

図 1-6 第 3 号機海水ポンプ室防潮壁の配置概要

d. 第 3 号機放水立坑

第 3 号機放水立坑防潮壁の構造形式を図 1-7 に示す。第 3 号機放水管路，地下トレンチ及び第 3 号機補機放水路の横断部に鋼製遮水壁（鋼桁）を，南側の車両進入路部に鋼製扉を設置し，その他の箇所については，鋼製遮水壁（鋼板）を設置する。

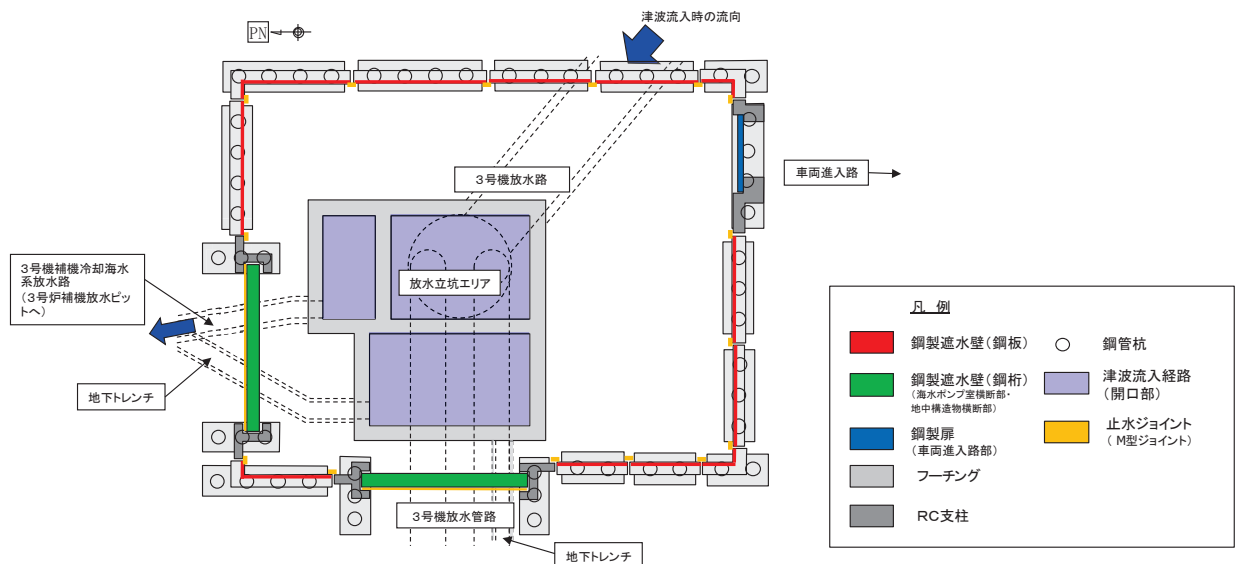
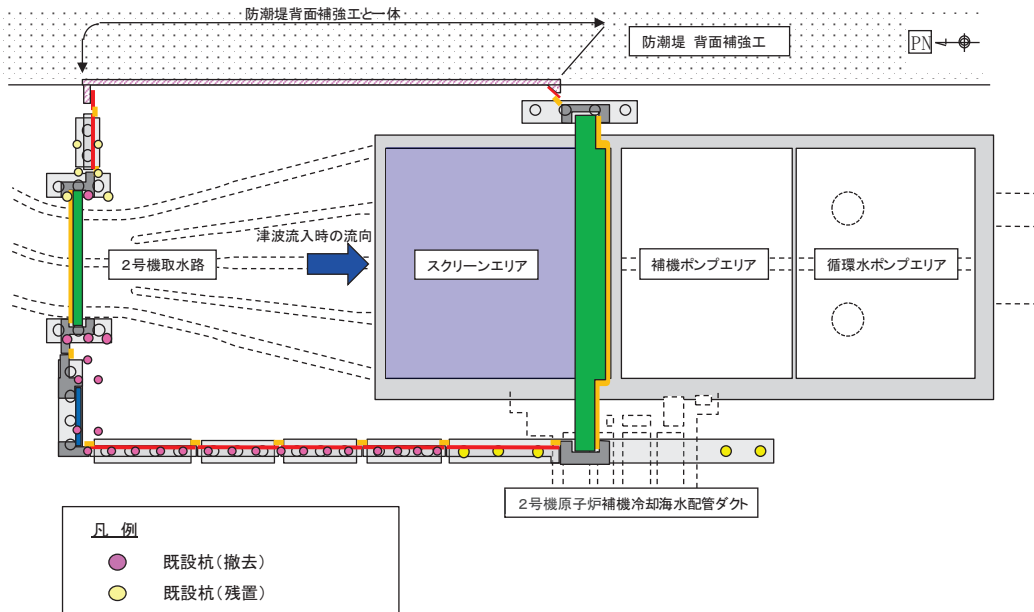


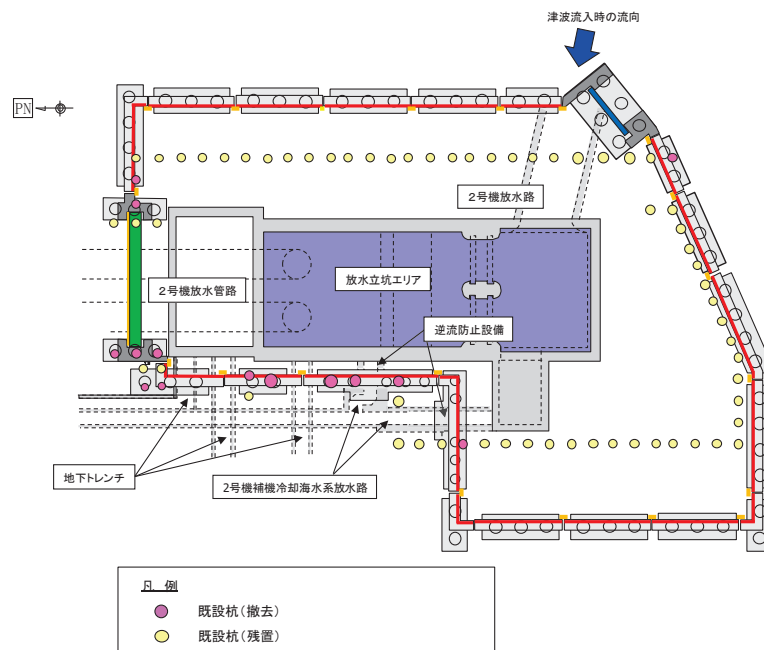
図 1-7 第 3 号機放水立坑防潮壁の配置概要

(既設構造との位置関係について)

図 1-8 に新設する防潮壁と既設杭との関係を示す。一部を除いて、既設杭との取り合いを踏まえ、干渉を回避するような線形とすることを基本とし、線形変更できない範囲については、新設杭施工時（オールケーシング工法）に干渉する既設杭は引き抜き、施工上干渉しない範囲は地中で切断し、力学的な結合は切り離した上で残置する。

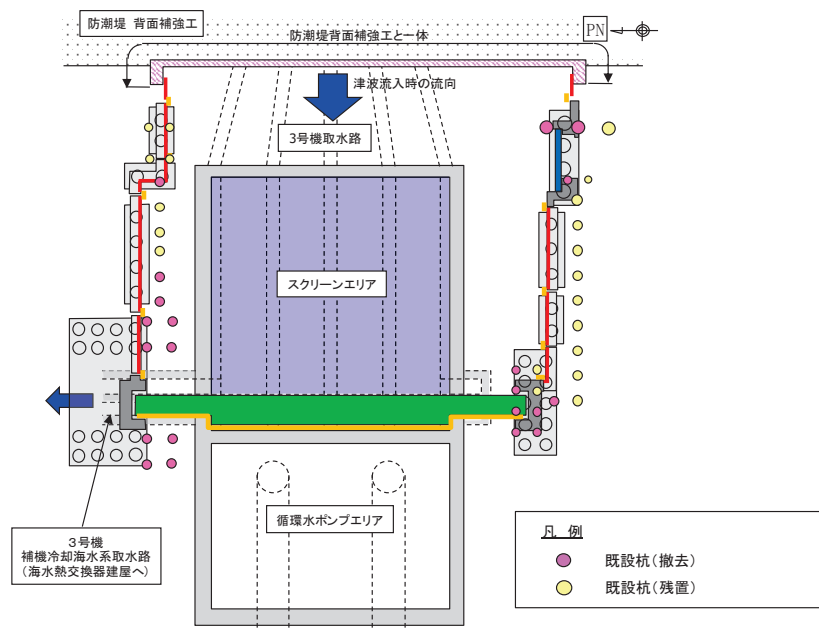


(第 2 号機海水ポンプ室)

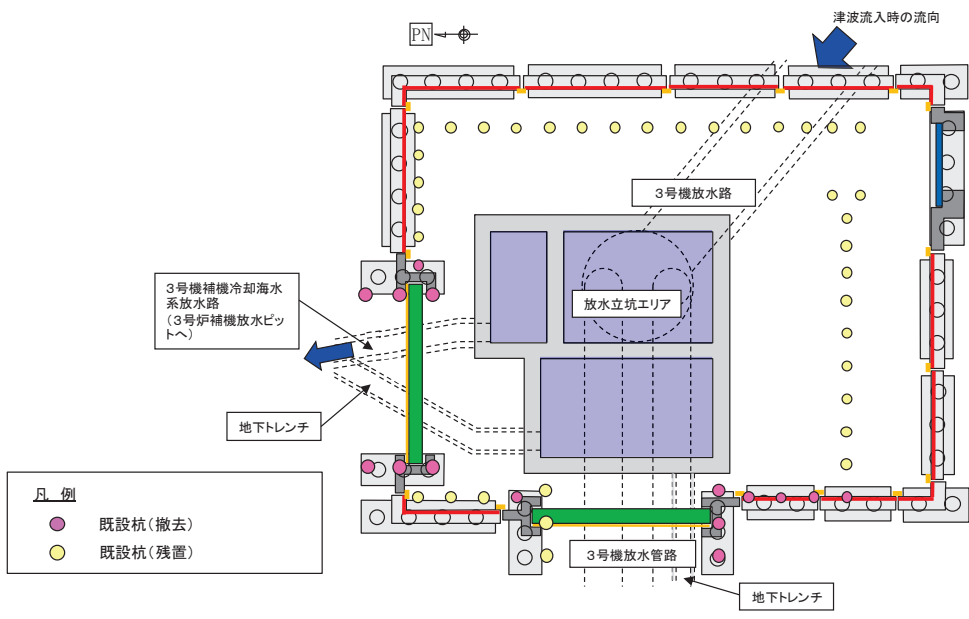


(第 2 号機放水立坑)

図 1-8(1) 新設する防潮壁と既設杭の関係



(第3号機海水ポンプ室)



(第3号機放水立坑)

図 1-8(2) 新設する防潮壁と既設杭の関係

(4) 止水性確保の考え方

止水性確保は，入力津波に対し余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，各構造部位が基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位（以下「設計用津波水位」という。）による荷重（津波＋余震重畳時を含む）に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とし，構造接合部（土中部含む）には止水性を有する止水ジョイント等を設置することで，止水性を確保する。個別の止水性確保の概要を以下に示す。

a. 構造形式

(a) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）は，十分に遮水性のある鋼板を，フーチングと一体となった鋼製支柱にボルト接合により設置する構造とし，これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

なお，鋼板とフーチング間については，構造的に分離させており，止水性を有する止水ゴム（ Ω 型ゴム）を設置することで止水性を確保する。また，構造間に設置する止水ジョイント（M型ジョイント）と Ω 型ゴムの接合部については，止水性の観点で弱部となりやすいため，工場で一体成型して設置することにより，当該箇所の止水性を確保する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図1-9に示す。

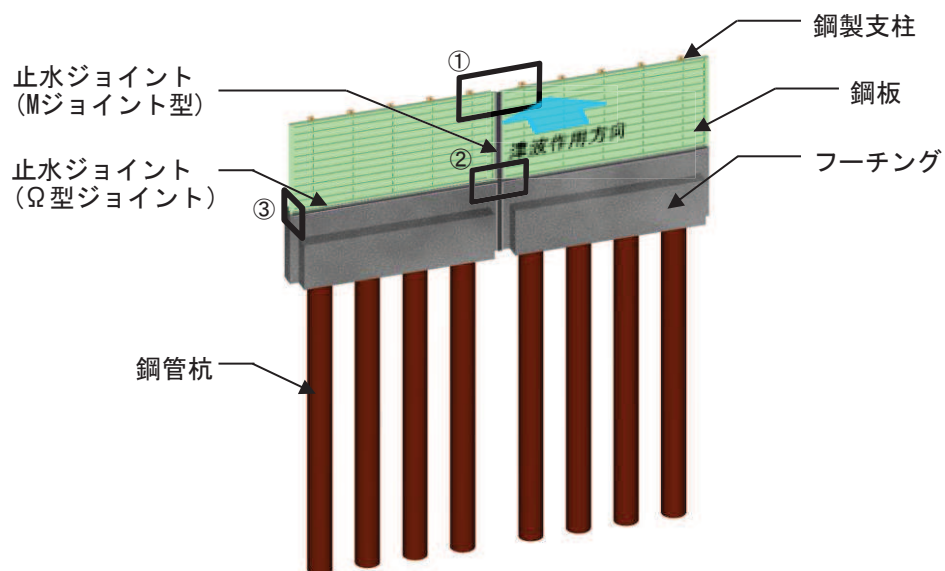


図1-9(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

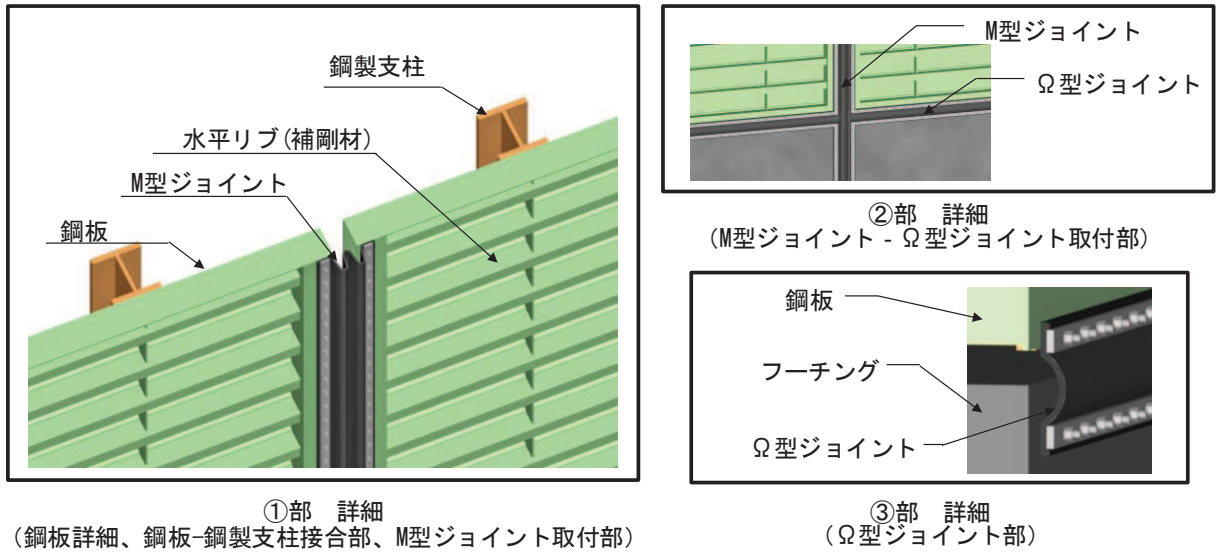


図 1-9(2) 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

(b) 鋼製遮水壁（鋼桁）

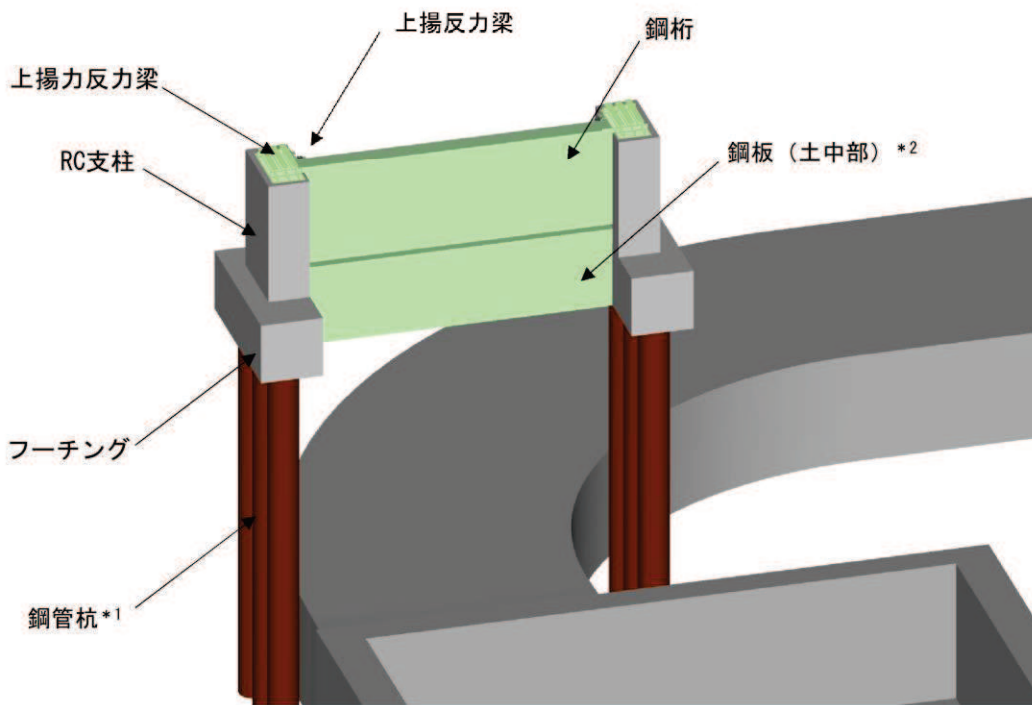
鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して支柱間に遮水性のある鋼桁を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。また、鋼桁上部に上揚力反力梁を設置し、慣性力や浮力による浮き上がりを防止する構造とする。なお、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）の詳細は参考資料 3 にて示す。

ここで、鋼桁と RC 支柱間には、前述のとおり鉛直支承及び水平支承を設置するため、鋼桁と RC 支柱間には遊間が生ずる。そのため、その遊間に対して、変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）のうち、海水ポンプ室横断部を除く鋼桁（地中構造物を横断する箇所）については、鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤であることから、フーチングに取り付けた鋼製ブラケットに、角型鋼管及び鋼板（土中部）を支持し、その間に止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置することで、止水性を確保する。なお、詳細は参考資料 4 にて後述する。

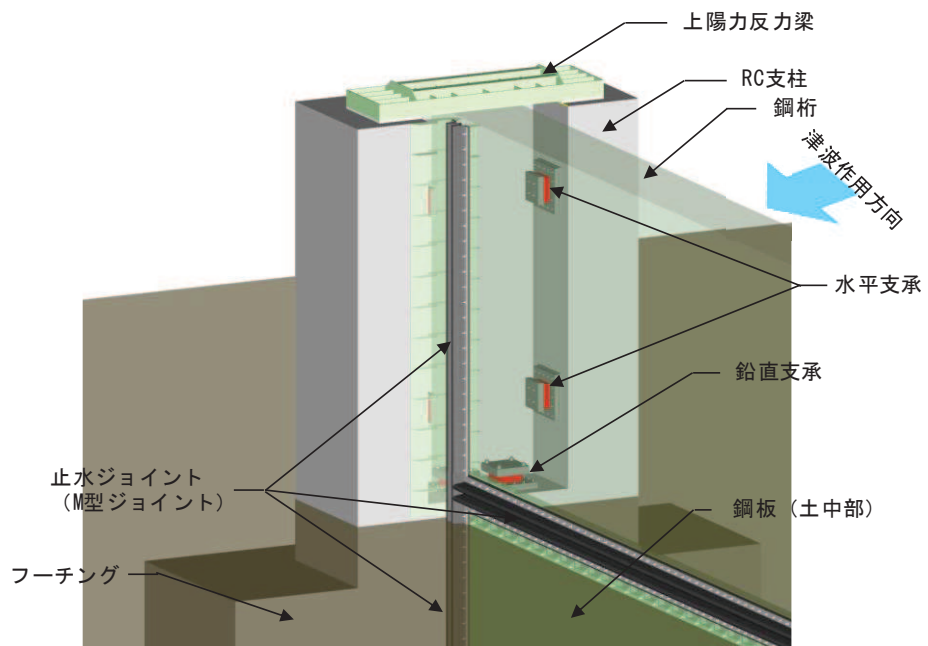
鋼桁（海水ポンプ室横断部）については、鋼桁下部が海水ポンプ室（隔壁）のため、止水ジョイントにより接合し止水性を確保する。詳細は b. 構造形式間にて後述する。

鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要を図 1-10 に、鋼桁下部の止水構造について図 1-11 に示す。



注記 *1 : 一部, 場所打ちコンクリート杭 (鋼桁1-基礎2のみ)
 *2 : ボイリング対策 (鋼桁2, 3, 5, 6のみ)

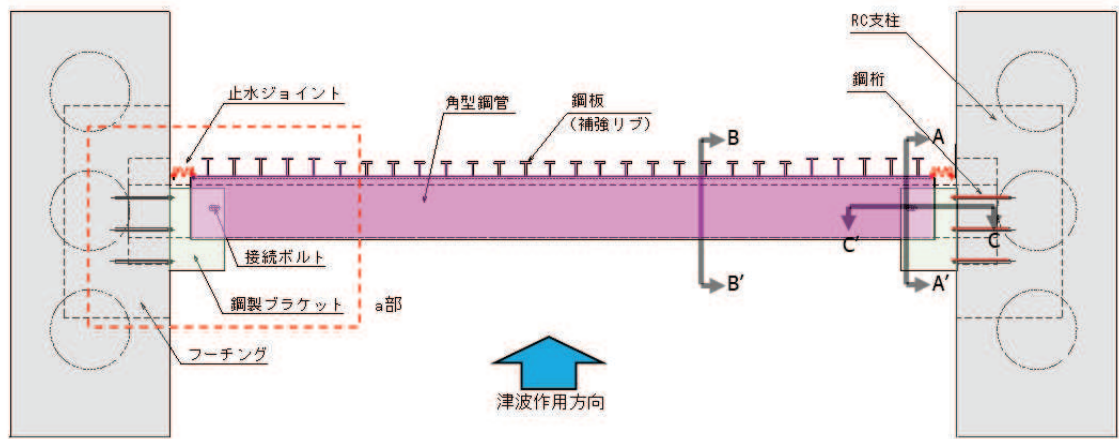
(全体概要)



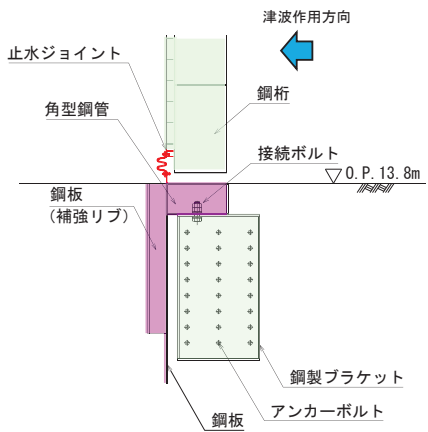
(鋼桁-RC 支柱取り合い部詳細)

図 1-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要

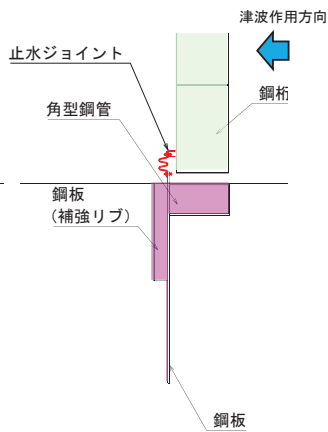
(参考) 1-12



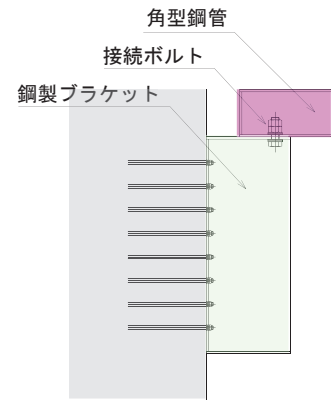
(平面図)



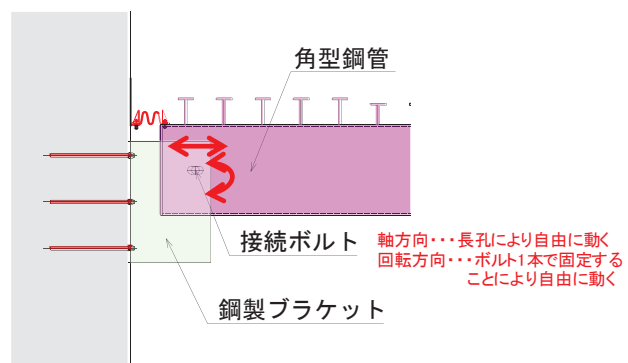
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a 部拡大)

図 1-11 鋼製遮水壁 (鋼桁) の鋼桁下部の止水構造概要
(海水ポンプ室横断部を除く)

(c) 鋼製扉

鋼製扉は、フーチングと一体の RC 支柱を構築し、支柱間に遮水性のある鋼製扉を設置する構造とし、これらの構成部位を基準地震動 S_s 及び入力津波水位に余裕を考慮した設計用津波水位による荷重に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造とする。

また、車両進入路部として、開閉可能な扉構造とするため、鋼製扉と戸当り間に止水ゴム (P 型) を設置し、戸当りとの接触面で止水性を確保する。

鋼製扉の構造概要を図 1-12 に示す。

なお、鋼製扉は地震後の津波到達に対し裕度をもって閉止できるよう 15 分以内に開閉可能な構造とすることとしており、人力での開閉が可能な構造ではあるが、基本設計段階では、扉体重量や風に配慮し、確実に閉止できるようにするため、動力を使わないアシスト機構としての油圧装置の配備等についても詳細設計の中で検討することとしていた。詳細設計段階において、図 1-13 に示すとおり、RC 支柱上部に油圧ジャッキ及び手動ポンプを配備する設計とした。(15 分以内に開閉可能であることは要素試験等を行い確認しており、詳細は参考資料 5 にて後述する)

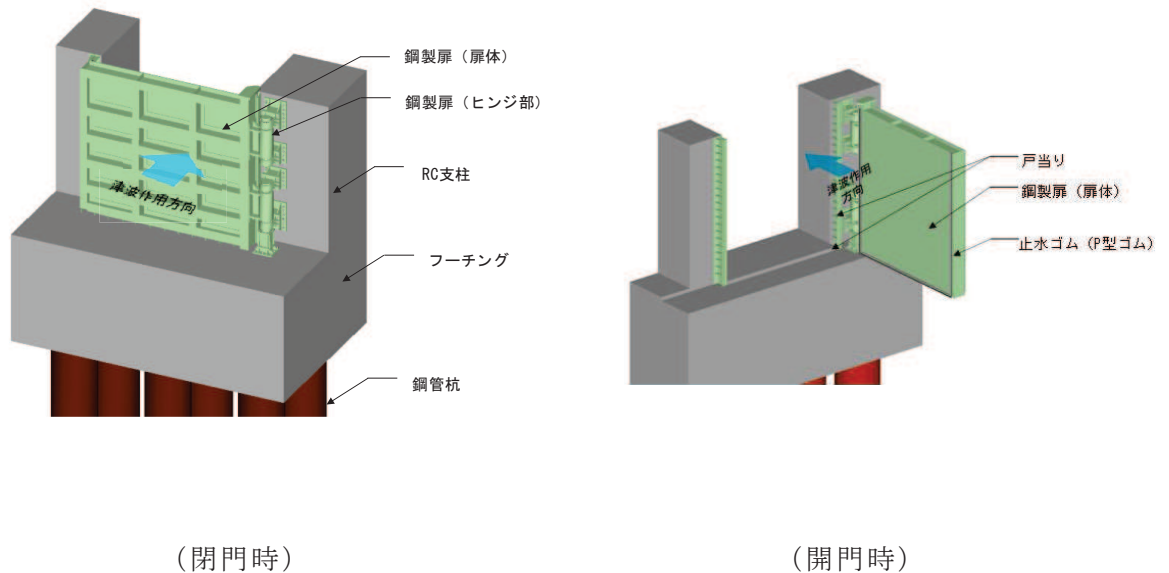


図 1-12 鋼製扉の構造概要

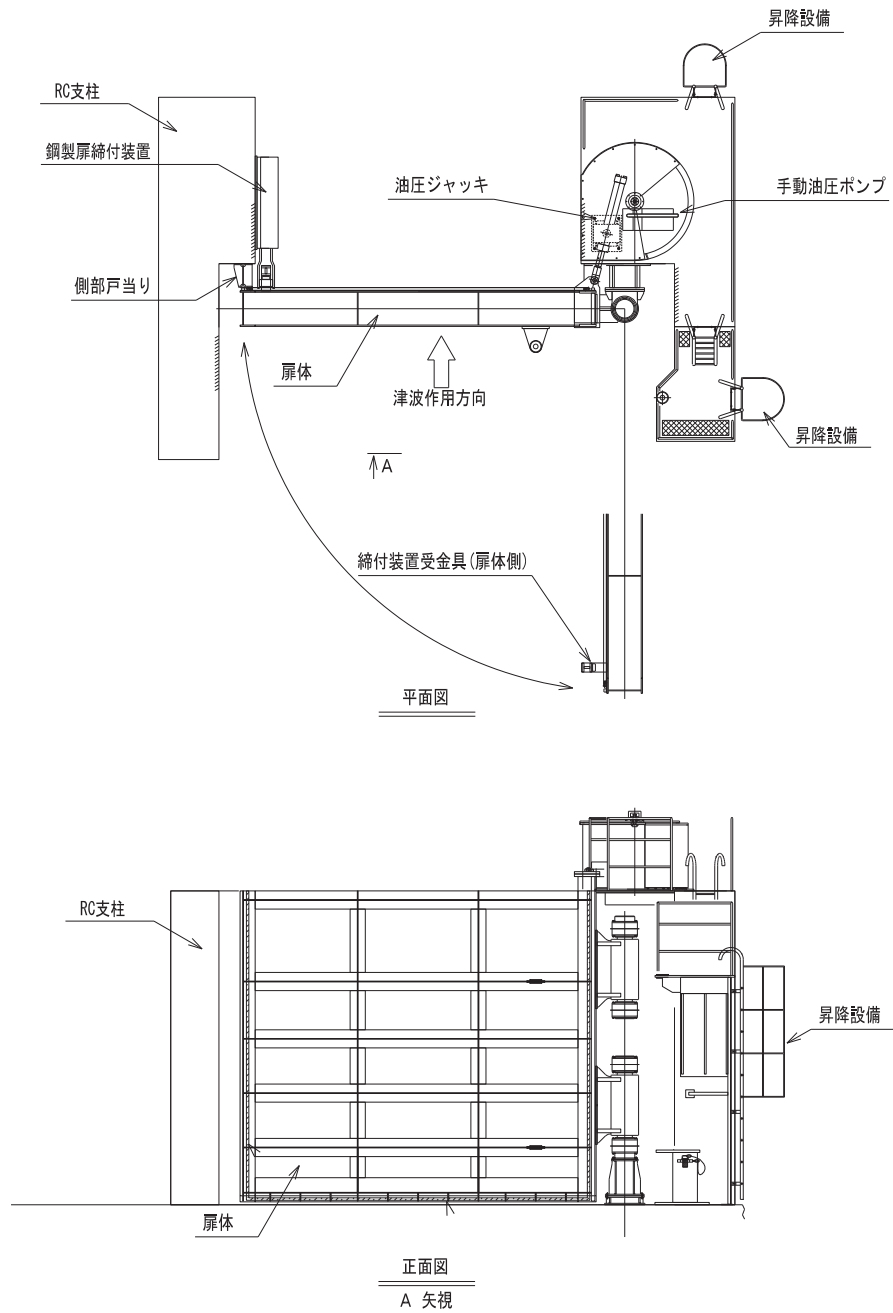


図 1-13 鋼製扉の開閉用補助装置の概要

b. 構造形式間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

接合部は、鋼材-鋼材、鋼材-RC 及び RC-RC の接合部の 3 パターンが存在する。図 1-14 に鋼材-RC 間及び RC-RC 間の接合部の概要図を示す（鋼材-鋼材間は図 1-9 のとおり）。

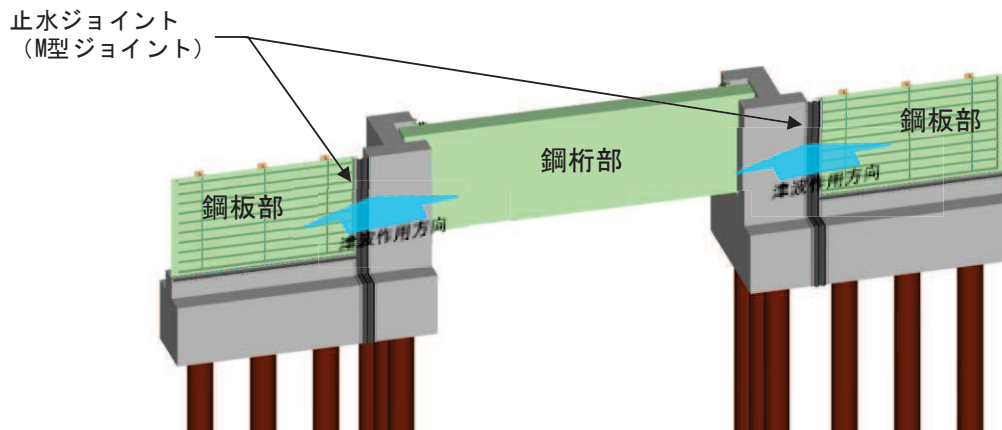


図 1-14(1) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

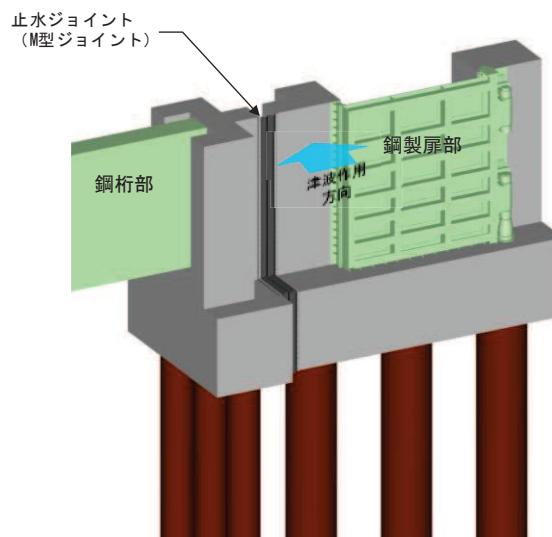


図 1-14(2) 構造形式間の接合部の概要
(鋼材-RC)

c. 異種構造物間

構造形式間の接合部には、変位追従性と止水機能を有する止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで、構造形式間の止水性を確保する。

(a) 海水ポンプ室

海水ポンプ室との接合部については、鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁から張り出したブラケットと海水ポンプ室隔壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。概要を図 1-15 に示す。

なお、海水ポンプ室隔壁の止水性の考え方については、「5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」にて示す。

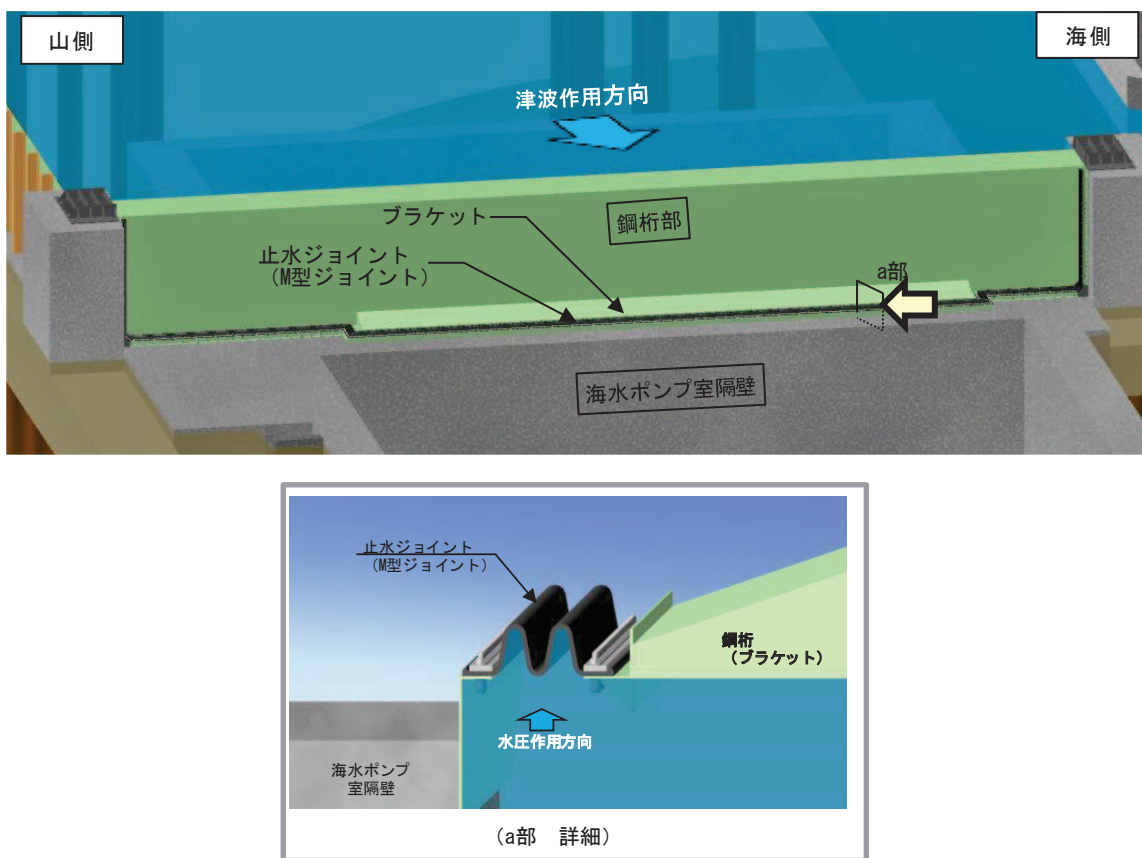


図 1-15 異種構造物間の接合部の概要
(海水ポンプ室間)

(b) 防潮堤間

防潮堤との接合部については、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けるとで、止水性を確保する。概要を図 1-16 に示す。

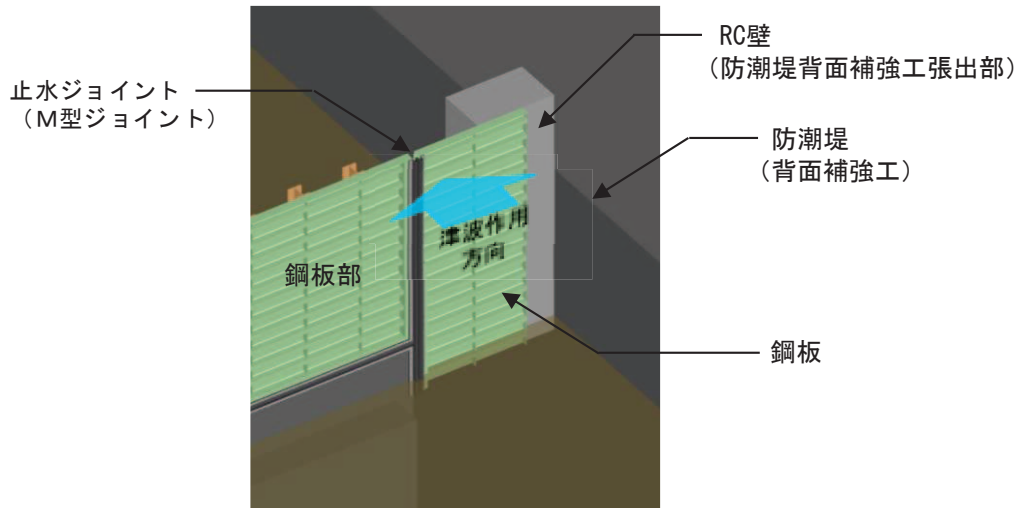


図 1-16 異種構造物間の接合部の概要
(防潮堤間)

d. 地中部からの回り込み

上記 a.～c.に加え，土中部から津波の回り込み（ボイリング）に対して，津波の滞水時間（最大 3 分程度）*や常時の地下水位（地下水位低下設備の効果により十分に低下している状態が想定）を踏まえると，発生する要件が揃う可能性は極めて低いと考えられるが，仮にそれらの要件が揃ったとしても止水性を確保する設計とする。

具体的には，フーチング高さまたは地中に設置する鋼板（鋼桁 2, 3, 5, 6 のみ）を，入力津波水位に対するボイリングを仮定した場合においても，十分な安全性を有する根入れ長を確保する高さに設定する（フーチング間は止水ジョイントを設置）。なお，基本設計段階ではフーチングへ矢板等を設置し必要根入れ長を確保する考えを例示していたが，フーチングがある部位については，必要な根入れ長をフーチング高さにより確保することとした。

また，鋼桁下部が地震時に沈下するおそれのある地盤である鋼桁（地中構造物を横断する箇所）においては，鋼桁下部に設置する角型鋼管に矢板（鋼材）を設置し，必要根入れ長を確保する。必要根入れ長の評価及び矢板等の詳細については，参考資料 4 にて後述する。

注記*：「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す，入力津波の時刻歴波形（水位上昇側）において敷地高さ（O.P.+13.8m）を上回る時間

(5) 基礎構造

a. 下端部の支持方法について

(a) 概要

支持層について、接地圧に対する十分な支持力を確保するため、 C_M 級岩盤とする。

ここで、 C_M 級岩盤上に C_L 級岩盤が分布する箇所は杭を岩盤内に根入れさせ C_M 級岩盤に支持させることになるが、岩盤への根入れ長が長くなることで、岩盤によるせん断抵抗が期待される一方、杭体としては岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響により耐震安全性が低下するおそれがある。

このため、杭の岩盤への根入れ長を短くし（ C_M 岩盤上面から C_L 岩盤上面までをMMRで立ち上げ）、 C_M 岩盤への荷重伝達を行うとともに、岩盤と盛土・旧表土境界部に発生するせん断力の影響を緩和する構造とする。

また、防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの2倍を確保する（詳細は参考資料2にて後述）。

杭下端部の支持方法の概要を図1-17に示す。

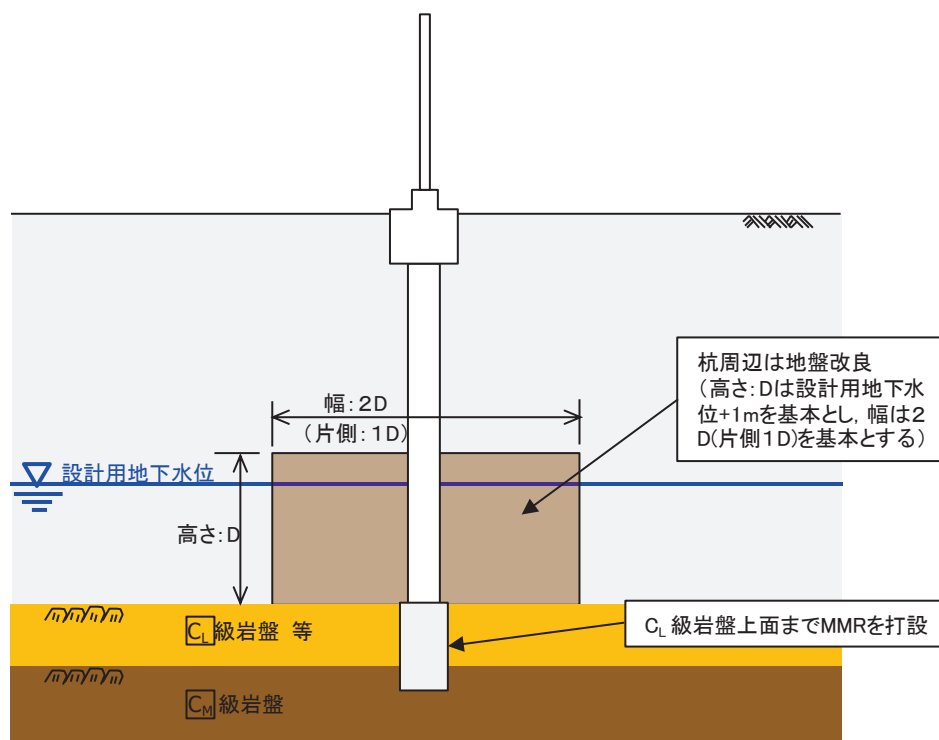


図1-17 杭下端部の支持方法の概要

(b) 設計上の考慮事項

杭下方の MMR については、 C_M 級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 C_M 級岩盤へ確実に荷重を伝達する。

表 1-1 に杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と C_M 級岩盤の極限支持力の関係を示す。

表 1-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 (C_M 級岩盤)
孤崎部層	30 N/mm ²	13.7 N/mm ²
牧の浜部層		11.4 N/mm ²

また、杭先端については、 C_L 級岩盤上面位置（MMR 上面）とすることを基本とするものの、不陸や鋼管杭の施工上の誤差により、 C_L 級岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが、図 1-18 に示す鋼製遮水壁（鋼板）-断面②における深度方向の地盤の変位分布のとおり、杭下方を地盤改良することで、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。なお、設計用地下水位が岩盤以深に分布している区間（鋼製遮水壁（鋼板）-断面③等）のように、地盤改良を実施しない範囲も存在するが、図 1-19 に示す断面③における深度方向の地盤の変位分布のとおり、杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

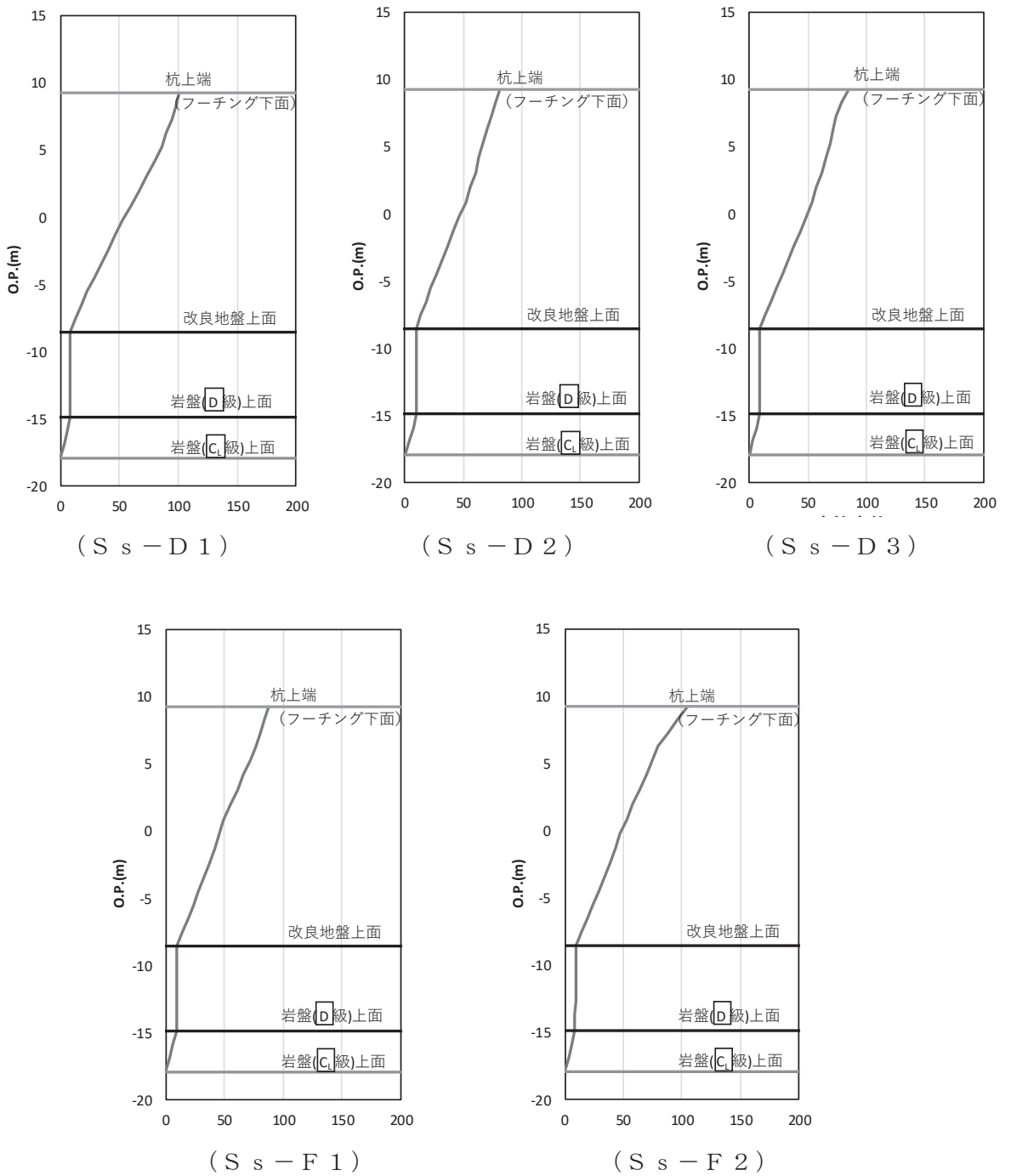
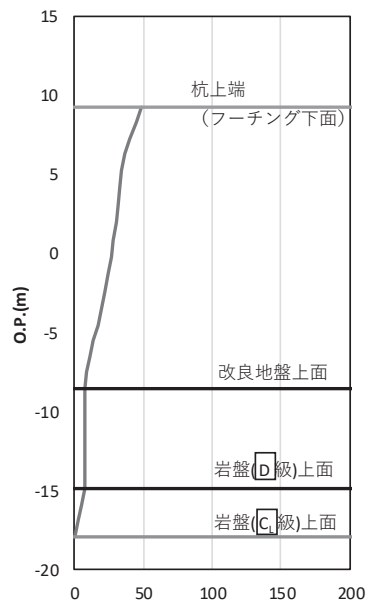
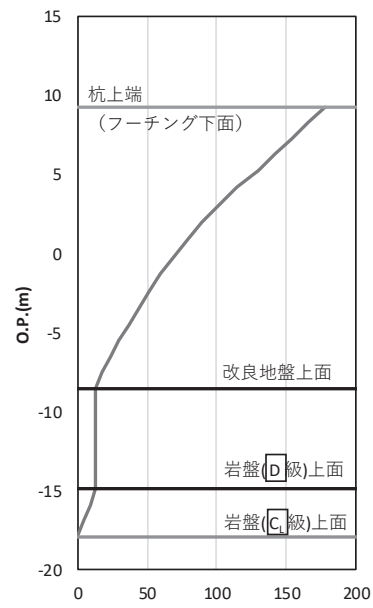


図 1-18(1) 深度方向の地盤変位分布
 (鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)

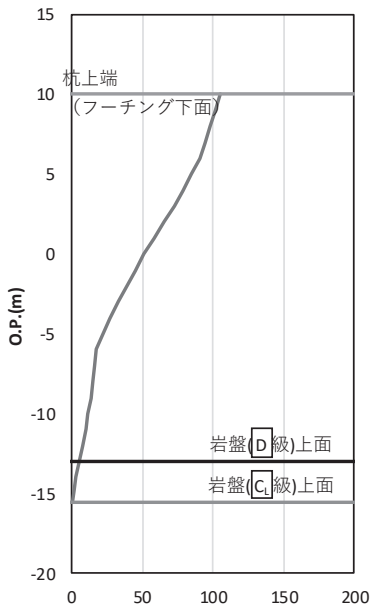


(S s - F 3)

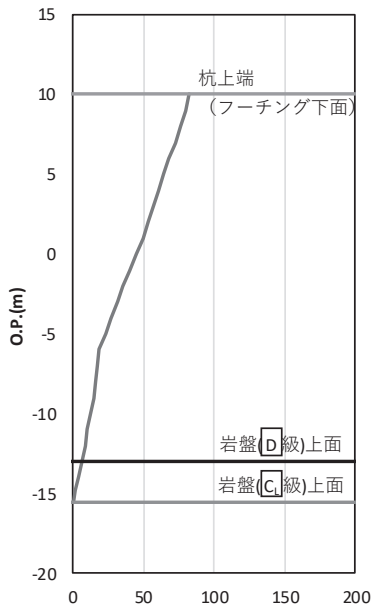


(S s - N 1)

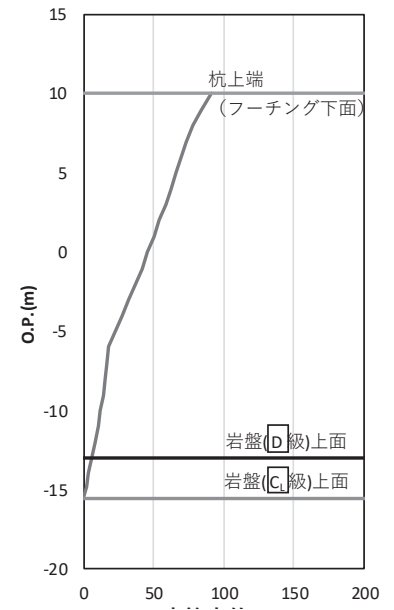
図 1-18(2) 深度方向の変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面②の例)



(S s - D 1)



(S s - D 2)



(S s - D 3)

図 1-19(1) 深度方向の地盤変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

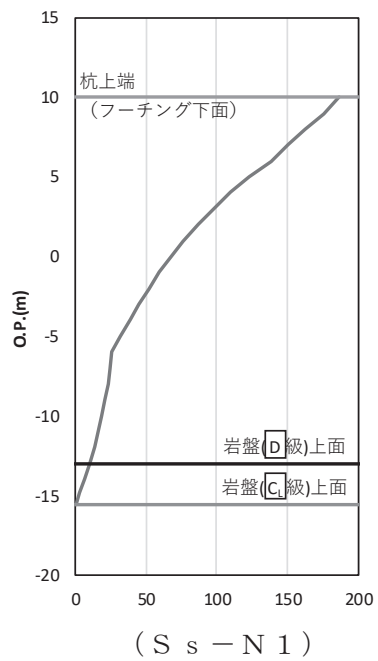
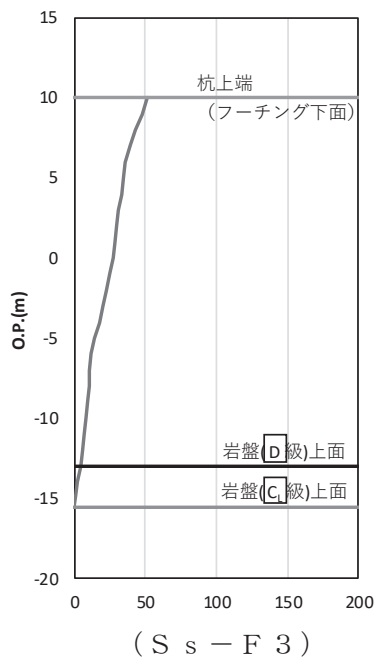
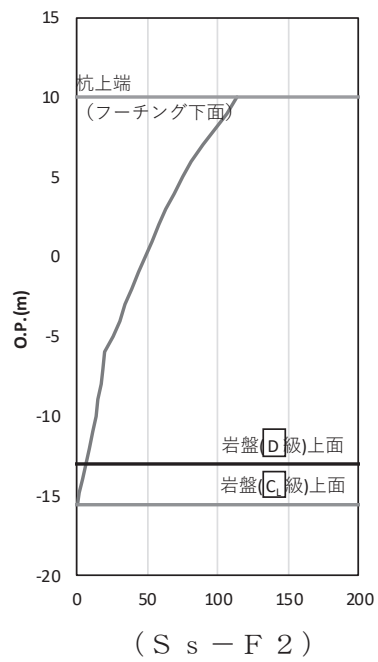
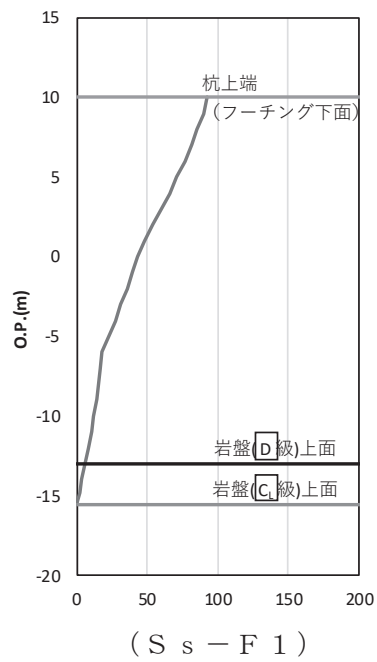


図 1-19(2) 深度方向の地盤変位分布
(鋼製遮水壁 (鋼板) -断面③の例)

なお、第3号機放水立坑防潮壁においては、杭の設置位置が建設時の掘削形状により、岩盤端部付近に位置している箇所（立坑南側）や岩盤上面が傾斜している箇所（立坑西側）があるため、これらの地点に対する杭先端部の安定性については、参考資料7及び参考資料8にて示す。

また、第3号機放水立坑については低耐震クラスであることを踏まえ、立坑の損傷を仮定した場合においても杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないように、地盤改良を行う計画とする。なお、改良体の安定性等の確認結果については参考資料8に示す。（第2号機放水立坑についても同様に低耐震クラスとなるが、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的に実施する地盤改良により、同様の役割を担い、杭の水平抵抗力や防潮壁の耐震性に影響が及ばないことを確認している（参考資料8）。）

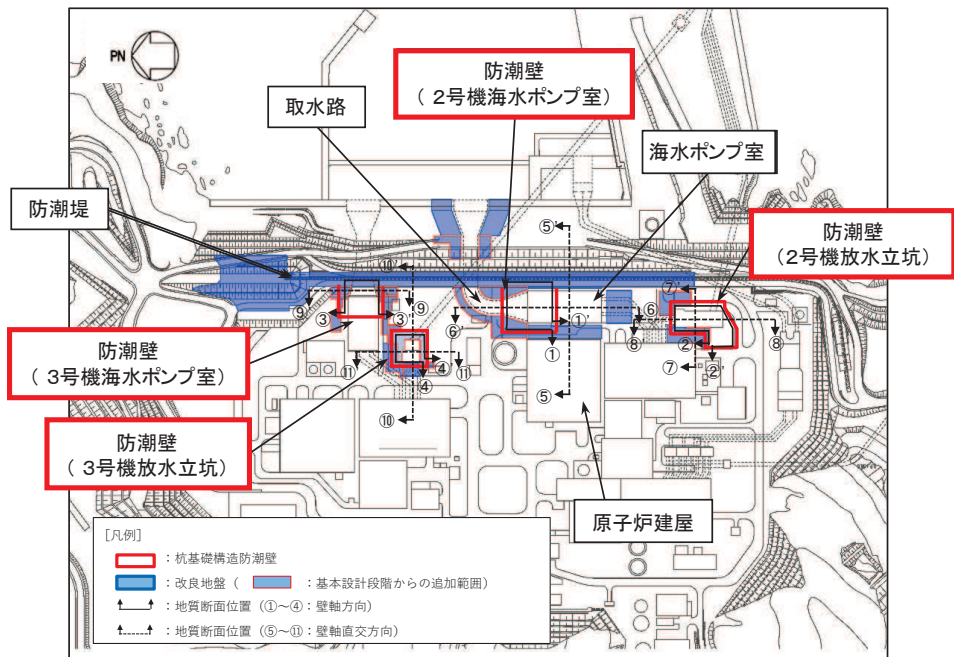
ここで、防潮壁の地震応答解析は、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化して、一次元時刻歴応答解析（全応力非線形解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

上記の第3号機放水立坑の損傷を仮定した地盤改良については、防潮壁の変形抑制及び液状化対策として有効性を確認している地盤改良高さの2倍幅を有していないことから、考慮せずに原地盤の盛土として扱うことで、地震応答解析手法の性質上、地盤改良体と盛土間の地層境界部での剛性差の影響がより大きくなる等、耐震評価において保守的な評価になると考えられることから、防潮壁の耐震及び強度計算上は考慮しない（原地盤の盛土として扱う）ことを基本とする。

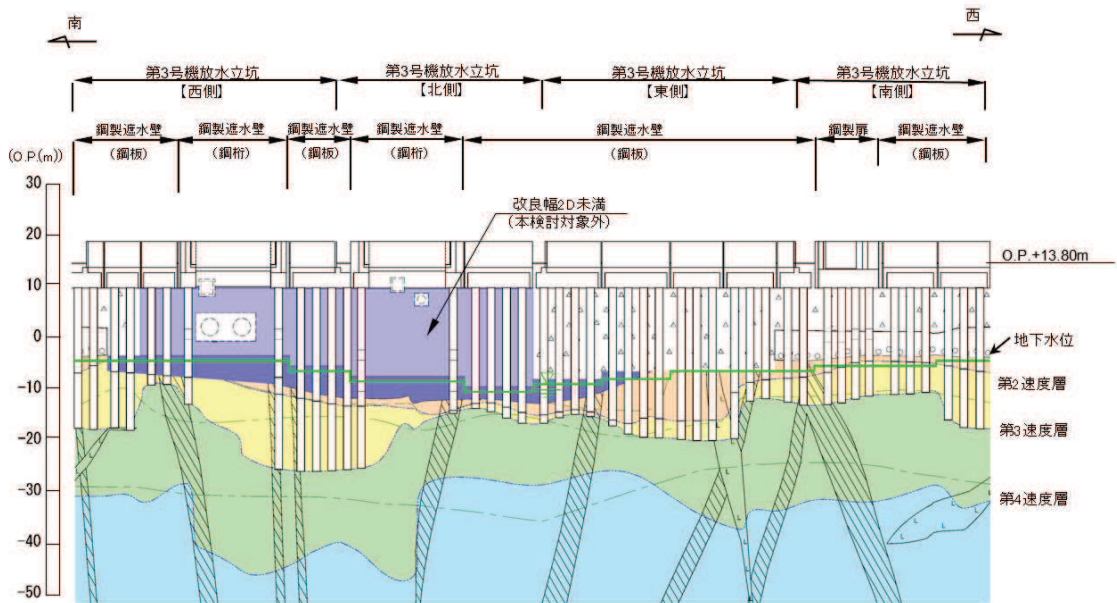
ただし、この地盤改良を考慮することで上部工の加速度応答等が大きくなり応答値への影響が想定されるため、有効な改良地盤として扱った場合の影響評価も行う。

なお、津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては沈下抑制としては機能するため考慮する。

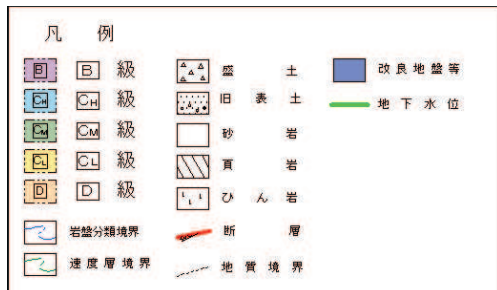
第3号機放水立坑付近の地質図を図1-20に、防潮壁の耐震・強度評価における本地盤改良の設計上の扱いを表1-2に示す。



(平面図)



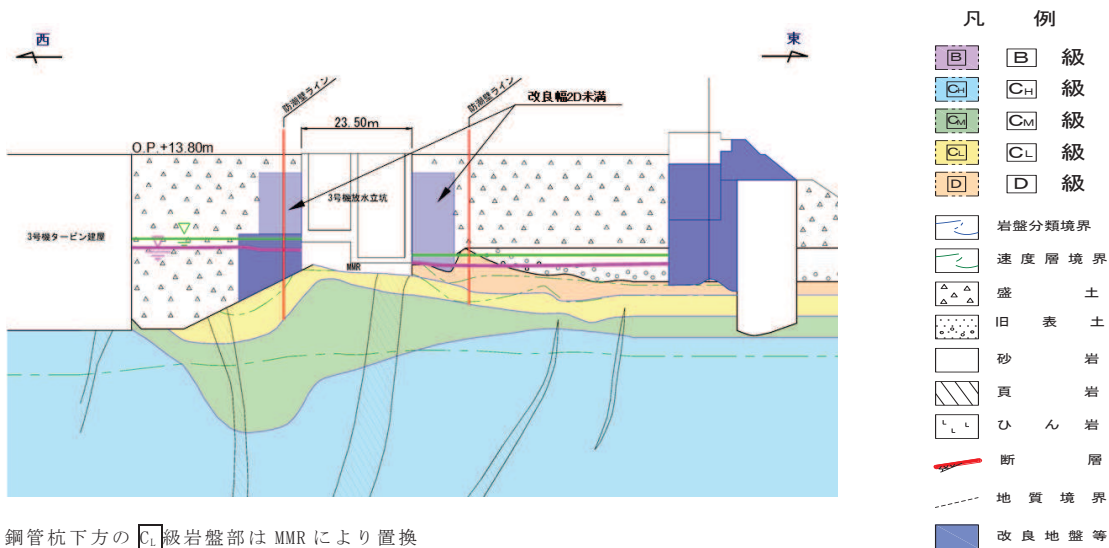
(第3号機放水立坑 ④-④' 断面*1,*2)



注記：*1：鋼管杭下端は C_L 級岩盤上面（又は C_L 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C_L 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

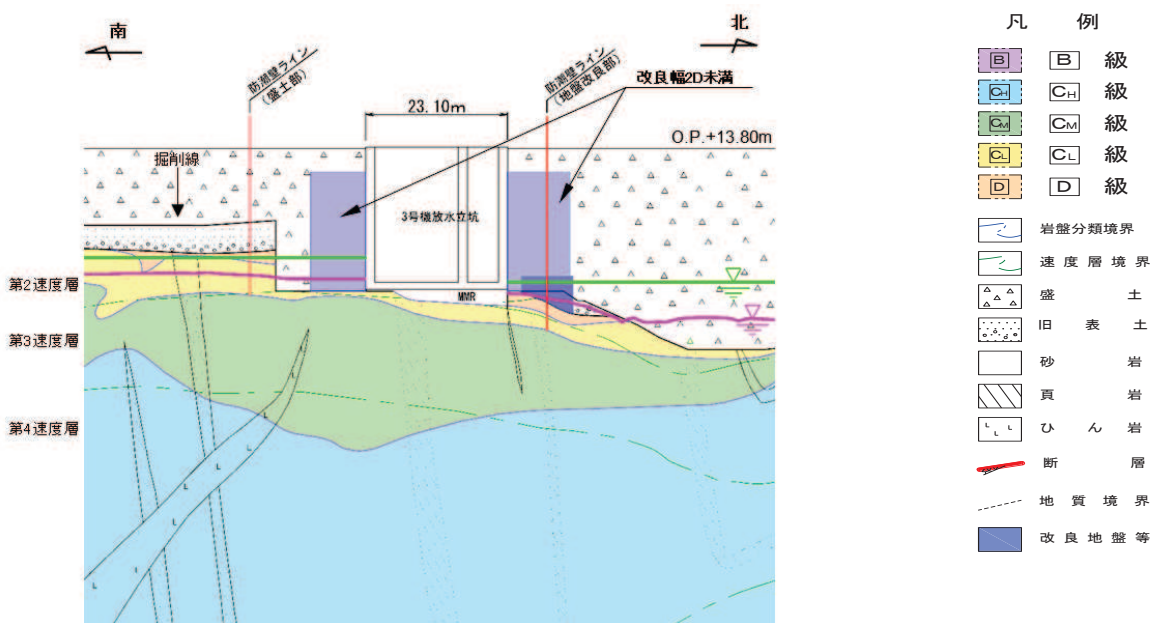
図 1-20(1) 第3号機放水立坑付近の地質図
(第3号機放水立坑横断方向(南北))



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

図 1-20(1) 第 3 号機放水立坑付近の地質図
 (第 3 号機放水立坑横断方向 (南北))



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

図 1-20(2) 第 3 号機放水立坑付近の地質図
 (第 3 号機放水立坑横断方向 (東西))

表 1-2 第 3 号機放水立坑の損傷を仮定して行う地盤改良に対する
防潮壁の設計上の扱い

項目	地盤改良の設計上の扱い	備考
耐震・強度計算	考慮しない	ただし，考慮することで上部工に作用する加速度応答が大きくなる等の影響が想定されるため，考慮する場合の影響評価についても行う。 なお，津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては，沈下抑制としての機能は有効であるため考慮する。
解析手法の妥当性 (参考資料 2)	考慮しない	
評価対象断面の選定 (補足 140-1 5.10)	考慮しない	ただし，耐震・強度計算に準じ，上部工への影響評価の観点から考慮する場合と考慮しない場合の双方の場合で整理する。
止水ジョイント変形量評価 (補足 140-1 6.3.10)	考慮する	図 1-20 に示すように，地盤改良を考慮することで，有意な地層境界部となるため，相対変位量の評価においては，保守的な評価となることから，考慮した場合について評価する。
ボイリング評価 (補足 140-1 6.3 参考資料 4，参考資料 9 等)	考慮する	津波荷重の設定に係る揺すり込み沈下量の算定においては，沈下抑制としては機能するため考慮する。

(c) 施工方法及び品質管理

基礎杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いる計画としており、以下の方法により施工品質を確保する計画としている。

オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマーグラブで排土する工法である。

よって、所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行った上で MMR の打設を行い、鋼管杭を設置する。深度の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。

岩級の確認は、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。なお、MMR は着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、全周を確実に岩盤支持させるため、更に 0.5m 程度掘削して構築する。

類似工事の施工例を図 1-21 に、参照する岩級区分基準を表 1-3 に示す。



(オールケーシング工法による掘削)



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)

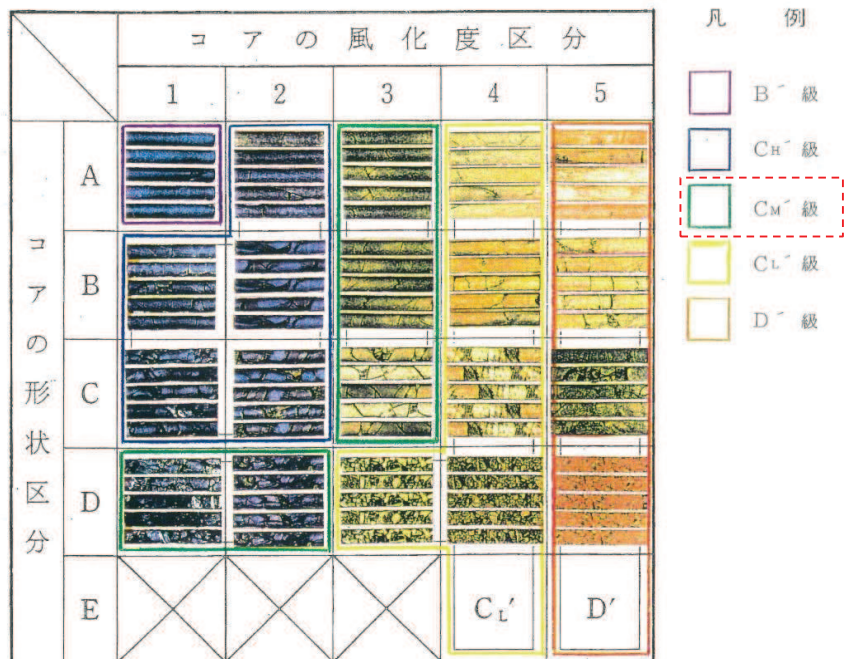
(岩盤確認状況)

図 1-21 類似工事の施行例

表 1-3 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B" 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。
C _H " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。
C _M " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。 ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。 ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。
C _L " 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。
D" 級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。 割れ目は不鮮明なものが多い。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。 指圧で岩片をすりつぶすことができる。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



b. 場所打ちコンクリート杭

(a) 概要

第2号機海水ポンプ室防潮壁の鋼桁においては、基礎杭に場所打ちコンクリート杭（JFETB杭-内面リブ付鋼管巻き場所打ち杭。以下「JFETB杭」という。）を採用している。

JFETB杭の構造概要を図1-22に示す。従来の場所打ちコンクリート杭の杭頭部などの大きな曲げモーメントやせん断力の作用する部分を内面リブ付鋼管巻きコンクリートとした場所打ち杭で、リブによる付着力により鋼管とコンクリートの一体化することで、一体となって大きな曲げ抵抗を発揮することが出来るため、杭径や本数、フーチング寸法を制限することが期待できる工法である。建設技術審査認定（一般財団法人土木研究センター）を取得しており、鉄道工事や公共工事における橋脚基礎等において採用実績がある。

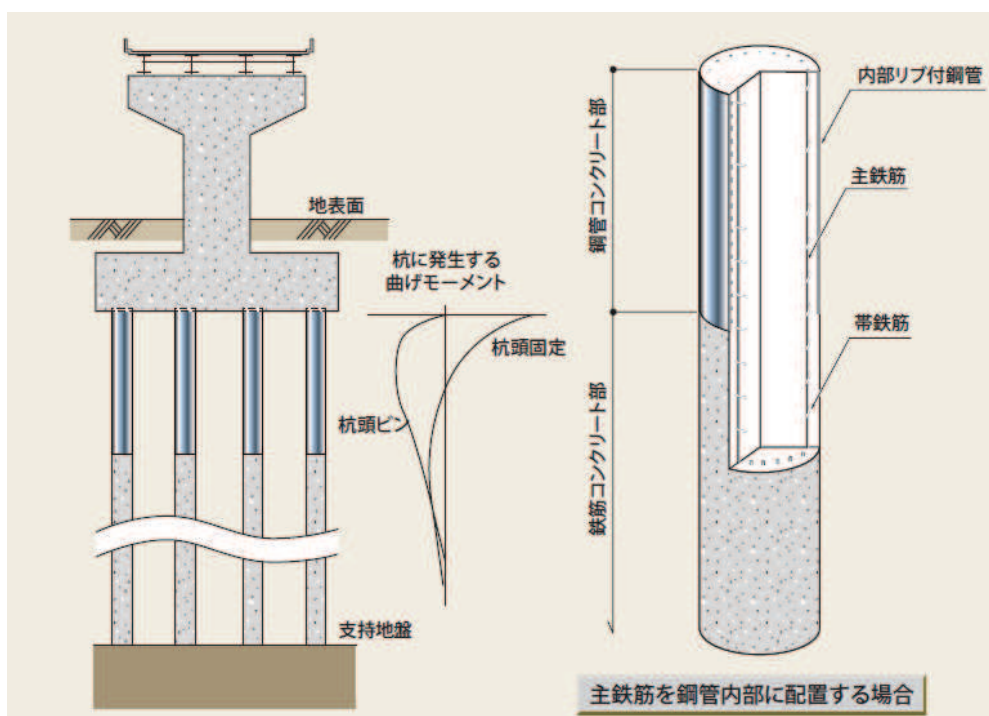


図1-22 JFETB杭の構造概要

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFEホールディングス株式会社）より引用
<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

(b) 設置位置

鋼桁のうち第2号機海水ポンプ室横断部の東側フーチング（原子炉建屋と海水ポンプ室間）については、原子炉補機冷却海水配管ダクトを横断するため基礎杭の間隔が広がり、他の基礎杭と比べ大きな曲げ抵抗や支持力を確保するためJFETB杭を採用する。

JFETB杭の設置位置を図1-23に、鋼桁（第2号機海水ポンプ室横断部）の構造概要を図1-24に示す。

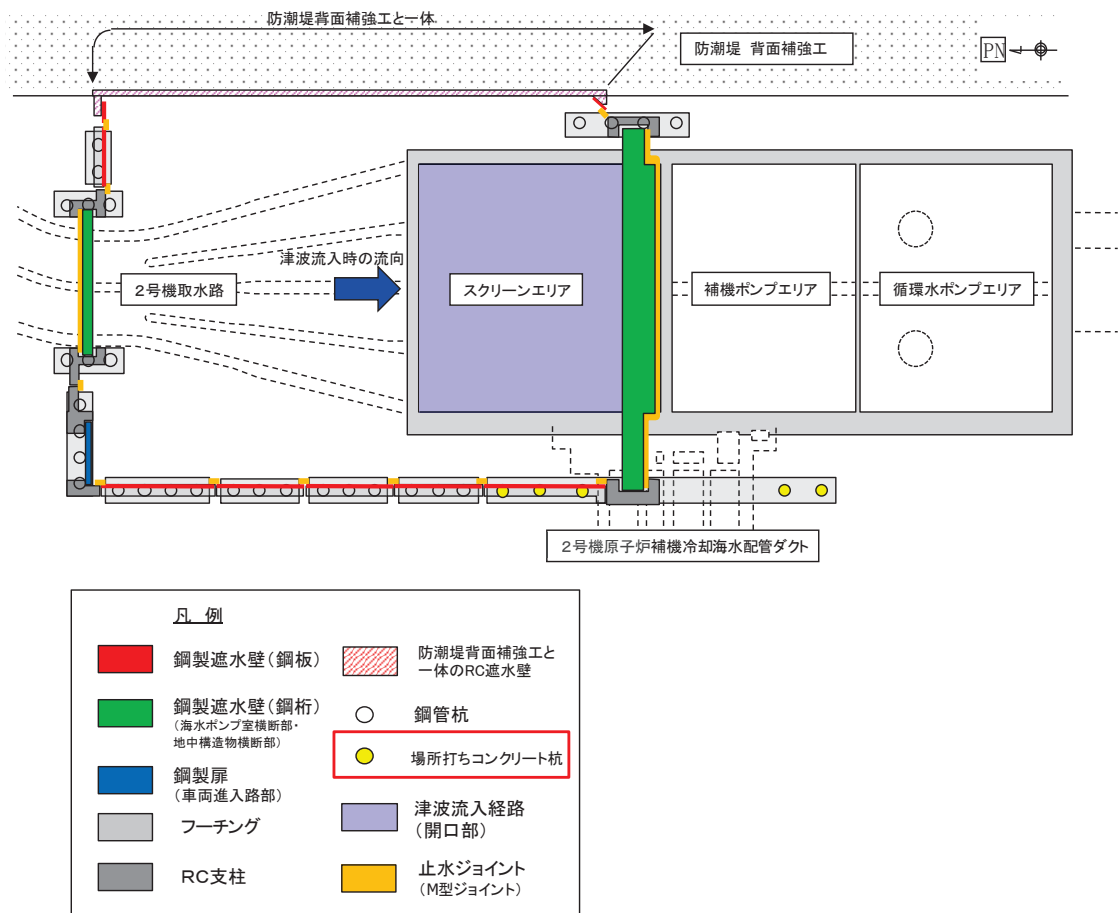


図1-23 JFETB杭の設置位置
(第2号機海水ポンプ室防潮壁)

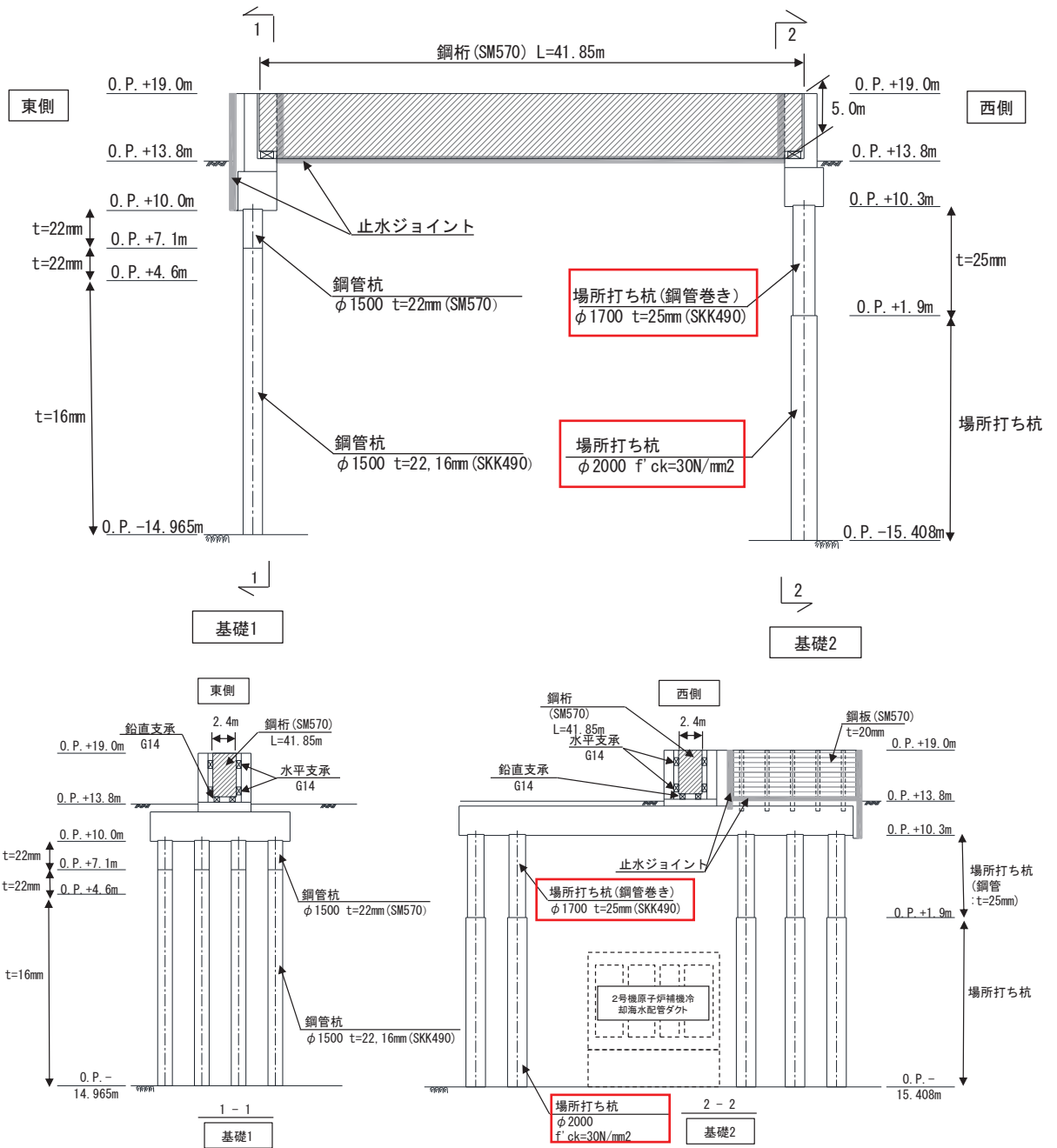


図 1-24 鋼桁 (第 2 号機海水ポンプ室横断部) 構造概要図
 (□ : JFETB 杭)

(c) 施工方法

JFETB 杭の、施工手順を図 1-25 に示す。従来の場所打ち杭（オールケーシング）工法で掘削を行い、鋼管設置部分のみ鋼管外形より一周り大きく掘削し、鉄筋かご及び鋼管を建込み、コンクリート打設時に鋼管外周をグラウト充填する。

使用材料を表 1-4 に示す。この仕様は、JFETB 杭の適用可能諸元に適合している。

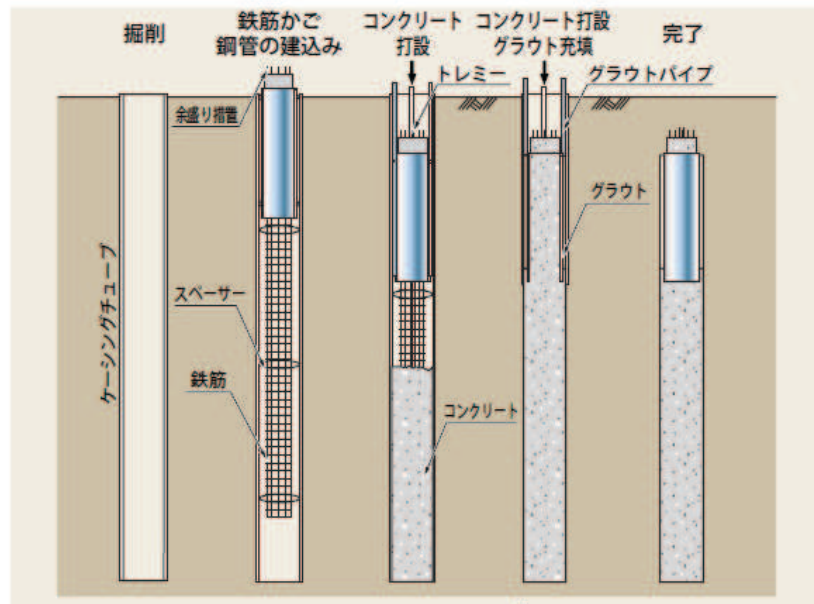


図 1-25 JFETB 杭の施工方法（オールケーシング工法）

（JFE-リブ付き鋼管カタログ（JFE ホールディングス株式会社）より引用

<https://www.jfe-steel.co.jp/products/katakou/catalog/dlj-509.pdf>）

表 1-4 使用材料

材料	諸元
鋼管	内面リブ付き鋼管：φ 1700，板厚 t=25mm，材質 SKK490
鉄筋	軸方向鉄筋：D51，SD490 帯鉄筋：D19，SD345
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$

(c) 設計方法

基本的な設計体系については、「道路橋示方書・同解説IV下部工編」に示されている場所打ちコンクリート杭に準じ、鋼管巻き立て部については、外周の鋼管を考慮した、断面諸元（曲げ剛性等）及び許容限界（降伏モーメント及びせん断強度）を算定する。また、上杭（鋼管巻きコンクリート杭部）と下杭（コンクリート杭部）の境界部はコンクリート杭が一体化されている構造であるが、断面力等が大きい位置とならないよう設計上の配慮を行う。

3. 設置変更許可段階における損傷モードの抽出と工事計画認可段階における説明

設置変更許可段階においては、防潮壁の設計方針について、地震時、津波時及び津波余震重畳時に防潮壁が維持すべき機能を喪失してしまう事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対しての設計・施工上の配慮事項を説明している。

以下、工事計画認可段階における設計内容について網羅的に説明する。

(1) 鋼製遮水壁の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製遮水壁の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表 1-5～表 1-8 に示す。

表 1-5 鋼製遮水壁（鋼板）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（1/4）

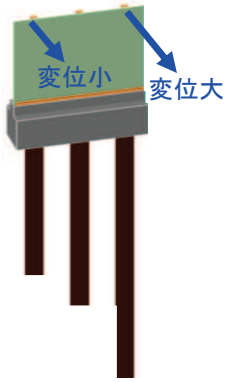
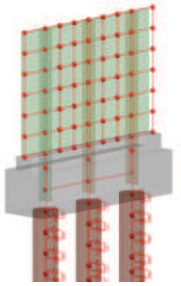
部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼板	<ul style="list-style-type: none"> 壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼板が曲げ破壊又はせん断破壊することで止水機能を喪失する。 支柱間の応答差や地盤条件変化部に相対変位により、鋼板にねじれが発生し損傷することで止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 ねじれを考慮した解析モデル(格子梁)を用いることにより、板としての挙動を考慮して抽出した鋼板に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、地盤条件変化部については、個別に影響確認を行う。 	<ul style="list-style-type: none"> 要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水位条件等を踏まえ、断面選定フローに基づく評価対象断面の選定結果を説明。 なお、その中で、同一基礎内において杭長差が最も大きく応答差による鋼板へのねじれモードの影響が大きくなると想定される断面も選定。 解析手法は、解析手法選定フローに基づき地下水位、地質状況等を踏まえ全応力解析を選定したことを説明。地下水位が盛土内に存在する場合は、液状化による変形抑制のため地盤改良を行うことを説明(各構造共通)。 解析モデルへの入力地震動は、水平成層を仮定し一次元地震応答解析により作成する妥当性について説明(各構造共通)。 選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ペンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる壁軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ>)の評価を行い、鋼板に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-6図, 11図~13図, 17図, 21図 VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.10, 6.3

