0%	X方向1次
2	9.46	-0.004	0.0	0.0%	-24.470	598.8	42.0%	-2.439	5.9	0.4%	Y方向1次
3	13.42	0.025	0.0	0.0%	-1.672	2.8	0.2%	35.557	1264.3	88.7%	Z方向1次
4	21.45	-0.872	0.8	0.1%	0.000	0.0	0.0%	-0.001	0.0	0.0%	ねじれ1次
5	29.63	0.000	0.0	0.0%	0.102	0.0	0.0%	-0.007	0.0	0.0%	
6	29.65	-0.141	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
7	29.76	-0.029	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
8	29.77	0.000	0.0	0.0%	-0.026	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
9	29.78	-0.093	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
10	47.00	-18.072	326.6	22.9%	0.001	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
11	51.40	0.002	0.0	0.0%	5.159	26.6	1.9%	-0.278	0.1	0.0%	
12	55.77	-0.003	0.0	0.0%	-12.454	155.1	10.9%	0.795	0.6	0.0%	
13	62.36	0.098	0.0	0.0%	0.078	0.0	0.0%	0.094	0.0	0.0%	
14	63.23	2.693	7.2	0.5%	-0.028	0.0	0.0%	-0.152	0.0	0.0%	
15	63.68	0.713	0.5	0.0%	0.003	0.0	0.0%	0.013	0.0	0.0%	
16	64.08	-1.850	3.4	0.2%	0.017	0.0	0.0%	0.109	0.0	0.0%	
17	64.15	0.107	0.0	0.0%	0.011	0.0	0.0%	0.091	0.0	0.0%	
18	64.32	0.001	0.0	0.0%	-0.048	0.0	0.0%	0.047	0.0	0.0%	
19	64.57	-0.487	0.2	0.0%	0.006	0.0	0.0%	0.043	0.0	0.0%	
20	64.60	-0.245	0.1	0.0%	0.003	0.0	0.0%	0.024	0.0	0.0%	



検討断面 1



検討断面 2

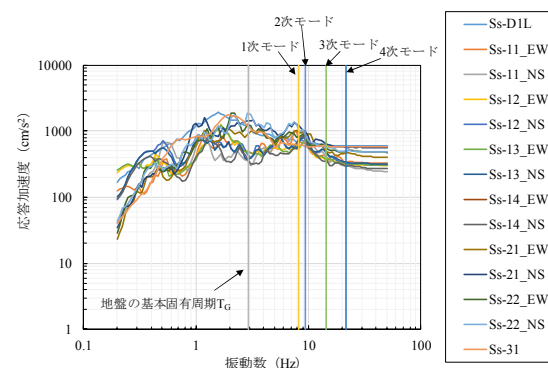
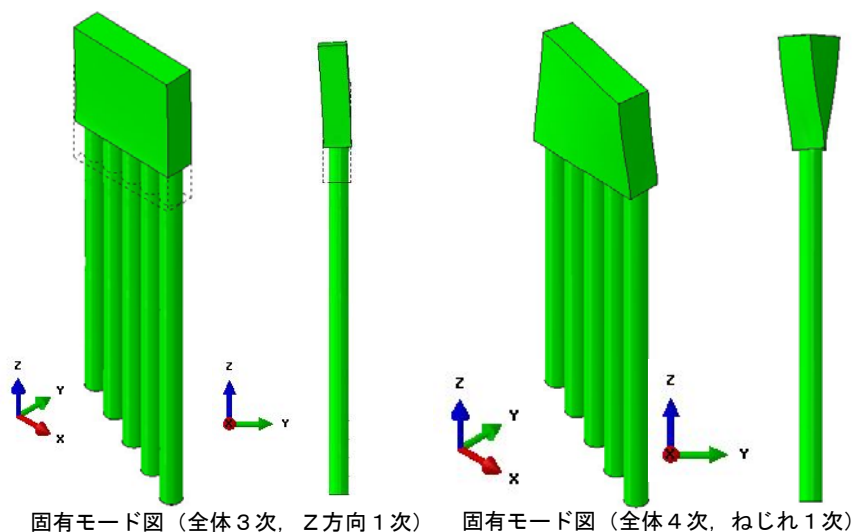
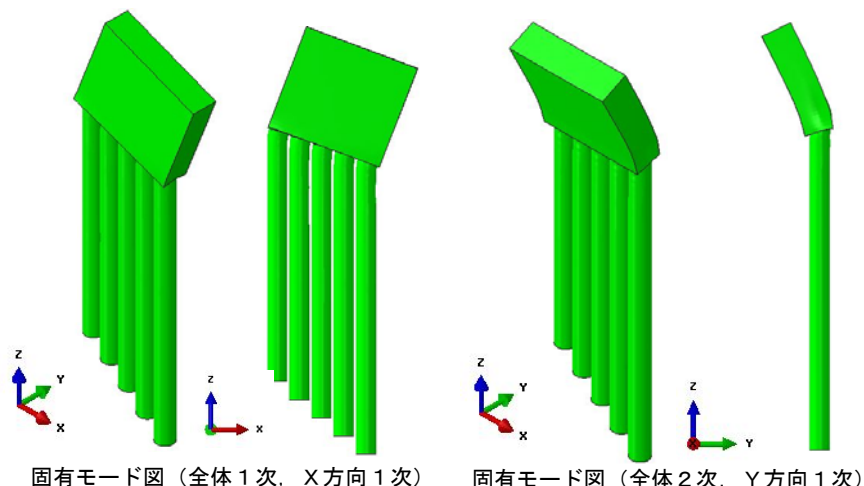
地表面の応答加速度と振動数の関係

16. 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動 岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動

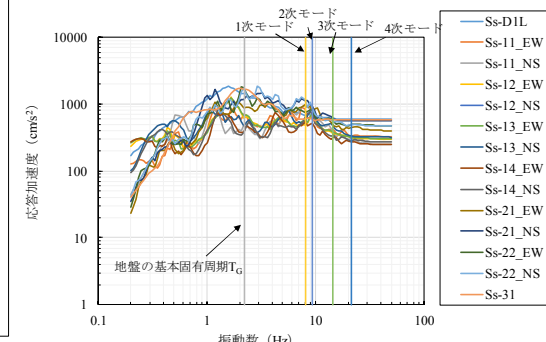
- 岩盤への根入れを1Dとしたケースの結果を示す。
- ねじり方向への最も低次のモードは4次モードとなり、固有振動数は21.46Hzとなった。
- 刺激係数や有効質量比は極めて小さく、ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。
- 基準地震動Ssと共振の有無を調べるため、SHAKEを用いて振動数を確認した結果、共振しない結果となった。

固有値解析結果

次数	固有振動数 f (Hz)	X方向			Y方向			Z方向			備考
		刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	刺激係数	モーダル有効質量 (tf)	比率	
1	8.11	24.221	586.7	42.8%	-0.153	0.0	0.0%	-2.400	5.8	0.4%	X方向1次
2	9.46	-0.248	0.1	0.0%	-24.482	599.4	43.8%	-2.112	4.5	0.3%	Y方向1次
3	14.43	1.700	2.9	0.2%	-1.466	2.2	0.2%	34.929	1220.0	89.1%	Z方向1次
4	21.46	-0.908	0.8	0.1%	0.002	0.0	0.0%	-0.086	0.0	0.0%	ねじれ1次
5	29.64	0.088	0.0	0.0%	0.070	0.0	0.0%	-0.009	0.0	0.0%	
6	31.27	-0.080	0.0	0.0%	-0.030	0.0	0.0%	0.003	0.0	0.0%	
7	32.96	-0.098	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	0.002	0.0	0.0%	
8	34.84	0.142	0.0	0.0%	-0.041	0.0	0.0%	0.000	0.0	0.0%	
9	36.78	0.253	0.1	0.0%	-0.102	0.0	0.0%	0.005	0.0	0.0%	
10	47.47	-18.095	327.4	23.9%	0.051	0.0	0.0%	-0.273	0.1	0.0%	
11	51.44	-0.087	0.0	0.0%	-5.179	26.8	2.0%	0.232	0.1	0.0%	
12	55.79	0.144	0.0	0.0%	12.476	155.6	11.4%	-0.566	0.3	0.0%	
13	63.34	1.679	2.8	0.2%	-0.467	0.2	0.0%	-3.139	9.9	0.7%	
14	64.19	0.495	0.2	0.0%	-0.075	0.0	0.0%	-0.280	0.1	0.0%	
15	67.00	-0.177	0.0	0.0%	0.175	0.0	0.0%	1.431	2.0	0.1%	
16	67.83	1.633	2.7	0.2%	-0.412	0.2	0.0%	-3.647	13.3	1.0%	
17	68.44	-0.279	0.1	0.0%	0.063	0.0	0.0%	0.724	0.5	0.0%	
18	71.53	0.065	0.0	0.0%	-0.351	0.1	0.0%	-3.898	15.2	1.1%	
19	72.51	0.092	0.0	0.0%	0.002	0.0	0.0%	0.027	0.0	0.0%	
20	76.59	0.960	0.9	0.1%	0.314	0.1	0.0%	4.558	20.8	1.5%	



検討断面1



検討断面2

地表面の応答加速度と振動数の関係

岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動

岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動の結果

- 一次元地震応答解析の結果、 A_g1 層及び A_s 層の厚さに依存する増幅特性はなく、主に地表面付近で加速度等が増幅する傾向を確認した。したがって、岩盤傾斜部の影響による地震波の増幅の影響は小さいと判断される。
- 岩盤傾斜部の傾斜角が最も大きい範囲をモデル化して、固有値解析を実施した結果、杭長が同一であっても、岩盤への根入りを1Dとして1ユニットで異なる杭長としても、同様の振動特性であることを確認した。
- 岩盤傾斜部であっても、ねじれのような振動モードが支配的にはならず、基本的には強軸方向あるいは弱軸方向の振動が卓越することを確認した。
- 一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果、ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず、共振倍率が極小さいことを確認した。なお、防潮壁の強軸、弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり、共振による影響はないと判断される。

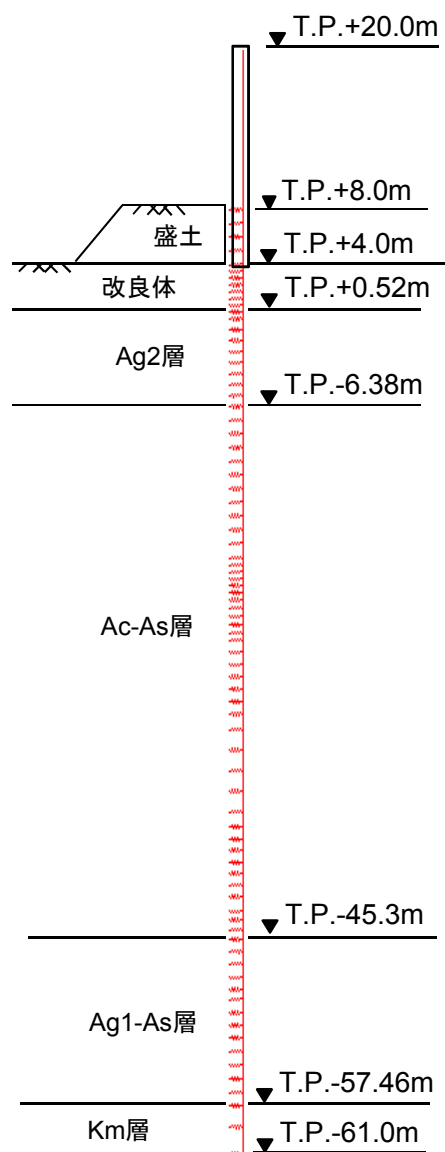
岩盤傾斜部では地震動の増幅が生じる影響は小さく、ねじれのようなモードが生じることはないことを確認した。

17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 (二次元フレーム解析結果)

・断面：地点③

二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(1) 解析モデル



地点③ 鋼管杭 SM570 ϕ 2500 t35mm 平均物性 支持杭ケース

躯体天端 T.P.+20.0m

杭長(地上) T.P.+19.5m~T.P.+4.0m

杭長(地下) T.P.+4.5m~T.P.-61m

設計盛土高さ T.P.+9.0m

フレーム解析上では1.0mの沈下を考量し、モデルでの盛土高さをT.P.+8.0mに設定

鋼管杭は、線形はり要素でモデル化する。

盛土、改良体及び地盤を水平バネでモデル化する。

■鋼管杭物性値

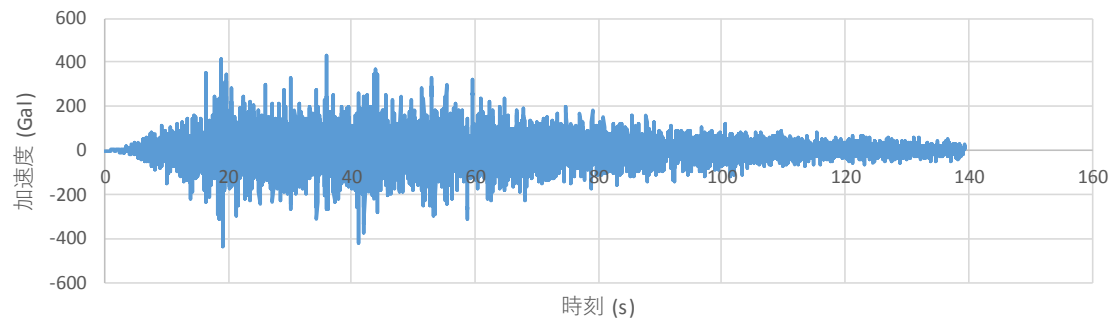
鋼管杭 ϕ 2500 鋼管厚 $t=35\text{mm}$, SM570 腐食代 1mm			
断面積	A=	2.63E+5 mm ²	0.26319 m ²
断面係数	Z _p =	1.60E+8 mm ³	0.15995 m ³
断面二次モーメント	I _p =	2.00E+11 mm ⁴	0.19978 m ⁴
ヤング係数	E=	200000 N/mm ²	2.00E+8 kN/mm ²

17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

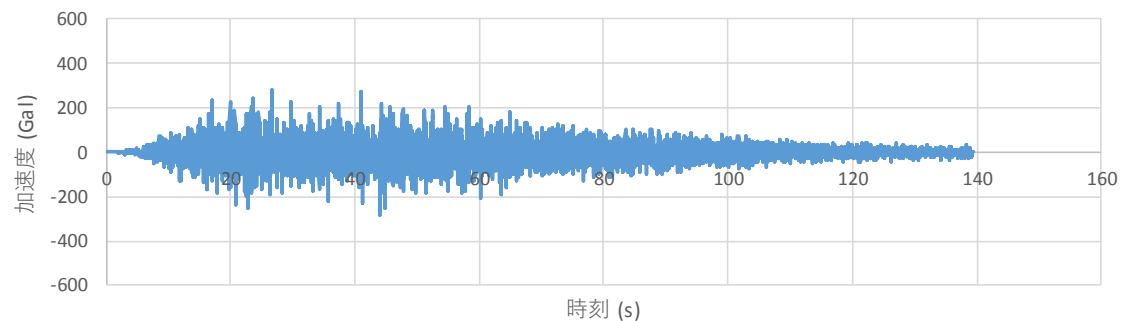
(2) 余震時の解析に用いた地震波

最大加速度と発生時刻

	Sd-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	427.0	36.0
鉛直	280.0	26.72



Sd-D1波: 水平方向入力地震動



Sd-D1波: 鉛直方向入力地震動

二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(3) 荷重及び荷重の組合せ

二次元フレーム解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の 考慮方法	方向	長期荷重					短期荷重			
			鋼管	鋼管内の 土重量	天端 コン	被覆 コン	積雪	余震	津波	漂流物	動水 圧
基準津波時	節点荷重	水平	-	-	-	-	-	-	○	○	-
		鉛直	○	○	○	○	○	-	-	-	-
T.P.+24m津波時		水平	-	-	-	-	-	-	○	○	-
		鉛直	○	○	○	○	○	-	-	-	-
基準津波+余震時		水平	-	-	-	-	-	○	○	-	○
		鉛直	○	○	○	○	○	○	-	-	-
T.P.+24m津波+余震時		水平	-	-	-	-	-	○	○	-	○
		鉛直	○	○	○	○	○	○	-	-	-

● 津波荷重

非分裂波の最大波圧(kN/m²)

$$P_{n1} = 3\rho g n_{max}$$

壁天端の非分裂波波圧(kN/m²)

$$P_{n2} = \rho g (3n_{max} - H)$$

n_{max} : 最大遡上水深

● 動水圧

$$P = \frac{7}{8} W_o K_h \sqrt{Hh} A$$

W_o : 海水の単位体積重量(kN/m³)

K_h : 設計水平加速度(Sd-D1L波 $K_h=0.2726$)H:

津波遡上高さ(m)

h: 節点の水深(m)

A: その節点の支配面積(m²)

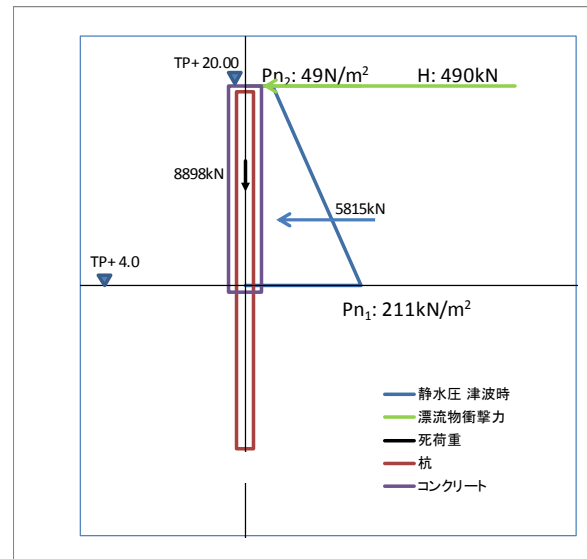
● 慣性力

1次元地震応答解析を行い、杭位置の地表面での最大加速度より算出

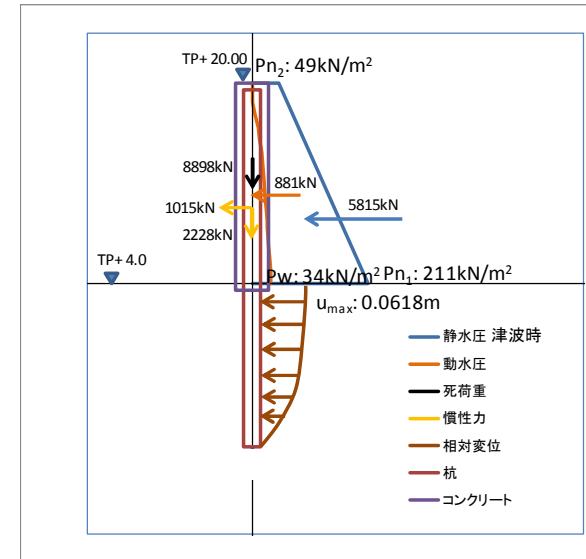
17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(3) 荷重図

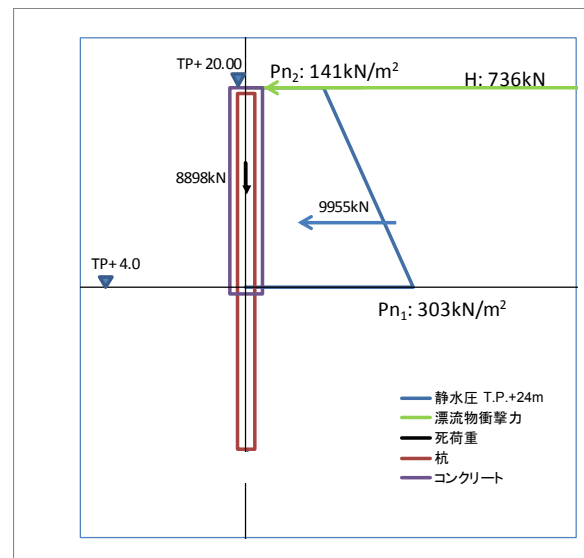
基準津波＋漂流物



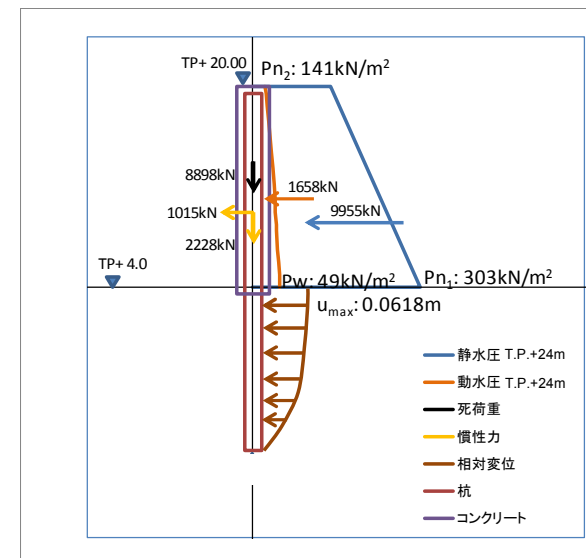
基準津波＋余震



T.P.+24m津波＋漂流物



T.P.+24m津波＋余震



17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(4) 地盤バネの設定 地震時

地震時の地盤バネは、一次元地震応答解析から算出された各深度における収束剛性から設定する。収束剛性と動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を求め、水平方向地盤反力係数を算出する。

$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq}$: 地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)
ここに、 ν_d は動ポアソン比、 G_{eq} は一次元地震応答解析より求まる収束断剛性を示す。

地盤バネの設定(案)

地盤バネ定数	上限値	
初期剛性	ピーク強度(平均値)	⇒下部工の拘束度が高い
余震時収束剛性	ピーク強度(-1σ低減値)	
地震時収束剛性	残留強度(平均値)	
静弾性係数	残留強度(-1σ低減値)	⇒地盤の拘束度が低い

バネ値その1
バネ値その2

(5) 地盤バネの設定 津波時

水平方向地盤バネは以下のように考える。

地盤バネの設定(案)

地盤バネ定数	上限値	
初期剛性	ピーク強度(平均値)	⇒下部工の拘束度が高い
余震時収束剛性	ピーク強度(-1σ低減値)	
地震時収束剛性	残留強度(平均値)	
静弾性係数	残留強度(-1σ低減値)	⇒地盤の拘束度が低い

バネ値その1
バネ値その2

●水平方向地盤バネ

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤ばね定数(kN/m), η_k : 群杭効果を考慮した補正係数, α_k : 単杭における補正係数

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_D : 地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)

μ : 水平地盤反力係数の補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5]$$

L: 杭中心間隔, D: 杭径

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

$$\beta: \text{杭基礎の特性値(m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

L: 杭中心間隔, D: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径, H: 分担長さ(m), EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

対象	α (常時)	α (地震時)
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

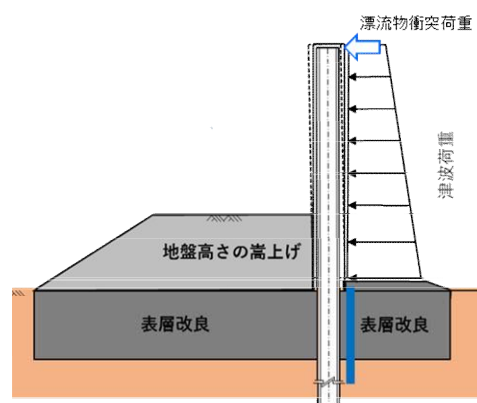
17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6) 解析結果(バネ値その1の場合)

津波時及び津波+余震時の評価結果(バネ値その1の条件)においても、杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査(バネ値その1の場合)

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
津波時	178.6	382.5	2.14	OK
津波+余震	164.3	382.5	2.33	OK
TP+24m津波時+漂流物	361.9	433.5	1.20	OK
TP+24m津波時+余震	364.9	433.5	1.19	OK



津波荷重+漂流物衝突荷重

せん断に対する照査(バネ値その1の場合)

	発生応力度 τ (N/mm ²) (S/A)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
津波時	25.4	217.5	8.57	OK
津波+余震	23.8	217.5	9.13	OK
TP+24m津波時+漂流物	42.4	246.5	5.81	OK
TP+24m津波時+余震	48.0	246.5	5.13	OK

