

東海第二発電所	設計及び工事計画審査資料
資料番号	補足-27 改 0
提出年月日	2024 年 4 月 23 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

(防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更に係る説明資料)

2024 年 4 月

日本原子力発電株式会社

目 次

1. はじめに	1
2. 変更経緯	1
3. 既工認に対する設計・施工条件の照査	4
3.1 不具合事象に対する調査・評価	4
3.2 地中連続壁施工における品質確認検査	8
3.2.1 地中連続壁部の施工手順	8
3.2.2 各施工段階における品質確認検査	10
4. 不具合事象の確認に関わる，調査，原因究明から対策までの流れ	12
5. 不具合事象の調査	13
5.1 調査項目の決定	13
5.2 調査方法の選定	13
5.3 不具合事象の調査結果（A南基礎）	16
5.3.1 目視によるコンクリート未充填調査	16
5.3.2 地山側音響探査及び水平コアボーリング	20
5.3.3 A南基礎の発生事象	38
5.3.4 施工記録の確認	55
5.3.5 目視による鉄筋調査	70
5.3.6 モックアップ試験	77
5.3.7 鉄筋間隔及び変形の確認	80
5.3.8 鉄筋腐食の試験	83
5.3.9 A南基礎のまとめ	86
5.4 不具合事象の調査結果（A北基礎）	90
5.4.1 目視によるコンクリート未充填調査	90
5.4.2 地山側音響探査及び水平コアボーリング	94
5.4.3 A北基礎の発生事象	107
5.4.4 施工記録の確認	139
5.4.5 目視による鉄筋調査	157
5.4.6 鉄筋の高止まり事象（A北基礎）	164
5.4.7 モックアップ試験による推定	169
5.4.8 鉄筋間隔及び変形の確認	169
5.4.9 鉄筋腐食試験	171
5.4.10 A北基礎のまとめ	172
6. 地中連続壁設計に有効な部材とその範囲確定	176
6.1 地中連続壁設計に有効となる部材とその範囲一覧表	176
6.1.1 A南基礎の不具合事象のまとめ（有効な構造部材の特定）	176
6.1.2 A北基礎の不具合事象のまとめ（有効な構造部材の特定）	183
6.2 不確かさを考慮した調査及び設計	192

6.2.1 音響探査の精度	192
6.2.2 地中連続壁地山側の剛結継手部	193
7. 不具合事象の調査結果を踏まえた対策	194
7.1 地中連続壁の再構築に関する検討	194
7.1.1 土留め壁新設	194
7.1.2 オールケーシング工法	194
7.2 地中連続壁不具合箇所の補修に関する検討	197
7.2.1 土留め壁新設	197
7.2.2 地盤改良立坑	197
7.2.3 その他の課題	198
7.3 基礎中実部を補強する方法	201
7.4 対策方針	202
8. 有効な部材を使用した基礎中実部の設計変更について	203
8.1 基礎中実部の設計変更方針	203
8.1.1 鉄筋の補強方針	204
8.1.2 補強検討モデル	207
8.2 品質向上を目的とした設計変更	210
8.2.1 設計方針	210
8.2.2 設計変更の分類	211
8.2.3 基礎中実部の補強計画	233
8.2.4 基礎中実部の配筋細目	241
8.3 基礎中実部の補修方法	243
8.3.1 補修における品質管理項目	243
8.3.2 防錆処理	248
9. 地中連続壁地山側鉄筋の経年劣化対策	250
9.1 コンクリート未充填部への対策	250
9.1.1 コンクリート未充填部の地盤改良	252

1. はじめに

本資料は、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、添付資料「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。

2. 変更経緯

防潮堤（鋼製防護壁）は、取水構造物の南北に縦横 15.5m の正方形の柱状の基礎（以下、南側に位置する基礎を「A 南基礎」、北側に位置する基礎を「A 北基礎」という。）を有する。当該基礎は、外郭部の地中連続壁とその内部（以下、「中実部」という。）の鉄筋コンクリートで構成され、地中連続壁と鉄筋コンクリートを一体化させ、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となっている。図 2-1 に防潮堤（鋼製防護壁）位置図を、図 2-2 に防潮堤（鋼製防護壁）概要図を、図 2-3 に防潮堤（鋼製防護壁）構造図を示す。

基礎の施工においては、外郭部を地中連続壁工法で施工するためのガイドウォール及び溝壁防護の SMW を構築した上で地中連続壁工法により先行施工し、地中連続壁を土留めとして中実部を設置予定深度まで掘削後、中実部に鉄筋コンクリートを構築する手順としているが、施工時に以下の不具合事象を確認した。

【A 南基礎】

- ・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の未充填及び鉄筋の変形、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により、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。

【A 北基礎】

- ・地中連続壁の施工中に南西側角部において、計画深度まで鉄筋かごを沈設できない事象（高止まり事象）が発生した。
- ・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の未充填及び鉄筋の変形等の事象を確認した。
- ・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により、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。

これらの不具合事象は、設計荷重に対して鋼製防護壁基礎の強度へ影響を及ぼすことから対策を施す必要が生じた。このため、東海第二発電所の既工事計画認可（平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号）の防潮堤（鋼製防護壁）の設計を変更する必要が生じた。

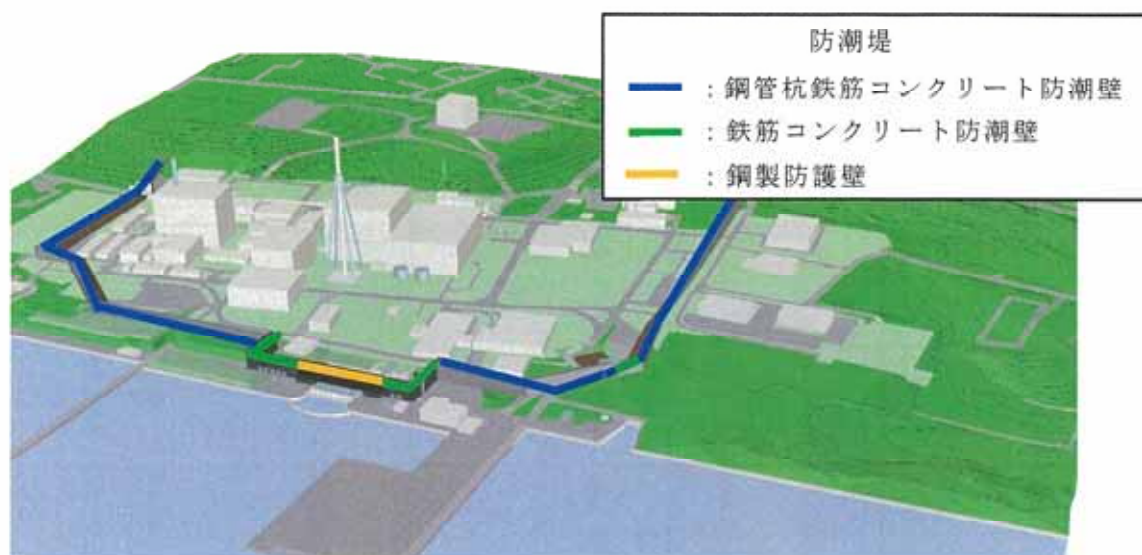


図 2-1 防潮堤（鋼製防護壁）位置図

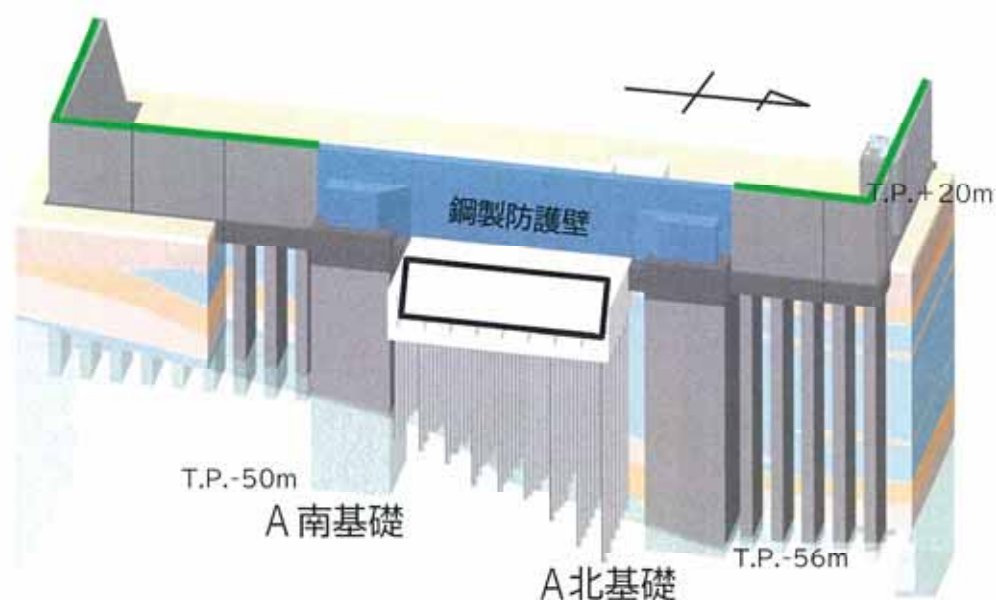
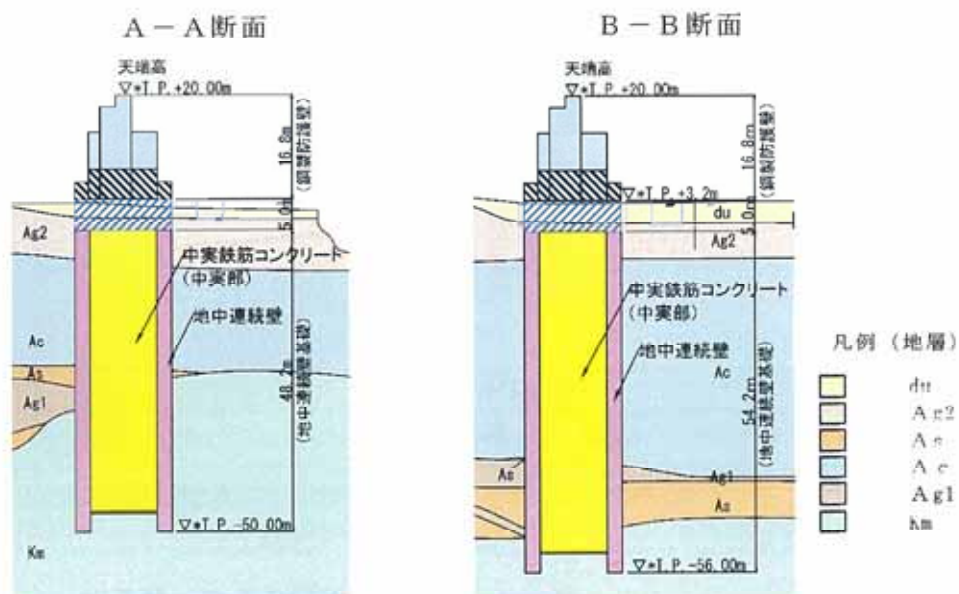
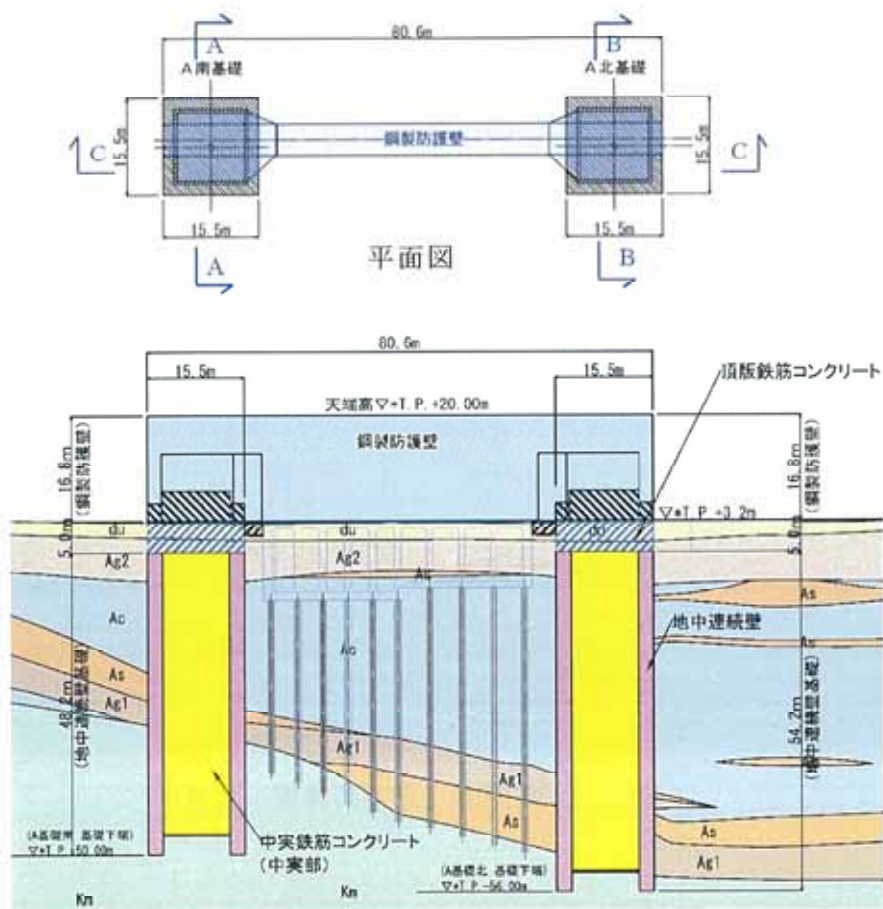


図 2-2 防潮堤（鋼製防護壁）概要図



鉛直断面図 (堤側面)

図 2-3 防潮堤 (鋼製防護壁) 構造図

3. 既工認に対する設計・施工条件の照査

3.1 不具合事象に対する調査・評価

防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁の不具合については、その全容の把握と原因究明を行うとともにその対応策についての検討を行った。これら一連の不具合事象の全容から、調査結果及び対策を反映した耐震耐津波評価（既工認と同評価項目）を行った。図 3.1-1 に「調査・評価の流れ」、図 3.1-2 に「調査・評価の詳細な流れ」を示す。

また、表 3.1-1「不具合、不確かさを反映した、既工認と同項目の耐震耐津波評価の内容」に各設計項目に対する調査結果などを網羅的に抽出した反映状況を示す。「①地中連続壁のコンクリート未充填」、「②地中連続壁の配筋変更」及び「③A北基礎の鉄筋高止まり」は「不具合事象に係る構造変更」を示し、「④ジベル筋の仕様変更」、「⑤鋼製防護壁の仕様変更」及び「⑥アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更」は「品質向上に係る構造変更」を示す。

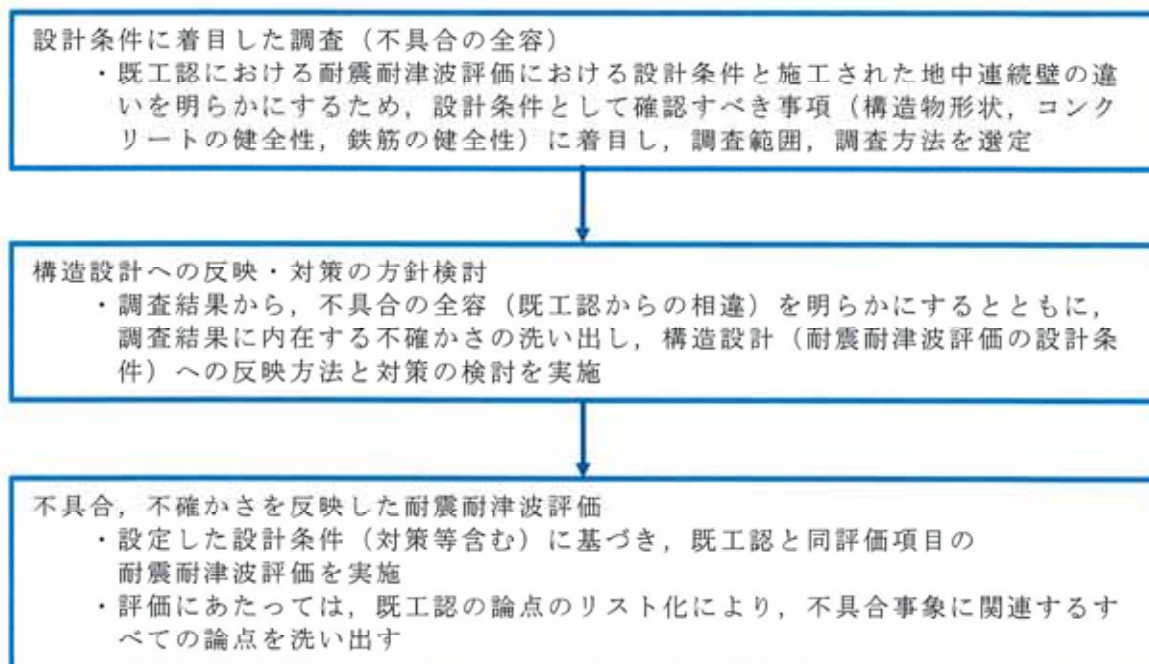


図 3.1-1 調査・評価の流れ

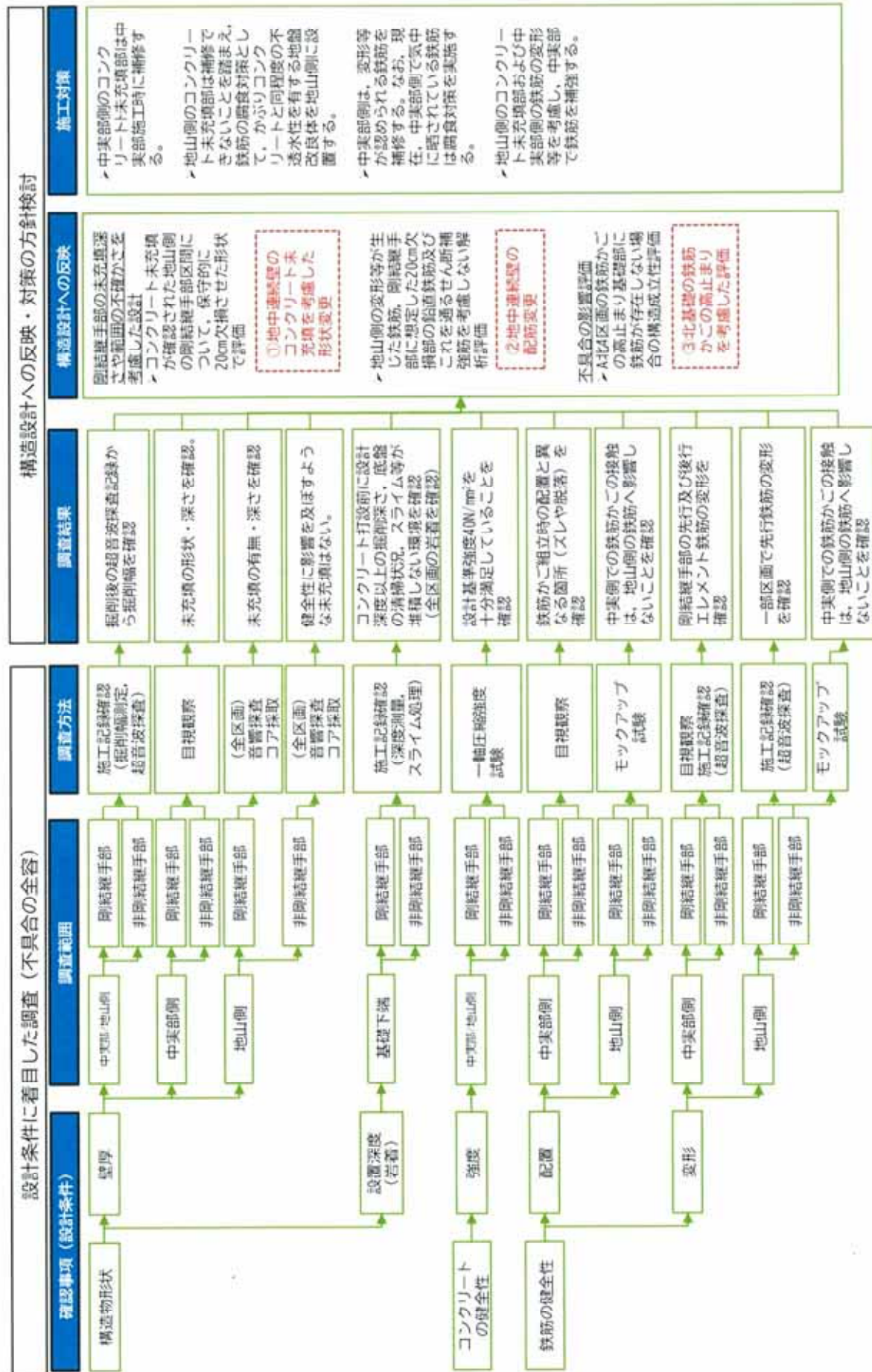


図 3.1-2 調査・評価の詳細な流れ

表 3.1-1(1) 不具合、不確かさを反映した、既工認と同項目の耐震耐津波評価の内容 (1)

赤字：不具合事象に係る構造変更，青字：品質向上に係る構造変更

評価対象部位	耐震評価設計項目	応答計算への反映箇所*		照査への反映箇所	
		反映すべき構造変更	反映方針	反映すべき構造変更	反映方針
下部構造	基礎地盤	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所、欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	③北基礎の鉄筋かごの高止まりを考慮した評価	想定される無筋区間に対して支持性能(引張)照査を実施
	地中連続壁(連壁+中実コン)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所、欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更 ②地中連続壁の配筋変更	20cm×8箇所の欠損や配筋変更を考慮した断面照査を実施
		①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	④シハル鉄筋の仕様変更	変更後の鉄筋仕様にて、せん断照査を実施
		①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下		
上部構造	【参考】南北地中連続壁基礎の間に生じる地震時相対変位の影響について		地中連続壁の設計手法の妥当性を補足するための解析的検討であり、構造変更①による影響を少なからず受ける内容ではあるが、影響程度が非常に小さく、再検討は不要だと判断した。		
	鋼製防護壁	外壁及び隔壁からなる主部材の評価	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	⑤鋼製防護壁の仕様変更	変更後の鋼材仕様にて、応力照査を実施
		中詰め鉄筋コンクリートと鋼製の接合部の評価(スタッド)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	なし	(スタッドに係る仕様変更はない)
		補剛材の評価	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	なし	(補剛材に係る仕様変更はない)
	接合部	アンカーボルトに係る各種評価(引抜き、コーンせん断等)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	⑥アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更	変更後のボルト及び鉄筋仕様にて、応力照査を実施
		頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートに係る各種評価(水平せん断、水平曲げ)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	⑥アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更	変更後のボルト及び鉄筋仕様にて、応力照査を実施
		【別冊】COM3による接合部アンカーの評価	本検討において支配的な荷重条件は“津波荷重(重畳時)”であることから、強度計算に付随した追加検討に分類し、ここには記載しない。		
止水ジョイント部	側方止水ジョイント部材の変形性能照査	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	なし	(止水ジョイントに係る仕様変更はない)
	底部止水機構(1次止水機構)の耐震評価	鋼製防護壁により間接支持される設備(底部止水機構)の耐震計算であり、構造変更①による影響を少なからず受ける内容ではあるが、影響程度が非常に小さく、再検討は不要だと判断した。			

表 3.1-1(2) 不具合、不確かさを反映した、既工認と同項目の耐震耐津波評価の内容 (2)

赤字：不具合事象に係る構造変更，青字：品質向上に係る構造変更

評価対象部位	耐津波設計項目	応答計算への反映箇所*		照査への反映箇所	
		反映すべき構造変更	反映方針	反映すべき構造変更	反映方針
下部構造	基礎地盤	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	③北基礎の鉄筋かごの高止まりを考慮した評価	想定される無筋区間に対して支持性能(引張)照査を実施
	地中連続壁(連壁+中実コン)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更 ②地中連続壁の配筋変更	20cm×8箇所の欠損や配筋変更を考慮した断面照査を実施
	地中連続壁と中実鉄筋コンクリートの一体化に係る評価(ジベル)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	④ジベル鉄筋の仕様変更	変更後の鉄筋仕様にて、せん断照査を実施
	外壁及び隔壁からなる主部材の評価	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	⑤鋼製防護壁の仕様変更	変更後の鋼材仕様にて、応力照査を実施
上部構造	中詰め鉄筋コンクリートと鋼製の接合部の評価(スタッド)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	なし	スタッドに係る仕様変更はない
	補剛材の評価	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	なし	補剛材に係る仕様変更はない
	【参考】余震荷重における3次元組合せ係数法の保守性の確認	鋼製防護壁の設計手法の妥当性を補足するための解析的検討であり、構造変更①による影響を少なからず受ける内容ではあるが、影響程度が非常に小さく、再検討は不要だと判断した。			
	アンカーボルトに係る各種評価(引抜き、コーンせん断等)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	⑥アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更	変更後のボルト及び鉄筋仕様にて、応力照査を実施
接合部	頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートに係る各種評価(水平せん断、水平曲げ)	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	⑥アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更	変更後のボルト及び鉄筋仕様にて、応力照査を実施
	【別冊】COM3による接合部アンカーの評価	接合部の設計手法の妥当性を補足するための3次元解析(COM3)であり、構造変更①や構造変更⑥の影響を少なからず受ける内容ではあるが、耐津評価における接合部の安全裕度が向上しているという設計事実を踏まえ、当該評価を再実施する必要はないと判断した。			
止水ジョイント部	側方止水ジョイント部材の変形性能照査	①地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更	20cm×8箇所の欠損を考慮し連壁の断面性能を低下	なし	止水ジョイントに係る仕様変更はない
	底部止水機構(1次止水機構)の強度評価	鋼製防護壁により間接支持される設備(底部止水機構)の耐津波計算であり、構造変更①により評価の一部(余震荷重の算定)が影響を少なからず受ける内容ではあるが、影響程度が非常に小さく、再検討は不要だと判断した。			

3.2 地中連続壁施工における品質確認検査

3.2.1 地中連続壁部の施工手順

「防潮堤（鋼製防護壁）の施工手順」を図 3.2-1 に示す。「地中連続壁の施工ステップ図」を図 3.2-2 に示す。「掘削イメージ」を図 3.2-3 に示す。

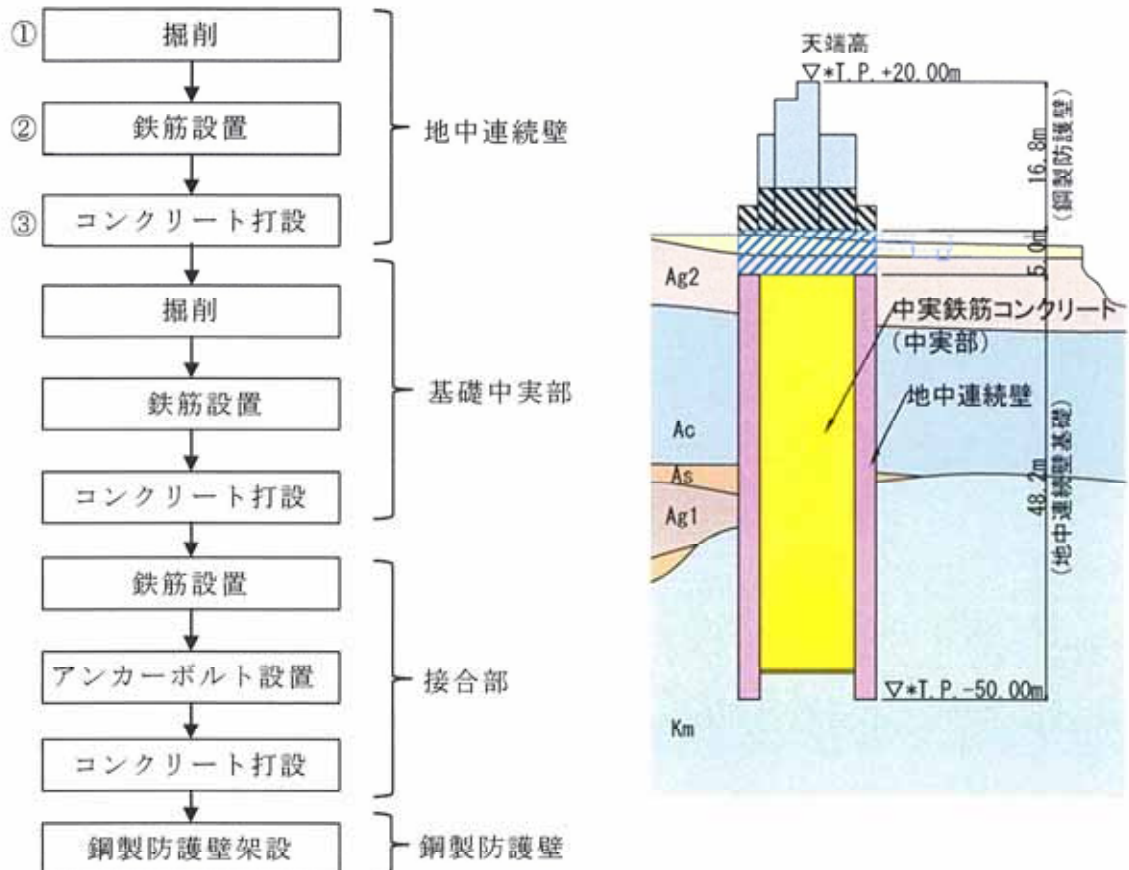


図 3.2-1 防潮堤（鋼製防護壁）の施工手順

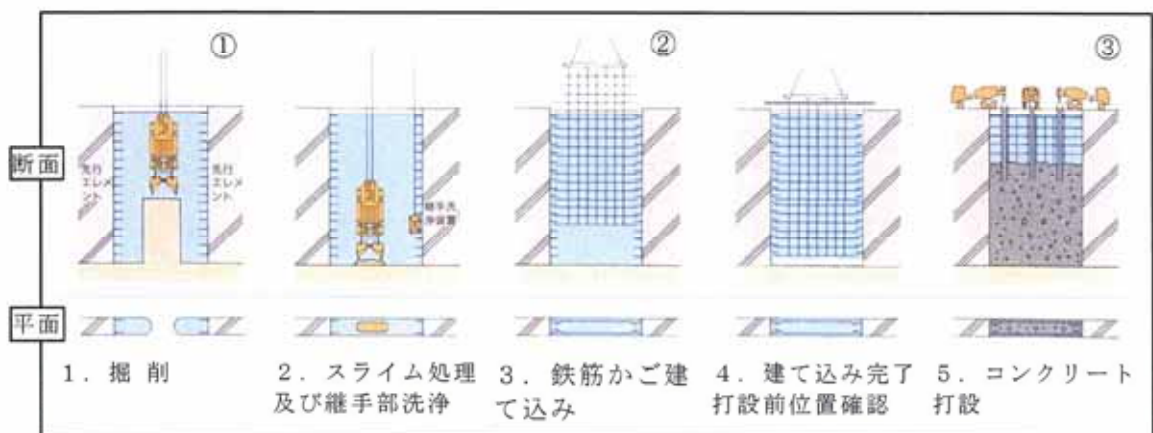


図 3.2-2 地中連続壁の施工ステップ図

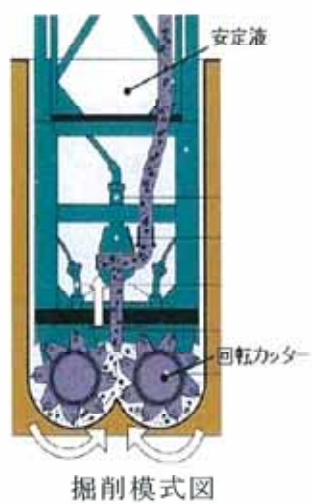
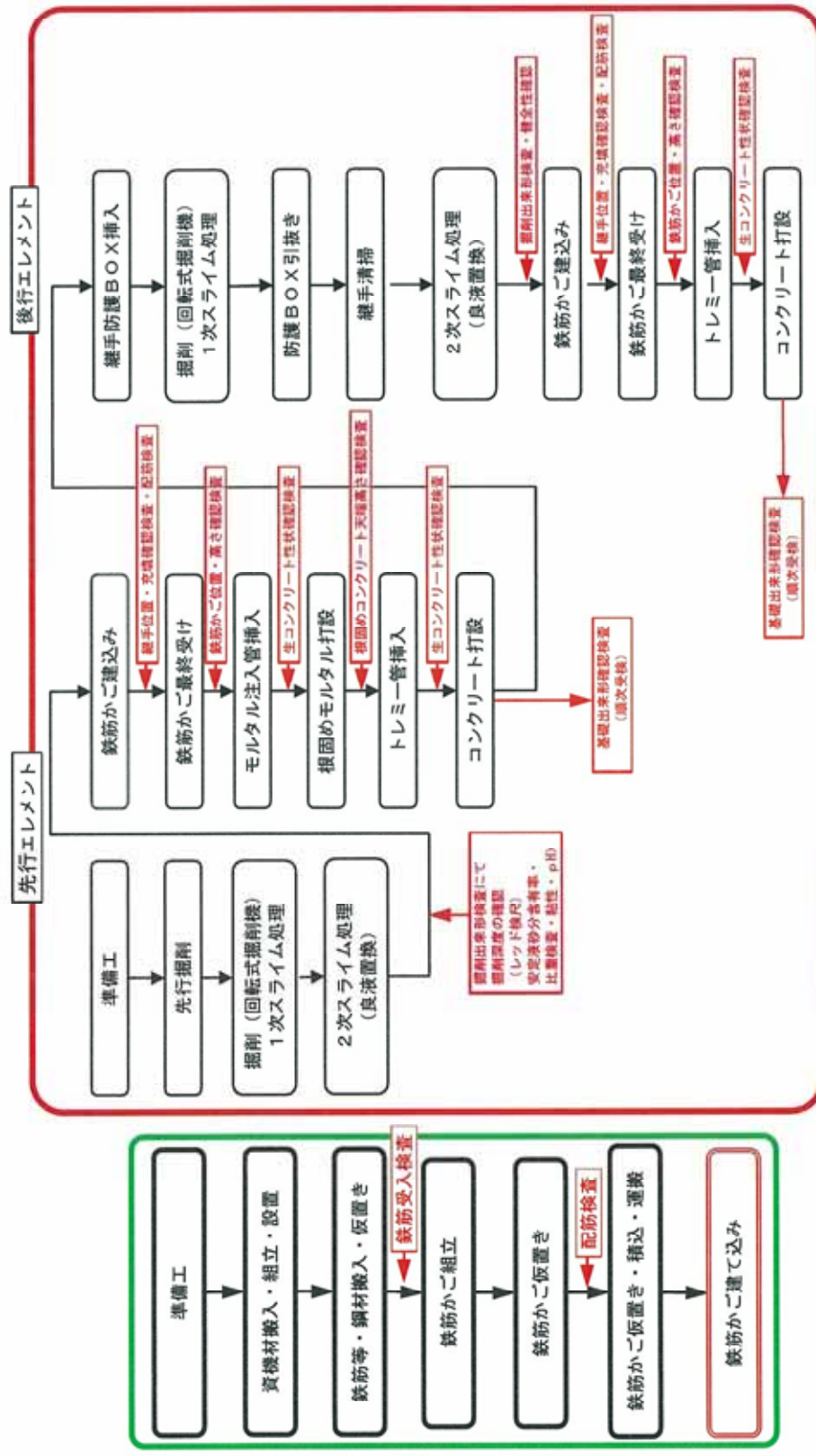


図 3.2-3 掘削イメージ

3.2.2 各施工段階における品質確認検査

図 3.2-4 に「地中連続壁部の施工・品質確認検査フロー」を示す。フローに示すように、施工の各段階での検査で、間接的に岩着が確認できる。以下の項目を確認することにより、支持性能として有意な影響を与えるような堆積物が無いことを確認する。なお、フロー中には赤い四角で囲い、内側をピンクで塗った項目を「岩着確認箇所」としている。

- ・スライム処理後、安定液の品質を確認（粘性，比重，pH，砂分率）
- ・掘削出来形検査にて掘削深度の確認（レッド検尺）
- ・鉄筋かごの位置確認，設置高さ確認



鉄筋かご組立・運搬

地中連続壁基礎工 (A区間先行エレメント)

地中連続壁基礎工 (A区間後行エレメント)

図 3.2-4 地中連続壁部の施工・品質確認検査フロー

4. 不具合事象の確認に関わる、調査、原因究明から対策までの流れ

A南基礎の中実側壁面にコンクリートの未充填の事象を確認して以降、A南基礎の掘削をT.P. -45.5mまで行い、A北基礎も同様にT.P. -49.0mまで掘削した。南北基礎の全容が明らかになったため、既報告のA南基礎にA北基礎の状況を加えて現在の状態を報告する。まず、耐震耐津波評価における設計条件に着目した調査項目をすべて列挙し、調査範囲を整理するところから開始し、図4-1に示す「検討の流れ」に従い対応策までの検討を行った。

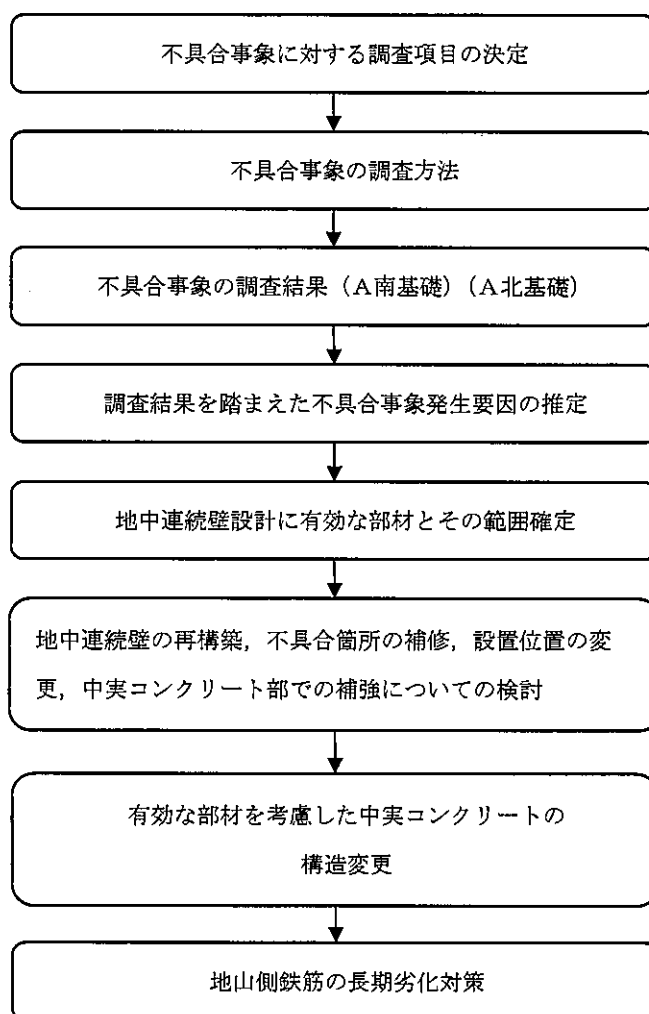


図 4-1 検討の流れ

5. 不具合事象の調査

5.1 調査項目の決定

耐震耐津波評価における設計条件に着目し、以下のとおり調査項目を決定した。

- ・ 構造物形状

構造物形状は鋼製防護壁基礎に必要な壁厚および設置深度（岩着）とした。

- ・ コンクリートの健全性

コンクリートの健全性については、鋼製防護壁基礎に必要な強度とした。

- ・ 鉄筋の健全性

鉄筋の健全性については、鋼製防護壁基礎に必要な配置と形状とした。

すべての確認事項に対して調査方法を選定し、その調査方法が調査対象全体を網羅することを確認した。それらは現地で適応し、測定精度が確保されていることを確認した。

5.2 調査方法の選定

調査方法は、適用規格、基準および指針に基づき選定した。壁厚については、目視確認ができない地山側に対して音響探査を選定した。また、地中連続壁のコンクリートの健全性については、現地コアを採取し、一軸圧縮試験を選定した。「調査方法一覧表」を表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 調査方法一覧表（コンクリートの健全性調査）

調査方法		適用規格 参考文献 等	確認事項	確認内容	設計条件	調査箇所	
						区画	部位
目視観察	—	—	コンクリート 未充填形状	未充填の形状・ 深さを確認	構造物形 状	全区画	中実部側
			鉄筋配置	鉄筋かご組立時 の配置と異なる 箇所（ズレや脱 落）を確認	鉄筋の健 全性	全区画	中実部側
			鉄筋変形	鉄筋の変形を確 認	鉄筋の健 全性	全区画	中実部側
一軸圧縮試験		JIS A 1107	コンクリート 強度	設計基準強度 40 N/mm ² を十分満足 していることを 確認	コンク リートの健 全性	全区画	—
シュミットハンマー 試験		JIS A 1155	コンクリート 強度		コンク リートの健 全性	全区画	中実部側
音響探査		予備実験 にて手法 確認	コンクリート 壁厚	音響探査とコア 採取で壁厚の整 合性を確認	構造物形 状	全区画	地山側
コア採取		国交省 「微破 壊・非破 壊試験に よるコン クリート 構造物の 強度測定 要領」に よる	コンクリート 壁厚	音響探査とコア 採取で壁厚の整 合性を確認	構造物形 状	全区画	地山側
施工記録	超音波探査	地中連続 壁協会 「地中連 続壁工法 施工指 針」によ る	コンクリート 壁厚	掘削後の超音波 探査記録から必 要壁厚を確認	構造物形 状	全区画	—
			鉄筋変形	先行エレメント 鉄筋の変形を確 認	鉄筋の健 全性	剛結継 手部	—
	深度測量 (レッド検尺)		設置深度 (岩着)	コンクリート打 設前に設計深度 以上の掘削深 さ、底盤の清掃 状況、スライム 等が堆積しない 環境を確認	構造物形 状	全区画	基礎下端
	スライム処理		設置深度 (岩着)		構造物形 状	全区画	基礎下端
	トレミー管 設置深度		設置深度 (岩着)		構造物形 状	全区画	基礎下端

表 5.2-2 調査方法一覧表（鉄筋の健全性調査）

調査方法	適用規格 参考文献等	確認事項	確認内容	設計条件	調査箇所	
					区画	部位
目視観察	—	鉄筋配置	鉄筋かご組立時の配置と異なる箇所（ズレや脱落）を確認	鉄筋の健全性	全区画	中実部側
		鉄筋変形	鉄筋の変形を確認	鉄筋の健全性	全区画	中実部側
施工記録 超音波探査	—	鉄筋変形	先行エレメント鉄筋の変形を確認	鉄筋の健全性	剛結継手部	—

5.3 不具合事象の調査結果（A南基礎）

5.3.1 目視によるコンクリート未充填調査

（1） 観察結果

地中連続壁中実部側壁面の観察結果は下記のとおり。

- ・ 地中連続壁の中実部側壁面におけるコンクリートの未充填は、図 5.3-2 に示す剛結継手部（エレメント継手を連続一体化した構造とするため、先行エレメントと後行エレメントの鉄筋を重ねて接合する構造）の区画（図 5.3-1）で T.P. 約-10m から T.P. 約-45m にて主に確認された（図 5.3-3）。また、区画毎の観察結果を表 5.3-1 に示す。
- ・ 鉛直鉄筋までのコンクリートの設計純かぶりが 116mm、水平鉄筋までの設計純かぶりが 163mm である（図 5.3-2）。コンクリート未充填部の堆積物を除去した結果、鉄筋が露出する状態となった。
- ・ コンクリートの未充填部は、地中連続壁の設計上の壁面から平均深さが約 18cm、最大で約 30cm となっており、コンクリートの未充填部には粘性土が確認された（図 5.3-3）。

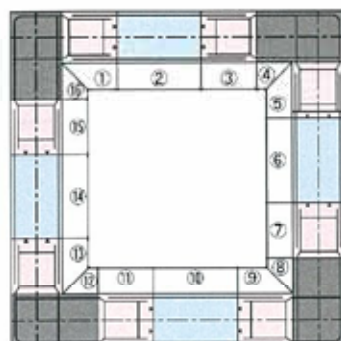
地中連続壁のエレメント及び区画割図を図 5.3-1 に、剛結継手部の詳細図を図 5.3-2 に、地中連続壁未充填部の観察結果を図 5.3-3 に示す。



図 5.3-3 地中連続壁表面の観察結果

表 5.3-1 地中連続壁中実部側壁面区間毎の観察結果の概要（A南基礎）

面	区画		観察結果
西面	①	剛結継手	T.P. 約-6m から T.P. 約-10m において、スライムや安定液が混じったコンクリートが分布している。T.P. 約-10m から T.P. 約-45m で一部を除き、ほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布している。
	②	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	③	剛結継手	T.P. 約-9m から T.P. 約-21m で断続的にコンクリート未充填部が分布し、T.P. 約-23m から T.P. 約-32m ではほぼ区画全幅に分布している。また、T.P. 約-32m 以深では局所的かつ、まばらに分布している。
	④	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
北面	⑤	剛結継手	T.P. 約-17m から T.P. 約-34m 及び T.P. 約-42m から T.P. 約-45m において断続的にコンクリート未充填部が分布している。
	⑥	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	⑦	剛結継手	T.P. 約-12m から T.P. 約-45m の範囲において、まばらにコンクリート未充填部が分布している。
	⑧	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
東面	⑨	剛結継手	T.P. 約-42m から T.P. 約-45m にコンクリート未充填部が分布し、その他深度では局所的かつ、まばらに分布している。
	⑩	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	⑪	剛結継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-10m において、帯状のスライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-10m から T.P. 約-46m の一部を除き、ほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布している。
	⑫	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
南面	⑬	剛結継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-10m において、帯状のスライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-10m から T.P. 約-18m ではほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布し、それ以深は、まばらに分布する。
	⑭	先行	T.P. 約-18.5m から T.P. 約-24.0m にコンクリート未充填がエレメントの両端に分布し、それ以深にも局所的に分布する。
	⑮	剛結継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-10m において、帯状のスライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-10m から T.P. 約-21m では一定の幅を有しながら部分的に分布し、T.P. 約-21m から T.P. 約-45m ではほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布する。
	⑯	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。



- ① : 先行エレメント
- ② : 後行エレメント (剛結継手部)
- ③ : 後行エレメント (剛結継手部以外)

5.3.2 地山側音響探査及び水平コアボーリング

(1) 調査概要

A南基礎の中実部側地中連続壁コンクリート未充填部の発生範囲とその未充填深さを観察及び測定により確認した。一方、地山側は目視による直接観察ができないため、全区画で音響探査を実施し、欠測、測定不能、不安定計測の区間では水平ボーリングを行い、コンクリートコアの全長を測定することでコンクリートの未充填の発生範囲を確認した。

また、コンクリートが未充填となる事象がどのようなプロセスで発生したのか数値解析を行い、その事象の発生要因、深度による傾向を確認した。図 5.3-4 に「地山側調査フロー」を示す。

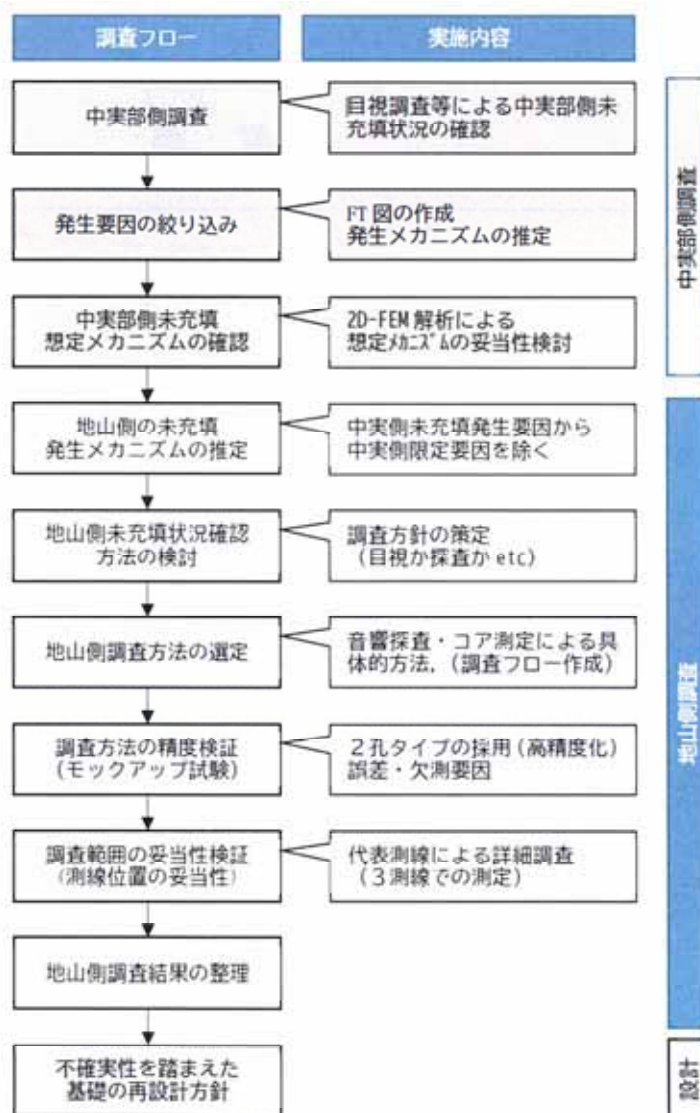


図 5.3-4 地山側調査フロー

(2) 調査箇所選定

(a) 調査箇所

調査箇所については、全区画での計測を実施した。

非接触・非破壊探査である音響探査により、コンクリート厚さ（壁位置）を測定した。しかし、音響探査で欠測が生じたり、音響探査の精度確認のため、水平コアボーリングによるコア採取により、直接コンクリート厚さ（壁位置）を測定した。図 5.3-5 に音響探査の概要を示す。音響探査の調査孔は地山側に削孔し、地山とコンクリートの境界（赤い破線）を反射波の伝達速度と伝達時間により調査する手法である。

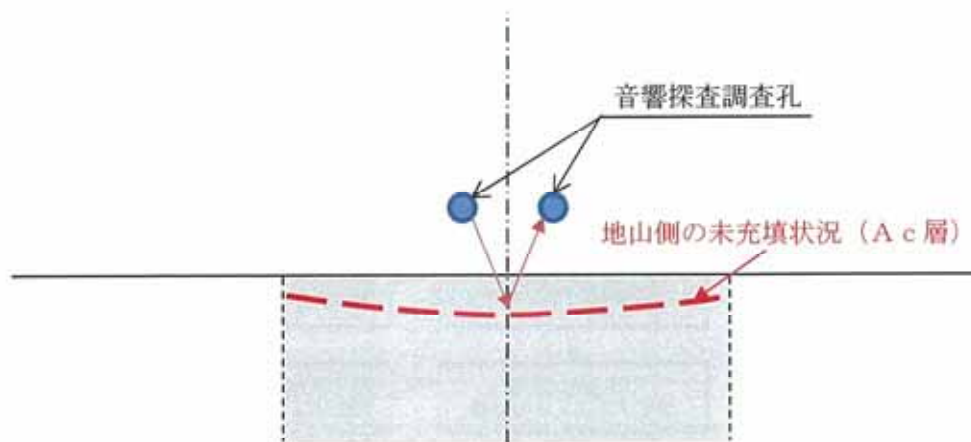


図 5.3-5 代表測線での音響探査による地山側未充填状況確認

(b) 調査箇所の網羅性の確認

音響探査は「地山側でのはらみ出し発生メカニズム」に則って各区間の代表 1 測線で実施しており、この 1 測線の試験で未充填範囲、深さの推定が可能である。代表区画において複数測線での音響探査計測を実施することで、推察したはらみ出し発生メカニズムと同様の変状となっているか確認を行った。

複数側線での音響探査計測は、中心線付近が最もはらみ出し及び崩落によるコンクリート未充填深さが深く、側部の未充填深さは同等あるいは浅くなっているといった状況を確認できるよう、既設の音響探査調査孔（中心線付近）の側方に追加で音響探査調査孔を新設した。図 5.3-6 に追加調査の概要を示す。

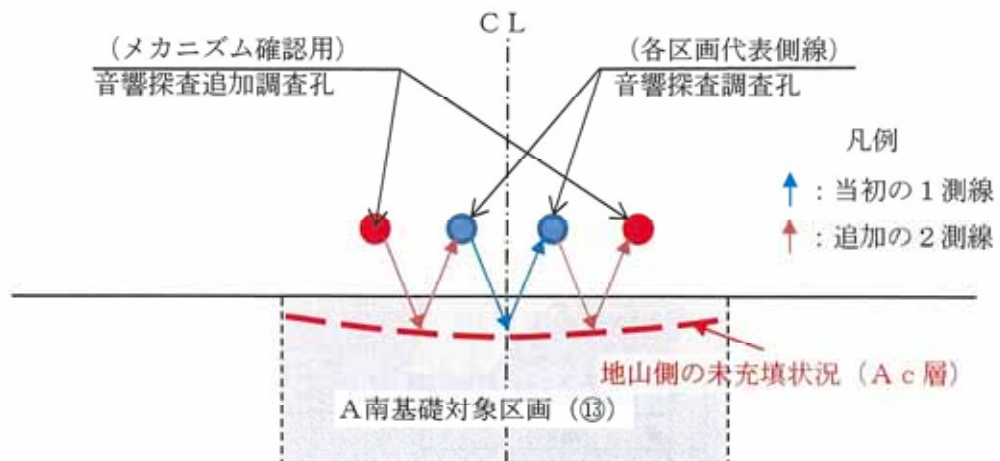


図 5.3-6 音響探査による地山側未充填発生メカニズムの確認方法（3測線計測）

また、本調査によって計測される壁面範囲は図 5.3-7 のとおり、幅 2m 程となる。

調査孔から反射位置に向けて音波を発射し、放射状に広がる音波の中心付近ほど精度良く計測される。

代表区画の選定にあたっては、はらみ出し、崩落の有無に寄らず、比較・対比を行うため音響探査データの連続性が良い区画、同様に音響探査データの連続性が良い剛結継手部以外の区画から選定を行った。

はらみ出しがある場合は、側部のはらみ出し量が中央部のはらみ出し量と比較して同等あるいは小さくなり、また代表測線ではらみ出しがない場合は、側部でも同様にはらみ出しはなく、変状の差は小さいものと推察される。

A 南基礎では連続性の良いデータが得られている区画のうち、施工性の面から区画⑬を選定した。図 5.3-8(1) 及び図 5.3-8(2) に区画⑬の「3 測線における音響探査結果」を示す。

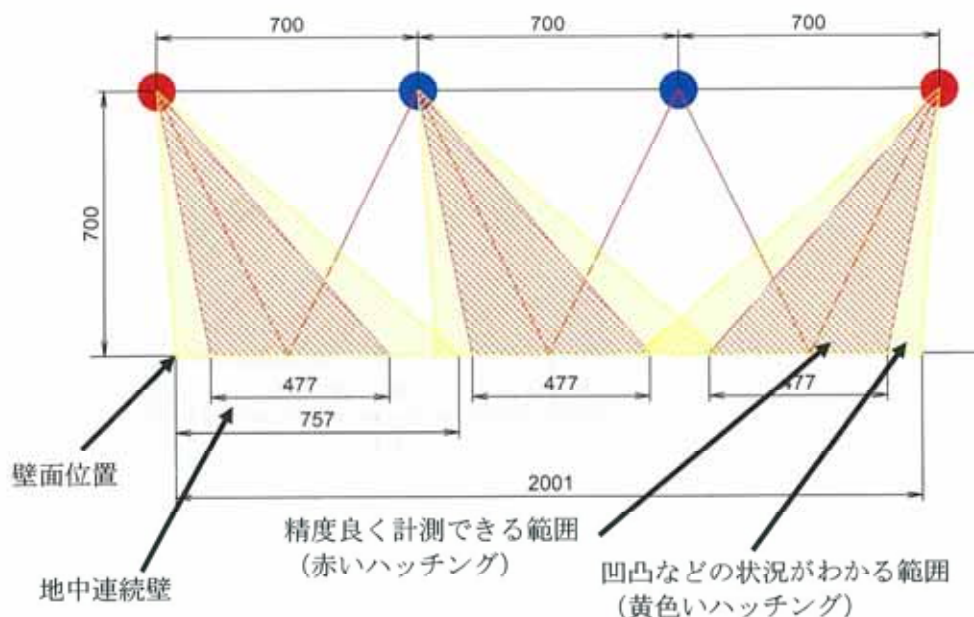
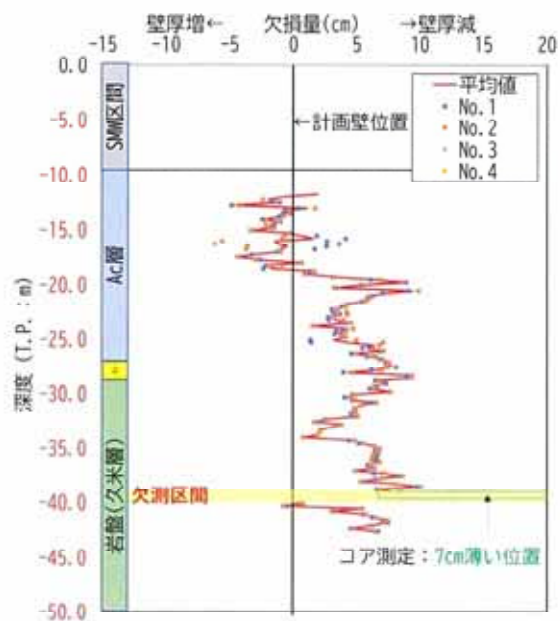


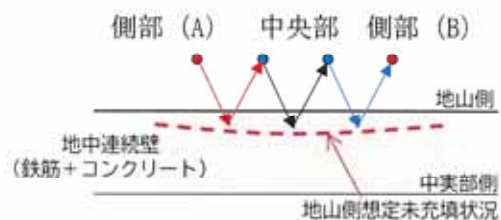
図 5.3-7 未充填発生メカニズム確認のための音響探査計測範囲

崩落などによる凹凸位置の変化も考えられることから、中央部とその両側の欠損量の比較を行う。測定結果は図 5.3-8 に示す。なお、グラフに示した測定値は、同一箇所で 4 回計測し、その平均値もしくは 4 回の内、未充填深さが最大となる値である。

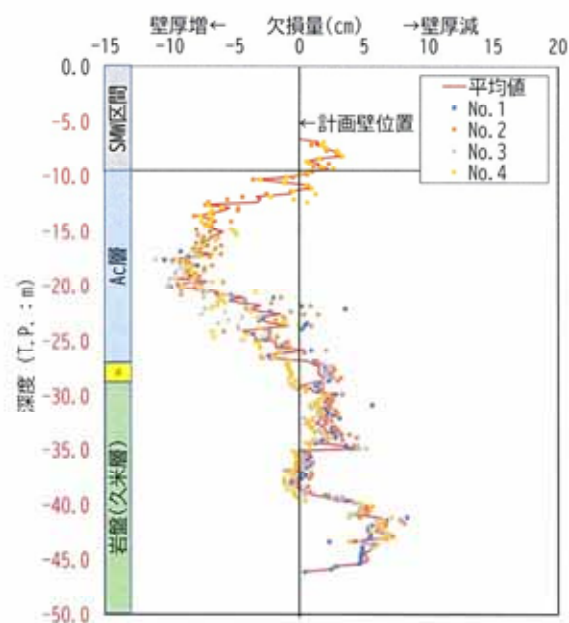
実施した A 南基礎⑬区画のける 3 測線の測定では、平均値及び未充填深さが最大となる値ともに、全体的に中央部が側部と比較して大きくなる（より大きくはらみ出している）結果となり、想定しているコンクリート未充填発生メカニズムを裏付ける結果となった。特に A c 層中央部から A c 層下部、K m 層上部にかけて差が顕著に表れており、この傾向も A c 層下部ではらみ出しが大きくなるとした解析結果と一致する結果であった。



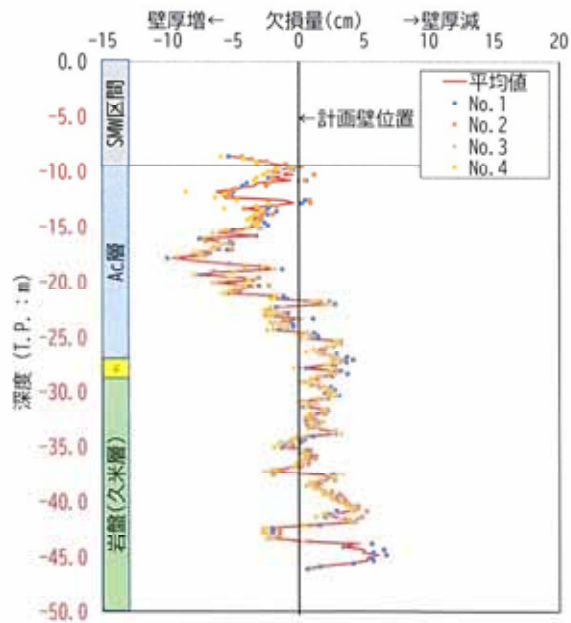
音響探査・コア測定結果
(中央部)



網羅性確認箇所における計測位置模式図



音響探査結果
側部 (A)



音響探査結果
側部 (B)

図 5.3-8(1) 3 測線における音響探査結果 (区画⑬)

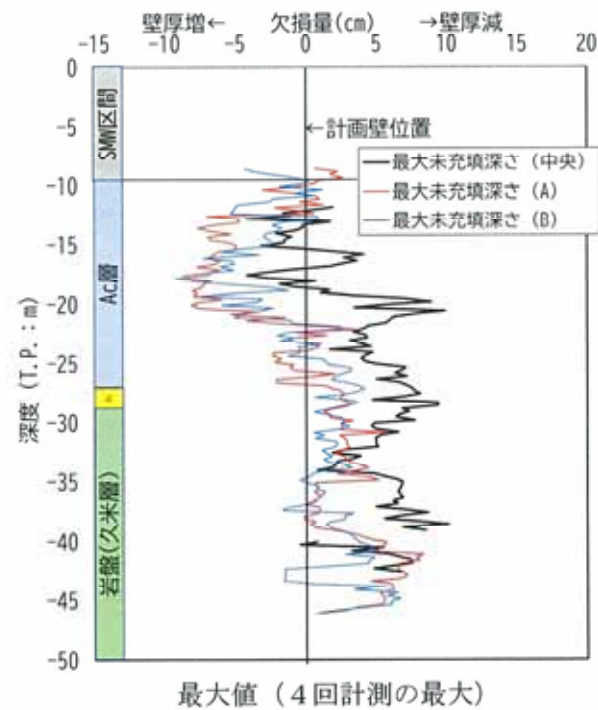
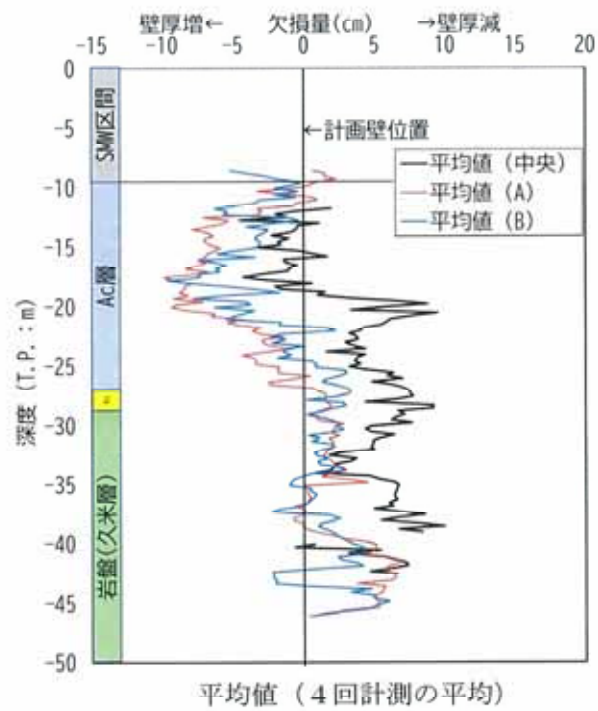
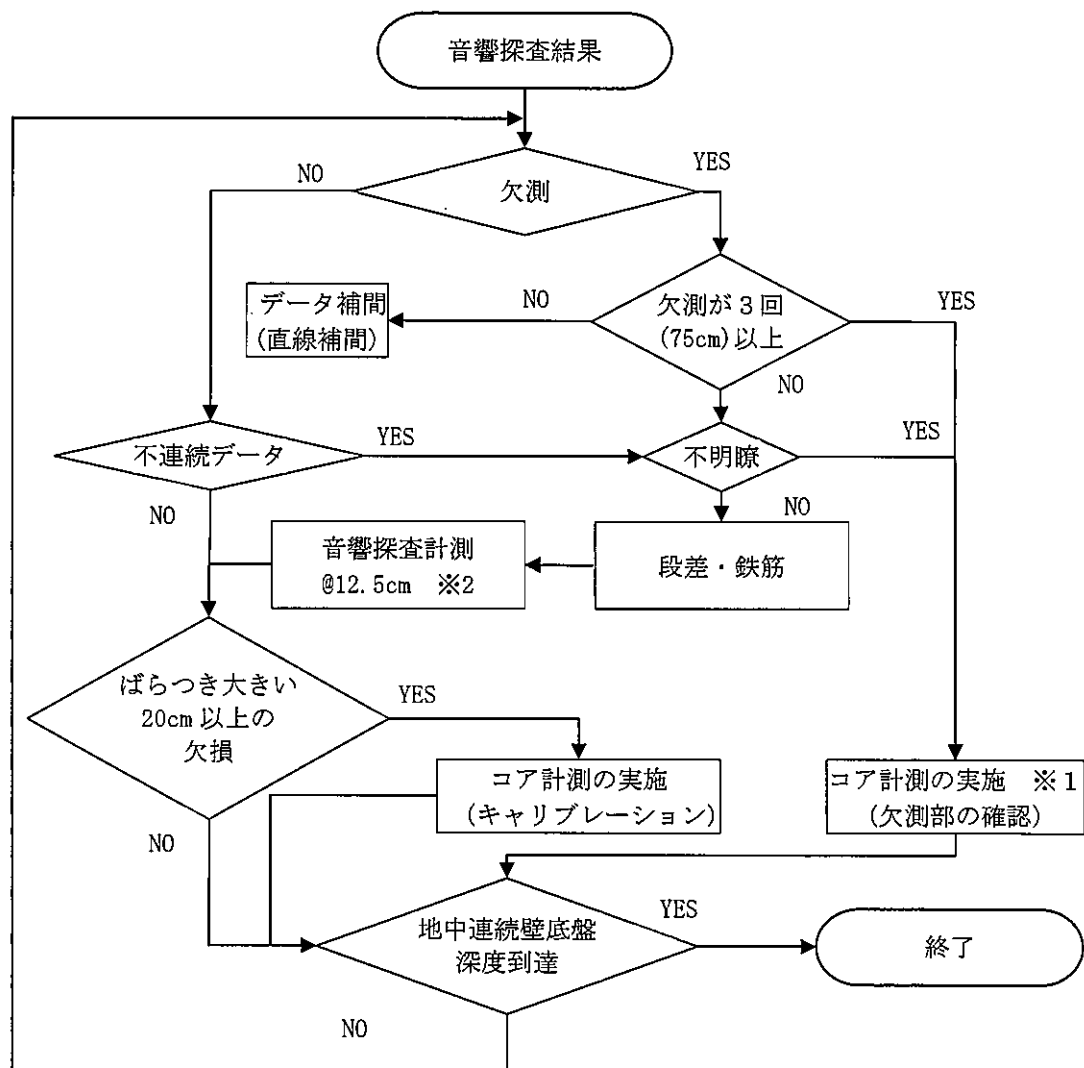


図 5.3-8(2) 3 測線における音響探査結果 (区画⑬)

(3) 音響探査による壁厚確認

(a) 音響探査とコア採取による調査方針

調査を行う区画で、まず音響探査を実施する。しかし、調査を行った結果、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。図 5.3-9 に「地山側調査フロー」を示す。



※1 欠測部のコア計測は”5m 程度”に1箇所、欠測区間長が7.5mを超えたら1箇所追加

※2 コア計測での代替も可とする

・不連続とは、反射波に連続性が得られないデータ

・不明瞭とは、反射が弱く、明瞭なピークが得られないデータ

・キャリブレーションとは、判断困難な波形の位置の再判定変位の差は小さいものと推察される。

図 5.3-9 地山側調査フロー

(b) 調査方法

地山側の壁面位置の調査には、音響探査及び水平コア採取を用いた。

【音響探査】

音波の到達時間を用いて壁面位置を特定する方法である。手順を以下に示す。

- ・地山側の壁面（計画壁面位置）から 50cm 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 25cm（不明瞭区間は 12.5cm））。
- ・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毎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 5.3-10 に音響探査による地山側未充填状況確認を示す。

【コア測定（コア採取）】

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。

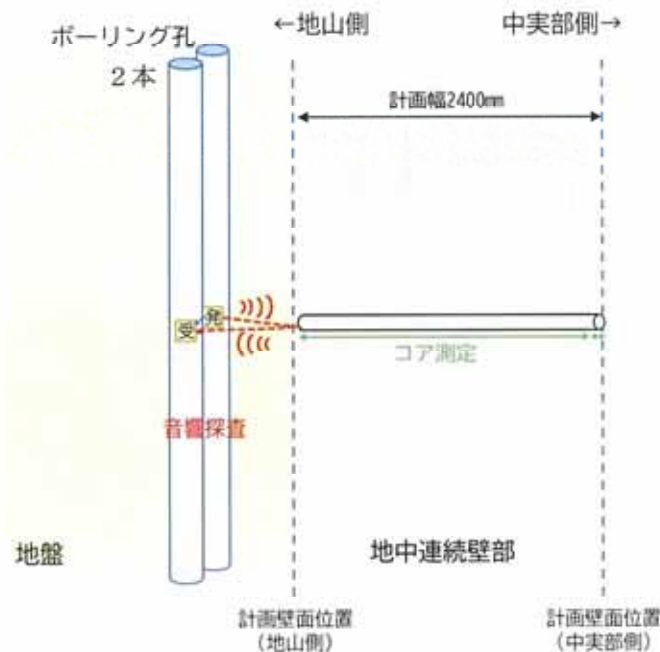


図 5.3-10 代表測線での音響探査による地山側未充填状況確認

(c) 調査結果

音響探査及びコア測定によって得られた壁厚の分布を図 5.3-11 に示す。

図では、計画壁厚よりも薄くなった箇所については橙系色で着色しており、計画壁厚よりも厚く充填されている箇所を青系色で着色している。

区画割図の番号が奇数の剛結継手部では橙色が所々で分布し、最大 16cm のはらみ出しによるコンクリートの未充填がみられる。一方、区画割図の番号が偶数となる箇所では橙色の分布が無く、コンクリートの未充填は認められない。図 5.3-11 に区画割図を示す。

各区画の測線における調査結果については、表 5.3-2 から表 5.3-9 に示す。なお、表中に示す「欠測要因」とは、地盤の局所的な不均質性、地層境界に含まれる空気・気泡、地盤改良体などが影響し、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と考えられる。

表 5.3-2 地山側調査結果一覧表（1）

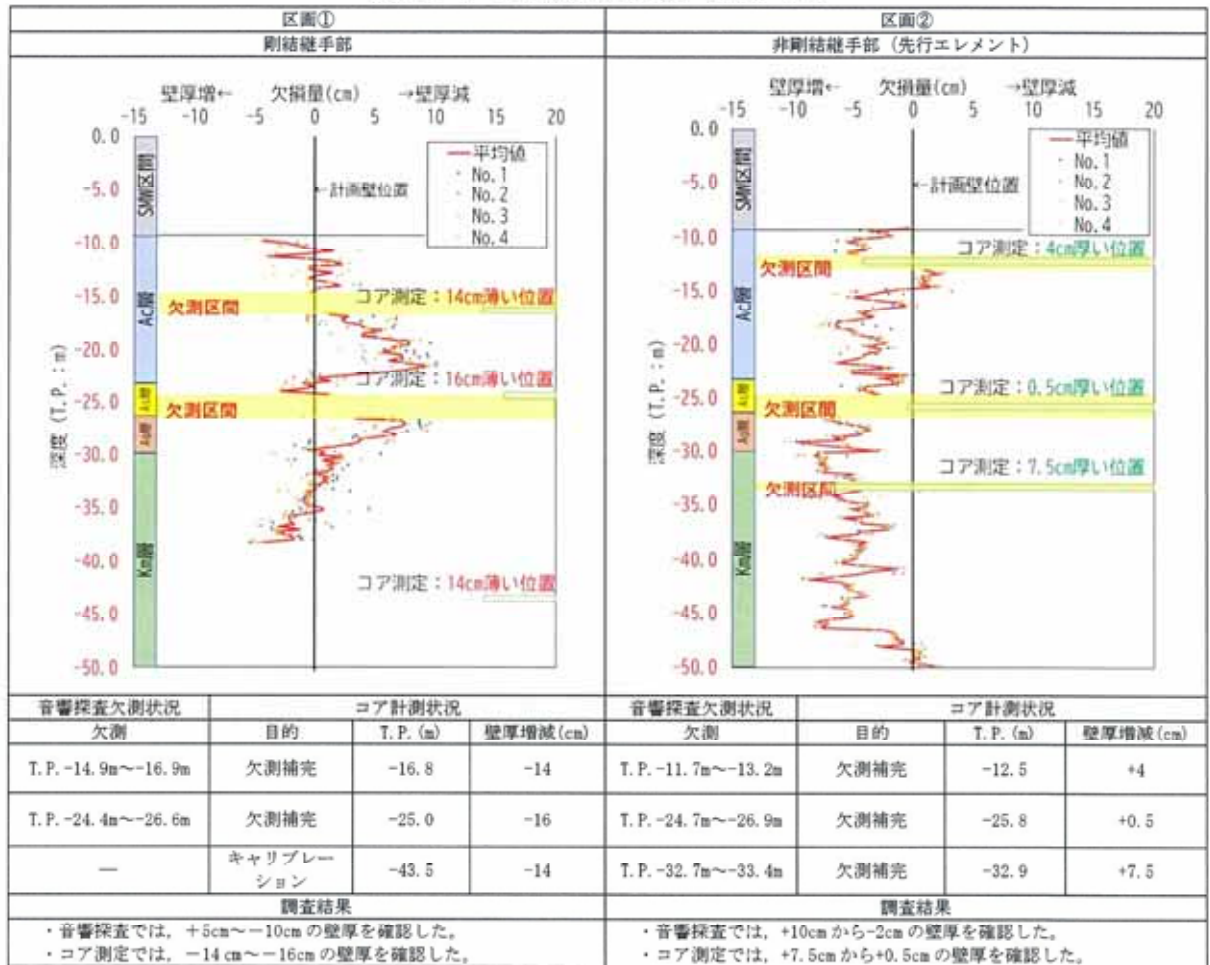


表 5.3-3 地山側調査結果一覧表 (2)

区画③				区画④			
剛結機手部				非剛結機手部 (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	欠測補充	-14.2	-11	発電に干渉し音響探査孔の設置が不可能	測定不能補充	-14.2	+1
全区間で反射波確認できず	欠測補充	-21.2	-2	発電に干渉し音響探査孔の設置が不可能	測定不能補充	-21.2	+0.5
全区間で反射波確認できず	欠測補充	-28.8	+5	発電に干渉し音響探査孔の設置が不可能	測定不能補充	-28.8	+3.5
全区間で反射波確認できず	欠測補充	-36.9	-3.5	発電に干渉し音響探査孔の設置が不可能	測定不能補充	-36.9	+5
全区間で反射波確認できず	欠測補充	-43.9	+5	発電に干渉し音響探査孔の設置が不可能	測定不能補充	-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、+5cm から-11cm の壁厚を確認した。				- 削孔機が配置できず音響探査を実施できなかった。 - コア測定では、+5cm から+0.5cm の壁厚を確認した。			

表 5.3-4 地山側調査結果一覧表 (3)