表 1-6 鋼製遮水壁（鋼板）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（2/4）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製支柱 (H形鋼)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板から伝達する壁直角方向又は壁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、鋼製支柱が曲げ・軸力系の破壊又はせん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の3次元モデルの中で、鋼板と鋼製支柱の荷重伝達を表現するため、それぞれの部材をモデル化したうえで剛梁で連結していることを説明。 弱軸方向となる壁軸直角加振を行い、鋼製支柱に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 固定ボルトから伝達する壁軸方向の荷重により、鋼製支柱フランジ面が破断し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱フランジ面に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 		
固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板から伝達する壁軸方向への荷重により、固定ボルトが曲げ・せん断破壊し、鋼板の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 固定ボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 		<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-7 鋼製遮水壁（鋼板）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（3/4）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
M 型 ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> M型ジョイント及びΩ型ジョイントに生じる変形量・水圧が、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た許容変形量・水圧以下であることを確認する。 また、ジョイントを支持する金具についても、ジョイントより伝達する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 試験水圧を津波時（各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ>）における作用水深に基づく静水圧荷重及び動水圧荷重を考慮して安全側に設定したことを説明（各構造共通）。 また、許容変形量は解析から求まる相対変位量を十分包含するよう設定したことを説明（各構造共通）。 上記の試験水圧、許容変形量を作用させたM型ジョイント及びΩ型ジョイントの試験を行い変形による損傷、漏水が生じていないことを説明（各構造共通）。 ブロック間に生る相対変位量を算出するための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸直角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。 ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面力を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。 なお、ジョイントについては、各種依存性試験の結果、耐久性が十分あることを説明（各構造共通）。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
Ω 型 ジョイント				

表 1-8 鋼製遮水壁（鋼板）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（4/4）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング (R C)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 弱軸である壁軸直角方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 同一フーチング内の杭から伝達する荷重差や隣り合うフーチングから伝達する荷重により、ねじれ破壊し、鋼製支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 なお、隣り合うフーチングとは離隔を確保し地中部までM型ジョイントを配置することから力の伝達は発生しにくい構造となっており安全性が確保されている。 	
	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング発生の可能性を評価するとともに、フーチング下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。 矢板等は構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。 	<ul style="list-style-type: none"> 津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+揺すり込み沈下)におけるボイリング評価を行い、フーチング高さにより安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。 フーチングはSクラス設計であり安全性が確保されている(各構造共通)。 なお、入力津波高さに+0.5mの余裕を考慮した評価も行い、一部フーチングにおいては、埋戻しを改良地盤により行うことで浸透圧を押さえ安全性が確保されていることを説明(各構造共通)。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊し、フーチングの支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押し込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の3次元モデルを用いて、弱軸である壁軸直角方向加振を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 なお、基礎地盤については、CM級岩盤に統一したことを説明(各構造共通)。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容
 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表1-9～表1-16に示す。

表 1-9 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（1/8）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼 桁	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁直角方向の地震荷重又は津波荷重により、鋼桁が曲げ破壊又はせん断破壊し、止水機能を喪失する。 鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位等により、鋼桁にねじれが発生して損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 ねじれを考慮した照査手法を用いて抽出した、鋼桁に作用する断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁については、各箇所での構造、地質状況が異なるため、全ての構造を評価対象とすることを説明。 選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル（ベンツェン型モデル）を作成のうえ、鋼桁として弱軸となる鋼桁直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時（各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m）の評価を行い、鋼桁に作用する加速度、RC支柱における変位を算出したことを説明。 鋼桁について、ねじれ影響を考慮するため、別途、格子梁モデルを作成のうえ、3次元モデルから取り出した加速度、RC支柱における変位を強制変位として与え静的解析を行い、鋼桁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-7図, 8図, 14図, 18図, 22図, 23図 VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-10 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（2/8）

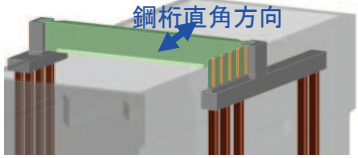
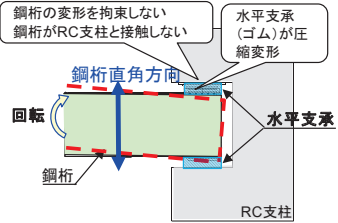
部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼 桁	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁を支持するRC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位により、鋼桁が回転してRC支柱に接触し、局所的な荷重が生じて損傷することで、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁とRC支柱間に取りつけた水平支承(ゴム)により、RC支柱と接触しない構造とする(なお、水平支承(ゴム)について、鋼桁より伝達する荷重に対して、許容圧縮量以下であることを確認する)。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直方向の地震荷重又は津波荷重(揚圧力)により、鋼桁が浮き上がり、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱上部に上揚力反力梁を設置し、鋼桁の浮き上がりを防止する(なお、上揚力反力梁について、鋼桁より伝達する荷重に対して、各部位に生じる断面力による応力度等が許容限界以下であることを確認する)。 	<ul style="list-style-type: none"> 地震時及び津波時に鋼桁に作用する上揚力による浮き上がりを防止するため、各鋼桁のRC支柱上部に上揚力反力梁を設置することを説明。 なお、鋼桁1(第2号機海水ポンプ室)、鋼桁4(第3号機海水ポンプ室)は、併せてスリットを設けることを説明。 格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁が鋼桁軸方向に変位し、RC支柱と衝突することにより、局所的な荷重が生じて破壊し、止水機能、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 変位量を考慮した初期遊間を設けることにより、鋼桁とRC支柱が衝突(接触)しない設計とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸方向加振を行い、鋼桁に生じる変位量を求め、鋼桁とRC支柱間の初期遊間以下であることから、鋼桁とRC支柱が衝突(接触)しないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（3/8）

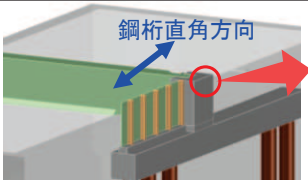
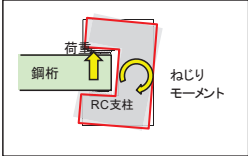
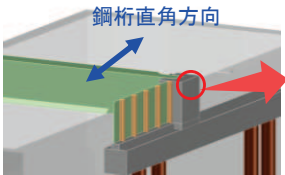
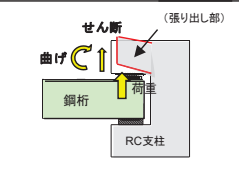
部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
RC 支柱	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、RC支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向及び桁軸方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱間の鋼桁直角方向の相対変位や鋼桁から伝達する荷重により、RC支柱に生じるねじれにより支柱が損傷し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じるねじりモーメントによる応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からねじりモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
				
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向の荷重により、RC支柱（張り出し部）が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 桁軸直角方向加振を行い、水平支承に生じる反力からせん断力、また曲げモーメントを求め、それによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
				

表 1-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（4/8）

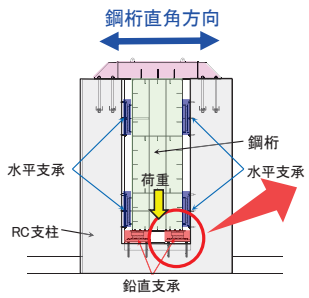
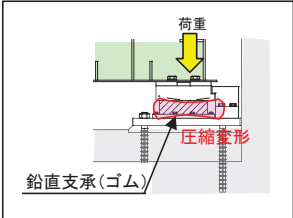
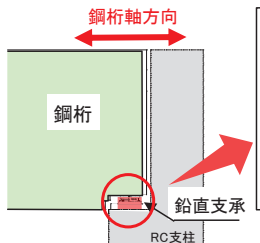
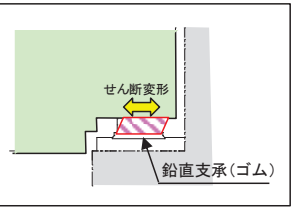
部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鉛直 支承	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鉛直下向き荷重により、鉛直支承(ゴム)が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承(ゴム)に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
				
	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁軸方向（面内方向）の荷重により、鉛直支承(ゴム)がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承(ゴム)に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鉛直支承に作用する荷重を鋼桁軸方向加振の結果から求め、せん断ひずみが許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
				

表 1-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（5/8）

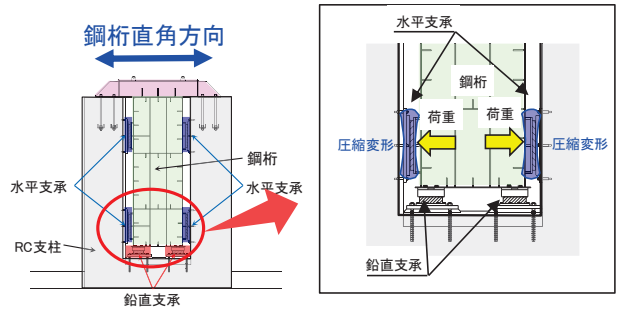
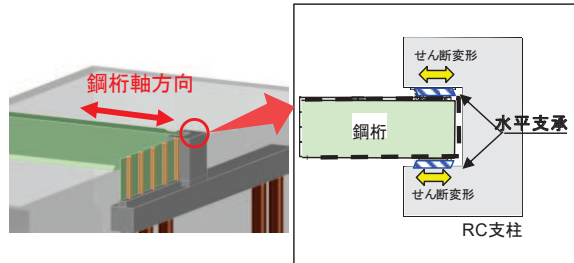
部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
水平支承	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁直角方向への荷重により、水平支承（ゴム）が圧縮破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 水平支承（ゴム）に生じる圧縮変形による圧縮量が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁とRC支柱間に水平支承を設け、水平支承に作用する荷重を鋼桁軸直角方向加振の結果から求め、圧縮応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
		<ul style="list-style-type: none"> 水平支承（ゴム）に生じるせん断変形によるせん断ひずみが、許容限界以下であることを確認する。 		
<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鋼桁軸方向の荷重により、水平支承（ゴム）がせん断破壊し、鋼桁の支持性能を喪失する。 				

表 1-14 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（6/8）

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
上揚力反力梁	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁から伝達する鉛直上向き方向への荷重により、上揚力反力梁が曲げ・せん断破壊又はアンカーボルトの引き抜きにより、鋼桁の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 上揚力反力梁に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 格子梁モデルによる解析から鉛直支承の反力を求め、その反力を上揚力反力梁に載荷し、同梁に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
M型ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 許容変形量を超える変形又は水圧が作用することにより、ジョイントが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> M型ジョイントに生じる変形量・水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定めた許容変形量・水圧以下であることを確認する。 また、ジョイントを支持する金具についても、ジョイントより伝達する曲げ・せん断系の荷重により支持機能を喪失しないことを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁と鋼板間、鋼桁と海水ポンプ室間に生じる相対変位量を算出するための評価対象断面を構造や地質断面図、周辺構造物との関係等を踏まえ選定し、壁軸直角方向並びに壁軸方向加振を行い相対変位が許容値内に収まることを説明。 ジョイントを支持するボルトについて、試験水圧を作用させた場合において発生する断面力を求め、それによる応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-15 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（7/8）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
角 型 鋼 管	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱間の鋼桁直角方向又は鋼桁軸方向の相対変位による強制変形や、角型鋼管自体に作用する荷重により、角型鋼管が曲げ・せん断破壊し、止水性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 角型鋼管はRC支柱間の相対変位を拘束しない設計とする。（鋼製ブラケットの支持部（ボルト接合部）に長孔を設けることで、軸方向と回転方向に自由に動く設計とする） なお、角型鋼管と鋼製ブラケットを連結するボルトに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁下部のボイリングを防ぐため、角型鋼管と鋼製ブラケットをフーチングに支持し、角型鋼管に鋼板を取り付けることを説明。 角型鋼管と鋼桁間、鋼板とフーチング間にM型ジョイントを設置することを説明。 軸直角方向加振から求めた加速度等を用い、角型鋼管、鋼板を一体としたモデルに載荷して、断面力を求め、各部材に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング等により、津波が角型鋼管下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する（接合部はジョイントを設置）。 矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする（Sクラス設計）。 		
鋼 製 ブ ラ ケ ッ ト	<ul style="list-style-type: none"> 角型鋼管から伝達する荷重により、鋼製ブラケットが破壊することにより、角型鋼管の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製ブラケットに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 		

表 1-16 鋼製遮水壁（鋼桁）の損傷モードと工事計画認可段階における設計（8/8）

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
フーチング	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、フーチングに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 同一フーチング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれによるフーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	
	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等をとりつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。 矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の説明に含む。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
鋼管杭 ・ 場所打ち杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等、が許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁軸直角方向加振、及び鋼桁軸方向加振を行い、鋼管杭、場所打ち杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

(3) 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における説明内容

鋼製扉の損傷モードを部位別に示し、工事計画認可段階における設計内容を表 1-17～表 1-19 に示す。

表 1-17 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (1/3)

部位の名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼製扉	<ul style="list-style-type: none"> 壁直角方向の地震荷重・津波荷重により、鋼製扉が曲げ破壊又はせん断破壊することで止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 要目表に示す設計値、構造図、レイアウト図、地質断面図、及び地下水位条件等を踏まえ、断面選定フローに基づく評価対象断面の選定結果を説明。 選定した断面において、設置変更許可で示した方針に基づき、上部工、下部工を一体とした質点系の3次元モデル(ベンツェン型モデル)を作成のうえ、弱軸となる鋼製扉軸直角方向に荷重を与え地震時並びに津波時(各防潮壁位置における入力津波高さ+0.5m+揺すり込み沈下0.4m<地質に応じ)の評価を行ったことを説明。 また、鋼製扉の開き時における地震時の評価を行ったことを説明。 鋼製扉に作用する加速度を取り出し、別途作成した格子モデルを用い静的解析を行い、鋼製扉に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 VI-6-第9-4-1-9図, 15図, 19図, 24図 VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
扉取付部(ヒンジ)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉から伝達する地震荷重・津波荷重により扉取付部(ヒンジ)が曲げ破壊またはせん断破壊し、鋼製扉の支持性を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 扉取付部(ヒンジ)に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 上記、格子モデルによる解析から、ヒンジに生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、併せて開閉におけるタイムライン成立性(15分以内)について説明。 	
R C 支柱	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉から伝達する鋼製扉軸直角方向又は鋼製扉軸方向への荷重及び支柱自体に作用する荷重により、支柱が曲げ破壊又はせん断破壊し、鋼製扉の支持性を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 弱軸である鋼製扉軸直角方向加振を行い、RC支柱に作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。 	

表 1-18 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (2/3)

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
止水ゴム (P型ゴム)	<ul style="list-style-type: none"> 津波時及び津波+余震重畳時の水圧が作用することにより、止水ゴムが損傷し、止水機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水ゴムに生じる水圧が、メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定めた許容水圧以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> P型ゴムは、原子力発電所及び一般産業において採用実績が多数あり、使用条件(圧力及び温度)に合わせて適切な仕様のものを選定し、仕様に応じた性能が保証されたものを取り付けることを説明。 	
フーチング	<ul style="list-style-type: none"> RC支柱又は鋼製扉から伝達する荷重及びフーチング自体に作用する地震荷重又は津波荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> フーチングに生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉軸直角方向加振を行い、フーチングに作用する曲げ圧縮応力度、引張応力度、及びせん断応力度が許容限界以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3
	<ul style="list-style-type: none"> 同一フーチング内の杭から伝達する荷重差により、ねじれ破壊してRC支柱の支持性能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> ねじれによる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元モデルにより、ねじれも考慮した解析を行っており、ねじりモーメントによって生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 	
	<ul style="list-style-type: none"> ボイリング等により、津波がフーチング下部から敷地内に浸水する。 	<ul style="list-style-type: none"> ボイリングの発生の可能性を評価するとともに、角型鋼管下部に矢板等を取りつけ、根入れ長を確保する(接合部はジョイントを設置)。 矢板等は、構造物と一体化させることにより沈下しない構造とする(Sクラス設計)。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼板の説明に含む。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

表 1-19 鋼製扉の損傷モードと工事計画認可段階における設計 (3/3)

部位の 名称	設置変更許可段階		工事計画認可段階	
	要求機能を喪失する事象	設計・施工上の配慮	説明内容	工認図書
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> フーチングから伝達する荷重及び杭自体に作用する地震荷重により、曲げ破壊又はせん断破壊してフーチングの支持性を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる断面力による応力度等が、許容限界以下であることを確認する。 また、鋼管杭先端に生じる押し込み力が、基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製扉軸直角方向加振を行い、を行い、鋼管杭に生じる断面力による応力度が許容限界以下であることを説明。 また、押し込み力が基礎地盤の極限支持力以下であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-3 防潮壁の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-2 防潮壁の強度計算書 補足140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3

(参考資料2) 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

目 次

1.	概要	1
1.1	地震応答解析手法の概要	1
1.2	キャスク規程の適用性について	3
1.3	妥当性確認の方針	9
2.	変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討1】	13
3.	地盤改良の計画について	18
4.	実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】	26
4.1	検討方針	26
4.2	検討用モデル	30
4.3	解析手法	34
4.4	検討結果	35
5.	不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】	48
5.1	検討方針	48
5.2	検討用モデル	48
5.3	解析手法	60
5.4	検討結果	60
6.	斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【補足検討①】	102
6.1	岩盤斜面部（第2号機放水立坑）	104
6.2	岩盤不陸部（第3号機放水立坑）	110
7.	フーチンダー地盤間の相互作用の影響検討【補足検討②】	114
7.1	検討方針	114
7.2	検討用モデル	115
7.3	検討結果	119
8.	静的評価に基づく杭応力の検討【補足検討③】	126
8.1	検討方針	126
8.2	検討方法	127
8.3	検討結果	131
9.	地盤ばねの設定に係る妥当性検討【補足検討④】	141
9.1	検討方針	141
9.2	検討結果	143
10.	検討結果	145
11.	解析条件（FEMモデル）	147
11.1	解析手法	147
11.2	解析モデル	148

11.3	構造物のモデル化	159
11.4	地盤のモデル化	165
11.5	減衰定数	165
11.6	地盤の物性値	167
12.	最大応答値分布	168

1. 概要

1.1 地震応答解析手法の概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、図 1-1 に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される第 2 号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第 3 号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在するため④に分類されるが、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

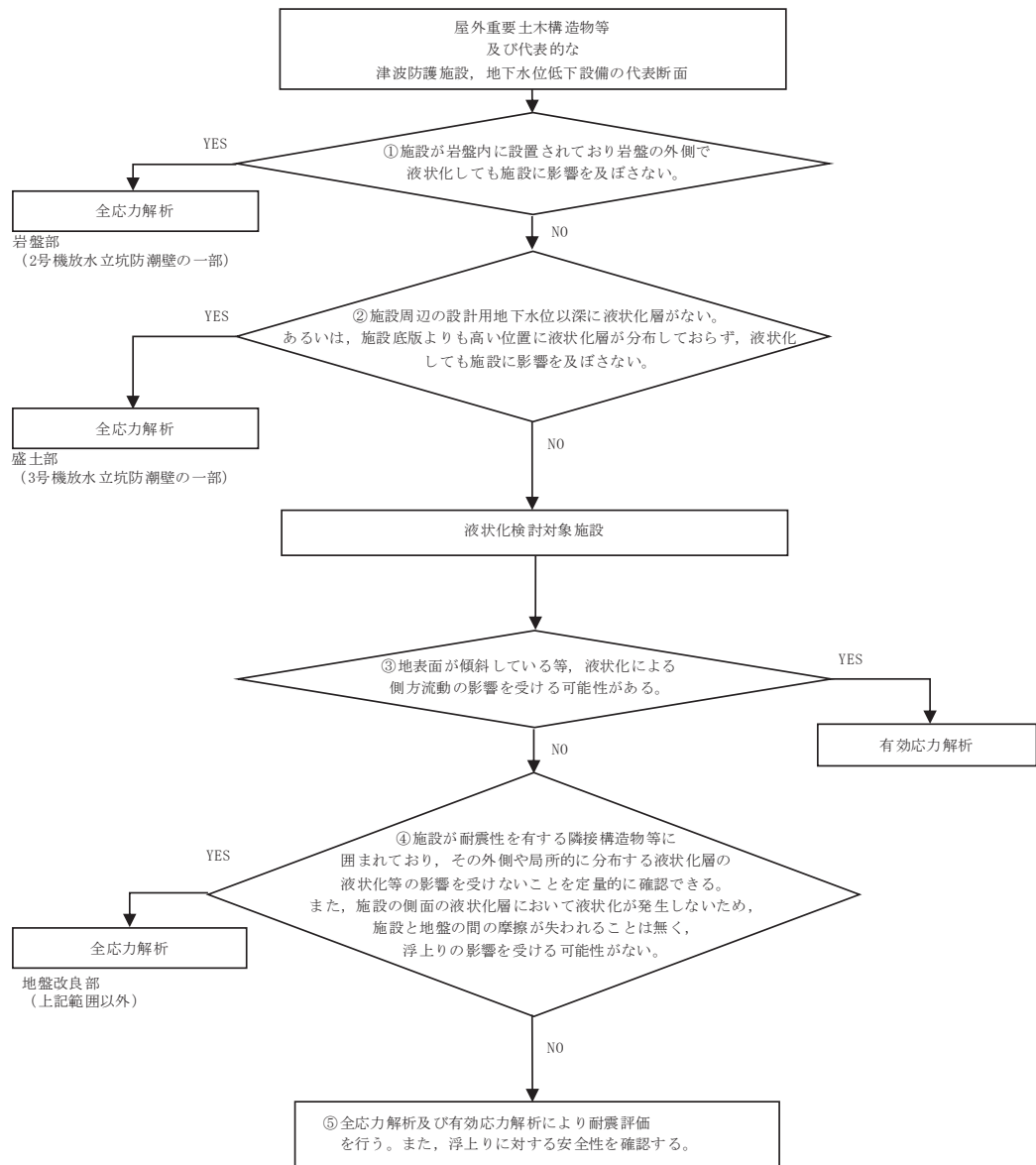


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）（以下、キャスク規程という。）を参照し、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

1.2 キャスク規程の適用性について

キャスク規程における「第1編 総則」には、その適用範囲が以下のように記載されている。

各記載に対して、杭基礎構造物への適用性を確認する。

(1)対象とする建屋

本規程は、「金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設のための安全審査指針」（原子力安全委員会）（以下、「貯蔵施設安全審査指針」という。）で規定される使用済燃料貯蔵施設における中間貯蔵建屋（以下、「中間貯蔵建屋」という。）の基礎構造の設計に適用する。

【解説】

また、本規程の技術的な内容は、建物の重量、剛性等の構造特性が同等の他の施設の基礎構造の設計において参考にすることができる。

→杭基礎構造防潮壁は中間貯蔵建屋よりも比較的規模が小さいが、基準地震動 S_s による上部工の応答が杭体に与える影響を適切に考慮する観点から、より規模が大きい中間貯蔵建屋の基礎構造の設計が示されているキャスク規程を適用し、地盤-杭基礎-上部工連成系における耐震設計を実施することは問題ないものと判断される。

(2)対象とする基礎形式

本規程で対象とする基礎形式は、杭基礎、及び直接基礎の2種類とする。何れの基礎形式においても、支持地盤としては、基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定する。

【解説】

基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持しうる地盤としては、地質時代区分の観点から見ると、第三紀の地盤又は第三紀より古期の地盤・岩体、及び第四紀の地盤（十分な支持力のある更新統）が相当する。

→杭基礎構造防潮壁は、第三紀より古期の岩体（狐崎部層及び牧の浜部層）を支持地盤とした杭基礎構造である。また、杭基礎周辺地盤についても、設計用地下水位以深の液状化検討対象層（盛土及び旧表土）による液状化による変形の影響が及ばないように地盤改良を行う方針としている。以上のことから、キャスク規程の適用範囲内であると判断される。

また、「第2編 杭基礎の設計」には、その設計対象となる杭基礎及び上部構造の要求性能が以下のように記載されている。

1.4 設計の基本方針

1.4.1 設計の考え方と手順

(1) 設計の考え方

中間貯蔵建屋の機能に支障を生じさせないため、有害な沈下、傾斜を起こさず、杭基礎の支持機能が保持されるように設計する。

【解説】

杭基礎は、長期荷重と地震時に作用する荷重などの組合せに対して、中間貯蔵建屋を安全に支持し、金属キャスクの建屋への搬入時、建屋内での移動時、貯蔵時、建屋からの搬出時などにおいて、除熱、遮へい、貯蔵という中間貯蔵建屋の機能に対して、有害な沈下、傾斜などを起こさないように設計する。

これらの要求性能について、杭基礎構造防潮壁との比較結果を表 1-1 に示す。

上部構造については、構造形状や要求機能に違いがあるものの、下部構造については構造形状や要求機能に有意な違いはないことから、地震応答解析手法としてキャスク規程を参照することについて適用性を有していると考えられる。なお、上部構造の要求性能（津波防護）に対しては、日本原子力発電株式会社東海第二発電所の防潮堤等の津波防護施設の耐震・耐津波評価において適用実績がある道路橋示方書に基づく評価を行っている。

表 1-1 各杭基礎構造物の要求性能

各構造部位	基準地震動Ss加振時における要求性能	
	中間貯蔵建屋	杭基礎防潮壁
上部構造	金属キャスクの基本的安全機能に影響を与えない。	津波防護機能
下部構造 (杭基礎)	Ss地震時荷重に対する支持機能を保持する。	上部構造の支持機能 (津波防護施設)

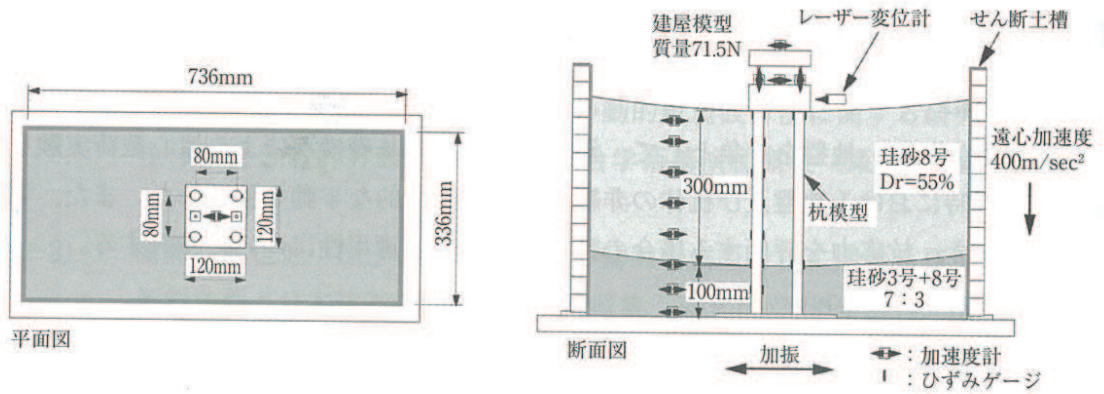
地震応答解析手法について、中間貯蔵建屋の設計体系と杭基礎構造防潮壁の解析モデルの設定の比較を表 1-2 に、キャスク規程に示される実験とシミュレーション解析結果の概要を図 1-2 に示す。

ここで、キャスク規程に示される地震応答解析手法については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている。

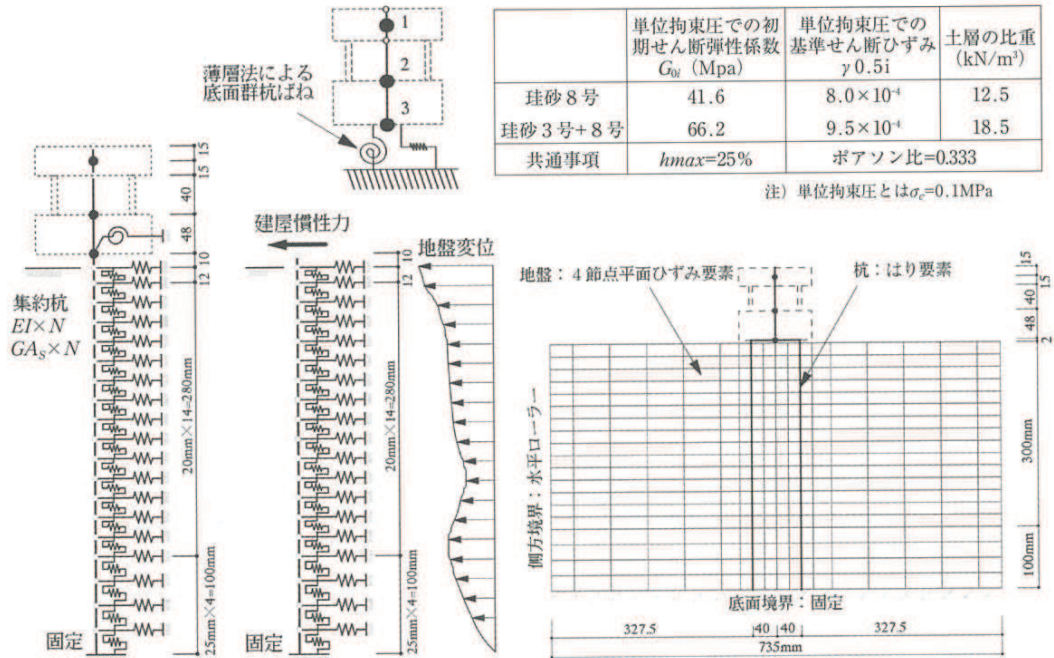
また、キャスク規程については、日本原子力発電株式会社東海第二発電所の取水構造物及び東京電力株式会社柏崎刈羽原子力発電所の屋外重要土木構造物における鋼管杭の耐震評価において適用実績があるものの、耐震評価における許容限界の設定に係る内容であり、地震応答解析手法については、先行サイトにおける適用実績を直接有していないことから、解析手法の保守性や妥当性について別途確認を行う。

表 1-2 キャスク規程と防潮壁の設定方法の比較

項目	中間貯蔵建屋 (キャスク規程)	杭基礎防潮壁
<p>入力地震動 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 a. 地震応答解析モデルへの入力地震動 附属書 2.5 地盤の地震応答解析)</p>	<p>「一次元波動理論を用いた地盤の地震応答解析により，地盤モデルへの入力地震動を算定する。」 「地震応答解析を行う解析コードとして「SHAKE」が用いられることが多い。 (中略) なお，地盤のせん断ひずみが大きくなり，等価線形解析を適用することが適切でないと考えられる場合には，材料非線形性を考慮した時刻歴非線形解析による検討を別途行う必要がある。」</p>	<p>全応力逐次非線形解析 (SoilPlus) により入力地震動を作成。(岩盤部では等価線形解析 (ArkQuake)) なお，1次元水位成層モデルを用いることの妥当性及び保守性については，参考資料 2 に示す。</p>
<p>地盤ばねの評価法 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 群杭ばねの評価法)</p>	<p>「三次元薄層要素法あるいは Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮して評価する。」</p>	<p>Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮*して評価。 (群杭効果は鋼桁や鋼製扉の 2 列配置区間のみ)</p>
<p>地盤ばねの設定に係る非線形特性 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 杭周地盤ばねの非線形特性)</p>	<p>「自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして，自由地盤の応答解析から得られた等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを算定する。更に，このばね定数を初期ばね定数として，(中略) 双曲線モデルあるいはバイリニアモデルなどを用いて，杭と地盤との相対変位による非線形性を取り入れることができる」</p>	<p>非線形性については，初期ばね定数については，地盤の収束剛性 (等価線形解析) より算定し，極限地盤反力を上限とした双曲線 (Hardin-Drnevich) モデルにより考慮。</p>

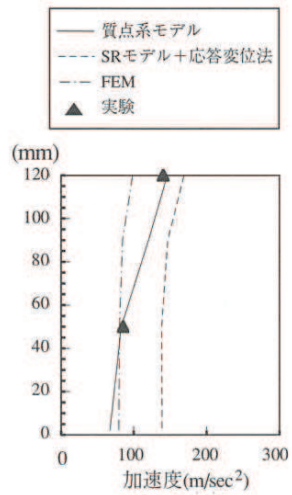


参图3-1 せん断土槽と計測位置 (参3.1-1)

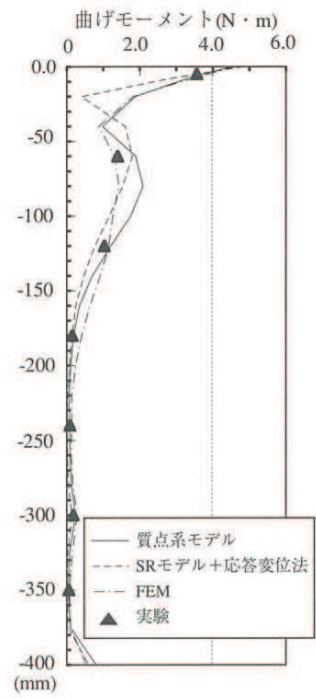


参图3-9 質点系モデル (参3.2-1) 参图3-10 SRモデル+応答変位法 (参3.2-1) 参图3-11 二次元FEMモデル (参3.2-1)

図 1-2(1) キャスク規程において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要 (キャスク規程より引用)



参図3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参図3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

図 1-2(2) キャスク規程において実施している実験と
シミュレーション解析の比較概要
(キャスク規程より引用)

1.3 妥当性確認の方針

キャスク規程の設計体系については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている（図 1-2 参照）。

解析手法の妥当性確認については、キャスク規程の適用性に加え、解析手法の選定において全応力解析とすることの妥当性、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性の観点で地盤改良幅の有限性、側方地盤の液状化影響、地形傾斜、隣接構造物等の影響についても確認する必要がある。

よって、まず、基本検討として、先行他社の新規制基準工認審査において適用実績のある二次元有限要素モデル（以下、FEM モデルという。）を用い、以下に示す【検討 1】～【検討 3】を実施し、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。FEM モデルは、液状化影響を確認する観点から、有効応力解析（FLIP）とする。

【検討 1】変形抑制、液状化対策のための地盤改良の検討

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効*な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2】実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討

検討 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

基本検討（検討 1～3）に加えて、補足検討として以下に示す【補足検討①】～【補足検討④】を行い、解析手法の妥当性について補強する。

【補足検討①：斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討】

地盤改良を施工しない第 2 号機放水立坑岩盤部及び【検討 1】～【検討 3】の検討結果に包含されない、第 2 号機放水立坑（岩盤部）及び第 3 号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から確認する。

【補足検討②：フーチンジャー地盤間の相互作用の影響検討】

フーチンジャー地盤間の相互作用の影響について、FEM モデル（有効応力解析）を用いて、相互作用有無の違いにより構造物に与える応答の観点から確認する。

なお、評価対象のうち、標準的な鋼製遮水壁（鋼板）については、【検討 1】～【検討 3】において、フーチング側面の地盤との相互作用を考慮した FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント）等の比較による妥当性確認に含まれることから、【補足検討②】では、第 2 号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 1 等においては、地中構造物との干渉を避けるために鋼管杭の間隔が広い断面があるため、鋼管杭に対するフーチング長さが大きくなっていることから、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭 1 本当たりのフーチング長さの比が大きい場合のフーチング側面と地盤の相互作用の影響について確認する。

【補足検討③：静的評価に基づく杭応力の検討】

杭基礎の評価について、杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所、平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」、「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」を参照し、地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を適用した評価を行い、設計裕度の確認を行う。

なお、評価対象のうち、標準的な鋼製遮水壁（鋼板）については、【検討 1】～【検討 3】において、FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント）等の比較による妥当性確認に含まれることから、【補足検討③】では、第 2 号機海水ポンプ室等を横断する箇所に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい構造物を対象に検討する。

【補足検討④：地盤ばねの設定に係る妥当性検討】

地盤ばねの設定において初期剛性の算定に用いる地盤の剛性については、キャスク規程を参照し、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いており、前述の実験とシミュレーション解析結果の比較にも示されるとおり、解析の再現性については確立されているものと考えられるが、補足的に地盤ばねの設定に用いる地盤剛性のパラメータスタディを行い、応答の違いについて確認する。

図 1-3 に地震応答解析手法の妥当性検討フローを示す。

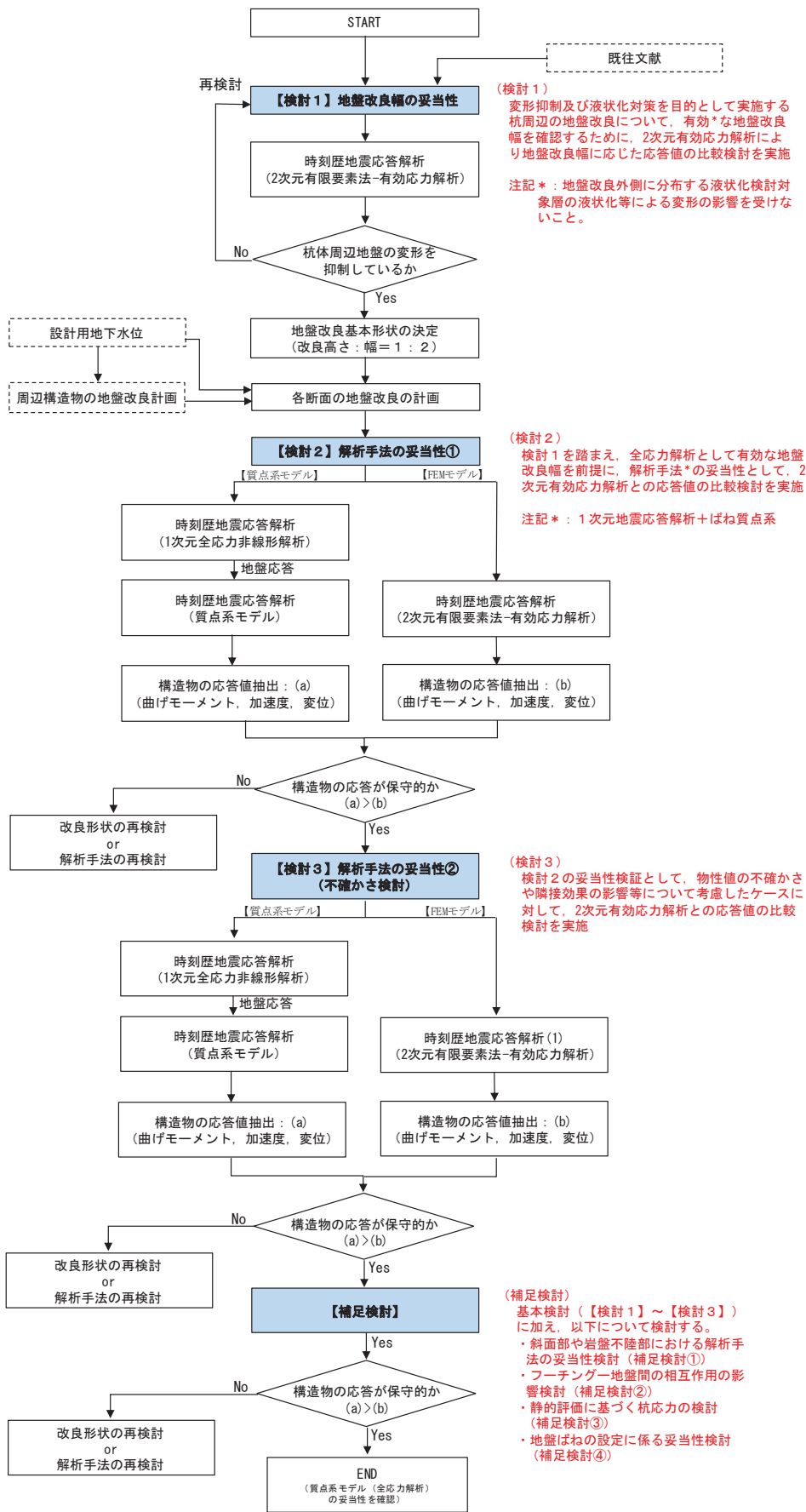


図 1-3 地震応答解析手法の妥当性検討フロー

(参考) 2-12

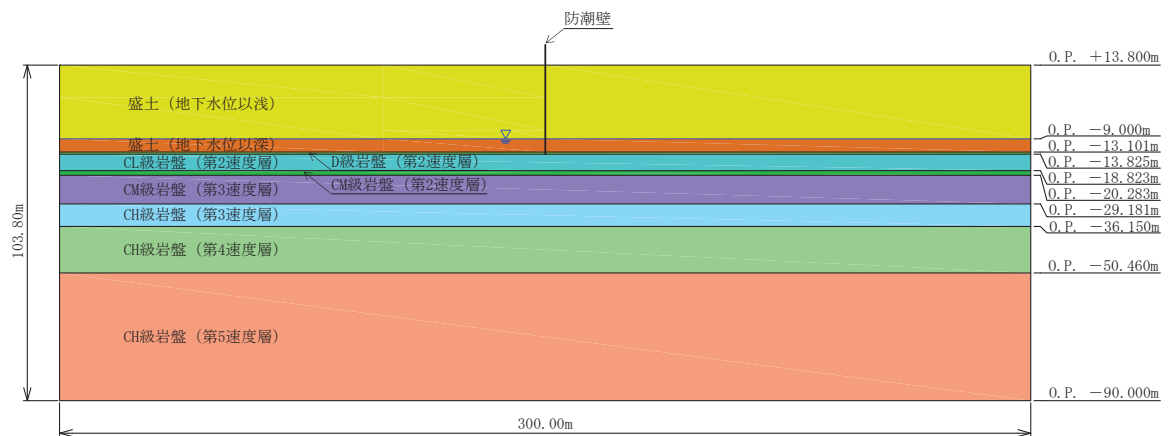
2. 変形抑制，液状化対策のための地盤改良の検討【検討1】

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は，変形抑制及び液状化対策を目的に，地盤改良高さの2倍幅の範囲を改良することを基本とする。

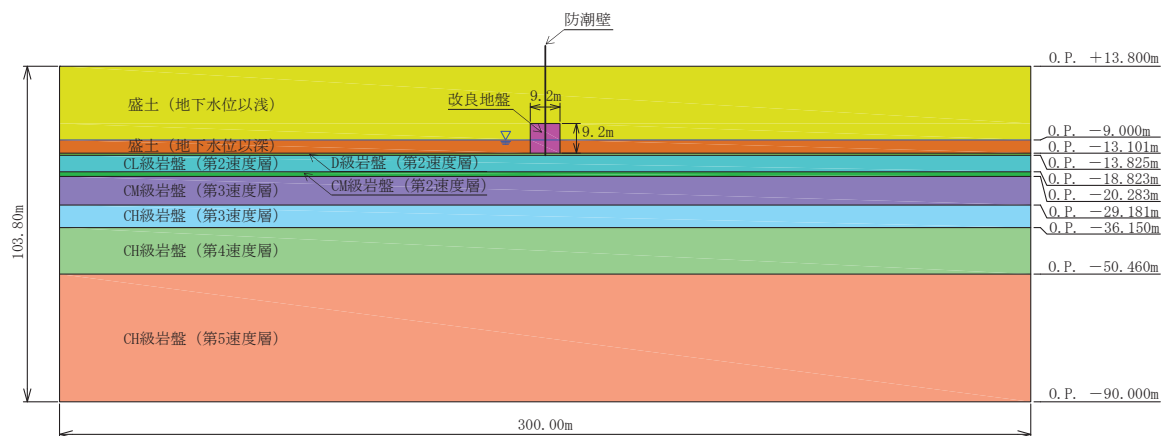
本章では，地盤改良が周辺地盤の液状化等の変形に対して有効に機能し，杭周辺の変形抑制効果を期待するのに十分な改良幅であるかを確認するため，FEMモデル（有効応力解析）を用いた解析により，改良幅の妥当性を確認する。

具体的には，図2-1に示す，改良体無しのケースと改良体有り（改良高さDに対して幅2D及び1D, 3Dとした3ケース）のケースの地震応答解析を行い，防潮壁の深度方向における変位分布の違いを確認した。検討モデルの概要を以下に示す。

なお，解析条件は「11.解析条件（FEMモデル）」にて後述する。

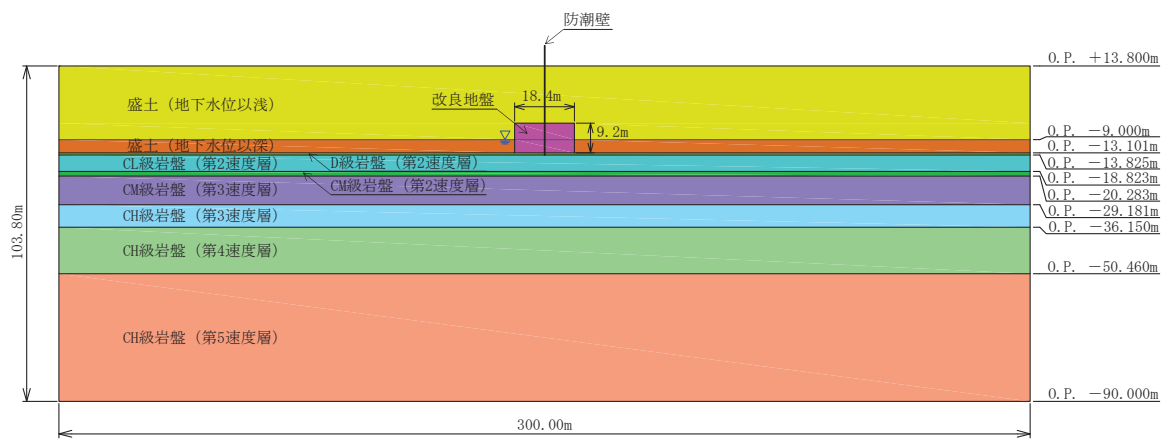


(改良体無し)

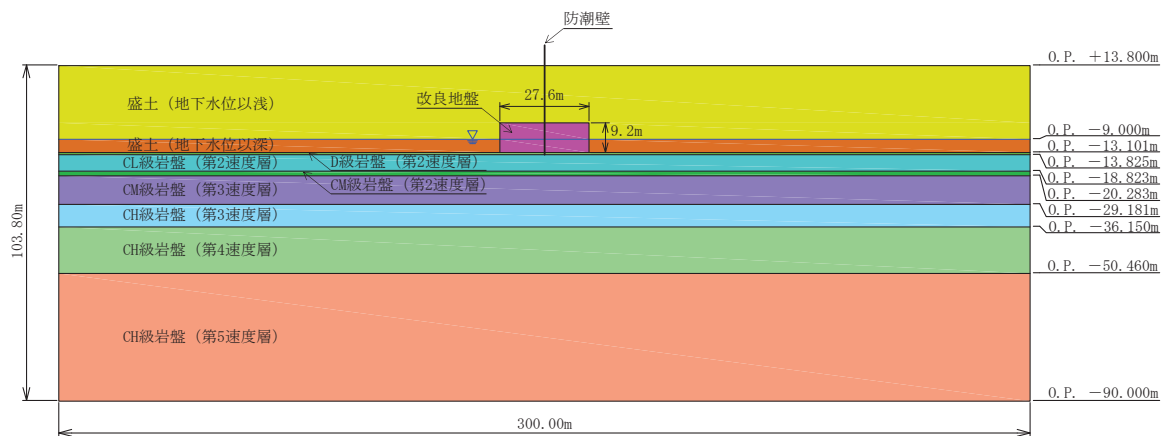


(改良体有り：幅1D)

図2-1(1) 検討モデルの概要



(改良体有り：幅 2D)



(改良体有り：幅 3D)

図 2-1(2) 検討モデルの概要

防潮壁の深度方向の変位分布を図 2-2 に示す。この結果より、改良幅を 2D とすることで、周辺地盤の液状化による地盤変形への抑制効果としては有効であり、さらに改良幅については、1D 及び 3D でも有意な違いはないことを確認した。

なお、これは図 2-3 に示す既往文献「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果（港湾空港技術研究所，2003 年）」の中でも同様の傾向が確認されている。

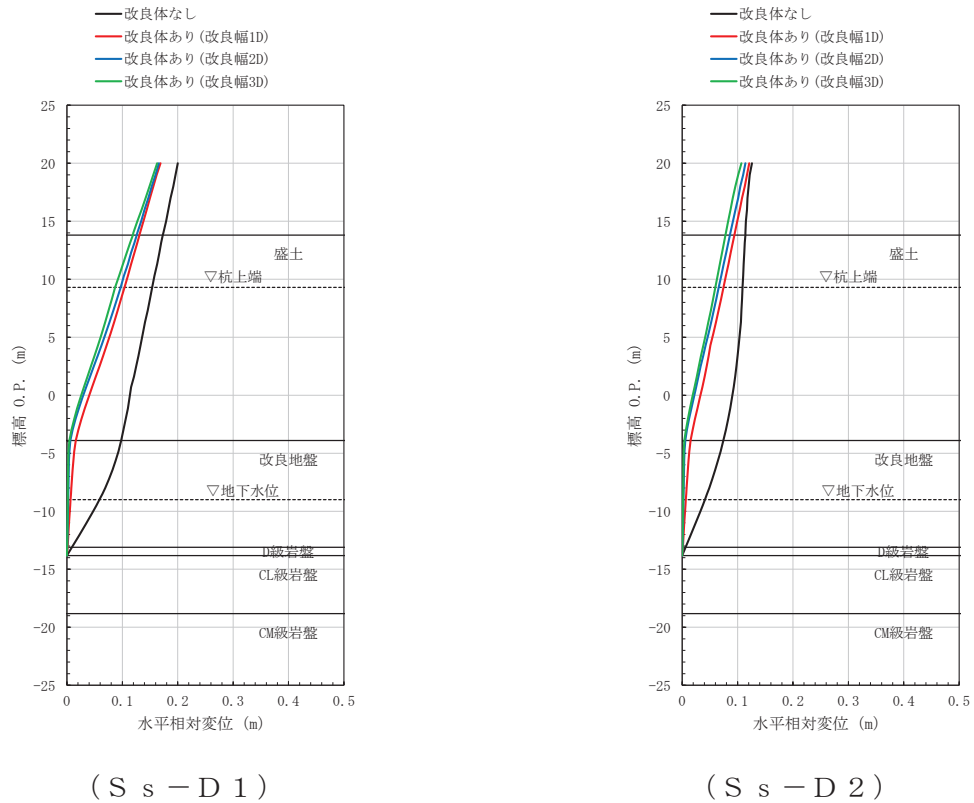
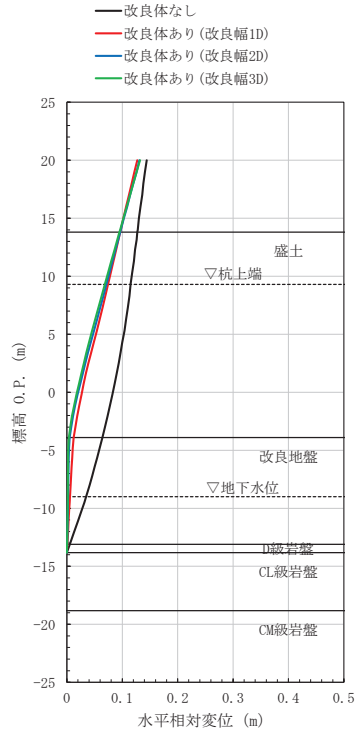
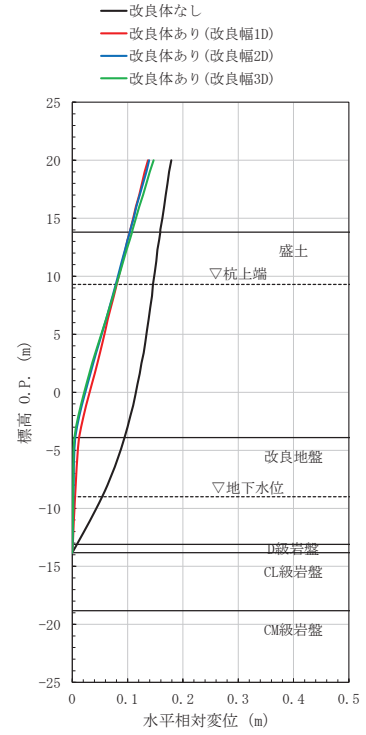


図 2-2(1) 最大変位分布の比較

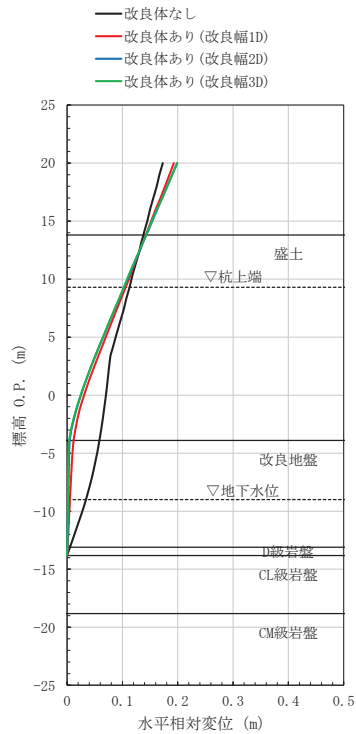


(S s - D 3)

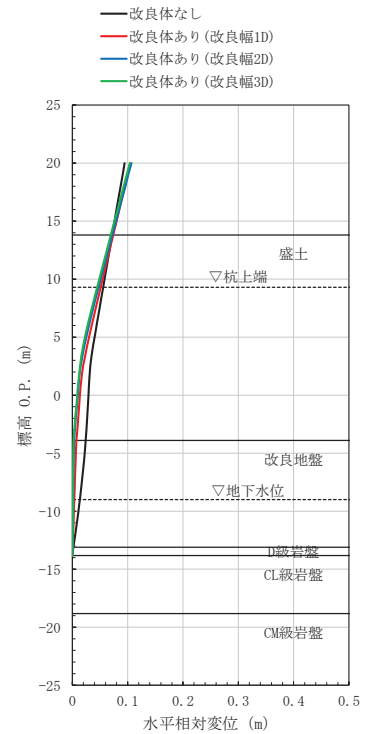


(S s - F 1)

図 2-2(2) 最大変位分布の比較

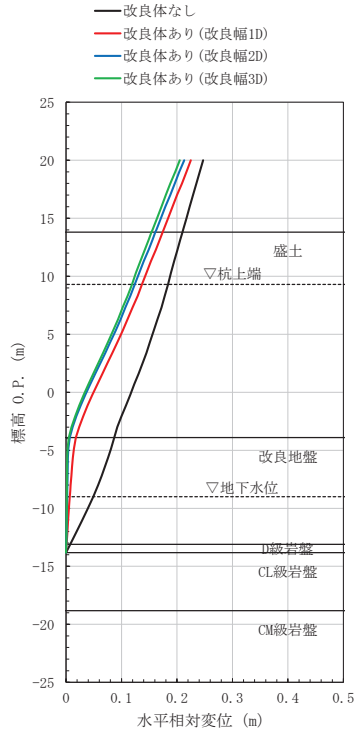


(S s - F 2)



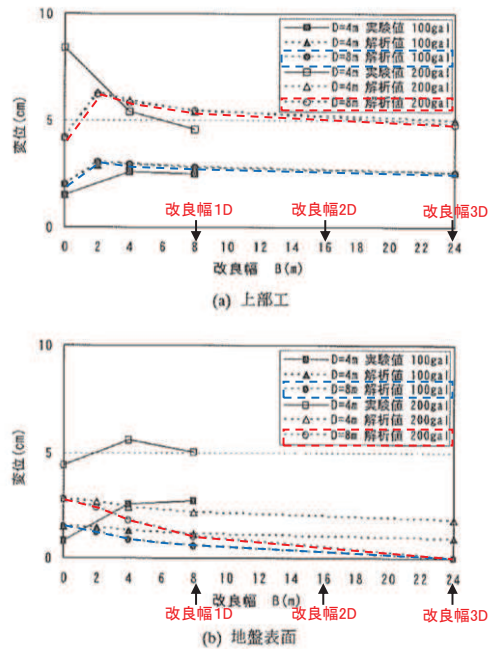
(S s - F 3)

図 2-2(3) 最大変位分布の比較



(S s - N 1)

図 2-2(4) 最大変位分布の比較



〔 上記グラフの内、今回の解析条件に類似する D = 8m (全深度改良) のケースを参照 〕

図 2-3 既往文献における杭の変位に及ぼす改良幅の影響確認結果

(「固化処理工法による単杭の地震時水平抵抗の増大効果 (港湾空港技術研究所, 2003 年)」より抜粋 (一部加筆))

3. 地盤改良の計画について

【検討 1】の結果を踏まえ、防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、余裕を考慮し設計用地下水位+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とする。ここで、設計用地下水位は杭位置での地下水位を指すが、地盤改良側方地盤においても地下水位が地盤改良天端よりも低くなることを確認する。

なお、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において、地盤改良の改良天端が設計用地下水位+1m よりも高い箇所があるが、いずれの場合も改良高さに対して 1:2 の縦横比を確保するよう地盤改良を実施する。

ただし、第 3 号機放水立坑周辺の地盤改良は放水立坑の損壊時を仮定した場合の周辺土砂の流出防止対策が目的であり、防潮壁の変形抑制及び液状化対策としての効果を期待できる改良幅（地盤改良高さの 2 倍）を満足していないため、防潮壁の耐震・耐津波評価においては改良地盤を考慮した場合と考慮しない場合（盛土として扱う）の両ケースを実施することとし、本資料における改良幅の妥当性確認の対象には含めない。また、この地盤改良の安定性等については参考資料 8 に示す。

地盤改良計画を図 3-1 に示す。

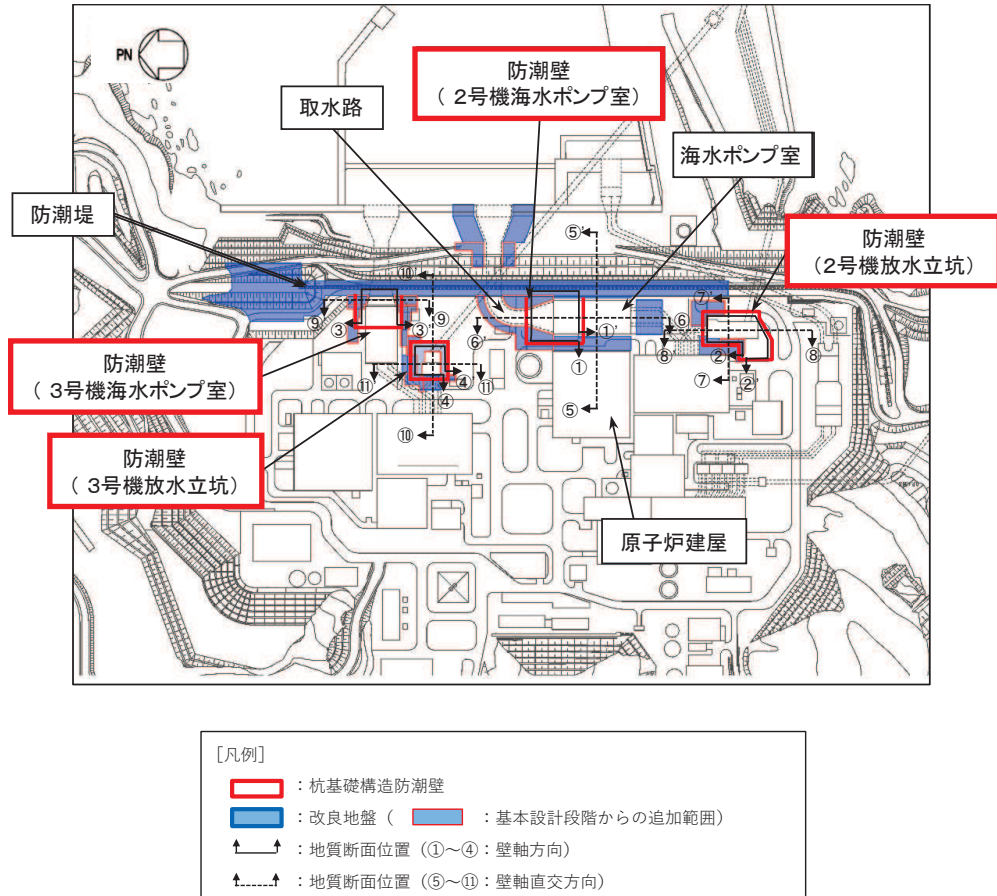
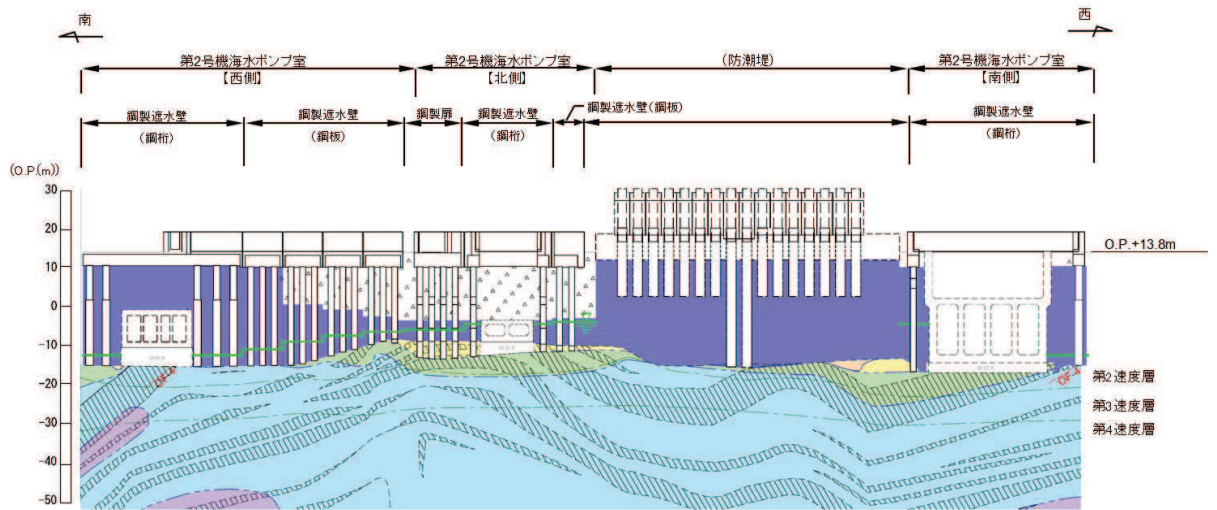
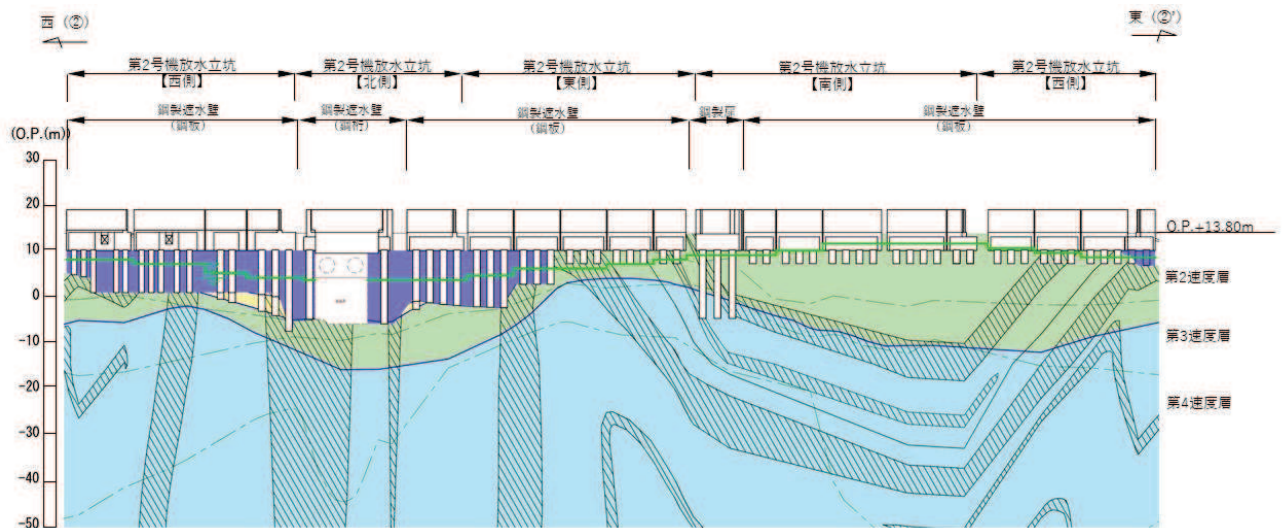


図 3-1 (1) 地盤改良の計画 (全体平面図)



(第2号機海水ポンプ室 ①-①' 断面*1,*2)



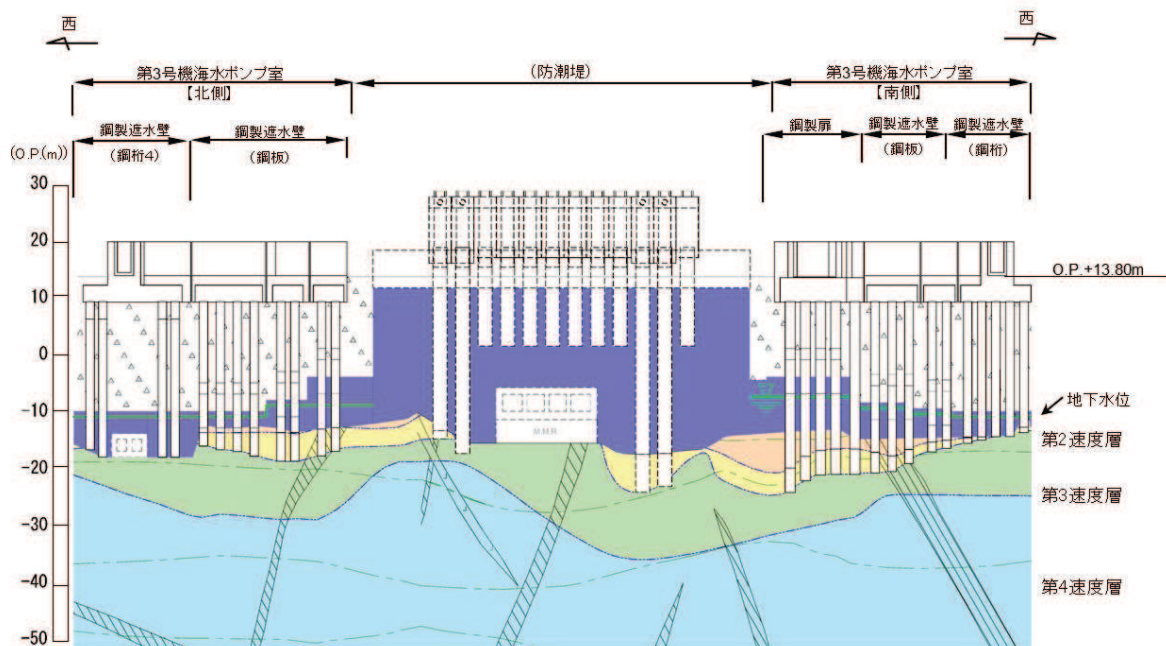
(第2号機放水立坑 ②-②' 断面*1)

凡例					
	B 級		盛 土		改良地盤等
	C1 級		旧 表 土		地下水位
	C2 級		砂 岩		
	C3 級		頁 岩		
	D 級		ひ ん 岩		
	岩盤分類境界		断 層		
	速度層境界		地 質 境 界		

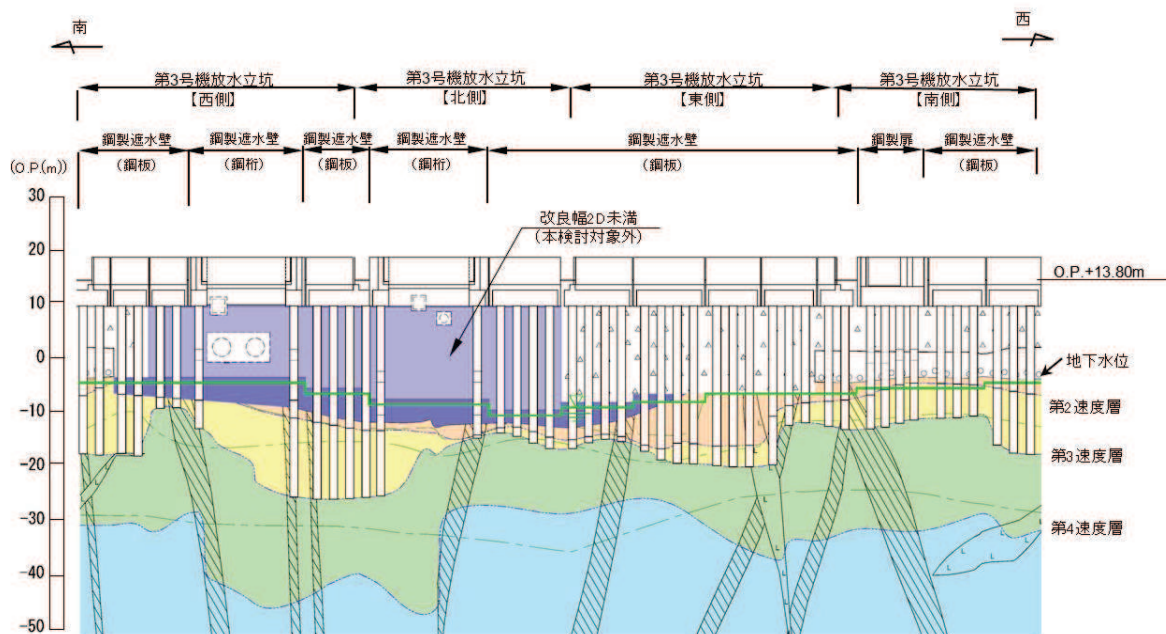
注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C_u 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1 (2) 地盤改良の計画（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑 縦断方向）



(第3号機海水ポンプ室 ③-③' 断面*1,*2)



(第3号機放水立坑 ④-④' 断面*1,*2)

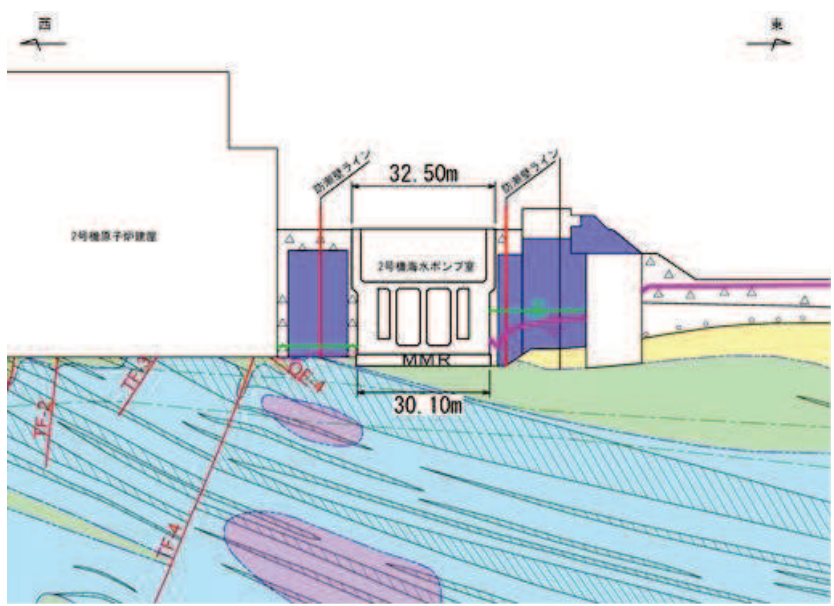
凡例			
	B 級		盛土
	CH 級		旧表土
	CM 級		砂
	CL 級		頁岩
	D 級		ひん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界
	改良地盤等		地下水位

注記：*1：鋼管杭下端は CL 級岩盤上面（又は CL 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の CL 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3-1 (3) 地盤改良の計画

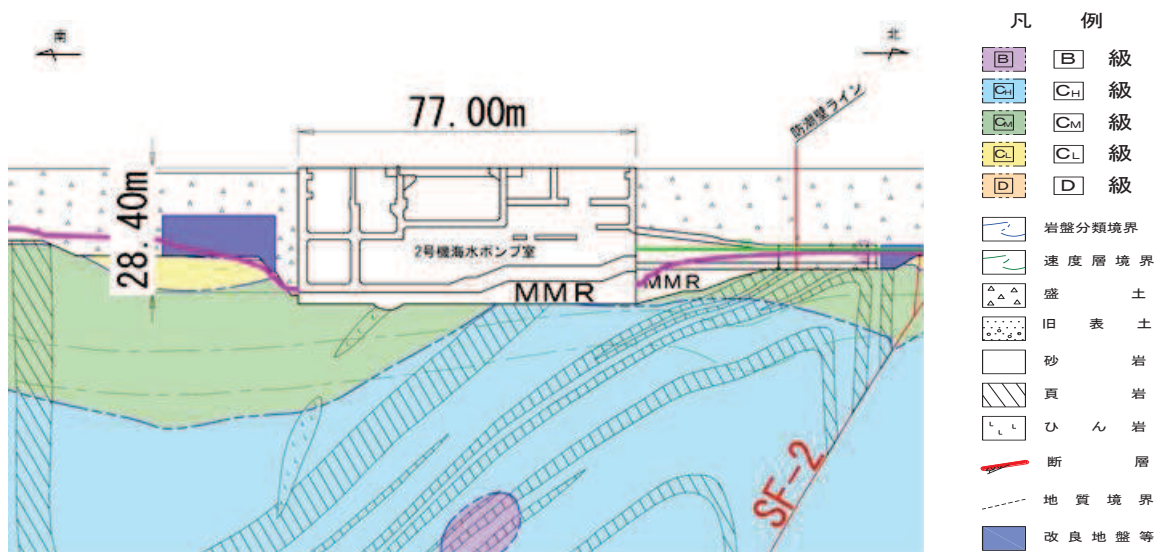
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑 縦断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(第2号機海水ポンプ室横断方向 (東西) ⑤-⑤' 断面)

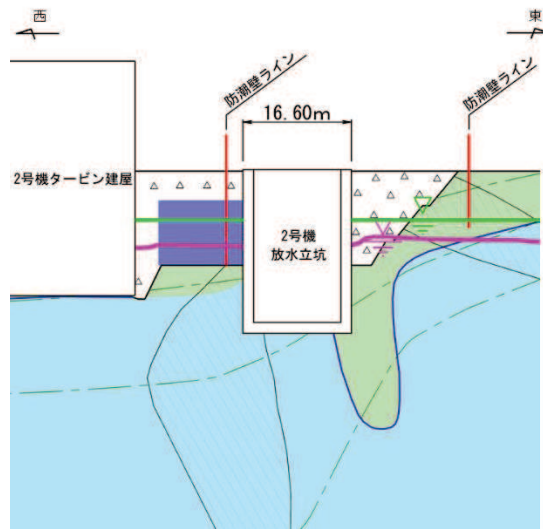


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

(第2号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑥-⑥' 断面)

図 3-1 (4) 地盤改良の計画 (第2号機海水ポンプ室 横断方向)

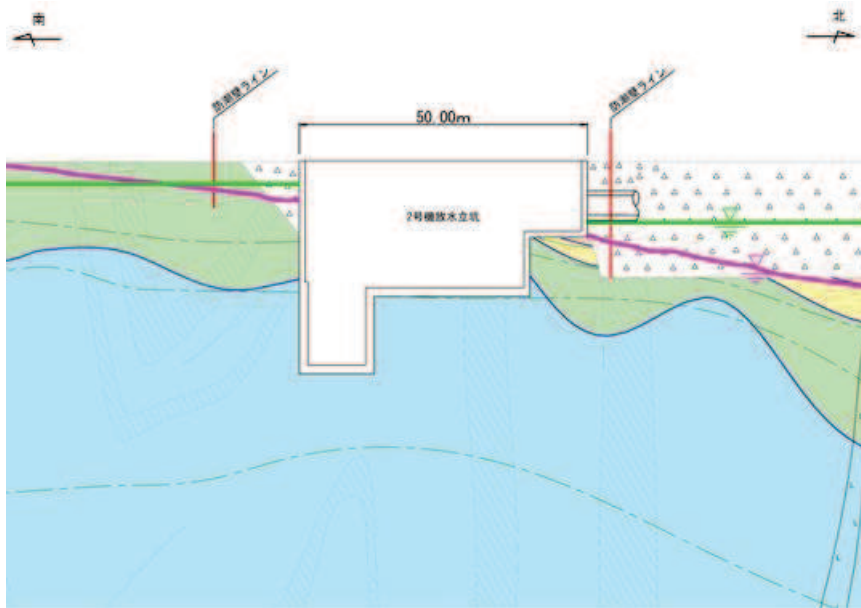


- 凡 例
- B B 級
 - C_H C_H 級
 - C_M C_M 級
 - C_L C_L 級
 - D D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改良地盤等

* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 2 号機放水立坑横断方向 (東西) ⑦-⑦' 断面)



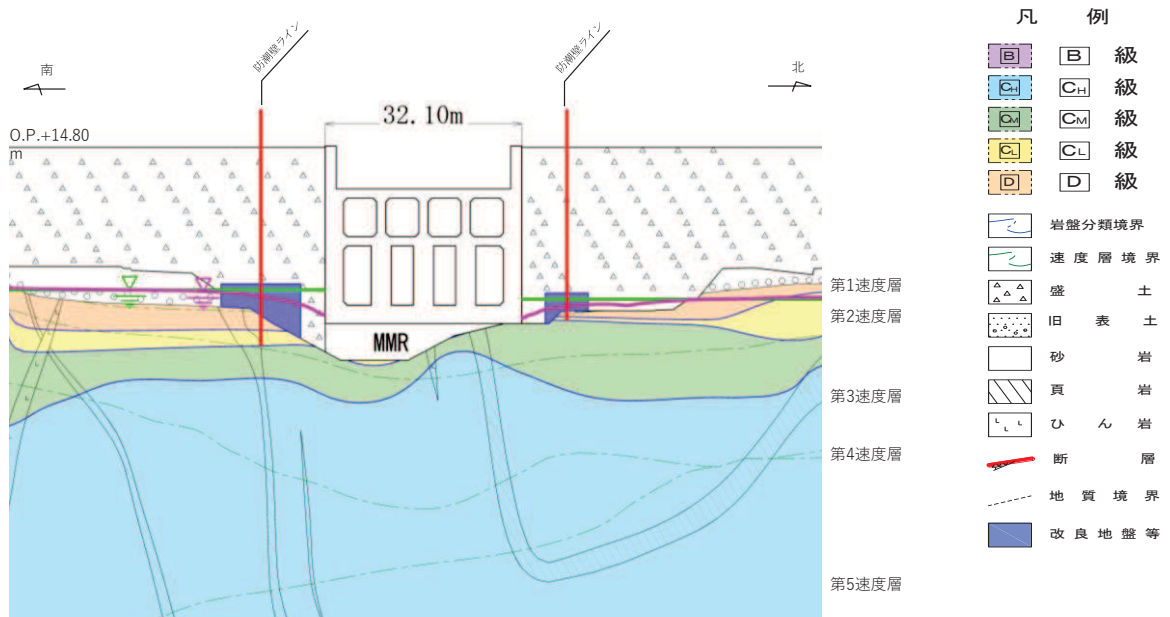
- 凡 例
- B B 級
 - C_H C_H 級
 - C_M C_M 級
 - C_L C_L 級
 - D D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改良地盤等

* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 2 号機放水立坑横断方向 (南北) ⑧-⑧' 断面)

図 3-1 (5) 地盤改良の計画 (第 2 号機放水立坑 横断方向)

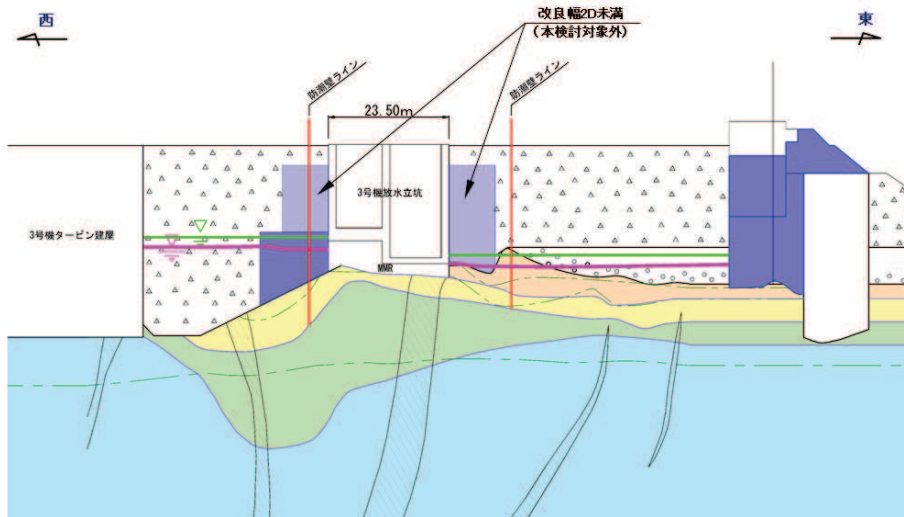


* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第3号機海水ポンプ室横断方向(南北)⑨-⑨'断面)

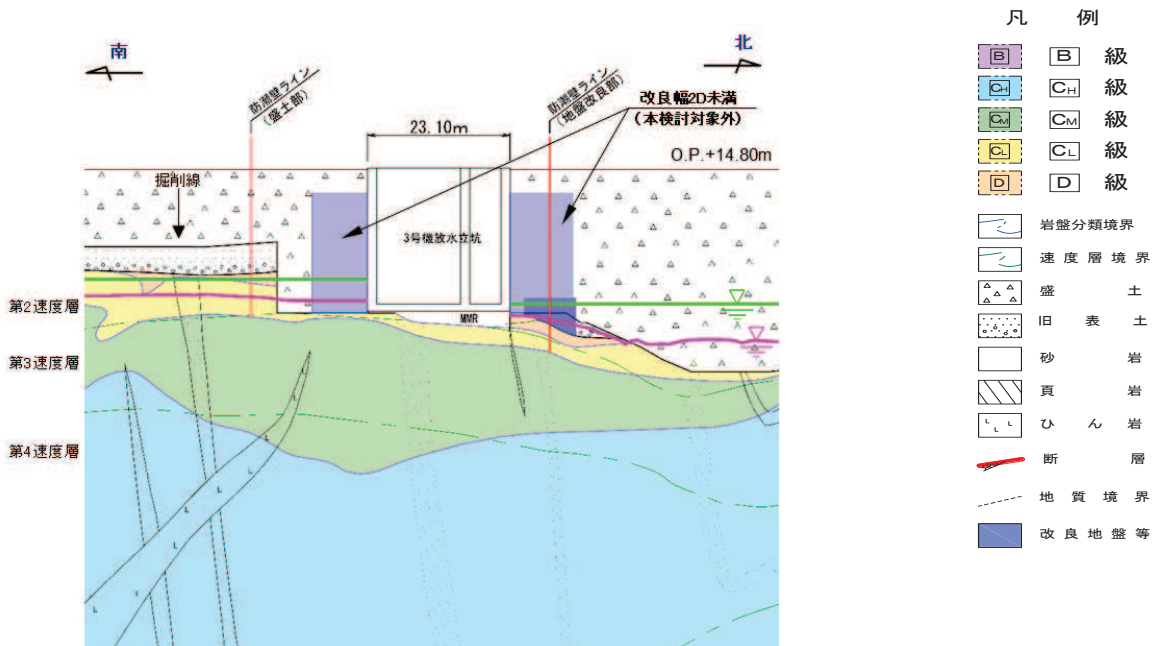
図 3-1 (6) 地盤改良の計画 (第3号機海水ポンプ室 横断方向)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 3 号機放水立坑横断方向 (東西) ⑩-⑩' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(第 3 号機放水立坑横断方向 (南北) ⑪-⑪' 断面)

図 3-1 (7) 地盤改良の計画 (第 3 号機放水立坑 横断方向)

4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討2】

4.1 検討方針

【検討2】では，【検討1】の結果を踏まえ別途定めた2.地盤改良の計画に示した実機計画に基づき，全応力解析として有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍）を確保することを前提に，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

確認は，FEMモデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較により行う。

ここで，地盤改良は，前述のとおり実機においては，周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合において改良天端が設計用地下水位+1mよりも高い箇所がある他，断面毎に岩盤深度等が異なるため，地盤改良の外形の大きさにはバリエーションがある。

よって，本検討においては，実機における地盤改良計画を包絡するよう基本ケース1～基本ケース3を設定した上で，FEMモデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析を行い，質点系モデルとFEMモデルそれぞれの解析結果（構造物の応答等）の比較を行い，質点系モデルによる地震応答解析結果の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。

検討ケースの概要について表4-1に，検討ケースと実施工（全断面）の地盤改良高さの比較を表4-2及び図4-1に，実施工における地盤改良高さの最大及び最小位置を図4-2に示す。

表4-1 検討ケース

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		FEMモデル	質点系モデル
【 検討 2 】	ケース1 【改良高さ9.2m】	地盤改良幅=18.4m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ9.2m】
	ケース2 【改良高さ2.3m】	地盤改良幅=4.6m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ2.3m】
	ケース3 【改良高さ13.8m】	地盤改良幅=27.6m (高さ：幅=1：2)	地盤改良幅=水平成層 (一次元地盤応答) 【改良高さ13.8m】

表 4-2 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

解析モデル (改良高さ：幅=1：2)		実施工（全断面）* (改良高さ：幅=1：2を基本)
ケース 1	改良高さ：9.2m	改良高さ：2.5m～11.7m
ケース 2	改良高さ：2.3m	
ケース 3	改良高さ：13.8m	

