

平成26年度
管理型処分技術調査等事業
地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験
報 告 書

平成27年3月

公益財団法人 原子力環境整備促進・資金管理センター

本報告書は、以下の構成でとりまとめています。

第1章～第8章

なお、以下の資料を合わせて添付します。

・添付資料－1 ～ 添付資料－7

本報告書は、経済産業省からの委託研究として、公益財団法人 原子力環境整備促進・資金管理センターが実施した平成26年度管理型処分技術調査等事業地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験の成果を取りまとめたものです。

はじめに

地下 50m 以深の大断面の地下空洞に構築されたコンクリートの処分ピットと、その周囲を覆うベントナイトの緩衝材から構成される地下空洞型処分施設は、原子力発電所の廃炉等に伴って発生する解体廃棄物や長半減期低発熱放射性廃棄物（TRU 廃棄物）等の余裕深度処分のための処分施設として、各種の検討がなされている。これまで実施された試験は、人工バリアごとの小規模な試験が主であったが、今後の地下空洞型処分施設の設計・建設に当たっては、より現実に即した条件下で実施する確証的試験の積み重ねが必要とされる。特に、処分施設の施工技術を確立し、その施工技術によって構築される施設の性能が、施設に要求される初期性能を満たすかどうか、現実の処分環境におけるその施工性を確認することが重要となる。

本試験は、こうした確証的試験の必要性に鑑み、具体的な地下空洞型処分施設の設計・建設に向け、これまでに実施されてきた試験・検討の成果を基礎に、大断面の地下空洞を利用した具体的な処分施設を模擬したわが国初の実規模の施工に関わる試験を実施するものである。

平成 17 年度から平成 24 年度までは資源エネルギー庁の委託事業として「地下空洞型処分施設性能確証試験」が本事業と同じ施設で実施され、以下の項目について検討がなされている。なお、平成 17、18 年度においては、試験の対象とすべき施設形態と施設を構成する各々の人工バリアに要求される機能等が検討された。ここでは、幅広い観点から試験の基本計画を策定した上で、将来の具体化の可能性が高い施工技術について詳細な検討が行われ、試験実施のための詳細計画が策定された。また、平成 19 年度から 24 年度においては、施工確認試験等が実施され、施工方法の確立の見通しが得られた。

平成 19 年度	底部・側部埋戻し材、底部緩衝材（一部）の施工確認試験等
平成 20 年度	底部緩衝材（残部）、底部低拡散材、底部・側部コンクリートピットの施工確認試験等
平成 21 年度	手前部コンクリートピット、側部低拡散材、充填材（一部）、側部緩衝材（一部）の施工確認試験等
平成 22 年度	充填材（残部）、側部緩衝材（一部）の施工確認試験等
平成 23 年度	側部緩衝材（一部）の施工確認試験等
平成 24 年度	側部緩衝材（一部）、上部コンクリートピット、上部低拡散材の施工確認等

平成 25 年度からは、「地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験」として、上述の地下空洞型処分施設性能確証試験で構築された施設の上部空間を対象に、処分施設の閉鎖に係わる技術確証のための試験が開始された。平成 25 年度においては、上部緩衝材と上部埋戻し材の施工確認試験等が実施された。

本年度は、平成 25 年度に引き続き、上部緩衝材、上部埋戻し材の施工確認試験等を実施した。本年度実施したこの施工確認試験によって、地下空洞型処分施設の上記の構

築部材について適用可能な施工方法の確認とその初期性能を確認した。また、ベントナイト系材料特性試験やセメント系材料特性試験等、必要となる特性試験を実施し、ベントナイト混合土の水理・力学特性値やセメント系材料の拡散係数等を取得した。また、地震が地下空洞施設に与える影響について検討した。さらに、平成 19 年度から平成 26 年度までの本事業で得られた成果の総合的なとりまとめを実施した。

本試験の主たる目的は、大断面の地下空洞に建設する施設の施工性の確認と施工に伴う施設の品質の確認である。これまでに実施してきた一連の試験の成果は、同様の処分施設形態が検討されている低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分や TRU 廃棄物の余裕深度処分に対して、共通的基盤技術として幅広く反映できるものである。

なお、本試験は経済産業省の委託により実施したものである。

平成 26 年度管理型処分技術調査等事業
地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験 報告書目次

はじめに

第 1 章 全体概要.....	1-1
1.1 試験の背景・目的.....	1-1
1.1.1 試験の背景.....	1-1
1.1.2 試験の目的.....	1-2
1.2 全体計画.....	1-3
1.2.1 試験の概要.....	1-3
1.3 検討の経緯.....	1-7
1.3.1 検討委員会.....	1-7
1.3.2 平成 26 年度の成果の概要.....	1-8
(1) 上部緩衝材施工確認試験・初期性能確認試験.....	1-10
(2) 上部埋戻し材施工確認試験・初期性能確認試験.....	1-11
(3) ベントナイト材料特性測定.....	1-13
(4) セメント系材料特性測定.....	1-13
(5) 施設・周辺岩盤挙動計測.....	1-13
(6) 地震が地下空洞施設に与える影響の検討.....	1-13
(7) 平成 19 年度～平成 26 年度の取りまとめ.....	1-14
第 2 章 上部緩衝材施工確認試験・初期性能確認試験.....	2-1
2.1 施工確認試験.....	2-1
2.1.1 施工確認試験の概要.....	2-2
(1) 施工確認試験の概要.....	2-2
(2) 施工確認試験の計画.....	2-2
2.1.2 施工確認試験の内容.....	2-11
(1) 使用機械.....	2-11
(2) 転圧工法による施工確認試験実施内容.....	2-15
2.1.3 施工管理・品質管理.....	2-28
(1) 管理項目.....	2-28
(2) ベントナイト材料品質試験.....	2-28
(3) ベントナイト含水比調整.....	2-30
(4) レベルによる測定結果.....	2-32
(5) 品質管理測定結果（施工高さ）.....	2-33
(6) 品質管理測定結果（密度、含水比）.....	2-35
(7) サイクルタイム測定結果.....	2-40

(8) 昨年度試験との比較.....	2-41
2.2 初期性能確認試験	2-46
2.2.1 初期性能確認試験の概要	2-46
(1) 試験項目および試験数量	2-46
(2) 供試体の採取	2-47
2.2.2 建設・作業時の安全確保性能の確認試験	2-49
(1) 一軸圧縮試験	2-49
2.2.3 止水性能の確認試験	2-53
(1) 乾燥密度測定	2-53
(2) 透水試験.....	2-65
2.2.4 閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能の確認試験	2-72
(1) 膨潤圧試験	2-72
2.3 施工確認試験結果の評価.....	2-76
2.3.1 材料特性に関する評価.....	2-76
(1) 材料特性に関する評価	2-76
(2) 材料特性の品質管理基準	2-77
(3) 材料特性の品質管理結果	2-78
(4) 緩衝材の要求機能と材料特性に関する品質管理項目との対応.....	2-79
2.3.2 施工・出来形に関する評価.....	2-80
(1) 施工方法.....	2-80
(2) 施工時の品質管理	2-84
2.3.3 歩掛りに関する評価	2-89
2.3.4 施工確認試験の総合評価	2-89
(1) ベントナイト材料特性	2-89
(2) 施工方法.....	2-89
(3) 施工後の品質・出来形	2-90
(4) 施工効率.....	2-90
(5) まとめ	2-91
2.3.5 施工確認試験の課題の抽出.....	2-91
2.4 初期性能確認試験結果の評価	2-92
2.4.1 建設・作業時の安全確保性能に関する評価	2-92
(1) 一軸圧縮試験結果	2-92
2.4.2 止水性能に関する評価.....	2-95
(1) 乾燥密度.....	2-95
(2) 透水係数.....	2-96
2.4.3 閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能に関する評価.....	2-96
(1) 膨潤圧	2-96
2.4.4 初期性能確認試験の総合評価	2-97
(1) 力学特性.....	2-98

(2) 止水特性.....	2-101
(3) 膨潤特性.....	2-102
2.4.5 初期性能確認試験の課題の抽出	2-103
第3章 上部埋戻し材施工確認試験・初期性能確認試験	3-1
3.1 施工確認試験.....	3-1
3.1.1 施工確認試験の概要	3-2
(1) 施工確認試験の概要	3-2
(2) 施工確認試験の計画	3-3
3.1.2 施工確認試験の内容	3-13
(1) 使用機械	3-13
(2) 転圧・吹付工法による施工確認試験実施内容.....	3-18
3.1.3 施工管理・品質管理	3-32
(1) 管理項目	3-32
(2) 上部埋戻し材材料.....	3-32
(3) ベントナイト混合土製造	3-35
(4) 転圧施工	3-36
(5) 吹付け施工.....	3-44
(6) 転圧施工と吹付け施工の比較.....	3-49
(7) 昨年度試験との比較	3-58
3.2 初期性能確認試験.....	3-69
3.2.1 初期性能確認試験の概要	3-69
(1) 試験項目及び試験数量.....	3-69
(2) 供試体の採取	3-70
3.2.2 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能の確認試験	3-71
(1) 一軸圧縮試験	3-71
(2) 三軸圧縮試験	3-78
(3) 膨潤圧試験.....	3-83
3.2.3 止水性能の確認試験	3-87
(1) 乾燥密度測定	3-87
(2) 透水試験	3-91
3.3 施工確認試験結果の評価.....	3-103
3.3.1 材料特性に関する評価.....	3-103
(1) 材料特性に関する品質管理項目と管理基準値.....	3-103
(2) 材料特性の品質管理結果	3-103
3.3.2 施工・出来形に関する評価.....	3-108
(1) 施工・出来形に関する管理項目と管理基準値.....	3-108
(2) 転圧施工の品質管理結果	3-108
(3) 吹付け施工の品質管理結果.....	3-115

(4) 出来形.....	3-118
3.3.3 歩掛りに関する評価.....	3-118
3.3.4 施工確認試験の総合評価.....	3-119
(1) ベントナイト混合土の材料特性.....	3-119
(2) 施工方法.....	3-119
(3) 施工後の品質・出来形.....	3-121
(4) 施工効率.....	3-122
(5) まとめ.....	3-123
3.3.5 施工確認試験の課題の抽出.....	3-123
(1) ベントナイト混合土製造技術の検討.....	3-123
(2) 転圧および吹付け施工技術の検討.....	3-123
3.4 初期性能確認試験結果の評価.....	3-124
3.4.1 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能に関する評価.....	3-124
(1) 一軸圧縮強度試験結果.....	3-124
(2) 三軸圧縮強度試験結果.....	3-127
(3) 膨潤圧試験結果.....	3-131
3.4.2 止水性能に関する評価.....	3-133
(1) 乾燥密度、含水比.....	3-133
(2) 透水試験.....	3-143
3.4.3 初期性能確認試験の総合評価.....	3-144
(1) 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能.....	3-144
(2) 止水性能に関する評価.....	3-162
3.4.4 初期性能確認試験の課題の抽出.....	3-166
第4章 ベントナイト系材料特性測定.....	4-1
4.1 ベントナイト系材料特性測定試験の概要.....	4-1
4.1.1 実施概要.....	4-2
4.2 吸水に伴う変形測定試験.....	4-4
4.2.1 試験方法.....	4-4
4.2.2 試験結果.....	4-7
4.2.3 試験結果の評価.....	4-17
4.3 圧密非排水三軸圧縮試験.....	4-18
4.3.1 試験方法.....	4-18
4.3.2 試験結果.....	4-20
4.3.3 試験結果の評価.....	4-27
4.4 段階載荷による圧密試験.....	4-29
4.4.1 試験方法.....	4-29
4.4.2 試験結果.....	4-30
4.4.3 試験結果の評価.....	4-32

4.5	長期圧密試験.....	4-34
4.5.1	試験方法.....	4-35
4.5.2	試験結果.....	4-35
4.5.3	試験結果の評価.....	4-37
4.6	ベントナイトの含水比調整.....	4-40
4.6.1	ベントナイト含水比調整の概要.....	4-40
4.6.2	実施方法.....	4-40
	(1) ベントナイト材料.....	4-40
	(2) 含水比調整.....	4-41
	(3) 含水比測定.....	4-45
4.6.3	実施結果.....	4-46
	(1) 含水比調整.....	4-46
	(2) 含水比試験結果.....	4-48
4.7	まとめ.....	4-50
第5章 セメント系材料特性測定.....		5-1
5.1	実施概要.....	5-2
5.2	拡散特性測定.....	5-2
5.2.1	拡散試験.....	5-2
	(1) 試験内容.....	5-3
	(2) 試験手法.....	5-3
	(3) 試験手順.....	5-4
	(4) 解析方法.....	5-7
	(5) 試験結果.....	5-9
5.2.2	空隙率測定.....	5-12
	(1) 試験方法.....	5-12
	(2) 試験結果.....	5-13
5.2.3	セメント系材料の拡散係数の特性.....	5-16
	(1) これまで取得した実効拡散係数データのまとめ.....	5-16
5.2.4	まとめ.....	5-20
5.3	上部低拡散材他ひび割れ調査.....	5-21
5.3.1	ひび割れ調査の概要.....	5-21
	(1) ひび割れ調査方法.....	5-22
5.3.2	ひび割れ調査結果.....	5-23
	(1) 側部低拡散材のひび割れ履歴.....	5-23
5.3.3	ひび割れ調査のまとめ.....	5-29
	(1) 低拡散材.....	5-29
	(2) 上部低拡散材・上部コンクリートピット.....	5-29
5.3.4	ひび割れ評価.....	5-29

(1) 上部低拡散材	5-29
(2) 上部コンクリートピット	5-32
(3) 側部低拡散材	5-33
5.3.5 まとめ	5-35
5.4 上部低拡散材他長期材齢物性試験	5-36
5.4.1 試験の概要	5-36
5.4.2 使用材料および配合	5-36
5.4.3 長期材齢物性試験	5-39
(1) 圧縮強度試験	5-39
(2) 静弾性係数試験	5-44
(3) 試験のまとめ	5-49
5.4.4 長期材齢物性値の評価	5-49
(1) 圧縮強度と弾性係数の相関関係	5-49
第6章 施設・周辺岩盤挙動計測	6-1
6.1 実施概要	6-1
6.2 計測機器設置	6-1
6.2.1 上部埋戻し材計測器設置	6-1
(1) 計器設置内容	6-1
6.3 計測データの収集・図化	6-6
6.3.1 坑内環境計測結果	6-7
6.3.2 上部埋戻し材計測結果	6-9
6.3.3 地震観測	6-13
(1) 気象庁発表情報	6-14
(2) 観測データ	6-15
6.3.4 底部緩衝材計測結果	6-17
(1) 計測器配置と上載荷重	6-18
(2) 土圧挙動	6-20
(3) 沈下挙動	6-25
(4) 温度変化	6-27
(5) 水圧変化	6-29
6.3.5 上部低拡散材計測結果	6-29
(1) 温度変化	6-30
(2) ひずみ変化	6-32
(3) 応力変化	6-35
6.3.6 周辺岩盤挙動計測結果	6-36
(1) 岩盤変位	6-38
(2) 岩盤内間隙水圧計測	6-39
6.4 地中無線データ取得	6-42

6.5 底部緩衝材 BTV 観察.....	6-45
6.5.1 ひび割れ観察孔位置	6-45
6.5.2 BTV 装置.....	6-46
6.5.3 BTV 観察結果.....	6-47
第 7 章 地震が地下空洞施設に与える影響の検討	7-1
7.1 実施概要	7-1
7.1.1 検討フロー.....	7-3
7.1.2 検討対象	7-4
7.2 地震計の観測データの整理と挙動分析	7-4
7.2.1 観測データの分析・評価	7-4
(1) 計測器設置概要	7-4
(2) 地震動観測データ	7-7
(3) 観測データの分析評価.....	7-29
7.2.2 解析による地震時の挙動の評価	7-57
(1) 解析条件の設定	7-57
(2) 地震時の地下空洞施設の挙動解析および評価.....	7-72
(3) 分析評価	7-116
7.3 解析手法・評価方法に関する課題検討	7-127
7.3.1 緩衝材の塑性化後の透水性に関する検討.....	7-127
(1) 緩衝材の密度変化による透水性の変化.....	7-128
(2) せん断帯が透水性に与える影響	7-131
7.4 まとめ	7-133
7.4.1 地震計の観測データの整理と挙動分析.....	7-133
(1) 入力地震動.....	7-133
(2) 応答加速度および振動特性.....	7-133
7.4.2 解析手法・評価方法に関する課題検討.....	7-134
7.4.3 今後の課題.....	7-134
(1) 地震観測の拡充	7-134
(2) 当該サイトの地質構造および地盤物性値の設定	7-135
(3) 起振器を用いた検討	7-135
第 8 章 平成 19 年度から平成 26 年度の取りまとめ.....	8-1

おわりに

図目次

【第1章】

図 1.1-1	期待される成果.....	1-2
図 1.2-1	地下空洞型処分施設の概念の例[1]	1-3
図 1.2-2	試験位置図（断面図）	1-4
図 1.2-3	試験施設の試験開始前の状況（平成26年2月撮影）	1-5
図 1.2-4	試験実施場所	1-6
図 1.3-1	上部緩衝材施工確認状況（転圧工法）	1-11
図 1.3-2	上部埋戻し材施工確認試験状況.....	1-12

【第2章】

図 2.1-1	クニゲルV1の有効粘土密度～透水系数（定水位法、ケイ砂混合を抽出）	2-3
図 2.1-2	平成25年度上部緩衝材試験結果（乾燥密度）	2-4
図 2.1-3	ベントナイト保管庫位置図.....	2-5
図 2.1-4	ベントナイト保管庫全景	2-5
図 2.1-5	上部緩衝材施工確認試験前状況.....	2-5
図 2.1-6	上部緩衝材構造図	2-6
図 2.1-7	試験状況イメージ図(全体).....	2-7
図 2.1-8	試験状況イメージ図(拡大).....	2-8
図 2.1-9	施工確認試験の施工フロー	2-9
図 2.1-10	アイリッヒミキサ	2-11
図 2.1-11	小型振動ローラ（HC1500-1）	2-12
図 2.1-12	バイブロコンパクタ.....	2-13
図 2.1-13	プレートコンパクタ.....	2-13
図 2.1-14	25tラフタークレーン.....	2-14
図 2.1-15	2.98tラフタークレーン.....	2-14
図 2.1-16	含水比調整施工フロー	2-15
図 2.1-17	ベントナイト混練状況.....	2-16
図 2.1-18	調整後含水比測定状況.....	2-17
図 2.1-19	ベントナイト保管状況（保管倉庫）	2-17
図 2.1-20	ベントナイト仮置き状況（試験施設前）	2-18
図 2.1-21	緩衝材鋼製型枠平面図.....	2-18
図 2.1-22	緩衝材鋼製型枠断面図.....	2-18
図 2.1-23	緩衝材鋼製型枠設置状況	2-19
図 2.1-24	鋼製型枠設置後の内部状況.....	2-19
図 2.1-25	ベントナイト（フレコン）供給状況平面図.....	2-20
図 2.1-26	ベントナイト供給状況.....	2-20
図 2.1-27	ベントナイト敷均し状況平面図.....	2-21

図 2.1-28	ベントナイト敷均し状況	2-21
図 2.1-29	レーザーレベルによる敷均し厚さの管理状況	2-21
図 2.1-30	転圧状況平面図	2-22
図 2.1-31	転圧範囲図	2-22
図 2.1-32	プレートコンパクタによる予備転圧状況	2-23
図 2.1-33	バイブロコンパクタによる予備転圧状況	2-23
図 2.1-34	ランマによる転圧状況	2-24
図 2.1-35	小型振動ローラによる転圧状況	2-24
図 2.1-36	レベル測定・コア採取位置図	2-25
図 2.1-37	レベル測定の状況	2-25
図 2.1-38	コアドリルによるコア採取状況	2-26
図 2.1-39	採取したコア	2-26
図 2.1-40	シート養生状況	2-27
図 2.1-41	ベントナイト材料の試験結果（粒径加積曲線）	2-29
図 2.1-42	ベントナイト材料の試験結果（X線回析による定性解析）	2-29
図 2.1-43	材料の初期含水比	2-31
図 2.1-44	材料の水分調整後の含水比	2-31
図 2.1-45	施工面の高さ	2-32
図 2.1-46	各施工段階での施工高さ	2-33
図 2.1-47	施工高さから算出した乾燥密度と締固め曲線との比較	2-34
図 2.1-48	施工層厚の測定結果	2-34
図 2.1-49	各層における密度測定結果	2-36
図 2.1-50	レベルにより算出した密度とコア密度との比較	2-36
図 2.1-51	コア密度の測定結果（各層の平均値；一般部）	2-37
図 2.1-52	コア密度の測定結果（全測定データ；一般部）	2-37
図 2.1-53	コア密度の測定結果（各層の平均値；端部）	2-38
図 2.1-54	コア密度の測定結果（全測定データ；端部）	2-38
図 2.1-55	コア密度の測定結果（各層の平均値）	2-39
図 2.1-56	コア密度の測定結果（全測定データ）	2-39
図 2.1-57	100m ² 当りの施工時間の比較	2-40
図 2.1-58	100m ² 当りの施工時間の側部緩衝材（平成 24 年度）との比較	2-40
図 2.1-59	クニゲル GX の初期含水比と調整後含水比の関係（H25-26 年度）	2-41
図 2.1-60	クニゲル GX の調整後含水比のヒストグラム（H25-26 年度）	2-41
図 2.1-61	施工層厚の測定結果（H25-26 年度）	2-42
図 2.1-62	コア密度測定結果（全データ；H25-26 年度）	2-43
図 2.1-63	コア密度測定による乾燥密度測定結果（全データ；H25-26 年度）	2-43
図 2.1-64	コア密度測定結果（層平均；H25-26 年度）	2-44
図 2.1-65	コア密度測定による乾燥密度測定結果（層平均；H25-26 年度）	2-44
図 2.1-66	コア密度測定による含水比測定結果（全データ；H25-26 年度）	2-45

図 2.1-67	コア密度測定による含水比測定結果（層平均；H25-26年度）	2-45
図 2.2-1	供試体採取位置図	2-47
図 2.2-2	供試体断面図	2-47
図 2.2-3	供試体採取状況	2-48
図 2.2-4	採取した供試体	2-48
図 2.2-5	一軸圧縮試験の状況	2-49
図 2.2-6	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_1）	2-50
図 2.2-7	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_2）	2-50
図 2.2-8	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_3）	2-50
図 2.2-9	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_4）	2-51
図 2.2-10	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_5）	2-51
図 2.2-11	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_6）	2-51
図 2.2-12	一軸圧縮試験の応力～ひずみ関係	2-53
図 2.2-13	各採取位置における乾燥密度分布（一般部）	2-55
図 2.2-14	各採取位置における乾燥密度分布（端部）	2-56
図 2.2-15	コア密度測定結果と室内締固め試験の比較（一般部）	2-57
図 2.2-16	2分割コアの乾燥密度のヒストグラム（一般部）	2-58
図 2.2-17	コア密度測定結果と室内締固め試験の比較（端部）	2-59
図 2.2-18	2分割コアの乾燥密度のヒストグラム（端部）	2-60
図 2.2-19	コア密度測定結果と室内締固め試験の比較（全体）	2-61
図 2.2-20	乾燥密度のヒストグラム（全体）	2-62
図 2.2-21	コア密度測定結果と室内締固め試験の比較（一般部；H25・26）	2-63
図 2.2-22	乾燥密度のヒストグラム（一般部；H25・26）	2-64
図 2.2-23	透水試験用の供試体	2-65
図 2.2-24	透水試験方法	2-66
図 2.2-25	透水試験用供試体の成形の状況	2-67
図 2.2-26	透水試験用供試体の試験用セルへのセッティング状況	2-68
図 2.2-27	透水試験装置	2-69
図 2.2-28	透水試験結果	2-70
図 2.2-29	乾燥密度と透水係数の関係	2-71
図 2.2-30	クニゲル GX の透水係数の既存値との比較	2-71
図 2.2-31	膨潤圧試験用供試体の成形の状況	2-72
図 2.2-32	膨潤試験用供試体の試験用セルへのセッティング状況	2-73
図 2.2-33	膨潤圧試験装置	2-74
図 2.2-34	膨潤圧の経時変化	2-74
図 2.2-35	膨潤圧と乾燥密度の関係	2-75
図 2.2-36	クニゲル GX の膨潤圧の既存値との比較	2-75
図 2.3-1	含水比調整のフロー	2-77
図 2.3-2	ベントナイト粒度分布	2-78

図 2.3-3	材料の水分調整後の含水比.....	2-81
図 2.3-4	材料の納品後の含水比（バッチ毎）.....	2-82
図 2.3-5	材料の納品後の含水比（全数）.....	2-82
図 2.3-6	材料の初期含水比と納品後の含水比の関係.....	2-82
図 2.3-7	材料の初期含水比と納品後の含水比（全数）の関係.....	2-83
図 2.3-8	材料の調整後の含水比と納品後の含水比の関係.....	2-83
図 2.3-9	上部緩衝材の施工面高さのコンター図.....	2-85
図 2.3-10	コア密度の測定結果（全測定データ；一般部）.....	2-86
図 2.3-11	コア密度の測定結果（各層の平均値；端部）.....	2-86
図 2.3-12	コア密度と含水比の関係（各層の平均値；一般部）.....	2-87
図 2.3-13	コア密度と含水比の関係（全測定データ；一般部）.....	2-87
図 2.3-14	コア密度と含水比の関係（各層の平均値；端部）.....	2-87
図 2.3-15	コア密度と含水比の関係（全測定データ；端部）.....	2-88
図 2.3-16	コア密度と含水比の関係（各層の平均値）.....	2-88
図 2.3-17	コア密度と含水比の関係（全測定データ）.....	2-88
図 2.4-1	一軸圧縮強さ～乾燥密度.....	2-93
図 2.4-2	変形係数～乾燥密度.....	2-93
図 2.4-3	破壊ひずみ～乾燥密度.....	2-93
図 2.4-4	乾燥密度～含水比～一軸強度の関係.....	2-94
図 2.4-5	コア密度測定結果と室内締固め試験の比較（一般部）.....	2-95
図 2.4-6	上部緩衝材の乾燥密度と透水係数の関係.....	2-96
図 2.4-7	上部緩衝材の乾燥密度と膨潤圧の関係.....	2-97
図 2.4-8	一軸圧縮強さと含水比の関係.....	2-99
図 2.4-9	変形係数と含水比の関係.....	2-99
図 2.4-10	一軸圧縮強さと乾燥密度の関係.....	2-100
図 2.4-11	変形係数と乾燥密度の関係.....	2-100
図 2.4-12	透水係数と有効粘度密度（乾燥密度）の関係.....	2-101
図 2.4-13	膨潤圧と有効粘度密度（乾燥密度）の関係.....	2-102

【第3章】

図 3.1-1	ベントナイト混合土の施工時含水比設定のための試験結果.....	3-4
図 3.1-2	上部埋戻し材構造図.....	3-5
図 3.1-3	試験状況（転圧施工）イメージ図（全体）.....	3-6
図 3.1-4	試験状況（転圧施工）イメージ図（拡大）.....	3-7
図 3.1-5	試験状況（吹付け施工）イメージ図（全体）.....	3-8
図 3.1-6	試験状況（吹付け施工）イメージ図（拡大）.....	3-9
図 3.1-7	上部埋戻し材施工フロー.....	3-10
図 3.1-8	上部埋戻し材施工断面図.....	3-11
図 3.1-9	連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）.....	3-13

図 3.1-10	バイブロコンパクタ	3-14
図 3.1-11	プレートコンパクタ	3-14
図 3.1-12	圧力釜式吹付け機	3-15
図 3.1-13	25 t ラフタークレーン	3-16
図 3.1-14	2.98 t ラフタークレーン	3-17
図 3.1-15	ベントナイト混合土製造フロー図	3-18
図 3.1-16	ベントナイト混合土製造機械配置図	3-18
図 3.1-17	ベントナイト混合土製造状況	3-19
図 3.1-18	混合土の倉庫への一時保管状況	3-19
図 3.1-19	砂定量供給機	3-20
図 3.1-20	二軸強制ミキサ（混合用）	3-20
図 3.1-21	二軸強制ミキサ（加水混合用）	3-20
図 3.1-22	ベントナイト定量供給機	3-20
図 3.1-23	モノポンプ	3-20
図 3.1-24	機械制御盤	3-20
図 3.1-25	ベントナイト保管状況（保管倉庫）	3-21
図 3.1-26	ベントナイト仮置き状況（試験施設前）	3-21
図 3.1-27	埋戻し材鋼製型枠平面図	3-22
図 3.1-28	抑え金物詳細図	3-22
図 3.1-29	埋戻し材鋼製型枠設置状況	3-22
図 3.1-30	転圧施工の手順	3-23
図 3.1-31	転圧施工前状況	3-23
図 3.1-32	材料供給平面図	3-24
図 3.1-33	材料敷均し平面図	3-24
図 3.1-34	材料供給状況	3-24
図 3.1-35	材料運搬状況（猫車使用）	3-25
図 3.1-36	材料敷均し状況	3-25
図 3.1-37	レーザーレベルによる敷均し厚管理状況	3-25
図 3.1-38	材料敷均し完了後の状況	3-26
図 3.1-39	プレートコンパクタによる転圧状況	3-26
図 3.1-40	バイブロコンパクタによる転圧状況（縦断方向）	3-27
図 3.1-41	バイブロコンパクタによる転圧状況（横断方向）	3-27
図 3.1-42	レベル測量・コア採取位置図	3-27
図 3.1-43	レベル測量状況	3-27
図 3.1-44	シンウォールサンプラーによるコア採取状況	3-28
図 3.1-45	吹付け施工の施工手順	3-28
図 3.1-46	吹付け施工時の機械配置平面図	3-29
図 3.1-47	吹付け機の設置状況	3-29
図 3.1-48	供給機への材料投入状況	3-30

図 3.1-49	吹付け状況.....	3-30
図 3.1-50	3D スキャナ測定の状況.....	3-31
図 3.1-51	シンウォールサンプラーによるコア採取状況.....	3-31
図 3.1-52	ベントナイト混合土の材料の初期含水比.....	3-34
図 3.1-53	ベントナイト混合土の含水比測定結果.....	3-35
図 3.1-54	ベントナイト混合土の混合率測定結果.....	3-35
図 3.1-55	転圧施工における各施工条件における施工密度.....	3-37
図 3.1-56	レベルによる測定の方向.....	3-37
図 3.1-57	各層の施工高さ（横断方向）.....	3-38
図 3.1-58	各層の施工高さ（縦断方向）.....	3-39
図 3.1-59	転圧施工後の含水比の測定結果.....	3-40
図 3.1-60	転圧施工後の乾燥密度の測定結果.....	3-40
図 3.1-61	転圧施工後の締固め度の測定結果.....	3-41
図 3.1-62	転圧施工後の混合率の測定結果.....	3-41
図 3.1-63	転圧施工のサイクルタイム（平成 26 年度）.....	3-42
図 3.1-64	転圧施工のサイクルタイム（平成 25 年度）.....	3-43
図 3.1-65	吹付け施工前の状況.....	3-44
図 3.1-66	吹付け施工後の状況.....	3-44
図 3.1-67	吹付け施工後の含水比の測定結果.....	3-45
図 3.1-68	吹付け施工後の乾燥密度の測定結果.....	3-45
図 3.1-69	吹付け施工後の締固め度の測定結果.....	3-46
図 3.1-70	吹付け施工後の混合率の測定結果.....	3-46
図 3.1-71	吹付け施工時のリバウンド材の含水比の測定結果.....	3-47
図 3.1-72	吹付け施工時のリバウンド材の混合率の測定結果.....	3-47
図 3.1-73	吹付け施工前後の材料の含水比の変化.....	3-48
図 3.1-74	吹付け施工前後の材料の混合率の変化.....	3-48
図 3.1-75	上部埋戻し材施工後の乾燥密度と含水比の関係.....	3-50
図 3.1-76	上部埋戻し材施工後の含水比の測定結果.....	3-51
図 3.1-77	上部埋戻し材施工後の乾燥密度の測定結果.....	3-51
図 3.1-78	上部埋戻し材施工後の締固め度の測定結果.....	3-51
図 3.1-79	上部埋戻し材施工後の締固め度と含水比の関係.....	3-52
図 3.1-80	上部埋戻し材施工後の混合率の測定結果.....	3-52
図 3.1-81	上部埋戻し材施工前後の材料の含水比の変化.....	3-53
図 3.1-82	上部埋戻し材施工前後の材料の混合率の変化.....	3-54
図 3.1-83	上部埋戻し材施工試験後の有効粘土乾燥密度.....	3-55
図 3.1-84	上部埋戻し材施工試験後の有効モンモリロナイト乾燥密度.....	3-56
図 3.1-85	上部埋戻し材の各施工方法による施工時間の比較.....	3-57
図 3.1-86	転圧施工の施工層厚の測定結果（平成 25・26 年度；200mm 敷均し）.....	3-58
図 3.1-87	乾燥密度と含水比の関係（平成 25・26 年度）.....	3-59

図 3.1-88	施工後の含水比の測定結果（平成 25・26 年度）	3-60
図 3.1-89	施工後の乾燥密度の測定結果（平成 25・26 年度）	3-60
図 3.1-90	施工後の締固め度の測定結果（平成 25・26 年度）	3-61
図 3.1-91	施工後の混合率の測定結果（平成 25・26 年度）	3-61
図 3.1-92	有効粘土乾燥密度の測定結果（平成 25・26 年度）	3-62
図 3.1-93	有効モンモリロナイト乾燥密度の測定結果（平成 25・26 年度）	3-62
図 3.1-94	含水比の施工方法および施工年度での比較	3-63
図 3.1-95	乾燥密度の施工方法および施工年度での比較	3-63
図 3.1-96	締固め度の施工方法および施工年度での比較	3-64
図 3.1-97	混合率の施工方法および施工年度での比較	3-64
図 3.1-98	有効粘土乾燥密度の施工方法および施工年度での比較	3-65
図 3.1-99	有効モンモリロナイト乾燥密度の施工方法および施工年度での比較	3-65
図 3.1-100	吹付け施工におけるリバウンド率の比較	3-66
図 3.1-101	吹付け施工時のリバウンド材の含水比の比較	3-67
図 3.1-102	上材吹付け施工時のリバウンド材の混合率の比較	3-67
図 3.1-103	吹付け施工前後の材料の含水比の変化	3-68
図 3.1-104	上部埋戻し材の施工速度の比較	3-68
図 3.2-1	供試体採取状況（転圧施工後）	3-70
図 3.2-2	供試体採取状況（吹付け施工後）	3-70
図 3.2-3	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_10-1）	3-71
図 3.2-4	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_10-2）	3-71
図 3.2-5	軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_10-3）	3-72
図 3.2-6	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_15-1）	3-72
図 3.2-7	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_15-2）	3-72
図 3.2-8	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_15-3）	3-73
図 3.2-9	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_20-1）	3-73
図 3.2-10	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_20-2）	3-73
図 3.2-11	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_20-3）	3-74
図 3.2-12	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C1-1）	3-74
図 3.2-13	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C1-2）	3-74
図 3.2-14	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C1-3）	3-75
図 3.2-15	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C2-1）	3-75
図 3.2-16	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C2-2）	3-75
図 3.2-17	一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_C2-3）	3-76
図 3.2-18	一軸圧縮試験の応力～ひずみ関係	3-77
図 3.2-19	三軸圧縮試験の応力-ひずみ関係	3-80
図 3.2-20	転圧、吹付のモールの応力円（全応力）	3-81
図 3.2-21	室内成型のモールの応力円（全応力）	3-81
図 3.2-22	現場施工と室内成型(Be15%)のモールの応力円比較	3-81

図 3.2-23	主応力表示のモールクーロンの破壊規準	3-82
図 3.2-24	変形係数～拘束圧関係	3-82
図 3.2-25	膨潤圧試験の室内圧縮成型供試体の状況	3-83
図 3.2-26	現場試料の膨潤圧試験用供試体作製状況	3-84
図 3.2-27	膨潤圧試験装置	3-85
図 3.2-28	膨潤圧の経時変化（室内成型供試験体）	3-86
図 3.2-29	膨潤圧の経時変化（現場施工供試体（転圧））	3-86
図 3.2-30	膨潤圧の経時変化（現場施工供試体（吹付け））	3-86
図 3.2-31	乾燥密度のヒストグラム	3-88
図 3.2-32	締固め度のヒストグラム	3-88
図 3.2-33	含水比のヒストグラム	3-89
図 3.2-34	混合率のヒストグラム	3-89
図 3.2-35	有効粘土乾燥密度のヒストグラム	3-90
図 3.2-36	透水試験の室内圧縮成型供試体の状況	3-91
図 3.2-37	現場試料の透水試験用供試体作製状況	3-92
図 3.2-38	飽和度確認および透水試験の概要	3-94
図 3.2-39	透水試験装置	3-96
図 3.2-40	透水試験結果（室内圧縮成型：混合率 10%）	3-97
図 3.2-41	透水試験結果（室内圧縮成型：混合率 15%）	3-98
図 3.2-42	透水試験結果（室内圧縮成型：混合率 20%）	3-99
図 3.2-43	透水試験結果（転圧施工）	3-100
図 3.2-44	透水試験結果（吹付け施工）	3-101
図 3.2-45	乾燥密度と透水係数の関係	3-102
図 3.2-46	有効粘土乾燥密度と透水係数の関係	3-102
図 3.2-47	有効粘土乾燥密度と透水係数の関係（平成 25・26 年度）	3-102
図 3.3-1	ベントナイト混合土の含水比測定結果（平成 25・26 年度）	3-104
図 3.3-2	ベントナイト混合土の混合率測定結果（平成 25・26 年度）	3-105
図 3.3-3	ベントナイト混合土の製造時の含水比経時変化（フレコン単位）	3-106
図 3.3-4	ベントナイト混合土の製造時の混合率経時変化（フレコン単位）	3-106
図 3.3-5	ベントナイト混合土の製造時の含水比経時変化（のべ製造時間）	3-107
図 3.3-6	ベントナイト混合土の製造時の混合率経時変化（のべ製造時間）	3-107
図 3.3-7	各転圧段階における乾燥密度と含水比の関係（H25 年度実施）	3-109
図 3.3-8	転圧施工における各施工条件における施工密度（H26 年度実施）	3-109
図 3.3-9	施工層厚の度数分布（3 層目～15 層目；200mm 敷均し）	3-110
図 3.3-10	上部緩衝材の上面のコンター図	3-111
図 3.3-11	5 層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図	3-111
図 3.3-12	10 層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図	3-112
図 3.3-13	15 層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図	3-112
図 3.3-14	転圧施工後の乾燥密度と含水比の関係	3-113

図 3.3-15	吹付け施工後の乾燥密度と含水比の関係	3-116
図 3.4-1	一軸圧縮強さ～乾燥密度	3-125
図 3.4-2	変形係数～乾燥密度	3-125
図 3.4-3	破壊ひずみ～乾燥密度	3-125
図 3.4-4	一軸圧縮強さと各物性値との相関性	3-126
図 3.4-5	粘着力～乾燥密度の関係	3-127
図 3.4-6	内部摩擦角～乾燥密度の関係	3-128
図 3.4-7	主応力差～乾燥密度の関係	3-128
図 3.4-8	変形係数～乾燥密度の関係	3-128
図 3.4-9	粘着力～含水比の関係	3-129
図 3.4-10	内部摩擦角～含水比の関係	3-129
図 3.4-11	主応力差～含水比の関係	3-129
図 3.4-12	変形係数～含水比の関係	3-130
図 3.4-13	内部摩擦角～粘着力の関係	3-130
図 3.4-14	吹付、転圧の乾燥密度、含水比の変動	3-130
図 3.4-15	室内成型の乾燥密度、含水比の変動	3-131
図 3.4-16	膨潤圧と乾燥密度の関係	3-132
図 3.4-17	膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係	3-132
図 3.4-18	膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係（平成 25・26 年度）	3-133
図 3.4-19	密度試験結果と室内締固め試験の比較	3-134
図 3.4-20	密度試験結果と室内締固め試験の比較（平成 25・26 年度）	3-134
図 3.4-21	乾燥密度のヒストグラム（平成 25・26 年度）	3-135
図 3.4-22	締固め度のヒストグラム（平成 25・26 年度）	3-135
図 3.4-23	含水比のヒストグラム（平成 25・26 年度）	3-136
図 3.4-24	混合率のヒストグラム（平成 25・26 年度）	3-136
図 3.4-25	有効粘土乾燥密度のヒストグラム（平成 25・26 年度）	3-137
図 3.4-26	乾燥密度の測定結果の統計値（平成 25・26 年度）	3-138
図 3.4-27	締固め度の測定結果の統計値（平成 25・26 年度）	3-139
図 3.4-28	含水比の測定結果の統計値（平成 25・26 年度）	3-140
図 3.4-29	混合率の測定結果の統計値（平成 25・26 年度）	3-141
図 3.4-30	有効粘土乾燥密度の測定結果の統計値（平成 25・26 年度）	3-142
図 3.4-31	有効粘土乾燥密度と透水係数の関係	3-143
図 3.4-32	一軸圧縮強さと乾燥密度の関係	3-146
図 3.4-33	一軸圧縮強さと有効粘土乾燥密度の関係	3-146
図 3.4-34	一軸圧縮強さと含水比の関係	3-147
図 3.4-35	一軸圧縮強さと混合率の関係	3-147
図 3.4-36	既往研究における一軸圧縮強度と有効粘土密度の関係[3]	3-148
図 3.4-37	既往研究における一軸圧縮強度と含水比の関係[4]	3-148
図 3.4-38	変形係数と乾燥密度の関係	3-149

図 3.4-39	変形係数と有効粘土乾燥密度の関係	3-150
図 3.4-40	変形係数と含水比の関係	3-150
図 3.4-41	変形係数と混合率の関係	3-150
図 3.4-42	既往研究における弾性係数の有効粘土密度の関係[3]	3-151
図 3.4-43	既往研究における弾性係数と含水比の関係[4]	3-151
図 3.4-44	破壊ひずみと乾燥密度の関係	3-152
図 3.4-45	破壊ひずみと有効粘土乾燥密度の関係.....	3-152
図 3.4-46	破壊ひずみと含水比の関係.....	3-152
図 3.4-47	破壊ひずみと混合率の関係.....	3-153
図 3.4-48	一軸圧縮試験の応力とひずみの関係	3-153
図 3.4-49	転圧、吹付のモールの応力円（全応力）	3-155
図 3.4-50	最大主応力差と拘束圧の関係	3-156
図 3.4-51	最大主応力差と乾燥密度の関係.....	3-156
図 3.4-52	最大主応力差と有効粘土密度の関係	3-156
図 3.4-53	最大主応力差と含水比の関係	3-157
図 3.4-54	最大主応力差と混合率の関係	3-157
図 3.4-55	変形係数と拘束圧の関係	3-158
図 3.4-56	変形係数と乾燥密度の関係.....	3-158
図 3.4-57	変形係数と有効粘土密度の関係.....	3-158
図 3.4-58	変形係数と含水比の関係	3-159
図 3.4-59	変形係数と混合率の関係	3-159
図 3.4-60	膨潤圧と乾燥密度の関係	3-160
図 3.4-61	膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係	3-161
図 3.4-62	緩衝材の膨潤圧と有効粘度密度の関係.....	3-161
図 3.4-63	透水係数と乾燥密度の関係.....	3-164
図 3.4-64	透水係数と有効粘土乾燥密度の関係	3-165
図 3.4-65	既往研究における透水係数と有効粘土密度の関係[7]	3-165

【第4章】

図 4.1-1	ベントナイト混合土の締固め曲線と室内試験供試体仕様.....	4-3
図 4.2-1	膨潤圧発生に伴う吸水量測定試験装置概略図.....	4-4
図 4.2-2	供試体への水の流入量の算出方法.....	4-6
図 4.2-3	吸水量の経時変化.....	4-10
図 4.2-4	変位および軸ひずみの経時変化.....	4-11
図 4.2-5	給水開始からの変位および給水開始からの軸ひずみの経時変化	4-12
図 4.2-6	乾燥密度ごとの変位および軸ひずみの経時変化	4-14
図 4.2-7	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 10%、 C 値 = 90%）	4-15

図 4.2-8	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 10%、 C 値=95%）	4-15
図 4.2-9	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 10%、 C 値=100%）	4-16
図 4.2-10	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、 C 値=90%）	4-16
図 4.2-11	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、 C 値=95%）	4-16
図 4.2-12	初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、 C 値=100%）	4-17
図 4.3-1	三軸圧縮試験装置	4-19
図 4.3-2	破壊に至るまでの有効応力経路概略図	4-19
図 4.3-3	圧密排水量～時間の関係	4-21
図 4.3-4	主応力差～軸ひずみの関係	4-21
図 4.3-5	モールの応力円	4-21
図 4.3-6	主応力比～軸ひずみの関係	4-22
図 4.3-7	有効応力経路図	4-22
図 4.3-8	平均主応力と軸差応力の関係（限界状態）	4-22
図 4.3-9	圧密排水量～時間の関係	4-23
図 4.3-10	主応力差～軸ひずみの関係	4-23
図 4.3-11	モールの応力円	4-23
図 4.3-12	主応力比～軸ひずみの関係	4-24
図 4.3-13	有効応力経路図	4-24
図 4.3-14	平均主応力と軸差応力の関係（限界状態）	4-24
図 4.3-15	圧密排水量～時間の関係	4-25
図 4.3-16	主応力差～軸ひずみの関係	4-25
図 4.3-17	モールの応力円	4-25
図 4.3-18	主応力比～軸ひずみの関係	4-26
図 4.3-19	有効応力経路図	4-26
図 4.3-20	平均主応力と軸差応力の関係（限界状態）	4-26
図 4.3-21	軸ひずみ～最大主応力差でみた室内圧縮供試体と現場採取試料の比 較例	4-28
図 4.4-1	e-logp 曲線（C 値=95%）	4-31
図 4.4-2	mv-logp 曲線（C 値=95%）	4-31
図 4.4-3	Cv-logp 曲線	4-31
図 4.4-4	k-logp 曲線	4-32
図 4.4-5	e-logk 曲線	4-32
図 4.4-6	乾燥密度—含水比—圧縮指数	4-33
図 4.4-7	乾燥密度—含水比—膨潤指数	4-33

図 4.5-1	圧密曲線の例	4-35
図 4.5-2	沈下量～経時変化図.....	4-36
図 4.5-3	沈下量～経時変化図（片対数標記）	4-36
図 4.5-4	試験開始 100 時間以降の軸ひずみ～経過時間（自然対数軸）関係	4-37
図 4.5-5	二次圧密係数と自然含水比の関係[4].....	4-38
図 4.6-1	粒状ベントナイト材料の粒度分布	4-41
図 4.6-2	ミストブレンダー工法の概要	4-42
図 4.6-3	ミストブレンダー装置の全景	4-43
図 4.6-4	粒状ベントナイト定量供給部	4-43
図 4.6-5	MY-BOX 部.....	4-43
図 4.6-6	加水混合部.....	4-43
図 4.6-7	材料投入状況	4-44
図 4.6-8	材料投入状況	4-44
図 4.6-9	供給装置操作盤(1)	4-44
図 4.6-10	供給装置操作盤(2)	4-44
図 4.6-11	調整材料排出時状況.....	4-44
図 4.6-12	恒温乾燥炉	4-45
図 4.6-13	恒温乾燥炉の表示温度	4-45
図 4.6-14	デシケーター	4-45
図 4.6-15	はかり（最小 0.01g）	4-45
図 4.6-16	含水比測定状況.....	4-45
図 4.6-17	粒状ベントナイト供給状況（GX(10)材）	4-47
図 4.6-18	粒状ベントナイト供給状況（GX(5)材）	4-47
図 4.6-19	含水比の時系列（GX(10)材）	4-49
図 4.6-20	含水比の時系列（GX(5)材）	4-49
図 4.6-21	含水比のヒストグラムと統計量（GX(10)材）	4-49
図 4.6-22	含水比のヒストグラムと統計量（GX(5)材）	4-49

【第 5 章】

図 5.2-1	上部低拡散材コア採取位置.....	5-2
図 5.2-2	セメント系材料の拡散試験の試験装置の概要	5-4
図 5.2-3	セメント系材料試料の拡散試験フロー	5-5
図 5.2-4	セメント系材料の拡散試験用成型	5-6
図 5.2-5	上部低拡散材コア A(表面)の拡散プロファイル.....	5-9
図 5.2-6	上部低拡散材コア A(中間層)の拡散プロファイル	5-10
図 5.2-7	上部低拡散材コア B(表面)の拡散プロファイル.....	5-10
図 5.2-8	水銀圧入試験装置	5-12
図 5.2-9	インクボトル空隙の模式図（吉田らの文献[1]）	5-13
図 5.2-10	上部低拡散材（コア A(表面)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布.....	5-14

図 5.2-11	上部低拡散材（コアA(中間層)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布 ..5-14
図 5.2-12	上部低拡散材（コアB(表面)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布.....5-15
図 5.3-1	調査対象範囲（赤：平面、緑：断面）5-21
図 5.3-2	調査箇所の状況.....5-22
図 5.3-3	低拡散材ひび割れ履歴図（その1）5-24
図 5.3-4	低拡散材ひび割れ履歴図（その2）5-25
図 5.3-5	低拡散材ひび割れ履歴図（その3）5-26
図 5.3-6	側部低拡散材表面ひび割れ展開図.....5-27
図 5.3-7	上部コンクリートピット・上部低拡散材表面ひび割れ展開図.....5-28
図 5.3-8	上部低拡散材の温度計測結果5-30
図 5.3-9	上部低拡散材のモルタル応力計測結果.....5-31
図 5.3-10	上部コンクリートピットの温度計測結果5-32
図 5.3-11	上部コンクリートピットの応力計測結果5-33
図 5.3-12	側部低拡散材の温度計測結果5-34
図 5.3-13	側部低拡散材の応力計測結果5-35
図 5.4-1	底部コンクリートピットの圧縮強度試験結果（現場水中供試体）5-42
図 5.4-2	底部低拡散材の圧縮強度試験結果（現場水中供試体）5-43
図 5.4-3	底部コンクリートピットの静弾性係数試験結果（現場水中供試体）5-47
図 5.4-4	底部低拡散材の静弾性係数試験結果（現場水中供試体）5-48
図 5.4-5	圧縮強度と静弾性係数の関係（底部コンクリートピット）5-50
図 5.4-6	圧縮強度と静弾性係数の関係（底部低拡散材）5-50

【第6章】

図 6.2-1	計器配置図.....6-2
図 6.2-2	計器断面図.....6-3
図 6.2-3	計器設置写真（保護蓋取付前）6-4
図 6.2-4	計器設置写真（保護蓋取付後）6-4
図 6.2-5	計器設置写真（吹付け前）6-5
図 6.2-6	計器設置写真（吹付け後）6-5
図 6.3-1	坑内気温・湿度の経時変化（百葉箱温湿度計 A-①）6-8
図 6.3-2	施工イベント説明図（期間①、②）6-10
図 6.3-3	沈下計計測結果（全計測期間）6-11
図 6.3-4	沈下計計測結果（期間①）6-11
図 6.3-5	沈下計計測結果（期間②）6-11
図 6.3-6	変位速度継時変化図（全計測期間）6-12
図 6.3-7	変位速度継時変化図（期間①）6-12
図 6.3-8	変位速度継時変化図（期間②）6-12
図 6.3-9	気象庁発表情報（2014年8月10日）6-14
図 6.3-10	地震計①の加速度時刻歴（2014年8月10日）6-15

図 6.3-11	地震計②の加速度時刻歴（2014年8月10日）	6-16
図 6.3-12	地震計③の加速度時刻歴（2014年8月10日）	6-17
図 6.3-13	土圧計・沈下計設置位置図（平面図）	6-18
図 6.3-14	土圧計・沈下計設置位置図（横断面図、縦断面図）	6-19
図 6.3-15	底部緩衝材 土圧計計測結果（鉛直方向）	6-21
図 6.3-16	底部緩衝材 土圧計計測結果（水平方向）	6-22
図 6.3-17	H25年度とH26年度の土圧計計測結果比較（A断面）	6-23
図 6.3-18	今年度施工後の鉛直方向土圧変化量比較（A断面左右）	6-24
図 6.3-19	今年度施工後の水平方向土圧変化量比較（A断面左右）	6-24
図 6.3-20	土圧計測値と温度計計測値の関係（H26年2月1日～H27年2月20日）	6-24
図 6.3-21	土圧計経年変化（A断面左右、H20年2月15日～H27年2月20日）	6-25
図 6.3-22	底部緩衝材 沈下計計測結果	6-26
図 6.3-23	底部緩衝材の沈下量分布（空洞軸方向）	6-27
図 6.3-24	沈下計計測値と温度計計測値の関係（H26年2月1日～H27年2月20日）	6-27
図 6.3-25	温度計設置位置	6-28
図 6.3-26	底部緩衝材の温度経年変化	6-28
図 6.3-27	底部緩衝材の温度経時変化	6-28
図 6.3-28	底部緩衝材の間隙水圧経時変化	6-29
図 6.3-29	今年度施工部材と上部低拡散材の位置図（横断面図、縦断面図）	6-30
図 6.3-30	上部低拡散材の温度計測結果	6-31
図 6.3-31	上部低拡散材のひずみ計測結果（空洞軸方向）	6-33
図 6.3-32	上部低拡散材のひずみ計測結果（空洞軸直交方向）	6-34
図 6.3-33	上部低拡散材のモルタル応力計測結果	6-35
図 6.3-34	D孔岩盤変位計位置図	6-37
図 6.3-35	間隙水圧計位置図	6-37
図 6.3-36	D孔岩盤変位計経時変化図	6-38
図 6.3-37	D孔岩盤変位計経時分布	6-39
図 6.3-38	間隙水圧経時変化（A、B孔）	6-40
図 6.3-39	間隙水圧経時変化（C、D、E孔）	6-41
図 6.4-1	地中無線データ取得概要図	6-42
図 6.4-2	地中無線データ回収機器	6-43
図 6.4-3	地中無線の温度データ回収結果	6-43
図 6.4-4	地中無線の間隙水圧データ回収結果	6-44
図 6.4-5	地中無線計器および有線計器の設置位置	6-44
図 6.5-1	BTV観測孔水平位置図（単位：mm）	6-46
図 6.5-2	BTV観測孔鉛直位置図（単位：mm）	6-46
図 6.5-3	BTV観測装置	6-47

図 6.5-4	平成 26 年度までに BTV 観察で確認されたひび割れ位置	6-48
図 6.5-5	深度 5.772m 付近の割れ目	6-49
図 6.5-6	深度 5.772m 付近の割れ目① (トレース)	6-49
図 6.5-7	深度 8.646m 付近の割れ目	6-50
図 6.5-8	深度 8.646m 付近の割れ目③ (トレース)	6-50
図 6.5-9	深度 11.295m 付近の割れ目	6-51
図 6.5-10	深度 11.295m 付近の割れ目② (トレース)	6-51

【第 7 章】

図 7.1-1	検討フロー (観測データに基づく試験施設の挙動解析)	7-3
図 7.1-2	本年度の試験施設の最終形状	7-4
図 7.2-1	地震計設置位置	7-5
図 7.2-2	地震計設置状況	7-6
図 7.2-3	気象庁発表情報 (2014 年 6 月 9 日)	7-9
図 7.2-4	地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 6 月 9 日)	7-10
図 7.2-5	地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 6 月 9 日)	7-11
図 7.2-6	地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 6 月 9 日)	7-12
図 7.2-7	気象庁発表情報 (2014 年 7 月 5 日)	7-13
図 7.2-8	地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 5 日)	7-14
図 7.2-9	地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 5 日)	7-15
図 7.2-10	地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 5 日)	7-16
図 7.2-11	気象庁発表情報 (2014 年 7 月 25 日)	7-17
図 7.2-12	地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)	7-18
図 7.2-13	地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)	7-19
図 7.2-14	地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)	7-20
図 7.2-15	気象庁発表情報 (2014 年 8 月 10 日)	7-21
図 7.2-16	地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 8 月 10 日)	7-22
図 7.2-17	地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 8 月 10 日)	7-23
図 7.2-18	地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 8 月 10 日)	7-24
図 7.2-19	気象庁発表情報 (2014 年 9 月 10 日)	7-25
図 7.2-20	地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 9 月 10 日)	7-26
図 7.2-21	地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 9 月 10 日)	7-27
図 7.2-22	地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 9 月 10 日)	7-28
図 7.2-23	今年度観測された地震動の震源深さとプレート境界面推定等深線の関 係 ([2]に加筆)	7-30
図 7.2-24	x 方向の最大加速度比較	7-32
図 7.2-25	y 方向の最大加速度比較	7-32
図 7.2-26	z 方向の最大加速度比較	7-32
図 7.2-27	鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率 (地震計①)	7-33

図 7.2-28	鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率と震源距離の関係（地震計 ①）	7-33
図 7.2-29	加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比（2014年6 月9日）	7-35
図 7.2-30	加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比（2014年7 月5日）	7-36
図 7.2-31	加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比（2014年7 月25日）	7-37
図 7.2-32	加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比（2014年8 月10日）	7-38
図 7.2-33	加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比（2014年9 月10日）	7-39
図 7.2-34	コンクリート重力ダムの固有周期と堤高の関係[3]	7-40
図 7.2-35	試験空洞と KiK-net 六ヶ所の位置関係	7-41
図 7.2-36	KiK-net 六ヶ所のボーリング柱状図[4]	7-42
図 7.2-37	KiK-net 六ヶ所と試験空洞の方位	7-43
図 7.2-38	KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年6月9日） ...	7-44
図 7.2-39	KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年7月5日） ...	7-45
図 7.2-40	KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年7月25日） .	7-46
図 7.2-41	KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年8月10日） .	7-47
図 7.2-42	KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年9月10日） .	7-48
図 7.2-43	最大加速度比較（6月9日）	7-50
図 7.2-44	最大加速度比較（7月5日）	7-50
図 7.2-45	最大加速度比較（7月25日）	7-50
図 7.2-46	最大加速度比較（8月10日）	7-50
図 7.2-47	最大加速度比較（9月10日）	7-50
図 7.2-48	加速度のフーリエスペクトル（2014年6月9日）	7-52
図 7.2-49	加速度のフーリエスペクトル（2014年7月5日）	7-53
図 7.2-50	加速度のフーリエスペクトル（2014年7月25日）	7-54
図 7.2-51	加速度のフーリエスペクトル（2014年8月10日）	7-55
図 7.2-52	加速度のフーリエスペクトル（2014年9月10日）	7-56
図 7.2-53	試験空洞および人工バリアの断面図	7-58
図 7.2-54	地震応答解析モデル（全体）	7-59
図 7.2-55	地震応答解析モデル（試験施設）	7-59
図 7.2-56	試験空洞近傍の地質構造（試験空洞縦断面）	7-60
図 7.2-57	地層分割図	7-63
図 7.2-58	埋戻し材（セメント系）の静弾性係数と材齢の関係	7-65
図 7.2-59	G/G0 \sim γ と h \sim γ の関係（埋戻し材（土質系））	7-66
図 7.2-60	G/G0 \sim γ と h \sim γ の関係（緩衝材）	7-67

図 7.2-61	低拡散材の静弾性係数と材齢の関係	7-68
図 7.2-62	コンクリートピットの静弾性係数と材齢の関係	7-69
図 7.2-63	充填材の静弾性係数と材齢の関係	7-70
図 7.2-64	上部充填材の静弾性係数と材齢の関係	7-71
図 7.2-65	引戻し解析モデル	7-73
図 7.2-66	観測地震動のフィルタ処理	7-74
図 7.2-67	CASE1 の引戻し解析結果	7-76
図 7.2-68	CASE2 の引戻し解析結果	7-77
図 7.2-69	引戻し解析における観測データと解析モデル下端での応答比較 (CASE2、E+F 波、y 方向)	7-78
図 7.2-70	入力地震動妥当性検討モデル	7-80
図 7.2-71	地震計①位置の解析結果と観測データの比較 (CASE1)	7-81
図 7.2-72	地震計①位置の解析結果と観測データの比較 (CASE2)	7-82
図 7.2-73	最大加速度比較	7-83
図 7.2-74	レーリー減衰の減衰定数と振動数の関係	7-84
図 7.2-75	着目点の応答加速度 (地震計①位置)	7-87
図 7.2-76	着目点の応答加速度 (地震計②位置)	7-88
図 7.2-77	着目点の応答加速度 (地震計③位置)	7-89
図 7.2-78	コンクリートピットの引張応力の地震時増分 (水平方向、引張正、履 歴最大)	7-90
図 7.2-79	コンクリートピットの圧縮応力の地震時増分 (水平方向、圧縮負、履 歴最小)	7-90
図 7.2-80	コンクリートピットの引張応力の地震時増分 (鉛直方向、引張正、履 歴最大)	7-91
図 7.2-81	コンクリートピットの圧縮応力の地震時増分 (鉛直方向、圧縮負、履 歴最小)	7-91
図 7.2-82	コンクリートピットのせん断応力地震時増分 (履歴最大)	7-92
図 7.2-83	コンクリートピットのせん断応力地震時増分 (履歴最小)	7-92
図 7.2-84	コンクリートピットの引張ひずみの地震時増分 (水平方向、引張正、 履歴最大)	7-93
図 7.2-85	コンクリートピットの圧縮ひずみの地震時増分 (水平方向、圧縮負、 履歴最小)	7-93
図 7.2-86	コンクリートピットの引張ひずみの地震時増分 (鉛直方向、引張正、 履歴最大)	7-94
図 7.2-87	コンクリートピットの圧縮ひずみの地震時増分 (鉛直方向、圧縮負、 履歴最小)	7-94
図 7.2-88	コンクリートピットのせん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)	7-95
図 7.2-89	コンクリートピットのせん断ひずみの地震時増分 (履歴最小)	7-95
図 7.2-90	低拡散材の引張応力の地震時増分 (水平方向、引張正、履歴最大)	7-96

図 7.2-91	低拡散材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）7-96
図 7.2-92	低拡散材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）7-97
図 7.2-93	低拡散材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）7-97
図 7.2-94	低拡散材のせん断応力地震時増分（履歴最大）7-98
図 7.2-95	低拡散材のせん断応力地震時増分（履歴最小）7-98
図 7.2-96	低拡散材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）	7-99
図 7.2-97	低拡散材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）	7-99
図 7.2-98	低拡散材の引張ひずみの地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）	7-100
図 7.2-99	低拡散材の圧縮ひずみの地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）	7-100
図 7.2-100	低拡散材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最大）7-101
図 7.2-101	低拡散材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最小）7-101
図 7.2-102	緩衝材の引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）7-102
図 7.2-103	緩衝材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）7-102
図 7.2-104	緩衝材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）7-103
図 7.2-105	緩衝材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）7-103
図 7.2-106	緩衝材のせん断応力地震時増分（履歴最大）7-104
図 7.2-107	緩衝材のせん断応力地震時増分（履歴最小）7-104
図 7.2-108	緩衝材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）	7-105
図 7.2-109	緩衝材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）	7-105
図 7.2-110	緩衝材の引張ひずみの地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）	7-106
図 7.2-111	緩衝材の圧縮ひずみの地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）	7-106
図 7.2-112	緩衝材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最大）7-107
図 7.2-113	緩衝材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最小）7-107
図 7.2-114	緩衝材の最大せん断ひずみの地震時増分（履歴最大）7-108
図 7.2-115	緩衝材の最大せん断ひずみレベル7-108
図 7.2-116	埋戻し材の引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）	7-109
図 7.2-117	埋戻し材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）	7-109
図 7.2-118	埋戻し材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）	7-110
図 7.2-119	埋戻し材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）	7-110
図 7.2-120	埋戻し材のせん断応力地震時増分（履歴最大）7-111
図 7.2-121	埋戻し材のせん断応力地震時増分（履歴最小）7-111
図 7.2-122	埋戻し材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）	7-112
図 7.2-123	埋戻し材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）	7-112
図 7.2-124	埋戻し材の引張ひずみの地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）	7-113
図 7.2-125	埋戻し材の圧縮ひずみの地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）	7-113
図 7.2-126	埋戻し材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最大）7-114
図 7.2-127	埋戻し材のせん断ひずみの地震時増分（履歴最小）7-114
図 7.2-128	埋戻し材の最大せん断ひずみの地震時増分（履歴最大）7-115
図 7.2-129	埋戻し材の最大せん断ひずみレベル7-115

図 7.2-130	解析結果と観測データの比較（地震計①）	7-117
図 7.2-131	解析結果と観測データの比較（地震計②）	7-118
図 7.2-132	解析結果と観測データの比較（地震計③）	7-119
図 7.2-133	y 方向の最大加速度（解析結果、観測データ）	7-120
図 7.2-134	z 方向の最大加速度（解析結果、観測データ）	7-120
図 7.2-135	解析結果と観測データの最大加速度の比率	7-121
図 7.2-136	解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較（y 方向）	7-123
図 7.2-137	解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較（z 方向）	7-124
図 7.2-138	解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較（昨年度検討、y 方向）	7-125
図 7.2-139	解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較（昨年度検討、z 方向）	7-126
図 7.3-1	検討ケース	7-127
図 7.3-2	検討用地震動（水平方向）	7-127
図 7.3-3	解析終了時の変形図	7-127
図 7.3-4	解析終了時の緩衝材の塑性化状況	7-127
図 7.3-5	検討フロー	7-129
図 7.3-6	緩衝材の体積ひずみ増分（解析終了時、130s）	7-129
図 7.3-7	透水係数と有効粘土密度（乾燥密度）の関係	7-130
図 7.3-8	不飽和混合土供試体の一面せん断試験の X 線 CT 結果	7-132
図 7.3-9	不飽和混合土供試体の一面せん断試験の応力経路[3]	7-132
図 7.3-10	せん断帯有無による飽和混合土供試体の透水係数と乾燥密度の関係 [3]	7-132
図 7.3-11	緩衝材の隙間透水試験の概念図[4]	7-132
図 7.3-12	透水係数の測定結果と既存値との比較	7-132

表目次

【第1章】

表 1.2-1	試験項目・目的.....	1-4
表 1.2-2	試験の全体工程.....	1-5
表 1.3-1	平成 26 年度検討委員会実施経緯	1-7
表 1.3-2	平成 26 年度の実施工程表	1-9

【第2章】

表 2.1-1	試験数量	2-10
表 2.1-2	全体工程表.....	2-10
表 2.1-3	詳細作業工程表.....	2-10
表 2.1-4	主要使用機械一覧表.....	2-11
表 2.1-5	機械仕様（アイリッヒミキサ）	2-11
表 2.1-6	機械仕様（小型振動ローラ）	2-12
表 2.1-7	機械仕様（バイブロコンパクト、プレートコンパクト）	2-13
表 2.1-8	機械仕様（カニクレーン）	2-14
表 2.1-9	施工確認試験の品質管理・管理項目	2-28
表 2.1-10	ベントナイト材料の仕様（管理基準値） および試験結果一覧.....	2-29
表 2.1-11	上部緩衝材における水分調整結果	2-30
表 2.2-1	試験項目および試験数量	2-46
表 2.2-2	初期性能確認試験の試験ケース.....	2-48
表 2.2-3	一軸圧縮試験結果一覧表（既往の結果を含む）	2-52
表 2.2-4	透水試験結果一覧	2-69
表 2.2-5	膨潤圧試験結果.....	2-74
表 2.3-1	ベントナイト材料特性に関する品質管理項目	2-76
表 2.3-2	材料特性に関する品質管理基準.....	2-77
表 2.3-3	今年度使用したベントナイト材料の特性一覧表	2-78
表 2.3-4	ベントナイト（クニゲル GX）の粒径仕様.....	2-78
表 2.3-5	緩衝材に対する代表的な現象・反応および関連する主要な項目 [8].....	2-80
表 2.3-6	含水比測定に試料として必要な最小重量	2-81
表 2.4-1	初期性能確認試験の試験項目	2-92

【第3章】

表 3.1-1	転圧施工の試験ケース	3-4
表 3.1-2	吹付け施工の試験ケース	3-4
表 3.1-3	試験数量	3-11
表 3.1-4	全体工程表.....	3-12
表 3.1-5	詳細作業工程表.....	3-12

表 3.1-6	主要使用機械一覧表.....	3-13
表 3.1-7	機械仕様（連続式二軸強制ミキサ GeoTom10）	3-14
表 3.1-8	機械仕様（バイブロコンパクト、プレートコンパクト）	3-15
表 3.1-9	機械仕様（圧力釜式吹付け機）	3-16
表 3.1-10	機械仕様（カニクレーン）	3-17
表 3.1-11	転圧施工の施工パターン.....	3-23
表 3.1-12	施工確認試験の施工管理・品質管理項目	3-32
表 3.1-13	ベントナイト（クニゲルV1）試験結果一覧.....	3-33
表 3.1-14	ベントナイト混合土の混合条件.....	3-33
表 3.1-15	ベントナイト混合土の製造量（合計 140.4t）	3-35
表 3.1-16	上部埋戻し材の転圧施工概要	3-36
表 3.1-17	吹付け施工の施工結果.....	3-45
表 3.1-18	吹付け施工の施工速度およびリバウンド率.....	3-49
表 3.2-1	初期性能確認試験項目および数量.....	3-69
表 3.2-2	初期性能確認試験（室内試験） ケース.....	3-70
表 3.2-3	一軸圧縮試験結果一覧表	3-76
表 3.2-4	三軸圧縮試験条件	3-78
表 3.2-5	三軸圧縮強度試験(UU 試験)結果一覧表.....	3-79
表 3.2-6	膨潤圧試験結果.....	3-85
表 3.2-7	透水試験結果	3-96
表 3.3-1	材料特性の管理項目と管理基準値.....	3-103
表 3.3-2	施工・出来形に関する管理項目と管理基準値.....	3-108
表 3.3-3	上部緩衝材上面部からの施工高さと同陸	3-110
表 3.3-4	試験空洞内の気温と湿度（転圧施工時）	3-113
表 3.3-5	昨年度と今年度の転圧施工後の品質測定結果の比較	3-114
表 3.3-6	昨年度と今年度の転圧施工サイクルタイムの比較.....	3-115
表 3.3-7	昨年度と今年度の吹付け施工後の品質測定結果の比較.....	3-116
表 3.3-8	昨年度と今年度の含水比と混合率の結果	3-117
表 3.3-9	吹付け施工条件の変更とサイクルタイム向上の関係	3-118
表 3.3-10	今年度と昨年度の施工時間の比較.....	3-119
表 3.3-11	昨年度と今年度の施工後の室内試験結果	3-122
表 3.4-1	初期性能確認試験の試験項目	3-124
表 3.4-2	一軸圧縮試験結果一覧（H25・26年度）	3-145
表 3.4-3	既往研究における一軸圧縮試験の条件[4]	3-148
表 3.4-4	三軸圧縮試験(UU 試験)結果一覧表.....	3-155
表 3.4-5	膨潤圧試験結果一覧（平成 25・26年度）	3-160
表 3.4-6	施工方法の違いによる物理特性試験結果	3-162
表 3.4-7	透水試験結果一覧（平成 25・26年度）	3-164

【第4章】

表 4.1-1	試験項目	4-2
表 4.1-2	試験条件	4-2
表 4.1-3	試験仕様	4-3
表 4.2-1	各段階における供試体の性状（ベントナイト混合土 10%）	4-8
表 4.2-2	各段階における供試体の性状（ベントナイト混合土 20%）	4-9
表 4.3-1	三軸圧縮強度試験の試験仕様	4-19
表 4.3-2	三軸圧縮強度試験（ \overline{CU} 試験）結果一覧表	4-20
表 4.3-3	取得パラメーター一覧表	4-20
表 4.3-4	さまざまな方法で求めた限界状態パラメータの比較	4-27
表 4.4-1	標準圧密試験の試験仕様	4-30
表 4.4-2	圧密試験結果 載荷過程	4-30
表 4.4-3	圧密試験結果 除荷過程	4-30
表 4.4-4	圧縮指数、膨張指数一覧	4-33
表 4.4-5	圧縮指数、膨張指数一覧（昨年度実施分との比較）	4-33
表 4.5-1	供試体の試験前後の乾燥密度と含水比	4-35
表 4.5-2	二次圧密係数 α と初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 の一覧表	4-37
表 4.5-3	既往検討から抽出した二次圧密係数 α	4-39
表 4.6-1	実施項目・実施数量	4-40
表 4.6-2	粒状ベントナイト材料の諸物性	4-40
表 4.6-3	粒状ベントナイト材料の含水比	4-41
表 4.6-4	製造条件・設定表（GX(10)材）	4-46
表 4.6-5	製造条件・設定表（GX(5)材）	4-46
表 4.6-6	含水比試験結果	4-48