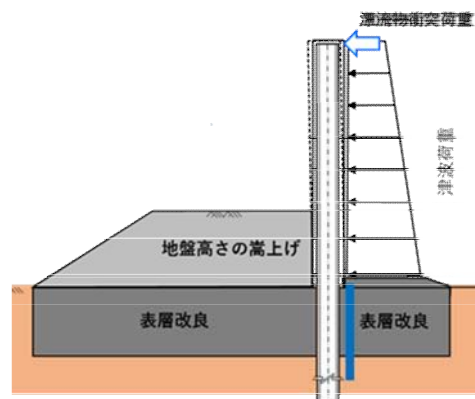
二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6)-2 解析結果(バネ値その2の場合)

津波時及び津波+余震時の評価結果(バネ値その2の条件)においても、杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査(バネ値その2の場合)

	発生応力度 σ (N/mm ²) (M/Z+P/A)	許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
津波時	178.6	382.5	2.14	OK
津波+余震	175.7	382.5	2.18	OK
TP+24m津波時+漂流物	361.9	433.5	1.20	OK
TP+24m津波時+余震	340.8	433.5	1.27	OK



津波荷重+漂流物衝突荷重

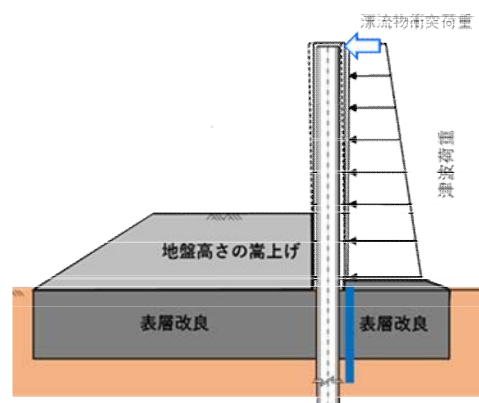
せん断に対する照査(バネ値その2の場合)

	発生応力度 τ (N/mm ²) (S/A)	許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²) (SM570)	安全率 τ_{sa}/τ	判定
津波時	25.4	217.5	8.57	OK
津波+余震	26.2	217.5	8.29	OK
TP+24m津波時+漂流物	47.8	246.5	5.15	OK
TP+24m津波時+余震	43.2	246.5	5.71	OK

17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6)-3 解析結果

支持力及び座屈に対して、杭の構造成立性を確認した。



津波荷重+漂流物衝突荷重

支持力に対する照査

	発生軸力 (kN)	極限支持力(kN)	安全率	判定
津波時	8105	28936	3.57	OK
津波+余震	10182	28936	2.84	OK
TP+24m津波時+漂流物	8105	28936	3.57	OK
TP+24m津波時+余震	10182	28936	2.84	OK

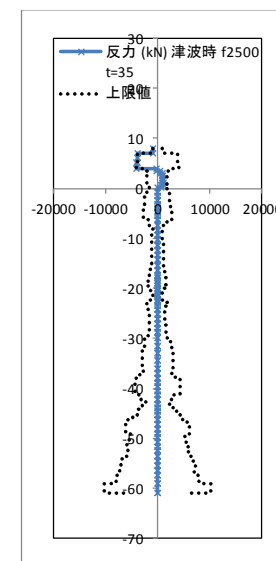
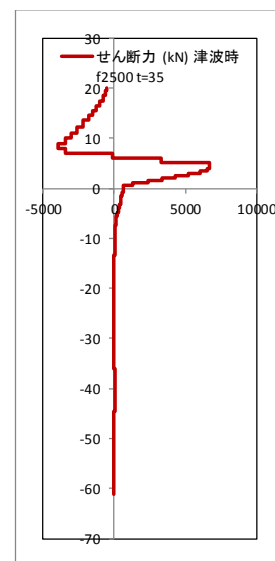
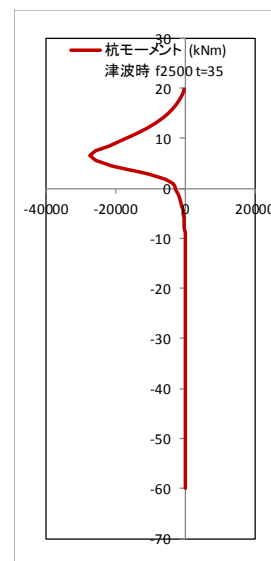
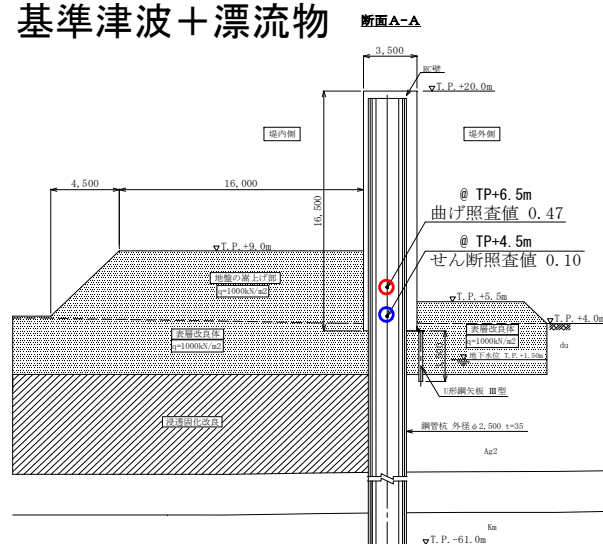
座屈耐力に対する照査

	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 N_u (kN) (SM570)	安全率 N_u/N	判定
津波時	8898	103039	11.58	OK
津波+余震	11185	103039	9.21	OK
TP+24m津波時+漂流物	8898	103039	11.58	OK
TP+24m津波時+余震	11185	103039	9.21	OK

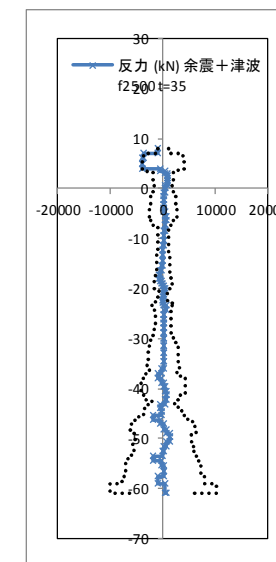
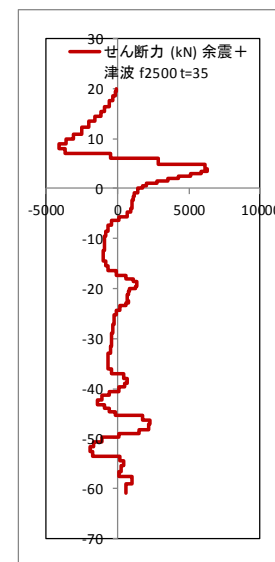
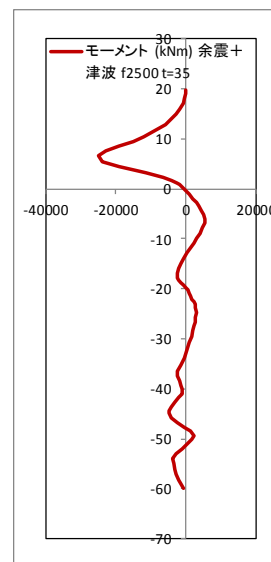
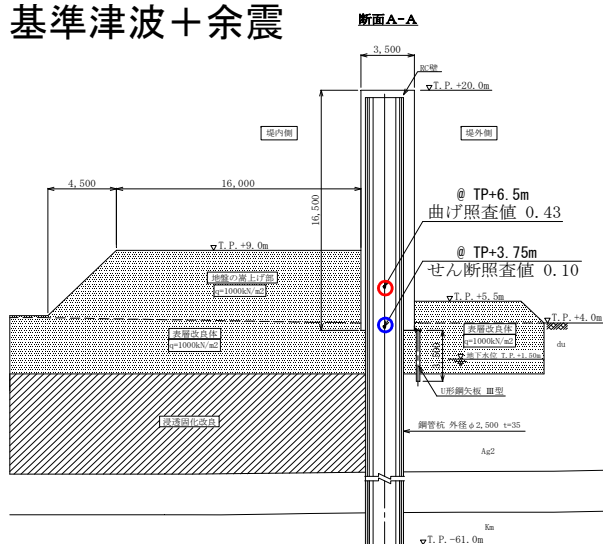
二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6)-4 解析結果 (バネ値その1(バネ定数:初期剛性, バネ上限値:ピーク強度(平均値))の場合)

基準津波+漂流物



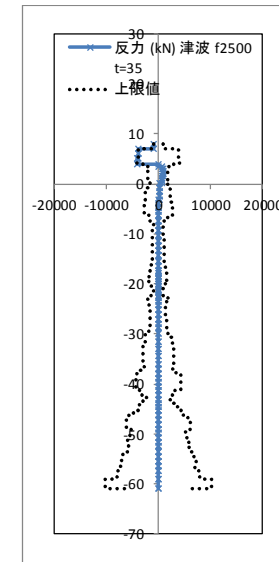
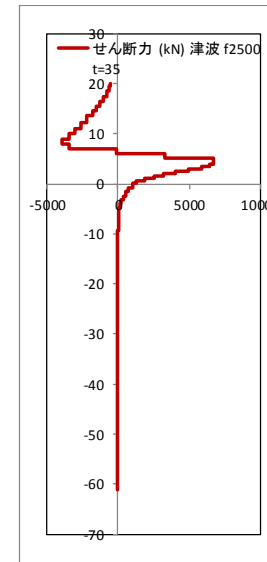
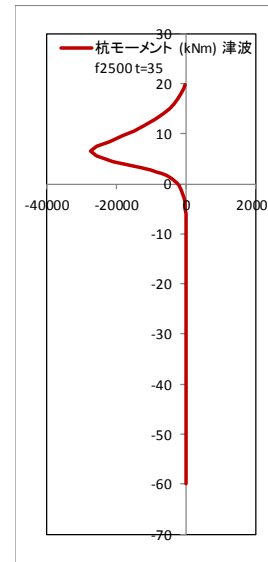
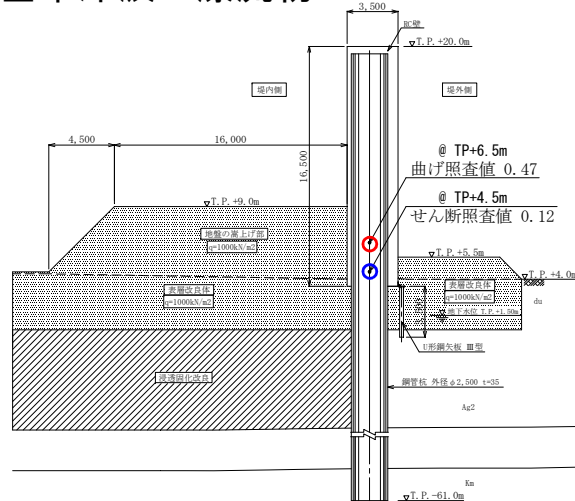
基準津波＋余震



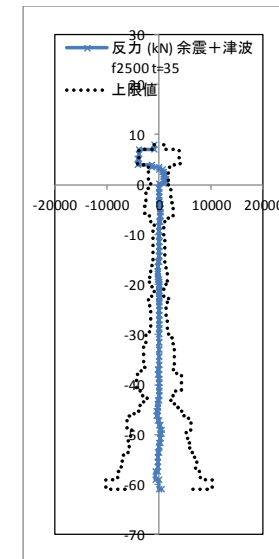
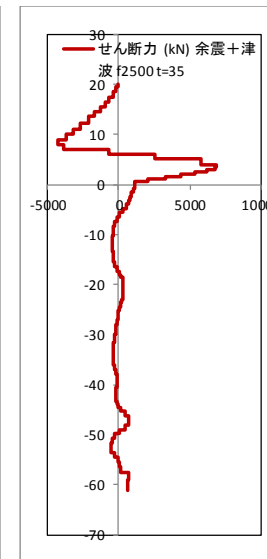
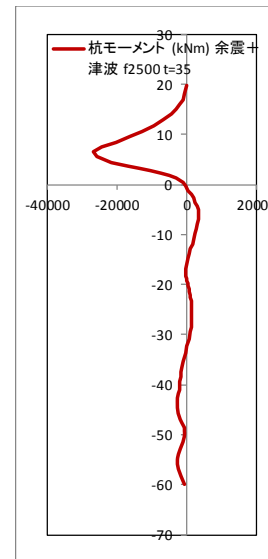
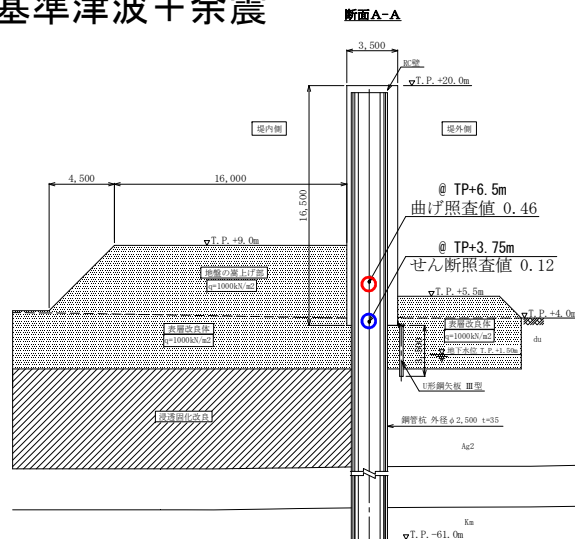
17. 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果 二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6)-6 解析結果 (バネ値その2(バネ定数:静弾性係数, バネ上限値:残留強度(-1 σ 低減値))の場合)

基準津波+漂流物



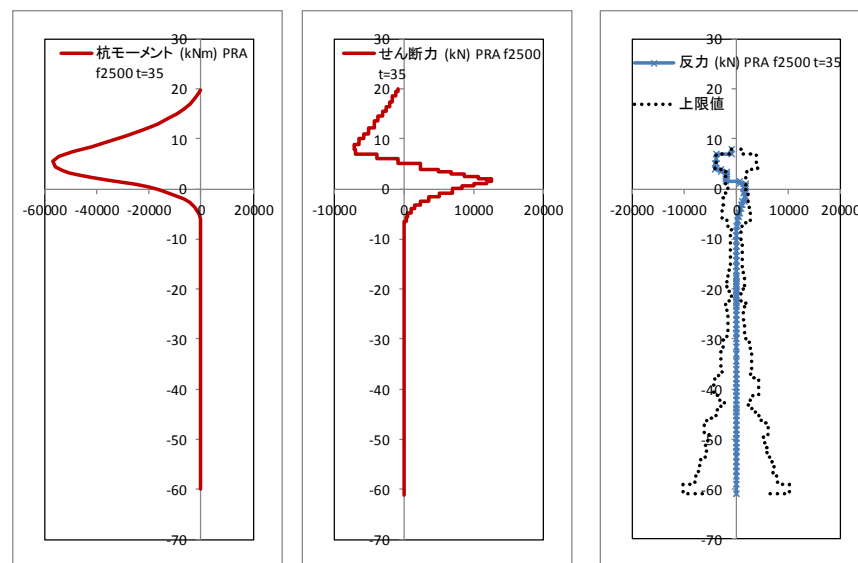
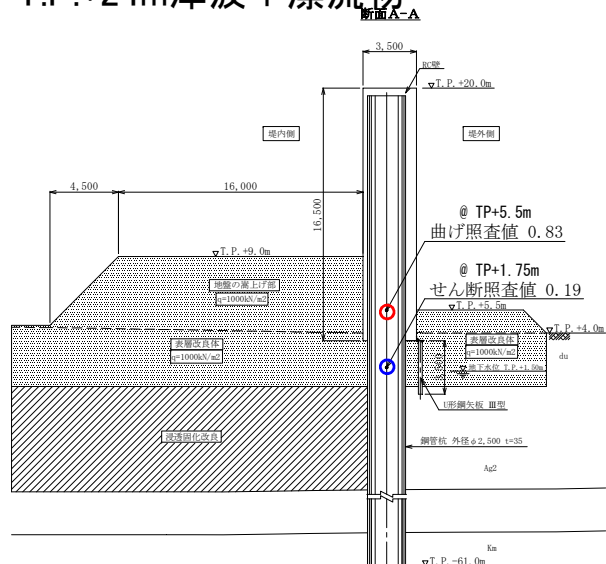
基準津波+余震



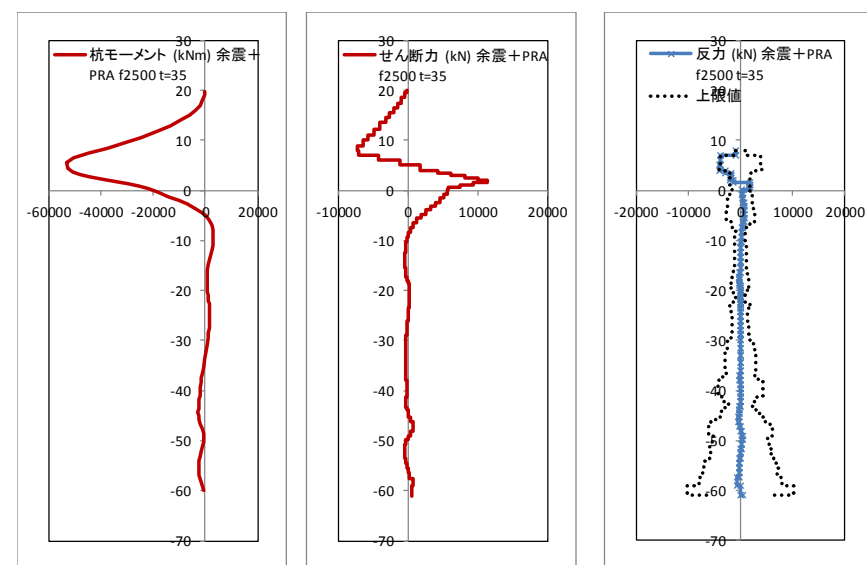
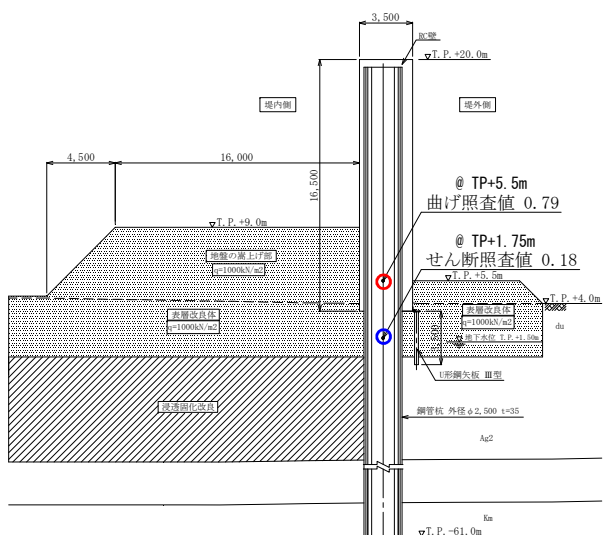
二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

(6)-7 解析結果 (バネ値その2(バネ定数:静弾性係数, バネ上限値:残留強度(-1 σ 低減値))の場合)

T.P.+24m津波+漂流物



T.P.+24m津波十余震



二次元フレーム解析結果(断面:地点③)

二次元フレーム解析結果

- 断面の決定は杭体に発生する曲げモーメントであり, 曲げモーメントが最も大きいのはT.P.+24m津波時+余震時である。
- 地盤バネの設定について, 地盤の剛性が小さく, 受働土圧強度の上限値が小さくなる「静弾性係数+残留強度(-1 σ 低減値)」ケースの安全率が小さくなることを確認した。地盤バネが小さくなり, さらに受働土圧強度の上限値が低くなることで, 杭体の変形が大きくなることによるものと考えられる。
- 支持力については, 岩盤のみの支持力で照査し, 全てのケースで2.5倍以上の安全率を有することを確認した。
- 座屈についても9倍以上の裕度があり, T.P.+24.0m津波時も影響はない。

二次元フレーム解析による杭体の照査結果では, 基準津波やT.P.+24m津波に対して, 杭の曲げ, せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり, 十分な構造強度を有していることを確認した。

18. 上部工の成立性検討結果 (二次元梁バネモデル解析結果)

・断面：地点③

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(1)モデル化方針(梁バネモデル)

■ 構造部材

鉄筋コンクリート梁壁はビーム要素でモデル化し、杭をバネで表現する。

■ 地盤

地盤は、集約バネを杭位置に配置する。ここで、付加するバネは鉛直バネ K_v と水平バネ K_1 を与える。

■ 地震動の入力

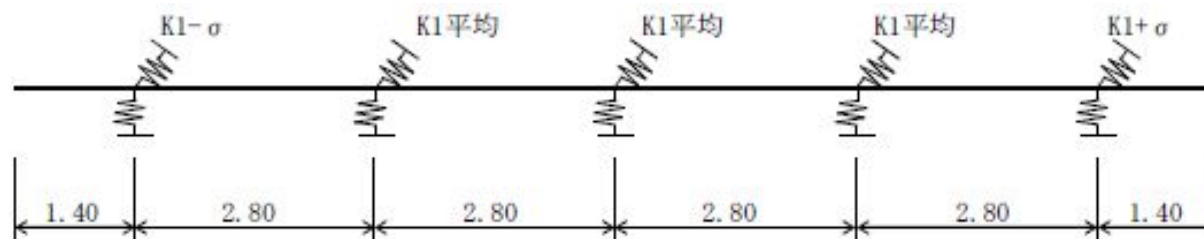
一次元地震応答解析より算出された、地表面変位を解析モデルに載荷する。この時、地盤のばらつきを考慮するために、モデル左右に -1σ 物性, $+1\sigma$ 物性によるものをそれぞれ載荷する。

■ 津波荷重

津波荷重は鉄筋コンクリート躯体下端の最大波圧を解析モデルに載荷する。

■ 解析モデル

以下に解析モデルを示す。



梁剛性(鉄筋コンクリート部材) 高さ $H=16.50\text{m}$, 幅 $B=0.70\text{m}$, 断面積 $A=11.55\text{m}^2$, $E=3.1\text{E}+07\text{kN/m}^2$

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(2) 地盤バネの設定(地震時)

$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq}$: 地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)

ここに, ν_d は動ポアソン比, G_{eq} は一次元地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

●水平方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} = 119362 \text{ (kN/m)}$$

ここに,

EI: 杭の曲げ剛性

$$\beta : \text{杭基礎の特性値(m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

h: 杭の軸方向長さ(m)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

●鉛直方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} = 753985 \text{ (kN/m)}$$

ここに, A_p : 杭の純断面積(mm²)

E_p : 杭のヤング係数(kN/mm²)

L: 杭長(m)

対象	α (常時)	α (地震時)
全層	4	8

(3) 地盤バネの設定(津波時)

$E_D = 2(1 + \nu_d)G_{eq}$: ばらつきを考慮するため, VsよりGを求め, 左式より変形係数を算出する(kN/m²)

ここに, ν_d は動ポアソン比, G_{eq} は一次元地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

●水平方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} = 181970 \text{ (kN/m)}$$

ここに,

EI: 杭の曲げ剛性

$$\beta : \text{杭基礎の特性値(m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

h: 杭の軸方向長さ(m)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

k_{H0} : 直径0.3m剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

●鉛直方向地盤バネ(集約バネ)

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} = 753985 \text{ (kN/m)}$$

ここに, A_p : 杭の純断面積(mm²)

E_p : 杭のヤング係数(kN/mm²)

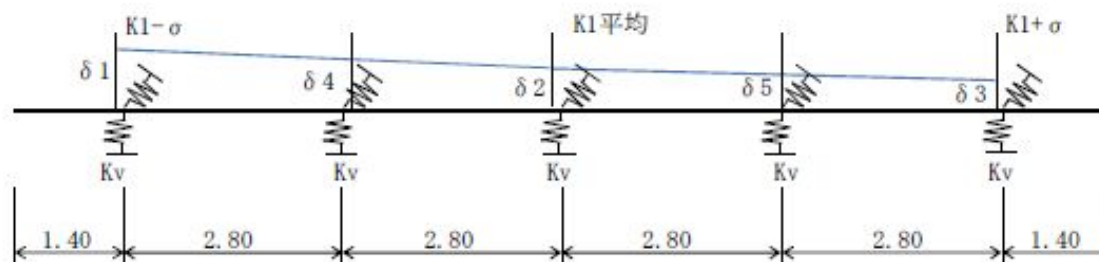
L: 杭長(m)

