資料１－２－１

東海第二発電所　第５回設計及び工事計画審査資料	
資　料　番　号	補足-27　改３
提　出　年　月　日	2026 年８月 27 日

東海第二発電所

設計及び工事計画に係る補足説明資料

第５回申請

（防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更に係る補足説明）

2026 年８月

日本原子力発電株式会社

本資料中の □ は，商業秘密又は防護上の観点で公開できません。

目　次

1. 地中連続壁の不具合事象について
2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針
3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

1.　地中連続壁の不具合事象について

目　次

1. 地中連続壁の不具合事象について 2
1.1 防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更の経緯 2
1.2 不具合事象の調査結果 5
1.2.1 コンクリート未充填 5
1.2.2 鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む） 16
1.3 原因調査 22
1.3.1 施工履歴・施工記録の調査 22
1.3.2 原因調査 31
1.4 まとめ 55
1.4.1 不具合事象の調査結果のまとめ 55
1.4.2 原因と対策 59
1.4.3 調査結果のまとめ 63
1.5 参考資料 64
1.5.1 地山側音響探査及び水平コアボーリングの調査結果 64
1.5.2 未改良地山の崩落によるコンクリート未充填 91
1.5.3 鉄筋の変形等に係るモックアップ試験 100
1.5.4 地中連続壁の施工記録及び品質確認記録 103

1. 地中連続壁の不具合事象について

本書は，防潮堤（鋼製防護壁）の不具合事象及び同事象を踏まえた設計変更について，添付書類「Ⅵ-2-4-2-5-1 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震性についての計算書」及び「Ⅵ-3-別添 1-2-5-1 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書」を補足説明するものである。

本章では，防潮堤（鋼製防護壁）基礎の構造変更が必要となった地中連続壁で発生した不具合事象に関する調査結果及び原因と対策について説明する。

1.1 防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更の経緯

防潮堤（鋼製防護壁）は，南側及び北側にそれぞれ縦横 15.5 m の正方形の柱状の基礎（以下，南側に位置する基礎を「南基礎」，北側に位置する基礎を「北基礎」という。）を有する。既工事計画認可（平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号）（以下，「既工認」という。）における当該基礎は，既設構造物の南北に２つの地中連続壁を岩盤に設置し，その上部に既設構造物を跨ぐように鋼製防護壁を設置する計画で，地震及び津波による設計荷重に対して十分な強度を有する構造形式である。防潮堤（鋼製防護壁）位置図を図 1.1-1 に，防潮堤（鋼製防護壁，既工認）構造図を図 1.1-2 に示す。

基礎の施工においては，地中連続壁構築の準備としてガイドウォール※1及び溝壁防護のＳＭＷ※2を構築した上で地中連続壁を地中に構築した後，同地中連続壁を土留めとして中実部を掘削し，中実鉄筋コンクリートを地中連続壁と一体化させながら構築する計画としていた。地中連続壁の不具合事象は，地中連続壁の施工中及び中実部の掘削中において確認したものである。

※１：地中連続壁構築時に地山の崩落防止及び施工精度の確保のため，設置する現場打ちの鉄筋コンクリート仮設構造物。
※２：土（Soil）とセメントスラリーを原位置で混合・攪拌（Mixing）し，地中に造成する壁体（Wall）の略称で，芯材にH型鋼材を使用。本施工箇所では，崩落しやすい地層があるため溝壁防護のための補助工法として使用。

【不具合事象】

- 地中連続壁の施工後に中実部の掘削を実施したところ，地中連続壁の中実部側の壁面の一部においてコンクリート未充填及び鉄筋（組み立て用の鋼材含む）の変形，脱落，欠損（以下，「変形等」という。）の事象を確認した。
- 地中連続壁の地山側の壁面に対しての音響探査及び水平コア採取による壁厚確認を行ったところ，一部においてコンクリート未充填の事象が発生していることを確認した。
- 北基礎の地中連続壁の南西側角部において，鉄筋かごが計画深度まで建込みできない事象（高止まり事象）が発生した。

これらの不具合事象は，その全容を把握するに至っておらず，地中連続壁に耐力を期待することは困難であることから，東海第二発電所の既工認の防潮堤（鋼製防護壁）の設計を変更する必要が生じた。

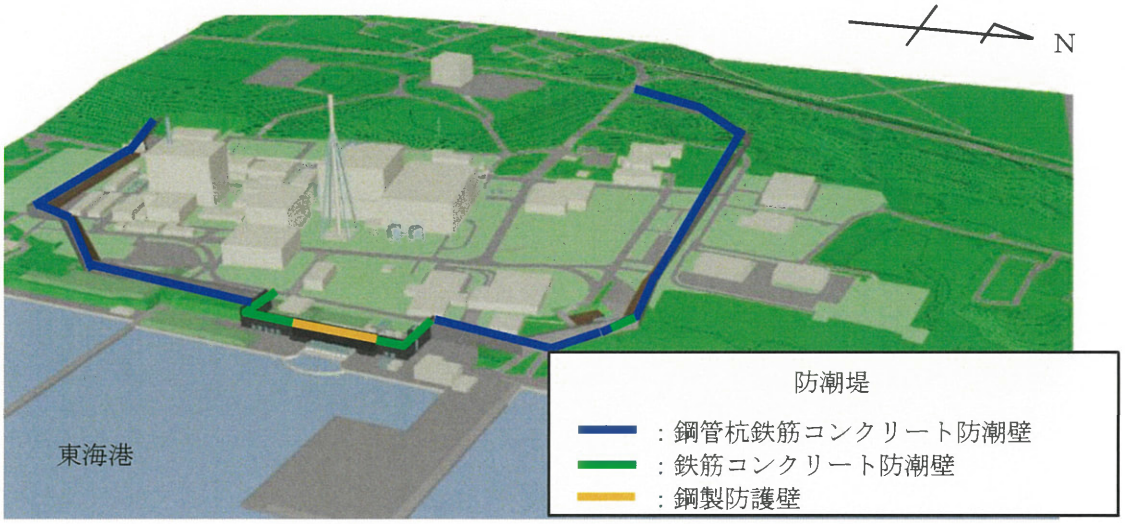


図 1.1-1　防潮堤（鋼製防護壁）位置図

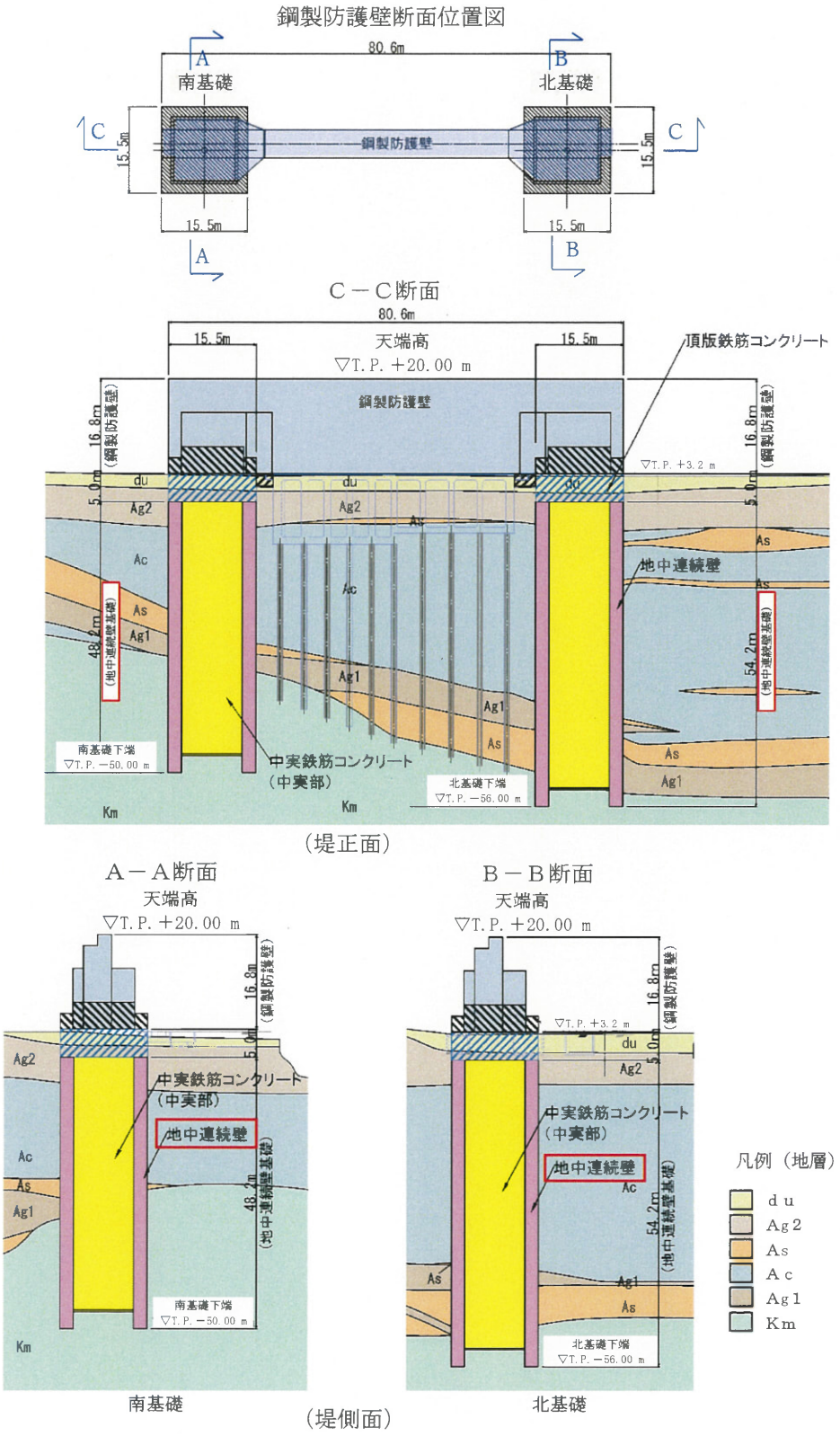


図 1.1-2　防潮堤（鋼製防護壁，既工認）構造図

1.2　不具合事象の調査結果

不具合事象（コンクリート未充填，鉄筋の変形等及び鉄筋かごの高止まり）について，調査方法及び調査結果を以下に示す。

1.2.1　コンクリート未充填

(1)　調査方法

掘削により露出した地中連続壁の中実部側壁面（南基礎 T.P.約－2 m～T.P.約－45 m の範囲，北基礎 T.P.約－2 m～T.P.約－49 m の範囲）に対し，コンクリート未充填の状況（範囲，深さ及び壁面上の位置）を目視等にて調査した。

なお，地山側については音響探査及び水平コアボーリング調査を実施しているが，調査範囲が限定的であることから，参考資料として 1.5.1 にその調査結果を示す。

(2) 調査結果

地中連続壁のエレメント及び区画割図を図 1.2-1 に，剛結継手部※1詳細図を図 1.2-2 に示す。調査結果のうち南基礎については，地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填）を図 1.2-3 に，地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況を図 1.2-4 に，地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要を表 1.2-1 に示す。また，北基礎については，地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填）を図 1.2-5 に，地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況を図 1.2-6 に，最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填箇所（北基礎区画①及び⑮）を図 1.2-7 に，地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要を表 1.2-2 に示す。

地中連続壁中実部側壁面の観察結果の概要は以下の通り。

・南基礎，北基礎のほとんどの剛結継手部でコンクリート未充填が面的に分布していた。そのコンクリート未充填部においては，鉛直鉄筋（設計純かぶり※2115 mm），水平鉄筋（設計純かぶり 163 mm）が露出している箇所があった。

・剛結継手部以外のコンクリート未充填の分布は剛結継手部に比べ少なく，コンクリート未充填の一部は隣接する剛結継手部から連続していた。

・コンクリート未充填の最大深さは，北基礎の約 70 cm であり（図 1.2-5 及び図 1.2-7 参照），剛結継手部の仕切板※3際（剛結継手部側）で観察され，未充填部は粘性土で閉塞されていた。

・コンクリート未充填の鉛直方向の分布は，ＳMW下端までの区間（以下，「ＳMW区間」という。）よりも同区間以深の方が，コンクリート未充填が多く分布している。南基礎と比べると，北基礎のＳMW区間ではコンクリート未充填部は土砂を多く含んだスライムにより閉塞されていた。

・南基礎の区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填部は，南７のコンクリート流出防止シート※4，土砂及びスライム・安定液並びにこれらを巻き込んだコンクリートにより閉塞されていた。

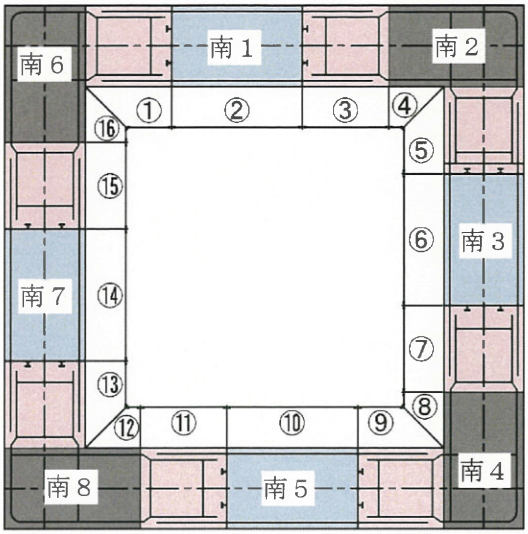
・北基礎の区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填はＳMW壁体で閉塞されていた。

※１：先行エレメントと後行エレメントを連続した一体構造とするために設けた箇所で，先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋の鉄筋が重なるように配置する。
※２：設計純かぶりとは，コンクリート躯体表面から鉄筋表面までの設計上の距離をいう。
※３：先行エレメントのコンクリート打設範囲を保持するための両端に設ける鉛直鋼板であり，仕切板で区切られた内側に先行エレメントのコンクリートを打設する。仕切板の外側が剛結継手部となる。図 1.2-2 を参照。
※４：先行エレメントのコンクリートの打設時にコンクリートが周辺に流出することを防止するための土木シートである。

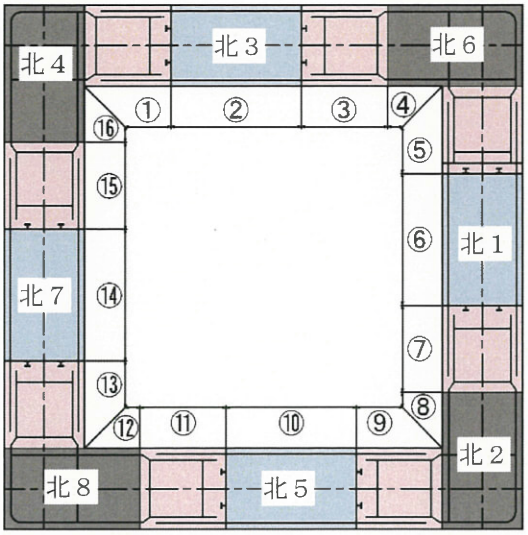
注：「南１～８」，「北１～８」の表記はコンクリート打設ブロック（エレメント名称）を示す。
①から⑯は施工上の区画を示す。

剛結継手部の詳細は図 1.2-2 参照

凡例
：先行エレメント
：後行エレメント（剛結継手部）
：後行エレメント（剛結継手部以外）



（南基礎）



（北基礎）

図 1.2-1　地中連続壁のエレメント及び区画割図

図 1.2-2　剛結継手部詳細図（北基礎）

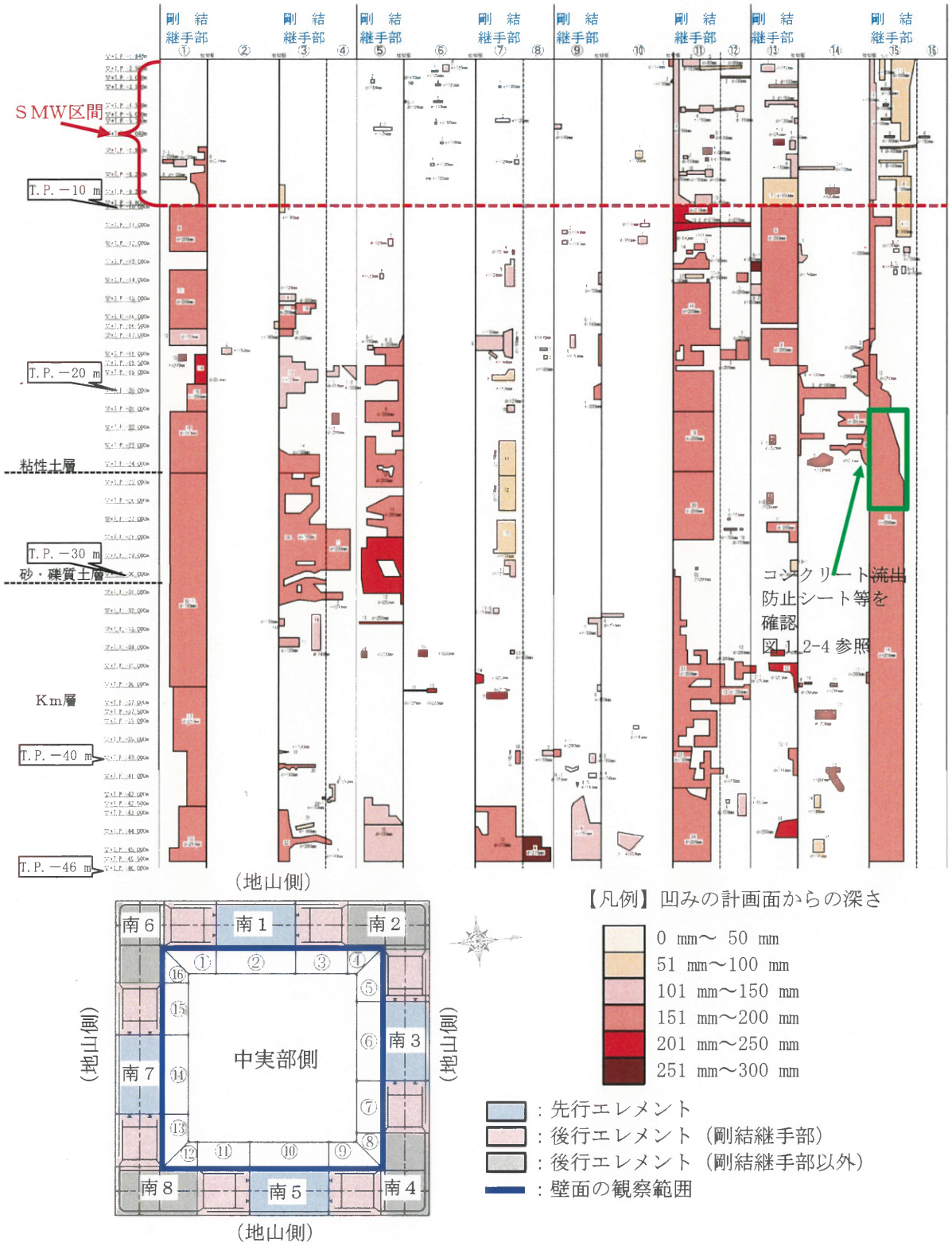


図 1.2-3　地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填：南基礎）

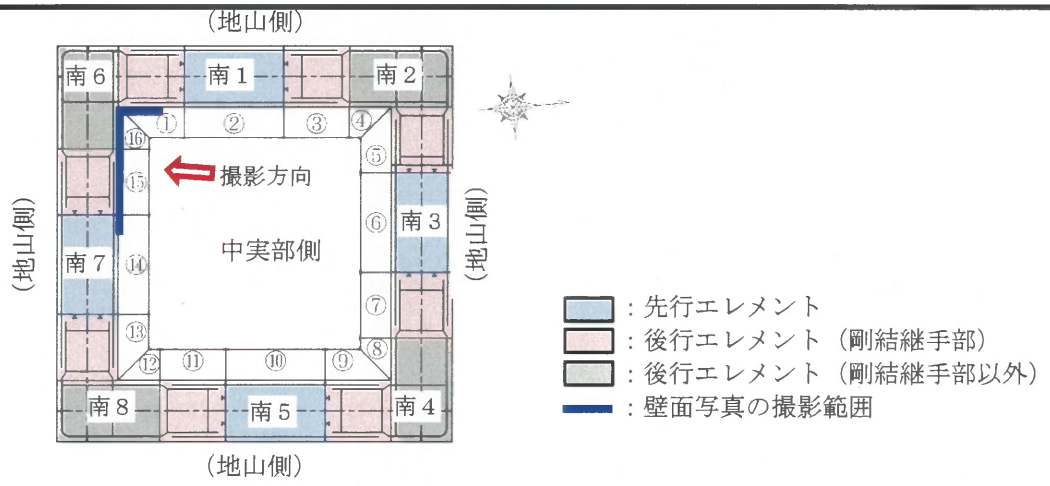


図 1.2-4　地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況（南基礎）

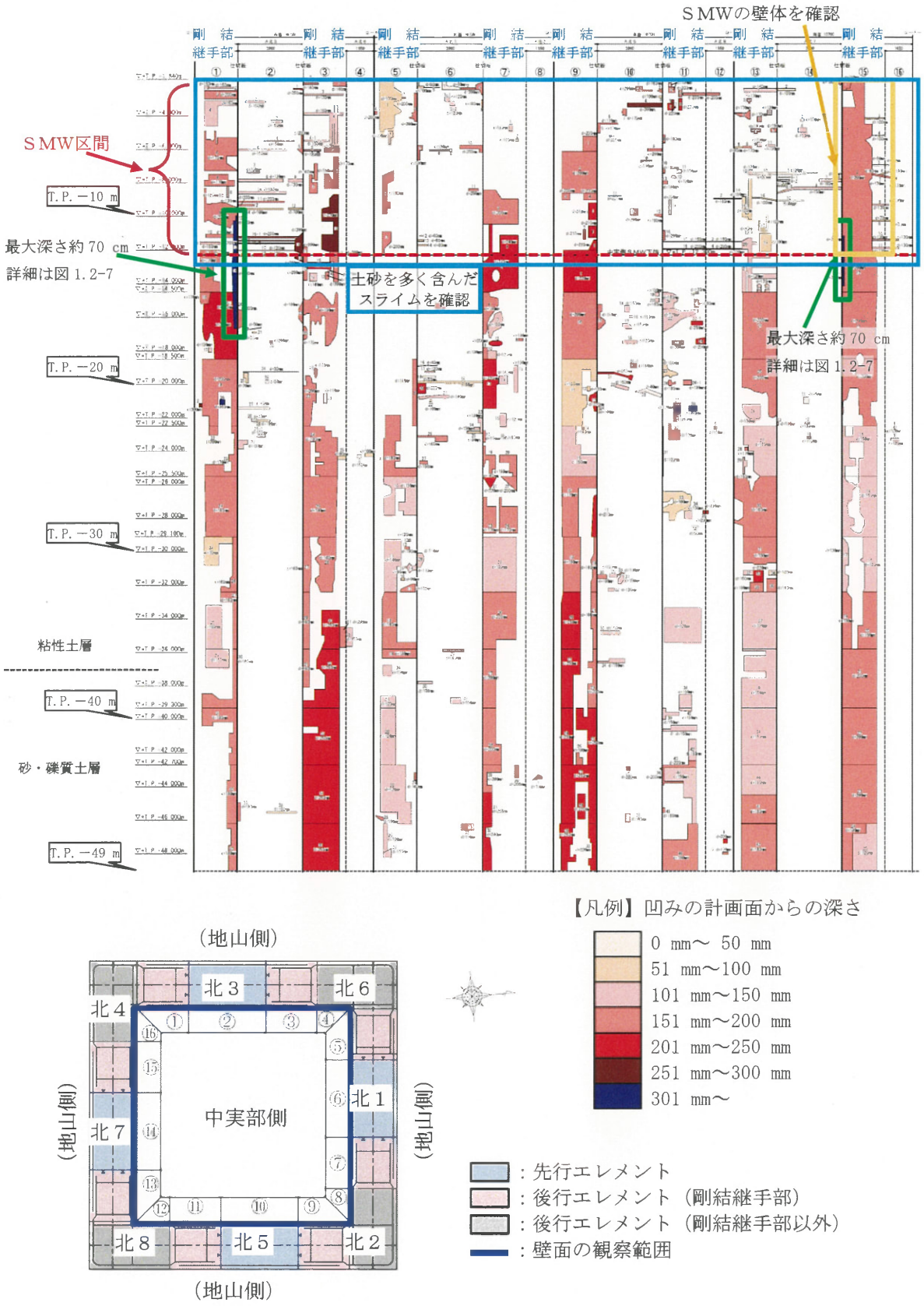


図 1.2-5　地中連続壁中実部側壁面の観察結果（コンクリート未充填：北基礎）

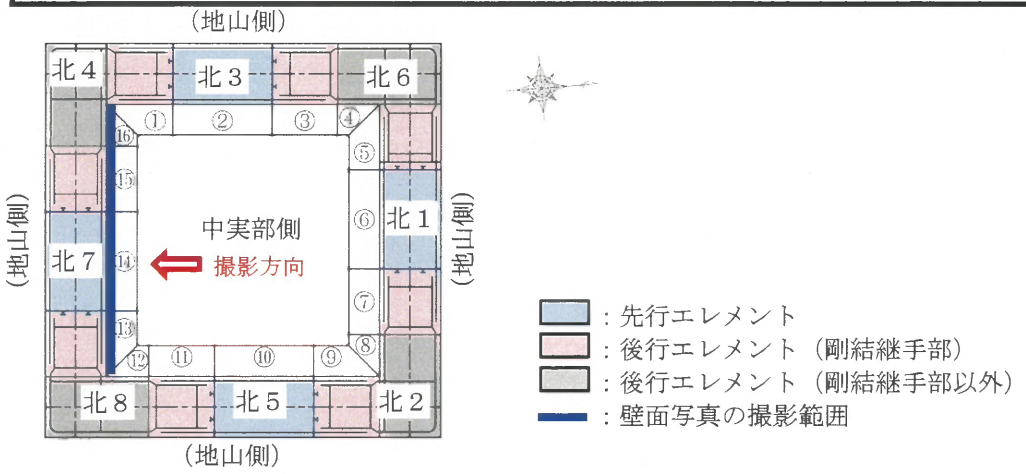


図 1.2-6　地中連続壁中実部側壁面のコンクリート未充填状況（北基礎）

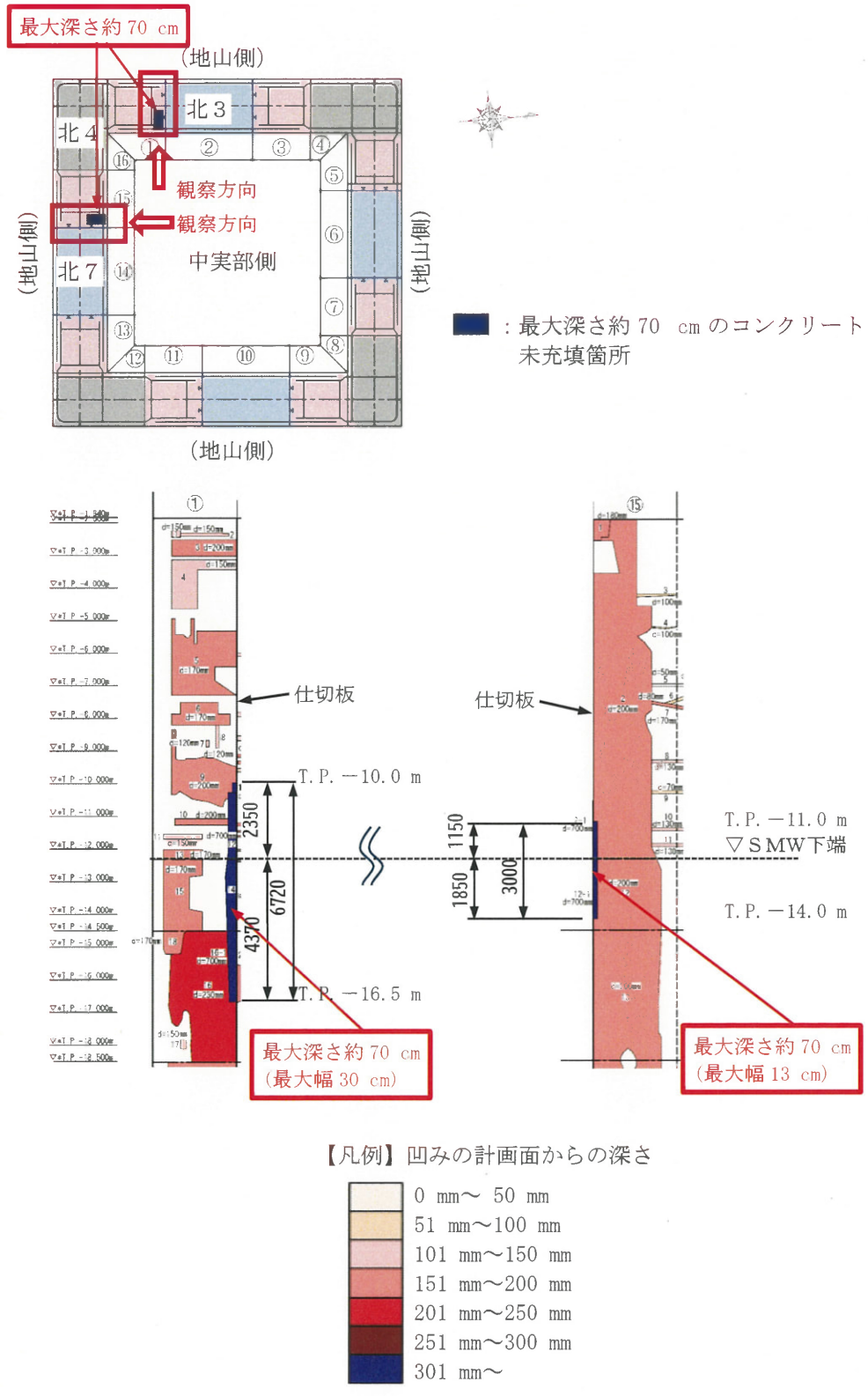


図 1.2-7　最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填箇所（北基礎区画①及び⑮）

表 1.2-1　地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要（南基礎）

区画		観察結果	
		標高（T.P.）	詳細
①	剛結継手	約－6 m～約－10 m	まばらにスライム・安定液を巻き込んだコンクリート※が分布していることを確認した。
		約－10 m～約－45 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
②	先行	約－16 m～約－18 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
③	剛結継手	約－9 m～約－10 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－15 m～約－34 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約－43 m～約－45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
④	後行	約－18 m～約－22 m 約－41 m～約－42 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－27 m～約－31 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は，隣接した区画③と繋がっている。
⑤	剛結継手	約－3 m～約－14 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－17 m～約－34 m 約－42 m～約－45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑥	先行	約－2m～約－8 m 約－34m～約－36 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑦	剛結継手	約－3 m～約－7 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－12 m～約－45 m	まばらに分布したコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑧	後行	約－18 m 約－39 m～約－41 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－44 m～約－45 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は，隣接した区画⑦と繋がっている。
⑨	剛結継手	約－6m～約－12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－13 m～約－20 m 約－32 m～約－41 m 約－42 m～約－45 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑩	先行	約－2 m～約－12 m 約－32 m，約－38 m 約－42 m～約－45 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑪	剛結継手	約－2 m～約－10 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
		約－10 m～約－45 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑫	後行	約－2 m～約－5 m 約－11 m～約－18 m 約－35 m付近 約－42 m～約－43 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－42 m～約－43 m	コンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。このコンクリート未充填部は，隣接した区画⑪と繋がっている。
⑬	剛結継手	約－2 m～約－10 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－10 m～約－18 m	全面的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約－22 m～約－29 m 約－34 m～約－36 m 約－39 m～約－41 m 約－43 m～約－44 m	まばらにコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑭	先行	約－8 m～約－9 m 約－13 m付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－12 m 約－16 m～約－24.0 m 約－35 m～約－45.0 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑮	剛結継手	約－2 m～約－21 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－21 m～約－45 m	全面的にコンクリート未充填部が分布している範囲に，コンクリート流出防止シート（約－21 m～約－26 m），土砂及びスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
⑯	後行	T.P.約－6 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。

※の注釈は次頁参照。

※：地中連続壁工法では，気中でのコンクリート打設とは異なり，安定液中にコンクリートを打設することにより，コンクリートの強度低下が起こる場合がある[1]。そのため，コンクリート標準示方書(2012 年制定)においては，スライム・安定液の巻き込み等により強度が低下すること等を考慮し，コンクリート強度の割増しを行うのがよいとしている[2]。ただし，スライムや安定液は，極力，巻き込まないように施工することを前提としている。スライム・安定液を巻き込んだコンクリートとは，このような強度の割増しによって，所要強度を確保できているコンクリートを指す。したがって，スライム・安定液を巻き込んだコンクリートはその健全性に問題がない。

---

[1] わかりやすい地中連続壁工法，p. 112，総合土木研究所，1996.

[2] 土木学会編：コンクリート標準示方書　施工編　2012 年制定，pp. 283～284，土木学会，2012.

表 1.2-2　地中連続壁中実部側壁面区間ごとの観察結果の概要（北基礎）

区画		観察結果	
		標高（T.P.）	詳細
①	剛結継手	約－2 m～約－9 m	断続的に分布している範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートを確認した。
		約－9 m～約－12 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムの堆積を確認した。
		約－12 m～約－49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約－10 m～約－17 m	仕切板際で深さ 70 cm，幅 30 cm のコンクリート未充填があり，粘性土（一部安定液混じりの粘性土）を確認した。
②	先行	約－2 m～約－24 m 約－45 m～約－46 m	帯状の範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
③	剛結継手	約－2 m～約－9 m	断続的にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－9 m～約－12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約－12 m～約－18 m 約－19 m～約－49 m	区画全域にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
④	後行	約－24 m 付近 約－34 m～約－36 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑤	剛結継手	約－2 m～約－12 m	まだらにスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－19 m～約－28 m 約－29 m～約－48 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑥	先行	約－2 m～約－12 m 約－15 m～約－47 m	局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑦	剛結継手	約－5 m～約－6 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－9 m～約－12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約－12 m～約－49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑧	後行	約－43 m 付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑨	剛結継手	約－5 m～約－12 m	まだらにコンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約－12 m～約－49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑩	先行	約－2 m～約－10 m 約－14 m～約－22 m 約－31 m～約－37 m 約－43 m 付近 約－46 m 付近	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑪	剛結継手	約－2 m～約－12 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－12 m～約－30 m 約－34 m～約－36 m 約－38 m～約－49 m	断続的にコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑫	後行	約－2 m～約－12 m 約－23 m 付近 約－28 m 付近 約－47 m～約－48 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑬	剛結継手	約－2 m～約－11 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
		約－11 m～約－12 m	コンクリート未充填部が分布し土砂を多く含んだスライムが堆積していることを確認した。
		約－15 m～約－49 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
⑭	先行	約－2 m～約－9 m 約－21 m～約－23 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。
⑮	剛結継手	約－2 m～約－12 m	コンクリート未充填部が分布した範囲にＳＭＷの壁体を確認した。
		約－12 m～約－49 m	全面にわたりコンクリート未充填部が分布し粘性土が堆積していることを確認した。
		約－11 m～約－14 m	仕切板の際で深さ 70 cm，幅 13 cm のコンクリート未充填部に粘性土（一部安定液混じりの粘性土）が堆積していることを確認した。
⑯	後行	約－7 m～約－12 m 約－22 m～約－23 m	極小規模で局所的な範囲にスライム・安定液を巻き込んだコンクリートが分布していることを確認した。

1.2.2　鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）

(1)　調査方法

掘削により露出した地中連続壁の中実部側壁面（南基礎ではT.P.約－2 mからT.P.約－45 mの範囲，北基礎ではT.P.約－2 mからT.P.約－49 mの範囲）に対し，鉄筋の変形等（ここでは，鉄筋（水平鉄筋，鉛直鉄筋，組み立て用の鋼材含む）の変形，脱落，欠損を「鉄筋の変形等」という）の状況（鉄筋かごの高止まり事象を含む）を目視にて調査した。

(2)　調査結果

a.　南基礎

南基礎の観察結果を図 1.2-8 に示す。主な観察結果は以下の通り。

・区画⑮（剛結継手部）の上段～中３段において先行エレメントの鉄筋の変形等を確認し，中２段～下段において後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。また，中２段において先行エレメントの鉄筋と後行エレメントの組立用鋼材の交錯を確認した。

・区画⑯の中２段～下段において，後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。

・区画①（剛結継手部）の中２段～下段において先行エレメント及び後行エレメントの鉄筋の変形を確認した。

b.　北基礎

北基礎の観察結果を図 1.2-9 に示す。主な観察結果は以下の通り。

・区画⑮及び区画①（剛結継手部）の上段～下段において先行エレメント及び後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。また，区画⑯の上段～下段において後行エレメントの鉄筋の変形等を確認した。なお，区画⑮の中１段及び下段において先行エレメントと後行エレメントの鉄筋の錯綜を確認した。

・その他の剛結継手部（区画③，⑤，⑦及び⑨）の上段～下段において鉄筋の変形を確認した。

・区画⑮，⑯及び①の鉄筋かご（後行エレメント）建込み時に高止まり（約 70 cm）を確認した。

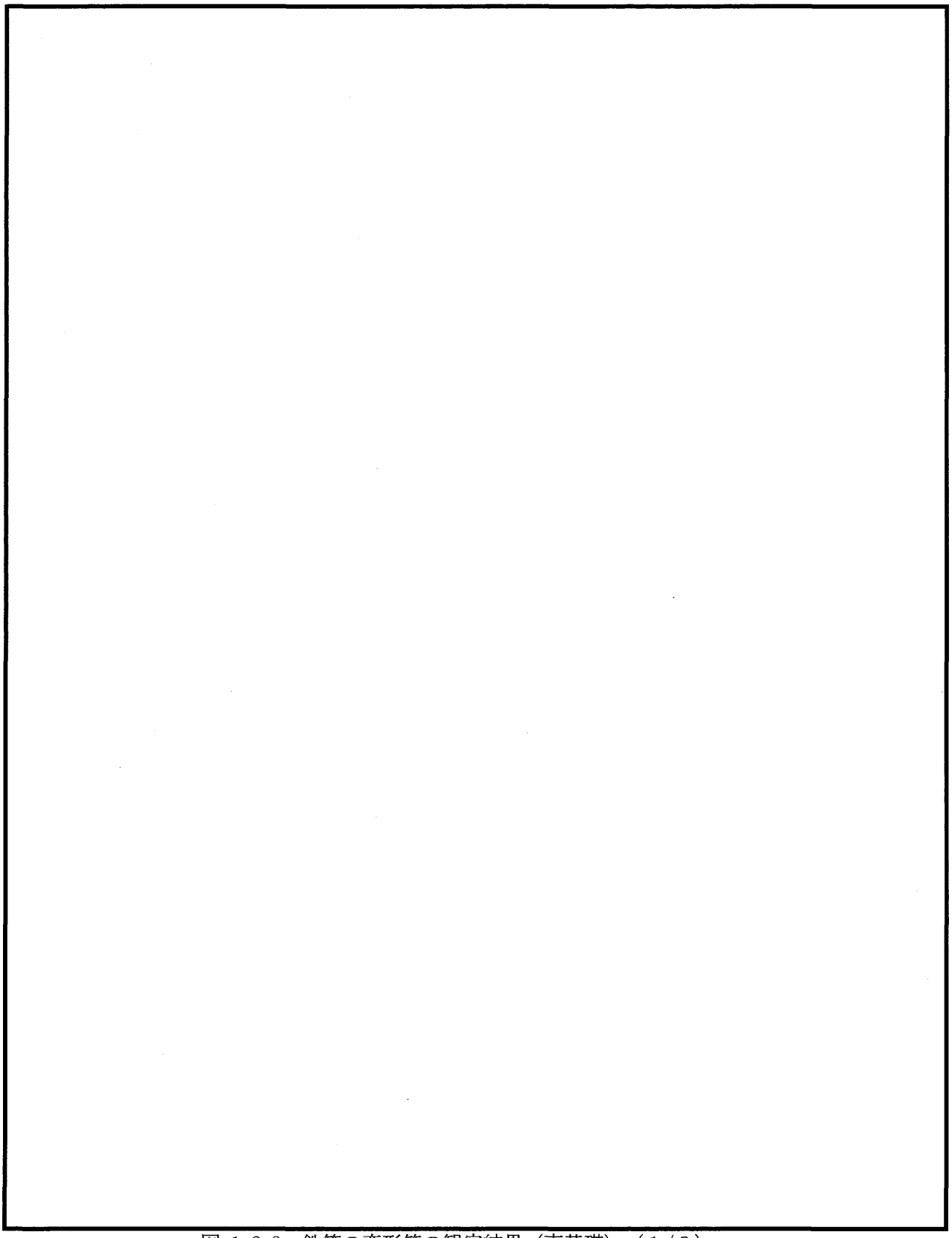
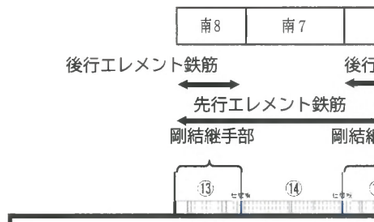
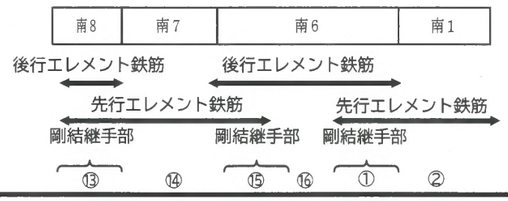


図 1.2-8　鉄筋の変形等の観察結果（南基礎）（1／2）

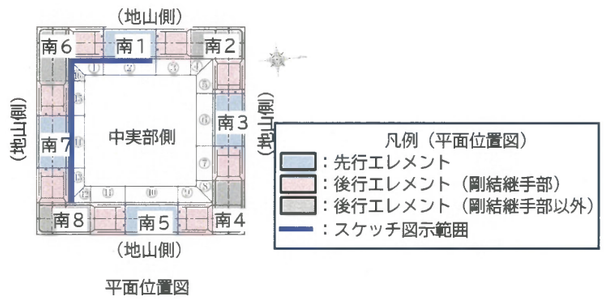


南面←→西面

右図に続く



南面←→西面



平面位置図

凡例（観察記録）

- 先行エレメント鉄筋　変形箇所（現況確認によるもの）
- 先行エレメント鉄筋　変形箇所（現況（実線部）からの推定）
- 後行エレメント鉄筋　変形箇所（現況確認によるもの）
- 設計の鉄筋位置
- フラットバー変形箇所
- 鉄筋欠損箇所

図 1.2-8　鉄筋の変形等の観察結果（南基礎）（2/2）

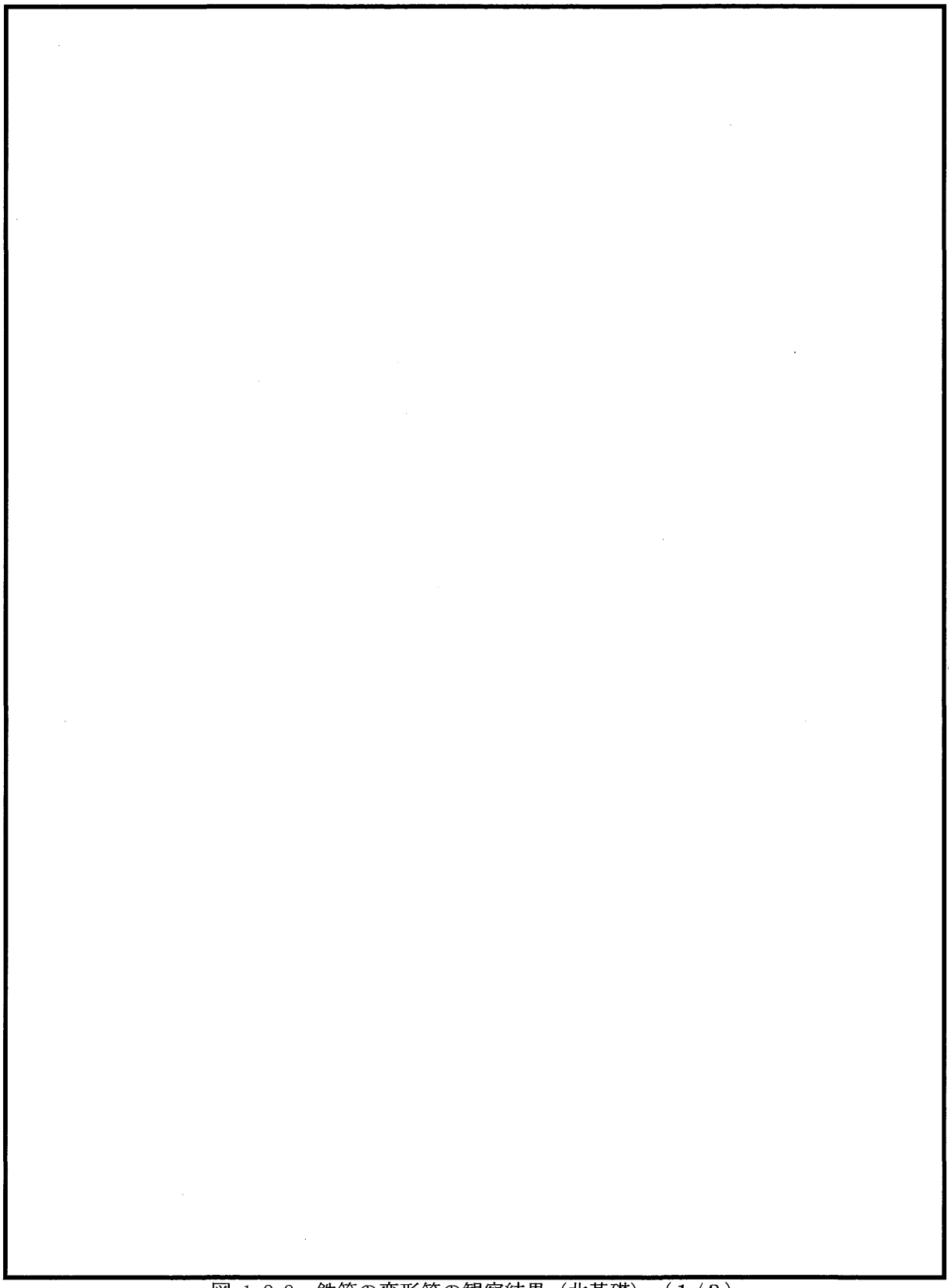


図 1.2-9　鉄筋の変形等の観察結果（北基礎）（1/3）

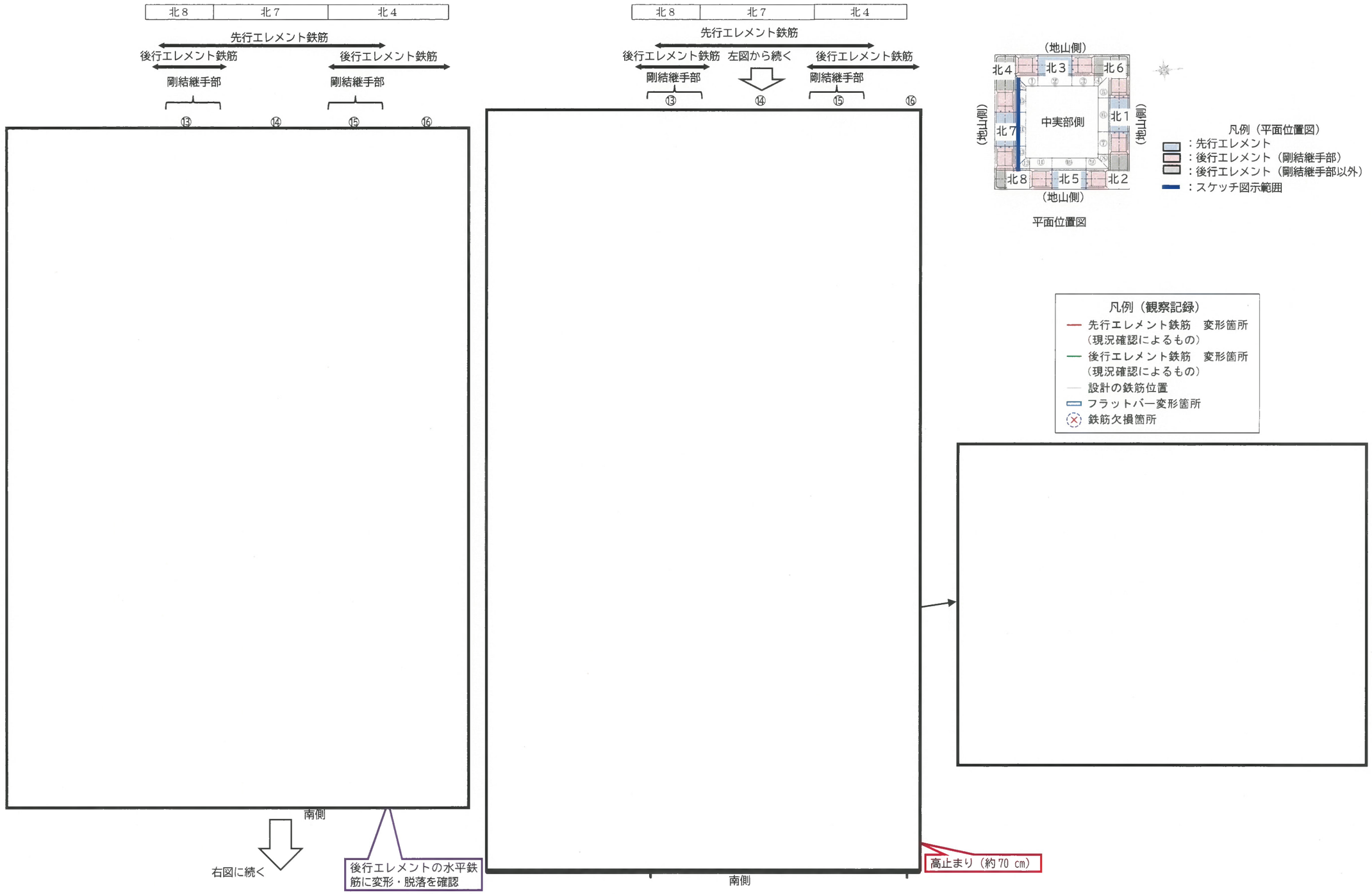
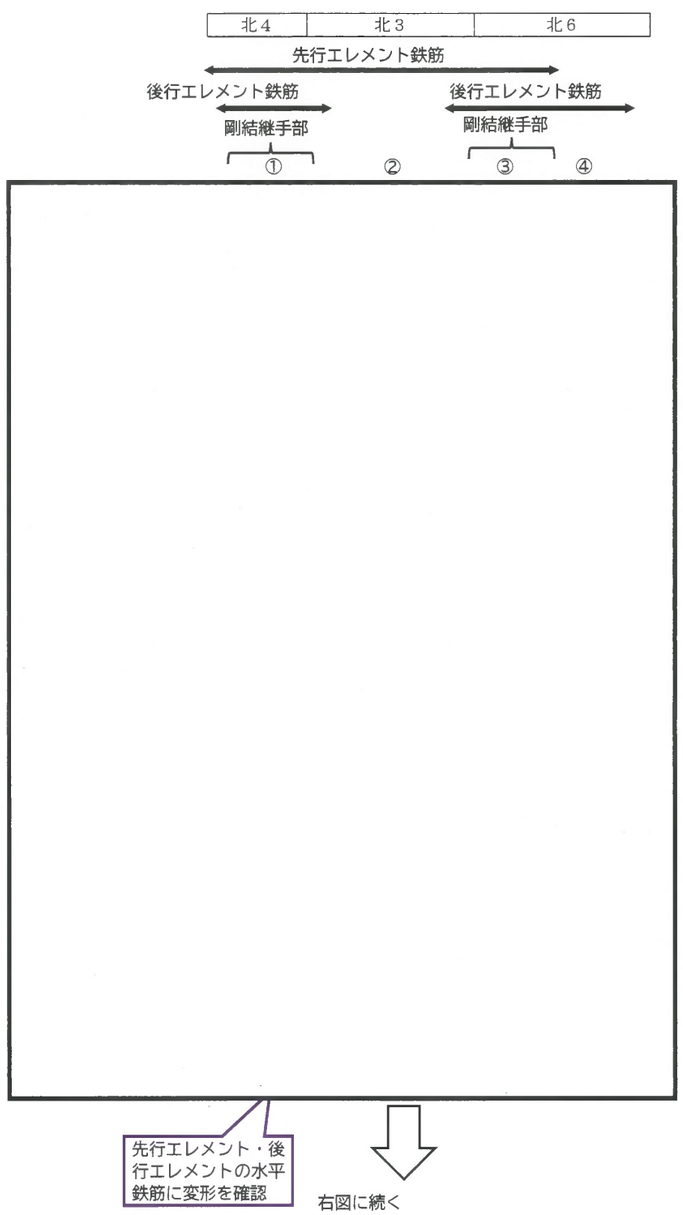
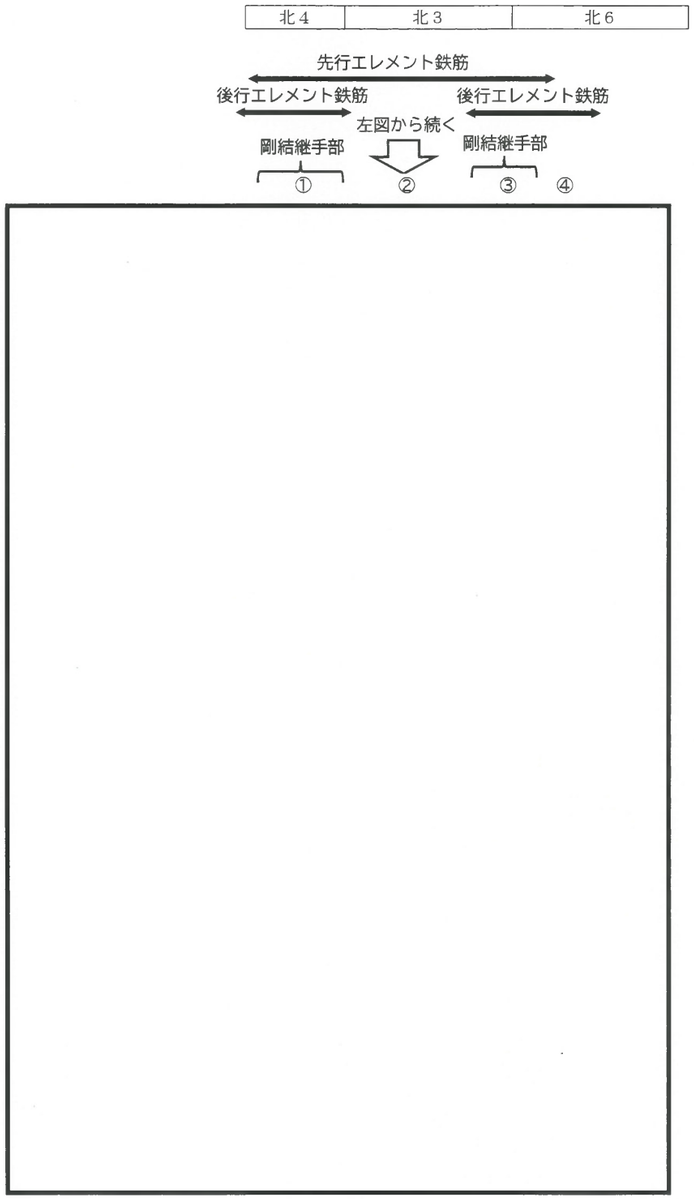
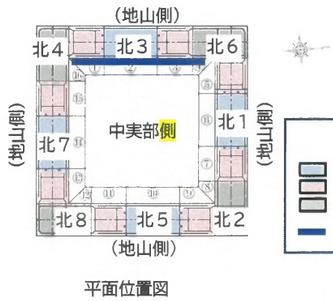


図 1.2-9　鉄筋の変形等の観察結果（北基礎南側）（２/３）







平面位置図

凡例（平面位置図）
：先行エレメント
：後行エレメント（剛結継手部）
：後行エレメント（剛結継手部以外）
：スケッチ図示範囲

凡例（観察記録）
先行エレメント鉄筋　変形箇所（現況確認によるもの）
後行エレメント鉄筋　変形箇所（現況確認によるもの）
設計の鉄筋位置
フラットバー変形箇所
鉄筋欠損箇所

図 1.2-9　鉄筋の変形等の観察結果（北基礎西側）（３/３）

1.3　原因調査

コンクリート未充填及び鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）の原因調査として，地中連続壁の施工履歴・施工記録から，通常の施工状況と異なる事象などを整理した。また，不具合事象の調査結果とこれらの事象などをあわせて，不具合事象の原因を特定する。

1.3.1　施工履歴・施工記録の調査

防潮堤（鋼製防護壁，既工認）の施工手順を図 1.3-1 に，地中連続壁の施工ステップを図 1.3-2 に示す。また，掘削イメージを図 1.3-3 に，掘削中の溝壁の断面図を図 1.3-4 に示す。

本工事での通常の施工状況と異なる事象などについて，施工履歴・施工記録を調査した。その結果，施工手順図のⅠ，Ⅱ，Ⅲの段階（準備作業を含む）で通常の施工状況と異なる事象などを確認した。通常の施工状況と異なる事象などは以下に示す通り。

・南基礎区画⑭におけるコンクリート打設中の溝壁崩落及び区画⑮への崩落土砂等の流入
・北基礎区画①，②及び③掘削中における溝壁崩落（他区画への水平展開を含む）
・北基礎区画⑬，⑭及び⑮におけるＳＭＷの再構築
・北基礎区画⑮，⑯及び①における鉄筋かご建込み時の上げ下ろし

次項に各事象などの概要を示す。

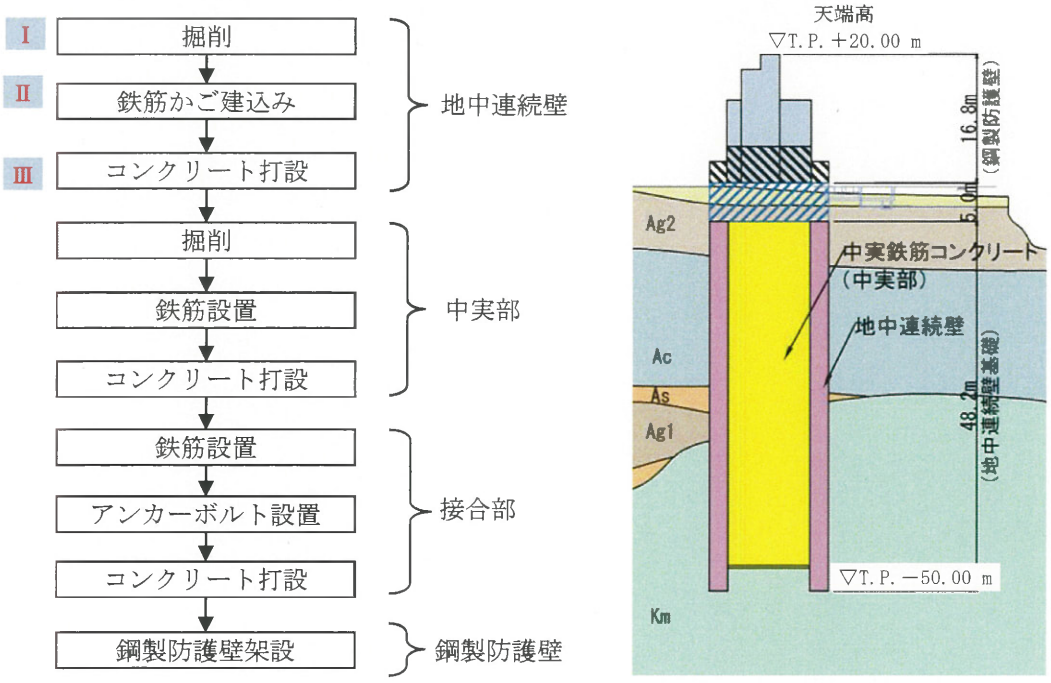


図 1.3-1　防潮堤（鋼製防護壁，既工認）の施工手順

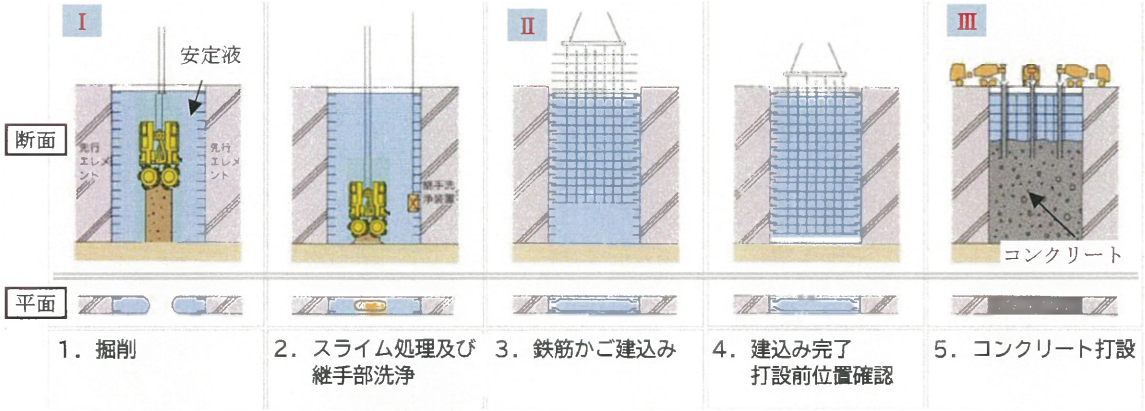
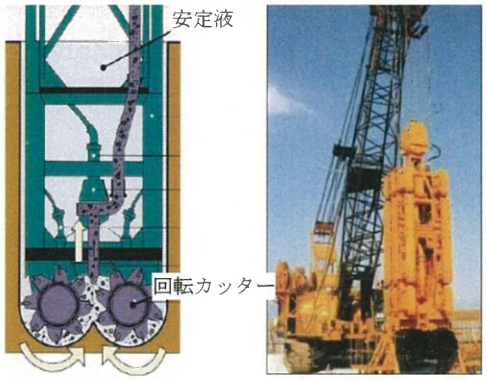
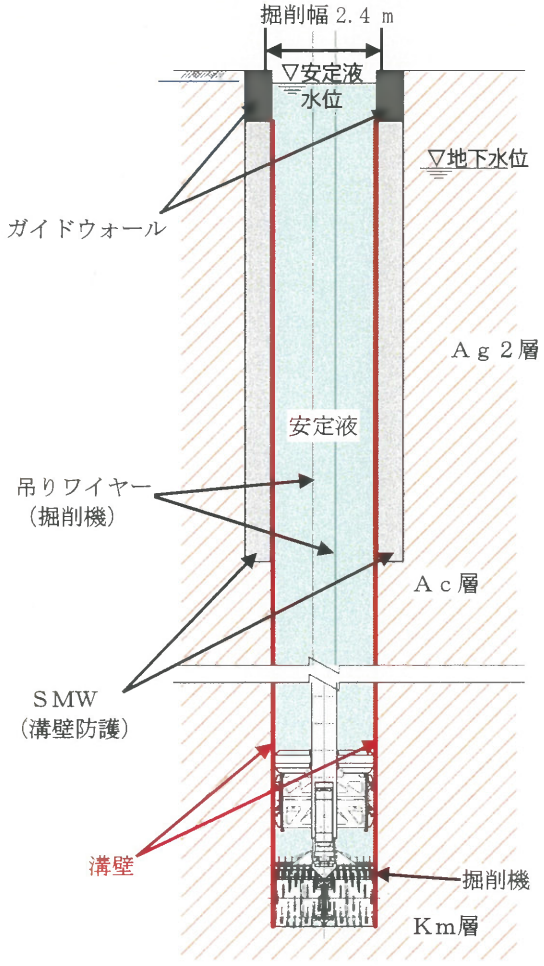


図 1.3-2　地中連続壁の施工ステップ図



掘削模式図　　掘削機の写真

図 1.3-3　掘削イメージ



溝壁とは，地中連続壁の構築において，安定液を用いた地山掘削によって形成される溝の壁面を指す。溝壁は，掘削溝内を満たす安定液の水圧によって安定的に保持されている。

図 1.3-4　掘削中の溝壁の断面図

(1)　南基礎区画⑭におけるコンクリート打設中の溝壁崩落及び区画⑮への崩落土砂等の流入

南基礎南７（区画⑭）のコンクリート打設中に中実部側の溝壁の一部が崩落し，崩落土砂等（崩落土砂及び打設中のコンクリート）が南６の南面の剛結継手部（区画⑮）に流入し堆積した（図 1.3-5 参照）。

南７（区画⑭）のコンクリート打設完了後，区画⑮の崩落土砂等はハンマーグラブ等を用いて撤去した。ただし，中実部側の先行エレメントの鉄筋と溝壁の間（かぶりに相当する箇所）の一部の崩落土砂等は撤去できず，基礎中実部の構築の際に補修可能であることから残置した（図 1.3-6 参照）。

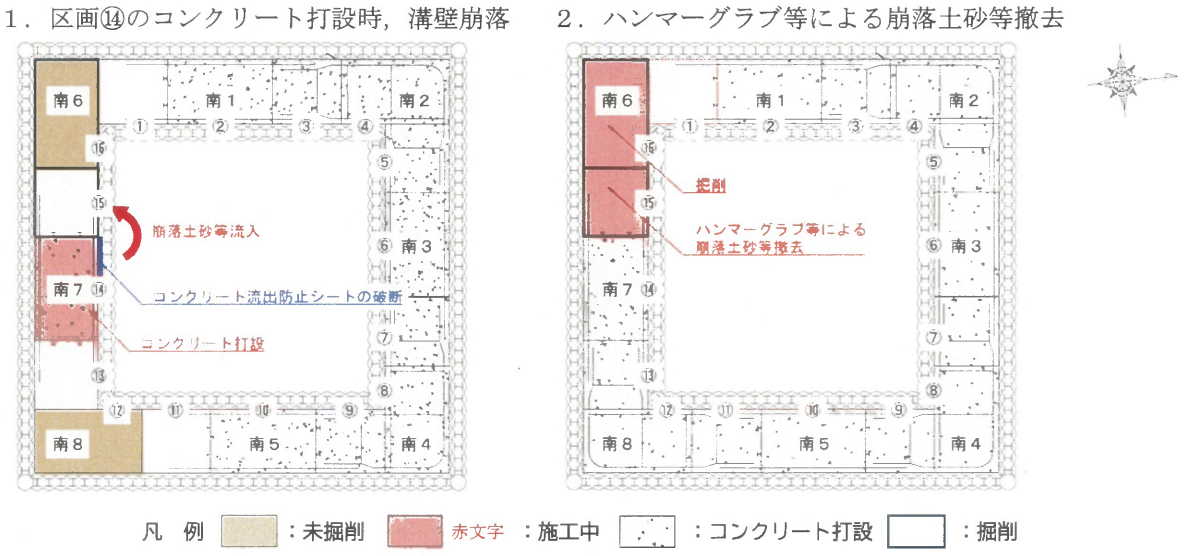


図 1.3-5　南基礎の溝壁崩落事象の発生位置等

後行エレメントの鉄筋（緑の鉄筋）を建込む前に流入した土砂等を撤去した。

ただし，中実部側の先行エレメントの鉄筋と溝壁の間の撤去ができず基礎中実部掘削時に対応するとして一部残置した。

凡例
先行エレメントの鉄筋
後行エレメントの鉄筋
先行エレメントのコンクリート部
後行エレメントのコンクリート部
崩落土砂等の撤去残り

図 1.3-6　南基礎の溝壁崩落箇所におけるかぶり部の崩落土砂等の残置状況

(2)　北基礎区画①，②及び③掘削中における溝壁崩落（他区画への水平展開を含む）

北基礎の区画①，②及び③の掘削中に地山側及び中実部側の溝壁が崩落した。

このため，崩落した区間は流動化処理土にて，その他の区間は砕石にて埋戻した。

また，崩落の影響調査として，ボーリング調査を踏まえ，さらなる溝壁崩落を防ぐため溝壁保護工（砕石による埋戻し）及び溝壁補強工（鉛直縫地工，薬液注入工及び高圧噴射攪拌工）を実施（他区画への水平展開を含む）した。

概要を図 1.3-7 に，その詳細を次頁以降に示す。

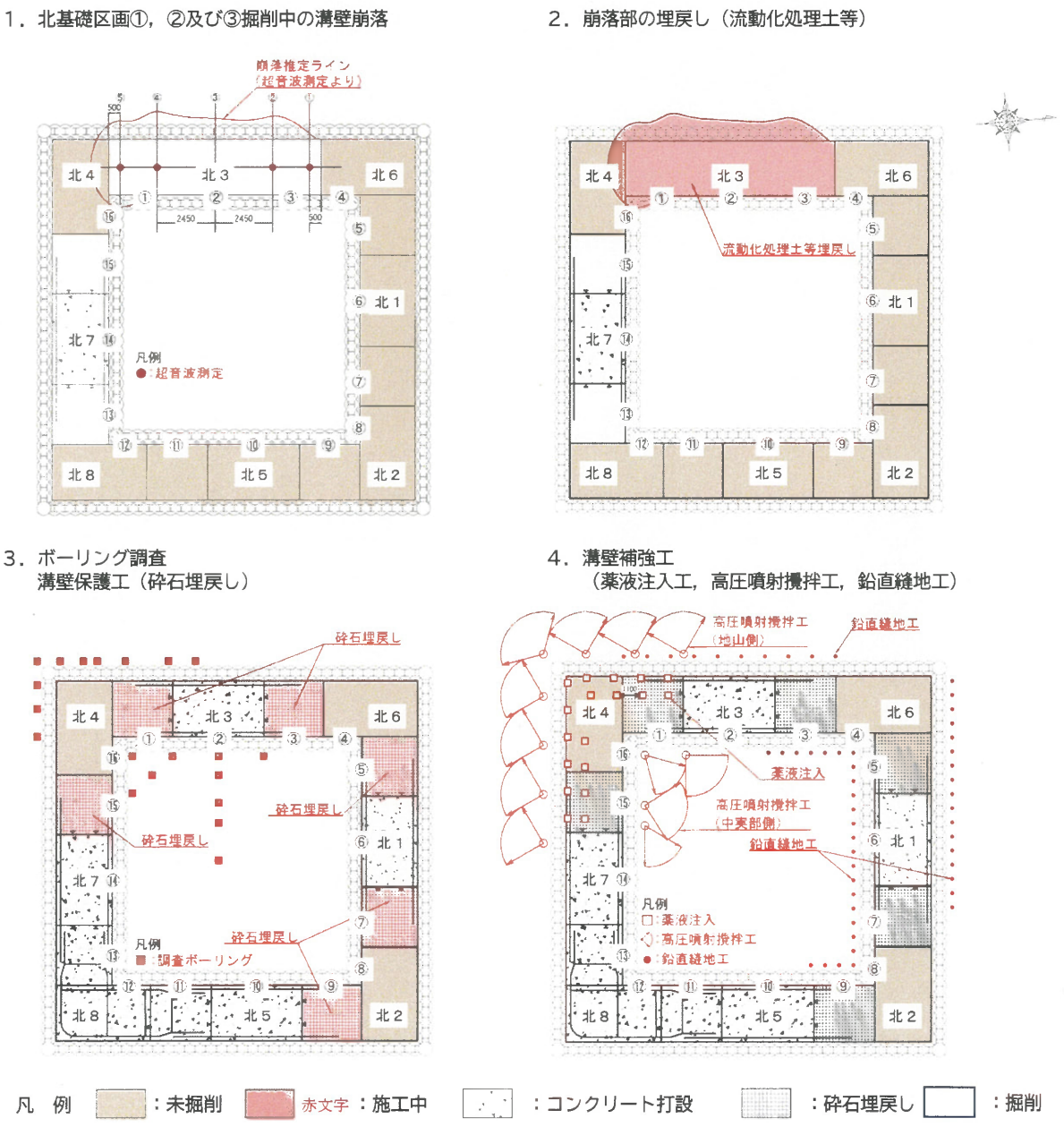


図 1.3-7　北基礎の施工内容（通常の施工状況と異なる事象）

a.　溝壁の崩落及び流動化処理土等による埋戻し

北基礎の区画①，②及び③の掘削中に溝壁が崩落した。このため，超音波測定を実施し，その結果，図 1.3-8 に示すように溝壁に空洞が発生していることを確認した。そのため，図 1.3-8 に示す崩落部の区間は空洞を充填するため流動化処理土にて，その他の区間は再掘削を容易にするため砕石にて埋戻した。

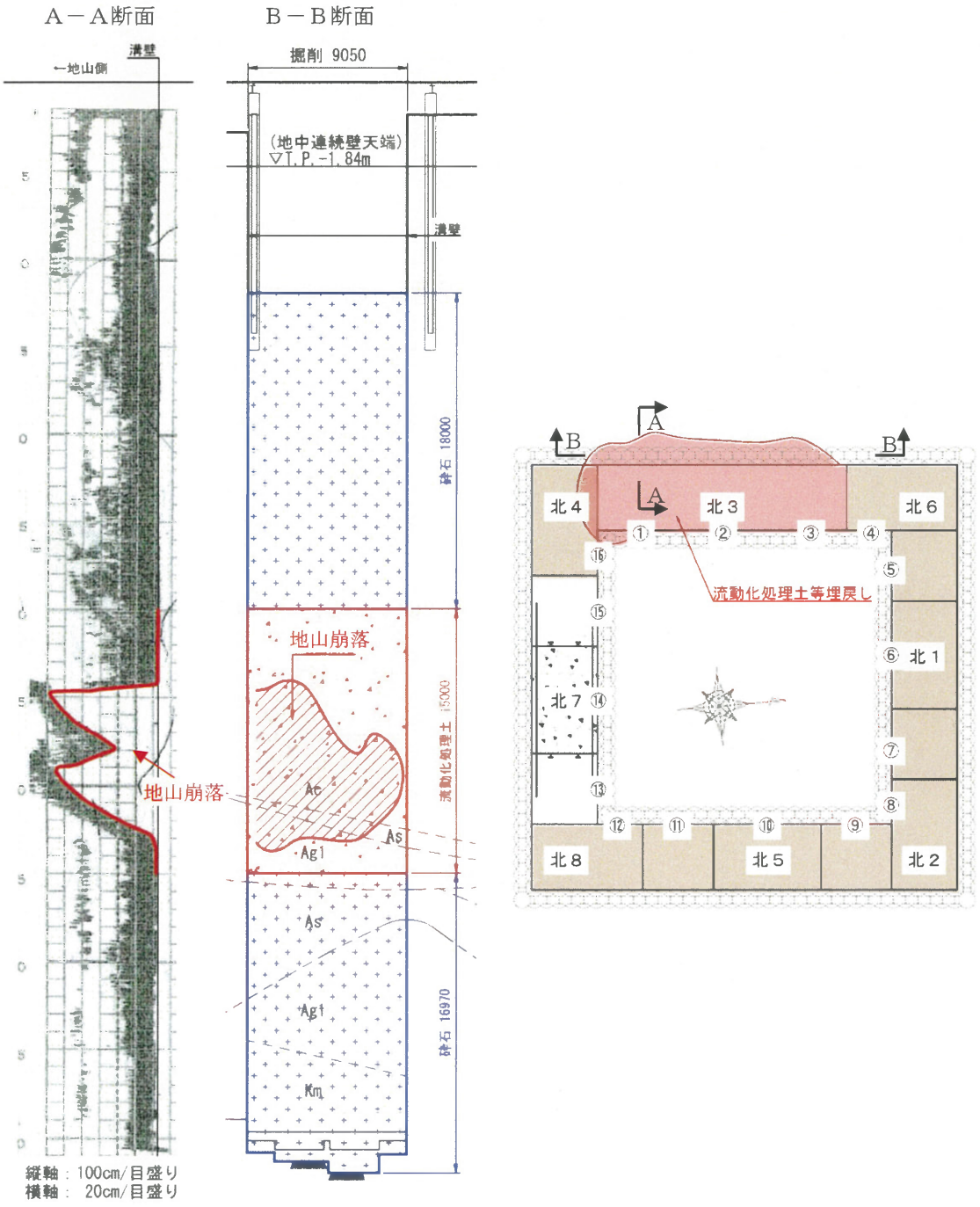


図 1.3-8　溝壁崩落と流動化処理土等の埋戻し（北基礎区画①，②及び③）

b.　溝壁保護工（砕石による埋戻し）

溝壁崩落に対する予防策として，すぐにコンクリート打設を行わない掘削部（剛結継手部）に対し砕石で埋戻しを行った（図 1.3-9 参照）。

なお，北基礎では溝壁崩落の状況を考慮し，掘削溝の浅部まで埋戻しを行ったため，多量の砕石を撤去することなったことから，サクションポンプに加え，ハンマーグラブを用いて，撤去を行った。

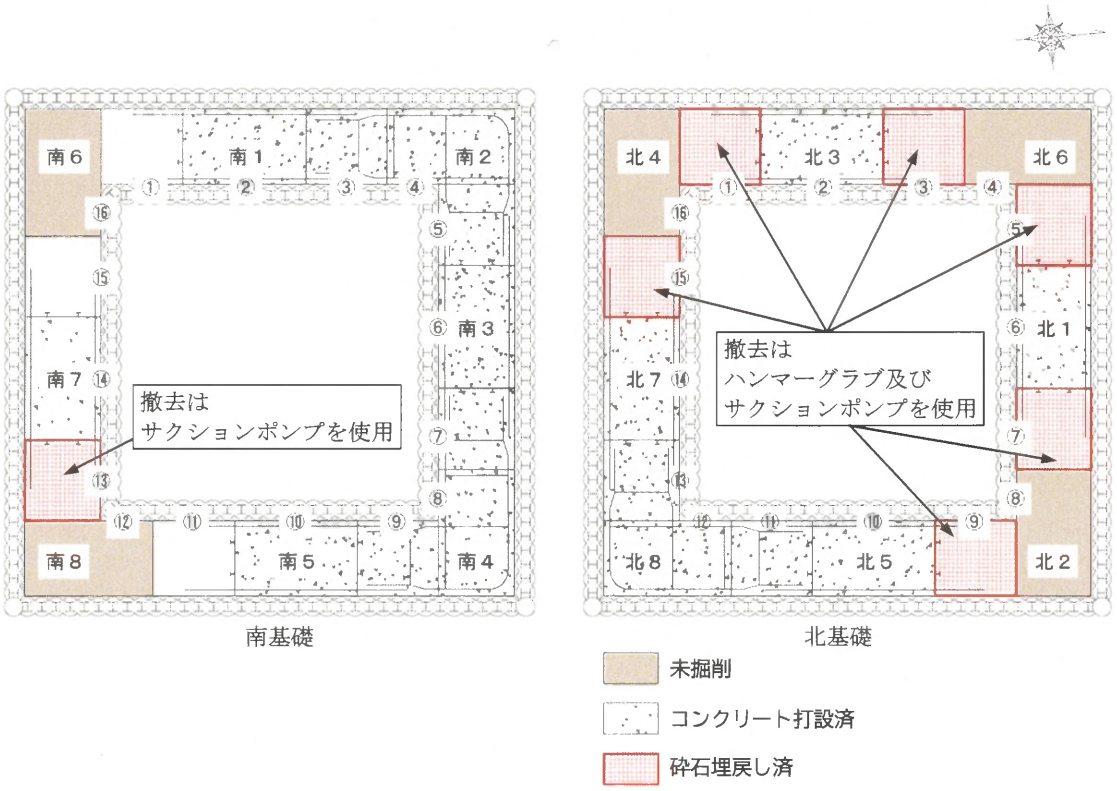
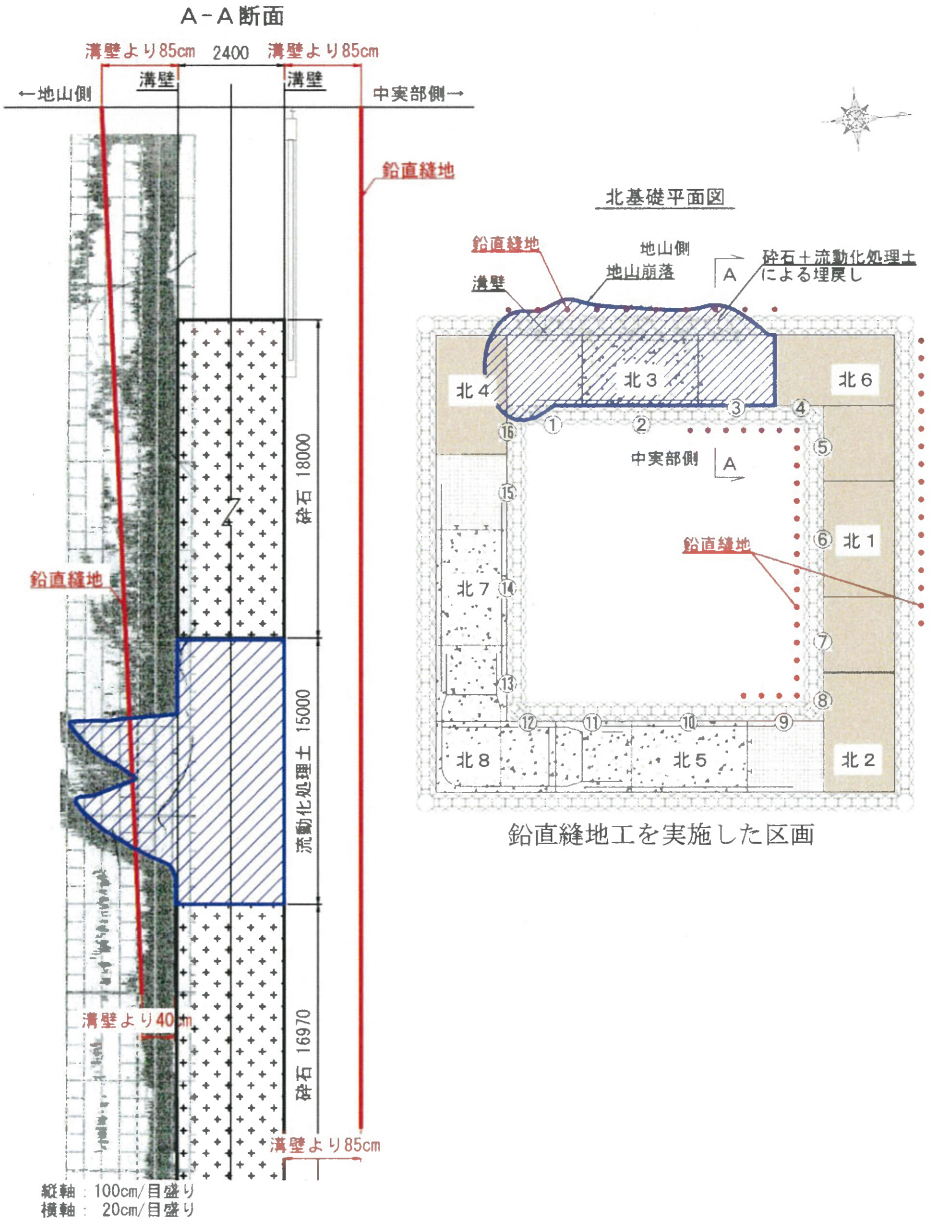


図 1.3-9　剛結継手部の砕石埋戻し

c.　溝壁補強工（鉛直縫地工）

北基礎の区画①, ②及び③において発生した掘削中の溝壁崩落部へ流動化処理土及び砕石で埋戻した後, 崩落部に埋戻した流動化処理土の補強として地山側に鉛直縫地工を施工した（図 1.3-10 参照）。

また, 溝壁の崩落を懸念した他の溝壁についても, 補強工として鉛直縫地工を実施した。



流動化処理土埋戻し箇所補強のための鉛直縫地工

図 1.3-10　鉛直縫地の実施位置

d.　溝壁補強工（地盤改良工：高圧噴射攪拌工及び薬液注入工）

北基礎の区画①，②及び③において，地中連続壁の溝壁崩落後に実施したボーリング調査の結果，溝壁周辺の地盤が緩んでいることを確認した（図 1.3-11 の左図参照）。そのため，地盤改良（高圧噴射攪拌工）により当該地盤を補強した（図 1.3-11 の右図参照）。

地山側の高圧噴射攪拌工の改良体造成中に，掘削溝内にエアと排泥の一部の流入が確認したことから，北４の掘削済の区画（剛結継手部，区画①及び⑮）では埋戻した砕石中に，未掘削の区画⑯では原地盤に逸走防止用の薬液注入工を行った。その後，高圧噴射攪拌工の改良体を造成した。

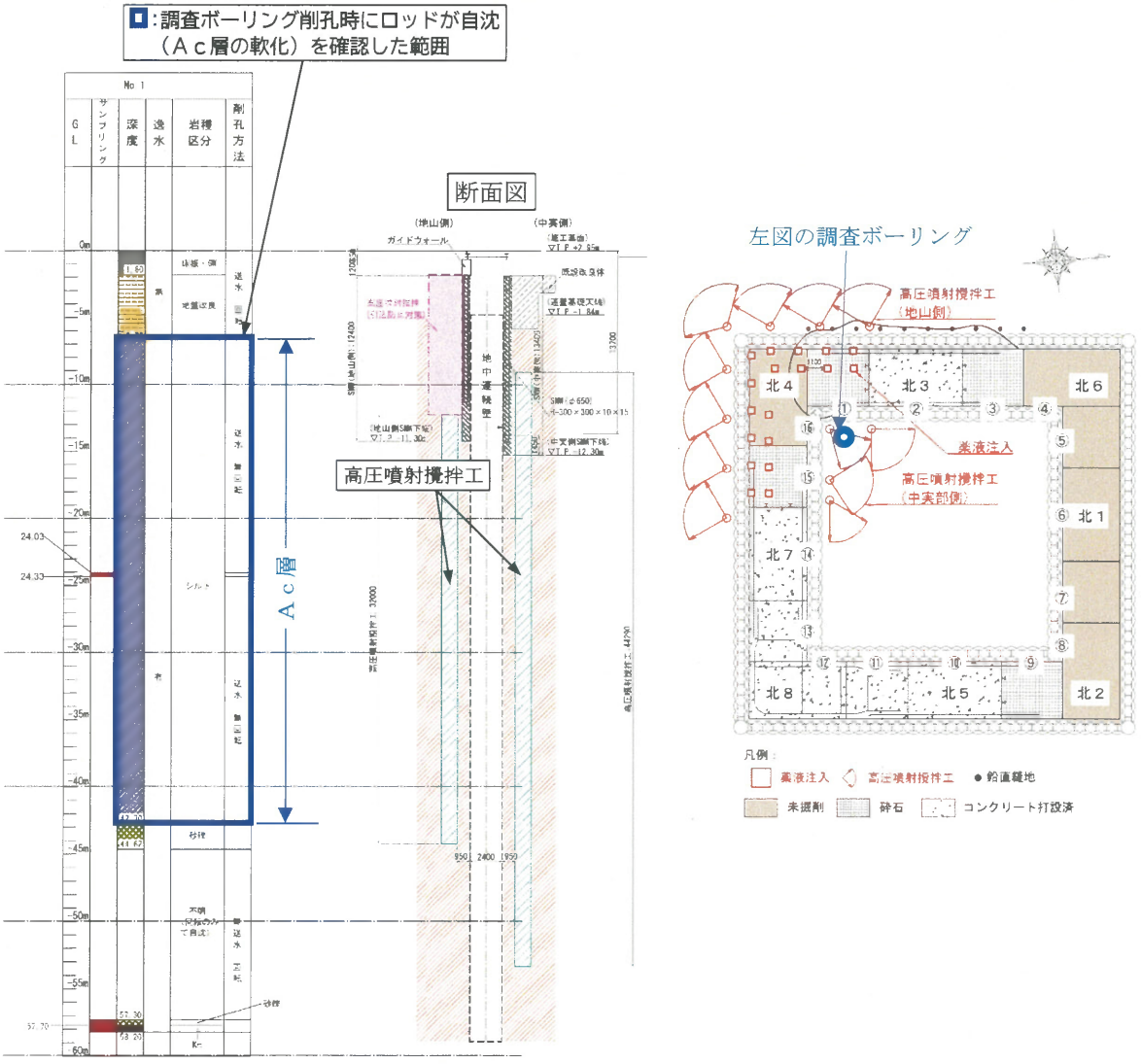


図 1.3-11　ボーリング調査結果と高圧噴射攪拌工実施位置

(3)　北基礎区画⑬，⑭及び⑮におけるＳＭＷの再構築

地中連続壁の溝壁防護工としてＳＭＷは構築済であったが，既設構造物の耐震裕度向上工事（地盤改良工：薬液注入工）の施工において，北基礎区画⑬，⑭及び⑮のＳＭＷ（ガイドウォールの一部を含む）が支障となったことから，これらのＳＭＷの撤去・再構築を行った（図 1.3-12 参照）。

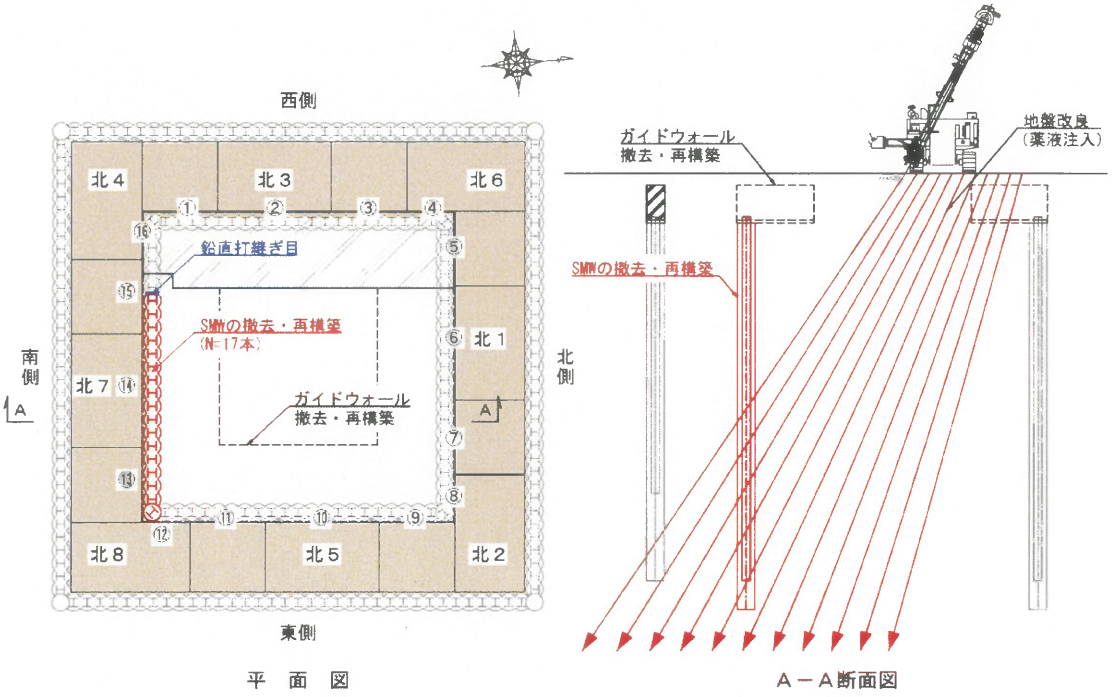


図 1.3-12　ＳＭＷの再構築位置及び断面図

(4)　北基礎区画⑮，⑯及び①における鉄筋かご建込み時の上げ下ろし

北４後行エレメントの鉄筋かごを区画⑮，⑯及び①に建込む際に，途中で抵抗を受け計画深度以浅で止まってしまった。そのため，鉄筋かごの上げ下ろしを複数回実施したが，計画高さまで設置することができなかった。

1.3.2　原因調査

不具合事象の観察結果及び不具合事象の発生と関連があると考えられる施工履歴の概要を表 1.3-1 に示す。これらの整理結果から，不具合事象（コンクリート未充填及び鉄筋の変形等）が発生した要因について分析した。

表 1.3-1　観察結果及び施工履歴の概要

不具合事象	観察結果	施工履歴
コンクリート未充填	・南基礎，北基礎のほとんどの剛結継手部でコンクリート未充填が面的に分布しており，鉄筋が露出している箇所があった。 ・剛結継手部以外のコンクリート未充填の分布は剛結継手部に比べ少なく，コンクリート未充填の一部は隣接する剛結継手部から連続している。 ・コンクリート未充填の最大深さは，北基礎で約 70 cm であり，剛結継手部の仕切板の際で観察され，未充填部は粘性土で閉塞されていた。 ・コンクリート未充填部は，北基礎のＳMW区間では土砂を多く含んだスライムにより，南基礎及び北基礎のＳMW区間以深では粘性土により閉塞されていた。 ・南基礎の区画⑮のコンクリート未充填部は，コンクリート流出防止シート，土砂及びスライム・安定液を巻き込んだコンクリートにより閉塞されていた。 ・北基礎の区画⑮のコンクリート未充填はＳMW壁体で閉塞されていた。	○コンクリート打設中の溝壁崩落及び崩落土砂等の流入 ・崩落土砂撤去時にハンマーグラブ等の使用 ・崩落土砂等残置 ○掘削中の溝壁崩落 ・埋戻し砕石撤去時にハンマーグラブを使用 ・溝壁付近での地盤改良工の実施 ○ＳMWの再構築 ・ＳMWの撤去・再構築
鉄筋の変形等	・区画⑮，⑯及び①において鉄筋の変形等を確認した。 ・区画⑮において鉄筋の交錯を確認した。 ・北基礎の区画⑮，⑯及び①において鉄筋かごの高止まりを確認した。	

(1)　コンクリート未充填の原因調査

a.　要因分析

コンクリート未充填部の発生の原因のうち，直接原因として，コンクリート未充填部が発生する直接原因として，「コンクリート流路の阻害」，「コンクリートの流動性の不足」が考えられる。

これらの直接原因について，その要因となる可能性のある項目を抽出し，コンクリート未充填の調査結果，施工履歴及び施工記録に基づき，抽出した項目の発生の有無について検討，分析を実施した。要因分析図を図 1.3-13 に示す。

この結果，直接原因はコンクリートの流路阻害であり，以下の５つの要因を抽出した。これらの要因について次項にて詳述する。

①粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落

②溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ

③崩落土砂等の残置

④ＳMWによる閉塞

⑤未改良地山の崩落

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・コンクリート流路の阻害	・マッドケーキの生成	【想定事象】掘削中・開放期間中は，安定液により不透水膜（マッドケーキ）が形成され，これを介して土圧と水圧とのバランスを確保し，溝壁の安定性が保持されている。このマッドケーキが鉄筋等に付着し厚みが増し，鉄筋間のコンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工手順や施工履歴を調査した結果，当該箇所のコンクリートの打設前に高圧水流を用いてマッドケーキを洗浄し，除去していることを確認した。また，中実部側のコンクリート未充填部の鉄筋が露出した箇所を確認した結果，鉄筋に厚いマッドケーキの付着が確認されなかった。
	・安定液の性状	【想定事象】コンクリートの打設中に，掘削溝内の安定液の濃度（比重等）が管理基準値を満足していない場合，安定液とコンクリートの比重差の減少や安定液の粘性の増加により，安定液とコンクリートの置換性が悪化し，コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録により確認した結果，全てのコンクリートの打設前に，掘削溝内の安定液の濃度（比重等）が管理基準値を満足していることを確認した。
	・掘削溝の出来形の不足	【想定事象】掘削溝が計画よりも小さく施工されていた場合，鉄筋かぶり部が縮小し，コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】鉄筋かごの建込み前に超音波記録にて，掘削溝は所定の形状が確保されていることを確認したことから，掘削出来形不足の可能性はない。
	・スライム・安定液の巻き込み	【想定事象】地中連続壁のコンクリートは気中のコンクリートに比べて，打設中にコンクリートと安定液が接し，安定液とセメントのゲル化物をコンクリート中に巻き込みやすい。また，トレミー管を使用して自然流動のみで，鉛直・水平鉄筋を乗り越えながら打設され，鉄筋かぶり部付近にスライムが集中し，コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】スライム・安定液の巻き込みにより未充填は発生しない。なお，地中連続壁施工上，スライム・安定液の巻き込みは通常起こりうる事象であり，この影響に対しコンクリート強度を割増すこととしている。
	・粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落	【想定事象】施工時に地盤に加わる荷重（施工機械等の上載荷重やコンクリートの打設圧）や安定液と地下水の水位差不足により溝壁のはらみ出しが発生し，コンクリート充填箇所の閉塞及び流路阻害が発生する可能性がある。更に，溝壁のはらみ出しが大きくなるにつれ崩落し，下方及び隣接区画のコンクリート流路の閉塞及び阻害となり，コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】南基礎地中連続壁の施工履歴及び施工条件に基づく２次元ＦＥＭ解析により，溝壁のはらみ出し発生を確認したことから，このはらみ出し及びその崩落物によりコンクリートの流路が阻害され，コンクリートの未充填が発生したと評価した（詳細は 1.3.2(1)参照，北基礎も同様の事象が発生と評価）。次項に詳述する。
	・溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押し上げ	【想定事象】はらみ出しにより崩落土砂を含んだスライムがＳＭＷ区間までコンクリート打設時に押し上げられ，コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】地中連続壁工法は，コンクリートの打設により比重の軽いスライムを上部に押し上げる工法である。観察結果から，北基礎区画①，③，⑦，⑨及び⑬のＳＭＷ区間においてコンクリート未充填部に土砂を含んだスライムを確認した。ＳＭＷ区間でははらみ出しは発生しないことから，はらみ出しにより崩落した土砂がＳＭＷ区間下方よりスライムとともに押し上げられ，鉄筋のかぶり部に残留し，コンクリートの流路が阻害され，コンクリートの未充填が発生したと評価した。次項に詳述する。
	・崩落土砂等の残置	【想定事象】南基礎南７（区画⑭）のコンクリート打設中に溝壁が崩落し，区画⑮へコンクリート及び崩落土砂の流入が発生している。その後，区画⑮の崩落土砂等を撤去したが，中実部側の鉄筋かぶり部の一部において崩落土砂等が撤去できず残置したことから，区画⑮の中実部側においてコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】観察及び施工記録から，区画⑮の中実部側の鉄筋かぶり部のコンクリート未充填部においてコンクリート流出防止シート，スライム・安定液を巻き込んだコンクリート及び流入した土砂の撤去残りが確認されており，これがコンクリートの流路を阻害した。次項に詳述する。
	・ＳＭＷによる閉塞	【想定事象】地盤改良（薬液注入）のため既設置のＳＭＷの一部を撤去・再構築したため，掘削溝側にずれ，コンクリートの流路が狭まり，コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】観察結果から，北基礎区画⑮において地中連続壁のかぶり部にＳＭＷを確認しており，ＳＭＷがコンクリートの流路を阻害した。施工記録から不連続となったＳＭＷが土砂崩落による周辺地山の緩みと掘削機等の上載荷重により，再構築部が変位した。次項に詳述する。
	・仕切板の清掃不足	【想定事象】北基礎北３のコンクリート打設中に，区画①付近で溝壁の崩落が発生し土砂が堆積した。このため溝壁の崩落防護のため区画①及び区画⑮に，砕石を充填しており砕石撤去の後の清掃が不十分な場合，崩落土砂や埋戻し砕石が残留し，コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録を確認した結果，鉄筋かご建込み直前に，高圧噴射攪拌工の施工機械を用いて高圧水流により崩落土砂や埋戻し砕石の除去及び清掃を行っていることを確認した。その後超音波測定及びレッド測量※1により仕切板に崩落土砂や埋戻し砕石がないことを確認しており，仕切り板に崩落土砂や埋戻し砕石が残留した可能性はない。
	・安定液の性状変化	【想定事象】開放期間が長期化したため，スライムが増加し，コンクリートの流路が狭まることで，コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】施工記録を確認した結果，コンクリート打設前に継手清掃により鉄筋周りのスライムを除去するとともに，底部のスライムもサンドポンプでスライムを除去している。安定液の品質（比重，粘性，砂分率）は試験により所定の管理基準値を満足しているため，スライムが増加した可能性はない。
	・未改良地山の崩落	【想定事象】既設のＳＭＷの背面側下部に高圧噴射攪拌工を実施したが，溝壁周辺に未改良地山が残った。この未改良地山が崩落し，コンクリートの流路が狭まりコンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】溝壁周辺の未改良地山は高圧噴射攪拌工の地盤改良体と縁が切れやすい状態にあった。また，仕切板付近の溝壁（未改良地山）は継手清掃の高圧水流により不安定になった。ここにコンクリート打設圧力が掛かり，区画①及び区画⑯のＳＭＷ下端付近の未改良地山が押し出され崩落し仕切板際に残留した。次項に詳述する。
・コンクリートの流動性の不足	・コンクリートの性状	【想定事象】配置された鉄筋間隔とコンクリート中の粗骨材の最大粒径との差が比較的小さい場合，充填性に影響を与える可能性がある。また，流動性（スランプフロー値）が小さい場合，コンクリート打設の際に打設位置から躯体の端まで到達せず，コンクリート未充填が発生する可能性がある。 【確認結果】鉄筋間隔は最小区間でも約 100 ㎜，これに対し粗骨材の最大粒径は 20 ㎜で，これらはコンクリート標準示方書に基づく最小鉄筋間隔と粗骨材の粒径の関係を満足しているため，充填性は確保されている。また，高流動コンクリートを使用し，受入検査で基準値を満足しているため，流動性は確保されている。

注　：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の要因とならない要因。
※１：鉛（レッド）に目盛りのついたロープを地表から掘削溝底に垂らし，ロープが張った状態の目盛りを読み取ることで水深（掘削深度）を検査する方法。

図 1.3-13　コンクリート未充填の要因分析結果

b.　コンクリート未充填の推定原因

(a)　粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落

コンクリート未充填部の観察結果より，未充填部の大部分が粘性土で閉塞されていたことを確認した。

そのため，地中連続壁の施工時の溝壁（粘性土層（Ａｃ層））の挙動に着目した。通常は掘削後の溝壁は安定液で満たされ，この安定液圧と溝壁の土圧が均衡を保ち，溝壁面の安定が保持される。ただし，土質，地下水位，安定液の性質，掘削形状（長さ，深度），溝壁の掘置き期間，上載荷重及び周辺環境を考慮した上で，溝壁の安定性が確保される場合以外は適切な補助工法を計画する必要がある。

本工事では，詳細設計（施工設計）における検討条件の選定において，地盤の特性や掘置き期間の長さ，掘置き期間中に受ける荷重等，施工ステップに対するリスクの想定が不十分であったことから，適切な補助工法を計画することができなかった。

この結果，施工時の荷重の影響（当初考慮していなかった地中連続壁の構築ステップにおける施工機械やコンクリート打設の荷重が繰返し中実部の地盤に作用し，内部圧力として残留及び蓄積する状態等の荷重の影響），安定液と地下水位の水位差などにより，溝壁の土圧と安定液の均衡が崩れ，溝壁（粘性土）がはらみ出し，その一部が崩落したことによりコンクリート流路を阻害してコンクリート未充填が発生したと推定した。

以上の推定が適切かどうかを確認するため，原地盤の応力状態及び施工条件を考慮した数値シミュレーション（２次元ＦＥＭ解析）を実施した。

イ．　数値シミュレーションの条件の整理

地中連続壁工法における溝壁の安定性（すべり及びはらみ出し）に影響を与える要因として，施工時の荷重（施工機械荷重及びコンクリート打設圧），地下水位と安定液の水位差，並びに地盤の物性（強度等）が挙げられる。

本検討では，これらの要因に関して，施工記録に基づき施工時の荷重及び地下水位と安定液の水位差について条件設定を行うとともに，地盤の物性は構成則（応力とひずみの関係を数式で定義した力学モデル）により考慮した。これらの要因の条件設定により，施工時の溝壁挙動を評価するため，２次元ＦＥＭ解析（解析コード：Soil Plus）による数値シミュレーションを実施した。

検討対象は，コンクリート未充填が先行して確認された南基礎のうち，掘置き期間が最も長かった区画①とした。

まず，施工時の荷重条件について整理した。構築ステップごとに施工記録を確認し，施工機械の配置及びその荷重履歴，並びにコンクリート打設時に生じる打設圧及びその作用履歴を入力条件として設定した。

施工記録を整理した結果，施工機械は中実部側及び地山側の溝壁近傍の地盤上に配置され，その荷重が繰り返し作用していたことを確認した（図 1.3-14）。また，各エレメントのコンクリート打設に伴う打設圧が，中実部側地盤に対して繰り返し作用したことを確認した（図 1.3-15）。

次に，地下水位と安定液の水位差については，施工記録に基づき，施工時の管理水位を踏まえた条件として設定した。

さらに，地盤の物性については，各土質の力学挙動を適切に再現可能な構成則を採用することで考慮した。粘性土層（Ａｃ層）については，ひずみ軟化及びクリープ特性を考慮可能な弾粘塑性構成則（関口・太田モデル[3)]）を適用した。また，砂質土及び礫質土（ｄｕ層，Ａｇ２層，Ａｓ層及びＡｇ１層）については，弾性構成則を適用した。

これらの施工条件を踏まえ，施工機械荷重及びコンクリート打設荷重が繰り返し中実部地盤に作用する条件として設定した。さらに，構築ステップの進捗に伴い，コンクリート壁（地中連続壁）による閉合状態に近づくにつれ，徐々に圧力の逃げ場がなくなり，地盤の内部圧力として残留及び蓄積するものと想定した。当該想定については，数値シミュレーションにより確認することとした。

以上の条件設定に基づき，溝壁の変形挙動を対象とした数値シミュレーションを実施した。図 1.3-16 に２次元ＦＥＭ解析モデルを，表 1.3-2 に剛結継手部の掘置き期間を示す。

---

3) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 9, Tokyo, pp. 229-237, 1977.

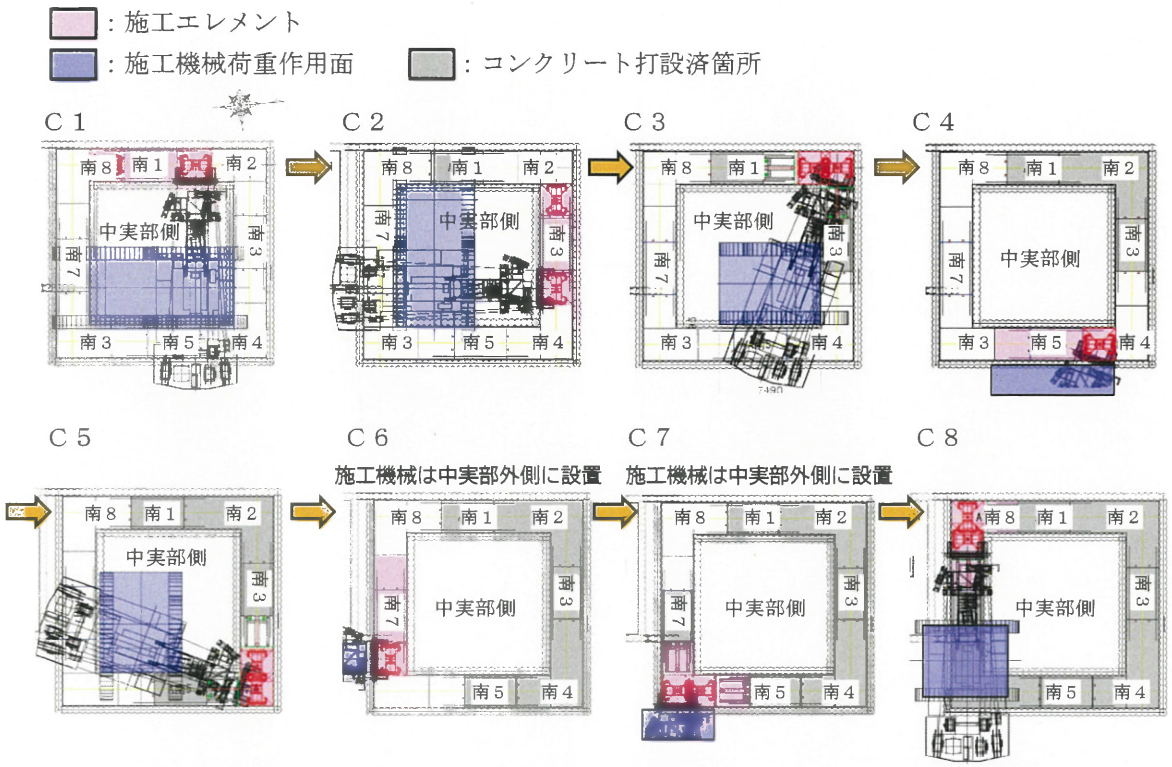


図 1.3-14　構築ステップごとの施工機械の位置（施工機械荷重の履歴）（南基礎）

打設順	標記名	打設エレメント	打設順	標記名	打設エレメント
1	C 1	南 1	5	C 5	南 4
2	C 2	南 3	6	C 6	南 7
3	C 3	南 2	7	C 7	南 8
4	C 4	南 5	8	C 8	南 6

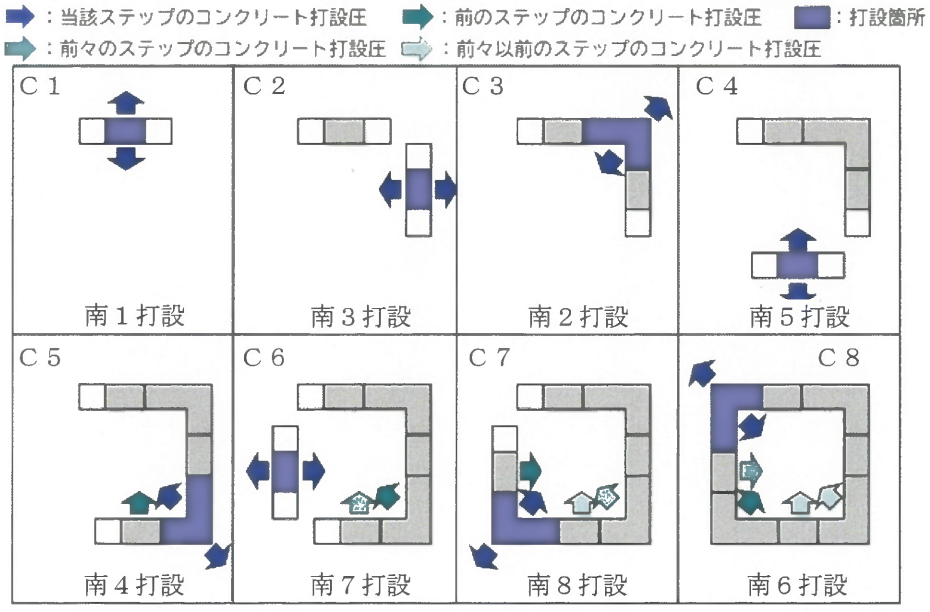


図 1.3-15　構築ステップごとのコンクリート打設に伴う地盤への施工圧力の蓄積履歴（南基礎）

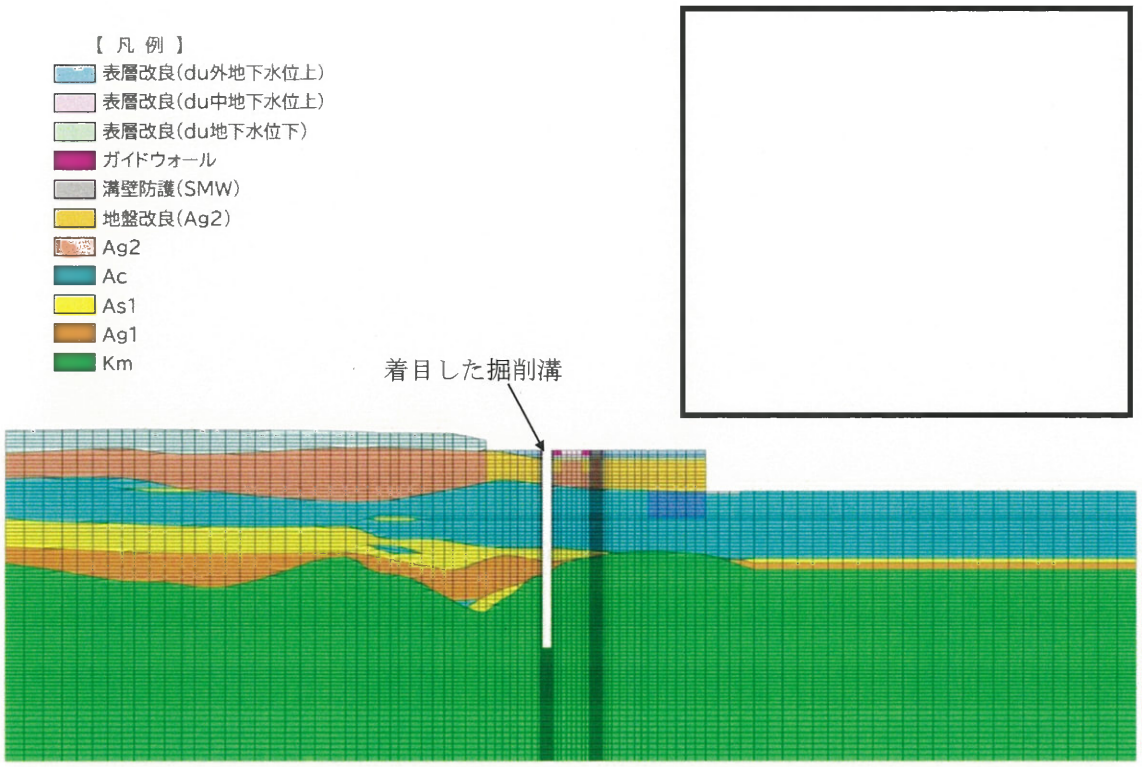


図 1.3-16　２次元ＦＥＭ解析モデル

表 1.3-2　剛結継手部の掘置き期間

面	区画	掘置き期間	
		南基礎	北基礎
西面	区画①	260 日	440 日
	区画③	50 日	297 日
北面	区画⑤	27 日	92 日
	区画⑦	71 日	109 日
東面	区画⑨	24 日	235 日
	区画⑪	89 日	30 日
南面	区画⑬	51 日	132 日
	区画⑮	152 日	463 日

ロ.　数値シミュレーションによる解析結果

数値シミュレーション（水位差の条件として区画①における安定液と地下水位の実際の差 1.37 m を設定した）の結果を図 1.3-17 に示す。この結果，溝壁中の粘性土層（Ａｃ層）で水平変位（はらみ出し）が進行していることを確認した（図の左側の２次元ＦＥＭ解析モデルは右側の変位の図と同一標高で記載）。また中実部側と地山側の溝壁の水平変位を比べると中実部側の溝壁の水平変位がより大きい結果となった。これにより，溝壁が掘削された状態で維持され，その間，施工機械の設置圧やコンクリートの打設圧の繰返し作用が，中実部の内部圧力となって蓄積したことで中実部側の溝壁の水平変位量（はらみ出し量）が大きくなったことを確認した。

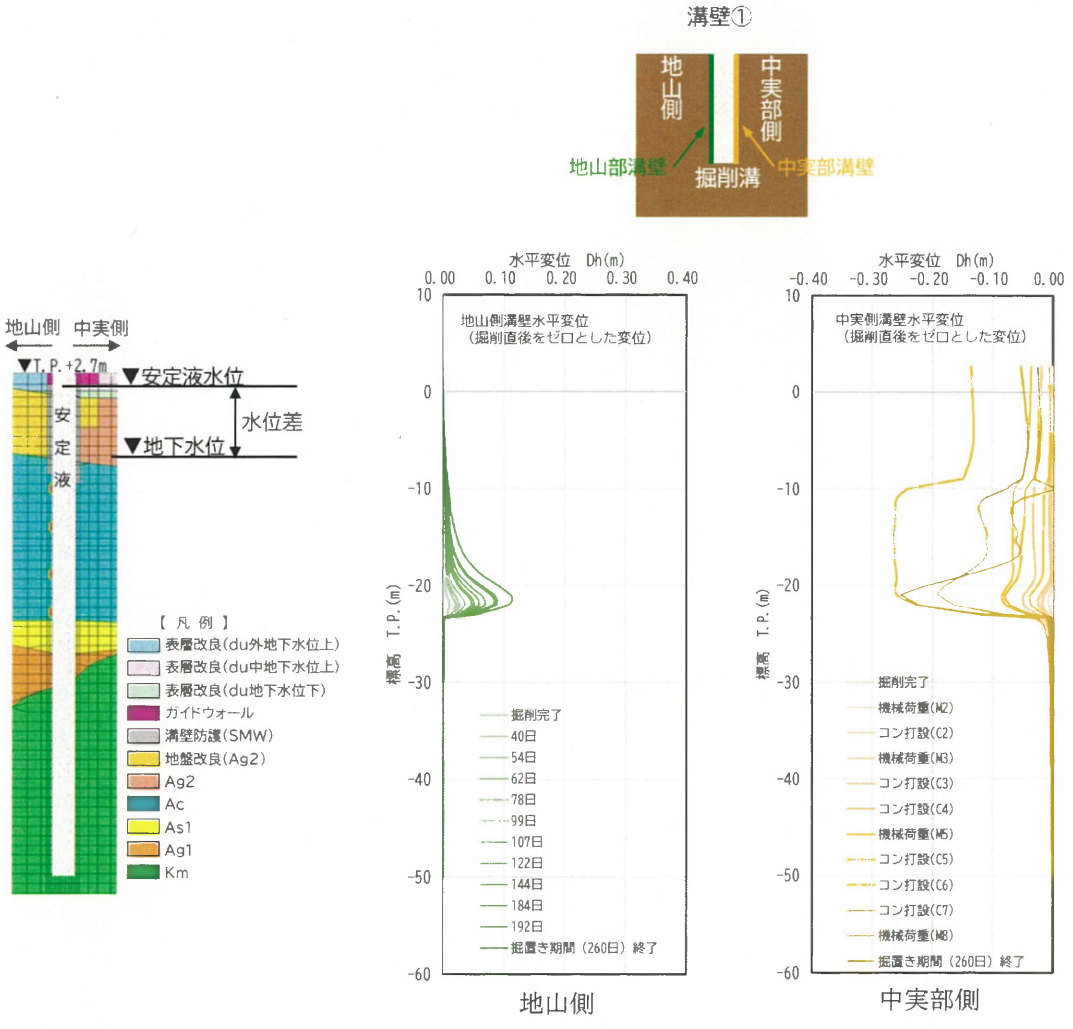


図 1.3-17　溝壁（区画①）の変位推移

次に，周辺地下水位と安定液水位の水位差の影響を確認した。設定した地下水位は，前述の解析結果（区画①における安定液と地下水位の実際の差 1.37 m）に対する比較ケースとして水位差を 2.0 m と 3.0 m に変化させたケースを実施した。溝壁の最大水平変位量の経時変化を図 1.3-18 に示す。安定液水位と地下水位の水位差が大きくなるにつれ，最大水平変位量の値が小さくなっている。溝壁の水平変位量（はらみ出し量）は，掘削溝の掘置期間や周辺地下水位と安定液水位の水位差にも影響を受けることを確認した。

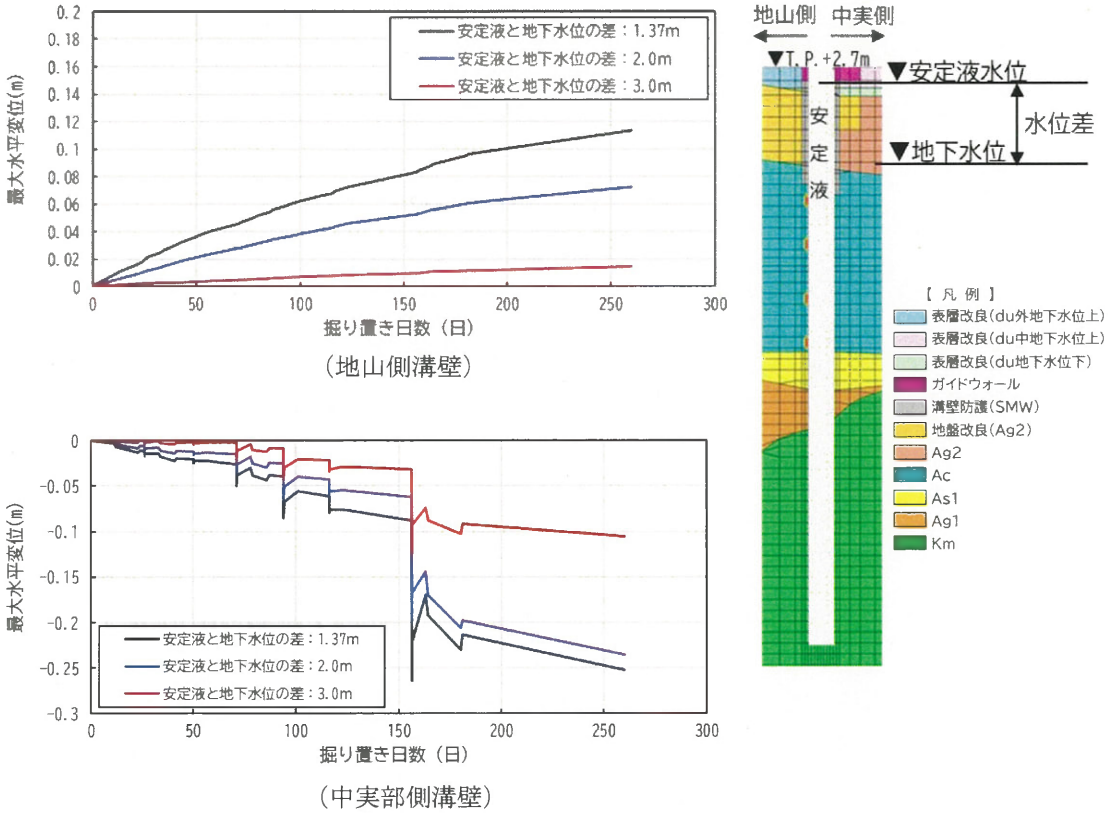


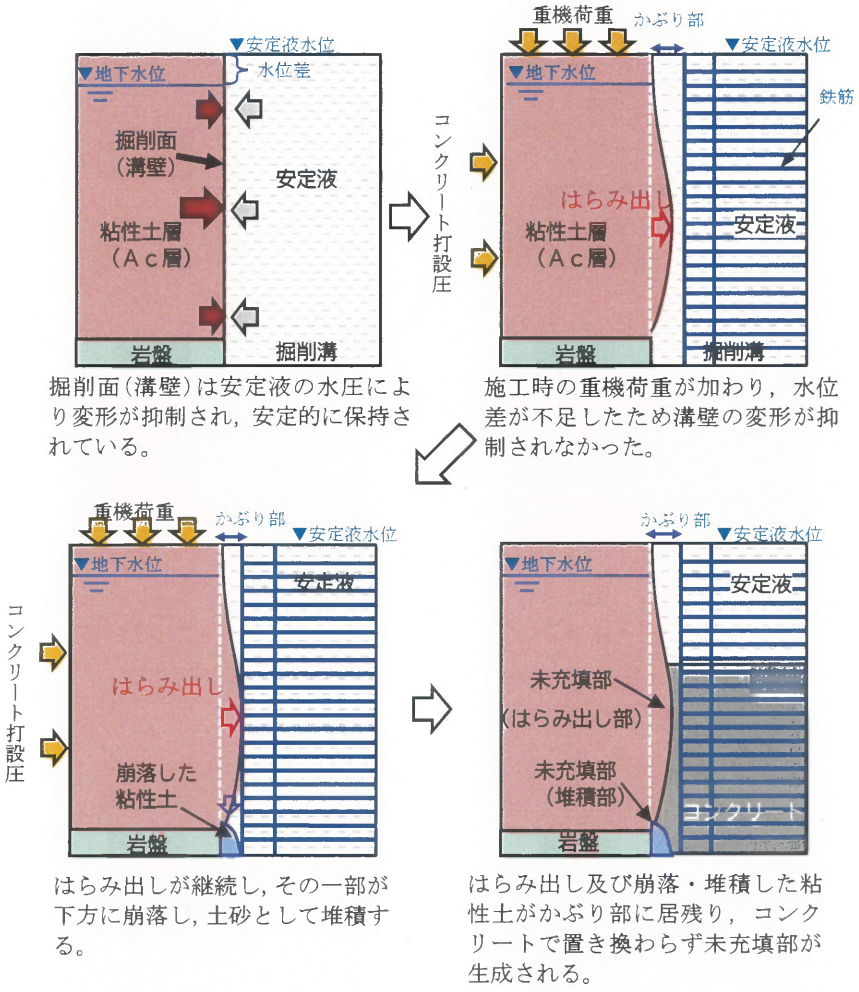
図 1.3-18　安定液水位と地下水位の水位差による溝壁の最大水平変位

粘性土層（Ａｃ層）の分布範囲の以深でもコンクリート未充填部が粘性土で閉塞された箇所が確認されており，その原因を検討した。

はらみ出しが発生した溝壁中の粘性土層（Ａｃ層）は，はらみ出し量が大きくなるにつれ不安定になり，その一部は，溝壁のはらみ出し部から崩落する。崩落した土砂はコンクリート流路を阻害することになり，粘性土層（Ａｃ層）下方にもコンクリート未充填が発生すると推定した。

以上より，構築ステップの進捗に伴い，溝壁の水平変位量（はらみ出し量）が増加することを，数値シミュレーションにより再現・確認できたことから，はらみ出し及びその崩落土砂により，コンクリートの未充填が発生したと評価した。

発生メカニズムの模式図を図 1.3-19 に示す。溝壁が掘削された状態で長期間維持され，その間，溝壁周辺に繰返し上載する掘削機の荷重や周辺のコンクリートの打設圧，安定液水位と地下水位の水位差不足により，中実部側の粘性土層（Ａｃ層）地盤の溝壁にはらみ出しの変形が発生し，鉄筋かぶり部の閉塞やコンクリートの流路の阻害によりコンクリート未充填が発生した。また，はらみ出した粘性土層（Ａｃ層）の一部が不安定となり，下方（隣接区間を含む）へ崩落・堆積し，鉄筋かぶり部の閉塞やコンクリートの流路の阻害によりコンクリート未充填が発生した。



掘削面(溝壁)は安定液の水圧により変形が抑制され，安定的に保持されている。

施工時の重機荷重が加わり，水位差が不足したため溝壁の変形が抑制されなかった。

はらみ出しが継続し，その一部が下方に崩落し，土砂として堆積する。

はらみ出し及び崩落・堆積した粘性土がかぶり部に居残り，コンクリートで置き換わらず未充填部が生成される。

図 1.3-19　発生メカニズムの模式図

(b)　溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ

観察結果より，ＳMW区間のコンクリート未充填部は，北基礎のみ広く分布しており，区画①，③，⑦，⑨及び⑬のコンクリート未充填部には，土砂を含んだスライムを確認した（図 1.3-20 参照）。

ＳMW区間は，掘削溝に地山が露出せず，粘性土（Ａｃ層）のはらみ出しは発生しないことから，これらのコンクリート未充填の発生の推定原因を検討した。

地中連続壁工法は，コンクリートとスライムの比重差を利用して，掘削溝中のスライムをコンクリート打設において打設面の上昇とともに上方に押し上げ，構造物上部に排出することを想定した工法である。

また，北基礎は南基礎に比べて粘性土層（Ａｃ層）の分布が厚く，ＳMW区間以深のはらみ出し，崩落が広範囲にわたり発生している。この崩落した粘性土（Ａｃ層）の一部は，スライムに混入し，コンクリート打設に伴って，ＳMW区間まで押し上げられたが，崩落土砂を多く含んでいたため上部に排出されなかった。以上より，ＳMW区間で発生したコンクリート未充填（区画①の一部及び区画⑮を除く）は，この土砂を多く含んだスライムが，ＳMW区間の鉄筋かぶり部に流入したことによるものと推定した（図 1.3-21 参照）。

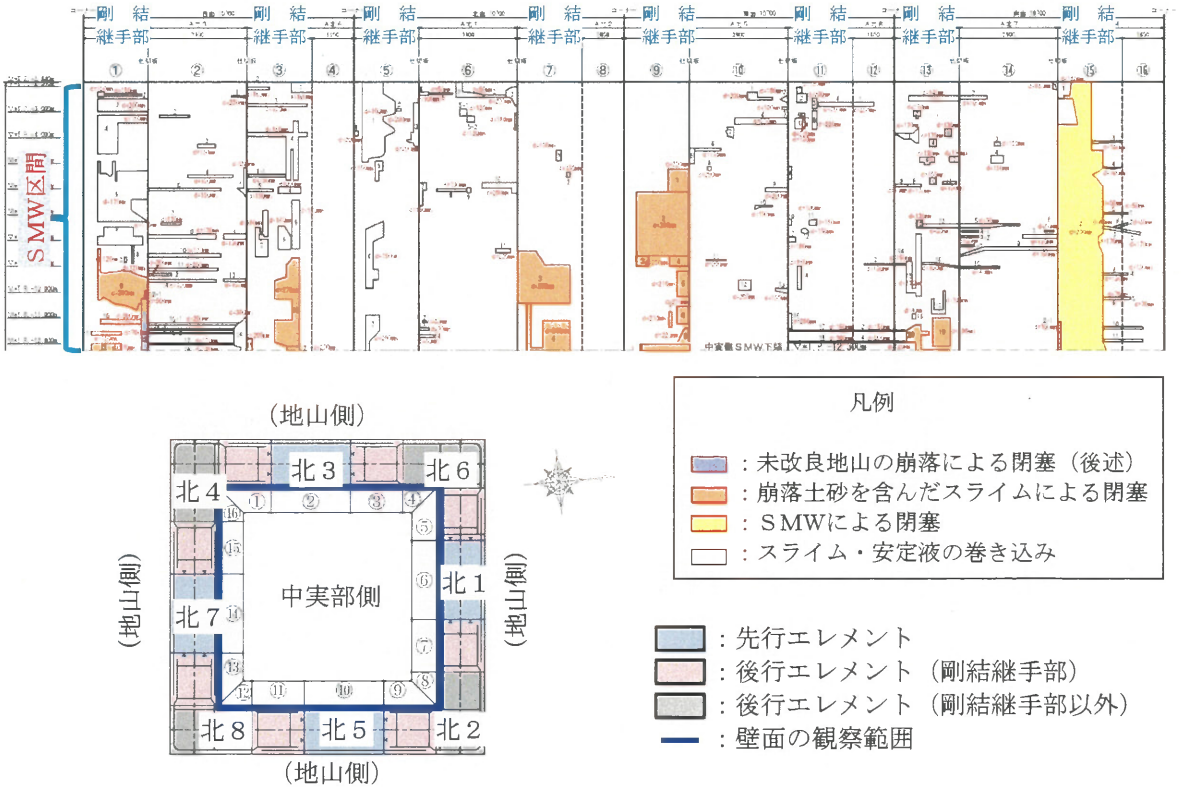


図 1.3-20　崩落土砂を含んだスライムによる閉塞を確認した箇所（北基礎ＳMW区間）

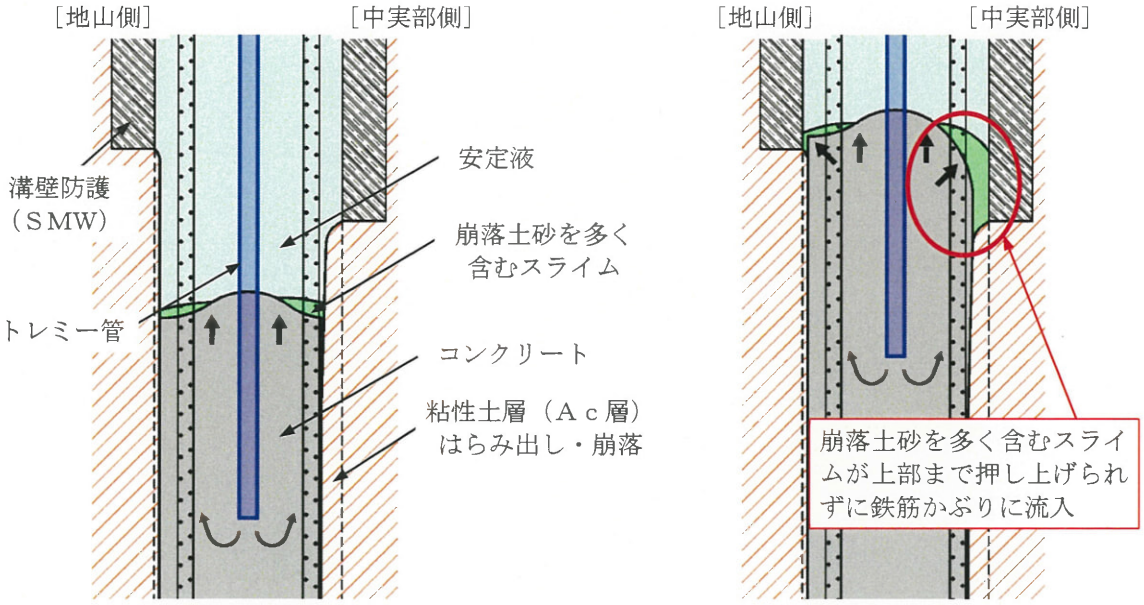


図 1.3-21　溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ

(c)　崩落土砂等の残置

観察結果より，南基礎区画⑮ではコンクリート未充填部にコンクリート流出防止シート，土砂及びスライム・安定液並びにこれらを巻き込んだコンクリートを確認した（図 1.3-22 参照）。

施工履歴を確認したところ，南７のコンクリート打設中に溝壁が崩落し，区画⑮へコンクリート及び崩落土砂の流出が発生し，その後，区画⑮の崩落土砂等を撤去したが，中実部側の鉄筋かぶり部の一部において崩落土砂等が撤去できず中実部掘削時に対応するとして一部残置したことを確認した。

以上より，区画⑮の中実部側においてコンクリート未充填は崩落土砂等の残置により発生したと推定した。

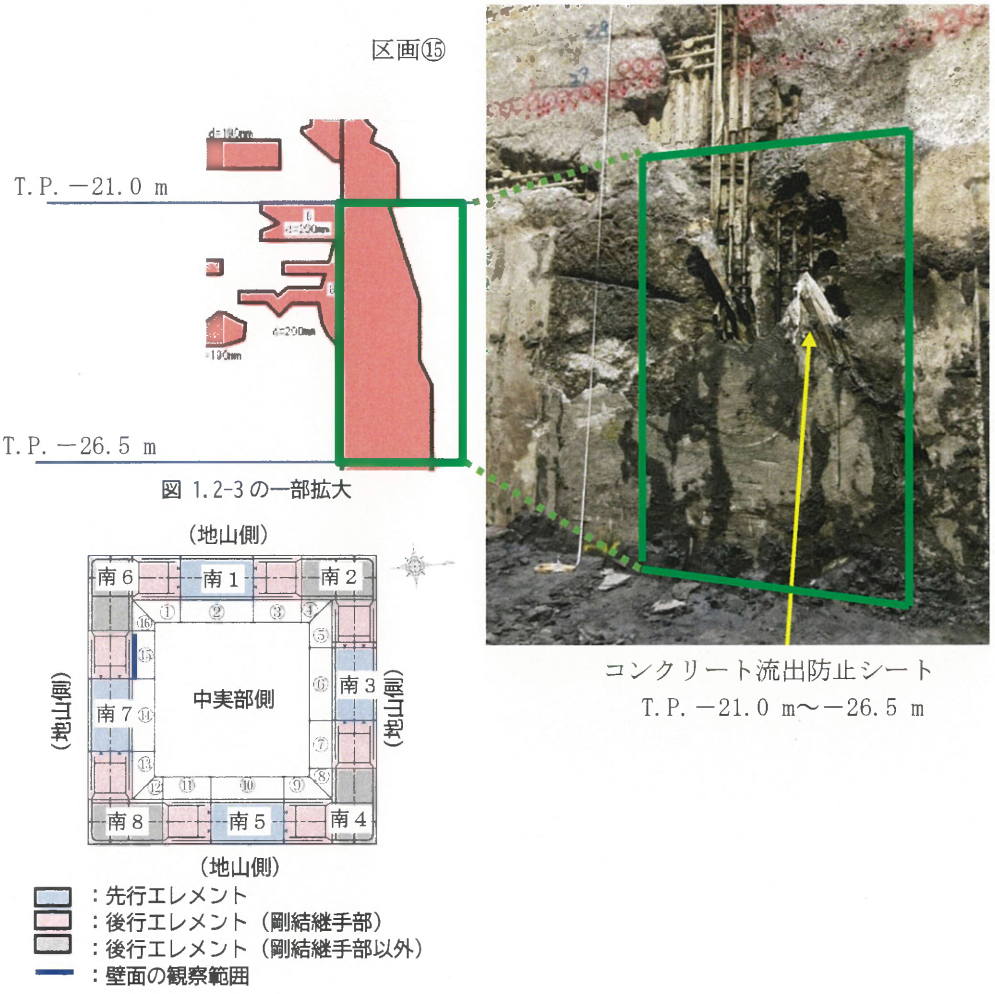


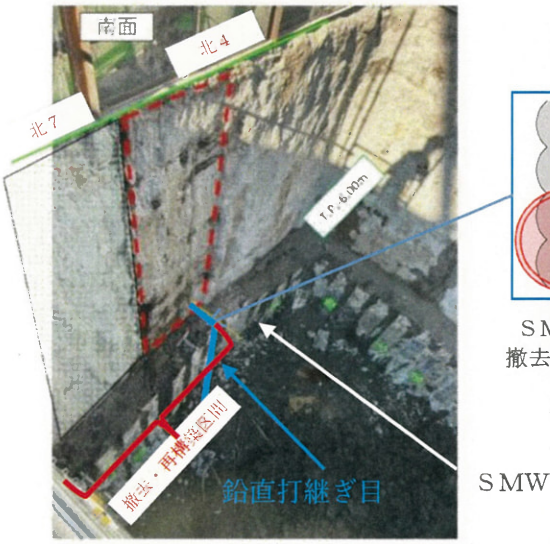
図 1.3-22　中実部掘削時のコンクリート未充填部の状況

(d)　ＳＭＷによる閉塞

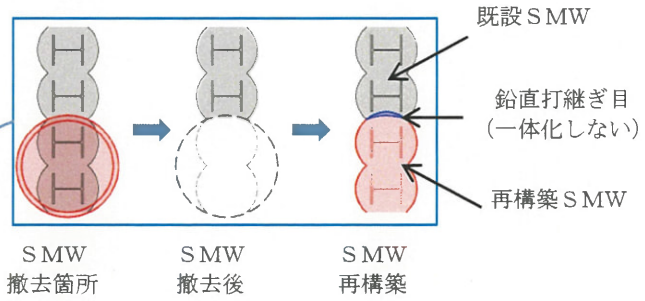
観察結果より，北基礎区画⑮ではコンクリート未充填部にＳＭＷの壁体を確認した。

施工履歴を確認したところ，北基礎区画⑬，⑭及び⑮において，既設構造物の耐震裕度向上工事として地盤改良（薬液注入工）の施工に既設置のＳＭＷの一部が干渉したことから，準備工にて同ＳＭＷの撤去・再構築を行った。このＳＭＷの撤去・再構築のため，既設のＳＭＷと再構築ＳＭＷの間に鉛直打継ぎ目が発生した。その結果，再構築ＳＭＷは既設ＳＭＷと一体化していない状況となった（図 1.3-23 参照）。

さらに，重機の上載荷重と周辺地山の緩みにより，再構築ＳＭＷが地中連続壁の内側に変位（約 10 cm）し，地中連続壁のかぶり部に入り込み，コンクリートの流路を阻害しコンクリート未充填が発生したと推定した（図 1.3-24 参照）。



再構築したＳＭＷの掘削時の状況写真



ＳＭＷの再構築と鉛直継ぎ目の発生

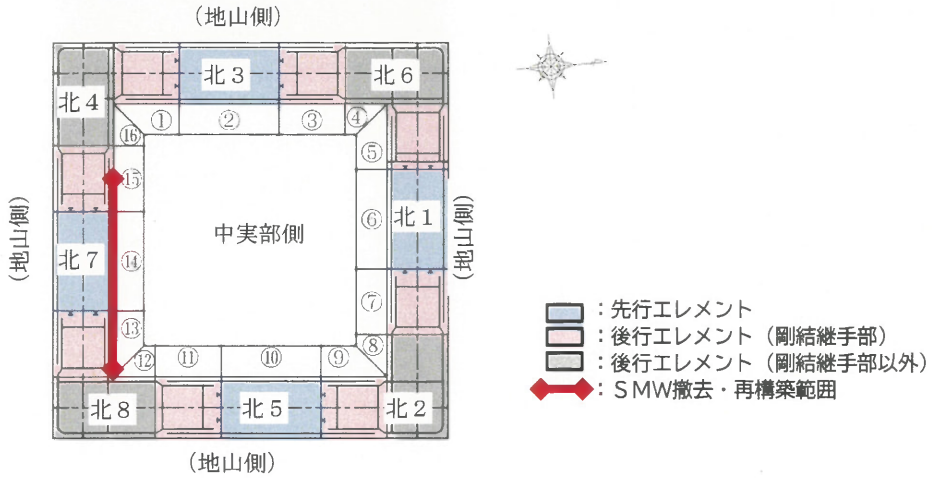


図 1.3-23　ＳＭＷの撤去・再構築の位置図及び掘削時の状況

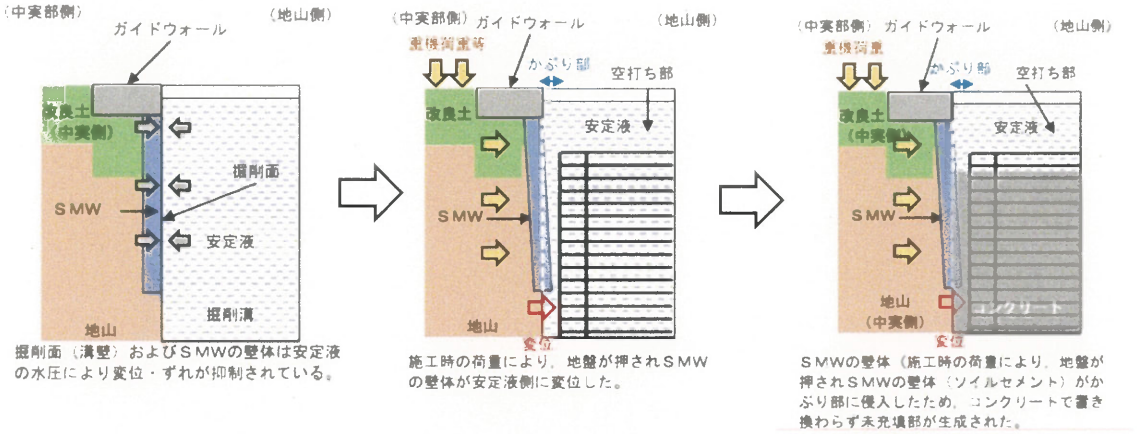


図 1.3-24　SMWの変位によるコンクリート流路の阻害

(e)　未改良地山の崩落

観察結果から，北４後行エレメントの剛結継手部（区画①及び⑮）において，ＳMW下端付近で仕切板に沿って最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填箇所を確認した。

当該コンクリート未充填部は，他のコンクリート未充填部に比べ局所的に深く未充填状況が異なったため，試料を採取し，X線回折分析を実施した結果，当該箇所の堆積物は地山由来の粘性土（Ａｃ層）であることを確認した。

施工履歴を確認したところ，北４後行エレメントでは，既設の溝壁防護ＳMWの背面側下部に，高圧噴射攪拌工による溝壁補強を実施していた。ただし，溝壁への影響を回避するため，溝壁と改良体との間には最小で厚さ約１ｍの未改良地山（Ａｃ層）を残していた。この未改良地山は，改良体との一体性が乏しく，縁切れを生じやすい状態にあった。さらに，当該箇所の継手清掃には高圧水流が用いられており，その影響により仕切板付近の溝壁（未改良地山）が不安定化したものと判断した。

以上より，この未改良地山の挙動を検討した結果，コンクリート打設時の打設圧が溝壁にかかり，その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山を掘削溝側に押し出した。その影響で未改良地山が崩落し，コンクリート流路を阻害し，コンクリート未充填部を形成したと推定した（図 1.3-25 参照）。

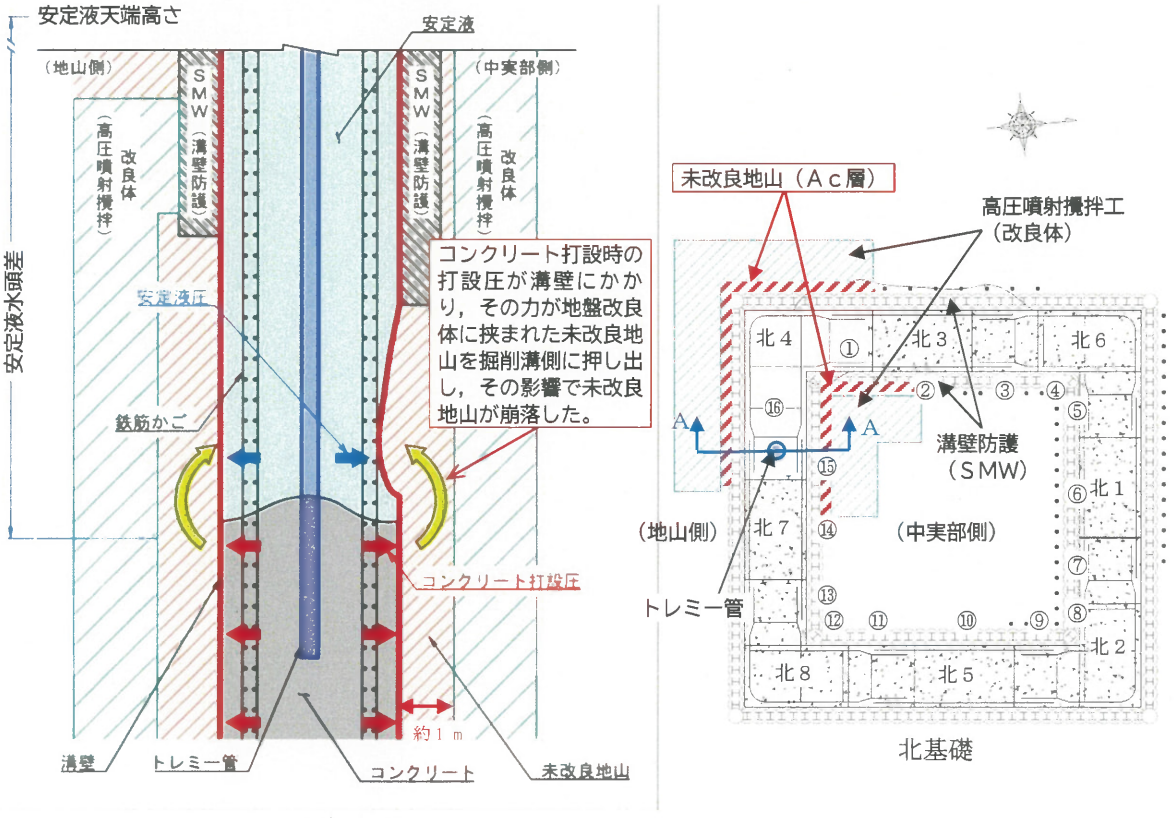


図 1.3-25　未改良地山（Ａｃ層）の崩落メカニズム

(2) 鉄筋の変形等の原因調査

a. 要因分析

鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象を含む）の発生の直接原因としては，「はらみ出した溝壁の接触」，「溝壁への接触」及び「設置済み鉄筋かごへの接触」が考えられる。

これらの直接原因について，その要因となる可能性のある項目を抽出し，鉄筋の変形等の調査結果及び施工履歴・施工記録に基づき，抽出した項目の発生の有無について検討・分析を実施した。要因分析図を図 1.3-26 に示す。

この結果，直接原因は，「設置済み鉄筋かごへの接触」であり，以下の２つの要因を抽出した。これらの要因について次項で詳述する。

①ハンマーグラブの接触

②鉄筋かご同士の接触

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・はらみ出した溝壁の接触		【想定事象】はらみ出した溝壁が先行エレメントの鉄筋に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】はらみ出した溝壁は粘性土であり，鉄筋を変形させる程の剛性・強度はない。
	・崩落土砂等の接触	【想定事象】崩落土砂やコンクリートが流入し鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】崩落土砂やコンクリートは，格子状の鉄筋の隙間を通過するため，鉄筋自体に著しい変形を与えるような圧力は作用せず，鉄筋の変形が発生する可能性はない。
・溝壁への接触	・掘削溝の出来形の不足	【想定事象】掘削溝が計画の掘削形状（幅，深さ）を確保していない場合，溝壁に鉄筋かごが接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工記録から鉄筋かご建て込み前に超音波測定及びレッド測量にて溝壁が計画の掘削形状（幅，深さ）を確保していることを確認した。
	・鉄筋かごの寸法違い	【想定事象】鉄筋かごが設計と異なる寸法で組み立てられた場合，鉄筋かごが溝壁に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工記録から鉄筋かごを組み立てた段階で，寸法検査を実施していること，寸法検査の結果が設計寸法と相違ないことを確認した。
	・運搬・建込み時のかご変形	【想定事象】鉄筋かごの運搬，建込みの際の変形により，鉄筋かごが溝壁に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】鉄筋かごは補強枠で剛性が確保されており，運搬の振動や建込み時の吊り作業で変形が生じることはないよう設計されている。
	・ＳＭＷの変位	【想定事象】地盤改良（薬液注入）のため既設置のＳＭＷの一部を撤去・再構築したため，掘削溝側にずれ，鉄筋に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】観察結果からＳＭＷの位置はかぶり部で留まっており（変位量 10 cm），鉄筋に接触した可能性はない。
・設置済み鉄筋かごへの接触	・防護ボックス設置・撤去時の接触	【想定事象】剛結継手部に防護ボックス（掘削機から剛結継手部の鉄筋を防護する治具）を設置する際に，剛結継手部の鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工履歴から防護ボックスの設置の手順において，仕切板に設置されているＴ字のガイド鋼材に防護ボックスのガイドを添わせることで位置ずれを起こさず設置できることから鉄筋に接触した可能性はない。また，ガイド鋼材が使用できなかった北基礎区画①及び区画⑮，南基礎区画⑮については建込み中は，測量から割り出された逃げ墨から，側方４箇所により位置を管理しながら建込んでおり，鉄筋との離隔も片側 100 mm あることから，鉄筋に接触した可能性はない。
	・トレミー管の接触	【想定事象】コンクリート打設においてトレミー管を降下，移動，上昇させた際に，トレミー管が設置済の鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順等を確認した結果，トレミー管の直径は 30 cm 弱であり，コンクリート打設時は鉄筋かごの内側にある補強枠の中で使用していることから，鉄筋等に接触する可能性はない。
	・埋戻し砕石の投入時の衝撃	【想定事象】掘削済みの剛結継手部の地山崩落を防ぐために砕石を投入し埋戻した。その砕石が投入時に剛結継手部の鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】砕石は安定液中を落下させており，衝撃エネルギーは水中であることから減退するため著しい変形を与えるような力は作用しない。
	・鉛直縫地工のケーシングの接触	【想定事象】溝壁の補強として地山に縫地鉄筋を挿入するための削孔（ケーシング（φ135 mm）を使用），剛結継手部に堆積した崩落土砂等をほぐすための削孔において，削孔が曲がりケーシングが鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果，ボーリング孔の削孔時に鉄筋等にケーシングが接触した場合，オペレーターは即時に異常を感知し削孔機を停止させることを確認した。
	・高圧噴射攪拌工のロッドの接触	【想定事象】溝壁の補強として高圧噴射攪拌工（ロッドφ114.3 mm）の削孔，剛結継手部に堆積した崩落土砂等をほぐすための削孔において，削孔が曲がり，鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果，ロッドはゆっくり降下させており，接触しても鉄筋を変形させるほどの荷重はかからないことを確認した。また，鉄筋等にケーシングが接触した場合，オペレーターは即時に以上を感知し，削孔機を停止させることを確認した。
	・ロッド回収治具の接触	【想定事象】脱落した高圧噴射のロッドの回収治具（油圧ハンマーグラブ，クラムシェルバケット）が，鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順を確認した結果，作業状況を確認した結果，ロッド回収治具はゆっくり昇降されていたため，ロッド回収治具が鉄筋等に接触した際にはクレーンの荷重計によりオペレーターが即時に気づくことを確認した。

注　：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の要因とならない要因。

図 1.3-26　鉄筋の変形等の要因分析結果（その１）

直接原因	要因	想定事象・確認結果
・設置済み鉄筋かごへの接触	・ハンマーグラブの接触	【想定事象】剛結継手部で崩落土砂等の撤去にハンマーグラブを使用した場合，鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】ハンマーグラブの投下位置は鉄筋の位置を踏まえ管理していたが，鉄筋等とハンマーグラブの投下位置の離隔は小さく，ハンマーグラブ沈降時（ワイヤーで吊った状態で水中落下）の揺動で接触する可能性がある。また，ハンマーグラブで掘削する場合は，自由落下させるため鉄筋に接触してもオペレーターが気づかない可能性がある。なお，使用後の超音波測定記録で，鉄筋の変形等を示唆する結果を確認した。次項に詳述する。
	・全周回転掘削機ケーシングの接触	【想定事象】剛結継手部において全周回転掘削機を用いてケーシング（φ1,500 mm）を建込み，崩落土砂等の切削・撤去を行った際，ケーシングが鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】施工手順から，全周回転掘削機のケーシングは測量から割り出された設置済みの鉄筋等の位置を避けて設置する管理がなされているとともに，ケーシング設置位置は全周回転掘削機により固定され，鉛直性を確認しながら建込んでいることを確認した。したがって，ケーシングが鉄筋に接触する可能性はない。
	・サクションポンプの接触	【想定事象】剛結継手部でサクションポンプを用いて崩落土砂等の吸引・撤去を行った際，サクションポンプに繋がるトレミー管が鉄筋等に接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】トレミー管の直径は 30 cm 弱であり，降下・上昇は，掘削溝幅の中央で実施し，鉄筋位置から十分に離れていることから接触する可能性はない。また，ポンプによる堆積物撤去作業において，トレミー管の水平移動は，クローラークレーンにより低速でブームの旋回起伏操作により行うため，鉄筋等に接触する可能性はあるものの変形等に至らない。
	・鉄筋かご同士の接触	【想定事象】後行エレメントの建込みの際に，鉄筋かご同士が接触し，鉄筋の変形等が発生した可能性がある。 【確認結果】観察結果から鉄筋の変形等を確認した区画のうち南基礎区画⑮並びに北基礎区画①及び⑮において鉄筋かご同士の接触（交錯）を確認していること，前述した通り，ハンマーグラブの接触により鉄筋の変形の可能性があることから，後行エレメントの建込みの際に変形した鉄筋を起点に鉄筋かご同士が接触・進行し，広範囲の鉄筋の変形等が発生したと推定した。また，北基礎区画①及び⑮では，鉄筋かご同士の錯綜を確認しており，その結果，鉄筋かごの高止まり事象が発生したと推定した。次項に詳述する。

注　：グレーでハッチングした記載は施工記録等から不具合事象発生の要因とならない要因。

図 1.3-26　鉄筋の変形等の要因分析結果（その２）

b.　鉄筋の変形等の推定原因

(a)　ハンマーグラブの接触

施工履歴を確認すると，鉄筋の変形等を確認した南基礎区画⑮，北基礎区画①，③，⑤，⑦，⑨及び⑮において，鉄筋かご建込み後，土砂等の撤去にハンマーグラブを使用していることを確認した。

ハンマーグラブの投下位置は鉄筋の位置を踏まえ管理していたが，鉄筋等とハンマーグラブの投下位置の離隔は小さく，ハンマーグラブ沈降時（ワイヤーで吊った状態で水中落下）の揺動で接触する可能性がある。また，ハンマーグラブで掘削する場合は，自由落下させるため鉄筋に接触してもオペレーターが気づかない可能性がある。

施工記録から，ハンマーグラブ使用後の超音波測定において，鉄筋の変形等を示唆する記録を確認した。ハンマーグラブによる土砂撤去中及び後行エレメントの鉄筋かご建込み前の掘削溝の超音波測定結果を図 1.3-28 に示す。ハンマーグラブによる土砂撤去作業中に発生した凸部（図 1.3-28 左図）は，既に建込んでいる先行エレメントの鉄筋等に変形が生じたものである。後行エレメントの鉄筋かご建込み前の超音波測定結果（図 1.3-28 右図）では，この凸部の一部はなくなっており，撤去中の土砂等の可能性もあるが，保守的に鉄筋等が変形したものとして評価する。

以上より，土砂等の撤去において，既に設置されていた地山側及び中実部側の水平鉄筋や鉛直フラットバー等にハンマーグラブが接触し，鉄筋等※を変形させたと推定した。ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図を図 1.3-27 に示す。

※「鉄筋等」とは，水平鉄筋，鉛直フラットバー及び水平フラットバーをいう。

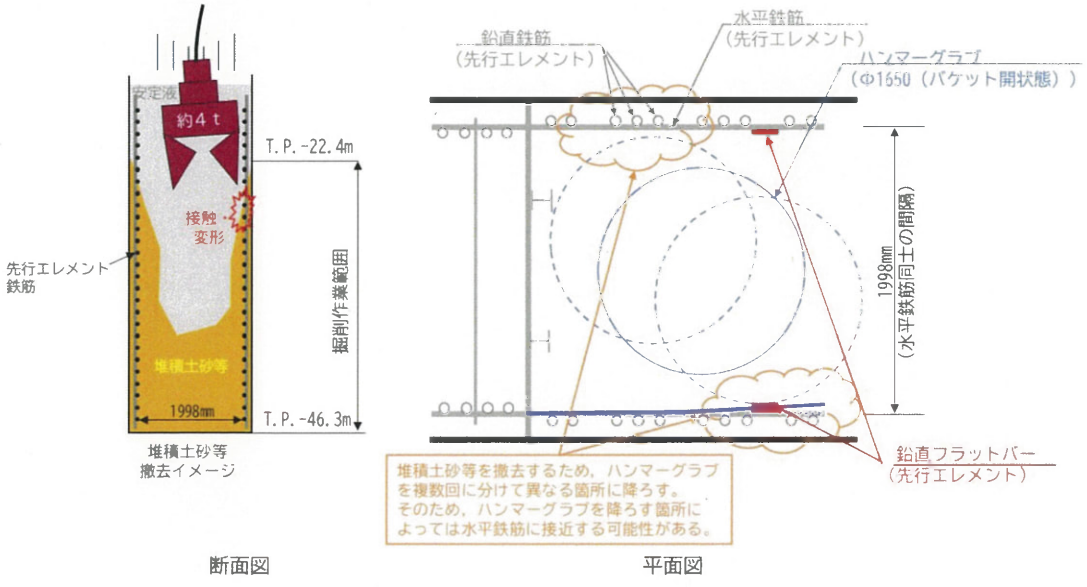


図 1.3-27　ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図

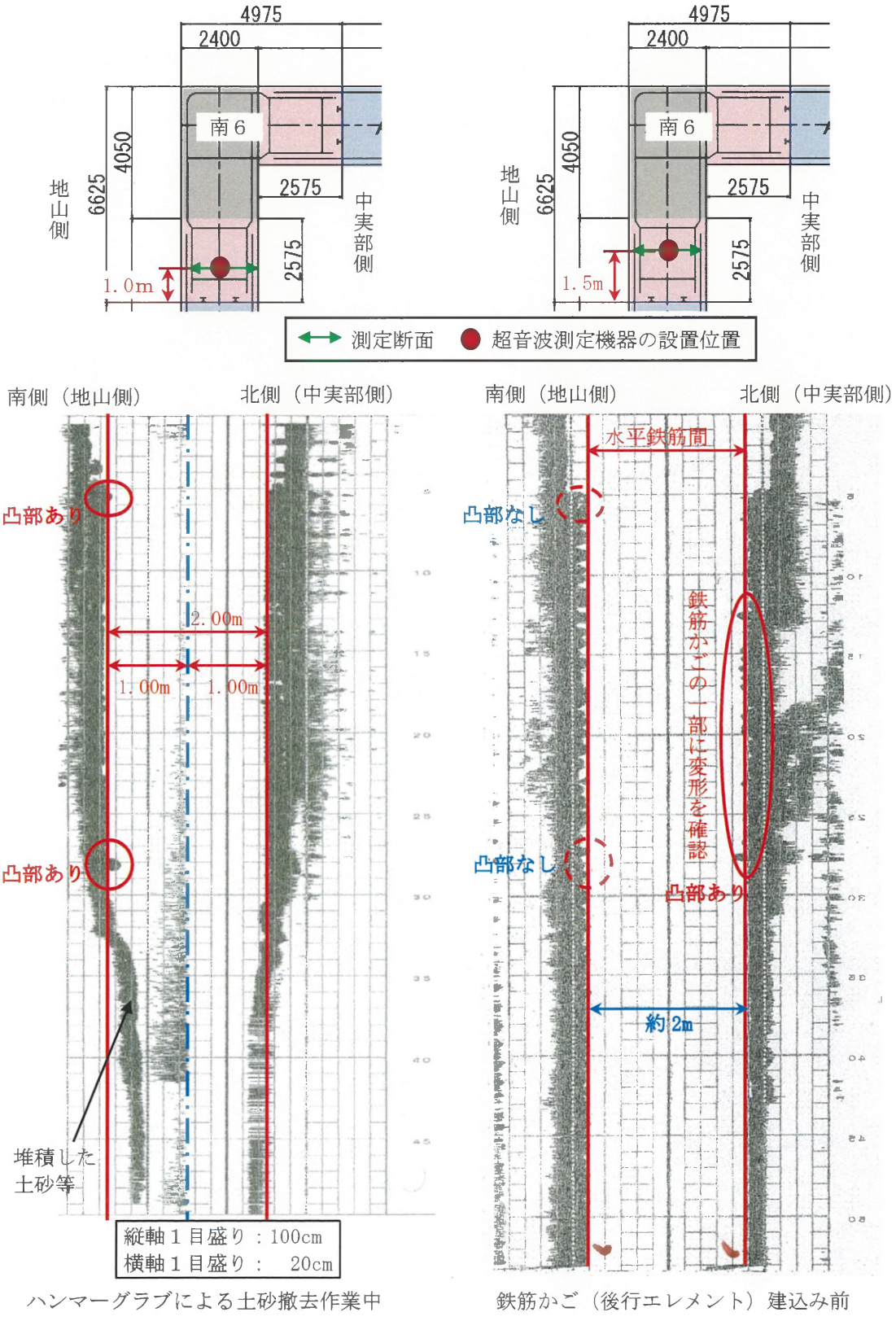


図 1.3-28　掘削溝の超音波測定結果

(b) 鉄筋かご同士の接触

観察結果から，南基礎区画⑮及び①ならびに北基礎区画⑮及び①にて，先行エレメントの鉄筋かごと後行エレメントの鉄筋かごが互いに接触・交錯し，鉄筋等が変形していることを確認した。

また，前項(a)に示した通り，ハンマーグラブが接触し先行エレメントに凸部（変形した鉄筋等）が発生したと推定した。

後行エレメント建込みの際に生じた鉄筋変形のメカニズムを時系列で図 1.3-29 に示し，その内容を以下に示す（以下のⅠ～Ⅳは同図の番号を記載）。

Ⅰ．先行エレメントの凸部（鉛直フラットバー・水平鉄筋）に建込まれた後行エレメントの鉄筋かごが接触した。

Ⅱ．後行エレメントの鉄筋かごの建込みが進行し，中実部側の後行エレメントの鉛直フラットバーの隙間より，変形した先行エレメントの鉛直フラットバー・水平鉄筋が後行エレメントの鉄筋かご内に進入した。