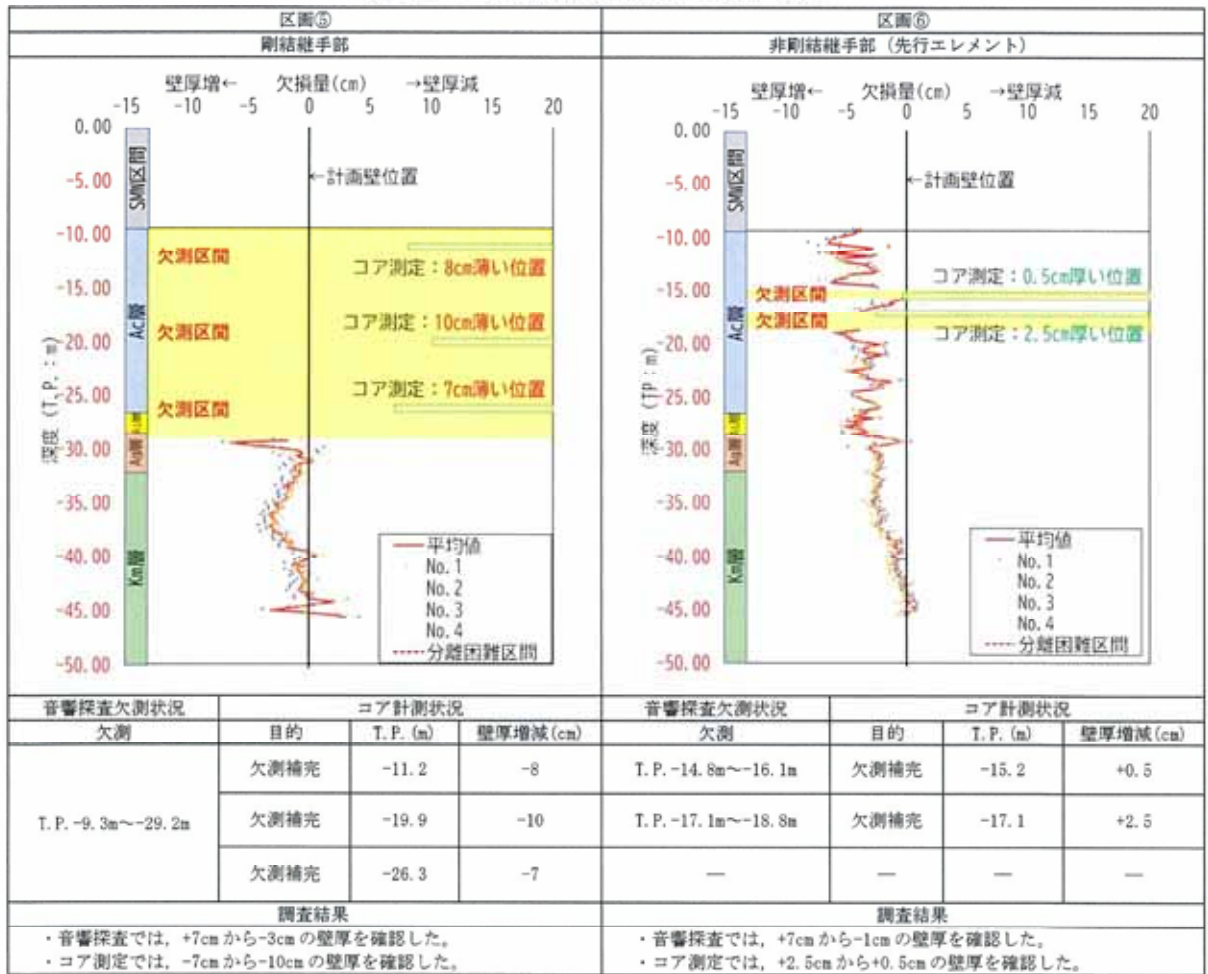


表 5.3-5 地山側調査結果一覧表（4）

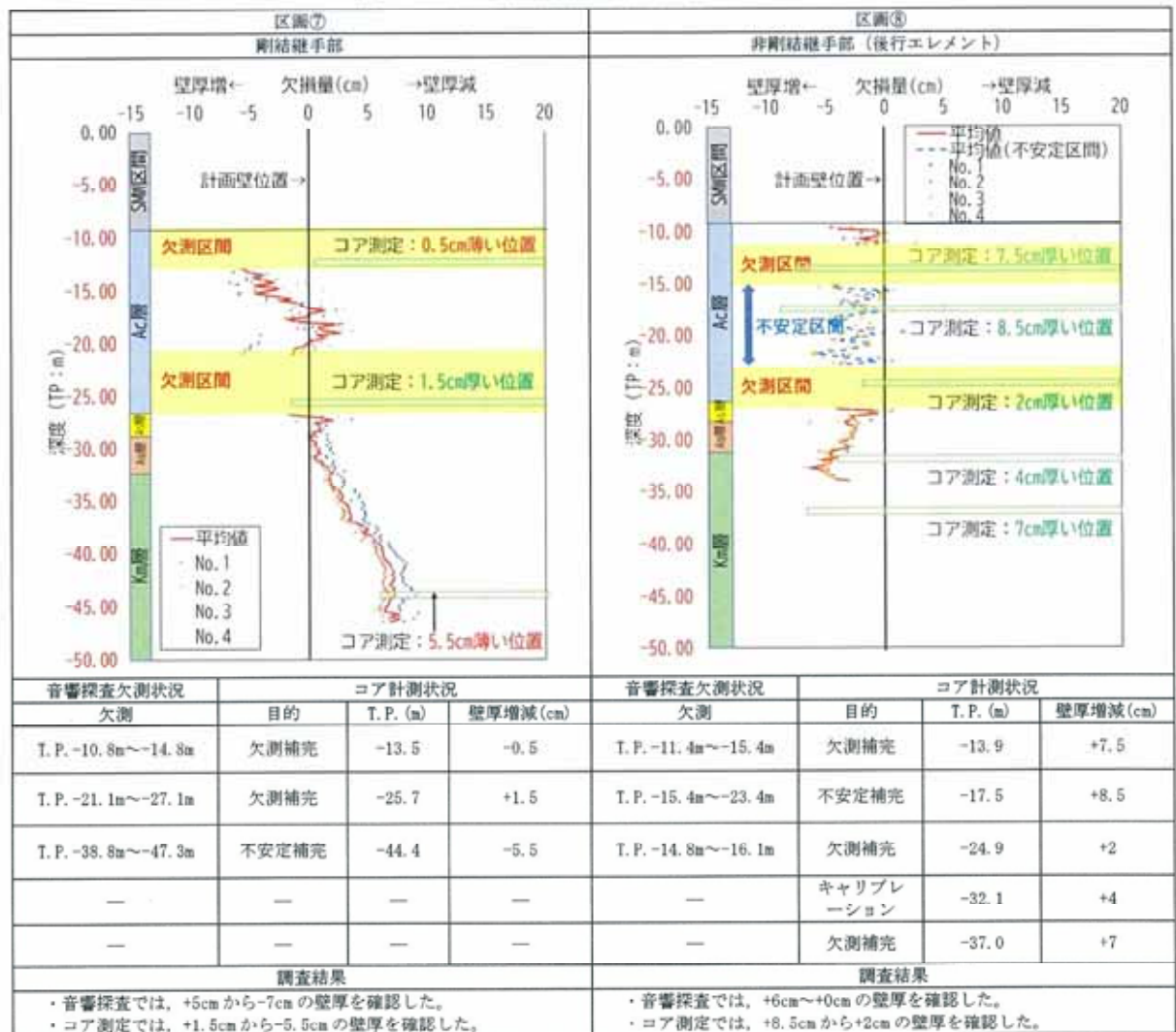


表 5.3-6 地山側調査結果一覧表 (5)

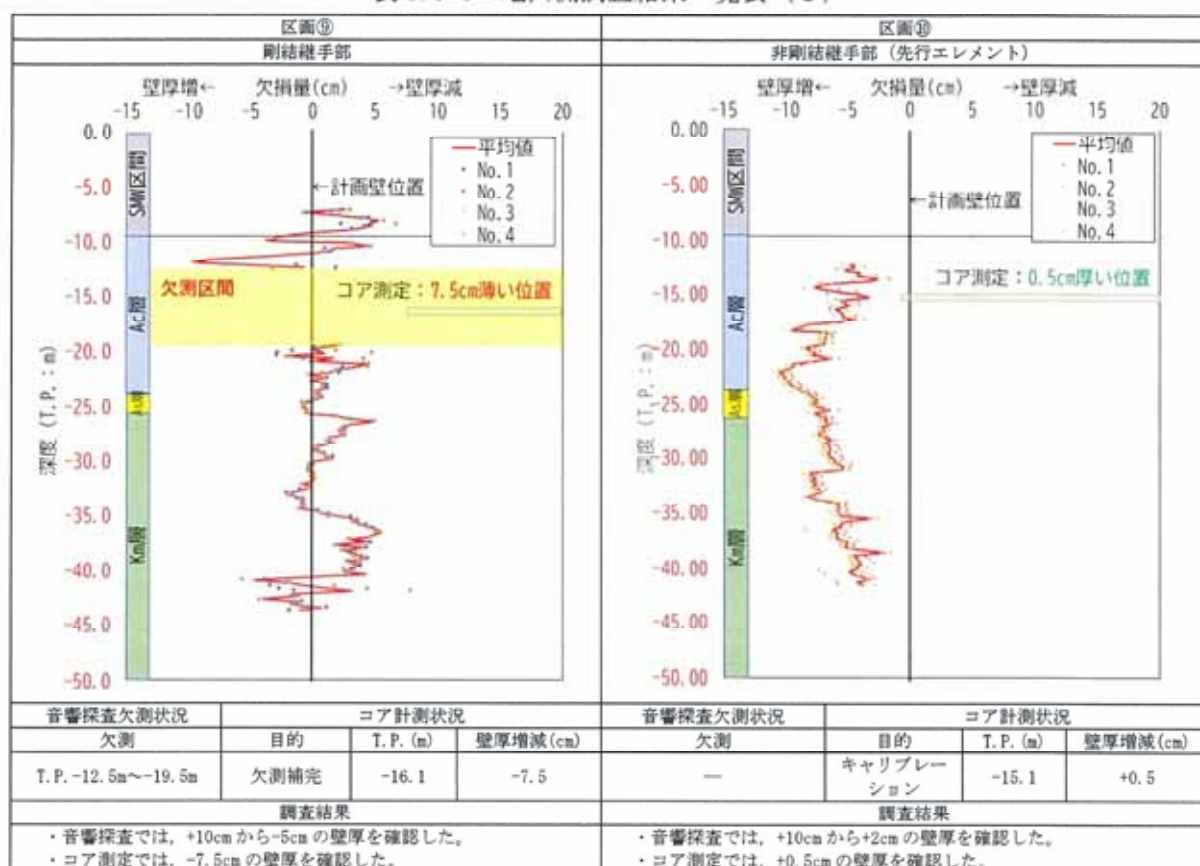


表 5.3-7 地山側調査結果一覧表（6）

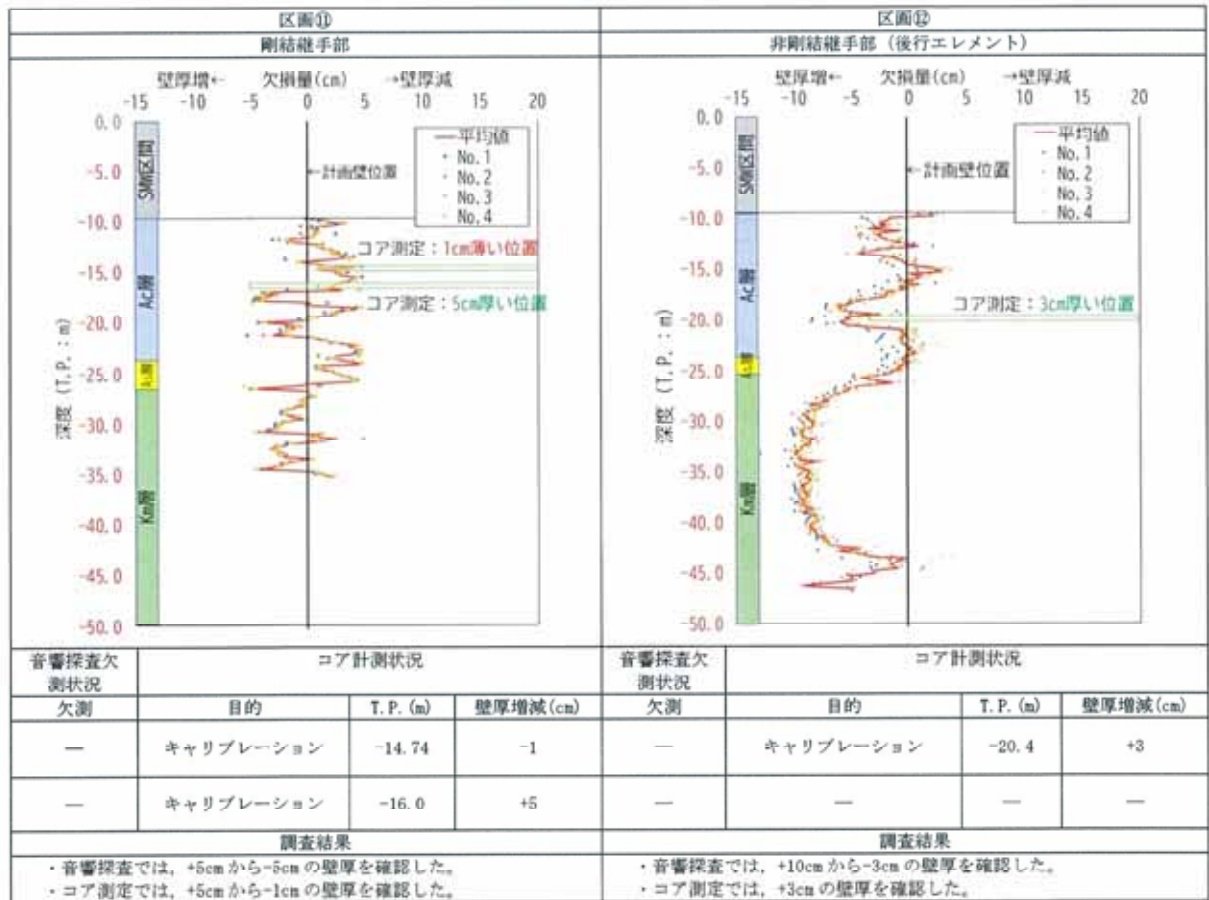
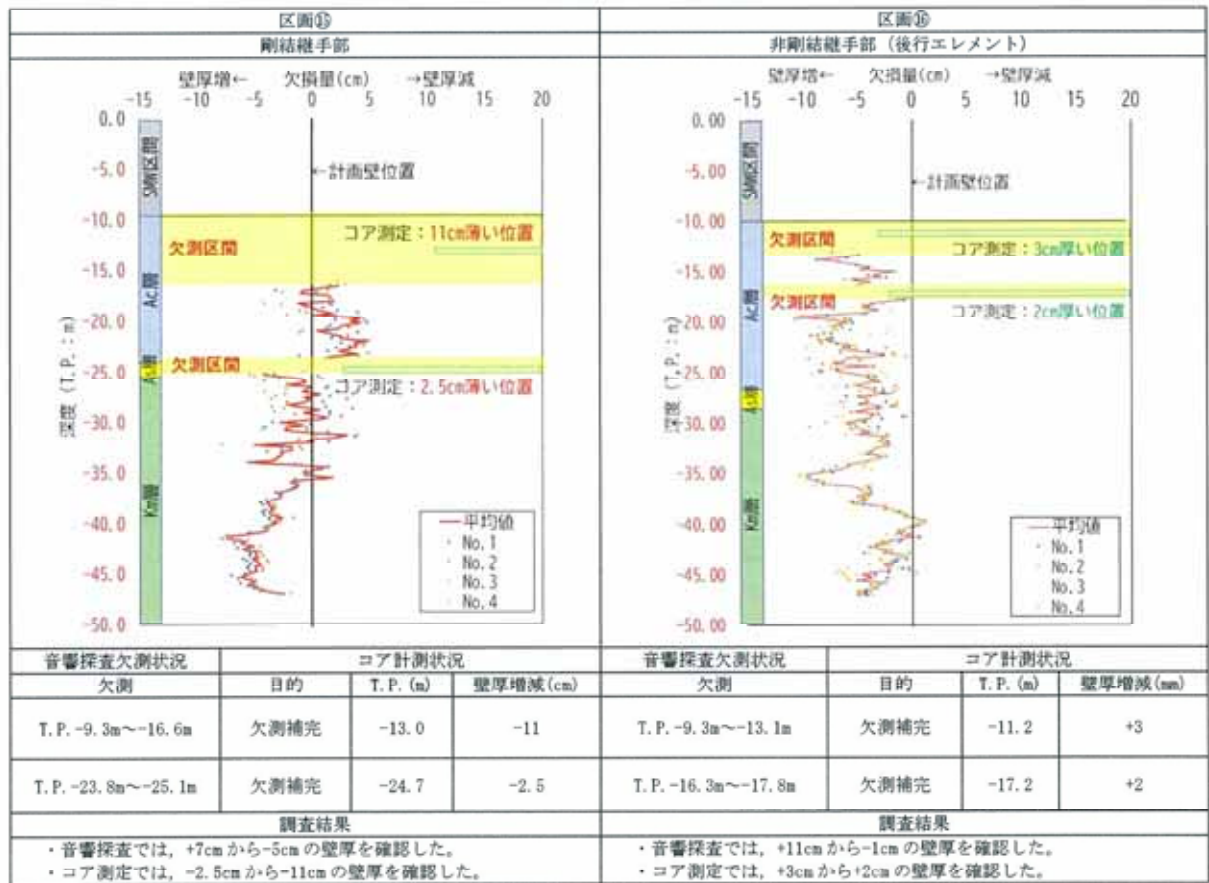


表 5.3-8 地山側調査結果一覧表（7）

区画⑬				区画⑭			
剛結継手部				非剛結継手部（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. -38.8m～-40.3m	欠測補充	-38.5	-7	T. P. -9.8m～-23.3m	不安定補充	-14.4	+9
—	—	—	—		不安定補充	-20.7	+2
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、+5cm から -10cm の壁厚を確認した。 - コア測定では、-7cm の壁厚を確認した。				- 音響探査では、+10cm から 0cm の壁厚を確認した。 - コア測定では、+9cm から +2cm の壁厚を確認した。			

表 5.3-9 地山側調査結果一覧表（8）



5.3.3 A南基礎の発生事象

(1) はらみ出し及びはらみ出した粘性土層の崩落（南北基礎共通事象）

(a) シミュレーションによる再現

コンクリートの未充填箇所には、粘性土が付着（混入）していたことから、地中連続壁部の施工時の溝壁の挙動（特に粘性土の挙動）に着目し検討した。地中連続壁工法における溝壁の安定性（すべりやはらみ出し）に影響を与える要因としては、施工時の荷重（施工機械の荷重やコンクリートの打設圧）、地下水位と安定液の水位差、地盤の物性（強度等）が考えられる。これらの検討項目について、施工記録に基づき二次元FEM解析（解析コードはSoilPlus）により施工時の溝壁の挙動を確認するため数値シミュレーションを行った。各地層の構成則（地盤の物性）は各々の挙動を再現できるモデルとし、粘性土（A c層）はひずみ軟化やクリープ等を考慮できる弾粘塑性構成則（関口・太田モデル）、砂・礫質土（d u層、A g 2層、A s層及びA g 1層）は弾塑性構成則にてモデル化した。

施工時の荷重（施工機械の荷重やコンクリートの打設圧）の影響について検討するため、施工記録を確認し、鋼製防護壁地中連続壁部の各区画の構築ステップや各ステップにおける施工機械の設置位置を整理した。

各ステップの施工機械の位置（施工機械荷重の履歴）を確認した結果、施工機械は中実部側及び地山側の溝壁近傍の地盤に設置され、繰返し荷重が作用していることを確認した（図5.3-12）。また、構築ステップをもとにコンクリートの打設圧について検討すると、中実部には各エレメントのコンクリート打設における打設圧が繰返し作用していたと考えられた（図5.3-13）。これらから地中連続壁の構築過程において施工機械やコンクリート打設の荷重が繰返し作用し内部圧力として残留及び蓄積していたことが確認された。



図 5.3-12 各ステップの施工機械の位置（施工機械荷重の履歴）

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	C1	A南1	5	C5	A南4
2	C2	A南3	6	C6	A南7
3	C2	A南2	7	C7	A南8
4	C4	A南5	8	C8	A南6

➡ : 当該ステップのコンクリート打設圧 ➡ : 前のステップのコンクリート打設圧 : 打設箇所
➡ : 前々のステップのコンクリート打設圧 ➡ : 前々以前のステップのコンクリート打設圧

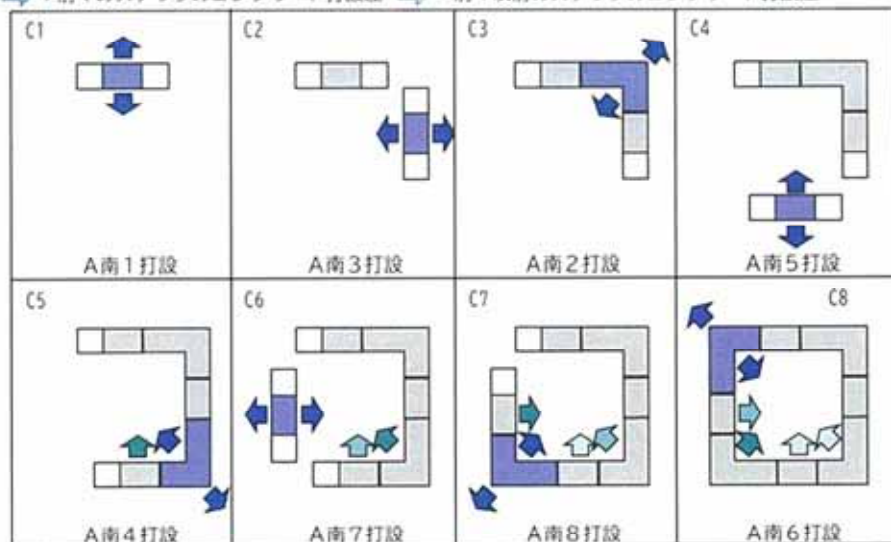


図 5.3-13 構築ステップ毎のコンクリート打設に伴う地盤への施工圧力の蓄積履歴

(b) シミュレーションによる解析結果

検討は最もコンクリートの未充填が顕著であったA南基礎の区画①を対象とした。図 5.3-14 に「二次元FEM解析のモデル」を示す。また、当該箇所の荷重（載荷）ステップを図 5.3-12 に示す。

数値シミュレーション（区画①における安定液と地下水位の実際の差 1.37m）の結果を図 5.3-15 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）が進行しており、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。これは、施工機械やコンクリートの打設圧の繰返し作用が、中実部側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が確認された。

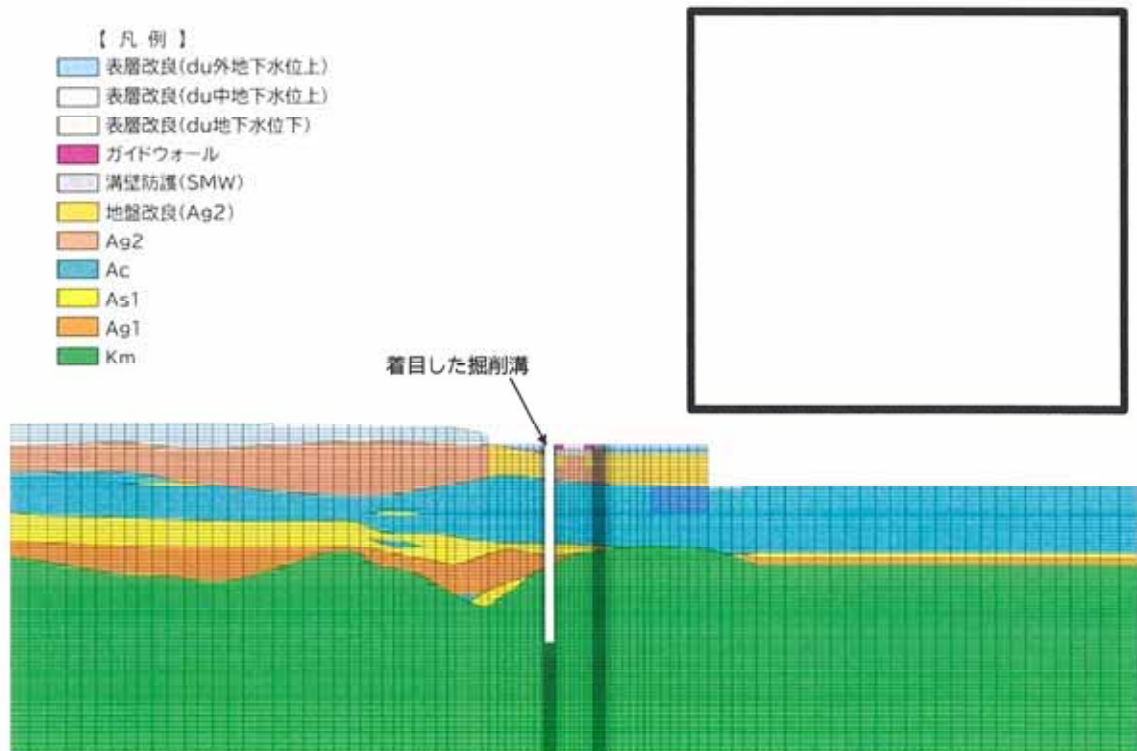


図 5.3-14 二次元FEMモデル

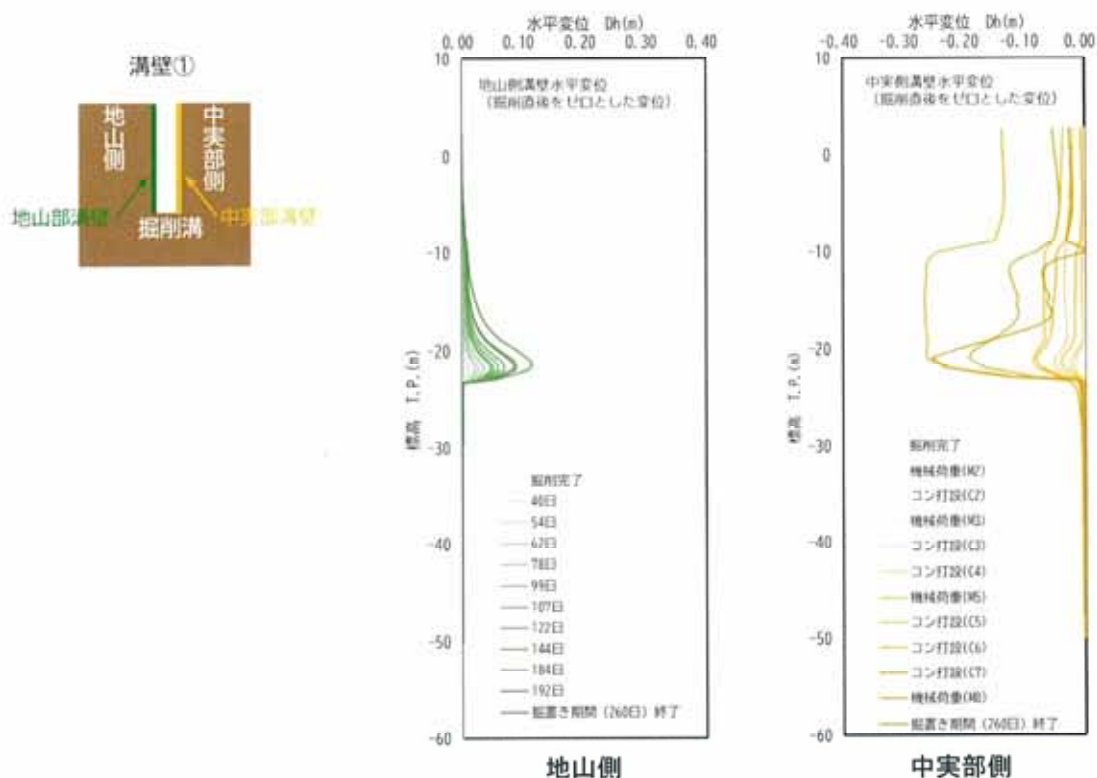


図 5.3-15 溝壁（区画①）の変位推移

解析結果より，施工機械とコンクリートの打設圧の影響を受け，地山側は，掘置期間（掘削完了からの経過日数）の増加につれ溝壁の粘性土の水平変位（はらみ出し）が進行（増加）することが確認された。

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 1.37m）に対する比較ケースとして水位差 2m と 3m に水位差を変化させた溝壁の最大水平変位量の経時変化を図 5.3-16 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。

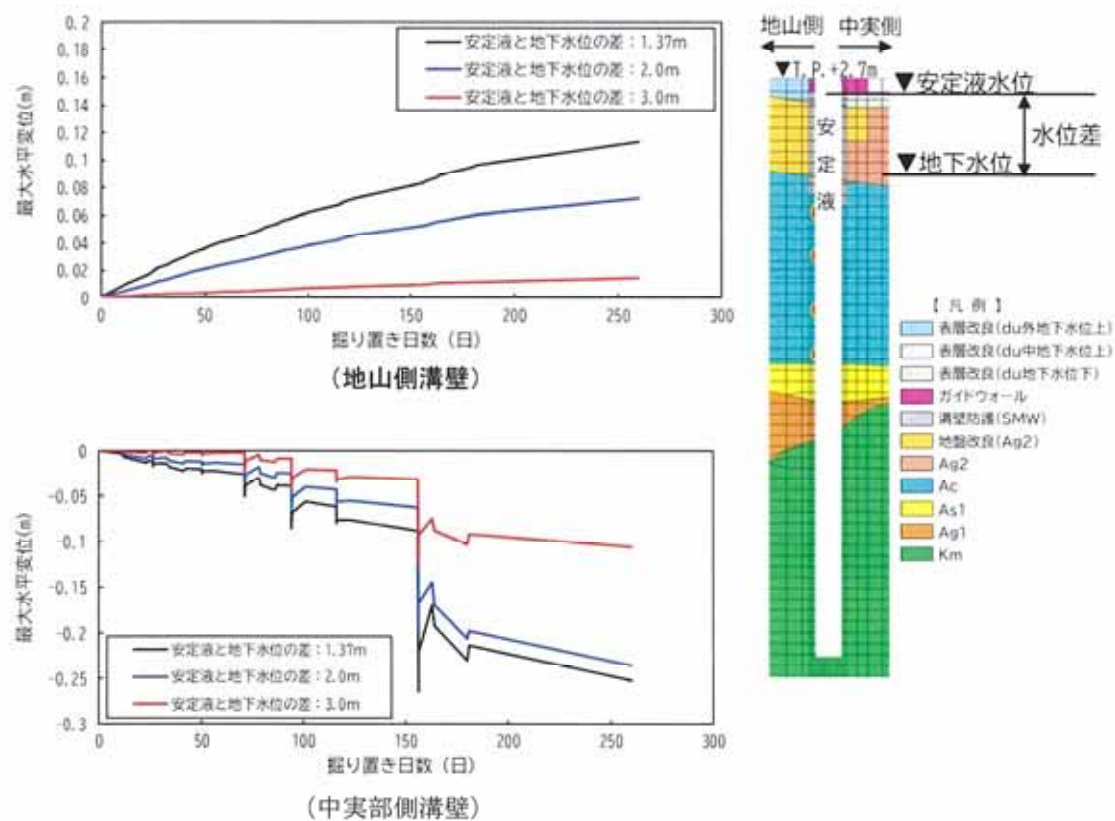


図 5.3-16 安定液水位と地下水位の水位差による溝壁の最大水平変位

上述の溝壁の数値シミュレーションの結果、粘性土（A c 層）で、はらみ出しが発生したことを推定したが、はらみ出しが発生した溝壁中の粘性土（A c 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、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のかぶり部の閉塞やコンクリートの流路を狭め、粘性土層（A c 層）下方にもコンクリートの未充填が発生させた。

以上をまとめると、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（A c 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の未充填が発生した。またはらみ出した粘性土（A c 層）の一部が不安定となり、下方へ崩落・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の未充填が発生した。本推定原因の発生メカニズムの模式図を図 5.3-17 に示す。

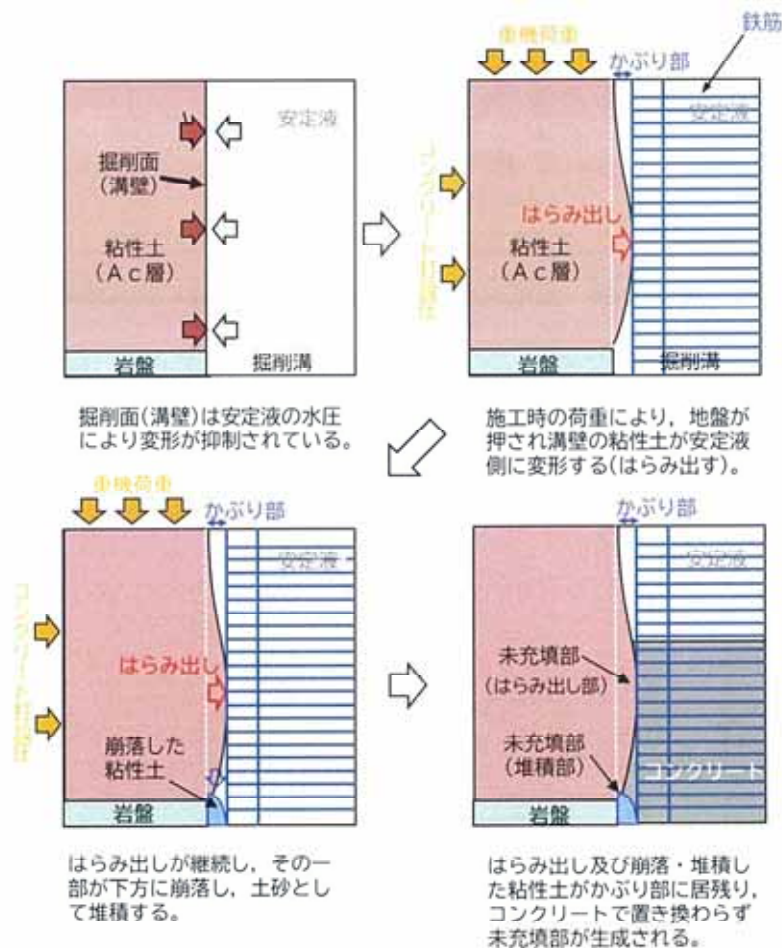


図 5.3-17 安定液水位と地下水位の水位差による溝壁の最大水平変位

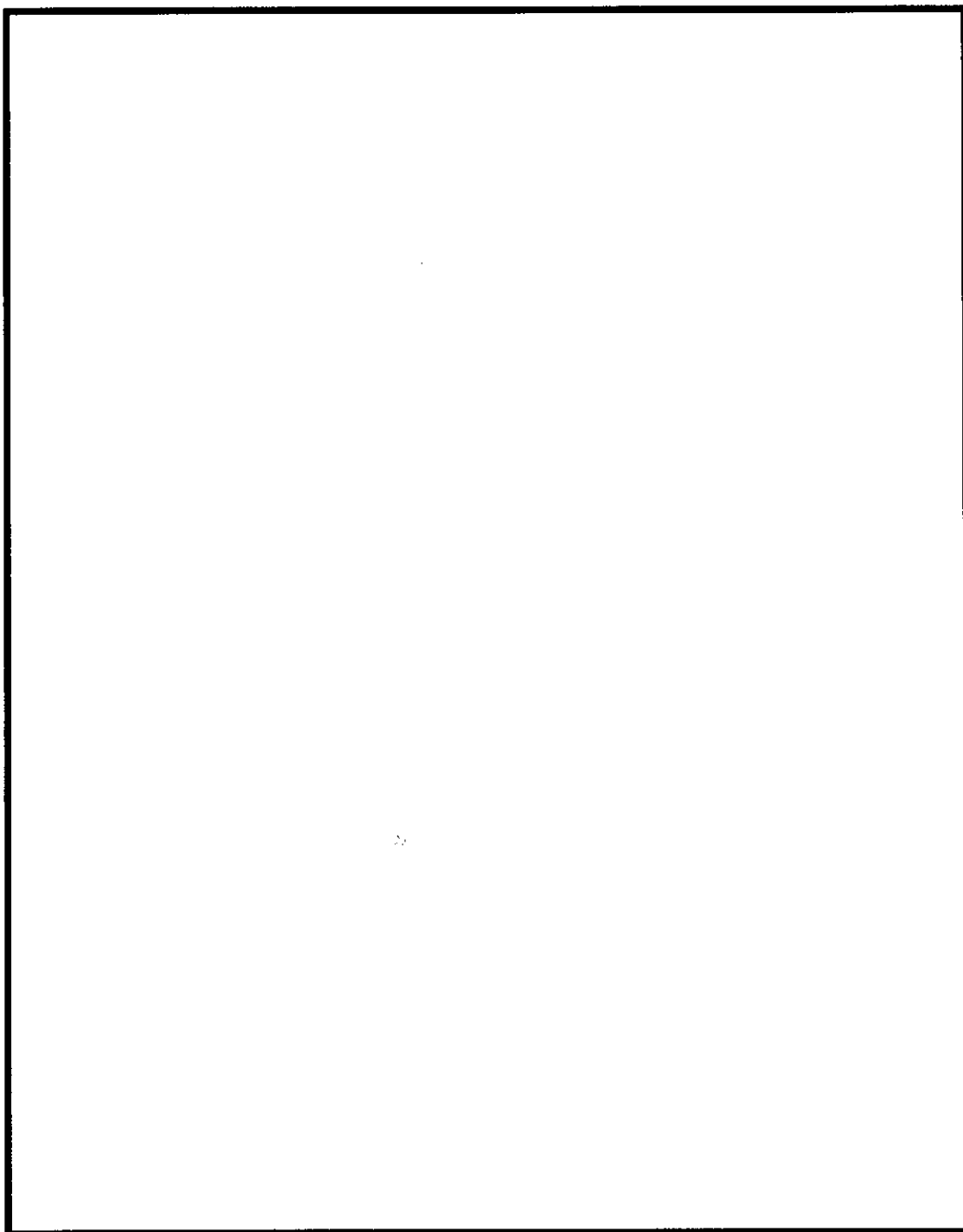


図 5.3-19 コンクリート未充填の発生状況

(⑬の拡大)



後行エレメントの鉄筋（緑の鉄筋）を建て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。

このため、当該箇所にコンクリートの未充填が発生した。

未充填部にはコンクリート打設中のスライム・安定液の巻込みとともに、シートが確認された。

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
- 堆積土砂等の撤去残り

図 5.3-20 A南7のコンクリートの打設時の土砂等の流入 概要図

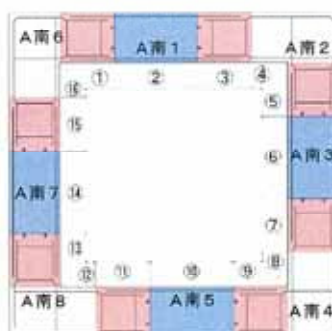
(3) 隣接区画コンクリート打設時の隣接区画からの崩落土砂の流入（A南基礎特有事象）

後行エレメント区画④、⑧及び⑫で観察されたコンクリート未充填について、推定したメカニズムを表 5.3-10 に示す。これらは、隣接する剛結継手部（区画③、⑦及び⑪）の中実部側の鉄筋かぶり部に、既にはらみ出し・崩落していたA c層の土砂が、コンクリート打設時に、区画④、⑧及び⑫の中実部側の鉄筋かぶり部に流入したものと考えられる。

本事象は、掘置き期間が長い剛結継手部で、A c層のはらみ出し及び崩落が大きい区画特有の事象である。また、音響探査や水平コアボーリングによる調査の結果、地山側でのコンクリート未充填の深さは最大 20mm 程度であり中実部側に比べて、小さいことを確認した。以上より、本事象はA c層区間の中でも中実部側特有であることから、地山側では発生していない。

表 5.3-10 コンクリート未充填の原因

エレメント	区画	発生深度	メカニズムの推定
A南2後行	④ (非剛結継手部)	T. P. -27.5m ~-29.5m 付近	隣接する剛結継手部（区画③）の中実部側鉄筋かぶりに既にはらみ出し・崩落していたA c層の土砂が、コンクリート打設時に、区画④の中実部側の鉄筋かぶり部に流入。
A南4後行	⑧ (非剛結継手部)	T. P. -44.5m ~-45.5m 付近	隣接する剛結継手部（区画⑦）の中実部側鉄筋かぶりに既にはらみ出し・崩落していたA c層の土砂が、コンクリート打設時に、区画⑧の中実部側の鉄筋かぶり部に流入。
A南8後行	⑫ (非剛結継手部)	T. P. -34.5m ~-36.5m 付近	隣接する剛結継手部（区画⑪）の中実部側鉄筋かぶりに既にはらみ出し・崩落していたA c層の土砂が、コンクリート打設時に、区画⑫の中実部側の鉄筋かぶり部に流入。



(4) 安定液の混入またはスライムの巻込み（南北基礎共通事象）

(a) 発生要因

スライムの巻込みや安定液の混入の発生要因を説明する根拠の1つとして、地中連続壁のコンクリートの特徴に関する各指針の抜粋を以下に示す。

「2012年制定 コンクリート標準示方書 施工編 P283-284」

- ・地中連続壁に用いる水中コンクリートは、施工時の強度低下（スライムの巻込み、安定液の混入等）を考慮して強度を設定するものとし、過去の実績から安定液中での施工時の強度は、気中施工時の強度の0.7倍程度とみなして強度を設定するとよい。

- ・地中連続壁のコンクリートは、締固めることができないこと、溝壁と鉄筋との間隔が狭い場合にはコンクリートが十分にゆきわたらない可能性があること、水中あるいは安定液中にあるため施工の良否が判定しにくいこと等を考慮して、鉄筋のかぶりは10cm以上とする必要がある。

「地中連続壁工法Q&A集 平成27年12月 P51」

- ・地中連続壁のコンクリートは、通常施工のコンクリートに比べて、発現強度のばらつきが大きい。ばらつきの要因のひとつとして、コンクリート打設中に、コンクリートと安定液とが接し、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。

「道路橋示方書・同解説IV. 下部構造編 平成24年3月 P505～506」

- ・地中連続壁の断面計算においては、設計壁厚から地中連続壁表面のコンクリート劣化部分（片側20mmずつ合計40mm）を減じた有効壁厚を用いる（図5.3-21）。

これらより、本地中連続壁の非剛結継手部の先行・後行エレメントでは、SMW区間およびSMW以深の区間のいずれにおいても、コンクリート打設中にスライムの巻込みや安定液の混入等（以下、安定液混じり箇所）が局所的に発生したと考えられ、地中連続壁施工上、起こり得る事象である。

なお、本事象は、地山側でも発生している可能性があると考えられる。

このように地中連続壁の施工は、通常の気中コンクリートとは異なる特殊条件下での施工であることから、「コンクリート標準示方書 施工編」の記載内容に基づき、本地中連続壁では下記イ）、ロ）に示す対策を実施している。

(イ) コンクリート強度の割り増し

本地中連続壁のコンクリート強度は、設計基準強度 40N/mm^2 に対し、水中コンクリート強度を 58N/mm^2 に割り増しを行い、気中施工時の強度の0.7倍程度とみなして強度を設定している。

ただし、地中連続壁のコンクリートは、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るため、鉄筋かぶり部付近にスライムが集中しやすくなり、局部的にコンクリート強度が低下する可能性が考えられる（図 5.3-22）。

(ロ) 鉄筋かぶりの確保

耐久性の観点から必要となる外縁鉄筋の最小かぶりは、「道路橋示方書・同解説Ⅳ. 下部構造編 平成 24 年 3 月 P.179」より、地中連続壁が土中部にあるため 70mm となる。これに対し、本地中連続壁の非剛結継手部における外側水平鉄筋の設計かぶりは、安定液中のコンクリート打設となり、施工の良否が判定しにくいこと等を考慮し 163mm 確保している（図 5.3-23）。なお、鉄筋かぶりを確保するため、鉄筋かごにスペーサーを取付け、建込みを行っている。

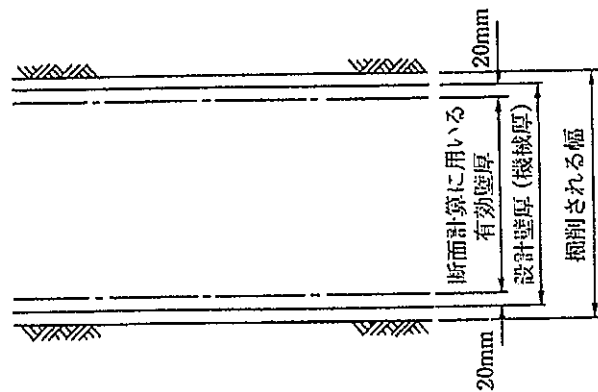


図 5.3-21 設計壁厚と有効壁厚の関係

出典：道路橋示方書・同解説Ⅳ. 下部構造編 平成 24 年 3 月 p. 506

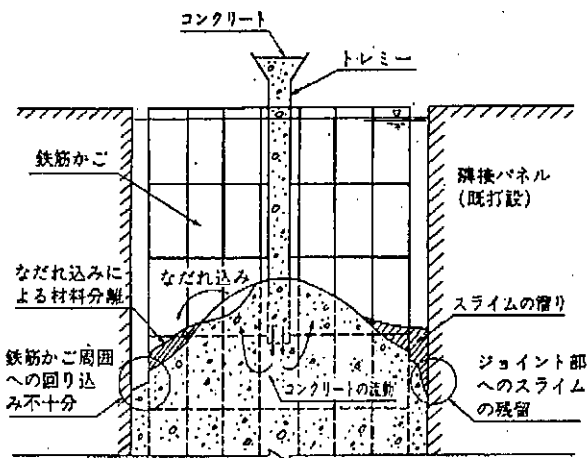


図 5.3-22 スライムの巻込みイメージ

（出典：地中連続壁工法 Q&A集 平成 27 年 12 月 地中連続壁協会）



図 5.3-23 非剛結継手部 外側水平鉄筋の設計かぶり

イ. コンクリート打設中の流出事象を起因とした安定液混じり箇所の密集

A南7先行エレメント（区画⑭）において、T.P.-18.1m 付近のコンクリートを打設中に、コンクリートが剛結継手部の区画⑮に流出した。流出に伴い、スライムの巻き込みや安定液の混入が多くなり、安定液混じり箇所が密集したと考えられる（図 5.3-24）。

本事象は、中実部側特有の事象となっていることから、地山側では発生していないと考えられる。なお、中実部側の地中連続壁面から水平コアボーリングにより供試体を採取し、圧縮強度試験を行った結果、すべて設計基準強度 40 N/mm^2 以上であることを確認している。

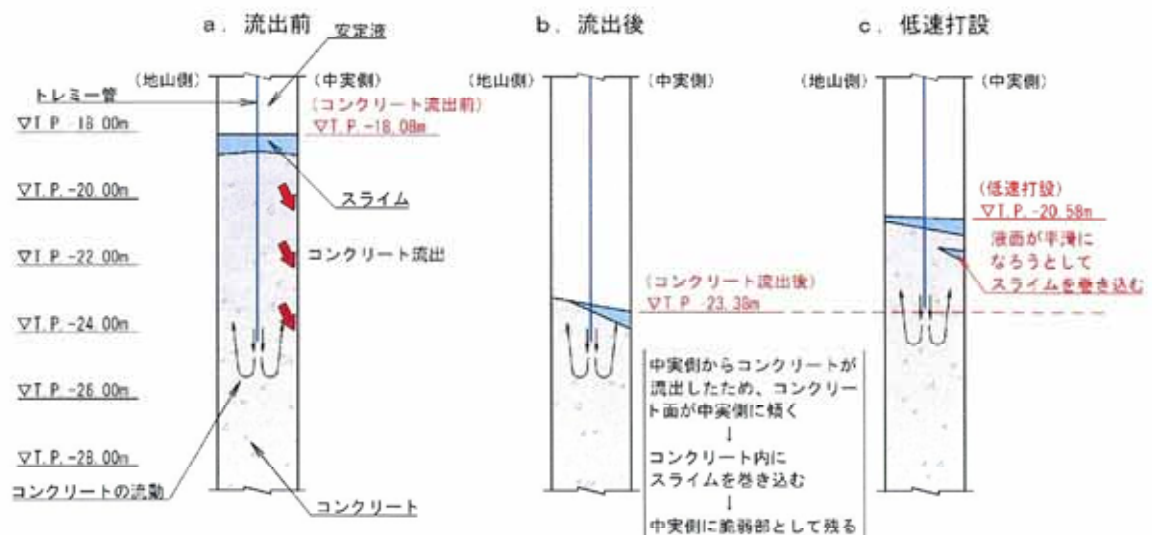


図 5.3-24 A南7先行エレメントのコンクリート流出・スライムの巻き込み

(b) 地山側の検証（非剛結継手部）

イ. 音響探査と水平コアボーリングによるコンクリート充填状況の確認

非剛結継手部の先行・後行エレメントの地山側において、音響探査を行い、コンクリート充填状況を確認した。また、音響探査で欠測区間が生じた箇所は、水平コアボーリングで補完した。

A南基礎の計測結果をそれぞれ表 5.3-11 に示す。計測結果より、非剛結継手部では、設計壁厚 2.4m に対し、音響探査で-3cm から+11cm、水平コアボーリングで+0.5cm から+9cm であり、有効壁厚として、設計壁厚から減じる表面のコンクリート劣化部分 2cm 程度となった。

表 5.3-11 A南基礎 地山側のコンクリート充填状況 計測結果

区画	種別	音響探査			水平コアによる厚さ確認		
		結果 ※右記の欠測箇所を除く	欠測箇所 TP(m)		目的	TP(m)	結果
②	先行	+10cm~-2cm	T.P.-11.7m	～ T.P.-13.2m	欠測補完	T.P.-12.1m	+4.0cm
			T.P.-24.7m	～ T.P.-26.9m	欠測補完	T.P.-25.8m	+0.5cm
			T.P.-32.7m	～ T.P.-33.4m	欠測補完	T.P.-32.9m	+7.5cm
④	後行	PP設備に干渉し音響探査孔の設置が不可能のためコアにて補完			測定不能補完	T.P.-14.2m	+1.0cm
					測定不能補完	T.P.-21.2m	+0.5cm
					測定不能補完	T.P.-28.8m	+3.5cm
					測定不能補完	T.P.-36.9m	+5.0cm
					測定不能補完	T.P.-43.5m	+1.5cm
⑥	先行	+7cm~-1cm	T.P.-14.8m	～ T.P.-16.1m	欠測補完	T.P.-15.2m	+0.5cm
			T.P.-17.1m	～ T.P.-18.8m	欠測補完	T.P.-17.1m	+2.5cm
⑧	後行	+6cm~0cm	T.P.-11.4m	～ T.P.-15.4m	欠測補完	T.P.-13.9m	+7.5cm
			T.P.-14.9m	～ T.P.-23.4m	不安定補完	T.P.-17.5m	+8.5cm
			T.P.-22.9m	～ T.P.-27.1m	欠測補完	T.P.-24.9m	+2.0cm
			-	～ -	キャリブレーション	T.P.-32.1m	+4.0cm
			-	～ -	欠測補完	T.P.-37.0m	+7.0cm
⑩	先行	+10cm~+2cm	-	～ -	キャリブレーション	T.P.-15.1m	+0.5cm
⑫	後行	+10cm~-3cm	-	～ -	キャリブレーション	T.P.-20.4m	+3.0cm
⑭	先行	+10cm~0cm	T.P.-9.8m	～ T.P.-23.3m	不安定補完	T.P.-14.4m	+9.0cm
					不安定補完	T.P.-20.7m	+2.0cm
⑮	後行	+11cm~-1cm	T.P.-9.3m	～ T.P.-13.1m	欠測補完	T.P.-11.2m	+3.0cm
			T.P.-16.3m	～ T.P.-17.8m	欠測補完	T.P.-17.2m	+2.0cm

ロ、コンクリートコア強度試験結果による地中連続壁コンクリートの評価

コンクリートの標準供試体強度および、実際の地中連続壁から採取したコア強度試験について、A南基礎の結果を表5.3-12及び図5.3-25に示す。なお、コア強度については、表層部の安定液混じり箇所を取り除いた後に、水平コアボーリングで供試体を採取し、圧縮強度試験を実施した。

圧縮強度の平均値は、供試体で78.4 N/mm²、コアで73.7 N/mm²となり、設計基準強度の40 N/mm²に対して十分な余裕がある。また、変動係数は、供試体で7.6%、コアで19.7%となり、「地中連続壁基礎工法ハンドブック施工編 P172」に示されている約18.6%の同程度と考えられる。コア強度は、打設中のスライムや安定液の巻き込み、高さ方向の強度差等の実施工の影響を受けるため、供試体に比べてバラツキが大きい。

コア強度の最小値は、44.4 N/mm²であり、95%信頼区間（片側2.5%）の外側にあるが、設計基準強度を上回っている。以上のことから、安定液混じり箇所を除いた地中連続壁コンクリートについては、バラツキはあるものの必要強度を有していることを確認した。

表 5.3-12 A南基礎 コンクリート標準供試体とコア供試体の圧縮強度試験結果

単位：N/mm ²							95%区間	
	データ数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動係数(%)	平均+2σ	平均-2σ
供試体	54	78.4	90.5	68.0	5.99	7.6	90.4	66.4
コア	33	73.7	97.5	44.4	14.51	19.7	102.7	44.7

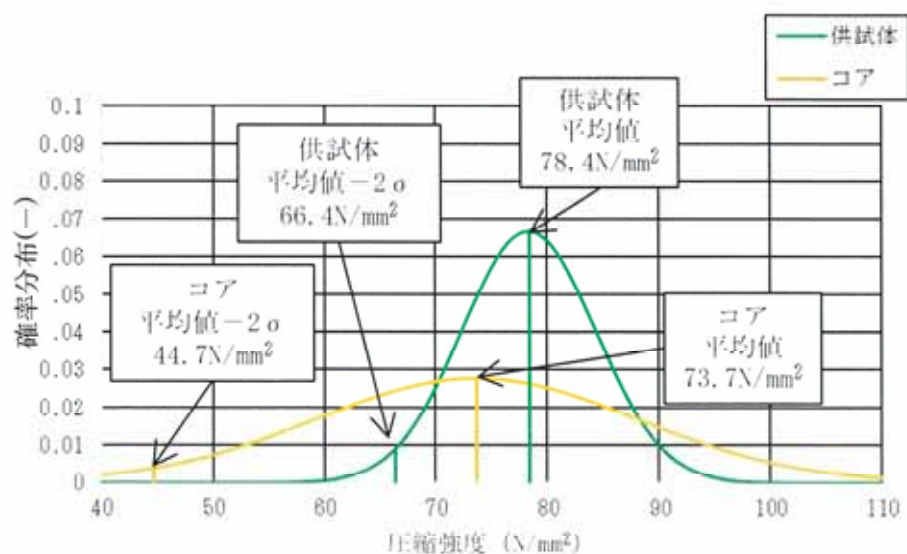


図 5.3-25 A南基礎 コンクリートの圧縮強度の正規分布曲線

さらに、鉄筋かぶり部に存在する安定液混じり箇所を含む地中連続壁コンクリートの評価を行う。表 5.3-13 には、A南基礎の非剛結継手部において、中実部側の安定液混じり箇所部分の体積の地中連続壁体積（中実部側と地山側の両側に存在すると仮定して地中連続壁体積の 1/2）に対する比率を示す。

表 5.3-13 安定液混じり箇所部分の体積比率（A南基礎）

区画	体積比率 (%)
②	0.02
④	0.18
⑥	0.06
⑧	0.05
⑩	0.12
⑫	0.74
⑭	1.05
⑯	0.02

中実部側において、はつり除去した安定液混じり箇所の強度は、測定は行っていないが、設計基準強度以下である可能性が高い。したがって、この部分の強度は、コア強度の正規分布曲線の中の（平均 -2σ ）よりも小さいものとなる。コア強度のバラツキを考慮すると、「平均 -2σ 」よりも小さい強度となる確率は、正規分布曲線の 95%区間の片側で 2.5%程度である。ここで、この発生確率を地中連続壁全体のコンクリート体積と 95%区間を下回る部分の体積比率として考える。地中連続壁全体積に対する安定液混じり箇所部分の体積比率は、A南基礎で 0.02~1.05%の範囲にあり、2.5%の半分以下となっている。よって、確率的に想定される実際の地中連続壁中に存在する強度が小さい部分の体積に対して、安定液混じり箇所の体積は十分小さいといえ、配合設計時の安全率、設計計算上の安全率等により耐荷力を十分担保できるレベルである。

ハ. 検証の結果

イ. の音響探査と水平コアボーリングによる結果より、地山側において、コンクリートの未充填は確認されず、耐久性に必要な最小かぶり 70mm 以上を確保できていることがわかった。

ロ. の A南基礎全体のコア強度試験結果により、安定液混じり箇所を除いた地中連続壁コンクリートについては、バラツキはあるものの十分な確率で必要な強度を有していることがわかった。また、仮に地山側に安定液混じり箇所が存在していたとしても、その体積は確率的に想定される強度不足の箇所の確率よりも十分に小さく、設計上問題とならない。

以上より、非剛結継手部において、安定液混じり箇所の影響は小さく、地中連続壁の耐久性や耐荷力上、問題とならない。

5.3.4 施工記録の確認

(1) 地中連続壁コンクリートの根入れ長及び岩着確認

(a) 根入れ長及び岩着確認の概要

根入れ長については、事前調査のKm層（岩盤）深度からA南基礎では根入れ長3.0m以上とした解析を実施し、基礎天端の変位量がA北基礎と同等となるようT.P. -50.0mを設計基礎下端と決定している。

通常、地中連続壁の施工においては、掘削完了時に掘削深度を校正された検査機器により検尺するとともに、底部のスライムが除去されていることを確認することで、根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着していることを確認する。

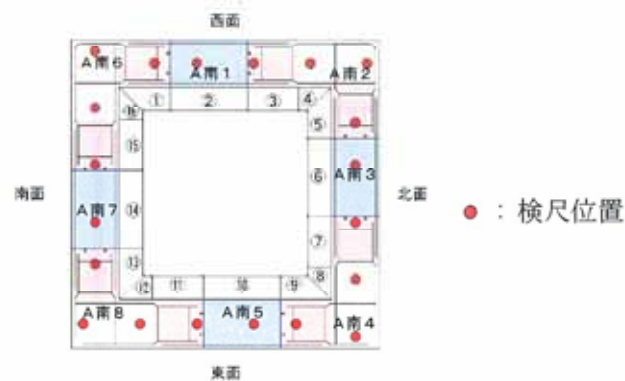
(b) 検査記録

根入れ長及び岩着確認のため、エレメント毎に掘削出来形で掘削深度の検尺及び底部のスライム除去の確認を実施し、基礎下端深度が設計基礎下端 T.P. -50.0m以深であることを確認している（表 5.3-14）。

表 5.3-14 A南基礎 レッド検尺結果表

	区画	設計基礎下端	掘削出来形（最小値）	規格値	判定
A 南	①	T. P. -50.000m	T. P. -52.072m	設計基礎下端以深	合
	②		T. P. -51.693m		合
	③		T. P. -51.944m		合
	④		T. P. -50.493m		合
	⑤		T. P. -52.212m		合
	⑥		T. P. -52.121m		合
	⑦		T. P. -52.084m		合
	⑧		T. P. -51.180m		合
	⑨		T. P. -52.144m		合
	⑩		T. P. -52.118m		合
	⑪		T. P. -52.068m		合
	⑫		T. P. -51.484m		合
	⑬		T. P. -52.143m		合
	⑭		T. P. -52.193m		合
	⑮		表 5.3-15 参照		
	⑯		T. P. -51.857m		合

区画において、奇数番号は剛結継手部，偶数番号は非剛結継手部を示す。



ここで、区画⑮については、土砂の流出事象の発生に伴い復旧処理を実施している。検査記録は処理完了後の記録である。図 5.3-26 に測定位置、表 5.3-15 に掘削深度を示す。

表 5.3-15 区画⑮健全性確認 レッド検尺結果

レッド 検尺		No.	設計基礎下端 (m)	掘削出来形 (m)	判定
剛結継手	北側 (中実部側)	①	T. P. -50. 000	-51. 706	合
		②		-22. 267	否※ 1
		③		-50. 629	合
		④		-50. 510	合
		⑤		-50. 572	合
	南側 (地山側)	⑥		-50. 466	合
		⑦		-50. 706	合
		⑧		-50. 615	合
		⑨		-50. 357	合
		⑩		-50. 622	合
仕切板	⑪	-50. 544		合	
	⑫	-50. 496		合	
	⑬	-50. 298		合	

※1 レッド検尺箇所No.②の検尺による実測深度が T. P. -22.267m という結果が得られた一方、No.①，③，④，⑤は所定の深度が確保されているため、当該箇所の上に干渉物（コンクリート混じりの土塊等）が存在していると断定し中実部掘削時に干渉物の除去及び対策を実施した。

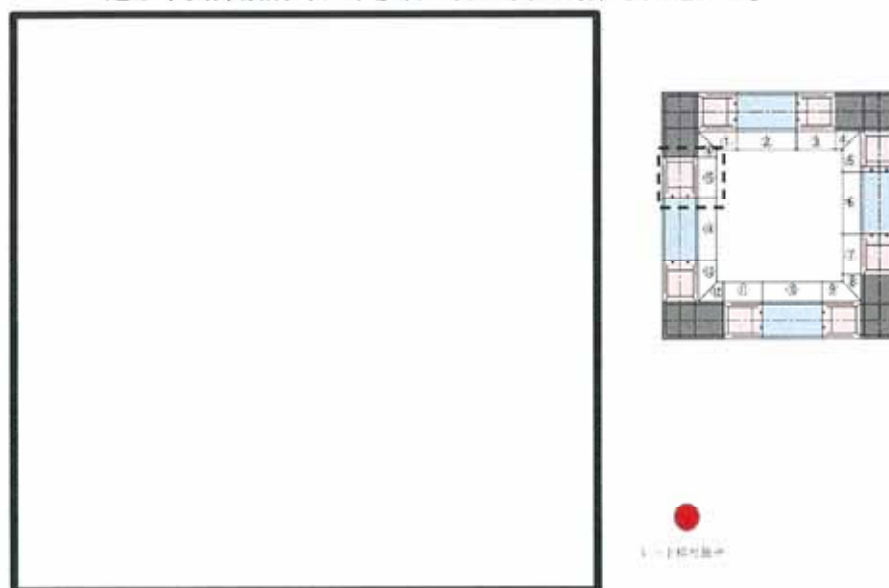


図 5.3-26 健全性確認 レッド検尺箇所（区画⑮）

また、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、掘削深度のレッド検尺を行い、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り板外側に位置する剛結継手部は、後行エレメントの施工まで掘置き状態となり、後行エレメントのコンクリート打設時に併せて打設されるため、剛結継手部においては、継手鉄筋の清掃後に改めてレッド検尺を行い、スライムが除去されていることを確認している。

スライム除去については、底部の底浅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¹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恐れがある。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A南基礎の安定液試験結果（砂分率）を表5.3-16に示す。

表 5.3-16 A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
A南1	0.2	合
A南2	0.3	合
A南3	0.2	合
A南4	0.5	合
A南5	0.6	合
A南6	0.1	合
A南7	0.6	合
A南8	0.5	合



¹ 多田浩彦ほか、地中連続壁基礎工法ハンドブック 施工編、総合土木研究所、平成3年7月、p.138

(c) 根入れ長及び岩着確認結果

地中連続壁の根入れ長及び岩着確認においては、掘削完了時に掘削深度を校正された検査機器により検尺するとともに、底部のスライムが除去されていることを確認することで、根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着されることを確認している。

なお、A南6においては、土砂及びコンクリート流入があったことから、その堆積物等の除去を実施している。施工は、全周回転掘削機、ハンマースクラブにより大半の除去を行い、図 5.3-27 に示す位置で安定液の高圧噴射及びサクションプンプ、ハンマースクラブ（底浚い）により、細かく除去及び回収を実施した。作業期間は、他の区画では平均 1.5 日間程度であるが、A南6においては約 30 日間（昼夜施工）である。作業開始当初のハンマースクラブによる底浚い時には、土砂が多く回収された。作業を継続する過程で、回収量も徐々に少なくなり、最終的には、噴射場所、回収場所を変えても安定液のみの回収となった。また、レッド検尺による深度、スライム除去確認においても、設計基礎下端深度（T.P. -50.0m）以深であることが確認できたことから、堆積物除去完了及び適正な根入れ長の確保、岩着ができることを確認した。

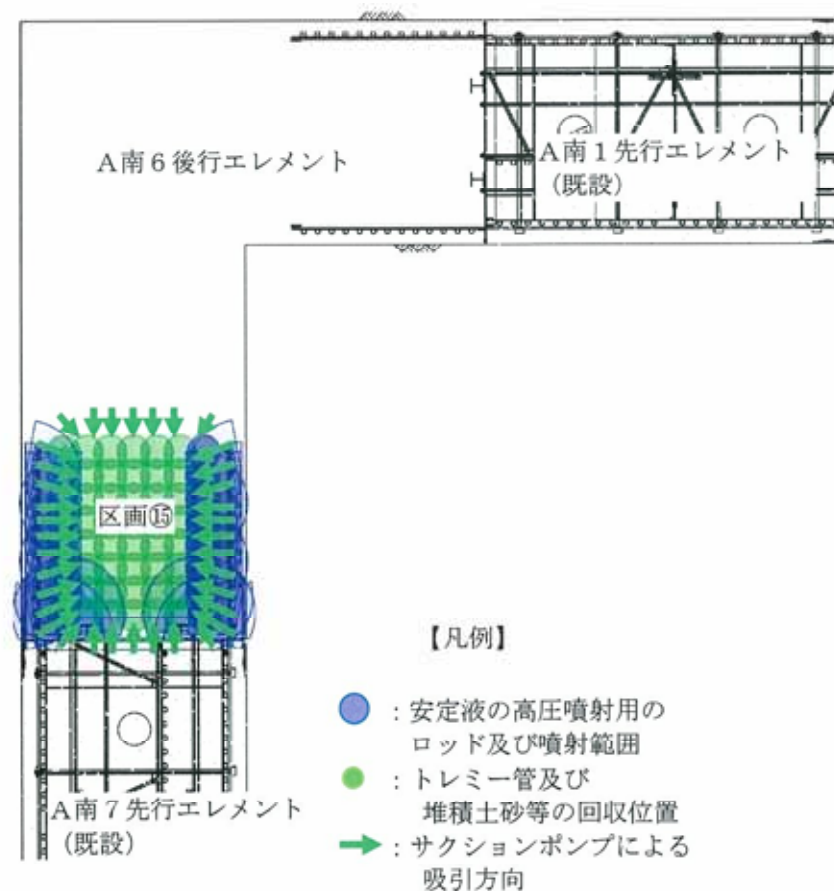


図 5.3-27 安定液の高圧噴射とサクションプンプによる回収位置図（区画15）

(2) コンクリートの一軸圧縮強度

(a) 健全性確認の概要

地中連続壁に使用する水中コンクリートについて、「2012 年制定 コンクリート標準示方書：施工編, p283-284」には、以下の記載がある。

「地中連続壁に用いる水中コンクリートは、施工時の強度低下（スライムの巻込み、安定液の混入等）を考慮して強度を設定するものとし、過去の実績から安定液中での施工時の強度は、気中施工時の強度の 0.7 倍程度とみなして強度を設定するとよい。

地中連続壁のコンクリートは、一般にトレミー管を使用して水中に打ち込まれるため、流動性に富んでいることが必要である。」

これらを考慮し、本工事の地中連続壁に使用する水中コンクリートは、下記に示すように、水中施工時の強度割増しを考慮するとともに、高い流動性を付与している。さらに、施工においては、トレミーの配置や挿入深さなど「地中連続壁工法 施工指針」に準拠してコンクリート打設を行っており、コンクリートの設計基準強度は十分満足できるものと考えている。

- ① 設計基準強度 40 N/mm² に対し、水中コンクリート強度を 58 N/mm² に割増しを実施
- ② 自己充填性に優れた高流動コンクリート（スランプフロー65cm）を使用

ただし、地中連続壁の施工時に、以下の事象が発生していることから、鉄筋かぶり部の脆弱なコンクリートを除去したうえで、地中連続壁面から水平コアボーリングを行い、採取したコアの一軸圧縮試験結果が設計基準強度を満足していることを確認する。

- ・剛結継手部では、鉄筋かぶり部への粘性土（A c 層）のはらみ出しに起因する脆弱なコンクリートを確認した。
- ・A 南 7 において、先行エレメントのコンクリート打設時に剛結継手部へ中実部側の溝壁土砂等の流出が発生した。

(b) 安定液混じりコンクリート除去作業

掘削によって露出した地中連続壁のコンクリート表面に安定液などがコンクリートに巻き込まれて生じた安定液混じり箇所が存在するかについては、打音検査の実施によって判別する（図 5.3-28 参照）²。

打音検査によって安定液混じり箇所の範囲を特定し、ハンマドリルで除去する。安定液混じりコンクリート除去後のコンクリート表面に対しても打音検査を実施し、安定液混じりコンクリートが残存していないことを確認した。

表 8.3.1 表面状態の検査

項 目	試験方法	判 定 基 準
露出面の状態	目 視	露出面が平坦であり、欠けた箇所、鉄筋の露出、かぶり不足の兆候、コールドジョイント、豆板、砂すじ等の初期欠陥が認められず、外観が正常であること
ひび割れ	目視およびクラックスケールによる測定	ひび割れ幅が、あらかじめ定めた許容ひび割れ幅以下であること
空洞、浮き	打音	異音が生じないこと
打継目の状態	目視	打継目において、新旧コンクリートの一体性が保たれていると判断されること

打音検査は、ハンマー等によりコンクリート表面を打撃することにより行うもので、空隙や浮き等を判断するのに容易かつ効果的な方法である。また、コンクリート表面から比較的浅い位置にある欠陥しか判別できない。打撃や打撃音の判断に人為的要素が入るといった課題はあるものの、コンクリート片落下による第三者災害防止等の観点で維持管理においては広く一般的に行われている。そこで、新設構造物においても空洞や浮き等の初期欠陥を把握するために、これを行うことを標準とした。検査は所定の養生期間を確保した後に行い、欠陥部とそれ以外の箇所との打撃音の違いにより可否を判定する。主に、直下に道路や鉄道等の施設が存在したり、公衆等の第三者が立ち入るような部位等を対象とするとよい。また、露出面にコールドジョイントや豆板等がある場合についても、打音によりその周囲の健全性を確認すると良い。検査にあたっては打撃によりコンクリート表面を著しく傷つけることのないような配慮が必要である。

図 5.3-28 コンクリート標準示方書〔施工編〕（2017 年制定版）土木学会

(c) 安定液混じりコンクリート除去後の非破壊検査（テストハンマー）

コアを採取してコンクリート強度を確認する方法は、実構造物のコンクリート強度を測定する方法として最も基本的かつ重要な試験であるが、満遍なくコアを採取して強度を測定することは構造物に損傷を与えるため多用することは好ましくない。よって、安定液混じりコンクリートの除去後、残されたコンクリートが必要な強度（設計基準強度：40 N/mm² 以上）を有しているかを非破壊検査によって確認した（図 5.3-29 参照）³。

² コンクリート標準示方書〔施工編〕（2017 年制定版）土木学会 pp. 216-217

³ コンクリート標準示方書〔維持管理編〕（2013 年制定版）土木学会 pp. 46-47

3.7.3.4 非破壊試験機器を用いる方法

(1) 非破壊試験機器を用いて調査を実施する場合には、その目的、適用範囲や適用限界、必要とされる計測精度を明確にした上で、適切な方法を選定しなければならない。

(2) 反発度に基づく方法は、コンクリートの強度や表層部の劣化、品質を推定する必要がある場合に選定するものとする。

【解 説】 (1) について 目視による方法およびたたきによる方法により得られる情報は、基本的にはコンクリート構造物の表面および表層部での変状に関するものに限られる。したがって、コンクリート内部の状況を把握する必要がある場合、あるいは劣化機構の推定および劣化程度の判定を行うためにさらに詳細な情報が必要である場合等には、非破壊試験機器を用いる方法で調査を実施する。

(2) について コアを採取して強度試験を行う方法は、実構造物のコンクリートの強度の測定方法として最も基本的かつ重要な試験であるが、構造物に局部的に損傷を与えることから、多用することは好ましくない。そこで、コンクリート表層の反発度を測定した結果からコンクリートの強度を推定する反発度法が広く用いられている。反発度法は、JIS A 1155「コンクリートの反発度の測定方法」、または、JSCE-G 504「硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法」に準拠して行うとよい。

図 5.3-29 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕(2013 年制定版) 土木学会

(d) コア採取箇所の選定

イ. コンクリート未充填箇所

地中連続壁工法の通常施工で考慮されていない事象の一つとして、コンクリート未充填が挙げられる。コンクリート未充填部を評価するにあたり、表 5.3-17 に示す「土木工事施工管理基準及び規格値（案）」（国土交通省，平成 30 年 3 月，p. II-3）に基づき、コア採取による強度試験を実施した。

コア採取箇所は、未充填の要因となった粘性土を取り除いた奥行き方向の境界面と水平方向の境界面で行うこととした。測定数は、表 5.3-18 に示す「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領」（国土交通省大臣官房技術調査課，平成 24 年 3 月，p. 10）に規定されている微破壊による小径コアに準拠し、深度方向に 4 箇所とした。ここで選定したコア供試体採取位置を図 5.3-30 に示す。

表 5.3-17 土木工事施工管理基準及び規格値（案）

試験項目	試験方法	規格値	試験基準	摘要
コアによる強度試験	JIS A 1107	設計基準強度	所定の強度を得られない箇所付近において、原位置のコアを採取	コア採取位置，供試体の抜き取り寸法等の決定に際しては，設置された鉄筋を損傷させないように十分な検討を行う。 圧縮強度試験の平均強度が所定の強度が得られない場合，もしくは 1 ヶ所の強度が設計強度の 85%を下回った場合は，監督職員と協議するものとする。
強度測定	「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領」による	同左	同左	同左

表 5.3-18 1 打設ロット当たりの測定数

試験法		1 打設ロット当たりの測定数
微破壊	外部供試体	・ 1 打設ロットの測定に用いる外部供試体は 1 体とする。 ただし、1 構造部位 ^{*1} が 1 打設ロットで施工される場合には、 1 構造部位あたり 2 供試体とする。
	小径コア	・ 1 打設ロットの測定に用いる小径コアは 2 本とする。 ただし、 <u>1 構造部位^{*1}が 1 打設ロットで施工される場合には、 1 構造部位あたり 4 本とする。</u>
非破壊	超音波法	・ 原則として 1 打設ロット当たり、3 測線とする ^{*2} 。
	衝撃 弾性波法	

*1： ここで、構造部位とは以下のことをいう。

橋梁下部工： フーチング部、脚部（柱・壁部）、張出部

橋梁上部工： 1 径間当たりの上部構造物

*2： 打設時期、配合など）同一条件での打設が複数回にわたる場合に、一定の条件を満たした場合、2 打設目以降の打設ロットについては、1 打設ロット当たりの測定測線数を 3 測線から 1 測線に縮減してよいものとする。（測線数の縮減に係る詳細は、別途、「6.6 測定における測線の縮減について」を参照のこと。）

ロ. コンクリート流出箇所

A 南 7 において先行エレメントのコンクリート打設時に剛結継手部へ土砂及びコンクリートの流出が発生した。コンクリートが流出したと想定される箇所においてコア採取による強度試験を実施した。

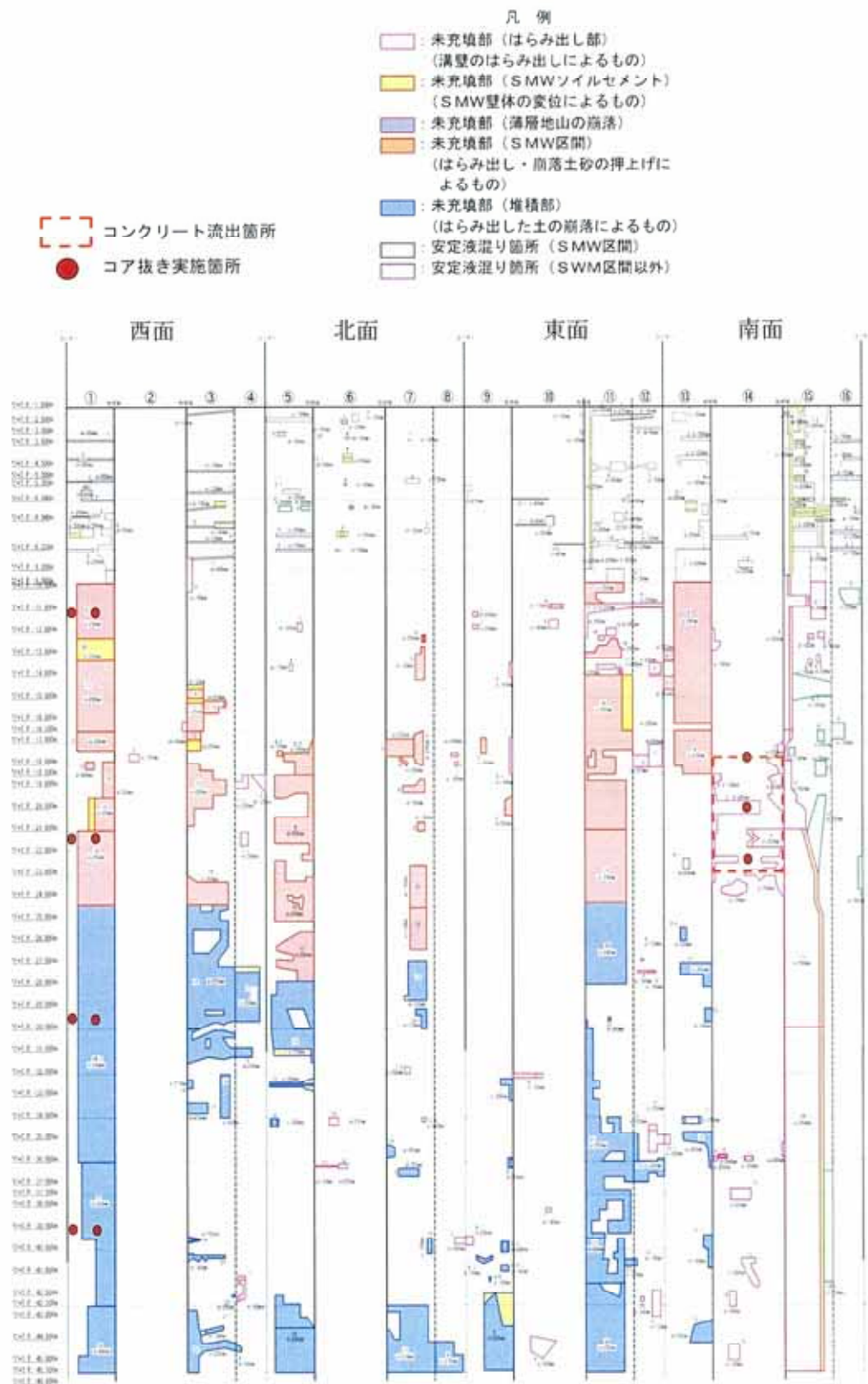


図 5.3-30 コア供試体採取位置（A南基礎）

(e) 供試体の作成及び試験

イ. 供試体寸法

「JIS A 1107:2022 コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に準拠する。供試体は、直径 ϕ を粗骨材 20mm の 3 倍以上（60mm 以上）確保し、長さは直径 ϕ の 2 倍以上とした。

ロ. 供試体の作成

コアの長さは健全なコンクリート面を露出させ、壁厚 2400mm 対して壁厚の半分となる長さ（約 1200mm）を採取した。図 5.3-31 に「コンクリート未充填箇所のコア採取イメージ（側面図）」を示す。

採取したコアは 3 分割し、圧縮強度試験のための供試体を製作した。図 5.3-32 に採取したコアから試験供試体の作成イメージを示す。

全ての供試体を試験することで、壁厚方向において設計基準強度を満足していることを確認した。施工上の観点から中実側から採取したコアの状態は、残りの地山側と同じと考えられるため、採取する長さは壁厚の半分程度までとした。