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(4) 地震荷重

- 地震荷重は、梁バネモデルは一次元地震応答解析によって引き上げられた地表面変位をモデルに載荷する。
- 構造物に載荷する慣性力については、一次元地震応答解析より引き上げられた地表面における最大加速度を地震時慣性力としてモデルに載荷する。

一次元地震応答解析より算出された地表面変位を強制変位として載荷する。



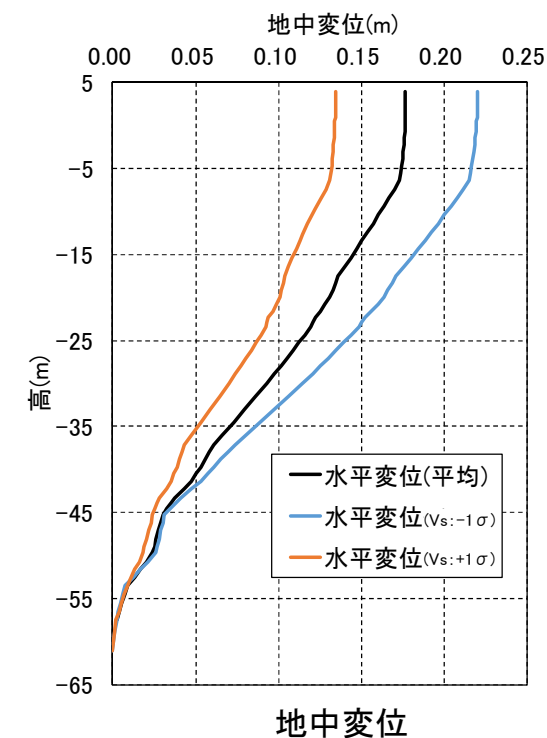
$\delta 1=0.2183\text{m}$, $\delta 4=0.1977\text{m}$, $\delta 2=0.1770\text{m}$, $\delta 5=0.1557\text{m}$, $\delta 3=0.1343\text{m}$

最大水平加速度

0.430G

最大鉛直加速度

0.483G

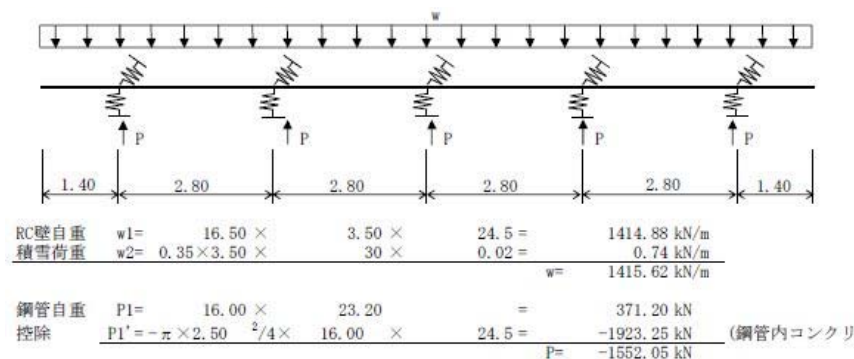


二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

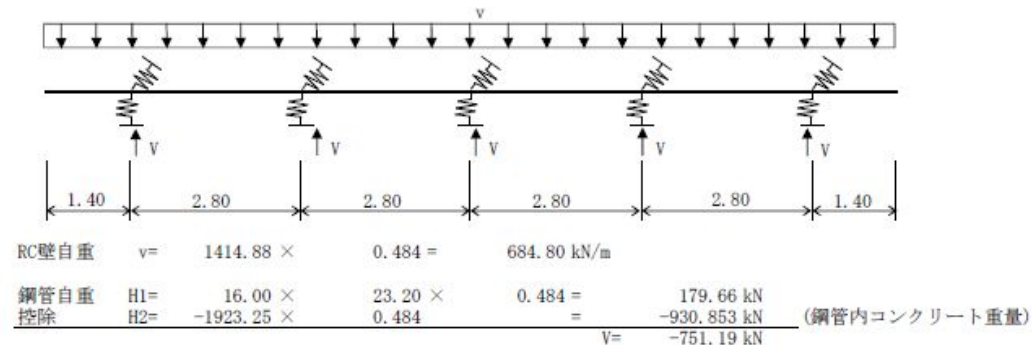
(5) 地震時の載荷図

地震時に載荷した荷重図を以下に示す。

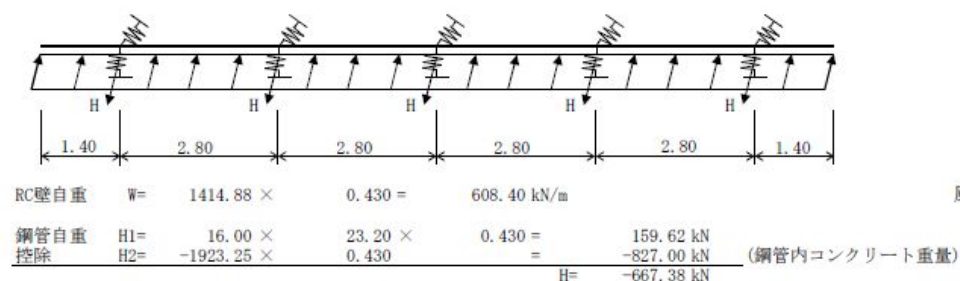
死荷重+積雪荷重(鉛直)



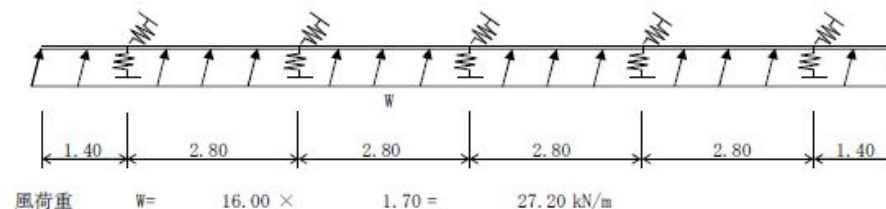
地震時慣性力(鉛直)



地震時慣性力(水平)



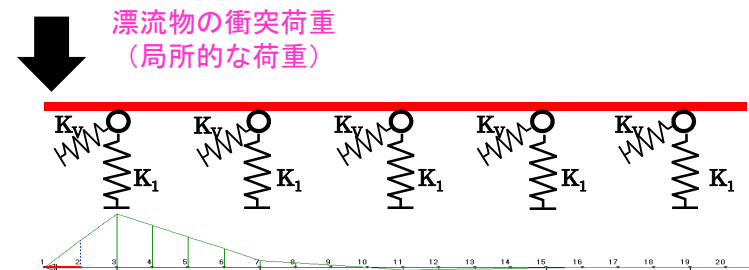
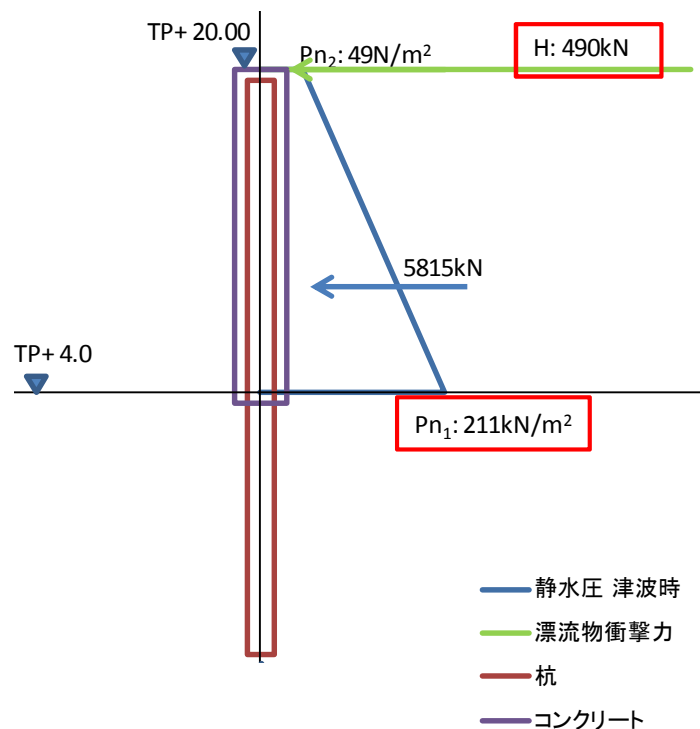
風荷重(水平)



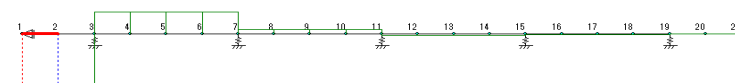
二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(6) 津波荷重図

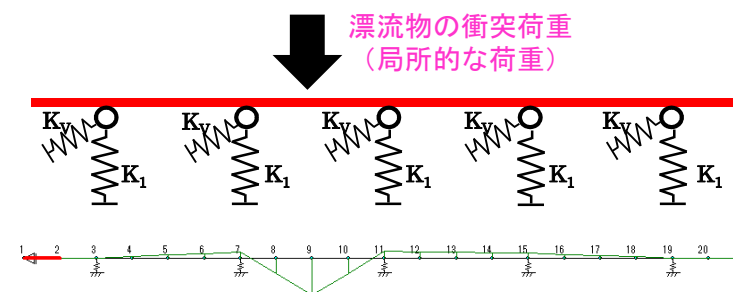
- 梁バネモデルに載荷する津波荷重は、鉄筋コンクリート壁下端の最大波圧を解析モデルに付加する。
- 漂流物の衝突荷重については、最も曲げモーメントが大きくなる、壁端に載荷する。



曲げモーメント図の一例



せん断力図の一例



曲げモーメント図の一例



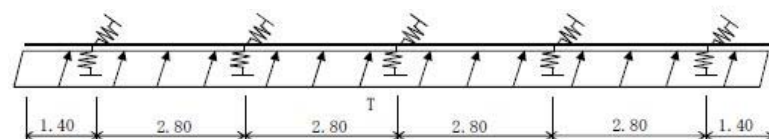
せん断力図の一例

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(7)地震時の载荷図

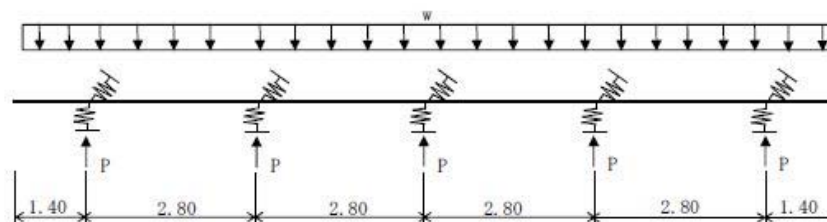
地震時に载荷した荷重図を以下に示す。

津波荷重(水平)



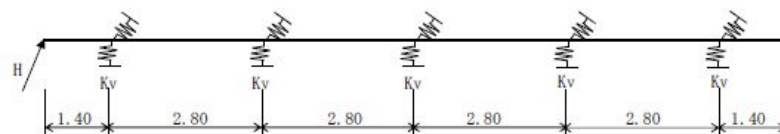
$$\begin{aligned}
 P1 &= 1.03 \times 9.80665 \times 3 \times 6.95 = 210.60 \text{ kN/m}^2 \\
 P1' &= 1.03 \times 9.80665 \times (3 \times 6.95 - 1.0) = 200.50 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{平均} & & 205.55 \text{ kN/m}^2 \\
 T &= 205.55 \text{ kN/m} \quad (\text{RC壁} 1.0\text{m幅当り})
 \end{aligned}$$

死荷重+積雪荷重(鉛直)



RC壁自重	w1=	16.50 ×	3.50 ×	24.5 =	1414.88 kN/m	
積雪荷重	w2=	3.50 ×	30 ×	0.02 =	2.10 kN/m	
				w=	1416.98 kN/m	
鋼管自重	P1=	16.00 ×	23.20	=	371.20 kN	
控除	P1'=	$-\pi \times 2.50^2 / 4 \times$	16.00 ×	24.5 =	-1923.25 kN	(RC壁内コンクリート重量)
				P=	-1552.05 kN	

漂流物衝突荷重(水平)



$$H = 490 \text{ kN} \quad (\text{RC壁の端部に载荷})$$

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

(8) 検討結果(梁バネモデル)

圧縮に対する照査

	発生応力度 $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	許容応力度 $\sigma_{ca}(\text{N/mm}^2)$ ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$)	安全率 σ_{ca}/σ	判定
津波時	9.58	21	2.19	OK
津波+余震	14.62	21	1.44	OK
TP+24m津波時+漂流物	15.49	28	1.81	OK
TP+24m津波時+余震	13.49	28	2.08	OK

引張に対する照査

	発生応力度 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	許容応力度 $\sigma_{sa}(\text{N/mm}^2)$ (SD490)	安全率 σ_{sa}/σ	判定
津波時	182.06	435	2.39	OK
津波+余震	277.91	435	1.57	OK
TP+24m津波時+漂流物	294.51	478	1.62	OK
TP+24m津波時+余震	256.34	478	1.86	OK

せん断に対する照査

	せん断耐力 $V(\text{kN})$	許容せん断耐力 $V_a(\text{kN})$ ($V_a=V_c+V_s$)	安全率 V_a/V	判定
津波時	428.48	1508.82	3.52	OK
津波+余震	487.33	1508.82	3.10	OK
TP+24m津波時+漂流物	733.58	1703.35	2.32	OK
TP+24m津波時+余震	606.66	1703.35	2.81	OK

二次元梁バネモデル解析結果(断面:地点③)

二次元梁バネモデル解析結果

- 二次元梁バネモデルによる評価の結果、鉄筋コンクリート梁壁に最も厳しいケースは発生応力度の観点からT.P.+24m津波時であることを確認した。
- せん断に対しては、せん断補強筋を配置することにより十分な安全率が得られることを確認した。
- 三次元FEM解析結果と比較すると、鉄筋コンクリート梁壁のみのモデル化となるため、断面積や断面2次モーメントなどの断面性能が小さくなり、発生応力度が大きくなるため、三次元FEM解析結果より保守的な断面力が生じる結果となることを確認した。
- さらに、評価で用いている津波荷重は、鉄筋コンクリート梁壁の上部工下端の荷重(最も大きな津波波圧)を用いているため、保守的な評価となっていることを確認した。

二次元梁バネモデルによる照査結果では、基準津波やT.P.+24m津波に対して、鉄筋コンクリート梁壁の照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

19. 上部工の成立性検討結果 (静的三次元FEM解析結果)

・断面：地点③

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(1)モデル化方針(三次元FEM解析)

■ 構造部材

鋼管は、線形弾性とし、三次元シェル要素でモデル化する。

コンクリート躯体は、線形弾性とし、三次元ソリッド要素でモデル化する。

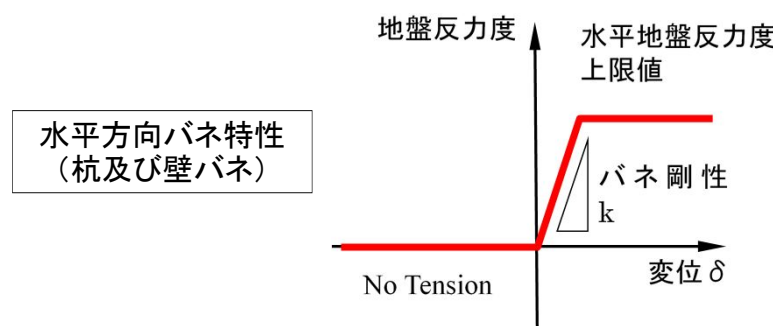
■ 地盤

地盤は、水平方向地盤反力度の上限値を考慮した、地盤バネを鋼管に配置することで表現する。

この時、引張側はNo tensionとする。

なお、地盤高さの嵩上げ部についてもバネで水平抵抗を考慮する。

以下に解析で用いたバネの設定を示す。



解析ケース	地盤バネ定数	上限値
津波時	静弾性係数	残留強度(-1σ低減値)
地震時	地震時収束剛性	残留強度(-1σ低減値)
津波+余震時	余震時収束剛性	残留強度(-1σ低減値)

■ 地震動の入力

応答変位法による照査を基本とする。解析モデルに入力する地中変位及び地表面の最大加速度は一次元の地震応答解析より算出し、変位についてはバネを介して杭体に入力する。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(2) 荷重及び荷重の組合せ

三次元FEM解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の 考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の 土重量	長期荷重			短期荷重	
					天端 コン	被覆 コン	積雪	風	漂流物
地震時	応答 変位法	水平	単位体積 重量 で考慮	単位体積 重量 で考慮	○	○	○	○	-
		鉛直			○	○	○	-	-

※積雪荷重については、0.35倍した値を用いる。

風荷重は道路橋示方書の以下の式より算出する。

$$p = 0.5\rho U_d^2 C_d G$$

p: 単位面積当たりの風荷重(N/m²)

ρ: 空気密度(1.23kg/m³)

U_d: 風速(m/s) = 52.2m/s

C_d: 抗力係数 = 1.6(一般値)

G: ガスト応答係数 = 1.9(一般値)

風は地表面より上の被覆コンクリート面に垂直に当たるものとする。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(3)解析モデル

●解析モデル

鋼管を三次元シェル要素, コンクリート壁を三次元ソリッド要素でモデル化した三次元モデルを作成する。この時, 鋼管とコンクリート壁は連続体としてモデル化する。地盤については, 水平地盤反力度の上限値を考慮したバネによって表現する。

●境界条件

境界	地震時応答解析
鋼管底面	鉛直方向固定, 水平方向バネ(上限値考慮), 鉛直軸回転方向固定
鉄筋コンクリート壁と地盤高さの嵩上げ工間	水平方向バネ(上限値考慮)
鋼管周面	水平方向バネ(上限値考慮)

●材料定数

コンクリート

設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)
40	31,000	0.2	24.5

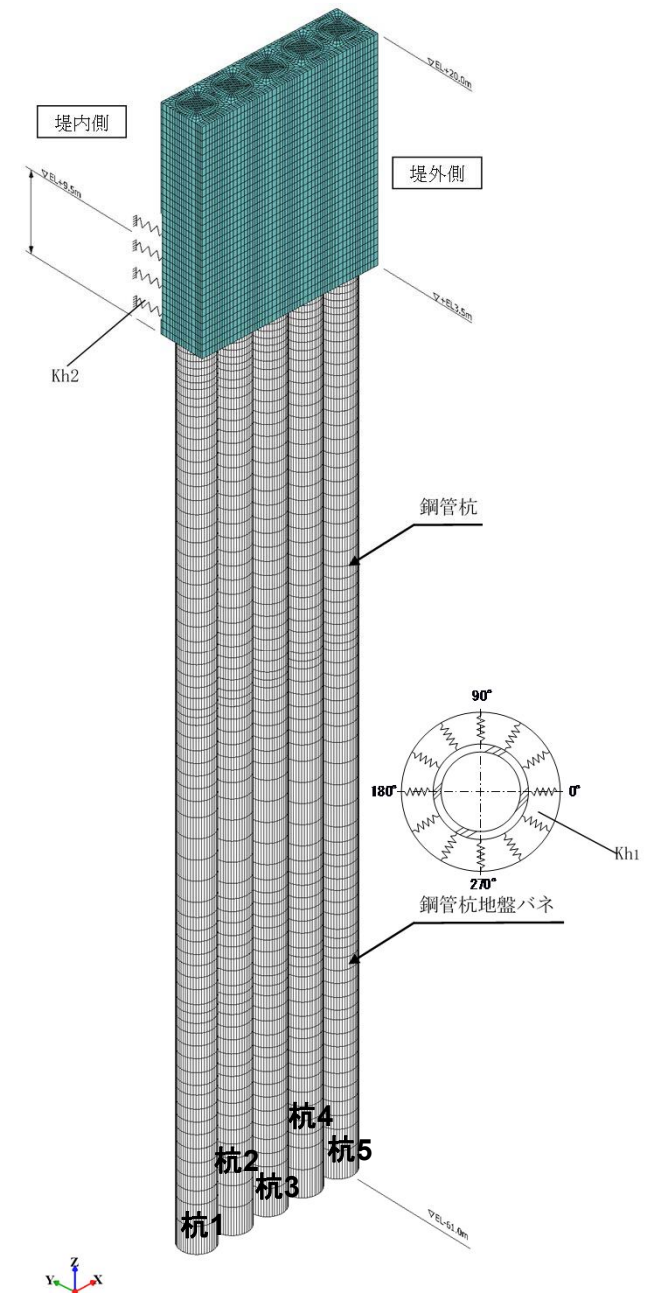
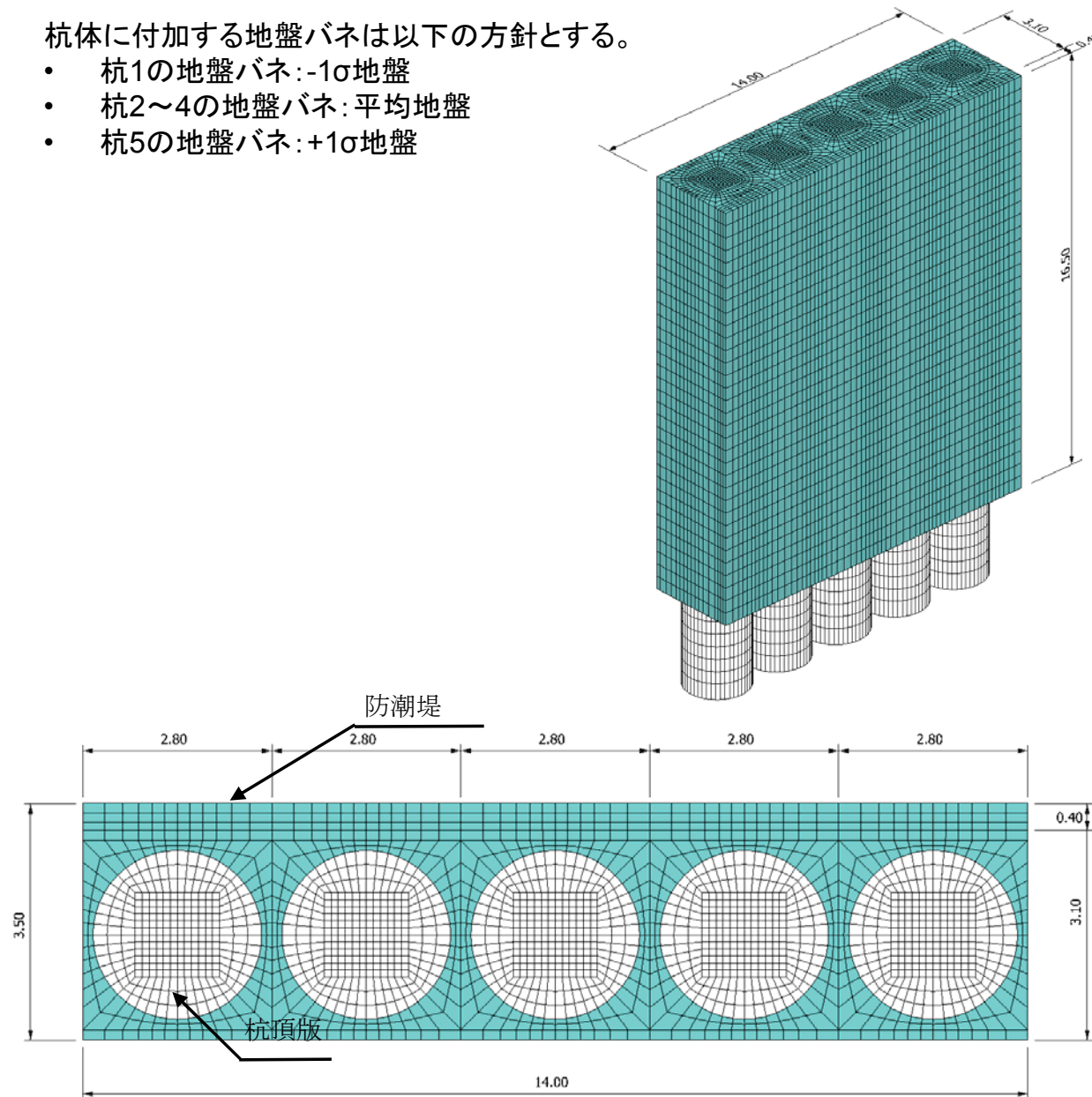
鋼管杭