注記*：改良体周辺に地盤が分布しない区間（構造物や岩盤に囲まれた区間）を除く

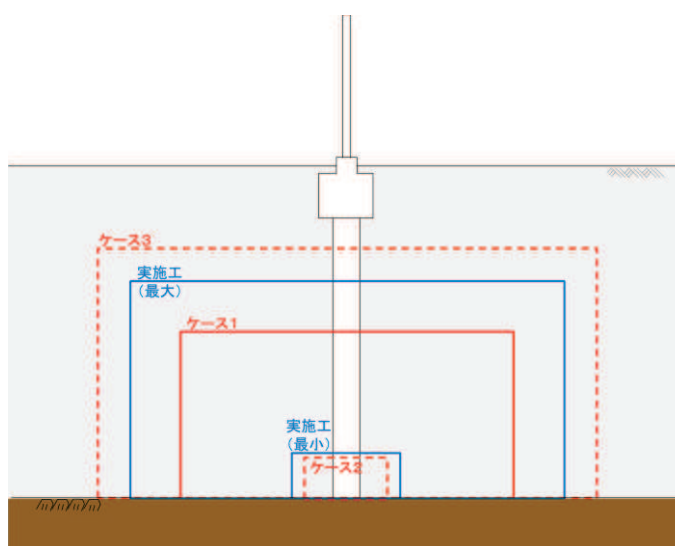


図 4-1 解析モデルと実施工（全断面）における地盤改良高さの比較

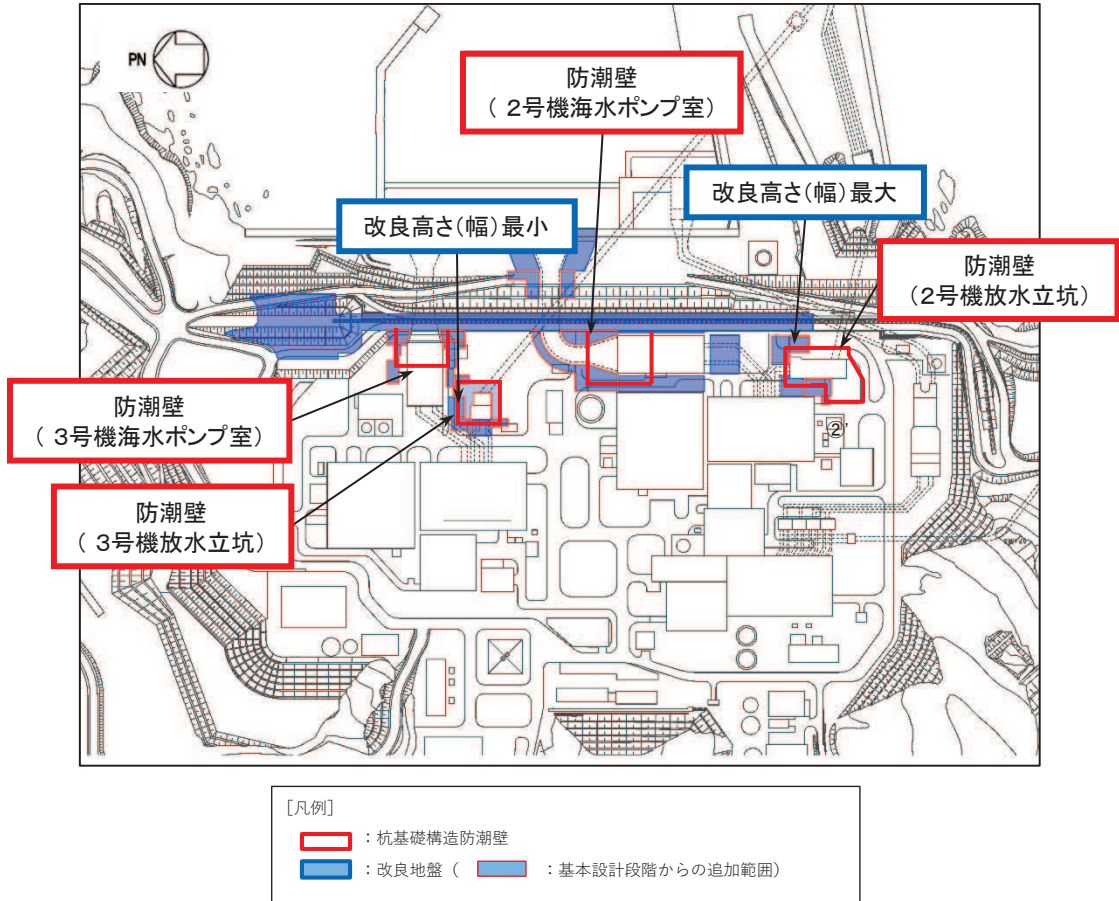
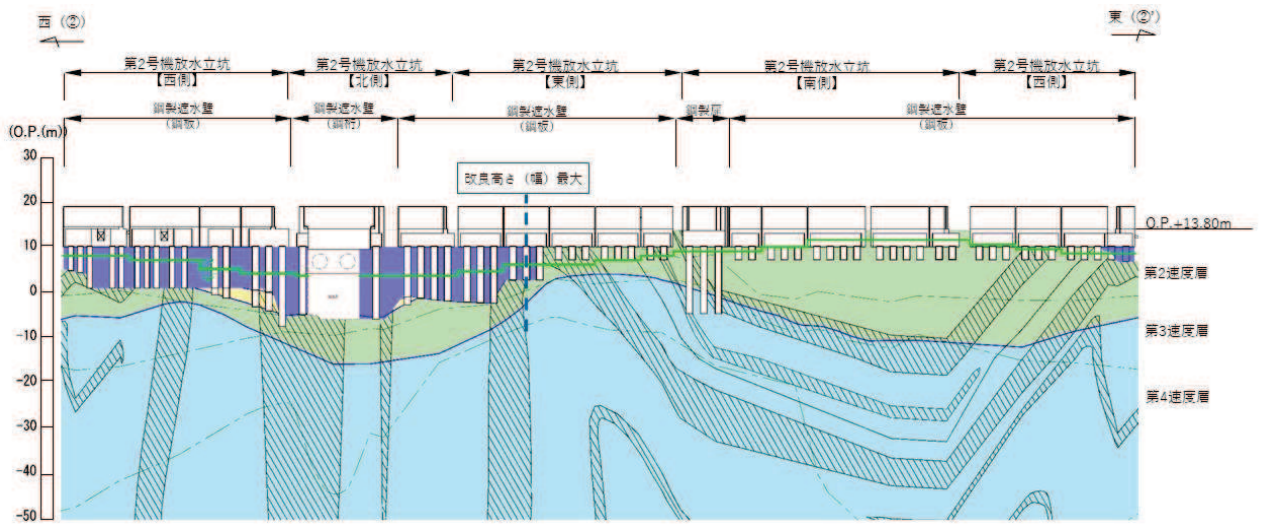
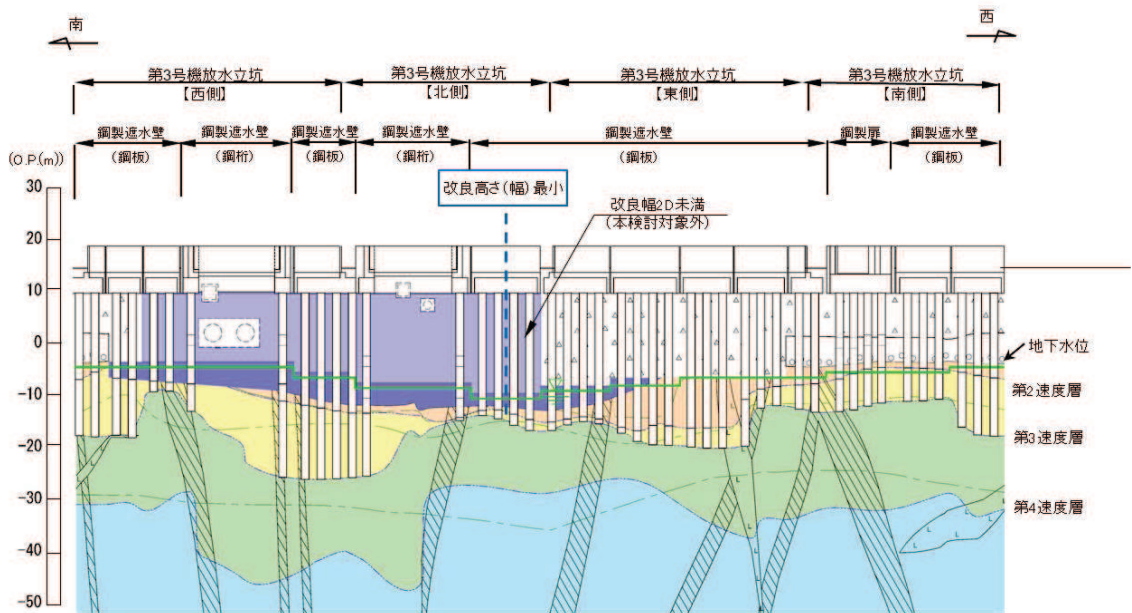


図 4-2(1) 改良高さ (最大・最小) 位置
(全体平面図)



(第2号機放水立坑)



(第3号機放水立坑)

図4-2(2) 改良高さ (最大・最小) 位置

4.2 検討用モデル

解析手法の妥当性に用いる検討用モデルは、検討目的を踏まえ、比較的単純な形状である鋼製遮水壁（鋼板形式の中から、壁高が高くかつ盛土厚さが厚いため、上部工・下部工双方の観点で周辺地盤の液状化等の影響が相対的に大きくなると考えられる I 区間の評価対象断面①をベースとしたモデルとする。

なお、横断方向には、前述のとおり、岩盤の傾斜や地下水位分布の不均一性等も部分的に認められるが、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化する（隣接構造物や岩盤傾斜の影響は【検討 3】にて別途確認する）。

検討用モデルの位置を図 4-3 に、構造図を図 4-4 に、検討ケースの概要を図 4-5 に示す。

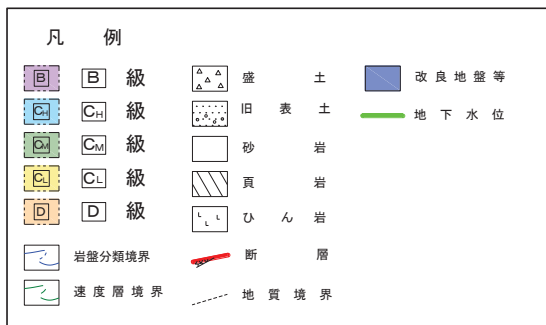
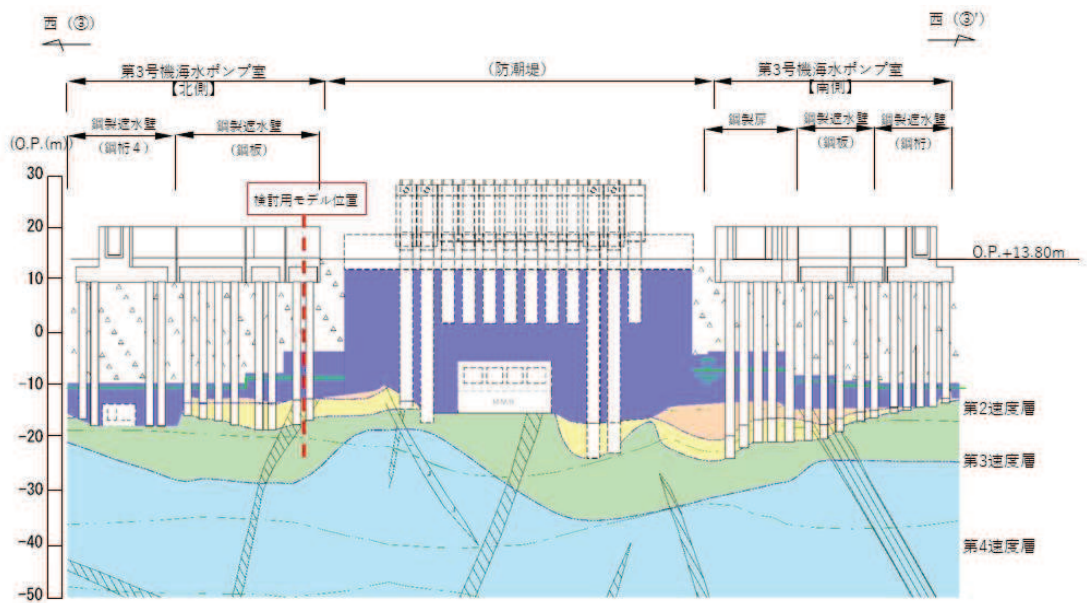
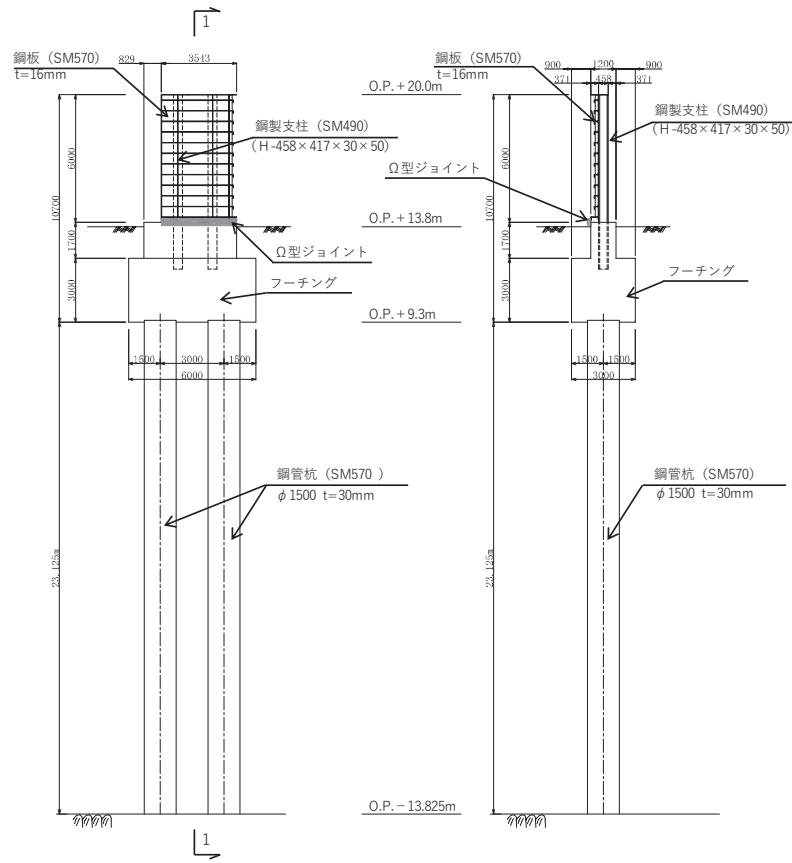


図 4-3 検討用モデル位置
(地質図-第 3 号機海水ポンプ室縦断図)



正面図

1-1 断面図

図 4-4 検討用モデルの構造概要

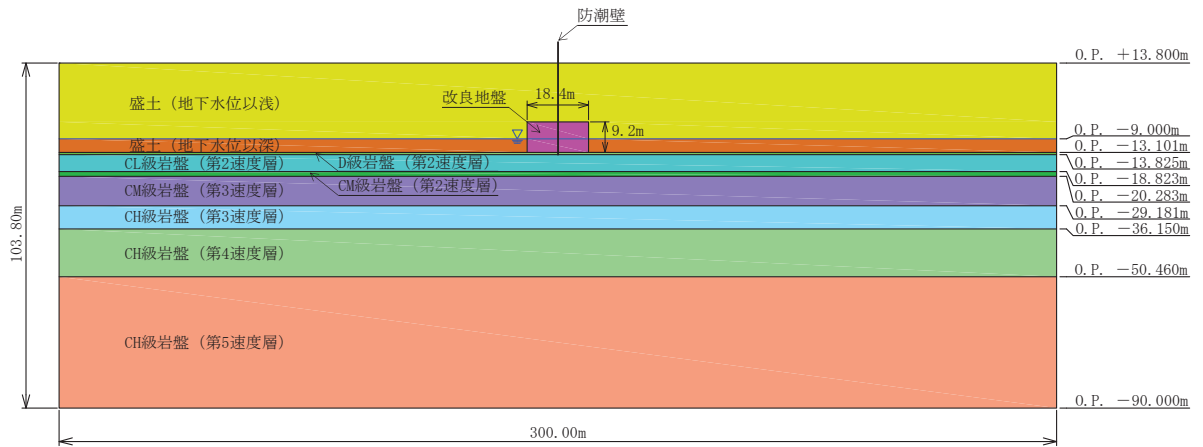


図 4-5(1) 検討ケースの概要 (ケース 1)

【基本ケース 1】

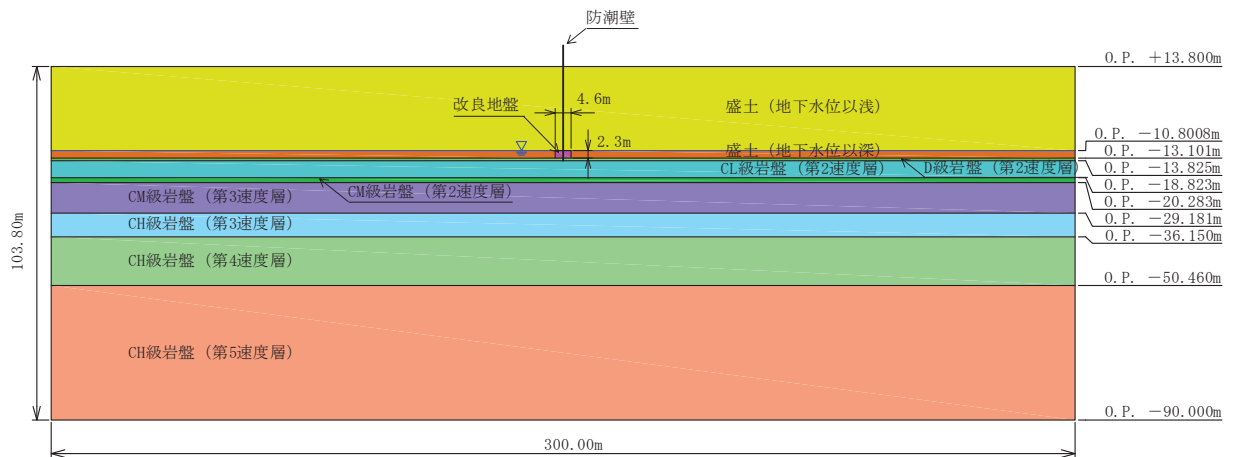


図 4-5(2) 検討ケースの概要 (ケース 2)

【基本ケース 2】

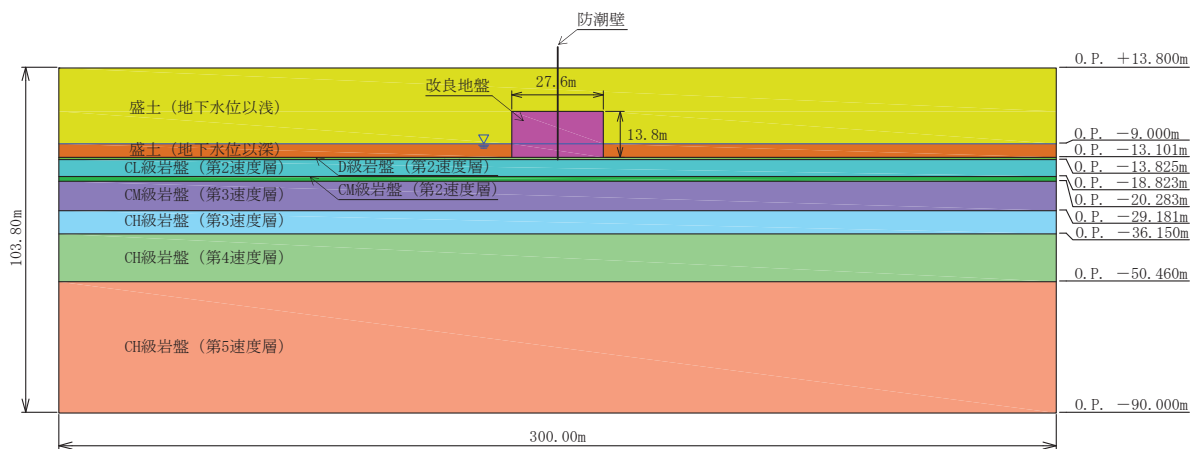


図 4-5(3) 検討ケースの概要 (ケース 3)

【基本ケース 3】

4.3 解析手法

質点系モデルについては、「6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明－3. 耐震評価」に準じる。

FEM モデルについては、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とし、解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、液状化パラメータは試験下限値を用いる。

FEM モデル（有効応力解析）の解析条件の詳細は「11. 解析条件（FEM モデル）」に示す。なお、応答値の比較においては、上部工の耐震評価において影響が大きい加速度、下部工の耐震評価の観点で影響が大きい曲げモーメント、止水ジョイントの変形性能評価において影響が大きい変位について比較する。なお、質点系モデルと FEM モデル双方の構造物のモデル化方法の違いを踏まえ、概ね等価な比較となるよう、質点系モデルにおいては主要な構造部材である鋼製支柱から抽出する。

各解析モデルにおける応答値抽出箇所を図 4-6 に示す。

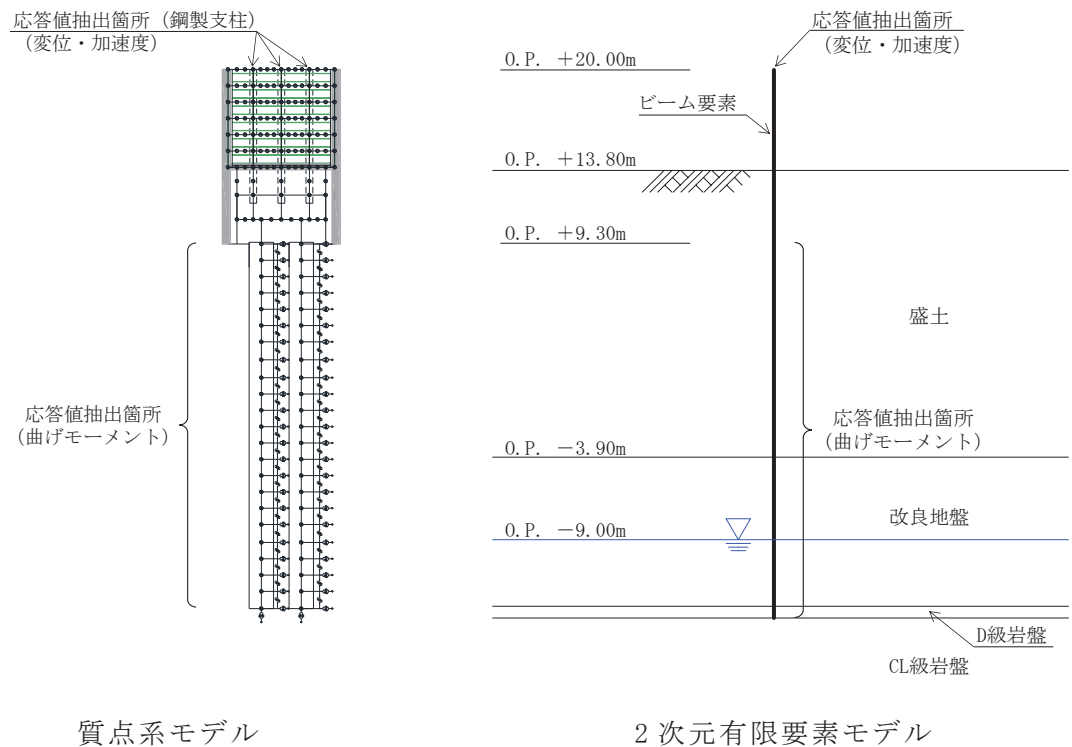


図 4-6 質点系モデルと FEM モデルにおける応答値抽出箇所の概念図

4.4 検討結果

質点系モデルによる応答結果及びFEMモデルによる応答結果について、下部工（鋼管杭）の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較をそれぞれ表4-3～表4-5に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図4-7～図4-15に示す。なお、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「12. 最大応答値分布」に示す。

【検討2】の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、二次元有限要素モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

「12. 最大応答値分布」に示すとおり、FEMモデル（有効応力解析）のケース1において地震波S s - D 1を入力した検討では、地下水位以深の盛土において過剰間隙水圧の上昇が認められる。しかし、地盤改良による変形抑制及び液状化対策効果により防潮壁周辺の過剰間隙水圧の上昇は抑えられており、地盤の液状化が防潮壁へ及ぼす影響は小さいと考えられる。改良高さが低いケース2の検討結果は、ケース1の検討結果と比べると、最大曲げモーメントは小さく、最大水平変位は大きい傾向があるが、杭下端の地盤改良体が小さいことが原因として考えられるが、傾向はケース1同様である。改良高さが高いケース3の各最大応答値は、ケース1と比べ大きな差異は認められない。

表 4-3 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大曲げモーメントの比較

検討ケース	地震波	最大曲げモーメント (kN・m/本)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S _s -D 1	11707	15309
	S _s -D 2	8527	14594
	S _s -D 3	8383	11866
	S _s -F 1	9535	13626
	S _s -F 2	10714	13684
	S _s -F 3	4002	7806
	S _s -N 1	<u>15176</u>	<u>17586</u>
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S _s -D 1	8350	13668
	S _s -D 2	7804	12777
	S _s -D 3	6499	12933
	S _s -F 1	6616	12078
	S _s -F 2	6100	13479
	S _s -F 3	3606	7749
	S _s -N 1	<u>8806</u>	<u>16050</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S _s -D 1	11671	16935
	S _s -D 2	7117	11821
	S _s -D 3	8053	11630
	S _s -F 1	9766	15261
	S _s -F 2	13666	18848
	S _s -F 3	6376	7318
	S _s -N 1	<u>15398</u>	<u>20966</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 4-4 【検討 2】 (ケース 1~ケース 3) における最大水平加速度の比較

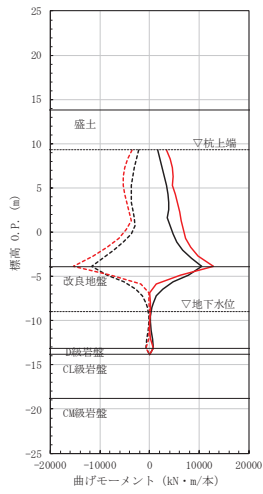
検討ケース	地震波	最大水平加速度 (cm/s ²)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	S s - D 1	1619	2808
	S s - D 2	1840	2911
	S s - D 3	1531	2671
	S s - F 1	1918	1947
	S s - F 2	<u>2137</u>	2151
	S s - F 3	2016	<u>3056</u>
	S s - N 1	1705	2871
ケース 2 (基本ケース 2) 【改良高さ 2.3m】	S s - D 1	1435	2204
	S s - D 2	1500	2377
	S s - D 3	1230	2116
	S s - F 1	1664	1561
	S s - F 2	<u>1728</u>	2050
	S s - F 3	1509	1721
	S s - N 1	1589	<u>2409</u>
ケース 3 (基本ケース 3) 【改良高さ 13.8m】	S s - D 1	1752	2712
	S s - D 2	1586	<u>3009</u>
	S s - D 3	1599	3006
	S s - F 1	1533	1816
	S s - F 2	<u>1930</u>	2507
	S s - F 3	1897	2669
	S s - N 1	1836	2519

注：下線は各ケースの最大値を示す。

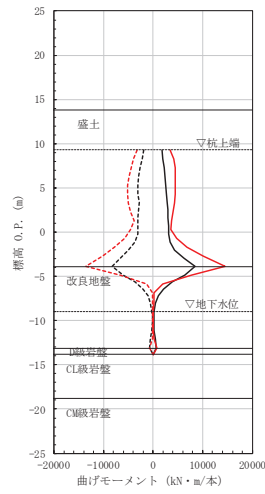
表 4-5 【検討 2】（ケース 1～ケース 3）における最大水平変位の比較

検討ケース	地震波	最大水平変位 (m)	
		FEM モデル (有効応力解析)	質点系モデル (全応力解析)
ケース 1 (基本ケース 1)	S _s -D 1	0.166	0.217
	S _s -D 2	0.114	0.161
	S _s -D 3	0.131	0.177
	S _s -F 1	0.139	0.202
	S _s -F 2	0.199	0.279
	S _s -F 3	0.107	0.134
	S _s -N 1	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
ケース 2 (基本ケース 2)	S _s -D 1	0.200	0.189
	S _s -D 2	0.129	0.142
	S _s -D 3	0.142	0.168
	S _s -F 1	0.140	0.178
	S _s -F 2	0.194	0.219
	S _s -F 3	0.101	0.111
	S _s -N 1	<u>0.238</u>	<u>0.342</u>
ケース 3 (基本ケース 3)	S _s -D 1	0.150	0.200
	S _s -D 2	0.0949	0.151
	S _s -D 3	0.109	0.134
	S _s -F 1	0.124	0.181
	S _s -F 2	0.190	<u>0.242</u>
	S _s -F 3	0.0849	0.125
	S _s -N 1	<u>0.204</u>	0.232

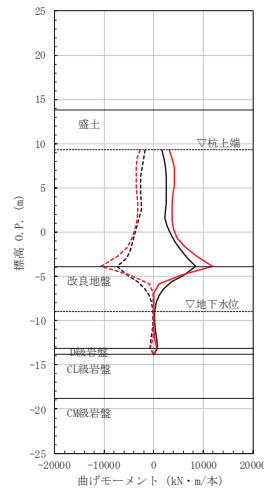
注：下線は各ケースの最大値を示す。



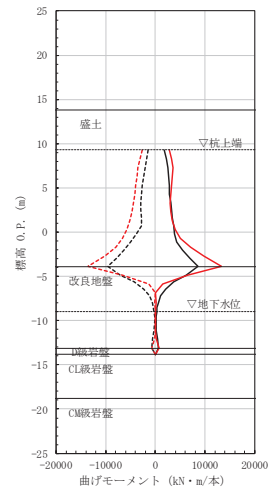
(S s - D 1)



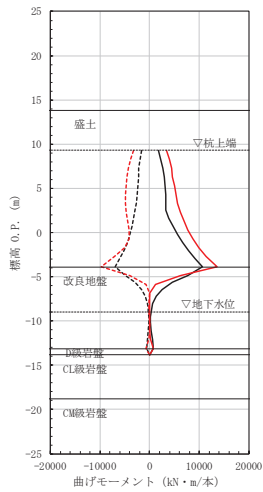
(S s - D 2)



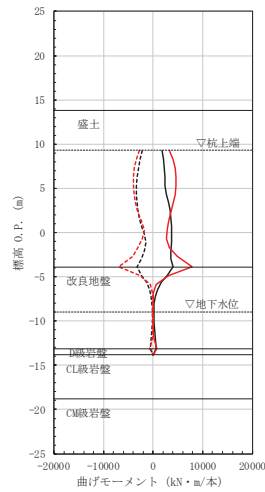
(S s - D 3)



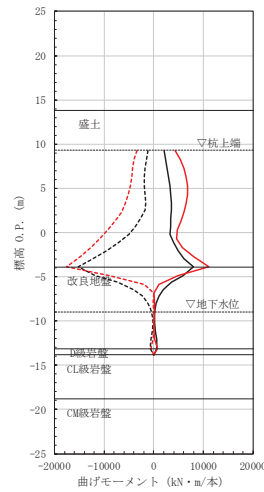
(S s - F 1)



(S s - F 2)



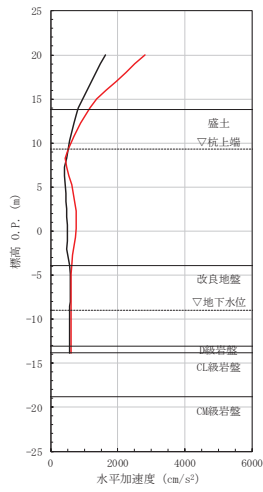
(S s - F 3)



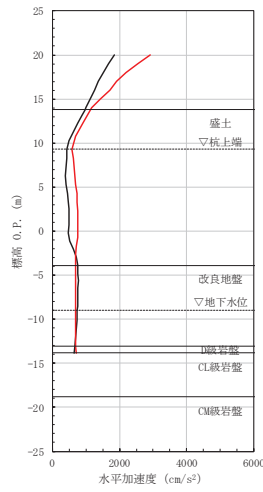
(S s - N 1)

図 4-7 最大曲げモーメントの比較 (ケース 1)

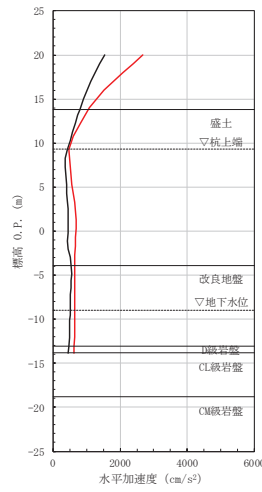
— 2次元有限要素モデル ケース1
 — 質点系モデル ケース1



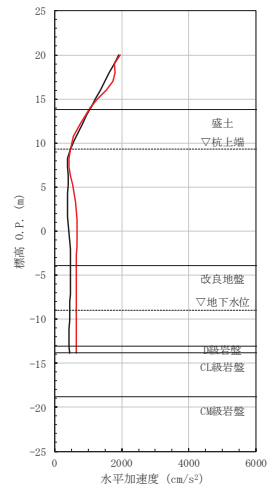
(S s - D 1)



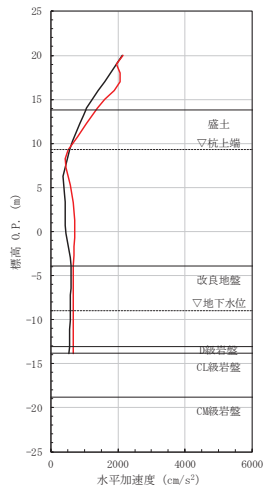
(S s - D 2)



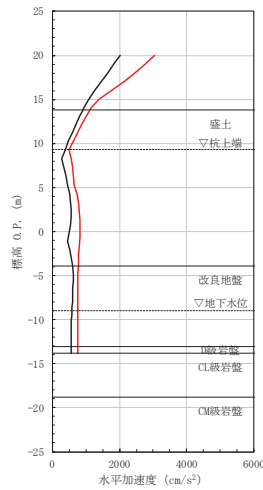
(S s - D 3)



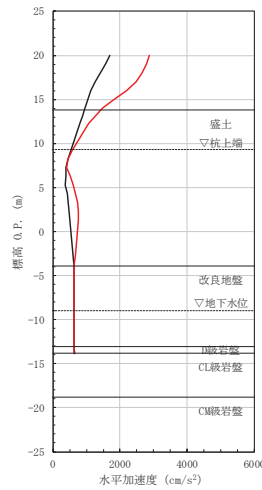
(S s - F 1)



(S s - F 2)

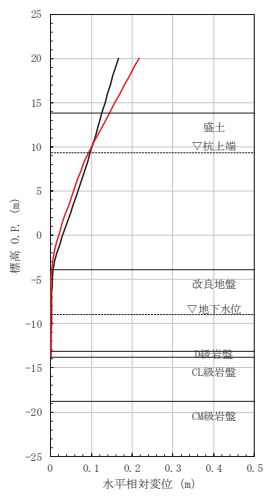
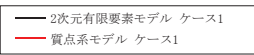


(S s - F 3)

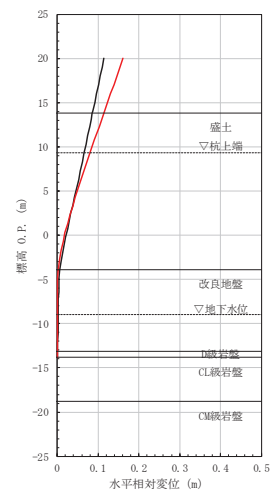


(S s - N 1)

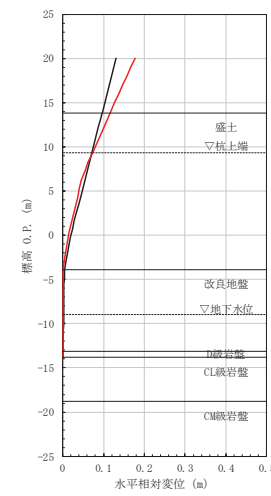
図 4-8 最大水平加速度の比較 (ケース 1)



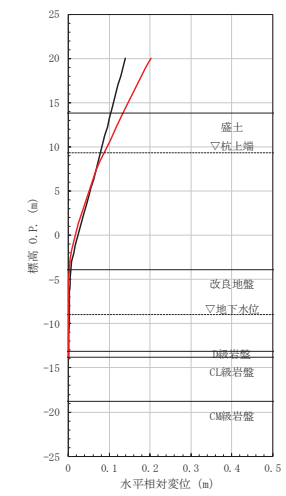
(S s - D 1)



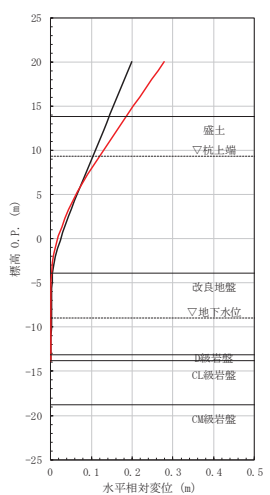
(S s - D 2)



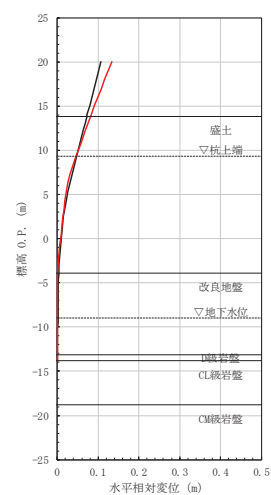
(S s - D 3)



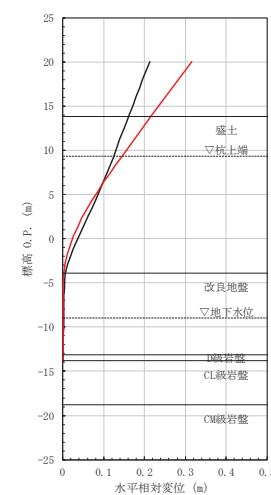
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 4-9 最大水平変位の比較 (ケース 1)

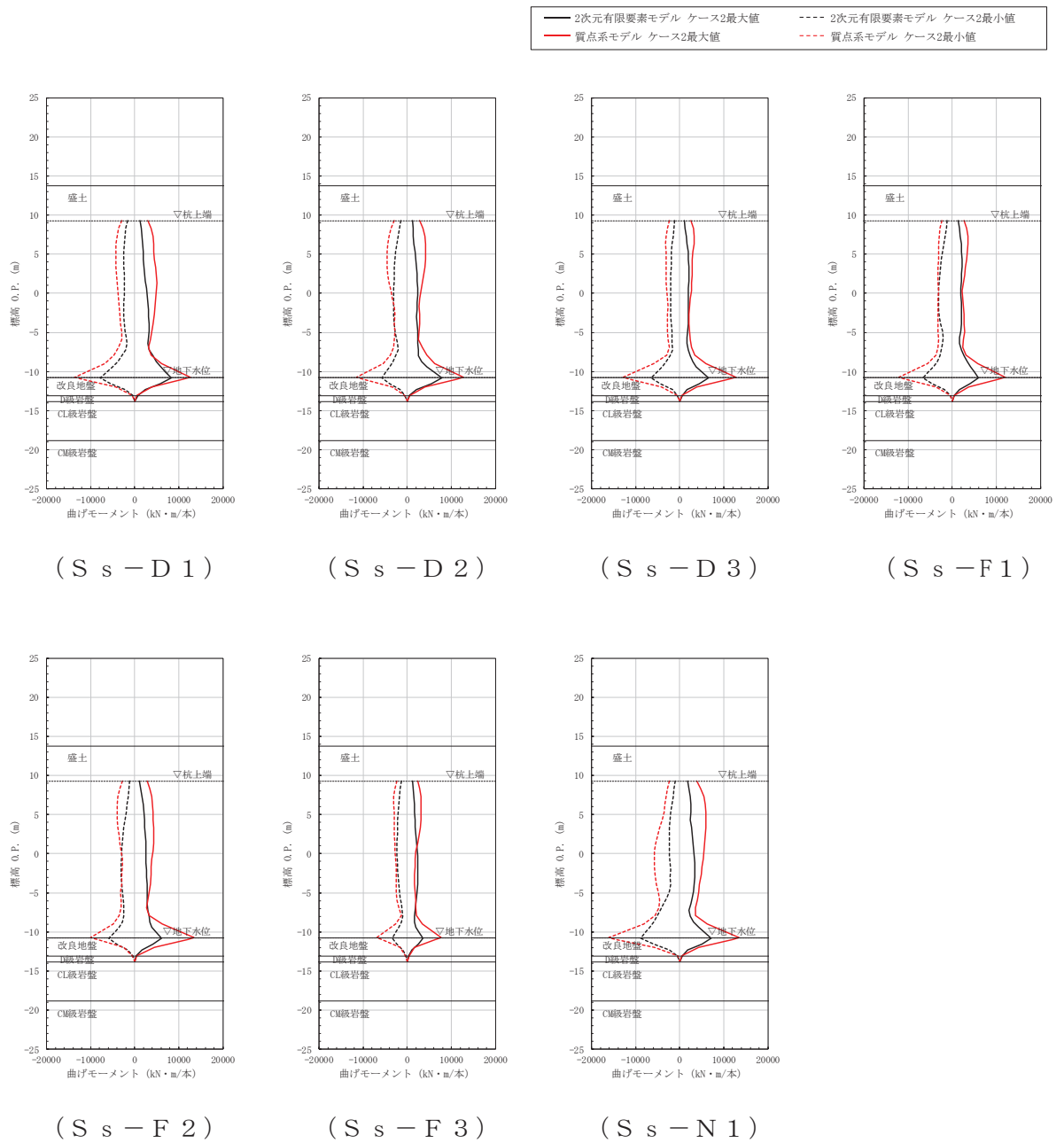


図 4-10 最大曲げモーメントの比較 (ケース 2)

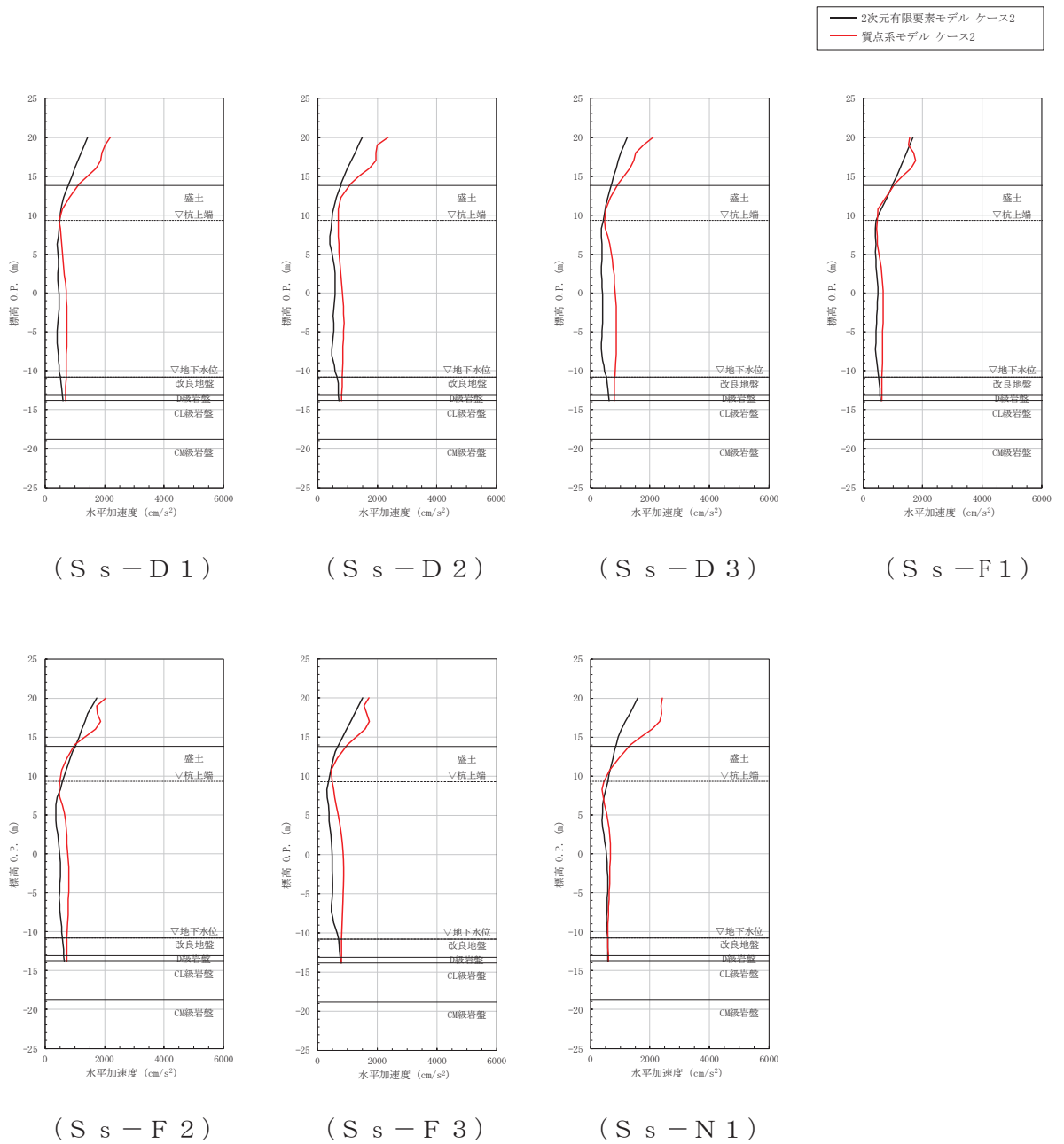


図 4-11 最大水平加速度の比較 (ケース 2)

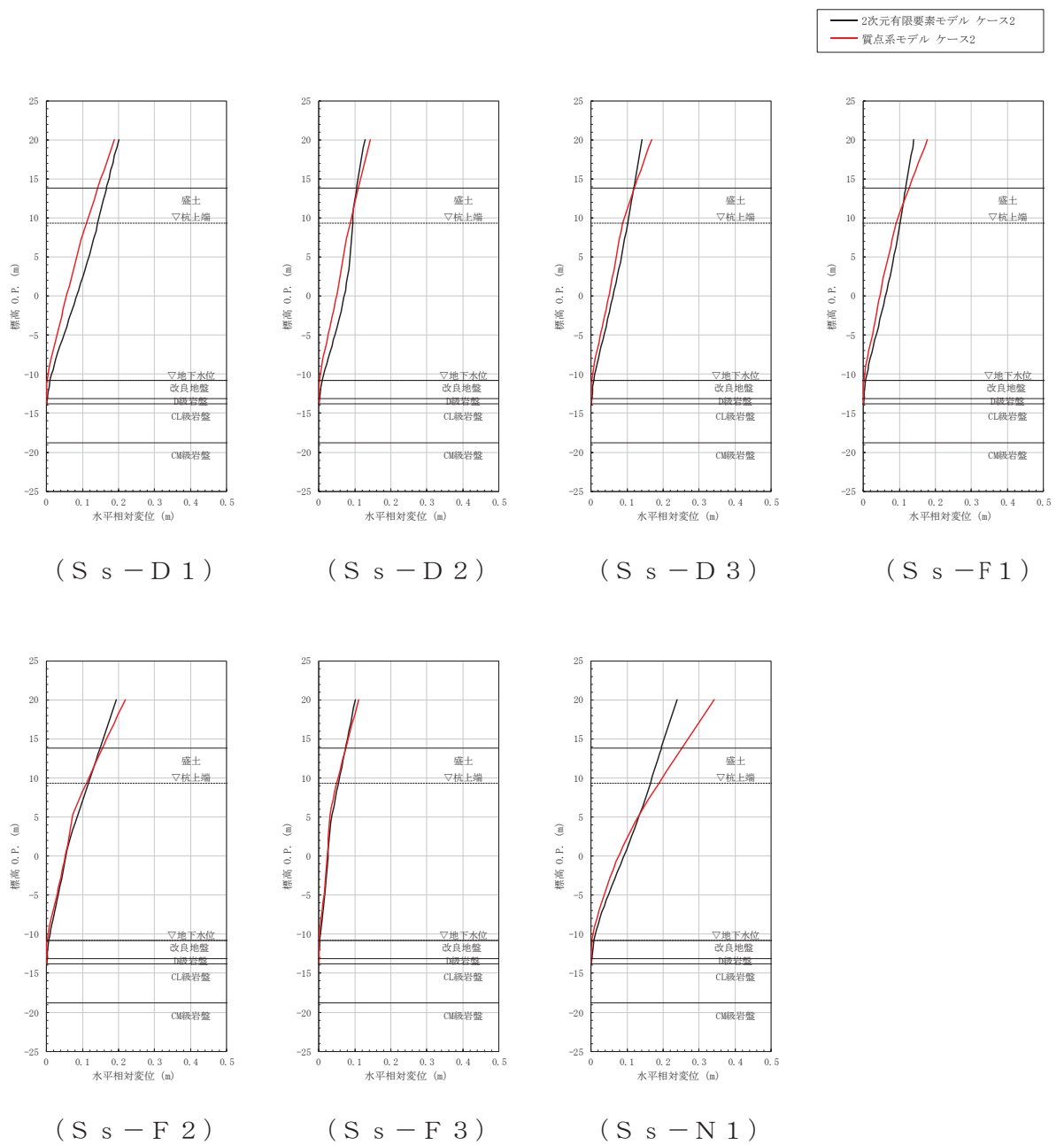
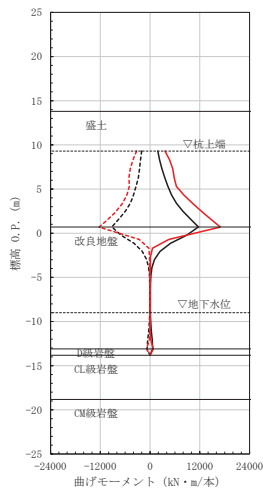
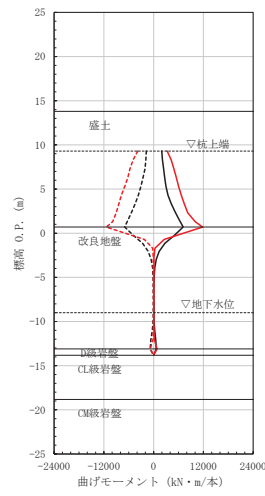


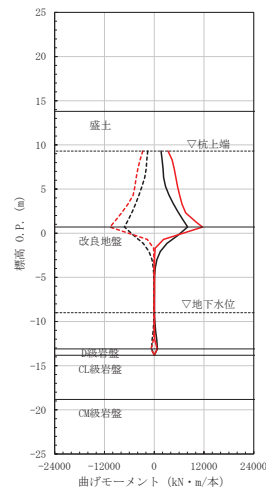
図 4-12 最大水平変位の比較 (ケース 2)



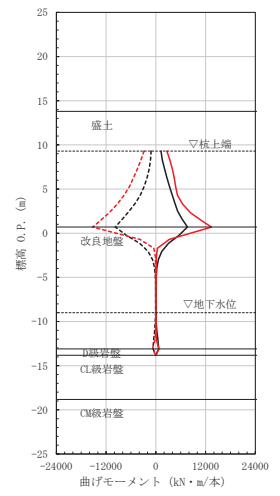
(S s - D 1)



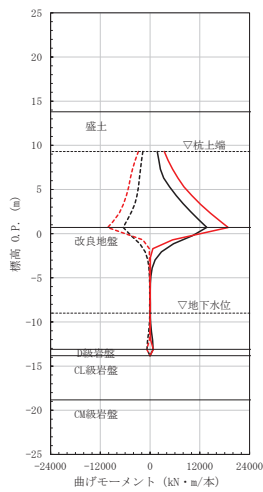
(S s - D 2)



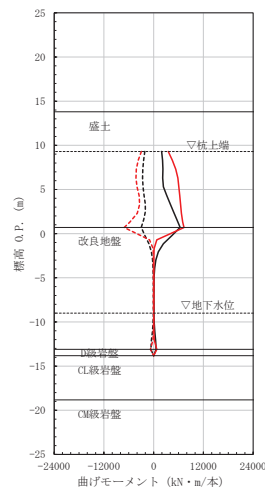
(S s - D 3)



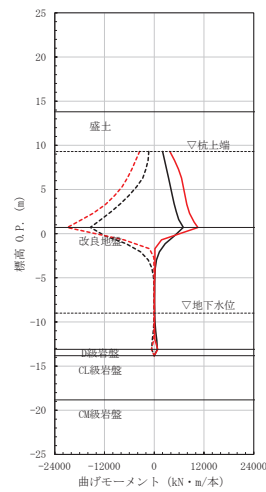
(S s - F 1)



(S s - F 2)

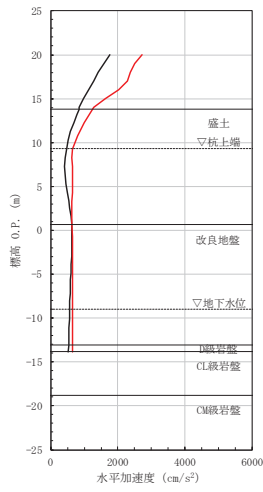
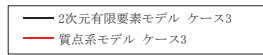


(S s - F 3)

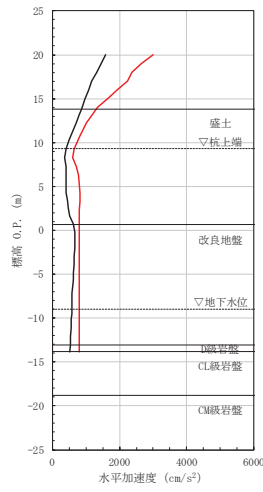


(S s - N 1)

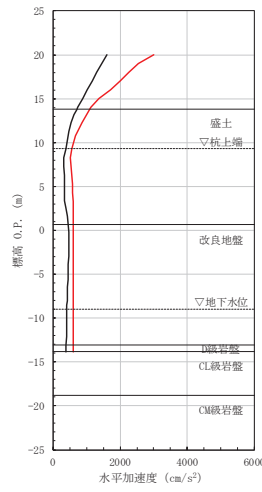
図 4-13 最大曲げモーメントの比較 (ケース 3)



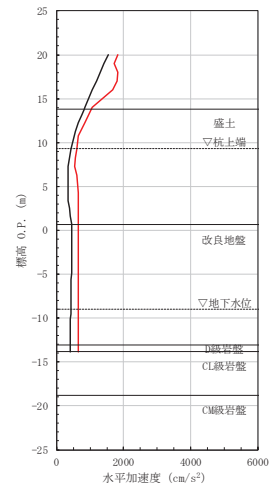
(S s - D 1)



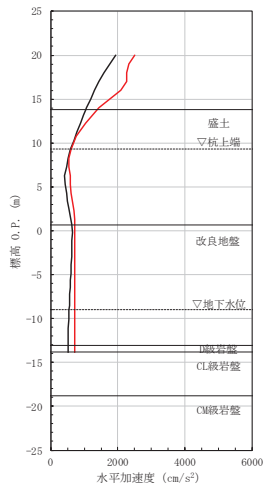
(S s - D 2)



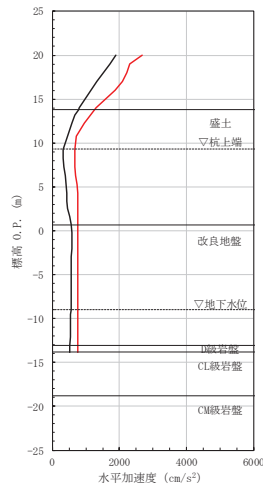
(S s - D 3)



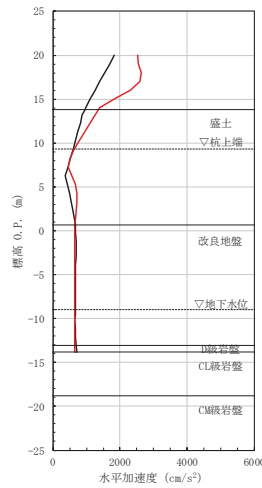
(S s - F 1)



(S s - F 2)

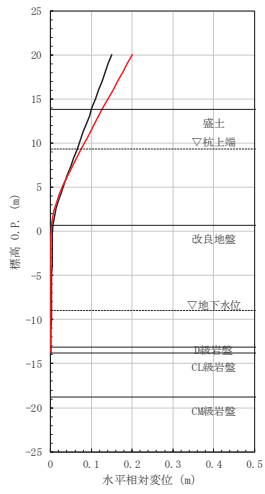
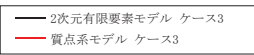


(S s - F 3)

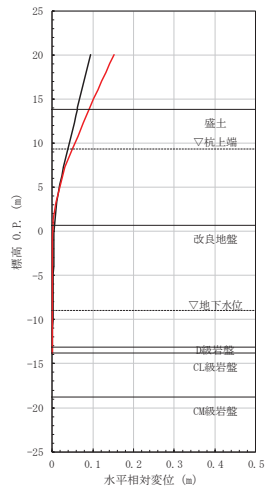


(S s - N 1)

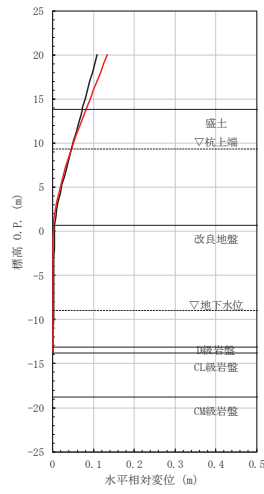
図 4-14 最大水平加速度の比較 (ケース 3)



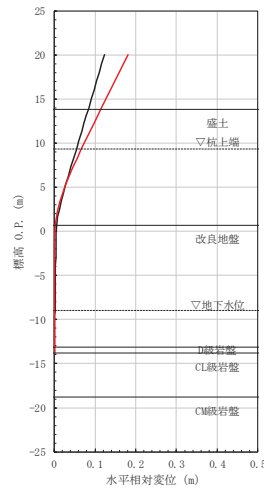
(S s - D 1)



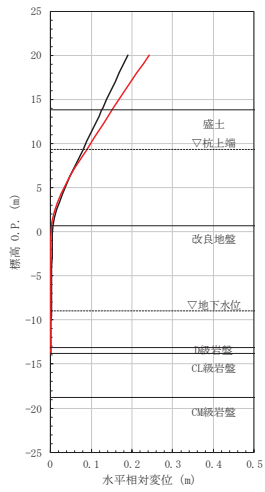
(S s - D 2)



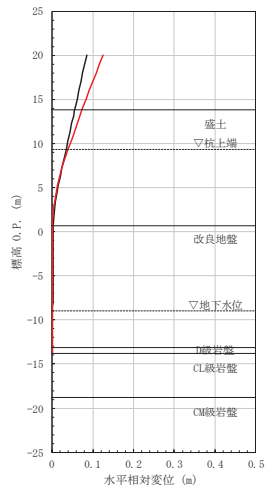
(S s - D 3)



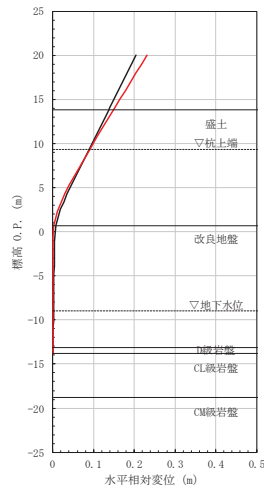
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 4-15 最大水平変位の比較 (ケース 3)

5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討3】

5.1 検討方針

【検討3】では，【検討2】の結果を踏まえ，以下に示すパラメータスタディを行う。

検討ケースや条件については，「5.2 検討用モデル」に示す。

- ・ 改良幅の違いに対する影響確認（ケース4）
- ・ 地下水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース5）
- ・ 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース6）
- ・ 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース7）
- ・ 岩盤傾斜に対する影響確認（ケース8）
- ・ 防潮堤海側斜面の影響確認（ケース9）

5.2 検討用モデル

検討用モデルは，「4.2 検討用モデル」に準じ，「5.1 検討方針」に示した各ケースの目的に応じモデル設定を行う。

検討ケースの概要を図5-1に，検討ケース一覧を表5-1に示す。なお，検討ケースの内，隣接構造物を考慮した検討（ケース7）及び岩盤傾斜を考慮した検討（ケース8）における条件設定根拠は本節巻末に示す。

- 岩盤面の不陸等に伴う改良形状の違いに対する影響確認（ケース 4）

防潮壁の基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、設計用地下水位に余裕を考慮し+1m 以深を地盤改良し、改良幅は地盤改良高さの 2 倍を確保することを基本とするが、岩盤の不陸や傾斜等がある場合には、改良幅がばらつく可能性があるため、改良幅が変動（改良幅 0.5 倍，1.5 倍）した場合の影響を確認する。

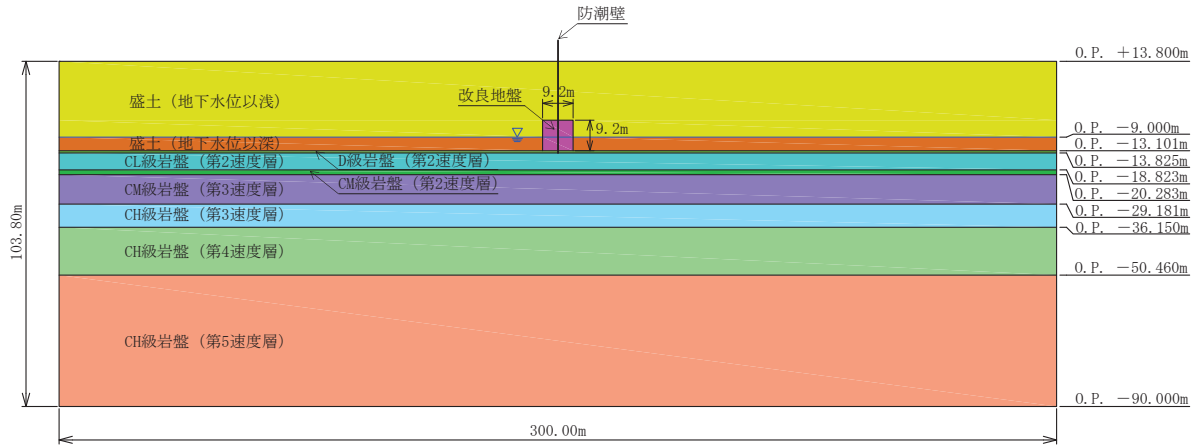


図 5-1(1) 検討ケースの概要（ケース 4(1)）

【ケース 1 に対して改良幅を 0.5 倍】

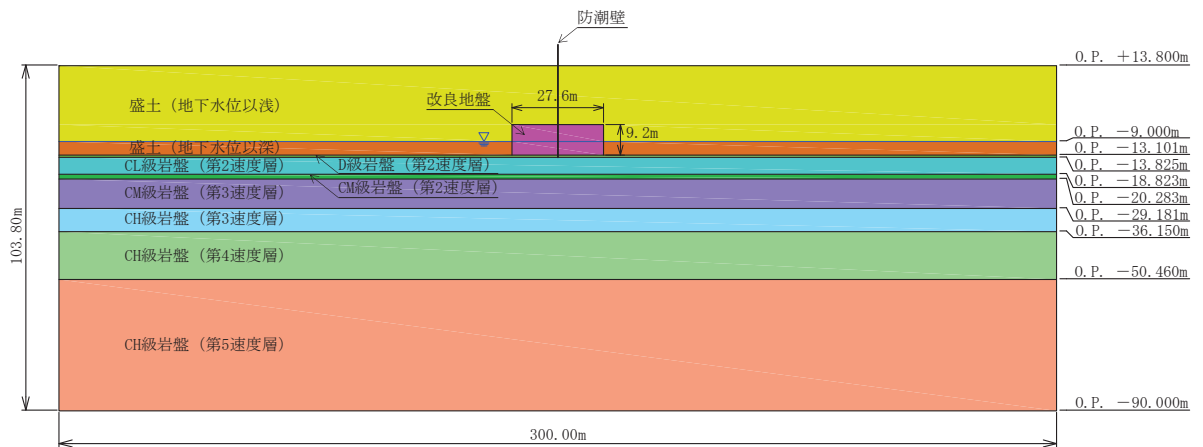


図 5-1(2) 検討ケースの概要（ケース 4(2)）

【ケース 1 に対して改良幅を 1.5 倍】

- 地下水水位分布等の不確かさに対する影響確認（ケース 5）

地盤改良高さは改良天端が設計用地下水水位+1m を基本とするが、周辺の屋外重要土木構造物等の耐震裕度向上のために躯体周辺の地盤改良を行っている箇所においては、地盤改良の改良天端が設計用地下水水位+1m よりも高い箇所がある場合や、地下水水位分布が一定でない箇所があるため、改良体側方の地下水水位が変動（地下水水位：改良体天端，下端）した場合の影響を確認する。

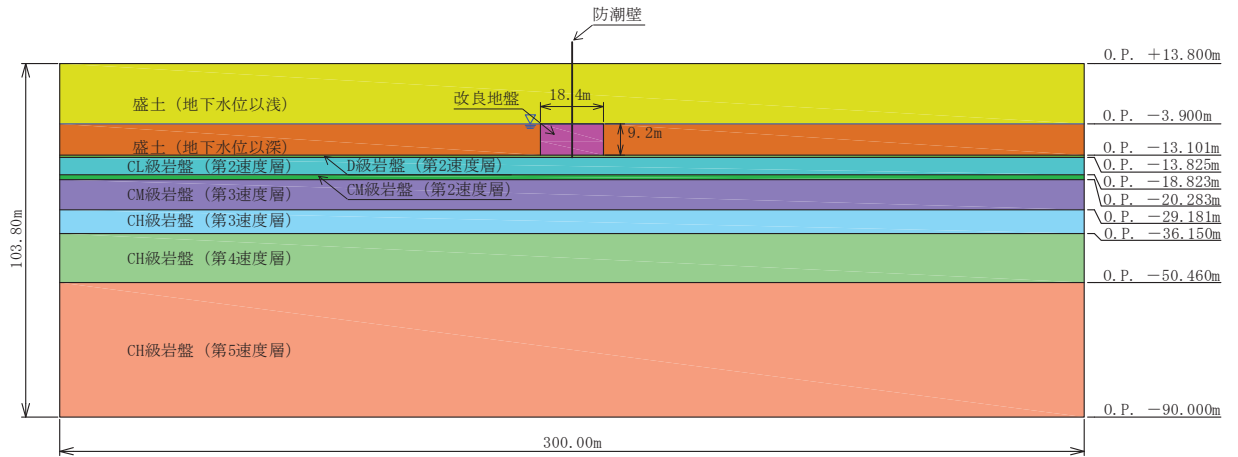


図 5-1(3) 検討ケースの概要（ケース 5(1)）

【ケース 1 に対して地下水水位を改良体天端】

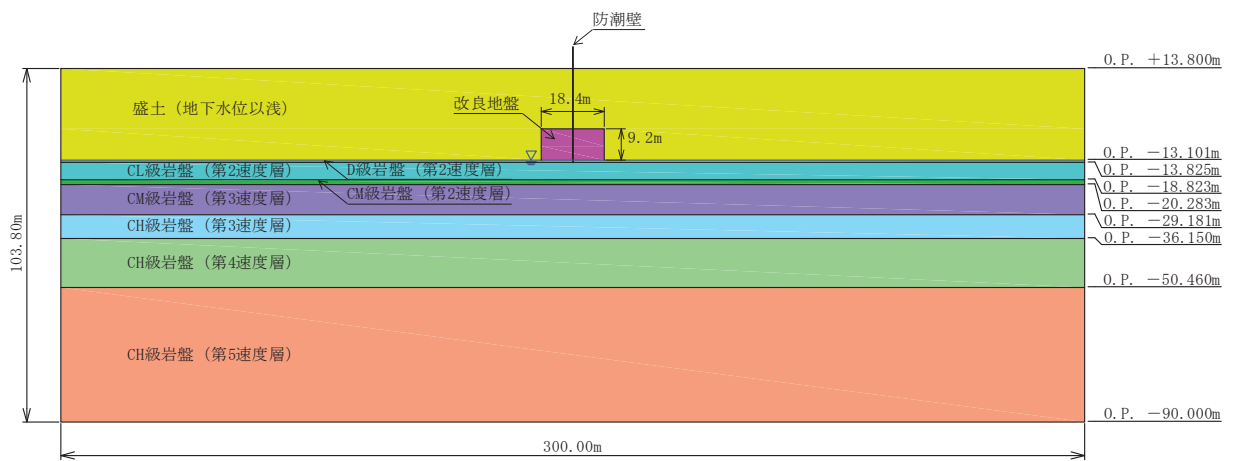


図 5-1(4) 検討ケースの概要（ケース 5(2)）

【ケース 1 に対して地下水水位を改良体下端】

- 地盤物性値の不確かさに対する影響確認（ケース 6）
 地盤物性値が変動（せん断剛性： $\pm 1\sigma$ ）した場合の影響を確認する。

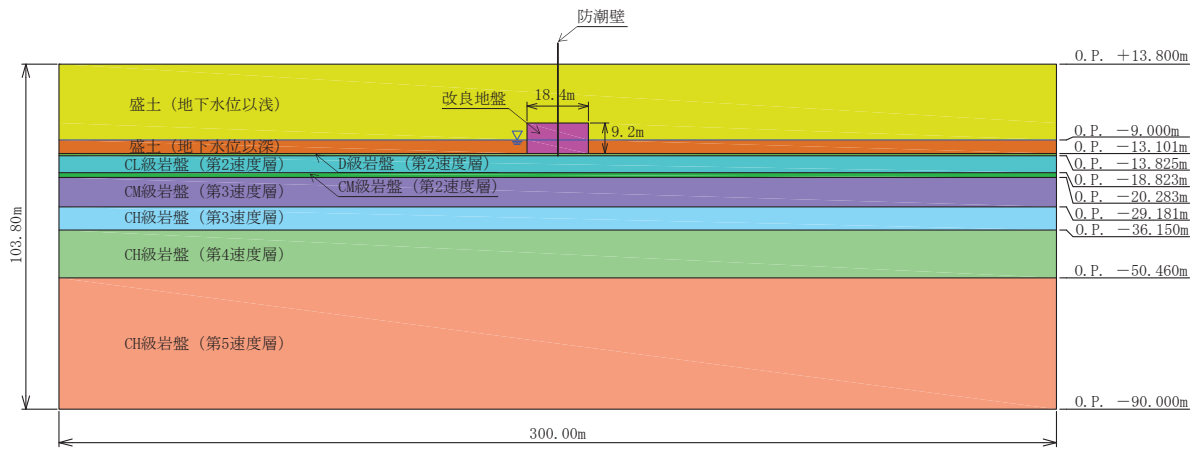


図 5-1(5) 検討ケースの概要（ケース 6(1)）

【ケース 1 に対して地盤物性値を平均+1 σ 】

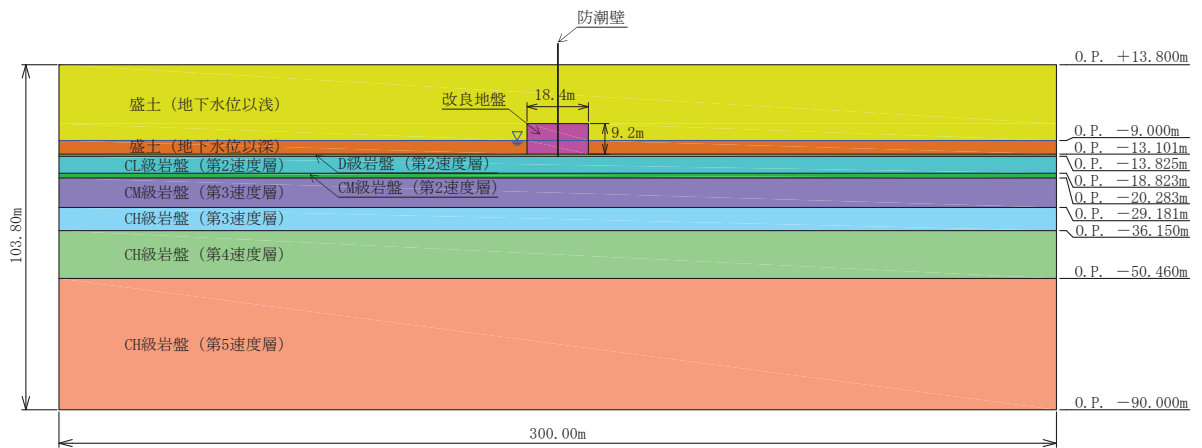


図 5-1(6) 検討ケースの概要（ケース 6(2)）

【ケース 1 に対して地盤物性値を平均-1 σ 】

・ 隣接構造物等の効果に対する影響確認（ケース 7）

隣接構造物がある場合には、地盤変形を抑制することで、地盤改良による変形抑制効果及び液状化対策に寄与するものと考えられることから、主に上部工の加速度応答に対する影響について確認する。なお、図 3-1(4)のとおり、第 2 号機海水ポンプ室防潮壁の一部において、隣接構造物に囲まれている場合に、地盤改良形状が細長で基本形と異なる箇所が存在するため、地盤改良形状の違いによる影響についても確認する。

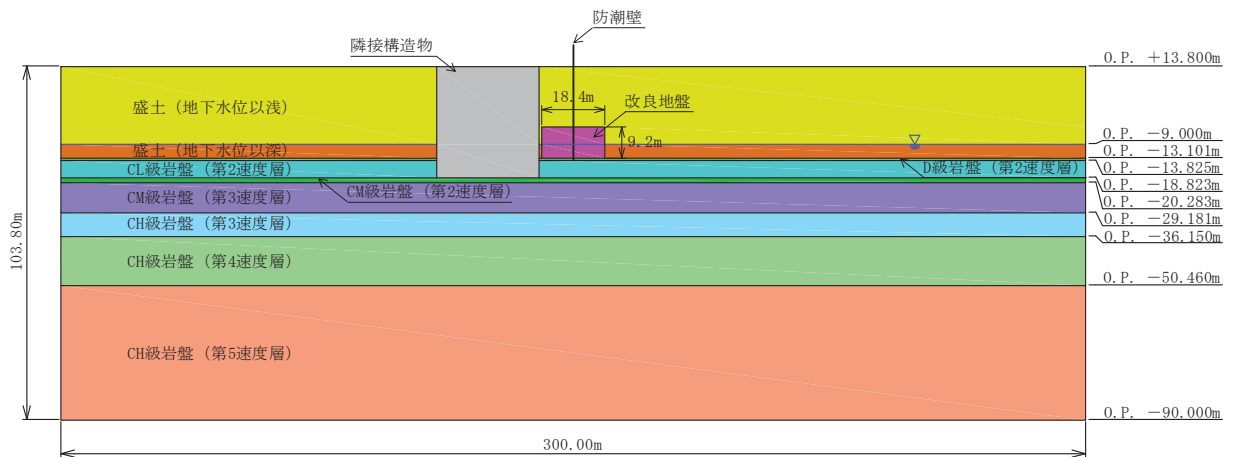


図 5-1(7) 検討ケースの概要（ケース 7(1)）

【ケース 1 に対して隣接構造物（海水ポンプ室相当）をモデル化】

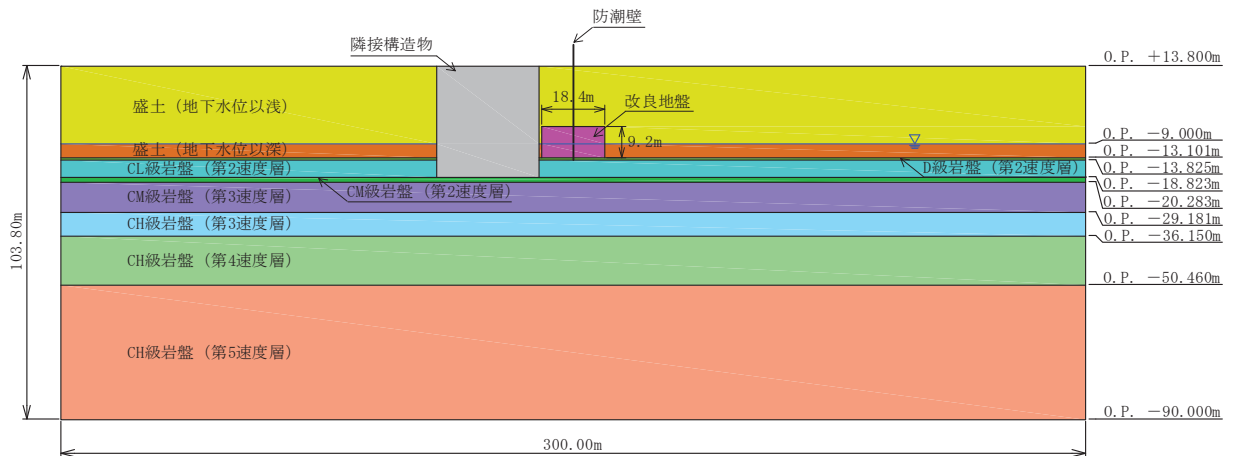


図 5-1(8) 検討ケースの概要（ケース 7(2), (3)）

【(2) ケース 1 に対して隣接構造物（(1)の剛性×2 倍）をモデル化】

【(3) ケース 1 に対して隣接構造物（(1)の剛性×0.5 倍）をモデル化】

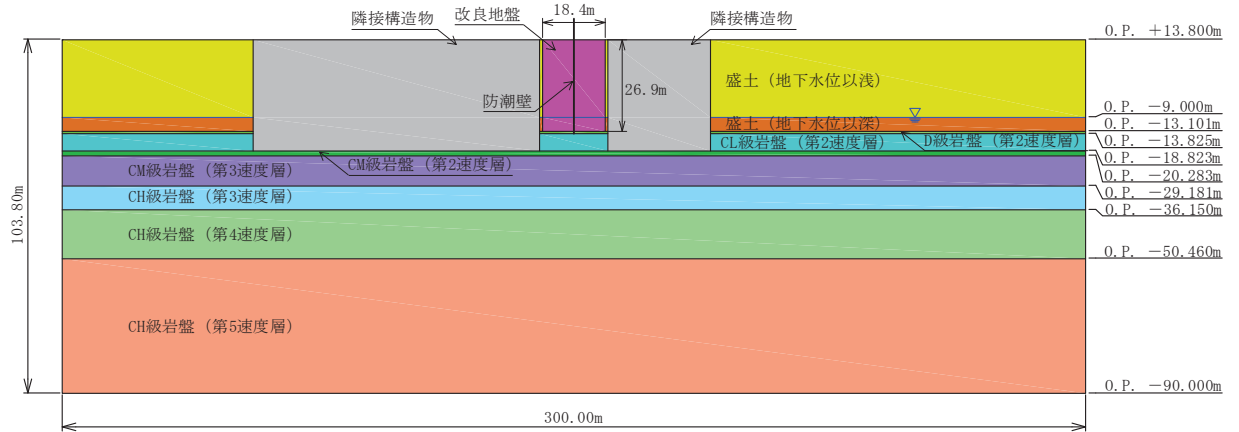


図 5-1(9) 検討ケースの概要 (ケース 7(4))

【ケース 1 に対して隣接構造物 (海水ポンプ室及び原子炉建屋) をモデル化】

・ 岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8)

下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は水平成層をなしていることから、水平成層地盤としてモデル化することを基本としているが、図 3-1(6)～図 3-1(7)に示すとおり、第 3 号機海水ポンプ室防潮壁や第 3 号機放水立坑防潮壁の一部において改良体底面が傾斜している箇所が存在するため、岩盤傾斜の影響について確認する。

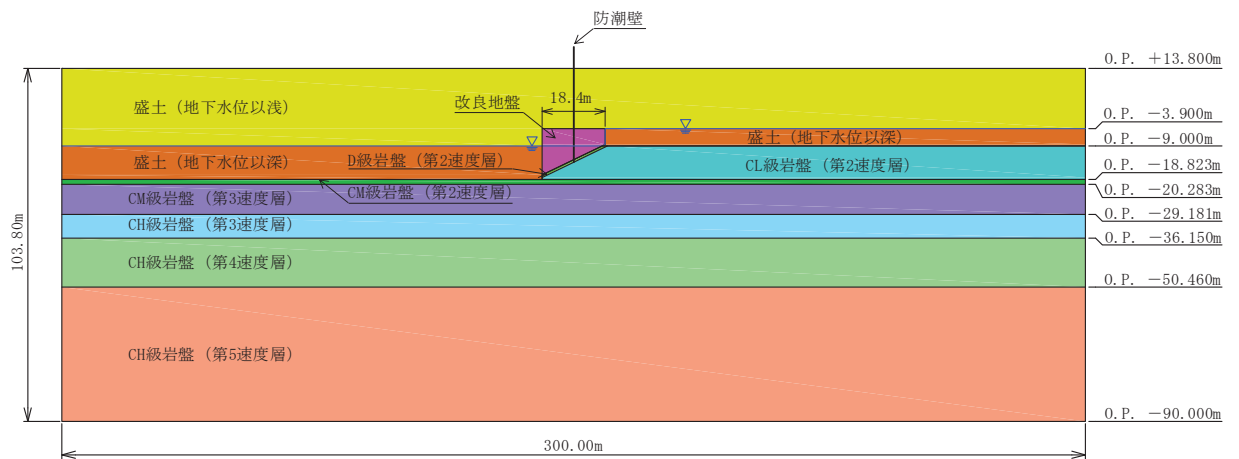


図 5-1(10) 検討ケースの概要 (ケース 8)

【ケース 1 に対して岩盤傾斜を考慮】

・ 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布していることから、液状化等による影響について確認する。

影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に注目する。

解析断面は、防潮堤の東西に旧表土が分布し、液状化による影響が大きいと考えられる防潮堤の耐震評価断面である図 5-2 に示す断面②とし、地震動は防潮堤の耐震評価が厳しくなる $S_s - D2$ （-）とする。

断面②の解析モデル図を図 5-3 に示す。また、検討ケース一覧を表 5-1 に示す。

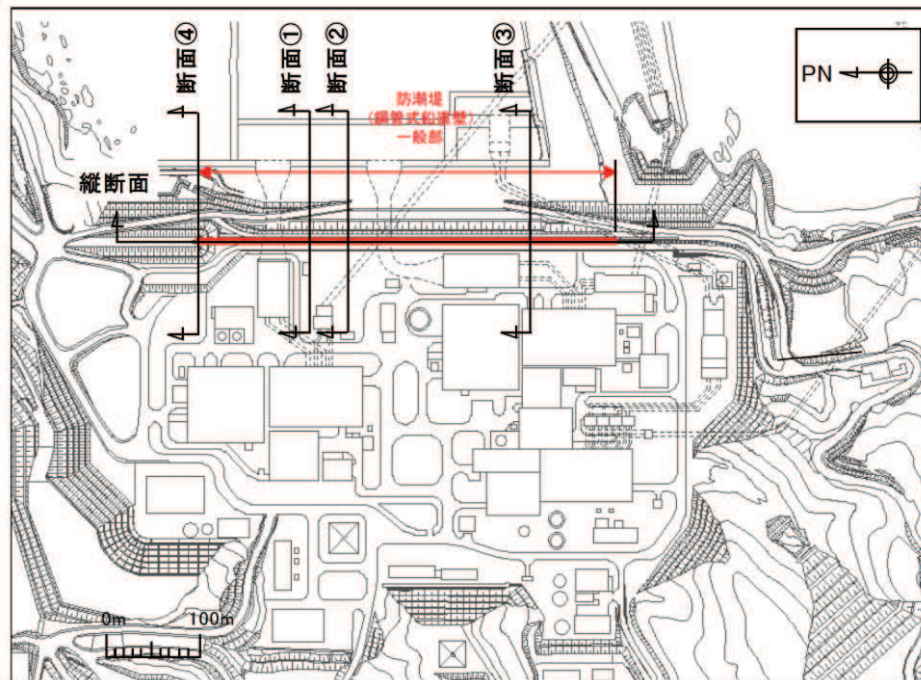


図 5-2 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

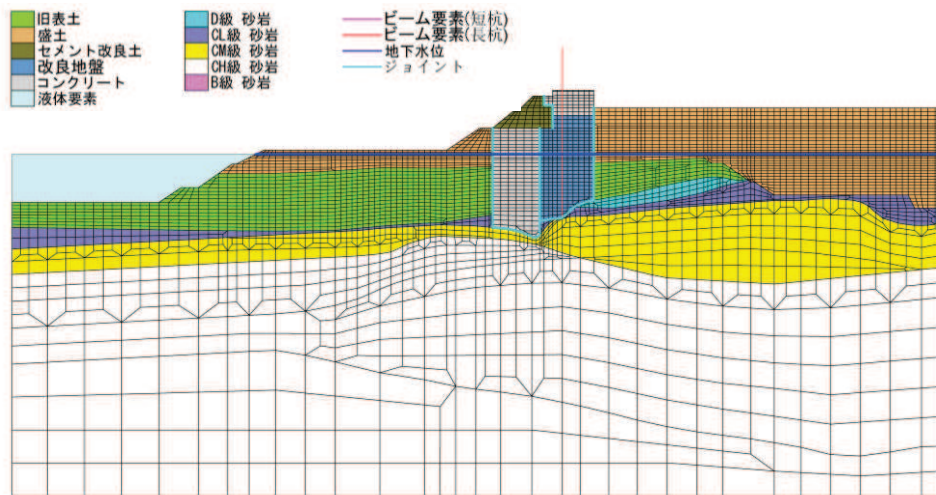


図 5-3 解析モデル図 (断面②)

表 5-1 検討ケース一覧

解析ケース		地盤改良の設定（考え方）	
		FEM モデル	質点系モデル
【検討 2】	ケース 1 （基本ケース 1） 【改良高さ 9.2m】	地盤改良幅 = 18.4m （高さ：幅 = 1：2）	地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】
	ケース 4 （改良幅の影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤改良幅を 0.5 倍 （改良幅 9.2m （高さ：幅 = 1：1）） (2) 地盤改良幅を 1.5 倍 （改良幅 27.6m （高さ：幅 = 1：3））	（=ケース 1）
ケース 5 （地下水位の影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地下水位を改良体天端 (2) 地下水位を改良体下端		
【検討 3】	ケース 6 （地盤物性値のばらつきの影響確認） 【改良高さ 9.2m】	(1) 地盤せん断剛性を平均 +1 σ (2) 地盤せん断剛性を平均 -1 σ	(1) 地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】 （地盤せん断剛性を平均 +1 σ ） (2) 地盤改良幅 = 水平成層 （一次元地盤応答） 【改良高さ 9.2m】 （地盤せん断剛性を平均 -1 σ ）
	ケース 7 （隣接構造物の影響確認） 【(1)～(3)は改良高さ 9.2m】 【(4)は地表面まで改良】	(1) 隣接構造物をモデル化（海水ポンプ室を想定） (2) 隣接構造物をモデル化（(1)の剛性×2倍） (3) 隣接構造物をモデル化（(1)の剛性×0.5倍） (4) 隣接構造物をモデル化（海水ポンプ室及び原子炉建屋を想定）	（=ケース 1）
	ケース 8 （岩盤傾斜の影響確認） 【防潮壁位置の改良高さ 9.2m】	地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮	
	ケース 9 （防潮堤斜面形状の影響確認）	- （防潮堤解析モデルを用いて検討）	

(隣接構造物を考慮した検討(ケース7)における隣接構造物の想定)

隣接構造物を考慮した検討(ケース7)では、隣接する構造物が地震時に与える影響を評価することを目的として、第2号機海水ポンプ室と等価となるような剛性の構造物を模擬し、防潮壁に隣接する場合の検討を実施する(ケース7(1))。また、第2号機海水ポンプ室以外にも、表5-2に示すとおり剛性の異なる構造物が隣接することを踏まえ、剛性の違いによる影響を評価することを目的として、ケース7(1)における構造物の剛性(第2号機海水ポンプ室相当)を2倍及び0.5倍としたパラメータスタディを実施する(ケース7(2), (3))。また、隣接構造物との位置関係で改良形状が基本形状(2D)ではなく縦長形状となり、地盤改良高さの2倍の改良幅を有していない範囲について、隣接構造物の影響とあわせて、第2号機海水ポンプ室と第2号機原子炉建屋間を代表ケースとして検討を実施する(ケース7(4))。

等価ヤング係数の算定方法は「8.3 構造物のモデル化」に示す。

表5-2 隣接する構造物の等価剛性

隣接構造物	等価ヤング係数 (kN/m ²) *1	備考
第2号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	7.6×10 ⁵ (ケース7(1)) (1.8×10 ⁶) *2	
第3号機海水ポンプ室 (スクリーンエリア)	8.3×10 ⁵ (1.8×10 ⁶) *2	ケース7(1)のE×0.5倍 (3.8×10 ⁵ kN/m ²)~E×2 倍(1.5×10 ⁶ kN/m ²)に概ね 網羅される
第2号機放水立坑	(3.0×10 ⁶) *2	
第3号機放水立坑	(6.4×10 ⁶) *2	
第2号機原子炉建屋	9.8×10 ⁵	

注記*1: 平面要素の値を示す。

*2: 三次元モデルとの水平変位のフィッティング調整前の値を示す。

なお、防潮堤の東側(海側)は、地下水位が高く(O.P.+2.43m(朔望平均満潮位))、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布している。また、海水ポンプ室と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、液状化による海水ポンプ室への影響を確認する。