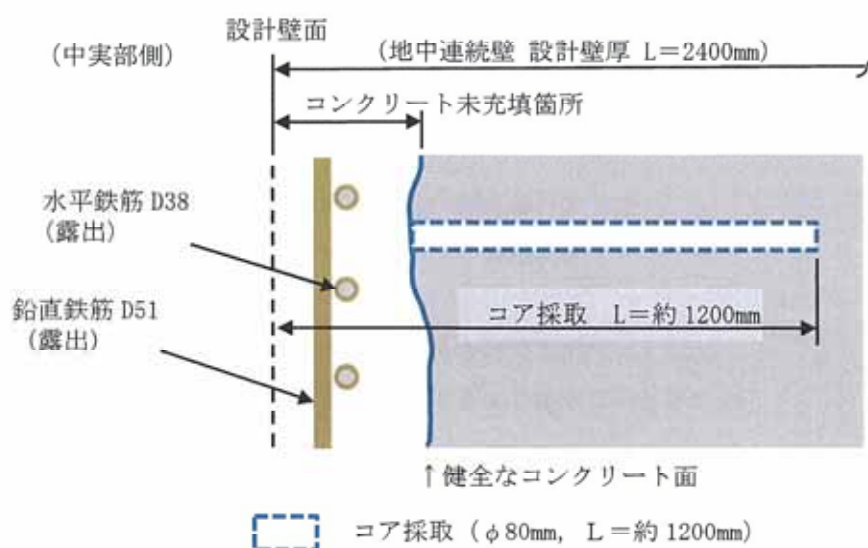


図 5.3-31 コンクリート未充填箇所のコア採取イメージ（側面図）

採取したコアを整形し、以下の要領で供試体を作成した。

- ・コア削孔径 ϕ 80mm
- ・供試体径 ϕ 60mm 以上、 L =供試体径の 2 倍以上
- ・上記の条件のもとコア No. 1 から No. 3 で各 1 本ずつ採取
- ・コア No. 1 から No. 3 で 1 試験として平均値で判定する

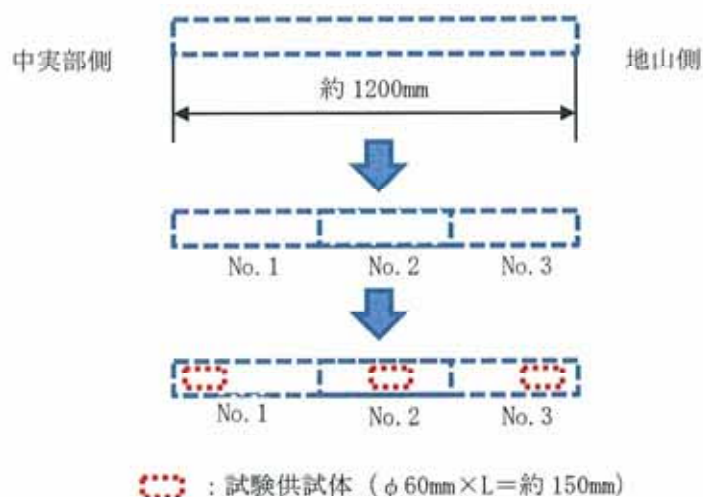


図 5.3-32 採取したコアから試験供試体の作成イメージ

(f) 試験結果

表 5.3-19 に「A南基礎の一軸圧縮試験結果」を示す。

一軸圧縮強度試験の結果、すべての供試体において設計基準強度を満足していることより、地中連続壁コンクリートの健全性を確認した。

あわせて、コンクリートの受け入れ検査時の供試体強度試験及びコンクリート打設後のコア強度試験結果を表中に示す。圧縮強度の平均値は以下のとおりであり、設計基準強度の 40 N/mm^2 に対して十分な余裕があることを確認した。

受け入れ検査時の供試体強度試験で 78.4 N/mm^2

コア強度試験で 73.7 N/mm^2

なお、コア強度試験の最小値は 44.4 N/mm^2 であり、95%信頼区間が 102.7 から 44.7 N/mm^2 の外側にあるが、設計基準強度は上回っている。

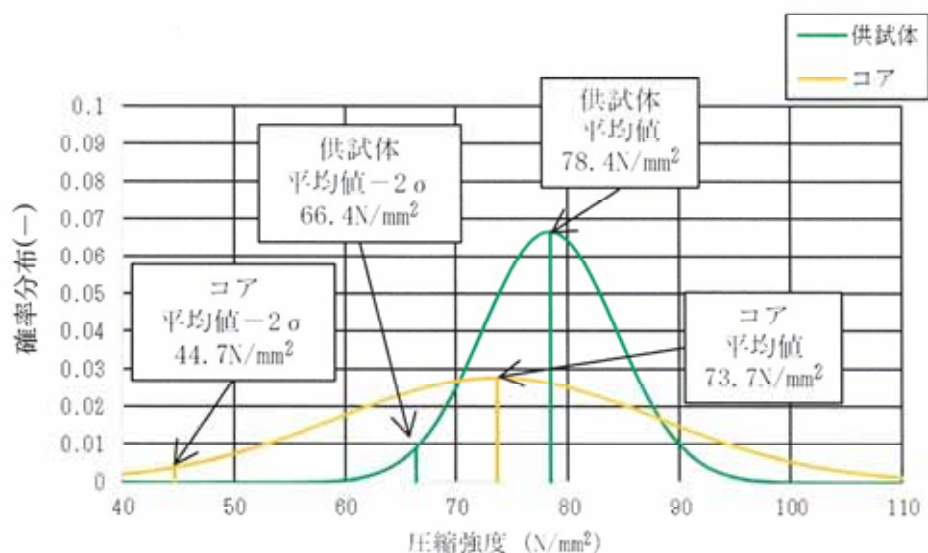
表 5.3-19 A南基礎 一軸圧縮試験結果

No.	区画	位置	採取深度	圧縮強度試験結果 (N/mm ²)				判定
				1	2	3	平均	
1	①	未充填部	T.P. -11.4m	58.2	46.8	46.9	50.6	合
2		未充填境界部	T.P. -11.5m	80.7	46.0	79.9	68.9	合
3		未充填部	T.P. -21.5m	92.2	77.8	73.9	81.3	合
4		未充填境界部	T.P. -21.2m	70.6	79.1	80.7	76.8	合
5		未充填部	T.P. -30.5m	83.4	89.1	83.5	85.3	合
6		未充填境界部	T.P. -29.3m	77.0	65.2	68.2	70.1	合
7		未充填部	T.P. -38.5m	78.4	74.2	44.4	65.7	合
8		未充填境界部	T.P. -39.0m	65.9	47.9	71.2	61.7	合
9	⑭	コンクリート ト流出箇所	T.P. -17.9m	96.6	92.8	81.3	90.2	合
10			T.P. -21.5m	97.5	86.2	81.5	88.4	合
11			T.P. -24.2m	65.3	75.2	75.2	71.9	合

(根拠データ)

A南基礎のコンクリート標準供試体とコア供試体の圧縮強度試験結果

単位 : N/mm ²							95%区間	
	データ数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動係数(%)	平均+2σ	平均-2σ
供試体	54	78.4	90.5	68.0	5.99	7.6	90.4	66.4
コア	33	73.7	97.5	44.4	14.51	19.7	102.7	44.7



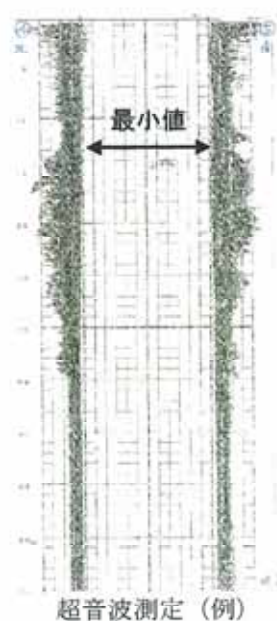
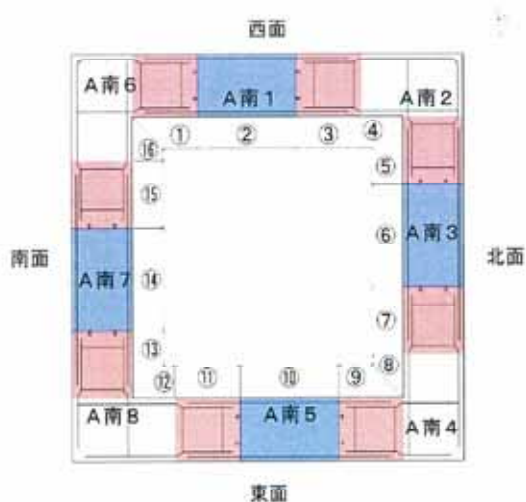
コンクリートの圧縮強度の正規分布曲線 (南基礎)

(3) 鋼製防護壁基礎壁厚

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、設計壁厚確保に必要となる掘削出来形寸法を確認した。区画毎の掘削出来形寸法の測定結果を表 5.3-20 に示す。

表 5.3-20 掘削出来形寸法測定結果

区画	設計壁厚 (mm)	出来形寸法 (最小値) (mm)	差 (mm)	判定
①	2,400	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



5.3.5 目視による鉄筋調査

(1) 観察結果

中実部側の鉄筋の変形等の観察は、T.P. 約-2m から T.P. 約-45m の範囲で実施した。主な観察結果（金属探知機による鉄筋探査等を含む）は以下のとおり（図 5.3-33）。

- ・ 区画⑮（剛結継手部）の上段，中 1 段，中 2 段及び中 3 段において，先行エレメントの水平鉄筋の上下方向の変形及び水平鉄筋の脱落が発生している。
- ・ 区画⑮（剛結継手部）の中 3 段において，後行エレメントの水平鉄筋の変形・脱落が発生している。
- ・ 区画①（剛結継手部）の中 2 段，中 3 段及び下段において，先行エレメントの水平鉄筋の南側が下がるもしくは上がる軽微な変形が発生している。

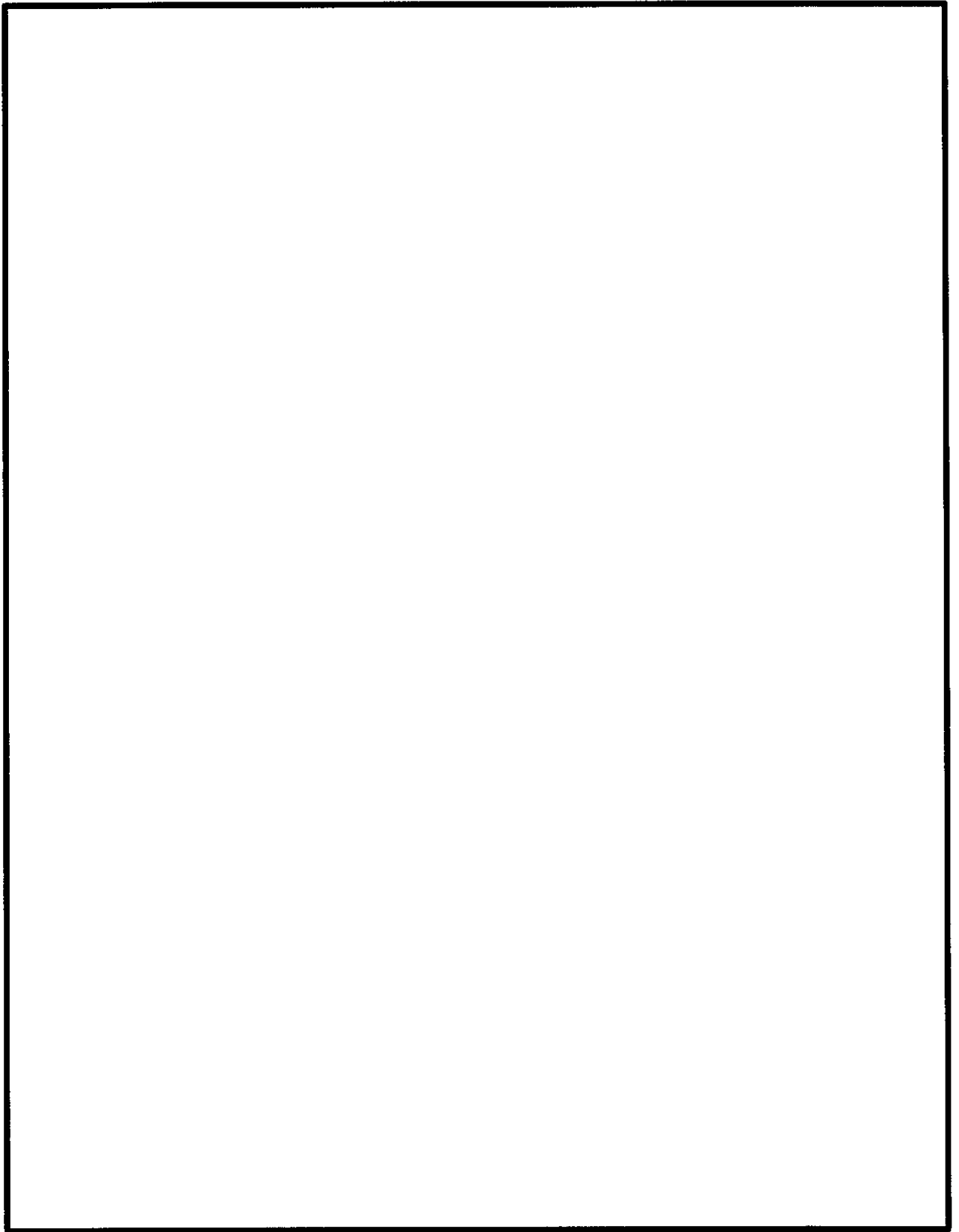


図 5.3-33(1) 鉄筋の変形等の観察結果

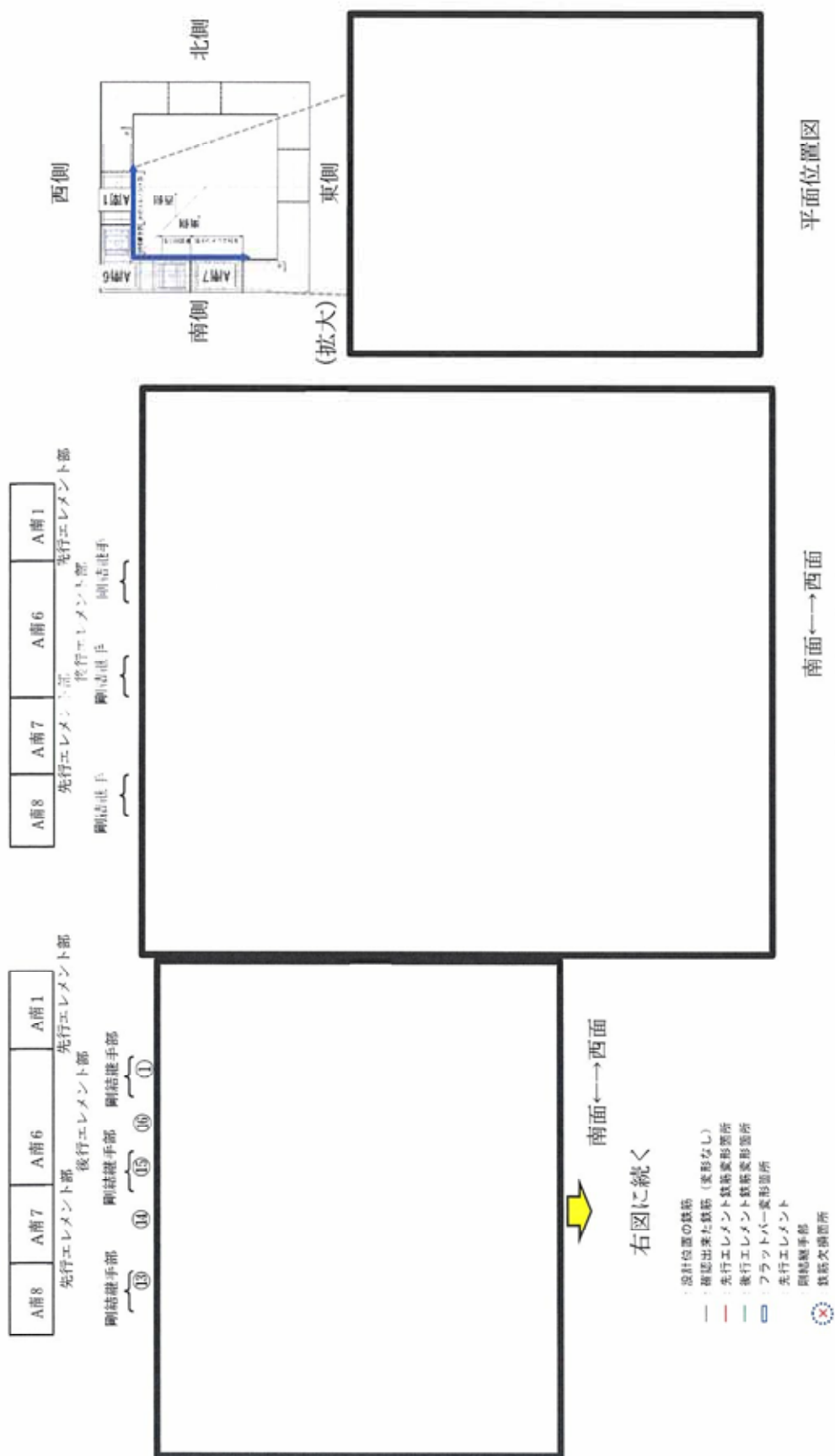


図 5.3-33 (2) 鉄筋の変形等の観察結果

(2) 鉄筋変形の発生要因

観察結果および施工履歴から鉄筋の変形等の発生要因を以下に示す。

【要因1】

A南7のコンクリート打設時に区画⑮（剛結継手部）の堆積土砂等の撤去作業において、既に設置されていた地山側水平鉄筋及び中実部側鉛直鉄筋にハンマーグラブが接触し、同鉄筋を変形させた（凸部の生成）。それらが鉄筋等の変形等の発生原因である。「ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図」を図 5.3-34 に示す。ま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「掘削溝の超音波記録」を図 5.3-35 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言う。

※「変形等」とは、鉄筋の変形、脱落、欠損（破断）を言う。

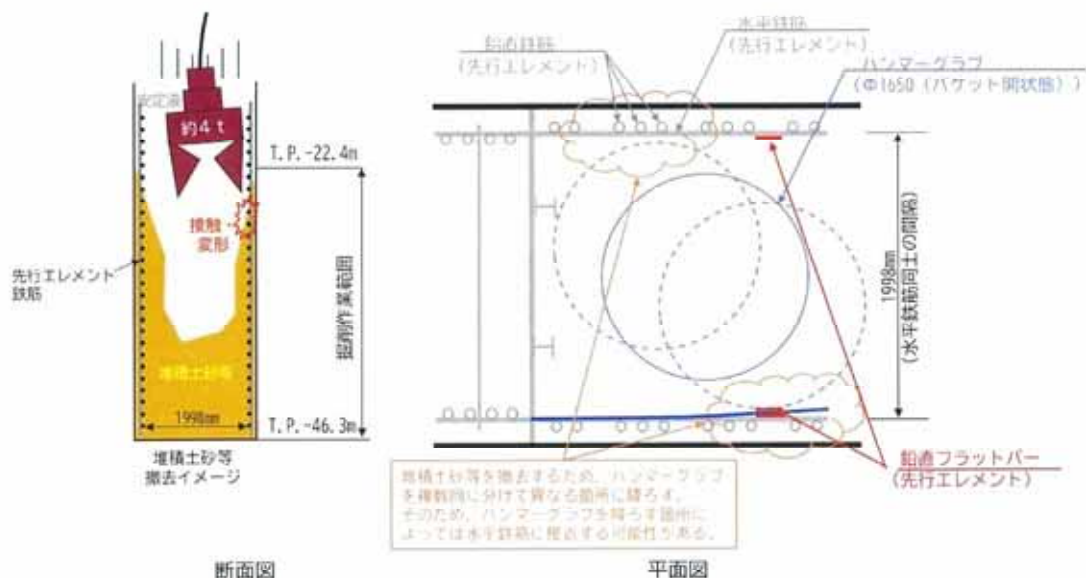


図 5.3-34 ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図

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 5.3-35 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。この凸部は、後行エレメントの鉄筋かご建込み前の超音波探査（図 5.3-35 右図）ではなくなっているが、鉄筋等が変形したものと評価する。

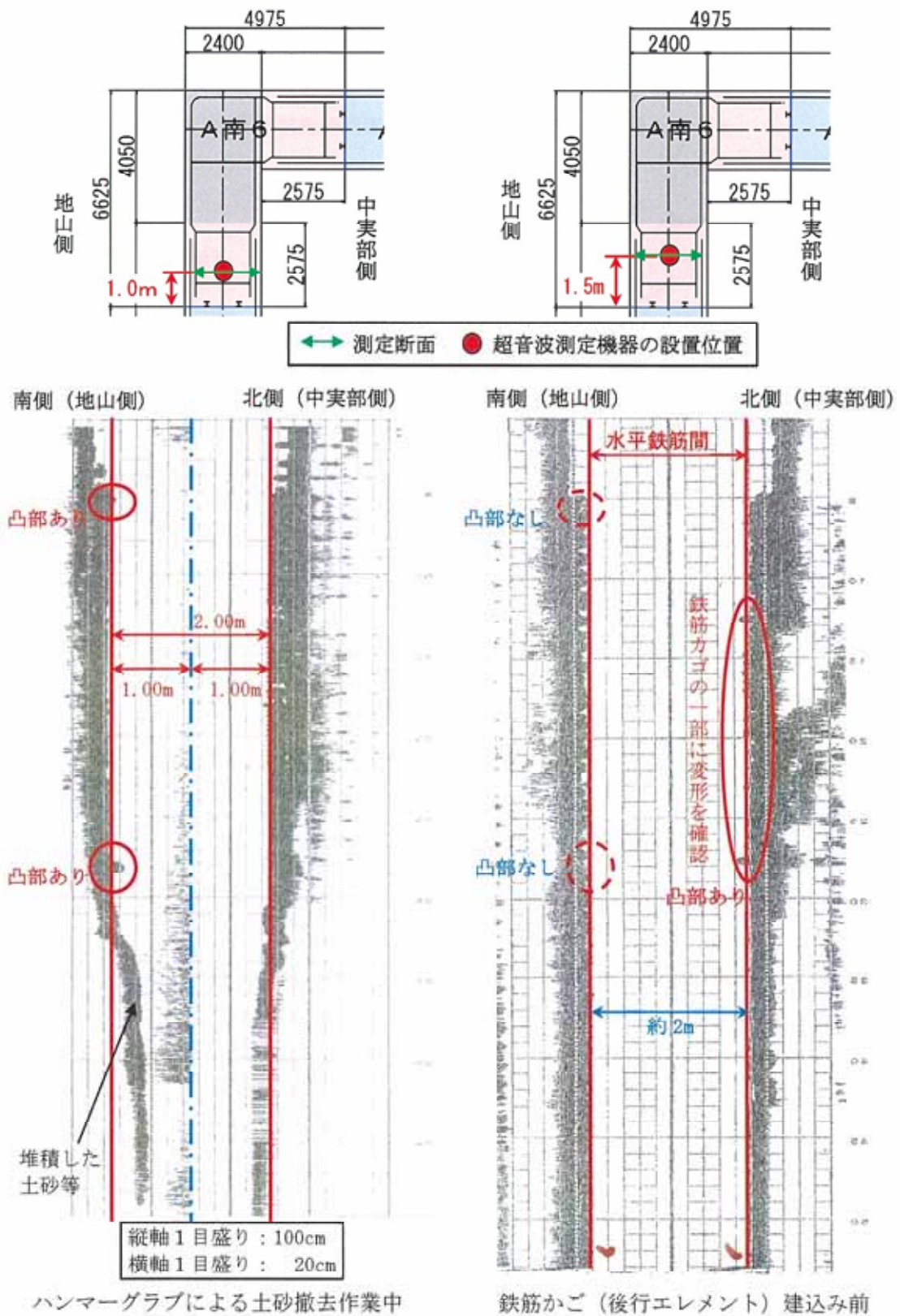
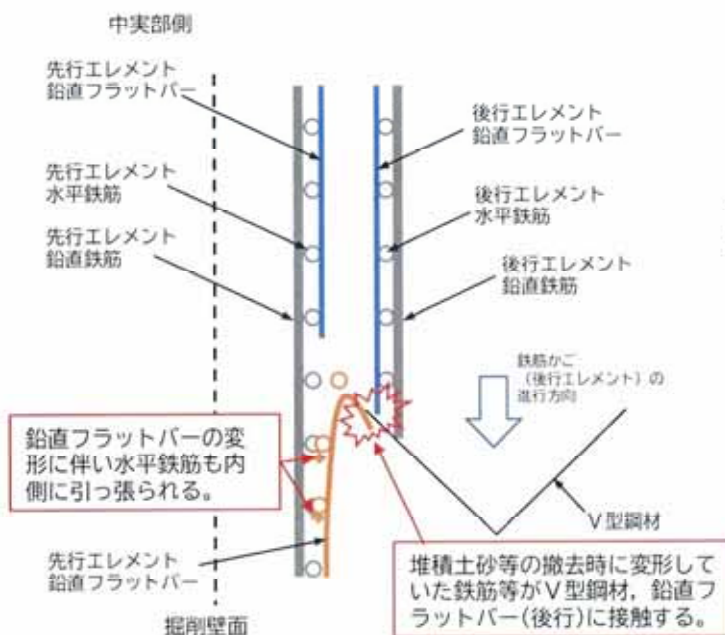


図 5.3-35 掘削溝の超音波記録

【要因2】

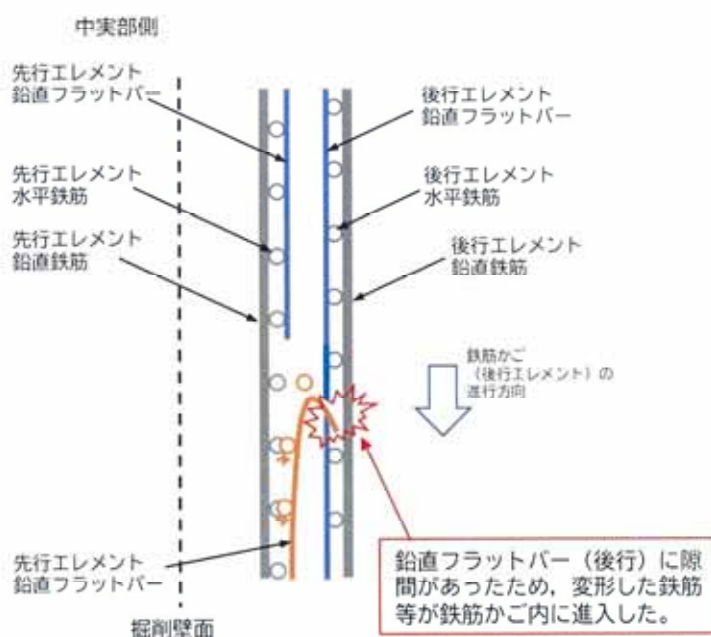
A南6の後行エレメントの鉄筋かごの建込みにおいて、下段と中3段の接続部で鉛直フラットバーに隙間があったため、この隙間から先行エレメントの凸部が後行エレメントの鉄筋かごに干渉し、鉄筋の変形や脱落が発生した。事象の詳細を図5.3-36に示す。



【解説】

堆積土砂等の撤去にて変形した先行エレメントの凸部（鉛直フラットバー・水平鉄筋）が建て込まれた後行エレメントの鉄筋かごに接触

図 5.3-36 (1) 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋等の変形 (その1)



【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

図 5.3-36 (2) 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋等の変形 (その2)

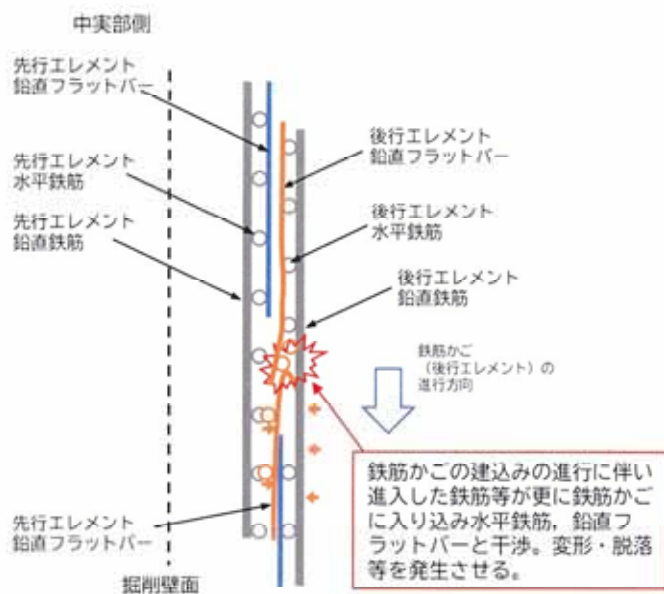


図 5.3-36 (3) 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋等の変形 (その 3)

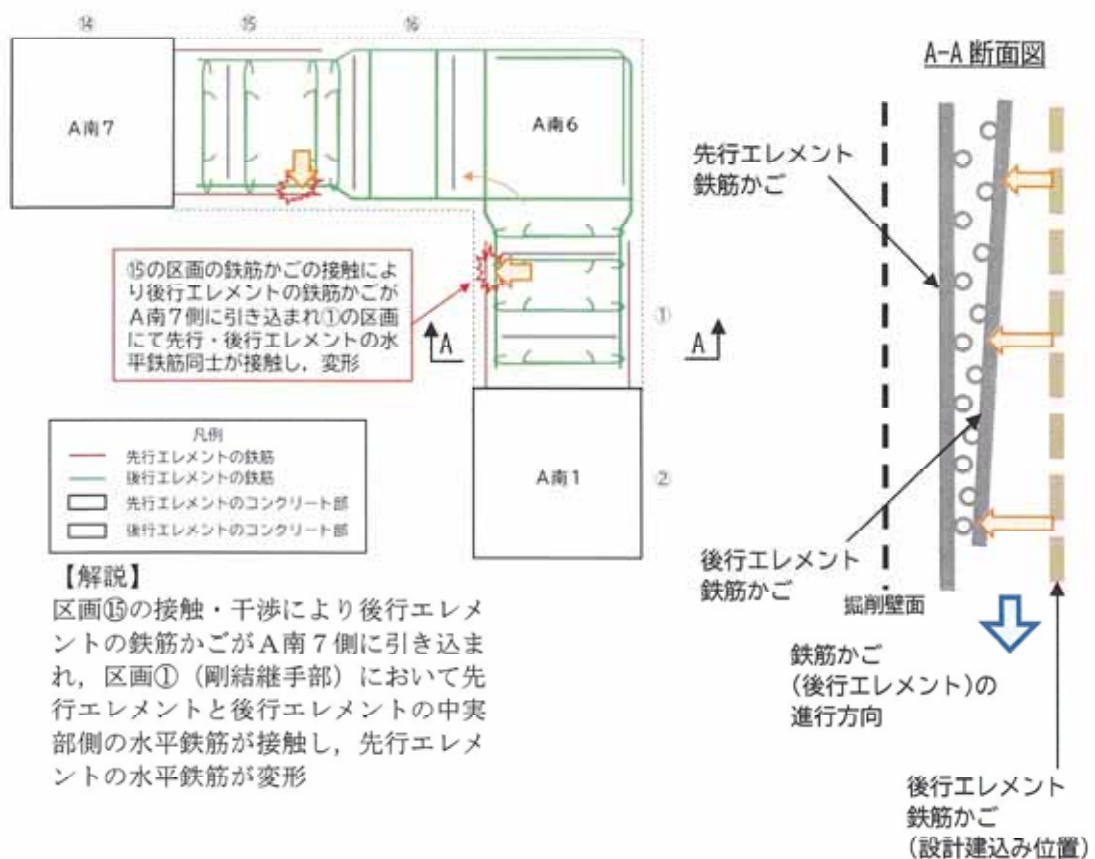


図 5.3-36 (4) 後行エレメントの鉄筋かご建込み時の鉄筋等の変形 (その 4)

5.3.6 モックアップ試験

中実部側で変形等が発生した際の地山側への影響を確認するために、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事象を再現し、その事象が地山側の鉄筋にどのように影響を及ぼすかを観察した。図 5.3-37 に「モックアップ試験の試験体の配筋図」を示す。

(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。

モックアップ試験は、発生状況（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及び水平鉄筋が接触し干渉した状況）を再現するため、後行エレメントの鉄筋かごが降下していくときに、先行エレメントの水平鉄筋等に干渉したという想定事象を模擬する必要がある。しかし、実験の際は後行エレメントの鉄筋かごを降下させることができないため、先行エレメントの水平鉄筋との干渉を再現するため、後行エレメントの水平鉄筋を鉛直方向に吊上げることで発生状況を模擬し、周辺の鉄筋の挙動を観察した。挙動観察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、干渉箇所だけに力が集中し、実際の現象を模擬できるようにした。

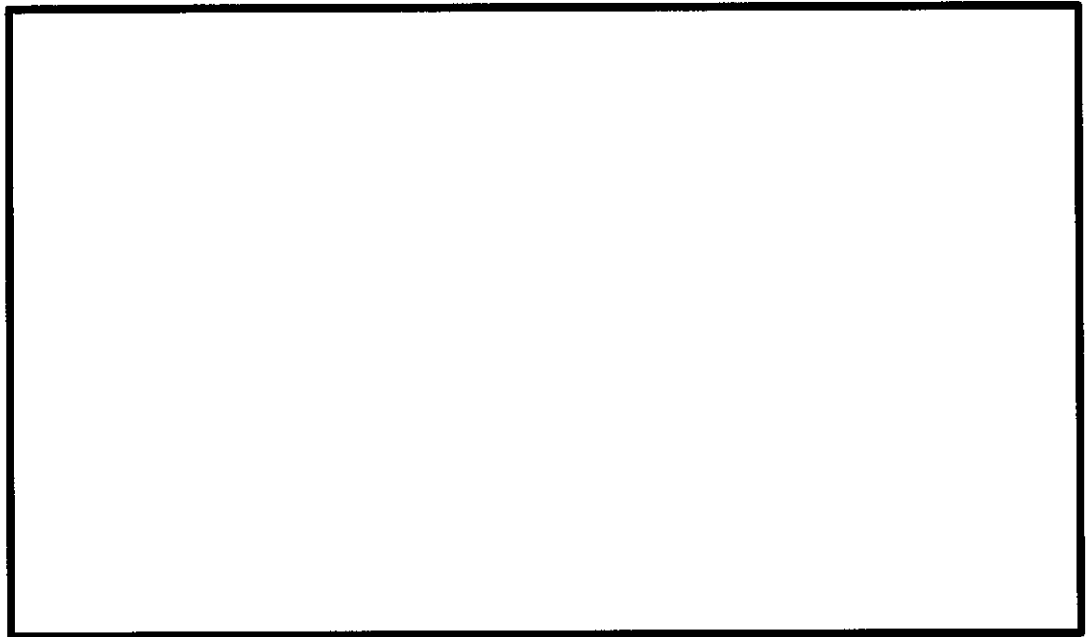


図 5.3-37 試験体の配筋図

(2) 試験結果

モックアップ試験で確認された事項は以下のとおり。

- ・吊上げた水平鉄筋は、鉛直鉄筋との固定（結束線）は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、現場で確認され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 5.3-38 に「モックアップ試験の結果と現地状況」を示す。



図 5.3-38 モックアップ試験の結果（後行エレメント水平鉄筋の変形）と現地状況

【目視確認による結果】

- ・吊上げた水平鉄筋と直交する区画①の中実部側の水平鉄筋は、吊上げた水平鉄筋（その上部の水平鉄筋含む）が変形することにより持ち上げられ（あるいは押し下げられ）ることで、1cm 程度の位置ずれが生じているが、鉄筋は健全な状態を保っている。
- ・区画⑬の地山側と中実部側に相当する位置の水平鉄筋は、せん断補強筋と結束線で固定されており、中実部側の結束線は破断し、地山側の結束線は破断しなかった。地山側の水平鉄筋は、中実部側で外れたせん断補強筋の落下の影響で数 mm の位置ずれが生じているが、健全な状態を保っている。
- ・区画①の地山側に相当する位置の水平鉄筋は、吊上げた鉄筋と結束線で固定されていたが、吊上げた鉄筋の吊り上げが進むと、吊り上げた鉄筋が結束線による固定から抜け出ており、地山側に相当する位置の水平鉄筋は健全な状態を保っている。

剛結継手部において、中実部側（地山側）の水平鉄筋に変形が生じてても、地山側（中実部側）の後行エレメントの鉄筋は健全であることを確認した。

(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は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 5.3-39 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。

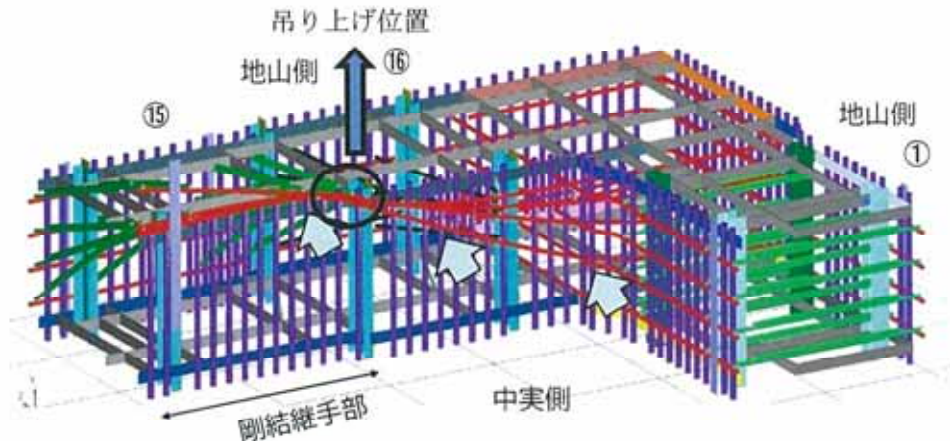


図 5.3-39 数値シミュレーションの結果

(4) 解析結果の評価

モックアップ試験及び数値シミュレーションの結果から、区画⑮における中実部側の水平鉄筋の変形等は、直接接触する区画⑮の中実部側の水平鉄筋(区画①の水平鉄筋と同じ)には影響が及ぶものの、地山側の鉄筋に影響を与えていない(図 5.3-40 を参照)。

なお、区画①(剛結継手部)の地山側は先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋の離隔が広がることから、両者の接触は起こらないことを確認した。

以上の事から、地山側の鉛直鉄筋、水平鉄筋及び中実部側の鉛直鉄筋は健全と評価される。

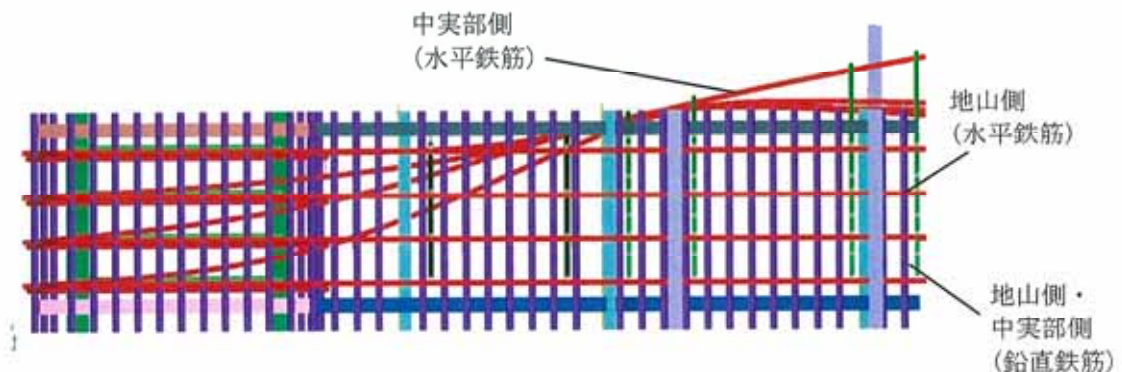


図 5.3-40 地山側から見た鉄筋かごの変位状況

5.3.7 鉄筋間隔及び変形の確認

(1) 剛結継手部での鉄筋かごの水平鉄筋の純間隔

(a) 調査内容

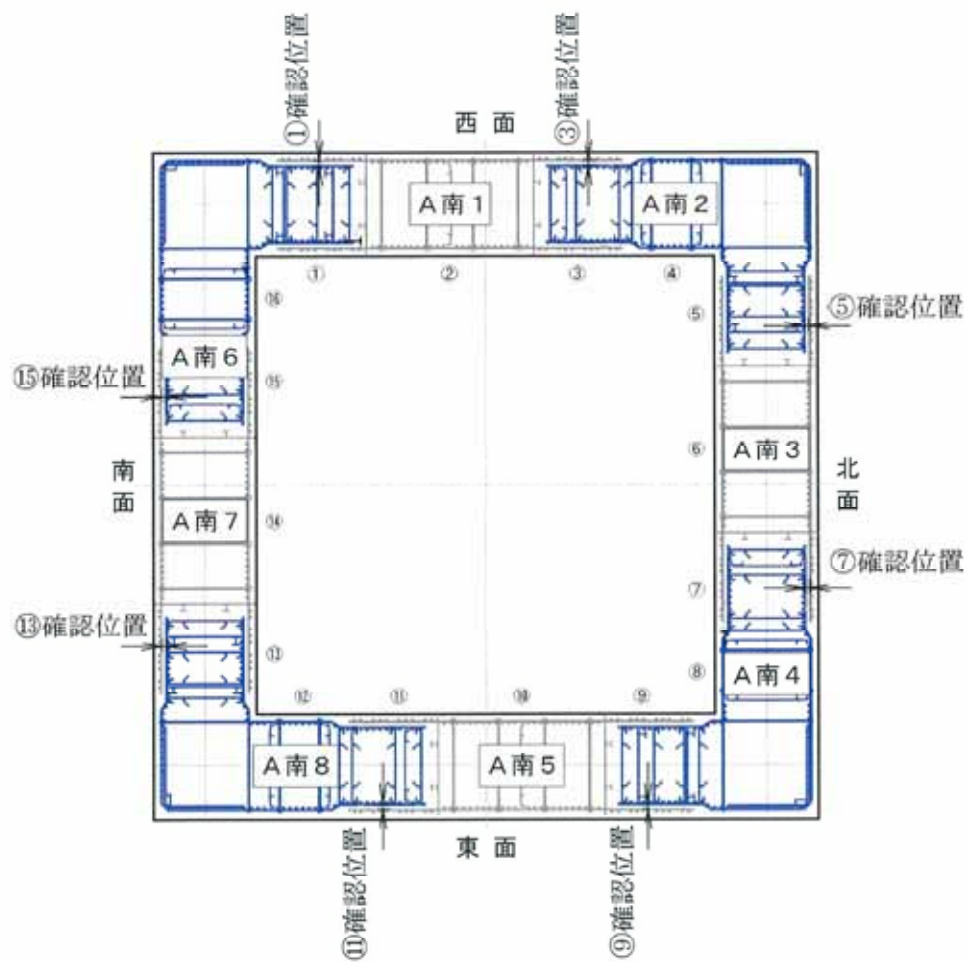
地山側の先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋同士の干渉がないことを確認するため、中実部側で露出している水平鉄筋間隔を計測し、設計寸法通りの鉄筋かご幅を用いて、地山側の先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋間隔を確認した。鉄筋かご同士の水平鉄筋純間隔がプラス（+）以上であることを確認する事で、地山側の鉄筋かご同士の干渉がないことを確認する。

(b) 調査結果

いずれも離隔を確保できていることから、鉄筋かご同士の干渉は無く、鉄筋かご同士の干渉による地山側の鉄筋変形は生じていない。調査結果を表 5.3-21 に測定位置を図 5.3-41 に示す。

表 5.3-21 A南基礎鉄筋かご平面位置（地山側水平鉄筋純間隔）

区画	エレメント 区分	水平鉄筋純間隔（mm）			
		T. P. -1.8m	T. P. -27.0m	T. P. -45.0m	判定 プラス （+）以上
①	剛結	93	144	86	合
③	剛結	126	113	83	合
⑤	剛結	90	114	134	合
⑦	剛結	122	117	132	合
⑨	剛結	71	147	94	合
⑪	剛結	115	139	139	合
⑬	剛結	98	102	102	合
⑮	剛結	108	108	45	合



拡大図

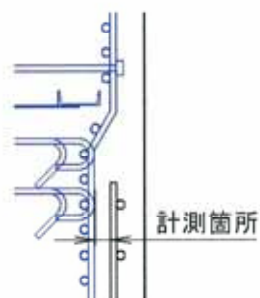


図 5.3-41 確認位置平面図

(2) 超音波探査試験による水平鉄筋の変形確認

区画⑮において土砂等撤去の際の超音波記録に中実部側に凸部を確認した（図 5.3-42）。鉄筋等の鋼材が変形したものと評価した。

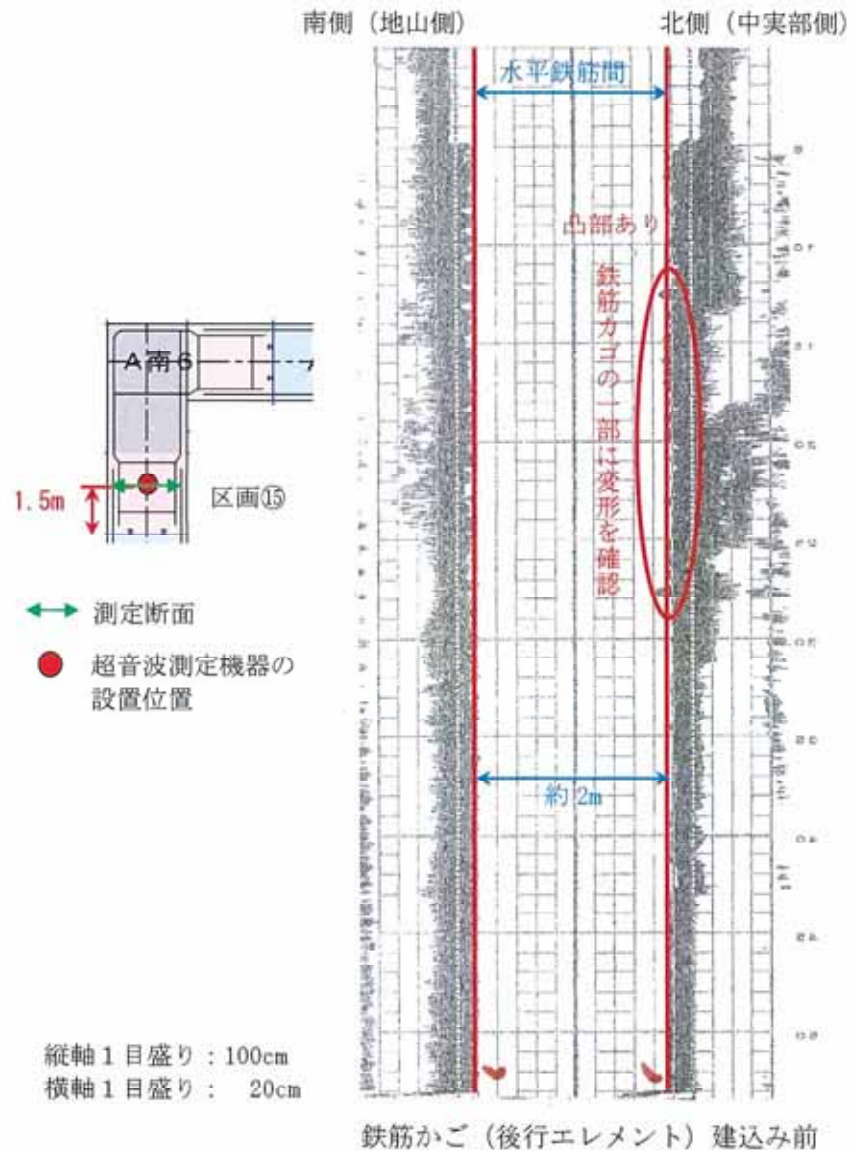


図 5.3-42 掘削溝の超音波記録（区画⑮）

5.3.8 鉄筋腐食試験

(1) 錆取りとなる鋼材の選定

鋼材とは、露出された「鉛直鉄筋」、「水平鉄筋」、「仮設用せん断補強筋」、「鉄筋固定のためのフラットバー（鉛直・水平）」、「鉄筋同士を結束するための無溶接金物及び番線」を示す。この中で、構造上必要となる「鉛直鉄筋」、「水平鉄筋」については、中実コンクリートの打設によって鉄筋外周がコンクリートで覆われることから、錆取りの対象となる。「鉛直鉄筋」、「水平鉄筋」以外の鋼材はできる限り切断・撤去となるが、中実コンクリート打設時に残置せざるを得ない鋼材においては、鉛直鉄筋、水平鉄筋と同様に錆取りの対象となる。

(2) 鉄筋コンクリート構造物に影響を与える鉄筋腐食(錆)の程度について

鉄筋の錆は、固着していない浮き錆は除去する必要がある、浮き錆でない錆は鉄筋コンクリートに悪影響を及ぼさない。

コンクリート中に埋設された鉄筋は、pH12 から 13 の高アルカリ環境下において、表面に保護性の高い酸化被膜である不動態皮膜が生成されて保護されることから、コンクリートとの付着の阻害要因となり得る浮き錆などの除去が重要となる。

図 5.3-43 に示すコンクリート標準示方書においても、このような知見が記載されており、浮き錆の除去を基本実施事項として取り上げている。

(5) 組み立てた鉄筋の一部が長時間大気にさらされる場合には、鉄筋の防錆処理を行うか、シート等による保護を確実に行うことを原則とする。

(6) 鉄筋を組み立ててから長時間が経過した場合には、コンクリートを打ち込む前に、再度鉄筋表面を清掃し、付着を害するおそれのある浮き錆等を取り除かなければならない。

【解説】

(5) および (6) について 鉄筋を組み立ててからコンクリートを打ち込むまでに長時間が経過することが予想される場合には、浮き錆、どろ、油等の付着を防止するため、鉄筋の防錆処理を行うか、または、シート等による保護を確実に行うことが必要である。また、鉄筋を組み立ててからコンクリートの打込みまでに長時間が経過し、汚れや浮き錆が認められる場合は、再度鉄筋を清掃し、鉄筋への付着物を除去しなければならない。

図 5.3-43 土木学会コンクリート標準示方書〔施工編〕(2012 年制定版) P.136 10.4 鉄筋の組立

(3) 露出鉄筋の健全性評価

A南基礎は2022年10月から中実部側の掘削を開始したため、掘削後にコンクリート未充填が確認された箇所の露出鉄筋は、最大で18ヵ月の放置期間となる。露出期間はTP-1.84mからTP-3.00m付近が最大の放置期間となり、錆の進行状況は、「日本コンクリート工学会 コンクリートの診断技術' 22, p. 190」に記載の鉄筋の腐食度の分類方法より（表 5.3-22 参照）、BからCに段階が移行する状態と判断できる。

表 5.3-22 腐食度の分類と現場の対応

腐食度	腐食状態	現場の対応
腐食なし	腐食を認めず	対応なし
A	点錆程度の表面的な腐食	錆を除去し、防錆処理を実施
B	全体的に表面的な腐食	
C	浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食	錆を除去し、防錆処理を実施 断面欠損が認められた場合は、補強が必要
D	断面欠損の明らかな著しい腐食	

(4) 露出鉄筋の健全性評価

メーカーより納入された異形棒鋼については、「鉄筋コンクリート用棒鋼」（JIS G 3112：2020，p. 8, 表 8-異形棒鋼 1 本の質量の差異の許容差）によると、その質量の許容差を表 5.3-23 のように示している。鉄筋の腐食量に対する評価方法と対策を表 5.3-24 に示す。図 5.3-44 にねじ節鉄筋の断面寸法の計測箇所を示す。よって、当該箇所の D38 と D51 においては、ばらつきがない正規の断面から-4%以内の腐食による断面欠損までは許容されるものと判断する。

表 5.3-23 異形棒鋼 1 本の質量の差異の許容差

呼び名	許容差	摘要
D10 未満	+規定しない -8%	供試材の採り方及び質量の差異の算出方法は、JIS G 3112：2020 による。
D10 以上 D15 未満	±6%	
D16 以上 D29 未満	±5%	
D29 以上	±4%	

表 5.3-24 鉄筋の腐食量に対する評価方法と対策

腐食による断面欠損 (腐食重量減少率)	D 51 の場合 鉄筋径減少の目安 () 内は下図 B 寸法	D 38 の場合 鉄筋径減少の目安 () 内は下図 B 寸法	現場の対応
4%未満 ⁴	1.02mm (46.6mm 以上の確認)	0.76mm (34.8mm 以上の確認)	汚れ、浮き錆等の付着物を除去して、防錆処理を実施
5%未満 ⁵	1.28mm (46.4mm 以上の確認)	0.96mm (34.6mm 以上の確認)	

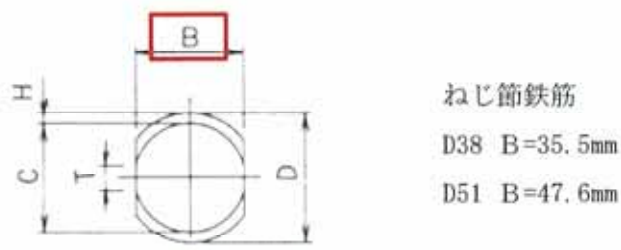


図 5.3-44 ねじ節鉄筋の断面寸法

(5) 錆の除去及び除去後の目視確認

錆の除去については規定がないことから、一般に流通している除錆材を使用する。除錆材によっては、塗布した後に錆と除錆材が反応して黒皮被膜を形成する製品もあるが、黒皮被膜が形成されると錆の除去程度が確認できないこと、また、形成された黒皮被膜とコンクリートとの「付着力」について、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・同解説」で定めている性能照査項目を満たしていることが確認できないことから、錆の除去程度が確認できる除錆材を使用する。なお、錆の除去後については、表 5.3-22 に示した腐食度が「腐食なし評価」となることを目視にて確認する。

⁴ 鉄筋コンクリート用棒鋼，JIS G 3112：2020，p.8，表 8-異形棒鋼 1 本の質量の差異の許容差

⁵ 建築物の耐久性向上シリーズ，建築構造編 I，鉄筋コンクリート造建築物の耐久性向上技術，国土開発技術センター 建築物耐久性向上技術普及委員会編，技報堂出版，1986 年，p.137

5.3.9 A南基礎のまとめ

A南基礎の不具合の発生のまとめを図 5.3-45 に示す。A南基礎各区画の調査結果（コンクリート未充填）を表 5.3-25 に，A南基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）を表 5.3-26 に示す。また，未充填の分布の図を図 5.3-46 に示す。

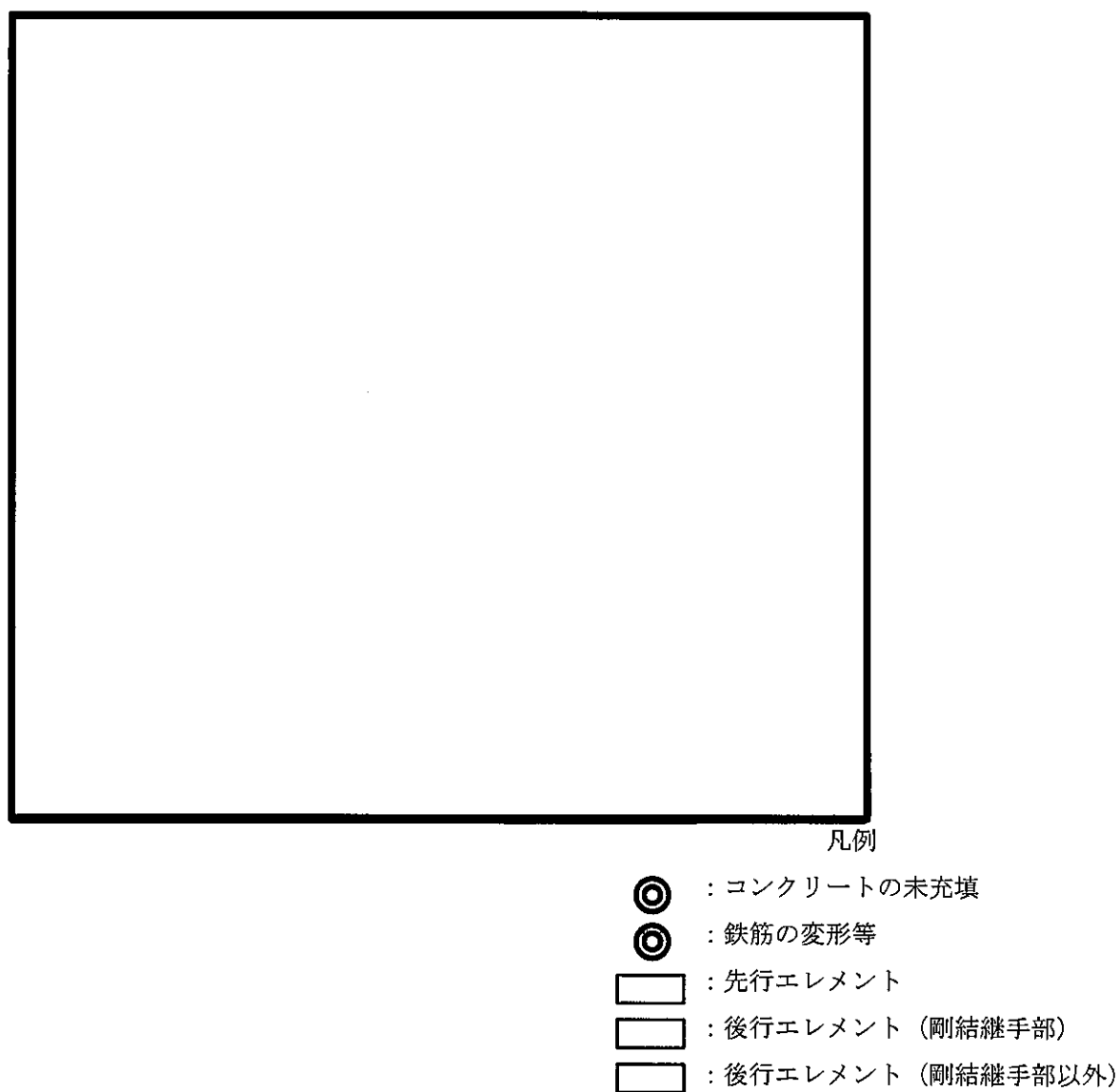


図 5.3-45 不具合事象の発生位置

表 5.3-25 A南基礎各区画の調査結果（コンクリート未充填）

区画	区分	コンクリート未充填調査結果				
		中実部側				
		目視確認 ○：あり ×：なし	凹みの発生要因			
			未充填部			
			はらみ出し 及びはらみ 出した粘性 土層の崩落 ○：あり ×：なし	隣接区画コン クリート打設 時の隣接区画 からの崩落土 砂の流入 ○：あり ×：なし	厚い粘性土と 掘置き期間の 長期化による スライムの増 加 ○：あり ×：なし	A南7コン クリート打 設時の隣接 区画からの 崩落土砂の 流入 ○：あり ×：なし
①	剛結継手	○	○	×	○	×
②	先 行	×	×	×	×	×
③	剛結継手	○	○	×	○	×
④	後 行	○	×	○ ③からの崩落	×	×
⑤	剛結継手	○	○	×	○	×
⑥	先 行	×	×	×	×	×
⑦	剛結継手	○	○	×	○	
⑧	後 行	○	×	○ ⑦からの崩落	×	×
⑨	剛結継手	○	○	×	○	×
⑩	先 行	×	×	×	×	×
⑪	剛結継手	○	○	×	○	×
⑫	後 行	○	×	○ ⑪からの崩落	×	×
⑬	剛結継手	○	○	×	○	×
⑭	先 行	×	×	×	×	×
⑮	剛結継手	○	○	×	○	○
⑯	後 行	×	×	×	×	×

表 5.3-26 A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		地山側	
			区画⑮でのハンマー グラブ接触による破 損が要因となり鉄筋 かご建て込み時の水 平鉄筋の干渉 ○：該当する —：該当しない	鉄筋かごの鉄筋変形 の可能性 ○：該当する —：該当しない	ハンマーグラブ接 触による破損 ○：該当する —：該当しない	超音波探査結果で 凸部の見られた箇 所 ○：該当する —：該当しない
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	○	—	—	—

5.4 不具合事象の調査結果（A北基礎）

5.4.1 目視によるコンクリート未充填調査

(1) 観察結果

地中連続壁部の中実部側壁面の観察結果は以下のとおり。

- ・地中連続壁部のエレメント及び区画割図を図 5.4-1 に、剛結継手部詳細図を図 5.4-2 に、地中連続壁部未充填部の観察結果を図 5.4-3 及び表 5.4-1 に示す。
- ・地中連続壁の内側（中実部側）におけるコンクリートの未充填は、主に、剛結継手部の区画で T.P. 約-12.3m から T.P. 約-49.0m にて確認した。
- ・コンクリートの未充填部は、地中連続壁の設計上の壁面からの平均深さが約 18cm、最大で約 70cm となっており、コンクリートの未充填部には粘性土が確認された。なお、A北基礎特有の事象である最大 70cm の未充填箇所及びSMW壁体のずれによるコンクリート流路の閉塞については、以降の別項で説明する。
- ・鉛直鉄筋までのコンクリートの設計純かぶりが約 12cm、水平鉄筋までの設計純かぶりが約 16cm であり、この堆積物を除去した結果、鉄筋が露出する状態となった。



図 5.4-1 地中連続壁部のエレメント及び区画割図，区画番号

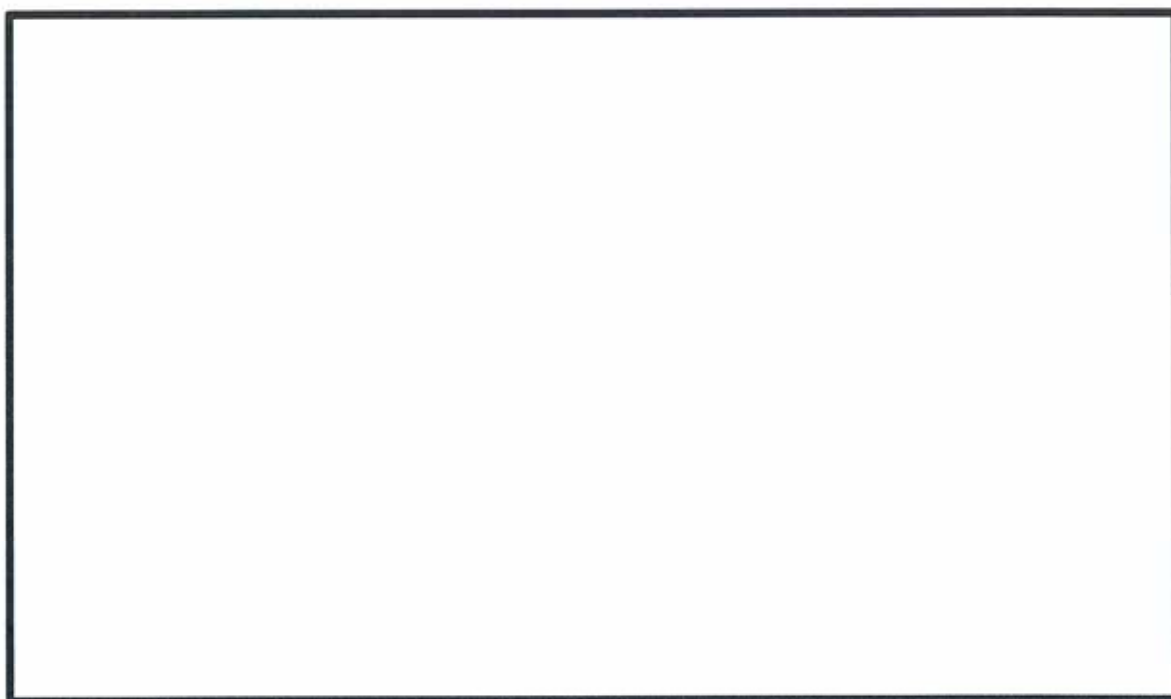


図 5.4-2 剛結継手部詳細図

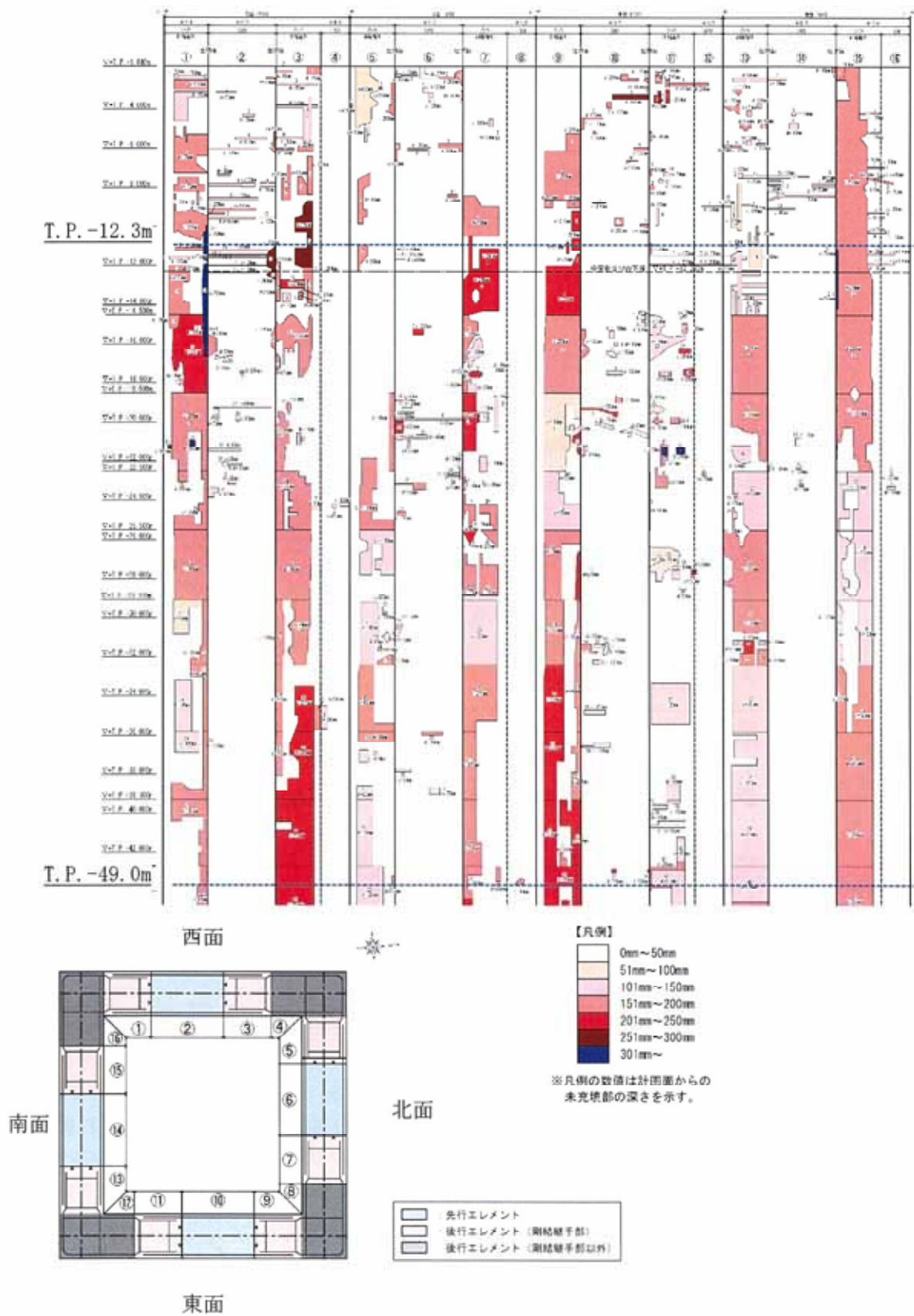


図 5.4-3 地中連続壁表面の観察結果 (A北基礎)

表 5. 4-1 地中連続壁中実部側壁面区間毎の観察結果 (A北基礎)

面	区画		観察結果
西面	①	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-9m では、スライムや安定液が混じったコンクリートが分布している。T.P. 約-9m から T.P. 約-49m で一部を除き、ほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布している。T.P. 約-10m から T.P. 約-17m の仕切板際で深さ 70cm 幅 30cm の未充填を観察した。
	②	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	③	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-9m では、スライムや安定液が混じったコンクリートが分布している。T.P. 約-9m から T.P. 約-18m で断続的にコンクリート未充填部が分布し、T.P. 約-19m から T.P. 約-23m は局所的かつまばらに分布している。また、T.P. 約-23m 以深ではほぼ区画全幅に分布している。
	④	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
北面	⑤	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-12m において、スライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-19m から T.P. 約-28m 及び T.P. 約-29m から T.P. 約-32m において断続的にコンクリート未充填部が分布している。
	⑥	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	⑦	剛結 継手	T.P. 約-9m から T.P. 約-32m の範囲において断続的にコンクリート未充填部が分布している。
	⑧	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
東面	⑨	剛結 継手	T.P. 約-5m から T.P. 約-32m で一部を除き、ほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布している。
	⑩	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	⑪	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-12m において、スライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-15m から T.P. 約-28m においてコンクリート未充填部が局所的かつまばらに分布している。
	⑫	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
南面	⑬	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-11m において、スライムや安定液が混じったコンクリートが断続的に分布している。T.P. 約-11m から T.P. 約-15m において、コンクリート未充填部が局所的かつまばらに分布し、T.P. 約-15m 以深では、ほぼ区画全幅にコンクリート未充填部が分布する。
	⑭	先行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。
	⑮	剛結 継手	T.P. 約-2m から T.P. 約-12m において、SMWのソイルセメント混入によるコンクリート未充填が分布している。T.P. 約-12m から T.P. 約-21m 及び T.P. 約-31m 以深では、ほぼ区画全幅に分布し、T.P. 約-21m から T.P. 約-36m では、一定の幅を有しながら部分的にコンクリート未充填部が分布している。T.P. 約-11m から T.P. 約-14m の仕切板際で深さ 70cm、幅 13cm の未充填を観察した。
	⑯	後行	スライムや安定液が混じった極小規模なコンクリートが局所的に認められる。

5.4.2 地山側音響探査及び水平コアボーリング

(1) 調査概要

A南基礎と同様に、中実部側地中連続壁コンクリート未充填部の発生範囲とその未充填深さを観察及び測定により確認した。一方、地山側は目視による直接観察ができないため、全区画で音響探査を実施し、欠測、測定不能、不安定計測の区間では水平ボーリングを行い、コンクリートコアの全長を測定することでコンクリートの未充填の発生範囲を確認した。

(2) 調査箇所選定

調査箇所については、各区画ではらみ出しの状況は異なると考えられることから、全区画での計測を実施した。

各区画における測線は、地山側のはらみ出し発生メカニズムから、各区間のはらみ出し及び崩落土によるコンクリート未充填を確認するため、はらみ出し及び崩落土によるコンクリート未充填が最も深くなると考えられる各区画の中心線を選定した。なお、5.4.3に「はらみ出し及びはらみ出した粘性土層の崩落」について記載する。

非接触・非破壊探査である音響探査の欠測箇所の壁位置確認や精度確認のために、直接コンクリート厚さ（壁位置）を測定できる、水平コアボーリングによるコア採取によるコンクリートコアの測定（コア測定）も併せて実施する。

(a) 音響探査とコア採取による調査方針

```

graph TD
    Start([音響探査結果]) --> D1{欠測}
    D1 -- NO --> D2{不連続データ}
    D1 -- YES --> D3{欠測が3回  
(75cm)以上}
    D3 -- NO --> B1[データ補間  
(直線補間)]
    B1 --> D2
    D3 -- YES --> D4{不明瞭}
    D4 -- YES --> B2[コア計測の実施 ※1  
(欠測部の確認)]
    D4 -- NO --> B3[段差・鉄筋]
    B3 --> B4[音響探査計測  
@12.5cm ※2]
    D2 -- NO --> B4
    D2 -- YES --> D5{ばらつき大きい  
20cm以上の  
欠損}
    D5 -- YES --> B5[コア計測の実施  
(キャリブレーション)]
    B5 --> D6{地中連続壁底盤  
深度到達}
    B4 --> D6
    D6 -- YES --> End([終了])
    D6 -- NO --> D1

```

※2 コア計測での代替も可とする

- 図 5.4-4 地山側調査フロー

(b) 調査方法

地山側の壁面位置の調査は、非破壊探査調査精度の確実性から、音響探査精度確認としてキャリブレーションを実施し欠測箇所の壁面位置の特定には、水平コア採取を用いた。

【音響探査】

音波の到達時間を用いて壁面位置を特定する方法である。手順を以下に示す。

- ・ 地山側の壁面（計画壁面位置）から 50cm 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 25cm（不明瞭区間は 12.5cm））。
- ・ 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、ボーリング孔の孔曲がり測定も実施し、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 5.4-5 に音響探査による地山側未充填状況確認を示す。

【コア測定（コア採取）】

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。

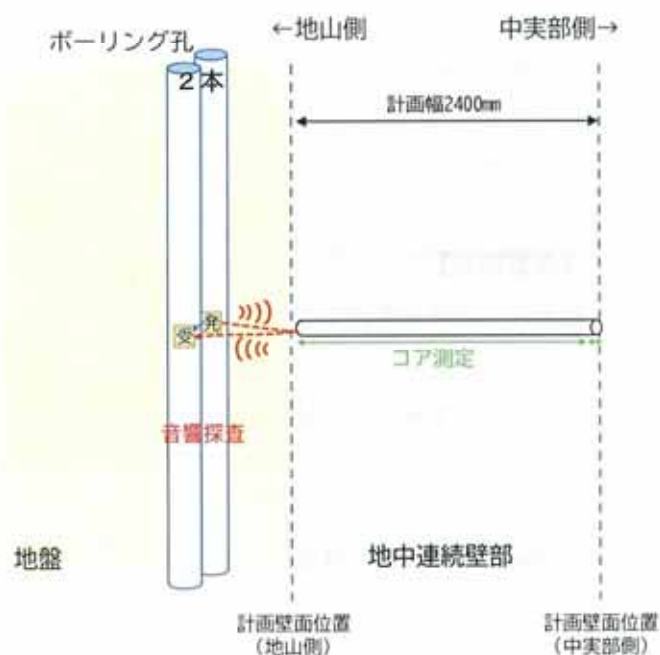


図 5.4-5 代表測線での音響探査による地山側未充填状況確認

(c) 調査結果

音響探査及びコア測定によって得られた壁厚の分布と区画割図を図 5.4-6 に示す。

図では、計画壁厚よりも薄くなった箇所については橙系色で着色しており、計画壁厚よりも厚く充填されている箇所を青系色で着色している。

区画割図の番号が奇数の剛結継手部では橙色が所々で分布し、最大 16cm のはらみ出しによるコンクリートの未充填がみられる。一方、区画割図の番号が偶数となる箇所では橙色の分布が無く、コンクリートの未充填は認められない。

各区画の測線における調査結果については、表 5.4-2 から表 5.4-9 に示す。なお、表中に示す、「欠測要因」とは、地盤の局所的な乱れ・地層境界に含まれる空気・気泡、地盤改良体による減衰が大きくなり、波形が確認できないことが要因と考えられる。

表 5.4-2 地山側調査結果一覧表 (1)

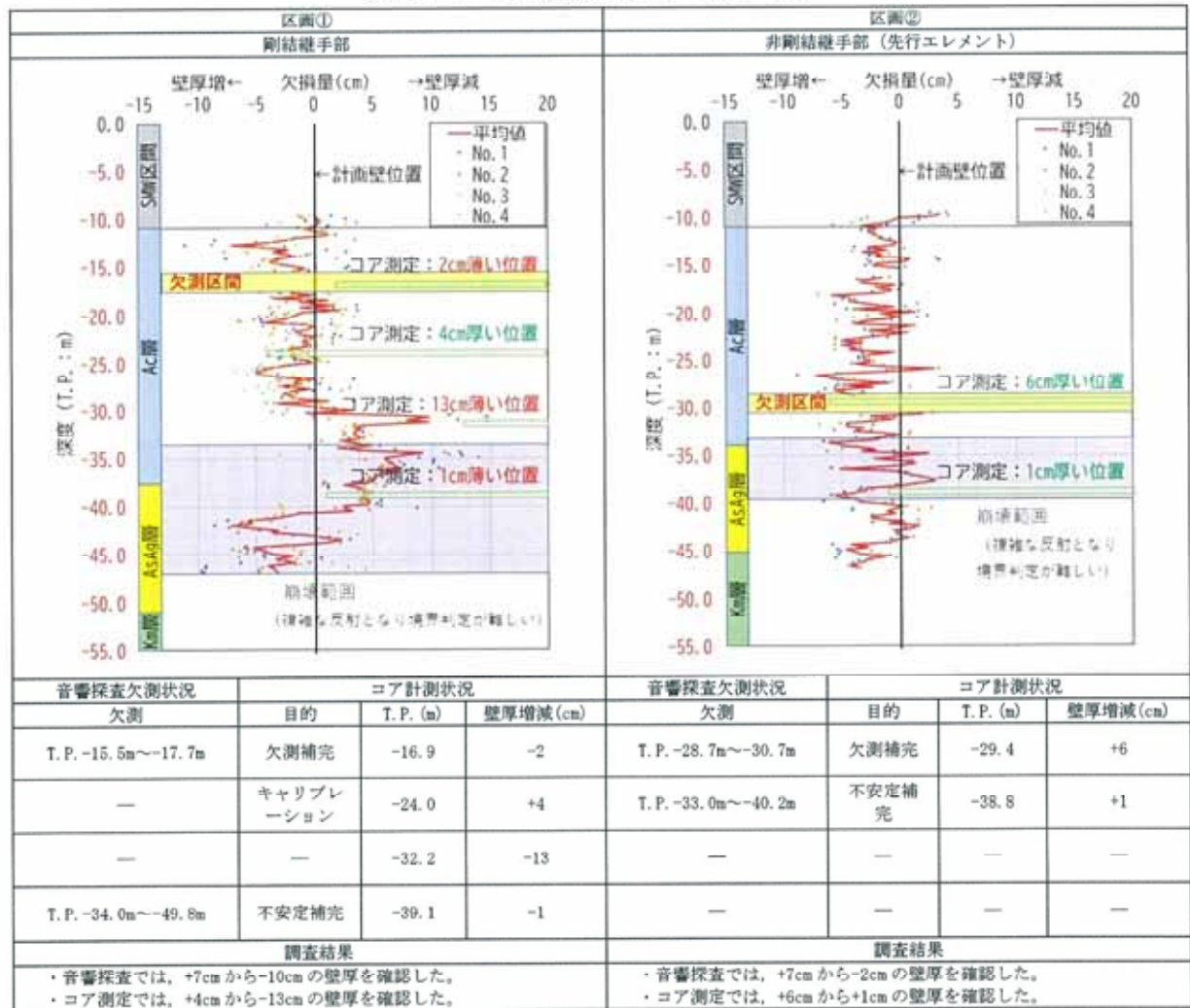


表 5.4-3 地山側調査結果一覧表 (2)