【第5章】

表 5.2-1	継続試験の一覧	5-3
表 5.2-2	セメント系材料の拡散試験条件	5-7
表 5.2-3	上部低拡散材における HTO の実効拡散係数	5-11
表 5.2-4	各空隙率の測定結果	5-15
表 5.2-5	平成 24 年度の全空隙率測定結果との比較	5-16
表 5.2-6	低拡散材およびコンクリートピットにおける HTO の実効拡散係数	5-17
表 5.2-7	室内作製供試体の養生条件一覧表	5-18
表 5.2-8	現場打込み供試体の養生条件一覧表	5-18
表 5.2-9	室内試験 基本配合	5-19
表 5.2-10	室内試験 変動配合	5-19
表 5.2-11	室内試験 高空隙率	5-19
表 5.2-12	底部低拡散材の配合(LS1-LP66)	5-19
表 5.2-13	側部低拡散材の配合(LS2-LP45)	5-19

表 5.2-14	手前部コンクリートピットの配合(C-LP50)	5-19
表 5.2-15	上部低拡散材の配合(LS1-LP53)	5-19
表 5.3-1	側部低拡散材のひび割れ調査履歴	5-23
表 5.4-1	各部材における試験材齢	5-36
表 5.4-2	長期材齢評価試験数量	5-36
表 5.4-3	各部材の使用材料	5-37
表 5.4-4	底部コンクリートピットの配合(LS1-249)	5-38
表 5.4-5	上部コンクリートピットの配合(LS2)	5-38
表 5.4-6	底部低拡散材の配合(LS1-LP66)	5-38
表 5.4-7	上部低拡散材の配合(LS1-LP53)	5-38
表 5.4-8	充てん材の配合(LEX 無し SP3+Ad)	5-38
表 5.4-9	上部充てん材の配合(LEX 有り SP3+Ad)	5-38
表 5.4-10	圧縮強度試験結果一覧 (コンクリートピット)	5-41
表 5.4-11	圧縮強度試験結果一覧 (低拡散材)	5-41
表 5.4-12	静弾性係数試験結果一覧 (コンクリートピット)	5-46
表 5.4-13	静弾性係数試験結果一覧 (低拡散材)	5-46
表 5.4-14	長期材齢評価試験のまとめ	5-49
表 5.4-15	強度近似式の定数	5-49

【第6章】

表 6.2-1	上部埋戻し材設置計測器の計測項目と目的	6-1
表 6.3-1	点検計測器一覧表	6-6
表 6.3-2	坑内環境計測一覧	6-7
表 6.3-3	計器設置後の施工イベント (実績)	6-9
表 6.3-4	地震動一覧	6-13
表 6.3-5	底部緩衝材の上載荷重一覧	6-19
表 6.3-6	最大土圧一覧 (H26年2月1日～H27年2月20日)	6-25
表 6.3-7	最大沈下量一覧 (H26年2月1日～H27年2月20日)	6-27
表 6.3-8	温度計の最大値・最小値一覧	6-30
表 6.3-9	ひずみ計の最大値・最小値一覧	6-32
表 6.3-10	モルタル応力計の最大値・最小値一覧	6-36
表 6.3-11	間隙水圧計計測区間一覧	6-37

【第7章】

表 7.2-1	地震動レベル	7-5
表 7.2-2	地震計の仕様	7-6
表 7.2-3	データ回収の仕様	7-7
表 7.2-4	地震動一覧	7-8
表 7.2-5	観測地震動の最大加速度一覧	7-31

表 7.2-6	鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率と震源距離の関係（地震計①）	7-33
表 7.2-7	試験施設の 3 次元的構造の特徴	7-40
表 7.2-8	KiK-net 六ヶ所の詳細[4]	7-41
表 7.2-9	地震計①と KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測地震動の最大加速度一覧	7-49
表 7.2-10	部材ごとの材料モデル	7-58
表 7.2-11	解析物性値一覧	7-61
表 7.2-12	引戻し解析に用いる地盤物性値	7-62
表 7.2-13	地盤物性値（修正 R-O モデルのパラメータ）	7-63
表 7.2-14	地震応答解析に用いる地盤物性値	7-63
表 7.2-15	支保工の諸元および物性値	7-64
表 7.2-16	解析に用いる支保工の物性値	7-64
表 7.2-17	埋戻し材（セメント系）の物性値	7-65
表 7.2-18	埋戻し材（土質系）の物性値	7-66
表 7.2-19	緩衝材の物性値	7-67
表 7.2-20	低拡散材の物性値	7-68
表 7.2-21	コンクリートピットの物性値	7-69
表 7.2-22	充填材の物性値	7-70
表 7.2-23	上部充填材の物性値	7-71
表 7.2-24	均しコンクリートの物性値	7-71
表 7.2-25	固有値解析モデル	7-83
表 7.2-26	固有値解析結果	7-84
表 7.2-27	質量比例係数 α と剛性比例係数 β	7-84
表 7.2-28	図化項目一覧	7-85
表 7.2-29	解析結果図化項目一覧	7-86
表 7.2-30	最大加速度一覧（解析結果、観測データ）	7-120
表 7.2-31	解析結果と観測データの最大加速度の比率一覧	7-121
表 7.3-1	解析終了時の透水係数変化	7-130

添付資料-1	試験写真集
添付資料-2	施工確認試験・初期性能確認試験（上部緩衝材）データ集
添付資料-3	施工確認試験・初期性能確認試験（上部埋戻し材）データ集
添付資料-4	ベントナイト系材料特性測定データ集
添付資料-5	施設・周辺岩盤挙動計測データ集
添付資料-6	地震動観測データ集
添付資料-7	施設表面処理

第 1 章 全体概要

第1章 全体概要

1.1 試験の背景・目的

1.1.1 試験の背景

地下 50m以深の大断面の地下空洞に構築されたコンクリートの処分ピットと、その周囲を覆うベントナイトの緩衝材から構成される地下空洞型処分施設は、平成 10 年代前半頃から関係する箇所で小規模な試験や検討がなされていたが、平成 10 年代後半頃から、大規模な試験の計画が検討され、試験が開始されている。

本確証試験は、日本原燃（株）の試験空洞を活用し、地下空洞型処分施設の閉鎖技術を確認する試験を行うものであり、大断面の地下空洞利用した具体的な処分施設を模擬したわが国初の実規模の施工に関わる試験となる。このため、試験の計画の策定にあたっては、原子力発電所の廃炉等に伴って発生する解体廃棄物や長半減期低発熱放射性廃棄物（TRU 廃棄物）の余裕深度処分等の設計や施工の検討等に関係してきた有識者や専門家からなる委員会を設け、幅広く関連する知見や意見等を取り入れて検討が進められてきた。

平成 17 年度から平成 24 年度まで「地下空洞型処分施設性能確証試験」が実施されており、主に以下の項目の検討がなされ、成果が得られた。

平成 17 年度：施設形態・人工バリアの要求機能設定、試験全体の基本計画策定

平成 18 年度：詳細設計・詳細な試験計画策定

平成 19 年度：平成 19 年度から大断面の試験空洞において底部・側部埋戻し材、
底部緩衝材（一部）の施工確認試験等

平成 20 年度：底部緩衝材、底部低拡散材、奥部・側部コンクリートピットの施工確
認試験等

平成 21 年度：手前部コンクリートピット、側部低拡散材、充填材（一部）側部緩
衝材（一部）の施工確認試験等

平成 22 年度：充填材（残部）、側部緩衝材（一部）の施工確認試験

平成 23 年度：側部緩衝材（一部）施工確認試験等

平成 24 年度：側部緩衝材（一部）、上部コンクリートピット、上部低拡散の材施工
確認試験等

平成 19 年度から実施されたこれら一連の施工確認試験において、地下空洞型処分施設としての主要な構造部の施工方法の確認とその初期性能を確認することができた。

平成 25 年度からは、「地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験」として、処分施設の閉鎖に係わる確証的な試験が開始された。平成 25 年度は上部緩衝材（一部）、上部埋戻し材の施工確認試験等が実施された。また、ボーリング孔等の閉鎖技術および巨大地震が地下空洞施設に与える影響について検討された。本年度は、平成 25 年度に引き続き、上部緩衝材（一部）、上部埋戻し材（一部）の施工確認試験等を実施する。本年度実施するこの施工確認試験によって、地下空洞型処分施設の上記の構築部材について適用可能な施工方法の確認とその初期性能を確認する。また、ベ

ントナイト系材料特性試験やセメント系材料特性試験等、必要となる特性試験を実施し、ベントナイト混合土の水理・力学特性値やセメント系材料の拡散係数等を取得する。また、地震が地下空洞施設に与える影響について検討する。さらに、平成 19 年度から平成 26 年度までの本事業で得られた成果の総合的なとりまとめを実施する。

1.1.2 試験の目的

原子力発電所の廃炉等に伴って発生する解体廃棄物や長半減期低発熱放射性廃棄物（TRU 廃棄物）等の低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分は、地下 50 m 以深の大断面の地下空洞型処分施設における処分を概念とした検討が行われてきている。これまで、処分施設の閉鎖技術としては、地上での小規模要素試験等において基礎的な試験が行われているのみであり、今後の地下空洞型処分施設的设计・建設に当っては、現実に即した試験条件下での確証的な試験が必要となる。特に、処分施設の人工バリア上部は高所で狭隘な空間であることから、この空間を閉鎖する埋戻し材が、実施工において要求される必要性能を確保できるか、また、現実的で合理的な施工方法を確立できるかを検証する必要がある。

本確証試験では、大断面の地下空洞において、埋戻し材としての要求品質の確保と、合理的な施工技術、施工方法の実規模施設への適用性の確証を目的とし、具体的な処分施設を模擬した実規模施設において施工試験を実施し、実用的な施工技術の確立に資する。

本確証試験は、大断面の地下空洞に構築される地下空洞型処分施設を対象としており、具体的な地下空洞型処分施設的设计・建設に向け、これまでの試験・検討を基礎に、処分施設の施工技術の確立と、その施工技術によって構築された施設の性能を現実の処分環境において確認する。このため、同様の処分施設形態が検討されている原子力発電所の廃炉等に伴って発生する解体廃棄物や TRU 廃棄物等の余裕深度処分に対して人工バリア等の施工技術が現実的に対応可能であることを示すことができるものと考えている。また、原子力発電所の廃炉等に伴って発生する解体廃棄物や TRU 廃棄物等の低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分に係わる共通的な基盤技術の確立に貢献するものである。本試験で期待される成果を整理したものを図 1.1-1 に示す。

本試験は実規模大で実施する総合的な試験。このため、以下の期待が大きい。

- 実規模での施工の実現性と品質確認、諸データの蓄積、信頼性の向上
- 施工後の施設全体としての力学的安定性、施設の性能に係る計測
- 施設形態が類似する今後の TRU 廃棄物等の地下空洞型処分技術へも反映

特に、

- 現場施工技術の反映
- 材料配合、施工手順、施工方法とその性能に対する知見の反映

更に、

- 実処分施設の建設段階での国の規制に対して、施設確認方法等への知見の反映

図 1.1-1 期待される成果

1.2 全体計画

1.2.1 試験の概要

試験は、大断面を有する地下空洞に、地下空洞型処分施設を模擬した試験施設を構築し、施設施工方法の成立性と人工バリア等の初期性能を確認するとともに、施工中・施工後における施設および岩盤の挙動計測等を行うものである。検討が進められている地下空洞型処分施設の概念は図 1.2-1 に示すように、地下空洞内において廃棄体周囲に低透水層として緩衝材（ベントナイト）やセメント系材料（低拡散層、コンクリートピット、充填材）で構成される人工バリア等を構築し、周辺岩盤と合わせた多重バリアシステムとして放射性核種を長期間に渡って閉じ込めるものである。

本確証試験は、この施設構造を模擬して実施された「地下空洞型処分施設性能確証試験」の試験施設の上部空間を使用して、緩衝材(上部)および埋戻し材を対象に、試験施設を構築し、処分施設の閉鎖に係わる埋戻し材等の施工確認試験、初期性能確認試験、施設／岩盤挙動計測の3種類の試験を実施する。各試験の目的を表 1.2-1 に、試験位置を図 1.2-2 に、試験施設の試験開始前の状況を図 1.2-3 に、試験工程を表 1.2-2 に示す。また、試験に供する地下空洞として、青森県六ヶ所村において日本原燃（株）が掘削した試験空洞を利用する。試験の実施場所を図 1.2-4 に示す。

処分施設施工確認試験は、人工バリア等を構成する全ての部位を組み合わせ実施し、実規模・実環境下における試験としては、わが国で初めてのものであり、人工バリア等の実規模での施工性確認は、最も重要な試験と位置付けられる。

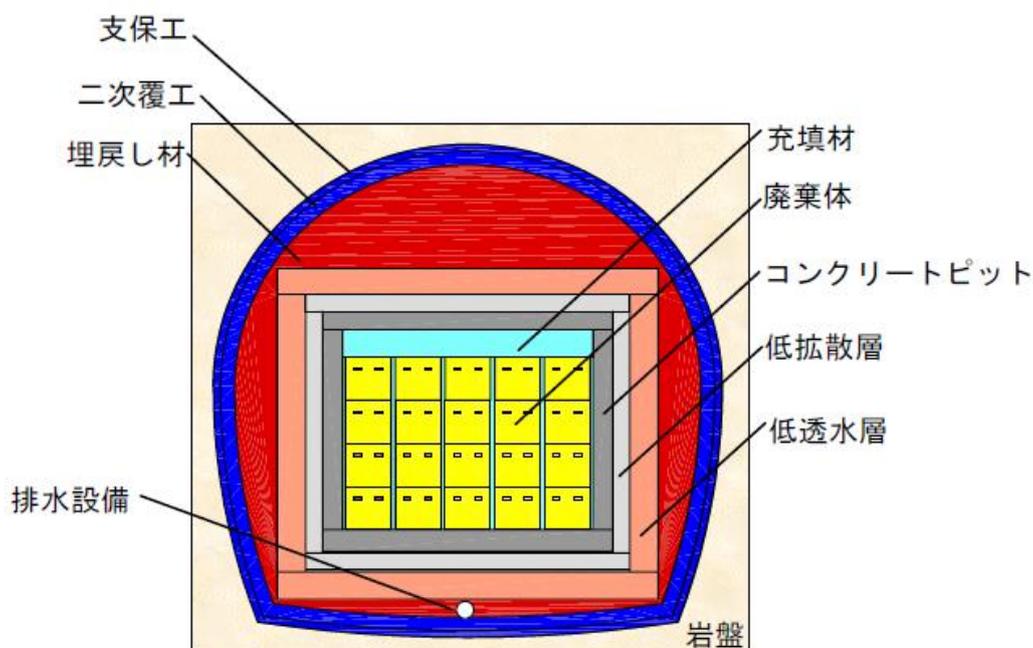


図 1.2-1 地下空洞型処分施設の概念の例[1]

表 1.2-1 試験項目・目的

試験項目	目的
1. 処分施設施工確認試験 ①上部緩衝材施工試験 ②上部埋戻し材施工試験	実際の地下空洞環境下において実規模の施設を施工することにより、施工技術、施工手順、施工方法等の実施への適用性を確認する。 また、処分施設を構成する構成要素ごとに、複数の施工技術、施工方法等を適用するとともに、施工の精度、効率を考慮して総合的な施設の施工性を確認する。
2. 初期性能確認試験	施工された施設について、力学的安定性、核種閉じ込め性等の安全評価において要求される初期性能に関わる品質について、その達成度やバラツキ等を確認する。
3. 施設/岩盤挙動計測	施工された施設の力学的安定性や周辺岩盤に与える影響等を評価するために、施設や周辺岩盤の力学・水理挙動を計測する。

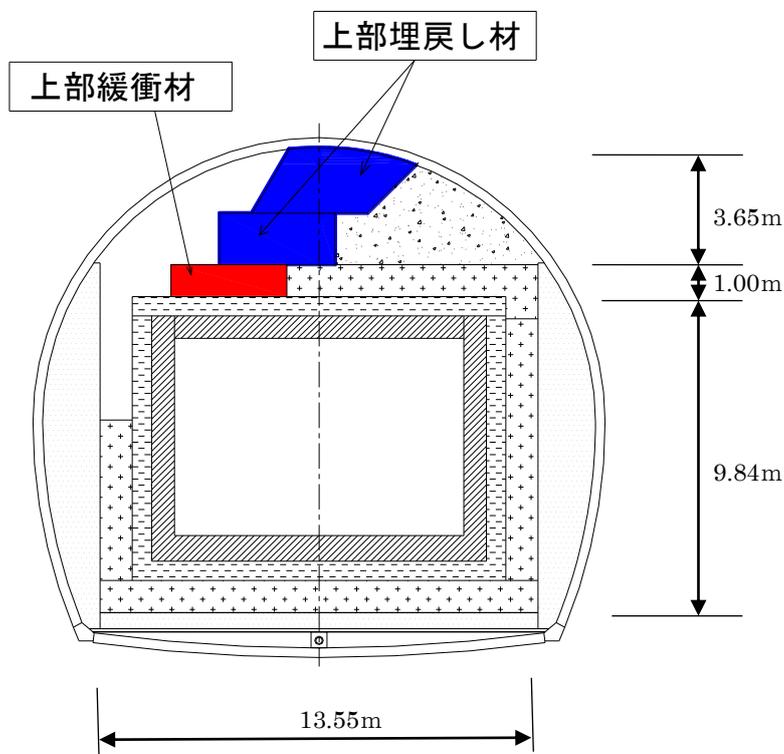


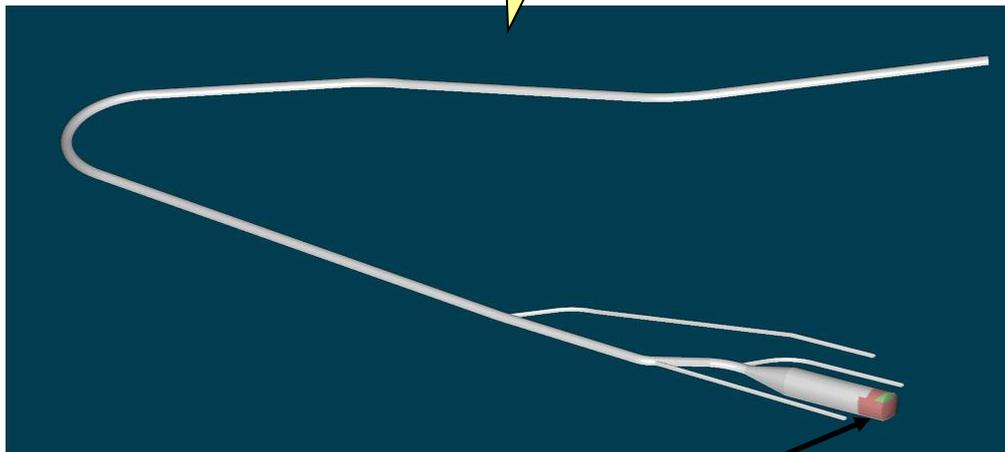
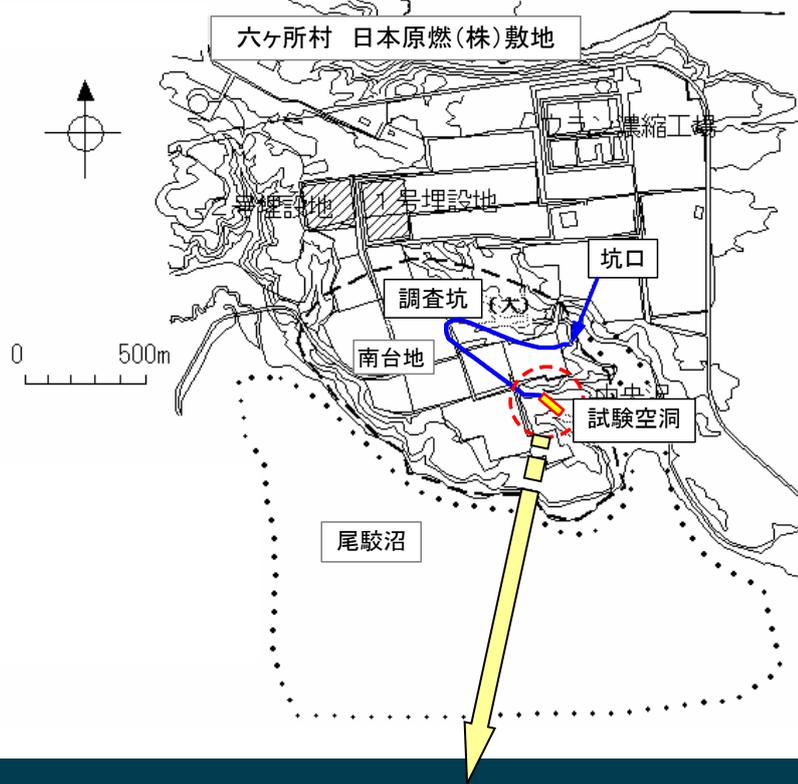
図 1.2-2 試験位置図 (断面図)



図 1.2-3 試験施設の試験開始前の状況（平成 26 年 2 月撮影）

表 1.2-2 試験の全体工程

事業項目	平成26年度
(1)施設施工確認試験・初期性能確認試験	
1 上部緩衝材試験	狭隘部における施工方法の検討 現地施工確認試験、初期性能確認試験
2 上部埋戻し材試験	材料配合検討、狭隘部における施工方法の検討、 現地施工確認試験、初期性能確認試験
(2)施設・周辺岩盤挙動計測	
1 計測機の設置、施設・岩盤の挙動計測	計測機器設置およびデータの取得
2 データの解析評価	取得データの解析・評価
(3)材料特性試験	
1 土質系材料等の 材料特性の把握	土質系材料、セメント系材料の材料特性の把握
(4)地震による埋設施設への影響評価	
1 地震観測、挙動解析、観測値との比較・分析	地震計の設置・観測、挙動解析、影響検討
2 地震の地下空洞施設への影響の検討	観測データと解析結果の比較、分析、影響検討
(5)総合評価	
1 埋設施設の施工技術、初期性能に係る 総合評価	比較工法の施工技術・初期性能の評価
2 閉鎖技術に係る実施工への適用性の検討	比較工法の施工技術に係る適用性の検討
(6)情報収集及び委員会の設置・運営	国内外の情報収集、委員会の設置・運営(3回)



試験実施位置

図 1.2-4 試験実施場所

1.3 検討の経緯

1.3.1 検討委員会

本確証試験開始前の平成 17 年度から平成 24 年度まで「地下空洞型処分施設性能確証試験」が実施されており、地下空洞型処分施設の確証試験の基本計画策定、処分施設の詳細設計および詳細試験計画の策定が実施された。また、平成 19 年度からは、試験空洞内において実規模施工試験を開始しており、底部・側部埋戻し材から始まり緩衝材、低拡散材、コンクリートピット、充填材の施工確認試験を進め、平成 24 年度には上部低拡散材施工確認試験まで実施された。同時に、施工確認試験を補完するために必要となる材料特性試験、挙動計測データの収集等が行われた。

平成 25 年度からは、「地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験」として、処分施設の閉鎖に係わる確証的な試験を開始し、平成 25 年度は平成 24 年度までに構築した上部低拡散材の上に上部緩衝材、上部埋戻し材の施工確認試験等を実施した。本年度は平成 25 年度に引き続き上部緩衝材、上部埋戻し材の施工確認試験等を実施した。同時に、施工確認試験を補完するために必要となるベントナイト系材料特性試験、セメント系材料特性試験および挙動計測データの収集等を行った。また、地震が地下空洞施設に与える影響について検討した。さらに、平成 19 年度から平成 26 年度までの本事業で得られた成果の総合的なとりまとめを実施した。

試験を実施するに当たっては、(公財)原子力環境整備促進・資金管理センター内に「地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験検討委員会」を設け、学識経験者等の参加協力を得て検討を進めた。同委員会における平成 26 年度の検討の経緯は表 1.3-1 に示すとおりである。

表 1.3-1 平成 26 年度検討委員会実施経緯

開催日	場所	審議内容
第 1 回 平成 26 年 7 月 9 日	(公財)原子力環境整備促進・資金管理センター 第 1、2 会議室	平成 26 年度実施計画のレビュー ・上部緩衝材、上部埋戻し材の施工確認試験等の実施計画 ・材料特性試験等の実施計画 ・地震の影響検討等の実施計画 等
第 2 回 平成 26 年 9 月 5 日	日本原燃(株) 会議室 日本原燃(株) 敷地内地下空洞内	平成 26 年度試験成果の中間レビュー ・上部緩衝材施工確認試験の成果 (中間報告) ・上部埋戻し材施工確認試験の現状確認 等
第 3 回 平成 27 年 1 月 16 日	(公財)原子力環境整備促進・資金管理センター 第 1、2 会議室	平成 26 年度試験成果のレビュー ・上部緩衝、上部埋戻し材の施工確認試験の成果 ・材料特性試験の成果 ・挙動計測・解析の成果 ・地震の影響検討の成果 等

1.3.2 平成 26 年度の成果の概要

平成 26 年度は、施工確認試験・初期性能確認試験として、上部緩衝材、上部埋戻し材試験を実施した。同時に、既設置および新規に設置した計測設備による計測、セメント系材料・ベントナイト系材料特性に係るデータを取得した。また、地震が地下空洞施設に与える影響について検討した。さらに、平成 19 年度から平成 26 年度までの本事業で得られた成果の総合的なとりまとめを実施した。

以下に平成 26 年度の成果の概要を紹介する。表 1.3-2 に平成 26 年度の実施工程表を示す。

表 1.3-2 平成 26 年度の実施工程表

主な実施項目	2014年（平成26年）												2015年（平成27年）																
	4月		5月		6月		7月		8月		9月		10月		11月		12月		1月		2月		3月						
施工・初期性能確認試験																													
(1)上部緩衝材試験																													
①全体計画の策定	■																												
②準備・製造・転圧工法による試験					■																								
③初期性能確認							■																						
(2)上部埋戻し材試験																													
①全体計画の策定	■																												
②準備・製造・吹付試験・転圧工法試験							■																						
③初期性能確認							■																						
材料特性試験	ベントナイト																												
	セメント系材料																												
施設・周辺岩盤挙動計測																													
地震が地下空洞施設に与える影響の検討																													
品質評価																													
検討委員会							▼	第1回								▼	第2回								▼	第3回			

(1) 上部緩衝材施工確認試験・初期性能確認試験

緩衝材に求められる要求機能は、「止水（透水係数、密度、膨潤特性）」である。

上部緩衝材の施工試験方法として、実施設における上部緩衝材の施工では、施工空間の制約から大型機械の使用が難しく、中型若しくは小型の機械による施工が想定される。本施工確認試験においては平成 25 年度に引き続き、施工ヤードの制約上、小型振動ローラを用いて施工を行った。また、本施工試験では敷均しは施工ヤードの制約上、人力で実施したが、実施設の施工には小型のフィニッシャーの使用も考えられることから、それを想定した敷均し厚さ（100mm）での転圧工法を採用することとし、施工性、品質等について検討を行った。使用材料としては、破碎したベントナイト原鉱（クニゲル GX、最大粒径 10 mm、クミネ工業(株)製品）を使用し、含水比調整方法は、一般に用いられているミキサを用いた水添加混合法式を採用した。ベントナイトの含水比調整後に小型振動ローラ（車輪幅 850mm）による転圧工法により、上部緩衝材の一部（高さ 1m×幅約 4m×奥行き約 5m、20 層）を施工し、採用した施工方法の実施設への使用の可否を試験で検証した。また、透水係数、密度、強度、膨潤特性を把握するため初期性能試験を実施した。施工確認試験の状況を図 1.3-1 に示す。

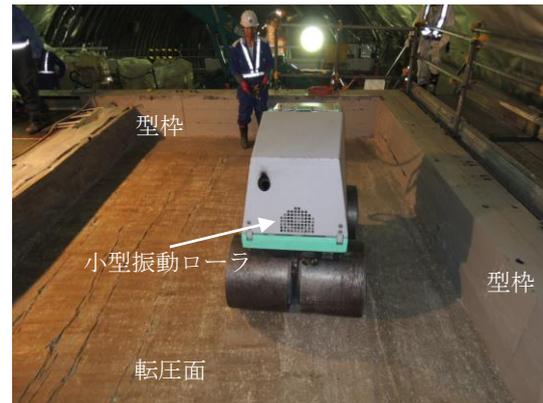
施工確認試験の結果、小型振動ローラによる施工箇所の仕上り密度は管理目標値（ $1.6\pm 0.1 \text{ Mg/m}^3$ ）を満足し、ばらつきは層平均として $\pm 0.01 \text{ Mg/m}^3$ 程度、コア密度として $\pm 0.04 \text{ Mg/m}^3$ 程度となり、ばらつきの小さい施工を行なうことができた。また、仕上がり密度は昨年度試験とほとんど変わりなく、予備転圧方法の変更により仕上がり密度に差が生じないことが確認できた。さらに、ランマによる施工箇所は、小型振動ローラによる施工箇所よりはばらつきが大きい結果となったが、それでも層平均として $\pm 0.015 \text{ Mg/m}^3$ 程度、コア密度として $\pm 0.06 \text{ Mg/m}^3$ 程度であった。

また、初期性能試験の結果、緩衝材の透水係数は、約 $1\times 10^{-13} \text{ m/s}$ 程度の性能が得られ、緩衝材の目標性能である $5\times 10^{-13} \text{ m/s}$ を満足することが確認された。一軸圧縮強度、内部摩擦角、せん断定数、膨潤力は、既往の結果と同程度の値が得られており、初期性能を満足していることが確認できた。

以上のことから、今回採用した小型振動ローラ（車輪幅 850mm）による転圧工法の適用性が把握でき、その結果、施工性、品質（乾燥密度のバラツキ等の材料特性・層厚さ等の出来形）、初期性能（透水係数、密度、膨潤特性等）が確認されたことから、採用した施工技術・施工方法が現実の施設の施工においても実現できることを確認するとともに、適用可能な技術として確立することができた。また、実施工の留意点についても把握した。なお、これまでに小型振動ローラを用いて広がりのあるエリアを施工した緩衝材の品質に係るデータは少なく、ばらつきの程度を含む多くの諸データを蓄積することができた。



人力による敷均し状況



小型振動ローラによる転圧状況

図 1.3-1 上部緩衝材施工確認状況（転圧工法）

(2) 上部埋戻し材施工確認試験・初期性能確認試験

上部埋戻し材の具体的な性能の目標の数値は、今後選定される処分場サイトの特性や処分概念によって決まるものと考えられる。今回の本確認試験の実施に当たり、平成 25 年度と同様暫定的な指標として透水性については、透水係数を選定し、管理目標値を周辺の地盤と同程度の透水係数 $1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ に設定した。また、力学安定性等については、ここでは設定していないが、力学安定性に関連する物性値として強度特性等のデータを取得した。

上部埋戻し材は、対象部位が上部緩衝材の上部にあたり、上部空間が非常に狭隘で、上部・側部がアーチ形の特異形状をした空間の閉鎖を行うことから、使用材料、使用機械、施工方法等を選定して施工試験を実施した。

上部埋戻し材の施工試験方法として、上部埋戻し材の実施設の施工では大型機械の使用が不可能であり、中型若しくは小型の機械による施工および特異形状に対応した施工方法の適用が想定される。本施工確認試験においては平成 25 年度に引き続き、施工ヤードの制約上、プレートコンパクタとバイブロコンパクタによる転圧工法と吹付け機による吹付け工法を用いて試験を実施し、施工性や品質等について検討を行った。使用材料としてはベントナイト混合土（クニゲル V1（クニミネ工業(株)製品）：砂（コンクリート用砂）＝15：85（重量比））を使用し、埋戻し材製造方法は、連続式二軸強制ミキサと材料供給機械を用いた水添加混合法式を採用した。ベントナイト混合土の製造後に敷均し（厚さ 200 mm（人力））、プレートコンパクタとバイブロコンパクタによる転圧工法および天井までの高さが低い側部アーチ付近においては吹付け工法により上部埋戻し材の一部（高さ約 3.6m、幅約 5.5m、奥行き約 5.9m）を施工し、採用した施工方法の実施設への使用の可否を試験で検証した。また、透水係数、密度、強度、膨潤特性を把握するため、初期性能試験を実施した。施工確認試験の状況を図 1.3-2 に示す。

施工確認試験の結果、埋戻し材製造については、設定値（ベントナイト混合率 15%、含水比 13.5%）に対して混合率は $\pm 1.5\%$ 程度、含水比は $\pm 1.5\%$ 程度となった。施工後の平均乾燥密度は約 1.69 Mg/m^3 で、締固め度としては約 93%であった。施工後の品

質のばらつきは、乾燥密度が $1.60\sim 1.85 \text{ Mg/m}^3$ 程度となり、締固め度は $90\sim 100\%$ 程度であった。平成 25 年度と今年度で材料の設定含水比を変更したことにより施工密度は若干今年度の方が低いという結果が得られたが、この含水比の範囲ではそれほど大きな差はでなかった。また、乾燥密度は、転圧施工と吹付け施工で大きな違いは無いという結果が得られた。吹付け施工においては、昨年度の試験において、圧送ホースの詰りや吹付けによる材料分離が発生した。そのため、今年度は、材料の含水比の減少、フレコン内で固まった材料をほぐせるような材料供給機の改良、圧送ホース長の短縮と途中加圧の廃止により、圧送ホースの詰りは無くなり、さらにリバウンド材の低減（今年度約 13%、昨年度約 15%）を図ることができ、平成 25 年度より作業効率を向上させることができた。

初期性能確認試験の結果では、転圧施工および吹付け施工とも施工後の透水係数は $1.0\times 10^{-11} \text{ m/s}$ 程度で、暫定的に設定した目標値 $1.0\times 10^{-8} \text{ m/s}$ を満足する結果となった。また、透水係数は乾燥密度および有効粘土乾燥密度との相関が見られ、有効粘土乾燥密度が高くなるにつれて透水係数の値が小さくなることが確認された。なお、今回の試験における透水係数と乾燥密度および有効粘土乾燥密度の相関関係においては、施工方法の違いによる透水係数の差異は認められない結果が得られた。

以上のことから、今回上部埋戻し材の施工に採用したプレートコンパクタとバイブロコンパクタによる転圧工法および吹付け工法の特異形状した上部埋戻し部への適用性が把握でき、その結果、施工性、品質（乾燥密度のバラツキ等の材料特性・層厚さ等の出来形）、初期性能（透水係数）が確認されたことから、既存の施工機械・施工方法を用いて上部埋戻し材が構築出来ることが確認された。また、実施工の留意点についても把握した。なお、ベントナイト混合土のプレートコンパクタとバイブロコンパクタによる転圧工法および吹付け工法を用いて実規模で施工した埋戻し材の品質に係るデータは、緩衝材と比較して少なく、今後、データの蓄積を図ることが望まれる。



図 1.3-2 上部埋戻し材施工確認試験状況

(3) ベントナイト材料特性測定

本測定は、材料特性に関する知見が十分に得られていない上部埋戻し材の候補材料の一つであるベントナイト混合土について、水理特性を把握するため、不飽和から飽和へ遷移する時における吸水に伴う変形特性の試験を行う。また、強度特性および圧密特性を把握するために、圧密非排水三軸圧縮強度試験、段階載荷による圧密試験、長期圧密試験を実施し、各物性値を確認した。

また、緩衝材の材料であるベントナイト（クニゲル GX）の含水比を調整する機械として、連続縦落し式の機械を使用し、調整後の含水比が所定の範囲の含水比（ $21.0\pm 2.0\%$ ）となることを実機により確認した。

(4) セメント系材料特性測定

拡散抑制を期待される上部低拡散材について拡散係数を測定した。また、セメント系材料により施工した試験施設の部位のひび割れ状況を把握するために、ひび割れ調査を実施した。さらに、セメント系材料の長期強度特性を把握するため、長期材齢供試体を用いた圧縮強度試験等を実施した。

試験の結果、今年度測定したデータに基づく拡散係数は、実効拡散係数が $1.1\sim 1.3\times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ 程度の値であった。これまでに現場施工された LPC・FA（低熱ポルトランドセメント+フライアッシュ）系の低拡散材を用いた拡散係数測定の結果より得られた定常状態後の実効拡散係数は $1\sim 2\times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ の範囲であった。ひび割れ調査の結果、平成 24 年度の調査時からの対象部材（上部低拡散材、上部コンクリートピット、左側側部低拡散材）のひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生が無いことを確認した。長期材齢物性試験の結果、圧縮強度は、材齢 365 日～1500 日まで増進することが確認され、2200 日ではおおむね収束していることが確認された。

(5) 施設・周辺岩盤挙動計測

上部埋戻し材の施工時および施工後の影響を検討するため、上部埋戻し材に計測器（沈下計および温度計）を設置し、その挙動を計測・分析評価した。また、既設の計測機器による施設・周辺岩盤の挙動計測のデータを取得し、分析評価した。

その結果、今年度、施工した上部埋戻し材、上部緩衝材の施工による他部材への影響は、施工による上載荷重の変化が小さかったことから他部材に与える影響は小さいことがわかった。しかし、上部埋戻し材に設置した沈下計の変位は、沈下を示しており、これは、上部埋戻し材自体の自重によって沈下等の変形が生じているものと考えられる。また、地震計により地下空洞内の試験施設で地震波を 16 回観測している。

(6) 地震が地下空洞施設に与える影響の検討

本検討は、埋設施設的设计・施工技術等に反映することを目的に、地震動が地下空洞施設に与える影響を検討したものである。第 6 章で示した地震計の観測データを整理し、応答挙動（加速度等）を分析するとともに、地震応答解析結果と比較分析することより本試験施設の地震時の定性的な挙動について検討を行った。その結果、試験

施設の水平方向の挙動は、加速度時刻歴およびフーリエスペクトルの解析結果が観測データよりも全体的に小さくなる傾向が見られることがわかった。

また、平成 25 年度までに実施した解析結果を整理して、解析手法・評価方法等に関する課題検討を行った。地震後の塑性変形が緩衝材の透水性に与える影響を確認するために、平成 25 年度に実施した解析結果から、地震後の緩衝材の残留体積ひずみに着目して、密度変化による緩衝材の透水性の変化について検討した。その結果、本検討で実施した条件での解析結果および既往試験結果から、地震動の規模によっては緩衝材に塑性化領域が発生するものの、透水性に及ぼす影響は小さいことが示唆された。

(7) 平成 19 年度～平成 26 年度の取りまとめ

平成 19 年度から実施してきた 8 年間の研究開発の主要な成果について、処分施設の各部材ごとに取りまとめ、別冊報告書「平成 19 年度～平成 26 年度の取りまとめ報告書」にまとめた。成果の概要は、以下のとおり。

1) 緩衝材

緩衝材の主たる要求機能は建設・操業期間中における閉じ込めと、埋戻し後の移行抑制であり、これらの機能を満たすための低透水性が重要な性能として期待されている。緩衝材の仕様の設定や施工方法の検討を行うにあたり、施工性の確認と低透水性などの性能の確認を行うことが重要である。これまでの緩衝材の施工性や性能に関する検討は、小規模な施工試験や研究室レベルでの検討であった。具体的な設計と建設にあたっては、実際の地下空間の環境下において実規模の施工が実現可能であることの実証や、施工された緩衝材の品質のばらつきの評価などが必要であり、そのための確証試験を実施した。

緩衝材の材料であるベントナイトについて、既往知見をもとにベントナイトが有する特性および施工性を調査して、検討を行った。これまでの研究で緩衝材の主要材料として期待されている粉末ベントナイト（クニゲル V1）は、微粉に加工されたベントナイトであるが、高い乾燥密度を得るには大きな締固めエネルギーが必要である。一方、既往の研究において、微粉にする前の粒状ベントナイト（クニゲル GX）は、クニゲル V1 に比較して低い締固めエネルギーで高い密度を達成できることが確認されている。これらの研究成果を踏まえて本試験ではクニゲル GX を緩衝材の材料として選定した。緩衝材の構築にあたり、大量の粒状ベントナイトを使用することから、粒状ベントナイトの含水比調整をペレガイアミキサ、アイリッヒミキサ（容量 2000 リットルクラス）を用いて実施した。その結果、締固め施工後の緩衝材の品質への影響を考慮して設定した、目標値である含水比 $21 \pm 2\%$ の範囲に調整することが十分可能であることを確認した。その結果、所定の品質で含水比調整できることが分かり、ばらつきの程度を把握できた。

緩衝材の施工方法については、実際の地下環境下で人工バリアの一連の建設工程を模擬した試験の過程において施設特有の施工条件を踏まえて最適な方法を選定して試験を実施する必要があった。底部緩衝材施工時においては施工エリアが相対的に大

大きく、一方で周辺が埋戻し材で囲まれた空間の中での施工である。この施工条件下で大型重機を用いた撤出しおよび転圧による施工性を確認した。一方、側部低拡散材と側部埋戻し材で囲まれた狭隘な空間での施工となる側部緩衝材施工時においては、小型機械または吹付工法を適用した施工試験を行った。特に、吹付施工については、これまでに実規模レベルでの施工実現性を確立するに至っていないため、実環境下で施工サイクルを考慮した試験を行い、施工仕様を設定することは重要な課題の一つであった。

施工にあたり、転圧工法においては、従来の土木工事のような盛土の施工の時に、転圧機械に応じた材料の敷均し厚さと転圧回数を規定し、その敷均し厚さと転圧回数を満足すれば、目標とする乾燥密度に到達できるかの確認を実施し、このような施工管理で行っても十分に目標の乾燥密度 ($1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$) で構築できることを確認した。また、吹付け工法においては、吹付け時の含水比と材料供給量の関係を施工時に管理すれば、目標とする乾燥密度 ($1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$) に到達することを、地下空洞内の環境条件下での実規模の施工において明らかにした。

さらに、本試験の重要な課題として原位置施工後の緩衝材の初期性能の確認がある。これまで緩衝材の性能は、主に室内で作製した材料をもとに試験を行って取得するのが主であった。今後、本試験と同規模の試験を実施する可能性は少なく、実規模で構築した部材でどの程度の性能を有するかを確認することが求められていた。そこで、選定した施工方法により構築した施設から試料を採取して室内試験により性能を確認し、室内で圧縮成型された供試体を用いた既往試験の結果との比較を行った。その結果、現場から採取した試料と室内で作製した供試体との間で、透水係数や膨潤圧の測定結果に差異が生じないことが分かった。また、従来から示唆されていた、乾燥密度との相関性についても、現場から採取した試料を用いた試験結果からも認められた。

2) 低拡散材

低拡散材に主に期待される機能は、核種の拡散抑制である。また、この他に核種の吸着や移流による核種移行を抑制するための低透水性が、期待される機能として考えられる。このうち、拡散抑制については拡散係数で性能を確認することとし、本確認試験の初期性能目標値として $1.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ と設定した。

低拡散材の候補材料は、上記機能を達成するため、拡散抑制機能に優れ、長期変質に対しても抵抗性を有する材料選定が重要である。候補材料としては高い拡散抑制機能を有し、経済性も優れているセメント系材料が挙げられる。セメント系材料において、長期変質に関して特に考慮すべき項目として、溶脱評価とひび割れ評価が挙げられる。セメント系材料を用いる場合、地下水との接触によるセメントの溶脱を考慮する必要がある。また、ひび割れは、低拡散材の低拡散性能を低下させるだけでなく、セメントの溶脱を促進する可能性がある。セメントの溶脱を抑制するには、初期の品質を緻密かつ均質にすることでセメントマトリックスを構成する水和物そのものも溶解しにくいものとするのが重要である。また、このことは、低拡散性の向上につながることであるので、「拡散抑制機能を満足し、ひび割れの制御効果や充てん性

が期待できる材料・配合を選定」することで、解決できると考えられる。したがって、セメント系材料の配合設計にあたっては、低拡散性能の向上と溶脱抑制の観点から緻密な材料を指向するとともに、ひび割れ抑制の観点から水和熱および自己収縮などを低減することが重要であり、充てん性を確保するため、流動性の高い高流動モルタルを選定した。

低拡散材に使用するセメント系材料の具体的な配合の方向性については、既往の検討事例を参考にして、低熱ポルトランドセメントにフライアッシュを添加し、水結合材比の低減などにより、高緻密化ならびにひび割れ抑制が期待できるセメント系材料を指向した。このような材料の実効拡散係数はこれまでの知見に基づけば、 $1.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 程度以下が見込まれ、スランプフロー試験で確認した流動性に関して、満足のいく結果が得られた。

施工検討における充てん性および流動性について、ポンプ圧送時の充てん性を評価し、良好な流動性を有すること、および特別な作業を必要とせず、部材の端部まで充てん可能であることを確認した。施工検討における型枠設計について、処分施設におけるバリア材として水みちを残さないために、型枠セパレータを使用せずに施工することが求められるが、実物大の確証試験において出来型精度に大きな影響を与えることなく施工可能な方法を提示した。選定した配合である高流動モルタルの打込み時の側圧は、必ずしも液圧で作用するものでなく、今回の例では打込み開始から約1時間20分までは液圧で作用し、最大で70kPa程度であったが、型枠が変形するような圧力ではなかった。この知見は、型枠の設計・施工の合理化に向けて活用できるものである。

地下環境下で施工した部材から採取したコア試料を用いて拡散係数の測定試験を行った。その結果、本試験で選定した配合での拡散係数は、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートと比較して、2桁程度小さい値であり、非常に小さい拡散係数の材料であることが明らかになった。比較対象として作製した室内作成供試体と施工した部材から採取したコア試料とが同程度の値で管理目標値 ($1.0 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 以下) を満たすことから、施工の影響は小さいことが示された。

また、施工後の品質として、施工後に発生する躯体表面で観察されるひび割れについて評価を行った。実物大の施工検討におけるひび割れ開口面積について検討した結果、低拡散材の主な要求機能である拡散抑制の観点から求められるひび割れ開口面積比率 (0.05%) を長期的にも下回ることが推定され、低拡散材の部材全体としても低拡散性に対して高い品質を有していることが示された。

3) コンクリートピット

地下空洞型処分施設におけるコンクリートピットは空間・力学安定性を主たる要求機能とし、建設・作業中の安全、作業空間の確保や、自重・外力に対する安定性を確保するものである。その要求機能は通常の土木構造物と同様のものであり、現状の土木分野における構造設計が適用可能である。コンクリートピットには力学安定性の確保に関わる所定の力学特性を有する材料・配合であること、および安定性を損なうよ

うな欠陥が生じない、均質な部材を構築し、所定の出来形・空間を確保する施工が求められる。

コンクリートピットの確証試験は、力学安定性を満足し、ひび割れの制御効果や密実性が期待できる材料・配合を選定し、実規模の施工試験を行うことにより、適用した施工方法の妥当性や出来形、ひび割れの発生状況および初期性能を確認することで、施工の成立性や要求機能が確保できることの確証を目的として実施した。

余裕深度処分における安全評価の説明性向上の観点から、コンクリートピットの材料は隣接して構築される低拡散材と同等の材料・配合であることが望ましいと考えられる。

本試験では、主たるセメント系人工バリアである低拡散材の配合を参考に、低コスト化、高性能化を志向し、配合設計を実施した。流動性やブリーディングの低減および材料分離抵抗性の向上ならびに施工不良に起因する局所的な不均質性を排除するための自己充てん性、品質低下のリスクを低減させる目的で、石灰石微粉末を用いた粉体系の高流動コンクリートを選定した。選定した配合の高流動コンクリートは、スランプフロー、V 漏斗通過時間などの試験結果より、流動性が確保され、硬化後の圧縮強度も 91 日材齢で $70\text{N}/\text{mm}^2$ 程度と十分に強いことが確認できた。

施工検討における打込み方法について、ポンプ圧送を前提とした検討を実施した。実物大の施工試験を通じて、打込み箇所の数と場所の設定が重要であること、また、吐出量の調整による流動勾配の調整、補助バイブレータの使用が有効な手段であることを明らかにした。

地下空洞内の温度環境において、施工検討におけるひび割れの抑制について、コンクリート表面の乾燥が原因とされるひび割れを対象として実物大の施工試験を実施した。その結果、打込み中のミスト散布、再振動、表面締固めバイブレータによる表面仕上げによる対策がひび割れの制御に有効であることを確認した。

コンクリートピットの初期性能としての力学特性について、室内試験で採取した標準養生供試体、長距離圧送を伴う施工後に採取したコア供試体、出荷プラントでの標準養生供試体、地下環境での現場水中養生での供試体を用いた試験を行った結果、いずれも設定した圧縮強度を満足することを確認した。選定した配合を用いた施工により、要求機能である力学的安定性の確保を満たした部材の構築が可能であることがわかった。

4) 充てん材(廃棄体間充てん材、上部充てん材)

充てん材は廃棄体を線源とする放射線に対する遮へいと、移行抑制(放射性核種の収着)を主たる要求機能とし、放射線量を合理的な範囲で極力低くして、核種移行の遅延を図るものである。充てん材のうち、区画内充てん材は廃棄体間(一部上部)の狭隘な空間を確実に充てんできるような高流動モルタルを基本とした配合とした。一方、上部充てん材には、その後工程において上部コンクリートピットなどの施工が人力によって施工する必要があることより、より高い遮へい性能が求められることから粗骨材を使用し乾燥単位容積質量を大きくした高流動コンクリートを選定した。充てん材

には放射線環境下での作業となり、遠隔操作による無人化施工が前提とされるため、充てん性や流動性が施工上、特に重要な要求事項であった。

充てん材の確証試験は、遮へい性を満足し、施工時の充てん性や流動性が期待できる材料・配合を選定し、実規模の施工試験を行うことにより、適用した施工方法の妥当性や出来形および初期性能を確認することで、施工の成立性や要求機能が確保できることの確証を目的として実施した。

区画内充てん材では高流動モルタル材料である低拡散材の配合を、上部充てん材では高流動コンクリートであるコンクリートピットの配合を基本として配合検討を実施し、所定の充てん性・流動性が確保される材料配合を見出した。特に、区画内充てん材では、廃棄体熱が充てん材のフレッシュ性状に与える影響が懸念されたが、熱環境を変化させた室内試験を行い、混和剤に高性能 AE 減水剤と遅延型の減水剤を使用することで、室内試験の規模においては、熱影響による経時変化の少ない配合とすることが可能であることを実証した。

放射線管理下での無人化施工を前提とした充てん材の打込み方法として長距離ポンプ圧送と移動式バケット方式の2種類を対象として地上ヤードおよび地下環境における実物大の試験を実施し、それぞれの打込み方式における施工速度や充てん材の品質変動についてのデータを収集し、施工の可能性を確認したうえで、品質管理上の留意点を見出した。

空洞内で想定される長距離のポンプ圧送を前提とした試験の結果、水平換算距離300m程度は圧送が可能であるが、材料分離や単位容積質量の減少に注意が必要であることが判明した。また、上部充てん材の無人化施工ではコンクリートのバケット運搬と打込み、表面均し装置の採用が効果的であることが分かった。区画内充てん材の収縮による間隙の発生と抑制対策の検討のため、室内充てん性試験を実施し、打込み後、充てん材の水分が他部材へ吸収されることで界面に間隙が発生する可能性が高く、注意が必要であることを明らかにした。間隙の発生が許される程度により、吸水を抑制するための散水方法を検討する必要があることがわかった。

充てん材の要求機能である遮へい性については、地下環境における実物大の試験を通じて、材料の乾燥を考慮しても JASS5N（建築工事標準仕様書・同解説）に示される単位容積質量を確保できることが確認できた。

5) 埋戻し材（上部埋戻し材）

埋戻し材はセメント系材料からなる底部と側部、セメント系／土質系材料からなる上部とに分けられ、地下空洞とコンクリートピット／人工バリア部材との間の隙間を充てんした部材である。

底部、側部、奥部埋戻し材は、コンクリートピット／人工バリア部材の構築よりも前に施工された。材料として低発熱ポルトランドセメントにフライアッシュを混入したコンクリート（スランプ型および一部高流動型）を使用して、底部・側部および奥部に鉄筋コンクリート構造の埋戻し材を施工し、施工性、品質（材料特性、出来型）、初期性能（強度特性、止水性能、化学的安定性など）の確認を行った。施工性について

ては、コンクリート打ち込み時に型枠に作用する荷重評価、鉄筋継手方法の比較評価を始め、空洞内で施工性を低下させる要因と対策に関する知見を得た。品質については、コンクリートのフレッシュ性状に影響を及ぼす要因と対策に関する知見を得た。

「余裕深度処分における地下施設の設計、品質管理および検査の考え方」（土木学会）[2]では、上部埋戻し材は「空洞内充てん材」と記載されており、アクセス坑道などの埋戻し材のことを「埋戻し材」と記載しており、「余裕深度処分施設の施設検査方法：2010」（日本原子力学会）[3]では、上部埋戻し材は「空洞内充てん材」、アクセス坑道などの埋戻し材のことを「坑道の埋戻し材」と記載している。ここでは、上部埋戻し材の検討を進めるが、ここで得られた知見はアクセス坑道などの「埋戻し材（坑道の埋戻し材）」の検討と共通事項であると考えられるため、後述のとおり、二つの埋戻し材（「空洞内充てん材」、「埋戻し材（坑道の埋戻し材）」）の要求機能をまとめて検討を進めた。

上部埋戻し材の狭隘な空間、すなわち、人工バリア（低拡散材・緩衝材）と岩盤との間の空洞や隙間は、地下水の流動に伴う核種移行の経路としないため、隣接する緩衝材をはじめとした人工バリアや空洞の力学的安定性を保つため、また、容易に人が侵入できないようにするために、埋戻す必要がある。本試験では、主に土質系材料であるベントナイト混合土を選定して実施した。ベントナイト混合土を用いた上部埋戻し材の確証試験は、低透水性（地山相当の透水係数よりも小さいこと（ $1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 以下）、隙間なく施工できる充てん性が期待できる材料・配合を選定し、実規模の施工試験を行うことにより、適用した施工方法の妥当性および初期性能を確認することで、施工の成立性や要求機能が確保できることの確証を目的として実施した。

既往の研究事例を参考に、ベントナイト混合土の配合を設定し、室内試験により透水係数を十分に小さくできることを確認した。また、目標とする透水係数をもとに乾燥密度と含水比の仕様を設定し、施工時の管理目標値を設定できた。ベントナイト混合土の製造や、上部埋戻し材の施工は、現状で選択し得る方法で実施した。

ベントナイト混合土の製造においては、含水比やベントナイトの混合率のばらつきの程度を把握できた。上部埋戻し材の構築にあたって、転圧工法と吹付け工法の組み合わせで行う方法を採用した。この転圧工法と吹付け工法の組み合わせによって、狭隘でかつ隅角部を有する上部埋戻し材の構築が可能であることを明らかにした。

転圧工法においては、事前に敷均し厚さと転圧回数との関係を把握し、施工時の管理目標としての乾燥密度に到達する転圧回数を設定した。試験空洞内での施工では、この敷均し厚さ、転圧回数で施工するものとし、所定の敷均し厚さ、転圧回数で施工しているかを管理する、いわゆる工法規定的な施工管理手法で実施した。その結果、このような工法規定的な管理で施工しても、管理目標を満足することを確認できた。吹付け工法においても、室内締め固め試験 A 法に対する締め固め度が 90%以上を概ね達成し、平均で 94%を満足することが分かった。これは、一般的な土工事における道路盛土での締め固めと同等以上に締め固められたといえる値である。施工時の材料のリバウンド率は、12～13%程度であった。

さらに、施工後の上部埋戻し材から採取した試料を用いて、透水試験などの室内試

験を実施し、初期的な性能の確認を行った。その結果、透水係数が十分に小さい（透水係数で $1.0 \times 10^{-11} \text{m/s}$ 程度）ことを確認した。これは、試験空洞周辺岩盤の透水係数の最低値である $7.8 \times 10^{-8} \text{m/s}$ よりも小さい。また、既往知見で得られている有効粘土乾燥密度と透水係数との関係として整理できる可能性が示唆された。

6) 挙動計測

施工確認試験による人工バリアの構築は段階的に進められる。そのため、試験施設を構成する部材は、その施工により隣接部材に力学的な影響を与えると同時に、後続する部材の施工の影響を受ける。挙動計測の目的は、施工時および施工後の試験施設の力学挙動と周辺岩盤への影響を把握し、試験施設の健全性を評価することである。本試験では、試験施設の施工を開始した平成 19 年度から、試験施設に温度計やひずみ計などの計測器を設置し、施工時および施工後の試験施設の挙動を計測した。また、周辺岩盤には、間隙水圧計および岩盤変位計を設置して、試験施設構築に伴う挙動を計測した。

底部緩衝材の沈下量（最大 1.3mm）および土圧（最大 0.2MPa）は、概ね上載圧（約 0.2MPa）に相当する程度であり、過大な沈下および土圧は生じていない。

低拡散材に発生する応力は引張応力以下である。低拡散材にはひび割れが発生しているが、ひび割れ幅は 0.25mm 以下（底部）、0.5mm 以下（側部・上部）である。また、これらのひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生は確認されていない。

上部埋戻し材の施工が進行するに伴い、新たに構築された上部埋戻し材の自重増加分により沈下計に 5mm 程度の変位量が観測された。平成 26 年 2 月現在、沈下計の変位量には収束傾向が確認できる。また、上部埋戻し材の施工ステップを考慮した 3 次元弾性 FEM 解析から推定される沈下量と計測の変位量の収束値は概ね整合していることが分かった。

試験施設の荷重により生じる周辺岩盤（施設下部）の岩盤変位は、この変位量から推定した岩盤の弾性係数（2,300MPa）と確認試験着手時の検討に採用した弾性係数（2,000MPa）が同程度であることから、想定範囲内の挙動である。したがって過大な変形や緩み域の進展はなく、施設構築の周辺岩盤への影響は小さいと評価される。また、試験期間中の周辺岩盤間隙水圧の変動は小さく（最大 3m 程度）、施設構築が地下水流動へ与える影響は小さいと評価される。

これらの計測結果より、試験施設構築が周辺岩盤や試験施設に与える影響は施設・周辺岩盤の健全性を損なうものではなく、現時点では、試験施設および周辺岩盤の健全性は確保されていると評価できる。

7) 地震時挙動

地下空洞施設のような大深度かつ大規模地下構造物については、検討事例が少なく、地震の影響について明確にされていないのが現状である。そこで、巨大地震が建設・操業時の地下空洞施設に与える影響を把握することを目的として、仮想的に設定した地震動を用いて解析的検討を行った。地震が地下空洞施設の全体挙動や人工バリア部

材であるコンクリートピット・低拡散材および緩衝材に与える影響を把握するために、地震動レベルの異なる3つの地震動（解放基盤面での水平方向最大加速度：250Gal、450Gal、900Gal）を用いて2次元有限要素法(FEM)による地震応答解析を行った。この解析によって、250Gal程度では、全体的に地震動による影響は見られず、コンクリートピット、低拡散材などのセメント系部材の人工バリアに関しては、それよりも大きな450Galや900Galという地震動に対しても、部材の耐力は十分であることを確認した。

緩衝材に関しては、より現実的な地震時挙動を模擬するために、ベントナイトを材料とする緩衝材とその周辺のセメント系部材間の剥離・すべりを考慮できるモデルおよび緩衝材の弾塑性挙動を考慮できるモデルを導入し、450Galの地震動を用いた場合の緩衝材が塑性化する領域や塑性化後の挙動（塑性ひずみ等）を把握した。緩衝材が塑性化すると、塑性ひずみの発生（連続体挙動）やせん断帯の発生・進展（不連続体挙動）に伴い、透水性が変化する可能性が考えられるため、解析結果および既往試験結果に基づいて、地震時の透水性の変化についての分析を行った。解析結果の分析から、連続体挙動の範囲では、地震の影響による緩衝材の透水係数の増加は最大でも0.131%であり、透水性に及ぼす影響は小さいことがわかった。一方、緩衝材のせん断帯の発生・進展に伴う不連続挙動が透水性に与える影響に関しては、既往文献調査を実施し、定体積条件においては、緩衝材にせん断による低密度帯が生じにくく、仮にせん断帯や隙間が存在しても、再冠水後の飽和状態になれば透水性に与える影響は小さくなることがわかった。

また、放射性廃棄物処分施設の設計・施工を行う上で、地震動の設定や、空洞および処分施設の地震時の振動特性を把握することは重要であり、そのためには地下構造物の地震動観測が必要であると考えられる。独立行政法人防災科学技術研究所により整備・運用されているK-NET（全国強震観測網）、KiK-net（基盤強震観測網）などの地震観測網においても、全国各地の観測点で地震動を計測しており、蓄積された観測データは地震防災などの様々な実務や研究に使用されている。しかし、地下空洞施設のような大深度かつ軟岩中における大規模地下空洞、さらに実規模大の人工バリア施設を含めた地震動観測を実施した事例は報告されていない。そこで、人工バリアの地震時の振動特性を把握することを目的として、試験施設の3箇所地震計を設置して地震動観測を行い、観測データを用いた地震応答解析を実施した。軟岩中における大規模地下空洞および実規模大の試験施設の地震動観測を実施した事例は少なく、地震動観測データは、今後の地下空洞施設の地震影響検討において有用なものと考えられる。

地震観測データの分析、および観測データを用いた地震応答解析の結果、周辺岩盤の固有振動数（数Hz）と比較して、試験施設の固有振動数が15～20Hzと大きいことを、地震動観測データおよび地震応答解析結果より確認し、試験施設の地震時振動特性を把握できた。

【参考文献】

- [1]原子力安全委員会 放射性廃棄物・廃止措置専門部会 第二種廃棄物埋設分科会(第1回)
資料「余裕深度処分の安全確保の考え方」(平成19年11月15日 電気事業連合会)
H25 センター報告書
- [2]社団法人土木学会エネルギー土木委員会低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分に関する研究小委員会：余裕深度処分における地下施設の設計，品質管理および検査の考え方、土木学会、2009年7月
- [3]日本原子力学会標準：余裕深度処分施設の施設検査方法：2010

第 2 章 上部緩衝材施工確認試験・初期性能確認試験

第2章 上部緩衝材施工確認試験・初期性能確認試験

2.1 施工確認試験

【目的】

上部緩衝材は、その上部空間がアーチ状に湾曲した空洞の天井に近接した非常に狭隘な空間であり、また、下部に重要な人工バリアである上部低拡散材が存在している。そのため、実施設においては、底部緩衝材の施工で使用したような大型機械ではなく、中型若しくは小型の機械の使用が想定される。そこで今回の試験においては、施工箇所の下部に与える影響を少なくし、限られた上部空間や施工ヤードの条件から、昨年度試験と同様に、小型振動ローラによる転圧工法の適用性を試験で確認することとした。

本試験は、昨年度までに実施した上部緩衝材平面部や側部緩衝材の施工確認試験結果を踏まえ、小型転圧機械による転圧工法により上部緩衝材の施工を実施し、原位置での転圧工法による施工性の確認を行うものである。また、施工後の上部緩衝材の品質を確認することにより、材料・施工方法・品質に関する管理手法等における重点管理項目を抽出し、品質確保のための管理方法の確立に資するデータの収集を行うものである。

昨年度の試験結果に基づいた施工方法を選定して施工試験を行い、施工精度、施工に係る品質のばらつき等についてのデータ収集、および検討、評価を実施し、転圧工法の上部緩衝材施工への適用性を確認することを目的として行った。

【まとめ】

上部緩衝材の施工高さは1.0mであり、敷均し厚さ100mm、仕上り層厚は約50mmで計21層の施工（20層を施工試験、最後の1層を仕上げ層）を行った。実施設の上部緩衝材の施工には中型の振動ローラを用いて施工を行うことが可能であると思われるが、本施工確認試験においては施工ヤードの制約上、昨年度と同様に小型振動ローラを用いて施工を行った。また、材料の敷均しを人力で実施したが、実際の小型フィニッシャ使用を想定した敷均し厚さ（100mm）として施工試験を実施した。

施工管理としては、昨年度の結果を踏まえて、1層単位で工法規定（転圧機械や転圧回数、敷均し厚さ等を事前に規定して管理すること。今回は、敷均し厚さ100mm、予備転圧；プレートコンパクタ+バイブロコンパクタで転圧回数1Pass、本転圧；小型振動ローラで転圧回数2Passと規定）により転圧施工管理を行い、施工後の品質管理は2層単位で行った。予備転圧は、昨年度の方法（振動ローラによる無振動転圧）では、振動ローラのレーン変更時に施工面を乱す可能性があるため、今年度の予備転圧は小型転圧機械による転圧とした。また、施工ヤードの短部は距離が短く、小型振動ローラによる転圧が困難であるため、ランマによる本転圧とした。

その結果、小型振動ローラによる施工箇所の仕上り密度は管理目標値（ $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$ ）を満足し、ばらつきは層平均として $\pm 0.01 \text{Mg/m}^3$ 程度、コア密度として $\pm 0.04 \text{Mg/m}^3$ 程度とな

り、ばらつきの小さい施工を行なうことができた。また、仕上がり密度は昨年度試験とほとんど変わりなく、予備転圧方法の変更により仕上がり密度に差が生じることはないことが確認できた。さらに、ランマによる施工箇所は、小型振動ローラによる施工箇所よりはばらつきが大きい結果となったが、それでも層平均として $\pm 0.015 \text{Mg/m}^3$ 程度、コア密度として $\pm 0.06 \text{Mg/m}^3$ 程度であった。

施工後の初期性能確認試験では、今年度得られた透水係数は $1 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ 程度で、昨年度までのデータも含めて施工時初期性能 $5 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ 以下を満足する結果が得られ、緩衝材に要求される初期性能を達成できた。また、一軸圧縮強度、内部摩擦角、せん断定数、膨潤力は、既往の結果と同程度の値が得られており、初期性能を満足していることが確認できた。

以上のことから、今回実施した施工方法による施工性、および初期性能が確認され、小型振動ローラによる転圧工法の上部緩衝材施工への適用性が確認された。

2.1.1 施工確認試験の概要

(1) 施工確認試験の概要

本試験は、日本原燃(株)の低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分施設検討のための試験空洞内において、先行して実施した底部緩衝材、底部・側部・上部低拡散材、底部・奥部・側部・上部コンクリートピットおよび側部低拡散材の施工確認試験で構築された地下空洞型処分施設の模擬施設で実施した。すなわち、施工箇所および周辺環境の面において、実施工と同様の条件下での実規模大での試験であり、原位置での転圧による施工性の確認、および品質管理に関わるデータの収集を行った。

本試験においては、現実的な土木技術の採用とその施工方法により施工された緩衝材の性能が要求性能を満足するか否かを確認することが重要である。このため、上部緩衝材の施工確認試験において、選定された施工方法により施工された各層が要求性能を満足するか否かを確認すると同時に、今後の実施工に反映できるように施工上の品質管理方法を明らかにすることを試験の方針とした。

上部緩衝材の施工確認試験は、上部低拡散材の上部にベントナイト材料を締固めて厚さ1.0mで所要の密度の緩衝材を構築する試験である。使用する材料は100%ベントナイトで、既往の研究の知見より転圧施工による同一層内の密度のばらつきが小さくなる含水比として21.0%が設定されている。ベントナイトは、ベントナイト工場内のミキサを用いて加水・練混ぜを行い所定の含水比に調整し、施工試験に供給するためにベントナイト保管庫に運搬・保管した。施工機械は、施工ヤードの制約を考慮し、側部緩衝材試験で使用した小型振動ローラ等を用いる事とした。また、材料の敷均しについても、施工ヤードの制約により人力による敷均しとした。

(2) 施工確認試験の計画

ここでは以下に、1) 品質管理基準の設定、2) 施工確認試験内容の計画、3) 試験場所、

4) 施工確認試験の施工フロー、5) 使用材料、6) 実施数量、7) 実施工程について概要を記載した。

1) 品質管理基準値の設定

平成 17 年度、平成 18 年度に実施した基本計画および詳細計画において、緩衝材施工時における施工管理目標としてベントナイト乾燥密度を管理することにより、緩衝材の要求性能が満足しているか否かを管理することとし、次の値としている。

- ・管理目標値（ベントナイト乾燥密度）： $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$

この管理目標値は以下の考え方により設定されている。

- ・人工バリアの長期の化学的劣化や力学的劣化、あるいは長期にわたるための不確実性を考慮に入れた性能を確保すべきこと。
- ・施工時のばらつきを考慮に入れて施工する初期性能とすべきこと。

これらの考え方から、緩衝材については、透水係数として $5 \times 10^{-13} \text{m/s}$ を確保すべき初期性能と定められている。しかし、この透水係数は施工中の短時間で確認できないことから、施工中における施工管理として、透水係数と相関のあるベントナイト乾燥密度を施工中の管理値とした。具体的な管理すべきベントナイト乾燥密度として、概ね 1.5Mg/m^3 以上あれば初期性能を満足するが、これに施工中のばらつきを考慮し、 $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$ と定められている。この関連を図 2.1-1 に示す。

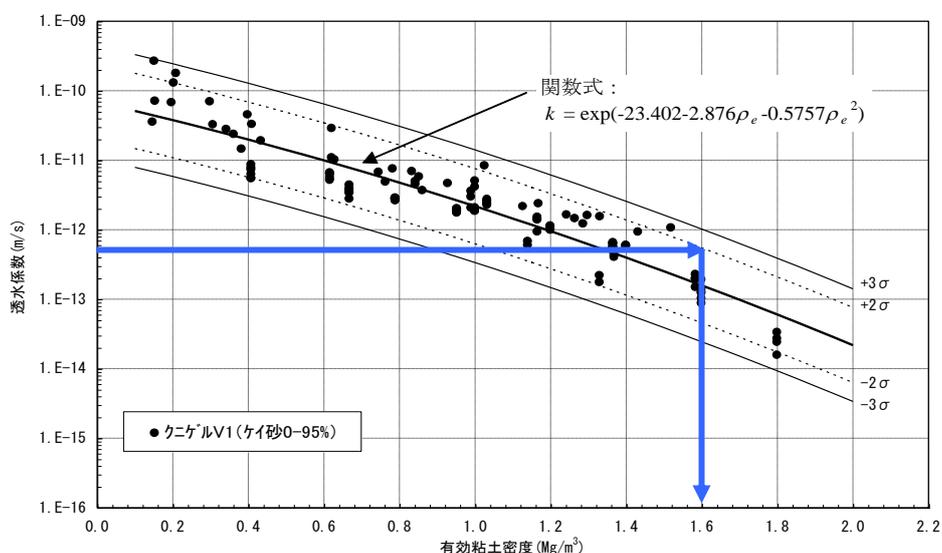


図 2.1-1 クニゲル V1 の有効粘土密度～透水係数（定水位法、ケイ砂混合を抽出）

本緩衝材施工確認試験においては、このベントナイト乾燥密度 $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$ を管理目標値として管理する。なお、1 層当りの仕上り厚さは約 50mm である。施工後の乾燥密度の規格値は $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$ であるが、施工終了後のレベルによる計測やコア採取による密度管理の際には $1.6 \pm 0.05 \text{Mg/m}^3$ を管理規準値として締固め施工を行った。

2) 施工確認試験内容の計画

緩衝材の転圧工法による施工としては、底部緩衝材における大型振動ローラによる施工および底部緩衝材の端部や側部緩衝材における小型振動ローラによる施工がある。上部緩衝材の施工は底部緩衝材に類似した施工になるが、異なる点として、施工箇所の下に廃棄体（確認試験ではないが、実事業においては存在する）や低拡散材があることがあげられる。