杭直径 D (mm)	厚さ t (mm)	腐食代 (mm)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	密度 ρ (Mg/m ³)
2500	35	1	0.2632	0.1997761	200,000	0.30	7.93※

※鋼材の腐食代分を換算

杭体に付加する地盤バネは以下の方針とする。

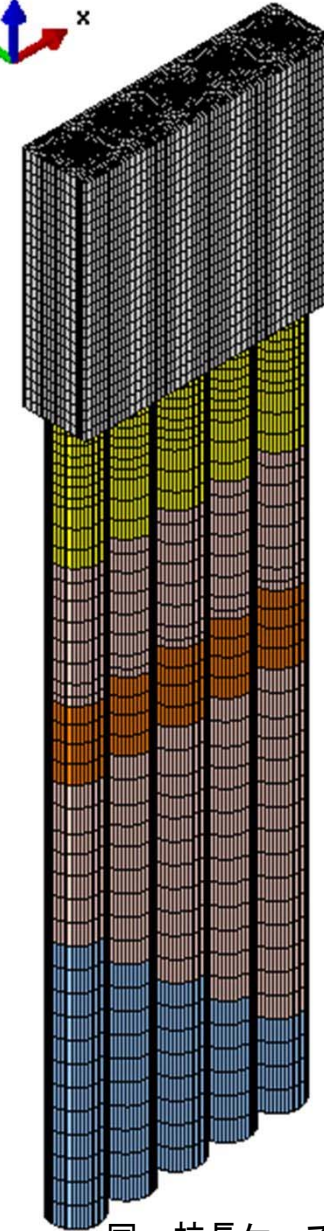
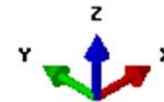
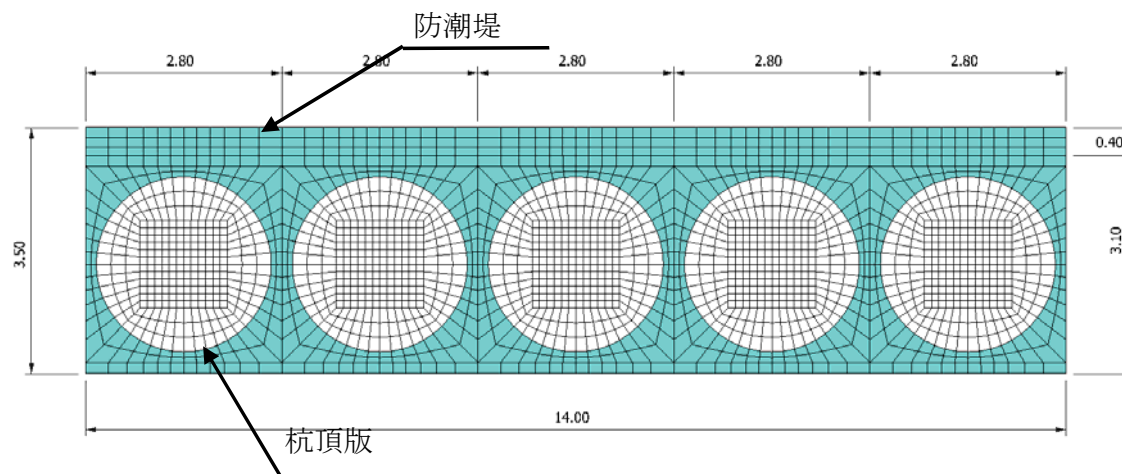
- 杭1の地盤バネ: -1σ 地盤
- 杭2~4の地盤バネ: 平均地盤
- 杭5の地盤バネ: $+1\sigma$ 地盤



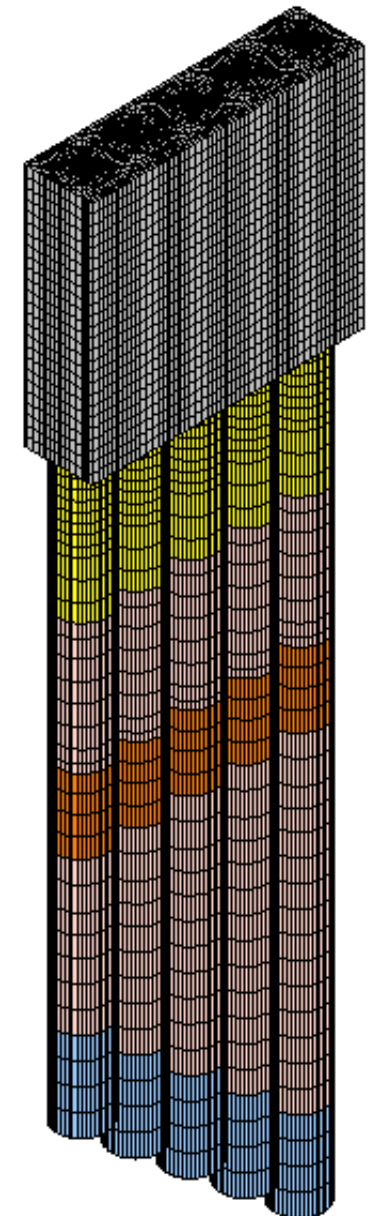
静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(4)-2 解析モデル(傾斜部)

- 斜面部の三次元モデルは杭長を同一にしたケースとKm層に1D根入れした杭長とするケースの2ケース実施する。
- 杭体に付加する地盤バネは平均物性から算出しバネを用いた。この時、上限値については、残留強度-1 σ 物性を適用した。



同一杭長ケース



Km層に1D根入れ杭長ケース

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(5)地震時荷重の考え方(三次元FEM解析モデル)

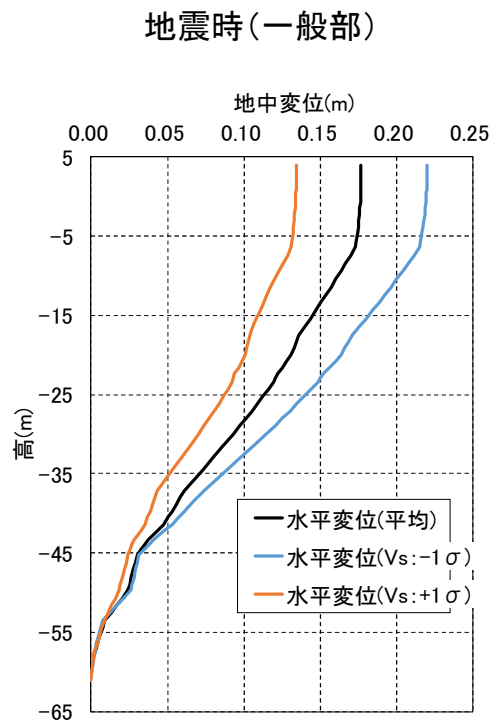
地震時の荷重は以下の方針とする。

- 積雪荷重: 常時積雪荷重 $\times 0.35$
- 水平慣性力: SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に対して堤外→堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用する。
- 鉛直慣性力: SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。
- 応答変位: 水平地盤変位は各杭先端からの最大相対変位とする。
- 杭1, 杭3, 杭5の応答変位は -1σ 地盤, 平均地盤, $+1\sigma$ 地盤のSHAKEの変位とし, 杭2の変位は杭1と杭3の補間変位, 杭4の変位は杭3と杭5の補間変位で設定する。
- 防潮堤における内側盛土の応答変位は杭1中心位置の地表面応答変位から杭3中心位置の地表面応答変位及び杭5への中心位置の地表面応答変位で線形補間とする。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(6) 地震時荷重の考え方(三次元FEM解析モデル)

解析モデルに載荷した地震時の地中変位分布及び地表面最大加速度を以下に示す。

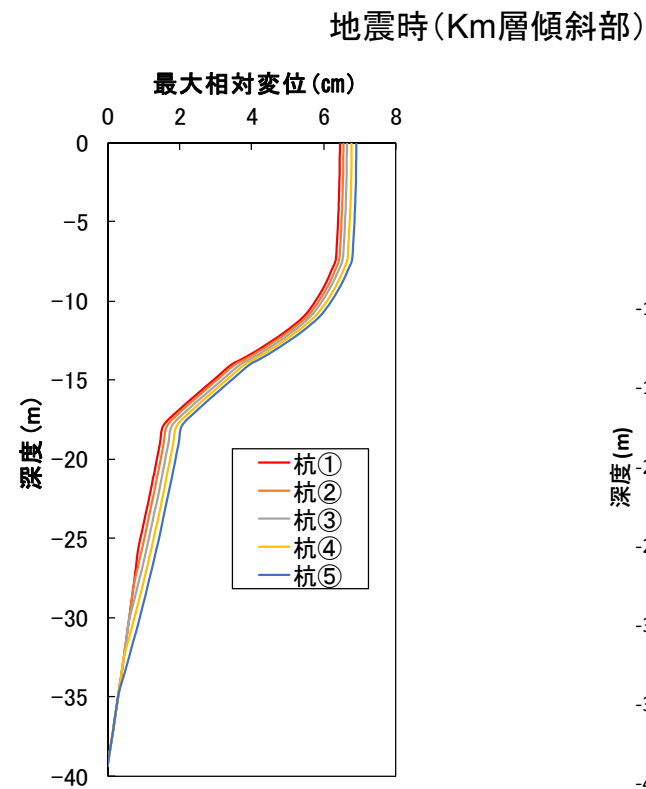


最大水平加速度

0.430G

最大鉛直加速度

0.483G



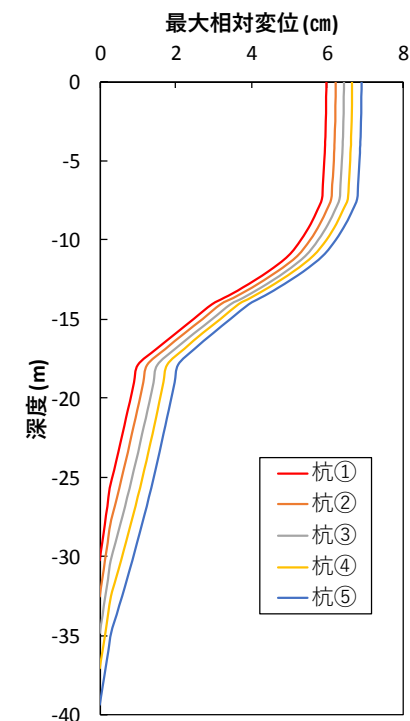
同一杭長ケース地盤変位

最大水平加速度

0.602G

最大鉛直加速度

0.458G



根入れ1D杭長ケース地盤変位

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(7) 荷重及び荷重の組合せ

三次元FEM解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の 考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の 土重量	長期荷重			短期荷重		備考
					天端 コン	被覆 コン	積雪	風	漂流物	
津波時	分布荷重 及び 集中荷重	水平	単位体積 重量 で考慮	単位体積 重量 で考慮	○	○	○	-	○	-

津波荷重は以下式より算出する。

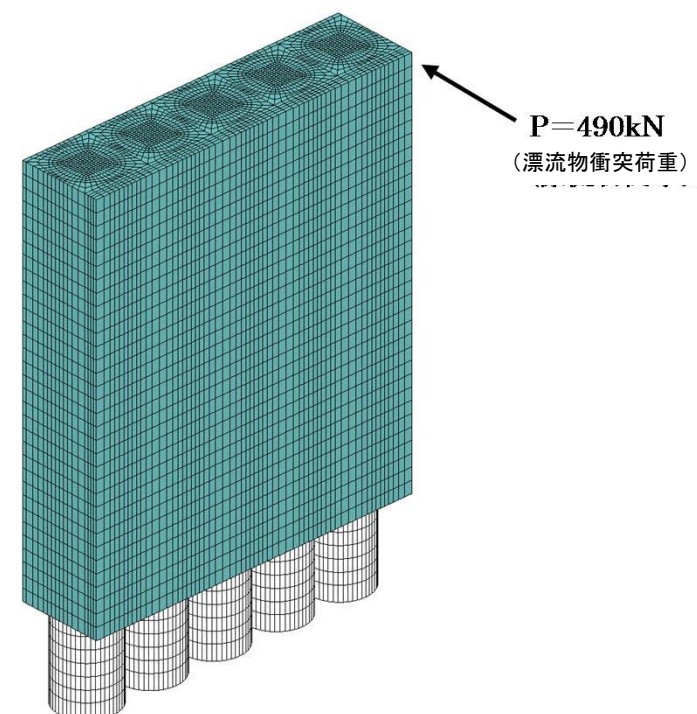
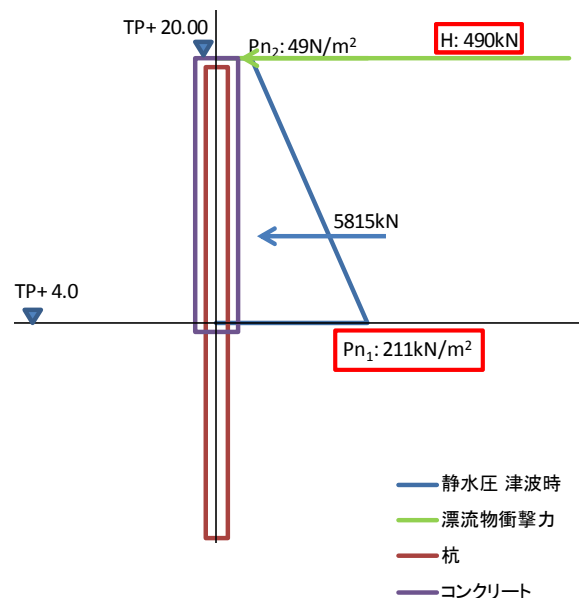
$$P=3\rho gh$$

P: 津波波圧 (kN/m²)

ρ : 海水の密度 (Mg/m³), $W=1.03$ (Mg/m³)

g: 重力加速度 (m/s²)

h: 津波高さ(遡上高さ－設置盤高さ)/2



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

(8) 解析モデル

●解析モデル

鋼管を三次元シェル要素, コンクリート壁を三次元ソリッド要素でモデル化した三次元モデルを作成する。この時, 鋼管とコンクリート壁は連続体としてモデル化する。地盤については, 水平地盤反力度の上限値を考慮したバネによって表現する。

●境界条件

境界	地震時応答解析
鋼管底面	鉛直方向固定, 水平方向バネ(上限値考慮), 鉛直軸回転方向固定
鉄筋コンクリート壁と地盤高さの嵩上げ工間	水平方向バネ(上限値考慮)
鋼管周面	水平方向バネ(上限値考慮)

●材料定数

コンクリート

設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ_c (kN/m ³)
40	31,000	0.2	24.5

鋼管杭

杭直径 D (mm)	厚さ t (mm)	腐食代 (mm)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	密度 ρ (Mg/m ³)
2500	35	1	0.2632	0.1997761	200,000	0.30	7.93※

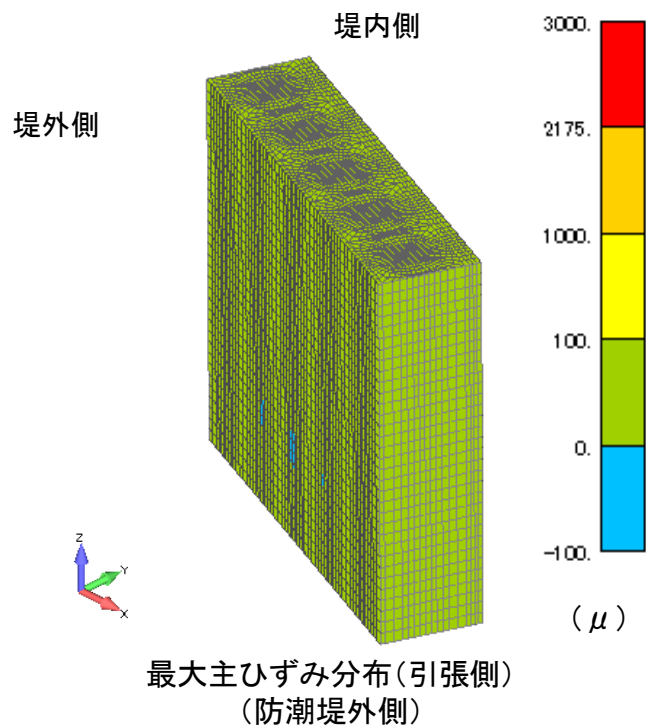
※鋼材の腐食代分を換算

(1) 最小主応力分布(圧縮側)



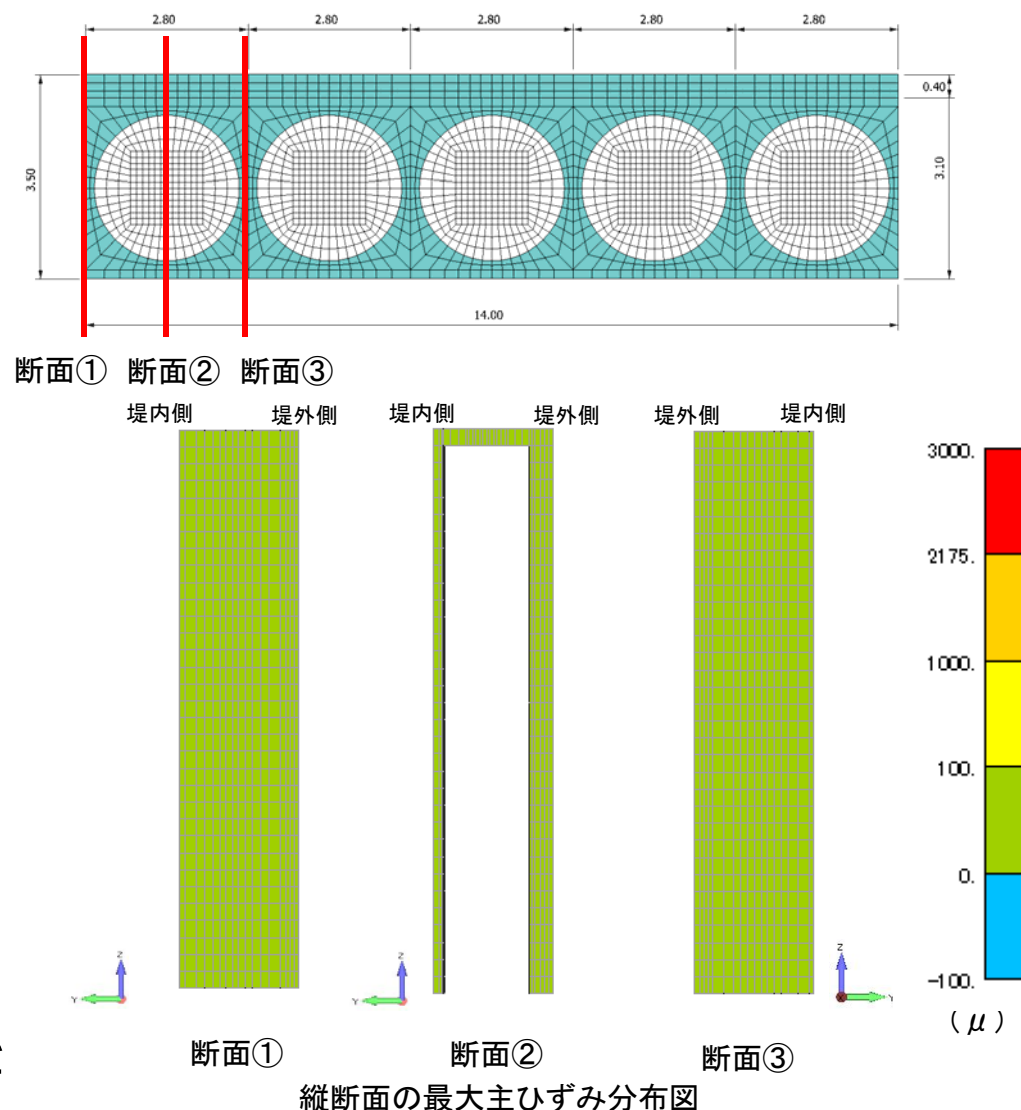
■地震時の解析結果

(2) 最大主ひずみ分布(引張側)



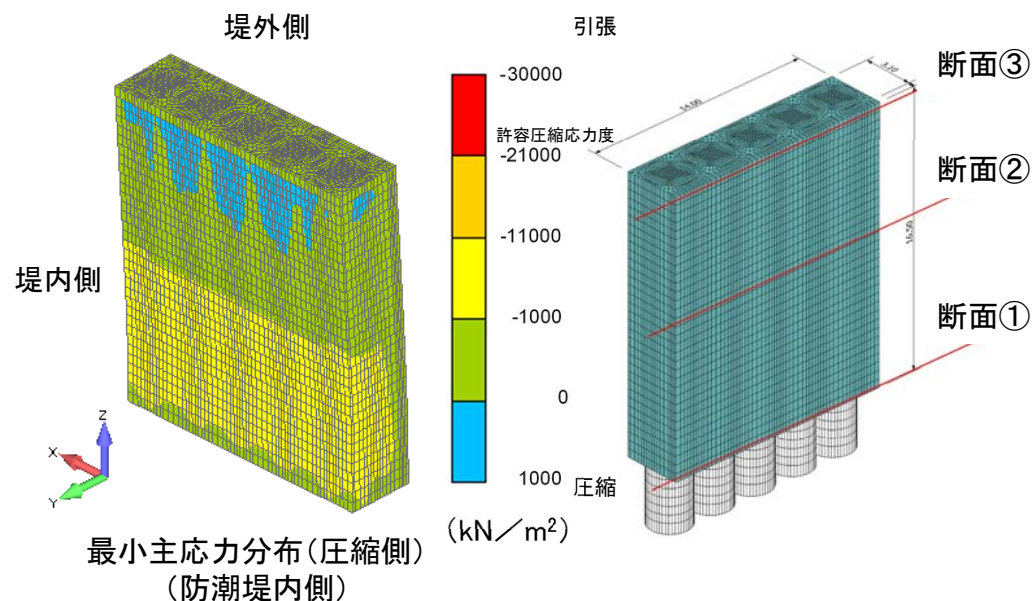
- 発生する最大主ひずみは、最大で 100μ 以下程度であり、鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。

(参考)鉄筋の短期引張許容応力度: $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2175μ となる。



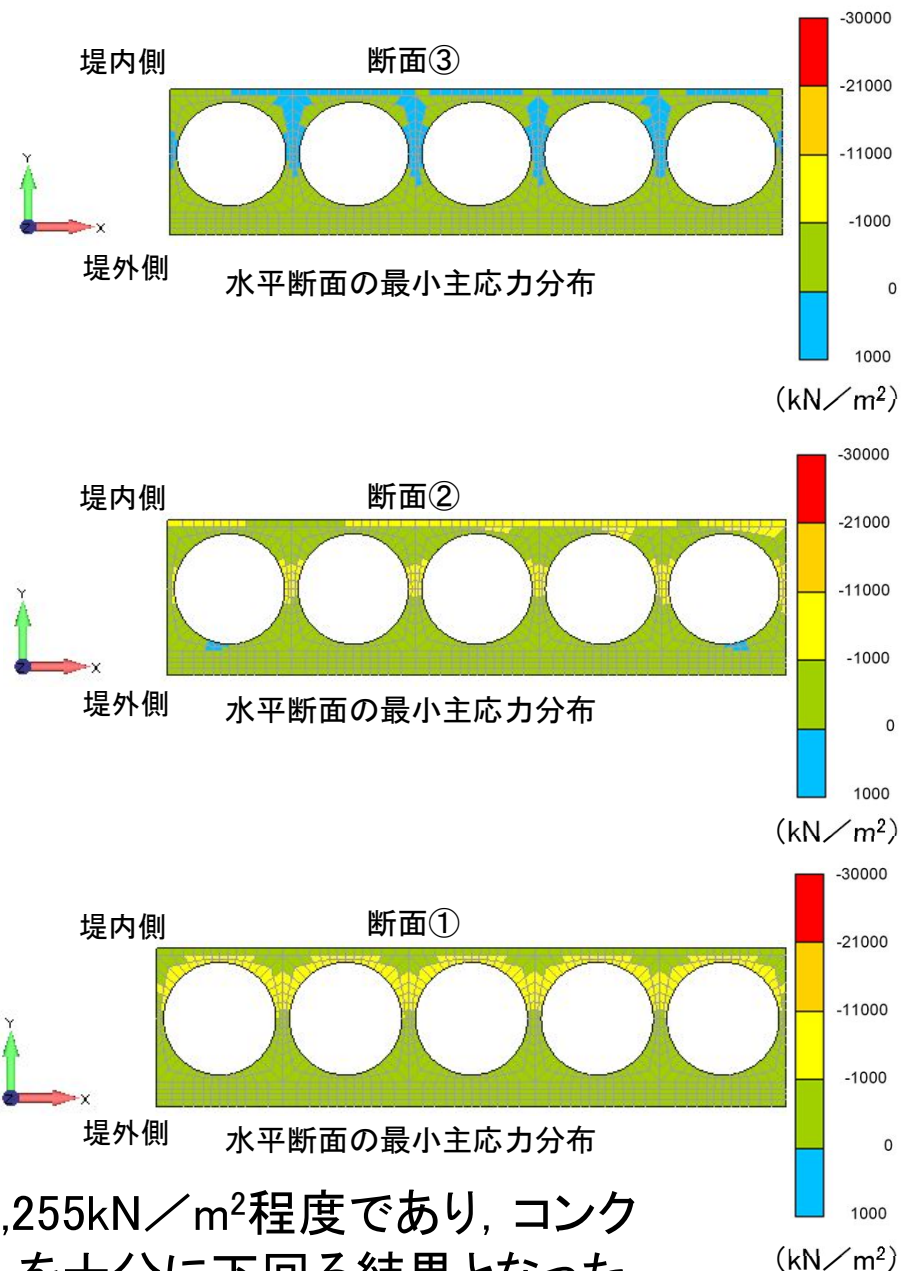
■津波時の解析結果

(1) 最小主応力分布(圧縮側)