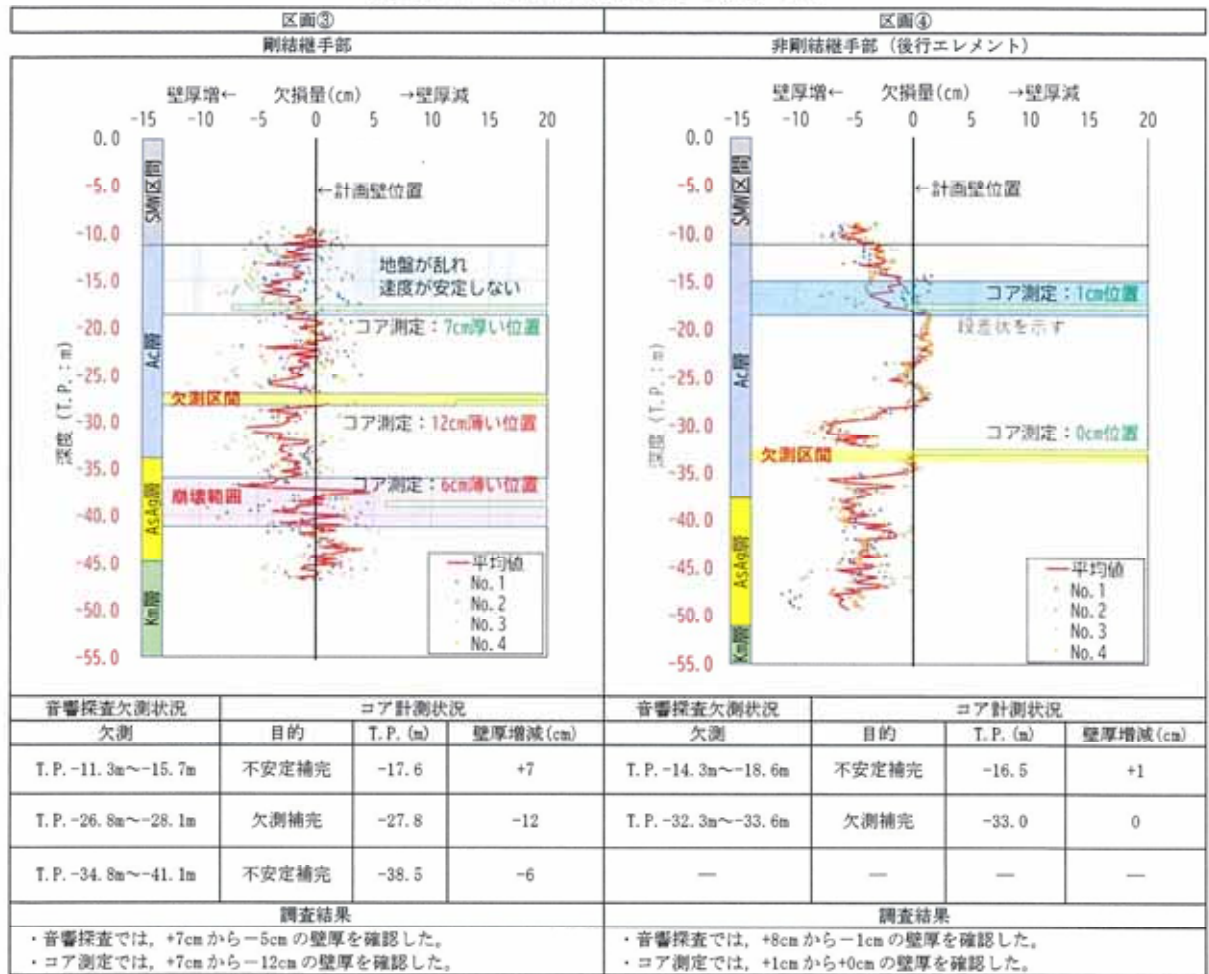


表 5.4-4 地山側調査結果一覧表（3）

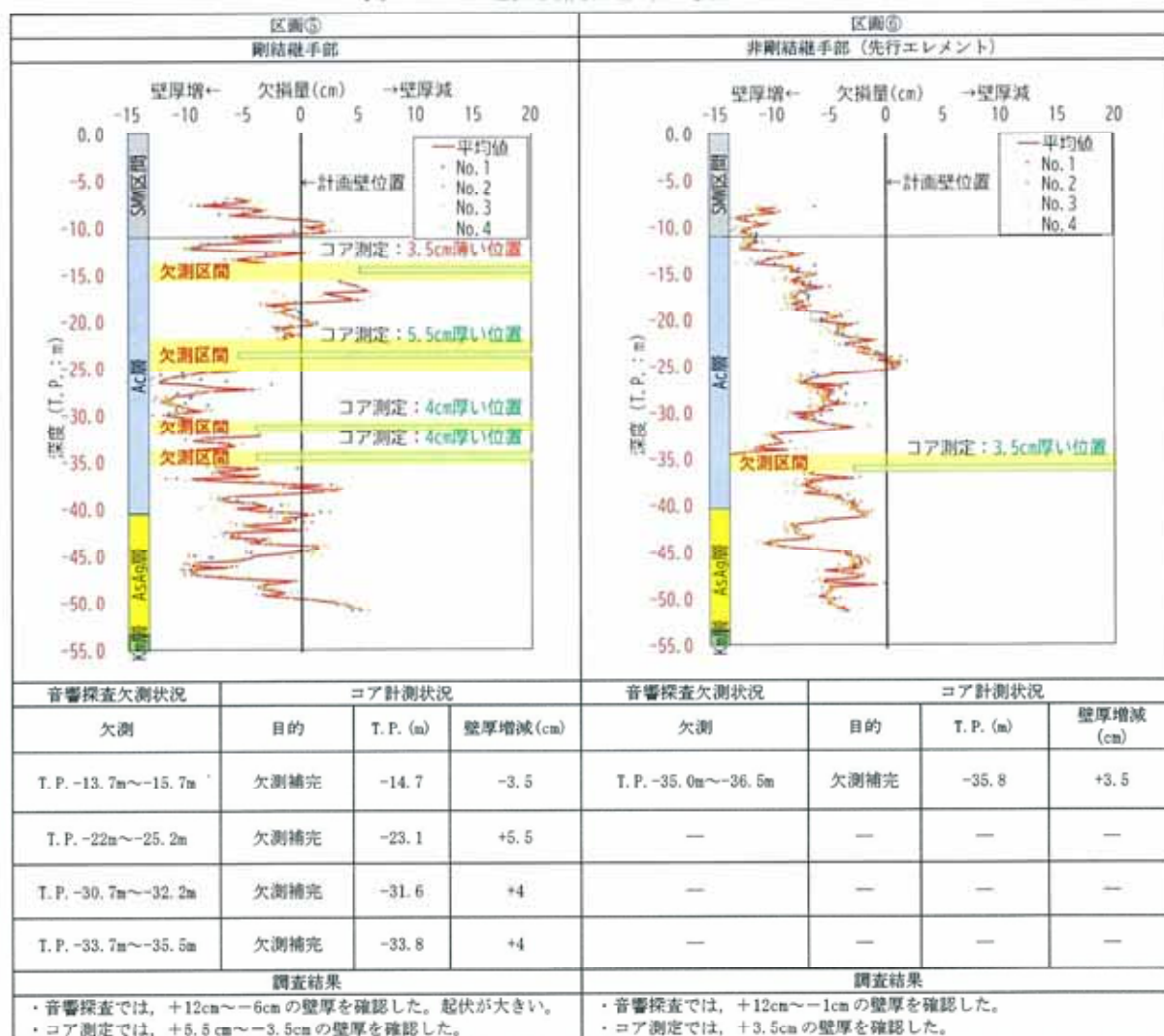


表 5.4-5 地山側調査結果一覧表 (4)

区画⑦ 剛結継手部				区画⑧ 非剛結継手部 (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)
—	測定不能補完	-13.3	+10	—	キャリブレーション	-19.8	+6.5
—	測定不能補完	-20.8	+7	—	—	—	—
—	測定不能補完	-28.5	+17	—	—	—	—
—	測定不能補完	-35.9	+6.5	—	—	—	—
—	測定不能補完	-43.1	+8	—	—	—	—
—	測定不能補完	-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測定不能であった。 - コア測定では、+17 cm～+6.5 cmの壁厚を確認した。				- 音響探査では、+10 cm～-2 cmの壁厚を確認した。 - コア測定では、+6.5 cmの壁厚を確認した。			

表 5.4-6 地山側調査結果一覧表 (5)

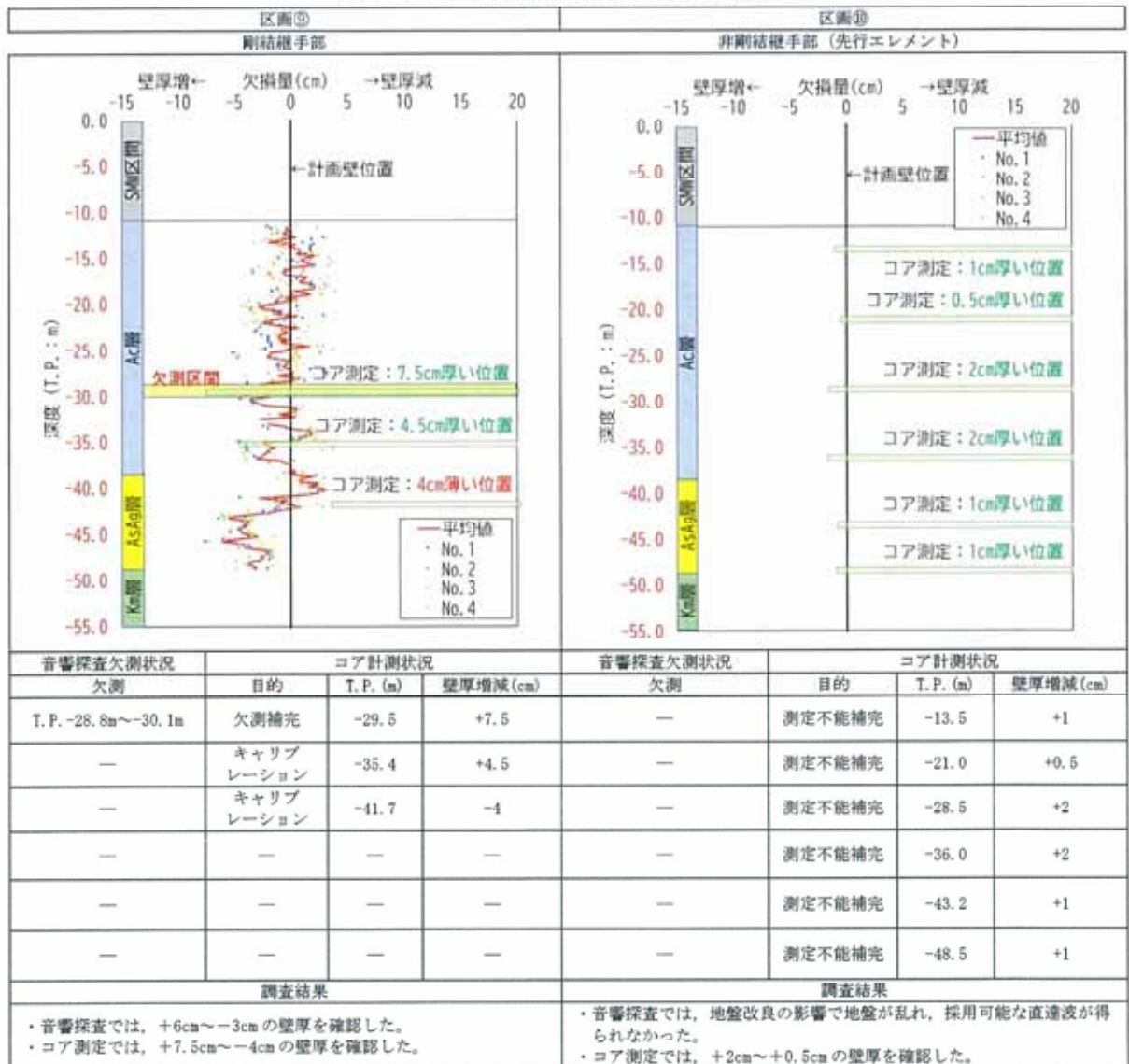


表 5.4-7 地山側調査結果一覧表 (6)

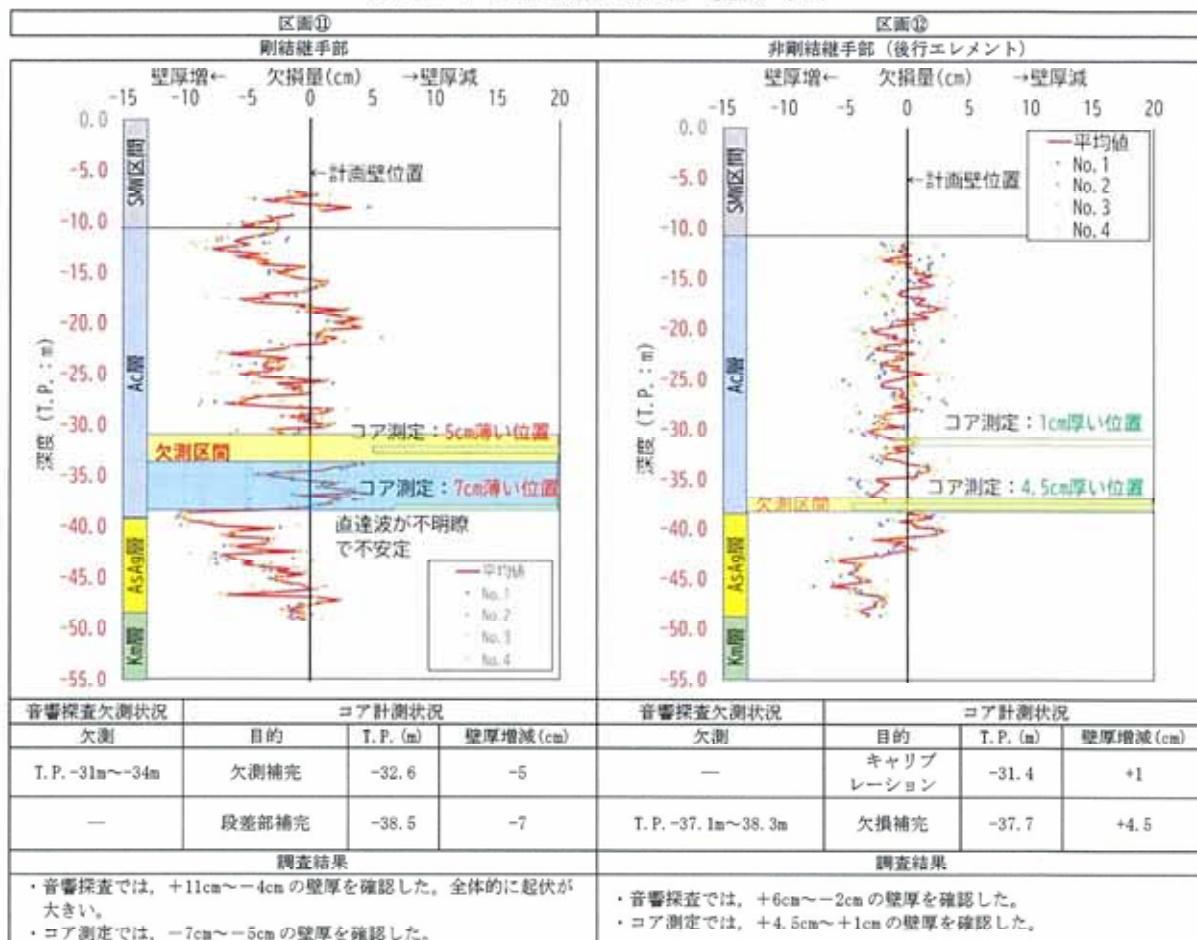


表 5.4-8 地山側調査結果一覧表 (7)

区画③ 剛結継手部				区画④ 非剛結継手部 (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)
—	測定不能補完	-14.2	+9.5	—	測定不能補完	-14.0	+1
—	測定不能補完	-21.0	+7	—	測定不能補完	-21.0	+4
—	測定不能補完	-28.4	+6	—	測定不能補完	-28.7	+5
—	測定不能補完	-36.0	-7	—	測定不能補完	-36.0	+2
—	測定不能補完	-43.1	-12	—	測定不能補完	-43.0	+2
—	測定不能補完	-48.4	+4	—	測定不能補完	-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、+9.5cm～-12cmの壁厚を確認した。				・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、+5cm～+1cmの壁厚を確認した。			

表 5.4-9 地山側調査結果一覧表 (8)

区画⑨ 剛結継手部				区画⑩ 非剛結継手部 (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. -11.3m~-18.6m	欠測補完	-13.9	-6.5	T.P. -14.5m~-22.0m	欠測補完	-17.8	+1
—	キャリブレーション	-21.8	-2	T.P. -22.7m~-25.7m	欠測補完	-23.3	+8.5
T.P. -23.8m~-35.6m	欠測補完	-25.5	-5.5	T.P. -42.0~-47.7m	不安定補完	-45.1	+3
	欠測補完	-31.4	-15	—	—	—	—
—	キャリブレーション	-39.0	+2	—	—	—	—
調査結果				調査結果			
- 音響探査では、+12cm~-1cmの壁厚を確認した。全体的に欠測区間が多い。 - コア測定では、+2cm~-15cmの壁厚を確認した。				- 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、+8.5cm~+1cmの壁厚を確認した。			

5.4.3 A北基礎の発生事象

(1) はらみ出し及びはらみ出した粘性土層の崩落

(a) シミュレーションによる再現

5.3.3(1)(a)に同じ。

(b) シミュレーションによる解析結果

5.3.3(1)(b)に同じ。

(2) 薄層地山（A c 層）の崩落（A北基礎特有事象：区画①及び⑮）

(a) 仕切板際 70cm コンクリート未充填

イ. 観察結果

A北4後行エレメントの剛結継手部において、仕切板に沿って最大深さ $t=70\text{cm}$ のコンクリート未充填箇所が確認された。

(イ) 位置及び形状

発生位置は区画①及び⑮の仕切板際で、形状は以下の通りである（図 5.4-7 から図 5.4-8）。断面を図 5.4-9、図 5.4-10 に示す。

- ・区画①：高さ 6.7m×最大幅 0.35m×最大深さ 0.7m

溝壁防護SMWの下端から上方に 2.35m，下方に 4.37m（T.P. -10.0m から -16.5m 付近）

- ・区画⑮：高さ 3.0m×最大幅 0.13m×最大深さ 0.7m

溝壁防護SMWの下端から上方に 1.15m，下方に 1.85m（T.P. -11.0m から -14.0m 付近）

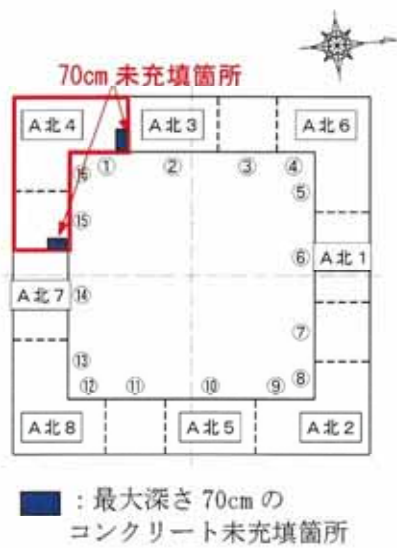


図 5.4-7 未充填箇所位置図

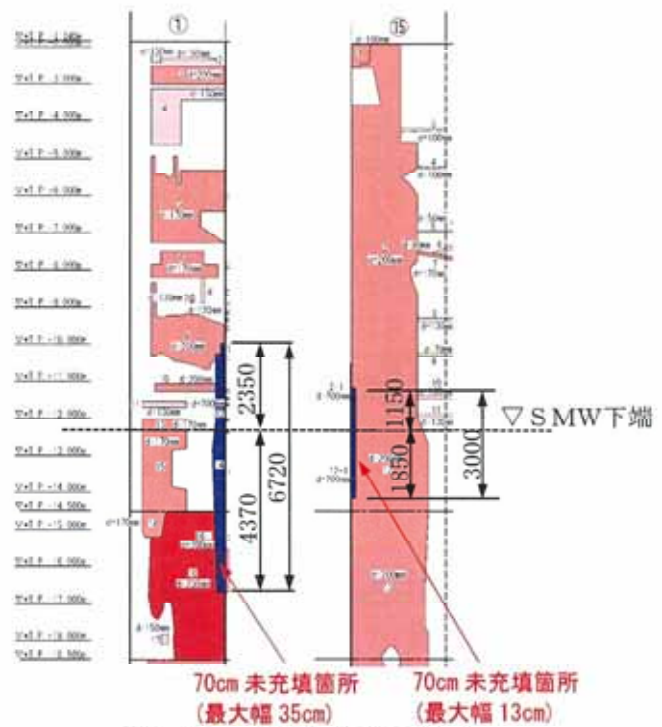


図 5.4-8 未充填箇所正面図

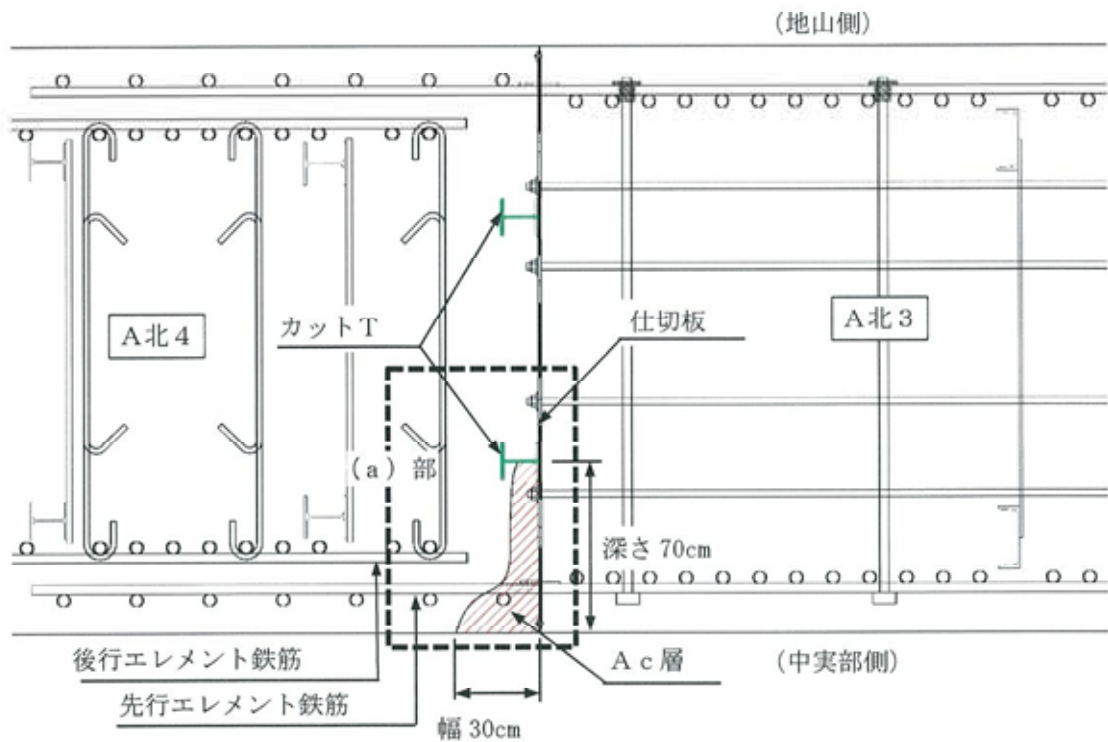


図 5.4-9 未充填箇所断面図 (SMW直下 T.P. -13.0m 付近)

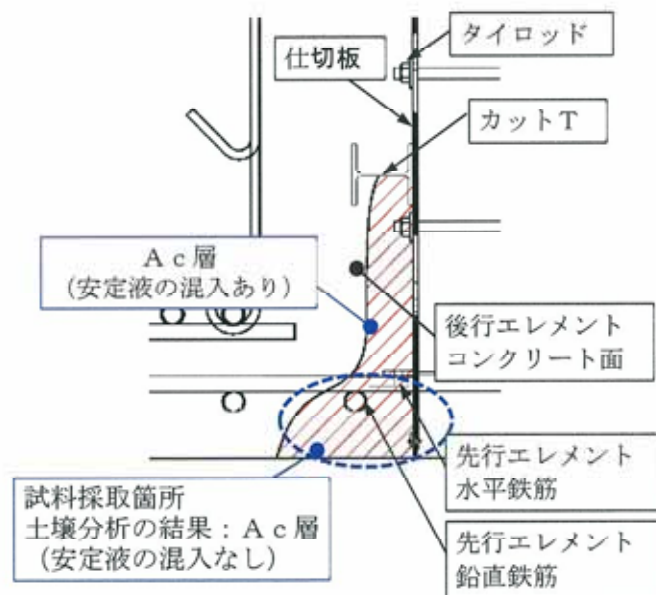


図 5.4-10 未充填箇所断面図 (SMW直下 T.P. -13.0m 付近) (a 部拡大図)

(ロ) 堆積物について

中実部側の表面から約 20 cm の範囲にある堆積物は、目視と含水比から粘性土であるという確認はできたものの、堆積物内の成分を確認するために、T. P. -13m 付近（図 5. 4-9, 図 5. 4-10 (a) 部）の試料を採取し、X 線回折分析を実施した。

判断基準は、以下のとおりである。

膨潤性粘土鉱物と言われる安定液のみに含まれる膨張性バーミキュライト、スメクタイトが 1% 程度以上含まれていれば、膨潤性があると判断でき、安定液が混入していると判断される。

X 線回折分析の結果を図 5. 4-11 に示す。

分析結果より

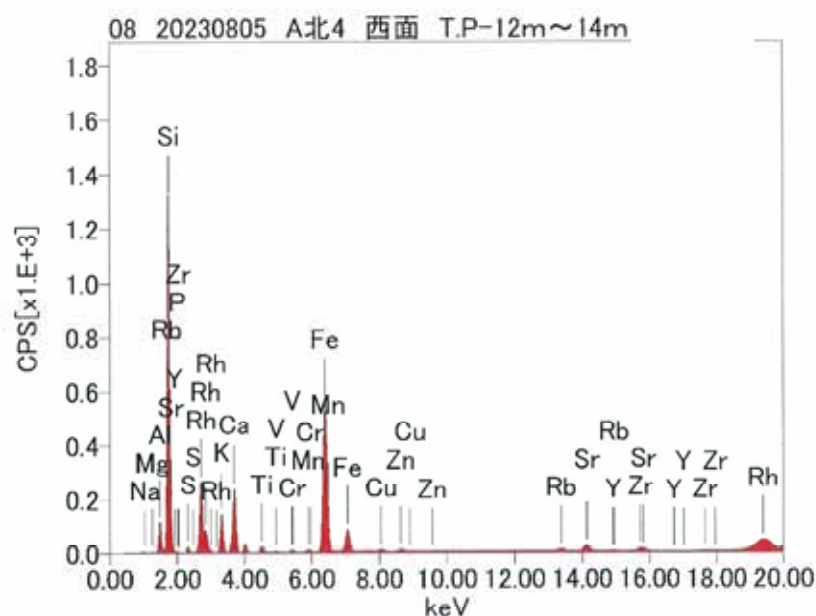
膨張性バーミキュライト：検出されず

スメクタイト：0. 6654%

カリウム：8. 2419%

よって、T. P. -13m 付近で採取した表面から約 20 cm の箇所は、安定液が混入したものではなく、カリウムの含有量から地山由来の粘性土（A c 層）であることを確認した。

土壌分析の結果、中実部側の表面から約 20 cm の堆積物は粘性土（A c 層）であり、約 20 cm から 70cm の堆積物は、目視と手で直接触った感触から安定液が混入した粘性土（A c 層）であった。土質柱状図と未充填箇所の関係を図 5. 4-12 に示す。土質柱状図からも、コンクリート未充填箇所の土質は A c 層であり、別の箇所から由来したものでは無いと判断できる。



ファイル名 : C:\Users\JEOLUSER\Desktop\2023年度\20231011 原電東海\08 20230805 A北4 西面 T.P-12m~14m
 メモ : 08 20230805 A北4 西面 T.P-12m~14m
 試料名 : 08 20230805 A北4 西面 T.P-12m~14m
 測定日時 : 2023/10/11 13:44:14

測定条件
 管電圧 : 50.000 kV 管電流 : 0.130 mA
 リアルタイム : 172.76 秒 デッドタイム : 31 %
 ライブタイム : 120.00 秒 計数率 : 60322 Counts/秒
 プリセット : ライブタイム 120.00 秒
 エネルギ範囲 : 0 - 41 keV PHA モード : T2
 雰囲気 : VAC

光学系条件
 コリメータ : 9.000 mm フィルタ : ND

定性結果
 分析元素: Na, Mg, Al, Si, P, S, K, Ca, Ti, V, Cr, Mn, Fe, Cu, Zn, Rb, Sr, Y, Zr, Rh
 フィッティング係数: 0.0380

定量条件
 サムピーク除去: 使用, 分解能補正: 使用

定量結果						
化学式	質量%	モル%	3 σ	積分強度	Kレシオ	ライン タイプ
11 Na	1.3975	1.8892	0.2750	1388	0.0019368	K
12 Mg	0.8461	1.0820	0.0615	3703	0.0017145	K
13 Al	9.7723	11.2562	0.0997	117636	0.0254306	K
14 Si	58.3327	64.5497	0.1329	1452178	0.1616189	K
15 P	0.1570	0.1575	0.0127	3637	0.0002775	K
16 S	0.6654	0.6449	0.0131	30999	0.0016037	K
19 K	8.2419	6.5515	0.0597	212666	0.0196821	K
20 Ca	10.9207	8.4687	0.0596	373370	0.0262380	K
22 Ti	0.7733	0.5021	0.0131	44656	0.0019434	K
23 V	nd					K
24 Cr	0.1814	0.1084	0.0051	19877	0.0005698	K
25 Mn	0.1448	0.0819	0.0048	17697	0.0004915	K
26 Fe	8.1638	4.5434	0.0251	1285344	0.0314374	K
29 Cu	0.0869	0.0425	0.0027	19998	0.0003866	K
30 Zn	0.0836	0.0397	0.0024	22928	0.0004186	K
37 Rb	0.0437	0.0159	0.0013	26780	0.0004608	K
38 Sr	0.1274	0.0452	0.0018	82805	0.0015194	K
39 Y	0.0051	0.0018	0.0008	3550	0.0000666	K
40 Zr	0.0565	0.0192	0.0013	40384	0.0008163	K
45 Rh				172192	0.0112978	K

図 5.4-11 X線回折分析結果



図 5.4-12 土質柱状図

ロ. 施工プロセスの確認

70cm コンクリート未充填の発生要因を推定するにあたり、A北基礎の施工プロセスのうち、A北4後行エレメントの剛結継手部、区画①及び⑬に関連する施工プロセスを抜粋して図 5.4-13(1)及び図 5.4-13(2)に示す。



図 5.4-13(1) A北4後行エレメント関連施工ステップ図 (1/2)



図 5.4-13(2) A北4後行エレメント関連施工ステップ図 (2/2)

ハ. 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70cmのコンクリート未充填が発生した要因および推定したメカニズムを以下に示す。

(イ) 薄層状の地山（A c層）の形成

「ロ. 施工プロセスの確認」より、隣接するA北3先行エレメントの施工では、溝壁の崩壊が3回発生している（図5.4-13(1)のSTEP00, STEP09, STEP11 及び表5.4-10, 図5.4-14）。その後、区画①及び⑬の周辺で調査ボーリングを実施した結果、粘性土層（A c層）はボーリングマシンによる削孔時にロッドが無回転で自沈し、既存の調査ボーリングデータ（N値1～10）に比べ強度が低下していたことから、溝壁の繰返し崩壊に伴い、地山の緩みによりA c層が軟化していることが確認された。

地山の軟化に対し、既設の溝壁防護SMWの背面側（中実部、地山部）に、高圧噴射攪拌地盤改良による溝壁防護工を追加したが、溝壁面と高圧噴射攪拌改良体との間には、長尺の最小厚さ約95cmの薄層状の地山（A c層）が形成され、特にSMW下端付近では、高圧噴射攪拌およびSMWと縁が切れるため崩落しやすい状態となった（図5.4-15 及び図5.4-16）。

表 5.4-10 A北3 崩落事象一覧表

発生区画	③, ④	①, ②, ③ 地山側	②
影響区画	①, ②, ③	①, ②, ③ 地山側	①
発生日時	2022年2月24日	2022年4月14日	2022年6月30日
発生事象	逸液による水位低下から、隣り合うエレメントから安定液の流入が発生し、その水圧に押された鉄筋かごが施工基面で受けていたジャッキから外れ、転倒した。 事後調査で、土砂崩落も発生していた。	A北3の鉄筋かご引上げ後、溝内の底浚い中、地山側の約T.P.-31から41m付近において、小規模土砂崩落を確認した。	A北3のコンクリート打設中において、打設中のコンクリート天端の沈下（A南7と比べ少量）および区画①が同時期に浅くなっている（堆積している）事象が発生した（堆積物量とコンクリート余剰量の比較により、明らかに堆積物量が多い）。コンクリート打設は、規格値の範囲で打設速度を緩め、所定の深度まで打設を継続、完了させた。
要因	透水層（介在砂層）からの逸液による安定液の水位低下 【要因】 逸液、安定液の水位低下	崩落箇所は、崩落から鉄筋かご引上げ、ハンマーグラブによる根固めコンクリート撤去、底浚いと溝内を乱している。また、崩落箇所は、Ac層に位置するが、砂層や砂礫層、有機質シルト層が互層に介在している。さらに、地下水も崩落箇所である南西面からの流向であり、事象が相まって崩落が発生したものと想定される。 【要因】 互層、地下水の流向	堆積物量とコンクリート余剰量の比較により、明らかに堆積物量が多いことから、区画①周辺の広範囲で地山崩落が発生していると推定。 打設圧力により、軟弱Ac層が区画①へ押し出され、堆積したものと推定。 【要因】 打設圧力、軟弱Ac層
対策	透水層（介在砂層）への薬液注入の実施。 ※隣接エレメントに掘削開放部のないA北2の後行エレメント未掘削部に対して実施。	崩落箇所へ流動化処理土を充填し、地山への一体化および地山自体の補強のため、鉛直縫土工を施工。	A北4の施工前に、中実部側および地山側へ高圧噴射攪拌工を施工し、地山補強を実施 また、崩落箇所から離れた区画③, ④, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧及び⑨の中実部側においては、鉛直縫土工での地山補強を実施。

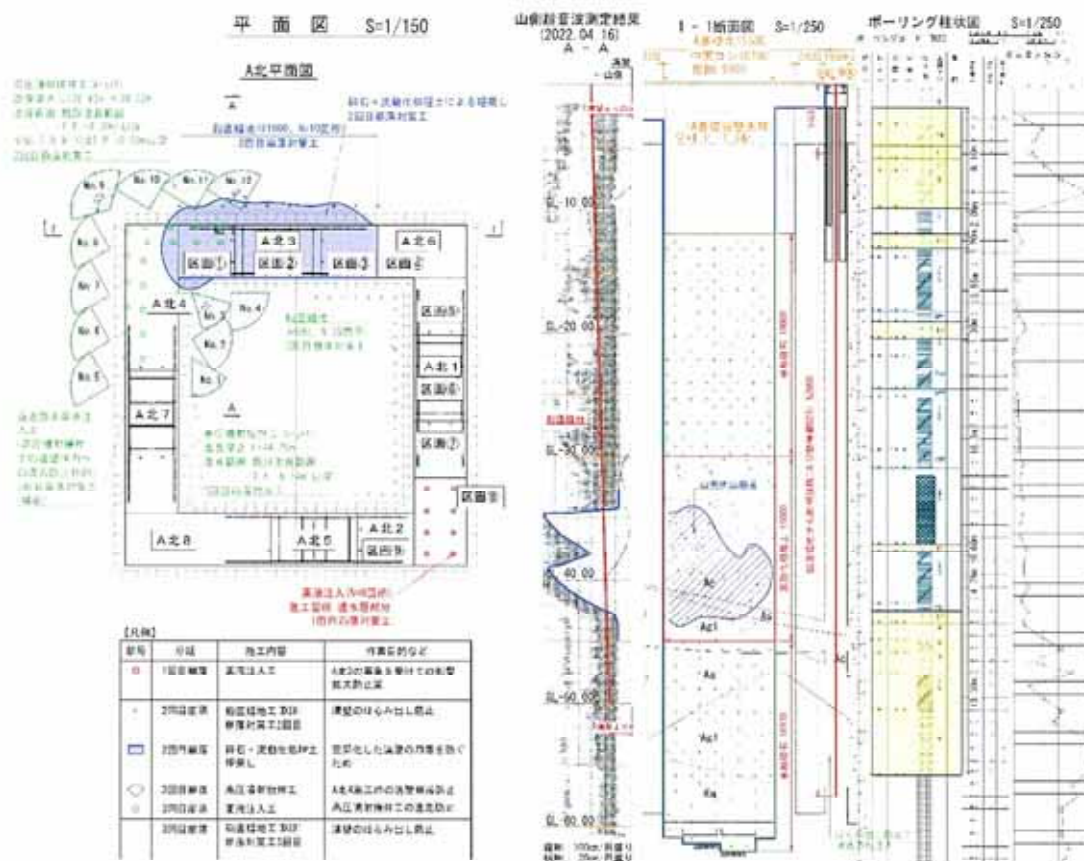


図 5.4-14 A北3 先行エレメント 崩落事象及び対策

高圧噴射攪拌工 (V-jet)
 攪拌深さ L=20.42m 中20.22m
 攪拌範囲 概略攪拌範囲
 (T.P. 9.30m) 以上
 8No. 7.8.9.10は T.P. 9.50m 以上

記号	分類	施工内容	作業目的など
○	緊急対策	高圧噴射攪拌工	A北4施工時の崩壊防止
◇	緊急対策	調査ボーリング	崩壊防止と今後の対策のため

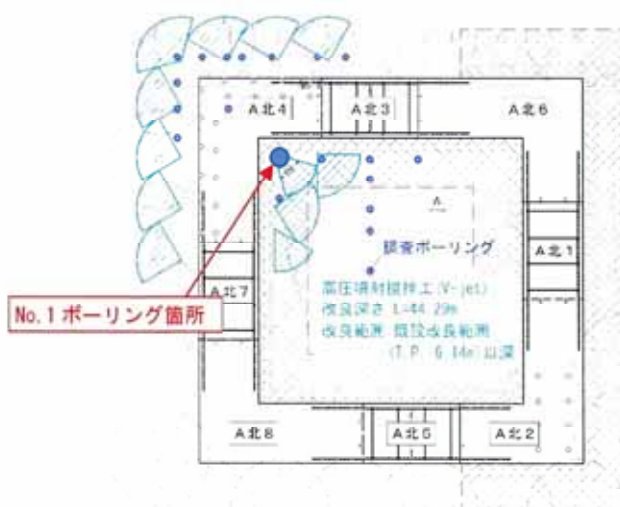


図 5.4-15 調査ボーリング及び高圧噴射攪拌 位置平面図

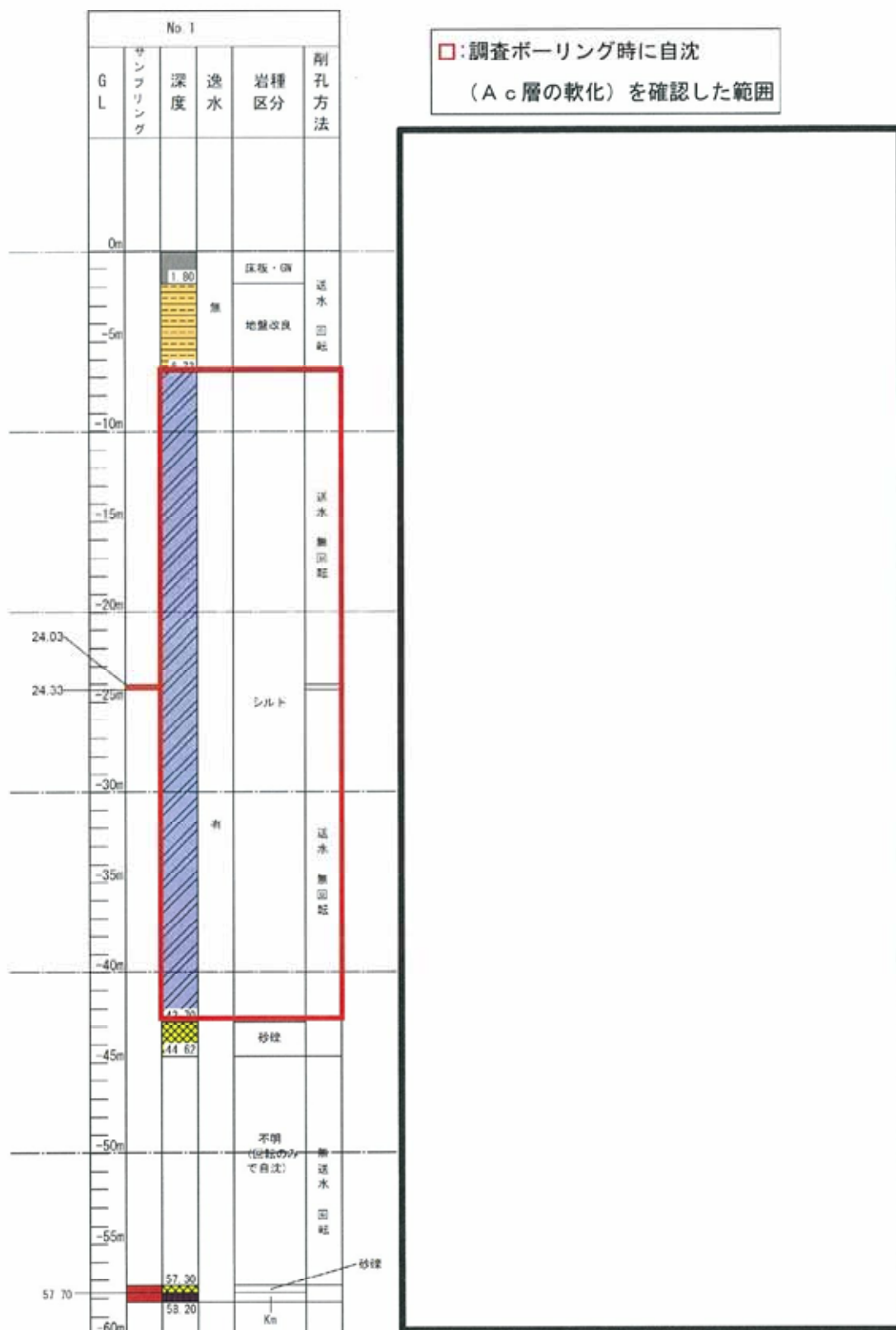


図 5.4-16 調査ボーリング No. 1 及び高圧噴射攪拌 断面図

(ロ) 仕切り板及び先行エレメントの高圧水流による清掃状況

剛結継手部の区画①と区画⑬の溝内の土砂、碎石の撤去を行い、仕切り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 5.4-17 及び図 5.4-18 に示すように、高圧噴射による清掃を実施した。

地中連続壁工法Q&A集（地中連続壁協会，平成 27 年 12 月）では，高圧水流による清掃時は安定液の地盤中への浸透による粘着力の増加の影響がなくなる可能性があることから溝壁防護が必要とされているが，粘性土は透水性が小さいため安定液の浸透による強度増加の影響は小さいことから防護を行わずに地中連続壁の構築を実施した。その結果，粘性土内の高圧水流による繰返し荷重が作用し，部分的に間隙水圧が上昇し，仕切り板付近の地山は不安定になっていた。

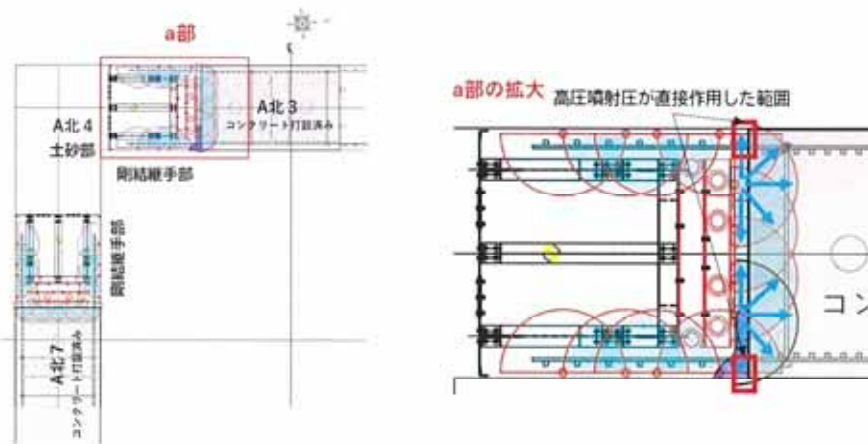


図 5.4-17 仕切り板，先行エレメント鉄筋清掃状況

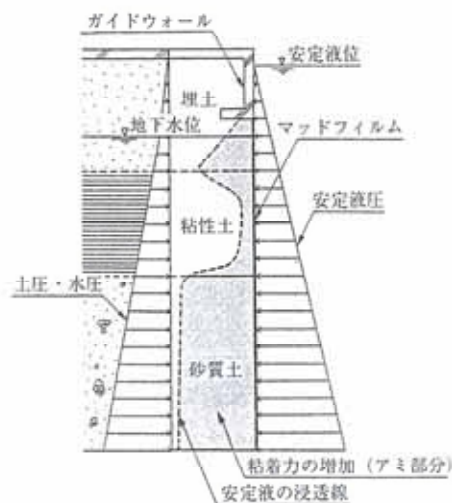


図 5.4-18 土質による安定液浸透効果

(ハ) 鉄筋形状の過密状態（仕切板付近）

剛結継手部の鉄筋は、先行エレメントと後行エレメントの重ね継手で構成されるが、仕切板から後行エレメント側の離隔約 30cm の区間に後行エレメントの鉄筋はなく、先行エレメントの鉄筋のみとなっているため、重ね継手区間に比べ、崩落土砂が地中連続壁内部へ流入しやすい状態であった（図 5.4-19）。

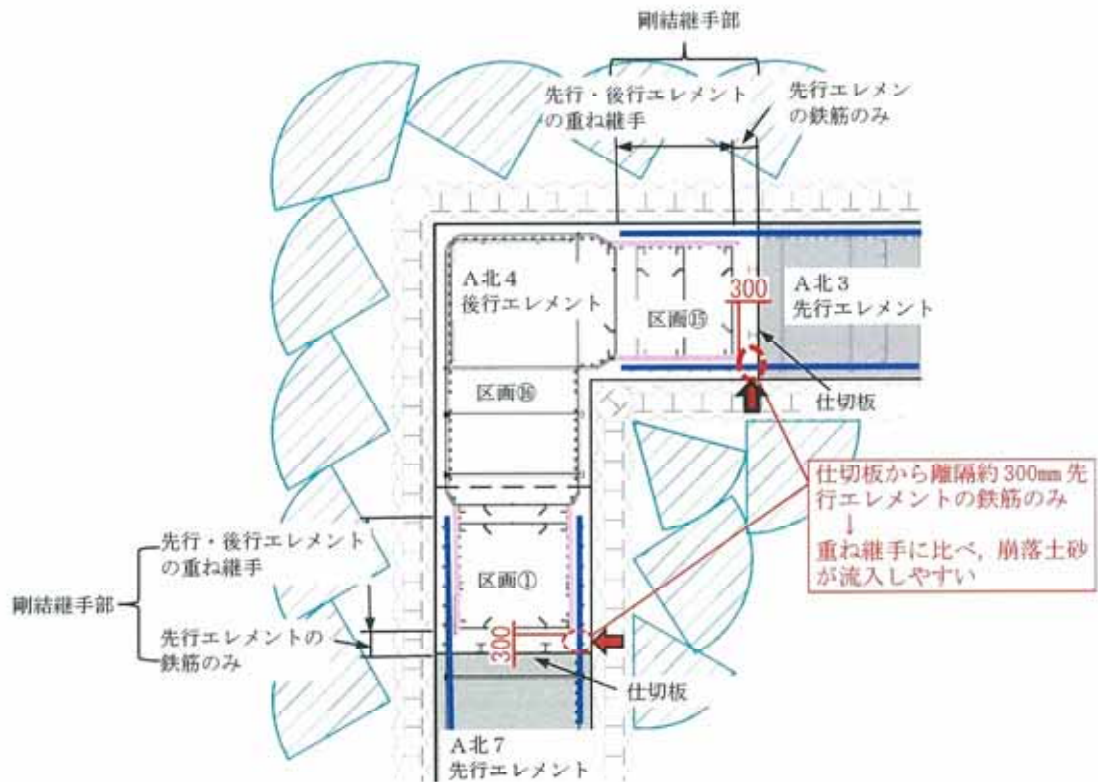
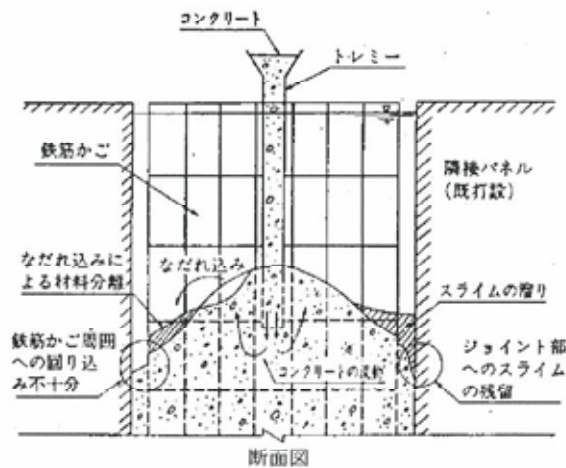


図 5.4-19 薄層地山（A c 層）の崩落模式図

(二) 仕切板付近のコンクリート打上り面の生成

地中連続壁の安定液中のコンクリートの打上りは、トレミー管先端から吐出したコンクリートがトレミー管に沿って上方に流動し、コンクリート表面に達し、表面に覆い被さるように外側に向かって流れていくものであり、コンクリートの打上り面はトレミー管設置付近が最も高く、同心円状に広がる。すなわち、トレミー管から流動距離が最長となる仕切板端部（中実部側，地山側）付近で最も低くなり、スライムが堆積しやすい箇所となる（図 5. 4-20）。



(出典：地中連続壁工法 Q&A集 平成 27 年 12 月 地中連続壁協会)

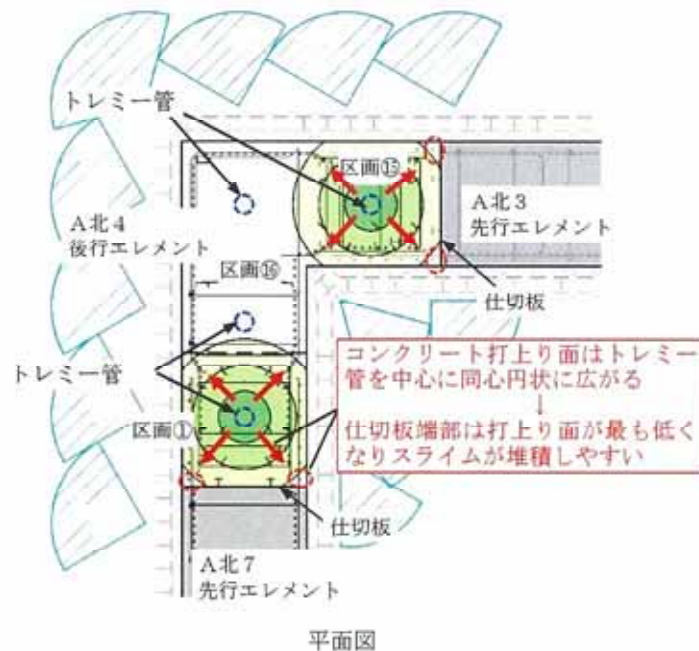
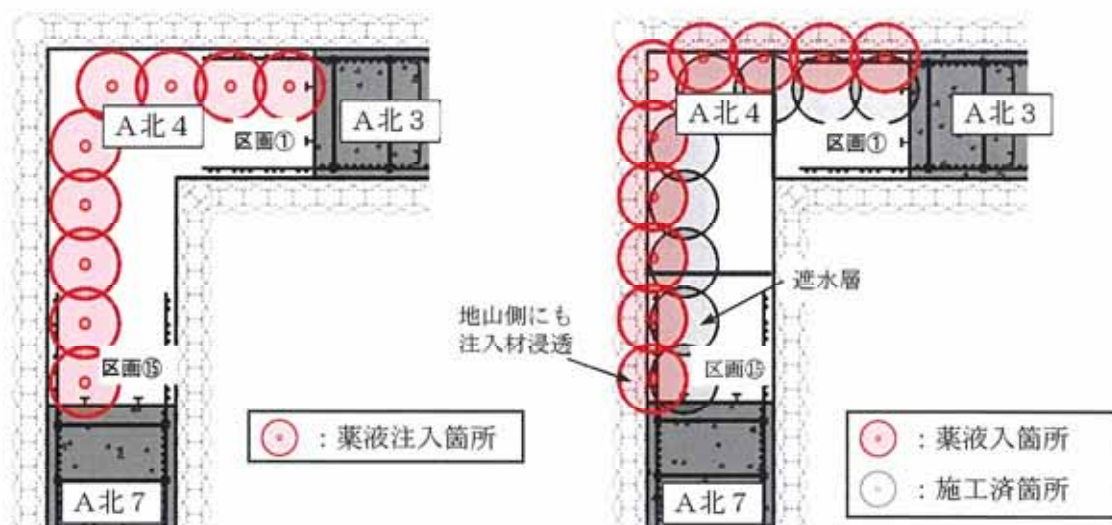


図 5. 4-20 コンクリートの未充填模式図

(ホ) 地山側における薬液注入

地山側の高圧噴射攪拌の改良体造成中に、溝壁内にエアと排泥の一部の流入が確認されたことから、剛結継手部の区画①及び⑮では埋戻し碎石内に、A北4後行エレメント（区画⑯）では掘削前の原地盤内に、逸走防止用の薬液注入（二重管ストレーナ複層式）を行っている。

薬液注入の施工順序は、図 5.4-21 に示すように、地中連続壁の中心側を先行施工し、遮水層を構築した後、地山側の施工を行っている。また、注入圧力は、各深度での安定液圧+0.2MPa 以上と設定しており、注入材は原地盤（Ac層）内に脈状に浸透したと考えられる。粘性土での薬液注入は、粘性土の圧密と薬液の硬化に伴う離しょう水の原地盤への浸透に伴い、強度増加が期待できるとされており、地山側の原地盤は、薬液注入により強度が増加していると考えられる。



STEP 1. 薬液注入（地中連続壁中心側）

STEP 2. 薬液注入（地山側）

図 5. 4-21 薬液注入 施工手順

(へ) 70cm のコンクリート未充填のメカニズムの推定

前述より、A北4後行エレメント中実側のSMW以深のコンクリート打設中に、溝壁面に打設圧力が作用することで、SMW下端付近の「高圧噴射攪拌およびSMWと縁が切れた薄層状の地山（Ac）」が押し出されて崩落し、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 5. 4-22, STEP1）。SMW区間でのコンクリート打設により薄層地山から崩落した土砂が上昇し、打上り面が最も低くなる仕切板際に押付けられ、70cm のコンクリート未充填が発生したと考えられる（図 5. 4-22, STEP2）。一方、地山側は、薬液注入を施工しているため、未充填深さは、中実部側に比べ小さいと考えられる。中実部側の壁面から水平コアボーリングを行った結果、地山側の未充填の深さは、区画①で最大 14cm、区画⑮で最大 10cm と、中実部側の 70cm に比べ小さいことが確認された。

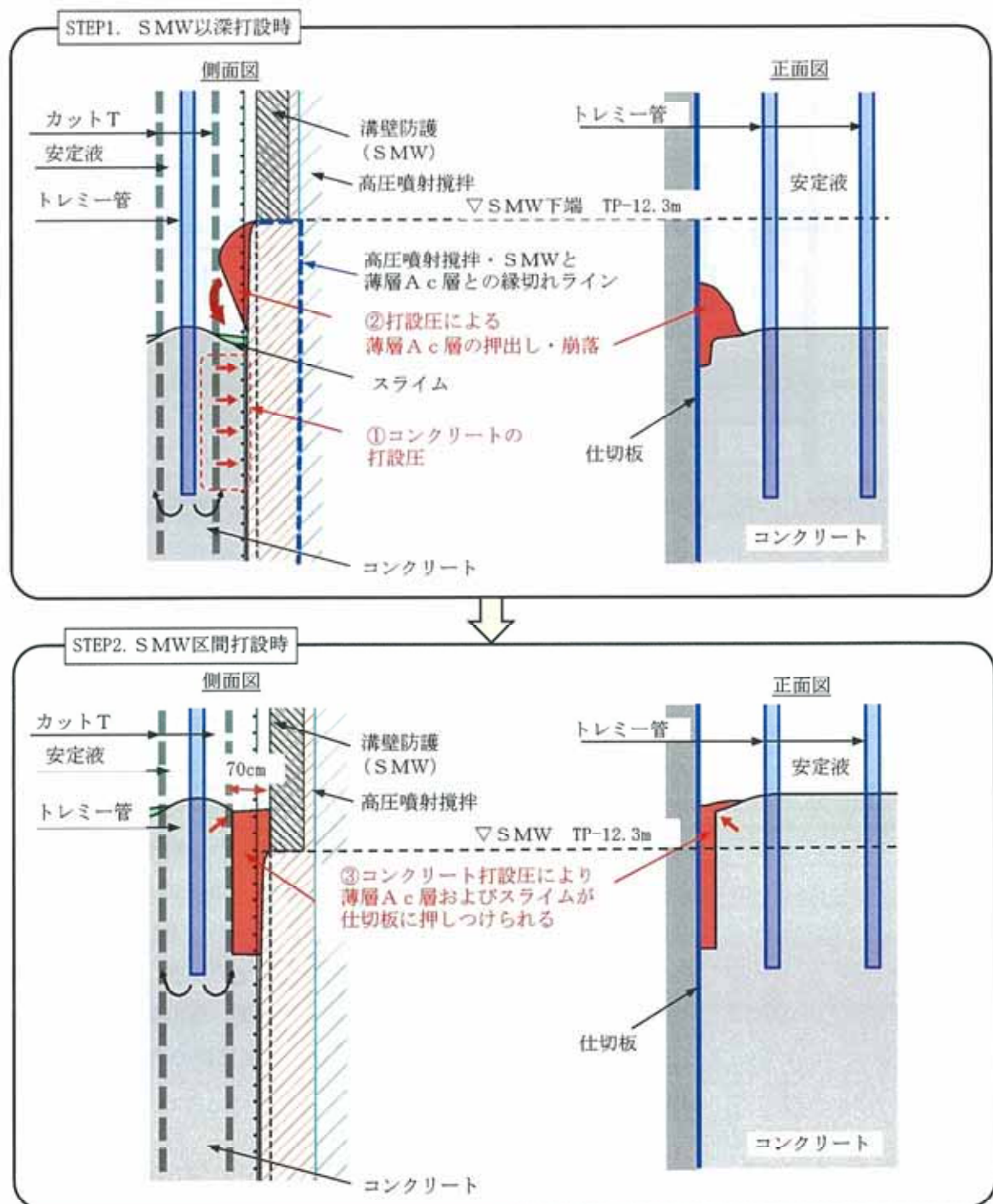


図 5.4-22 薄層地山 (Ac層) の堆積メカニズム

ニ. 発生メカニズムの検証

(イ) 薄層状の地山の崩落

通常、コンクリートの打設圧力は地山に伝達されるが、薄層地山の場合、背面側に高圧噴射攪拌、上端にSMWと、剛性の高い仮設構造物に囲まれている。そのため、コンクリートの打設圧力は地山に伝達されず、高圧噴射攪拌を介して溝壁面に反力として作用することになり、安定液圧を超過する深度において、薄層地山の崩落が発生したと考えられる(図5.4-23)。

検証結果を以下に記載する。

高流動コンクリートの打設圧力は、「高流動コンクリートの流動性の保持と側圧挙動に関する研究」⁶に記載されている下記の式を参考に、 P_c = 約180.9kN/m²とする。

$$P_c = K_p \times W_c \times V_h \times T_{pmax} \text{ ----- ①}$$

ここに、 P_c : コンクリートの打設圧力(kN/m²)

K_p : 側圧係数(1.0とする)

($V_h > 2.5\text{m/hr}$ の時1.0, $V_h \leq 2.5\text{m/hr}$ の時0.9)

W_c : コンクリートの安定液中の重量(kN/m³)

(24.5-10.1=13.4kN/m³)

V_h : 打ち込み速度(m/hr)(標準3.0m/hrとする)

T_{pmax} : 側圧最大となるまでの時間(hr)

(生コンクリートのスランプフロー試験結果より, 4.5hr)

$$P_c = 1.00 \times 13.4 \times 3.0 \times 4.5 = 180.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

一方、コンクリートの打設圧力 P_c に対し、溝壁の安定を保持するために必要な安定液高さ H は、安定液の単位体積重量を $\gamma = 10.4\text{kN/m}^3$ とし

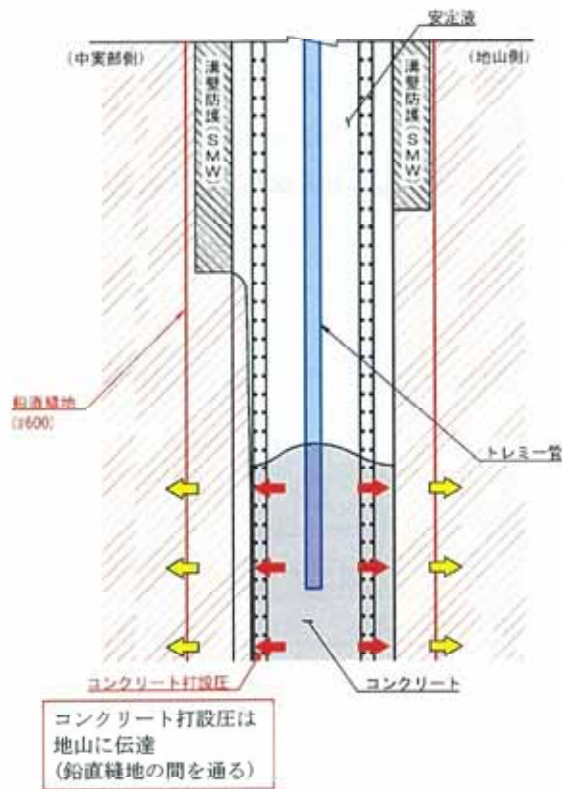
$$H = 180.9 / 10.4 = 17.3\text{m より}$$

安定液の上面深度T.P.+2.2mとすると、下面深度はT.P.-15.1mとなる。

よって、コンクリートの打設圧力が安定液圧を超過し、薄層地山が崩壊しやすい深度は、T.P.-15.1m付近と考えられ、70cmのコンクリート未充填が生じた下端深度(区画①のT.P.-16.5m付近、区画⑬のT.P.-14.0m付近)と概ね整合していることを確認した。

⁶ 大友ら, コンクリート工学年次論文集 Vol.18, No.1, 1996, p.135-140

一般部（鉛直縫地施工箇所の例）



A北4 後行エレメント（高圧噴射攪拌）

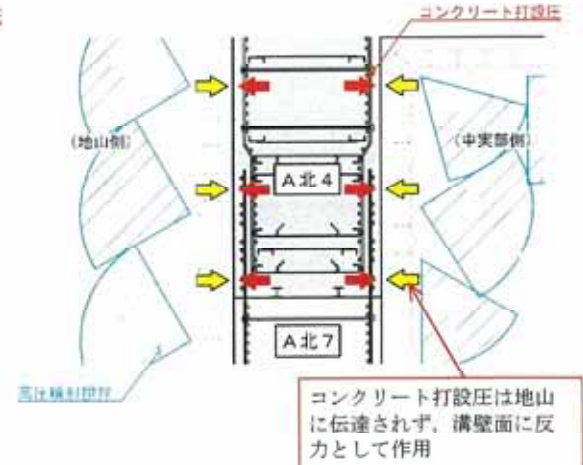
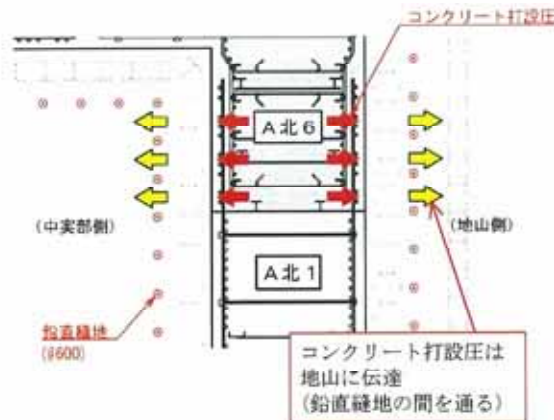
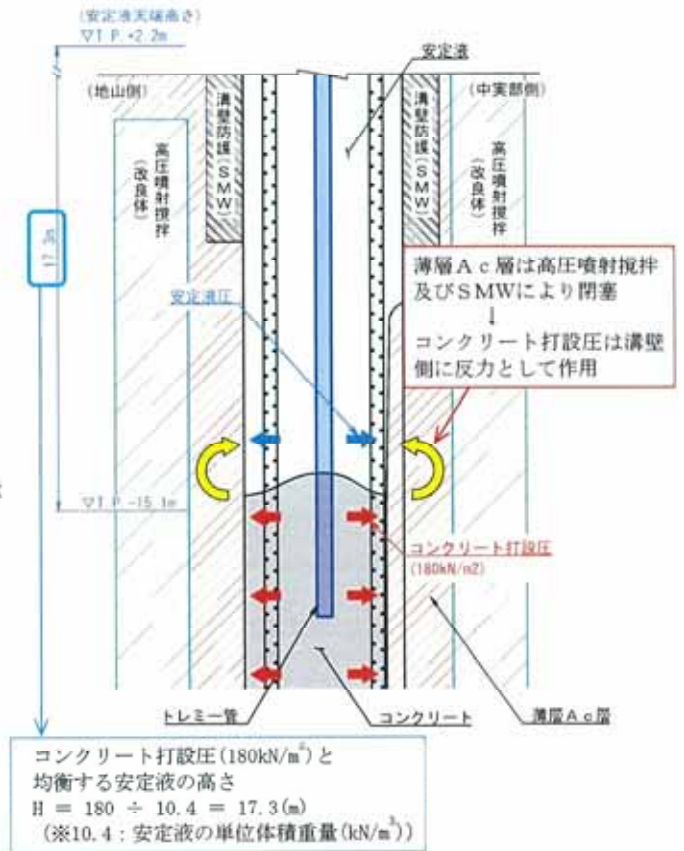


図 5.4-23 コンクリート打設圧力の作用イメージの比較

(ロ) 地山側 水平コアボーリング探査結果

水平コアボーリングを行った結果を図 5.4-24 から図 5.4-25 に示す。地山側のコンクリートの未充填深さは、区画①で最大 14cm、区画⑬で最大 10cm と、中実部側の 70cm に比べ小さいことから、コンクリート未充填のメカニズムの推定と概ね整合していることを確認した。

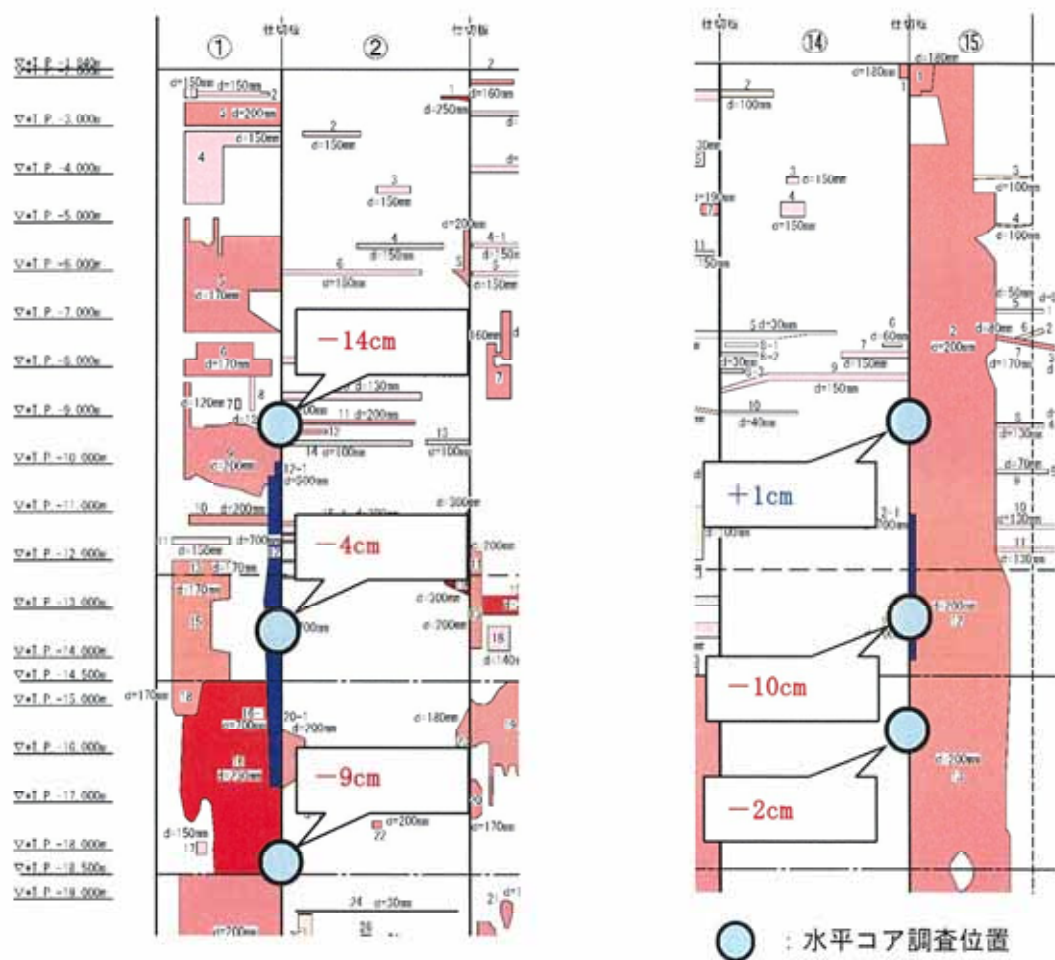
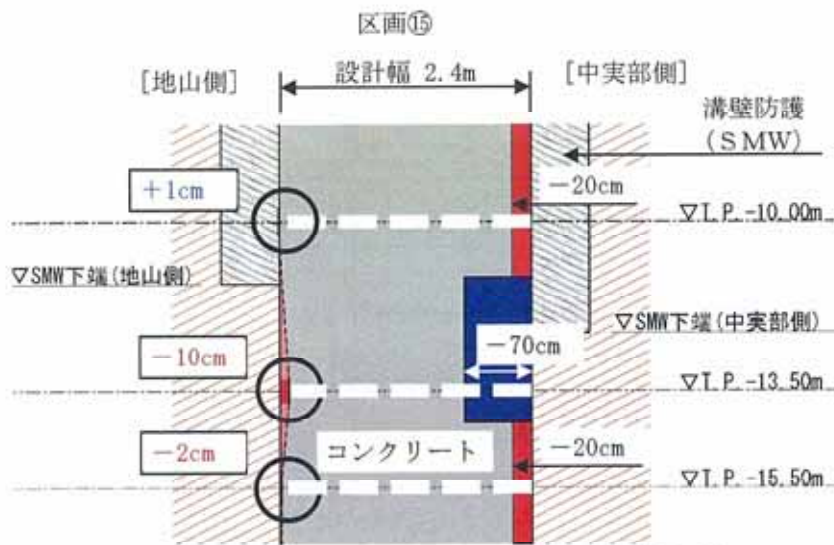
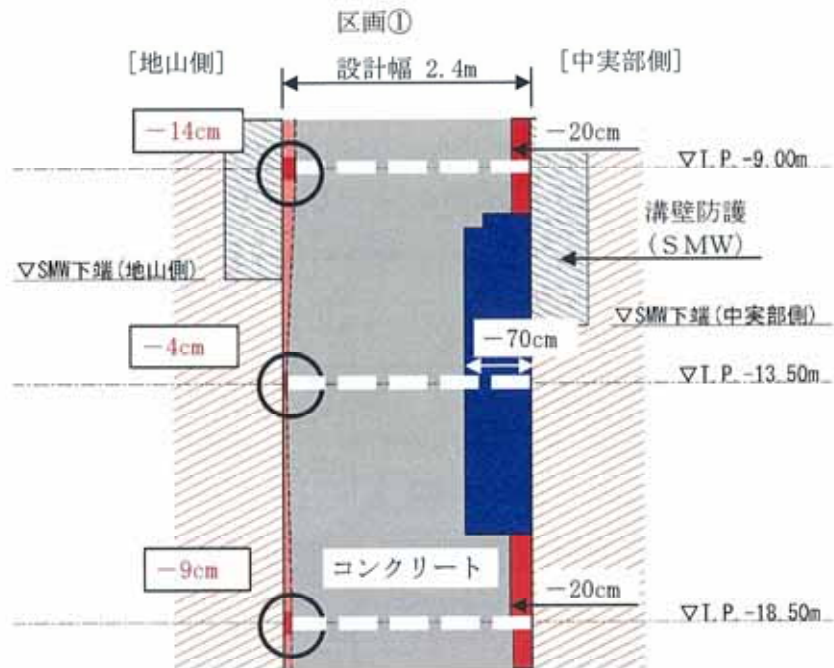


図 5.4-24 水平コアボーリング探査結果位置図



※未充填深さの表記は、設計幅に対してコンクリート側をマイナス（-）、溝壁側をプラス（+）としている。
 ※地山側の未充填部は、水平コアボーリングの結果を元に、測定高さ間を線で結んだものである。

図 5.4-25 水平コアボーリング探査結果側面図（仕切板際）

ホ. 要因の推定

「要因分析」の結果を図 5.4-26 に示す。このうち、主要な要因を次頁以降に記載する。

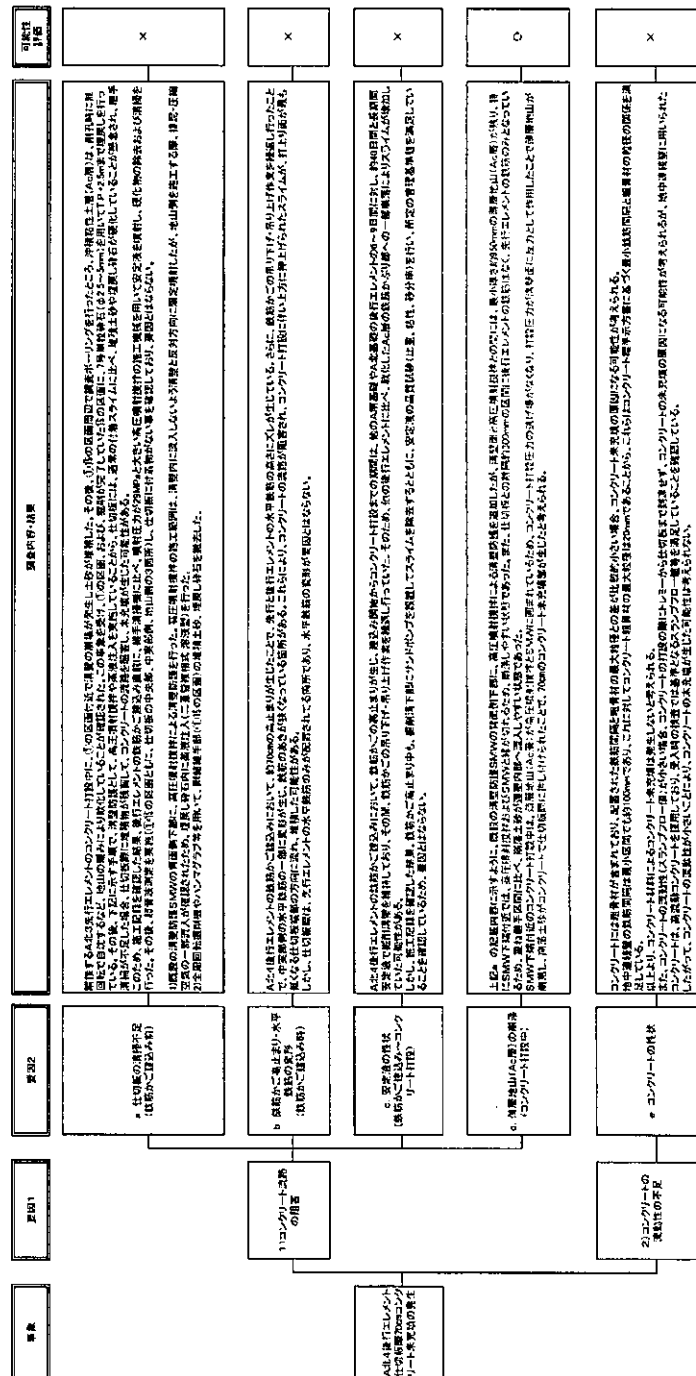


图 5.4-26 要因分析

(b) 鉄筋かぶり部コンクリート未充填

「5.4.3 (1) 仕切板際 70cm コンクリート未充填」に記載したように、SMW下端付近のコンクリートを打設中に、打設圧力により薄層地山（A c 層）が押出されて崩落し、スライムや崩落土砂が増加していた。