また、本施工確認試験においては上部空間や平面的な施工ヤードも限られていることから、施工箇所の下部に与える影響を少なくするため、そして限られた上部空間や施工ヤードの条件から、これまでの施工確認試験で実績のある図 2.1-11 に示す小型振動ローラを用いた施工を基本とした。

また、上部緩衝材の材料の敷均しについては、実施工においては、小型のフィニッシャの適用が十分に可能と考えられるが、今回の試験条件では施工延長があまりに短く、このような機械を用いて施工することが困難であることから、昨年度の施工確認試験と同様に人力で行うものとし、その敷均し厚さについては、最大で 150mm 程度の敷均し厚さとなる小型フィニッシャの実施工での使用を考慮し、基本の敷均し厚さを 100mm とした。この場合の仕上がり厚さは約 50mm であり、所定の厚さ（1.0m）の上部緩衝材を仕上がるのに 20 層の施工が必要となる。

昨年度の施工確認試験において、敷均し厚さが 100mm、転圧回数が 2Pass の場合の試験結果を図 2.1-2 に示す。図 2.1-2 に示すように、敷均し厚さが 100mm、転圧回数 2Pass の条件で所定の密度を達成できることが確認されていることから、振動転圧 Pass 数に関しては 2Pass を基本とした。また、施工範囲が小型振動ローラの大きさに対して狭く、小型振動ローラによる転圧のみでは施工面を乱すことが予想されたため、事前にプレートコンパクタ（60kg）およびパイプロコンパクタ（300kg）で予備転圧を行った。

以上より、標準的な施工手順は、これまでの施工確認試験の結果を踏まえて以下の通りとした。

- 材料人力敷均し（100mm）⇒ プレートコンパクタによる予備転圧 ⇒ パイプロコンパクタによる予備転圧 ⇒ 小型振動ローラ振動転圧（2Pass）

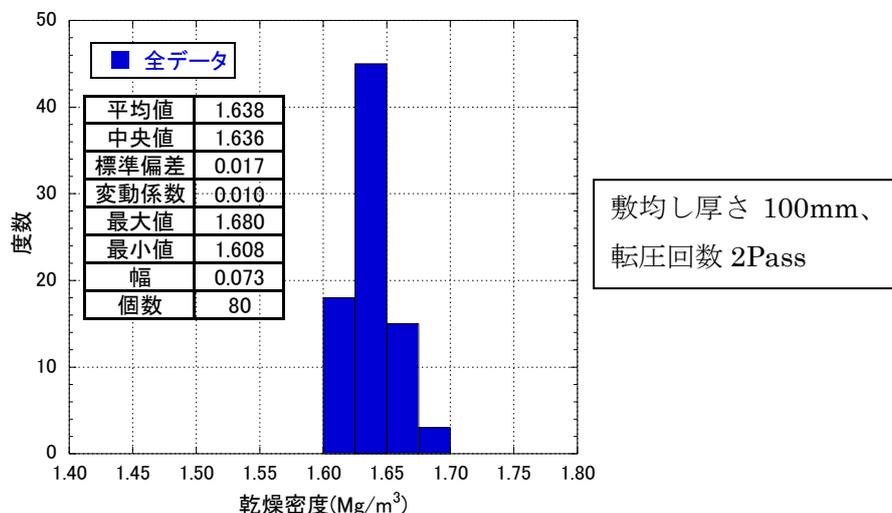


図 2.1-2 平成 25 年度上部緩衝材試験結果（乾燥密度）

3) 試験場所

施工確認試験は日本原燃（株）構内の試験空洞内で実施した。また、試験で使用するベントナイトについては、工場（山形県）で含水比調整してフレコンバッグに収納したものを運搬し、日本原燃（株）の敷地内のベントナイト保管庫に一時仮置を行った。図 2.1-3 にベントナイト保管庫の位置図を示す。図 2.1-4 にベントナイト保管庫を示す。

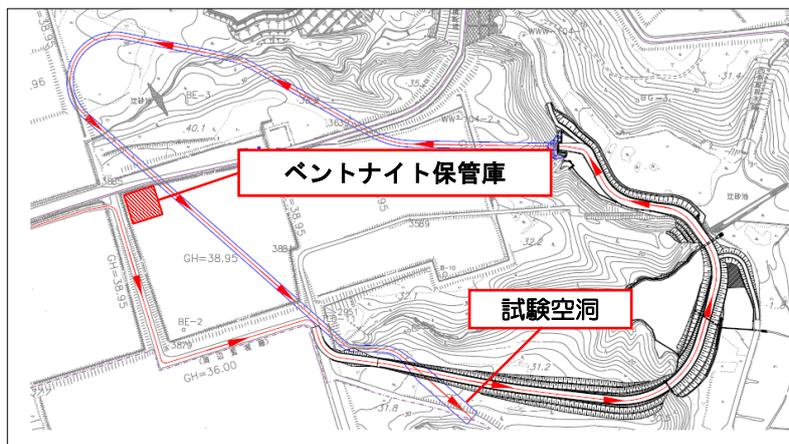


図 2.1-3 ベントナイト保管庫位置図



図 2.1-4 ベントナイト保管庫全景

上部緩衝材施工確認試験は、試験空洞の奥で、昨年度の試験箇所左側の幅 3.51m × 奥行き 5.25m の範囲で行った。図 2.1-5 に上部緩衝材の施工確認試験前の状況を、図 2.1-6 に上部緩衝材の構造図を、図 2.1-7 および図 2.1-8 に試験状況のイメージ図を示す



図 2.1-5 上部緩衝材施工確認試験前状況

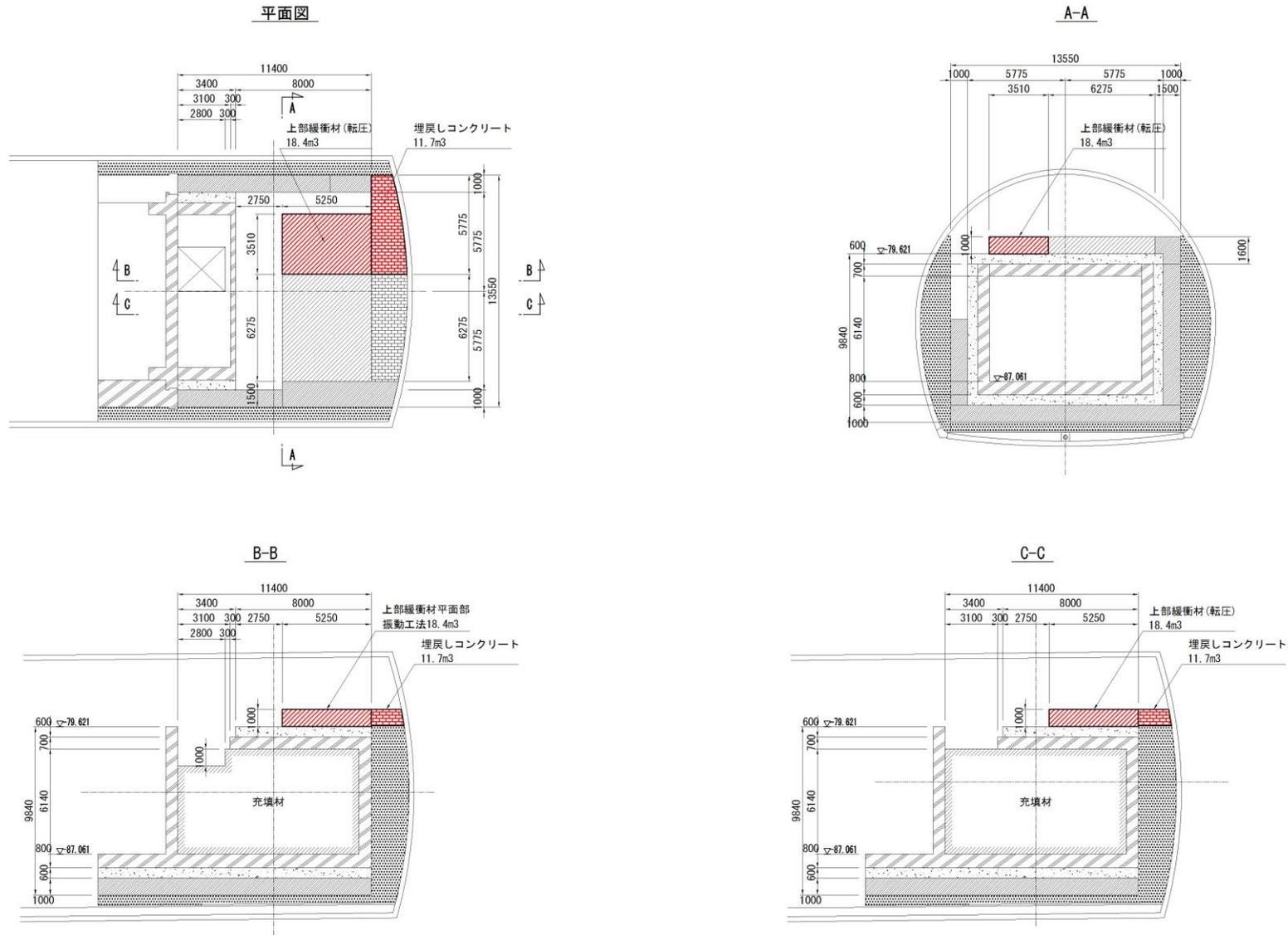


図 2.1-6 上部緩衝材構造図

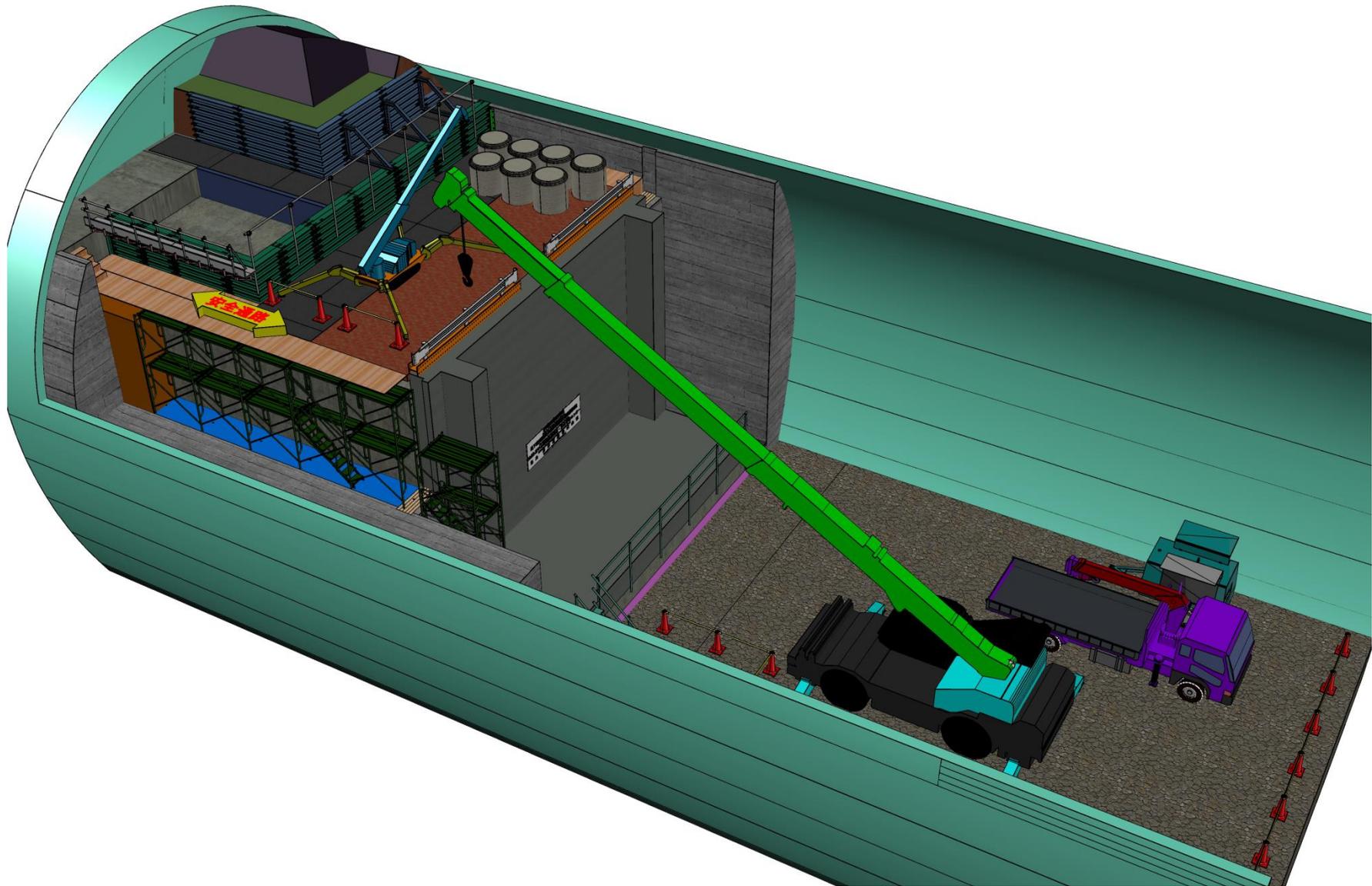


図 2.1-7 試験状況イメージ図(全体)

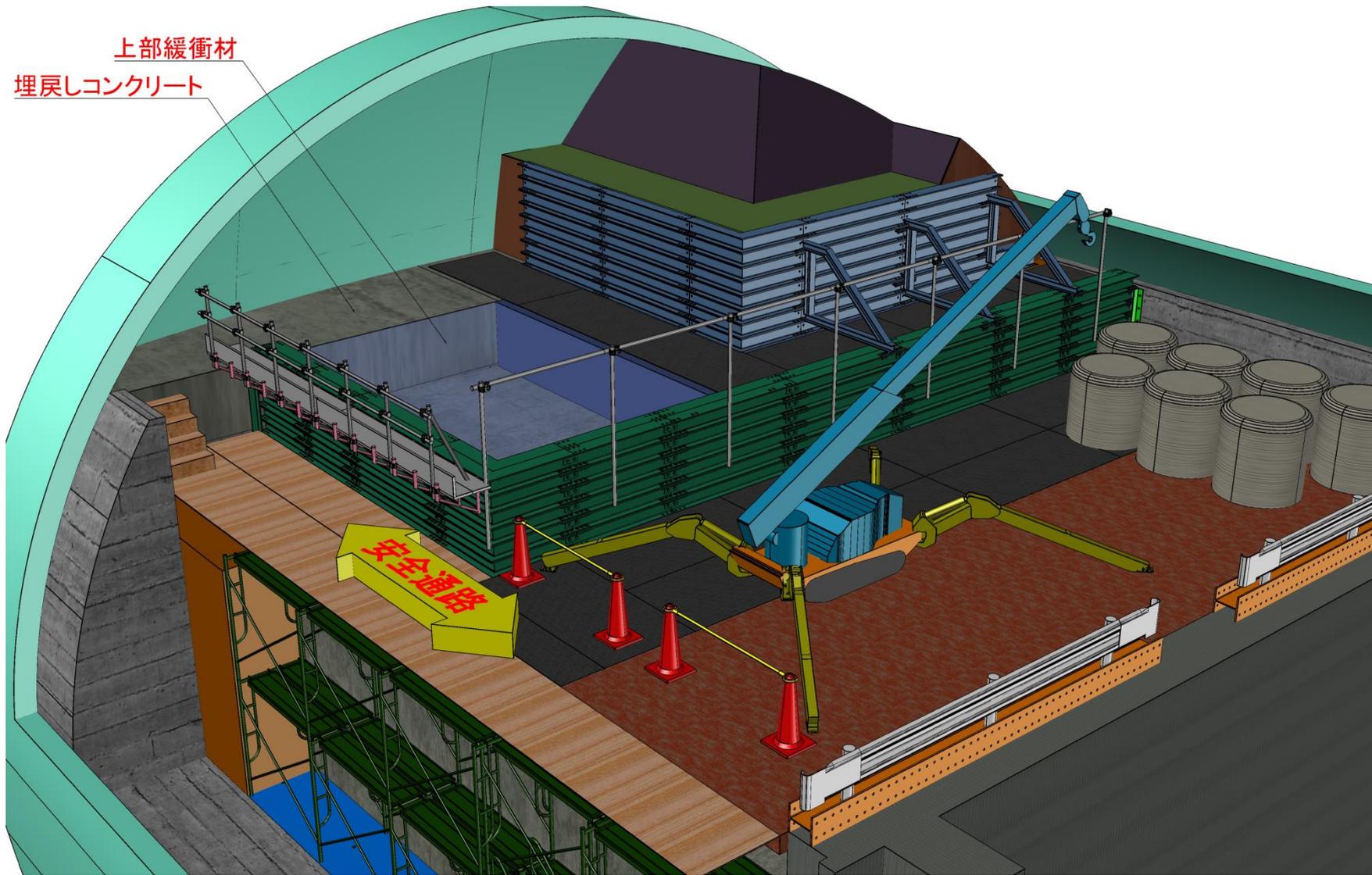


図 2.1-8 試験状況イメージ図(拡大)

4) 施工確認試験の施工フロー

上部緩衝材の施工確認試験の施工フローを図 2.1-9 に示す。

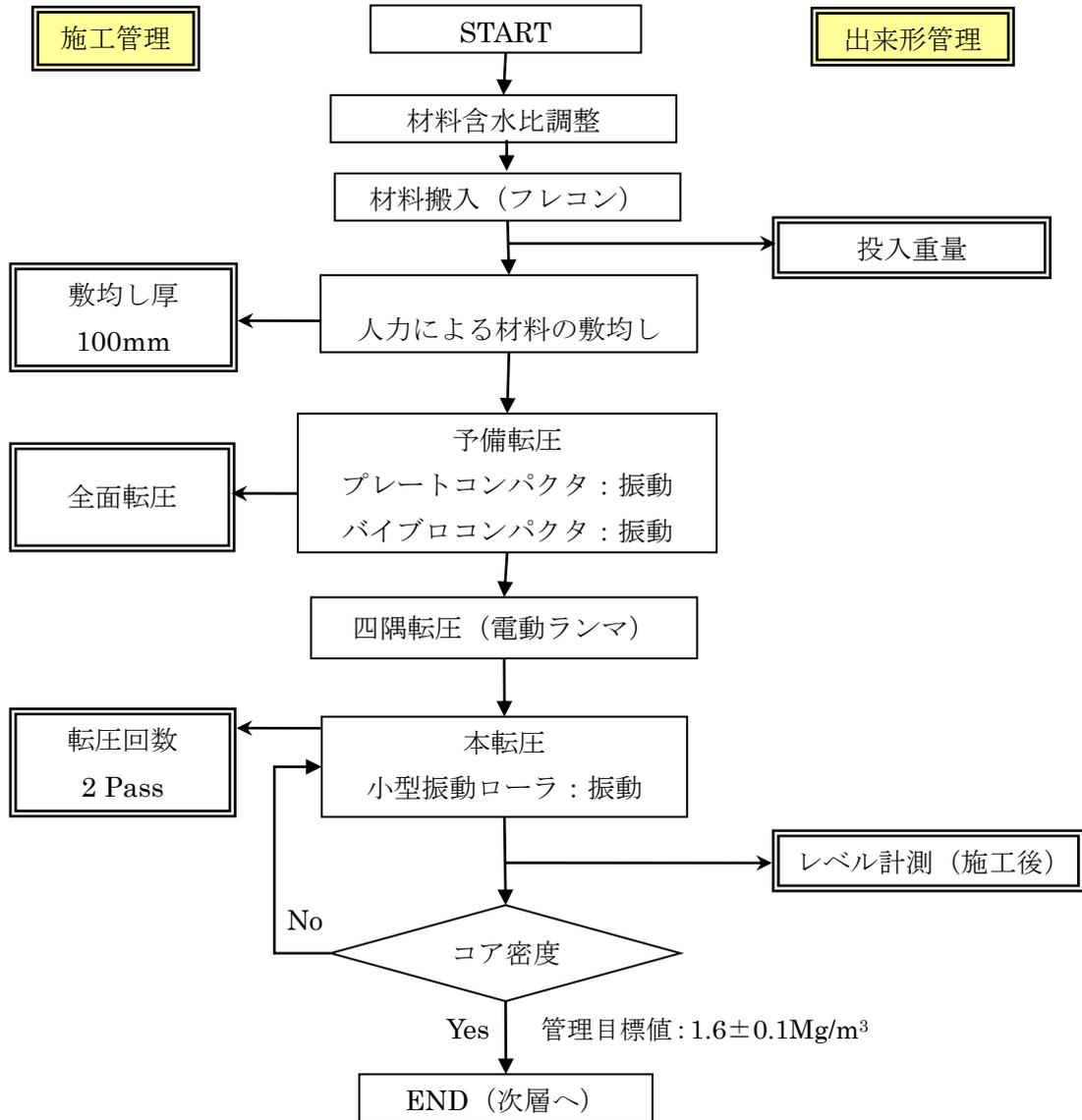


図 2.1-9 施工確認試験の施工フロー

5) 使用材料

上部緩衝材の材料はベントナイト（クニゲル GX 最大粒径 10mm）100%とした。別途工場で含水比調整（管理目標値：含水比 $\omega=21\% \pm 2\%$ ）を行ったベントナイトを使用した。

ベントナイトは山形県にあるクニミネ工業（株）左沢工場産の粒状ベントナイトである。アイリッヒミキサを用いて含水比調整を行い、フレコンバッグに約 300kg 程度の重さに詰め、トラックで運搬してベントナイト保管庫にて保管を行った。

6) 実施数量

試験数量を表 2.1-1 に示す通りである。

表 2.1-1 試験数量

項目	種目	単位	数量	摘要
上部緩衝材施工確認試験	転圧機械を使用した転圧工法による上部緩衝材の施工	m ³	18.4	上部緩衝材平面部(幅 3.51m×奥行き 5.25m×厚さ 1.0m=18.4m ³)について、小型振動ローラ等の転圧機械を使用した転圧工法により、緩衝材の施工を実施する。また、試料採取による密度測定と、出来形、施工サイクル等のデータを収集した。

7) 実施工程

実施工程のうち、全体工程を表 2.1-2 に、詳細作業工程を表 2.1-3 に示す。

表 2.1-2 全体工程表

項目	2014年(平成26年)								2015年(平成27年)		
	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月
全体計画	[Gantt chart showing overall plan from May 2014 to March 2015]										
試験準備	[Gantt chart showing test preparation starting in June 2014]										
施工確認試験	[Gantt chart showing construction confirmation test starting in July 2014]										
報告書作成	[Gantt chart showing report writing starting in August 2014 and ending in March 2015]										

表 2.1-3 詳細作業工程表

年月日	6月											7月																																			
	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木						
教育等																																															
新規入場者教育																																															
合同避難訓練																																															
準備工																																															
協力会社事務所建方																																															
場内整備																																															
機材搬入																																															
鋼製型枠撤去																																															
奥部埋戻しコンクリート																																															
鋼製型枠設置																																															
ベントナイト準備																																															
ベントナイト納入																																															
含水比測定																																															
上部緩衝材施工確認試験																																															
転圧施工																																															
片付け																																															
初期性能確認試験																																															
サンプリング																																															

2.1.2 施工確認試験の内容

(1) 使用機械

施工確認試験で使用した使用機械の一覧を表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 主要使用機械一覧表

使用用途	名 称	型 式	単位	数量	備 考
含水比調整	アイリッヒミキサ	DE22	台	1	
材料投入 敷均し	ラフタークレーン	25 t 吊	台	1	
	カニクレーン	2.98 t 吊	台	1	
転圧	小型振動ローラ	HC1500-1	台	1	
	ランマ	60kg	台	1	
	バイブロコンパクタ	300kg	台	1	
	プレートコンパクタ	60kg	台	1	

1) 含水比調整機械（アイリッヒミキサ）

含水比調整に使用したアイリッヒミキサは、材料を容器（パン）ごと回転させている。これに対し偏心位置で逆方向に回転するアジテータが、材料に高いせん断力を発生させ、複雑な流れの中で生じる速度差によって、マイクロで緻密な混合を実現している。使用したアイリッヒミキサを図 2.1-10 に、機械仕様を表 2.1-5 に示す。



図 2.1-10 アイリッヒミキサ

表 2.1-5 機械仕様（アイリッヒミキサ）

名 称	アイリッヒ・インテンシブ・ミキサ
装置タイプ	攪拌付回転容器型
Mixer Type	DE22
最大混練量	1,500 ℓ
回転数：アジテータ	550 回転/min
パン（周速）	1.0 m/min

2) 小型振動ローラ

図 2.1-11 に小型振動ローラを示す。この機械は、本来トレンチ状の溝掘削場所における底盤転圧に使用される振動ローラである。その構造上、壁際までの締固めが可能である。また、同規格の振動ローラに比べて振幅や起振力が大きい点も特徴である。今回は、土工用ローラ（凸凹）を平滑に改造し、ローラ端部に防護材を貼付け、薄層ベントナイト締固めのための振幅方向を調整したものを使用した。表 2.1-6 に小型振動ローラの機械仕様を示す。



図 2.1-11 小型振動ローラ（HC1500-1）

表 2.1-6 機械仕様（小型振動ローラ）

メーカー	安藤ハザマ
型 式	HC1500-1
機 体 長	1,500mm
機 体 高	1,200mm
機 体 幅	610mm～850mm
機 体 重 量	1,548kg
周 期	32Hz
振 幅	2.1mm
起 振 力	80kN
エ ン ジ ン	空冷2気筒ディーゼル
速 度	1.2km/時
車 輪 幅	298×2～398×2
操 作	リモートコントロール

3) バイブロコンパクタ、プレートコンパクタ

予備転圧に使用した重量 300kg の前後進型バイブロコンパクタを

図 2.1-12 に、重量 60kg のプレートコンパクタを図 2.1-13 示す。両機械とも施工実績は多く、基礎工事等で広く用いられている機械である。バイブロコンパクタは、運転終了時のエンジン切り忘れを防止する警告機構が備わっている。表 2.1-7 にバイブロコンパクタ、プレートコンパクタの機械仕様を示す。



図 2.1-12 バイブロコンパクタ



図 2.1-13 プレートコンパクタ

表 2.1-7 機械仕様 (バイブロコンパクタ、プレートコンパクタ)

機 械	バイブロコンパクタ	プレートコンパクタ
メーカ	三笠産業	三笠産業
型 式	MVH-306DSC-PAS	MVC-F50
機 体 長	1,570mm	880mm
機 体 高	1,120mm	785mm
機 体 幅	445mm	590mm
機 体 重 量	330kg	62kg
周 期	73Hz	93Hz
遠 心 力	46kN	10.1kN
エ ン ジ ン	ヤンマー空冷ディーゼル	ヤンマー空冷ディーゼル
速 度	0~23(m/min)	20~25(m/min)

4) 25 t ラフタークレーン

試験空洞にて、コンクリートピット上部への資機材の揚重に 25 t ラフタークレーンを使用した。図 2.1-14 に使用した 25 t ラフタークレーンを示す。



図 2.1-14 25 t ラフタークレーン

5) カニクレーン (2.98 t 吊)

コンクリートピット上部において、資機材の移動・揚重に 2.98 t 吊カニクレーンを用いた。図 2.1-15 に使用したカニクレーンを、表 2.1-8 に機械仕様を示す。



表 2.1-8 機械仕様 (カニクレーン)

メーカー	前田製作所
型 式	MC-305C
機 体 長	4,285mm
機 体 高	1,695mm
機 体 幅	1,280mm
機 体 重量	3,900kg
最大吊上げ量	2.98t×2.5m
走行速度	0~2.8km/h
定格出力	20.7PS/2,500rpm
燃料タンク容量	軽油 40 $\frac{リットル}{リットル}$

図 2.1-15 2.98 t ラフタークレーン

(2) 転圧工法による施工確認試験実施内容

1) ベントナイト含水比調整

工場での含水比調整の施工フローを図 2.1-16 に示す。

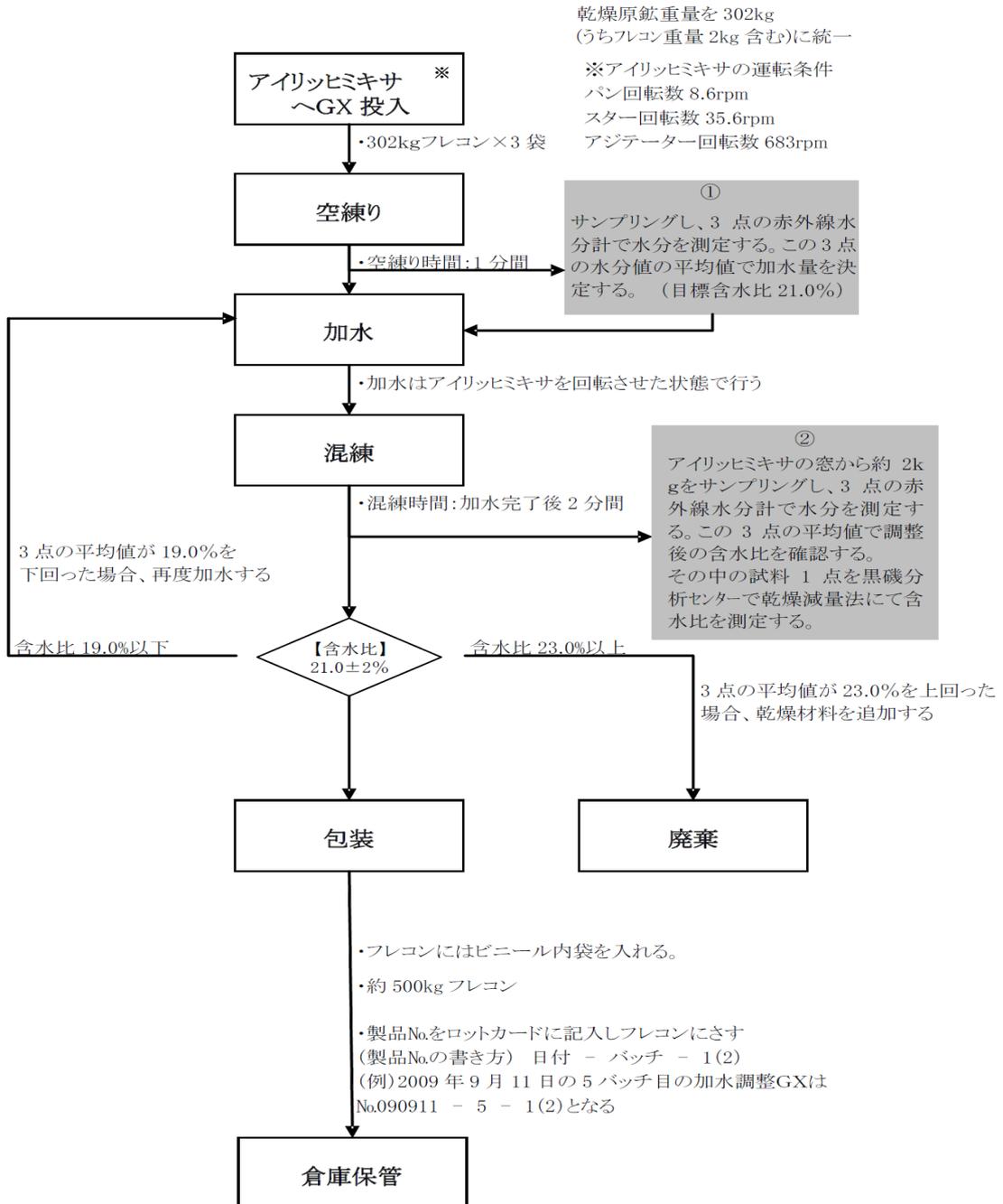


図 2.1-16 含水比調整施工フロー

ベントナイトの含水比調整は、アイリッヒミキサ（容量 1500ℓ）内で加水混合して所定の含水比に調整した。原材料をアイリッヒミキサに投入・空練り後、3 点/1 バッチ (900kg) の頻度でベントナイトの初期水分量を赤外線水分計により測定し、目標含水比 21.0% となるように加水量を算出した。ミキサを回転しながら必要量を加水して混練りした。

調整後の含水比の確認は、3点/1バッチの頻度で赤外線水分計による確認と、1点/1バッチの頻度で炉乾燥法による確認を行った。

以下にベントナイト含水比調整の手順を示す。

- ① 調整前重量の計測（1バッチ毎に重量測定）
- ② 初期含水比測定（赤外線水分計による測定、1バッチ単位の平均値の算出）
- ③ 加水量の算出（初期含水比および設定含水比より加水量を算出）
- ④ 加水調整
- ⑤ 調整結果の確認（赤外線水分計による調整直後の確認：3点/バッチ
炉乾燥法による確認：1点/バッチ）
- ⑥ 完成重量の計測（フレコン毎）

また、加水調整時の作業手順は以下の通りとした。

- ① 加水量の確認
 - ② 捨て練りの実施
 - ③ 本練り；空練り1分、加水終了後、本練り2分
 - ④ 含水比の確認の結果、管理基準値外の場合は再調整
⇒含水比の低いもの；再加水
⇒含水比の高いもの；未調整材料を用いて再調整または廃棄
- 設定値：含水比 21%
管理基準値：含水比 19～23%（含水率 16.0～18.7%）

図 2.1-17にアイリッヒミキサによるベントナイト混練状況を、図 2.1-18に赤外線水分計による調整後含水比測定状況を示す。



図 2.1-17 ベントナイト混練状況



図 2.1-18 調整後含水比測定状況

2) 材料運搬・保管

工場で含水比調整したベントナイトをフレコンバッグ（約 300kg/フレコン）に詰め、16tトラックによりベントナイト保管倉庫に運搬して保管した。運搬車からベントナイト保管倉庫に荷降ろしする際には 2t フォークリフトを用いた。

材料の保管では、フレコンバッグの下に木製パレットを敷設し、フレコンバッグを地面に直接置かないこととして、ベントナイトの防湿に努めた。また、保管倉庫に保管したベントナイト（フレコンバッグ）は、適宜 4t ユニック車で必要量を試験空洞内に運搬し、試験施設前に仮置きした。図 2.1-19 に保管倉庫のベントナイト保管状況を、図 2.1-20 に試験空洞内の仮置き状況を示す。



図 2.1-19 ベントナイト保管状況（保管倉庫）



図 2.1-20 ベントナイト仮置き状況（試験施設前）

3) 鋼製型枠設置

昨年度の緩衝材施工確認試験で設置した緩衝材の既設鋼製型枠を利用し、今年度施工分に合わせて、鋼製型枠を既設緩衝材の左側に設置した。設置はカニクレーンを使用し、人力にて行った。

緩衝材鋼製型枠は、H型鋼材（H-200×200）を工場加工し、2列×6段で配置した。各々のH型鋼材は継手板を設置してボルトにより固定した。また、ブラケット足場・単管手すり等の安全設備は適宜設置した。

図 2.1-21 に緩衝材鋼製型枠平面図を、図 2.1-22 に緩衝材鋼製型枠断面図を、図 2.1-23 に緩衝材鋼製型枠設置状況を、また図 2.1-24 に鋼製型枠設置後の内部の状況を示す。

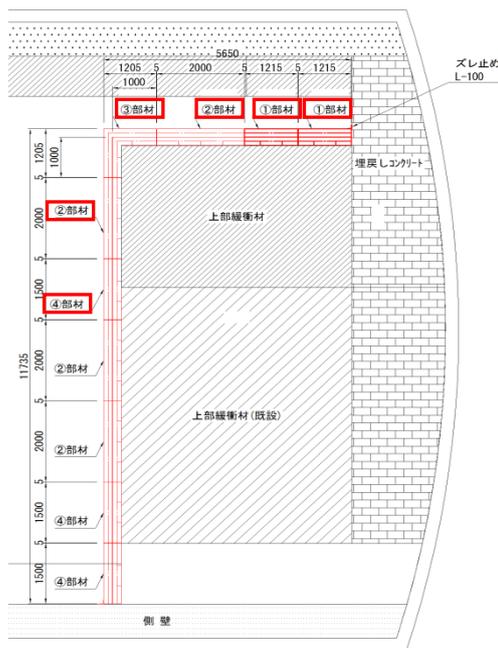


図 2.1-21 緩衝材鋼製型枠平面図

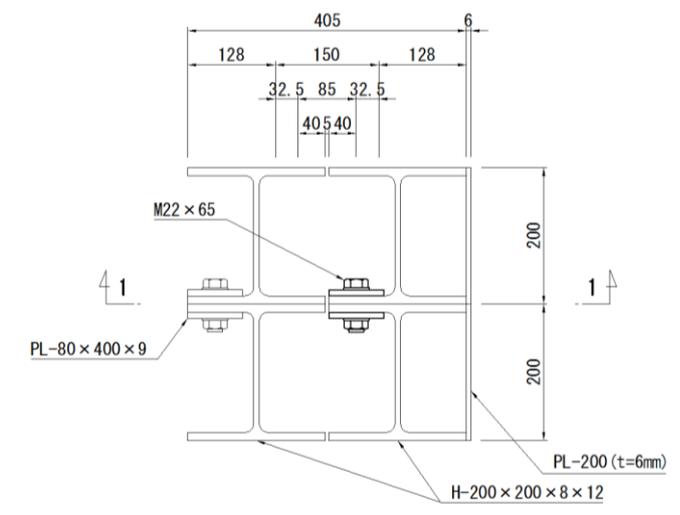


図 2.1-22 緩衝材鋼製型枠断面図



図 2.1-23 緩衝材鋼製型枠設置状況



図 2.1-24 鋼製型枠設置後の内部状況

4) ベントナイト供給

25t ラフタークレーンにてピット上部に吊り上げたベントナイト（フレコン）を、カニクレーンを使用して型枠内へ吊り上げて施工面へ搬入した。作業手順は以下の通りである。

- ① 使用するベントナイトの重量を測定する。
- ② 25t ラフタークレーンにてコンクリートピット上へフレコンを搬入する。
- ③ カニクレーンにてベントナイトを鋼製型枠内に供給する。

図 2.1-25 には、ベントナイト（フレコン）供給状況の平面図を、図 2.1-26 にはカニクレーンを用いた施工ヤードへのベントナイトの供給状況を示す。

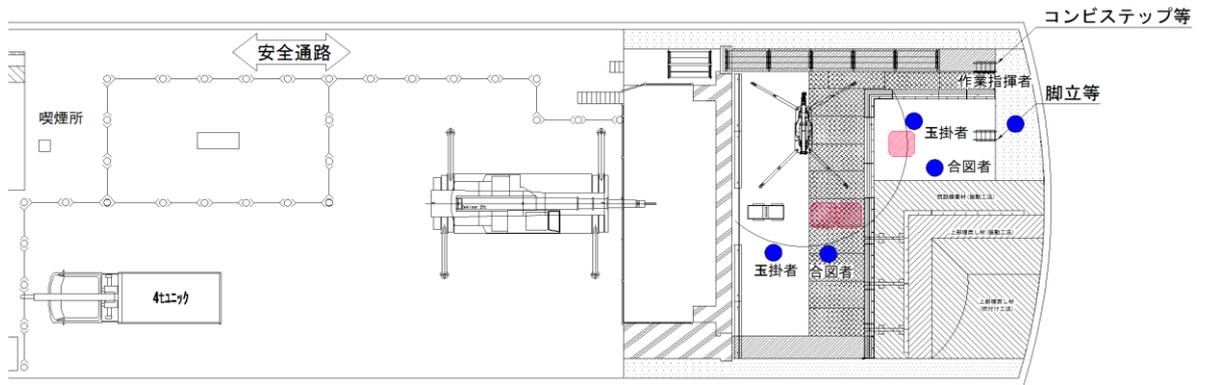


図 2.1-25 ベントナイト（フレコン）供給状況平面図



図 2.1-26 ベントナイト供給状況

5) ベントナイト敷均し

鋼製型枠内に供給したベントナイトを人力にて敷き均した。レーザーレベルを用いて所定の敷均し厚さになるように敷き均した。敷均しは小型振動ローラを一旦型枠の外に吊り出してから行った。作業手順は、以下の通りである。

- ① 小型振動ローラを鋼製型枠の外に吊り出す。
- ② 木製の平レーキを使用してベントナイトを均等に敷き均す。
- ③ 敷均し厚さはレーザーレベルを用いて管理する。

図 2.1-27 に敷均し状況の平面図を、図 2.1-28 には敷均しの状況を、図 2.1-29 にはレーザーレベルを用いた敷均し厚さの管理状況を示す。

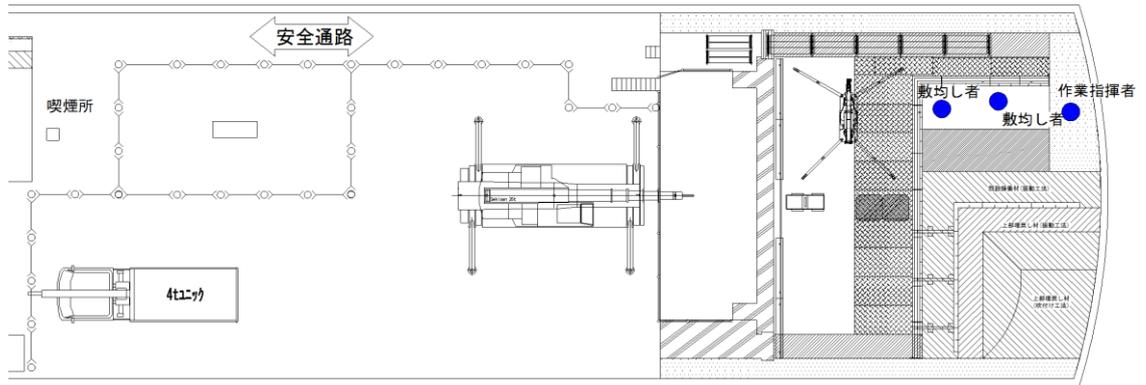


図 2.1-27 ベントナイト敷均し状況平面図



図 2.1-28 ベントナイト敷均し状況



図 2.1-29 レーザーレベルによる敷均し厚さの管理状況

6) ベントナイト転圧

転圧は小型振動ローラにて行った。今年度使用した小型振動ローラの転圧幅は0.85mで、両輪の間には約7cmの隙間がある。そのため10cmの重複部分を設けて転圧を行い、転圧回数は2Passとした。また、四隅の転圧については、小型振動ローラによる転圧では転圧不足が懸念されるためランマによる転圧を行った。

小型振動ローラの大きさに対して施工範囲が極めて狭く、小型振動ローラによる予備転圧時（無振動）に切り返し回数が多くなり、施工面を乱すことが予想されたため、プレートコンパクタ（60kg）およびバイブロコンパクタ（300kg）にて予備転圧を行った。

また、施工範囲において短辺方向は小型振動ローラでの施工は困難であるため、小型振動ローラの転圧方向は長辺方向のみとし、短辺方向の端部はランマによる転圧とした。

作業手順は、以下の通りである。

- ① プレートコンパクタ（60kg）により予備転圧を行う。
- ② バイブロコンパクタ（300kg）により予備転圧を行う。
- ③ 四隅部をランマにて転圧する。
- ④ 小型振動ローラにより振動転圧（2Pass）を行う。

図 2.1-30 に転圧状況平面図を、図 2.1-31 にランマおよび小型振動ローラによる転圧範囲を、図 2.1-32 にプレートコンパクタによる予備転圧状況を、図 2.1-33 にバイブロコンパクタによる予備転圧状況を、図 2.1-34 にランマによる転圧状況を、図 2.1-35 に小型振動ローラによる転圧状況を示す。

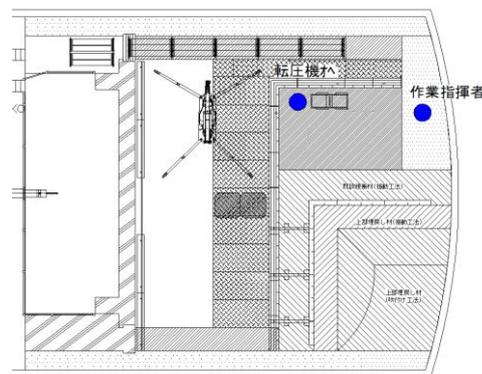


図 2.1-30 転圧状況平面図

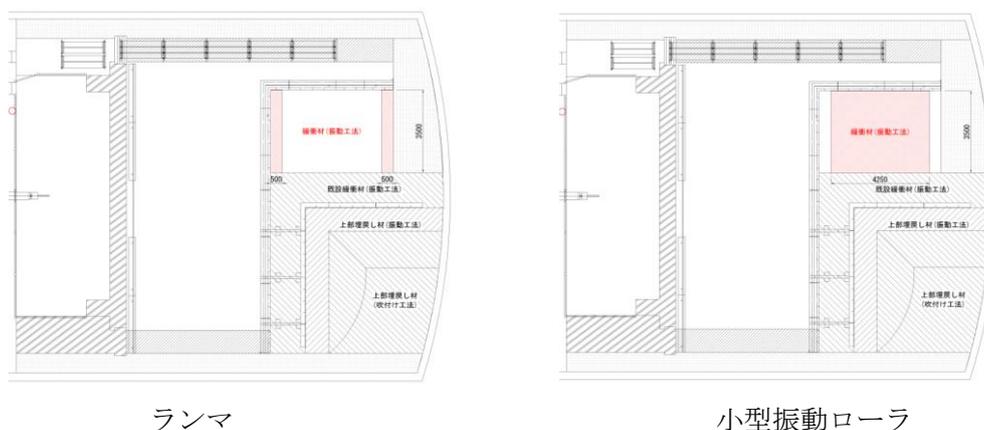


図 2.1-31 転圧範囲図



図 2.1-32 プレートコンパクタによる予備転圧状況



図 2.1-33 バイブロコンパクタによる予備転圧状況



図 2.1-34 ランマによる転圧状況



図 2.1-35 小型振動ローラによる転圧状況

7) 出来形管理

各層の転圧施工後、レベル測量（1層当り 20 測点）を行い仕上り密度の確認を行った。測定値が管理基準値内であった場合は施工を終了した。密度が低い場合はさらに再転圧を行った。図 2.1-36 にレベル測量の位置を、図 2.1-37 にレベル測量の状況を示す。

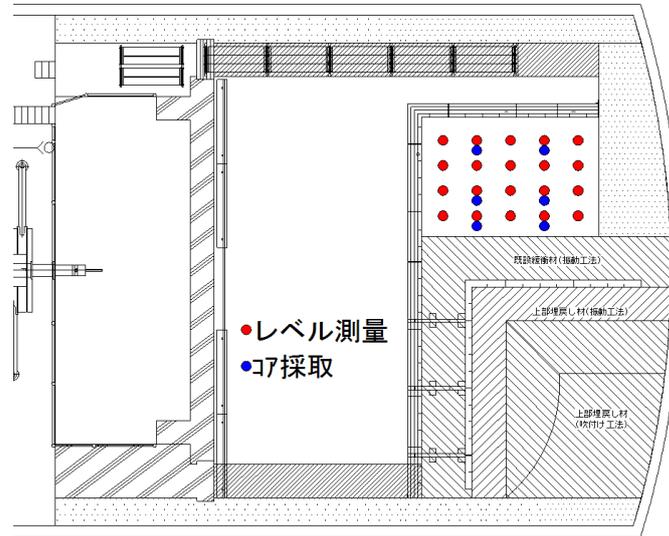


図 2.1-36 レベル測定・コア採取位置図



図 2.1-37 レベル測量の状況

8) 品質管理

レベル測量による密度の確認終了後、コアドリルによりベントナイトのコア採取を行い、コア密度および含水比の測定を行った。コア密度測定は、1層当り6点とした。レベル測量は各層ごとに行ったが、コア密度測定は2層ごと（厚さ10cm）に行った。

コア採取位置の平面図を図 2.1-36 に示す。図 2.1-38 にコア採取状況、図 2.1-39 に採取したコアを示す。

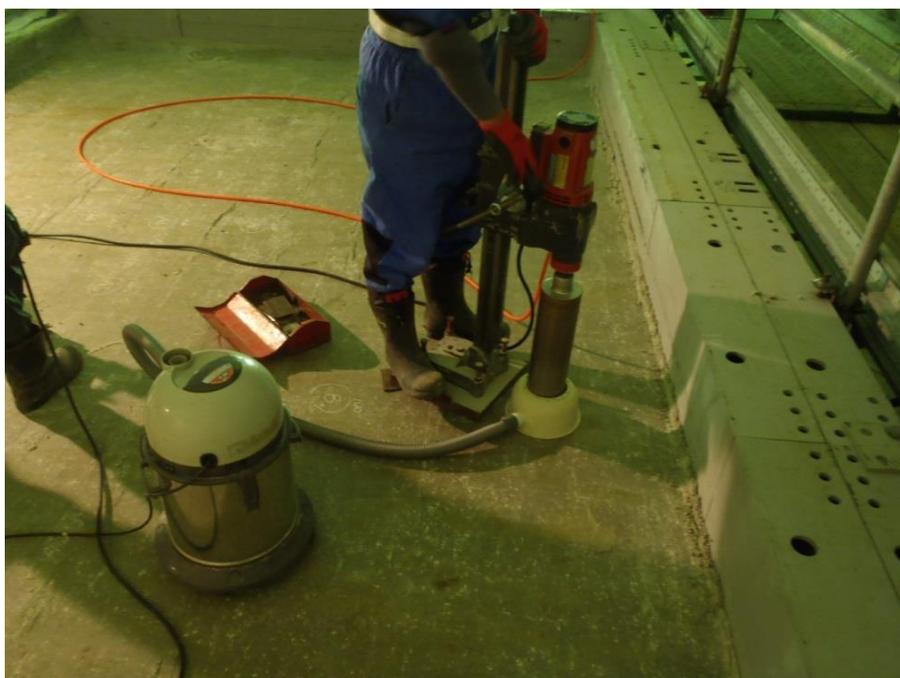


図 2.1-38 コアドリルによるコア採取状況



図 2.1-39 採取したコア

9) 施工箇所の養生

施工終了後、ベントナイト保護のためシート養生を行った。図 2.1-40 に養生状況を示す。



図 2.1-40 シート養生状況

2.1.3 施工管理・品質管理

(1) 管理項目

施工確認試験における施工管理・品質管理の管理項目を表 2.1-9 に示す。

表 2.1-9 施工確認試験の品質管理・管理項目

分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	管理目標値	管理 or 確認	実施時期	頻度
品質管理 (施工前)	材料重量	吊秤	1層当りの必要重量	管理	敷均し時	層単位
施工管理 (施工時)	敷均し高さ	(墨出し)	設定高さ	管理	敷均し時	—
	転圧回数	—	所定 pass 数	管理	施工時	—
施工管理 品質管理 (施工後)	密度	(コア密度)	乾燥密度 1.6±0.1Mg/m ³	管理	施工終了後	6点/層
	含水比	JIS A 1203	—	確認	施工終了後	6点/層
	施工面観察	(目視)	異常の有無	管理	施工終了後	各層単位
	出来形	レベル測量	—	施工後	施工終了後	20点/層
その他	坑内環境データ	(温度、湿度)	—	—	常時	日常記録
	施工内容記録	(記録簿、写真)	—	—	施工時	日常記録
	サイクルタイム	(ストップウォッチ)	—	—	施工時	日常記録

(2) ベントナイト材料品質試験

緩衝材の材料は、これまでの試験と同様にベントナイト(クニゲル GX 最大粒径 10mm) 100%とした。ベントナイト材料の仕様(管理基準値)および使用材料の試験結果一覧を表 2.1-10 に示す。また、対象としたベントナイト原材料の粒径加積曲線を図 2.1-41 に、X線回折による鉱物組成定性解析結果を図 2.1-42 に示す。

含水比、最大粒径、膨潤力、塑性限界、メチレンブルー吸着量、陽イオン交換容量の各試験値において、管理基準値を満たす結果が得られた。また、鉱物組成分析結果においては、モンモリロナイト等のピーク位置にばらつきは見られないことから、鉱物組成に大きな変化は見られないことが分かった。粒度曲線についても、管理目標範囲を満たす結果が得られた。

表 2.1-10 ベントナイト材料の仕様（管理基準値）および試験結果一覧

試験項目	管理基準値	ミルシート値
	試料数	12
含水比 (%)	10.0 以下	7.6~9.2
最大粒径 (mm)	10 以下	合格
膨潤力(ml/2g)	10 以上	14~16
塑性限界(%)	30 以下	22.1~26.5
メチレンブルー吸着量 (mmol/100g)	63~77	64~72
陽イオン交換容量 (meq/100g)	—	72.0

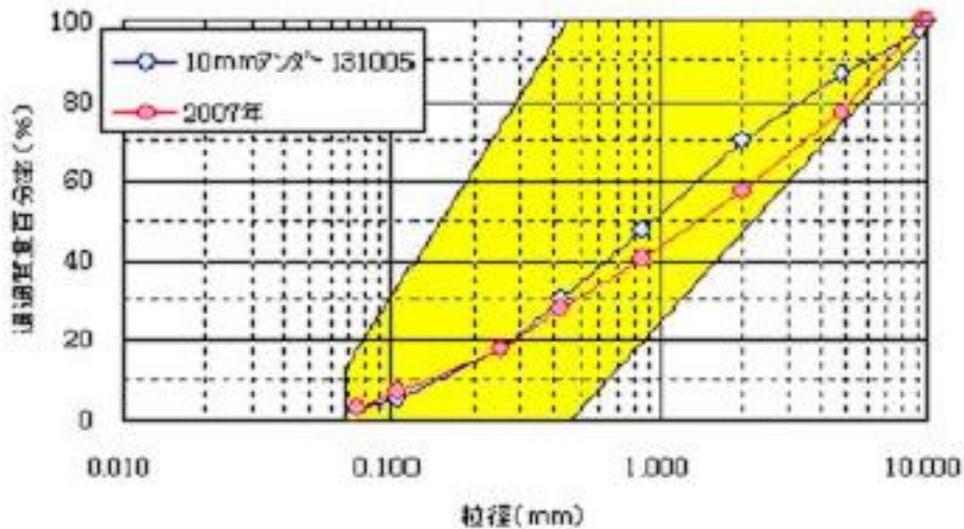


図 2.1-41 ベントナイト材料の試験結果（粒径加積曲線）

※ グラフ中の 2007 年・・・土木学会第 62 回年次学術講演会（平成 19 年 9 月） CS5-001
ベントナイト層の現場施工用材料の開発から抜粋した値

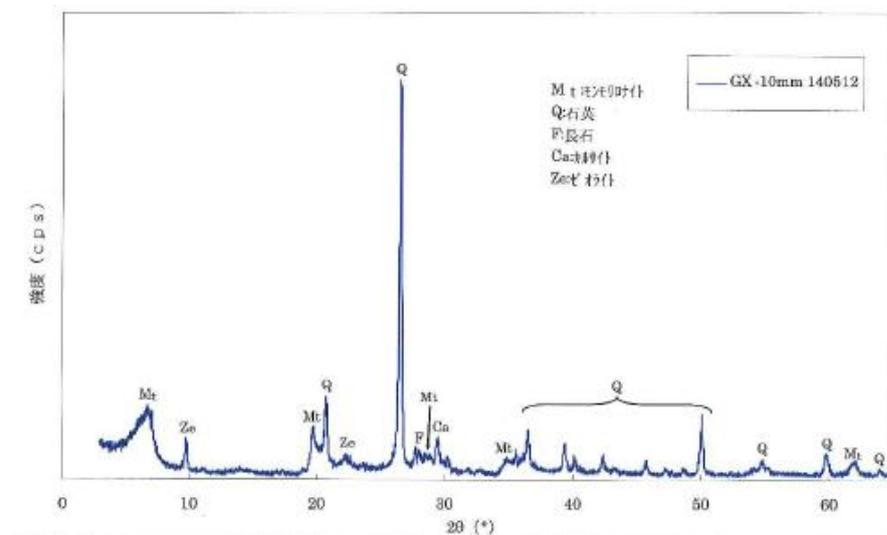


図 2.1-42 ベントナイト材料の試験結果（X線回析による定性解析）

(3) ベントナイト含水比調整

ベントナイト材料の水分調整は、工場アイリッヒミキサを使用した水添加方式により、計 40 バッチ実施した。1 バッチあたり約 900kg の材料を調整し、約 300kg ごとに 3 つのフレコンに分けて収納し、計 120 袋のフレコンを現場に納品した。

工場での材料の初期含水比測定および調整後の含水比の測定は各バッチ単位で実施した。表 2.1-11 には水分調整の結果を、図 2.1-43 に使用した材料の初期含水比、図 2.1-44 に調整後の含水比を示す。ベントナイトの初期含水比は平均値 8.3%で、ばらつきは 3.7%であったが、調整後の含水比は平均値 20.8%で、ばらつきは 1.5%と小さくなっている。

水分調整はバッチごとに初期含水比を測定し、その値からバッチごとに加水量を算出して水分調整を行っているため、調整後の含水比のばらつきは初期含水比のばらつきより小さくなっている。

表 2.1-11 上部緩衝材における水分調整結果

全体 バッチ	初期値		調整後		質量(kg)				納品後含水比(%)						
	含水率 (%)	含水比 (%)	含水率 (%)	含水比 (%)	フレコン1	フレコン2	フレコン3	合計	フレコン 1-1	フレコン 1-2	フレコン 2-1	フレコン 2-2	フレコン 3-1	フレコン 3-2	合計
1	6.92	7.4	17.39	21.1	349	312	205	866	19.8	19.9	19.3	19.4	20.7	20.7	20.0
2	7.22	7.8	17.59	21.3	365	337	256	958	20.2	20.2	20.4	20.4	20.3	20.5	20.3
3	7.30	7.9	17.50	21.2	312	322	350	984	20.8	20.8	19.8	19.7	20.3	20.0	20.2
4	7.73	8.4	17.02	20.5	312	333	333	978	20.6	20.1	20.2	20.0	20.3	20.0	20.2
5	6.59	7.1	17.41	21.1	312	327	358	997	21.0	20.9	19.3	19.7	19.9	19.3	20.0
6	6.68	7.2	17.46	21.2	315	335	356	1,006	21.0	20.7	19.8	19.4	20.6	20.9	20.4
7	8.40	9.2	16.94	20.4	378	311	280	969	20.7	21.0	20.1	19.8	20.5	20.6	20.5
8	8.40	9.2	17.46	21.2	390	381	193	964	19.3	19.9	19.6	19.4	20.1	20.3	19.8
9	7.50	8.1	16.92	20.4	355	343	301	999	18.4	19.5	18.8	18.7	21.0	20.6	19.5
10	7.24	7.8	17.15	20.7	318	352	287	957	19.3	19.9	19.3	20.2	18.9	19.1	19.5
11	7.02	7.6	16.82	20.2	334	311	391	1,036	19.0	19.3	19.2	19.5	18.5	18.7	19.0
12	7.08	7.6	17.09	20.6	353	341	314	1,008	19.3	19.3	19.8	19.6	18.2	17.9	19.0
13	7.63	8.3	17.28	20.9	374	348	268	990	19.6	19.7	20.1	19.3	20.6	20.6	20.0
14	6.96	7.5	17.40	21.1	297	340	357	994	19.0	19.5	19.9	19.7	18.7	18.9	19.3
15	7.42	8.0	17.40	21.1	345	356	265	966	19.3	19.4	19.0	19.4	19.3	18.4	19.1
16	7.69	8.3	17.72	21.5	315	326	356	997	20.2	19.9	18.8	18.8	19.4	19.5	19.4
17	7.77	8.4	16.78	20.2	317	310	347	974	20.2	20.1	19.2	19.3	19.9	19.4	19.7
18	7.25	7.8	16.83	20.2	307	341	300	948	20.2	19.7	18.8	18.8	20.0	20.6	19.7
19	8.30	9.1	17.20	20.8	336	329	304	969	19.0	19.0	19.6	19.6	20.1	19.8	19.5
20	8.55	9.3	17.20	20.8	352	376	243	971	19.5	19.1	18.4	18.4	19.6	19.7	19.1
21	7.99	8.7	17.32	20.9	344	334	319	997	20.6	20.9	20.4	20.3	21.0	21.0	20.7
22	7.22	7.8	17.38	21.0	333	291	339	963	20.6	20.3	20.3	20.1	20.9	20.7	20.5
23	8.16	8.9	16.66	20.0	321	308	374	1,003	21.0	20.8	20.4	21.2	19.6	19.8	20.5
24	7.96	8.6	17.18	20.7	291	322	361	974	20.1	20.1	20.4	20.4	20.1	20.1	20.2
25	9.21	10.1	17.41	21.1	330	304	361	995	19.5	19.5	20.1	20.6	20.5	19.0	19.9
26	8.59	9.4	17.68	21.5	338	338	294	970	19.7	19.9	19.9	20.2	20.5	20.4	20.1
27	8.39	9.2	17.12	20.7	348	335	297	980	19.6	19.9	19.7	19.9	19.7	19.9	19.8
28	7.86	8.5	17.65	21.4	306	310	377	993	20.3	20.1	20.2	20.1	20.5	20.3	20.3
29	8.89	9.8	17.25	20.8	313	308	387	1,008	20.6	20.5	20.3	20.3	19.1	19.6	20.1
30	8.42	9.2	17.53	21.3	326	322	318	966	20.8	21.1	20.0	19.5	20.3	20.5	20.4
31	8.15	8.9	17.26	20.9	293	315	359	967	20.7	21.2	19.8	20.2	20.7	20.9	20.6
32	8.21	8.9	17.12	20.7	312	327	386	1,025	20.9	21.0	20.3	20.8	20.5	20.2	20.6
33	7.87	8.5	17.71	21.5	317	290	379	986	20.5	20.3	19.9	19.4	19.3	19.6	19.8
34	8.43	9.2	16.95	20.4	352	360	257	969	20.1	19.9	20.0	20.1	21.0	21.0	20.4
35	7.15	7.7	16.78	20.2	320	361	325	1,006	19.9	19.8	20.1	20.0	19.9	19.7	19.9
36	7.05	7.6	16.78	20.2	324	343	348	1,015	20.9	20.9	21.1	20.7	20.8	20.7	20.9
37	5.99	6.4	16.64	20.0	325	320	368	1,013	20.4	20.1	20.3	20.5	19.0	18.9	19.9
38	6.12	6.5	17.67	21.5	326	309	366	1,001	21.6	21.6	21.0	20.4	20.3	20.1	20.8
39	6.91	7.4	17.15	20.7	314	322	382	1,018	21.3	20.9	20.9	21.1	19.9	20.1	20.7
40	7.08	7.6	17.08	20.6	304	340	337	981	20.7	20.7	20.3	20.1	20.1	20.5	20.4
統計値	平均	8.3	平均	20.8	合計			39,361	平均						20.0

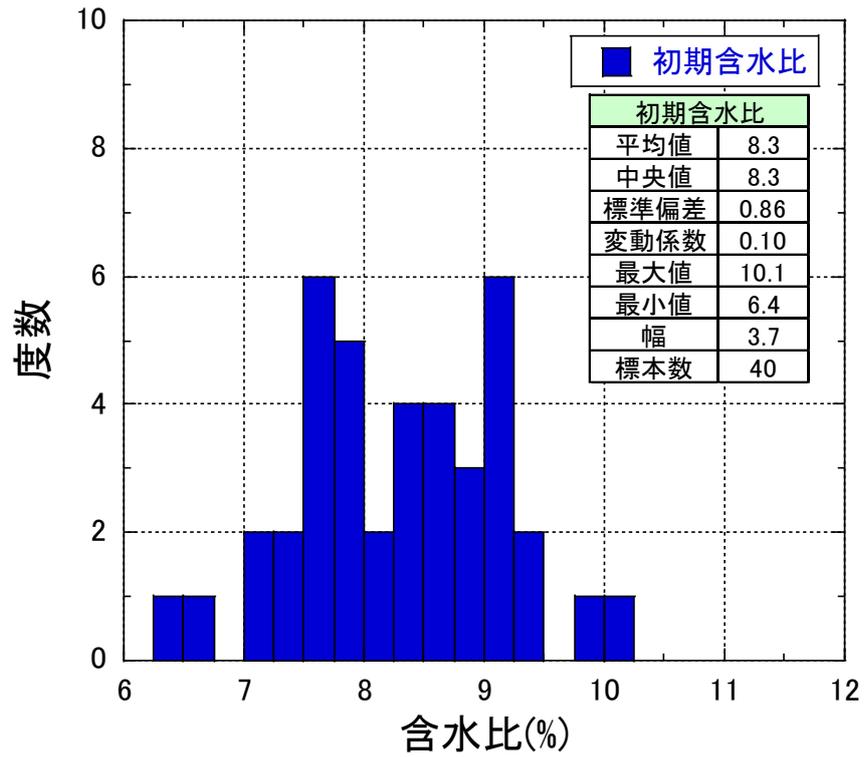


図 2.1-43 材料の初期含水比

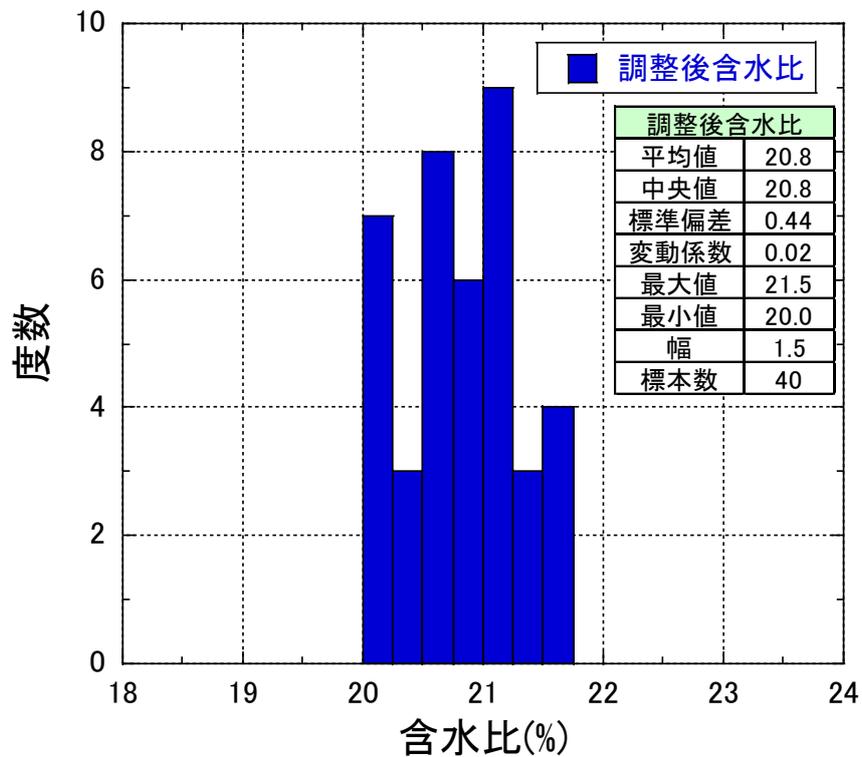


図 2.1-44 材料の水分調整後の含水比

(4) レベルによる測定結果

転圧終了後にレベルにより出来形測定（20 測点／層）を実施した。事前に施工部分の面積（横断方向長さ×縦断方向長さ）を計測し、所要の仕上り厚さとなった時に乾燥密度が $1.6\text{Mg}/\text{m}^3$ となる重量のベントナイトを投入した。したがって、施工後のレベル測定から仕上り厚さを求め、施工面積と仕上り厚さから施工箇所の体積を算出することにより、施工後の密度確認をすることができる。

施工時には、各層毎にレベル管理を行い、層ごとの施工高さの確認を行った。図 2.1-45 には施工開始位置からの施工面の高さを示す。それぞれ、施工面の横断方向のレベル測量結果（4 側線）および縦断方向のレベル測量結果（5 側線）の平均値である。最終 21 層目施工時の施工面高さの差（不陸）は 13mm であった。

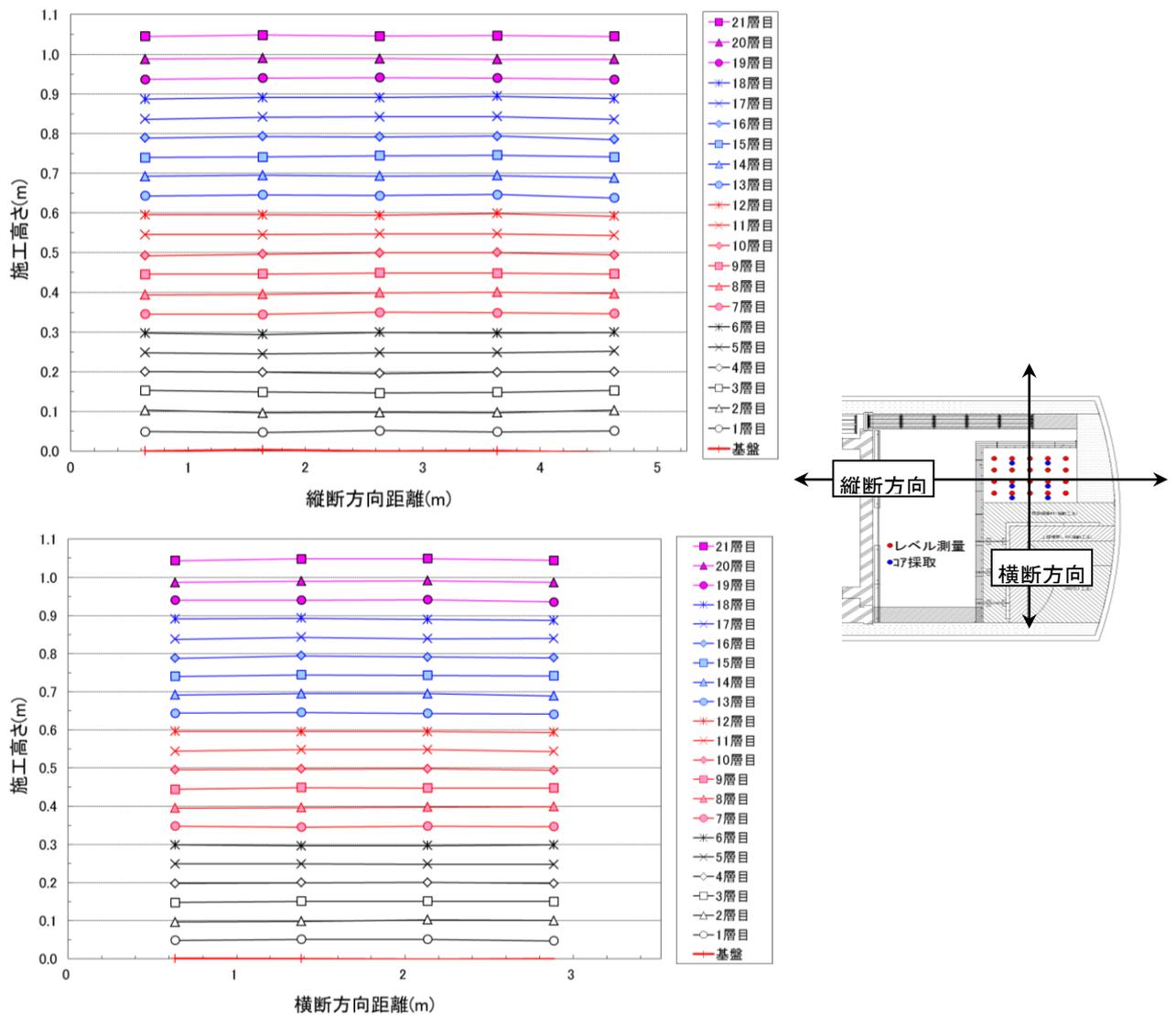


図 2.1-45 施工面の高さ

(5) 品質管理測定結果（施工高さ）

施工試験は計 20 層で実施した。各層において目標密度および目標仕上がり高さ、施工面積から投入重量を事前に算出してその量を各層で敷き均した。

施工後に施工高さをレベル測量することにより施工体積を求め、投入重量と施工体積から施工密度を算出することにより施工管理を行った。

施工パターンは基本的には図 2.1-9 に示す通りであるが、1 層目のみは昨年度と同様にプレートコンパクタと小型振動ローラによる無振動転圧を予備転圧とした。しかし、今回の施工ヤードが狭いため、施工面積の割に小型振動ローラのレーン変更回数が頻繁となり、十分な予備転圧とはなっておらず、振動転圧時に転圧面の乱れが生じた。そのため、2 層目以降はプレートコンパクタとバイブロコンパクタによる転圧を予備転圧とした。