最小主応力(最大断面)

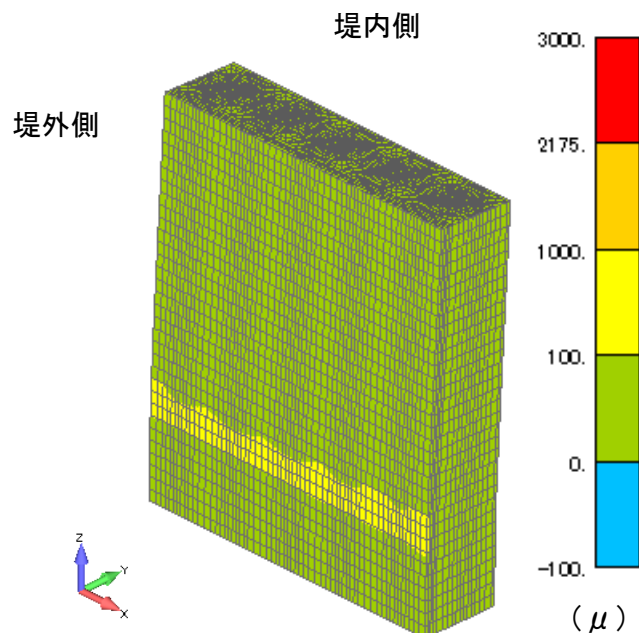
位置	最小主応力(kN/m ²)
断面①	-2,255
断面②	-1,251
断面③	-446



- 発生する最小主応力は、圧縮側の最大で2,255kN/m²程度であり、コンクリート圧縮強度 40N/mm²(40,000kN/m²) を十分に下回る結果となった。

■津波時の解析結果

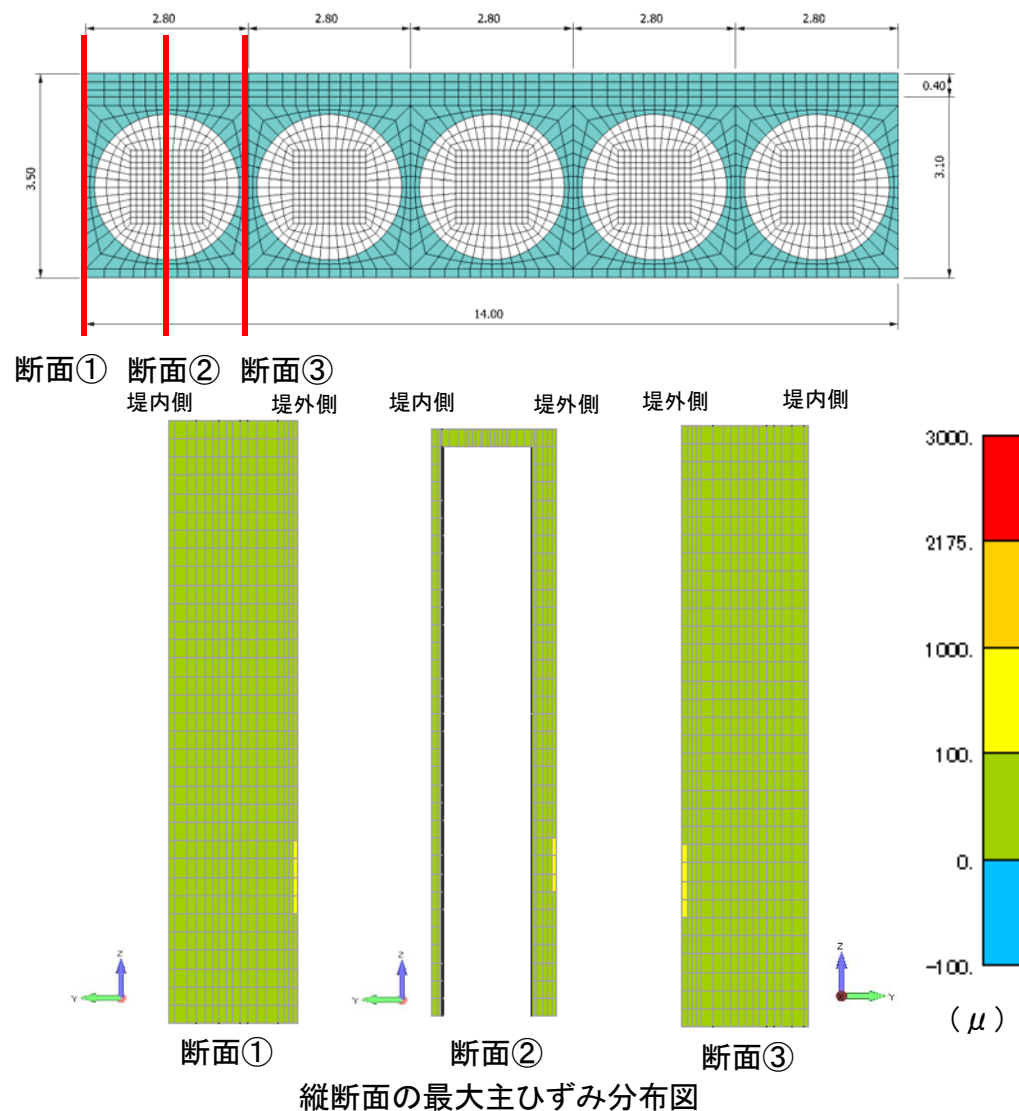
(2) 最大主ひずみ分布(引張側)



最大主ひずみ分布(引張側)
(防潮堤外側)

- 発生する最大主ひずみは、最大で 1000μ 以下程度であり、鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。

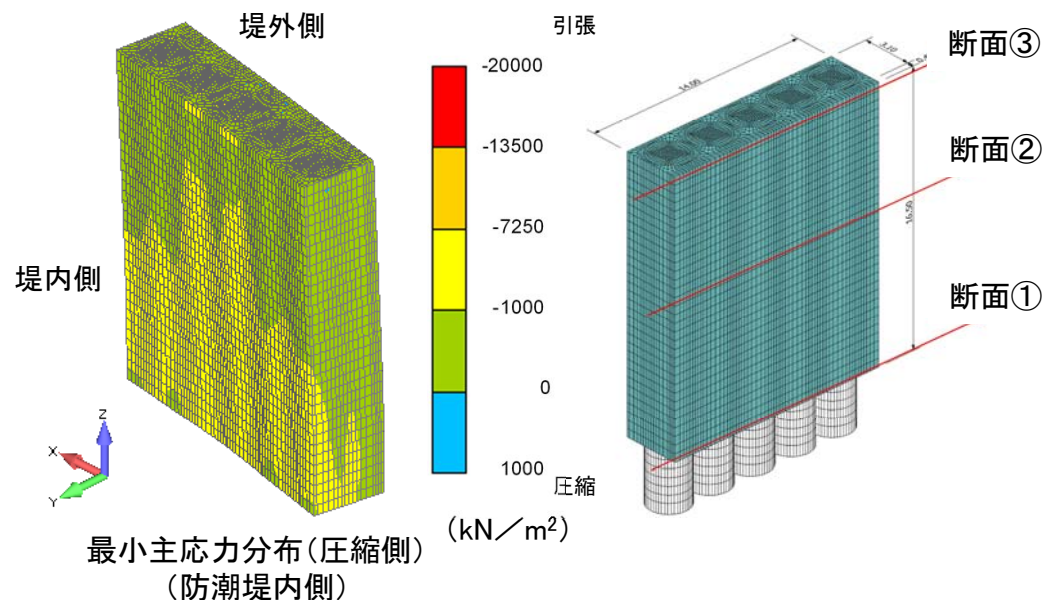
(参考)鉄筋の短期引張許容応力度: $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2175μ となる。



縦断面の最大主ひずみ分布図

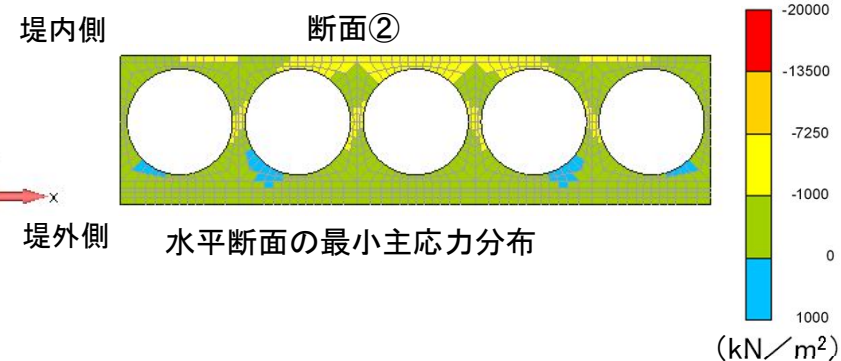
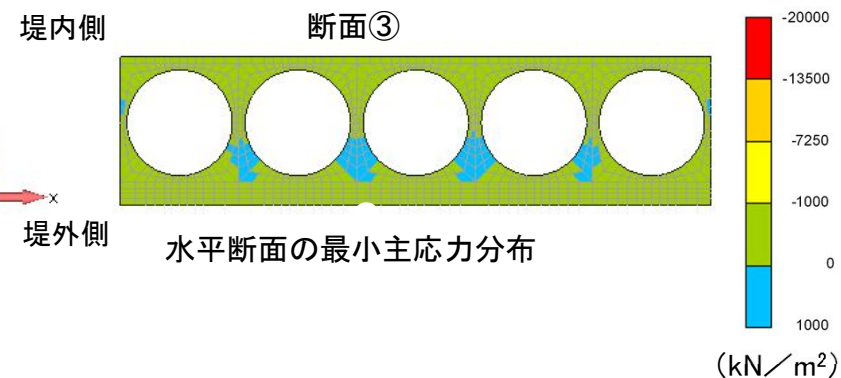
■津波+余震時の解析結果

(1)最小主応力分布(圧縮側)



最小主応力(最大断面)

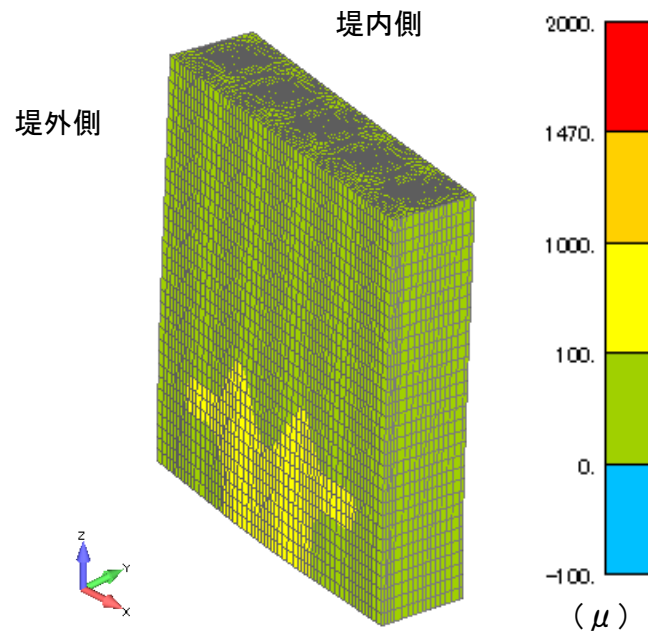
位置	最小主応力(kN/m ²)
断面①	-6,288
断面②	-2,075
断面③	-1,454



- 発生する最小主応力は、圧縮側の最大で6,288kN/m²程度であり、コンクリート圧縮強度 40N/mm²(40,000kN/m²) を十分に下回る結果となった。

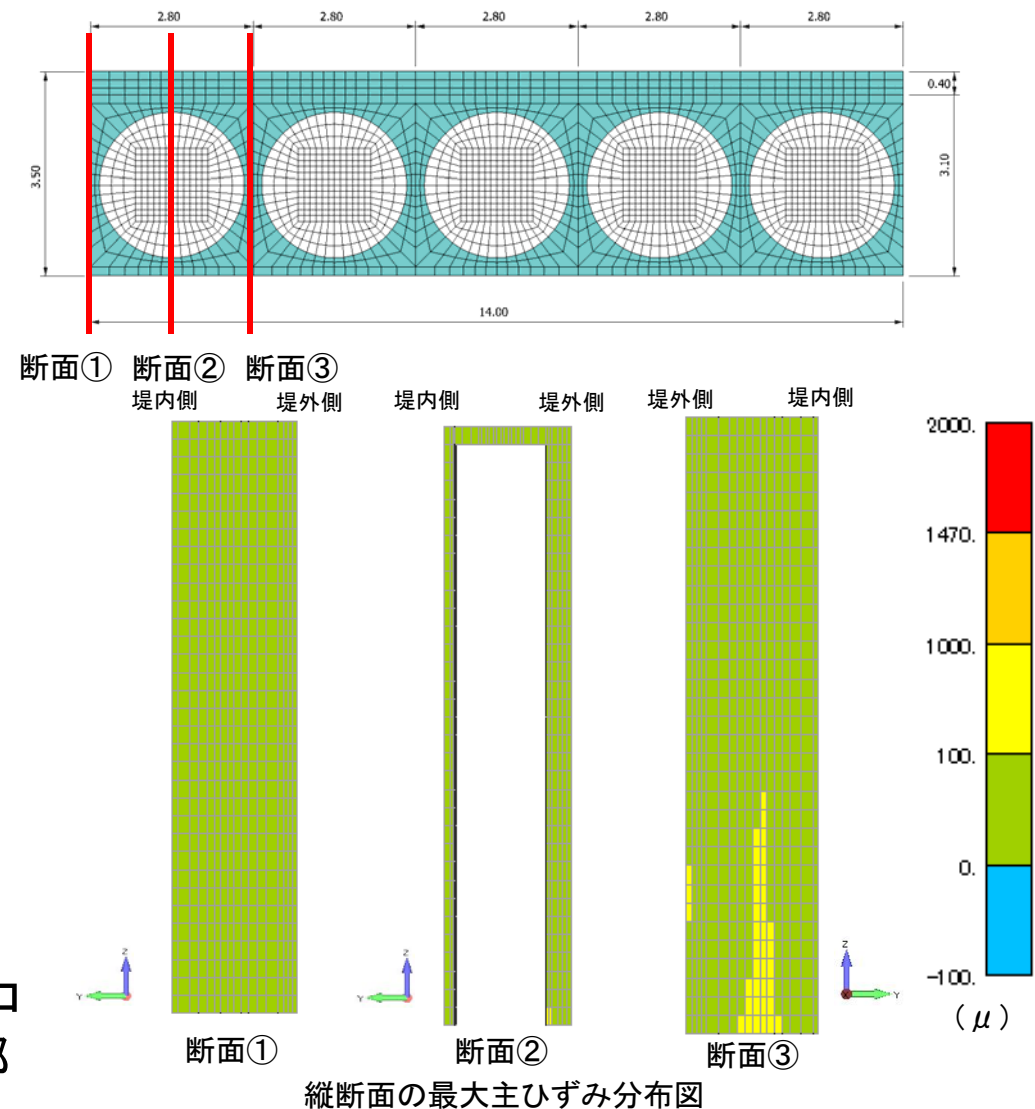
■津波+余震時の解析結果

(2)最大主ひずみ分布(引張側)



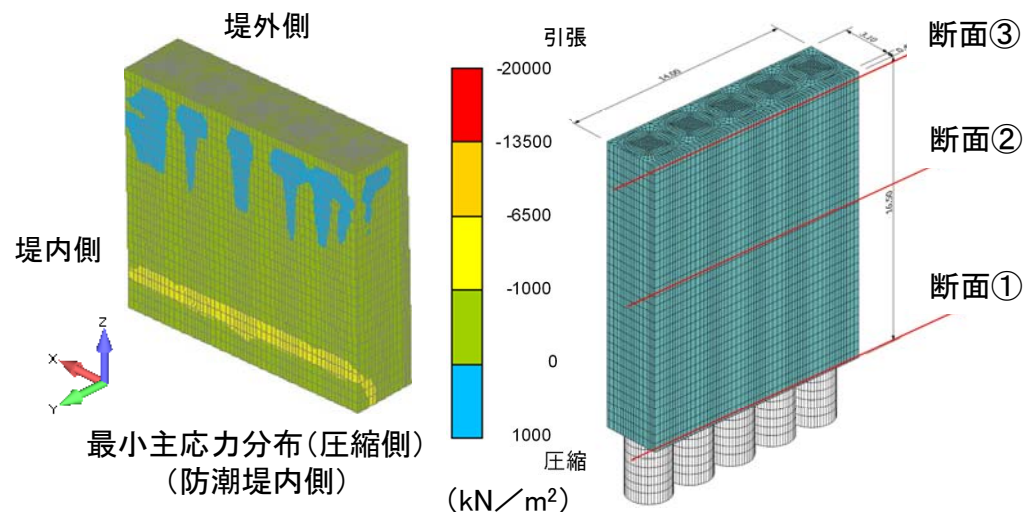
- 発生する最大主ひずみは、最大で1000 μ 以下程度であり、鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。

(参考)鉄筋の短期引張許容応力度: $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると2175 μ となる。

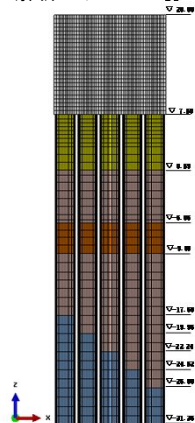


静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

■地震時(岩盤傾斜モデル)の解析結果 (1)最小主応力分布(圧縮側)



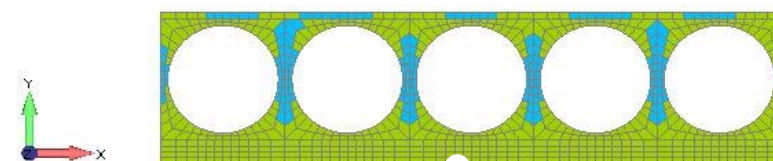
解析モデル



最小主応力(最大断面)

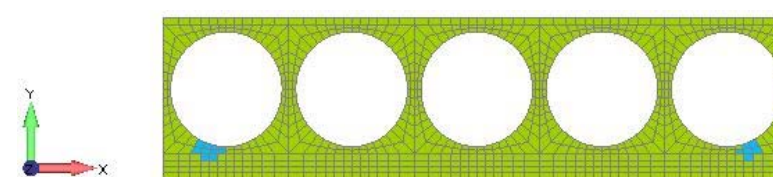
位置	最小主応力(kN/m ²)
断面①	-1,415
断面②	-205
断面③	-63

堤内側 断面③



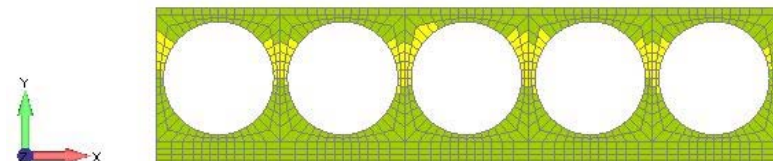
堤外側 水平断面の最小主応力分布

堤内側 断面②



堤外側 水平断面の最小主応力分布

堤内側 断面①



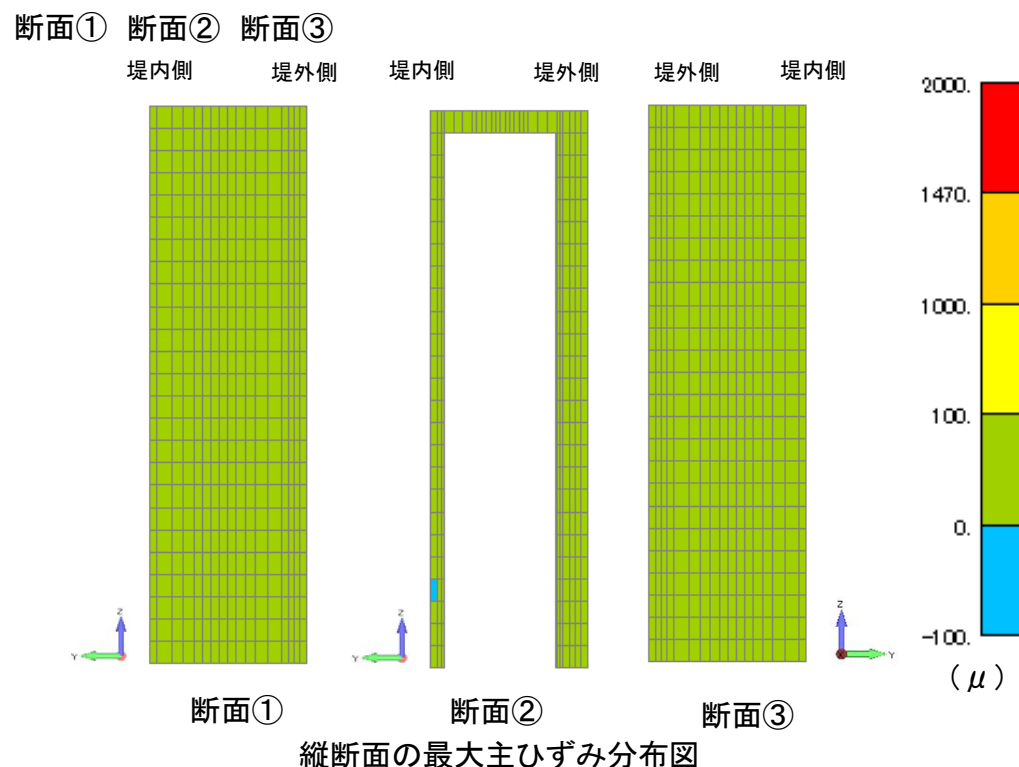
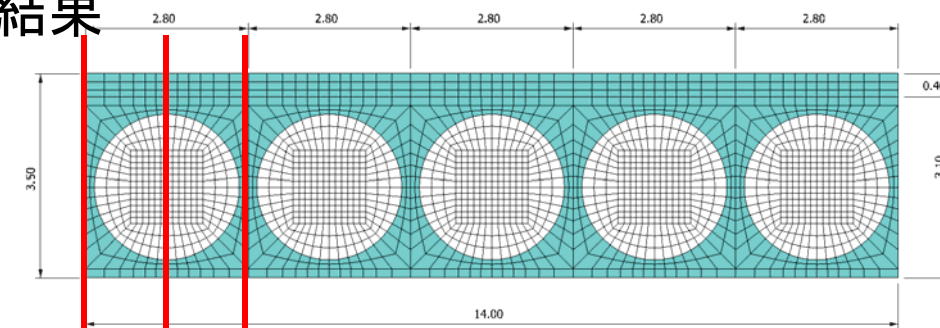
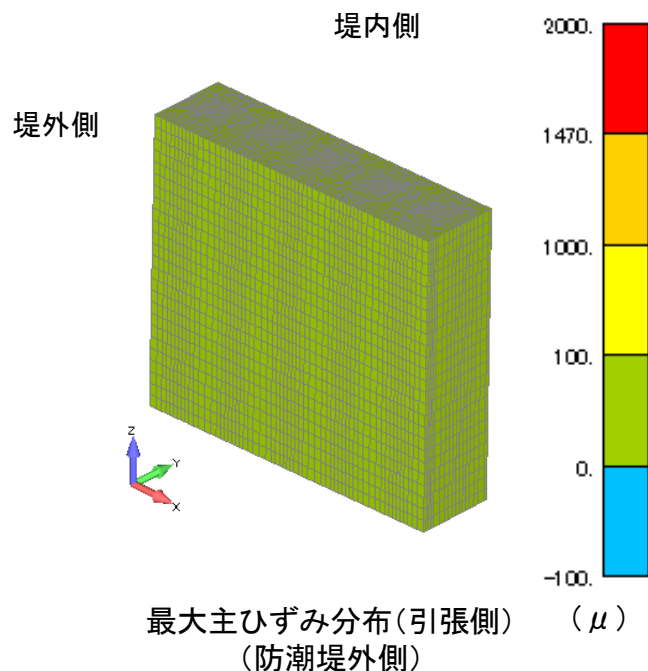
堤外側 水平断面の最小主応力分布