Ⅲ．後行エレメントの鉄筋かごの建込みが更に進行し，中実部側の先行エレメントの水平鉄筋と後行エレメントの鉛直フラットバー・水平鉄筋が干渉し，その状態で鉄筋かごの建込みを進めたことに伴い，先行エレメントの水平鉄筋は下方に変形した。また，後行エレメントの中実部側の水平鉄筋も変形（一部は脱落）した。

Ⅳ．区画⑮の鉄筋かご同士の接触により，後行エレメントの鉄筋かごが南７側に引き込まれ，区画①にて先行及び後行エレメントの鉄筋かご同士が接触したと推定した。

また，北基礎の北４（区画⑮，⑯及び①）では，後行エレメントの鉄筋かご建込み中に鉄筋かごが計画深度より約 70 cm 高い位置までしか建込めない状態となり，その対応として鉄筋かごの上げ下ろしを複数回実施した。このため，観察された通り，先行及び後行エレメントの鉄筋同士が接触・錯綜し，これにより計画深度まで至らない位置で高止まりを起こしたと推定した。

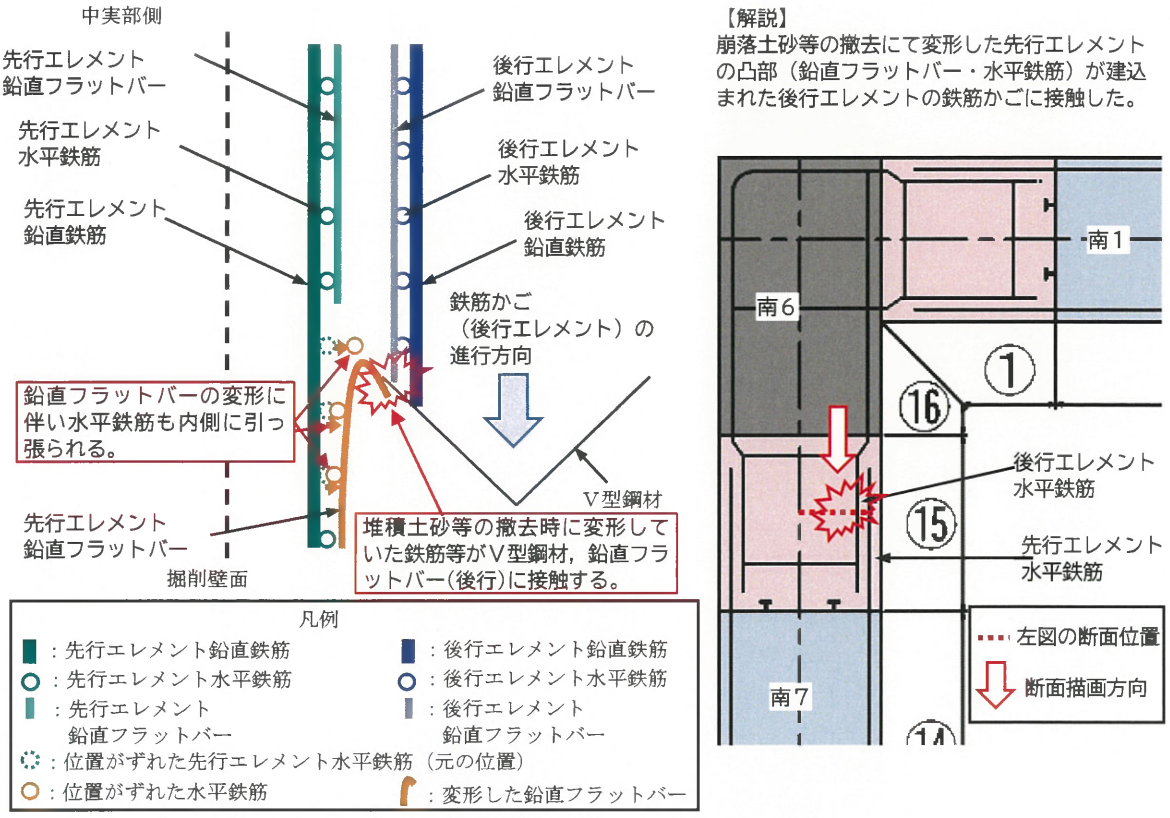


図 1.3-29　後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等（Ⅰ）

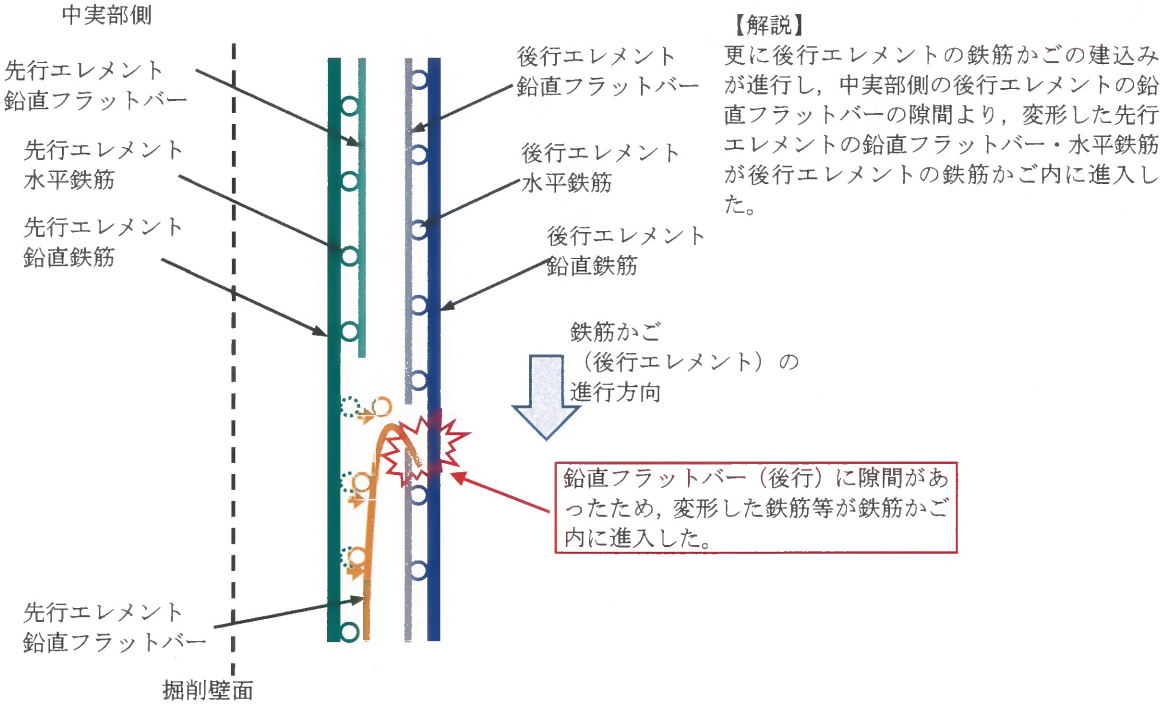
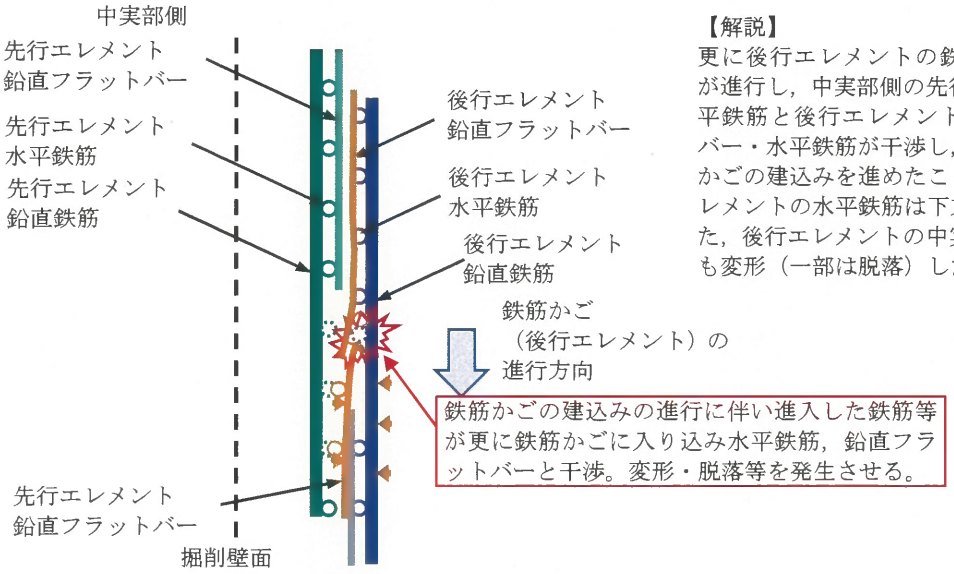
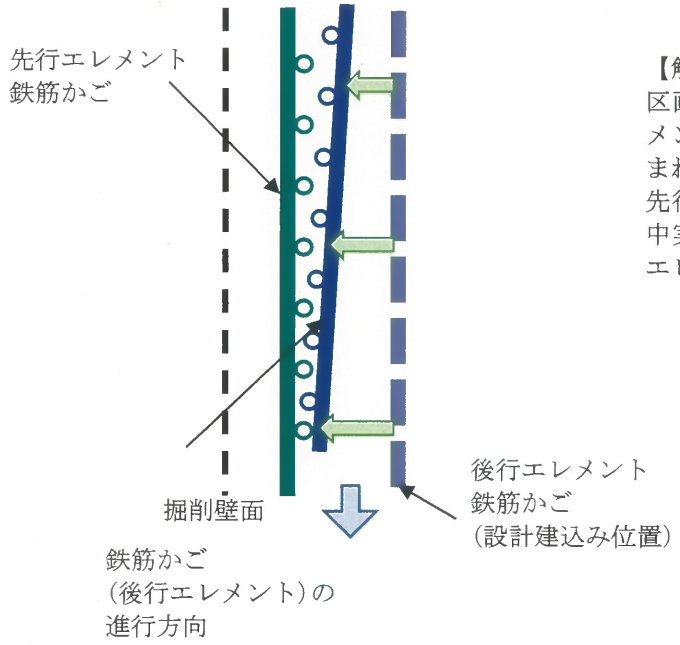


図 1.3-29　後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等（Ⅱ）



【解説】
更に後行エレメントの鉄筋かごの建込みが進行し，中実部側の先行エレメントの水平鉄筋と後行エレメントの鉛直フラットバー・水平鉄筋が干渉し，その状態で鉄筋かごの建込みを進めたことに伴い，先行エレメントの水平鉄筋は下方に変形した。また，後行エレメントの中実部側の水平鉄筋も変形（一部は脱落）した。

図 1.3-29　後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等（Ⅲ）



【解説】
区画⑮の接触・干渉により後行エレメントの鉄筋かごが南７側に引き込まれ，区画①（剛結継手部）において先行エレメントと後行エレメントの中実部側の水平鉄筋が接触し，先行エレメントの水平鉄筋が変形した。

図 1.3-29　後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋の変形等（Ⅳ）

1.4　まとめ

1.4.1　不具合事象の調査結果のまとめ

(1)　コンクリート未充填の調査結果のまとめ

地中連続壁の中実部側について，南基礎各区画の調査結果を表 1.4-1 に，北基礎各区画の調査評価を表 1.4-2 に示す。なお，地中連続壁の地山側にて音響探査等を実施した結果，地山側の壁面にもコンクリート未充填があることを確認した（詳細は 1.5.1　参照）。

表 1.4-1　南基礎各区画の調査結果（中実部側壁面のコンクリート未充填）

区画	区分	判定 ○：あり －：なし※	発生要因 ①粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落 ○：あり －：なし	②崩落土砂等の残置 ○：あり －：なし	③ＳＭＷによる閉塞 ○：あり －：なし	④未改良地山の崩落 ○：あり －：なし	⑤溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ ○：あり －：なし
①	剛結継手	○	○	－	－	－	－
②	先　　行	－	－	－	－	－	－
③	剛結継手	○	○	－	－	－	－
④	後　　行	○	○ ③から流入	－	－	－	－
⑤	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑥	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑦	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑧	後　　行	○	○ ⑦から流入	－	－	－	－
⑨	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑩	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑪	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑫	後　　行	○	○ ⑪から流入	－	－	－	－
⑬	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑭	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑮	剛結継手	○	－	○	－	－	－
⑯	後　　行	－	－	－	－	－	－

※判定の「－：なし」は，地中連続壁工法上の想定範囲に相当する，ごく軽微なコンクリート未充填である。

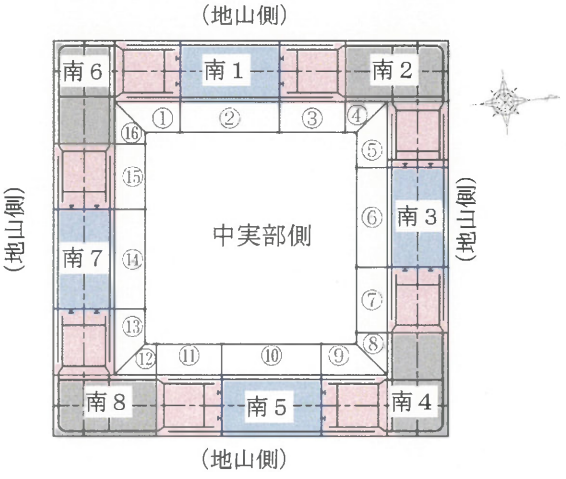
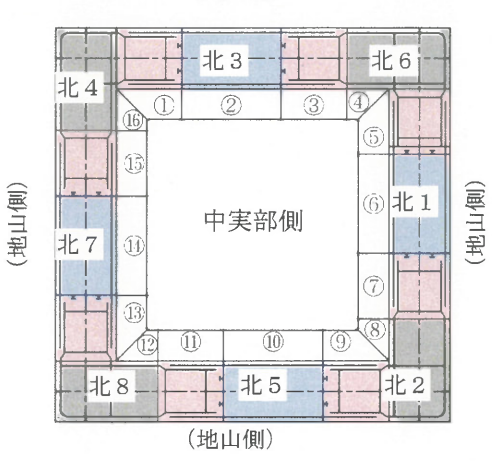


表 1.4-2　北基礎各区画の調査評価（中実部側壁面のコンクリート未充填）

区画	区分	判定 ○：あり －：なし※	発生要因 ①粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落 ○：あり －：なし	②崩落土砂等の残置 ○：あり －：なし	③ＳＭＷによる閉塞 ○：あり －：なし	④未改良地山の崩落 ○：あり －：なし	⑤溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ ○：あり －：なし
①	剛結継手	○	○	－	－	○	○
②	先　　行	－	－	－	－	－	－
③	剛結継手	○	○	－	－	－	○
④	後　　行	－	－	－	－	－	－
⑤	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑥	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑦	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑧	後　　行	－	－	－	－	－	－
⑨	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑩	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑪	剛結継手	○	○	－	－	－	－
⑫	後　　行	－	－	－	－	－	－
⑬	剛結継手	○	○	－	－	－	○
⑭	先　　行	－	－	－	－	－	－
⑮	剛結継手	○	○	－	○	○	－
⑯	後　　行	－	－	－	－	－	－

※判定の「－：なし」は，地中連続壁工法上の想定範囲に相当する，ごく軽微なコンクリート未充填である。



(2)　鉄筋の変形の調査結果のまとめ

南基礎各区画の調査結果を表 1.4-3 に，北基礎各区画の調査評価を表 1.4-4 に示す。

表 1.4-3　南基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

区画	区分1	区分2	中実部側	
			ハンマーグラブ接触による破損 ○：あり －：なし	鉄筋かご同士の接触 ○：あり －：なし
①	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	－	○
②	先　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
③	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
④	後　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑤	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑥	先　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑦	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑧	後　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑨	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑩	先　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑪	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑫	後　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑬	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑭	先　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑮	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	－
⑯	後　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	○

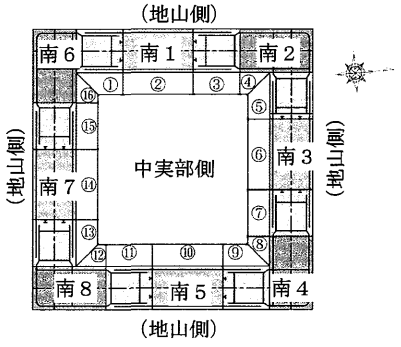
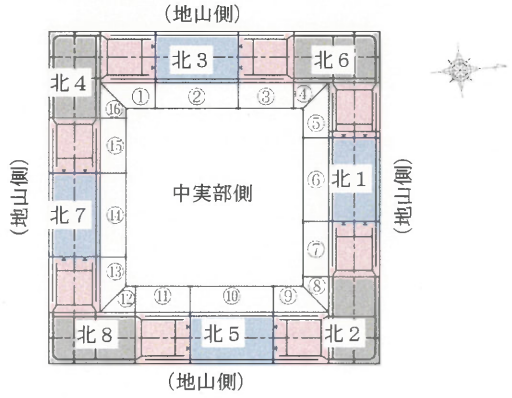


表 1.4-4　北基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

区画	区分1	区分2	中実部側	
			ハンマーグラブ接触による破損 ○：あり －：なし	鉄筋かご同士の接触 ○：あり －：なし
①	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	○
②	先　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
③	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
④	後　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑤	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑥	先　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑦	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑧	後　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑨	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	○	－
⑩	先　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑪	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑫	後　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑬	剛結継手	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑭	先　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	－
⑮	剛結継手	鉛直鉄筋	－	○
		水平鉄筋	○	○
⑯	後　　行	鉛直鉄筋	－	－
		水平鉄筋	－	○



1.4.2　原因と対策

設計及び工事の計画（以下「設工認」という。）に基づく「設計・工事・検査」の一連のプロセスの中で発生した不具合事象について，その位置付けと発生メカニズムを整理し，根本原因の抽出及び再発防止策の検討を行った。

設工認におけるプロセス上の位置付け確認として設工認における設計，工事及び検査の流れを表 1.4-5 に示す。本事象は，これらの工程のうち「工事及び検査」段階において発生した不具合である。一方，「設計」段階においては，設計及び工事に係る品質マネジメントシステムに従い，所定の手順に基づいて適切に業務が遂行されており，特段の問題は確認されなかった。

「工事及び検査」の中で実施される具体的設備の詳細設計（設計３）のアウトプットを基に現地据付工事が行われる。不具合事象の発生の背景として，この据付工事に関わる設計開発プロセスにおいて，表 1.4-6 に整理した着眼点の通り「必要な確認視点が十分でなかったこと」が，本事象の発生に直接的に影響した。

事象分析及び根本原因の抽出として，不具合事象の内容と，不足した確認及びそれが発生原因にどのように関連したかについて整理した結果を表 1.4-7 に示す。この分析結果より，複数の要因を統合的に評価し，事象を引き起こした根本原因として以下の２点を抽出した。

- 各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり，不具合の発生を予期できなかった。
- 工事が計画通り行われていることを直接確認せず，代替措置を講じなかった。

再発防止策として今後の工事を計画通り確実に遂行するため，抽出した根本原因に対応する具体的な対策を表 1.4-8 に示す。これらの対策は，設計開発プロセスにおける確認項目の明確化，品質管理手法の強化及び現場施工段階におけるチェック体制の充実を中心としている。

表 1.4-5　設工認における設計，工事及び検査の各段階

設　計	基本設計方針の作成（設計１）
	適合性確認対象設備の各条文への適合性を確保するための設計（設計２）
	設計のアウトプットに対する検証
	設工認申請（届出）書の作成・承認
工事及び検査	設工認に基づく具体的な設備の設計の実施（設計３）←（原因となったプロセス）
	具体的な設備の設計に基づく工事の実施（現地据付工事）←本事象発生
	使用前事業者検査の計画，管理，実施

表 1.4-6　事象発生の時系列

年月日	事象
2018 年 10 月	東海第二発電所ＤＢ／ＳＡ工認認可
2019 年 9 月	防潮堤（鋼製防護壁）設置工事を発注
2019 年 12 月	工事仮設（溝壁の安定性）の検討において掘削幅が大きいケースを代表ケースとして設計を実施 着眼点①　ケースの選定において，地盤の特性や掘置き期間の長さ，掘置き期間に受ける荷重，施工ステップに対する視点が不足していた。
2020 年 4 月	仮設工事（溝壁の補強）を実施
2021 年 10 月	南基礎　地中連続壁構築開始
2021 年 12 月～2022 年 7 月	粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落（南基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 1 月	北基礎　地中連続壁構築開始
2022 年 1 月～2023 年 5 月	粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落（北基礎）（中実部掘削時に判明）
	崩落土の押上（北基礎）（中実部掘削時に判明）
	ＳＭＷによる閉塞（北基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 2 月～2023 年 5 月	未改良地山の崩落（北基礎）（中実部掘削時に判明）
2022 年 3 月	南基礎　南７のコンクリート打設時に隣接する剛結継手部（南６：区画⑮）に土砂等が流入 （着眼点①を背景に発生）
2022 年 3 月～7 月	同土砂等の撤去。ハンマーグラブ及び崩落土砂等切削治具（以下，「ハンマーグラブ等」という）が鉄筋等に接触し，鉄筋等が変形（判明は 2022 年 7 月） 着眼点②　ハンマーグラブ等の降下位置を管理することで鉄筋への接触を防ぐこととしていたが，鉄筋等とハンマーグラブ等の離隔は小さく，ハンマーグラブ等の揺動に対する配慮が不足していた。
2022 年 3 月～7 月	崩落土砂等の残置（南基礎）
2022 年 6 月	北基礎　北３のコンクリート打設時に隣接する剛結継手部（北４：区画①）に土砂等が流入 （着眼点①を背景に発生）
2022 年 7 月～2023 年 3 月	同土砂等の撤去。ハンマーグラブ等が鉄筋等に接触し，鉄筋等が変形（判明は 2023 年 3 月） （着眼点②と同じ）
2022 年 7 月	南基礎　南６後行エレメントの鉄筋かご建込み。掘削溝内の凸部（区画⑮の鉄筋の変形等に相当）に係る対策（Ｖ字鋼及び鉛直フラットバーの追加）を実施していたが，建込み時に広範囲に鉄筋の変形等が発生（判明は 2023 年 6 月） 着眼点③　凸部（区画⑮の鉄筋等）に対する後行エレメントの鉄筋かごの防護策は検討・実施されていたが，後行エレメントの鉄筋かご（Ｖ字鋼）に接触後の凸部の挙動に対する保守的な想定が不足していた。
2023 年 3 月	北基礎　北４鉄筋かごの高止まり発生 （着眼点②，③と同じ）
2023 年 6 月	南基礎　コンクリート未充填及び鉄筋の変形等を確認
2023 年 8 月	北基礎　コンクリート未充填及び鉄筋の変形等を確認

表 1.4-7　事象及び着眼点と発生原因に対する考察

事象及び着眼点	発生原因に対する考察
コンクリート未充填 ・詳細設計（施工設計）における代表ケース選定において，地盤の特性や掘置き期間の長さ，掘置き期間中に受ける荷重，施工ステップに対する視点が不足していた。 （着眼点①）	コンクリート未充填の発生原因の１つは，溝壁の挙動について掘削・安定液の比重変化等に対する安定性（溝壁のはらみ出し・崩落等の補強策含む）を確認していたものの，粘性土に対する施工ステップ等※の影響を考慮した施工設計（安定性）まで考えが至らなかったためである。 この発生事象の詳細については以下の通りである。 ・粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し及び崩落：施工により溝壁（掘削面）付近の地盤（粘性土）が緩み，溝壁の安定性が確保されなかった（施工の波及的影響（リスク）検討が不十分）。また，溝壁は泥水の中で，その状態を目視等により直接確認できなかった。さらに目視に代わる有効な代替措置を講じなかった。 ・崩落土砂等の残置：設置済みの鉄筋が干渉し，溝壁から崩落した土砂を除去するための機材が接近できず，全量の除去には至らなかった。 ・ＳＭＷによる閉塞：溝壁下部の崩落に伴い，その上方にあるＳＭＷの支持地盤が緩み，ＳＭＷがコンクリート打設範囲まではみ出した。 ・溝壁のはらみ出しにより崩落した土砂の押上げ：溝壁が崩落し，底部に堆積した土砂が，その後のコンクリート打設により上方へ押し上げられた。 また，地中連続壁の施工中に溝壁崩落が発生した箇所については，溝壁防護の補強対策として地盤改良（高圧噴射攪拌工）を施工したが，その施工設計において十分な検討が及ばなかった事項は以下の通りである。 ・未改良地山の崩落：未改良地山の挙動を検討した結果，コンクリート打設時の打設圧が溝壁にかかり，その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山を掘削溝側に押し出した。（施工の波及的影響（リスク）検討が不十分）。これは，上記の溝壁の安定性低下に対する対策で発生した事象であり，大元をたどると溝壁の安定性が確保されなかったこと（上記の原因と同じ）である。 ・上記の大部分は地中連続壁構築後，中実部の掘削時に検知された。 （根本原因） ・各施工ステップにおいて**リスク想定が不十分**であり，不具合の発生を予期できなかった。 ・施工中に溝壁の状態を**直接確認する方法がない中で，確認するための代替措置を講じなかった。**
鉄筋の変形等 ・鉄筋等とハンマーグラブ等の離隔は小さく，ハンマーグラブ等の揺動に対する配慮が不足していた。 （着眼点②） ・後行エレメントの鉄筋かご（Ｖ字鋼）に接触後の凸部の挙動に対する保守的な想定が不足していた。 （着眼点③）	・崩落土砂等の回収のためハンマーグラブを水中に沈降させた際，揺動により鉄筋かごと接触した（施工計画の検討，リスク想定が不十分）なお，この対応は溝壁崩落に伴う事後対策であり，大元をたどると溝壁の安定性が確保されなかったこと（コンクリート未充填の原因と同じ）である。また，次の鉄筋かごを建て込んだ際にハンマーグラブとの接触で変形した設置済の鉄筋かごに接触しており，鉄筋かごの設置作業は不透明な安定液中で実施するため，設置済の鉄筋かごが変形していたことを目視等により直接確認できなかった。さらに，目視に代わる有効な代替措置を講じなかった。 ・上記の大部分は地中連続壁構築後，中実部の掘削時に検知された。 （根本原因） ・各施工ステップにおいて**リスク想定が不十分**であり，不具合の発生を予期できなかった。 ・施工中に鉄筋かごの状態を**直接確認せず，代替措置を講じなかった。**

※地盤の特性や掘置き期間の長さ，掘置き期間中の載荷荷重，施工ステップ

表 1.4-8　不具合を発生させない対策

根本原因	対策
各施工ステップにおいて**リスク想定が不十分**であり，不具合の発生を予期できなかった。	・施工性の確認 施工エリアについて現場調査や各施工ステップの施工図を作成し，特定した支障物や重機配置場所等への対策を検討の上，施工性を確認する。施工性の検討結果については必要に応じ，構造設計に反映することで実現性を有する構造を選定する。 ・リスクを想定した対策の実施 各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，対策を施すことでその他の不具合の発生を防止する。また，必要に応じ試験施工を実施し，計画通りの工事が確実にできることを確認する。
工事が計画通り行われていることを**直接確認せず，代替措置を講じなかった。**	・施工方法の選定・確認 適用性，施工実績を踏まえ，過去の不具合事象を回避できる施工方法を選定する。また，全施工ステップについて，同様の不具合が発生しないことを確認する。 ・施工品質の確認 施工ステップごとに工事が計画通り行われていたことを確認できるよう，品質を確認（検査）する項目・確認時期，確認方法を整理し，適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

1.4.3　調査結果のまとめ

南基礎及び北基礎の地中連続壁の中実部側壁面で，コンクリート未充填及び鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まり事象含む）の不具合事象を調査・確認した。

その結果，コンクリート未充填は粘性土層（Ａｃ層）のはらみ出し等によるコンクリートの流路阻害，鉄筋の変形等はハンマーグラブの鉄筋かごへの接触等を原因として特定した。

一方，南基礎及び北基礎の地中連続壁の地山側壁面については音響探査等で未充填の状況を調査したものの，地中連続壁の中実部側壁面のように目視観察による状況確認ができていない。

したがって，これらの調査結果によっても地中連続壁の不具合の全容は把握できておらず，地中連続壁に耐力を期待することは困難であることから，地中連続壁を基礎の一部として使用することは適さないと判断し，地中連続壁の撤去・再構築や設計変更を視野に入れた対応方針の検討を実施した。第２章でその検討経緯及び検討結果を示す。

なお，本事象の対策を踏まえた防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画に係る施工性等の検討結果を第３章に示す。

1.5　参考資料

1.5.1　地山側音響探査及び水平コアボーリングの調査結果

露出しない地中連続壁の地山側壁面に対し，コンクリート未充填の状況を音響探査にて調査した。音響探査において，欠測及び不安定計測となった区間※1では水平コアボーリングによりコンクリートコアを採取し，そのコアの全長を測定することでコンクリート未充填の発生状況を調査した。以下に，調査の詳細を示す。

※1：欠測（地盤の局所的な不均質，地層境界に含まれる空気・気泡などにより，反射波の減衰が大きくなり，波形が確認できない状態）により，鉛直方向に連続した反射波が受信できない区間。

(1)　調査方法

a.　調査方法及び調査箇所

地中連続壁から地山側に一定の離隔を確保して音響探査の調査孔を鉛直に削孔し，地中連続壁のコンクリート面（図 1.5-1 に示す赤い破線）からの反射波の伝達時間と地山の伝達速度を測定することにより，コンクリート未充填の厚さ（壁面の位置）を測定した。図 1.5-1 に音響探査によるコンクリート未充填状況の確認のイメージを示す。

調査箇所は，全区画（周辺施設との干渉で実施困難な箇所を除く）とし，調査位置は各区画の中央付近とした。

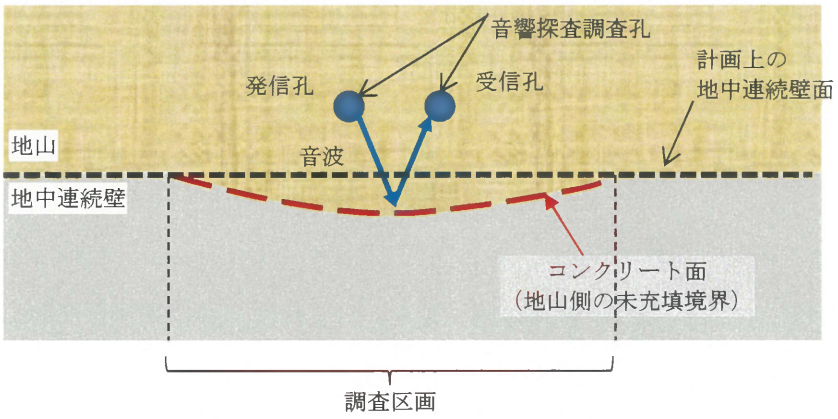
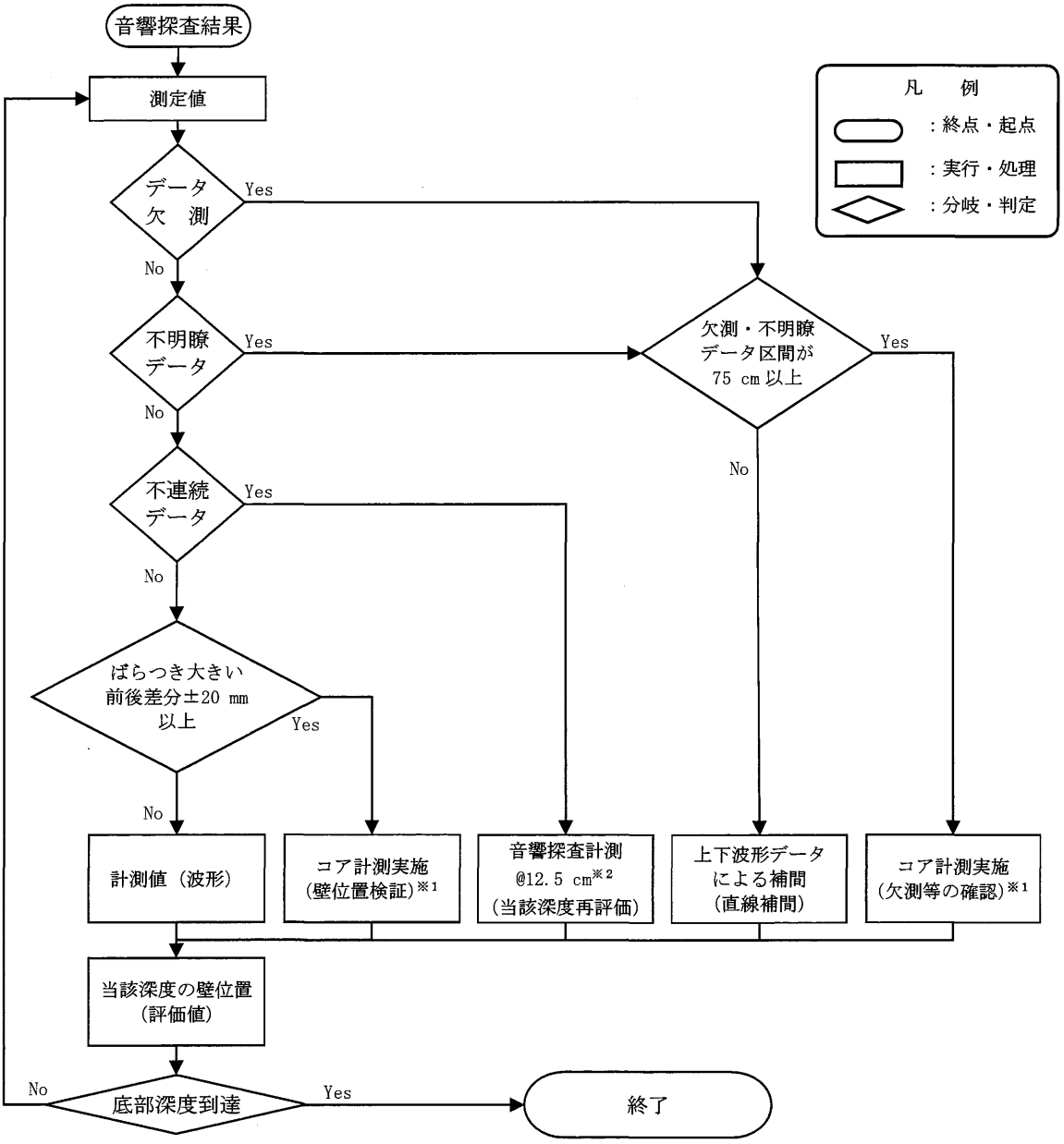


図 1.5-1　音響探査によるコンクリート未充填の調査イメージ（断面図）

b.　地山側コンクリート未充填の調査の流れ

各区間の中央で音響探査を実施する。音響探査を行った結果，何らかの理由で欠測区間が生じた場合，もしくは測定結果の解析が行えない区間が生じた場合（周辺施設との干渉で実施困難な区画含む）には，その区間の計測を補足するために水平コアボーリングによるコア測定（コア採取）を実施する。地山側調査フローを図 1.5-2 に示す。



※1　欠測部のコア計測は”5 m程度”に1箇所，欠測区間長が7.5 mを超えたら1箇所追加する。
※2　コア計測での代替も可とする。
・不明瞭データとは，反射が弱く，明瞭なピークが得られないデータのこと。
・不連続データとは，反射波に連続性が得られないデータのこと。
・検証とは，当該箇所で水平方向のコア採取を実施することで壁位置を直接調査し，音響探査の結果や測定精度の確認を行うこと。

図 1.5-2　地山側調査フロー

地山側のコンクリート未充填の調査手順の詳細を以下に示す。

- 地山側の壁面（計画壁面位置）から 50 cm 程度外側に 2 孔のボーリング孔を設け，一方に発信器，もう一方に受信器を同一標高に設置する（鉛直方向の測定ピッチは 25 cm（不明瞭区間は 12.5 cm に変更））。
- 発信器から音波を発信し，発信器から直接受信器に到達する音波と壁面に反射してから到達する音波を受信する。
- 発信器から直接受信器に到達した音波の到達時間と発信器と受信機の距離（孔間の距離）から，その標高の地盤中の音波速度を求める。なお，ボーリング孔の深さごとの位置を事前に正確に計測することで，本探査の精度向上を図っている。
- 発信器から壁面に反射して到達した音波の到達時間と前述の音波速度から，受信機と壁面の距離を算定し，壁面の位置を特定する。図 1.5-3 に音響探査による地山側未充填状況確認を示す。
- 必要に応じ，中実部側壁面より水平にボーリングし，採取したコアから地山側の壁の位置を特定する。

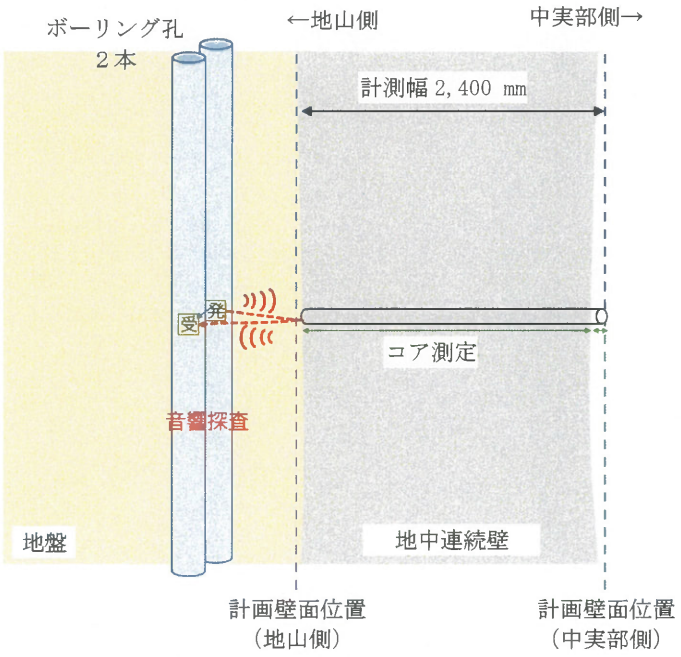


図 1.5-3　中央測線での音響探査による地山側未充填状況確認

c.　補完的調査

音響探査は各調査区間の中央付近の１測線で実施しているが，コンクリート未充填の水平方向の状況を確認するため，代表区画にて中央付近の１測線に加え，その両側に測線を追加し，水平方向のデータを補完した（図 1.5-4 参照）。

代表区画は，中央測線でコンクリート未充填の区間が多く，連続したデータが取得できている南基礎の区画⑩及び⑬，北基礎の区画⑥及び⑨を選定した。

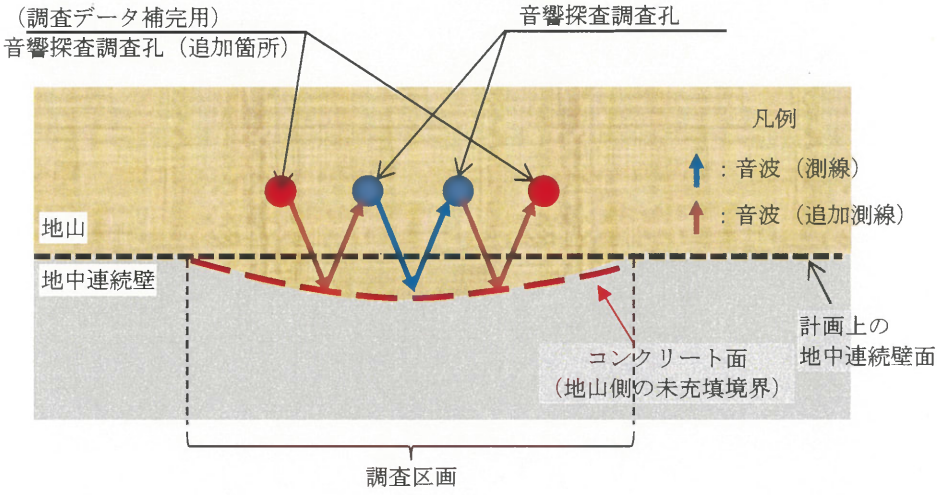


図 1.5-4　音響探査によるコンクリート未充填の調査イメージ（追加測線）

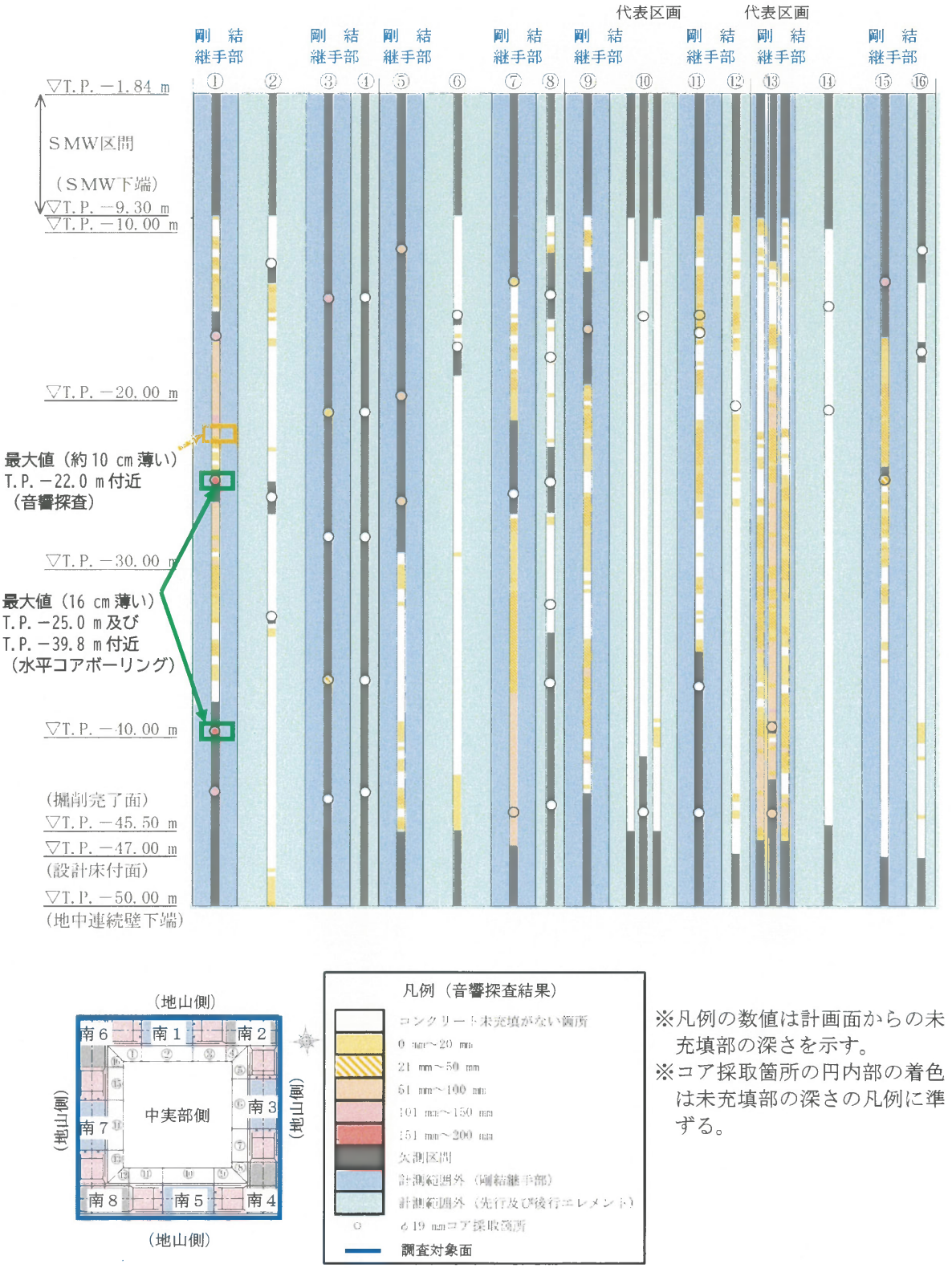
(2) 調査結果

南基礎の音響探査及び水平ボーリングの調査結果を図 1.5-5 に，北基礎の音響探査及び水平ボーリングの調査結果を図 1.5-6 に示す。ＳＭＷ区間は芯材（鋼材）の影響を受け測定できないため欠測とした。また，代表区間では音響探査を３測線の測定を実施しており，３測線分のデータを記載した。

南基礎及び北基礎の代表区間で実施した音響探査の補完調査（追加測線）の結果を図 1.5-7 から図 1.5-10 に示す。

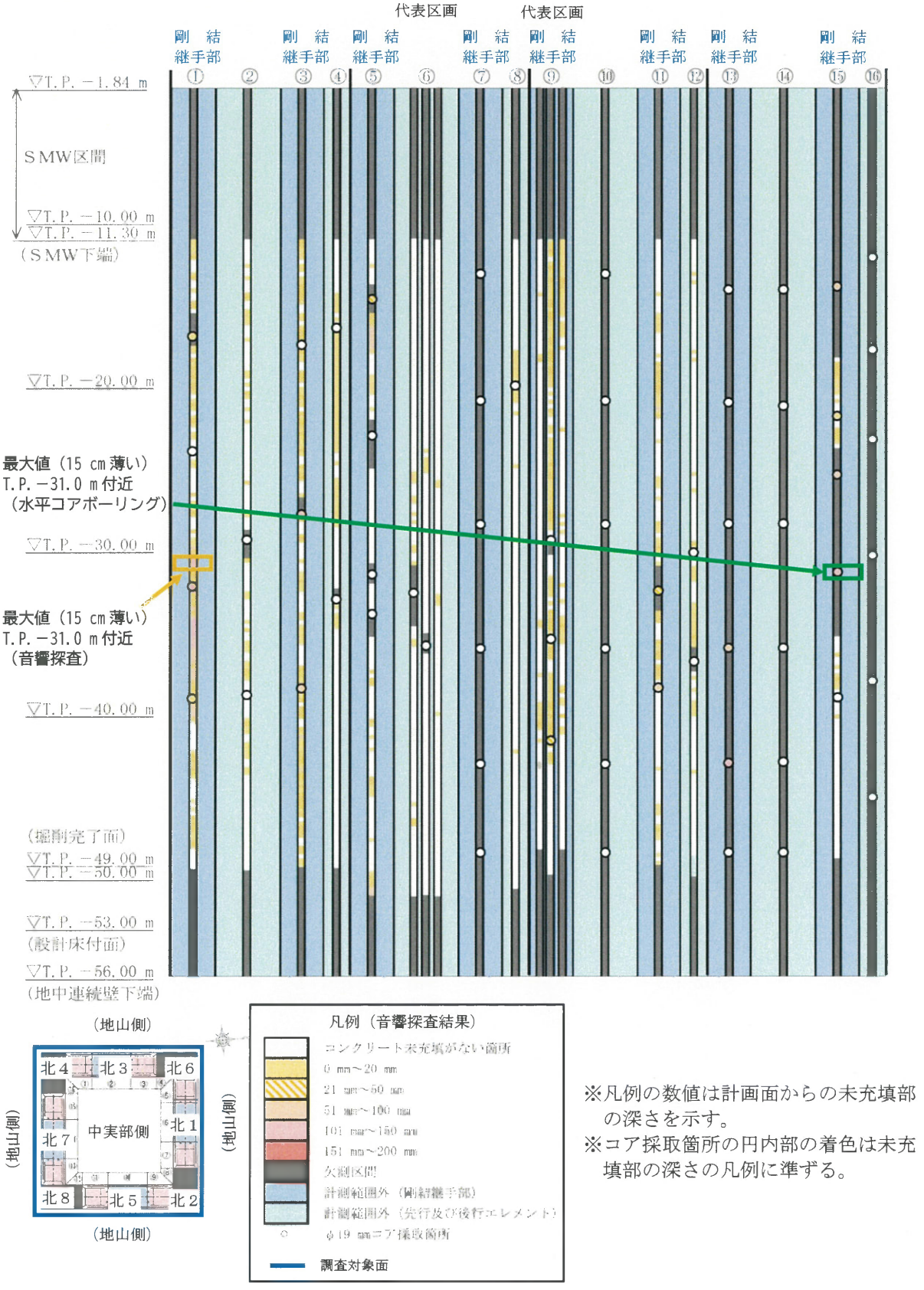
地中連続壁地山側の音響探査等の調査結果の概要は以下の通り。

- 図 1.5-5 及び図 1.5-6 では，計画の壁面位置よりも薄い位置に壁厚位置を確認した箇所を黄色～赤色で着色した。
- 音響探査の結果，有効壁厚を確保できない箇所は，南基礎，北基礎いずれも剛結継手部で多く，剛結継手部以外では数箇所であった。有効壁厚より薄かった箇所の厚さは，南基礎では最大値 10 cm（区画①：T.P.－22.0 m 付近），北基礎では最大値 15 cm（区画①：T.P.－31.0 m 付近）であった。
- 欠測区間で補完的に実施した水平コアボーリングの結果，南基礎では最大値 16 cm（区画①：T.P.－25.0 m 及び T.P.－39.8 m），北基礎では最大値 15 cm（区画⑮：T.P.－32.0 m 付近）を確認した（各区画の調査結果の詳細は表 1.5-1 から表 1.5-16 参照）。
- 剛結継手部の代表区画で実施した複数測線での音響探査結果では，南基礎及び北基礎とも大部分は区画中央の方がその周囲よりも地中連続壁の壁厚が薄くなっている傾向を確認した（図 1.5-7 及び図 1.5-9 参照）。
- 剛結継手部以外の代表区画で実施した複数測線での音響探査結果では，南基礎及び北基礎とも同一標高の壁厚の変化の水平分布に特徴的な傾向はなかった（図 1.5-8 及び図 1.5-10 参照）。



※凡例の数値は計画面からの未充填部の深さを示す。
※コア採取箇所の円内部の着色は未充填部の深さの凡例に準ずる。

図 1.5-5　音響探査及び水平ボーリングの調査結果（南基礎の地山側調査結果）



※凡例の数値は計画面からの未充填部の深さを示す。
※コア採取箇所の円内部の着色は未充填部の深さの凡例に準ずる。

図 1.5-6　音響探査及び水平ボーリングの調査結果（北基礎の地山側調査結果）

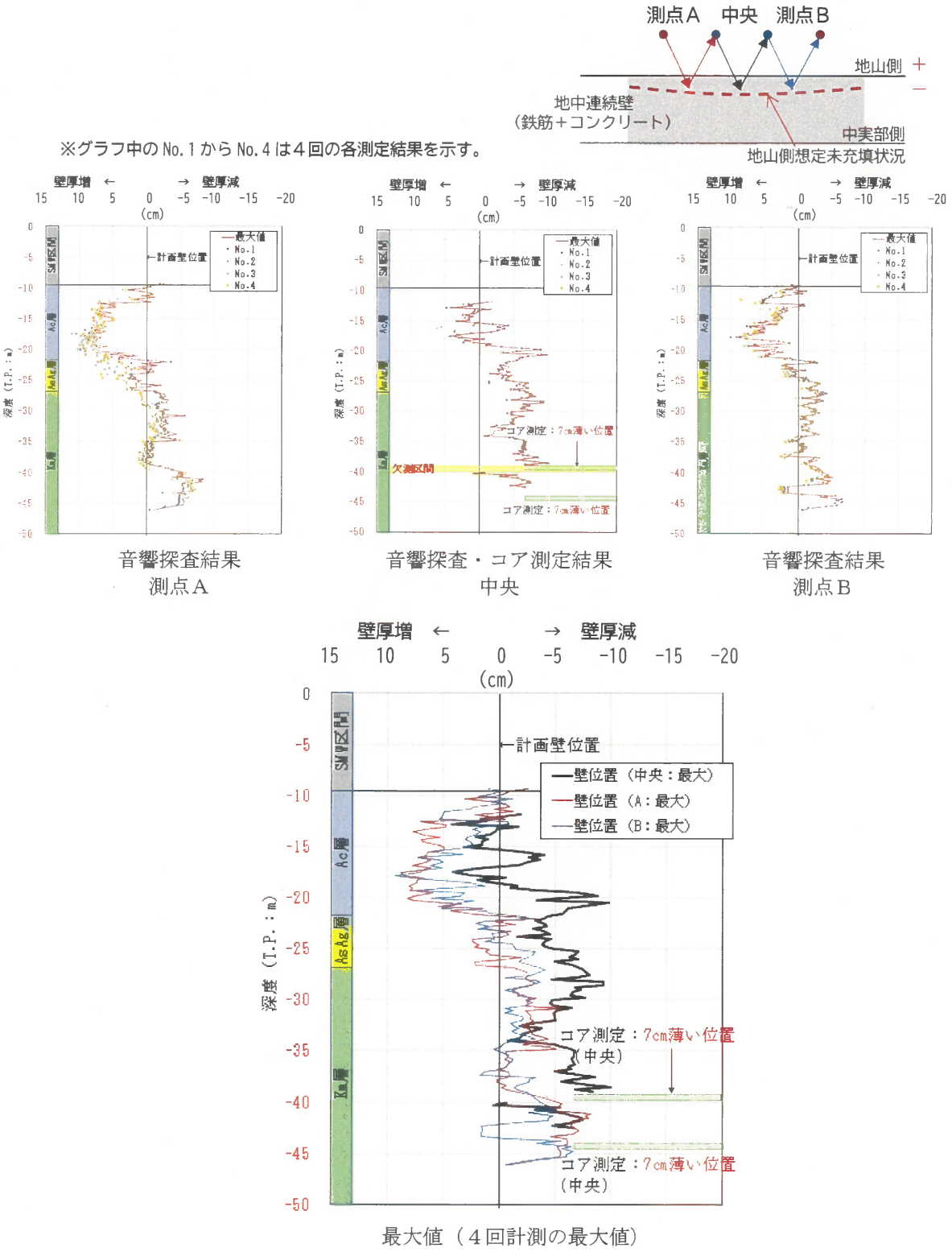
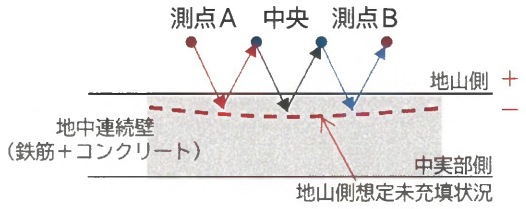
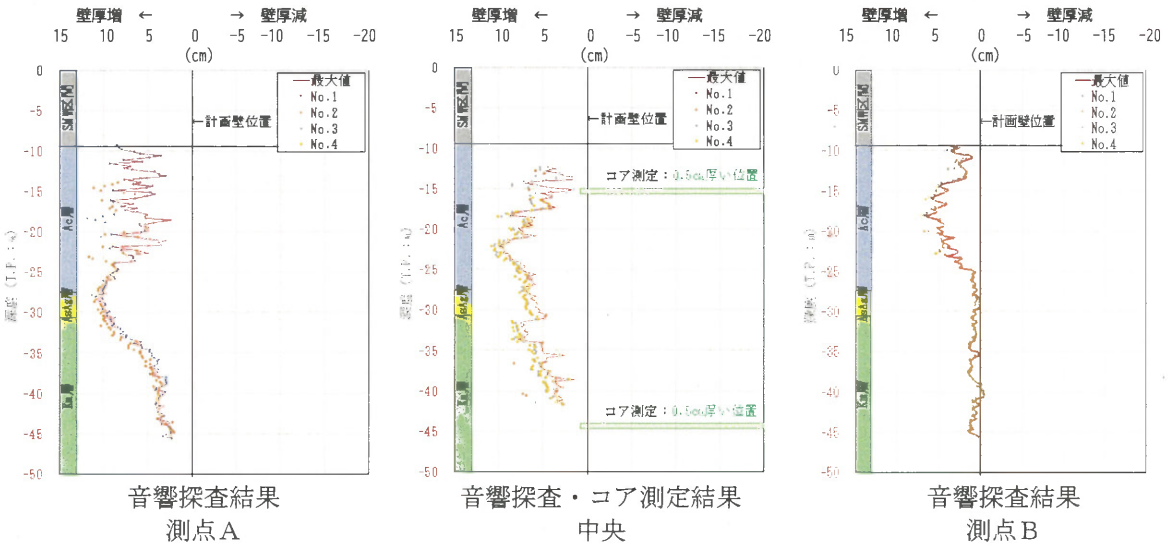


図 1.5-7　代表区画の音響探査結果（南基礎の地山側調査結果：剛結継手部：区画⑬）



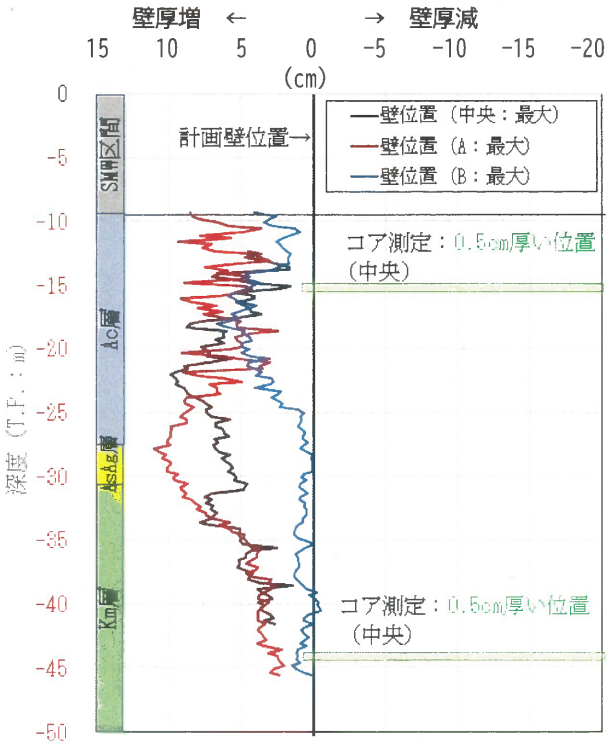
※グラフ中の No. 1 から No. 4 は４回の各測定結果を示す。



音響探査結果
測点A

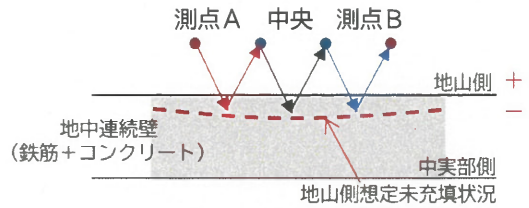
音響探査・コア測定結果
中央

音響探査結果
測点B

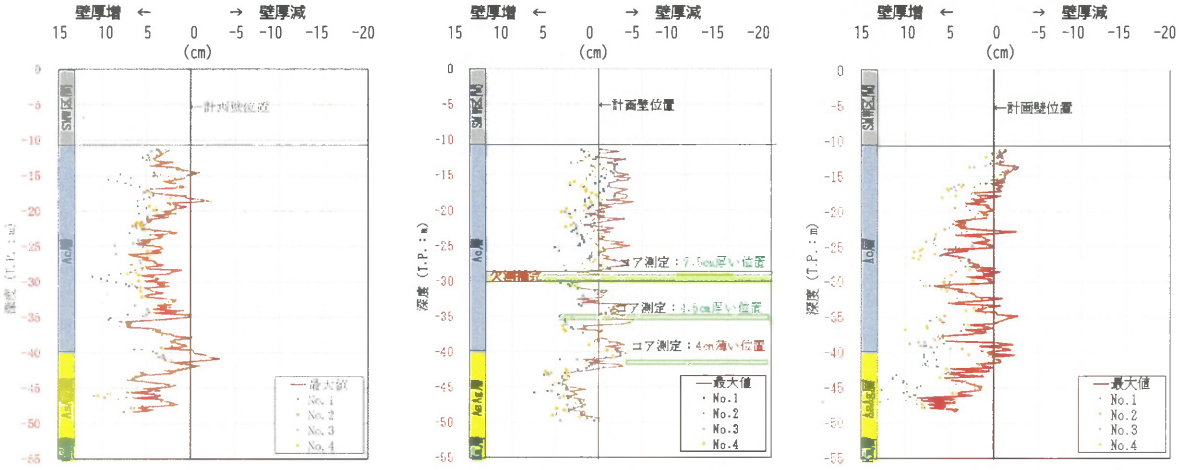


最大値（４回計測の最大値）

図 1.5-8　代表区画の音響探査結果（南基礎の地山側調査結果：剛結継手部以外：区画⑩）



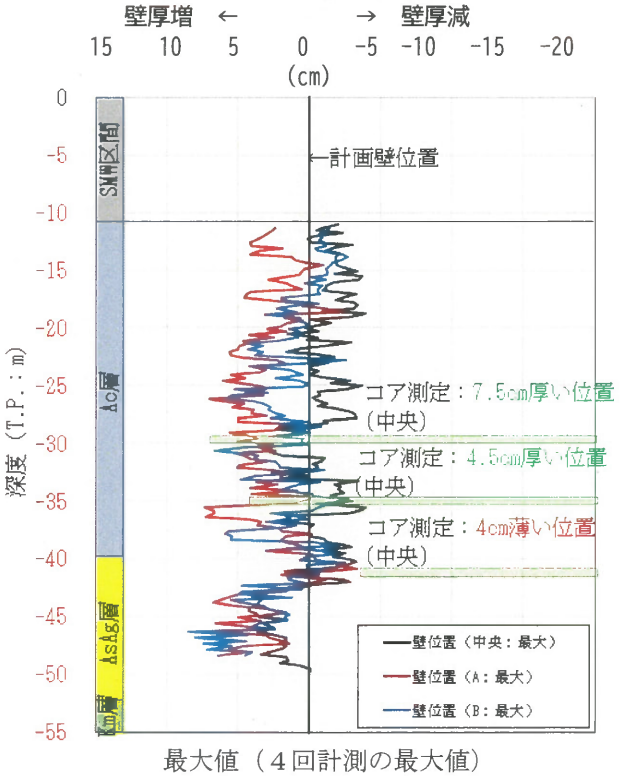
※グラフ中の No.1 から No.4 は４回の各測定結果を示す。



音響探査結果
測点A

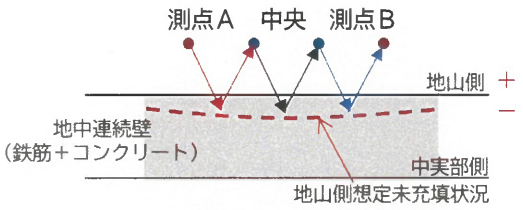
音響探査・コア測定結果
中央

音響探査結果
測点B

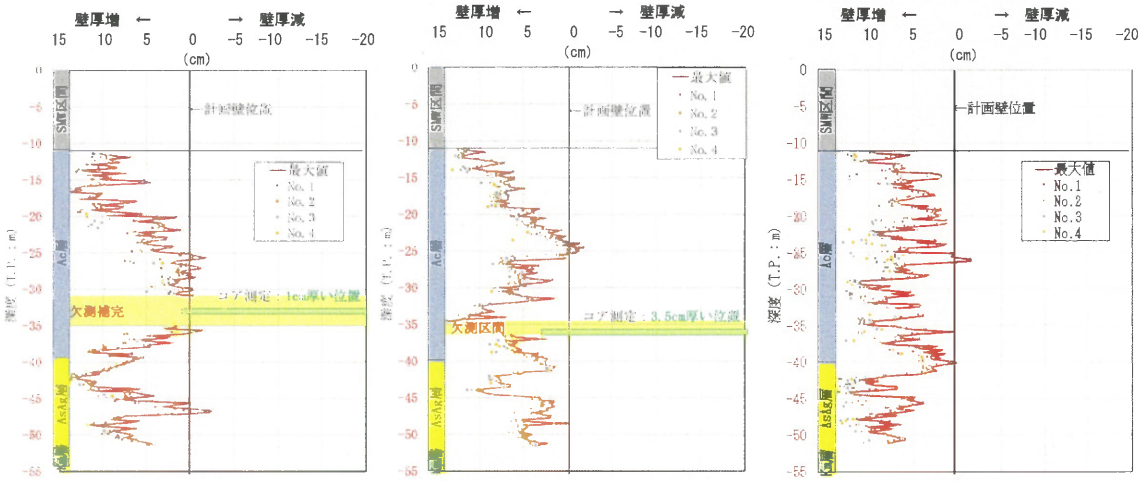


最大値（４回計測の最大値）

図 1.5-9　代表区画の音響探査結果（北基礎の地山側調査結果：剛結継手部：区画⑨）



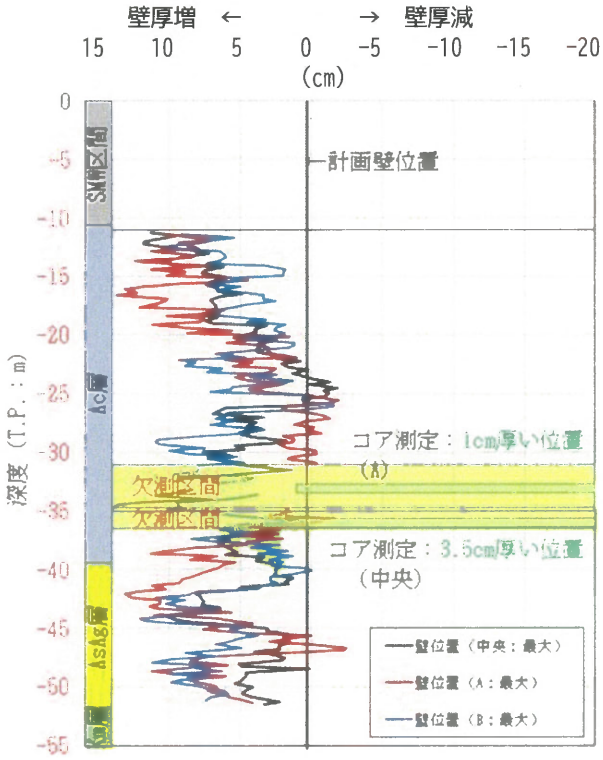
※グラフ中の No.1 から No.4 は４回の各測定結果を示す。



音響探査結果
測点A

音響探査・コア測定結果
中央

音響探査結果
測点B



最大値（４回計測の最大値）

図 1.5-10　代表区画の音響探査結果（北基礎の地山側調査結果：剛結継手部以外：区画⑥）

a.　南基礎の調査結果（詳細）

各区画の測線における調査結果を，表 1.5-1 から表 1.5-8 に示す。

表中の「欠測」は，地盤の局所的な不均質性，地層境界に含まれる気泡，地盤改良体等が影響し，反射波の減衰が大きくなり波形が確認できないことが要因である。

表 1.5-1　地山側調査結果一覧表（南基礎）（1）

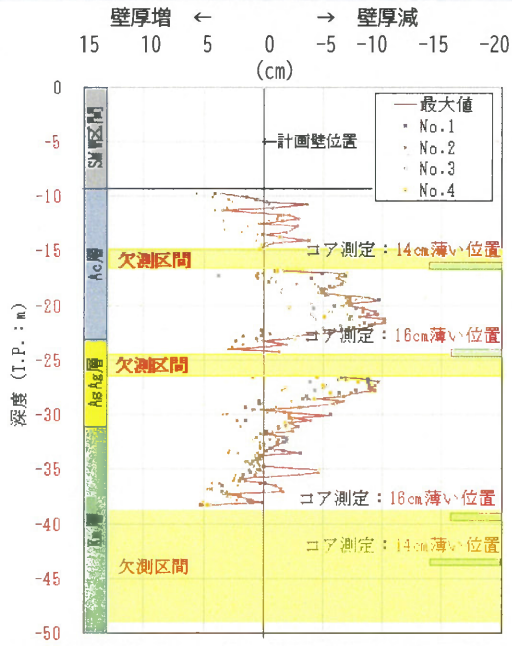
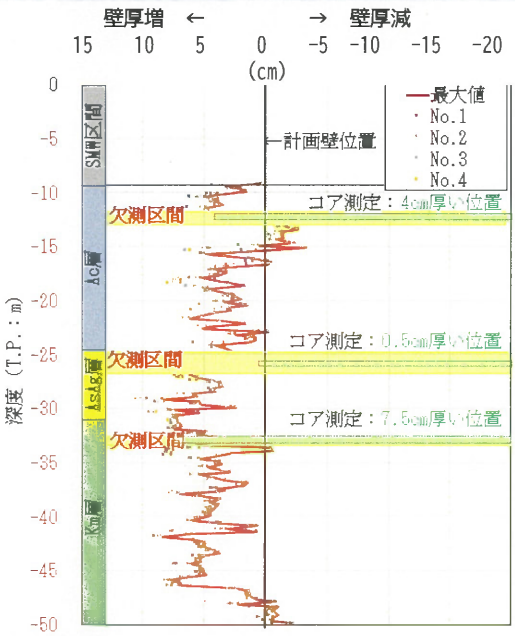
<table>
<tr><th colspan="4">区画①
剛結継手部</th><th colspan="4">区画②
剛結継手部以外（先行エレメント）</th></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td rowspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td rowspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－14.9 m
～－16.9 m</td><td>欠測補完</td><td>－16.8</td><td>－14</td><td>T.P.－11.7 m
～－13.2 m</td><td>欠測補完</td><td>－12.1</td><td>＋4</td></tr>
<tr><td>T.P.－24.4 m
～－26.6 m</td><td>欠測補完</td><td>－25.0</td><td>－16</td><td>T.P.－24.7 m
～－26.9 m</td><td>欠測補完</td><td>－25.8</td><td>＋0.5</td></tr>
<tr><td rowspan="2">T.P.－38.5 m
～－49.0 m</td><td>欠測補完</td><td>－39.8</td><td>－16</td><td>T.P.－32.7 m
～－33.4 m</td><td>欠測補完</td><td>－32.9</td><td>＋7.5</td></tr>
<tr><td>欠測補完</td><td>－43.5</td><td>－14</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋4 cm～－10 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から－14 cm～－16 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋8 cm～－3 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋7.5 cm～＋0.5 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-2　地山側調査結果一覧表（南基礎）（2）

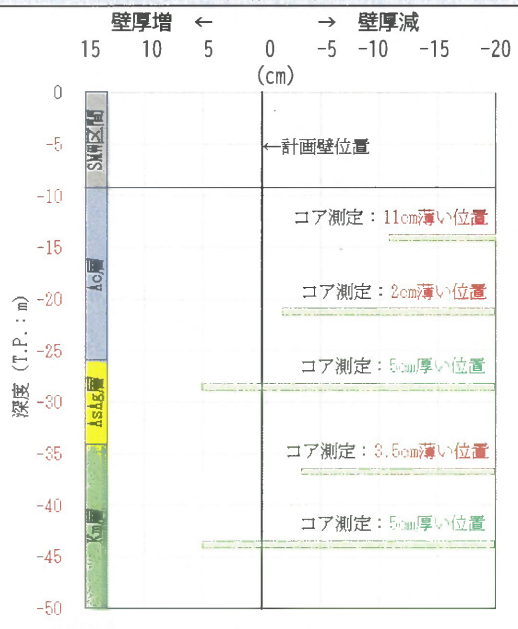
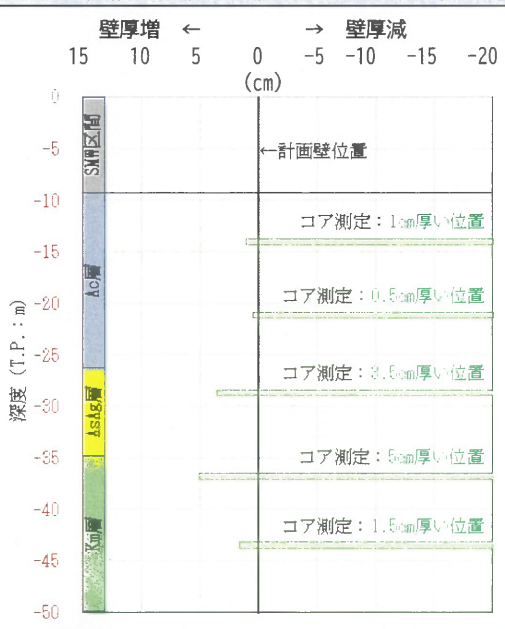
区画③				区画④			
剛結継手部				剛結継手部以外（後行エレメント）			
							
音響探査欠測状況	コア計測状況			音響探査欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）
全区間で反射波確認できず	欠測補完	−14.2	−11	音響探査孔が周辺設備と干渉し設置できない	未実施補完	−14.2	+1
全区間で反射波確認できず	欠測補完	−21.2	−2	〃	〃	−21.2	+0.5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	−28.5	+5	〃	〃	−28.8	+3.5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	−36.9	−3.5	〃	〃	−36.9	+5
全区間で反射波確認できず	欠測補完	−43.9	+5	〃	〃	−43.5	+1.5
調査結果				調査結果			
・音響探査では，反射波が確認できなかった。 ・コア測定では，計画位置から＋5 cm～−11 cm の位置に壁面を確認した。				・削孔機が周辺施設に干渉し，配置できないため，音響探査を実施できなかった。 ・コア測定では，計画位置から＋5 cm～＋0.5 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-3　地山側調査結果一覧表（南基礎）（3）

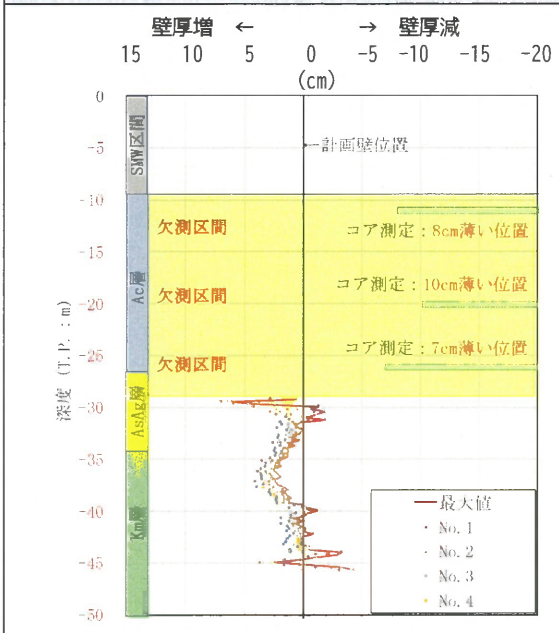
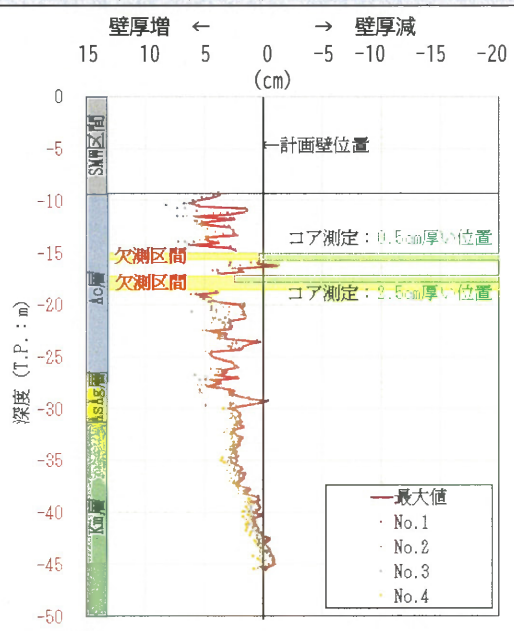
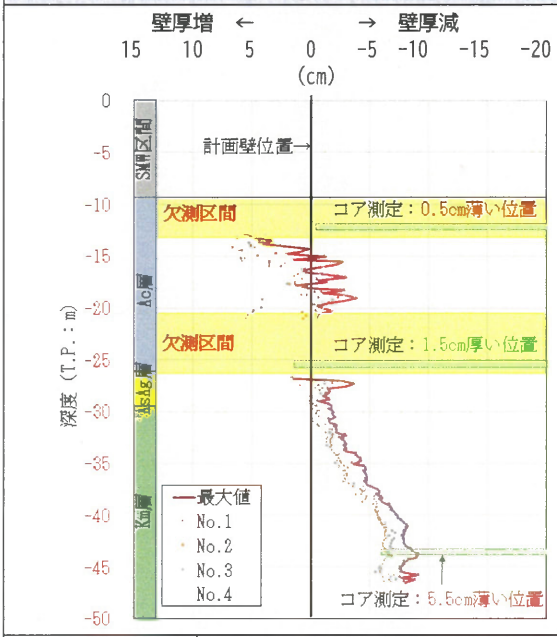
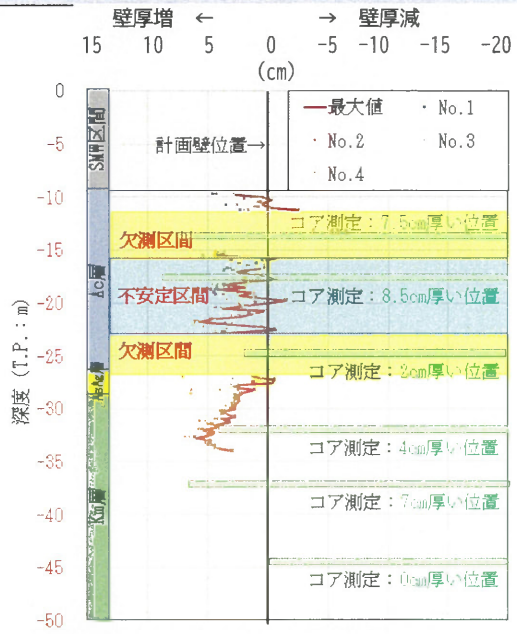
<table>
<tr><th colspan="4">区画⑤
剛結継手部</th><th colspan="4">区画⑥
剛結継手部以外（先行エレメント）</th></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td rowspan="3">T.P.－9.3 m
～－29.2 m</td><td>欠測補完</td><td>－11.2</td><td>－8</td><td>T.P.－14.8 m
～－16.1 m</td><td>欠測補完</td><td>－15.2</td><td>＋0.5</td></tr>
<tr><td>欠測補完</td><td>－19.9</td><td>－10</td><td>T.P.－17.1 m
～－18.8 m</td><td>欠測補完</td><td>－17.1</td><td>＋2.5</td></tr>
<tr><td>欠測補完</td><td>－26.3</td><td>－7</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋6 cm～－4 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から－7 cm～－10 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋6 cm～－1 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋2.5 cm～＋0.5 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-4　地山側調査結果一覧表（南基礎）（4）

<table>
<tr><th>区画⑦
剛結継手部</th><th>区画⑧
剛結継手部以外（後行エレメント）</th></tr>
<tr><td> 
</td><td> 
</td></tr>
</table>

音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）
T.P. −9.3 m 〜−13.5 m	欠測補完	−13.5	−0.5	T.P. −11.4 m 〜−15.4 m	欠測補完	−13.9	+7.5
T.P. −21.1 m 〜−26.8 m	欠測補完	−25.7	+1.5	T.P. −15.4 m 〜−22.8 m	不安定補完	−17.5	+8.5
	校正	−44.4	−5.5	T.P. −22.8 m 〜−27.1 m	欠測補完	−24.9	+2
—	—	—	—		校正	−32.1	+4
—	—	—	—	T.P. −34.0 m 〜−49.0 m	欠測補完	−37.1	+7
—	—	—	—		欠測補完	−44.3	±0

調査結果	調査結果
・音響探査では，計画位置から＋5 cm〜−9 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋1.5 cm〜−5.5 cm の位置に壁面を確認した。	・音響探査では，計画位置から＋6 cm〜−3 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋8.5 cm〜±0 cm の位置に壁面を確認した。

表 1.5-5　地山側調査結果一覧表（南基礎）（5）

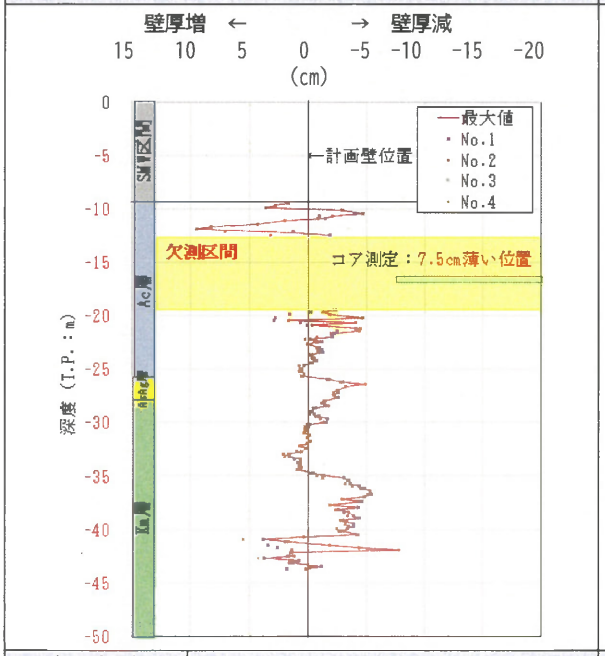
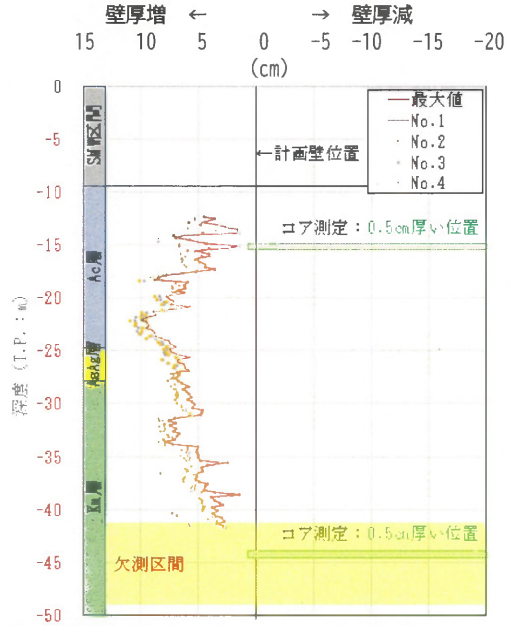
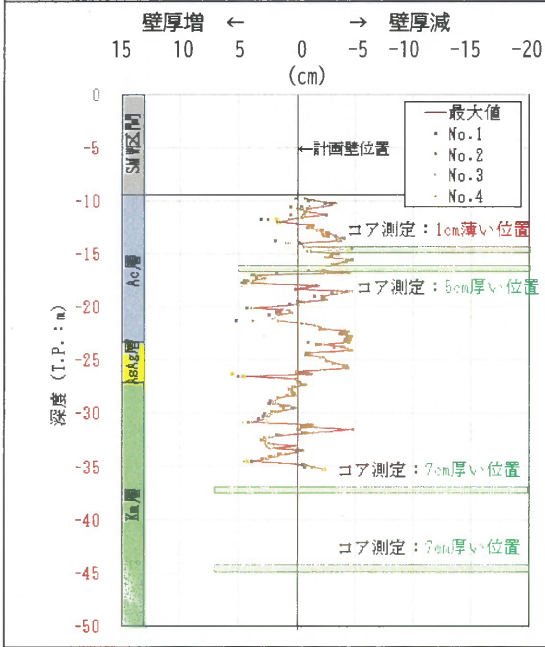
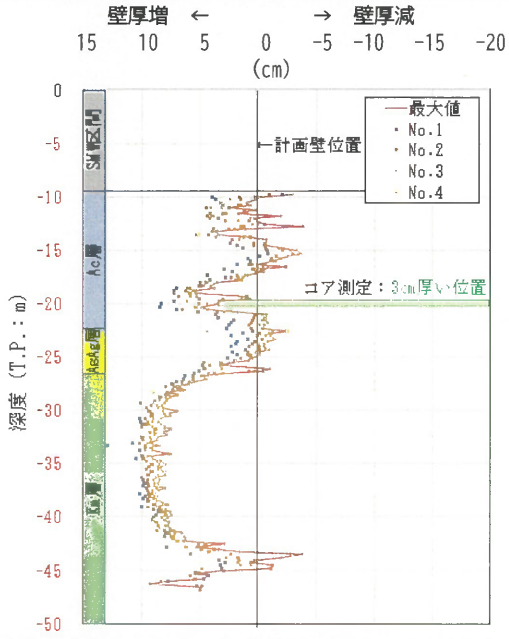
<table>
<tr><th colspan="2">区画⑨
剛結継手部</th><th colspan="2">区画⑩
剛結継手部以外（先行エレメント）</th></tr>
<tr><td colspan="2"> 
</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－12.5 m
～－19.5 m</td><td>欠測補完</td><td>－16.1</td><td>－7.5</td><td></td><td>校正</td><td>－15.1</td><td>＋0.5</td></tr>
<tr><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>T.P.－41.8 m
～－49.0 m</td><td>欠測補完</td><td>－44.4</td><td>＋0.5</td></tr>
<tr><td colspan="2">調査結果</td><td colspan="2">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="2">・音響探査では，計画位置から＋10 cm～－8 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から－7.5 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="2">・音響探査では，計画位置から＋11 cm～－1 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋0.5 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-6　地山側調査結果一覧表（南基礎）（6）

<table>
<tr><td>区画⑪
剛結継手部</td><td>区画⑫
剛結継手部以外（後行エレメント）</td></tr>
<tr><td> 
</td><td> 
</td></tr>
</table>

音響探査欠測状況	コア計測状況			音響探査欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）
	校正	−14.74	−1		校正	−20.4	+3
	校正	−16.0	+5	−	−	−	−
T.P.−35.5 m ～−49.0 m	欠測補完	−37.1	+7	−	−	−	−
	欠測補完	−44.4	+7	−	−	−	−

調査結果	調査結果
・音響探査では，計画位置から+4 cm～−5 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から+7 cm～−1 cm の位置に壁面を確認した。	・音響探査では，計画位置から+9 cm～−4 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から+3 cm の位置に壁面を確認した。

表 1.5-7　地山側調査結果一覧表（南基礎）（7）

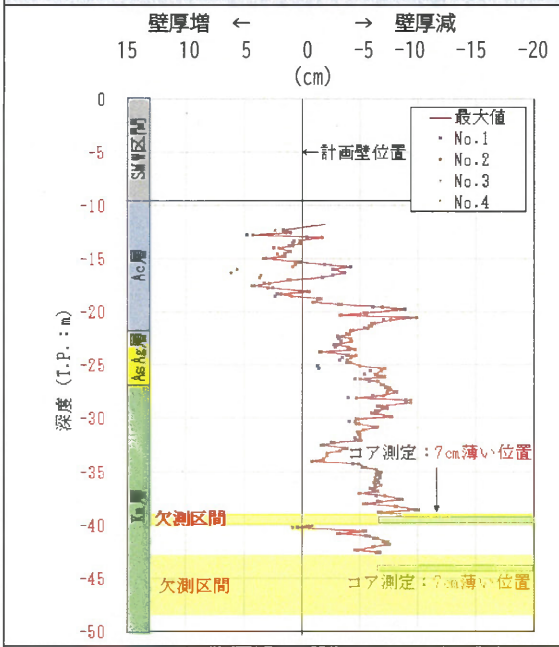
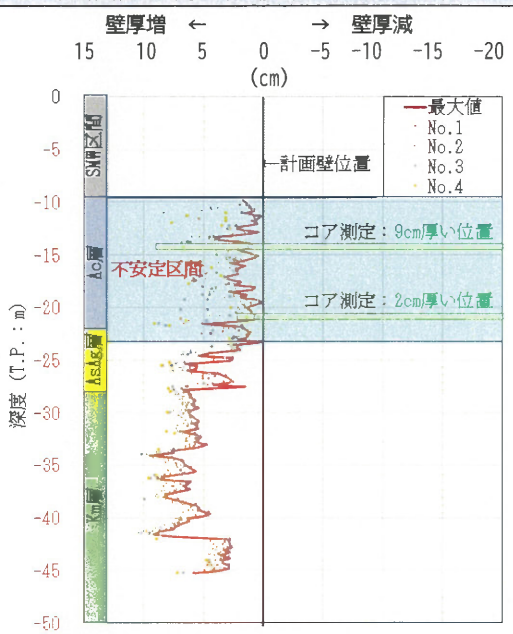
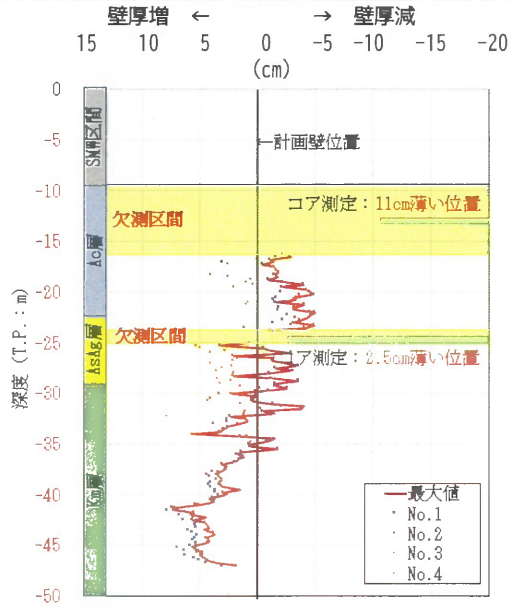
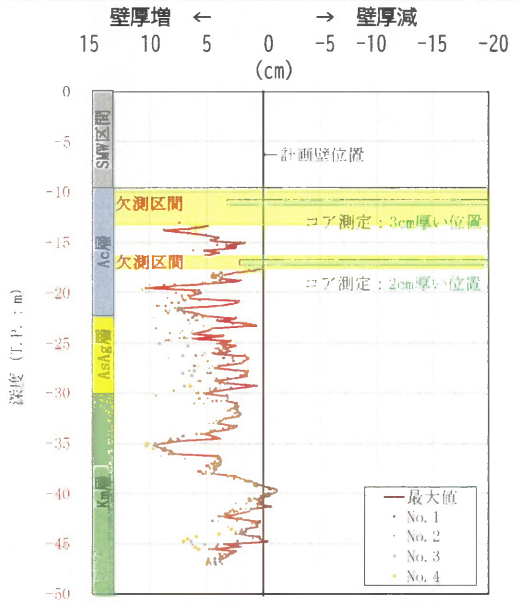
<table>
<tr><td colspan="4">区画⑬
剛結継手部</td><td colspan="4">区画⑭
剛結継手部以外（先行エレメント）</td></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td colspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="2">コア計測状況</td><td colspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="2">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－38.8 m
～－40.3 m</td><td>欠測補完</td><td>－38.5</td><td>－7</td><td rowspan="2">T.P.－9.8 m
～－23.3 m</td><td>不安定補完</td><td>－14.4</td><td>＋9</td></tr>
<tr><td>T.P.－42.8 m
～－49.0 m</td><td>欠測補完</td><td>－44.4</td><td>－7</td><td>不安定補完</td><td>－20.7</td><td>＋2</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋9 cm～－10 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から－7 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋9 cm～±0 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋9 cm～＋2 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-8　地山側調査結果一覧表（南基礎）（8）

<table>
<tr><th colspan="2">区画⑮
剛結継手部</th><th colspan="2">区画⑯
剛結継手部以外（後行エレメント）</th></tr>
<tr><td colspan="2"> 
</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－9.3 m
～－16.6 m</td><td>欠測補完</td><td>－13.0</td><td>－11</td><td>T.P.－9.3 m
～－13.1 m</td><td>欠測補完</td><td>－11.2</td><td>＋3</td></tr>
<tr><td>T.P.－23.8 m
～－25.1 m</td><td>欠測補完</td><td>－24.7</td><td>－2.5</td><td>T.P.－16.3 m
～－17.8 m</td><td>欠測補完</td><td>－17.2</td><td>＋2</td></tr>
<tr><td colspan="2">調査結果</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">調査結果</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td colspan="2">・音響探査では，計画位置から＋7 cm～－5 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から－2.5 cm～－11 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="2"></td><td colspan="2">・音響探査では，計画位置から＋10 cm～－1 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋3 cm～＋2 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="2"></td></tr>
</table>

b.　北基礎の調査結果（詳細）

各区画の測線における調査結果を，表 1.5-9 から表 1.5-16 に示す。

表中の「欠測」は，地盤の局所的な不均質性，地層境界に含まれる気泡，地盤改良体等が影響し，反射波の減衰が大きくなり波形が確認できないことが要因である。

表 1.5-9　地山側調査結果一覧表（北基礎）（1）

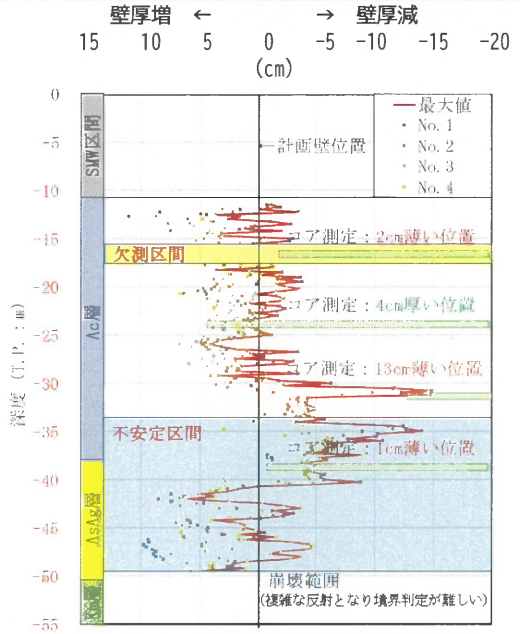
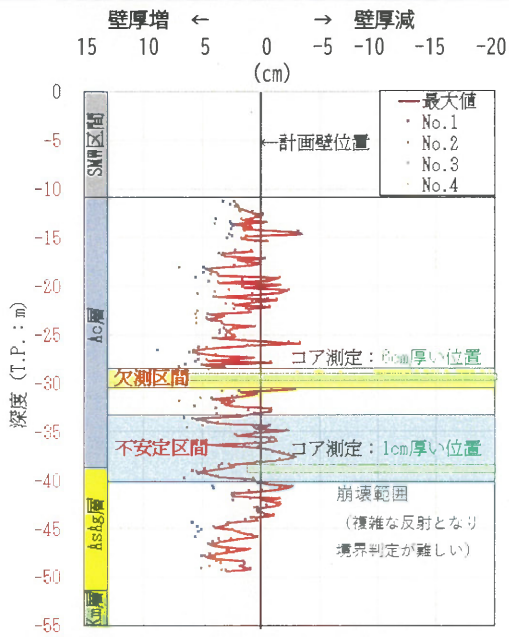
<table>
<tr><td colspan="4">区画①
剛結継手部</td><td colspan="4">区画②
剛結継手部以外（先行エレメント）</td></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td rowspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td rowspan="2">音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－15.5 m
～－17.7 m</td><td>欠測
補完</td><td>－16.9</td><td>－2</td><td>T.P.－28.7 m
～-30.7 m</td><td>欠測補完</td><td>－29.4</td><td>＋6</td></tr>
<tr><td></td><td>校正</td><td>－24.0</td><td>＋4</td><td>T.P.－33.0 m
～-40.2 m</td><td>不安定補完</td><td>－38.8</td><td>＋1</td></tr>
<tr><td></td><td>校正</td><td>－32.2</td><td>－13</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>T.P.－34.0 m
～-49.8 m</td><td>不安定補
完</td><td>－39.1</td><td>－1</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋6 cm～－15 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋4 cm～－13 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋6 cm～－3 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋6 cm～＋1 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-10　地山側調査結果一覧表（北基礎）（2）

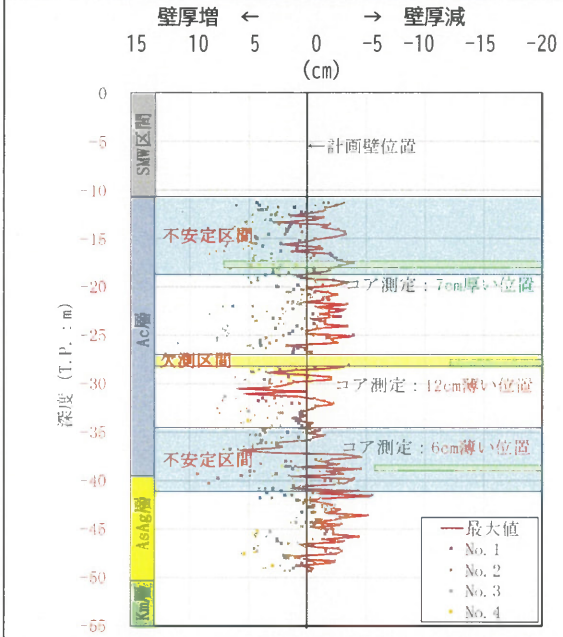
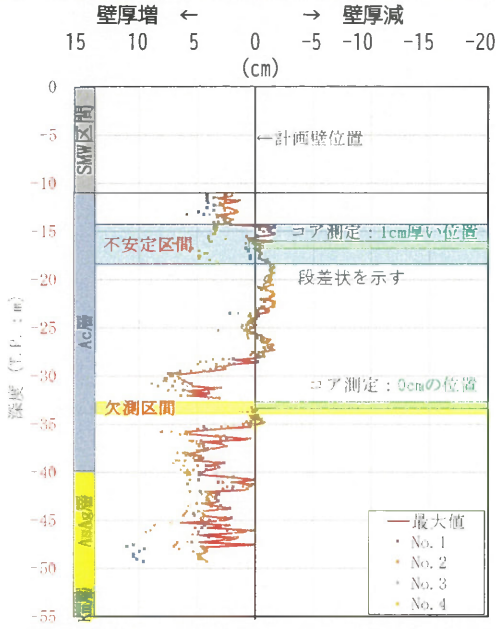
区画③ 剛結継手部				区画④ 剛結継手部以外（後行エレメント）			
						
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）
T.P.－11.3 m ～－17.8 m	不安定補完	－17.6	＋7	T.P.－14.3 m ～－18.6 m	不安定補完	－16.5	＋1
T.P.－26.8 m ～－28.1 m	欠測補完	－27.8	－12	T.P.－32.3 m ～－33.6 m	欠測補完	－33.0	±0
T.P.－34.8 m ～－41.1 m	不安定補完	－38.5	－6	－	－	－	－
調査結果				調査結果			
・音響探査では，計画位置から＋6 cm～－6 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋7 cm～－12 cm の位置に壁面を確認した。				・音響探査では，計画位置から＋7 cm～－2 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋1 cm～±0 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-11　地山側調査結果一覧表（北基礎）（3）

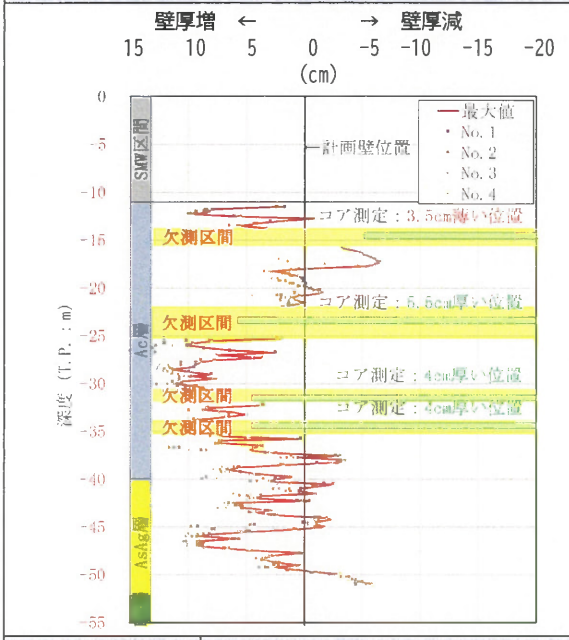
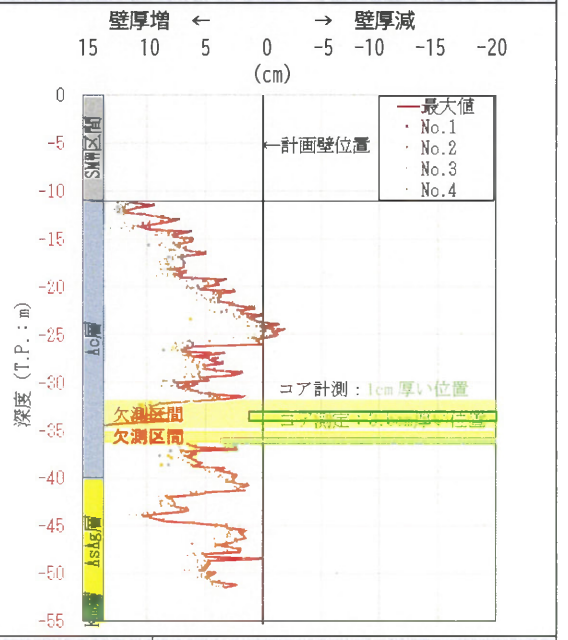
区画⑤ 剛結継手部				区画⑥ 剛結継手部以外（先行エレメント）			
						
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）
T.P.－13.7 m ～－15.7 m	欠測補完	－14.7	－3.5	T.P.－33.7 m ～－34.9 m	欠測補完	－33.3	＋1
T.P.－22 m～ －25.2 m	欠測補完	－23.1	＋5.5	T.P.－35.0 m ～－36.5 m	欠測補完	－35.8	＋3.5
T.P.－30.7 m ～－32.2 m	欠測補完	－31.6	＋4	－	－	－	－
T.P.－33.7 m ～－35.5 m	欠測補完	－33.8	＋4	－	－	－	－
調査結果				調査結果			
・音響探査では，計画位置から＋11 cm～－7 cm の位置に壁面を確認した。起伏が大きい。 ・コア測定では，計画位置から＋5.5 cm～－3.5 cm の位置に壁面を確認した。				・音響探査では，計画位置から＋15 cm～－2 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋3.5 cm～＋1 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-12　地山側調査結果一覧表（北基礎）（4）

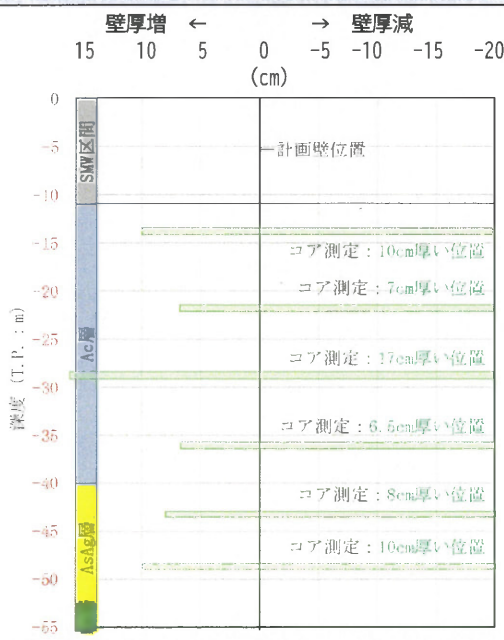
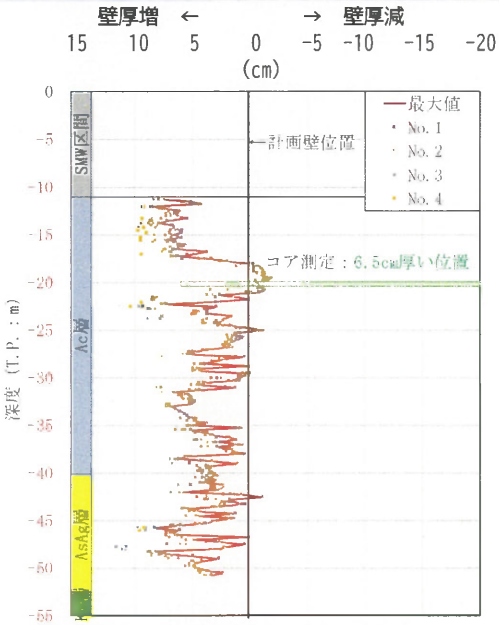
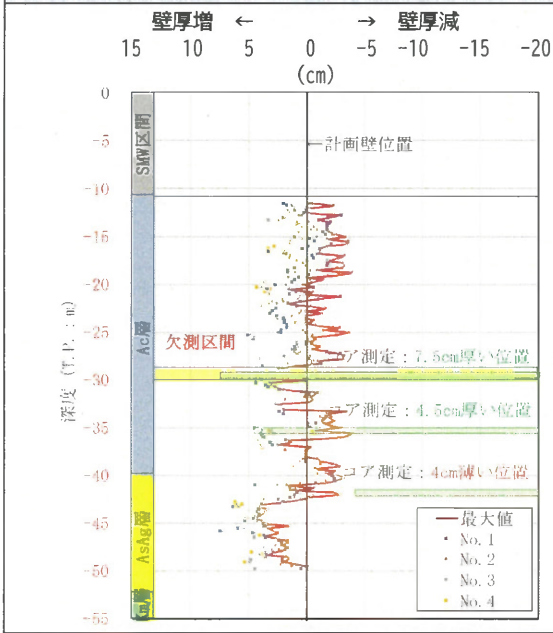
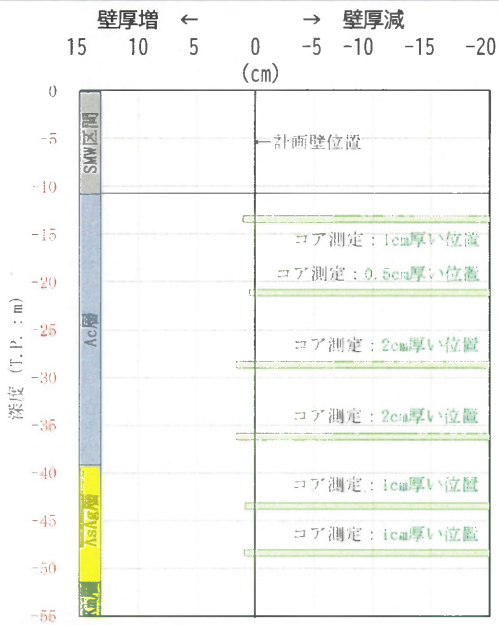
区画⑦ 剛結継手部				区画⑧ 剛結継手部以外（後行エレメント）			
							
音響探査 欠測状況	コア計測状況			音響探査 欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減 （cm）
—	欠測補完	−13.3	+10		校正	−19.8	+6.5
—	欠測補完	−20.8	+7	—	—	—	—
—	欠測補完	−28.5	+17	—	—	—	—
—	欠測補完	−35.9	+6.5	—	—	—	—
—	欠測補完	−43.1	+8	—	—	—	—
—	欠測補完	−48.5	+10	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
・音響探査では，地山の乱れから直達波が伝播せず欠測となった。 ・コア測定では，計画位置から＋17 cm～＋6.5 cm の位置に壁面を確認した。				・音響探査では，計画位置から＋8 cm～－2 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋6.5 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-13　地山側調査結果一覧表（北基礎）（5）

区画⑨	区画⑩
剛結継手部	剛結継手部以外（先行エレメント）





音響探査欠測状況	コア計測状況			音響探査欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）
T.P.－28.8 m～－30.1 m	欠測補完	－29.5	＋7.5	－	欠測補完	－13.6	＋1
	校正	－35.4	＋4.5	－	欠測補完	－21.0	＋0.5
	校正	－41.7	－4	－	欠測補完	－28.5	＋2
－	－	－	－	－	欠測補完	－36.0	＋2
－	－	－	－	－	欠測補完	－43.2	＋1
－	－	－	－	－	欠測補完	－48.5	＋1
調査結果				調査結果			
・音響探査では，計画位置から＋9 cm～－4 cm の位置に壁面を確認した。 ・コア測定では，計画位置から＋7.5 cm～－4 cm の位置に壁面を確認した。				・音響探査では，地盤改良の影響で地盤が乱れ，採用可能な直達波が得られなかった。 ・コア測定では，計画位置から＋2 cm～＋0.5 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-14　地山側調査結果一覧表（北基礎）（6）

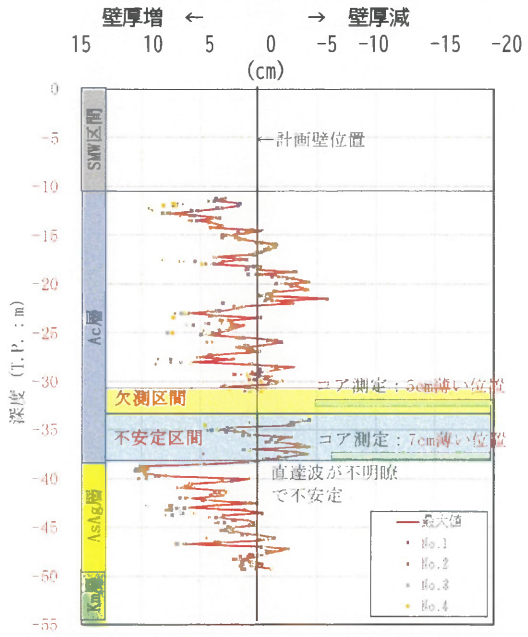
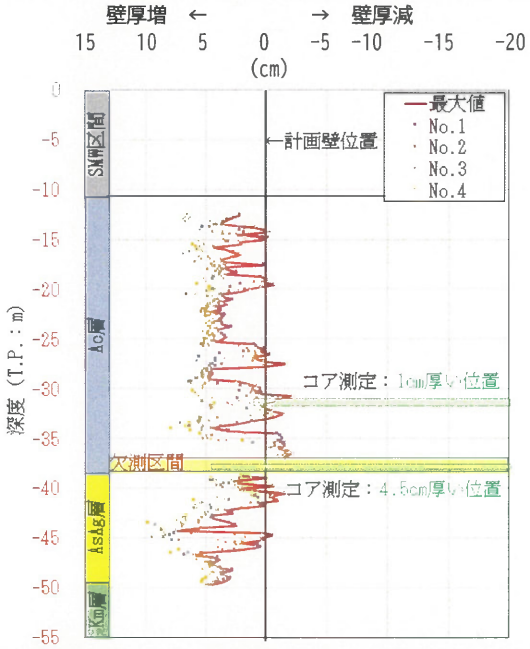
<table>
<tr><th colspan="4">区画⑪
剛結継手部</th><th colspan="4">区画⑫
剛結継手部以外（後行エレメント）</th></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－31 m
～－34 m</td><td>欠測補完</td><td>－32.6</td><td>－5</td><td></td><td>校正</td><td>－31.4</td><td>＋1</td></tr>
<tr><td>T.P.－34 m
～－38.5 m</td><td>不安定補完</td><td>－38.6</td><td>－7</td><td>T.P.－37.1 m
～－38.3 m</td><td>欠測補完</td><td>－37.7</td><td>＋4.5</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋10 cm～－6 cm の位置に壁面を確認した。全体的に起伏が大きい。
・コア測定では，計画位置から－7 cm～－5 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋7 cm～－2 cm の位置に壁面を確認した。
・コア測定では，計画位置から＋4.5 cm～＋1 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

表 1.5-15　地山側調査結果一覧表（北基礎）（7）

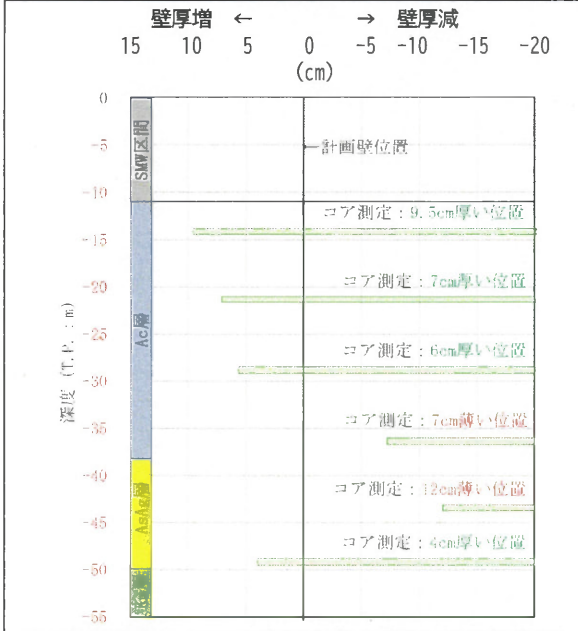
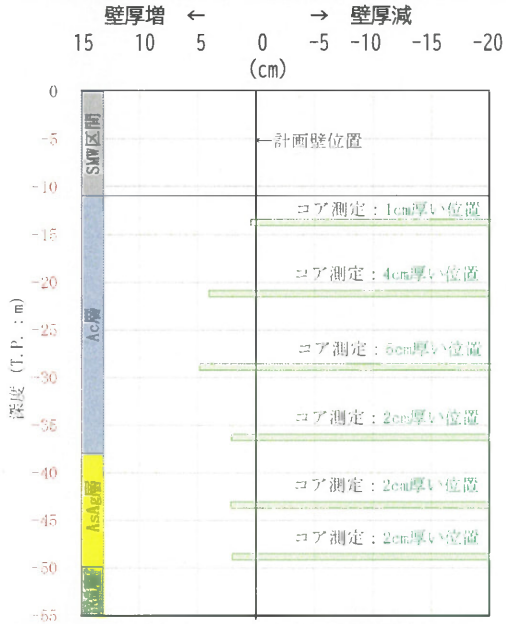
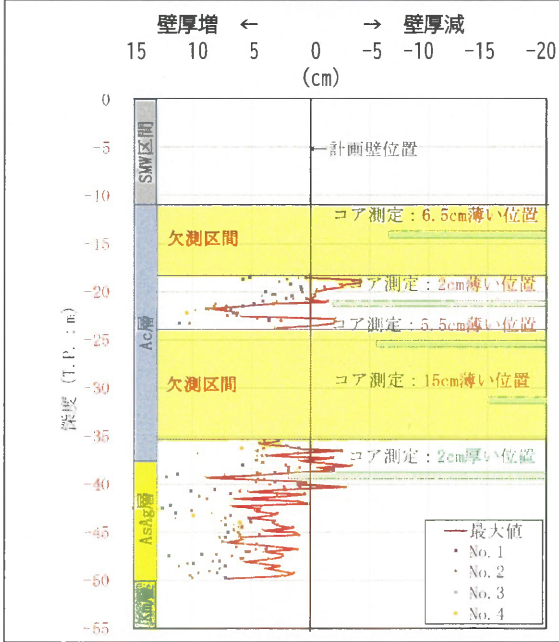
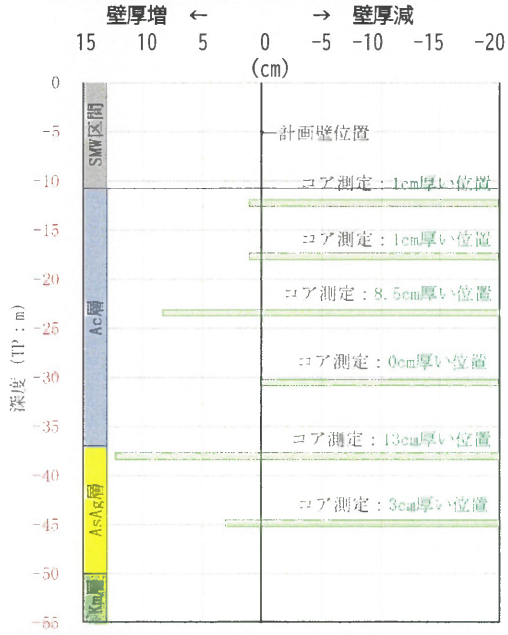
区画⑬				区画⑭			
剛結継手部				剛結継手部以外（先行エレメント）			
							
音響探査欠測状況	コア計測状況			音響探査欠測状況	コア計測状況		
欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）	欠測	目的	T.P.（m）	壁厚増減（cm）
－	欠測補完	－14.2	＋9.5	－	欠測補完	－14.0	＋1
－	欠測補完	－21.2	＋7	－	欠測補完	－21.0	＋4
－	欠測補完	－28.4	＋6	－	欠測補完	－28.7	＋5
－	欠測補完	－36.3	－7	－	欠測補完	－36.1	＋2
－	欠測補完	－43.1	－12	－	欠測補完	－43.0	＋2
－	欠測補完	－48.4	＋4	－	欠測補完	－48.5	＋2
調査結果				調査結果			
・音響探査では，地盤改良の影響で地盤が乱れ，採用可能な直達波が得られなかった。 ・コア測定では，計画位置から＋9.5 cm～－12 cm の位置に壁面を確認した。				・音響探査では，地盤改良の影響で地盤が乱れ，採用可能な直達波が得られなかった。 ・コア測定では，計画位置から＋5 cm～＋1 cm の位置に壁面を確認した。			

表 1.5-16　地山側調査結果一覧表（北基礎）（8）

<table>
<tr><td colspan="4">区画⑮
剛結継手部</td><td colspan="4">区画⑯
剛結継手部以外（後行エレメント）</td></tr>
<tr><td colspan="4"> 
</td><td colspan="4"> 
</td></tr>
<tr><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td><td>音響探査
欠測状況</td><td colspan="3">コア計測状況</td></tr>
<tr><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td><td>欠測</td><td>目的</td><td>T.P.（m）</td><td>壁厚増減
（cm）</td></tr>
<tr><td>T.P.－11.3 m
～－18.6 m</td><td>欠測補完</td><td>－13.9</td><td>－6.5</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－11.8</td><td>＋1</td></tr>
<tr><td></td><td>校正</td><td>－21.8</td><td>－2</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－17.8</td><td>＋1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">T.P.－23.8 m
～－35.6 m</td><td>欠測補完</td><td>－25.5</td><td>－5.5</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－23.3</td><td>＋8.5</td></tr>
<tr><td>欠測補完</td><td>－31.4</td><td>－15</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－30.6</td><td>±0</td></tr>
<tr><td></td><td>校正</td><td>－39.0</td><td>＋2</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－38.1</td><td>＋13</td></tr>
<tr><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>欠測補完</td><td>－45.1</td><td>＋3</td></tr>
<tr><td colspan="4">調査結果</td><td colspan="4">調査結果</td></tr>
<tr><td colspan="4">・音響探査では，計画位置から＋9 cm～－4 cm の位置に壁面を確認した。全体的に欠測区間が多い。
・コア測定では，計画位置から＋2 cm～－15 cm の位置に壁面を確認した。</td><td colspan="4">・音響探査では，地盤改良の影響で地盤が乱れ，採用可能な直達波が得られなかった。
・コア測定では，計画位置から＋13 cm～±0 cm の位置に壁面を確認した。</td></tr>
</table>

1.5.2　未改良地山の崩落によるコンクリート未充填

北基礎の北４後行エレメントの剛結継手部（区画①及び⑮）で，仕切板沿いに最大深さ約 70 cm のコンクリート未充填を確認した。1.3.2(1)b. で述べた溝壁のはらみ出しによるコンクリート未充填と比較し，未充填の深さが顕著であることから，当該部の発生原因を詳細に検討した。

(1)　仕切板際の約 70 cm コンクリート未充填の調査結果

発生原因の検討のため，当該箇所のコンクリート未充填の調査結果を整理した。

発生位置及び形状を整理すると，発生位置は区画①及び⑮の仕切板際のＳMW下端の周辺（図　1.5-11 参照）で，コンクリート未充填の形状は以下の通りである。区画①のコンクリート未充填の断面図を図　1.5-12 に示す。コンクリート未充填部は主に粘性土層（Ａc 層）が堆積していた。

・区画①：形状：高さ 6.7 m×最大幅 0.30 m×最大深さ 70 cm
　　位置：ＳMWの下端から上方に 2.35 m，下方に 4.37 m
　　（T.P.－9.8 m～－16.5 m 付近）

・区画⑮：形状：高さ 3.0 m×最大幅 0.13 m×最大深さ 70 cm
　　位置：ＳMWの下端から上方に 1.15 m，下方に 1.85 m
　　（T.P.－11.0 m～-14.0 m 付近）

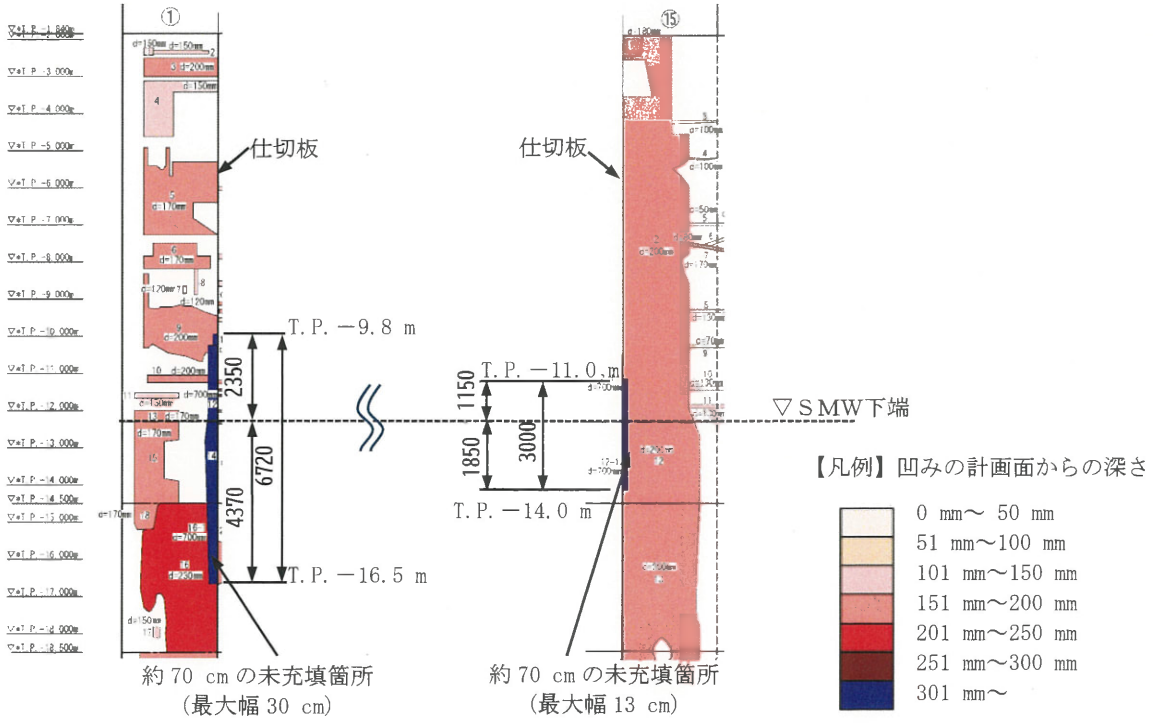


図 1.5-11　コンクリート未充填分布図（北基礎区画①及び⑮）

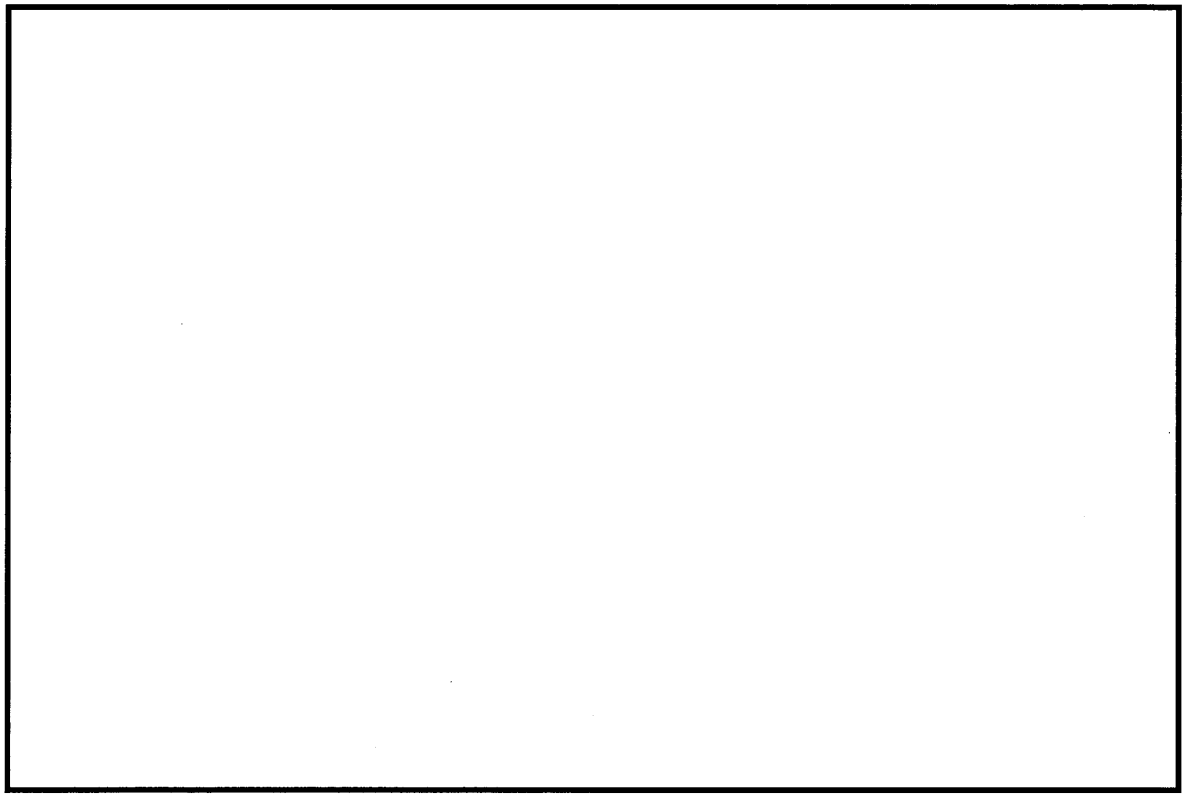


図 1.5-12　コンクリート未充填箇所断面図（区画①，ＳＭＷ直下 T.P.－13.0 m 付近）

(2) 施工プロセスの確認

深さ約 70 cm のコンクリート未充填が発生した要因を推定するにあたり，北基礎の施工プロセスのうち，区画①及び⑮の周辺で実施した施工プロセスを抜粋し，以下に示す。また，これらの概要を図 1.5-13 に示す（以下の番号１～５は同図中の番号を示す）。

１．北基礎区画③の施工として区画①，②及び③を掘削後，北３先行エレメントの鉄筋かごを建込み，コンクリートを打設した際に，溝壁が崩落した。

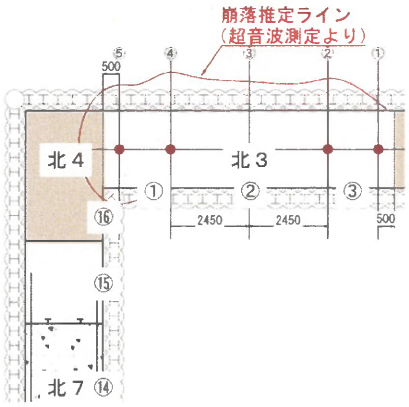
２．復旧のため溝壁崩落部区間は流動化処理土にて，それ以外は砕石にて埋戻しを実施した。流動化処理土に対しては地中連続壁の地山側において鉛直縫地工法で補強を追加した。

３．調査ボーリングにより崩落の状況調査を実施したところ，崩落箇所は特定できなかったものの，地盤が緩んだことを確認したため，溝壁の崩落の可能性を考慮し溝壁防護の補強策を検討した。併せて，溝壁崩落を避けるため，コンクリート打設待ちの掘削済み箇所に対し，砕石による埋戻しを実施した（区画①，③，⑤，⑦，⑨及び⑮）。

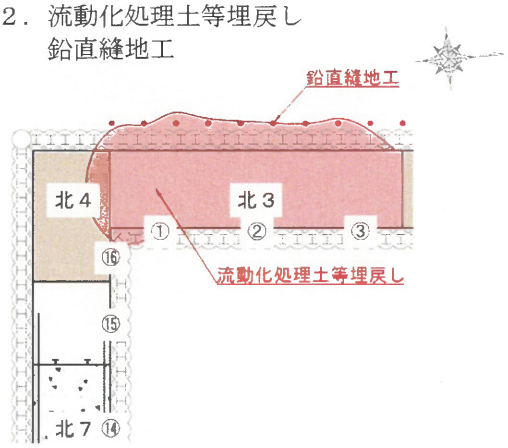
４．溝壁防護の補強策を検討した結果，鉛直縫地工及び地盤改良（高圧噴射攪拌工）を選定し実施した。なお，地盤改良（高圧噴射攪拌工）の施工中に溝壁面からエア・排泥が検出されたため，改めて地盤改良（薬液注入工）により溝壁を補強し，その後地盤改良（高圧噴射攪拌工）を実施した。溝壁近傍は高圧噴射により安定性が乱される可能性があったため，地盤改良を実施しておらず当該箇所は未改良地山となっている。

５．区画⑯を掘削するとともに，区画①の崩落土砂等の撤去，区画⑮の砕石撤去を完了し，後行エレメントの鉄筋かごを設置し，コンクリートを打設した。

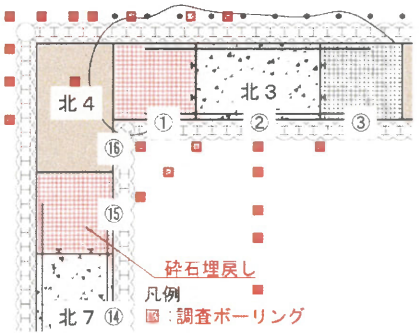
1．北３掘削中の溝壁崩落



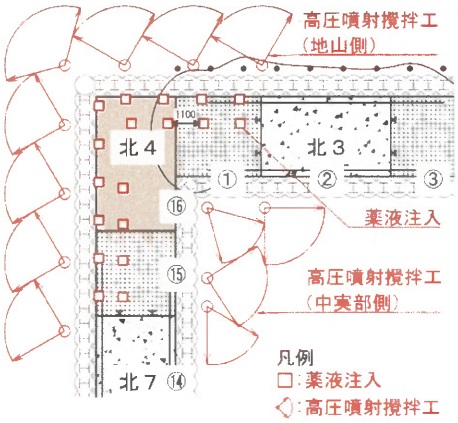
2．流動化処理土等埋戻し
鉛直縫地工



3．砕石埋戻し
調査ボーリング



4．鉛直縫地工及び地盤改良（高圧噴射攪拌工）



5．掘削，砕石撤去，継手清掃（高圧水流）
鉄筋かご設置，コンクリート打設

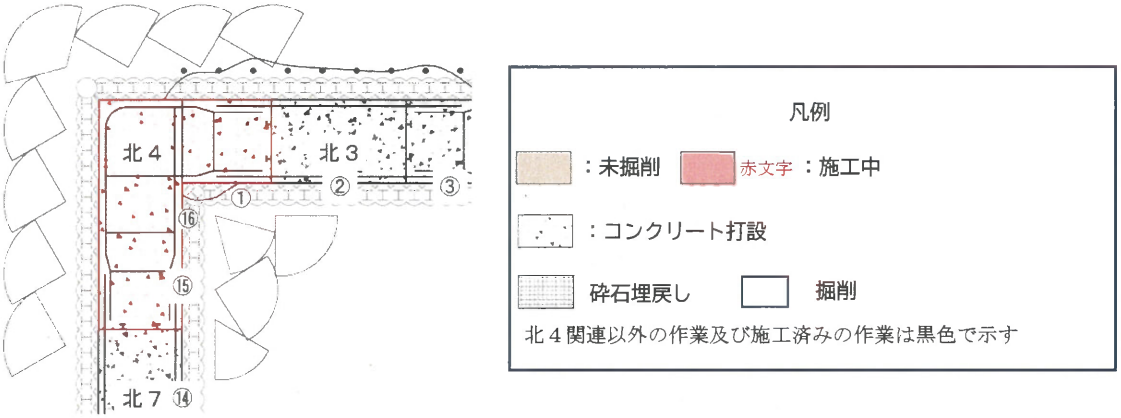


図 1.5-13　北４後行エレメント関連施工概要図

(3) 発生要因とメカニズム

観察結果と施工プロセスの確認から，仕切板際に約 70 cm のコンクリート未充填が発生した要因を以下に示す。

a. 溝壁近傍の薄い未改良地盤

地山の緩み（軟化）に対し，溝壁の近傍にて地盤改良（高圧噴射攪拌工）を実施（図 1.5-14 参照）したが，溝壁を乱さぬよう溝壁から 1 m 程度の範囲は地盤改良の対象外としていた。また，同未改良部（Ａｃ層）と地盤改良体は縁が切れやすい状態であった（図 1.5-15 参照）。

b. 仕切板及び先行エレメントの高圧水流による清掃

剛結継手部の区画①と区画⑮の溝内の土砂，砕石の撤去を行い，仕切板及び先行エレメントの鉄筋の付着物の除去のために，図 1.5-16 に示すように，高圧水流による継手清掃を実施した。

その際，継手清掃に用いた高圧水流による繰返し荷重が溝壁（ＳMW及び地山）に作用し（特に仕切板付近では仕切板と防護ボックスが圧力を跳ね返すため溝壁に流れる高圧水流が大きい），部分的に間隙水圧が上昇し，仕切板付近の地山は不安定になった。

なお，清掃後，コンクリート打設前にレッド測量により，崩落土砂が堆積していないことを確認している（1.5.4(1)参照）。

上記の a，b やその他の施工履歴から，崩落土砂発生のメカニズムを推定した。

溝壁周辺は未改良地山で構成され，仕切板付近の地山は清掃で不安定になっていた。その状況の中で，北４のコンクリート打設中に，溝壁に打設圧力が作用することで，その力が地盤改良体に挟まれた未改良地山に作用し，ＳMW下端付近で未改良地山（Ａｃ層）が掘削溝側に押し出され，その影響で未改良地山が崩落し，仕切板近傍の先行エレメントの鉄筋を超えて流入した（図 1.5-17，STEP1）。

さらに，ＳMW区間でのコンクリート打設により未改良地山（Ａｃ層）から崩落した土砂が押し上げられ，打上り面が最も低くなる端部の仕切板際に押し付けられ，約 70 cm のコンクリート未充填が発生したと評価した（図 1.5-17，STEP2）。

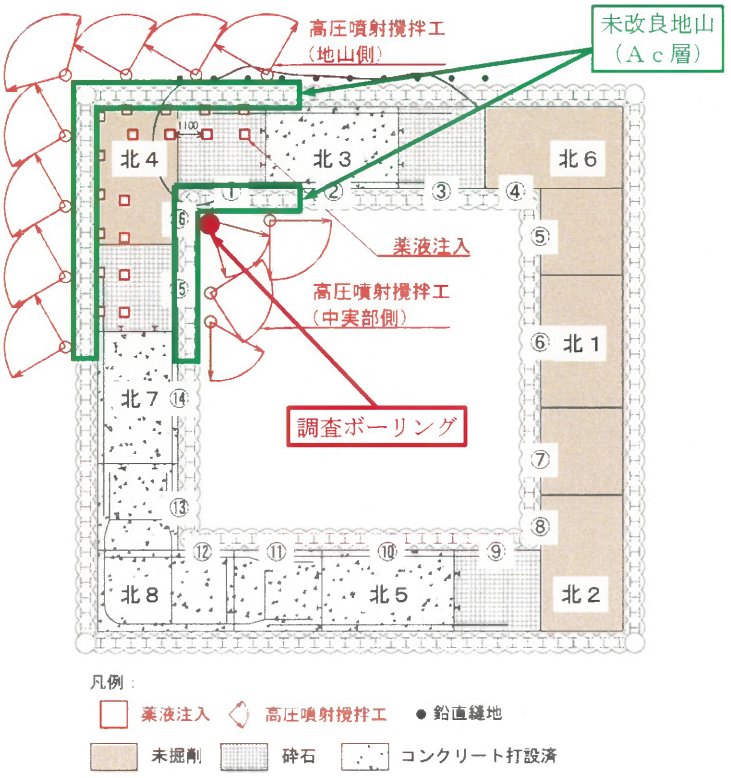


図 1.5-14　調査ボーリング及び高圧噴射撹拌工施工位置

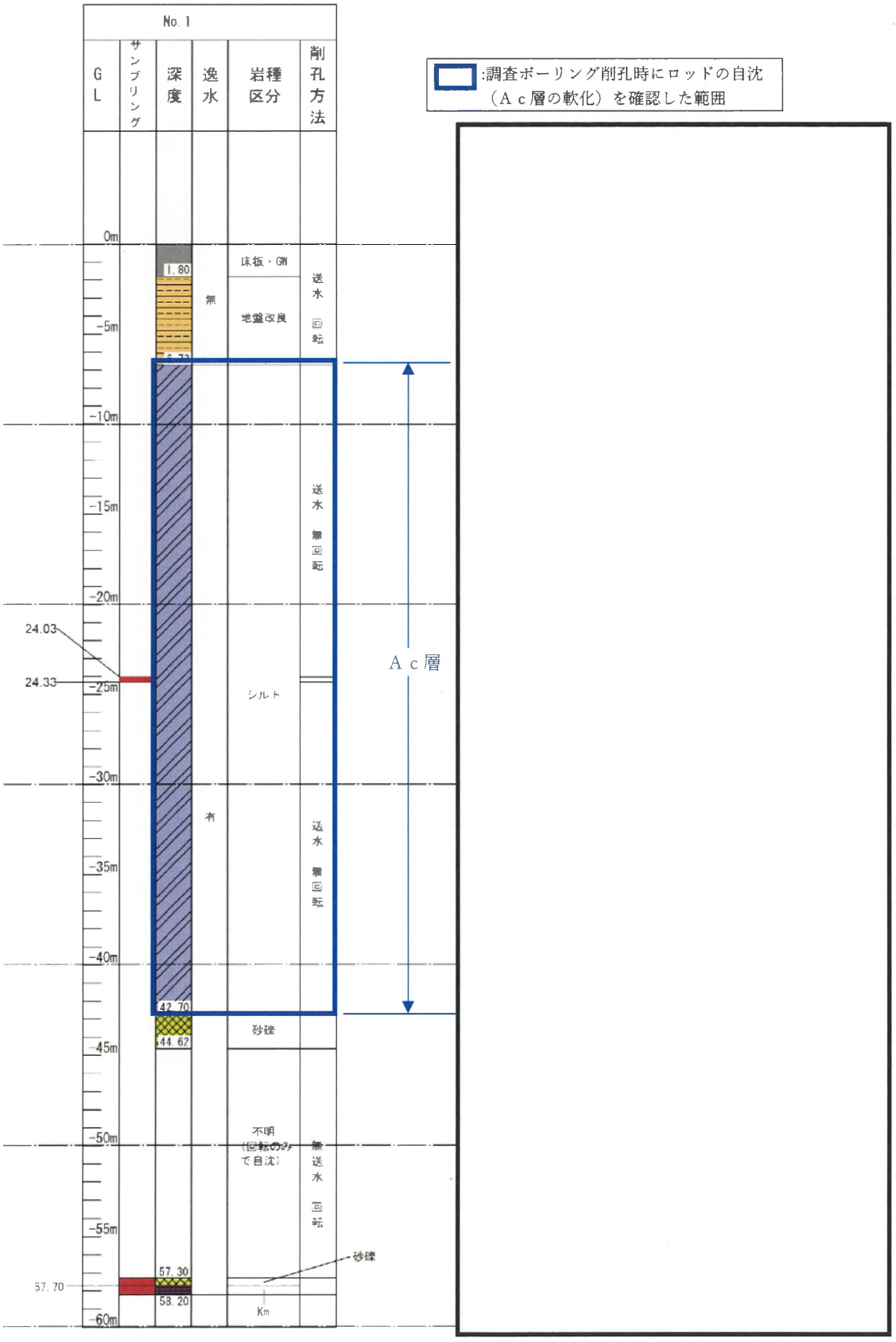


図 1.5-15　ボーリング結果（No. 1）及び高圧噴射攪拌工の未改良地山

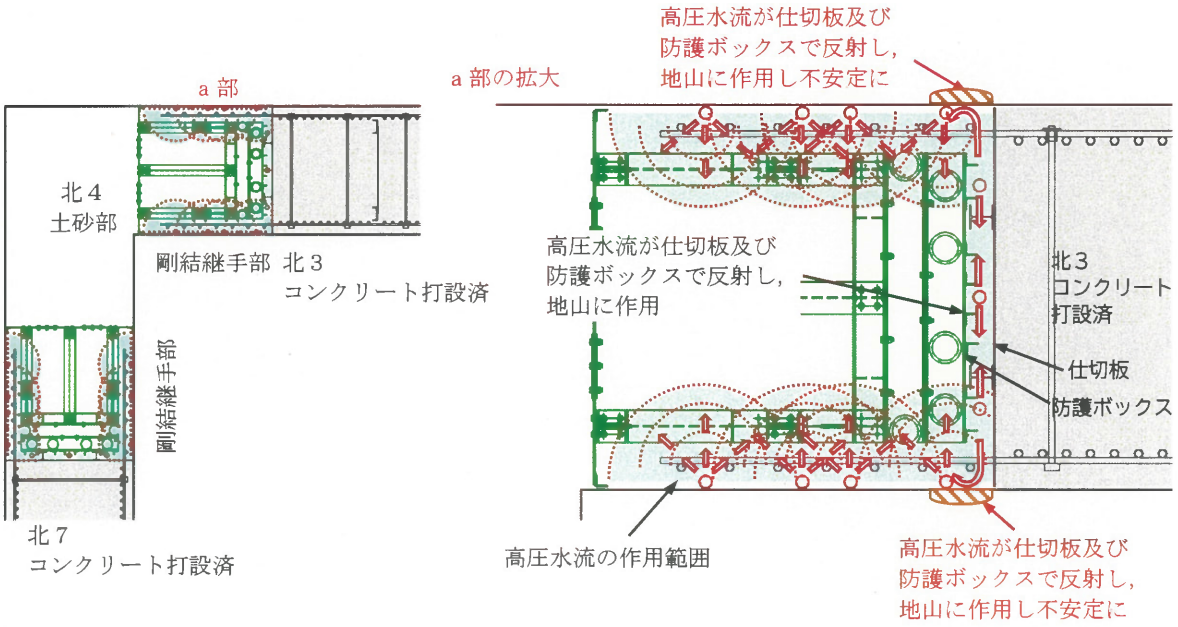


図 1.5-16　仕切板付近での高圧水流による先行エレメント鉄筋清掃による地山への影響

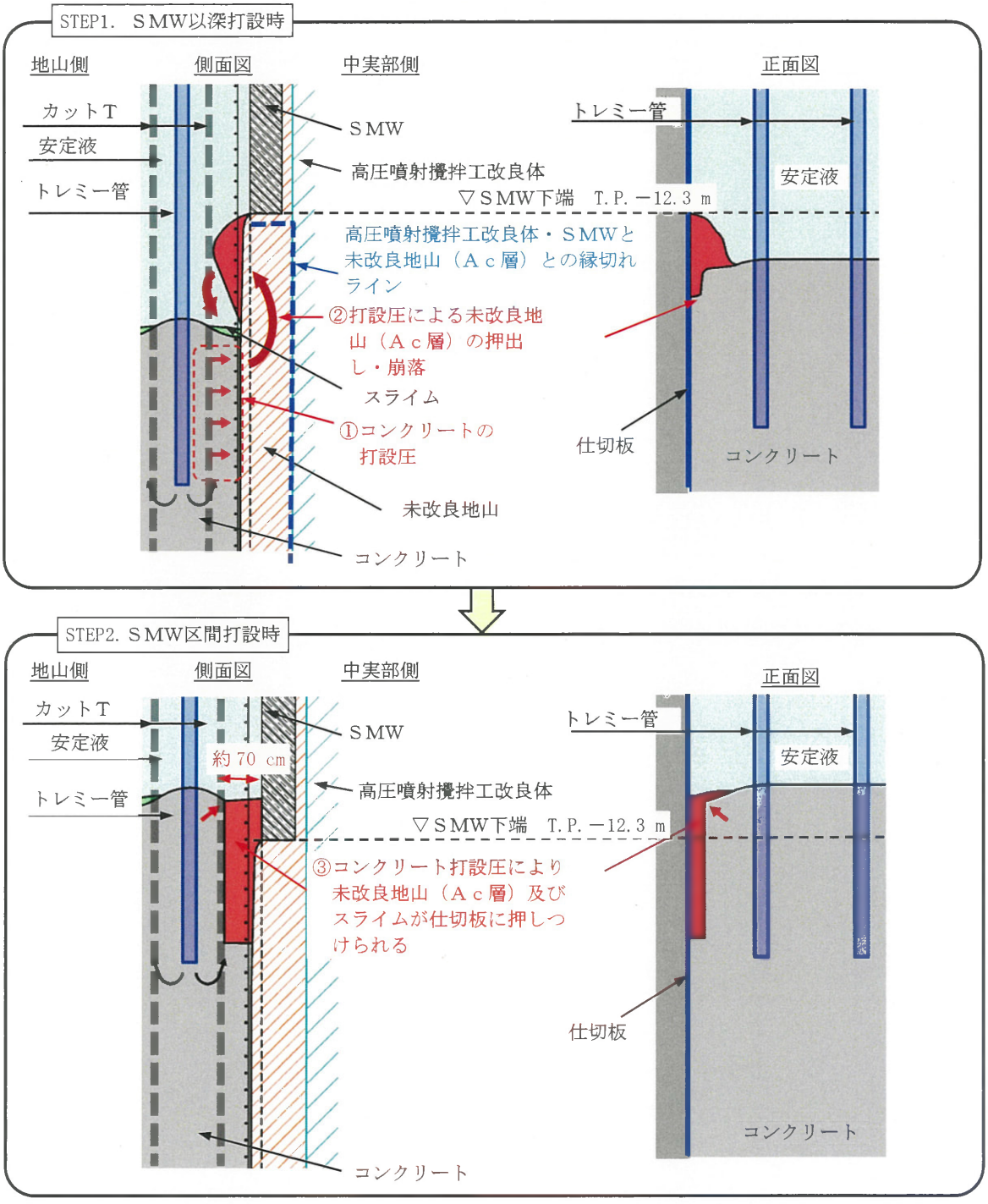


図 1.5-17 未改良地山（Ａc層）の崩落・堆積メカニズム

1.5.3　鉄筋の変形等に係るモックアップ試験

中実部側壁面で確認した鉄筋の変形等の発生メカニズムを検討するため，実物大模型を用いたモックアップ試験を行った。中実部側で発生した鉄筋の変形事象を再現し，その事象が鉄筋かご全体にどのように影響を及ぼすかを観察した。また，数値シミュレーションで鉄筋の変形の挙動を確認した。

(1)　試験の概要

モックアップ試験に用いる試験体は，実物大の後行エレメントの鉄筋かごの一部とし，実物と同じ材質の鉄筋を用い，同じ組立方法（部材同士の結束方法及び補強枠を用いた形状保持）にて製作した。図 1.5-18 にモックアップ試験の試験体の配筋図を示す。

モックアップ試験は，鉄筋の変形等を推定した誘発要因（例えば，後行エレメントの鉄筋かごの降下時に先行エレメントの鉄筋に接触・干渉した状況）によるものであることを確認するために，南基礎の区画⑮，⑯及び①の鉄筋変形等を対象として実施した。先行エレメントと後行エレメントの鉄筋の接触・干渉は，設置した後行エレメントの鉄筋かごの水平鉄筋を吊り上げることにより模擬した。その際の周辺鉄筋の変形状況を観察，記録した。また，鉄筋の変形等の状況の数値シミュレーション解析を行う目的で，鉄筋にモーションキャプチャーを取り付け，データを採取した。

なお，後行エレメントの干渉箇所を吊上げる際に，試験体全体が持ち上がることを防ぐため，試験体の底部は床に固定している。これは，後行エレメントの鉄筋かごが吊り下げられている状況（自重で下方に引っ張られている状況）を模擬し，干渉箇所のみに力が集中し，実際の現象を模擬させたものである。

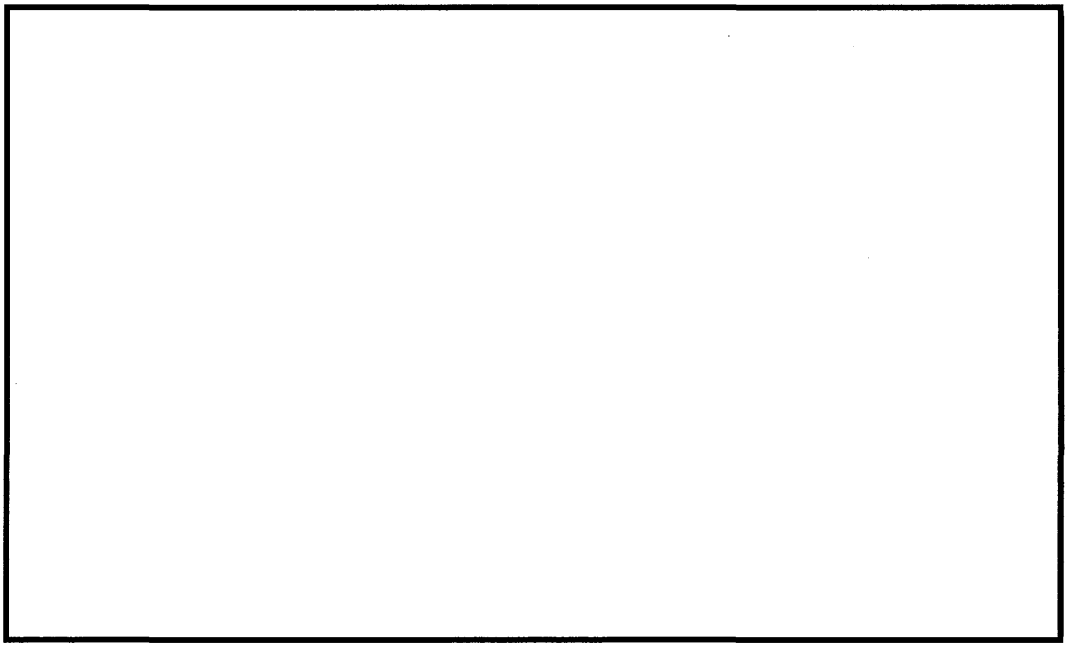
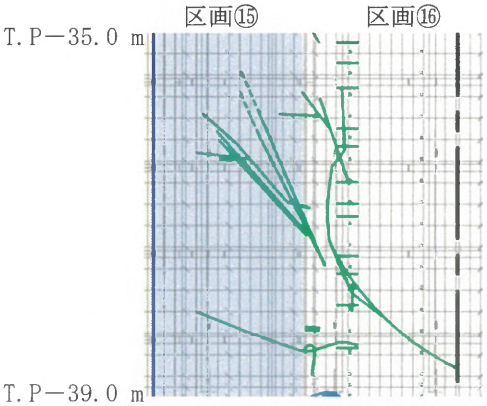


図 1.5-18　モックアップ試験の試験体の配筋図

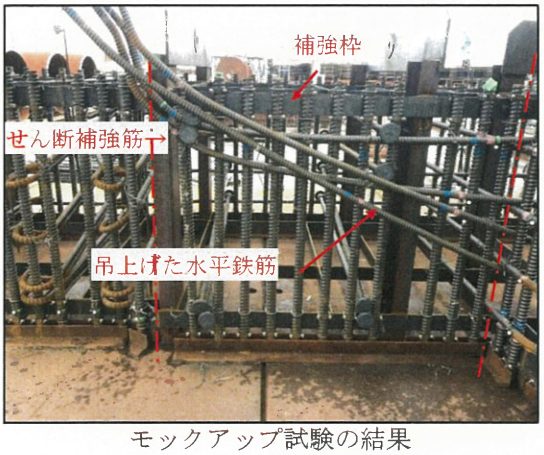
(2)　試験結果

モックアップ試験で確認できた事項は以下の通り。

・吊上げた水平鉄筋は，鉛直鉄筋との固定（結束線）が破断し上部に引き上げられるとともに，補強枠に引っ掛かったせん断補強筋（Tヘッドバー）を支点として変形していた。吊上がった水平鉄筋はすべて同様の挙動となっていた。これは，現場で確認した後行エレメントの水平鉄筋の変形形状，複数本の水平鉄筋が集まっている状態と整合している。図　1.5-19 に鉄筋変形の観察結果，モックアップ試験の結果と現地状況を示す。



該当箇所の鉄筋変形の観察図（南基礎）



モックアップ試験の結果

現地状況

図 1.5-19　鉄筋変形の観察結果，モックアップ試験の結果と現地状況

(3)　数値シミュレーション解析

モックアップ試験で観察された鉄筋の変形等の挙動について数値シミュレーションで確認した。数値シミュレーションでは，モックアップ試験モデルと同じように解析ソフト上で鉄筋かごをモデル化し，図 1.5-20 に示す通り，モックアップ試験と同じ吊り上げ位置に対して強制変位を与えた場合の鉄筋かご全体の挙動を確認した。

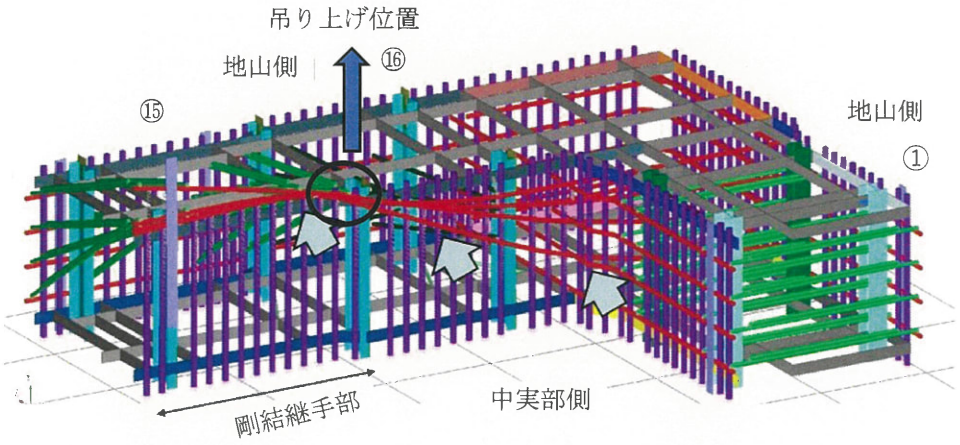


図 1.5-20　数値シミュレーションの結果

(4)　解析結果の評価

数値シミュレーションの結果でも，モックアップ試験と同様の結果が得られており，発生メカニズムを再現することができた（図 1.5-21 を参照）。

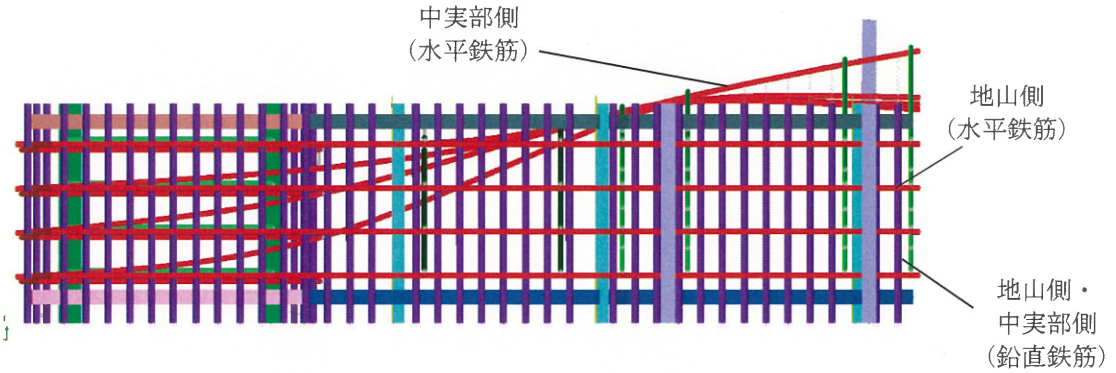


図 1.5-21　地山側から見た鉄筋かごの変位状況

モックアップ試験及び数値シミュレーション解析の結果から，現場で発生した鉄筋の変形がモックアップ試験にて再現されたことから，発生メカニズムを検証することができた。

1.5.4　地中連続壁の施工記録及び品質確認記録

コンクリート未充填及び鉄筋の変形等の要因分析として，地中連続壁の施工記録及び品質確認記録のうち，以下の記録を確認した。

・北基礎北４（区画⑮，⑯及び①）のレッド測量結果
・コンクリート打設前の安定液試験結果
・基礎壁厚（掘削幅）測定結果

(1)　北基礎北４（区画⑮，⑯及び①）のレッド測量結果

北基礎北４（区画⑮，⑯及び①）については，鉄筋かご高止まり事象の発生に伴い，スライム処理作業を入念に実施している。検査記録は処理完了後の記録である。図 1.5-22 に測定位置，表 1.5-17 に掘削深度を示す。

表 1.5-17　健全性確認　レッド測量結果表

レッド測量		No.	設計基礎下端(T.P.)	掘削出来形(T.P.)	判定
剛結継手部	中心	①	−56.000 m	−56.141 m	合
		②		−56.631 m	合
		③		−56.741 m	合
		⑫		−56.329 m	合
		⑬		−56.757 m	合
		⑭		−56.757 m	合
	中実部側	⑱		−56.465 m	合
		⑳		−56.757 m	合
		㉑		−56.257 m	合
	地山側	⑰		−56.141 m	合
		㉒		−56.738 m	合
剛結継手部以外	中心	④		−56.741 m	合
		⑤		−56.741 m	合
		⑧		−56.841 m	合
		⑨		−56.571 m	合
		⑩		−56.651 m	合
		⑪		−56.471 m	合
	地山側	⑥		−56.891 m	合
		⑦		−56.791 m	合
仕切板		⑮		−56.211 m	合
		⑯		−56.365 m	合
		⑲		−56.649 m	合

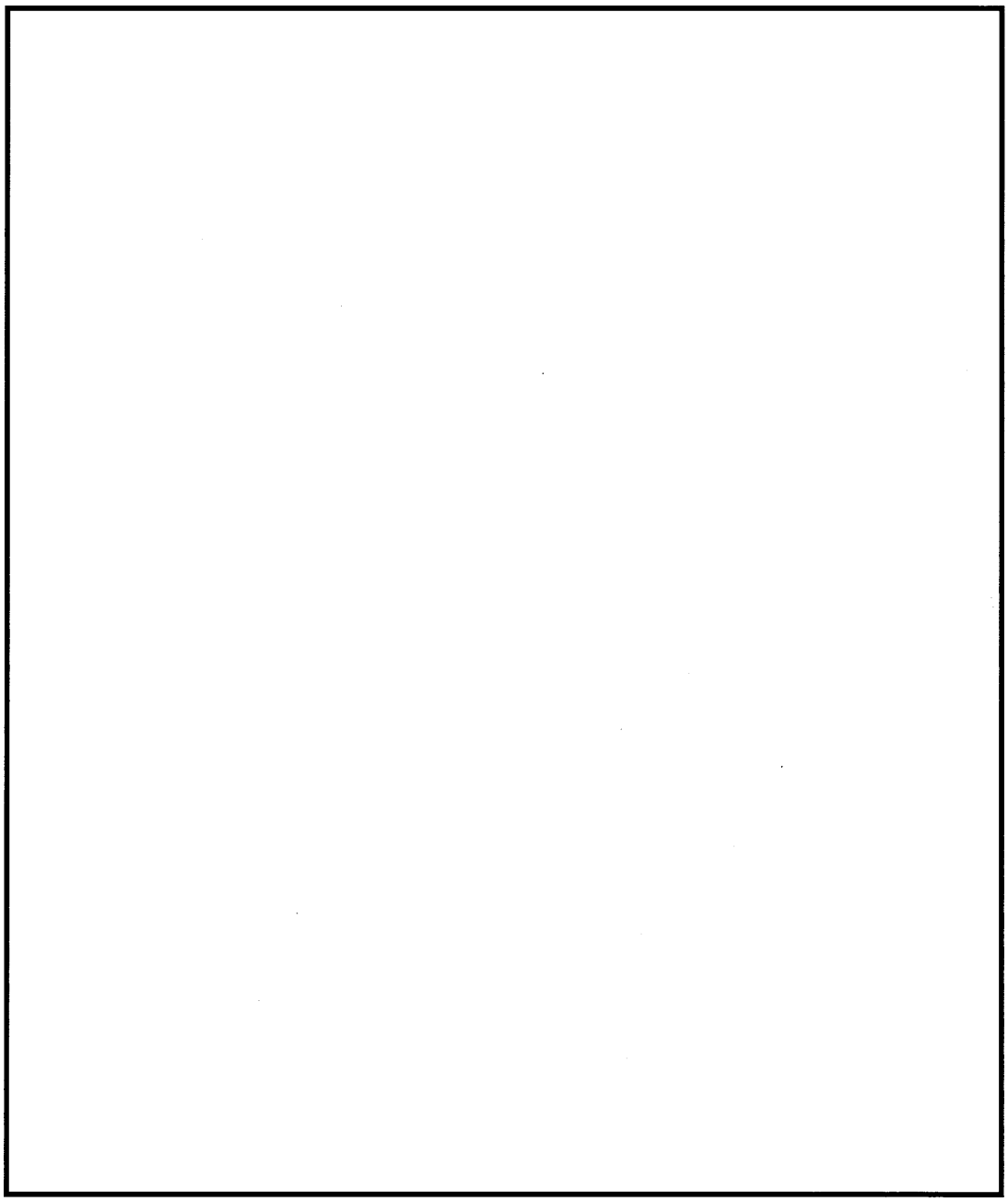


図 1.5-22　健全性確認　レッド測量箇所（北基礎）

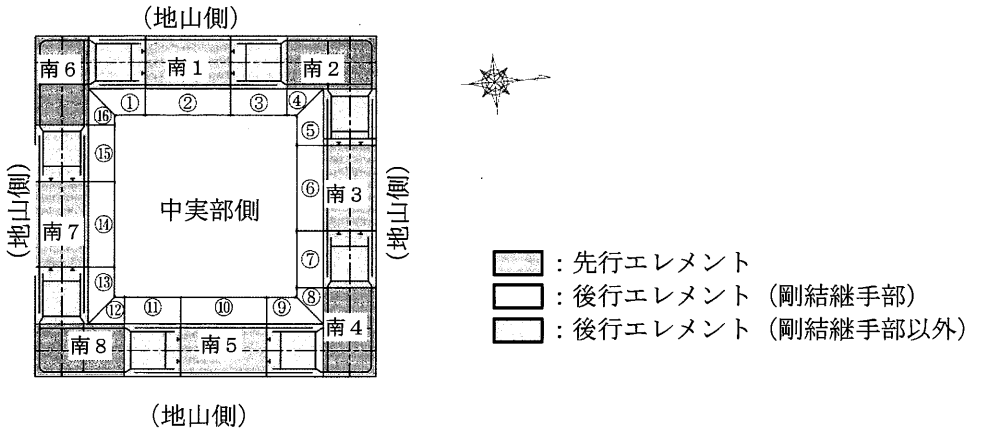
(2)　コンクリート打設前の安定液試験結果

地中連続壁の施工においては，掘削完了時に底部のスライム除去を行った後，掘削深度のレッド測量を行い，根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着されていることを確認している。なお，先行エレメントの仕切板の外側に位置する剛結継手部は，後行エレメントのコンクリートと一緒に打設するため，その時まで掘置き状態となる。そのため，剛結継手部については，継手鉄筋の清掃後にレッド測量を改めて実施し，スライム除去が完了していることを確認している。北基礎の鉄筋かごの高止まり事象が発生した箇所においては，追加で底部の底浚いと安定液の良液置換を入念に実施した。

スライム除去については，底部の底浚いと安定液の良液置換を行った後，安定液の砂分率を測定することで規格値の 1.0 %以下[4)]の体積割合を確認している。スライムを除去せずコンクリートを打込むと，鋼製防護壁基礎本体と支持地盤の間にスライムが介在し，支持機能に影響を与えるおそれがある。また，打設コンクリート中にスライムを巻き込み，コンクリートの品質を低下させる要因となる。そのため，スライム除去は，適正な鋼製防護壁基礎の岩着を確保するための重要な管理項目である。コンクリート打設直前の南基礎の安定液試験結果（砂分率）を表 1.5-18，北基礎の安定液試験結果（砂分率）を表 1.5-19 に示す。

表 1.5-18　南基礎 安定液試験結果（砂分率）

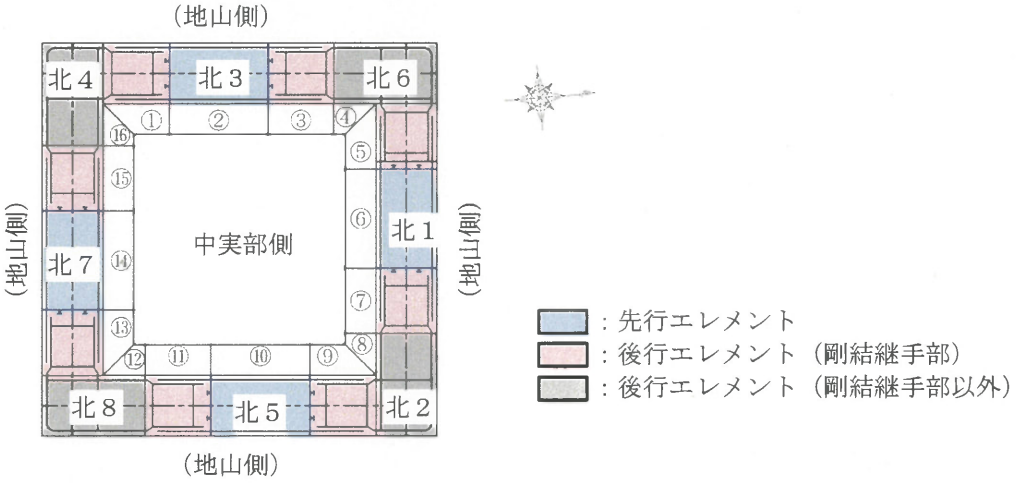
エレメント	砂分率（%） 1.0 %以下	判定
南1	0.2	合
南2	0.3	合
南3	0.2	合
南4	0.5	合
南5	0.6	合
南6	0.1	合
南7	0.6	合
南8	0.5	合



4) 多田浩彦ほか：地中連続壁基礎工法ハンドブック　施工編　2版，総合土木研究所，p. 138，1994. 5.