図 2.1-46 には各層での各施工段階における施工高さの平均値を示す。1 層目はプレートコンパクタの他に予備転圧として小型振動ローラによる無振動転圧を行っているが、2 層目以降のバイブロコンパクタによる転圧に比べて施工高さが高いことがわかる。つまり、小型振動ローラによる無振動転圧よりもバイブロコンパクタによる転圧の方が転圧能力は高かったといえる。

図 2.1-47 には、各転圧機械により施工された時の施工高さから施工密度を算出し、含水比を設定含水比である 21%として乾燥密度を算出した結果を示す。バイブロコンパクタによる転圧は締固めエネルギーが 1.0Ec 程度であり、小型振動ローラによる振動転圧は締固めエネルギーが 4.5Ec 程度であることがわかる。

図 2.1-48 には施工層厚のヒストグラムを示す。施工層厚の平均値は 4.9cm で、敷均し厚さのほぼ 1/2 であった。

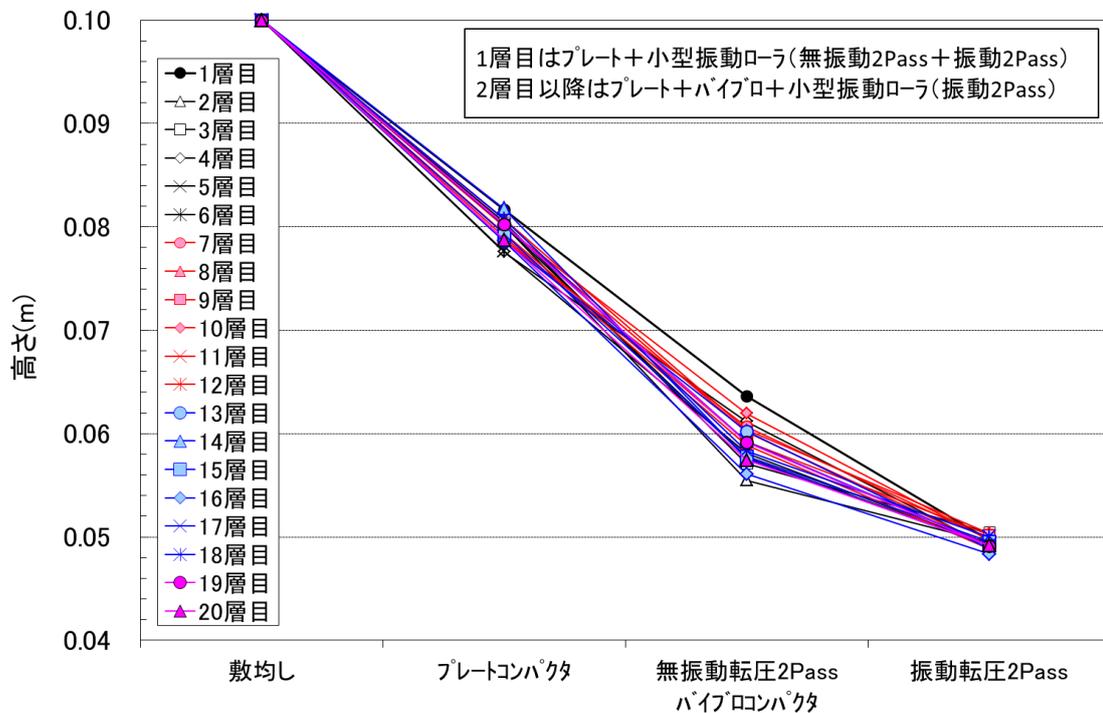


図 2.1-46 各施工段階での施工高さ

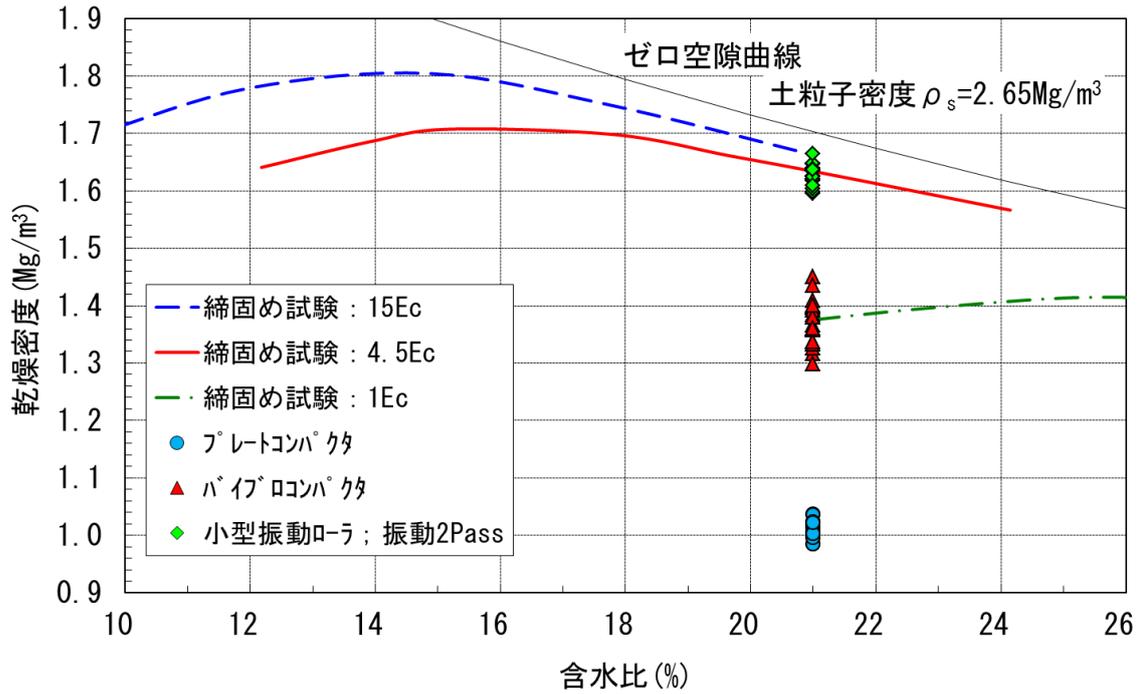


図 2.1-47 施工高さから算出した乾燥密度と締固め曲線との比較

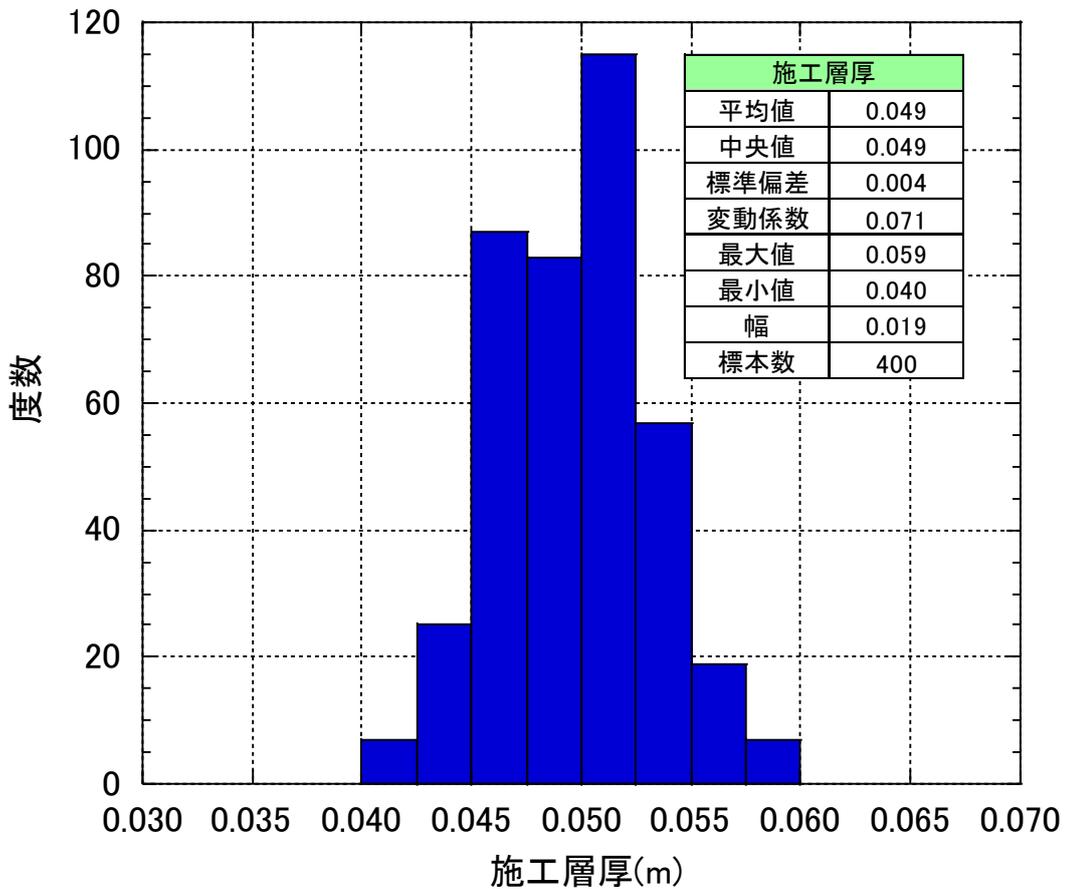


図 2.1-48 施工層厚の測定結果

(6) 品質管理測定結果（密度、含水比）

施工時の品質管理用のコアサンプリングは 2 層単位で実施した。コアサンプリングは各層 6 点実施し、密度を測定した。測定箇所は、図 2.1-36 に示す通りである。

図 2.1-49 には、各層（2 層単位）のコア密度測定結果およびレベルにより算出した密度（2 層の平均）を示す。仕上り密度は $1.61\sim 1.65 \text{ Mg/m}^3$ の範囲となっており、図 2.1-50 に示すように、コアにより測定された密度の層平均とレベル測量により算出された各層の密度で大きな差はない。レベルにより算出した乾燥密度の方が若干小さい値となっているが、これはレベルにより算出する際は含水比を設定含水比である 21%で乾燥密度を算出しており、実際にはこれより低い含水比であったためである。

図 2.1-51 には各層のコア密度の平均値のヒストグラムを示しており、プロット数は 10 である。乾燥密度の平均値は 1.638 Mg/m^3 で、 $1.63\sim 1.65 \text{ Mg/m}^3$ の間でばらついていることがわかる。すなわち、乾燥密度は管理目標値 $1.60\pm 0.10 \text{ Mg/m}^3$ に対して、ほぼ $1.60\pm 0.05 \text{ Mg/m}^3$ の範囲となっており、ばらつき自体は $\pm 0.01 \text{ Mg/m}^3$ 程度と小さい値となっている。

また、図 2.1-52 にはコア密度の全測定値の結果を示す。全測定値の平均値は 1.638 Mg/m^3 で、全コア密度に関しても $1.60\pm 0.10 \text{ Mg/m}^3$ の範囲に収まっている。また、密度のばらつきも $\pm 0.04 \text{ Mg/m}^3$ 程度と小さくなっている。

図 2.1-53、図 2.1-54 には、ランマにより転圧した箇所（端部）のコア密度の測定結果を示す。各層（2 層単位）4 点の測定を行い、計 40 点の測定結果である。図 2.1-53 は端部の測定結果の各層の平均値の結果であり、図 2.1-54 は全測定結果である。ランマ施工箇所の平均値（ 1.621 Mg/m^3 ）は小型振動ローラにより施工した箇所（ 1.638 Mg/m^3 ）に比べて若干小さくなっており、ばらつき（ $1.602\sim 1.632 \text{ Mg/m}^3$ ）は小型振動ローラにより施工した箇所に比べて大きくなっている。

図 2.1-55、図 2.1-56 は一般部（小型振動ローラ施工箇所）および端部（ランマ施工箇所）を合わせて示した結果である。一般部と端部で大きな差異は見られないが、一般部に比べ端部の方が若干密度は小さくなっており、ばらつきは大きくなっている。

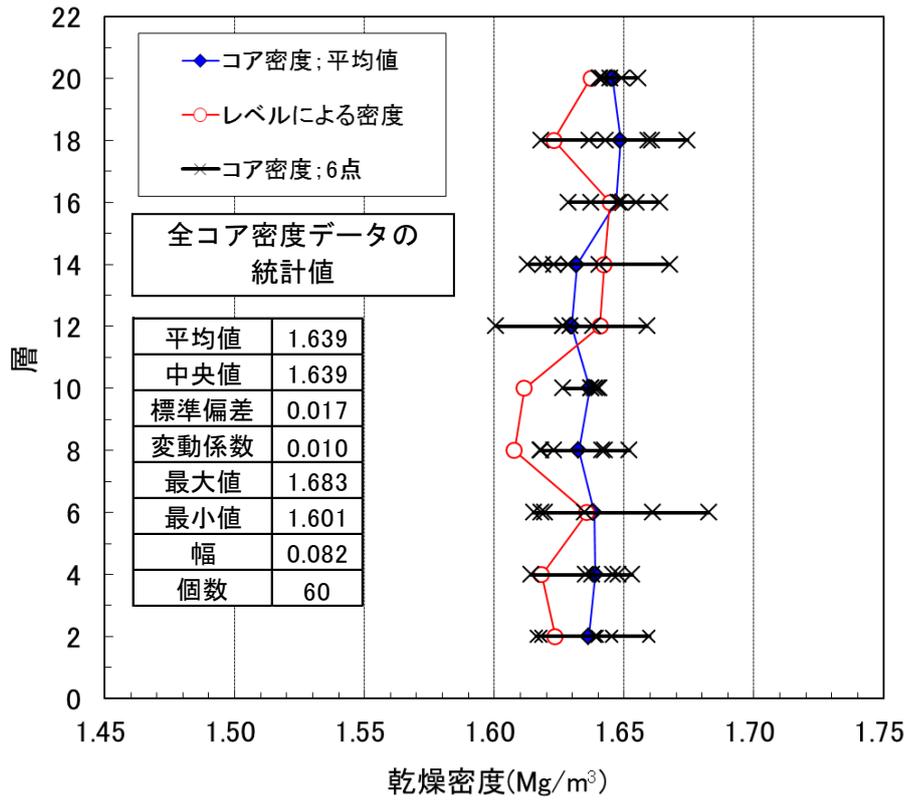


図 2.1-49 各層における密度測定結果

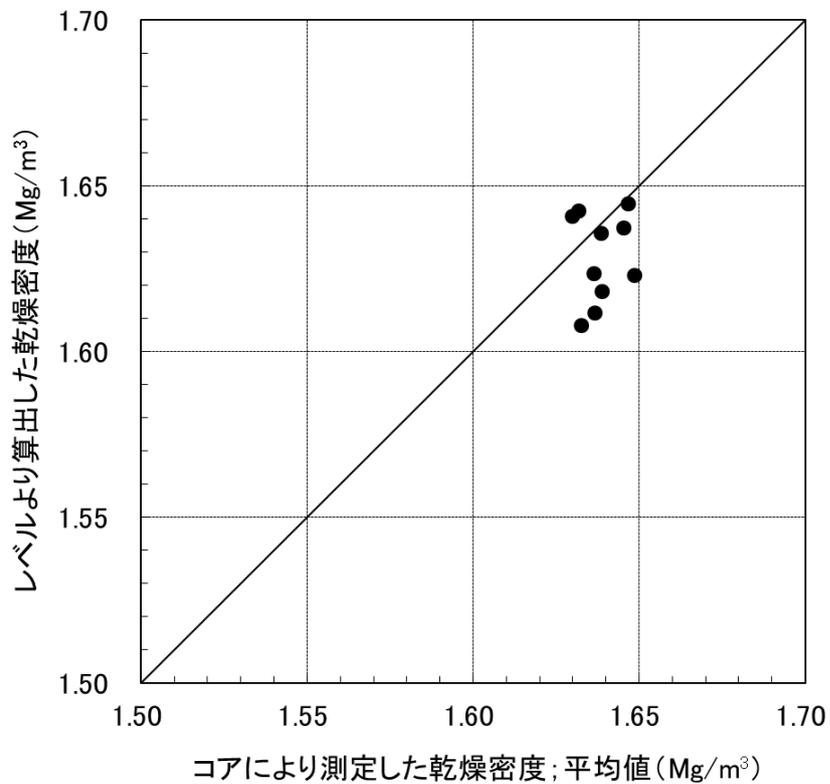


図 2.1-50 レベルにより算出した密度とコア密度との比較

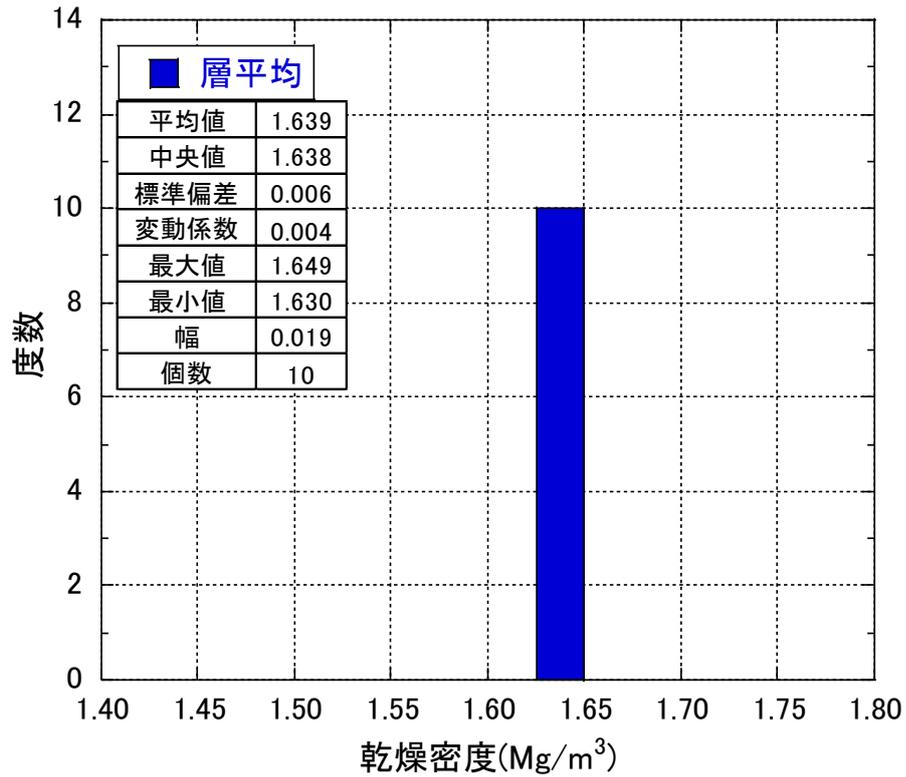


図 2.1-51 コア密度の測定結果（各層の平均値；一般部）

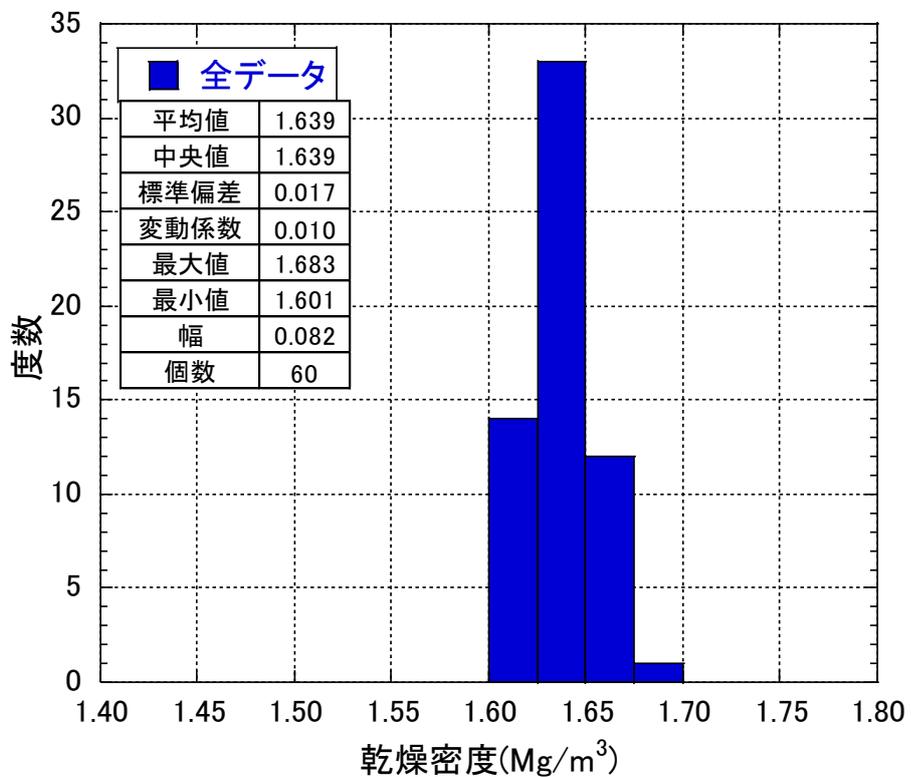


図 2.1-52 コア密度の測定結果（全測定データ；一般部）

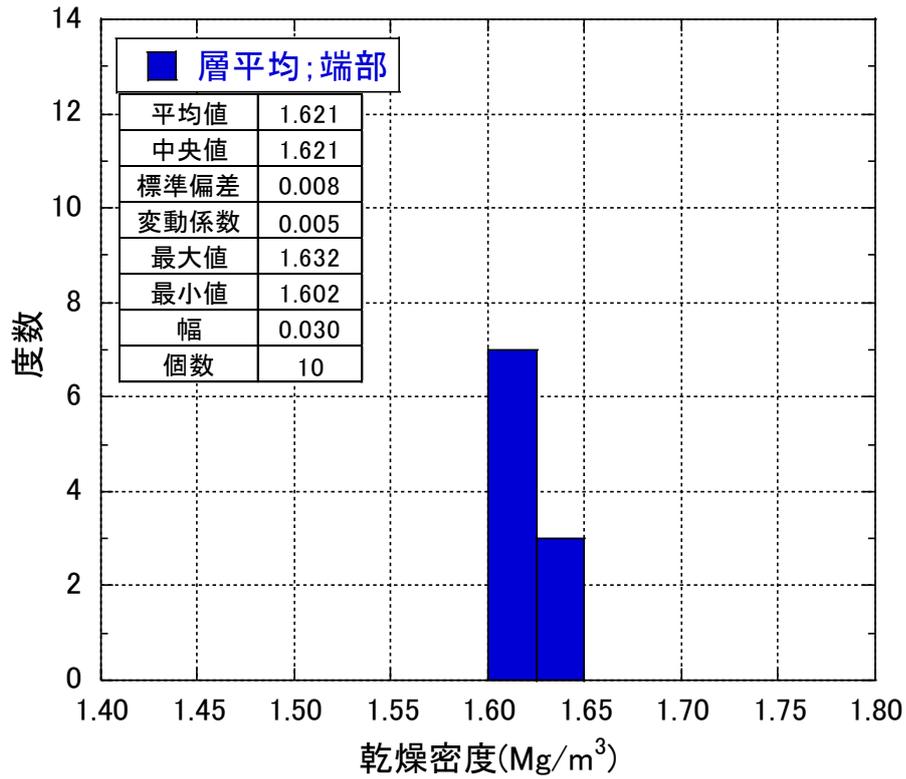


図 2.1-53 コア密度の測定結果（各層の平均値；端部）

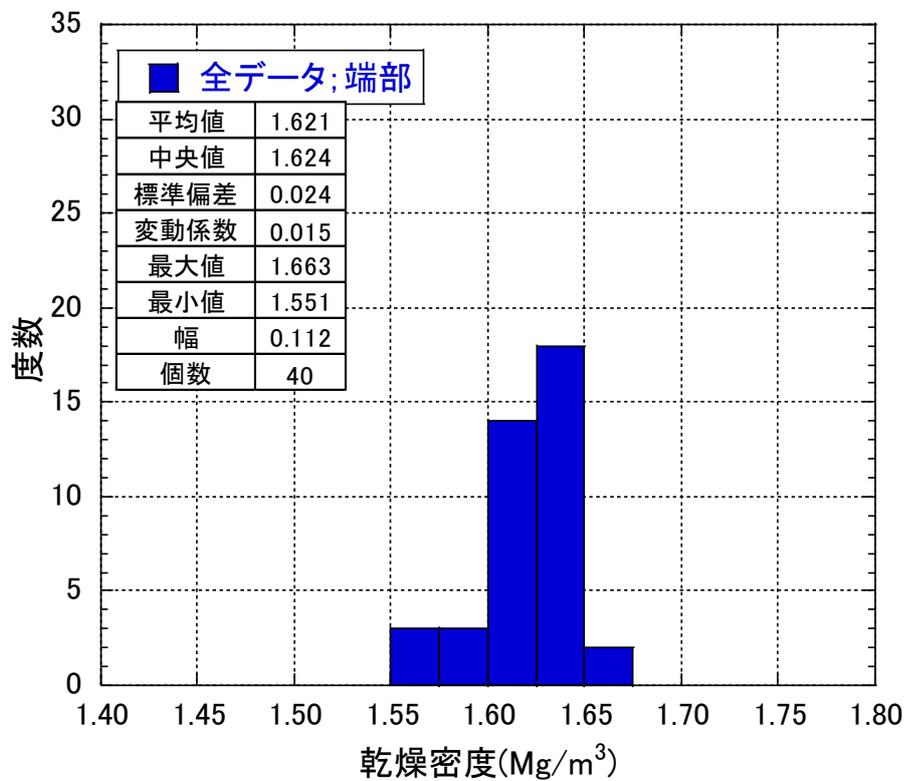


図 2.1-54 コア密度の測定結果（全測定データ；端部）

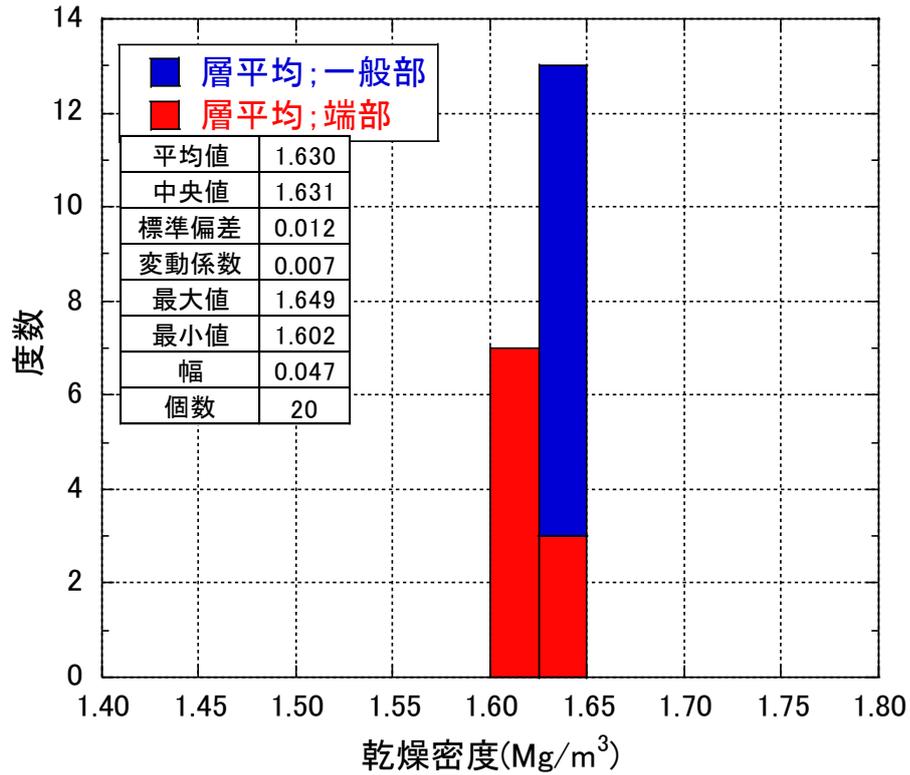


図 2.1-55 コア密度の測定結果 (各層の平均値)

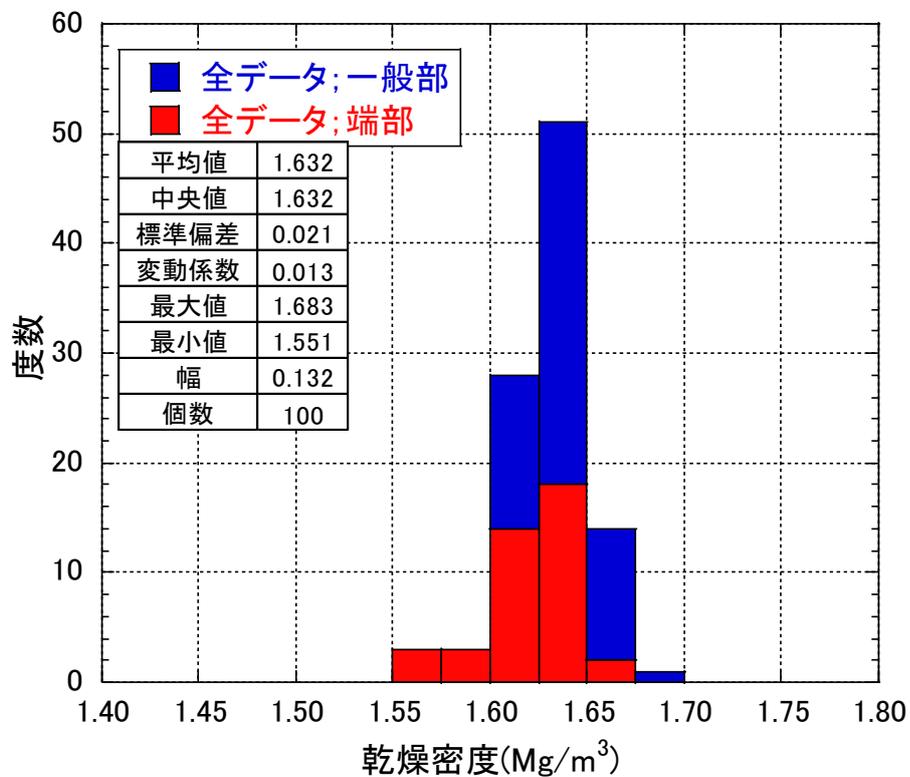


図 2.1-56 コア密度の測定結果 (全測定データ)

(7) サイクルタイム測定結果

図 2.1-57 には、測定したサイクルタイムから得られた 100m²当りの施工時間（10m³当りの施工時間）を、昨年度結果とともに示す。それぞれ、敷均し時間、無振動転圧時間、振動転圧時間、コア採取時間（8本）を示している。

今年度も、昨年度と同様に人力による敷均しに最も時間を要していることがわかる。また、今年度は予備転圧時間が増加しているが、その他はほぼ同程度であることが分かる。

図 2.1-58 には、平成 24 年度の側部緩衝材施工試験で得られた 100m²当たりの施工時間との比較を示す。側部緩衝材と比べると、昨年度および今年度の上部緩衝材では敷均しが人力であるため、これに要している時間が他の工程に比べて極端に大きいことが分かる。また、無振動転圧、振動転圧の時間も多くなっているが、これは施工レーン数が側部緩衝材に比べて上部緩衝材の方が多いため、レーン変更に要する時間の分施工時間が多くなっていると考えられる。

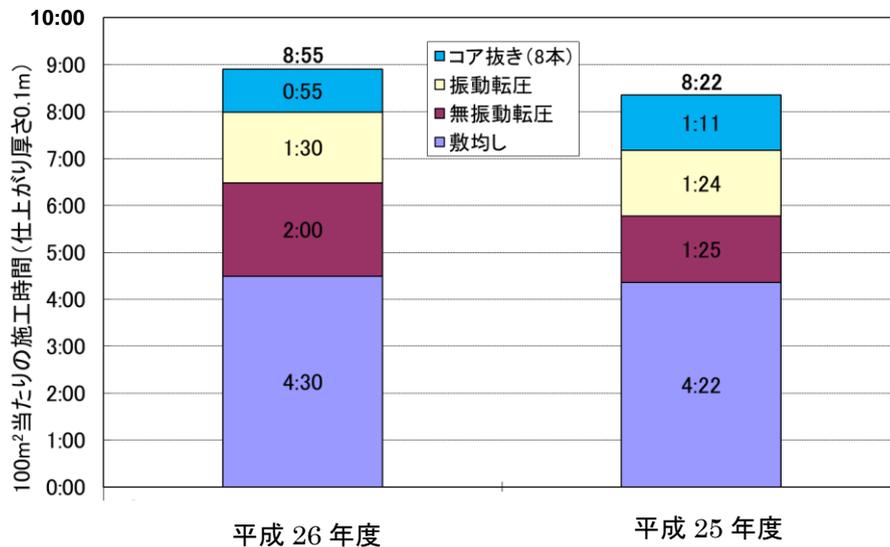


図 2.1-57 100m²当りの施工時間の比較

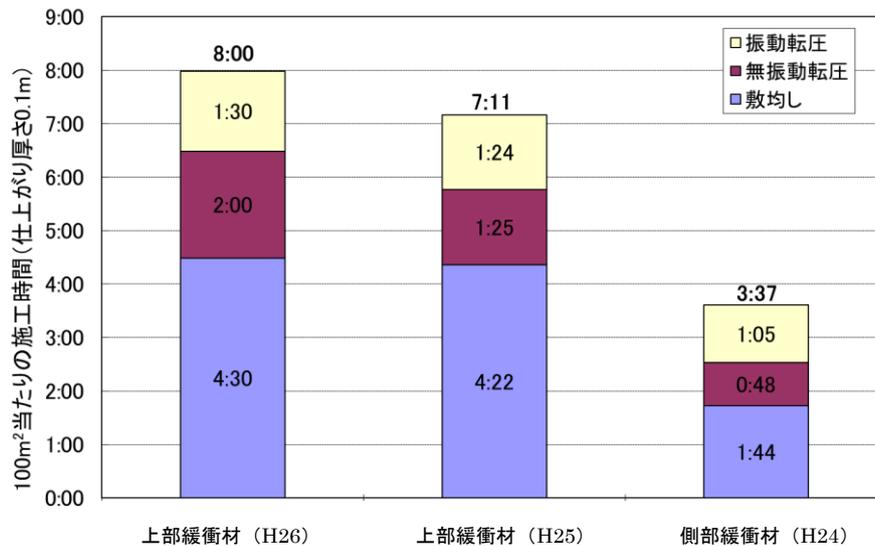


図 2.1-58 100m²当りの施工時間の側部緩衝材（平成 24 年度）との比較

(8) 昨年度試験との比較

1) ベントナイト含水比調整

図 2.1-59 に平成 25・26 年度の水分調整後のベントナイト含水比の測定結果を示す。昨年度と比べると今年度の方が調整後の含水比は低めの値となっている。調整前の初期含水比も低い値である。図 2.1-60 は平成 25・26 年度の調整後含水比のヒストグラムである。全体的に昨年度より今年度の方が低い値であり、平均値で約 1%の差となっている。

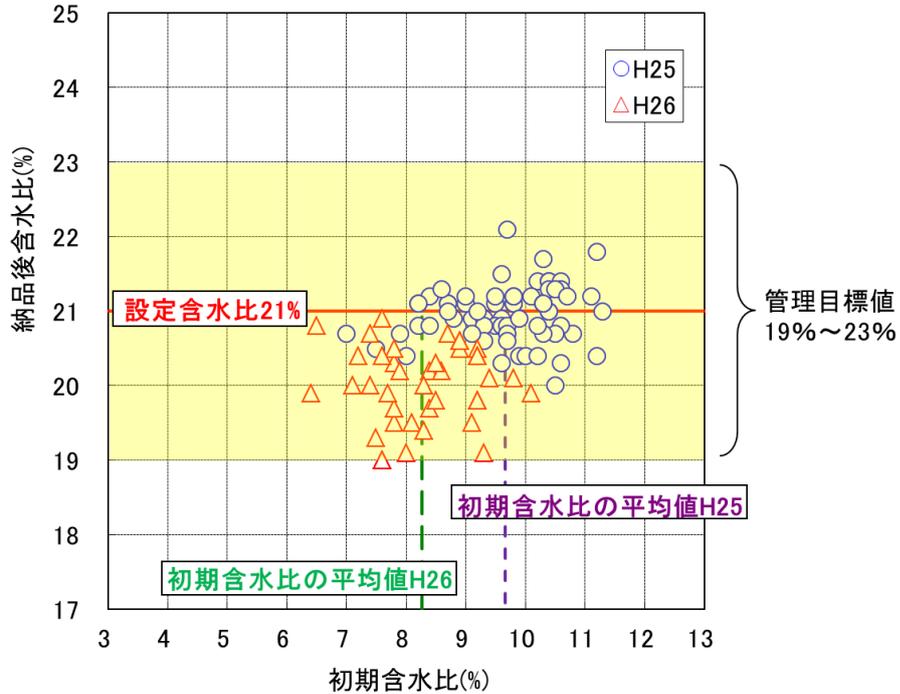


図 2.1-59 クニゲル GX の初期含水比と調整後含水比の関係 (H25-26 年度)

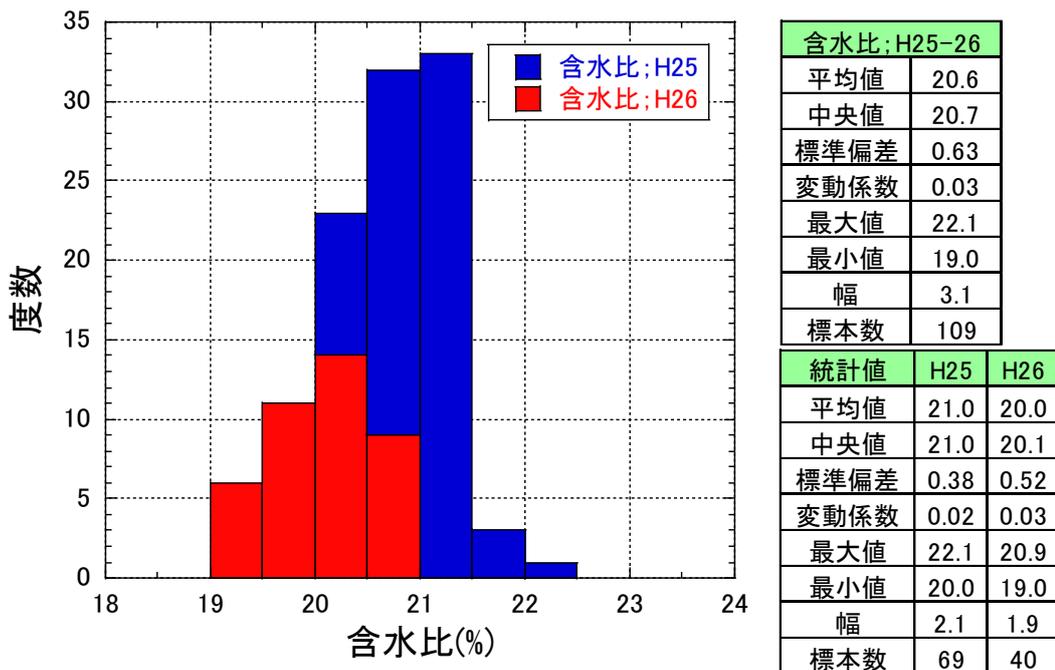


図 2.1-60 クニゲル GX の調整後含水比のヒストグラム (H25-26 年度)

2) 施工層厚

図 2.1-61 には、平成 25・26 年度の施工層厚のヒストグラムを示す。施工層厚の平均値は昨年度と今年度で大きな差異はない。ただし、施工層厚のばらつきは昨年度に比べて今年度の方が小さくなっている（昨年度ばらつき 0.040m、今年度ばらつき 0.019m）。これは、施工の慣れも要因であるが、昨年度に比べて今年度の方が、施工面積が小さいことも要因のひとつであると考えられる。

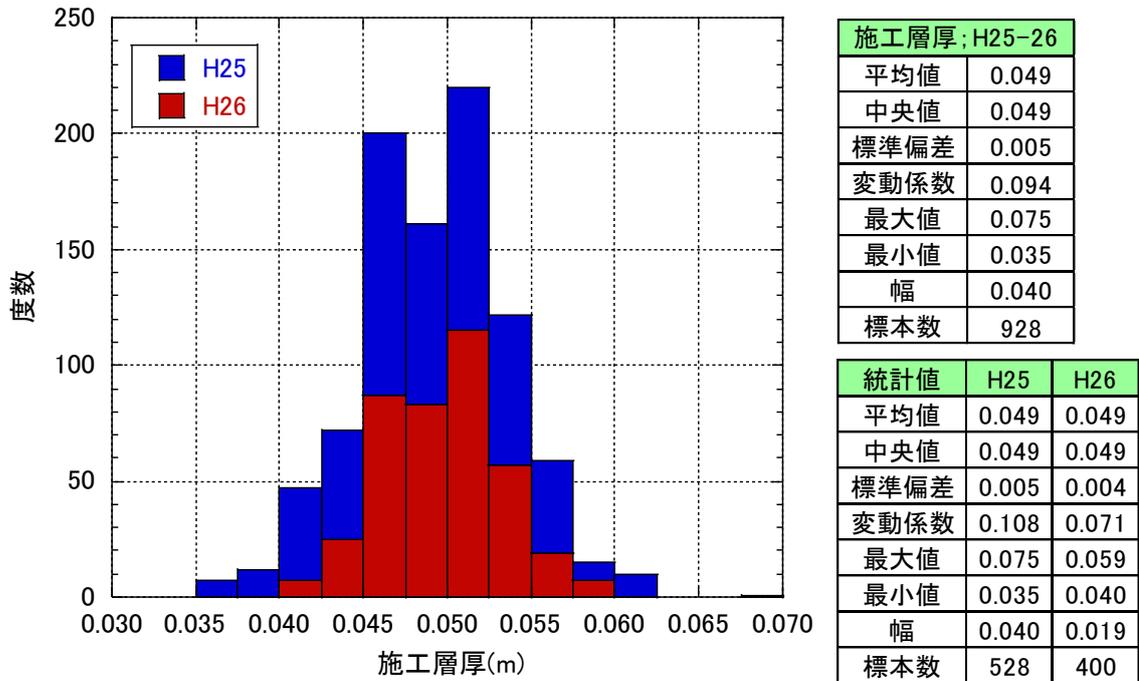


図 2.1-61 施工層厚の測定結果 (H25-26 年度)

3) 含水比、施工密度

図 2.1-62 および図 2.1-63 には平成 25・26 年度のコア密度の測定結果を示す。図 2.1-62 はコア密度の含水比と乾燥密度を締固め曲線と比較した結果である。図 2.1-63 は乾燥密度のヒストグラムである。また、図 2.1-64 および図 2.1-65 は乾燥密度の層平均の結果である。

乾燥密度の平均値は昨年度の結果とほとんど変わりなく、データのばらつきも同じである。このことから、予備転圧の変更（昨年度：小型振動ローラによる無振動転圧、今年度：小型転圧機械による転圧）により、仕上がり密度には差はないことが分かる。

また、図 2.1-62 および図 2.1-64 より、小型振動ローラによる転圧の締固めエネルギーは、ほぼ 4.5Ec の締固めエネルギーに相当することが考えられる。

含水比については昨年度に比べて今年度の方が平均値は低めであったため、図 2.1-62 および図 2.1-64 においては、昨年度に比べて今年度の方が含水比は低い側に結果がプロットされている。ばらつきについては、全データでは昨年度と今年度で大きな差異はないが、層平均で比べると今年度の方がばらつきは小さくなっている。なお、図 2.1-66 および図 2.1-67 にはコアの含水比の測定結果を示す。調整後の材料と同様に昨年度に比べて今年度の方が低い値となっている。

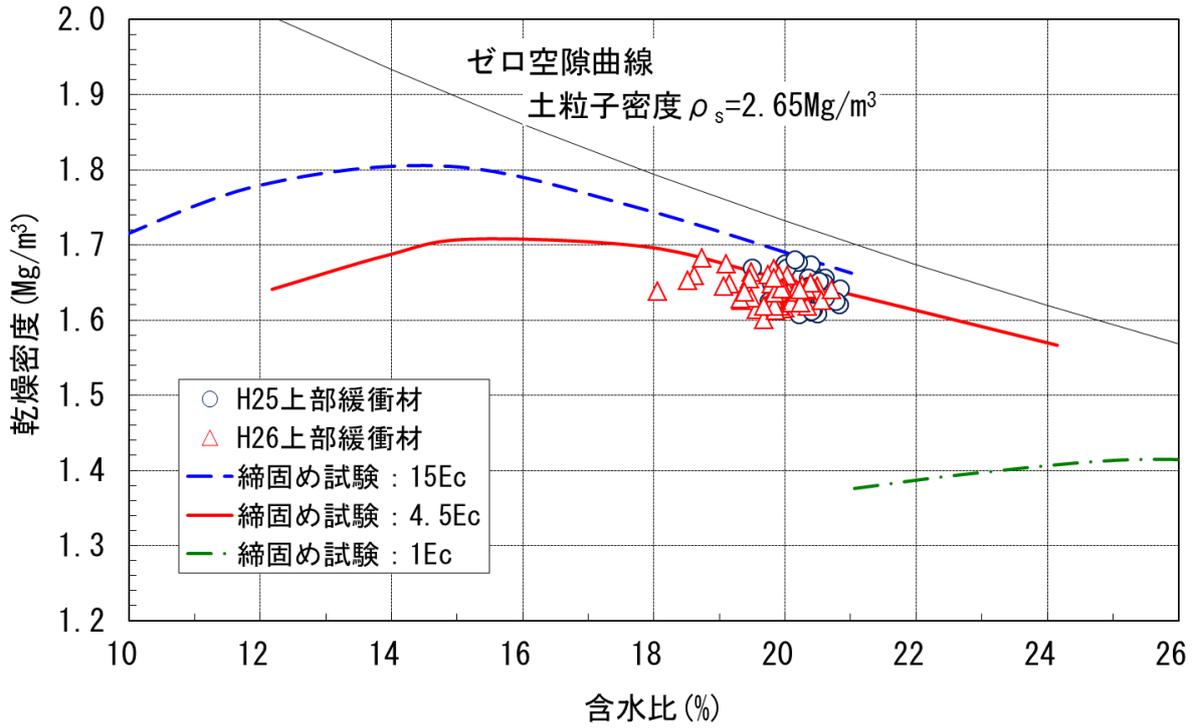
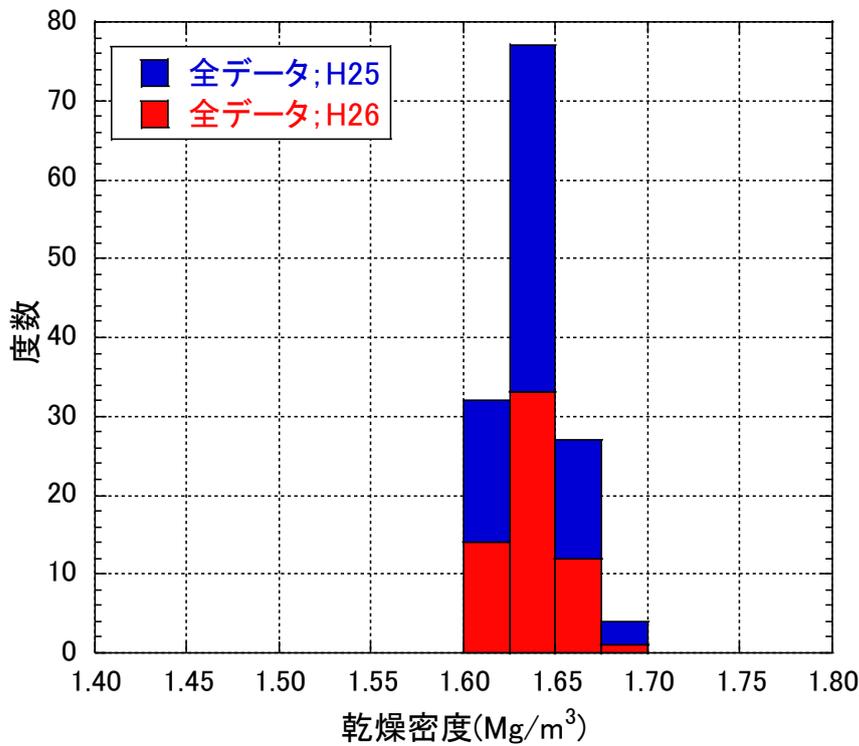


図 2.1-62 コア密度測定結果 (全データ ; H25-26 年度)



乾燥密度; 全データ H25-26	
平均値	1.638
中央値	1.637
標準偏差	0.017
変動係数	0.010
最大値	1.683
最小値	1.601
幅	0.082
個数	140

乾燥密度; 全データ		
統計値	H25	H26
平均値	1.638	1.639
中央値	1.636	1.639
標準偏差	0.017	0.017
変動係数	0.010	0.010
最大値	1.680	1.683
最小値	1.608	1.601
幅	0.073	0.082
個数	80	60

図 2.1-63 コア密度測定による乾燥密度測定結果 (全データ ; H25-26 年度)

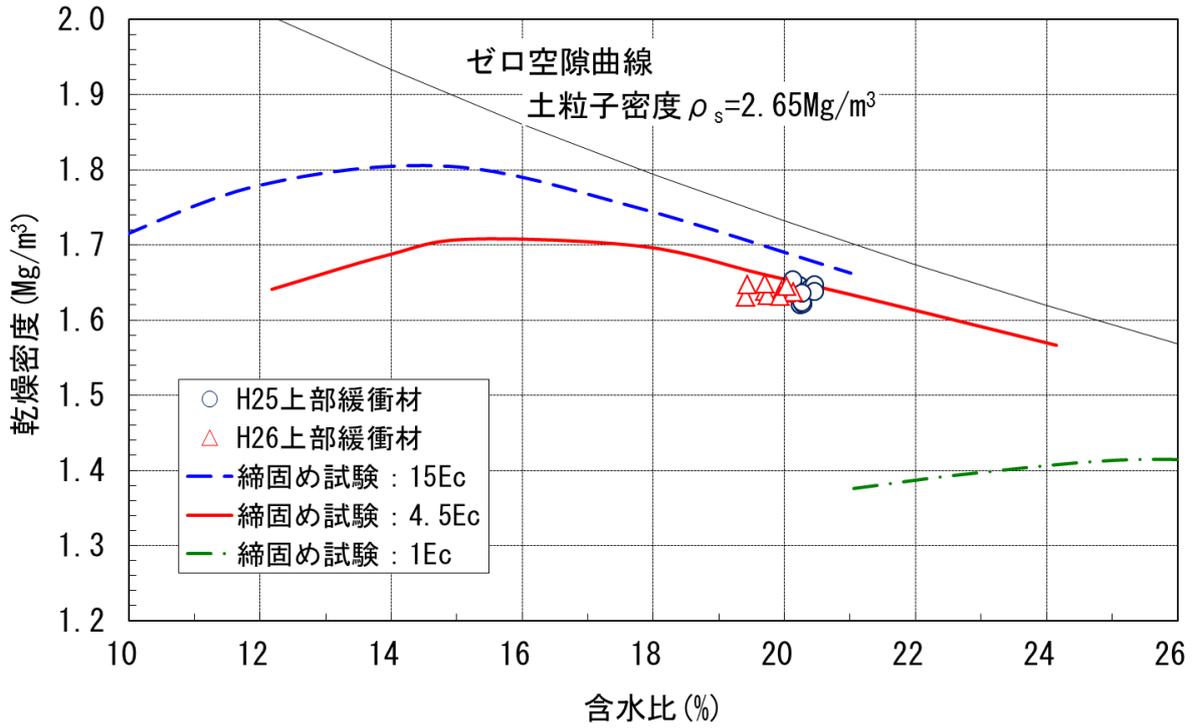
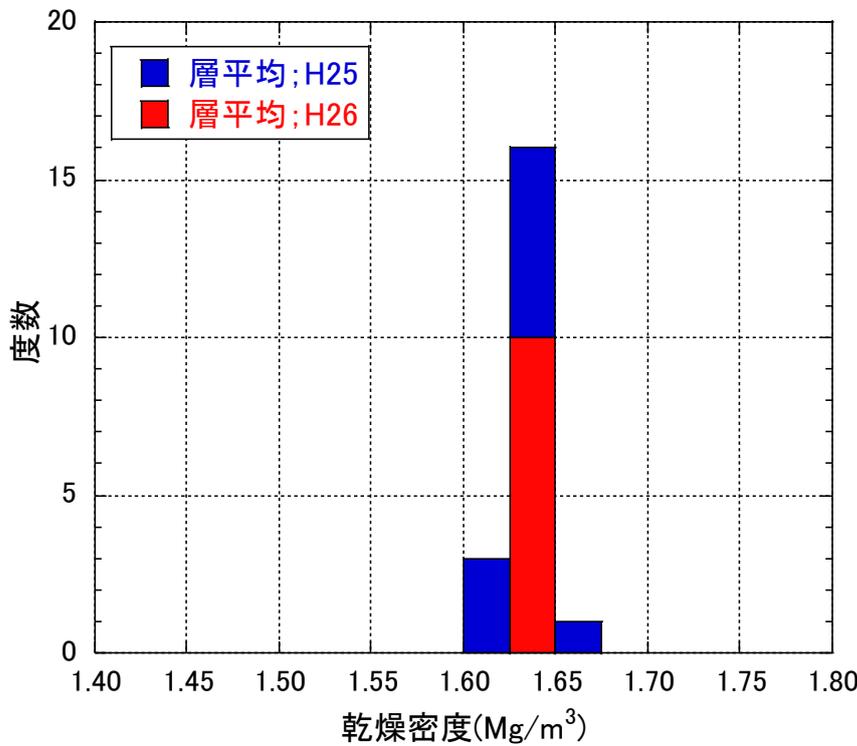


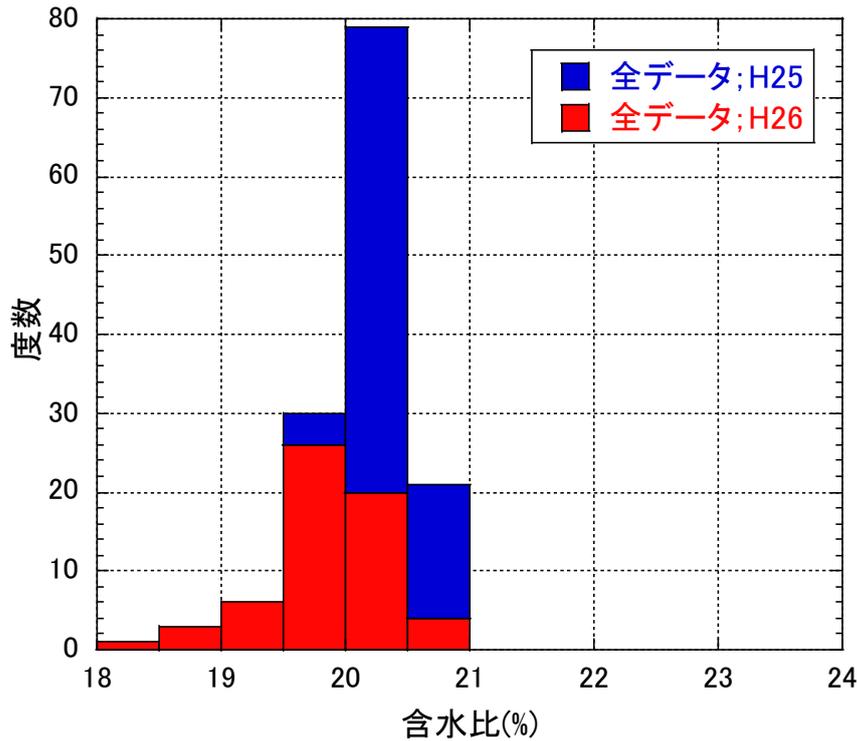
図 2.1-64 コア密度測定結果 (層平均 ; H25-26 年度)



乾燥密度;層平均	
H25-26	
平均値	1.638
中央値	1.639
標準偏差	0.009
変動係数	0.006
最大値	1.653
最小値	1.620
幅	0.033
個数	20

乾燥密度;層平均		
統計値	H25	H26
平均値	1.638	1.639
中央値	1.641	1.638
標準偏差	0.012	0.006
変動係数	0.007	0.004
最大値	1.653	1.649
最小値	1.620	1.630
幅	0.033	0.019
個数	10	10

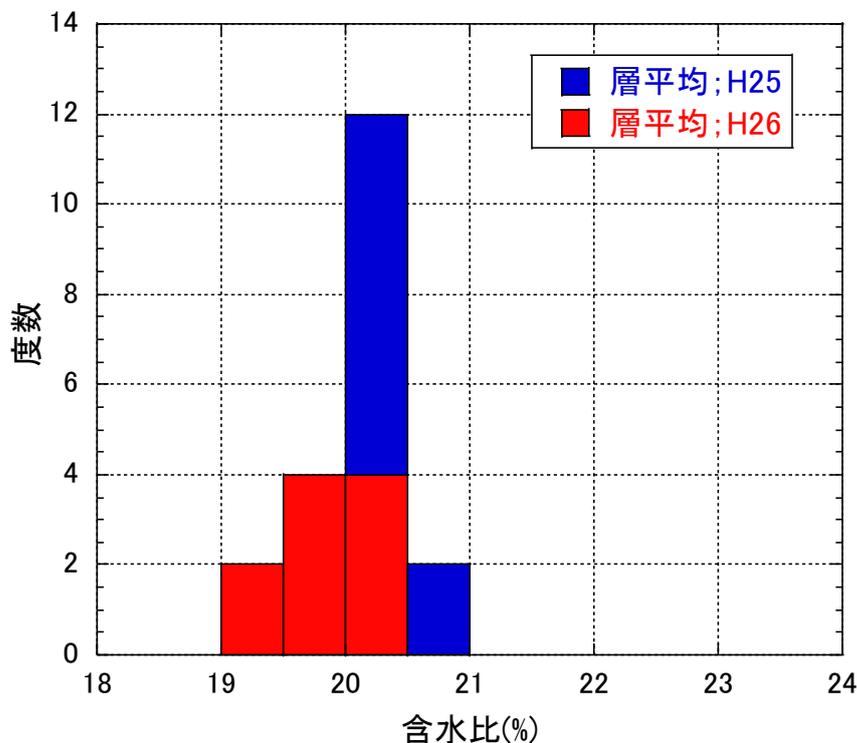
図 2.1-65 コア密度測定による乾燥密度測定結果 (層平均 ; H25-26 年度)



含水比; 全データ	
H25-26	
平均値	20.1
中央値	20.2
標準偏差	0.44
変動係数	0.02
最大値	20.8
最小値	18.1
幅	2.8
個数	140

含水比; 全データ		
統計値	H25	H26
平均値	20.3	19.8
中央値	20.3	19.9
標準偏差	0.23	0.50
変動係数	0.01	0.03
最大値	20.8	20.7
最小値	19.5	18.1
幅	1.3	2.7
個数	80	60

図 2.1-66 コア密度測定による含水比測定結果 (全データ ; H25-26 年度)



含水比; 層平均	
H25-26	
平均値	20.0
中央値	20.1
標準偏差	0.31
変動係数	0.02
最大値	20.5
最小値	19.4
幅	1.0
個数	20

含水比; 層平均		
統計値	H25	H26
平均値	20.3	19.8
中央値	20.3	19.8
標準偏差	0.12	0.25
変動係数	0.01	0.01
最大値	20.5	20.1
最小値	20.1	19.4
幅	0.3	0.7
個数	10	10

図 2.1-67 コア密度測定による含水比測定結果 (層平均 ; H25-26 年度)

2.2 初期性能確認試験

2.2.1 初期性能確認試験の概要

(1) 試験項目および試験数量

日本原子力学会標準「余裕深度処分施設の施設検査方法：2010」および土木学会(2009)「余裕深度処分における地下施設の設計、品質管理および検査の考え方」の検討成果を元に、緩衝材の要求機能と技術要件を摘出し、必要な試験項目を設定した。すなわち緩衝材には、「基本安全機能」として閉じ込めおよび移行抑制機能が要求されており、その技術要件として透水特性が、また、「作業上の機能」の技術要件として力学特性が上げられている。これらを踏まえ、以下の試験を実施した。

初期性能確認試験は、下記の通り大きく3つに分類される。

- ①建設・作業時の中の安全確保性能のための試験
- ②止水性能のための試験
- ③閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能のための試験

施工完了時点の品質を確認することを目的に室内試験を実施した。今年度は、①建設・作業時の中の安全確保性能のための試験として一軸圧縮強度試験、②止水性能のための試験として透水試験およびその代替特性確認のための乾燥密度測定試験、③閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能のための試験として膨潤圧測定試験を行った。

試験項目および試験数量を表 2.2-1 に、室内試験の試験ケースをに示す。

表 2.2-1 試験項目および試験数量

No.	分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	実施時期	実施場所	数量	記録方法	検査確認者	報告方法	報告時期	不適合時の 対心	備考
1	基本特性 (透水)	透水係数	JIS A 1218 に準拠	コアサンプリング後	室内試験室	3	データシート	主任技術者	書面	試験後	再試験	2点/層×1層×1箇所+1点/層×1層×1箇所
2	基本特性 (強度)	一軸圧縮強度	JIS A 1216			6						6 試料
3		膨潤特性	膨潤圧試験			3						2点/層×1層×1箇所+1点/層×1層×1箇所
4	代替特性	密度 (コア)	ノギス法 (2分割)	現地試験室	20	2点/層×2層×5箇所×1面						
5		含水比	JIS A 1203		20	2点/層×2層×5箇所×1面						

(2) 供試体の採取

供試体のサンプリングは18層目終了時点で実施し、試験対象層は17、18層目とした。サンプリングは小型コアドリルを使用して実施し、供試体はφ100mm、H=100mmの形状として、これを分割及びトリミングして試験用供試体を成形した。

密度試験は17、18層目をそれぞれ2分割して密度の測定を行った。一軸圧縮強度試験は17、18層目を合わせて1供試体とした。透水、膨潤圧試験に関しては、18層目は上下に2分割してそれぞれを供試体とし、17層目は層の中央付近を供試体とし、各試験とも3供試体について試験を実施した。

図 2.2-1 に供試体の採取位置図を、図 2.2-2 に供試体の断面図を、表 2.2-2 に初期性能確認試験の試験ケースを、図 2.2-3 に供試体の採取状況を、図 2.2-4 に採取した供試体を示す。

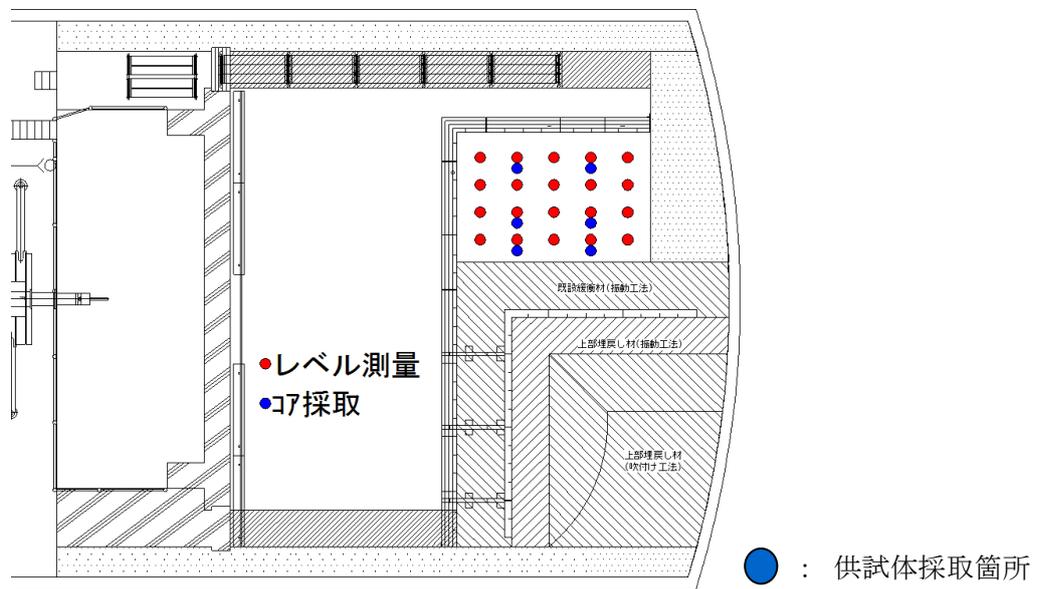


図 2.2-1 供試体採取位置図

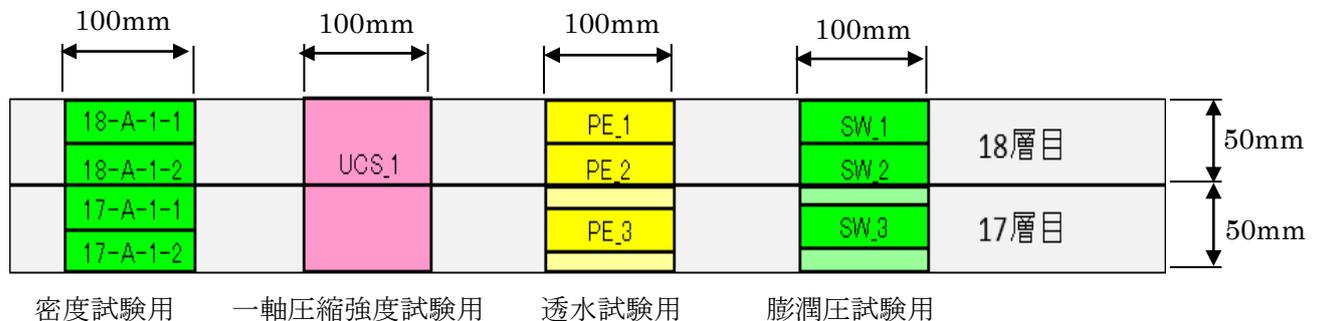


図 2.2-2 供試体断面図

表 2.2-2 初期性能確認試験の試験ケース

試験種類	試験ケース名	試験数	供試体寸法(mm)
一軸圧縮試験	UCS_1~6	6	φ50×H100
透水試験	PE_1~3	3	φ60×H10
室内膨潤圧試験	SW_1~3	3	φ60×H20



図 2.2-3 供試体採取状況



図 2.2-4 採取した供試体

2.2.2 建設・作業時の安全確保性能の確認試験

(1) 一軸圧縮試験

1) 一軸圧縮試験

一軸圧縮強度ならびに変形係数を得るために、採取したコアを用いて、一軸圧縮試験を行った。供試体の大きさは直径 50mm×高さ 100mm を基本とした。試験は「土の一軸圧縮試験 (JIS A 1216)」、および「土の含水比試験方法 (JIS A 1203)」に準拠して行った。

2) 試験結果

図 2.2-5 には一軸圧縮試験の試験状況を示す。現地から採取したコアの寸法は直径約 100mm、高さ約 100mm であるため、トリミングにより成形して約 50mm×100mm の寸法の供試体とした。図 2.2-6～図 2.2-11 には試験を行った供試体の試験前後の状況を示す。

表 2.2-3 に今年度実施した一軸圧縮試験結果を既往値と合わせて整理し、図 2.2-12 に圧縮応力～ひずみ曲線を示す。一軸圧縮強度 q_u は $652.5\text{kN/m}^2 \sim 743.9\text{kN/m}^2$ であり、破壊ひずみ ε_f は 4.9%～6.5%、変形係数 E_{50} は $38.3 \sim 49.9\text{MN/m}^2$ の範囲であった。それぞれの平均値は一軸圧縮強度が 697.9kN/m^2 、破壊ひずみ ε_f が 5.5%、変形係数 E_{50} が 41.6MN/m^2 であった。

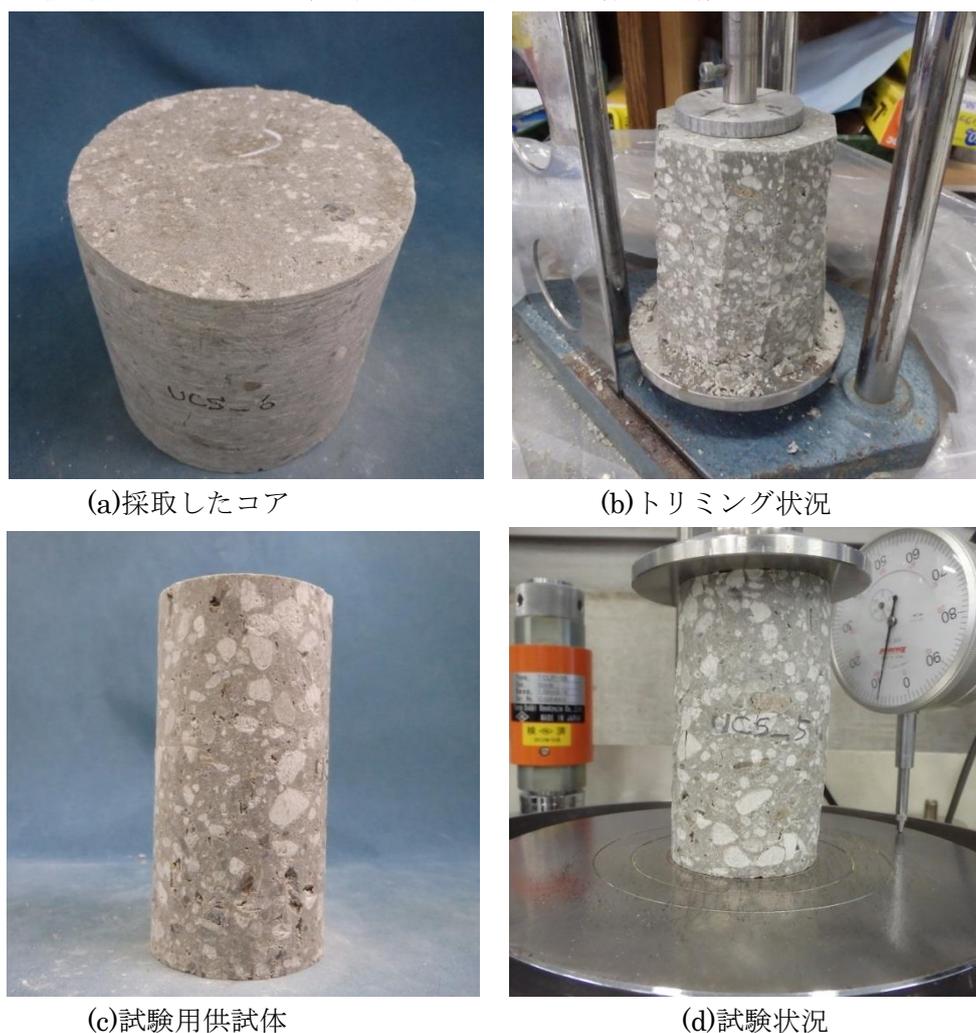


図 2.2-5 一軸圧縮試験の状況



(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-6 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_1)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-7 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_2)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-8 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_3)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-9 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_4)

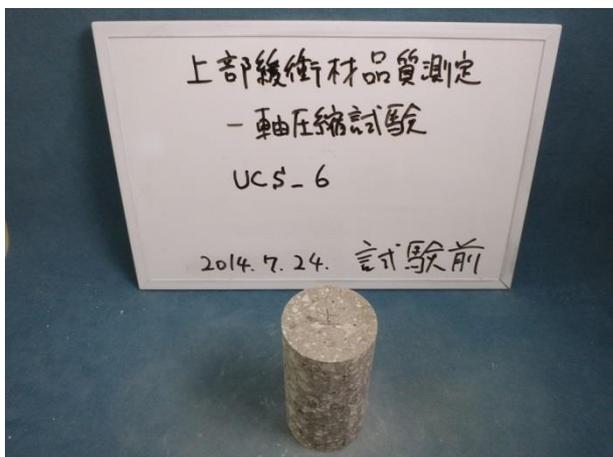


(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-10 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_5)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 2.2-11 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_6)