液状化による影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し、解析手法の選定の妥当性について確認する。

(岩盤傾斜を考慮した検討 (ケース 8) における岩盤傾斜量の設定)

岩盤傾斜に対する影響確認 (ケース 8) では, 改良地盤下の岩盤の傾斜が構造物の応答に及ぼす影響を評価することを目的として, 改良地盤下の岩盤傾斜を模擬した場合の検討を実施する (ケース 8)。

傾斜量の設定は, 岩盤傾斜量の大きい第 3 号機海水ポンプ室の南側及び 3 号放水立坑西側における岩盤傾斜量を参照し, 26° に設定する。

表 5-3 及び図 5-4 に岩盤傾斜量の確認結果を示す。

表 5-3 改良地盤下部の岩盤傾斜量

位置	岩盤傾斜	備考
第 3 号機海水ポンプ室 (南側)	26°	D 級・C _L 級岩盤上面
第 3 号機放水立坑 (西側)	26°	C _L 級岩盤上面
第 3 号機放水立坑 (北側)	24°	D 級岩盤上面

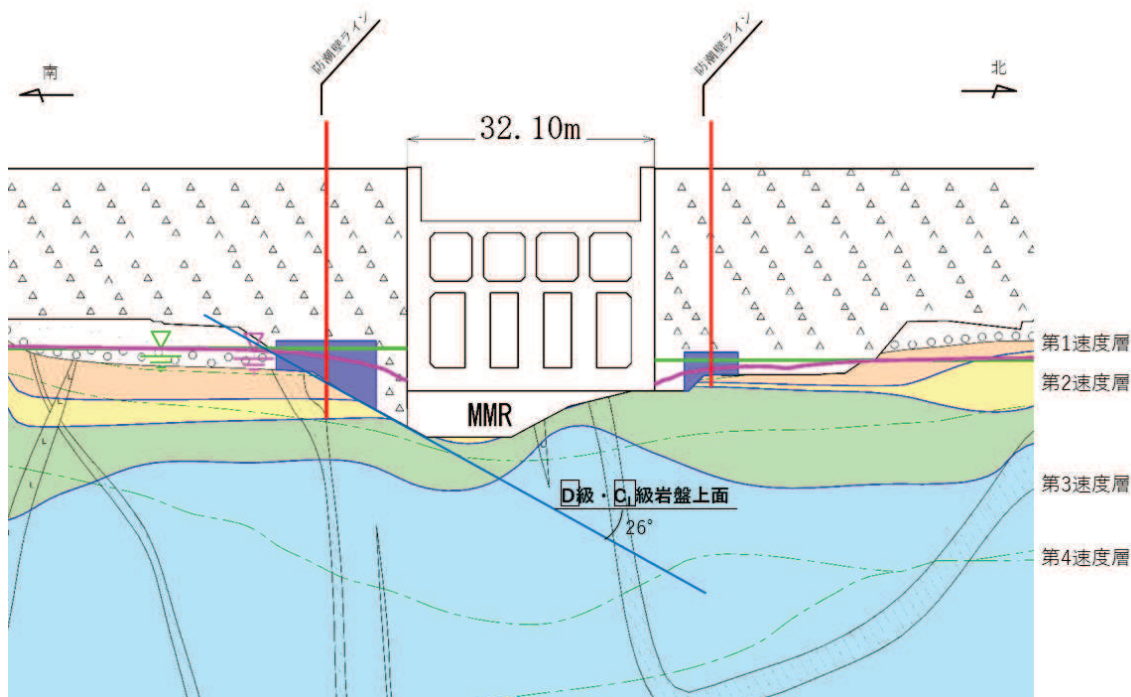


図 5-4 (1) 岩盤傾斜量の確認
(第 3 号機海水ポンプ室 横断 (南北) ⑨-⑨' 断面)

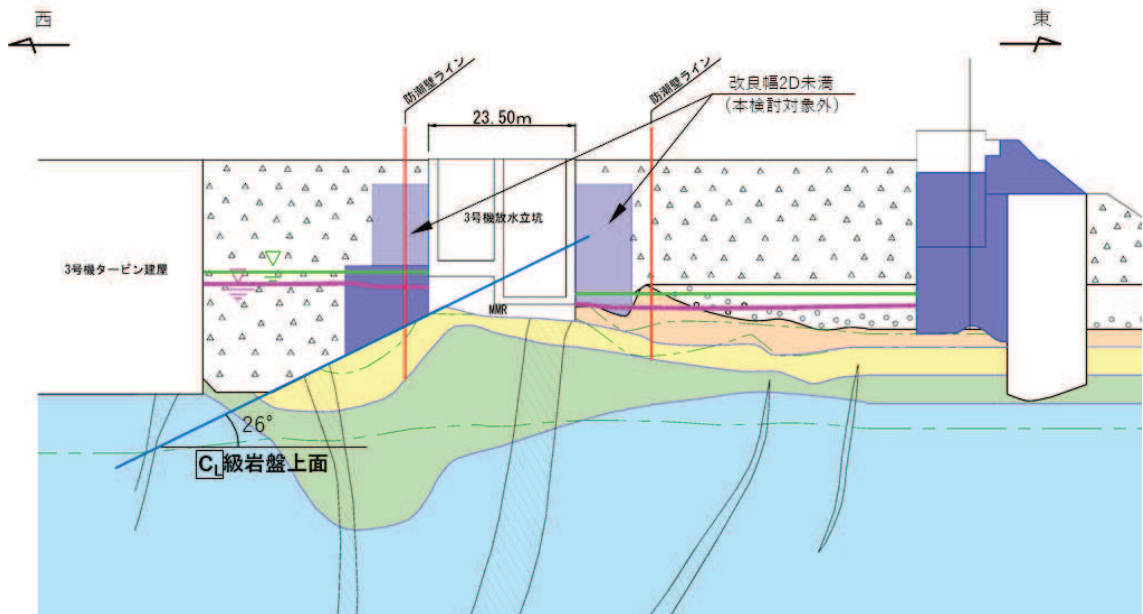


図 5-4 (2) 岩盤傾斜量の確認
 (第 3 号機放水立坑 横断 (東西) ⑩-⑩' 断面)

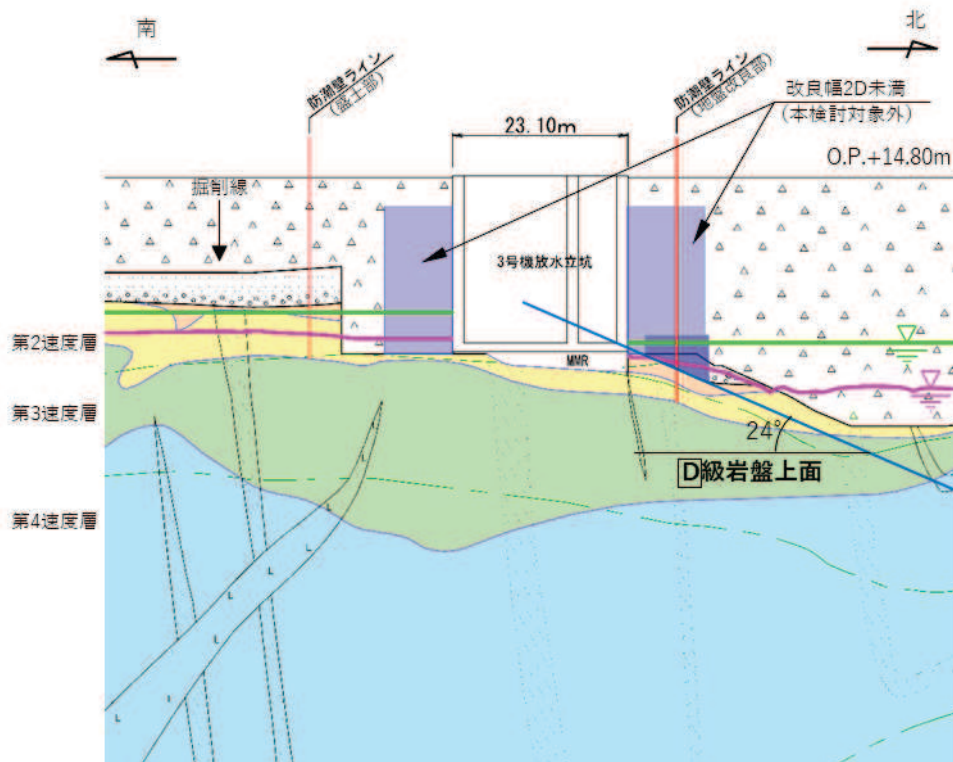


図 5-4 (3) 岩盤傾斜量の確認
 (第 3 号機放水立坑 横断 (南北) ⑪-⑪' 断面)

5.3 解析手法

解析手法は、「4.3 解析手法」及び防潮堤の耐震計算書に準ずる。

5.4 検討結果

① 改良幅の影響確認（ケース4）

質点系モデルによる応答結果及びFEMモデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表5-4～表5-6に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図5-5～図5-10に示す。

【検討3】ケース4の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEMモデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ、いずれも大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤改良幅が小さいケース4(1)及び幅が大きいケース4(2)の検討結果は、FEMモデル（有効応力解析）のケース1の検討結果と同程度の応答値を示している。このことから、地盤改良体の幅が、地盤改良体の高さの1倍～3倍程度に変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果になっている。

また「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース1との有意な傾向の差は認められない。

表 5-4 【検討 3】 ケース 4 における
最大曲げモーメントの比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	10333	11155	11707	15309
S _s -D 2	7714	8155	8527	14594
S _s -D 3	7642	8074	8383	11866
S _s -F 1	8587	9454	9535	13626
S _s -F 2	9799	11056	10714	13684
S _s -F 3	4368	4008	4002	7806
S _s -N 1	<u>13636</u>	<u>14905</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-5 【検討 3】 ケース 4 における
最大水平加速度の比較（地盤改良幅の影響）

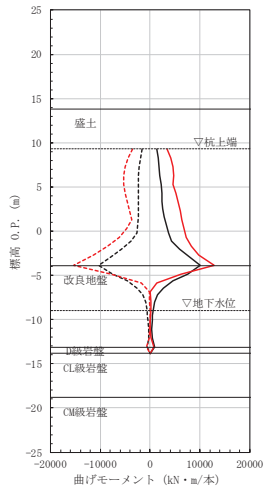
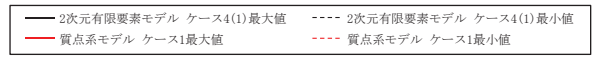
地震動	最大水平加速度（単位：cm/s ² ）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	1594	1848	1619	2808
S _s -D 2	1587	<u>2064</u>	1840	2911
S _s -D 3	1391	1594	1531	2671
S _s -F 1	1555	1907	1918	1947
S _s -F 2	1809	2004	<u>2137</u>	2151
S _s -F 3	<u>1895</u>	1876	2016	<u>3056</u>
S _s -N 1	1729	1747	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

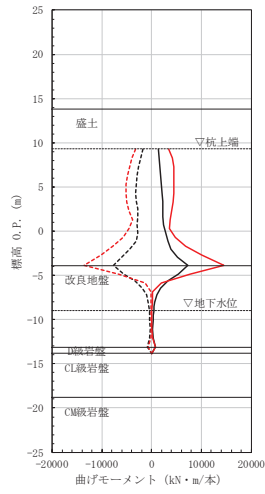
表 5-6 【検討 3】 ケース 4 における
最大水平変位の比較（地盤改良幅の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 4(1)	ケース 4(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	0.169	0.163	0.166	0.217
S _s -D 2	0.121	0.107	0.114	0.161
S _s -D 3	0.127	0.132	0.131	0.177
S _s -F 1	0.137	0.147	0.139	0.202
S _s -F 2	0.193	0.199	0.199	0.279
S _s -F 3	0.105	0.104	0.107	0.134
S _s -N 1	<u>0.225</u>	<u>0.205</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

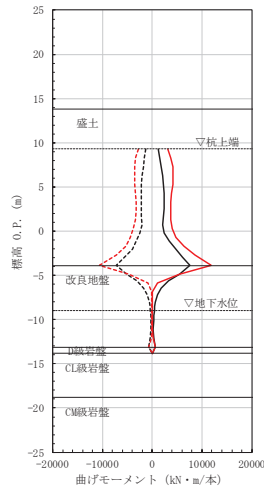
注：下線は各ケースの最大値を示す。



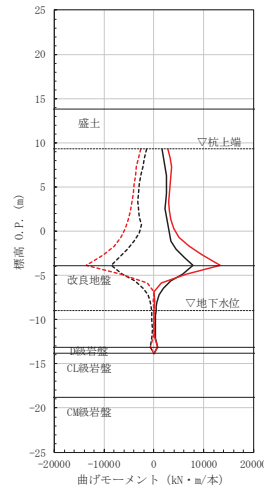
(S s - D 1)



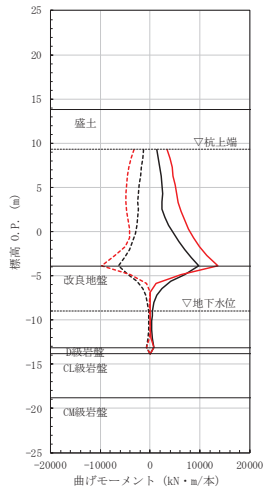
(S s - D 2)



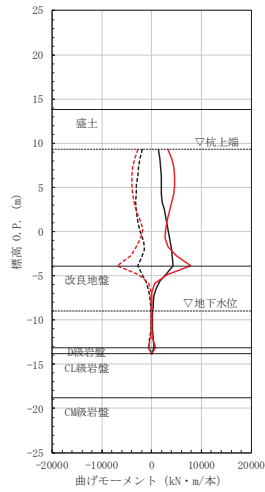
(S s - D 3)



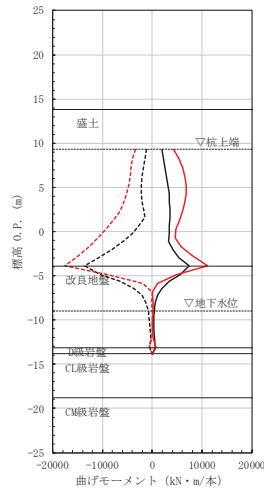
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-5 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(1))

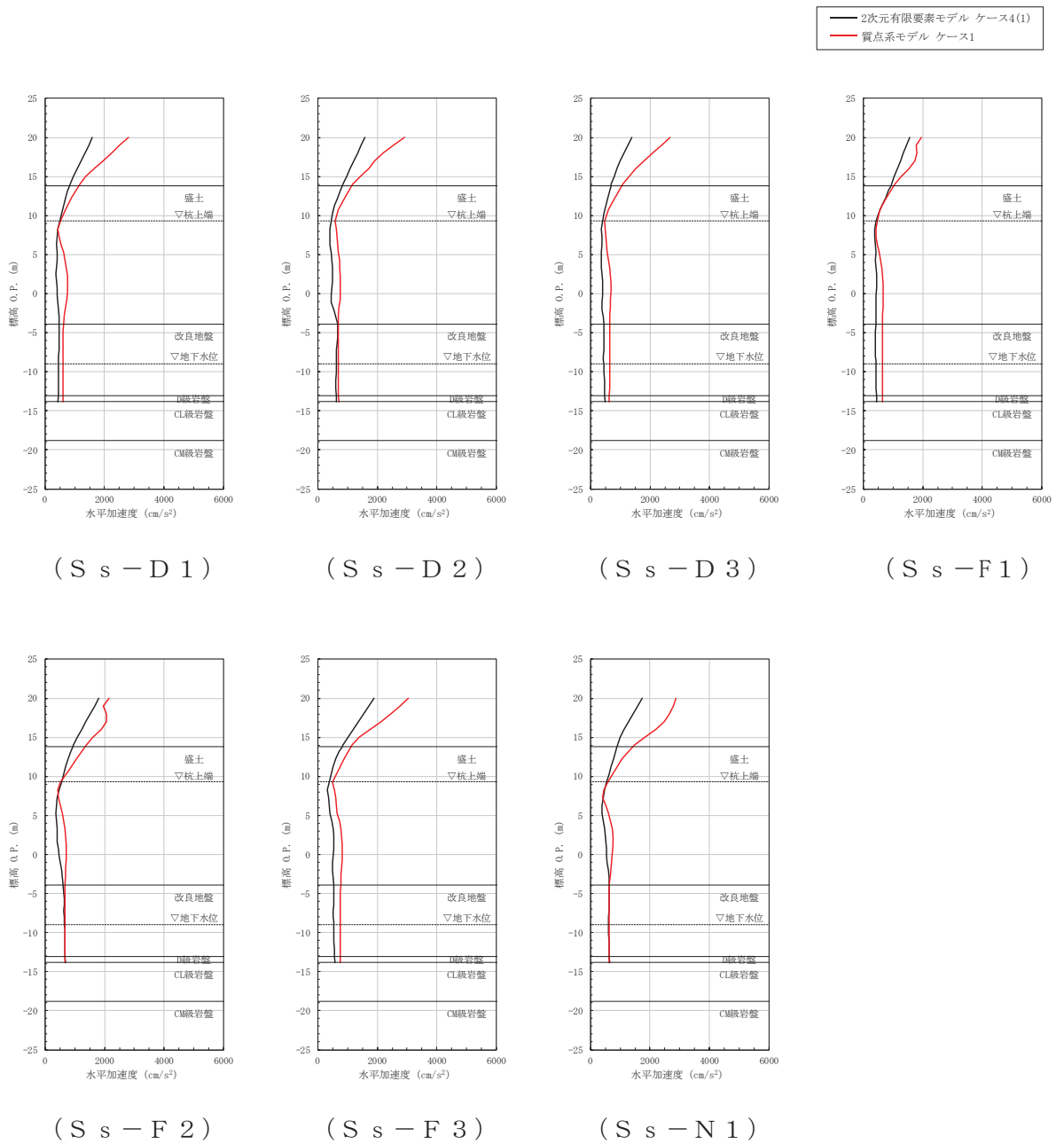


図 5-6 最大水平加速度の比較 (ケース 4(1))

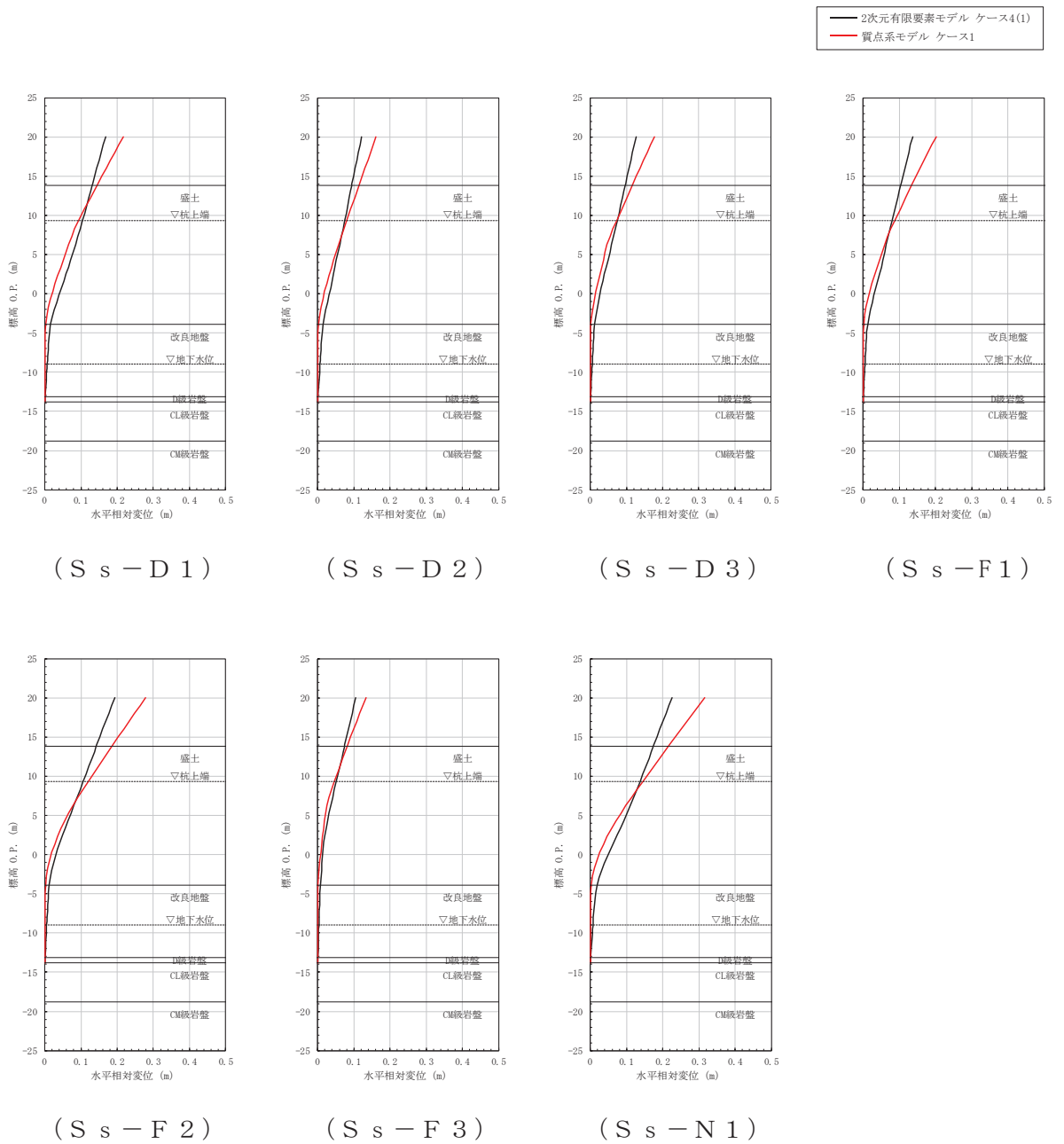
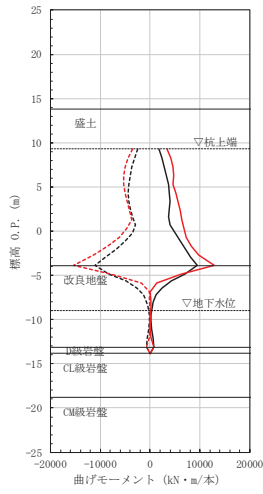
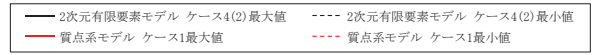
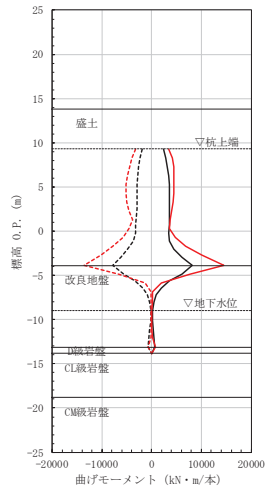


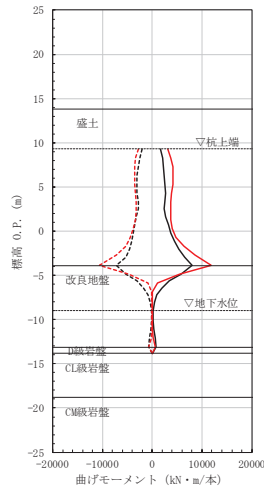
図 5-7 最大水平変位の比較 (ケース 4(1))



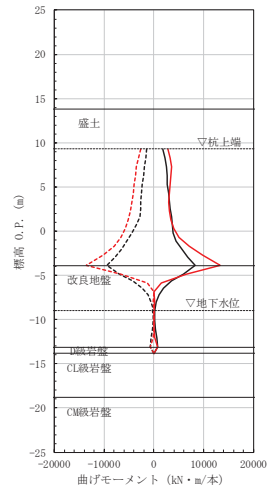
(S s - D 1)



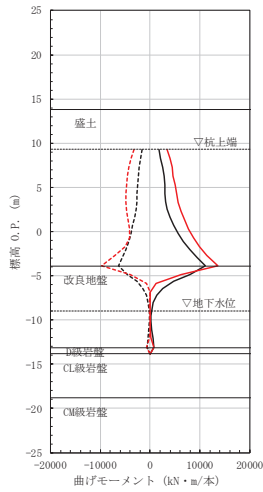
(S s - D 2)



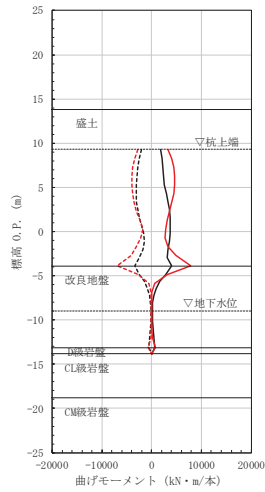
(S s - D 3)



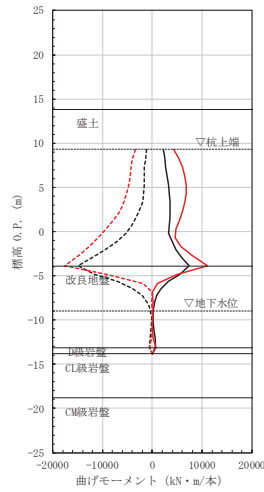
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-8 最大曲げモーメントの比較 (ケース 4(2))

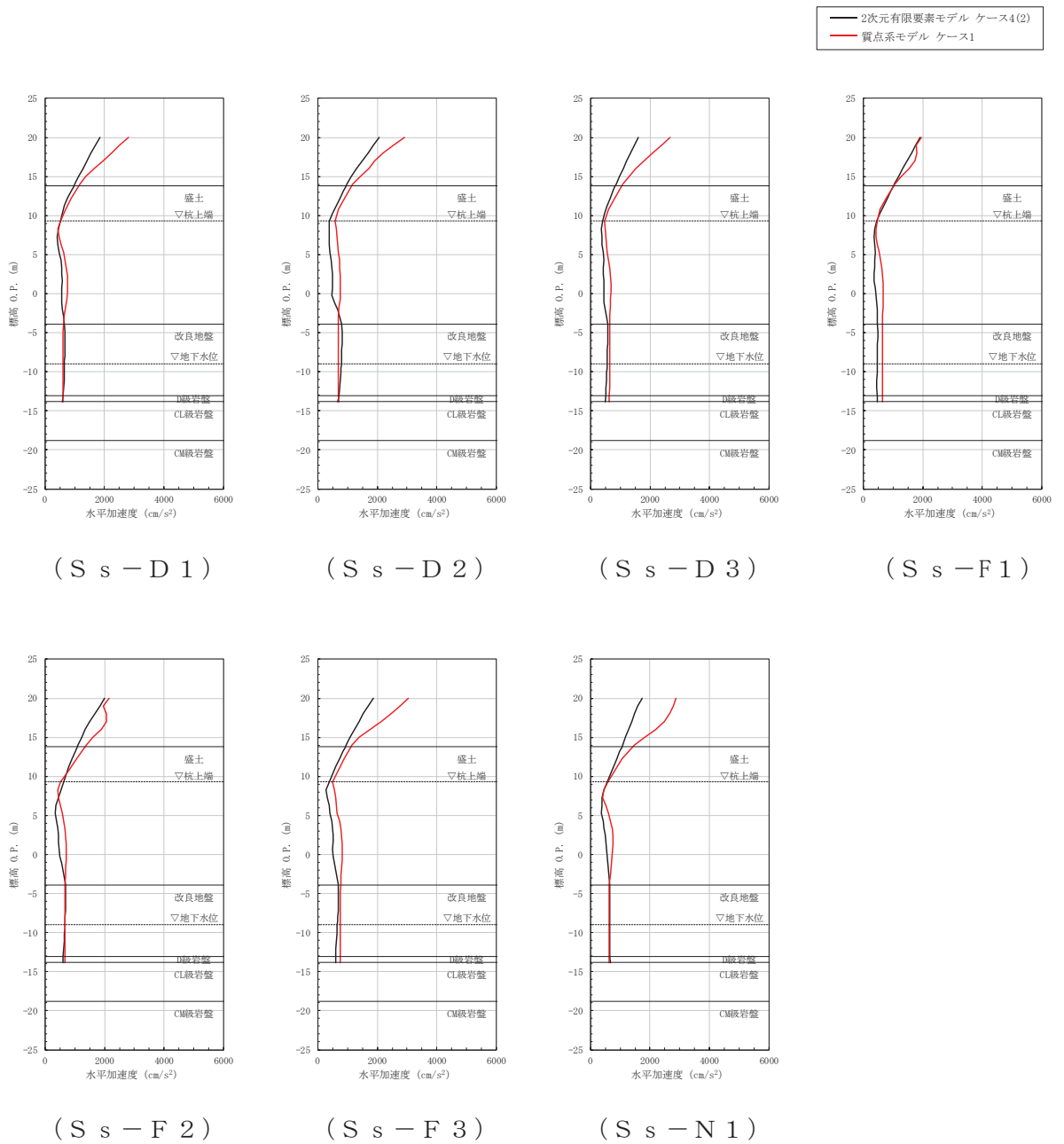


図 5-9 最大水平加速度の比較 (ケース 4(2))

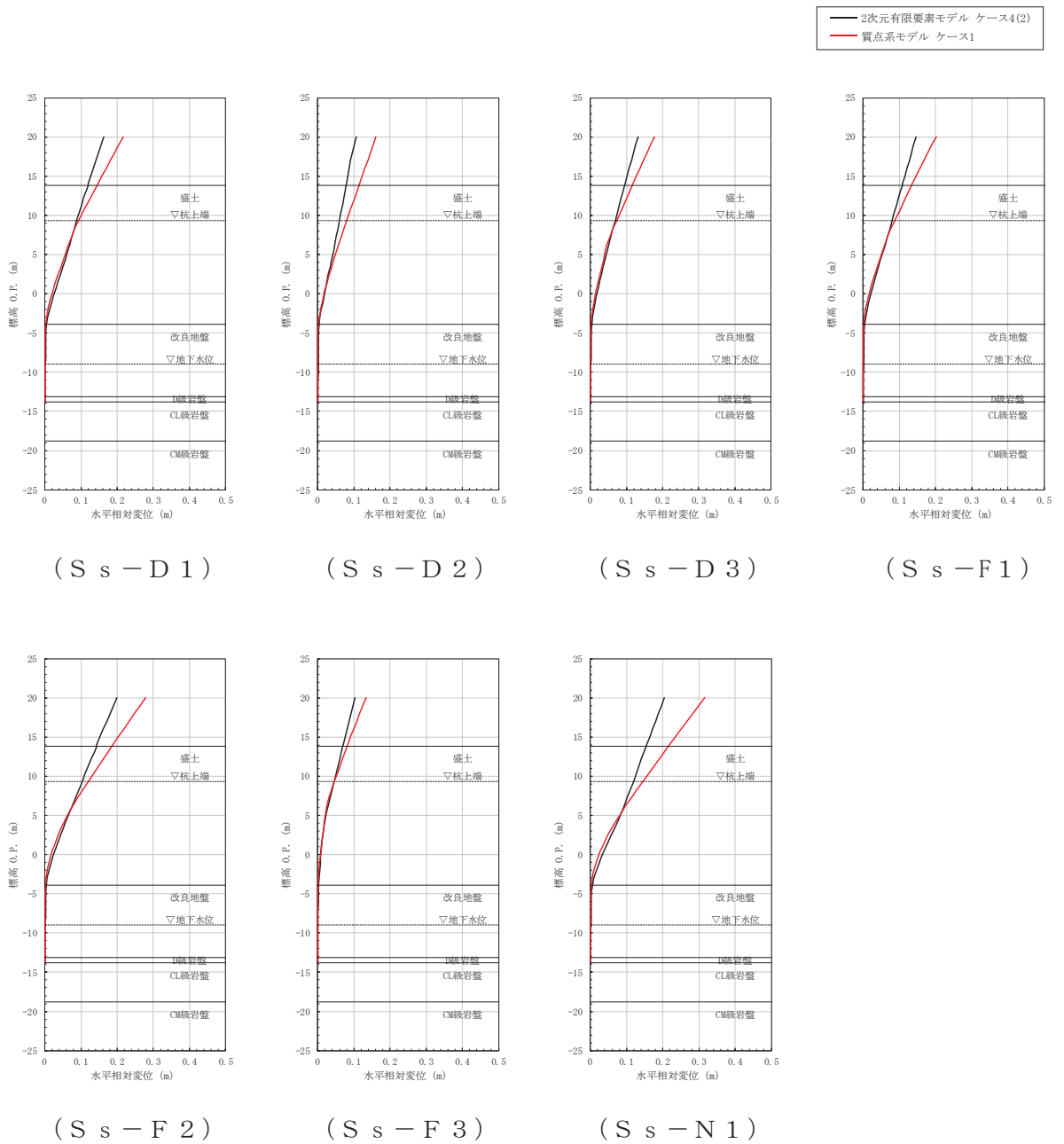


図 5-10 最大水平変位の比較 (ケース 4(2))

② 地下水位の影響確認（ケース 5）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-7～表 5-9 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-11～図 5-16 に示す。

【検討 3】 ケース 5 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地下水位を低く設定したケース 5(2)の検討結果は、ケース 5(1)の検討結果と比べると、各応答値に大きな差異は認められない。このことから、地盤改良体側方地盤中の地下水位の高さが変化しても、防潮壁の地震応答に及ぼす影響は小さい結果と考えられる。

また、「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-7 【検討 3】 ケース 5 における
最大曲げモーメントの比較（地下水位の影響）

地震動	最大曲げモーメント（単位：kN・m/本）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	11371	10861	11707	15309
S _s -D 2	9166	9775	8527	14594
S _s -D 3	8893	8716	8383	11866
S _s -F 1	10027	10879	9535	13626
S _s -F 2	9112	11458	10714	13684
S _s -F 3	4098	4023	4002	7806
S _s -N 1	<u>16628</u>	<u>14725</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>

注：下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-8 【検討 3】 ケース 5 における
最大水平加速度の比較（地下水位の影響）

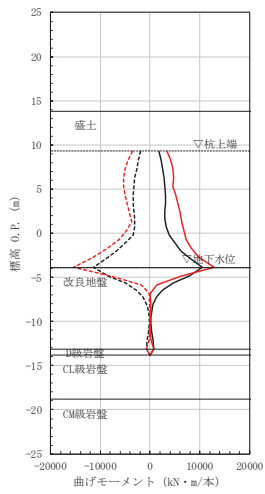
地震動	最大水平加速度（単位：cm/s ² ）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	1575	2007	1619	2808
S _s -D 2	1814	2046	1840	2911
S _s -D 3	1633	1560	1531	2671
S _s -F 1	1922	1972	1918	1947
S _s -F 2	2078	<u>2189</u>	<u>2137</u>	2151
S _s -F 3	<u>2162</u>	1942	2016	<u>3056</u>
S _s -N 1	1841	1796	1705	2871

注：下線は各ケースの最大値を示す。

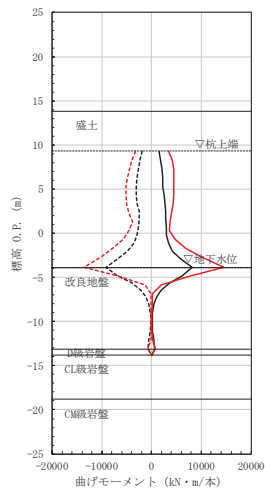
表 5-9 【検討 3】 ケース 5 における
最大水平変位の比較（地下水位の影響）

地震動	最大水平変位（単位：m）			
	FEM モデル			質点系モデル
	ケース 5(1)	ケース 5(2)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	0.149	0.160	0.166	0.217
S _s -D 2	0.106	0.138	0.114	0.161
S _s -D 3	0.127	0.149	0.131	0.177
S _s -F 1	0.142	0.146	0.139	0.202
S _s -F 2	0.162	<u>0.233</u>	0.199	0.279
S _s -F 3	0.106	0.106	0.107	0.134
S _s -N 1	<u>0.225</u>	0.206	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>

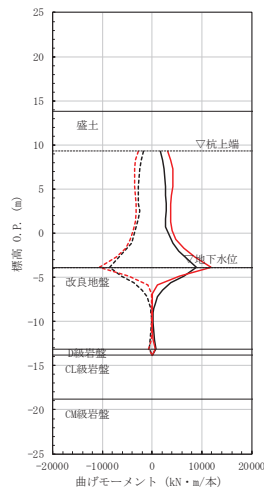
注：下線は各ケースの最大値を示す。



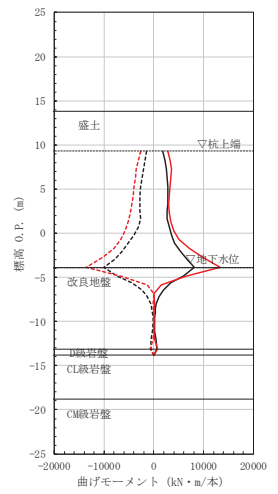
(S s - D 1)



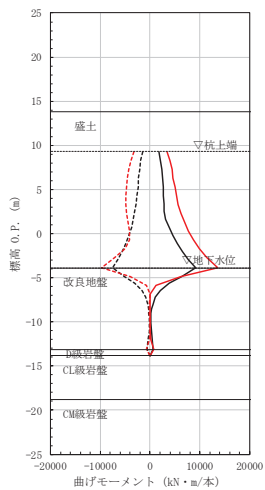
(S s - D 2)



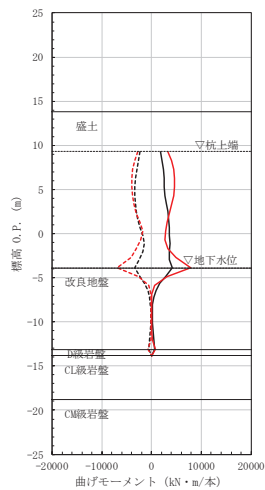
(S s - D 3)



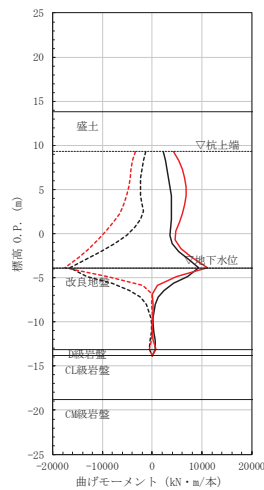
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-11 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(1))

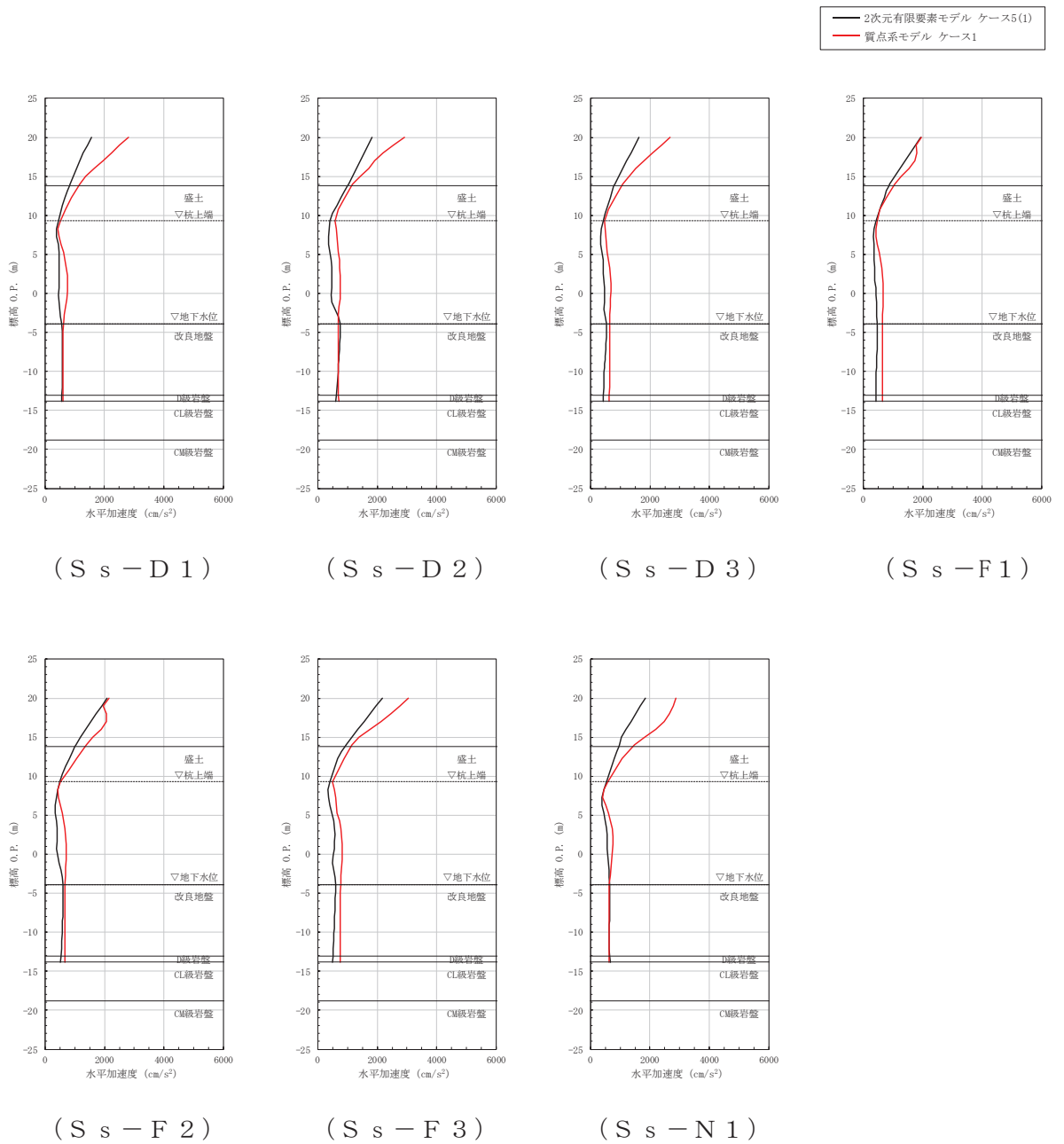


図 5-12 最大水平加速度の比較 (ケース 5(1))

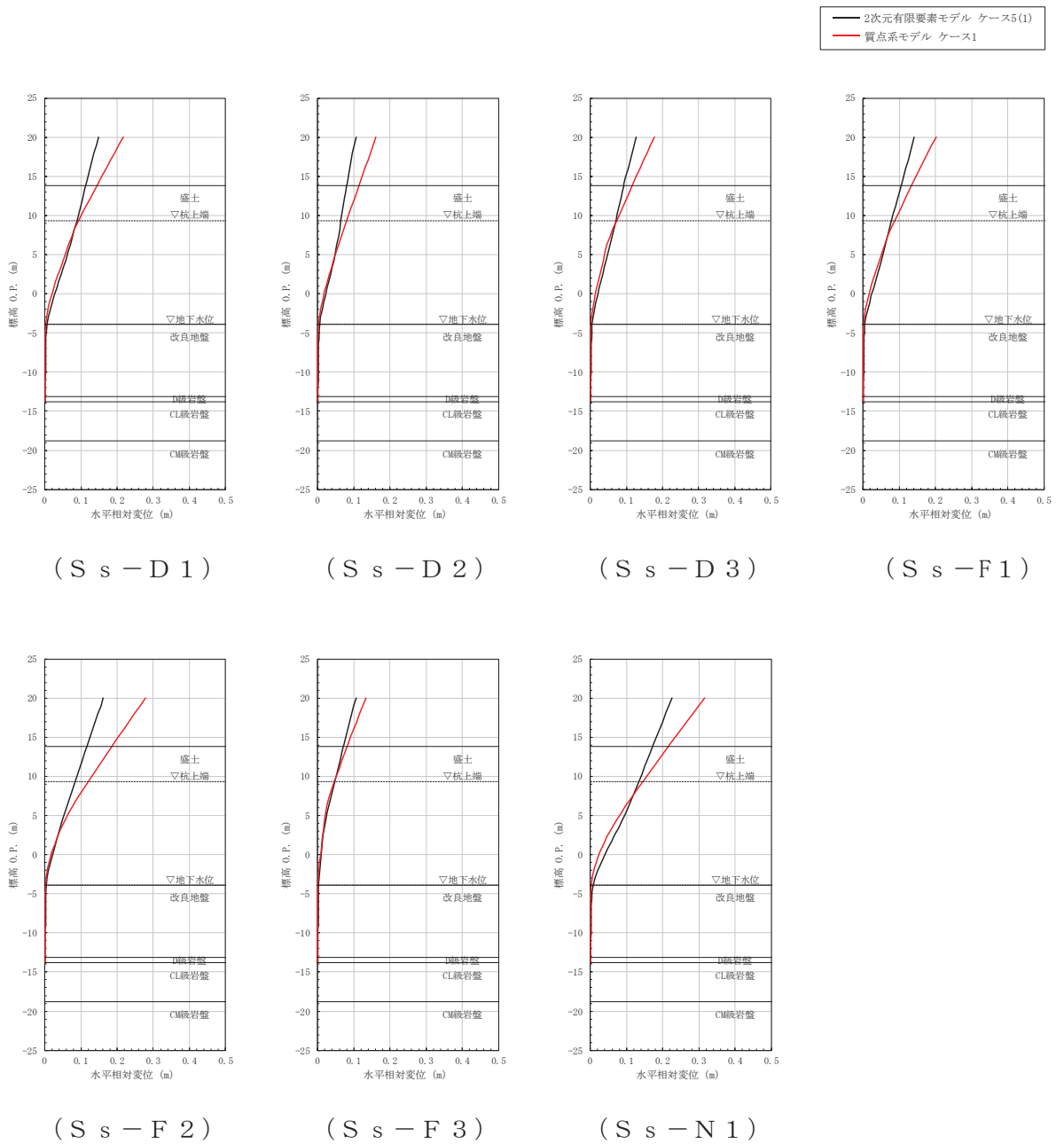
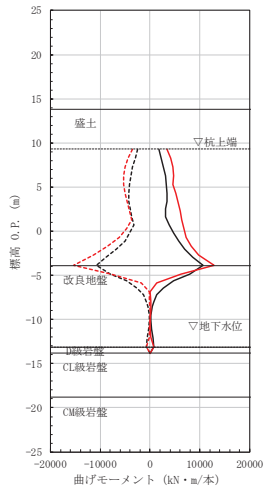
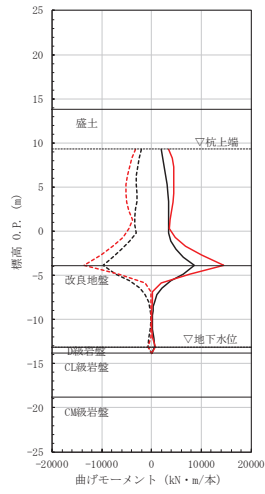


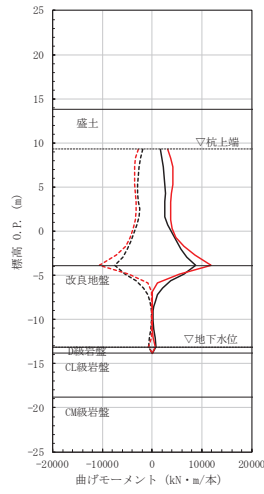
図 5-13 最大水平変位の比較 (ケース 5(1))



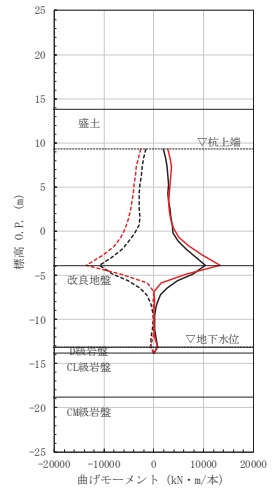
(S s - D 1)



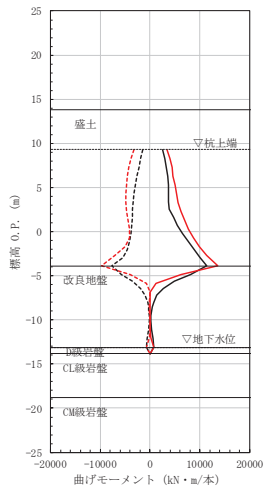
(S s - D 2)



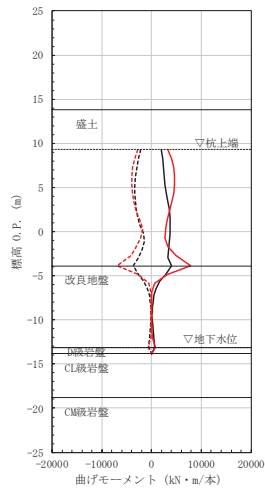
(S s - D 3)



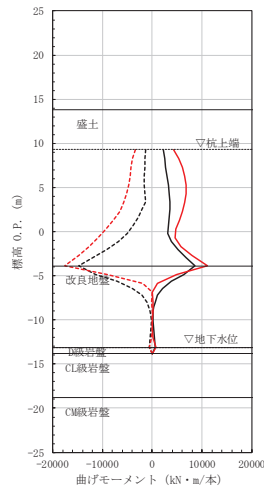
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-14 最大曲げモーメントの比較 (ケース 5(2))

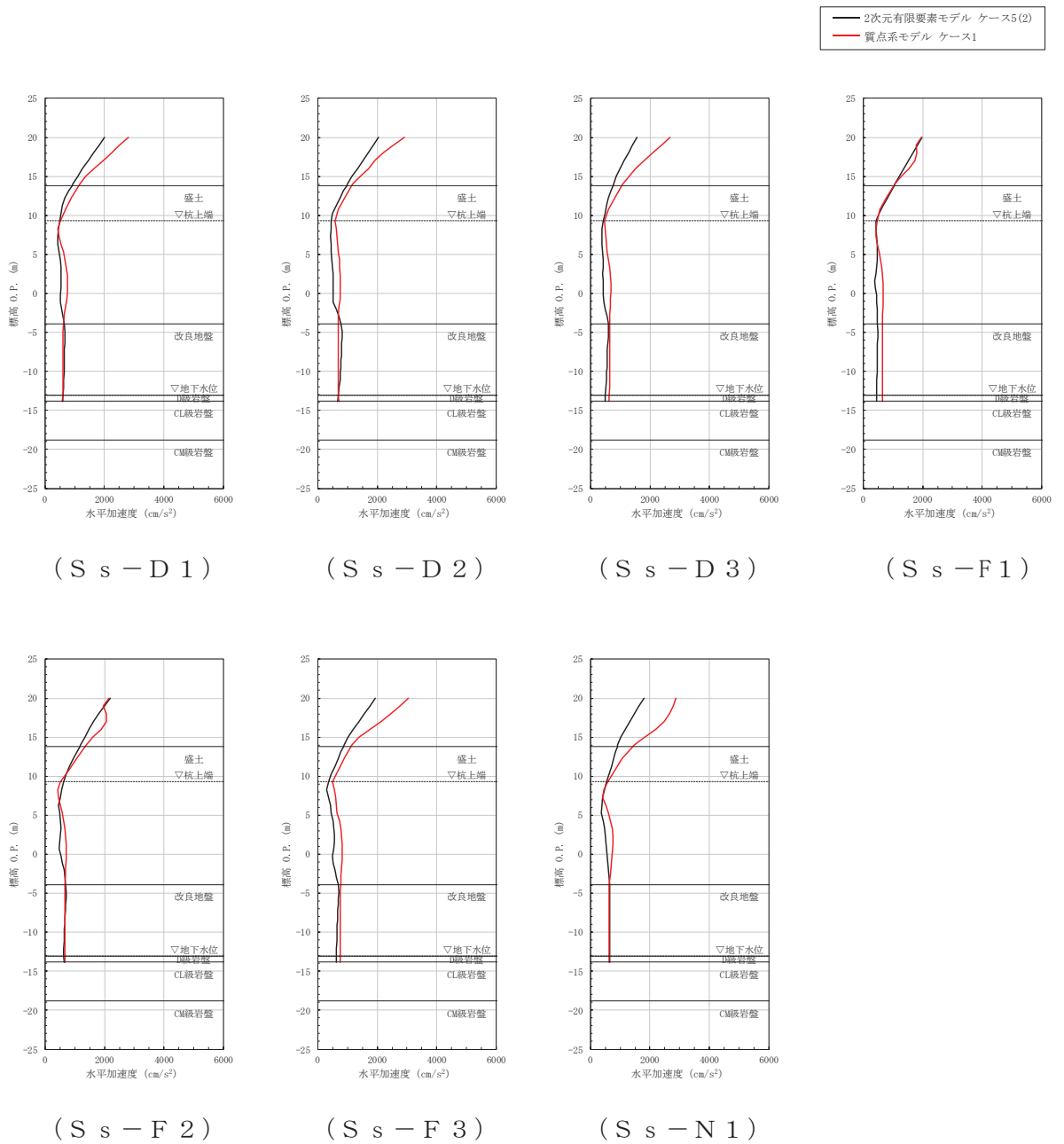


図 5-15 最大水平加速度の比較 (ケース 5(2))

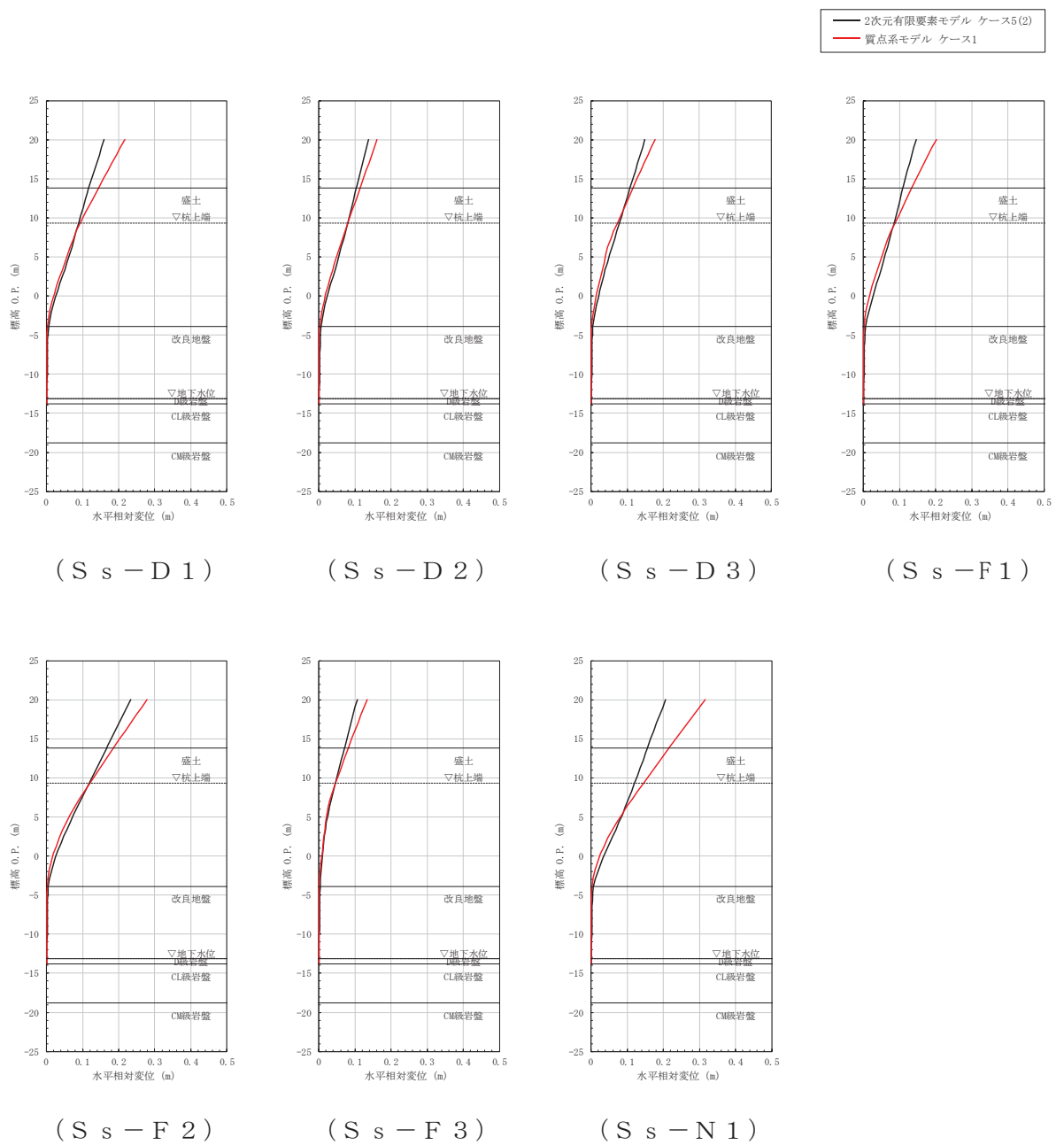


図 5-16 最大水平変位の比較 (ケース 5(2))

③ 地盤物性値のばらつきの影響確認（ケース 6）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-10～表 5-12 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-17～図 5-22 に示す。

【検討 3】 ケース 6 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

なお、地盤せん断剛性を平均値 $+1\sigma$ と変化させたケース 6(1)及び地盤せん断剛性を平均値 -1σ と変化させたケース 6(2)の各最大応答値は、FEM モデル（有効応力解析）のケース 1 と比べ、大きな差異は認められない。

また、「10. 最大応答値分布」に示すとおり、最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布についてもケース 1 との有意な傾向の差は認められない。

表 5-10 【検討 3】 ケース 6 における
最大曲げモーメントの比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	11824	11137	11707	14275	13139
S s - D 2	9064	8074	8527	13817	12291
S s - D 3	9010	7984	8383	10684	10442
S s - F 1	9808	9223	9535	13283	11226
S s - F 2	11650	9316	10714	13318	11614
S s - F 3	4224	4008	4002	7270	6748
S s - N 1	<u>15323</u>	<u>14926</u>	<u>15176</u>	<u>16670</u>	<u>14891</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-11 【検討 3】 ケース 6 における
最大水平加速度の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

地震動 (位相)	最大水平加速度 (単位: cm/s ²)				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	1644	1614	1619	2731	2836
S s - D 2	1865	1781	1840	<u>3068</u>	<u>3266</u>
S s - D 3	1547	1500	1531	2633	2843
S s - F 1	1823	2040	1918	2052	2025
S s - F 2	<u>2031</u>	<u>2266</u>	<u>2137</u>	2014	2249
S s - F 3	1987	2054	2016	2632	2621
S s - N 1	1711	1735	1705	2615	2656

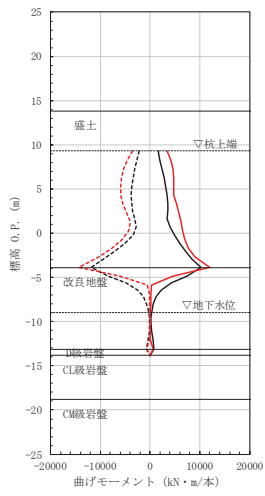
注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-12 【検討 3】 ケース 6 における
最大水平変位の比較（地盤物性値のばらつきの影響）

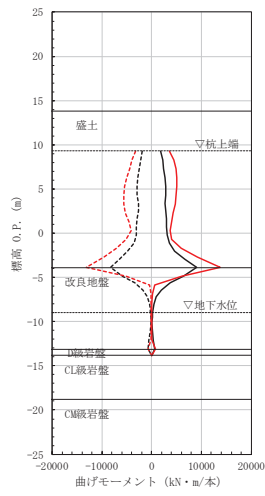
地震動 (位相)	最大水平変位 (単位: m)				
	FEM モデル			質点系モデル	
	ケース 6(1)	ケース 6(2)	ケース 1	ケース 6(1)	ケース 6(2)
S s - D 1	0.163	0.176	0.166	0.200	0.207
S s - D 2	0.107	0.123	0.114	0.157	0.157
S s - D 3	0.142	0.128	0.131	0.169	0.175
S s - F 1	0.134	0.147	0.139	0.251	0.193
S s - F 2	0.198	0.196	0.199	0.257	0.260
S s - F 3	0.102	0.112	0.107	0.126	0.131
S s - N 1	<u>0.204</u>	<u>0.225</u>	<u>0.213</u>	<u>0.287</u>	<u>0.299</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

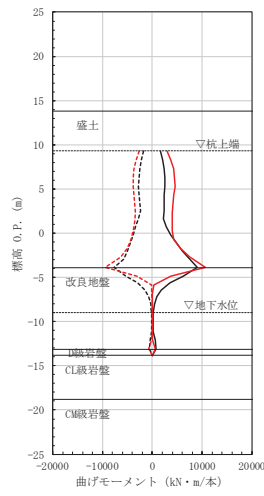
— 2次元有限要素モデル ケース6(1)最大値 - - - 2次元有限要素モデル ケース6(1)最小値
 — 質点系モデル ケース6(1)最大値 - - - 質点系モデル ケース6(1)最小値



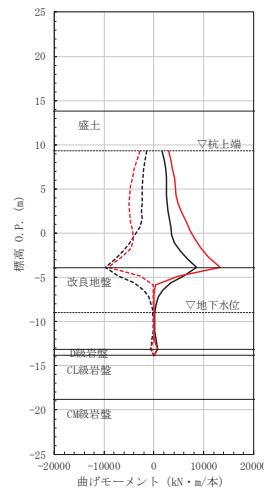
(S s - D 1)



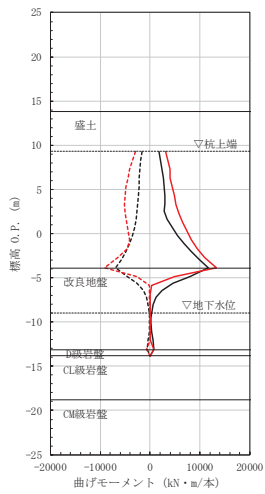
(S s - D 2)



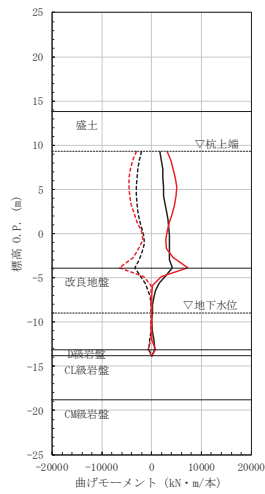
(S s - D 3)



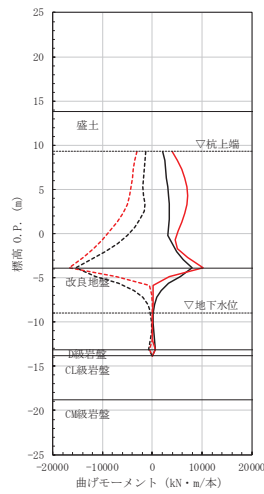
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-17 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(1))

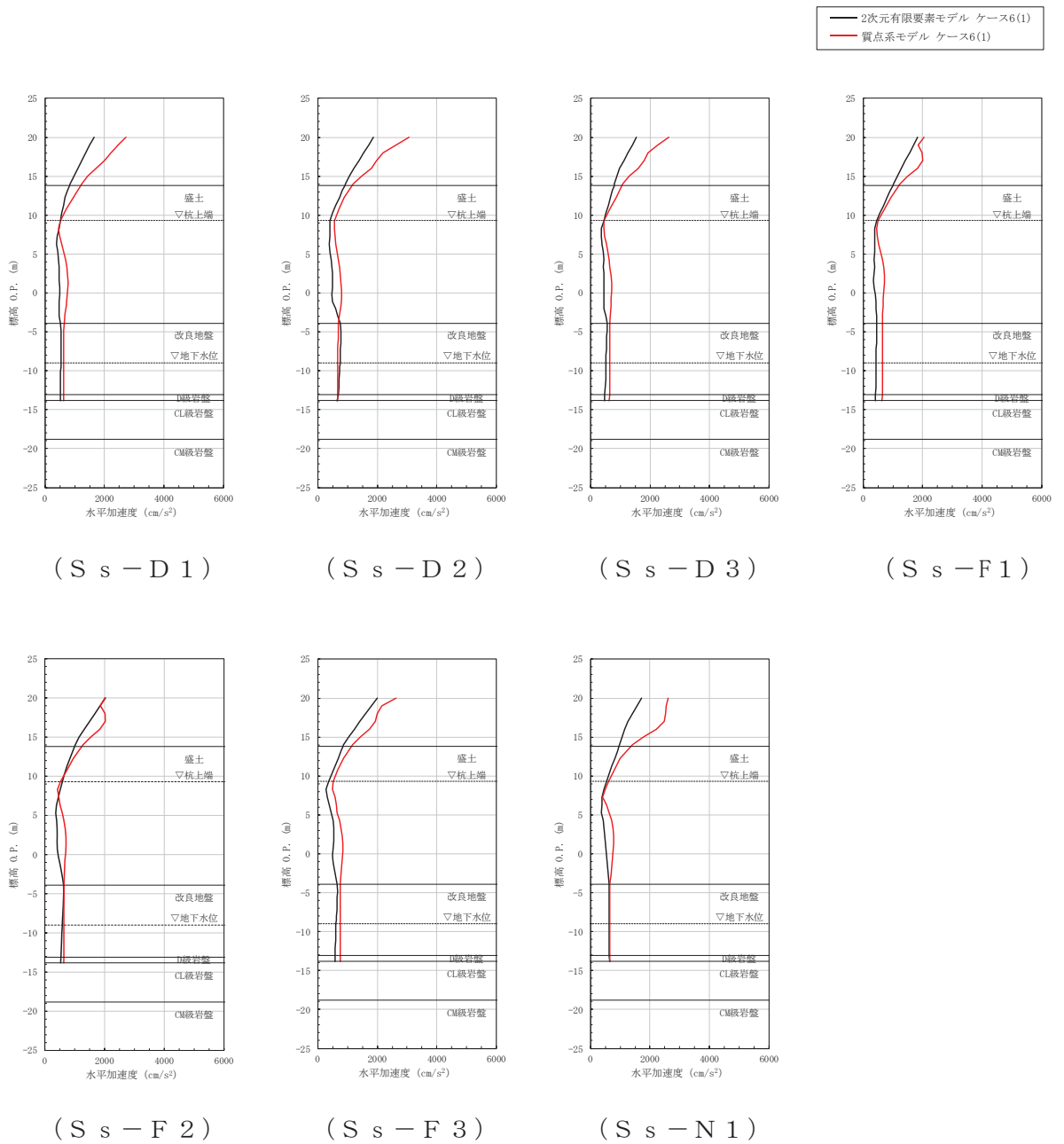


図 5-18 最大水平加速度の比較 (ケース 6(1))

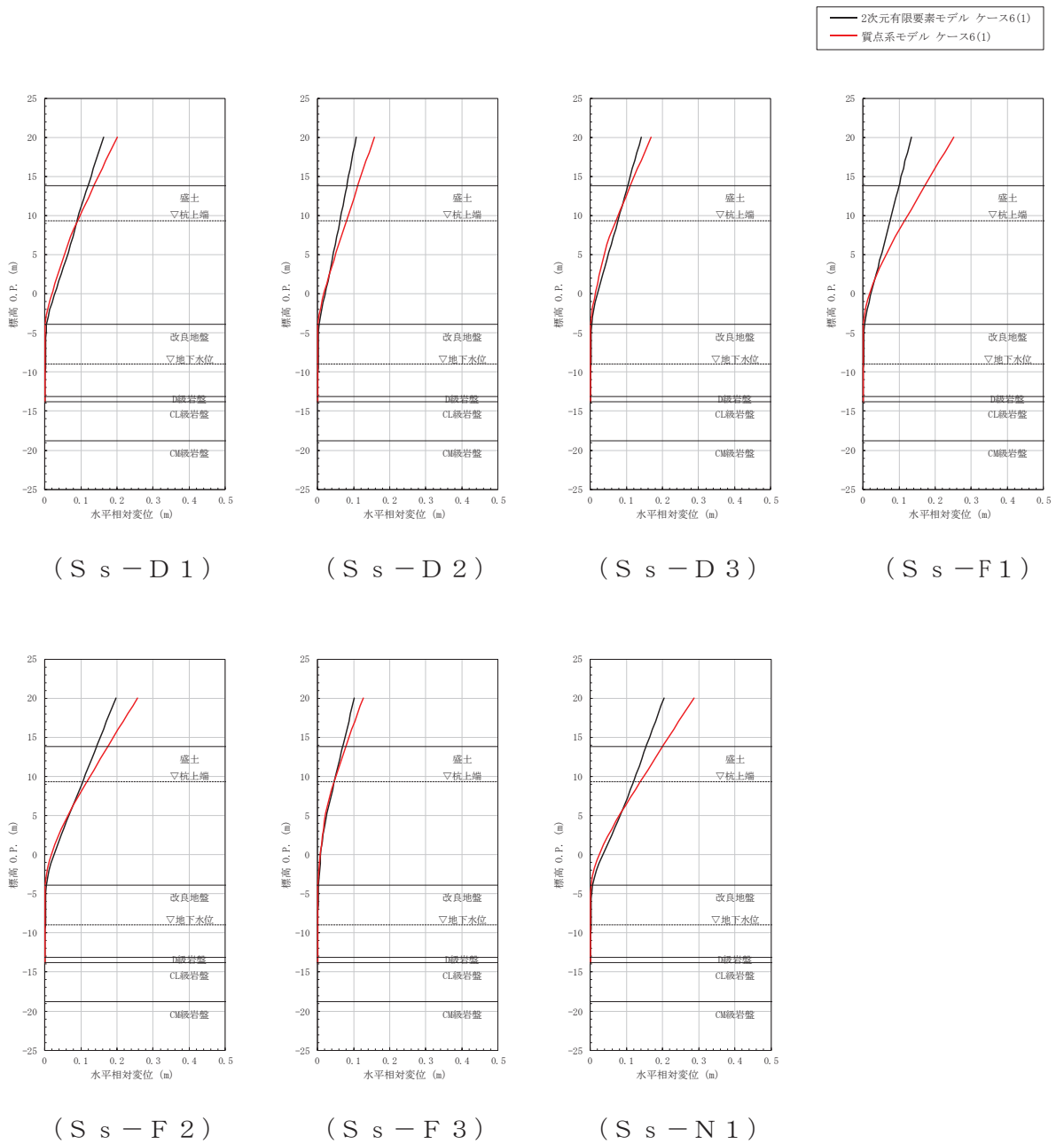
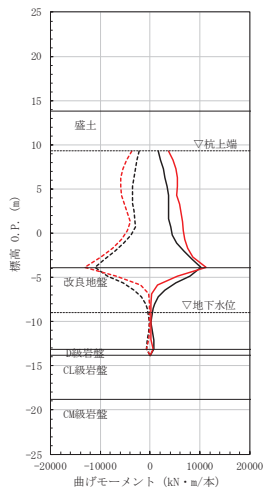
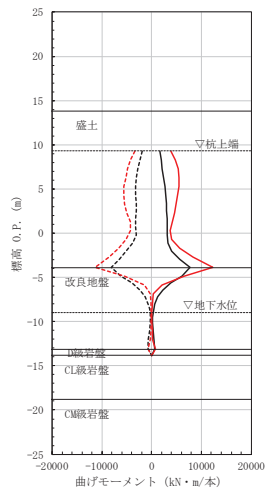


図 5-19 最大水平変位の比較 (ケース 6(1))

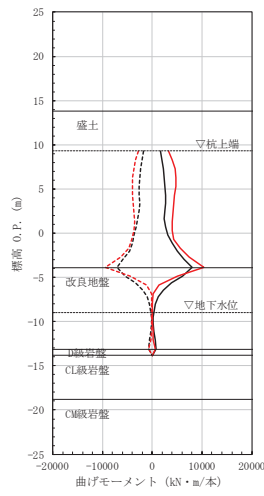
— 2次元有限要素モデル ケース6(2)最大値 - - - 2次元有限要素モデル ケース6(2)最小値
 — 質点系モデル ケース6(2)最大値 - - - 質点系モデル ケース6(2)最小値



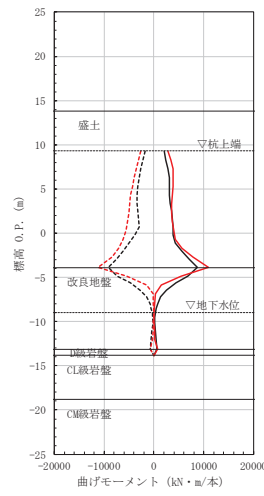
(S s - D 1)



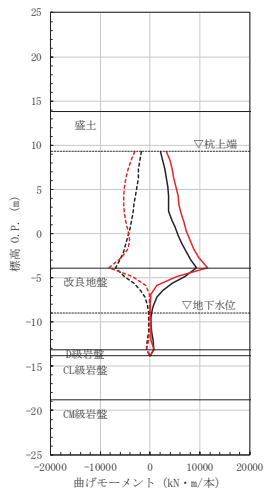
(S s - D 2)



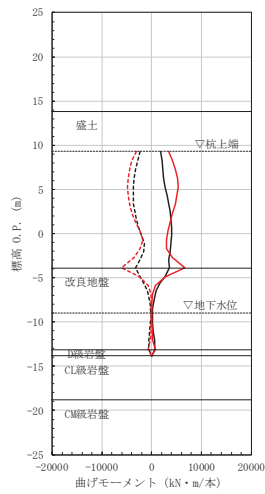
(S s - D 3)



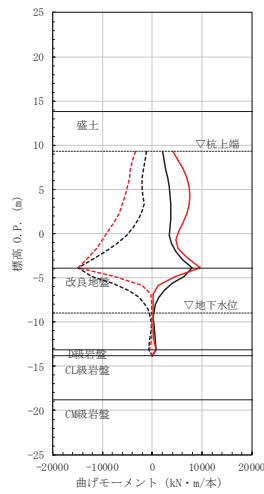
(S s - F 1)



(S s - F 2)



(S s - F 3)



(S s - N 1)

図 5-20 最大曲げモーメントの比較 (ケース 6(2))

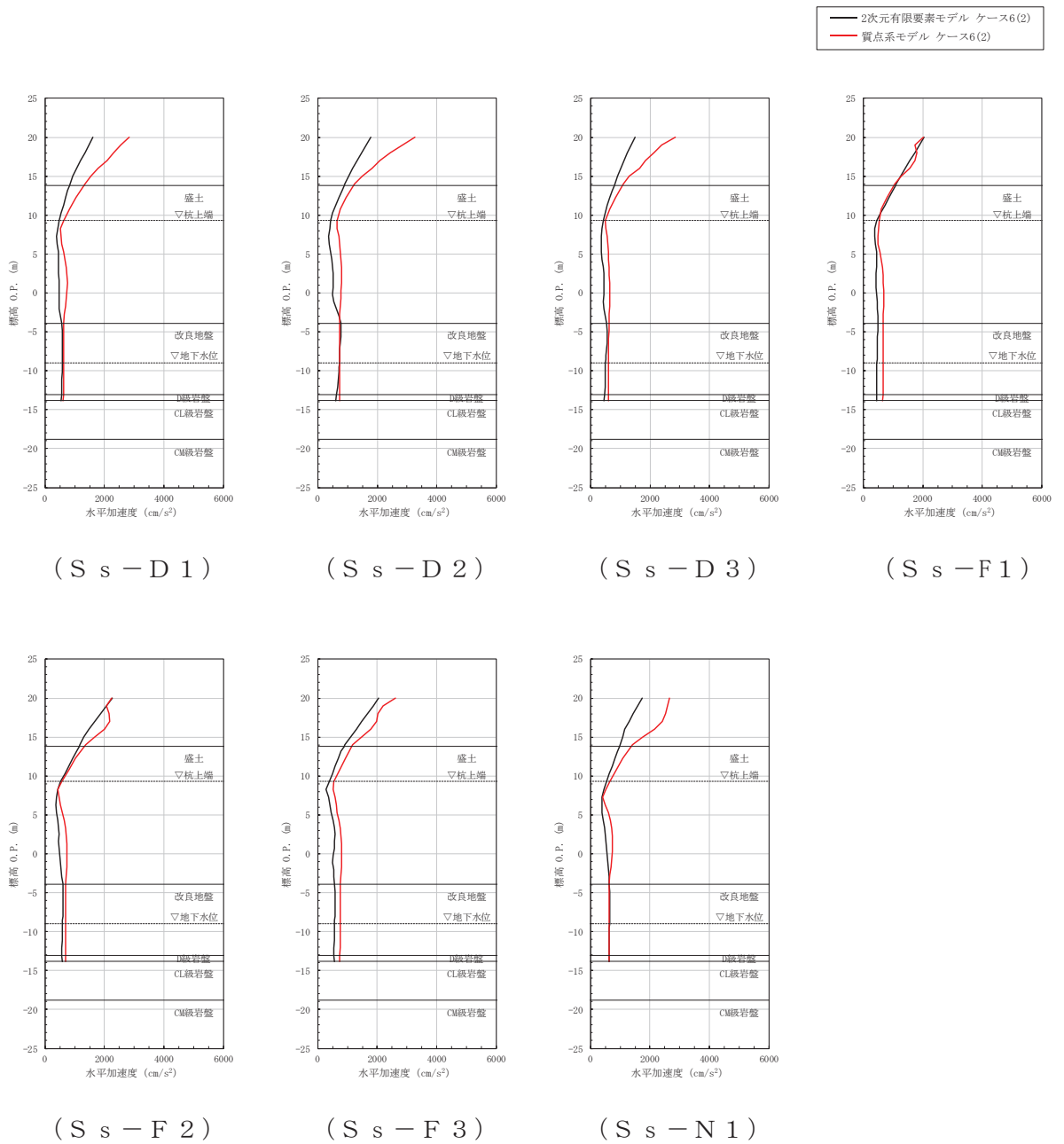


図 5-21 最大水平加速度の比較 (ケース 6(2))

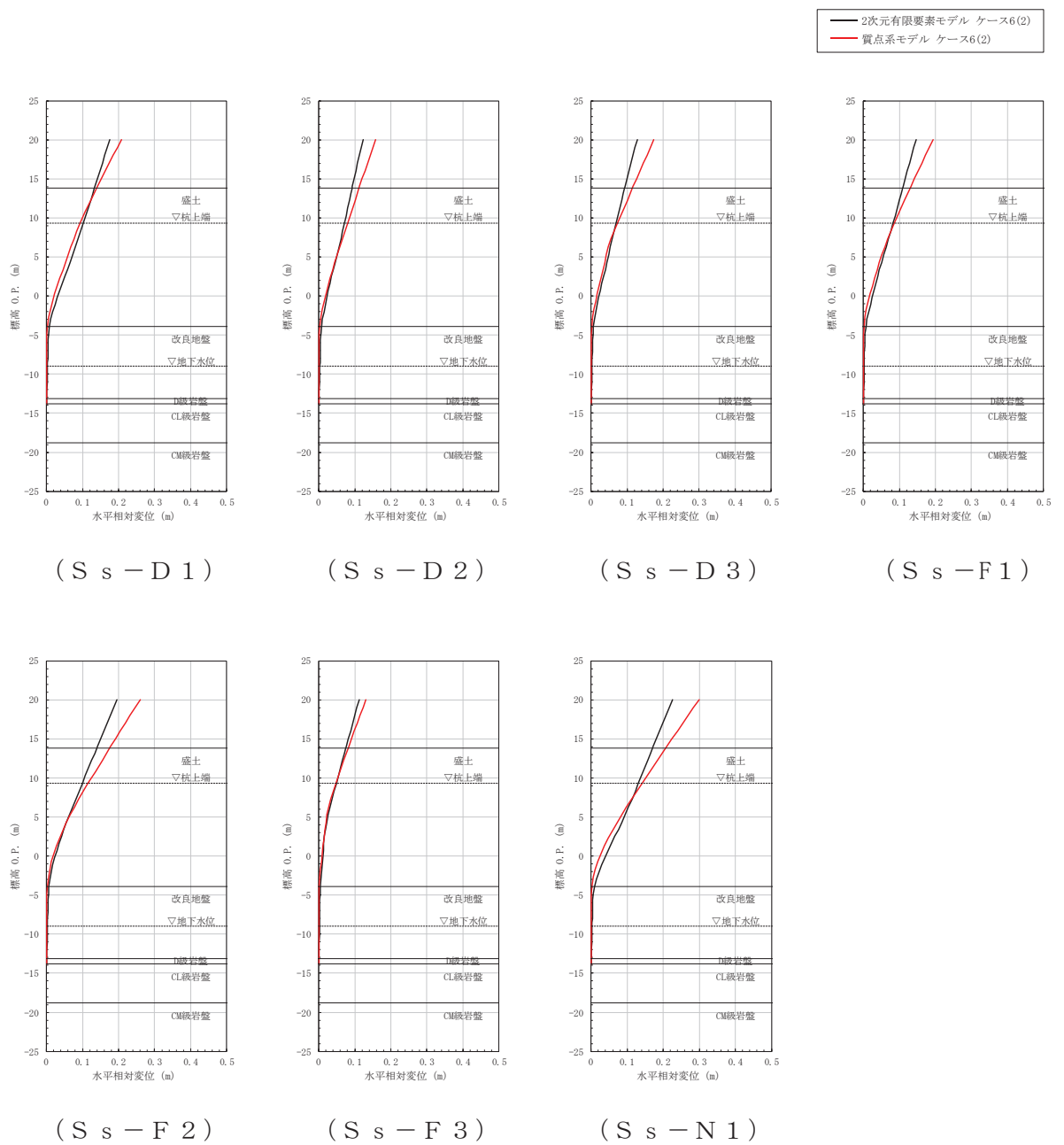


図 5-22 最大水平変位の比較 (ケース 6(2))

④ 隣接構造物の影響確認（ケース 7）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-13～表 5-15 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-23～図 5-34 に示す。また、FEM モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「12. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 7 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S s - N 1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S s - D 1 及び S s - D 2 を選定した。

第 2 号機海水ポンプ室を想定した隣接構造物をモデル化したケース 7(1)における上部工の最大水平加速度は、他のケースに比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大水平加速度と概ね一致、もしくは小さい値を示した。一方、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

隣接構造物の剛性を 2 倍としたケース 7(2)および 0.5 倍としたケース 7(3)における上部工の最大水平加速度は、ケース 7(1)のケースと概ね一致もしくは小さい値を示しており、質点系モデルの最大水平加速度より小さい値を示している。また、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減している。

第 2 号機海水ポンプ室と第 2 号機原子炉建屋間の改良形状が縦長の代表ケース 7(4)における上部工の最大水平加速度は、質点系モデルのケース 1 における最大水平加速度より小さい値を示し、鋼管杭の最大曲げモーメント及び最大水平変位は、質点系モデルのケース 1 と比べ大きく応答が低減した。

【検討 3】ケース 7 の検討の結果、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ同等もしくは大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-13 【検討 3】 ケース 7 における最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	5989	5164	7165	724	11707	15309
	-+	5593	-	-	706		
S _s -D 2	++	5110	-	-	599	8527	14594
	-+	4944	4710	5284	660		
S _s -N 1	++	<u>7882</u>	<u>6886</u>	<u>8860</u>	<u>780</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	6955	-	-	690		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-14 【検討 3】 ケース 7 における最大水平加速度の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s ²)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	<u>2847</u>	<u>2837</u>	<u>2760</u>	1703	1619	2808
	-+	2416	-	-	1480		
S _s -D 2	++	2504	-	-	<u>1717</u>	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	2313	2302	2367	1615		
S _s -N 1	++	1803	1676	1748	1315	1705	2871
	-+	2330	-	-	1562		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-15 【検討 3】 ケース 7 における最大水平変位の比較（隣接構造物の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)					
		FEM モデル					質点系 モデル
		ケース 7(1)	ケース 7(2)	ケース 7(3)	ケース 7(4)	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	0.0987	0.0879	0.111	0.0238	0.166	0.217
	-+	0.120	-	-	0.0217		
S _s -D 2	++	0.0956	-	-	0.0250	0.114	0.161
	-+	0.0921	0.0877	0.0920	0.0222		
S _s -N 1	++	<u>0.206</u>	<u>0.193</u>	<u>0.212</u>	0.0255	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.139	-	-	<u>0.0297</u>		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

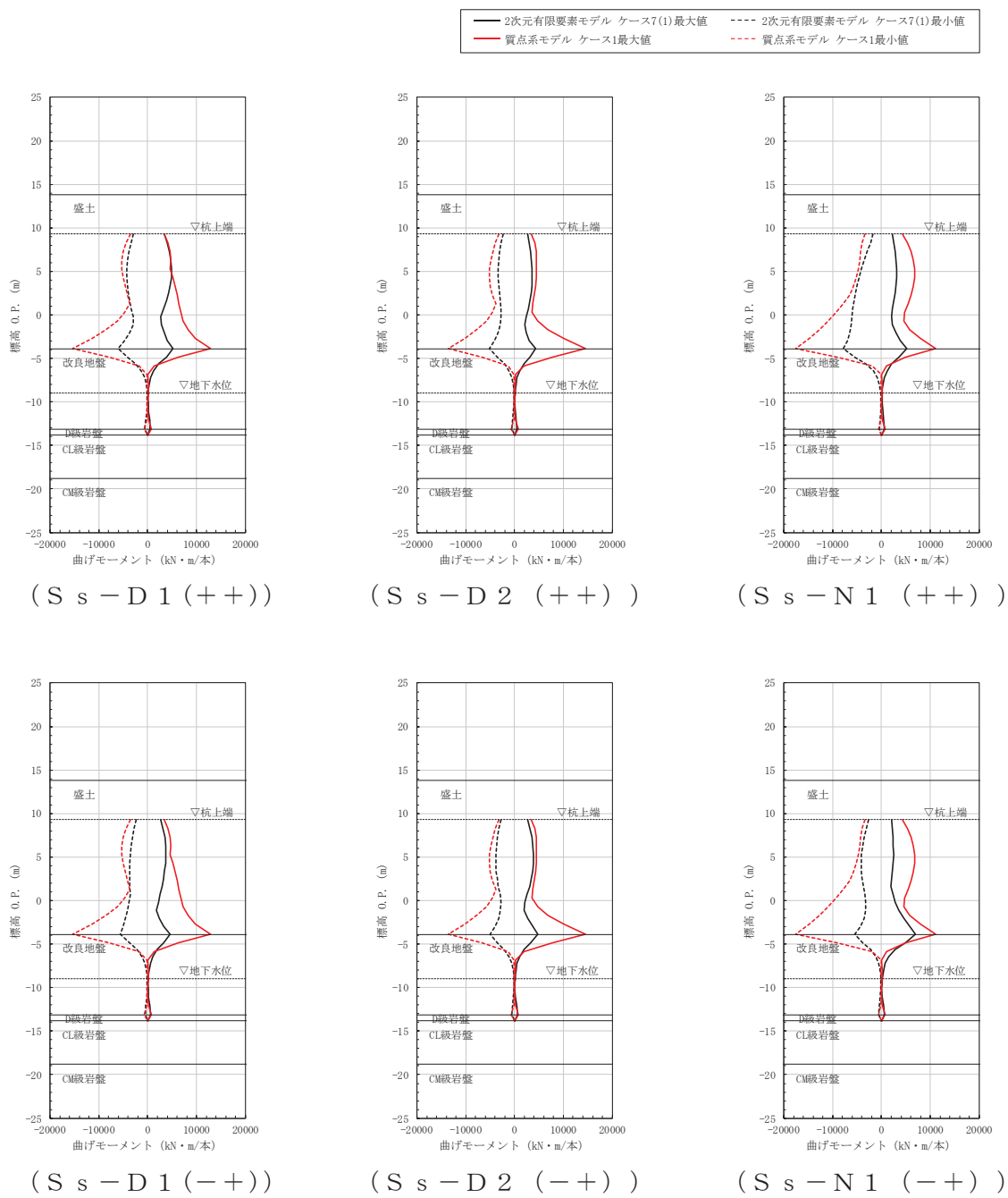


図 5-23 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(1))