表 1.5-19　北基礎 安定液試験結果（砂分率）

エレメント	砂分率（%） 1.0 %以下	合・否
北１	0.8	合
北２	0.2	合
北３	0.9	合
北４	0.2	合
北５	0.6	合
北６	0.2	合
北７	0.4	合
北８	0.4	合

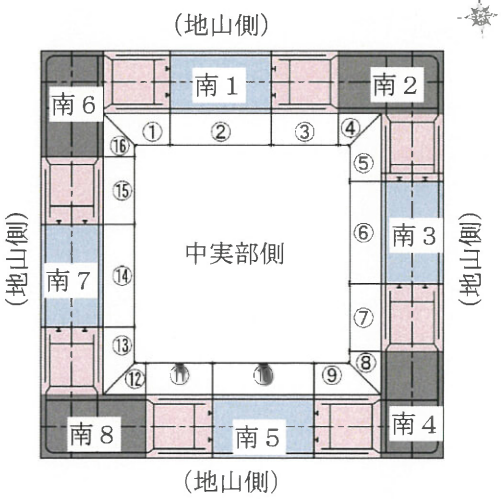


(3)　基礎壁厚（掘削幅）測定結果

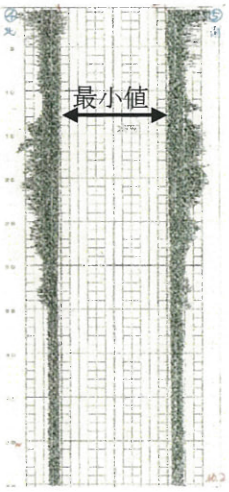
各区画における掘削完了後の超音波測定結果（施工記録）から，基礎壁厚（掘削幅）確保に必要となる掘削出来形寸法を確認した。区画ごとの掘削出来形寸法の南基礎の測定結果を表 1.5-20 に，北基礎の測定結果を表 1.5-21 に示す。

表 1.5-20　基礎壁厚（掘削幅）出来形寸法測定結果（南基礎）

区画	設計壁厚（mm）（判定基準）	出来形寸法（最小値）（mm）	差（mm）	判定
①	2,400 以上	2,480	＋ 80	合
②		2,480	＋ 80	合
③		2,480	＋ 80	合
④		2,440	＋ 40	合
⑤		2,440	＋ 40	合
⑥		2,480	＋ 80	合
⑦		2,440	＋ 40	合
⑧		2,440	＋ 40	合
⑨		2,560	＋160	合
⑩		2,480	＋ 80	合
⑪		2,480	＋ 80	合
⑫		2,400	± 0	合
⑬		2,440	＋ 40	合
⑭		2,440	＋ 40	合
⑮		2,480	＋ 80	合
⑯		2,480	＋ 80	合



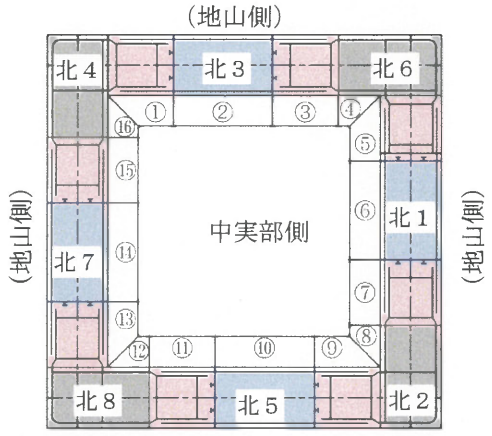
：先行エレメント
：後行エレメント（剛結継手部）
：後行エレメント（剛結継手部以外）

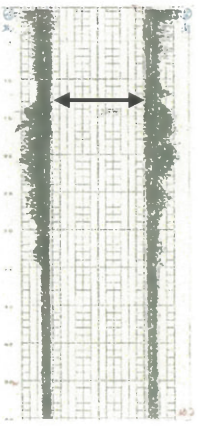


超音波測定（例）

表 1.5-21　基礎壁厚（掘削幅）出来形寸法測定結果（北基礎）

区画	設計壁厚（mm）（判定基準）	出来形寸法（最小値）（mm）	差（mm）	判定
①	2,400 以上	2,480	＋ 80	合
②		2,480	＋ 80	合
③		2,520	＋120	合
④		2,440	＋ 40	合
⑤		2,560	＋160	合
⑥		2,520	＋120	合
⑦		2,560	＋160	合
⑧		2,440	＋ 40	合
⑨		2,520	＋120	合
⑩		2,520	＋120	合
⑪		2,440	＋ 40	合
⑫		2,400	± 0	合
⑬		2,520	＋120	合
⑭		2,520	＋120	合
⑮		2,480	＋ 80	合
⑯		2,400	± 0	合





超音波測定（例）

：先行エレメント
：後行エレメント（剛結継手部）
：後行エレメント（剛結継手部以外）

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針

目　次

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針 2
2.1 撤去・再構築案 2
2.2 構造変更案 5
2.2.1 残置する地中連続壁の構造設計上の取扱い 5

2. 不具合事象の調査結果を踏まえた対応方針

本章では，防潮堤（鋼製防護壁）基礎の一部である地中連続壁の不具合に対し，基礎として使用することが適さないことから，地中連続壁の撤去・再構築，防潮堤（鋼製防護壁）基礎の構造変更の順に，設計要求を満足させるための対策案を整理し，対応方針をまとめた。

2.1 撤去・再構築案

地中連続壁を撤去し，既工認設計と同等の鉄筋コンクリート構造で再構築する対策案の施工成立性について検討した。撤去・再構築施工の概略フローを図 2.1-1 に，施工イメージを図 2.1-2 に，施工エリアの周辺状況図を図 2.1-3 に示す。

地中連続壁の撤去及び防潮堤（鋼製防護壁）基礎の再構築のために設置する仮設土留め壁（鋼製地中連続壁）の断面計算，土留め支保工の断面計算を行い，仮設土留めとして設計面での構造成立性は確保できていることを確認した。

しかしながら，施工面においては以下の課題があるとともに，他発電所において地盤改良による既設構造物への悪影響があった事例も踏まえ，リスクが非常に大きいと判断し，本案は不採用とした。

- 仮設土留めとして施工する鋼製地中連続壁の溝壁の安定性確保のために補助工法として地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工）が必要となるが，[redacted]が近接しており，既設構造物への影響回避を含め，その施工が困難なこと（図 2.1-3）。
- 既設構造物の近傍で長期にわたる大深度開削工事を行うため，発電所施設の安全確保に重大な影響を与える可能性があること。

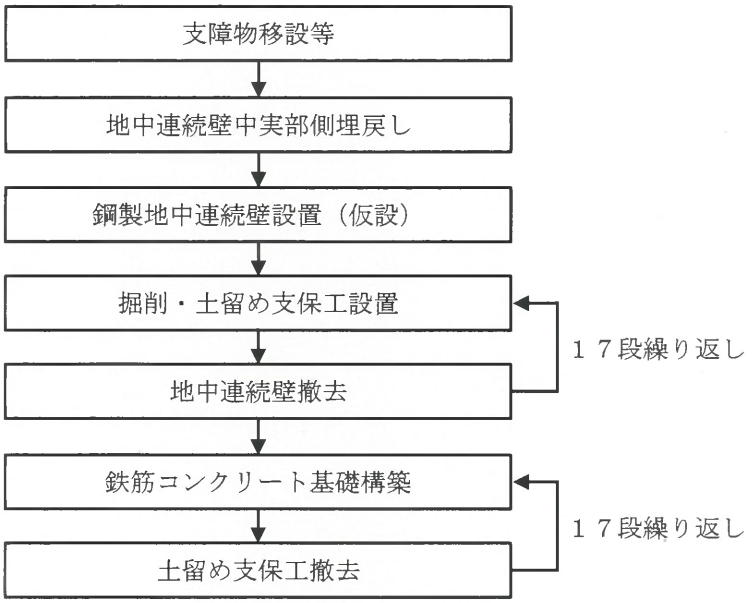


図 2.1-1　撤去・再構築施工　概略フロー

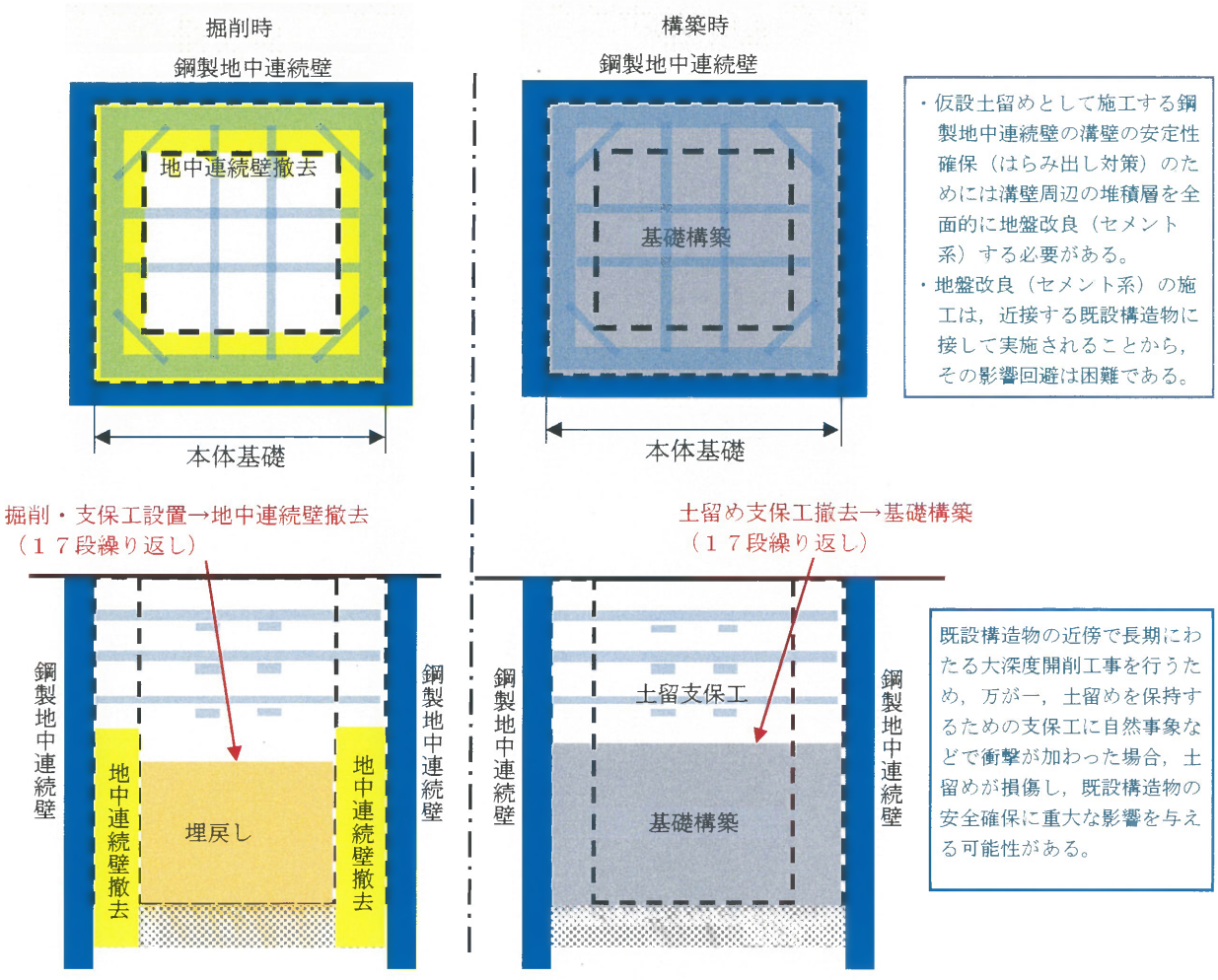


図 2.1-2　施工イメージ

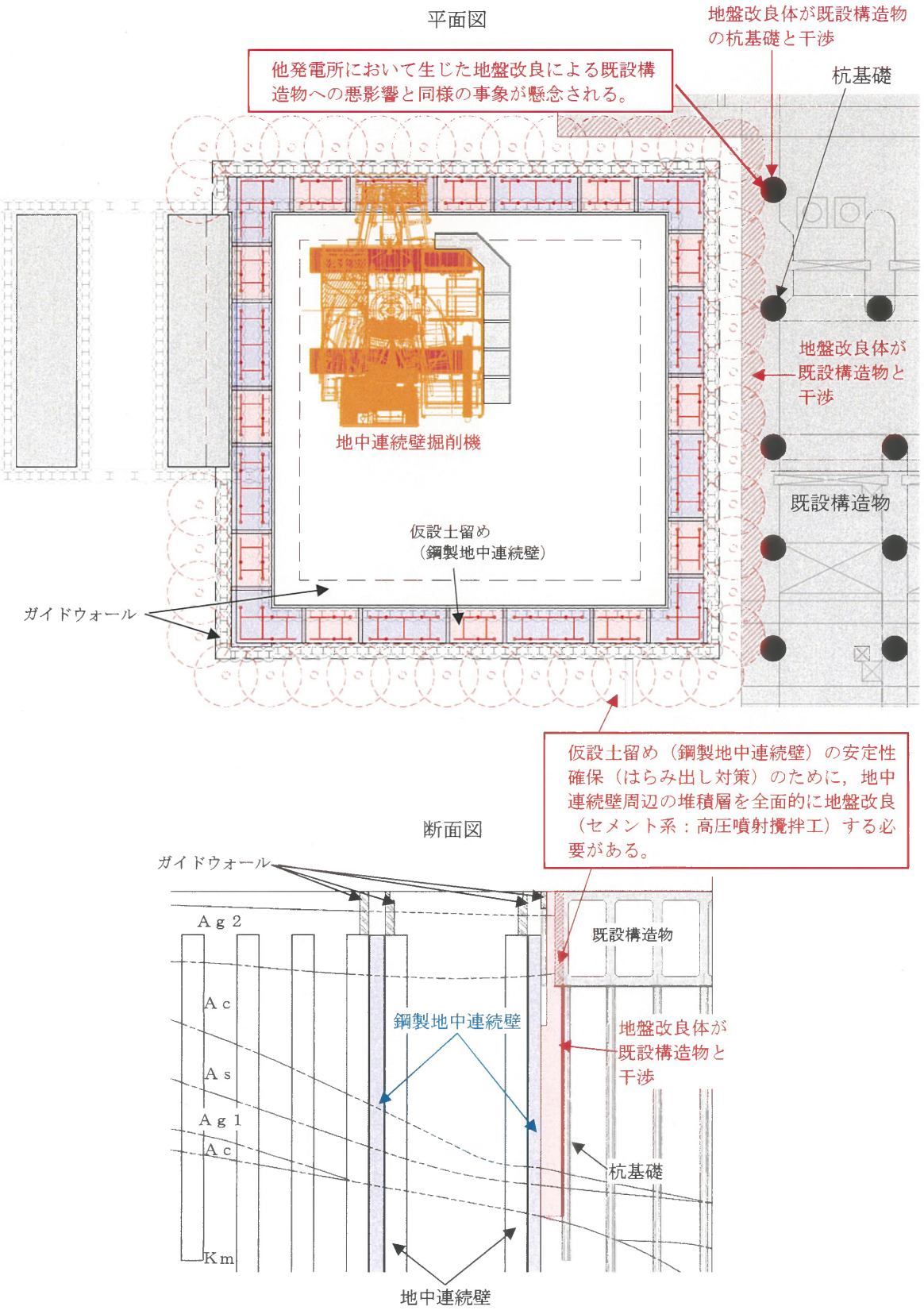


図 2.1-3　施工成立性の検討図

2.2　構造変更案

地中連続壁の撤去及び基礎の再構築は困難と判断し，地中連続壁を残置する方針とする。

このため，中実部の仕様の見直し（補強），追加構造の設置等により設計要求事項を満足する構造変更について検討を行い，構造設計の見通し及び現場施工の成立性を整理した。

2.2.1　残置する地中連続壁の構造設計上の取扱い

地中連続壁を残置するため，その設計上の取扱いを以下に示す。

(1)　基本的な考え方

基本的な考え方について以下に示す。

・不確かさが残る地中連続壁は防潮堤（鋼製防護壁）を支持する基礎としては使用しない設計に変更する。

・地中連続壁は残置し，中実部基礎構築のための土留め壁（仮設構造物）として使用する。

(2)　基礎構造の検討方針

地中連続壁を基礎として使用しない設計とすることにより，防潮堤基礎の剛性・耐力が確保できないため，その対策として「追加基礎（鋼管杭）」及び「周辺地盤の地盤改良」を取り入れた構造に変更し，支配的な津波荷重に対して抵抗を期待する構造とすることとした。基礎構造変更の考え方を図 2.2-1 に，概念図（構造変更後）を図 2.2-2 に，平面図（地盤改良範囲）を図 2.2-3 に示す。

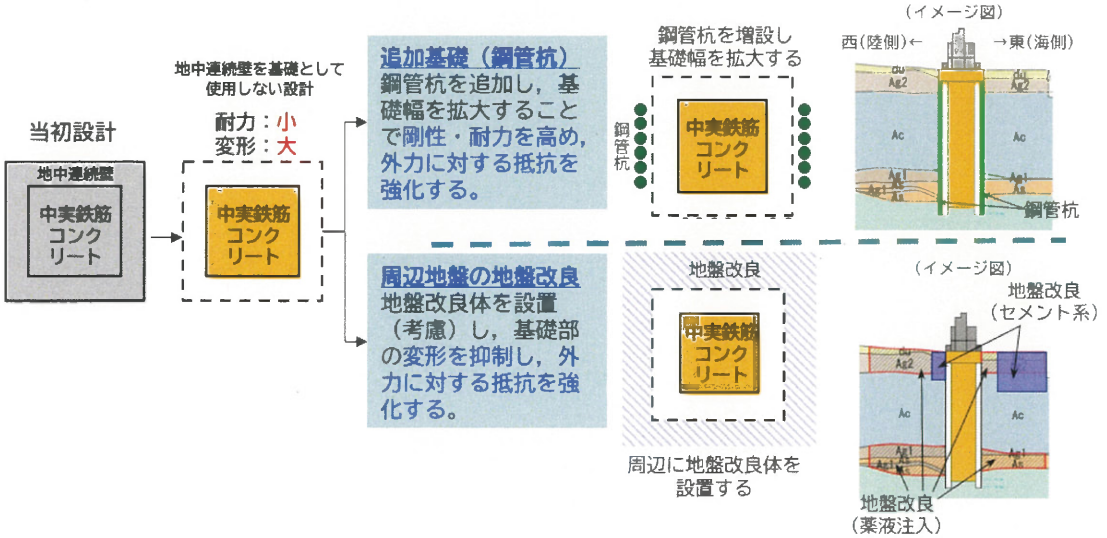


図 2.2-1　基礎構造変更の考え方

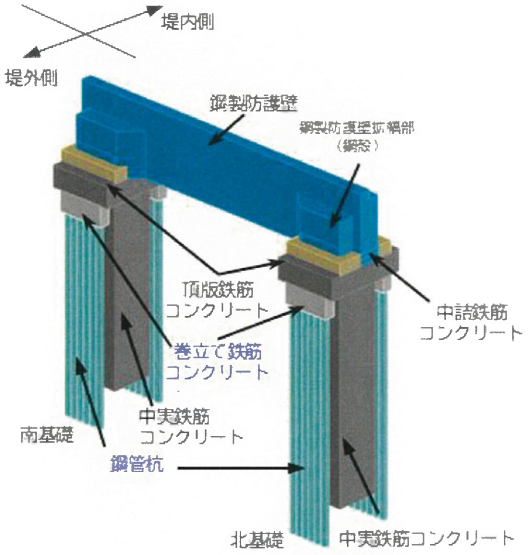


図 2.2-2　概念図（構造変更後）

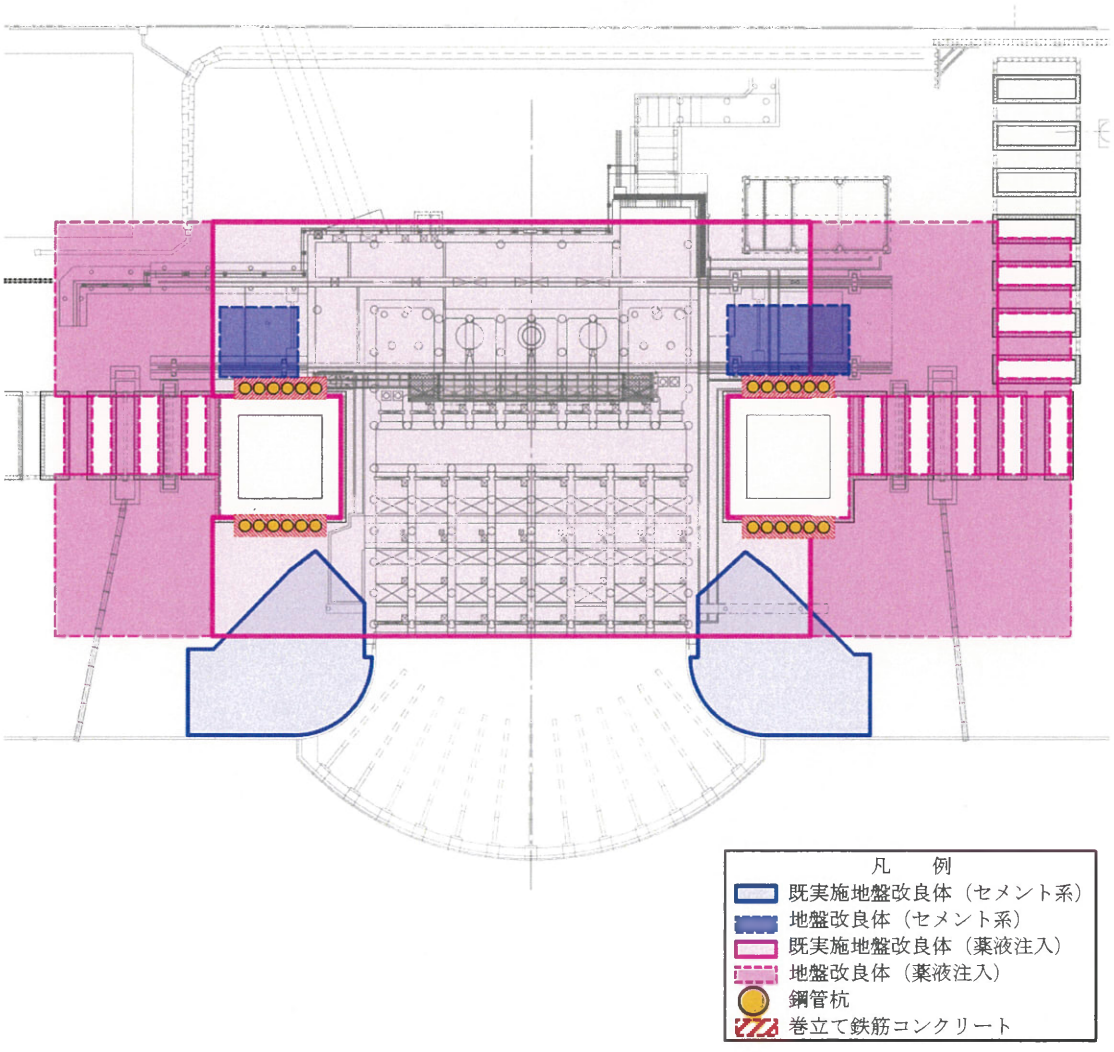


図 2.2-3　平面図（地盤改良範囲）

(3)　基礎構造の検討結果

基礎形状は，中実部（10.7 m×10.7 m）＋鋼管杭 φ1,500 mm（6本×2）の複合構造とし，更に周辺地盤を地盤改良する構造を思考した（図 2.2-4 参照）。

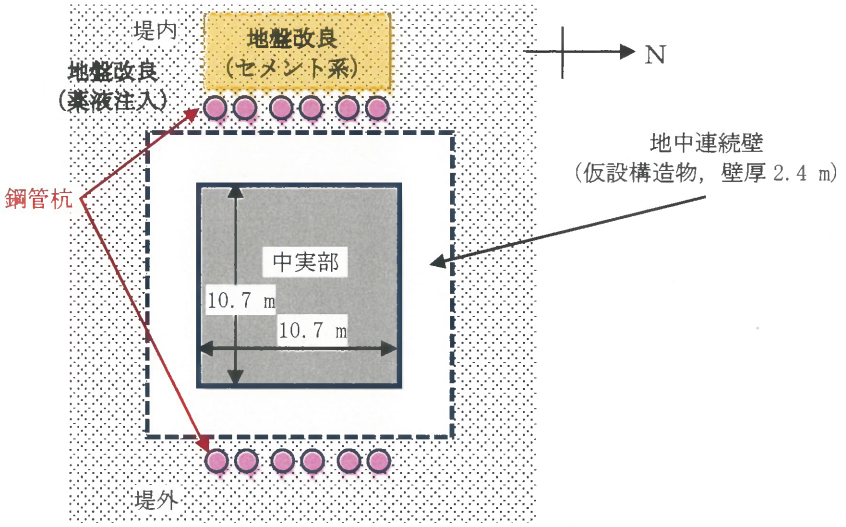


図 2.2-4　地中連続壁外側の補強（基礎の追加＋地盤改良）平面図（概要図）

(a)　設計成立性の確認

基礎の設置位置が深く，変位量が大きいと推定した北基礎を検討対象として，中実部（10.7 m×10.7 m）の外側（東西面のみ）に新たな基礎（鋼管杭）を追加し，西側に地盤改良（セメント系）を施した構造にて，設計成立性を確認する。

当該構造の設計成立性を確認するため，長支間の鋼製防護壁については南北基礎間の相対変位量に着目し，既工認設計と同じ手法を用いて解析を実施した。

その結果，南北基礎間の相対変位量は既工認設計より小さいことを確認した。

また，鋼製防護壁基礎についても，既工認設計時に変位量が最大となった敷地に遡上する津波と余震の重畳時に対して既工認設計と同じ手法による解析を実施し，基礎天端の変位量（基礎の傾斜・変位量）が既工認設計より小さいことを確認した。

これにより，上部工，接合部及び基礎の変形並びに断面力は既工認設計に比べて小さく抑えられると評価できることから，当該構造は設計成立性を有すると判断し，基本設計を進めることとした。

(b)　施工成立性の確認

追加する基礎及び地盤改良において，以下の２点の基本方針により，不具合を施工中及び施工後速やかに検知・是正できるため，施工成立性を確保できる。

・各施工ステップにおいてリスクを網羅的に洗い出し，対策を講じることが可能であること。
・計画通り施工が行われていることを直接確認もしくは代替措置を講じることで品質を確認できること。

詳細については第３章で後述する。

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

目　次

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査） 2
3.1 基本方針 2
3.2 構造変更の概要 3
3.3 施工方法の選定 8
3.3.1 鋼管杭打設 8
3.3.2 地盤改良（セメント系） 14
3.3.3 地盤改良（薬液注入） 17
3.4 施工計画に対する今回の不具合事象の再発防止確認 23
3.4.1 施工計画における詳細施工ステップ 23
3.4.2 今回の不具合事象が再発しないことの確認 29
3.5 各施工ステップの施工性・検査 30
3.5.1 底部掘削 32
3.5.2 中実鉄筋コンクリート構築 35
3.5.3 支障物撤去 41
3.5.4 鋼管杭打設 47
3.5.5 頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築 56
3.5.6 鋼製防護壁架設 65
3.5.7 止水機構，止水ジョイント設置 73
3.5.8 地盤改良（薬液注入） 78
3.5.9 地盤改良（セメント系） 91
3.5.10 本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について 102
3.6 各施工ステップにおける品質への影響項目の確認結果 107
3.6.1 中実鉄筋コンクリート構築 108
3.6.2 支障物撤去 136
3.6.3 鋼管杭打設 140
3.6.4 頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築 152
3.6.5 鋼製防護壁架設 162
3.6.6 地盤改良（薬液注入） 164
3.6.7 地盤改良（セメント系：掘削・置換工法） 243
3.6.8 参考資料 251

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の工事の計画における基本方針（施工性及び検査）

防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁を構築する際，掘削した溝壁の安定性が確保できず，地盤のはらみ出し・崩落等の発生により，コンクリート未充填や鉄筋の変形等（鉄筋かごの高止まりを含む）が発生した。また，コンクリート未充填や鉄筋の変形等の状態の把握が地中連続壁の構築後となっており，不具合を施工中に検知・是正することができなかった。

これらは「各施工ステップにおいて，リスク想定が不十分であり，不具合の発生を予期できなかった」こと及び「工事が計画通りに行われていることを直接確認せず，代替措置を講じなかった」ことが根本原因であり，これを踏まえ，以下の基本方針に基づき構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の施工計画を策定した。

3.1 基本方針

以下に，基本方針として施工方法の選定・確認，施工性の確認，リスクを想定した対策の実施及び施工品質の確認について示す。

・施工方法の選定・確認

構造変更により新たに必要となった施工ステップについては，適用性，施工実績を踏まえ，今回発生した不具合事象を回避できる施工方法を選定する。

全施工ステップについて，今回発生した不具合と同様の不具合が発生しないことを確認する。

・施工性の確認

施工エリアについて現場調査や各施工ステップの施工図を作成し，特定した干渉物への対策や重機配置計画等を検討の上，施工性を確認する。施工性の検討の結果を，必要に応じ，構造設計に反映することで実現性を有する構造を選定する。

・リスクを想定した対策の実施

各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，対策を施すことで，今回発生した不具合だけでなく，その他全ての不具合の発生を防止する。必要に応じ試験施工を実施し，計画通りの工事が確実にできることを確認する。

・施工品質の確認

施工ステップごとに工事が計画通り行われていることを直接確認できるよう，品質を確認（検査）する項目・確認時期，確認方法を整理し，適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

3.2　構造変更の概要

防潮堤（鋼製防護壁）の構造の主要な変更点は，追加基礎（鋼管杭）と地盤改良（セメント系，薬液注入）である。構造変更の概要として北基礎を例に，追加基礎及び地盤改良範囲を図 3.2-1 に，追加基礎及び地盤改良範囲（北基礎断面）（Ａ－Ａ断面）の東西方向の鉛直断面を図 3.2-2 に示す。また，南基礎構造概要を図 3.2-3 に，北基礎構造概要を図 3.2-4 に示す。

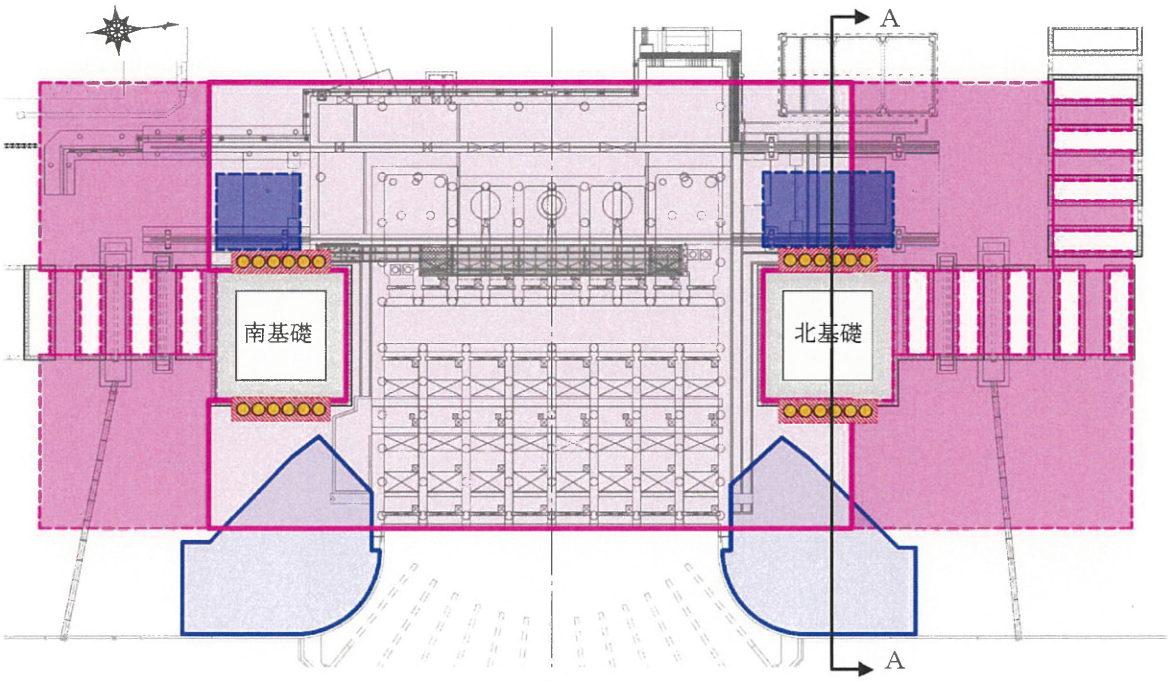
【構造変更の概要】

・基礎を拡幅することで剛性・耐力を高める効果があるため，地中連続壁の東側及び西側に鋼管杭（杭頭部は巻立て鉄筋コンクリートにより補強）を設置するとともに頂版鉄筋コンクリートを鋼管杭の範囲まで拡大し，基礎構造として一体化させる。

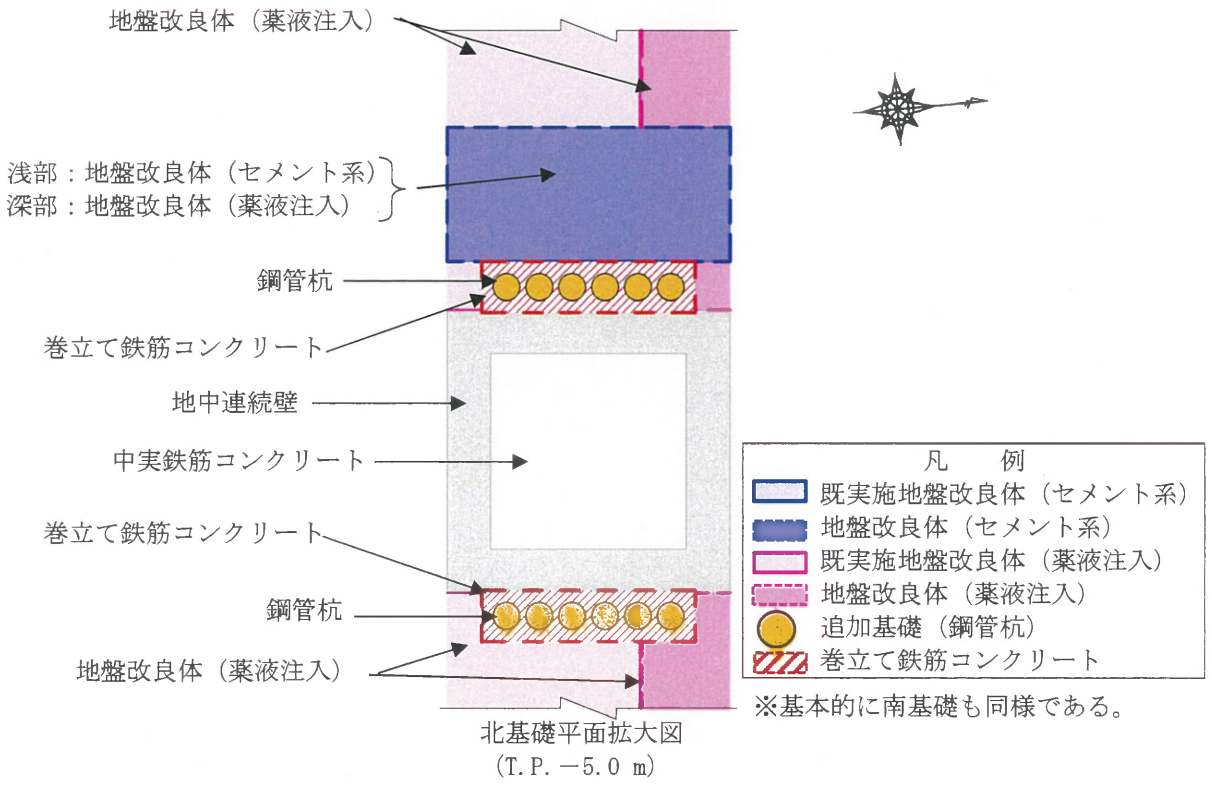
・津波時の基礎の変位を抑制する効果を得るため，基礎（鋼管杭部）の西面に地盤改良（セメント系）を施す。なお，南基礎の西側の一画に既設構造物が設置されており，この構造物との干渉を考慮して設定した改良範囲を構造設計に反映する。南基礎及び北基礎の変位量を考慮し，変位量が大きい北基礎については，南基礎よりも深い範囲まで地盤改良を実施する。

・基礎の地震時の変位や断面力を低減させるため，基礎周辺地盤の液状化対象層に液状化対策として地盤改良（薬液注入）を施す。

・基礎として使用しない地中連続壁は中実鉄筋コンクリートを構築するため残置することとし，構造設計においてはコンクリートの強度・剛性は期待せず原地盤（非液状化地盤）として扱う。



全体平面図



北基礎平面拡大図
（T.P.－5.0 m）

図 3.2-1　追加基礎及び地盤改良範囲（北基礎）

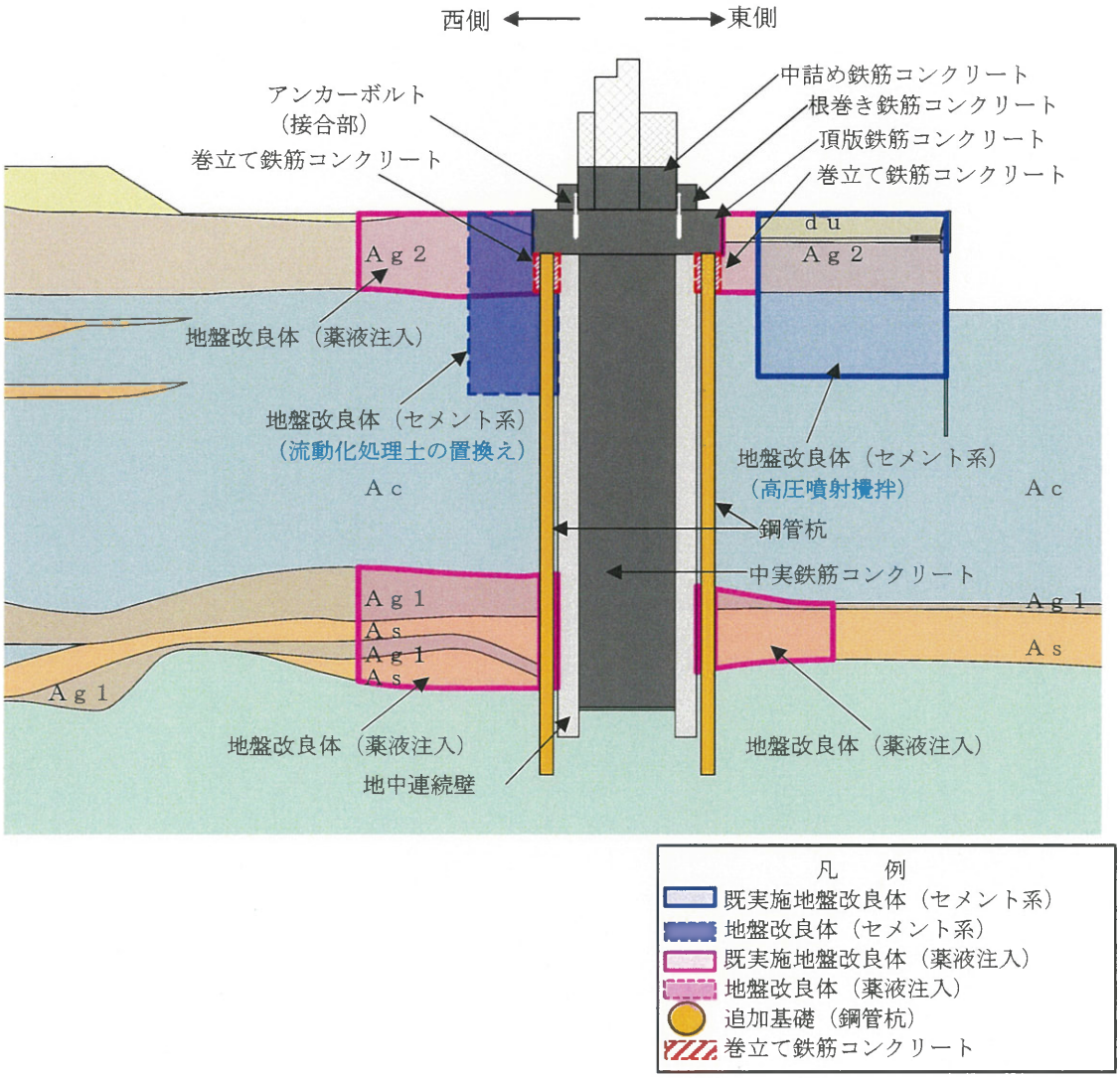
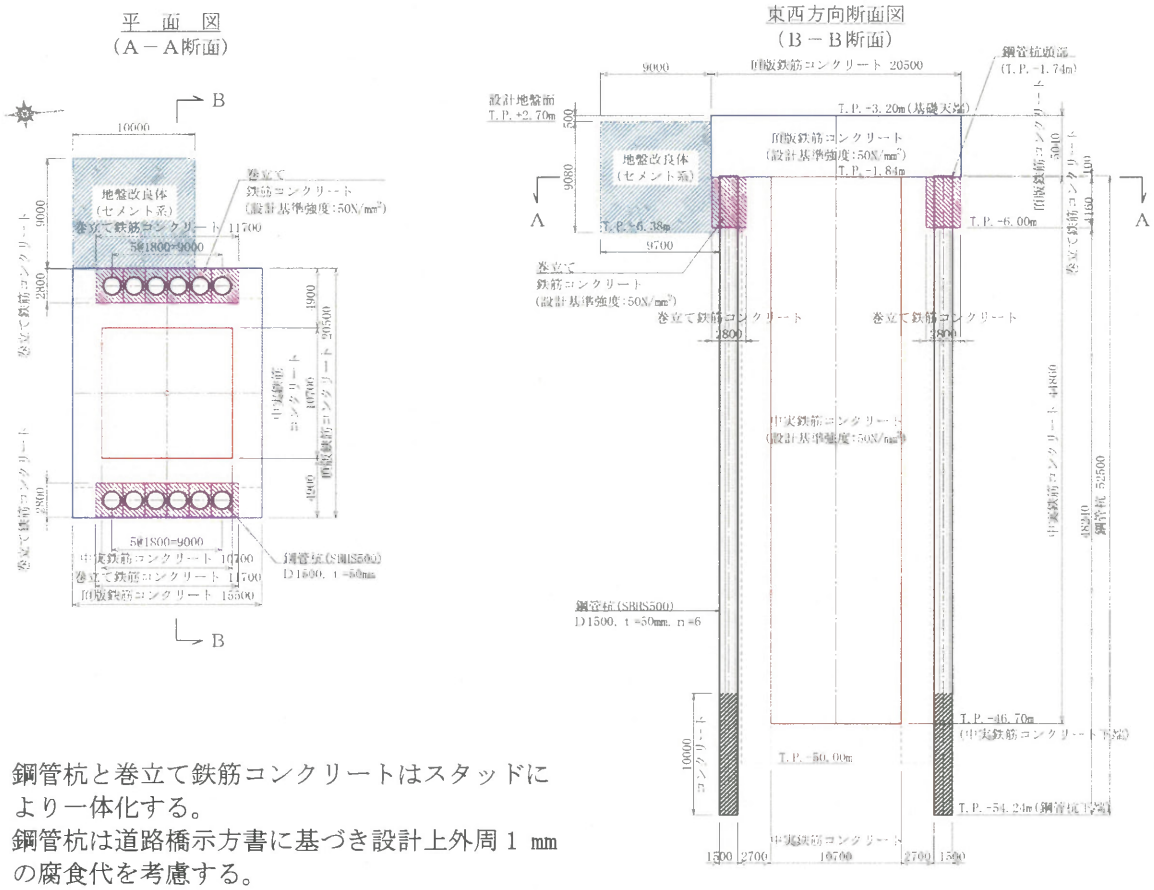
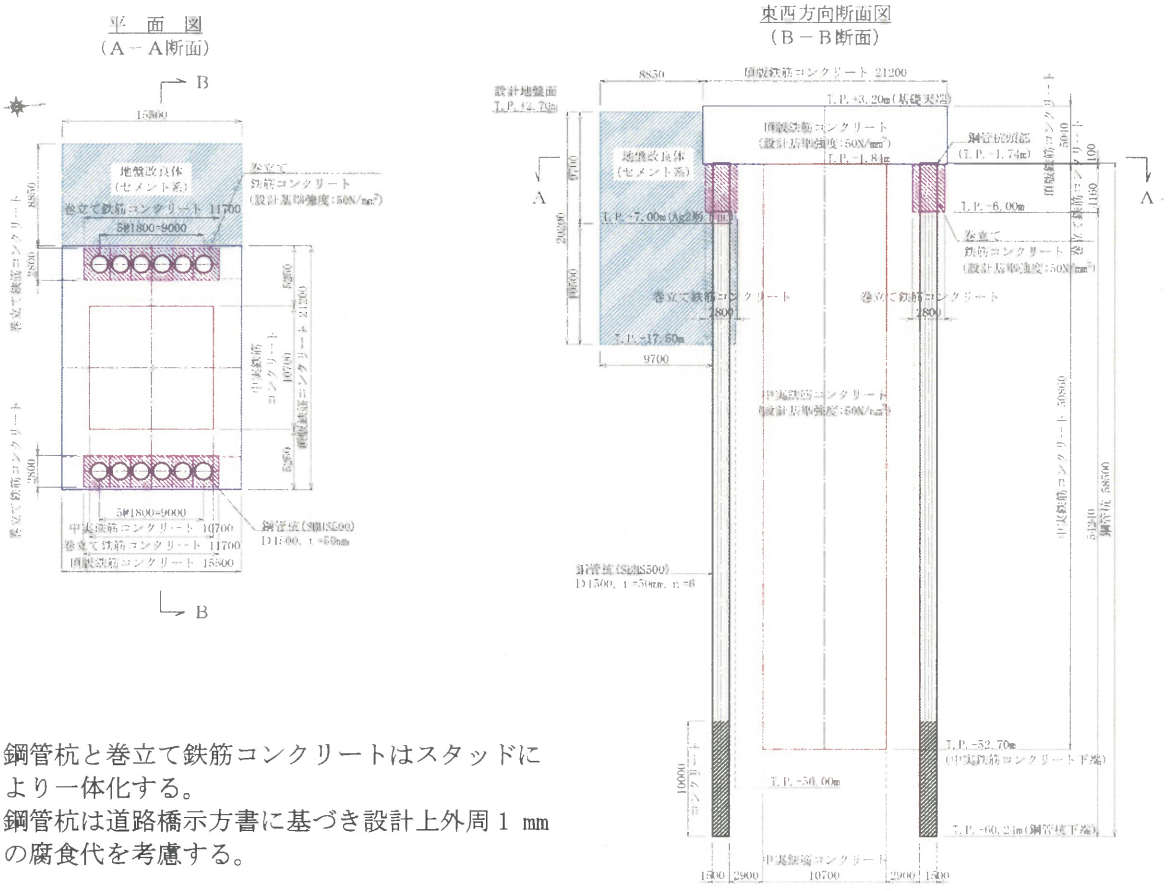


図 3.2-2　追加基礎及び地盤改良範囲（北基礎断面）（Ａ－Ａ断面）



鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化する。
鋼管杭は道路橋示方書に基づき設計上外周１㎜の腐食代を考慮する。

図 3.2-3　南基礎構造概要図



鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化する。
鋼管杭は道路橋示方書に基づき設計上外周 1 mm の腐食代を考慮する。

図 3.2-4　北基礎構造概要図

3.3 施工方法の選定

防潮堤（鋼製防護壁）の構造変更により新たに追加となる工事（鋼管杭，地盤改良（セメント系，薬液注入））について，施工方法を選定する。施工方法は，当発電所での施工実績・適用性に基づいて選定する。また，その施工方法で想定されるリスクを抽出し，その原因・要因及び対策を整理した上で，実現性を確認する。

3.3.1 鋼管杭打設

(1) 施工方法の選定

鋼管杭の施工方法の比較検討を行った。鋼管杭施工方法の比較検討結果を表 3.3-1 に示す。

本工事に適用する施工方法として「中掘り圧入工法」を選定した。中掘り圧入工法は，全周回転掘削機を用いて，切削ビット付鋼管杭を回転させながら地盤を切削（鋼管の内側の土砂は中掘りして撤去）し，地盤に圧入する工法である。本工法の選定に際し，適用性について表 3.3-1 の通り確認し，工事におけるリスク想定として「鋼管杭が設計深さまで打設できない」について原因や対策を検討した。

なお，選定工法（中掘り圧入工法）の適用性・施工実績について表 3.3-2 に，中掘り圧入工法による鋼管杭施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工実績）を図 3.3-1 に整理した。

表 3.3-1　鋼管杭施工方法の比較検討結果

工法名		埋込み杭工法		打込み杭工法	地中連続壁掘削工法
		中掘り圧入工法	建込工法	打撃工法	建込工法
概要	概要図				
	概要・特徴	・全周回転掘削機を用いて，鋼管杭内部をハンマーグラブ等で掘削しながら，先端にビットをつけた鋼管杭を回転や揺動圧入により打設する。	・ノバルハンマーの削孔と連行して鋼管杭の先端から噴射されるエアーで削孔し，鋼管杭を建込む。	・油圧ハンマーによる打撃で鋼管杭を打設する。	・連続壁掘削機で掘削を行い，安定液中に鋼管杭を建込む。
	使用機械	・クローラクレーン ・全周回転掘削機 ・ハンマーグラブ	・三点杭打機 ・クローラクレーン ・ノバルハンマー	・クローラクレーン ・油圧ハンマー	・クローラクレーン ・連続壁掘削機
適用性	施工機械	・全周回転掘削機が鋼管杭径（φ1,500 ㎜）に対応している。	・三点杭打機，パーカッション機材が鋼管杭径（φ1,500 ㎜）に対応していない。	・油圧ハンマーが鋼管杭径（φ1,500 ㎜）に対応している。	・連続壁掘削機が鋼管杭径（φ1,500 ㎜）に対応している。
		○	×	○	○
	土質	・Ａｇ２層，Ａｓ層，Ａｇ１層，Ｋｍ層に適用可能である。	同左	同左	同左
		○	○	○	○
	深度※	60 ｍ以上	40～50 ｍ	60 ｍ以上	60 ｍ以上
		○	△	○	○
	振動	・振動が少なく，近接する重要構造物への影響がない。	同左	・振動があり，近接する重要構造物への影響の懸念がある。	・振動が少なく，近接する重要構造物への影響がない。
		○	○	×	○
	地盤変位・崩壊	・鋼管を回転や揺動により圧入するため，周辺地盤を緩めない。	・Ａｃ層で大きく沈下する可能性があるため，鋼管杭の鉛直精度確保の懸念がある。	・打撃により振動・衝撃が発生するため，掘削箇所を保持している土留め等への影響の懸念がある。	・安定液で溝壁を保護するが，地山への逸水の可能性があるため，溝壁の崩壊の懸念がある。
		○	△	×	×
	品質 （鉛直精度）	・鋼管杭間隔が 300 ㎜，削孔深度が 60 ｍ程度であり，鉛直精度確保のため，先行削孔による補助工法を併用する必要がある。	同左	同左	・安定液中に鋼管杭を建込むことで鉛直精度を確保できる。
		△	△	△	○
施工実績		・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績あり（防潮堤工事）。	・東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同等の杭径の施工実績あり（防潮堤工事）	・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績あり（防潮堤工事）
		○	－	○	○
評価		○ （均質置換土による置換工法併用により鉛直精度確保）	×	×	×

評価記号について　　○適用可，△施工条件要確認，×適用不可
※鋼管杭の打設長は約 50 ｍ

表 3.3-2　選定工法（中掘り圧入工法）の適用性・施工実績

適用性・施工実績
・鋼管杭打設深度，鋼管杭径は本工法の適用範囲内である。 ・施工時の振動は小さく，施工場所に近接する発電所設備への影響はない。 ・鋼管杭が地山を抑えながら削孔・掘進するため，土砂の崩落等は発生しない。 ・東海第二発電所で同等の杭径・掘削深度の施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）があり，施工精度が確保できている（図 3.3-1 参照）。

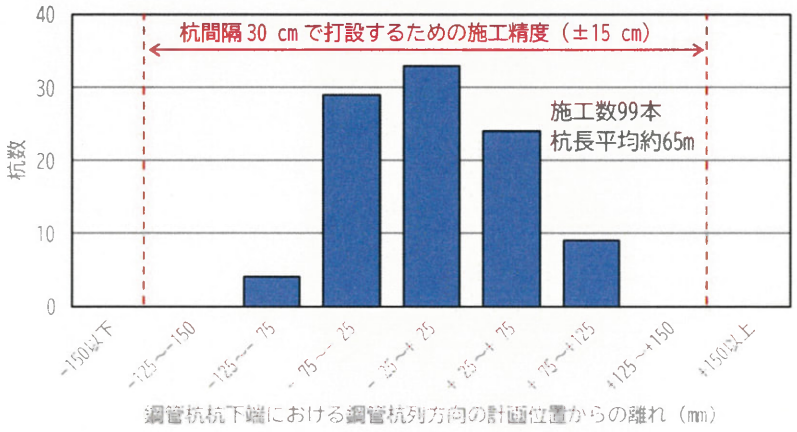


図 3.3-1　中掘り圧入工法による鋼管杭施工実績（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工実績）

(2) 想定リスクと対策

中掘り圧入工法による鋼管杭打設の施工に想定されるリスクとして「鋼管杭が設計深さまで打設できない」ことが挙げられるため，その原因・要因及び対策を検討した（表 3.3-3 参照）。

上記のリスクに対し，補助工法として鋼管杭先端にフリクションカッター※1をつけることによる地盤と鋼管杭の間の摩擦力の低減，支障物撤去及び均質置換土※2による堆積層の置換，及び杭の鉛直精度管理システム※3を用いた常時精度確認により目標鉛直精度（1/600）を確保できることから，想定リスクを回避し「鋼管杭を設計深さに打設できる」と判断した。

杭を粘性土地盤中に打設する場合においては，圧密沈下などにより，杭周辺に下向きに作用する周面摩擦力[1)]，いわゆるネガティブフリクションが発生し，杭の押込み荷重として考慮する場合がある。しかし，当該鋼管杭は，均質置換土の施工後の打設となり，鋼管杭と粘性土が直接接触する面はなく，ネガティブフリクションは発生しない。また，鋼管杭は岩盤への先端支持力のみを期待した構造とした。

なお，支障物撤去及び均質置換土による堆積層の置換は鋼管杭打設に先立ち実施する。

※1：鋼管杭を建込む際の地盤との摩擦抵抗を緩和するため杭先端部に取り付ける部品をいう（図 3.3-2 参照）。
※2：流動化処理土等を用いて鋼管杭打設用に地盤の均質化として置換した土を「均質置換土」と呼称し，流動化処理土は，地盤改良（セメント系）として埋戻しに使用する土を示す。
※3：測量機器（トータルステーション）を用いて杭を計測し，杭の位置及び傾きを計測・管理し，杭打設の施工精度を向上させるツールをいう（図 3.3-3 参照）。

1) 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，p. 398，2012.

表 3.3-3　中掘り圧入工法における想定リスクの原因・要因及び対策

想定リスク	原因・要因	対策	備考
鋼管杭が設計深さまで打設できない	打設地盤内の工事仮設物（地中連続壁工事のＳＭＷ※1等）が支障になる。	打設作業前に支障となる地中の工事仮設物を撤去する。	地中の工事仮設物は既往の施工図等を確認した。
	打設中の鋼管杭が周辺地盤との摩擦で固着する。	打設中の鋼管杭と周辺地盤との摩擦を低減させるため，フリクションカッター（図 3.3-2 参照）を杭先端に設置する。	フリクションカッターは粘性土層，改良地盤での鋼管杭打設に一般的に採用される。
	地盤の不均質性の影響で杭の打設の鉛直精度を保つことが難しく，鋼管杭の間隔が小さい(300 mm)ため，杭打設の鉛直精度低下により鋼管杭同士が干渉する。	・地盤の不均質性の影響を回避するため，事前に掘削する堆積層まで均質置換土に置換する。 ・杭の鉛直精度管理システム（図 3.3-3 参照）を用いて杭の鉛直精度の常時確認により精度を確保する。	杭の鉛直精度管理システムは鋼管杭防潮壁の施工実績から採用した。
	鋼管杭内部にボイリング現象※2が発生し，鋼管杭周りの土が流動化することにより，鉛直精度が確保できない。	鋼管杭内の水位調整を行うためのタンクを現場に確保し，鋼管杭内に水を張り，地下水とバランスをとることでボイリングを防止する。	鋼管杭内に水を張り，地下水とバランスをとることでボイリングを防止できることを確認した。

※１：Soil Mixing Wall：土にセメントスラリーを原位置で混合撹拌し地中に造成した壁体のこと。
※２：地下水位の高い砂質地盤などを掘削した際に，水圧で地盤が持ち上げられ，掘削底面から砂や泥水が噴き出して地盤が破壊する現象。

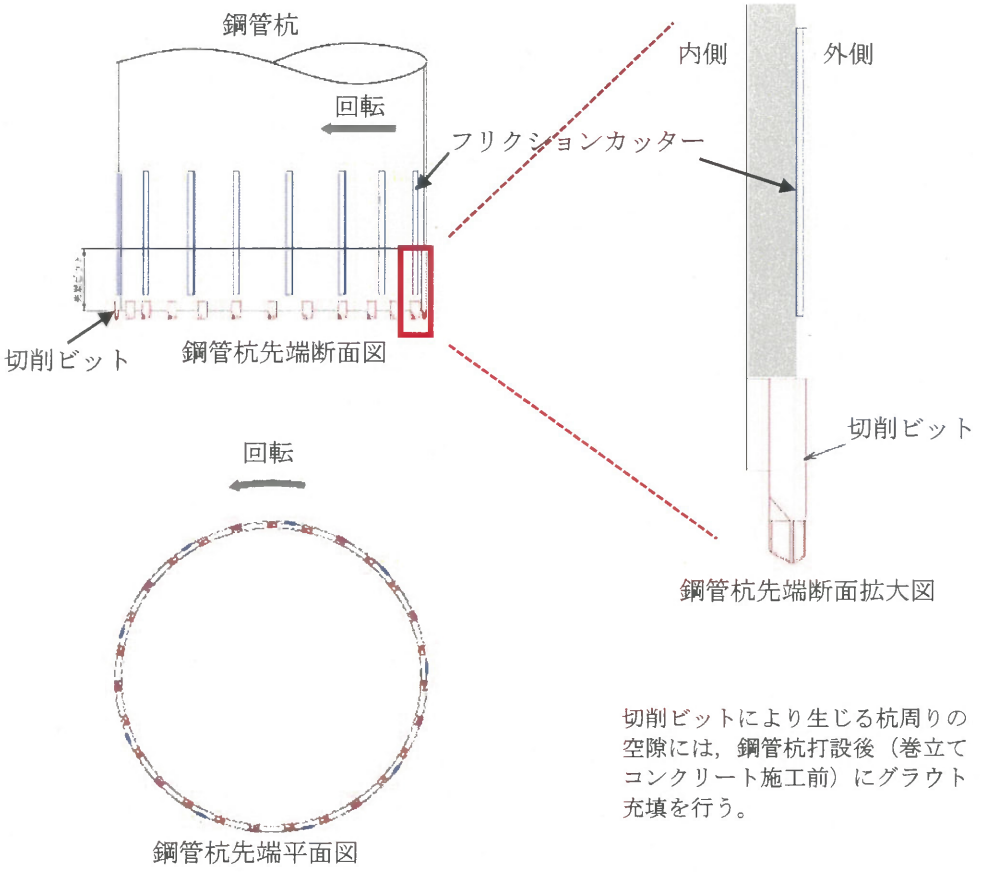


図 3.3-2　鋼管杭施工時の想定リスク対策（その１）：フリクションカッターイメージ図

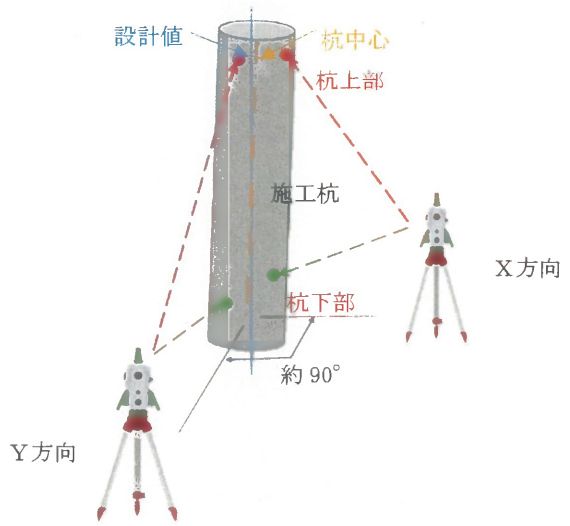


図 3.3-3　鋼管杭施工時の想定リスク対策（その２）：鋼管杭鉛直精度管理システム

3.3.2　地盤改良（セメント系）

(1)　施工方法の選定

地盤改良（セメント系）の施工方法の比較検討結果を表 3.3-4 に示す。

本工事に適用する施工方法として「掘削・置換工法（流動化処理土※）」を選定した。「掘削・置換工法（流動化処理土）」は，改良対象範囲の堆積層を開削除去し，流動化処理土により同範囲を埋戻し（置換）する工法である。

本工法の選定に際し，適用性や改良品質の不確かさの要因から想定される事象について網羅的に抽出し，本工事での当該工法の適用性の詳細評価を実施した。この結果，いずれの想定事象についてもあらかじめ対策を施すことで本工法の適用性に問題がないことを確認した（3.6.7　参照）。

なお，選定工法（掘削・置換工法（流動化処理土））の適用性・施工実績を表 3.3-5 に整理した。

地盤改良（セメント系）平面図を図 3.3-4 に，地盤改良（セメント系）断面図を図 3.3-5 に示す。

※：土に固化材，混和剤及び水を混ぜて高い流動性と安定性を持たせた材料

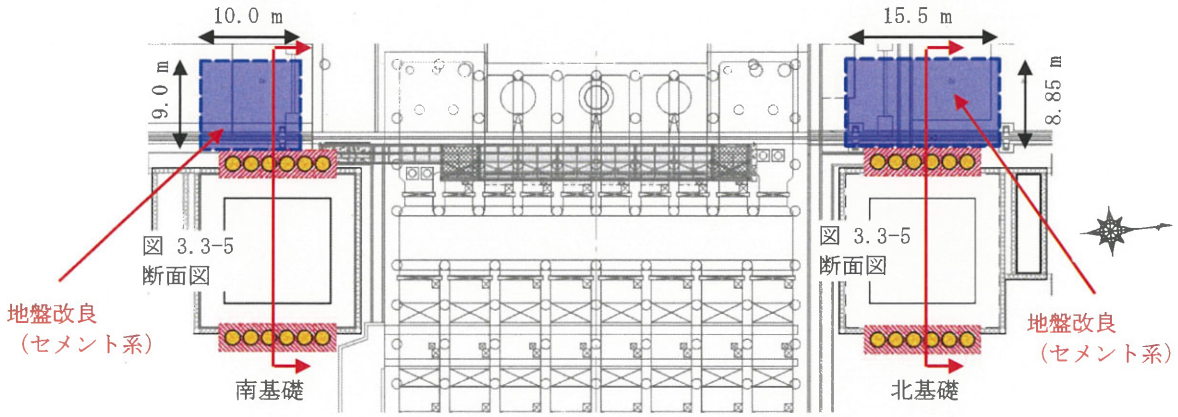


図 3.3-4　地盤改良（セメント系）平面図

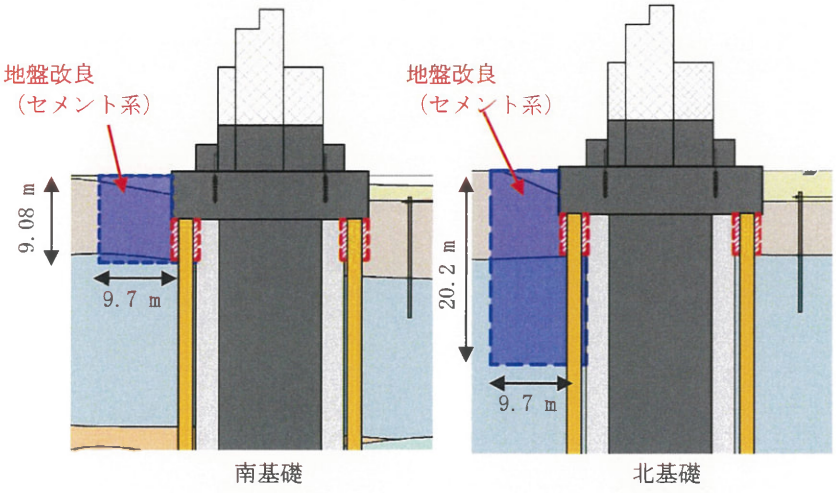
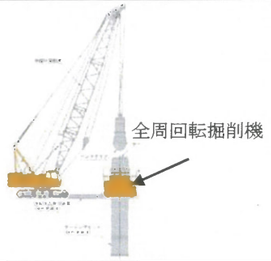
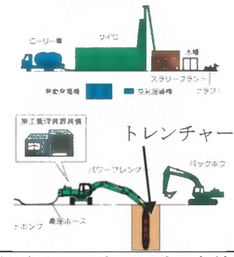
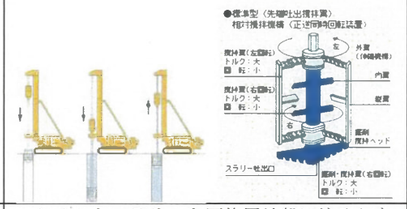
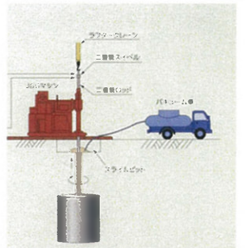


図 3.3-5　地盤改良（セメント系）断面図

表 3.3-4　地盤改良（セメント系）の施工方法の比較検討結果

工法名		掘削・置換工法		機械式攪拌工法（スラリー混合方式）		高圧噴射式攪拌工法
		開削除去 （掘削・置換工法：流動化処理土）	全周回転掘削機掘削	浅部	深部	
概要	概要図					
	工法概要	・対象範囲を事前に土留め壁で仕切り，バックホウで掘削後，セメント改良土（流動化処理土）で埋め戻す。 ・掘削土の運搬，ストック，処理が必要である。 ・あらかじめセメント改良した改良土を使用するので，強度などの品質が安定している。	・全周回転掘削機（φ2,000 ㎜程度）で掘削後，セメント添加土に置き換える。 ・掘削土の運搬，ストック，処理が必要である。 ・全周回転掘削機で掘削できる深度まで改良が可能である。	・地表面からセメントスラリーと地盤をトレンチャーで攪拌して，地盤を固結させる。 ・掘削土の運搬，ストック，処理が不要である。 ・低変位で構造物等の近接した施工が可能である。	・セメントスラリーを原位置地盤に注入しながら，原位置土と固化材を相対攪拌機構により強制的に混合・攪拌を行い，均質な大口径改良体を造成する。 ・低変位で構造物等の近接した施工が可能である。	・専用の装置を用いて，セメントミルクを高圧で地中に噴射し，土壌を物理的に切削し，同時に攪拌する。噴射された改良材と地盤の土壌を十分に混合し，均質な改良体を形成する。 ・排泥の運搬，ストック，処理が不要である。 ・地表に部分的な障害物が存在しても施工可能である。
適用性	土質	Ａｇ２層，Ａｓ層，Ａｃ層に適用可能である。	同左	同左	同左	同左
		○	○	○	○	○
	深度※	約 50 m	約 60 m	約 13 m	50 m	約 50 m
		○	○	×	○	○
	振動	振動が少なく，近接する重要構造物への影響がない。	同左	同左	同左	同左
		○	○	○	○	○
	地盤変位・崩壊	土留め構築後，支保工で支持するので地盤の変位は少ない。	ケーシングで地盤を保護しながら掘削するので地盤の変位は少ない。	地山を掘削開放せず，改良するので地盤の変位は少ない。	同左	同左
		○	○	○	○	○
	安全性	土留め構築後，地下水位以下で掘削作業をするため，十分な調査・検討，対策が必要である。	クローラクレーンの転倒防止のため足場確保のための地盤改良等の対策が必要である。	小型の施工機械で転倒リスクが小さく安全性が高い。	ベースマシン（３点式）の転倒防止のため足場確保のための地盤改良等の対策が必要である。	小型の施工機械で転倒リスクが小さく安全性が高い。
		△	△	○	△	○
	地中障害物	地中障害物がある場合，掘削と同時に保護・除去作業が可能である。	地中障害物がある場合，別途，保護・除去作業が必要である。	同左	同左	同左
		○	△	△	△	△
	品質	・受入検査，工程内検査，最終検査で品質を確認する。 ・開削後，測量により改良範囲を直接確認可能である。	掘削箇所が円形のため地中連続壁際に未施工範囲が残る。	最終検査で品質を確認する。	掘削箇所が円形のため地中連続壁際に未施工範囲が残る。	最終検査で品質を確認する。
		○	○	△	△	△
施工実績		・東海第二発電所で同等の掘削規模・改良強度の施工実績あり（耐震補強工事）。	・東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同等の改良強度の施工実績あり。	・東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同等の改良規模・要求品質の施工実績あり（防潮堤工事）。
		○	－	△	－	○
評価		○ （現地状況を踏まえた土留めを構築）	△	△	△	△

評価記号：○適用可，△施工条件要確認，×適用不可
※地盤改良（セメント系）の計画深度は，南基礎で地表より約 9m，北基礎で地表より約 20m である。

表 3.3-5　選定工法（掘削・置換工法（流動化処理土））の適用性・施工実績

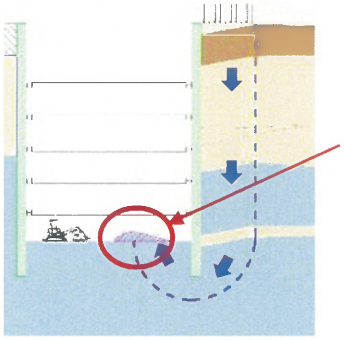
適用性・施工実績
・原位置の地盤を攪拌改良する工法と異なり，置換材の流動化処理土は製造品であり，強度の調整（品質管理）が可能である。 ・地盤改良範囲は，開削により測量・目視で確認が可能である。 ・東海第二発電所の安全性向上対策工事で施工実績がある。

(2)　想定リスクと対策

掘削・置換工法（流動化処理土）施工中に想定されるリスクとして，掘削において「地下水が土留め壁面より出水し，施工が困難になること」及び「掘削の進行に伴い掘削底面が不安定化する（ヒービング現象（図 3.3-6 参照））こと」が想定されるため，その原因・要因及び対策を検討し，表 3.3-6 の通り整理した。

上記リスクに対し，補助工法として，掘削深度が深い北基礎は剛性・止水性の高いＳＭＷを土留め壁とすること及び掘削底面下方の地盤を掘削前に改良することで，想定リスクを回避し「計画通りの範囲を安全に掘削・置換できる」と判断した。なお，掘削中に土留め壁面より出水を確認した場合は背面地盤に薬液注入による止水を実施する。

また，地盤改良に対する改良品質の不確かさが設計に影響を及ぼさないよう置換に用いる流動化処理土の配合（詳細は 3.6.7　参照）にて対策する。



ヒービング現象※：
掘削作業中に土留め背面の土の重量や地表面荷重等によって，掘削底面が押し上げられる現象

図 3.3-6　ヒービング概念図

表 3.3-6　掘削・置換工法（流動化処理土）工法における想定リスクの原因・要因及び対策

想定リスク	原因・要因	対策
地下水が土留め壁面より出水し，施工が困難になる。	土留め壁の止水性が不足している。	・南基礎では鋼矢板を土留めに採用するが，北基礎では掘削深度が深く地下水の水圧が高くなるため，より剛性・止水性の高いＳＭＷを土留めに採用する。 ・土留め壁面からの出水を確認した場合は背面地盤に薬液注入による止水を実施する。
底面の粘性土層の強度が荷重に対し不足し，掘削底面が不安定化する（ヒービング現象）。	底面の粘性土層の強度が荷重に対し不足している。	掘削前に高圧噴射攪拌工法によるセメント固化を実施し，底面下方の地盤の強度を高める。

3.3.3　地盤改良（薬液注入）

(1)　施工方法の選定

本工事の地盤改良（薬液注入）の目的は対象地盤の液状化防止である。地盤改良（薬液注入）は，地盤中に薬液を注入・浸透させ，地盤を改質する工法である。

地盤改良（薬液注入）平面図を図 3.3-7 に，地盤改良（薬液注入）断面図を図 3.3-8 に示す。

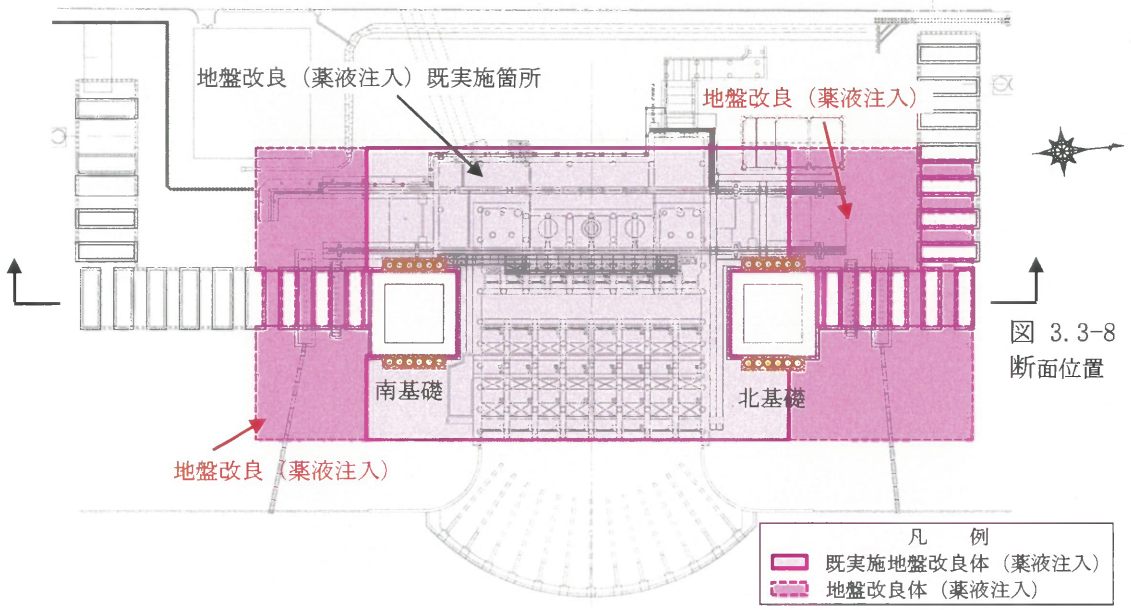


図 3.3-7　地盤改良（薬液注入）平面図

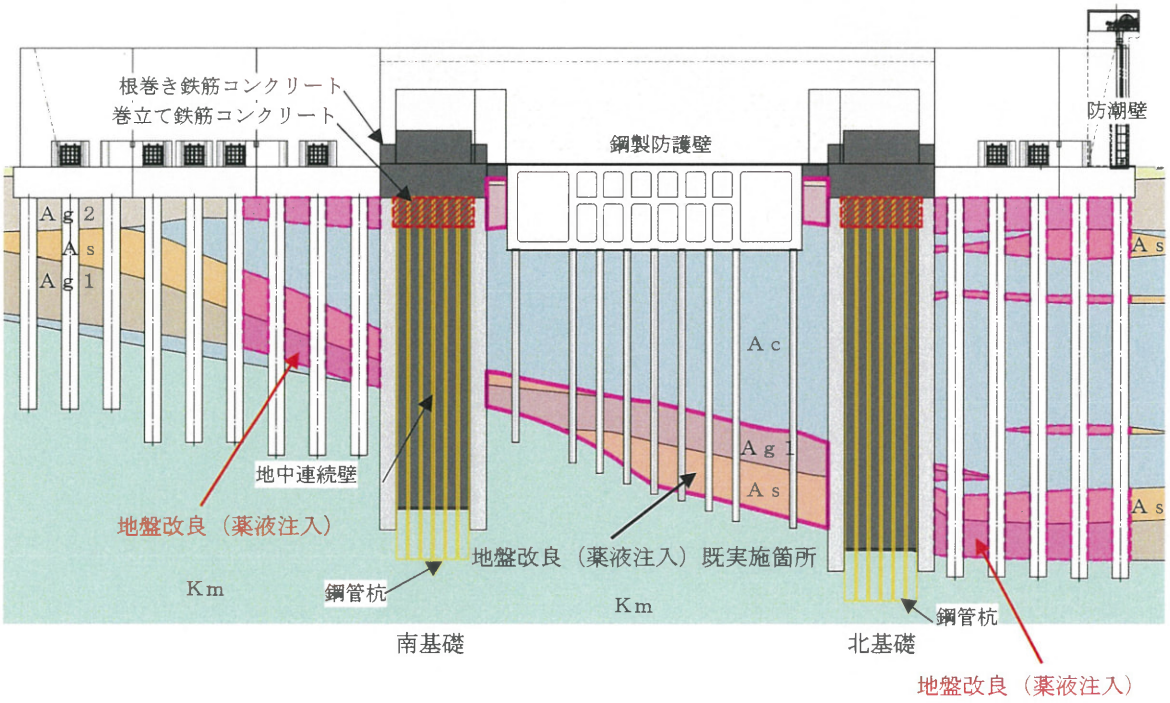


図 3.3-8　地盤改良（薬液注入）断面図

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎周辺の地盤の液状化を防止するため，地盤改良（薬液注入）を実施する。地盤改良（薬液注入）は地盤中に薬液を注入・浸透させ，地盤を改質する工法である。薬液注入工法の分類を図 3.3-9 に示す。

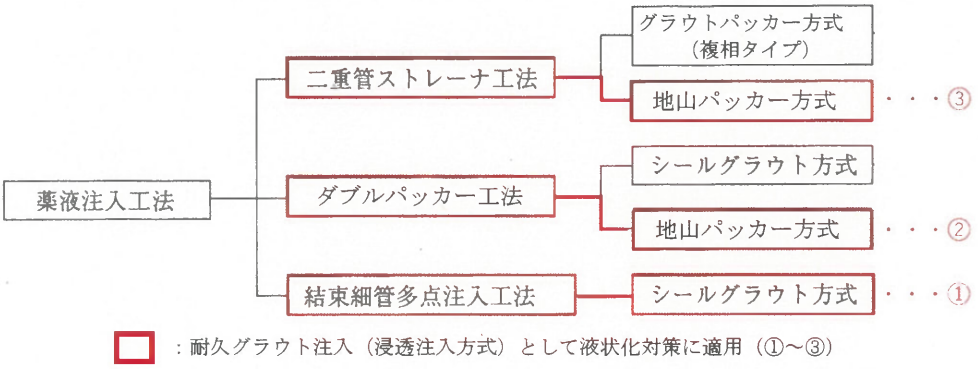


図 3.3-9　薬液注入工法の分類[2)]

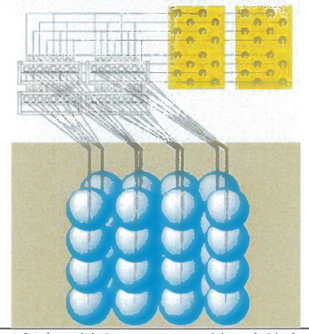
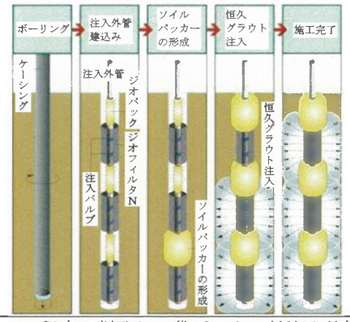
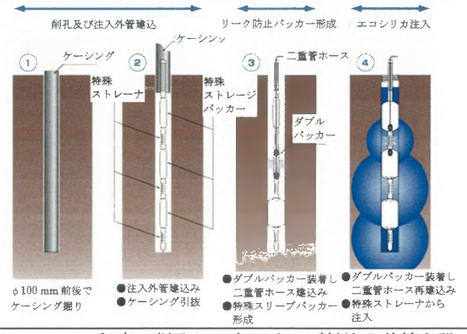
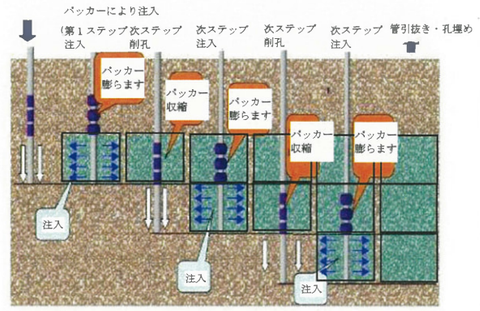
これらの薬液注入工法のうち液状化対策に適用される工法について，構造物に近接した施工や構造物直下の施工，対象地盤の土質及び計画範囲の深度並びに発電所における実績を考慮し，比較検討を行った。比較検討結果を表 3.3-7 に示す。

本工事に適用する施工方法は，「結束細管多点注入工法」を選定した。

「結束細管多点注入方式」は，１つのボーリング孔に結束した注入細管を挿入しシール材を充填・固定し，各注入細管より同時に低吐出で地盤に薬液を注入する（浸透させる）工法である。

2) 一般社団法人 日本グラウト協会 薬液注入工　設計資料，p23，令和７年度版

表 3.3-7　地盤改良（薬液注入）の施工方法の比較検討結果

工法名		注入方式（詳細）			
		①結束細管多点工法	②ダブルパッカー工法		③二重管ストレーナ工法
		シールグラウト方式	地山パッカー方式	地山パッカー方式	地山パッカー方式
		結束細管多点注入方式	袋パッカー付注入外管方式	布スリーブ付注入外管方式	パッカー付きモニター※によるロッド注入方式
概要	概略図				
	工法概要	・φ100 mm 程度で削孔し，シール材で充填するとともに結束注入細管を設置する。 ・地盤中に立体配置されたノズルから低吐出圧で多点から同時注入する。	・φ135 mm 程度で削孔し，袋パッカー付注入外管を設置後，吐出口前後の袋パッカーを膨らませる。 ・袋パッカーを透過した一部のスリーブ材により，周辺地盤も固結させる。 ・トリプルパッカーを挿入し緩結型注入材を注入する。	・φ100 mm 程度で削孔し，布スリーブ付注入外管を設置後，吐出口前後の布スリーブパッカーを膨らませる。 ・ダブルパッカーを挿入し緩結型注入材を注入する。	φ75 mm 程度のパッカー付モニターを備えたロッドで削孔し，地山に直接パッカーを設置して注入を行う。
	改良体ピッチ	1.0～3.0 m	1.5～3.0 m	2.0～3.0 m	1.2 m
	削孔本数	少ない	同左	同左	多い
	改良強度	qu＝100～500 kN/m²	同左	同左	同左
	注入速度	192 L/min/ユニット (1～6 L/min/ポンプ)	120 L/min/ユニット (8～30 L/min/ポンプ)	100 L/min/ユニット (15～25 L/min/ポンプ)	80 L/min/ユニット (20 L/min/ポンプ)
	注入圧力	0.1～0.2 MPa	0.2～0.4 MPa	同左	同左
適用性	土質	砂質土（Fc≦40 %） ・土質の不均質さに応じて，深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。 ・細粒分含有率 Fc が 40 %以上の地盤に対しても注入仕様の適切な設定により適用可能である。	砂質土（Fc≦40 %） ・土質の不均質さに応じて，深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。	同左	同左
		○	○	○	○
	構造物変位	注入している期間は，近接構造物の変位（鉛直変位）を適時測定する。有意な変位とならないように管理値を設け監視し，変位の傾向がみられた場合は注入速度を下げ，かつ，同時注入箇所数を減らす。	構造物の変位を監視するが，有意な変位とならないよう注入圧力を調整することが難しい。	同左	同左
		○	△	△	△
	品質	・受入検査，工程内検査，最終検査で品質を確認する。 ・事後調査ボーリングにより改良品質を確認できる。	同左	同左	同左
		○	○	○	○
施工実績		・東海第二発電所で同種地盤・類似深度の施工実績あり（既実施部）。	東海第二発電所で施工実績なし。	・東海第二発電所で同種地盤・類似深度の施工実績あり（防潮堤工事）。	東海第二発電所で施工実績なし。
		○	－	○	－
評価		○	△	△	△

評価記号：○適用可，△施工条件要確認，×適用不可

※パッカーを膨らまし注入区間を定め注入材の逸走を防止し，モニター（注入装置）で注入材を注入する。

本工法の選定に際し，適用性や改良品質の不確かさの要因から想定される事象について網羅的に抽出し，本工事での当該工法の適用性の詳細評価を実施した。この結果，いずれの想定事象についてもあらかじめ対策を施すことで本工法の適用性に問題がないことを確認した（詳細は 3.6.6 参照）。

なお，選定工法（結束細管多点注入方式）の適用性・施工実績を表 3.3-8 に整理した。

表 3.3-8　選定工法（結束細管多点注入方式）の適用性・施工実績

適用性・施工実績
・対象地盤の不均質さに応じて，深度方向の改良体間隔を任意に設定できる。 ・細粒分含有率 Fc が 40 %以上の地盤に対しても注入仕様の適切な設定により適用可能である。 ・既設構造物近接部の注入において，低吐出・低圧で注入するため施設への影響が小さい。 ・東海第二発電所で同様工事の施工実績がある（本施工場所に近接する範囲を施工）。

地盤改良（薬液注入）施工概念を図 3.3-10 に示す。液状化は，地震時の揺れによって飽和した砂質地盤内の間隙水圧が上昇し，有効応力が失われることで砂粒子の骨格構造が壊れ，地盤の強度が失われる現象である。地盤改良（薬液注入）は，図 3.3-10 に示すように地盤の間隙の水を，薬液に置換え，薬液がゲル化することで地盤を改質する。

この地盤の改質により，間隙のゲル化した薬液が砂粒子を結合させることでせん断強度を増加させ，また，透水係数を低下させることで過剰間隙水圧の発生・伝播を抑制し，液状化の発生を防止する。

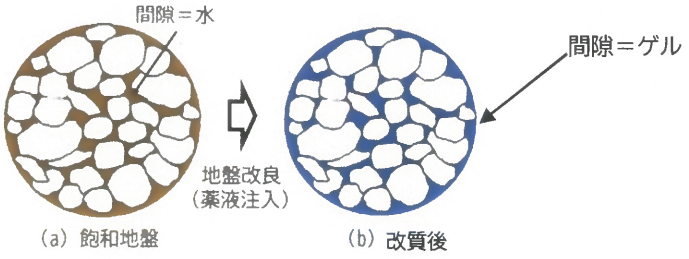
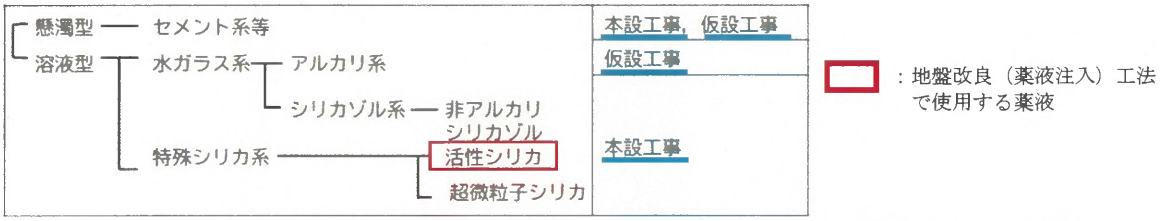


図 3.3-10　地盤改良（薬液注入）施工概念図

地盤改良（薬液注入）工法で使用する薬液の分類を図 3.3-11 に示す。

東海第二発電所の既設構造物の周辺地盤の液状化対策と同様に，当工事が本設工事であることを踏まえ，適用性を考慮し溶液型の特殊シリカ系（活性シリカ）の薬液を選定する。



仮設工事：掘削等の施工時の補助工法として数か月～２年程度の止水や地盤の崩壊防止等のための地盤改良
本設工事：耐久性薬液を使用し，所定の品質を満たす永続性のある土構造物または地盤を構築する地盤改良

図 3.3-11　薬液の分類[3)]

薬液は，工場生産され品質が安定しており，長期耐久性[4)]及び液状化対策[5)]として実績が確認されている特殊シリカ系（活性複合シリカ系）薬液を使用する。また，本薬液は既設構造物周辺地盤の液状化対策として使用した実績がある。溶液型シリカ系薬液を用いた地盤改良の耐久性評価を表 3.3-9 に示す。

表 3.3-9　溶液型シリカ系薬液を用いた地盤改良の耐久性評価[6)]

薬液	ゲル化原理	シリカの溶脱	体積変化	強度	止水性	環境性	耐久性	総合
アルカリ系	部分中和	大	大	低下あり	低下あり	△	×	×
シリカゾル系	中和・ゾル化	ほとんどない	大	低下あり	低下あり	△	○	○
特殊シリカ系（活性シリカコロイド系・活性複合シリカ系）	脱アルカリ・コロイド化	ほとんどない	小	低下なし	低下なし	◎	◎	◎

3) 沿岸開発技術研究センター　浸透固化処理工法技術マニュアル，p. 3，平成 15 年 3 月.
4) 地盤注入開発機構　恒久グラウト・本設注入協会編：恒久グラウト注入工法　技術マニュアル　第三版，地盤注入開発機構，2017.
5) 岡田和成，木下圭介，藤井雄一：超多点注入工法（結束細管多点注入工法）－構造物近傍・直下の浸透注入工法による地盤改良－，基礎工，Vol43，No. 10，pp. 51～53，2015.
6) 地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会：恒久グラウト注入工法　技術マニュアル，p. 12，2017 年 9 月.

(2) 想定リスクと対策

浸透注入工法による地盤改良（薬液注入）の施工に想定されるリスクとして「近接構造物の変位」，「薬液の逸走」，「改良品質不足」，「注入位置のずれ」及び「品質管理のしにくさ」が想定されるため，その原因・要因及び対策を検討し，表 3.3-10 の通り整理した。地盤改良（薬液注入）の詳細な施工範囲策定後，構造物ごとに有意な変位，逸走等のリスクに対して適切な対策を講じることで，想定リスクを回避し「計画通りの範囲を安全に地盤改良できる」と判断した。

表 3.3-10 地盤改良（薬液注入：浸透注入工法）における想定リスクの原因・要因及び対策

想定リスク	原因・要因	対策
近接構造物に変位が生じる。	地盤内で注入液の圧力が上昇することで構造物に変位が生じる。	注入期間中は適時，測量にて近接構造物の鉛直方向の変位を測定し，有意な変位とならないように管理値を設定し監視を行い，変位の傾向がみられた場合は，注入速度を下げ，かつ，同時注入箇所数を減らす。
近接構造物の隙間から薬液が逸走し，海水域に薬液が漏れ出す。	海側地盤の透水層やシートパイルなど護岸構造物の隙間から薬液が逸走する。	護岸構造物と地盤改良範囲の間には，既実施地盤改良体（セメント系）が介在し，さらに，海岸線と地盤改良範囲は十分な離隔が確保できることから，海水域に薬液が漏れ出さない。
施工機械の性能不足により，改良品質が確保できない。	施工深度が 50 m を超えるため，施工機械の性能不足により，注入圧力不足等が生じる。	計画地点近傍で本工事での最大深度（深さ 50 m 超）の地盤改良試験施工を実施し（3.6.6(2)a.(e)参照），所定の改良品質を達成できることを確認した。
ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる。	施工深度が 50 m を超えるため，ボーリングの孔曲がりの影響が大きく位置ずれを生じる。	ボーリングの削孔誤差を考慮し，注入範囲を広めに計画する（3.6.6(2)b.(b)参照）
地中での施工であり，施工結果を直接，把握しにくい。	施工状況を直接目視できないため，改良品質を把握しにくい。	品質確認を規格基準以上に強化・拡充する（3.5.8(5)参照）

3.4　施工計画に対する今回の不具合事象の再発防止確認

3.4.1　施工計画における詳細施工ステップ

不具合事象の原因である「各施工ステップにおいてリスク想定が不十分であり，不具合の発生を予期できなかった」ことを踏まえ，施工計画に対して今回と同様の不具合事象が発生しないことを確認するため，施工計画の詳細について施工ステップごとに施工方法の詳細を確認する。

構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の施工の流れを図 3.4-1 に示す。また，北基礎断面を図 3.4-2 に，北基礎構築の施工ステップを図 3.4-3 に示す。なお，南基礎，北基礎とも同様の施工であることから，北基礎を代表に説明する。また，図 3.4-1 は工事の流れの基本を示した図であり，工事の細部で施工の流れと異なる順序で施工を実施する可能性がある。

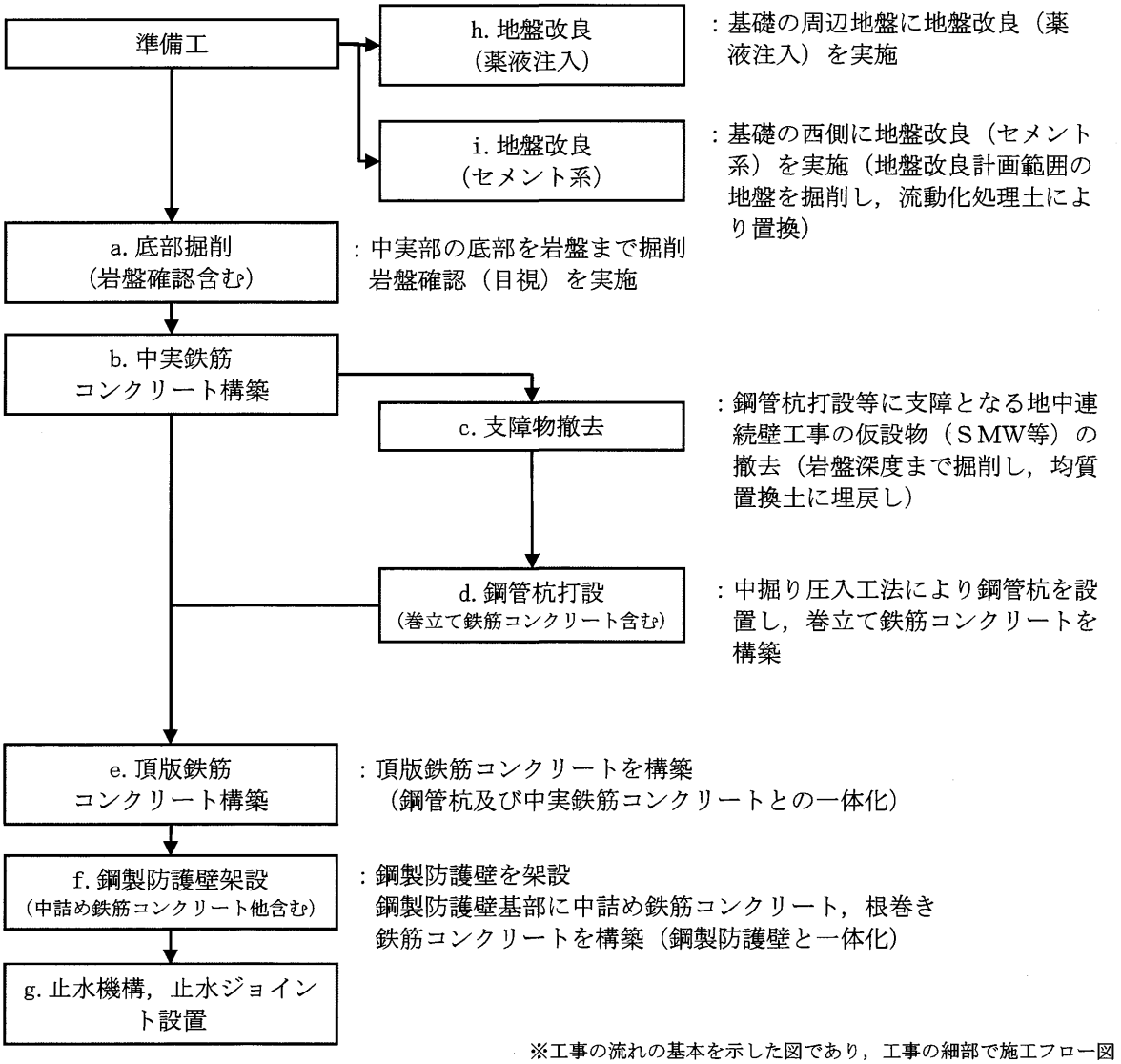


図 3.4-1　構造変更した防潮堤（鋼製防護壁）の施工の流れ※

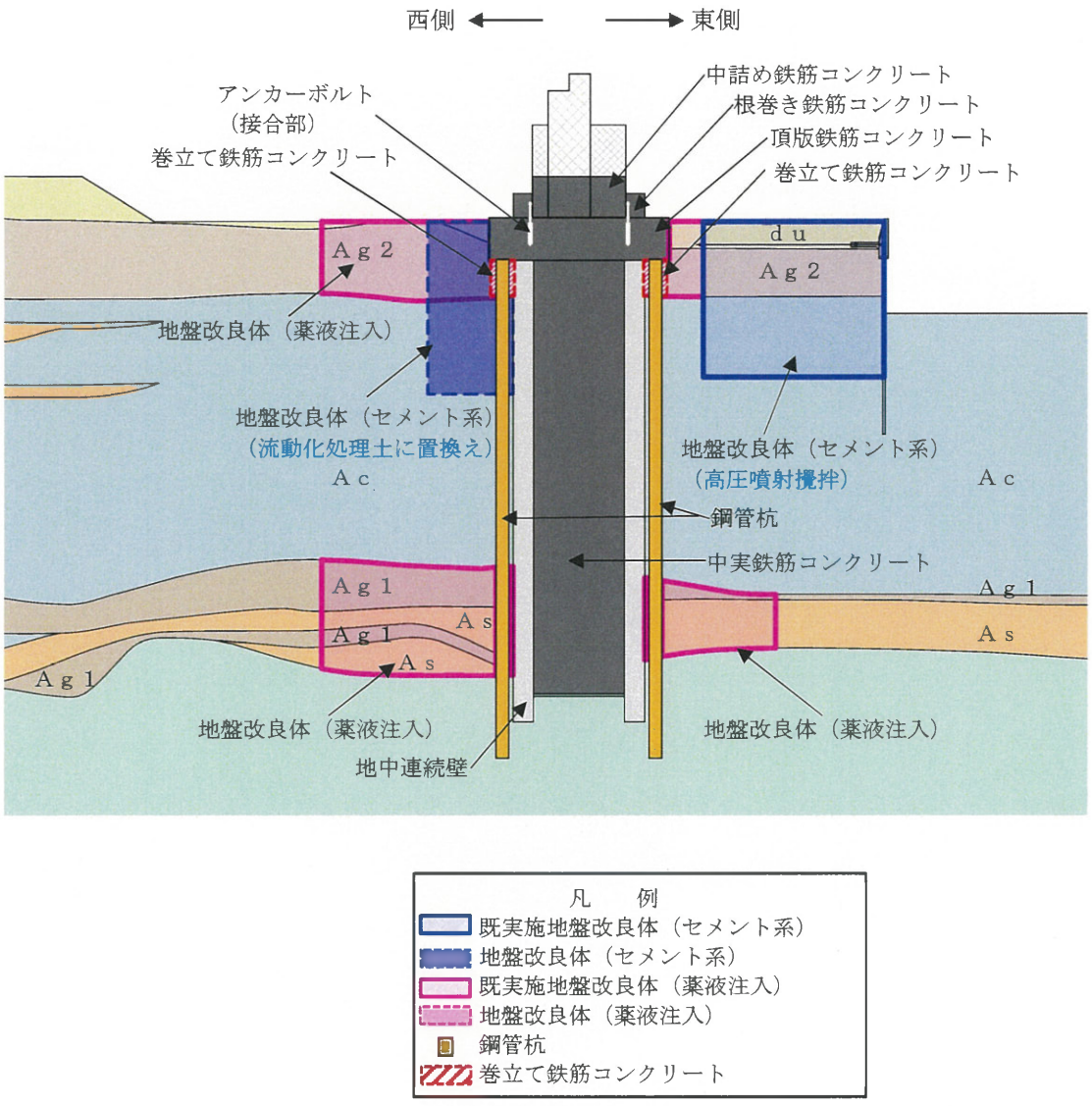

西側
東側
アンカーボルト
（接合部）
巻立て鉄筋コンクリート
中詰め鉄筋コンクリート
根巻き鉄筋コンクリート
頂版鉄筋コンクリート
巻立て鉄筋コンクリート
Ａｇ２
ｄｕ
Ａｇ２
地盤改良体（薬液注入）
地盤改良体（セメント系）
（流動化処理土に置換え）
Ａｃ
地盤改良体（セメント系）
（高圧噴射攪拌）
Ａｃ
鋼管杭
中実鉄筋コンクリート
Ａｇ１
Ａｇ１
Ａｓ
Ａｇ１
Ａｓ
Ａｇ１
Ａｓ
地盤改良体（薬液注入）
地中連続壁
地盤改良体（薬液注入）
凡　例
既実施地盤改良体（セメント系）
地盤改良体（セメント系）
既実施地盤改良体（薬液注入）
地盤改良体（薬液注入）
鋼管杭
巻立て鉄筋コンクリート

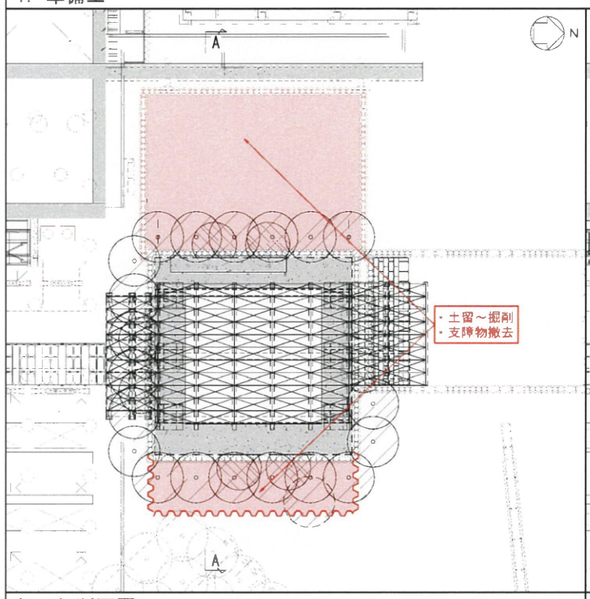
図 3.4-2　北基礎断面図

施工フロー

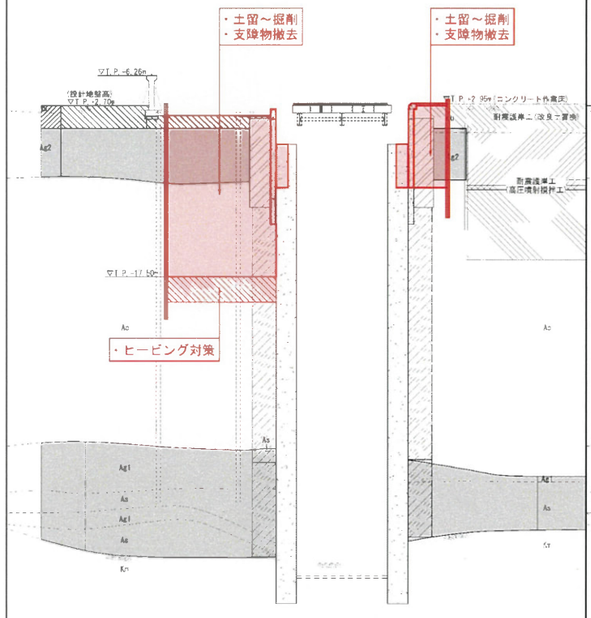
1. 準備工
2. 地盤改良（セメント系）
3. 底部掘削（岩盤確認含む）
4. 中実鉄筋コンクリート構築（前半）
5. 支障物撤去
6. 鋼管杭打設
7. 巻立て鉄筋コンクリート構築
8. 中実鉄筋コンクリート構築（後半）
9. 頂版鉄筋コンクリート構築
10. 鋼製防護壁架設
11. 止水機構，止水ジョイント設置

地盤改良（薬液注入）は基礎構築工事と施工エリアの調整をしながら上記工事と並行して実施する。

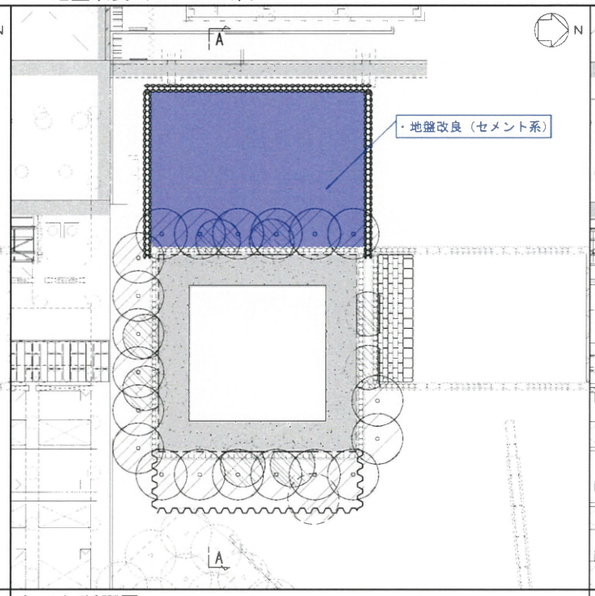
1. 準備工



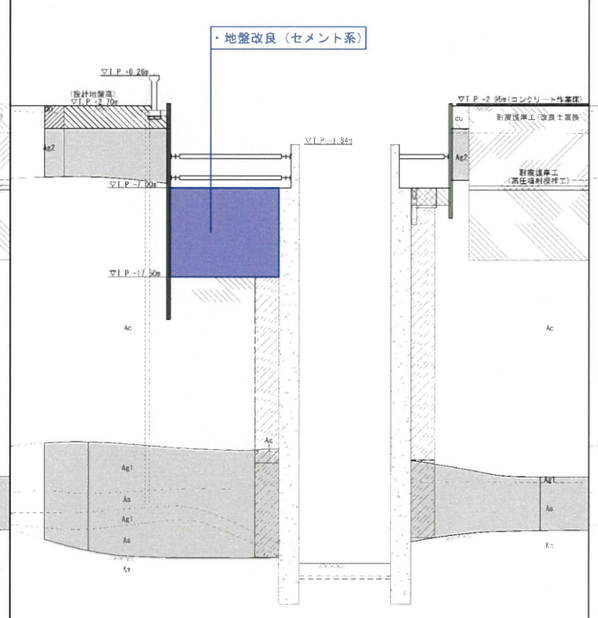
A － A 断面図



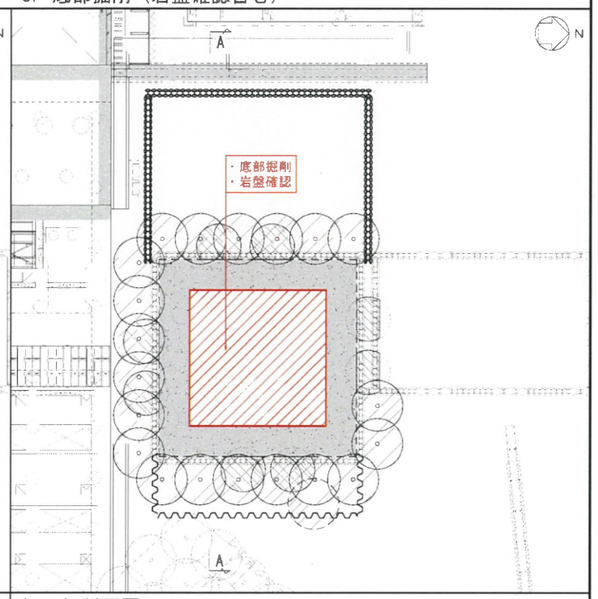
2. 地盤改良（セメント系）



A － A 断面図



3. 底部掘削（岩盤確認含む）



A － A 断面図

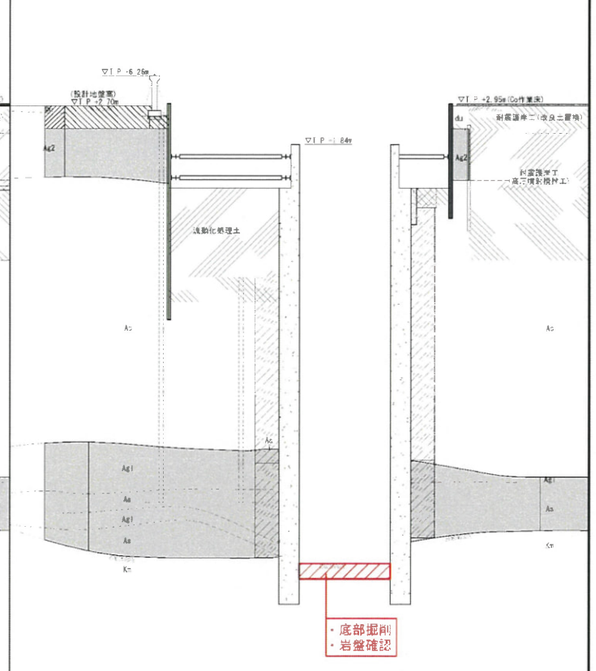


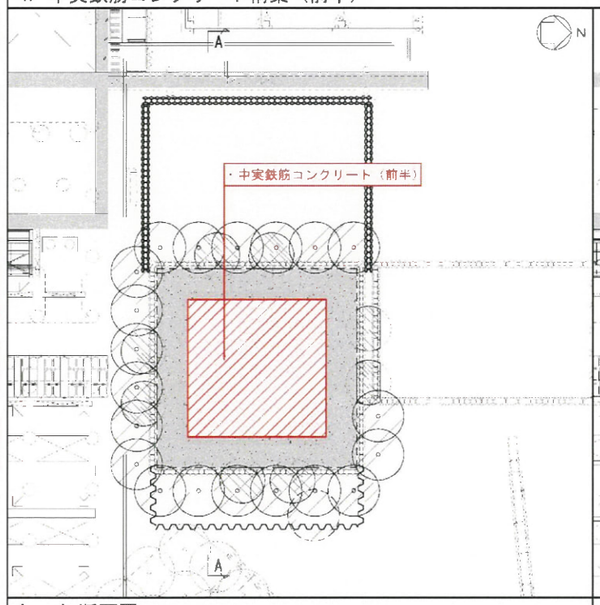
図 3.4-3　北基礎構築の施工ステップ（1／4）

施工フロー

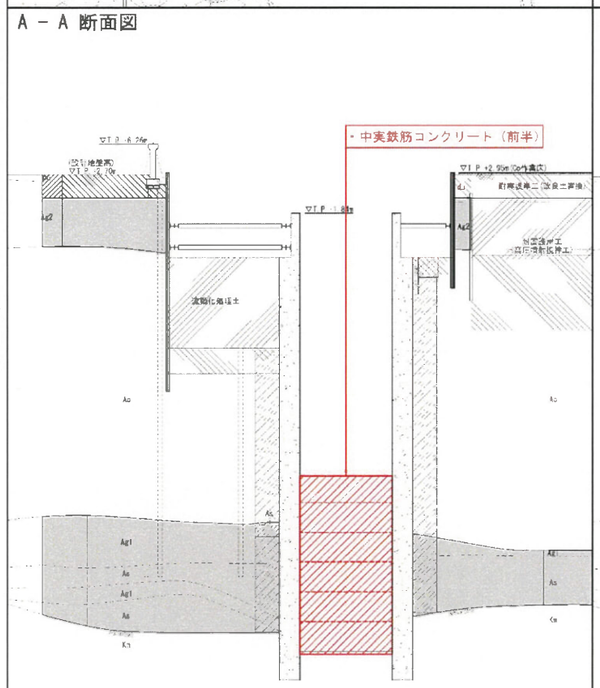
1. 準備工
2. 地盤改良（セメント系）
3. 底部掘削（岩盤確認含む）
4. 中実鉄筋コンクリート構築（前半）
5. 支障物撤去
6. 鋼管杭打設
7. 巻立て鉄筋コンクリート構築
8. 中実鉄筋コンクリート構築（後半）
9. 頂版鉄筋コンクリート構築
10. 鋼製防護壁架設
11. 止水機構，止水ジョイント設置

※地盤改良（薬液注入）は基礎構築工事と施工エリアの調整をしながら上記工事と並行して実施する。

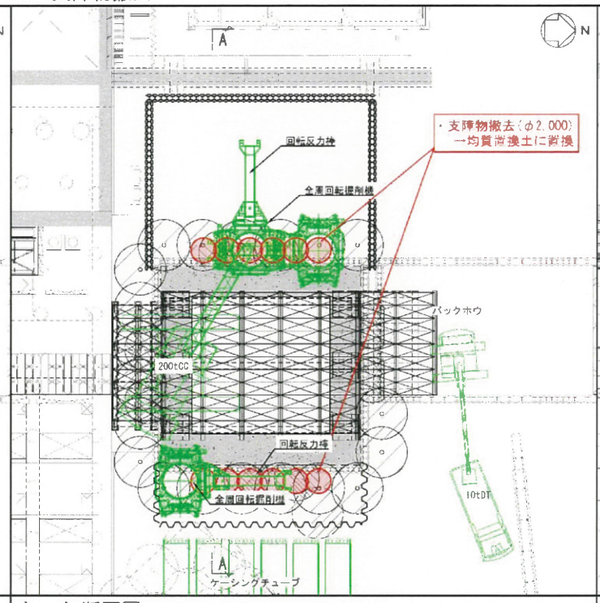
4. 中実鉄筋コンクリート構築（前半）



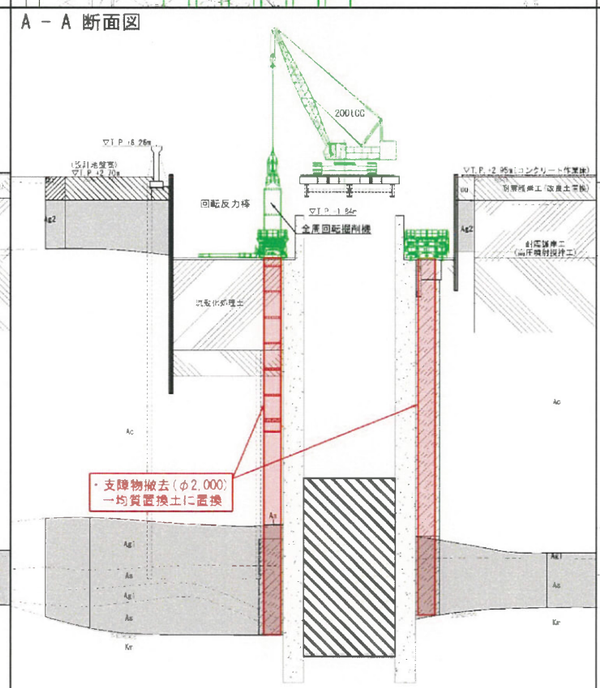
A － A 断面図



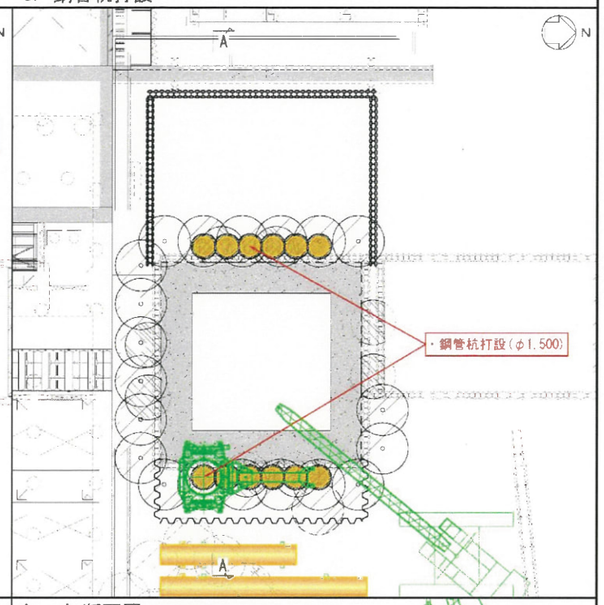
5. 支障物撤去



A － A 断面図



6. 鋼管杭打設



A － A 断面図

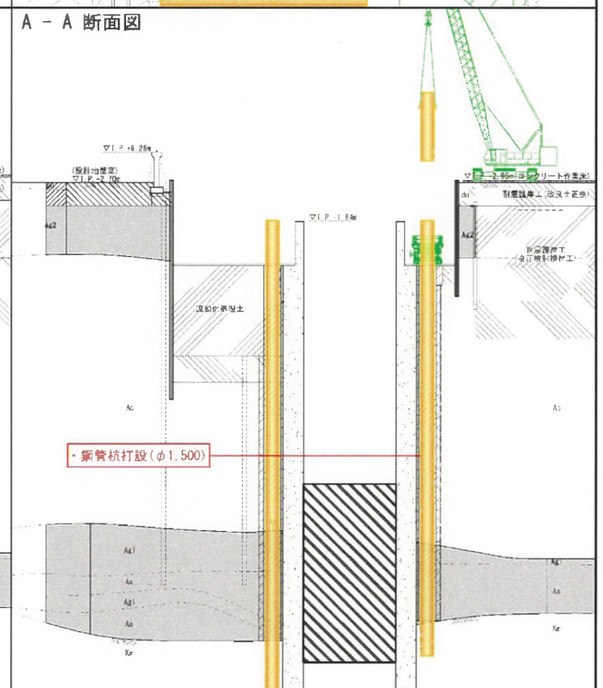


図 3.4-3　北基礎構築の施工ステップ（2／4）

施工フロー

1. 準備工
2. 地盤改良（セメント系）
3. 底部掘削（岩盤確認含む）
4. 中実鉄筋コンクリート構築（前半）
5. 支障物撤去
6. 鋼管杭打設
7. 巻立て鉄筋コンクリート構築
8. 中実鉄筋コンクリート構築（後半）
9. 頂版鉄筋コンクリート構築
10. 鋼製防護壁架設
11. 止水機構，止水ジョイント設置

※地盤改良（薬液注入）は基礎構築工事と施工エリアの調整をしながら上記工事と並行して実施する。

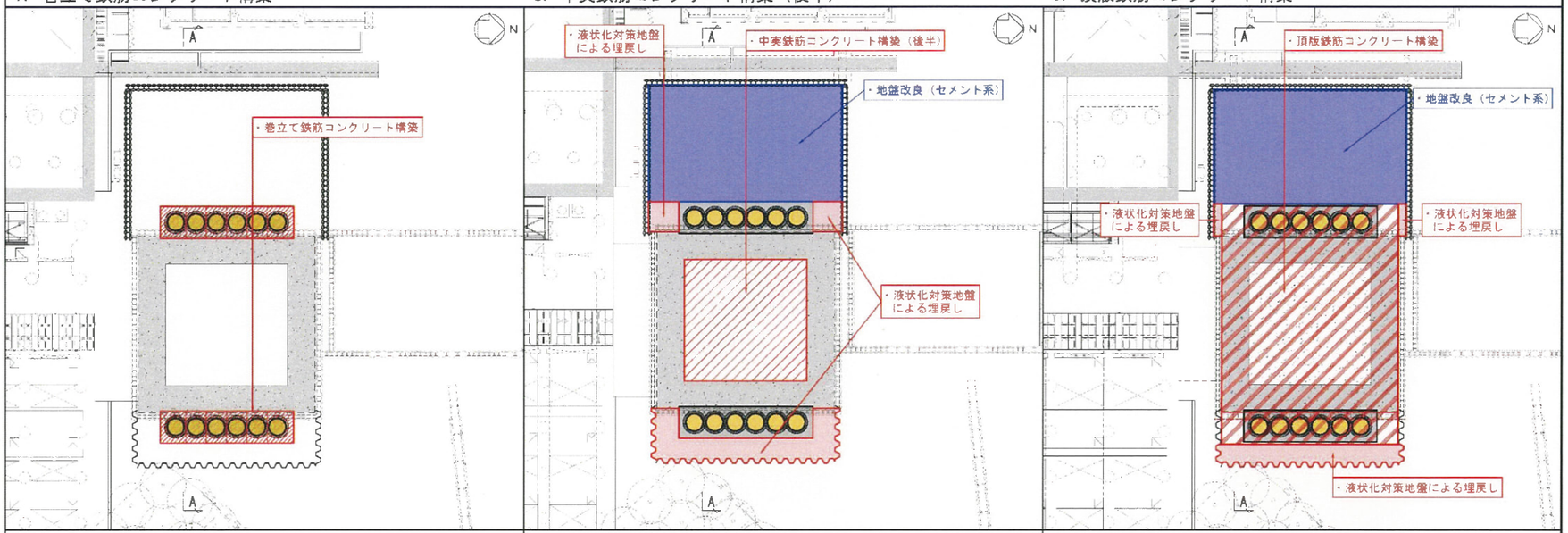


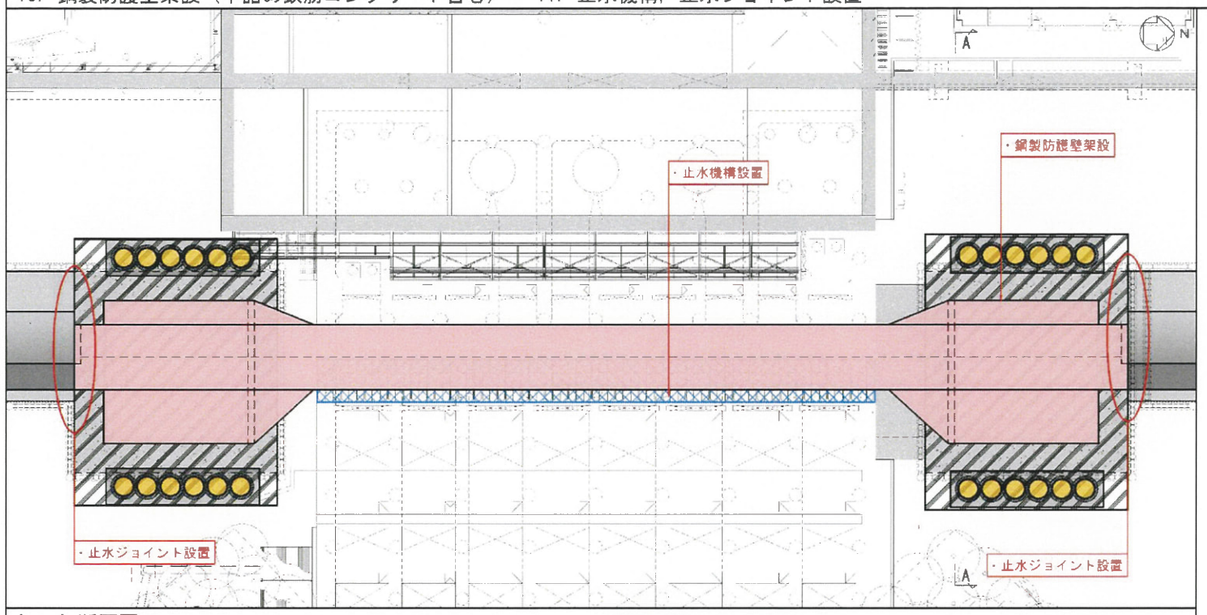
図 3.4-3　北基礎構築の施工ステップ（3／4）

施工フロー

1. 準備工
2. 地盤改良（セメント系）
3. 底部掘削（岩盤確認含む）
4. 中実鉄筋コンクリート構築（前半）
5. 支障物撤去
6. 鋼管杭打設
7. 巻立て鉄筋コンクリート構築
8. 中実鉄筋コンクリート構築（後半）
9. 頂版鉄筋コンクリート構築
10. 鋼製防護壁架設
11. 止水機構，止水ジョイント設置

※地盤改良（薬液注入）は基礎構築工事と施工エリアの調整をしながら上記工事と並行して実施する。

10. 鋼製防護壁架設（中詰め鉄筋コンクリート含む）→ 11. 止水機構，止水ジョイント設置



A － A 断面図

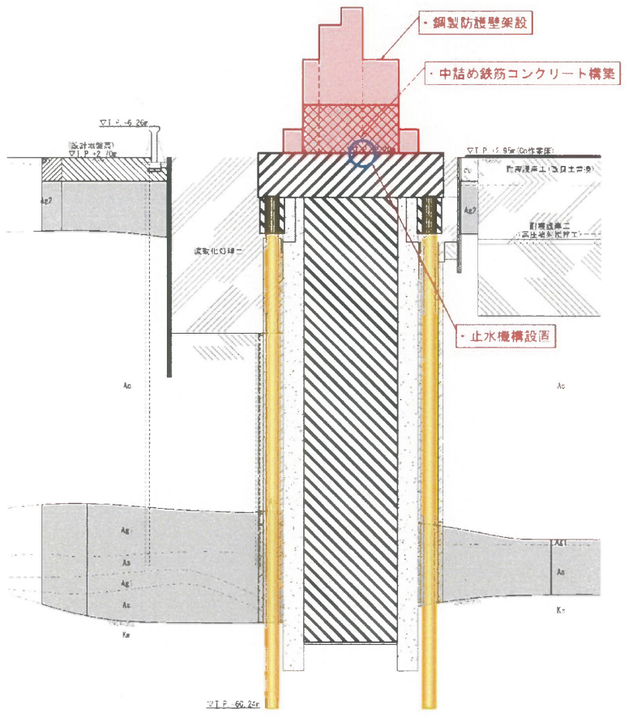


図 3.4-3　北基礎構築の施工ステップ（4／4）

3.4.2　今回の不具合事象が再発しないことの確認

防潮堤（鋼製防護壁）について，今回発生した不具合事象を再発させないために，図3.4-1に示す全施工ステップから，当該不具合事象に関連する可能性のある施工ステップを抽出し，不具合事象の再発の観点から確認を行った。

地盤のはらみ出し，コンクリート未充填及び鉄筋の変形等の不具合事象に関連する施工ステップそれぞれについて，再発の有無を確認した結果を表 3.4-1 に示す。その結果，今回採用する施工方法では不具合事象は再発しないことを確認した。

表 3.4-1　不具合事象が再発しないことの確認結果

不具合事象	左記に関連する作業	該当する施工ステップ	不具合事象が再発しないことの確認結果
地盤のはらみ出し（以下２つの不具合事象に共通する重大な要因のため抽出）	地盤改良（掘削・置換）	i. 地盤改良（セメント系）	・掘削・置換時は，鋼矢板・ＳＭＷ及び切梁の構造体で土留めしており，はらみ出し・崩落は発生しない。
コンクリート未充填	コンクリート打設	b. 中実鉄筋コンクリート構築 d. 鋼管杭打設・巻立て鉄筋コンクリート構築 e. 頂版鉄筋コンクリート構築 f. 鋼製防護壁架設（中詰め鉄筋コンクリート構築，根巻きコンクリート構築）	・堅固な型枠（中実鉄筋コンクリートは地中連続壁，中詰め鉄筋コンクリートは鋼製防護壁）を用いてコンクリートを打設する。 ・コンクリートの打設前に，型枠内の土砂等異物の有無を目視で検知でき，撤去可能である。 ・施工状況が目視で把握できる作業であり，コンクリートの充填状況は打設作業中に目視で確認可能である。
	コンクリート打設	d. 鋼管杭打設	・鋼管杭内に残った土砂はコンクリート打設前に孔底処理※1により除去する。 ・土砂が残置していないことをレッド測量※2により確認する。 ・コンクリートの打ち上がり高さはレッド測量により確認する。
鉄筋の変形等	鉄筋組立	b. 中実鉄筋コンクリート構築 d. 鋼管杭打設・巻立て鉄筋コンクリート構築 e. 頂版鉄筋コンクリート構築 f. 鋼製防護壁架設（中詰め鉄筋コンクリート構築，根巻きコンクリート構築）	・鉄筋は設置場所にて目視可能な状況で組み立てるため，鉄筋同士の交錯は発生しない。 ・現場状況が目視で把握できる作業であり，鉄筋の変形等は検知でき，仮に変形しても再施工は可能である。

※１：中掘り圧入工法などの鋼管杭施工で，掘削孔の底部に溜まったスライム（泥土・切削粉などの堆積物）を除去する作業。

※２：水を張った鋼管杭内の水深を正確に測るための測深用目盛り付きロープを用いた測深方法。

3.5 各施工ステップの施工性・検査

3.4においては，今回発生した不具合事象の観点から抽出したリスクに対し，それを回避できる施工法であるかを確認したが，ここでは，今回発生した不具合事象に限らず，詳細の施工ステップから網羅的に全てのリスクを漏れなく抽出し，それらを回避できる施工法となっているかを確認する。

具体的には，3.4.1で示した防潮堤（鋼製防護壁）の詳細施工ステップ（a.底部掘削～i.地盤改良（セメント系））のそれぞれに対し，施工性，リスク対策及び検査に着目した施工品質確認方法について，3.1基本方針に基づき，3.5.1から3.5.9の各節で以下の項目について示し，確認する。

さらに3.5において，品質に影響を及ぼす可能性のある項目に対する確認結果については，3.6において詳細に記述する。

(1) 工事概要

各施工ステップについて，工事の概要を示す。

(2) 施工方法

各施工ステップについて，施工方法を示す。

(3) 施工性の確認

現場調査の結果を踏まえて各施工ステップの施工図を作成し，特定した干渉物や重機配置場所等への対策を検討の上，施工性を確認する。

(4) リスクを想定した対策の実施

各施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，不具合の発生を防止するために必要な対策を講じることが可能であることを確認することで，施工の実現性を確保する。

必要に応じ試験施工を実施し，計画通りの工事が確実にできることを確認する。

(5) 施工品質の確認

施工ステップごとに工事が計画通り行われていることを確認できるよう，品質を確認（検査）する項目・確認時期，確認方法を整理し，適用する。不具合を施工中及び施工後に速やかに検知・是正できる措置を講じる。

特に，施工品質の確認においては，不具合事象の原因である「工事が計画通り行われていることを直接確認せず，代替措置を講じなかった。」ことを踏まえ，以下の観点から施工品質の確認方法を検討し，整理した。

・「計画通り施工が行われていること」を確実にする。

・「不具合を速やかに検知し，是正できること」を確実にする。

この観点から，確認すべき項目，方法，時期を明確化して整理した。施工品質の確認方法の基本方針を表 3.5-1に示す。

表 3.5-1　施工品質の確認方法の基本方針

	明確化した項目
a. 確認項目	・各工程で，工事の品質（設計要求への適合）が確保されていることを確認すべき全ての項目
b. 確認方法	以下の優先順位で確認方法を選定する。 ①品質の確認方法は現地で目視，寸法測定するなど直接確認できる方法を採用する。 例：鉄筋の組立状況，構造物の外観，鋼管杭の位置 ②目視，寸法測定などの直接確認が適用できないものについては他の定量的な方法を採用する。 例：溶接部の非破壊検査，鋼管杭の傾斜量 ③当該箇所より採取した試料により確認する。 例：地盤改良試料の成分分析 ④供試体を用いた試験で確認する。 例：作成した試料の破壊試験（コンクリート，グラウト等の圧縮強度） ⑤他に定量的な確認方法を採用できない場合であって，メーカーの記録が取得可能なものについては，当該メーカー記録に基づき仕様を確認する。 例：ミルシート，配合計画書
c. 確認時期	・作業完了後速やかに品質を確認する。 ・コンクリート及びグラウト材の強度確認は規格基準に定められた時期に実施する。

また，本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について次の事項を実施する。

・品質マネジメントシステムに基づく改善活動の実施。

・防潮堤（鋼製防護壁）の工事管理における改善の実施。

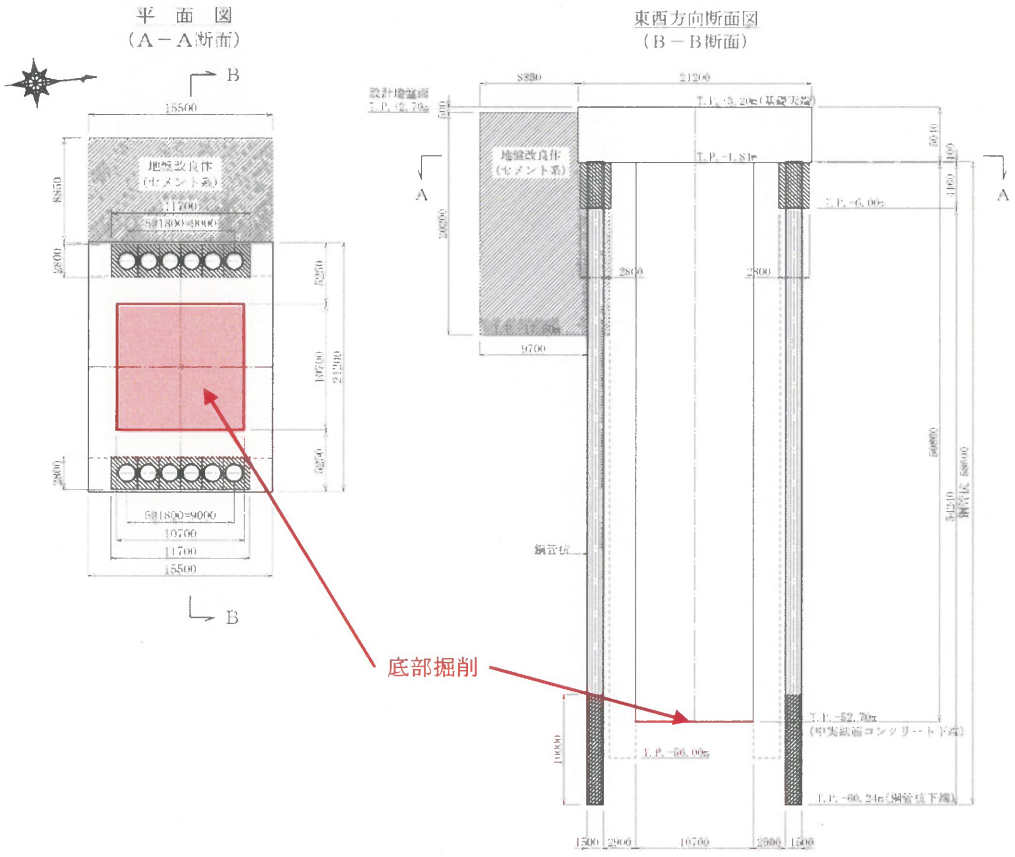
・カメラを活用した工事管理の高度化（見える化）の実施。

3.5.1　底部掘削

(1)　工事概要

地中連続壁中実部（内空 10.7 m×10.7 m）の底部を設置予定深度（南基礎：T.P.－46.7 m，北基礎：T.P.－52.7 m，（岩盤））まで掘削し，基礎設置面を整形する。また，基礎接地面が岩盤であることを確認する。

底部掘削の平面及び断面を図 3.5-1 に示す。



北基礎

図 3.5-1　底部掘削の平面図及び断面図

(2)　施工方法

①中実部はバックホウにより掘削，集土し，地上に設置したクレーンによりベッセル等を用いて揚土する。

②床付け面を人力等にて整形する。

③基礎設置面が岩盤であることを測量，目視により確認する。

(3)　施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認した。

底部掘削施工イメージ図（鉛直断面）を図 3.5-2 に示す。

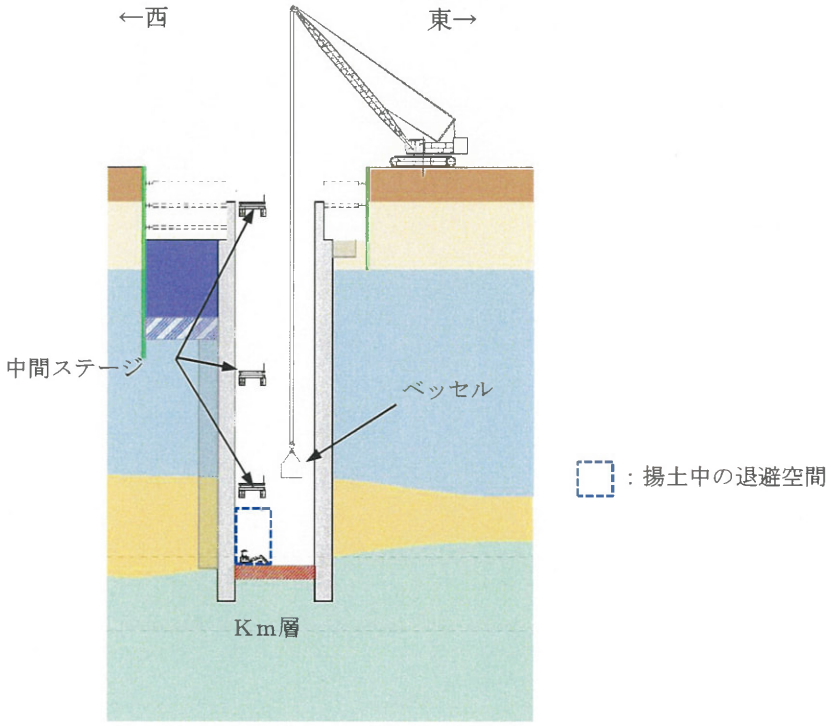


図 3.5-2　底部掘削施工イメージ図（鉛直断面）

底部掘削は，中実部においてバックホウ等により底盤を掘削し，地上のクレーンでベッセル等を用いて掘削土砂を揚土する。立坑には資機材置場や土砂等揚重作業時の作業安全確保のための中間ステージがあるが，十分な作業スペースを確保しているため土砂等揚重作業には干渉しない。

土砂や使用重機の揚重に使用する重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく，仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはない（詳細は 3.6.3　参照）。

底部掘削の施工性の確認結果を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-2　底部掘削の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
バックホウにより掘削し，ベッセル等で揚土する。	・作業は従来作業と同様（一般的な工事と同様）であり，干渉物もない。 ・揚重時の作業安全上のリスクへの対策として作業員の退避場所を設定し，施工時の安全性を確保する。 ・作業時の重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さいことから，施工上の問題とならないことを確認した。

(4)　リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-3 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

表 3.5-3　底部掘削における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
底部より湧水が発生し，基礎底面が整備できない。	止水工及び湧水処理により床付け処理の作業が可能であることを確認した。

(5)　施工品質の確認

底部掘削において確認する項目，方法，時期を表 3.5-4 に示す。確認項目，方法，時期を整理した結果，底部掘削に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-4　底部掘削に係る施工品質の確認項目

工程	項目	方法		時期
岩盤掘削工	岩盤確認※	設置標高及び幅を測量し設計値と照合	測量	床付け後
		設置盤が設計結果の地盤（Km層）であることを確認 設置盤の清掃，風化，湧水状況を確認	目視	床付け時

※土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

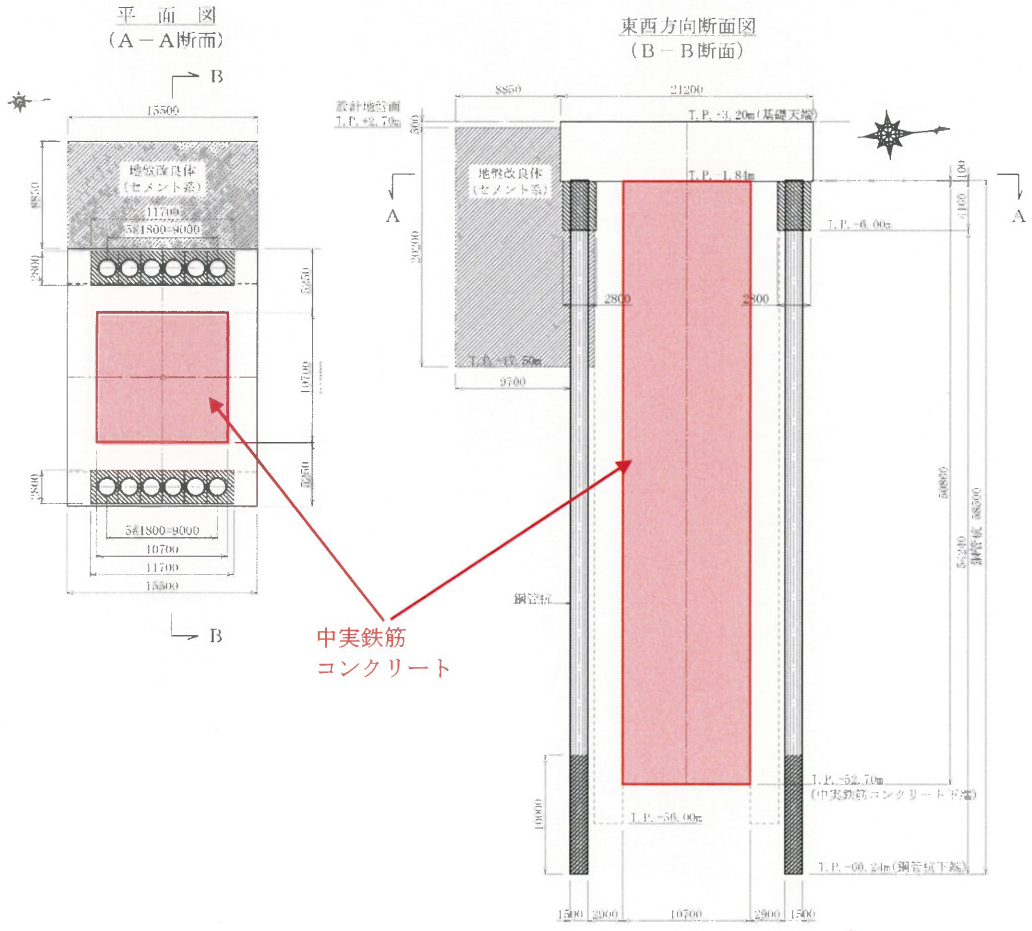
3.5.2　中実鉄筋コンクリート構築

(1)　工事概要

中実鉄筋コンクリート（内空 10.7 m×10.7 m，高さ 44.86 m（南基礎），50.86 m（北基礎））を構築する。中実鉄筋コンクリートの構築に先立ち，中実鉄筋コンクリートの形状・寸法に支障を与えないように地中連続壁の中実部側壁面を整形する。

１段の高さは３ m 程度であり，北基礎は１５段，南基礎は１３段に分けて構築する。

中実鉄筋コンクリートの平面及び断面を図 3.5-3 に示す。



北基礎

図 3.5-3　中実鉄筋コンクリートの平面図及び断面図

(2) 施工方法

①コンクリートの型枠の役目となる地中連続壁の中実部側壁面について，計画よりも凸部ははつり取り，計画より凹部は吹付コンクリート等を充填し整形する。

②1段ごとにクレーン及び人力にて鉄筋を組み立て，整形した地中連続壁側面を型枠としてコンクリートを打設する。

③各段間の鉛直鉄筋は機械式継手を用いて接続する。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認した。

地中連続壁壁面の凹凸の整形箇所及び整形方法を表 3.5-5 に示す。これらの整形を実施後，地中連続壁の内空寸法を確認し，中実鉄筋コンクリートの外形寸法が確保されていることを確認する。

表 3.5-5 地中連続壁壁面の凹凸の整形箇所及び整形方法

整形箇所	整形方法	備考
コンクリートの未充填	コンクリートの未充填は，吹付コンクリート・断面補修材を用いて充填する。	中実鉄筋コンクリートの外壁面に型枠は設けず，地中連続壁内壁面に直接コンクリートを打設する（地中連壁部の内空を中実コンクリートの外形とする）。
鉄筋のはみ出し	地中連続壁の鉄筋のうち，中実鉄筋コンクリートの範囲にはみ出ているものは切断・撤去する。	
コンクリートのはみ出し	地中連続壁が中実鉄筋コンクリートの範囲にはみ出ている箇所は切削する。	

地中連続壁壁面の凹凸の整形イメージを図 3.5-4 に，中実鉄筋コンクリート構築イメージ図（鉛直断面）を図 3.5-5 に示す。

中実鉄筋コンクリートの構築は，3 m程度を1段として当該箇所に鉄筋を搬入し，人力で組立て，コンクリートを打設する。このため，中実部上方に設置した覆工構台を撤去または開口を設ける計画であり，資機材の揚重の際に干渉する干渉物はない。

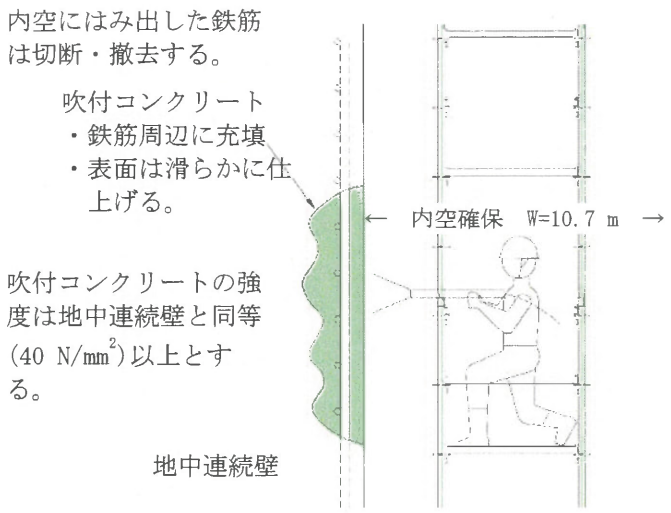
立坑は中間ステージ（図 3.5-5）を設置するが，十分な作業スペースを確保しているため揚重作業時の施工には干渉しない。なお，各段の施工で干渉する中間ステージは，撤去する。資機材の揚重やコンクリート打設の際に使用する重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく，施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3 参照）。

なお，太径鉄筋の高密度な配筋を多重に構築するため，構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し，現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。

中実鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-6　中実鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
・通常の鉄筋コンクリート工事と同じ。 ・中実鉄筋コンクリートの構築に支障となる地中連続壁壁面の凹凸を平滑化し，内空寸法を確保する。	・作業は従来作業と同様（一般的な工事と同様）であり，干渉物はない。 ・揚重作業時のリスクへの対応として作業員の退避場所を設定し，施工時の安全性を確保する。 ・使用する重機（120 t 級クローラクレーン）荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さく，仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した。 ・構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し，現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。



地中連続壁の内空は中実鉄筋コンクリートの外形となることから，中実鉄筋コンクリートの施工前に地中連続壁面の凹凸を平滑化し，内空寸法を確保する。

図 3.5-4　地中連続壁壁面の凹凸の整形イメージ

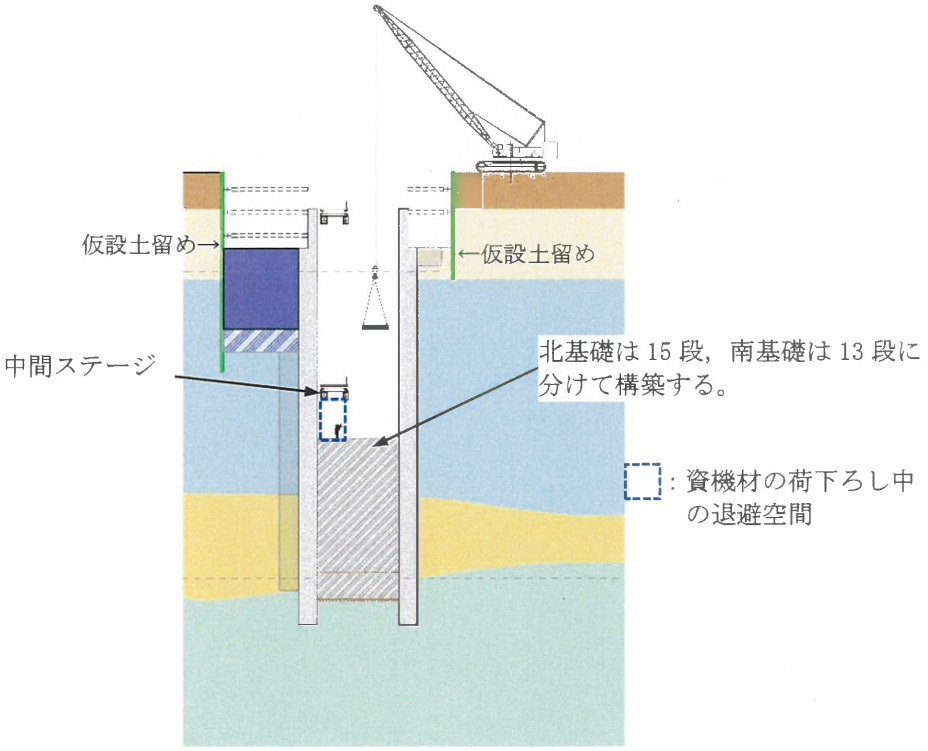


図 3.5-5　中実鉄筋コンクリート構築イメージ図（鉛直断面）

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-7 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.1 参照）。

また，鉄筋組立及びコンクリートの充填について試験施工を実施し，計画通りに工事が確実にできることを確認した（詳細は 3.6.1(1)参照）。

表 3.5-7 中実鉄筋コンクリート構築における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
・太径鉄筋の高密度な配筋を多重に構築するため，鉄筋の組立精度が確保できず，鉄筋を計画通り組み立てられない。 ・太径鉄筋による高密度な配筋のためコンクリートの流動性が阻害され，コンクリートの未充填部が発生する。	・組立工程において鉄筋が計画した精度内に位置することを確認する手順を設定した。 ・実規模のモックアップによる鉄筋組立試験を実施し，必要な組立精度が確保可能であることを確認した。 ・高流動コンクリートを採用する。 ・実規模の組立鉄筋モックアップを用いたコンクリート充填試験を実施し，コンクリートが狭隘部まで充填されていることを確認した。
機械式継手の範囲で帯鉄筋が配置できない。	・設計の鉄筋は機械式継手の範囲には配置せず近傍に配置し，元の位置には構造細目を満足する帯鉄筋を配置する（同鉄筋は構造設計に加算しない）計画である。 ・機械式継手の配置はイモ継ぎであるが，設計における許容応力度の低減は行わないこととし，継手指針[7]に従い継手材料及び施工・検査のレベルを確保する計画であることを確認した。

(5) 施工品質の確認

中実鉄筋コンクリート構築において確認する項目，方法，時期を表 3.5-8 に示す。確認項目，方法，時期を整理した結果，中実鉄筋コンクリート構築に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

[7] コンクリートライブラリー156 鉄筋定着・継手指針［2020 年版］，以下「継手指針」という。

表 3.5-8　中実鉄筋コンクリート構築に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
壁面整形工 ・はつり ・吹付け	吹付前の壁面の状態	壁面に空洞がないことを目視により確認	目視	はつり後
	吹付材の強度	吹付け前に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	吹付後
	吹付後の外観	ひび割れ・突起，材料分離など有意なものがないこと	目視	吹付後
	吹付後の形状※1	内空寸法を計測し，設計値と照合	計測	吹付後
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※2	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	組立前
	機械式継手の材料・寸法※3	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	組立前
	機械式継手の施工※3	鉄筋挿入長さ，グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手のグラウト材の圧縮強度※3	グラウト材製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体用いた試験	施工後
	鉄筋の組立※1，2	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視，計測	組立後
コンクリート打設工	配合計画書等※1，2	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	生コンクリートの性状※1，2	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※1，2	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック，沈降がないことを確認	目視	施工後
	構造物の寸法※1	コンクリート打設天端の寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後

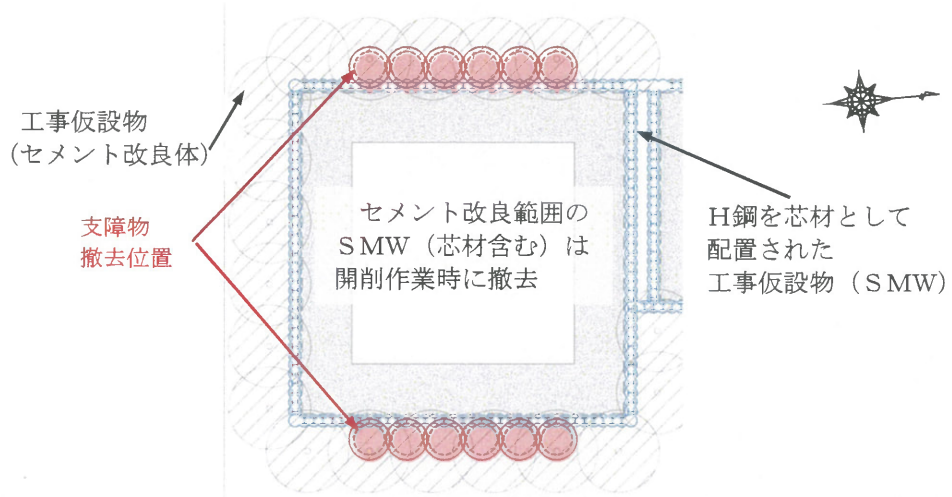
※1：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。
※2：コンクリート標準示方書　施工編[2023年版]（土木学会）に準拠する。
※3：鉄筋定着・継手指針［2020年版］（土木学会），鉄筋継手工事標準仕様書　機械式継手工事[2017年版]（日本鉄筋継手協会）に準拠する。

3.5.3　支障物撤去

(1)　工事概要

鋼管杭打設に支障となる地中連続壁の工事仮設物（セメント改良体及びＳＭＷ）を撤去する。また，岩盤標高（Ｋｍ層上面）まで掘削し，均質置換土（セメントベントナイト（ＣＢ）で置き換えるため，以下「均質置換土（ＣＢ）」という。）に置き換える。

支障物の撤去計画平面図（北基礎）を図 3.5-6 に，支障物の撤去計画断面図（北基礎）を図 3.5-7 に示す。



大口径（φ2,000 ㎜程度）のケーシング掘削で鋼管杭打設時に支障となる工事仮設物を切削・撤去し均質置換土で置き換える。

図 3.5-6　支障物の撤去計画平面図（北基礎）

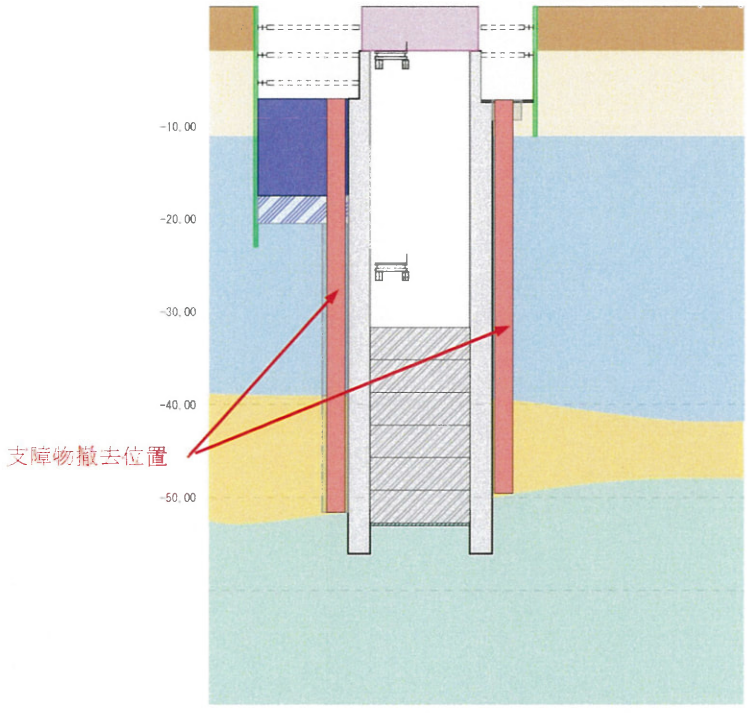


図 3.5-7　支障物の撤去計画断面図（北基礎）

(2)　施工方法

支障物撤去のイメージ図（鉛直断面）を図 3.5-8 に示す。

①工事仮設物（ＳMW等）を撤去，岩盤標高（Ｋm層上面）までオールケーシング工法で掘削する。また，この撤去には，鋼管杭径（φ1,500 ㎜）を包含する大口径（φ2,000 ㎜程度）のケーシングを用いる。施工方法の選定については表 3.5-9 に示す。

②均質置換土（ＣＢ）をトレミー管によりケーシング内に打設すると同時に掘削用ケーシングを引き抜く。

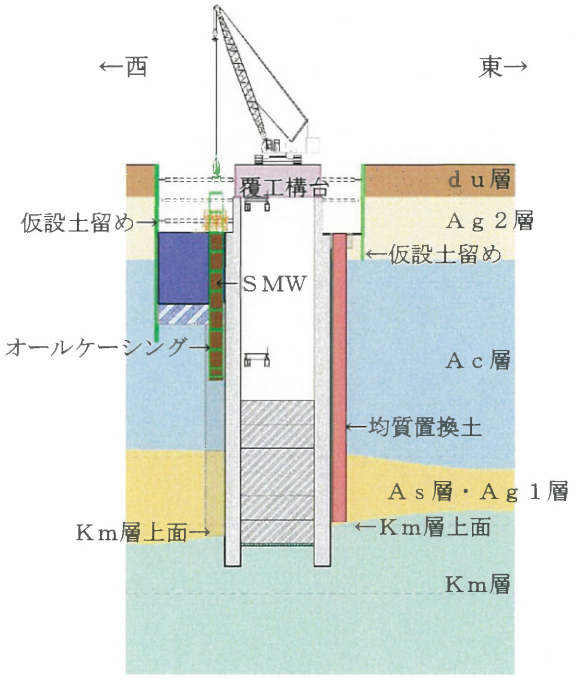
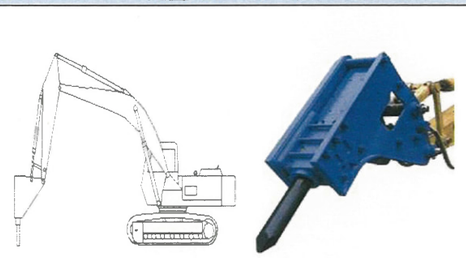
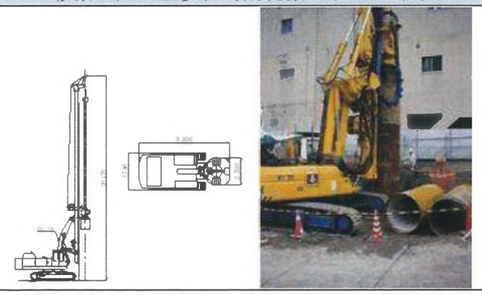
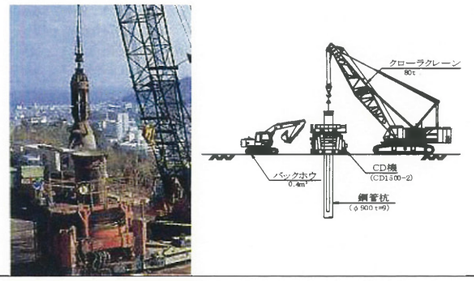


図 3.5-8　支障物撤去のイメージ図（鉛直断面）

表 3.5-9　支障物撤去の施工方法の選定表

項目	大型ブレーカ工法	移動式大口径多目的削孔機工（ＢＧ工法）	オールケーシング工法（ＣＤ工法）
施工概要図			
適用径	－	φ550～φ2,000(mm)	φ1,000～φ3,000(mm)　今回φ2,000(mm)
機械総重量	3～21(t)（0.1～0.7 m³級バックホウ）	34.3～106.0(t)	26.1～53.0(t)
施工概要	・本工法は，クローラ式バックホウに油圧式大型ブレーカを装着して打撃による破砕を行う。 ・機械の作業スペースが必要。また，狭い箇所での破砕は困難である。振動・騒音が大きい。 ・バックホウ，ブレーカの大きさにより施工能力に差がある。	・本工法は，油圧式大口径多目的削孔機による削孔工法である。 ・ＢＧ機(BOHR GERATE)は，粘性土，砂質土，砂礫，岩盤に対応している。 ・乾湿両方式を採用しオールケーシング方式，アースドリル方式，オーガ方式，パーカッション方式の削孔を行う。	・本工法は，全周回転掘削機によりケーシングを掘削孔全長に回転・圧入しながらハンマーグラブで孔内を掘削し排土する工法である。 ・掘削完了後購入土等にて埋戻しを行う。 ・また，カッティングエッジ・超硬チップを取付けたカッタービットを回転させコンクリート塊，鉄筋コンクリートの障害物，転石，岩盤等を掘削できる。
適用深度	削孔深度数ｍ以下	削孔深度 40 ｍ以下	削孔深度 60 ｍ以下
適用範囲	・バックホウのアタッチメントとして油圧ブレーカを取り付け，対象コンクリートを打撃破砕する。 ・作業スペースに合わせて重機サイズの選定が可能であるが，鉄筋切断等は人力作業を併用する必要がある。	・杭径 800～2,000 ㎜のリーダー式ケーシング回転掘削工法に適用する。 ・なお，適用地盤は硬岩Ⅱ(未風化で無亀裂な新鮮な硬岩)以外の全ての地質，並びに地中障害物(鉄筋コンクリート等)とする。	・杭径 1,000 ㎜～3,000 ㎜のケーシング回転掘削工法による置換え杭の施工に適用する。 ・なお，適用地盤は硬岩Ⅱ(未風化で無亀裂な新鮮な硬岩)以外の全ての地質，並びに地中構造物(鉄筋コンクリート等)とする。
特　徴	①１台あたりの破砕量は多い。壊したガラが大きい場合は二次破砕が必要となる。 ②粉塵等が多量に発生する。騒音・振動が非常に大きい。 ③打撃エネルギーが大きいため破片の飛散防止対策が必要である。 ④重機周囲の区画が必要である。	①アタッチメント及びツールの交換により，あらゆる地質に対応する事ができる。 ②機動性がよく，狭隘な場所でも施工が可能である。 ③補助ウィンチを備えているので削孔機本体で，ケーシングや鋼管，鋼材等建込む事が出来る。 ④粘性土が連続してある場合ケーシングに付着して削孔や引抜きに影響する。	①強力な回転力の為，岩盤，転石等掘削コンクリート構造物の切削が可能である。 ②ケーシングが 360° 回転する為，高い精度が得られ大深度の掘削が可能である。 ③掘削孔全長に渡りケーシングを使用する為，杭形状が確保出来孔壁の崩壊や近隣構造物への影響が少ない。 ④転石の場合，ハンマーグラブにより掴み取る事が出来る。
現場条件	撤去対象：原地盤土～セメント改良体相当，ＳＭＷ鋼材等地中支障物含む 削孔深度：北基礎 50 ｍ，南基礎 40 ｍ		
適応性	削孔深度　対応不可	削孔深度　対応不可	撤去対象物，削孔深度　対応可能
評価	×	×	○