表 2.2-3 一軸圧縮試験結果一覧表 (既往の結果を含む)

実施年	試験 ケース名	乾燥密度 [Mg/m ³]	含水比 [%]	一軸圧縮強さ [kN/m ²]	破壊ひずみ [%]	変形係数 [MN/m ²]	軸ひずみ速度 [%/min]
2010	UCS_19C	1.653	19.9	728.7	5.3	33.4	1
	UCS_39C	1.624	20.5	637.6	4.7	32.6	1
	UCS_59C	1.605	20.2	601.3	3.6	35.4	1
2011	UCS_83B	1.639	19.7	728.9	3.3	48.9	1
	UCS_83C	1.636	20.4	695.4	4.3	42.1	1
	UCS_83D	1.610	20.5	588.0	3.6	32.4	1
2012	UCS-1B	1.660	20.2	786.8	4.1	64.5	1
	UCS-1C	1.663	20.1	796.3	5.3	50.8	1
	UCS-1D	1.661	20.5	765.1	6.3	37.9	1
	UCS-2B	1.681	19.6	790.2	4.4	61.0	1
	UCS-2C	1.653	19.3	779.5	4.0	72.0	1
	UCS-2D	1.681	19.5	851.6	5.1	55.6	1
	UCS-1I1	1.635	19.9	645.6	5.0	38.8	0.01
	UCS-1I2	1.614	20.1	589.3	3.9	36.9	0.01
	UCS-1I3	1.680	19.0	755.7	6.0	29.5	0.01
	UCS-2I1	1.608	19.5	591.7	4.6	42.1	0.01
	UCS-2I2	1.634	18.7	670.9	4.7	38.6	0.01
	UCS-2I3	1.635	19.3	657.7	3.3	54.9	0.01
2013	UCS_1	1.635	20.0	690.1	5.1	53.1	1
	UCS_2	1.629	20.0	672.2	5.1	47.0	1
	UCS_3	1.640	19.7	671.5	3.7	59.1	1
2014	UCS_1	1.663	20.0	743.9	4.9	38.3	1
	UCS_2	1.657	20.0	712.8	6.5	38.9	1
	UCS_3	1.653	20.2	673.3	4.9	40.4	1
	UCS_4	1.661	20.2	690.1	5.7	39.9	1
	UCS_5	1.656	20.4	714.8	5.8	41.9	1
	UCS_6	1.645	20.8	652.5	5.0	49.9	1

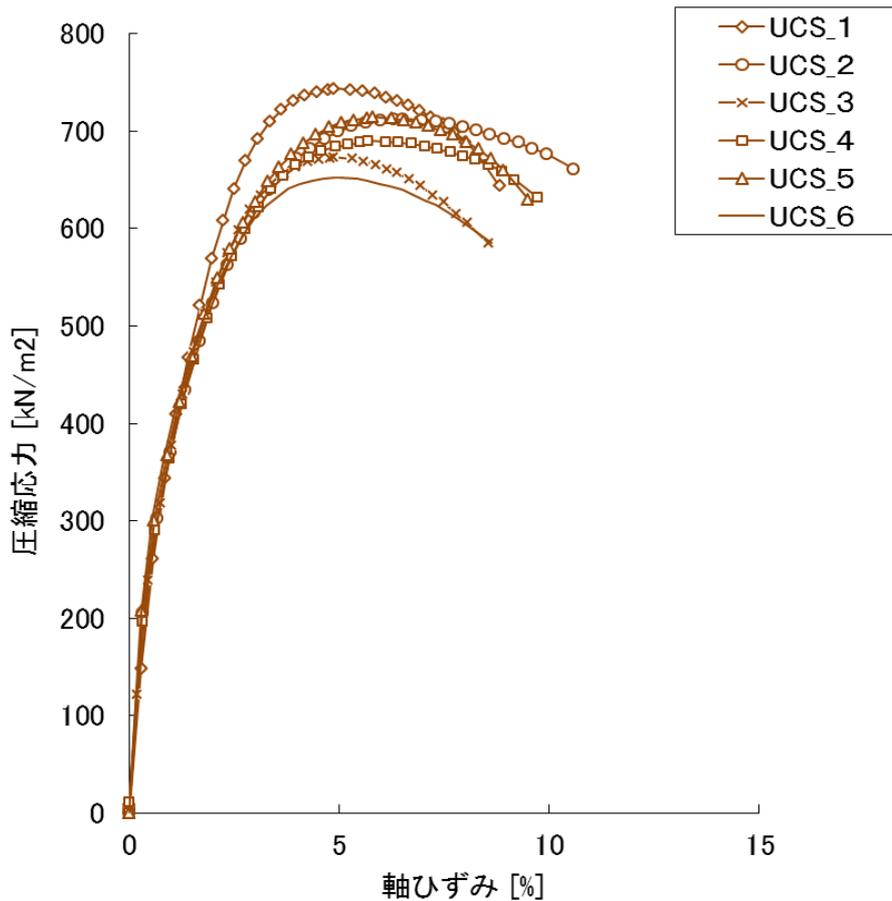


図 2.2-12 一軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

2.2.3 止水性能の確認試験

(1) 乾燥密度測定

1) 試験方法

乾燥密度の測定に関しては、コア採取を行いコアの乾燥密度を求めた。コア密度に関しては、各層約 5cm を上下方向に 2 分割して測定を行った。試験は、「土の湿潤密度試験方法 (JIS A 1225)」に準拠して実施した。「土の湿潤密度試験方法 (JIS A 1225)」に示された測定方法のうち、ノギス法を用いて密度測定を行った。また、含水比の測定は、「土の含水比試験方法 (JIS A 1203)」に準拠して実施した。

2) 試験結果

図 2.2-13 にはサンプリングを実施した 5 地点における乾燥密度の測定結果を示す。各地点にて 2 層分 (17 層目および 18 層目、1 層が約 5cm 厚さ) のサンプリングを行い、各層を上下に 2 分割して密度測定を行った。各層とも層の上部に比べて下部の方が密度は小さくなっている。

また、図 2.2-13 は小型振動ローラで転圧を行った一般部の結果であるが、端部はランマでの転圧であったため、この部位についても密度の確認を行った。

図 2.2-14 に端部の結果を示す。端部については 4 地点で一般部と同様の測定を行った。端部についても一般部と同様に層の上部に比べて下部の方が密度は小さいという結果となっている。

図 2.2-15 には、一般部における 2 分割コア密度の測定結果について室内締固め試験と比較した結果を示す。(a)は 1 層を 2 分割したコア (1 層の上部、下部) の測定値をプロットした結果、(b)は 2 分割したコアの測定値から層平均を算出してプロットした結果である。2 分割したコア密度は $1.60\sim 1.70\text{Mg/m}^3$ の範囲であった。また、層平均はほぼ $1.64\sim 1.67\text{Mg/m}^3$ の範囲に入っている。すなわち、層平均としての乾燥密度の範囲は $\pm 0.03\text{Mg/m}^3$ の範囲であり、層を上下に 2 分割して層内の密度のばらつきを求めても $\pm 0.05\text{Mg/m}^3$ の範囲程度である。仕上がり層厚 5cm で施工を行ったことにより、乾燥密度のばらつきが非常に小さい施工ができていえる。

図 2.2-15 の結果を乾燥密度のヒストグラムとしてまとめたものが図 2.2-16 である。2 分割したコア全てのヒストグラムおよび統計値に加えて、上部、下部の測定結果のみで整理したヒストグラムおよび統計値も示している。

図 2.2-17 および図 2.2-18 は端部における測定結果である。一般部に比べて平均値が若干低く、ばらつきも若干大きくなっている。ただし、ばらつきは $\pm 0.05\text{Mg/m}^3$ の範囲程度の小さい値である。

図 2.2-19 および図 2.2-20 は一般部および端部を合わせた全体の結果である。一般部に比べて端部の方が若干密度は低くなっているが、大きな差はない。

図 2.2-21 および図 2.2-22 には、昨年度の結果と合わせた一般部の測定結果を示す。平成 25 年度に比べて平成 26 年度の方が平均値は高くなっている。また、2 分割コアの密度のばらつきも大きくなっている。これは、図 2.2-21 より分かるように、全体的に平成 26 年度の方が平成 25 年度より含水比が低めになっているため、仕上がり密度は高くなり、層内のばらつきも大きくなったものと思われる。クニゲル GX の室内突き固め試験結果より得られた締固め曲線と比較すると、2 分割コアの密度測定結果は締固めエネルギー 4.5Ec での締固め曲線に対して上下にばらつくような結果となっていることが分かる。

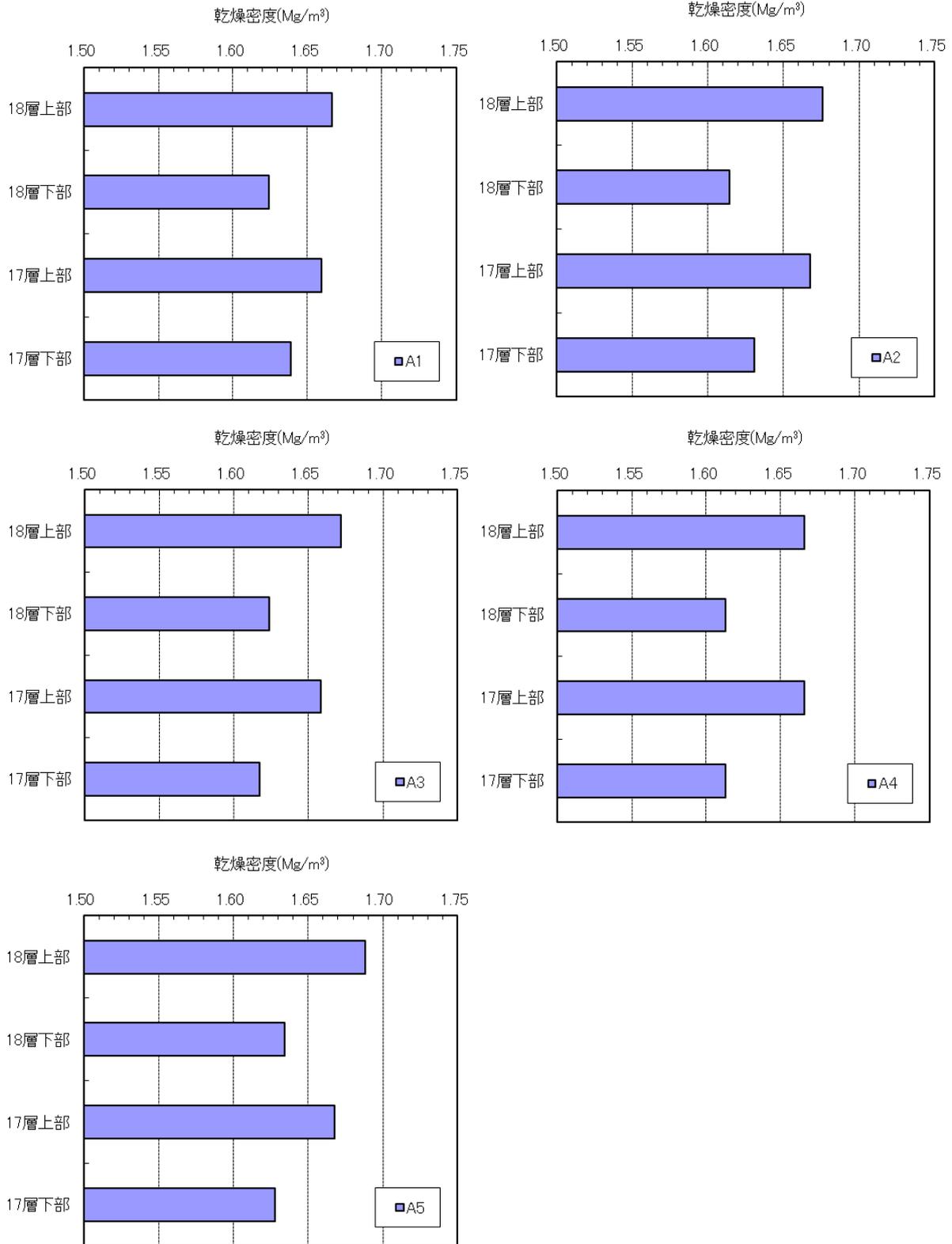


図 2.2-13 各採取位置における乾燥密度分布（一般部）

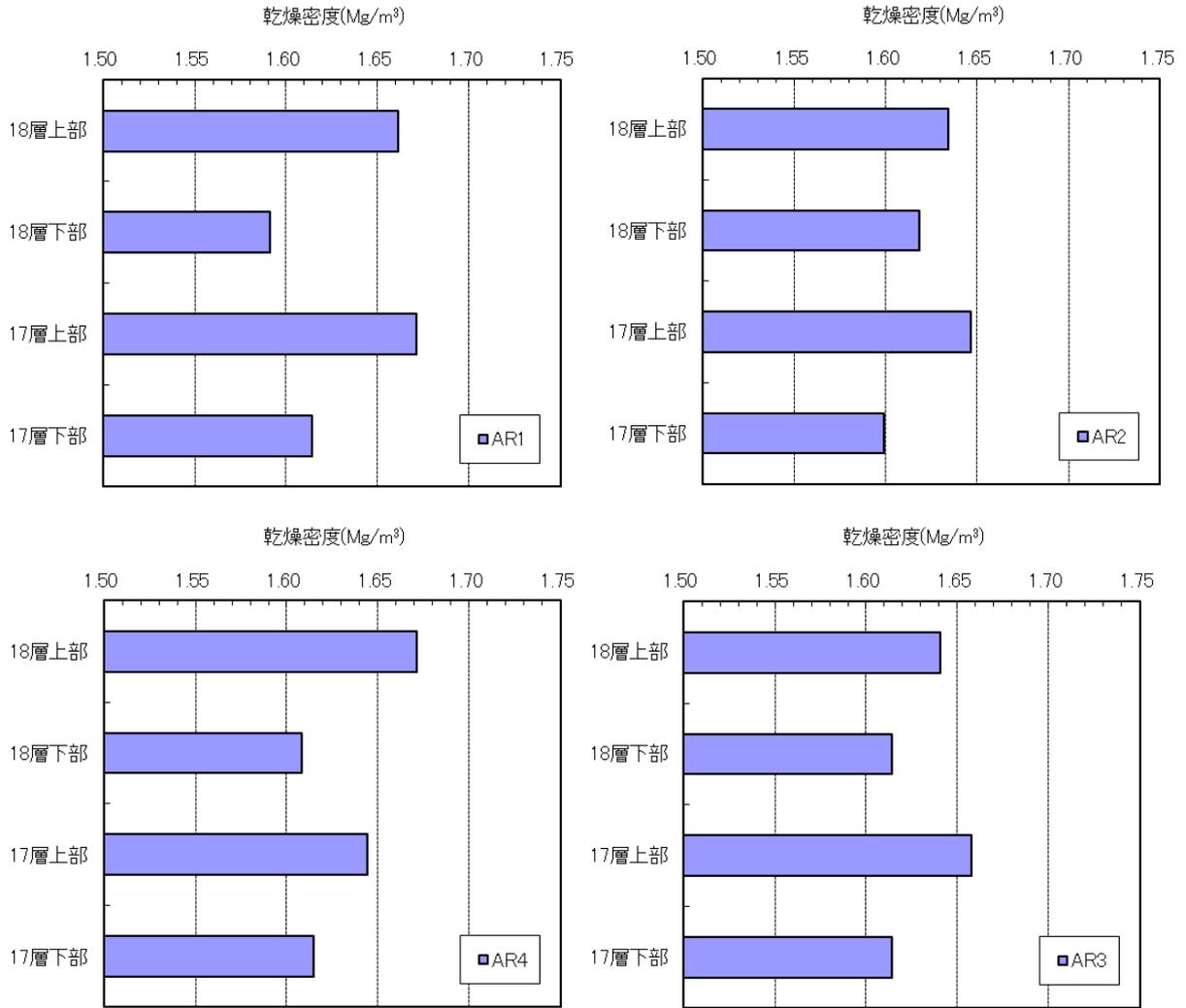
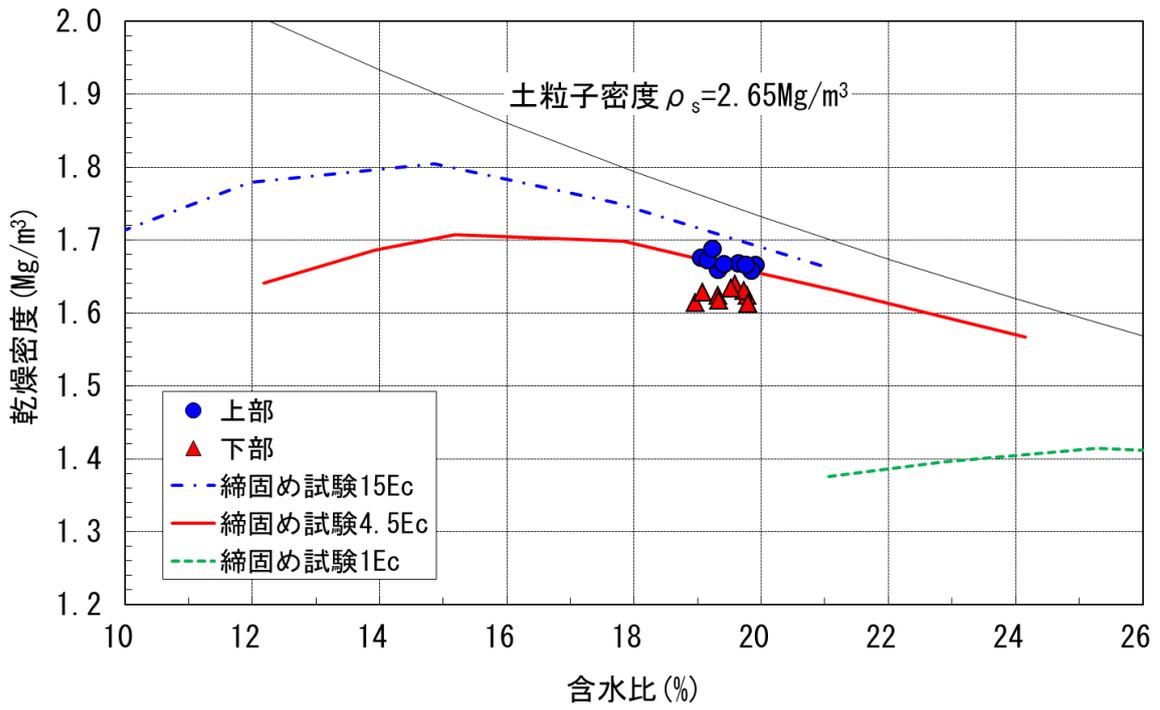
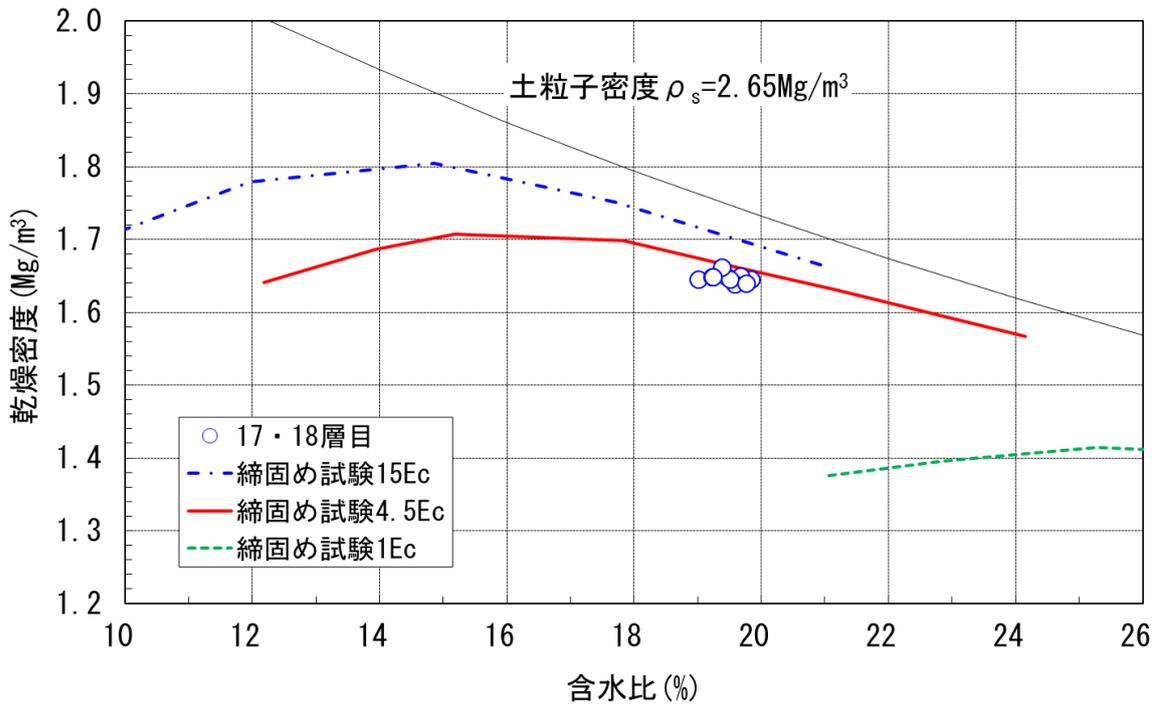


図 2.2-14 各採取位置における乾燥密度分布 (端部)



(a)各コア



(b)層平均

図 2.2-15 コア密度測定結果と室内締固め試験の比較 (一般部)

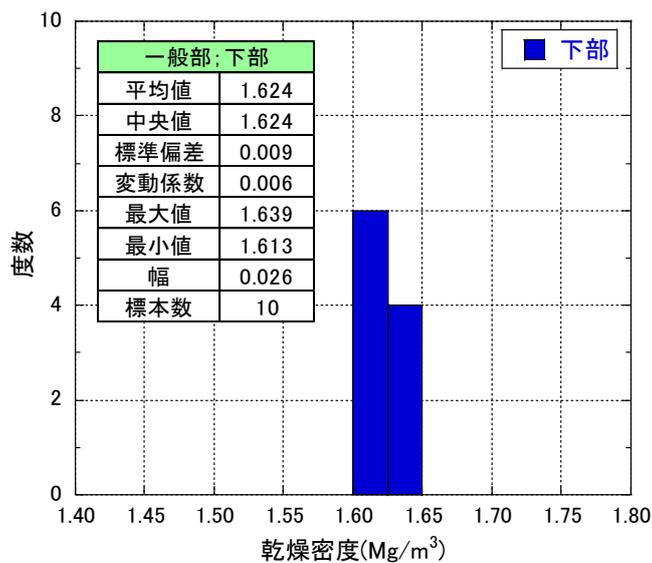
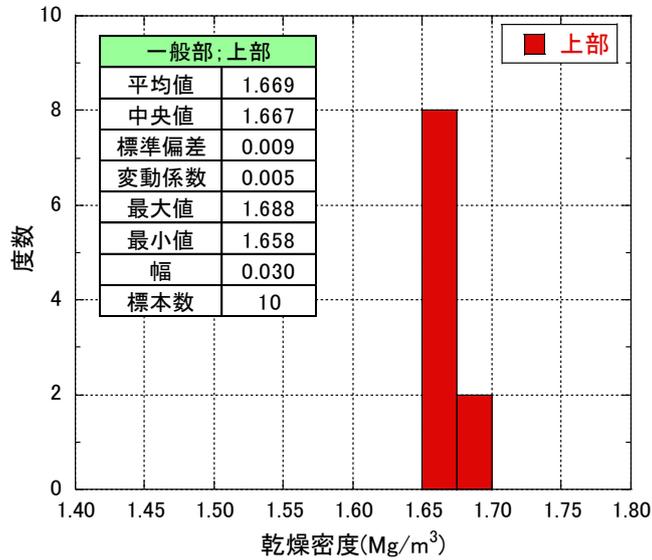
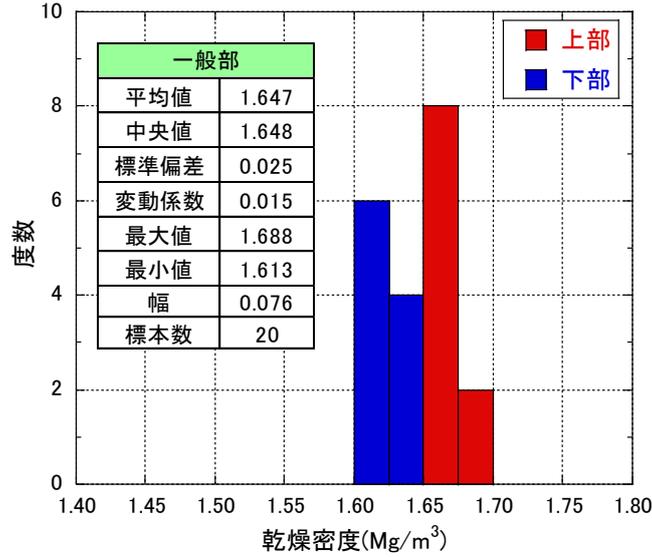
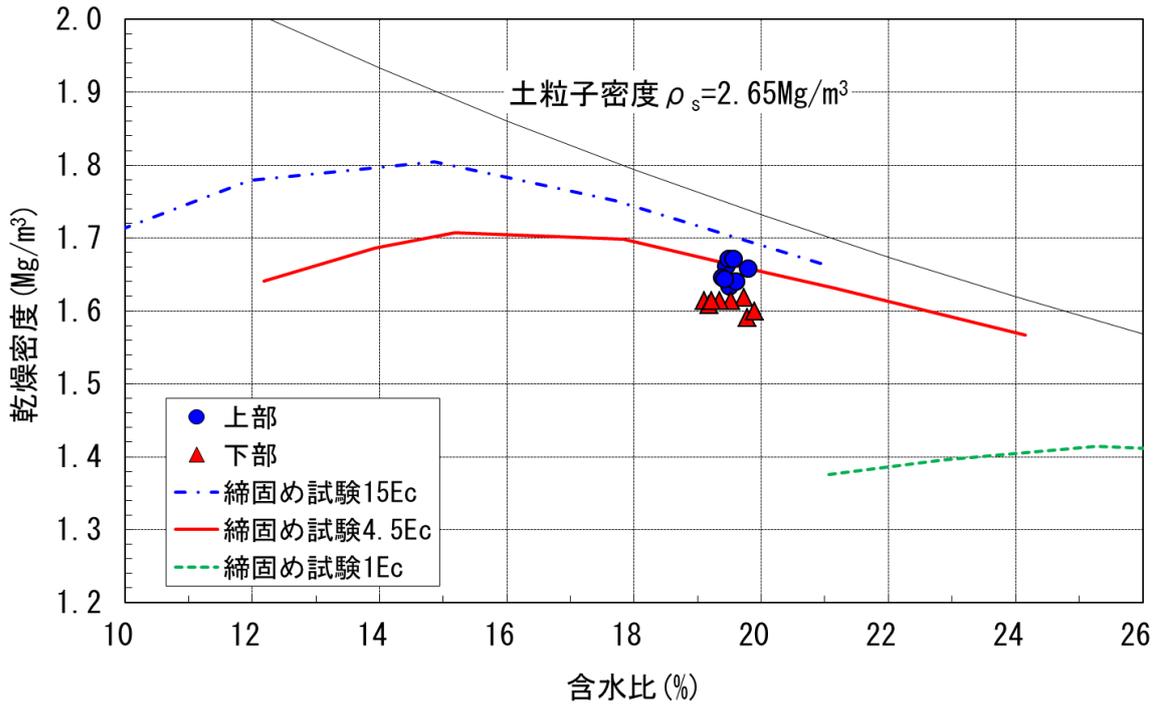
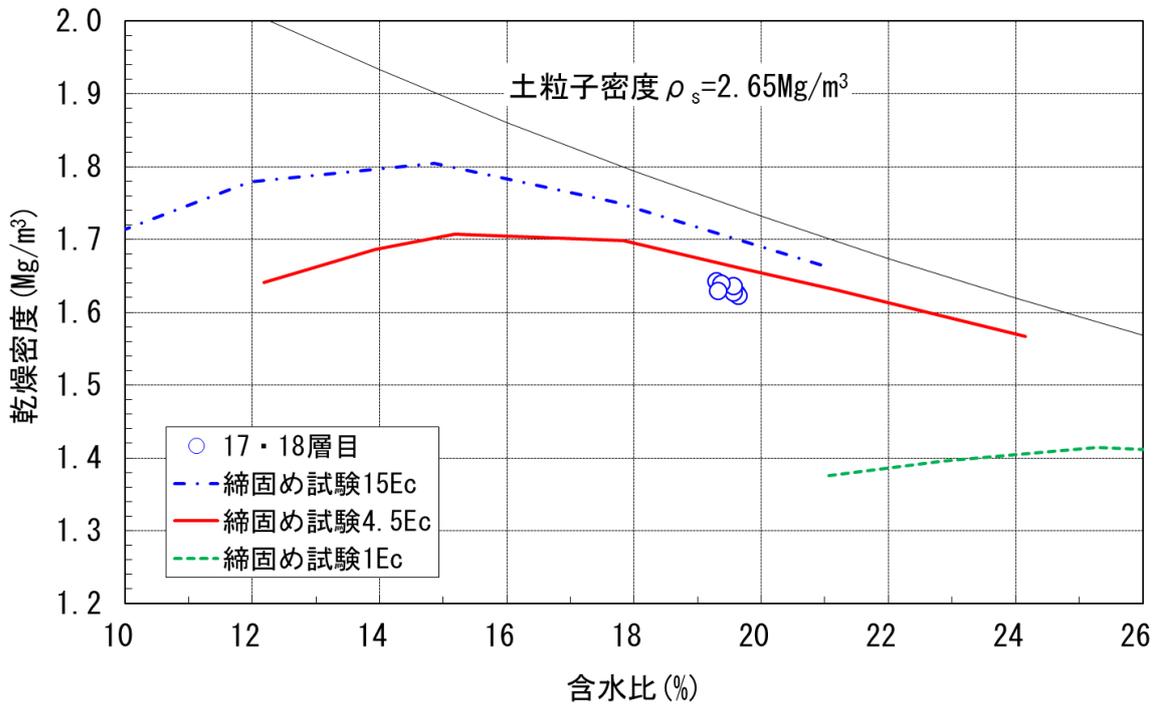


図 2.2-16 2分割コアの乾燥密度のヒストグラム (一般部)



(a)各コア



(b)層平均

図 2.2-17 コア密度測定結果と室内締固め試験の比較 (端部)

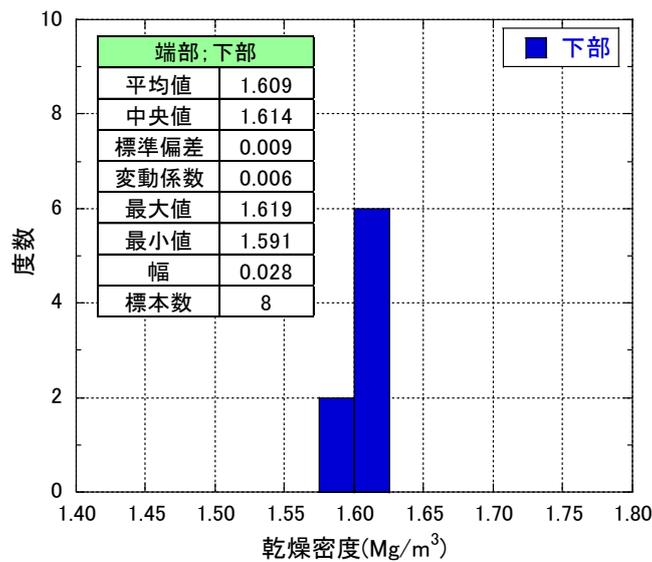
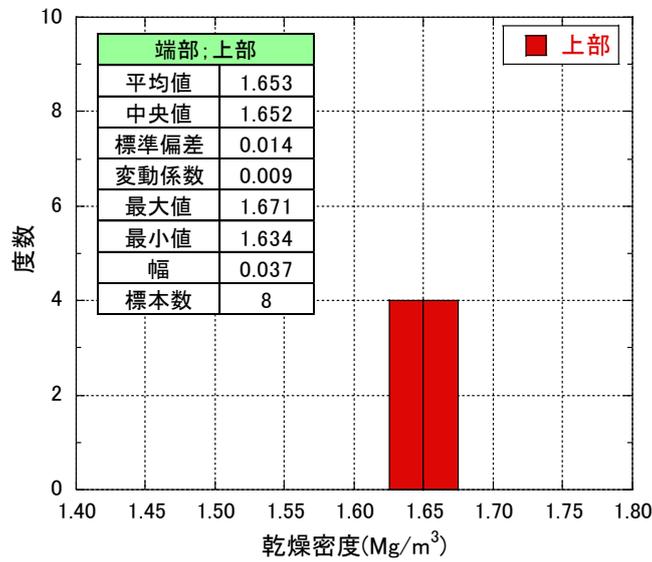
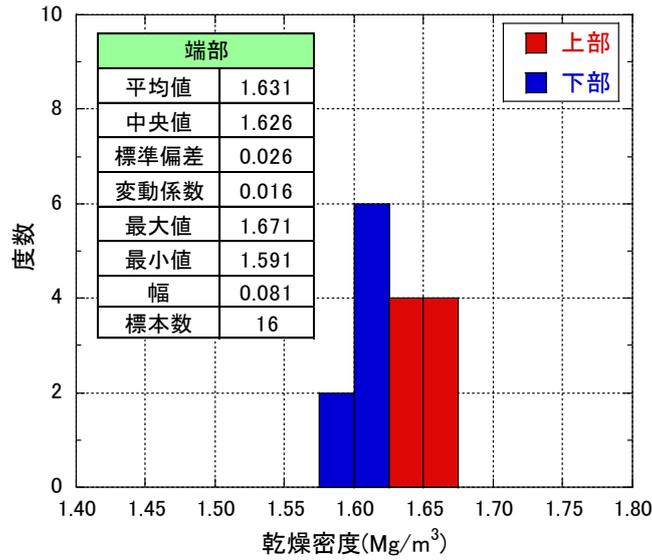
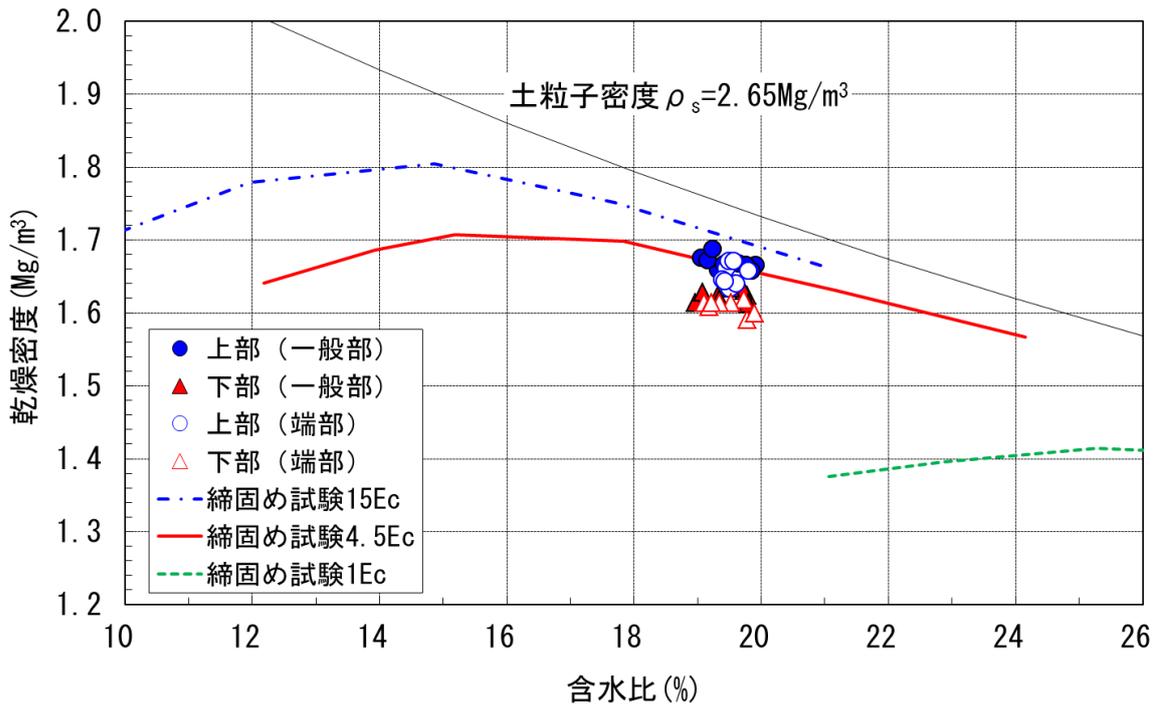
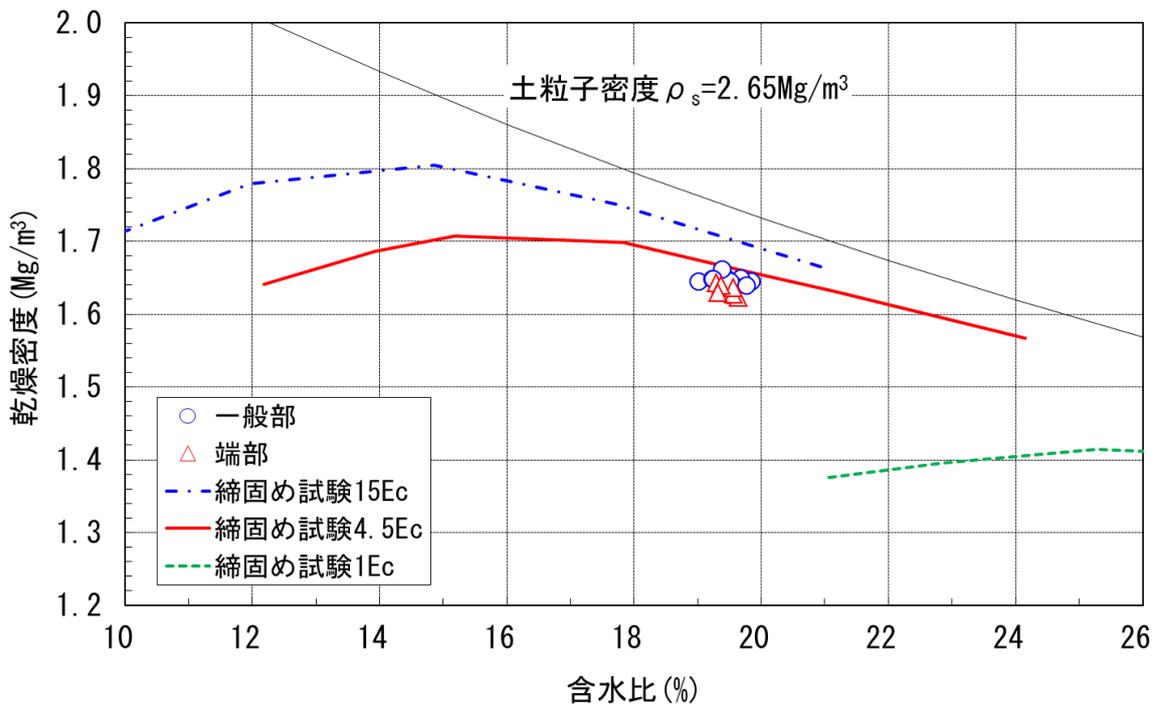


図 2.2-18 2分割コアの乾燥密度のヒストグラム (端部)

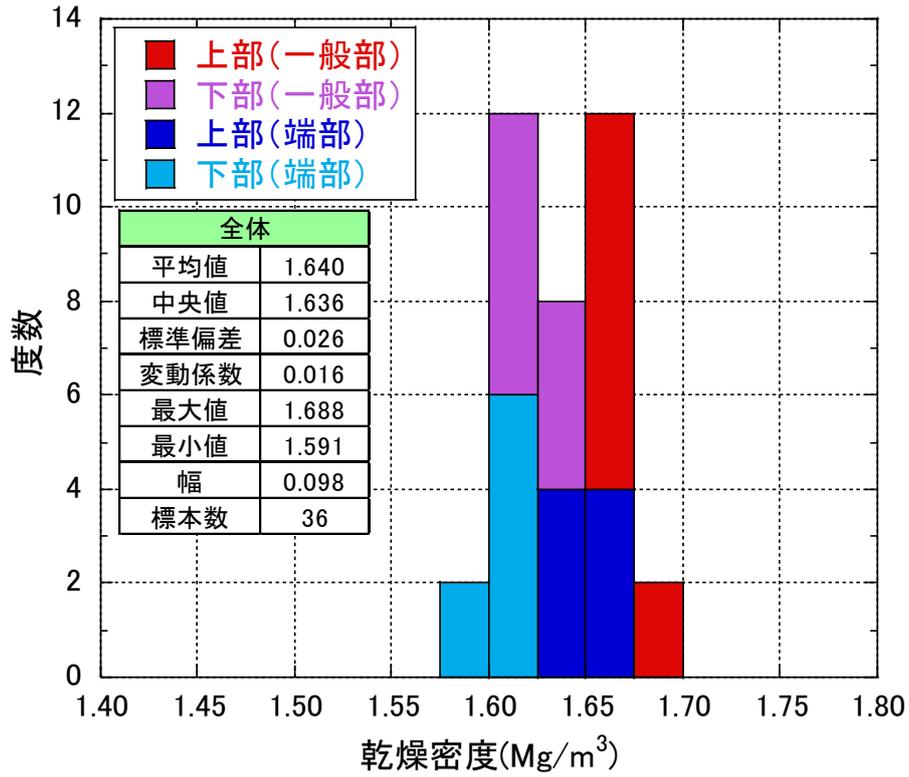


(a)各コア

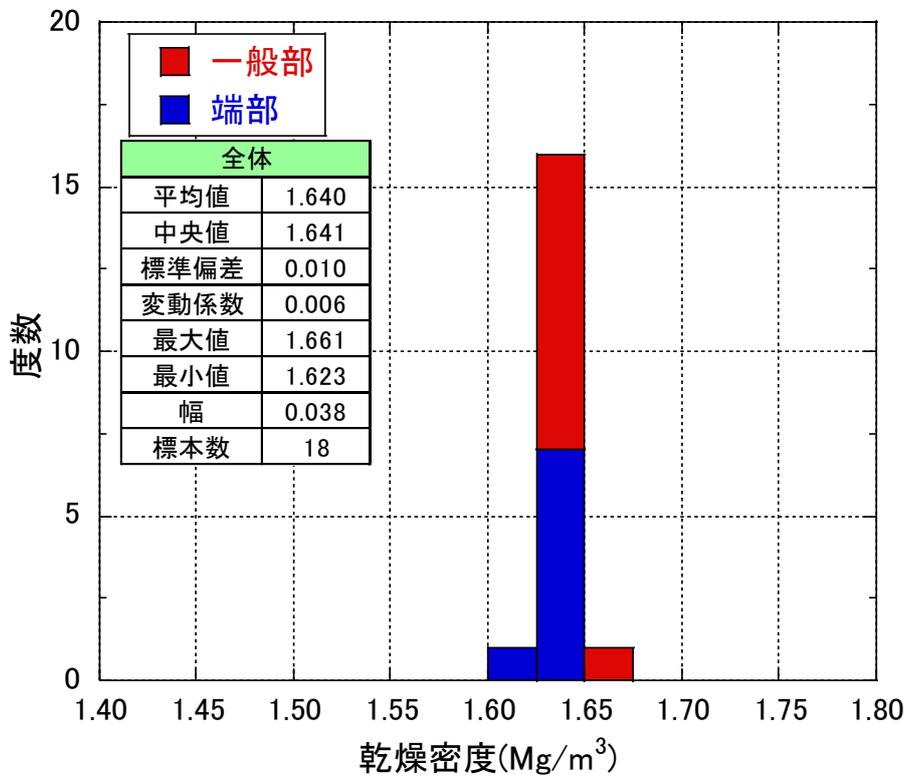


(b)層平均

図 2.2-19 コア密度測定結果と室内締固め試験の比較 (全体)

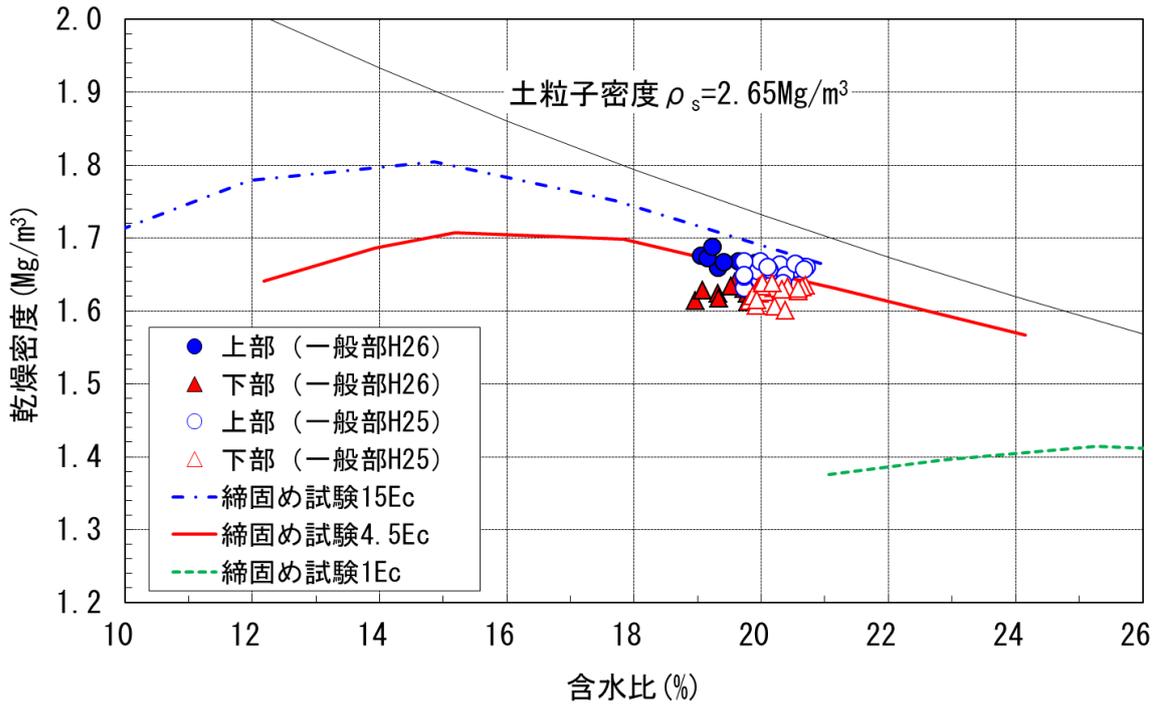


(a)各コア

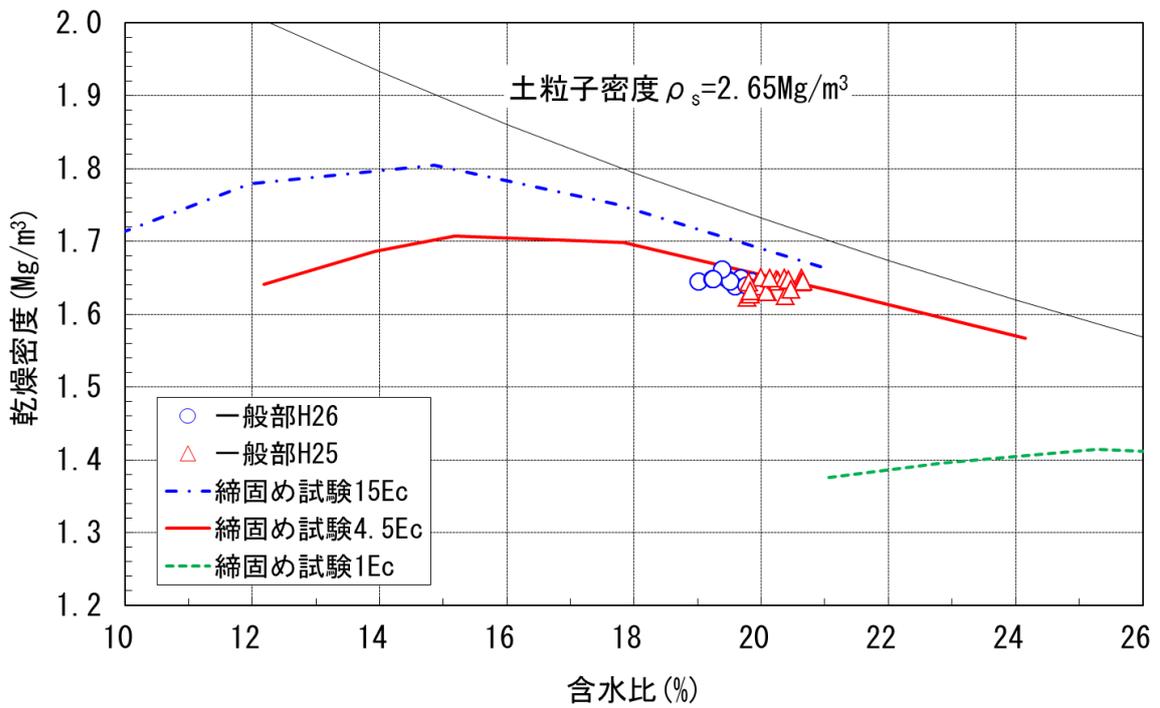


(b)層平均

図 2.2-20 乾燥密度のヒストグラム (全体)

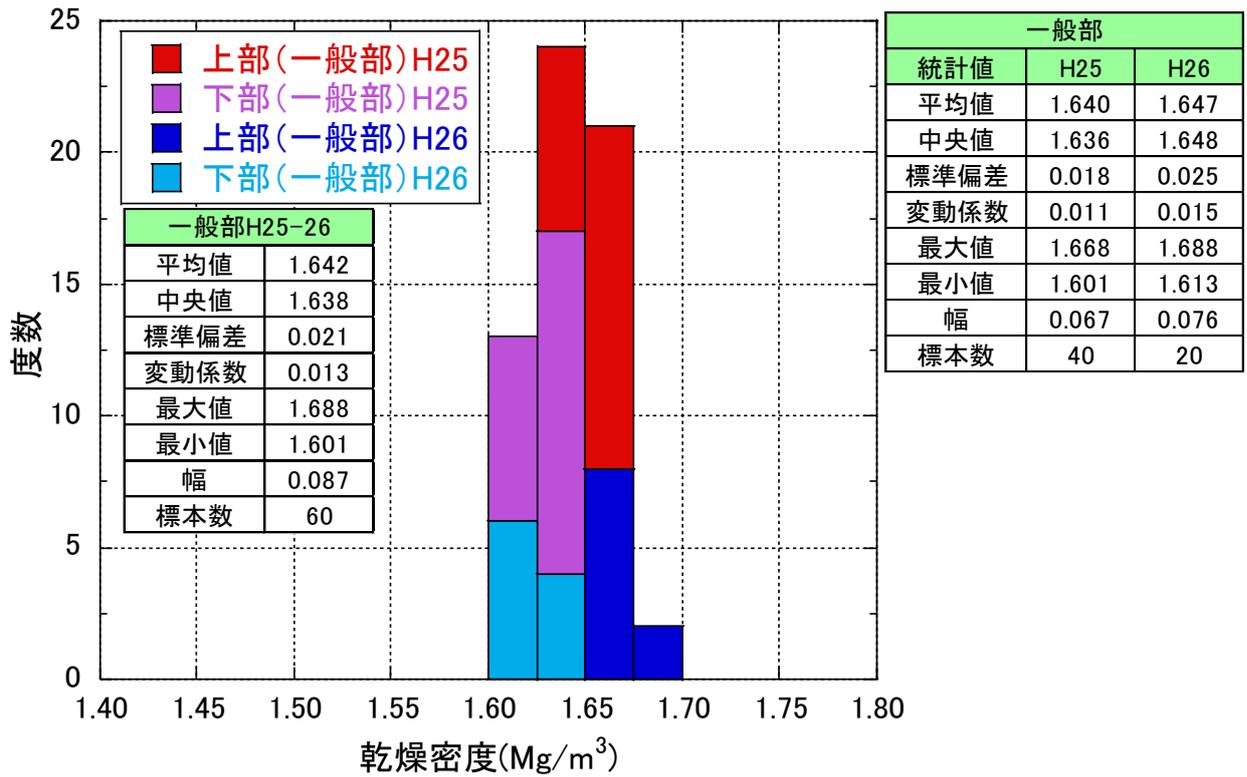


(a)各コア

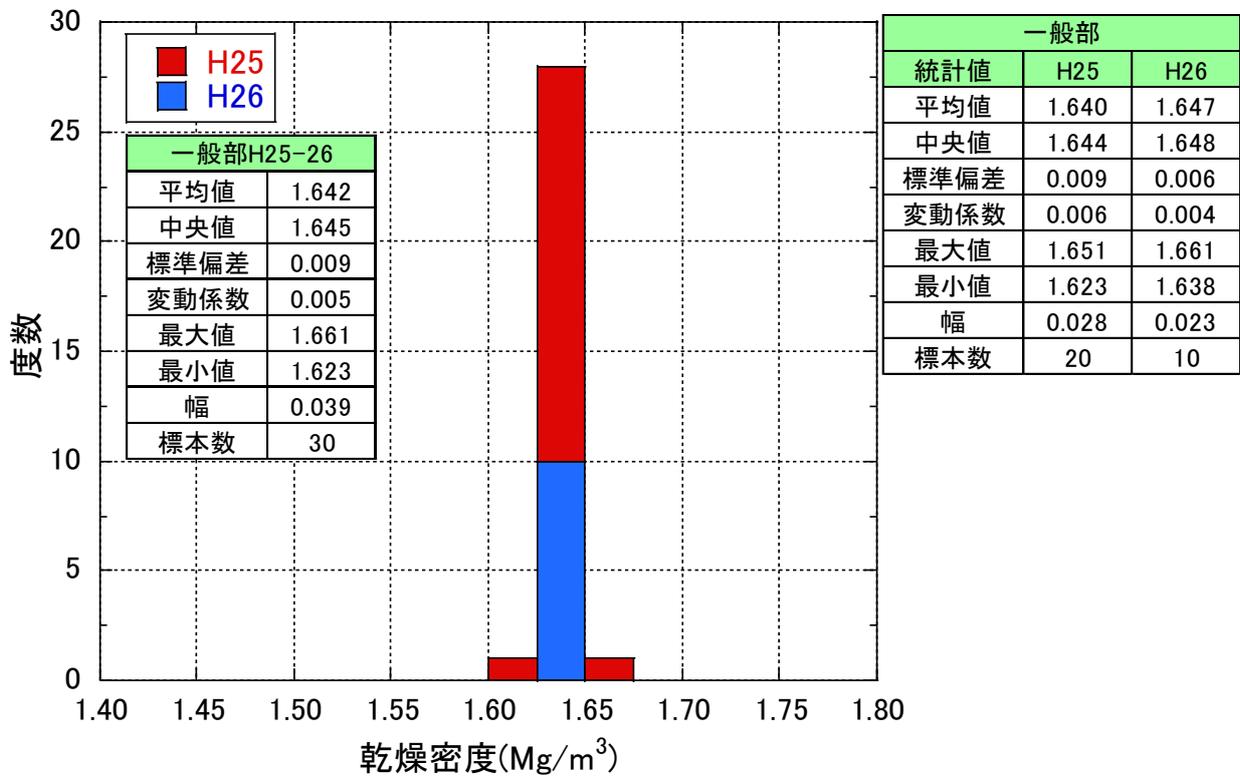


(b)層平均

図 2.2-21 コア密度測定結果と室内締固め試験の比較 (一般部 ; H25・26)



(a)各コア



(b)層平均

図 2.2-22 乾燥密度のヒストグラム (一般部 ; H25・26)

(2) 透水試験

1) 試験方法

透水試験の供試体は、転圧方向に対して平行な方向に通水させる透水試験用の供試体に関しては、図 2.2-23 に示すように 1つの施工単位(厚さ 5cm)を対象として、その上部部分、下部部分から 2個の供試体(直径 60mm、厚み 10mm)を作製した。

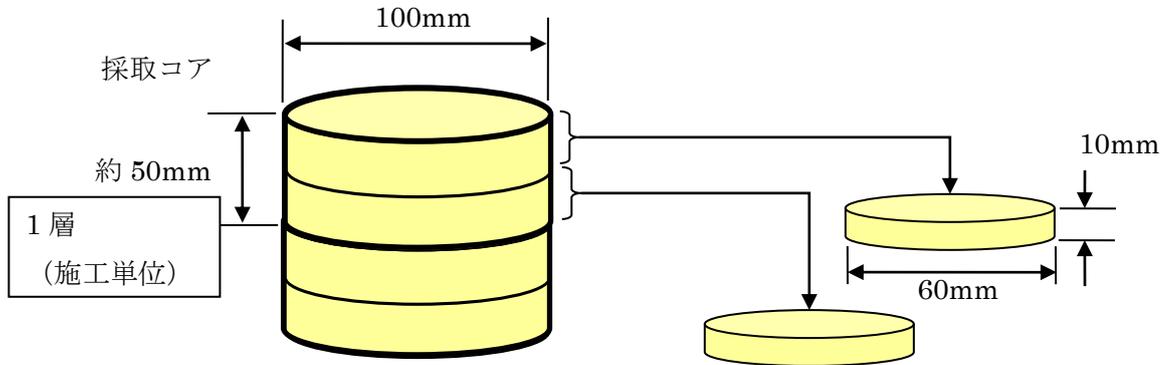


図 2.2-23 透水試験用の供試体

透水試験は、「土の透水試験方法 (JIS A1218)」に準拠して実施した。試験手順を以下に示す。

a) 供試体の作製過程

- ア) 試料の所定の大きさに成形する。試料寸法は、直径 60mm、高さ 10mm とする。
- イ) 成形後の試料の重量を測定する。
- ウ) 成形時の削り屑で含水比を測定する。
- エ) 透水試験用容器に試料を設置し、機器を組み立てる。

b) 供試体の飽和過程

供試体は透水試験用容器ごと減圧脱気水槽に入れて脱気した。脱気法の場合、間隙内の空気が急な移動をすることも考えられ、このことにより供試体内部に水みちができることも懸念されるので、脱気水槽の減圧は段階的に行った。

c) 透水試験過程

以下に、透水試験過程の手順を示す。

- ア) 飽和した透水容器の供試体上部および下部に二重管ビューレットを接続する。
- イ) ビューレット内部には、試験用水としてイオン交換水または蒸留水を入れる。
- ウ) 透水試験は定圧透水試験とする。ベントナイトの緩衝材の供試体は、透水係数が小さいと考えられるので、上流側と下流側に空気圧等で加圧し、一定の水頭差をつけて、定圧で供試体に通水するものとする。このときの差圧を適切に選択し、供試体内部に水みちが形成されないようにする。空気圧等は一気に上げず、段階的に上げる。

図 2.2-24 に例として、上流側と下流側に加圧して通水する試験の概念図を示す。

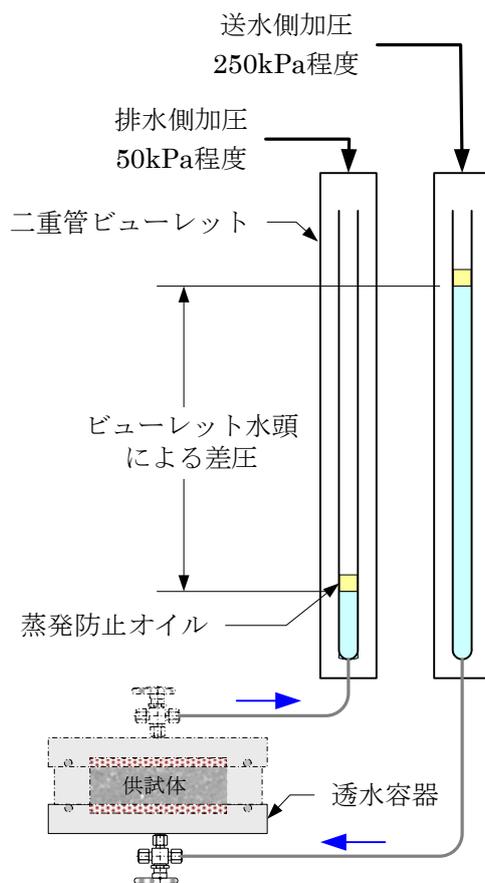


図 2.2-24 透水試験方法

- d) 透水量および水温と時間の関係を継続的に測定する。
- e) 試験後の供試体含水比を測定する。
- f) 試験結果と次式により透水係数を算出する。

$$k_T = \frac{L}{h} \cdot \frac{Q}{A(t_2 - t_1)} \times \frac{1}{100}$$

ここに、

k_T : T°Cにおける透水係数 (m/s)

L : 供試体の長さ (cm)

h : 水位差 (cm)

Q : 透水量 (cm³)

A : 供試体の面積 (cm²)

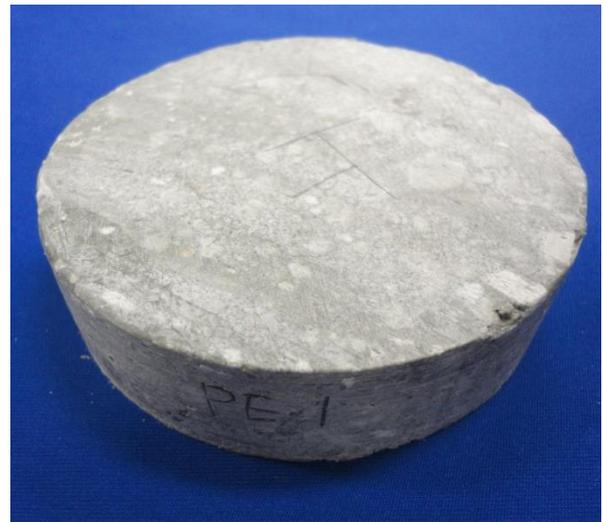
$(t_2 - t_1)$: 測定時間 (s)

2) 試験結果

図 2.2-25 に透水試験用供試体の成形の状況を示す。1層あたり約 50mm のコアを上下に分割し所定の厚さになるように成形し、その後、所定の直径になるように側面をトリミングして試験用の供試体とした。図 2.2-26 には成形した供試体を試験用セルにセッティングした状況を示す。



(a)採取したコア



(b)コアを分割した状態



(c)トリミング状況

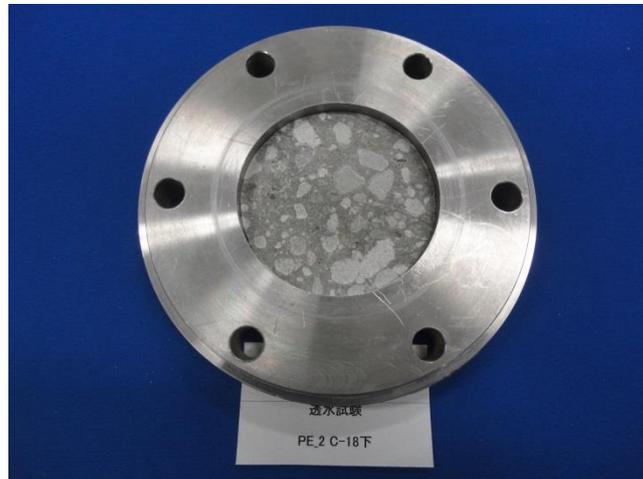


(d)試験用供試体

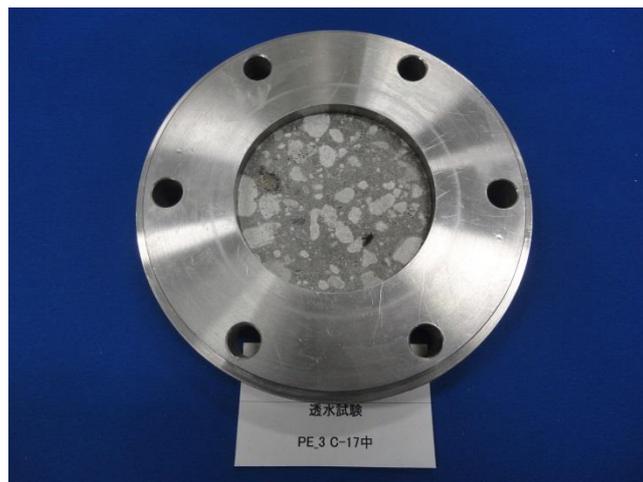
図 2.2-25 透水試験用供試体の成形の状況



(a)PE_1



(b)PE_2



(c)PE_3

図 2.2-26 透水試験用供試体の試験用セルへのセッティング状況

透水試験は、図 2.2-27 に示す透水試験装置を用いて実施した。図 2.2-28 には透水試験の結果を示す。(a)は注水量から算定した見かけの透水係数 k_T 、(b)は供試体飽和後に算定した温度補正透水係数 k_{15} の経時変化である。試験には層の上下あるいは層の中央付近を供試体として用いているため、それぞれ乾燥密度は異なっているが透水係数の値には大きな差はない。

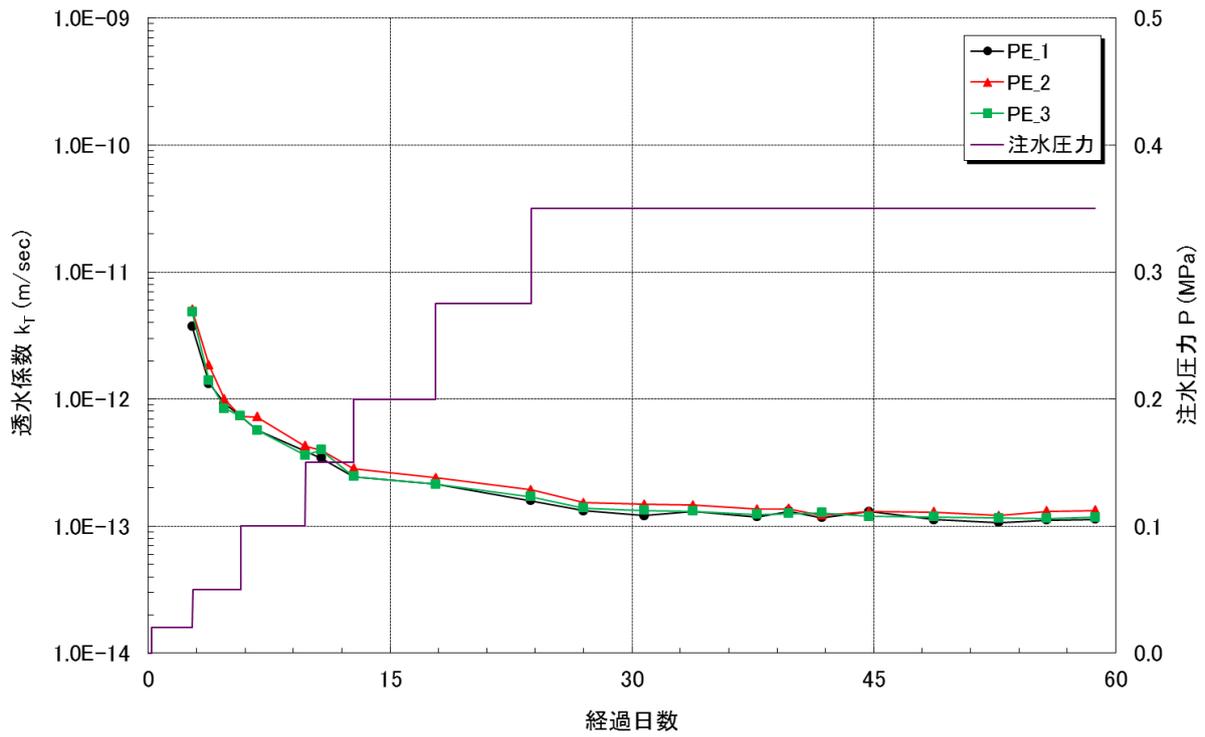
図 2.2-29 には、各供試体の乾燥密度と測定された透水係数を示す。また、表 2.2-4 に透水試験結果の一覧を示す。乾燥密度が高くなるにつれて透水係数の値が若干小さくなっているが大きな差はない。図 2.2-30 には既存値との比較を示す。既存値ともよく整合していることが分かる。



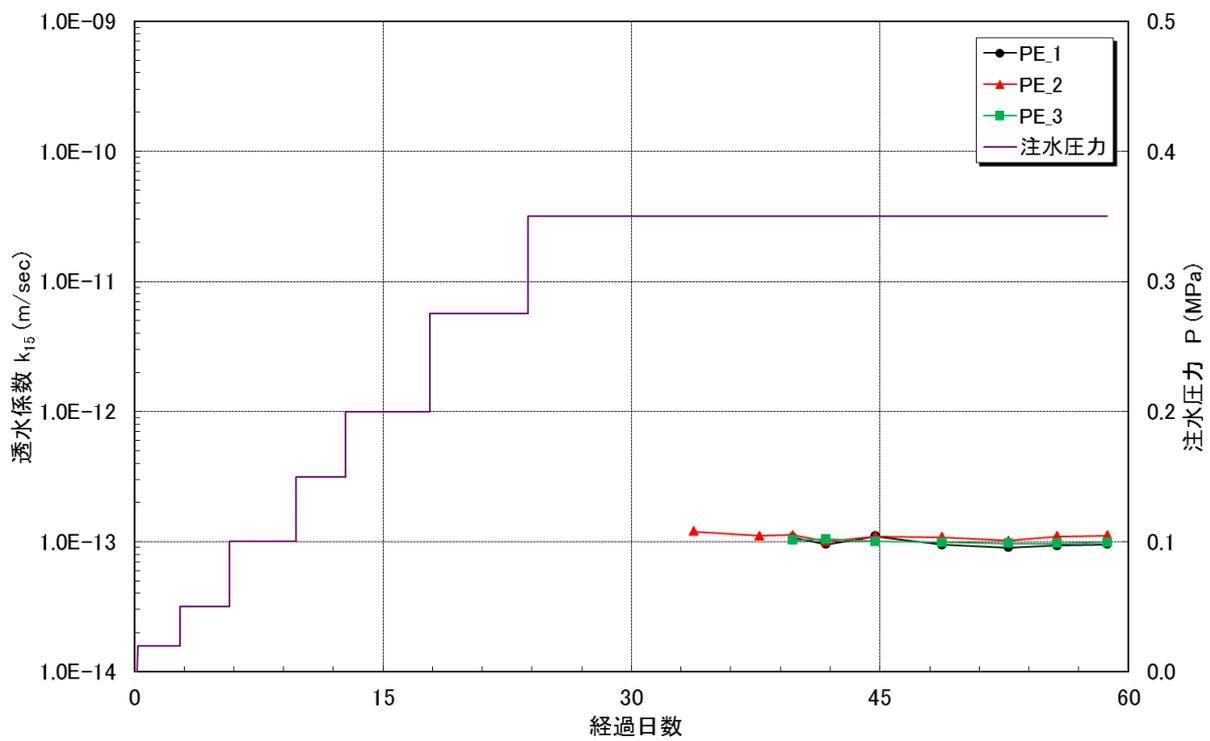
図 2.2-27 透水試験装置

表 2.2-4 透水試験結果一覧

試験ケース	乾燥密度 (Mg/m ³)	初期含水比 (%)	透水係数 (m/sec)	備考
PE_1	1.687	20.0	9.65×10^{-14}	
PE_2	1.652	20.2	1.08×10^{-13}	
PE_3	1.665	20.2	9.82×10^{-14}	