- 発生する最小主応力は、圧縮側の最大で1,415kN/m²程度であり、コンクリート圧縮強度 40N/mm²(40,000kN/m²) を十分に下回る結果となった。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

■地震時(岩盤傾斜モデル)の解析結果

(2)最大主ひずみ分布(引張側)

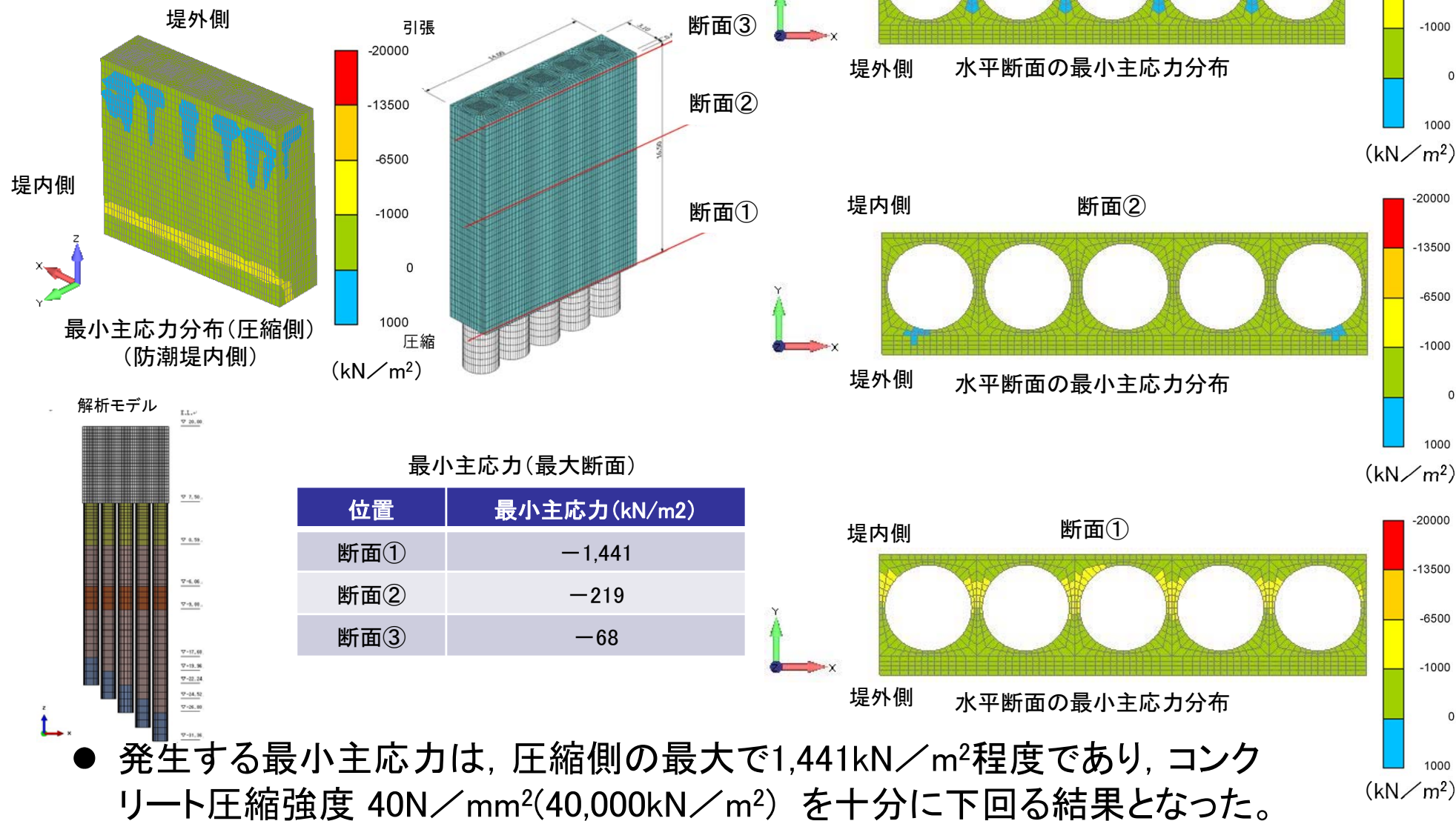


- 発生する最大主ひずみは、最大で 100μ 以下程度であり、鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。

(参考)鉄筋の短期引張許容応力度: $\sigma_{st}=435\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2175μ となる。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

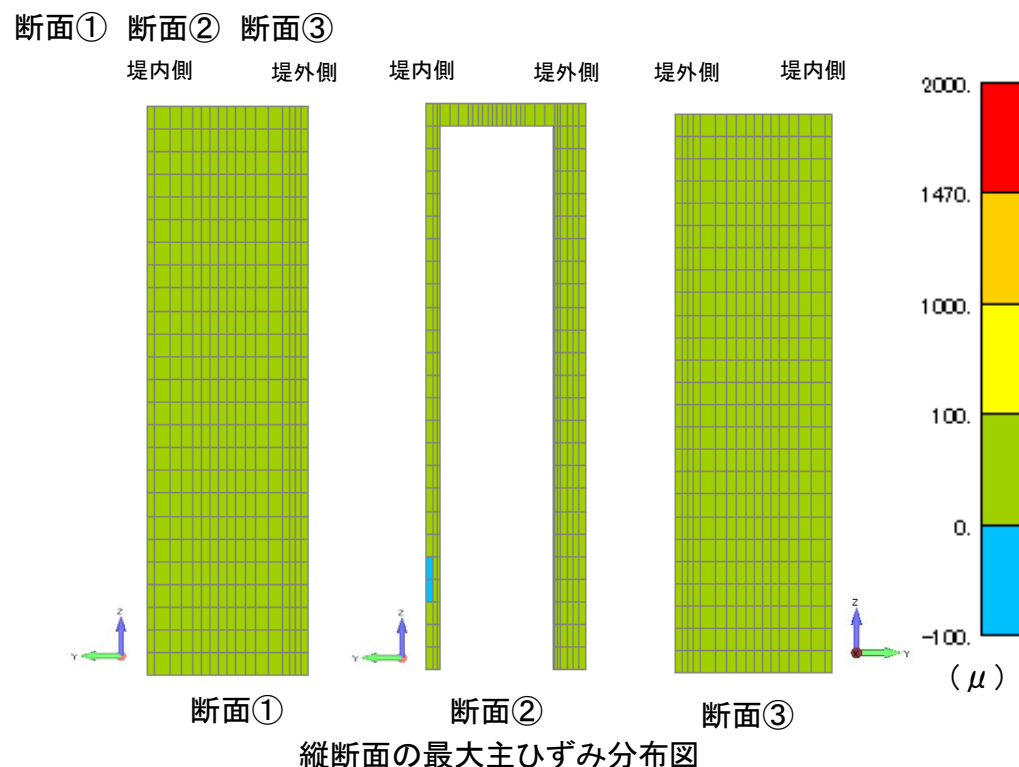
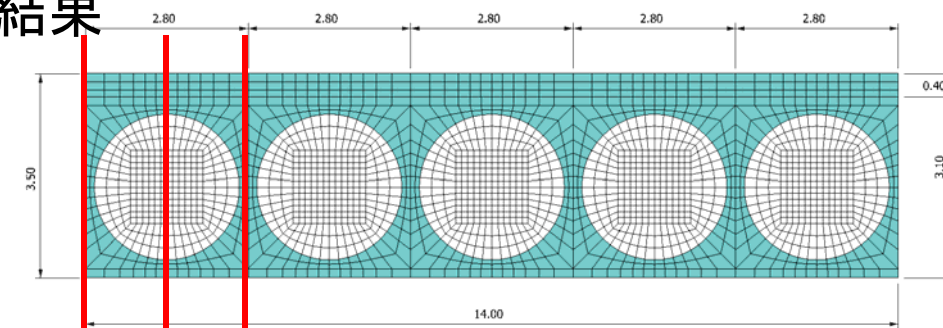
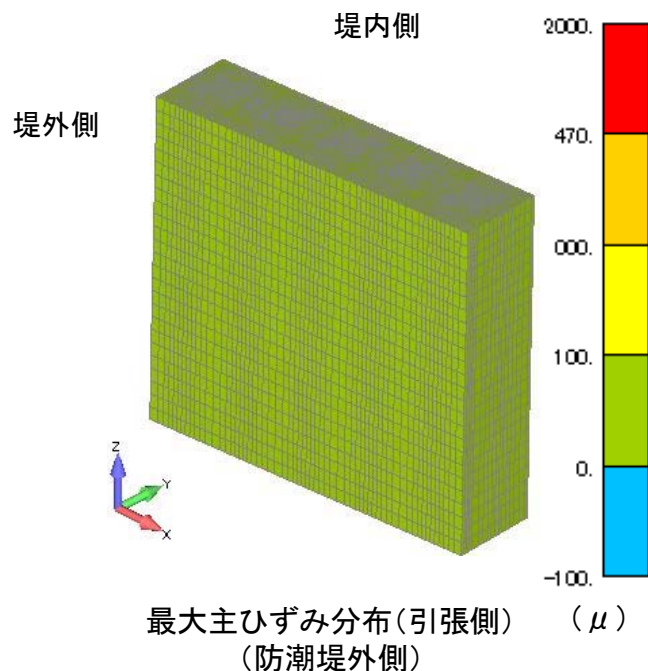
■地震時(岩盤傾斜1Dモデル)の解析結果 (1)最小主応力分布(圧縮側)



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

■地震時(岩盤傾斜モデル)の解析結果

(2)最大主ひずみ分布(引張側)



- 発生する最大主ひずみは、最大で100μ以下程度であり、鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。

(参考)鉄筋の短期引張許容応力度: $\sigma_{st}=435\text{N/mm}^2$ であることから、これを鉄筋の弾性係数で割り、短期許容引張応力度のひずみを算定すると2175μとなる。

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

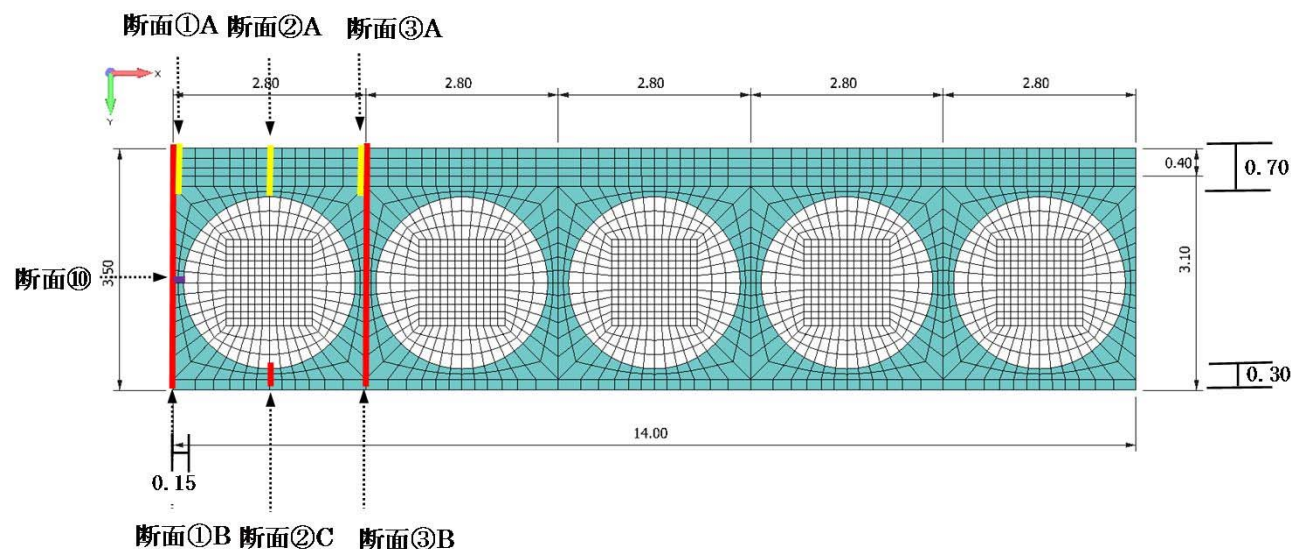
■地震時の照査結果

地震時の照査結果一覧

	発生応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	安全率	判定
コンクリート	0.39	21.0	53.85	OK
鉄筋 (引張)	24.42	435	17.81	OK
鉄筋 (圧縮)	2.75	435	158.18	OK
せん断	0.41	0.83※	2.02	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

全て断面③Bの解析結果



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

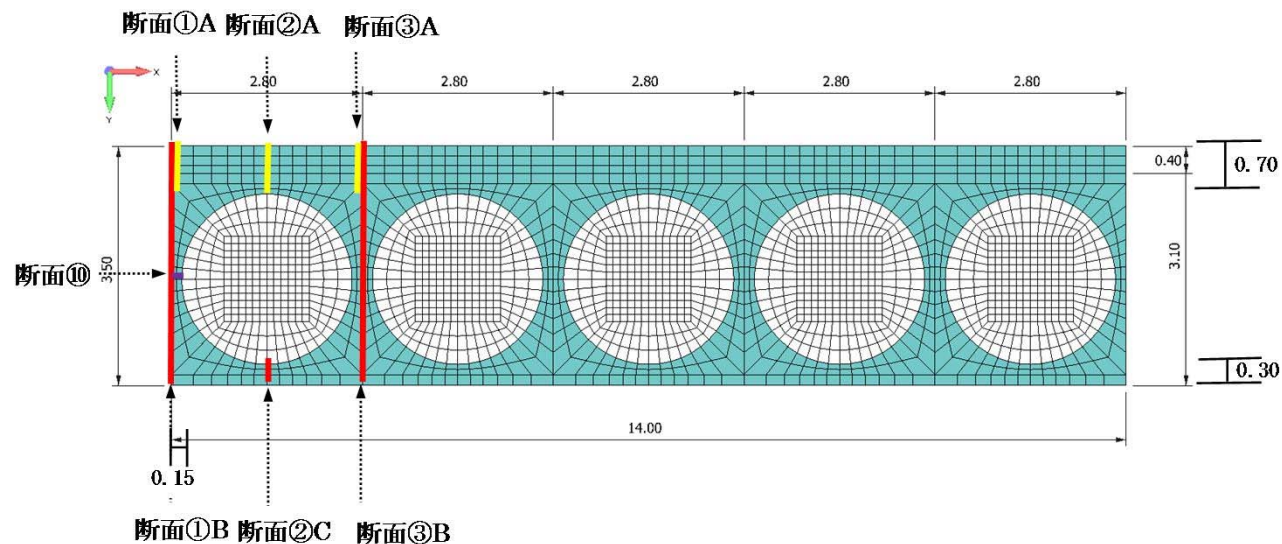
■津波時の照査結果

津波時の照査結果一覧

	発生応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	安全率	判定
コンクリート	1.61	21.0	13.04	OK
鉄筋 (引張)	36.92	435	11.78	OK
鉄筋 (圧縮)	7.71	435	56.42	OK
せん断	0.67	0.83※	1.24	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート: 断面⑩
鉄筋(引張): 断面③A
鉄筋(圧縮): 断面②A
せん断: 断面②C



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

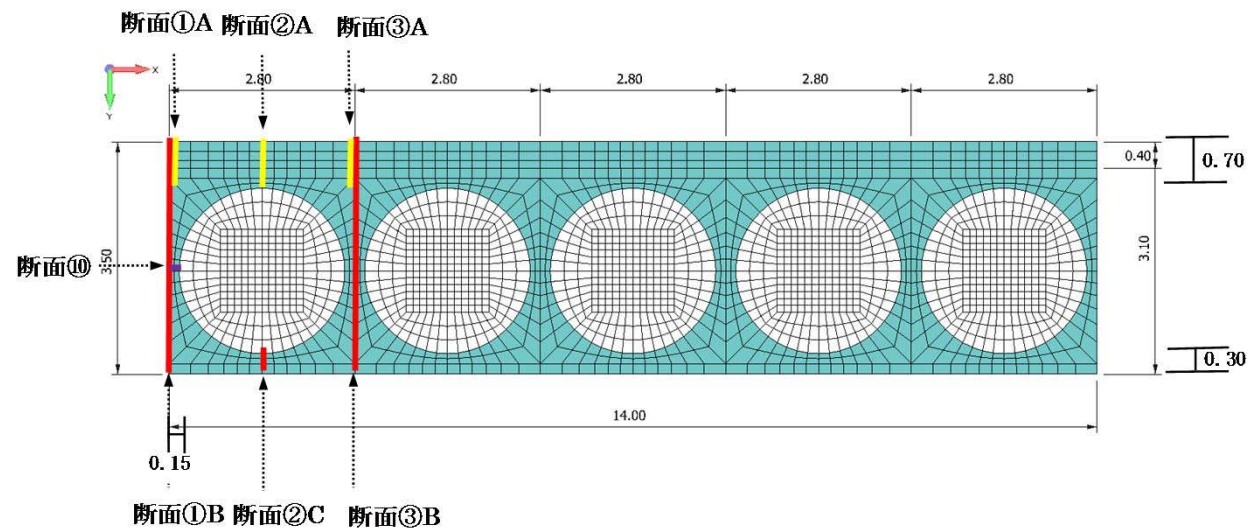
■津波+余震時の照査結果

津波+余震時の照査結果一覧

	発生応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	安全率	判定
コンクリート	1.21	21.0	17.36	OK
鉄筋 (引張)	47.47	435	9.16	OK
鉄筋 (圧縮)	11.99	435	36.28	OK
せん断	237.28※ ¹	435※ ²	1.83	OK

※¹せん断補強鉄筋に作用する応力度
 ※²せん断補強筋の許容せん断応力度

コンクリート: 断面⑩
 鉄筋(引張): 断面③A
 鉄筋(圧縮): 断面③B
 せん断: 断面②C



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

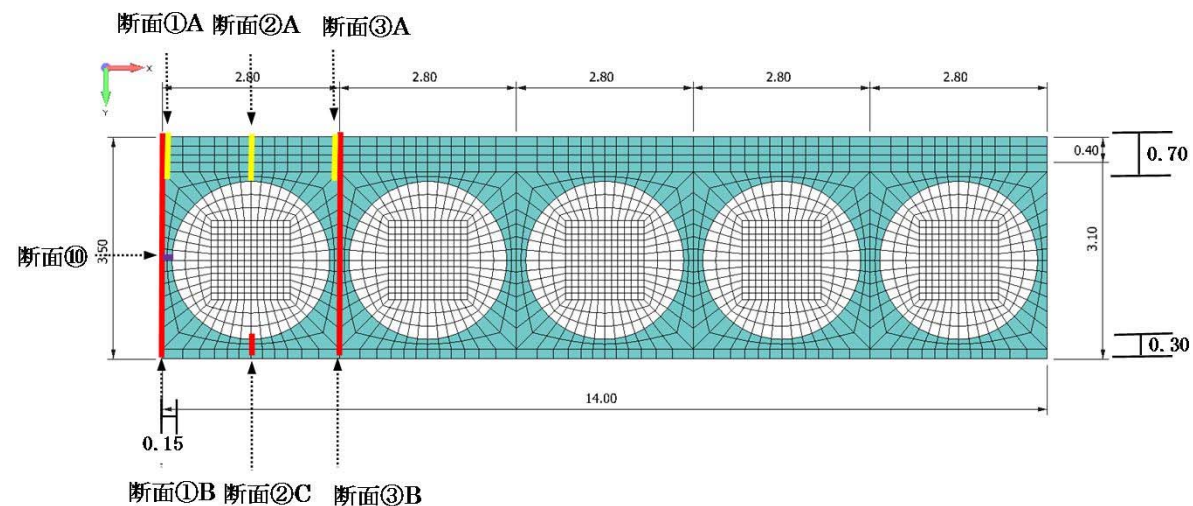
■地震時(岩盤傾斜モデル)の照査結果

地震時(岩盤傾斜モデル, 同一杭長モデル)の照査結果一覧

	発生応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	安全率	判定
コンクリート	0.60	21.0	35.00	OK
鉄筋 (引張)	17.68	435	24.60	OK
鉄筋 (圧縮)	8.81	435	49.38	OK
せん断	0.55	0.83※	1.51	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート: 断面②C
鉄筋(引張): 断面①B
鉄筋(圧縮): 断面①B
せん断: 断面10



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

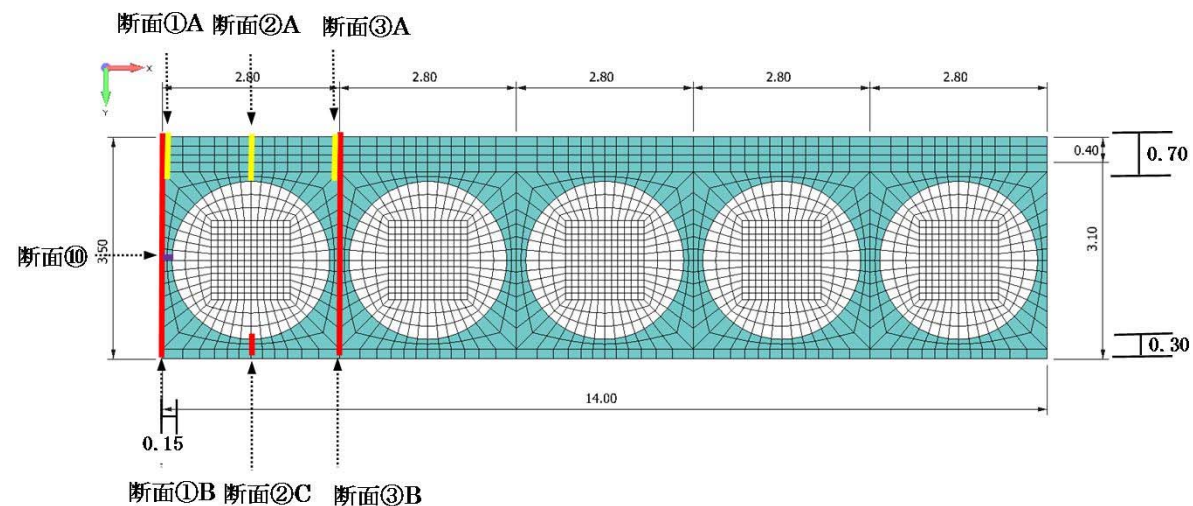
■地震時(岩盤傾斜モデル)の照査結果

地震時(岩盤傾斜モデル, 1Dモデル)の照査結果一覧

	発生応力度 (N/mm ²)	許容値 (N/mm ²)	安全率	判定
コンクリート	0.61	21.0	34.43	OK
鉄筋 (引張)	19.59	435	22.21	OK
鉄筋 (圧縮)	9.01	435	48.28	OK
せん断	0.62	0.83※	1.34	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート: 断面②C
鉄筋(引張): 断面①B
鉄筋(圧縮): 断面①B
せん断: 断面10



静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

- 梁バネモデルと三次元FEMモデルでの照査結果を下表に示す。
- 梁バネモデルの安全率が低くなる傾向があることから解析モデルに梁バネモデルを採用することは保守性がある。

地震時		梁バネモデル	三次元FEMモデル
圧縮応力度 $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	発生応力	0.66(31.82)	0.14(150.00)
	許容応力度	21.0	21.0
引張応力度 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	発生応力	12.62(34.47)	9.15(47.54)
	許容応力度	435	435
せん断力※ $\tau(\text{N/mm}^2)$	発生せん断応力	0.12(6.92)	0.12(6.92)
	許容せん断応力	0.83	0.83