(3)　施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

施工用地計画（南基礎）を図 3.5-9 に示す。この図より，干渉物対策，施工用地確保等を調整し，不足する作業エリアは地中連続壁の上部に覆工構台を設置することや鉄筋コンクリート防潮壁基礎の上に覆土することで，揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。なお，作業時の重機荷重は仮設土留めの設計に考慮しており，土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3　参照）。

発電設備と全周回転掘削機の干渉状況（南基礎）（A－A断面）を図 3.5-10 に示す。重機配置に干渉する発電設備について，撤去・移設できることを確認し，移設ができない発電設備は施工期間中，一時的に撤去する（南基礎）。

支障物撤去工の施工性の確認結果を表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10　支障物撤去工の施工性の確認結果

施工方法	確認結果	備考
オールケーシング工法	・施工エリアが狭隘であることから，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成し，地中連続壁の上部に覆工構台を設置すること等により，揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。 ・重機配置図を作成し，干渉物の特定をした後，重機配置に干渉する発電設備について，撤去・移設として対策できることを確認した。 ・移設ができない発電設備は施工期間中，一時的に撤去（南基礎）する。	図 3.5-9，図 3.5-10 参照

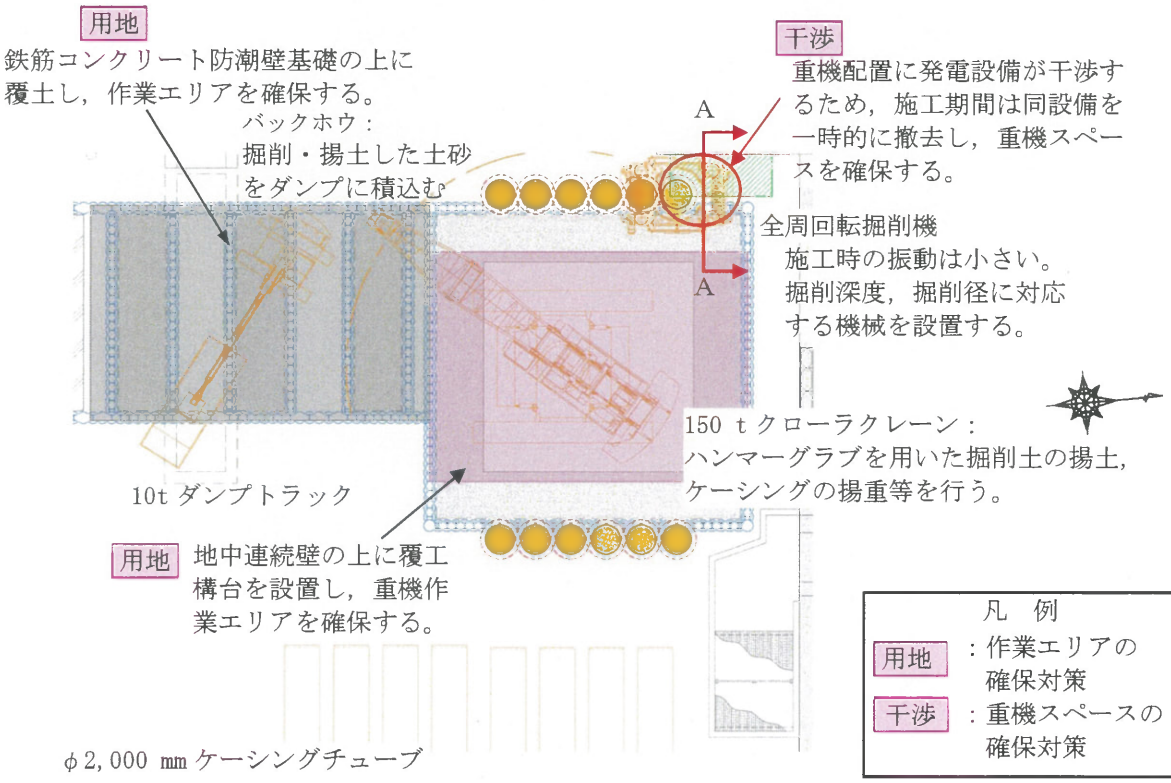


図 3.5-9　施工用地計画（南基礎）

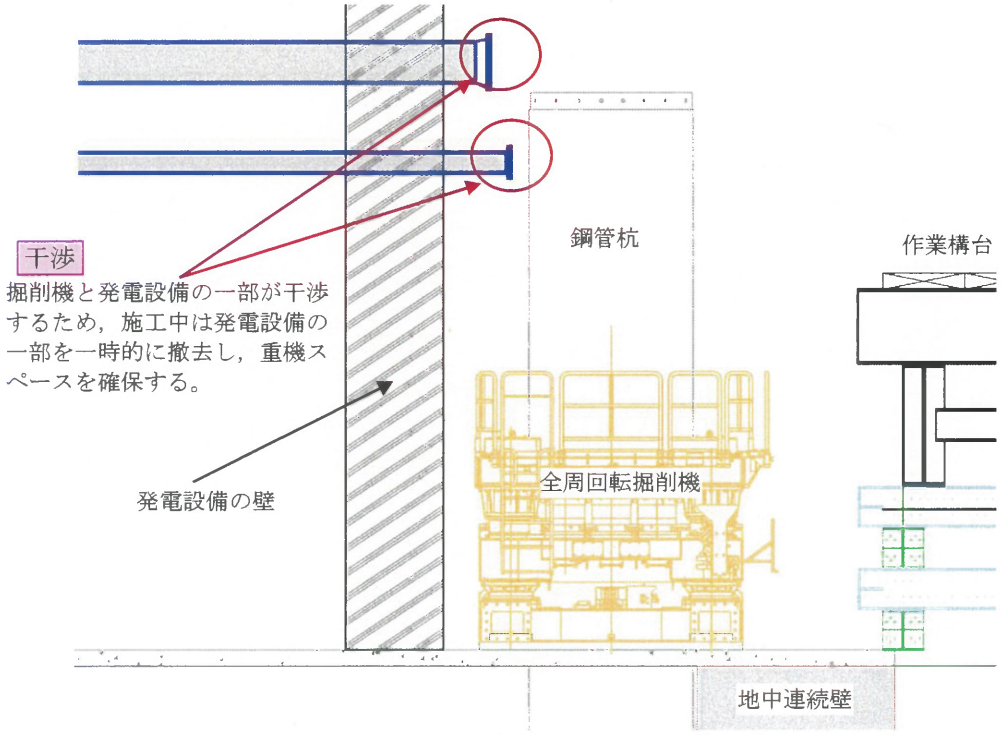


図 3.5-10　発電設備と全周回転掘削機の干渉状況（南基礎）（A－A断面）

(4)　リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-11 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.2 参照）。

表 3.5-11　支障物撤去における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
・支障物が想定より硬く，計画深さまで撤去できない。 ・支障物を撤去するための掘削用ケーシングが周辺地盤との摩擦で固着する。	・支障物撤去は再施工が可能である。 ・掘削用ケーシングより外径が若干太い掘削治具（フリクションカッター）を取り付けることで，大きな摩擦の発生を防止する。
・鋼管杭打設時に撤去されない均質置換土（ＣＢ）の設計における地盤バネへの影響の可能性がある。	・堆積層を置換する均質置換土（ＣＢ）の強度は周辺地盤の強度より大きく，設計における地盤バネへの影響がないことを確認した。 ・均質置換土（ＣＢ）の使用実績及び硬化のメカニズムから，均質置換土（ＣＢ）は長期安定性を有する材料であり，設計に影響を及ぼさないことを確認した。

(5) 施工品質の確認

支障物撤去において確認する項目，方法，時期を表 3.5-12 に示す。確認項目，方法，時期を整理した結果，支障物撤去に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-12 支障物撤去に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
掘削工	掘削の形状	ケーシング径と掘削位置を測量し，設計値と照合	測量	掘削前
		掘削深度を計測し，設計値と照合	測量	掘削後
均質置換土（ＣＢ）打設工	均質置換土（ＣＢ）配合	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	置換前
	均質置換土（ＣＢ）の圧縮強度	均質置換土の製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	置換後

3.5.4　鋼管杭打設

(1)　工事概要

鋼管杭（φ1,500 mm，t=50 mm，長さ L=52.5 m（南基礎），58.5 m（北基礎））の施工は，分割した鋼管杭（長さ約 4～14 m を 5 本）を溶接しながら計画深度まで圧入し，杭先端にコンクリートを打設する。また，鋼管杭の杭頭部には巻立て鉄筋コンクリート（11.7 m×2.8 m×4.16 m）を構築する。

鋼管杭の平面を図 3.5-11 に，鋼管杭の断面を図 3.5-12 に，巻立て鉄筋コンクリートの平面及び断面を図 3.5-13 に示す。

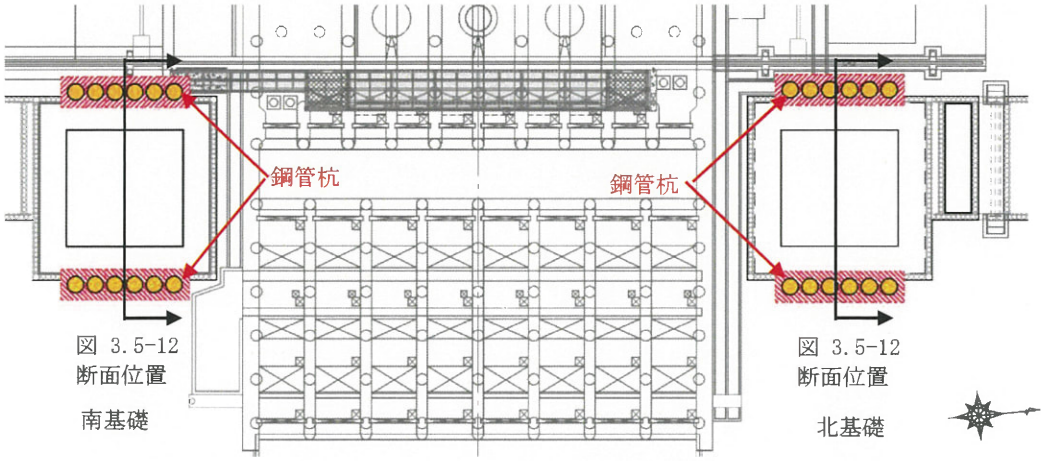


図 3.5-11　鋼管杭の平面図

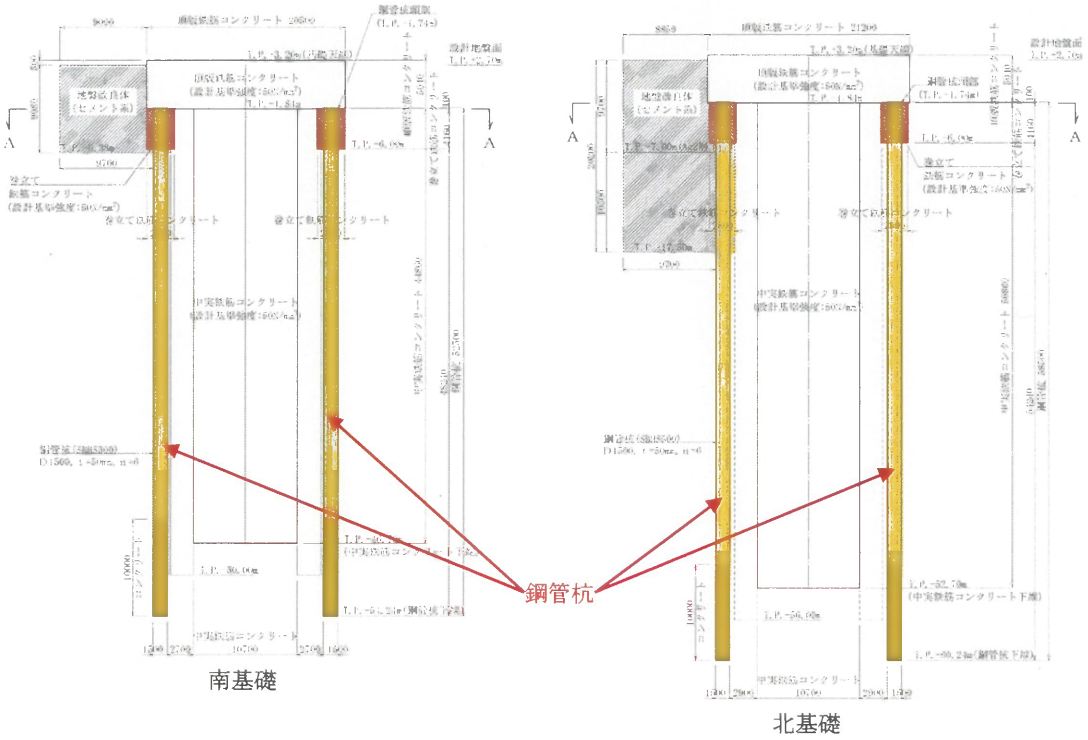


図 3.5-12　鋼管杭の断面図

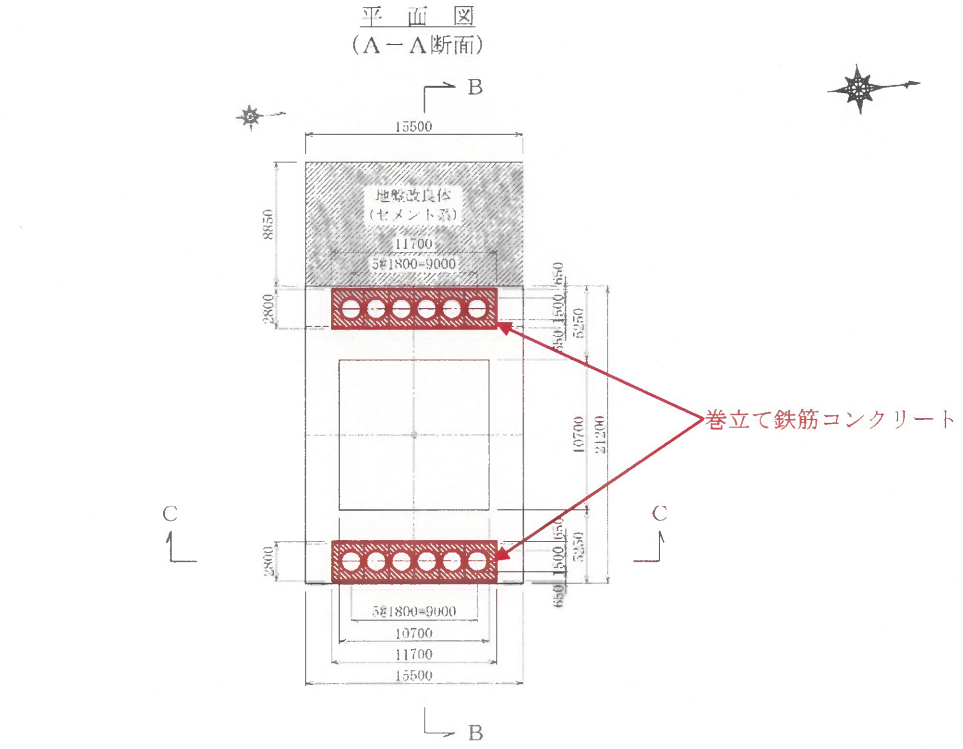


図 3.5-13　巻立て鉄筋コンクリートの平面図及び断面図

(2) 施工方法

①鋼管杭の打設は，発電所で実績のある中掘り圧入工法で施工する。

②鋼管杭は運搬可能な長さに分割し（下杭，中杭，上杭），最初に下杭を施工する。次に，下杭と中杭を溶接し，計画深度まで中掘りしながら圧入する。なお，ボイリング防止のため，鋼管杭内に水を張る。

③鋼管杭内に残った土砂は孔底処理により撤去する。

④中掘りした鋼管杭の先端にトレミー管を用いて，水中でコンクリートを打設する。

⑤上杭を建て込み，溶接の作業スペースが外側からは確保できないため，上杭は鋼管杭内側から溶接する。

⑥鋼管杭内に杭頭補強鉄筋を設置するとともに，杭頭部に巻立て鉄筋コンクリートを構築する。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

鋼管杭打設イメージを図 3.5-14 に示す。

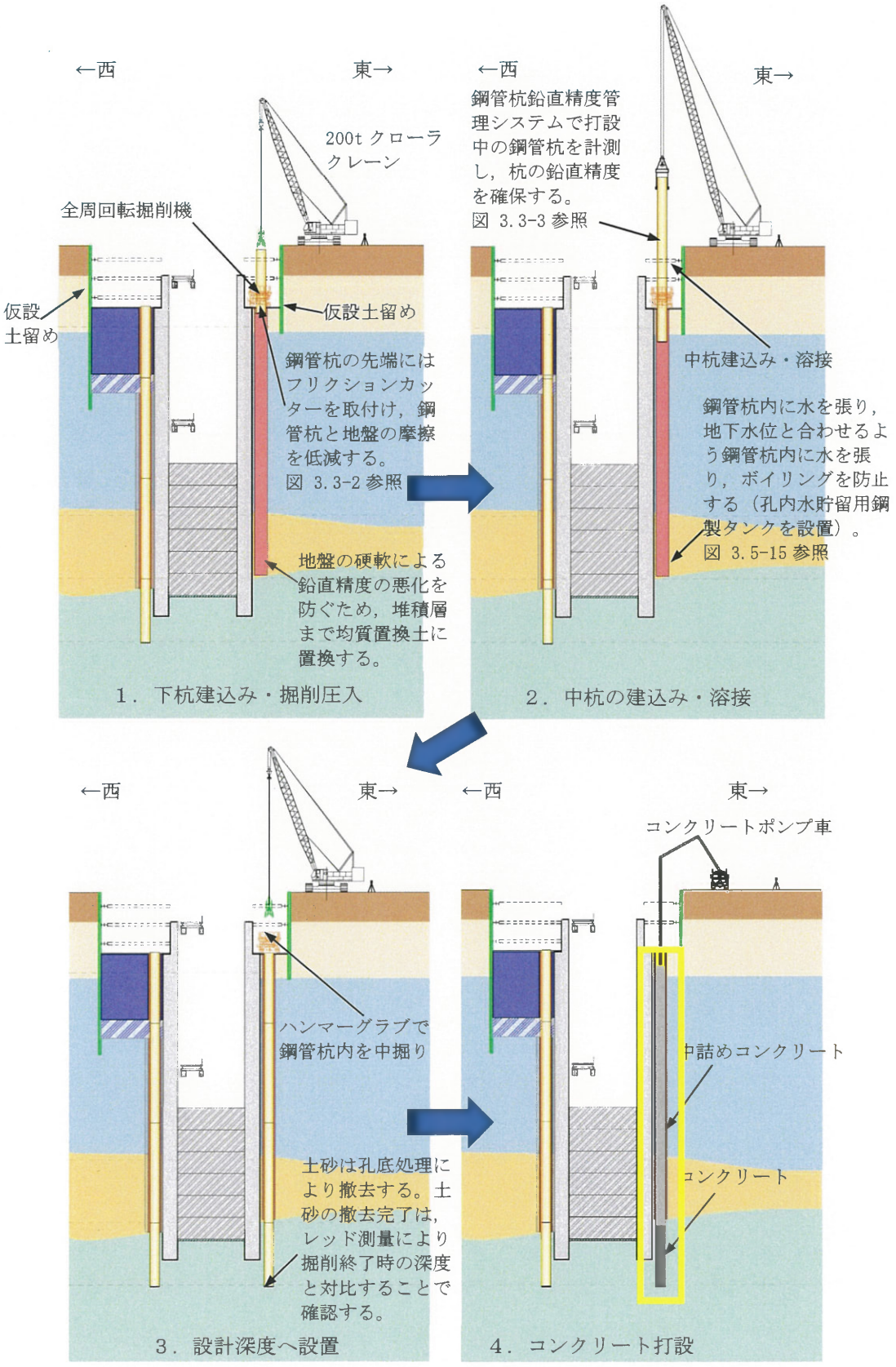
鋼管杭打設においては表 3.3-3 で整理した想定リスクに対する対策を実施し，施工性を確実なものとする。

また，施工用地計画（南基礎）を図 3.5-15 に示す。鋼管杭の打設では，打設する鋼管の仮置き場所，鋼管を揚重するクレーンの配備等広い作業エリアを必要とする。そのため，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成した上で，不足する作業エリアは地中連続壁の上部に覆工構台を設置することや鉄筋コンクリート防潮壁基礎の上に覆土することで，揚重機の配置場所，鋼管杭の仮置き場等の用地確保が可能であることを確認した。

なお，作業時の重機荷重は仮設土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した（3.6.3 参照）。

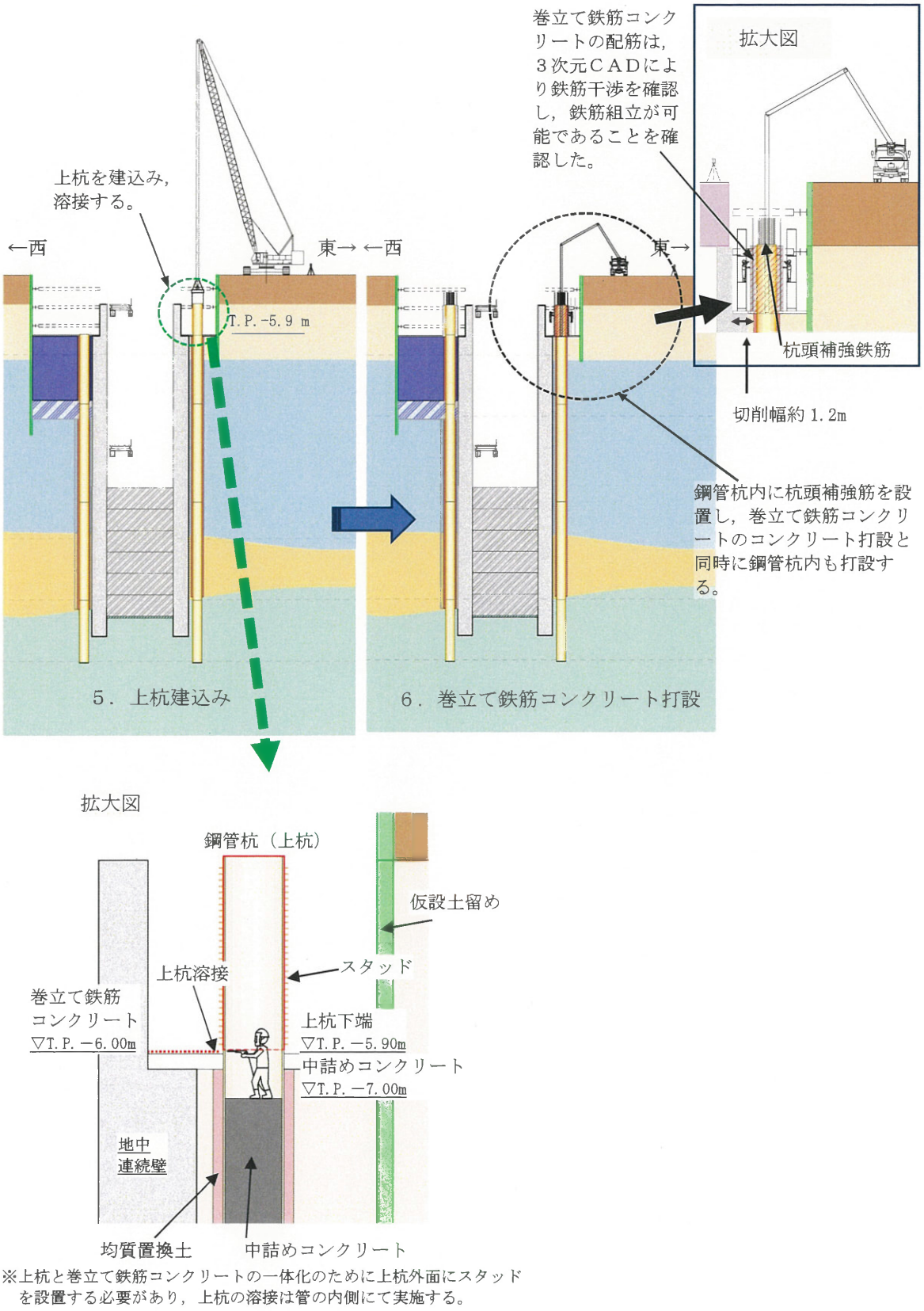
重機配置図を作成し，干渉物の特定をした後，重機配置に干渉する発電設備について，撤去・移設として対策できることを確認し，南基礎に近接した移設ができない発電設備は，施工期間中一時的に撤去する。

鋼管杭打設の施工性の確認結果を表 3.5-13 に示す。



※掘削孔の底部に溜まったスライム（泥土・切削粉などの堆積物）を除去する作業

図 3.5-14　鋼管杭打設イメージ図（その１）



※上杭と巻立て鉄筋コンクリートの一体化のために上杭外面にスタッドを設置する必要があり，上杭の溶接は管の内側にて実施する。

図 3.5-14　鋼管杭打設イメージ図（その２）

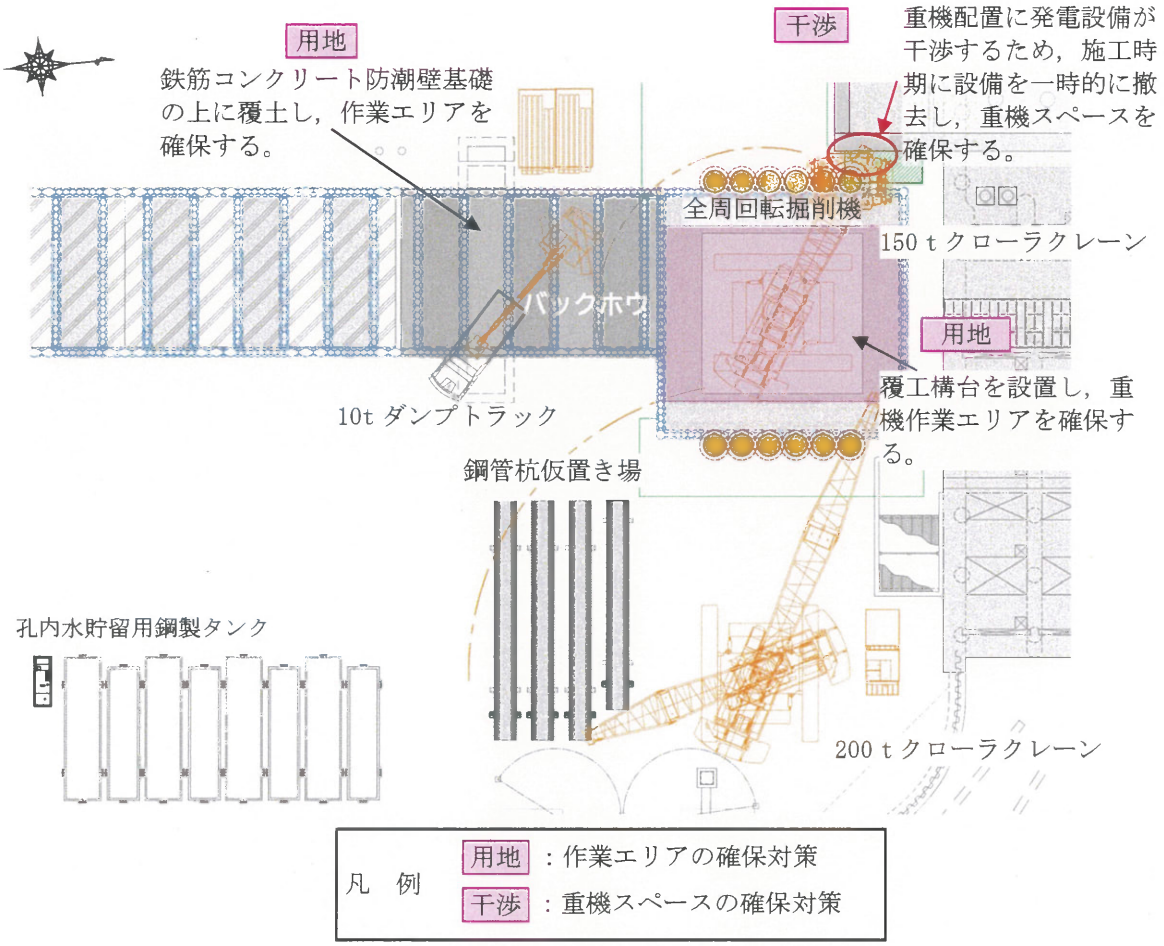


図 3.5-15　施工用地計画（南基礎）

表 3.5-13　鋼管杭打設の施工性の確認結果

項目	確認結果
用地確保	・作業エリアが狭隘であることから，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成し，地中連続壁の上部に覆工構台を設置すること等により，揚重機の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。 ・重機荷重により土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから施工上の問題とならないことを確認した。
干渉物	・重機配置図を作成し，干渉物の特定をした後，重機配置に干渉する発電設備について，撤去・移設として対策できることを確認した。 ・移設ができない発電設備は施工期間中，一時的に撤去（南基礎）する。

(4)　リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-14 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.3　参照）。

表 3.5-14　鋼管杭打設における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
約 50 m の鋼管杭を水平に 30 cm 間隔で打設するため高い打設精度が求められ施工難易度が高い。	・鋼管杭打設時に，鋼管杭の鉛直精度を常時監視するシステムを使用し，打設精度を向上させる。なお，本工法の組合せは発電所内の施工実績から十分な精度が確保できることを確認した。 ・上記の対策に加え，事前に岩盤標高付近までの堆積層を均質置換土（ＣＢ）に置き換えることによって，地盤の固さの不均質さの影響による鋼管杭打設時の鉛直精度低下を防ぐ計画であることを確認した。
鋼管杭周辺のスタッドと巻立て鉄筋コンクリートの鉄筋が干渉し，計画通り組立てられない。	・鉛直鉄筋，帯鉄筋，せん断補強筋，配力筋がスタッド付鋼管杭の周囲に密に配置される状況について３次元ＣＡＤにより鉄筋干渉を確認し，鉄筋組立が可能であることを確認した。 ・施工エリアは，地中連続壁や既設施設に挟まれ狭隘な場所での鉄筋組立となることから，施工エリアを図化し，組立作業の施工性が確保されていることを確認した。
鋼管杭打設において施工荷重（重機荷重）が鋼管杭の鉛直精度に影響を与え，設計深さまで打設できない。	・堆積層が厚く重機荷重の影響を受けやすい北基礎のうち，重機が直接地盤に設置される東側の鋼管杭打設等の施工における重機配置等が工事仮設・杭打設に影響がないことを確認した。 ・鋼管杭鉛直精度管理システムで精度を確保する。
鋼管杭の溶接不良が発生する。	・規格基準には溶接に係る条件などが示されており，一般化された作業であることから，規格基準に準拠した溶接条件・熱管理条件により溶接し，非破壊検査を実施することで，溶接品質が確保できることを確認した。

施工方法の選定で検討した想定リスクと対策は表 3.3-3 に記す。

(5) 施工品質の確認

鋼管杭打設（コンクリート打設含む）において確認する項目，方法，時期を表 3.5-15 に，巻立てコンクリートを表 3.5-16 に示す。鋼管杭打設に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-15 鋼管杭打設（コンクリート打設含む）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鋼管杭打設工	鋼管杭の材料・寸法※1	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	施工前
	現場溶接の材料※3	現物と品質証明書の照合	目視，記録	施工前
	鋼管杭の杭芯位置※2	杭芯位置を測量し，図面と照合	測量	施工前
	鋼管杭の傾斜※2	杭の傾斜を傾斜計等で計測	計測	施工中
	鋼管杭溶接※3	溶接条件（入熱量等）を目視にて確認	目視	施工中
	鋼管杭溶接※2	外観形状確認，非破壊検査にて確認	目視，検査	施工後
	鋼管杭打設	基準高，偏芯量，傾斜量の計測	測量	施工後
	孔底処理※2	レッド測量による確認	測量	施工後
コンクリート打設工	コンクリートの配合計画書等※2，4	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	生コンクリートの性状※2，4	生コンクリート受入時にスランプ試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※2，4	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	コンクリートの長さ※2，4	寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後

※1：JIS G 3140:橋梁用高降伏点鋼板，鋼管杭・鋼管矢板標準製作仕様書(鋼管杭・鋼矢板技術協会)に準拠する。
※2：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。
※3：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成29年11月]に準拠する。
※4：コンクリート標準示方書　施工編[2023年版]（土木学会）に準拠する。

表 3.5-16　巻立てコンクリートに係る施工品質の確認項目

工程	項目	方法		時期
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※1	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	組立前
	機械式継手の材料・寸法※2	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	組立前
	機械式継手の施工※2	鉄筋挿入長さ，グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手グラウト材の圧縮強度※2	グラウト材製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	鉄筋の組立※2，3	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視，計測	組立後
コンクリート打設工	コンクリート配合計画書等※1，3	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	型枠工※1，3	コンクリート打設前に型枠位置を測量し，図面と照合	測量	施工中
	生コンクリートの性状※2，3	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※1，3	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後
	構造物の寸法※1，3	寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック，沈降がないことを確認	目視	施工後

※1：コンクリート標準示方書　施工編[2023 年版]（土木学会）に準拠する。
※2：鉄筋定着・継手指針［2020 年版］（土木学会），鉄筋継手工事標準仕様書　機械式継手工事[2017 年版]（日本鉄筋継手協会）に準拠する。
※3：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

3.5.5　頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築

(1)　工事概要

頂版鉄筋コンクリート（（南基礎）20.5m（EW）×15.5m（NS）×5.04m（H），（北基礎）21.2m（EW）×15.5m（NS）×5.04m（H））は，鋼管杭と中実鉄筋コンクリート及び鋼製防護壁を一体化することを目的に構築する。

頂版鉄筋コンクリートにアンカーボルトを設置し，鋼製防護壁基部を固定する。

頂版鉄筋コンクリート平面図及び断面を図 3.5-16 に示す。

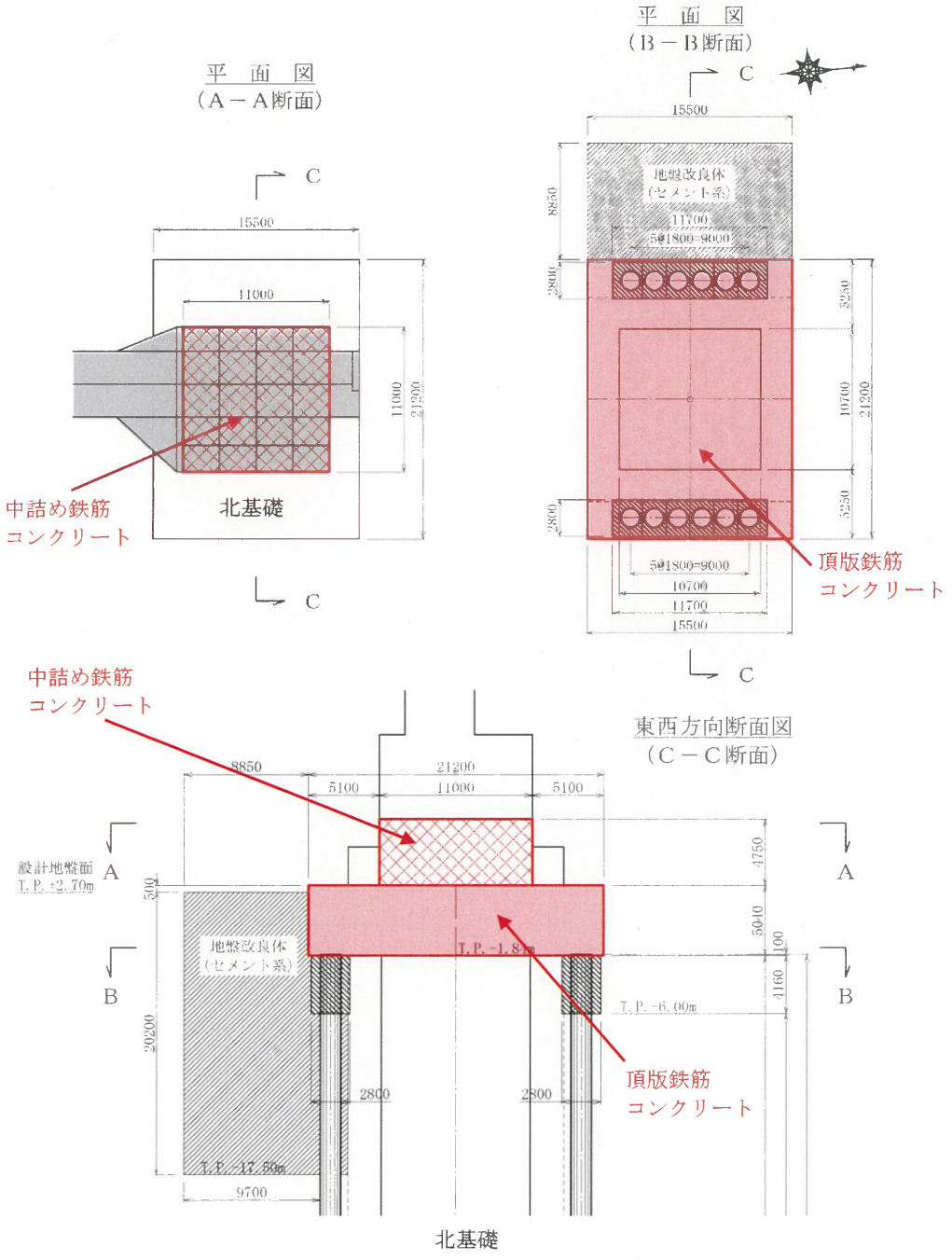


図 3.5-16　頂版鉄筋コンクリート平面図及び断面図

(2) 施工方法（鋼製防護壁基部の架設まで含む）

施工ステップを図 3.5-17 に示し，以下に施工ステップを説明する。

①頂版鉄筋コンクリート（１リフト）を構築する。
②アンカーボルトを固定用治具に仮固定する。
③頂版鉄筋コンクリート（２リフト）の鉄筋を位置精度確保用のテンプレートを用いて組み立てる。
④頂版鉄筋コンクリート内に埋め込むアンカーボルトを固定用治具に固定した後，コンクリート（２リフト）を打設する。
⑤鋼製防護壁の基部（１，２層目）を架設しアンカーボルトに固定する。
⑥頂版鉄筋コンクリートの３リフトとして，鋼製防護壁基部の隙間に無収縮モルタルを打設する。
⑦中詰め鉄筋コンクリート（１リフト）を鋼製防護壁基部内部に構築する。
⑧鋼製防護壁基部（３層目）を架設する。
⑨中詰め鉄筋コンクリート（２リフト）を鋼製防護壁基部内部に構築する。
⑩鋼製防護壁基部（４層目）を架設する。
⑪根巻き鉄筋コンクリートを構築する。

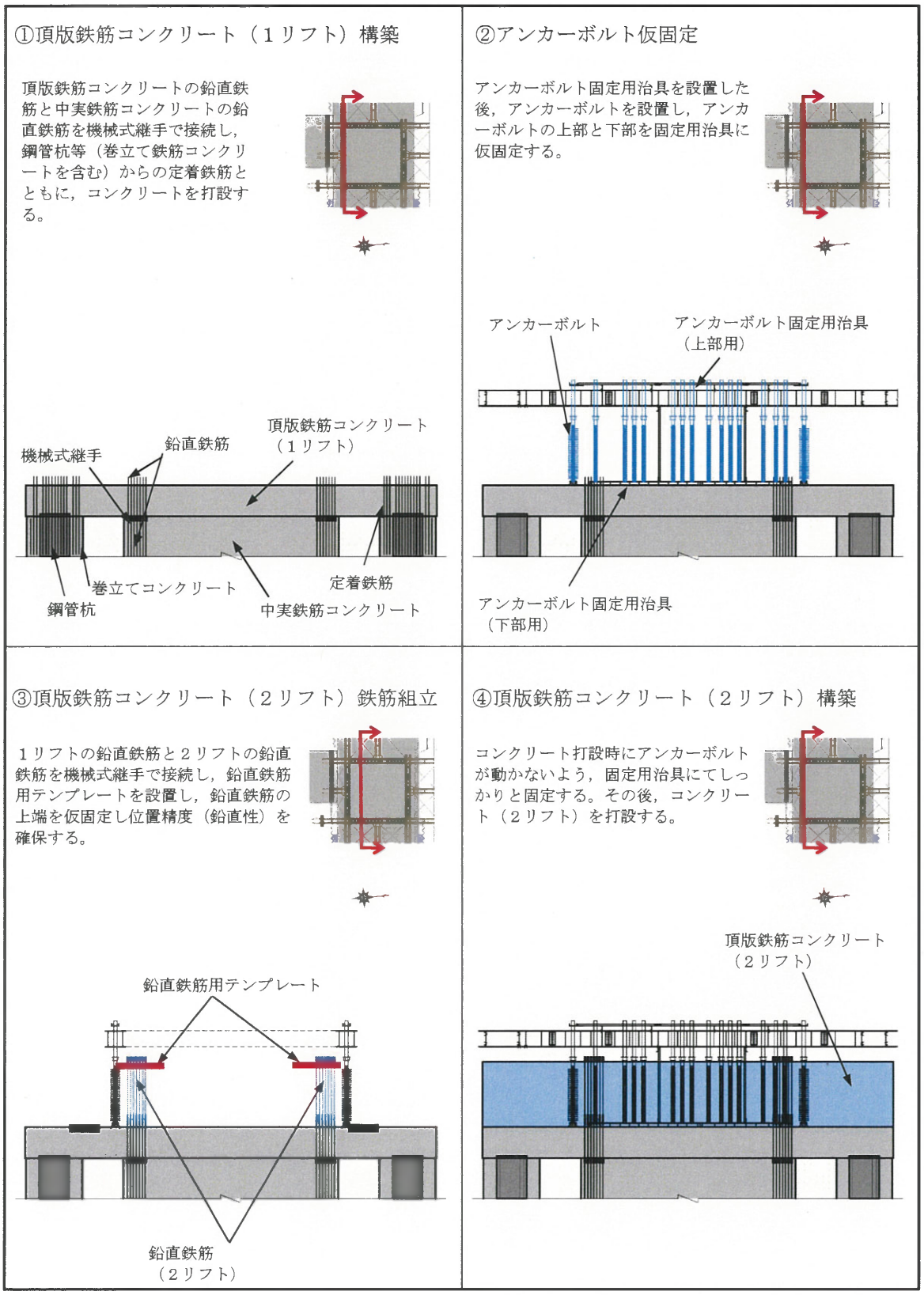


図 3.5-17　中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（１／３）

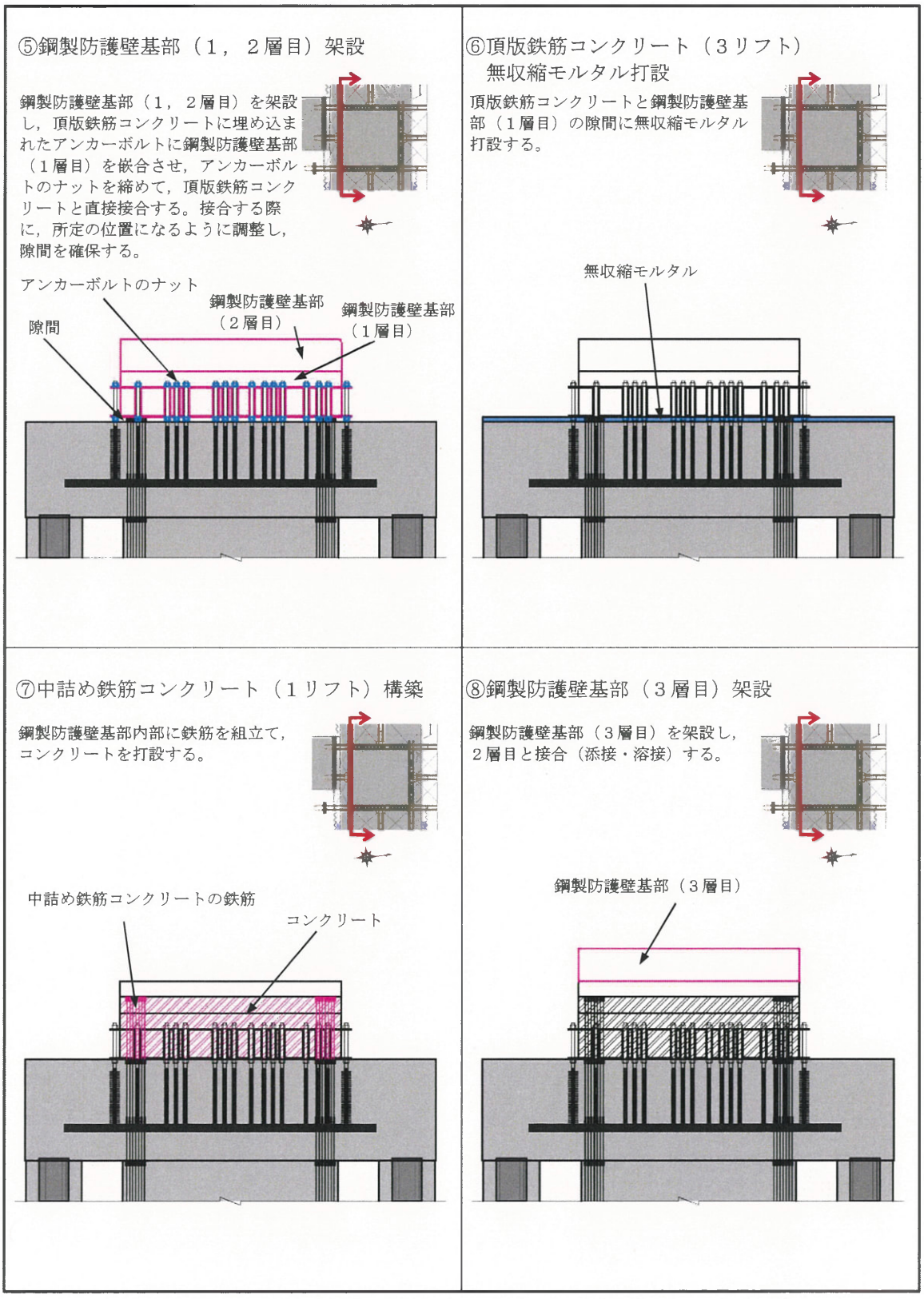


図 3.5-17　中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（2／3）

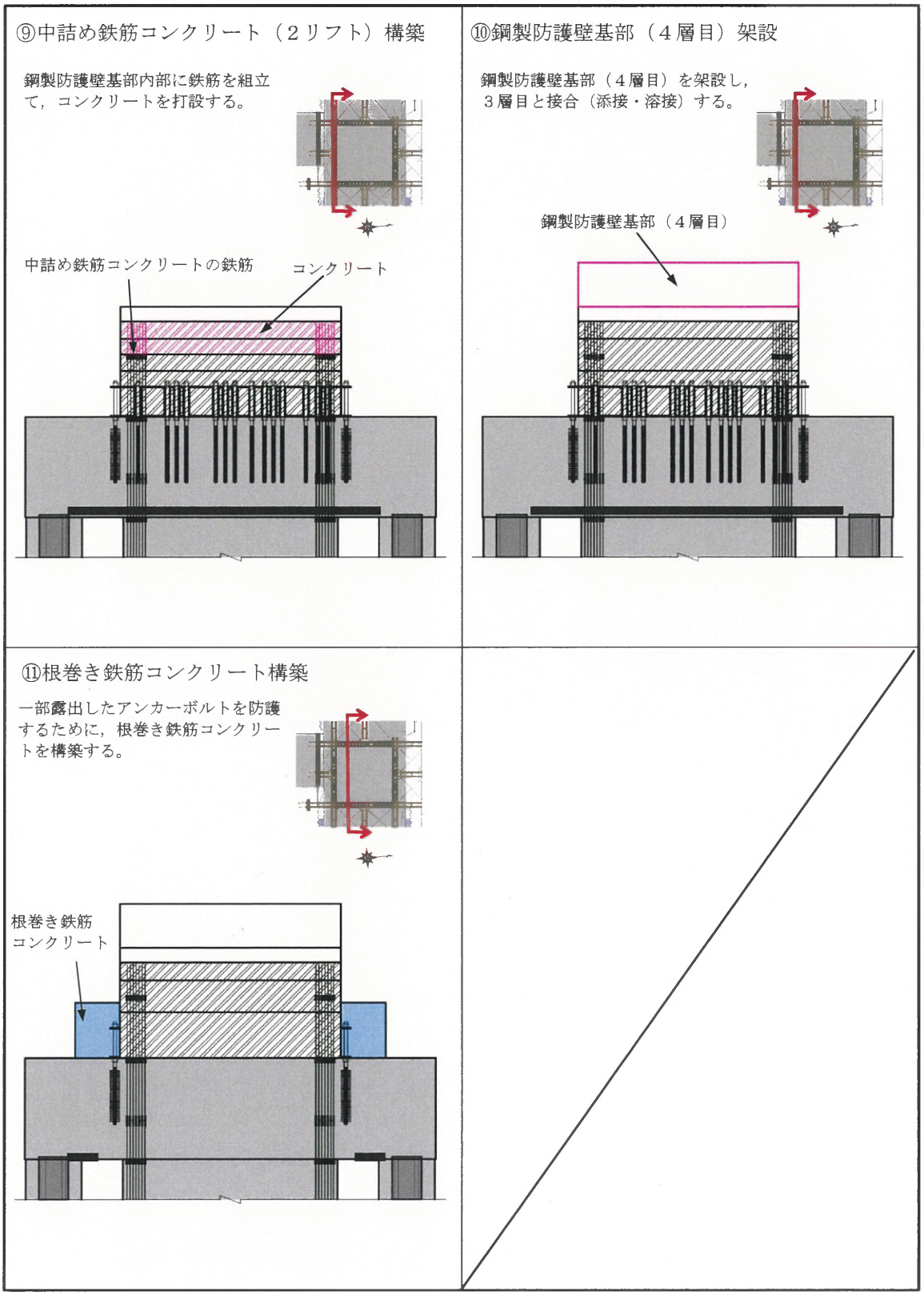


図 3.5-17　中実鉄筋コンクリートから鋼製防護壁までの接合ステップ図（３／３）

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

施工エリアが狭隘であることから，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成し，揚重機（120t 級クローラクレーン）の配置場所等の用地確保が可能であることを確認した。また，作業時の重機荷重は仮設土留めの設計荷重に比べ小さいことから，土留め等に大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した。

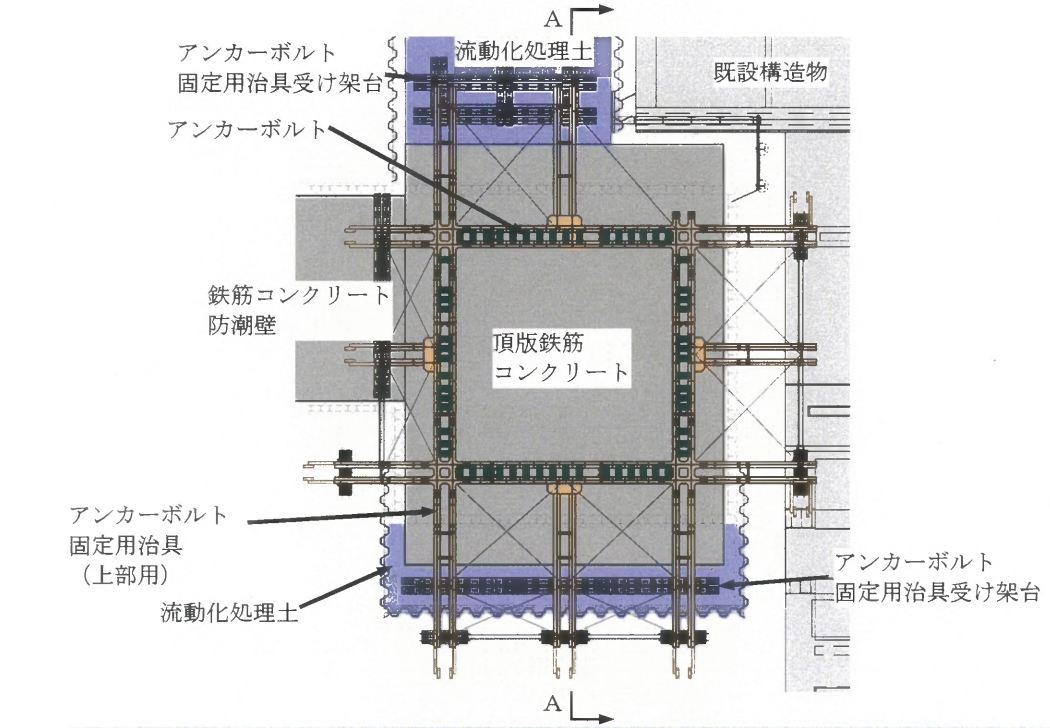
アンカーボルト設置イメージを図 3.5-18 に示す。頂版鉄筋コンクリート構築において，２リフト施工時に鋼製防護壁基部を固定するためのアンカーボルトをコンクリートに埋め込む。この時，アンカーボルト固定用治具を使用することで，コンクリート打設等で位置ずれを発生させることなく計画位置に設置することが可能であることを確認した。

構造設計と並行して施工性の確認を行い，アンカーボルトと頂版鉄筋が干渉しないよう，施工性を考慮した配筋を設計に反映した。

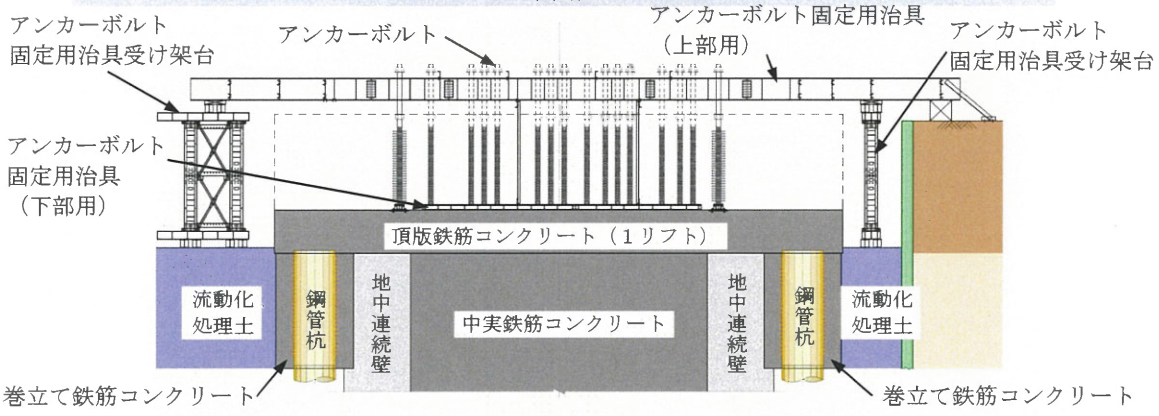
頂版鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果を表 3.5-17 に示す。

表 3.5-17　頂版鉄筋コンクリート構築の施工性の確認結果

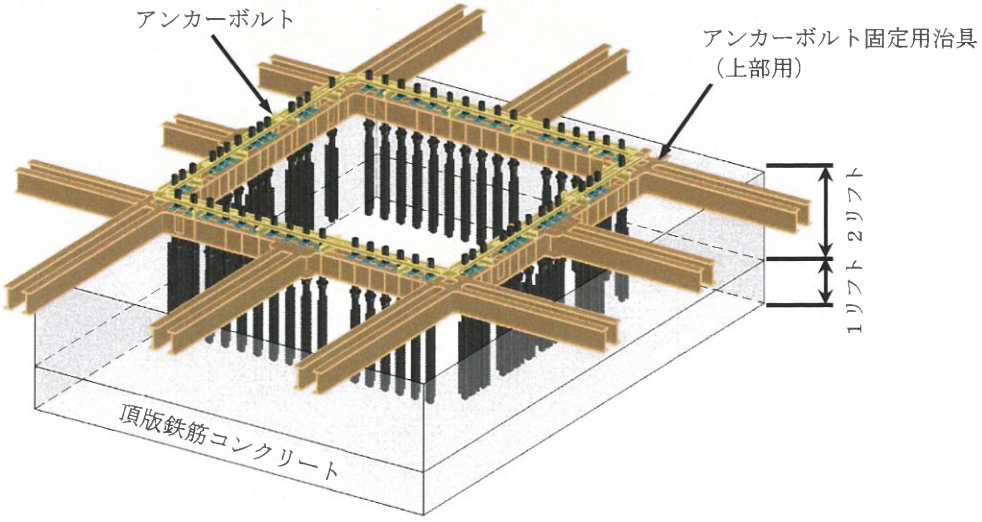
施工方法	確認結果
・通常の鉄筋コンクリート工事と同じ。 ・鋼製防護壁基部を架設後，アンカーボルトで固定し，基部に中詰め鉄筋コンクリートを構築する。また，鋼製防護壁構築後，根巻き鉄筋コンクリートを構築する。	・干渉物，重機配置とも問題なし。 ・構造設計の段階から施工性の確認を並行して実施し，現場での施工が確実に可能となる配筋設計を実現した。



平面図



断面図（A－A）



鳥観図

図 3.5-18　アンカーボルト設置イメージ図

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-18 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した（詳細は 3.6.4 参照）。

表 3.5-18 頂版鉄筋コンクリート構築における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
上下の構造と接続する鉛直鉄筋，下部構造の定着鉄筋及び頂版鉄筋コンクリートの鉄筋はいずれも太径鉄筋であり，これらを高密度に配筋するため，相互に干渉し，計画通り組み立てられない。	・モックアップ試験で，鉛直鉄筋の接続に用いる機械式継手には設置誤差を吸収できる裕度があり，この裕度の範囲に組立が可能であることから，設置位置の誤差が累積することなく，設置精度を確保できることを確認した。 ・組立工程において鉄筋が計画した精度内に位置することを確認する手順を設定した。 ・頂版鉄筋コンクリートは当該部の構造鉄筋に加え，中実鉄筋コンクリート等からの定着鉄筋などが複雑に交錯する配筋となるが，３次元ＣＡＤによりこれらの鉄筋の配置干渉を確認した結果，鉄筋組立が可能であることを確認した。
太径鉄筋による高密度な配筋のためコンクリートの流動性が阻害され，コンクリートの未充填部が発生する。	・高流動コンクリートを採用する。 ・配筋が中実鉄筋コンクリートより粗であるため，コンクリート充填試験結果が適用可能であることを確認した。
頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの接続部において鉛直鉄筋の設置精度の要求が高く，施工難易度が高い。	・中実鉄筋コンクリートのモックアップ試験で，鉛直鉄筋の接続に用いる機械式継手には裕度があるため，設置位置の誤差が累積することなく，設置精度を確保できることを確認した。 ・テンプレートを使用し，鉛直鉄筋を鋼製防護壁に嵌合させ，中詰め鉄筋コンクリートの鉄筋に連結するように，鉛直鉄筋の精度を確保する。
中詰め鉄筋コンクリート（鋼製防護壁の基部内）での太径の鉄筋の組立であり，施工難易度が高い。	・鋼製防護壁の基部内の中詰め鉄筋コンクリートは，当該部の構造鉄筋，鋼殻部（鋼製防護壁を構成する壁体）とコンクリートの一体化のためのスタッドと頂版鉄筋コンクリートからの定着鉄筋が複雑に交錯する配筋となる。このため，３次元ＣＡＤによりこれらの鉄筋の配置干渉等に問題がないことを確認した。 ・鋼殻内部が狭隘なことから鉄筋の組立手順を図化し施工が可能であることを確認した。

(5) 施工品質の確認

頂版鉄筋コンクリート構築工において確認する項目，方法，時期を表 3.5-19 に示す。頂版鉄筋コンクリート構築に係る品質確認は，全て目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-19 頂版鉄筋コンクリート構築工に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鉄筋組立工	鉄筋の材料・寸法※2	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	組立前
	鉄筋の組立※1，2	鉄筋の組立状態と計画図の照合	目視，計測	組立後
	機械式継手の材料・寸法※2	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録にて確認	組立前
	機械式継手の施工※3	鉄筋挿入長さ，グラウト充填等の状態確認	目視	施工中
	機械式継手グラウト材の圧縮強度※3	グラウト材製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
コンクリート打設工	コンクリート配合計画書等※1，2	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	型枠工※1，2，4	コンクリート打設前に型枠寸法を測量し，図面と照合	測量	施工中
	生コンクリートの性状※1，2	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	計測	施工中
	コンクリートの圧縮強度※1，2	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	供試体を用いた試験	施工後
	構造物の寸法※1，2，4	寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後
	構造物の外観※1，2，4	目視によりクラック，沈降がないことを確認	目視	施工後
	コンクリートの打込み及び締固め	目視によりクラック，沈降がないことを確認	目視	施工後
アンカーボルト設置工	アンカーボルトの材料・寸法※5	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	設置前
	アンカーボルトの設置位置※6	コンクリート打設前に設置位置を測量し，図面と照合	測量	設置後

※1：土木工事施工管理基準及び規格値[令和7年3月版]（国土交通省）に準拠する。
※2：コンクリート標準示方書 施工編[2023年版]（土木学会）に準拠する。
※3：鉄筋定着・継手指針［2020年版］（土木学会），鉄筋継手工事標準仕様書 機械式継手工事[2017年版]（日本鉄筋継手協会）に準拠する。
※4：中詰め鉄筋コンクリートは対象外とする。
※5：JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材に準拠する。
※6：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成29年11月]に準拠する。

3.5.6　鋼製防護壁架設

(1)　工事概要

鋼製防護壁（延長 80.6m，天端高さ T.P.＋20.0 m，天端幅 2.5 m）を，南北の基礎を支点として架設する。

鋼製防護壁の架設箇所（平面図）を図 3.5-19 に，防潮堤（鋼製防護壁）の正面図を図 3.5-20 に示す。

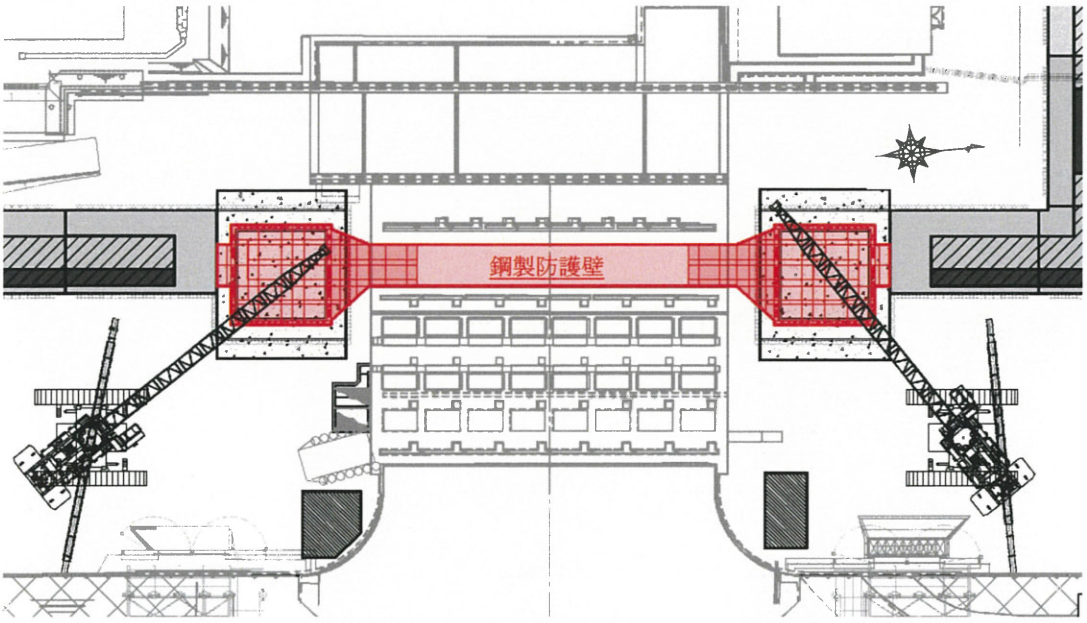


図 3.5-19　鋼製防護壁の架設箇所（平面図）

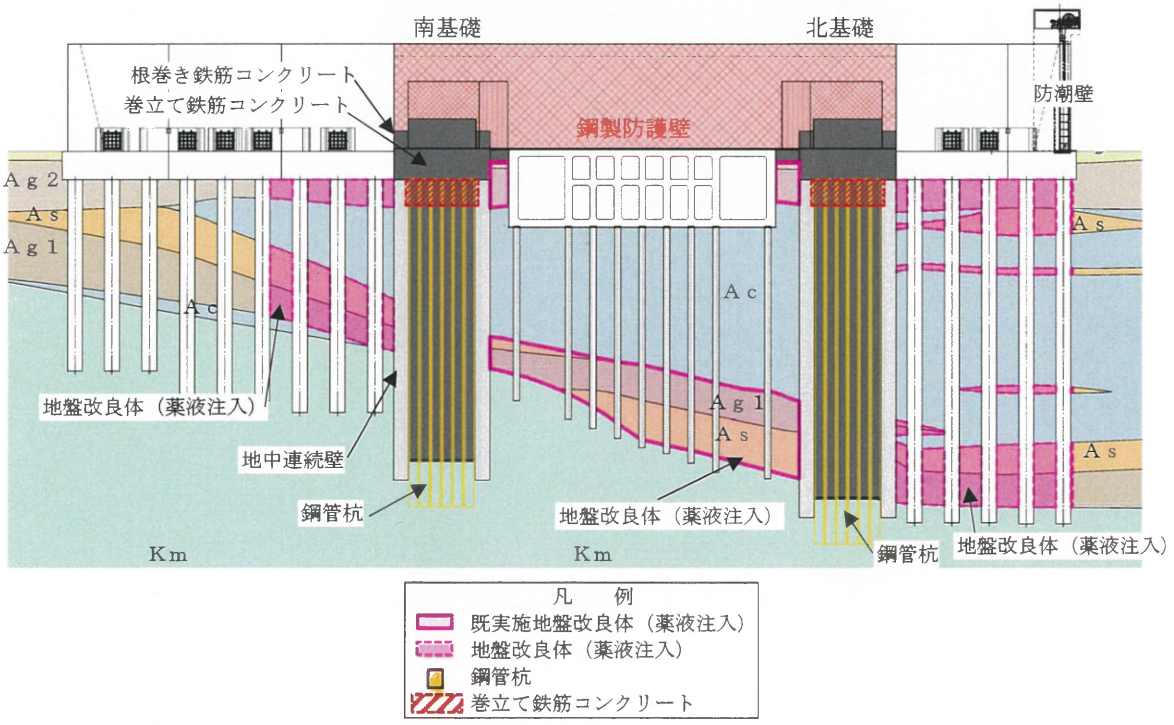


図 3.5-20　防潮堤（鋼製防護壁）の正面図

(2) 施工方法

鋼製防護壁架設手順を図 3.5-21 に示し，以下に説明する。

①頂版鉄筋コンクリート上部に地組みによりブロック化した鋼製防護壁基部１層目を一括架設するとともに支間部に支持架台を設置する。現場継手は溶接継手もしくは高力ボルトを用いた添接※にて接合する。

②鋼製防護壁基部から中心に向けて，分割した支間部１層目は支持架台を用いて順次架設し，南北間を閉合する。

③鋼製防護壁の１層目の上に，２層目及び３層目（中央部除く）を設置する。

④鋼製防護壁基部内に中詰め鉄筋コンクリートを構築し，その後支間部の支持架台を撤去する。

⑤，⑥支間部３～４層目を架設する。

⑦基部・支間部５～８層目を架設する。

※：高力ボルト接合継手のうち，摩擦接合継手を指す。ここでは，高力ボルトにより，ブロック単位の鋼製防護壁を接続することを指す。

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。鋼製防護壁の架設について，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成し，干渉物の特定・撤去等の可否調整を実施した。鋼製防護壁の架設の際，基部の設置精度が，鋼製防護壁全体の設置精度に影響を及ぼす。具体的には，南北基礎で既設アンカーボルトとの接合があり，基部接合部の位置精度を確保する必要がある。鋼製防護壁は，工場において仮組立を行い，構造材の製作及び組立の精度に問題がないことを確認した後，運搬可能な大きさに分解し，現場に搬入する。基部接合部はその組立精度を確保するために，工場での仮組立と同様の方法で組み立てる必要があることから，基部を大型ブロックに地組し，これを一括架設することとした。鋼製防護壁の架設施工図（基部一括架設時）を図 3.5-22 に，アンカーボルトと鋼製防護壁基部の接合イメージを図 3.5-23 に示す。図 3.5-23 に示すように，鋼製防護壁をアンカーボルトの位置に合わせて設置する。クローラクレーンの揚重性能（定格荷重）による作業半径内で，基部の設置空間，重機動線及び作業空間が十分に確保できることを確認した。また，鋼製防護壁架設の施工性の確認結果を表 3.5-20 に示す。

表 3.5-20　鋼製防護壁架設の施工性の確認結果

施工ステップ	施工方法	確認結果
鋼製防護壁の架設	・工場で製作した構造材を現場でブロック化し，ブロックをクレーンにより吊り込み下段より組み立てる。 ・吊り込まれたブロックをボルトまたは溶接にて接合し鋼製防護壁を一体化する。 ・鋼製防護壁の下段の組立後，アンカーボルトで固定し，基部に中詰め鉄筋コンクリートを構築する。	・干渉物，重機配置とも問題ないことを確認した。 ・支持架台から既設構造物への荷重についても有害な変位・応力となっていないことを確認している。 ・中詰め鉄筋コンクリート構築後に支持架台を撤去した後の３層目以降の架設（図 3.5-21 参照）においても，鋼製防護壁に有害なたわみ，変形等は発生せず，問題がないことを確認した。

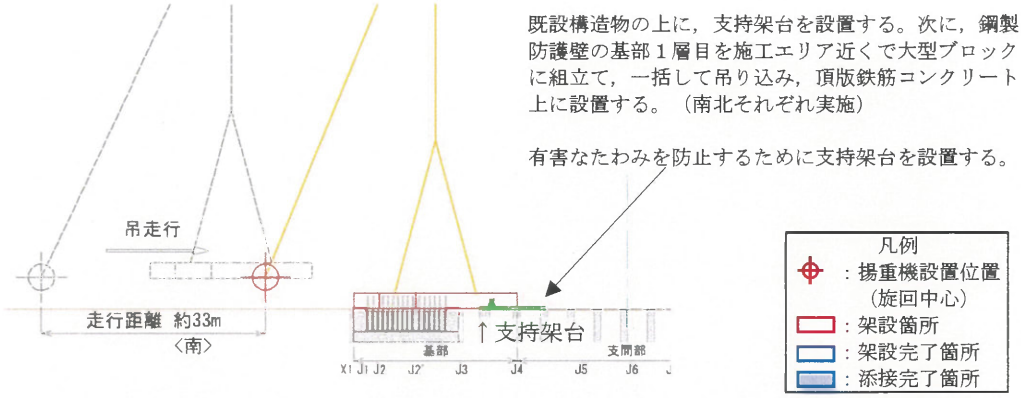


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：①支持架台設置，基部１層目一括架設

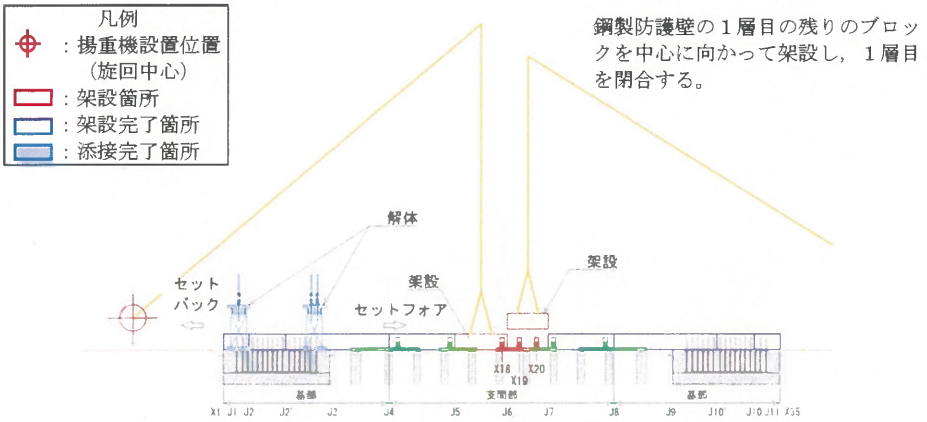


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：②支間部１層目架設

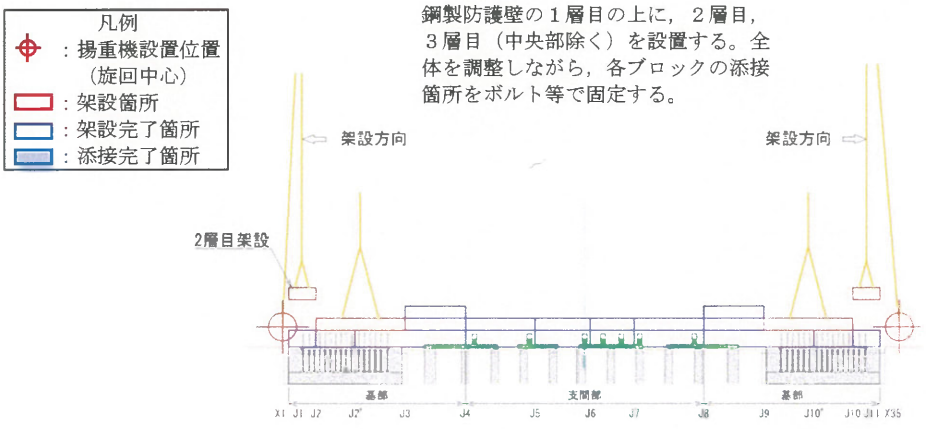


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：③基部２～３層目架設

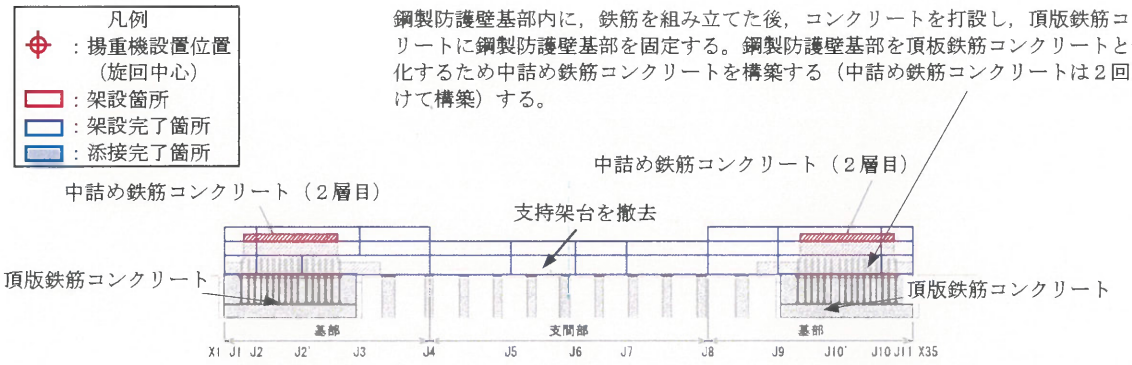


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：④中詰め鉄筋コンクリート構築，支持架台撤去

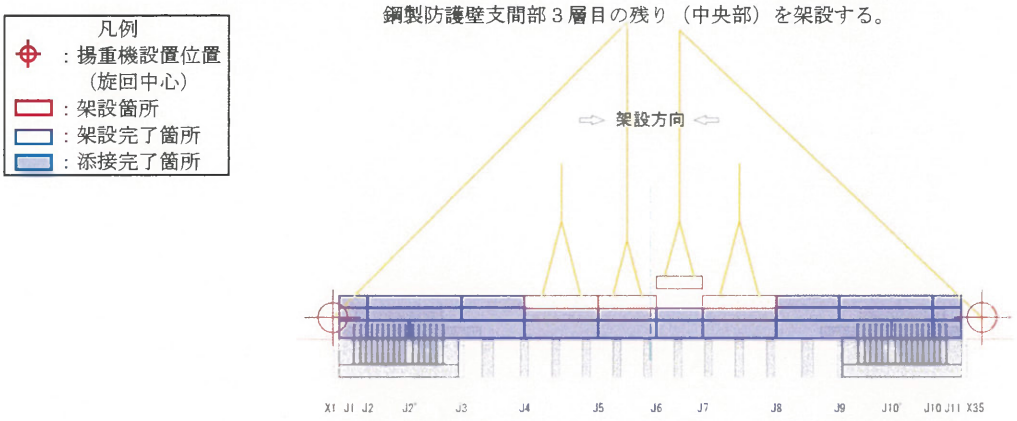


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：⑤支間部３層目残り架設

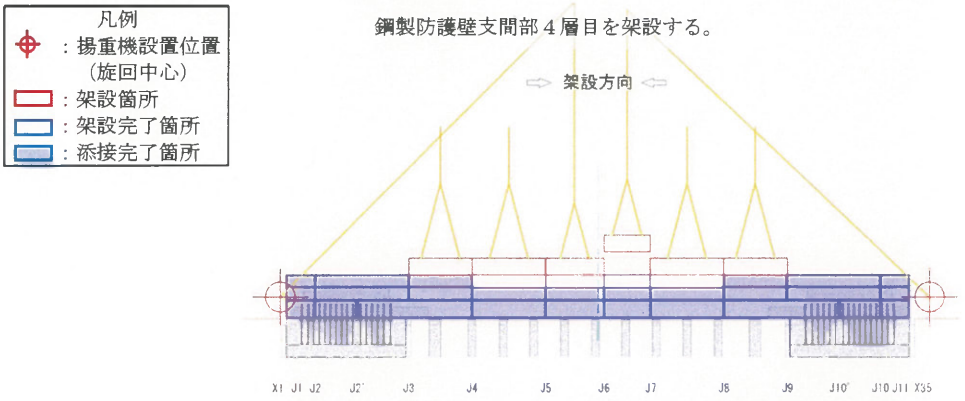


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：⑥支間部４層目架設

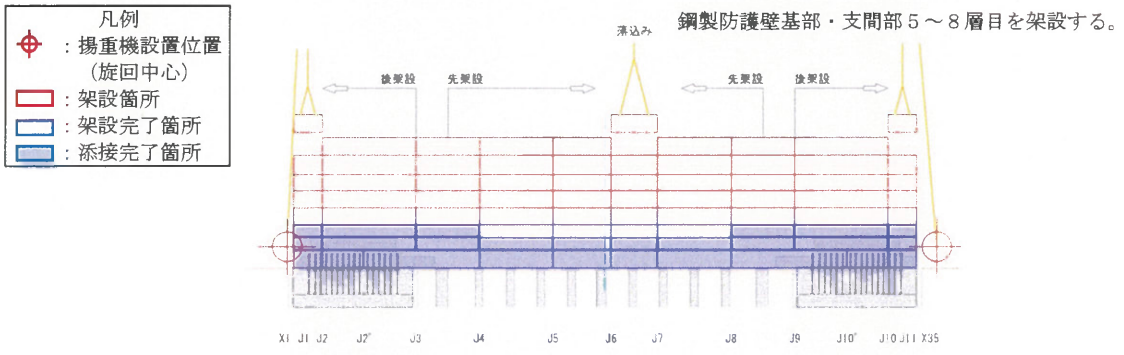


図 3.5-21　鋼製防護壁の架設手順：⑦基部・支間部５～８層目架設

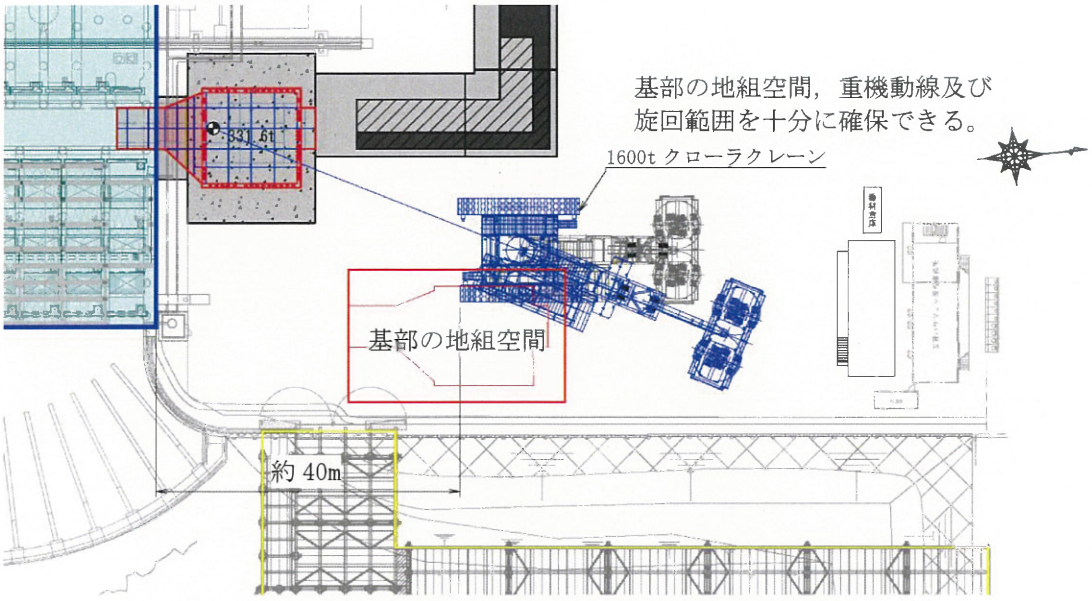


図 3.5-22　鋼製防護壁の架設施工図（基部一括架設時）

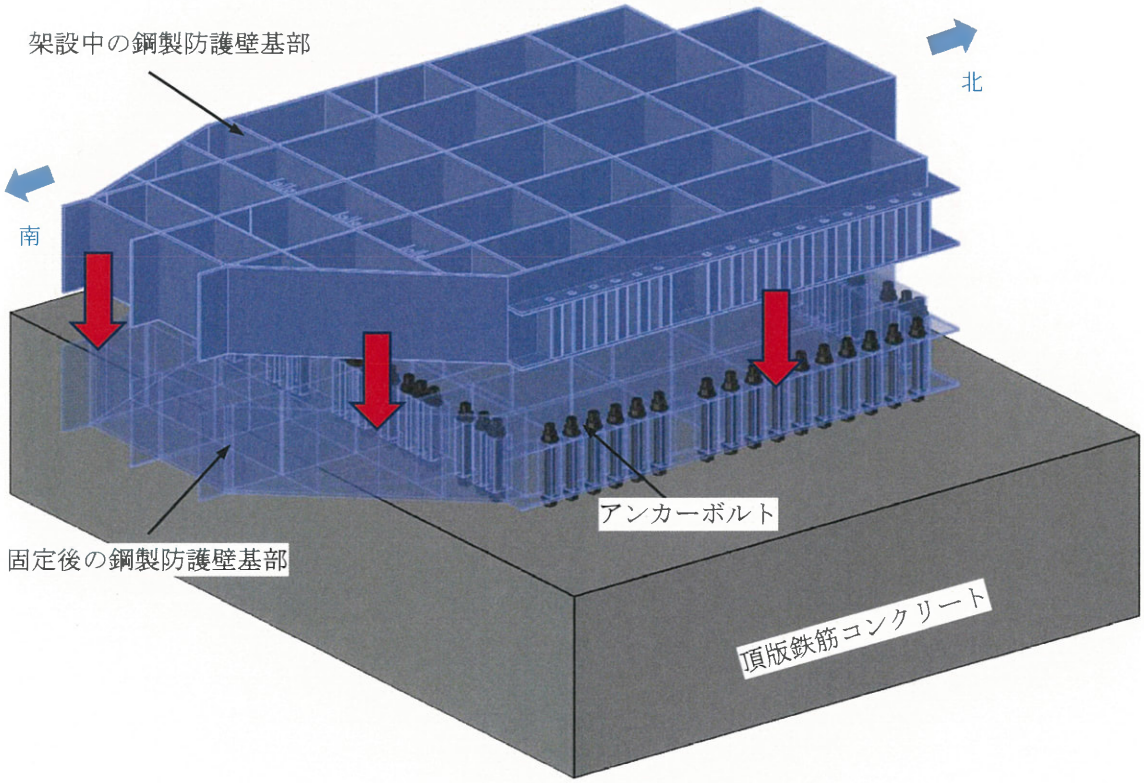


図 3.5-23　アンカーボルトと鋼製防護壁基部の接合イメージ

(4)　リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-21 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

高強度鋼材（SBHS700）の現場溶接の品質を確保するため，溶接施工試験を実施し計画通りの工事が確実にできることを確認した（詳細は 3.6.5 参照）。

鋼製防護壁の現場継手（溶接及び添接）位置を図 3.5-24 に示す。

表 3.5-21　鋼製防護壁架設における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク （注視すべきプロセス等）	想定したリスクへの対策の確認結果
鋼製防護壁の一部に高強度鋼材（SBHS700）を溶接するため，溶接品質が確保できない。	高強度鋼材（SBHS700）の現場溶接の品質を確保するため，溶接施工試験を実施し，品質を確保できる溶接条件を整備した。（3.6.5 参照）。

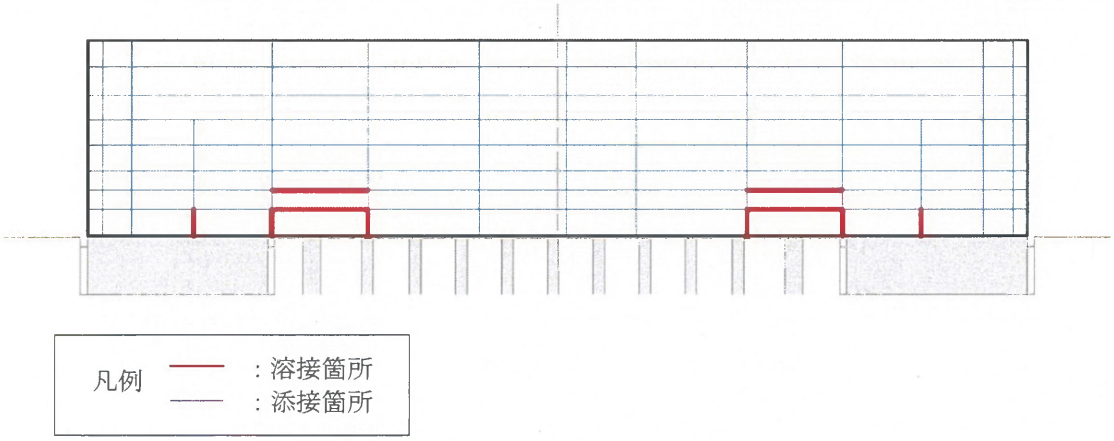


図 3.5-24　鋼製防護壁の現場継手（溶接及び添接）位置図

(5) 施工品質の確認

鋼製防護壁架設において確認する項目，方法，時期を表 3.5-22 に示す。鋼製防護壁架設に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-22 鋼製防護壁架設に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
鋼製防護壁工	鋼製防護壁構造材の材料※1	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	施工前
	現場溶接の材料※2	現物と品質証明書の照合	目視，記録	施工前
	鋼製防護壁構造材の配置※3	現物と図面の照合	目視	施工中
	現場溶接※2	溶接条件（入熱量等）を目視により確認	目視	施工中
		外部欠陥（外観形状確認），内部欠陥（非破壊検査）にて確認	目視確認 非破壊検査	施工後
	現場継手（高力ボルト）※2	六角高力ボルトは締付けトルク値を確認	計測	施工後
		トルシア型高力ボルトはピンテールの破断を確認※5	目視	施工後
	鋼製防護壁架設の寸法※4	寸法を計測し，設計値と照合	計測	施工後
	鋼製防護壁架設の外観※4	目視によりきず，へこみ等の損傷がないことを確認	目視	施工後
	鋼製防護壁の全体	鋼製防護壁天端高さ，幅，組立て，据付け状態及び外観を確認	計測，目視，記録	施工後

※1：JIS G 3140:橋梁用高降伏点鋼板，JIS G 3106:溶接構造用圧延鋼材に準拠する。
※2：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[平成 29 年 11 月]に準拠する。
※3：メーカー基準に準拠する。
※4：メーカー基準（既工認　公差表より）に準拠する。
※5：トルシア型高力ボルトは，専用レンチで締め付け，先端のピンテールが破断することで「規定の締め付け軸力」が確保されていることを目視確認できるボルト。

3.5.7　止水機構，止水ジョイント設置

(1)　工事概要

防潮堤としての止水性確保のために，鋼製防護壁の下面と既設構造物の上面の間に止水機構を，鋼製防護壁の側面と鉄筋コンクリート防潮壁の側面の間に止水ジョイントを設置する。

止水機構，止水ジョイントの設置位置を図 3.5-25 に示す。

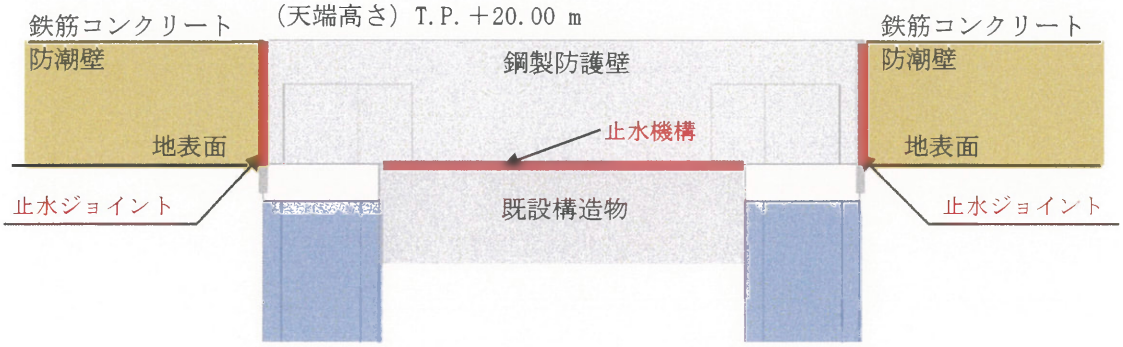


図 3.5-25　止水機構，止水ジョイントの設置位置図

(2)　施工方法

a.　止水機構

止水機構の設置手順を図　3.5-26 に，止水機構の詳細図（鉛直断面図）を図　3.5-27 に示す。

①止水板を底面戸当たりと鋼製防護壁の間に設置する。

②上部止水板押さえにより止水板を固定する。

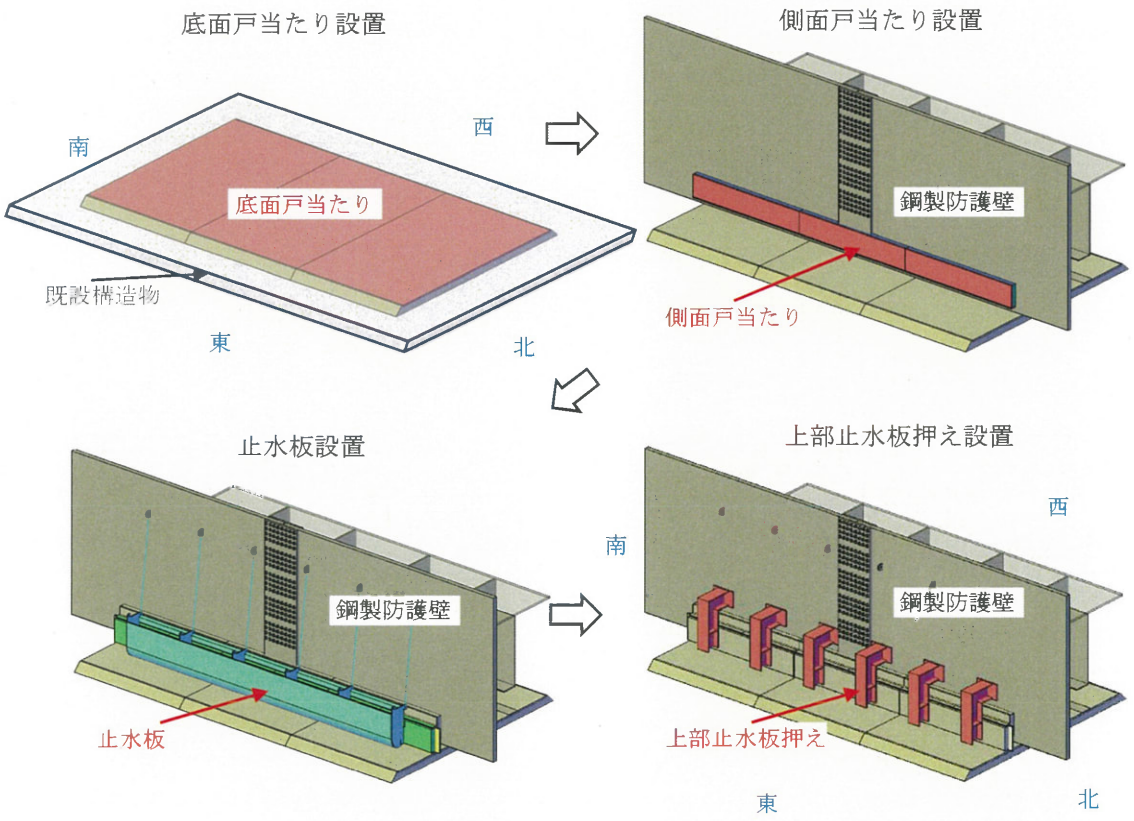


図 3.5-26　止水機構の設置手順

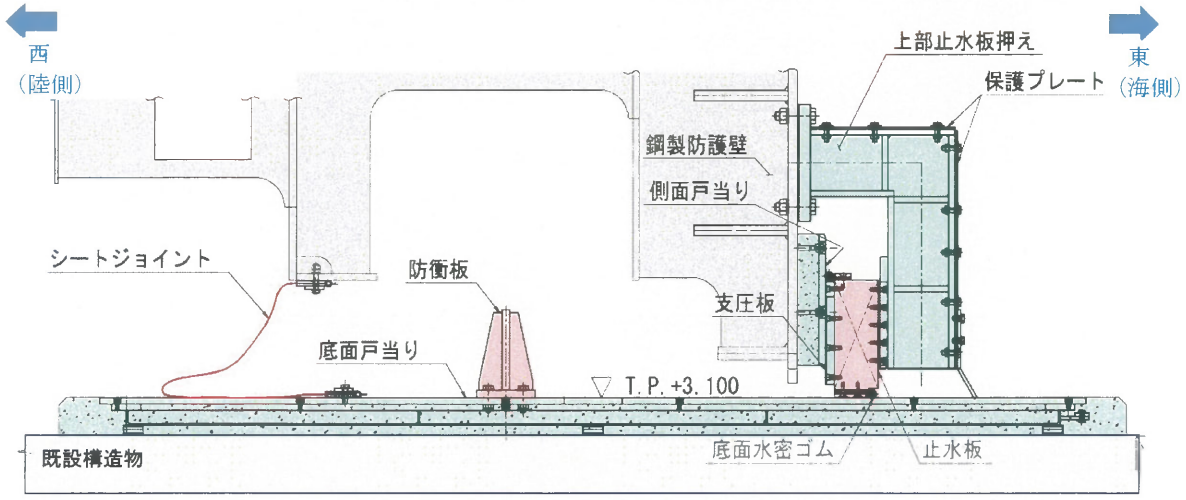


図 3.5-27　止水機構の詳細図（鉛直断面図）

b.　止水ジョイント

①鋼製防護壁のネジスタッドと鉄筋コンクリート防潮壁のアンカーボルトに止水ジョイントを設置する（図 3.5-28 参照）。

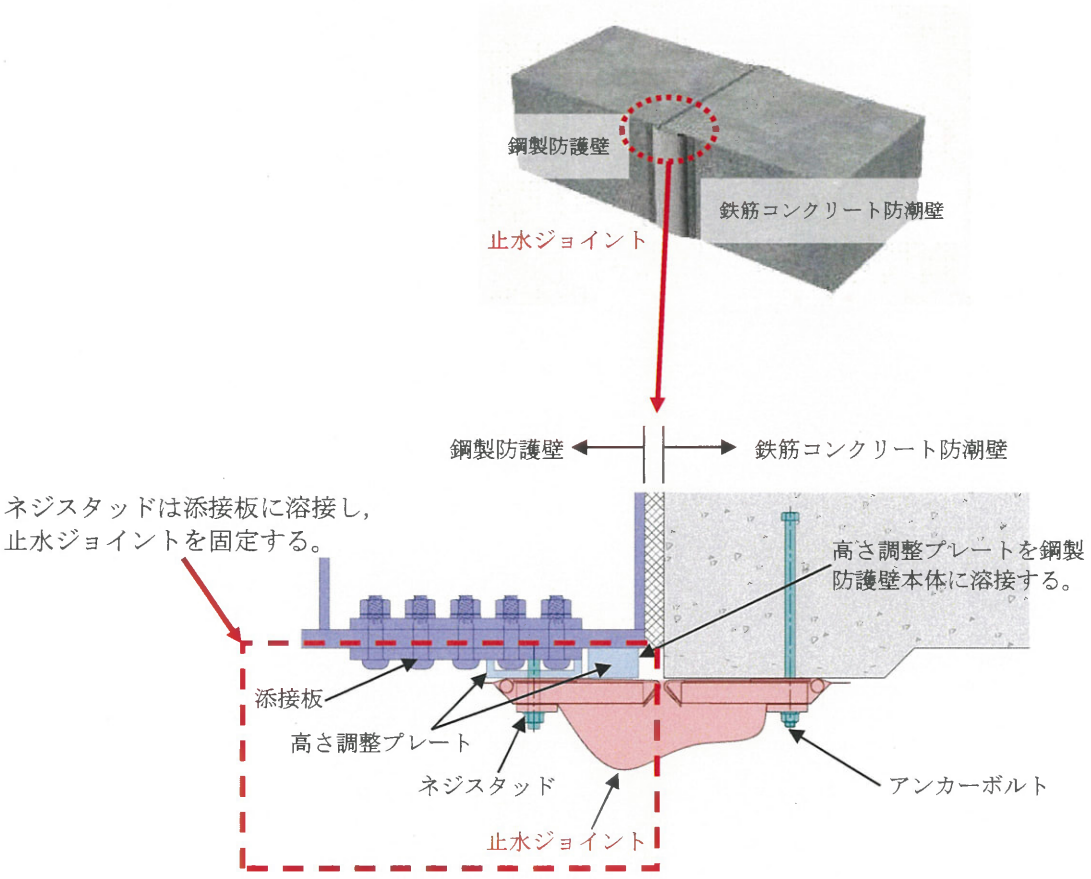


図 3.5-28　鋼製防護壁への止水ジョイント設置断面図

(3)　施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。止水機構，止水ジョイントの設置について，現地確認，施工図等をもとに重機配置図を作成し，干渉物・施工用地の有無を確認し，干渉物，施工用地等に問題がないことを確認した。止水機構，止水ジョイント設置施工図（北基礎）を図 3.5-29 に示す。止水機構，止水ジョイント設置の施工性の確認結果を表 3.5-23 に示す。

表 3.5-23　止水機構，止水ジョイント設置の施工性の確認結果

施工ステップ	施工方法	確認結果
止水機構の設置	工場で製作した止水機構を鋼製防護壁下部，側部にボルトにて取り付ける。	鋼製防護壁の架設完了後に実施することで，干渉物，施工用地等に問題がないことを確認した。
止水ジョイントの設置	鉄筋コンクリート防潮壁構築後及び鋼製防護壁架設後，両者にボルトで取り付ける。	鋼製防護壁の架設及び鉄筋コンクリート防潮壁構築後，両者にボルトで設置する工事であり，施工上の干渉物，施工用地に問題がないことを確認した。

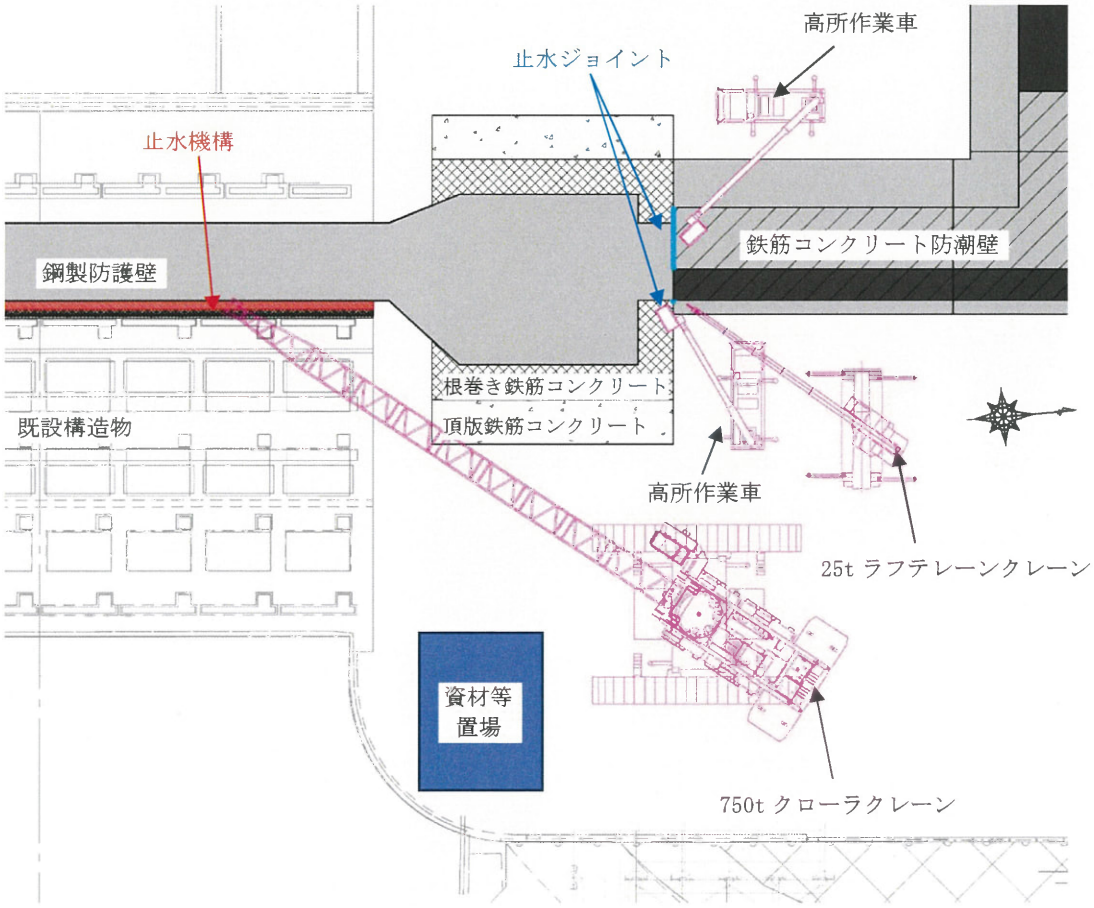


図 3.5-29　止水機構，止水ジョイント設置施工図（北基礎）

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。表 3.5-24 に示す通り，施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した。

表 3.5-24 止水機構，止水ジョイント設置における想定したリスクへの対策の確認結果

想定したリスク (注視すべきプロセス等)	想定したリスクへの対策の確認結果
鋼製防護壁の設置精度が悪く，止水機構，止水ジョイント及が計画通り設置できない。	鋼製防護壁は自重によるたわみを想定し，設置高さを管理する等により設置精度が確保できることを確認した。

(5) 施工品質の確認

止水機構，止水ジョイント設置において確認する項目，方法，時期を表 3.5-25 に示す。止水機構，止水ジョイント設置に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-25 止水機構，止水ジョイント設置に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
止水機構設置工	止水機構の材料・寸法※	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	施工前
	止水機構の据付※	据付位置及び状態と図面の照合	目視	施工後
	止水機構の外観※	止水機構に損傷がないことを確認	目視	施工後
止水ジョイント設置工	止水ジョイントの材料・寸法※	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	施工前
	止水ジョイントの据付※	据付位置及び状態と図面の照合	目視	施工後
	止水ジョイントの外観※	止水ジョイントに損傷がないことを確認	目視	施工後

※：メーカー基準に準拠する。

3.5.8　地盤改良（薬液注入）

(1)　工事概要

防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤のうち液状化対象層の液状化を防止するために，対象土層までボーリングにより注入管を設置し，注入管から地盤に薬液を浸透注入する。

注入後，改良範囲からボーリングで試料を採取し，改良品質を確認する。

地盤改良（薬液注入）平面図を図 3.5-30 に，地盤改良（薬液注入）断面図を図 3.5-31 に示す。

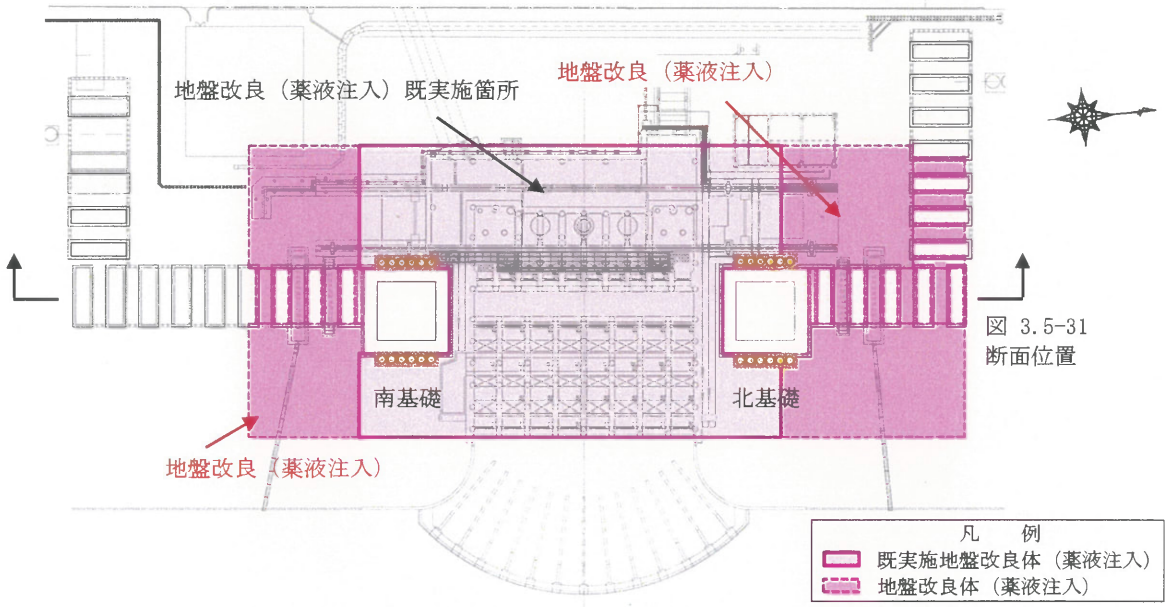


図 3.5-30　地盤改良（薬液注入）平面図

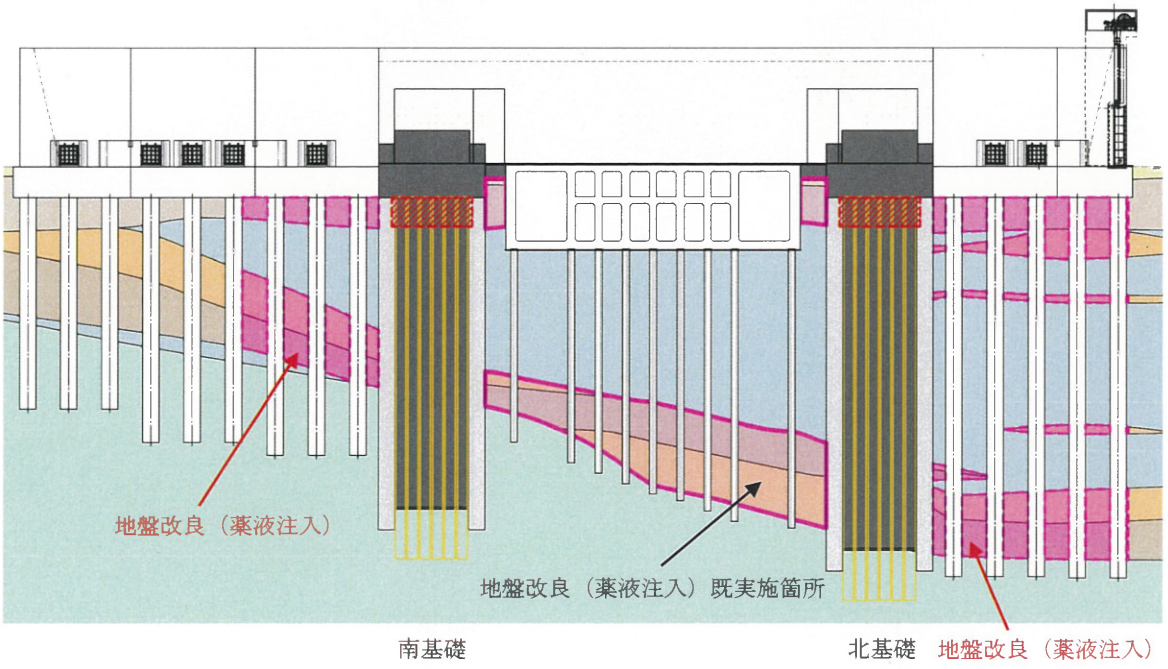


図 3.5-31　地盤改良（薬液注入）断面図

なお，地盤改良（薬液注入）の計画範囲のうち不飽和地盤については，施工品質の確保が困難であるため地盤改良（セメント系）にて性能目標（地盤をセメントにより固結させ，液状化を防止）を確保する（詳細は 3.5.9　参照）。

(2)　施工方法

地盤改良（薬液注入）の施工方法は以下の通りである。

①削孔：地上あるいは立坑内から所定の深度・位置までケーシング（先端に削孔ビット）を用いて削孔水を供給しながら削孔する。

②シール材（グラウト）注入：削孔後，シール材を注入し，孔内の削孔水をシール材で置き換える。

③結束細管（注入パイプ）挿入：シール材が固まる前に，先端に吐出口を持つ細管を結束したものを挿入する。

④ケーシング引抜き：ケーシングを引き抜き，結束細管の位置を固定する。

⑤クラッキング（初期割裂）：シール材が固化した後，注入パイプから高圧水を吐出し周囲の地盤をクラッキング（初期割裂）させ，薬液の注入経路を確保する。

⑥薬液の同時注入開始：結束した結束細管から，流量・圧力（低圧）を制御しながら，複数の点で同時に薬液を注入する。

⑦注入完了

地盤改良（薬液注入）の施工方法（結束細管多点注入方式）を図 3.5-32 に示す。

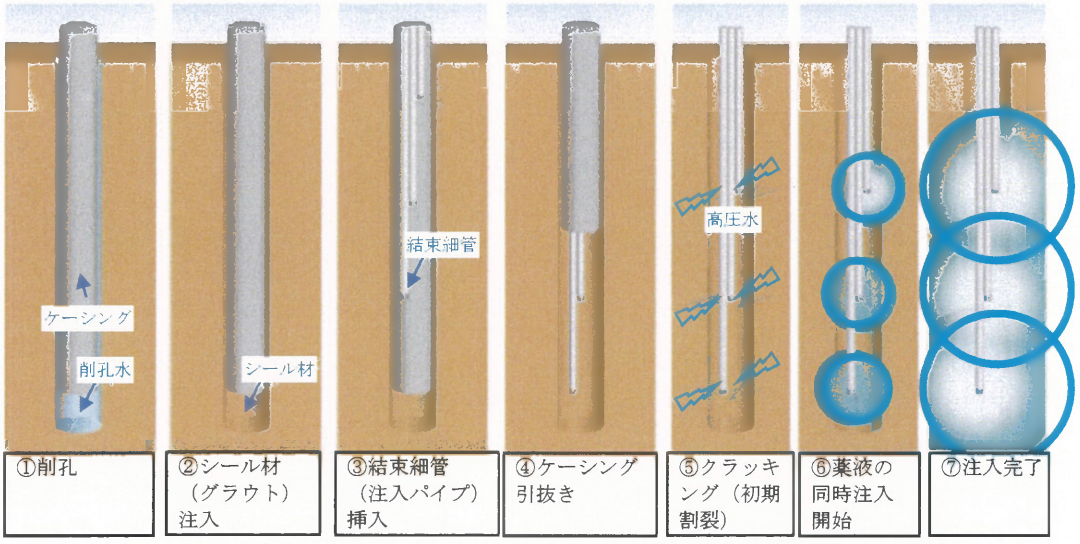


図 3.5-32　地盤改良（薬液注入）の施工方法（結束細管多点注入方式）

(3) 施工性の確認

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。既実施の地盤改良範囲（平面図）を図 3.5-33 に，既設構造物下の地盤改良のボーリング孔配置を図 3.5-34 に示す。これらの図より，既設構造物の設置状況を確認し，対象地盤への薬液注入管設置のためのボーリング孔配置を検討した結果，対象範囲の薬液注入が施工可能であることを確認した。地盤改良（薬液注入）の追加範囲を図 3.5-35 に，地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面を図 3.5-36 に，既設構造物（鉄筋コンクリート防潮壁フーチング等，以下，この節では「既設構造物」とする。）下の地盤改良施工フローを図 3.5-37 に示す。

既設構造物下の地盤改良の施工手順を以下に示す。

- 構造物の側部に設けた立坑から水平及び斜めボーリングにより構造物直下に注入管を設置する（図 3.5-37：①，②）。
- 注入管を通じて構造物直下の地盤を改良した後，立坑を流動化処理土にて埋戻す（図 3.5-37：③，④）。
- 地表から施工可能な範囲について，順次，地盤を改良する（図 3.5-37：⑤，⑥）。

地盤改良（地盤改良）に使用する削孔機械，注入装置は小型であり，薬液の水槽は原位置から離れて用地確保が可能であることを確認した。また追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが，施設の側部に仮設土留め（鋼矢板）により立坑の設置が可能であることを確認した。

地盤改良（薬液注入）の施工性の確認結果を表 3.5-26 に示す。また，追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが，施工実績から斜めボーリング等により追加範囲の施工は十分可能である。

また，本施工方法による試験施工を計画最大深度の地盤にて実施し，要求品質を満足していることを確認した。

表 3.5-26 地盤改良（薬液注入）の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
ボーリング機械で削孔し，注入装置で薬液を注入する。	・地盤改良（薬液注入）に使用するボーリング機械，注入装置は小型であり，薬液の水槽は原位置から離れて用地確保が可能であることを確認した。 ・追加範囲には鉄筋コンクリート防潮壁や各種設備が設置されているが，仮設土留め（鋼矢板）により立坑を設置したうえで斜め削孔の位置・角度の調整により対応可能であることを確認した。

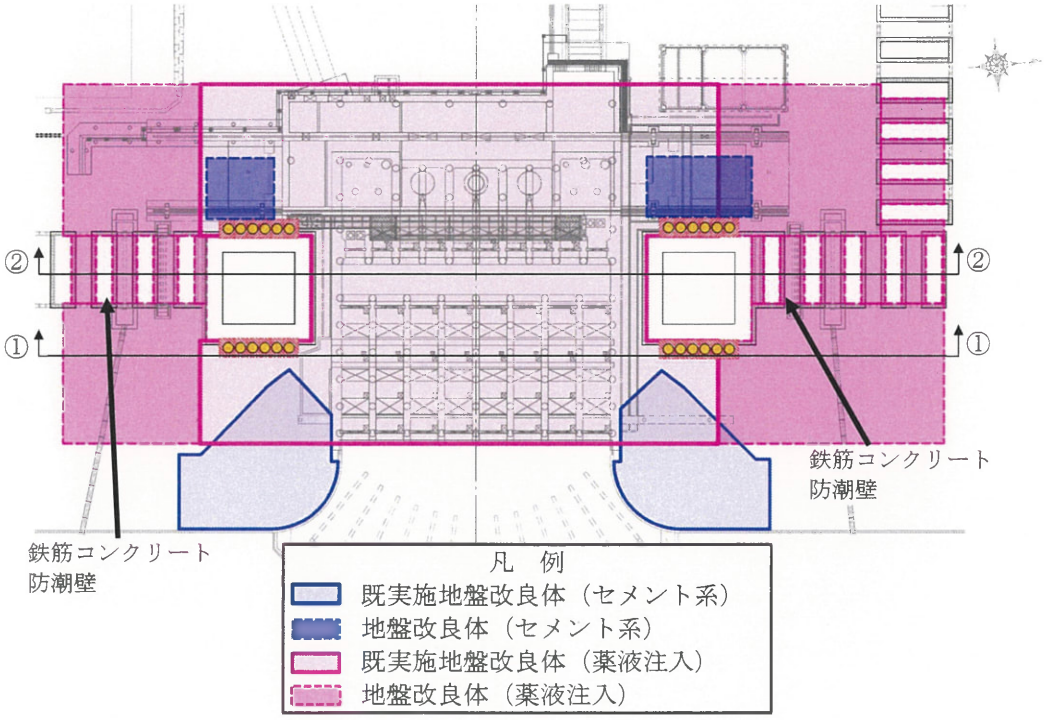


図 3.5-33　地盤改良範囲（平面図）

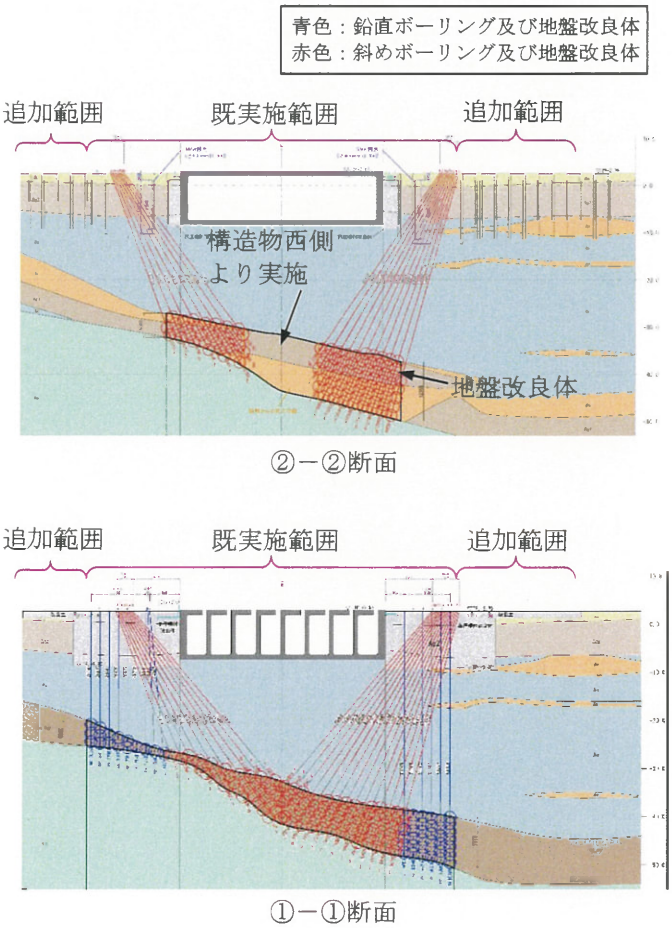


図 3.5-34　既設構造物下の地盤改良のボーリング孔配置図（既実施範囲）

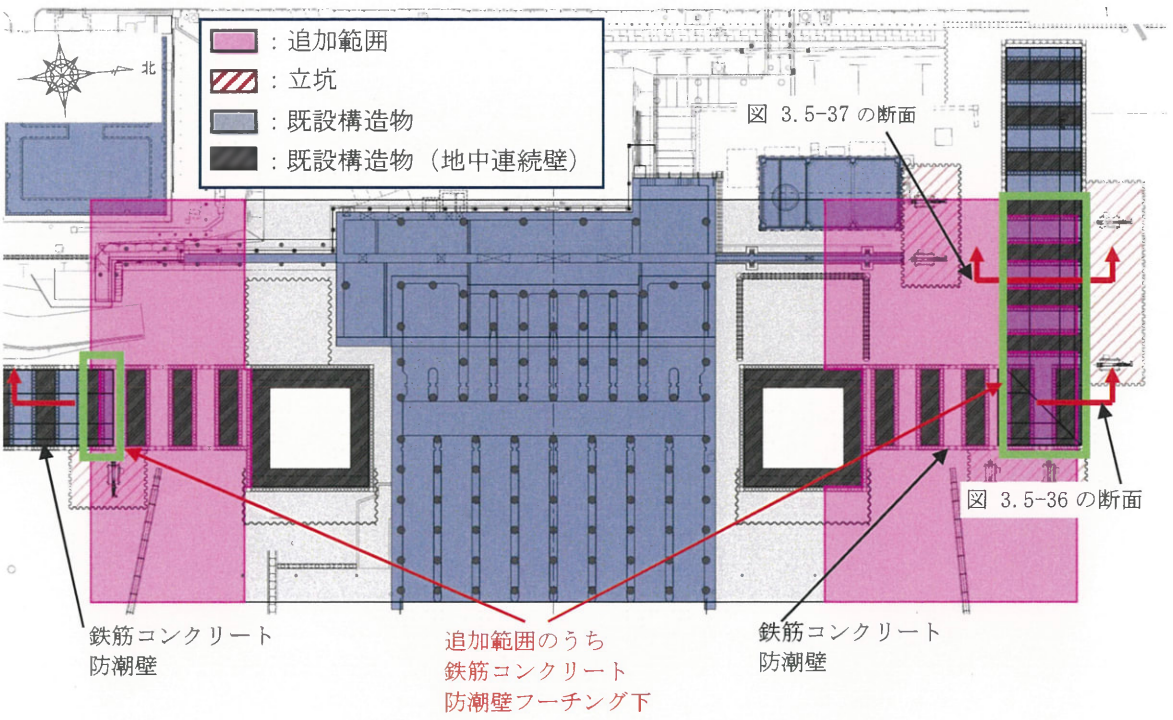


図 3.5-35　地盤改良（薬液注入）の追加範囲平面図

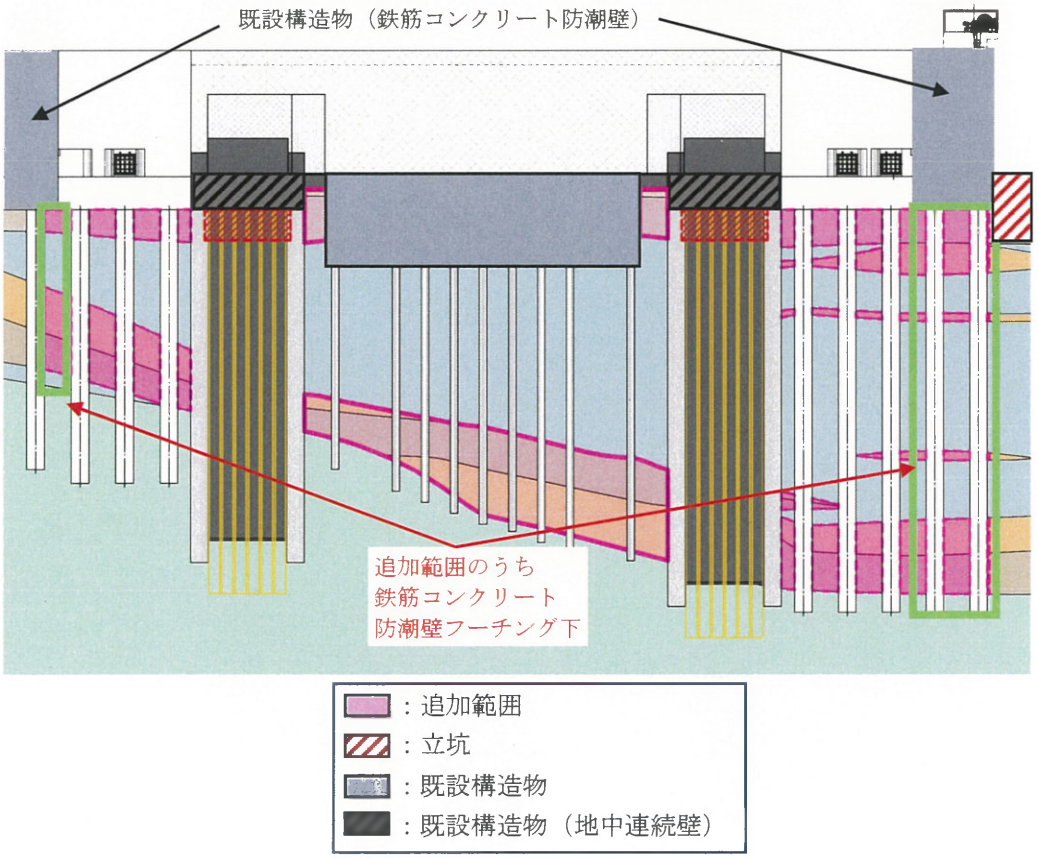
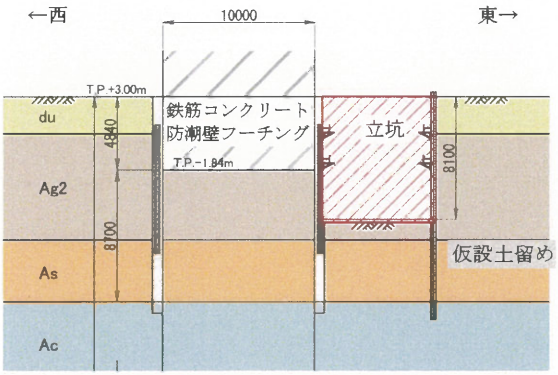


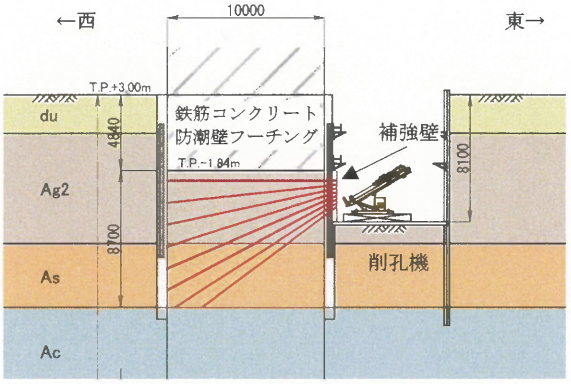
図 3.5-36　地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面図

① 立坑掘削



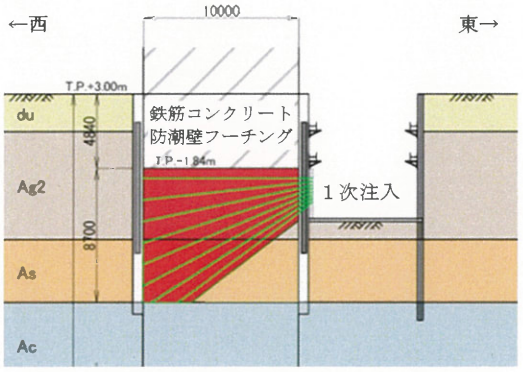
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの側部に仮設土留めを施工し，立坑を掘削する。

② 1次削孔



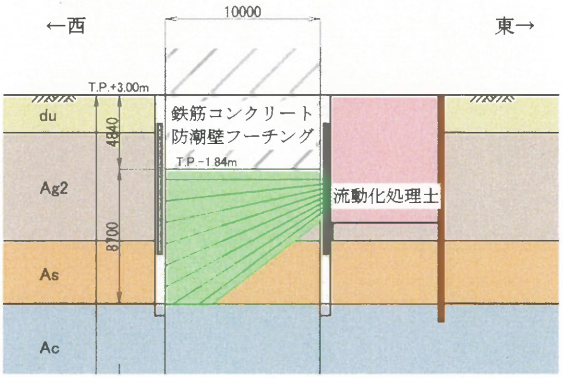
立坑の削孔側の壁面に補強壁を構築した後，削孔機にて，1次削孔を行う。孔に注入用の注入管を設置する。

③ 一次注入



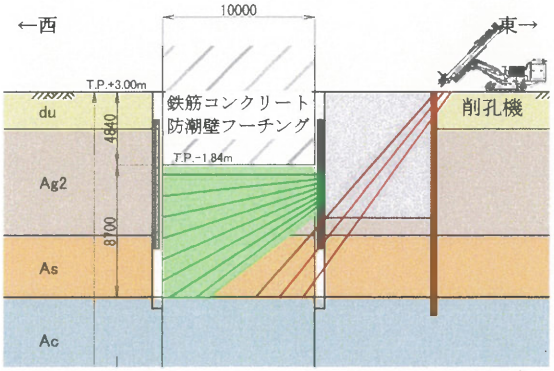
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの下側に1次注入し地盤改良を行う。

④ 立坑埋戻し



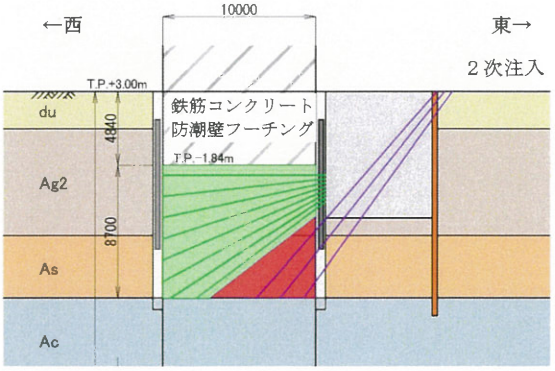
立坑を流動化処理土で埋め戻す。次に，仮設土留めを引抜き，隙間をモルタルで充填する。

⑤ 2次削孔



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から削孔し，注入管を設置する。

⑥ 2次注入



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から2次注入し地盤改良する。

図 3.5-37 既設構造物下の地盤改良施工フロー

(4) リスクを想定した対策の実施

本施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した。その詳細については，3.6.6 に示す。

(5) 施工品質の確認

a. 施工品質の確認方法

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため，まず，地盤改良（薬液注入）の目的及び設計上の取扱いを明確にし，具体的な性能目標を表 3.5-27 の通り整理した。この性能目標を達成する具体的な要求品質を表 3.5-28 の通り設定した。次に，これらの性能目標（要求品質）が達成されていることを確認する方法を定めるため，準拠する基準類を表 3.5-29 の通り明確にした。

地盤改良（薬液注入）の設計における与条件は改良範囲と要求品質（液状化強度比）である。これらが計画通り実施されていることを確認するために，地盤改良（薬液注入）において確認する項目，方法，時期を表 3.5-30 の通り整理した。また，各層の配合試験結果に基づき設定した要求品質（液状化強度比）と，これを確認するための指標となる管理基準値を表 3.5-31 に示す（詳細は 3.6.6(2)参照）。

地盤改良（薬液注入）に係る品質確認は表 3.5-30 に示す通り，計測等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-27 地盤改良（薬液注入）の目的及び設計上の取扱い，性能目標

地盤改良（薬液注入）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地震応答の低減及び地盤反力の確保のため，地盤の液状化を防止する。	地盤改良体（薬液注入）は想定する地震力に対して液状化しない。	設計から得られた地震時の最大せん断応力比に対し，地盤改良体（薬液注入）の液状化強度比(RL_{20})※が上回ること。

※繰返し回数 20 回で液状化に至る応力比。

表 3.5-28 地盤改良（薬液注入）の具体的な性能目標

性能目標	対象地層	最大せん断応力比 L_{max}	要求品質(液状化強度比)
設計から得られた地震時の最大せん断応力比に対し，地盤改良体（薬液注入）の液状化強度比(RL_{20})が上回ること。	Ａｇ２層	0.62	左記(0.62)値以上
	Ａｓ層	0.65	左記(0.65)値以上
	Ａｇ１層	0.58	左記(0.58)値以上

表 3.5-29　確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
薬液注入工法	浸透固化処理工法技術マニュアル　平成 22 年 6 月，沿岸技術研究センター
	急速浸透注入工法　超多点注入工法　技術マニュアル平成 24 年 2 月，地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会

表 3.5-30　地盤改良（薬液注入）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
削孔工 （ボーリング）	削孔位置，削孔角度	測量，計測にて確認	測量，計測	削孔前
	削孔長	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	注入管の仕様	注入管のノズル数，間隔，全長を目視，計測にて確認	目視，計測	挿入前
	注入管の位置	注入管の位置を計測	計測	挿入後
	グラウト材の材料	分析報告書にて確認	記録	充填前
	グラウト材の比重	比重測定にて確認	計測	充填前
	グラウトの充填	充填されている状態を目視にて確認	目視	充填後
注入工	薬液の材料	試験成績表等の確認及び比重測定との照合	記録，計測	注入前
	流量計の校正	実測値と計測値の誤差にて確認	計測	注入前
	注入薬液の品質	pH 測定にて確認	計測	注入前
	注入速度・注入圧力	流量計（モニタ）にて確認	目視	注入中
	注入量	流量計（積算流量，モニタ），タンク容量の目視にて確認	目視	注入後
事後調査 ・ボーリング（試料採取） ・試料分析	ボーリング位置，角度	測量，計測にて確認	測量，計測	削孔前
	ボーリング深度	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	シリカ含有量増分量	現地で採取した試料をシリカ含有量測定（ＩＣＰ発光分光分析）にて確認	試料	採取後

表 3.5-31　管理基準値

対象土層	要求品質(液状化強度比)	管理基準値 (シリカ含有量増分量)
Ａｇ２層	0.62 以上	5.1 mg/g 以上
Ａｓ層	0.65 以上	8.0 mg/g 以上
Ａｇ１層	0.58 以上	7.3 mg/g 以上

また，地盤改良（薬液注入）は，地中での施工であり，施工結果を直接，把握しにくい。このため，地中連続壁の不具合事象を受け，品質確認を規格基準以上に強化・拡充する。これらの具体的な内容を表 3.5-32 に，一般工事との比較を表 3.5-33 に示す。

表 3.5-32　検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は，施工配置図をもとに削孔位置，削孔長・削孔角度等が計画通りであることにより確認する（②参照）。
シリカ含有量増分量	施工後	要求品質の液状化強度比に相当するシリカ含有量増分量を確認する。 【確認頻度】（①を参考に保守的に設定） ボーリング孔数： ・改良土量 5,000 m^3 未満では 3 孔 ・5,000 m^3 以上では 2,500 m^3 増えるごとに 1 孔追加 試料採取箇所数：各孔で地層ごと ・改良層厚が 6 m 以上の場合は 3 箇所 ・6 m 未満の場合は概ね 2 m の間隔で採取 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】（①参照） シリカ含有量試験 【管理基準値：シリカ含有量増分量※】 Ａｇ２層：5.1 mg/g 以上 Ａｓ　層：8.0 mg/g 以上 Ａｇ１層：7.3 mg/g 以上 【採取箇所】 ボーリング孔数を改良範囲内に偏ることなく分散させるとともに，構造物直下及びＡｃ層内に介在する薄い砂層（Ａｓ層）も対象とし，適切に配孔する。

※：要求品質（液状化強度比）と相関を持ち，要求品質の達成を間接的に確認できる指標
①：浸透固化処理工法技術マニュアル　平成 22 年 6 月，財団法人　沿岸技術研究センター
②：急速浸透注入工法　超多点注入工法　技術マニュアル平成 24 年 2 月，地盤注入開発機構恒久グラウト・本設注入協会

表 3.5-33　一般工事との比較

対策区分	Ａ：防潮堤（鋼製防護壁）工事における対応（概要）	Ｂ：一般工事における対応	評価（Ａ，Ｂ比較結果）
品質確認	ボーリング孔数を改良土量 5,000 m^3 未満では 3 孔，5,000 m^3 以上では 2,500 m^3 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で地層ごとに改良層厚が 6 m 以上の場合は 3 箇所，6 m 未満の場合は概ね 2 m の間隔で試料採取する。改良範囲・時期ごとに当該頻度を適用する。	改良土量 5,000 m^3 未満では 3 孔，5,000 m^3 以上では 2,500 m^3 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で改良層厚が 6 m 以上の場合は上，中，下の 3 箇所，6 m 未満の場合は改良層厚に応じて 2 m 程度に 1 箇所で試料採取する。	地層区分ごとに検査数量を増やす（一般工事の 2 倍以上）ことで，施工結果の信頼性が向上する。

b.　本工事の事後調査確認頻度

(a)　確認頻度の考え方

地中連続壁の不具合事象を踏まえ，地中工事の信頼性確保のため，事後調査における試料採取のためのボーリング孔数は，実績のある基準（浸透固化処理工法マニュアル）に基づき，改良対象土層 5,000 m^3 未満は調査ボーリング３孔，5,000 m^3 以上は 2,500 m^3 増えるごとに１孔追加することとする。

本工事では１孔のボーリングですべての各改良対象土層が採取可能であることから，各改良対象土層の土量ごとではなく総改良土量からボーリング孔数を決定する。

また，浸透固化処理工法マニュアルでは事後の品質確認試験の頻度を「ボーリング孔１本につき上，中，下それぞれ１回，計３回を目安」としているが，本工事では改良対象土層ごとに層厚 6m以上の場合は 3 箇所，層厚 6m未満の場合は概ね 2m間隔で試料を採取することから，通常よりも多く試験を実施するため妥当である。

事後ボーリング調査の実施例を図 3.5-38 に示す。

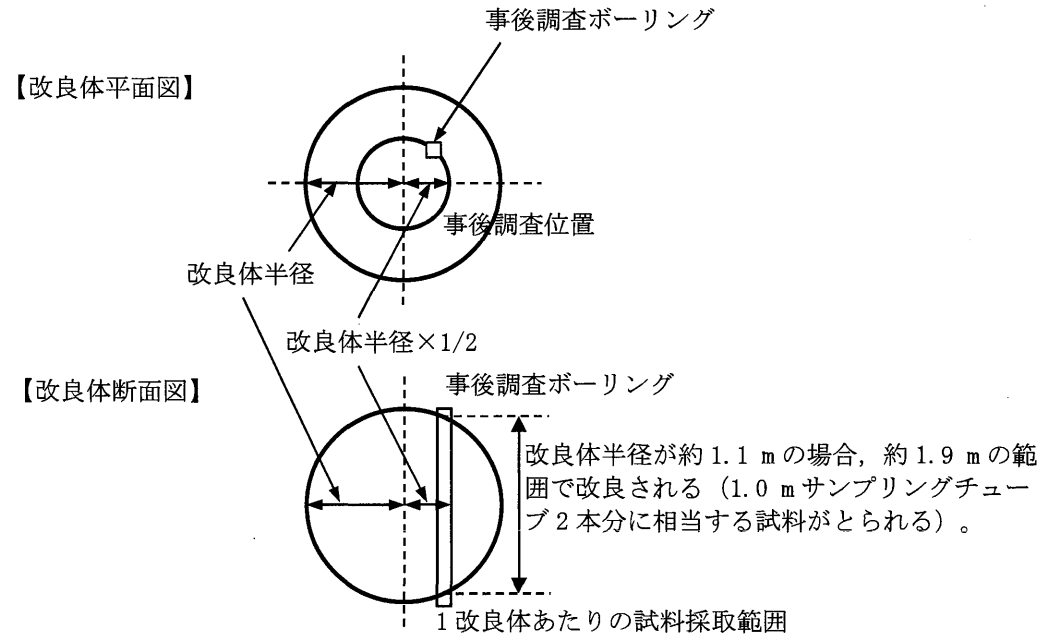


図 3.5-38　事後ボーリング調査実施例

試料採取位置の例を，図 3.5-39 に示す。

一般工事では，浸透固化処理工法マニュアルで試験頻度をボーリングごとに上，中，下の３箇所と規定していることを踏まえて試験を行う。

それに対し，本工事では，ボーリングで確認した地層ごとに，層厚が６ｍ以上の場合は３箇所，６ ｍ未満の場合は概ね２ ｍの間隔で１箇所の頻度で試験を行う。また，１ｍ程度の薄層の場合は１箇所で試験を行う。

図 3.5-39 では，地層 1，3，5 が層厚６ ｍ以上であるため３箇所，地層２が層厚６ｍ未満であるため概ね２ ｍの間隔で２箇所，地層４が層厚１ ｍ程度の薄層であるため１箇所で試験を行う。

なお，改良範囲・時期ごとに当該頻度を適用する。

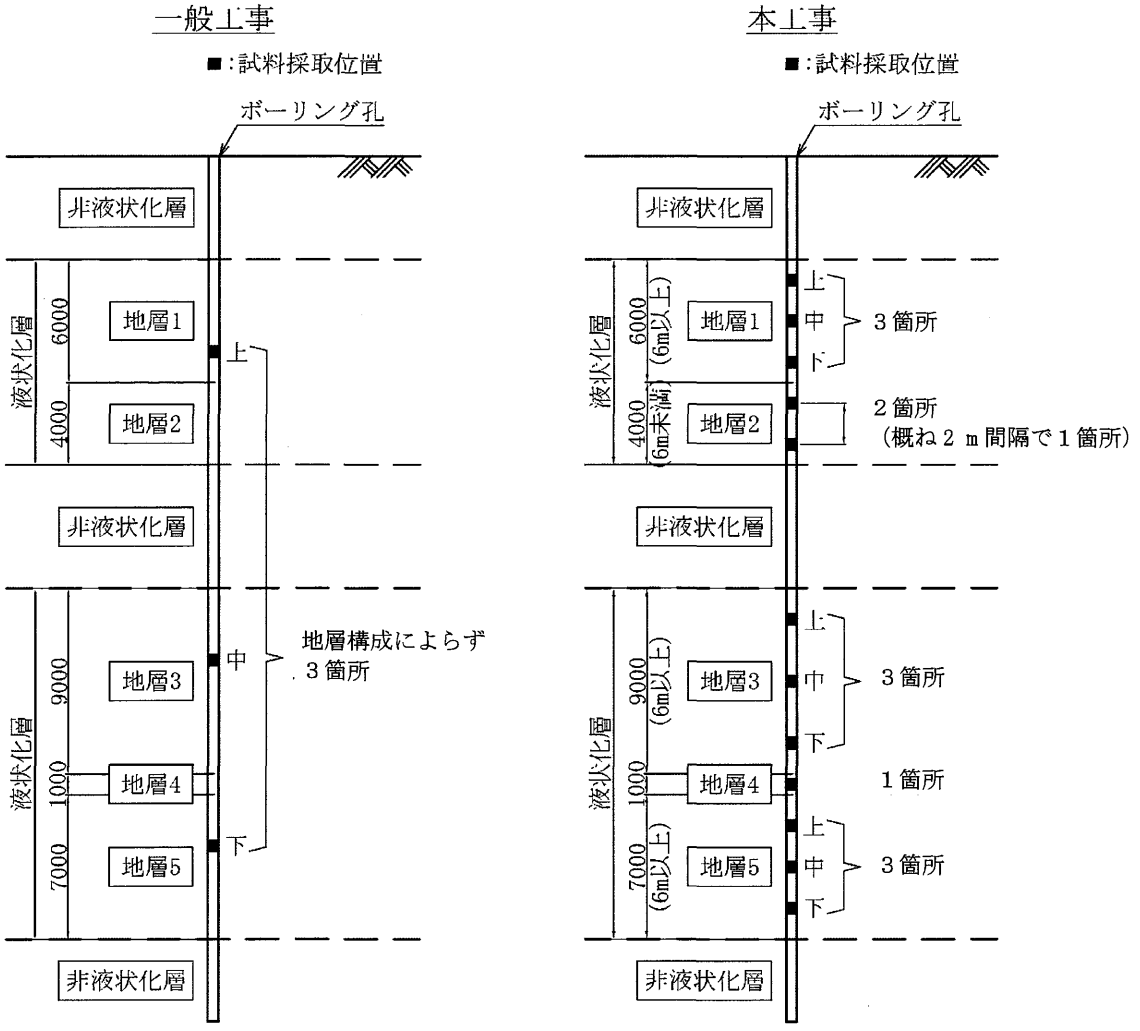


図 3.5-39　試料採取位置の例

(b)　本工事の事後調査確認頻度

イ.　ボーリング孔数

ボーリング孔数は，改良土量5,000 m³未満では３孔，5,000 m³以上では2,500 m³増えるごとに１孔追加実施する。また改良範囲・時期ごとにこれを適用する。

これに基づき，施工時期が同じ条件でのボーリング孔数を算出する。改良土量は，南側と北側で分けて設計図面より求積する。

概算の改良土量とボーリング孔数を表 3.5-34 に示す。

表 3.5-34　概算改良土量とボーリング孔数（施工時期が同じ場合）

改良範囲（施工箇所）	概算改良土量	ボーリング孔数
南側	18,300 m³	9 孔
北側	28,700 m³	13 孔
合計	47,000 m³	22 孔

ロ.　ボーリングの配置

算出したボーリング孔本数を改良範囲内に偏ることなく分散させるとともに，構造物直下及びＡｃ層内に介在する薄い砂層（Ａｓ層）も対象に含めて適切に配孔する。配孔イメージ断面を図 3.5-40 に示す。介在する薄い砂層（Ａｓ層）については，鉛直ボーリング孔を削孔し他の改良土層と同様に試料を採取する。また，構造物直下の改良範囲については，浅部は掘削した立坑の中からボーリング孔を削孔し，深部は地表部から斜めボーリング孔を削孔し試料を採取する。

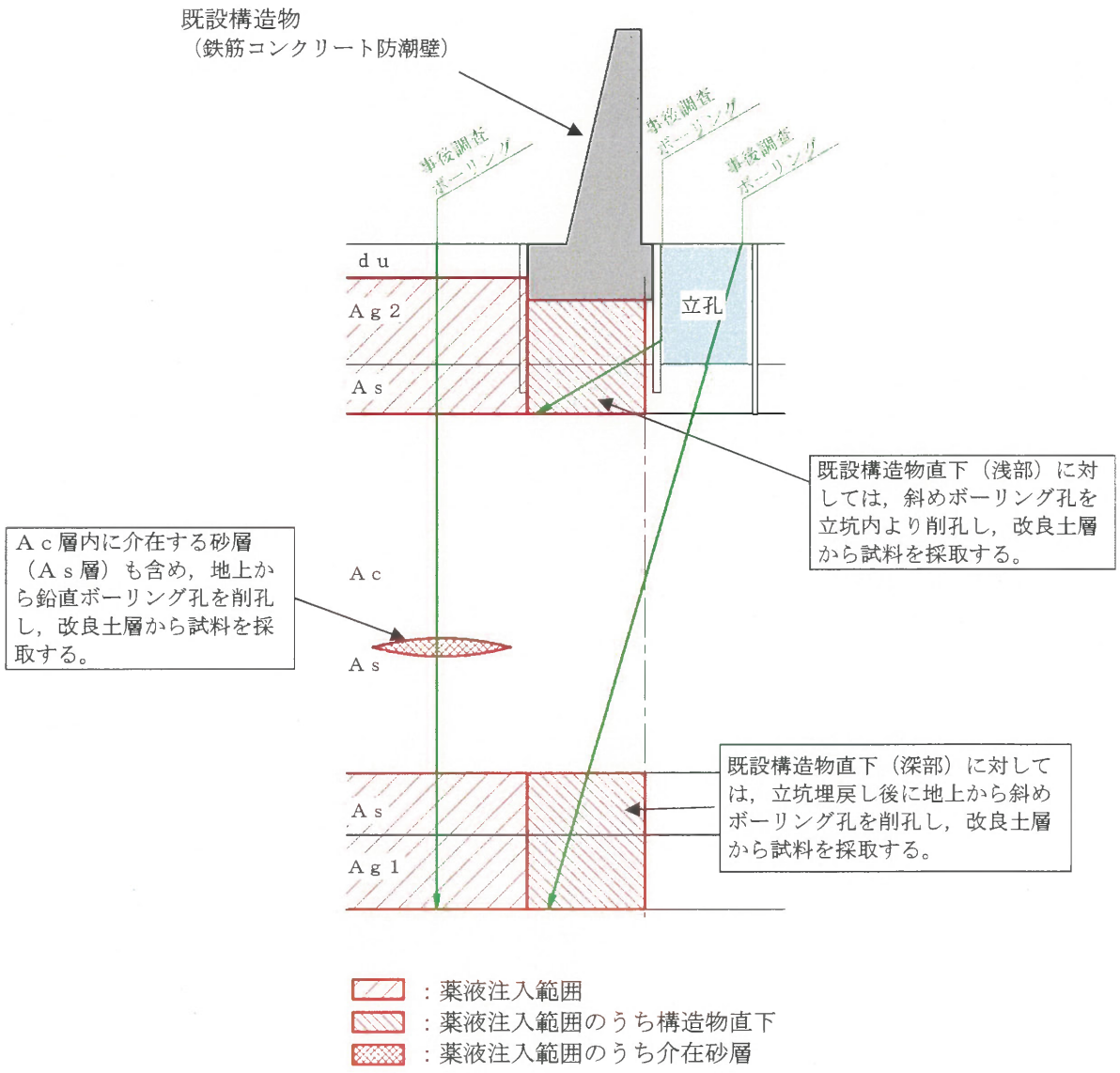


図 3.5-40　事後調査ボーリング配孔イメージ断面図

3.5.9　地盤改良（セメント系）

(1)　工事概要

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の変位抑制を目的として基礎の西側に地盤改良（セメント系）を実施する。地盤改良範囲の外周に土留めを設置し，該当範囲の土砂を掘削し，流動化処理土（地盤改良体（セメント系））に置き換える。

地盤改良(セメント系)平面図を図 3.5-41 に，地盤改良(セメント系)断面図を図 3.5-42 に示す。

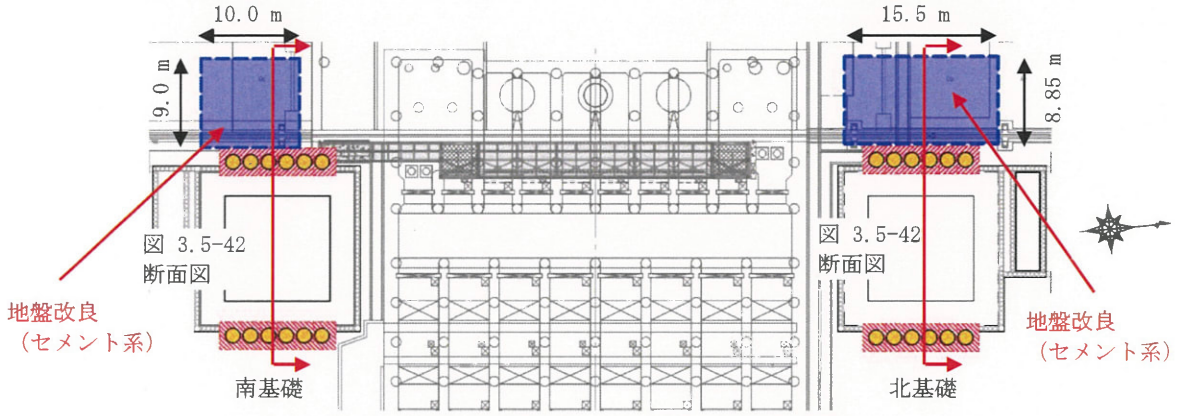


図 3.5-41　地盤改良（セメント系）平面図

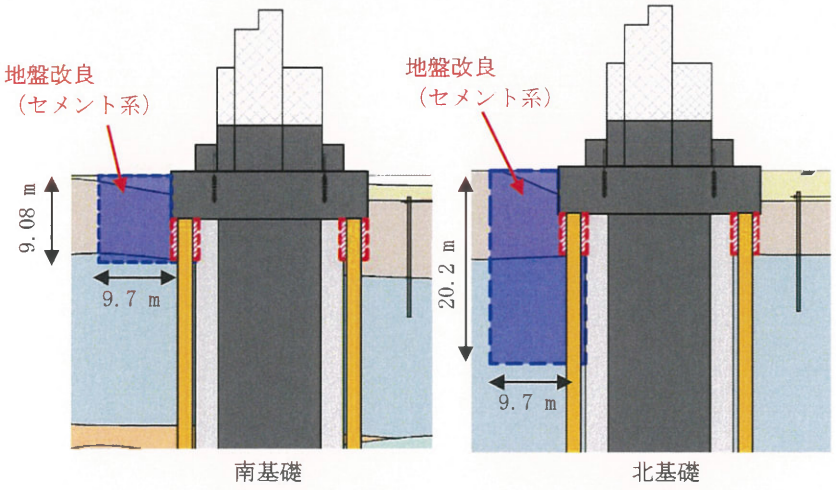


図 3.5-42　地盤改良（セメント系）断面図

(2) 施工方法

地盤改良（セメント系）の施工方法は以下の通りである。

①地盤改良範囲の外周に土留めを設置する。

②土留め内の土砂を掘削，撤去する。

③掘削した範囲にプラントで製造した流動化処理土を打設する。

現地製造プラントのイメージを図 3.5-43 に示す。

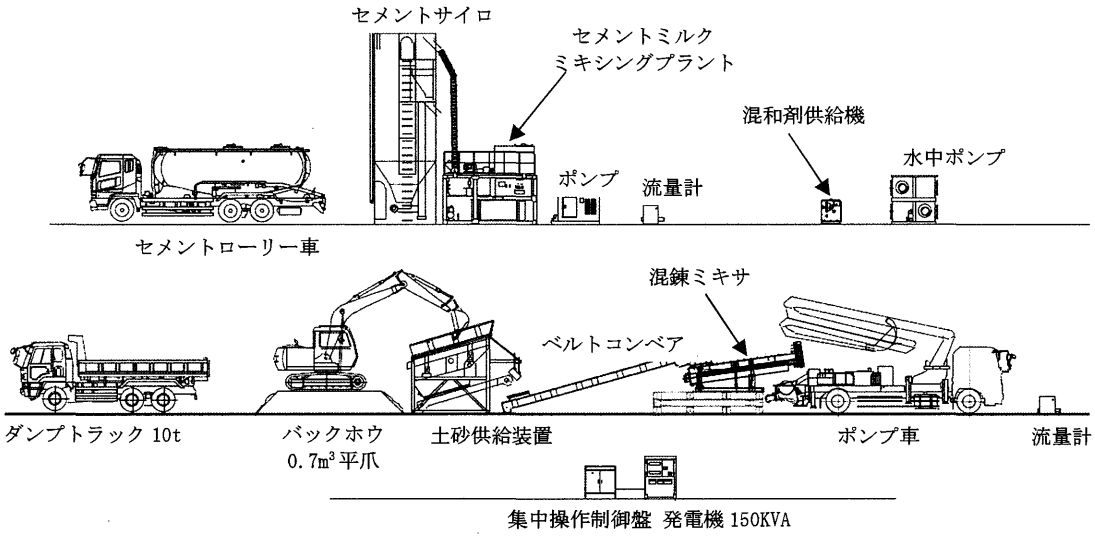


図 3.5-43 現地製造プラントのイメージ

(3) 施工性の確認

施工図を作成し，干渉物を特定した後，重機配置に干渉する発電設備については，撤去または移設により干渉しないことを確認した。なお，南基礎において，移設できない既設構造物を考慮した改良範囲を構造設計に反映した。

施工エリアの状況・干渉物等を考慮して，施工性を確認する。

地盤改良範囲及び仮設土留め計画を図 3.5-44 に，掘削・置換工法施工イメージを図 3.5-45 に示す。地盤改良範囲は既設構造物と近接しているが仮設土留めにより計画の改良範囲の掘削・置換が可能であることを確認した。また，設置する仮設土留めは重機（8t 級コンクリートポンプ車）荷重により大きな変形を生じさせることはなく，周辺地盤や既設構造物の沈下を引き起こす懸念はないことから，施工上の問題とならないことを確認した。

掘削・置換工法（流動化処理土）の施工性の確認結果を表 3.5-35 に示す。また，表 3.3-6 で整理した想定リスクに対する対策を行い，工事の確実性を確保する。

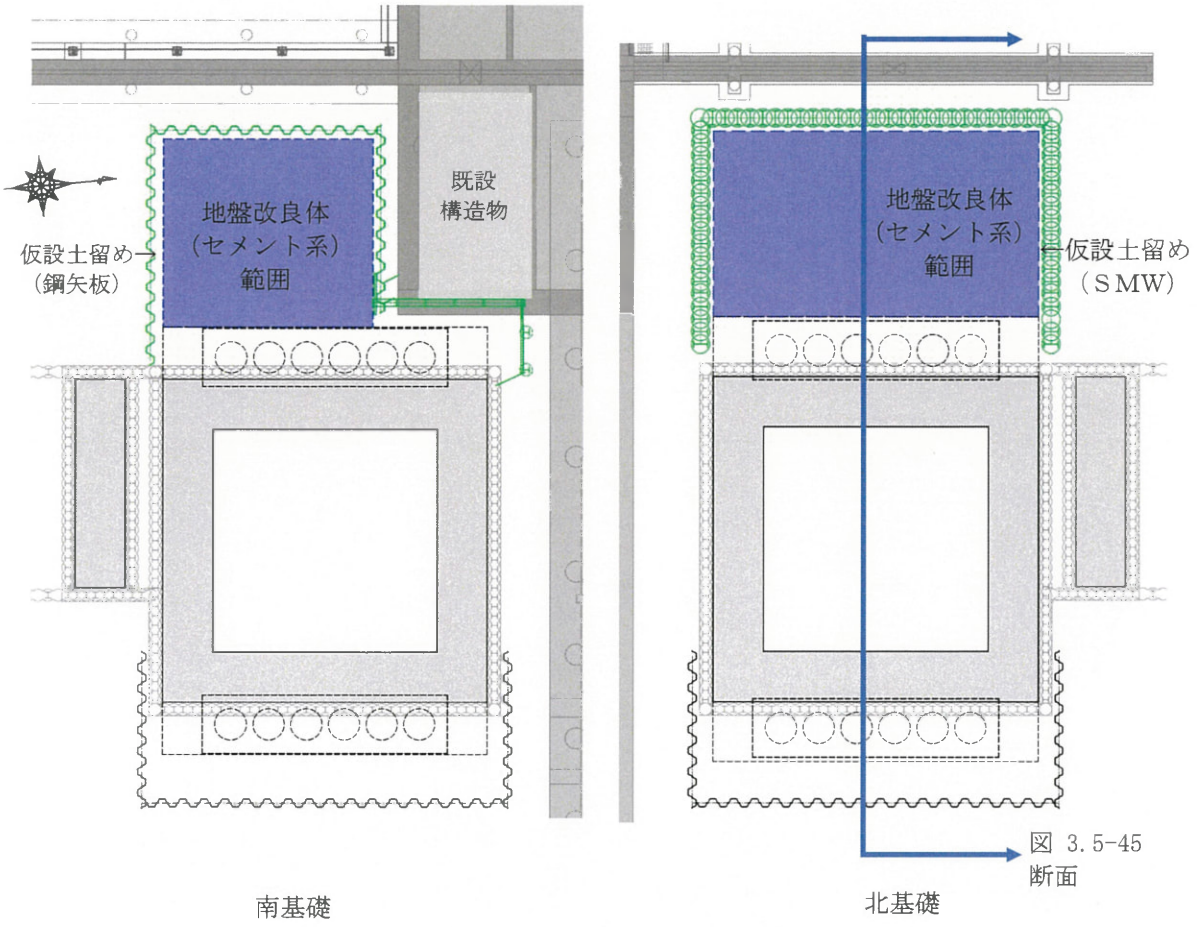


図 3.5-44　地盤改良範囲及び仮設土留め計画図

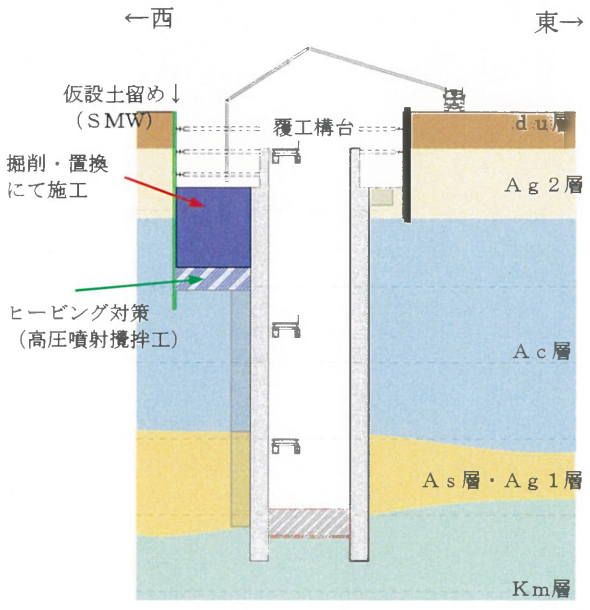


図 3.5-45　掘削・置換工法施工イメージ図（北基礎）

表 3.5-35　掘削・置換工法（流動化処理土）の施工性の確認結果

施工方法	確認結果
対象箇所に仮設土留めを打設し，バックホウで掘削し，ポンプ車で流動化処理土を打設する。	・施工エリアは当該作業で占有しており，施工（掘削・埋戻し）に対して作業空間は問題ないことを確認した。 ・ポンプ車が停車・作業する補助エリアも他の施工ステップの作業と工程調整により確保可能であることを確認した。 ・工事範囲の干渉物は原則移設・撤去（南基礎西側は既設構造物を回避した構造に変更）し，施工に影響がないことを確認した。

(4)　リスクを想定した対策の実施

施工ステップにおけるリスクを網羅的に洗い出し，その対策を施すことで施工の実現性を確保する。施工中に想定されるリスクに対して，必要な対策を講じることが可能であることを確認した。その詳細については，3.6.7 に示す。

(5) 施工品質の確認

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため，まず，地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取り扱いを明確にし，具体的な性能目標を表 3.5-36 の通り整理した。この性能目標は表 3.5-37 に示す通り設計における条件である強度及び剛性である。次にこれらの性能目標が達成されている事を確認する方法を定めるため，準拠する基準類を表 3.5-38 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系）の設計における与条件は改良範囲と強度である。これらが計画通り実施されていることを確認するために，地盤改良（セメント系）において確認する項目，方法，時期を表 3.5-39 の通り整理した。

地盤改良（セメント系）に係る品質確認は，目視等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-36 地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取扱い

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地盤の液状化の防止及び津波波力に対する基礎の変形の抑制のため，地盤の強度・剛性を向上させる。	鋼製防護壁基礎から受ける荷重に対し，必要な地盤反力を発揮する。	設計に用いた強度及び剛性

表 3.5-37 地盤改良（セメント系）の具体的な性能目標

性能目標	設計に用いた強度（管理基準値※）
設計に用いた強度及び剛性	一軸圧縮強度 1.5 N/mm^2

※改良体の剛性は一軸圧縮強度に基づき解析用物性値が設定されていることから，強度及び剛性を確認するための間接的な指標として設計に用いた「一軸圧縮強度」を管理基準値として採用する。

表 3.5-38 確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
流動化処理土	掘削土再利用大口径柱列ソイル工法 設計・施工マニュアル 平成 27 年度版 ＣＲＭ工法協会

表 3.5-39 地盤改良（セメント系）（掘削・置換工法（流動化処理土））に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
流動化処理土打設工	改良範囲	流動化処理土打設前に寸法を測量し，図面と照合	測量	掘削完了後施工後
	流動化処理土の配合計画書等	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	流動化処理土の性状	プラント出荷前にフロー値等（湿潤密度他）を実施し，計画値と照合	計測	施工中
	一軸圧縮強度※	プラント出荷時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試料を用いた試験	施工後

※：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

なお，設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-40 に示す。

表 3.5-40　検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	掘削完了後 施工後	改良範囲は，施工配置図をもとに平面位置，深さが計画通りであることを確認する。
一軸圧縮強度	施工後	試験結果の平均値が性能目標の一軸圧縮強度以上であることを確認する。 【確認頻度】 製造日ごとに１回※（３個の供試体の平均） 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020 ：土の一軸圧縮試験方法）

適用する基準・指針名：
掘削土再利用大口径柱列ソイル工法設計・施工マニュアル　平成２７年度版　ＣＲＭ工法協会

参考として，地盤改良（セメント系）のうち既実施の高圧噴射攪拌工法についても同様に整理する。

まず，地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の目的，設計上の取扱い及び性能目標を表 3.5-41 の通り整理した。この性能目標は表 3.5-42 に示す通り設計における条件である強度及び剛性である。次に，これらの性能目標が達成されていることを確認する方法を定めるため，準拠する基準類を表 3.5-43 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の設計における与条件は改良範囲と強度である。これらが計画通り実施されていることを確認するために，地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る施工品質の確認項目を表 3.5-44 の通り整理した。