スライムや崩落土砂は、コンクリートと一緒に上方に押し上げられず、鉄筋かぶり部に押付けられ堆積したことで、広範囲にコンクリート未充填が発生した。

地山側は、中実部側と同様に薄層地山（A c 層）が存在しているが、地山側では、埋戻し砕石内に逸走防止用の薬液注入を行っており、注入材の一部が薄層地山内に浸透しているため、SMW下端付近の崩落規模は小さく、未充填の範囲や深さは小さくなった（図 5.4-27）。

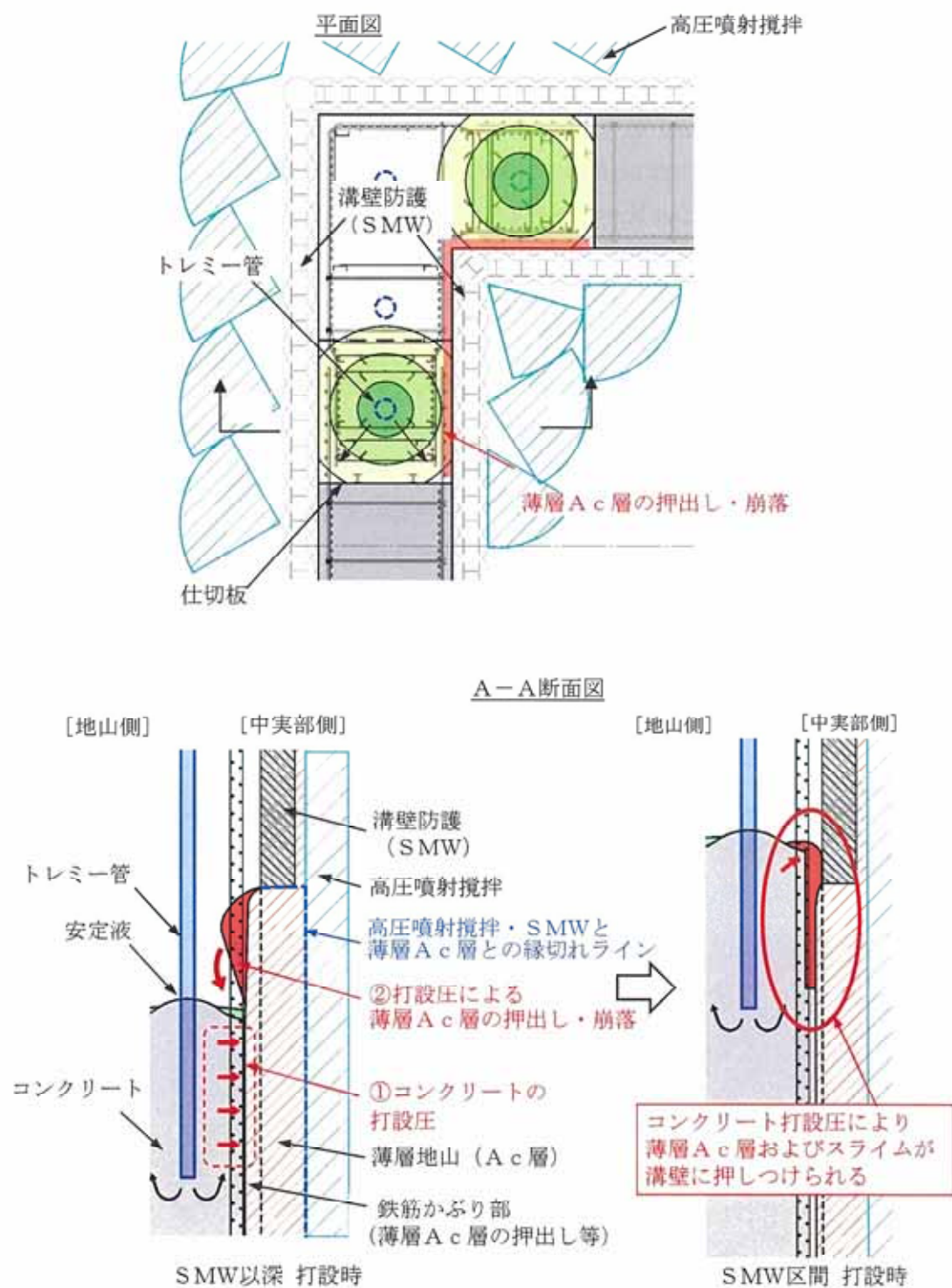


図 5.4-27 薄層地山 (A c層) の崩落・コンクリート未充填イメージ

(3) はらみ出しと崩落土砂の押し上げによる未充填部の発生

(A北基礎中実部側の特有事象)

粘性土(Ac層)の層厚は、A南基礎では約15m～21mに対し、A北基礎では約31mから33mとなり、約1.8倍厚く堆積している(図5.4-28)。また、掘置き期間も、A南基礎では24日から260日に対し、A北基礎では30日から463日と相対的に長く、特にコンクリート未充填が確認された区画①、③、⑦、⑨、⑬及び⑮では、109日～463日と長期に及んでいる(表5.4-11)。

これらにより、中実部側のSMW以深の区間においては、A南基礎に比べ、鉄筋かぶり部への粘性土(Ac層)のはらみ出し・崩落が広範囲で発生し、さらに、崩落土砂を多く含んだスライムも増加していた。SMW以深では、はらみ出した粘性土(Ac層)が鉄筋かぶり部に残留するのに対し、SMW区間では、はらみ出しが生じないためSMW以深で発生した崩落土砂を多く含んだスライムがコンクリート打設に伴って押し上げられ、SMW区間の鉄筋かぶり部に流入した(図5.4-29)。

なお、地山側については、中実部側に比べ、Ac層のはらみ出し量は小さいことから、崩落土砂を多く含んだスライムの発生も少なかった。

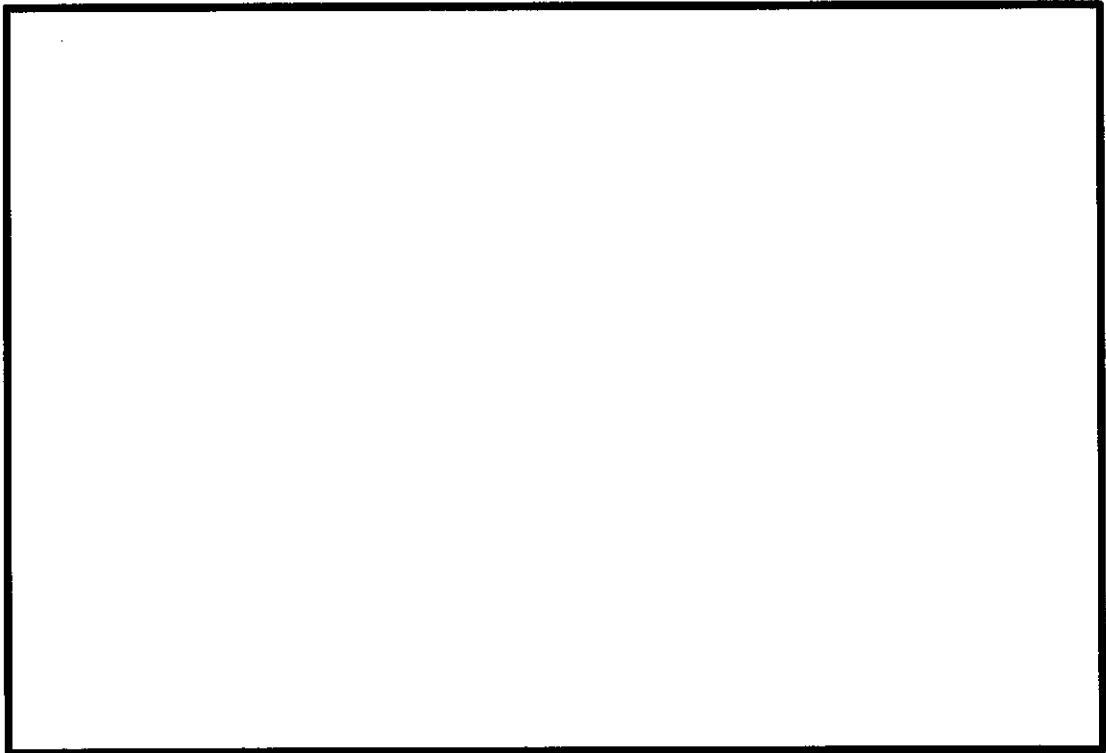


図 5.4-28 粘性土の層厚

表 5.4-11 剛結継手部の掘置き期間

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

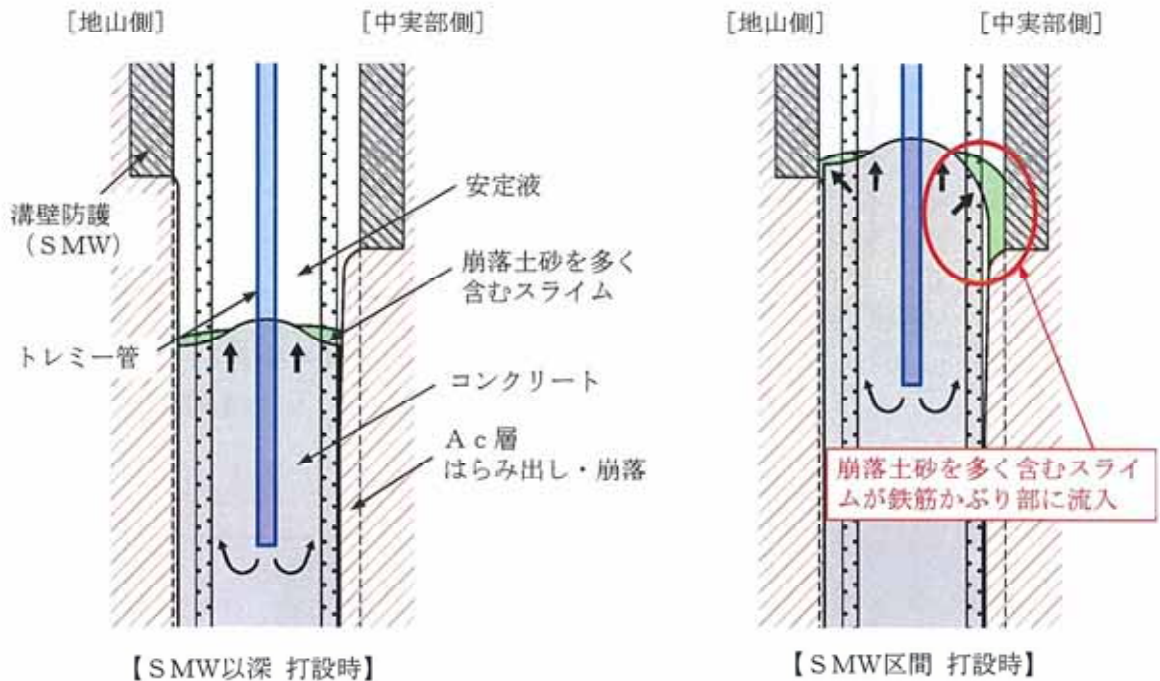


図 5.4-29 剛結継手部（SMW区間）スライム堆積 模式図

(4) SMW壁の変位によるコンクリート流路障害（A北基礎特有事象：区画⑮）

(a) 概要

中実部の掘削進捗に伴い、SMWのソイルセメントが、区画⑮の鉄筋かぶり部に変位していることが確認された。

地中連続壁の溝壁防護工として、SMWの施工は完了していたが、深部液状化対策工（超多点注入工）の施工において、SMWの一部が干渉したことから、SMWの撤去・再構築を行った。そのため、既設と新設のSMW境界面は、一体化しない鉛直打継ぎ目（不連続部）が生じたことで、変位しやすい状態になっていた（図5.4-30）。

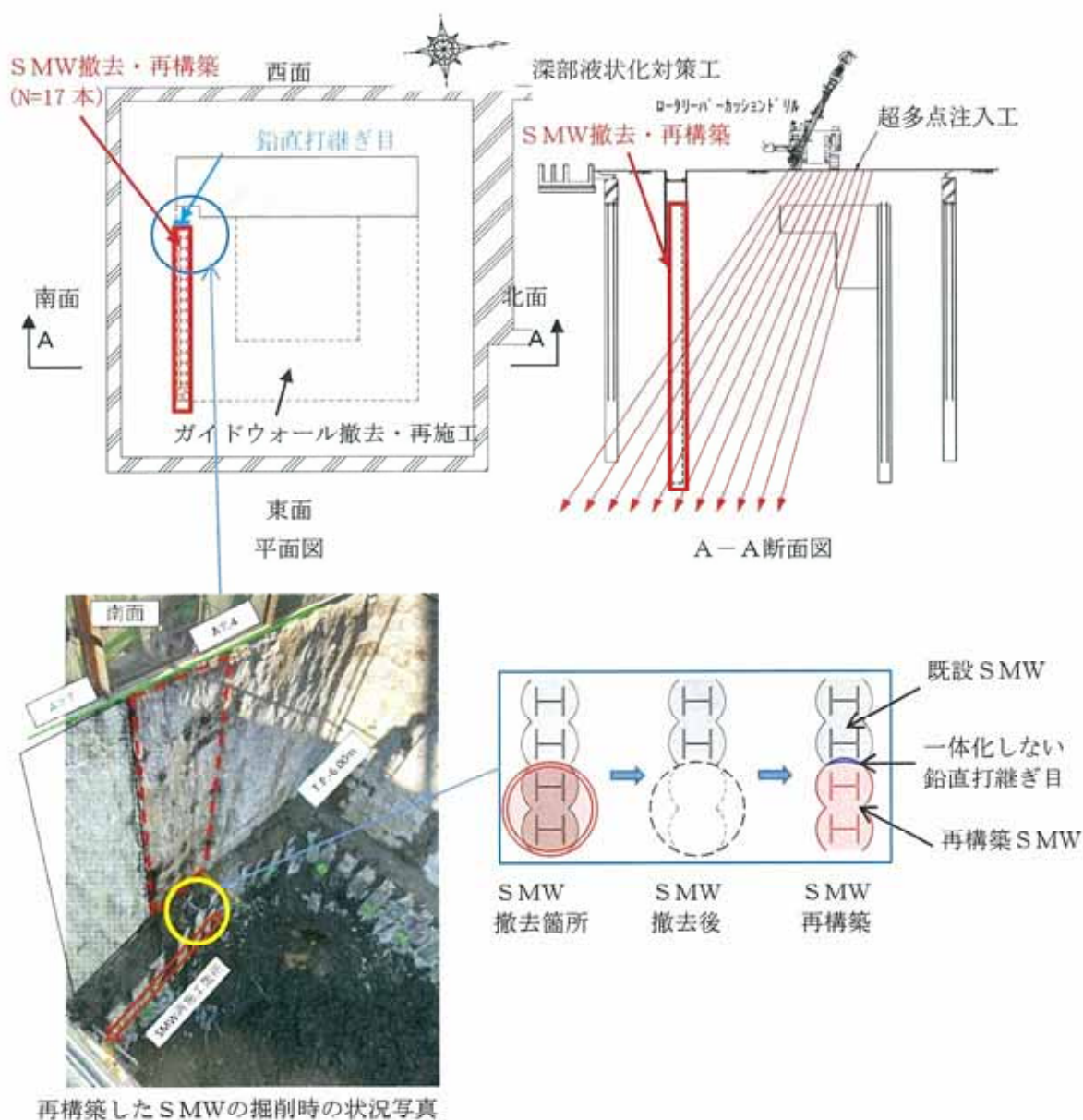


図 5.4-30 既設SMWと再構築SMWの境界面に不連続部の発生

また、区画⑮周辺の地山は、図 5.4-16 に記載したように、A 北 3 先行エレメント施工時の溝壁の崩壊により地山側及び中実部側の地山に緩みが確認された。

これらにより、A 北 7 先行エレメントの鉄筋かごを設置後、溝壁周辺に繰返し作用する地中連続壁掘削機の上載荷重、地山の応力開放等により、既設と新設の SMW 境界付近でずれが生じ、SMW が地中連続壁側に変位（約 10cm）したことで、コンクリート流路を阻害し、コンクリートの未充填が発生した（図 5.4-31）。

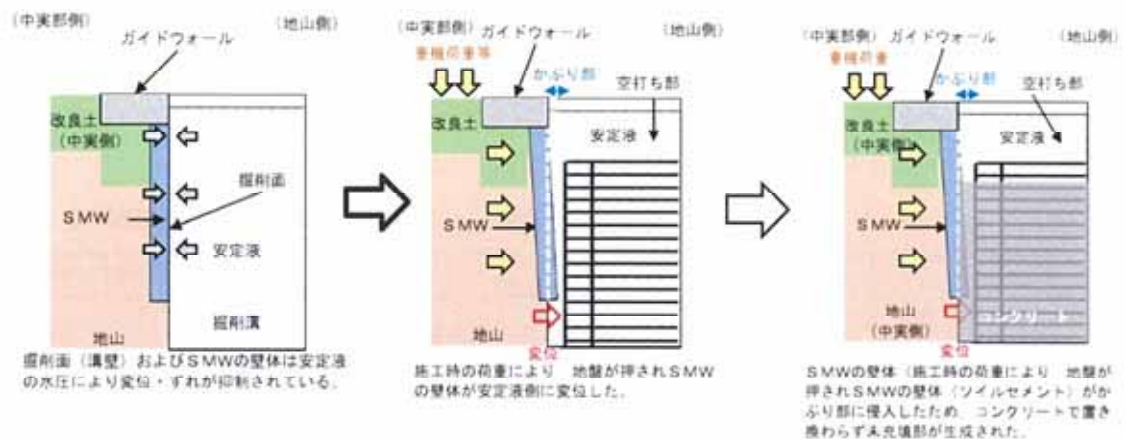


図 5.4-31 SMWの変形によるコンクリート流路の阻害

(5) 安定液の混入またはスライムの巻込み（南北基礎共通事象）

(a) 地山側の検証（非剛結継手部）

イ. 音響探査と水平コアボーリングによるコンクリート充填状況の確認

A南基礎同様に、非剛結継手部の先行・後行エレメントの地山側において、音響探査を行い、コンクリート充填状況を確認した。また、音響探査で欠測区間が生じた箇所は、水平コアボーリングで補完した。

計測結果を表 5.4-12 に示す。計測結果より、設計壁厚 2.4m に対し、非剛結継手部では、音響探査で-2cm から+12cm、水平コアボーリングで 0cm から+8.5cm であり、有効壁厚として、設計壁厚から減じる表面のコンクリート劣化部分は 2cm 以下となった。

表 5.4-12 A北基礎 地山側のコンクリート充填状況 計測結果

区画	種別	音響探査			水平コアによる厚さ確認		
		結果 ※右記の欠測箇所を除く	欠測箇所		目的	TP(m)	結果
②	先行	+7cm~-2cm	T.P.-28.7m	～ T.P.-30.7m	欠測補完	T.P.-29.4m	+6.0cm
			T.P.-33.0m	～ T.P.-40.2m	不安定補完	T.P.-38.8m	+1.0cm
④	後行	+8cm~-1cm	T.P.-14.3m	～ T.P.-18.6m	不安定補完	T.P.-16.5m	+1.0cm
			T.P.-32.3m	～ T.P.-33.6m	欠測補完	T.P.-33.0m	+0.0cm
⑥	先行	+12cm~-1cm	T.P.-35.0m	～ T.P.-36.5m	欠測補完	T.P.-35.8m	+3.5cm
⑧	後行	+10cm~-2cm	-	～ -	キャリブレーション	T.P.-19.8m	+6.5cm
⑩	先行	地盤改良の影響で地盤が乱れ、 音響探査不可能のためコアにて補完	-	～ -	測定不能補完	T.P.-13.5m	+1.0cm
					測定不能補完	T.P.-21.0m	+0.5cm
					測定不能補完	T.P.-28.5m	+2.0cm
					測定不能補完	T.P.-36.0m	+2.0cm
					測定不能補完	T.P.-43.2m	+1.0cm
					測定不能補完	T.P.-48.5m	+1.0cm
⑫	後行	+6cm~-2cm	-	～ -	キャリブレーション	T.P.-31.4m	+1.0cm
			T.P.-37.1m	～ T.P.-38.3m	欠測補完	T.P.-37.7m	+4.5cm
⑭	先行	地盤改良の影響で地盤が乱れ、 音響探査不可能のためコアにて補完	-	～ -	測定不能補完	T.P.-14.0m	+1.0cm
					測定不能補完	T.P.-21.0m	+4.0cm
					測定不能補完	T.P.-28.7m	+5.0cm
					測定不能補完	T.P.-36.0m	+2.0cm
					測定不能補完	T.P.-43.0m	+2.0cm
					測定不能補完	T.P.-48.5m	+2.0cm
⑮	後行	追而	-	～ -	欠測補完	T.P.-17.8m	+1.0cm
					欠測補完	T.P.-23.3m	+8.5cm
					不安定補完	T.P.-45.1m	+3.0cm

ロ、コンクリートコア強度試験結果による地中連続壁コンクリートの評価

A南基礎同様に、コンクリートの標準供試体強度および、実際の地中連続壁から採取したコア強度試験について、A北基礎の結果を表 5.4-23 及び図 5.4-36 に示す。なお、コア強度については、表層部の安定液混じり箇所を取り除いた後に、水平コアボーリングで供試体を採取し、圧縮強度試験を実施した。

圧縮強度の平均値は、A北基礎の供試体で 79.6 N/mm^2 、コアで 79.8 N/mm^2 となり、設計基準強度の 40 N/mm^2 に対して十分な余裕がある。また、変動係数は、A北基礎の供試体で 10.1%，コアで 11.9% となり、「地中連続壁基礎工法ハンドブック施工編 P172」に示されている約 18.6% の同程度と考えられる。コア強度は、打設中のスライムや安定液の巻き込み、高さ方向の強度差等の実施工の影響を受けるため、供試体に比べてバラツキが大きい。

コア強度の最小値は、A北基礎で 53.9 N/mm^2 であり、95%信頼区間（片側 2.5%）の外側にあるが、設計基準強度を上回っている。以上のことから、安定液混じり箇所を除いた地中連続壁コンクリートについては、バラツキはあるものの必要強度を有していることを確認した。

表 5.4.23 A北基礎 コンクリート標準供試体とコア供試体の圧縮強度試験結果

	データ数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動係数(%)	95%区間	
							平均+2 σ	平均-2 σ
供試体	58	79.6	96.3	64.9	8.01	10.1	95.6	63.5
コア	39	79.8	96.6	53.9	9.47	11.9	98.7	60.8

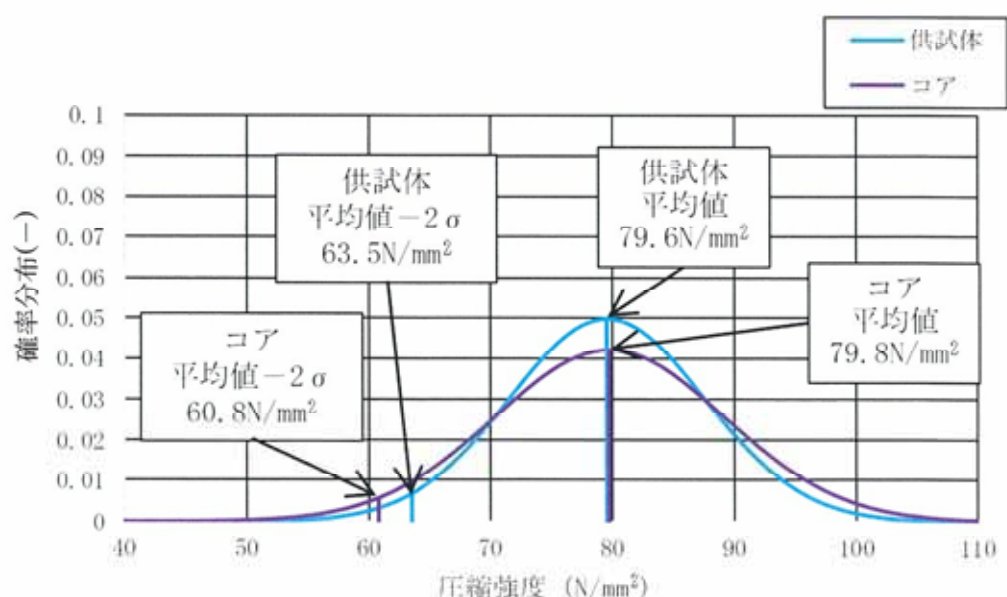


図 5.4-36 A北基礎 コンクリートの圧縮強度の正規分布曲線

さらに、鉄筋かぶり部に存在する安定液混じり箇所を含む地中連続壁コンクリートの評価を行う。表 5.4-14 には、A北基礎の非剛結継手部において、中実部側の安定液混じり箇所部分の体積の地中連続壁体積（中実部側と地山側の両側に存在すると仮定して地中連続壁体積の 1/2）に対する比率を示す。

表 5.4-14 安定液混じり箇所部分の体積比率（A北基礎）

区画	体積比率 (%)
②	0.49
④	0.09
⑥	0.35
⑧	0.03
⑩	0.17
⑫	0.11
⑭	0.10
⑯	0.06

中実部側において、はつり除去した安定液混じり箇所の強度は、測定は行っていないが、設計基準強度以下である可能性が高い。したがって、この部分の強度は、コア強度の正規分布曲線の中の（平均 -2σ ）よりも小さいものとなる。コア強度のバラツキを考慮すると、「平均 -2σ 」よりも小さい強度となる確率は、正規分布曲線の 95%区間の片側で 2.5%程度である。ここで、この発生確率を地中連続壁全体のコンクリート体積と 95%区間を下回る部分の体積比率として考える。地中連続壁全体積に対する安定液混じり箇所部分の体積比率は、A北基礎で 0.06~0.49%の範囲にあり、2.5%の半分以下となっている。よって、確率的に想定される実際の地中連続壁中に存在する強度が小さい部分の体積に対して、安定液混じり箇所の体積は十分小さいといえ、配合設計時の安全率、設計計算上の安全率等により耐荷力を十分担保できるレベルである。

ハ. 検証の結果

イ. の音響探査と水平コアボーリングによる結果より、地山側において、コンクリートの未充填は確認されず、耐久性に必要な最小かぶり 70mm 以上を確保できていることがわかった。

ロ. の A北基礎全体のコア強度試験結果により、安定液混じり箇所を除いた地中連続壁コンクリートについては、バラツキはあるものの十分な確率で必要な強度

を有していることがわかった。また、仮に地山側に安定液混じり箇所が存在していたとしても、その体積は確率的に想定される強度不足の箇所の確率よりも十分に小さく、設計上問題とならない。

以上より、非剛結継手部において、安定液混じり箇所の影響は小さく、地中連続壁の耐久性や耐荷力上、問題とならない。

5.4.4 施工記録の確認

(1) 地中連続壁コンクリートの根入れ長及び岩着確認

(a) 根入れ長及び岩着確認の概要

根入れ長については、事前調査のKm層（岩盤）深度からA南基礎では根入れ長3.0m以上とした解析を実施し、基礎天端の変位量がA北基礎と同等となるようT.P. -56.0mを設計基礎下端と決定している。

地中連続壁の施工においては、掘削完了時に掘削深度を校正された検査機器により検尺するとともに、底部のスライムが除去されていることを確認することで、根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着していることを確認する。

(b) 検査記録

根入れ長及び岩着確認のため、エレメント毎に掘削出来形で掘削深度の検尺及び底部のスライム除去の確認を実施し、基礎下端深度が設計基礎下端T.P. -56.0m以深であることを確認している（表5.4-15）。

表 5.4-15 A北基礎 レッド検尺結果表

	区画	設計基礎下端	掘削出来形(最小値)	規格値	判定
A北基礎	①	T. P. -56.000m	表 5.4-16 参照		
	②		T. P. -58.481m	設計基礎下端以深	合
	③		T. P. -58.134m		合
	④		T. P. -56.669m		合
	⑤		T. P. -58.226m		合
	⑥		T. P. -58.170m		合
	⑦		T. P. -58.229m		合
	⑧		T. P. -56.766m		合
	⑨		T. P. -58.084m		合
	⑩		T. P. -57.843m		合
	⑪		T. P. -57.976m		合
	⑫		T. P. -56.364m		合
	⑬		T. P. -58.058m		合
	⑭		T. P. -57.845m		合
	⑮		表 5.4-16 参照		
	⑯				

区画において、奇数番号は剛結継手部、偶数番号は非剛結継手部を示す。



ここで、区画①、⑮及び⑯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5.4-33に測定位置、表5.4-16に掘削深度を示す。

表 5.4-16 健全性確認 レッド検尺結果表

レッド 検尺		No.	設計基礎下端 (m)	掘削出来形 (m)	判定
剛結継手	中心	①	T. P. -56. 000m	-56. 141m	合
		②		-56. 631m	合
		③		-56. 741m	合
		⑫		-56. 329m	合
		⑬		-56. 757m	合
		⑭		-56. 757m	合
	中実部側	⑮		-56. 465m	合
		⑯		-56. 757m	合
		⑰		-56. 257m	合
	地山側	⑱		-56. 141m	合
		⑳		-56. 738m	合
非剛結継手	中心	④		-56. 741m	合
		⑤		-56. 741m	合
		⑧		-56. 841m	合
		⑨		-56. 571m	合
		⑩		-56. 651m	合
		⑪		-56. 471m	合
		地山側		⑥	-56. 891m
	⑦			-56. 791m	合
	仕切板	⑮		-56. 211m	合
⑯		-56. 365m		合	
⑰		-56. 649m		合	

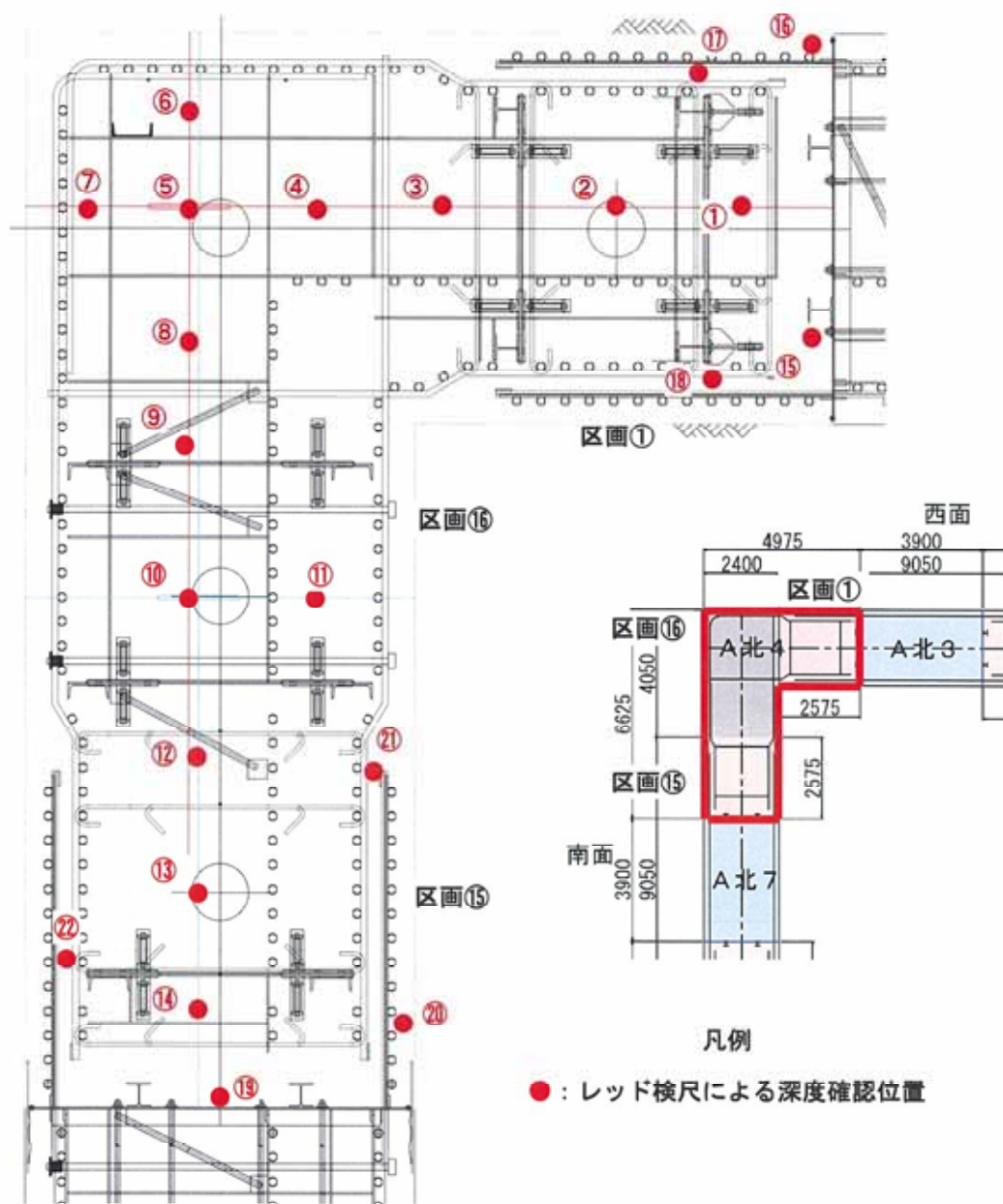


図 5.4-33 健全性確認 レッド検尺箇所

また、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、掘削深度のレッド検尺を行い、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り板外側に位置する剛結継手部は、後行エレメントの施工まで掘置き状態となり、後行エレメントのコンクリート打設時に併せて打設されるため、剛結継手部においては、継手鉄筋の清掃後に改めてレッド検尺を行い、スライムが除去されていることを確認していたが、鉄筋の高止まり事象が発生したため、追加で底部の底浚いと安定液の良液置換を入念に行った。

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⁷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恐れがある。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「A北基礎の安定液試験結果（砂分率）」を表5.4-17に示す。

表 5.4-17 A北基礎 安定液試験結果（砂分率）打設直前

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



⁷ 多田浩彦ほか，地中連続壁基礎工法ハンドブック 施工編，総合土木研究所，平成3年7月，p. 138

(c) 根入れ長及び岩着確認結果

地中連続壁の根入れ長及び岩着確認においては、掘削完了時に掘削深度を校正された検査機器により検尺するとともに、底部のスライムが除去されていることを確認することで、根入れ長の確保及び基礎が適正に岩着されることを確認している。

なお、A北4の区画①及び⑮においては、土砂及びコンクリート流入があったことから、その堆積物等の除去を実施している。施工は、全周回転掘削機、ハンマータブにより大半の除去を行い、図 5.4-34 に示す位置で安定液の高圧噴射及びサクションプンプ、ハンマータブ（底浚い）により、細かく除去及び回収を実施した。作業期間は、他の区画では平均 1.5 日間程度であるが、A北4においては約 30 日間（昼夜施工）である。作業開始当初のサクションプンプによる底浚い時には、土砂が多く回収された。作業を継続する過程で、回収量も徐々に少なくなり、最終的には、噴射場所、回収場所を変えても安定液のみの回収となった。また、レッド検尺による深度、スライム除去確認においても、設計基礎下端深度（T.P. -56.0m）以深であることが確認できたことから、堆積物除去完了及び適正な根入れ長の確保、岩着ができることを確認した。

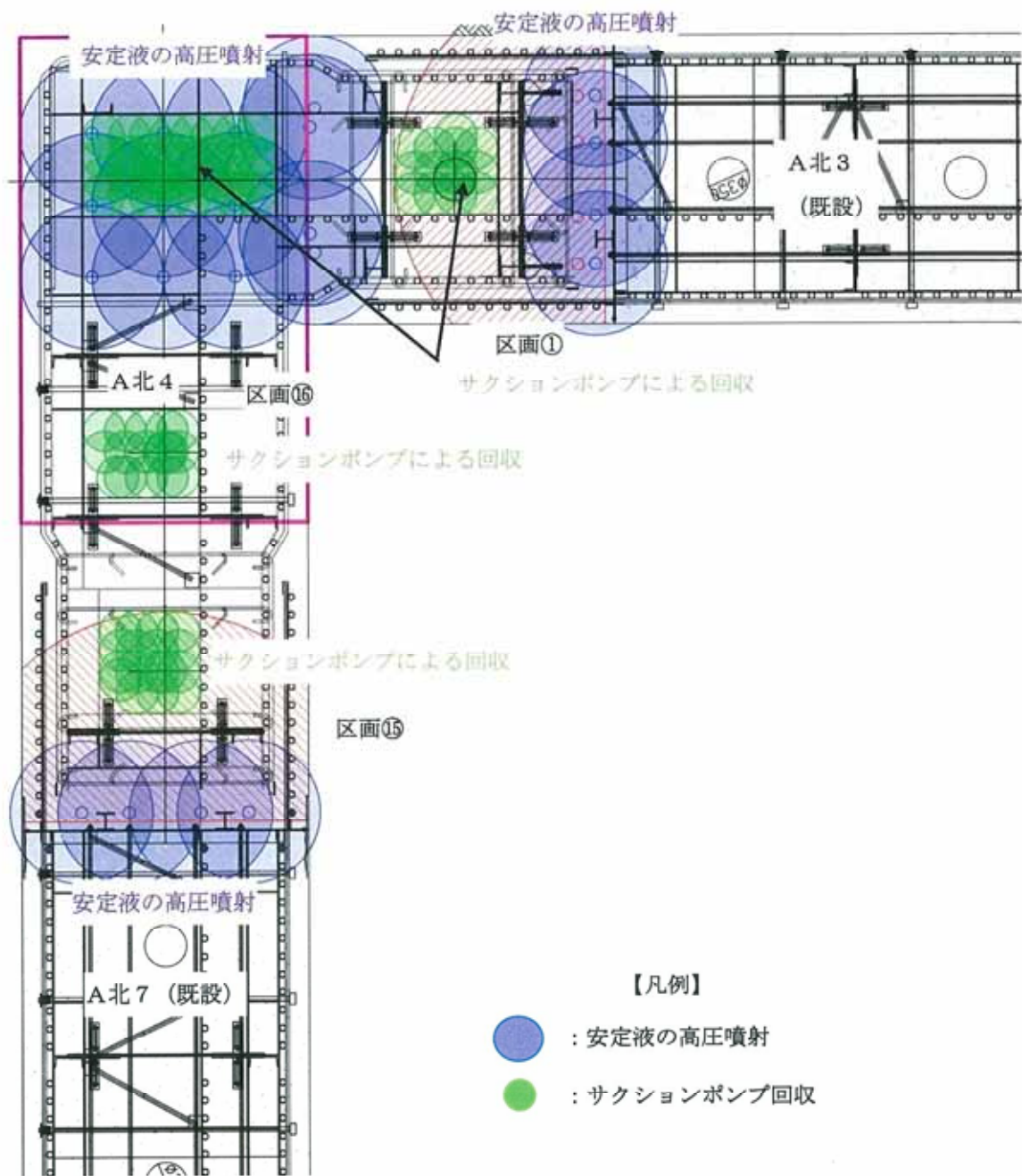


図 5.4-34 安定液の高圧噴射とサクションポンプによる回収位置図（鉄筋かご高止まり後）

(2) コンクリートの一軸圧縮強度

(a) 健全性確認の概要

地中連続壁に使用する水中コンクリートについて、「2012 年制定 コンクリート標準示方書：施工編, p283-284」には、以下の記載がある。

「地中連続壁に用いる水中コンクリートは、施工時の強度低下（スライムの巻込み、安定液の混入等）を考慮して強度を設定するものとし、過去の実績から安定液中での施工時の強度は、気中施工時の強度の 0.7 倍程度とみなして強度を設定するとよい。

地中連続壁のコンクリートは、一般にトレミー管を使用して水中に打ち込まれるため、流動性に富んでいることが必要である。」

これらを考慮し、本工事の地中連続壁に使用する水中コンクリートは、下記に示すように、水中施工時の強度割増しを考慮するとともに、高い流動性を付与している。さらに、施工においては、トレミーの配置や挿入深さなど「地中連続壁工法 施工指針」に準拠してコンクリート打設を行っており、コンクリートの設計基準強度は十分満足できるものと考えている。

- ① 設計基準強度 40 N/mm² に対し、水中コンクリート強度を 58 N/mm² に割増しを実施
- ② 自己充填性に優れる高流動コンクリート（スランプフロー65cm）を使用

ただし、地中連続壁の施工時に、以下の事象が発生していることから、鉄筋かぶり部の脆弱なコンクリートを除去したうえで、地中連続壁面から水平コアボーリングを行い、採取したコアの一軸圧縮試験結果が設計基準強度を満足していることを確認する。

- ・剛結継手部では、鉄筋かぶり部への粘性土（A c 層）のはらみ出しに起因する脆弱なコンクリートを確認した。
- ・A 北 3 において、先行エレメントのコンクリート打設時に剛結継手部へ中実部側の溝壁土砂等の流出が発生した。

(b) 安定液混じりコンクリート除去作業

掘削によって露出した地中連続壁のコンクリート表面に安定液などがコンクリートに巻き込まれて生じた安定液混じり箇所が存在するかについては、打音検査の実施によって判別する（図 5.4-35 参照）⁸。

打音検査によって安定液混じり箇所の範囲を特定し、ハンマドリルで除去する。安定液混じりコンクリート除去後のコンクリート表面に対しても打音検査を実施し、安定液混じりコンクリートが残存していないことを確認した。

表 8.3.1 表面状態の検査		
項 目	試験方法	判 定 基 準
露出面の状態	目 視	露出面が平坦であり、欠けた箇所、鉄筋の露出、かぶり不足の兆候、コールドジョイント、豆板、砂すじ等の初期欠陥が認められず、外観が正常であること
ひび割れ	目視およびクラック スケールによる測定	ひび割れ幅が、あらかじめ定めた許容ひび割れ幅以下であること
空洞、浮き	打音	異音が生じないこと
打継目の状態	目視	打継目において、新旧コンクリートの一体性が保たれていると判断されること

打音検査は、ハンマー等によりコンクリート表面を打撃することにより行うもので、空隙や浮き等を判断するのに容易かつ効果的な方法である。また、コンクリート表面から比較的浅い位置にある欠陥しか判別できない、打撃や打撃音の判断に人為的要素が入るといった課題はあるものの、コンクリート片落下による第三者災害防止等の観点で維持管理においては広く一般的に行われている。そこで、新設構造物においても空洞や浮き等の初期欠陥を把握するために、これを行うことを標準とした。検査は所定の養生期間を確保した後に行い、欠陥部とそれ以外の箇所との打撃音の違いにより可否を判定する。主に、直下に道路や鉄道等の施設が存在したり、公衆等の第三者が立ち入るような部位等を対象とするとよい。また、露出面にコールドジョイントや豆板等がある場合についても、打音によりその周囲の健全性を確認すると良い。検査にあたっては打撃によりコンクリート表面を著しく傷つけることのないような配慮が必要である。

図 5.4-35 コンクリート標準示方書〔施工編〕（2017 年制定版）土木学会

(c) 安定液混じりコンクリート除去後の非破壊検査（テストハンマー）

コアを採取してコンクリート強度を確認する方法は、実構造物のコンクリート強度を測定する方法として最も基本的かつ重要な試験であるが、満遍なくコアを採取して強度を測定することは構造物に損傷を与えるため多用することは好ましくない。よって、安定液混じりコンクリートの除去後、残されたコンクリートが必要な強度（設計基準強度：40 N/mm² 以上）を有しているかを非破壊検査によって確認した（図 5.4-36 参照）⁹。

⁸ コンクリート標準示方書〔施工編〕（2017 年制定版）土木学会 pp. 216-217

⁹ コンクリート標準示方書〔維持管理編〕（2013 年制定版）土木学会 pp. 46-47

3.7.3.4 非破壊試験機器を用いる方法

(1) 非破壊試験機器を用いて調査を実施する場合には、その目的、適用範囲や適用限界、必要とされる計測精度を明確にした上で、適切な方法を選定しなければならない。

(2) 反発度に基づく方法は、コンクリートの強度や表層部の劣化、品質を推定する必要がある場合に選定するものとする。

【解 説】 (1) について 目視による方法およびたたきによる方法により得られる情報は、基本的にはコンクリート構造物の表面および表層部での変状に関するものに限られる。したがって、コンクリート内部の状況を把握する必要がある場合、あるいは劣化機構の推定および劣化程度の判定を行うためにさらに詳細な情報が必要である場合等には、非破壊試験機器を用いる方法で調査を実施する。

(2) について コアを採取して強度試験を行う方法は、実構造物のコンクリートの強度の測定方法として最も基本的かつ重要な試験であるが、構造物に局部的に損傷を与えることから、多用することは好ましくない。そこで、コンクリート表層の反発度を測定した結果からコンクリートの強度を推定する反発度法が広く用いられている。反発度法は、JIS A 1155「コンクリートの反発度の測定方法」、または、JSCE-G 504「硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法」に準拠して行うとよい。

図 5.4-6 コンクリート標準示方書〔維持管理編〕(2013 年制定版) 土木学会

(d) コア採取箇所の選定

イ. コンクリート未充填箇所

地中連続壁工法の通常施工で考慮されていない事象の一つとして、コンクリート未充填が挙げられる。コンクリート未充填部を評価するにあたり、表 5.4-18 に示す「土木工事施工管理基準及び規格値（案）」（国土交通省，平成 30 年 3 月，p. II-3）に基づき、コア採取による強度試験を実施した。

コア採取箇所は、未充填の要因となった粘性土を取り除いた奥行き方向の境界面と水平方向の境界面で行うこととした。測定数は、表 5.4-19 に示す「1 打設ロット当たりの測定数」（微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領，国土交通省大臣官房技術調査課，平成 24 年 3 月，p. 10）に規定されている微破壊による小径コアに準拠し、深度方向に 4 箇所とした。ここで選定したコア供試体採取位置を図 5.4-37 に示す。

表 5.4-18 土木工事施工管理基準及び規格値（案）

試験項目	試験方法	規格値	試験基準	摘要
コアによる強度試験	JIS A 1107	設計基準強度	所定の強度を得られない箇所付近において、原位置のコアを採取	コア採取位置，供試体の抜き取り寸法等の決定に際しては，設置された鉄筋を損傷させないように十分な検討を行う。 圧縮強度試験の平均強度が所定の強度が得られない場合，もしくは 1 ヶ所の強度が設計強度の 85% を下回った場合は，監督職員と協議するものとする。
強度測定	「微破壊・非破壊試験によるコンクリート構造物の強度測定要領」による	同左	同左	同左

表 5.4-19 1 打設ロット当たりの測定数

試験法		1 打設ロット当たりの測定数
微破壊	外部供試体	・ 1 打設ロットの測定に用いる外部供試体は 1 体とする。 ただし、1 構造部位 ^{*1} が 1 打設ロットで施工される場合には、 1 構造部位あたり 2 供試体とする。
	小径コア	・ 1 打設ロットの測定に用いる小径コアは 2 本とする。 ただし、 <u>1 構造部位^{*1}が 1 打設ロットで施工される場合には、 1 構造部位あたり 4 本とする。</u>
非破壊	超音波法	・ 原則として 1 打設ロット当たり、3 測線とする ^{*2} 。
	衝撃 弾性波法	

*1： ここで、構造部位とは以下のことをいう。

橋梁下部工： フーチング部、脚部（柱・壁部）、張出部

橋梁上部工： 1 径間当たりの上部構造物

*2： 打設時期、配合など）同一条件での打設が複数回にわたる場合に、一定の条件を満たした場合は、2 打設目以降の打設ロットについては、1 打設ロット当たりの測定測線数を 3 測線から 1 測線に縮減してよいものとする。（測線数の縮減に係る詳細は、別途、「6.6 測定における測線の縮減について」を参照のこと。）

ロ. コンクリート流出箇所

A 北 3 において先行エレメントのコンクリート打設時に剛結継手部へ土砂及びコンクリートの流出が発生した。コンクリートが流出したと想定される箇所においてコア採取による強度試験を実施した。コア採取試験を実施した箇所を図 5.4-37 に示す。

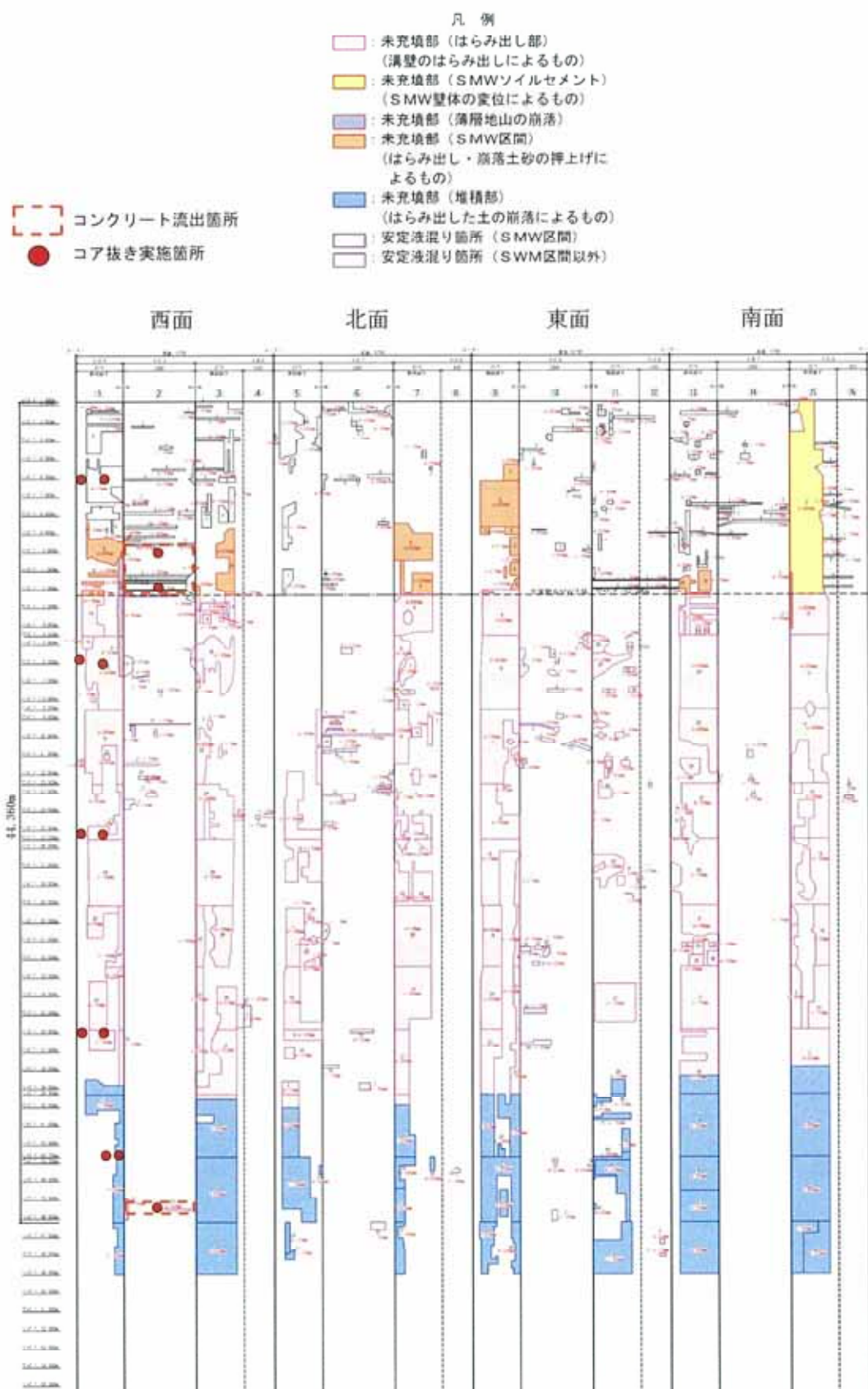


図 5.4-37 コア供試体採取位置 (A北基礎)

(e) 供試体の作成及び試験

イ. 供試体寸法

「JIS A 1107:2022 コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」に準拠する。供試体は、直径 ϕ を粗骨材 20mm の 3 倍以上（60mm 以上）確保し、長さは直径 ϕ の 2 倍以上とした。

ロ. 供試体の作成

コアの長さは健全なコンクリート面を露出させ、壁厚 2400mm 対して壁厚の半分となる長さ（約 1200mm）を採取した。図 5.4-38 に「コンクリート未充填箇所のコア採取イメージ（側面図）」を示す。

採取したコアは 3 分割し、圧縮強度試験のための供試体を製作した。図 5.4-39 に採取したコアから試験供試体の作成イメージを示す。

全ての供試体を試験することで、壁厚方向において設計基準強度を満足していることを確認した。施工上の観点から中実側から採取したコアの状態は、残りの地山側と同じと考えられるため、採取する長さは壁厚の半分程度までとした。

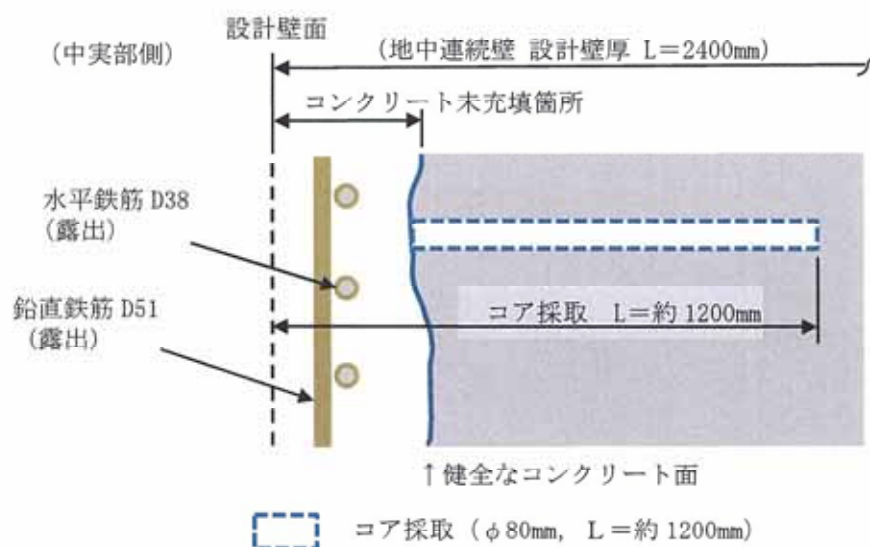


図 5.4-38 コンクリート未充填箇所のコア採取イメージ（側面図）

採取したコアを整形し、以下の要領で供試体を作成した。

- ・コア削孔径 $\phi 80\text{mm}$
- ・供試体径 $\phi 60\text{mm}$ 以上、 L =供試体径の 2 倍以上
- ・上記の条件のもとコア No. 1 から No. 3 で各 1 本ずつ採取
- ・コア No. 1 から No. 3 で 1 試験として平均値で判定する

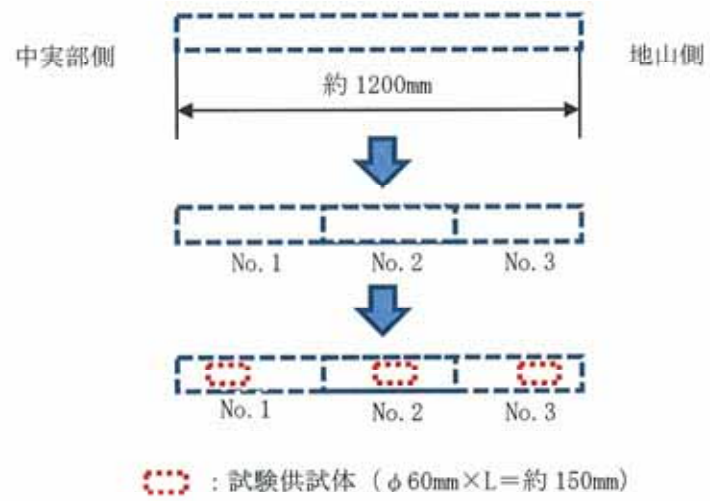


図 5. 4-39 採取したコアから試験供試体の作成イメージ

(f) 試験結果

表 5.4-20 に A 北基礎の一軸圧縮試験結果を示す。

あわせて、コンクリートの受け入れ検査時の供試体強度試験および、コンクリート打設後のコア強度試験結果を以下に示す。圧縮強度の平均値は以下のとおりであり、設計基準強度の 40 N/mm^2 に対して十分な余裕があることを確認した。

受け入れ検査時の供試体強度試験で 79.6 N/mm^2

コア強度試験で 79.8 N/mm^2

なお、コア強度試験の最小値は 53.9 N/mm^2 であり、95%信頼区間が 98.7 から 60.8 N/mm^2 の外側にあるが、設計基準強度は上回っている。

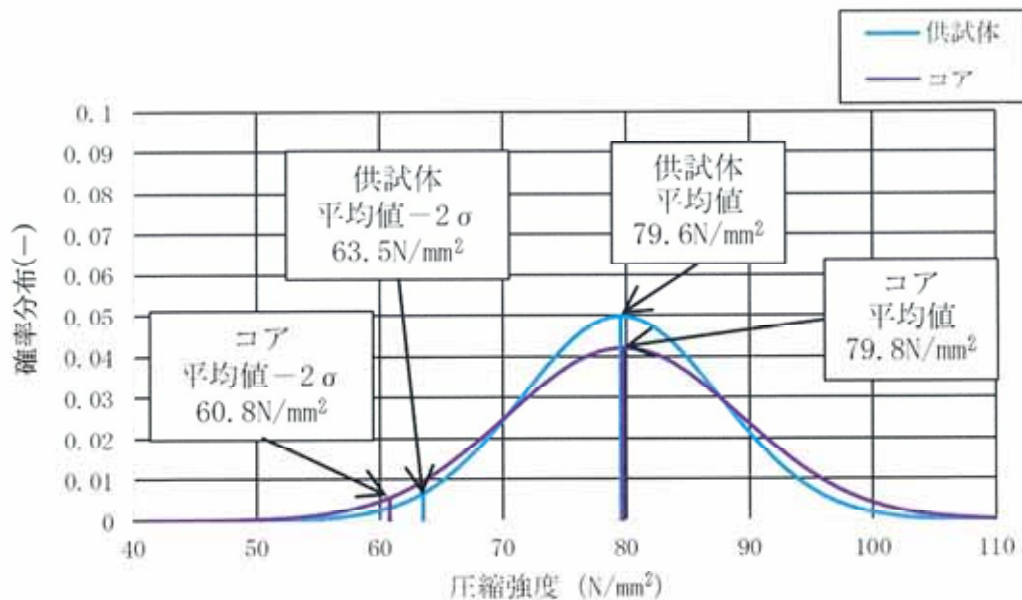
表 5.4-20 A北基礎 一軸圧縮試験結果

No.	区画	位置	採取深度	欠損有無	圧縮強度試験結果(N/mm ²)				判定 ≥40N/mm ²
					1	2	3	平均	
1	①	未充填部	T.P. -6.5m	無	60.7	73.4	70.5	68.2	合
2		未充填境界部	T.P. -6.2m	無	78.0	80.7	64.4	74.4	合
3		未充填部	T.P. -16.5m	無	81.5	72.5	74.5	76.2	合
4		未充填境界部	T.P. -15.0m	無	71.8	79.0	80.1	77.0	合
5		未充填部	T.P. -25.5m	無	89.3	80.8	94.4	88.2	合
6		未充填境界部	T.P. -25.2m	無	88.7	84.6	81.5	84.9	合
7		未充填部	T.P. -36.3m	無	91.0	85.6	78.5	85.0	合
8		未充填境界部	T.P. -36.3m	無	84.5	70.8	75.1	76.8	合
9		未充填部	T.P. -42.3m	無	96.3	96.6	79.3	90.7	合
10		未充填境界部	T.P. -42.8m	無	87.3	96.1	92.5	92.0	合
11	②	打設速度 調整区間	T.P. -9.9m	無	80.9	73.3	73.3	75.8	合
12			T.P. -11.0m	無	75.9	79.5	74.5	76.6	合
13			T.P. -45.7m	無	53.9	73.6	86.6	71.4	合

(根拠データ)

A北基礎のコンクリート標準供試体とコア供試体の圧縮強度試験結果

単位 : N/mm ²							95%区間	
	データ数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動係数(%)	平均+2σ	平均-2σ
供試体	58	79.6	96.3	64.9	8.01	10.1	95.6	63.5
コア	39	79.8	96.6	53.9	9.47	11.9	98.7	60.8



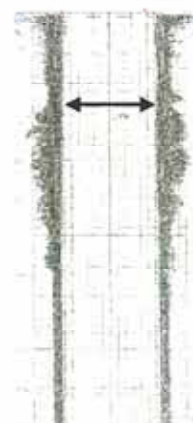
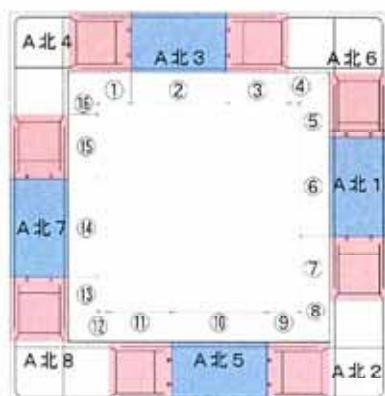
コンクリートの圧縮強度の正規分布曲線 (北基礎)

(3) 地中連続壁基礎壁厚

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，設計壁厚確保に必要な掘削出来形寸法を確認した。区画毎の掘削出来形寸法の測定結果を表 5. 4-21 に示す。

表 5. 4-21 壁厚超音波測定による地中連続壁の壁厚の測定結果（A北基礎）

区画	設計壁厚 (mm)	出来形寸法 (最小値) (mm)	差 (mm)	判定
①	2, 400	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）

5.4.5 目視による鉄筋調査

(1) 観察結果

中実部側の鉄筋の変形等は、A北4の区画⑮（剛結継手部）、区画①（剛結継手部）において T.P. 約-4.0m から T.P. 約-49.0m の範囲で確認された。主な観察結果は以下のとおり（図 5.4-40 参照）。

- ・区画⑮（剛結継手部）の上段，中1段及び中2段において，先行エレメントの水平鉄筋等の上下方向への変形等及び後行エレメントの水平鉄筋の上方向への変形・脱落が発生した（図中の区画⑮で赤線（実線は観察結果））。
- ・区画①（剛結継手部）の上段，中1段及び中2段において先行エレメントの水平鉄筋等の上下方向への変形及び後行エレメントの上方向への水平鉄筋等の変形・脱落が発生した（区画①で赤線として表示した水平鉄筋）。
- ・その他の剛結継手部では，軽微な水平鉄筋等の変形等が発生した。

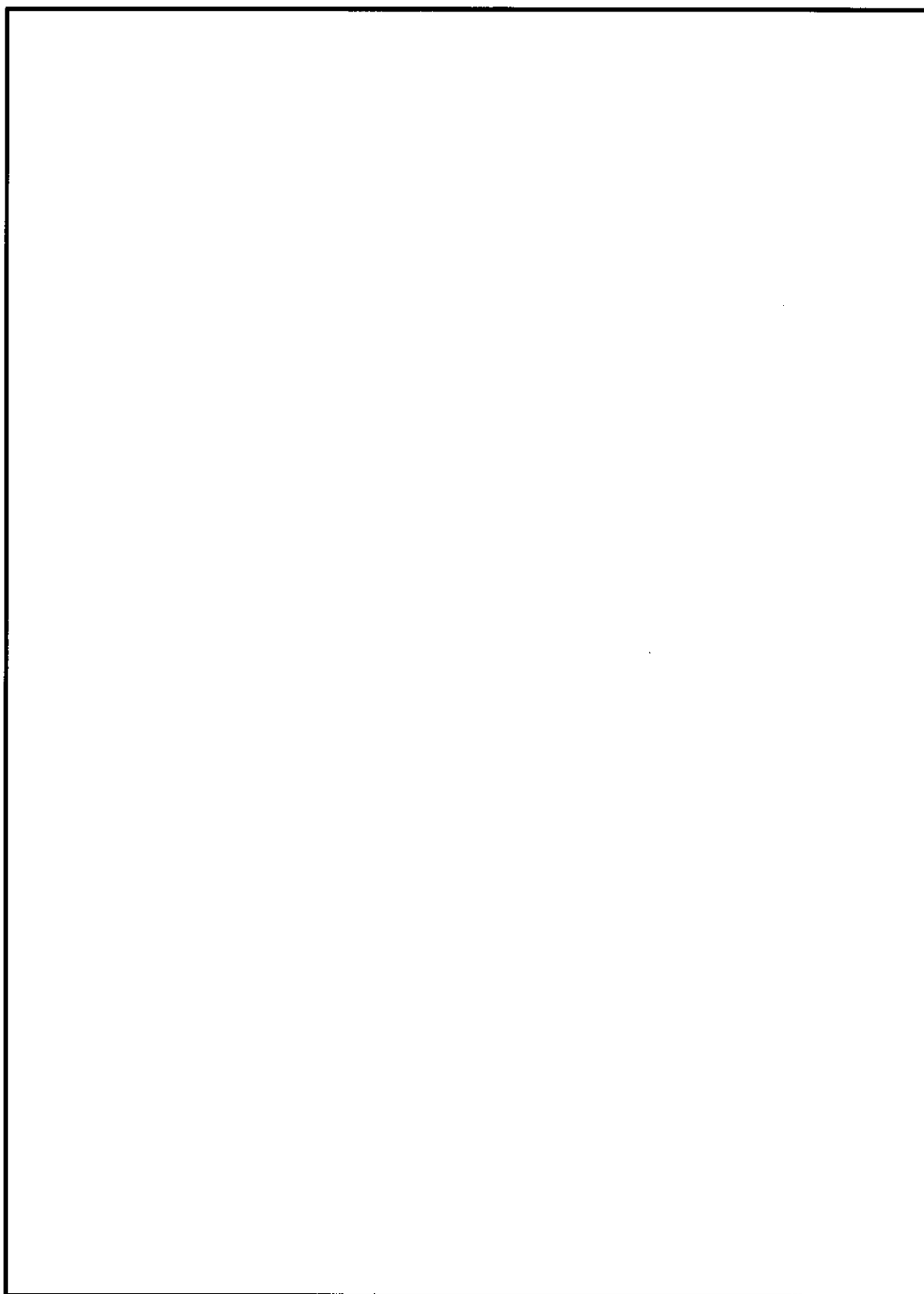
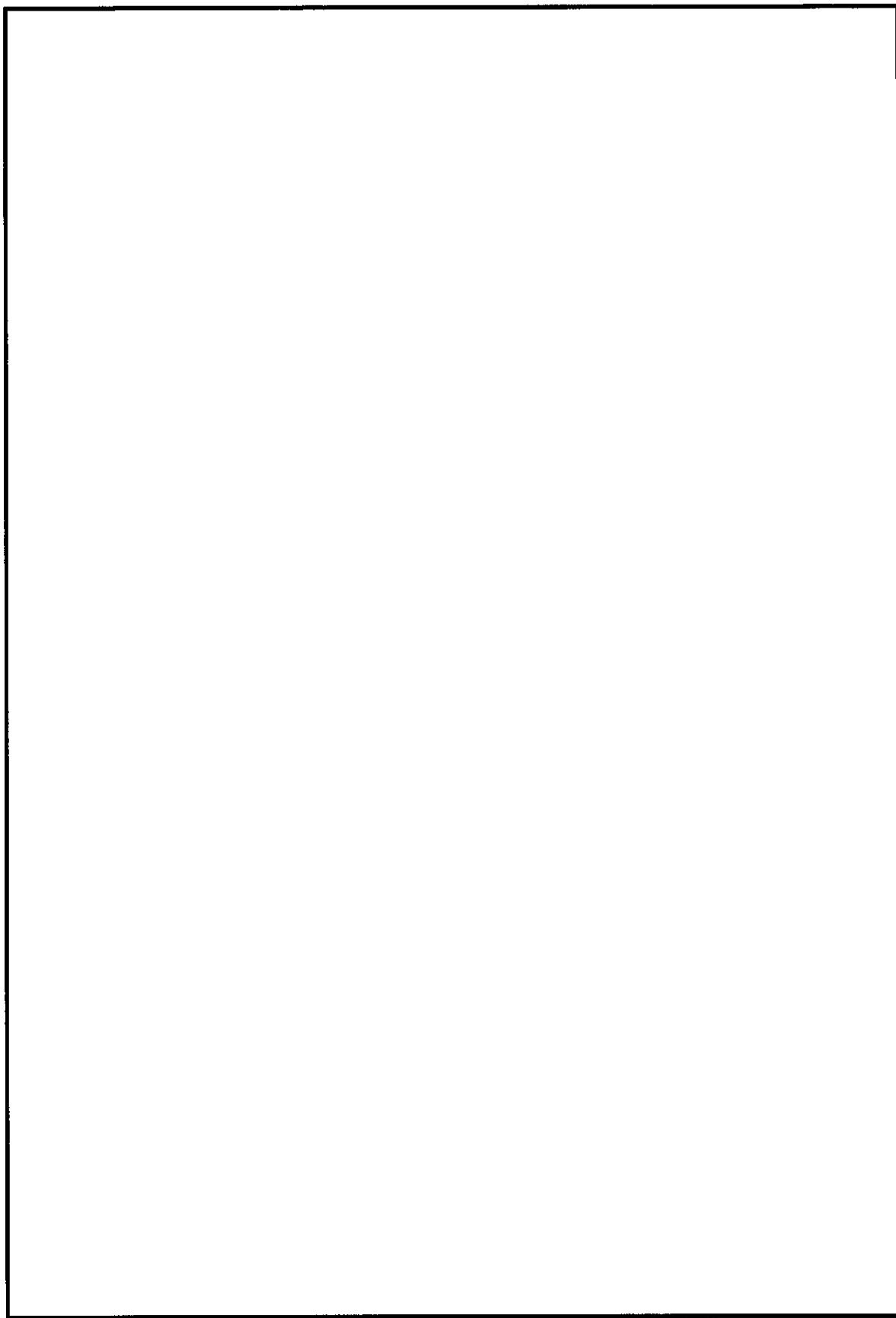


図 5. 4-40 (1) 鉄筋の変形等の観察結果 (西側)



右図に続く
図 5. 4-40 (2) 鉄筋の変形等の観察結果 (南側)

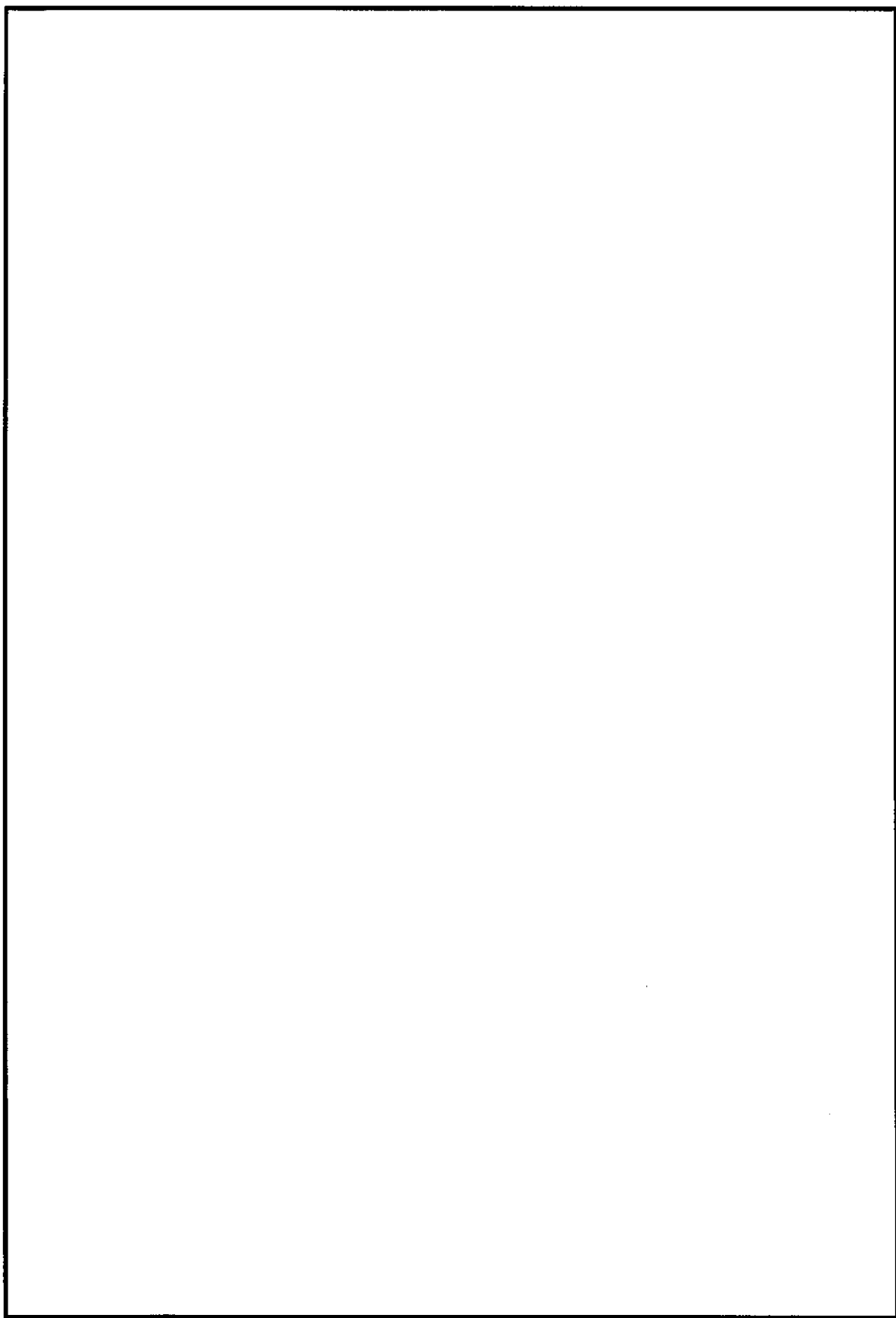


図 5. 4-40 (3) 鉄筋の変形等の観察結果 (西側)

(2) 鉄筋変形の発生要因

区画⑮及び①において土砂等撤去の際の超音波測定記録に凸部を確認している（図 5.4-10 参照）。A北3のコンクリート打設時に区画①（剛結継手部）へ流入・堆積したコンクリート及び土砂（以下「堆積土砂等」という。）の撤去作業において、既に設置されていた先行エレメントの水平鉄筋や鉛直フラットバーにハンマーグラブが接触し、同鉄筋を変形させた（凸部の生成）（図 5.4-41 参照）。

区画⑮でも剛結継手部の開放期間時の地山の崩落を防ぐ目的で、7号砕石を投入し、撤去した際にも同様の作業を行っている。

鉄筋等の変形等の発生原因（ハンマーグラブ）の概要についてはA南基礎と同様である。

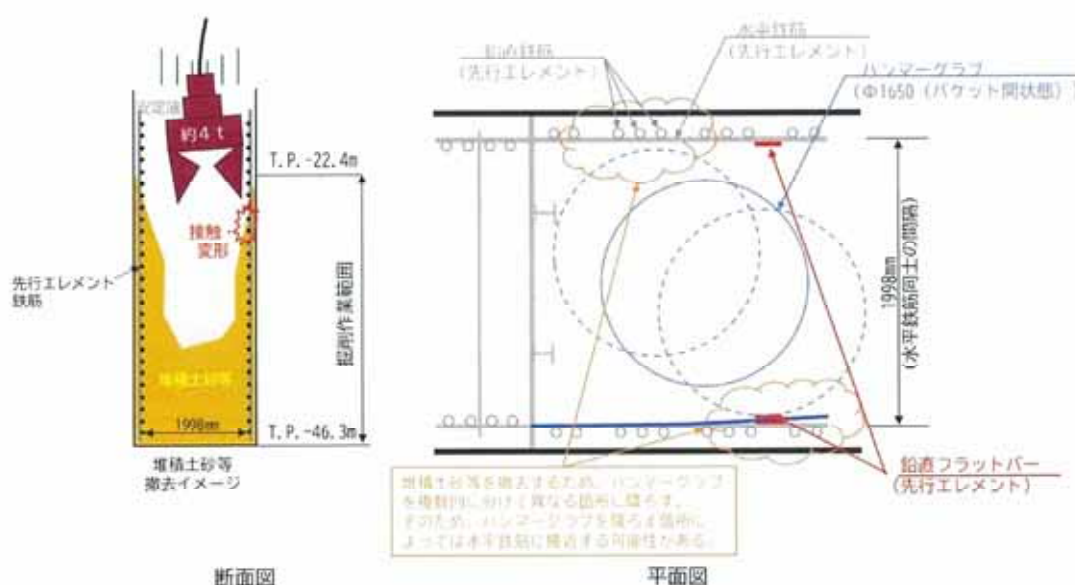


図 5.4-41 ハンマーグラブと鉄筋等の接触状況の推定図

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 5.4-42 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。この凸部は、後行エレメントの鉄筋かご建込み前の超音波測定記録（図 5.4-42 右図）ではなくなっているが、鉄筋等が変形したものとして評価する。

(3) 超音波測定記録からの確認

後行エレメントの鉄筋かご建込み前の記録では凸部がなくなっており、本記録は撤去中の土砂等の可能性もあるが、保守的に鉄筋等の鋼材が変形したものとして評価した（図 5.4-42 参照）。

鉄筋変形の観察結果より、区画⑮で鉄筋かご同士の接触と思われる鉄筋変形が確認されており、これにより、区画①及び⑮の変形が発生している。

区画⑮においては、これに対応するために建て込む鉄筋かごにも対策（V型鋼材，鉛直フラットバーの追加）を実施していたが，先行エレメントの変形部との干渉が回避できず，変形部が鉄筋かご内に進入し，干渉したことで後行エレメントの建込み時に先行エレメント及び後行エレメントの水平鉄筋の広範囲な変形等に至った。

5.4.6 鉄筋の高止まり事象（A北基礎）

（1） 事象と要因

鋼製防護壁基礎は、地中連続壁と基礎中実部を一体構造として、基礎中実部の下端である T.P. -52.7m までを基礎構造体とする設計である。地中連続壁は中実部掘削時の仮設土留めを兼ねるため、T.P. -56.0m まで鉄筋コンクリート構造物として構築し、T.P. -52.7m から T.P. -56.0m 間は根入れとしている。