(a) 試験開始からの透水係数の経時変化



(b) 供試体飽和後の温度補正透水係数

図 2.2-28 透水試験結果

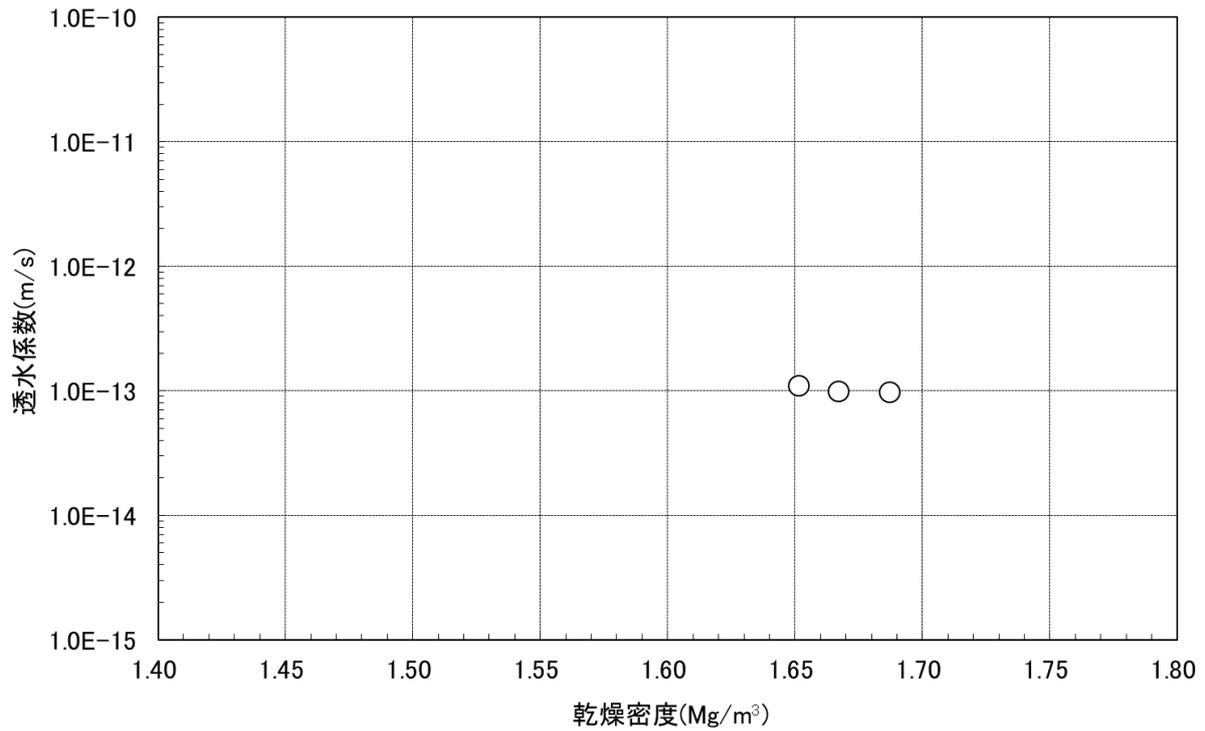


図 2.2-29 乾燥密度と透水係数の関係

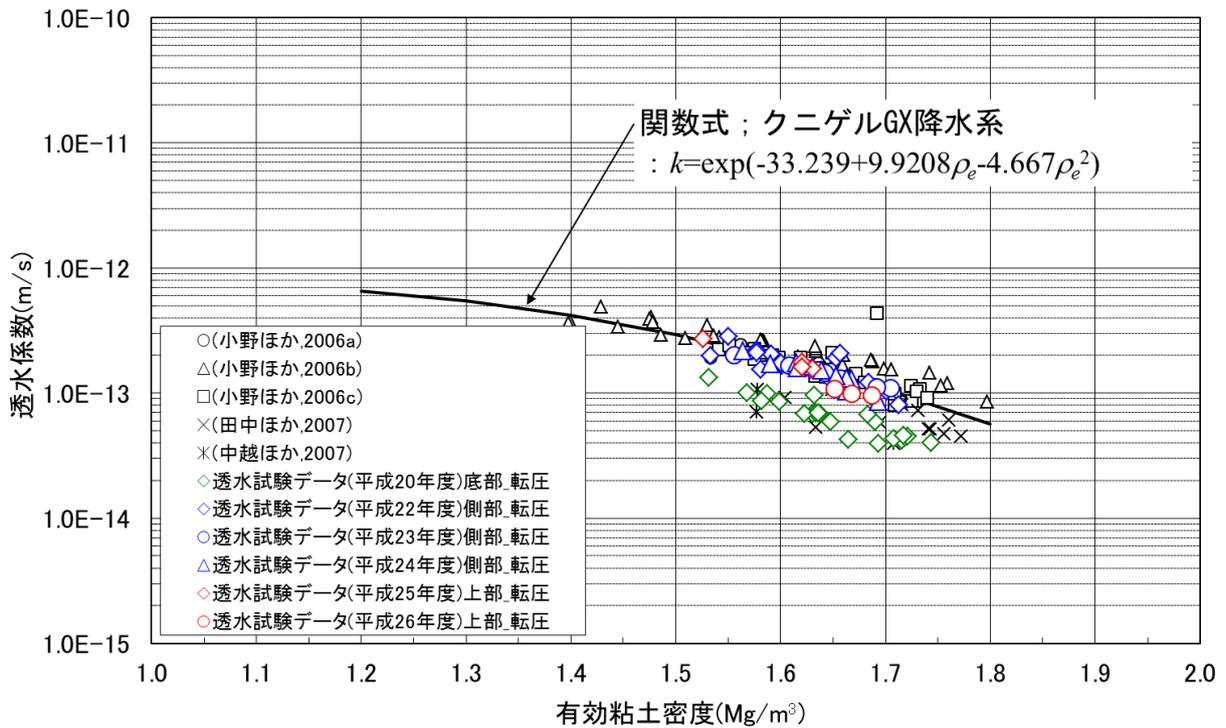


図 2.2-30 クニゲル GX の透水係数の既存値との比較
 (関数式は、既往結果[1]・[2]・[3]・[4]・[5]のデータより設定)

2.2.4 閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能の確認試験

(1) 膨潤圧試験

1) 試験方法

膨潤圧試験は現地採取試料を用い、浸潤による膨潤圧の測定を行った。試験は、圧密試験と同等の試験容器を用い、体積を拘束した状態で供試体の吸水に伴い発生する供試体軸方向応力を測定した。なお、供試体寸法は、直径 60mm、高さ 20mm とした。

- 供試体の体積を拘束した状態で試験容器へ給水し、供試体に吸水させる。この時、供試体の膨潤量が 0 であることを確認する。
- 給水開始と同時に膨潤荷重を荷重計で測定する。
- 試験の継続は、膨潤荷重が一定となることを確認するまでとする。
- 測定結果を基に次式で最大膨潤圧を求める。

$$p_{s\max} = \frac{F_{\max}}{A} \times 0.01$$

$p_{s\max}$: 最大膨潤圧 (MPa)
 F_{\max} : 最大膨潤荷重 (N)
 A : 供試体の面積 (cm²)

- 試験が終了した後、供試体の試験後含水比を測定する。

2) 試験結果

図 2.2-31 に膨潤圧試験用供試体の成形の状況を示す。1 層あたり約 50mm のコアを上下に分割し所定の厚さになるように成形し、その後、所定の直径になるように側面をトリミングして試験用の供試体とした。

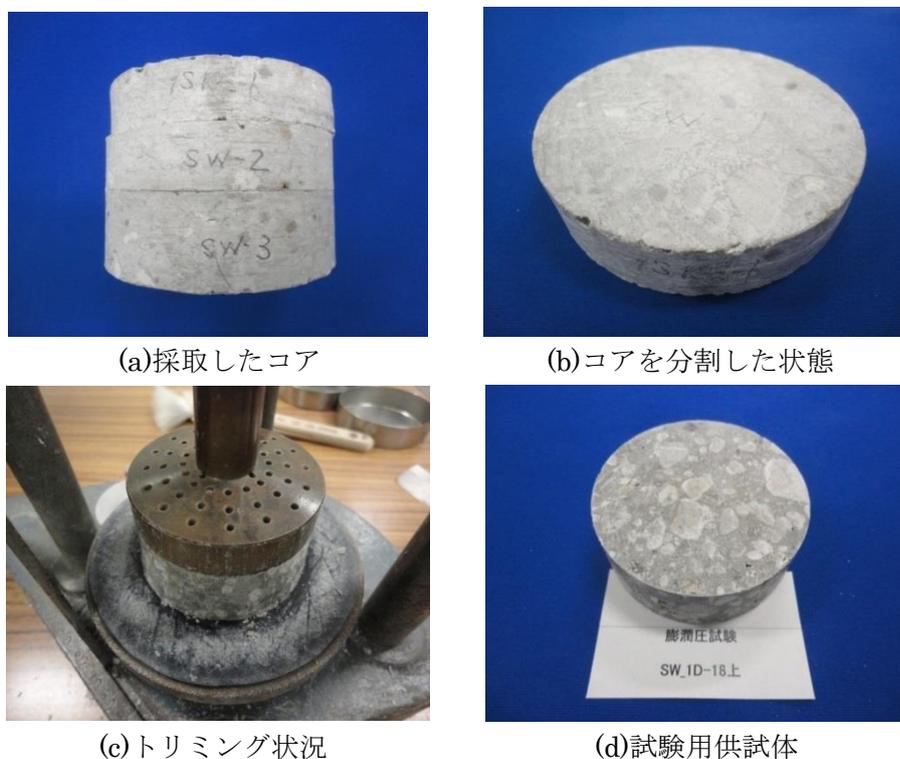
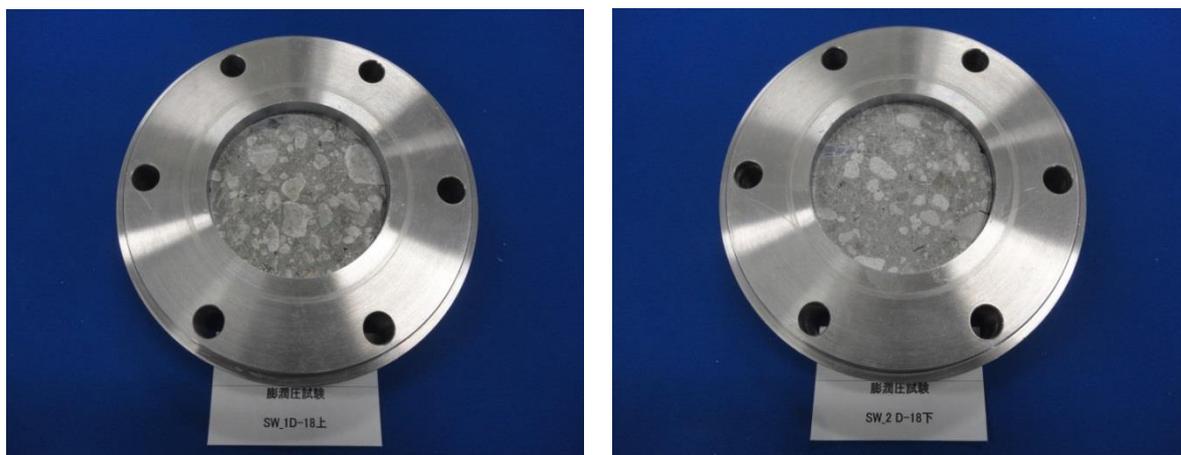


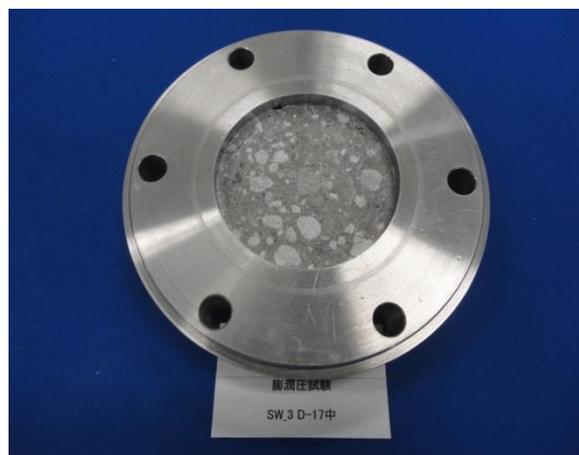
図 2.2-31 膨潤圧試験用供試体の成形の状況

図 2.2-32 には成形した供試体を試験用セルにセッティングした状況を示す。



(a)SW-1

(b)SW-2



(c)SW-3

図 2.2-32 膨潤試験用供試体の試験用セルへのセッティング状況

図 2.2-33 に使用した膨潤圧試験装置を示す。図 2.2-34 および表 2.2-5 は膨潤圧の測定結果を示す。それぞれ供試体の乾燥密度が大きくなるに従い、発生する膨潤圧の値は大きくなっている。値は 1.2MPa から 1.3MPa 程度であった。

図 2.2-35 には供試体の乾燥密度と平衡膨潤圧の関係を示す。供試体の乾燥密度が $1.65\text{Mg/m}^3 \sim 1.69\text{Mg/m}^3$ の範囲でばらついているが、供試体の乾燥密度が大きくなるにつれて平衡膨潤圧の値は大きくなっていることが分かる。図 2.2-36 には、これまでクニゲル GX を対象に得られている膨潤圧の値との比較を示す。今回の結果は、これまでの結果とも良く整合していることが分かる。

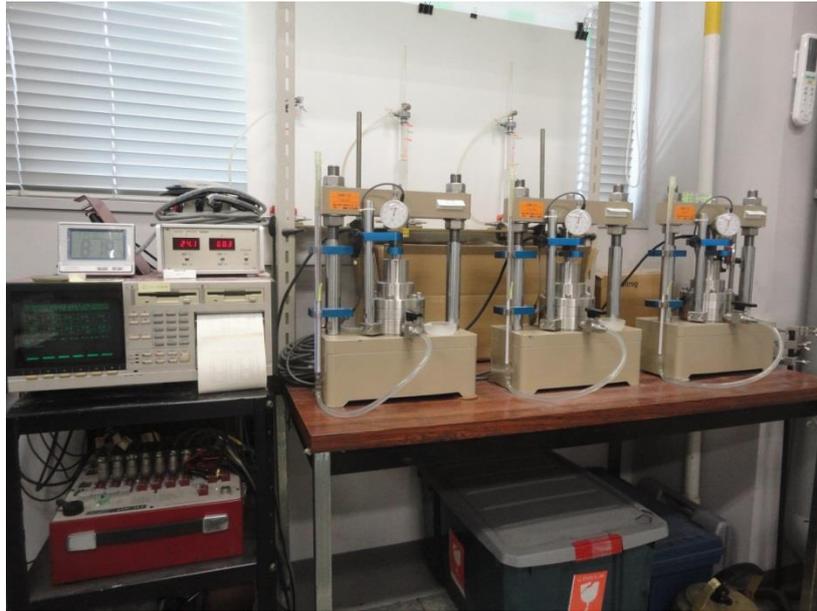


図 2.2-33 膨潤圧試験装置

表 2.2-5 膨潤圧試験結果

試験ケース	初期乾燥密度 (Mg/m ³)	初期含水比 (%)	平衡膨潤圧 (MPa)	備考
SW_1	1.674	20.0	1.221	
SW_2	1.658	20.0	1.195	
SW_3	1.684	19.9	1.312	

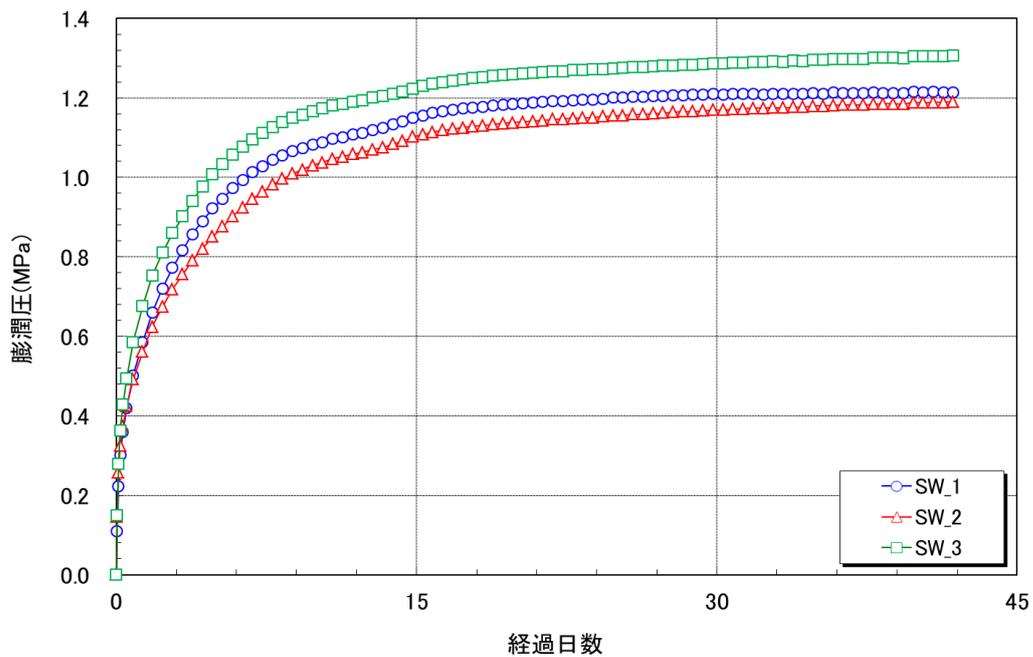


図 2.2-34 膨潤圧の経時変化

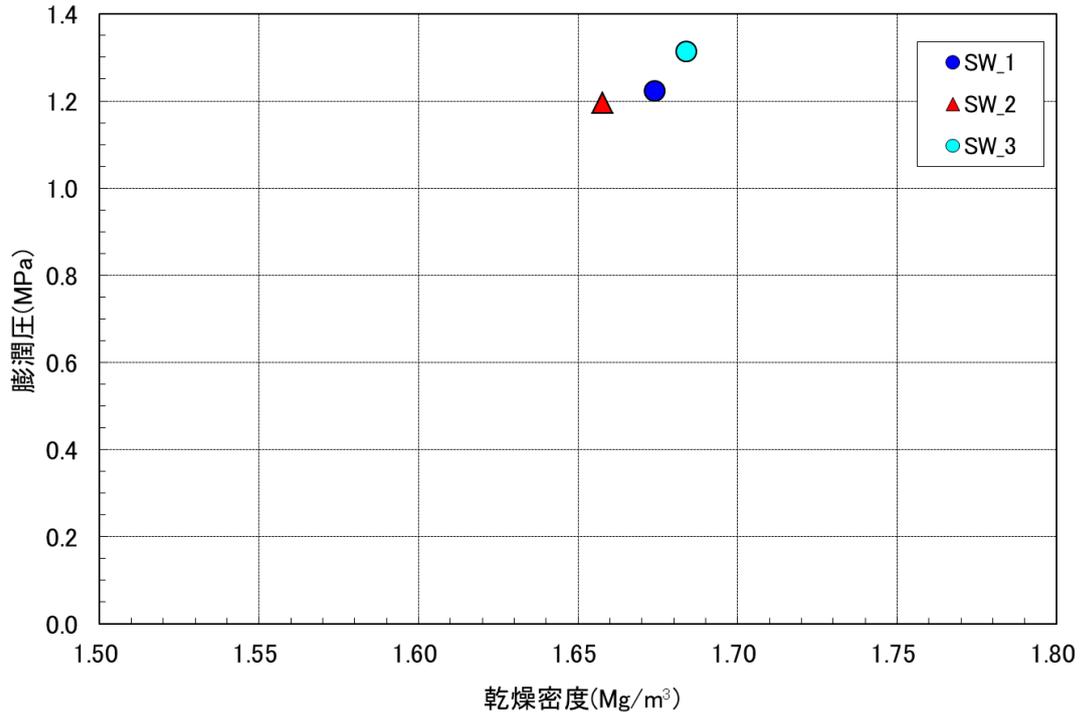


図 2.2-35 膨潤圧と乾燥密度の関係

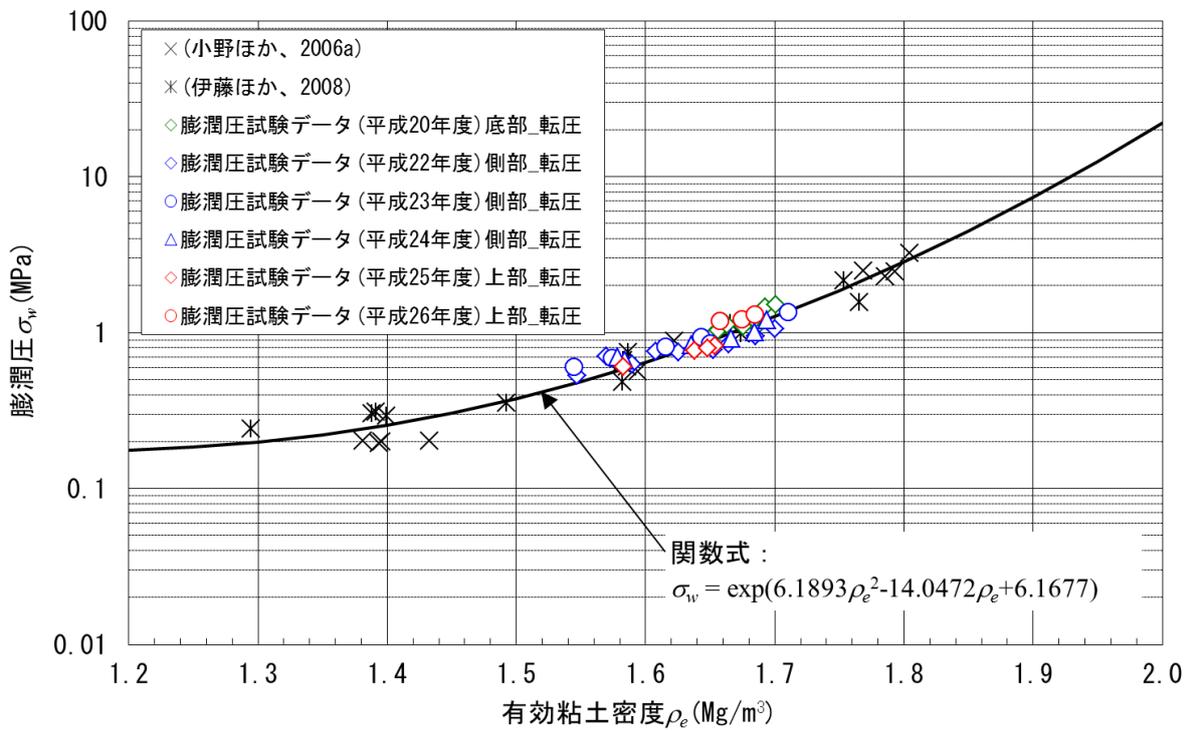


図 2.2-36 クニゲル GX の膨潤圧の既存値との比較
(関数式は、既往結果[6]・[7]のデータより設定)

2.3 施工確認試験結果の評価

上部緩衝材の施工確認試験結果に基づいて、材料、施工方法、品質、出来形、歩掛りについて分析し、振動工法による上部緩衝材施工の施工実現性について評価する。

2.3.1 材料特性に関する評価

(1) 材料特性に関する評価

平成 20 年度地下空洞型処分施設性能確証試験のうちの底部緩衝材施工確認試験において抽出されたベントナイト材料特性に関する品質管理項目を表 2.3-1 に示す。今年度の上部緩衝材施工確認試験においても、平成 20 年度の品質管理項目に準じて品質管理を行った。

表 2.3-1 ベントナイト材料特性に関する品質管理項目

分類	項目	方法	目的・概要
材料特性 (基本)	最大粒径	JIS A 1204 (日本工業規格)	最大粒径・粒度は、材料の含水比、施工の密度、均質さ率に影響を与える。材料の含水比のばらつきは密度のばらつきの要因となり、緩衝材の品質のばらつきの直接的な要因となる。
	粒度	JIS A 1203 (日本工業規格)	
	調整前含水比	JIS A 1203 (日本工業規格)	調整前含水比は、含水比調整時の加水量を設定する際の基本情報である。また、ベントナイトは重量単位で購入するため、調整前含水比が高いと、見かけ上の材料費が高くなる。
	塑性限界	JIS A 1205 (日本工業規格)	地盤材料の保水力、透水性、細粒分含有率などに相関がある物理量であり、その他、力学パラメータとの相関も検討されている。 既往の研究でも数多く取得されており、本検討で使用する材料の妥当性を確認する。
	メチレンブルー吸着量	JBAS-107-91 (日本ベントナイト工業会標準試験方法)	メチレンブルー吸着量試験は、ベントナイトの陽イオン交換容量 (CEC) の簡易測定法として多年用いられてきた方法である。CEC はモンモリロナイト含有量と関係があり、この目安として試験が行われる。モンモリロナイト含有量はベントナイトの低透水性、膨潤性の源であり、緩衝材の材料として重要な指標である。
	膨潤圧	JBAS-104 (日本ベントナイト工業会標準試験方法)	膨潤圧試験は膨潤性能を評価する試験である。膨潤の圧力ではなく、吸水して膨潤する量を評価する。

(2) 材料特性の品質管理基準

平成 20 年度の底部緩衝材施工確認試験においては、ベントナイト材料特性に関する品質管理基準が設定されている。材料特性の品質管理基準を表 2.3-2 に示す。

表 2.3-2 材料特性に関する品質管理基準

品質管理項目	管理値
最大粒径	10mm
含水比	10%以下
塑性限界	30%以下
メチレンブルー吸着量 (モンモリロナイト含有量)	63mmol/100g 以上 (45%以上)
膨潤力	10 (ml/2g) 以上

本試験では、ベントナイト材料の製造メーカー（クニミネ工業㈱）において材料の含水比調整および各種試験を行っており、搬入したベントナイト材料の試験成績書（ミルシート）により材料品質の確認を行った。なお含水比調整にはアイリッヒミキサ (Mixer Type: DEV22) を用いた。含水比調整のフローを図 2.3-1 に示す。

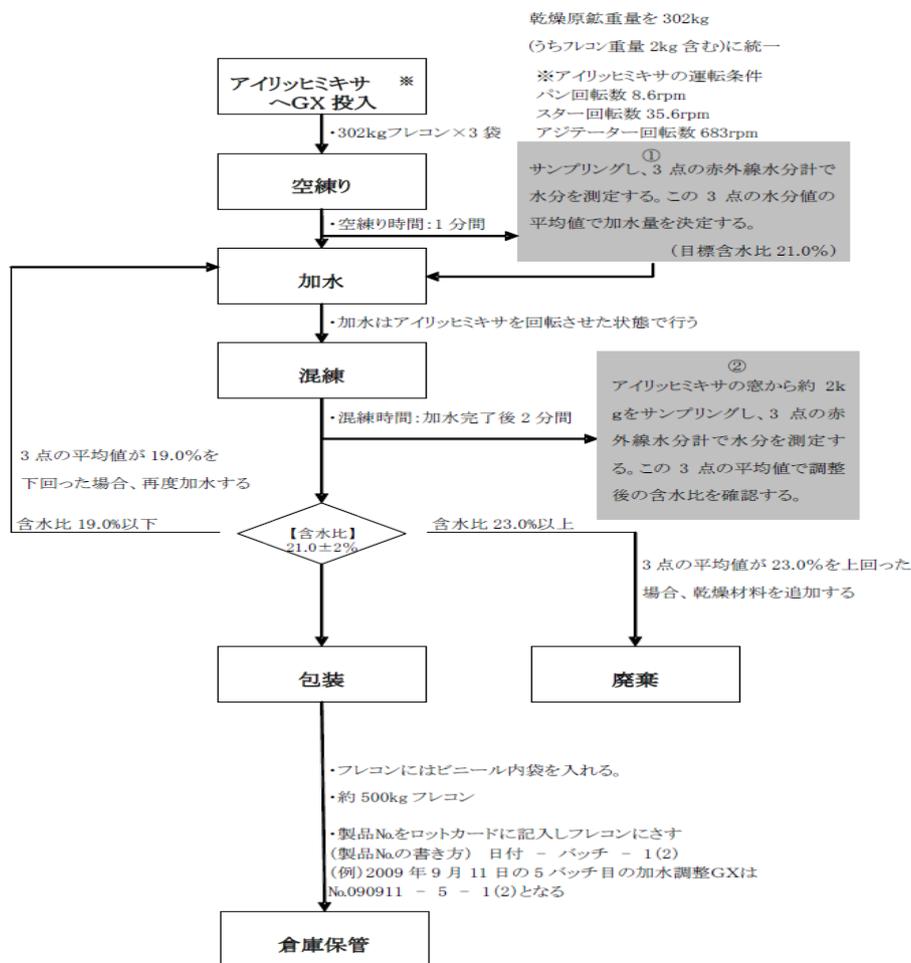


図 2.3-1 含水比調整のフロー

(3) 材料特性の品質管理結果

今年度に使用したベントナイト材料の各物性値の一覧を表 2.3-3、ベントナイト（クニゲル GX）の粒径仕様を表 2.3-4 に示す。また、ベントナイト材料の粒度分布を図 2.3-2 に示す。

今年度使用したベントナイト材料の最大粒径、自然含水比、塑性限界、メチレンブルー吸着量、膨潤力とも表 2.3-2 に示す品質管理基準値を満たしている。また、粒度分布についても管理目標の範囲内である。

表 2.3-3 今年度使用したベントナイト材料の特性一覧表

試料名	最大粒径 (10mm以下)	自然含水比 (10%以下)	塑性限界 (30%以下)	メチレンブルー吸着量 (mmol/100g)	膨潤力 (ml/2g)
110420	○	7.7	23.6	64	14
121011	○	8.2	23.1	68	14
130926	○	9.1	22.8	68	15
131018	○	9.2	23.2	68	15
131030	○	8.1	24.2	68	16
131031	○	8.5	22.3	65	15
131101	○	9.2	22.6	65	14
140512	○	7.9	23.4	70	16
140513	○	8.2	25.0	71	14
140514	○	8.1	22.1	72	16
140515	○	7.6	26.5	68	14
140520	○	8.3	25.1	68	16
平均		8.3	23.7	68	15

表 2.3-4 ベントナイト（クニゲル GX）の粒径仕様

	ふるいを通るものの質量百分率 (%)								
	ふるいの呼び寸法 (mm)								
	19	9.5	4.75	2	0.85	0.425	0.25	0.106	0.075
クニゲルGX	100	100	70~100	45~100	20~100	0~100	0~70	0~30	0~10

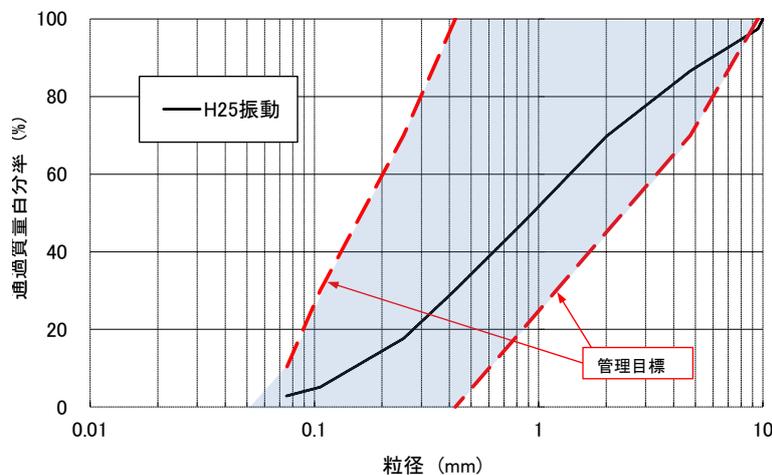


図 2.3-2 ベントナイト粒度分布

(4) 緩衝材の要求機能と材料特性に関する品質管理項目との対応

ここでは、表 2.3-1 に示したベントナイト材料特性に関する品質管理項目について、緩衝材の要求機能との対応を述べる。

緩衝材に求められる要求機能は、放射線障害防止上の観点から要求される基本安全機能のうち、「閉じ込め」と「移行抑制」である。また、緩衝材には、放射線障害防止上の基本安全機能のほかに「作業上の機能」として確実な建設・作業を行うための力学的安定性の確保が要求される。

建設・作業段階の期間において求められる閉じ込め機能は、放射性核種の移行媒体となる地下水が廃棄体へ浸入することを抑制することで、埋設地外への有意な核種移行を防止する機能であり、地下水の浸入は緩衝材の透水特性によって支配されることから、地下水浸入抑制の技術要件として透水特性があげられる。また、コンクリートピットの建設、廃棄体の定置作業などは、処分空洞の底部に施工された緩衝材上で行われる。そのため、底部緩衝材には、廃棄体やコンクリートピットなどの支持部材として十分な強度が求められることから、技術要件として力学特性が挙げられている。上部の緩衝材へは底部緩衝材ほどの荷重は作用しないが、上載される上部埋戻し材を支持するに十分な強度が求められるものと考えられる。

埋戻し後においては、移行抑制機能を確保するため、緩衝材には人工バリア内部を通過する地下水の流量の低減を図ることが求められる。地下水通過流量は、緩衝材の透水特性によって支配されるため、緩衝材に対する技術要件として透水特性があげられる。

以上のように、緩衝材の要求機能に関わる技術要件には透水特性と力学特性があげられる。透水特性および力学特性に関連のある材料管理項目には、モンモリロナイト含有率、層間陽イオン組成、粒度分布、含水比、塑性限界があげられており[8]、表 2.3-1 の管理項目のうち、粒度分布、塑性限界、メチレンブルー吸着量はこれら技術要件に関連のある材料管理項目の一部である。

緩衝材に長期的な変化をもたらす代表的な現象・反応と、その現象・反応と関連する主要な特性を表 2.3-5 に示す。鉱物組成は長期的な化学的変質に影響を与えるものと考えられている。特に有効モンモリロナイト密度や層間陽イオン組成は、長期的な透水係数を支配する重要な因子であり、設計、品質管理および検査において配慮すべき項目である。密度（かさ密度）については、長期的な化学的変質が生じた場合の透水係数の増大の程度を決定する因子となる。強度・変形係数、膨潤圧は、力学的変化に影響する因子である。強度・変形係数は、人工バリアの長期的な力学変形を支配するものであり、膨潤圧は空洞内充てん材の領域へのはらみ出しや周辺の亀裂・隙間に対する材料流出に影響するものと考えられている[8]。

表 2.3-1 の管理項目のうち、メチレンブルー吸着量、膨潤力は長期的な移行抑制機能に影響を及ぼす項目としても材料管理項目となる。

表 2.3-5 緩衝材に対する代表的な現象・反応および関連する主要な項目[8]

重要度の高いパラメータ	性能を支配する主要な物理・化学特性	長期状態評価において考慮すべき主要な現象・反応	左記現象・反応に影響する当該部位の主要な項目
透水係数	モンモリロナイト層間イオン種	・交換性陽イオンの変化	・鉱物組成(層間陽イオン組成) ・密度(かさ密度)
	モンモリロナイト含有率	・モンモリロナイトの溶解	・鉱物組成(モンモリロナイト含有率)
	乾燥密度	・力学的変形に伴う密度・形状の変化 ・近接部材隙間等へのベントナイト流出	・強度・変形係数 ・膨潤圧
	間隙水の水質	・塩水の影響 ・硝酸塩、硫酸塩などの可溶性塩の影響	—
厚さ	厚さ	・力学的変形に伴う密度・形状の変化 ・近接部材隙間等へのベントナイト流出	・強度・変形係数 ・膨潤圧
	短絡経路の有無	・力学的影響による物理的損傷 ・膨潤による自己シール	・膨潤圧

2.3.2 施工・出来形に関する評価

上部緩衝材施工確認試験では、施工高さは約 1m であり、仕上り層厚 50mm で計 21 層の施工試験を行った。本施工確認試験においては施工ヤードの制約上、小型振動ローラを用いての転圧、および人力による材料敷均しにより施工した。また、予備転圧として小型転圧機械(バイブロコンパクタ、プレートコンパクタ)を使用し、端部はランマを用いて、昨年度試験において施工した転圧仕様により施工し、所定の品質を確保するための仕様の検討を行った。

以下では、今年度実施した施工試験の結果と、その結果得られる品質および出来形の確認を行うことで施工方法の評価を実施した。

(1) 施工方法

1) ベントナイト含水比調整

今年度の含水比調整は、平成 25 年度の上部緩衝材施工確認試験と同様に、アイリッヒミキサを使用した水添加混合方式により行った。今回はバッチ単位で初期含水比を測定してバッチ毎に水添加量を算定して調整を行った。その結果、図 2.3-3 に示すとおり、調整後の含水比は管理目標値の $21 \pm 2\%$ を満足することとなり、バッチ単位での水添加により調整方法は、所定の品質を確保する上で有効な手段であると言える。

また、今回、現場に納品後の材料についても含水比の測定を実施している。納品後の材料は、各フレコン毎に 2 点の含水比測定を行った(納品後の含水比の測定は計 240 点)。図 2.3-4 は納品後の各フレコンにおける含水比の測定結果の平均値として各バッチでの結果を示す。図 2.3-5 には納品後に各フレコンの測定結果の分布を示す。また、図 2.3-6 および図 2.3-7 に材料の初期含水比と納品後の含水比の関係を、図 2.3-8 に調整後の含水比と納品後の含水比の関係を示す。

納品後の材料の含水比の平均値は20.0%となり、設定値21.0%より1.0%低い値となった。初期含水比および調整後の含水比の測定は赤外線水分計（FD-720）を用いて実施されており、納品後の含水比の測定は炉乾燥法により実施した。炉乾燥による含水比の測定が18～24時間を要するに比べて、赤外線水分計による含水比の測定は迅速に行うことが可能である。炉乾燥による含水比測定は、測定する材料の最大粒径により必要となる最小重量が表2.3-6に示すようにJIS（日本工業規格）により規定されており、クニゲルGXは最大粒径が10mmであるため、150gから300gが必要となる。一方、赤外線水分計には規定がないが、対象の材料は基本として粉体や液体であり、測定可能な量は最大120gであるが、量が多いと測定に時間を要するため通常は10数g程度を用いて測定を行う。測定する量の違いもあるので、両者により測定された値の比較を行った。図2.3-8より、納品後に炉乾燥により測定された値は、調整後に赤外線水分計により測定された値に比べ低いという結果であった。

以上より、赤外線水分計により含水比を測定する場合は、炉乾燥法に比べて高い含水比を示す傾向があり、実際には目標値より平均1%程度低い含水比となっている可能性があるため、実施工に向けて、より正確な含水比管理が求められる場合には、含水比の測定方法による誤差の低減を図る対策について検討の余地がある。

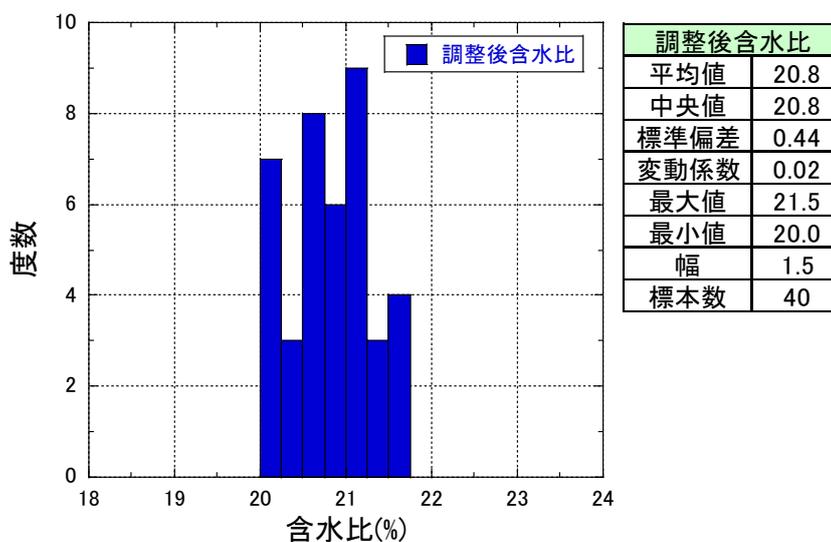


図 2.3-3 材料の水分調整後の含水比

表 2.3-6 含水比測定に試料として必要な最小重量

試料の最大粒径 mm	試料の最小重量
75	5kg～30kg
37.5	1kg～5kg
19	150g～300g
4.75	30g～100g
2	10g～30g
0.425	5g～10g

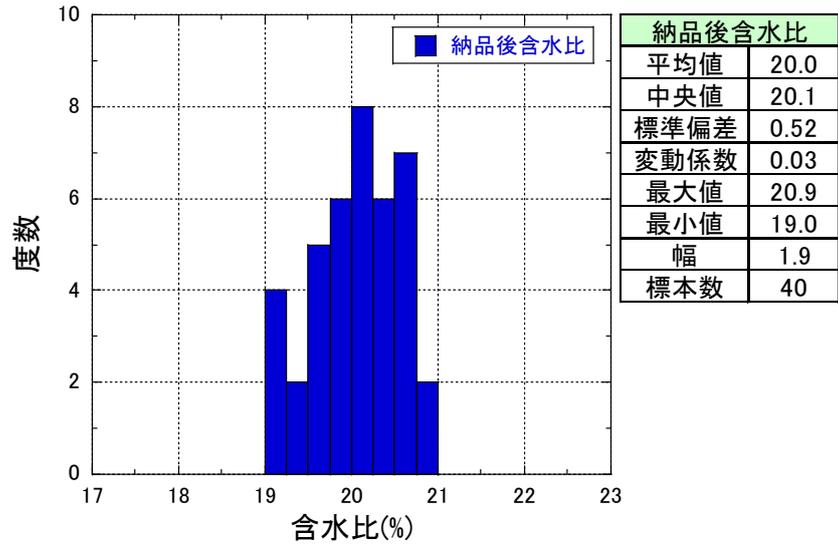


図 2.3-4 材料の納品後の含水比 (バッチ毎)

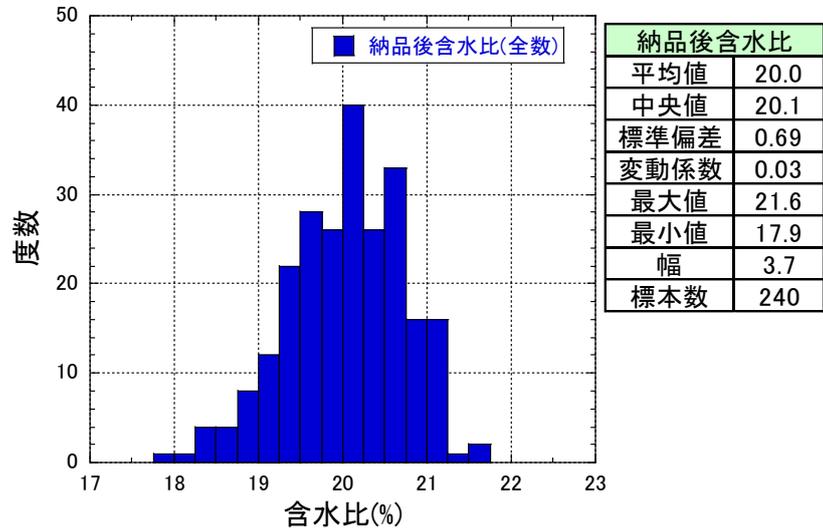


図 2.3-5 材料の納品後の含水比 (全数)

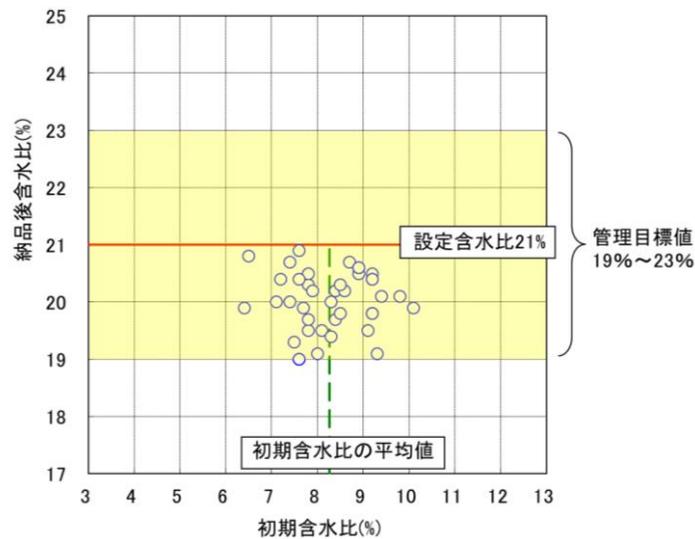


図 2.3-6 材料の初期含水比と納品後の含水比の関係

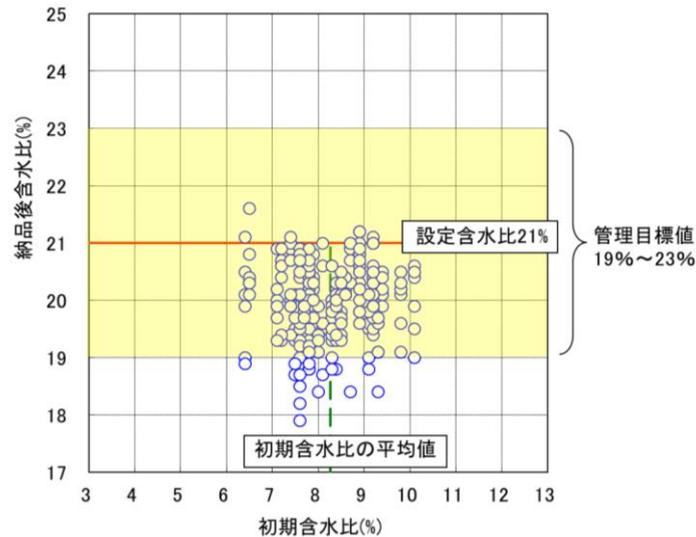


図 2.3-7 材料の初期含水比と納品後の含水比（全数）の関係

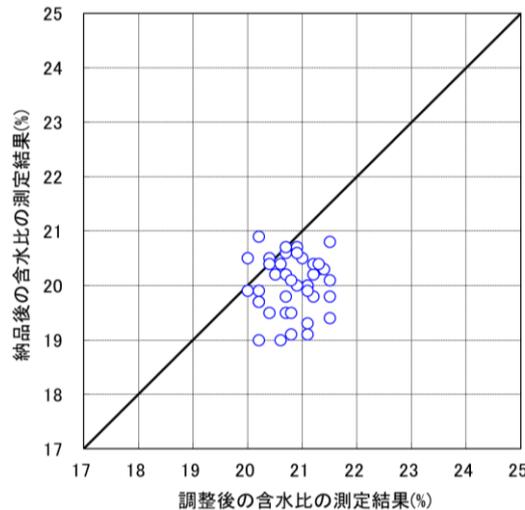


図 2.3-8 材料の調整後の含水比と納品後の含水比の関係

2) 材料敷均し

本施工試験では施工ヤードの制約上、材料敷均しは人力で実施し、施工には小型のフィニッシャの使用も考えられることから、それを想定した敷均し厚さ（100mm）で施工試験を行うこととした。

上部緩衝材の密度は、材料敷均し時（厚さ 100mm）と転圧後の仕上り厚さ（厚さ約 50mm）を測量することにより、施工後の密度確認を行う方法を用いているため、材料敷均し時は所定の厚さを確保し、かつ平坦に仕上げる事が重要である。

本試験は、狭隘なエリアにおける施工であることから、人力により敷均しを行い、レーザーレベルを用いて敷均し厚さを管理している。そのため、品質を重視した管理を行うことができたが、実施工においては、小型フィニッシャによる連続敷均し施工が想定されるため、機械化による施工歩掛の改善が見込まれる一方、品質管理方法については小型フィニッシャ等を用いた機械化による敷均し厚さの管理方法等については、十分な検討が必要と考えられる。

3) 転圧

今年度実施した上部緩衝材の施工範囲は、幅 3.51m×奥行き 5.25mである。この施工範囲は小型振動ローラの大きさ（長さ 1.5m,幅 0.85m）と比べて極端に狭く、昨年度までの実績から、小型振動ローラによる転圧のみでは切り返し回数が多くなり、施工面を乱すことが予想されたため、事前にプレートコンパクタ（60kg）およびバイプロコンパクタ（300kg）で予備転圧を行った。また、小型振動ローラの転圧方向は奥行き 5.25m の長辺方向のみとした。したがって、短辺方向の端部はランマによる転圧とした。

本施工試験は、実施工と比べて非常に狭い範囲であり特殊な条件下での転圧施工となったが、転圧機械の性能や特色を踏まえ、適用する機械を適宜選択して施工することで品質を確保できる見通しが得られた。具体的に平成 25 年度の転圧施工試験の結果と合せて整理すると、敷均し直後の予備転圧時は施工面が乱れやすいため、小型振動ローラを使用する場合は無振動転圧とし、使用しない場合にはプレートコンパクタ（60kg）、バイプロコンパクタ（300kg）を採用する方法により、所要の品質の緩衝材を構築できることが確認された。

本転圧時は、転圧能力の高い振動ローラ（1,548kg）を優先して採用し、振動ローラでは転圧できない端部および隅角部や振動ローラの切り返し回数が増え、施工面を乱す可能性が高い場合には、ランマを用いることで目標とする品質を確保できる見通しが得られた。

(2) 施工時の品質管理

1) 施工層厚

施工層厚の管理は、転圧終了後にレベルにより出来形測定を実施した。施工時には、各層毎にレベル管理を行い、層ごとの施工高さの確認を行った。施工層厚は、レーザーレベルを用いて敷均し厚さの管理を行ったため、大きな不陸は生じなかった。図 2.3-9 には、20 層目施工後および仕上げの最終 21 層目施工後の施工面のコンター図を示す。施工面高さの差（不陸）は、20 層目施工時では 11mm、最終 21 層目では 13mm と小さい値であった。

これらの結果より、材料敷均しはレーザーレベルを用いた敷均し厚さの管理を行い、転圧後の厚さについても層毎にレベル計測を行うことで、不陸が小さく平坦性の高い仕上がり精度を確保でき、さらに、ほぼ均一密度の上部緩衝材を施工できる見通しが得られた。また、層毎にレベル測量を行うことで、仕上り時の凹凸を事前に把握でき、最終仕上り面までの層の中で層厚の調整を行うことができるものと考えられる。

昨年度試験では、予備転圧として小型振動ローラによる無振動転圧（4Pass）実施後、本転圧（小型振動ローラによる振動転圧 2Pass）を実施したが、今年度試験では施工ヤードの制約上、振動ローラの予備転圧時に切り返しによる施工面の乱れが懸念されたため、予備転圧の機械を小型転圧機械（プレートコンパクタ、バイプロコンパクタ）に変更している。

各層の施工後の層厚さの平均値は、昨年度および今年度ともに同じで 4.9mm であった。すなわち、施工後の各層の層厚さは、予備転圧の機械および転圧方法による違いはほとんどないことが確認できた。ただし、実施工においては、機械の入れ替えに時間を要することや施工範囲も広くなる等、施工条件が変わるため、採用する機械については適宜選択する必要があると考えられる。

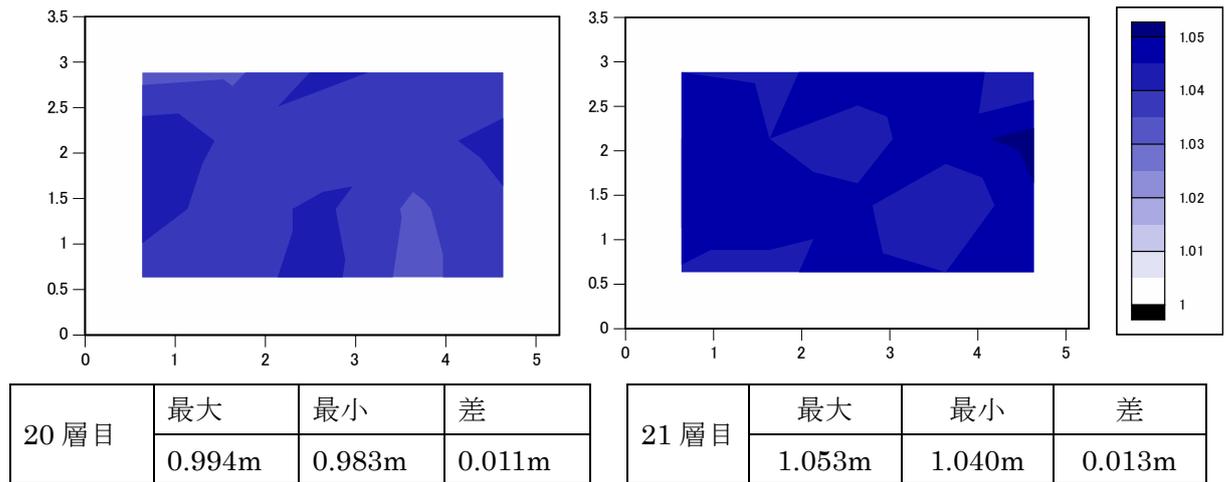


図 2.3-9 上部緩衝材の施工面高さのコンター図

2) 施工密度、含水比

施工時の品質管理として、各層の施工高さの測定の他に、コアドリルによるコアサンプリングを行ってコア密度を測定し、各層ごとに仕上がり密度を確認した。

コア密度の全データは図 2.3-10 に示すとおり、管理値 $1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$ の範囲に収まっている。さらに、図 2.3-11 に示すとおり、各層の平均はほぼ $1.60 \pm 0.05 \text{Mg/m}^3$ の範囲となっており、ばらつき自体は $\pm 0.01 \text{Mg/m}^3$ 程度と非常に小さい値となっている。このことから、選定した施工機械による転圧工法により、所定の品質を満足し、非常にばらつきの小さい品質の緩衝材の施工が可能であることが確認された。さらに、小型振動ローラでの転圧施工が困難な端部の施工では、ランマを使用した転圧により、所定の品質を満足することができることが確認された。

図 2.3-12～図 2.3-17 にコアの乾燥密度と含水比の関係を、室内の締固め試験による締固め曲線 (1Ec、4.5Ec、15Ec) とともに示す。図 2.3-12 および図 2.3-13 は小型振動ローラで転圧した一般部の乾燥密度の層平均および全データを、図 2.3-14 および図 2.3-15 はランマで転圧した端部の乾燥密度の層平均および全データを、また、図 2.3-16 および図 2.3-17 は一般部と端部を合わせた乾燥密度の層平均および全データを示す。

一般部の乾燥密度は、4.5Ec の締固めエネルギーによる締固め曲線付近に位置しており、小型振動ローラによる転圧は、ほぼ 4.5Ec 相当の締固めエネルギーであることが分かる。また、端部の乾燥密度は 4.5Ec の締固めエネルギーによる締固め曲線よりした側に位置しており、ランマ転圧による締固めエネルギーは 4.5Ec 相当の締固めエネルギーよりも小さく、小型振動ローラよりやや小さいことが分かる。

含水比は、端部に比べて一般部でのばらつきがやや大きく、層平均で 19～20%程度、全データでは 18～21%程度であるが、乾燥密度のばらつきは一般部の方が小さくなっている。

また、図 2.1-50 に示すように、コアにより測定された密度の層平均とレベル測量により算出された各層の密度で大きな差はないことが分かる。これにより、レベル測量による密度管理は、出来形管理の他に、施工時の品質管理として有効な管理方法であることが確認され

た。今後はコアサンプリングによる密度管理とレベル測量による密度管理の組み合わせにより、施工時の品質管理の頻度も縮小することが可能であると考えられる。

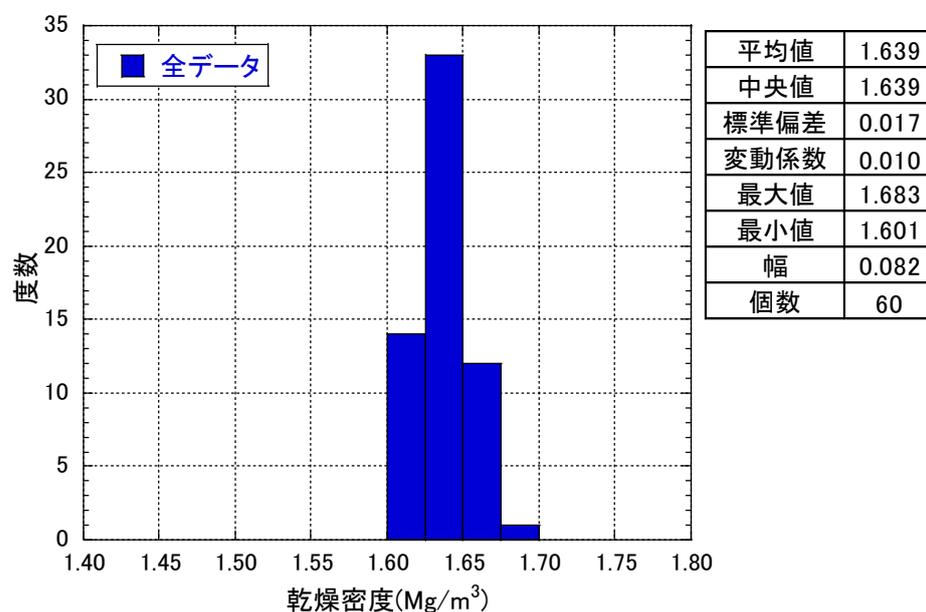


図 2.3-10 コア密度の測定結果（全測定データ；一般部）

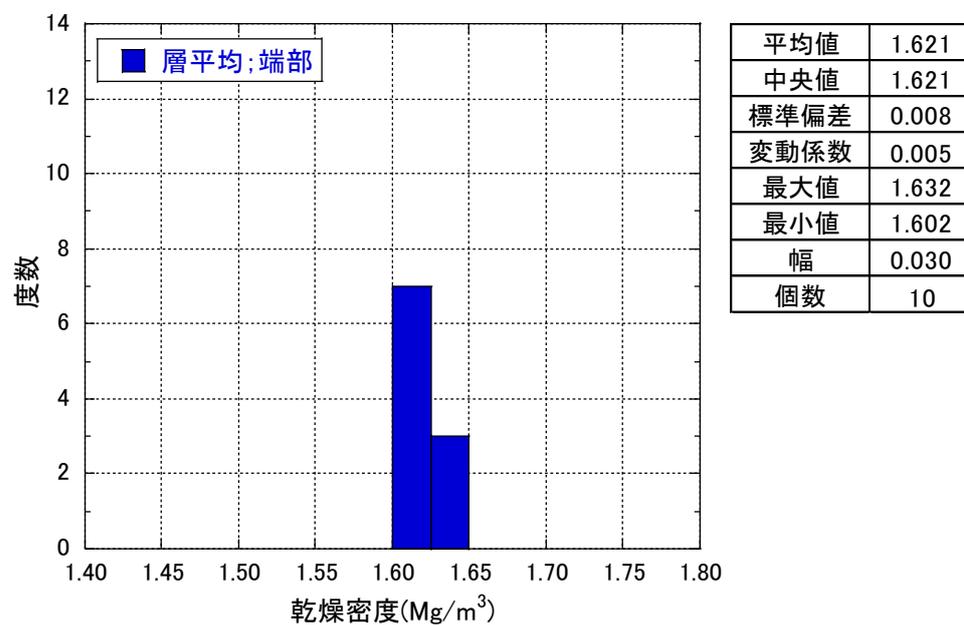


図 2.3-11 コア密度の測定結果（各層の平均値；端部）

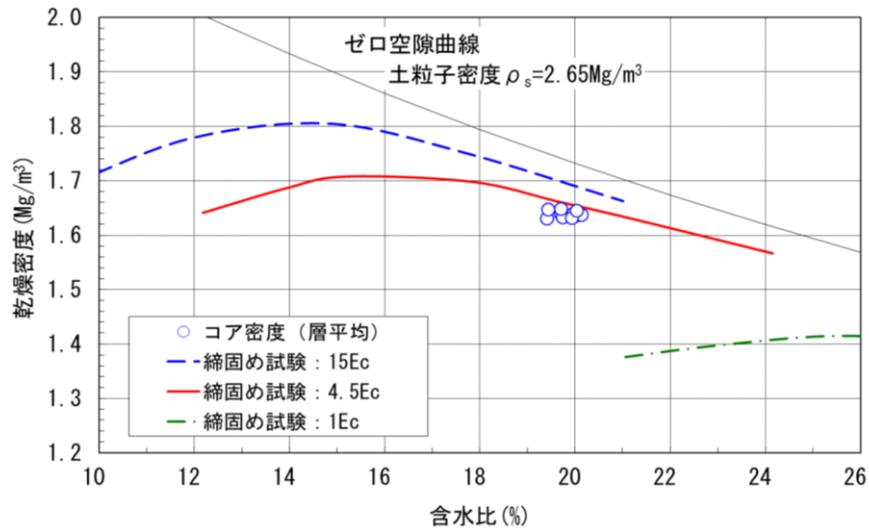


図 2.3-12 コア密度と含水比の関係 (各層の平均値；一般部)

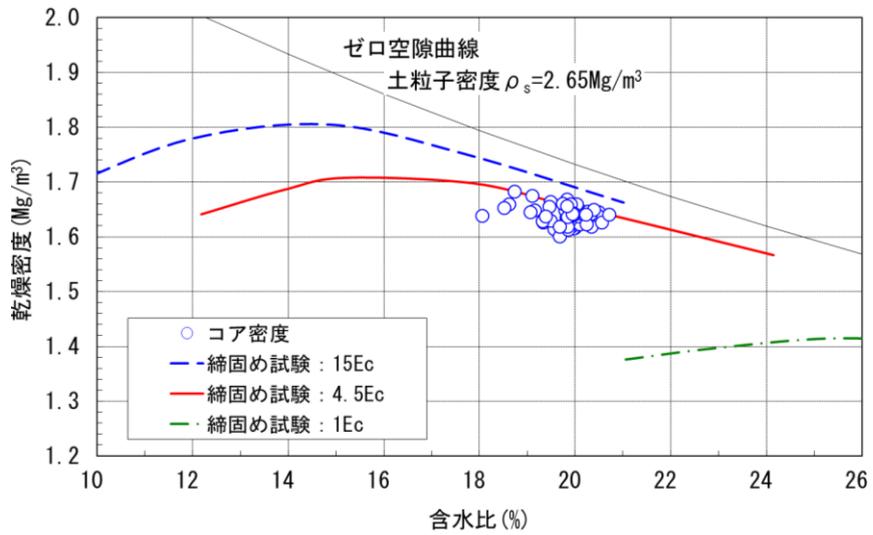


図 2.3-13 コア密度と含水比の関係 (全測定データ；一般部)

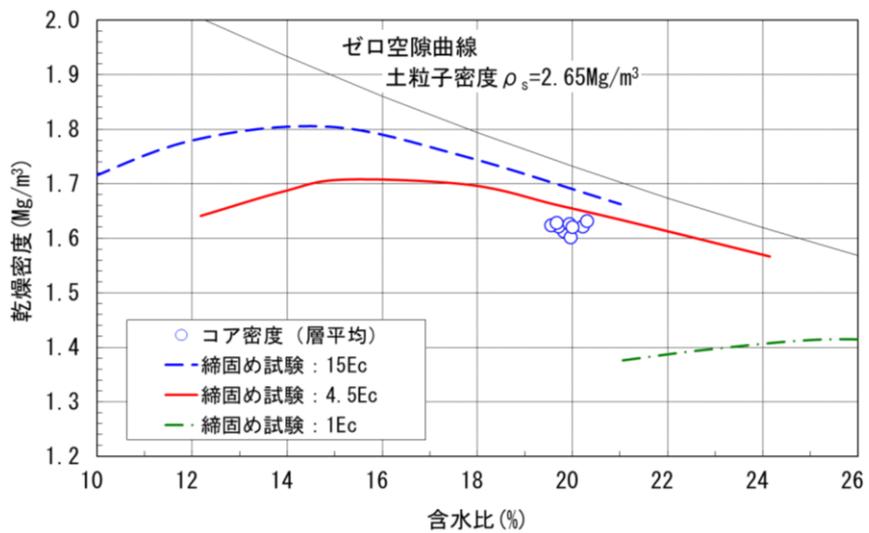


図 2.3-14 コア密度と含水比の関係 (各層の平均値；端部)

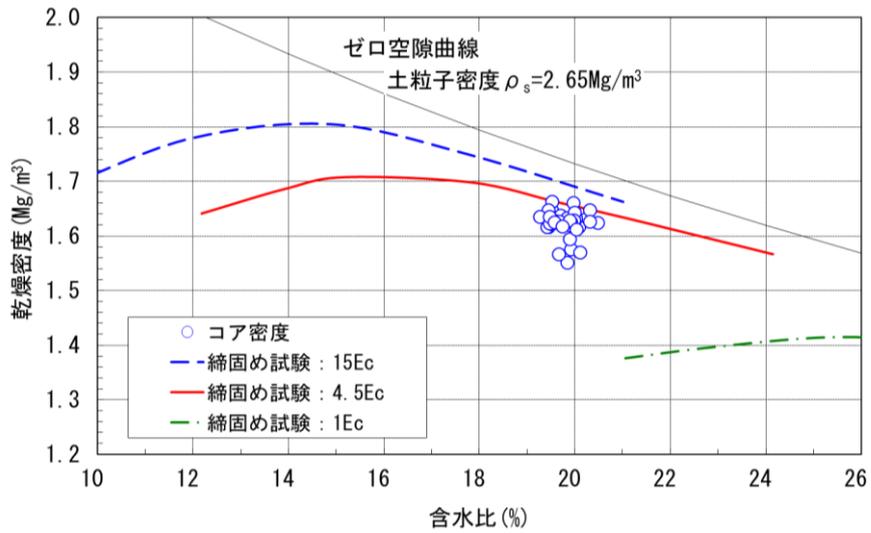


図 2.3-15 コア密度と含水比の関係 (全測定データ ; 端部)

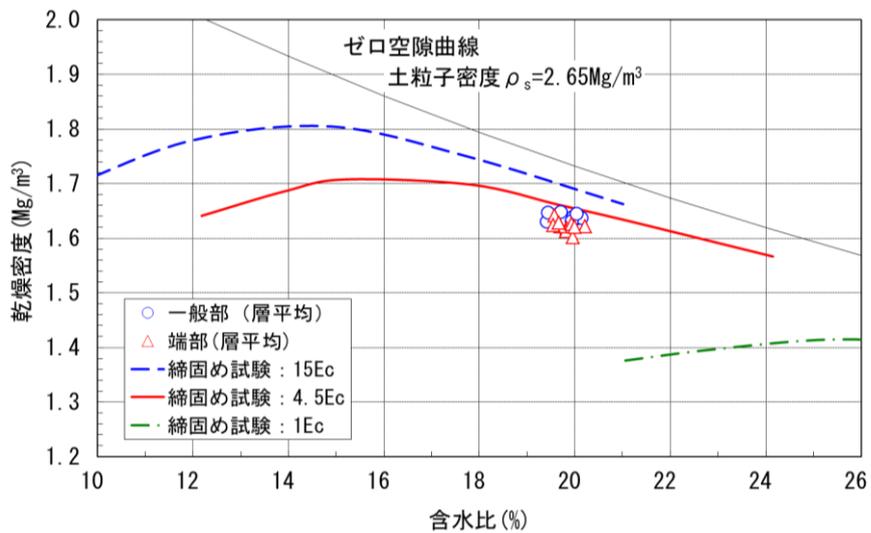


図 2.3-16 コア密度と含水比の関係 (各層の平均値)

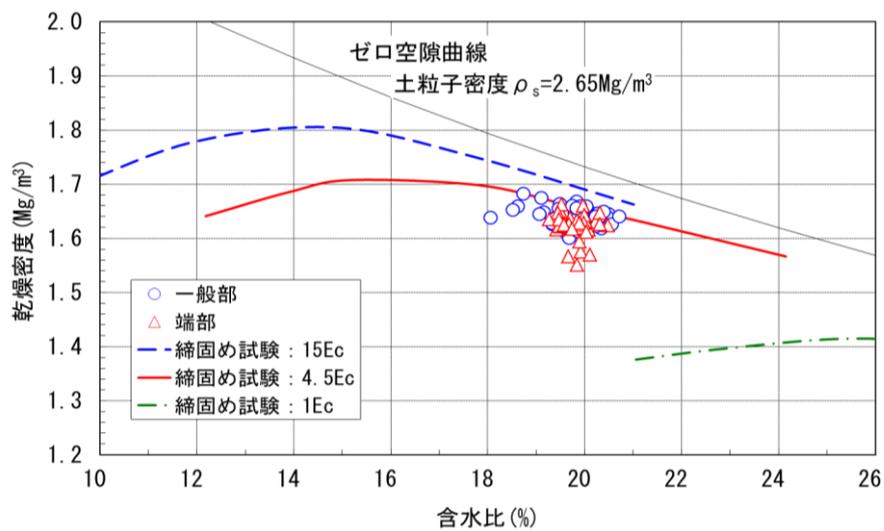


図 2.3-17 コア密度と含水比の関係 (全測定データ)

2.3.3 歩掛りに関する評価

本施工試験条件では、実施工に比べて狭い範囲を対象に施工を行ったため、人力による材料敷均しや小型の機械を主体とした施工であることから、施工歩掛は側部緩衝材と比べて 2 倍程度の時間を要する結果が得られた。

実施工においては、本試験条件と異なり空洞軸方向に施工延長が長くなり、空洞軸直角方向の幅も広くなると想定される。そのため、材料敷均しにおいて小型フィニッシャ等を利用した機械化施工を行う事で、人力敷均しに比べて歩掛の向上が考えられる。転圧施工についても、大型あるいは中型の機械を用いることを想定すると、施工レーン数が少なくなり、上部緩衝材における転圧の歩係りに関しては側部緩衝材と比べて遜色ない値になると思われる。また、側部に比べて施工ヤードが広いため、複数の機械を投入することも可能であると考えられる。

2.3.4 施工確認試験の総合評価

(1) ベントナイト材料特性

今年度使用したベントナイト材料（クニゲル GX）の最大粒径、自然含水比、塑性限界、メチレンブルー吸着量、膨潤力とも管理基準値を満たしている結果であった。また、粒度分布についても管理基準値の範囲内である。

(2) 施工方法

1) ベントナイト含水比調整

今年度の含水比調整は、平成 25 年度と同様に、バッチ式ミキサであるアイリッヒミキサを使用した水添加方式により行ったが、平成 25 年度と違いバッチ毎に初期含水比を測定し水添加量を設定して調整を行った。その結果、調整後のバッチ単位での平均含水比は 19%～20.9%となり、管理目標値の $21\pm 2\%$ を満足する結果が得られた。このことから、バッチ単位での水添加による調整方法は、初期含水比測定および添加量調整に時間を要するが、含水比の管理目標値を確保する上で有効な手段であるといえる。

含水比の測定に関しては、納品後において炉乾燥法により含水比を測定した。その結果、ベントナイトの含水比調整時は、赤外線水分計により含水比を測定しており、炉乾燥法に比べて高い含水比を示す傾向があることがわかった。実施工に向けて、より正確な含水比管理が求められる場合には、含水比の測定方法による誤差の低減を図る対策について検討の余地がある。

2) 材料敷均し・振動転圧

材料敷均しに関しては、実施工と比べて狭い範囲における施工であることから、人力により敷均しを行い、レーザーレベルを用いて敷均し厚さを管理した。そのため、品質を重視した管理を行うことができたと評価される。実施工においては、小型フィニッシャによる連続

敷均し施工が想定されるため、機械化による施工歩掛の改善が見込まれる。また、品質管理方法については、小型フィニッシャ等を用いた機械化による敷均し厚さの管理方法等について検討の余地がある。

転圧施工に関しては、実施工と比べて狭い範囲であり特殊な条件下での転圧施工となったが、転圧機械の性能や特色を踏まえ、適用する機械を適宜選択して施工することで品質を確保できる見通しが得られた。具体的に平成 25 年度の転圧施工試験の結果と合せて整理すると、敷均し直後の予備転圧については、転圧時の施工面が乱れを防止するため、本転圧前に小型振動ローラによる無振動転圧、または小型転圧機械（プレートコンパクタ（60kg）、バイプロコンパクタ（300kg））による全面転圧を採用する方法が良いと考えられる。本転圧時は、転圧能力の高い小型振動ローラ（1,548kg）を優先して採用し、振動ローラでは転圧できない端部や隅角部では、ランマを用いることで目標とする品質を確保できる見通しが得られた。実施工に向けてより品質を向上させるためには、ランマによる転圧施工は、振動ローラに比べて品質のばらつきが大きくなる傾向があるため、極力振動ローラにて転圧を行い、ランマは限定的な使用に留める方が品質のばらつきを低減できるものと考えられる。