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る品質確認は，計測等にて確認が可能であり，各作業について適切な時期に施工結果を確認することで，実施した工事が計画通り行われていることの確認が可能である。また，これらの確認結果は品質に係る記録として保管する。

表 3.5-41　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の目的，設計上の取扱い及び性能目標

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地盤の液状化の防止及び強度の向上による護岸変位の抑制・地盤の安定性の確保のため，地盤の強度・剛性を向上させる。	護岸の変位の抑制及び地盤の安定性のため，必要な地盤剛性・強度を発揮する。	設計に用いた強度及び剛性

表 3.5-42　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の具体的な性能目標

性能目標	設計に用いた強度（管理基準値※）
設計に用いた強度及び剛性	砂・礫質土層：一軸圧縮強度　3.0 N/mm^2 粘性土層　　：一軸圧縮強度　1.0 N/mm^2

※改良体の剛性は一軸圧縮強度に基づき解析用物性値が設定されていることから，強度及び剛性を確認するための間接的な指標として設計に用いた「一軸圧縮強度」を管理基準値として採用する。

表 3.5-43　確認項目が準拠する基準類

工法	基準・指針名
高圧噴射攪拌工法	土木工事施工管理基準及び規格値　令和７年度版：国土交通省　関東地方整備局

表 3.5-44　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
削孔工 （ボーリング）	ボーリング 位置，角度	測量，計測により確認	測量等	削孔前
	ボーリング 深度	ケーシング検尺により確認	計測	削孔後
造成工	改良範囲※	改良範囲を測量，計測にて確認	測量等	施工前 施工中
	固化材の品質	材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	施工仕様	工法上指定された状態（配合，吐出量，吐出圧力等）であることを計測等により確認	計測等	造成中
事後調査 ・ボーリング （試料採取） ・一軸圧縮試験	ボーリング 位置，角度※	測量，計測にて確認	測量等	削孔前
	ボーリング 深度※	ケーシング検尺にて確認	計測	削孔後
	改良体の一軸 圧縮強度※	現地で採取した供試体を用い，強度発現後に一軸圧縮試験にて確認	供試体を用いた試験	採取後

※：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省）に準拠する。

なお，設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-45 に示す。

表 3.5-45　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は，施工配置図をもとに平面位置，深さが計画通りであることを確認する。
一軸圧縮 強度	施工後	①各供試体の試験結果は改良地盤設計強度の 85%以上。 ②1 回の試験結果は改良地盤設計強度以上。 なお，1 回の試験とは 3 個の供試体の試験値の平均値で表したもの。 【確認頻度】 改良体 500 本未満は 3 本，500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する。試験は 1 本の改良体について，上，中，下それぞれ 1 回，計 3 回とする。ただし，1 本の改良体で設計強度を変えている場合は，各設計強度ごとに 3 回とする。 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020:土の一軸圧縮試験方法）

※：適用する基準・指針名：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省　関東地方整備局）

また，地盤改良（薬液注入）の計画範囲のうち不飽和地盤について，改良品質の確保が困難であるため地盤改良（セメント系）にて性能目標を確保する。飽和地盤と不飽和地盤の改良方法の選定に係るイメージを図 3.5-46 に示す。なお，施工条件に応じて，適切な工法を選択する。

施工品質の確認を行うための項目等を整理するため，まず，地盤改良（セメント系）の目的及び設計上の取扱いを明確にし，具体的な性能目標を表 3.5-46 の通り整理した。この性能目標を達成する具体的な要求品質を表 3.5-47 の通り設定した。次に，これらの性能目標（要求品質）が達成されていることを確認する方法を定めるため，準拠する基準類を表 3.5-48 の通り明確にした。

地盤改良（セメント系）の設計における与条件は改良範囲と性能目標である。これらが計画通り実施されていることを確認するために，地盤改良（セメント系）において確認する項目，方法，時期を表 3.5-49 の通り整理した。

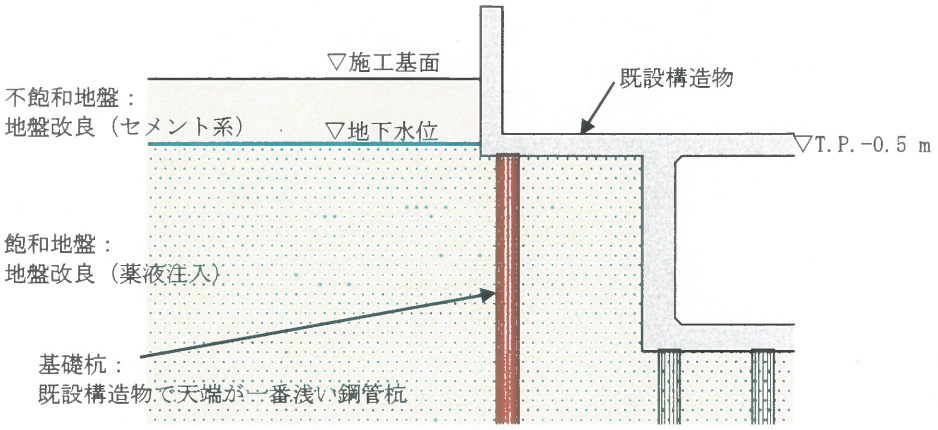


図 3.5-46　飽和地盤と不飽和地盤の改良方法の選定に係るイメージ図

表 3.5-46　地盤改良体の目的及び設計上の取扱い

地盤改良（セメント系）の目的	設計上の取扱い	性能目標
地震応答の低減及び地盤反力の確保のため，地盤の液状化を防止する。	地盤改良体は想定する地震力に対して液状化しない。	液状化しないこと（地盤が固結していること）

なお，地盤改良（セメント系）で代替する範囲は，地下水位以浅（地表から数 m）であり，本改良範囲に接する重要構造物の杭基礎（深度 T.P.－0.5 m 以浅に設置，図 3.5-46 参照）がないことを確認した。また，当該範囲に重要構造物の鉄筋コンクリート部が接するものの，これらに比べ本地盤改良体の強度は 0.5 N/mm^2 と小さく，これらの構造物に影響を及ぼすことはない。

一方，液状化対策地盤と比較した場合には，強度・剛性ともに増大することから，構造物の変形を抑制し安全性の向上に繋がることとなる。

表 3.5-47　地盤改良（セメント系）の具体的な性能目標

性能目標	管理基準値
液状化しないこと （地盤が固結していること）	地盤改良によっても当該箇所の元々の地盤強度を下回らないことを確保及び固結の確認として，計画範囲の地盤の強度を超える一軸圧縮強度（0.5 N/mm^2）以上

表 3.5-48　確認方法が準拠する基準類

工法	基準・指針名
高圧噴射攪拌工法	土木工事施工管理基準及び規格値　令和７年度版：国土交通省　関東地方整備局
掘削・置換工法 （事前混合処理）	土木工事施工管理基準及び規格値　令和７年度版：国土交通省　関東地方整備局
掘削・置換工法 （流動化処理土）	現地で発生土を流動化する「エースサンド工法」技術資料　令和３年：エースサンド協会
中層混合処理工法	パワーブレンダー工法（中層混合処理工）技術資料　令和元年：パワーブレンダー工法協会

表 3.5-49　掘削・置換工法（事前混合処理）及び中層混合処理工法に係る施工品質の確認項目

工程	確認項目	確認方法		時期
掘削・置換工法 （事前混合処理）	改良範囲	改良範囲を測量にて確認	測量	掘削完了後 施工後
	事前混合処理土の配合計画書等	配合計画書，材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	締固め度	転圧回数の確認	計測	施工後
中層混合処理工法	改良範囲	改良範囲を測量にて確認	測量	施工前 施工中
	固化材の品質	材料試験結果の確認	図書・記録	施工前
	改良材の性状	スラリー比重の測定を実施し，計画値と照合	測定を目視	施工中
	施工仕様	計画した状態（スラリー量，改良深度，羽根切り回数等）であることを計測等により確認	計測	施工中
	改良体の一軸圧縮強度	現地で採取した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験にて確認	供試体を用いた試験	施工後

なお，設計における与条件である改良範囲及び性能目標である設計に用いた強度が計画通りできていることを検査するための具体的な内容について整理した結果を表 3.5-50，及び表 3.5-51 に示す。

表 3.5-50　掘削・置換工法（事前混合処理）に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	掘削完了後 施工後	改良範囲は，施工配置図をもとに平面位置，厚さが計画通りであることを測量により確認する。
現場密度測定	施工後	施工範囲を小分割した管理ブロックの全てが規定回数だけ締め固められたことを確認する。 【確認頻度】 ・盛土を管理する単位（以下「管理単位」）に分割して管理単位ごとに管理を行う。 ・管理単位は 1 日の 1 層当たりの施工面積 1,500 m^2を標準とする。また，1 日の施工面積が 2,000 m^2以上の場合，その施工面積を 2 管理単位以上に分割する。 ・1 日の施工が複数層に及ぶ場合でも 1 管理単位を複数層にまたがらせることはしないものとする。 【試験方法】 ・転圧回数の確認

※：適用する基準・指針名：土木工事施工管理基準及び規格値[令和 7 年 3 月版]（国土交通省　関東地方整備局）

表 3.5-51　中層混合処理工法に係る検査項目・時期及び頻度・方法等

検査項目	検査時期	頻度及び方法等
改良範囲	施工後	改良範囲は，施工配置図をもとに平面位置，深さが計画通りであることを測量により確認する。
一軸圧縮強度	施工後	各供試体の試験結果は設計基準強度の 85%以上とし，かつ 1 回の試験結果は設計基準強度以上とする。 なお，1 回の試験とは 3 個の供試体の平均値で表したもの。 【確認頻度】 1,000 m^3～4,000 m^3につき 1 回の割合で行う。試験は改良体について上，中，下それぞれ 1 供試体で 1 回とする。 改良範囲・時期ごとに上記頻度を適用する。 【試験方法】 土の一軸圧縮試験※（JIS A 1216:2020 ：土の一軸圧縮試験方法）

※：適用する基準・指針名：パワーブレンダー工法（中層混合処理工）技術資料[平成 30 年 7 月版]（パワーブレンダー工法協会）

3.5.10　本不具合事象を踏まえた工事管理の改善等について

(1)　品質マネジメントシステムに基づく改善活動

設工認の「設計及び工事に係る品質マネジメントシステム」において，設計に係る品質管理の方法で行った管理の実績，または行おうとしている管理の計画，並びに，工事及び検査に係る品質管理の方法，組織等について具体的な計画を定めている。設工認に基づく具体的な設備の設計の実施から具体的な設備の設計に基づく工事の実施については，本システムの「工事に係る品質管理の方法」において，「設工認における調達管理の方法」の管理を適用して実施することを定めている。

「設工認における調達管理の方法」において，契約を主管する組織による「供給者の技術的評価及び供給者の選定」並びに調達を主管する組織の「調達製品の調達管理」を定めている。このうち，「調達製品の調達管理」において，調達製品の管理は，調達文書で要求した製品が確実に納品されるよう調達製品が納入されるまでの間，「調達管理要項」に従い，業務の実施に当たって必要な図書（品質保証計画書，各種要領書等）を供給者より提出させ，それを審査し確認する等の製品に応じた必要な管理を実施するとしている。

この調達製品の管理のうち「設工認に基づく具体的な設備の設計」において，工事段階でのリスク想定が不十分であったため本不具合事象を発生させた。この再発を防止するため，品質マネジメントシステムに基づき是正処置を図った。

また，不具合事象の予防の観点から異常兆候発見のための改善活動を実施する。

a.　本不具合事象に対する再発防止

本不具合事象について，社内規程「是正処置プログラム管理要領」に基づき，不適合処理として再発防止のための是正処置を実施した。

具体的には，本不具合事象の主要な直接原因である「溝壁の粘性土のはらみ出し及び同土砂の崩落等」について，その背後要因である「リスク想定が不十分であり，不具合の発生を予期できなかったこと」に対し，以下の是正処置を立案し実施した。

【是正処置内容】

社内規程に，工事要領書の確認において以下の項目の確認を実施することを定める。

・基礎（地中連続壁）及びそれらの補助工法を実施する工事の具体的な施工設計，手順では以下を確認すること。また，施工ステップを考慮した上で，検討された条件以外に厳しい条件がないこと。

①鉄筋かご建て込み後における溝壁内の堆積物撤去(掘削を含む)を行う際には，安定液中での使用機械の揺動を事前検討し確認する。

②閉鎖型の地中連続壁における施工トラブル等を収集し事前確認を実施する。

③補助工法を選定する際には，地質状況を考慮し時間的影響による変化（軟化やはらみ出し）を踏まえた対策の有無と必要性を確認する。

b.　異常兆候発見に向けた改善活動

発電所の品質マネジメントシステム活動として，2020 年 4 月から原子力施設における状態報告の情報を活用した改善活動を実施している。具体的には，本来あるべき状態と異なる状態，すべき行動から外れた行動や結果，気づいた問題，要改善点等が提案・

記載された状態報告（ＣＲ：Condition Report，不適合事象を含む）は，当社社員のみならず，発電所に係わる全ての協力会社の方々より，幅広く収集することとしている。

防潮堤（鋼製防護壁）の調達管理は，前記の調達製品の管理の通り実施するが，防潮堤（鋼製防護壁）の工事における異常兆候発見及び品質向上のための改善活動として，協力会社の視点を用いたＣＲ活動をより一層活性化することとし，以下の対応を実施する。

・防潮堤（鋼製防護壁）工事に係わる施工会社の方々（元請職員及び作業員）に対し，発電所の幹部より，直接，ＣＲの収集について目的や提案・報告方法を定期的に周知・教育する。
・ＣＲを容易に提案・報告できるよう，これまで発電所・協力会社の事務所入口に計４箇所設置していたＣＲの収集ボックスを，協力会社の現場事務所等に増設するとともに，防潮堤（鋼製防護壁）工事の現場作業員詰所にも設置する。
・「品質管理や作業段取りなどにおける気づき，懸念」などを日々の作業進捗の確認などの打合せにて，工事の作業員より土木建築室の室員が直接聞き取り，ＣＲとして収集する。

(2) 防潮堤（鋼製防護壁）の工事管理における改善

防潮堤（鋼製防護壁）の調達管理は，前述の調達製品の管理に従い実施してきたが，本不具合事象を鑑み，従前の管理について以下の改善を実施する。

a. 鉄筋コンクリート作業への立会

本不具合事象は防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁の鉄筋コンクリート作業にて発生した。防潮堤（鋼製防護壁）の構造の大部分は鉄筋コンクリート構造であり，太径鉄筋を高密度に配筋する計画である。この配筋はコンクリート打設にとって厳しい条件であることから，実配筋を模擬した施工試験によりコンクリートの充填を確認している。

鉄筋コンクリート工事については，従来より，土木建築室の室員の立会にて鉄筋の受入，組立状態，生コンクリート性状などを確認している。これに加え，コンクリート打設の作業前に，土木建築室の室員の立会にて「施工試験で確認し，計画したコンクリート打設の施工に係る準備が完了しているか」を確認する。

また，コンクリート打設中はコンクリートの打設作業がコンクリート標準示方書で示される方法に従い，適切に実施されているかを土木建築室の室員が，適宜，目視，カメラで確認する。

b. 作業報告会への参加による情報収集

当日の作業終了後に，施工会社にて行われる作業報告会に土木建築室の室員が参加し，当日の施工状況などを確認する。このコミュニケーションにより得られる情報により，工事が計画通りできていることの確認や改善の要否を判断するための情報を収集する。ここで収集された情報のうち本来あるべき状態と異なる状態等に関しては情報を聞きとった室員がＣＲとして登録する。

c. マネジメントオブザベーションによる現場の改善

発電所では，現場パフォーマンスの把握・維持・向上を目的に，上位職者が所員や協力会社員・作業員の期待される振る舞いについて行動観察（マネジメントオブザベーション）を実施している。本活動を通じて，現場の弱点や課題の抽出を行い，改善につなげている。

工事の各段階の検査等による工事の直接的な管理に加え，本工事においては土木建築室の室員等による工事現場の観察（作業員の振舞いや現場状態の観察）を強化し，現場の弱点や課題の発見に努め，これらを施工会社と共有・改善することで施工品質の向上を図る。

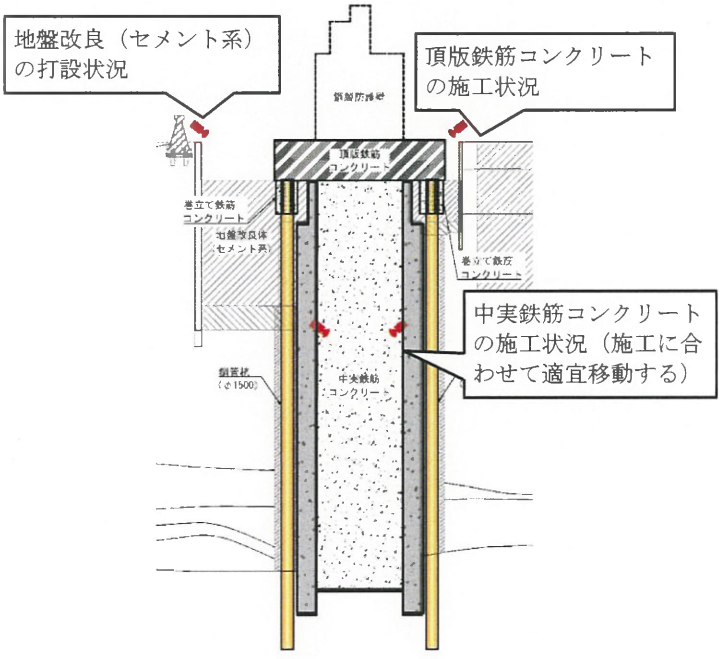
以上の活動について，発電所長の責任あるリーダーシップの下，発電所の品質保証活動の重点事項として，マネジメントオブザベーションやＣＲ活動等を確実に機能させ，不具合の発生防止を強力に推進する。

(3)　カメラを活用した工事管理の高度化

3.5.1 から 3.5.9 までに示した工事の品質を確保するための工事管理の方法（確認項目等）に加え，工事の信頼性向上としてカメラを活用した工事管理の高度化（見える化）を採用する。

・現場作業責任者の作業管理手段を増やし，管理を効率化するとともに，作業品質の向上を図る。
・高所や狭隘な作業エリアなど一度に多数の工事管理者等が入れない場所でもカメラを介して複数の工事管理者等が安全に状況確認できる。
・作業に直接関与しないウォークダウン者が現場に入域することなく状況を把握できるため，施工エリアで働く要員が作業に集中でき，作業品質の向上に寄与する。
・従来の品質記録（写真等）の補完及び万が一の不具合の際はカメラの記録による原因究明にも有用である。

カメラ活用の一例として定点撮影の例を図 3.5-47 に示す。



定点カメラのモニターは施工会社の現場事務所等に設置し施工中は常時モニタリングできるようにする。

図 3.5-47　定点撮影の例

手法と撮影方法及び撮影例を表 3.5-52 に，中実鉄筋コンクリート撮影イメージを図 3.5-48 に示す。

表 3.5-52　手法と撮影方法及び撮影例

手法	撮影方法及び撮影例
定点カメラ	作業状況を近傍より俯瞰して撮影 （例） ・中実鉄筋コンクリートの施工状況を上方から撮影 ・頂版鉄筋コンクリートの施工状況を上方から撮影 ・地盤改良（セメント系）の打設状況を上方から撮影
移動式カメラ （ハンディ等）	作業状況等を近接して撮影 （例） ・コンクリートの打設状況（充填の状況） ・地盤改良（セメント系）の打設前の湧水の発生状況

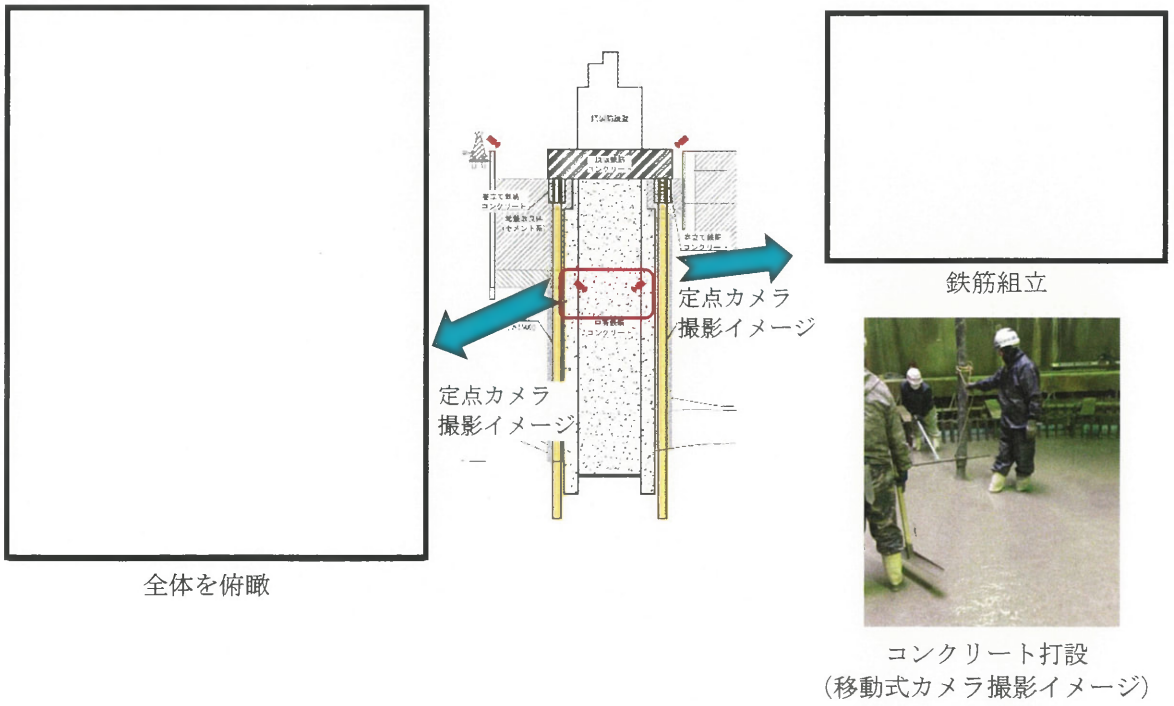


図 3.5-48　中実鉄筋コンクリート撮影イメージ

3.6　各施工ステップにおける品質への影響項目の確認結果

3.5で述べてきた各施工ステップのリスク対策及び施工性・検査のうち，品質に影響を及ぼす可能性のある項目に対する確認結果について以下に詳細に記述する。各施工ステップにおける想定したリスクを表 3.6-1 に示す。

表 3.6-1　各施工ステップにおける想定したリスク

施工ステップ	想定したリスク
中実鉄筋 コンクリート構築	・太径鉄筋の高密度な配筋を多重に構築するため，鉄筋の組立精度が確保できず，鉄筋を計画通り組み立てられない。また，太径鉄筋による高密度な配筋のためコンクリートの流動性が阻害され，コンクリートの未充填部が発生する。 ・機械式継手の範囲で帯鉄筋が配置できない。
支障物撤去	・鋼管杭打設時に撤去されない均質置換土（ＣＢ）の設計における地盤バネへの影響の可能性がある（強度及び経年劣化）。
鋼管杭打設	・約 50 m の鋼管杭を水平に 30 cm 間隔で打設するため高い打設精度が求められ施工難易度が高い。 ・鋼管杭打設において施工荷重（重機荷重）が鋼管杭の鉛直精度に影響を与え，設計深さまで打設できない。 ・鋼管杭周辺のスタッドと巻立て鉄筋コンクリートの鉄筋が干渉し，計画通り組み立てられない。 ・鋼管杭の溶接不良が発生する。
頂版鉄筋 コンクリート構築	・上下の構造と接続する鉛直鉄筋，下部構造の定着鉄筋及び頂版鉄筋コンクリートの鉄筋はいずれも太径鉄筋であり，これらを高密度に配筋するため，相互に干渉し，計画通り組み立てられない。 ・頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの接続部において鉛直鉄筋の設置精度の要求が高く，施工難易度が高い。 ・中詰め鉄筋コンクリート（鋼製防護壁の基部内）での太径の鉄筋の組立であり，施工難易度が高い。
鋼製防護壁架設	・鋼製防護壁の一部に高強度鋼材（SBHS700）を溶接するため，溶接品質が確保できない。
地盤改良 （薬液注入）	3.6.6 を参照。
地盤改良 （セメント系）	3.6.7 を参照。

3.6.1　中実鉄筋コンクリート構築

中実鉄筋コンクリート構築における品質への影響のある項目は以下の２点である。

・鉄筋組立，コンクリートの充填
・機械式継手の範囲の帯鉄筋の配置

これらが工事の品質に影響を及ぼさず，中実鉄筋コンクリートの構築を確実に実施するための方策の確認として，試験等を実施した。中実鉄筋コンクリートの構造図（南基礎）を図 3.6-1 に示す。

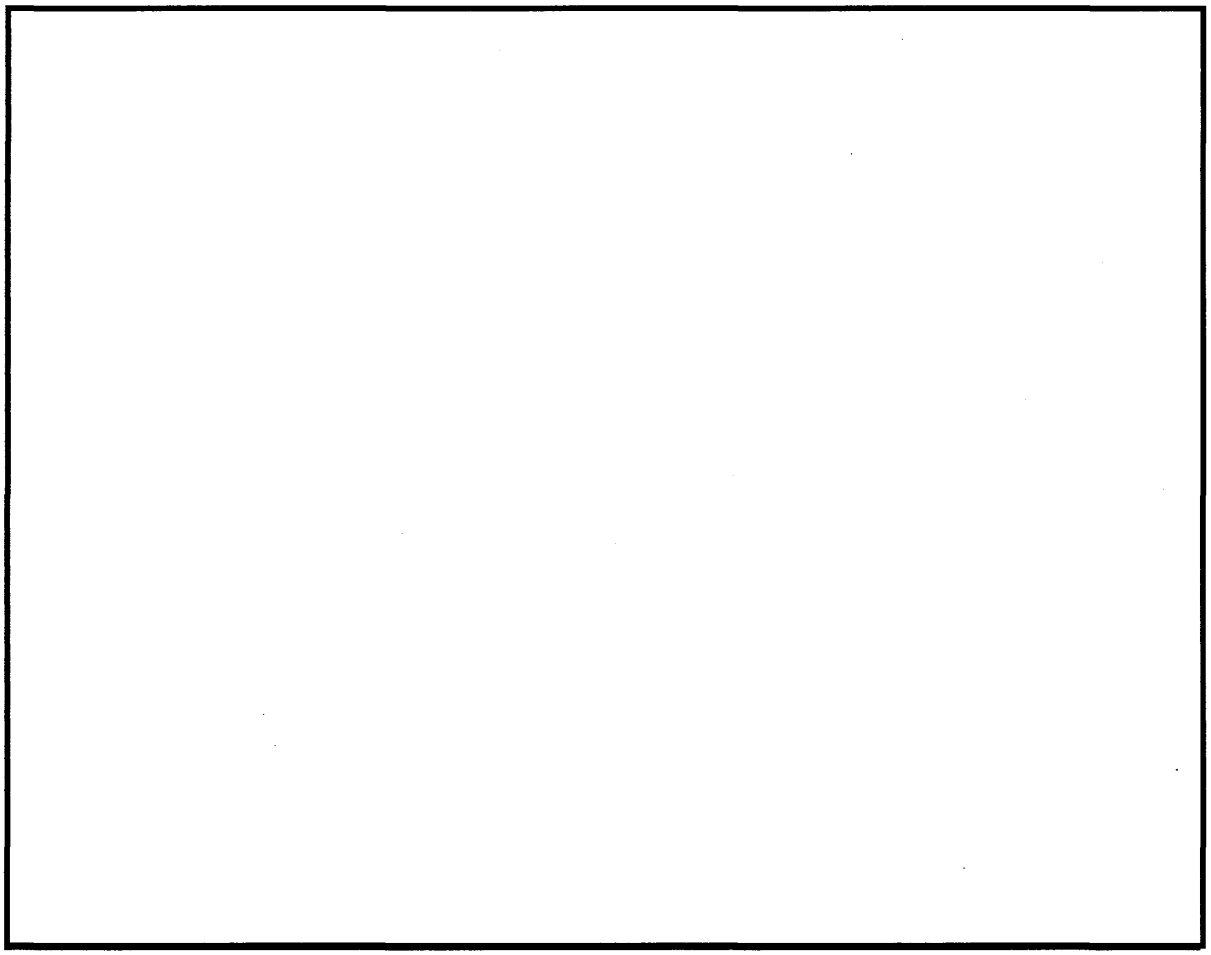


図 3.6-1　中実鉄筋コンクリートの構造図（南基礎）

(1)　鉄筋組立，コンクリートの充填について

a.　鉄筋組立試験

中実鉄筋コンクリートの構造図（南基礎）（図 3.6-1）を参考に，主鉄筋が 18 段の多段配筋（鉛直鉄筋，帯鉄筋）及び複数段のせん断補強筋を計画の通り精度よく組立可能であることを確認するため，実物大規模による鉄筋組立を実施した。

鉄筋位置の精度については，2023 年度コンクリート標準示方書「施工編：検査標準」p 208，「3 章　鉄筋等の補強材　3.2 加工及び組立」の解説に「組み立てた鉄筋の配置の許容差は，部材により異なる。柱，はり，壁を有する一般的なコンクリート構造物では，有効高さは設計寸法の±3 %または±30 mm の小さい値とするのがよい。また，中心間隔は±20 mm 程度の範囲で定めるのがよい。」と記載されている。

中実鉄筋コンクリートの鉛直鉄筋（D51，外径約 57 mm）は，頂版鉄筋コンクリートの鉛直鉄筋を介し，鋼製防護壁の隔壁部の鉄筋貫通孔（φ100 mm）を通して（図 3.6-2），中詰め鉄筋コンクリートと一体化させるため，組立時に厳しい鉛直精度が求められる。鉛直鉄筋 D51 と鉄筋貫通孔の離隔が約 20 mm のため，鉛直鉄筋の組立精度は位置ずれ（±10 mm）と傾き精度（鉛直精度）（±5 mm）を合わせて許容値を±15 mm とした。

したがって，位置の精度はコンクリート標準示方書の規定より厳しいため，組立精度を確保するための段取り鉄筋や固定材が必要となりその適用性を確認する必要がある。

施工の成立性を確認するため図 3.6-3 の鉄筋の組立試験を行った。組立は実施工と同じ，1 施工分の高さ 3.3 m を施工した。また，組立は現地の施工環境を模擬するため，周囲を板で囲うことで地中連続壁内空（10.7 m×10.7 m）を再現し，この内空の中のみで作業した。試験体組立完了状態を図 3.6-4 に，鉄筋組立試験状況（鉛直鉄筋・帯鉄筋）を図 3.6-5 に示す。

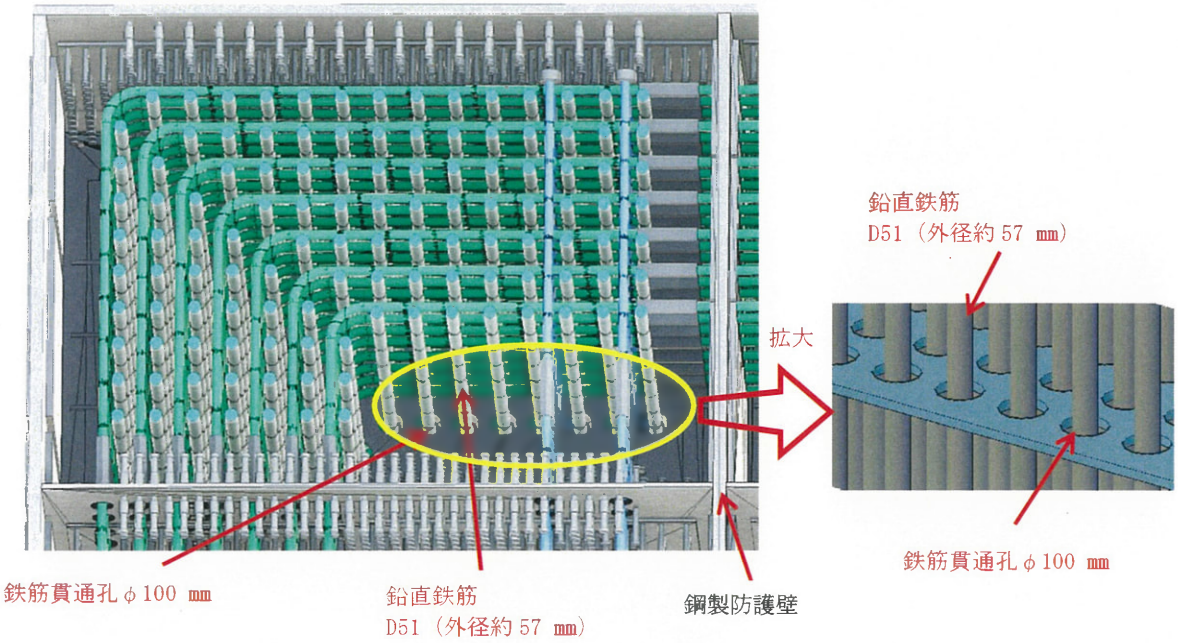


図 3.6-2　鉛直鉄筋と鉄筋貫通孔の関係

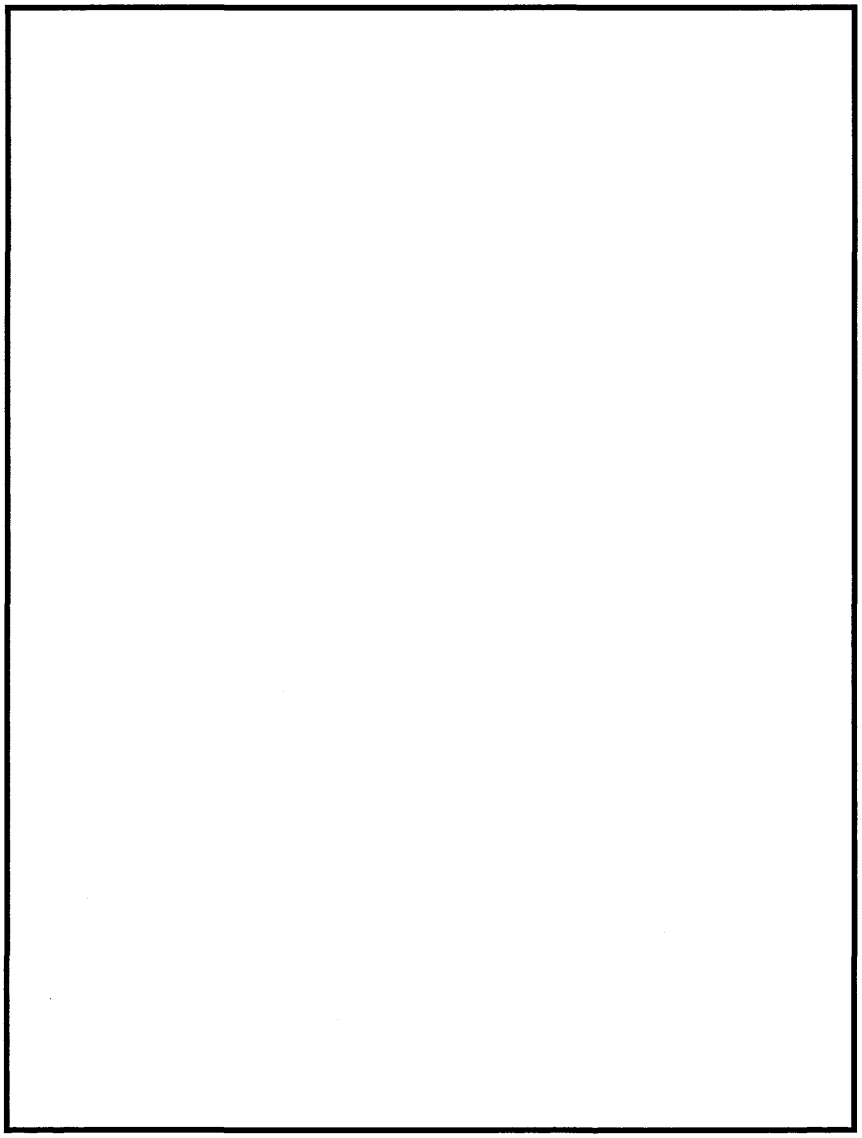


図 3.6-3　鉄筋組立試験配筋図

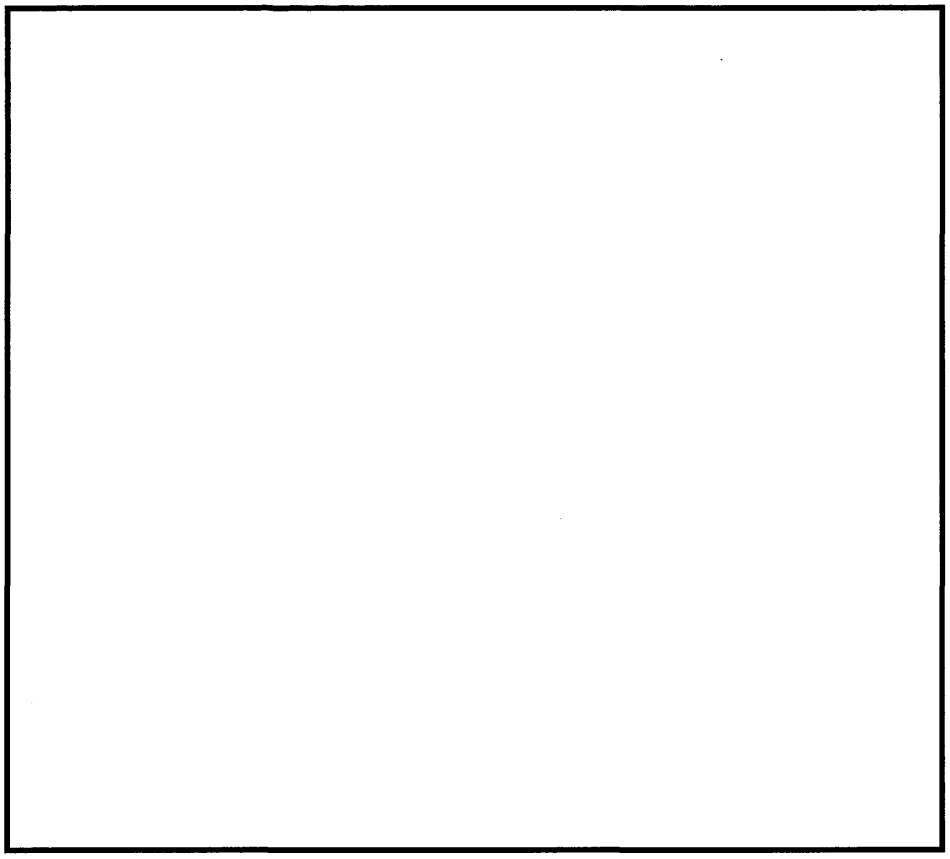


図 3.6-4　試験体組立完了状態

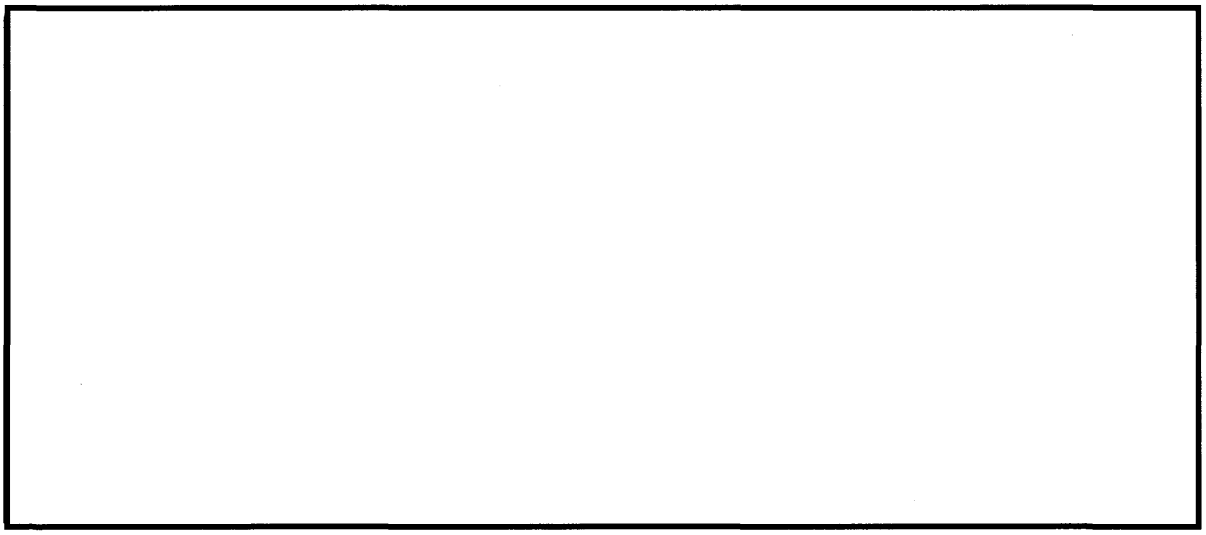


図 3.6-5　鉄筋組立試験状況（鉛直鉄筋・帯鉄筋）

(a)　多段配筋の組立に係わる精度確保の方策（その１）

鉄筋組立試験状況：せん断補強筋を図 3.6-6 に，鉛直鉄筋の間隔確保のための段取り材･鉄筋を図 3.6-7 に，帯鉄筋の組立･精度確保のための段取り鉄筋を図 3.6-8 に，せん断補強筋の間隔確保のための段取り鉄筋を図 3.6-9 に示す。これらの方策を施すことで多段配筋の組立精度を確保し，設計・計画通りの組立が実現可能である。

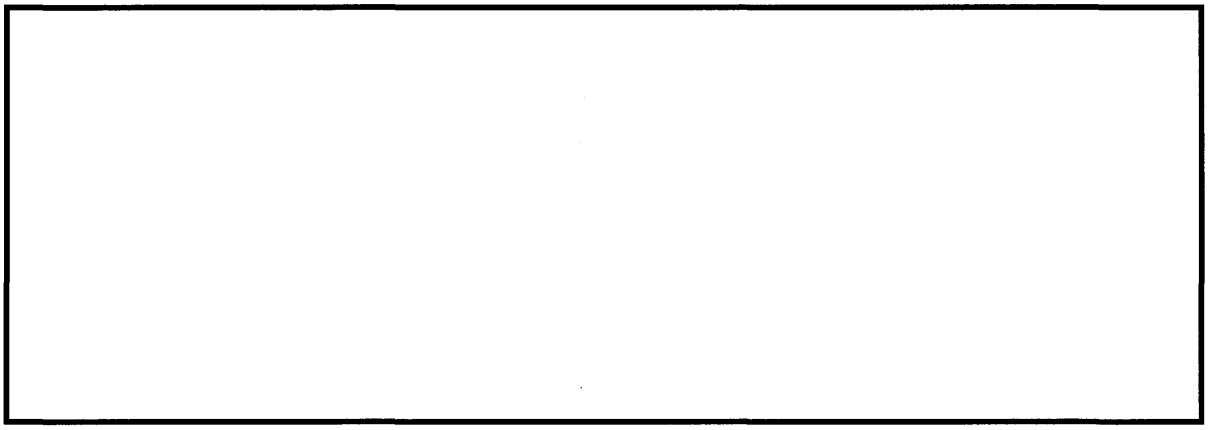


図 3.6-6　鉄筋組立試験状況：せん断補強筋

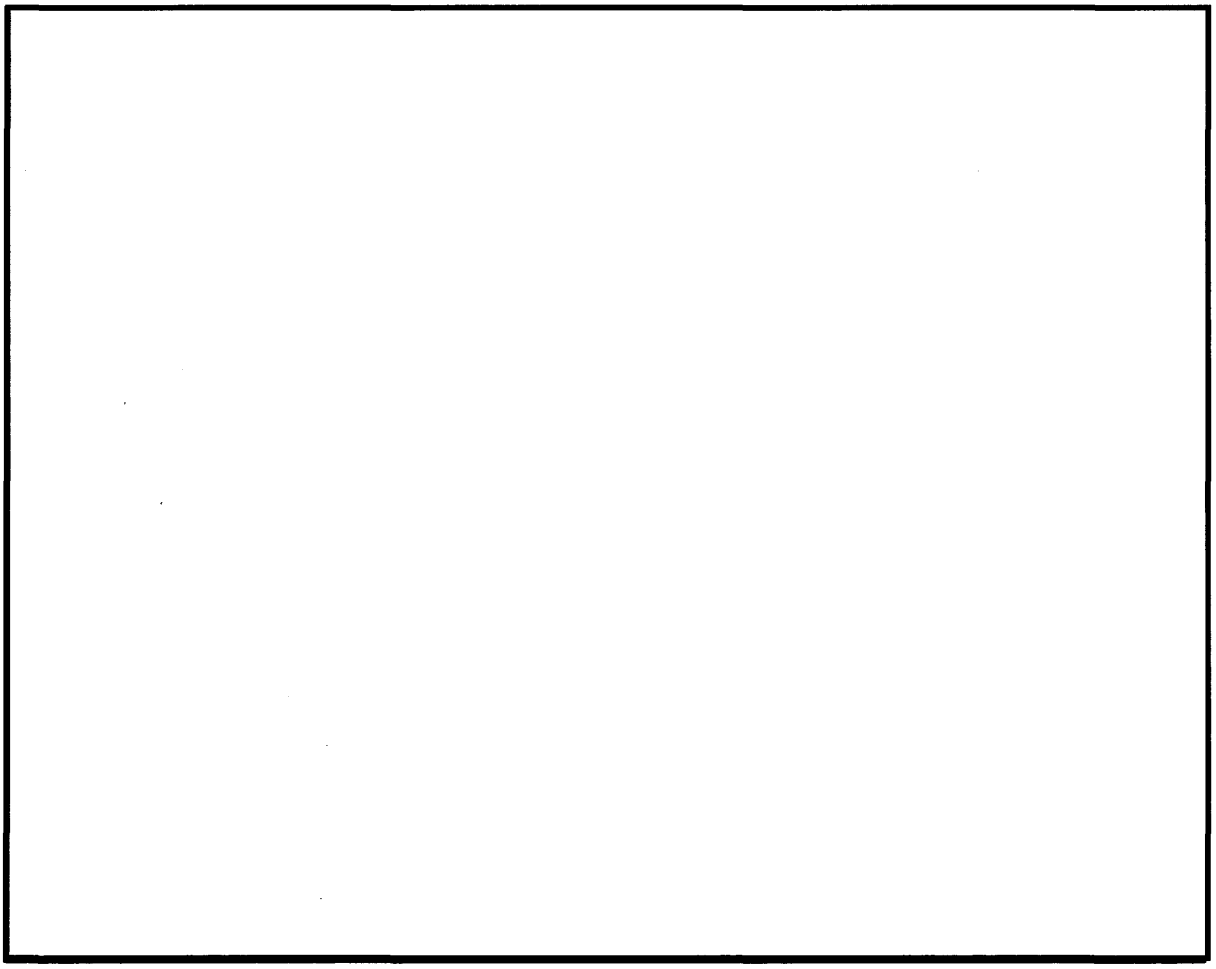


図 3.6-7　鉛直鉄筋の間隔確保のための段取り材・鉄筋

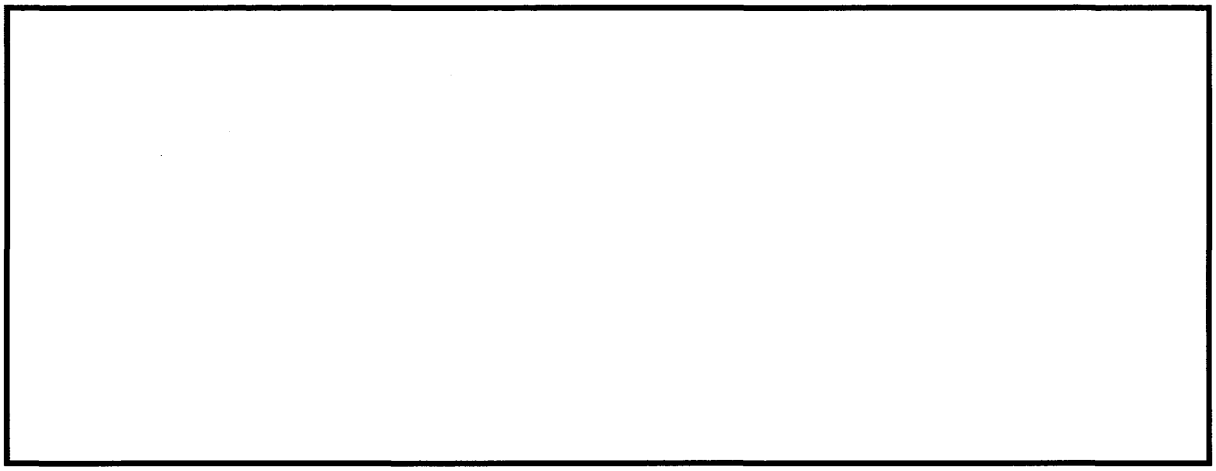


図 3.6-8　帯鉄筋の組立・精度確保のための段取り鉄筋

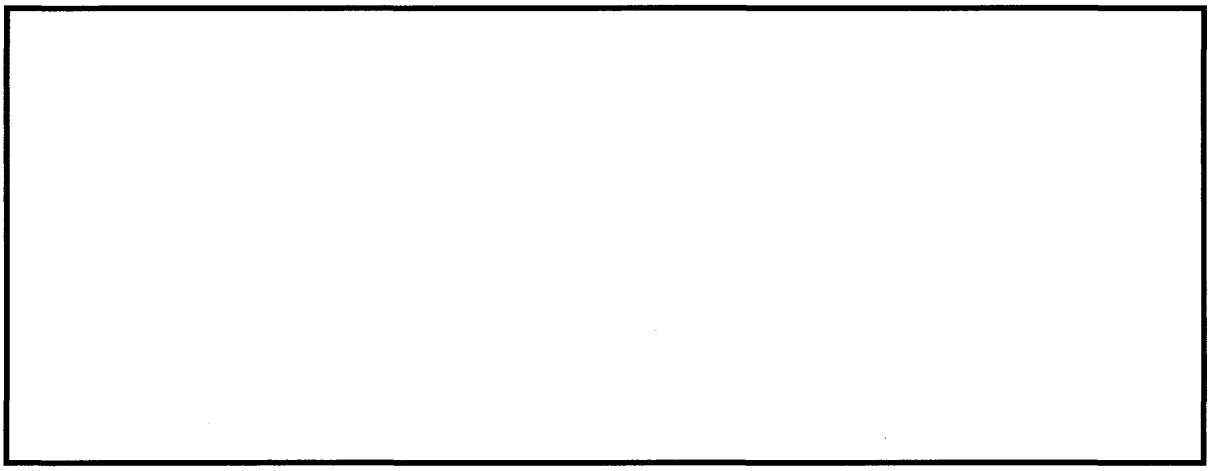


図 3.6-9　せん断補強筋の間隔確保のための段取り鉄筋

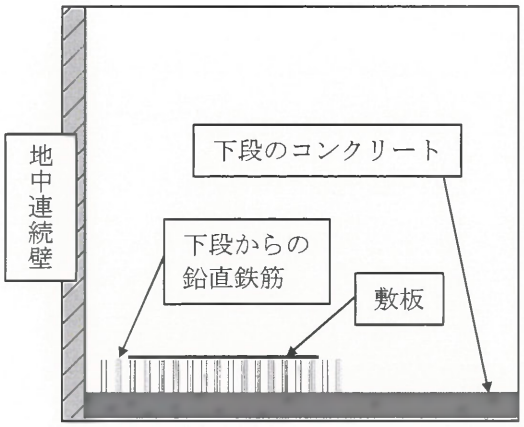
(b)　多段配筋の組立に係わる精度確保の方策（その２）

２段目以降の鉄筋組立を図 3.6-10 に示す。

①作業床の整備として，先行して構築した下段の鉛直鉄筋の上に敷板を設置する。

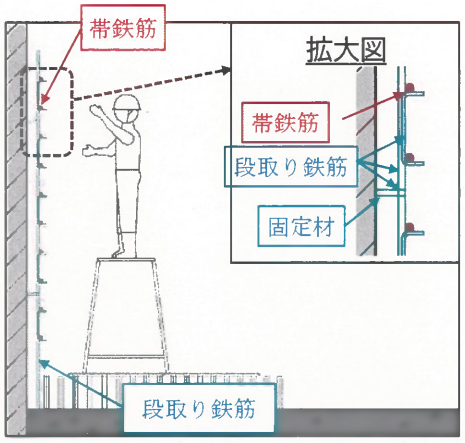
②地中連続壁に固定した段取り鉄筋により帯鉄筋の鉄筋間隔を定幅に調整・組立精度を確保する。帯鉄筋及び下段の鉛直鉄筋に設置した機械式継手に当該鉛直鉄筋を設置する（機械式継手には遊びがあり，鉛直鉄筋の位置調整は可能）。

③鉛直鉄筋・帯鉄筋を②の手順で組立てた後，せん断補強筋を設置する（せん断補強筋の位置，間隔は段取り鉄筋にて確保）。



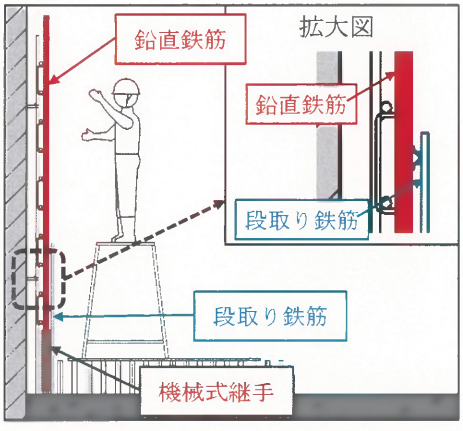
下段からの鉛直鉄筋の上に作業床を整備するため，敷板を設置する。

①作業床の整備（敷板の設置）



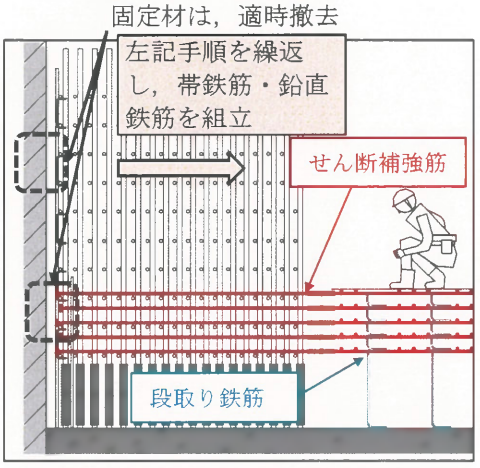
地中連続壁に固定した段取鉄筋に帯鉄筋を設置することで，鉄筋間隔を定幅に調整し，組立精度を確保する。

②鉛直鉄筋・帯鉄筋の組立
（その１：帯鉄筋仮置き）



帯鉄筋及び下段の鉛直鉄筋に設置した機械式継手に当該段の鉛直鉄筋を設置する。機械式継手には遊びがあり，鉛直鉄筋の位置調整は可能。

②鉛直鉄筋・帯鉄筋の組立
（その２：組立）



左記手順を繰り返し鉛直鉄筋・帯鉄筋を組立てる。その後，せん断補強筋を設置する（せん断補強筋の位置，間隔は段取り筋にて確保）。

③せん断補強筋
（格子鉄筋）の組立

図 3.6-10　２段目以降の鉄筋組立

(c) 試験結果

試験結果の組立精度は，機械式継手の接合部の裕度により，設置位置のずれを適宜解消可能であるため，設置位置の誤差は累積することなく，鉛直鉄筋の設置精度±15 mm以下が確保可能であることを確認した。

詳細な試験結果を以下に示す。

- 帯鉄筋用の段取り鉄筋は固定材を用いて壁面（地中連続壁壁面を想定）に固定することにより，帯鉄筋の設置精度の確保に有効であることを確認できた。
- 鉛直鉄筋と帯鉄筋の間に段取り材（スペーサー）を設置することで，鉛直鉄筋と帯鉄筋の設置精度（±15 mm 以下）の確保に有効であることを確認できた。
- せん断補強筋の組立（挿入）の際（図 3.6-6 参照），縦半分に割った塩ビ管をガイドとして利用することにより，鉛直鉄筋組立後にせん断補強筋を設置することが可能であることを確認できた。
- 鉄筋の水平及び鉛直は都度，スラント（勾配計）を用いて鉛直精度±5 mm（上端及び下端の位置ずれと長さ 3.3 m に対して±0.05° ）以下であることを確認した。

以上のことから，設計・計画通りの鉄筋組立が実現可能であり，工事の品質に影響を及ぼすことはないことを確認した。

b.　コンクリート充填確認試験

高密度配筋において，高流動コンクリート（自己充填性コンクリート）によるコンクリートの打設が可能（確実に充填されること）であることを確認するため，高密度配筋を組立てた場所に使用予定のコンクリートを打設し，流動状況などを確認した。硬化後，試験体を切断し，充填を確認した。

コンクリート充填確認試験体配筋を図 3.6-11 に，コンクリート充填確認試験体観察箇所を図 3.6-12 に示す。

中実鉄筋コンクリートの構造図（図 3.6-1）を参考に，平面積で計画の 1/4，高さ約 1 m分の実配筋を組立て，実施工に使用予定の高流動コンクリート（自己充填性：ランク１：スランプフロー700 mm）を高さ約 1 m打設し，コンクリートの流動状況，流動距離を確認した。

実施工を想定し，コンクリートの打設は 1 層高さ 30 cm として 3 層で約 1 m分行い，流動状況を確認した。また，打設孔の位置検討のため，打設孔での高さが 30 cm となる時点での水平方向の流動範囲（流動距離）を確認した。試験体硬化後，切断してコンクリートの充填を確認した。

コンクリート打設時の状況（コンクリートの流動状況）を図 3.6-13 に，試験体の切断面の観察結果を図 3.6-14 に示す。

試験の状況及び観察に基づく試験結果を以下に示す。

- 鉛直鉄筋と帯鉄筋の交差部付近，段取り材付近の充填性を確認した。
- 機械式継手近傍の狭隘部の充填性が確保できた。
- 地中連続壁壁面を模擬した型枠を脱型後の観察では，コンクリート未充填による欠損（豆板等）は発生しておらず，コンクリートの充填性を確保できた。
- 流動距離が 5 m程度確保できており，打設位置を配慮することで打設位置から地中連続壁壁面まで高流動コンクリートを打設できることを確認できた。試験結果から決定したコンクリート打設基本位置（平面図）を図 3.6-15 に示す。

以上のことから，設計・計画通りに高流動コンクリートを打設することが実現可能であり，工事の品質に影響を及ぼすことはないことを確認した。

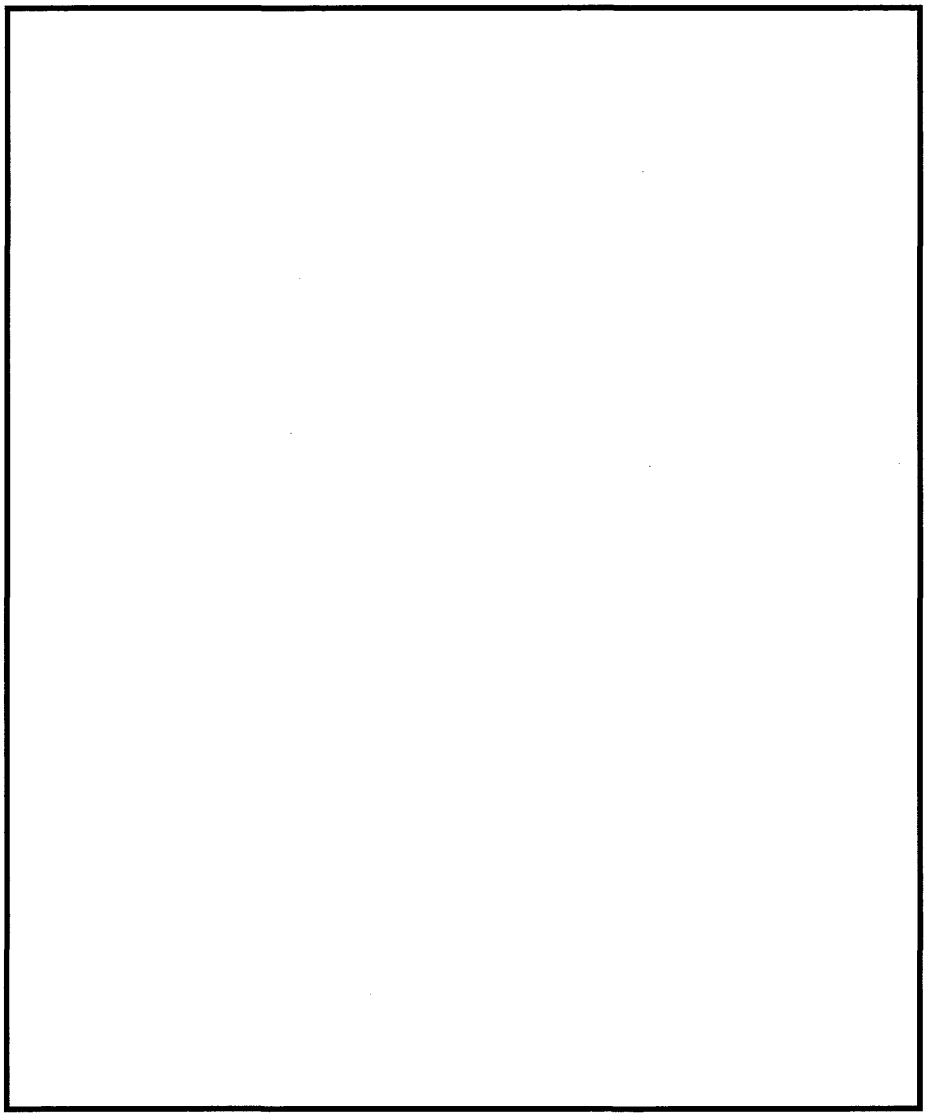


図 3.6-11　コンクリート充填確認試験体配筋図

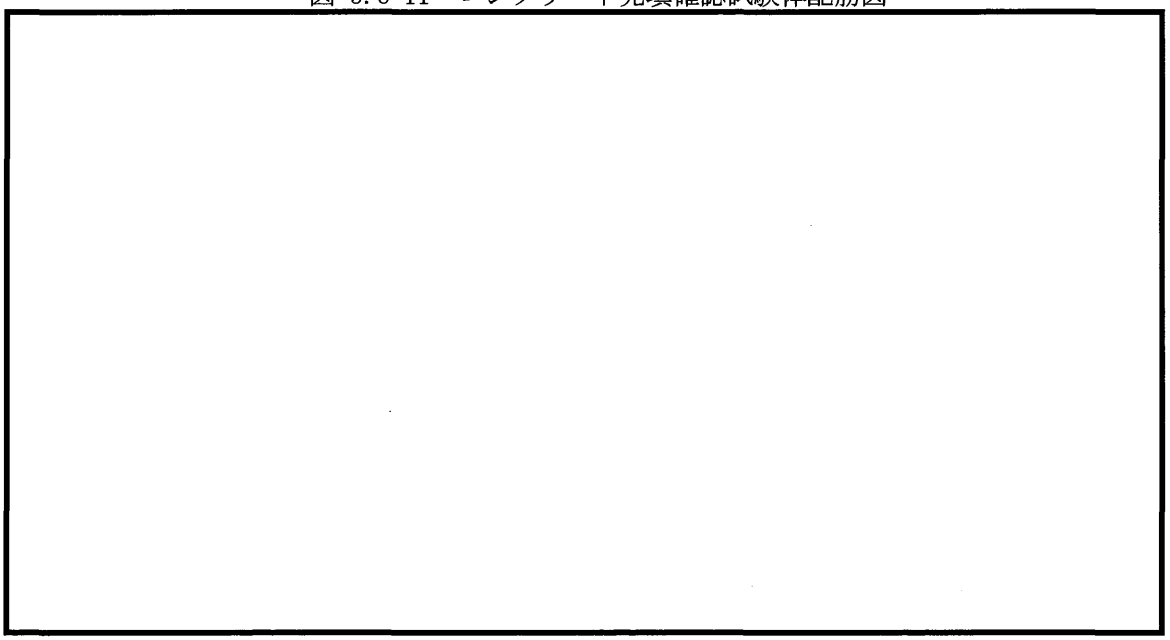


図 3.6-12　コンクリート充填確認試験体観察箇所

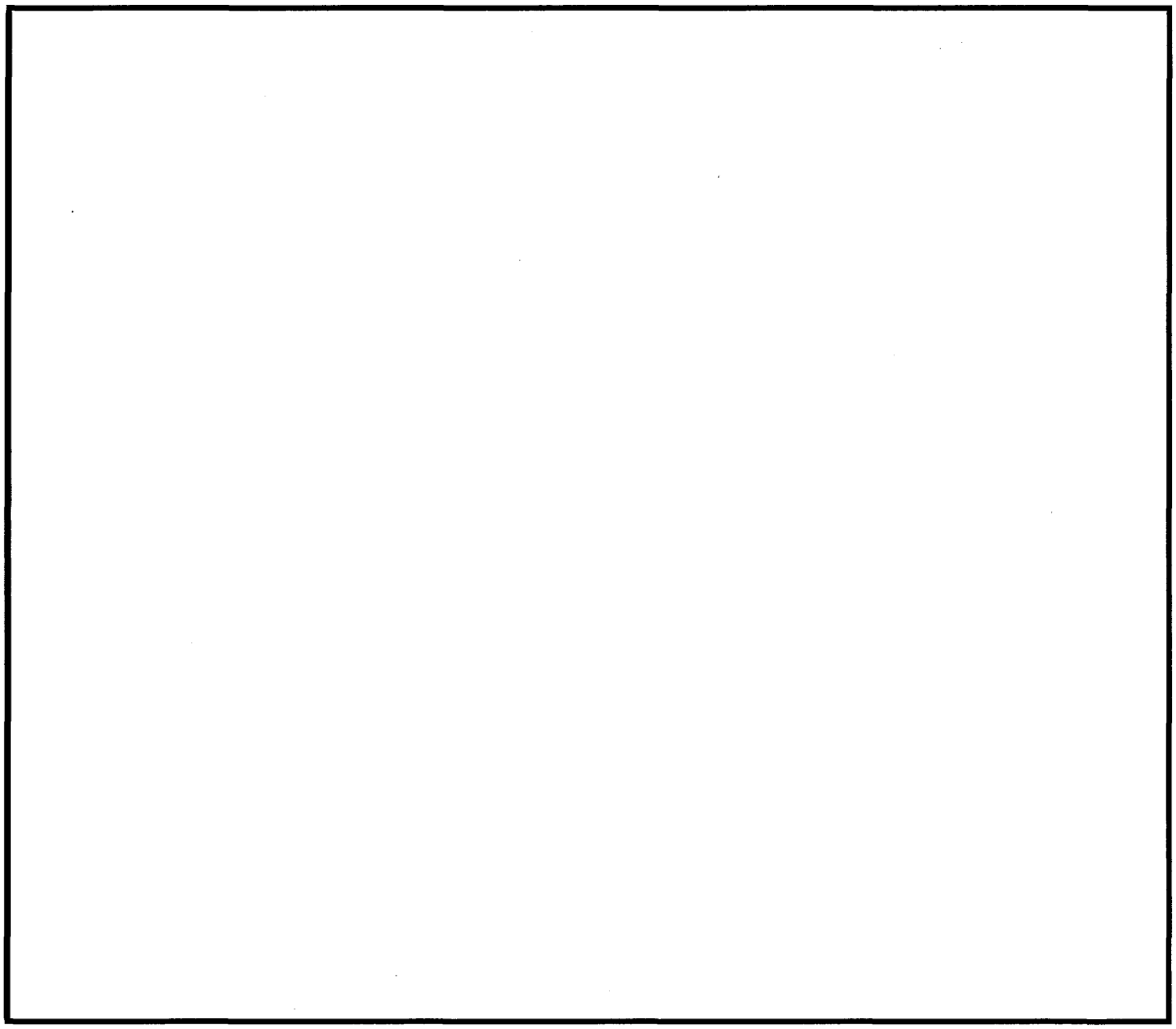


図 3.6-13　コンクリート打設時の状況（コンクリートの流動状況）

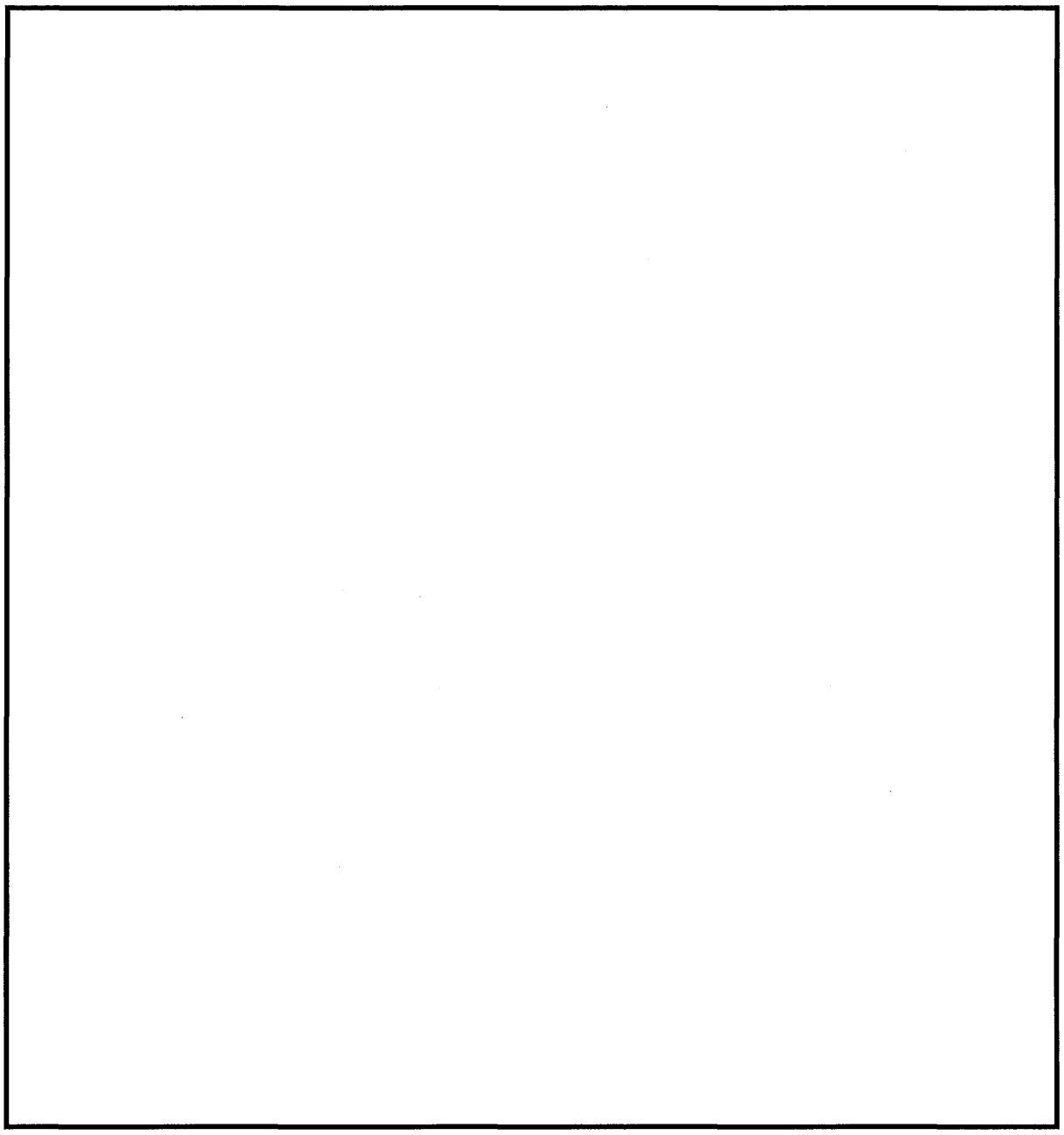


図 3.6-14　試験体の切断面の観察結果

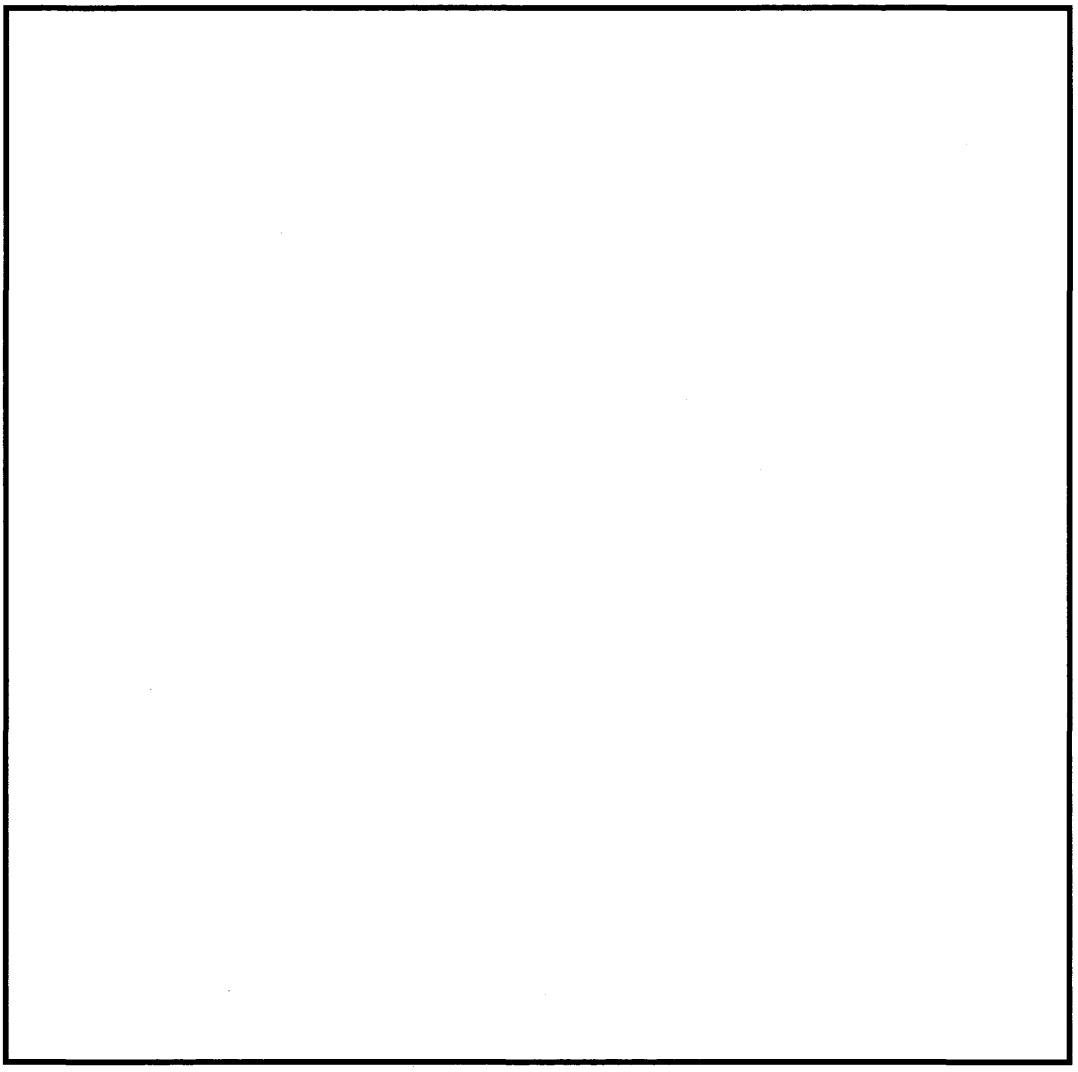


図 3.6-15　試験結果から決定したコンクリート打設基本位置（平面図）

c.　打設時のコンクリート性状変化防止の確認試験

コンクリート打設用配管を用いて大深度（約 50 m 直下）に高流動コンクリートを打設することから，コンクリートの性状（スランプフロー等）が変化する懸念がある。この高流動コンクリートの性状変化を防止する方策の有効性を確認する。方策のイメージを図 3.6-16 に示す。また，高流動コンクリートの打込み面までの自由落下高さは 5m 以下を原則とする[8]と規定されていることから，筒先から打込み面までの自由落下高さの制限を確保するための方策も本方策に含める。

【性状変化を防止する方策（例）】

・配管内の潤滑膜形成（閉塞防止），気密性・水密性保持のため，コンクリート打設前にモルタルを先送りする。また，配管内を確実に充填し，配管内面全周にモルタルを付着させるため，スポンジボールを先送りモルタルの前に入れ，モルタルの配管内の流下に抵抗を設ける。

・配管内を満たした状態を維持するため，先送りモルタルに連続して高流動コンクリートを圧送する。また，下り配管内のコンクリートの流下速度が圧送速度を上回らないようするため，配管の適当な箇所に曲管，水平配管及びシャッターバルブを設ける。

・筒先から打込み面までの自由落下高さの制限を考慮し，1 層あたりの打設高さを決定する。

コンクリートの品質を確保するため，施工に先んじて，上記の方策を確認する。

[8] コンクリートライブラリー136　高流動コンクリートの配合設計・施工指針　2012 年版

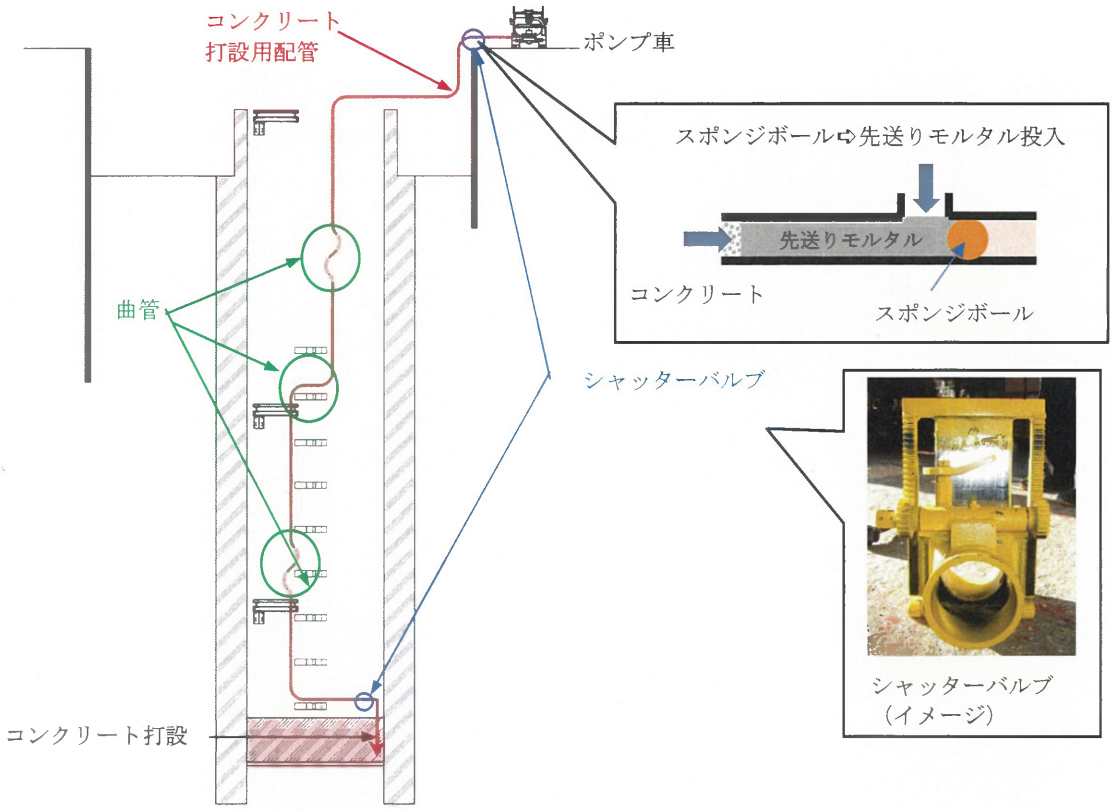


図 3.6-16　コンクリート性状変化防止対策（イメージ）

d.　まとめ

確認結果を以下に示す。

- 太径鉄筋の高密度な配筋について，実規模のモックアップ試験体を組み立て，組立精度が確保できることを確認した。
- 太径鉄筋の高密度な配筋への高流動コンクリートによる打設を行い，充填性に問題がないことを確認した。
- 大深度における高流動コンクリートの打設については，性状変化を防止する方策の有効性を施工に先んじて確認し，これを施工時に適用する計画としており，コンクリートの性状変化を防止できることから，上記のコンクリート充填における課題とならない。

以上の確認結果から，中実鉄筋コンクリートの構築が，施工性や品質管理の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

e. 他部位（鉄筋コンクリート）への適用性

中実鉄筋コンクリートの高密度配筋部を鉄筋組立及びコンクリート充填確認としてモックアップ試験を実施しているが，中実鉄筋コンクリート以外にも防潮堤（鋼製防護壁）の構築には鉄筋コンクリート工事があることから，本成果の適用性を確認した。他鉄筋コンクリートへの適用性について，表 3.6-2 の通り整理した。なお，鉄筋コンクリートを「ＲＣ」と記載した。

他のＲＣ工事の高密度な配筋干渉は個別の部位ごとに３次元ＣＡＤにより確認することや，中実鉄筋コンクリートと比較して高密度な配筋ではないことから，中実鉄筋コンクリートを模擬した試験体を用いた各種試験の結果は他のＲＣ工事の実現性の確認にも適用可能であることを確認した。

表 3.6-2　他部位（鉄筋コンクリート）への適用性

施工ステップ	ＲＣ工事	太径鉄筋(D51等)高密度な配筋	鉄筋設置誤差の累積	コンクリート打設に係る施工条件	確認結果
3.5.2 中実ＲＣ構築	中実ＲＣの構築	太径鉄筋の使用： 該当 高密度な配筋： 該当 ⇒鉄筋組立試験を実施	該当 （打継ぎ回数） ・北14回 （影響大） ・南12回 （影響大） ⇒鉄筋組立試験	・高密度配筋 （D51@140） ・多段配筋（18段） ・精度確保の為の段取り材 ・高流動コンクリート （ランク１） ⇒コンクリート充填確認試験	【鉄筋組立】 【コンクリートの充填】 モックアップ試験で鉄筋組立が可能であること，高流動コンクリートの充填性について確認済み
3.5.4 鋼管杭打設	巻立てＲＣの構築	太径鉄筋の使用： 該当 高密度な配筋： 該当 ⇒配筋の干渉確認が必要	非該当	・高密度配筋 （D51@150） ・多段配筋（杭外３段） 〃　（杭内２段） ・高流動コンクリート （ランク１） ⇒充填に係る確認が必要	【鉄筋組立】 ・条件は「3.5.2」同程度以下であり，鉄筋組立の試験結果を適用可能 ・３次元ＣＡＤにより配筋干渉を個別に確認 【コンクリートの充填】 ・条件は「3.5.2」より軽微であり，コンクリート充填確認試験の試験結果を適用可能
3.5.5 頂版鉄筋コンクリート構築	頂版ＲＣの構築	太径鉄筋の使用： 該当 高密度な配筋： 該当 ⇒配筋の干渉確認が必要	該当 ・１回 （影響小） ⇒一般工事と同程度	・高密度配筋 （D51@150） ・多段配筋（7段：上部） ・高流動コンクリート （ランク１） ⇒充填に係る確認が必要	【鉄筋組立】 ・条件は「3.5.2」同程度以下であり，鉄筋組立の試験結果を適用可能 ・３次元ＣＡＤにより配筋干渉を個別に確認 【コンクリートの充填】 ・条件は「3.5.2」より軽微であり，コンクリート充填確認試験の試験結果を適用可能
3.5.6 鋼製防護壁架設	中詰めＲＣの構築	太径鉄筋の使用： 該当 高密度な配筋： 該当 ⇒配筋の干渉確認が必要	該当 ・１回 （影響小） ⇒一般工事と同程度	・高密度配筋 （D51@140） ・多段配筋　（７段） ・高流動コンクリート （ランク１） ⇒充填に係る確認が必要	【鉄筋組立】 ・条件は「3.5.2」同程度以下であり，鉄筋組立の試験結果を適用可能 ・３次元ＣＡＤにより配筋干渉を個別に確認 【コンクリートの充填】 ・条件は「3.5.2」より軽微であり，コンクリート充填確認試験の試験結果を適用可能
	参考：根巻きＲＣの構築	太径鉄筋の使用： 非該当 高密度な配筋： 非該当 ⇒一般工事と同じ	該当 ・１回 （影響小） ⇒一般工事と同じ	・配筋（D29@150） ・普通コンクリート ⇒一般工事と同じ	不要（一般工事と同じ）

(2) 機械式継手範囲の帯鉄筋の配置について

a. 設計への影響評価

鉛直鉄筋用の機械式継手を設置する範囲の帯鉄筋の配置を確認し，設計への影響評価を実施する。配置の確認結果は以下の通り。

・構造設計の帯鉄筋は太径（D41～D35）の鉄筋のため，鉛直鉄筋の配筋間隔により機械式継手の範囲には配置できないことから，必要鉄筋量を確保するため機械式継手の上下に振り分けて配置する。

・本構造物は許容応力度法による弾性設計であり，軸方向鉄筋の座屈が懸念される応力状態ではないものの，帯鉄筋を上下に振り分けた機械式継手の範囲については，せん断力による斜めひび割れの進展防止・軸方向鉄筋のはらみ出し抑制の観点から配置可能な最大の D16 を構造細目に従い配置する（構造設計の鉄筋として加算しない）。なお，基礎幅は 10.7 m あり機械式継手の範囲を考慮してもせん断力による斜めせん断破壊の区間に必要なせん断補強筋は配置される。

中実鉄筋コンクリートの構造図（南基礎）を図 3.6-17 に，機械式継手の範囲の配筋詳細を図 3.6-18 に，帯鉄筋に関する各示方書の解説（構造細目）を図 3.6-19 に示す。

以上より，構造設計で必要な配筋を満足させるとともに，機械式継手の範囲には追加で構造細目を満足するように帯鉄筋を配置することから，設計への影響はないことを確認した。

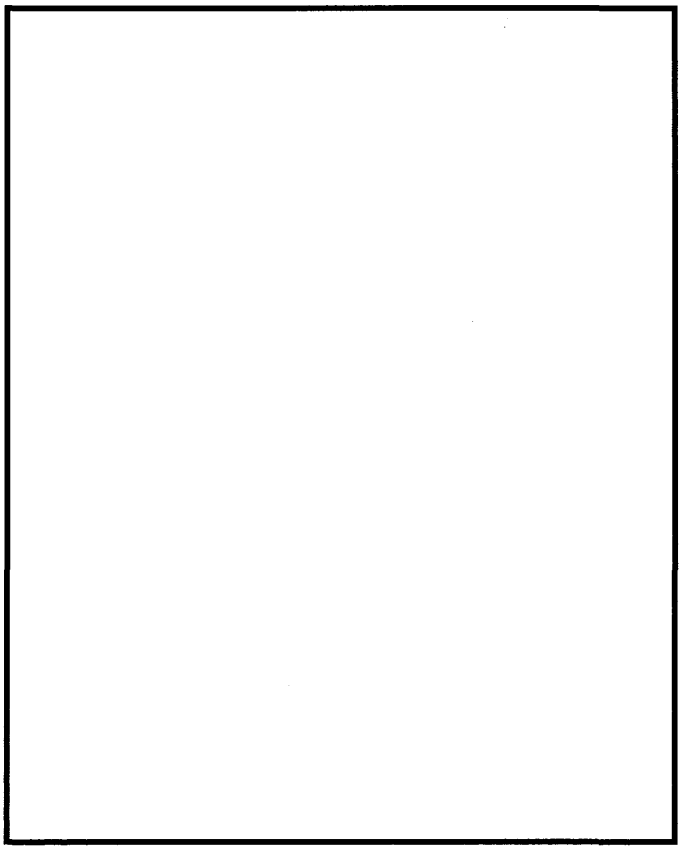


図 3.6-17 中実鉄筋コンクリートの構造図（南基礎）

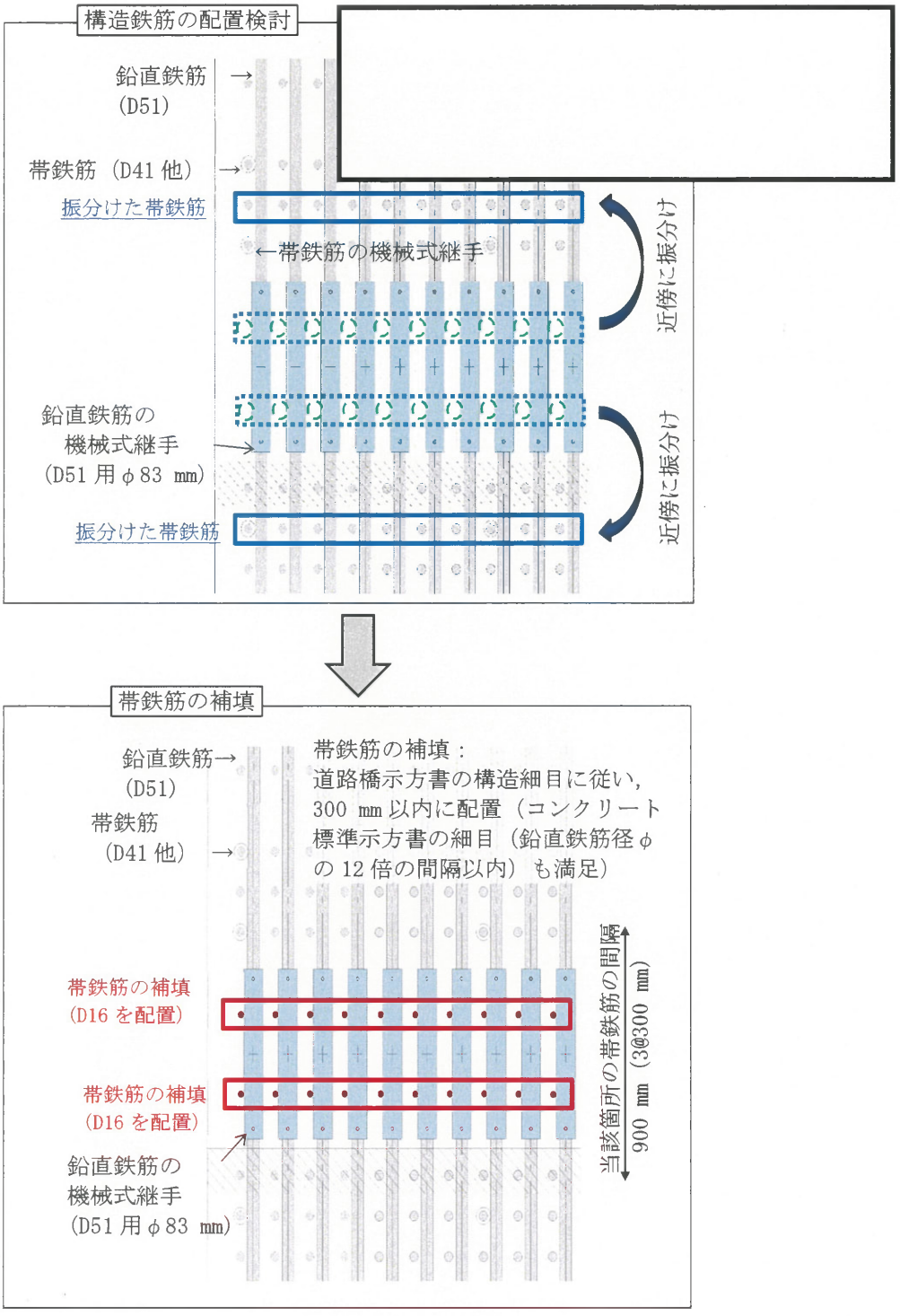


図 3.6-18　機械式継手の範囲の配筋詳細

道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成 24 年），pp. 201～203.

10.8　鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目

(1) 鉄筋コンクリート橋脚において地震時に塑性化を考慮する領域の鉄筋の配置は，塑性変形能が確実に得られるように，次の事項を満たさなければならない。

1) 軸方向鉄筋は，10.2に規定する地震時保有水平耐力が確実に保持できるように配置する。

2) 横拘束鉄筋は，軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果を確実に発揮できるような形式及び間隔で配置する。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋は，下部構造編7章に規定する構造細目を満たし，かつ，塑性化を考慮する領域においてかぶりコンクリートが剥離しても軸方向鉄筋が確実に機能するように配置する場合においては，(1) 1) を満たすものとみなす。

(3) 横拘束鉄筋の配置は，次の事項による場合においては，(1) 2) を満たすものとみなす。

1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い，その直径は13mm以上，かつ，軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は，帯鉄筋の直径に応じて表-10.8.1に示す値以下，かつ，断面高さの0.2倍以下とする。この場合，断面高さは，矩形断面の場合においては短辺の長さ，また，円形断面の場合においては直径とする。

なお，弾性域に留まることが確実な領域では，帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし，高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては，その間隔を徐々に変化させなければならない。

表-10.8.1　帯鉄筋間隔の上限値（mm）

帯鉄筋の直径 ϕ_h (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

途中省略

(1) 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚において塑性化を考慮する領域では，かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出し，これが塑性変形能に影響を及ぼすことを念頭に置く必要があることから，このような損傷が生じても，軸方向鉄筋や横拘束鉄筋が十分に機能するように，これらの配筋に関する構造細目を定めている。本構造細目は，橋脚の柱部だけでなく，ラーメン橋脚の横ばり部のように，塑性化する可能性がある領域に適用する。ここで，横拘束鉄筋とは軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果とコンクリートを拘束する効果を期待するために，部材軸に対して直角方向に配置される鉄筋であり，軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋と部材断面を貫通するように配筋される中間帯鉄筋から構成される。なお，本規定は鉄筋コンクリート橋脚において地震時に塑性化を考慮する領域を対象としているが，塑性化を考慮しない場合には，下部構造編7章に規定する構造細目の規定に従う必要がある。

図 3.6-19　帯鉄筋に関する解説（その 1）

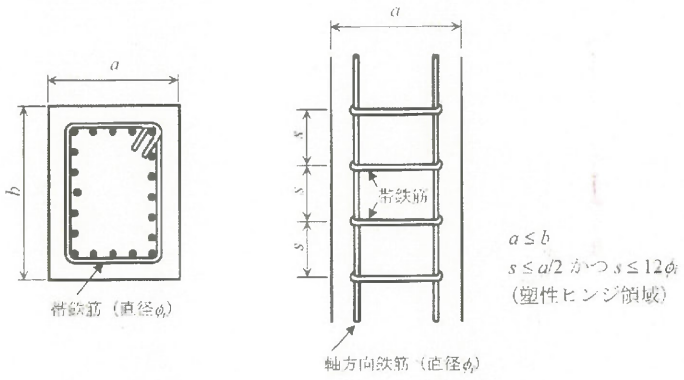
コンクリート標準示方書[設計編]（2022），p.315

8.4.3　帯鉄筋の配置

（1）帯鉄筋の部材軸方向の間隔は，一般に，軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下で，かつ部材断面の最小寸法以下とする．ヒンジとなる領域は，軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下で，かつ部材断面の最小寸法の 1/2 以下とする．なお，帯鉄筋は，原則として，軸方向鉄筋を取り囲むように配置するものとする．

（2）矩形断面で帯鉄筋を用いる場合には，帯鉄筋の一辺の長さは，帯鉄筋直径の 48 倍以下かつ 1m 以下とする．帯鉄筋の一辺の長さがそれを超えないように，帯鉄筋を配置しなければならない．

【解　説】　（1）について　帯鉄筋やらせん鉄筋等の横方向鉄筋は，斜めひび割れの進展を抑止してせん断耐力を向上させるとともに，軸方向鉄筋の座屈を防止し，かつ，コアコンクリートを拘束する役割も果たすものである．したがって，せん断補強あるいは所要のじん性の確保という観点からは，7 章における照査を満足する鉄筋量が配置されるとともに，この節で示すように，部材軸方向の間隔も所定の値以下とする必要がある（解説 図 8.4.1）．



解説 図 8.4.1　軸方向鉄筋全てを取り囲んで配置する帯鉄筋の間隔

図 3.6-19　帯鉄筋に関する解説（その２）

(3)　機械式継手の配置等の整理

中実鉄筋コンクリートにおける機械式継手の配置等に対する設計条件を整理する。併せて防潮堤（鋼製防護壁）の中実鉄筋コンクリート以外の各部位の機械式継手の配置等も整理する。

a.　機械式継手の配置と設計・施工上の扱い

各部位の鉄筋においては，施工性や鉄筋形状により継手相互の離隔を確保（千鳥配置）できない箇所があるため，継手の集中度が「1/2 より大」（通称「イモ継ぎ」）となる箇所が生じる。鉄筋の配置（例：中実鉄筋コンクリート）を図 3.6-20 に示す。また，関連する継手指針[9]の考え方について図 3.6-21 に示す。

機械式継手の配置に対し，継手指針に基づき各部位の設計を以下のように整理する。

・機械式継手部は引張降伏強度の低減係数 α（図 3.6-21 中の継手指針「表 3.5.2」参照），継手単体の材料修正係数 p_{mj}（図 3.6-21 中の継手指針「表 3.6.2」参照）を用いて照査を行う。
・鉛直鉄筋は，多段配筋となり，継手相互の軸方向距離を確保した施工が困難なことから，機械式継手の集中度は「1/2 より大（イモ継ぎ）」となる。
・機械式継手の施工レベルは２（図 3.6-21 中の継手指針「解説表 3.1」参照），検査レベルは１（図 3.6-21 中の継手指針「解説表 3.2」参照）として計画するため，機械式継手の信頼度はⅠ種（図 3.6-21 中の継手指針「解説表 3.5.2）参照）に該当する。
・機械式継手の種類は SA 級または A 級を採用する計画である。

以上の結果，以下に留意して照査（設計）する。

・機械式継手の引張降伏強度の低減係数 α は 1.0（図 3.6-21 中の継手指針「表 3.5.2」参照）
・機械式継手単体の材料修正係数 p_{mj} は 1.0（図 3.6-21 中の継手指針「表 3.6.2」参照）

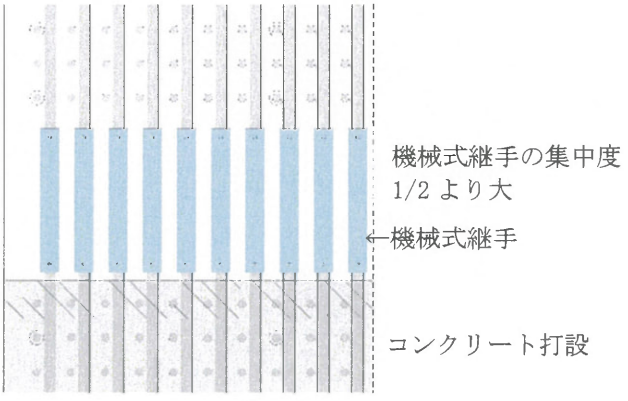


図 3.6-20　鉄筋の配置（例：中実鉄筋コンクリート）

[9] コンクリートライブラリー156　鉄筋定着・継手指針［2020 年版］

$$f_{jd} = \alpha f_{jk} / \gamma_s$$

f_{jd}：継手の引張降伏強度の設計値（N/mm^2）
f_{jk}：継手単体の引張降伏強度の特性値（N/mm^2）
α：引張降伏強度の低減係数（表 3.5.2 参照）
γ_s：母材鋼材の材料係数

表 3.5.2 引張降伏強度の低減係数 α (P28※)

継手の信頼度	継手の集中度	
	1/2 以下	1/2 より大
Ⅰ種	1.0	1.0
Ⅱ種	0.9	0.8
Ⅲ種	0.8	—

※継手指針の掲載頁

解説 表 3.5.2 施工及び検査のレベルから定まる継手の信頼度(P27※)

施工のレベル	検査のレベル		
	1	2	3
1	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅱ種
2	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
3	Ⅱ種	Ⅲ種	Ⅲ種

※継手指針の掲載頁

解説 表 3.1 機械式継手の施工のレベル(P157※)

施工のレベル	1	公的認定機関の認定書類に示される施工手順に従って，継手製造元技術者またはそれに準ずる技術者から教育を受けた作業者が，公的認定機関から認定された品質管理体制の下で，施工仕様書に従って施工を行う場合.
	2	公的認定機関の認定書類に示される施工手順に従って，継手製造元技術者またはそれに準ずる技術者から教育を受けた作業者が，施工仕様書に従って施工を行う場合.

解説 表 3.2 機械式継手の検査のレベル(P157※)

検査のレベル	1	公的認定機関から認定を受けた検査員が，全数検査を行う場合.
	2	公的認定機関の認定を受けた機械式継手のメーカーの技術講習会を受講し資格を取得した検査者が，全数検査を行う場合.

※継手指針の掲載頁

$$f_{jk} = p_{mj} f_{yk}$$

f_{jk}：継手単体の引張降伏強度の設計値（N/mm^2）
f_{yk}：母材鉄筋の規格降伏強度の特性値（N/mm^2）
p_{mj}：継手単体の材料修正係数（表 3.6.2 参照）

表 3.6.2 継手単体の材料修正係数 p_{mj}(P33※)

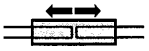
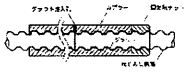
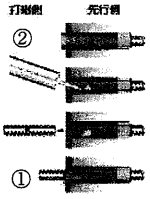
継手種類	継手単体の材料修正係数
SA級	1.0
A級	1.0
B級	0.8
C級	0.6

図 3.6-21 継手指針の考え方

b.　使用する機械式継手の種類

鉄筋継手箇所に使用する機械式継手は，施工性に応じて選定する。使用する機械式継手を表 3.6-3 に整理する。なお，機械式継手の名称は，継手指針に記載される名称とする。次頁以降の機械式継手の配置におけるタイプ及び選定理由は表 3.6-2 の「タイプ１～３」及び「選定理由Ⅰ～Ⅴ」を用いて明示する。

表 3.6-3　使用する機械式継手

タイプ	機械式継手の名称	継手の構成	鉄筋の節への対応	施工の特徴	施工イメージ	選定理由（配置箇所の特徴）
1	モルタル充填継手		異形鉄筋同士，ねじ節鉄筋同士のほか，異形鉄筋とねじ節鉄筋との接続も可能	・鉄筋及び機械式継手を回すことなく，互いの鉄筋間をスライドさせて所定の位置にセットする ・スリーブ内に余裕があり，誤差を吸収できるため組立精度の確保が容易		Ⅰ：鉄筋組立の誤差を吸収する箇所（多段接続箇所他） Ⅱ：SD685 鉄筋の接続箇所（SD685 の鉄筋・継手の供給性を考慮）
2	ねじ節鉄筋継手（グラウト固定方式）		ねじ節鉄筋同士のみ	あらかじめ先行側の鉄筋にカプラーと固定用ナットを装着しておき，カプラー内にグラウトを注入後，打継側の鉄筋を回してカプラー内に挿入する		Ⅲ：機械式継手を設置する鉄筋が組立順の関係で突出できない箇所※ Ⅳ：接続時に機械式継手がスライドできない箇所
3	ねじ節鉄筋継手（グラウト固定方式）		ねじ節鉄筋同士のみ	互いの鉄筋を所定の位置に配置した後，機械式継手を回してスライドさせ所定の位置にセットし，グラウトする		Ⅴ：上記以外（制約のない箇所）

※　壁・床面からの鉄筋の突出(①)による組立への支障回避として埋込み(②)のように使用

c. 高強度鉄筋 SD685 の機械式継手の適用性

高強度鉄筋 SD685 については一部で機械式継手の使用を予定しており，設計に影響を及ぼす可能性の有無を確認する。防潮堤（鋼製防護壁）で使用する SD685 用の機械式継手一覧を表 3.6-4 に示す。

継手指針では公的機関による評定を受けた機械式継手が複数掲載されている。この中で継手性能や施工条件などを確認し，SD685 の D51 の鉄筋に適合する適切な機械式継手を選定する。また，表 3.6-3 の整理の通り SD685 の機械式継手は「モルタル充填継手」（前述のタイプ１）から表 3.6-5 の通り選定した。

表 3.6-5 に同製品の継手指針の掲載内容の抜粋を示す。表 3.6-5 の通り「SD685 D51」の鉄筋に対応している。同継手の施工要領書に定められた方法で設置することで施工の品質を確保する。したがって，高強度鉄筋 SD685 同士を機械式継手によって継ぐことが，設計に影響を及ぼすことはない。

表 3.6-4 防潮堤（鋼製防護壁）で使用する機械式継手一覧（SD685 用機械式継手）

鉄筋種類	SD685		
タイプ	1	2	3
鉄筋名 D51	○	—	—
鉄筋名 D41	—	—	—
鉄筋名 D38	—	—	—

表 3.6-5 継手指針に掲載された機械式継手の例（抜粋）（SD685 用）

継手方式分類		モルタル充填継手	
工法名称		スリムスリーブ	
協会／企業		日本スプライススリーブ株式会社	
工法説明のURL		http://www.splice.co.jp	
継手性能	強度，剛性，じん性，すべり量	A級	SA級
	疲労性能	有り	有り
	その他	—	SA級は仕様に別途条件有
公的機関による評定番号あるいは証明番号		BCJ評定 RC-393-03 BCJ評定-RC0460-01	土研セ企性 第1403号 土研セ企性 第1710号 土研セ構継 第1807号 (一財)土木研究センター)
鉄筋材料指定の有無		無し	有り
鉄筋種類		SD295A・B～SD685	SD345～SD490
鉄筋呼び名		D10～D51	D16～D51

注：ＢＣＪ評定：機械式継手の等級に必要な性能（強度，剛性，じん性，滑り量）を有することを，㈶日本建築センター（ＢＣＪ，国土交通大臣指定の公的機関）にて評定

d. SD685 以外の鉄筋に対する機械式継手

防潮堤（鋼製防護壁）で使用する SD685 以外の鉄筋に用いる機械式継手についても，公的機関による評定を受けた機械式継手を選定し，表 3.6-6 の通り整理する。

SD685 鉄筋の機械式継手でも採用したモルタル充填継手に加え，各々の機械式継手について継手指針での掲載内容を表 3.6-7 に示す。

図 3.6-22 に中実鉄筋コンクリートにおける機械式継手の配置，タイプ，選定理由を示す。

表 3.6-6 防潮堤（鋼製防護壁）で使用する機械式継手一覧（SD685 用機械式継手除く）

鉄筋種類	SD490			SD390		
タイプ	1	2	3	1	2	3
鉄筋名 D51	○	○	－	－	－	－
鉄筋名 D41	－	－	○	○	－	－
鉄筋名 D38	○	○	○	○	－	○
鉄筋名 D35	○	－	○	○	○	○
鉄筋名 D32	○	－	－	○	－	－
鉄筋名 D29	○	－	－	－	－	○

表 3.6-7　継手指針に掲載された機械式継手の例（抜粋）（SD685 以外）

継手方式分類		ねじふし鉄筋グラウト固定式		
工法名称		リレージョイント		エポックジョイントEP
協会／企業		東京鉄鋼株式会社		
工法説明のURL		http://www.tokyotekko.co.jp		
継手性能	強度，剛性，じん性，すべり量	A級	SA級	A級
	疲労性能	有り		有り
	その他	—	SA級は仕様に別途条件有	
公的機関による評定番号あるいは証明番号		BCJ評定-RC0282-06	土研セ企性　第1607号 土研セ情報　第1903号 試験成績書第16-0230号 (一財)土木研究センター)	評定 CBL RC007-14号
鉄筋材料指定の有無		ネジテツコン		エポキシネジテツコン
鉄筋種類		SD295A・B～SD490	SD345～SD490	SD295A・B～SD390
鉄筋呼び名		D13～D51	D13～D51	D19～D51

継手方式分類		ねじふし鉄筋グラウト固定式		
工法名称		フリージョイント Fタイプ		フリージョイント FSタイプ
協会／企業		東京鉄鋼株式会社		
工法説明のURL		http://www.tokyotekko.co.jp		
継手性能	強度，剛性，じん性，すべり量	A級	SA級	A級
	疲労性能	有り		有り
	その他	—	SA級は仕様に別途条件有	—
公的機関による評定番号あるいは証明番号		BCJ評定-RC0112-06， BCJ評定-RC0209-03(590)	土研セ企性　第1604号 (一財)土木研究センター)	BCJ評定-RC0112-06
鉄筋材料指定の有無		ネジテツコン		
鉄筋種類		SD295A・B～USD590A・B	SD345～SD390	SD295A・B～SD490
鉄筋呼び名		D19～D51		

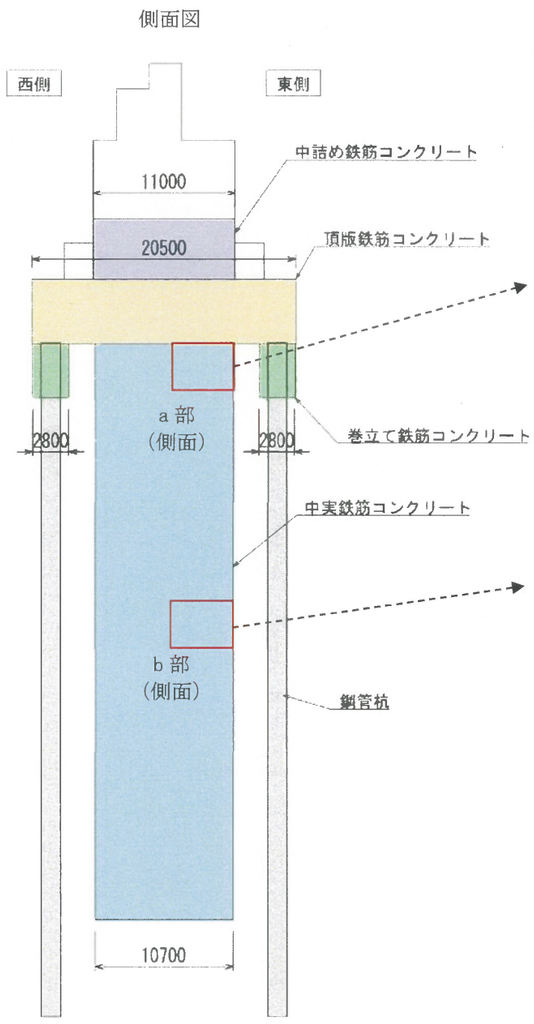


図 3.6-22　中実鉄筋コンクリートにおける配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由

3.6.2　支障物撤去

支障物撤去後の埋戻し及び堆積層の置換において使用する均質置換土（ＣＢ）が品質（設計）に影響を及ぼす可能性のある項目は以下の２点である。

・均質置換土の使用範囲及び均質置換土（ＣＢ）の強度と周辺地盤の強度の関係による設計への影響
・均質置換土（ＣＢ）の経年劣化による設計への影響

これらについて，①施工計画の確認，②均質置換土（ＣＢ）と周辺地盤の強度との関係の確認，③均質置換土（ＣＢ）の長期安定性に関する文献調査を実施した。

①施工計画

鋼管杭打設場所の支障物は岩盤内にはないこと，本地点の岩盤（Ｋｍ層）は均質な砂質泥岩であることから，支障物撤去及び地盤の均質化のための掘削は，堆積層のみを対象に実施する（岩盤深度まで掘削しない。図 3.6-23 参照）。

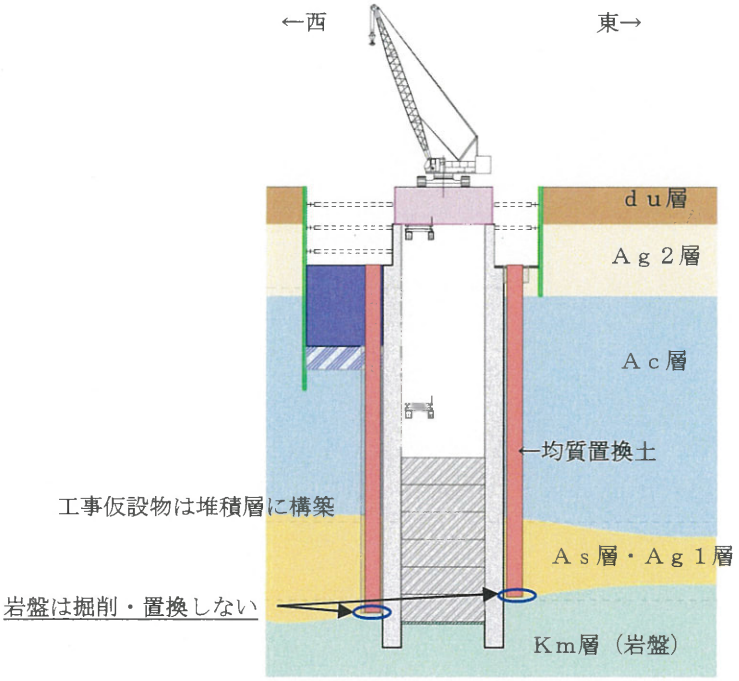


図 3.6-23　支障物撤去（均質置換土（ＣＢ）置換）（概要図）

②均質置換土（ＣＢ）と周辺地盤の強度との関係

支障物撤去後の埋戻し及び堆積層の置換として用いる均質置換土（ＣＢ）の配合試験結果に基づく材料仕様（せん断強度，初期せん断弾性係数）と原地盤（掘削・置換を実施する堆積層）の物性値との比較結果を表 3.6-8 に示す。

表 3.6-8 より，ＣＢの強度・剛性は全ての堆積層の強度・剛性よりも大きく，ＣＢの残置が鋼管杭と原地盤の応答伝達（地盤バネ）に影響を与えるものではないことを確認した。

表 3.6-8　初期せん断弾性係数及びせん断強度の比較（各土層で最大となる最深部の値）

北基礎	標高 (T.P.)	層厚 (m)	σ'm (kN/m²)	基準有効拘束圧 σ'ma	基準せん断弾性係数 (kN/m²)	C_{CD} (kN/m²)	ϕ_{CD}	初期せん断弾性係数 (kN/m²)		せん断強度 τ_f (kN/m²)	
								原地盤	CB※	原地盤	CB※
Ag2	-7.00	3.00	57.1	497	278,087	0	37.4	94,289	339,000	34.7	250.0
Ac	-39.55	4.05	164.1	480	121,829	25	29.1	63,766		101.7	
As	-44.70	1.70	229.1	378	143,284	12	41.0	110,176		159.4	
Ag1	-52.85	2.15	253.5	814	392,073	0	37.4	218,792		154.0	

※CBの値は配合試験結果より得られた試験値

③CBの長期安定性に関する文献調査

CBの強度発現の原理，ベントナイトの特徴を確認する。また，CBの経時変化・劣化に関する文献を確認し，長期安定性を確認する。

杭基礎施工便覧によれば，ケーシングの外周部を掘削する場合は，先端地盤を乱して支持力に影響を及ぼすおそれがあるため，「埋戻しに流動化処理土やCB等周辺地盤と同等以上の強度を有するものを用いる」とされている。また，道路橋示方書・同解説（平成 24 年）他によれば，ケーソン基礎において，地盤とケーソン壁面間の空隙に地盤と同等以上の強度を有するセメントペーストやCB等の充てん材を注入するコンタクトグラウトを行う必要があるとされている。

上記の通り，基礎と周辺地盤の接触部に周辺地盤より強度を有するCBを用いることは，各種基準にて推奨された工法である。

また，表 3.6-9 は可塑性グラウト注入工法に示された各種裏込め注入グラウトの性能比較表であり，CBは長期強度を有するものと評価されている。

なお，表 3.6-9 はグラウト注入への適用性の観点で物性（硬化時間等）・施工性が評価されており，本施工への適用性とは一致しない。また，表 3.6-9 の「固結の均一性」については，本工事のCBは施工時に均一に練り混ぜる計画であり該当しない。

CBの硬化（強度発現）の原理は，セメント系地盤改良・ソイルセメントと同様，セメントの水和反応による硬化である。CBはセメントと水とベントナイトで構成され，セメント系地盤改良・ソイルセメントに比べCBの組成の不確かさは少なく均質な材料である。

また，ベントナイトの特徴としては以下の点が挙げられる。

・経年劣化しにくい。
・セメントの劣化成分を有しない。
・湿潤と乾燥・凍結と融解を繰り返す環境下でも品質が変化しない。

表 3.6-9　各種裏込め注入グラウトの性能比較表[10)]

特長＼種別		エアモルタル		CB		砂モルタル		LW		アルミニウム塩系		粘土鉱物系		高分子剤系	
グラウトの性状		流動状グラウト								可塑状グラウト					
注入方式		一液性						二液性		二液性				一液性	
物性	硬化時間	長い	×	長い	×	長い	×	1~3分	○	ほぼ瞬時	◎	同左	◎	同左	◎
	可塑状保持時間	なし	×	なし	×	なし	×	なし	×	長い	◎	〃	◎	〃	◎
	水による希釈	あり	×	あり	×	あり	×	あり	×	なし	◎	〃	◎	〃	◎
	材料分離	なし	○	少しあり	△	少しあり	△	少しあり	△	なし	◎	〃	◎	〃	◎
	長期強度	あり	○	あり	○	あり	○	なし	×	あり	○	〃	○	〃	○
	固結後の容積変化	なし	○	なし	○	なし	○	あり	×	なし	◎	〃	◎	〃	◎
	固結の均一性	良い	○	劣る	×	やや低い	△	良い	○	非常に良い	◎	〃	◎	〃	◎
圧送性		良い	○	良い	○	やや低い	△	良い	○	良い	○	同左	○	低い	△
施工性	限定注入	困難	×	困難	×	困難	×	条件次第	△	可能	◎	〃	◎	同左	◎
	限間からの漏出	非常に多い	×	非常に多い	×	多い	△	止まる	○	直ちに止まる	◎	〃	◎	〃	◎
	注入範囲	広い	○	広い	○	狭い	×	条件次第	△	広い	○	〃	○	〃	○
	充填性	良い	○	良い	○	劣る	×	劣る	×	良い	◎	〃	◎	〃	◎
	参留まり	低い	△	劣る	×	低い	△	良い	○	良い	◎	〃	◎	〃	◎
総合評価		隙間の多い所・水がある所には不向き		物性的に難点が多い		物性的に難点が多い		可塑状領域がないので施工困難		当面であるが歩留まりが良いので総合的には安価になる		同左		同左	
		△		×		×		×		◎		◎		◎	

以上により，ＣＢはソイルセメントと同様に安定的と評価できることから，原理や使用環境が類似するソイルセメントの長期安定性について文献を調査した（表 3.6-10）。調査の結果，施工後 10 数年経ったソイルセメントは一軸圧縮強度や静弾性係数など，施工直後に比べ増加しており，強度面における劣化は認められなかったとされていることから長期安定性を有する材料と評価でき，これらを考慮するとＣＢも同様に長期安定性を有する材料と評価した。

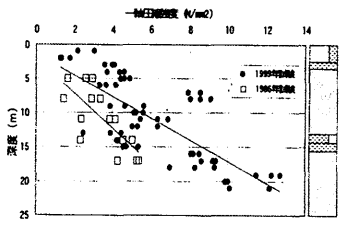
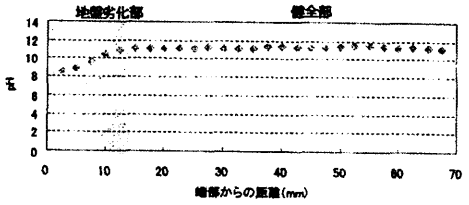
なお，一般的にセメント系材料の長期安定性・耐久性については周辺環境に影響を受け，その劣化要因として「凍害の影響」や「海水の影響」が挙げられる。ＣＢの使用箇所は土中であり，また発電所は「凍害を受ける地域」には該当しないが，海の近傍に位置することから，海水中の硫酸イオンによる劣化（強度低下）を防ぐため，均質置換土に使用するＣＢは高炉セメント（耐硫酸塩セメント）を使用し，劣化を防止する。

以上より，ＣＢは長期安定性を有する材料と評価した。

以上の確認結果から，鋼管杭打設時に残置される均質置換土（ＣＢ）は，周辺地盤の強度・剛性より大きく長期安定性を有することから，残置することによっても品質（設計）への影響がないことを確認した。

[10)] 可塑状グラウト注入工法　新設と補強・補修　日刊建設工業新聞社

表 3.6-10　文献調査結果

文献名	ソイルセメント柱列壁の耐久性に関する研究	施工後 35 年経過した鋼管ソイルセメント柱列壁の長期耐久性の調査
出典・執筆者	日本建築学会学術講演会 1999 阪井ほか	日本建築学会学術講演会 2009 吉田ほか
概要	施工後 13 年経ったソイルセメント柱列壁より鉛直方向にコアサンプリングを実施し，一軸圧縮強度試験を実施した。一軸圧縮強度，静弾性係数とも施工直後に比べて増加しており，強度面における劣化は 13 年経過時点では認められなかった。	35 年前に施工された鋼管ソイルセメント柱列壁のソイルセメント及び鋼管を採取し，長期的な耐久性を評価した。 劣化深さは約 5 mm/35 年であった。
図表		

3.6.3　鋼管杭打設

鋼管杭打設における品質に影響を及ぼす可能性のある項目は以下の４点である。

- 約 50 ｍの鋼管杭を水平に 30 ㎝間隔で打設するため高い打設精度が求められ施工難易度が高い。
- 鋼管杭打設において施工荷重（重機荷重）が打設精度に影響する。
- 巻立て鉄筋コンクリートは狭隘な区画での太径鉄筋の組立であり，施工難易度が高い。
- 鋼管杭に用いる高強度鋼材(SBHS500)の現場溶接の施工難易度が高い。

これらが設計へ影響せず，鋼管杭打設を確実に実施するための方策の確認として，施工実績の整理，重機配置図の作成，３次元ＣＡＤによる配筋干渉の確認により設計への影響や施工性を確認する。

(1)　鋼管杭の打設精度

a.　均質置換土（ＣＢ）による置換

地盤の固さの不均質さの影響による鋼管杭打設時の鉛直精度低下を防ぐため，事前に岩盤標高付近までの堆積層を均質置換土（ＣＢ）に置き換える。地盤改良体（セメント系）の範囲は流動化処理土を代用する。鋼管杭打設概要を図 3.6-24 に示す。

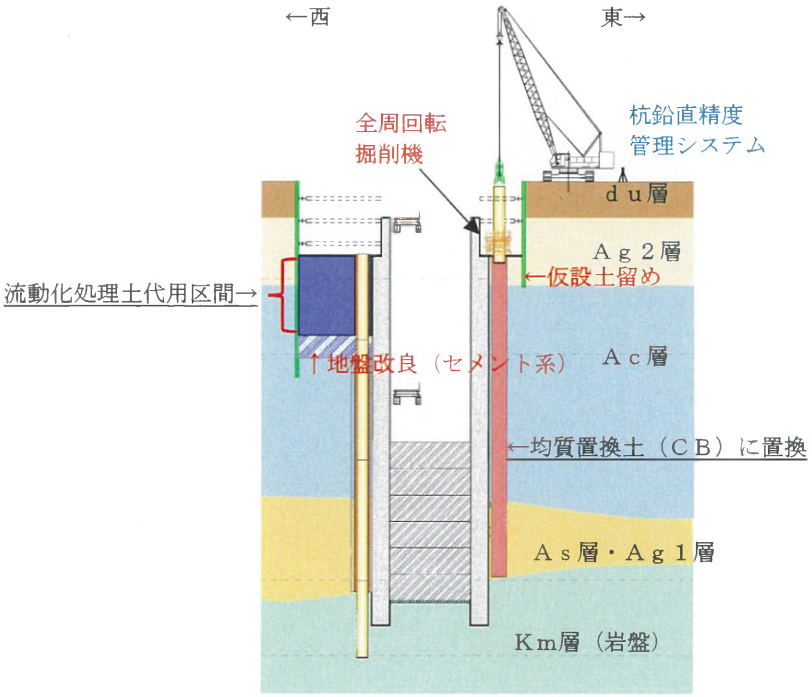


図 3.6-24　鋼管杭打設概要図

b.　鋼管杭の鉛直精度管理システムによる施工管理

中掘り圧入工法による鋼管杭打設時に，鋼管杭の鉛直精度を常時監視するシステム（図 3.6-25 参照）を使用し，打設精度を向上させる。このシステムは，測量機器（トータルステーション）を用いて杭の位置及び傾きを計測・管理し，杭打設の施工精度を向上させることができる。なお，本工法の組合せは発電所内の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基礎工事（基礎杭長，約 65 m）で使用し，十分な精度で施工できることを確認している（図 3.6-26 参照）。

以上の確認結果から，鋼管杭の高精度の打設が施工性や品質管理の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

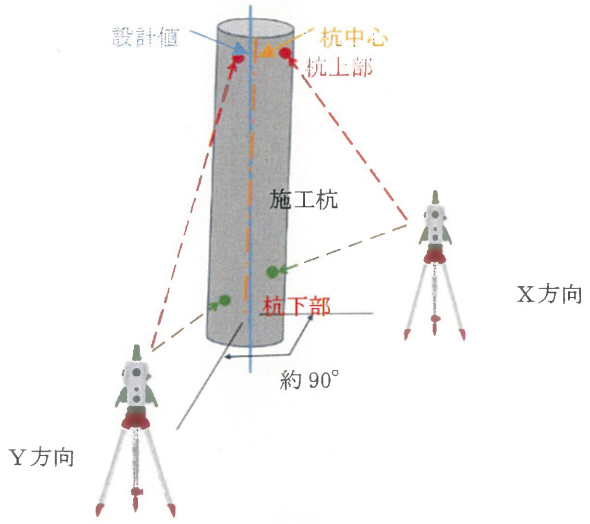


図 3.6-25　杭鉛直精度管理システム

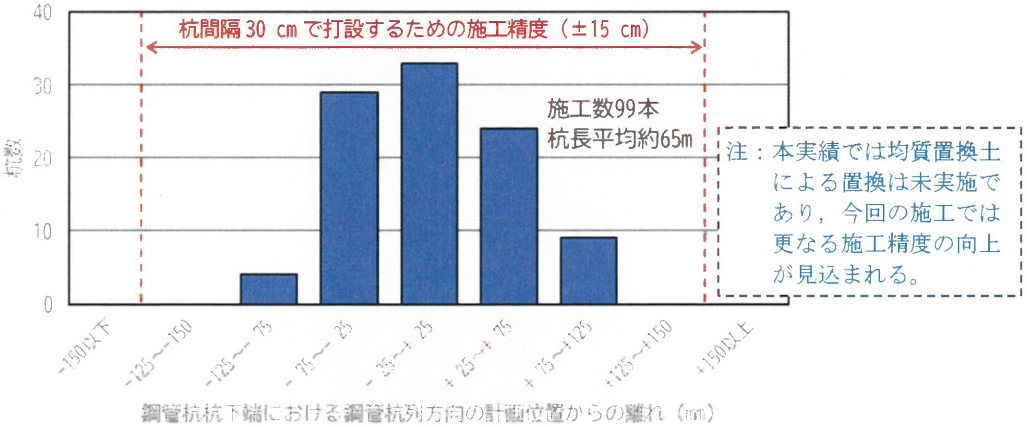


図 3.6-26　鉛直精度管理システムを用いた鋼管杭打設の施工精度
（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工実績）

(2) 鋼管杭打設時の施工荷重（重機荷重）の影響

鋼管杭打設等における打設場所近傍への重機配置による工事の品質への影響を確認する。

鋼管杭打設等の施工では 200t クローラクレーン及び全周回転掘削機を使用する。これらの重機配置による工事の品質への影響としては重機の接地荷重増大による地盤への影響（この影響に伴う工事の品質への影響）が想定される。

この影響の確認として，堆積層が厚く重機荷重の影響を受けやすい北基礎のうち，重機が直接地表面に設置する東側の施工について重機配置等を想定した検討を実施した。接地荷重が最大となる重機及びその状況は，全周回転掘削機を設置・撤去しているクローラクレーンである。

この時の施工荷重（重機荷重）の影響確認結果を図 3.6-27 に示す。

この接地荷重最大の状況においては，鋼管杭等の打設は行われておらず，接地荷重が鋼管杭等の打設精度に影響を及ぼすことはない。なお，鋼管杭の建込み時もクローラクレーンの接地荷重が大きくなるが，同時に鋼管杭の打設は行われていないため鋼管杭の打設精度に影響を及ぼすことはない。また，打設中は鋼管杭等により掘削部周囲の土砂は保持されることから，地盤のはらみ出しや崩壊等は発生しない。

なお，この重機荷重（接地荷重が最大になるケース）を考慮して，鋼管杭打設盤を確保するための土留めを設置しており，施工エリアの確保も問題ない。

以上より，鋼管杭打設等で使用する重機荷重が工事の品質へ影響を及ぼすことはないことを確認した。

最大接地荷重

ブーム方向	吊り荷重 (t)	最小離隔 (m)	キャタピラー幅 (m)	最大接地荷重 (t)
側方	65	4.0	1.1	220

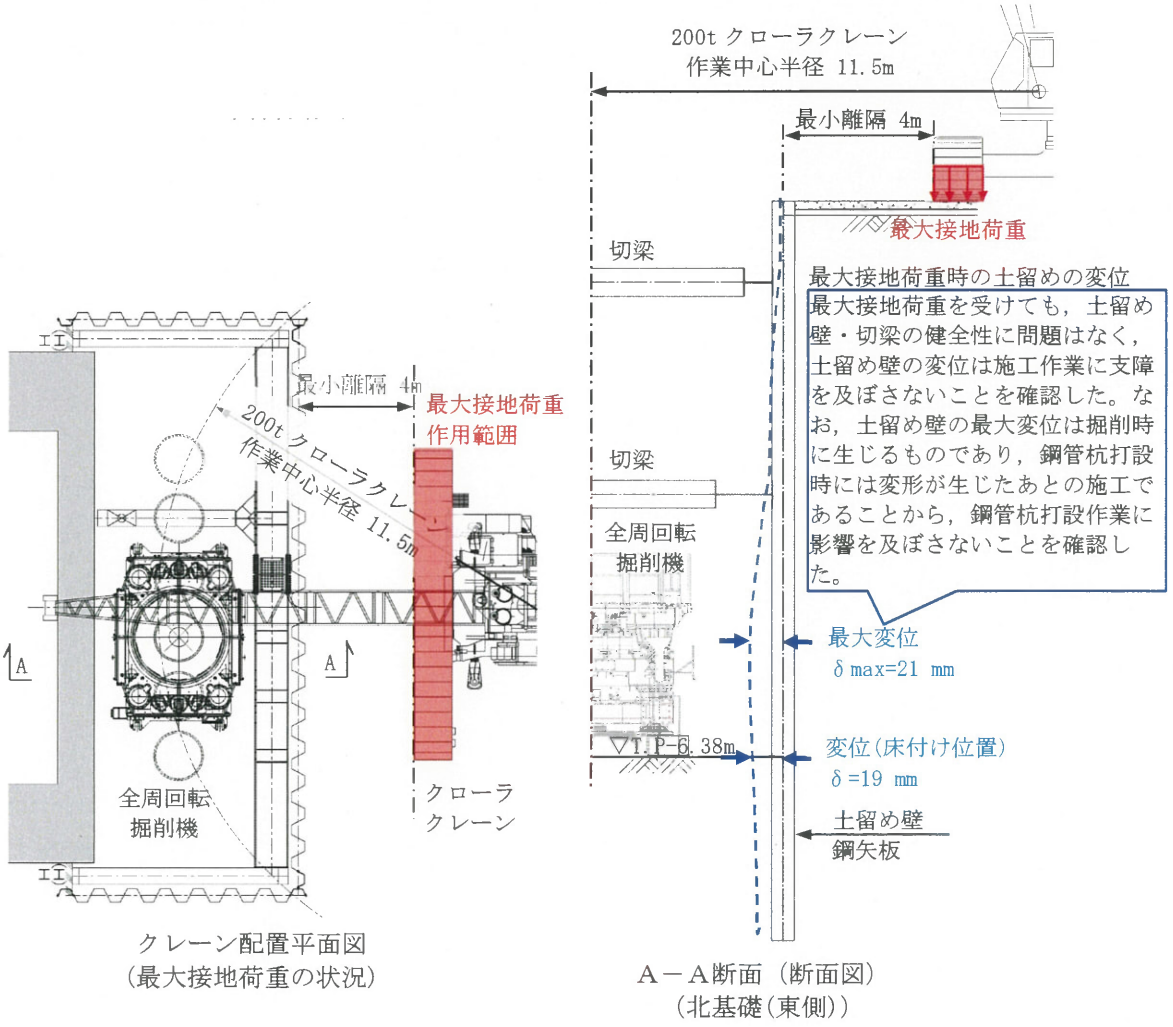


図 3.6-27　施工荷重（重機荷重）の影響確認結果

(3) 巻立て鉄筋コンクリートにおける狭隘な区画での太径鉄筋の組立

３次元ＣＡＤにより配筋干渉及び施工図により施工性を確認する。

巻立て鉄筋コンクリートは，鉛直鉄筋（D51），帯鉄筋（D38），せん断補強筋（D41），配力筋（D22）がスタッド付鋼管杭の周囲に密に配置される（図 3.6-28 参照）。これらを３次元ＣＡＤにより図化し鋼材同士の干渉を確認する（図 3.6-29 参照）。巻立て鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由を図 3.6-30 に示す。

また，巻立て鉄筋コンクリートの施工エリアは，地中連続壁や既設施設に挟まれ狭隘な場所での鉄筋組立となることから，施工エリアを図化し，組立作業の施工性を確認する（図 3.6-31 及び図 3.6-32）。

３次元ＣＡＤにより鉄筋等の配置干渉がないこと，施工図より十分な施工スペースを確保でき鉄筋組立が可能であることを確認した。

以上の確認結果から，巻立て鉄筋コンクリートの施工が施工性・品質の観点から実現性のある施工計画であり，設計への影響はないことを確認した。

図 3.6-28　巻立て鉄筋コンクリートの配筋

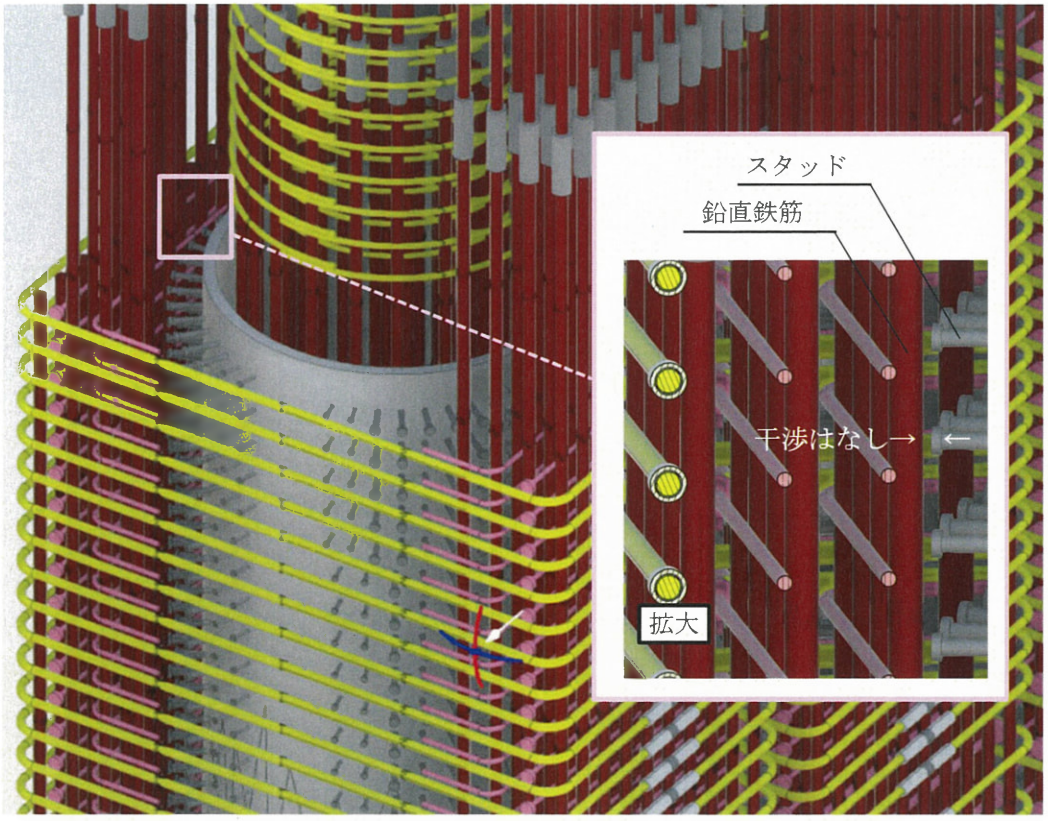
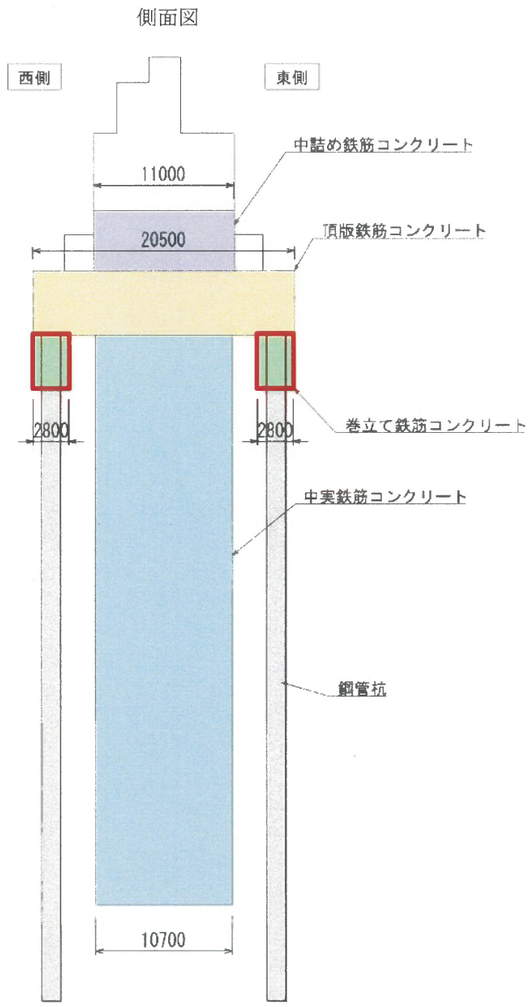


図 3.6-29　３次元ＣＡＤによる配筋の干渉確認



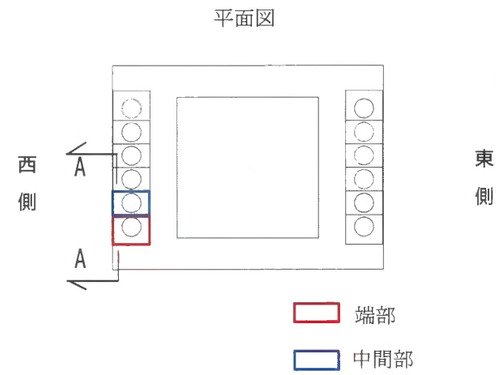
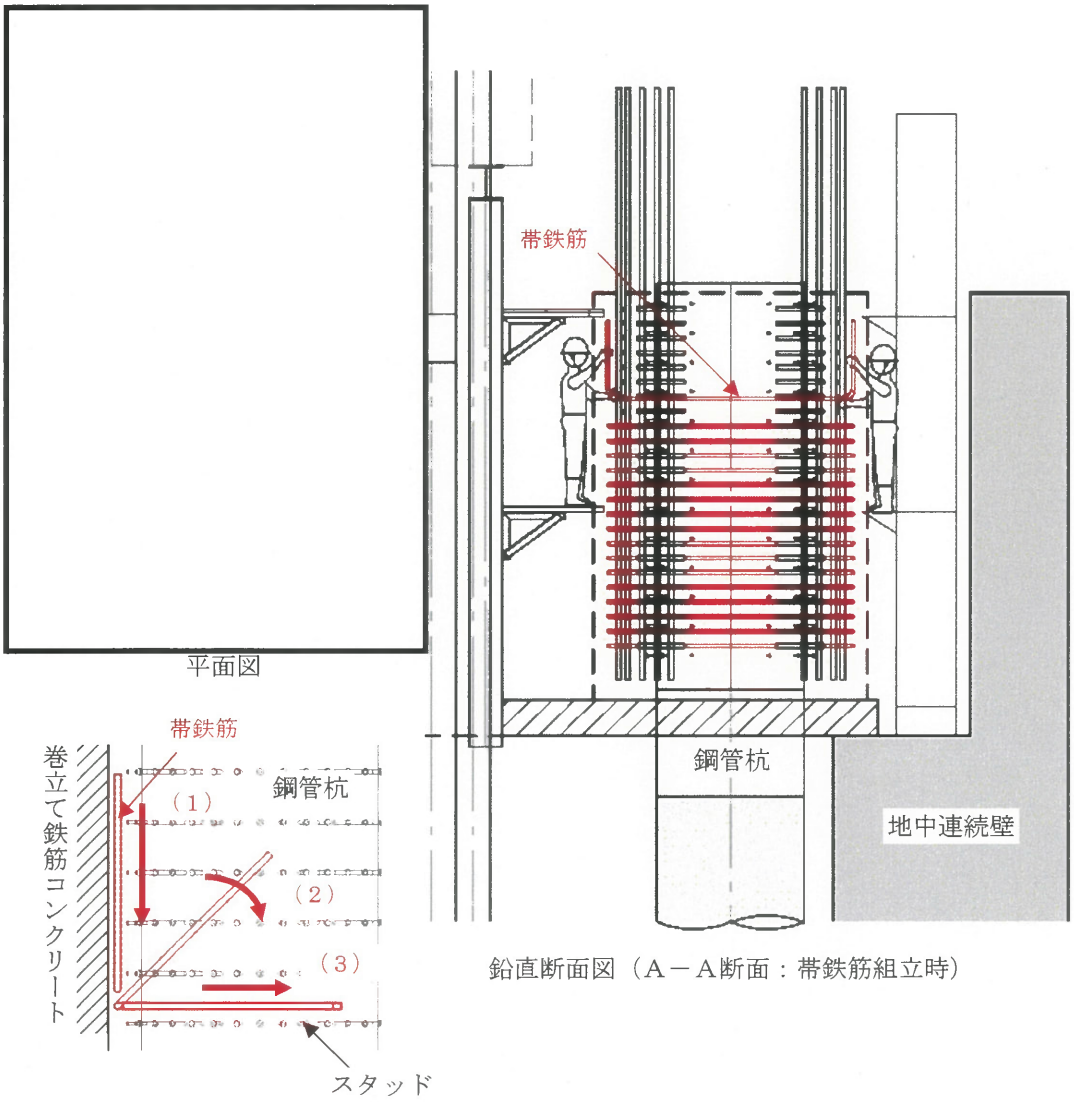


図 3.6-30　巻立て鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由

図 3.6-31　施工エリア図（例：鉄筋組立の施工性確認）



帯鉄筋組立手順
（１）：帯鉄筋を組み立てる所定の高さまで下ろす。
（２）：帯鉄筋を９０° 回転させる。
（３）：帯鉄筋を所定の位置に設置する。

図 3.6-32　帯鉄筋組立手順図

(4)　高強度鋼材（SBHS500）の部材溶接の施工性

高強度鋼材（SBHS500）の現場溶接の品質を確保するため，溶接に係る溶接条件，熱管理条件を設定する。SBHS500 については道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編（平成 29 年）他[11]に溶接に係る各種条件が明示されており，溶接条件・熱管理条件は一般化されている。よって，本作業は施工性・品質の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

以下に，道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編（平成 29 年）他に基づく溶接に係る各種条件を示す。

a.　溶接条件・熱管理条件

溶接条件及び熱管理条件（入熱量とパス間温度）を道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編（平成 29 年）他に基づき表 3.6-11 の通りとする。

表 3.6-11　溶接条件・熱管理条件

項目	管理値等
溶接方法	ガスシールドメタルアーク溶接
溶接姿勢	横向き
開先形状	レ型
パス間温度（℃）	300 以下
溶接入熱　（J/mm）	7,000 以下

b.　開先条件

溶接姿勢（横向き）における開先形状及び開先精度の管理値について設定した。また，参考として次頁に鋼管杭の継手形状を示す。その一例を表 3.6-12 に示す。

表 3.6-12　開先形状標準（内面溶接用）の一例※

※：メーカー基準

[11] 土木学会　鋼構造委員会　新しい高性能鋼と利用技術調査研究小委員会編：新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBH500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～，pp.90～91，2009.

c.　鋼管杭の継手形状

継手形状は，道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年）を参考に以下の施工条件を勘案して決定した。

・溶接姿勢は横向きとする。
・下杭～中杭は各杭を溶接しながら鋼管杭を打設することから（図 3.6-33 参照），鋼管の外側から外面溶接する。
・中杭と上杭の溶接は，上杭の鋼管外面にスタッドが設置されており，杭間隔も 30cm と狭隘であることから鋼管の内側から内面溶接する。
・溶接の際は裏当てリング等の補助部材を用いて溶接の不具合事象の防止を図る。
・開先形状は，鋼管の板厚が 50mm と厚いため溶接パス数を極力少なくさせるため，道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年）に記載の標準形状寸法（図 3.6-34 及び図 3.6-35 参照）より開先角度を狭くしているが，溶接施工試験により融合不良，スラグ巻き込みなどの不具合事象が生じないことを確認している。

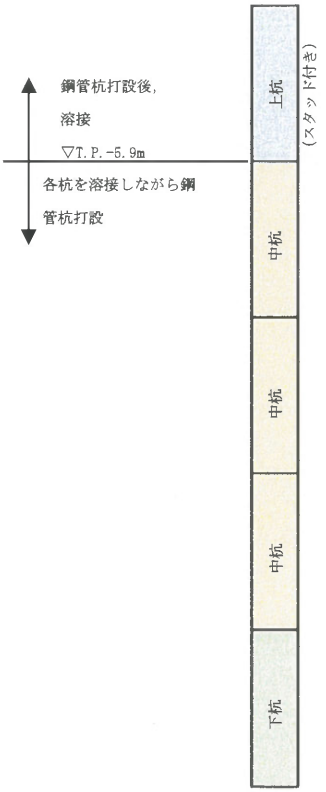
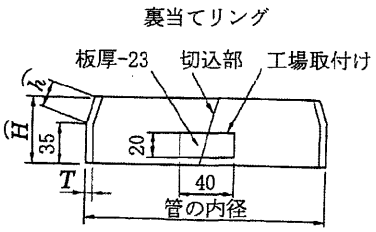


図 3.6-33　鋼管杭分割イメージ図



裏当てリングの厚さ及び高さ

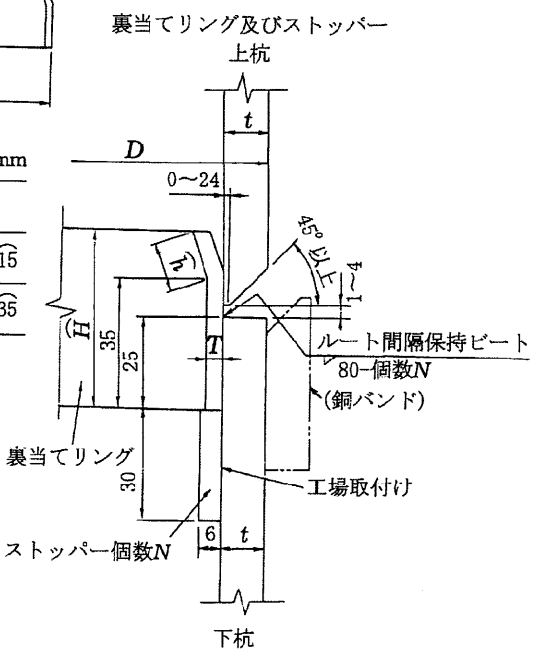
単位 mm

外径 D	T	$\widehat{H}$	$\widehat{h}$
1016 以下	4.5	$\widehat{50}$	$\widehat{H}=\widehat{50}$ の場合 $\widehat{15}$
1016 を超えるもの	6.0	$\widehat{70}$, $\widehat{50}$ (※)	$\widehat{H}=\widehat{70}$ の場合 $\widehat{35}$

注(※) 中掘り工法を適用の場合は$\widehat{50}$ mmとする。

ストッパーの個数

外径 D mm	個数 N
609.6 以下	4
609.6 を超え 1016 以下	6
1016 を超えるもの	8



（注１）ルート間隔保持ビートに変えてスペーサーを用いてもよい
（注２）上括弧（⌒）は曲線部も含んだ長さを意味する

図 3.6-34 鋼管杭の半自動溶接現場継手標準形状寸法[12)]

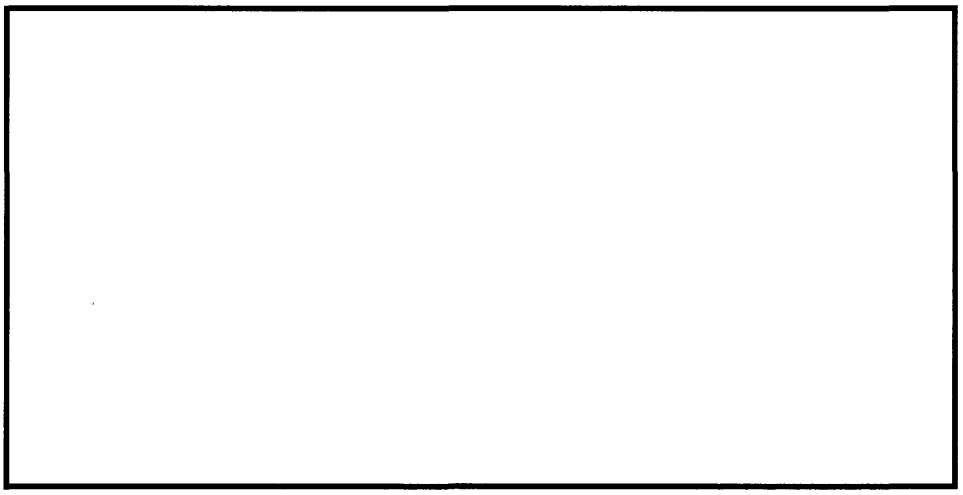


図 3.6-35 防潮堤（鋼製防護壁）の鋼管杭の継手形状※

※：メーカー基準

12) 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，p. 304，2017. 11.