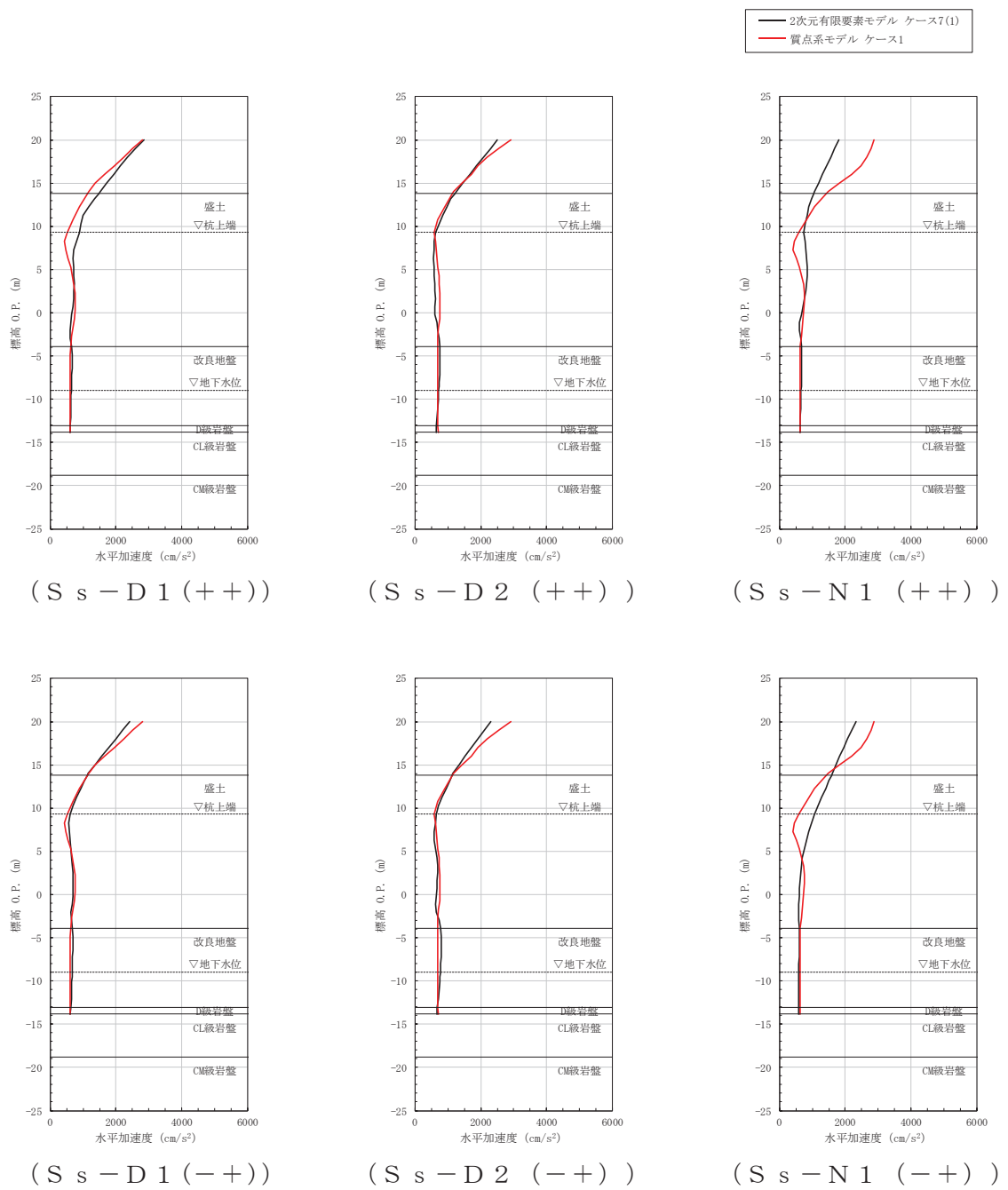


図 5-24 最大水平加速度の比較 (ケース 7(1))

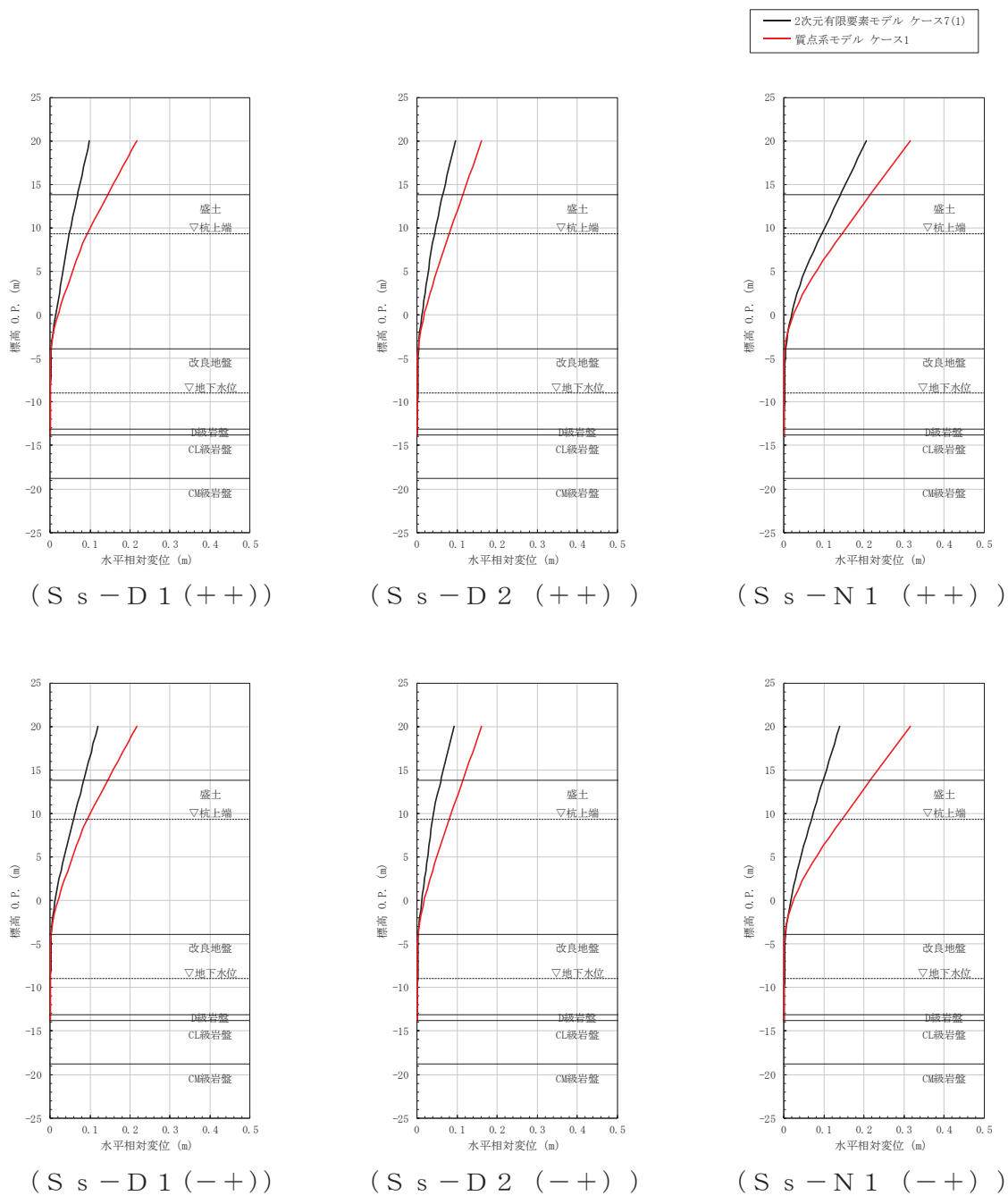


図 5-25 最大水平変位の比較 (ケース 7(1))

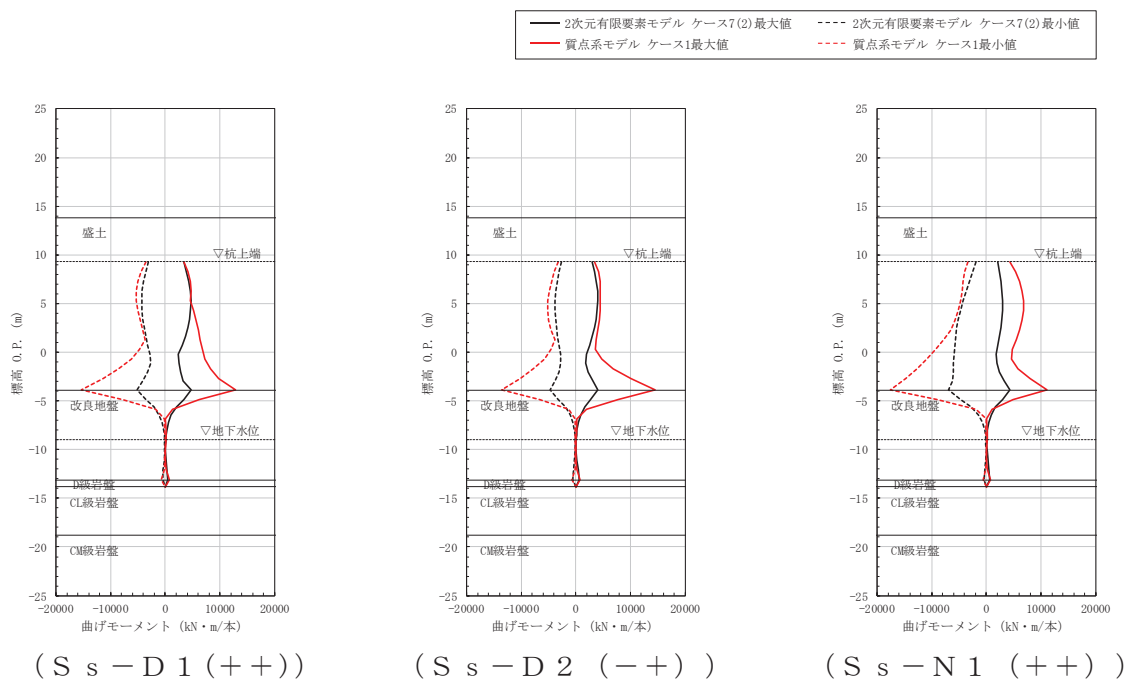


図 5-26 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(2))

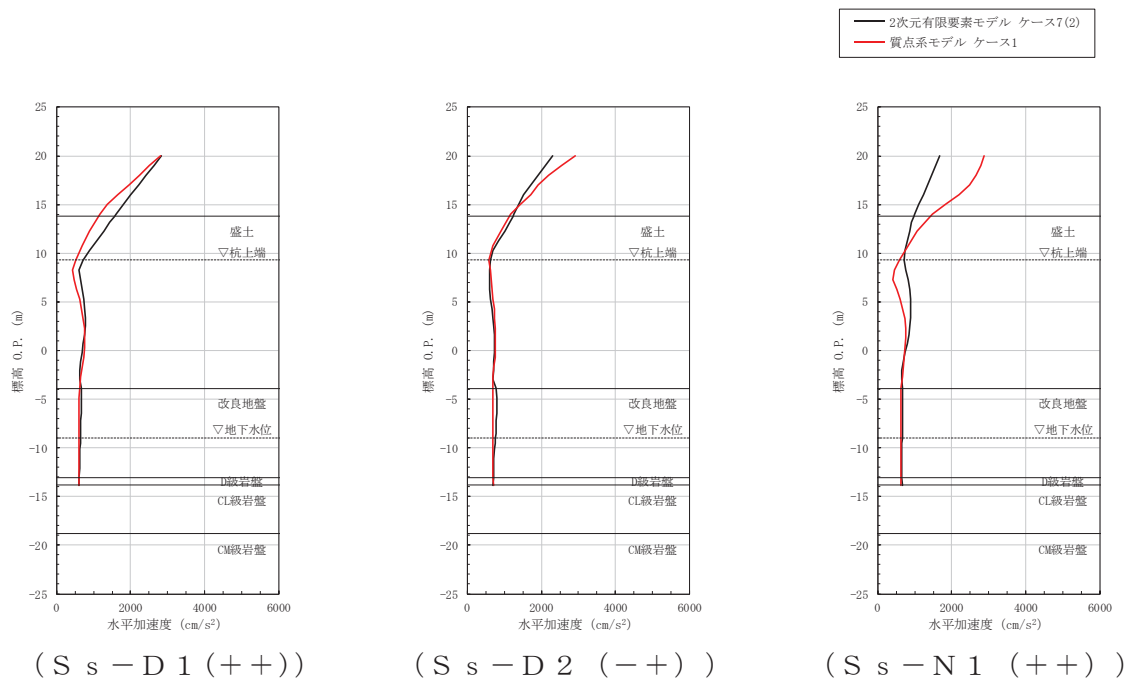


図 5-27 最大水平加速度の比較 (ケース 7(2))

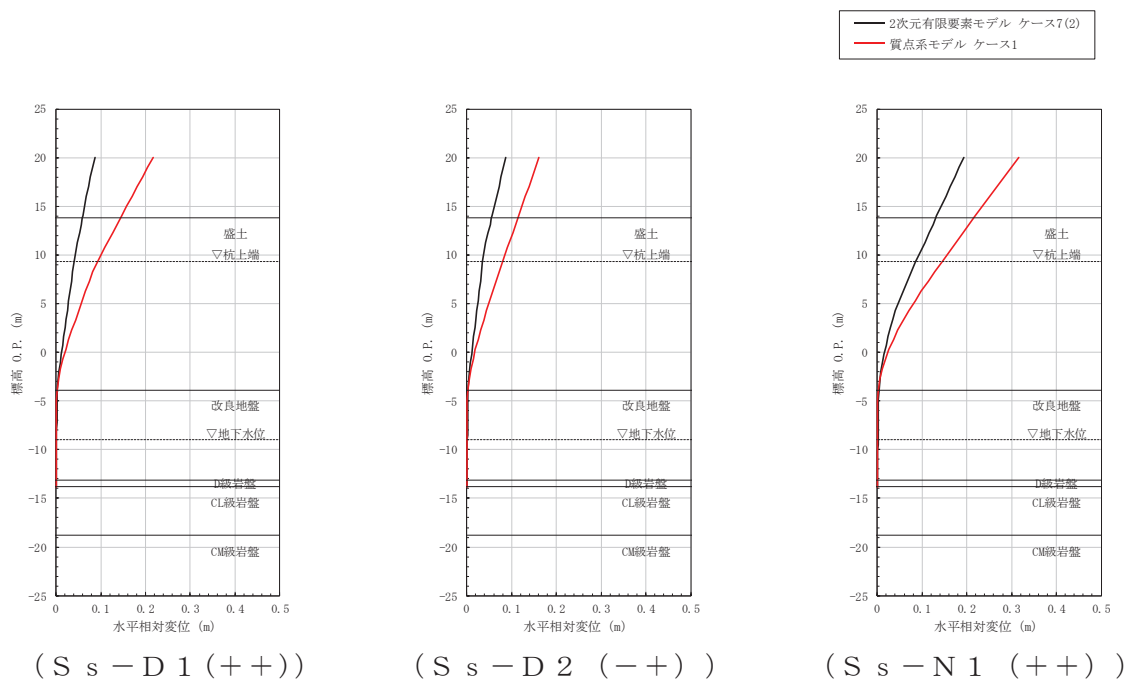


図 5-28 最大水平変位の比較 (ケース 7(2))

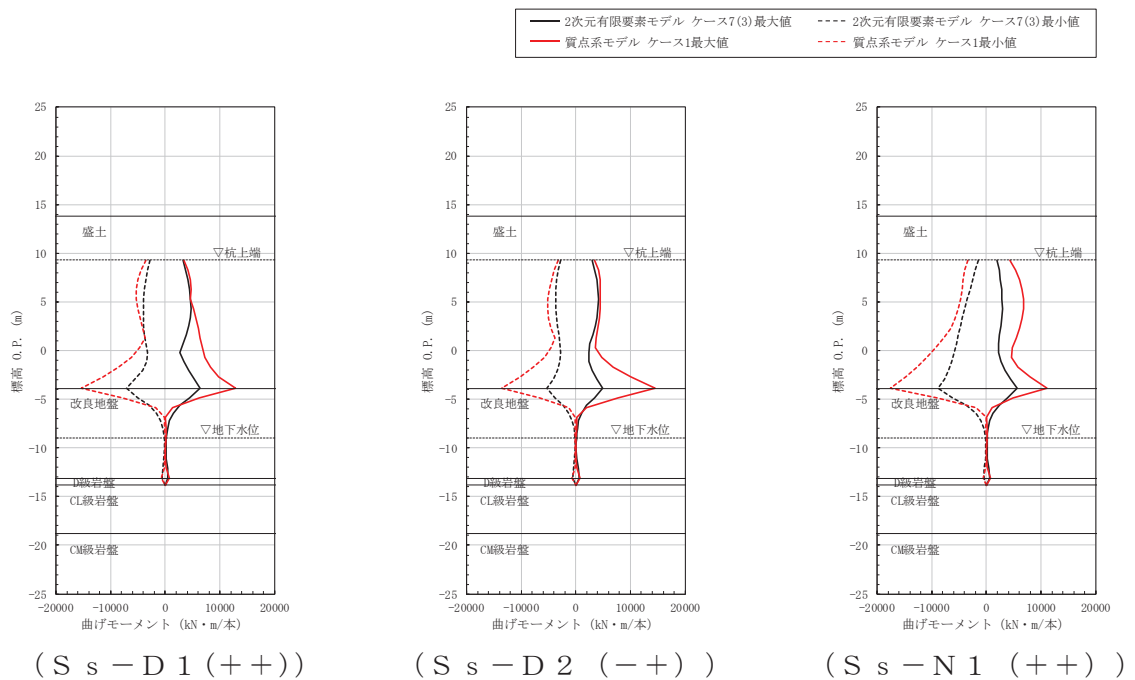


図 5-29 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(3))

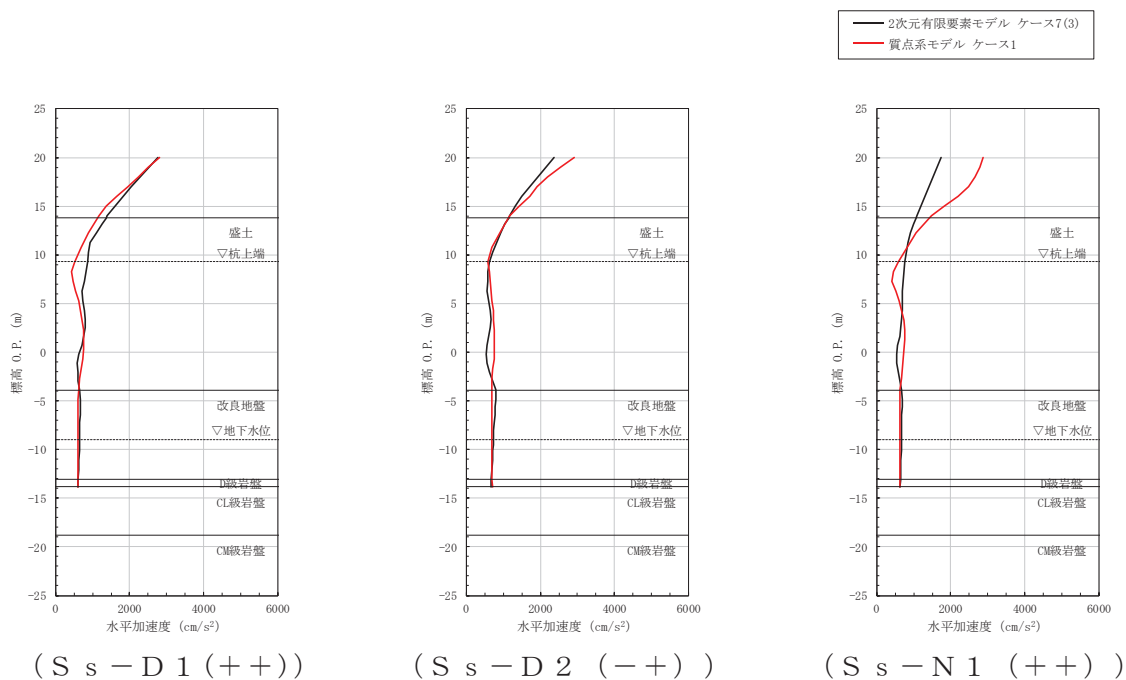


図 5-30 最大水平加速度の比較 (ケース 7(3))

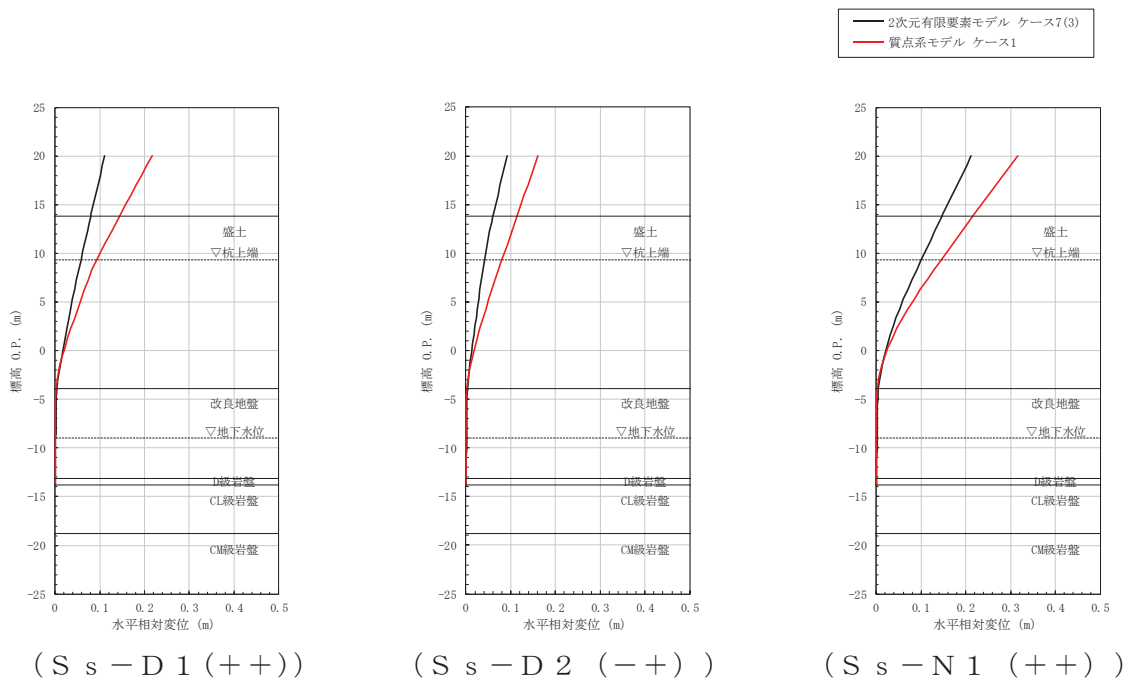


図 5-31 最大水平変位の比較 (ケース 7(3))

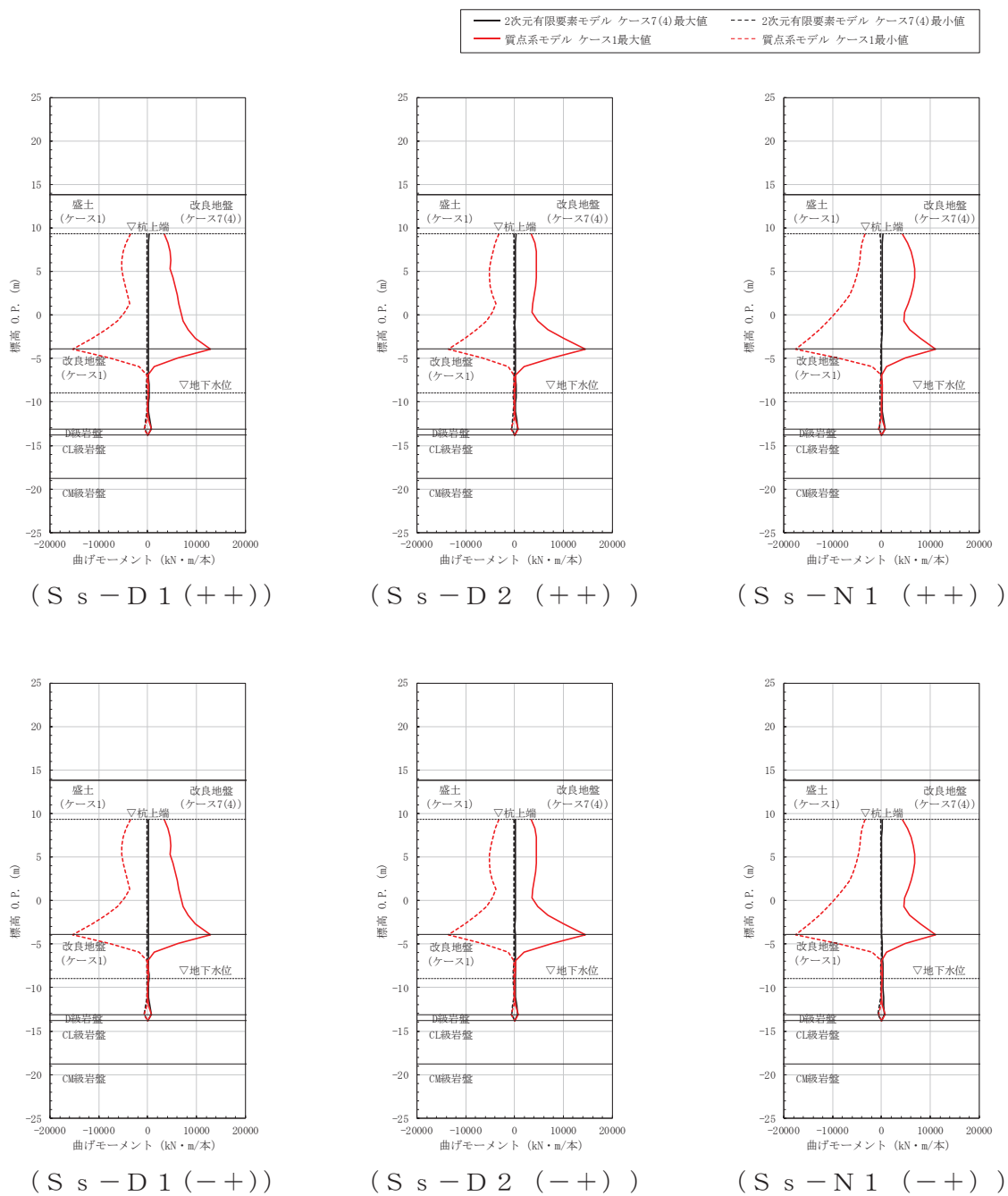


図 5-32 最大曲げモーメントの比較 (ケース 7(4))

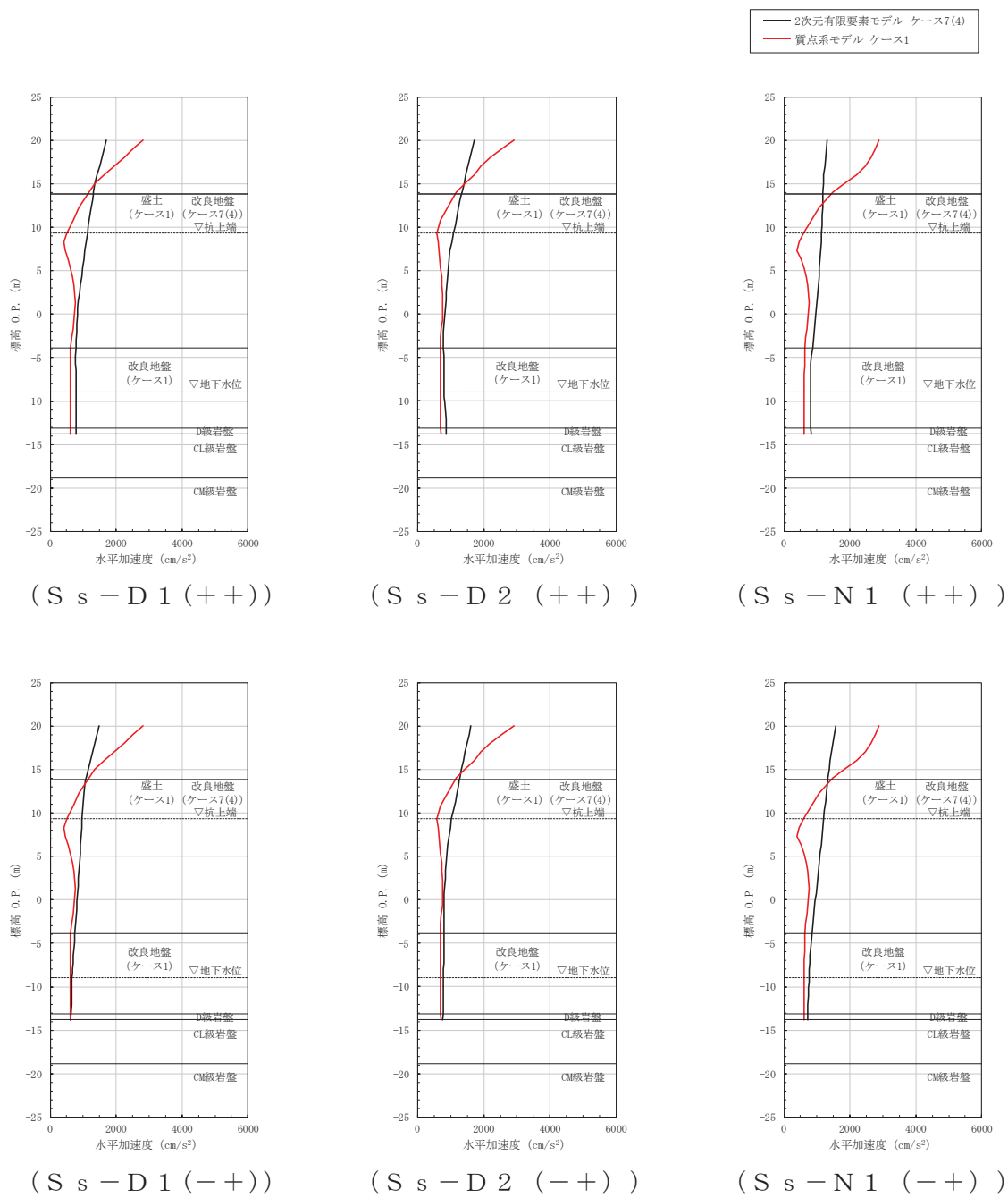


図 5-33 最大水平加速度の比較 (ケース 7(4))

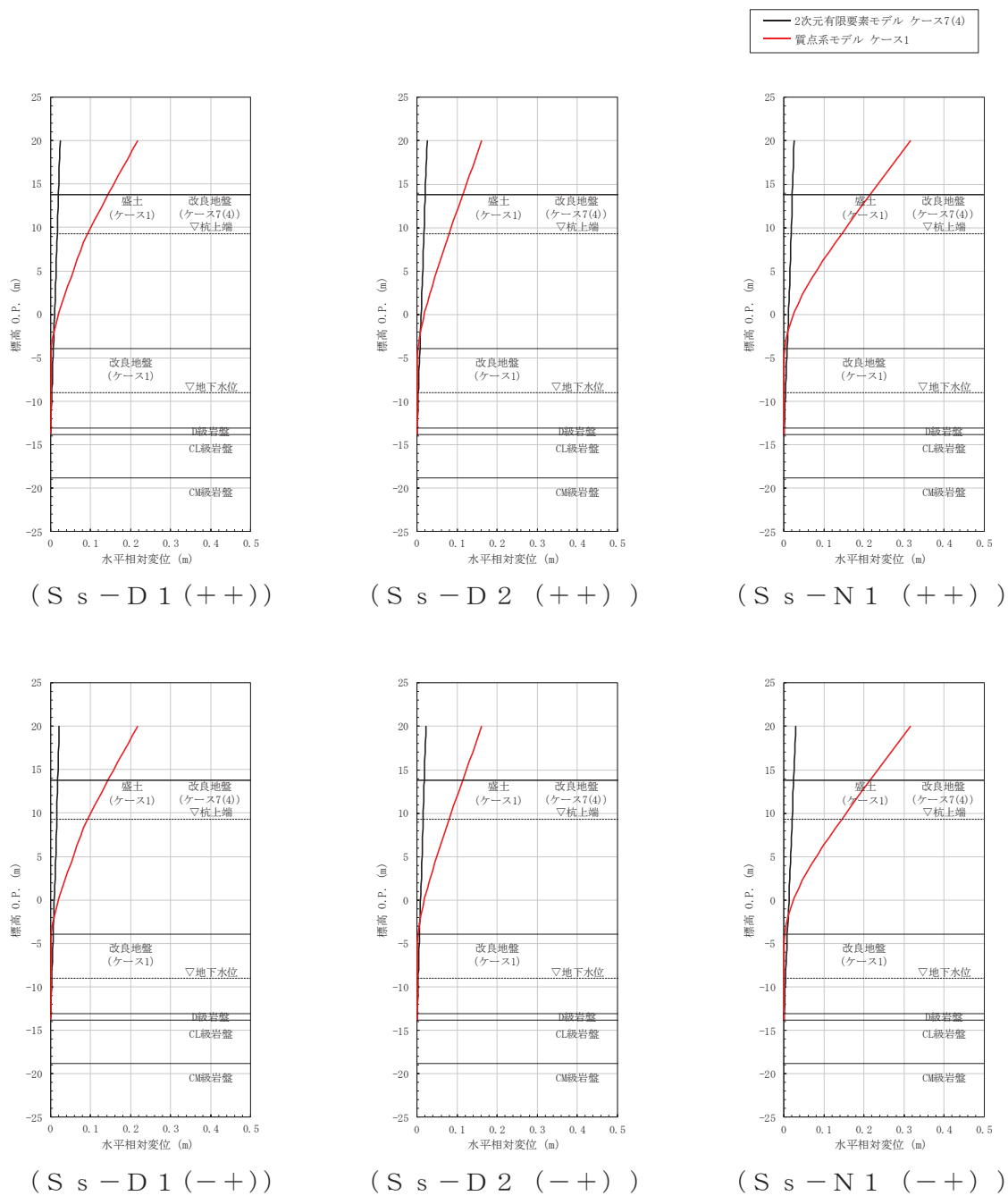


図 5-34 最大水平変位の比較 (ケース 7(4))

⑤ 岩盤傾斜の影響確認（ケース 8）

質点系モデルによる応答結果及び FEM モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 5-16～表 5-18 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 5-35～図 5-37 に示す。また、FEM モデル（有効応力解析）の各ケースの最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布は「12. 最大応答値分布」に示す。なお、検討ケース 8 における検討地震動については、質点系モデルにおいて、主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S s - N 1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S s - D 1 及び S s - D 2 を選定した。

地盤改良底面の岩盤傾斜を考慮したケース 8 においては、岩盤の傾斜の下方に分布する地下水位以深の過剰間隙水圧の上昇は、比較的抑えられる傾向が認められた。一方で、地震波 S s - N 1 を入力した検討では、岩盤の傾斜に従って盛土が変形し、広い範囲で最大せん断ひずみが大きくなる傾向が認められる。応答値としては、上部工の最大応答値は、傾斜を考慮していないケース 1 に比べ大きな値を示したものの、質点系モデルの最大応答値より小さい値を示している。

ただし、【検討 3】ケース 8 の検討の結果としては、質点系モデルにおける鋼管杭の最大曲げモーメント、上部工の最大水平加速度及び最大水平変位は、FEM モデル（有効応力解析）の最大応答値と比べ大きい値を示していることから、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析結果の妥当性を確認した。

表 5-16 【検討 3】 ケース 8 における最大曲げモーメントの比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	9748	11707	15309
	-+	9925		
S _s -D 2	++	8260	8527	14594
	-+	9958		
S _s -N 1	++	<u>16856</u>	<u>15176</u>	<u>17586</u>
	-+	15422		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-17 【検討 3】 ケース 8 における最大水平加速度の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平加速度 (単位: cm/s ²)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	1844	1619	2808
	-+	1988		
S _s -D 2	++	1793	<u>1840</u>	<u>2911</u>
	-+	<u>2360</u>		
S _s -N 1	++	1937	1705	2871
	-+	1923		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 5-18 【検討 3】 ケース 8 における最大水平変位の比較（岩盤傾斜の影響）

地震動 (位相)		最大水平変位 (単位: m)		
		FEM モデル		質点系モデル
		ケース 8	ケース 1	ケース 1
S _s -D 1	++	0.151	0.166	0.217
	-+	0.152		
S _s -D 2	++	0.108	0.114	0.161
	-+	0.118		
S _s -N 1	++	<u>0.229</u>	<u>0.213</u>	<u>0.317</u>
	-+	0.226		

注: 表中の符号+, -は地震動の位相 (水平, 鉛直) を示す。

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

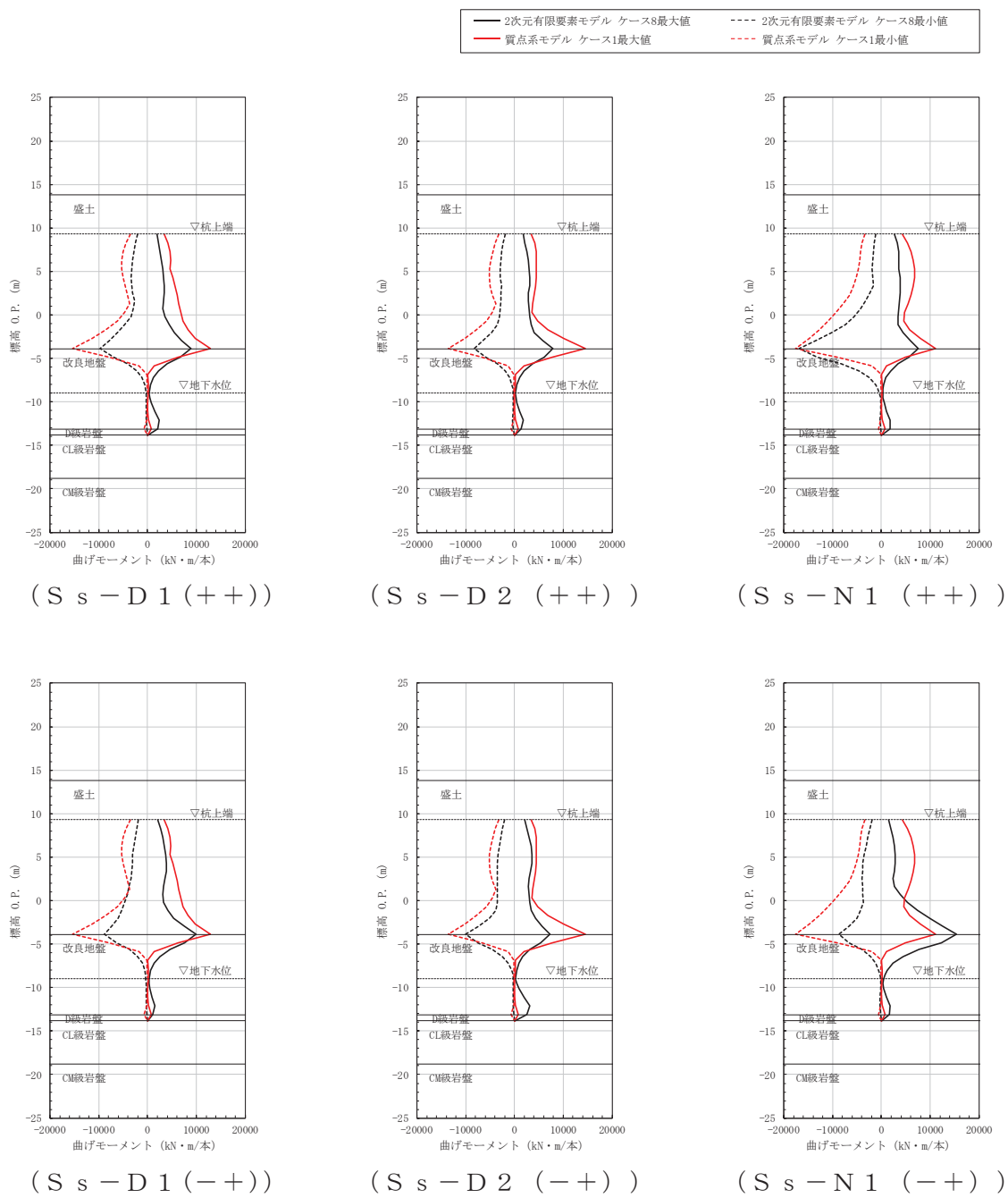


図 5-35 最大曲げモーメントの比較 (ケース 8)

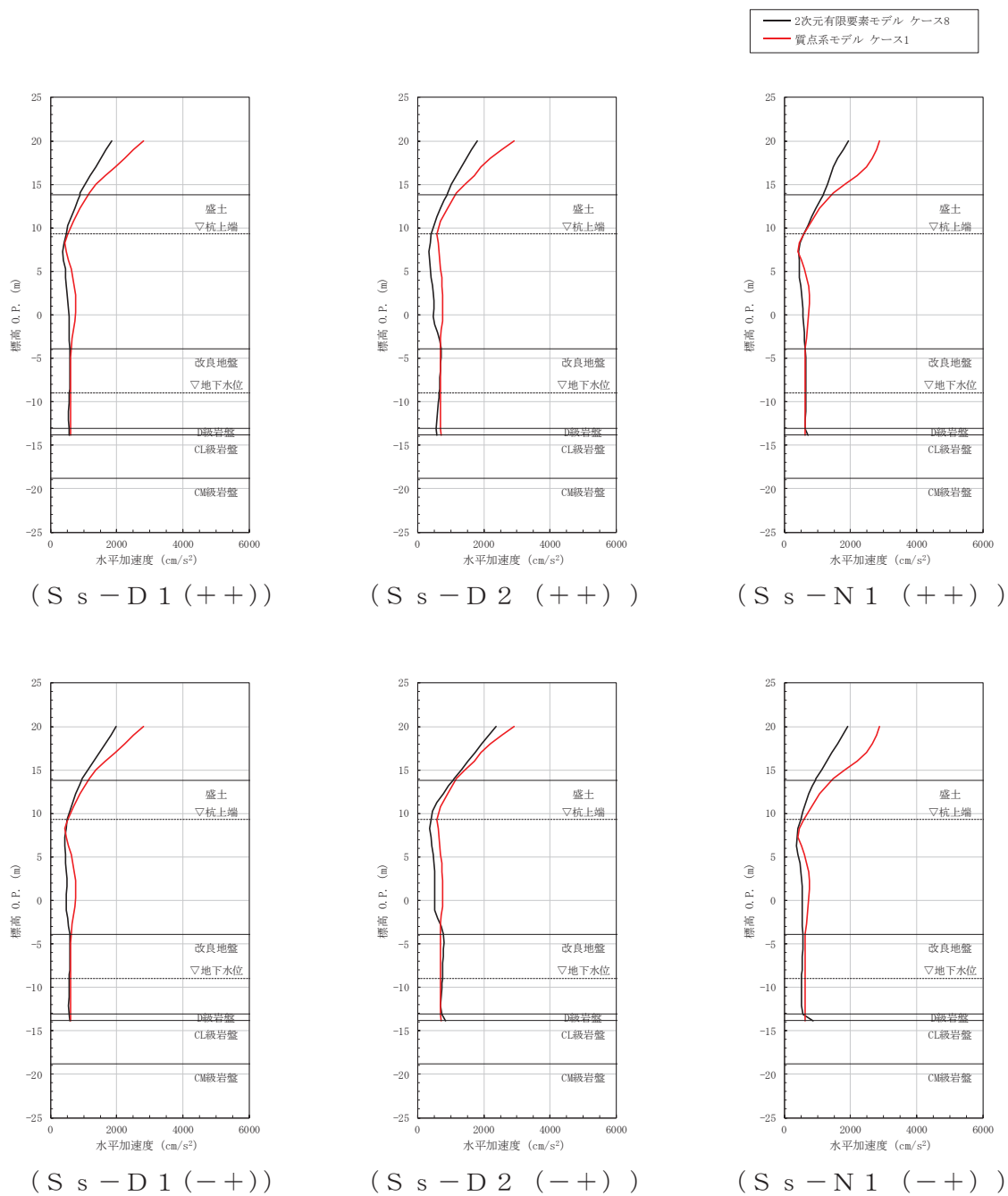


図 5-36 最大水平加速度の比較 (ケース 8)

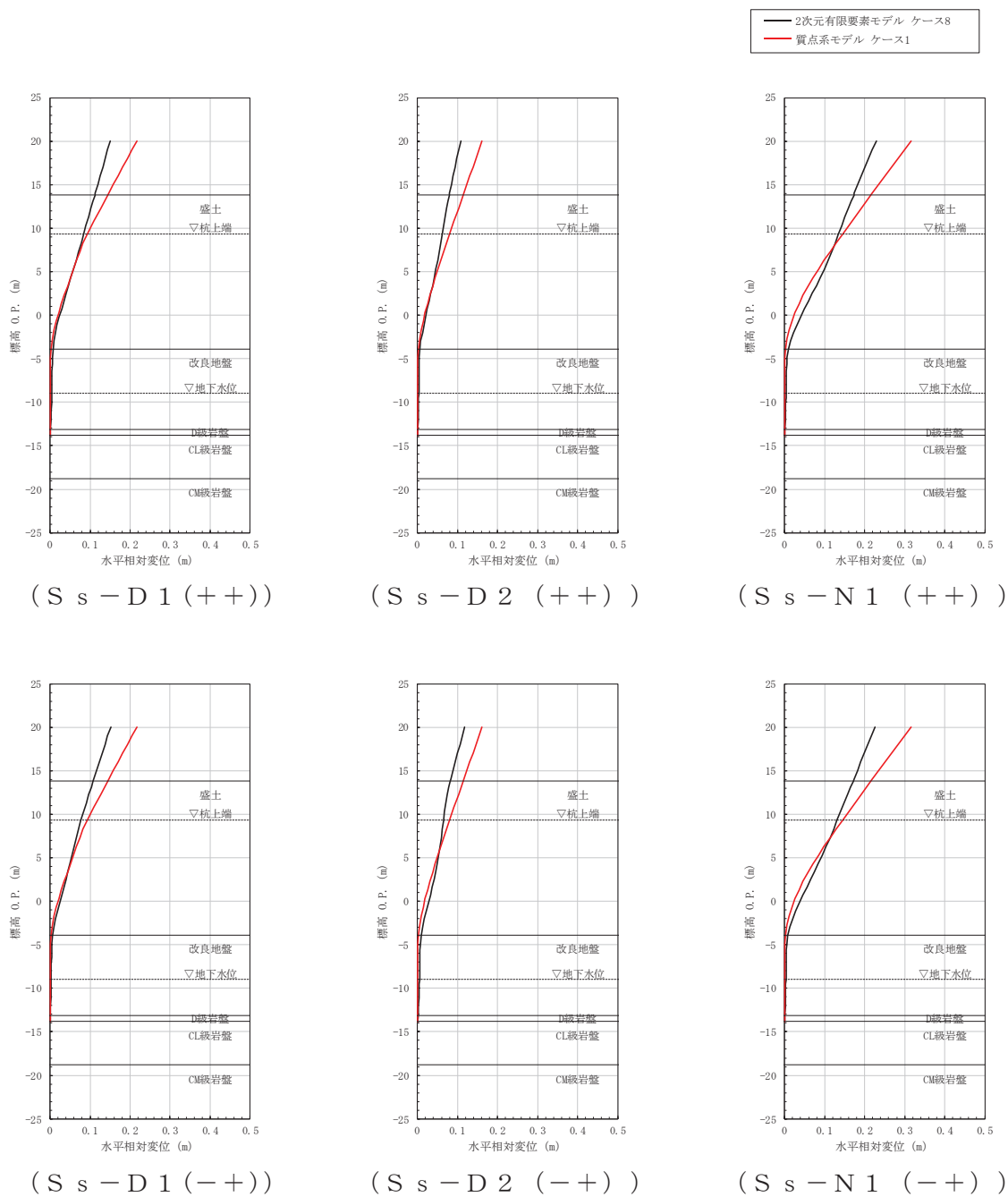


図 5-37 最大水平変位の比較 (ケース 8)

⑥ 防潮堤海側への地表面傾斜の影響確認（ケース 9）

断面②における最大せん断ひずみ分布図を図 5-38 に示す。

図 5-38 に示すとおり，防潮堤東側の盛土及び旧表土の最大せん断ひずみは，有効応力解析の方が大きく液状化の影響があると考えられるが，防潮堤西側（陸側）の最大せん断ひずみは，分布の違いはあるが，ひずみレベルは同等であること，防潮堤海側に比べ敷地側では有意なせん断ひずみが発生していないことから，液状化の影響を含め，防潮堤海側の地表面傾斜の影響は敷地側には及ばず，モデル化による影響はないと考えられる。

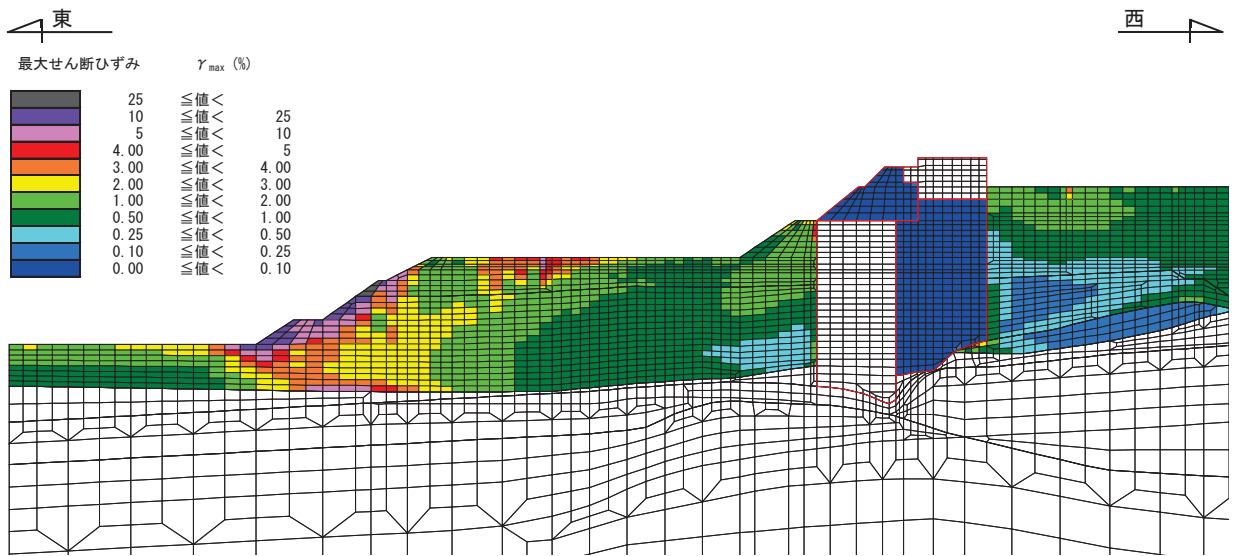


図 5-38 (1) 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 (- -)) : 全応力解析

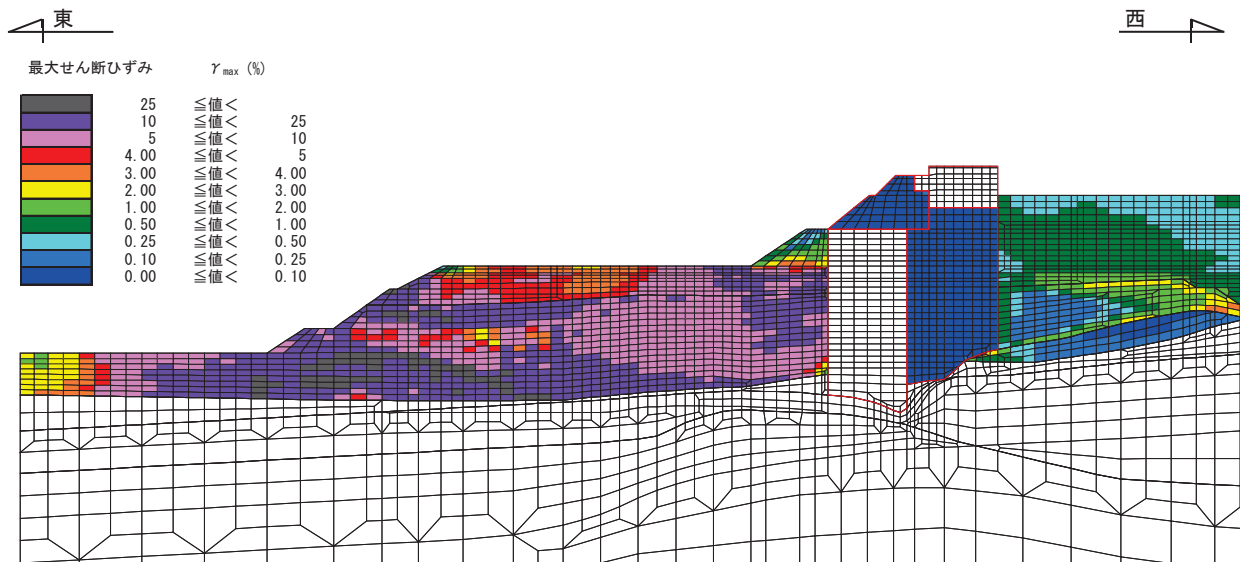


図 5-38 (2) 最大せん断ひずみ分布図 (S s - D 2 (- -)) : 有効応力解析

6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【補足検討①】

【補足検討①】では，【検討1】～【検討3】で地盤改良工を考慮した場合の地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響，隣接構造物による影響等について，解析手法の妥当性を検討したが，地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部のうち岩盤斜面の影響を受ける可能性のある断面や第3号機放水立坑盛土部（地下水位が岩盤以深）のうち岩盤不陸部について，解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認する。

岩盤部のうち斜面の影響が想定される第2号機放水立坑の南面及び東面の地質分布を図6-1に，盛土部のうち岩盤の不陸の影響が想定される第3号機放水立坑北面の地質分布を図6-2に示す。

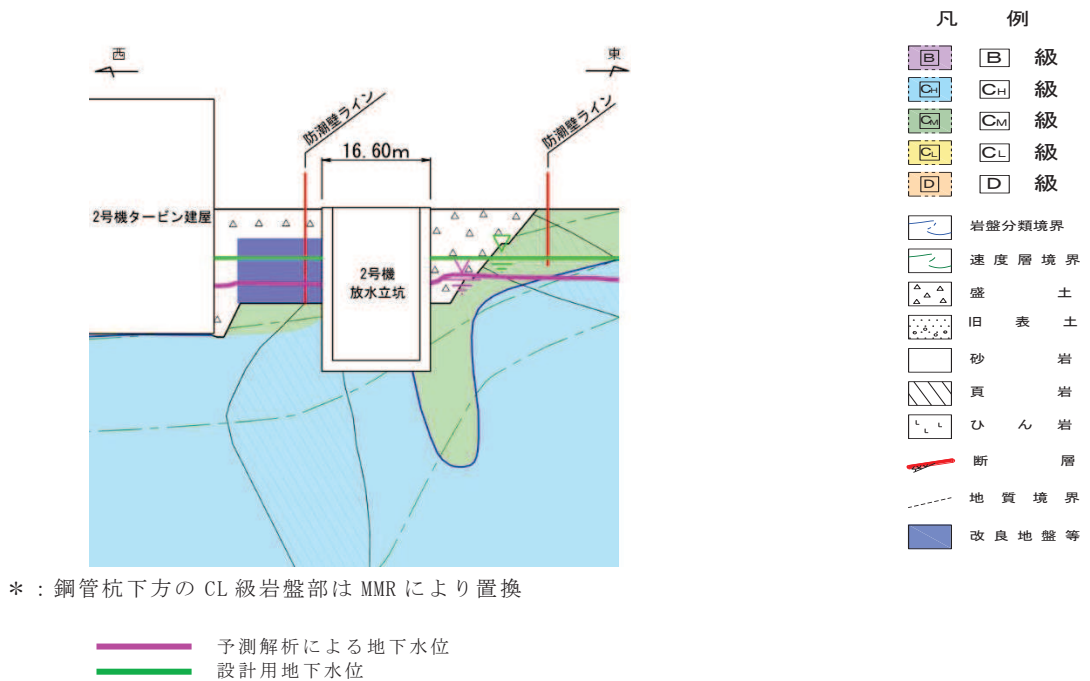
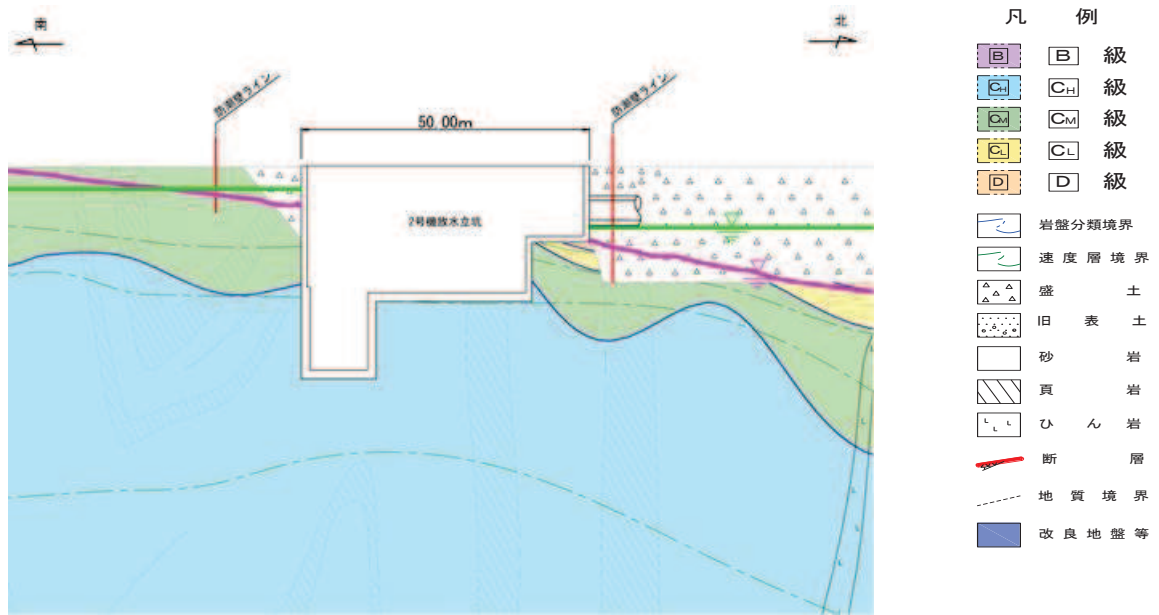


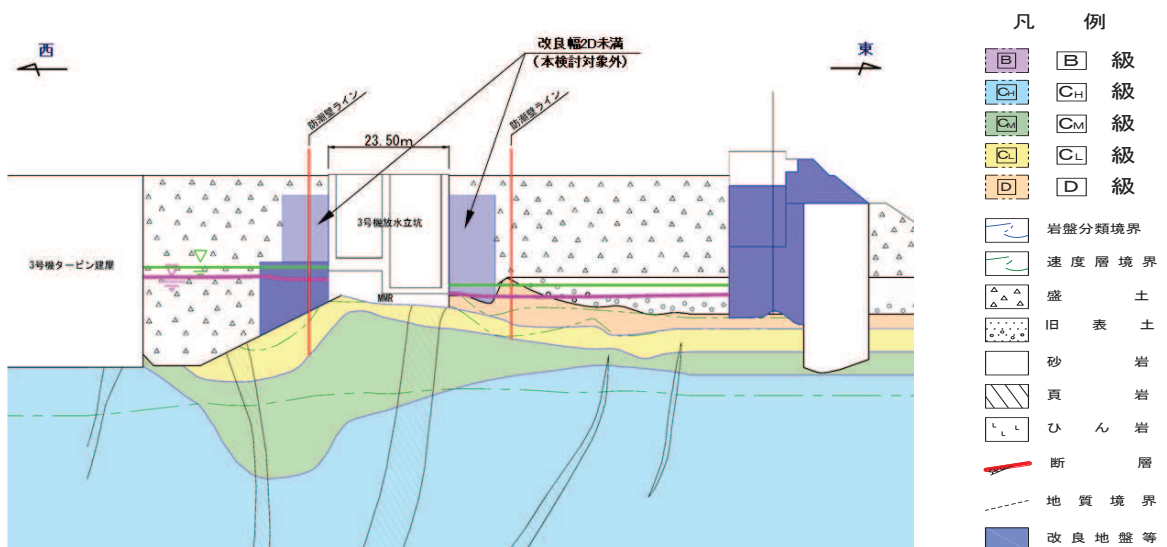
図 6-1 (1) 第 2 号機放水立坑の地質分布
(⑦-⑦' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 6-1 (2) 第 2 号機放水立坑の地質分布
(⑧-⑧' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
— 設計用地下水位

図 6-2 第 3 号機放水立坑の地質分布
(⑩-⑩' 断面)

6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）

岩盤斜面形状の影響について、構造物の応答へ与える影響と杭側方の地盤抵抗の低減の影響を考慮する。

なお、岩盤斜面形状の考慮にあたり、第2号機放水立坑が、躯体の半分程度が岩盤内に埋め込まれている箇所があること、並びに躯体周辺における盛土が躯体下端位置付近にある箇所は、防潮壁の安定性に影響を及ぼさないよう、躯体周辺に地盤改良体を構築することによって躯体の耐震性が向上することから、地震時において大規模な損壊に至り機能が失われるような事象は想定しにくいものの、検討断面位置においては、岩盤側方には地盤改良が分布しないことから、本検討においては、保守的に第2号機放水立坑が大規模損壊した場合を仮定し、躯体を空虚と見なすとともに、躯体側方の盛土についても無いものとして検討する。

① 斜面形状の有無による地盤応答の影響

岩盤斜面部による影響については、斜面形状の有無を考慮した二次元モデルでの応答値の比較を行う。岩盤部につき、構造物の応答に支配的となる上部工の加速度応答について整理する。なお、斜面とより近接している⑦-⑦'断面の東面の形状に基づき検討用モデルの斜面形状をモデル化する。

評価用モデルを図6-3に、応答値の抽出位置を図6-4に、抽出した加速度応答スペクトルの比較結果を図6-5に示す。

検討の結果より、岩盤部につき上部工の応答が支配的である固有周期帯（0.102s）においては、斜面形状を考慮した場合の地盤応答の違いについては、設計上有意な影響はないと判断される。

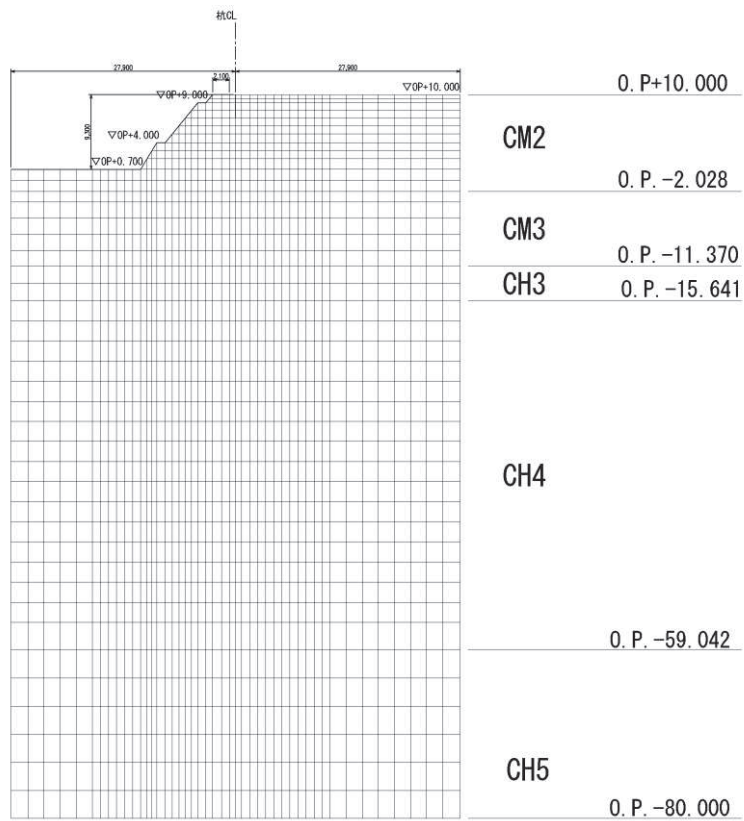
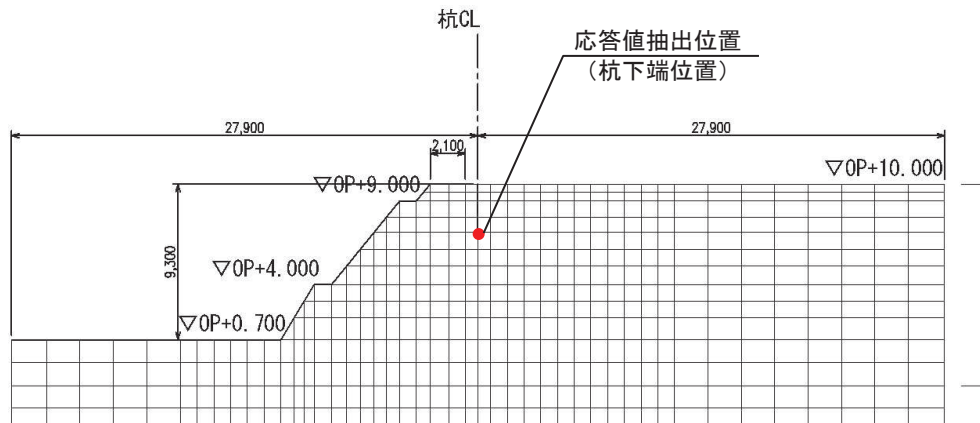
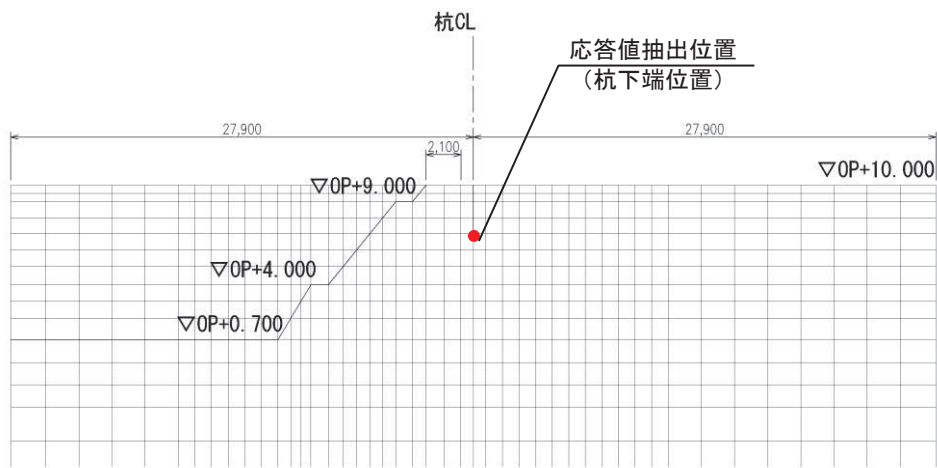


図 6-3 評価用モデル



(斜面形状有り)



(斜面形状無し)

図 6-4 応答値の抽出位置

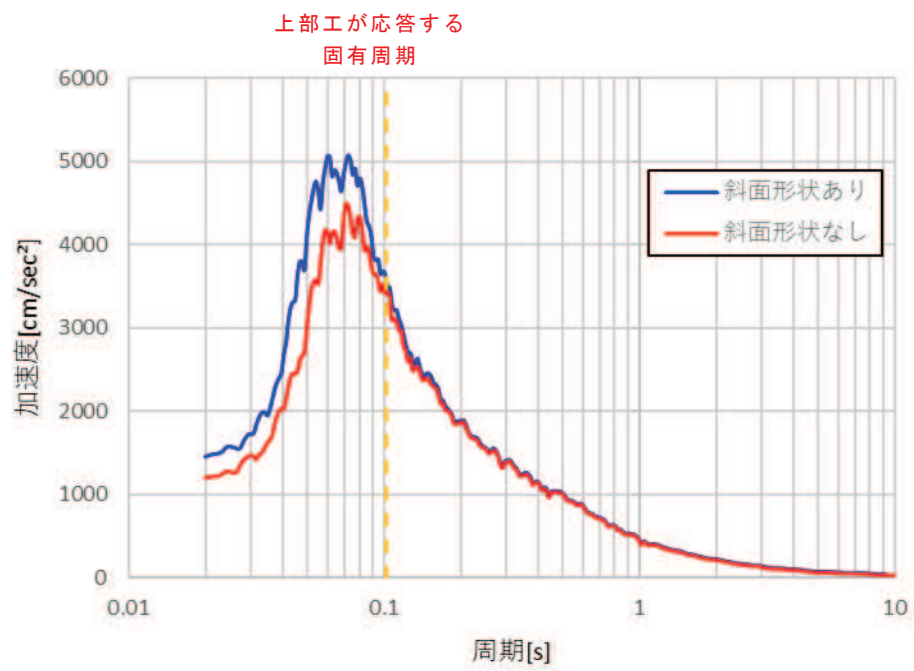
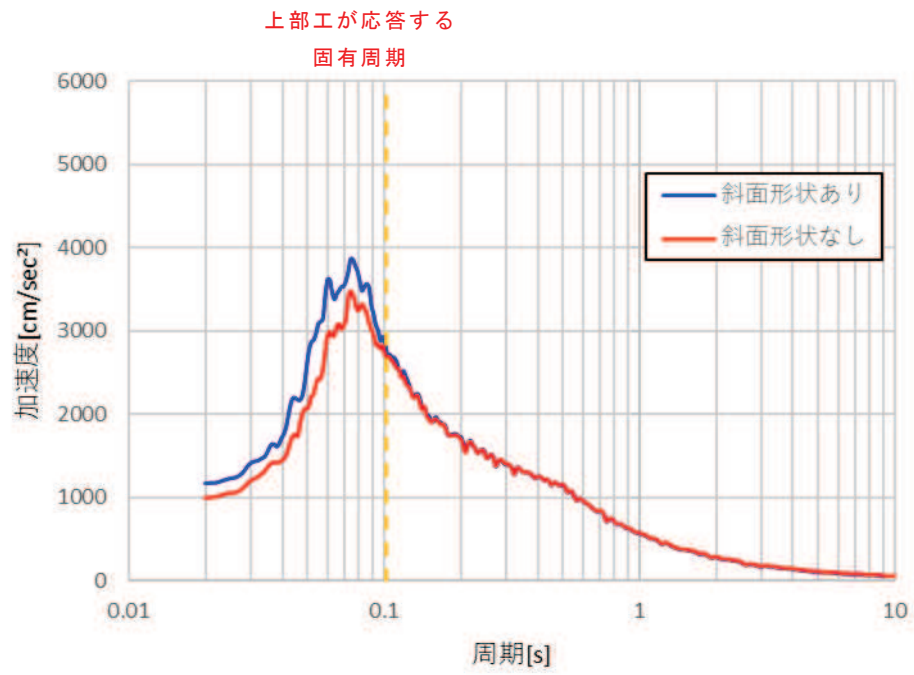


図 6-5 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較
(モデル全体へ入力する加速度の比較)

② 地盤ばねの低下による応答値への影響

影響評価は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に示される斜面上の基礎における水平地盤反力係数の補正方法に基づき、地盤ばね剛性を低減させた場合の影響評価を行う。影響評価は上部工・下部工の観点から鋼製支柱及び鋼管杭の曲げ・軸力系を代表に確認する。

斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法を図 6-6 に、地盤ばねの補正を考慮した場合の応答値の評価結果を表 6-1～表 6-2 に示す。

この結果より、保守的に躯体損壊を想定して斜面側方が空虚となり水平抵抗の低減を考慮した場合においても、応答値は許容限界以内に収まることを確認した。

斜面上の基礎の地盤反力係数は、基礎前面における地盤が有限であり水平地盤に比べて小さな値をとると考えられる。このため、式(解 15.5.1)に示すように式(解 15.5.2)により算出される補正係数 $\alpha_{H\theta}$ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\left. \begin{array}{ll} \alpha_{H\theta}=0 & (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ \alpha_{H\theta}=0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7 & (0.5 \leq \alpha_H < 10) \\ \alpha_{H\theta}=1.0 & (10 \leq \alpha_H) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.2)}$$

ここに、

$\alpha_{H\theta}$: 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数

α_H : 斜面までの水平土かぶり α と基礎径 D の比

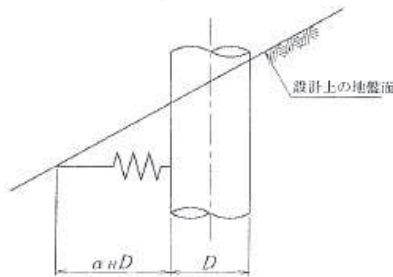


図-解 15.5.1 斜面までの水平土かぶり α と基礎径 D の比 α_H

深礎基礎では杭基礎と同様に、杭中心間隔が小さい場合に群杭効果の影響を考慮する必要がある。ただし、斜面上に建設される基礎であることから、水平地盤の杭基礎に比べて隣接杭の影響による低減の度合いを厳しく評価する必要がある。このため、杭中心間隔が基礎径の 5 倍未満で複数列配置となる場合を対象に、式(解 15.5.1)に示すように式(解 15.5.3)により算出される補正係数 μ を乗じて水平方向地盤反力係数を低減する。

$$\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1\right) \left(\frac{P_2}{D} + 1\right)} \dots\dots\dots \text{(解 15.5.3)}$$

ここに、

μ : 隣接杭の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数

P_1 : 荷重直角方向に隣接する杭の中心間隔 (m)

P_2 : 荷重方向に隣接する杭の中心間隔 (m)

D : 基礎径 (m)

図 6-6 斜面上の基礎の水平地盤反力係数の補正方法

(「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」)

表 6-1 鋼製支柱の照査結果（曲げ・軸力の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m ²)	許容値 (kN/m ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ばね値低減 無し	S s - D 2 (++)	1431	3291	238	382	0.63
ばね値低減 あり		1758	3931	325		0.86

表 6-2 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
ばね値低減 無し	S s - N 1 (++)	7226	1059	17754	0.41
ばね値低減 あり		8426	823	17840	0.48

6.2 岩盤不陸部（第3号機放水立坑）

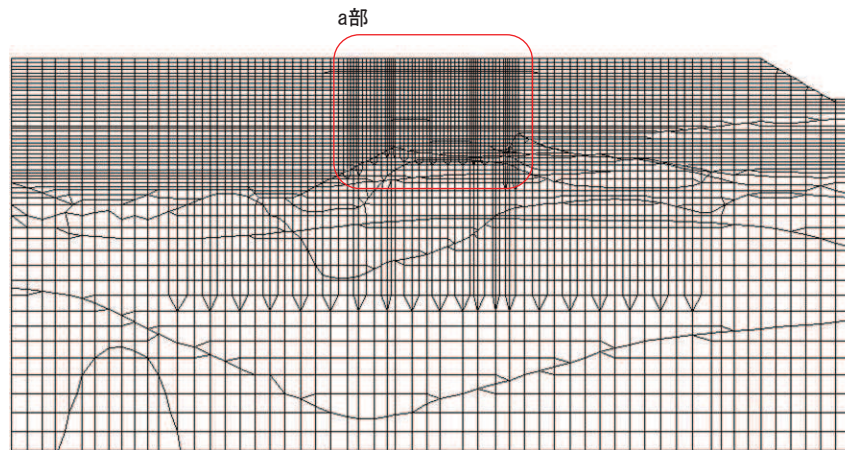
岩盤不陸部の影響についても、6.1 岩盤斜面部（第2号機放水立坑）同様に影響を確認する。なお、第3号機放水立坑については、仮に放水立坑が大規模損壊した場合を想定したとしても、防潮壁の安定性に影響を及ぼさないよう、躯体周辺に地盤改良体を構築することとしており、その改良体の安定性については、参考資料8に示すとおり、確認している。よって、側方抵抗に対しての影響は無いものと想定される。

したがって、岩盤不陸部については構造物へ与える応答の影響について評価する。盛土部につき下部工及び上部工それぞれへの影響の観点で整理する。検討は隣接する鋼板断面⑧における照査値が厳しい鋼管杭に着目し、照査値が厳しい上位2波（ S_s-N1 及び S_s-D1 ）について検討する。なお、放水立坑躯体については、前述のとおり地震時において大規模な損壊に至り機能が失われるような事象は想定しにくいとため、本検討においては、放水立坑部は盛土と見なして検討する。

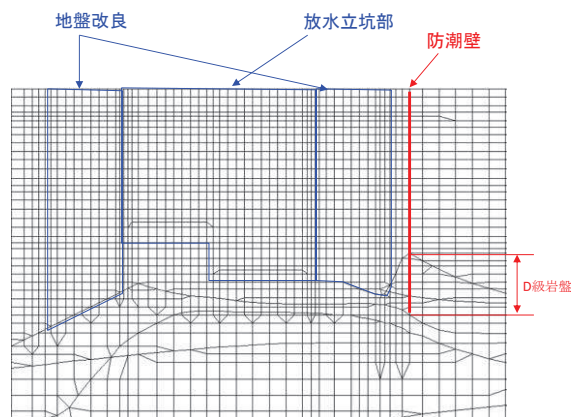
検討用モデルの概要を図6-7に示す。

(西)

(東)

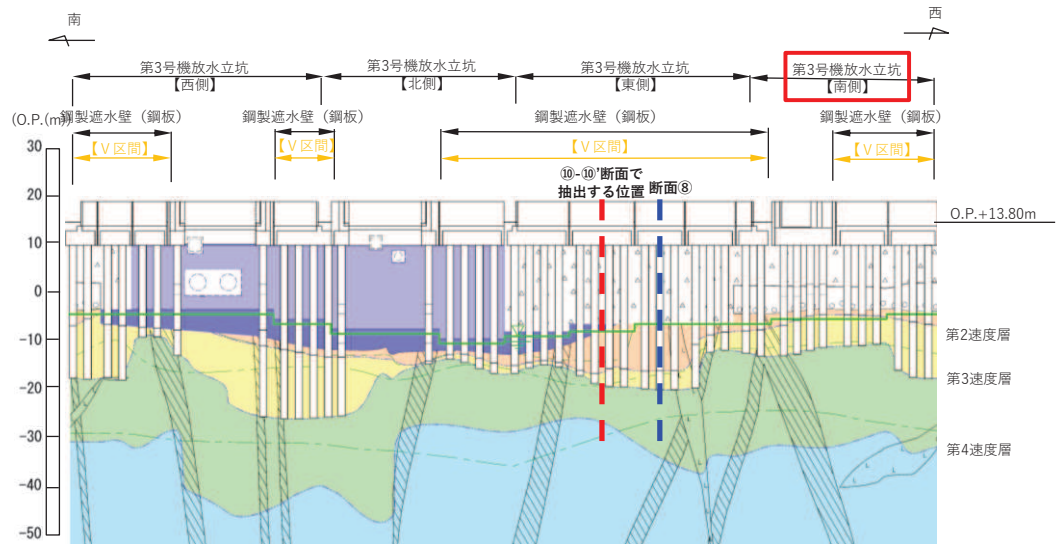


(⑩-⑩' 断面)

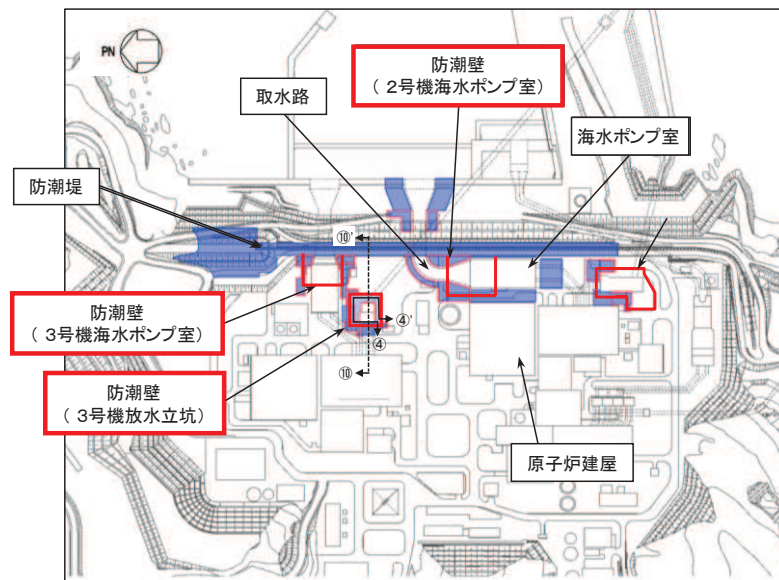


(a 部拡大)

図6-7(1) 検討用モデルの概要



(④-④'断面)



(全体配置図)

図 6-7(2) 検討用モデルの概要

① 下部工への影響

下部工に作用する地盤応答の影響を確認するため、一次元地震応答解析と岩盤の不陸を考慮した二次元地震応答解析における地盤応答を用いた地震応答解析（質点系モデル）を実施し、鋼管杭の断面力を比較する。

鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力の照査結果を表 6-3 に示す。この結果より、一次元地震応答解析と岩盤の不陸を考慮した二次元地震応答解析において、構造物に生じる断面力に有意な差は無く、構造健全性への有意な影響はないものと判断される。

表 6-3(1) 鋼管杭に生じる断面力の比較（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
一次元 地震応答解析	S _s -D1 (++)	6406	1361	21210	0.30
二次元 地震応答解析		5985	3303	20511	0.29
一次元 地震応答解析	S _s -N1 (++)	8278	1011	21337	0.39
二次元 地震応答解析		6852	802	21412	0.32

表 6-3(2) 鋼管杭に生じる断面力の比較（せん断破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力	せん断応力度 (kN/mm ²) (a)	許容限界(b) (kN/mm ²)	照査値 (a/b)
		せん断力 (kN)			
一次元 地震応答解析	S _s -D1 (++)	1297	10	255	0.04
二次元 地震応答解析		1726	13	255	0.05
一次元 地震応答解析	S _s -N1 (++)	1756	12	255	0.05
二次元 地震応答解析		1573	12	255	0.05

② 上部工への影響

上部工に作用する地盤応答として、フーチング下端部位置における加速度応答スペクトルを図6-8に示す。ここで、固有周期については、固有値解析の結果より一次モードと上部工がより応答する二次モードを示している。

検討の結果より、一次元と二次元を比較して、大きな差異はないことから断面力への影響も軽微で照査値に有意な影響は生じないものと判断される。

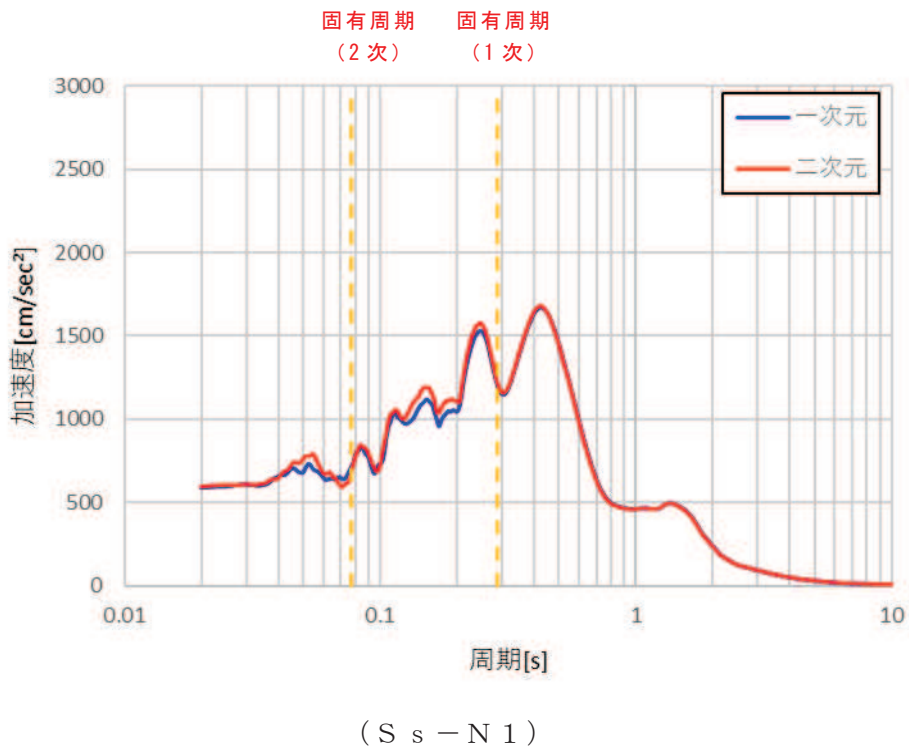
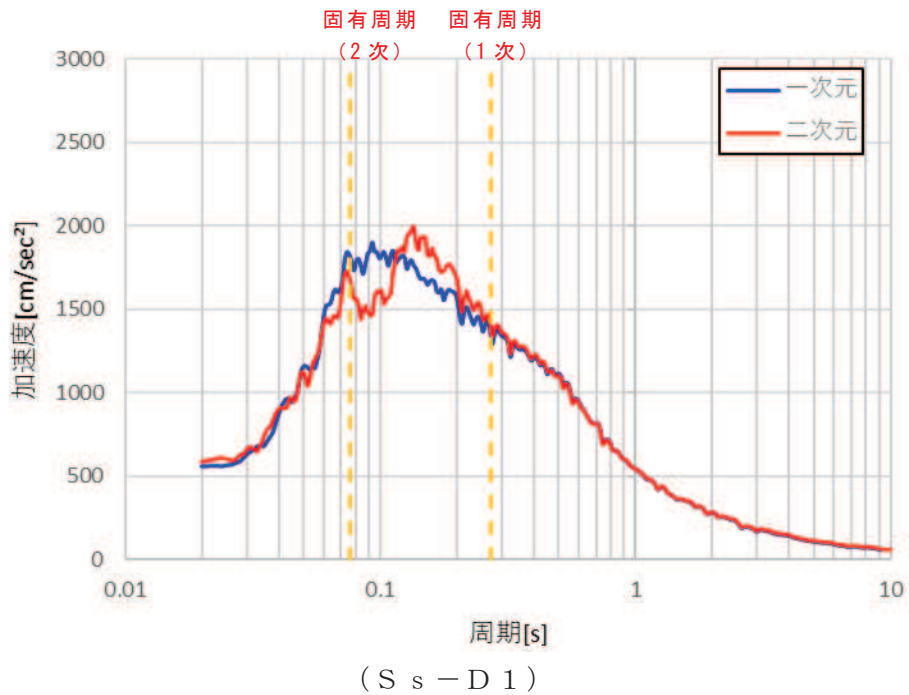


図6-8 杭下端位置における加速度応答スペクトルの比較

7. フーチングー地盤間の相互作用の影響検討【補足検討②】

7.1 検討方針

フーチング側面の地盤との相互作用については、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとする。道路橋示方書においては、「杭基礎の様に基礎全体におけるフーチング重量の影響が大きいような場合には、基礎の耐震設計上はフーチングの慣性力の影響を考慮しておくことが望ましい」との記載があり、これを踏まえた考え方である。図 7-1 に道路橋示方書の耐震設計上の地盤面の概念図を示す。

なお、上記の考え方は道路橋のように上部工全体重量が大きい構造物を対象とした設計体系であり、鋼板部のように鋼材で比較的軽量な上部工を有する構造の場合における適用性については確認する必要がある。