北基礎の南西側角部（以下、「A北4」という）の構築において、後行エレメントの鉄筋かご建込み中に、当該鉄筋かごが計画深度より約 70cm 高い位置までしか建て込めない状態となった。このため、土留め壁としての根入れ部に相当する区間の一部に鉄筋が配置されない状態となった（図 5.4-43 参照）。

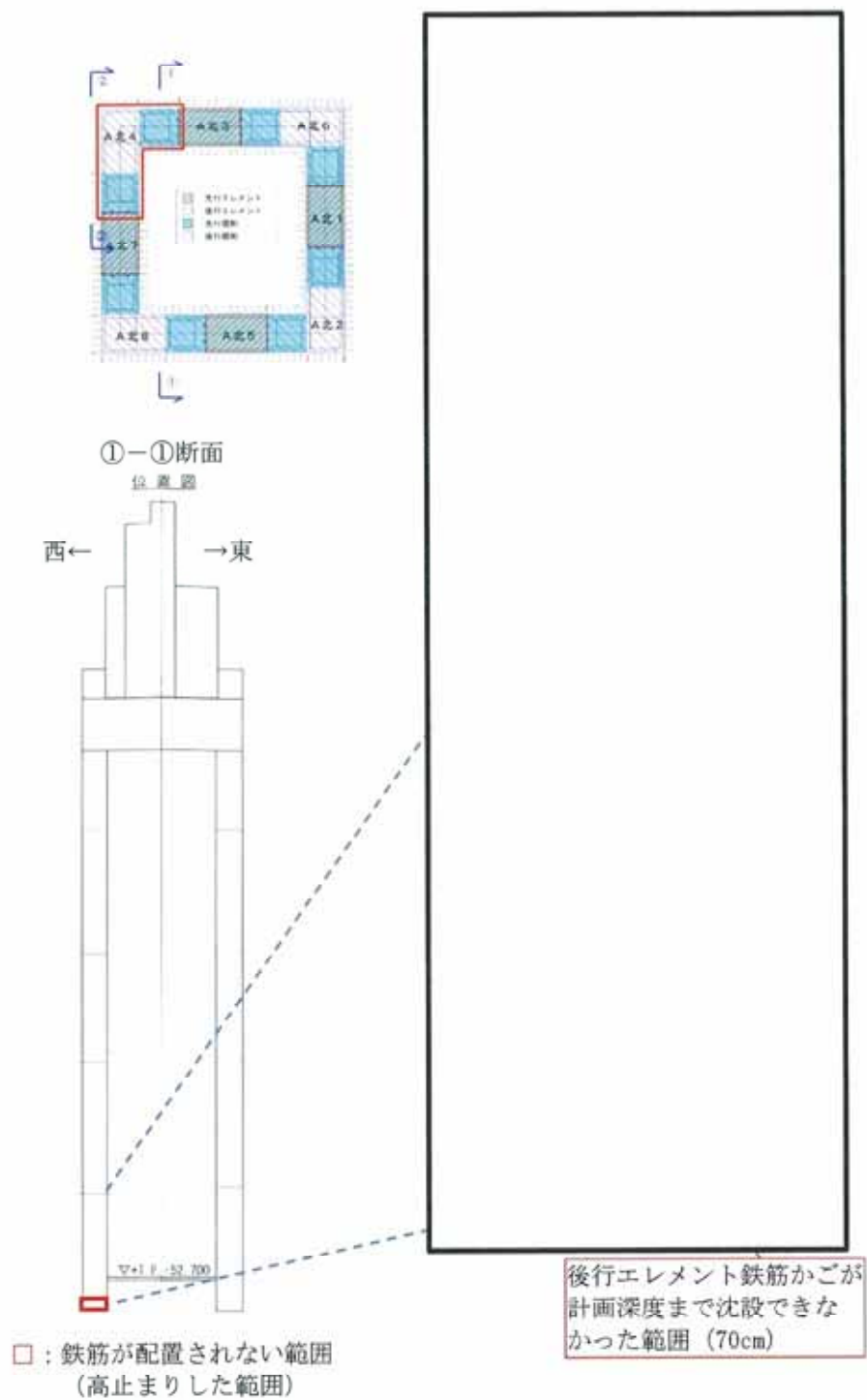


図 5.4-43 地中連続壁部の配筋図

【要因】

後行エレメントの全長は約 54m であり 5 ブロックで構成されている。各ブロックは 1 ブロックずつ気中で接続し、既に建て込まれた隣り合う先行エレメントの水平鉄筋との間に建て込む施工である。

A 北 4 の後行エレメントの鉄筋かごの建込みにおいて、A 北 3 及び A 北 7 の先行エレメントの水平鉄筋上段かごと後行エレメントの鉄筋かご下段が干渉し、後行エレメントを沈設する際に、後行エレメントの鉄筋かごが A 北 7 側に引き込まれ、お互いに干渉し、各段の水平鉄筋を次々と変形させた。その結果、上段かごから下段かごの広範囲に渡り、水平鉄筋を変形させ高止まり事象が発生した。図 5. 4-44 に干渉原因を示す。

A 南基礎において同じく鉄筋変形が発生している A 南 6 については、鉄筋同士の干渉のきっかけとなった箇所が T. P. -23m 付近と中段であることに対し、A 北 4 については T. P. -9m 付近と上段であった。また、A 南基礎より A 北基礎の方の鉄筋が変形した量が著しく多く、広範囲で生じており、後行エレメントと先行エレメントの水平鉄筋同士が絡み合った量も多かったため、A 北 4 では高止まり事象へ繋がった。

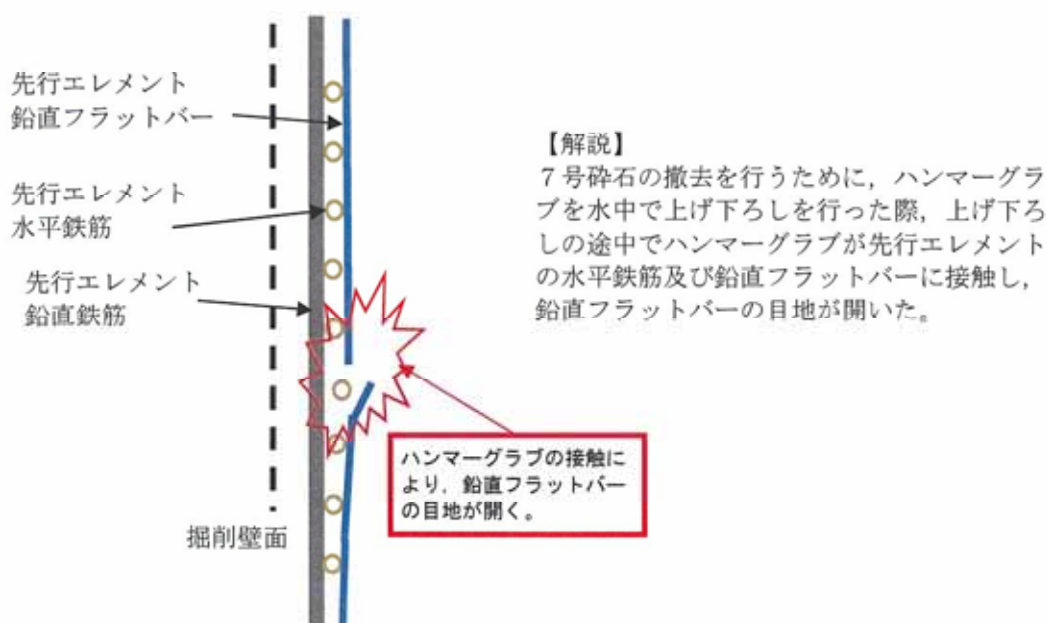


図 5. 4-44(1) 鉄筋の変形及び後行エレメントの高止まり (その 1)

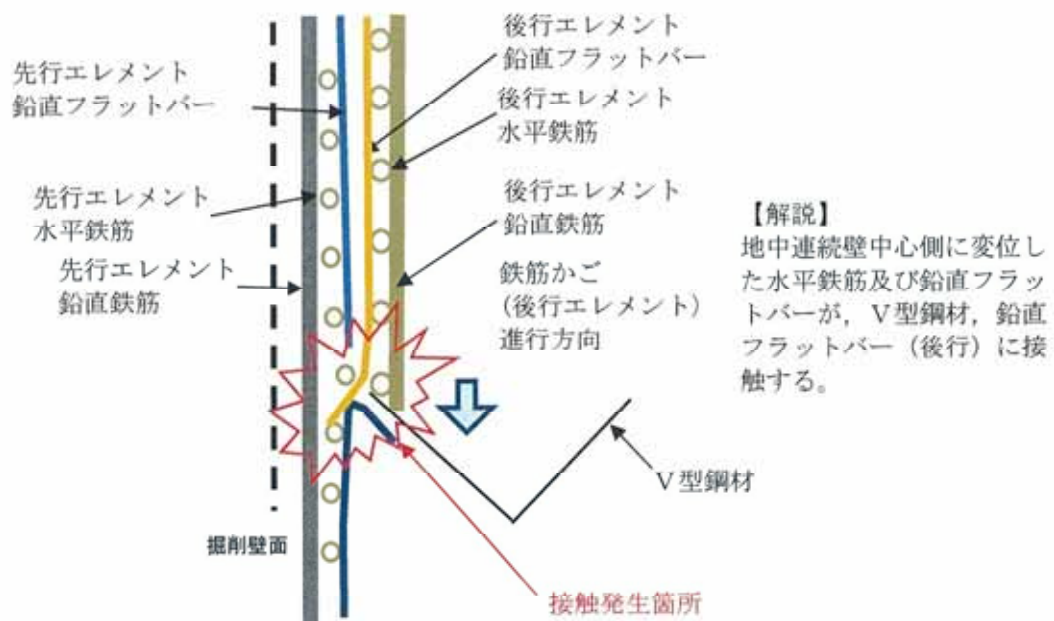


図 5.4-44(2) 鉄筋の変形及び後行エレメントの高止まり（その2）

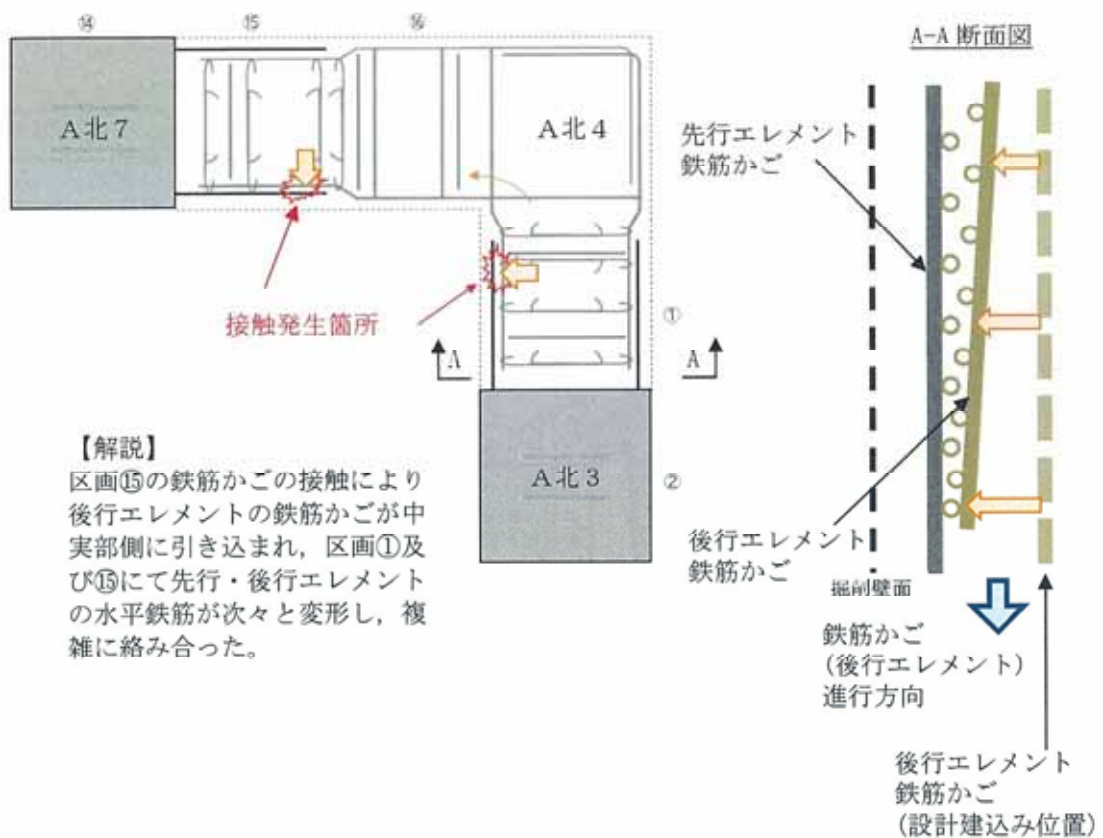


図 5.4-44(3) 鉄筋の変形及び後行エレメントの高止まり（その3）

(2) 設計への影響

鋼製防護壁基礎根入れ部に発生する断面力をもとに当該箇所が発生する引張応力について、耐震及び耐津波の設計において最も厳しいと評価されたケースについて確認した。

図 5. 4-45 に示すとおり、A 北 4 の根入れ部 (T. P. -52. 7m から T. P. -56. 0m) において発生する引張応力を確認した結果、耐震設計においてはコンクリートの引張強度に達する深度は T. P. -54. 0m と評価された。コンクリートの引張強度は「コンクリート標準示方書 構造性能照査編、3 章 材料の設計、p. 21、(土木学会、2002 年制定)」に準拠して算定した。耐津波設計においては根入れ区間においてはコンクリートの引張強度に達しない結果であった。A 北 4 の後行エレメントの鉄筋かごは T. P. -55. 3m まで沈設されている。

当該鉄筋が配置されない箇所の引張応力はコンクリートの引張強度未満であることから、当該鉄筋が配置されないことによっても構造的な成立性に影響は無いと評価される。

以上のことから、本不具合事象によって、本工事計画の添付書類の構造計算の前提条件の範囲を逸脱することはない、防潮堤の構造強度に問題がないことを確認した。

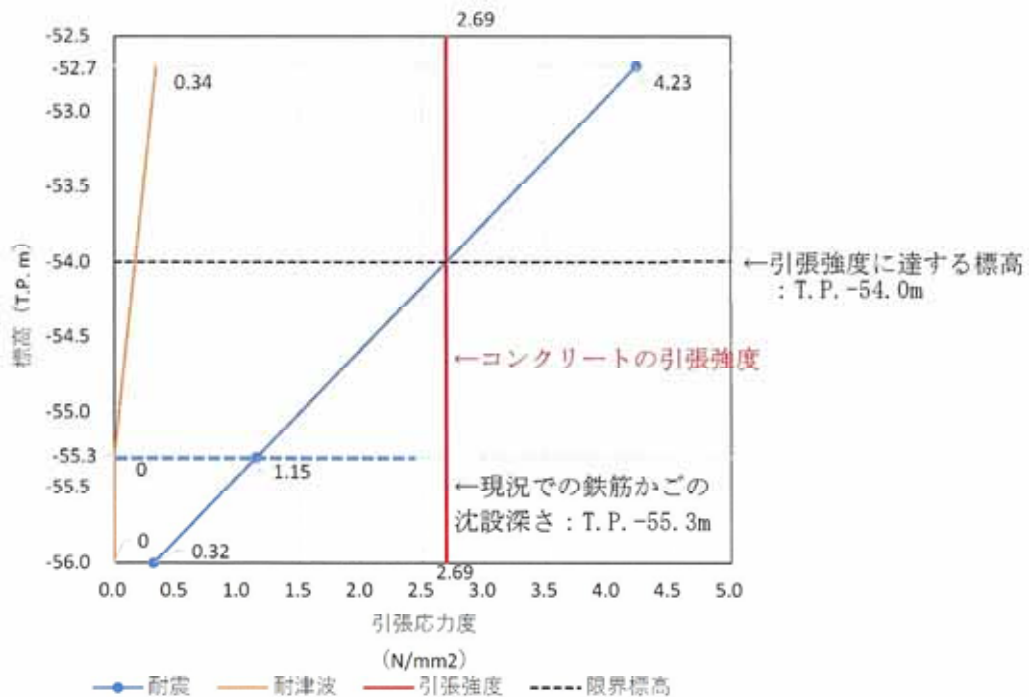


図 5. 4-45 コンクリートの引張応力度の標高分布図

5.4.7 モックアップ試験

A南基礎での鉄筋変形事象の検証で行ったモックアップ試験結果とA北基礎で発生した高止まり事象における鉄筋変形は同様な事象であることを確認した。

モックアップ試験結果は、5.3.6「モックアップ試験」を参照。

5.4.8 鉄筋間隔及び変形の確認

(1) 剛結継手部での鉄筋かごの水平鉄筋の純間隔

(a) 調査内容

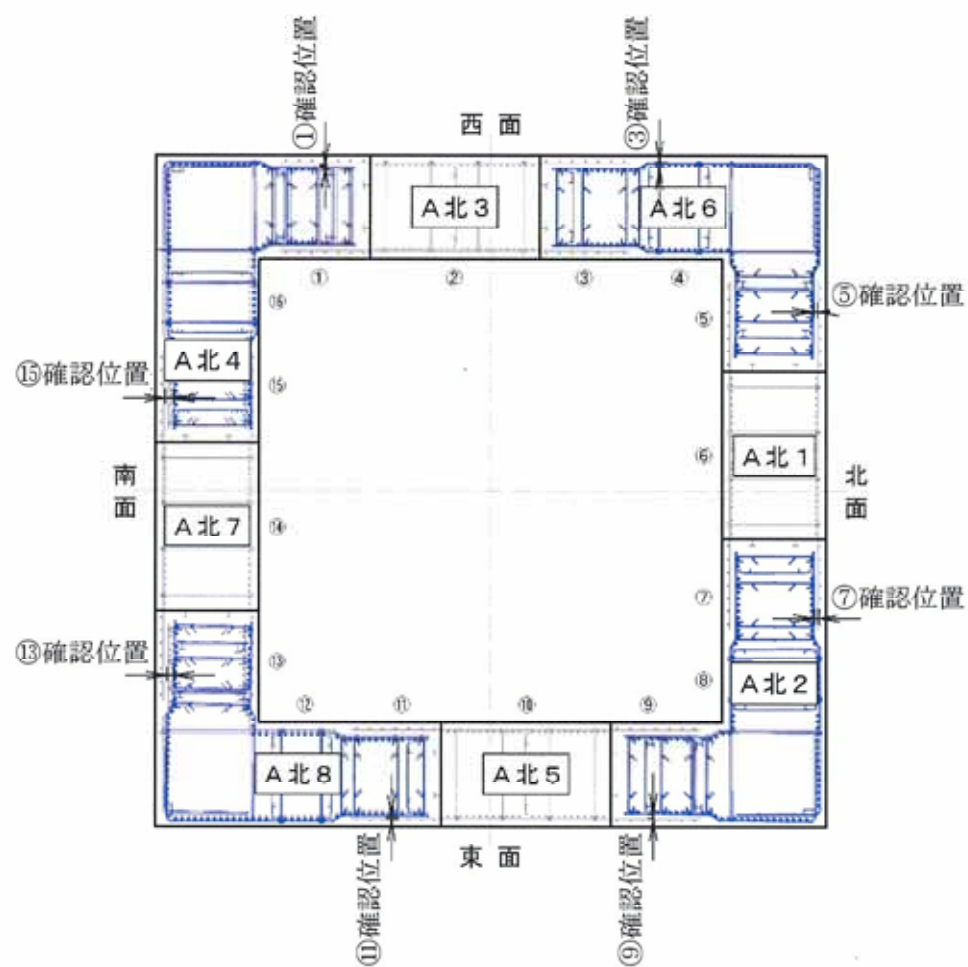
地山側の先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋同士の干渉がないことを確認するため、中実部側で露出している水平鉄筋間隔を計測し、設計寸法通りの鉄筋かご幅を用いて、地山側の先行エレメントと後行エレメントの水平鉄筋間隔を確認した。鉄筋かご同士の水平鉄筋純間隔がプラス（＋）以上であることを確認する事で、地山側の鉄筋かご同士の干渉がないことを確認する。

(b) 調査結果

いずれも離隔を確保できていることから、鉄筋かご同士の干渉は無く、鉄筋かご同士の干渉による地山側の鉄筋変形は生じていない。調査結果を表 5.4-22 に測定位置を図 5.4-46 に示す。

表 5.4-22 A北基礎鉄筋かご平面位置（地山側水平鉄筋純間隔）

区画	エレメント 区分	水平鉄筋純間隔（mm）			
		T. P. -1.8m	T. P. -27.0m	T. P. -45.0m	判定 プラス （＋）以上
①	剛結	94	60	53	合
③	剛結	78	76	144	合
⑤	剛結	81	86	135	合
⑦	剛結	117	117	99	合
⑨	剛結	89	58	89	合
⑪	剛結	80	116	62	合
⑬	剛結	64	117	148	合
⑮	剛結	66	67	194	合



拡大図

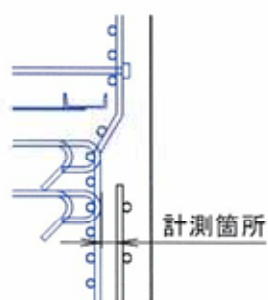
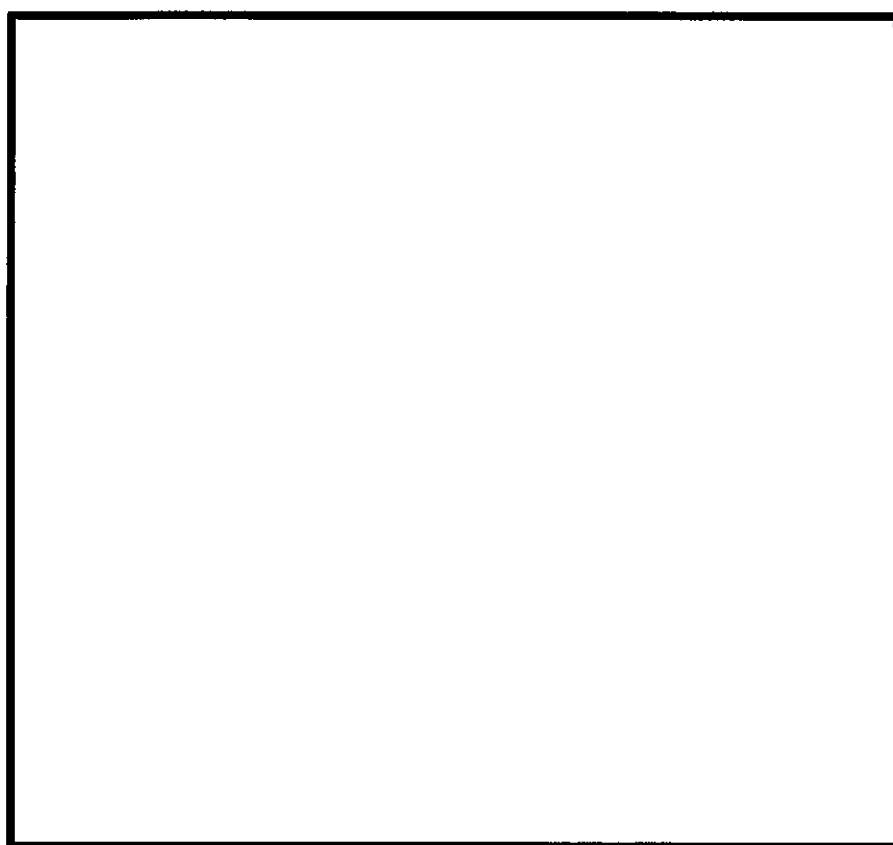


図 5. 4-46 確認位置平面図

- 5.4.9 鉄筋腐食試験
A南基礎に準じる。

5.4.10 A北基礎のまとめ

A北基礎の不具合の発生のまとめを図5.4-47に示す。A北基礎各区画の調査結果（コンクリート未充填）を表5.4-23に，A北基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）を表5.4-24に示す。また，未充填の分布図を図5.4-48に示す。



凡例

- ◎ : コンクリートの未充填
- ◎ : 鉄筋の変形等
- : 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）

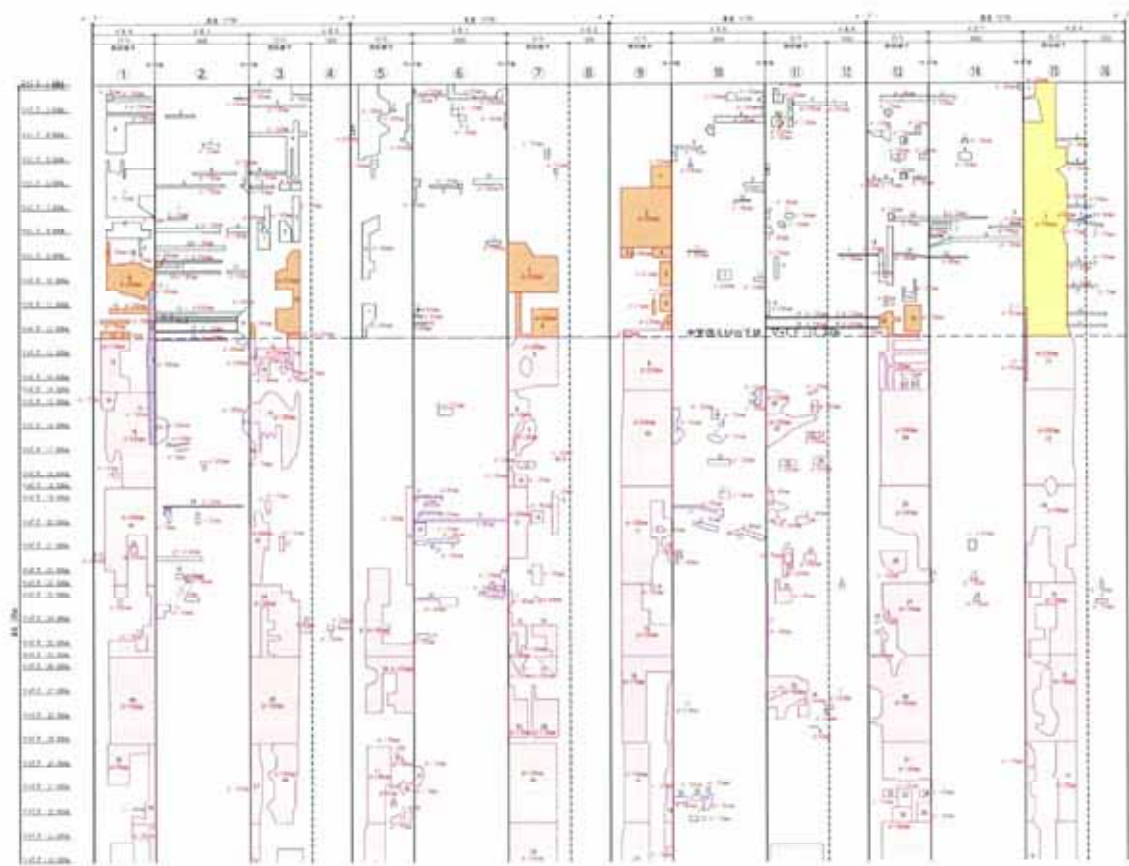
図5.4-47 A北基礎における不具合の発生箇所

表 5.4-23 A北基礎各区画の調査評価（コンクリートの未充填）

区画	区分1	判定 ○：あり ×：なし	はらみ出し及び はらみ出した 粘性土層の崩落 ○：あり ×：なし	薄層地山 (A c 層)の崩落 ○：あり ×：なし	SMW壁の変位 によるコンクリート 流路阻害 ○：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	×	×	×	×

表 5. 4-24 A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			地山側	
			ハンマーグラブ接触による破損 ○：該当する －：該当しない	ハンマーグラブ接触による破損が要因となり鉄筋かご建て込み時の水平鉄筋の干渉 ○：該当する －：該当しない	超音波探査結果で凸部の見られた箇所 ○：該当する －：該当しない	鉄筋かごの鉄筋変形の可能性 ○：該当する －：該当しない	ハンマーグラブ接触による破損 ○：該当する －：該当しない
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	－	○	－	－	－



- 凡 例
- : 未充填部 (はらみ出し部)
(溝壁のはらみ出しによるもの)
 - : 未充填部 (SMWソイルセメント)
(SMW壁体の変位によるもの)
 - : 未充填部 (薄層地山の崩落)
 - : 未充填部 (SMW区間)
(はらみ出し・崩落土砂の押上げによるもの)
 - : 安定液混り箇所 (SMW区間)
 - : 安定液混り箇所 (SMW区間以外)

図 5.4-48 未充填箇所の分布 (A北基礎)

6. 地中連続壁設計に有効な部材とその範囲確定

補修を行い設計条件に適合する鉄筋は有効なものと判断した上で、健全であると判断される鉄筋を①～⑬の区画毎，中実部側または地山側毎に区別する。さらに地中連続壁コンクリートの調査結果から有効と判断出来る範囲を特定し，さらに保守性を考慮した上で最終的な有効な範囲を決定する。

鉛直鉄筋を有効にするために水平鉄筋の配置が必要であることが附帯条件となることも記述する。

6.1 地中連続壁設計に有効となる部材とその範囲一覧表

6.1.1 A南基礎の不具合事象のまとめ（有効な構造部材の特定）

(1) 要因分析図

A南基礎における，不具合事象要因のまとめを表 6.1-1 に示す。また，A南基礎の鉄筋変形の要因分析図を図 6.1-1 に，コンクリート未充填の要因分析を図 6.1-2 に示す。

表 6.1-1 不具合事象要因のまとめ（A南基礎）

不具合事象	要因	発生区画
鉄筋変形	ハンマーグラブの接触 (単独使用)	⑬
	堆積土砂切削治具の接触	⑬
	鉄筋かご同士の接触	①，⑬ (⑬が起因)
コンクリート未充填	A c 層のはらみ出し	①，③，⑤，⑦， ⑨，⑪，⑬，⑮
	A c 層のはらみ出し・崩落 による隣接区画への影響	④，⑧，⑫

[illegible]

図6.1-1(1) 鉄筋変形要因分析図 (A南基礎) (その1)

[illegible]

図 6.1-1(2) 鉄筋変形要因分析図 (A 南基礎) (その 2)

事象	要因1	要因2	要因・検証結果	評価
コンクリート未充填部の発生	1) コンクリート振捣の阻害	a. マッドケーキの生成	【要因】 振捣中に、安定剤により不溶水相（マッドケーキ）が形成され、これを介して土圧・水圧がバランスし、構築の安定性が保持されている。このマッドケーキが構築等二層目以上お出ししていくと、数時間のコンクリートの硬化と共に、コンクリートの未充填の発生となる可能性がある。 【検証結果】 安定剤の使用量、振捣手動を確認し、マッドケーキの発生を抑制し、マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。	×
		b. 構築のほらみ出し	【要因】 土圧・水圧のバランスにより、構築の安定性が保持されている。このマッドケーキが構築等二層目以上お出ししていくと、数時間のコンクリートの硬化と共に、コンクリートの未充填の発生となる可能性がある。 【検証結果】 安定剤の使用量、振捣手動を確認し、マッドケーキの発生を抑制し、マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。	○
		c. 安定剤の性状	【要因】 安定剤の性状により、構築の安定性が保持されている。このマッドケーキが構築等二層目以上お出ししていくと、数時間のコンクリートの硬化と共に、コンクリートの未充填の発生となる可能性がある。 【検証結果】 安定剤の性状を確認し、マッドケーキの発生を抑制し、マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。	×
		d. 振捣機の出発時の不良	【要因】 振捣機の出発時の不良により、構築の安定性が保持されている。このマッドケーキが構築等二層目以上お出ししていくと、数時間のコンクリートの硬化と共に、コンクリートの未充填の発生となる可能性がある。 【検証結果】 振捣機の出発時の不良を確認し、マッドケーキの発生を抑制し、マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。	×
コンクリートの不足	2) コンクリートの不足	a. コンクリートの性状	【要因】 コンクリートの性状により、構築の安定性が保持されている。このマッドケーキが構築等二層目以上お出ししていくと、数時間のコンクリートの硬化と共に、コンクリートの未充填の発生となる可能性がある。 【検証結果】 コンクリートの性状を確認し、マッドケーキの発生を抑制し、マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。 ・マッドケーキの発生を抑制することを確認した。	×

図 6.1-2 コンクリート未充填 要因分析図（A南基礎）

(2) 観察結果から得られる発生事象範囲の特定（A南基礎）

観察結果から得られる発生事象範囲（A南基礎）を表 6.1-2 に示す。

(3) 不具合発生箇所

水平鉄筋については、中実部側では区画①、⑬、⑭において、地山側では区画⑬で変形等が認められた。

コンクリートについては、中実部側では区画①、③、④、⑤、⑦、⑧、⑨、⑪、⑫、⑬、⑮において、地山側では区画①、②、③、⑤、⑥、⑦、⑨、⑪、⑫、⑬、⑮、⑯で未充填が認められた。平面図上にまとめたものを図 6.1-3 に示す。

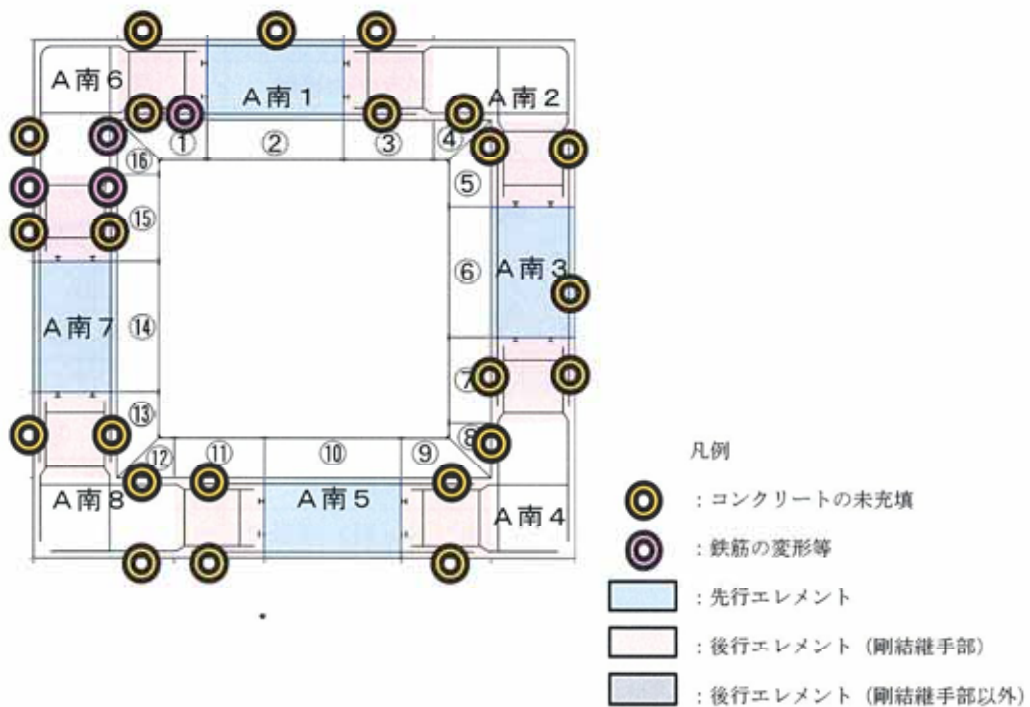


図 6.1-3 A南基礎の不具合発生箇所

6.1.2 A北基礎の不具合事象のまとめ（有効な構造部材の特定）

(1) 要因分析図

A北基礎における，不具合事象要因のまとめを表 6.1-3 に示す。また，A北基礎の鉄筋変形の要因分析図を図 6.1-4 に，コンクリート未充填の要因分析を図 6.1-5 に示す。

表 6.1-3 不具合事象要因のまとめ（A北基礎）

不具合事象	要因	発生区画
鉄筋変形	ハンマーグラブの接触 (単独使用)	①, ③, ⑤, ⑦, ⑨, ⑮
	鉄筋かご同士の接触	①, ⑮ (⑮が起因)
コンクリート未充填	A c 層のはらみ出し	①, ③, ⑤, ⑦, ⑨, ⑪, ⑬, ⑮
	A c 層の崩落による押上げ (SMW区間)	①, ③, ⑦, ⑨, ⑬, ⑮
	SMWの位置ズレ	⑮
	薄層地山 (A c 層) 成形に よる崩落	①, ⑮

[illegible]

図 6.1-4(2) 鉄筋変形要因分析図 (A 北基礎) (その 2)

[illegible]

図 6.1-4(3) 鉄筋変形要因分析図 (A北基礎) (その3)

事象	要因1	要因2	要因・帰結状況	評価
コンクリート表面 損傷の発生	1) コンクリート表面 の損傷	a. マッドケークの生 成	【要因】 掘削中・掘削後期には、安定液により不透水膜（マッドケーク等）が形成され、これを介して土と水とのバランスを調整し、掘削の安定性が保持されている。このマッドケークが数週間後に付着し剥がれ落ちていくと、掘削中のコンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。このマッドケークが数週間後に付着し剥がれ落ちていくと、掘削中のコンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	×
			【帰結状況】 掘削中・掘削後期には、安定液により不透水膜（マッドケーク等）が形成され、これを介して土と水とのバランスを調整し、掘削の安定性が保持されている。このマッドケークが数週間後に付着し剥がれ落ちていくと、掘削中のコンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
b. 掘削のはらみ出し			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	○
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
c. 安定液の性状			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	×
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
d. 掘削機の出来形の不 良			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	×
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
e. S.W.の設置状況			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	○
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
f. 仕切板の設置状況 （掘削機等）			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	×
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	
g. 掘削機等による掘削 （掘削機等）			【要因】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	×
			【帰結状況】 掘削中に地盤に面する荷重（掘削機等の自重や掘削機等の自重）や安定液と地下水の水位差による浮力などが発生し、コンクリートの表面が露出する。コンクリートの表面部の損傷の程度は、掘削の安定性が保持されている。	

図 6.1-5(1) コンクリート未充填 要因分析図（A北基礎）（その1）

[illegible]

(2) 観察結果から得られる発生事象範囲の特定（A北基礎）

観察結果から得られる発生事象範囲（A北基礎）を表 6.1-4 に示す。

(3) 不具合発生箇所

水平鉄筋については、中実部側では区画①，③，⑤，⑦，⑨，⑪，⑬，⑮において、地山側では区画①，③，⑤，⑦，⑨，⑮で変形等が認められた。

コンクリートについては、中実部側では区画①，③，⑤，⑦，⑨，⑪，⑬，⑮において、地山側では区画①，②，③，④，⑤，⑥，⑧，⑨，⑪，⑫，⑬，⑮で未充填が認められた。平面図上にまとめたものを図 6. 1-6 に示す。

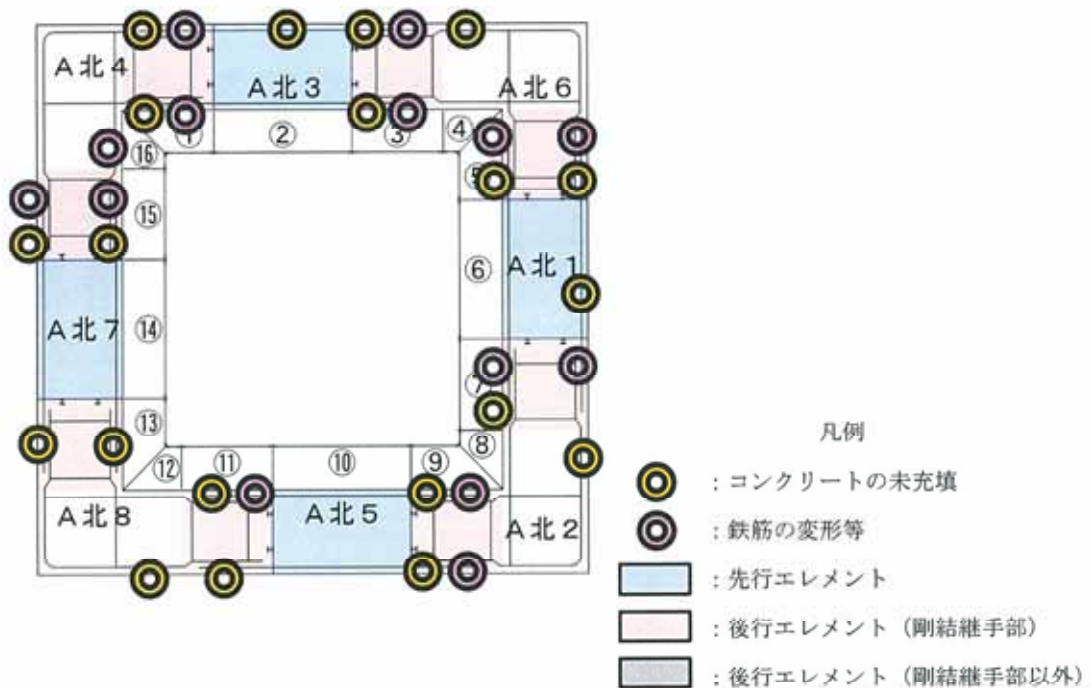


図 6. 1-6 A北基礎における不具合の発生箇所

6.2 不確かさを考慮した調査及び設計

調査項目の中で、直接確認できず不確かさを含む調査方法は音響探査である。地山側のコンクリートの壁厚を音響探査で計測し、不確かさを考慮した壁厚を用いて設計を実施した。

6.2.1 音響探査の精度

計測データの誤差は、データを得るたびに値が変化する「ランダム誤差」と条件が変わると値が変化する「系統誤差」の2つの種別に分類される。

音響探査の結果に含まれる誤差（不確かさ）にも、同様にランダム誤差と系統誤差が含まれる。

音響探査結果に含まれる「ランダム誤差」は、調査孔として使用するボーリング孔の位置データ（孔曲り計測）の測定誤差と、音響システムの計測原理から生じる音響計測システムの測定誤差の2つがある。孔曲り計測の測定誤差を検証するために、調査孔2箇所それぞれ10回の計測を実施し、平均値とその誤差のばらつき（標準偏差）を求めた。10回計測の平均値を真値として、この平均値に対する誤差のばらつきは回数を重ねるごとに小さくなり、4回程度の繰返し測定を行うと、誤差のばらつきは計測区間50cmで1mm相当以内となった（図6.2-1参照）。

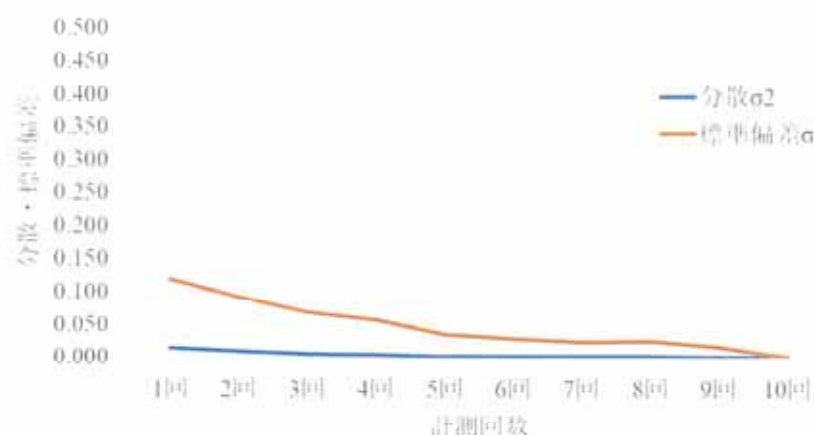


図 6.2-1 繰返し回数と測定誤差のばらつきの関係（東1の例）

一方で音響探査の「システム誤差」については、「系統誤差」及び孔曲り計測の測定誤差を考慮する必要のないモックアップ試験を実施し、真値（実測値）との誤差を検証した。その結果複数回計測することで誤差を小さくでき、4回計測では音響計測システムの計測誤差が $\pm 8\text{mm}$ となった。

「系統誤差」は、機械毎の癖・違いによって生じる誤差、温度・湿度など計測環境の違いによって生じる誤差、地盤性状（ばらつき）による誤差があるが、同一機械を使用している事や、地中計測では温度・湿度ともに一定であること、計測を行う地盤が堆積地盤で

あり水平方向の性状（ここでは音速の伝播状況を指す）が一定と考えられることから、系統誤差については考慮が不要である。

表 6.2-1 に音響探査の誤差（不確かさ）について一覧表で整理した。また、ランダム誤差を考慮した音響計測（音響探査）の測定誤差は±9mm 程度であるが、測定精度±10mm とした。

表 6.2-1 音響探査の測定誤差（不確かさ）

誤差種別	項目	算出方針	妥当性	考慮する誤差
ランダム誤差	孔曲り計測の測定誤差	・ 確かな値が取れるよう、深度毎に10回傾斜角度を取る（東1、東2） ・ これら複数回の平均値を代表値として用い、深度-孔曲り曲線を求める。	・ 2本の孔で、各10回の孔曲り計測の実データで検証 ・ 平均化回数と誤差の関係で4～7回以上の計測の平均値で概ね誤差が収束する。	(4回以上の計測で) ±1mm (0.1°)
	音響計測システムの測定誤差	・ 4回計測し平均を取ることで、誤差を最小化する。 ・ 安全側にモックアップで求めた誤差を考慮する。	・ モックアップ試験結果	モックアップでの測定誤差 ±8mm
系統誤差	機械毎の癖・違いによる誤差	——	・ 同一機械を使用しており、考慮不要。	——
	温度・湿度による誤差	——	・ 地中計測の為温度・湿度とも一定であり考慮不要。	——
	地盤性状による誤差	——	・ 堆積地盤であり、水平方向の性状は一定であり、考慮不要。	——

6.2.2 地中連続壁地山側の剛結継手部

音響探査及び水平コアボーリングで測定した地中連続壁壁面での欠損の最大値はA南基礎で最大 16cm，A北基礎で最大 15cm であった。本工事では、測定の不確かさを考慮し、地山側剛結継手部に対して、一律 20cm の欠損とした。

7. 不具合事象の調査結果を踏まえた対策

本不具合事象に対する対策として、地中連続壁を撤去し再構築する方法、地中連続壁の不具合箇所を補修する方法及び地中連続壁の中実部で補強する方法について検討を行い、施工の実現性や課題について評価した。

7.1 地中連続壁の再構築に関する検討

地中連続壁を撤去し、既工事計画のとおり再構築する方法について、地中連続壁の撤去方法の検討を行った。候補となる方法は「土留め壁新設」及び「オールケーシング工法」の2案であった。

評価結果を、表 7.1-1 にまとめる。

7.1.1 土留め壁新設

土留め壁新設は、地中連続壁の外側に新たに土留め壁を設置し、その土留め壁を用いて、地中連続壁の周囲を掘削し、補修箇所へのアクセス、作業場所を確保するものである（図 7.2-1 参照）。

この方法であれば、地山側の不具合箇所の壁面状態を目視確認でき、不具合箇所の状況に応じた補修が可能である。また、土留め壁により地下水の流入も遮断され、必要な作業スペースも確保できることから、作業の安全性も確保できる。

一方、仮設としての切梁や掘削・補修等の作業スペースを確保しようとする地中連続壁と新設する土留め壁の間に最小でも幅 3m 程度の空間を設ける必要がある。この空間を考慮した場合、新たに設ける土留め壁は、近接構造物（非常用海水系の取水路でもある取水構造物や関連設備、鉄筋コンクリート防潮堤の基礎部）に干渉しており、土留め壁の設置場所が確保できない。非常用海水系への影響など発電所の安全性等も考慮すると、施工の成立性の観点から土留め壁新設による方法の実現は困難と評価した（表 7.2-1 参照）。

7.1.2 オールケーシング工法

オールケーシング工法は、地上より全周回転掘削機によりケーシングを圧入し、地中構造物を切削し、解体・撤去する方法である。オールケーシング工法は、地中構造物（例えば、鉄筋コンクリート杭など）の解体・撤去に実績を有する工法である。この工法のうち、鉄筋コンクリートの解体の実績のある A-C R 工法（アブソリュート・クラッシング工法）について本地中連続壁の解体への適用性の確認を行った（図 7.1-1 参照）。

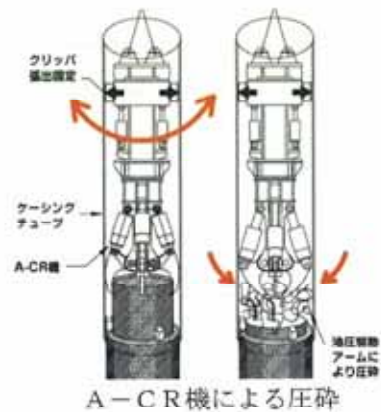
本地中連続壁は、防潮堤の基礎の一部として構築しており、一般の構造部に比べ以下の特徴がある。

- ・撤去対象深度が 60m
- ・高強度鉄筋 SD490（鉛直鉄筋は D51@150、水平鉄筋は D38、D35）
- ・鉛直鉄筋は機械式継手で最深部まで接続

- ・コンクリートの設計基準強度は 40 N/mm^2
 (ただし、使用したコンクリート呼び強度は 58 N/mm^2)

このように、施工実績のある一般構造物の仕様とは大きく異なり高強度の構造物となっている。特に鉛直鉄筋 SD490-D51@150 については、切削した鉄筋コンクリートのブロックをケーシングから排出するために切断（引きちぎる）の必要があるが、調査の結果、既往の施工技術では対応できないことを確認した。また、鉄筋コンクリートの切削の支障になる水平鉄筋についても、既往の実績を調査した結果、本地中連続壁よりも鉄筋量の少ない構造物であってもケーシング・ビットの損耗・破損が多発していることから、本地中連続壁においては更に厳しい状態になると考えられる。具体的に予想される事象は、ケーシング先端の切削ビットの損耗・破損、つまりによるジャーミング（ケーシングが掘り回り回転不能になる現象）が発生し、施工が中断する。これらの実績等を踏まえると、本地中連続壁の解体には現状施工できる機械はなく、施工機械を新たに開発することが必要となる。

このため、施工の成立性の観点から、オールケーシング工法による方法の実現は困難と評価した（表 7.1-1）。



A-CR工法（アブソリュート・クラッシング工法）：横山基礎 HP より

図 7.1-1 全周回転掘削機による施工イメージ

表 7.1-1 地中連続壁の撤去方法の検討結果

方 法	土留め壁新設	オールケーシング工法
目 的	地中連続壁の撤去・再構築	地中連続壁の撤去・再構築
概 要	地中連続壁の外側に新たに土留め壁を設置した後、地中連続壁の周囲を掘削し、撤去作業を実施する。	地上より全周回転掘削機により、地中構造物を切削し、解体・撤去する。
施 工 成 立 性	× 地中連続壁の近傍に取水路（非常用海水の取水路含む）があり、土留め壁の設置場所が確保できない。	× 本施設は施工実績の深度(50m)を超過しており（A北基礎約 60m）、使用材料の強度も高く（コンクリート 40N/mm ² 、鉄筋 SD490-D51, SD490-D38）、施工実績と乖離している。このため、施工機械を新たに開発することが必要。
作業性	× 上と同じ理由で作業スペースの確保が困難である。	× ケーシング・ビットの損耗・破損等により作業効率が著しく低下する。
安全性	× 作業スペースの確保が困難であることは、安全対策が十分に行えない。	× ケーシング・ビットの損耗・破損等を頻繁に行うことにより、交換のためのケーシング引き上げ時に地山崩壊の危険性が増す。
総合 評価	× (不成立)	× (不成立)

7.2 地中連続壁不具合箇所の補修に関する検討

不具合箇所の補修を行う上で、地山側の不具合箇所の補修についてその方法の検討を行った。候補となる方法は「土留め壁新設」(図 7.2-1 参照) 及び「地盤改良立坑」(図 7.2-2 参照) の 2 案であった。

評価結果を、表 7.2-1 にまとめる。

7.2.1 土留め壁新設

土留め壁新設は、地中連続壁の外側に新たに土留め壁を設置し、その土留め壁を用いて、地中連続壁の周囲を掘削し、補修箇所へのアクセス、作業場所を確保するものである。

この方法であれば、地山側の不具合箇所の壁面状態を目視確認でき、不具合箇所の状況に応じた補修が可能である。また、土留め壁により地下水の流入も遮断され、必要な作業スペースも確保できることから、作業の安全性も確保できる。

一方、仮設としての切梁や掘削・補修等の作業スペースを確保しようとする地中連続壁と新設する土留め壁の間に最小でも幅 3m 程度の空間を設ける必要がある。この空間を考慮した場合、新たに設ける土留め壁は、近接構造物（非常用海水系の取水路でもある取水構造物や関連設備、鉄筋コンクリート防潮堤の基礎部）に干渉しており、土留め壁の設置場所が確保できない。非常用海水系への影響など発電所の安全性等も考慮すると、施工の成立性の観点から土留め壁新設による方法の実現は困難と評価した（表 7.2-1 参照）。

7.2.2 地盤改良立坑

地盤改良立坑は、地中連続壁の不具合箇所（剛結継手部区間）の周辺の地盤を改良し、地盤改良した範囲に立坑（外寸 4m×2m 程度）を設置し、作業場所を確保するものである。

この方法であれば、地山側の不具合箇所の壁面状態を目視確認でき、不具合箇所の状況に応じた補修が可能である。しかしながら、土留め壁新設案に比べ、この方法は、作業可能範囲としては剛結継手部の区画を包含する程度となることから、水平鉄筋の補修は難しいと考えられ、また、作業スペースが狭隘なことから作業性は悪化する。

加えて、地盤改良による立坑の安全性確保については、対策範囲が深度 60m と深く、また粘性土層も厚いことから強固な改良体の造成や地下水の完全止水は難しい。垂直移動式のプラットホームによる狭隘な作業となるため、異常出水や予想外のトラブル等、緊急時の避難方法の確立が難しい。このため、作業の安全性確保の観点から、地盤改良立坑による方法の実現は困難と評価した(表 7.2-1 参照)。

7.2.3 その他の課題

コンクリートの未充填部の補修方法は、「9 地中連続壁地山側鉄筋の経年劣化対策」で記載するが、鉄筋の変形部の補修については、変形した鉄筋を撤去する、もしくは近傍に類似する仕様の鉄筋を追加設置する対応が必要である。

変形等が確認された水平鉄筋は隣接区画から剛結継手部まで連続して設置されていることから、この対応を行うためには地中連続壁の健全なコンクリート部の相当な範囲を除去することとなる。また、これにより面的に広範囲な断面補修を行う必要があることから、構築物の品質確保のための対策が求められる。

表 7.2-1 地中連続壁地山側及び中実部側の補修方法の評価結果

方 法	土留め壁新設	地盤改良立坑
目 的	地山側の補修	地山側の補修
概 要	地中連続壁の外側に新たに土留め壁を設置した後、地中連続壁の周囲を掘削し、補修作業場所を確保する。	地中連続壁の外側を地盤改良し、補修箇所全面に立坑（4m×2m）を設置し、補修作業場所を確保する。作業は垂直移動式プラットフォーム上で実施する。
施 工 成立性	× 地中連続壁の近傍に取水路（非常用海水の取水路含む）があり、土留め壁の設置場所が確保できない。	△ 立坑により作業場所の確保は可能。ただし、地盤改良で完全な止水は困難であり、作業上のリスクとなる。
作業性	—	△ 狭隘な空間（4m×2m）での作業
安全性	—	× 緊急時の避難方法の確立が困難
総合 評価	× (不成立)	× (作業の安全性確保が困難)

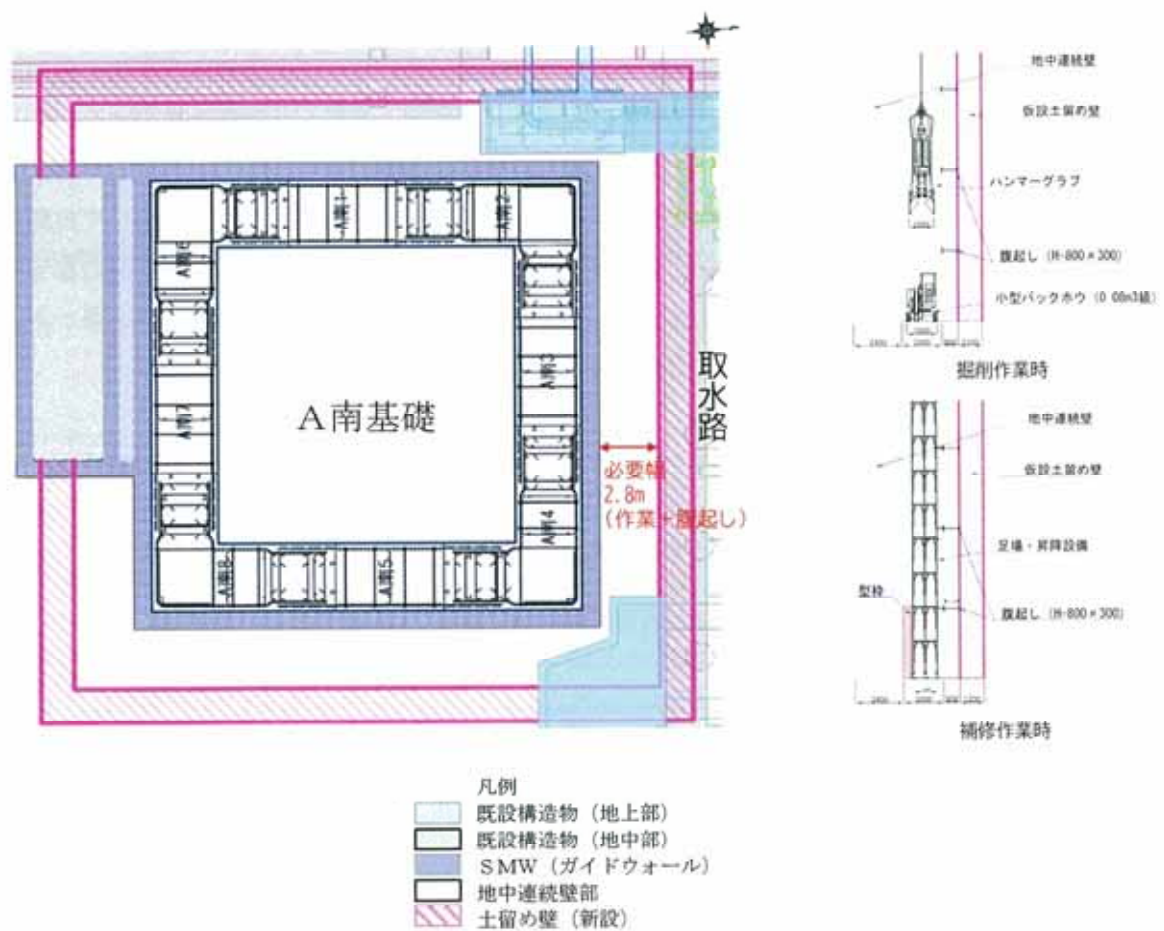


図 7.2-1 新たな土留め壁を設置し土留め壁と地中連続壁間を掘削する案

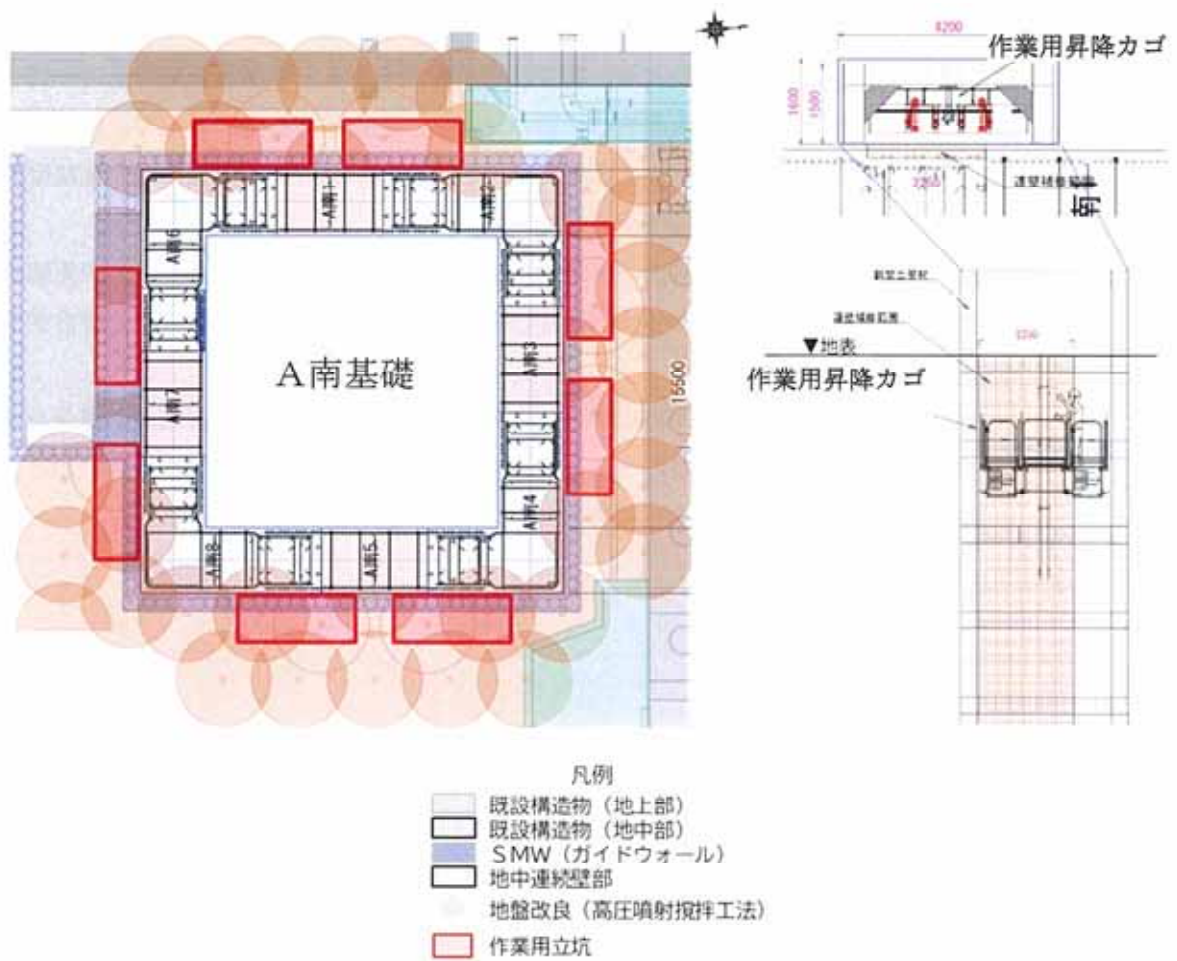


図 7.2-2 地盤改良を行うと共に改良体の中に立坑を設置する案

7.3 基礎中実部を補強する方法

基礎中実部を補強する方法については、地中連続壁の地山側壁面のコンクリート未充填、鉄筋の変形を考慮して、基礎中実部に補強鉄筋を配置することで鋼製防護壁基礎の健全性を担保するものである。この基礎中実部の鉄筋コンクリートの追加補強によって、原設計同等以上の耐力確保が可能となる。また、基礎中実部での補強は、現計画と同様に地中連続壁の内側での作業であり、作業の安全性確保が可能である。

ただし、不具合事象を包絡する保守的な設計条件の設定、コンクリートの未充填部の設定による地盤一構造物応答への影響検討、及び不具合事象の設計への反映に伴う設計変更が必要となる。

前述の通り、不具合事象を包括する保守的な設計条件設定や影響評価は必要となるが、原設計と同等以上の耐力確保が可能であり、作業の安全性及び施工の成立性の観点から基礎中実部を補強する方法の実現は可能と評価した。

7.4 対策方針

「7.1 地中連続壁の再構築に関する検討」及び「7.2 地中連続壁不具合箇所の補修に関する検討」による現設計への復旧を検討した結果、施工の成立性、安全面でいずれも実現が困難であると評価した。そこで、本不具合により低下した基礎の耐力を補うための方法として、これから構築する基礎中実部に鉄筋による補強を行い、鋼製防護壁の基礎に求められる構造強度を確保する方針とする（表 7.4-1 参照）。

なお、地山側の不具合部の補修については、防食等の観点で別途対応を行うこととする。

表 7.4-1 地中連続壁の不具合事象への対策方針

方法	土留め壁新設	オールケーシング 工法	地盤改良立坑	基礎中実部での補強
目的	撤去・再構築 ／地山側の補修	撤去・再構築	地山側の補修	基礎中実部の補強 (設計変更)
概要	地中連続壁部の外側に新たに土留め壁を設置した後、地中連続壁部の周囲を掘削し、補修（解体）作業場所を確保する。	地上より全周回転掘削機により、地中構造物を切削し、解体・撤去する。	地中連続壁部の外側を地盤改良し、補修箇所前面に立坑（4m×2m）を設置し、補修作業場所を確保する。作業は作業用昇降カゴ上で実施する。	地中連続壁の地山側壁面のコンクリート未充填、鉄筋の変形を考慮して、基礎中実部側への補強鉄筋を配置することで地中連続壁基礎の健全性を確保する。
長所	・地山側補修箇所の壁面状況の目視確認及び補修が可能 ・（掘削により全面が目視確認できるため）地山側壁面位置の調査不要 ・作業空間の確保による補修及び撤去作業が可能	・撤去により原設計とおりの構造物設置が可能 ・ただし、ケーソン工法を選択する際には、基礎中実部の配筋の変更が必要	・地山側補修箇所の壁面状況の目視確認及び補修が可能 ・地山側壁面位置調査を併用することにより実施箇所の抽出が可能	・現計画と同様に地中連続壁の内側での作業であり、作業の安全性確保が可能。 ・基礎中実部側の鉄筋コンクリートの補強により原設計同等以上の耐力確保可能
短所	・近接構造物があり、土留め設置場所の確保ができない ・周辺地盤緩み防止対策が必要	・工法適用可能最大深度（50m）を超過（A北基礎約 60m）しており、かつ当構造物の使用材料の強度が高く、施工実績と乖離している。 ・このため、施工機械を新たに開発することが必要（施工できる機器がない）	・緊急時の作業員の避難対策確保が困難 ・作業場所の狭小化による作業能率の低下 ・立坑幅は剛結継手部の区画を包含する程度であり、水平鉄筋の補修は困難（水平鉄筋に係る設計変更は必要）	・不具合事象を包絡する保守的な設計条件の設定が必要 ・コンクリートの未充填部の設定による地盤-構造物応答への影響検討が必要 ・不具合事象の設計への反映に伴う設計変更の必要
総合評価	×	×	×	○

8. 有効な部材を使用した基礎中実部の設計変更について

既工認の設計と同等以上の性能を保持する基礎中実部の設計変更について記載する。その設計変更の際し、コンクリートの未充填や鉄筋の変形等の発生の有無により、区画毎のコンクリート及び鉄筋が有効な部材であるか否かを判定し、設計の一助とした。参考としたコンクリート及び鉄筋不具合の調査評価の表を以下に示す。

表 5.3-25 A南基礎各区画の調査評価（コンクリートの未充填）

表 5.3-26 A南基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

表 5.4-23 A北基礎各区画の調査評価（コンクリートの未充填）

表 5.4-24 A北基礎各区画の調査評価（鉄筋の変形）

8.1 基礎中実部の設計変更方針

基礎中実部における鉄筋の補強を計画するにあたり、不具合により低下した基礎の耐力を補うための方法について、不具合の種類、発生場所及び鉄筋の補強の関係を整理した（表 8.1-1）。

地中連続壁に生じたコンクリート未充填に対する対策は、基礎中実部の構築の際に当該箇所を充填することで当初設計の形状に修復できる。一方で、地山側のコンクリート未充填については、断面が欠損しているが、断面欠損率2%以下であり、裕度が十分であることから対策は不要である。

また、地中連側壁におけるせん断力の減少は、基礎中実部にせん断補強筋を追加することで対応する。

地山側のコンクリート未充填部に位置する鉄筋（鉛直鉄筋及び水平鉄筋）は、損失鉄筋として扱い、当該鉄筋が受け持つ引張力に相当する主鉄筋（鉛直鉄筋）、せん断力に相当する水平鉄筋を基礎中実部に追加することで対応する。

表 8.1-1 不具合事象と基礎中実部における鉄筋の補強の関係

不具合の種類	場所	基礎の耐力評価上の扱い	中実部の鉄筋の補強	備考
コンクリートの未充填	地山側	コンクリートの未充填部のせん断耐力欠損	せん断補強筋の追加	★
		コンクリート未充填部に位置する鉄筋の欠損	主鉄筋（鉛直鉄筋）の追加 せん断補強筋の追加	
	中実部側	コンクリートを充填することで、耐力は現設計どおり（欠損しない）	中実部構築時に充填	
鉄筋の変形等	地山側	せん断補強筋のせん断耐力欠損	せん断補強筋の追加	★
	中実部側	せん断補強筋のせん断耐力欠損	せん断補強筋の追加	注

★：「コンクリートの未充填」に対して、「せん断補強筋の追加」をするが、鉄筋の変形に対しても同じ「せん断補強筋の追加」で対応する。

注：水平鉄筋は主鉄筋（鉛直鉄筋）の配力筋を兼ねることから、中実部側の変形等が確認されている鉄筋に対して補修（取替）又は同仕様鉄筋の追加設置を行う。

8.1.1 鉄筋の補強方針

鋼製防護壁基礎は、曲げに有効な鉛直鉄筋（主筋）とせん断に有効な水平鉄筋（せん断補強筋）を有することで、本設時の外力に耐え得る構造となる。地山側の剛結継手部8箇所をコンクリート未充填とした場合、その未充填範囲にある鉛直鉄筋及び、水平鉄筋は有効な鉄筋として考慮することができない。また、中実部側においては水平鉄筋の折れ曲がりが生じていることから、地山側と同様に考慮しないものとした。よって、それら考慮できない鉛直鉄筋と水平鉄筋を基礎中実部に追加することで既工認と同等以上の強度を有した構造に補強する。

図 8.1-1 には不具合事象に対する基礎中実部の補強が決定するまでのフローを示す。

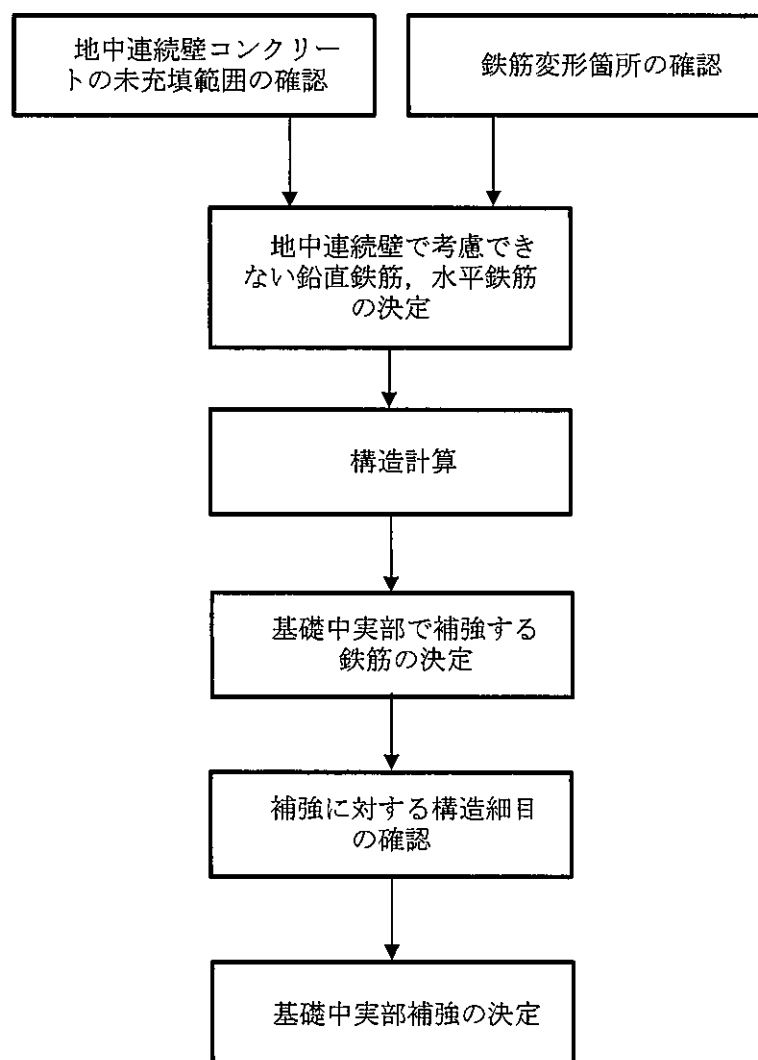


図 8.1-1 中実部補強の決定フロー

図 8.1-2 には、コンクリート未充填と水平鉄筋折れ曲がりの事象に対する中実部での補強の考え方を示す。また、図 8.1-3(1) 及び図 8.1-3(2) には、「地山側のコンクリート未充填に対する鉛直鉄筋の補強方針」及び「中実部側の水平鉄筋折れ曲がりに対する補強方針」を示す。地山側及び中実部側の補強の考え方を示す。

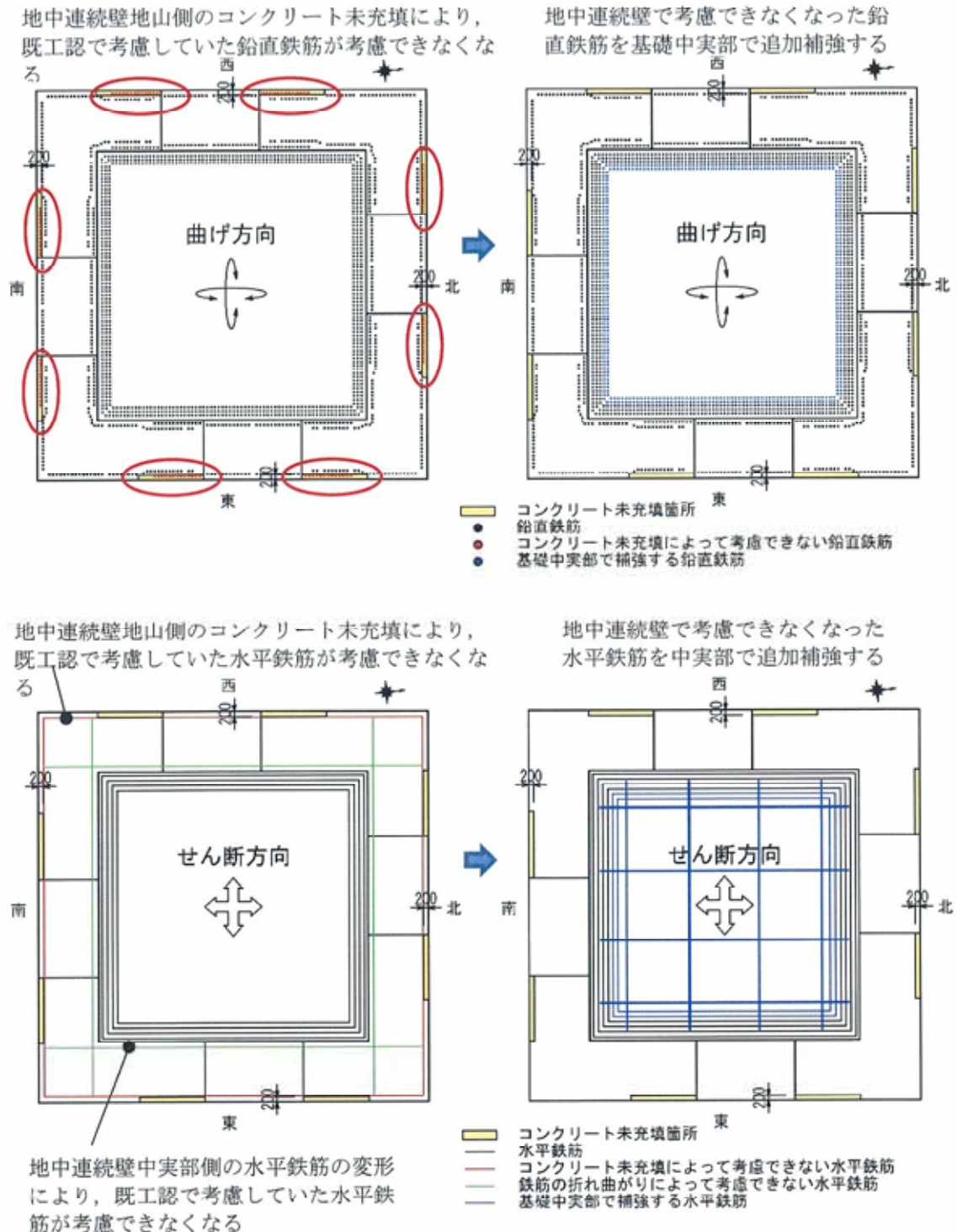


図 8.1-2 基礎中実部の補強方針（左図：補強前、右図：補強後）

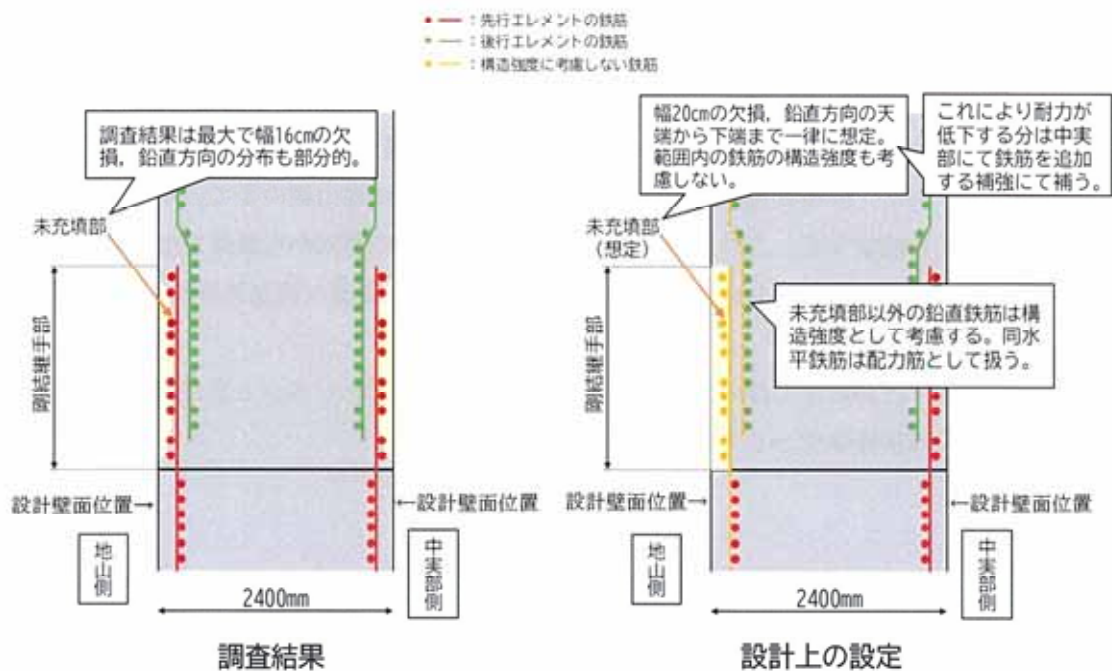


図 8.1-3(1) 地山側のコンクリート未充填に対する鉛直鉄筋の補強方針

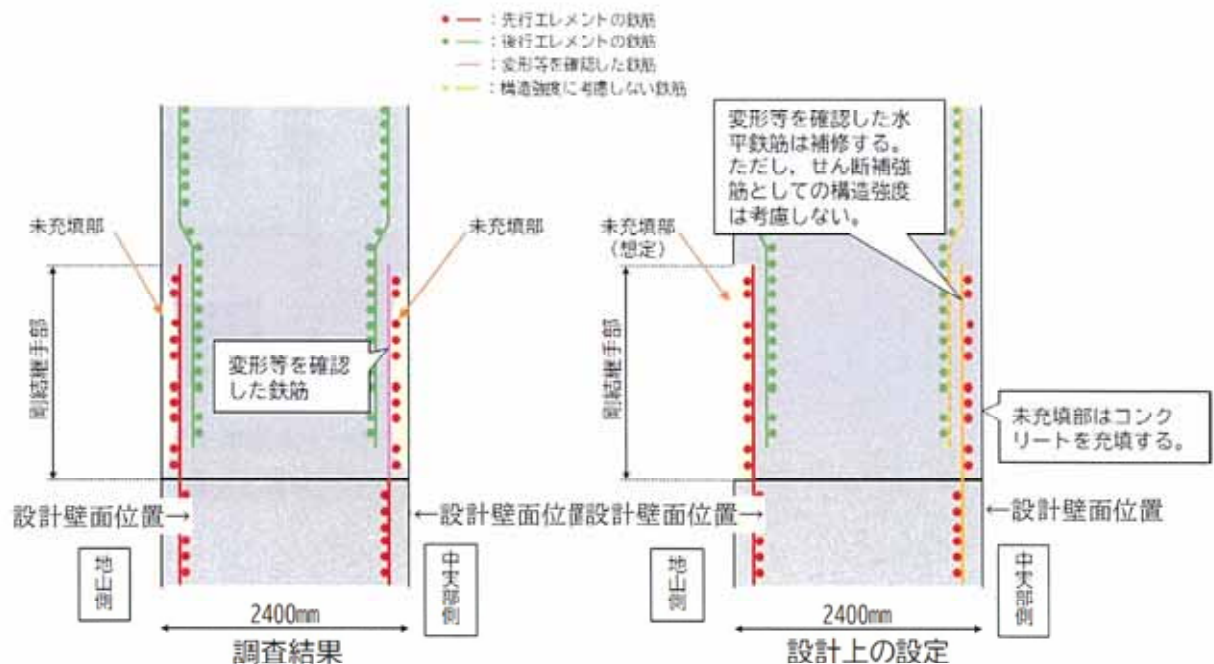


図 8.1-3(2) 中実部側の水平鉄筋折れ曲がりに対する補強方針

8.1.2 補強検討モデル

基礎中実部の補強を計画するにあたり、「不具合事象の調査結果」に基づき不具合事象のモデル化を行った。地中連続壁地山側のコンクリートの未充填については、A南基礎では剛結継手部で最大16cmの欠損が、A北基礎では剛結継手部で最大15cmの欠損が確認された。直接目視確認ができないことを踏まえに地山側の全ての剛結継手部の欠損を20cmと設定する。この欠損の設定は、地中連続壁の頂部から底部まで一律に適用する。なお、補強の検討においては欠損を50cmと設定し、必要な構造強度を有する配筋を検討した(図8.1-4)。