3.6.4　頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築

頂版鉄筋コンクリート（接合部含む）構築時に品質に影響を及ぼす可能性のある項目は以下の３点である。

- 頂版鉄筋コンクリートの構造鉄筋に加え，中実鉄筋コンクリート等からの定着鉄筋が複雑に交錯するため，鉄筋同士が干渉する。
- 頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの接続部において，鉛直鉄筋は高い設置精度が要求される。
- 鋼製防護壁基部内において，鉄筋貫通孔（太径鉄筋の組立用）と鉄筋が干渉する。

これらが設計へ影響せず，頂版鉄筋コンクリートの構築を確実に実施するための方策の確認として，３次元ＣＡＤにより鉄筋の配置干渉を確認する。なお，鉄筋組立の際の設置精度については，機械式継手と鉄筋の隙間（裕度）やテンプレート（精度確保治具）で確保する。

(1)　頂版鉄筋コンクリートにおける配筋干渉の確認

頂版鉄筋コンクリート配筋図（鉛直断面図より抜粋）を図 3.6-36 に，３次元ＣＡＤによる鉄筋干渉確認結果①を図 3.6-37 に，３次元ＣＡＤによる鉄筋干渉確認結果②を図 3.6-38 に示す。３次元ＣＡＤにより，各鉄筋は干渉せず，設計へ影響を及ぼすことはないことを確認した。なお，頂版鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由を図 3.6-39 に示す。

以上の確認結果から，頂版鉄筋コンクリートの施工が施工性・品質の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

図 3.6-36　頂版鉄筋コンクリート配筋図（鉛直断面図より抜粋）

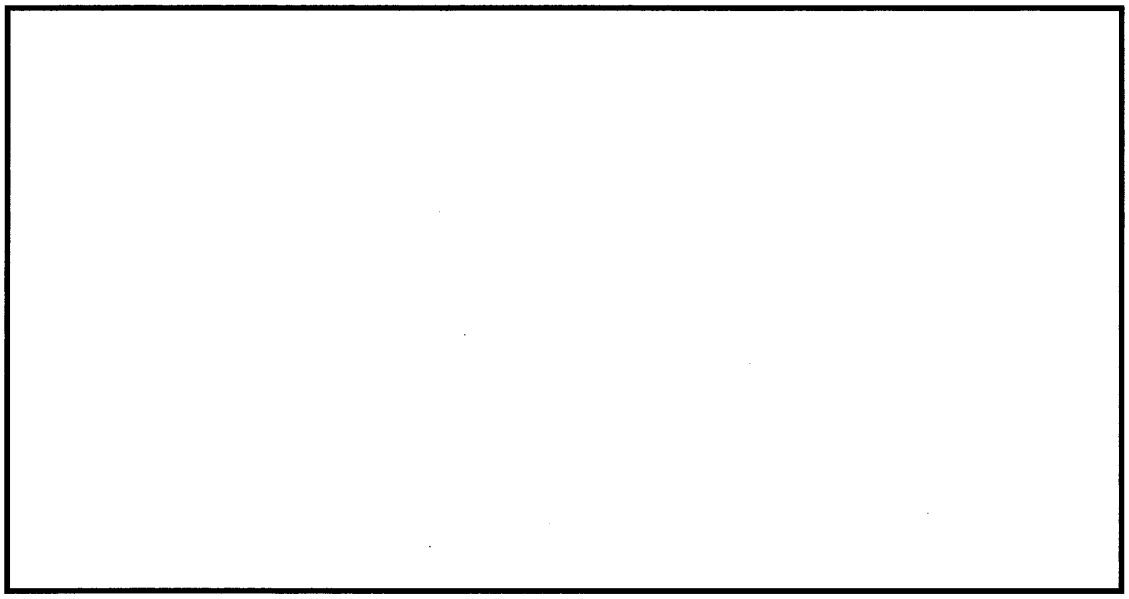


図 3.6-37　３次元ＣＡＤによる鉄筋干渉確認結果①

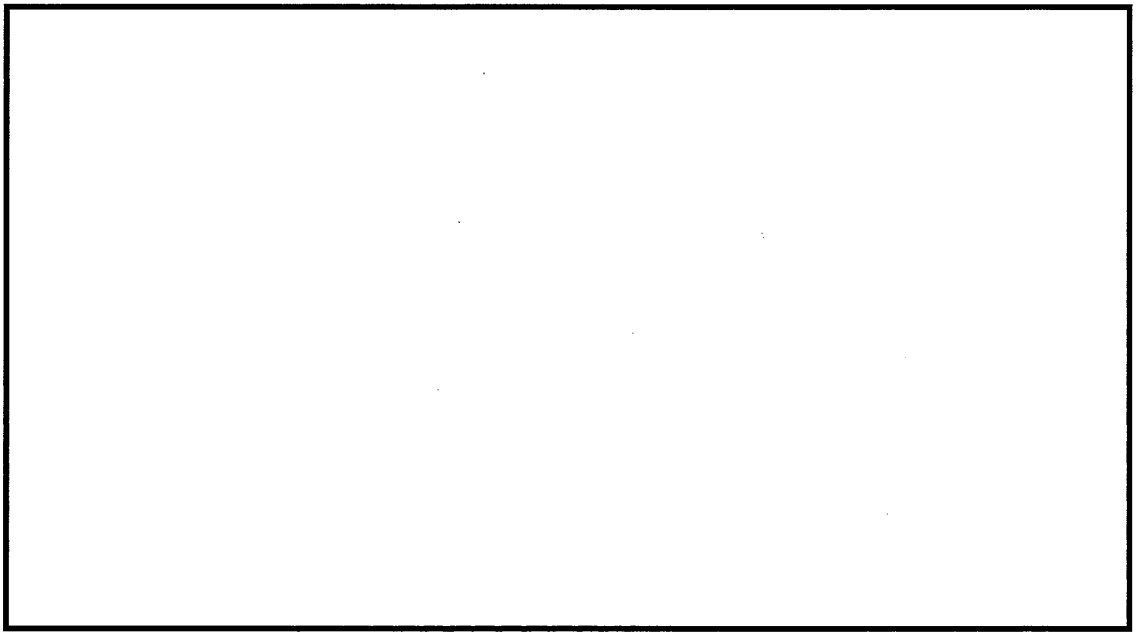


図 3.6-38　３次元ＣＡＤによる鉄筋干渉確認結果②

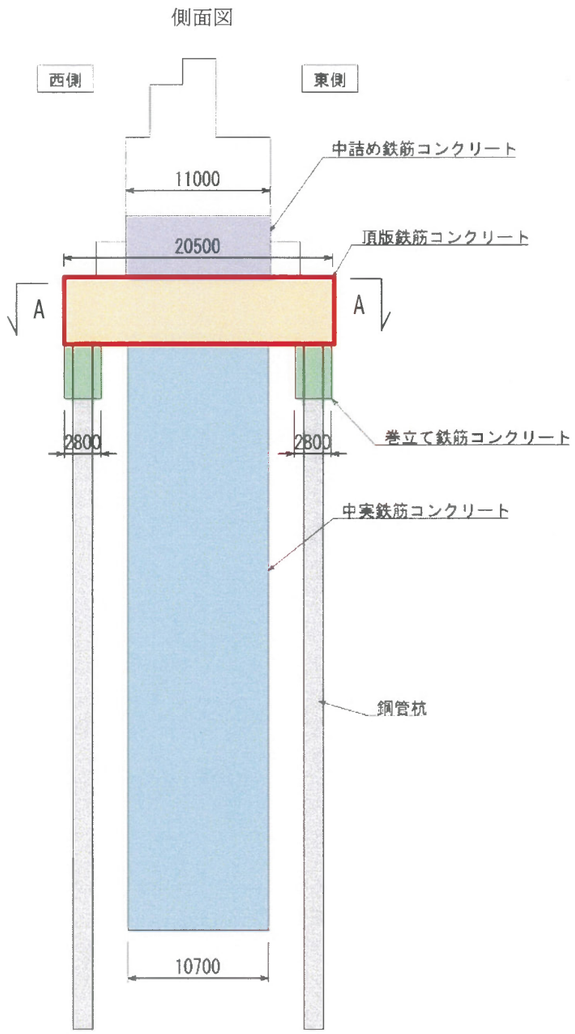


図 3.6-39　頂版鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由（1/3）

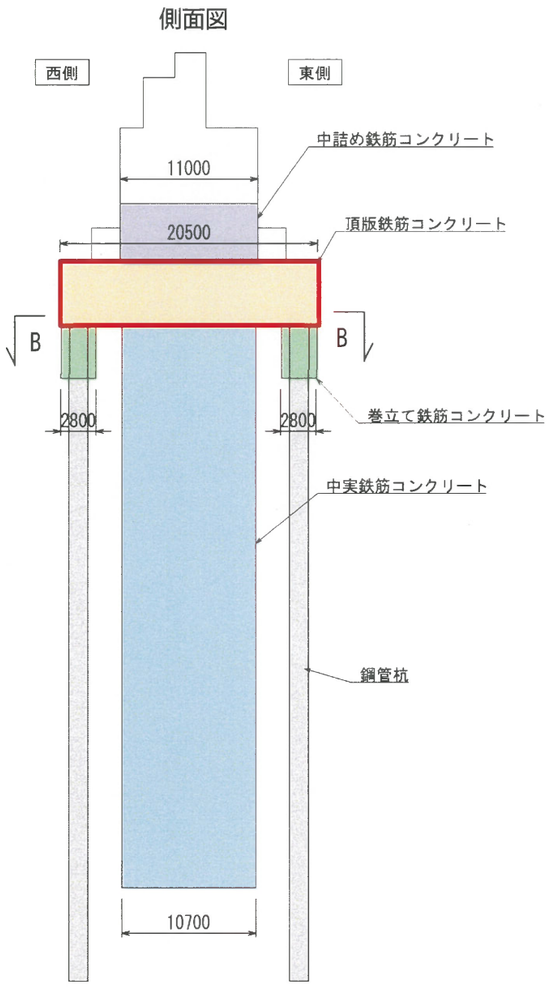


図 3.6-39　頂版鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由（2/3）

図 3.6-39　頂版鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由（3/3）

(2) 頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの接合部の鉛直鉄筋の精度確保

接合部の鉛直鉄筋の精度確保のための対策を図 3.6-40 に示す。

中実鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートの境界の鉛直鉄筋同士の組立精度，頂版鉄筋コンクリートと中詰め鉄筋コンクリートの境界の鉛直鉄筋同士の組立精度は，機械式継手内側と鉄筋の隙間（裕度）でずれを修正する。機械式継手内側と鉄筋の隙間（裕度）により調整可能な位置精度はD51で10 mm程度であり，機械式継手を接続する段ごとに組立誤差を補正し，誤差が累積しないことを確認した。さらに，コンクリート打設時の鉛直鉄筋の位置ずれを防止するために，テンプレート（精度確保治具）で固定する。

その結果，以下の通り接合部における鉛直鉄筋の位置精度確保に必要な対策がなされており，頂版鉄筋コンクリートの鉛直鉄筋と鋼製防護壁基部の隔壁部にある鉄筋貫通孔と干渉せずに，鋼製防護壁基部を架設できることが可能であることを確認した。

- 鉛直鉄筋のずれは，機械式継手内側と鉄筋の隙間（裕度）で吸収しながら，鉛直精度のずれを修正できること。
- テンプレート（精度確保治具）を使用し，鉄筋組立時の鉛直鉄筋の鉛直精度の確保及びコンクリート打設時の鉛直鉄筋のずれを防止できること。
- 頂版鉄筋コンクリートの鉛直鉄筋と鋼製防護壁基部の隔壁の鉄筋貫通孔の干渉を防止できること。

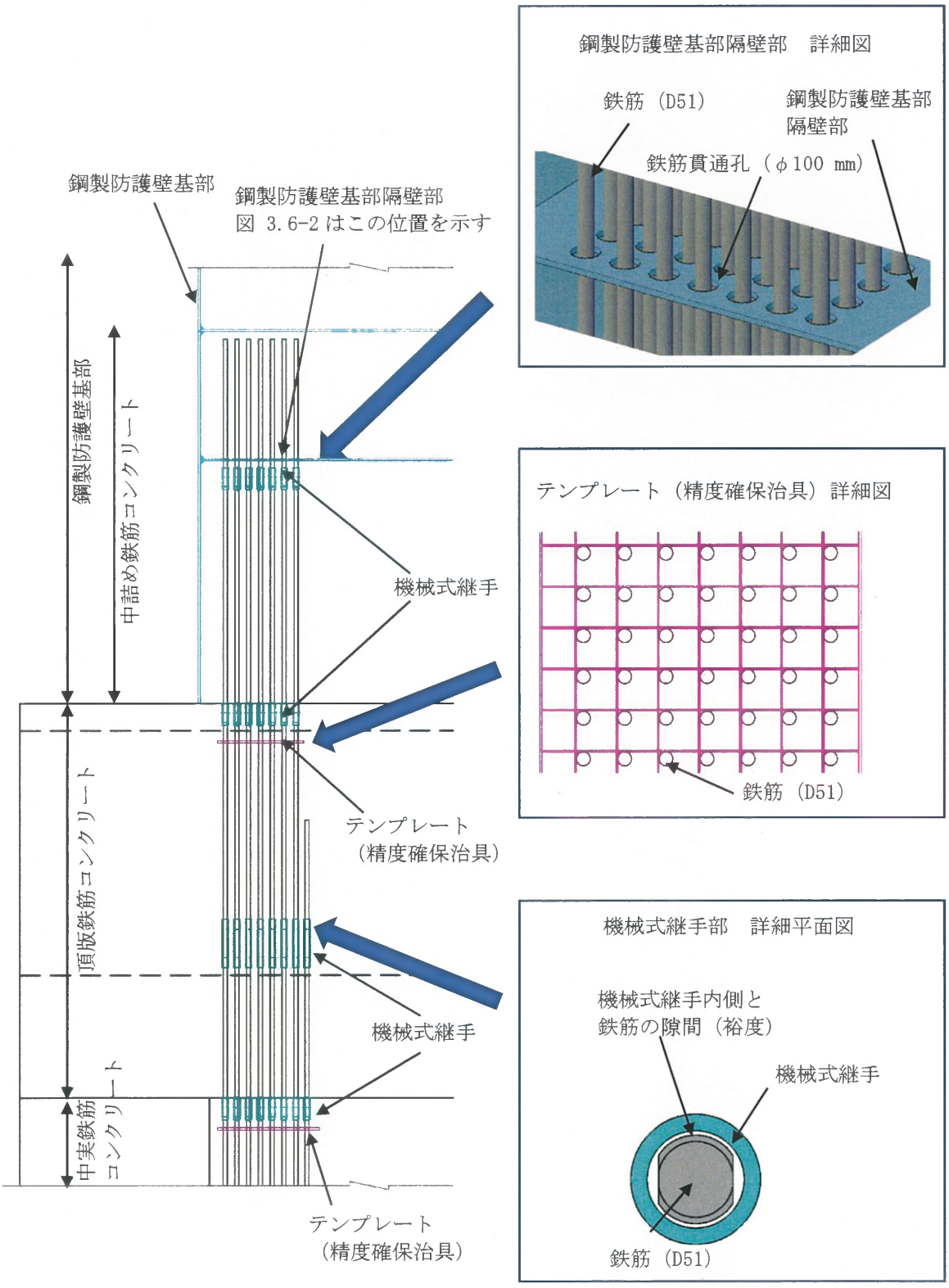


図 3.6-40　接合部の鉛直鉄筋の精度確保のための対策

(3)　鋼製防護壁の基部内での太径鉄筋の組立の施工性

鋼製防護壁の基部内の中詰め鉄筋コンクリートは，当該部の構造鉄筋，鋼殻部（鋼製防護壁を構成する壁体）とコンクリートの一体化のためのスタッドと頂版鉄筋コンクリートの鉛直鉄筋と接続する鉄筋が複雑に交錯する配筋となる。このため，３次元ＣＡＤによりこれらの鉄筋の配置干渉等を確認した（図 3.6-41 参照）。また，鋼殻部が狭隘なことから鉄筋の組立手順を図化し施工性を確認した（図 3.6-42 参照）。その結果，鋼殻部，鉄筋，スタッドの施工スペースもあり干渉部位がなく，組立手順通りに組立が可能であることを確認した。中詰め鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由を図 3.6-43 に示す。

以上の確認結果から，鋼製防護壁の基部内での太径の鉄筋の組立は，施工性・品質の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

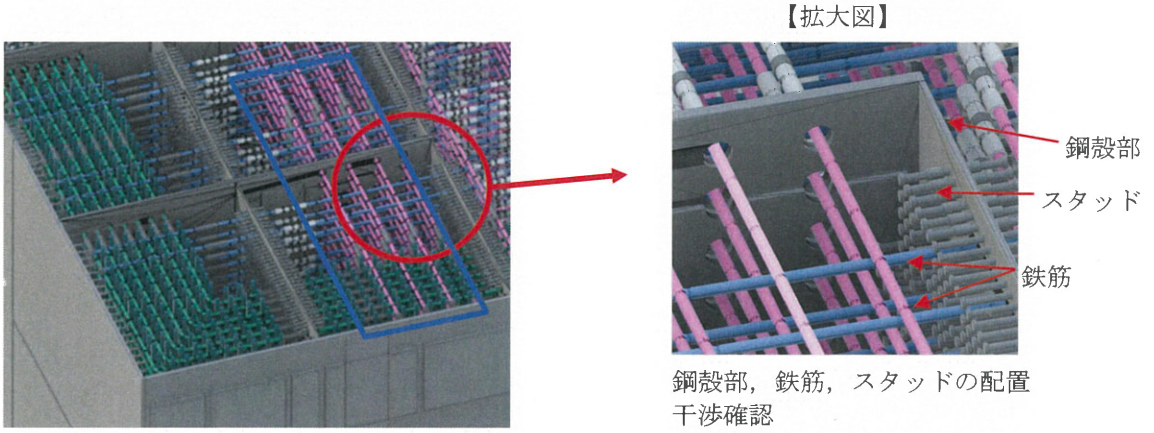


図 3.6-41　３次元ＣＡＤによる鉄筋配置干渉確認

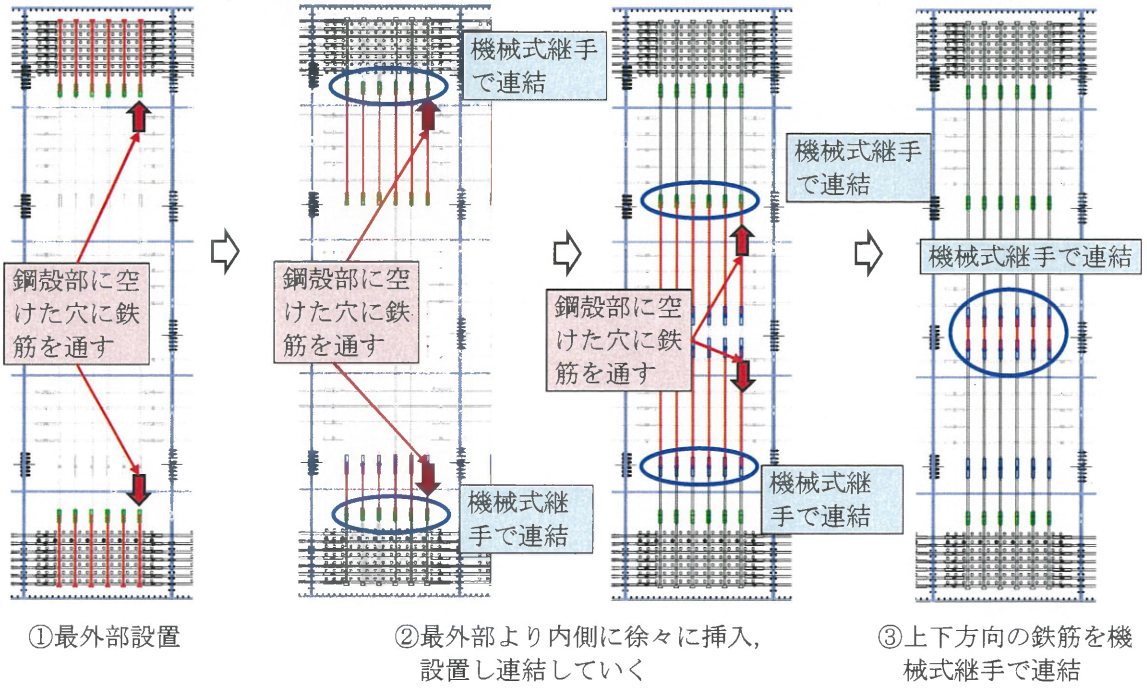


図 3.6-42　せん断補強筋組立手順　平面図

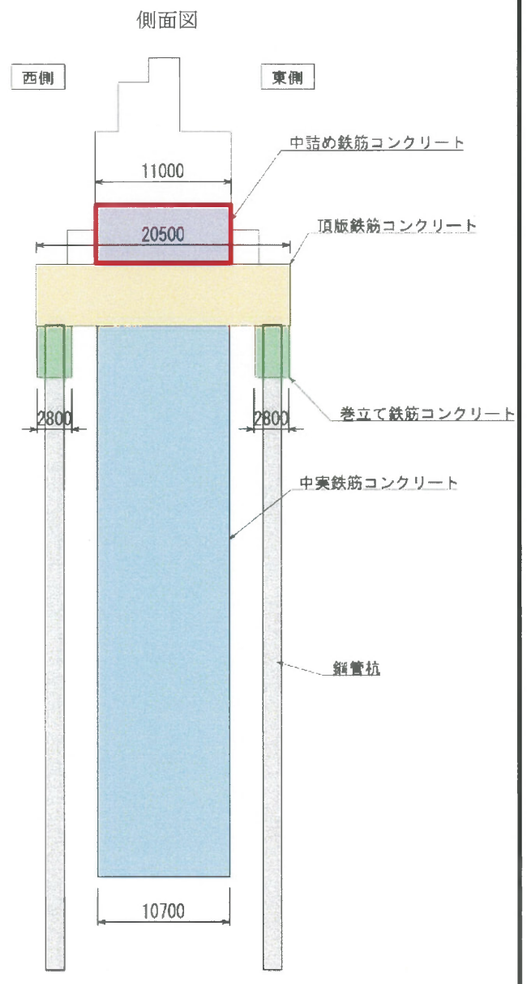


図 3.6-43　中詰め鉄筋コンクリートの配筋図，機械式継手の配置，タイプ，選定理由

3.6.5 鋼製防護壁架設

鋼製防護壁架設における品質に影響を及ぼす可能性のある項目は以下の通り。

・鋼製防護壁の一部に高強度鋼材を採用しており，部材溶接の施工難易度が高い。

これらが品質へ影響せず，鋼製防護壁架設を確実に実施するための方策の確認として，溶接施工試験を実施し，施工性の確認を実施する。

(1) 高強度鋼材（SBHS700）の部材溶接の施工性

高強度鋼材（SBHS700）の現場溶接の品質を確保するため，溶接に係る熱管理条件，開先形状，溶接条件を設定する。高強度鋼材（SBHS700）に係るこれらの条件は，文献等で定められたものはなく，本工事に際し，同材料を用いた溶接施工試験を繰り返し実施し，得られた結果に基づき設定している。

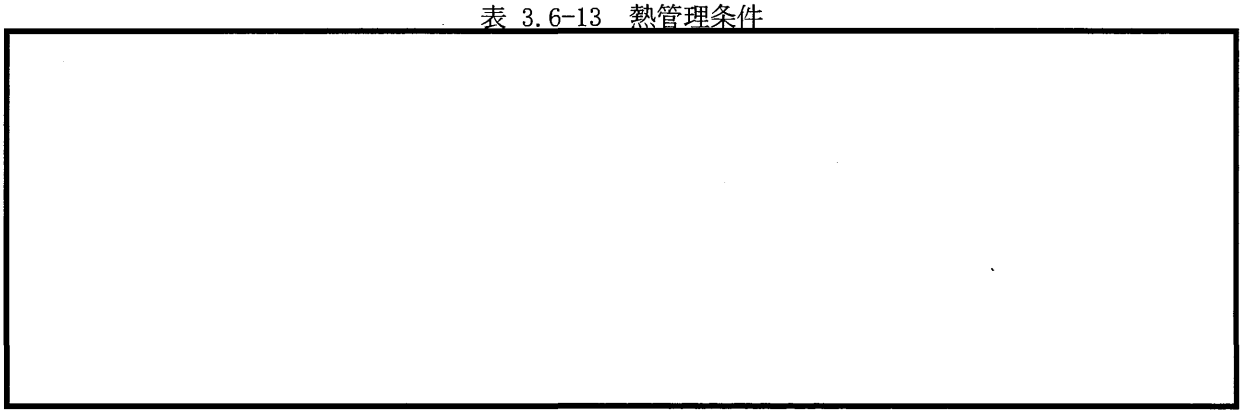
a. 熱管理条件

適切な熱管理条件（予熱温度，パス間温度等）を求めるため，同条件下（開先形状，溶接姿勢，使用溶接材料）での要求品質を満足できる条件を確認した。

また，その他の組合せ（SBHS700×SBHS500）についても，同様にそれぞれ適切な熱管理条件を求め，要求品質を満足できる条件を確認した。

SBHS700×SBHS700 及び SBHS700×SBHS500 の熱管理条件を表 3.6-13 に示す。

表 3.6-13 熱管理条件



b.　開先条件

各溶接姿勢（下向き，上向き，横向き，立向き）における開先形状及び開先精度の管理値について設定した。その一例を表 3.6-14 に示す。

表 3.6-14　開先形状標準の一例

c.　溶接条件

適切な溶接条件を求めるため，同条件下（鋼種，溶接方法，溶接材料等）での試験施工を実施し，要求品質を満足できる条件を確認した。その一例を（表 3.6-15 参照）に示す。

表 3.6-15　鋼種，溶接方法，開先形状等の条件の一例

【確認結果】

- 溶接施工試験により適切な溶接条件（熱管理条件ほか）を確認し，所定の品質を確保する条件を設定できた。
- 設定した溶接条件を施工時に着実に実施すること及び非破壊検査の全箇所実施により，品質を確保する。

以上の確認結果から，鋼製防護壁の高強度鋼材の溶接が，施工性・品質の観点から実現性のある工事計画であり，設計への影響はないことを確認した。

3.6.6 地盤改良（薬液注入）

地盤改良（薬液注入）の適用性や改良品質の不確かさの要因を網羅的に抽出し，本工事の地盤改良（薬液注入）の品質を確保するための適切な対策を立案する。

地質や地盤は複雑で不均質なものであり，また地下は直接確認することが難しいことから，地質や地盤の情報には不確実性がある。このような地質・地盤の不確実性は，土木工事において安全性や品質を確保する上でのリスク要因になっている。

地盤改良は，このような地質・地盤を人為的な方法で改良するものであることから，地質・地盤の不確実性を適切に評価してリスクに対して最適な対応をとるという「土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドラインの考え方[13]（以下，「地質・地盤リスクマネジメント」という。）」が有効である。そこで地質・地盤リスクマネジメントに基づき，リスク要因を整理し，各リスク要因で想定される事象（リスク事象）を網羅的に洗い出す。その上で，これらのリスク事象に対し，本工事の地質・地盤等の条件を踏まえ，工法の適用性と改良品質への影響の観点から対策を検討・立案する。

地質・地盤リスクマネジメントによれば，これらのリスクマネジメントの対象となる不確実性によるリスク要因には表 3.6-16 に示す項目が示されている。

表 3.6-16 「地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン」に基づく不確実性によるリスク要因

不確実性によるリスク要因	
【自然的要因】 地質・地盤・地下水等の要因（素因）	・自然地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの ・人工地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの ・地質・地盤災害の発生の不確実性に起因するもの ・地盤や地下水等による環境影響の発生の不確実性に起因するもの ・地下水・地中ガス等の存在や挙動の不確実性に起因するもの等
【人為的要因】 関係者やその対応の要因（誘因）	・地盤に対する設計・施工の不確実性に起因するもの ・施設や基礎の管理の不確実性に起因するもの ・地質・地盤情報の伝達・対応等の不確実性に起因するもの

これらのリスク要因をもとに，地盤改良（薬液注入）について，文献やマニュアルなど[14), 15), 16)]により，改良品質に係るリスク事象を網羅的に洗い出した結果を表 3.6-17 及び表 3.6-18 に示す。

---

13) 国土交通省大臣官房技術調査課・土木研究所・土木事業における地質・地盤リスクマネジメント検討委員会：土木事業における地質・地盤リスクマネジメントのガイドライン，令和 2 年 3 月.

14) 日本グラウト協会編：耐久グラウト注入工法施工指針, 2012.

15) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 27 薬液注入工法の理論・設計・施工, 2009.

16) 米倉亮三，島田俊介：薬液注入の長期耐久性と恒久グラウト本設注入工法の設計施工―環境保全型液状化対策工と品質管理―, 2016.

表 3.6-17　地盤改良（薬液注入）における改良品質に係るリスク事象（自然的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
自然地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの	・（地質）対象地盤の透水性（限界注入速度）が低く，浸透注入ができない。 ・（地質）対象地盤の透水性の不均一性により改良品質にばらつきが生じる。 ・（地質）対象地盤の細粒分含有率が高く，浸透注入ができない。 ・（構造）計画範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。 ・（物性）対象地盤の細粒分含有率や粒度分布が不均一であり，必要な強度（液状化強度特性）が得られない。 ・（物性）対象地盤内において強度発現に影響を及ぼす物質（例えば腐植物）の含有により，薬液による改良効果が得られない。
人工地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの	（上記に含まれる）
地質・地盤災害の発生の不確実性に起因するもの	地質・地盤災害の発生（安全上のリスク要因）の抽出であり，地盤の改良品質の不確かさの要因抽出とは目的・視点が異なる。
地盤や地下水等による環境影響の発生の不確実性に起因するもの	・（環境）凍結により薬液が劣化し，強度が低下する。 ・（環境）対象地盤の温度の変化により地盤改良体の強度に影響を及ぼす。
地下水・地中ガス等の存在や挙動の不確実性に起因するもの等	・（地下水）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の強度に影響を及ぼす。 ・（地下水）地下水のない不飽和状態では薬液が十分に浸透せず強度が確保できない。 ・（地下水）地下水位の急勾配，被圧水位により浸透注入ができない。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した項目

表 3.6-18　地盤改良（薬液注入）における改良品質に係るリスク事象（人為的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
地盤に対する設計・施工の不確実性に起因するもの	・（設計）薬液濃度，シリカ含有量増分量と各種力学試験結果の相関に不確かさがあり，改良効果が適切に評価できない。 ・（設計）室内配合試験で設定した強度が現場で再現できない。 ・（設計）設計パラメータの不確実性が強度に影響を与える。 ・（設計）配合試験において試験データにばらつきがあり，改良効果が適切に評価できない。 ・（材料）注入薬液の固結体の劣化により長期的に強度が低下する。 ・（材料）薬液の品質のばらつきにより，必要な強度が得られない。 ・（施工）施工深度が 50m を超えるため，ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる。 ・（施工）注入順序が適切でなく，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残る。 ・（施工）改良範囲が大深度（深さ 50m 超）に位置し，施工機械が対応せず（圧力不足等），浸透注入ができない。 ・（施工）試料採取時の試料の乱れなどにより改良効果が適切に評価できない。 ・（施工）構造物直下の施工ができない。 ・（施工）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。
施設や基礎の管理の不確実性に起因するもの	事前調査と情報整理により，改良範囲及びその周辺において施設や基礎の管理を起因として，地盤改良（薬液注入）の施工・品質に影響を及ぼす施設や基礎はないことを確認した。
地質・地盤情報の伝達・対応等の不確実性に起因するもの	・（情報）対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した要因

表 3.6-17 及び表 3.6-18 で網羅的に抽出したリスク事象を適用性と改良品質の不確かさの観点で整理した。適用性については(1)に，改良品質の不確かさについては(2)に確認結果を示す。

(1) 地盤改良（薬液注入）の適用性の確認結果

表 3.6-17 及び表 3.6-18 のリスク事象のうち，地盤改良（薬液注入）の適用性に係るリスク事象について本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの適用性に係る確認結果の概要を表 3.6-19 に示す。

表 3.6-19 地盤改良（薬液注入）の適用性に係るリスク事象の確認結果

適用性に係るリスク事象	確認結果	詳細検討
（地質）対象地盤の細粒分含有率が高く，浸透注入ができない。	液状化対象層の検討，並びに細粒分含有率に関して検討を行い，地盤改良（薬液注入）の対象地盤を抽出し，浸透注入の適用条件を整理した。b.の透水性の検討と併せ，浸透注入工法は適用可能であることを確認した。	a.
（地質）対象地盤の透水性（限界注入速度）が低く，浸透注入ができない。	a.で整理した細粒分含有率等の条件を踏まえ，透水性に係る詳細検討を実施し，浸透注入工法は適用可能であることを確認した。	b.
（地下水）地下水位の急勾配，被圧水位により浸透注入ができない。	発電所敷地内の地下水位分布が急な水位勾配や被圧水位を示すことはなく，浸透注入工法は適用可能であることを確認した。	c.
（施工）改良範囲が大深度（深さ 50m 超）に位置し，施工機械が対応せず（圧力不足等），浸透注入ができない。	計画最大深度の地盤にて限界注入速度試験，試験施工を実施し，均一な改良体が形成できる浸透注入工法は適用可能であることを確認した。さらに施工条件は適用性に問題がないことを確認した。	d.
（施工）構造物直下の施工ができない。	施工ステップごとに施工方法を図化することにより，構造物直下の地盤改良に浸透注入工法は適用可能であることを確認した。	e.

次頁以降に，各項目について適用性を確認した結果の詳細を示す。

a.　「対象地盤の細粒分含有率が高く，浸透注入ができない」を踏まえた詳細検討

細粒分含有率に関して対象地盤への適用性を確認する。地盤改良（薬液注入）において，均一な改良体が形成できる浸透注入が可能な地盤条件であることを確認するため，改良対象土層を抽出した上で，対象土層の細粒分含有率が地盤改良（薬液注入）の適用条件と整合しているか整理する。

以下に，地盤条件（地質：細粒分含有率）の確認の手順を示す。

・地盤改良（薬液注入）の対象土層…（a）

・地盤改良（薬液注入）の適用条件…（b）

(a)　地盤改良（薬液注入）の対象土層

地盤改良（薬液注入）は，液状化対策を目的とし，地下水位以深の飽和している砂・礫質土を対象とする。

薬液注入の対象土層は，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成 24 年）の液状化検討対象土層（沖積層の土層で，以下の①～③の条件全てに該当する場合）に加え，道路橋示方書では検討対象外としている洪積層及び原地盤面から－20 m 以深の土層も抽出対象とした。抽出土層の抽出結果を表 3.6-20 に示す。

【道路橋示方書の液状化検討対象土層】

①地下水位が原地盤面から－10 m 以内であり，かつ，原地盤面から－20 m 以内の飽和土層

②細粒分含有率 Fc が 35 %以下，または Fc が 35 %を超えても塑性指数 Ip が 15 以下の土層

③平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下で，かつ，10 %粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層

表 3.6-20　防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤の地盤改良（薬液注入）対象土層抽出結果

地質記号	層相	液状化検討対象土層	地盤改良（薬液注入）対象土層	備考
Ａｇ２	礫	○	○	T.P.－23 m 以浅に分布。
Ａｃ	粘土	対象外	対象外	対象外
Ａｓ	砂	○	○	T.P.－23 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。
Ａｇ１	礫	○	○	T.P.－23 m 以深に分布する範囲についても検討対象とする。

また，対象土層の分布については，改良範囲及びその周辺で実施したボーリング調査の結果に基づき地質断面図を作成し，対象土層の水平方向の分布状況や層厚の変化を考慮して地層の連続性を確認した。ボーリング調査の実施頻度は，施工面積 650 ㎡につき 1 箇所の頻度で実施しており，国土交通省が規定する頻度（施工面積 1,000 ㎡につき 1 箇所）[17]より多く実施した。ボーリング調査位置を図 3.6-44 に示す。なお，レンズ状の挟在層（図 3.6-45 のＡｃ層内に分布する連続性の乏しい砂層（Ａｓ層））についても近傍のボーリング柱状図を比較し，特定の層が他の地点で欠如している場合にレンズ状であると評価した。

作成した地質断面図をもとに，地盤改良の配置を細かく設定し，対象土層（レンズ状の挟在層含む）の改良を確実に実施する。なお，施工後の品質確認においてレンズ状の挟在層においても試料を採取し，施工結果を確認する。

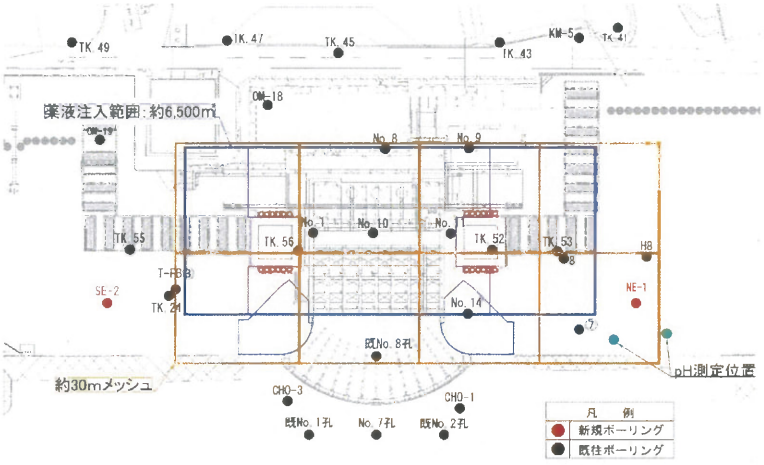


図 3.6-44　ボーリング調査位置

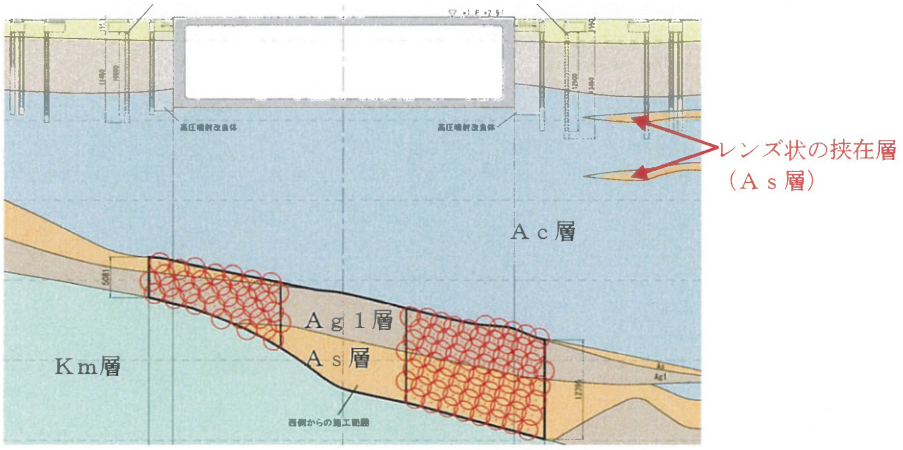


図 3.6-45　レンズ状の挟在層（Ａｓ層）

[17] 薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針，国土交通省　関東地方整備局，土木請負工事必携，令和 6 年 8 月.

(b)　地盤改良（薬液注入）の適用条件

浸透注入工法において適用可能な条件を以下に示す。

①細粒分含有率 Fc

・適用可能な地盤は Fc≦40 %（Fc が 40 %以上の地盤に対しては注入仕様の適切な設定により適用可能。また，Fc＞25 %の土層においては，試験施工を実施して注入量，注入速度を設定・確認する。）。

②粘性土が互層状に分布する地盤でないこと。

③貝殻に含まれているカルシウム成分がゲルタイムに影響を与える地盤でないこと。

④礫の混入が多い場合は薬液の逸走の懸念がある地盤でないこと。

⑤地下水の流速が大きく薬液の逸走や拡散の懸念がある地盤でないこと。

浸透注入工法施工実績における代表的な粒度分布例を図 3.6-46 に示す。

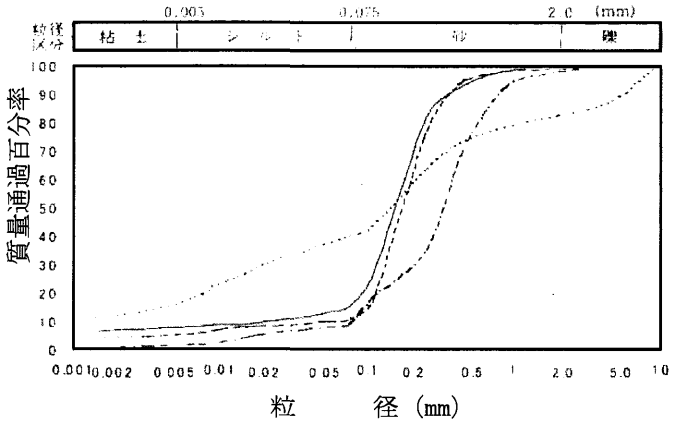


図 3.6-46　浸透注入工法施工実績における代表的な粒度分布例[18)]

なお，細粒分含有率に係る適用性の確認は，透水性も密接に関係するため，「3.6.6(1)b.対象地盤の透水性（限界注入速度）が低く，浸透注入ができない」を踏まえた詳細検討」に記載する。

18) 浸透固化処理工法技術マニュアル，沿岸技術研究センター，p.21，平成 22 年 6 月.

b. 「対象地盤の透水性（限界注入速度）が低く，浸透注入ができない」を踏まえた詳細検討

透水性に関して対象地盤への適用性を確認する。地盤改良（薬液注入）において，均一な改良体が形成できる浸透注入が可能な地盤条件であることを確認するため，改良対象土層を抽出した上で，対象土層の透水性が適用性を有しているか確認する。

以下に，地盤条件（地質：透水性）の確認の手順を示す。

・地盤改良対象土層の限界注入速度による適用性の確認…（a）
・地盤改良対象土層の透水係数による適用性の確認…（b）

(a) 地盤改良対象土層の限界注入速度による適用性の確認

透水性（限界注入速度）に関して対象地盤への適用性を確認した。限界注入速度とは薬液注入において地盤が割裂を起こさずに良好な固結体を形成できる最大の注入速度であり，施工条件における薬液の注入圧力と注入速度は，地盤の限界注入速度試験，または施工実績（細粒分含有率と注入速度の関係）より求めても良いとされている[19]。

防潮堤（鋼製防護壁）の地盤改良（薬液注入）の対象土層は，高静水圧・高拘束圧下であるので，高静水圧・高拘束圧下での施工性能を確認するために，計画最大深度の地盤にて限界注入速度試験を実施した。試験施工実施位置図を図 3.6-47 に，試験施工断面位置図を図 3.6-48 に，限界注入速度試験箇所の地盤状況を図 3.6-49 に，限界注入速度試験結果を図 3.6-50 に示す。改良範囲の地盤は北に向かって改良対象土層の深度が深くなる。限界注入速度試験実施位置は改良範囲より北側に位置し，限界注入速度試験の最大深度は，改良範囲の対象土層の最大深度と同等である。

限界注入速度試験は，対象土層に水（上水）を注入し，その時の注入圧力と注入速度の関係から限界注入速度を求める試験である。また，実際の施工では，限界注入速度試験で決定した注入速度に相当する注入圧力で浸透注入を開始し，注入速度に着目しながら加圧し，注入速度が限界注入速度を超えないように必要に応じて圧力を調整する。なお，シリカ薬液の粘性による圧力損失でも注入速度が低下するものの，改良の完了は注入時間を調整する等して注入量で管理し，改良半径等の地盤改良体の品質に影響を及ぼさない。

限界注入速度試験の対象土はＡｇ２層，Ａｇ１層，Ａｓ層とする。Ａｇ２層，Ａｇ１層は均一な地盤と評価され，代表的な土質の砂礫を対象とした。Ａｓ層は薬液注入位置により細粒分含有率 Fc 等の土性が変動するため，シルト質砂～礫混じり砂まで幅広い土質を対象とした。

限界注入速度試験の試験箇所は，図 3.6-56 に示す通り，連続する層の中央に設定した。なお，Ａｇ１層とＡｓ層の互層の試験箇所は，層厚約 10 m の中で柱状図記事の明確な差異がないことから，互層の中央に近い層に設定した。

限界注入速度，注入速度増加量に対し，注入圧力増加量が小さくなる変化点の注入速度とする（図 3.6-50 では，限界注入速度を赤丸で示す。）限界注入速度試験の結果，

[19] 浸透固化処理工法技術マニュアル，沿岸開発技術研究センター，p. 41，平成 15 年 3 月.

3.0～3.5 L/min の注入速度で均一な改良体が形成できる浸透注入が可能であることを確認した。施工においては，限界注入速度試験結果の最小速度である 3.0 L/min を注入速度に設定する。

以上の通り，計画最大深度の地盤にて限界注入速度試験を実施し，高静水圧・高拘束圧下でも，均一な改良体の形成が可能であることを確認した。

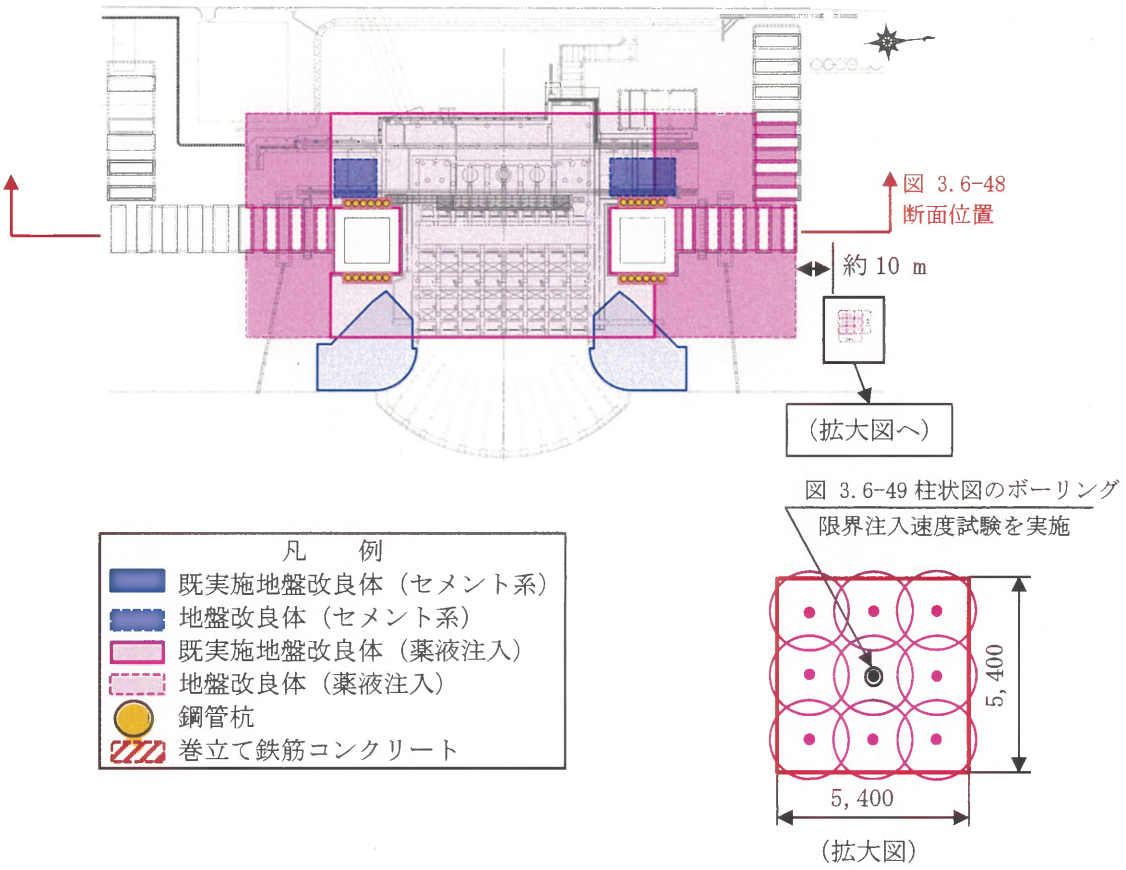


図 3.6-47　試験施工実施位置図

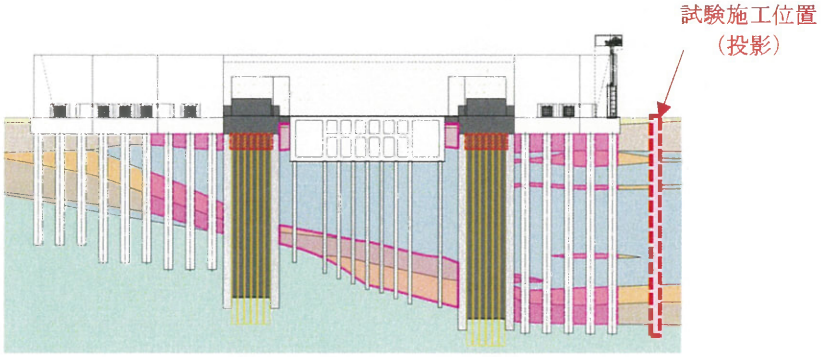
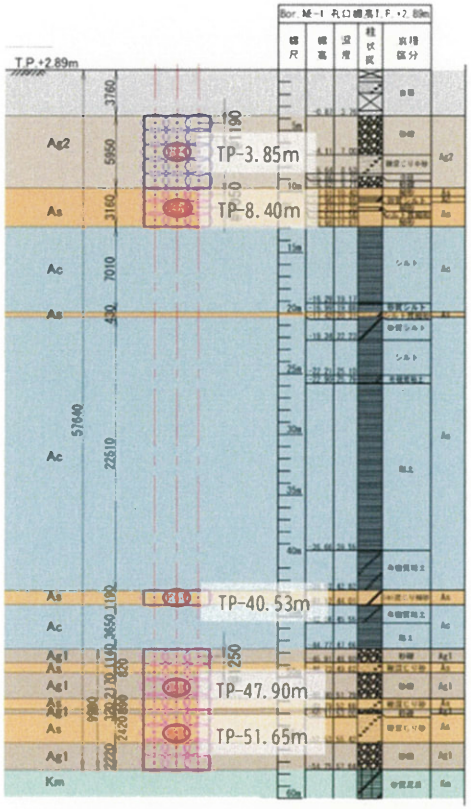
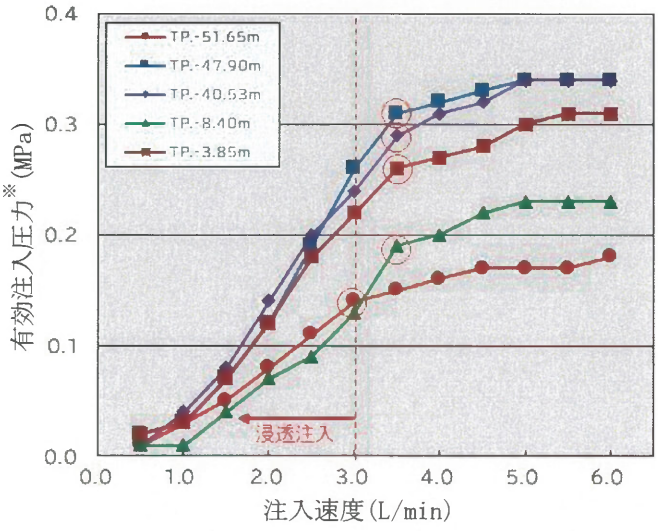


図 3.6-48　試験施工断面位置図



【凡例】
：限界注入速度試験箇所

図 3.6-49　限界注入速度試験箇所の地盤状況



※有効注入圧力：注入圧力から当該箇所の静水圧を差し引いた値

【凡例】
○：限界注入速度

図 3.6-50　限界注入速度試験結果

(b)　地盤改良対象土層の透水係数による適用性の確認

地盤の透水性は，注入圧，注入速度等に影響を及ぼし，浸透注入工法の適用性に関係する。ここで，地盤の透水性に対する検討は，以下の森田[20]の提案式により算定する。

式中の D_{30}（30%通過粒径）と Uc（均等係数）は，図 3.6-51 に示す防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔の粒度データを整理して設定する。

$$k = 0.014 \times {D_{30}}^{1.2} \times {U_c}^{-1} \times A^{-2}$$

ここで，kは透水係数（m/sec），D_{30}は 30%通過粒径（mm），Uc は均等係数，A は N 値から表 3.6-21 により設定した締まり度ランク値（テルツァーギとペックの区分を適用）である。

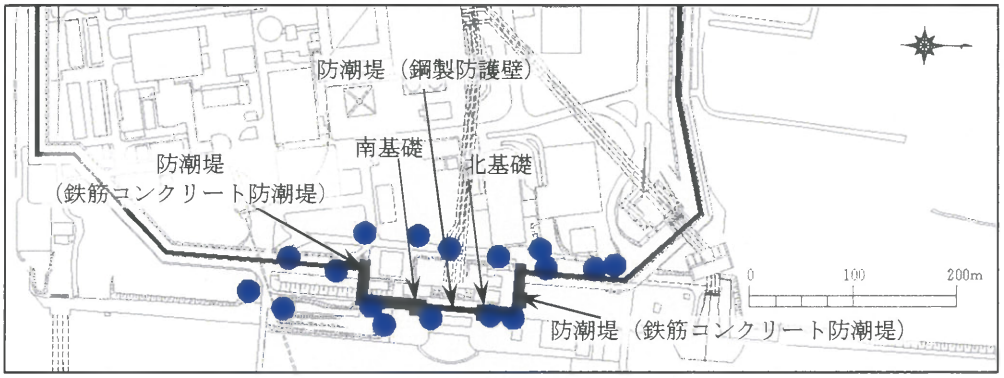


図 3.6-51　防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔

表 3.6-21　締まり度ランク値[21]

N 値	締まり度	ランク値
0～4	非常に緩い	1
4～10	緩い	2
10～30	中位	3
30～50	密	4
50 以上	非常に密	5

[20] 森田悠紀雄，坪田邦治，西垣誠，小松満：粒度分布と間隙率を考慮した土の透水係数の推定方法，土と基礎，地盤工学会，53-7，pp. 5～7，2005.

[21] 地盤調査法，地盤工学会，p. 201．1995.

【透水性に係る詳細検討結果】

改良対象土層の調査結果及び薬液注入の適用性の評価を表 3.6-22 に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔のＡｇ２層，Ａｓ層，Ａｇ１層の細粒分含有率Fcは，Ａｓ層の一部に40%以上の箇所があるものの概ね浸透注入工法の適用限界とされる40 %以下である。なお，粒度分布のばらつきが大きいＡｓ層に対しては，以下の課題がある。

・細粒分が多い地盤では一般に透水性が低いため，薬液が浸透し大きな固結体を形成する前にゲルタイムが訪れ注入量が少なくなり，通常の施工では固結体が適切な施工径よりも小さく形成されてしまう。
・無理に薬液を浸透させようと注入圧力を大きくすると割裂注入となり，均質な固結体が形成されない。

本工事では，これらの課題解決のため，以下の特徴を有する結束細管多点注入方式による浸透注入工法を採用する。

・薬液の注入速度を低速度（1～6L/min）[22]にすることで，細粒分の多い地盤に対しても割裂注入とならず，浸透注入が可能。
・細粒分が多い地盤では注入口１箇所当たりの注入速度を小さくし，注入口を密に配置することが可能な工法を選定する必要がある。注入口の平面配置ピッチ（標準では2.0～3.0 m間隔）に対して鉛直方向のピッチを狭く設定(平面配置ピッチの50～80 %[23])することができ，他の工法よりも注入口を密に配置し，1箇所当たりの注入量を減らして対象地盤を確実に改良することが可能。
・施工開始前に限界注入速度試験を実施し，薬液が浸透可能な注入速度であることを確認することで，対象地盤に対して保守的かつ適切な注入速度の設定が可能。

結束細管多点注入方式による浸透注入工法を採用することにより，細粒分が多い地盤が分布していても，注入孔を密に配置し，対象地盤に対して保守的かつ適切な注入速度の薬液注入が行え，対象地盤を確実に改良することができる。

また，既実施箇所の事後調査にて，Fcが40 %以上となる箇所においても計画のシリカ含有量増分量の確保ができており，必要な液状化強度を有することを確認したことから，結束細管多点注入方式による浸透注入工法の適用は適切である。

---

[22] 地盤注入開発機構　恒久グラウト・本設注入協会編：恒久グラウト注入工法　技術マニュアル　第三版，p. 44，2017. 9.

[23] 地盤注入開発機構　恒久グラウト・本設注入協会編：恒久グラウト注入工法　技術マニュアル　第三版，p. 105，2017. 9.

表 3.6-22　改良対象土層の調査結果及び薬液注入の適用性の評価

対象土層	Ａｇ２層	Ａｓ層	Ａｇ１層
Ｎ値調査結果	Ａｇ２層は，南側において分布深度が深くなるものの，同じ深度でのＮ値は概ね同等と評価できる。	北側のＡｓ層の分布深度が深くなるものの，同じ深度でのＮ値は概ね同等と評価できる。	北側のＡｓ層の分布深度が深くなるものの，同じ深度でのＮ値は概ね同等と評価できる。
粒度試験調査結果	粒度試験の結果，細粒分（粒径≦0.075 mm）含有率Fcは，全調査孔で10%以下である。	粒度試験の結果，細粒分（粒径≦0.075 mm）含有率Fcは調査孔により40 %以上の箇所があり，ばらつきが大きい。	粒度試験の結果，細粒分（粒径≦0.075 mm）含有率Fcは，全調査孔で10%以下である。
均等係数調査結果	均等係数（$Uc=D_{60}/D_{10}$，D_{60}は試料の60 %通過粒径，D_{10}は試料の10 %通過粒径）は2.3～21.1（粒度の配合は「均一」から「比較的良い」）である。均等係数Ucが小さい範囲では砂分（粒径≦2 mm）が卓越となっている。	均等係数（$Uc=D_{60}/D_{10}$，D_{60}は試料の60 %通過粒径，D_{10}は試料の10 %通過粒径）は，2～40（粒度の配合は，均一～比較的良い）である。	均等係数（$Uc=D_{60}/D_{10}$，D_{60}は試料の60 %通過粒径，D_{10}は試料の10 %通過粒径）は，2～40（粒度の配合は，均一～比較的良い）である。
推定式による透水係数*	地盤の透水性に影響するD_{30}粒径（D_{30}は試料の30 %通過粒径）は0.2～1 mmであり，推定透水係数は2.4×10^{-3}～5.9×10^{-2}（cm/sec）が得られた。	地盤の透水性に影響するD_{30}粒径（D_{30}は試料の30 %通過粒径）は0.0082～0.18 mmであり，推定透水係数は9×10^{-5}～1.2×10^{-2}（cm/sec）のばらつきが大きい値が得られた。	地盤の透水性に影響するD_{30}粒径（D_{30}は試料の30 %通過粒径）は0.7 mm～5.4mmの範囲であり，推定透水係数は南側で1.5×10^{-2}～2.3×10^{-3}（cm/sec），北側で7.6×10^{-3}～8.9×10^{-4}（cm/sec）が得られた。
均一性評価	Ｎ値，粒度分布，細粒分含有率Fc等により，分布範囲による土性の変化は小さく，均一な土層である。	Ｎ値，粒度分布，細粒分含有率Fc等により，粒度分布，細粒分含有率は分布範囲により変化する不均一な土層である。	Ｎ値，粒度分布，細粒分含有率Fc等により，南側と北側の分布深度は異なるものの，均一な土層である。
薬液注入の適用性評価	改良範囲及びその周辺の調査孔の細粒分含有率Fcは40 %以下であり，浸透注入工法が適用可能である。	改良範囲及びその周辺の調査孔の細粒分含有率Fcは粒度分布のばらつきが大きく，一部に40 %以上の箇所があるが，既実施箇所の事後調査にて，Fcが40 %以上となる箇所においても計画のシリカ含有量増分量の確保ができており，必要な液状化強度を有することを確認したことから，結束細管多点注入方式による浸透注入工法が適用可能である。	改良範囲及びその周辺の調査孔の調査結果は幅広い粒径を有する土質と示されたが細粒分含有率Fcは40 %以下であり，浸透注入工法が適用可能である。また，北側のＮ値が比較して大きくなっているものの，同範囲の透水性の変化は小さく浸透注入の施工に支障はない。

＊推定式による透水係数は，ボーリング孔ごとに計算する。以下に，透水係数の推定例を示す。

- ボーリング孔　TK55（南側）（対象土層：Ａｇ１層）
- 対象深度　T.P.－12.55～－20.75（m）（Ｎ値：14～75，平均Ｎ値：28）
- 試料30%通過粒径　$D_{30}=0.7$（mm）
- 均等係数　Uc=40
- 締まり度ランク　A=3
- 推定式による透水係数　$k=0.014\times D_{30}^{1.2}\times Uc^{-1}\times A^{-2}$
  $=0.014\times0.7^{1.2}\times40^{-1}\times3^{-2}$
  $=2.5\times10^{-5}$(m/sec)
  $=2.5\times10^{-3}$(cm/sec)

透水係数の推定に用いたＮ値と粒度試験結果を図 3.6-52～図 3.6-57 に示す。

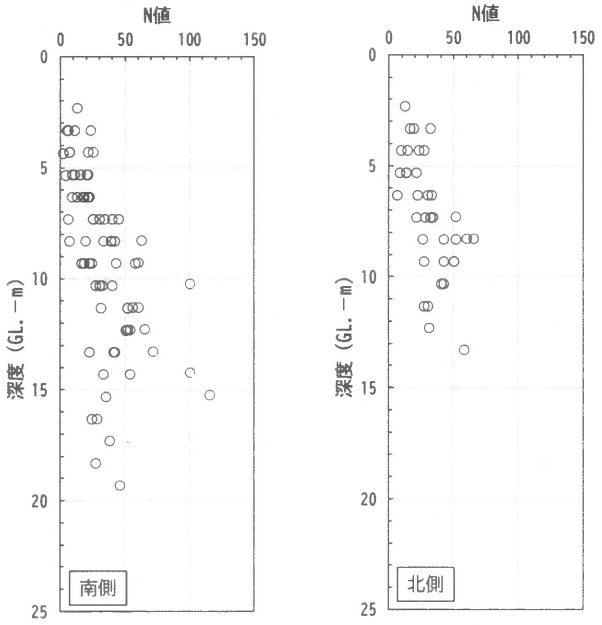


図 3.6-52　防潮堤（鋼製防護壁）近傍調査孔のＮ値（Ａｇ２層）

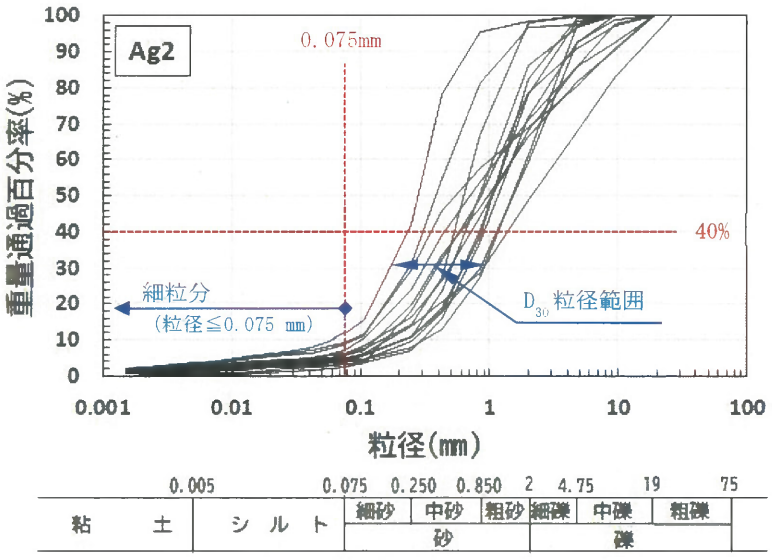


図 3.6-53　粒度試験結果（Ａｇ２層）

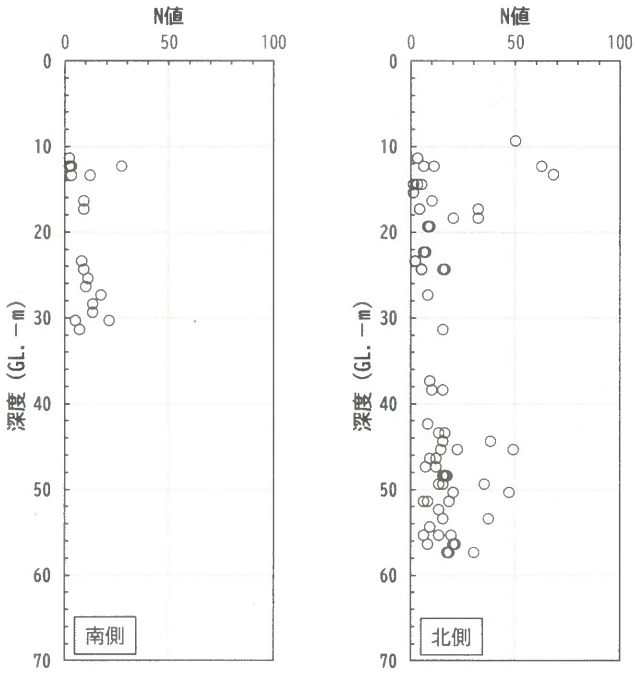


図 3.6-54　防潮堤（鋼製防護壁）近傍調査孔のＮ値（Ａｓ層）

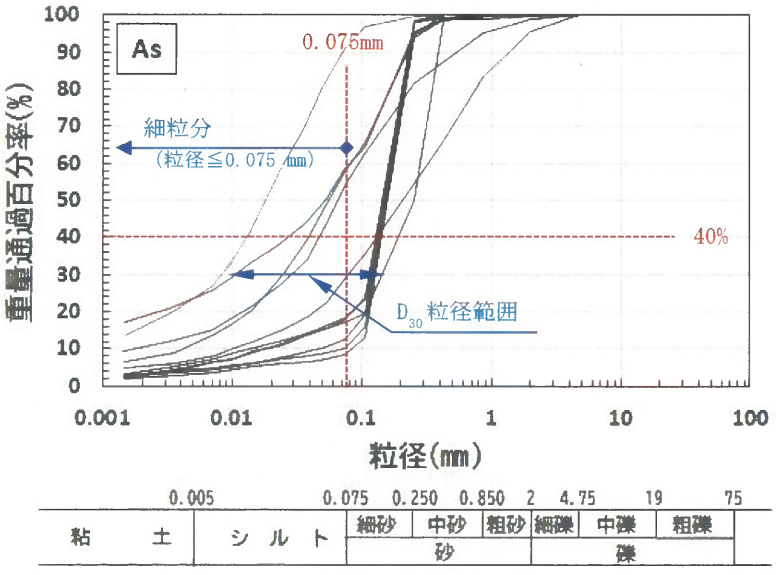


図 3.6-55　粒度試験結果（Ａｓ層）

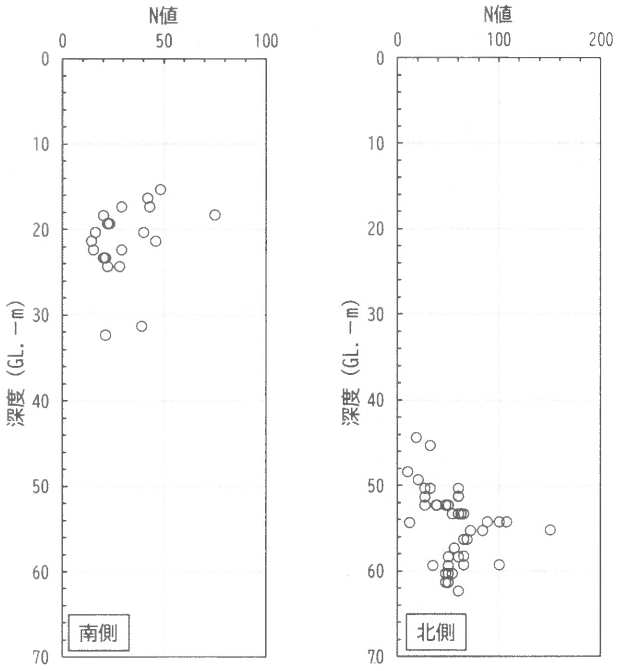


図 3.6-56　防潮堤（鋼製防護壁）近傍調査孔のＮ値（Ａｇ１層）

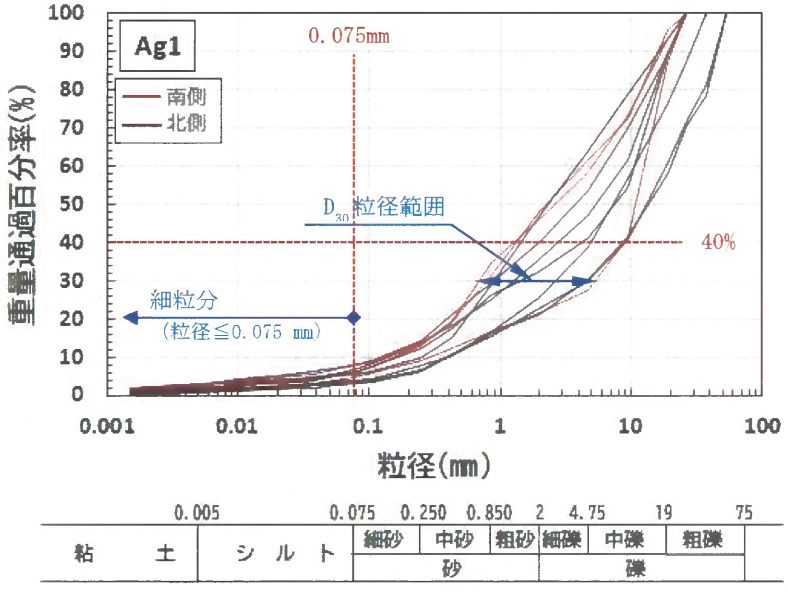


図 3.6-57　粒度試験結果（Ａｇ１層）

c.　「地下水位の急勾配，被圧水位により浸透注入ができない」を踏まえた詳細検討

地下水位分布に関して対象地盤への適用性を確認する。

敷地の地下水位観測に基づき，観測最高地下水位コンター図を図 3.6-58 に示す。防潮堤（鋼製防護壁）設置箇所の範囲での地下水は，海水面と周辺地下水位 T.P.＋1.5 m の等高線との間の流れであり，陸部から海への緩やかな流れになっている。また，Ａｃ層（粘性土）下部に分布するＡｇ１層，Ａｓ層においては，地下水位の計測データから被圧水位は確認されていない。

以上から，薬液注入を阻害，または薬液が逸走するような急な水位勾配及び被圧水位はないことから地盤改良の品質に影響を与えることはなく，浸透注入工法が適用できる。

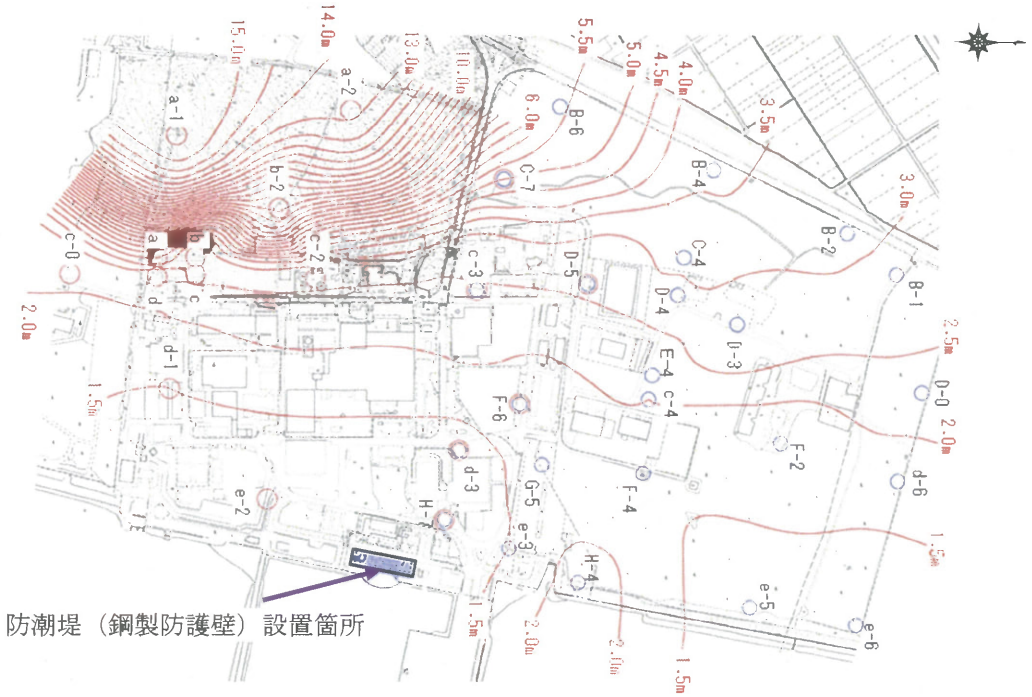


図 3.6-58　観測最高地下水位コンター図

d. 「改良範囲が大深度（深さ 50m 超）に位置し，施工機械が対応せず（圧力不足等），浸透注入ができない」を踏まえた詳細検討

施工条件（改良範囲が大深度に位置すること）に関して対象地盤への適用性を確認する。計画最大深度の地盤にて限界注入速度試験，試験施工を実施し，高静水圧・高拘束圧下において，本工事に使用する施工機械と同等の施工機械を用いて均一な改良体が形成できる浸透注入が可能であることを確認した(詳細は後述する3.6.6 (2)a.(e).参照)。

以上より，施工条件は適用性に問題ないことを確認した。

e.　「構造物直下の施工ができない」を踏まえた詳細検討

地盤改良（薬液注入）の構造物直下への施工に対する適用性（改良範囲への到達方法）を確認する。適用性確認は，施工方法を図化し計画範囲の地盤改良が可能であることを確認することにより行う。

地盤改良（薬液注入）の追加範囲平面を図 3.6-59 に，地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面を図 3.6-60 に，構造物直下の地盤改良（薬液注入）の施工ステップを図 3.6-61 に示す。

構造物直下の地盤改良の施工ステップを以下に示す。

・構造物の側部に設けた立坑から水平及び斜めボーリングにより構造物直下に注入管を設置する（図 3.6-61：①，②）。

・立坑を流動化処理土にて埋戻し後，注入管を通じて構造物直下の地盤を改良する（図 3.6-61：③，④）。

・地表から施工可能な範囲について，順次，地盤を改良する（図 3.6-61：⑤，⑥）。

以上より，構造物直下の地盤改良の施工が可能であることを確認した。

地盤改良（薬液注入）の適用性に係るリスク事象について，ａ．～ｅ．のとおり，いずれのリスク事象についても，地盤改良（薬液注入）の適用性に問題がないことを確認した。

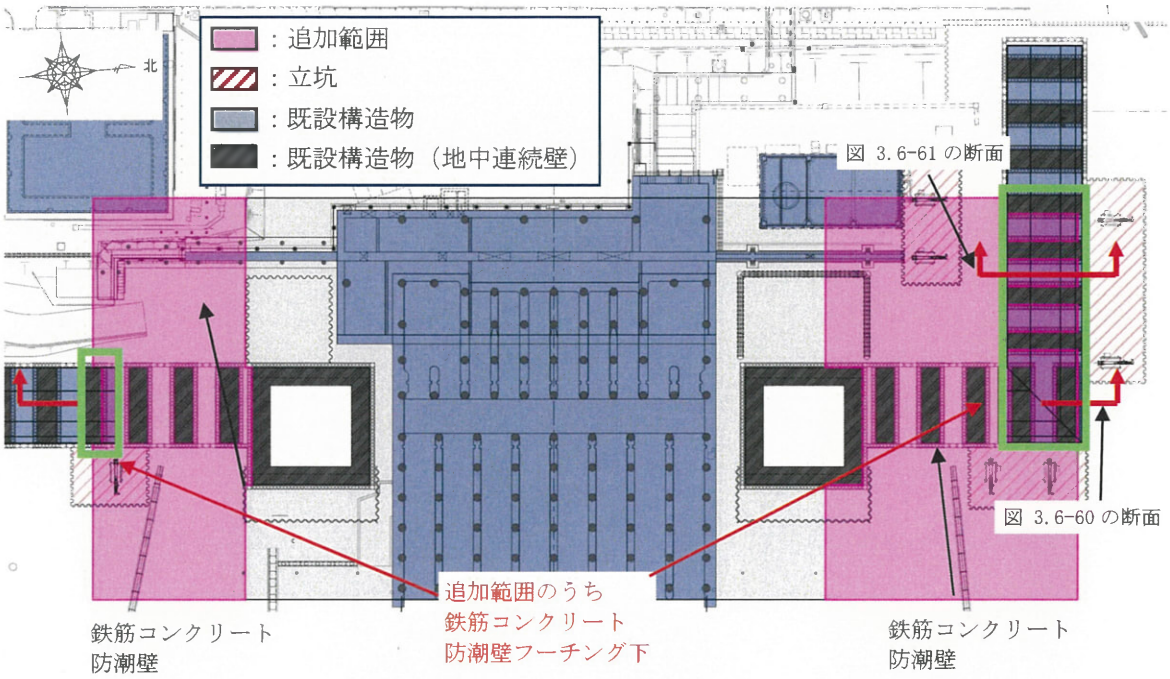


図 3.6-59　地盤改良（薬液注入）の追加範囲平面図（図 3.5-35 再掲）

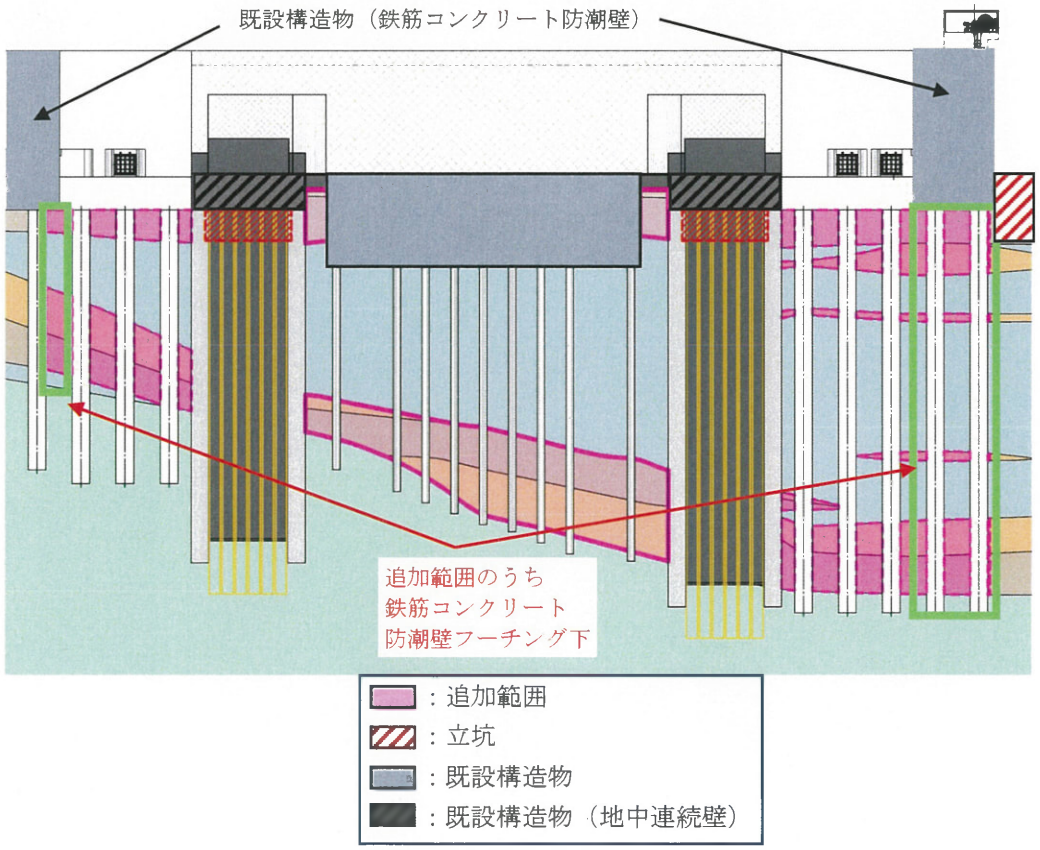
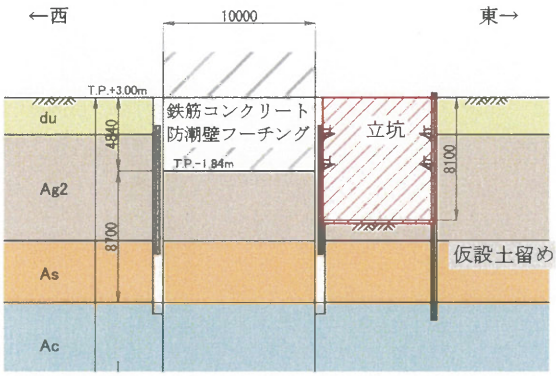


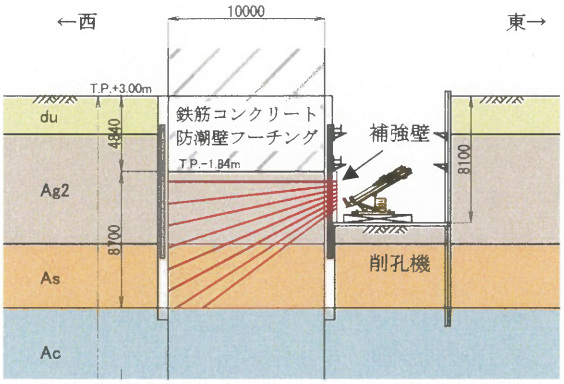
図 3.6-60　地盤改良（薬液注入）の追加範囲断面図（図 3.5-36 再掲）

① 立坑掘削



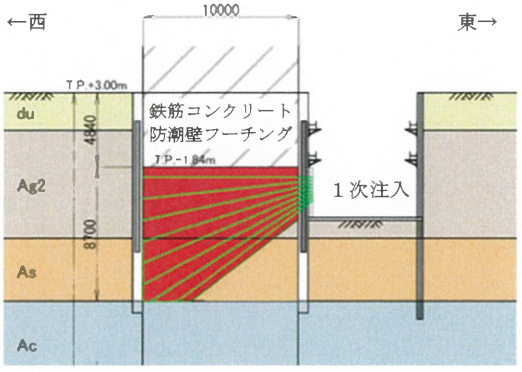
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの側部に仮設土留めを施工し，立坑を掘削する。

② 1次削孔



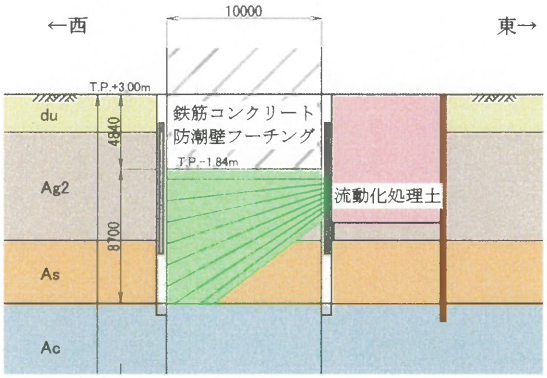
立坑の削孔側の壁面に補強壁を構築した後，削孔機にて，1次削孔を行う。孔に注入用の注入管を設置する。

③ 一次注入



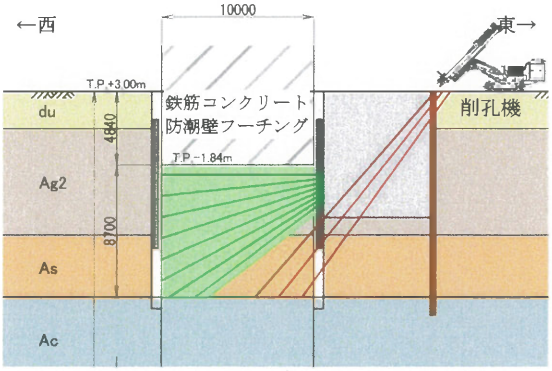
鉄筋コンクリート防潮壁フーチングの下側に1次注入し地盤改良を行う。

④ 立坑埋戻し



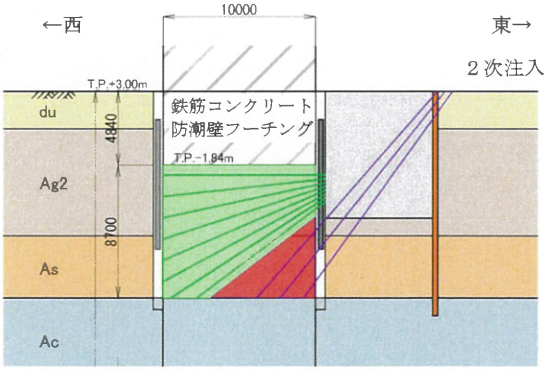
立坑を流動化処理土で埋め戻す。次に，仮設土留めを引抜き，隙間をモルタルで充填する。

⑤ 2次削孔



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から削孔し，注入管を設置する。

⑥ 2次注入



1次注入で地盤改良できなかった範囲を地表部から2次注入し地盤改良する。

図 3.6-61 構造物直下の地盤改良（薬液注入）の施工ステップ（図 3.5-37 再掲）

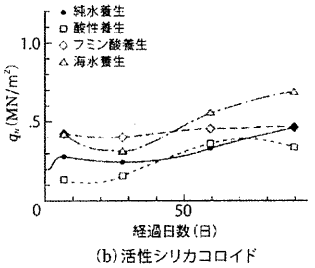
(2) 地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果

表 3.6-17 及び表 3.6-18 のリスク事象のうち，地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象について，本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの改良品質の不確かさに係る確認結果を表 3.6-23 に示す。確認の結果，対策が必要なリスク事象について対策を検討・立案する（表中には「【対策要】」と示す）。

表 3.6-23 地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その１）

改良品質に係るリスク事象	リスク事象の確認結果（対策検討要否含む）
（地質①）対象地盤の透水性の不均一性により改良品質にばらつきが生じる。	【対策要】 透水係数の不均一性を踏まえた設計を行う必要があるため，詳細検討を実施する。
（構造①）計画範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。	計画地点は基礎岩盤が北に向けて深くなる場所であるが，現地の地質調査データの取得状況（[redacted]）に示すように，薬液注入範囲の面積は約 6,500 m²（50 m×130 m）に対してボーリング調査を 10 孔実施しており，調査頻度は約 650 m² に 1 箇所となる。国土交通省が規定する調査頻度（1,000 m² に 1 箇所）に比べ 1.5 倍程度（約 30 m 間隔相当の詳細なボーリング調査データ※）取得している。さらに，既設構造物における杭工事の施工実績より岩盤の傾斜等を確認している。これらのことから，改良対象地盤の分布は十分把握できていることを確認した。 ※原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601 では，原子炉建屋予定地の場合，ボーリングのグリッド間隔は建屋予定地内における地質構造，岩石分布及び岩質を把握するために 40～50m が一般に適当である旨の記載に基づく。
（物性①）対象地盤の細粒分含有率や粒度分布が不均一であり，必要な強度（液状化強度特性）が得られない。	配合設計に用いる粒度分布の代表値について，以下の点により液状化強度及び薬液の改良効果を保守的に評価していることを確認した。 配合試験の試料の特徴は以下の通り。 ・試験試料の細粒分含有率は概ね 10%以下と少なく，細粒分による液状化強度の増加効果はほとんどない。 ・試験試料の粒径加積曲線は，敷地内の液状化しやすい箇所と同様に，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 11 年 4 月，（社）日本港湾協会）」（以下，「港湾基準」という。）の「特に液状化の可能性あり」の範囲に位置する。 ・粒径加積曲線の傾きが緩やかであり，間隙が密実となり，薬液が浸透しにくい粒度分布である。 詳細は，3.6.6(1)a.参照

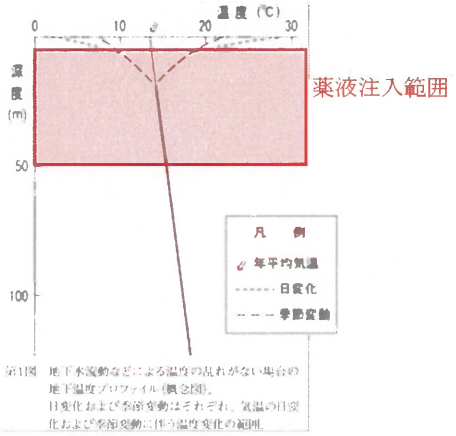
表 3.6-23　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その２）

改良品質に係るリスク事象	リスク事象の確認結果（対策検討要否含む）
（物性②）対象地盤内において強度発現に影響を及ぼす物質（例えば腐植物等）の含有により，薬液による改良効果が得られない。	薬液注入に影響を与える可能性のある地盤内物質（腐植物，塩類，極端なpH，カルシウム類）について，以下の通り検討を行い，問題ないことを確認した。なお，現地試料を用いた従前の試験により，対象地盤内の物質による改良品質への影響はないことを確認した。 ・腐植物（有機質） 腐植物に含まれる酸はゲルタイム遅延や強度低下を生じさせるリスクを有するが，参考文献[24]より当現場で用いる薬液で改良した固結砂を酸性水で養生した場合に強度低下は見られない。また，改良対象地盤のボーリング調査（TK.52，56）において一部腐植物や有機質粘土の含有を確認した箇所と同様の地質を採取し，その試料を用いた試験結果を反映し，ゲルタイム遅延のない施工仕様を設定した。  (b)活性シリカコロイド 酸性水で養生した薬液固結砂の一軸圧縮試験結果 ・塩類（塩化物，硫酸塩） 塩類（塩化物，硫酸塩）は反応速度を速めて急結する，長期的な強度低下を生じさせるリスクを有するが，本工事で使用する薬液は参考文献[25]より港湾エリアの地盤において薬液注入改良体が強度低下しないことが示されており，海水地盤では特に使用上問題ないことを確認した。 ・極端な酸性・アルカリ性（pH値） 極端な酸性・アルカリ性（pH値）は，反応速度への影響を生じさせるリスクを有するが，改良範囲近傍の観測井戸（図 3.6-44参照）でpHを計測し水質はほぼ中性(6.8～7.4)であり，問題ないことを確認した。 ・地中のカルシウム類 地中のカルシウム類は，ゲルタイムを短くする，強度低下などを生じさせるリスクを有する。採取した試料はカルシウム類を含むが，その試料を用いた試験結果より，十分な改良品質が得られることを確認した。

[24] 米倉亮三，社本康広，東畑郁生，島田俊介：地震と地盤の液状化―恒久・本設注入によるその対策―，インデックス出版，p.55，2010.

[25] 島田俊介，佐々木隆光，末政直晃：大規模野外注入実験における経過24年目の追跡調査結果，第59回地盤工学研究発表会，地盤工学会，2024.

表 3.6-23　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その３）

改良品質に係るリスク事象	リスク事象の確認結果（対策検討要否含む）
（環境①）凍結により薬液が劣化し，強度が低下する。	地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている[26]。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。 改良対象地盤は，地表から約 3m 以深の地下水位以下の地盤であり，当該地盤は凍結しない。また，施工時に地上に仮置きされる薬液は，保温養生などの対策を行うことから凍結しない。
（環境②）対象地盤の温度の変化により地盤改良体の強度に影響を及ぼす。	薬液注入では，養生温度が高い場合は反応が促進され，ゲルタイムは短くなり，低い場合はゲルタイムは長くなる。これに対し，茨城県北部の海水面の水温は 14～26℃[27]であり常温の範囲内であり，改良範囲である地表面以下約 3m 以下では，参考資料[28]に示すように地中温度の変化は 10～20℃の範囲と小さく，改良体の標準的な養生温度は 20℃[29]であることから，ゲルタイムは長くなる傾向である。ただし，ゲルタイムが長くなったとしても，注入量は変わらないので改良径・改良強度への影響を及ぼさない。  地中温度の変化

[26] 福島県ホームページ：凍結深度と建築物の基礎の設計
[27] 気象庁ホームページ：沿岸域の海面水温情報　茨城県北部沿岸
[28] 安川香澄，天満則夫，内田洋平，大谷具幸：地下の新しい活用法：地中熱による冷暖房，地質ニュース 661 号，pp. 10-20，2005 年 7 月.
[29] 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル，p. 54. 2020.

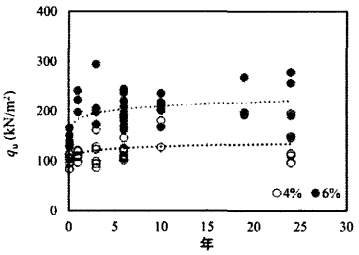
表 3.6-23　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その４）

改良品質に係るリスク事象	リスク事象の確認結果（対策検討要否含む）
（地下水①）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の強度に影響を及ぼす。	対象範囲近傍の観測井戸の地下水はpH6.8～7.4とほぼ中性の値を示しており，改良品質に影響を及ぼすことはない。塩分に関しては，参考文献[30]に「酸性水溶液や海水では，むしろゲル化反応を助長する傾向があって，強度が純水養生の場合よりもよいものが多い。したがって，アルカリ性地盤では，その使用を十分に検討する必要があるが，酸性や海水地盤では特に使用上問題にないと判断できる。」と示されている。これらのことから，海水下の地盤でも使用上問題ない薬液を用いるため改良品質に影響を及ぼさない。
（地下水②）地下水のない不飽和状態では薬液が十分に浸透せず強度が確保できない。	【対策要】 地下水位以浅は地下水の有無の影響を受けない適切な工法による計画が必要であるため，詳細検討を実施する。
（設計①）薬液濃度，シリカ含有量増分量と各種力学試験結果の相関に不確かさがあり，改良効果が適切に評価できない。	薬液注入工法のマニュアル[31]に薬液濃度やシリカ含有量増分量（ＩＣＰ発光分光分析）と各種力学試験結果に相関（シリカ含有量増分量の増加に伴い一軸圧縮強度（室内／現場強度比２倍を見込む）や液状化強度比が増加する傾向）が示されており，これに基づき配合設計を実施する。なお，本工事の配合設計において同様の傾向となっていることを確認している（試験結果の相関の不確かさは試験データのばらつきへの対応にて検討する）。
（設計②）室内配合試験で設定した強度が現場で再現できない。	【対策要】 室内配合試験と現場の施工の違いを考慮した設計を行う必要があるため，詳細検討を実施する。
（設計③）設計パラメータの不確実性が液状化強度に影響を与える。	設計パラメータのうち液状化強度への影響が支配的なものは薬液濃度であるが，改良材(薬液)は品質管理体制の整った工場の生産品であり，各メーカーから定期的(月１回)に提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認可能である。また現場納入時は，薬液注入工法のマニュアル[32]に基づき改良材の比重を測定して所定の品質を確認した上で受け入れるため，改良材(薬液)の不確実性が強度に影響を及ぼすことはない。
（設計④）配合試験において試験データにばらつきがあり，改良効果が適切に評価できない。	【対策要】 地盤改良体の品質を設計目標値を満足させるよう配合試験データのばらつきを踏まえた配合設計とする必要があるため，詳細検討を実施する。

[30] 米倉亮三，島田俊介，大野康年：恒久グラウト・本設注入工法―薬液注入の耐久性と耐震補強の設計施工―，山海堂，pp. 34～35，2007.

[31] 沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル，2010.6.

表 3.6-23　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その５）

改良品質に係るリスク事象	リスク事象の確認結果（対策検討要否含む）
（材料①）注入薬液の固結体の経年劣化により長期的に強度が低下する。	今回使用する薬液は，参考文献[32]に記載の通り，1999 年に今回使用する薬液注入工法及び薬液を組合わせた大規模野外実験を行い，その後の経年調査（最新は 2023 年で 24 年経過）にて一軸圧縮強さの持続性が確認されており，地盤改良としての有効性を確認している。  薬液注入供試体の長期的な改良強度の変化
（材料②）改良材（薬液）の品質のばらつきにより，必要な強度が得られない。	薬液は品質管理体制が整った工場の生産品であり，各メーカーから定期的(月 1 回)に提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認可能である。また現場納入時は，改良材の比重を測定して所定の品質を確認したうえで受け入れるため，薬液の品質のばらつきが改良品質に影響を及ぼすことはない。
（施工①）ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる。	【対策要】 ボーリングの孔曲がりの程度を確認し，対策を施す必要があるため，詳細検討を実施する。
（施工②）注入順序が適切でなく，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残る。	【対策要】 先行して実施した改良が後段の施工の障害とならないために適切な注入順序・配孔計画が必要であるため，詳細検討を実施する。
（施工③）試料採取時の試料の乱れなどにより改良効果が適切に評価できない。	【対策要】 薬液注入の改良効果の評価における試料採取の影響を検討する必要があることから，詳細検討を実施する。
（施工④）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。	【対策要】 施工機器の故障などによる作業中断に対し，対策を施す必要があるため，詳細検討を実施する。
（情報①）対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。	現地の地質調査データの取得状況（図 3.5-41）に示すように，薬液注入範囲の面積は約 6,500 m²（50 m×130 m）に対してボーリング調査を 10 孔実施しており，調査頻度は約 650 m²に 1 箇所となる。国土交通省が規定する調査頻度（1,000 m²に 1 箇所）に比べ 1.5 倍程度（約 30 m 間隔相当の詳細なボーリング調査データ※）取得している。さらに，既設構造物における杭工事の施工実績より岩盤の傾斜等を確認している。これらのデータを地質の専門家らにより総合的に評価することで，改良対象地盤の分布は十分把握できており，改良対象地盤の見落としは発生しない。 ※原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601 では，原子炉建屋予定地の場合，ボーリングのグリッド間隔は建屋予定地内における地質構造，岩石分布及び岩質を把握するために 40～50m が一般に適当である旨の記載に基づく。

[32] 島田俊介，佐々木隆光，末政直晃：大規模野外注入実験における経過 24 年目の追跡調査結果，第 59 回地盤工学研究発表会，地盤工学会. 2024.

本工事の地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象のうち対策を必要とする項目及びその対策の概要を表 3.6-24 に示す。また，地盤改良（薬液注入）の工事フロー（地盤調査から改良効果確認まで）を図 3.6-62 に示す。

表 3.6-24　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象への対策

改良品質に係るリスク事象	対策	詳細検討
（地質①）地盤の透水性の不均一性により改良品質にばらつきが生じる。	施工設計においては，地盤の透水性が不均一であることにより薬液の浸透が偏ることを防ぐため，地盤が割れず（割裂せず），かつ薬液が計画範囲まで浸透する注入条件を設定する必要がある。過大な注入速度は地盤の割裂を招き，薬液が割れ目に集中する一方，注入速度が低すぎる場合には薬液が注入過程でゲル化し，十分に浸透しなくなるおそれがある。 これらの点を踏まえ，現地で確認した割裂が生じない範囲での最大注入速度（限界注入速度試験結果）の中から，ゲル化を生じない最小値である 3.0 L/min を採用する。	b. 施工設計 (a) 地盤条件
（地下水②）地下水のない不飽和状態では薬液が十分に浸透せず強度が確保できない。	施工計画においては，地下水位以浅に対して，地下水の有無による影響を受けない地盤改良(セメント系)で代替する。工法については，施工条件に応じて，掘削・置換工法，中層混合処理工法，高圧噴射攪拌工法のいずれか適切なものを採用する。	b. 施工設計 (e) 施工条件（不飽和土対策）
（設計②）室内配合試験で設定した強度が現場で再現できない。	配合設計においては，室内試験と実際の現場環境に相違があり，現場でどの程度の強さが得られるか（強度発現率）や，安全側に見込む補正値（割増係数）を考慮する必要がある。これらを踏まえ，室内試験で得られた強度の２倍を配合目標強度として設定し，その強度に対応する薬液濃度を決定する。	a. 配合設計 (c) 薬液仕様の設定
（設計④）配合試験において試験データにばらつきがあり，改良効果が適切に評価できない。	配合設計において，試験データのばらつきに対しては，品質目標である「液状化強度比」は，試験結果のばらつきを考慮した保守的な強度（平均値－標準偏差）を採用し，これを用いて改良効果の相関を整理する。	a. 配合設計 (c) 薬液仕様の設定
（施工①）ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる。	施工設計においては，削孔箇所の硬さなどによりボーリングが曲がり，計画位置から外れ，改良対象地盤の端部に薬液が届かない可能性がある。これを防止するため，設計改良範囲の外側（既実施の実績（削孔長の 1%）を考慮）までを薬液注入の対象範囲として計画する。	b. 施工設計 (b) 施工条件（削孔）
（施工②）注入順序が適切でなく，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残る。	水平及び深度方向に隣り合う注入ポイントを同時に注入せず，また地下水を排除しながら注入できるよう，中央から外側，または南側から北側など排出経路が確保される改良順序で施工する。	b. 施工設計 (c) 施工条件（注入順序・配孔）
（施工③）試料採取時の試料の乱れなどにより改良効果が適切に評価できない。	配合設計においては，試料採取時の試料の乱れ（ボーリングの振動によりコアとしての形状が保持されない等）による悪影響（強度の変化）への対策として，試料採取時の試料の乱れに影響を受けない指標（シリカ含有量増分量）と液状化強度比の相関を求め，これを管理基準値として採用する。	a. 配合設計 (d) 管理基準値の設定
（施工④）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。	施工計画においては，薬液注入の作業が薬液注入の途中で中断を余儀なくされた場合は，代替機による薬液注入の実施や隣接した代替孔を施工することで改良範囲，改良品質を確保する計画とする。	b. 施工設計 (d) 施工条件（作業中断影響）

地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさの要因に対し，要求品質を満足する工事を確実に実施するための対策（表 3.6-24）の各項目の詳細な検討・立案は，図 3.6-62 に示す工事フロー中の「配合設計」及び「施工設計」において実施した。

配合設計においては，設計②，設計④及び施工③のリスク事象について，施工設計においては地質①，地下水②，施工①，施工②及び施工④のリスク事象について，その対策を検討・立案した。リスク事象のうち対策を必要とする各項目について，「配合設計」及び「施工設計」で実施した詳細検討内容を以降に示す。

なお，各項目についての詳細検討内容記載箇所は表 3.6-24 の「詳細検討」欄にも示した。

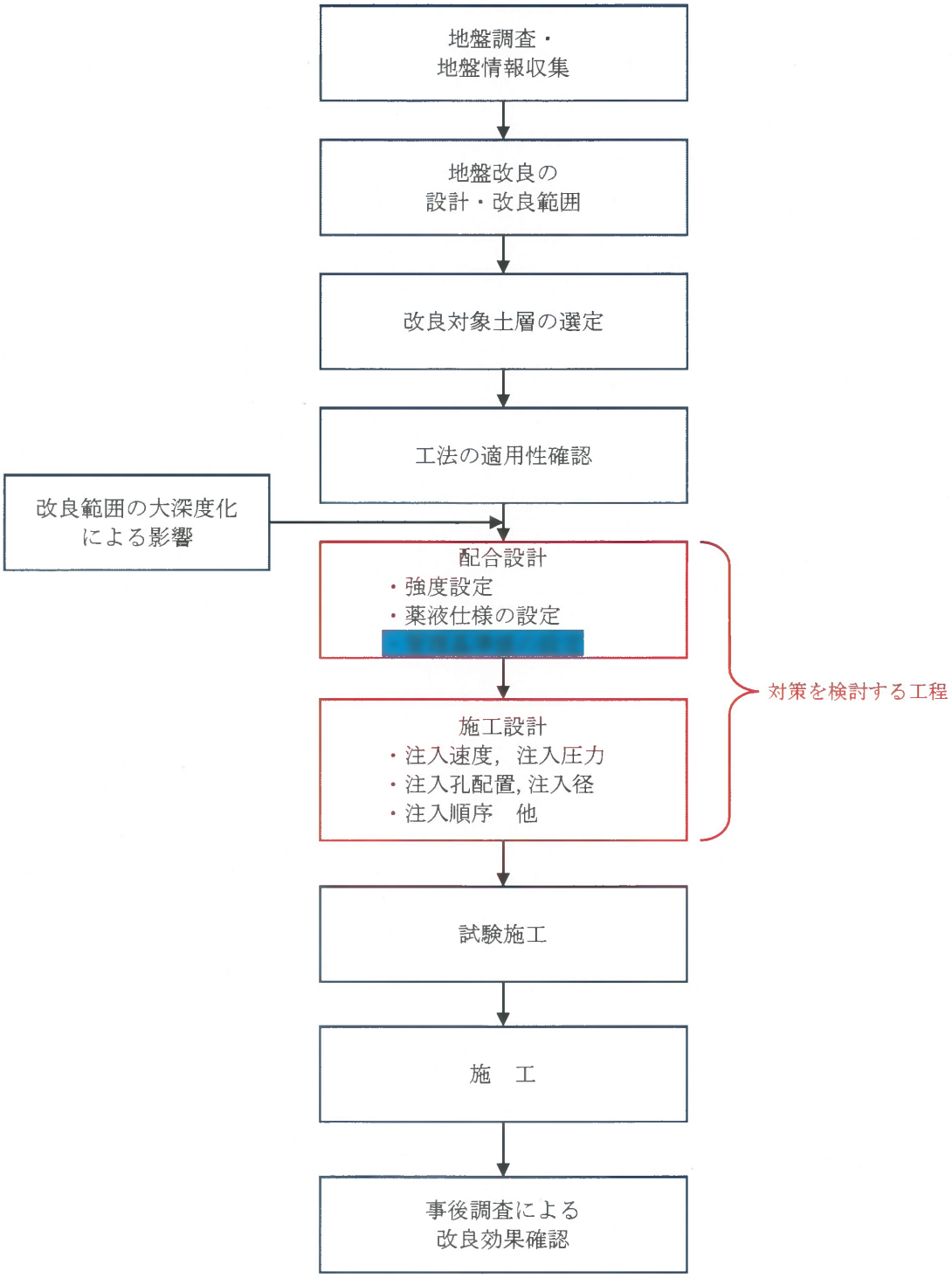


図 3.6-62　地盤改良（薬液注入）工事フロー[33]（マニュアル記載の内容をフロー化）

[33] 沿岸技術研究センター編：浸透固化処理工法技術マニュアル，2010.6.

a. 配合設計

要求品質を満足する地盤改良（薬液注入）となるよう，配合設計における改良品質の不確かさの要因への対策を確認する。

(a) 配合設計の流れ

地盤改良（薬液注入）の配合設計は「浸透固化処理工法技術マニュアル　平成22年6月，沿岸技術研究センター」に準拠した。配合設計において実施した試験・検査方法等の詳細を以下に示す。薬液注入の配合設計フローを図 3.6-63に，薬液注入配合設計の概要を図 3.6-64に，試験・検査方法の準拠基準を表 3.6-25に示す。なお，以下の番号は図 3.6-63中の番号を指す。

①強度設定（地盤改良（薬液注入）の要求品質）（詳細は後述する。）

①－１　液状化検討対象の地盤を非液状化地盤とした２次元有効応力解析（解析コードＦＬＩＰ）を実施し，各層の最大せん断応力比$L_{max}(=\tau/\sigma'_{m0})$を求める。

①－２　液状化安全率R_{L20}/L_{max}を 1 とし改良後の地盤の液状化強度比を設定する。

②薬液仕様の設定（詳細は後述する。）

②－１　配合試験による液状化強度比と一軸圧縮強度，薬液濃度と一軸圧縮強度との関係を整理し，最大せん断応力比L_{max}に相当する一軸圧縮強度（設計基準強度q_{uck}）を設定する。

②－２　最大せん断応力比L_{max}に相当する一軸圧縮強度（設計基準強度q_{uck}）及び配合目標強度q_{uL}を設定する。

$$q_{uL} = (q_{uck}/\kappa) \times \eta = 2 \times q_{uck}$$

η：現場割増係数（=1.2），κ：強度発現率（=0.6）

②－３　配合試験結果から配合目標強度を包含する試験の最小薬液濃度ケースを注入薬液濃度とする。

③管理基準値の設定

「液状化強度比と薬液濃度の関係」，「配合目標強度と薬液濃度の関係」，「シリカ含有量増分量と液状化強度比の関係」から要求品質に相当するシリカ含有量増分量を管理基準値として設定する。

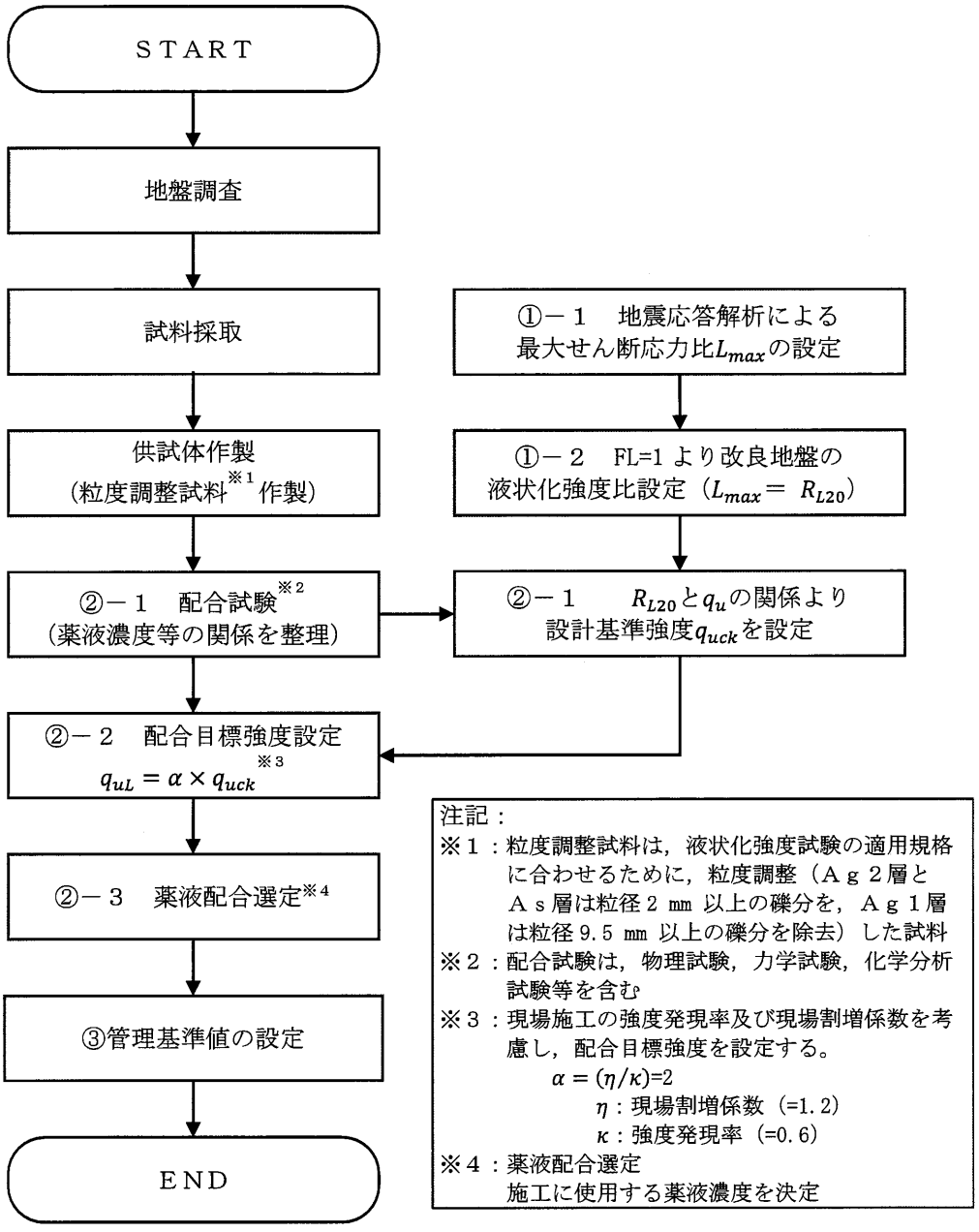


図 3.6-63　薬液注入の配合設計フロー

◎要求品質・性能目標の設定

要求品質：基準地震動Ｓｓ時に液状化しない地盤であること

性能目標：設計から得られた最大せん断応力比に対し，地盤改良体の「液状化強度比」が上回ること

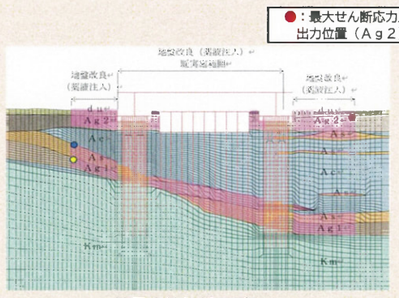
地盤改良を解析モデルに反映

↓

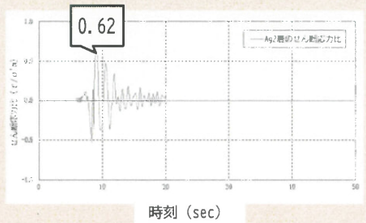
地震応答解析による最大せん断応力比算定

↓

「液状化強度比」の設定



地震応答解析モデル



Ａｇ２層のせん断応力比

◎地盤改良体の配合試験

・配合試験により，地盤改良体の「液状化強度比」を満足するための薬液濃度等の関係を整理

・保守的な配慮として液状化しやすい，かつ薬液が入りにくい粒度分布に調整した試料を採用

・「液状化強度比」は，ばらつき（－1σ）を考慮した液状化強度曲線から算定

対象地盤の試料採取

↓

供試体作製

↓

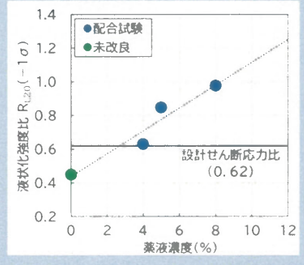
配合試験

↓

薬液濃度等の関係を整理

配合試験

（繰返し非排水三軸試験）



薬液濃度と液状化強度比の関係

◎工事仕様（薬液濃度）の設定

工事仕様：配合試験結果から２倍の安全率を考慮した配合目標強度に相当する薬液濃度を設定

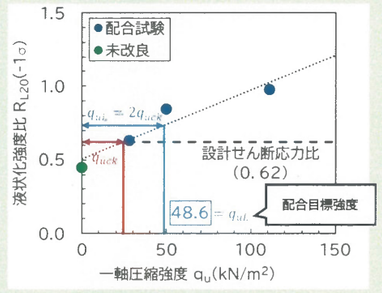
設計基準強度の算定

↓

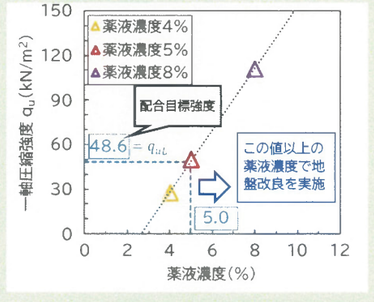
配合目標強度の算定
（設計基準強度の２倍）

↓

配合目標強度相当の薬液濃度の設定



一軸圧縮強度と液状化強度比の関係



配合目標強度相当の薬液濃度の算定

◎管理基準値の設定

管理基準値：配合試験結果から「液状化強度比」に相当するシリカ含有量増分量を設定

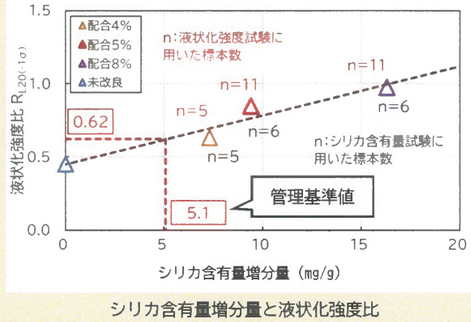
管理基準値の設定

↓

地盤改良施工

↓

地盤改良体から試料を採取しシリカ含有量増分量により改良品質を確認



シリカ含有量増分量と液状化強度比

図 3.6-64　薬液注入配合設計の概要

表 3.6-25　試験・検査方法の準拠基準

試験・検査方法等		準拠基準
a. 現地試料採取		JGS 1224-2012「ロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラーによる試料の採取方法」ほか
b. 供試体作製		JGS 0520-2020「三軸試験の供試体作製・設置方法」 JGS 0550-2009「土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法」 （粒度調整試料を用い，負圧法のうち空中落下法により作製）
c. 供試体の改良（浸透注入）		浸透固化処理工法技術マニュアル　平成 22 年 6 月，財団法人　沿岸技術研究センター
d. 改良供試体の各種試験・検査	一軸圧縮試験	JIS A 1216：2020「土の一軸圧縮試験方法」
	液状化強度試験 ・繰返し三軸圧縮試験	JGS 0541-2020「土の繰返し非排水三軸試験方法」
	液状化強度試験 ・繰返し中空ねじりせん断試験	JGS 0543-2020「土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法」
	シリカ含有量試験 ・ＩＣＰ発光分光分析※1	分析までの手順：浸透固化処理工法技術マニュアル 平成 22 年 6 月，財団法人　沿岸技術研究センター 分析の方法：JIS K 0116:2014　発光分光分析通則

※1：本法は，ＩＣＰ発光分光分析法により波長 251.612 nm の発光強度を測定し，試料中のケイ素量を求める方法である。（3.6-8 参考資料　g. シリカ含有量測定（ＩＣＰ発光分光分析））

(b) 強度設定（地盤改良（薬液注入）の要求品質）

地盤改良（薬液注入）の要求品質は，想定する地震力に対し，対象範囲の地盤が液状化しないことである。具体的には，構造設計（地震応答解析）から得られる改良範囲における地盤の最大せん断応力比に対し，改良地盤の液状化強度比がこれを上回ることとする。

【最大せん断応力比L_{max}の算定】

改良後の地盤に対する地震応答解析を実施し，各土層内に発生するせん断応力比の時刻歴波形から最大せん断応力比を算出する。

各土層の最大せん断応力比は，まず全ての基準地震動Ｓｓについて実施した地盤ケース①（基本ケース）の結果から，最大のせん断応力比を与える地震動を特定する。次に，当該地震動を用いて地盤ケース②～⑥の解析を実施し，その結果に基づき各土層の最大せん断応力比L_{max}を特定する。

なお，図 3.6-65 に示す通り，防潮堤（鋼製防護壁）周囲の地層は南から北へ向かって著しく傾斜していることから，汀線（南北）方向断面では南基礎の南側の砂礫層は土被り厚が小さくなる。一方，２次元ＦＬＩＰ解析の結果からは，当該箇所のせん断ひずみは土被り厚が大きい北寄りの箇所よりも大きくなる傾向を確認した。したがって，下式の分母の平均有効主応力σ'_{m0}が小さく，分子のせん断応力が大きくなることから最大せん断応力比は大きくなる。一方，汀線直交（東西）方向にはこのような地層の傾斜は認められないことから，最大せん断応力比を保守的に評価することとなる汀線（南北）方向断面を用いて評価を実施した。

耐震評価における検討ケースを表 3.6-26 に，各土層の最大せん断応力比を表 3.6-27 に示す。また，最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル）を図 3.6-65 に，各土層のせん断応力比時刻歴データと最大せん断応力比を図 3.6-66 に示す。

なお，地盤のせん断応力比時刻歴データから発生する最大せん断応力比L_{max}算出方法は以下の通りである。

$$L_{max} = \tau_{max}/\sigma'_{mo} \quad , \quad \sigma'_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2\sigma'_{h0})/3$$

σ'_{m0}：t＝0 においての平均有効主応力

σ'_{v0}，σ'_{h0}：t=0 においての鉛直，水平成分の有効主応力

τ_{max}：動的せん断応力の時刻歴の最大値

次に，液状化安全率F_Lを１とし，改良後の地盤の液状化強度比R_{L20}を設定する。

$$F_L = (C_W \times R_{L20})/L_{max} = 1 \quad (C_W \fallingdotseq 1)$$

$$R_{L20} = L_{max}$$

求められた最大せん断応力比を表 3.6-28 に示す。

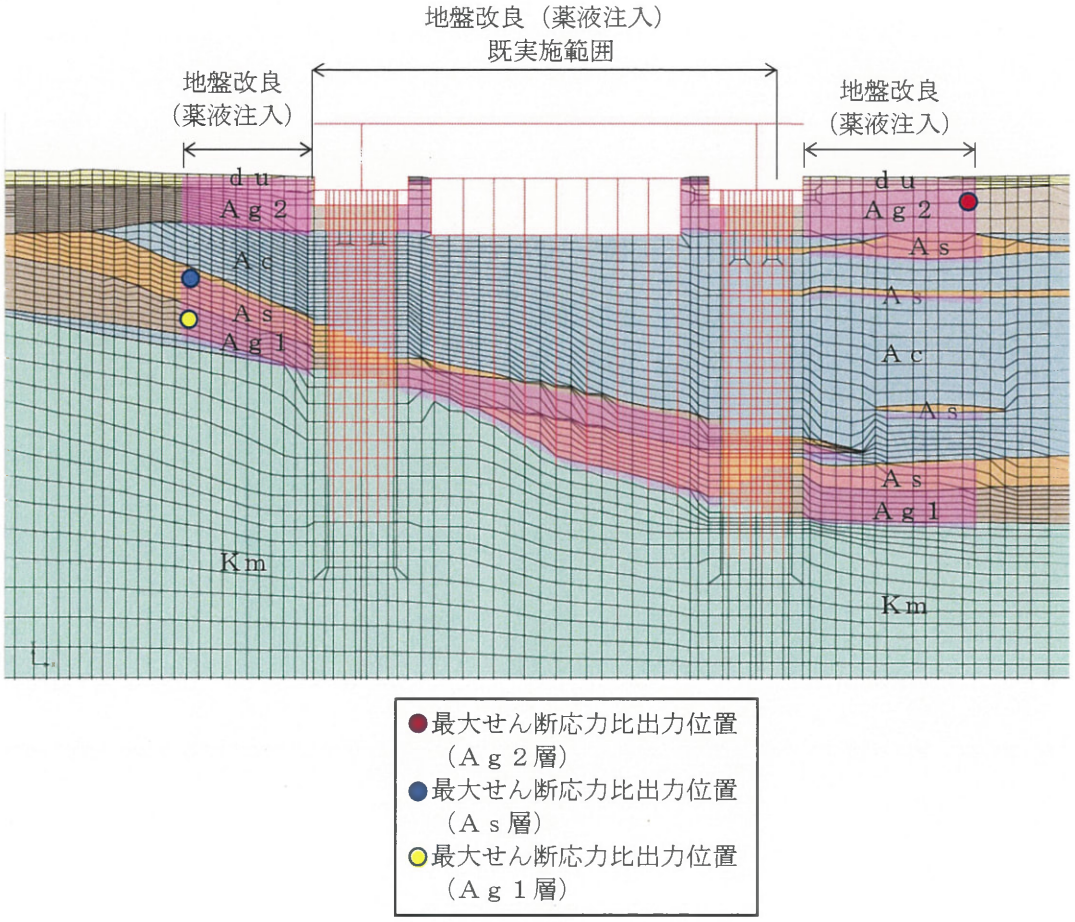


図 3.6-65　最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル）

表 3.6-26　耐震評価における検討ケース

地盤ケース			①	②	③	④	⑤	⑥
原地盤	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地盤改良体（薬液注入）	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化
地震動（位相）	S_s−D1	(H+V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H+V−)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V−)	実施					
	S_s−11		実施					
	S_s−12		実施					
	S_s−13		実施					
	S_s−14		実施	−	−	−	−	−
	S_s−21		実施	−	−	−	−	−
	S_s−22		実施	−	−	−	−	−
	S_s−31	(H+V+)	実施	実施	実施	実施	実施	実施
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−

全ての基準地震動S_sに対して実施する地盤ケース①（基本ケース）において，最も大きいせん断応力比を示す地震動を用いて地盤ケース②～⑥を実施し，各土層の最大せん断応力比を設定する。

表 3.6-27　最大せん断応力比

地盤ケース	地震動	南基礎側				北基礎側				
		du	Ag2	As	Ag1	du	Ag2	As（浅部）	As（深部）	Ag1
①	S_s－D1（H+V+）	0.37	0.47	0.56	0.45	0.47	0.56	0.51	0.52	0.52
	S_s－D1（H+V−）	0.36	0.47	0.56	0.45	0.47	0.56	0.51	0.54	0.52
	S_s－D1（H−V+）	0.37	0.51	0.57	0.49	0.46	0.55	0.49	0.46	0.52
	S_s－D1（H−V−）	0.38	0.50	0.57	0.49	0.47	0.54	0.50	0.46	0.53
	S_s－11	0.37	0.43	0.48	0.37	0.50	0.53	0.42	0.37	0.43
	S_s－12	0.39	0.44	0.58	0.45	0.51	0.50	0.51	0.49	0.52
	S_s－13	0.38	0.46	0.58	0.46	0.49	0.53	0.52	0.47	0.50
	S_s－14	0.37	0.45	0.51	0.39	0.49	0.51	0.50	0.40	0.42
	S_s－21	0.37	0.47	0.61	0.44	0.47	0.57	0.52	0.46	0.52
	S_s－22	0.35	0.48	0.51	0.38	0.43	0.49	0.51	0.38	0.44
	S_s－31（H+V+）	0.47	0.57	0.64	0.49	0.58	0.56	0.51	0.50	0.56
	S_s－31（H−V+）	0.46	0.55	0.64	0.51	0.61	0.62	0.54	0.49	0.49
②	S_s－31（H+V+）	0.50	0.59	0.65	0.50	0.59	0.58	0.53	0.53	0.57
③	S_s－31（H+V+）	0.43	0.55	0.62	0.48	0.55	0.54	0.49	0.47	0.55
④	S_s－31（H+V+）	0.25	0.43	0.61	0.55	0.32	0.41	0.51	0.50	0.57
⑤	S_s－31（H+V+）	0.47	0.55	0.61	0.57	0.64	0.58	0.50	0.50	0.56
⑥	S_s－31（H+V+）	0.51	0.56	0.62	0.58	0.65	0.59	0.52	0.53	0.56
最大値		0.51	0.59	0.65	0.58	0.65	0.62	0.54	0.54	0.57

当該地盤改良（薬液注入）対象土層はAg2層，As層，Ag1層であり，表 3.6-27 の南基礎側，北基礎側の各土層の最大値を最大せん断応力比（赤枠）とした。表 3.6-28 に各土層の最大せん断応力比を示す。次節以降に示す配合設計における要求品質は，表 3.6-28 に示す値を採用する。

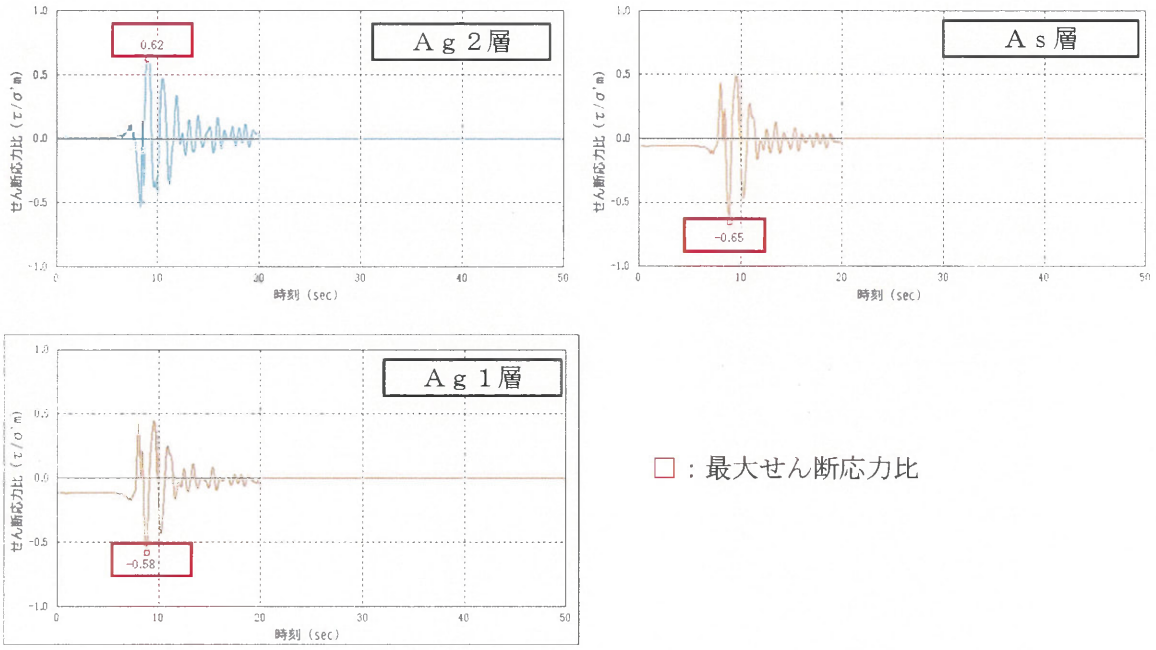


図 3.6-66　各土層のせん断応力比時刻歴データと最大せん断応力比

表 3.6-28　２次元ＦＬＩＰ解析による地盤内の最大せん断応力比

層区分	最大せん断応力比 L_{max}	要求品質（液状化強度比）
Ａｇ２	0.62	左記（0.62）値以上
Ａｓ	0.65	左記（0.65）値以上
Ａｇ１	0.58	左記（0.58）値以上

(c) 薬液仕様の設定

「（設計②）室内配合試験で設定した強度が現場で再現できない。」及び「（設計④）配合試験において試験データにばらつきがあり，改良効果が適切に評価できない。」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

イ． 配合試験

（イ） 試験概要

地盤改良（薬液注入）の配合試験は現地にて採取した試料を用いて供試体を作製し，濃度の異なる薬液により改良した後，その供試体で各種力学試験を実施し，薬液濃度と強度増加の関係等を調査する。

配合試験においては，土の物理試験（土粒子の密度，粒度，含水比等），一軸圧縮強度試験，液状化試験（土層の粒度特性（最大粒径）に応じて，中空繰返しねじりせん断試験[34]（Ａｇ２層，Ａｓ層），繰返し三軸試験[35]（Ａｇ１層）を選定）を実施した（図 3.6-67，図 3.6-68 及び図 3.6-69 参照）。また，力学試験後は供試体から採取した試料を用いてシリカ含有量試験[37]を実施した。各試験は，地盤工学会の基準[36]及び浸透固化処理工法技術マニュアル[37]を適用した。

供試体の作製[38]は，炉乾燥した試料を空気中落下法で目標相対密度になるようにモールド内に締固めた後，脱気した水を供試体下部から上部方向に通水させる飽和過程，原地盤の土被り圧の載荷の順に行った。その後，飽和過程と同様，薬液を供試体下部から上部の方に浸透させ，薬液注入を実施した。作製した供試体のモールドは 28 日間一定の水温で水中養生した後，脱型して試験を実施した。

---

[34] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，JGS 0543-2020 土の変形特性を求めるための中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法，2020.

[35] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，JGS 0541-2020 土の繰返し非排水三軸試験方法，2020.

[36] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，2020.

[37] 沿岸技術研究センター編：浸透固化処理工法技術マニュアル，2010.6.

[38] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，JGS 0520-2020 土の三軸試験の供試体作製・設置方法，2020.

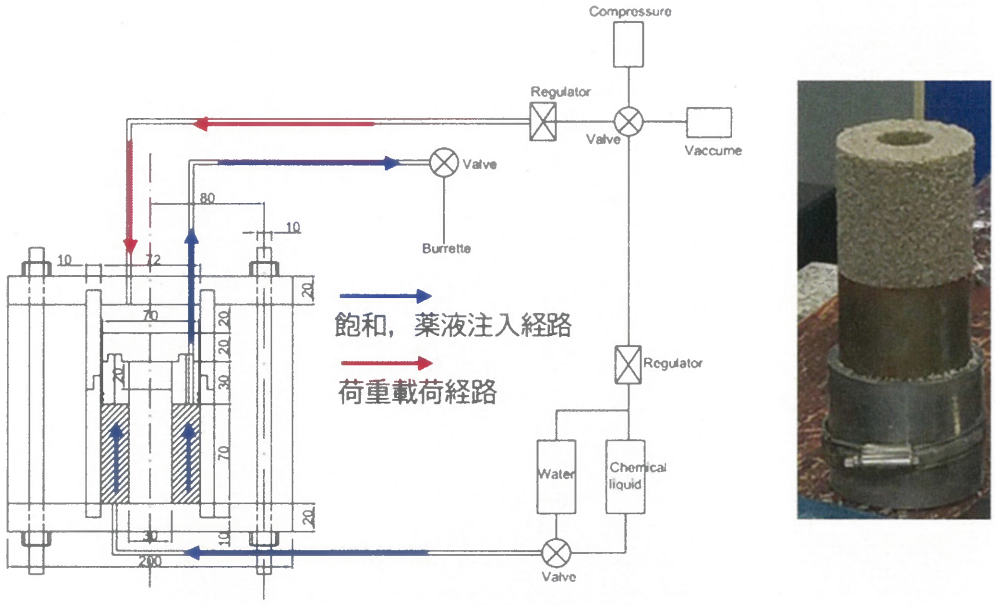


図 3.6-67　中空繰返しねじりせん断試験用供試体作製装置及び供試体成型状況

図 3.6-68　中空繰返しねじりせん断試験状況

図 3.6-69　繰返し非排水三軸試験状況

（ロ）　配合試験の試料の作製

土層を構成する土粒子の粒度分布は，液状化強度特性及び土の透水性と密接に関連し，改良対象である砂質土層及び礫質土層における薬液の浸透性や改良効果に大きく影響を及ぼす重要な要因である。

このため，粒度分布を適切に再現した配合試験を実施することを目的として，配合試験用試料を作製する。配合試験用試料は，改良対象土層の特性を適切に反映する必要があることから，「代表性」及び「保守性」を有することが求められる。

これらの要件の確認にあたっては，配合試験用試料の粒径加積曲線に，改良対象土層の粒度分布を適切に反映した「代表性」及び「保守性」が確保されていることを確認する。

＜代表性に係る項目＞

・現地にて採取した試料であること。

・採取試料の粒度分布及び配合試験用試料の粒径加積曲線が特異的でなく，現地の粒度を表していること。

＜保守性に係る項目＞

・液状化特性（液状化強度特性）が過大にならないこと。

・薬液が入りにくく，地盤改良（薬液注入）効果に対して不利となる粒径加積曲線であること

イ）現地にて採取した試料であること

配合試験の試料は，地盤改良（薬液注入）を計画した範囲を含む現地付近の原地盤から多数の箇所で採取し，各土層を網羅していることを確認した。図 3.6-70 に配合試験の試料の採取位置を示す。

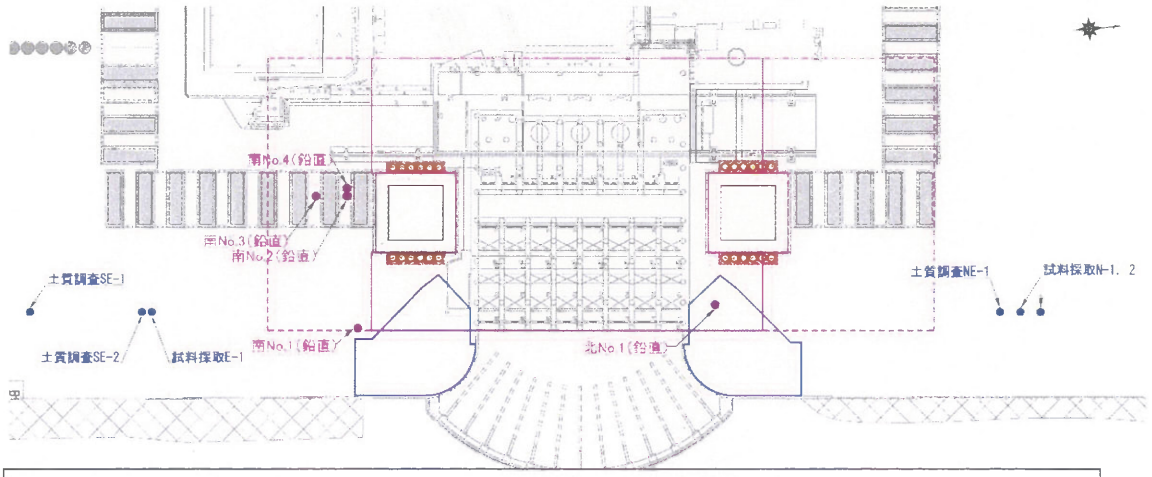


図 3.6-70　配合試験の試料の採取位置

ロ）採取試料の粒度分布及び配合試験用試料の粒径加積曲線が特異的でなく，現地の粒度を表していること

現地にて採取した試験試料（配合試験用採取試料）の粒度分布及び試験に用いる試料（配合試験用試料）の粒径加積曲線が特異的でなく，現地の粒度を表していることを以下の通り確認した。ここで粒度分布とは，個々の粒度試験結果（粒径加積曲線）を土層などで集約したものである。

現地の粒度は，敷地内の既実施地盤調査により，Ａｇ２層，Ａｓ層は砂が主体の砂質土であり，Ａｇ１層は礫が主体の礫質土であることが確認されている。地盤改良（薬液注入）の計画範囲を含む現地の粒度分布を確認するため，図 3.6-71 に示す防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔で過去に採取したサンプリング試料の粒度試験結果を調査した。各土層の試験結果を図 3.6-72～図 3.6-74 に実線で示す。なお，図中の通過質量百分率とは全試料を目の粗いふるいから順にふるいにかけ，各ふるいを通り抜けた重量（質量）を測定することによって得た数値であり，当該試料を構成する土粒子の粒径の質量分布を示す。

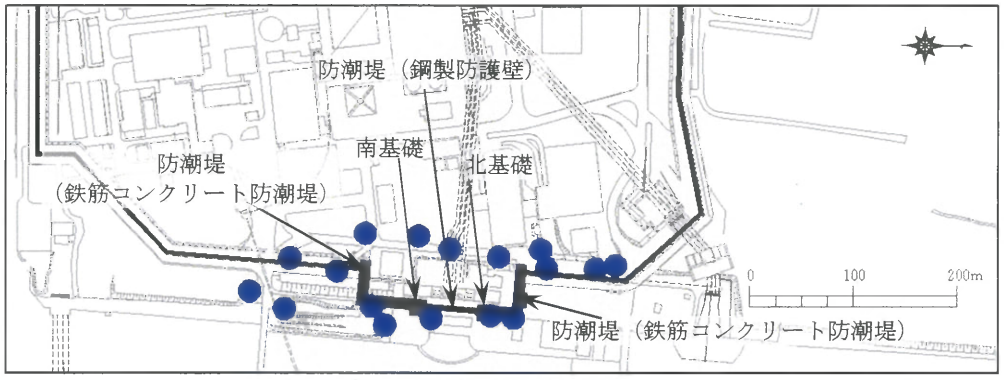


図 3.6-71　防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔（図 3.6-51 再掲）

イ）で示した配合試験用採取試料について，上記と同様に粒度試験を実施した結果を図 3.6-72～図 3.6-74 に破線で示す。Ａｇ２層とＡｇ１層の配合試験用採取試料の粒度分布（図中の破線）は，防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔の粒度分布（図中の実線）と概ね同様の粒度分布を示しており，各々は同一の土質と分類される。Ａｓ層の配合試験用採取試料の粒度分布は，防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔の粒度分布より礫分を若干多く含有し，砂も粗砂～細砂の粒径の範囲が広くなっているが，砂が主体の同じ砂質土と分類される。

以上の通り，配合試験用採取試料は過去に採取したサンプリング試料の粒度試験結果と差がないことを確認した。なお，配合試験用採取試料は採取位置による粒度分布に差がないことを確認した上で，土層ごとに混合した。

配合試験で実施する液状化強度試験の規格に合わせるため，配合試験用採取試料の粒度を調整し，配合試験用試料（以下，粒度調整試料）を作製する。具体的

には，Ａｇ２層，Ａｓ層については，砂質土の液状化強度試験（繰返し中空ねじりせん断試験等）の適用規格に合わせるために礫分（土粒子の粒径２㎜以上）を除去し，粒度調整試料を作製した。砂と細粒分を含有する礫が主体となるＡｇ１層については，礫質土の液状化強度試験（繰返し非排水三軸試験）の適用規格に合わせるために粒径9.5㎜以上の礫分を除去し，粒度調整試料を作製した。各土層の粒度調整試料の粒径加積曲線を図 3.6-72～図 3.6-74 に黒丸＋実線で示す。

粒度調整試料の粒径加積曲線は，礫分を除去したため，Ａｇ２層及びＡｓ層においては粒度調整前の配合試験用採取試料の粒度分布よりも左に位置するが，概ね粒度調整前の配合試験用採取試料の粒度分布の範囲に位置している。

以上の通り，粒度調整試料の粒径加積曲線は，Ａｇ２層及びＡｓ層では，採取試料及び防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔の各土層の粒度分布の範囲内に位置しており，特異な分布となっていないことを確認した。また，Ａｇ１層では，9.5 ㎜以上の礫分を除外したため，地盤改良（薬液注入）の計画範囲を含む現地の粒度分布の範囲より若干左側に位置するものの，概ね同様の分布となっていると評価でき，特異な分布となっていないことを確認した。

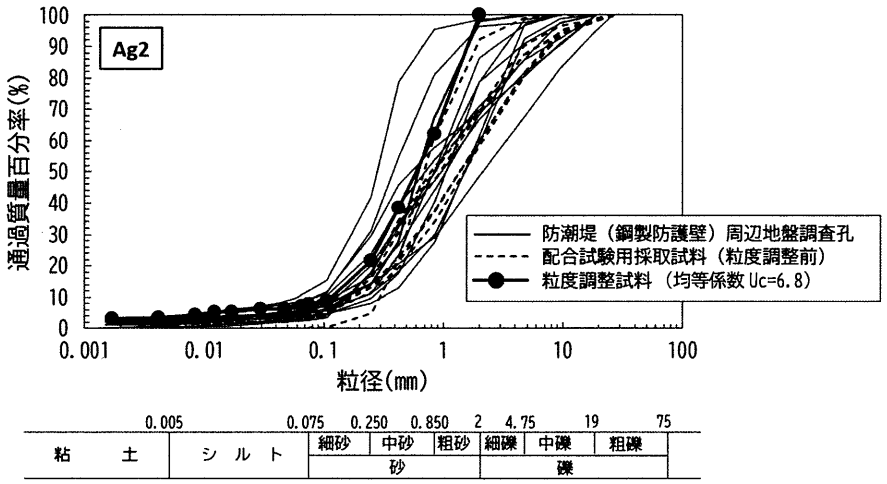


図 3.6-72　防潮堤(鋼製防護壁)周辺地盤調査孔と配合試験用採取試料の粒度試験結果(Ａｇ２層)

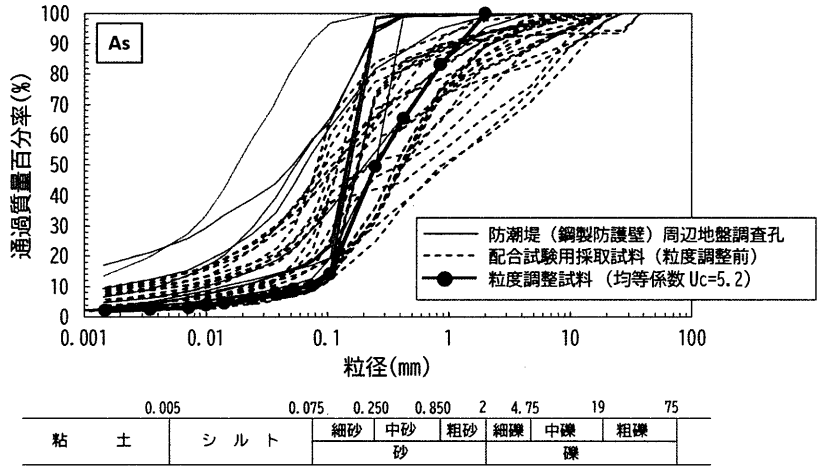


図 3.6-73　防潮堤(鋼製防護壁)周辺地盤調査孔と配合試験用採取試料の粒度試験結果(Ａｓ層)

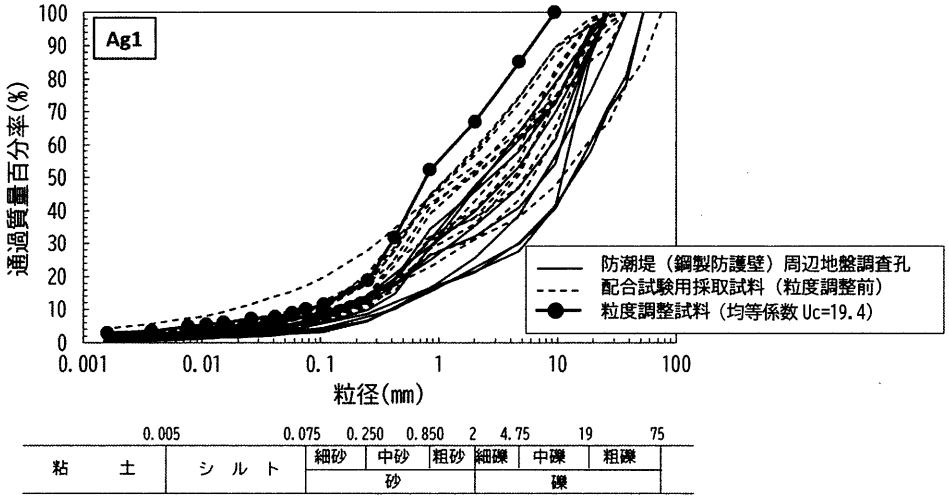


図 3.6-74　防潮堤(鋼製防護壁)周辺地盤調査孔と配合試験用採取試料の粒度試験結果(Ａｇ１層)

粒径加積曲線の勾配は試料中の砂や礫等の土粒子の大きさのばらつきを示すものであり，均等係数 Uc※（Uc は D60（60%粒径）を D10（10%粒径）で除した値）として示すことができる。Uc の値が大きいほど大小さまざまな土粒子が混ざっていることを示している。他方，Uc の値が小さいほど土粒子の大きさが揃っていることを示している。これは Uc の値が小さいほど均一な土粒子で構成されており，粒度分布の勾配が立つことを示している。図 3.6-75 に粒径加積曲線と均等係数の関係を示す。なお，粒度調整試料の均等係数は，Ａｇ２層は Uc＝6.8，Ａｓ層は Uc＝5.2，Ａｇ１層は Uc＝19.4 であり，Ａｇ２層及びＡｓ層は粒径の幅が比較的広い砂質土，Ａｇ１層は粒径の幅が広い礫質土に分類できる。

※土や砂等の粒の大きさのばらつき具合を示す数値。
値が大きいほど大小さまざまな粒が混ざっており（粒度が良い），
小さいほど粒の大きさがそろっていることを意味する。

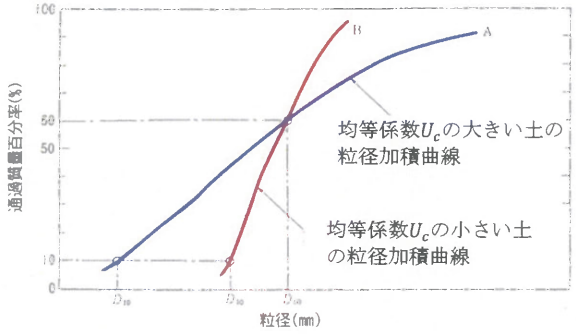


図 3.6-75　粒径加積曲線と均等係数の関係

以上の通り，粒度調整試料の粒径加積曲線と防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤調査孔の粒度分布を比較し，粒度調整試料は特異的なものではなく，現地の粒度を表していることから，粒度調整試料は当該地盤改良（薬液注入）の品質を確認する試料としての代表性を有していると評価した。

ハ）液状化特性（液状化強度特性）が過大にならないこと

液状化特性（液状化強度特性）が過大にならないことを以下の通り確認した。

地盤の液状化しやすさについては，港湾基準において，低塑性シルトや砂，細粒土（シルト，粘土）を含む礫質土の液状化発生事例が報告されていることを踏まえ，地盤の均等係数 Uc が Uc＜3.5，Uc≧3.5 の土に対して，「特に液状化の可能性あり」，「液状化の可能性あり」に分類し，その粒径の範囲を図 3.6-76 のように規定している。

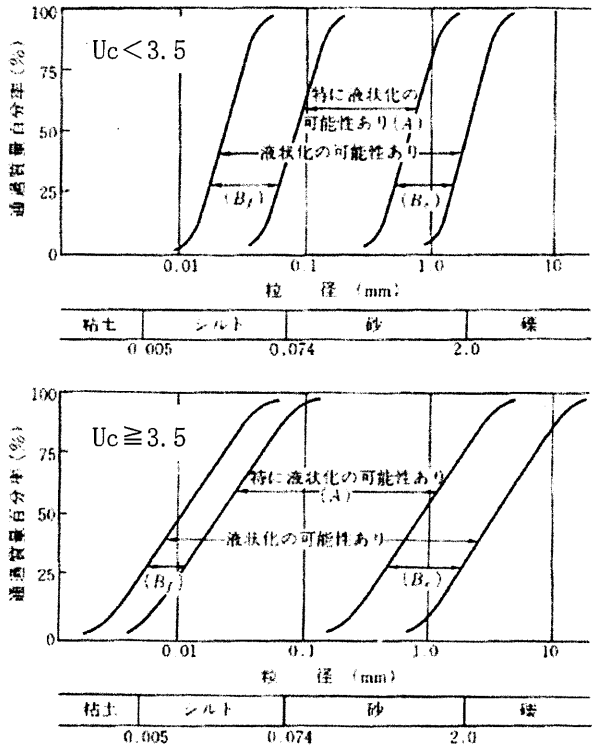


図 3.6-76　地盤の液状化可能性のある粒度分布範囲

今回の粒度調整試料の粒径加積曲線と既工認の液状化強度試験箇所の粒度分布を図 3.6-77～図 3.6-79 に示す。既工認の液状化強度試験箇所は，敷地内で液状化しやすいと評価した箇所であり，粒度調整試料は同様の粒度分布を持つ粒径加積曲線となっている。

粒度分布の視点から液状化のしやすさを確認するため，図 3.6-77～図 3.6-79 に港湾基準の「特に液状化の可能性あり」及び「液状化の可能性あり」を追記し，粒度調整試料の粒径加積曲線と既工認の液状化強度実施箇所の粒度分布を比較した。

Ａｇ２層及びＡｓ層では，既工認の液状化強度試験実施箇所の粒度分布，粒度調整試料の粒径加積曲線のいずれも「特に液状化の可能性あり」の範囲内に位置している。したがって，Ａｇ２層及びＡｓ層の粒度調整試料の粒径加積曲線は，

既工認の液状化強度実施箇所の粒度分布と比較して液状化のしやすさは同等と見なすことができ，液状化しやすい粒度分布と評価できる。

また，Ａｇ１層は，既工認液状化強度試験実施箇所の粒度分布に比べ，「液状化の可能性あり」側に位置しており，既工認液状化強度試験実施箇所の粒度分布よりも液状化しやすい粒度分布と評価できる。

なお，石原[39]は，粒径加積曲線が港湾基準の「特に液状化の可能性あり」の範囲内に位置する場合は，粒度分布の違い（例えば均等係数の違い）があっても液状化の可能性の大小に顕著な差が生じないとしている。

さらに，Ａｇ２層，Ａｓ層及びＡｇ１層の粒度調整試料の細粒分含有率（Fc，粒径 0.075 ㎜以下の細粒土の比率）は 10 %程度以下となっており，道路橋示方書の液状化強度算定式※で示しているように，細粒分が液状化強度を向上させる影響はほぼない。

※下式によると細粒分含有率が 10 %までは液状化強度 RL に影響しない（Fc が 10%以上で液状化強度が増し液状化しにくくなると評価される）

日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編 液状化強度推定式，p. 122，平成 14 年 3 月

$$R_L=\begin{cases}0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a<14)\\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7}+1.6\times10^{-6}(N_a-14)^{4.5} & (14\le N_a)\end{cases} \qquad (3.2)$$

$$N_a=c_1N_1+c_2 \qquad (3.3)$$

$$c_1=\begin{cases}1 & (FC<10\%)\\ (FC+40)/50 & (10\%\le FC<60\%)\\ FC/20-1 & (60\%\le FC)\end{cases} \qquad (3.4)$$

$$c_2=\begin{cases}0 & (FC<10\%)\\ (FC-10)/18 & (10\%\le FC)\end{cases} \qquad (3.5)$$

ここに Na は粒度の影響を考慮した補正 N 値，N_1 は換算 N 値，c_1, c_2 は細粒分含有率による N 値の補正係数である。

以上，ロ），ハ）に示した通り，粒度調整試料の粒径加積曲線と既工認の液状化強度試験箇所の粒度分布（液状化しやすい粒度分布）を比較し，液状化の可能性及び細粒分等から推定される液状化強度の検討を行った結果，配合試験に用いる粒度調整試料は，既工認の液状化強度試験箇所と同様に，液状化しやすいものとなっている。すなわち，計画範囲に分布する地盤の液状化強度を過大に評価しない保守的な設定となっていることを確認した。

39) 石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，p. 254～255，1976.

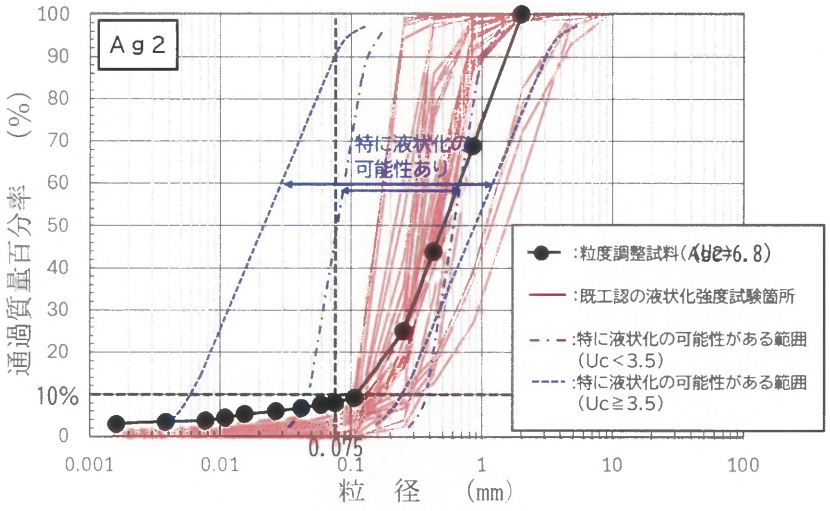


図 3.6-77　液状化しやすい粒径加積曲線の範囲との比較（Ａｇ２層）

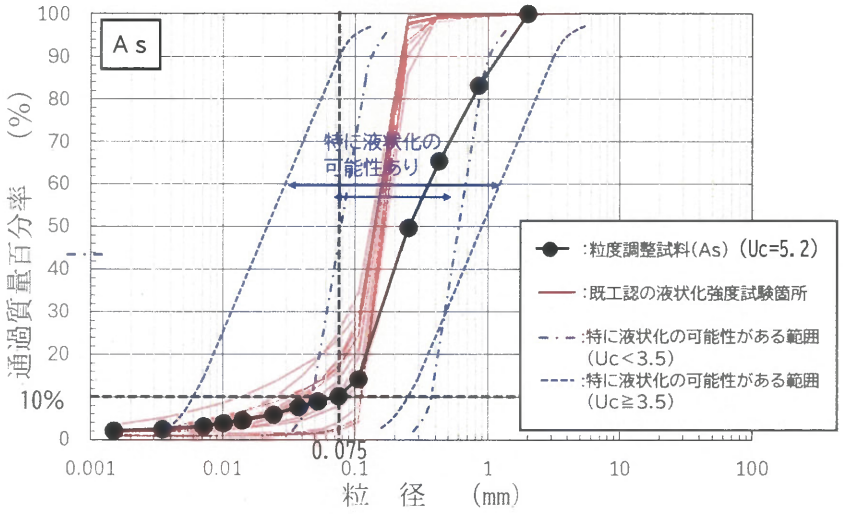


図 3.6-78　液状化しやすい粒径加積曲線の範囲との比較（Ａｓ層）

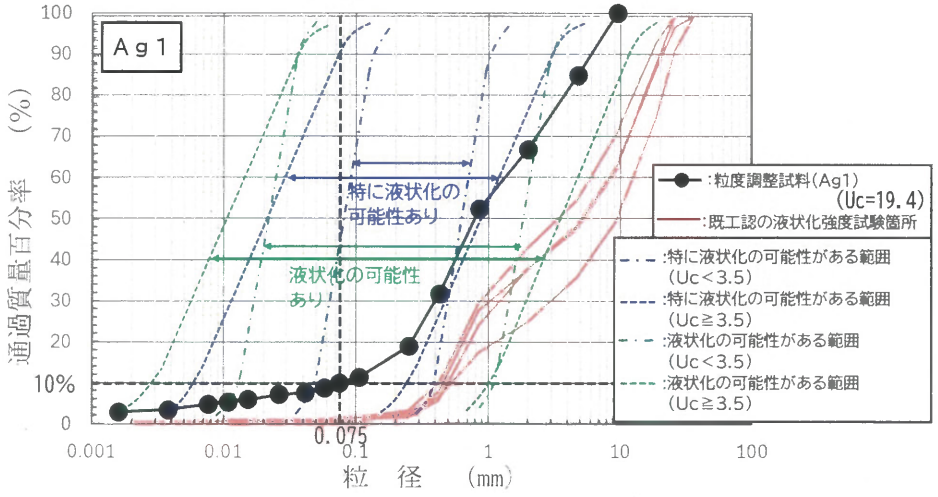


図 3.6-79　液状化しやすい粒径加積曲線の範囲との比較（Ａｇ１層）

ニ）薬液が入りにくく，地盤改良（薬液注入）効果に対して不利となる粒径加積曲線であること

粒度分布の影響が地盤改良（薬液注入）の施工性に及ぼす影響の観点から，粒度調整試料の粒径加積曲線を確認する。

地盤改良（薬液注入）の際の薬液の注入圧は土の透水係数により算定できる。例えば，薬液濃度，水と薬液の粘性係数，注入速度等の諸条件が同一であれば注入圧は $p=10/\kappa$ となる（ここで，κ は土の透水係数である）。地盤の透水性は均等係数 Uc との相関性が知られており，均等係数 Uc が大きくなるほど透水性は小さくなる[40]。これは，均等係数が大きくなるほど，大きな土粒子の隙間に小さな土粒子が入り込み，その結果，間隙が小さく緻密な構造となり，水の通り道が狭くなるためである。すなわち，均等係数が大きいと土粒子間の間隙が詰まりやすく，薬液の注入速度が上がらず，地盤に薬液が注入されにくい箇所が生じる。その結果，薬液注入による改良効果が妨げられる（液状化強度が増加しづらい）状況となる。

浸透固化処理工法技術マニュアル[41]では，均等係数 Uc が大きい砂（Uc≧3.5）と小さい砂（Uc＜3.5）について，Maag の理論により算定した，有効注入圧力が 0.2 MPa の時の注入限界速度を図 3.6-80 の通り示している。粒度調整試料の細粒分含有率は約 10%であるが，この場合，図 3.6-80 に示す通り，均等係数の小さい砂（Uc＜3.5：粒径が均一に近い地盤）の方が均等係数の大きい砂よりも注入速度が大きい。

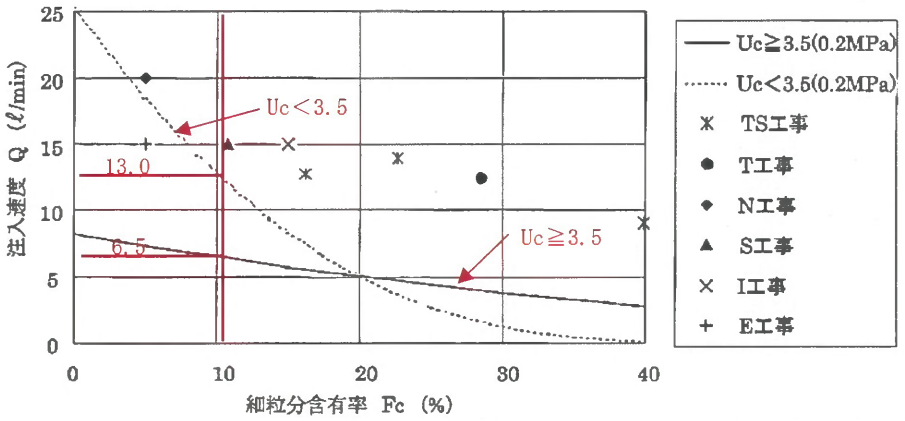
前述の通り，地盤改良（薬液注入）の計画範囲を含む現地の土層を代表する粒度調整試料の均等係数は，Ａｇ２層は Uc＝6.8，Ａｓ層は Uc＝5.2，Ａｇ１層は Uc＝19.4 であり，すべて均等係数 Uc が大きい砂（Uc≧3.5）に分類され，液状化しやすい試料の中でも特に均等係数が大きい試料である。

したがって，粒度調整試料の粒径加積曲線は，薬液の注入速度が小さく，薬液が地盤に入りにくい，すなわち，薬液の注入には不利な条件である。

---

[40] 森田悠紀雄，坪田邦治，西垣誠，小松満：粒度分布と間隙率を考慮した土の透水係数の推定方法，土と基礎，pp. 5～7，2005.6.

[41] 浸透固化処理工法技術マニュアル，沿岸技術研究センター，p. 41，平成 22 年 6 月.



図中の均等係数（Uc）は，土や砂などの粒の大きさのばらつき具合を示す数値。値が大きいほど大小さまざまな粒が混ざっており（粒度が良い），小さいほど粒の大きさがそろっていることを意味する。

図 3.6-80　細粒分含有率と注入速度の関係

ホ）粒度調整試料の適切性

以上，イ）～ニ）に示した通り，地盤改良（薬液注入）を計画した範囲を含む現地付近の原地盤から網羅的に採取した試料より作製した，配合試験に用いる粒度調整試料の粒径加積曲線は，地盤改良（薬液注入）の対象土層の粒度分布の範囲内に位置し，特異的な粒度となっていない。また，「特に液状化の可能性あり」とされる範囲内に位置しており，既工認時の液状化強度試験実施箇所の粒度分布（液状化しやすい粒度分布）に比べ，同等もしくはさらに液状化しやすい安全側の粒径加積曲線である。

加えて，粒度調整試料の粒径加積曲線の勾配は比較的なだらかになっており，薬液の浸透性や改良効果の発現という観点では，薬液が浸透しにくく地盤改良しづらい不利な条件である。

したがって，配合設計に用いる粒度調整試料の粒径加積曲線は，地盤改良（薬液注入）の対象土層の粒度分布としての代表性を有し，液状化に関する評価において不利側，すなわち液状化強度を過大に評価しない保守的な設定となっていることから，当該地盤の配合試験に用いる試料として適切である。

ロ．　配合試験結果（薬液濃度と一軸圧縮強度，液状化強度比の関係）

各土層で実施した一軸圧縮試験結果を図 3.6-81 に示す。

各土層は，薬液の濃度の増加とともに一軸圧縮強度が増加し，両者の間に良い線形比例関係を確認した。

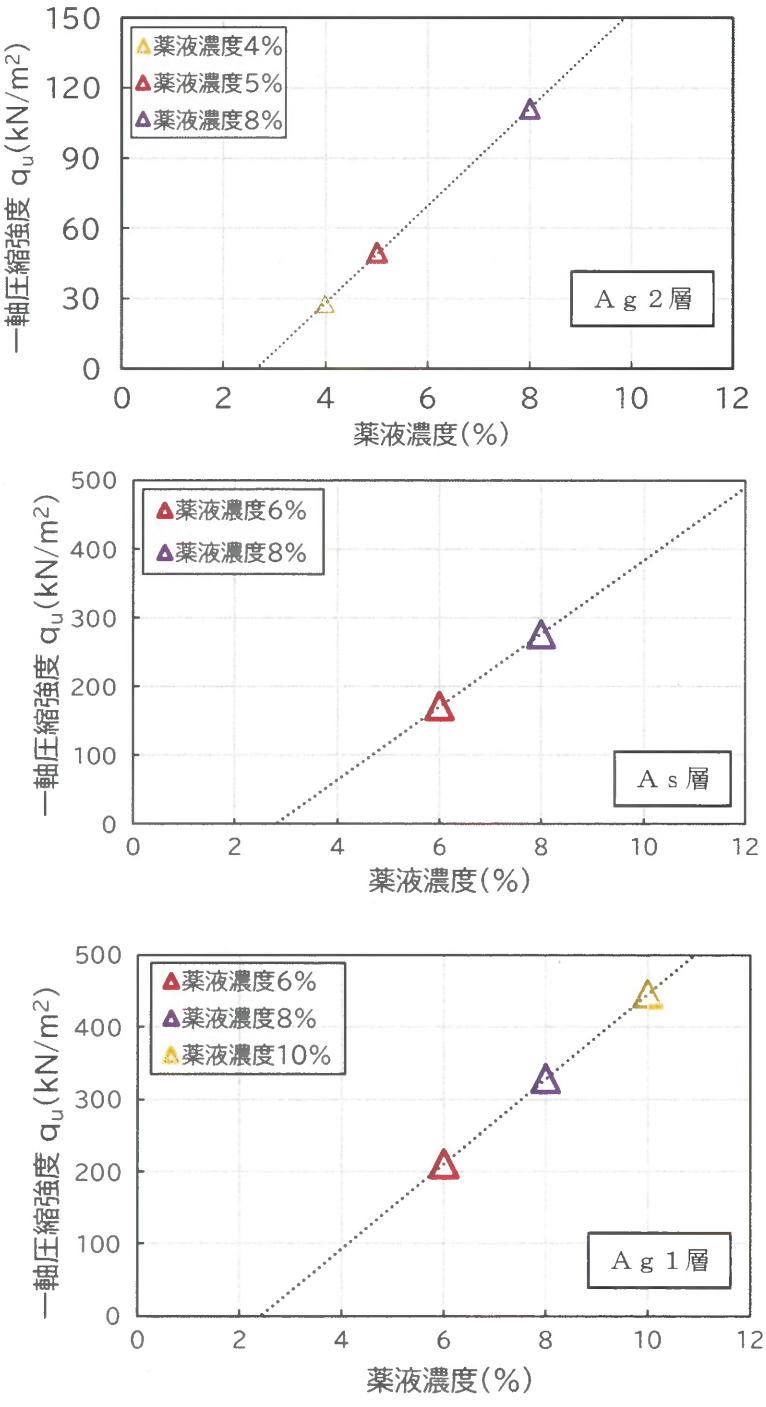


図 3.6-81　薬液濃度と一軸圧縮強度関係

液状化強度は道路橋示方書に基づき，繰返し載荷回数 20 回で供試体が破壊（所定のせん断ひずみに達する）に至るせん断応力比を採用する。なお，試験結果のばらつきを考慮し，設計に用いる液状化強度比は試験結果から標準偏差分を減じた値を採用する。

液状化強度比算出における繰返し載荷回数 20 回という数値は昭和 55 年制定の道路橋示方書に初めて記載された。同書には載荷回数を 20 回とした根拠は示されていない。一般的に，耐震設計で考慮されるマグニチュード 7～8 程度の地震に対しては，10～20 回程度の繰返し回数が使用される。図 3.6-82 に示す既往研究成果[42]ではマグニチュードと繰返し回数の関係が示されている。坪田[43]はマグニチュード 8 程度を想定して 20 回と推察している。

各土層で実施した液状化強度試験結果を図 3.6-83 から図 3.6-85 に示す。

表-3.3 マグニチュードと繰返し回数および t_d の関係
（文献 4），6）を参照して文献 7）の表に加筆）

(1) マグニチュード M	(2) $0.65\tau_{max}$に対する繰返し回数	(3) 地震主要動の継続時間 t_d (s)	(4) $M=7.5$に対する応力比の補正
5.25	2～3	1	1.5
6	5～6	2～3	1.32
6.75	10	5	1.13
7.5	15	8～10	1.0
8.5	26		0.89

図 3.6-82 マグニチュードと繰返し回数の関係

[42] 土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで，p. 48，平成 5 年 2 月.
[43] 坪田邦治：繰返し非排水三軸試験について，地質と調査，通巻 138 号，2013 年 4 月号.

Ａｇ２層の液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果を図 3.6-83 に示す。薬液を注入した供試体の液状化強度試験結果は，概ね薬液濃度の順に大きくなっている。また，液状化強度試験データのばらつきを考慮（平均－１σ）した液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$についても，薬液濃度の増加とともに大きくなることを確認した。

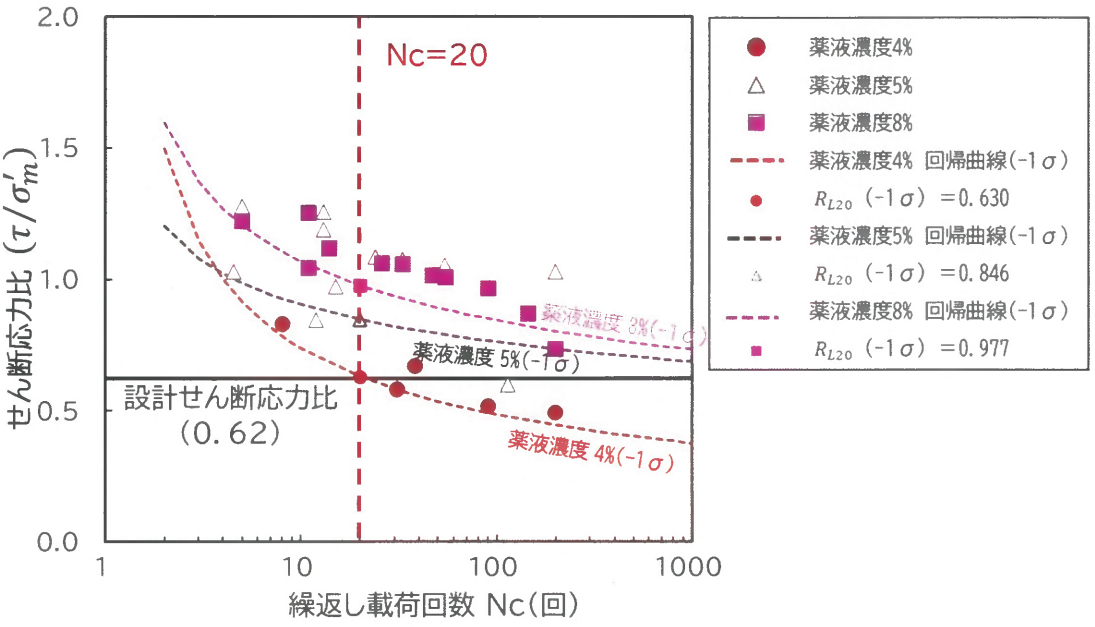


図 3.6-83　Ａｇ２層の液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果

Ａｓ層の液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果を図 3.6-84 に示す。薬液を注入した供試体の液状化強度試験結果は，概ね薬液濃度の順に大きくなっている。また，液状化強度試験データのばらつきを考慮（平均－１σ）した液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$についても，薬液濃度の増加とともに大きくなることを確認した。

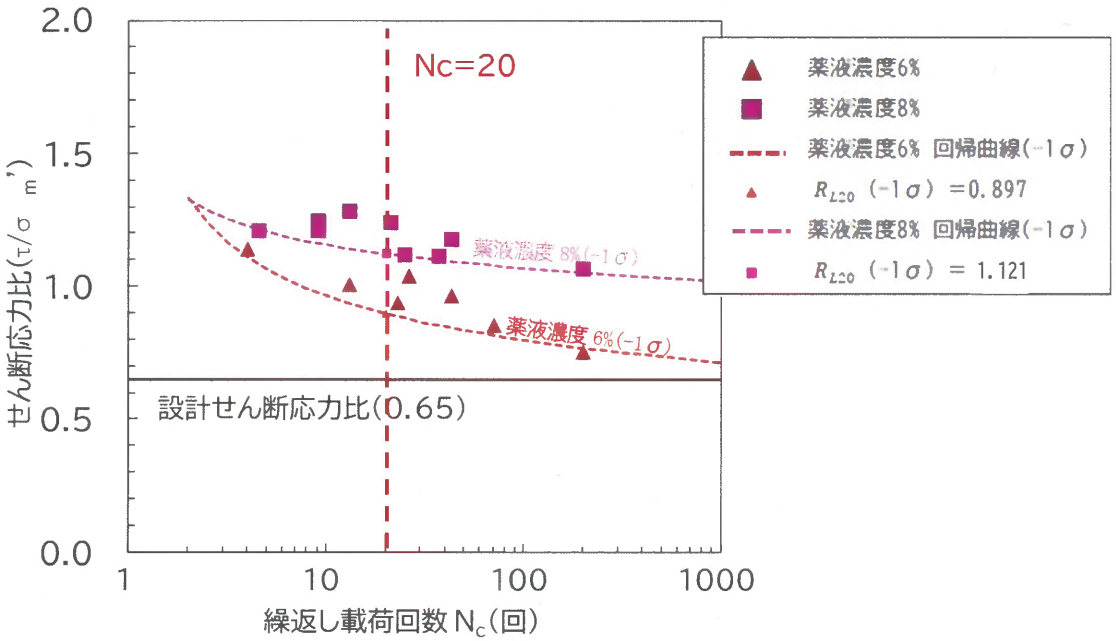


図 3.6-84　Ａｓ層の液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果

Ａｇ１層の液状化強度試験（繰返し非排水三軸試験）結果を図 3.6-85 に示す。薬液を注入した供試体の液状化強度試験結果は，薬液濃度の順に大きくなっている。また，液状化強度試験データのばらつきを考慮（平均－1σ）した液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$についても，薬液濃度の増加とともに大きくなることを確認した。

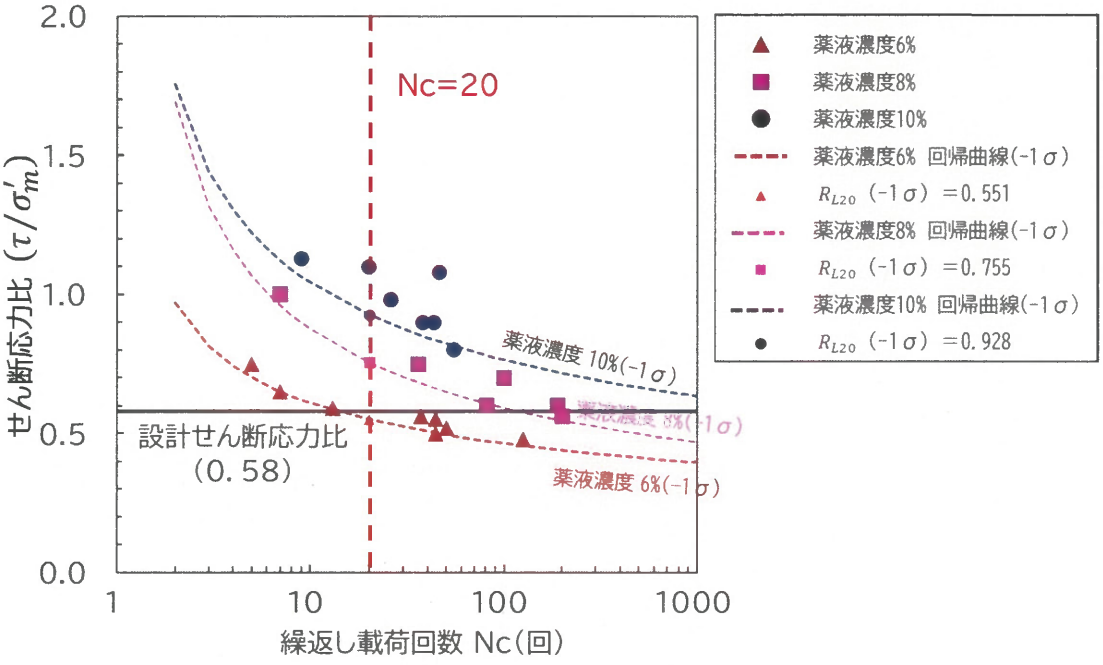


図 3.6-85　Ａｇ１層の液状化強度試験（繰返し非排水三軸試験）結果

一軸圧縮強度と液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$*の関係*を図 3.6-86 に示す。この関係から設計せん断応力比（最大せん断応力比）に相当する一軸圧縮強度（設計基準強度 q_{uck}）を求める。

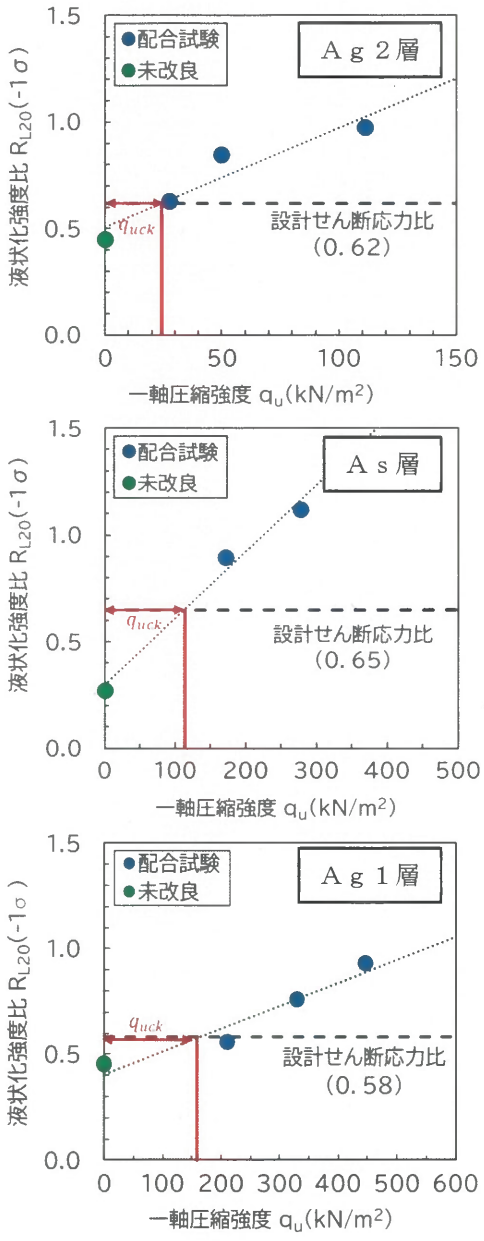


図 3.6-86　一軸圧縮強度と液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$の関係

ハ.　現場強度発現率を考慮した薬液濃度の決定

一軸圧縮強度q_uと液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$は薬液濃度とともに増加し，一軸圧縮強度q_uと液状化強度比$R_{L20}(-1\sigma)$の間にも有意な関係があることから，配合試験結果から液状化強度比（最大せん断応力比）に相当する一軸圧縮強度を改良後の地盤に必要とする強度として設計基準強度としている。室内試験と実際の現場環境に相違があり，現場でどの程度の強さが得られるか（強度発現率）や，安全側に見込む補正値（割増係数）を考慮する必要がある。

原地盤での地盤改良（薬液注入）においては，山崎ら[44]は一次元注入試験装置を用いて浸透距離Lを浸透到達距離L_0で無次元化したL/L_0と一軸圧縮強度q_u，シリカ含有量，強度発現率について検討を行い，地下水による希釈の影響を考慮しての強度（配合目標強度）を定める必要があるとしている（図 3.6-87 参照）。また，配合目標強度は，設計基準強度に対して浸透注入時の強度発現率を 0.6 とし，安全率を考慮した改良強度としている（以下の算定式の通り）。ここで，q_{uL}は配合目標強度，q_{uck}は設計基準強度，κは強度発現率（0.6），ηは現場割増係数（1.2）である。これらを踏まえ，室内試験で得られた強度の２倍を配合目標強度として設定する。

$$q_{uL} = (q_{uck}/\kappa) \times \eta = 2 \times q_{uck}$$

なお，浸透到達距離 L_0は間隙を 100 %改良と仮定してある注入量Qの薬液を浸透注入させたときの理論的な到達距離であり，図 3.6-87 は同条件で実験により実際の浸透距離Lの位置での一軸圧縮強度等を測定した結果を示している。なお，浸透到達距離L_0は次式にて求められる。

$$L_0 = (Q \cdot n)/(100/A) \quad : \text{一次元の場合}$$

Q：薬液の注入量，n：間隙率(%)，A：試験注入管の断面積

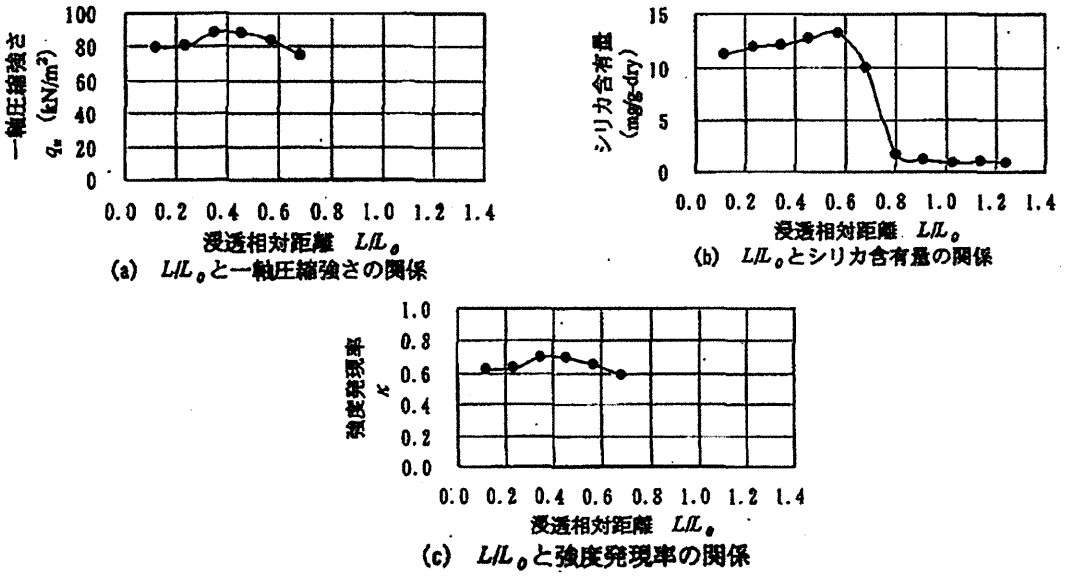


図 3.6-87　一次元浸透注入試験結果[44]

[44] 山崎浩之，善功企，河村健輔：溶液型薬液注入工法の液状化対策への適用，港湾空港技術研究所報告，第 41 巻，第 2 号，pp. 119～151，2002.