ここで、【検討 1】～【検討 3】において、上記モデルによる質点系モデルの構造物の応答とフーチング側面の地盤との相互作用を考慮した FEM モデル（有効応力解析）による構造物の応答との比較を行い、構造物の応答値（加速度、曲げモーメント、変位）よりも質点系モデルによる応答値の方が保守的な結果を示していることを確認しており、フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しないモデルにおいて、保守性を有する設定であることを確認している。

ただし、【検討 1】～【検討 3】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしており、第 2 号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁 1 等、地中構造物との干渉を避けるために杭の間隔が広い断面では、鋼管杭に対するフーチング長さの比が大きくなっているため、別途妥当性を確認する必要がある。

よって、【補足検討②】では、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭に対するフーチング長さの比が大きい場合における、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について確認する。

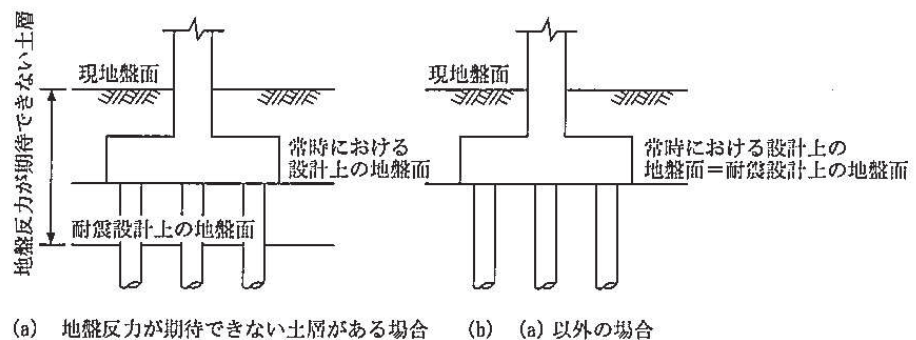


図-解 4.6.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

図 7-1 道路橋示方書における耐震設計上の地盤面の考え方
(道路橋示方書 V 耐震設計編 (H14) より引用)

7.2 検討用モデル

検討用モデルは、「4.2 検討用モデル」に準じ、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合における、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について確認することを目的に、相互作用を考慮する場合と考慮しない場合を比較するためのモデル設定を行う。

検討は、フーチング長さ3mの場合【STEP1】とフーチング長さ10mの場合【STEP2】として実施する。なお、【STEP2】において、質点系モデルとの直接の比較結果は、含まれていないが、3. 検討結果にて後述するとおり、【STEP1】において質点系モデルと FEM モデル（相互作用無し）の構造物の応答は概ね一致していることから、FEM モデルにおける相互作用有り・無しでの比較をもって妥当性の判断は可能と考えられる。

検討フローを図 7-2 に、検討ケース一覧を表 7-1 に、検討ケースの概要を図 7-3 に示す。

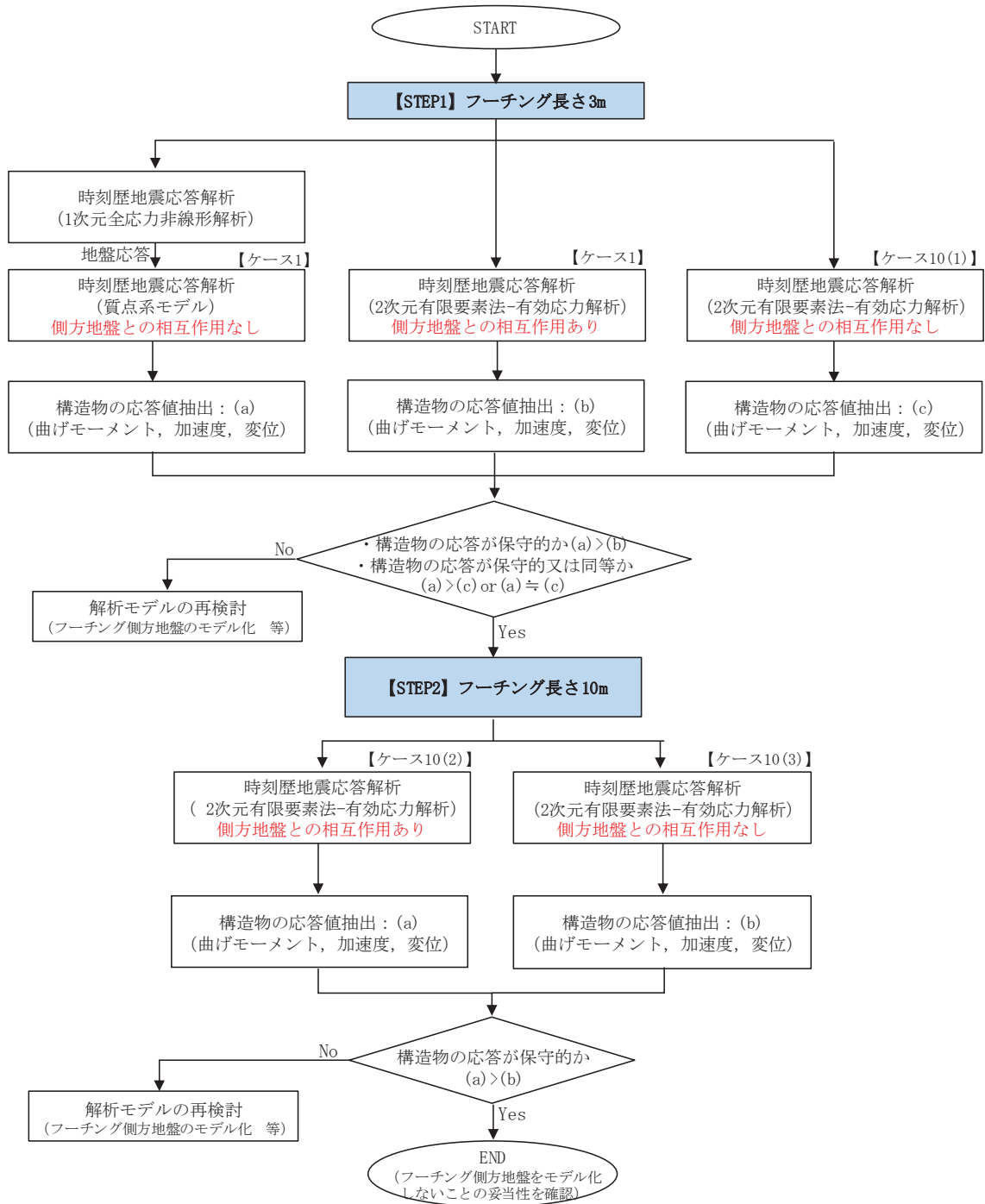


図 7-2 検討フロー（補足検討②）

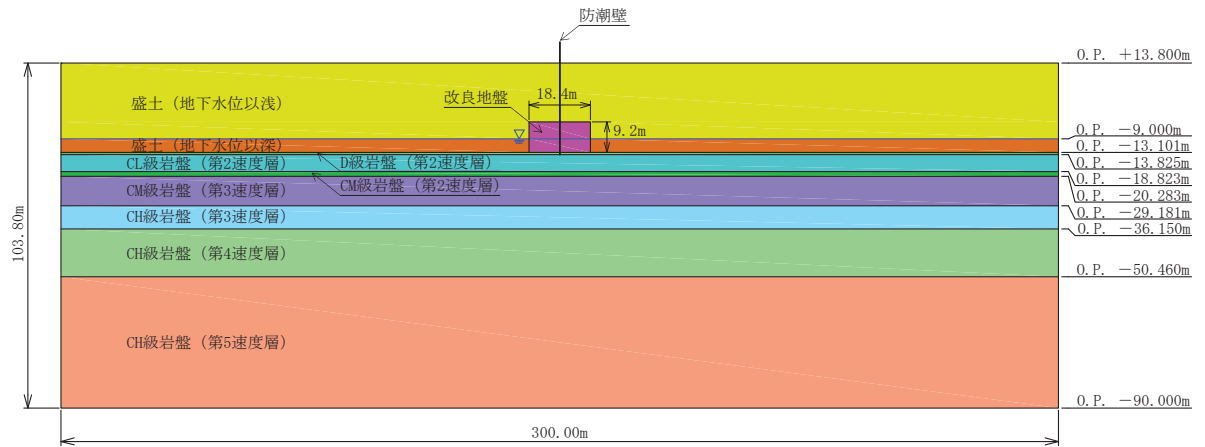
表 7-1 検討ケース一覧（補足検討②）

解析ケース		解析条件		
		フーチング長さ	側方地盤との相互作用	
【検討2】	ケース 1 (基本ケース 1) 【改良高さ 9.2m】	3m	相互作用有り	
【検討5】	ケース 10 (フーチング側面部の 相互作用の影響確認) 【改良高さ 9.2m】	(1) *1	3m	相互作用無し*3
		(2) *2	10m	相互作用有り
		(3) *2	10m	相互作用無し*3

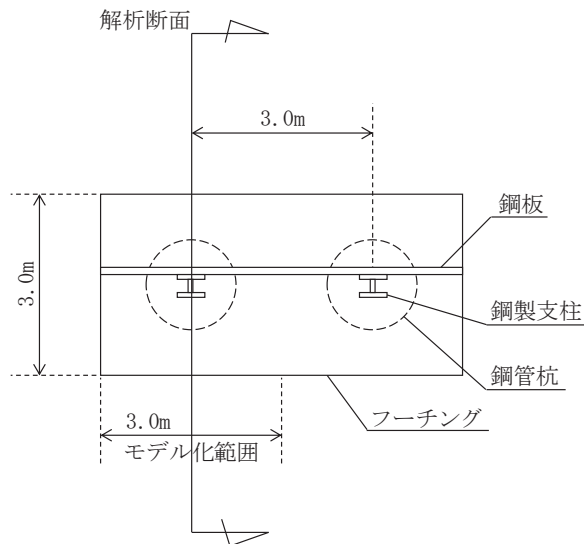
注記*1：標準的な仕様（フーチング長さ 3m）であるケース 1 に対して，地盤とフーチング間の相互作用を考慮しない場合の影響確認を目的としたケース

*2：ケース 1 に対してフーチング長さを 10m とした場合における地盤とフーチング間の相互作用の有無の影響確認を目的としたケース

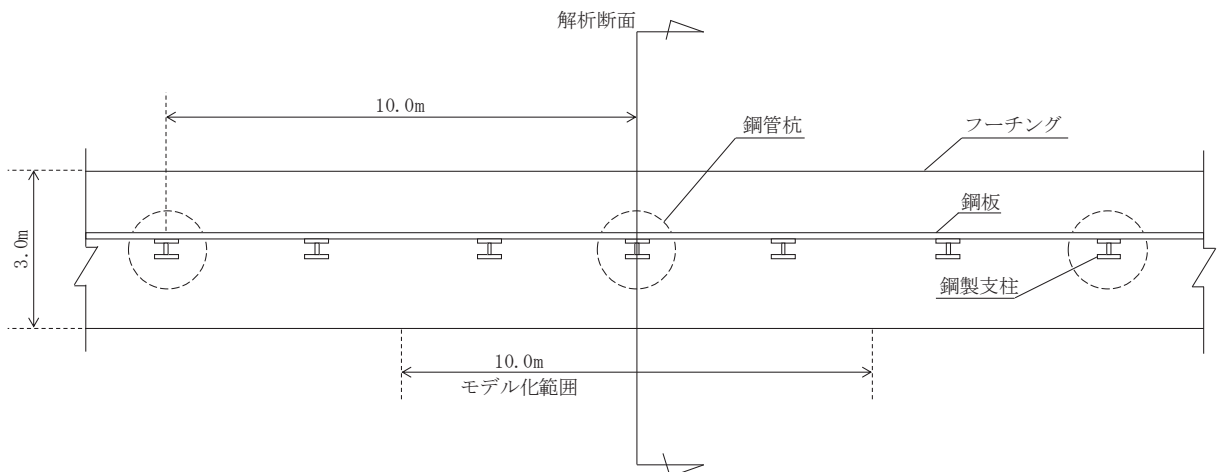
*3：フーチング側部のジョイント要素を非考慮とし，地盤との境界条件をフリーとする。



(検討モデルの概要)



(奥行方向のモデル概念：フーチング幅 3m (ケース 1, ケース 10(1)))



(奥行方向のモデル概念：フーチング幅 10m (ケース 10(2), 10(3)))

図 7-3 検討ケースの概要

7.3 検討結果

質点系モデルによる応答結果及び二次元有限要素モデルによる応答結果について、鋼管杭の最大曲げモーメントと上部工の最大水平加速度及び最大水平変位の比較を表 7-2～表 7-7 に、最大曲げモーメントと最大水平加速度及び最大水平変位の深度方向の分布を図 7-4～図 7-9 に示す。なお、検討地震動については、質点系モデルにおいて主に下部工の観点で杭体に発生する最大曲げモーメントが大きい S_s-N1 を、上部工の観点で鋼板等の断面力が大きい S_s-D1 及び S_s-D2 を選定した。

【STEP1】として、フーチング長さ 3m の場合について、耐震評価に用いている質点系モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用なし）と FEM モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用あり・なし）の比較を行った結果、同じ FEM モデルの条件下において、相互作用を考慮しないケース 10(1)の方が、ケース 1 に比べ構造物の応答が保守的となった。また、相互作用を考慮しない質点系モデルのケース 1 と FEM モデルのケース 10(1)は、最大応答値の分布傾向が概ね近似しており、やや質点系モデルの方が保守的な結果となっている。

その上で、【STEP2】として、フーチング長さ 10m の場合について、FEM モデルの応答（フーチング側方地盤との相互作用あり・なし）の比較を行った結果、【STEP1】同様、相互作用を考慮しないケース 10(3)の方が、考慮するケース 10(2)に比べ構造物の応答が保守的となった。

以上より、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭に対するフーチング長さが長い場合も含め、フーチング側面の地盤との相互作用の影響について考慮しない場合の方が保守的な応答を得ることを確認した。

表 7-2 最大曲げモーメントの比較【STEP1】

地震動	最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	15309	11707	11707
S s - D 2	14594	8527	8995
S s - N 1	<u>17586</u>	<u>15176</u>	<u>15863</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-3 最大水平加速度の比較【STEP1】

地震動	最大水平加速度 (単位: cm/s ²)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	2808	1619	2463
S s - D 2	<u>2911</u>	<u>1840</u>	2283
S s - N 1	2871	1705	<u>2733</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-4 最大水平変位の比較【STEP1】

地震動	最大水平変位 (単位: m)		
	質点系モデル	FEM モデル	
	フーチング長さ 3m		
	相互作用なし	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 1	ケース 1	ケース 10(1)
S s - D 1	0.217	0.166	0.220
S s - D 2	0.161	0.114	0.155
S s - N 1	<u>0.317</u>	<u>0.213</u>	<u>0.290</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

— フーチング地盤間相互作用無し (3m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用無し (3m) 最小値
 — フーチング地盤間相互作用有り (3m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用有り (3m) 最小値
 — 質点系モデル 最大値 - - - 質点系モデル 最小値

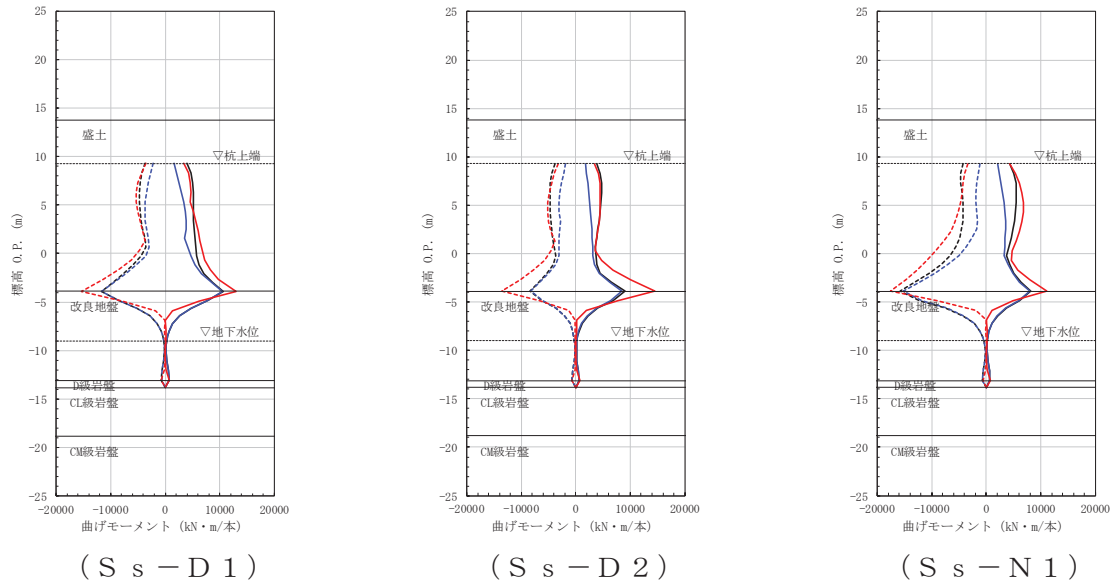


図 7-4 最大曲げモーメントの比較【STEP1】

— フーチング地盤間相互作用無し (3m)
 — フーチング地盤間相互作用有り (3m)
 — 質点系モデル

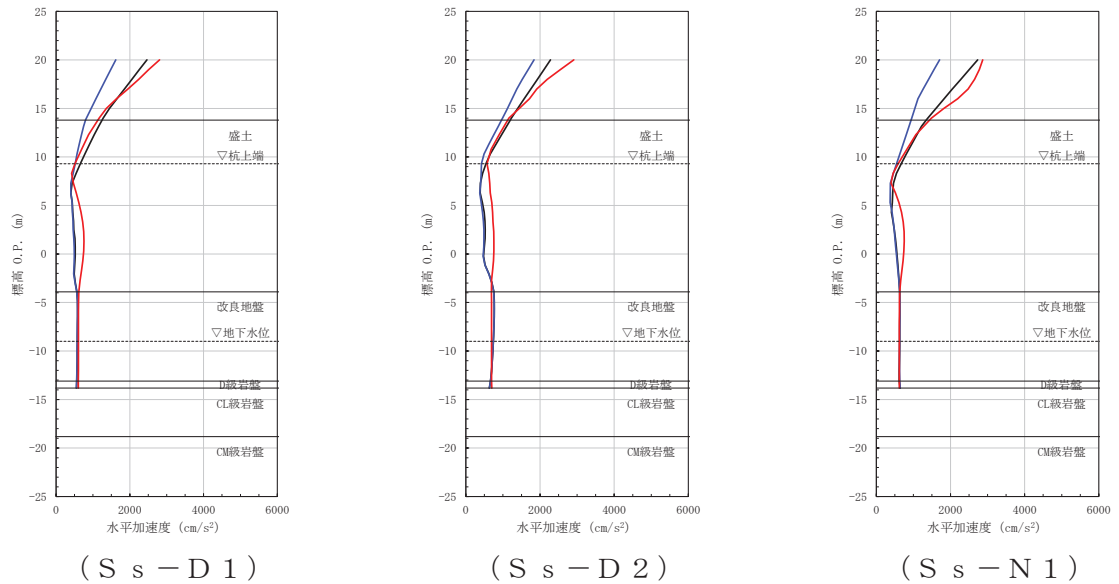


図 7-5 最大水平加速度の比較【STEP1】

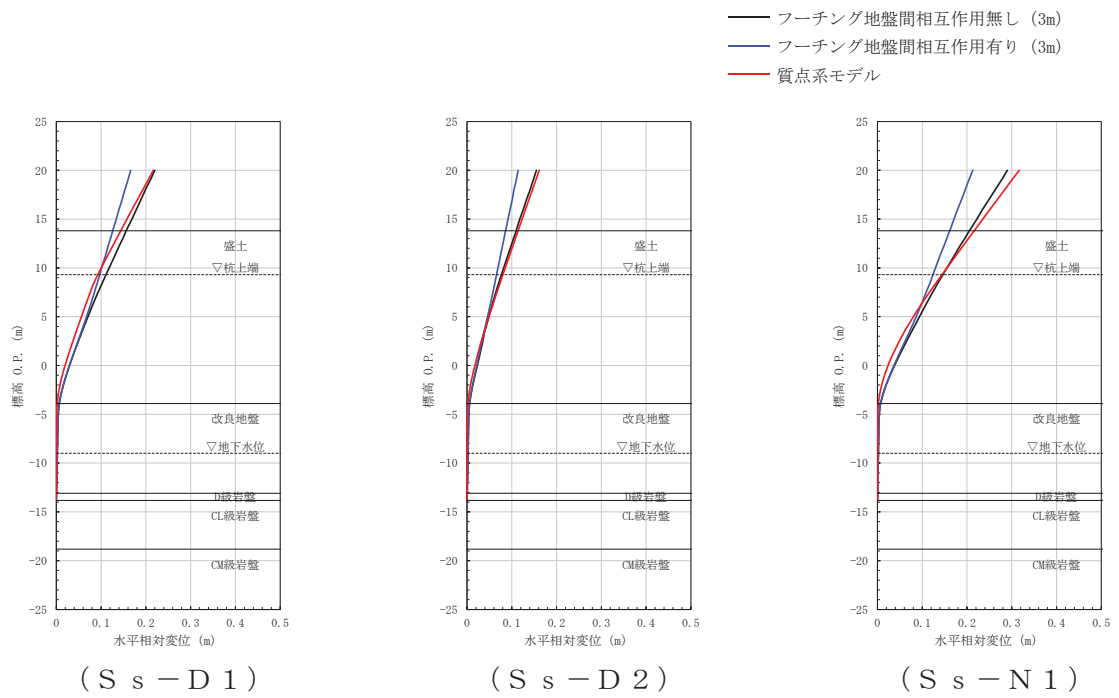


図 7-6 最大水平変位の比較【STEP1】

表 7-5 最大曲げモーメントの比較【STEP2】

地震動	最大曲げモーメント (単位: kN・m/本)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	13470	19110
S s - D 2	10130	17530
S s - N 1	<u>17930</u>	<u>22280</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-6 最大水平加速度の比較【STEP2】

地震動	最大水平加速度 (単位: cm/s ²)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	1860	2836
S s - D 2	<u>2165</u>	2886
S s - N 1	1886	<u>3126</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

表 7-7 最大水平変位の比較【STEP2】

地震動	最大水平変位 (単位: m)	
	FEM モデル	
	フーチング長さ 10m	
	相互作用あり	相互作用なし
	ケース 10(2)	ケース 10(3)
S s - D 1	0.161	0.326
S s - D 2	0.113	0.283
S s - N 1	<u>0.210</u>	<u>0.462</u>

注: 下線は各ケースの最大値を示す。

— フーチング地盤間相互作用無し (10m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用無し (10m) 最小値
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m) 最大値 - - - フーチング地盤間相互作用有り (10m) 最小値

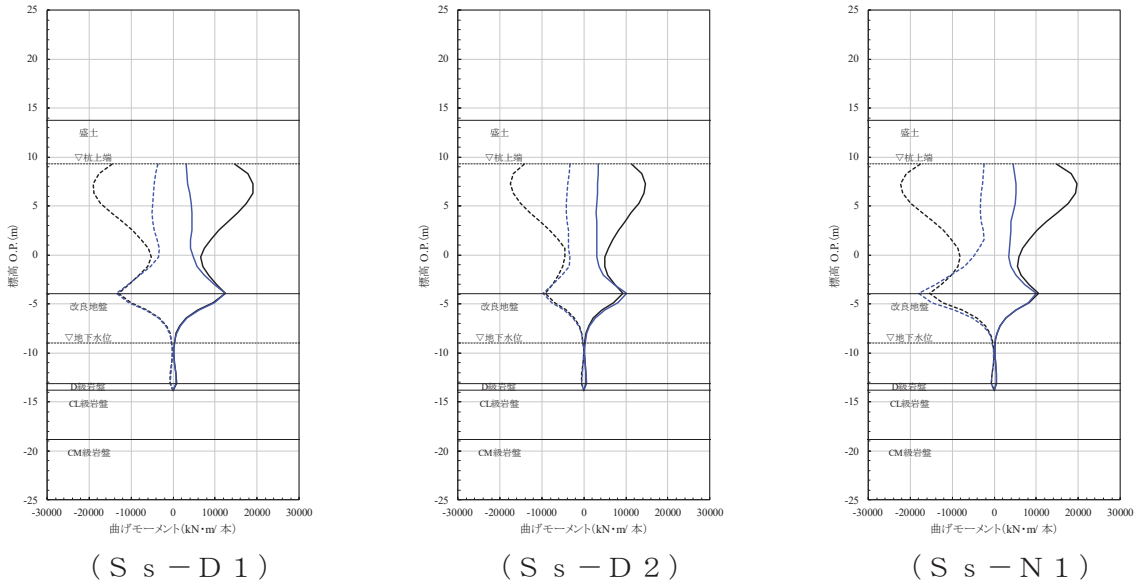


図 7-7 最大曲げモーメントの比較【STEP2】

— フーチング地盤間相互作用無し (10m)
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m)

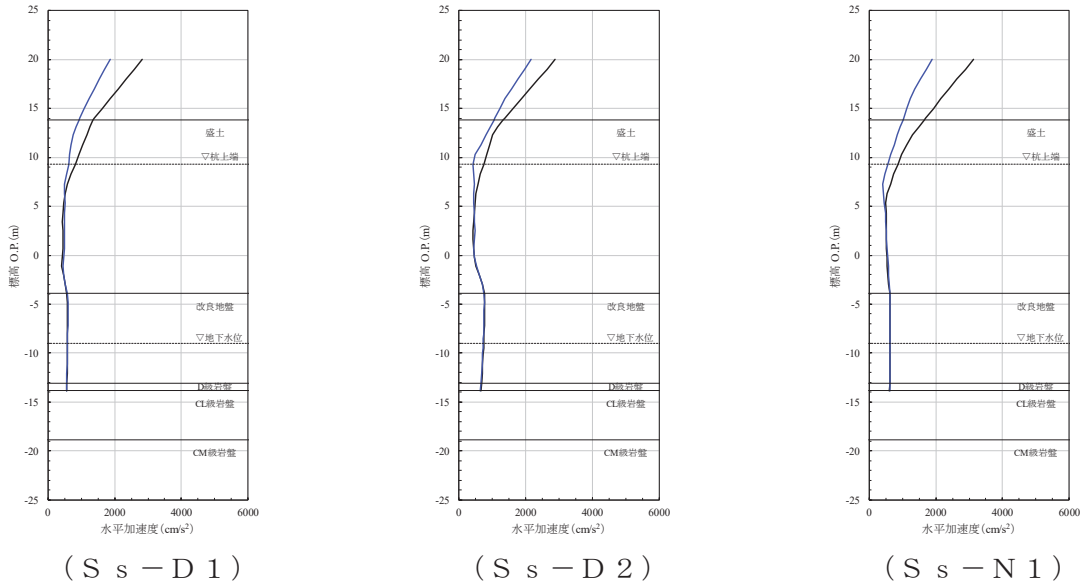
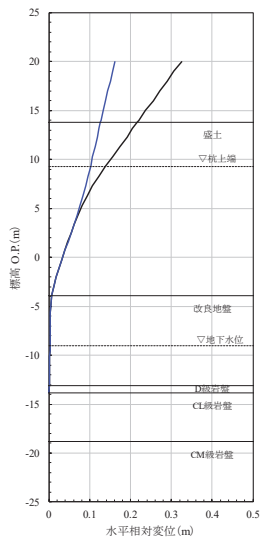
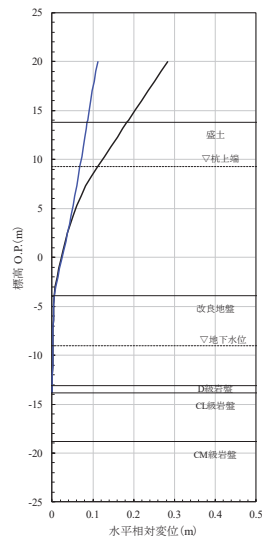


図 7-8 最大水平加速度の比較【STEP2】

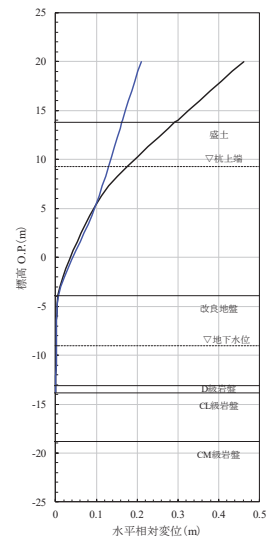
— フーチング地盤間相互作用無し (10m)
 — フーチング地盤間相互作用有り (10m)



(S s - D 1)



(S s - D 2)



(S s - N 1)

図 7-9 最大水平変位の比較【STEP2】

8. 静的評価に基づく杭応力の検討【補足検討③】

8.1 検討方針

【検討 1】～【検討 3】に示すとおり，耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）について，新規制基準審査対応において適用実績のある FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント等）の比較により，杭応力評価の観点を含め，保守的もしくは同等な応答値を評価していることを確認している。

ただし，【検討 1】～【検討 3】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしており，第 2 号機海水ポンプ室等を横断する箇所に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい場合においては，上部構造の慣性力と地盤変位による杭応力の組合せの観点で，別途妥当性を確認する必要がある。

そこで，【補足検討③】では，耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）における杭基礎の評価結果について，杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」を参照し，地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を参照した評価を行い，安全裕度を確認する。

8.2 検討方法

検討は、「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」に示される静的解析の評価手法を参照し，地盤変位と上部構造慣性力の組み合わせによる杭応力評価を行い，動的解析（質点系モデル）により評価した断面力との比較を行う。

検討対象は，上部構造の規模が大きい鋼製遮水壁（鋼桁）のうち，「VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁（鋼製遮水壁（鋼桁））の耐震性についての計算書」に示す鋼管杭（杭頭部）の照査値が厳しい鋼桁 4，鋼桁 6 を対象とする。なお，「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」に示すとおり，重畳時の照査値は地震時に比べ小さいため地震時の検討で代表する

図 8-1～図 8-2 に上記基準における杭応力の評価方法の概要を示す。両基準で，基本的な考え方は同様であり，上部構造と地盤の固有周期の比率に応じて考慮する低減係数の設定が異なるものの，表 8-1 に示すとおり，上部構造の固有周期が地盤の固有周期よりも短周期となり，いずれの基準においても低減係数は 1 となる。そのため，2 つの基準での評価結果に相違は無くなることから，本検討では「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」のまとめ方をベースにする。

具体的には，動的解析の結果を用いて， $\alpha 1^{*1}$ ， $\beta 1^{*2}$ ， $\beta 2^{*3}$ が 1 となる時刻における断面力を抽出し， $\alpha 1=1$ となる時刻の断面力と， $\beta 1=1$ または $\beta 2=1$ となる時刻の大きい方の断面力を保守的に単純和で足し合わせた場合の断面力^{*4}を算定し，耐震計算で示している全時刻の最大断面力との比較及び許容限界との比較を行う。

注記*1：杭応力に対する地盤変位の寄与率を示す値として， $\alpha 1=(任意時刻の地盤変位/当該地震動ケースにおける全時刻の地盤変位の最大値)$ により求める。

*2：杭応力に対する上部構造の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 1=(任意時刻の上部構造応答震度/当該地震動ケースにおける上部構造応答震度の最大値)$ により求める。

*3：杭応力に対するフーチング部の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 2=(任意時刻のフーチング部応答震度/当該地震動ケースにおけるフーチング部応答震度の最大値)$ により求める。

*4：地盤変位が卓越する時刻（ $\alpha 1=1$ ）の断面力には，慣性力による断面力も含まれ，逆に $\beta 1=1$ （または $\beta 2=1$ ）となる時刻の断面力には地盤変位による断面力も含まれるため，単純和とする場合には，ダブルカウントとなるため，保守的な評価となる。

図 6.6.6 は、地盤-杭-上部構造系の動的解析および遠心載荷実験結果に基づいた地盤変位、上部構造の地上部分の慣性力（以下、上部構造慣性力と呼ぶ）、上部構造の地下部分の慣性力（以下、基礎部慣性力と呼ぶ）の低減係数と上部構造の基礎固定時の固有周期 T_b と地表面加速度の卓越周期 T_g の比 T_b/T_g の関係である⁶⁶⁾¹⁰⁾。地盤変位の低減係数 α_1 、上部構造慣性力の低減係数 β_1 および基礎部慣性力の低減係数 β_2 は下記のとおりである。

α_1 = 杭曲げモーメント最大時の地盤変位 / 地盤変位の最大値

β_1 = 杭曲げモーメント最大時の上部構造慣性力 / 上部構造慣性力の最大値

β_2 = 杭曲げモーメント最大時の基礎部慣性力 / 基礎部慣性力の最大値

表 6.6.2 建物の固有周期 T_b と地盤の固有周期 T_g の比と低減係数

	低減係数	図 6.6.6 の線種	上部構造慣性力と地盤変位の位相 (基礎部慣性力は地盤変位と同方向)
$T_b/T_g < 1$	$\alpha_1 = \beta_1 = \beta_2 = 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向で杭に載荷
$T_b/T_g \approx 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, 0.5 < \beta_1 < 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, 0.5 < \alpha_1 = \beta_2 < 1$	破線	
$T_b/T_g > 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, \beta_1 = 0.5$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, \alpha_1 = \beta_2 = 0.5$	破線	

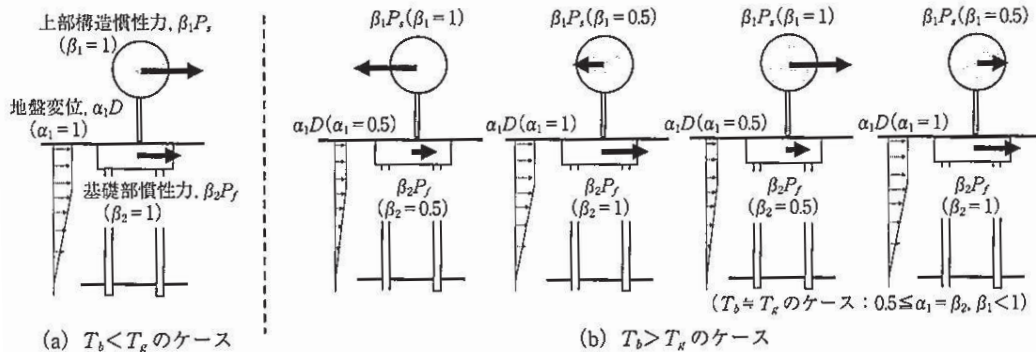


図 6.6.7 $T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位、上部構造慣性力、基礎部慣性力の低減係数と載荷方向

図 8-1 建築基礎構造設計指針における杭応力評価方法の概要
(「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」より引用)

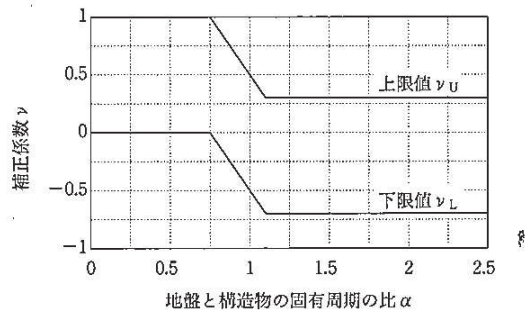
慣性力と地盤変位の組合せは時々刻々変化するが、耐震設計上は基礎の応力や変形が最も厳しくなる瞬間の組合せを考慮すればよい。そこで、耐震設計では以下の①と②の組合せを考えることとする。①の組合せは慣性力が最大になる瞬間を、②は地盤変位が最大となる瞬間を想定したものである。

①慣性力を中心とした設計

$$R_t = 1.0 \times R_a + \nu \times f(z) \quad (\text{解 10.2.4})$$

②地盤変位を中心とした設計

$$R_t = \nu \times R_a + 1.0 \times f(z) \quad (\text{解 10.2.5})$$



解説図 10.2.10 慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

ここに、 ν ：慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

R_t ：考慮する地震作用

R_a ：慣性力（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す1）で求めた慣性力

$f(z)$ ：地盤変位（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す2）で求めた地盤変位

(上限値 ν_U)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_U = 1.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_U = -2.0\alpha + 2.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_U = 0.3 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.6})$$

(下限値 ν_L)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_L = 0.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_L = -2.0\alpha + 1.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_L = -0.7 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.7})$$

ここに、 α ：地盤と構造物の固有周期の比で、

$$\alpha = \frac{T_{eq}}{(T_g / \alpha_g)} \quad (\text{解 10.2.8})$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期で、式（解 10.2.1）による。

T_g ：表層地盤の固有周期で、地盤種別を用いた簡易法による方法を用いる場合には「7.3.4.2 地盤種別」による。

α_g ：地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数で、解説表 7.3.6 による。

図 8-2 鉄道構造物等設計基準・同解説における杭応力評価方法の概要
 （「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説
 耐震設計」より引用）

表 8-1 上部構造と地盤の固有周期の整理結果

断面	T_b : 上部構造の固有周期	T_g : 地盤の固有周期	T_b/T_g
鋼桁 1	0.04	0.35	0.12
鋼桁 2	0.24	0.38	0.62
鋼桁 3	0.05	0.34	0.16
鋼桁 4	0.28	0.44	0.62
鋼桁 5	0.23	0.39	0.58
鋼桁 6	0.26	0.43	0.60

8.3 検討結果

検討結果について表 7-2～表 7-3 に、断面力分布を図 8-3～図 8-14 に示す。なお、検討地震動については、照査値が厳しい地震波として $S_s - N_1$ を選定したものの、後述するとおり地盤変位の影響が卓越する結果となったことから、上部工の慣性力と地盤変位の組合せの影響が小さいと考えられるため、照査値が次点である $S_s - F_2$ についても選定した。

照査値が最も厳しい $S_s - N_1$ においては、全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっており、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と概ね一致している。また、 $\beta_1=1$ ($\beta_2=1$) となる時刻の断面力は非常に小さな値を示していることから、地盤変位の影響が卓越する結果となっている。よって、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、最大照査時刻の断面力と有意な差は無く、許容限界以内となっている。

次点の $S_s - F_2$ においても、 $S_s - N_1$ 同様に全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっているが、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力に対して $\beta_1=1$ 及び $\beta_2=1$ となる時刻の断面力の比率は $S_s - N_1$ に比べ大きくなっている。ただし、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、許容限界以内かつ最大照査値である $S_s - N_1$ の応力よりも小さい結果となっている。

以上のことから、動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメントが卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。

なお、本検討で用いている曲げモーメント自体についても、【検討 3】のケース 7 隣接構造物の影響確認に示すとおり、隣接効果を考慮しないことにより、概ね 2 倍程度の裕度を有していることから、その点を踏まえても、健全性には影響ないと判断される。また、今回の検討結果については、地震特性として地盤変位が卓越している $S_s - N_1$ のような地震波においては、静的評価と動的解析では、地盤変位に依存し評価結果が同等となるものの、 $S_s - F_2$ のように地盤と上部構造が卓越する周期帯が異なる地震波の場合には、上部工の影響が支配的となる時刻の断面力と地盤変位の影響が支配的となる時刻の断面力を足し合わせた評価では過度に保守性を積み増している可能性があると考えられる。

表 8-2(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-N1 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -N1 (++) *	桁軸 直交	12408	$\alpha 1 : 0.99$ $\beta 1 : 0.15$ $\beta 2 : 0.15$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12024	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.06$ $\beta 2 : 0.10$		0.85
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			334	$\alpha 1 : 0.11$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.03
(a)+(b)			12358	—		0.87

注記* : 「VI-2-10-2-3-2 杭基礎構造防潮壁 (鋼製遮水壁 (鋼桁)) の耐震性についての計算書」には、同じ照査値で断面力が大きい S_s-N1 (-+) の照査結果を示しているが、本検討では照査値が同じ S_s-N1 (++) の結果にて整理している (曲げモーメントが 12430 (kN・m) に対して 12408 (kN・m) と僅かに小さいものの有意な差が無いことから結論への影響は無いと判断される)。

表 8-2(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-F2 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -F2 (++)	桁軸 直交	8418	$\alpha 1 : 0.96$ $\beta 1 : 0.27$ $\beta 2 : 0.26$	14137	0.60
(a) $\alpha 1=1.00$			7420	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.28$ $\beta 2 : 0.29$		0.52
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			4009	$\alpha 1 : 0.22$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.29
(a)+(b)			11429	—		0.81

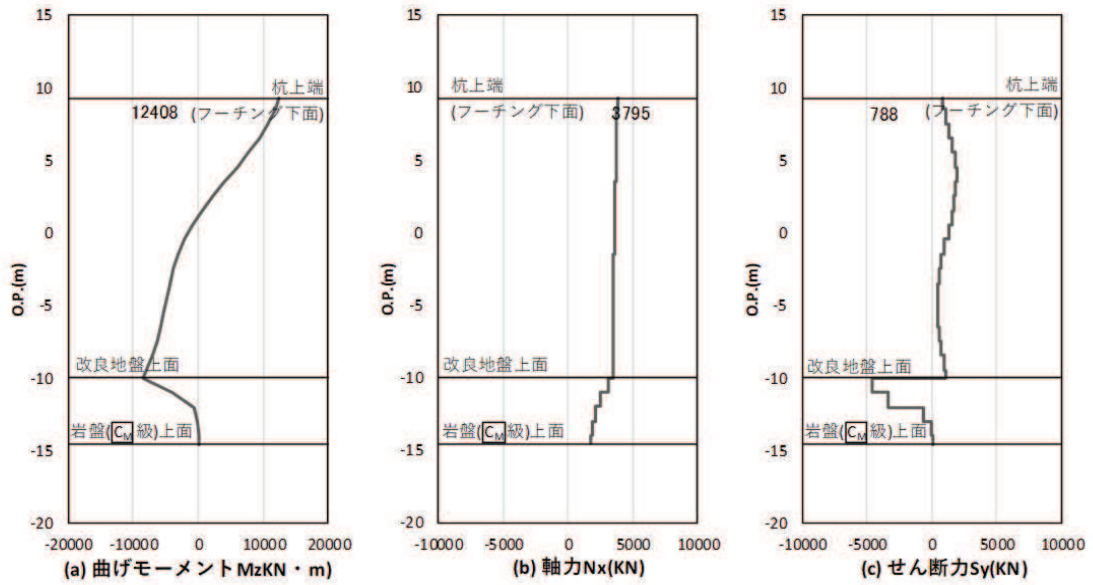


図 8-3 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.90s)
 解析ケース① : 基本ケース

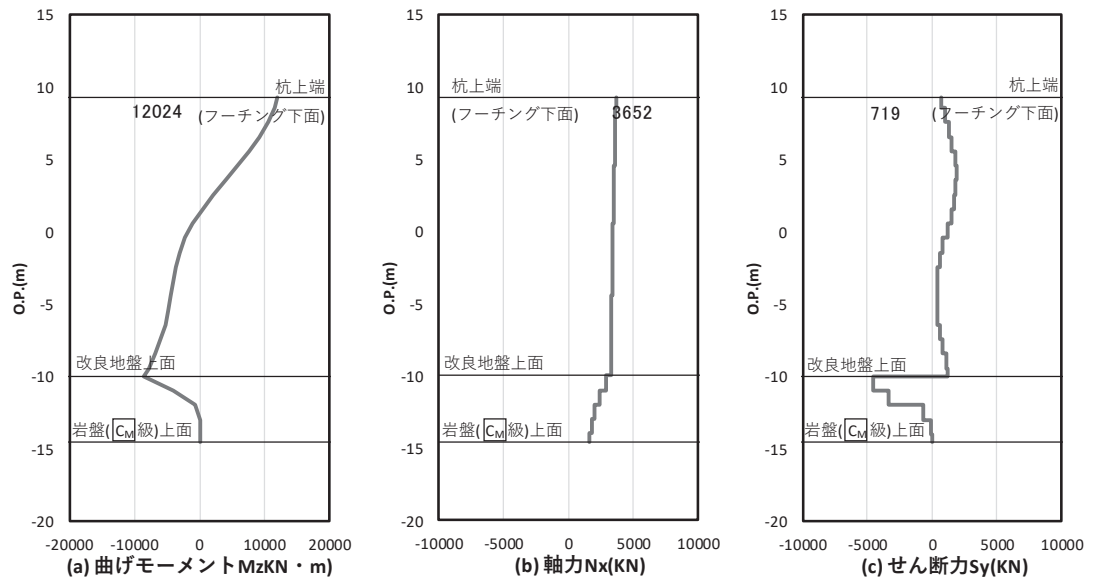


図 8-4 $\alpha 1=1.00$ となる時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, t = 7.90s)
 解析ケース① : 基本ケース

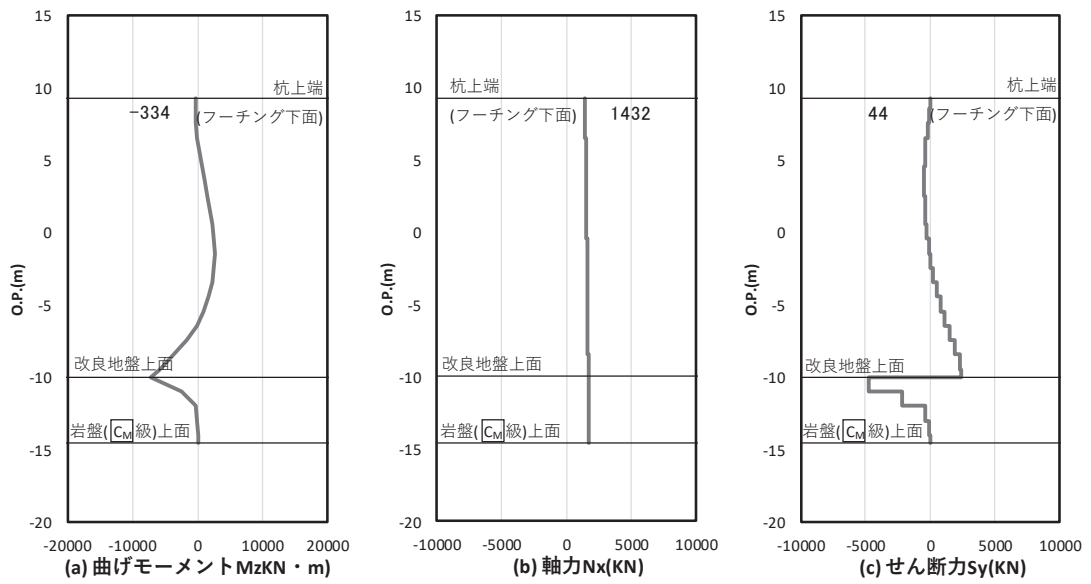


図 8-5 $\beta_1=1.00$ ($\beta_2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.62s$)
 解析ケース① : 基本ケース

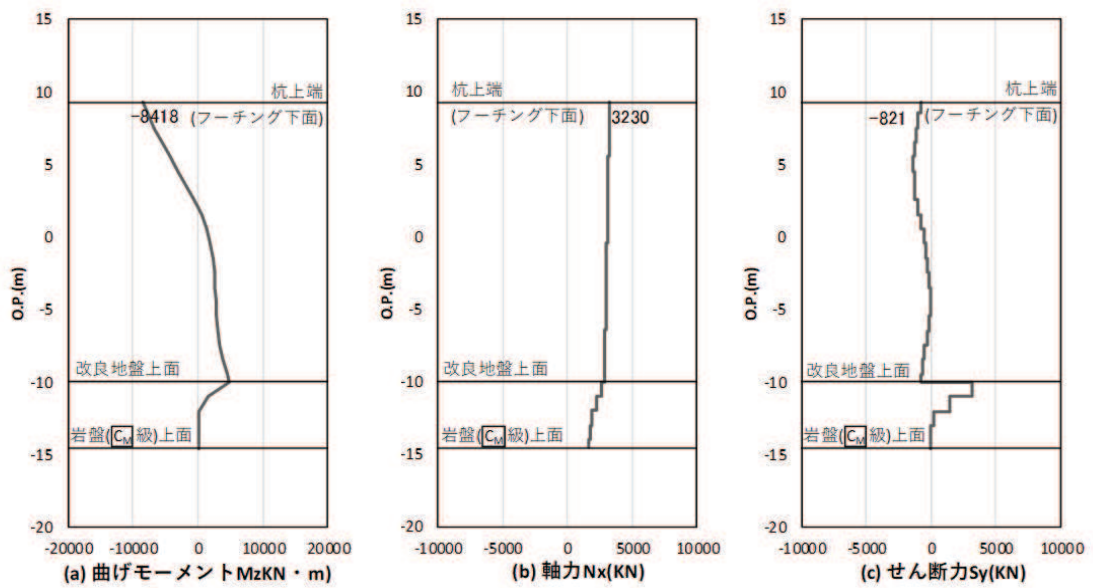


図 8-6 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++), 桁軸直交方向加振時, t = 28.68s)
 解析ケース① : 基本ケース

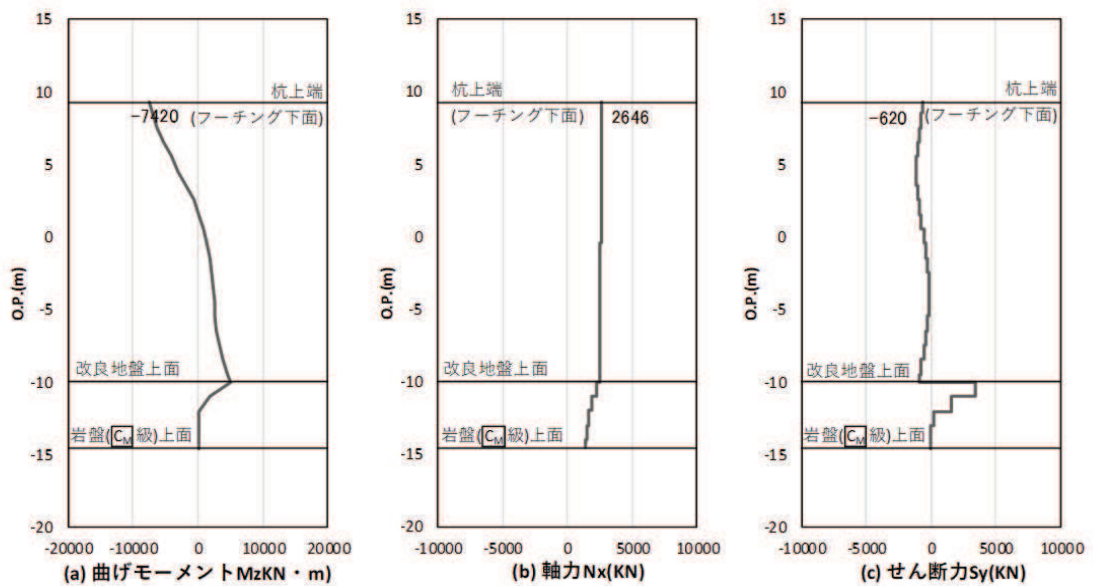


図 8-7 $\alpha 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++), 桁軸直交方向加振時, t = 28.73s)
 解析ケース① : 基本ケース

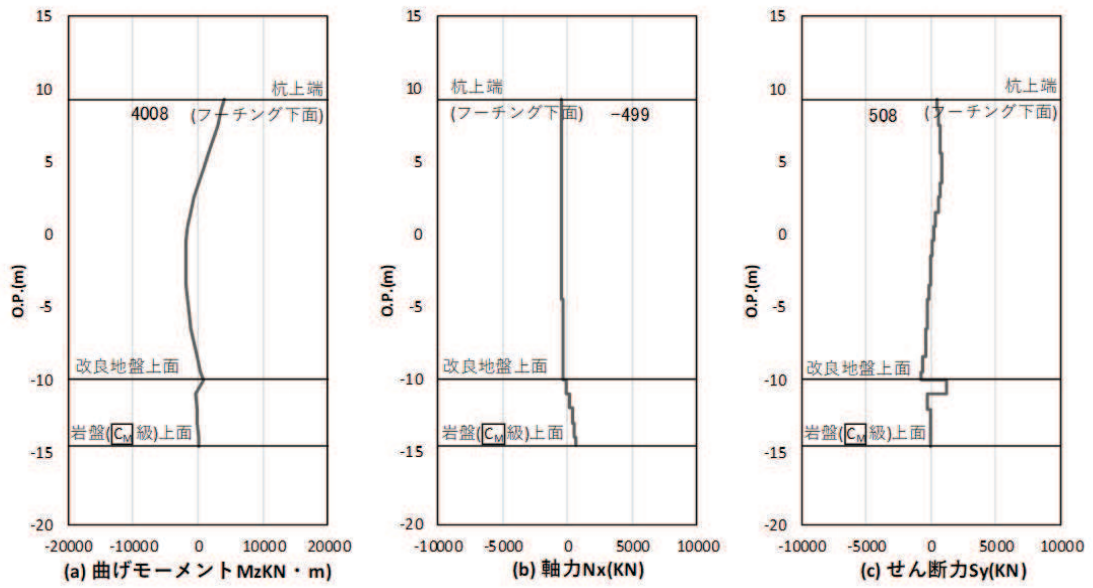


図 8-8 $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.42s$)
 解析ケース① : 基本ケース

表 8-3(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - N_1$ (-+))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - N_1$ (-+)	桁軸 直交	12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$		0.88
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			1199	$\alpha 1 : 0.06$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.09
(a)+(b)			13641	—		0.96

表 8-3(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - F_2$ (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時 刻の $\alpha 1, \beta 1,$ $\beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - F_2$ (++)	桁軸 直交	8496	$\alpha 1 : 0.98$ $\beta 1 : 0.20$ $\beta 2 : 0.20$	14137	0.61
(a) $\alpha 1=1.00$			7981	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.26$ $\beta 2 : 0.36$		0.57
(b) $\beta 1=1.00$			3147	$\alpha 1 : 0.24$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 0.86$		0.23
(c) $\beta 2=1.00$			4133	$\alpha 1 : 0.42$ $\beta 1 : 0.88$ $\beta 2 : 1.00$		0.30
(a)+MAX (b), (C)			12114	—		0.86

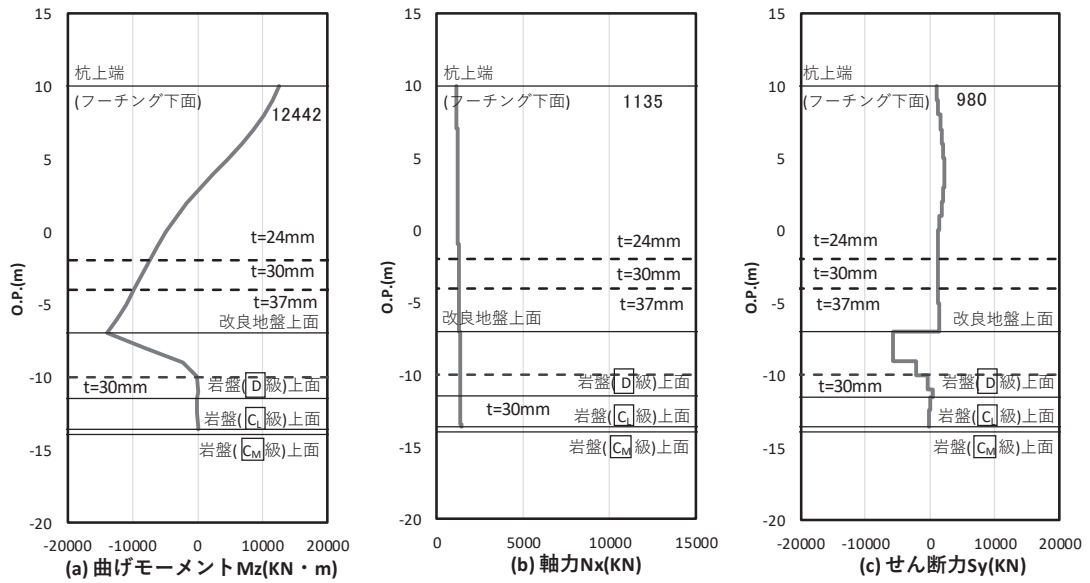


図 8-9 最大照査時刻 ($\alpha = 1.00$ となる時刻) における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$)
 解析ケース① : 基本ケース

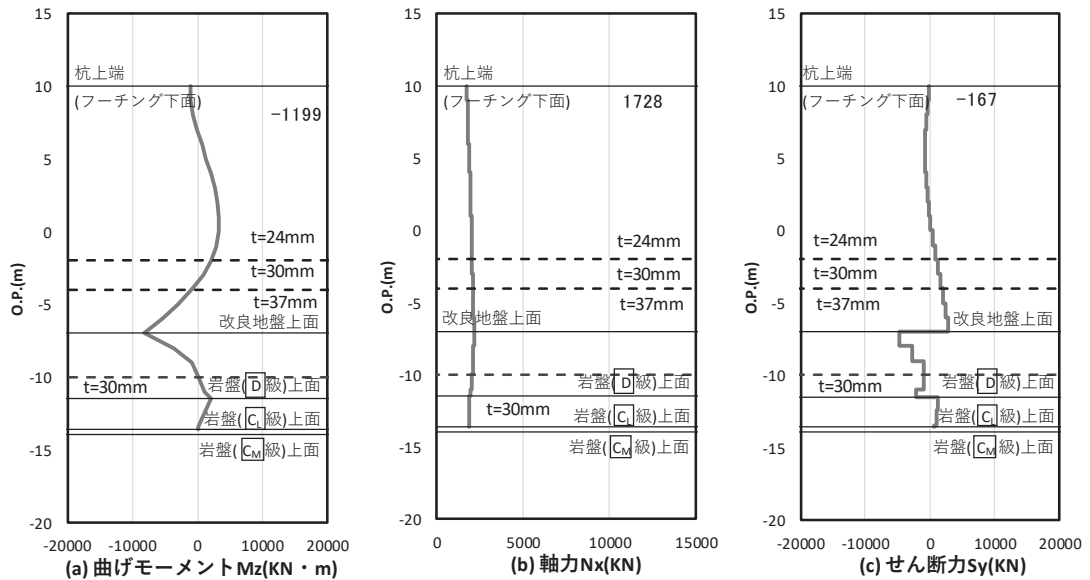


図 8-10 $\beta_1 = 1.00$ ($\beta_2 = 1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.61s$)
 解析ケース① : 基本ケース

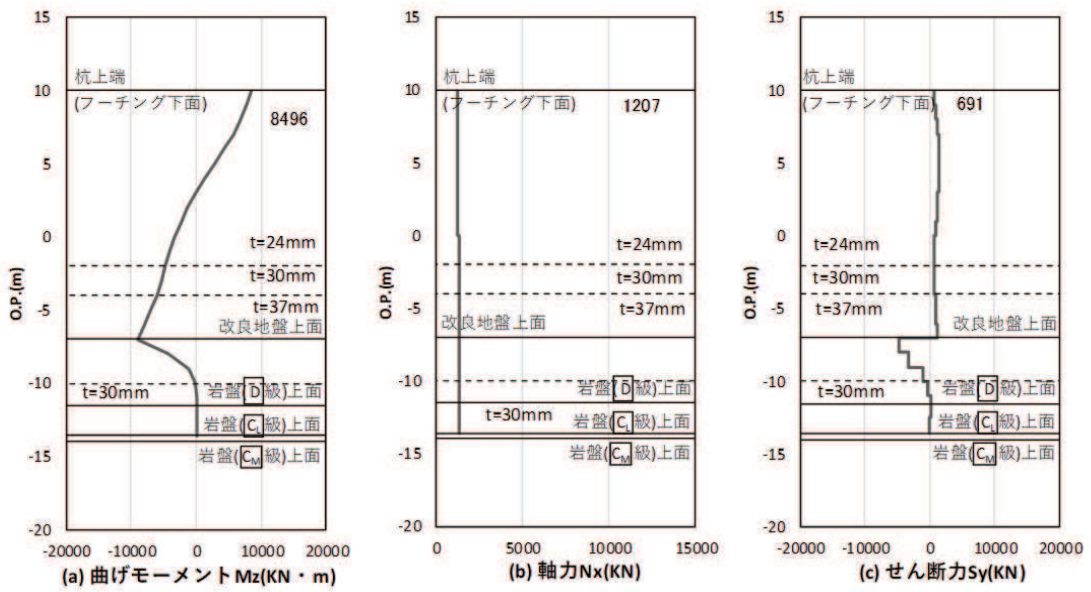


図 8-11 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.68s$)
 解析ケース① : 基本ケース

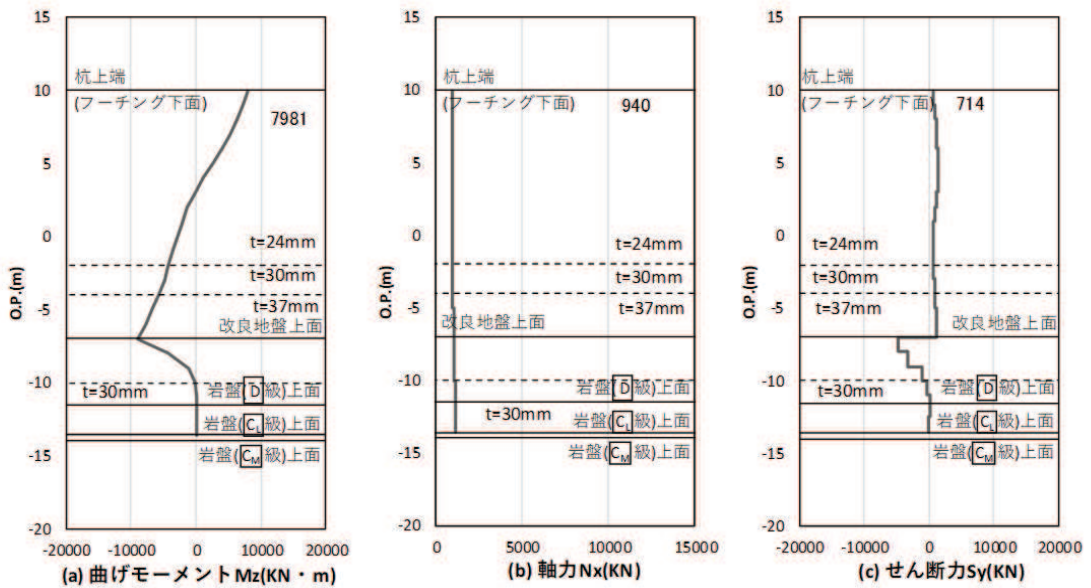


図 8-12 $\alpha = 1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.72s$)
 解析ケース① : 基本ケース

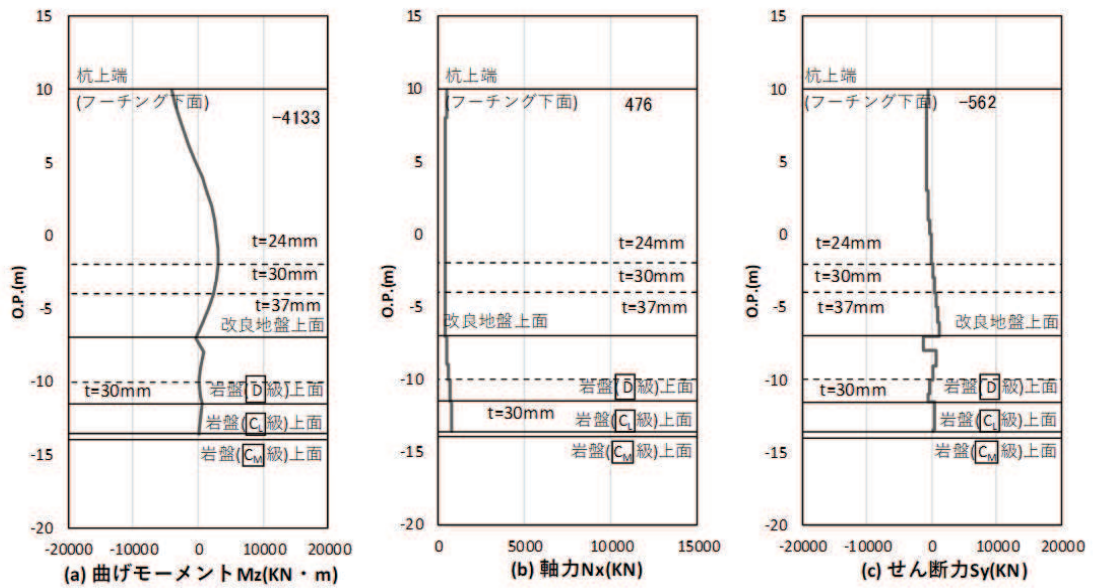


図 8-13 $\beta 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.41s$)
 解析ケース① : 基本ケース

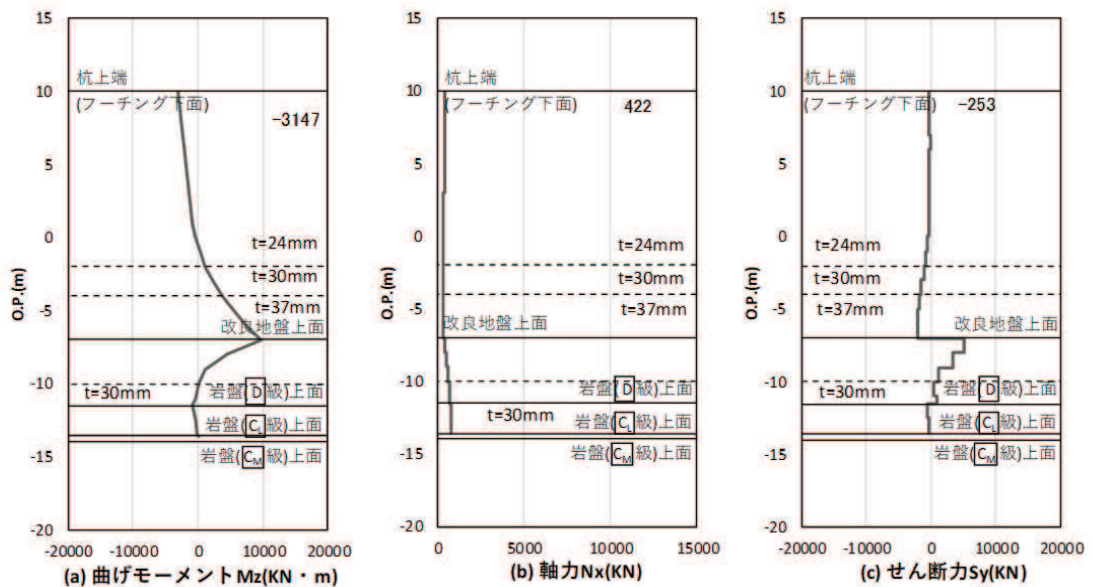


図 8-14 $\beta 2=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.31s$)
 解析ケース① : 基本ケース

9. 地盤ばねの設定に係る妥当性検討【補足検討④】

9.1 検討方針

地盤ばねの設定において初期ばね定数の算定に用いる地盤の剛性については、キャスク規程を参照し、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いている。【補足検討④】では地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、応答の違いについて確認する。

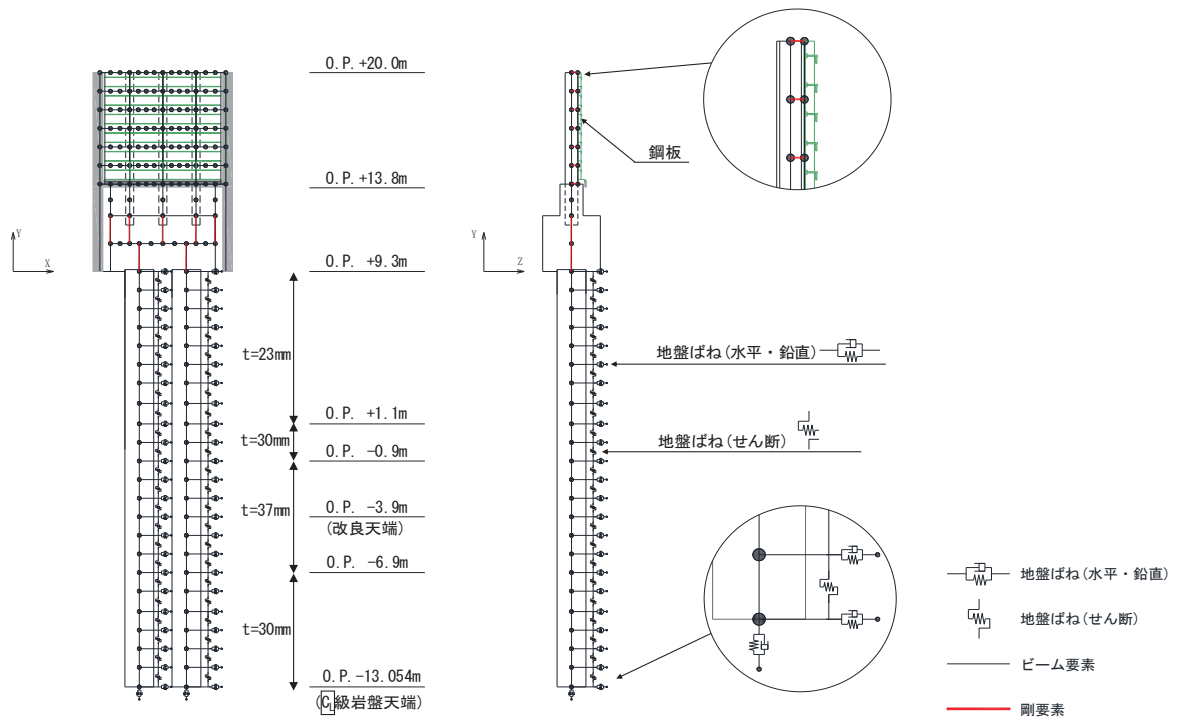
具体的には、耐震評価に用いている方法（ケース A）に対して、パラメータスタディとして、より地盤剛性が低下した場合（ケース B）と、地震応答解析モデルに入力する地盤応答と収束剛性の算出に用いる地震応答解析を等価線形解析に一致させた場合（ケース C）で、地震応答解析を実施し、応答値（断面力、加速度）を比較する。

検討対象は、鋼製遮水壁（鋼板）を代表に、上部工への影響と下部工への影響の観点で、それぞれの照査値が最も厳しい断面を選定し行う。上部工に関しては断面④（Ss-D2，鋼製支柱の照査値最大）を、下部工に関しては断面①（Ss-N1，鋼管杭の照査値最大）を選定する。

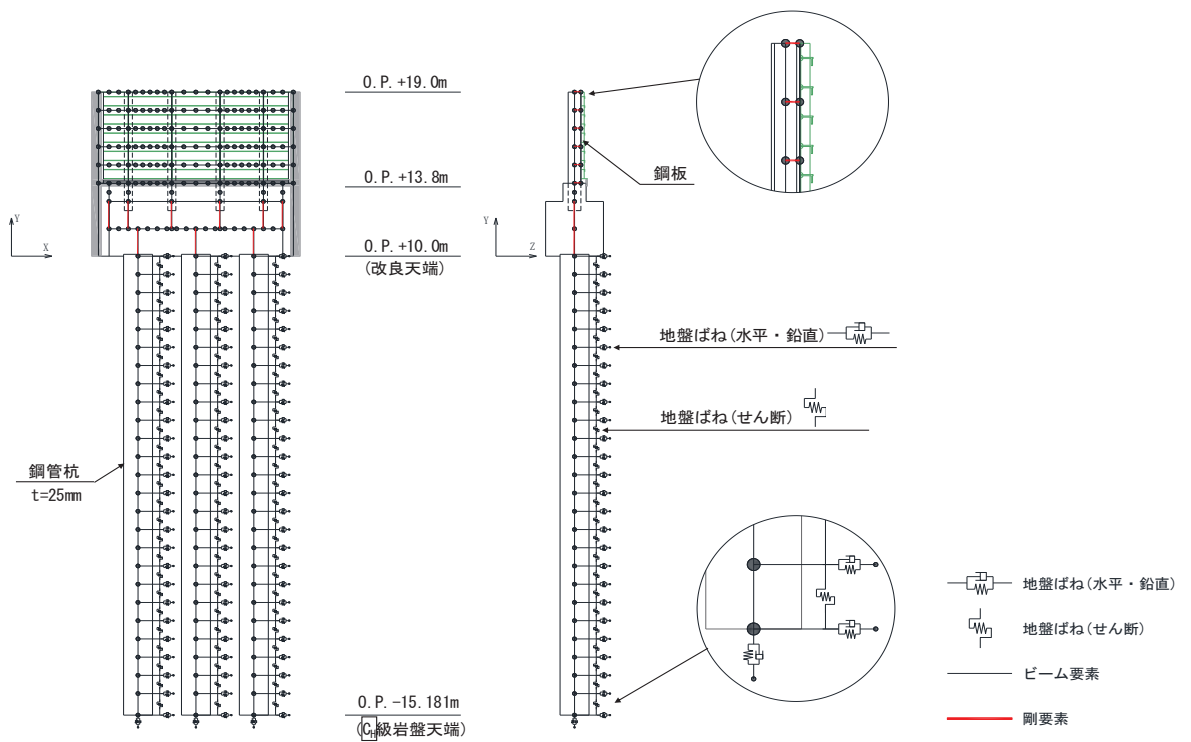
検討ケースの概要を表 9-1 に、評価対象断面の概要を図 9-1 に示す。

表 9-1 検討ケースの概要

検討ケース	地盤ばねの初期剛性	地盤応答	備考
A	収束剛性 (G_{eq})	全応力逐次非線形 (Soilplus)	耐震評価に用いている 設定方法
B	全応力逐次非線形に基づく 最小せん断剛性 (G')	全応力逐次非線形 (Soilplus)	G' ：せん断ひずみ最大 時刻における剛性 (A に比べ剛性低下の 影響が大きくなる)
C	収束剛性 (G_{eq})	等価線形解析 (ArkQuake)	キャスク規程に記載の 基本ケース (C に比べ剛性低下の影 響が小さくなる)



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面①)



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面④)

図 9-1 評価対象断面の概要

9.2 検討結果

各ケースの照査値を表 9-2 及び表 9-3 に示す。なお、鋼管杭の断面力分布の比較を図 9-2 に示す。

より地盤剛性が低下した場合（ケース B）と、地震応答解析モデルに入力する地盤応答と収束剛性の算出に用いる地震応答解析を等価線形解析に一致させた場合（ケース C）で、上部構造の鋼製支柱については有意な差が生じない結果となっている。鋼管杭については、検討ケース C において若干の照査値の低下が認められるが、ケース A, B において照査値に有意な差は生じておらず、前述の有効応力解析との比較にて示す内容と併せても、妥当な評価手法となっているものと考えられる。

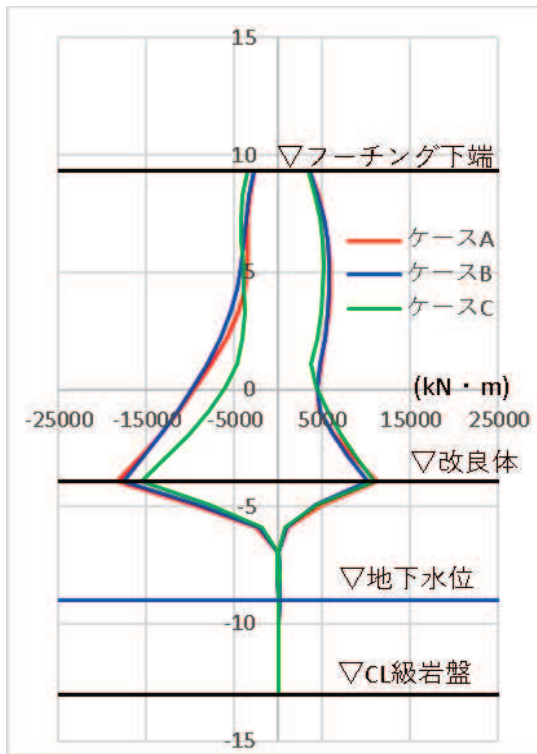
以上より、耐震評価に用いている地盤ばねの初期剛性の設定方法は問題ないものと判断される。

表 9-2 鋼製支柱の照査結果（曲げ・軸力の破壊）

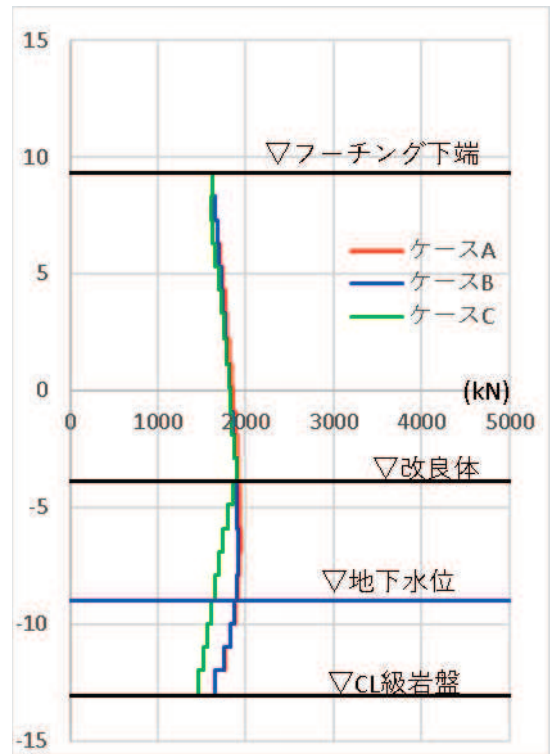
検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m ²)	許容値 (kN/m ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S s - D 2 (++)	821	1868	136	382	0.36
B		825	1872	136	382	0.36
C		838	1898	139	382	0.37

表 9-3 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
A	S s - N 1 (++)	18366	1108	26160	0.70
B		17693	1169	26138	0.68
C		15632	994	26201	0.60



(曲げモーメント)



(軸力)

図 9-2 鋼管杭の断面力分布 (断面① : Ss-N1)

10. 検討結果

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記＊：地盤改良外側に分布する液状化検討対象層の液状化等による変形の影響を受けないこと

【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、FEM モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、FEM モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した FEM モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、FEM モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ること

を確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D[設計用地下水位+1m]，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

また、耐震評価結果の妥当性に係る補足検討として、【補足検討①】～【補足検討④】を行い、以下について確認した。

- ・ 第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から2次元モデルを用いた影響検討を実施し、僅かな違いはあるものの、施設の健全性に影響のないレベルであることを確認した。（【補足検討①】）
- ・ 質点系モデルの補足検討として、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとするものの妥当性について、FEMモデル（有効応力解析）を用いてパラメータスタディを行い、相互作用を考慮しない場合の方が、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合も含め、構造部に作用する応答値が保守的あるいは概ね同値となる設定であることを確認した。（【補足検討②】）
- ・ 動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメントが卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。（【補足検討③】）
- ・ 地盤ばねの設定において初期ばね定数の算定に用いる地盤の剛性については、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いることの妥当性として、地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、より剛性低下した場合などに比べ有意な差が無く、上記設定方法で問題ないことを確認した（【補足検討④】）。

11. 解析条件 (FEM モデル)

11.1 解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

解析手法は、前述のとおり、側方地盤の液状化影響等の影響を考慮するため、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

地震応答解析手法の選定フローを図 11-1 に示す。

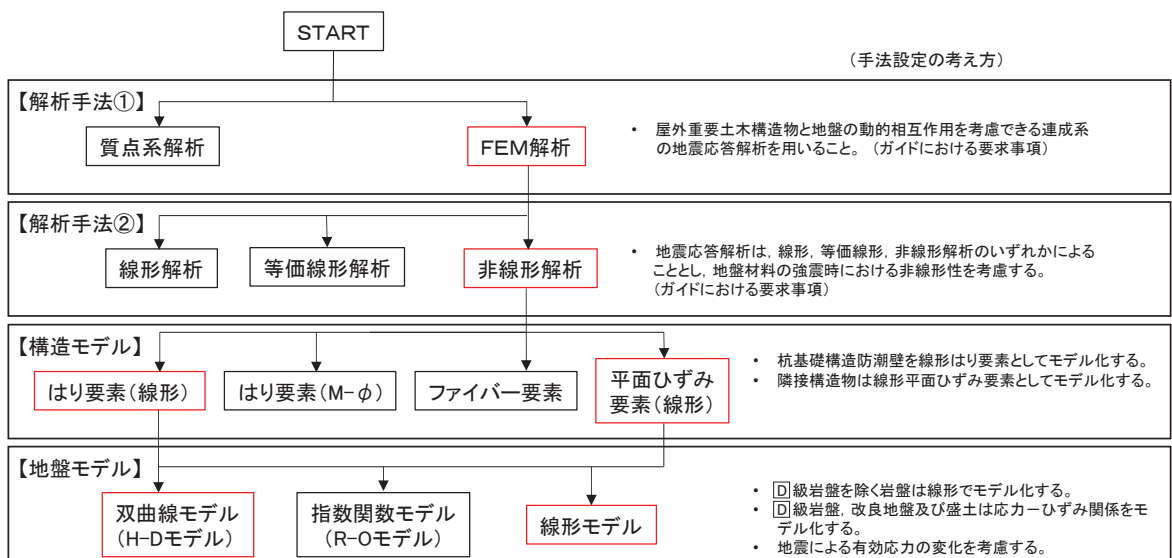


図 11-1 地震応答解析手法の選定フロー

11.2 解析モデル

各ケースの解析モデル図を図 11-2 に示す。

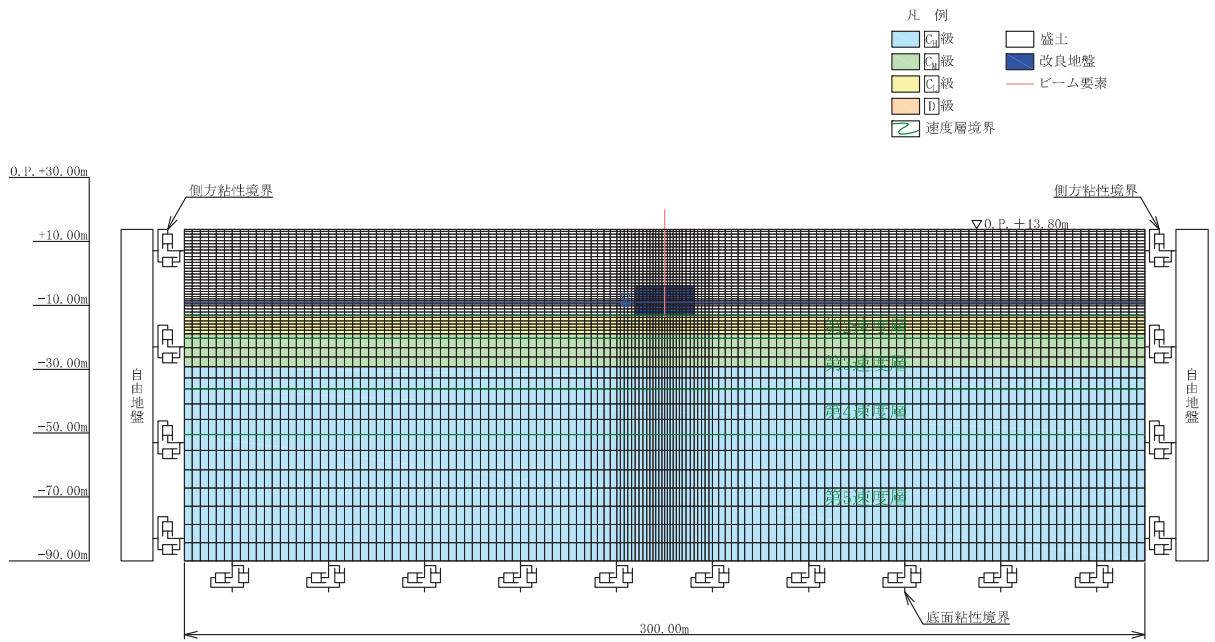


図 11-2(1) 検討用解析モデル
(ケース 1 (基本ケース 1))

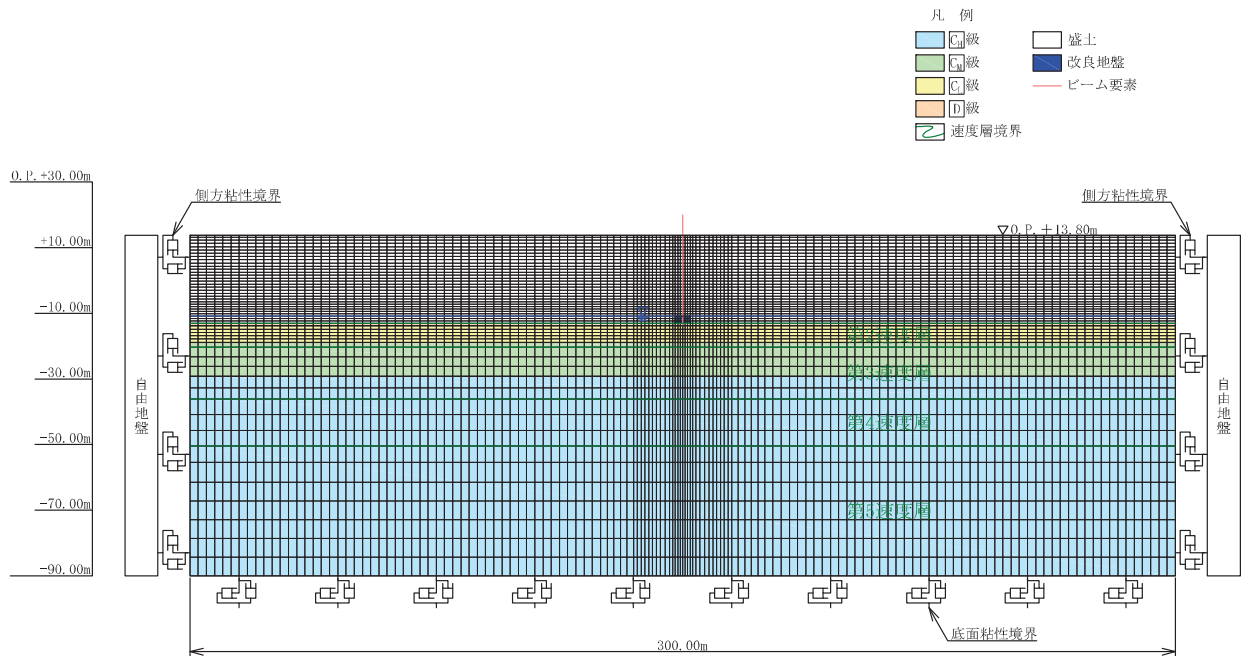


図 11-2(2) 検討用解析モデル
(ケース 2 (基本ケース 2))