(3) 施工後の品質・出来形

1) 仕上り密度（施工後の乾燥密度）

乾燥密度は、 $1.63\sim 1.65\text{Mg/m}^3$ の間でばらついている結果となった。すなわち、管理目標値 $1.60\pm 0.10\text{Mg/m}^3$ に対して、ほぼ $1.60\pm 0.05\text{Mg/m}^3$ の範囲となっており、ばらつきは $\pm 0.01\text{Mg/m}^3$ 程度となっている。この結果より、管理目標値 $1.60\pm 0.10\text{Mg/m}^3$ 以内で施工が可能であることが明らかとなった。施工後の乾燥密度は、小型振動ローラ転圧による一般部においては、 4.5Ec の締固めエネルギーでの締固め試験による締固め曲線に最も近い値であり、小型振動ローラによる転圧は 4.5Ec の締固めエネルギーによる転圧に相当することがわかった。

2) 施工高

本施工試験では、各層の施工終了後にレベル測量を行い、層ごとの仕上がり高さを管理した。ここでは、振動転圧による仕上がり高さのばらつきの把握と最終層終了時の仕上がり高さについての評価を実施した。

施工面高さの差（不陸）は、20 層目施工時では 11mm、最終 21 層目では 13mm と小さい値であった。

また、レーザーレベルを用いて敷均し厚さの管理を行ったため、大きな不陸は生じておらず、施工高さの管理方法として、レーザーレベルの使用は有効であると評価される。

(4) 施工効率

本施工試験条件では、実施工に比べて極めて狭い範囲を対象に施工を行ったため、人力による材料敷均しや小型の機械を主体とした施工となっている。そのため、施工歩掛は側部緩衝材と比べて 2 倍程度の時間を要する結果が得られた。実施工においては、材料敷均しにお

いて小型フィニッシャ等を利用した機械化施工を行う事で、人力敷均しに比べて歩掛の向上が期待される。また、転圧施工についても大型あるいは中型の機械の仕様が可能であることを想定すると、施工レーン数が少なくなり、上部緩衝材における転圧の歩係りに関しては側部緩衝材と比べて遜色ない値になると思われる。また、側部に比べて施工ヤードが広いため、複数の機械を投入することも可能であると考えられ、施工効率はさらに向上するものと思われる。

(5) まとめ

本試験の施工条件においては、採用した施工方法により構築した上部緩衝材において、乾燥密度のばらつきが少なく、目標とする品質を確保することができた。また、初期性能確認試験において述べるように、緩衝材の主機能である止水性能に関して、構築した部材が要求される初期性能を満足することを確認した。

以上のことから、今回採用した小型振動ローラによる転圧工法の適用性が把握でき、その結果、施工性、品質（乾燥密度のばらつき・層厚さの出来形等）、初期性能（透水係数、密度、膨潤特性等）が確認されたことから、採用した施工技術・施工方法が現実の施設の施工においても実現できることを確認するとともに、適用できる技術として確立することができた。また、小型振動ローラを用いて広がりのあるエリアを施工した緩衝材の品質に係るデータは少なく、諸データのばらつきの程度およびより多くのデータの蓄積を図ることができた。

2.3.5 施工確認試験の課題の抽出

本施工試験の結果、以下の課題が挙げられる。

①含水比調整

緩衝材の目標性能を得るためには、含水比調整段階において目標とする含水比に精度よくばらつきを抑えて調整することが極めて重要である。本試験では、アイリッヒミキサを用いたバッチ単位での含水比調整方法を用いている。実施工においては、大量のベントナイトを材料として使用するため、含水比調整方法についてコストやスケールメリットに着目した機械の選択や、ストックヤードにおける養生方法等、実際の施工において品質とコストの両面から検討の余地があると考えられる。また、炉乾燥法と赤外線水分計による含水比測定結果の違いについては、材料調達から施工後の含水比を確認する手段として、簡易的にかつ精度良く測定できるよう品質向上と合わせて実施工に則した品質管理方法を検討することが望ましい。

②転圧施工機械の上部低拡散材への影響確認

本施工試験では、上部緩衝材の転圧施工において小型振動ローラを基本とした施工確認試験を実施してきた。実施工においては、効率化のために大型あるいは中型の振動ローラを採用する可能性が考えられるため、上部低拡散材への影響について確認を行うことが望ましい。

2.4 初期性能確認試験結果の評価

今年度実施した初期性能確認試験の試験項目を表 2.4-1 に示す。

建設・操業時の安全確保性能に係わる試験としては一軸圧縮試験を実施し、転圧施工で構築した上部緩衝材の強度特性・変形特性を確認した。

止水性能に係わる試験では、透水試験を実施し、動転圧施工で構築した上部緩衝材の透水係数の把握、初期性能の品質達成度の確認を実施した。

閉鎖後の力学的・化学的安定確保性能に係わる試験では、膨潤圧試験を実施し、膨潤圧を把握した。

表 2.4-1 初期性能確認試験の試験項目

要求性能	試験項目	数量	試験目的
建設・操業時の安全確保性能	一軸圧縮試験	6	強度・変形特性の把握
止水性能	透水試験	3	透水特性の把握
	密度試験（コア法）	20	
閉鎖後の力学的・化学的安定確保性能	膨潤圧試験	3	長期力学安定性の把握

2.4.1 建設・操業時の安全確保性能に関する評価

(1) 一軸圧縮試験結果

上部緩衝材施工終了後、構築した部材からコアを採取して一軸圧縮試験を実施した。試験のひずみ速度は 1%/min として行い、既往試験結果と比較を行った。

乾燥密度と一軸圧縮強さ、変形係数および破壊ひずみとの関係を図 2.4-1～図 2.4-3 に示す。同図は今年度を含めた過去 4 年分の試験結果をまとめたものである。

乾燥密度と一軸圧縮強さは高い相関がある（相関係数 0.892）ことが確認できる。乾燥密度と変形係数についてはややバラツキは認められ、相関は弱い（相関係数 0.292）。また、乾燥密度と破壊ひずみとの関係については、かなり高い相関関係にある（相関係数 0.525）といえる。

以上より、乾燥密度と一軸圧縮強さ、変形係数、破壊ひずみとは程度の大小はあるものの、いずれも相関が認められ、特に乾燥密度と一軸圧縮強さの相関は高く、一軸圧縮強さの乾燥密度依存性が確認できた。

図 2.4-4 に、乾燥密度、含水比、一軸圧縮強度の関係を示す。図からわかるように、乾燥密度の増加に伴い強度は増加し、同密度条件下においては乾燥側で強度が大きくなっていることが確認できた。

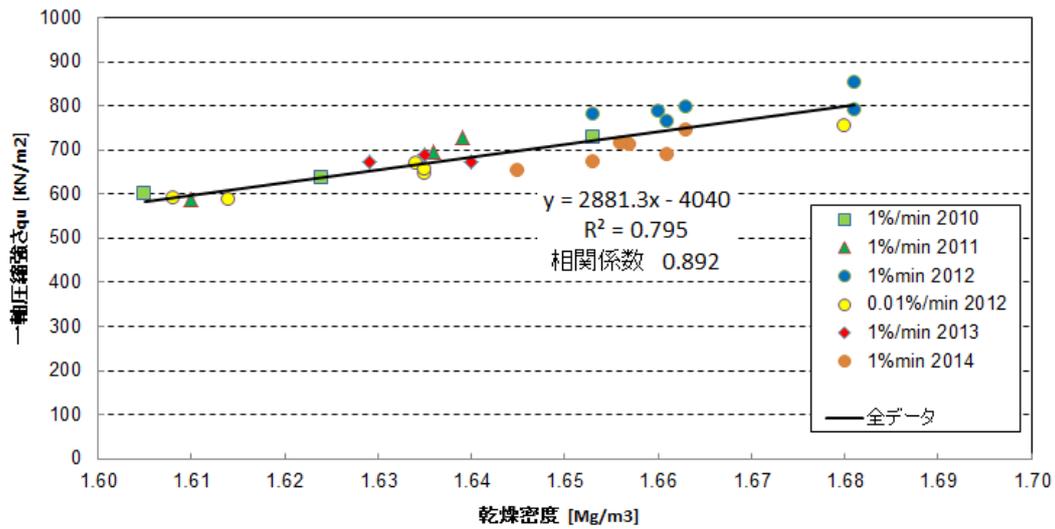


図 2.4-1 一軸圧縮強さ～乾燥密度

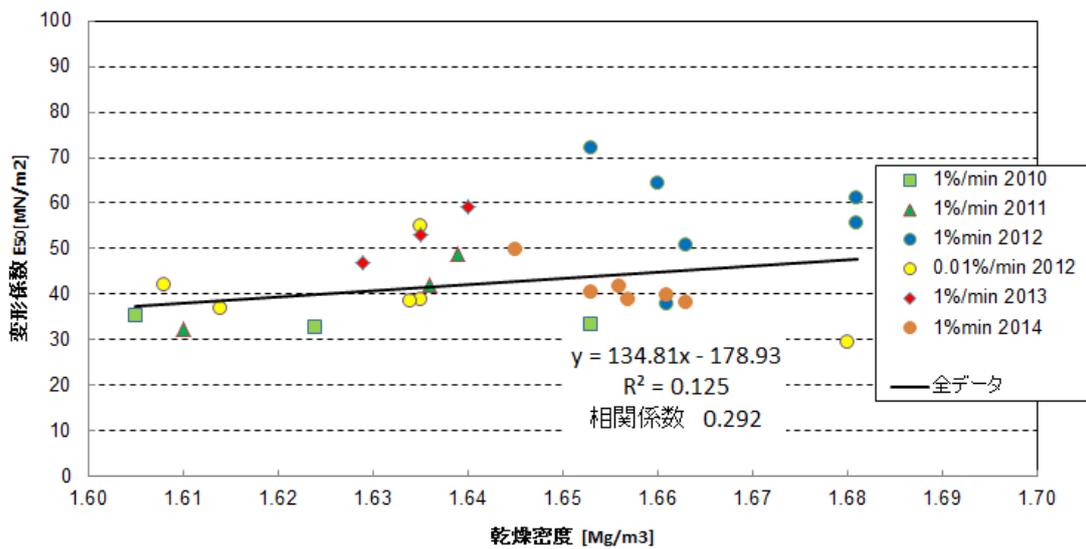


図 2.4-2 変形係数～乾燥密度

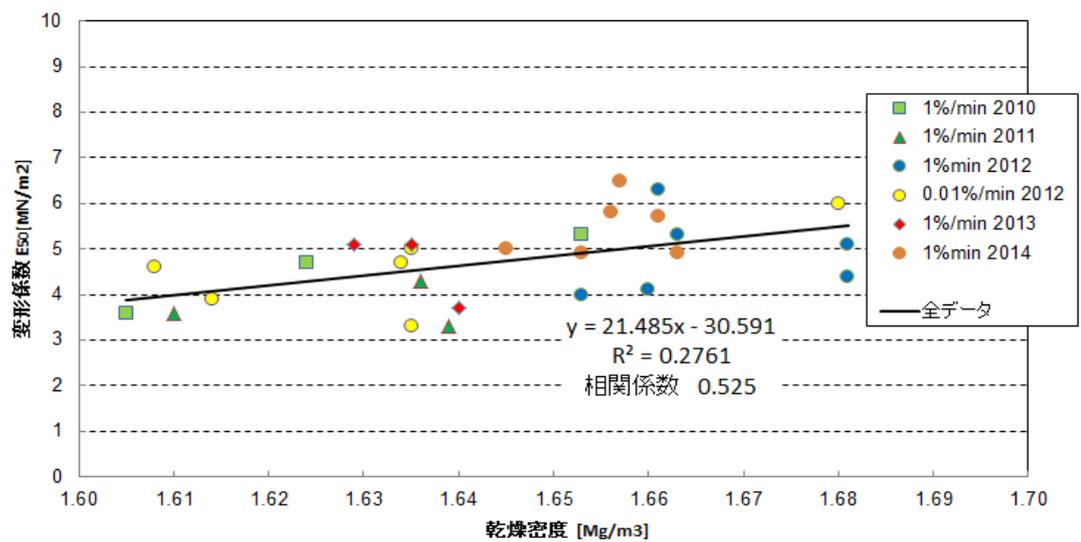


図 2.4-3 破壊ひずみ～乾燥密度

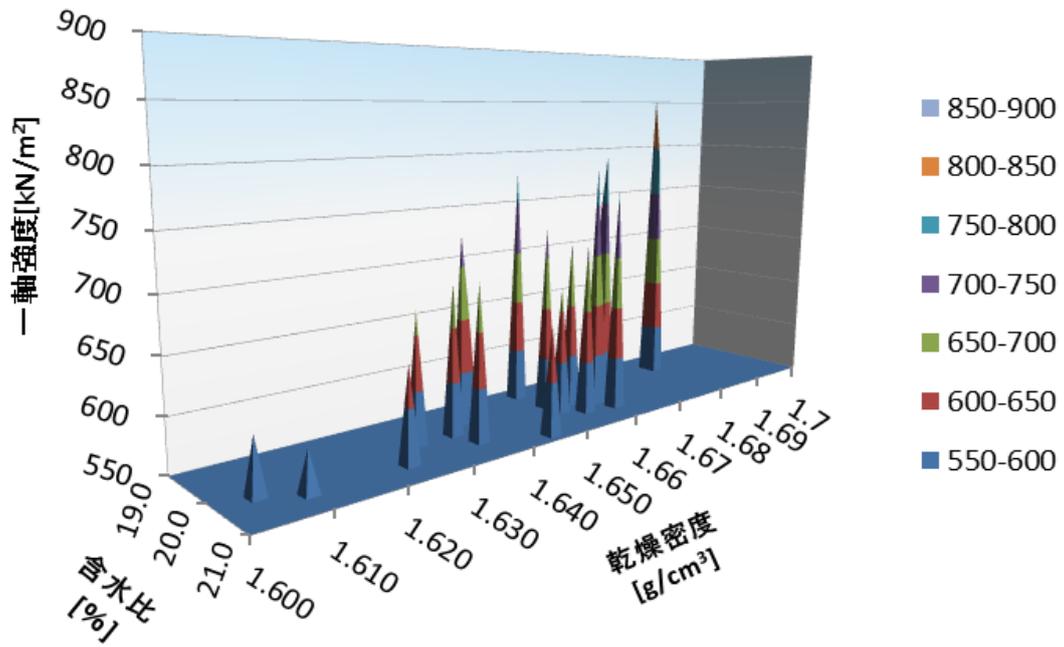


図 2.4-4 乾燥密度～含水比～一軸強度の関係

2.4.2 止水性能に関する評価

(1) 乾燥密度

透水係数の代替特性となる乾燥密度について、施工後の上部緩衝材からコア採取を行い、乾燥密度を測定した。乾燥密度に関しては、各層約 50mm のコアを上下方向に 2 分割して測定を行った。

2 分割による乾燥密度は、上部の平均が 1.669 Mg/m³、下部の平均が 1.624 Mg/m³ と、約 0.025 Mg/m³ 程度下部の方が小さくなっている。ばらつきの幅は両方とも 0.030 Mg/m³ 程度と極めて小さい。全体での乾燥密度は平均が 1.647 Mg/m³、最大 1.688 Mg/m³、最少 1.613 Mg/m³ で、 $1.60 \pm 0.09 \text{Mg/m}^3$ の範囲にあり、管理基準値 ($1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$) を満たす結果となった。

また、図 2.4-5 に示すように、今回試験の乾燥密度が締固めエネルギー 4.5Ec の締固め曲線に対して、上部および下部の密度は曲線の上下にばらつくような結果となっていることより、小型振動ローラによる転圧は、締固めエネルギー 4.5Ec 相当であることが分かる。すなわち、材料の敷均し厚さ 100mm の施工条件では、締固めエネルギー 4.5Ec 相当の転圧施工を実施すれば、乾燥密度は管理基準値 ($1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$) を満たすことが可能であるといえる。

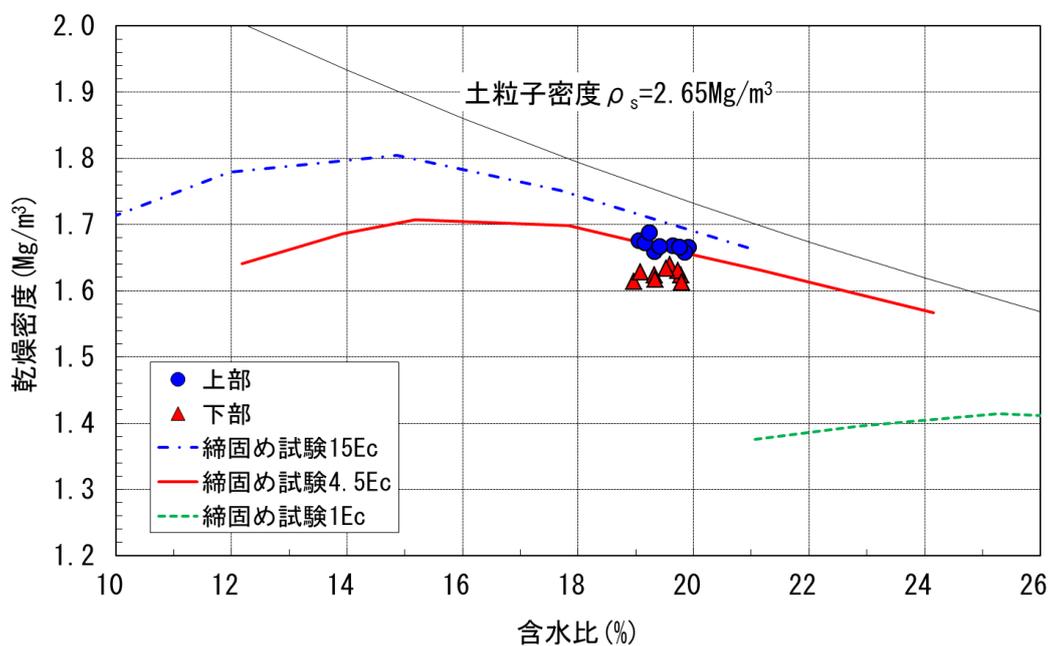


図 2.4-5 コア密度測定結果と室内締固め試験の比較 (一般部)

(2) 透水係数

透水試験による透水係数は、緩衝材に要求される止水性能「透水係数 5×10^{-13} m/sec 以下」を満足する値であった。

乾燥密度と透水係数の関係を図 2.4-6 に示す。透水係数と乾燥密度の関係にははっきりとした相関が認められず、乾燥密度の違いによる透水係数の差は見られない。

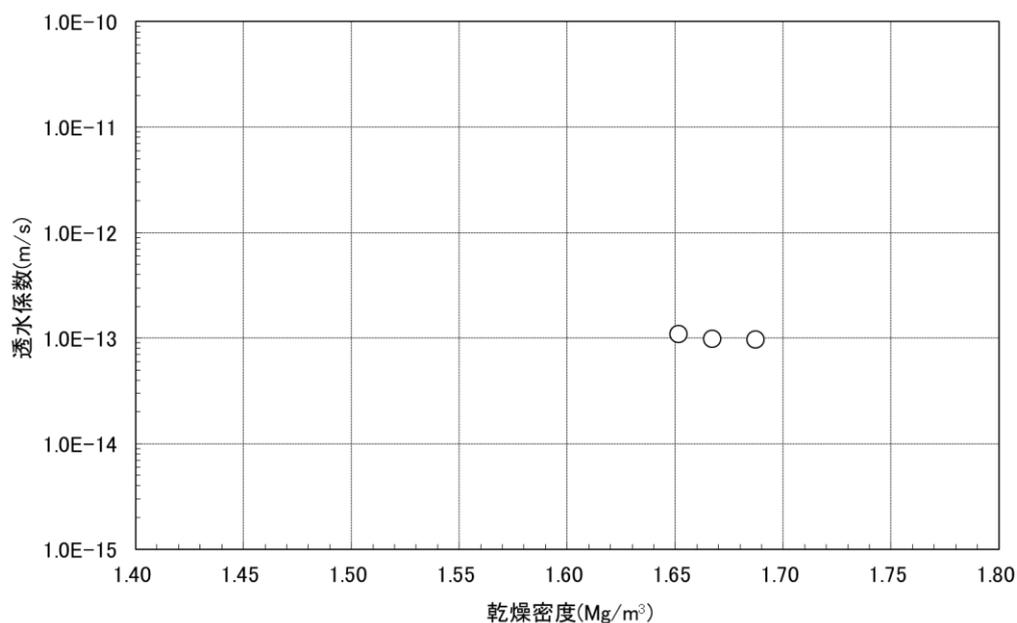


図 2.4-6 上部緩衝材の乾燥密度と透水係数の関係

2.4.3 閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能に関する評価

(1) 膨潤圧

膨潤圧試験のための供試体は1層あたり約50mmのコアを上下に2分割して供試体を作成した。膨潤圧と乾燥密度の関係を図 2.4-7 に示す。

乾燥密度が大きくなるに従い、膨潤圧は大きくなる。また、単位施工層の中で下部から上部に上がるにつれて乾燥密度が大きくなり、膨潤圧の値も大きくなる。その値は約 1.2MPa から 1.3MPa の範囲に分布する。

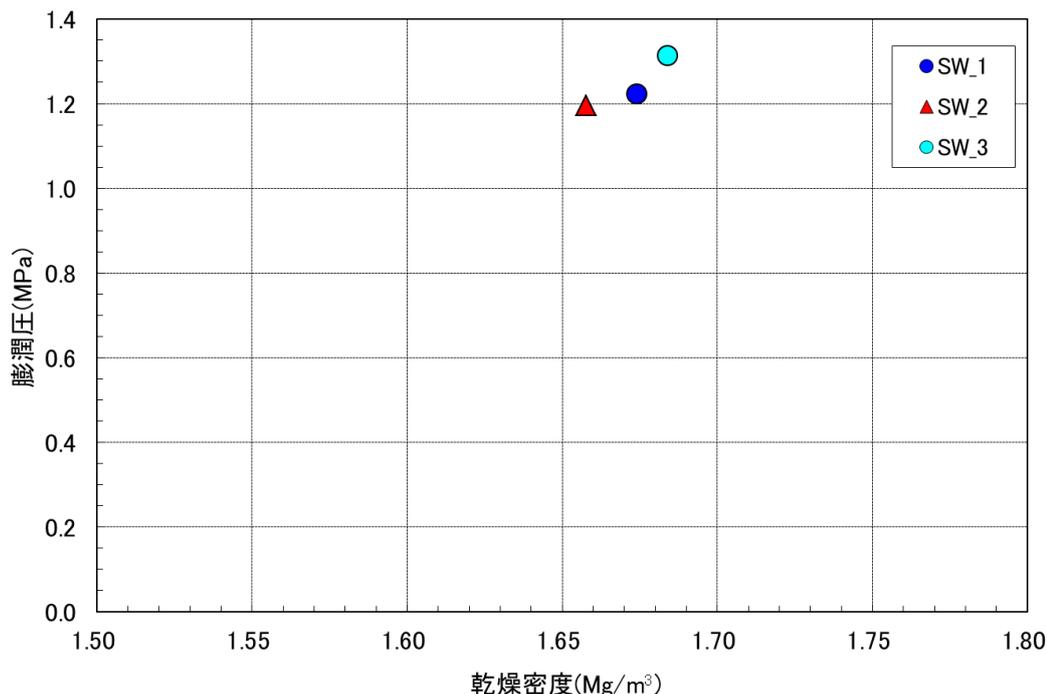


図 2.4-7 上部緩衝材の乾燥密度と膨潤圧の関係

2.4.4 初期性能確認試験の総合評価

初期性能確認試験では、転圧工法で構築した部材からコアを採取して各種試験を実施し、施設施工後の初期性能を把握した。今年度実施した試験は、緩衝材の要求性能から、「建設・作業時の安全確保性能の確認試験」、「止水性能の確認試験」、「閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能の確認試験」に分類される。

建設・作業時の安全確保性能の確認試験として一軸圧縮試験を実施した。止水性能の確認試験として透水試験と密度試験を実施した。閉鎖後の力学的・化学的安定性の確保性能の確認試験として、膨潤圧試験を実施した。上記試験により、構築した部材の初期性能として、一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧の各データを把握した。

一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧は乾燥密度に依存することが確認された。また、取得した一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧を既往データと比較して、概ね整合する値が得られたことを確認した。

緩衝材の主機能である止水性能に関しては、透水係数の品質達成度を確認した。今年度得られた透水係数は、平成 25 年度までのデータも含めて施工時初期性能 $5 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ 以下を満足する結果が得られ、緩衝材に要求される初期性能を達成できた。

以下では、一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧について既往データとの比較および考察を記載した。

(1) 力学特性

緩衝材のうち底部緩衝材においては、施設全体の構造安定性に関連することから、強度・変形特性は緩衝材初期性能確認試験において主要な確認項目である。底部緩衝材の沈下により底部緩衝材上にある底部低拡散材や底部コンクリートピットのひび割れの発生、あるいは底部緩衝材の圧縮変形により施設全体が沈下して上部緩衝材の密度が低下する等の影響を確認するため、強度・変形特性に係るデータの取得は重要である。

一軸圧縮強度と含水比の関係を図 2.4-8 に、変形係数と含水比との関係を図 2.4-9 に、一軸圧縮強度と乾燥密度の関係を図 2.4-10 に、変形係数と乾燥密度との関係を図 2.4-11 に示す。これらの図には、今年度取得したデータに加えて、平成 20、22、23、24、25 年度の底部、側部、上部緩衝材の転圧工法、平成 21、23、24、25 年度の側部緩衝材の吹付け工法による施工時のデータおよび既往試験データ[9]を併記した。なお、平成 24 年度ではひずみ速度を 1%/min と 0.01%/min の 2 ケースの試験を実施しているが、ひずみ速度依存性の影響を考慮して、ひずみ速度 1%/min のデータのみ使用した。

現場採取試料による一軸圧縮強さは、含水比、乾燥密度と相関があり、既往データ[9]と整合する傾向を示す(図 2.4-8、図 2.4-10)。一方、変形係数は一軸圧縮強さと比べるとばらつく傾向があり、既往データより小さい側にばらついている(図 2.4-9、図 2.4-11)。現場採取コアの乾燥密度は、層内上下方向で差があるのに対して、室内整形では均一な密度になるように締固めを行うため、締固めの差によって乾燥密度分布に差が生じた可能性がある。現場採取試料では、試料内の乾燥密度差により多少ばらつきがあるものの、ある程度の相関は保てていると考えられる。

ここで、図 2.4-10 の関数式から乾燥密度の管理基準値(1.60±0.10Mg/m³)の範囲における一軸圧縮強さの範囲を求めると、417~963kN/m²となる。これに対して、上部緩衝材に作用する上部埋戻し材の上載圧は、最大で $\gamma \times h = 19.3\text{kN/m}^3 \times 3.7\text{m} = 71.3\text{kN/m}^2$ であり、一軸圧縮強さより小さい。なお、単位体積重量 γ は、今年度の上部埋戻し材の施工実績(使用量: 113t、施工体積: 約 57.7m³)から算出し、高さ h は上部埋戻し材の最大高さ(上部緩衝材上面から試験空洞天端までの距離)とした。同様に、底部緩衝材に作用する上載圧は、今年度までの確認試験の実績から求めると、188kN/m²(累積上載圧 208kN/m²から、底部緩衝材の上載圧 20kN/m²を差し引いた値)であり、一軸圧縮強さより小さい。

以上より、一軸圧縮強さおよび変形係数と含水比、乾燥密度の関係を取得しておけば、含水比、乾燥密度から緩衝材の一軸圧縮強さおよび変形係数を概ね想定できる見込みが確認できた。また、上部緩衝材および底部緩衝材に作用する上載圧は、緩衝材の乾燥密度が管理基準値の上限(1.70Mg/m³)と下限(1.50Mg/m³)でとりうる一軸圧縮強さより小さいことが確認できた。

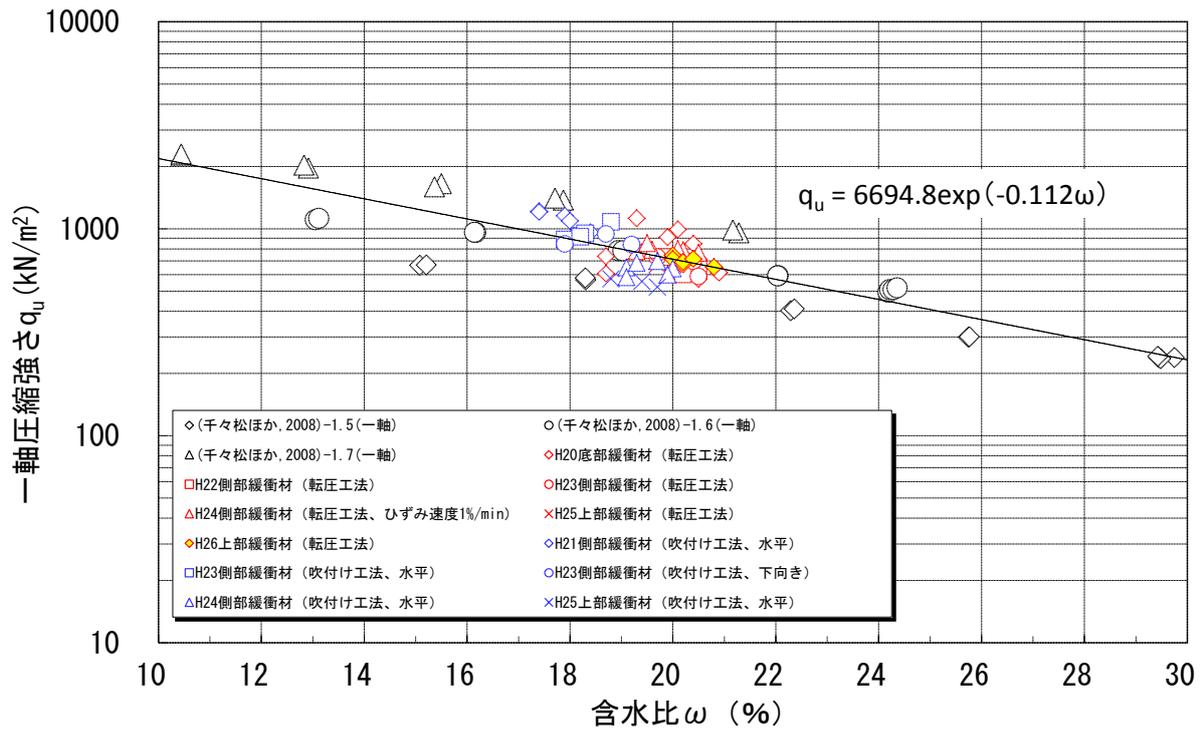


図 2.4-8 一軸圧縮強さと含水比の関係
(関数式は、[9]および確認試験結果のデータより設定)

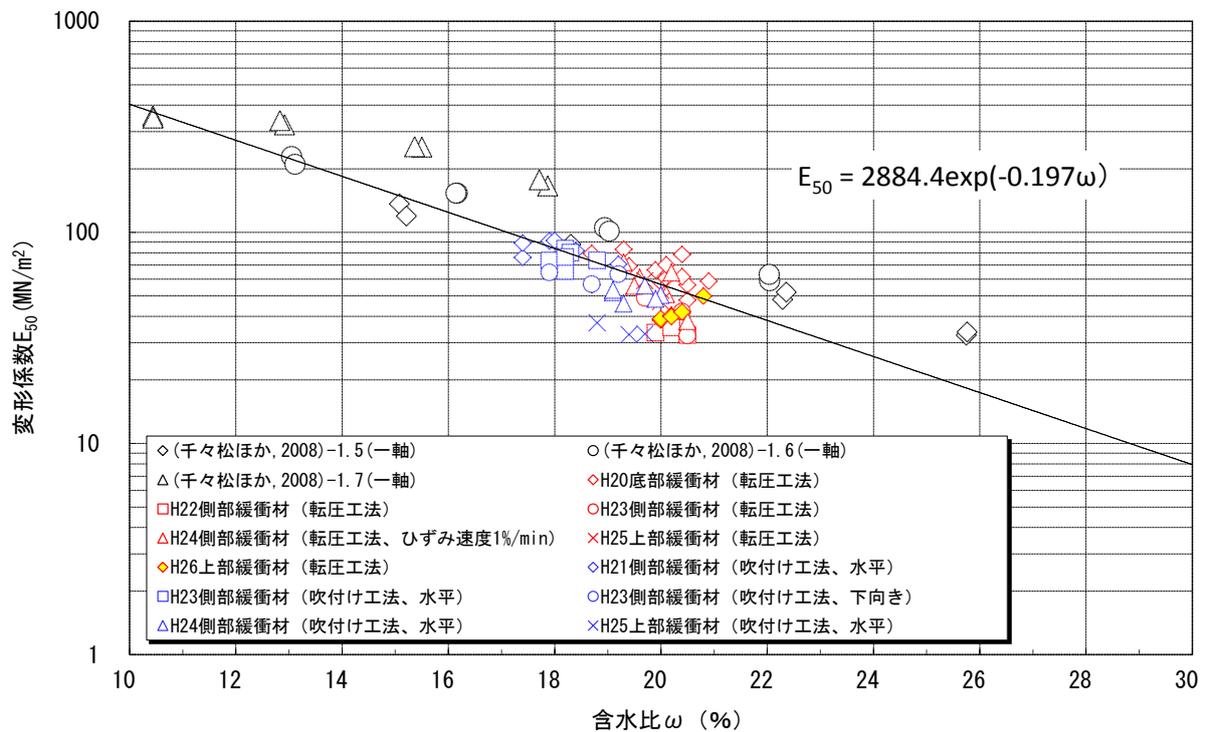


図 2.4-9 変形係数と含水比の関係
(関数式は、[9]および確認試験結果のデータより設定)

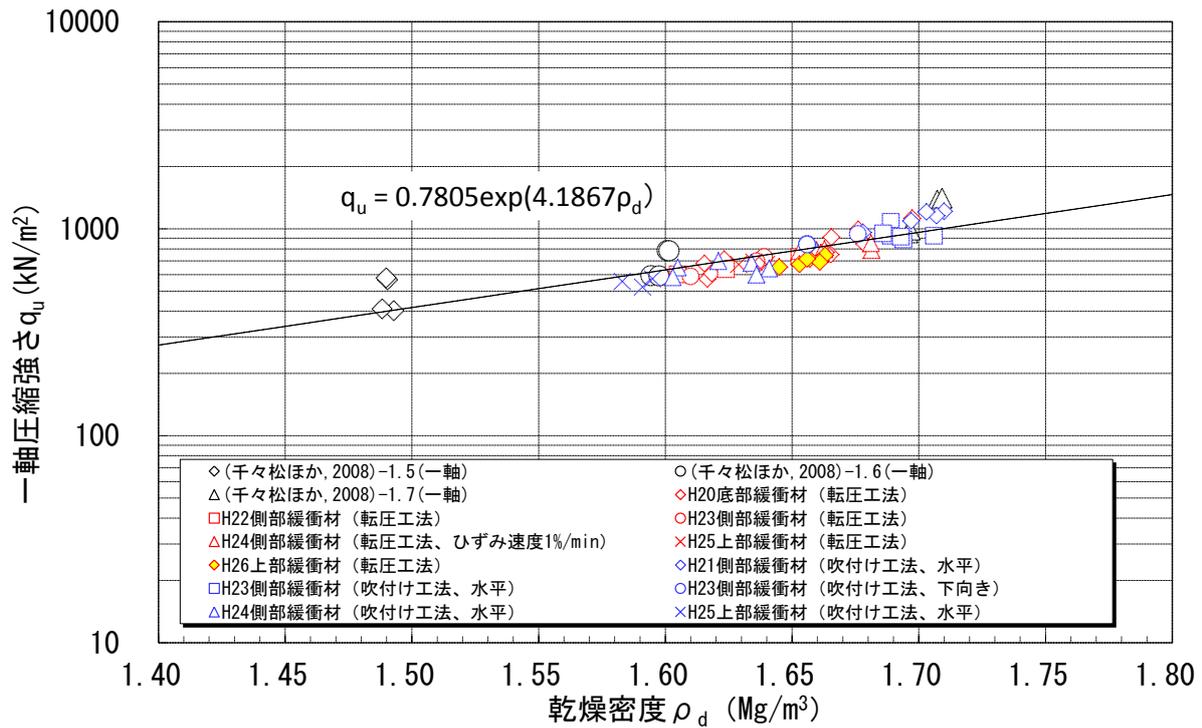


図 2.4-10 一軸圧縮強さと乾燥密度の関係
(関数式は、[9]および確認試験結果のデータより設定)

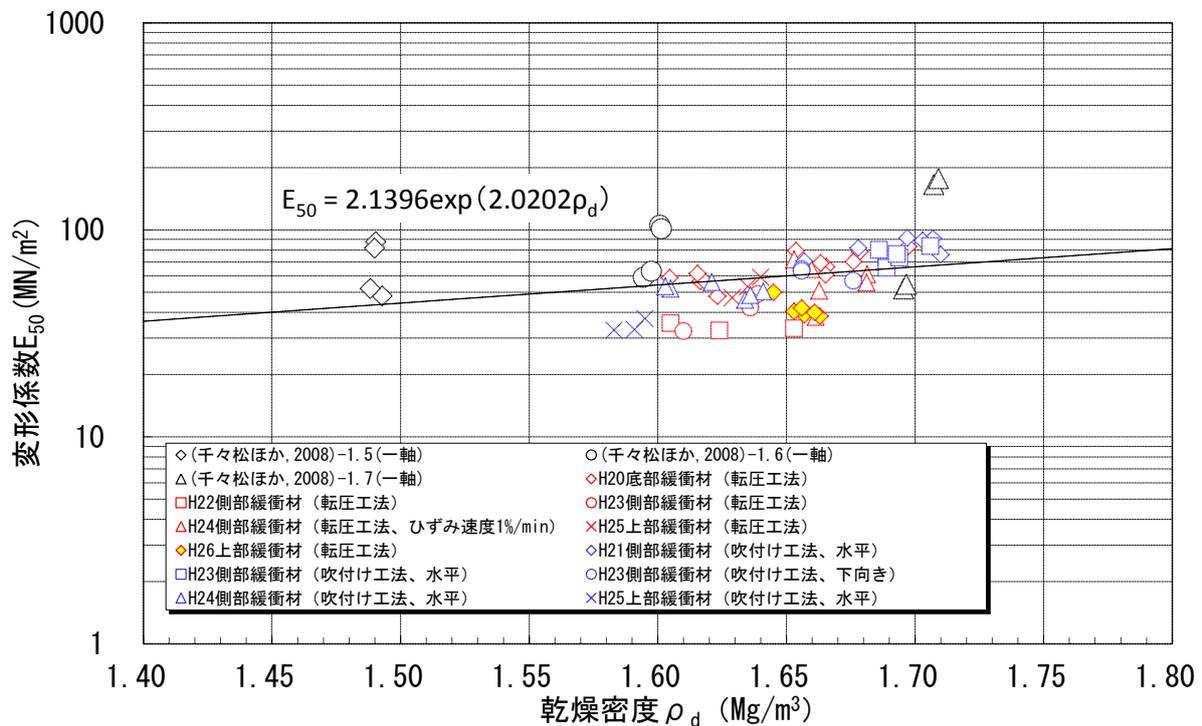


図 2.4-11 変形係数と乾燥密度の関係
(関数式は、[9]および確認試験結果のデータより設定)

(2) 止水特性

緩衝材が主に期待する機能は止水である。本試験においては、緩衝材透水係数の施工時初期性能として $5 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ を設定した。施工時においては、この透水係数を試験施設において直接管理することは困難であることから、その代替特性として、透水係数と相関の高い乾燥密度により管理することとした。ベントナイトの乾燥密度の施工管理基準値は、 $1.6 \pm 0.1 \text{Mg/m}^3$ としている。

今回の施工確認試験で構築した緩衝材の乾燥密度は、「2.4.2 (1) 乾燥密度」で述べたように $1.60 \pm 0.09 \text{Mg/m}^3$ の範囲となり、管理基準値 ($1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$) を満足する結果となった。さらに、透水係数については $1 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ 程度で、目標とした品質が確保されていることを確認できた。

これまでクニゲルGXを対象に実施された透水試験で得られた透水係数を図 2.4-12に示す。同図の関数式は、既往データ[1][2][3][4][5]と、平成 20、22、23、24、25、26 年度の底部、側部、上部緩衝材の転圧工法、および平成 21、23、24、25 年度の側部緩衝材の吹付け工法での透水試験による透水係数から同定したものである。

今年度実施した上部緩衝材の試験結果は、既往の透水係数と比較的良く整合しており、本試験における透水係数の施工時初期性能 $5 \times 10^{-13} \text{m/sec}$ 以下を満足する結果である。

また、図 2.4-12 は各部位のデータを集約したもので、大型・小型振動ローラによる転圧工法および吹付け工法と異なる施工方法での試験結果である。異なる施工方法で施工しても透水係数と乾燥密度の相関性が確認できることから、施工方法の違いにより透水係数に大きな差は無いといえる。

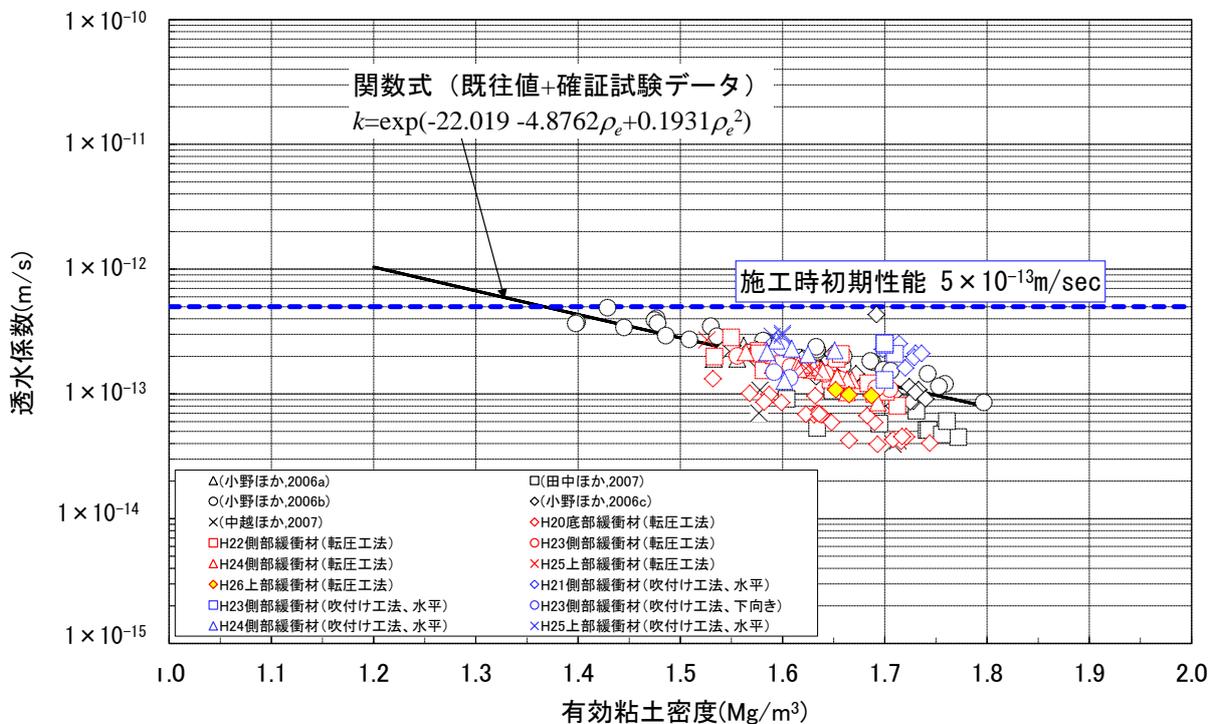


図 2.4-12 透水係数と有効粘土密度 (乾燥密度) の関係

(関数式は、既往データ[1][2][3][4][5]および確認試験結果のデータより設定)

(3) 膨潤特性

これまでにクニゲル GX を対象に測定された膨潤圧の値を、既往データ[6][7]とともに図 2.4-13 に示す。同図の関数式は、既往データ[6][7]と、平成 20、22、23、24、25、26 年度の底部、側部、上部緩衝材の転圧工法、および平成 21、23、24、25 年度の側部緩衝材の吹付け工法での膨潤圧試験データから同定したものである。

上部緩衝材の膨潤圧には、乾燥密度との相関がみられ、これまでに得られている値と良く整合した結果である。なお、関数式から乾燥密度の管理基準値 ($1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$) の範囲における膨潤圧の範囲を求めると、 $0.38 \sim 1.31 \text{MPa}$ となる。

図 2.4-13 各部位のデータを集約したもので、大型・小型振動ローラによる転圧工法および吹付け工法と異なる施工方法での試験結果である。図 2.4-13 より、施工方法（大型・小型振動ローラ、吹付け）の違いにより膨潤圧に大きな差は無いと考えられる。

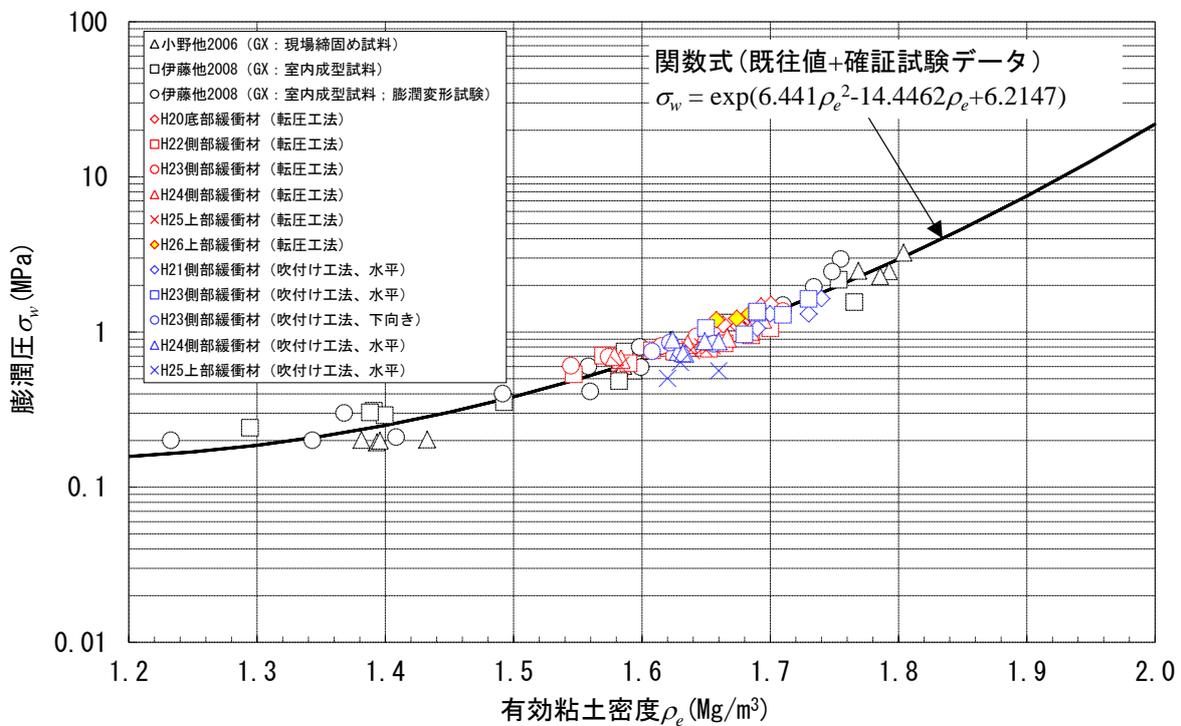


図 2.4-13 膨潤圧と有効粘土密度（乾燥密度）の関係
 関数式は、既往データ[6][7]および確認試験結果のデータより設定)

2.4.5 初期性能確認試験の課題の抽出

過年度の初期性能確認試験で緩衝材の性能に関するデータ蓄積が行われてきており、概ね整備された状況である。今後実施が望まれるものとして、以下の課題を抽出する。

①飽和時の強度および変形特性

長期力学安定性に資する飽和時の強度・変形特性のデータの充足が望まれる。

②力学解析におけるパラメータの取得

力学解析において緩衝材と周辺セメント系部材の剥離および滑りを考慮する場合、現状では、剥離条件は節点ジョイントに作用する力がゼロに達したとき、すなわち緩衝材と周辺セメント系部材の境界の引張強度をゼロとしており、一方滑り条件は節点ジョイントが緩衝材の強度（ c 、 ϕ ）から求めたせん断耐力に達したときと設定している。緩衝材と周辺セメント系部材との境界の力学特性に関する知見は少ないことから、今後は現地コア等を用いて、緩衝材と周辺セメント系部材との境界の引張強度、せん断強度を得ることが望まれる。

【参考文献】

- [1] 小野ほか(2006a)：現場締固め工法における締固め層境での透水係数測定結果、第 61 回年次学術講演会概要集、共通セッション CS05-09、pp.323～324
- [2] 田中ほか(2007)：地盤統計学手法により不均一性を考慮した締固めたベントナイト地盤の透水性評価、土木学会論文集 C、vol.63、No.1、pp.207～223
- [3] 小野ほか(2006b)：ベントナイト原鉱石の高速透水試験－プレス飽和法－、日本原子力学会「2006 年秋の大会」、p.108
- [4] 小野ほか(2006c)：ベントナイト原鉱石の高速透水試験－締固め施工した供試体の乾燥飽和法－、日本原子力学会「2006 年秋の大会」、p.109
- [5] 中越ほか(2007)：ベントナイトブロックの隙間の密度均一化に関する検討（その 2）－透水性に関する検討－、第 62 回年次学術講演会講演概要集、共通セッション、CS5-008、pp.175～176
- [6] 小野ほか：現場締固め工法における締固め層境での透水係数測定結果、第 61 回年次学術講演会講演概要集、CS05-052、2006.9
- [7] 伊藤ほか：ベントナイトクニゲル GX の基本特性試験（その 1）膨潤挙動に関する検討、第 63 回年次学術講演会概要集、共通セッション CS05-14、2008.9
- [8] 土木学会：余裕深度処分における地下施設的设计、品質管理および検査の考え方、2009 年 7 月
- [9] 千々松ほか：ベントナイトクニゲル GX の基本特性試験（その 2）不飽和支持力に関する検討、土木学会第 63 回年次学術講演会 CS05-15、2007.9

第3章 上部埋戻し材施工確認試験・初期性能確認試験

第3章 上部埋戻し材施工確認試験・初期性能確認試験

3.1 施工確認試験

【目的】

上部埋戻し材の施工確認試験は、対象部位が上部緩衝材の上部にあたり、上部空間が非常に狭隘で、上部・側部がアーチ形の特異形状をした空間の閉鎖を行うこととなることから、使用材料、使用機械、施工方法等を選定して施工試験を実施し、その使用材料、施工性、品質等を確認するものである。

今回の試験の目的は、平成 25 年度実施した上部埋め戻し材施工確認試験の試験結果を踏まえ、大型機械により所定の混合率、含水比に製造したベントナイト混合土を使用し、「転圧工法」と「吹付け工法」を併用した方法で上部埋戻し材の施工を実施することにより、材料の製造方法や施工方法の適用性を確認するものである。また、施工後の上部埋戻し材の品質を確認することにより、施工方法・品質に関する管理手法等における重点管理項目を抽出し、品質確保のための管理方法の確立に資するデータの収集を行うものである。

【まとめ】

本試験においては、現実的な土木技術の採用とその施工方法により施工された埋戻し材の性能が要求性能を満足するか否かを確認することが重要であるが、埋戻し材の要求性能が定量的に規定されていない現時点においては、まずは、最も一般的（汎用的）と思われる材料製造方法および施工方法で施工試験を行なうこととした。

埋め戻し材料としては、ベントナイトと砂を混合したベントナイト混合土を使用した。昨年度は自走式土質改良機（SR-2000G）で製造を行ったが、連続運転時の安定性、特に母材の供給に問題があり、適時、ベントナイト添加量や加水量を微調整して製造を行った。今年度は材料供給の安定性を向上させることを目的に、連続式二軸強制ミキサと材料供給機械を用いて混合土の製造を行った。今年度は、練り混ぜ機械と材料供給機械を別個に用意するという手間があるものの、昨年度に比べて材料供給の変動はなく、安定して製造を行うことができた。連続式二軸強制ミキサを用いて製造したベントナイト混合土は、設定値（ベントナイト混合率 15%、含水比 13.5%）に対して混合率は $\pm 1.5\%$ 程度、含水比も $\pm 1.5\%$ 程度となった。

上部埋戻し材施工後の平均乾燥密度は約 1.69 Mg/m^3 で、締固め度としては約 93%であった。施工後の品質のばらつきは、乾燥密度が $1.60\sim 1.85 \text{ Mg/m}^3$ 程度となり、締固め度は 90~100%程度であった。昨年度と今年度で材料の設定含水比を変更したことにより施工密度は若干今年度の方が低いという結果が得られたが、この含水比の範囲ではそれほど大きな差はでなかったものの、材料の含水比の設定が仕上がり密度に影響をおよぼすことが確認できた。また、乾燥密度は、転圧施工と吹付け施工で大きな違いは無いという結果が得られた。乾燥密度のばらつきを低減させる必要があるか否かは施工後の品質が埋戻し材の要求性能を満足しているか否かを確認した上で判断する必要がある。

吹付施工においては、昨年度の試験において、圧送ホースの閉塞や吹付による材料分離が発生した。そのため今年度は、材料の含水比の減少、フレコン内で固まった材料をほぐせるような材料供給機の改良、圧送ホース長の短縮と途中加圧の廃止により、圧送ホースの閉塞は無くなり、さらにリバウンド材の低減（今年度約 13%、昨年度約 15%）を図ることができ、昨年度より作業効率を向上させることができた。しかしながら、転圧施工に比べて吹付け施工はまだ課題も多く、施工速度の上昇、材料分離の低減、リバウンド材の再利用等について、今後検討を進めていく必要がある。

初期性能確認試験の結果では、転圧施工および吹付け施工とも施工後の透水係数は $1.0 \times 10^{-11} \text{m/s}$ 程度で、暫定的に設定した目標値 $1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ を満足する結果となった。また、透水係数は乾燥密度および有効粘土乾燥密度との相関が見られ、有効粘土乾燥密度が高くなるにつれて透水係数の値が小さくなることが確認された。なお、今回の試験における透水係数と乾燥密度および有効粘土乾燥密度の相関関係においては、施工方法の違いによる透水係数の差異は認められない結果が得られた。

以上より、転圧工法と吹付け工法の組み合わせによって、狭隘でかつ隅角部を有する上部埋戻し材の構築が可能であり、暫定的に設定した要求機能を満足することが確認された。

3.1.1 施工確認試験の概要

(1) 施工確認試験の概要

本試験は、日本原燃株の試験空洞内において、先行して実施した底部緩衝材、底部低拡散材、底部・奥部・側部・上部コンクリートピット、側部・上部低拡散材、および側部・上部緩衝材の施工確認試験で構築された地下空洞型処分施設の模擬施設で実施した。すなわち、施工箇所および周辺環境の面において、実施工と同様の条件下での実規模大施設の閉鎖に係る試験であり、原位置での複数の施工方法による施工性の確認、および品質管理に関わるデータの収集を行うものである。

本試験においては、現実的な土木技術の採用とその施工方法により施工された上部埋戻し材の機能が、施設に期待される機能を満たしているかどうかを確認することが重要である。このため、上部埋戻し材の施工確認試験において、土質系材料を使用して、転圧および吹付けの複数の施工方法による施工を実施し、その施工方法の実施工への適用性の検討、および施工された埋戻し材が期待される機能を満足するか否かを確認して、今後の実施工に反映できるための施工方法、および品質管理方法を明らかにすることを試験の目的とした。

上部埋戻し材の施工確認試験は、上部緩衝材構築後に高さ約 3.6m の埋戻し材を構築する試験である。使用材料は、ベントナイトと砂を練混ぜて製造したベントナイト混合土を使用した。

上部埋戻し材の施工は、施工部位の形状等制約条件を基に、転圧工法と吹付け工法を併用して行った。試験空洞の天盤近傍では転圧による施工ができないため、この箇所の施工は吹付け工法にて施工した。異なる工法を併用して施工することにより、所定の品質の埋戻し材が適切に施工できるのか、また空洞の天端まで隙間なく施工することができるのかを確認する

ことを目的として実施した。

ベントナイト混合土の製造は、連続式二軸強制ミキサを使用し、ベントナイト（クニゲル V1）：砂＝15：85 の割合で混合製造した。

転圧機械については、試験ヤードが極めて狭いため小型転圧機械（バイブロコンパクタ）を使用し、吹付け機械は、コンクリート吹付け等で実績のある湿式の圧力釜式吹付け機を使用した。

施工後、供試体を採取し、初期性能について確認試験を実施した。

(2) 施工確認試験の計画

ここでは以下に、1) 試験の目標の設定、2) 施工時含水比の設定、3) 施工確認試験内容の計画、4) 試験場所、5) 施工確認試験の施工フロー、6) 使用材料、7) 実施数量、8) 実施工程について概要を記載した。

1) 試験の目標の設定

上部埋戻し材の具体的な性能の目標の数値は、今後選定される処分場サイトの特性や、処分概念によって決まるものと考えられる。今回の試験は、平成 24 年度の検討結果を踏まえ、昨年度に引き続いて実施する確証試験であり、上部埋戻し材に期待される機能を踏まえて、暫定的な目標値を設定することとした。

平成 24 年度の検討結果より、上部埋戻し材の期待される機能として施工性、透水性、力学安定性、物理・化学的安定性の機能が挙げられる。この中で、定量値として設定できる機能として透水性を期待される機能として設定し、周辺岩盤よりも低い透水性（周辺岩盤の透水係数の最低値は $7.8 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ）を有することを埋戻し材の主たる要求機能として、透水係数の管理目標値を $1.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ に設定した。

2) 施工時含水比の設定

ベントナイト混合土の初期含水比と透水係数の関係を取得し、それに基づき施工時含水比を設定した。図 3.1-1 には、施工時含水比設定のための室内試験結果を示す。

所定の配合（クニゲル V1：砂＝15：85）のベントナイト混合土に対して、締固め試験を実施し、得られた締固め曲線から最適含水比（ $\omega_{\text{opt}}=13.7\%$ ）、 $\omega_{\text{opt}}-3\%$ 、 $\omega_{\text{opt}}+3\%$ 、 $\omega_{\text{opt}}+6\%$ の時の乾燥密度を設定して、その初期含水比および乾燥密度の条件で透水試験を実施した（それぞれ、KS-OPT、KS-OPT-3、KS-OPT+3、KS-OPT+6）。また、締固め曲線上の密度に対して 95%の密度の条件での透水試験も実施した（それぞれ、KS-OPT(95)、KS-OPT+3(95)）。透水試験の結果を(b)に示す。図 3.1-1 より、最適含水比より少し高めの含水比の方が、乾燥密度は低いものの透水係数は小さくなっていることが分かる。

昨年度試験では、この結果を踏まえて、施工時の材料含水比を 15.5%（ $\omega_{\text{opt}}+2\%$ 程度）と設定して試験を行ったが、吹付け時のホース内の閉塞や材料分離等のトラブルが発生した。これは、材料の含水比が高いことが原因のひとつであると考えられたため、今年度は施工時の材料含水比を減少し、最適含水比程度の 13.5%と設定することとした。

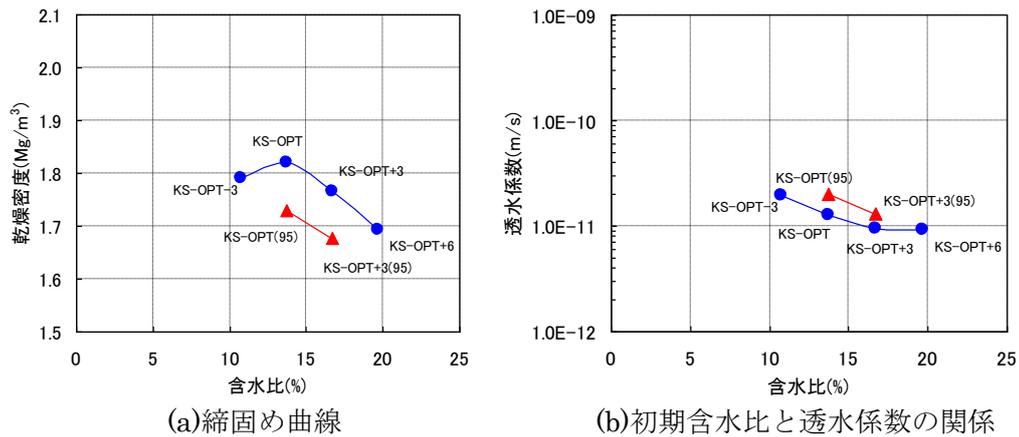


図 3.1-1 ベントナイト混合土の施工時含水比設定のための試験結果

3) 施工確認試験内容の計画

今年度の施工確認試験では、材料であるベントナイト混合土の施工時含水比を昨年度試験より2%減少させて施工を行い、昨年度試験との施工性や品質の違いを確認することとした。

施工方法は、昨年度と同様に「転圧施工」と「吹付け施工」とし、試験ケース及び施工機械も昨年度と同様とした。表 3.1-1 および表 3.1-2 に転圧および吹付けの試験ケースを示す。

また、ベントナイト混合土の製造については、連続式二軸強制ミキサを使用し、練り混ぜと加水の2工程による混合方式とした、材料の供給については、定量供給機（砂の供給はベルトフィーダ、ベントナイトの供給はスクリーフィーダ）を使用した。

表 3.1-1 転圧施工の試験ケース

試験ケース	機械	材料	材料含水比 (%)	敷均し厚さ (mm)	転圧 Pass 数	品質確認試験項目
Case1-1	バイブロコンパクタ	クニゲル V1 + 砂	ω_{opt} (A 法) (13.5%)	200	6Pass	密度 含水比 混合率

表 3.1-2 吹付け施工の試験ケース

試験ケース	機械	材料	材料含水比 (%)	1層当り厚さ (cm)	品質確認試験項目
Case2-1	圧力釜式吹付け機	クニゲル V1 + 砂	ω_{opt} (A 法) (13.5%)	15cm	密度 含水比 混合率

4) 試験場所

上部埋戻し材施工確認試験は試験空洞の奥で、昨年度施工箇所左側の空洞中央部で、幅 5.53m × 奥行き 5.88m の範囲で行った。施工高さは、約 3.6m である。

図 3.1-2 に上部埋戻し材構造図を、転圧施工の試験状況イメージ図を図 3.1-3、図 3.1-4 に、吹付け施工の試験状況イメージ図を図 3.1-5、に図 3.1-6 示す。

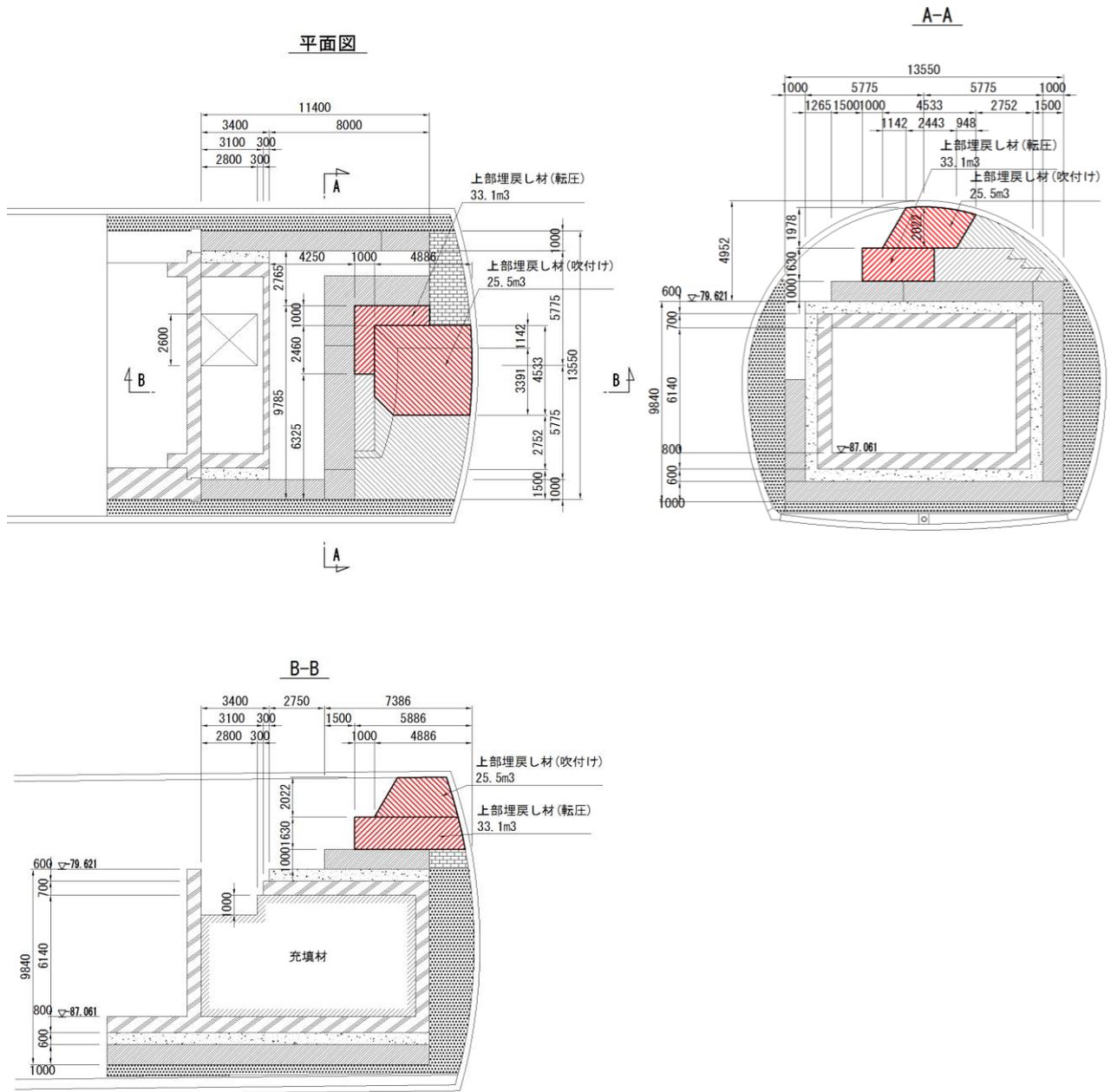


図 3.1-2 上部埋戻し材構造図

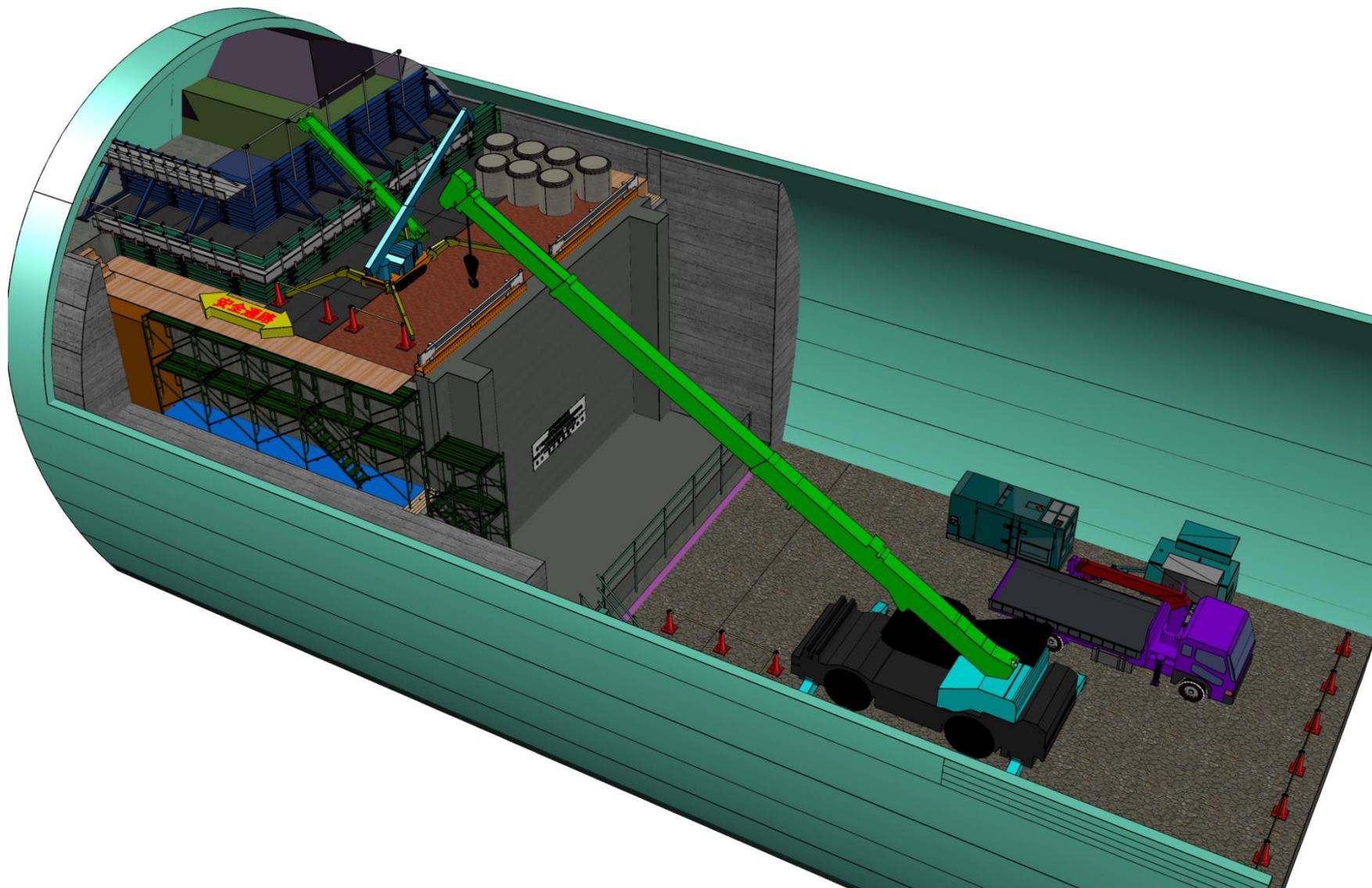


図 3.1-3 試験状況（転圧施工）イメージ図（全体）

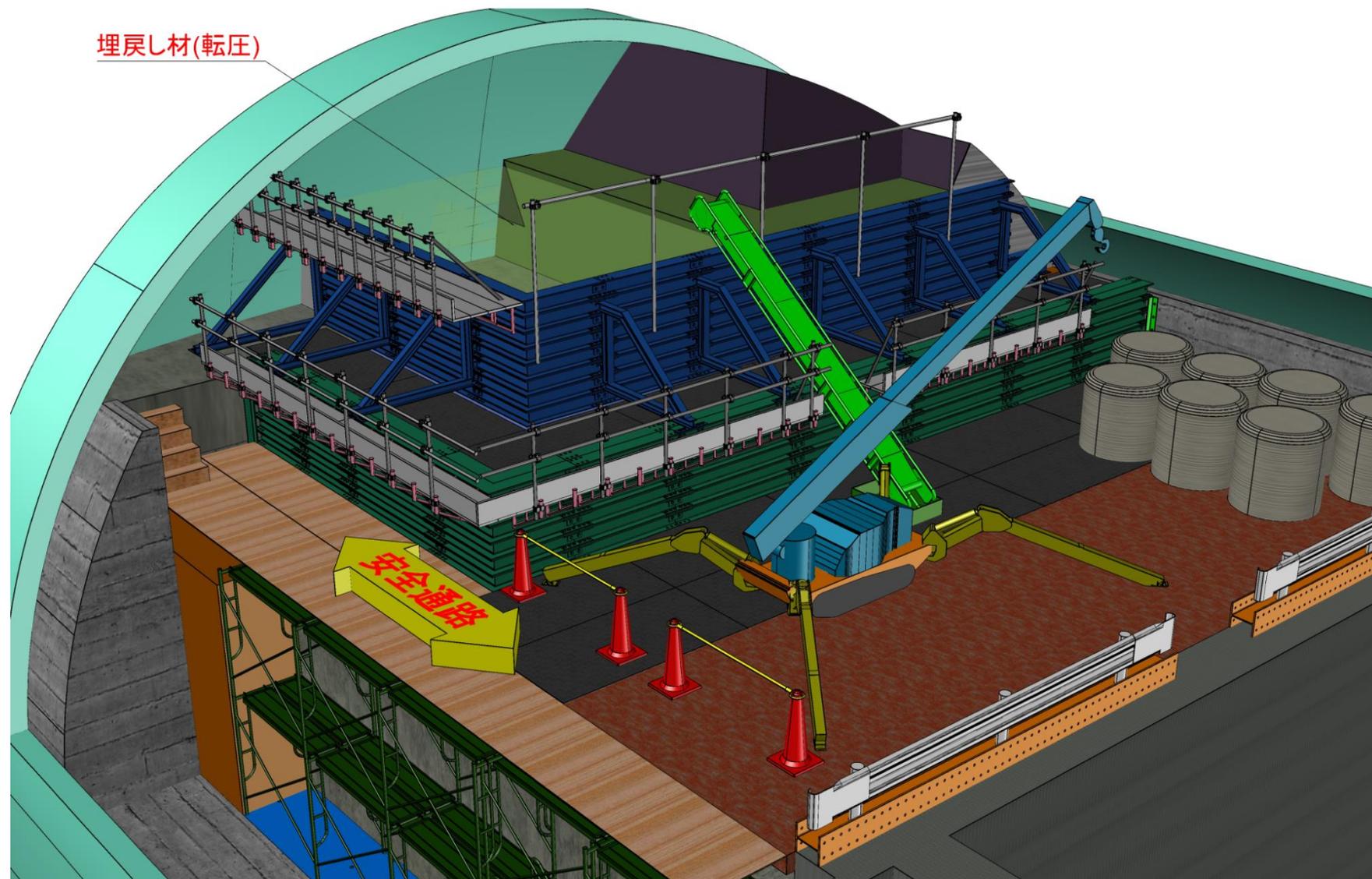


図 3.1-4 試験状況 (転圧施工) イメージ図 (拡大)