この一軸圧縮強度（配合目標強度 q_{uL}）に対応する薬液濃度を算定し，この結果から薬液濃度を決定する。各土層の液状化強度比と一軸圧縮強度の関係及び設計基準強度 q_{uck}，配合目標強度 q_{uL} の設定を図 3.6-88 に，薬液濃度の算定を図 3.6-89 に示す。各土層の最大せん断応力比より必要な配合目標強度に対応する注入薬液仕様は，表 3.6-29 に示すように，Ａｇ２層で 5.0 %，Ａｓ層及びＡｇ１層で 8.0 %と設定する。

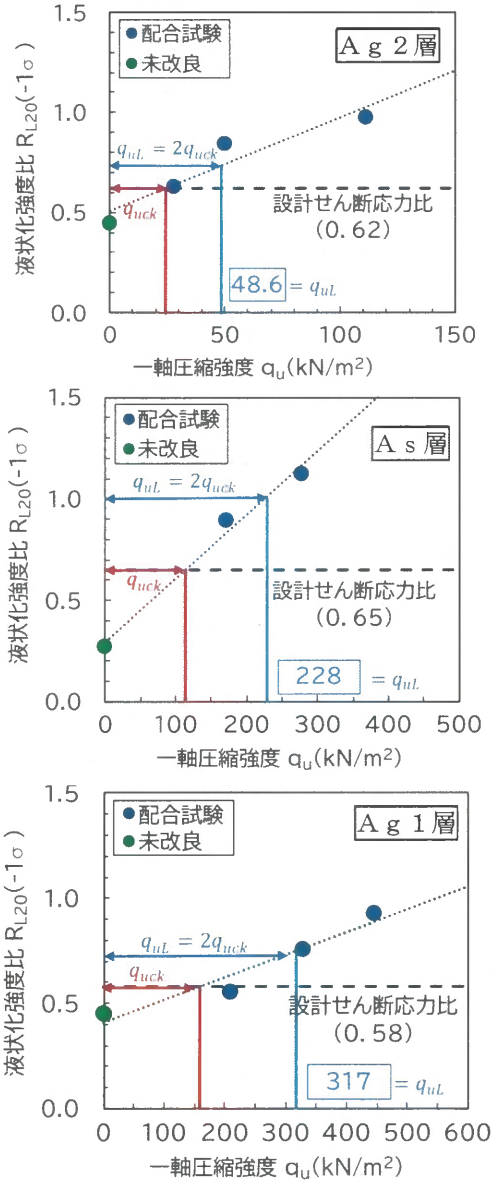


図 3.6-88　配合目標強度の設定

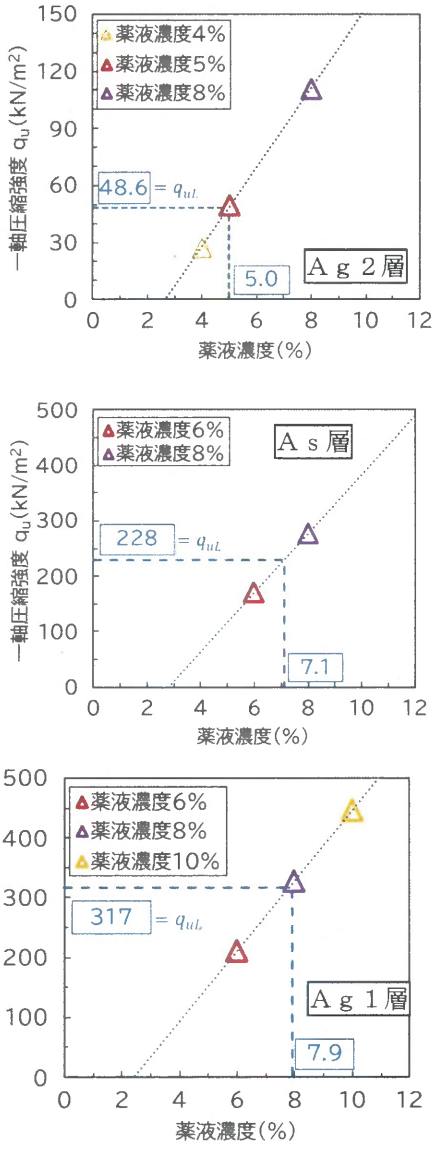


図 3.6-89　薬液濃度の算定

表 3.6-29　薬液濃度の算定結果

	Ａｇ２層	Ａｓ層	Ａｇ１層
薬液濃度(算定値)	5.0%	7.1%	7.9%
薬液濃度(設定値)	5.0%	8.0%	8.0%

(d)　管理基準値の設定（シリカ含有量増分量，液状化強度比の関係）

「(施工③) 試料採取時の試料の乱れなどにより改良効果が適切に評価できない。」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

改良体の品質は，改良施工後の地盤において調査ボーリングにより乱れが少ない試料を採取し，一軸圧縮強度で評価することを標準としている。しかし，防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤の改良範囲においては，G.L.－50 m超の大深度地盤を対象としており，試料採取時の土被り圧の解放，サンプラーとの摩擦による乱れの影響は大きく，また礫を多く含有するＡｇ２層，Ａｇ１層や細粒分を多く含有するＡｓ層の土質特性を考慮すると一軸圧縮強度では正確な評価が困難となる（既実施箇所の試験結果を3.6.8 (2) f. に示す）。

このため，試料採取時の試料の乱れの影響を受けないシリカ含有量（シリカ含有量増分量）を改良品質確認のための指標とする。

図 3.6-90 は原地盤(未改良)のシリカ含有量の試料採取箇所位置を示し，表 3.6-30 は各層の未改良及び配合試験試料の液状化強度比及びシリカ含有量，図 3.6-91 は各土層のシリカ含有量増分量と液状化強度比の関係を示す。

ここで，地盤改良体（薬液注入）のシリカ含有量増分量は以下の式で算定する。

シリカ含有量増分量ΔW_{SiO_2}

＝改良後の地盤のシリカ含有量W_{impSiO_2}－原地盤のシリカ含有量W_{0SiO_2}

各土層の未改良及び配合試験試料の液状化強度比及びシリカ含有量より，薬液濃度を基準としてシリカ含有量増分量と液状化強度比の関係を整理し，各土層の最大せん断応力比 L_{max} 以上となる液状化強度比に相当するシリカ含有量増分量を算定し，管理基準値とする（表 3.6-31 参照）。

なお，試験結果のばらつきを考慮し，液状化強度比については平均から標準偏差を引いた値を用いる。

各土層におけるシリカ含有量増分量と液状化強度比は，図 3.6-91 に示すように相関があり，これを用いて目標とする液状化強度比に対するシリカ含有量増分量を管理基準値に採用しているため，改良品質への影響がないことを確認した。

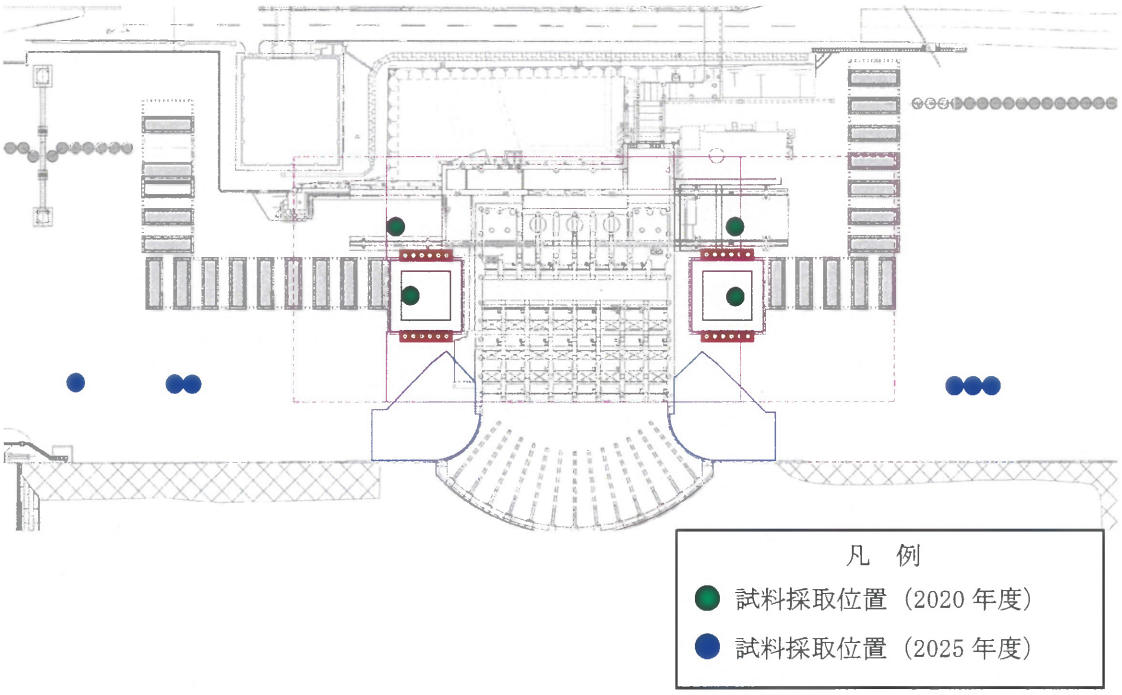
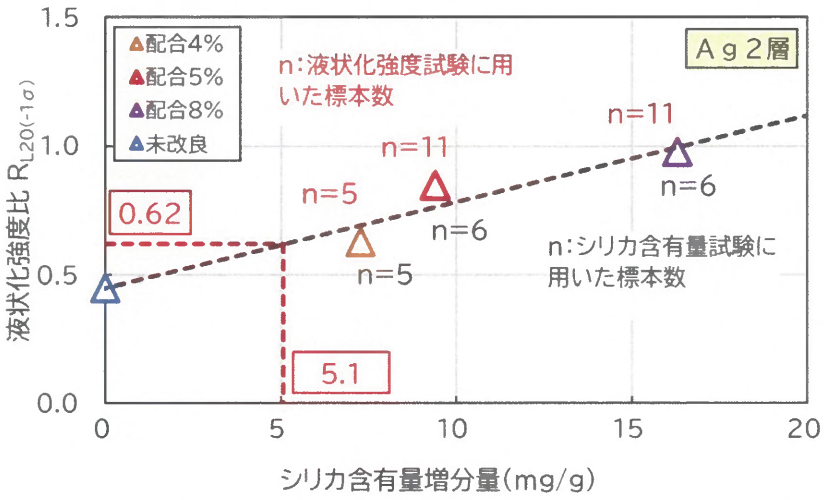
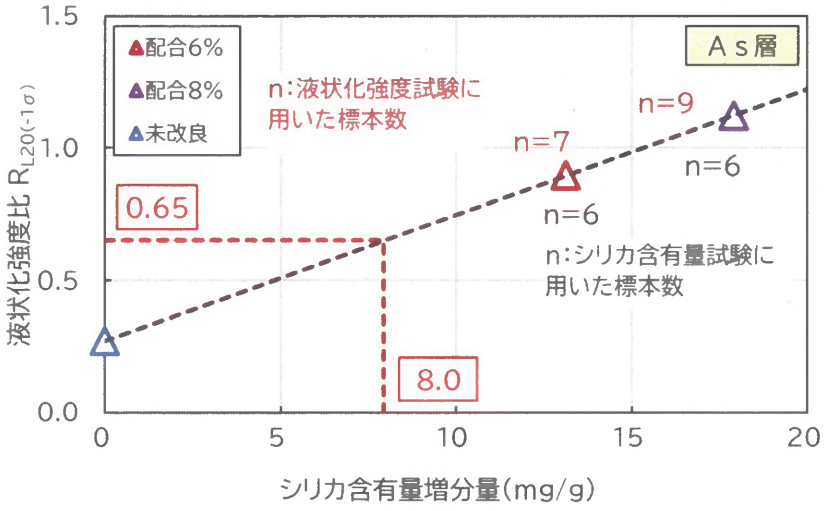


図 3.6-90　原地盤（未改良）のシリカ含有量の試料採取箇所位置図

表 3.6-30　各土層の未改良及び配合試験試料の液状化強度比及びシリカ含有量

	項　目	Ａｇ２層			Ａｓ層		Ａｇ１層		
未改良	原地盤の液状化強度比 R_{L20}（－１σ）	0.450			0.271		0.450		
	原地盤のシリカ含有量（mg/g）	0.8			2.0		2.1		
	原地盤のシリカ含有量の試料数	6 個			17 個		15 個		
配合試験	薬液濃度	４％	５％	８％	６％	８％	６％	８％	10％
	液状化試験の試料数	5 個	11 個	11 個	7 個	9 個	8 個	6 個	7 個
	改良体の液状化強度比 R_{L20}（－１σ）	0.630	0.846	0.977	0.897	1.121	0.551	0.755	0.928
	改良体のシリカ含有量（mg/g）	8.1	10.1	17.0	15.0	19.9	10.2	17.8	22.7
	改良体のシリカ含有量の試料数	5 個	6 個	6 個	6 個	6 個	5 個	5 個	7 個
	改良体のシリカ含有量増分量（mg/g）	7.3	9.4	16.3	13.1	17.9	8.1	15.8	20.7
	標準偏差	0.894	0.434	0.577	0.577	1.067	1.962	2.621	4.039
	変動係数	0.122	0.046	0.035	0.044	0.060	0.242	0.166	0.195





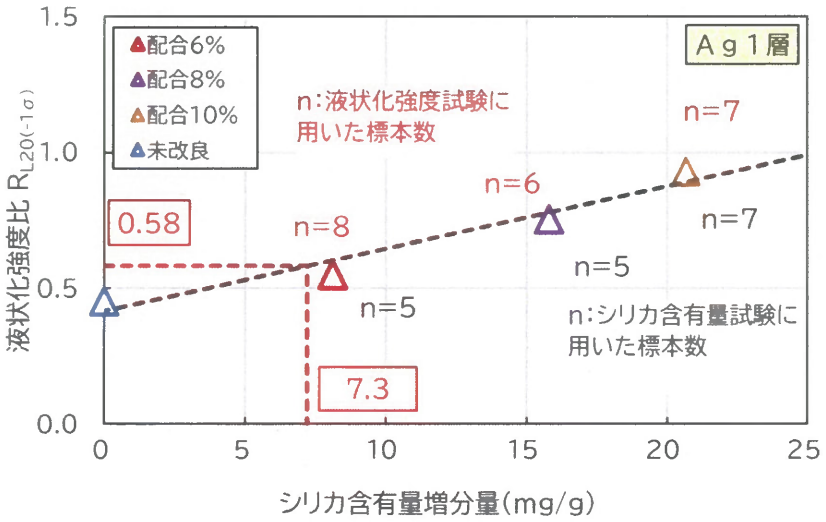


図 3.6-91　各土層のシリカ含有量増分量と液状化強度比の関係

表 3.6-31　各土層のシリカ含有量増分量の管理基準値

地層	Ａｇ２層	Ａｓ層	Ａｇ１層
最大せん断応力比 L_{max}	0.62	0.65	0.58
要求される液状化強度比 R_{L20}（－１σ）	0.62 以上	0.65 以上	0.58 以上
管理基準値：シリカ含有量増分量（mg/g）	5.1 以上	8.0 以上	7.3 以上

なお，今回の配合試験の標本数の妥当性を以下に説明する。

イ．　管理基準値の設定における標本数

地盤改良（薬液注入）の管理基準値の設定や使用する薬液の濃度の決定に際し，配合試験として液状化強度試験，土の一軸圧縮強度試験及びシリカ含有量試験を実施する。

これらの試験の標本数の考え方を整理し，管理基準値の設定における標本数の妥当性を確認する。配合試験の標本数一覧を表 3.6-32 に示す。

なお，改良地盤が要求品質を満足していることの確認として使用する管理基準値は，「試料採取時の試料の乱れによる悪影響」への対応として，浸透固化処理工法技術マニュアルに基づき，シリカ含有量増分量を採用する。

表 3.6-32　配合試験の標本数一覧

試験名	試験結果の整理方法及び標準標本数		標本数(実績：薬液濃度ごと)（個）							
	試験結果の整理方法	標準標本数（個）	Ａｇ２層			Ａｓ層		Ａｇ１層		
			薬液濃度			薬液濃度		薬液濃度		
			4%	5%	8%	6%	8%	6%	8%	10%
液状化強度試験	せん断応力比を変化させた試験を４個以上実施し，これらの結果から液状化強度曲線を算定[45]	4以上	5	11	11	7	9	8	6	7
土の一軸圧縮試験	3回の平均値[46]	3	3	9	9	9	9	9	9	9
シリカ含有量試験	浸透固化処理工法技術マニュアルに標準標本数が示されていないことから，液状化強度試験/一軸圧縮試験の標準標本数を超える標本数とする	―	5	6	6	6	6	5	5	7

[45] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，JGS 0541-2020　土の繰返し非排水三軸試験方法，2020.

[46] JIS A1216-2020　土の一軸圧縮試験方法（日本規格協会）.

ロ．　標本数の考え方（妥当性の確認）

試験数量は，以下の理由により各々の数量となっている。

- 既存試験（既実施箇所施工の際の試験）の有無
- 本工事（防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤の地盤改良（薬液注入））のための追加実施
- 試験の種類により標準標本数が異なること
- 試験の歩留まり（供試体の異常有無等）

各試験の標準標本数はJGSの基準[47]により以下の通りである。

- 一軸圧縮試験　　３個以上
- 液状化強度試験　４個以上

標準標本数が決まっていないシリカ含有量試験は上記を参考に４個以上とした。

各層における標本数は，既存試験（既実施箇所施工の際の試験）及び，本工事（防潮堤（鋼製防護壁）周辺地盤の地盤改良（薬液注入））で追加実施した試験の数量を合計した数量である。

Ａｇ２層薬液濃度４％は，本工事の追加試験にて新たに実施した配合試験ケースのため標本数が他の配合試験ケースより少ないが，JIS 基準に準じた標本数となっており妥当であると評価した。

[47] JGS　0541-2020：土の繰返し非排水三軸試験方法

(e)　既実施箇所及び試験施工の施工結果

地盤改良（薬液注入）の既実施箇所における事後調査ボーリングの実施位置を図 3.6-92 に，シリカ含有量増分量の測定結果を図 3.6-93 に，事後調査の試験数量を表 3.6-33 に示す。

浸透注入工法における試料の採取孔数は，マニュアル[48]で改良土量 5,000 m^3 未満の場合は３孔，5,000 m^3 以上の場合は 2,500 m^3 増えるごとに１孔追加するとされている（3.5.8(5)b.(a)参照）。なお，マニュアル[48]では改良土量を土層で区分して孔数を算出することを求めていない。

既実施箇所においては，施工時期を考慮して，浅部と深部のそれぞれの各改良土量から孔数を算出し，その孔数を上回る調査孔数として，浅部は４孔，深部は 16 孔を調査した。なお，浅部の改良対象土層はｆ１層及びＡｇ２層，深部の改良対象土層はＡｓ層，Ａｇ１層である。

調査孔数に対して，シリカ含有量試験の試験数量は，マニュアル[48]に従ってボーリング孔１孔につき上，中，下の３箇所とされており（3.5.8(5)b.(a)参照），浅部について４孔×3 箇所＝12 個の，深部について 16 孔×3 箇所＝48 個（ただし，うち３個はシルト質粘土であり試験対象外）の試験を実施している。

なお，土質区分ごとの試験数量は，採取後に目視で土質を確認した上で，確定した数量である。

既実施の地盤改良（薬液注入）の施工について，深部のＡｓ層及びＡｇ１層は互層状態に分布しておりその分布形態を踏まえ，Ａｓ層，Ａｇ１層のうち保守的な施工条件（薬液濃度が高く改良土量あたりの注入量が多いＡｓ層の施工条件）で深部の施工に適用している。また，浅部のｆ１層及びＡｇ２層は薬液濃度が同一であるため同一な施工条件で施工している。

試験結果より，シリカ含有量増分量が管理基準値以上であるため，所定の品質を確保できていることを確認できた。

なお，計画最大深度の地盤にて実施した試験施工の結果を表 3.6-34 に示す。試験施工の結果は要求品質を満足しており，高水圧・高拘束圧下に分布するＡｓ層及びＡｇ１層でも適切な改良効果が得られていることを確認した。

---

[48] 浸透固化処理工法技術マニュアル　令和２年７月，沿岸技術研究センター，p90.

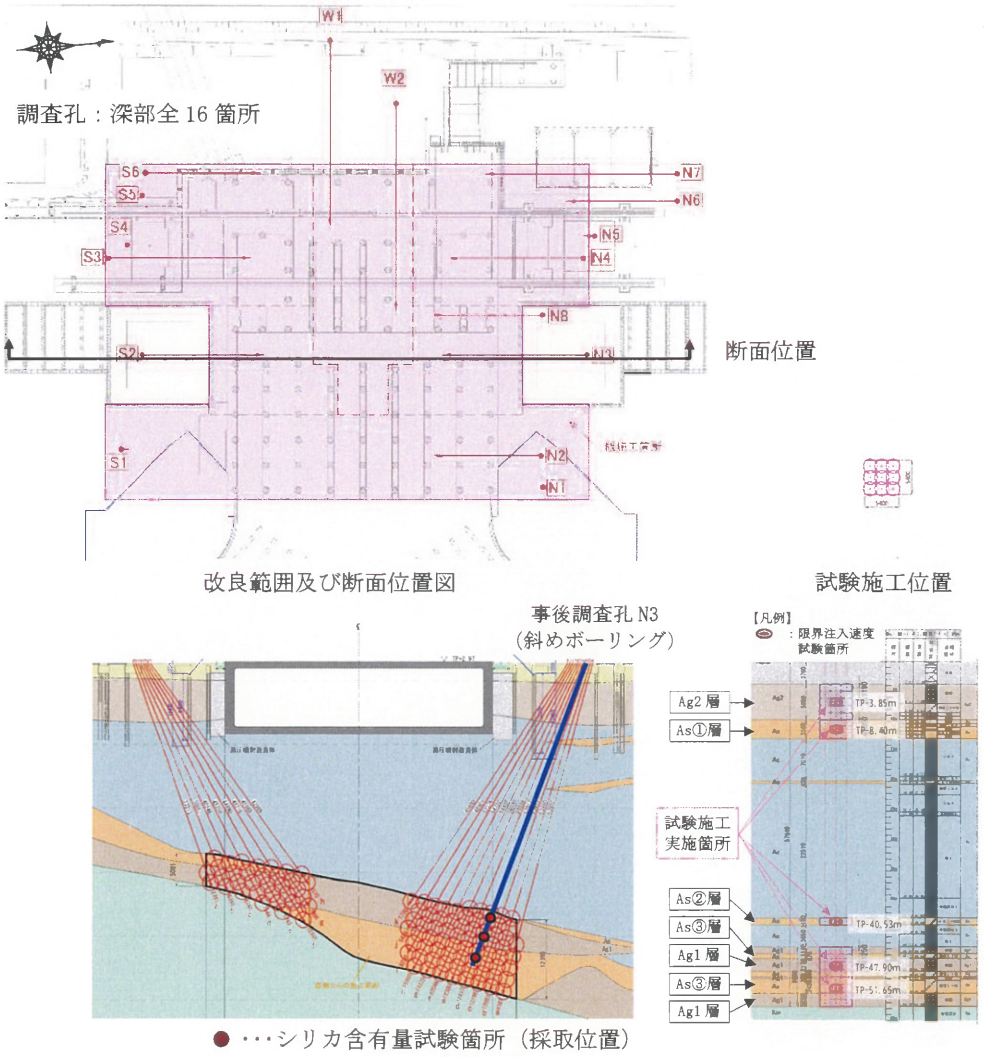
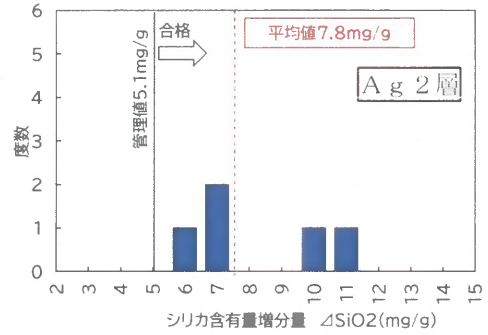


図 3.6-92　改良範囲及び事後調査ボーリング孔位置図

表 3.6-33　事後調査の試験数量

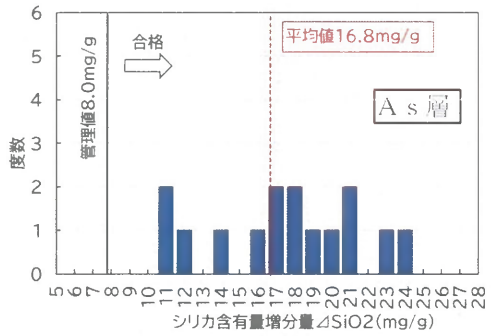
改良範囲	改良土量(m³)	調査孔数（孔）		シリカ含有量試験数量(個)		
		算出根拠	実施数量	土質区分	試験数量	備考（頻度は規格基準に基づく）
浅部	4,866	5,000 m³未満のため3孔	4	f 1層	7	試験は12個実施 4孔×3箇所(上，中，下)
				Ag 2層	5	
深部	33,516	3孔＋(33,516 m³−5,000 m³)÷2,500 m³/孔＝14.4孔	16	As層	15	試験は48個実施※ 16孔×3箇所(上，中，下)
				Ag 1層	30	

※このうち，3個はシルト質粘土が介在しており，地盤改良対象でないため試験対象外とした。



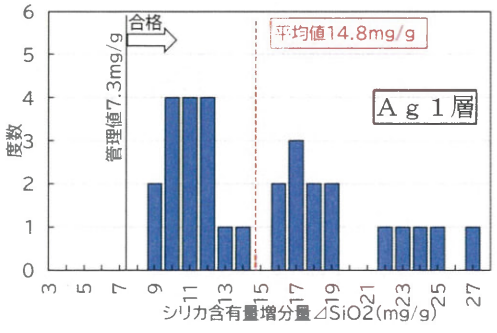
	Ag 2層
試 験 数	5
平 均 値	7.8 mg/g
標準偏差	2.0 mg/g

調査結果は，全ての試験は合格
平均値は管理基準値の約1.5倍



	As層
試 験 数	15
平 均 値	16.8 mg/g
標準偏差	4.0 mg/g

調査結果は，全ての試験は合格
平均値は管理基準値の約2倍



	Ag 1層
試 験 数	30
平 均 値	14.8 mg/g
標準偏差	5.1 mg/g

調査結果は，全ての試験は合格
平均値は管理基準値の約2倍

図 3.6-93　既実施箇所のシリカ含有量増分量測定結果

表 3.6-34　試験施工結果

施工位置	採取場所	採取深度	シリカ(SiO_2)含有量 (mg/g)			合否	
			平均値	改良前	増加分	管理基準値	判定
試験施工	Ａｇ２層	T.P. －1.41 m～－1.51 m	22.000	0.765	21.2	≧ 5.1	合格
	Ａｇ２層	T.P. －3.31 m～－3.41m	11.567	0.765	10.8	≧ 5.1	合格
	Ａｇ２層	T.P. －6.41 m～－6.51 m	13.000	0.765	12.2	≧ 5.1	合格
	Ａｓ①層	T.P. －8.86 m～－8.96 m	26.667	1.988	24.6	≧ 8.0	合格
	Ａｓ②層	T.P. －40.41 m～－40.51 m	13.667	1.988	11.6	≧ 8.0	合格
	Ａｇ１層	T.P. －45.86 m～－45.96 m	39.333	2.033	37.3	≧ 7.3	合格
	Ａｓ③層	T.P. －46.26 m～－46.36 m	29.667	1.988	27.6	≧ 8.0	合格
	Ａｇ１層	T.P. －48.61 m～－48.71 m	12.667	2.033	10.6	≧ 7.3	合格
	Ａｓ③層	T.P. －49.41 m～－49.51 m	14.000	1.988	12.0	≧ 8.0	合格
	Ａｓ③層	T.P. －50.36 m～－50.46 m	33.333	1.988	31.3	≧ 8.0	合格
	Ａｇ１層	T.P. －53.71 m～－53.81 m	42.667	2.033	40.6	≧ 7.3	合格

b.　施工設計

要求品質を満足する地盤改良（薬液注入）となるよう，施工設計における改良品質の不確かさの要因への対策を確認する。

防潮堤（鋼製防護壁）における液状化対策の地盤改良（薬液注入）は，従来の適用深度G.L.－20 m以浅より深く，最大でG.L.－60 mに達しているため，地盤条件（透水性の不均一性，高水圧，高拘束圧下での施工性含む），施工条件（削孔，注入孔曲がりに対する改良出来形の確保）について検討を行った。

(a)　地盤条件（透水性の不均一性（限界注入速度試験））

「（地質①）地盤の透水性の不均一性により改良品質にばらつきが生じる」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

地盤調査結果を踏まえ，Ａｇ２層，Ａｓ層，Ａｇ１層の限界注入速度試験を実施した。3.6.6 (1) a.(c)で当該地盤への地盤改良（薬液注入）の適用性についての詳細検討の結果を述べた通り，地盤の不均一性（透水性のばらつき）への対策として，薬液注入速度は限界注入速度で得られた限界注入速度試験結果の最小値を施工に反映することで改良品質の不確かさによっても要求品質が確保できる計画とした。

(b)　施工条件（削孔）

「（施工①）ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

大深度改良範囲の改良精度（改良範囲確保）への対策として，注入管の設置精度（ボーリングの削孔精度）の実績に基づき，注入範囲を広めに計画するものとし，地盤改良の配孔は改良範囲外縁部に施工誤差を考慮した配置を採用する。

図 3.6-94 に改良範囲端部付近の孔曲がりによる未改良範囲発生状況（例）を示す。

イ.　改良範囲端部にて未改良部が生じる可能性

改良範囲が大深度のため削孔長が長くなることから，注入孔における孔曲がりの影響が生じる。このため，改良範囲端部に未改良部が発生する可能性がある。

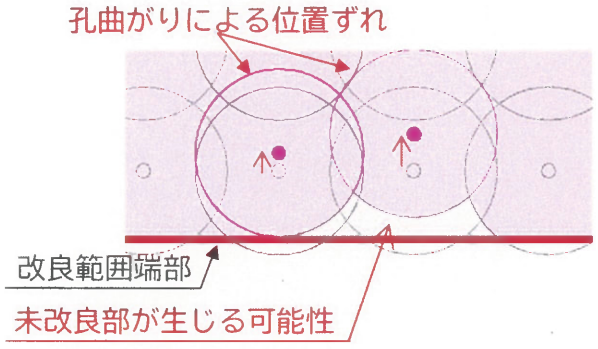


図 3.6-94　改良範囲端部付近の孔曲がりによる未改良範囲発生状況（例）

ロ.　改良範囲端部の対応策

改良範囲端部の追加注入孔配置の考え方を図 3.6-95 に示す。既実施の実績から孔曲がりは 1/100 以下となっており，改良範囲端部の未改良事象の対策として，計画段階で改良範囲端部に孔曲がりの影響を考慮した改良範囲（孔曲がり 1/100）を設定し，設計改良範囲を確実に確保することとする。

なお，本工事は既実施と同等の地盤条件，施工条件であり，既実施と同等の削孔精度は確保可能である。

また，孔曲がり計測結果を表 3.6-35，表 3.6-36 及び図 3.6-96 に示す。

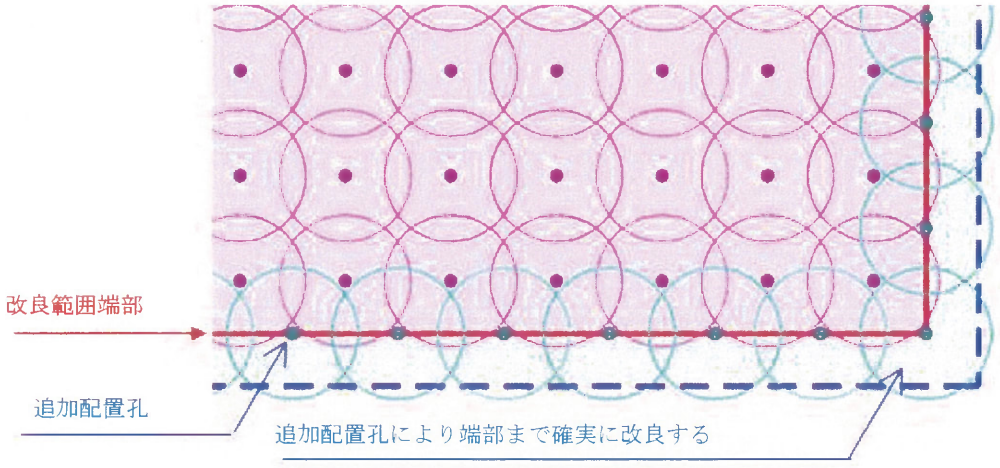


図 3.6-95　改良端部の追加注入孔配置の考え方

表 3.6-35　孔曲がり計測結果（既実施箇所　斜め削孔）

孔番号	削孔角度 [°]	削孔長 [m]	⊿X	⊿Y	⊿Z	偏心量※	削孔精度
A-1 m	57.1	64.90	0.316	0.130	0.371	0.501	1/103
A-1 p	41.1	53.58	0.288	0.320	0.228	0.487	1/111
C-1 q	36.4	53.88	0.193	0.140	0.144	0.278	1/195
C-1 s	40.1	48.41	0.280	0.350	0.183	0.482	1/102
F-1 g	33.4	49.95	0.101	0.090	0.063	0.149	1/338
B-2j	30.6	55.31	0.230	0.100	0.201	0.317	1/150
WN-3-j	30.5	58.18	0.060	0.442	0.043	0.448	1/131

※偏心量は計画削孔ラインと実削孔到達点との直線距離で算出

表 3.6-36　孔曲がり計測結果（試験施工　鉛直削孔）

孔番号	削孔角度 [°]	削孔長 [m]	⊿X	⊿Y	⊿Z	偏心量※	削孔精度
No.4	鉛直	57.64	0.127	-0.513	-	0.528	1/108
No.6	鉛直	57.64	0.265	-0.370	-	0.455	1/125
No.9	鉛直	57.64	-0.213	0.440	-	0.489	1/115

※偏心量は計画削孔ラインと実削孔到達点との直線距離で算出

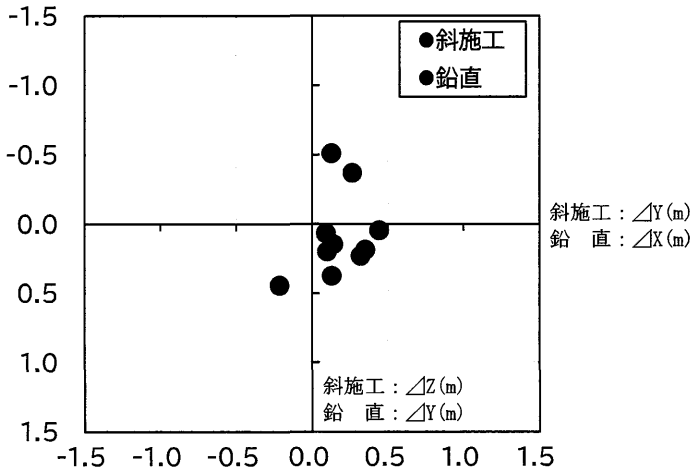


図 3.6-96　孔曲がり計測結果

以上の対策により，改良範囲端部において，注入孔削孔時の孔曲がりの精度(1/100)を考慮して設定した改良範囲を施工に反映し，改良範囲の不確かさの要因に対する対応方策とすることで，改良品質の不確かさによっても要求品質が確保できる計画とした。なお，薬液注入の位置・角度及び削孔長などについては施工時に確認する。

(c) 施工条件（注入順序・配孔）

「（施工②）注入順序が適切でなく，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残る」を踏まえた詳細検討を示す。

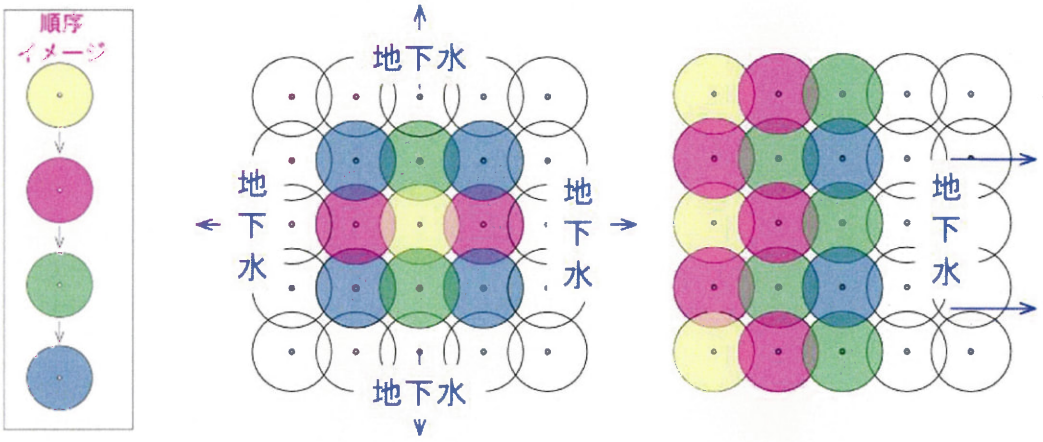
イ． 注入順序

注入順序が適切でない場合，注入箇所の周囲が先行して改良されることにより，周囲地盤の透水性が低下し，当該注入孔から注入された薬液により押し出される地下水の排出経路が確保できなくなる。その結果，薬液の浸透性が阻害され，所定の改良体を造成できない可能性がある。さらに，先行して施工された改良体が障害となって土中の薬液圧力が上昇し，地盤の隆起や舗装，隣接構造物の変状を生じるおそれがある。

このため，水平及び深度方向に隣り合う注入ポイントを同時に注入せず，また地下水を排除しながら注入できるよう，図 3.6-97 に示すように中央から外側，または南側から北側など排出経路が確保される注入順序にて施工することにより，先行して実施した改良体が後段の施工の障害となり，未改良部が残らないようにする。

なお，注入圧力の上昇（一般的には初期圧＋0.2～0.5 MPa 程度）及び周辺構造物の変位（管理値は構造物に応じて設定）が見られた場合は，注入速度を下げる，同時に注入するポイント数を減らすことで，地盤の隆起や舗装・隣接構造物の変状などのトラブルを引き起こさないようにする。

注入順序例を図 3.6-98 に示す。地盤改良（薬液注入）の施工は，注入孔ごとに施工を完了させる手順とする。注入順序は，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残らないように設定する。



(1) 中央から外側に注入　　(2) 南側から北側へ注入

図 3.6-97　注入順序による地下水の排水経路の平面イメージ

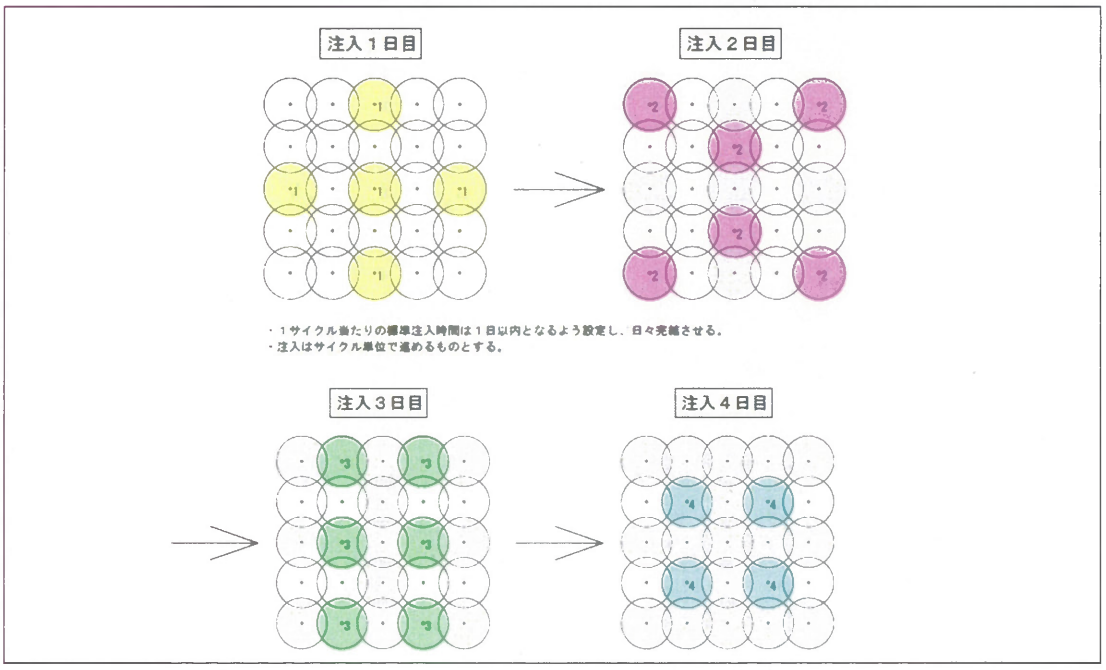
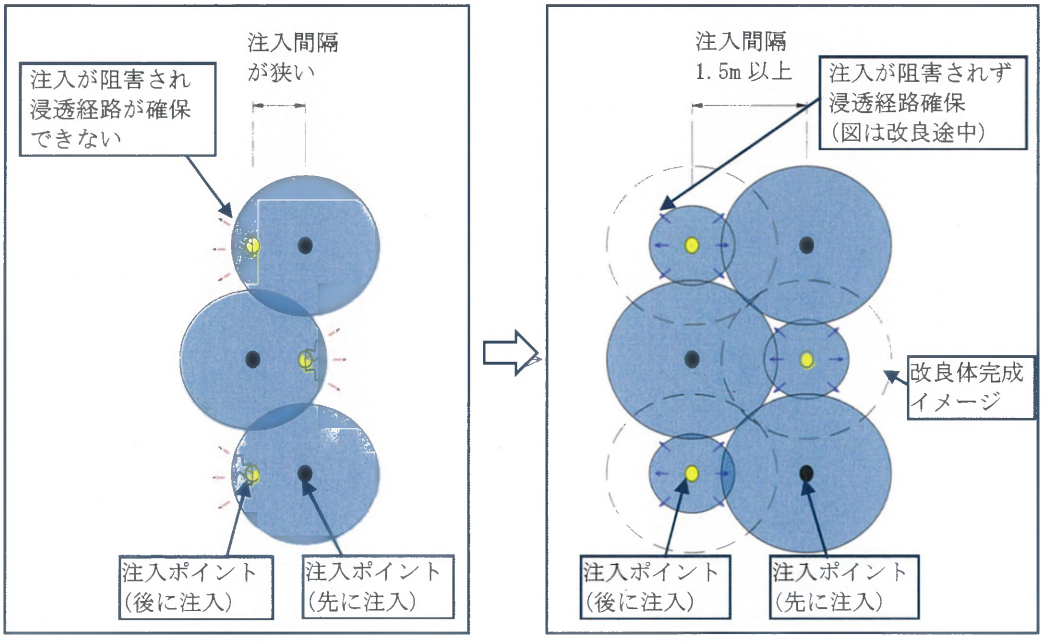


図 3.6-98　注入順序例

ロ.　配孔（注入ポイント）

配孔は，適切な間隔が確保されることで１本箇所の注入管ポイントから広がる薬液の改良体が，隣の改良体と適度に重なり合う（ラップする）ように設計され，隙間のない連続した改良体で強固な壁や塊が造成される。しかしながら，図 3.6-99 に示すように，間隔が狭くなりすぎると先行して実施した改良が後段の施工の障害となり，未改良部が生じてしまう。

このため，改良体は，隣り合う注入位置まで薬液が浸透し障害とならないよう，配孔間隔を 1.5 m 以上（最大 2.0 m）確保し改良範囲に応じて均等に配置することにより，浸透経路を確保し未改良部を生じさせないようにする。



(1)適切な改良体の造成が不可能　　(2)適切な改良体の造成が可能

図 3.6-99　注入間隔の違いによる浸透経路の平面イメージ

(d)　施工条件（作業中断による影響）

「（施工④）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

注入作業が中断する要因として以下の事象が想定される。

・自然的事象（強風，降雨，雷，地震，津波）
・人的事象（災害，事故）
・物的事象（停電，機械故障）

注入に必要な削孔は，孔壁崩壊を防止する目的でケーシングを使用して作業を行うが，ケーシングを撤去した後もシール材注入により孔壁と注入管の隙間を埋めることから，孔壁が不安定のまま長時間放置されることはない。

一方，薬液注入作業の中断を余儀なくされた場合は，以下の対策により改良品質を確保する。

イ．　代替機による注入

停電に備え発電機による電源供給を前提としている。

注入ポンプ等の機材の故障については，この注入システムは複数台の注入ポンプを同時に稼働させるものであるが，そのうち常に数台は予備機として確保している。そのため，１台が故障しても直ちに注入ホースを切り替えることで，作業を継続させることができる。

ロ．　隣接する代替孔による注入

注入途中で計画注入量に未達のまま作業を終了せざるを得なかった場合，隣接する代替孔で不足した注入量を補足することで必要改良範囲を確保する。

地盤改良（薬液注入）の施工は注入孔ごとに施工を完了させる手順としており，施工状態が長期間放置することはない（図 3.6-98 参照）。仮に薬液注入の途中で機器故障などにより作業を中断する場合は，代替孔による施工など，必要な対策により改良品質を確保する（図 3.6-100 参照）。

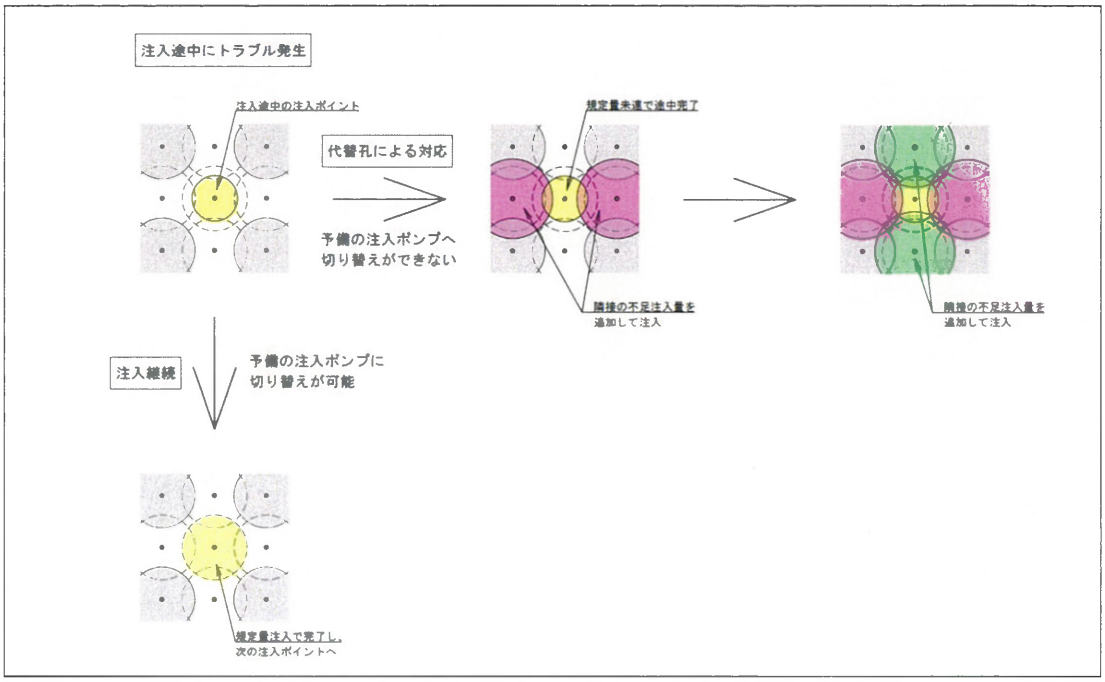


図 3.6-100　作業中断時の対応

(e) 施工条件（不飽和土への対策）

「（地下水②）地下水のない不飽和状態では薬液が十分に浸透せず強度が確保できない」を踏まえた詳細検討を以下に示す。

薬液注入は地下水位以深を対象とし，地下水位以浅は地下水の有無の影響を受けない地盤改良（セメント系）で代替する。

地盤改良（セメント系）は，施工条件に応じて，以下の適切な工法を選択する。

・高圧噴射攪拌工法
・掘削・置換工法（事前混合処理工法）
・掘削・置換工法（流動化処理工法）
・中層混合処理工法

なお，上記の工法について，目的及び設計上の取扱いを明確にし，この性能目標を達成する具体的な要求品質を設定した。また，これらの性能目標（要求品質）が達成されていることを確認する方法を定め，要求品質を確保できることを確認した（詳細は，3.5.9(5)参照）。

3.6.7　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）

地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の本工事への適用性や改良品質の不確かさの要因を網羅的に抽出することで，品質を確保するための適切な対策を立案する。

地盤改良（薬液注入）と同様に，地質・地盤リスクマネジメントに基づく不確実性によるリスク要因（表 3.6-16 参照）をもとに，文献やマニュアルなど[49), 50)]から，改良品質に係るリスク事象を網羅的に洗い出した。

その結果を表 3.6-37 及び表 3.6-38 に示す。

表 3.6-37　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）における改良品質に係るリスク事象（自然的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
自然地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの	・（地質）改良範囲の地質の不均一性から，必要な強度が得られない。 ・（構造）改良範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，必要な強度が得られない。
人工地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの	（上記に含まれる）
地質・地盤災害の発生の不確実性に起因するもの	地質・地盤災害の発生（安全上のリスク要因）の抽出であり，地盤の改良品質の不確かさの要因抽出とは目的・視点が異なる。
地盤や地下水等による環境影響の発生の不確実性に起因するもの	・（環境）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。 ・（環境）凍結・融解の影響により強度が劣化する。
地下水・地中ガス等の存在や挙動の不確実性に起因するもの等	・（地下水）施工基面からの地下水による湧水の影響で適切な施工が困難となるため，施工できない。 ・（地下水）地下水の水質（pH，塩分等）が強度に影響を与える。 ・（環境）海の近傍に位置することから地下水の水質（pH，塩分等）により劣化し長期的に強度が低下する。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した項目

[49)] 土木研究所・流動化処理工法総合監理編：流動化処理土　利用技術マニュアル（平成１９年／第２版），2008.

[50)] 土の流動化処理工法（第二版）－建設発生土・泥土の再生利用技術－，2007.

表 3.6-38　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）における改良品質に係るリスク事象
（人為的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
地盤に対する設計・施工の不確実性に起因するもの	・（設計）使用する母材の不均一性により，流動化処理土の品質に不確かさ（ばらつき）があり必要な強度が得られない。 ・（設計）セメントの配合量と一軸圧縮強度の関係の相関性にばらつきがあり，強度を適切に評価できない。 ・（設計）設計に影響を与えるパラメータとして材料の比率のみの評価が適切でない。 ・（設計）配合試験において試験データにばらつきがあり，強度を適切に評価できない。 ・（材料）改良材（セメント）の品質のばらつきがあり必要な強度が得られない。 ・（材料）劣化により長期的に強度が低下する。 ・（施工）掘削において，土留め，底盤が崩れ，計画通りの施工ができない。 ・（施工）流動化処理土の製造機械の性能が，品質（強度等）に影響を与える。 ・（施工）流動化処理土の施工機械（打設方法）の違いが，品質（強度等）に影響を与える。 ・（施工）周辺施設との干渉で掘削のための土留めが設置できない。 ・（施工）長期間施工状態を放置することで環境が変わり，当初計画通りの施工ができない。
施設や基礎の管理の不確実性に起因するもの	事前調査と情報整理により，改良範囲及びその周辺において施設や基礎の管理が起因として，地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の施工・品質に影響を及ぼす施設や基礎はないことを確認した。
地質・地盤情報の伝達・対応等の不確実性に起因するもの	・（情報）改良範囲の地質分布が想定と乖離し，未改良範囲が残る。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した項目

表 3.6-37 及び表 3.6-38 で網羅的に抽出したリスク事象を適用性と改良品質の不確かさの観点で整理した。適用性については(1)に，改良品質の不確かさについては(2)に確認結果を示す。

(1)　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の適用性の確認結果

表 3.6-37 及び表 3.6-38 のリスク事象のうち，地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の実施可否について本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの可否（適用性）に係る確認結果の概要を表 3.6-39 に示す。いずれの項目に対しても，本工事で地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の適用性があることを確認した。

表 3.6-39　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の適用性に係るリスク事象の確認結果

適用性に係るリスク事象	確認結果
（地下水）施工基面からの地下水による湧水の影響で適切な施工が困難となるため，施工できない。	仮設土留め内は排水する計画であることから，地下水の影響を受けない。
（施工）掘削において，土留め，底盤が崩れ，計画通りの施工ができない。	掘削に用いる土留め等の設計においては適切な安全率の確保及びリスク（ヒービング）対策を実施している。
（施工）周辺施設との干渉で掘削のための土留めが設置できない。	改良範囲は周辺施設等の情報を考慮し，土留め等を含め計画している。なお，場所的な制約条件は構造設計に反映した。（図 3.6-101 参照）

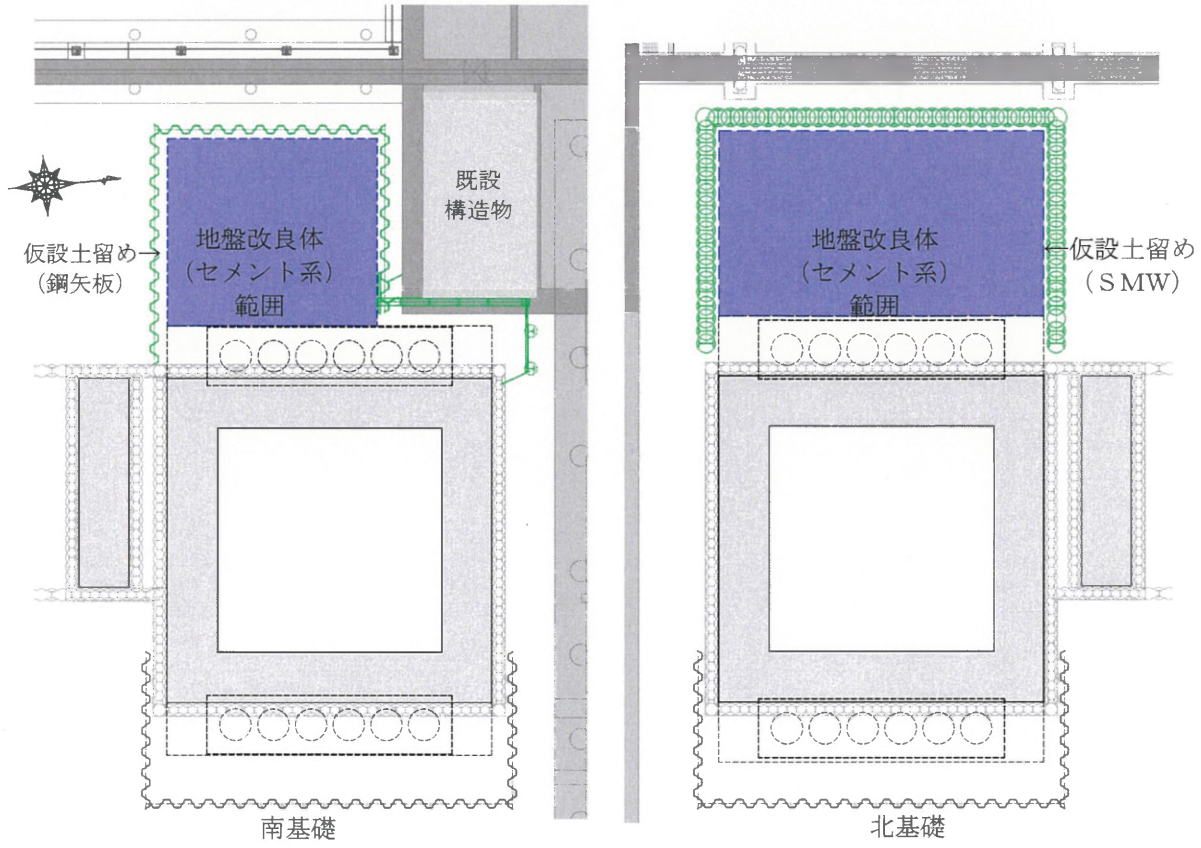


図 3.6-101　地盤改良範囲及び仮設土留め計画図（図 3.5-44 再掲）

(2) 地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）

表 3.6-37 及び表 3.6-38 のリスク事象のうち，地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るものについて本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの改良品質の不確かさに係る確認結果を表 3.6-40 に示す。表 3.6-40 を踏まえ，【対策要】のリスク事象について対策を検討・立案する。

表 3.6-40 地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その１）

改良品質に係るリスク事象	確認結果（対策検討要否含む）
（地質①）改良範囲の地質の不均一性から，必要な強度が得られない。	掘削により計画範囲の地盤は撤去するため，地質の影響は受けない。
（構造①）改良範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，必要な強度が得られない。	掘削により計画範囲の地盤は撤去するため，地質分布の影響は受けない。
（環境①）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。	凍結が懸念される環境下では施工を実施しない計画であることから，凍結の影響は受けない。
（環境②）凍結・融解の影響により強度が劣化する。	東海第二発電所は凍害を受ける地域には該当しない[51]ことから，凍結・融解の影響により強度が劣化することはない。 地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。また，今回施工する流動化処理土には約 220 kg/m^3 のセメントが含まれており，セメント添加量は約 15 %である。セメント添加率が 10 %を超えると凍上抑制効果がある[52]。
（地下水①）地下水の水質（pH，塩分等）が強度に影響を与える。	仮設土留め内は排水する計画であることから，地下水の影響を受けない。
（環境③）海の近傍に位置することから地下水中の水質（pH，塩分等）により劣化し長期的に強度が低下する。	海水中の硫酸イオンによる劣化（強度低下）を防ぐ高炉Ｂ種セメント（耐硫酸塩セメント）を使用し，劣化を防止する計画である。
（設計①）使用する母材の不均一性により，流動化処理土の品質に不確かさ（ばらつき）があり必要な強度が得られない。	【対策要】 母材は購入砂を使用するため，不均一性の影響は小さいものの，配合設計にて品質の不確かさを考慮する詳細検討を実施する。
（設計②）セメントの配合量と一軸圧縮強度の関係の相関性にばらつきがあり，強度を適切に評価できない。	【対策要】 セメント配合量と一軸圧縮強度の相関を確認する必要があるため，詳細検討を実施する。
（設計③）設計に影響を与えるパラメータとして材料の比率のみの評価が適切でない。	【対策要】 設計に影響を与えるパラメータは材料の比率のみであるが，品質（強度）との相関を確認できており，それらを配合設計にて考慮する。

[51] 長谷川寿夫，藤原忠司：コンクリート構造物の耐久性シリーズ「凍害」，技報堂出版，1988.

[52] 一般社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル-第５版-，p. 71，2021.

表 3.6-40　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その２）

改良品質に係るリスク事象	確認結果（対策検討要含む）
（設計④）配合試験において試験データにばらつきがあり，強度を適切に評価できない。	品質（強度）に影響を及ぼす可能性のある母材は購入砂であり，配合設計で検討する項目は材料の比率のみとなる。また，材料の比率と品質（強度）との相関はマニュアルにて[53]確認できている。
（材料①）改良材（セメント）の品質のばらつきがあり必要な強度が得られない。	改良材(薬液)は工場生産品であり，各メーカーから定期的に提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認できる。また現場納入時は，改良材の比重を測定して所定の品質を確認したうえで受け入れるため，改良材(セメント)の品質のばらつきが改良品質に影響を及ぼすことはない。
（材料②）劣化により長期的に強度が低下する。	セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する既往論文[54]に記載の通り，原地盤に造成した改良柱体を数年ごとにコアサンプリングを行って計 22 年間の経年劣化を確認している。一軸圧縮強さは長期的な強度低下傾向が見られないことから，地盤改良としての有効性が確認されている。
（施工①）流動化処理土の製造機械の性能が，品質（強度等）に影響を与える。	流動化処理土は品質管理体制が整った専用のプラントで製造するため，要求品質は確保される。
（施工②）流動化処理土の施工機械（打設方法）の違いが，品質（強度等）に影響を与える。	施工法により品質に問題が生じないことを確認した上で施工を行う。なお，材料の品質は，事前確認と施工中に経時的に確認する。以上より，打設方法（施工機械）の違いが，品質に影響を与えることはない。
（施工③）長期間施工状態を放置することで環境が変わり，当初計画通りの施工ができない。	計画範囲の掘削後，長期間施工状態を放置しても，土留めに掘削地山は保持されることから，施工状況は変化しない。
（情報①）改良範囲の地質分布が想定と乖離し，未改良範囲が残る。	掘削深度以深は，既に地盤改良を実施済みである。掘削により計画範囲の地盤は撤去するため，地質分布の想定との乖離の影響は受けない。

本工事の地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象のうち対策の検討を必要とする項目及びその対策の概要を表 3.6-41 に示す。

[53] 土木研究所・流動化処理工法総合監理編：流動化処理土　利用技術マニュアル（平成１９年／第２版），p. 56，2008.

[54] セメント協会　セメント系固化材技術専門委員会編：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢 22 年試験結果報告－，セメント・コンクリート，No. 804，pp. 9～14，2014.

表 3.6-41　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象への対策

改良品質に係るリスク事象	対策
（設計①）使用する母材の不均一性により，流動化処理土の品質に不確かさ（ばらつき）があり必要な強度が得られない。	配合設計において，母材の不均一性による流動化処理土の品質の不確かさへの対策として，設計の強度を割増した配合目標強度を設定する。
（設計②）セメントの配合量と一軸圧縮強度の関係の相関性にばらつきがあり，強度を適切に評価できない。	配合設計において，セメント配合量と一軸圧縮強度の相関の不確かさ及び試験データのばらつきへの対策として，配合量と強度の相関を確認の上，試験データのばらつきを考慮しても配合目標強度を満たす配合を採用する。
（設計③）設計に影響を与えるパラメータとして材料の比率のみの評価が適切でない。	

以下に，改良品質の不確かさに係るリスク事象への対策について配合設計で確認した結果を示す。

a.　概要

防潮堤（鋼製防護壁）基礎の西側を掘削・置換工法により地盤改良する計画である。このため，改良品質の不確かさは置換に使用する流動化処理土の品質に相当する。このため，流動化処理土の配合設計（セメントの配合量と一軸圧縮強度の関係）について設計への影響の有無を確認した。

b.　流動化処理土の要求品質

流動化処理土の要求品質は，設計の一軸圧縮強度 q_{ud} を満足することである。

要求品質：設計の一軸圧縮強度 $q_{ud}=1.5$ N/mm^2

c.　配合設計（セメント配合量と一軸圧縮強度の関係）

セメント配合量と一軸圧縮強度の相関性を確認した上で，品質目標である一軸圧縮強度のばらつきを考慮した配合目標強度を満たす配合を設定する。

(a)　配合目標強度

セメントの配合量を変化させた試験練りを実施し，設計の一軸圧縮強度に対する配合目標強度を設定した。配合試験結果（セメント配合量と一軸圧縮強度の関係）を表 3.6-42，図 3.6-102 に示す。本工事で使用する流動化処理土は購入砂を材料として製造する方針としており，母材のばらつきは小さいため，設計の一軸圧縮強度 $q_{ud}=1.5$ N/mm^2 に対し，配合目標強度 $q_{uf}=1.5\ q_{ud}$ であると考え，$q_{uf}=2.25$ N/mm^2 とした。

表 3.6-42　配合試験結果（1m³当り，セメント配合量と一軸圧縮強度の関係）

セメント	購入砂	ベントナイト	水	一軸圧縮強度	適合性
125 kg	1,142.7 kg	10.0 kg	523.8 kg	0.627 N/mm²	×
150 kg	1,119.2 kg	10.0 kg	524.5 kg	1.327 N/mm²	×
175 kg	1,095.7 kg	10.0 kg	525.1 kg	1.959 N/mm²	×
200 kg	1,072.3 kg	10.0 kg	525.7 kg	2.407 N/mm²	○
225 kg	1,048.8 kg	10.0 kg	526.4 kg	2.589 N/mm²	○

適合性：×：配合目標強度を満足しない結果，○：配合目標強度を満足する結果。
※：薄緑色に着色した箇所が目標強度を満足する配合を示す。

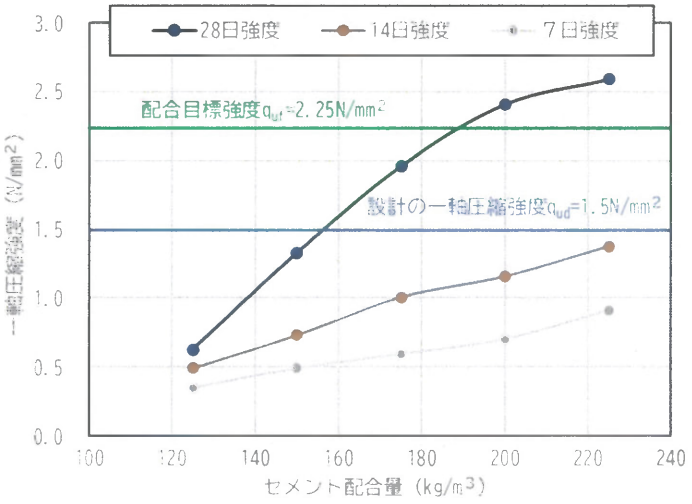


図 3.6-102　配合試験結果（セメント配合量と一軸圧縮強度の関係）

(b)　強度のばらつきを考慮した配合の採用

配合試験結果より，配合目標強度を満足する配合は，セメントの配合量 200 kg/m³ 及び 225 kg/m³ であった。この配合２ケースについて，追加の一軸圧縮強度試験を実施し，強度のばらつきを確認した。追加の一軸圧縮試験結果及びセメント配合量と一軸圧縮強度の関係をそれぞれ表 3.6-43 に示す。

この確認の結果，最小値及び平均－１σが配合目標強度を満足する「セメント配合量 225 kg/m³」を採用することで，改良地盤（セメント系：掘削・置換工法）の品質を十分確保することが可能である。

表 3.6-43　一軸圧縮試験結果（ばらつき評価）

セメント配合量	200 kg/m^3	225 kg/m^3
平均値　(N/mm^2)	2.48	2.84
最小値　(N/mm^2)	2.23	2.33
標準偏差　(N/mm^2)	0.24	0.26
平均－1 σ (N/mm^2)	2.24	2.58
(参考)試験数	10	11

以上より，地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）を確実に実施するための方策として，「セメント配合量 225 kg/m^3」の配合を採用し，要求品質を満足させることで設計に影響を及ぼさないことを確認した。

3.6.8 参考資料

(1) 各施工ステップにおける検査項目

(2) 地盤改良（薬液注入）に係る参考資料

a. 地盤改良（薬液注入）の設計～施工・品質管理

b. 改良品質の不確かさに対する保守性（一般工事との比較）

c. 改良品質に係るリスク事象に関連する文献等

d. 限界注入速度試験

e. 既設構造物の地盤改良（薬液注入）の要求品質及び既実施箇所の施工結果

f. 既実施地盤改良体の液状化強度試験

g. シリカ含有量測定（ＩＣＰ発光分光分析）

(3) 地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の文献等

(4) 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）における品質への影響項目の確認結果

a. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の適用性に係るリスク事象の確認結果

b. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果

c. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の文献等

(5) 品質向上を目的とした設計変更（既工認設計からの変更）

a. 鋼製防護壁に係る仕様変更（構造変更①）

b. アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更（構造変更②）

c. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼製防護壁の接合部に係る仕様変更（構造変更③）

(1) 各施工ステップにおける検査項目

添付書類「設計及び工事に係る品質マネジメントシステム」に示した東海第二発電所における使用前事業者検査全体の検査項目，検査概要及び判定基準の考え方について（代表例）を表 3.6-44 に示す。

当該の考え方に基づき，防潮堤（鋼製防護壁）の施工ステップにおける使用前事業者検査及び自主検査項目を整理した結果を表 3.6-45 に示す。

なお，表中の用語は以下の通り。

表 1 の検査：構造，強度又は漏えいに係る検査
表 5 の検査：燃料体を挿入できる段階の検査
表 8 の検査：基本設計方針検査
材料検査：材料検査
寸法検査：寸法検査
据付検査：組立て及び据付け状態を確認する検査
外観検査：外観検査
基本設計方針：基本設計方針検査

表 3.6-44　検査項目，検査概要及び判定基準の考え方について（代表例）

検査項目	検査概要	判定基準の考え方
材料検査	・使用されている材料が設計及び工事の計画（以下「設工認」という。）に記載の通りであること，また，関係規格*1*2等に適合することを，記録又は目視により確認する。	・使用されている材料が設工認に記載の通りであること，また，関係規格等に適合すること。
寸法検査	・主要寸法が設工認に記載の数値に対して許容範囲内であることを，記録又は目視により確認する。	・主要寸法が設工認に記載の数値に対して許容範囲内であること。
外観検査	・有害な欠陥のないことを記録又は目視により確認する。	・機能・性能に影響を及ぼす有害な欠陥のないこと。
据付検査 （組立て及び据付け状態を確認する検査）	・常設設備の組立て状態並びに据付け位置及び状態が設工認に記載の通りであることを，記録又は目視により確認する。	・設工認に記載の通りに設置されていること。
耐圧検査	・技術基準規則の規定に基づく検査圧力で所定時間保持し，検査圧力に耐え，異常のないことを，記録又は目視により確認する。	・検査圧力に耐え，異常のないこと。
漏えい検査	・耐圧検査終了後，技術基準規則の規定に基づく検査圧力により漏えいの有無を，記録又は目視により確認する。	・検査圧力により著しい漏えいのないこと。
建物・構築物構造検査	・建物・構築物が設工認に記載の通り製作され，組み立てられていること，また，関係規格*1*2等に適合することを，記録又は目視により確認する。	・主要寸法が設工認に記載の数値に対して許容範囲内であること，また，関係規格等に適合すること。
機能・性能検査 特性検査	・系統構成確認検査 可搬型設備の実際に使用する系統構成及び可搬型設備等の接続が可能なことを，記録又は目視により確認する。	・実際に使用する系統構成になっていること。 ・可搬型設備等の接続が可能なこと。
	・運転性能検査，通水検査，系統運転検査，容量確認検査 設計で要求される機能・性能について，実際に使用する系統状態又は模擬環境により試運転等を行い，機器単体又は系統の機能・性能を，記録又は目視により確認する。	・実際に使用する系統構成になっていること。 ・目的とする機能・性能が発揮できること。
	・絶縁耐力検査 電気設備と大地との間に，試験電圧を連続して規定時間加えたとき，絶縁性能を有することを，記録（工場での試験記録等を含む。）又は目視により確認する。	・目的とする絶縁性能を有すること。
	・ロジック回路動作検査，警報検査，インターロック検査 電気設備又は計測制御設備について，ロジック確認，インターロック確認及び警報確認等を行い，設備の機能・性能又は特性を，記録又は目視により確認する。	・ロジック，インターロック及び警報が正常に動作すること。
	・外観検査 建物，構築物，非常用電源設備等の完成状態を，記録又は目視により確認する。	・機能・性能に影響を及ぼす有害な欠陥のないこと。 ・設工認に記載の通りに設置されていること。
	・計測範囲確認検査，設定値確認検査 計測制御設備の計測範囲又は設定値を，記録（工場での校正記録等を含む。）又は目視により確認する。	・計測範囲又は設定値が許容範囲内であること。
状態確認検査	・設置要求における機器保管状態，設置状態，接近性，分散配置及び員数が，設工認に記載の通りであることを，記録又は目視により確認する。	・機器保管状態，設置状態，接近性，分散配置及び員数が適切であること。
	・設計要求に対するインプット条件（耐震サポート等）との整合性確認を，記録又は目視により確認する。	・評価条件を満足していること。
	・運用要求における手順が整備され，利用できることを確認する。	・運用された手順が整備され，利用できることが確認できること。
基本設計方針に係る検査*3	・機器等が設工認に記載された基本設計方針に従って据付けられ，機能・性能を有していることを確認する。	・機器等が設工認に記載された基本設計方針に従って据付けられ，機能・性能を有していること。
品質マネジメントシステムに係る検査	・事業者が設工認に記載された品質管理の方法に従って，設計情報を工事に引継ぎ，工事の実施体制が確保されていることを確認する。	・事業者が設工認に記載された品質管理の方法に従って，設計情報を工事に引継ぎ，工事の実施体制が確保されていること。

＊1：消防法及びＪＩＳ，＊2：設計の際に採用した適用基準又は適用規格，＊3：基本設計方針のうち，各検査項目で確認できない事項を対象とする。

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その１）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表５の検査	表８の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
底部掘削工	岩盤確認	床付後	設置高さ及び幅を測量し設計値と照合	測量					○	＊
		床付後	設置盤の清掃，風化，湧水状況を確認	目視					○	＊
壁面整形工	吹付前の壁面の状態	吹付前	未充填となるような箇所がないこと	目視						＊
	吹付材の強度	吹付後	吹付け前に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試験記録						＊
	吹付後の外観	吹付後	ひび割れ・突起，材料分離等有意なものがないこと	目視					○※1	＊
	吹付後の形状	吹付後	内空寸法を計測し，中実鉄筋コンクリートの設計値と照合	計測					○※1	＊
中実鉄筋コンクリート構築工	【鉄筋組立工】									
	鉄筋の材料・寸法	組立後	受入記録の確認	記録					△	＊
	鉄筋の組立	組立後	鉄筋の組立状態と計画図の照合	記録					△※2	＊
	機械式継手の材料・寸法	組立後	受入記録の確認	記録					△	＊
	機械式継手の施工	施工中	鉄筋挿入長さ，グラウト充填等の状態確認	目視						＊
	機械式継手グラウト材の圧縮強度	施工後	グラウト材製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試験記録						＊
	【コンクリート打設工】									
	コンクリート配合計画書等	施工後	配合計画書，材料試験結果の確認	記録					△※2	＊
	生コンクリートの性状	施工後	生コンクリート受入時にスランプフロー試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	試験を目視					△※2	＊
	コンクリートの圧縮強度	施工後	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試験記録					△	＊
	コンクリートの打込み及び締固め	施工後	目視によりクラック，沈降がないことを確認	目視						＊
	構造物の寸法	施工後	コンクリート打設天端の寸法を計測し，設計値と照合	計測						＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに設置されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊
支障物撤去工	掘削の形状	掘削前	ケーシング径と掘削位置を測量し，設計値と照合	測量等						＊
		掘削後	掘削深度を計測し，設計値と照合	測量等						＊
	均質置換土（ＣＢ）配合計画書等	置換前	配合計画書，材料試験結果の確認	記録						＊
	均質置換土（ＣＢ）の圧縮強度	置換後	均質置換土（ＣＢ）の製造時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試験記録を確認						＊

※1：不適合管理に基づき自主検査を立会検査に変更（品質保証を強化した項目）。
※2：不適合管理に基づき自主検査を記録確認検査に変更（品質保証を強化した項目）。

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その２）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表５の検査	表８の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
鋼管杭打設工	鋼管杭の材料・寸法	施工後	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録					△	＊
	鋼管杭の杭芯位置	施工前	杭芯位置を測量し，図面と照合	測量						＊
	鋼管杭の傾斜	施工中	杭の傾斜を傾斜計等で計測	計測						＊
	鋼管杭打設	施工後	基準高，偏芯量の計測	記録					△	＊
	現場溶接の材料	施工前	現物と品質証明書の照合	目視						＊
	鋼管杭溶接	施工中	溶接条件（入熱量等）を目視により確認	目視						＊
	鋼管杭溶接	施工後	外部欠陥（外観形状確認），内部欠陥（非破壊検査）による確認	目視確認 非破壊検査						＊
	鋼管杭孔底処理	施工後	深度を測定し，設計値と照合	計測						＊
	コンクリートの配合計画書等	施工前	配合計画書，材料試験結果の確認	記録						＊
	生コンクリートの性状	施工中	生コンクリート受入時にスランプ試験等（温度他）を実施し，計画値と照合	試験を目視						＊
	コンクリートの圧縮強度	施工後	生コンクリート受入時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	試験記録						＊
	コンクリートの長さ	施工後	寸法を計測し，設計値と照合	計測						＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに設置されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊
巻立て鉄筋コンクリート構築工	中実鉄筋コンクリート構築と同じ。ただし，「型枠工」を追加する。									
	型枠工	施工中	コンクリート打設前に型枠寸法を測量し，図面と照合	測量						＊
頂版鉄筋コンクリート構築工	中実鉄筋コンクリート構築と同じ。ただし，「型枠工」「アンカーボルト」を追加する。									
	型枠工	施工中	コンクリート打設前に型枠寸法を測量し，図面と照合	測量						＊
	アンカーボルトの材料・寸法	設置後	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録					△	＊
	アンカーボルトの設置位置	設置後	コンクリート打設前に設置位置を測量し，図面と照合	記録					△	＊

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その３）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表5の検査	表8の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
鋼製防護壁工	鋼製防護壁構造材の材料	施工前	現物と図面・ミルシートの照合	目視，計測，記録	△					＊
	鋼製防護壁構造材の配置	施工中	現物と図面の照合	目視						＊
	中詰め鉄筋コンクリート構築工及び根巻き鉄筋コンクリート構築工 中実鉄筋コンクリート構築と同じ。ただし，中実鉄筋コンクリート構築の基本設計方針検査（△）を中詰め鉄筋コンクリート構築工及び根巻き鉄筋コンクリート構築工の材料検査（△）に読み替える。									
	鋼製防護壁架設の寸法	施工後	寸法を計測し，設計値と照合	計測						＊
	鋼製防護壁架設の外観	施工後	きず，へこみ等の損傷がないことを確認	目視						＊
	現場継手（高力ボルト）	施工後	六角高力ボルトは締付けトルク値を確認	記録			△			＊
			トルシア型高力ボルトはピンテールの破断を確認	記録						
	現場溶接の材料	施工前	現物と品質証明書の照合	目視						＊
	現場溶接	施工中	溶接条件（入熱量等）を目視により確認	目視						＊
		施工後	外部欠陥（外観形状確認），内部欠陥（非破壊検査）による確認	目視確認 非破壊検査						＊
	鋼製防護壁の寸法	施工後	鋼製防護壁天端高さ，幅を確認	計測		○				＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに設置されていることを現場及び記録にて確認	計測，目視及び記録			○	○		＊
止水ジョイント設置	止水ジョイントの材料	施工前	現物と図面の照合	目視						＊
	止水ジョイントの据付	施工後	据付位置及び状態と図面の照合	目視			○			＊
	止水ジョイントの外観	施工後	止水ジョイント全体に損傷がないことを確認	目視				○		＊
止水機構設置	止水機構の材料・寸法	施工前	現物と図面の照合	目視，計測						＊
	止水機構の据付	施工後	据付位置及び状態と図面の照合	目視			○			＊
	止水機構の外観	施工後	きず，へこみ等の損傷がないことを確認	目視				○		＊

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その４）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表５の検査	表８の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
地盤改良（薬液注入）削孔工	削孔位置，削孔角度	削孔後	測量，計測により確認	記録					△	＊
	削孔長	削孔後	ケーシング検尺により確認	記録					△	＊
	注入管の仕様	挿入前	注入管のノズル数，間隔，全長を目視，計測により確認	目視，計測						＊
	注入管の位置	挿入後	注入管の位置を計測	記録					△	＊
	グラウト材の材料	充填前	分析報告書による確認	記録						＊
	グラウト材の比重	充填前	比重測定により確認	計測						＊
	グラウトの充填	充填後	充填されている状態を目視にて確認	目視						＊
地盤改良（薬液注入）注入工	薬液の材料	注入後	試験成績表等の確認及び比重測定との照合	記録					△	＊
	流量計の較正	注入前	実測値と計測値の誤差により確認	計測						＊
	注入薬液の品質	注入後	pH 測定により確認	記録					△	＊
	注入速度・注入圧力	注入中	流量計（モニタ）により確認	目視						＊
	注入量	注入後	流量計（積算流量，モニタ），タンク容量の目視により確認	記録					△	＊
地盤改良（薬液注入）事後調査	ボーリング位置，角度	削孔後	測量，計測により確認	記録					△	＊
	ボーリング深度	削孔後	ケーシング検尺により確認	記録					△	＊
	シリカ含有量増分量	採取後	現地で採取した試料をシリカ含有量測定（ＩＣＰ発光分光分析）により確認	記録					△	＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに地盤改良されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その５）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表５の検査	表８の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
地盤改良（掘削・置換工法（流動化処理土））	改良範囲	施工後	流動化処理土打設前に寸法を測量し，図面と照合	記録					△	＊
	流動化処理土の配合計画書等	施工前	配合計画書，材料試験結果の確認	図書						＊
	流動化処理土の性状	施工中	プラント出荷前にフロー値等（湿潤密度他）を実施し，計画値と照合	試験を目視						＊
	流動化処理土の圧縮強度	施工後	プラント出荷時に作製した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	記録					△	＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに地盤改良されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊
地盤改良（高圧噴射撹拌工法）改良工	改良範囲	施工後	改良範囲を測量，計測により確認	記録					△	＊
	固化材の品質	施工後	材料試験結果の確認	記録					△	＊
	ボーリング位置，角度	削孔後	測量，計測により確認	記録					△	＊
	ボーリング深度	削孔後	ケーシング検尺により確認	記録					△	＊
	施工仕様	造成中	工法上指定された状態（配合，吐出量，吐出圧力等）であることを計測等により確認	計測						＊
地盤改良（高圧噴射撹拌工法）事後調査	ボーリング位置，角度	削孔後	測量，計測により確認	記録					△	＊
	ボーリング深度	削孔後	ケーシング検尺により確認	記録					△	＊
	改良体の圧縮強度	採取後	現地で採取した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	記録					△	＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに地盤改良されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊
地盤改良（掘削・置換工法（事前混合処理土））	改良範囲	施工後	改良範囲を測量により確認	記録					△	＊
	事前混合処理土の配合計画書等	施工前	配合計画書，材料試験結果の確認	図書						＊
	締固め度	施工後	転圧回数の確認	記録					△	＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに地盤改良されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊

表 3.6-45　各施工ステップにおける検査項目（その６）

○：立会　□：立会及び記録確認　△：記録確認　＊：自主検査

工程	項目	時期	方法		使用前事業者検査					自主検査
					表１の検査			表５の検査	表８の検査	
					材料検査	寸法検査	据付検査	外観検査	基本設計方針	
地盤改良（中層混合処理工法）	改良範囲	施工後	改良範囲を測量により確認	記録					△	＊
	固化材の品質	施工後	材料試験結果の確認	記録					△	＊
	改良材の性状	施工中	スラリー比重の測定を実施し，計画値と照合	測定を目視						＊
	施工仕様	造成中	計画した状態（スラリー量，改良深度，羽根切り回数等）であることを計測等により確認	計測						＊
	改良体の圧縮強度	採取後	現地で採取した供試体を用い，強度発現後に圧縮強度試験により確認	記録					△	＊
	据付状態を確認	施工後	工事計画通りに地盤改良されていることを現場及び記録にて確認	目視及び記録					○	＊

(2)　地盤改良（薬液注入）に係る参考資料

a.　地盤改良（薬液注入）の設計～施工・品質管理

地盤改良（薬液注入）の設計・施工・品質管理を図 3.6-103 に示す。

【要求品質】
基準地震動Ｓｓ時に液状化※しない地盤であること
※：地震時のせん断応力により地盤内の過剰間隙水圧が上昇し，土の骨格構造が壊れる現象（地盤が急激に強度を喪失する現象）

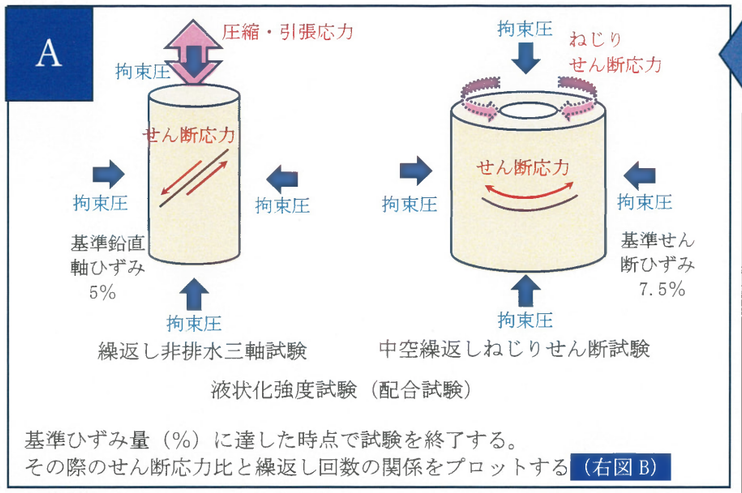
【性能目標】
設計から得られた地震時の最大せん断応力比に対し，地盤改良体の液状化強度比（RL_{20}）が上回ること
液状化強度比（RL_{20}）：液状化強度試験（右図 A）により求まる液状化強度曲線で，繰返し回数 20 回のせん断応力比（せん断応力÷初期拘束圧）
液状化安全率 FL＝液状化強度比÷最大せん断応力比
（FL≧1 で液状化しないと評価）

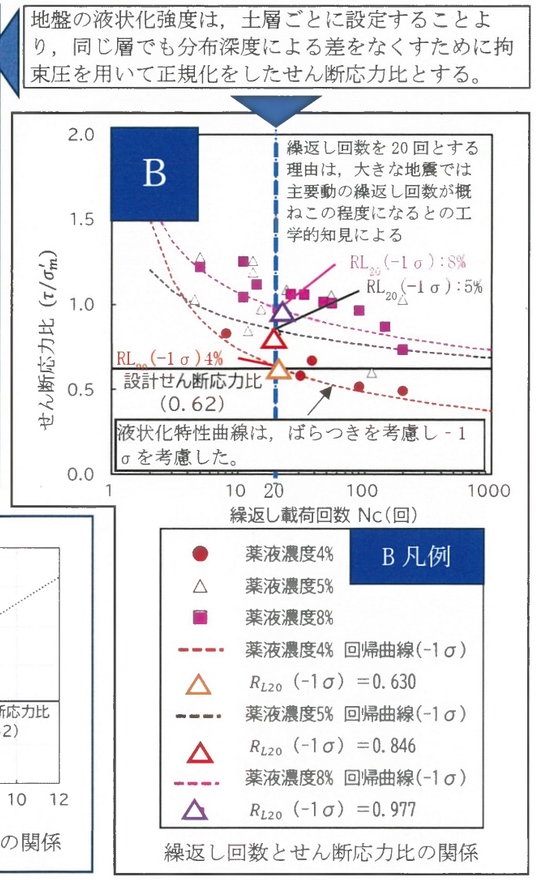
【配合設計】
a. 改良対象地盤から採取した試料を複数の薬液濃度で改良した供試体の強度試験（一軸圧縮強度，液状化強度）を行い，薬液濃度と改良効果の相関を求める（右図①）。
b. 「a.」の結果に 2 倍の安全率を考慮する配合目標強度を設定し，施工で採用する薬液濃度を決定する（右図②③）。
c. 改良効果とシリカ含有量増分量との相関も求め，施工後の改良地盤の管理基準値を設定する（右図④）。

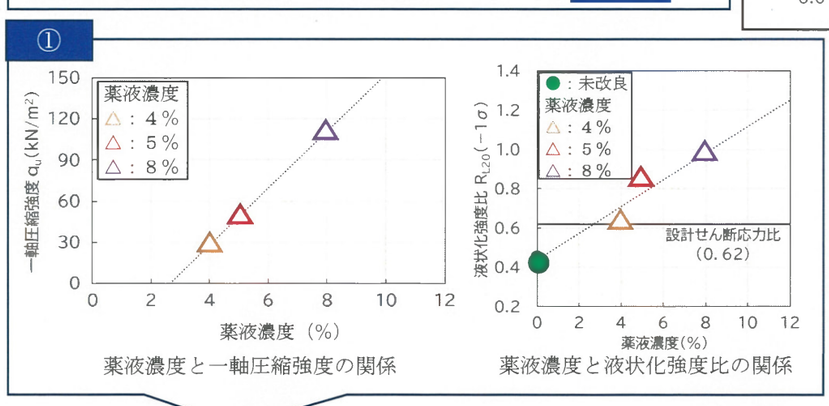
【施工設計】
施工上の課題を考慮した対策の立案（注入孔の削孔精度を考慮した改良範囲の確保，地盤の不均一性を考慮した薬液注入速度等の設定）

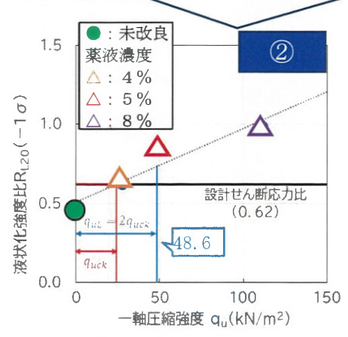
【施工】
配合設計・施工設計に基づき，対象範囲の地盤改良（薬液注入）を実施

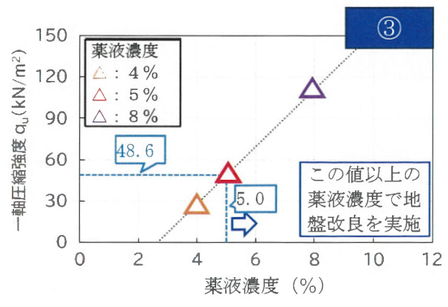
【品質管理】
薬液注入工法のマニュアルに準拠し，改良地盤から試料を採取し，改良体のシリカ含有量増分量により改良品質を確認（右図④）











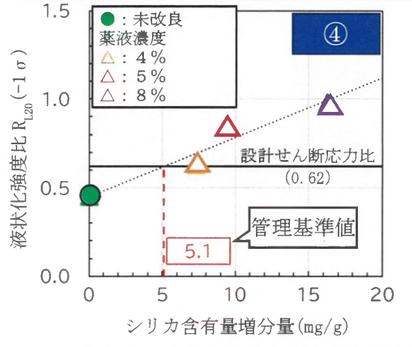


図 3.6-103　地盤改良（薬液注入）の設計・施工・品質管理

b. 改良品質の不確かさに対する保守性（一般工事との比較）

各対策方針について，一般工事での対応と比較した。地中での工事であり，施工の品質の不確かさへの対応として，品質（強度及び改良範囲）並びに確認数量を保守的に設定している。詳細検討結果を表 3.6-46 に示す。

表 3.6-46 詳細検討結果

改良品質に係るリスクとして想定される事象	対策区分	①防潮堤（鋼製防護壁）工事における対応（概要）	②一般工事での対応	評価（①，②比較結果）
室内配合試験で設定した強度が現場で再現できない可能性がある。	配合設計	現場施工の強度発現率及び現場割増係数を考慮し，配合目標強度を設定し，施工に使用する薬液濃度を決定	同左	両者とも工法マニュアルの通り，強度発現率及び現場割増係数を用いた薬液濃度を採用
配合試験において試験データにばらつきがあり，改良効果が適切に評価できない。		保守的な強度（平均－標準偏差）を採用し，これを用いて改良効果の相関を整理	試験結果（平均値）の強度を採用し，これを用いて改良効果の相関を整理	品質（強度）を確保するため，試験データのばらつきを考慮し，安全側に低めの強度を採用
試料採取時の試料の乱れなどにより改良効果が適切に評価できない可能性がある。		採取時の試料の乱れに影響を受けない指標を管理基準値に採用	同左	両者とも工法マニュアルの通り，現場の状況に合わせた適正な指標を採用
対象地盤の透水性の不均一性により改良品質にばらつきが生じる可能性がある。	施工設計	薬液注入速度は限界注入速度試験結果の最小値を採用	同左	両者とも工法マニュアルの通り，現場に合わせた適正な値を採用
ボーリングの孔曲がりの影響が大きく薬液注入位置が計画位置からずれる可能性がある。		ボーリングの削孔誤差（実績）を考慮し，改良範囲を広めに計画する（配孔は改良範囲端部に施工誤差を考慮した配置を採用）。	改良深度は 20 m 程度のため，ボーリングの配置に削孔精度は考慮していない	改良深度が深いため，一般工事に比べ，品質（改良範囲）を確保するため，施工に余裕を付加
長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。		常時 30 台以上の注入ポンプを現場に配備し，そのうち 2 台を予備機として故障時の対応やメンテナンス時の代替機として準備する計画を策定	施工時に代替機を準備する計画とは限らない。	作業の中断による品質の低下の可能性を低減する
注入順序が適切でなく，先行して施工した改良体が邪魔になり，未改良部が残る。		地下水の排出経路が確保される改良順序にて施工する。	同左	両者とも工法マニュアルの通り，現場に合わせた適正な注入順序・配孔を採用。
地中での施工であり，施工結果が直接的に把握しにくい（地中連続壁の不具合事象を踏まえ地中工事の信頼性確保が必要）	品質確認	ボーリング孔数を改良土量 5,000 m^3 未満では 3 孔，5,000 m^3 以上では 2,500 m^3 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で地層ごとに改良層厚が 6 m 以上の場合は 3 箇所，6 m 未満の場合は概ね 2 m の間隔で試料を採取する。改良範囲・時期ごとに当該頻度を適用する。	改良土量 5,000 m^3 未満では 3 孔，5,000 m^3 以上では 2,500 m^3 増えるごとに 1 孔追加実施する。各孔で改良層厚が 6 m 以上の場合は上，中，下の 3 箇所，6 m 未満の場合は改良層厚に応じて 2 m 程度に 1 箇所で試料を採取する	地層区分ごとに検査数量を増やす（一般工事の 2 倍以上）ことで，施工結果の信頼性が向上

c.　地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象に関連する文献等

地盤改良（薬液注入）の改良品質の不確かさに係るリスク事象に対する確認結果を表 3.6-23 に示し，【対策要】としたものについては対策を示した。対策を示していないものについては，対策が不要であることを示す文献等の根拠を以下に示す。

（構造①）計画範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。
（情報①）対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。

計画地点は基礎岩盤が北に向けて深くなる場所であるが，現地の地質調査データ（30 m 間隔相当の詳細なボーリング調査データ）の取得状況から改良対象地盤の分布は十分把握できていることを確認した。

なお，原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601 では，原子炉建屋予定地の場合，ボーリングのグリッド間隔は建屋予定地内における地質構造，岩盤分布及び岩質を把握するために，40～50 m が一般に適当であるとされており，その間隔より狭く設定している。

ボーリング調査の実施頻度は，施工面積 650 m^2 につき 1 箇所の頻度で実施しており，国土交通省が規定する頻度（施工面積 1,000 m^2 につき 1 箇所）より多く実施した。

ボーリング調査位置を図 3.6-104 に，ボーリング柱状図を図 3.6-105 及び図 3.6-106 に示す。

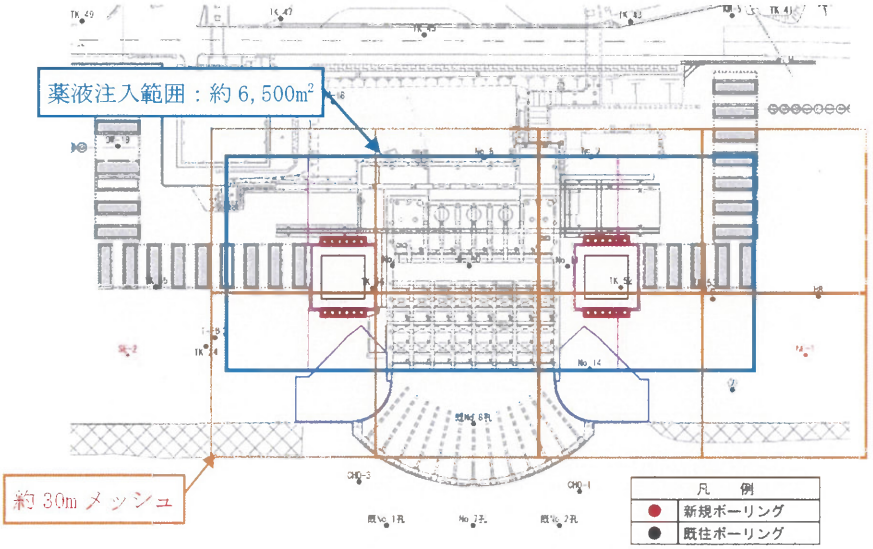


図 3.6-104　ボーリング調査位置

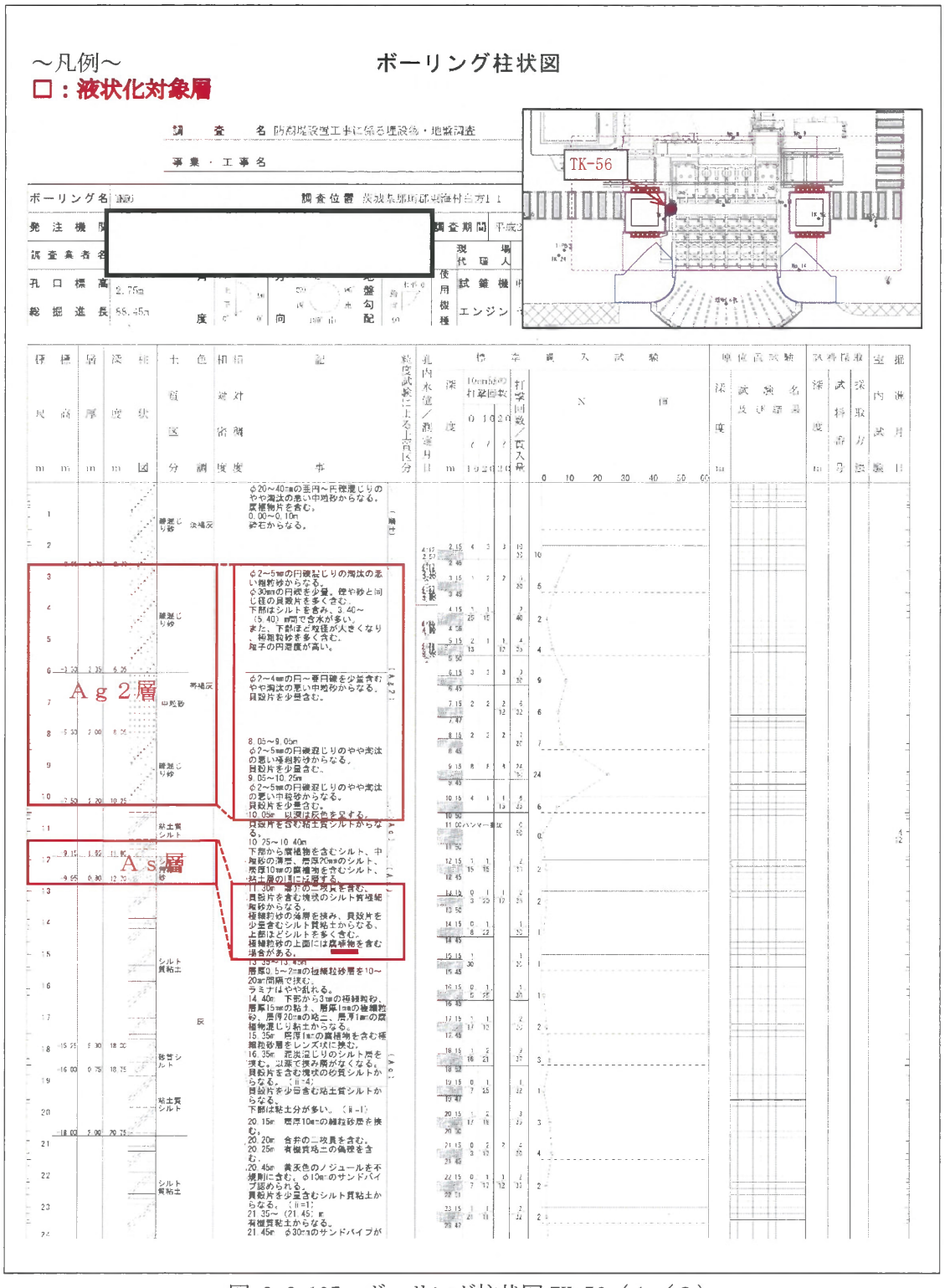


図 3.6-105　ボーリング柱状図 TK-56（1／2）

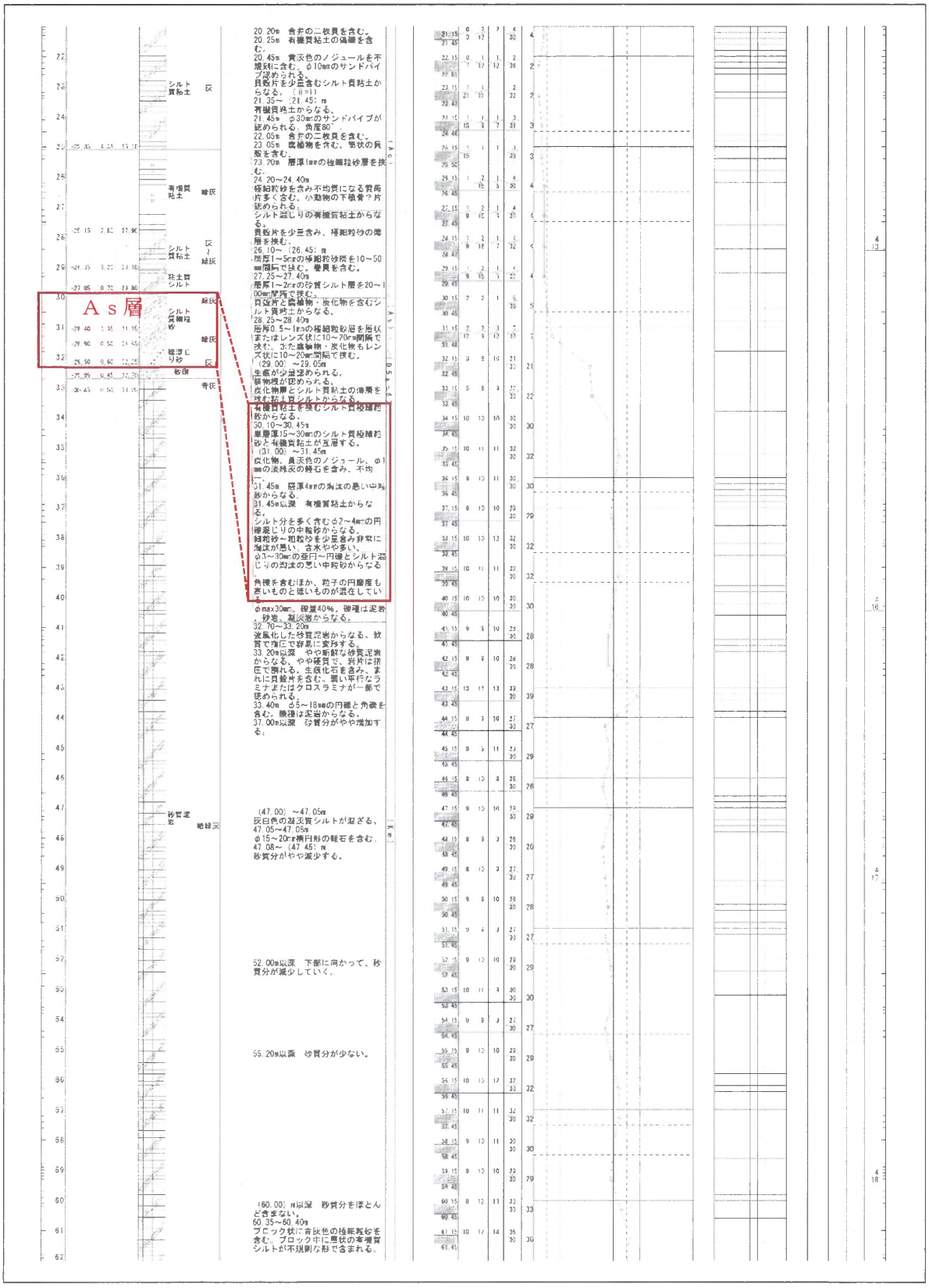


図 3.6-105　ボーリング柱状図 TK-56（2／2）

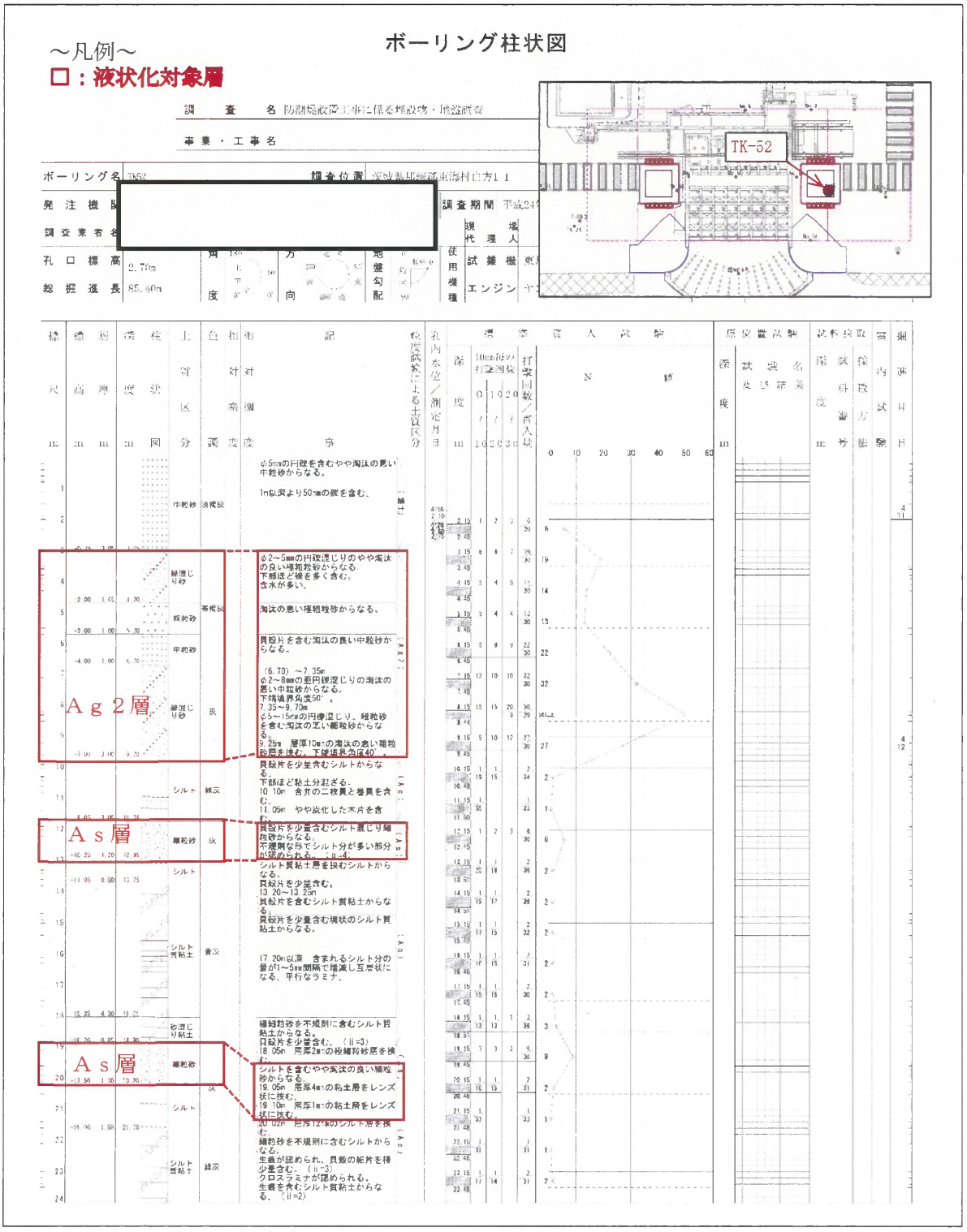


図 3.6-106　ボーリング柱状図 TK-52（1／2）

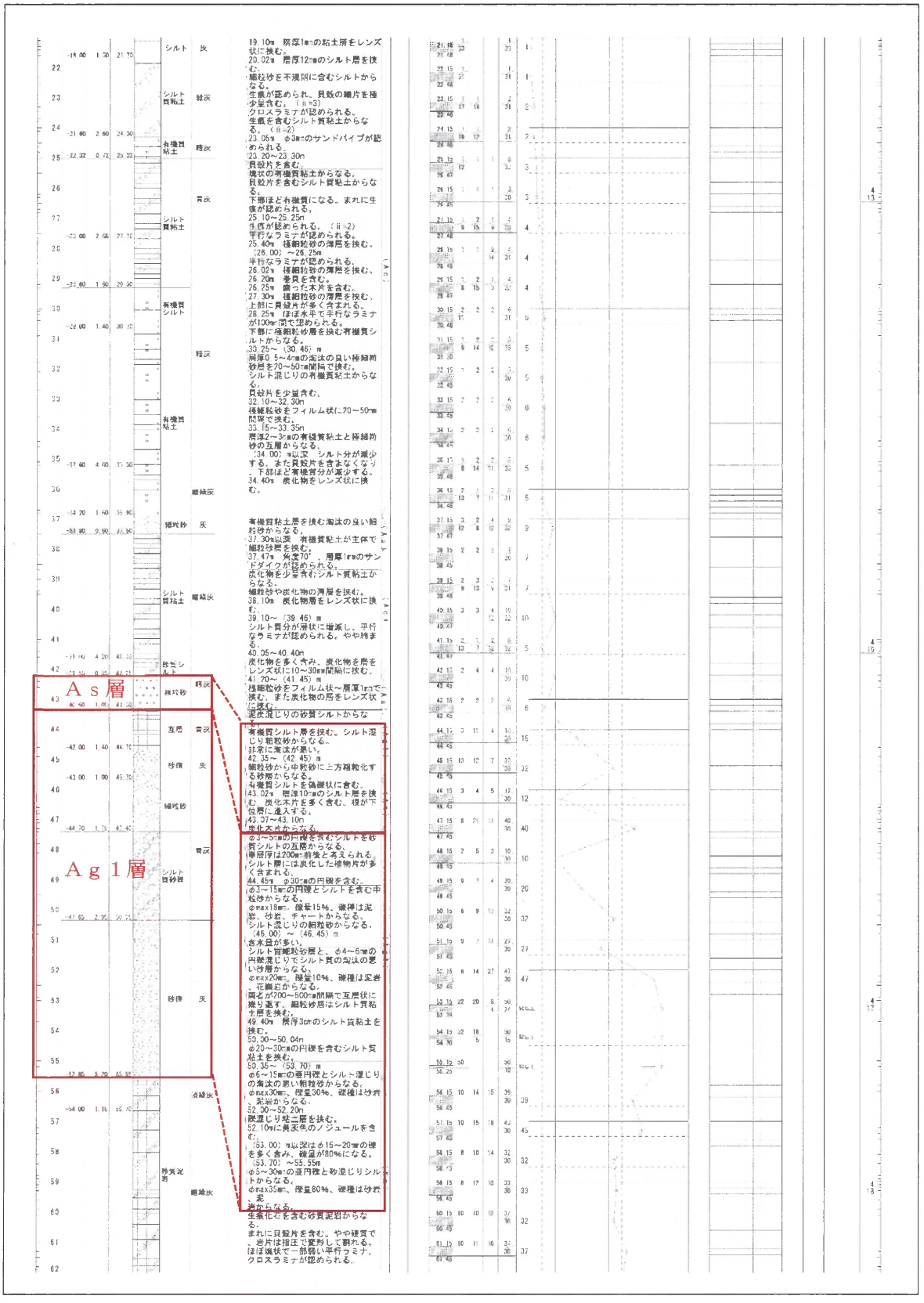


図 3.6-106　ボーリング柱状図 TK-52（２／２）

（物性②）対象地盤内において強度発現に影響を及ぼす物質（例えば腐植物等）の含有により，薬液による改良効果が得られない。

薬液注入に影響を与える可能性のある地盤内物質（腐植物由来の酸，塩類，極端な pH，カルシウム類）について，文献調査[55]を実施し，問題ないことを確認した。文献の該当箇所を図 3.6-107 に示す。

2.7　現場条件を考慮した耐久性の応用的研究

2.7.1　化学的な環境中のゲルの性質

薬液注入による地盤改良は，様々な地盤条件下でなされる．

そこで，化学的に様々な環境条件をつくり，その中で水ガラス系グラウトを注入した固結砂を養生して強度の変化を検討した．養生水は，純水，アルカリ水（1％苛性ソーダ水溶液），強酸水（1％硫酸水溶液），弱酸水（1％フミン酸水溶液），海水の５種類である．

これらの測定結果を図 2.28 に示す．アルカリ水溶液中の供試体は，いずれのグラウトも１週間で形を保つことができないほど崩壊した．一方，酸性水溶液や海水では，むしろゲル化反応を助長する傾向があって，強度が純水養生の場合よりもよいものが多い．したがって，アルカリ性地盤では，その使用を十分に検討する必要があるが，酸性や海水地盤では特に使用上問題ないと判断できる．

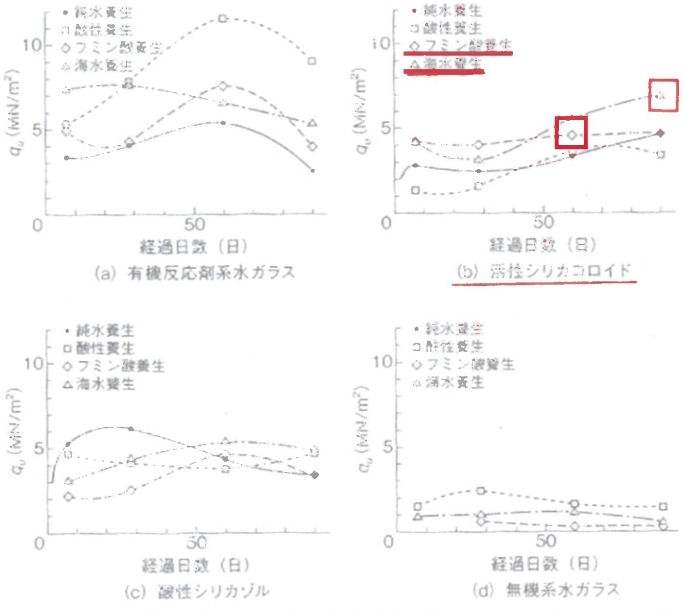


図 2.26　各種溶液で養生した固結砂の強度変化（米倉らによる）[2.6]〔提供：強化土エンジニヤリング㈱〕

図 3.6-107　恒久グラウト・本設注入工法－薬液注入の耐久性と耐震補強の設計施工－[55)]

[55)] 米倉亮三，島田俊介，大野康年：恒久グラウト・本設注入工法－薬液注入の耐久性と耐震補強の設計施工－，山海堂，34～35 p，2007.

（環境①）凍結により薬液が劣化し，強度が低下する。

地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。薬液を注入する地盤は地表付近でない（地表から約 3 m 以深）ため凍結しない。

➡福島県ホームページ
（ https://www.pref.fukushima.lg.jp/sec/41065b/toketusindo.html）

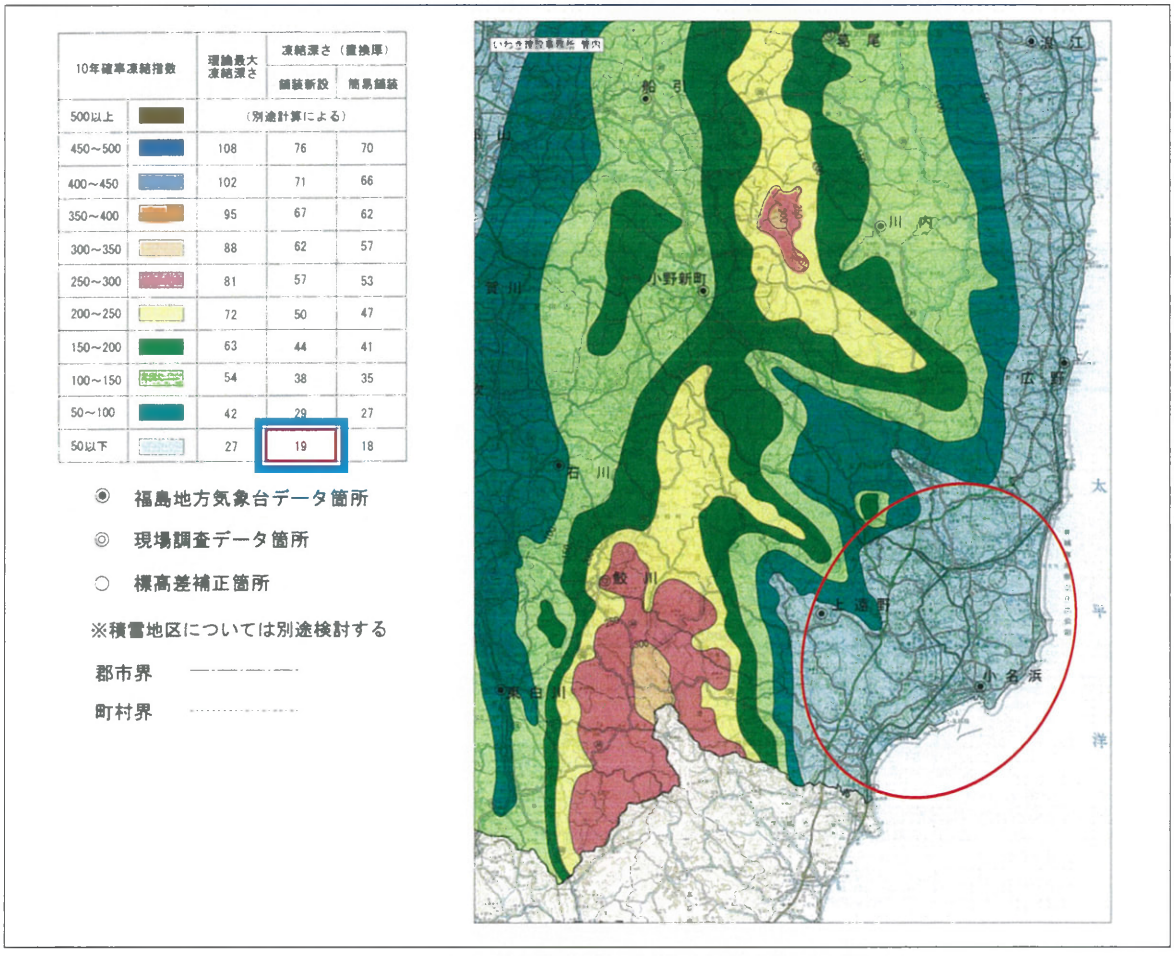


図 3.6-108　小名浜地区における凍結指数（10 年確率）

（環境②）対象地盤の温度の変化により地盤改良体の強度に影響を及ぼす。

計画範囲は海に近接しており，茨城県北部の海水面の水温は，5 年平均として 14～26℃の常温の範囲内であり，また，海水近傍の地中部では，海面水温の変動幅よりもさらに温度変化が小さいことから，温度変化に起因する地盤改良体の品質への影響はない。

➡気象庁ホームページ：沿岸域の海面水温情報　茨城県北部沿岸
（https://www.data.jma.go.jp/kaiyou/data/db/kaikyo/series/engan/engan137.html）

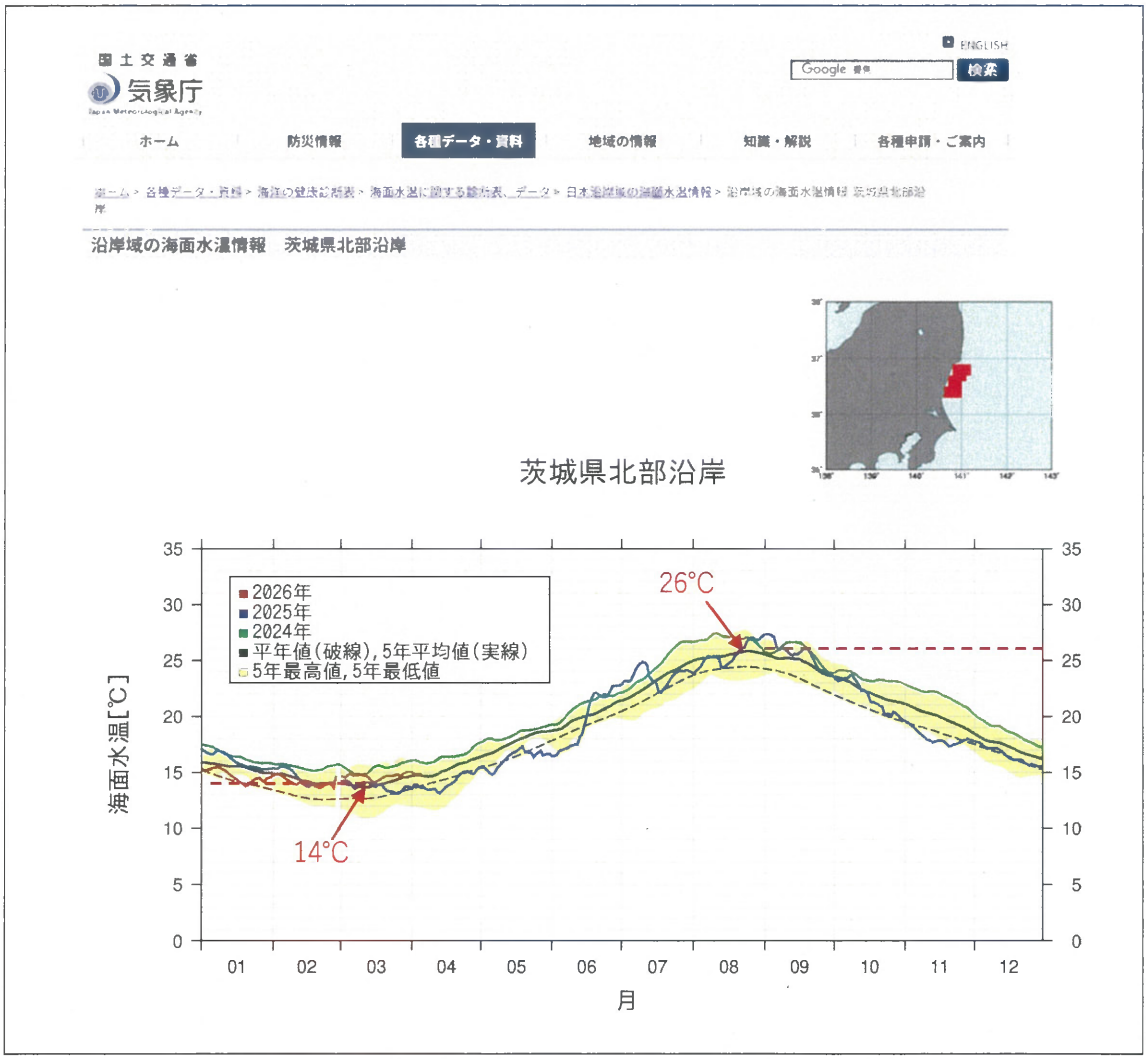
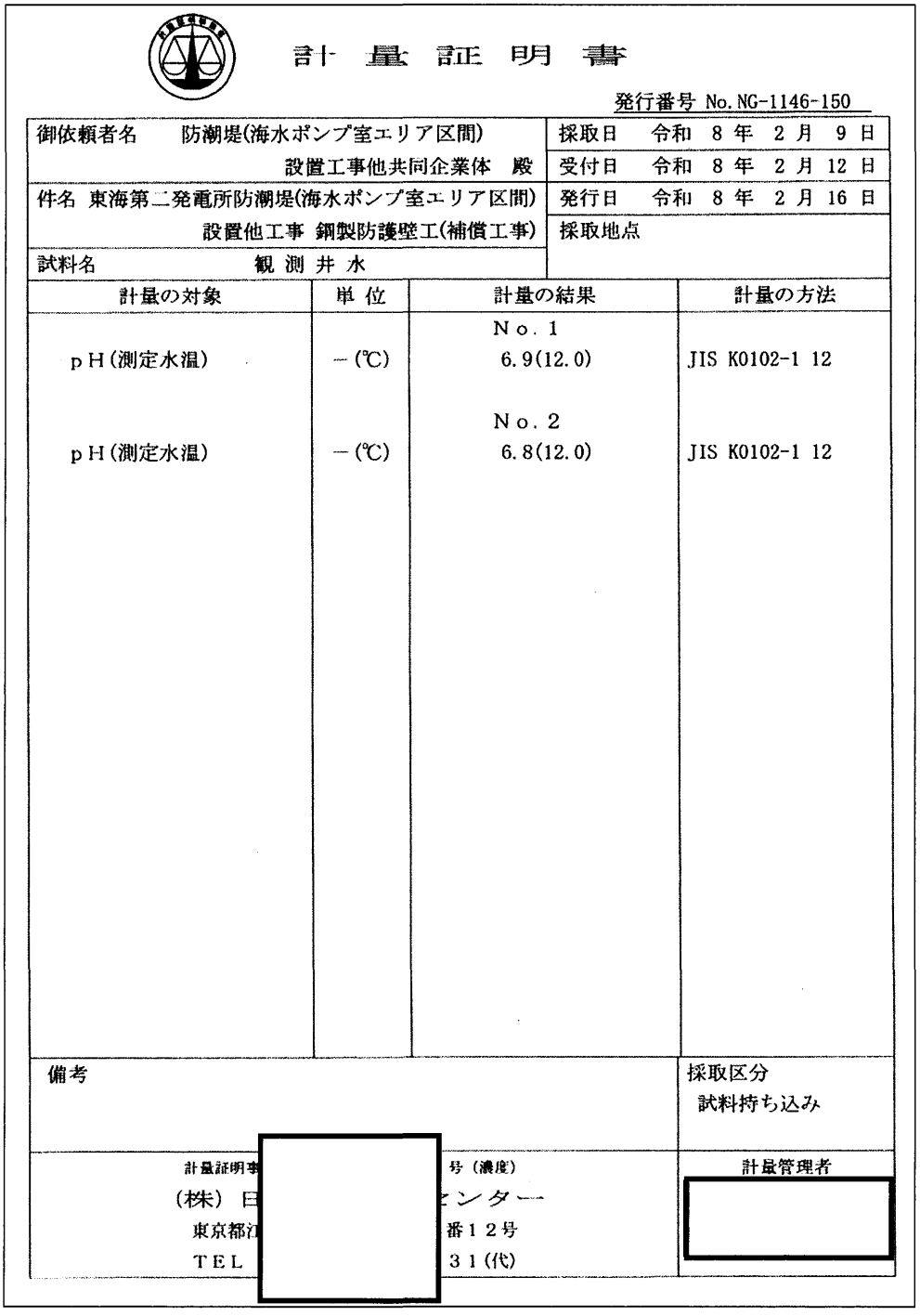


図 3.6-109　茨城県北沿岸部における海面水温（5 年平均）

（地下水①）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の強度に影響を及ぼす。

対象範囲近傍の観測井戸の地下水は pH＝6.8～7.4 のほぼ中性の値を示しており，改良品質に影響を及ぼすことはない。塩分に関しては海水下の地盤でも使用上問題ない薬液を用いるため改良品質に影響を及ぼさない。計量の対象を pH とした対象範囲近傍の観測井戸の地下水の計量証明書を図 3.6-110 に示す。



計 量 証 明 書

発行番号 No.NG-1146-150

御依頼者名　防潮堤(海水ポンプ室エリア区間) 設置工事他共同企業体　殿	採取日　令和 8 年 2 月 9 日 受付日　令和 8 年 2 月 12 日
件名 東海第二発電所防潮堤(海水ポンプ室エリア区間) 設置他工事 鋼製防護壁工(補償工事)	発行日　令和 8 年 2 月 16 日 採取地点
試料名　観 測 井 水	

計量の対象	単 位	計量の結果	計量の方法
		No. 1	
pH(測定水温)	－(℃)	6.9(12.0)	JIS K0102-1 12
		No. 2	
pH(測定水温)	－(℃)	6.8(12.0)	JIS K0102-1 12

備考	採取区分 試料持ち込み
計量証明事 (株) 日 東京都江 TEL	号(濃度) センター 番12号 31(代)
	計量管理者

図 3.6-110　対象範囲近傍の観測井戸の地下水の計量証明書（1／2）

計 量 証 明 書

発行番号 No.NG-1146-070

御依頼者名　防潮堤(海水ポンプ室エリア区間) 設置工事他共同企業体　殿	採取日　令和 7 年 10 月 6 日 受付日　令和 7 年 10 月 9 日
件名 東海第二発電所防潮堤(海水ポンプ室エリア区間) 設置他工事 鋼製防護壁工(補償工事)	発行日　令和 7 年 10 月 14 日 採取地点
試料名　観 測 井 水	

計量の対象	単 位	計量の結果	計量の方法
		No.1	
pH(測定水温)	−(℃)	7.4(24.0)	JIS K0102-1 12
		No.2	
pH(測定水温)	−(℃)	7.3(24.0)	JIS K0102-1 12

備考	採取区分 試料持ち込み
計量証明事業[redacted]号(濃度) (株) 日ス[redacted]ンター 東京都江戸[redacted]番12号 TEL 0[redacted]31(代)	計量管理者

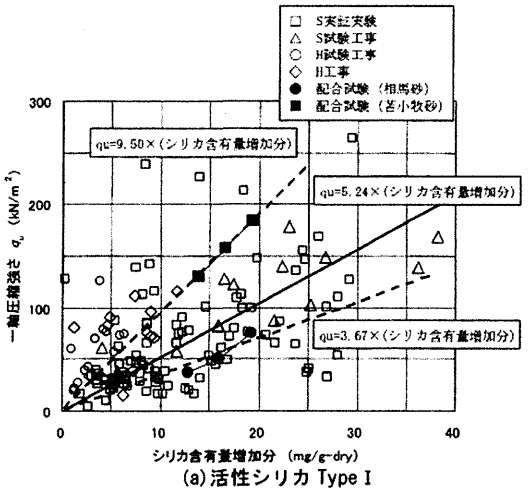
図 3.6-110　対象範囲近傍の観測井戸の地下水の計量証明書（2／2）

（設計①）薬液濃度，シリカ含有量増分量と各種力学試験結果の相関に不確かさがあり，改良効果が適切に評価できない。

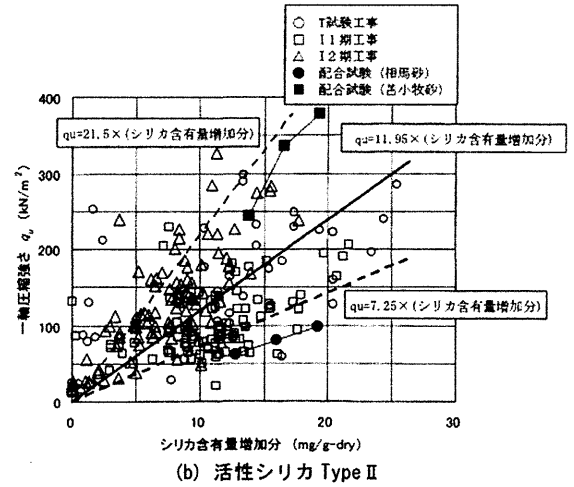
薬液注入工法のマニュアル[56]（図 3.6-111 参照）に薬液濃度やシリカ含有量増分量と各種力学試験結果の相関（シリカ含有量の増加に伴い一軸圧縮強度や液状化強度比が増加する傾向）が明確に示されている。

(2) シリカ含有量試験による改良強度の推定

薬液の注入により増加した土中のシリカ含有量と一軸圧縮強さの関係を**付属図-1.21** に示す。(a)は活性シリカ Type I における結果であり、q_u=3.67～9.50×(シリカ含有量増加分)の関係があり、平均して、q_u=5.24×(シリカ含有量増加分)の関係となる。(b)は活性シリカ TypeⅡにおける結果であり、q_u=7.25～21.5×(シリカ含有量増加分)の関係があり、平均して、q_u=11.95×(シリカ含有量増加分)の関係となる。



(a)活性シリカ Type I



(b) 活性シリカ TypeⅡ

付属図-1.21 土中のシリカ含有量の増加分と一軸圧縮強さの関係

図 3.6-111 土中のシリカ含有量の増加分と一軸圧縮強さの関係[56]

[56] 浸透固化処理工法技術マニュアル 平成 22 年 6 月財団法人 沿岸技術研究センター

（設計③）設計パラメータの不確実性が液状化強度に影響を与える。
（材料②）改良材（薬液）の品質のばらつきにより，必要な強度が得られない。

設計パラメータのうち強度への影響が支配的なものは薬液濃度であるが，薬液は品質管理体制が整った工場の生産品であり，各メーカーから提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認可能である。薬液の品質報告書の例を図 3.6-112 に示す。

品 質 報 告 書

2026年3月2日

御中

ジャテック 株式会社
〒113-0033
東京都文京区本郷 2-3-9

（製造工場）
ダイシンケミカル 株式会
〒300-1403
茨城県稲敷郡 444

承認	担当

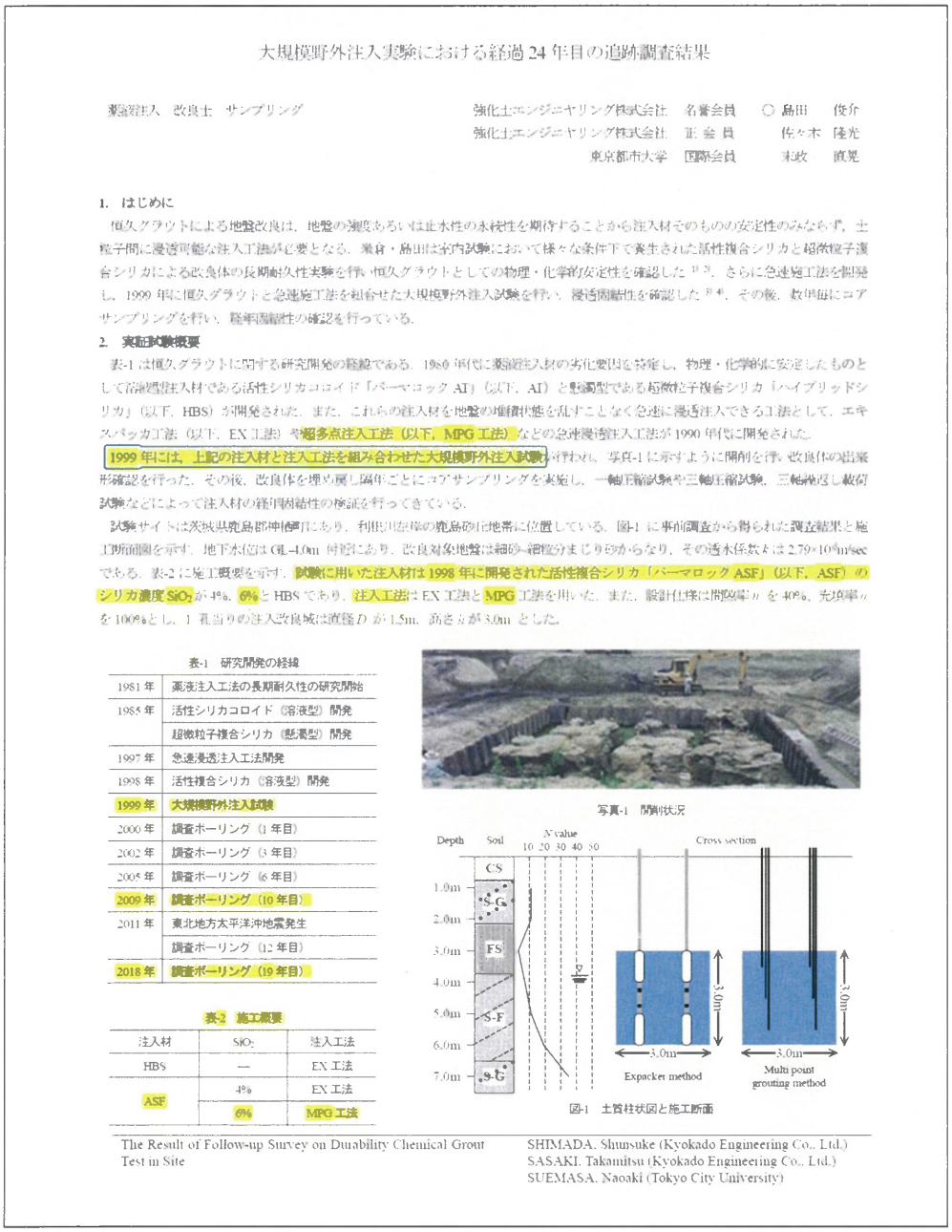
品 名　ＡＳＦアクターＭＳ

項　目	単位	分析結果	品質規格
外 観	—	合 格	無色ないし僅かに着色した透明な液体
比 重（１５℃）	—	１．６２９	1.58 ～ 1.65
りん酸（H_3PO_4）	%	３６．６	36.0 ～ 40.0
硫 酸（H_2SO_4）	%	３８．４	35.0 ～ 39.5
以下余白			
備考			

図 3.6-112　薬液の品質報告書の例

（材料①）注入薬液の固結体の経年劣化により長期的に強度が低下する。

今回使用する薬液は，既往論文[57]（図 3.6-113 参照）に記載の通り，1999 年に今回使用する薬液注入工法及び薬液を組み合わせた大規模野外実験を行い，その後の経年調査（最新は 2023 年で 24 年経過）にて一軸圧縮強さの持続性が確認されており，地盤改良としての有効性を確認している。



大規模野外注入実験における経過 24 年目の追跡調査結果

懸濁型注入，改良土，サンプリング

強化土エンジニヤリング株式会社　名誉会員　○ 島田　俊介
強化土エンジニヤリング株式会社　正 会 員　佐々木 隆光
東京都市大学　国際会員　末政　直晃

1. はじめに

恒久グラウトによる地盤改良は，地盤の強度あるいは止水性の永続性を期待することから注入材そのものの安定性のみならず，土粒子間に浸透可能な注入工法が必要となる．筆者・島田は室内試験において様々な条件下で養生された活性複合シリカと超微粒子複合シリカによる改良体の長期耐久性実験を行い，恒久グラウトとしての物理・化学的安定性を確認した[1][2]．さらに急速施工法を開発し，1999 年に恒久グラウトと急速施工法を組合せた大規模野外注入試験を行い，浸透固結性を確認した[3][4]．その後，数年毎にコアサンプリングを行い，経年固結性の確認を行っている．

2. 実証試験概要

表-1 は恒久グラウトに関する研究開発の経緯である．1980 年代に懸濁注入材の劣化要因を特定し，物理・化学的に安定したものとして溶液型注入材である活性シリカコロイド「パーマロック AI」（以下，AI）と懸濁型である超微粒子複合シリカ「ハイブリッドシリカ」（以下，HBS）が開発された．また，これらの注入材を地盤の堆積状態を乱すことなく急速に浸透注入できる工法として，エキスパッカ工法（以下，EX 工法）や超多点注入工法（以下，MPG 工法）などの急速浸透注入工法が 1990 年代に開発された．

1999 年には，上記の注入材と注入工法を組み合わせた大規模野外注入試験を行われ，写真-1 に示すように開削を行い改良体の出来形確認を行った．その後，改良体を埋め戻し隔年ごとにコアサンプリングを実施し，一軸圧縮試験や三軸圧縮試験，三軸繰返し載荷試験などによって注入材の経年固結性の検証を行ってきている．

試験サイトは茨城県鹿島郡神栖市にあり，利根川左岸の鹿島砂丘地帯に位置している．図-1 に事前調査から得られた調査結果と施工断面図を示す．地下水位は GL-4.0m 付近にあり，改良対象地盤は細砂～細粒分まじり砂からなり，その透水係数 k は 2.79×10^{-4}m/sec である．表-2 に施工概要を示す．試験に用いた注入材は 1998 年に開発された活性複合シリカ「パーマロック ASF」（以下，ASF）のシリカ濃度 SiO_2 が 4%，6%と HBS であり，注入工法は EX 工法と MPG 工法を用いた．また，設計仕様は間隔率 n を 40%，充填率 α を 100%とし，1 孔当りの注入改良域は直径 D が 1.5m，高さ h が 3.0m とした．

表-1　研究開発の経緯

1981 年	薬液注入工法の長期耐久性の研究開始
1985 年	活性シリカコロイド（溶液型）開発
	超微粒子複合シリカ（懸濁型）開発
1997 年	急速浸透注入工法開発
1998 年	活性複合シリカ（溶液型）開発
1999 年	大規模野外注入試験
2000 年	調査ボーリング（1 年目）
2002 年	調査ボーリング（3 年目）
2005 年	調査ボーリング（6 年目）
2009 年	調査ボーリング（10 年目）
2011 年	東北地方太平洋沖地震発生
	調査ボーリング（12 年目）
2018 年	調査ボーリング（19 年目）

表-2　施工概要

注入材	SiO_2	注入工法
HBS	—	EX 工法
ASF	4%	EX 工法
	6%	MPG 工法

写真-1　開削状況

図-1　土質柱状図と施工断面

The Result of Follow-up Survey on Durability Chemical Grout Test in Site

SHIMADA, Shunsuke (Kyokado Engineering Co., Ltd.)
SASAKI, Takamitsu (Kyokado Engineering Co., Ltd.)
SUEMASA, Naoaki (Tokyo City University)

図 3.6-113　大規模野外注入実験における経過 24 年目の追跡調査結果[57]

[57]「島田俊介，佐々木隆光，末政直晃：大規模野外注入実験における経過 24 年目の追跡調査結果」，第 59 回地盤工学研究発表会，地盤工学会

d.　限界注入速度試験

対象地盤の不均一性により注入速度にばらつきが生じ，改良品質に影響を与える可能性がある。そのため，限界注入速度試験により適切な注入速度と注入圧力を設定する必要がある。注入速度と注入圧力の関係を図 3.6-114 に，限界注入速度試験フローを図 3.6-115 に示す。注入速度が遅い状態では，注入速度と注入圧力は比例関係であり，この際の注入形態は浸透注入となり，均質な改良体が形成される。注入速度がある速度より大きくなると，注入速度と注入圧力の比例関係は保てず，割裂浸透の注入形態となり，均質な改良体は形成されにくい。この注入速度と注入圧力の関係に影響を及ぼす要因としては，細粒分含有率，密度，土被り圧，地盤の透水性などがある。

このため，注入対象地盤の細粒分含有率，密度，土被り圧，地盤の透水性などについて評価を実施し，限界注入速度試験より注入速度と注入圧力の関係を把握した上で，適切な注入速度，注入圧力を設定する。

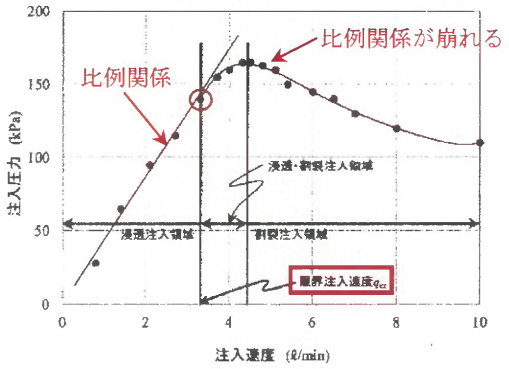


図 3.6-114　現場注水試験例（注入速度と注入圧力の関係）[58)]

①管内抵抗測定試験

注入箇所までの注入管の管内抵抗圧力を差し引いた，有効注入圧力を求める。

②注水試験

代表的な注入箇所及び注入深度ごとに実施し，有効注入圧力と吐出量（注入速度）の関係を整理する。

$P = P0 - Pr + \gamma w \times h$

P：有効注入圧力（kPa）
P0：圧力計による注入圧力測定値(kPa)
Pr：管内抵抗値(kPa)
h：圧力計の設置位置と地下水位の標高差(m)
γw：水の単位体積重量(MN/m^3)

③注入速度・注入圧力基準値の設定

浸透領域における最大吐出量を注入限界速度とし，この時の吐出量と注入圧力を，注入速度及び注入圧力基準値とする。

図 3.6-115　限界注入速度試験フロー[59)]

58) 地盤注入開発機構　恒久グラウト・本設注入協会：恒久グラウト注入工法　技術マニュアル　第三版，p. 39，2017. 9.
59) 地盤注入開発機構　恒久グラウト・本設注入協会：急速浸透注入工法　超多点注入工法　技術マニュアル，pp. 86～87，2012. 2.

試験施工箇所のコアボーリングより採取したコアを観察し，簡易的な土質特性（以下，「土性」という。）の評価を実施した。その結果を表 3.6-47 に示す。また，土性のばらつきを確認したＡｓ層については表 3.6-47 の通り複数箇所にて同試験を実施した。

【確認結果】

- Ａｇ２層，Ａｓ層，Ａｇ１層とも土性の評価結果は近傍の既実施箇所とほぼ同等である。
- Ａｇ２層，Ａｇ１層は土性，締まり度などにばらつきが少ない。一方，Ａｓ層は下表の通り土質「礫混じり砂～シルト混じり砂」，締まり度「緩い～中位」などばらつきを有している。

表 3.6-47　簡易的な土性の評価

層区分 ＼ 項目		Ａｇ２層	Ａｓ層			Ａｇ１層
			①(浅部)	②(深部)	③(深部)	
分布深度 (T.P.m)	上端	－ 0.87	－ 6.82	－ 39.93	－ 48.90	－ 46.73
	下端	－ 6.82	－ 9.98	－ 41.12	－ 52.53	－ 48.90
土質		砂礫 礫混じり砂	砂	シルト 混じり砂	礫混じり砂	砂礫
細粒分観察結果		細粒分少ない	細粒分少ない	細粒分多い	細粒分少ない	細粒分少ない
Ｎ値※		33	7	16	21	50 回以上
締まり度		密	緩い	中位	中位	非常に密
透水性[60]		中位	中位	低い	中位	中位
評価結果		・既実施箇所と土性が同等であることを確認した。 ・既実施箇所より改良深度が深くなるため，限界注入速度試験を実施し，注入速度と注入圧力を確認する。				

※：試験箇所近傍調査孔を適用

[60] 地盤工学会，地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の１－，p.468，2020.