※コンクリートのみの許容せん断応力度

津波時		梁バネモデル	三次元FEMモデル
圧縮応力度 $\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	発生応力	9.58(2.19)	0.85(24.71)
	許容応力度	21.0	21.0
引張応力度 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	発生応力	182.06(2.39)	36.92(11.78)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 $\tau(\text{kN})$	発生せん断力	428.48(3.52)	160.99(9.37)
	許容せん断耐力	1,509	1,509

()値は安全率を示す

静的三次元FEM解析結果(断面:地点③)

静的三次元FEM解析結果

- 地震時において、上部工は全ての位置でコンクリートの引張強度以下であり、ひび割れは生じない結果を確認した。また、圧縮領域において全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。
- 津波時では、圧縮領域において全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。引張領域においては、発生するひずみは鉄筋の許容応力度に対して十分に小さい値であることを確認した。
- 梁バネモデルで照査しない鉄筋コンクリート梁壁背面の鋼管鉄筋コンクリートについても、三次元FEM解析の結果、全て許容限界値以下であり、有意なせん断破壊等は生じる恐れがないことを確認した。
- 梁バネモデルに対して静的三次元FEM解析では奥行き方向もモデル化され、断面性能が大きくなり、応力の流れが面的に広がることから、梁バネモデルよりも精緻なモデル化ができるため、発生する応力が小さくなることを確認した。

静的三次元FEM解析の結果、津波荷重や地震荷重に対して、鉄筋コンクリート梁壁のみならず、鋼管鉄筋コンクリート部分もすべて照査値は許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。さらに、梁バネの方が保守的である結果を示した。

20. 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

・断面：地点③

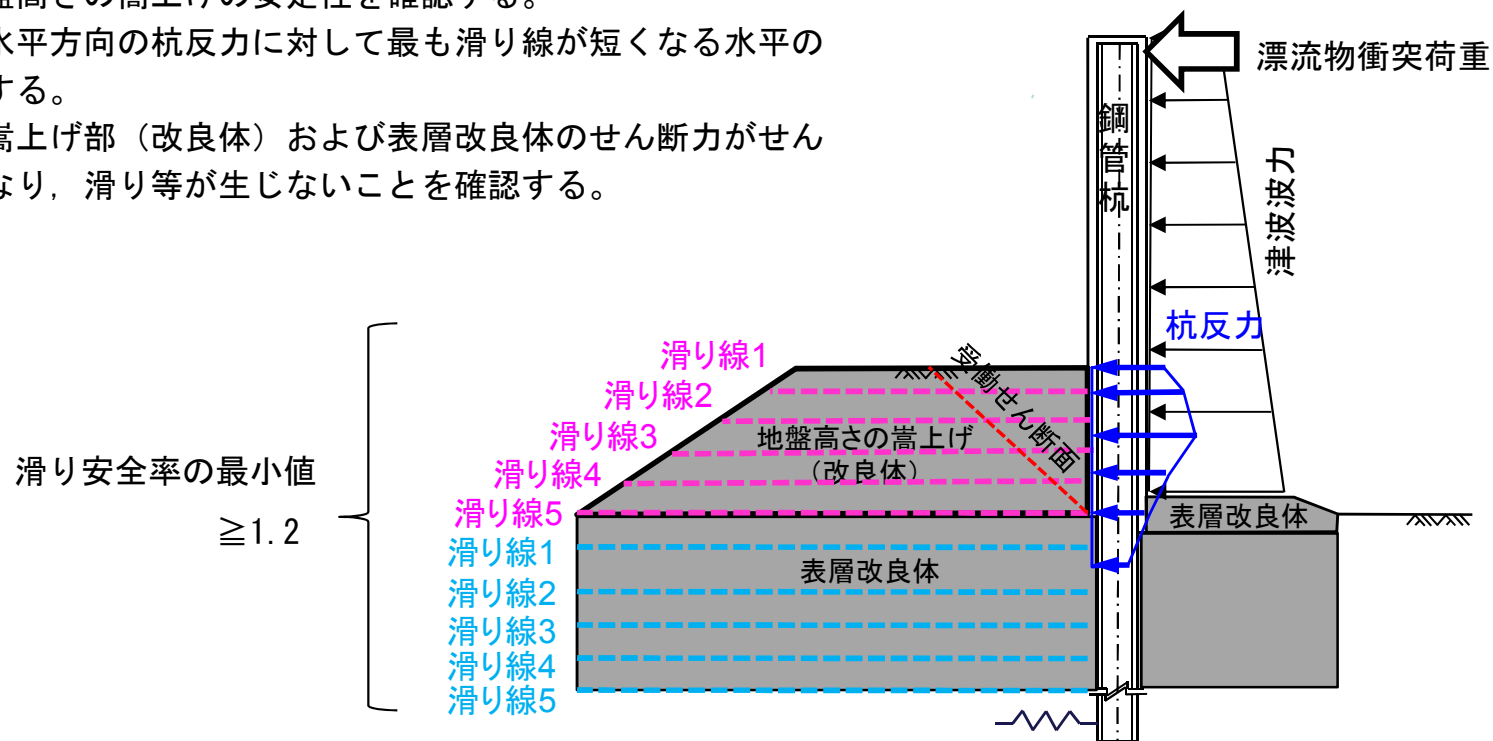
地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

(1) 津波時の設計方針

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下	安全裕度をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書Ⅳ下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド

設計方針：

- ・ 受働せん断面に作用するせん断力を上限として作用するため、杭反力に対して地盤高さの嵩上げの安定性を確認する。
- ・ 滑り線は、水平方向の杭反力に対して最も滑り線が短くなる水平の滑り線を想定する。
- ・ 地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下となり、滑り等が生じないことを確認する。



地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

(2) 津波時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下	安全裕度をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書Ⅳ下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド

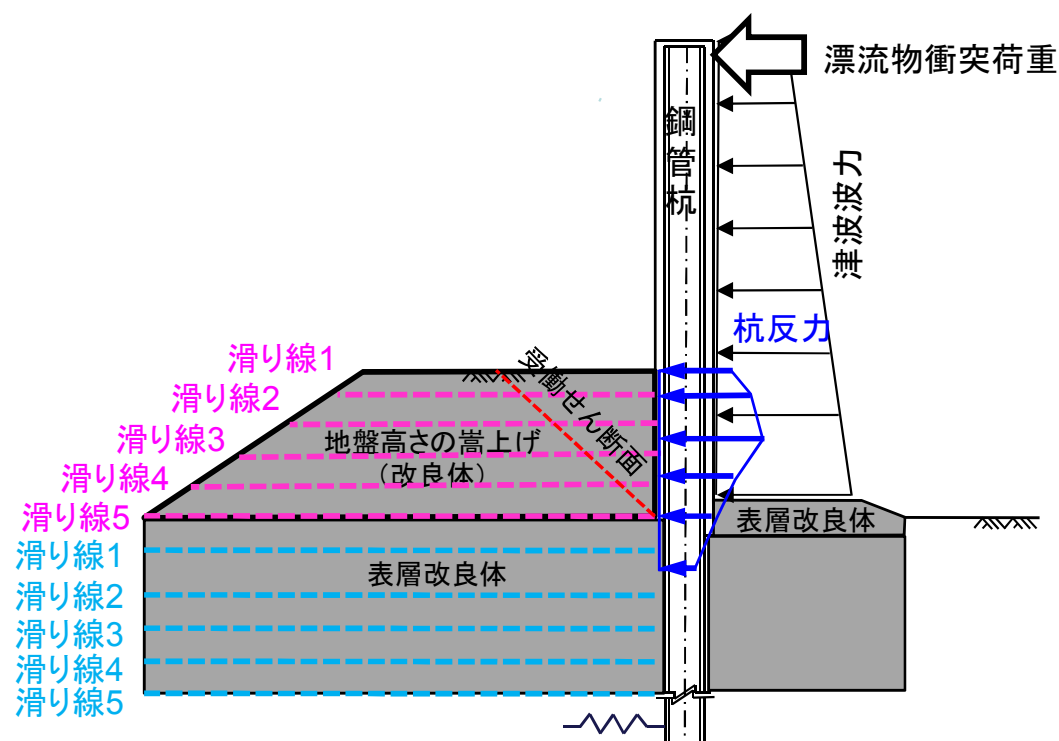
津波時：断面③

地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	TP+8.0	946.7	22400	23.7
2	TP+7.0	4788.7	23800	4.97
3	TP+6.0	8704.7	25200	2.89
4	TP+5.0	12693.7	26600	2.10
5	TP+3.5	12338.6	28700	2.33

表層改良体

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率
1	TP+3.0	11510.7	33718	2.93
2	TP+2.5	10592.9	32475	3.07
3	TP+2.0	9656.3	33743	3.49
4	TP+1.5	8685.3	35023	4.03
5	TP+1.0	7613.3	36312	4.77



地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

(3) 津波＋余震時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下	安全裕度をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書Ⅳ下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド

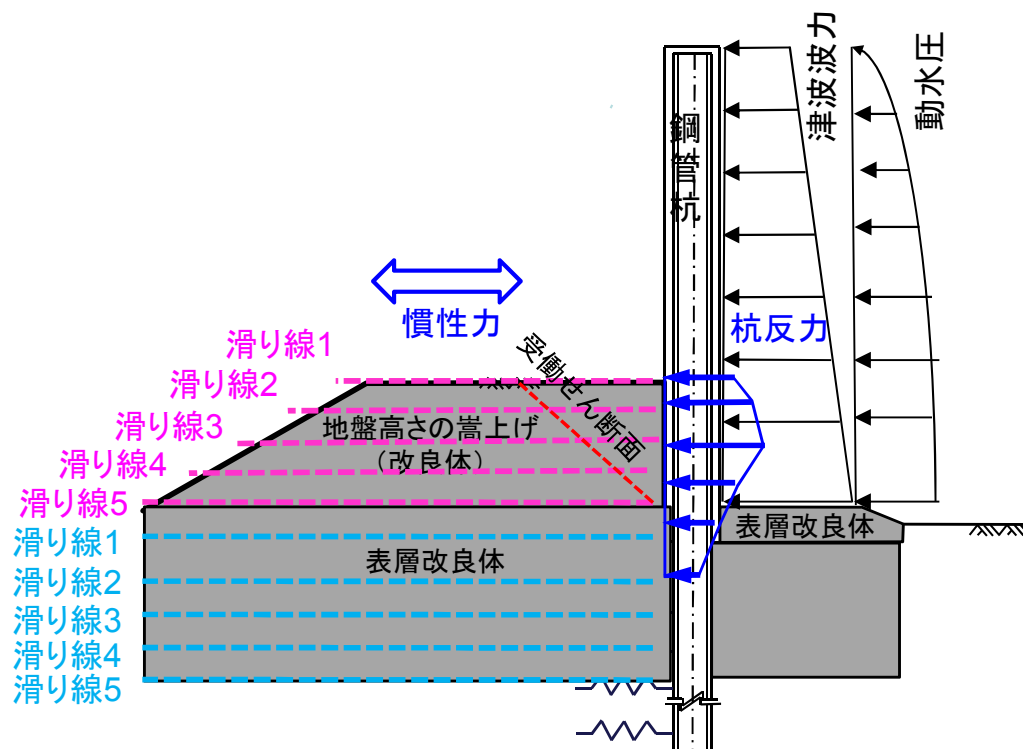
津波＋余震：断面③

地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	TP+8.0	871.0	0.0	22400	25.7
2	TP+7.0	4406.0	255.0	23800	5.11
3	TP+6.0	8008.0	525.5	25200	2.95
4	TP+5.0	11678.0	811.4	26600	2.13
5	TP+3.5	15416.0	1269.3	28700	1.72

表層改良体

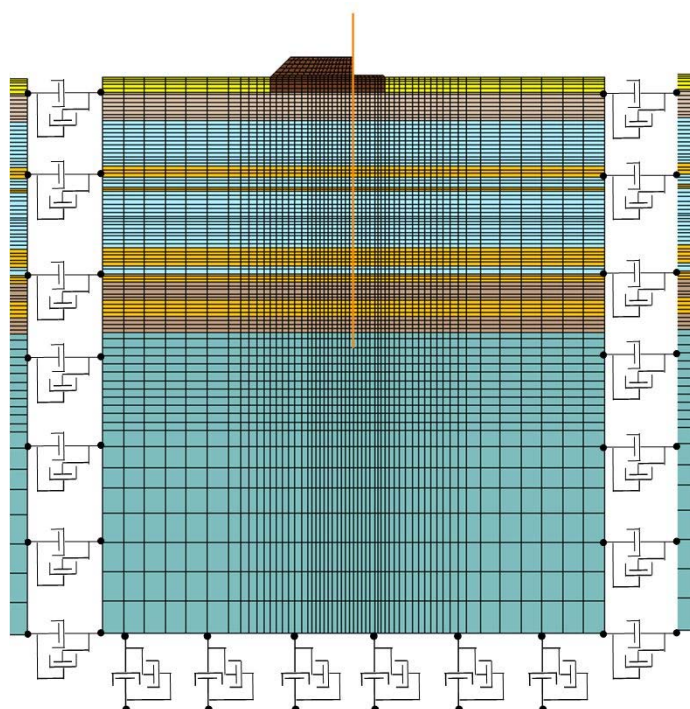
滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率
1	TP+3.0	15871.0	1441.7	33718	1.95
2	TP+2.0	14870.0	1786.3	33743	2.03
3	TP+1.5	14056.2	1958.7	35023	2.19
4	TP+1.0	13292.3	2131.0	36312	2.35
5	TP+0.0	12058.2	2475.7	38909	2.68



地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

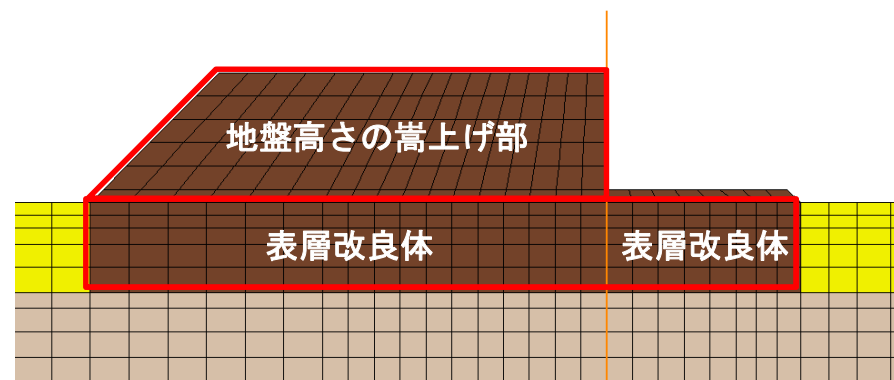
(4) 地震時の設計方針

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下	安全裕度をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書Ⅳ下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド



設計方針：

地震時の最小の局所安全係数が1.2以上であることを確認する。

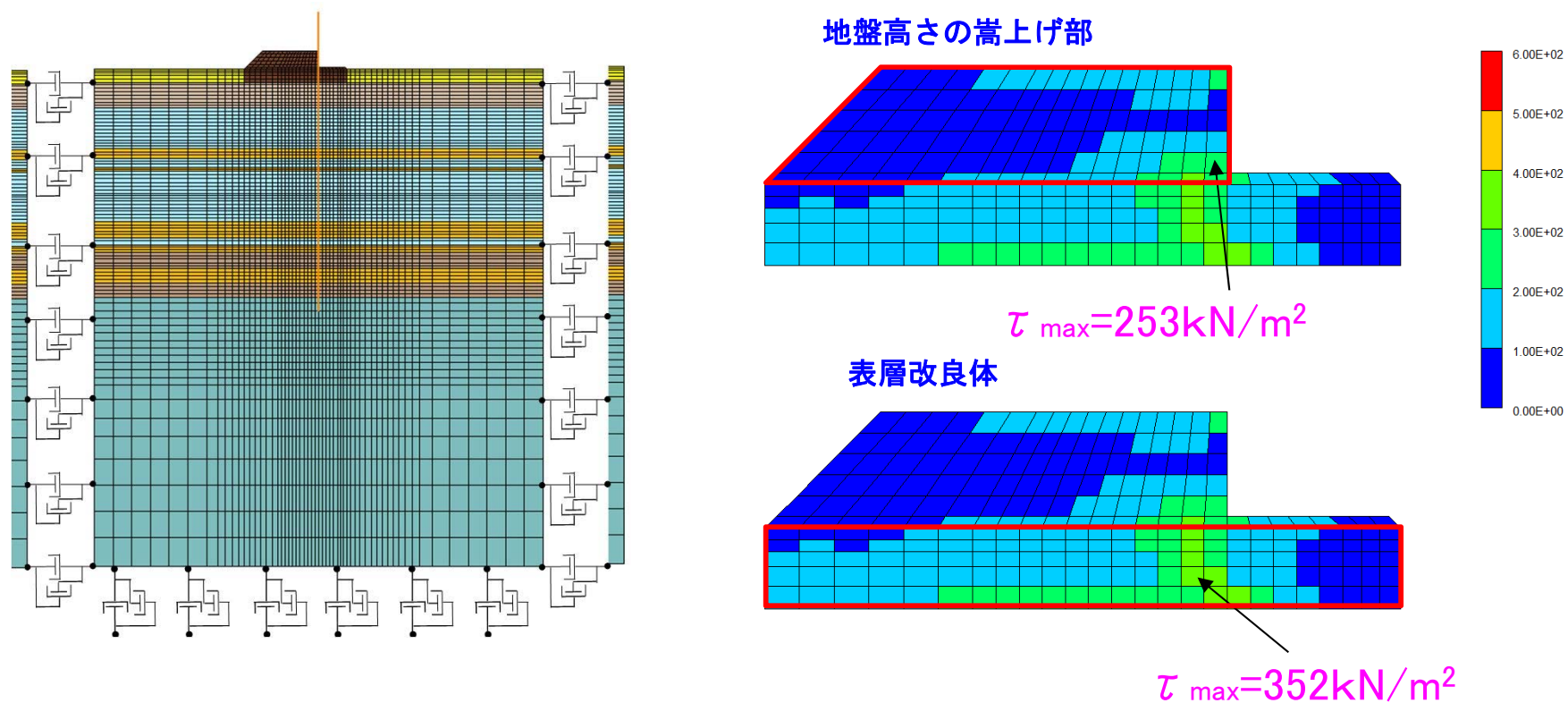


地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

(5)地震時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）および表層改良体のせん断力がせん断強度以下	安全裕度をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書IV下部構造編 耐津波設計に係る工認審査ガイド

地震時：断面③



最小の局所安全係数が1.2以上であることを確認した。

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体

(6) まとめ

地震時，津波時，重畳時のどのケースにおいても，地盤の嵩上げ部および表層改良体内の滑りについて十分な安全率を確保していることが確認された。

地盤の嵩上げ部に対する照査（単位：kN）

	発生せん断力	せん断耐力	安全率	判定
津波時	12694	26600	$2.10 > 1.2$	OK
津波＋余震	16685	28700	$1.72 > 1.2$	OK
地震時 （豊浦標準砂を 仮定したケース）	$\tau_{\max} = 253\text{N/mm}^2$	$\tau_f = 500\text{N/mm}^2$	$1.98 > 1.2$	OK

表層改良体に対する照査（単位：kN）

	発生せん断力	せん断耐力	安全率	判定
津波時	11511	33718	$2.93 > 1.2$	OK
津波＋余震	17313	33718	$1.95 > 1.2$	OK
地震時 （豊浦標準砂を 仮定したケース）	$\tau_{\max} = 352\text{N/mm}^2$	$\tau_f = 500\text{N/mm}^2$	$1.42 > 1.2$	OK

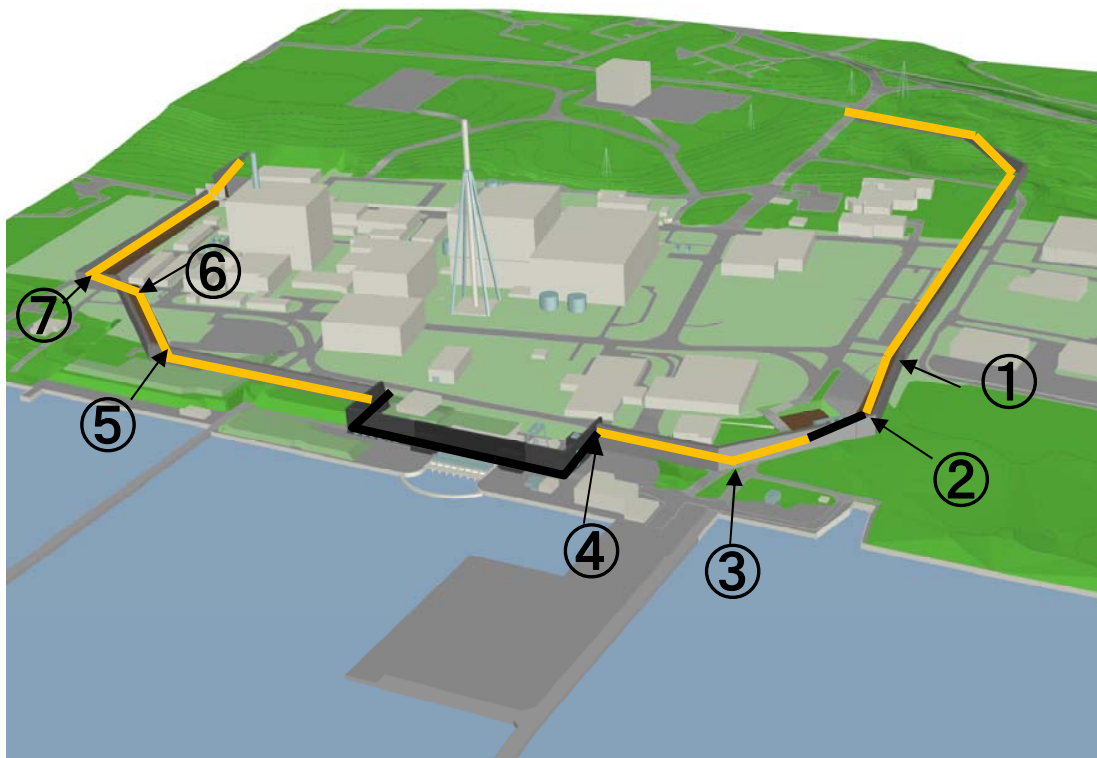
21. 止水ジョイント部の成立性検討結果

止水ジョイント部

(1) 止水ジョイント設置範囲

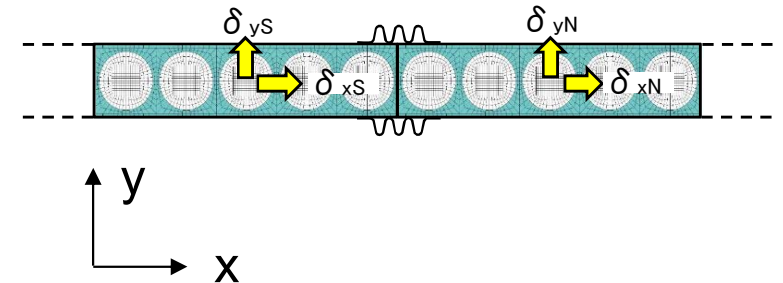
止水ジョイントには、一般部（直線部）と特殊部（隅角部）が存在し、それぞれの箇所の変位量により、材料の仕様を決定する。

今回評価対象とした特に角度が大きい隅角部を以下に示す。

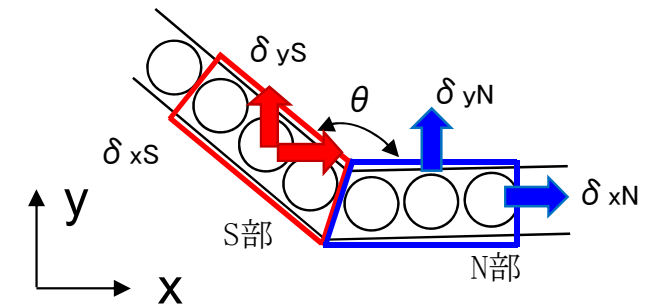


設計方針:

「一般部」…二次元有効応力解析において地盤物性値(平均), $(+1\sigma)$, (-1σ) の3ケースを実施し、その結果よりジョイント間の相対変位(杭先端と杭天端の相対変位)を算出する。



「隅角部」・「異種構造物間」…二次元有効応力解析において地盤物性値(平均)ケースを実施し、その結果より、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位(杭先端と杭天端の相対変位)を算出する。



止水ジョイント部(相対変位量の検討)

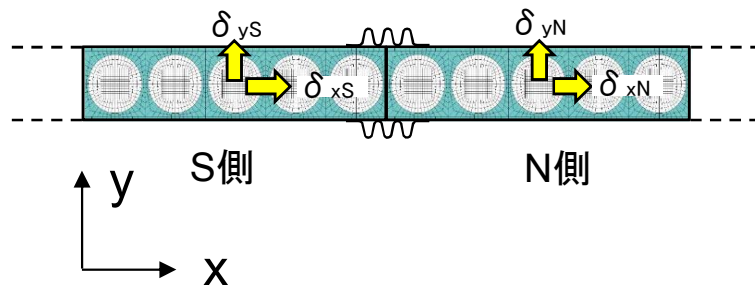
「一般部」の止水ジョイントに対する照査(地震時)(単位:m)

	N側構造物			S側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
	δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{zS}	
一般部	0.482	0.482	0.023	0.395	0.395	0.000	0.125

「一般部」の止水ジョイントに対する照査(津波+余震時)(単位:m)

	N側構造物			S側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
	δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{zS}	
一般部	0.338	0.259	0.034	0.388	0.289	0.014	0.093

津波+余震時は、地震時の残留変位および地震時/2の変位量により安全側に算出した結果とした。

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max[\text{abs}\{\delta_{xN}(+1\sigma) - \delta_{xS}(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_{xN}(\text{平均}) - \delta_{xS}(-1\sigma)\}]$$

y 方向の相対変位 δ_y :

$$\delta_y = \max[\text{abs}\{\delta_{yN}(+1\sigma) - \delta_{yS}(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_{yN}(\text{平均}) - \delta_{yS}(-1\sigma)\}]$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \max[\text{abs}\{\delta_{zN}(+1\sigma) - \delta_{zS}(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_{zN}(\text{平均}) - \delta_{zS}(-1\sigma)\}]$$

$$\text{合成方向変位 (3方向合成)} \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

合成変位量の最大値=0.125m < 0.20mより、「ゴムジョイント」を適用する。

なお、 $\delta_x = \delta_y$, S側構造物の $\delta_z = 0\text{m}$ として安全側に算定した。

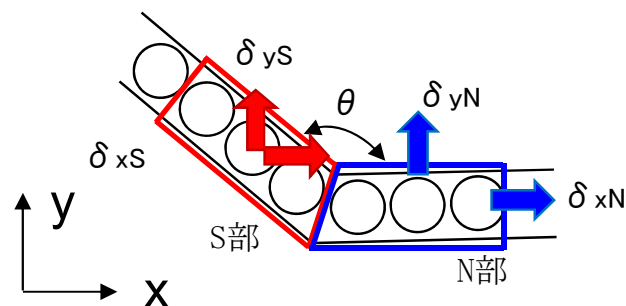
止水ジョイント部(相対変位量の確認)

「隅角部」・「異種構造物間」の止水ジョイントに対する照査(地震時) (単位:m)

	部位	堤内 角度	N側構造物			S側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$
			δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{zS}	
①	隅角部	192.7	-0.464	-0.368	-0.028	-0.533	-0.257	0	0.134
②	隅角部	121.0	-0.463	-0.371	-0.027	0.079	-0.588	0	0.585
③	隅角部	133.2	-0.463	-0.371	-0.027	-0.047	-0.591	0	0.472
④	異種構造物間	90	-0.463	-0.371	-0.027	0.371	-0.463	0	0.839
⑤	隅角部	138.0	0.403	0.075	-0.008	0.250	0.325	0	0.294
⑥	隅角部	226.5	0.403	0.075	-0.008	0.332	-0.241	0	0.324
⑦	隅角部	90.2	0.403	0.075	-0.008	-0.073	0.403	0	0.579

合成変位量の最大値=0.839m < 2.00mより、「シートジョイント」を適用する。

(0.20m以上であるため、ゴムジョイントは適用不可)



止水ジョイント部(相対変位量の確認)

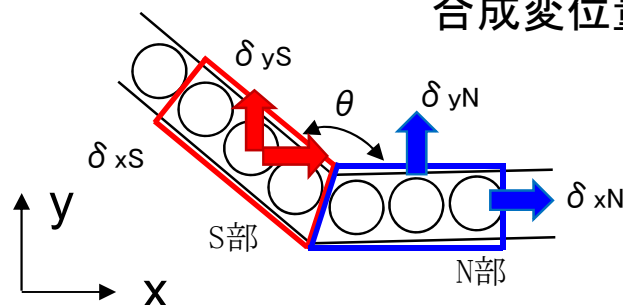
「隅角部」・「異種構造物間」の止水ジョイントに対する照査(津波+余震時) (単位:m)

	部位	堤内 角度	N側構造物			S側構造物			発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$
			δxN	δyN	δzN	δxS	δyS	δzS	
①	隅角部	192.7	-0.340	-0.259	-0.034	-0.389	-0.178	0.000	0.105
②	隅角部	121.0	-0.340	-0.259	-0.034	0.047	-0.425	0.000	0.437
③	隅角部	133.2	-0.340	-0.259	-0.034	-0.044	-0.426	0.000	0.353
④	異種構造物間	90	-0.340	-0.259	-0.034	0.259	-0.340	0.000	0.626
⑤	隅角部	138.0	-0.338	-0.254	-0.030	-0.081	-0.415	0.000	0.316
⑥	隅角部	226.5	-0.338	-0.254	-0.030	-0.417	0.070	0.000	0.348
⑦	隅角部	90.2	-0.338	-0.254	-0.030	0.253	-0.339	0.000	0.620

津波+余震時は、地震時の残留変位および地震時/2の変位量により安全側に算出した結果とした。

合成変位量の最大値=0.626m < 2.00mより、「シートジョイント」を適用する。

(0.20m以上であるため、ゴムジョイントは適用不可)



止水ジョイント性能試験(1/7)

■ 止水ジョイント(ゴムジョイント, シートジョイント)等の仕様は, 津波荷重に耐え, 構造物間の相対変位に追従して, 止水機能を維持できる材料を選定し, 性能試験(耐圧性, 漏水性)によってこれらを確認する。

■ 試験水圧: ①0.26Mpa ⇒ (基準津波+余震の動水圧)
②0.55Mpa ⇒ (T.P.+24m津波+余震の動水圧)に安全裕度を考慮

■ 変位量許容値: ゴムジョイント ⇒ 合成変位量で水平200mm, 鉛直200mm, 軸直角方向200mm以内
(※ 特注品のためメーカー既製品の規格値を参考とした。)
シートジョイント ⇒ 合成変位量で地盤表面0.66m以内(0.55Mpa作用), 躯体天端2.00m以内

■ 試験項目

(1) ゴムジョイント

I 引張試験, 耐圧試験

(変位量3ケース×圧力2ケース=6ケース)

・ゴムジョイントの耐候性については, メーカーによる試験結果より, ゴムの伸びが半減する期間が約38年(気温条件: 30℃)で, ゴムの伸びが半減しても有意な硬化はなく, 十分な変形性能(伸び率225%)を有している。

(2) シートジョイント

II 引張試験, 耐圧試験

II-1: 圧力2ケース(耐圧試験)

II-2: 角度2ケース(繰り返し載荷)

II-3: 角度2ケース(繰り返し後, 継続載荷)

○ 耐候性試験(5年, 10年, 15年; 3ケース)(試験中)



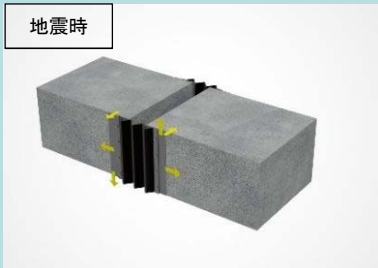
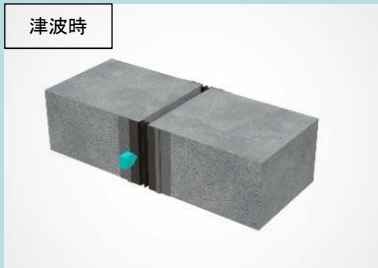
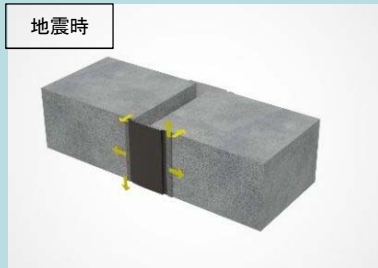
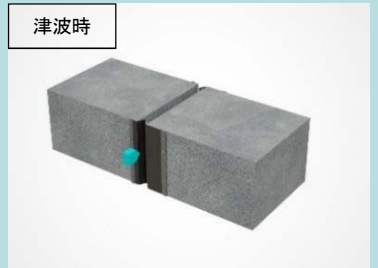
ゴムジョイント(ゴム製)



シートジョイント(土木シート: #800×2重, 遮水シート: 塩ビシート)

止水ジョイント性能試験(2/7)

■ 止水ジョイントの性能確認試験項目

試験目的	ゴムジョイント		シートジョイント	
	<p>地震時</p>  <p>地震によって生じる相対変位に対し、ゴムの変形によって追従することを確認。</p>	<p>津波時</p>  <p>津波時の相対変位と波力に対して、ゴムの変形によって止水機能を保持することを確認。</p>	<p>地震時</p>  <p>地震によって生じる相対変位に対し、シートが展開し、その余長によって変位に追従することを確認。</p>	<p>津波時</p>  <p>津波時の相対変位と波力に対して、シートが展開し、所定のシート強度を確保できるだけ撓むことにより、止水機能を保持することを確認。</p>
変位追従性の確認	<p>引張試験</p> <p>〔 津波水压を負荷するのと同様に地震時の変位量を模擬 〕</p>	<p>—</p> <p>〔 津波時の変位追従性は地震時の試験で代表 〕</p>	<p>継続載荷試験 繰返載荷試験</p> <p>—</p> <p>〔 津波時の変位追従性は地震時の試験で代表 〕</p>	
止水性の確認	<p>—</p> <p>〔 地震時には止水性は要求されないため対象外 〕</p>	<p>耐圧試験</p>	<p>—</p> <p>〔 地震時には止水性は要求されないため対象外 〕</p>	<p>耐圧試験</p>

止水ジョイント性能試験(3/7)

■ 止水ジョイントの性能確認試験結果

試験結果(まとめ表)

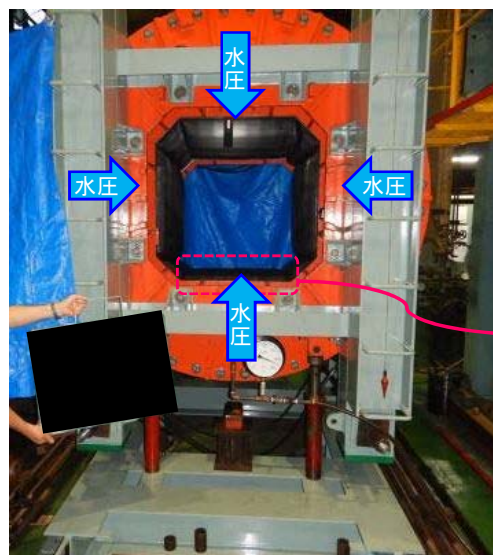
止水ジョイント	試験内容	試験結果
ゴムジョイント	I 引張試験・耐圧試験(0.26MPa, 1hr, 伸び250mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験(0.26MPa, 1hr, 剪断300mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験(0.26MPa, 1hr, 伸び125mm, 剪断150mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験(0.55MPa, 1hr, 伸び250mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験(0.55MPa, 1hr, 剪断300mm)	良
	I 引張試験・耐圧試験(0.55MPa, 1hr, 伸び125mm, 剪断150mm)	良
シートジョイント	II-1 耐圧試験(0.26MPa, 1hr)	良
	II-1 耐圧試験(0.55MPa, 1hr)	良
	II-2 繰返載荷試験(56.45KN/30cm, 10回, 取付角0°)	良
	II-2 繰返載荷試験(56.45KN/30cm, 10回, 取付角45°)	良
	II-3 継続載荷試験(56.45KN/30cm, 10回後10分継続, 取付角0°)	良
	II-3 継続載荷試験(56.45KN/30cm, 10回後10分継続, 取付角45°)	良
	耐候性試験 (5年相当, 10年相当, 15年相当 その後引張試験を実施予定)	試験中

止水ジョイント性能試験(4/7)

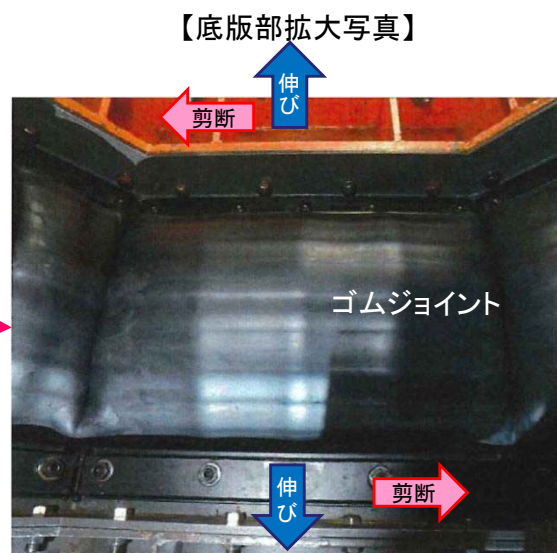
■ ゴムジョイント引張試験, 耐圧試験結果

地震時の変位量を模擬した状態で, 津波荷重の水圧を負荷した場合でも, ゴムジョイント本体及び取付部が損傷しないこと, また漏水しないことを確認した。

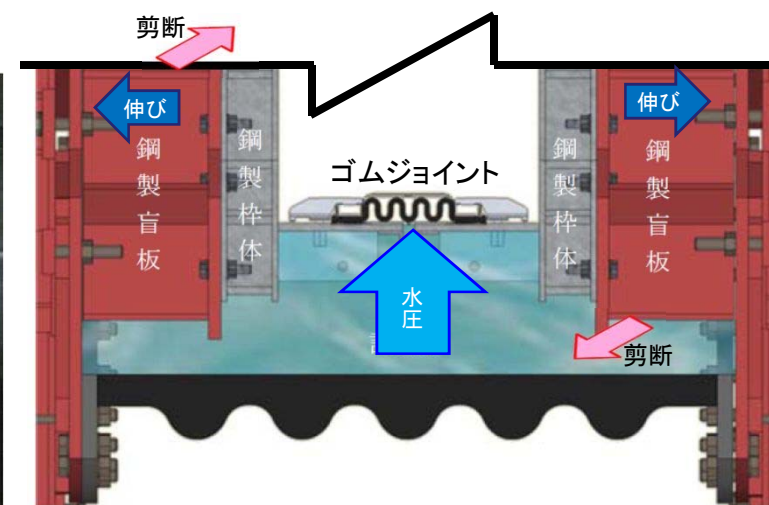
水圧	加圧時間	変位量	漏水の有無	損傷の有無	試験結果
0.26Mpa	1時間	伸び250mm	無	無	良
0.26Mpa	1時間	剪断300mm	無	無	良
0.26Mpa	1時間	伸び125mm, 剪断150mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	伸び250mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	剪断300mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	伸び125mm, 剪断150mm	無	無	良



試験状況(全景)



試験状況(伸び250mm加圧時)



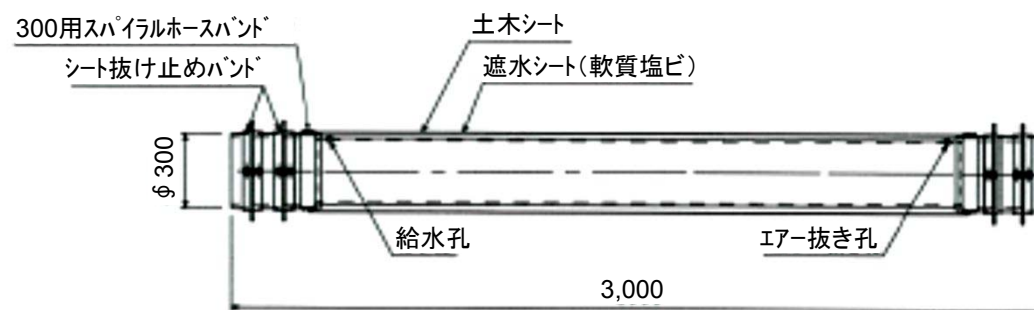
試験機断面図

止水ジョイント性能試験(5/7)

■ シートジョイント耐圧試験結果

津波荷重(0.26Mpaおよび0.55Mpa)の水圧を負荷した場合でも、シートジョイント本体が損傷しないこと、漏水しないことを確認した。

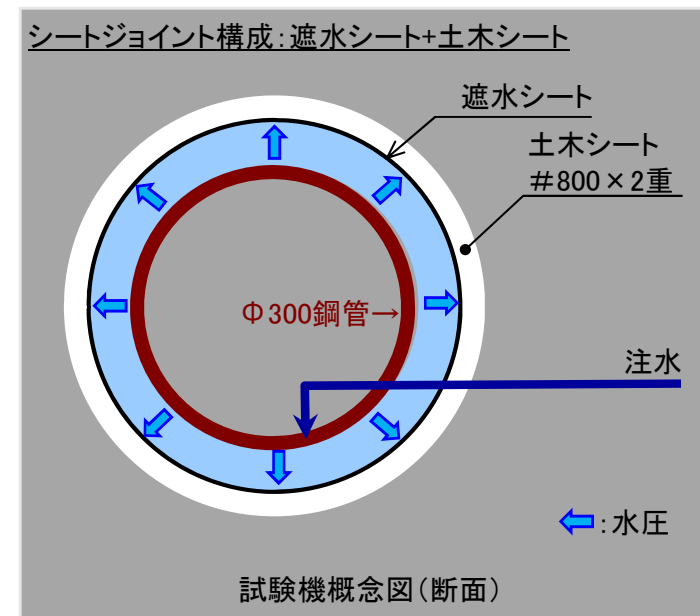
水圧	加圧時間	漏水の有無	試験結果
0.26Mpa	1時間	無	良
0.55Mpa	1時間	無	良



試験機構造図



試験機および供試体(側面)

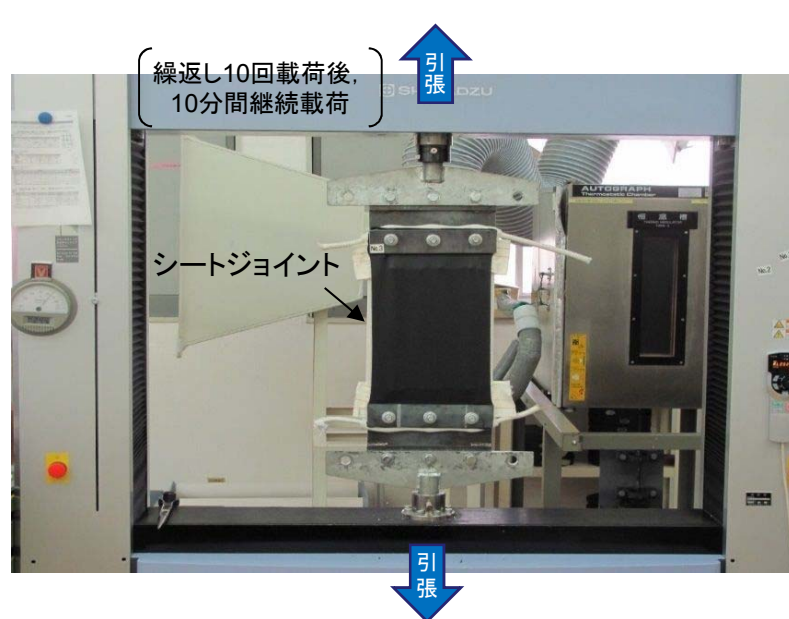


試験機および供試体(断面)

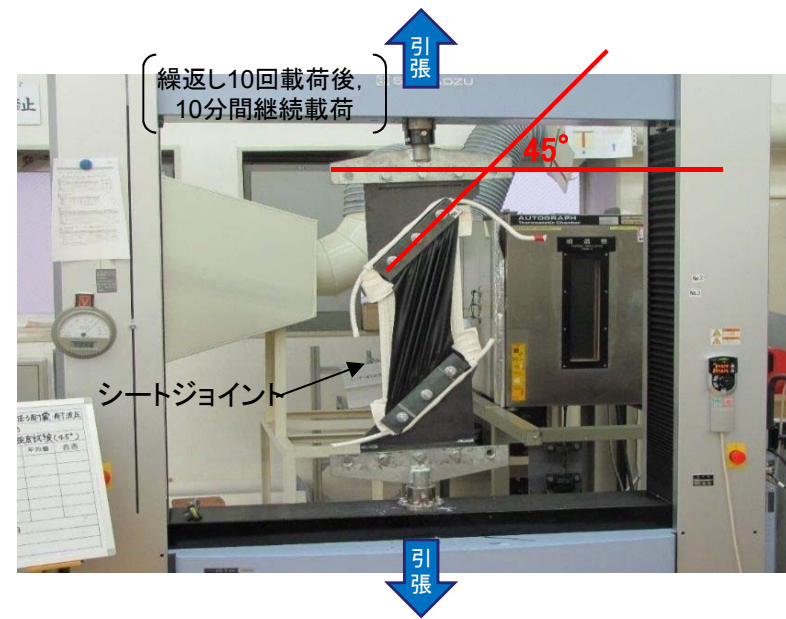
止水ジョイント性能試験(6/7)

- シートジョイント繰返し载荷試験, 継続载荷試験結果
津波荷重の最大張力を繰返し(10回)载荷した場合でも, シートジョイント本体および取付部が損傷しないことを確認した。その繰返し载荷を行った同一の供試体に10分間最大張力を継続载荷した場合においても, シートジョイント本体および取付部が損傷しないことを確認した。

引張荷重	载荷条件	取付角度	損傷の有無	試験結果2
Ⅱ-2 56.45kN/30cm	10回	0度	無	良
Ⅱ-2 56.45kN/30cm	10回	45度	無	良
Ⅱ-3 56.45kN/30cm	10回後, 10分継続	0度	無	良
Ⅱ-3 56.45kN/30cm	10回後, 10分継続	45度	無	良



試験状況 (取付角度0度)



試験状況 (取付角度45度)

止水ジョイント性能試験(7/7)

■ シートジョイント耐候性試験計画

シート母材の耐候性試験を行う。シート#800を遮水シートで包んだ状態で耐候性試験機に入れ、5年、10年、15年相当の試験時間を置き、時間経過後の引張強度を確認する。

経過年数	耐候性試験機	終了予定
5年	キセノンウェザーメーター	平成29年 12月 中旬
10年	キセノンウェザーメーター	平成30年 2月 中旬
15年	スーパーUVテスター	平成29年 11月 下旬



耐候性試験機例(キセノンウェザーメーター)



耐候性試験機例(スーパーUVテスター)

まとめ

設置許可段階において、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動 S_s および基準津波、T.P.+24m津波等に対する構造成立性について確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭体については、地震応答解析（有効応力解析）の結果、基準地震動 S_s に対して、杭の曲げ、せん断及び支持力が許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。また、二次元フレーム解析の結果、基準津波及びT.P.+24m津波に対しても、杭の曲げ、せん断及び支持力が許容限界値以下であり、同様に十分な構造強度を有していることを確認した。

上部工である鉄筋コンクリートについては、二次元梁バネモデルによる解析結果が、静的三次元FEM解析結果よりも保守的な評価となることを確認した（発生断面力が大きく評価される）。その結果においても、上部工のコンクリート及び鉄筋に生じる断面力が許容限界値以下であり、十分な構造強度を有していることを確認した。

地盤高さの嵩上げ部や表層改良体については、地震時、津波時におけるすべりに対して十分な安全率を有していることを確認した。

止水ジョイント部については、地震時の変位量により止水ゴムまたは止水シートの使い分けを行うこととし、性能試験結果においても、これら材料が津波荷重に対して十分な耐性があることを確認した。

以上より、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に必要な構造強度や止水性能について、概ね見通しが得られたものとする。