この設定に伴い、剛結継手部の地山側の先行エレメント及び後行エレメントの鉛直鉄筋は構造強度として考慮しない。

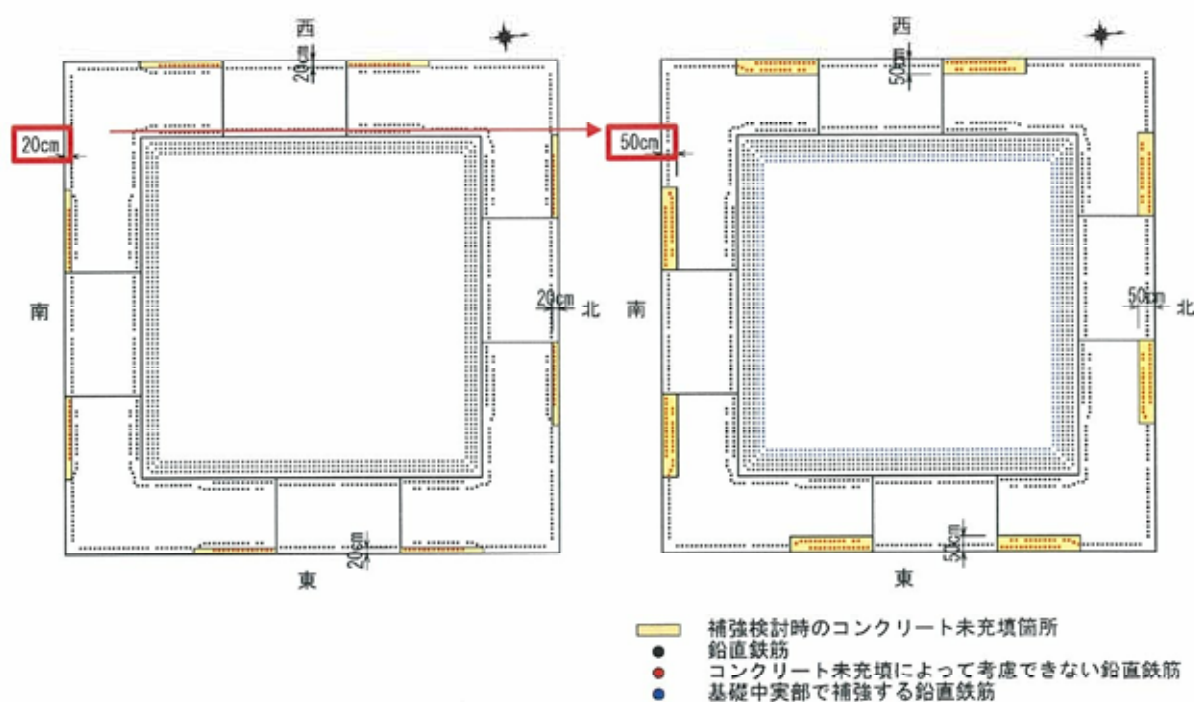


図 8.1-4 補強検討のコンクリート未充填モデル

(未充填深さ 20cm→50cm として計算を実施)

地山側剛結継手部の欠損を 50cm に設定した場合の鉄筋について、設計上の扱いを図 8.1-5 に示す

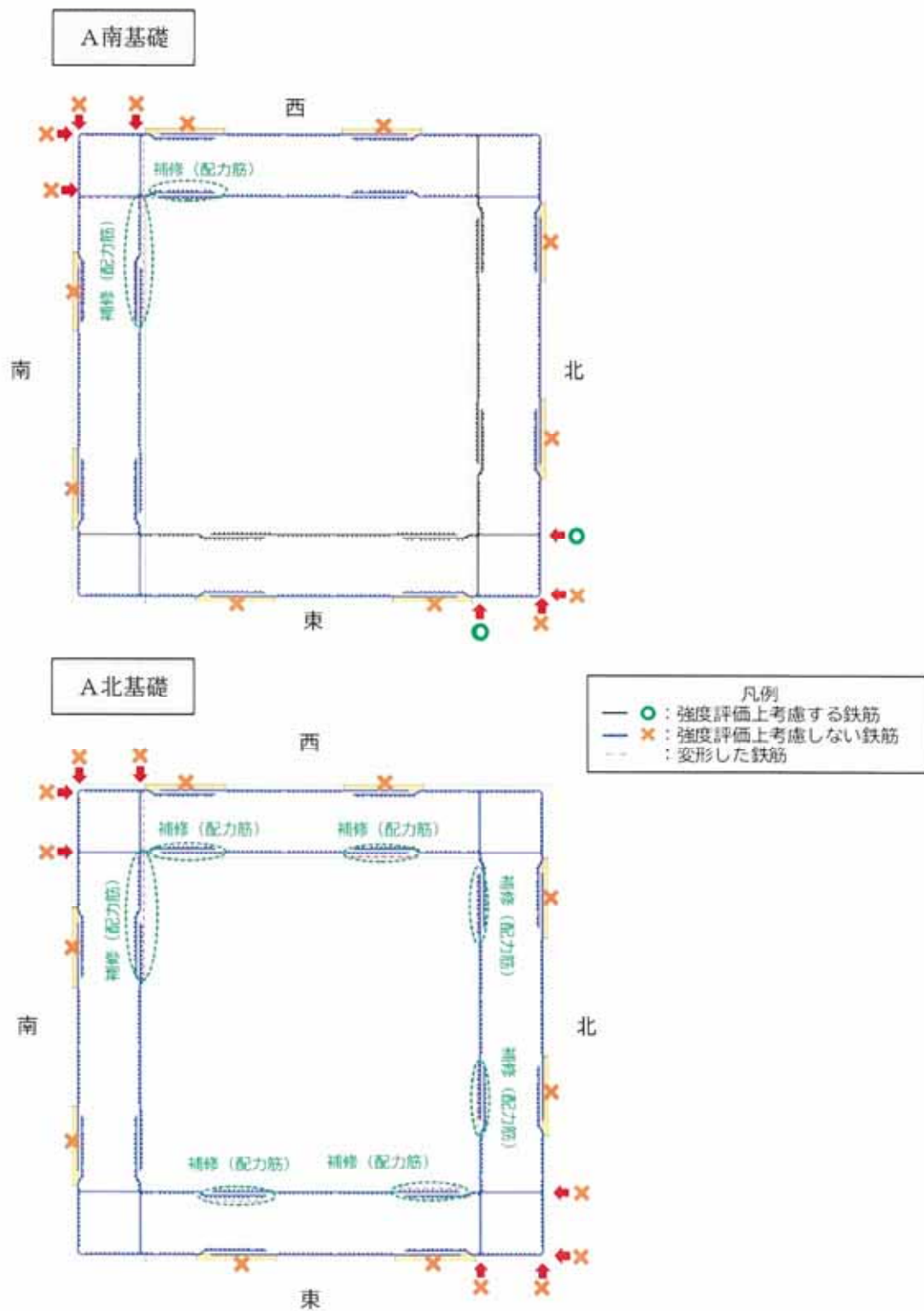
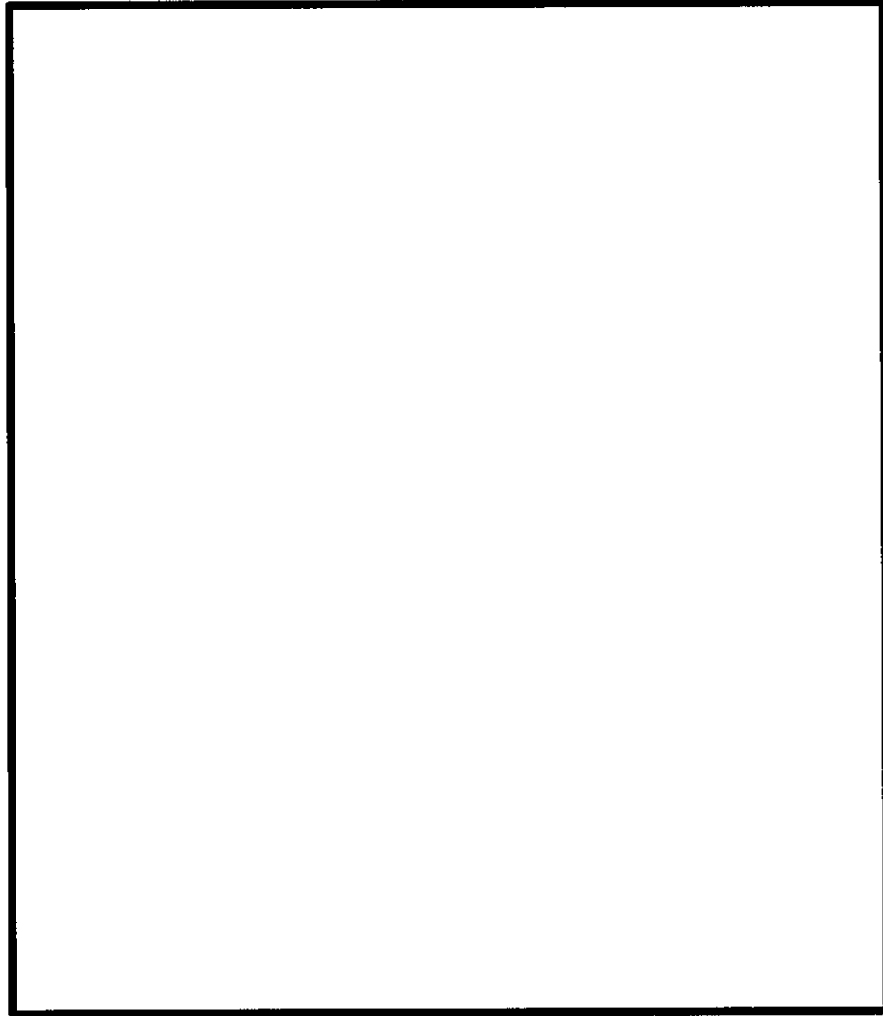


図 8.1-5 設計上考慮する鉄筋の判別

また、図 8.1-6 に、「鋼製防護壁基礎の断面欠損率」を示す。



$$\text{断面欠損率} = (2.6 \times 0.2 \times 8 \text{ 箇所} / 15.5 \times 15.5) \times 100 = 1.7\%$$

図 8.1-6 鋼製防護壁基礎の断面欠損率

8.2 品質向上を目的とした設計変更

「7.4 対策方針」における「本不具合により低下した基礎の耐力を基礎中実部にて鉄筋による補強を行い基礎の構造強度を確保する方針」及び「8.1.2 補強検討モデル」における「地中連続壁の地山側の全ての剛結継手部に欠損（調査結果を評価して 20cm と設定）を設定した検討モデル」を考慮することで、鋼製防護壁の基礎の不具合事象（コンクリート未充填）に対する設計変更を検討する。基礎の設計変更は、既工認と同じ手法（準拠する各種指針も同じ）を用いることとする。

また、防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更においては、品質向上を目的として一部構造部材の変更（部材配置、仕様等の変更）を計画している。本項では、品質向上を目的とした各構造部材の変更に係る設計変更についても説明する。

8.2.1 設計方針

本設計においては、鋼製防護壁の構造部材の健全性評価、現地地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。準拠する基準は下記のとおり。

コンクリート標準示方書 構造性能照査編（社団法人土木学会，2002 年制定）

コンクリート標準示方書 設計編（社団法人土木学会，2012 年制定）

道路橋示方書・同解説 I 共通編，II 鋼橋編

（社団法人日本道路協会，平成 14 年 3 月）

道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編

（社団法人日本道路協会，平成 29 年 11 月）

道路橋示方書・同解説 I 共通編，III コンクリート橋編

（社団法人日本道路協会，平成 24 年 3 月）

道路橋示方書・同解説 I 共通編，IV 下部構造編

（社団法人日本道路協会，平成 24 年 3 月）

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

（社団法人日本道路協会，平成 24 年 3 月）

トンネル標準示方書（開削工法）・同解説（社団法人土木学会，2006 年制定）

セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針

（社団法人土木学会）

土木工事施工管理基準及び規格値（案）（国土交通省，平成 30 年 3 月）

鋼構造物設計基準 II 鋼製橋脚編（名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987（日本電気協会）

各種合成構造設計指針（日本建築学会，2010 年 11 月）

新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成 21 年 11 月）

鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断及び補修指針（案）・同解説

（日本建築学会，1997 年 1 月制定）

8.2.2 設計変更の分類

(1) 設計変更①：品質向上を目的とした設計変更（図 8.2-1）

地中連続壁の壁面にて確認したコンクリートの未充填及び鉄筋の変形等を考慮し、地中連続壁及び基礎中実部の設計断面及び配筋の見直しを実施した。（地中連続壁に対して深さ 0.2m×幅 2.5m の断面欠損を地山側の剛結継手部 8 箇所を設定し、この断面欠損により低下した基礎の耐力を補充するために基礎中実部に鉄筋を追加配置した。

(2) 設計変更②：施工計画上の配慮から設定した設計変更

設計変更②は、不具合事象の発生以前から検討を重ねてきた設計変更であり、図 8.2-1 に示す 3 種類（②－1，②－2，②－3）を考慮した。

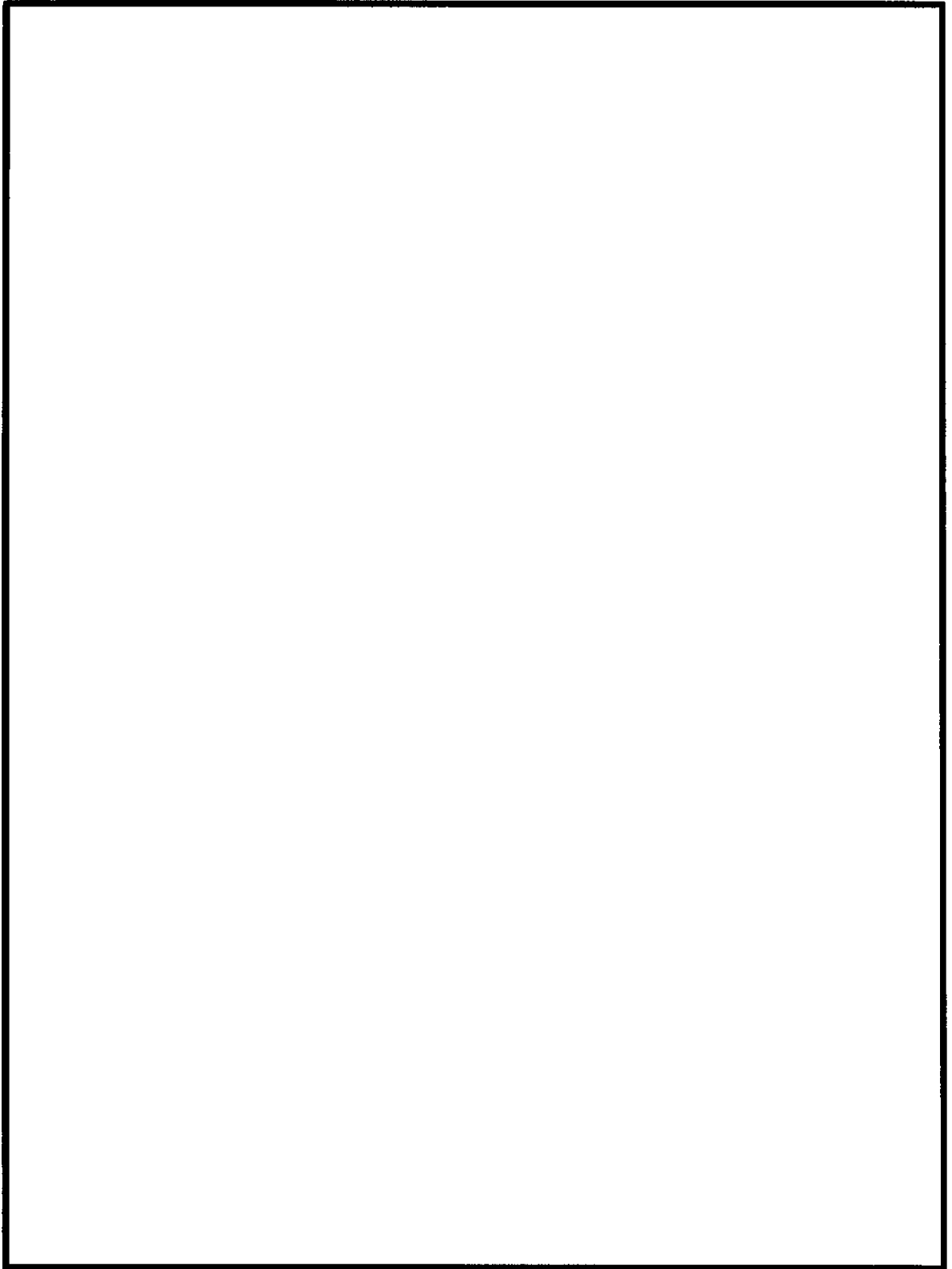


図 8. 2-1 品質向上を目的とした設計変更の概要

(3) 設計変更②-1：ジベル筋に係る設計変更

ジベル筋は、地中連続壁と基礎中実部を一体化することを目的に設置されている。平成 30 年 10 月に認可を受けた工認においては、「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（土木学会，2006 年制定）に基づき，発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認していた。しかしながら，配置本数が多く，他鉄筋との干渉による施工品質の低下が施工計画上の課題となっていたことから，本課題への対策として以下のおり仕様を変更した。

(a) ジベル筋の材料仕様変更

既工認の詳細設計においては SD390 を採用していたが，これを SD490 に変更し高強度化した。

(b) ジベル筋における発生せん断力の精緻化

既工認の詳細設計において極端に大きく設定していたジベル筋の発生せん断力について，三次元解析等の詳細評価を根拠として，現実的な発生せん断力に精緻化した。

(c) ジベル筋の照査範囲の細区分化

既工認の詳細設計においては，ジベル筋を鉛直方向の 3 区間に分類し，各区間の最大発生せん断力から必要鉄筋量を算定していたが，区間を更に細分化した上で，個々の区間にて必要鉄筋量を算定した。

設計変更前は、前述のとおり図 8.2-2 に示す「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（土木学会，2006 年制定）に基づき，発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認した。これに対し，設計変更後においては，数量が多いジベル筋設置に係る施工作業性の向上を目的に下記の仕様調整を実施した。

地中連続壁基礎と基礎中実部の接合面に生じるずれせん断力 V_B を設計せん断力とし，基礎の曲げによるせん断応力度により求めた。せん断応力度は，津波時における最大せん断力により算出した。

$$V_B = \frac{1}{2}(\tau_1 + \tau_2)\ell_1 b + \frac{1}{2}\tau_2\ell_2 b$$

ここで，

- V_B : 接合面区間に生じるせん断力
- τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
- ℓ_1, ℓ_2 : 各変化点間距離
- b : 単位幅

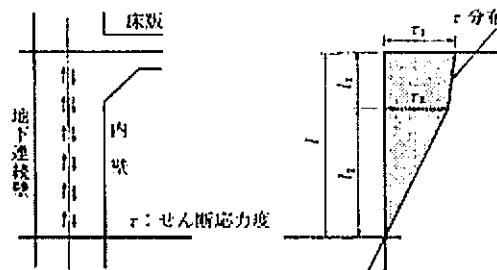


図 8.2-2 ずれせん断力の算定概念図

(「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（土木学会，2006 年制定))

(a) ジベル筋の材料仕様変更

既工認の設計においては、ジベル筋の材料として SD390 を採用していたが、これを SD490 に変更し高強度化した。

(b) ジベル筋における発生せん断力の精緻化

ジベル筋に発生するせん断力について、3次元解析により発生傾向を分析した上で、精緻化した。

(c) ジベル筋の照査範囲の細区分化

既工認の設計においては、ジベル筋を鉛直方向の3区間に分類し、各区間の最大発生せん断力から必要鉄筋量を算定したが、区間を更に細分化した上で、個々の区間にて必要鉄筋量を算定した。設計変更前後の概念図を図 8.2-3 に、「ジベル筋の仕様」を図 8.2-4 に示す。

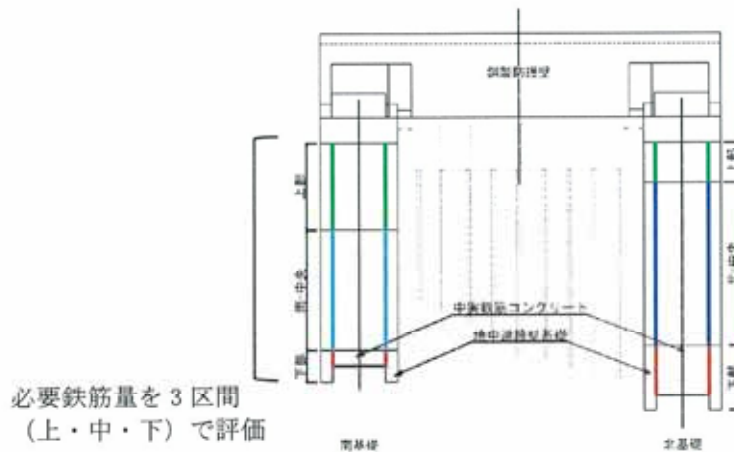


図 8.2-3 (1) 設計変更前のジベル筋の評価区間図

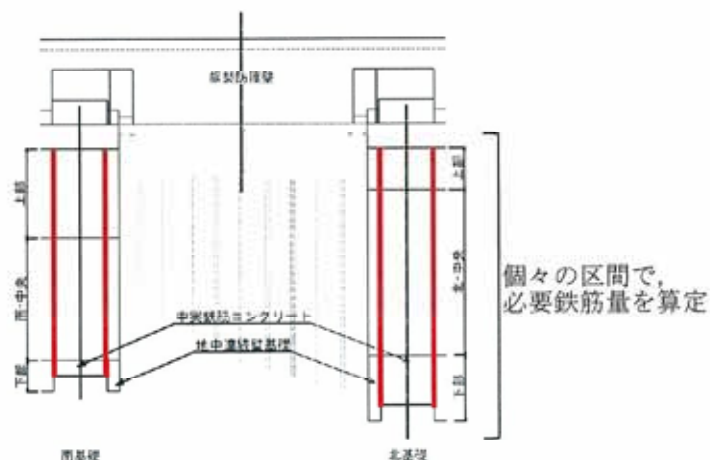


図 8.2-3 (2) 設計変更前のジベル筋の評価区間図

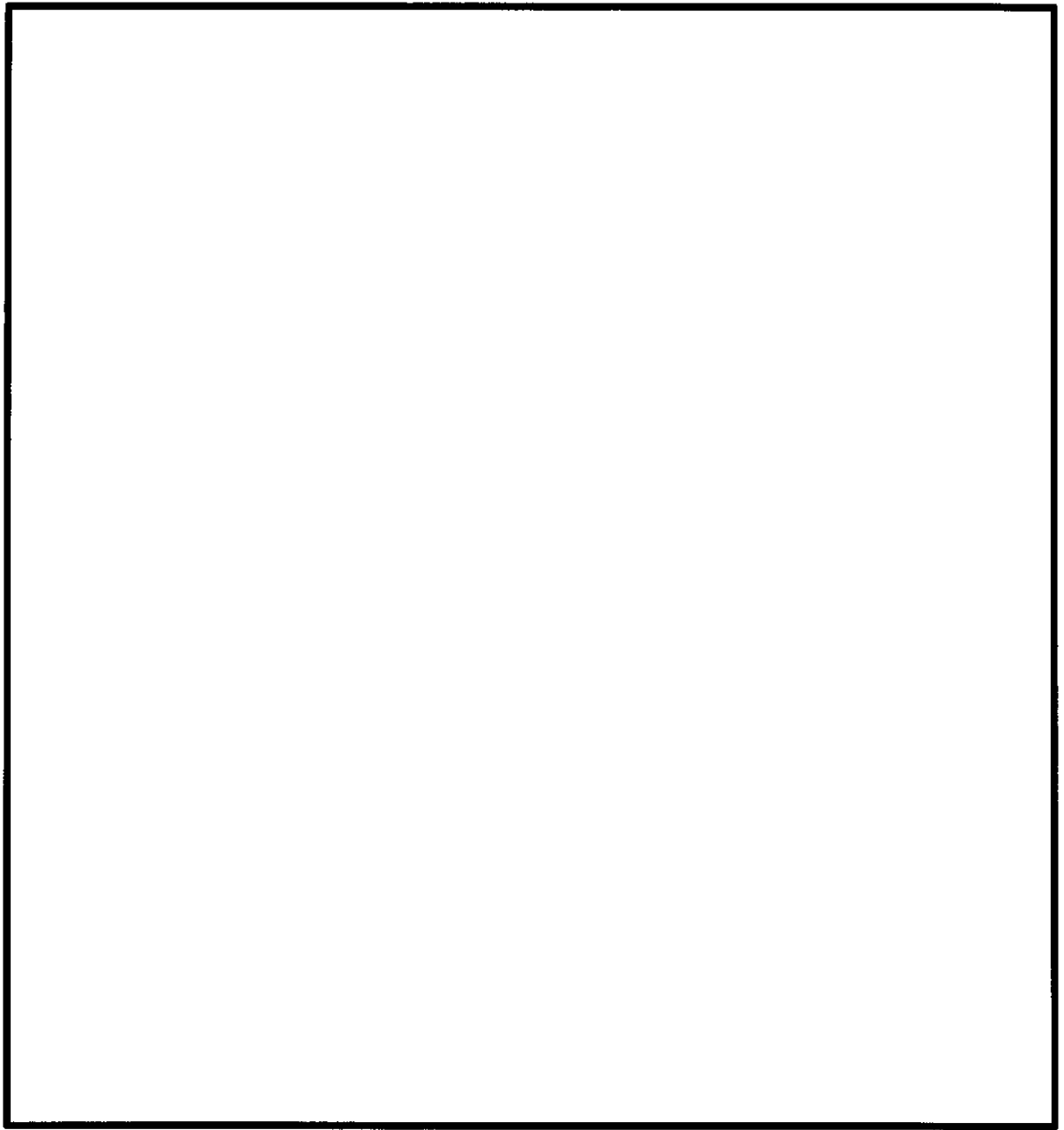


図 8.2-4 ジベル筋の仕様

(4) 設計変更②-2：上部工（鋼製防護壁）の材料分割に係る設計変更

鋼製防護壁を構成する鋼板は、発生応力度に応じて多種類の材質及び板厚から構成されているため、製作ブロック内に異なる材質及び板厚が混在していると溶接線長が長くなり、膨大な時間を要する。溶接線長を削減するためには、材質及び板厚の仕様をできる限り一様化する必要がある。このため、鋼材仕様の見直しを行い、安全裕度が向上することを確認した上で上部構造の設計変更を計画した。この設計変更は、安全裕度を向上させるとともに、溶接延長を削減することができるため、上部工の品質向上に寄与するものである。

上部工（鋼製防護壁）の鋼製部材の品質向上を目的とする設計変更として、工場製作範囲の拡大を計画し、これに対応するよう一部部材厚と材質の見直しを実施した。

設計変更に伴う材質及び板厚変更の例を図 8.2-5 に示す。設計変更前の図 8.2-5

(1) では鉛直隔壁(X5)、水平隔壁(Z1)ともに多種類の板厚と材質が混在した構成になっているが、設計変更後の図 8.2-5 (2) では材質を向上させた上に材質と板厚を統合することで、材料強度及び製造性・品質の向上を図った。例示した上部工（鋼製防護壁）鋼製部材以外の構成図は図 8.2-6 に示すとおりであり、同様の材質向上と板厚統合を図っている。

設計変更前の図 8.2-5 (1) においては、鉛直隔壁(X5)は板厚が 20mm、25mm、40mm 及び 50mm の 4 種類、材質は SM490Y（無地模様）と SM570（斜線模様）の 2 種類で構成されているが、板厚 20mm 及び 25mm の鋼製部材は SM490Y と SM570 が混在している。一方、水平隔壁(Z1)は、板厚が 25mm、28mm、40mm、50mm 及び 60mm の 5 種類、材質が SM490Y、SBHS500（星模様）及び SBHS700（網目模様）の 3 種類で構成されているが、25mm の鋼製部材は SM490Y と SBHS500 が混在している。したがって、設計変更前の鋼製部材は多種類の板厚と材質が混在した構成になっている。

一方、設計変更後の図 8.2-5 (2) においては、鉛直隔壁(X5)は板厚が 20mm、25mm 及び 50mm の 3 種類（変更前から 1 種類減）、材質は SBHS500（変更前よりも高材質に変更）の 1 種類のみで構成されている。水平隔壁(Z1)は、板厚が 28mm、30mm、50mm 及び 60mm の 4 種類（変更前から 1 種類減）、材質は SBHS500 及び SBHS700 の高材質 2 種類のみで構成されており、同じ板厚における異なる材質の混在は解消されている。したがって、変更後は材質と板厚が向上するように統合することで、材料強度及び製造性（溶接延長の削減）が向上し、ひいては品質の向上が図られている。

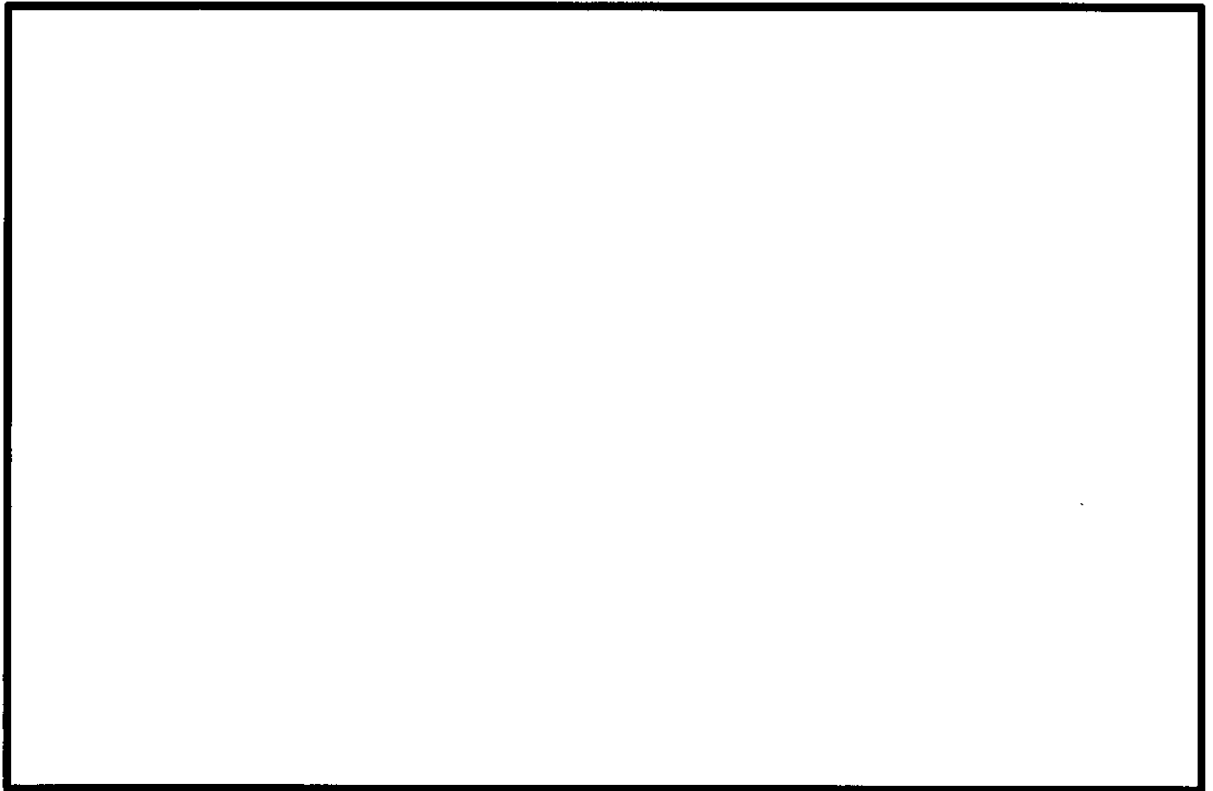


図 8.2-5 (1) 設計変更前の上部工（鋼製防護壁）の鋼材構成図

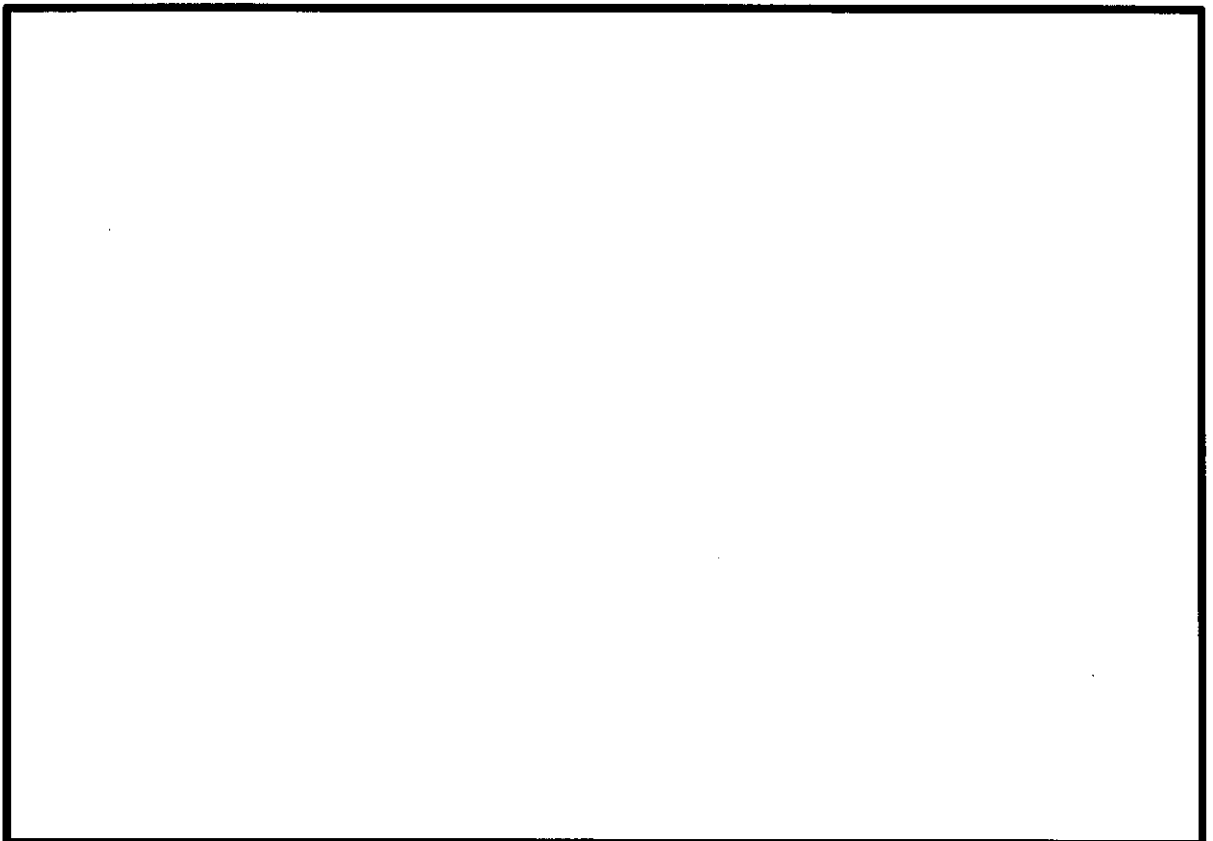


図 8.2-5 (2) 品質向上を反映した上部工（鋼製防護壁）の鋼材構成図

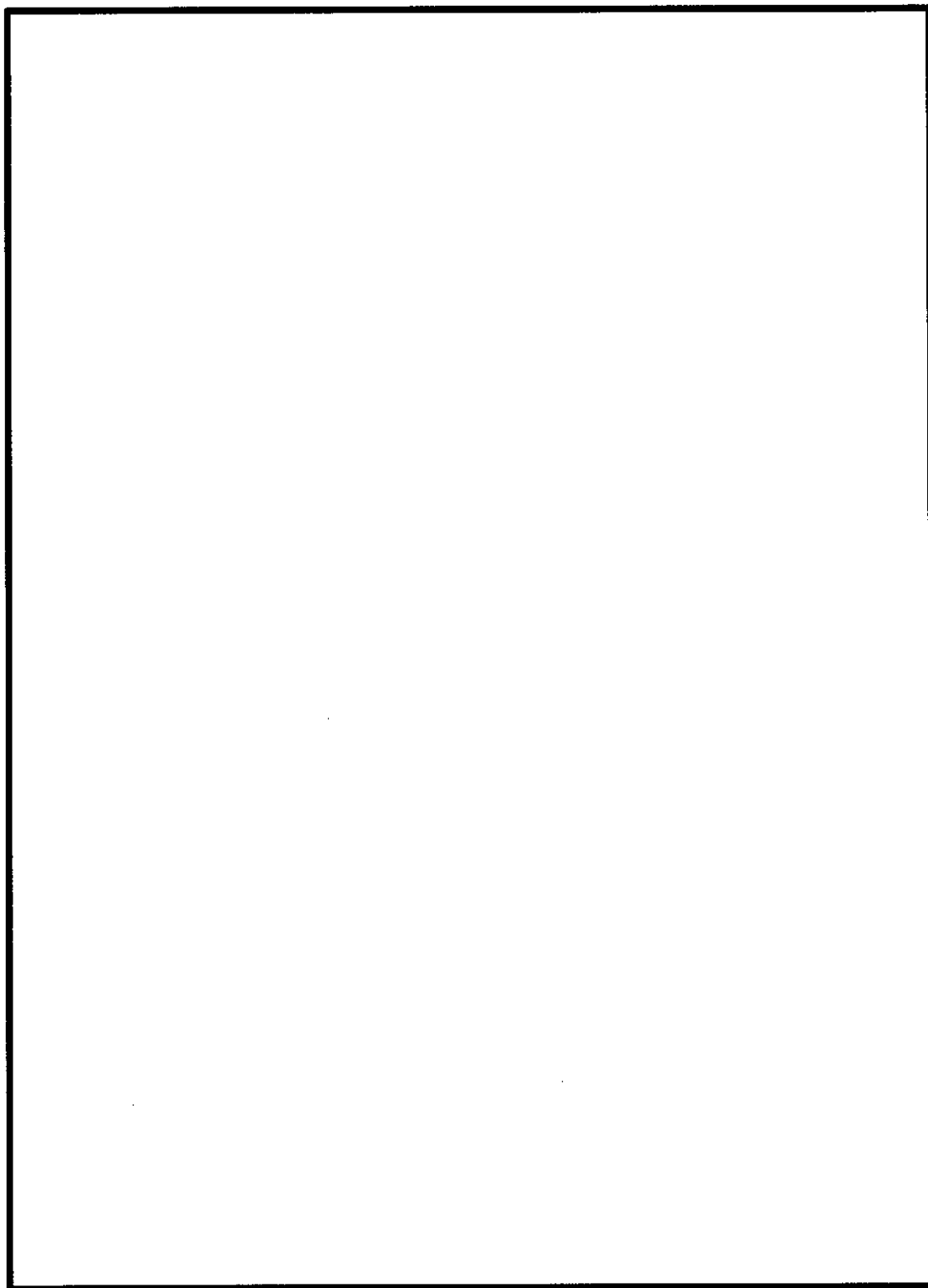


図 8. 2-6 (1) 板厚構成図 (その 1)

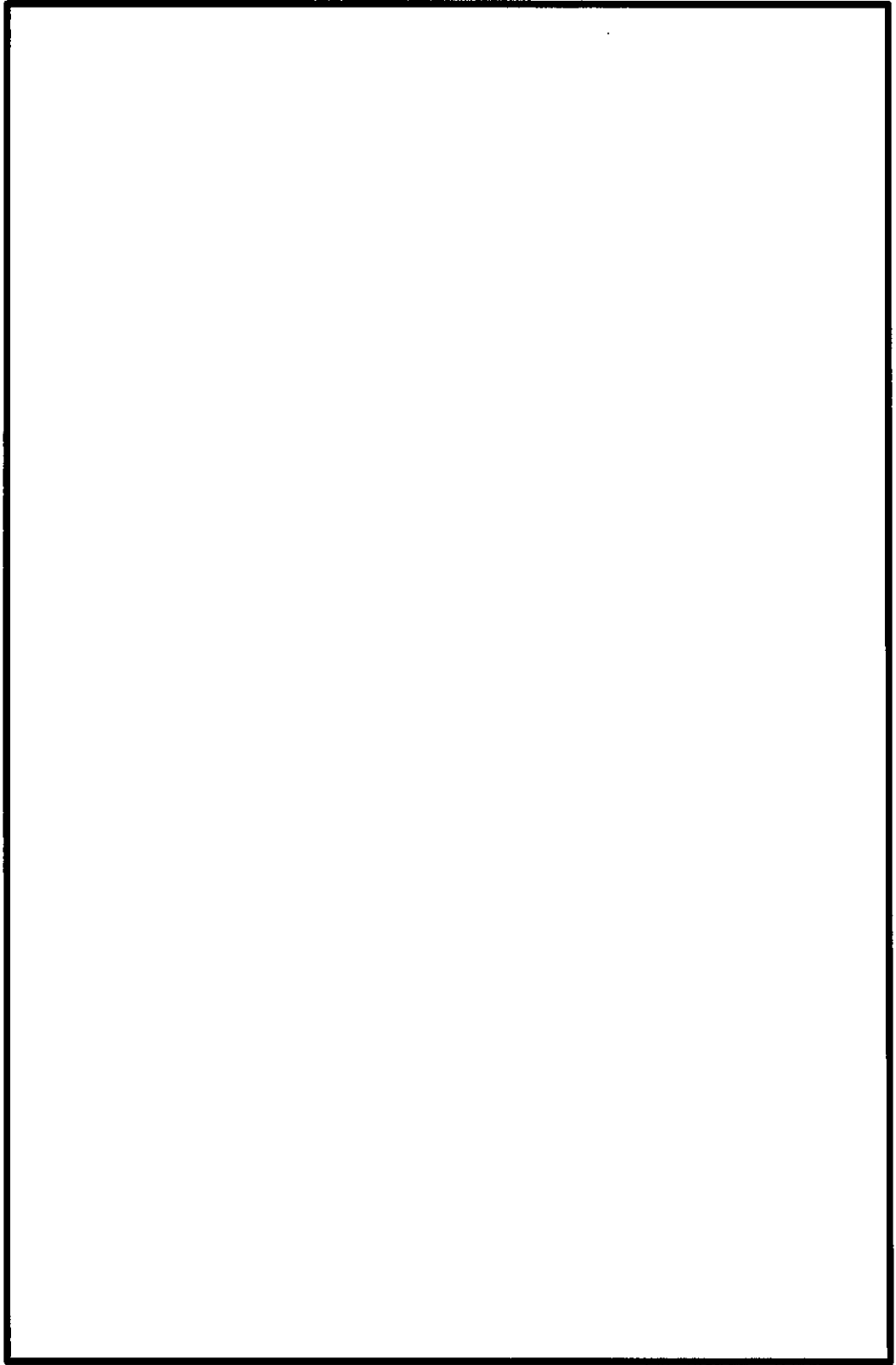


図 8.2-6 (2) 板厚構成図 (その2)

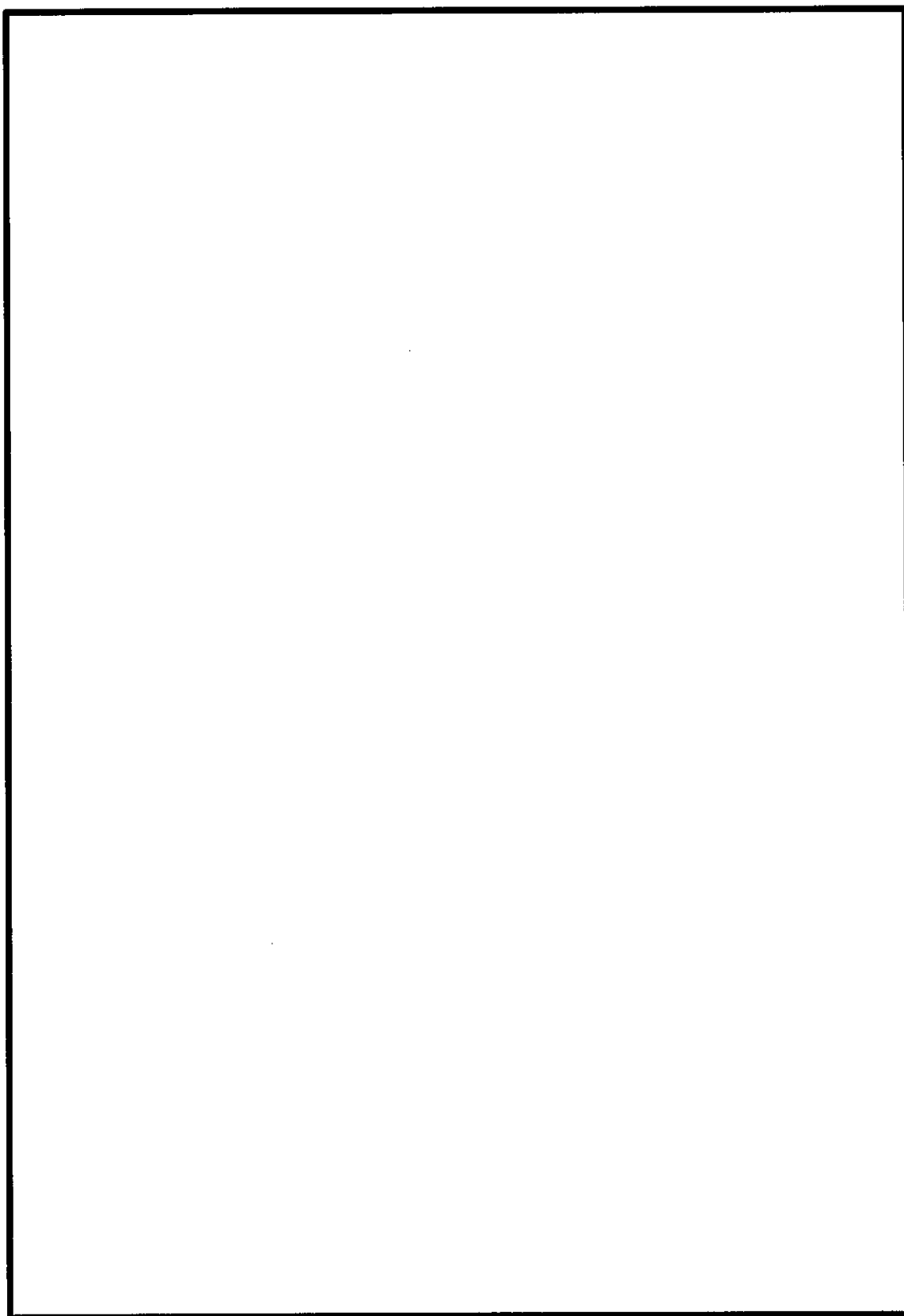


図 8.2-6 (3) 板厚構成図 (その 3)

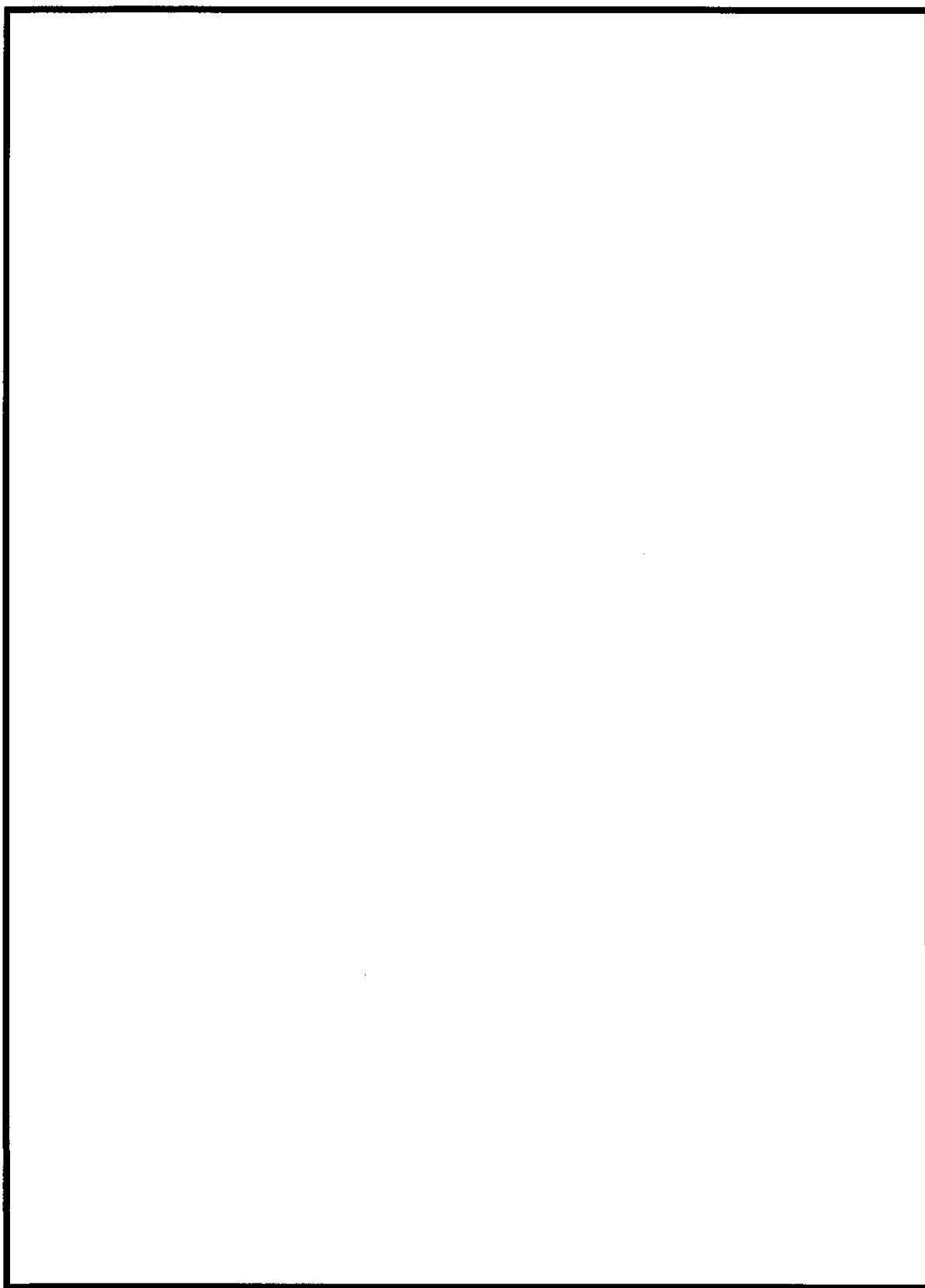


図 8.2-6 (4) 板厚構成図 (その 4)

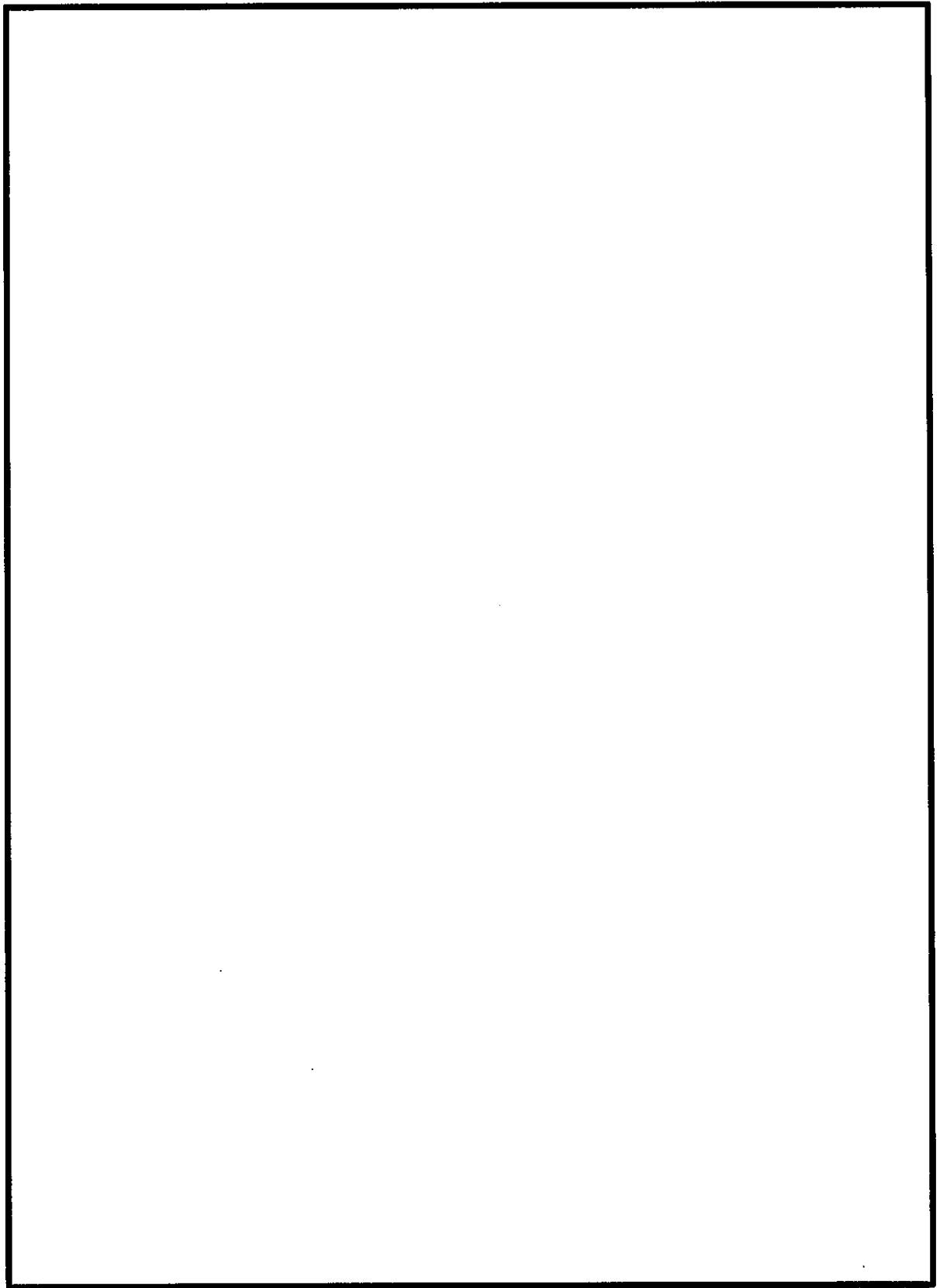


図 8.2-6 (5) 板厚構成図 (その 5)

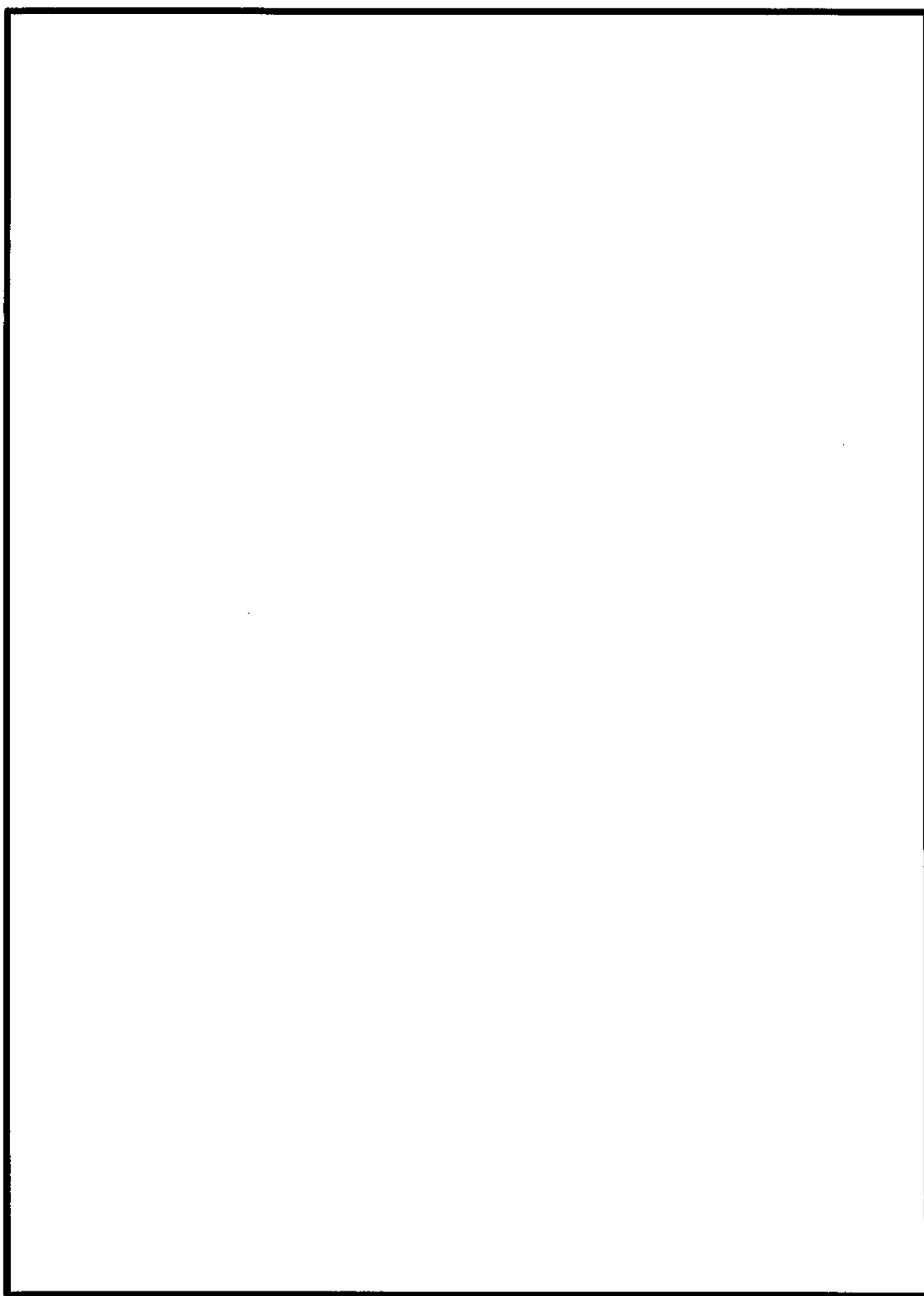


図 8.2-6 (6) 板厚構成図 (その 6)

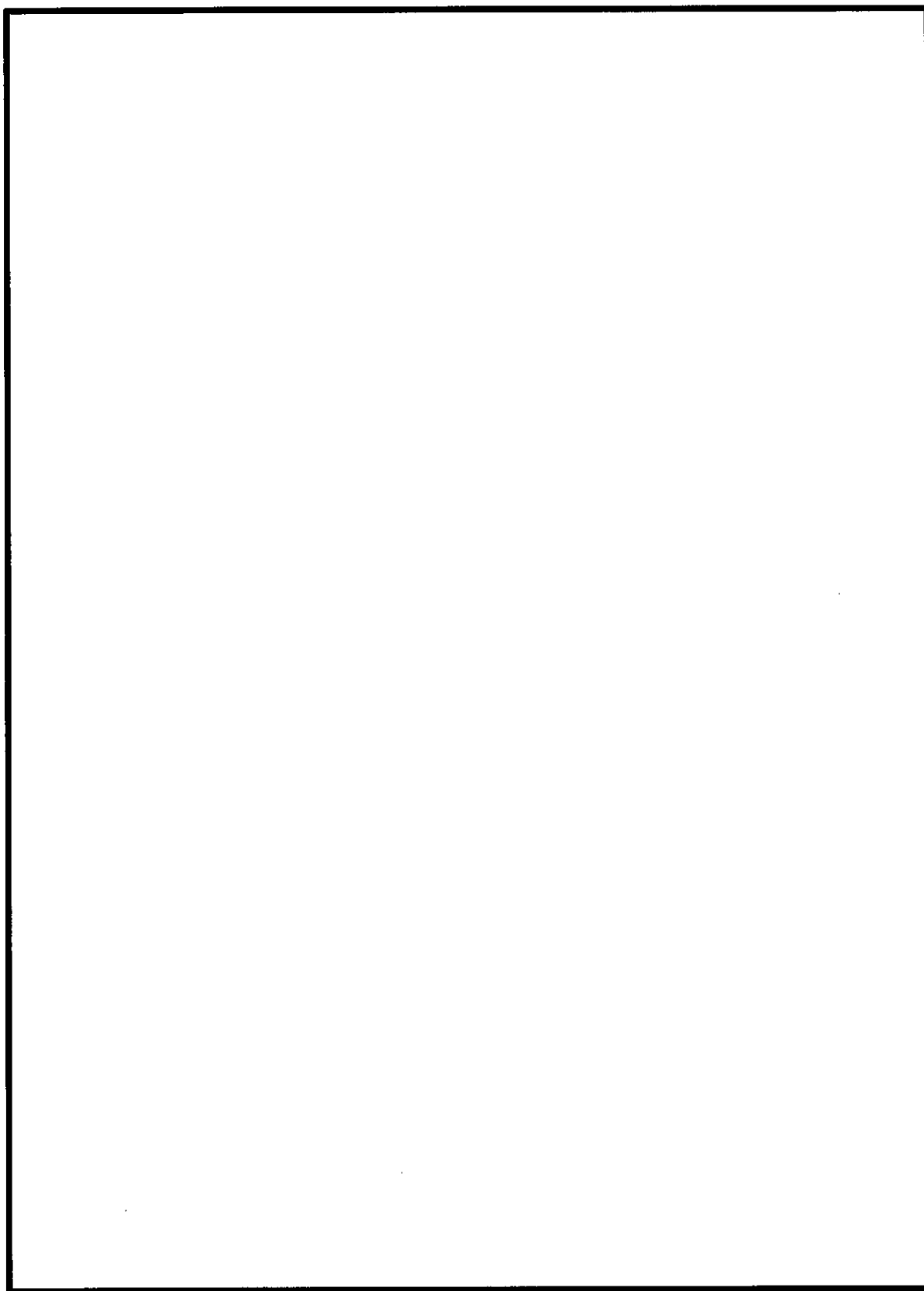


図 8.2-6 (7) 板厚構成図 (その 7)

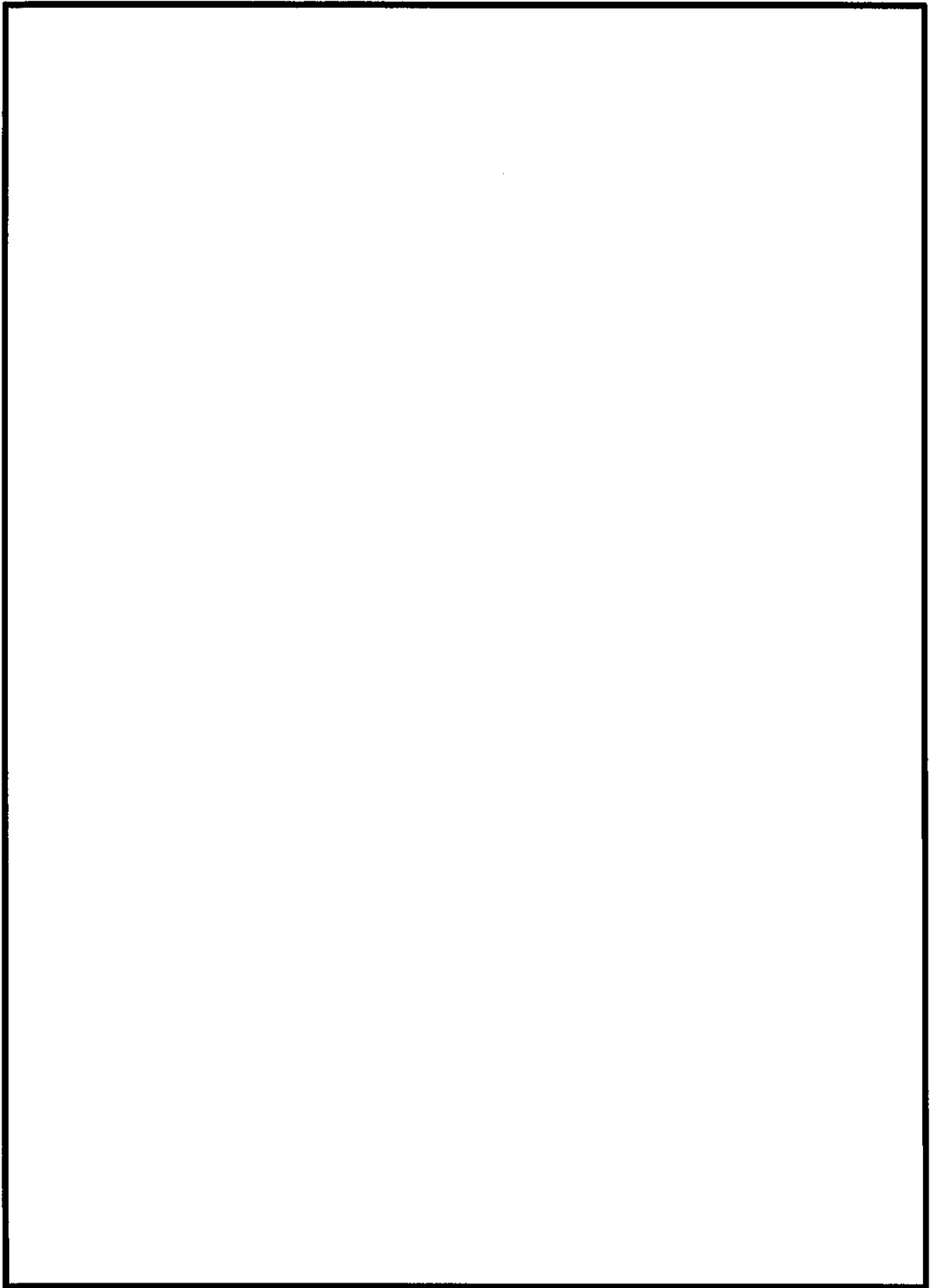


図 8.2-6 (8) 板厚構成図 (その 8)

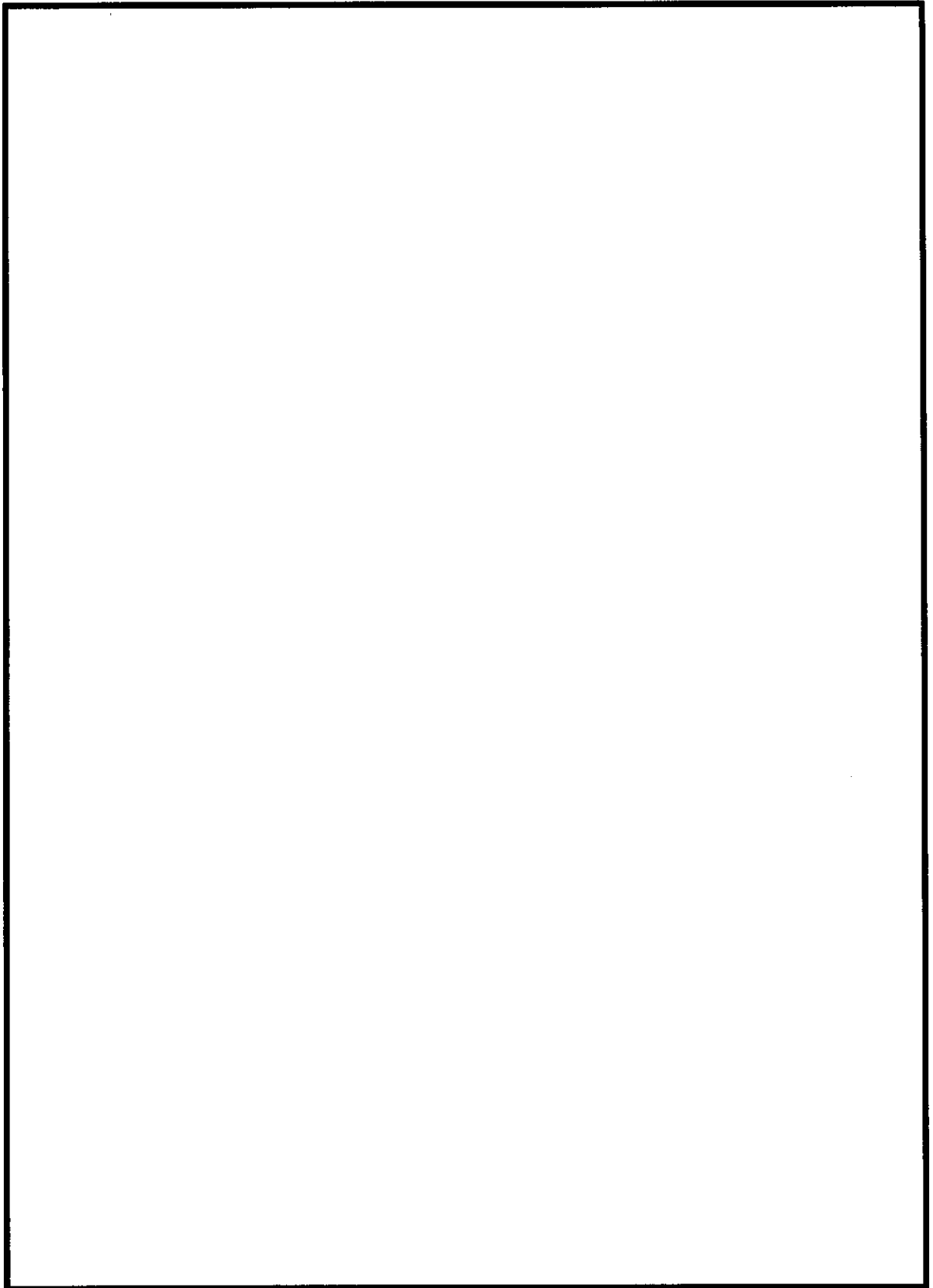


図 8.2-6 (9) 板厚構成図 (その 9)

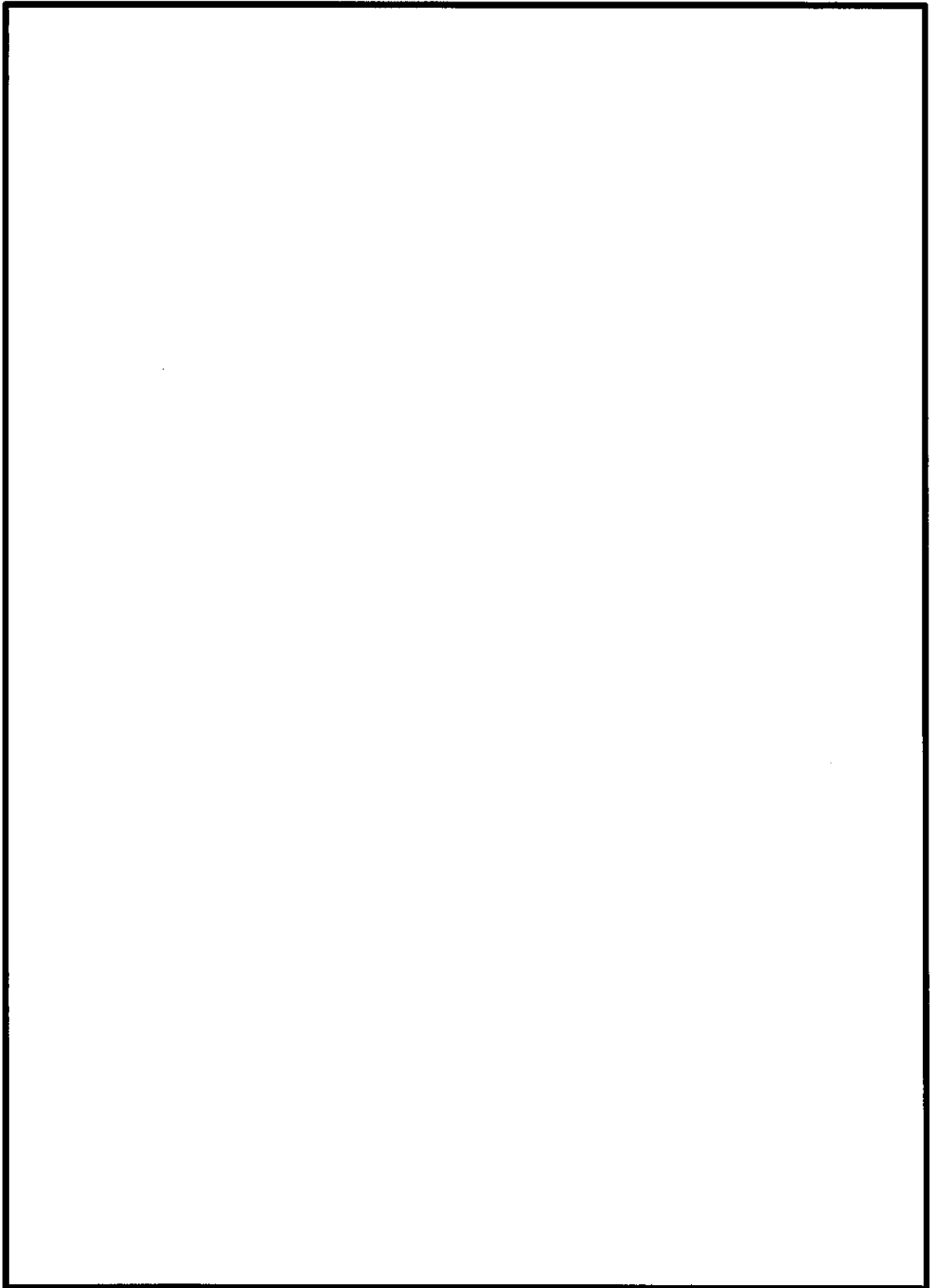


図 8.2-6 (10) 板厚構成図 (その 10)