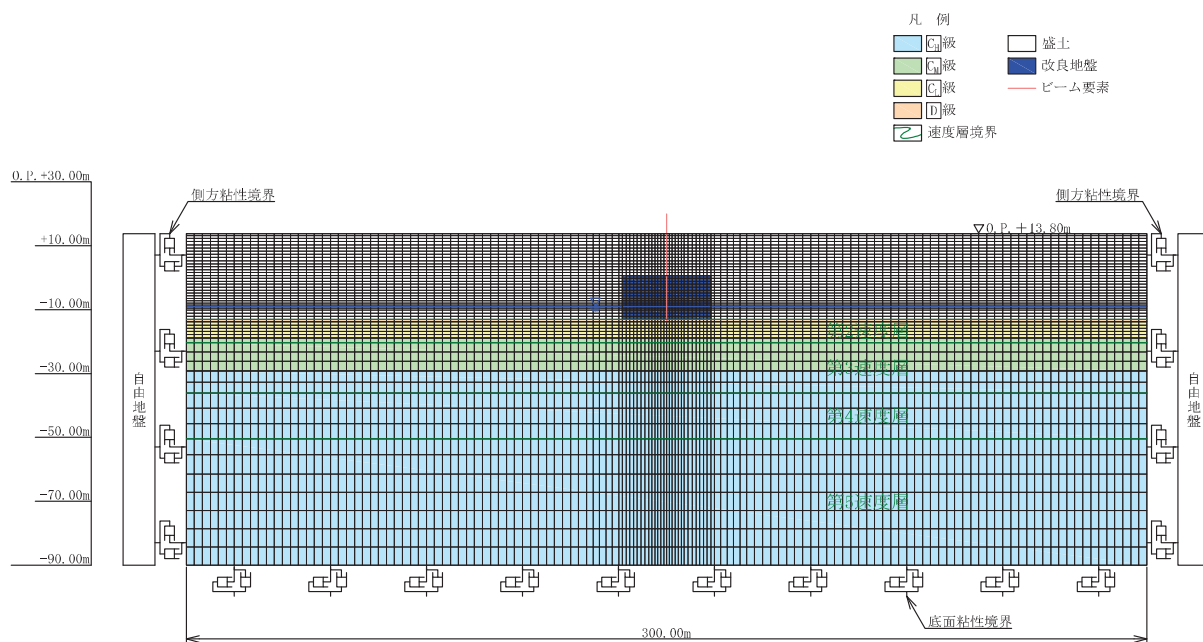


図 11-2(3) 検討用解析モデル
(ケース 3 (基本ケース 3))

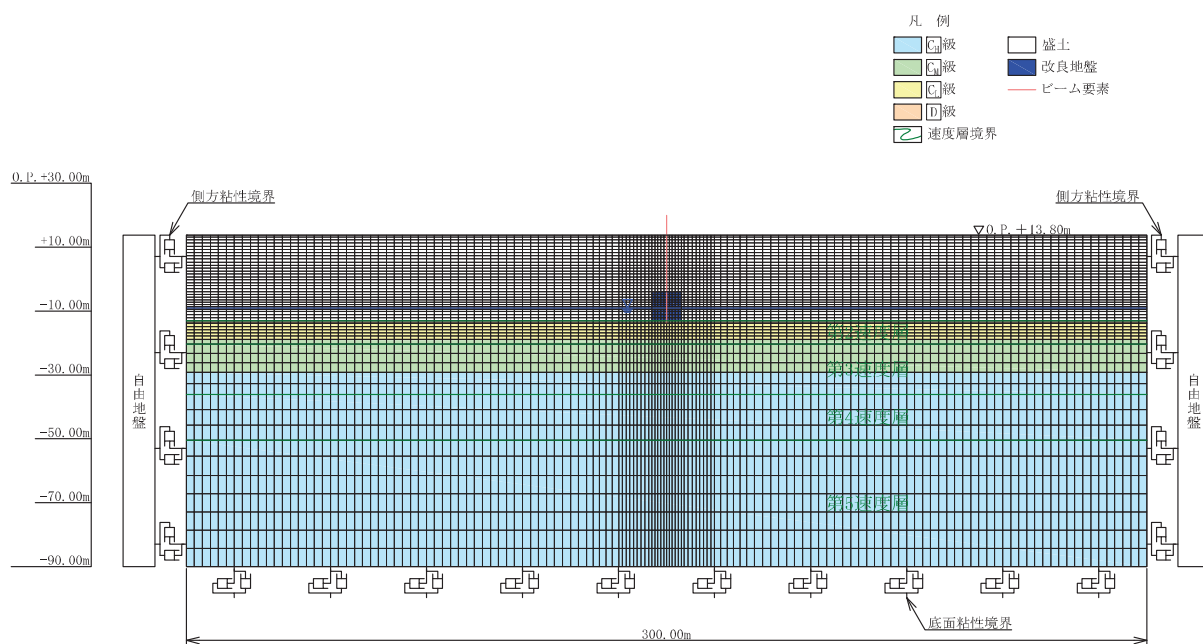


図 11-2(4) 検討用解析モデル
(ケース 4(1))

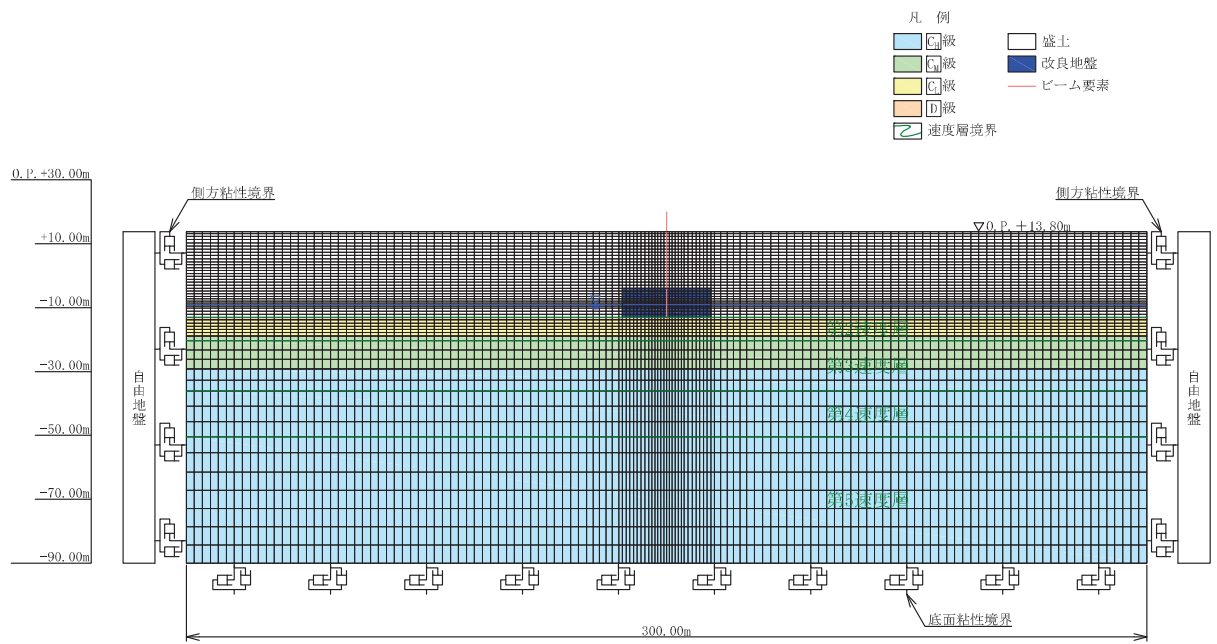


図 11-2(5) 検討用解析モデル
(ケース 4(2))

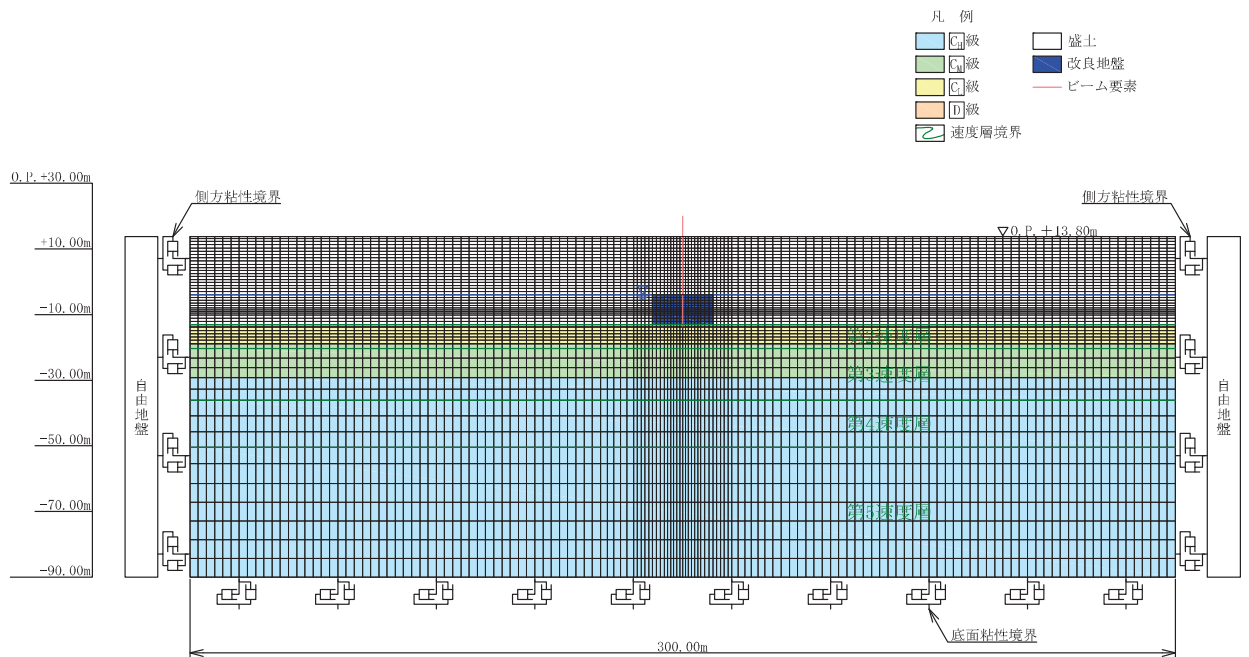


図 11-2(6) 検討用解析モデル
(ケース 5(1))

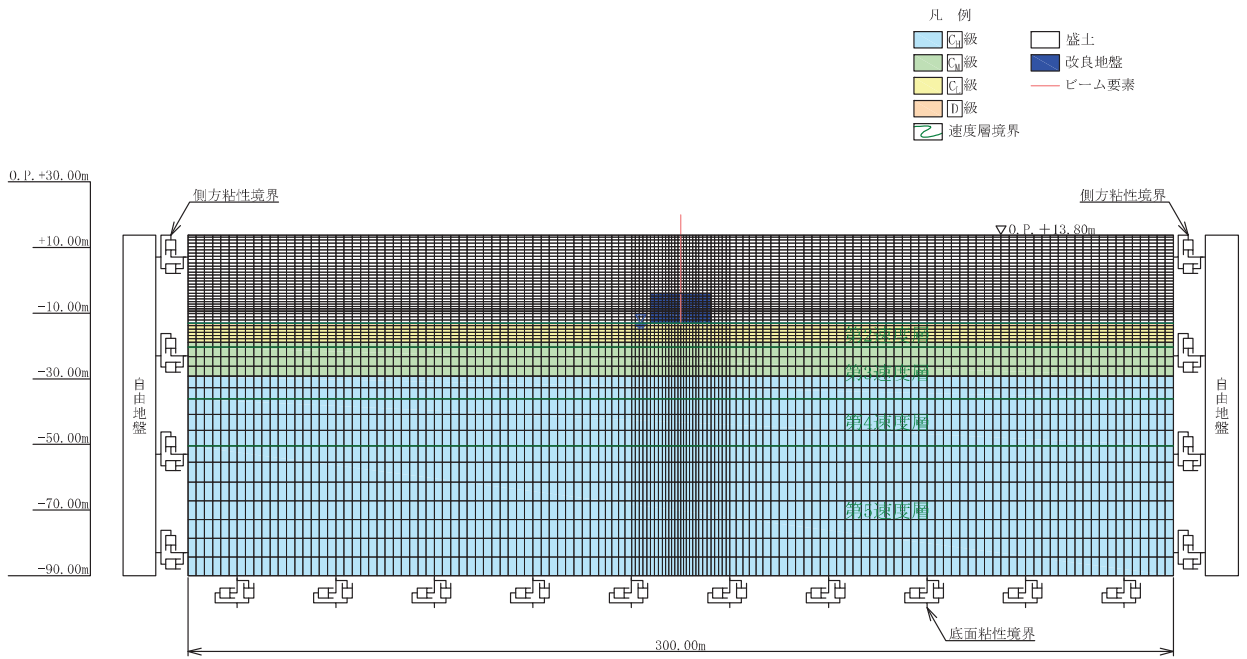


図 11-2(7) 検討用解析モデル
(ケース 5(2))

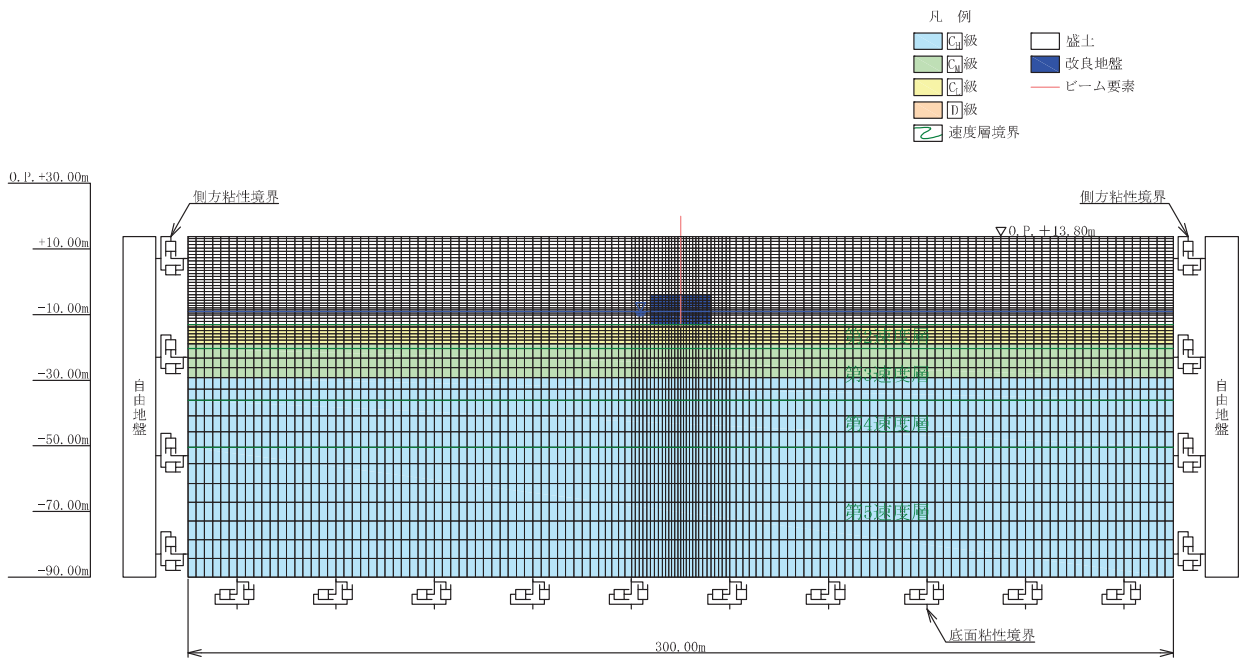


図 11-2(8) 検討用解析モデル
(ケース 6(1))

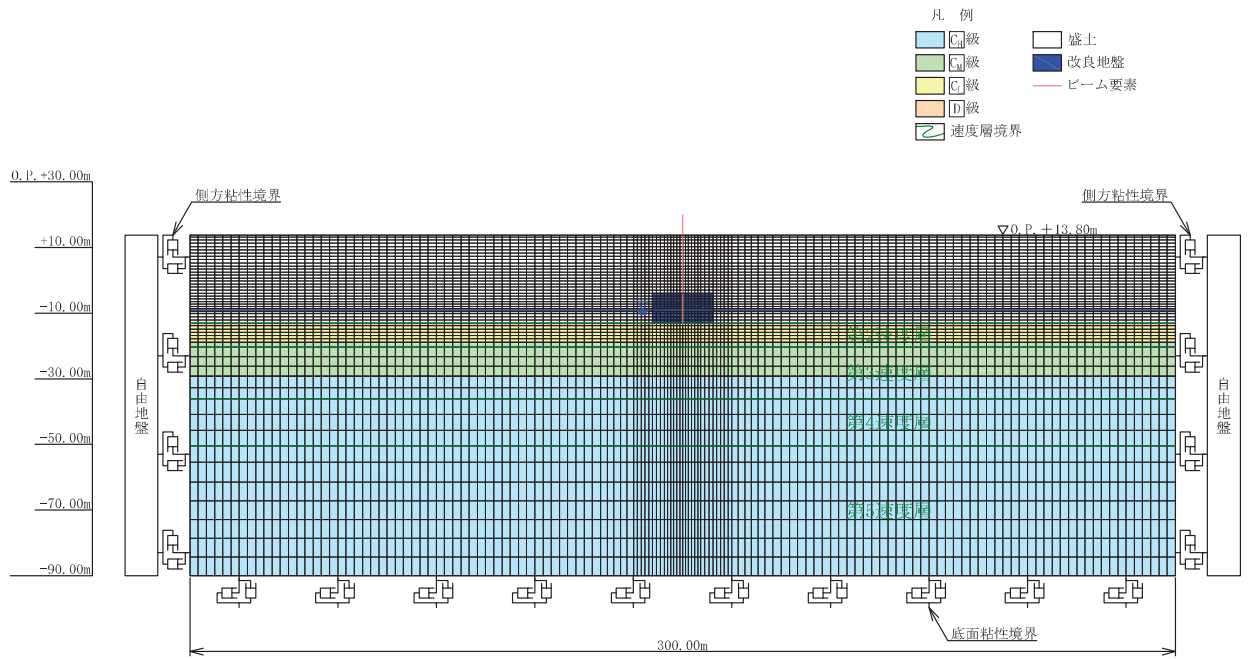


図 11-2(9) 検討用解析モデル
(ケース 6(2))

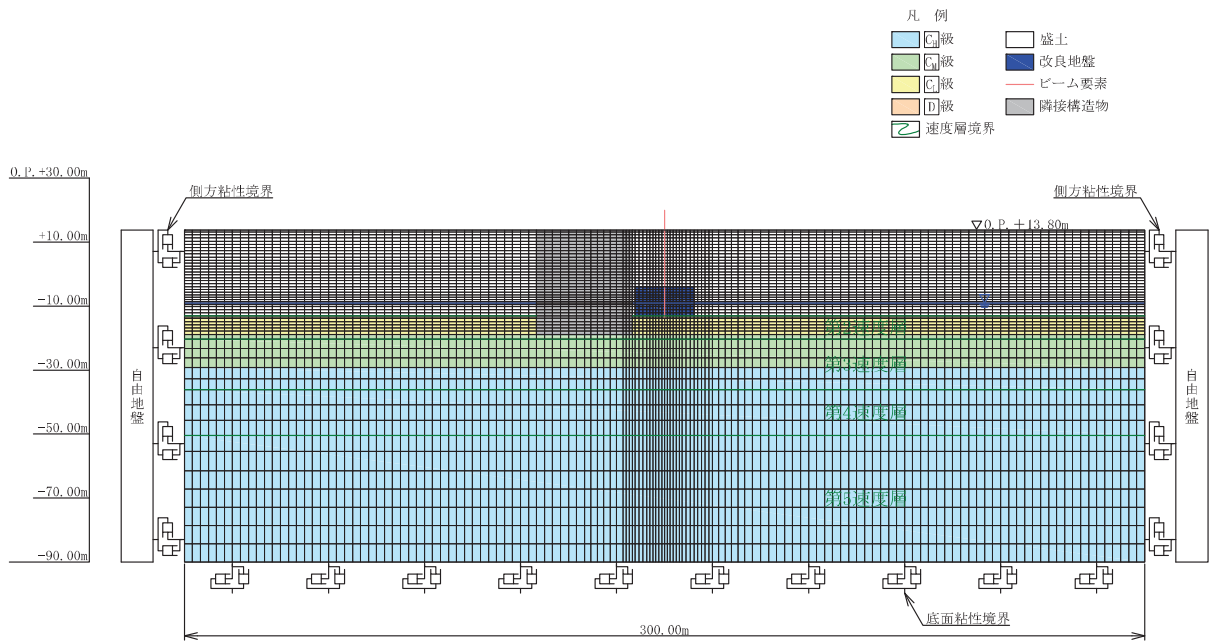


図 11-2(10) 検討用解析モデル
(ケース 7(1))

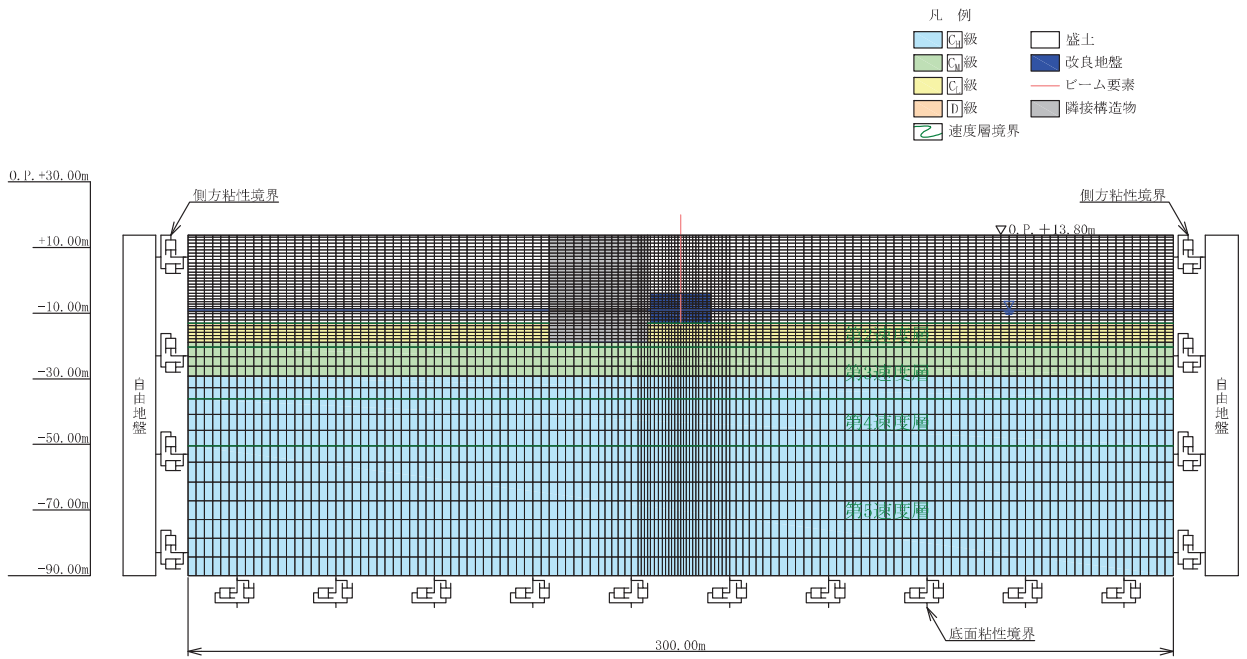


図 11-2(11) 検討用解析モデル
(ケース 7(2))

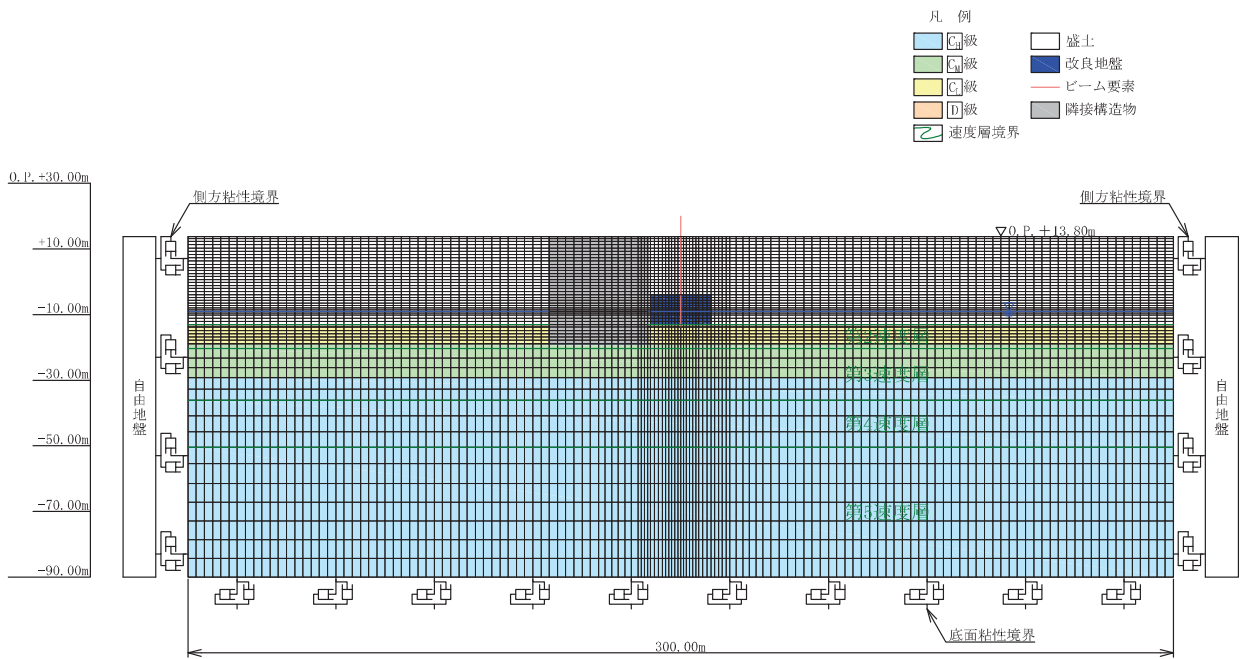


図 11-2(12) 検討用解析モデル
(ケース 7(3))

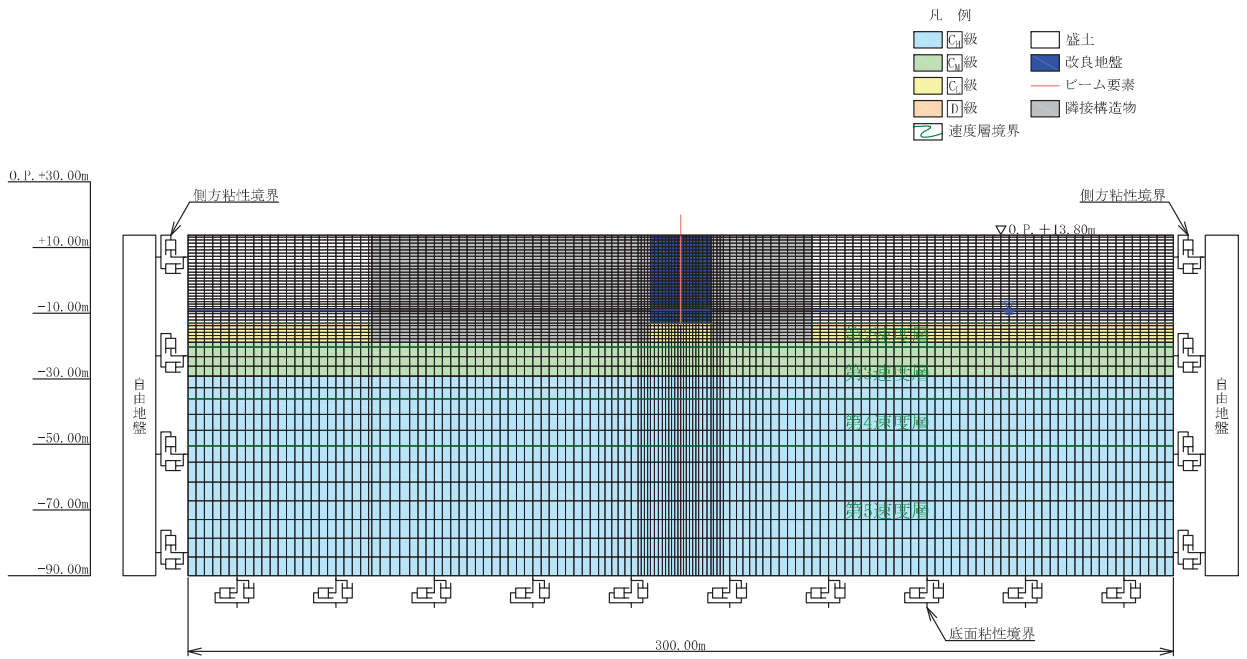


図 11-2(13) 検討用解析モデル
(ケース 7(4))

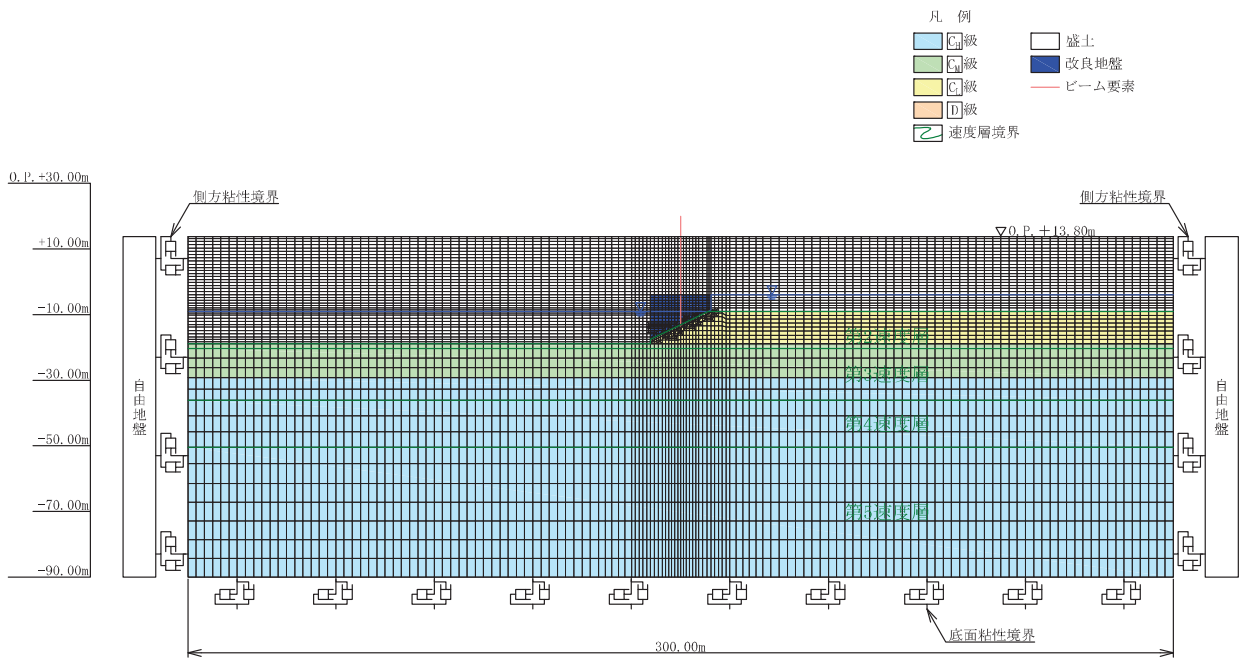


図 11-2(14) 検討用解析モデル
(ケース 8)

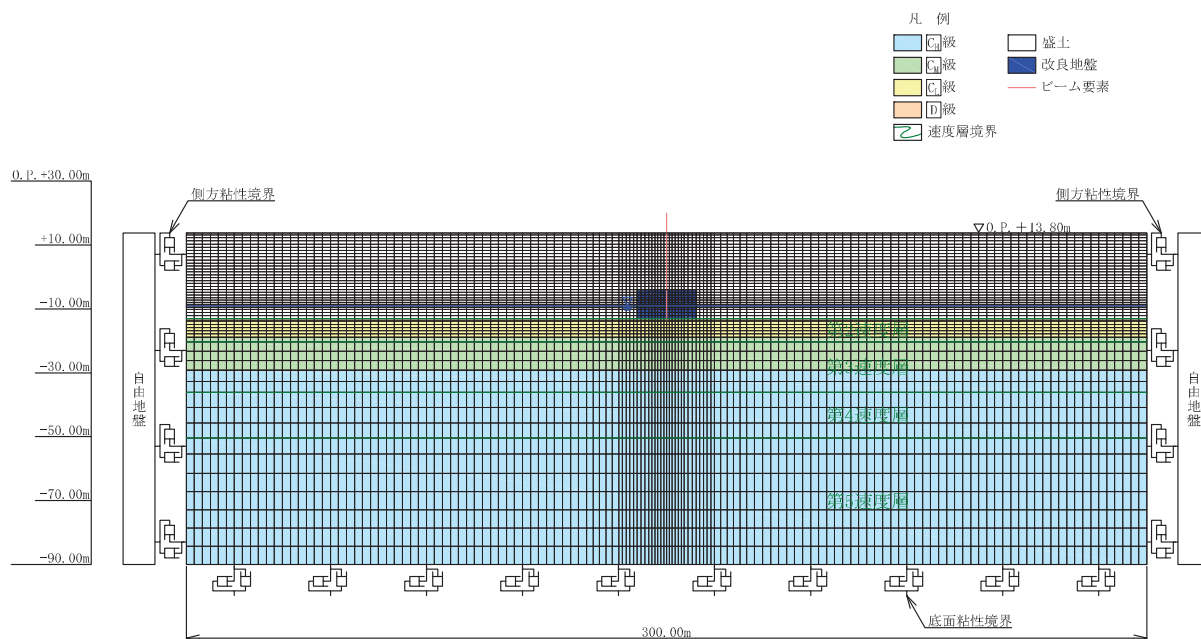


図 11-2(15) 検討用解析モデル
(ケース 10)

① 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 11-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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

解析モデルの下端については、0. P. -90.0m までモデル化する。

地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 11-4 に示す。

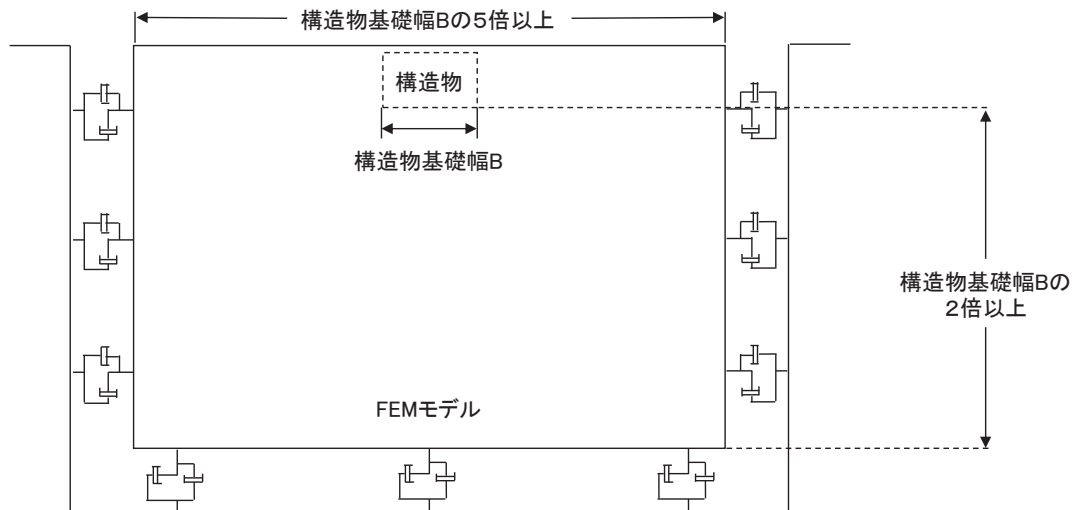


図 11-3 モデル化範囲の考え方

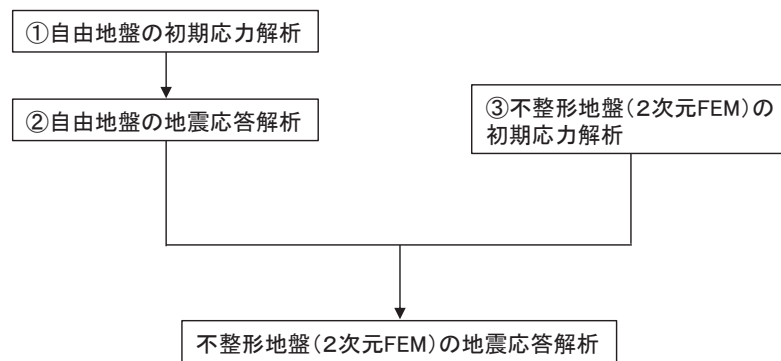


図 11-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

② 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 11-5 に示す。

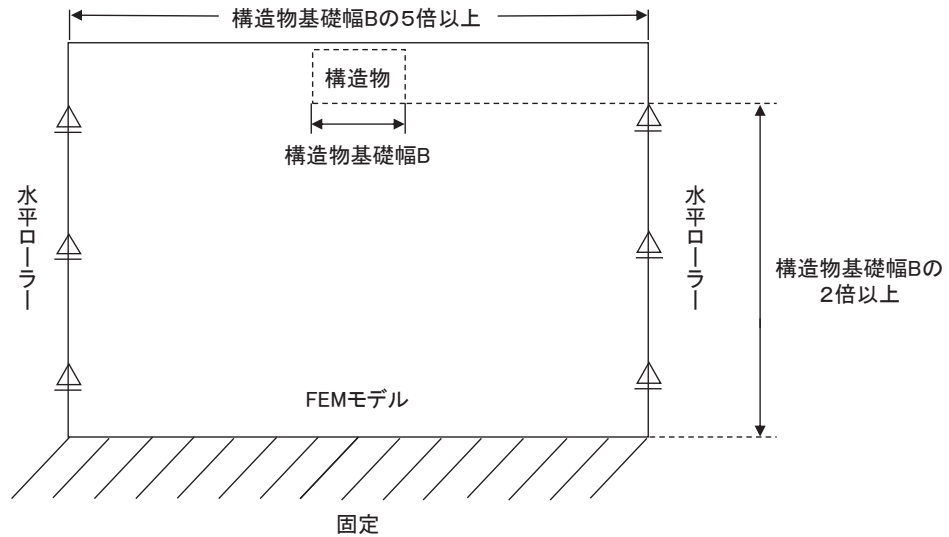


図 11-5 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 11-6 に示す。

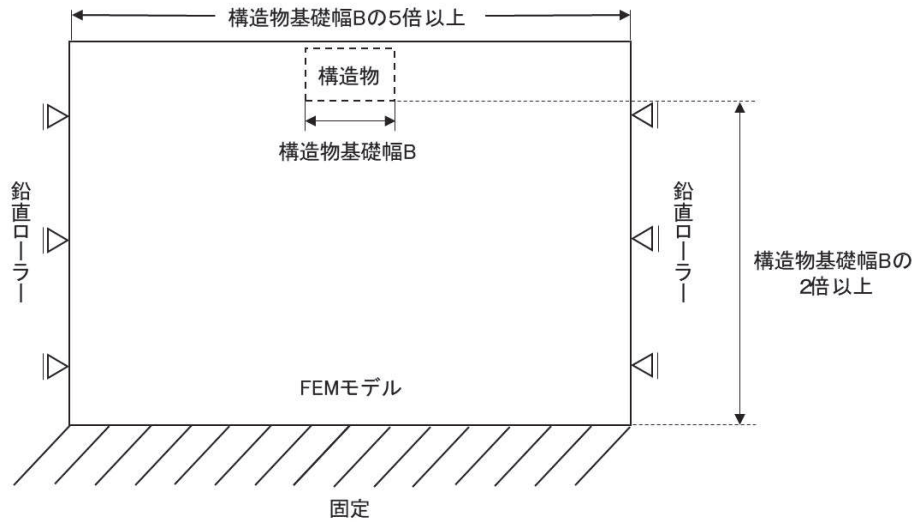


図 11-6 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、二次元有限要素法解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

11.3 構造物のモデル化

① 防潮壁

防潮壁は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。表 10-1 に材料の物性値を示す。

鋼管杭，フーチング，ペDESTAL，上部工の断面諸元は，それぞれ杭一本あたりに換算して解析モデルに反映させている。上部工については，図 11-7，図 11-8 に示すように鋼製支柱（H 鋼）及び鋼板（鋼製パネル）の平面的な配置に基づいて断面諸元を設定している。

鋼管杭，フーチング，ペDESTAL及び上部工は図 11-9 に示すように，解析断面奥行き方向に 3m 間隔で杭が配置されるような一様な構造をとるものとしてモデル化する。なお，フーチング長さの影響を考慮する【検討 5】ケース 10(2)，10(3)においては，図 11-10 に示すように，解析断面奥行き方向に 10m 間隔で杭が配置されるような一様な構造をとるものとしてモデル化する。

表 10-1 材料の物性値（線形はり要素）

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.5	2.8×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.0×10^5	0.3

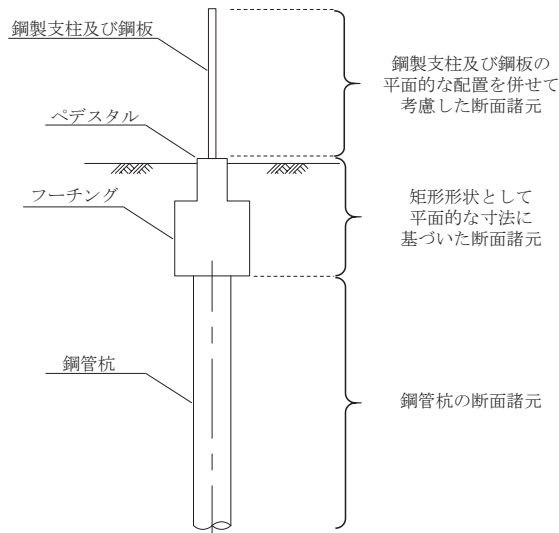


図 11-7 防潮壁の断面諸元概要

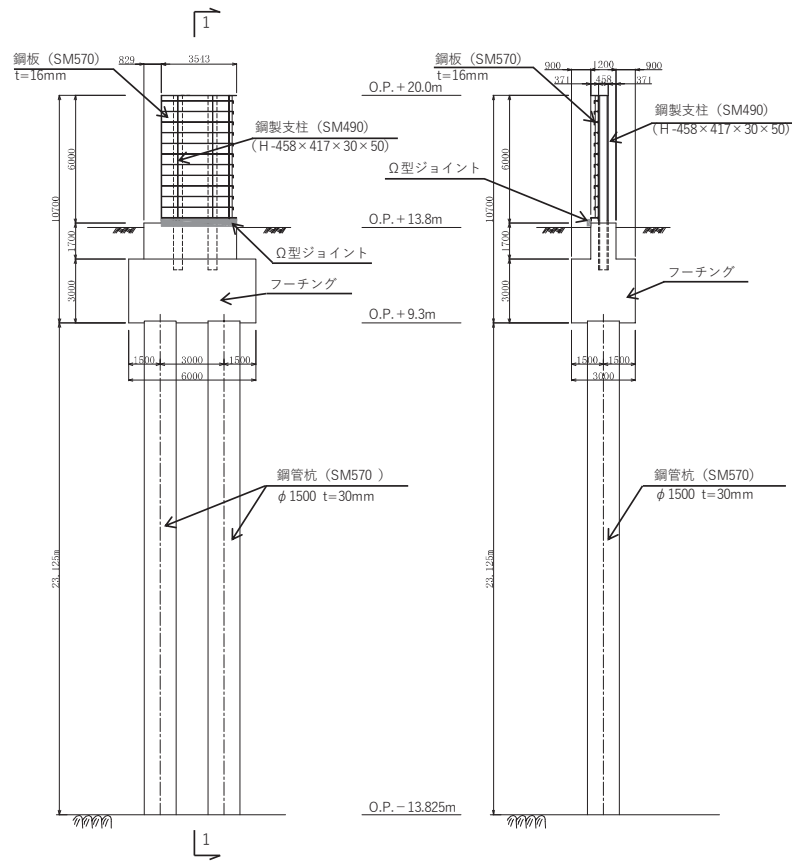


図 11-8 検討用モデルの構造概要

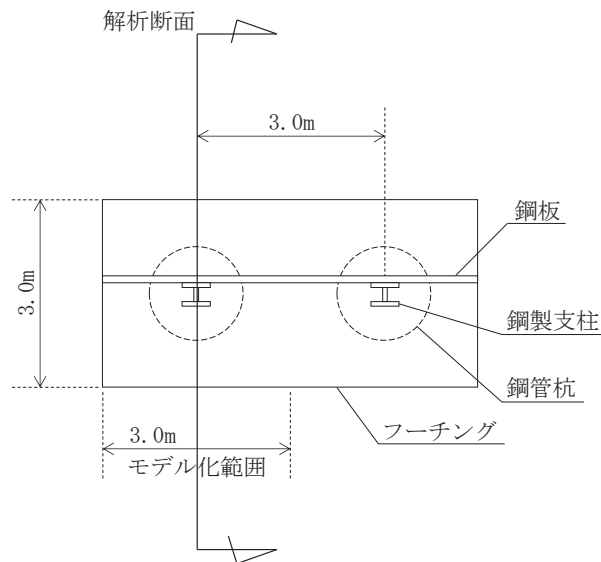


図 11-9 断面奥行き方向のモデル化概要 (平面図)

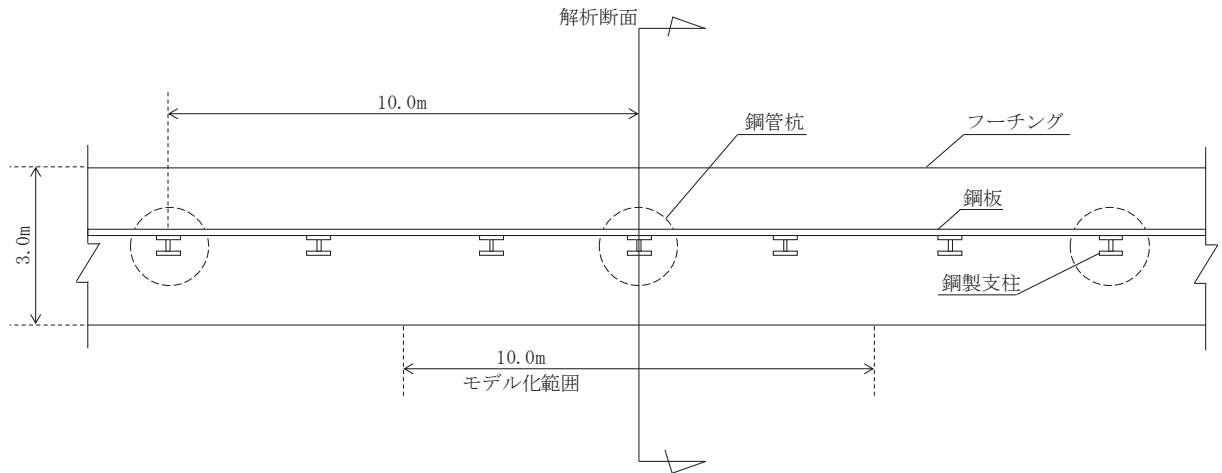


図 11-10 断面奥行き方向のモデル化概要（平面図）
（ケース 10(2)(3)のみ）

地盤と杭の接合面は，杭－地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の 3 次元効果を 2 次元モデルで考慮する。

杭－地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 11-11 に杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性を示す。

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

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

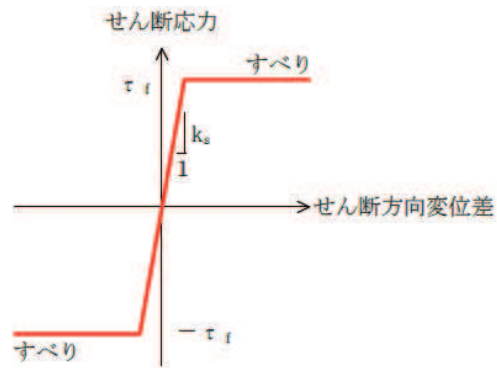


図 11-11 杭－地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」に基づき杭径及び杭間隔より設定する。

フーチングと地盤間には、「補足 610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料 1 7. ジョイント要素のばね設定」に準じジョイント要素を設定する（フーチング側部の地盤との相互作用の影響を検討する【検討 5】ケース 10(1)(3)を除く）。

② 隣接構造物

隣接構造物は、第2号機海水ポンプ室相当の等価剛性を与えた平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する（ケース7(1)）。なお、前述のとおり剛性のパラメータスタディ（ケース7(2), (3)）においては、剛性を2倍、0.5倍としてモデル化する。さらに、原子炉建屋と海水ポンプ室間を模擬したパラメータスタディ（ケース7(4)）においては、原子炉建屋相当の等価剛性を与えた線形平面応力要素でモデル化する。

等価剛性の設定は、「補足610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料1 11. 等価剛性モデルの設定方針」に示す方法に準じ算定する。なお、原子炉建屋においては、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」（土木学会，2009）を参考に、原子炉建屋のSRモデルから算定する。

隣接構造物と地盤間には、「補足610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料1 7. ジョイント要素のばね設定」に準じジョイント要素を設定する。

表10-2に隣接構造物の物性値を、図11-12に隣接構造物のモデル化概要図を示す。

表10-2 隣接構造物の物性値

想定する 隣接構造物	適用ケース	ヤング係数* (N/mm ²)	ポアソン比
海水ポンプ室	ケース7(1) 及びケース7(4)	7.625×10 ²	0.2
	ケース7(2)	1.525×10 ³	0.2
	ケース7(3)	3.812×10 ²	0.2
原子炉建屋	ケース7(4)	9.770×10 ²	0.3

注記*：実際のモデルでは深度方向の物性値の違い等があるが、本検討においては解析手法の妥当性として隣接効果の影響を確認することが目的であるため、面積重みづけ平均により平均化し、一律の物性値でモデル化を行う。

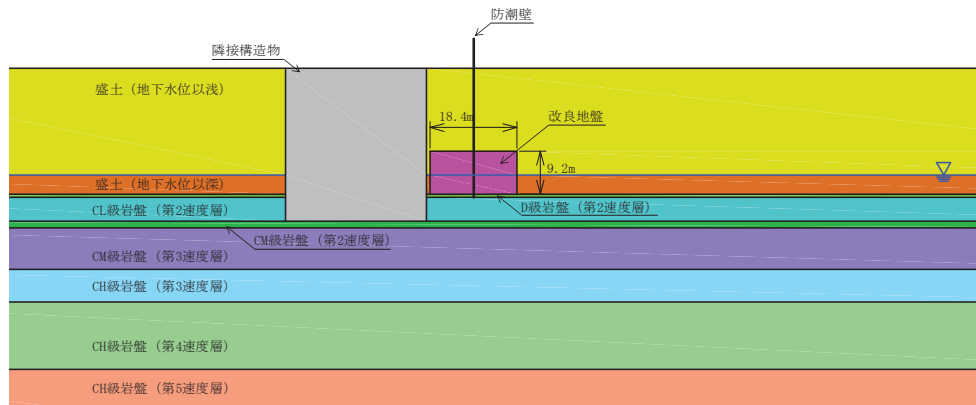


図 11-12(1) 隣接構造物のモデル化概要図
(ケース 7(1)～ケース 7(3))

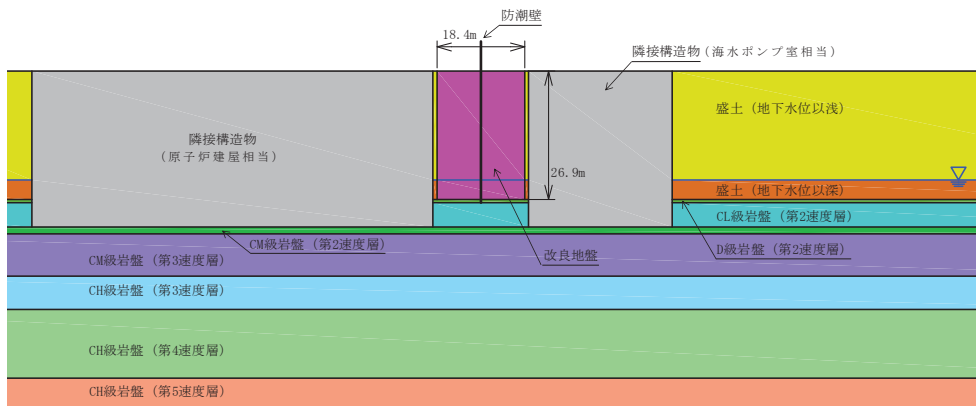


図 11-12(2) 隣接構造物のモデル化概要図
(ケース 7(4))

11.4 地盤のモデル化

地盤は、D₁級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D₂級岩盤、改良地盤及び盛土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。そのうち、盛土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

11.5 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮することとし、粘性減衰は、Rayleigh減衰を考慮する。

Rayleigh減衰は、剛性比例型減衰（ $\alpha = 0$ ）を考慮する。係数 β の設定については、「FLIP研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に、 $\beta = 0.002$ に設定する。

なお、防潮壁をモデル化する線形はり要素は、Rayleigh減衰を部材別に設定する。部材別の係数 β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）に基づき、表10-3に示す減衰定数及び地震応答解析モデルの固有値解析により求められた一次固有振動数を用いて、下記の式により算定する。

$$\beta = \frac{h}{\pi \cdot f}$$

ここで、 β ：減衰マトリクスにおける剛性マトリクスの係数

h ：各材料の減衰定数

f ：固有値解析により求められた一次固有振動数

固有値解析結果及び設定した係数 β を表10-4に示す。また、一次固有モードの変形形状を図11-11に示す。

表 10-3 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 10-4 一次固有周期と β の値

	鋼板・鋼製支柱	鋼管杭	フーチング
一次固有周期 (s)	0.87	0.87	0.87
減衰定数	0.02 (上部工・鋼材)	0.03 (下部工・鋼材)	0.05 (下部工・鉄筋コ ンクリート部材)
β	0.005	0.008	0.013

(一次固有周期 : 0.87s)

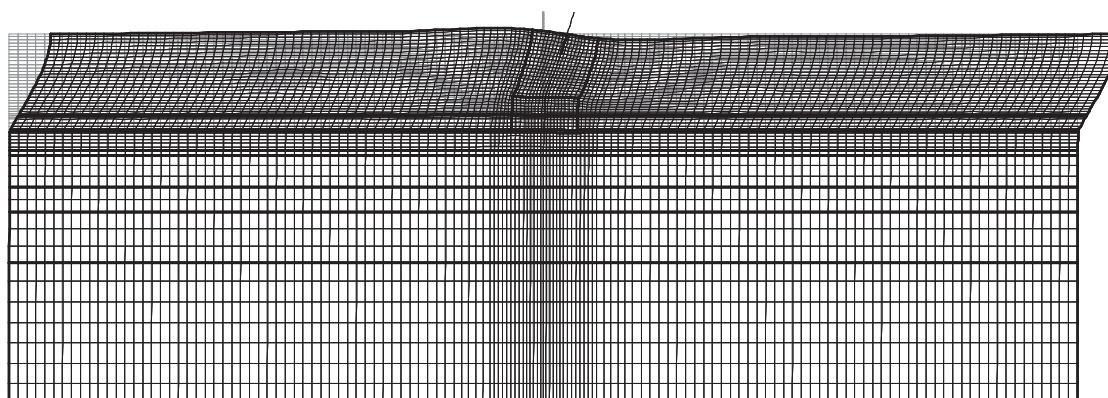


図 11-11 一次固有モードの変形形状

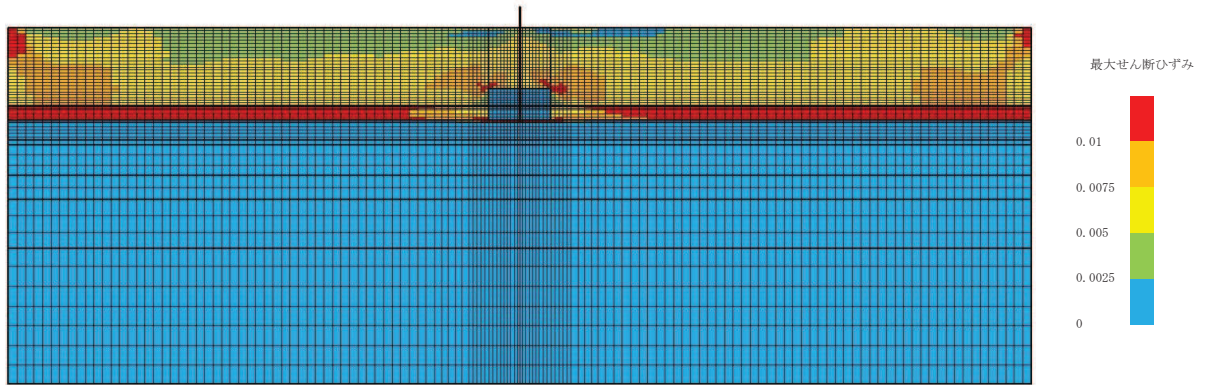
11.6 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

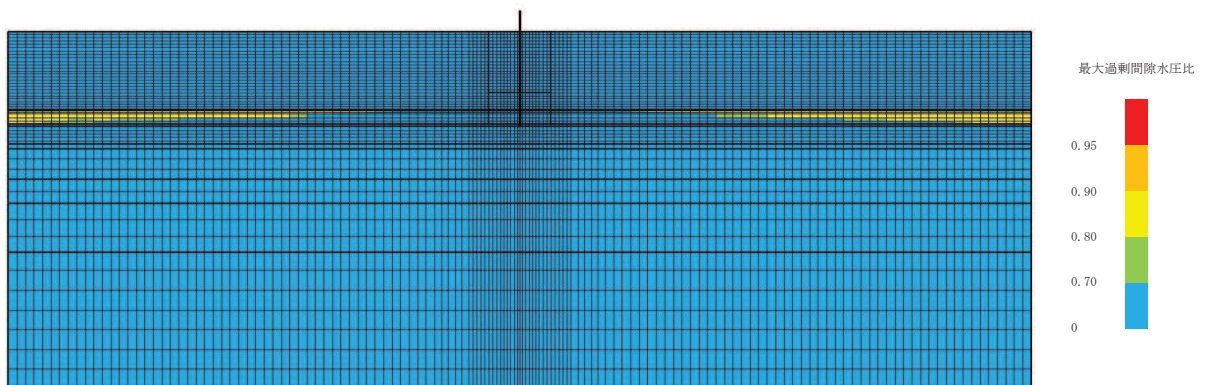
なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

12. 最大応答値分布

図 12-1～図 12-8 に各検討ケース（【検討 1】～【検討 3】）における最大せん断ひずみ分布及び最大過剰間隙水圧比分布を示す。

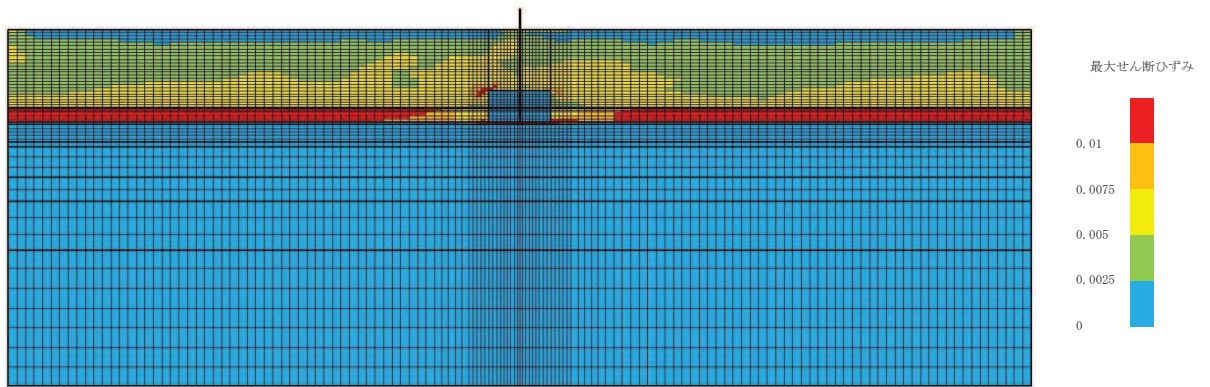


(最大せん断ひずみ分布)

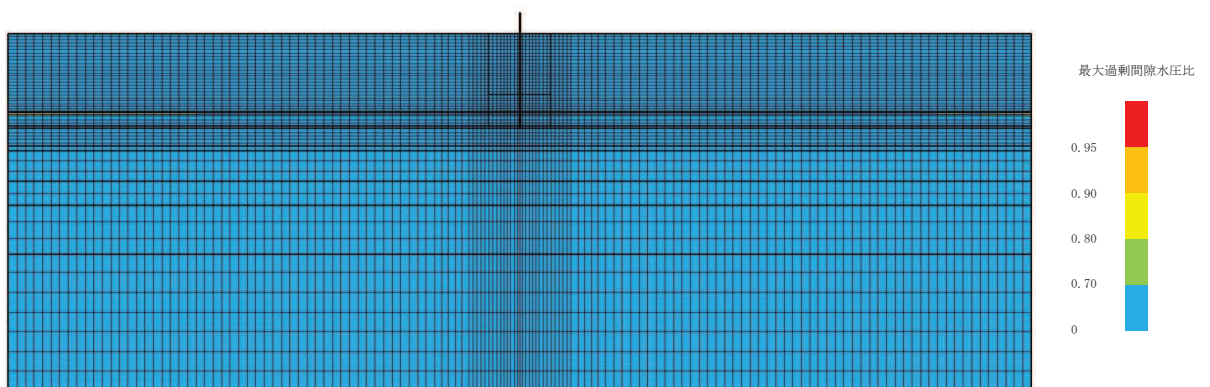


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (1) 最大応答値分布 (ケース 1, S_s-D1)

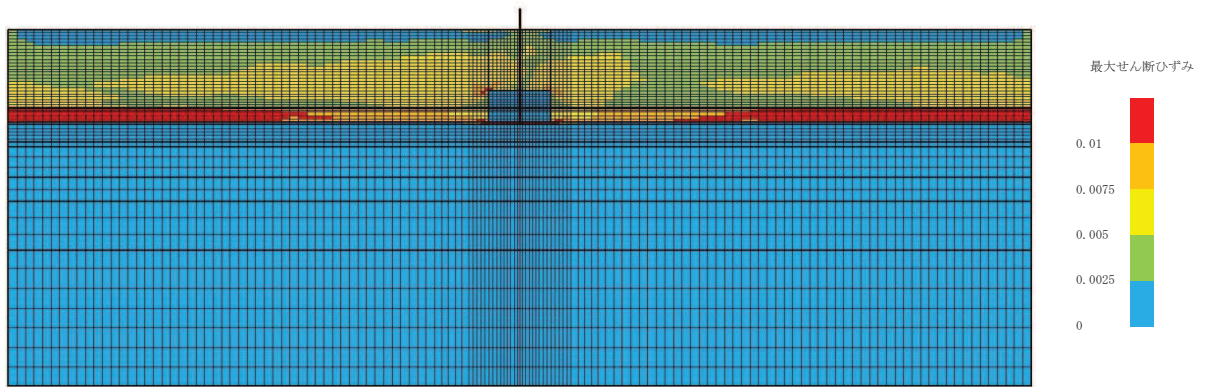


(最大せん断ひずみ分布)

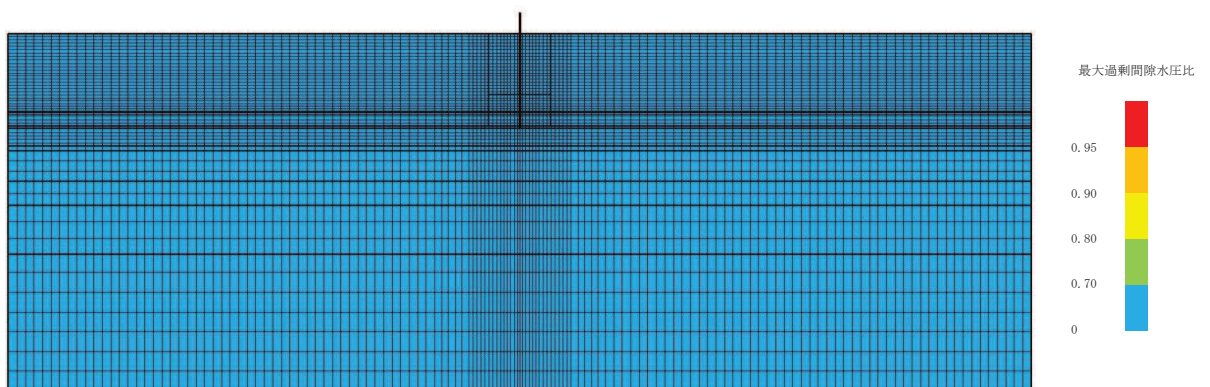


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (2) 最大応答値分布 (ケース 1, $S_s - D_2$)

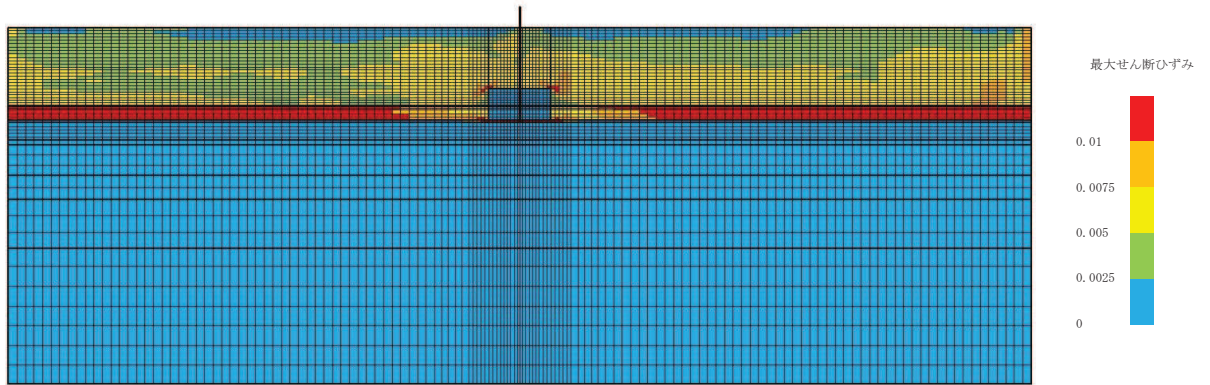


(最大せん断ひずみ分布)

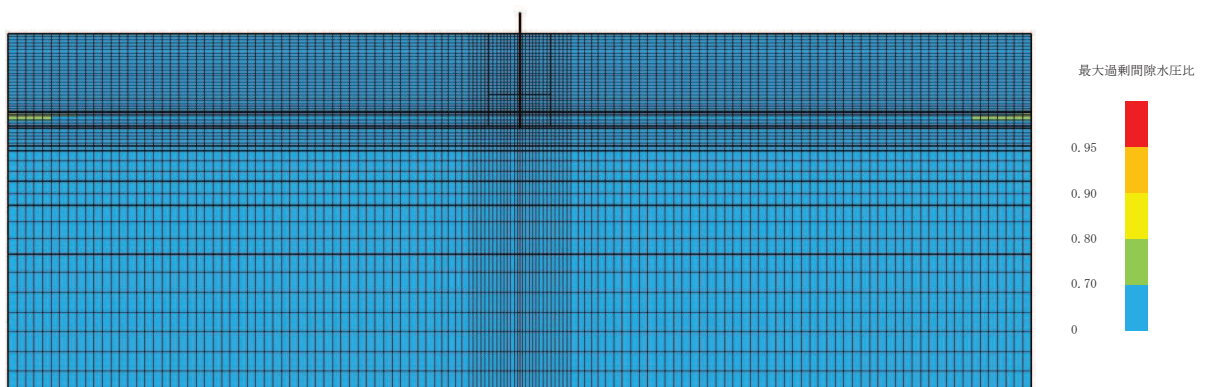


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (3) 最大応答値分布 (ケース 1, S_s-D3)

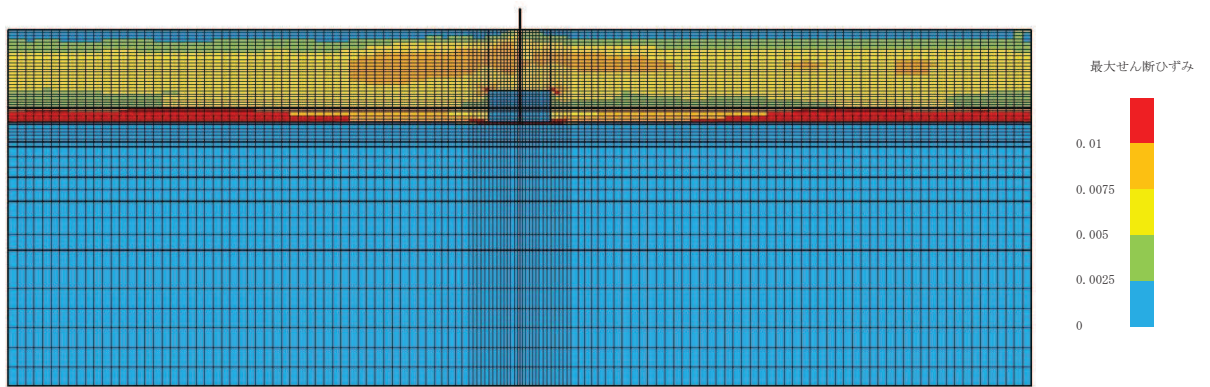


(最大せん断ひずみ分布)

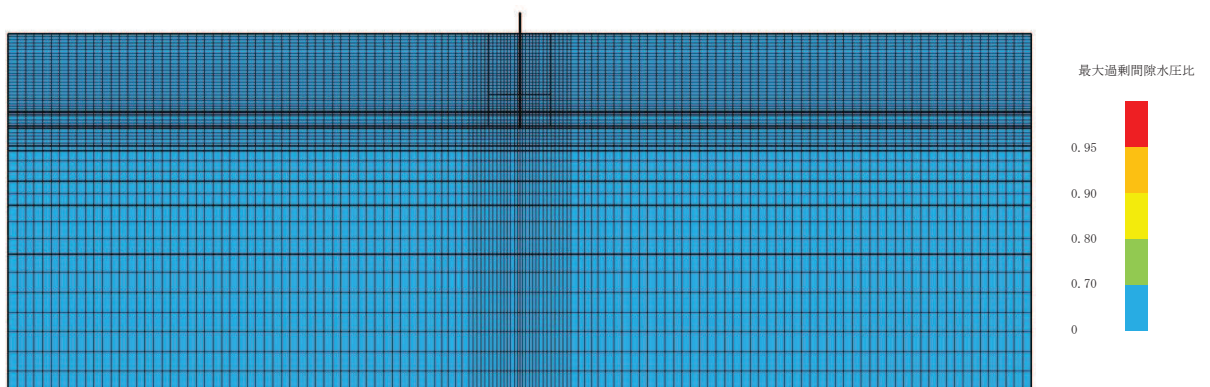


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (4) 最大応答値分布 (ケース 1, $S_s - F1$)

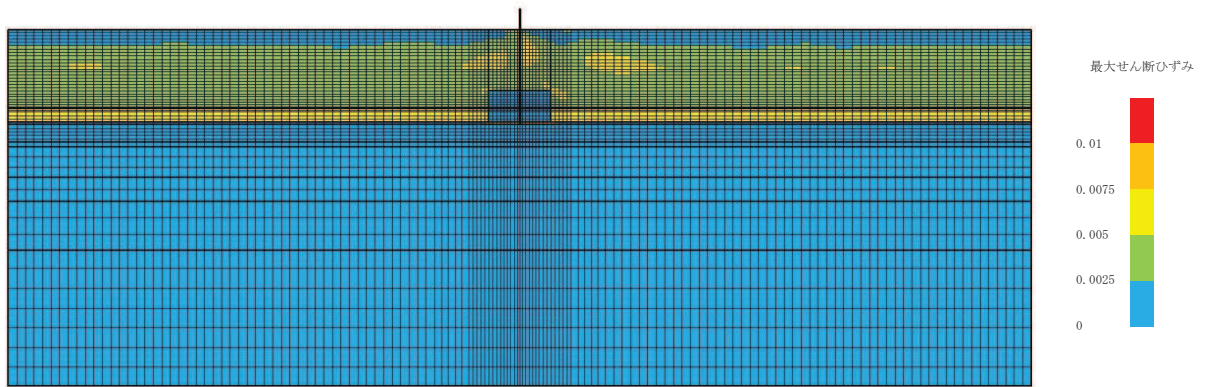


(最大せん断ひずみ分布)

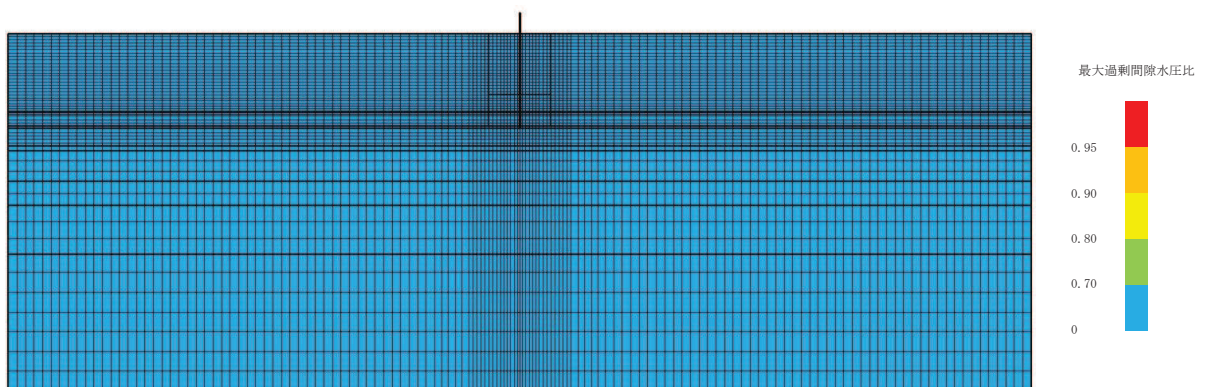


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (5) 最大応答値分布 (ケース 1, $S_s - F_2$)

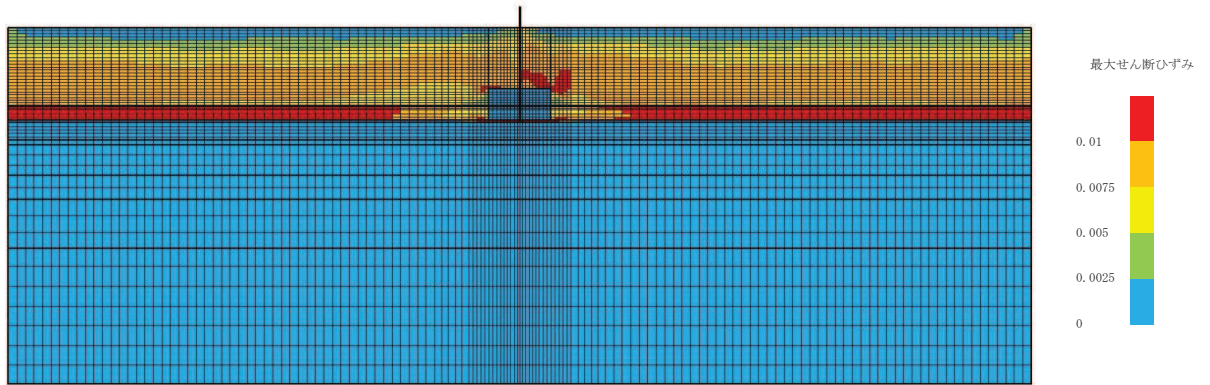


(最大せん断ひずみ分布)

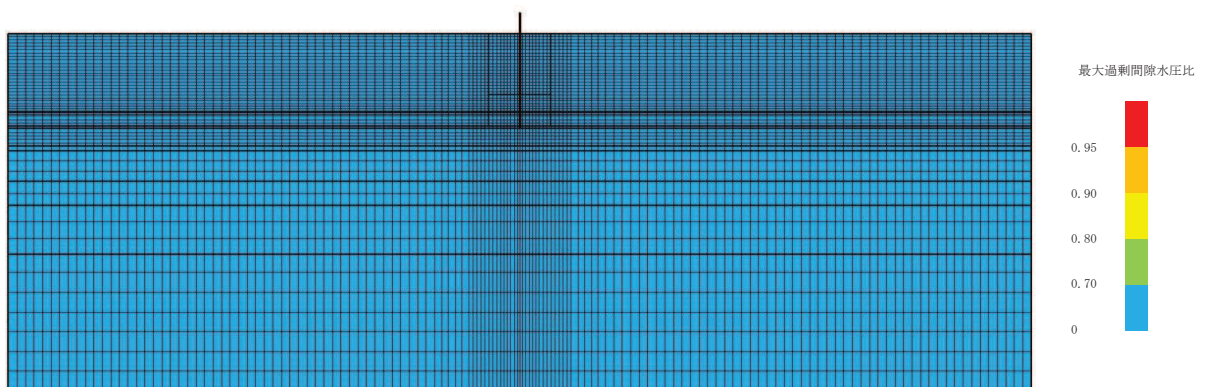


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (6) 最大応答値分布 (ケース 1, S_s-F 3)

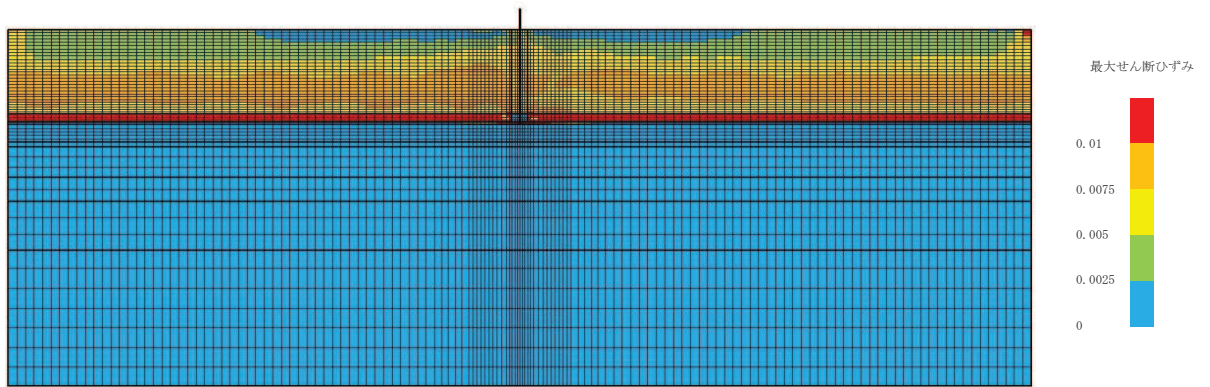


(最大せん断ひずみ分布)

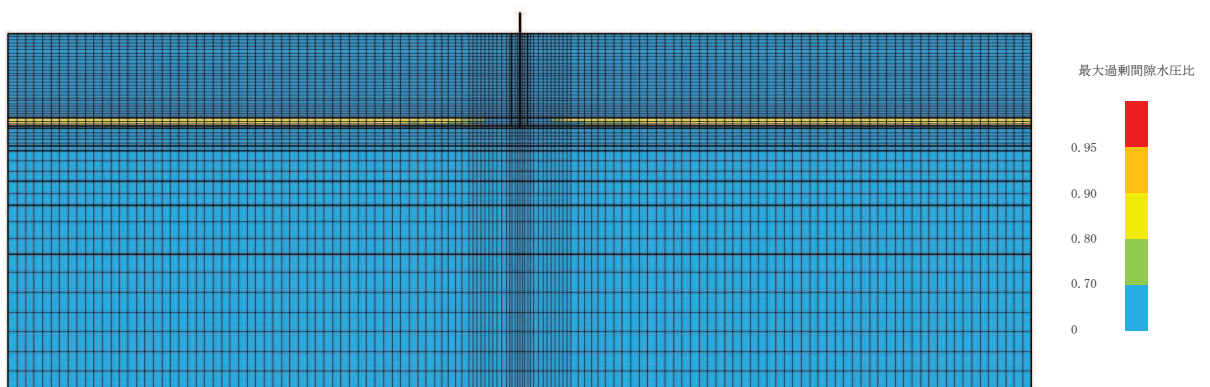


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-1 (7) 最大応答値分布 (ケース 1, S_s-N1)

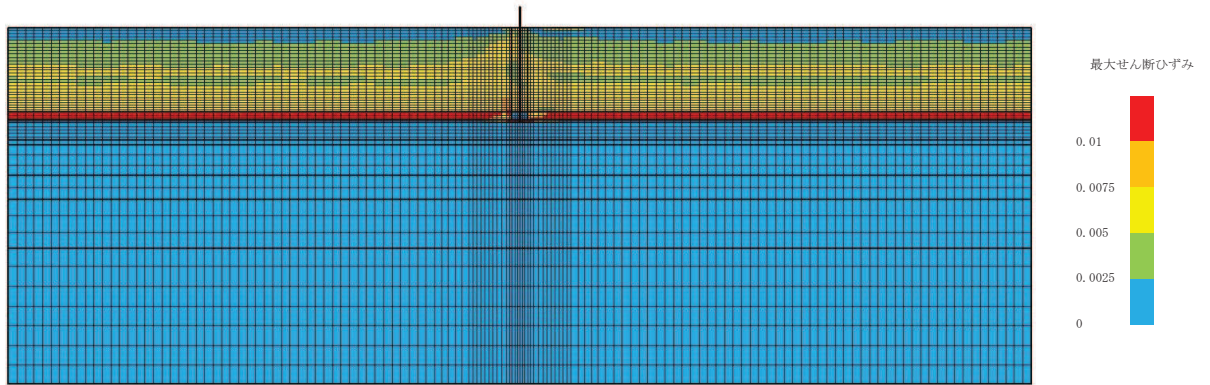


(最大せん断ひずみ分布)

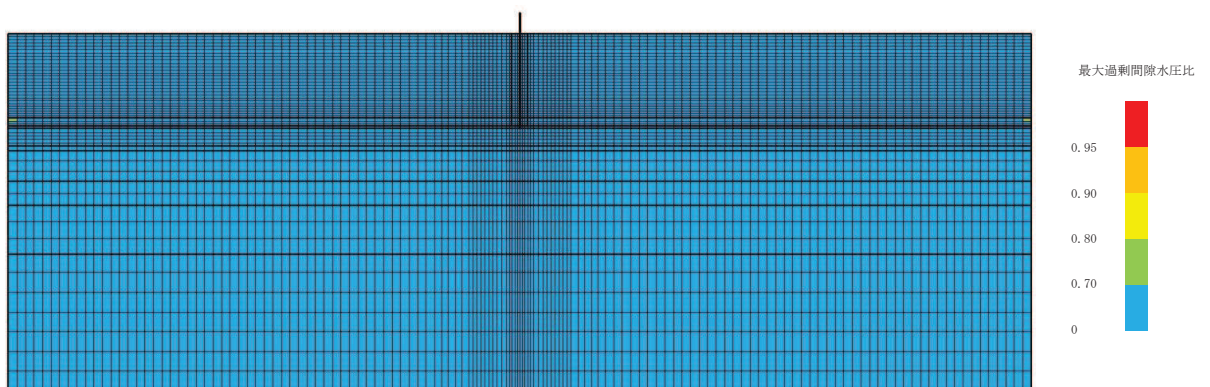


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (1) 最大応答値分布 (ケース 2, S_s-D1)

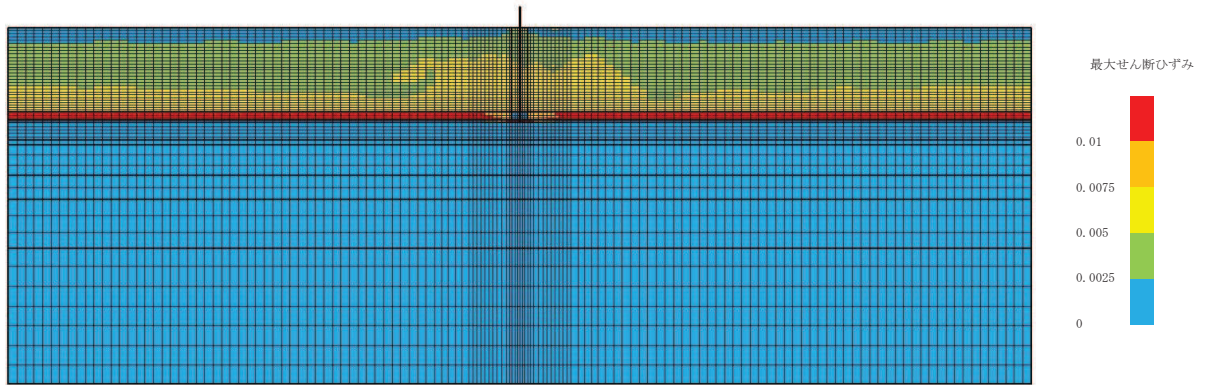


(最大せん断ひずみ分布)

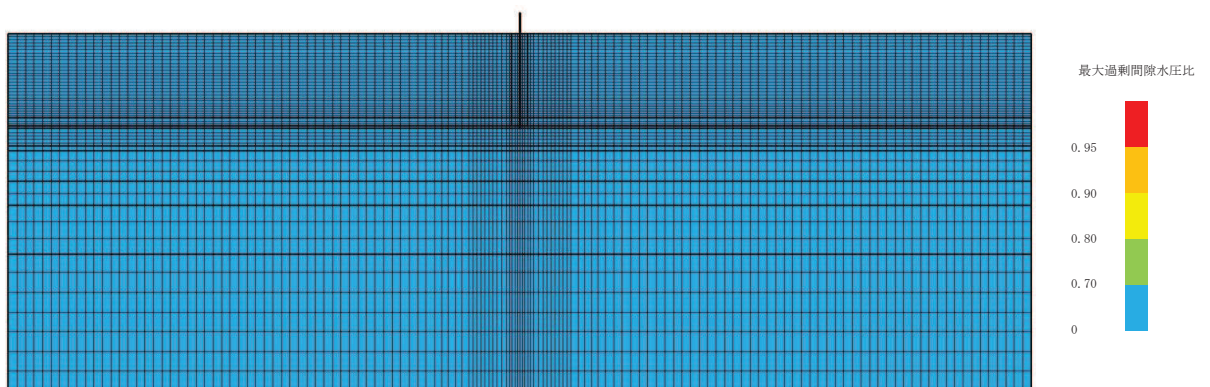


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (2) 最大応答値分布 (ケース 2, $S_s - D_2$)

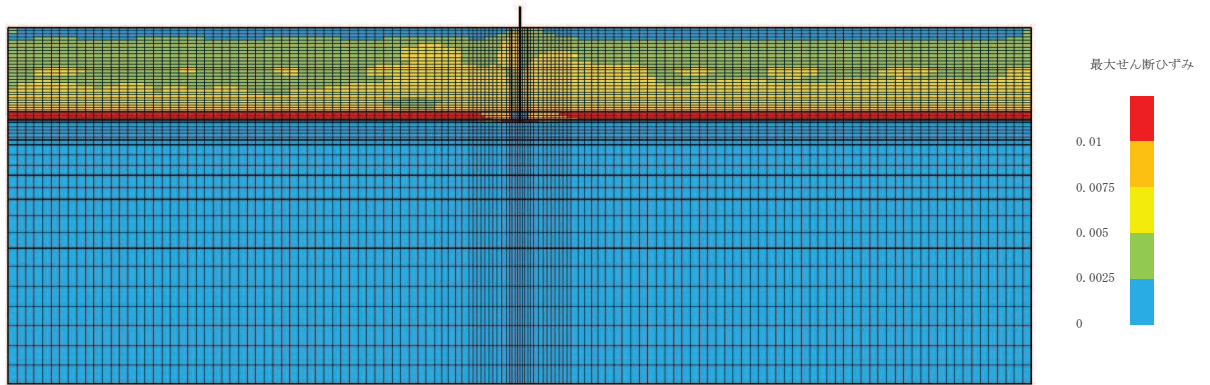


(最大せん断ひずみ分布)