土性の評価結果は既実施箇所とほぼ同等であるが，改良深度が既実施箇所より深くなることから限界注入速度試験を実施し，注入速度と注入圧力を確認することとした。限界注入速度試験実施位置を図 3.6-116 に，限界注入速度試験実施位置の土質状況を図 3.6-117 に示す。なお，限界注入速度試験結果は，図 3.6-118 に示す。

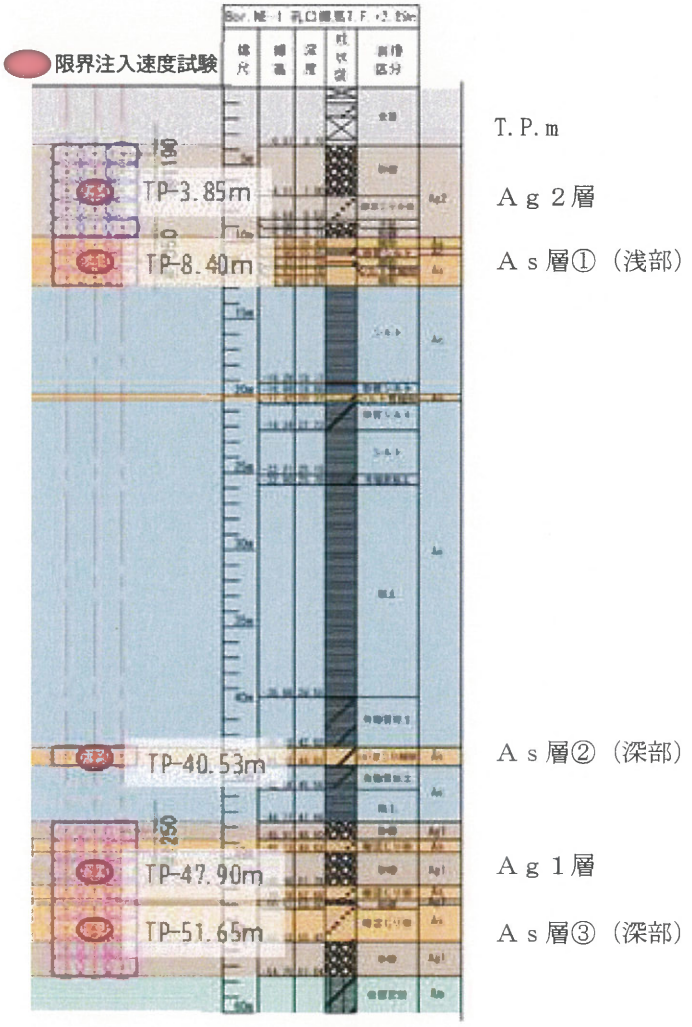


図 3.6-116　限界注入速度試験実施位置

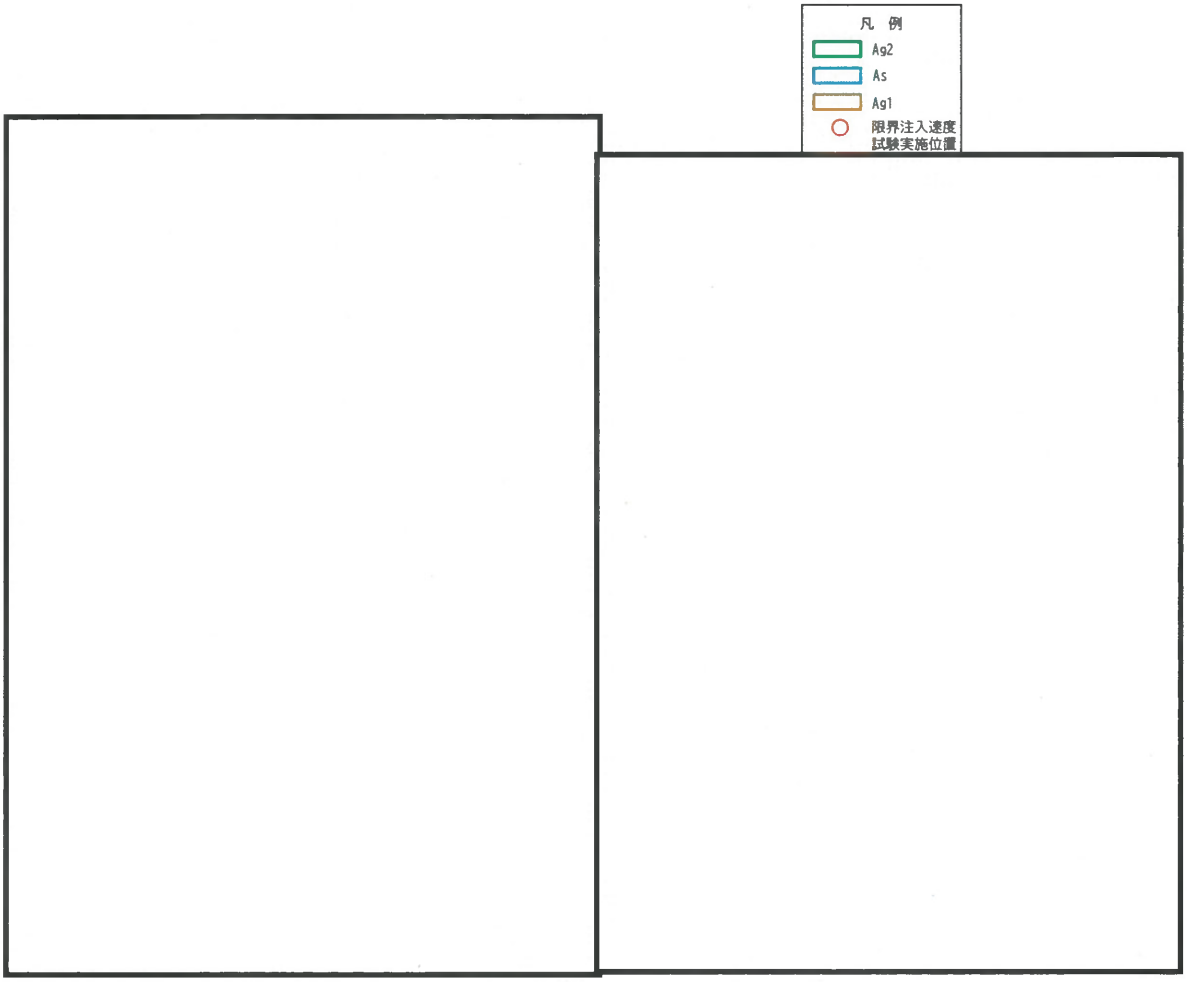
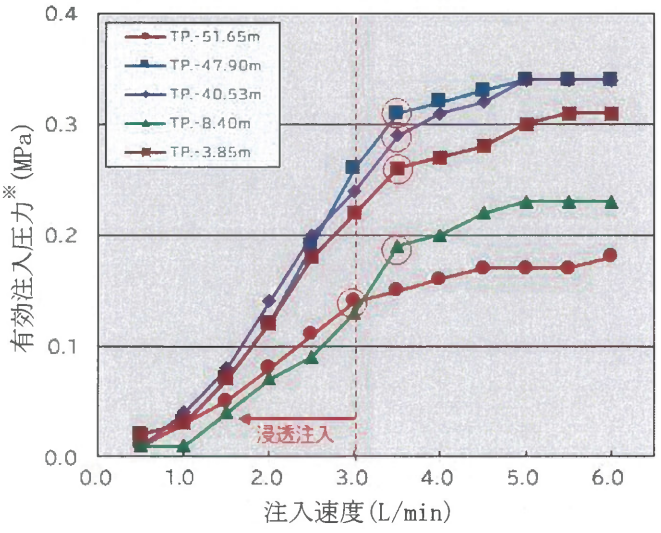


図 3.6-117　限界注入速度試験実施位置の土質状況



※有効注入圧力：注入圧力から当該箇所の静水圧を差し引いた値

【凡例】

○：限界注入速度

図 3.6-118　限界注入速度試験結果（図 3.6-50 再掲）

e. 既設構造物の地盤改良（薬液注入）の要求品質及び既実施箇所の施工結果

既設構造物の地盤改良（薬液注入・既実施）の品質についての確認事項を整理する。

地盤改良（薬液注入）の要求品質は，想定する地震力に対し，対象範囲の地盤が液状化しないことである。具体的には，構造設計（地震応答解析）から得られる最大せん断応力比に対し，改良地盤の液状化強度比がこれを上回ることとする。

既設構造物の地盤改良(薬液注入・既実施)は，上記の解析より求めた最大せん断応力比を上回る液状化強度比を発現させるために必要なシリカ含有量増分量の管理基準値を配合試験にて設定し，改良後の地盤を対象とした事後調査で計測したシリカ含有量増分量が管理基準値を上回ることを確認し，品質を確保したものと評価する。事後調査の結果，既実施の地盤改良は管理基準値を満足するとともに，防潮堤基礎構造変更後の地盤に対して設定した管理基準値も上回ることを確認した。以下に，既設構造物及び構造変更後の地盤改良に求められる最大せん断応力比の設定，最大せん断応力比の算定方法，既設構造物の品質評価について示す。

【既設構造物の地盤改良（薬液注入）設計時の最大せん断応力比（L_{max}）の設定】

地盤改良後の地震応答解析を実施し，各土層内に発生するせん断応力比の時刻歴波形から最大せん断応力比を抽出する。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐震評価における検討ケースを表 3.6-48 に，既設構造物の耐震評価における検討ケースを表 3.6-49 に，各土層の最大せん断応力比を表 3.6-50 に示す。また，最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル）を図 3.6-119 に，地盤のせん断応力時刻歴データとせん断応力比を図 3.6-120 に示す。

既設構造物の地盤改良（薬液注入）における検討では，既設構造物の耐震評価において厳しい結果となる地震動であるＳｓ－Ｄ１を選定し，地盤のせん断応力を大きめに評価する代表ケースとして，解析モデル全域を非液状化地盤として設定した地盤ケース⑤により，各土層の最大せん断応力比を算出した。

【構造変更後の最大せん断応力比（L_{max}）の設定】

構造変更後の耐震評価における検討ケースを表 3.6-51 に，各土層の最大せん断応力比を表 3.6-52 に示す。また，最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル）を図 3.6-121 に，地盤のせん断応力比時刻歴データと最大せん断応力比を図 3.6-122 に示す。

構造変更後の地盤改良（薬液注入）の検討においては，全ての基準地震動Ｓｓ に対して実施する地盤ケース①（基本ケース）において，最も大きいせん断応力比を示す地震動を用いて地盤ケース②～⑥を実施し，その結果から各土層の最大せん断応力比（L_{max}）を設定した。

【最大せん断応力比（L_{max}）算出方法】

なお，地盤のせん断応力時刻歴データから発生する最大せん断応力比（L_{max}）算出方法は以下の通りである。

$$L_{max} = \tau_{max}/\sigma'_{mo} \quad , \quad \sigma'_{m0} = (\sigma'_{v0} + 2\sigma'_{h0})/3$$

σ'_{m0}：t＝0 においての平均有効主応力

σ'_{v0}，σ'_{h0}：t=0 においての鉛直，水平成分の有効主応力

τ_{max}：動的せん断応力の時刻歴の最大値

次に，液状化安全率F_Lを 1 とし，改良後の地盤の液状化強度比R_{L20}を設定する。

$$F_L = (C_w \times R_{L20})/L_{max} = 1 \quad (C_w \fallingdotseq 1)$$
$$R_{L2} = L_{max}$$

上記の算出式より求められ既設構造物及び構造変更後の地盤改良（薬液注入）に必要な最大せん断応力比を表 3.6-53 に示す。

【既設構造物の地盤改良の品質評価】

既設構造物の地盤改良の品質について，既設構造物及び構造変更後の管理基準値と照らし合わせて評価する。表 3.6-53 に示す最大せん断応力比をもとに設定した既設構造物及び構造変更後の地盤改良（薬液注入）における要求品質とシリカ含有量増分量の管理基準値を表 3.6-54 に示す。地盤改良（薬液注入）の品質は，施工後の改良地盤を対象に実施する事後調査により得られるシリカ含有量増分量が管理基準値を上回ることで評価する。図 3.6-123 には，既設構造物の改良後の地盤を対象とした事後調査結果（シリカ含有量増分量）と管理基準値との比較を示すが，全土層で管理基準値を上回る結果が得られた。また，図 3.6-93 に構造変更後の管理基準値との比較を示すが，全土層で管理基準値を満足する結果が得られた。

これより，既実施の地盤改良（薬液注入）は要求品質を満足することを確認した。

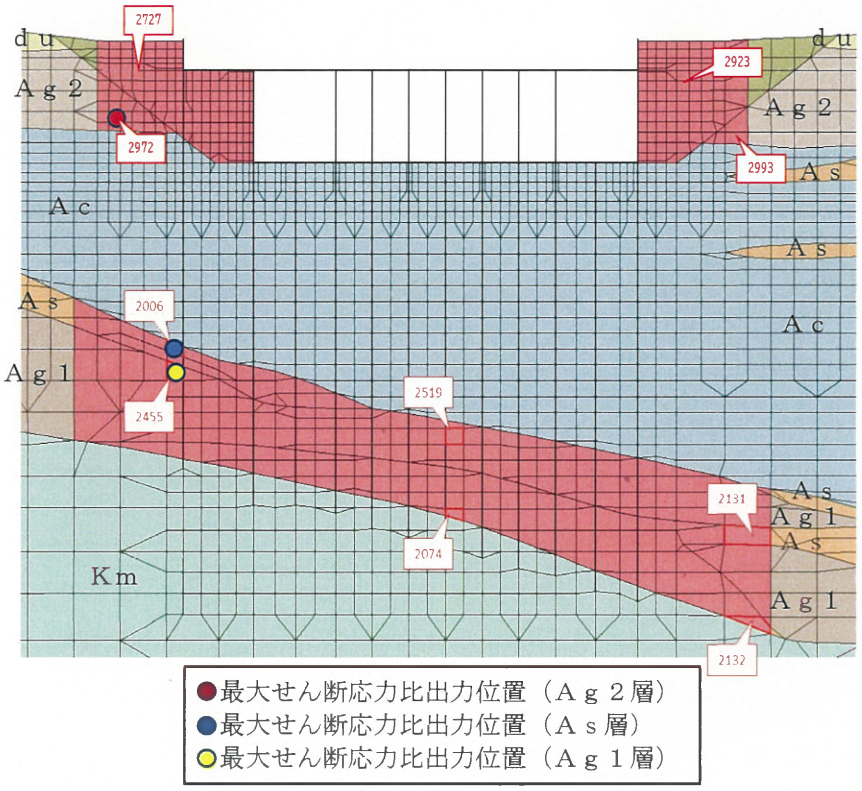


図 3.6-119　最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル）（既設構造物）

表 3.6-48　耐震評価における検討ケース（防潮堤（鋼製防護壁），表 3.6-26 再掲）

地盤ケース			①	②	③	④	⑤	⑥
原地盤	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地盤改良体（薬液注入）	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化
地震動（位相）	S_s-D1	(H+V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H+V−)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V−)	実施					
	S_s-11		実施					
	S_s-12		実施					
	S_s-13		実施					
	S_s-14		実施	−	−	−	−	−
	S_s-21		実施	−	−	−	−	−
	S_s-22		実施	−	−	−	−	−
	S_s-31	(H+V+)	実施	実施	実施	実施	実施	実施
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−

全ての基準地震動S_sに対して実施する地盤ケース①（基本ケース）において，最も大きいせん断応力比を示す地震動を用いて地盤ケース②～⑥を実施し，各土層の最大せん断応力比を設定する。

表 3.6-49　耐震評価における検討ケース（既設構造物）

地盤ケース			①	②	③	④	⑤	⑥
原地盤	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地盤改良体（薬液注入）	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化
地震動（位相）	S_s−D1	(H+V+)	−	−	−	−	既設構造物	−
		(H+V−)	−	−	−	−	−	−
		(H−V+)	−	−	−	−	−	−
		(H−V−)	−	−	−	−	−	−
	S_s−11		−	−	−	−	−	−
	S_s−12		−	−	−	−	−	−
	S_s−13		−	−	−	−	−	−
	S_s−14		−	−	−	−	−	−
	S_s−21		−	−	−	−	−	−
	S_s−22		−	−	−	−	−	−
	S_s−31	(H+V+)	−	−	−	−	−	−
		(H−V+)	−	−	−	−	−	−

表 3.6-50　最大せん断応力比

検討ケース	地震動	南基礎側				北基礎側				
		du	Ag2	As	Ag1	du	Ag2	As（浅部）	As（深部）	Ag1
構造変更後採用値	検討ケース最大値	0.51	0.59	0.65	0.58	0.65	0.62	0.58	0.54	0.57
既設構造物（取水構造物）ケース⑤	S_s−D1 (H+V+)	0.39	0.54	0.70	0.57	0.39	0.54	0.70	0.70	0.57

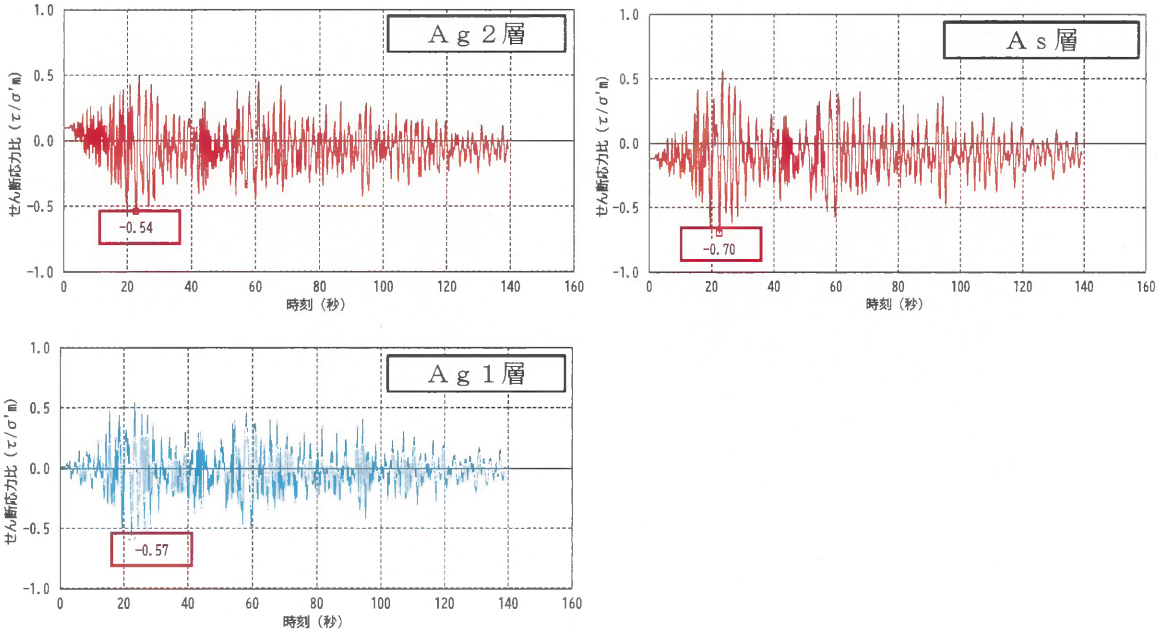


図 3.6-120　各土層のせん断応力比時刻歴データ（既設構造物）

表 3.6-51　耐震評価における検討ケース（表 3.6-26 再掲）

地盤ケース			①	②	③	④	⑤	⑥
原地盤	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	原地盤に基づく液状化強度特性（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地盤改良体（薬液注入）	地盤剛性の設定		原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（−1σ）	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮（+1σ）
	液状化強度特性の設定		非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化	非液状化
地震動（位相）	S_s−D1	(H+V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H+V−)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−
		(H−V−)	実施					
	S_s−11		実施					
	S_s−12		実施					
	S_s−13		実施					
	S_s−14		実施	−	−	−	−	−
	S_s−21		実施	−	−	−	−	−
	S_s−22		実施	−	−	−	−	−
	S_s−31	(H+V+)	実施	実施	実施	実施	実施	実施
		(H−V+)	実施	−	−	−	−	−

全ての基準地震動S_sに対して実施する地盤ケース①（基本ケース）において，最も大きいせん断応力比を示す地震動を用いて地盤ケース②～⑥を実施し，各土層の最大せん断応力比を設定する。

表 3.6-52　最大せん断応力比（表 3.6-27 再掲）

地盤ケース	地震動	南基礎側				北基礎側				
		du	Ag2	As	Ag1	du	Ag2	As（浅部）	As（深部）	Ag1
①	S_s－D1（H+V+）	0.37	0.47	0.56	0.45	0.47	0.56	0.51	0.52	0.52
	S_s－D1（H+V−）	0.36	0.47	0.56	0.45	0.47	0.56	0.51	0.54	0.52
	S_s－D1（H−V+）	0.37	0.51	0.57	0.49	0.46	0.55	0.49	0.46	0.52
	S_s－D1（H−V−）	0.38	0.50	0.57	0.49	0.47	0.54	0.50	0.46	0.53
	S_s－11	0.37	0.43	0.48	0.37	0.50	0.53	0.42	0.37	0.43
	S_s－12	0.39	0.44	0.58	0.45	0.51	0.50	0.51	0.49	0.52
	S_s－13	0.38	0.46	0.58	0.46	0.49	0.53	0.52	0.47	0.50
	S_s－14	0.37	0.45	0.51	0.39	0.49	0.51	0.50	0.40	0.42
	S_s－21	0.37	0.47	0.61	0.44	0.47	0.57	0.52	0.46	0.52
	S_s－22	0.35	0.48	0.51	0.38	0.43	0.49	0.51	0.38	0.44
	S_s－31（H+V+）	0.47	0.57	0.64	0.49	0.58	0.56	0.51	0.50	0.56
	S_s－31（H−V+）	0.46	0.55	0.64	0.51	0.61	0.62	0.54	0.49	0.49
②	S_s－31（H+V+）	0.50	0.59	0.65	0.50	0.59	0.58	0.53	0.53	0.57
③	S_s－31（H+V+）	0.43	0.55	0.62	0.48	0.55	0.54	0.49	0.47	0.55
④	S_s－31（H+V+）	0.25	0.43	0.61	0.55	0.32	0.41	0.51	0.50	0.57
⑤	S_s－31（H+V+）	0.47	0.55	0.61	0.57	0.64	0.58	0.50	0.50	0.56
⑥	S_s－31（H+V+）	0.51	0.56	0.62	0.58	0.65	0.59	0.52	0.53	0.56
最大値		0.51	0.59	0.65	0.58	0.65	0.62	0.54	0.54	0.57

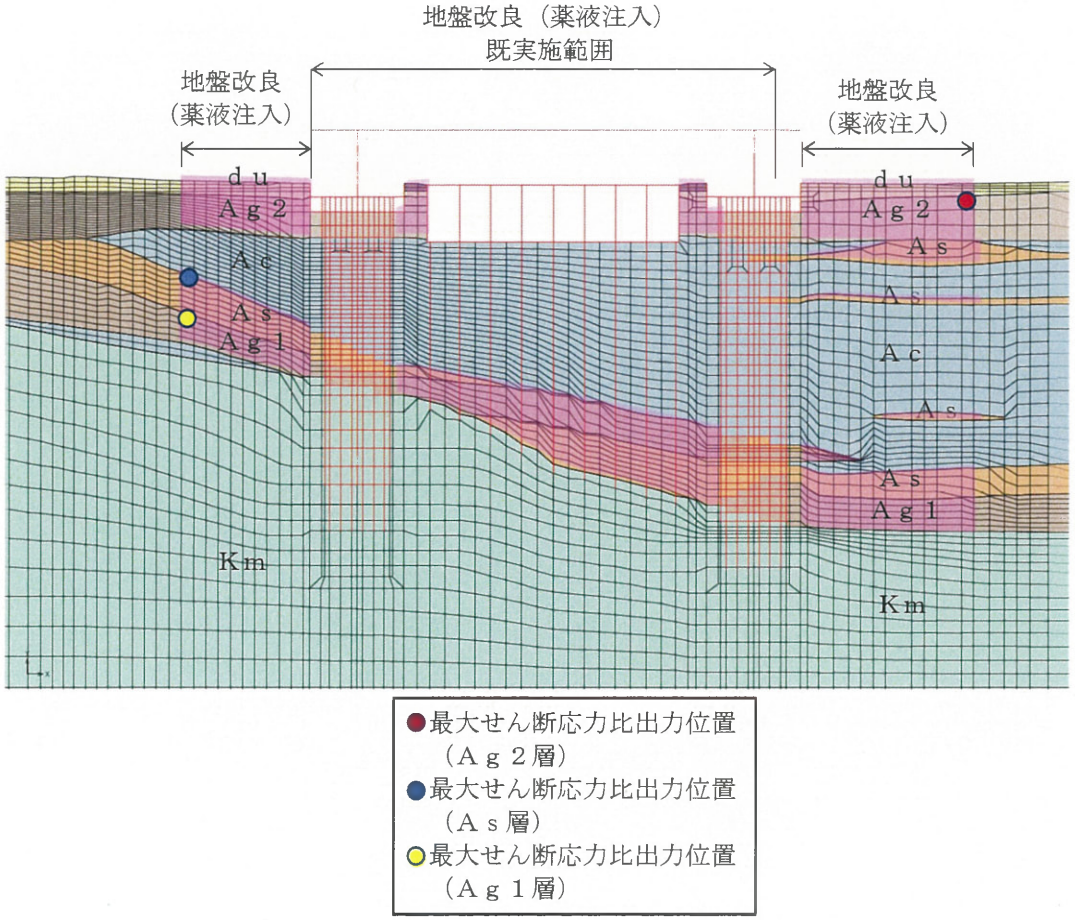


図 3.6-121　最大せん断応力比出力位置（２次元ＦＬＩＰ解析モデル，図 3.6-65 再掲）

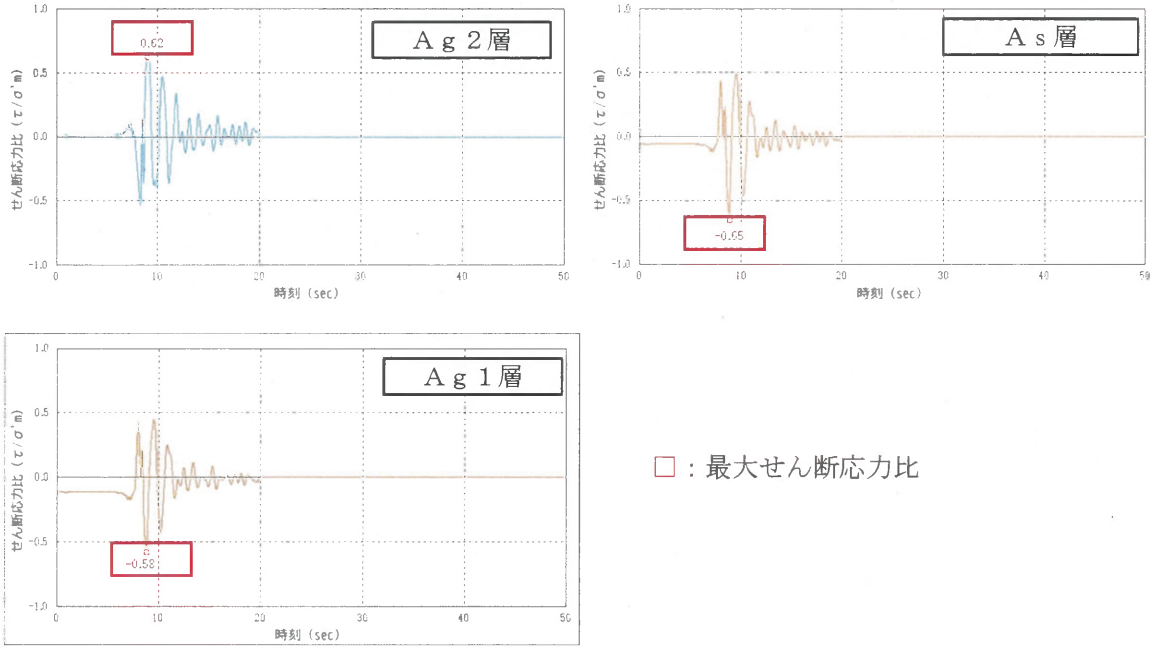


図 3.6-122　各土層のせん断応力比時刻歴データと最大せん断応力比（図 3.6-66 再掲）

表 3.6-53　２次元ＦＬＩＰ解析による地盤内の最大せん断応力比と液状化強度比

層区分	最大せん断応力比 L_{max}		要求品質(液状化強度比)	
	既設構造物 (既工認)	構造変更後 (今回工認)	既設構造物 (既工認)	構造変更後 (今回工認)
Ａｇ２	0.54	0.62	0.54 以上	0.62 以上
Ａｓ	0.70	0.65	0.70 以上	0.65 以上
Ａｇ１	0.57	0.58	0.57 以上	0.58 以上

配合試験結果に基づき管理基準値を設定した。各層のシリカ含有量増分量の管理基準値を表 3.6-54 に示す。

表 3.6-54　各層のシリカ含有量増分量の管理基準値

層区分	要求品質(液状化強度比)		管理基準値 (シリカ含有量増分量)	
	既設構造物 (既工認)	構造変更後 (今回工認)	既設構造物 (既工認)	構造変更後 (今回工認)
Ａｇ２	0.54 以上	0.62 以上	2.9 mg/g 以上	5.1 mg/g 以上
Ａｓ	0.70 以上	0.65 以上	8.8 mg/g 以上	8.0 mg/g 以上
Ａｇ１	0.57 以上	0.58 以上	6.7 mg/g 以上	7.3 mg/g 以上

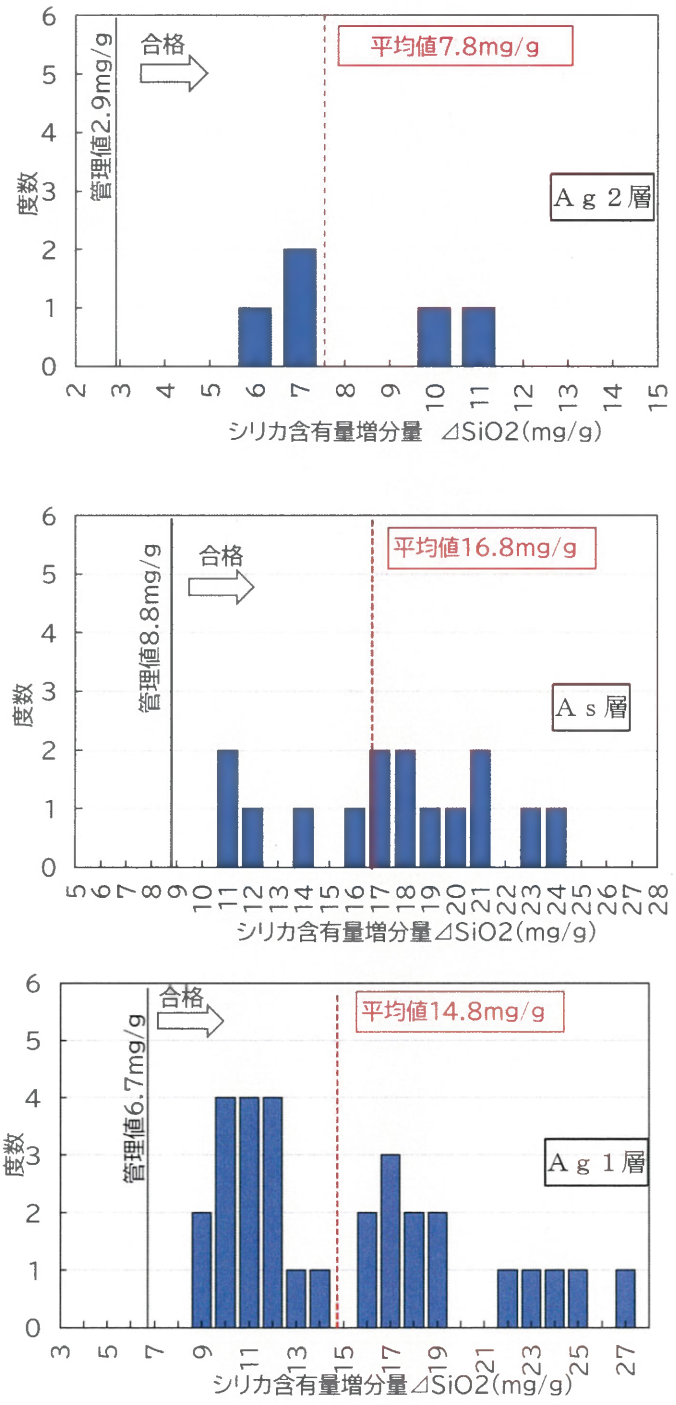


図 3.6-123　既実施箇所のシリカ含有量増分量測定結果と既設構造物の管理基準値の比較

f.　既実施地盤改良体の液状化強度試験

(a)　既実施地盤改良体における液状化強度試験用の試料採取箇所

既実施地盤改良体における試料採取位置を図 3.6-124 に示す。既実施箇所において，地盤改良体の液状化強度比の評価を実施した。試料の採取方法は，砂・礫質土を対象とした際に乱れの影響が小さいとされるＧＳサンプリングで実施した。

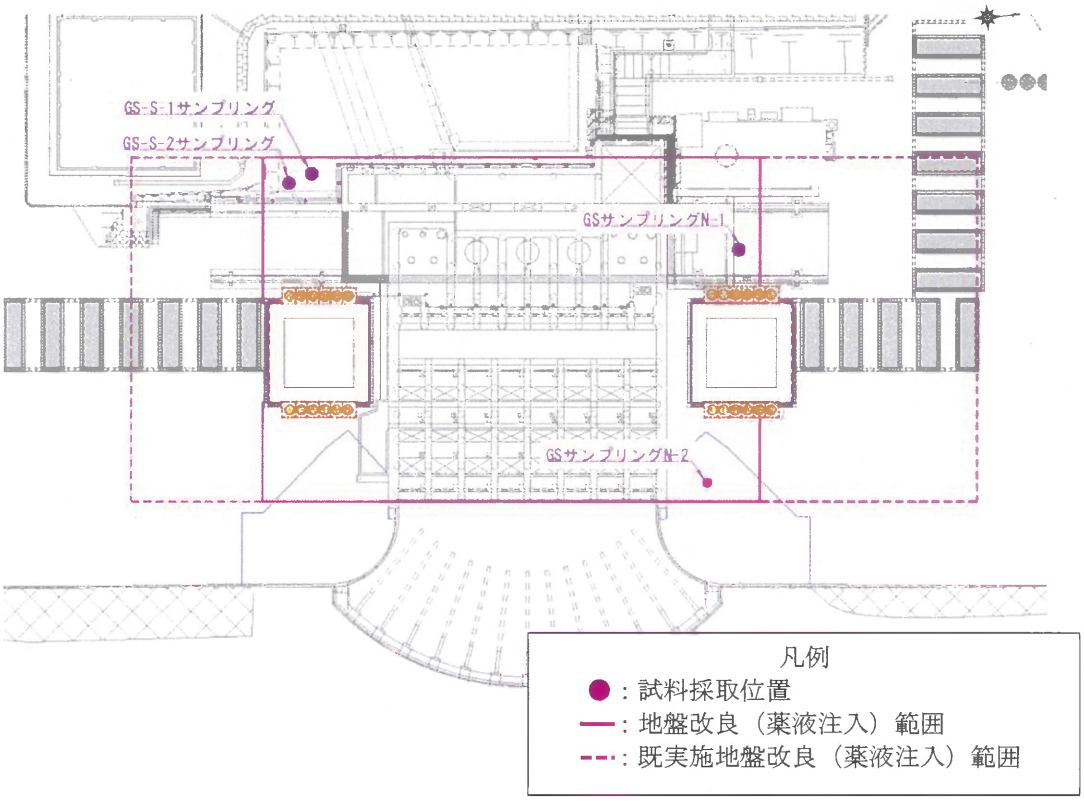


図 3.6-124　既実施地盤改良体の試料採取位置

(b)　土の液状化と液状化強度試験

地下水位以深の飽和した砂・礫質土地盤は，地震動のような繰返し荷重が作用すると非排水状態での繰返しせん断となり，緩詰の砂・礫質土地盤ではせん断変形に伴う土粒子の移動により間隙の水圧が上昇し，土粒子は水中に浮いた状態となりせん断強度が失われ，液体と似た挙動を示すこととなり，この現象を液状化という。地盤の液状化の概念を図 3.6-125 に示す。

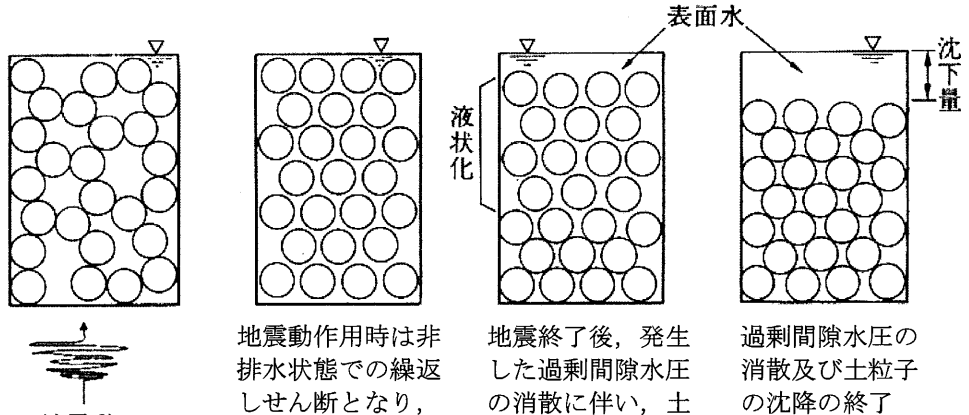
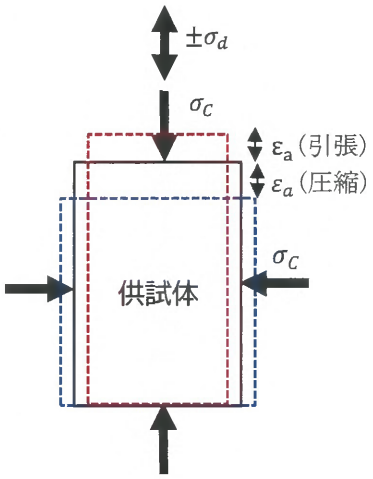


図 3.6-125　地盤の液状化の概念[61)]

地盤の液状化強度の試験法は，供試体に一定の拘束圧を加えた状態で軸差応力σ_dを圧縮・引張方向に載荷を行う繰返し非排水三軸試験，拘束圧の制御が可能で供試体上部に一定のトルクT（せん断力）を回転方向に正負で載荷を行う中空繰返しねじりせん断試験が代表的なものである。繰返し非排水三軸試験と中空繰返しねじりせん断試験を図 3.6-126 に示す。繰返し非排水三軸試験は軸ひずみε_aが 5%，中空繰返しねじりせん断試験はせん断ひずみε_sが 7.5%に達した際の過剰間隙水圧比が 0.95 以上に達することを液状化としており，$\varepsilon_s = (1+\nu)\varepsilon_a$の関係から非排水条件でのポアソン比$\nu = 0.5$とすると$\varepsilon_a = 5\%$と$\varepsilon_s = 7.5\%$は同一の状態を示す。

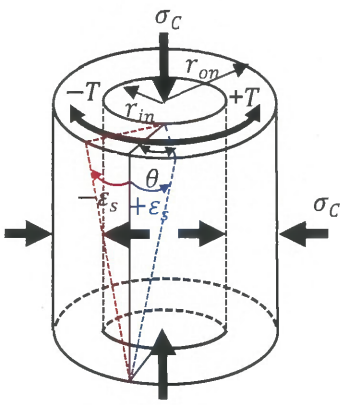
中空繰返しねじりせん断試験の標準供試体の厚さ(20 ㎜)は最大粒径の 5～10 倍以上が望ましいこと[62)]からこれに合致する土粒子の粒径が比較的小さいＡｇ２層，Ａｓ層は中空繰返しねじりせん断試験，合致しない土粒子の粒径が大きいＡｇ１層は繰返し非排水三軸試験を適用した。

61) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版株式会社，1991.
62) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説［第一回改訂版］－二分冊の２－，pp. 740～741，2020.



σ_C：拘束圧
σ_d：繰返し載荷応力
ε_a　：軸ひずみ

繰返し非排水三軸試験



σ_C：拘束圧
T　：トルク
ε_s：せん断ひずみ

中空繰返しねじりせん断試験

図 3.6-126　繰返し非排水三軸試験と中空繰返しねじりせん断試験

(c)　液状化強度試験結果に対する考察

施工後の品質管理は採取した試料のシリカ含有量増分量を確認する計画であるが，地盤改良の改良品質について既実施箇所にてＧＳサンプリングにより採取した試料を用いた液状化強度試験により直接確認した結果及びその考察を以下に示す。

【試験結果及び考察】（以下は代表してＡｇ２層の結果等を示す。）

・液状化強度試験試料の平均シリカ含有量増分量は 11.023 mg/g であり，シリカ含有量増分量の管理基準値 5.1 mg/g を上回った。

・液状化強度試験による $R_{L20}(-1\sigma)=0.623$ は設計せん断応力比 0.62 とほぼ同様な値であった。試験の結果から「せん断ひずみ 7.5 %においても過剰間隙水圧比は 95 %に未達」であり，液状化の定義から「液状化していない」と評価した。なお，液状化強度曲線を求めるデータは過剰間隙水圧比の値に拘らず試験の停止条件である「せん断ひずみ 7.5 %」に達した際の繰り返し載荷回数を採用している。液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果を図 3.6-127 に示す。

・シリカ含有量増分量と液状化強度比の相関よりも液状化強度試験による $R_{L20}(-1\sigma)$ が小さかった理由としては，試料採取時の土被り圧の解放，サンプラーとの摩擦などによる試料の乱れの影響[63), 64)]によるせん断ひずみの進行の増大によるものである。シリカ含有量増分量と液状化強度比 $R_{L20}(-1\sigma)$ 判定結果を図 3.6-128 に示す。

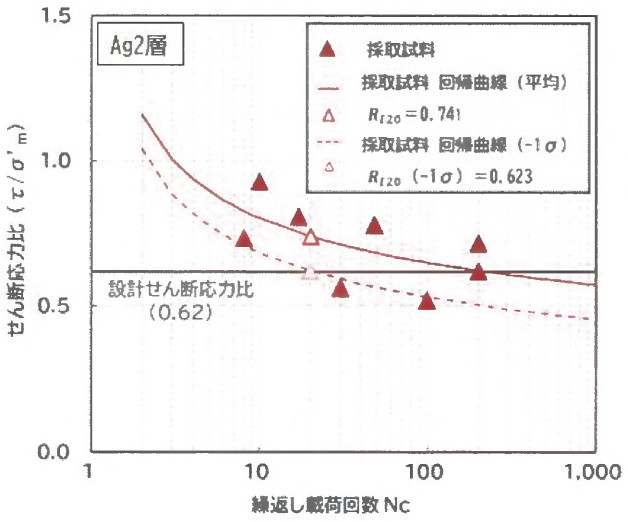


図 3.6-127　液状化強度試験（中空繰返しねじりせん断試験）結果

63) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688，pp.9～198，1990．12.

64) 利藤房男：乱れの少ない試料のサンプリング技術，応用地質技術年報，No.36，pp.41～48，2017.

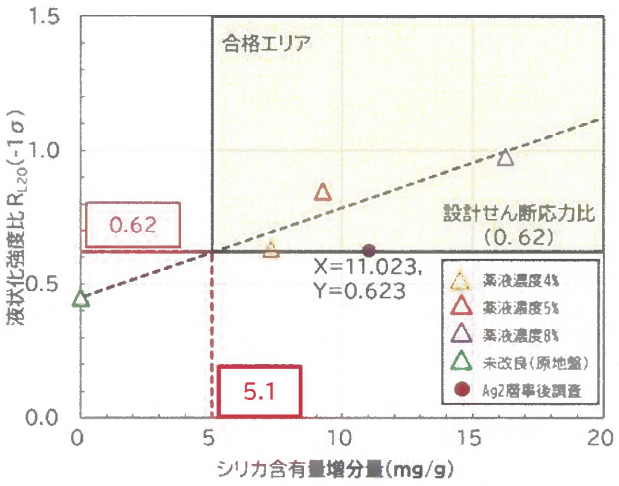


図 3.6-128　シリカ含有量増分量と液状化強度比 R_{L20}(－１σ)判定結果

(d)　未改良土と改良土の液状化強度試験による繰返しせん断特性

過剰間隙水圧比の変化，せん断ひずみの変化，せん断ひずみと繰返しせん断応力の関係について未改良土（Ａｇ２層）の液状化強度試験の結果を図 3.6-129 に，改良土（Ａｇ２層）の液状化強度試験の結果は図 3.6-130 に示す。

平均有効主応力σ'_mは以下の式により設定する。

$$\sigma'_m = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$$

σ'_v：鉛直応力

σ'_h：水平応力

なお，液状化強度試験におけるσ_c（拘束圧）はσ'_mに相当する。

また，未改良土と改良土の液状化強度試験結果の比較について表 3.6-55 にまとめた。

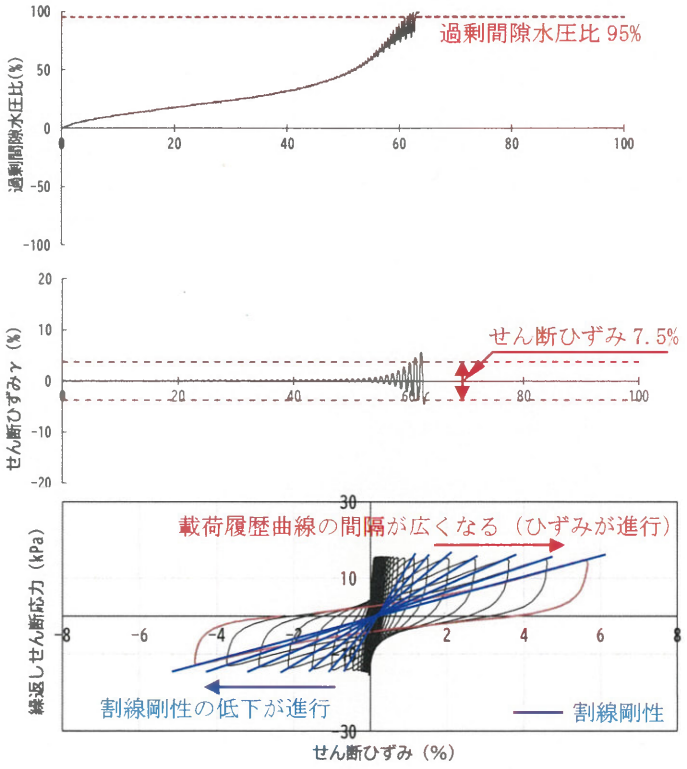


図 3.6-129　未改良土（Ａｇ２層，(τ/σ'_m)=0.472）の液状化強度試験結果

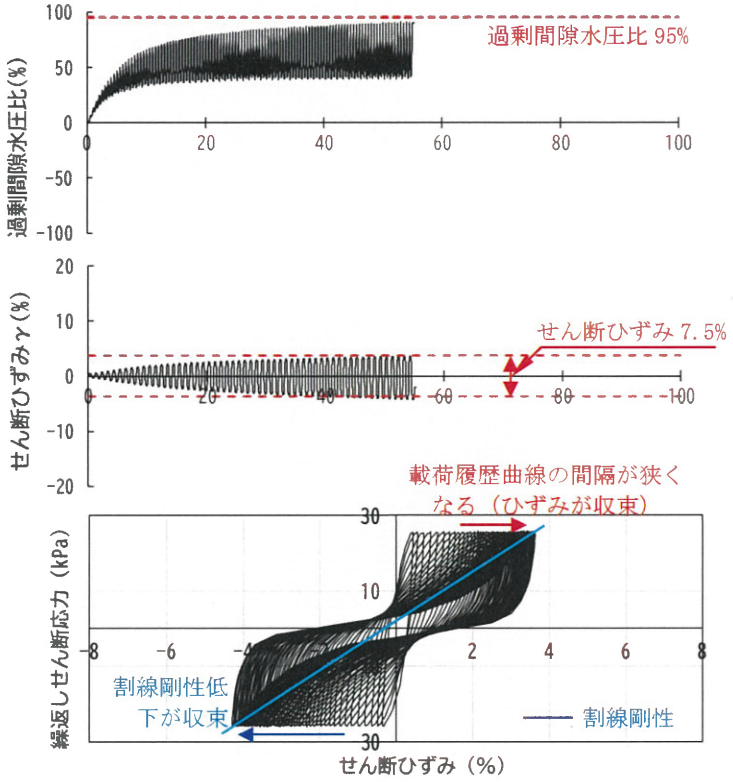


図 3.6-130　改良土（Ａｇ２層，(τ/σ'_m)=0.782）の液状化強度試験結果

表 3.6-55　未改良土と改良土の液状化特性の比較

項目	未改良土	改良土
過剰間隙水圧比	繰返し載荷とともに徐々に蓄積され漸増するが，ある繰返し回数（本試験では 50 回）付近で急激に増加し，その後過剰間隙水圧比 95 %に達しており，液状化に至っている。	繰返し載荷初期は過剰間隙水圧の増加量が大きいが，その増加量は徐々に減じており，せん断ひずみ 7.5 %でも過剰間隙水圧比は 95 %に達せず，液状化に至っていない。
せん断ひずみ	ある繰返し回数（本試験では 50 回）以上で急増し，過剰間隙水圧比 95 %に達したほぼ同じ時点でせん断ひずみ 7.5 %に達しており，液状化に至っている。	繰返し載荷初期はせん断ひずみの増加量は大きいが，その増加量は徐々に減じながらせん断ひずみ 7.5 %に達する（過剰間隙水圧の増加に伴うせん断ひずみの急増は見られないことから液状化に至っていない）。
せん断応力とひずみ関係	ある繰返し回数（本試験では 50 回）以上でせん断ひずみの振幅が大きくなり，最終的には過剰間隙水圧の増加により割線剛性の低下が進行し，剛性を失った扁平な形状の載荷履歴曲線を示しており液状化に至っている。	繰返し載荷初期のせん断ひずみの振幅は未改良土より大きいが，載荷履歴曲線のせん断ひずみの振幅は徐々に収束し，試験後半ではほぼ同じ形状で割線剛性の低下が収束しており，剛性を維持していることから液状化に至っていない。

g.　シリカ含有量測定（ＩＣＰ発光分光分析）

ＩＣＰ発光分光分析（Inductively Coupled Plasma Optical Emission Spectrometry）は，高温の誘導結合プラズマ*1を用いて試料中の元素を原子・イオン状態に励起*2し，各元素が発する固有波長の発光スペクトルを測定することにより，多元素を同時に定性・定量分析する分析手法である。

＊１：誘導結合プラズマ（ＩＣＰ）：高周波電磁誘導によって生成・維持される高温プラズマであり，温度は約5,700～9,700℃である。
＊２：励起：原子やイオンにエネルギーを与えて高いエネルギー状態にすること。

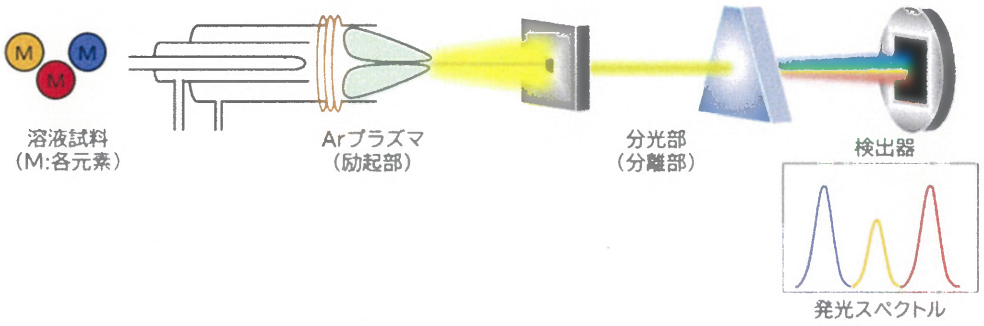


図 3.6-131　ＩＣＰ発光分光分析の原理（日鉄テクノロジー株式会社 HP より）

(3)　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の文献等

地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果を表 3.6-40 に示し，【対策要】としたものについては対策を示した。対策を示していないものについては，対策が不要であることを示す文献等の根拠を以下に示す。

（地質①）改良範囲の地質の不均一性から，必要な強度が得られない。 （構造①）改良範囲の地質構造に局所的な分布の偏りが存在し，必要な強度が得られない。

掘削により計画範囲の地盤は撤去するため，地質の影響は受けない（図 3.6-132）。

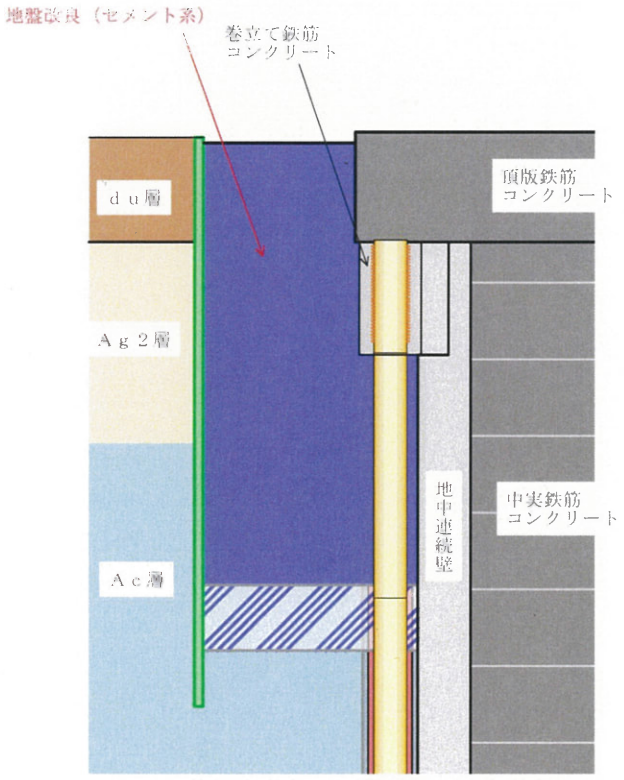


図 3.6-132　地盤改良（セメント系：掘削・置換工法）範囲断面図

（環境①）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。
（環境②）凍結・融解の影響により強度が劣化する。

凍結が懸念される環境下では施工を実施しない計画であることから，凍結の影響は受けない（図 3.6-132）。

東海第二発電所は凍害を受ける地域には該当しないことから，凍結・融解の影響により強度が劣化することはない。地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる（図 3.6-133）。

また，今回施工する流動化処理土には約 220 kg/m^3 のセメントが含まれており，セメント添加量は約 15 %である。セメント添加率が 10 %を超えると凍上抑制効果がある[65]（図 3.6-134 参照）。

➡福島県ホームページ

（https://www.pref.fukushima.lg.jp/sec/41065b/toketusindo.html）

10年確率凍結指数		理論最大凍結深さ	凍結深さ（置換厚）	
			舗装新設	簡易舗装
500以上		（別途計算による）		
450～500		108	76	70
400～450		102	71	66
350～400		95	67	62
300～350		88	62	57
250～300		81	57	53
200～250		72	50	47
150～200		63	44	41
100～150		54	38	35
50～100		42	29	27
50以下		27	19	18

◉ 福島地方気象台データ箇所
◎ 現場調査データ箇所
○ 標高差補正箇所
※積雪地区については別途検討する
都市界
町村界

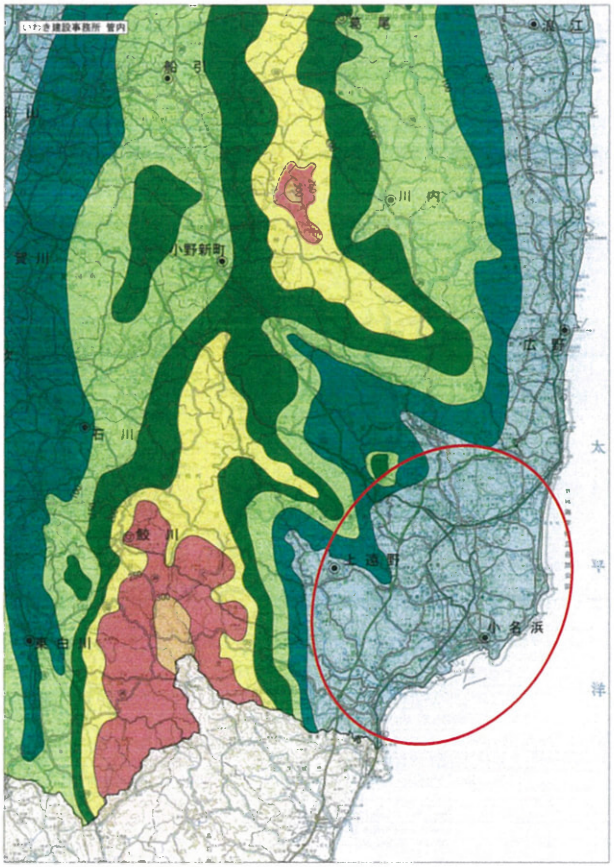


図 3.6-133　小名浜地区における凍結指数（10 年確率）

[65] 一般社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル-第５版-，p. 71，2021.

（2）改良土の凍上抵抗性

寒気による地表面の冷却によって土壌内の水分が凍結して膨張する現象を凍上と呼ぶ。凍上は場所によって不均一に生じるため，地上の構造物および地下に埋設されている構造物が不均一に持ち上げられ，破壊されることがある。

セメント系固化材による凍上抑制の例を図-2.39 に示す[43]。なお，凍上試験は「凍上性判定のための土の凍上試験方法（JGS 0172）」に準拠した。添加率で 7 %（添加量で 100 kg/m³ 程度）以下までは凍上抑制効果があまり顕著でないことがわかる。また，セメント系固化材による添加率が 10 % を超えると凍上抑制効果が期待できるとの報告がある[43]。

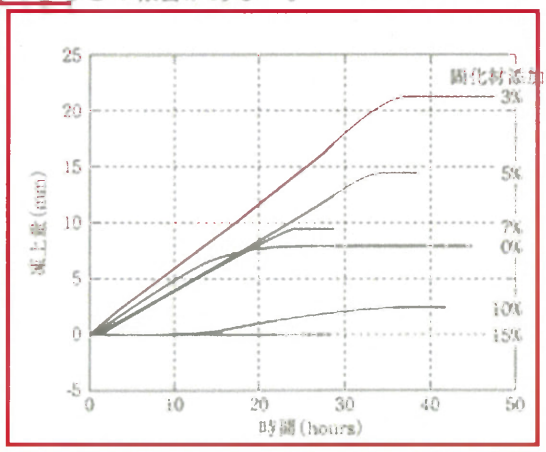


図-2.39 固化材添加率と凍上量の関係

（3）改良土の凍結融解および乾湿繰返しによる劣化抵抗性

改良土が地表面に露出している場合，積雪寒冷地等気象条件の厳しい地域や日当たりの悪い斜面部においては，凍結融解の繰返しや乾燥・湿潤の繰り返し作用により改良土の表面は劣化する恐れが十分に考えられる。既往の試験結果[44]では，凍結融解および乾燥湿潤の繰返しによる強度変化の傾向は，改良対象土によって異なることが示されている。セメントおよび生石灰で改良した山砂における凍結融解・乾燥湿潤させたサイクル数の違いによる一軸圧縮強さを図-2.40 に示す。セメントの添加率が低い場合および生石灰を添加した場合に凍結融解で供試体の崩壊が示されている。セメントでは添加量を多くすることにより崩壊しにくい傾向にある。また，セメントに比較して生石灰が崩壊しやすい（凍結融解は 1 サイクルで全試料崩壊）。その他，セメントで改良したまさ

図 3.6-134　セメント添加量と凍上抑制効果の関係[66]

[66] 一般社団法人セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル−第５版−，p. 71，2021.

（地下水①）地下水の水質（pH，塩分等）が強度に影響を与える。

仮設土留めは粘性土層（Ａｃ層）まで根入れし帯水層からの地下水の浸入を防止することは可能である。さらに，底盤のヒービング対策により地盤改良した底盤からの地下水の浸入はない。また，仮設土留め内に地下水が浸入しても排水する計画である。以上のことから，地下水の影響を受けない（図 3.6-135）。

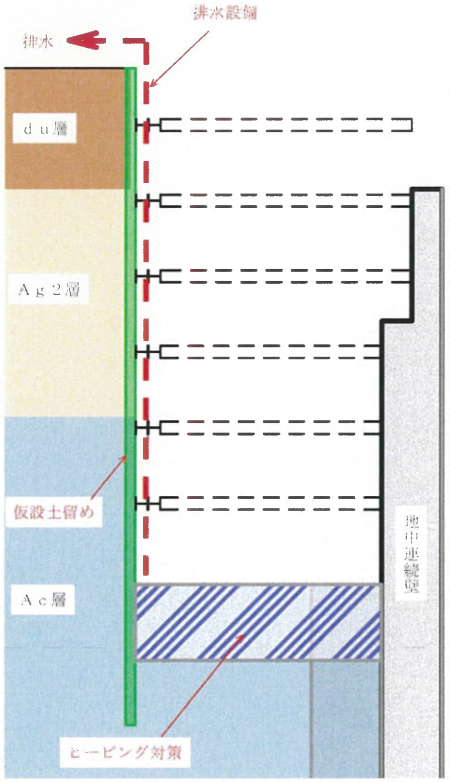


図 3.6-135　仮設土留め内の排水計画断面図

（環境③）海の近傍に位置することから地下水中の水質（pH，塩分等）により劣化し長期的に強度が低下する。

海水中の硫酸イオンによる劣化（強度低下）を防ぐ高炉セメントＢ種（耐硫酸塩セメント）を使用し，劣化を防止する計画である。根拠となる文献[67]を図 3.6-136 に示す。

Ⅳ．まとめと結論

普通ポルトランドセメントと高炉セメントＢ種を用いたモルタルを水養生および硫酸塩溶液養生し，その場合の曲げおよび圧縮強度の比較実験を実験計画法に基いて行い，高炉セメントＢ種を使用したモルタルの耐硫酸塩性を調べたが，その結果，次の結論が得られた。

1．曲げ強度においては硫酸塩溶液養生の場合の方が大きいが，材令の経過とともに，養生方法による強度差の水養生のときの強度に対する比が減少している。圧縮強度では，材令が14日，28日と経過するにつれて，水養生のときの方が大きくなっている。

2．水養生のとき，セメントの種類による強度差は多くの場合95％信頼限界の重複範囲内にあって，優劣の判定はつけがたい。しかし，硫酸塩溶液養生のときは，曲げ，圧縮のいずれの強度のときにも高炉セメントを使用した場合が強度が大きく，材令とともにその差は増大しており，高炉セメントＢ種を使用したモルタルの耐硫酸塩性がすぐれていることがわかる。

3．水セメント比が小さい方が圧縮強度が大きくなり，初期では50％前後の寄与率をもつ。しかしながら，曲げ強度では水セメント比は有意な因子として表われなかった。

Ⅴ．あとがき

海岸や海洋に築造するコンクリート構造物の耐海水性を増すために使用されるセメントのうち，高炉セメントＢ種の耐硫酸塩性について，実験計画法に基き，若干の実験的検証を試みた。その結果，高炉セメントＢ種の耐硫酸塩性が示された。ただ，海水の作用を受けるコンクリートは長年月にわたるものであるが，本実験では都合上，腐食を促進するために硫酸塩の飽和溶液を使用した上で，28日強度までを対象とした。

最後に，本研究の遂行にあたり，本学松田助手，ならびに上安誠之君より種々御助力を得た。記して謝意を表する。

引用文献

1）土木学会編：土木工学ハンドブック下巻，土木学会，p. 2355 '74。
2）たとえば近藤連一：耐海水セメント，コンクリートジャーナル Vol. 10，No. 8 pp. 28—31 '72。
3）田口玄一：実験計画法（上），丸善，pp. 78—120，'62。

（昭和51年9月27日受理）
（昭和52年2月2日分冊発行）

図 3.6-136 高炉セメントを使用したモルタルの耐硫酸塩性について

[67] 中崎昭人，篠和夫：高炉セメントを使用したモルタルの耐硫酸塩性について，高知大学学術研究報告，第25巻，自然科学第7号，昭和52年2月．

（設計④）配合試験において試験データにばらつきがあり，強度を適切に評価できない。

品質（強度）に影響を及ぼす可能性のある母材は購入砂であり，配合設計で検討する項目は材料の比率のみとなる。また，材料の比率と品質（強度）との相関はマニュアル[68]にて確認できている（図 3.6-137 参照）。

配合手順の第2段階として，最小湿潤密度の泥水に対して必要固化強度を確保するための固化材添加量を求める．最小湿潤密度の泥水に固化材添加量をパラメータとして数種類の供試体を作製し，一軸圧縮試験を実施する．一軸圧縮強さと固化材添加量の関係を整理して，所要の強度を得るために必要な固化材添加量を決める．

第3段階として，固化材を含む流動化処理土の湿潤密度をパラメータとして一軸圧縮強さ（固化強度）と湿潤密度の関係を求める．まず主材（原料土）に少量の水を加え，流動状態とする．フロー値の下限値が決まっている場合は，その状態になるまで水を加え流動性を整える．この泥水に固化材を加え，試料泥水とする．

この状態の泥水は水が少なく密実で，流動化処理土に品質として求められる湿潤密度を越えていることが多い．密度 1.3 g/cm³ 程度の泥水を使う場合は，粗粒土の添加量を決めるため計算により粗粒土混合比（率）を求め，適宜，粗粒土追加する．このあと図に示すような一連の配合試験を実施する．泥水の湿潤密度をパラメータとしているので，適宜，試料泥水に加水して，試験を繰り返す．

3.4.2 配合の決定

求める配合は，配合設計基準図を作成することにより決まる．沖積粘土の配合試験結果により作成した配合設計基準図を，例として図-3.3 に示す．

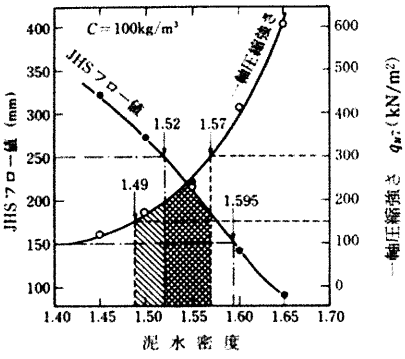


図-3.3 配合設計基準図（泥水混合率 100 %の場合）

フロー値と一軸圧縮強さについては，要求品質として上限値と下限値が指定されることが多い．指定された上限と下限の数値を配合設計基準図の縦軸にマークして，この数値に対する泥水の湿潤密度の範囲を求め2つの品質の重複する範囲を絞り込む．

配合決定の手順を固化材添加量 100 kg の場合を，例として以下に示す．まず現場の要求品質を打設時のフロー値 150～250 mm，材齢7日時の一軸圧縮強さ 150～300 kN/m² とする．この要求品質の範囲を配合設計基準図に線引きする．するとフロー値 150 ～ 250 mm に対して泥水の湿潤密度が 1.595～1.52 g/cm³ として得られる．次に，一軸圧縮強さ 150～300 kN/m² に対して，泥水の湿潤密度が 1.49～1.57 g/cm³ として得られる．示された範囲の中心値が目的の泥状土の配合となり，主材（原料土）と水，および固化材の量が決まる．製造段階では，この湿潤密度の範囲が 1.52 ～ 1.57g/cm³ に収まれば泥状土として所要の品質が確保される．

なお，ブリーディング率で配合が決まる場合には，フロー値の替わりにブリーディング率と，一軸圧縮強さを縦軸，湿潤密度を横軸にとり，要求を満たす範囲を決める．

56

図 3.6-137 材料比率を調整して得られた泥水の密度と品質（強度，フロー値）の関係

[68]独立行政法人土木研究所 株式会社流動化処理工法総合監理編：流動化処理土利用技術マニュアル《平成 19 年/第2版》，p. 56，2008.

（材料①）改良材（セメント）の品質にばらつきがあり，必要な強度が得られない。

改良材(セメント)は工場生産品であり，各メーカーから定期的に提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認できる。また現場納入時は，改良材（セメント）の比重を測定して所定の品質を確認したうえで受け入れるため，改良材(セメント)の品質のばらつきが改良品質に影響を及ぼすことはない（図 3.6-138 参照）。

セメント試験成績表

太平[redacted]社

2026年(令和8年) 3月度

品質＼種類		普通ポルトランドセメント JIS R 5210				早強ポルトランドセメント JIS R 5210				高炉セメントB種 JIS R 5211			
		JIS 規格値	試験成績 平均値	標準偏差	最大値(最小値)	JIS 規格値	試験成績 平均値	標準偏差	最大値(最小値)	JIS 規格値	試験成績 平均値	標準偏差	最大値(最小値)
密度	g/cm³	—	3.16	—	—	—	3.14	—	—	—	3.04	—	—
比表面積	cm²/g	2500以上	3280	74	—	3300以上	4570	60	—	3000以上	3890	54	—
凝結	水量 %	—	27.5	—	—	—	30.8	—	—	—	28.7	—	—
	始発 h-min	60min以上	2-13	—	(1-55)	45min以上	1-52	—	(1-30)	60min以上	3-05	—	(2-20)
	終結 h-min	10h以下	3-32	—	3-55	10h以下	2-56	—	3-30	10h以下	4-30	—	5-20
安定性	パット法	良	良	—	—	良	良	—	—	良	良	—	—
圧縮強さ N/mm²	1 d	—	—	—	—	10.0以上	24.8	0.90	—	—	—	—	—
	3 d	12.5以上	30.0	1.45	—	20.0以上	46.3	1.08	—	10.0以上	21.3	0.81	—
	7 d	22.5以上	46.2	1.43	—	32.5以上	58.6	1.15	—	17.5以上	37.6	1.09	—
	28 d	42.5以上	62.3	1.34	—	47.5以上	68.3	1.56	—	42.5以上	63.7	1.84	—
水和熱 J/g	7 d	—	334	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	28 d	—	394	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
化学成分 %	酸化マグネシウム	5.0以下	1.10	—	2.48	5.0以下	1.14	—	2.35	6.0以下	3.01	—	3.93
	三酸化硫黄	3.5以下	2.05	—	2.28	3.5以下	2.94	—	3.10	4.0以下	2.04	—	2.23
	強熱減量	5.0以下	2.33	—	2.52	5.0以下	0.98	—	1.20	5.0以下	1.29	—	1.82
	全アルカリ	0.75以下	0.53	—	0.60	0.75以下	0.48	—	0.56	—	—	—	—
	塩化物イオン	0.035以下	0.024	—	0.026	0.02以下	0.009	—	0.013	—	0.016	—	—

備考

試験方法は JIS R 5201、JIS R 5202、JIS R 5203 及び JIS R 5204 による。
28d 圧縮強さ及び 28d 水和熱は前月度の値を示す。

全アルカリの最大値のうち直近6ヶ月の最大の値

普通ポルトランドセメント	0.62 %
早強ポルトランドセメント	0.56 %

高炉セメントB種

ベースセメントの全アルカリ	0.53 %
高炉スラグの分量	40～45 %

図 3.6-138　セメント試験成績表

（材料②）劣化により長期的に強度が低下する。

セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する既往論文[69]（図 3.6-139）に記載の通り，現地盤に造成した改良柱体を数年ごとにコアサンプリングを行って計 22 年間の経年劣化を確認している。一軸圧縮強さは長期的な強度低下傾向が見られないことから，地盤改良としての有効性が確認されている（図 3.6-139）。

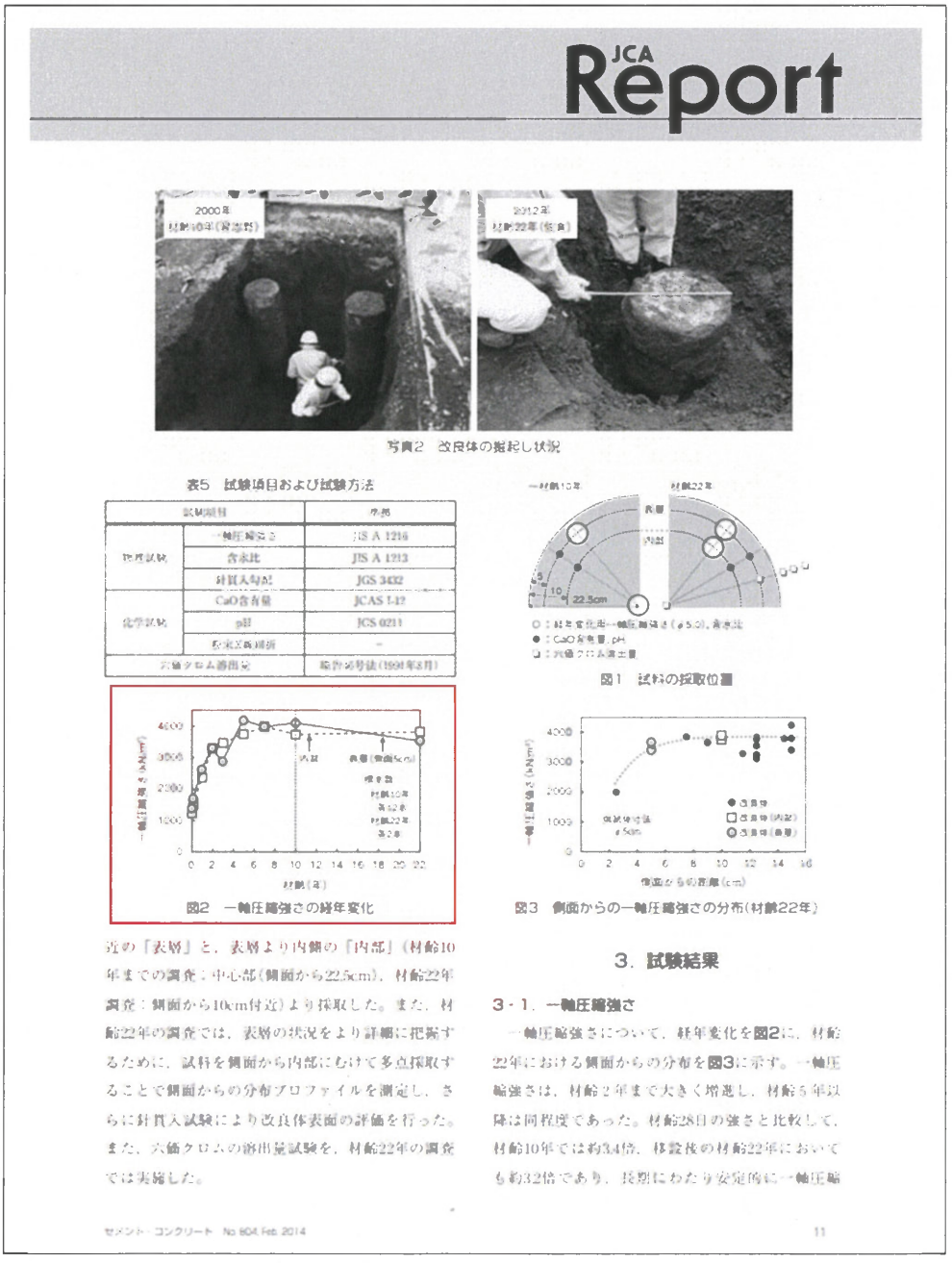

JCA Report

写真2　改良体の掘起し状況

表5　試験項目および試験方法

試験項目		準拠
物理試験	一軸圧縮強さ	JIS A 1216
	含水比	JIS A 1213
	針貫入勾配	JGS 3432
化学試験	CaO含有量	JCAS I-12
	pH	JCS 0211
	粒度区分調整	-
六価クロム溶出量		環告46号法(1991年8月)

図1　試料の採取位置

図2　一軸圧縮強さの経年変化

図3　側面からの一軸圧縮強さの分布(材齢22年)

近の「表層」と，表層より内側の「内部」（材齢10年までの調査：中心部（側面から22.5cm），材齢22年調査：側面から10cm付近）より採取した。また，材齢22年の調査では，表層の状況をより詳細に把握するために，試料を側面から内部にむけて多点採取することで側面からの分布プロファイルを測定し，さらに針貫入試験により改良体表面の評価を行った。また，六価クロムの溶出量試験を，材齢22年の調査では実施した。

3．試験結果

3-1．一軸圧縮強さ

一軸圧縮強さについて，経年変化を図2に，材齢22年における側面からの分布を図3に示す。一軸圧縮強さは，材齢2年まで大きく増進し，材齢5年以降は同程度であった。材齢28日の強さと比較して，材齢10年では約3.4倍，移設後の材齢22年においても約3.2倍であり，長期にわたり安定的に一軸圧縮

セメント・コンクリート No.804 Feb. 2014　11

図 3.6-139　一軸圧縮強度の長期安定性

[69] セメント協会　セメント系固化材技術専門委員会編：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢 22 年試験結果報告－，セメント・コンクリート，No. 804，pp. 9～14，2014.

（施工①）流動化処理土の製造機械の性能が，品質（強度等）に影響を与える。

流動化処理土を製造するプラントは，車上プラント（移動式プラント）ではなく，品質管理体制が整った定置式の専用プラントを使用するとともに，材料の品質についても工事開始前及び工事期間中に定期的に確認するため，品質（強度等）に影響は与えない（図 3.6-140，図 3.6-141）。

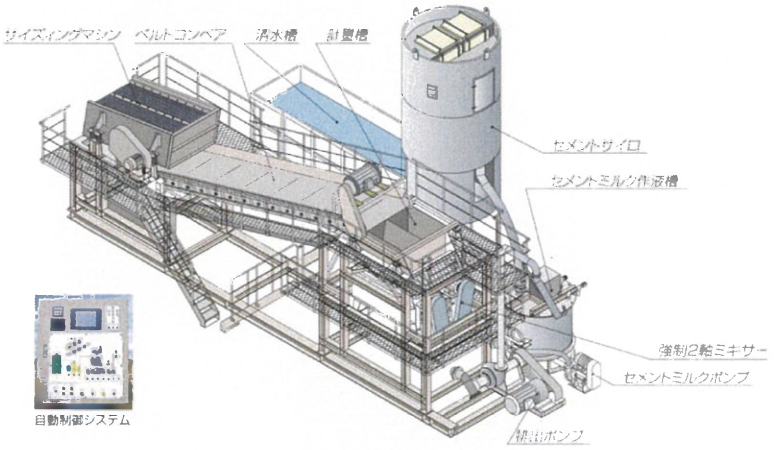


図 3.6-140　定置式プラントのイメージ図

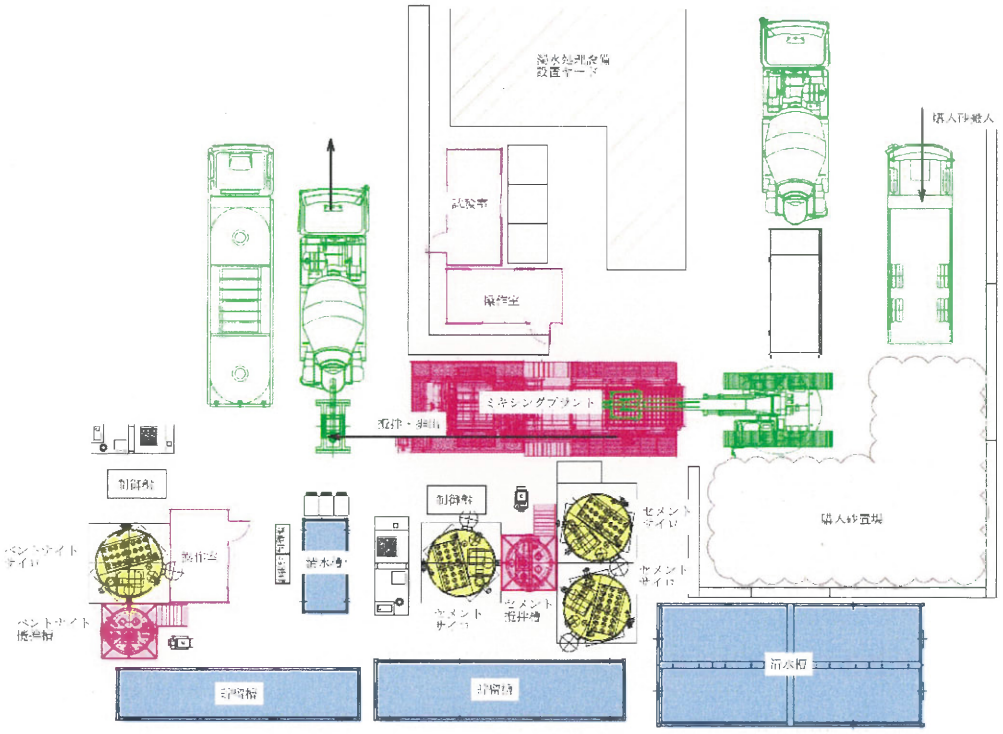


図 3.6-141　定着式プラント配置概要図

（施工②）流動化処理土の施工機械（打設方法）の違いが，品質（強度等）に影響を与える。

流動化処理土の打設方法には，コンクリートポンプ車を用いたポンプ圧送方式（図 3.6-142）と，トレミー管や生コンホッパー等を使用する直接投入方式（図 3.6-143）がある。

施工に当たっては，施工方法の違いによって品質に問題が生じないことを事前に確認するとともに材料の品質については日々の出荷前に確認する。以上より，打設方法（施工機械）の違いが，品質に影響を与えることはない。

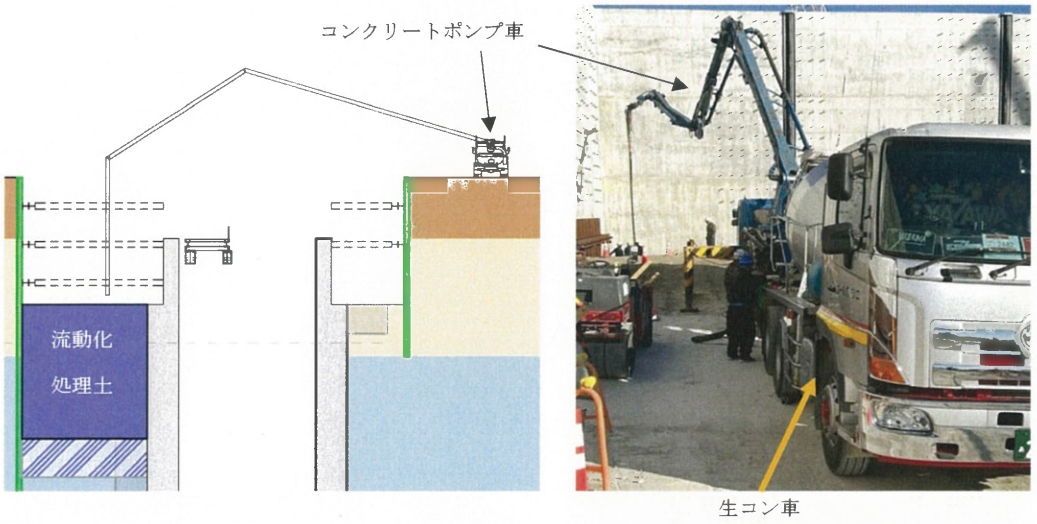


図 3.6-142　ポンプ圧送方式による打設状況（イメージ）

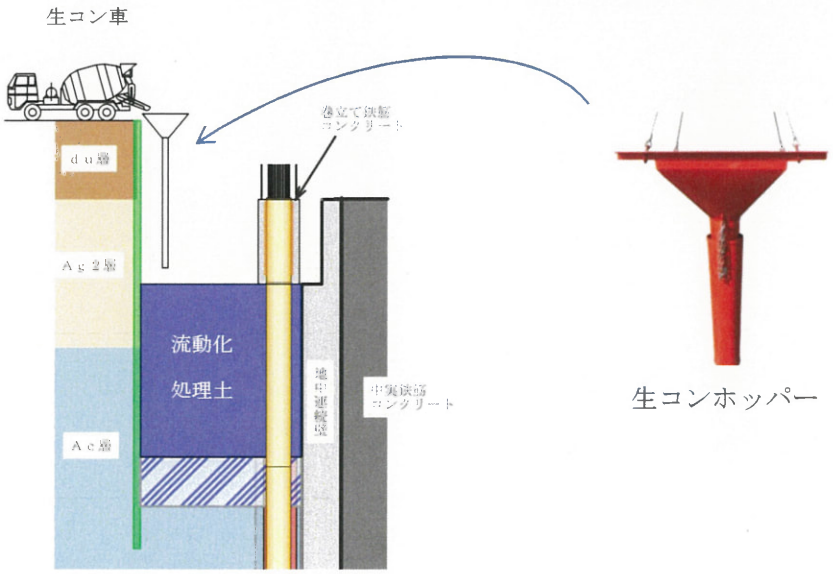


図 3.6-143　直接投入方式（生コンホッパー使用）による打設状況（イメージ）

（施工③）長期間施工状態を放置することで環境が変わり，当初計画通りの施工ができない。

計画範囲の掘削後，長期間施工状態を放置しても，仮設土留め及び支保工に掘削地山は保持されることから，施工状況は変化しない（図 3.6-144）。

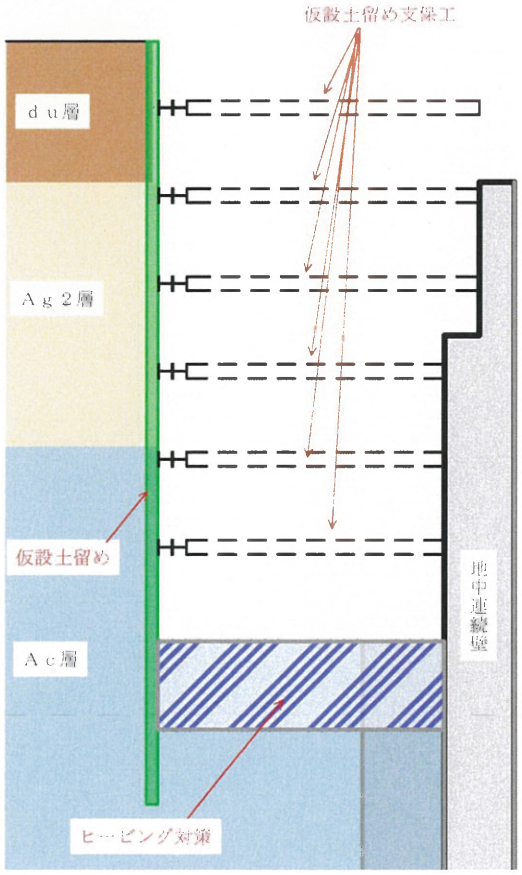


図 3.6-144　仮設土留め及び支保工断面図

(4) 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）における品質への影響項目の確認結果

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の本工事への適用性や改良品質の不確かさの要因を網羅的に抽出するため，リスク要因を整理し，地盤改良におけるリスク（改良品質の不確かさ）の要因を網羅的に抽出した（表 3.6-16 参照）。

これらのリスク要因をもとに，地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）について，文献やマニュアルなど[70),71)]により，改良品質に係るリスク事象を網羅的に洗い出した結果を表 3.6-56 及び表 3.6-57 に示す。

表 3.6-56 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）における改良品質に係るリスク事象（自然的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
自然地盤の材料・構造・物性等の不確実性に起因するもの	・（地質）工法に適用が困難な転石・玉石層等が存在する。 ・（地質）土の化学的性質（pH，腐植物）が改良体の強度に影響を及ぼす。 ・（地質）地盤の性状（土質，締りの程度等）の深度方向・水平方向のばらつきにより改良品質（改良径）にばらつきが生じる。
人工地盤の材質・構造・物性等の不確実性に起因するもの	（上記に含まれる）
地質・地盤災害の発生の不確実性に起因するもの	地質・地盤災害の発生（安全上のリスク要因）の抽出であり，地盤の改良品質の不確かさの要因抽出とは目的・視点が異なる。
地盤や地下水等による環境影響の発生の不確実性に起因するもの	・（環境）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。 ・（環境）凍結・融解の影響により強度が劣化する。
地下水・地中ガス等の存在や挙動の不確実性に起因するもの等	・（地下水）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の強度に影響を及ぼす。 ・（地下水）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の長期的な強度に影響を及ぼす。 ・（地下水）地下水の流れが地盤改良体の強度に影響を及ぼす。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した項目

70) セメント系固化材による地盤改良マニュアル［第５版］，2021.
71) SUPERJET 工法　技術資料．平成 29 年 10 月．

表 3.6-57　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）における改良品質に係るリスク事象（人為的要因）

不確実性によるリスク要因	改良品質に係るリスク事象
地盤に対する設計・施工の不確実性に起因するもの	・（設計）個々の地層に対する配合設計を実施しておらず，地質の不均質性により強度が満足できない。 ・（材料）改良材の品質のばらつきが，強度に影響を及ぼす。 ・（材料）劣化により長期的に強度が低下する。 ・（施工）改良順序によっては，先行して施工した改良体に阻害され，未改良部が残る。 ・（施工）施工範囲内にタイロッドがあり，施工に支障が生じる。 ・（施工）施工機械の性能が改良範囲の深度に対応できない。 ・（施工）スラリーの改良材と水の配合が不適切で強度が発現しない。 ・（施工）改良の削孔精度によって改良品質（改良範囲）に影響を及ぼす。 ・（施工）既設構造物や埋設物の存在とその把握精度が低いため，埋設物の影になり未改良部が残る。 ・（施工）海岸付近の改良のため，海側への改良材の逸走により，強度が確保できない。 ・（施工）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。
施設や基礎の管理の不確実性に起因するもの	事前調査と情報整理により，改良範囲及びその周辺において施設や基礎の管理を起因とした地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の施工・品質に影響を及ぼす施設や基礎はないことを確認した。
地質・地盤情報の伝達・対応等の不確実性に起因するもの	・（情報）対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。

注：表中の灰色部は，リスク想定から除外した項目

表 3.6-56 及び表 3.6-57 で網羅的に抽出したリスク事象を適用性と改良品質の不確かさの観点で整理した。適用性については a. に，改良品質の不確かさについては b. に確認結果を示す。

a. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の適用性に係るリスク事象の確認結果

表 3.6-56 及び表 3.6-57 のリスク事象のうち，地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の実施可否について本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの可否（適用性）に係る確認結果の概要を表 3.6-58 に示す。いずれの項目に対しても，本工事で地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の適用性があることを確認した。

表 3.6-58 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の適用性に係るリスク事象の確認結果

適用性に係るリスク事象	確認結果
（地質）工法に適用が困難な転石・玉石層等が存在する。	改良対象層内に転石や玉石層が存在すると，ガイドホール削孔が困難となり，また噴射時の障害となり所定の改良径が確保できず未改良部が生じる。これに対し，近傍の地質調査の結果から，改良範囲内には該当地層が存在しないことを確認した。
（施工）改良順序によっては，先行して施工した改良体に阻害され，未改良部が残る。	地盤改良の配孔は，コラムイン（先行する改良が隣接する改良体の中心を巻き込み，後行の改良が先行の改良体内となり所定の範囲を改良できず未改良部が残る）を回避した間隔で配孔を計画するため，未改良部が残る可能性はない。
（施工）施工範囲内にタイロッドがあり，施工に支障が生じる。	事前の試掘によってタイロッド位置を確認したうえでタイロッドを回避した地盤改良の配孔を計画する。さらに実施工時は，あらかじめ探査ボーリングにて回避していることを確認しているため，施工に支障は生じない。
（施工）施工機械の性能が改良範囲の深度に対応できない。	改良深度 50 m以上の施工実績を有しており，当改良深度（約 18.5 m）は適用範囲内である。
（施工）既設構造物や埋設物の存在とその把握精度が低いため，埋設物の影になり未改良部が残る。	事前の試掘により，既設構造物や埋設物の位置や深度を把握し，改良計画に反映している。

b. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果

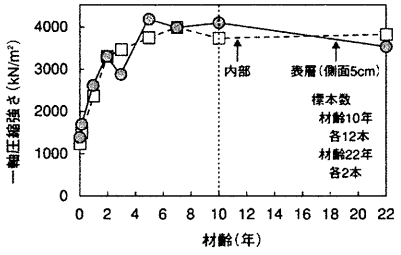
表 3.6-56 及び表 3.6-57 のリスク事象のうち，地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るものについて本工事の地質・地盤等の現場条件を踏まえ確認する。これらの改良品質の不確かさに係る確認結果を表 3.6-59 に示す。表 3.6-59 を踏まえ，【対策要】のリスク事象について対策を検討・立案する。

表 3.6-59 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その１）

改良品質に係るリスク事象	確認結果（対策検討要否含む）
（地質①）土の化学的性質（pH，有機物含有量）が改良体の強度に影響を及ぼす。	・腐植物（有機質・泥炭） 腐植物に含まれる酸により，セメントの固化反応が阻害され，強度が十分に発現されないリスクに対し，地質調査結果から対象土層に腐植物はほとんどないことを確認した。 ・塩類（塩化物・硫酸塩） 塩類による長期的な耐久性の低下が生じるリスクに対し，当改良範囲は，護岸施設及び地盤内にて海水との直接的な接触はなく，また試験施工及び実施工で必要な強度の発現を確認していることから，塩類の改良品質への影響はないことを確認した。 ・極端な酸性・アルカリ性（pH 値） pH の偏りにより，セメントの固化反応への影響が生じるリスクに対し，改良範囲近傍の観測井戸の水質は pH＝6.8～7.4 で中性に近い領域であることを確認した。
（地質②）地盤の性状（土質，締りの程度等）の深度方向・水平方向のばらつきにより改良品質（改良径）にばらつきが生じる。	【対策要】 地盤の性状（土質，締りの程度等）のばらつきを考慮した対策を検討する必要があるため，詳細検討を実施する。
（環境①）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。	地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている[72]。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。改良対象地盤は，地表から約 2.7 m 以深のＡｇ２及びＡｃ層地盤であり，当該地盤は凍結しない。
（地下水①）地下水の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の強度に影響を及ぼす。	上記の事象「（地質）土の化学的性質項目」で述べた通り，pH，塩分による改良品質への影響はないことを確認した。 詳細は，図 3.6-149 参照

[72] 福島県ホームページ：凍結深度と建築物の基礎の設計

表 3.6-59　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果（その２）

改良品質に係るリスク事象	確認結果（対策検討要否含む）
（環境②）凍結・融解の影響により強度が劣化する。	地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている[72]。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。改良対象地盤は，地表から約 2.7 m 以深のＡｇ２及びＡｃ層地盤であり，当該地盤は凍結しない。
（地下水②）地下水中の水質（pH，塩分等）が地盤改良体の長期的な強度に影響を及ぼす。	上記の事象「（地質）土の化学的性質項目」の一次評価に示すように，pH，塩分による改良品質への影響はなく，また試験施工及び実施工で必要な強度の発現を確認していることから改良品質への影響がないことを確認した。 詳細は，3.6.6(1)c.参照
（地下水③）地下水の流れが地盤改良体の強度に影響を及ぼす。	上位のＡｇ２層の分布はほぼ平坦であり，下位のＡｃ層は不透水層であることから，地下水の水位勾配はない。
（設計①）個々の地層に対する配合設計を実施しておらず，地質の不均質性により強度が満足できない。	土質に応じた改良材を選定し，その材料により決定される強度を設計に採用しており，地層（土質）ごとの品質は満足する設計になっている。
（材料①）改良材の品質のばらつきが，強度に影響を及ぼす。	セメント系改良材は品質管理体制の整った工場生産品であり，各メーカーから提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認できる。
（材料②）劣化により長期的に強度が低下する。	長期的に著しい強度低下がないことを文献[73]により確認している。  長期的な一軸圧縮強さ
（施工①）スラリーの改良材と水との配合が不適切で強度が発現しない。	スラリー製造機の計量器はあらかじめキャリブレーションにてその精度を確認し，製造時はスラリーの比重測定にて適正に管理している。
（施工②）改良の削孔精度によって改良品質（改良範囲）に影響を及ぼす。	改良深度は，約 18.5 m であるため，削孔精度による改良範囲への影響はない。
（施工③）海岸付近の改良のため海側への改良材の逸走により，強度が確保できない。	当該箇所の海側（護岸）には改良範囲以深まで鋼矢板で囲われており，改良材の海側への逸走は防がれており，問題ない。
（施工④）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。	地盤改良（高圧噴射攪拌工法）の施工は施工箇所ごとに施工を完了させる手順としており，施工状態が長期間放置することはない。
（情報①）対象地盤の分布を見落とし，未改良範囲が残る。	改良対象範囲は土質条件ではなく，幾何学的形状で決定しており，当該範囲を改良する計画である。

[73] セメント協会　セメント系固化材技術専門委員会編：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢 22 年試験結果報告－，セメント・コンクリート，No. 804，pp. 9～14，2014.

本工事の地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象のうち対策の検討を必要とする項目及びその対策の概要を表 3.6-60 に示す。

表 3.6-60　地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象への対策

改良品質に係るリスク事象	対策
（地質②）地盤の性状（土質，締りの程度等）の深度方向・水平方向のばらつきにより改良品質（改良径）にばらつきが生じる。	施工設計において，地盤の性状（土質，締りの程度等）による改良径のばらつきへの対策として，ばらつきを考慮した地盤改良孔の配置を設定する。

以下に，改良品質の不確かさに係るリスク事象への対策としての地盤改良孔の配置について確認した結果を示す。

(a)　概要

高圧噴射攪拌工法は，ボーリング孔より高圧でセメント系の地盤改良材を噴射し，地盤を切削・攪拌し，地盤を改良する工法で，防潮堤（鋼製防護壁）の東側において地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）として実施した。

(b)　地盤改良体の要求品質

地盤改良体（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の要求品質は，設計の一軸圧縮強度 q_{ud} を満足することである。ただし，土質に応じた改良材を選定し，その改良材により決定される強度を設計に採用した。

要求品質：設計の一軸圧縮強度　砂・礫質土層　$q_{ud}=3.0$ N/mm^2

粘性土層　$q_{ud}=1.0$ N/mm^2

(c)　施工設計

改良径のばらつきを考慮した地盤改良孔の配置とするためにラップ配置を採用している。また，事後調査ボーリングを行い，計画範囲が改良できていることを確認した。

地盤改良円配置及び調査ボーリング箇所位置図（Ａｃ層）を図 3.6-145 に示す。

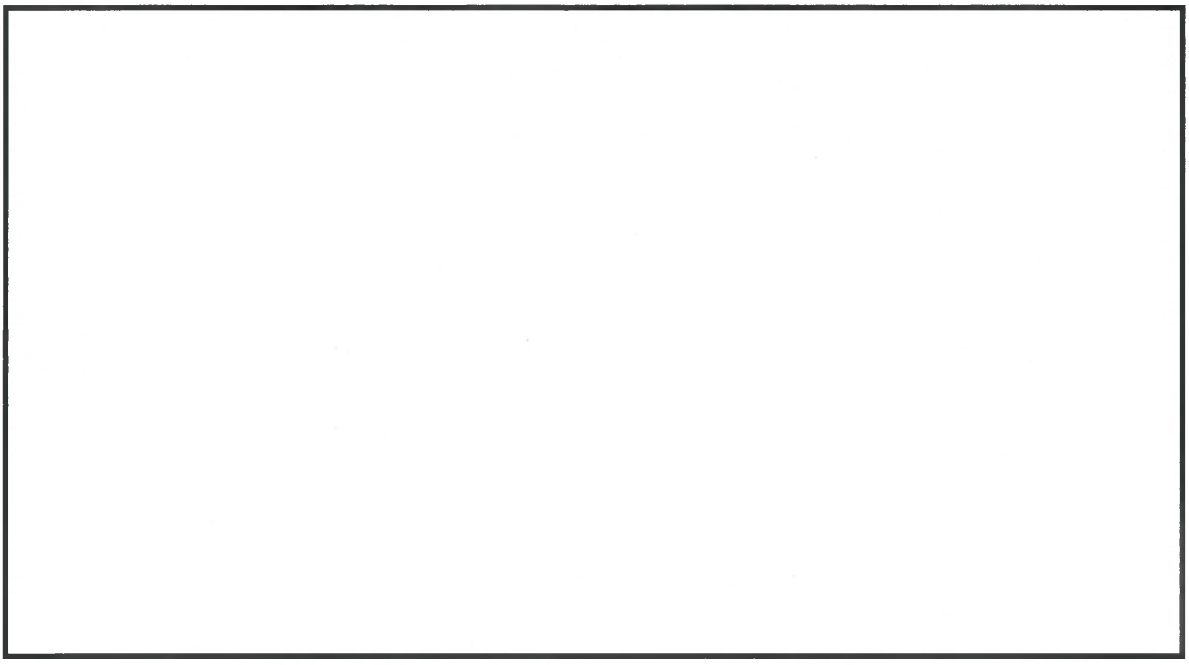


図 3.6-145　地盤改良円配置及び調査ボーリング箇所位置図（Ａｃ層）

(d)　既実施箇所の調査結果

既実施箇所にて改良品質等の確認のために実施した一軸圧縮強度試験及びせん断波速度を確認した結果，地盤改良体の一軸圧縮強度 q_u 及びせん断波速度 Vs の試験結果が，改良品質を満足していることを確認している。一軸圧縮強度及びせん断波速度の調査結果を図 3.6-146 に示す。

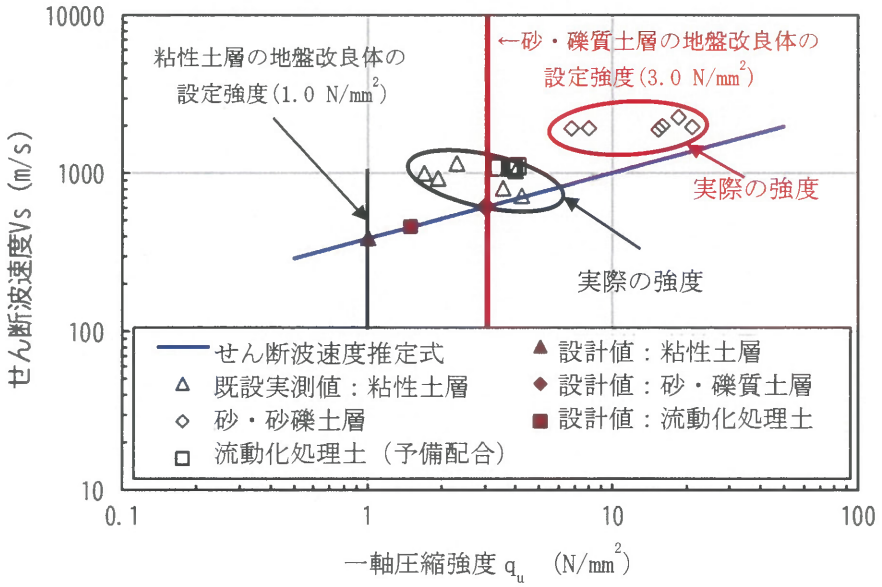


図 3.6-146　一軸圧縮強度及びせん断波速度の調査結果

c. 地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の文献等

地盤改良（セメント系：高圧噴射攪拌工法）の改良品質の不確かさに係るリスク事象の確認結果を表 3.6-59 に示し，【対策要】としたものについては対策を示した。対策を示していないものについては，対策が不要であることを示す文献等の根拠を以下に示す。

（地質①）土の化学的性質（pH，有機物含有量）が改良体の強度に影響を及ぼす。

・腐植物（有機質・泥炭）

腐植物に含まれる酸により，セメントの固化反応が阻害され，強度が十分に発現されないリスクに対し，地質調査結果から対象土層に腐植物はほとんどないことを確認した(図 3.6-147)。

・塩類（塩化物・硫酸塩）

塩類による長期的な耐久性の低下が生じるリスクに対し，当改良範囲は，護岸施設及び地盤内にて海水との直接的な接触はなく，また試験施工及び実施工で必要な強度の発現を確認していることから，塩類の改良品質への影響はないことを確認した（図 3.6-148）。

・極端な酸性・アルカリ性（pH 値）

pH の偏りにより，セメントの固化反応への影響が生じるリスクに対し，改良範囲近傍の観測井戸の水質は pH＝6.8～7.4 で中性に近い領域であることを確認した（図 3.6-149）。

～凡例～

□：高圧噴射攪拌工法対象層

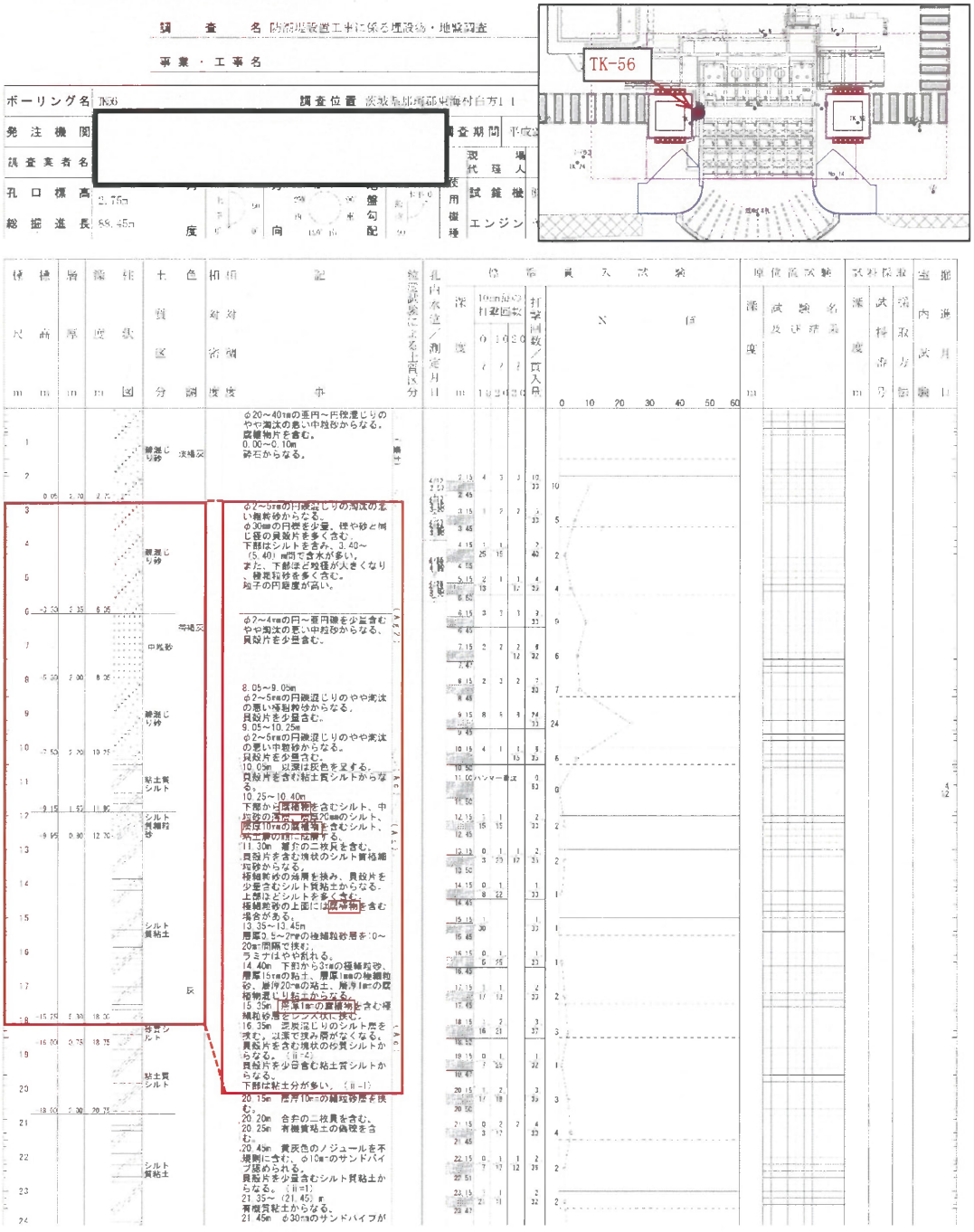


図 3.6-147　ボーリング柱状図（TK-56）

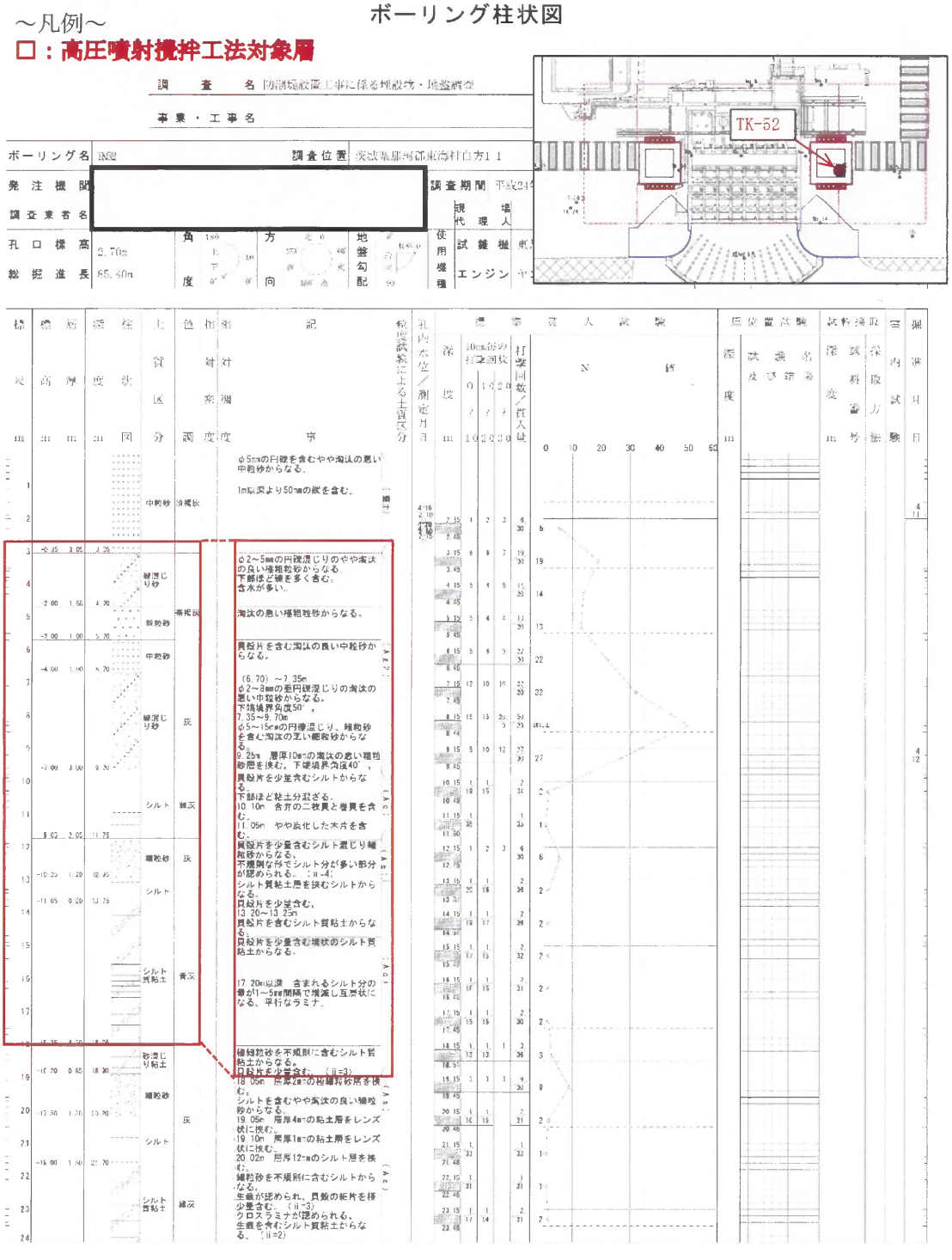
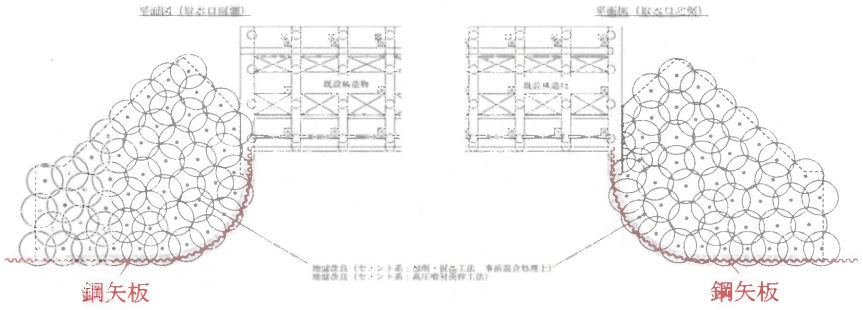
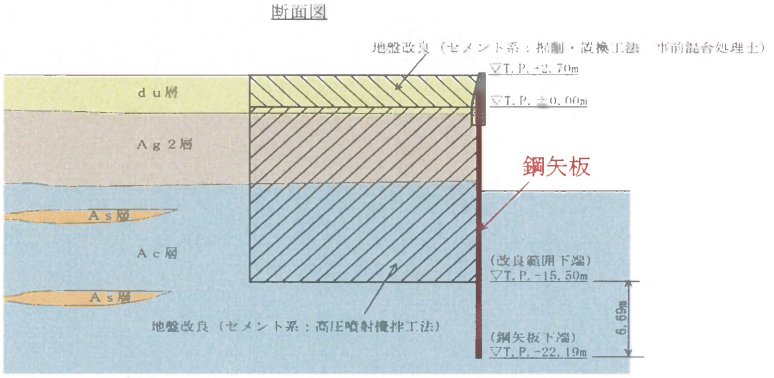


図 3.6-147　ボーリング柱状図（TK-52）



(a) 平面図



(b) 断面図

図 3.6-148　鋼矢板配置図

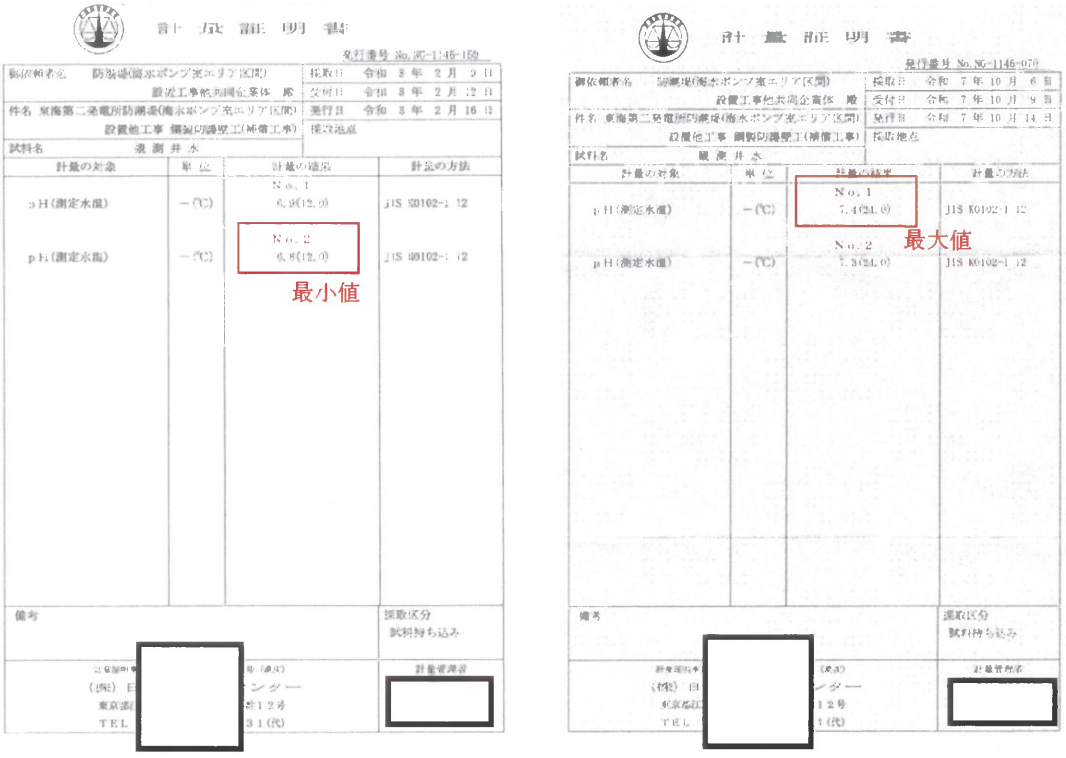


図 3.6-149　pH 計量証明書

（環境①）凍結により必要な強度が得られない（改良体の硬化不良）。
（環境②）凍結・融解の影響により強度が劣化する。

地盤の凍結が生じない地表面からの深さを示す凍結深度は，茨城県では定められていないが，発電所より北方に位置する福島県小名浜で設定されている凍結深度は 19 cmとなっている。本地点において地盤の凍結が生じたとしてもその範囲は地表面程度に留まる。改良対象地盤は，地表から約 2.7 m 以深のＡｇ２及びＡｃ層地盤であり，当該地盤は凍結しない(図 3.6-150)。

➡福島県ホームページ
(https://www.pref.fukushima.lg.jp/sec/41065b/toketusindo.html)

10年確率凍結指数		理論最大凍結深さ	凍結深さ（置換厚）	
			舗装新設	簡易舗装
500以上		（別途計算による）		
450～500		108	76	70
400～450		102	71	66
350～400		95	67	62
300～350		88	62	57
250～300		81	57	53
200～250		72	50	47
150～200		63	44	41
100～150		54	38	35
50～100		42	29	27
50以下		27	19	18

◉ 福島地方気象台データ箇所
◎ 現場調査データ箇所
○ 標高差補正箇所
※積雪地区については別途検討する
郡市界
町村界

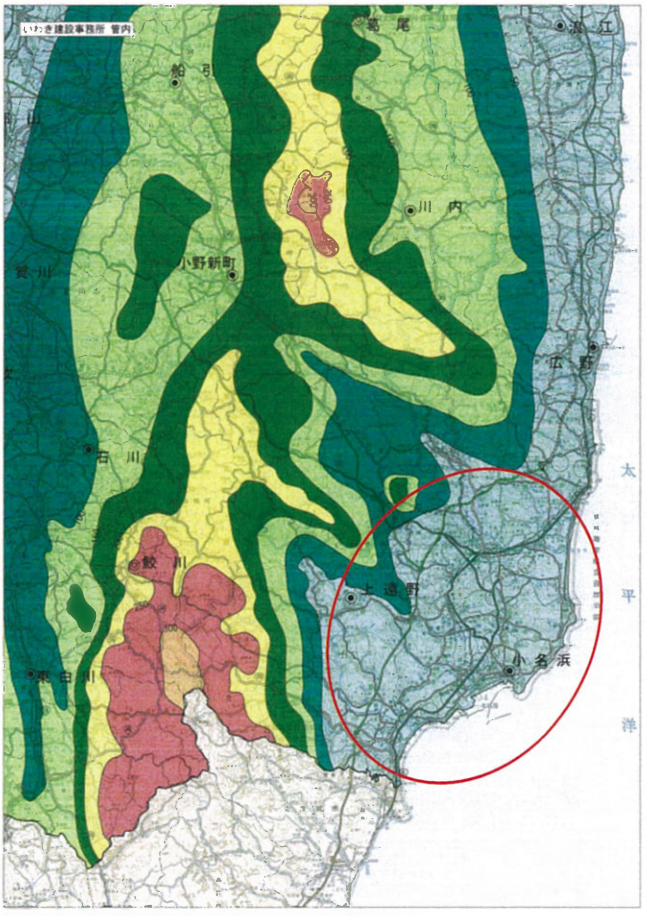


図 3.6-150　小名浜地区における凍結指数（10 年確率）

（設計①）個々の地層に対する配合設計を実施しておらず，地質の不均質性により強度が満足できない。

土質に応じた改良材を選定し，その材料により決定される強度を設計に採用しており，地層（土質）ごとの品質は満足する設計になっている（表 3.6-61，表 3.6-62）。

表 3.6-61　標準配合（1,000ℓ当たり）[74]

SJ－1号			
W/C＝120%			
強度発現型		強度抑制型	
SJ－1号H型	660kg	SJ－1号L型	650kg
水	780kg	水	776kg
計	1,000 ℓ	計	1,000 ℓ

SJ－2号	
W/C＝130%	
SJ－2号	620kg
水	797kg
計	1,000 ℓ

SJ－4号	
W/C＝90%	
SJ－4号	800kg
水	736kg
計	1,000 ℓ

表 3.6-62　設計基準強度[75]

固化材	土　質	一軸圧縮強さ (MN/m²)	粘着力 c (MN/m²)	付着力 f (MN/m²)	曲げ引張強度 (MN/m²)	変形係数 E_{50} (MN/m²)
SJ－1号 H型	砂質土	3.0	0.5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	300
	粘性土	1.0	0.3			100
SJ－1号 L型	砂質土	2.0	0.4			200
	粘性土	0.7	0.2			70
SJ－2号	砂質土	3.0	0.5			300
	粘性土	1.0	0.3			100
SJ－4号	腐植土	0.3	0.1			30

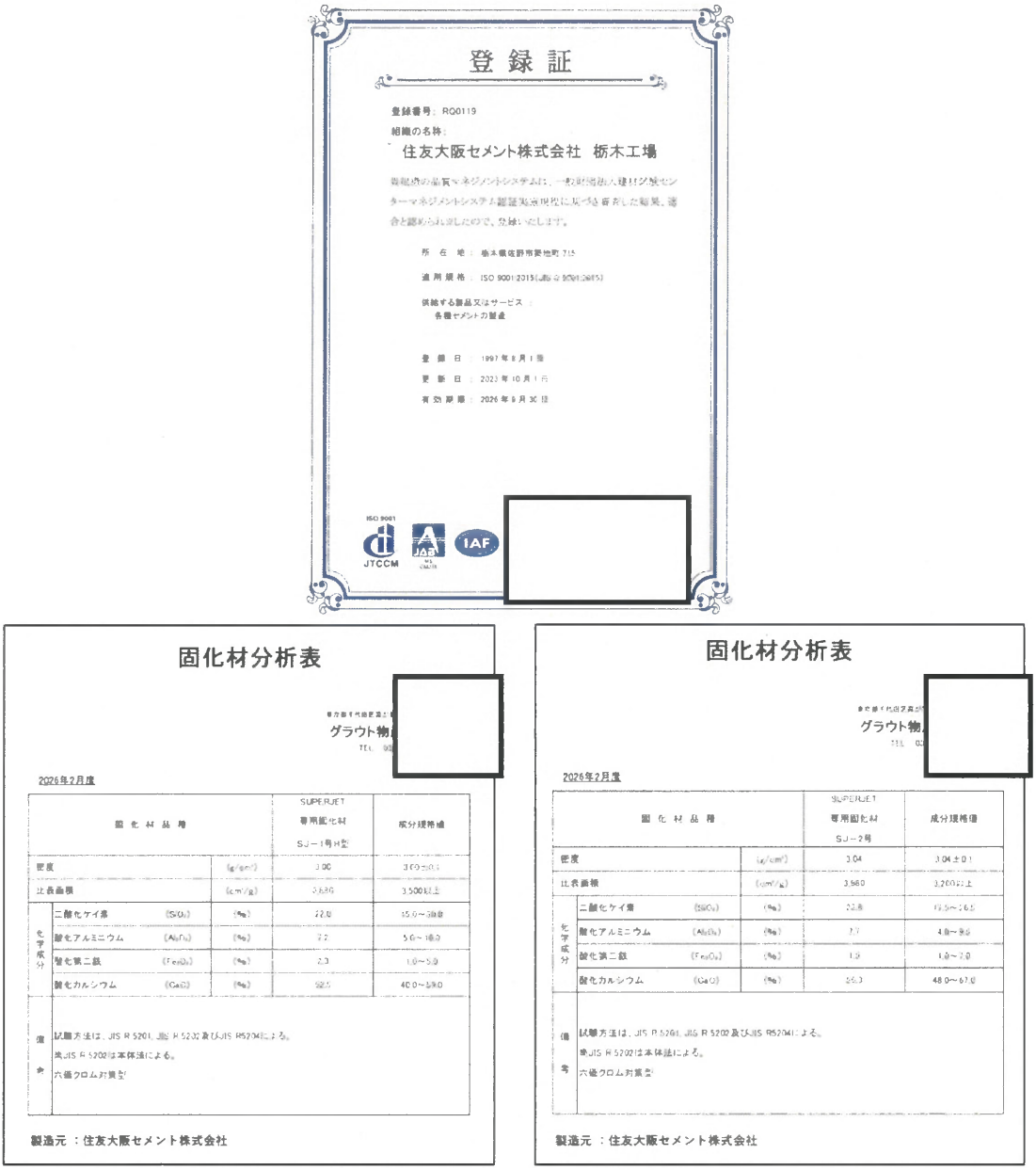
※　改良対象土質が，砂質土と粘性土により設計基準強度が異なる理由として，ジェットグラウト工法の原理が，一定量のセメント系固化材スラリーを地盤中に超高圧ジェットで撹拌・混合することから，対象土質が砂質土の場合はモルタル状（高い発現強度）となり，粘性土の場合はソイルセメント状（低い発現強度）の固結体を造成することとなる。

※　強度抑制型固化材（ＳＪ－１号Ｌ型）は原則として砂質土に適用する。但し，互層地盤で粘性土に適用される場合，改良体の設計基準強度は，以下のとおり低下するものとして考慮する。
〔ＳＪ－１号Ｌ型⇒粘性土におけるＳＪ－１号Ｈ型の設計基準強度×70％程度〕

[74] SUPERJET 研究会：SUPERJET 工法技術資料，p. 20，2025. 10.
[75] SUPERJET 研究会：SUPERJET 工法技術資料，p. 13，2025. 10.

（材料①）改良材の品質のばらつきが，強度に影響を及ぼす。

セメント系改良材は品質管理体制の整った工場生産品であり，各メーカーから提出される分析報告書や試験成績表より品質が確認できる(図 3.6-151)。



登 録 証

登録番号：RQ0119

組織の名称：

住友大阪セメント株式会社 栃木工場

所 在 地 ： 栃木県佐野市葛生地町 715

適用規格 ： ISO 9001:2015(JIS Q 9001:2015)

供給する製品又はサービス：

各種セメントの製造

登 録 日 ： 1997 年 8 月 1 日

更 新 日 ： 2023 年 10 月 1 日

有効期限 ： 2026 年 9 月 30 日

ISO 9001 JTCCM JAB IAF

固化材分析表

グラウト物

2026年2月度

固化材品種			SUPERJET 専用固化材 SJ－1号H型	成分規格値
密度		(g/cm³)	3.00	3.00±0.1
比表面積		(cm²/g)	3,630	3,500以上
化学成分	二酸化ケイ素 (SiO₂)	(%)	22.8	15.0～30.0
	酸化アルミニウム (Al₂O₃)	(%)	7.7	5.0～10.0
	酸化第二鉄 (Fe₂O₃)	(%)	2.3	1.0～5.0
	酸化カルシウム (CaO)	(%)	52.5	40.0～55.0
備考	試験方法は、JIS R 5201、JIS R 5202及びJIS R5204による。 ※JIS R 5202は本体法による。 六価クロム対策型			

製造元 ：住友大阪セメント株式会社

固化材分析表

グラウト物

2026年2月度

固化材品種			SUPERJET 専用固化材 SJ－2号	成分規格値
密度		(g/cm³)	3.04	3.04±0.1
比表面積		(cm²/g)	3,960	3,200以上
化学成分	二酸化ケイ素 (SiO₂)	(%)	22.8	15.0～26.0
	酸化アルミニウム (Al₂O₃)	(%)	7.7	4.0～9.0
	酸化第二鉄 (Fe₂O₃)	(%)	1.9	1.0～3.0
	酸化カルシウム (CaO)	(%)	56.3	48.0～67.0
備考	試験方法は、JIS R 5201、JIS R 5202及びJIS R5204による。 ※JIS R 5202は本体法による。 六価クロム対策型			

製造元 ：住友大阪セメント株式会社

図 3.6-151　分析報告書と試験成績表

（材料②）劣化により長期的に強度が低下する。

長期的に著しい強度低下がないことを文献[76]により確認している（図 3.6-152）。

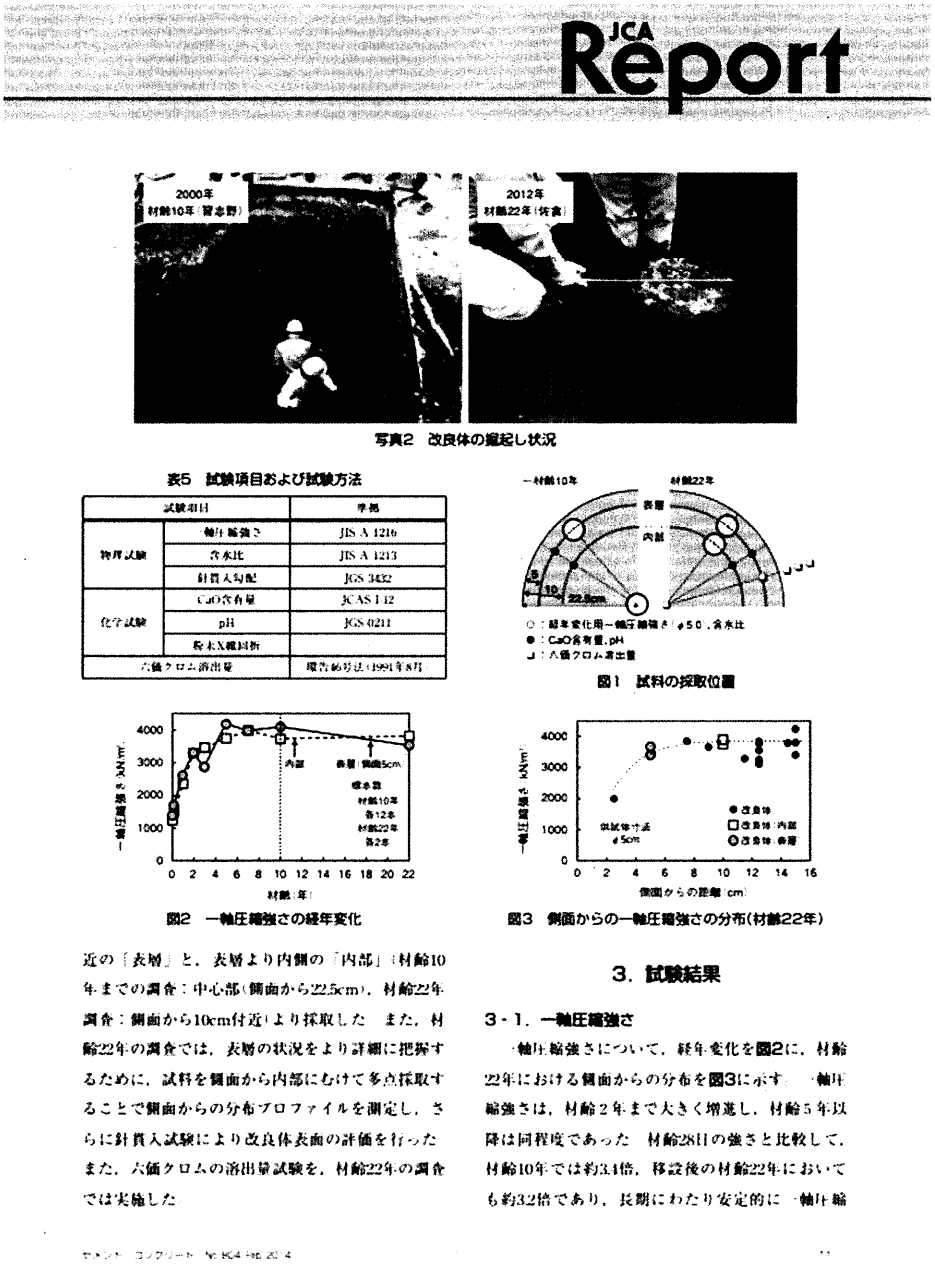


図 3.6-152　一軸圧縮強度の長期安定性[76]

[76] セメント協会　セメント系固化材技術専門委員会編：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究－材齢 22 年試験結果報告－，セメント・コンクリート，No. 804，pp. 9～14，2014.

（施工①）スラリーの改良材と水との配合が不適切で強度が発現しない。

スラリー製造機の計量器はあらかじめキャリブレーションにてその精度を確認し，製造時はスラリーの比重測定にて適正に管理する(図 3.6-153)。

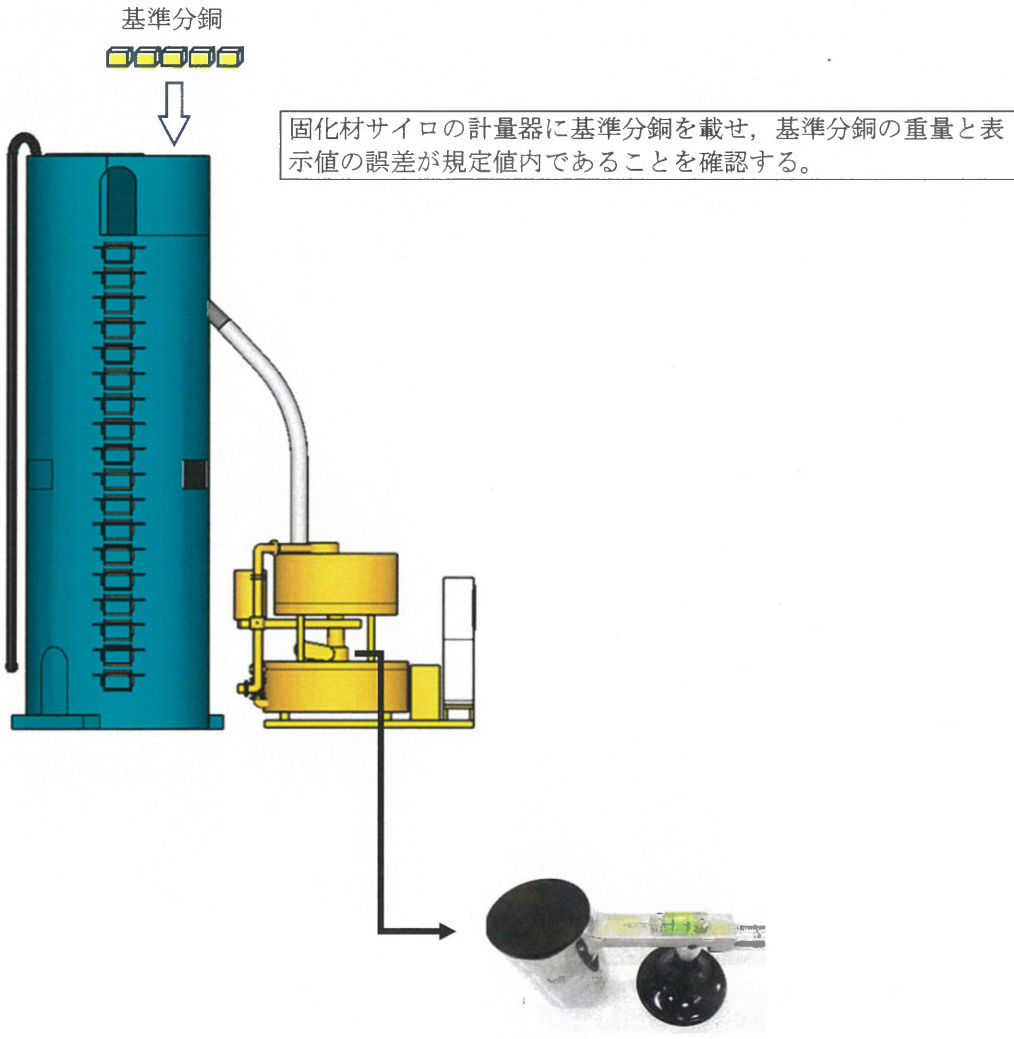


図 3.6-153　高圧噴射攪拌工法の施工管理

（施工②）改良の削孔精度によって改良品質（改良範囲）に影響を及ぼす。

改良深度は約 18.5 m であり，高圧噴射攪拌工法の鉛直削孔精度が約 1/250 程度であることから，削孔精度による改良範囲への影響は小さい[77]（図 3.6-154）。したがって，改良体造成位置の精度は十分に許容範囲内である。

また，改良径に対応するためにラップ配置を採用していることから，ラップ箇所で効果確認のオールコアボーリングを行い，コア観察により改良品質を確認する。

Q Ⅲ-27　大深度施工における削孔精度はどのくらいですか？

A 鉛直の削孔精度は一般的に 1/250 程度以内に収まります。
深度 70 m で Superjet を施工した事例から，全孔穴曲がり測定を実施した結果，S＝1/500 ～ 1/2000 のデータが得られています。但し，本施工では，大深度削孔のため，削孔方法を特殊仕様で実施し，積算も特別な積上げとなっています。

■穴曲り測定(例)

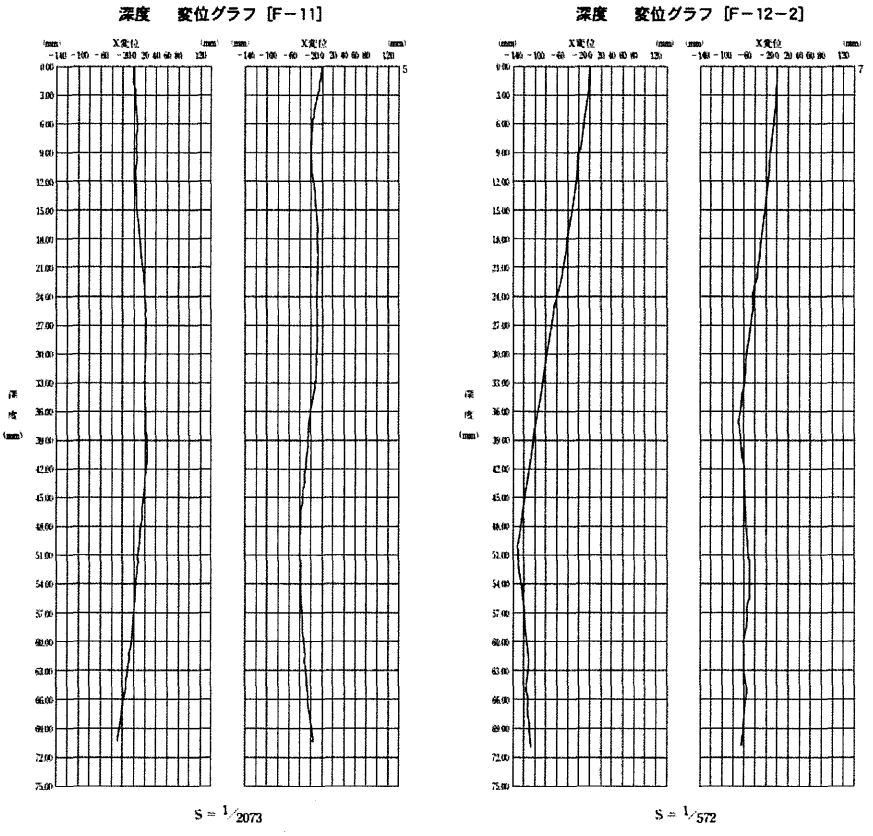
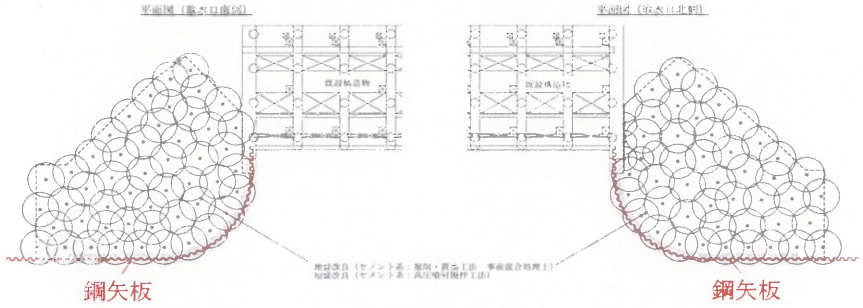


図 3.6-154　高圧噴射攪拌工法の鉛直精度[77]

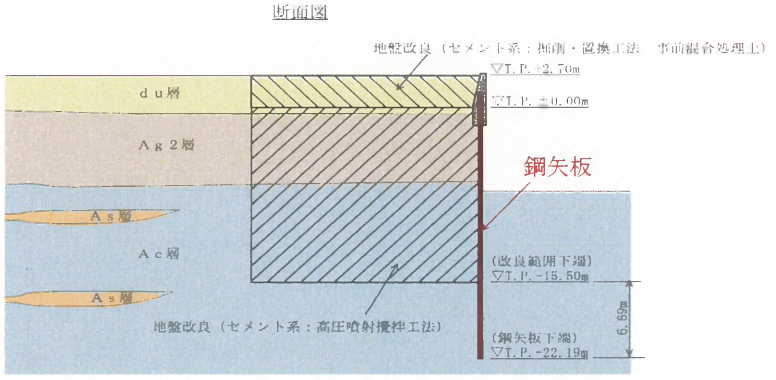
[77] SUPERJET 工法 Q&A 集 2015.4（SUPERJET 研究会）Ⅲ-27

（施工③）海岸付近の改良のため海側への改良材の逸走により，強度が確保できない。

当該箇所の海側（護岸）には改良範囲以深まで鋼矢板で囲われており，改良材の海側への逸走は防がれており，問題ない(図 3.6-155)。



(a) 平面図

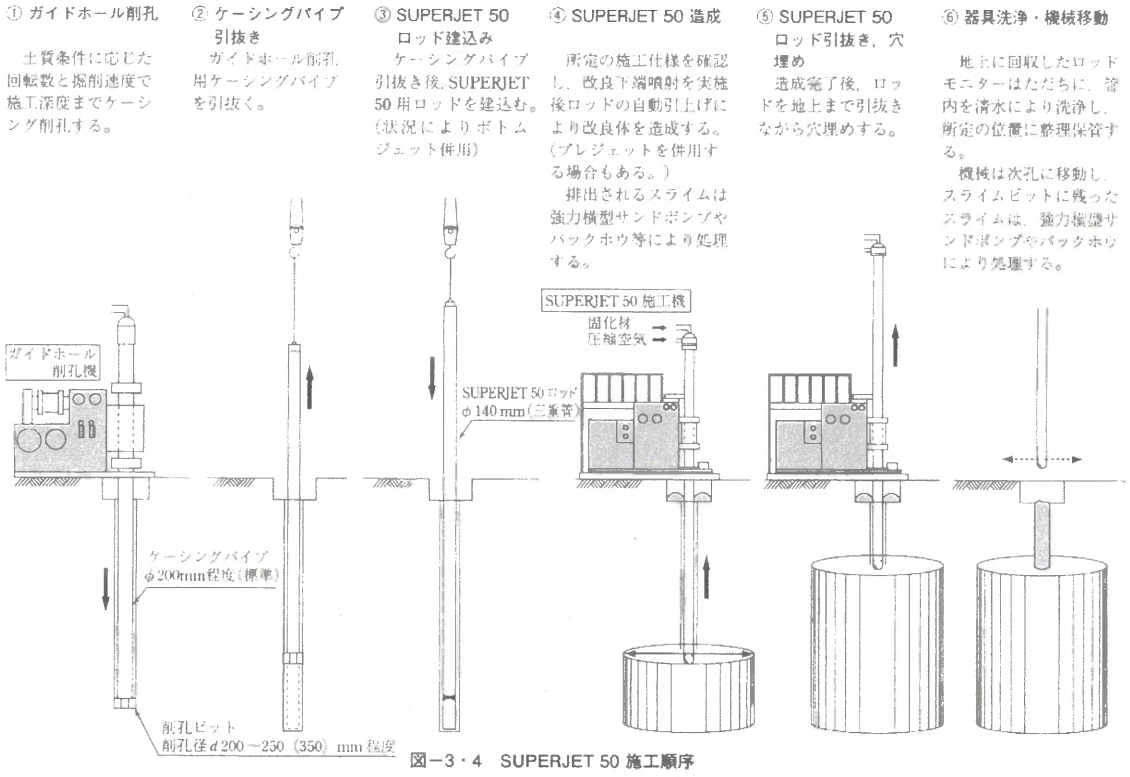


(b) 断面図

図 3.6-155　鋼矢板配置図

（施工④）長期間施工状態を放置することで施工状況が変わり，当初計画通りの施工ができない。

地盤改良（高圧噴射攪拌工法）は施工箇所ごとに完了させる手順としており，施工状態が長期間放置されることはない[78]（図 3.6-156，図 3.6-157）。



図－3・4　SUPERJET 50 施工順序

図 3.6-156　施工ステップ図[78]

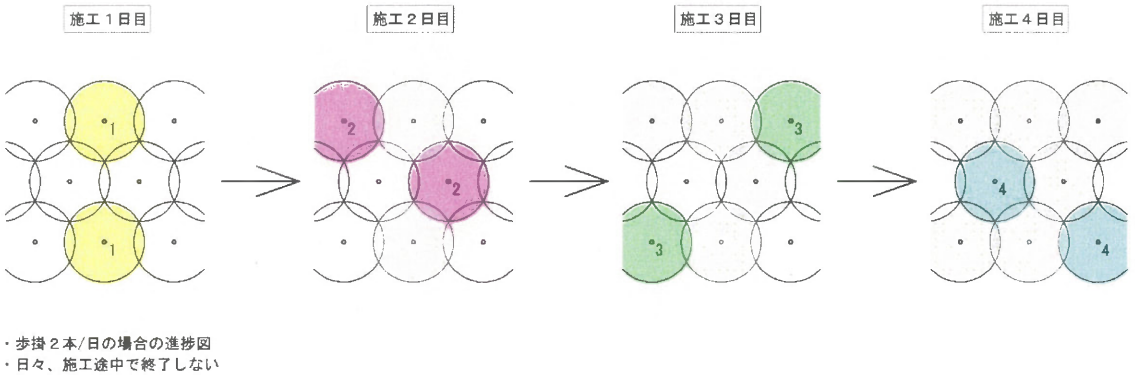


図 3.6-157　配孔平面図[78]

[78] SUPERJET 研究会：SUPERJET 工法技術資料，p. 24，2025. 10.

(5)　品質向上を目的とした設計変更（既工認設計からの変更）

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の不具合事象を踏まえた設計変更（地中連続壁は基礎として使用しない設計方針）に加え，防潮堤（鋼製防護壁）の施工検討において，品質向上を目的として一部構造部材の変更（仕様等の変更）を計画している。ここでは，品質向上を目的とした以下の構造部材の変更の概要を示す。品質向上を目的とした構造部材の変更においても，不具合事象の影響を考慮した上での設計とする。

耐震・耐津波評価に反映する構造変更を図 3.6-158 及び図 3.6-159 に示す。

品質向上を目的とした構造部材の変更

・構造変更①：鋼製防護壁の板厚・材質に係る仕様変更
・構造変更②：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更
・構造変更③：中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部に係る仕様変更

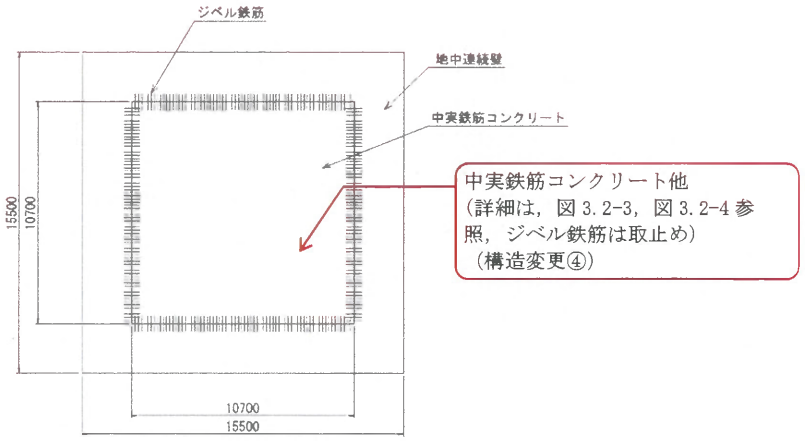
なお，地中連続壁の不具合事象を踏まえた設計変更による構造変更は以下の項目である。

・構造変更④：中実鉄筋コンクリート，頂版鉄筋コンクリートの仕様変更※1
　　鋼管杭・巻立て鉄筋コンクリートの追加※2
　　地中連続壁及びジベル鉄筋の変更（削除）※3
　　地盤改良（セメント系，薬液注入）の追加※2

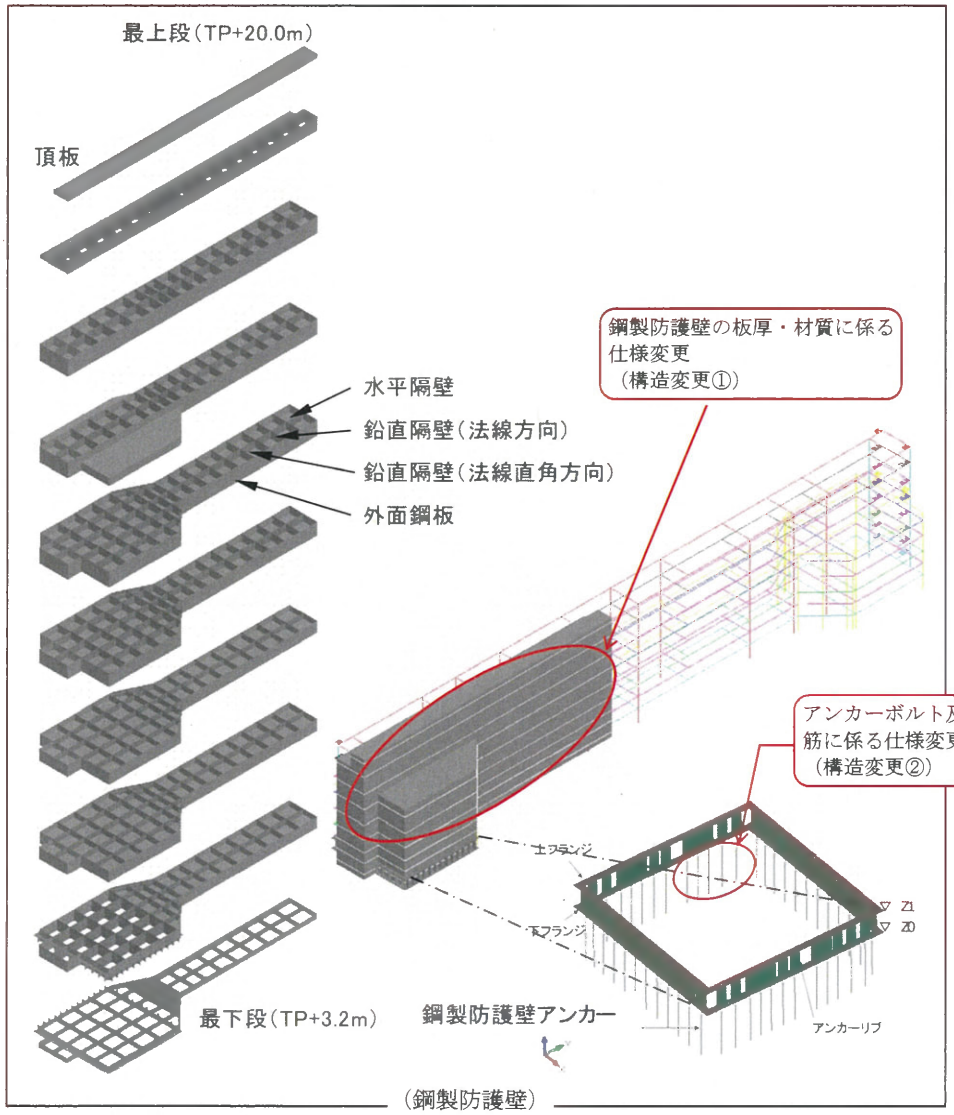
※1　設計変更前の構造部材の仕様を変更する。
※2　設計変更前にはなかった構造部材等を追加する。
※3　設計変更前の構造部材を変更（削除）する。

品質向上を目的とした構造変更（構造変更①～③）の概要を a. から c. に示す。

既工認設計の結果に加筆

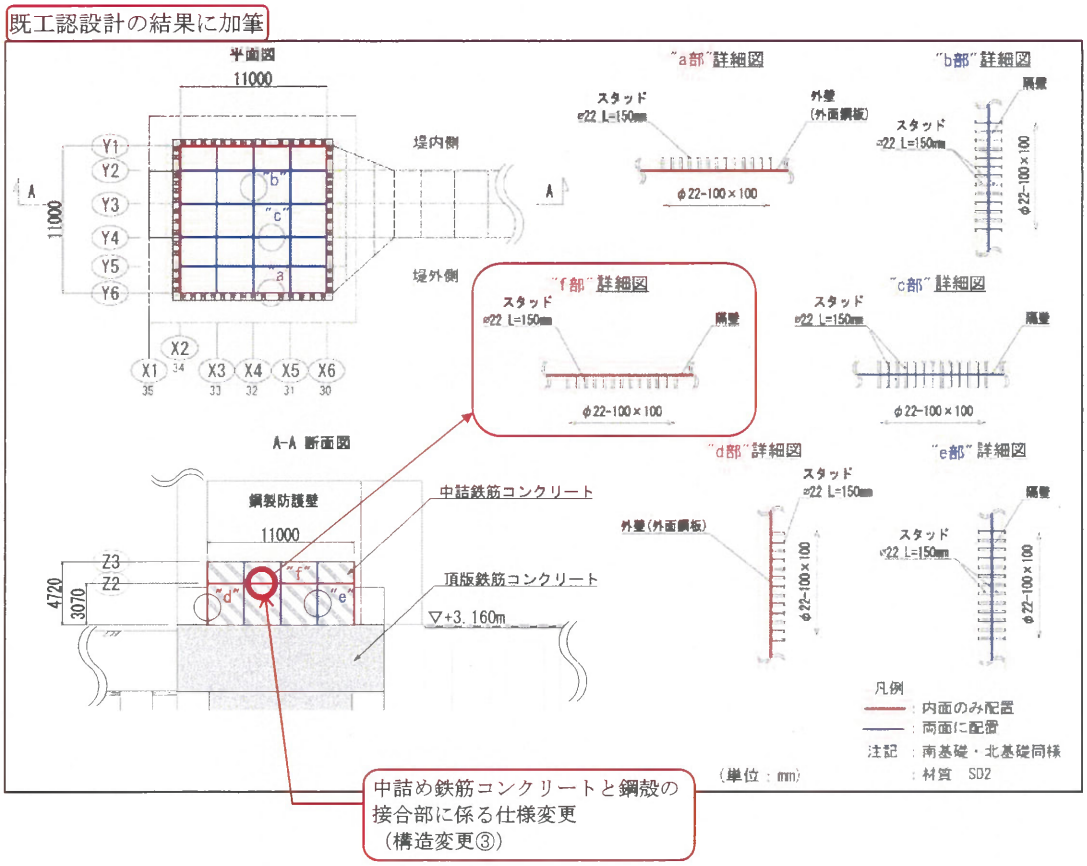


（地中連続壁基礎）



（鋼製防護壁）

図 3.6-158　各構造部材における変更箇所の概要（構造変更①，②，④）



注記
100×100 は標準配置間隔を示す。
外面鋼板内面，鉛直隔壁（Y1～Y6，X2～X6）への配置で 100×100 の標準配置本数が不足する場合は，不足本数を水平隔壁（Z2）に配置する。

（鋼製防護壁）

図 3.6-159　各構造部材における変更箇所の概要（構造変更③）

a.　鋼製防護壁の板厚・材質に係る仕様変更（構造変更①）

鋼製防護壁について，既工認設計にて計画していた板厚・材質構成に対し，工場における実際の製作範囲を考慮した上で，板厚の増厚及び材質の向上を図った。その結果，板厚及び材質を統一し，部材点数及び接合箇所を削減し，作業性及び品質の向上を図った。鋼製防護壁に係る仕様変更の一例を図 3.6-160 に示す。

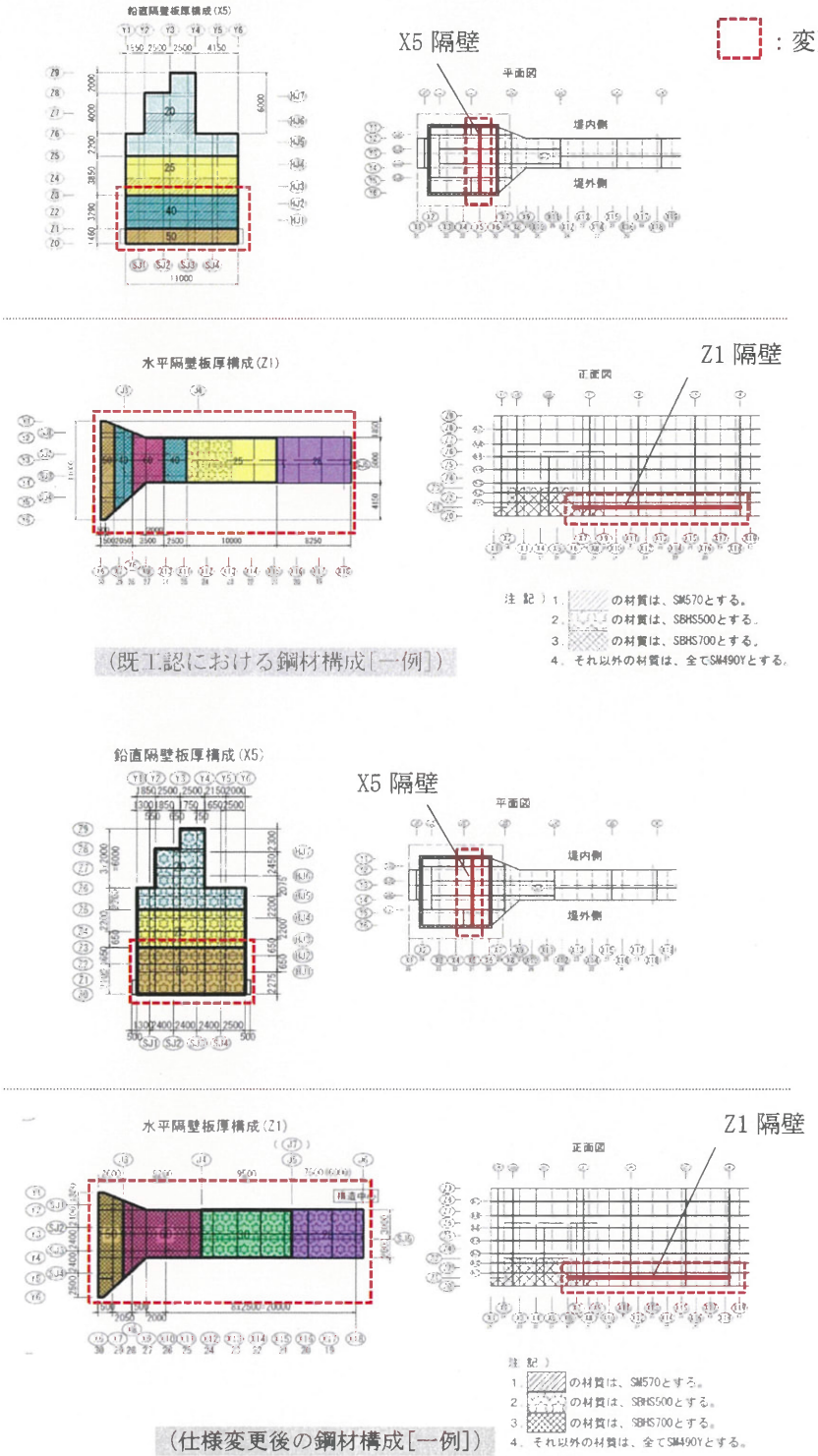
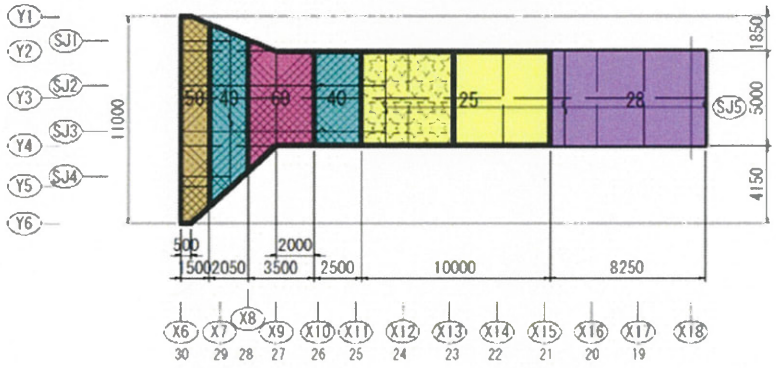
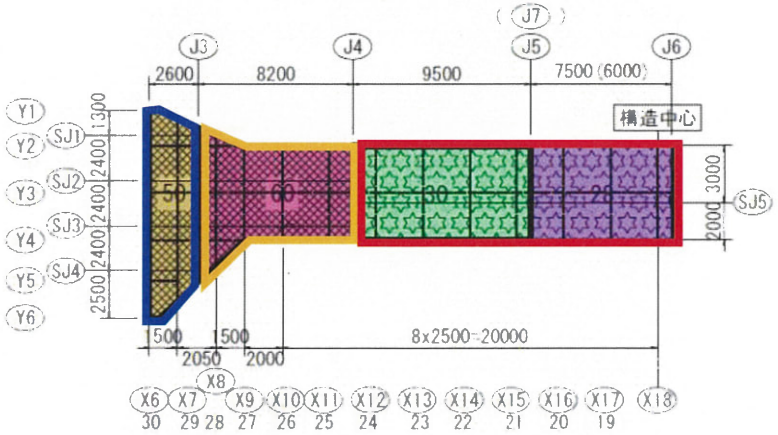


図 3.6-160　鋼製防護壁に係る仕様変更について

Z１隔壁を例として，表 3.6-63 に板厚及び材質を統合した箇所を示す。既工認では 25mm，28mm，40mm，50mm，60mm の５種類の板厚と SM490Y，SBHS500，SBHS700 の３種類の材質との組合せで水平隔壁を構成していた。仕様変更後では，材質を SBHS500 と SBHS700 に統合することにより，板厚を 28mm，30mm，50mm，60mm の４種類に低減した。この統合により，部材点数を７点から４点に削減し，それら部材同士を接続するための溶接延長の低減を図った。

表 3.6-63　板厚，材質変更による作業性及び品質向上について

既工認	水平隔壁板厚構成(Z1)  ※隔壁内の数値は板厚を示す。 材質の凡例 の材質は、SBHS500とする。 の材質は、SBHS700とする。 それ以外の材質は、全てSM490Yとする。
仕様変更後	水平隔壁板厚構成(Z1)  ※隔壁内の数値は板厚を示す。 材質の凡例 の材質は、SBHS500とする。 の材質は、SBHS700とする。 変更点 ：板厚 40mm，50mm を 50mm に統合。 ：材質 SBHS500 と SBHS700 を SBHS700 に統合。 板厚 25mm，40mm，60mm を 60mm に統合。 ：材質 SM490Y と SBHS500 を SBHS500 に統合。板厚 25mm，28mm の一部は材質統合による断面力上昇への対応として，30mm にランクアップさせる。

b.　アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更（構造変更②）

アンカーボルトは，頂版鉄筋コンクリートと鋼製防護壁の接合部に配置されており，鋼製防護壁による引き抜き力を鋼製防護壁基礎に伝達する。当該箇所においては，頂版鉄筋コンクリートの密な配筋に対してアンカーボルトの施工の確実性を高めるため，アンカーボルトの配置と本数について再検討し，既工認設計と同等以上の安全裕度となる仕様に変更した。

また，中詰め鉄筋コンクリート内の鉛直隔壁に設ける鉄筋貫通孔の詳細に対し，貫通孔を考慮した鉄筋の施工性を確認し，より施工の確実性を高めるため，せん断補強筋の径と配置の見直しを実施した。

アンカーボルトの仕様変更（南基礎）は図 3.6-161 に，中詰め鉄筋コンクリートの鉄筋の配置の変更については図 3.6-162 に示す。

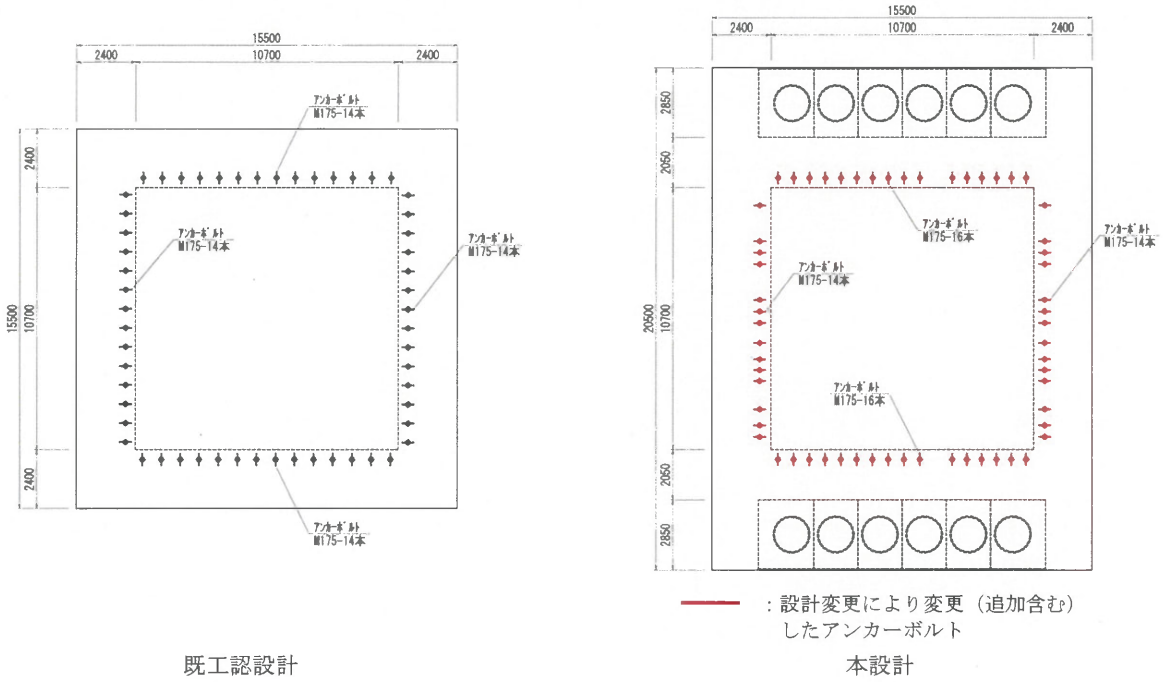


図 3.6-161　アンカーボルトの仕様変更（南基礎）

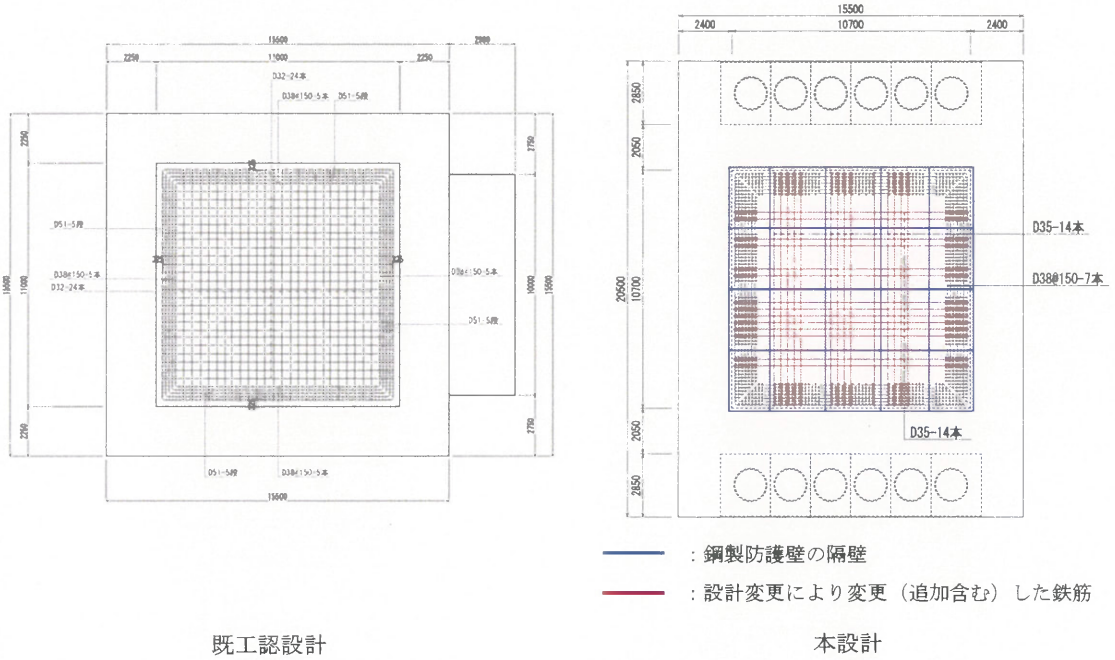


図 3.6-162　中詰め鉄筋コンクリートの鉄筋配置の仕様変更について

c. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼製防護壁の接合部に係る仕様変更（構造変更③）

中詰め鉄筋コンクリートと鋼製防護壁の一体化のために配置するスタッドは，既工認設計では外側鋼板の内面及び鉛直隔壁に配置する計画としていたが，鋼板接合のための添接ボルトや中詰め鉄筋コンクリートの鉄筋の配置を考慮し，施工の確実性を向上させるため，必要設置本数について検討を行い，水平隔壁への配置を追加する仕様に見直した。

(a) 評価方針

「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（日本道路協会，平成29年11月）」のせん断力を受けるスタッド必要設置本数の計算に基づき，外側鋼板の内面及び鉛直隔壁への標準間隔（100×100）で配置されるスタッド本数が既工認設計での設計本数以上であることを確認する。

(b) 評価結果

継手板や鉄筋配置の詳細な配置を考慮して再配置するスタッドについて，スタッドの配置面にZ2隔壁（下面）を追加して設計本数以上を確保する。スタッドの設置本数に関する評価結果を表 3.6-64 に示す。

表 3.6-64 に示す実配置本数は，工認設計での算定本数を満足している。

標準配置図の比較を表 3.6-65 に示す。

表 3.6-64 スタッド本数の比較

隔壁	工認設計での算定本数 (100×100)	実配置本数	過不足 (+：充足)
X2	4545※1	7048×1面	+2503
X6	4545※1	5245×1面	+700
Y1, Y6	4635※2×2面	3061×2面	-3148
X3, X4, X5	4545※1×6面	3765×2面 3780×2面 3716×2面	-4748
Y2, Y3, Y4, Y5	4635※2×8面	4850×2面 5636×2面 4840×2面 4931×2面	+3434
Z2（下面）	-	1697×1面	+1697
計			+438

※1 X隔壁1面当りの算定本数

＝｛（11000-200-4×200）/100＋1｝×｛（4720-100-50-200）/100＋1｝＝101×44.7

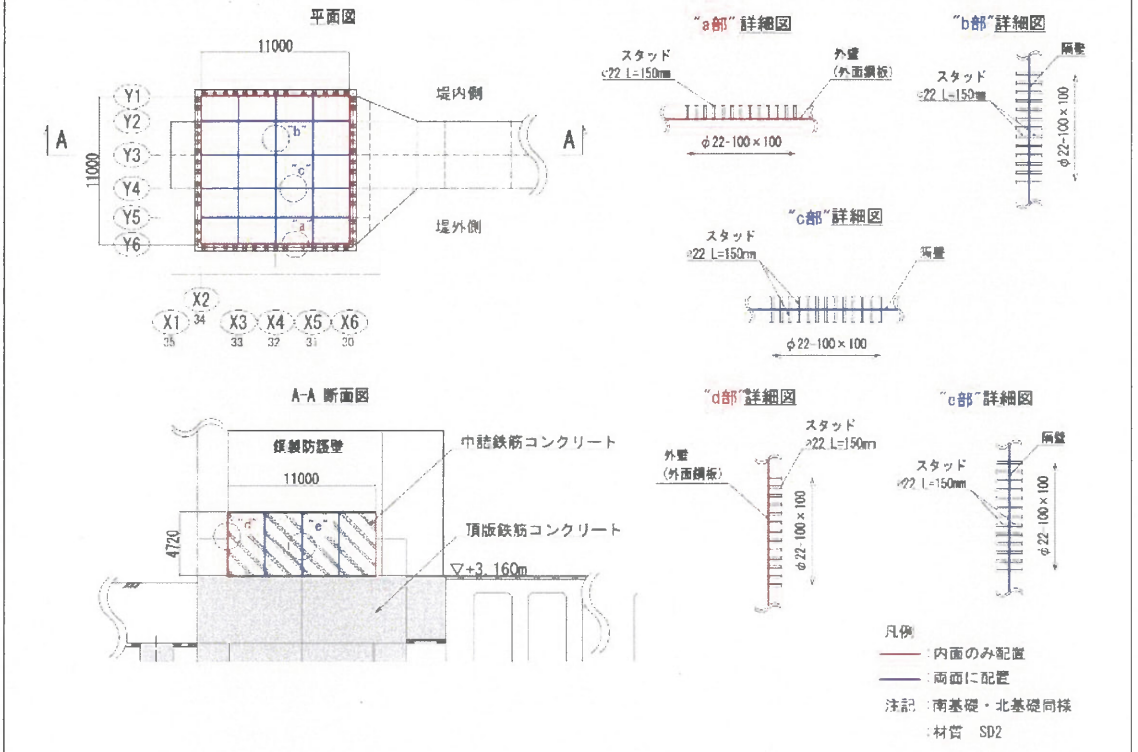
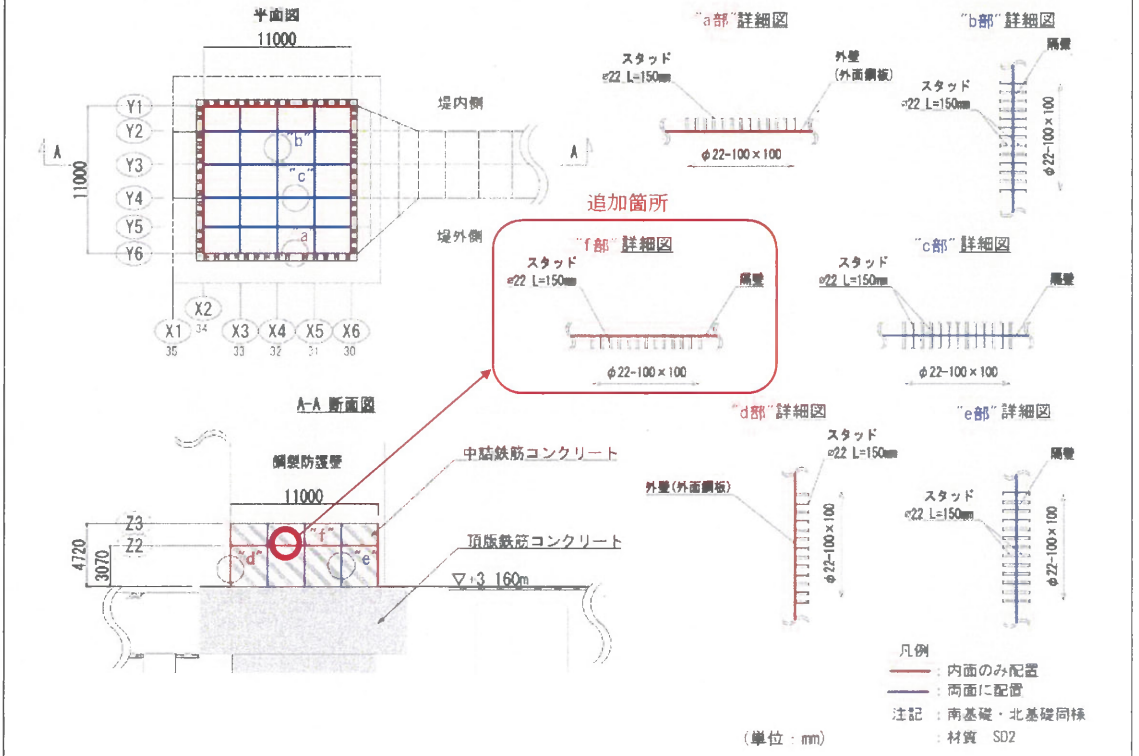
⇒ 101×45 ＝4545（本）

※2 Y隔壁1面当りの算定本数

＝｛（11000-200-3×200）/100＋1｝×｛（4720-100-50-200）/100＋1｝＝103×44.7

⇒ 103×45＝4635（本）

表 3.6-65　中詰め鉄筋コンクリートと鋼製防護壁の接合部に係る仕様変更について

工認設計	
構造変更	

注記
・100×100 は標準配置間隔を示す。
・外面鋼板内面，鉛直隔壁（Y1～Y6，X2～X6）への配置で 100×100 の標準配置本数が不足する場合は，不足本数を水平隔壁 Z2（下面）に配置する。