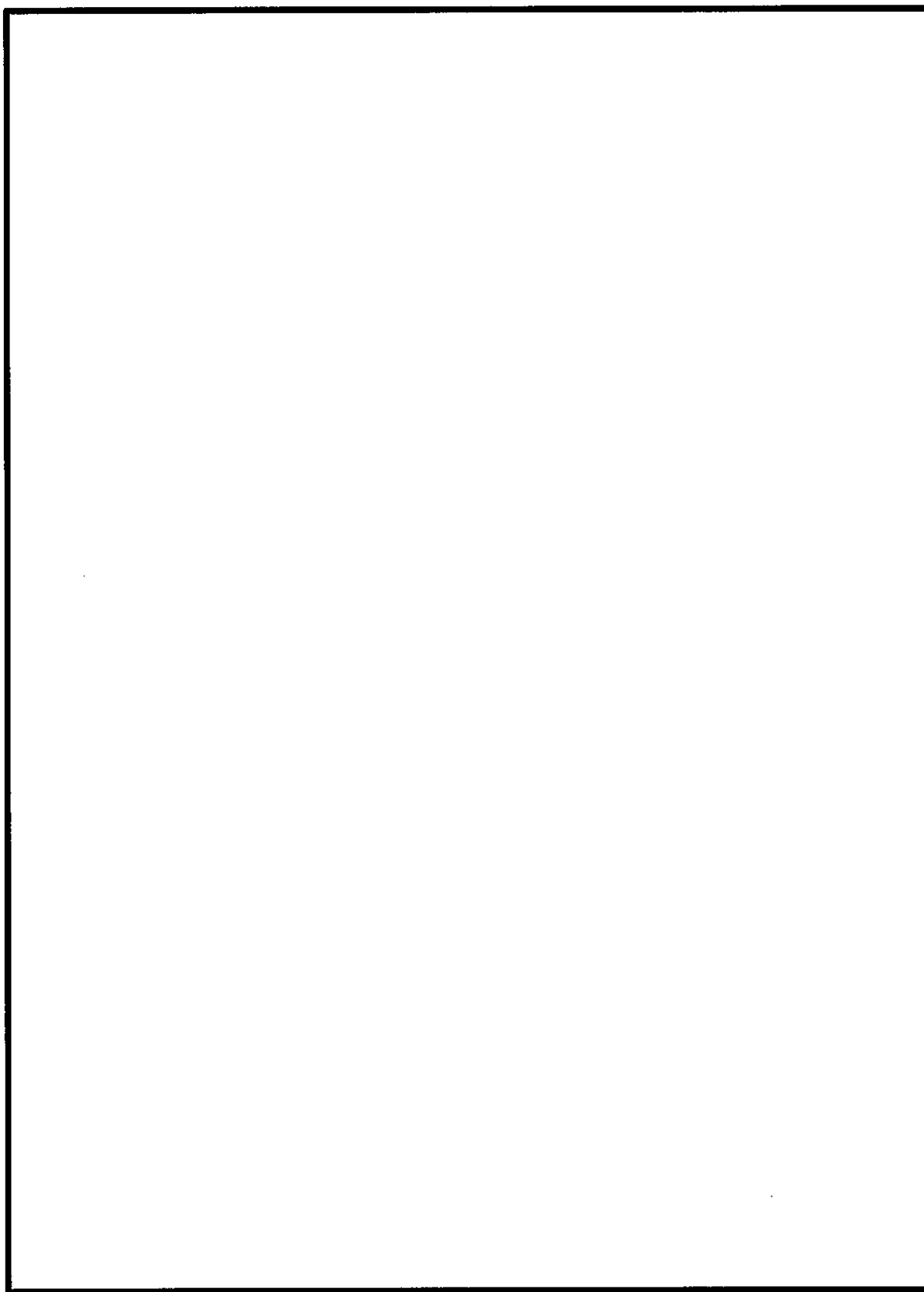


図 8.2-6 (11) 板厚構成図 (その 1 1)

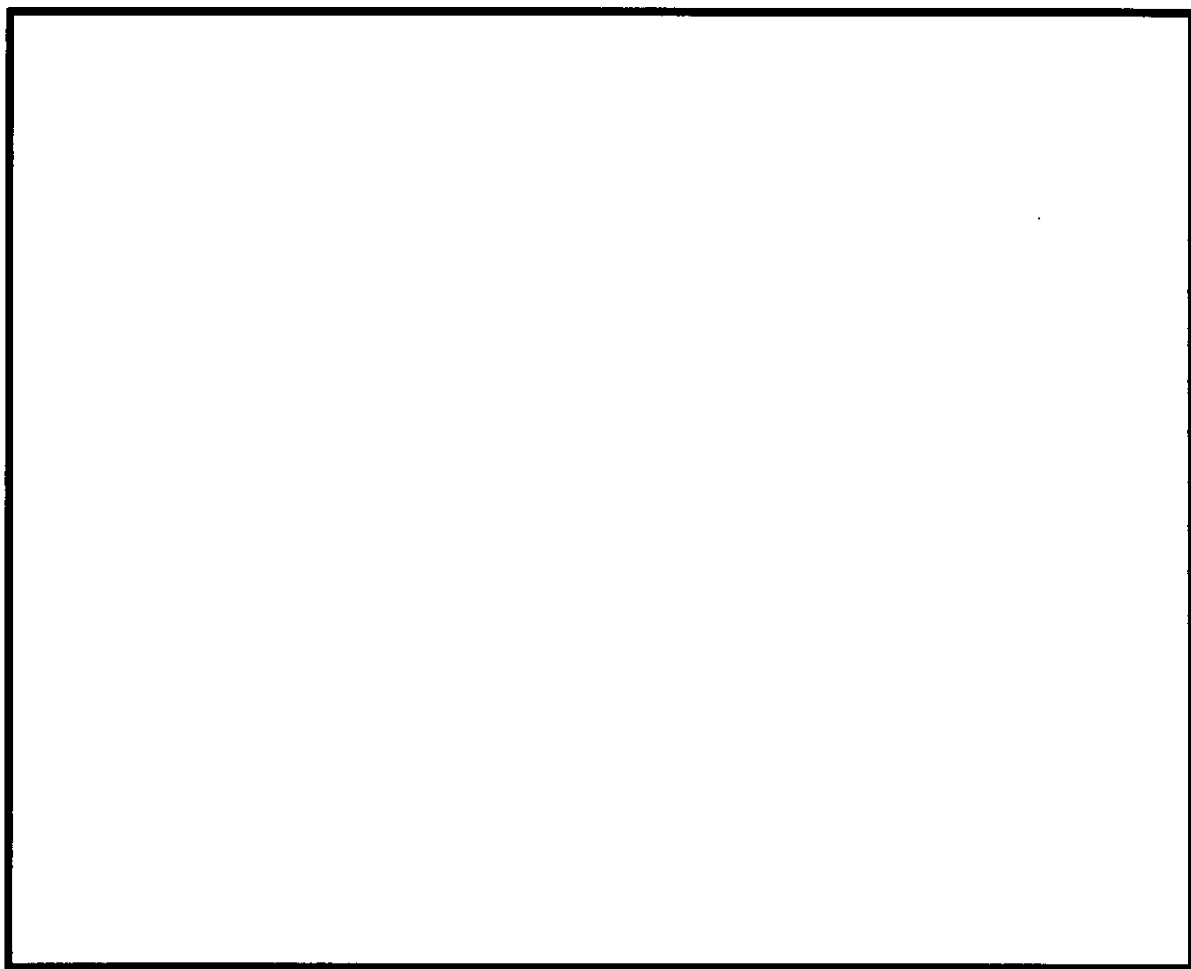


図 8.2-6 (12) 板厚構成図 (その 1 2)

(5) 設計変更②-3：上下部工接合部におけるアンカーボルト及び周辺鉄筋に係る設計変更

アンカーボルトは、鋼製防護壁基礎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ものである。しかし、接統部にはアンカーボルトの他にも、鋼製防護壁基礎及び頂版の鉄筋が配置され、鋼製防護壁においてもブロック間継手があり、これらとアンカーボルトの干渉を回避することが重要な課題になる。これらの干渉を回避するために、アンカーボルト配置の見直しを計画した。また、配置見直しに際しては、安全裕度が向上するようにアンカーボルトの本数及び周辺鉄筋の配置及び本数についても見直しを実施した。したがって、ここで示す設計変更は、安全性と施工上の品質確保に寄与するものである。

接合部は、下部工（鋼製防護壁基礎）と上部工（鋼製防護壁）を接合する部位であり、上部工（鋼製防護壁）による引き抜き力を下部工（鋼製防護壁基礎）に伝達する。

鋼製防護壁基礎側の密な配筋とアンカーボルトとの干渉を回避しアンカーボルトの施工性を向上させるため、安全裕度が向上することを確認した上で配置と本数（設計変更前 56 本を設計変更後 60 本に変更）の見直しを行った。変更内容を図 8.2-7(2)に示す。

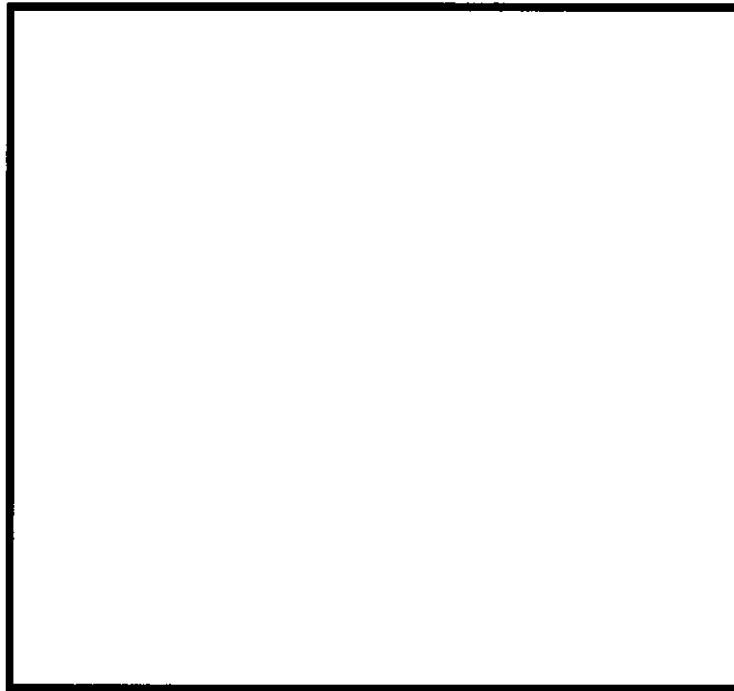


図 8.2-7 (1) 既工認のアンカーボルト等の配置図

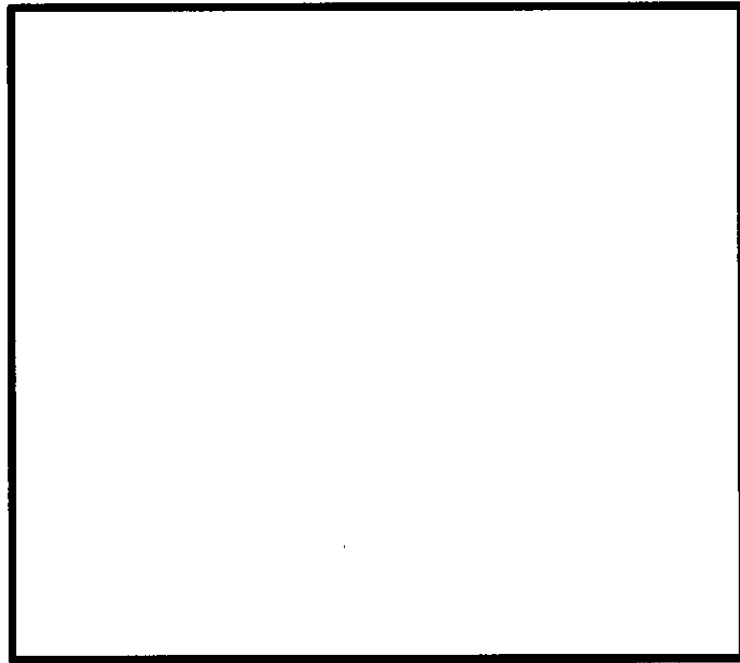


図 8.2-7 (2) 品質向上を反映したアンカーボルト等の配置図

8.2.3 基礎中実部の補強計画

「8 基礎中実部の設計変更方針」に基づき、地中連続壁の不具合事象に対応した設計変更を反映した配筋の見直しを行った。設計変更を反映した配筋の見直しは、既工事計画と同じ手法及び同じ基準及び指針に従って実施した。

鉛直鉄筋（主鉄筋）については、補強検討モデルを用いた応答計算により算出した曲げ軸力の照査に基づき、設計変更前の安全裕度以上を確保するように配筋の見直しを行った。

一方、せん断補強鉄筋については、補強検討モデル用いた応答計算により算出したせん断力を鉄筋コンクリートの短期許容せん断力に対して照査することにより、設計変更前の安全裕度以上を確保するように配筋の見直しを行った。

上記の配筋見直しにより策定した基礎の補強計画を図 8.2-8 及び図 8.2-9 に示す。本補強計画は、前述のとおり基礎中実部に鉛直鉄筋とせん断補強鉄筋を追加したものである。

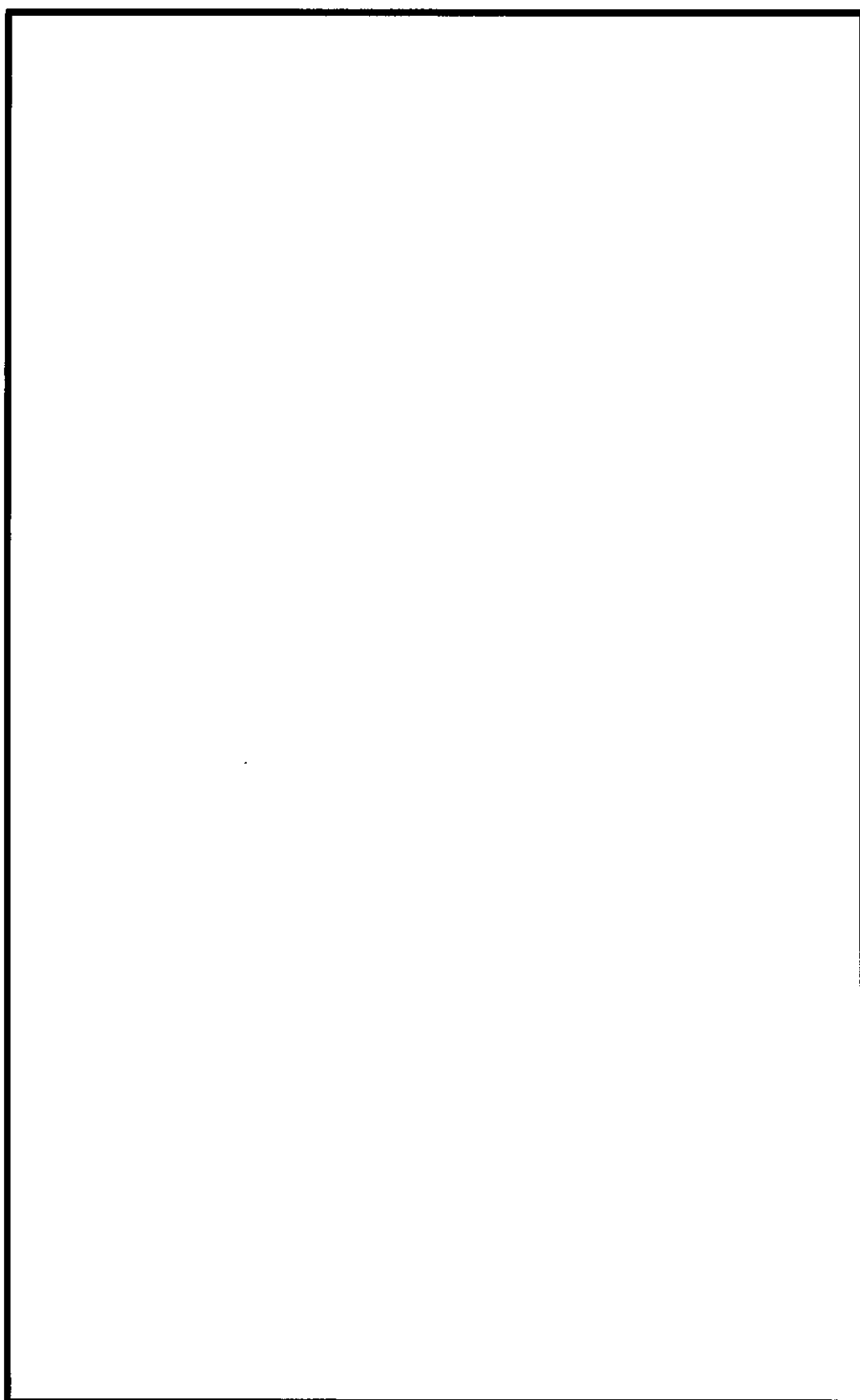


図 8.2-8 (1) 配筋図の見直し結果 (A北基礎鉛直断面図)

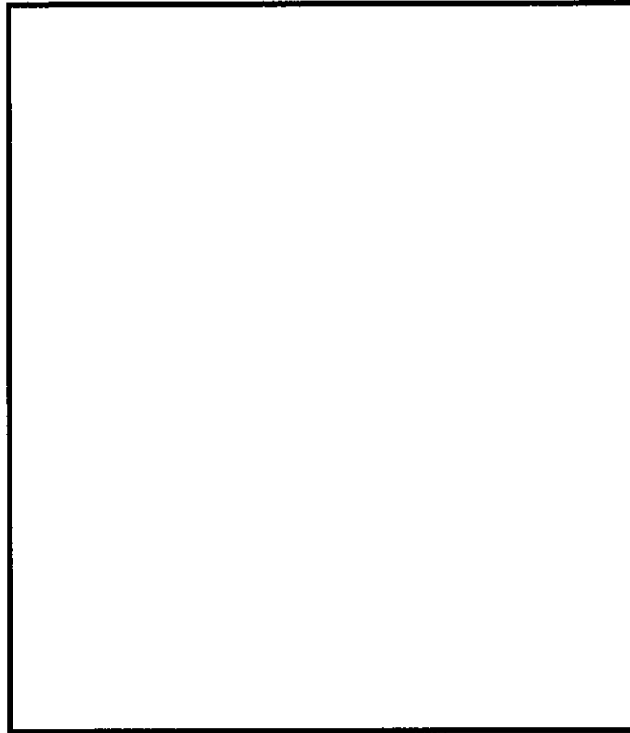
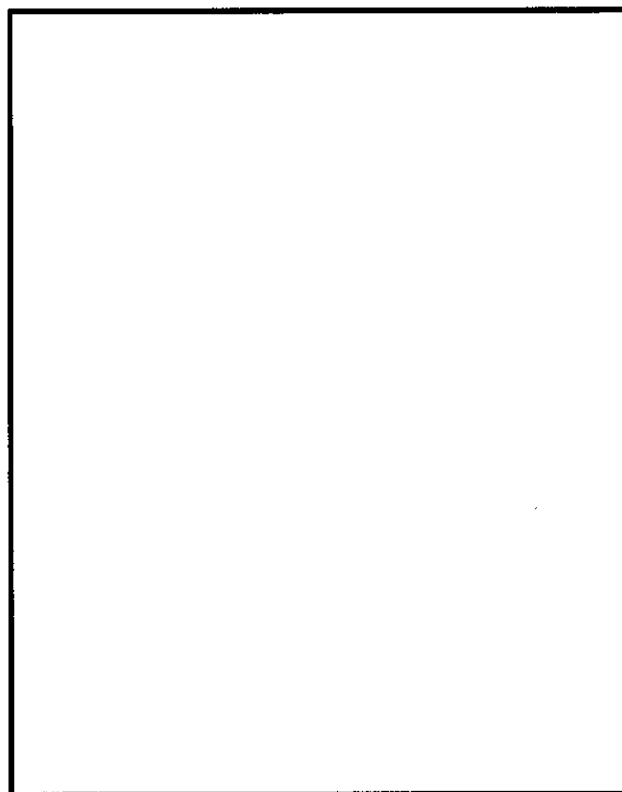


図 8.2-8 (2) 配筋の見直し結果 (A北基礎上部配筋図：A－A断面)



凡例
 — 既認可の鉄筋
 — 補強（追加）鉄筋
 — 鉛直鉄筋の定着部

図 8.2-8 (3) 配筋の見直し結果 (A北基礎上部配筋図：B－B断面)

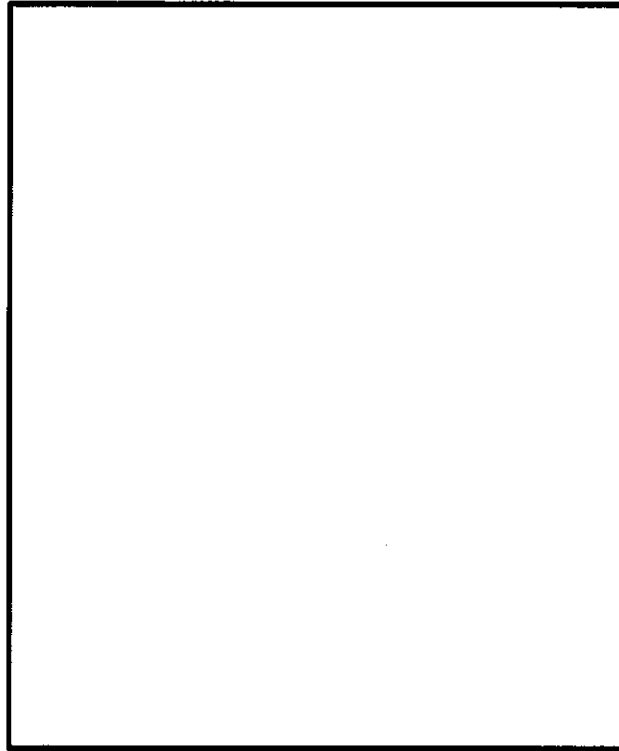


図 8.2-8 (4) 配筋の見直し結果 (A北基礎中央②配筋図 : C-C断面)

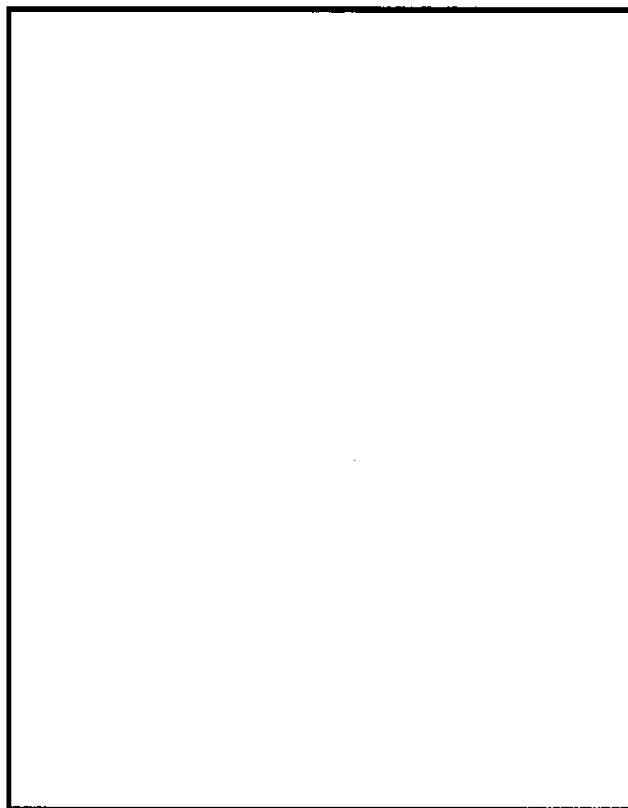


図 8.2-8 (5) 配筋の見直し結果 (A北基礎下部配筋図 : D-D断面)

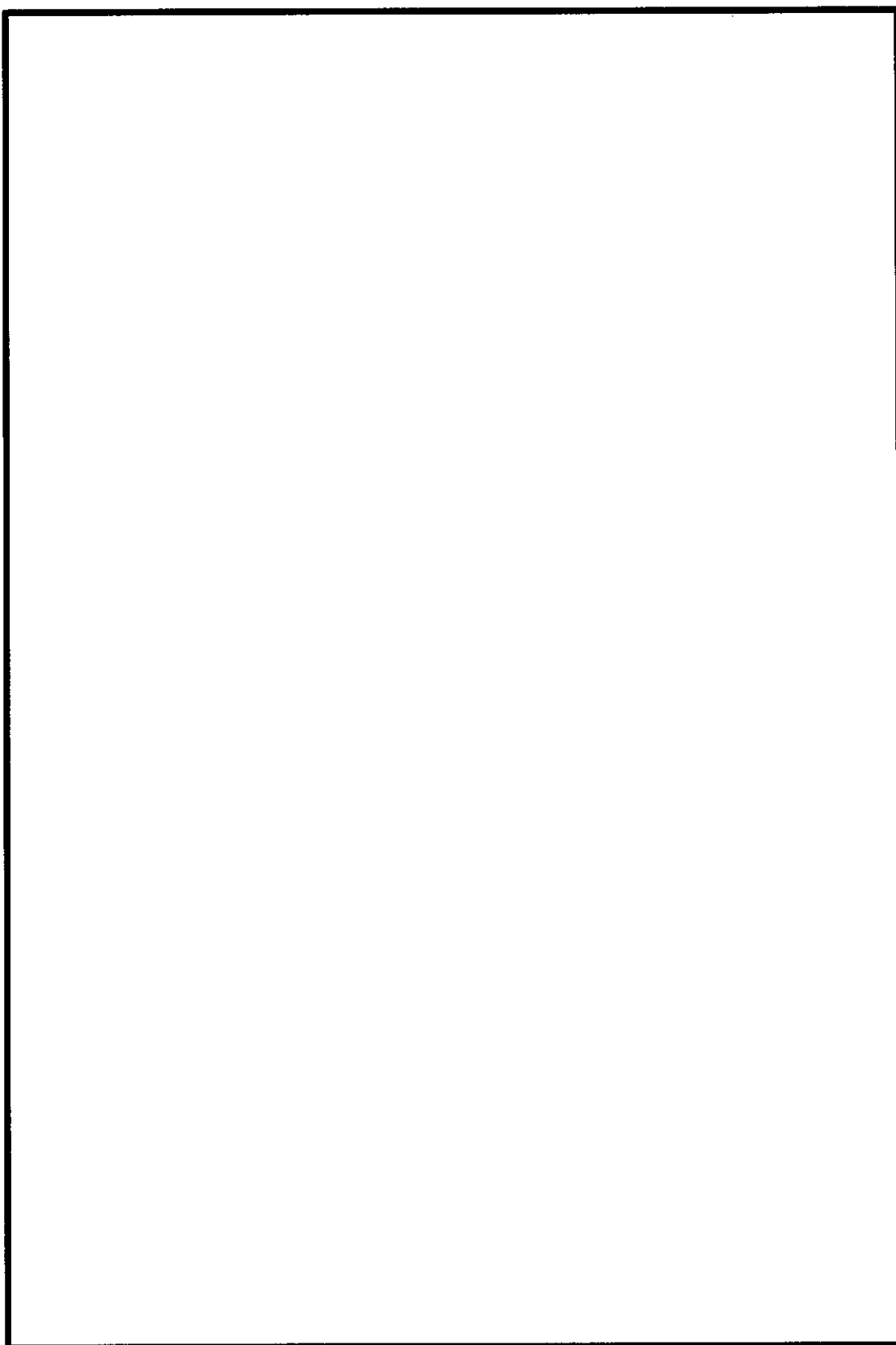


図 8.2-9 (1) 配筋図の見直し結果 (A南基礎：鉛直断面図)

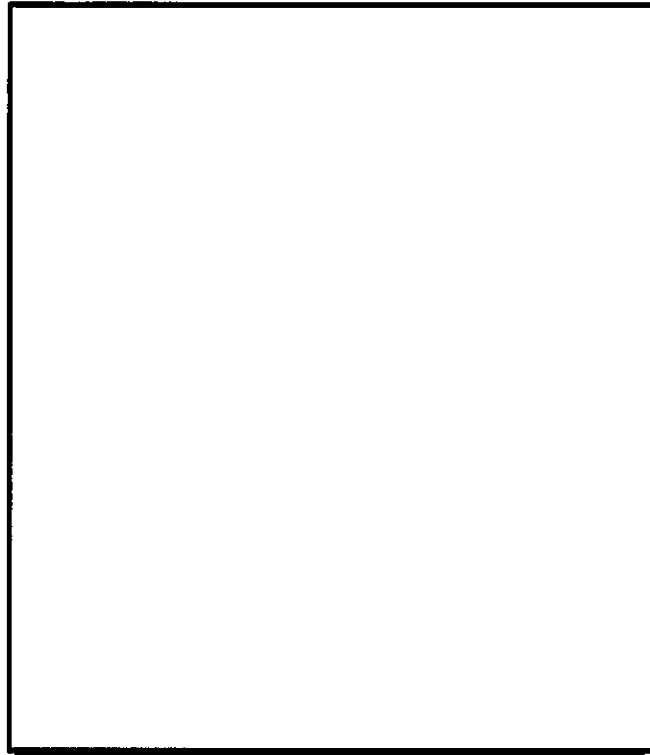


図 8.2-9 (2) 配筋の見直し結果 (A南基礎上部①配筋図 : A-A断面)

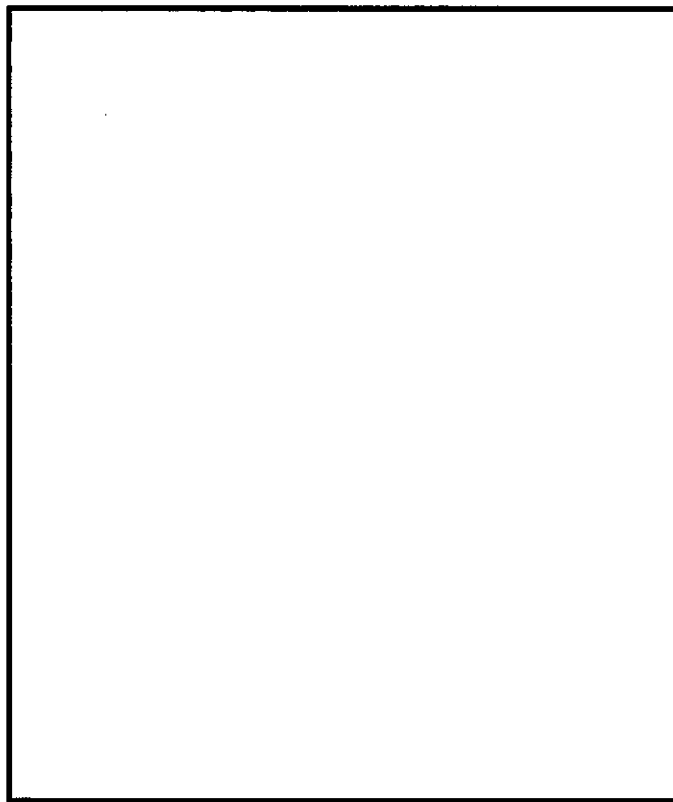


図 8.2-9 (3) 配筋の見直し結果 (A南基礎上部②配筋図 : B-B断面)

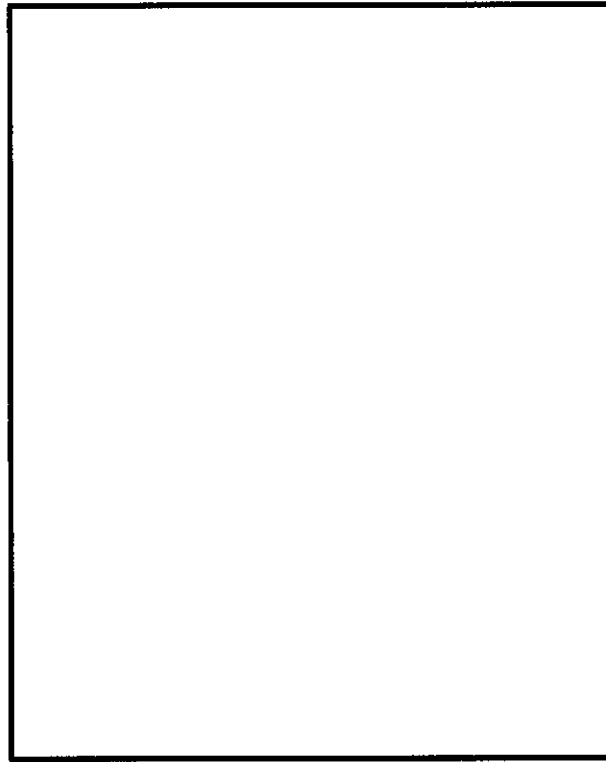


図 8.2-9 (4) 配筋の見直し結果 (A南基礎上部③配筋図 : C-C断面)

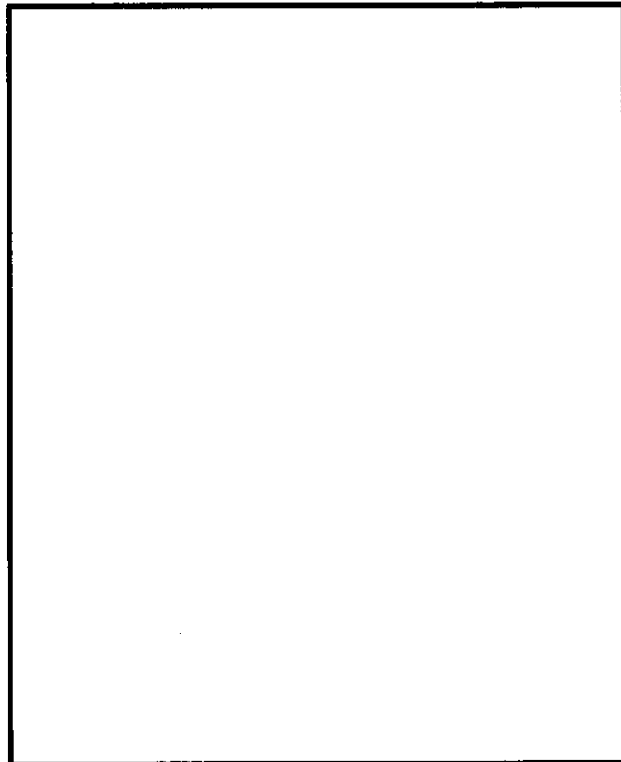


図 8.2-9 (5) 配筋の見直し結果 (A南基礎中央上配筋図 : D-D断面)



図 8.2-9 (6) 配筋の見直し結果 (A南基礎上部③配筋図 : E-E断面)

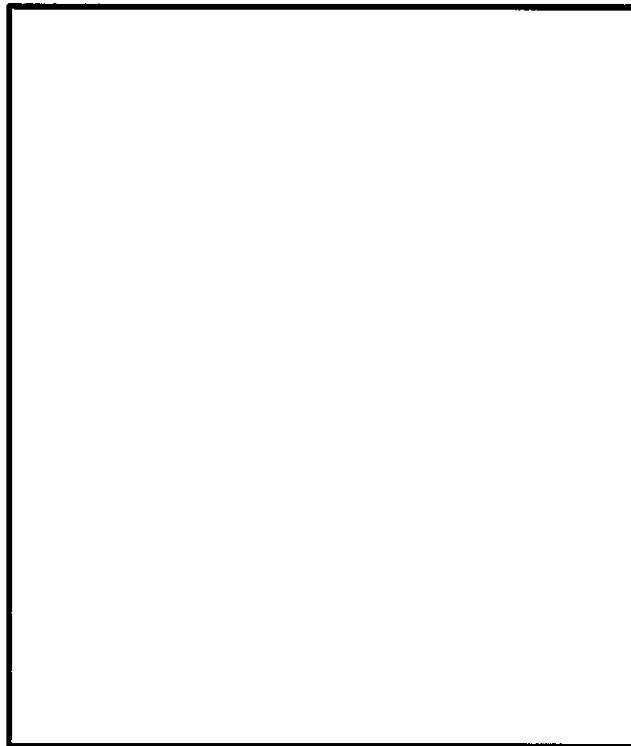


図 8.2-9 (7) 配筋の見直し結果 (A南基礎中央上配筋図 : F-F断面)

8.2.4 基礎中実部の配筋細目

鋼製防護壁の基礎を設計変更するにあたり、各種指針に照らして鉄筋コンクリートとしての細目を確認し、成立性を確認した。鉄筋コンクリートとして満足すべき主な配筋細目ならびに設計への反映状況について表 8.2-1 に示す。

表 8.2-1 配筋細目

項 目	内 容	参照基準類	設計への 反映状況
軸方向鉄筋のあき (柱)	・ 40mm 以上 ・ 粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上 (27mm) ・ 鉄筋直径の 1.5 倍以上 (77mm)	コンクリート標準示方書〔設計編〕(2012 年制定) p. 322	150-51 =99mm 図 8.2-10
継手部相互のあき	・ 粗骨材最大寸法以上 (20mm)	コンクリート標準示方書〔設計編〕(2012 年制定) p. 322	150-83 =67mm 図 8.2-10 表 8.2-2
最小鉄筋量 (軸方向鉄筋量)	・ コンクリート断面積の 0.8%以上 ・ 引張鉄筋比 0.2%以上	コンクリート標準示方書〔設計編〕(2012 年制定) pp. 323-324	表 8.2-3
最大鉄筋量 (軸方向鉄筋量)	・ 軸方向力の影響が支配的な部材 軸方向鉄筋量はコンクリート断面積の 6%以下 ・ 曲げモーメントの影響が支配的な部材※ 軸方向引張鉄筋量が有効断面積の 2%を超える場合は釣合鉄筋比の 75%以下	道路橋示方書・同解説 Ⅲ. コンクリート橋編 (H24.3) pp. 145-146 道路橋示方書・同解説 Ⅳ. 下部構造編 (H24.3) pp. 161-162	表 8.2-3
最小せん断 補強鉄筋量	・ 0.15%以上のせん断補強筋を配置 ・ 配置間隔：部材有効高さの 3/4 倍以下かつ 400mm 以下 ・ 計算上せん断補強鋼材が必要な場合には、スターラップの間隔は、部材有効高さの 1/2 倍以下で、かつ 300mm 以下としなければならない。	コンクリート標準示方書〔設計編〕(2012 年制定) p. 325	表 8.2-4

※鋼製防護壁の基礎が該当

表 8.2-2 機械式継手の主要寸法（カタログより）

■ スリムスリーブXタイプ（中央あき最大40mm）									
スリーブ呼び名	組合鉄筋	スリーブ長さ (mm)	スリーブ径 (mm)		固定用ボルト位置 C (mm)	リーバーストップ (R5)位置 D (mm)	鉄筋埋込長さ (mm)	グラウト量目安 (kg/個)	
			外径(A)	内径(B)				SSモルタル 120N (25kg/袋)	SSモルタル 150N (25kg/袋)
S9X	D29(D22,D25)	340	50	35	75	167.5	150~170	38	38
S10X	D32(D25,D29)	370	55	39	75	182.5	165~185	29	29
S11X	D35(D28,D32)	400	60	43	100	197.5	180~200	23	23
S12X	D38(D32,D35)	450	65	47	100	222.5	205~225	18	18
S13X	D41(D35,D38)	500	69	51	130	247.5	230~250	15	15
S16X	D51(D38,D41)	620	83	62	130	307.5	290~310	8	8

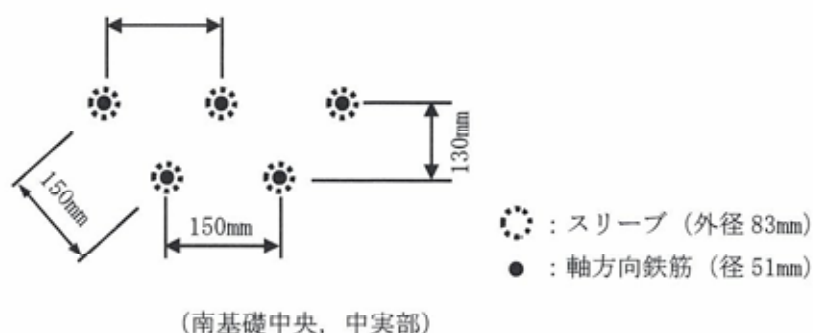


図 8.2-10 軸方向鉄筋（鉛直鉄筋）ならびに継手部相互のあき

表 8.2-3 軸方向鉄筋量（鉛直鉄筋量）の確認

鋼製防護壁基礎 部材	①全断面積 (m ²)	②鉄筋量 (m ²)	③有効断面積 (m ²)	④引張鉄筋量 (m ²)	鉄筋比 (%) (②÷①)×100	引張鉄筋 (%) (④÷③)×100	純粋鉄筋比 (%) (④÷①)×100
北基礎-上部(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	4.9	196.0	2.43	2.1 <6.0(OK)	1.2 <2.0(OK)	—
北基礎-中央(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	3.9	199.3	1.97	1.7 <6.0(OK)	1.0 <2.0(OK)	—
北基礎-下部(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	3.2	201.3	1.60	1.4 <6.0(OK)	0.8 <2.0(OK)	—
南基礎-上部(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	4.9	196.0	2.43	2.1 <6.0(OK)	1.2 <2.0(OK)	—
南基礎-中央(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	9.6	174.1	4.82	4.1 <6.0(OK)	2.8 >2.0(NG)	2.8 <3.5(OK)
南基礎-下部(地中連続壁と中実鉄筋コンクリート一体)	235.4	3.2	201.3	1.60	1.4 <6.0(OK)	0.8 <2.0(OK)	—

※赤枠箇所は軸方向引張鉄筋量が 2%を越えた箇所を示し、釣合鉄筋比の 75%以下となることを確認した

表 8.2-4 せん断補強鉄筋量の確認

部材	鉄筋径	鉄筋断面積 (mm ²)	鉄筋本数 (本)	① A _w (mm ²)	② 配置間隔 s (mm)	③ 腹幅 (mm)	①/(②×③) 鉄筋比 (%)	判定 <0.15% ok
北基礎-上部	D38	1190.0	18	21420	300	15500	0.46%	ok
北基礎-中央	D38	1190.0	28	33320	300	15500	0.72%	ok
北基礎-下部	D38	1190.0	28	33320	300	15500	0.72%	ok
南基礎-上部	D38	1190.0	20	23800	300	15500	0.51%	ok
南基礎-中央上部	D38	1190.0	38	45220	300	15500	0.97%	ok
南基礎-中央下部	D38	1190.0	44	52360	300	15500	1.13%	ok
南基礎-下部	D38	1190.0	32	38080	300	15500	0.82%	ok

8.3 基礎中実部の補修方法

8.3.1 補修における品質管理項目

地中連続壁部のうち中実部側の壁面に発生したコンクリートの未充填に対しては、中実部の施工の際にコンクリートを打設（充填）することで、未充填の状態を是正する。地中連続壁部の構築・中実部掘削から長期間を経ていることを踏まえ、この施工の品質確保の観点から、コンクリートの打設（充填）に先立ち、未充填部に対し表 8.3-1 の品質管理を行う。

表 8.3-1 コンクリート打設前の品質管理項目

目的	管理項目	適用指針
鉛直鉄筋に対する配力筋の設置	配力筋として鉛直鉄筋量（mm ² ）の 1/6 以上を配置する（図 8.3-3 参照）	※1
コンクリートの密実な充填性の確保	コンクリートを充填する際にエア溜まりができないような形状の確保（図 8.3-4 参照）	—
	断面の半分以上露出した鉄筋に対し、同鉄筋周辺のコンクリートの流路（あき※2）が確保できていること（図 8.3-5 参照） 「コンクリート標準示方書 設計編，社団法人土木学会 2012 年制定」の「鉄筋のあき」を援用し、鉄筋より 40mm 以上、粗骨材の最大寸法の 4/3 以上の流路（あき）	※2
	変形した鉄筋により流路が阻害されていないこと（支障となる鉄筋が撤去されていること）（図 8.3-6 参照）	—
	コンクリートは自己充填性を有する高流動コンクリート（前項の鉄筋周辺のあきの条件より、自己充填性のレベルとして「ランク 1」最大骨材寸法 20mm）（図 8.3-7 参照）	※3
露出鉄筋の腐食防止	コンクリートの未充填により露出した鉄筋に対する防錆処理（錆・汚れ等の除去含む）の施工（図 8.3-9 参照）	※4
新旧コンクリートの密着性の向上	既存コンクリート表面への吸水を抑制するプライマー処理の施工（図 8.3-8 参照）	※5

※1 コンクリート標準示方書[設計編] 2012 年制定 P.365 3.5 フーチングの構造細目

※2 コンクリート標準示方書[設計編] 2012 年制定 P.322 2.2 鉄筋のあき

※3 コンクリート標準示方書[施工編] 2012 年制定 P.228 3.2 高流動コンクリートの品質

※4 コンクリート標準示方書[施工編] 2012 年制定 P.136 10.4 鉄筋の組立

※5 セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針 土木学会 pp.44-45

図 8.3-1 に示すとおり、鉛直鉄筋には応力を分布させる目的として配力筋が必要であり、配力筋は鉛直鉄筋に対して直角に配置されなければならない。配力筋は水平鉄筋で代替可能であるが、その水平鉄筋に 1ϕ (ϕ ：鉄筋径) より大きい変形が確認された場合 (図 8.3-2) は、配力筋として考慮することができないため、新たに同じ仕様の鉄筋を当該鉄筋付近に配置する。水平鉄筋の変形が 1ϕ まで許容される根拠は「出来形管理基準及び規格値 国土交通省」の鉄筋組立て精度の規格値を参考にする。

主鉄筋	各種限界状態を満足させるために計算し、配置される鉄筋。
正鉄筋	正の曲げモーメントに対する主鉄筋。
負鉄筋	負の曲げモーメントに対する主鉄筋。
配力鉄筋	応力を分布させる目的で、一般に正鉄筋または負鉄筋と、直角に配置される鉄筋。

図 8.3-1 コンクリート標準示方書[設計編] 2012 年制定 P.6 1.3 用語の定義

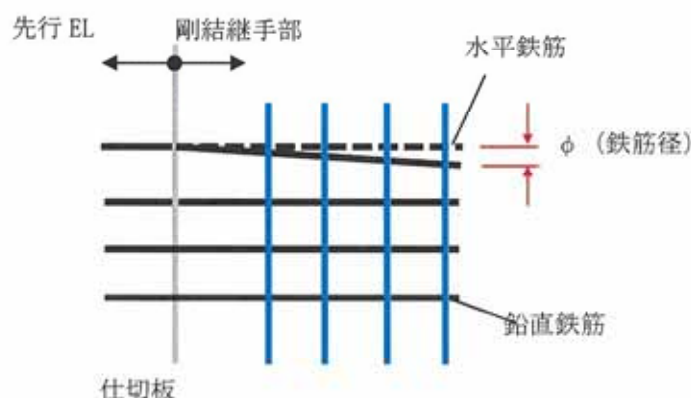


図 8.3-2 許容される鉄筋変形 (出来形管理基準及び規格値 国土交通省)

3.5 フーチングの構造細目

- (1) フーチングの配力鉄筋の量は、軸方向引張鉄筋の量の $1/6$ 以上とする。
- (2) 圧縮鉄筋の量は、引張鉄筋の量の $1/6$ 以上とする。
- (3) フーチングの腹部には、はりに準じて用心鉄筋を配置するのがよい。

図 8.3-3 必要な配力筋量の規定

コンクリート標準示方書[設計編] 2012 年制定 P.365 3.5 フーチングの構造細目

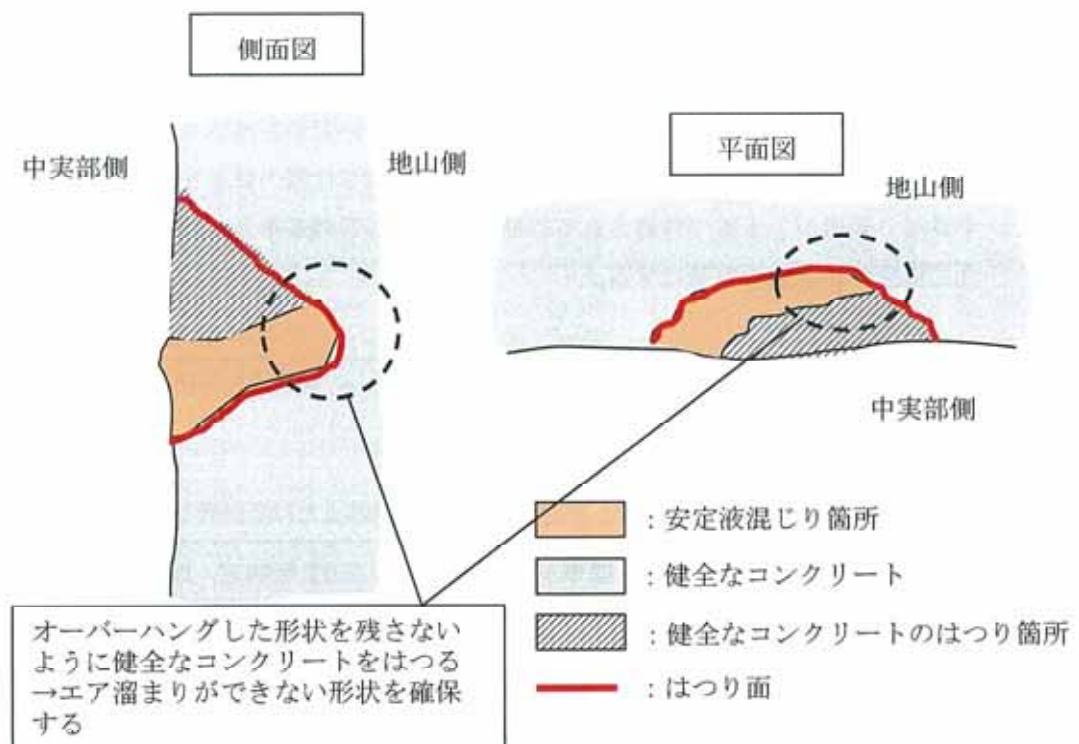


図 8.3-4 エア溜まりができない形状の確保

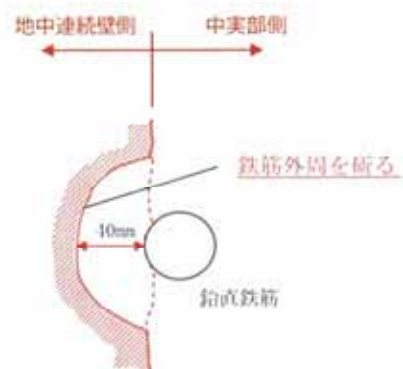


図 8.3-5 鉄筋周辺のあき

コンクリート標準示方書〔設計編〕 2012 年制定 P.322 2.2 鉄筋のあき

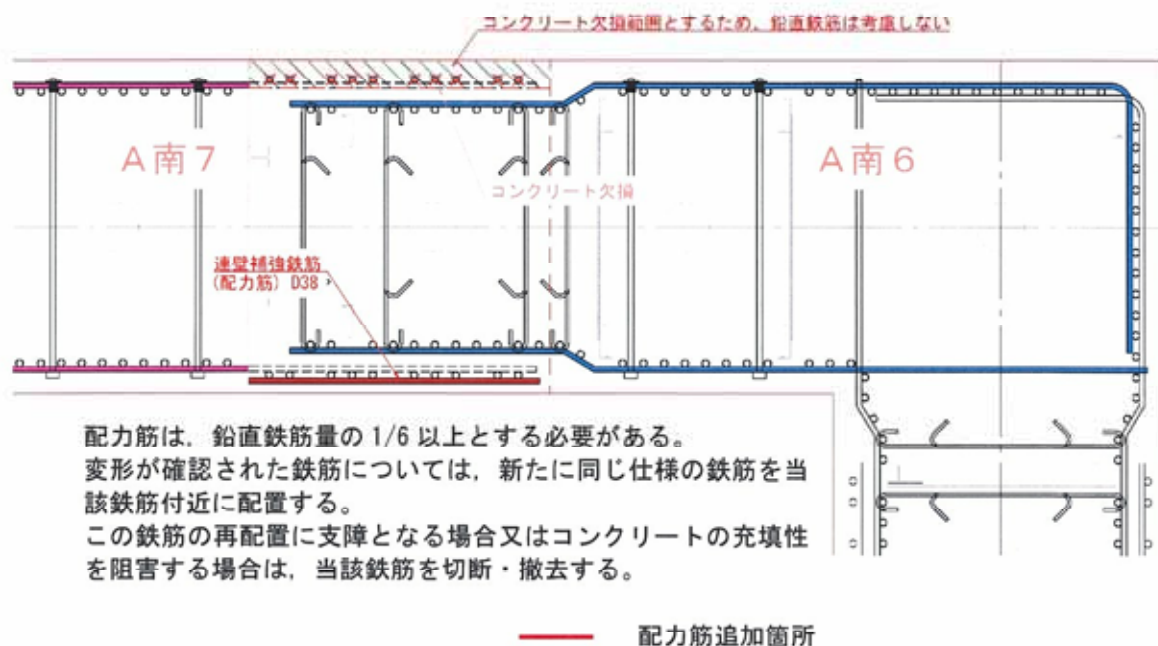


図 8.3-6 水平鉄筋撤去後の対応（イメージ図）

3.2.2 自己充填性

(1) 高流動コンクリートの自己充填性は、打込み対象となる構造物の形状、寸法、配筋状態を考慮して、適切に設定しなければならない。

(2) 自己充填性のレベルとして、次の 3 ランクの中から選ぶことを原則とする。

ランク 1: 鋼材の最小あきが 35～60mm 程度で、複雑な断面形状、断面寸法の小さい部材または箇所に自重のみで均質に充填できるレベル。

ランク 2: 鋼材の最小あきが 60～200mm 程度の鉄筋コンクリート構造物または部材に自重のみで均質に充填できるレベル。

ランク 3: 鋼材の最小あきが 200mm 程度以上で、断面寸法が大きく配筋量の少ない部材または箇所、無筋のコンクリート構造物に自重のみで均質に充填できるレベル。

図 8.3-7 高流動コンクリート（ランク 1）の自己充填性

コンクリート標準示方書〔施工編〕2012 年制定 P.228 3.2 高流動コンクリートの品質

6.3 耐久性に関する照査

6.3.1 一般

(1) 補修・補強した構造物が、所要の耐久性を設計耐用期間にわたり保持することを照査しなければならない。ただし、補修・補強の設計に基づき、既設部と補修・補強部の一体性が担保されていることを確認しておく必要がある。

(2) 鋼材腐食およびセメント系材料の劣化により、補修・補強した構造物の所要の性能が損なわれないことをコンクリート標準示方書〔設計編〕に従い確認するものとする。なお、これらが複合する場合には、その影響を考慮するものとする。

【解説】 (1) について 補修・補強の設計で定められた設計耐用期間に達しない早期に、構造物に変状が生じ、目標とする耐久性能が担保されないと評価される場合（再劣化）には、再度適切な設計を検討する必要がある。この場合、再劣化に至ったメカニズムを十分に考慮した、適正な対策が求められる。

補修・補強された構造物において、その諸性能は既設部と補修・補強部の一体化によって発現するものであり、これは耐久性に関しても同様である。そのため、既設部と補修・補強部の接合部が剥離や浮きといった一体性を損なう状態に至らないことを照査の前提とする。

既設部と補修・補強部の一体性に影響を及ぼす要因としては、外力や振動のほかに、セメント系材料や接合材料における間接作用（収縮やクリープといった時間依存性変形）、セメント系材料の劣化（凍結融解やアルカリ骨材反応）、施工方法（はつり、素地調整、プライマー不備）での不具合、セメント系材料と接合材料の相性問題等、多岐にわたる。特に、接合部の一体性に対する界面への水の関与の影響は大きく、補修・補強された部材への水分の供給状況の把握は、適切な維持管理上きわめて重要である。

そのため、補修・補強の設計において、既設部と補修・補強部の一体性に影響を及ぼす要因を、設計内容や施工方法の入念な検討によって取り除くことが第一であり、必要によっては界面への予防的処置（接合材料の使用等）を検討する。また、所定の強度、耐久性および水密性、十分な施工性を有するセメント系材料や接合材料を選定することが重要である。吸水調整材（プライマー）の使用は、接合部におけるドライアウト（既設部へ補修・補強部の水分が移動する現象）の発生を抑制するため、水和組織が緻密になり一体性の確保に貢献する。

図 8.3-8 セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針 土木学会 pp. 44-45

8.3.2 防錆処理

露出した鉄筋に生じている錆の除去後の健全性については、図 8.3-9 のフローに示すとおり前項で説明済みである。錆を除去した後の鉄筋が健全であることを確認し、防錆処理を実施する。

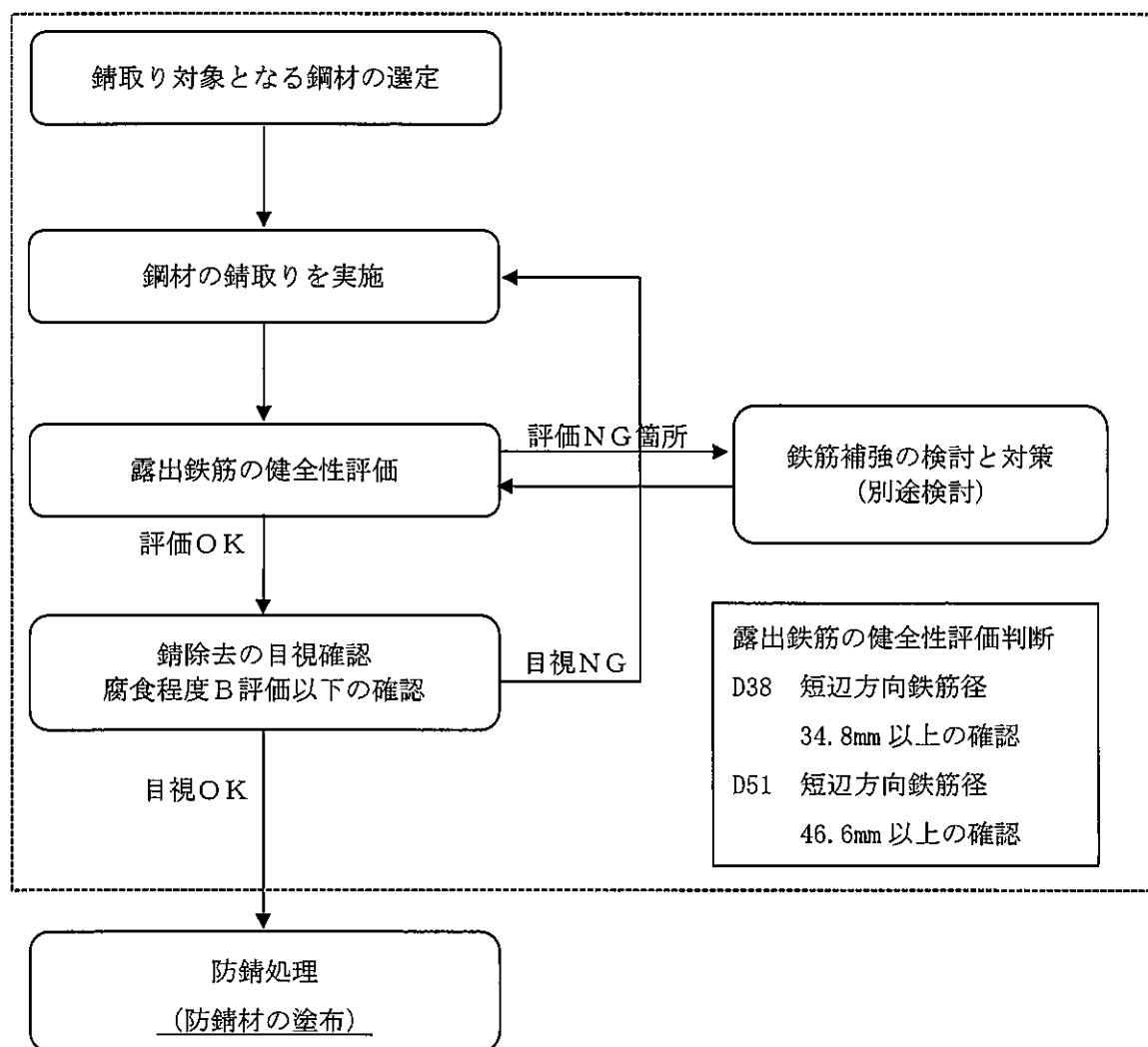


図 8.3-9 露出鉄筋の健全性確認から防錆処理までのフロー

錆を除去した後は再発を防止するために防錆材を塗布する。防錆材については、その後打設されるコンクリートとの「付着力」など、図 8.3-10 に示す各種試験の基準を満足している試験適合品を選定する。また、防錆材には防錆期間が設けられているため、汀線に近い腐食環境であることを考慮し、露出鉄筋外周にコンクリートが充填されるまでの期間に応じた防錆材を選定する。

要求性能	試験項目		基準値
防錆性	防せい性試験	処理部	防せい率 50% 以上
		未処理部	防せい率 -10% 以上
鉄筋との付着性	鉄筋に対する付着強さ		7.8N/mm ² 以上
コンクリートとの付着性	耐アルカリ性		塗膜に異常が認められないこと

図 8.3-10 鉄筋防錆材に求められる性能照査項目

「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断及び補修指針（案）・同解説」
（日本建築学会）

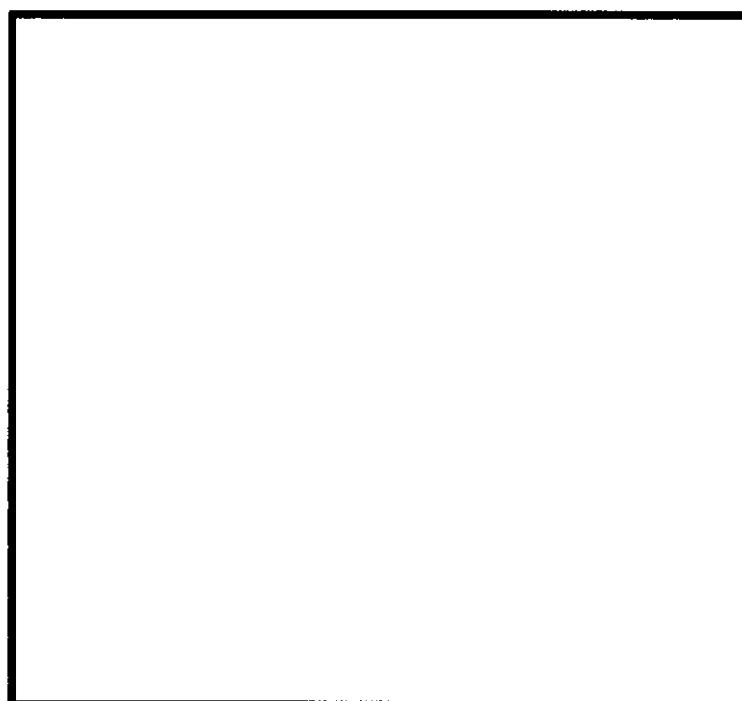
9. 地中連続壁地山側鉄筋の経年劣化対策

地中連続壁地山側に露出した鉄筋に対して経年劣化対策を記載する。

9.1 コンクリート未充填部への対策

土中に露出した鉄筋が腐食して健全なコンクリート内の鉄筋に影響を及ぼさないようにする必要がある。そこで、露出又はかぶり不足が想定される箇所に地盤改良を行い被覆する。地盤改良はコンクリートのかぶりと同等の遮水性能を有するよう改良厚さを設定する。

A南基礎地中連続壁の区割り図を図 9.1-1 に示す。また、剛結継手部の配筋図を図 9.1-2 に示す。



-  : 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)

図 9.1-1 A南基礎地中連続壁区画割り図

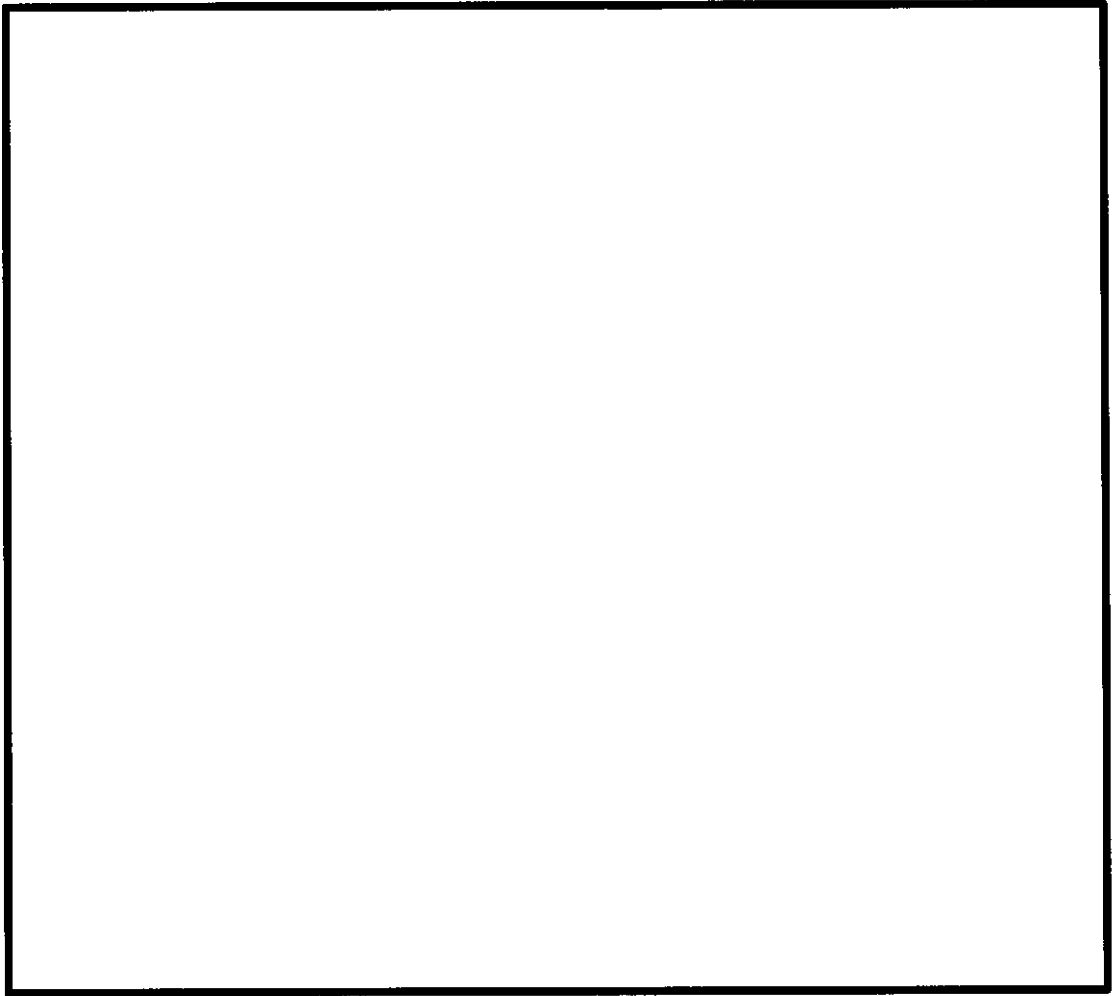


図 9.1-2 剛結継手配筋図

9.1.1 コンクリート未充填部の地盤改良

コンクリート未充填部内の土中に露出される鉄筋は地下水と地下水に溶解している酸素により腐食が発生することから、地盤の透水性及び地質状況を考慮し、完新世堆積層である d u 層, A g 2 層, A c 層, A s 層, A g 1 層を対象にセメント改良により地下水を遮断する方法を採用する。泥岩となる敷地内の K m 層はおおむね 10^{-9} m/s の透水性を有し、地下水の移動は小さく、地中連続壁中実部側の掘削時に風化帯はないことから、K m 層内の防食対策は不要と判断される。しかし、欠損部内への地下水の流入対策として完新世堆積層の改良仕様を適用し、地盤改良を行う。

道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編 (H24. 3), p. 449 (図 9. 1-3 参照) では、セメント改良体による防食対策を実施する場合、改良体の厚さの確保が重要とされている。セメント改良体にコンクリートの最小かぶり厚と同等の遮水性能を確保する改良体の厚さを設定することにより地下水の供給を遮断する対策とする。

③ 無機被覆

セメント硬化体（モルタル、コンクリート等）により巻立てる防食法は信頼性の高い方法であるが、その材料の密実さを確保する必要から高品質と入念な施工が要求される。また、被膜の厚みの確保とひび割れの防止が防食上きわめて重要である。

図 9. 1-3 道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編 (H24. 3), p. 449 抜粋

鉄筋の最小かぶり厚については、図 9. 1-4 の道路橋示方書・同解説 IV. 下部構造編 (H24. 3) を基にコンクリートの劣化や鉄筋の腐食の防止など耐久性の観点から最小かぶり厚は 70 mm とする。

遮水性能は水の流れにくさ（透水量）として式 (1) で評価する。

$$\text{遮水性能} = k_p / t \quad \text{式 (9. 1)}$$

ここで、 k_p : 透水係数 (m/s), t : かぶり (m) である。

式 (1) はダルシー則に従うもので、遮水性能が透水係数に比例し、距離に反比例することを示している。遮水性能がコンクリートとセメント改良体で同等となるようにセメント改良体の厚さを設定する。

コンクリートの透水係数 k_{con} は、コンクリートの健全性の指標として使用される次式を用いる¹⁰(図 9. 1-5 参照)。

¹⁰ コンクリート標準示方書 改訂資料, 施工編, 1. 4 水密性に関する照査, p91, (社団法人土木学会, 2002 年版)

$$\log k_{con}=4.3(W/C)-12.5 \quad \text{式 (9.2)}$$

ここで k_{con} はコンクリートの透水係数 (m/s), W/C はコンクリートの水セメント比である。 W/C は、既往の土木工事での実績からコンクリートの一般的な値 (≈ 0.55) を採用し、コンクリートの透水係数は式(2)により $k_{con}=7.33 \times 10^{-11}$ (m/s) とした。図 9.1-5 に示す破線は、水セメント比 0.7 以下の既往データの平均的な水セメント比と透水係数の関係であり、式 (2) で示される実線は全データを包含する下限の水セメント比と透水係数の関係である。

また、セメント改良体の透水係数は、図 9.1-6 に示すようにセメント改良体の一軸圧縮強度の相関関係が知られている。改良体は、原地盤の K_m 層の強度から設計一軸圧縮強度 ($2.0 \text{ (MN/m}^2\text{)}$) と設定し、改良体の透水係数 $k_{imp}=3.00 \times 10^{-10}$ (m/s) となるが、施工のばらつき等を考慮し、 $k_{imp}=1.00 \times 10^{-9}$ (m/s) に設定する。

地中連続壁のコンクリートは、セメント改良体の $1/13.6$ 倍程度の透水係数であり、水を通しにくい性能を有する。そのため、コンクリートの最小かぶり厚に対し約 13.6 倍の厚さのセメント改良体を設置することでコンクリートと同等の遮水性能を確保できることから、改良体の厚さを 955mm 以上とする。表 9.1-1 に改良体の厚さの算定結果を示す。

当該対策では、遮水性能の向上のためセメント改良体を設置して鉄筋に水が供給されない状態を構築するものとしており、セメント改良体は pH が 11 以上の強アルカリ性である。そのため、鉄筋に腐食を生じさせない要素の一つである「不動態被膜が形成される」という副次的な効果も有している。

7.4 鉄筋のかぶり

- (1) コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要なかぶりを確保しなければならない。
- (2) 水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。
- (3) 水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、締固めの困難さ、施工精度等も考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。
- (4) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ、表-7.4.1 に示す値以上とする場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。

表-7.4.1 鉄筋の最小かぶり (mm)

部材の種類 環境条件	はり	柱、壁	フーチング
大気中の場合	35	40	—
水中及び土中の場合	—	70	70

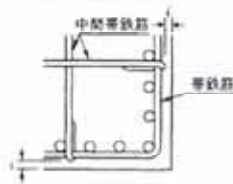


図-7.4.1 鉄筋のかぶり

図 9.1-4 鉄筋の最小かぶり厚¹¹⁾

¹¹⁾ 道路橋示方書・同解説（平成 24）IV. 下部構造編，7 章 鉄筋コンクリート部材の構造細目，pp. 187-188

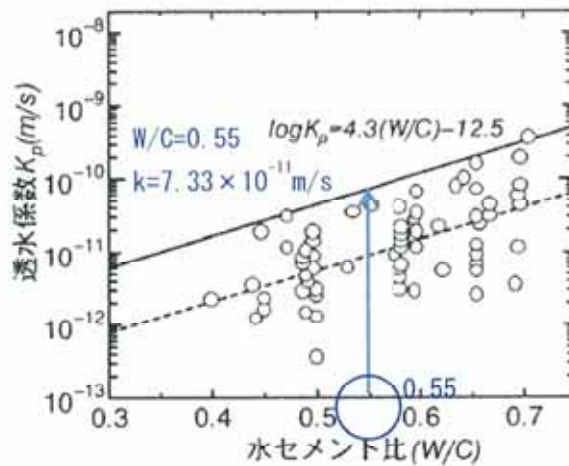


図 9.1-5 コンクリートの水セメント比と透水係数の関係¹²

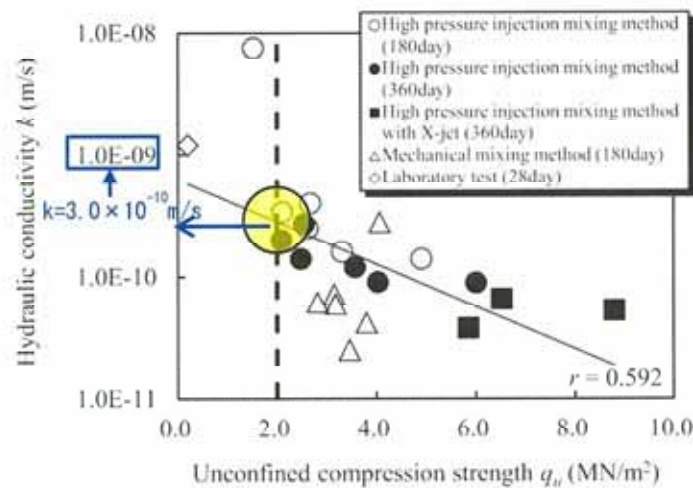


図 9.1-6 セメント改良体（高圧噴射攪拌工法他）の一軸圧縮強度と透水係数の関係¹³

表 9.1-1 改良体厚さ算定結果

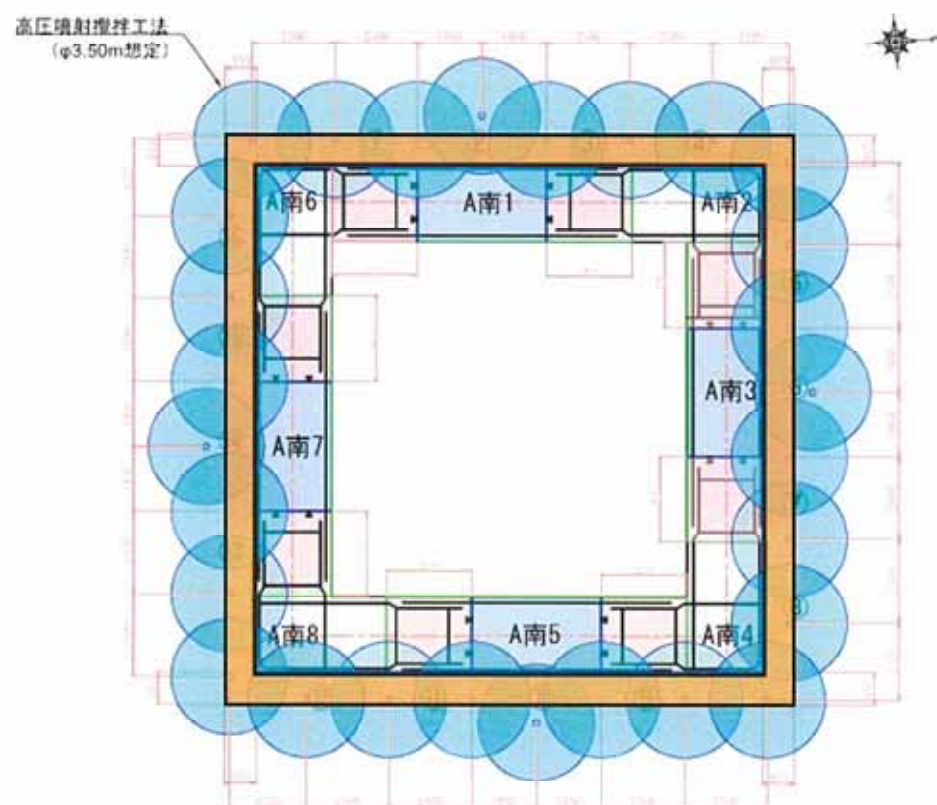
かぶり部の材料	透水係数 k (m/sec)	(透水係数 k) / (かぶり t)	最小かぶり t (mm)
コンクリート (W/C)	7.33×10^{-11}	1.05×10^{-12}	70
セメント改良体	1.00×10^{-9}	1.05×10^{-12}	955

¹² コンクリート標準示方書 改訂資料, 施工編, 1.4 水密性に関する照査, p91, (社団法人土木学会, 2002 年版)

¹³ 日置ら: 「深層混合改良土の透水試験と遮水性能に関する考察」, 「材料」, Vol. 63, No. 1, pp. 28-31, 2014

図 9.1-7 に高圧噴射攪拌工法を想定したセメント改良体の配置案を示す。地中連続壁の地山側全範囲を対象に、必要厚さを確保できるように改良体を配置する。

なお、施工に先立ち、所定の透水係数と壁厚等の確認を目的に、配合試験及び試験施工を実施する。表 9.1-2 に、配合試験と試験施工の計画案を示す。



地盤改良概念図

- セメント改良体（高圧噴射攪拌工法）：直径φ3.5m
- セメント改良体厚さ955mm（セメント改良体φ3.5mによる改良厚さ）

図 9.1-7 セメント改良体（高圧噴射攪拌工法による改良体）配置案

表 9.1-2 配合試験と試験施工の計画案

実施項目	目的	確認項目
配合試験（室内）	必要な透水係数を満たす配合仕様の決定（対象土毎）	透水係数，一軸圧縮強さ
試験施工（現場）	所定の改良径を満たす施工仕様決定，品質確認	施工仕様（回転，引上げ速度，スラリー量他），透水係数，一軸圧縮強さ