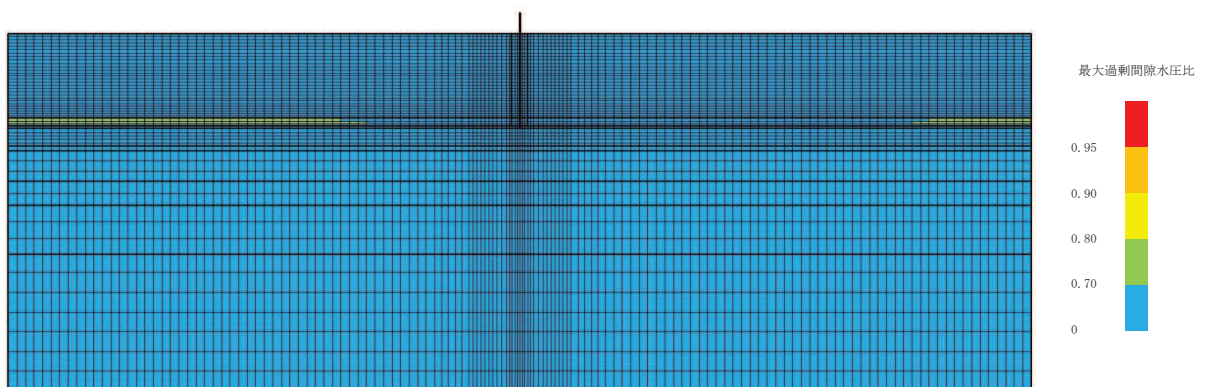


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (3) 最大応答値分布 (ケース 2, $S_s - D3$)

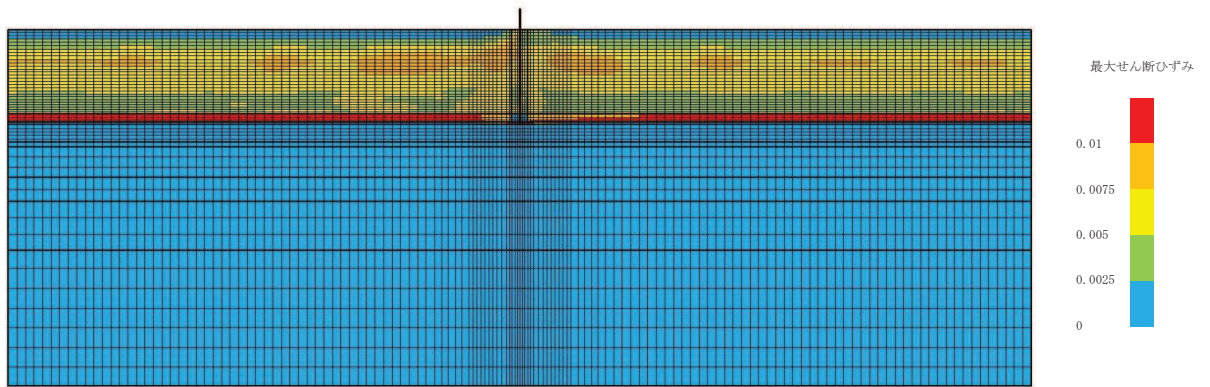


(最大せん断ひずみ分布)

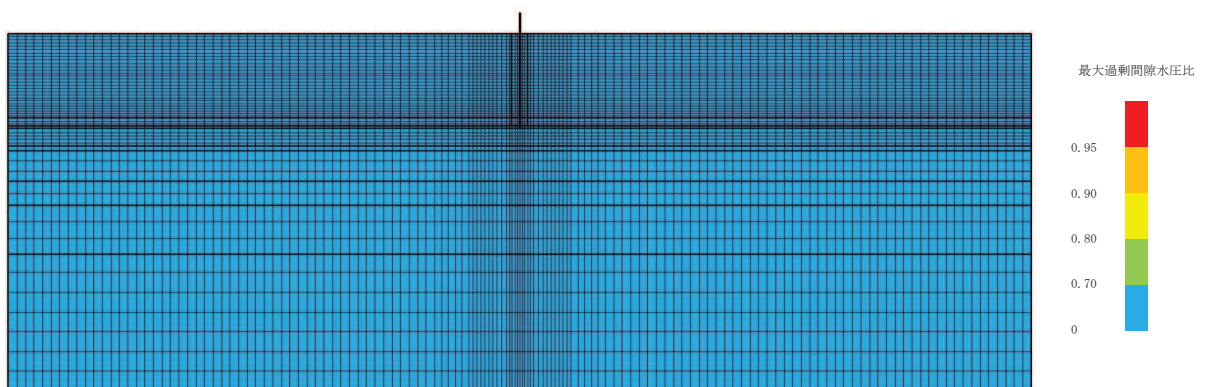


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (4) 最大応答値分布 (ケース 2, S_s-F1)

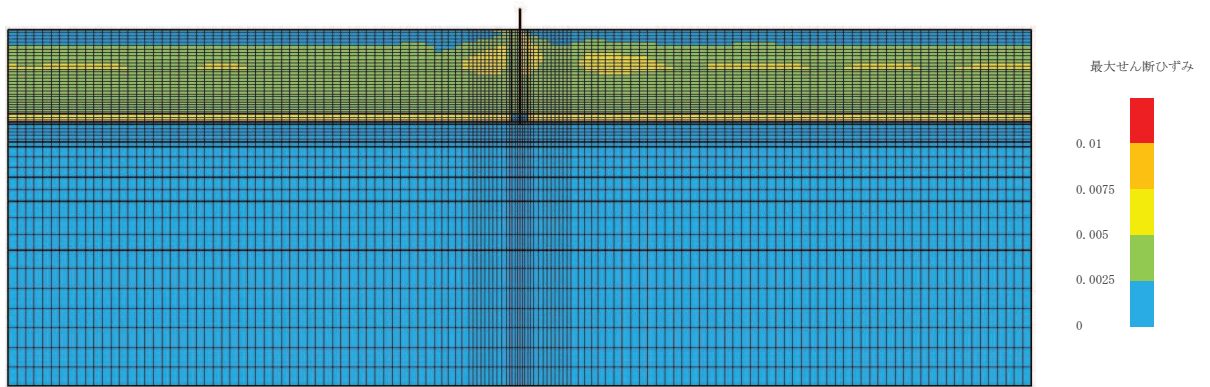


(最大せん断ひずみ分布)

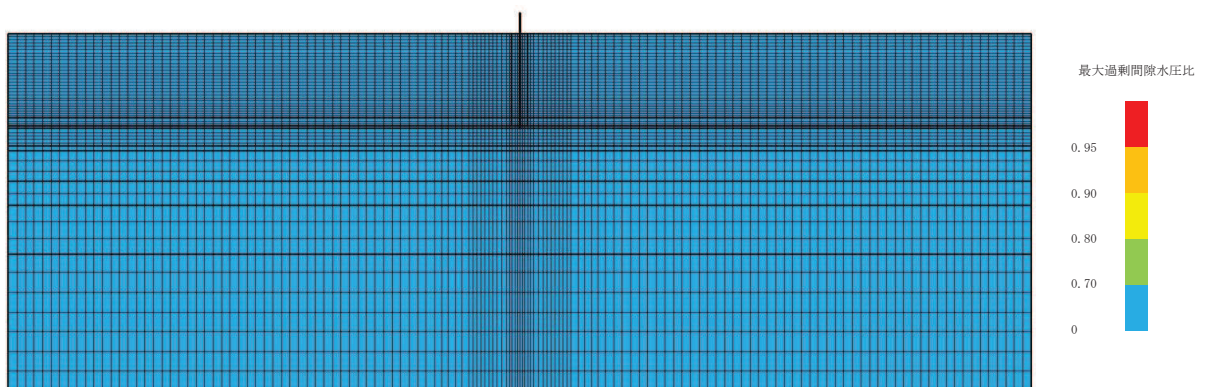


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (5) 最大応答値分布 (ケース 2, $S_s - F_2$)

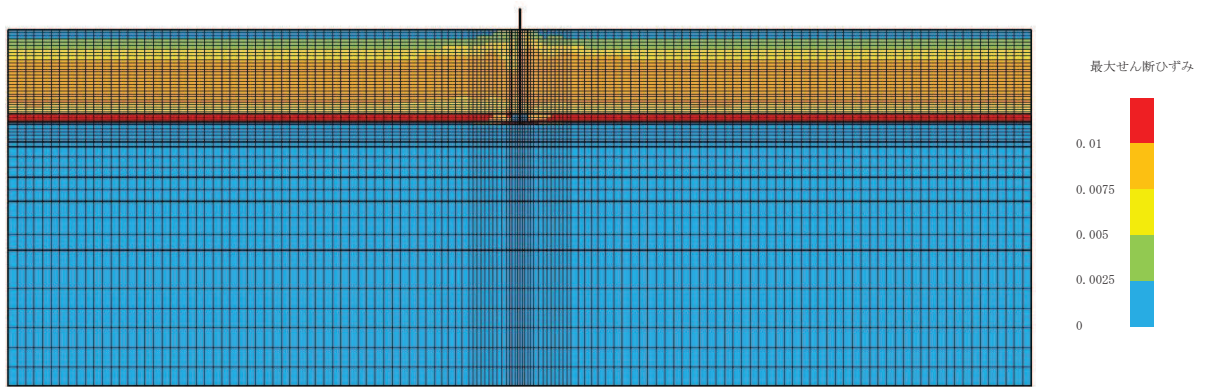


(最大せん断ひずみ分布)

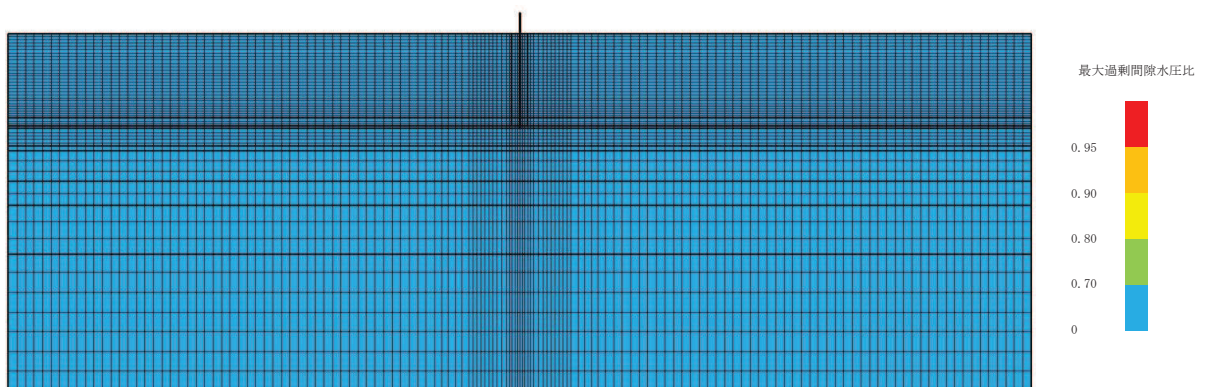


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (6) 最大応答値分布 (ケース 2, S_s-F3)

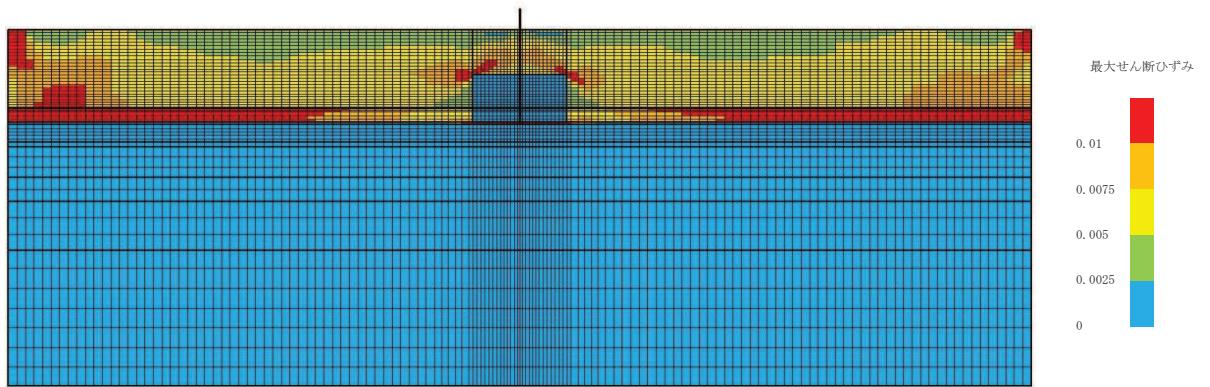


(最大せん断ひずみ分布)

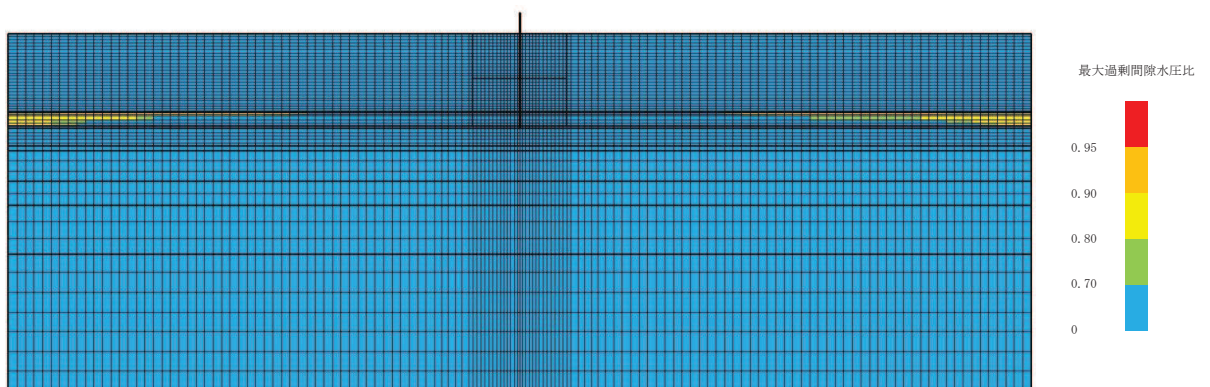


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-2 (7) 最大応答値分布 (ケース 2, S_s-N1)

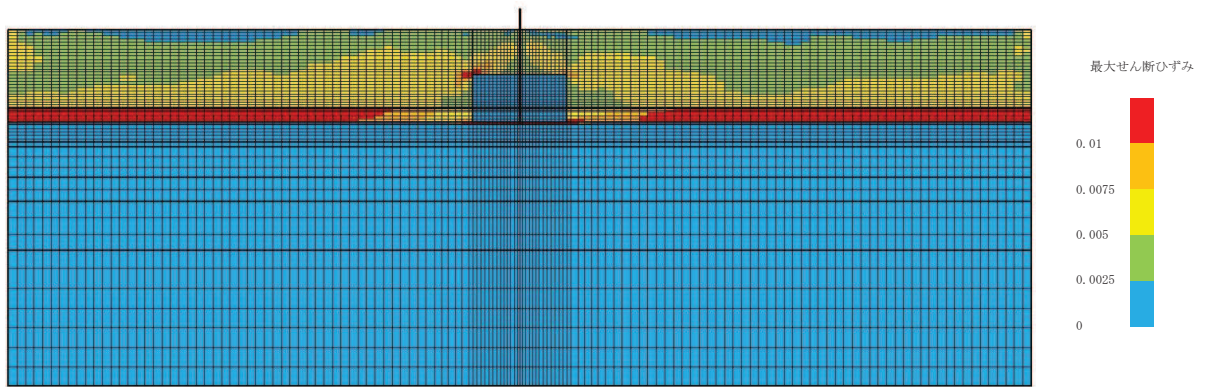


(最大せん断ひずみ分布)

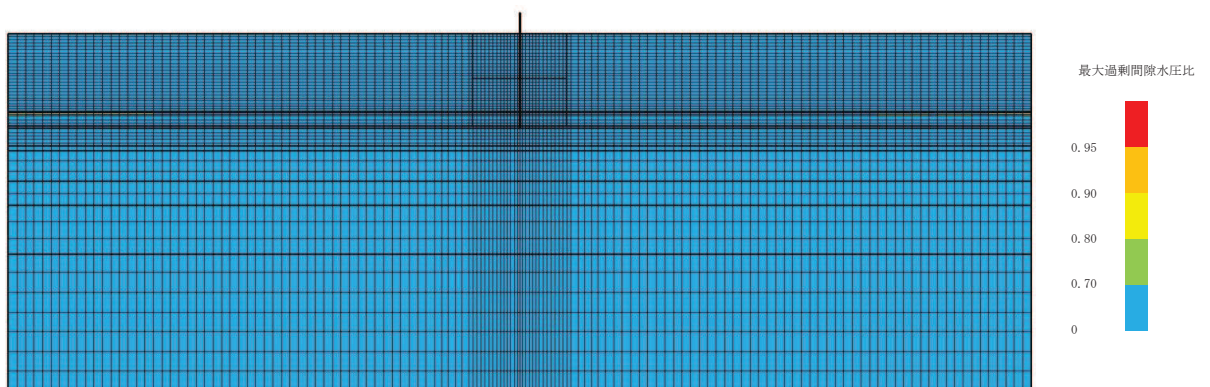


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (1) 最大応答値分布 (ケース 3, S_s-D1)

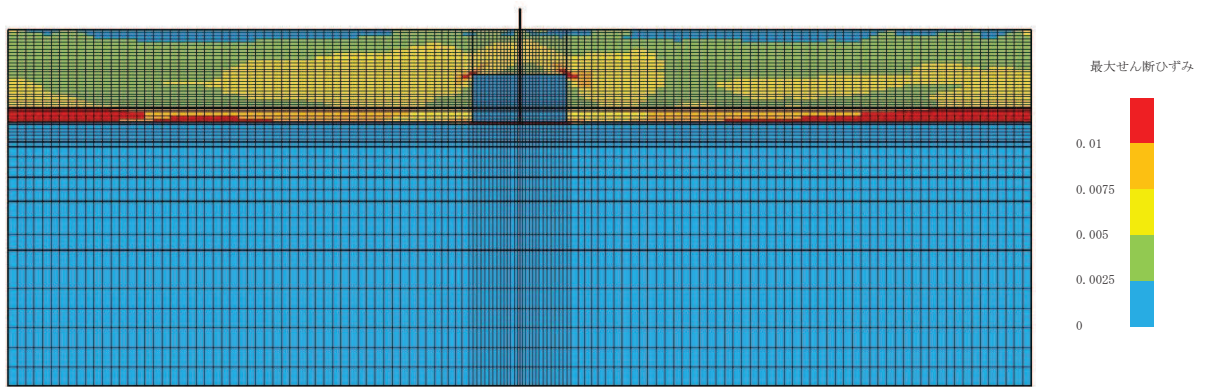


(最大せん断ひずみ分布)

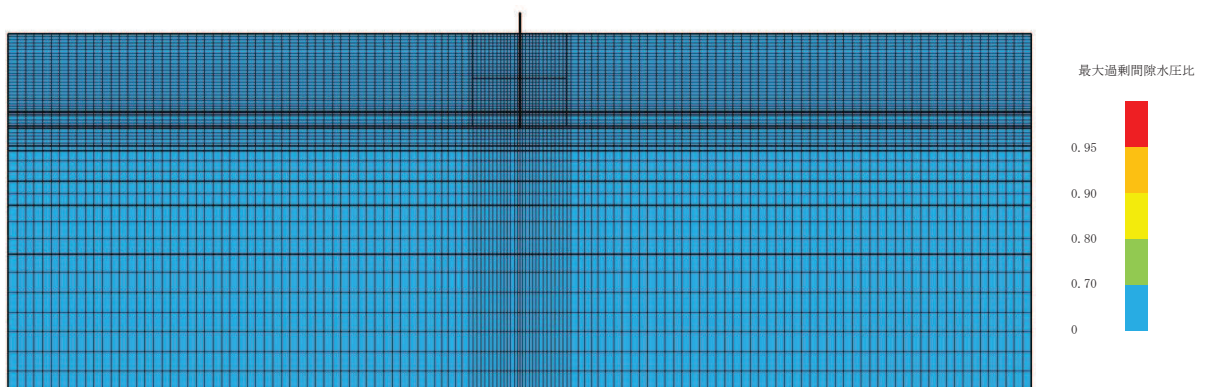


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (2) 最大応答値分布 (ケース 3, $S_s - D2$)

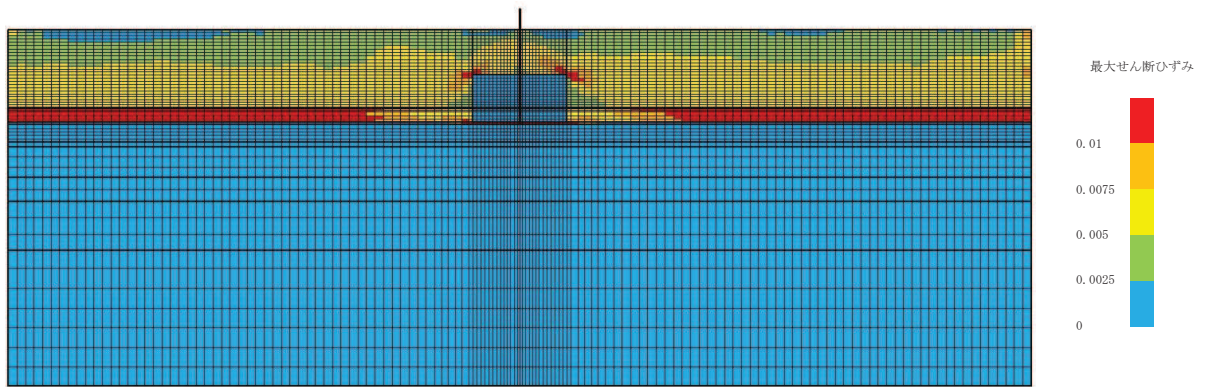


(最大せん断ひずみ分布)

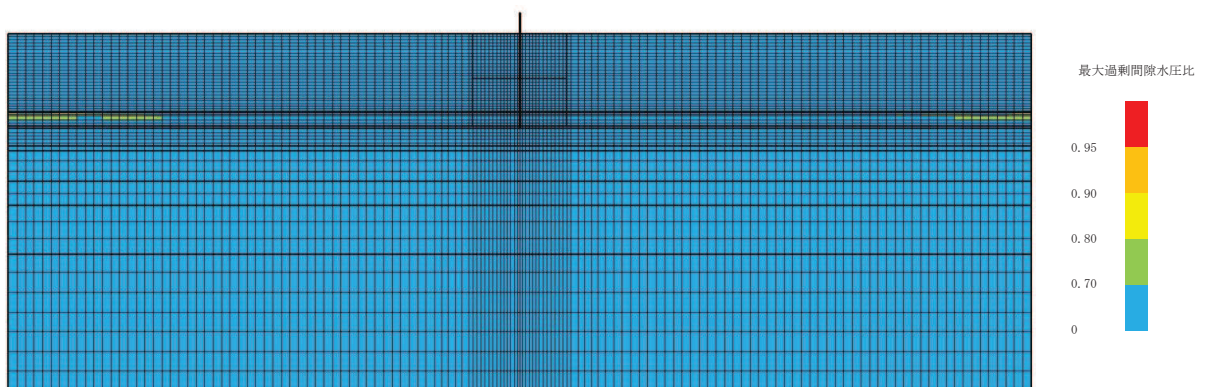


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (3) 最大応答値分布 (ケース 3, S_s-D3)

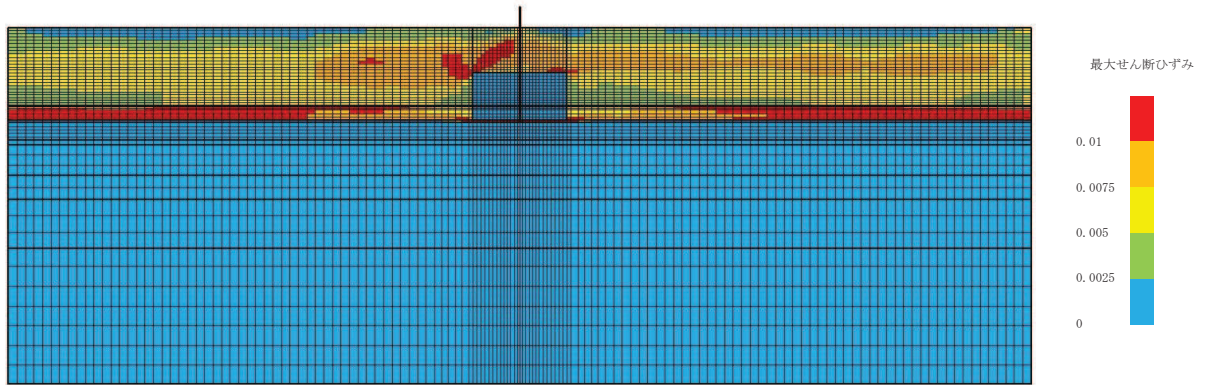


(最大せん断ひずみ分布)

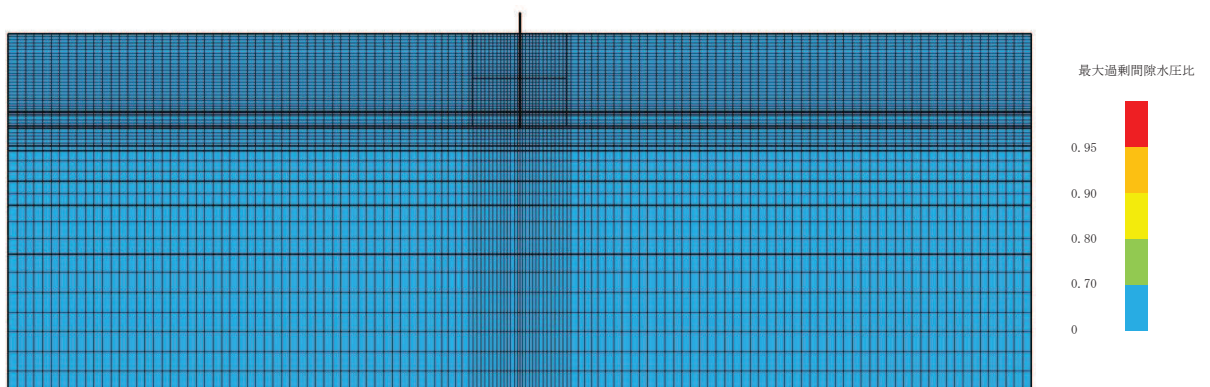


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (4) 最大応答値分布 (ケース 3, S_s-F1)

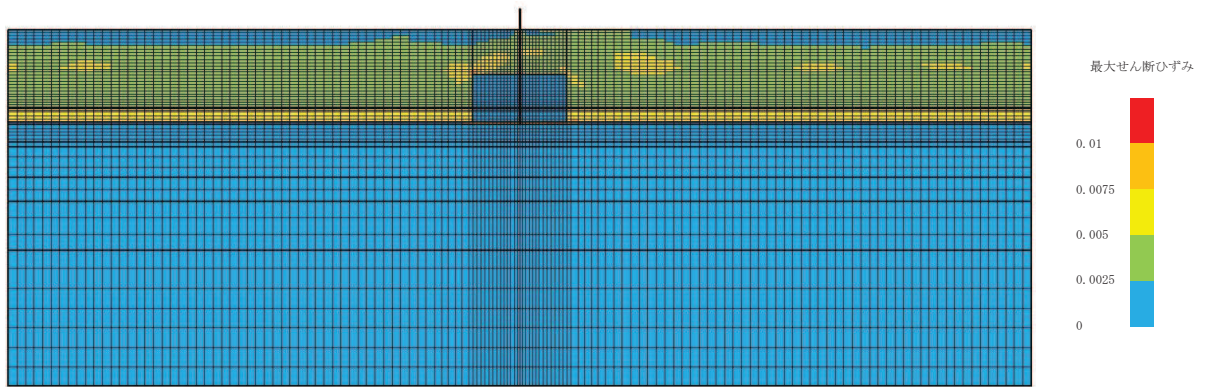


(最大せん断ひずみ分布)

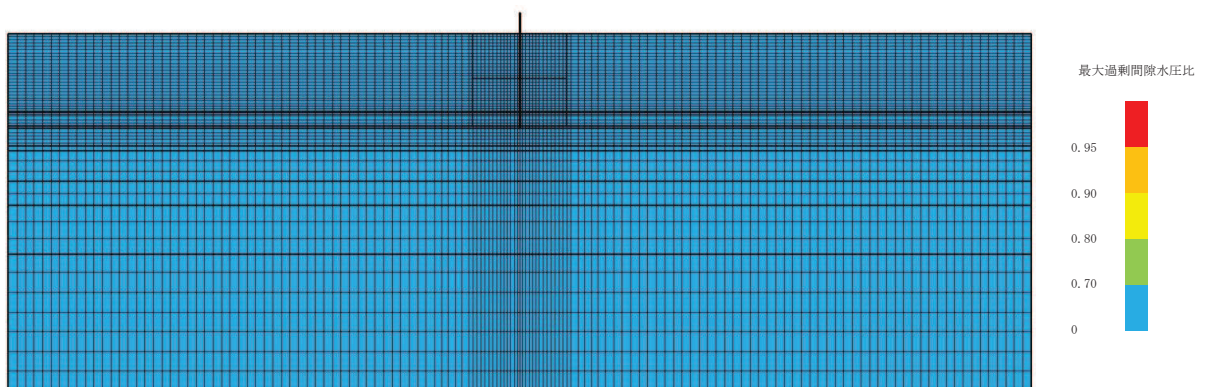


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (5) 最大応答値分布 (ケース 3, $S_s - F_2$)

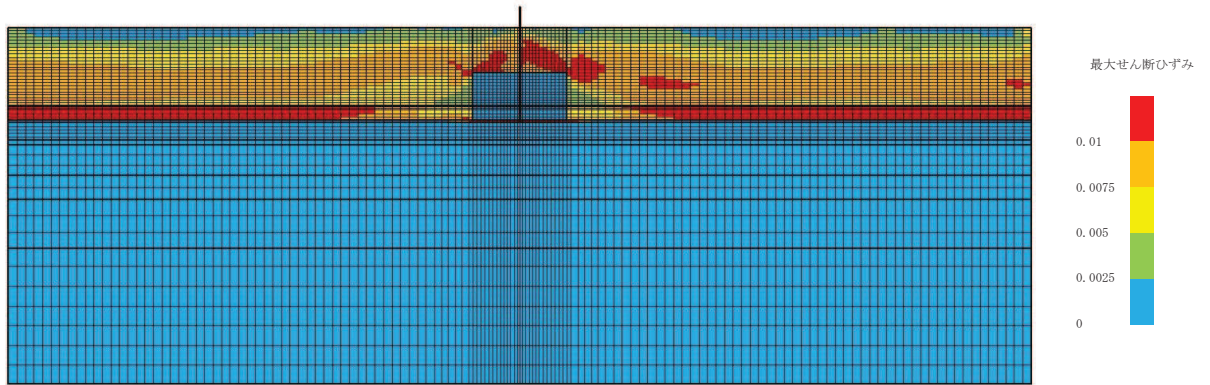


(最大せん断ひずみ分布)

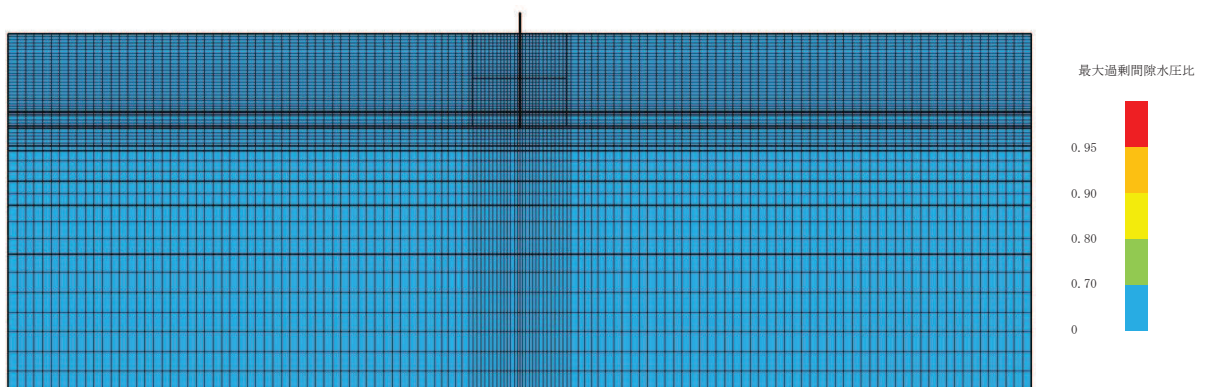


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (6) 最大応答値分布 (ケース 3, $S_s - F_3$)

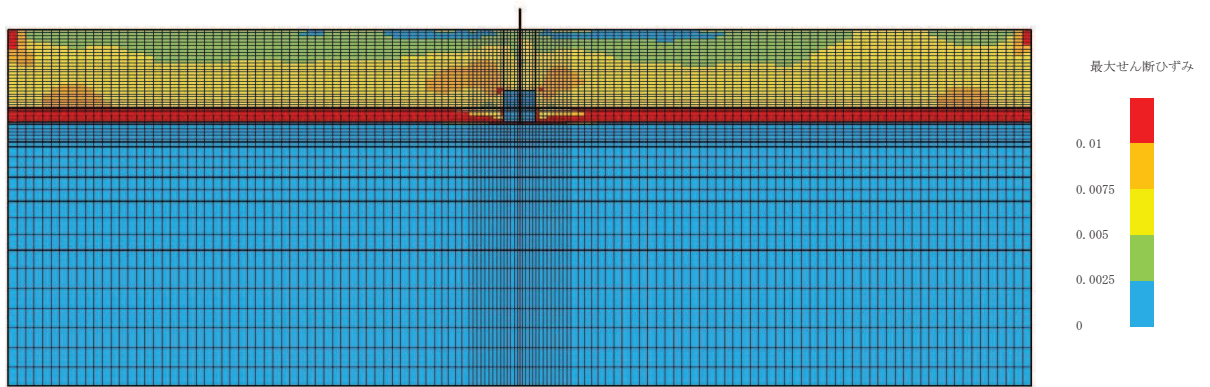


(最大せん断ひずみ分布)

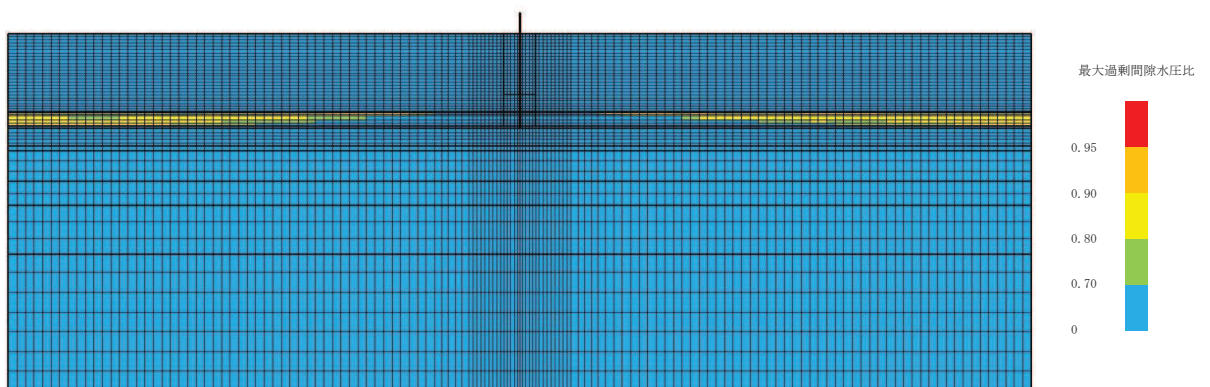


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-3 (7) 最大応答値分布 (ケース 3, $S_s - N1$)

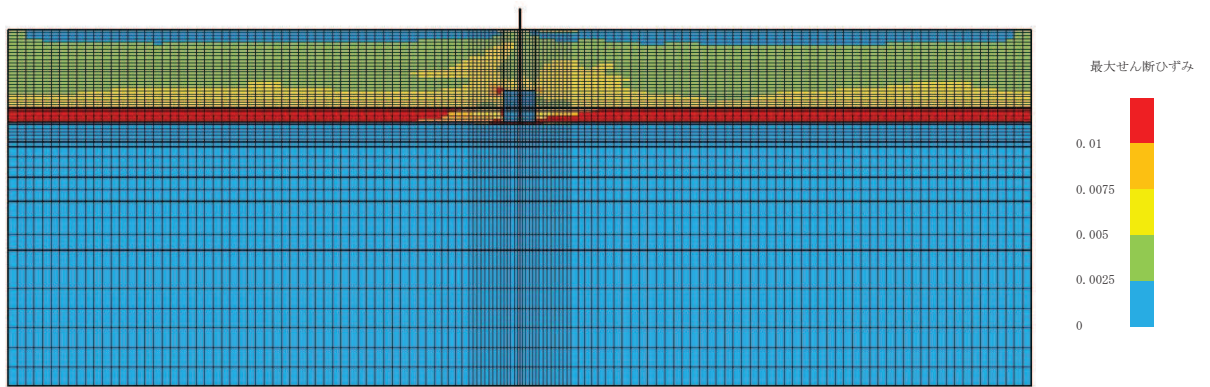


(最大せん断ひずみ分布)

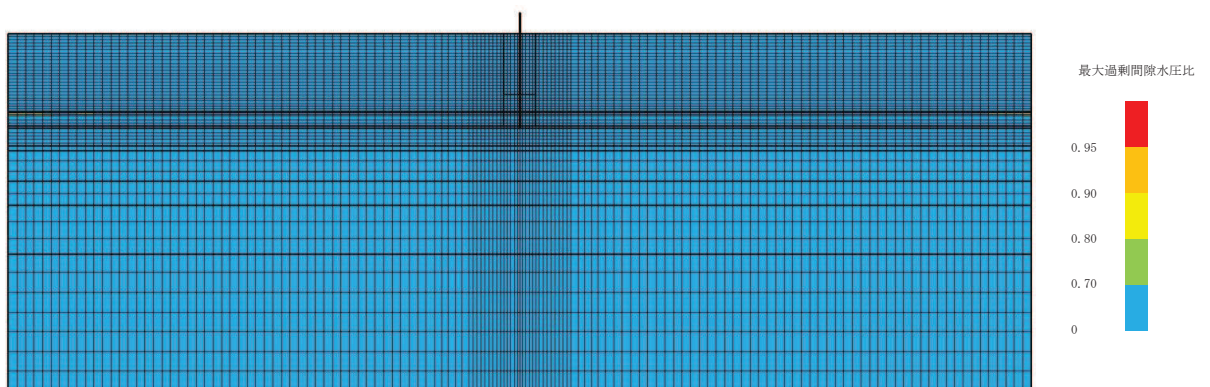


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (1) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - D1$)

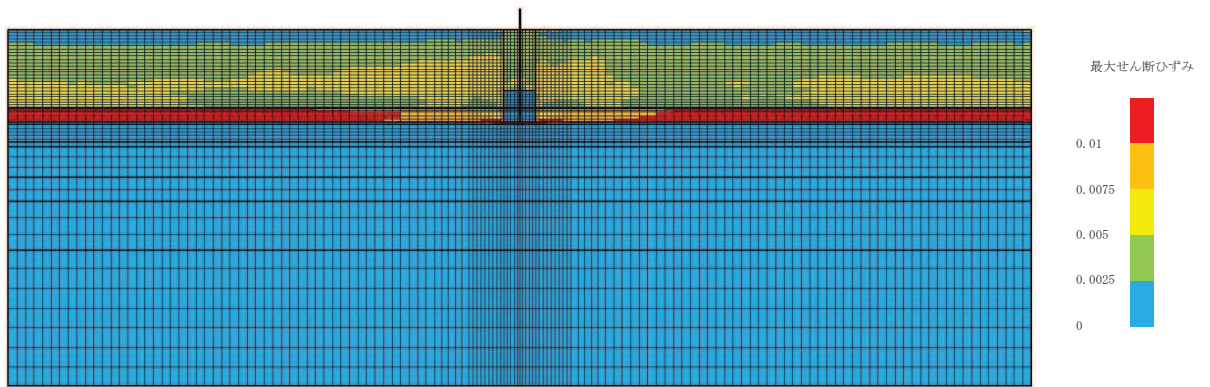


(最大せん断ひずみ分布)

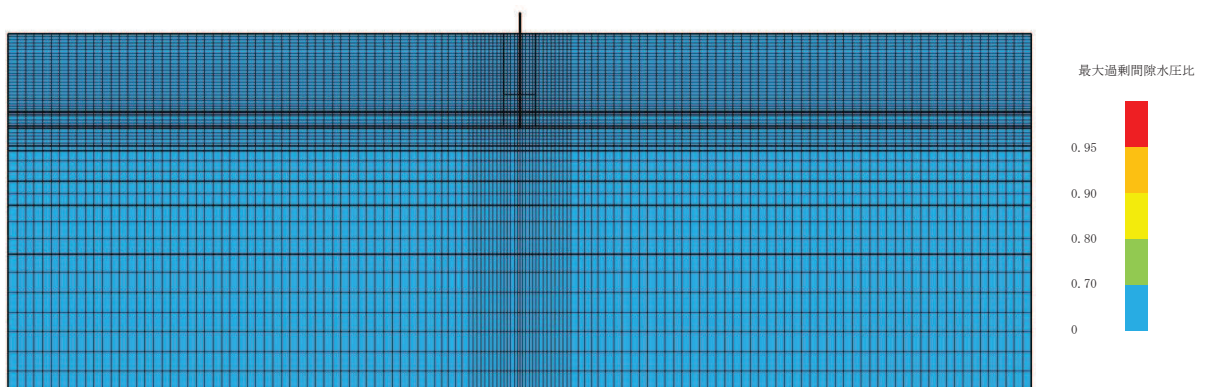


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (2) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - D2$)

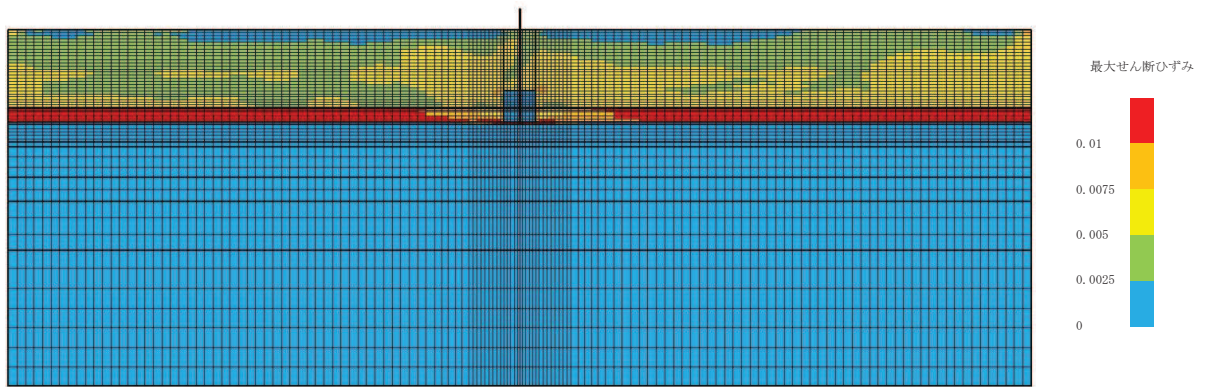


(最大せん断ひずみ分布)

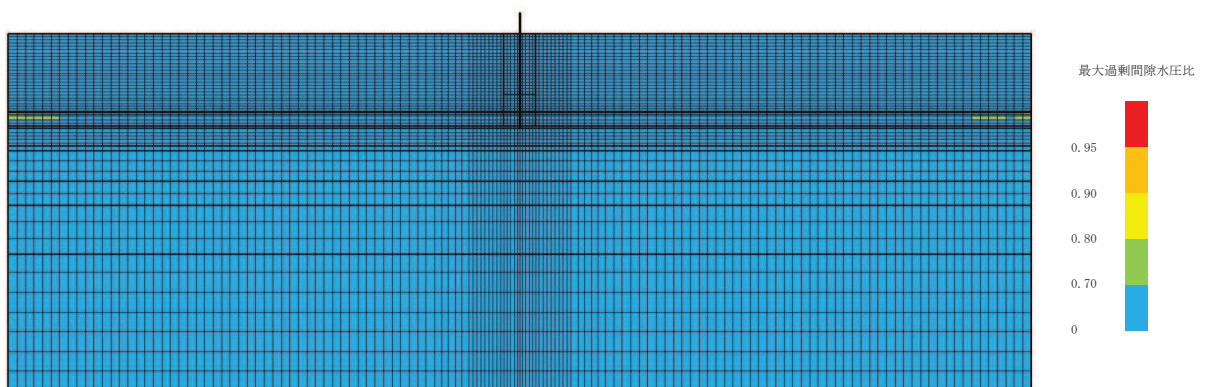


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (3) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - D3$)

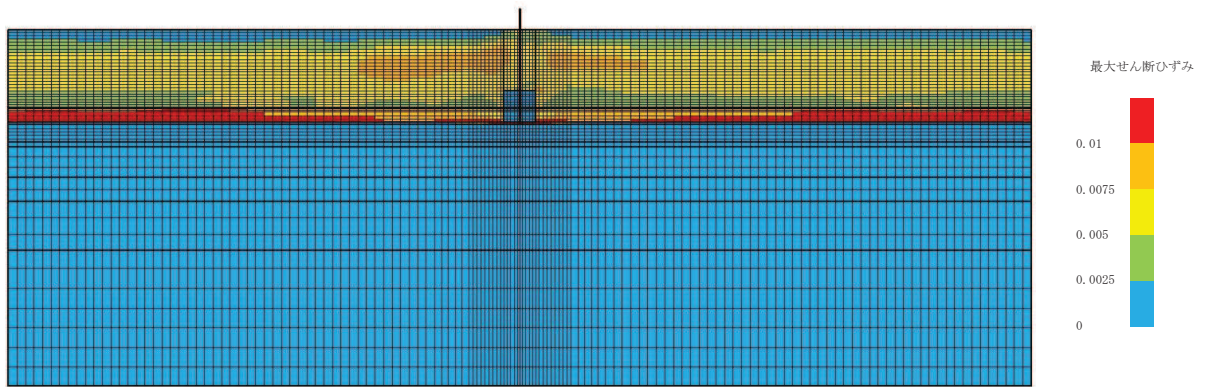


(最大せん断ひずみ分布)

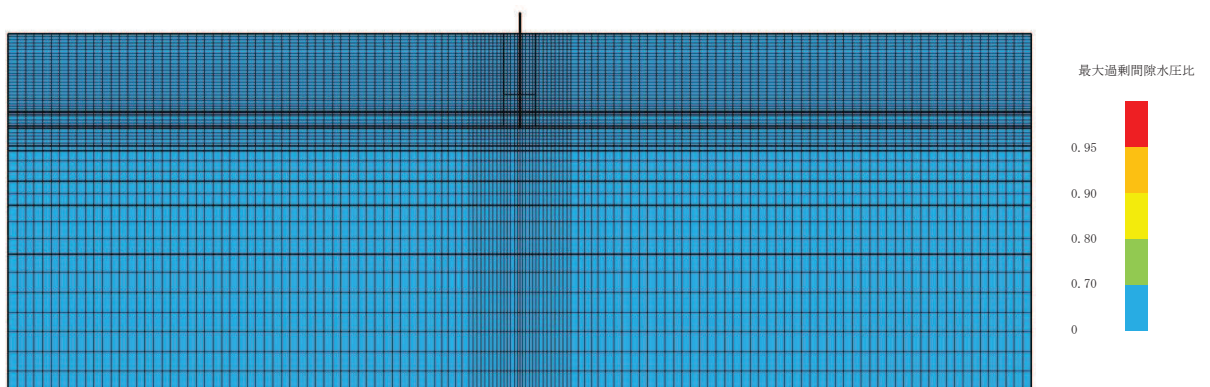


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (4) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - F1$)

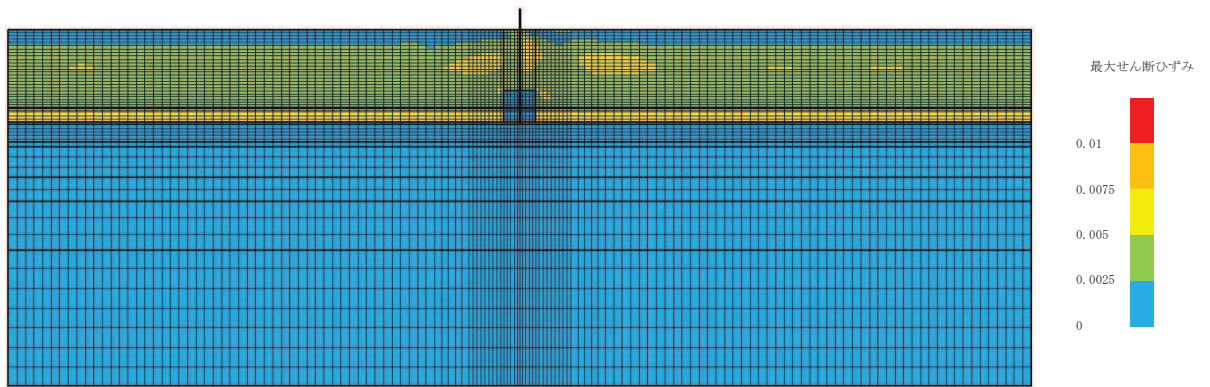


(最大せん断ひずみ分布)

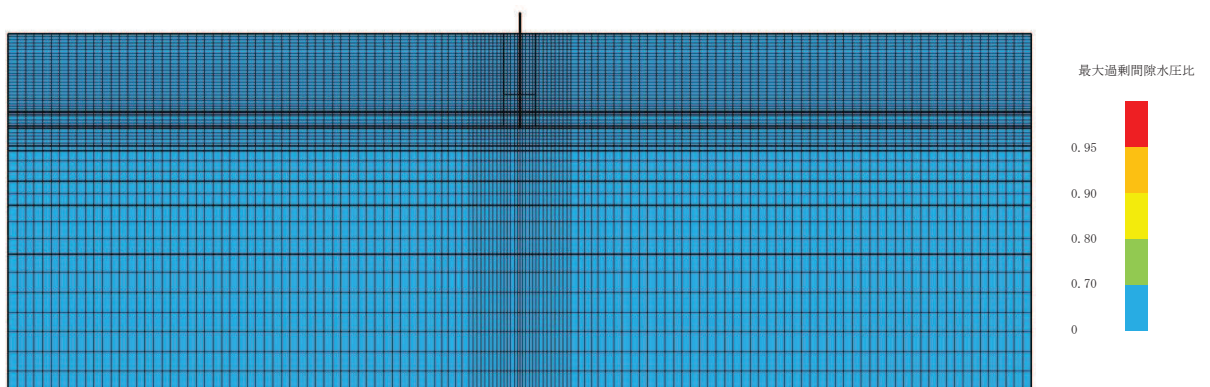


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (5) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - F_2$)

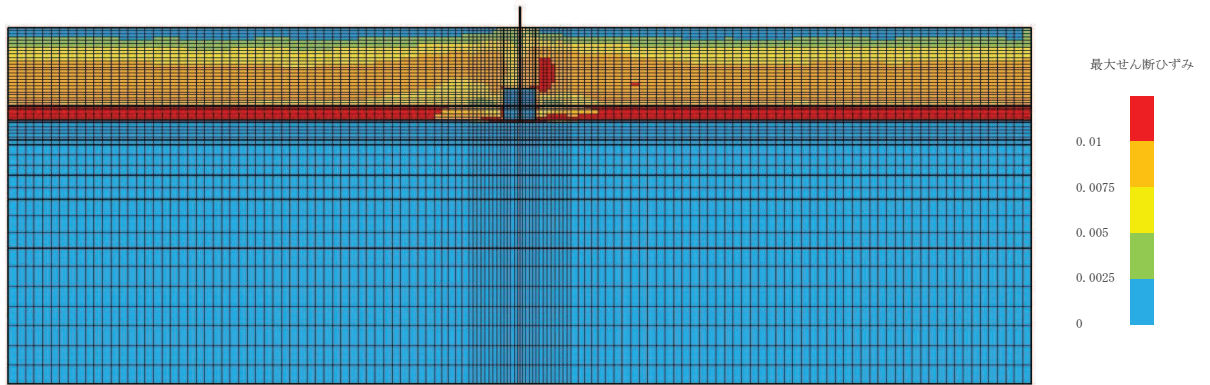


(最大せん断ひずみ分布)

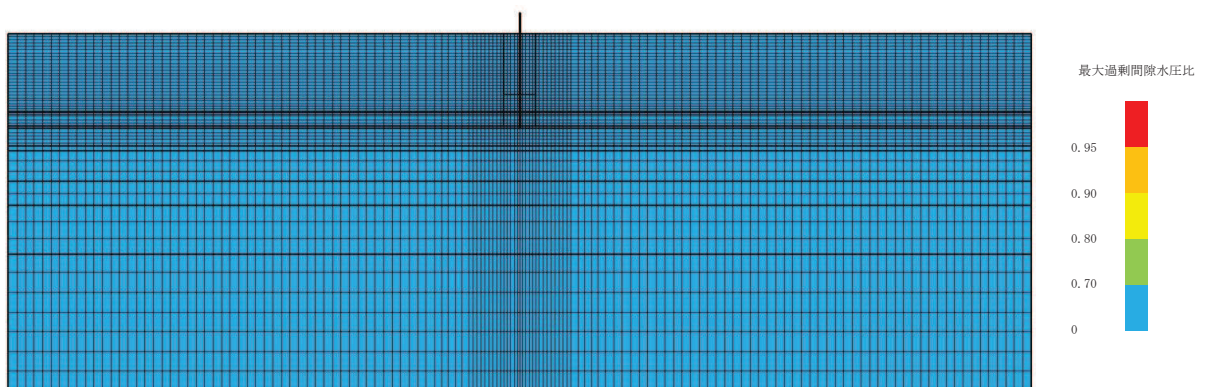


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (6) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - F3$)

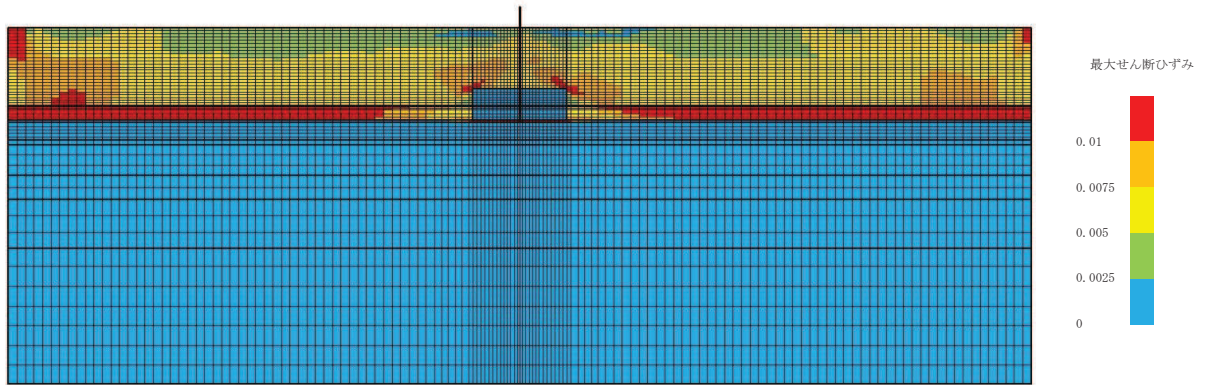


(最大せん断ひずみ分布)

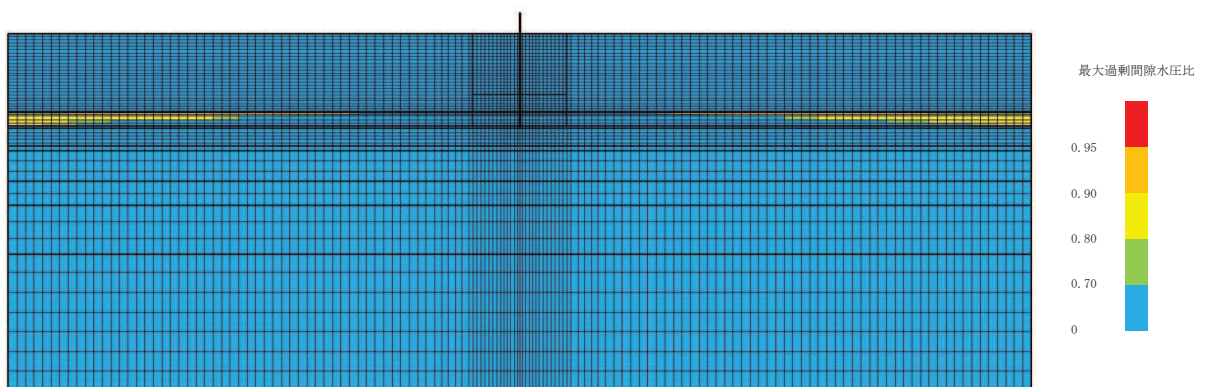


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (7) 最大応答値分布 (ケース 4(1), $S_s - N1$)

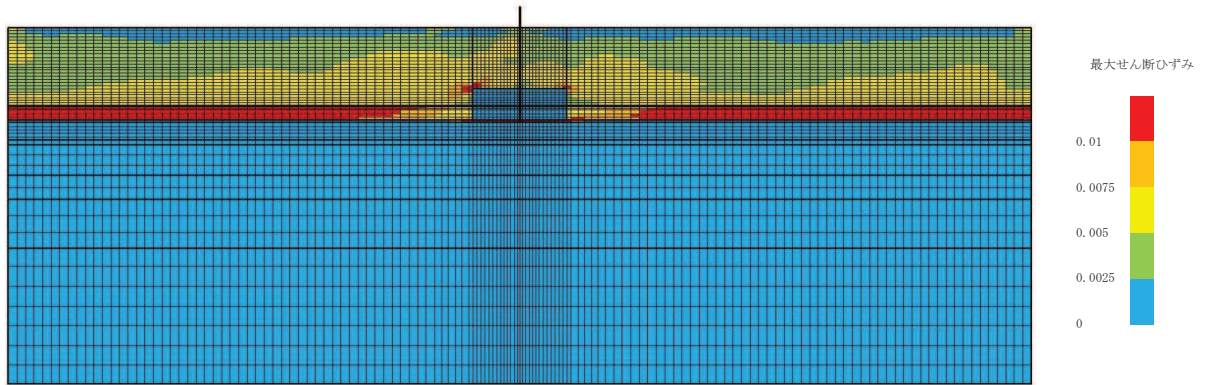


(最大せん断ひずみ分布)

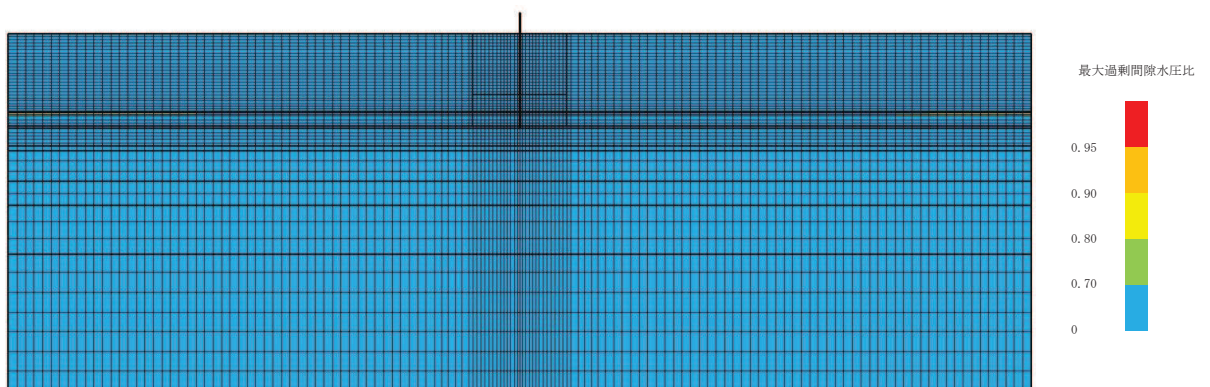


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (8) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - D1$)

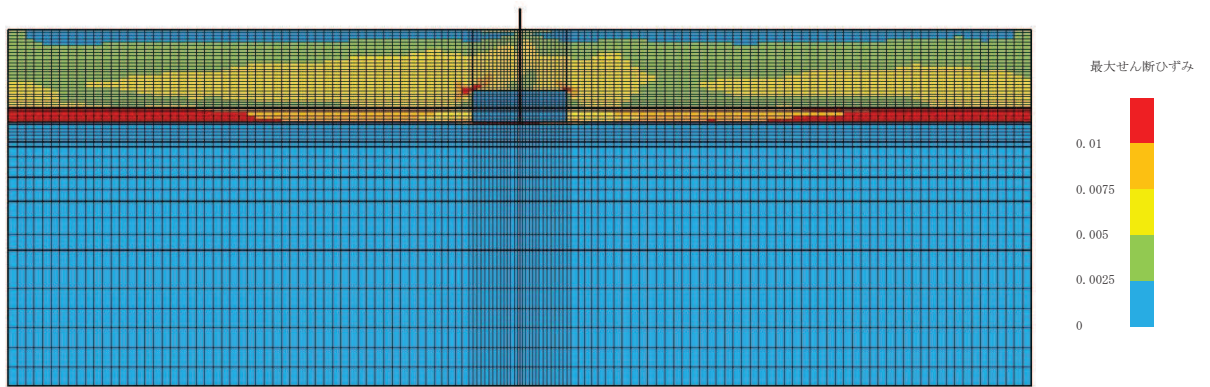


(最大せん断ひずみ分布)

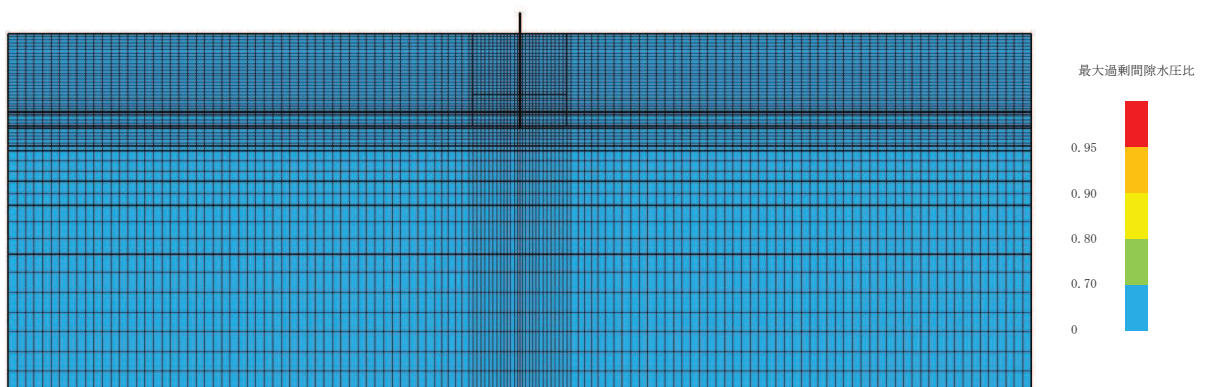


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (9) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - D_2$)

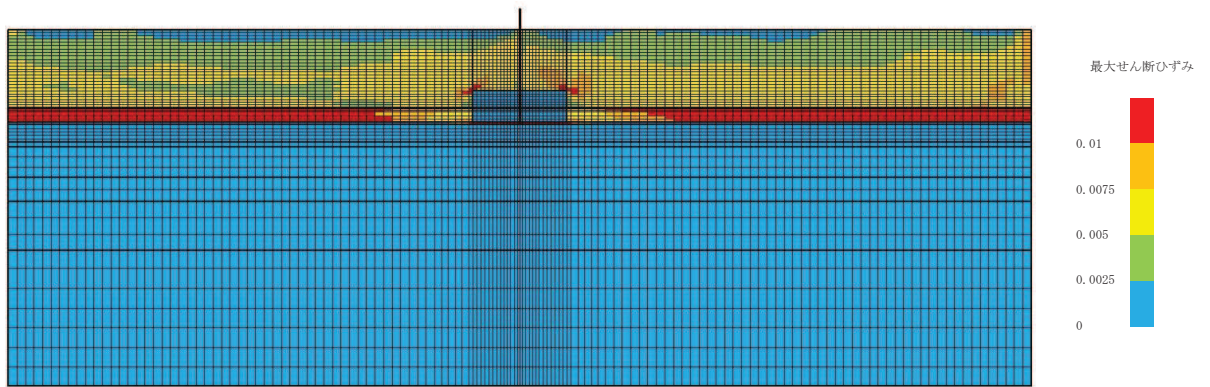


(最大せん断ひずみ分布)

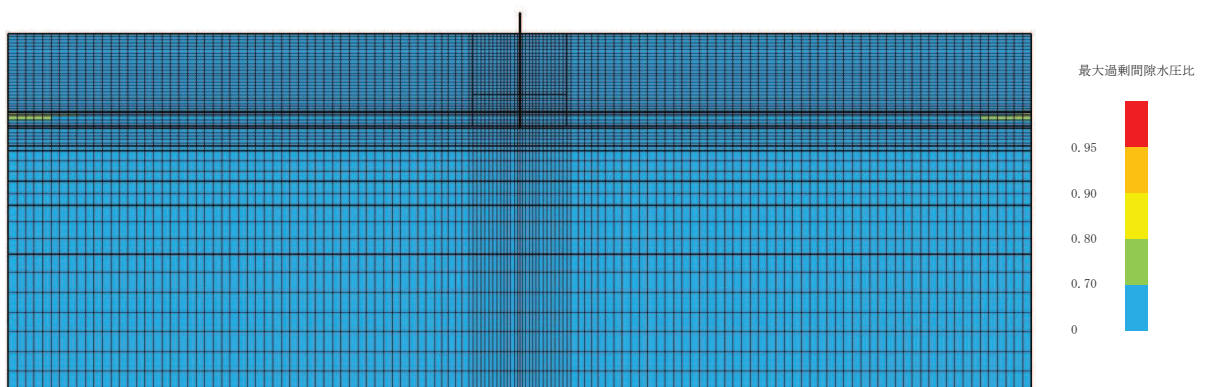


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (10) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - D3$)

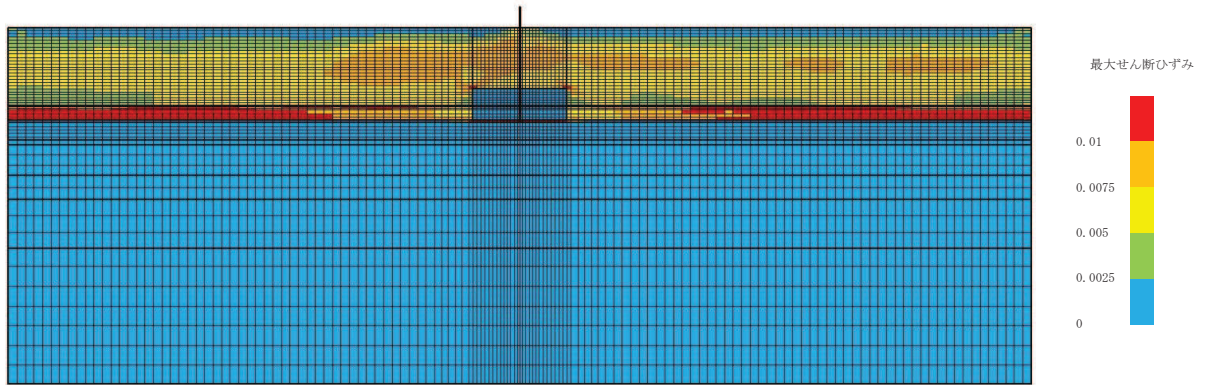


(最大せん断ひずみ分布)

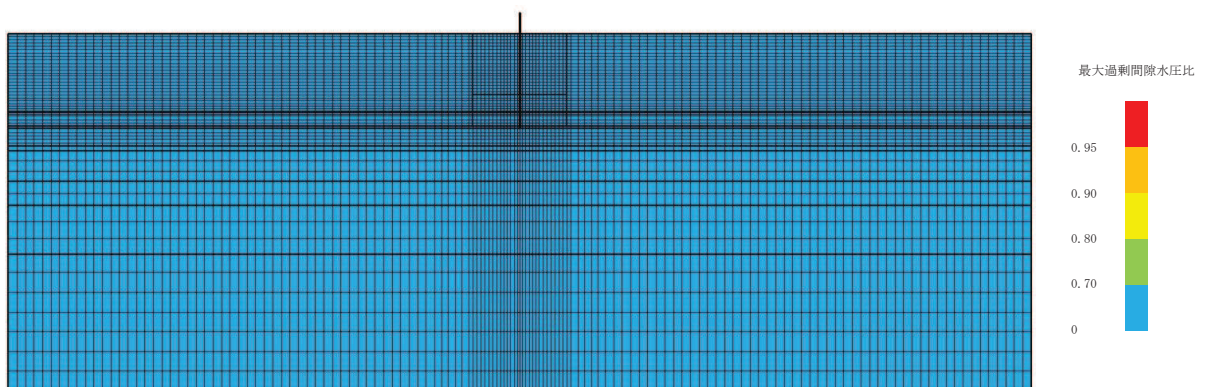


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (11) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - F1$)

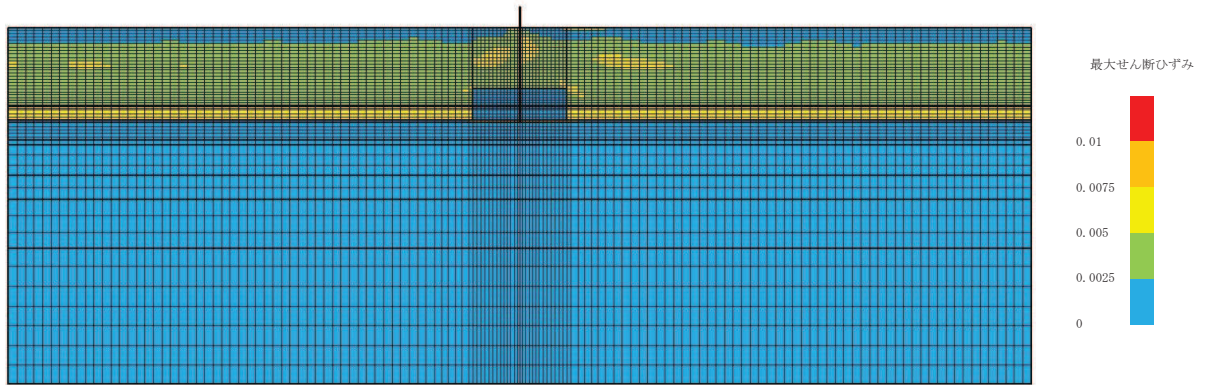


(最大せん断ひずみ分布)

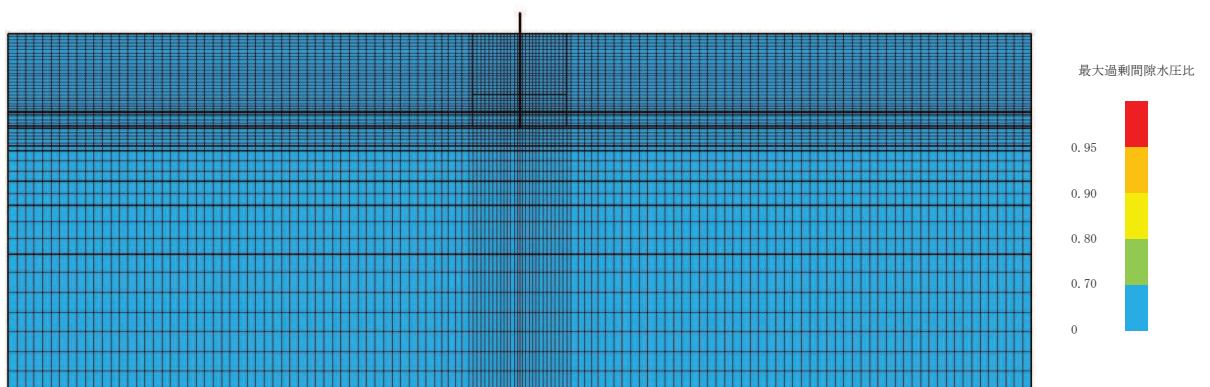


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (12) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - F_2$)

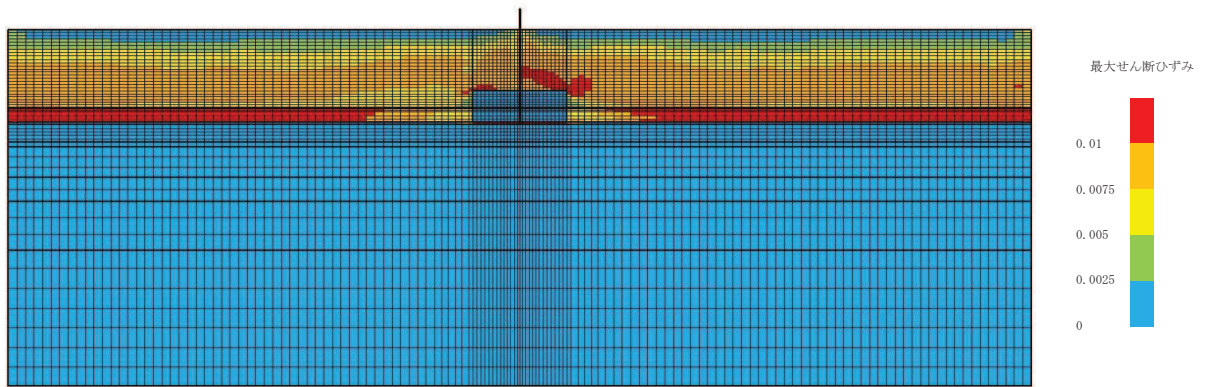


(最大せん断ひずみ分布)

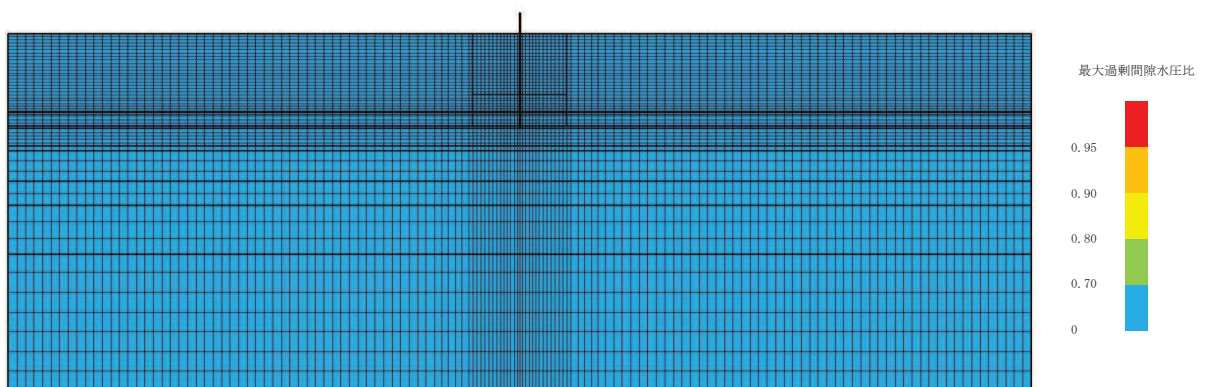


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (13) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - F_3$)

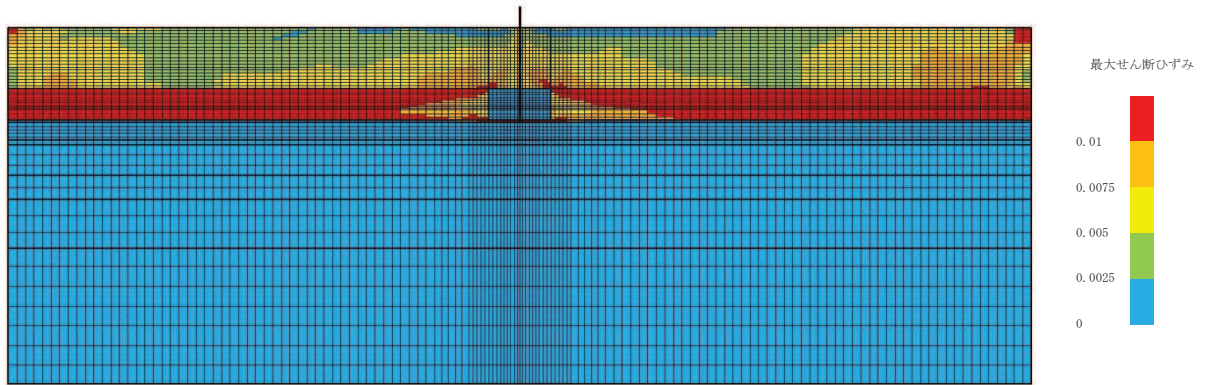


(最大せん断ひずみ分布)

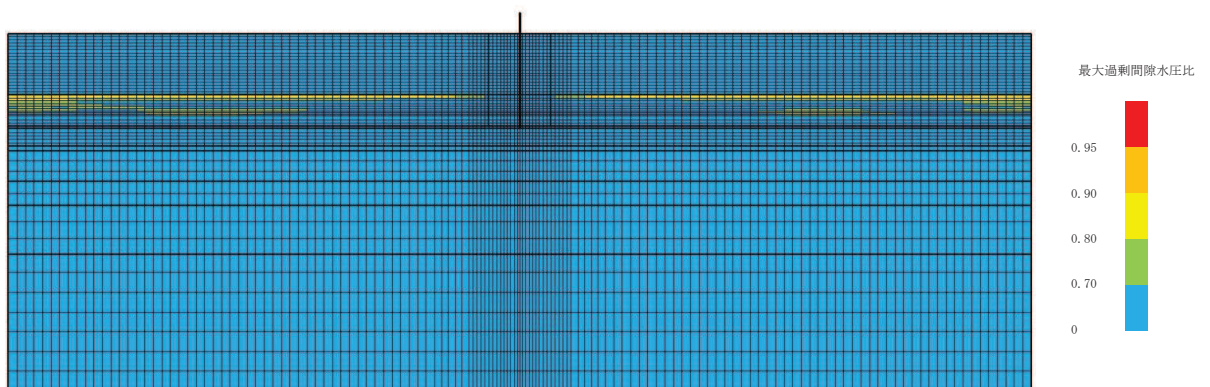


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-4 (14) 最大応答値分布 (ケース 4(2), $S_s - N1$)

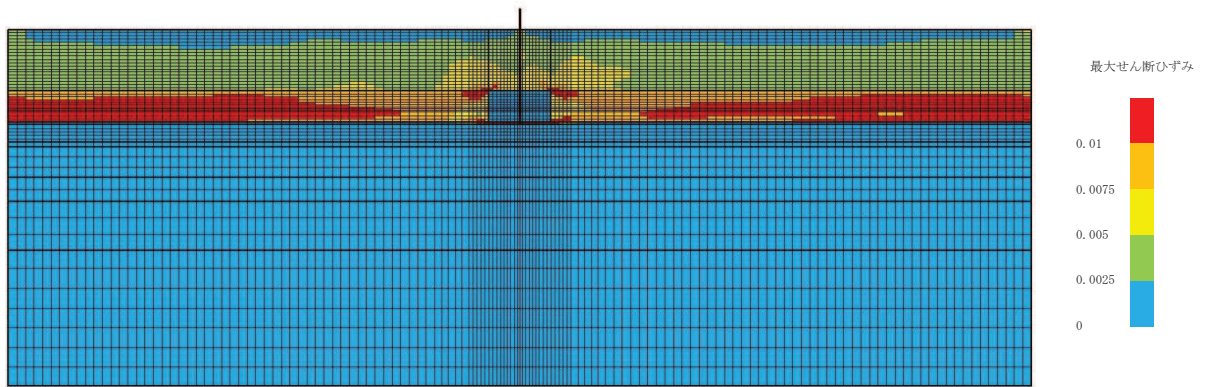


(最大せん断ひずみ分布)

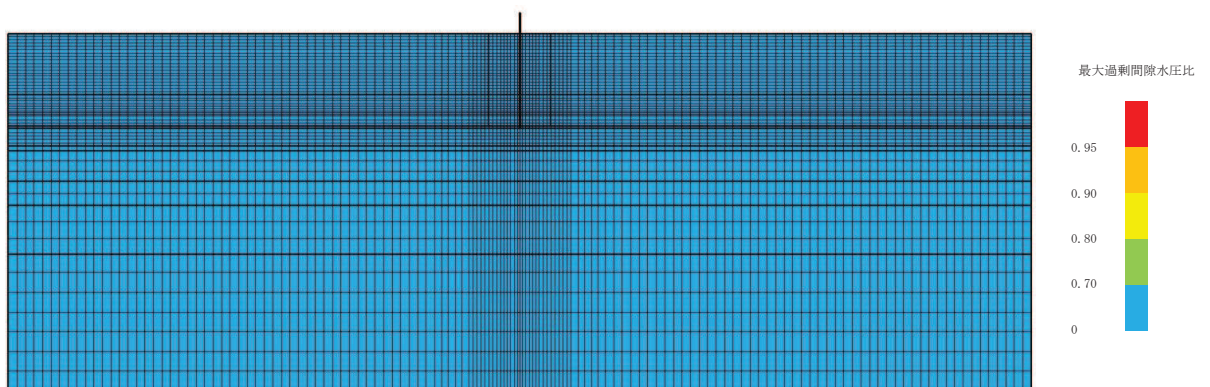


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-5 (1) 最大応答値分布 (ケース 5(1), $S_s - D1$)

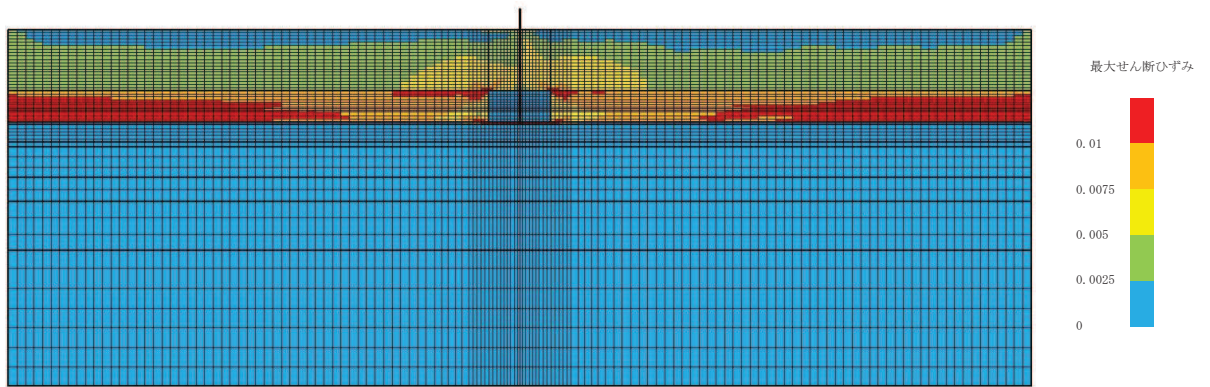


(最大せん断ひずみ分布)

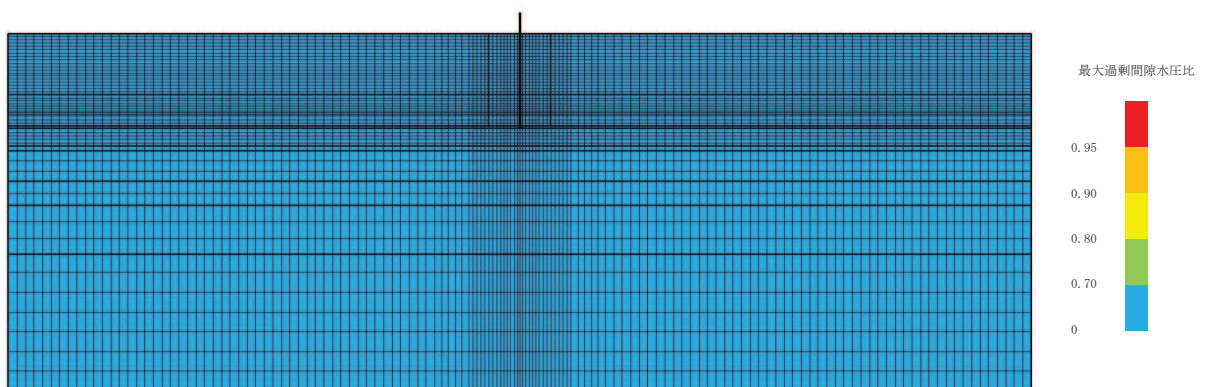


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-5 (2) 最大応答値分布 (ケース 5(1), $S_s - D2$)

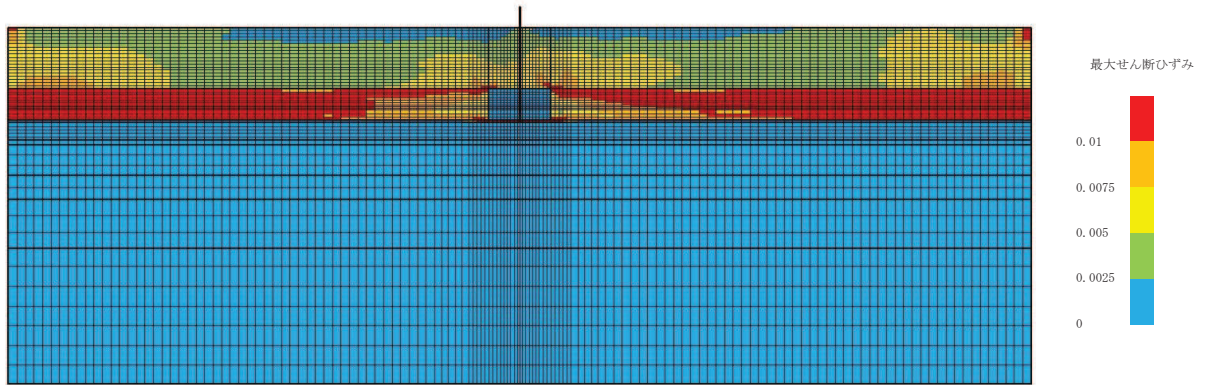


(最大せん断ひずみ分布)

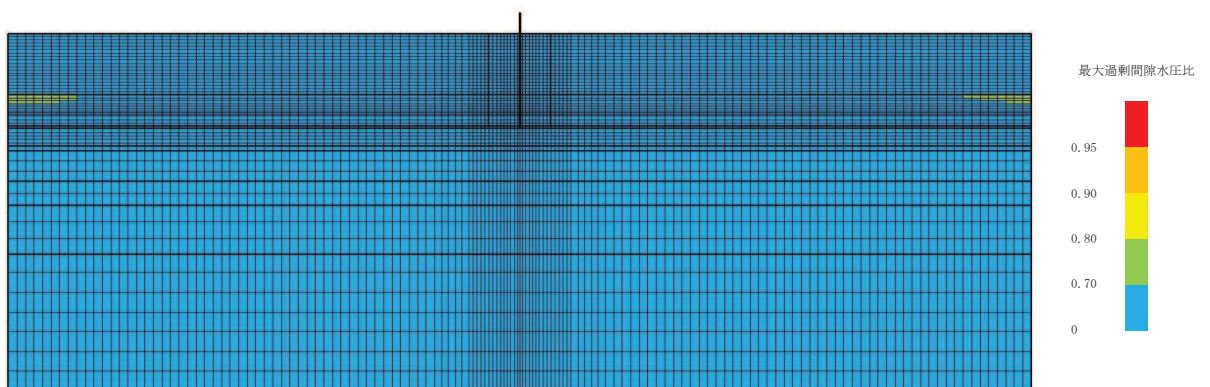


(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-5 (3) 最大応答値分布 (ケース 5(1), $S_s - D3$)



(最大せん断ひずみ分布)



(最大過剰間隙水圧比分布)

図 12-5 (4) 最大応答値分布 (ケース 5(1), $S_s - F1$)