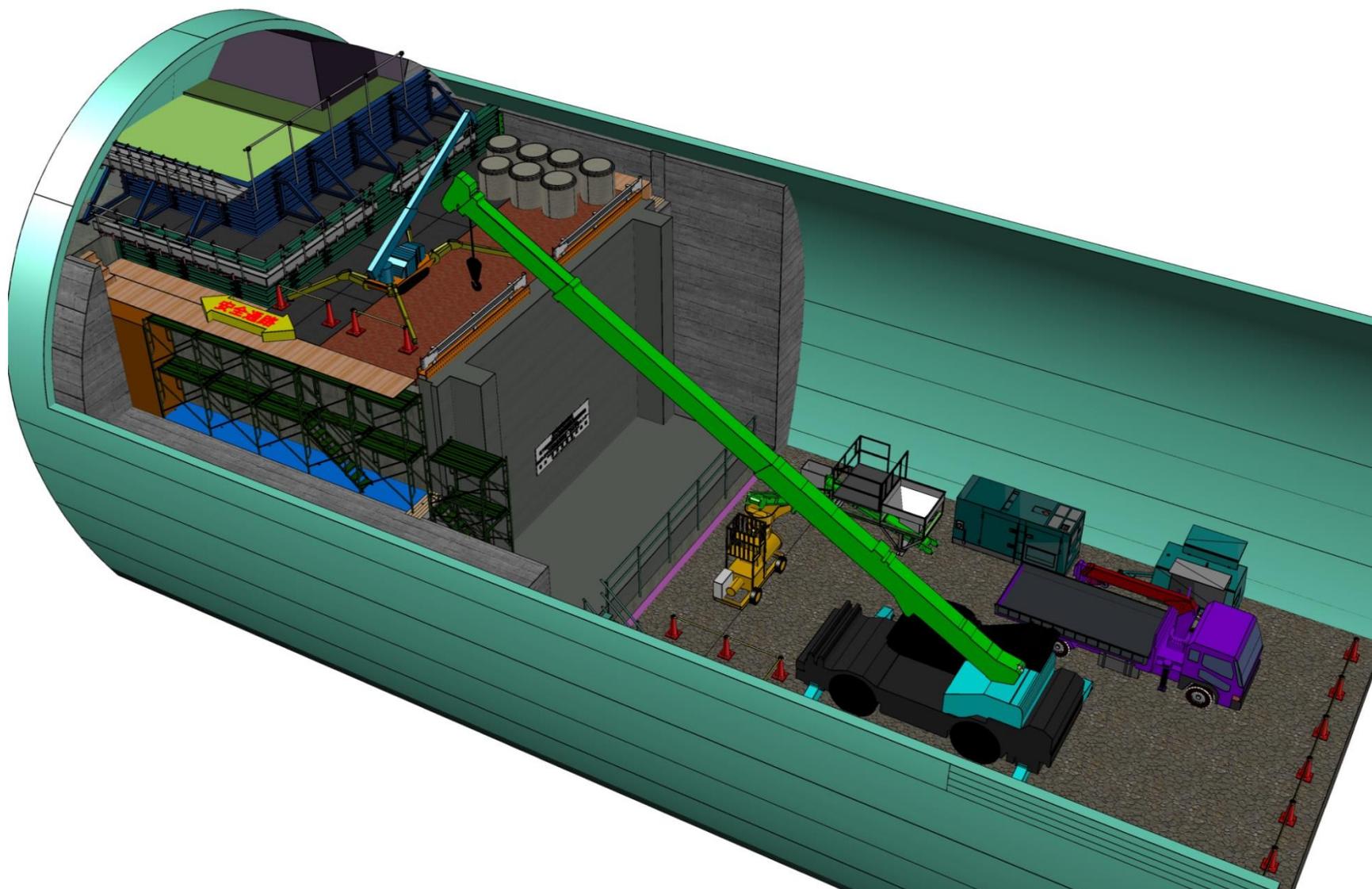
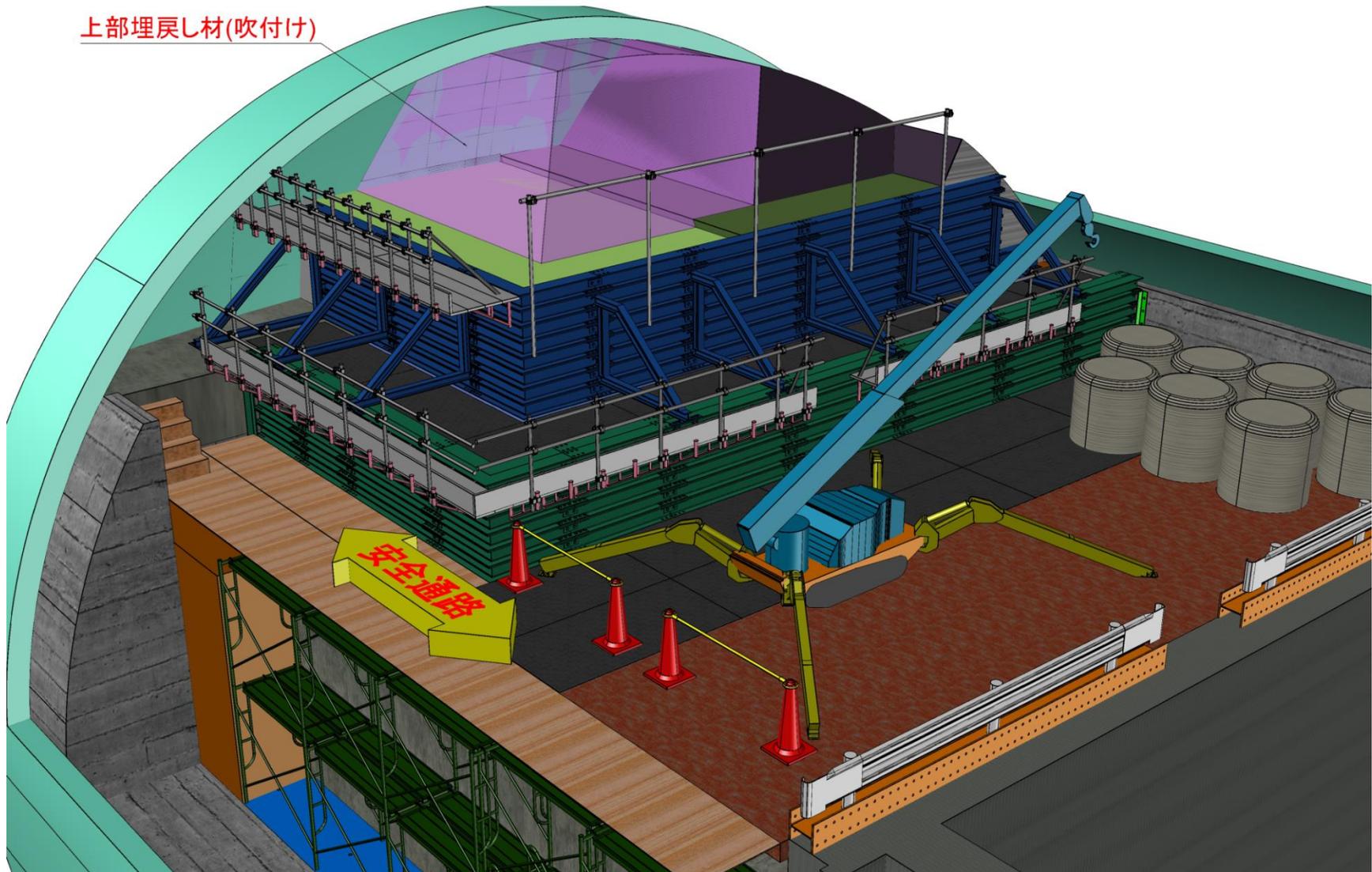


図 3.1-5 試験状況（吹付け施工）イメージ図（全体）

上部埋戻し材(吹付け)



3-9

図 3.1-6 試験状況 (吹付け施工) イメージ図 (拡大)

5) 施工確認試験の施工フロー

上部埋戻し材の施工確認試験の施工フローを図 3.1-7 に示す。

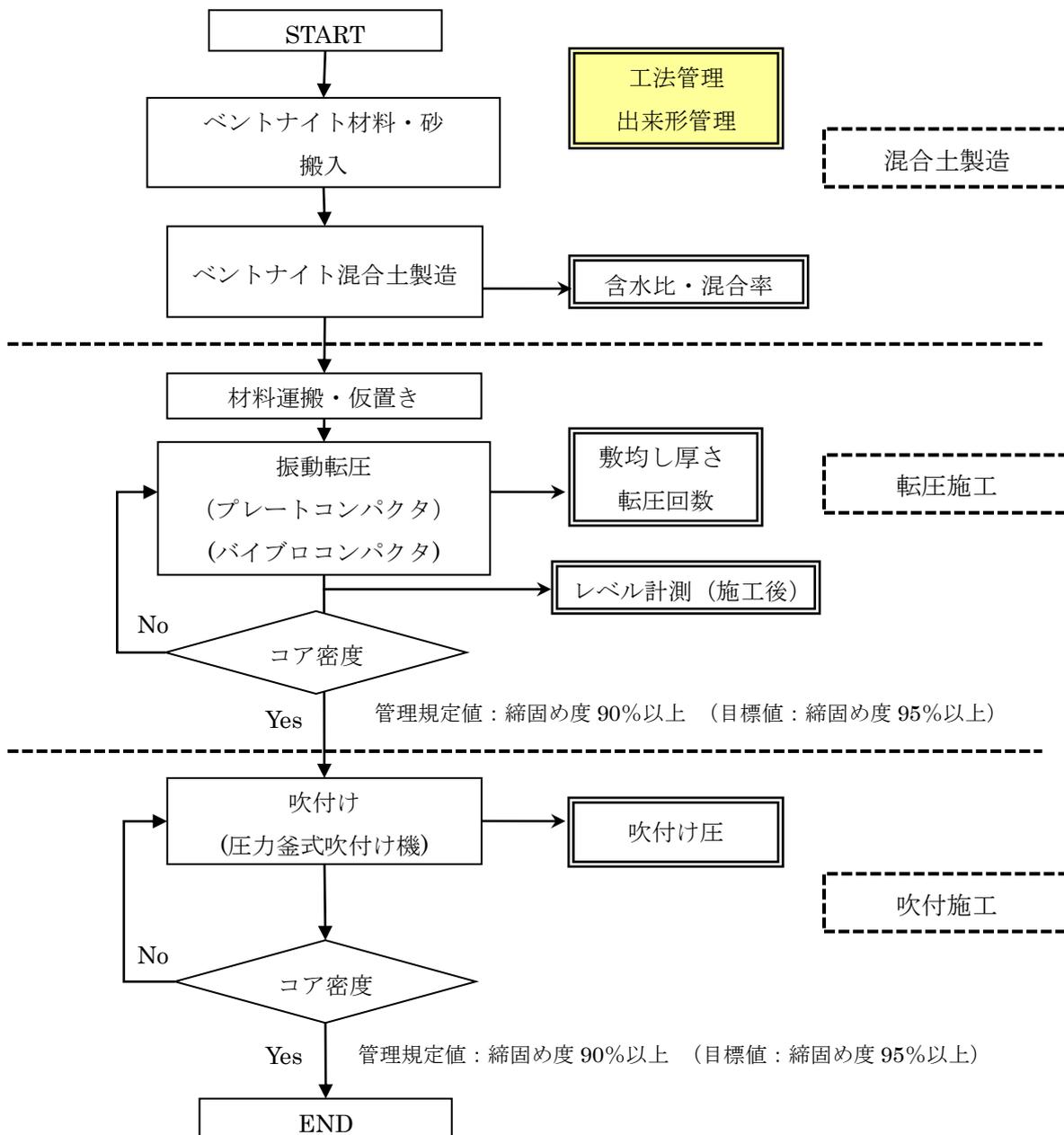


図 3.1-7 上部埋戻し材施工フロー

上部埋戻し材の施工は、図 3.1-8 に示すように、上部緩衝材の上部の高さ 1.63m の平面部は転圧施工を、その上部の空洞アーチ部分は吹付け施工を実施した。

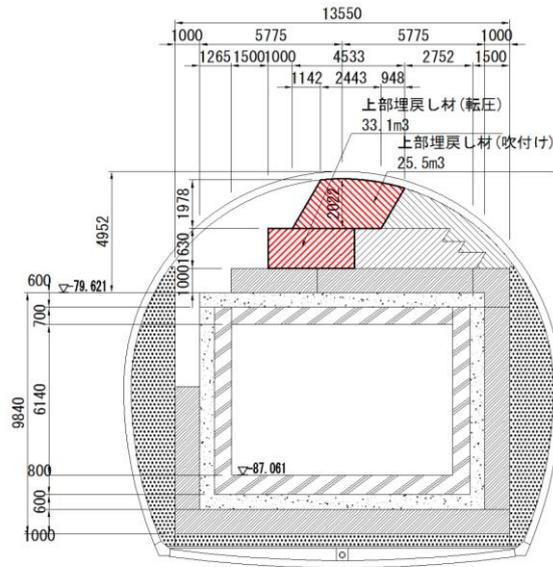


図 3.1-8 上部埋戻し材施工断面図

6) 使用材料

上部埋戻し材の材料はベントナイトと砂（コンクリート用砂）を重量比で 15 : 85 の割合で混合し、所定の含水比（13.5%）に調整したベントナイト混合土を使用した。

ベントナイト混合土の混合製造は連続式強制二軸ミキサを使用し、六ヶ所村内の日本原燃（株）敷地構外のヤードにて実施した。製造した材料は、フレコンバッグ（以下、フレコンと称する）に約 700kg 程度の重さに詰めて、トラックにより運搬し、ベントナイト保管倉庫にて保管を行った。

なお、ベントナイトは山形県にあるクニミネ工業（株）左沢工場産の紛体ベントナイト（クニゲル V1）である。また、砂は青森県三沢産のコンクリート用砂である。ベントナイト混合土の混合率は 15%、設定含水比は 13.5%である。

7) 実施数量

試験数量を表 3.1-3 に示す通りである。

表 3.1-3 試験数量

項目	種目	単位	数量	摘要
上部埋戻し材 施工確認試験	ベントナイト混合土の製造、及び転圧・吹付け施工による上部埋戻し材の施工	m ³	58.6	ベントナイトと砂を所定の配合で混合し、所定の含水比に調整したベントナイト混合土を使用し、吹付け・転圧による複数の施工方法により、上部埋戻し材のうち、空洞アーチ中央部の一部（幅 5.5m程度×長さ 5.8 m程度×高さ 3.6m程度）を施工した。施工時の品質管理の実施と、出来形、施工サイクル等のデータを収集した。

3.1.2 施工確認試験の内容

(1) 使用機械

主要使用機械の一覧を表 3.1-6 に示す。

表 3.1-6 主要使用機械一覧表

使用用途	名 称	型 式	単 位	数 量	備 考
材料投入	ラフタークレーン	25 t 吊	台	1	
	カニクレーン	2.9 t 吊	台	1	
混合土製造	連続式二軸強制ミキサ		台	2	GeoTom10
転圧	バイブロコンパクタ	340kg	台	1	
	プレートコンパクタ	60kg	台	1	
吹付け	圧力釜式吹付け機		台	1	S4C-1T 改

1) 混合土製造機械（連続式二軸強制ミキサ GeoTom10）

昨年度の施工試験では、本施工での施工を見据えて連続式の自走式土質改良機を材料調整機械として用いてベントナイト混合土の製造を行ったが、連続運転時の安定性、特に母材の供給に問題があり、適時、ベントナイト添加量や加水量を微調整して製造を行った。

今年度は連続運転時の材料供給の安定性を向上させることを目的に、土質改良機より練混ぜ性能が高いと考えられる連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）を 2 台用いて混合土の製造を行った。

自走式土質改良機は土砂の定量供給機能と添加材の定量供給機能を備えているが、連続式二軸強制ミキサはこの定量供給機能を備えていない。そのため、ベントナイト及び砂の供給のため、各々、定量供給機（砂の供給はベルトフィーダ、ベントナイトの供給はスクリーフィーダ）を設置して材料供給を行った。この定量供給機械の使用により、自走式土質改良機に比べれば定量供給精度は高くなった。また、加水機能も備えていないため、昨年度と同様に、モーターポンプを用いて定量加水を行った。

図 3.1-9 に連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）を、表 3.1-7 に機械仕様を示す。



図 3.1-9 連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）

表 3.1-7 機械仕様（連続式二軸強制ミキサ GeoTom10）

メーカー	日工（株）
型 式	GeoTom10
機 体 長	3,094mm
機 体 高	1,700mm
機 体 幅	1,350mm
機 体 質 量	3,400kg
動 力	15.75Kw
混 合 方 式	連続式二軸強制ミキサ

2) バイブロコンパクト、プレートコンパクト

転圧施工に使用する機械は、施工ヤードの制約上大型または中型の機械の使用が困難であるため、昨年度と同様に小型転圧機械（バイブロコンパクト、プレートコンパクト）を使用した。

転圧施工に使用した重量 300kg の前後進型バイブロコンパクトを図 3.1-10 に、重量 60kg のプレートコンパクトを図 3.1-11 に示す。両機械とも施工実績は多く、基礎工事等で広く用いられている機械である。バイブロコンパクトは、運転終了時のエンジン切り忘れを防止する警告機構が備わっている。表 3.1-8 にバイブロコンパクト、プレートコンパクトの機械仕様を示す。



図 3.1-10 バイブロコンパクト



図 3.1-11 プレートコンパクト

表 3.1-8 機械仕様 (バイブロコンパクト、プレートコンパクト)

機 械	バイブロコンパクト	プレートコンパクト
メーカー	三笠産業	三笠産業
型 式	MVH-306DSC-PAS	MVC-F50
機 体 長	1,570mm	880mm
機 体 高	1,120mm	785mm
機 体 幅	445mm	590mm
機 体 質 量	330kg	62kg
周 期	73Hz	93Hz
遠 心 力	46kN	10.1kN
エ ン ジ ン	ヤンマー空冷ディーゼル	ヤンマー空冷ディーゼル
速 度	0~23(m/min)	20~25(m/min)

3) 圧力釜式吹付け機 (S4C-1T 改)

吹付け施工には、昨年度と同様に圧力釜式吹付け機を使用した。従来からあるコンクリート吹付けや客土吹付けに利用される圧力釜式吹付け機械である。コンプレッサからの圧縮空気により圧力釜内の材料を吹き付ける構造となっており、多々の施工実績がある。圧力釜内には材料を送り出す羽根が設置されており、この羽根の配置・形状を埋戻し材に最適化した機械である。また、下釜の蓋には、その開閉状態に応じたセンサーが備わっており、蓋が開いた状態では羽根が回らない構造になっている。図 3.1-12 に圧力釜式吹付け機を、表 3.1-9 に機械仕様を示す。



図 3.1-12 圧力釜式吹付け機

表 3.1-9 機械仕様 (圧力釜式吹付け機)

メーカー	三和産業(株)
型式	S4C-1T 改
機体 全長	3400mm
機体 全高	2850mm
機体 全幅	1500mm
機体 重量	2400kg
原動機 種類	モーター
原動機 出力	11kw(インバーター制御)
バルブ操作	手動
タンク容量 (上釜)	272L
タンク容量 (下釜)	378L
最高使用圧力	0.88MPa
空気消費量	min10m ³ /h

4) 25 t ラフタークレーン

試験空洞からコンクリートピット上部への資機材の揚重には、25 t ラフタークレーンを使用した。図 3.1-13 に使用した 25 t ラフタークレーンを示す。



図 3.1-13 25 t ラフタークレーン

5) カニクレーン (2.98 t 吊)

コンクリートピット上部において、資機材の移動・揚重に 2.98 t 吊カニクレーンを使用した。図 3.1-14 に使用したカニクレーンを、表 3.1-10 に機械仕様を示す。



図 3.1-14 2.98 t ラフタークレーン

表 3.1-10 機械仕様 (カニクレーン)

メーカー	前田製作所
型 式	MC-305C
機 体 長	4,285mm
機 体 高	1,695mm
機 体 幅	1,280mm
機 体 質 量	3,900kg
最大吊上げ量	2.98t×2.5m
走行速度	0～2.8km/h
定格出力	20.7PS/2,500rpm
燃料タンク容量	軽油 40 ㍓

(2) 転圧・吹付工法による施工確認試験実施内容

1) ベントナイト混合土製造・保管

上部埋戻し材の材料であるベントナイト混合土は、ベントナイト（クニゲルV1 クミネ工業(株)）と、砂（三沢産のコンクリート用砂）を重量比で 15 : 85 の割合に混合し、含水比を調整した混合土である。

ベントナイト混合土の混合製造（材料調整）は、日本原燃(株)構外のヤードにて実施した。連続式二軸強制ミキサを 2 台使用し、ベントナイトと砂の加水前の混合と、これの加水混合の 2 工程により、所定の混合率 15%、所定の含水比 13.5%となるように混合製造した。

図 3.1-15 に材料製造フローを示す。また、図 3.1-16 に混合土製造機械配置図を示す。

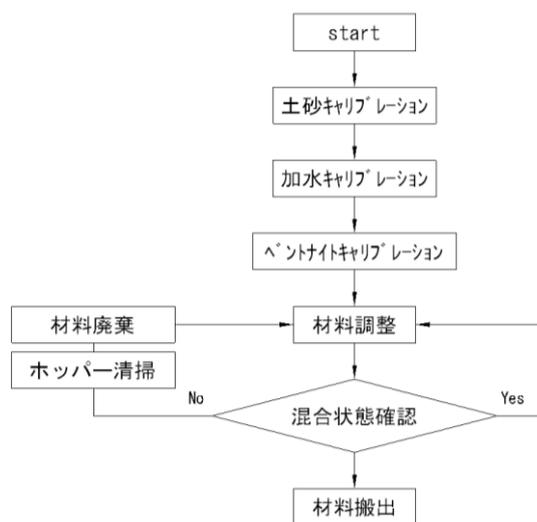


図 3.1-15 ベントナイト混合土製造フロー図

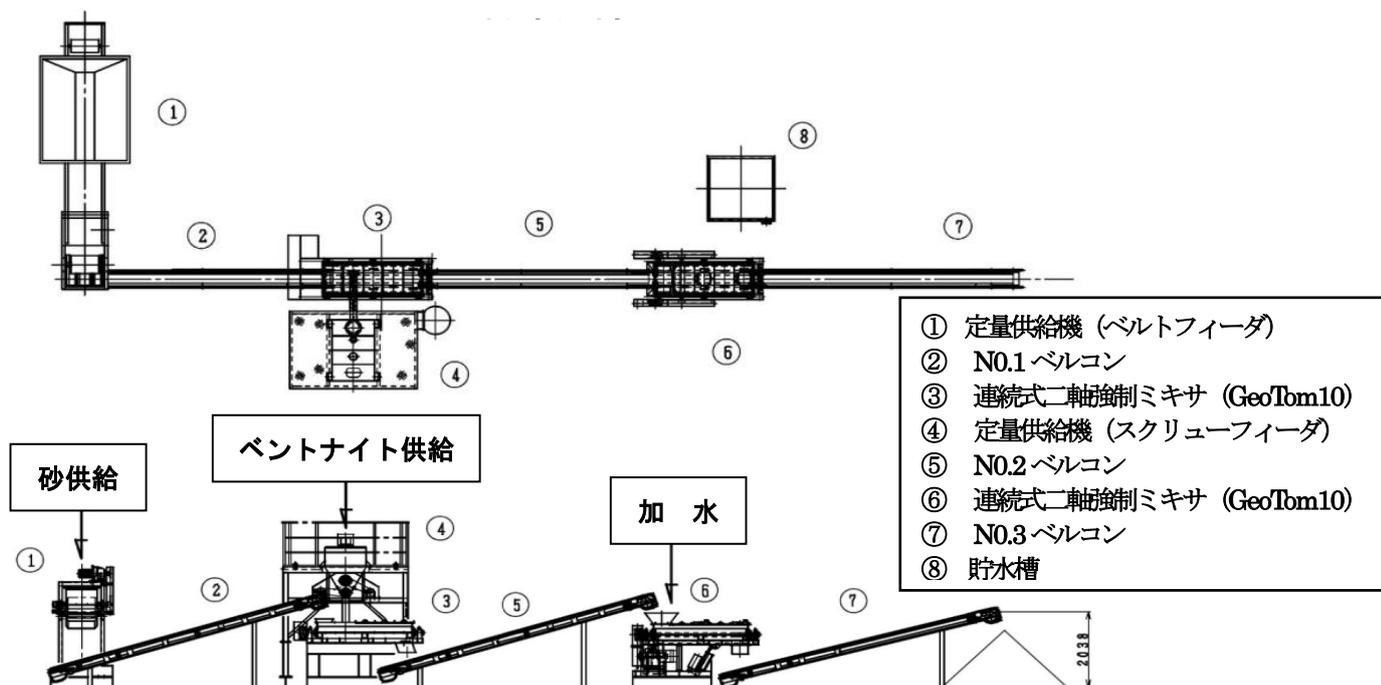


図 3.1-16 ベントナイト混合土製造機械配置図

ベントナイト混合土の製造は、以下の手順で実施した。

1. 定量供給機①（ベルトフィーダ）に砂を投入し、予定量を②No.1 ベルコンにより、二軸強制ミキサ③に投入する。
2. 定量供給機④（スクリーフィーダ）より予定量のベントナイトを二軸強制ミキサ③に投入し、砂とともに練混ぜて混合土を製造する。
3. 混合土を⑤No.3 ベルコンにて移動し、別の二軸強制ミキサ⑥に投入する。
4. 混合土の入った二軸強制ミキサ⑥に加水して練混ぜ、所定の含水比のベントナイト混合土を製造し、⑦No.3 ベルコンにて搬出してフレコンに詰める。

製造したベントナイト混合土は、フレコンに約 700kg 程度の重さに詰めて、製造ヤード内の倉庫に一時保管し、トラックによってベントナイト保管倉庫に運搬した。

図 3.1-17 に混合土製造状況を、図 3.1-18 に倉庫への一時保管状況を、図 3.1-19～図 3.1-24 に混合土の製造機械を示す。



図 3.1-17 ベントナイト混合土製造状況



図 3.1-18 混合土の倉庫への一時保管状況



図 3.1-19 砂定量供給機



図 3.1-20 二軸強制ミキサ (混合用)



図 3.1-21 二軸強制ミキサ (加水混合用)



図 3.1-22 ベントナイト定量供給機



図 3.1-23 モーターポンプ



図 3.1-24 機械制御盤

2) 材料運搬・仮置き

倉庫で一時保管したベントナイト混合土は、日本原燃（株）構内のベントナイト保管倉庫に運搬して仮置きした。

材料の保管では、ベントナイト混合土を入れたフレコンの下に木製パレットを敷設し、地面に直接置かないこととした。また、保管倉庫に保管したベントナイト混合土は、適宜 4t ユニーク車で必要量を試験空洞内に運搬し、試験施設前に仮置きした。図 3.1-25 に保管倉庫のベントナイト保管状況を、図 3.1-26 に試験施設前の仮置き状況を示す。



図 3.1-25 ベントナイト保管状況（保管倉庫）

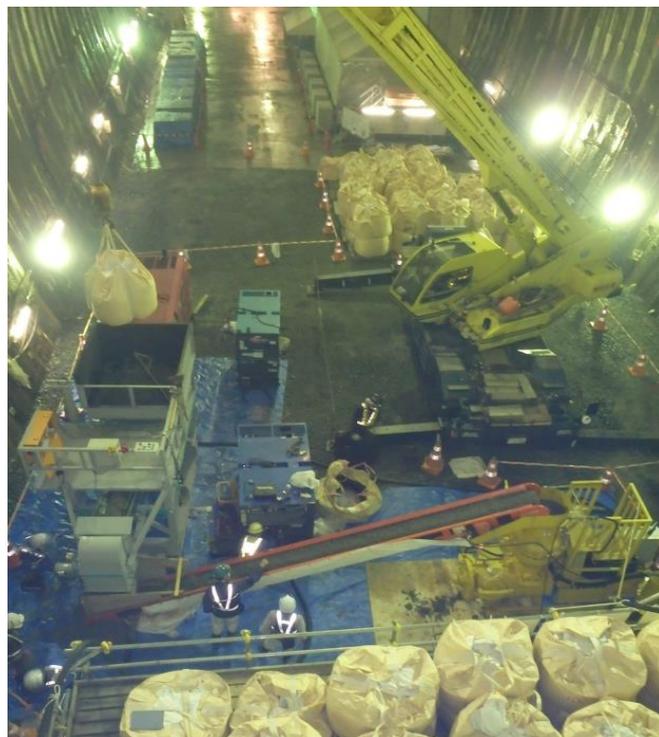


図 3.1-26 ベントナイト仮置き状況（試験施設前）

3) 埋戻し材鋼製型枠設置

平成 25 年度の上部埋戻し材施工確認試験で設置した埋戻し材の既設鋼製型枠を利用し、今年度施工分に合わせて、鋼製型枠を既設上部埋戻し材の左側に設置した。設置はカニクレーンを使用し、人力にて行った。

上部埋戻し材の鋼製型枠は、H 型鋼材 (H-200×200) を工場加工し、2 列×8 段で配置した。各々の H 型鋼材は継手板を設置してボルトにより固定し、型枠の接続箇所は抑え金物を配置して緩衝材型枠に固定した。また、足場・手摺り等の安全設備は適宜設置した。

図 3.1-27 に埋戻し材鋼製型枠平面図を、図 3.1-28 に抑え金物詳細図を、図 3.1-29 に埋戻し材鋼製型枠設置状況を示す。

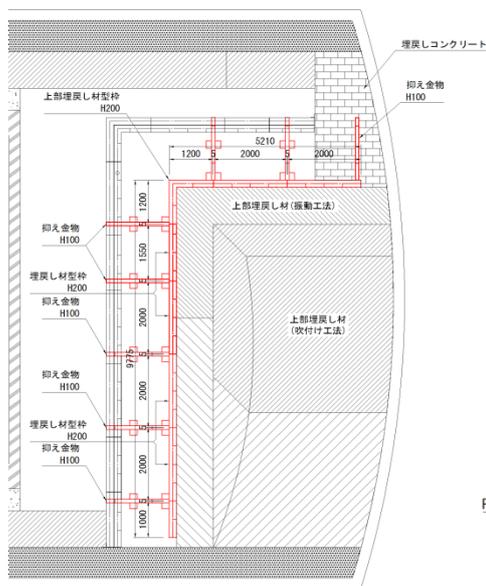


図 3.1-27 埋戻し材鋼製型枠平面図

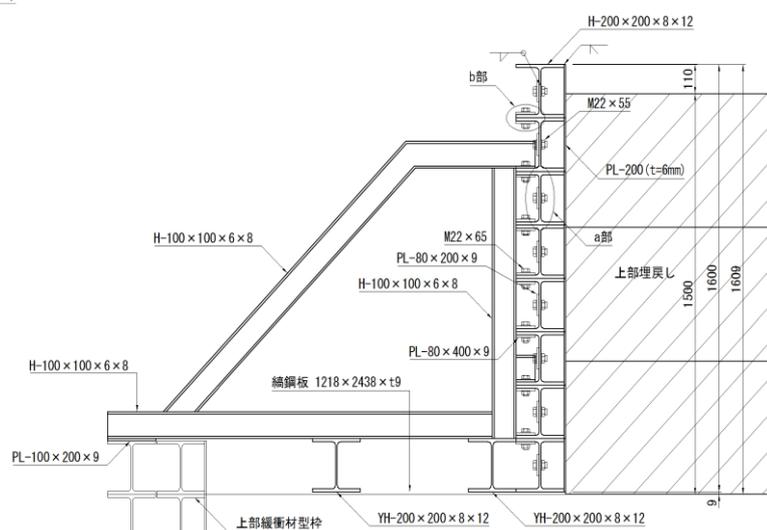


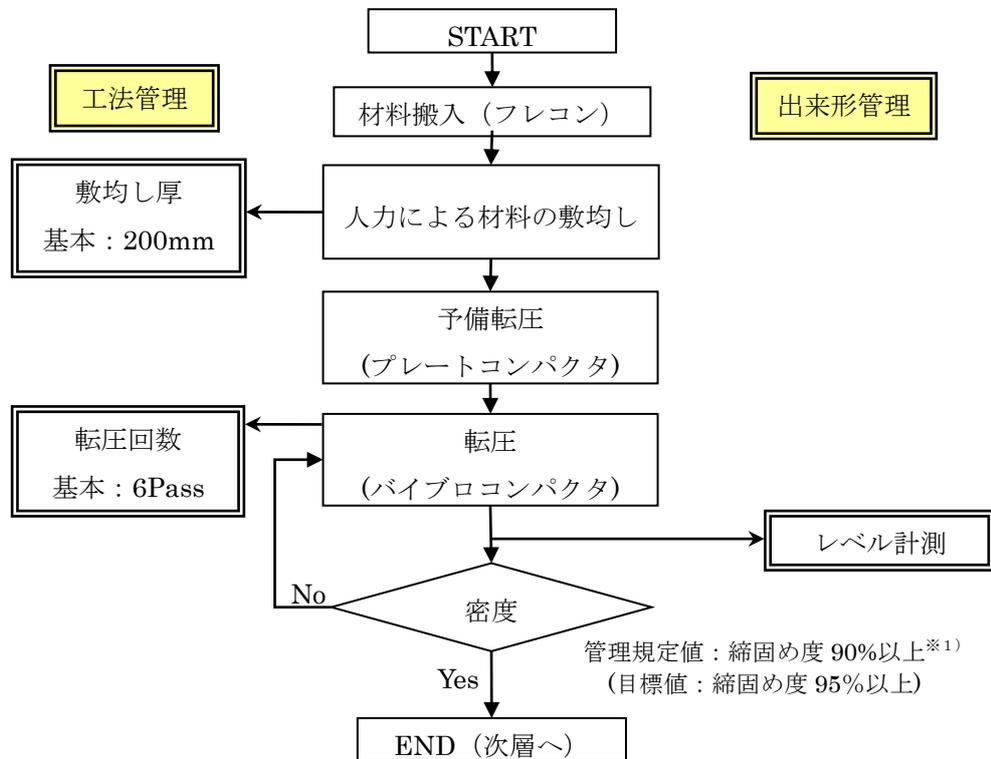
図 3.1-28 抑え金物詳細図



図 3.1-29 埋戻し材鋼製型枠設置状況

4) 転圧施工

転圧は、人力にて材料の敷均しを行い、予備転圧後にバイブロコンパクトを使用して転圧した。転圧施工の施工手順を図 3.1-30 に示す。また、図 3.1-31 に転圧施工前の状況を示す。



※¹) 最大乾燥密度が 1.810Mg/m³ であるため締固め度 90%は 1.630Mg/m³

図 3.1-30 転圧施工の手順



図 3.1-31 転圧施工前状況

転圧施工は計 16 層実施した (高さ 1.63m)。基本の敷均し厚さは 200mm とした。ただし、1 層目・2 層目に関しては敷均し厚さを 150mm とし、敷均し厚さの違いによる仕上がりが密度の違いを確認することとした。なお、16 層目は調整層として敷均し厚さは 150mm とした。表 3.1-11 に今年度の転圧施工の施工パターンを示す。

表 3.1-11 転圧施工の施工パターン

施工層	敷均し厚さ (mm)	転圧 Pass 数
1・2 層	150	1 層目 : 6 Pass、2 層目 : 4 Pass
3~15 層	200	6 Pass
16 層	150	6 Pass

a) 材料供給、敷均し

ベントナイト混合土の鋼製型枠内への供給はバルコンを使用した。25t ラフタークレーンにてフレコンをピット上部に吊上げ、カニクレーンを使用してバルトコンベヤ近傍に移動させ、人力でバルコンに投入し型枠内へ材料を供給した。バルコンで供給された材料は猫車を利用して運搬し、人力で敷均しを行った。敷均しはレーザーレベルを用いて所定の敷均し厚さ（200mm）になるように行った。作業手順は以下の通りである。

- ① 使用する材料の重量を測定する。
- ② 25t ラフタークレーンにてコンクリートピット上へフレコンを吊上げる。
- ③ カニクレーンにてピット上のフレコンを移動させ、人力でバルコンに投入する。
- ④ バルコンからの材料を猫車を利用して運搬し、撒き出す。
- ⑤ 木製の平レーキを使用してベントナイトを平坦に敷き均す。
- ⑥ 敷均し厚さはレーザーレベルを用いて管理する。

図 3.1-32 に材料供給平面図を、図 3.1-33 に材料敷均し平面図を示す。また、図 3.1-34 にバルコンを用いた材料の供給状況を、図 3.1-35 に猫車を用いた材料の運搬状況を、図 3.1-36 に人力により材料を敷均している状況を、図 3.1-37 にレーザーレベルによる敷均し厚管理状況を、図 3.1-38 に敷均し完了後の状況を示す。

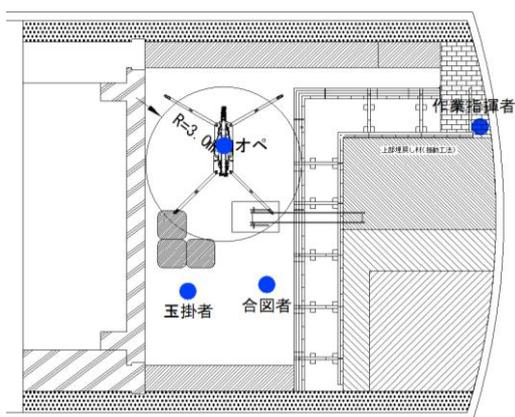


図 3.1-32 材料供給平面図

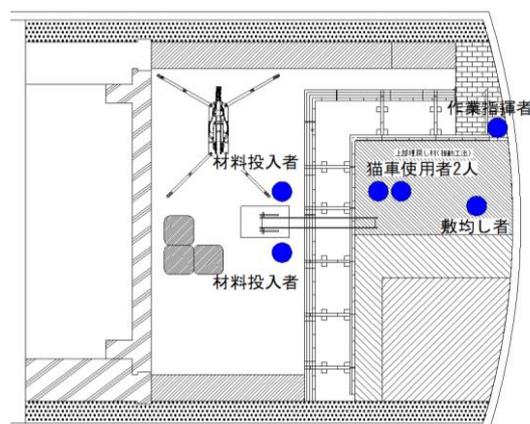


図 3.1-33 材料敷均し平面図



図 3.1-34 材料供給状況



図 3.1-35 材料運搬状況（猫車使用）



図 3.1-36 材料敷均し状況



図 3.1-37 レーザーレベルによる敷均し厚管理状況



図 3.1-38 材料敷均し完了後の状況

b) 転圧

転圧はバイブロコンパクト (300kg) で行った。転圧回数は 6pass を基本とした。なお、バイブロコンパクトによる本転圧に先立ち、転圧面を平滑にして作業性を向上させるため、プレートコンパクト (60kg) による予備転圧を行った。図 3.1-39 にプレートコンパクトによる転圧の状況を示す。

転圧の作業手順は、以下の通りである。

- ① プレートコンパクト (60kg) で予備転圧を行う。
- ② バイブロコンパクト (300kg) で所要の転圧回数 (6Pass) を転圧する。



図 3.1-39 プレートコンパクトによる転圧状況

バイブロコンパクト (300kg) による転圧は、試験空洞の縦断方向、横断方向それぞれに実施した。はじめに、縦断方向の転圧(2Pass)を行い、次いで横断方向の転圧(2Pass)、最後に再び縦断方向の転圧(2Pass)を行い、合計 6Pass とした。図 3.1-40 および図 3.1-41 にそれぞれ縦断方向および横断方向の転圧状況を示す。



図 3.1-40 バイブロコンパクタによる転圧状況
(縦断方向)



図 3.1-41 バイブロコンパクタによる転圧状況
(横断方向)

c) 出来形管理

各層の転圧完了後、レベル測量（15 点）を行い施工高さの確認を行った。図 3.1-42 にレベル測量の位置（コア採取位置含む）を、図 3.1-43 にレベル測量の状況を示す。

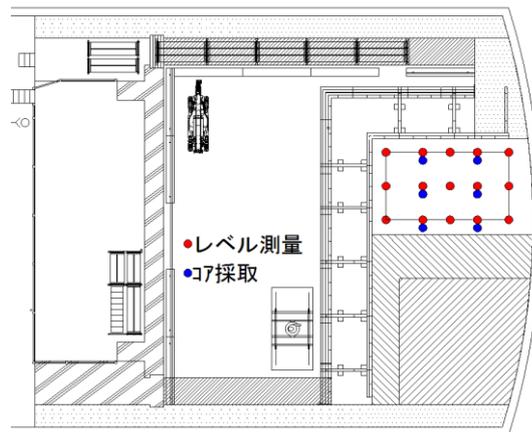


図 3.1-42 レベル測量・コア採取位置図



図 3.1-43 レベル測量状況

d) 品質管理

各層の転圧完了後、シンウォールサンプラーによるコア採取を行い、密度および含水比の測定を行った。コアは各層ごとに6点採取した。図 3.1-42 にコア採取位置を、図 3.1-44 にシンウォールサンプラーを施工層に貫入してコア採取している状況を示す。



図 3.1-44 シンウォールサンプラーによるコア採取状況

5) 吹付け施工

吹付け施工は、圧力釜式吹付け機を使用し人力にて実施した。吹付け箇所は転圧施工箇所（高さ 1.63m）の上部のアーチ形状の空間で、空洞センター位置で最大高さが 1.98m である。吹付け施工の施工手順を図 3.1-45 に示す。

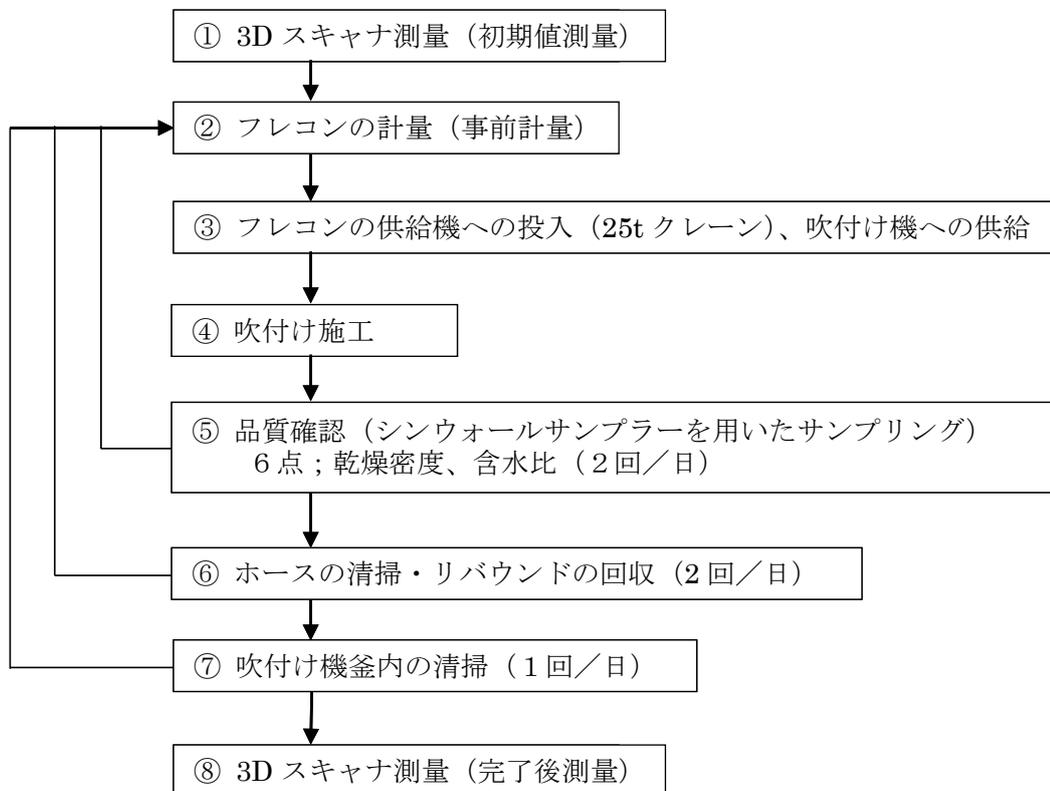


図 3.1-45 吹付け施工の施工手順

a) 材料供給

図 3.1-46 には吹付け施工時の機械の配置図を示す。吹付け機はピット前方に配置し、圧送ホースをピット上部まで這わせて、ピット上部の施工箇所の吹付けを行った。図 3.1-47 には吹付け施工時の吹付け設備の配置状況を示す。

今年度試験では、吹付け中の材料分離を防止する目的で、吹付け機をコンクリートピット直前に配置して、昨年度より吹付け機からの材料圧送距離を短くした。また、昨年度実施した圧送ホースの再加圧は実施しないこととした。

吹付け機への材料供給は、フレコンを 25t ラフタークレーンで吊上げてホッパー型の材料供給機に材料を投入し、バルコンにて吹付け機に供給した。図 3.1-47 に吹付け機の設置状況を、図 3.1-48 に供給機への材料投入状況を示す。

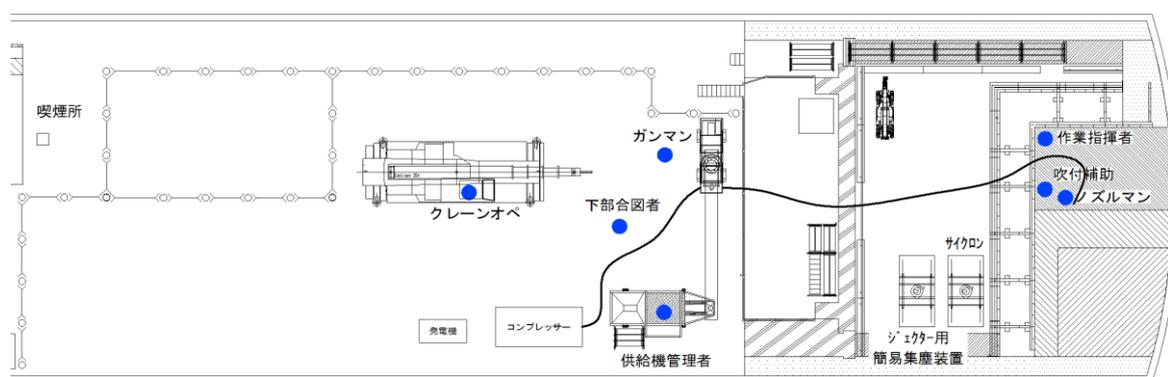


図 3.1-46 吹付け施工時の機械配置平面図

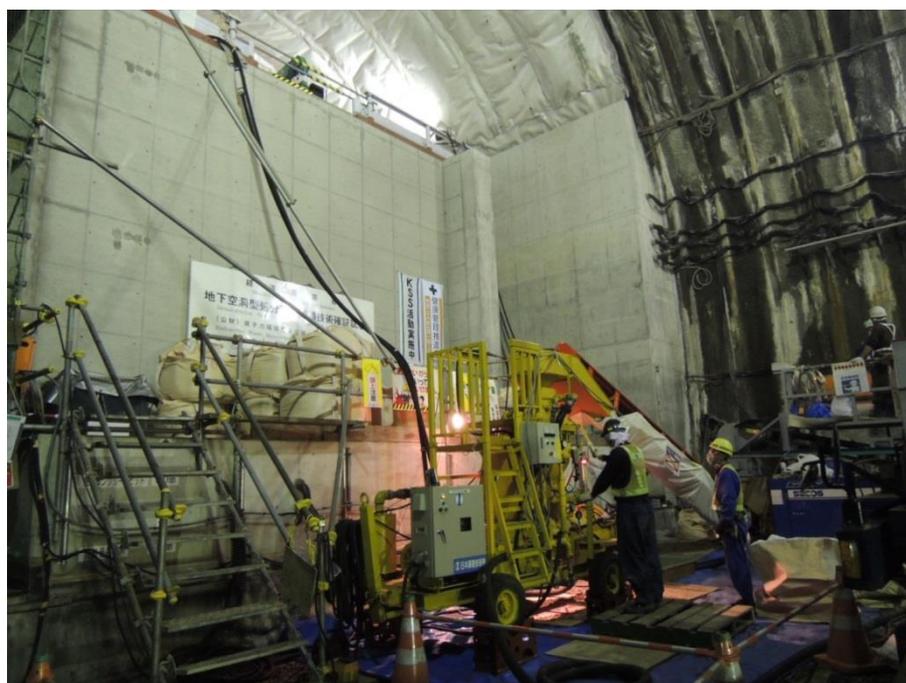


図 3.1-47 吹付け機の設置状況



図 3.1-48 供給機への材料投入状況

b) 吹付け

吹付けは、人力により、吹付け面から 1m 程度の距離で、吹付け面にできるだけ直角となるようにノズルを構えて吹付けた。吹付けはフレコン 2 袋（約 1,400kg）ごとに行い、2 袋を吹き終わるたびにリバウンド材回収を行った。リバウンド材回収はジェクターおよび人力にて行った。また、吹付けに際し、試験空洞アーチ部の防水シートのたるみが著しい箇所は、防水型のシート固定金具により固定して平滑にした。図 3.1-49 に人力による吹付け状況を示す。



図 3.1-49 吹付け状況

6) 出来形管理

吹付け施工における出来形管理として、3D スキャナ測量を実施した。吹付け施工開始前と吹付け施工完了後に 3D スキャナ測量を行い、吹付け施工による施工体積の測定を行って吹付け施工の出来形を把握した。

図 3.1-50 に 3D スキャナ測量の状況を示す。



図 3.1-50 3D スキャナ測量の状況

7) 品質管理

吹付け施工の品質管理として、転圧施工と同様にシンウォールサンプラーによるコア採取を行い、密度および含水比の測定を行った。コア採取は 2 回/1 日、午前・午後の施工終了後に実施した。図 3.1-51 にシンウォールサンプラーによるコア採取状況を示す。

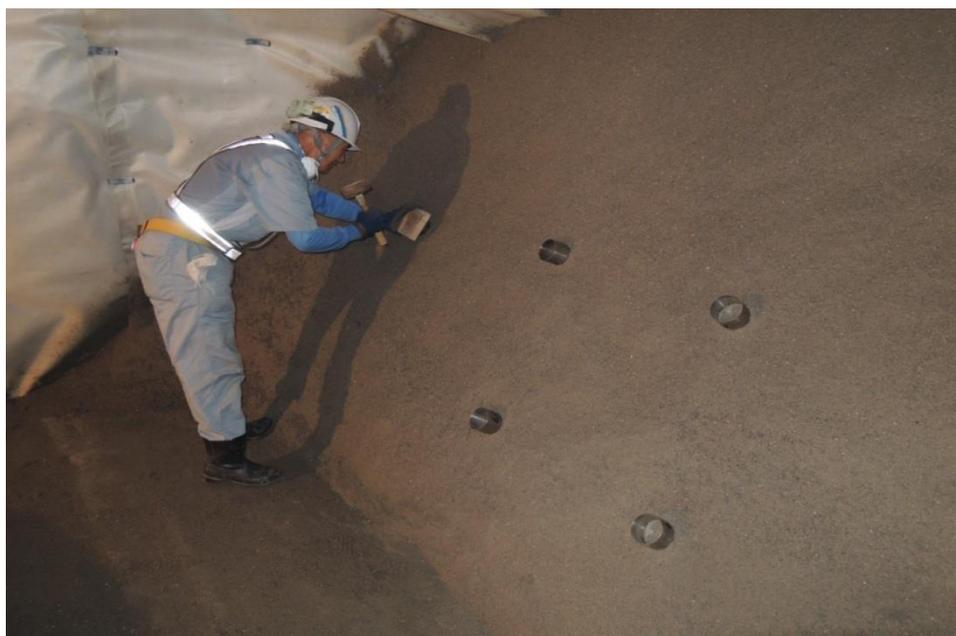


図 3.1-51 シンウォールサンプラーによるコア採取状況

3.1.3 施工管理・品質管理

(1) 管理項目

施工確認試験における施工管理・品質管理項目を表 3.1-12 に示す。ベントナイト混合土の材料品質管理、施工中・施工後の施工管理・品質管理等について実施した。

表 3.1-12 施工確認試験の施工管理・品質管理項目

分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	管理基準値	管理 or 確認	実施時期	数量
品質管理 (材料)	重量	吊秤	—	確認	材料納入時	各フレコン
	粒度分布	JIS A 1204	—	確認	砂納入時	1 点/10t 程度
	含水比	JIS A 1203	設定値±3%以内	管理	施工前	3 点/フレコン
	ベントナイト混合率 (細粒分含有率)	JIS A 1223	設定値±3%以内	管理	施工前	1 点/10t 程度
	締固め特性	JIS A 1210	—	確認	施工前	1 点/10t 程度
	重量	吊秤	—	管理	施工前	各層単位 (転圧施工)
施工管理 (施工時)	敷均し高さ	(レベル測量)	設定値±2cm	管理	敷均し時	—
	転圧回数	—	設定回数	管理	転圧施工時	—
品質管理 (施工後)	密度	(コア密度)	設定値±0.10Mg/m ³	管理	施工終了後	6 点/1 施工単位
	含水比	JIS A 1203	—	確認	施工終了後	6 点/1 施工単位
	密度	(レベル測量)	—	管理	施工終了後	15 点/層 (転圧工法)
	施工面観察	(目視)	異常の有無	管理	施工終了後	施工単位
	採取試料観察	(目視)	異常の有無	管理	施工終了後	施工単位
その他	坑内環境データ	(温湿度計)	坑内の温湿度記録	—	常時	日常記録
	施工内容記録	(記録簿、写真)	供給量、リバウンド量、吹付け時間等 (吹付け施工)	—	施工時	日常記録
	サイクルタイム	(ストップウォッチ)	主要工程の所要時間記録	—	施工時	日常記録

(2) 上部埋戻し材材料

上部埋戻し材の材料であるベントナイト混合土の製造に使用する材料は、ベントナイトと砂である。ベントナイトはクニミネ工業(株)のクニゲルV1 であり、砂は青森県三沢産のコンクリート用砂である。

本試験で使用したベントナイト (クニゲル V1) の品質試験結果を表 3.1-13 に示す。

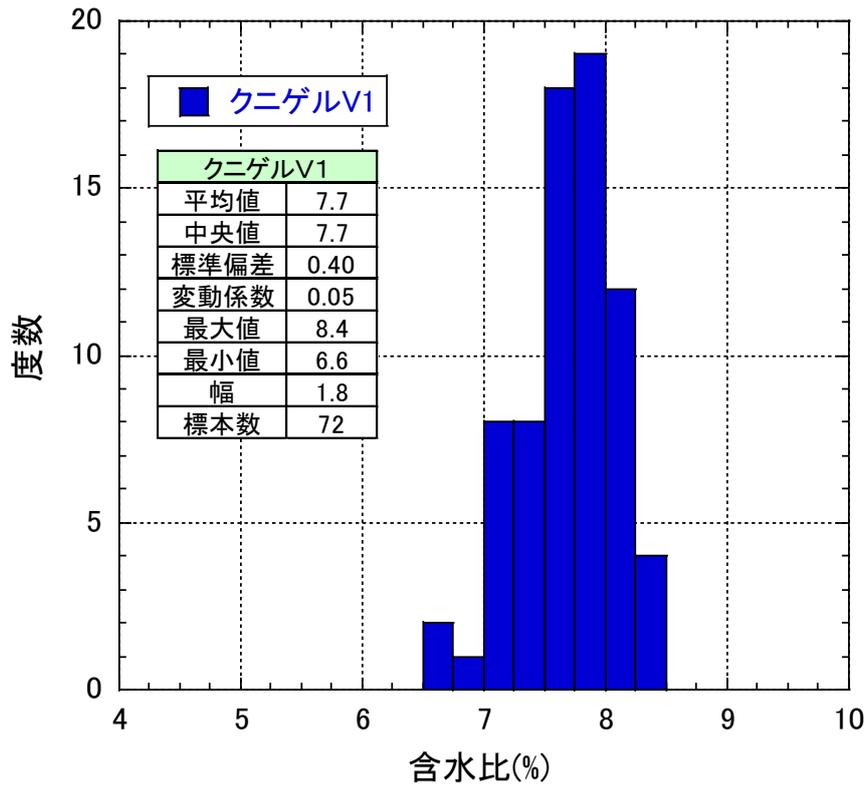
表 3.1-13 ベントナイト（クニゲル V1）試験結果一覧

試験項目	測定値	規格値
含水比 (%)	8.1	10 以下
粒度 (%/63 μ m)	91.9	90 以上
膨潤力(ml/2g)	18	16 以上
PH	10.2	9.0~10.5
見掛比重	0.71	0.60~0.75
メチレンブルー吸着量 (mmol/100g)	86	—

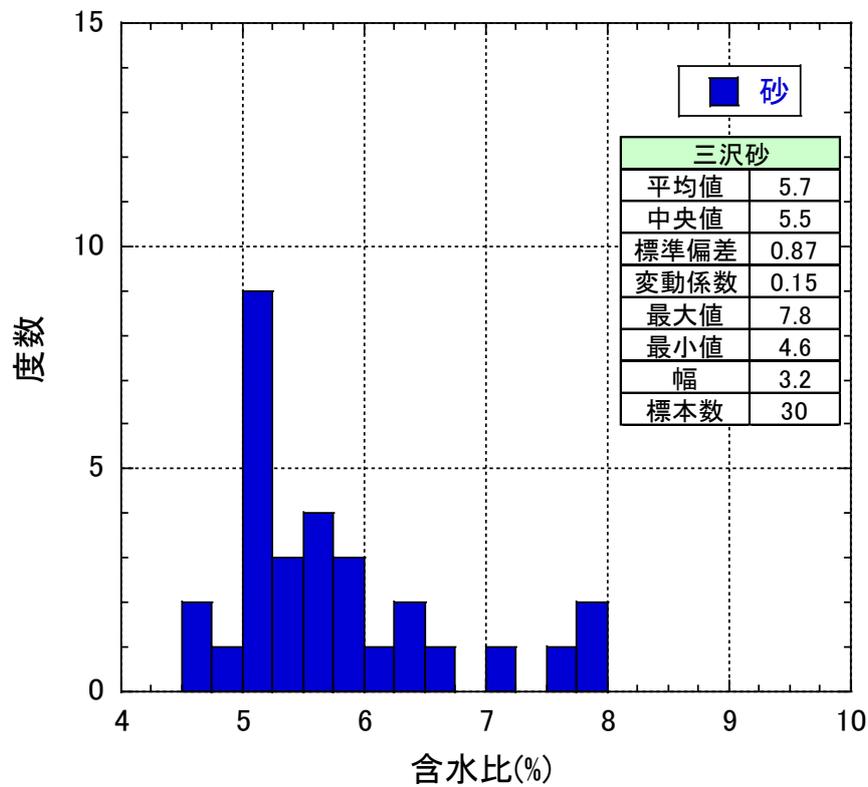
図 3.1-52 に使用した材料（ベントナイト、砂）の初期含水比を示す。(a)はベントナイト（クニゲル V1）、(b)は砂である。ベントナイトは 24t (1t×24 フレコン) 使用し、各フレコンから 3 点ずつサンプリングして含水比の測定を行った。使用したベントナイトのメチレンブルー吸着量は 86mmol/100g である。砂は約 150t を用意した。ベントナイトおよび砂の初期含水比の平均値はそれぞれ 7.7%、5.7%であった。この結果から、基本的な混合条件は表 3.1-14 に示す通りとした。混合土の製造には連続式二軸強制ミキサを用い、時間当たりの砂、ベントナイトの投入量および加水量をキャリブレーションにより調整して行った。

表 3.1-14 ベントナイト混合土の混合条件

初期条件				
加水調整前材料	初期含水比 (%)		測定実施日	
ベントナイト	7.7		2014/7/24	
砂	5.7		2014/7/24	
ベントナイト混合土	6.0		—	
含水比・混合率設定				
対象材料	設定条件			
	含水比 (%)	ベントナイト混合率 (%)	砂混合率 (%)	
ベントナイト+砂	13.5	15.0	85.0	
混合条件				
条件	総量	ベントナイト (t/h)	砂(t/h)	加水(t/h)
材料投入量(t/h)	8.259	1.259	7.000	—
乾燥質量(t/h)	7.791	1.169	6.623	—
水分量(t/h)	0.467	0.090	0.377	—
加水量(t/h)	—	—	—	0.584
仕上がり量(t/h)	—	8.843		



(a) ベントナイト



(b) 砂

図 3.1-52 ベントナイト混合土の材料の初期含水比

(3) ベントナイト混合土製造

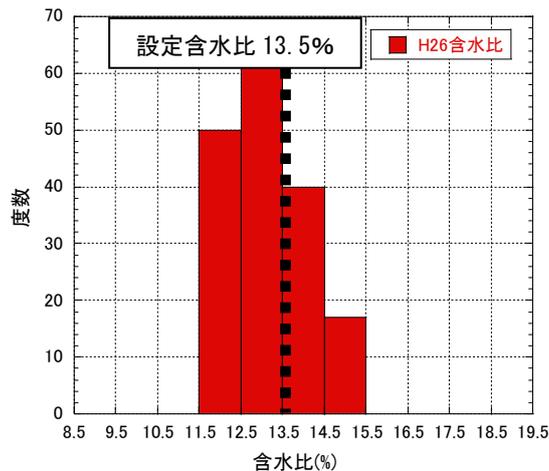
ベントナイト混合土の製造は、連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）を2台使用し、7/28～7/30の3日間で実施した。各日の製造量を表3.1-15に示す。合計140.4t（170フレコン）の製造を行った。各フレコンから1点のサンプリングを行い、製造した混合土の含水比およびベントナイト混合率の確認を行った。ベントナイト混合率は細粒分含有率から算出した。

含水比の測定結果を図3.1-53に、混合率（細粒分含有率）の測定結果を図3.1-54に示す。含水比の平均値は13.1%（設定値13.5%）で、ばらつきは11.8～15.0%と±2%程度であった。混合率の平均値は15.3%（設定値15.0%）で、ばらつきは14.1～16.7%と±1.5%程度であった。

昨年度の自走式土質改良機による混合製造時で行ったベントナイト添加量や加水量の微調整を行うことはなく、また、材料も安定した供給を行うことができた。

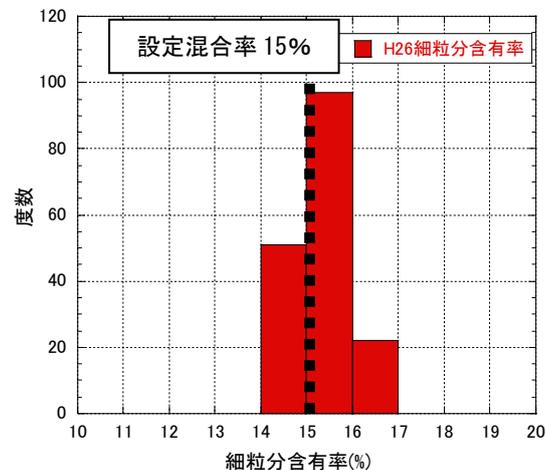
表 3.1-15 ベントナイト混合土の製造量（合計140.4t）

製造日	製造量(t)
7月28日	44.3
7月29日	63.5
7月30日	32.6



含水比	
設定値	13.5
平均値	13.1
中央値	13.0
標準偏差	0.83
変動係数	0.06
最大値	15.0
最小値	11.8
幅	3.2
標本数	170

図 3.1-53 ベントナイト混合土の含水比測定結果



混合率	
設定値	15.0
平均値	15.3
中央値	15.2
標準偏差	0.56
変動係数	0.04
最大値	16.7
最小値	14.1
幅	2.6
標本数	170

図 3.1-54 ベントナイト混合土の混合率測定結果

(4) 転圧施工

転圧施工は計 16 層実施した（高さ 1.63m）。基本の敷均し厚さは 200mm とし、1 層目・2 層目については、敷均し厚さの違いによる仕上がり密度の違いを確認するために、敷均し厚さを 150mm とした。また、16 層目は調整層として敷均し厚さを 150mm とした。

各層の施工概要を表 3.1-16 に示す。同表には、各層の施工日、施工に使用したフレコンおよび使用量を示している。合計で約 65t の材料を使用した。

表 3.1-16 上部埋戻し材の転圧施工概要

層	敷均し厚さ (mm)	施工日	使用フレコン数および No.	施工量(kg)
1	150	8月21日	4 (5,1,2,3)	3,456
2	150	8月21日	5 (3,4,6,7,8)	3,426
3	200	8月22日	6 (8,9,10,11,12,13)	4,427
4	200	8月22日	6 (13,14,15,16,17,18)	4,434
5	200	8月22日	6 (19,20,21,22,23,24)	4,397
6	200	8月23日	6 (24,25,26,27,28,29)	4,184
7	200	8月23日	6 (29,30,31,32,33,34)	4,258
8	200	8月23日	6 (34,35,36,37,38,39)	4,209
9	200	8月25日	6 (39,40,41,42,43,44)	4,320
10	200	8月25日	6 (45,46,47,48,49,50)	4,205
11	200	8月25日	6 (50,51,52,53,54,55)	4,076
12	200	8月26日	6 (55,56,57,58,59,60)	4,228
13	200	8月26日	6 (60,61,62,63,64,65)	4,038
14	200	8月27日	5 (65,66,67,68,69)	4,031
15	200	8月27日	5 (70,71,72,73,74)	3,939
16	150	8月27日	5 (74,75,76,77,78)	3,141
合 計				64,769

1) 敷均し厚さの影響検討

1～3 層目においては、敷均し厚さと転圧回数をパラメータにして仕上がり密度の比較を行った。1 層目は敷均し厚さ 150mm で転圧回数 6Pass、2 層目は敷均し厚さ 150mm で転圧回数 4Pass、3 層目は敷均し厚さ 200mm で転圧回数 6Pass とした。

図 3.1-55 に 1～3 層の施工結果を示す。各層の締固め度の平均値は 1 層目が 99%、2 層目が 96%、3 層目は 95%であった。1 層目と 2 層目の結果より、同じ敷均し厚さ（150mm）であっても転圧回数を増やすことにより締固め密度は上昇すること、1 層目と 3 層目の結果より、同じ転圧回数（6Pass）であっても敷均し厚さを薄くすることによって締固め密度は上昇することが確認できた。

また、敷均し厚さが 200mm であっても転圧回数を 6Pass とすることにより施工後の締固め度として 95%程度を確保できることから、3 層目の施工条件（敷均し厚さ 200mm、転圧回数 6Pass）を基本として、それ以降の層の施工を行うこととした。

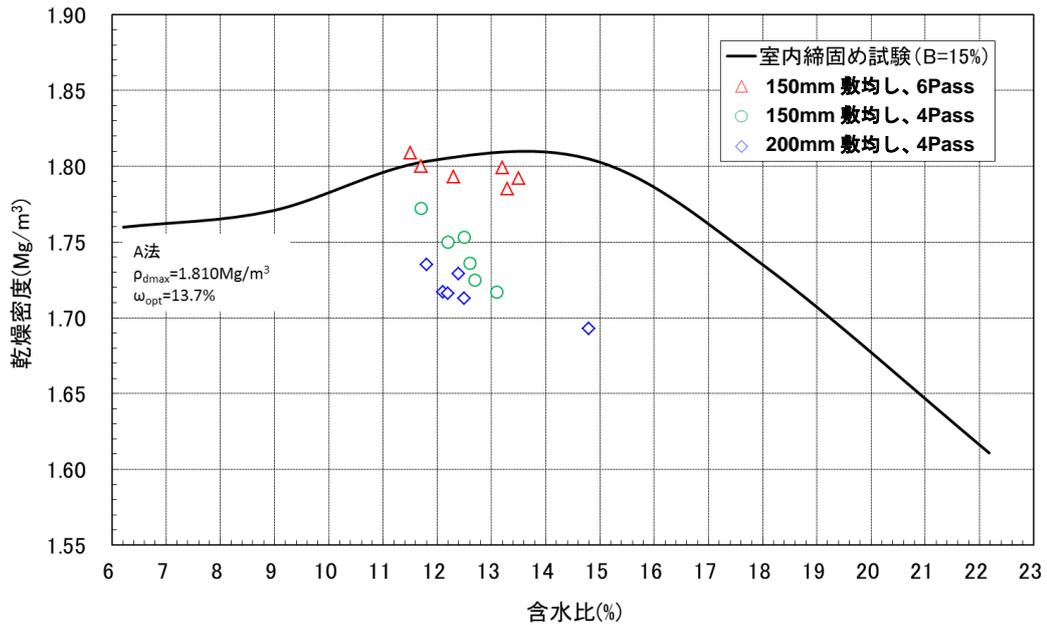


図 3.1-55 転圧施工における各施工条件における施工密度

2) レベルによる測定結果

各層の転圧完了後に、レベル測量を行って出来形を確認した。レベル測量は図 3.1-56 に示すように横断方向で 3 測線、縦断方向で 5 測線、計 15 点の測量を行っており、それぞれ、それらの平均値を示している。

図 3.1-57 および図 3.1-58 にレベルによる測量結果を示す。図 3.1-57 は横断方向の結果、図 3.1-58 は縦断方向の結果で、それぞれ(a)は上部低拡散材上面（すなわち、上部緩衝材下面）からの高さ、(b)は上部緩衝材上面（すなわち、上部埋戻し材下面）からの高さを示している。

各層の施工高さの不陸は±0.015m 程度で、ほぼ平坦に施工できた。

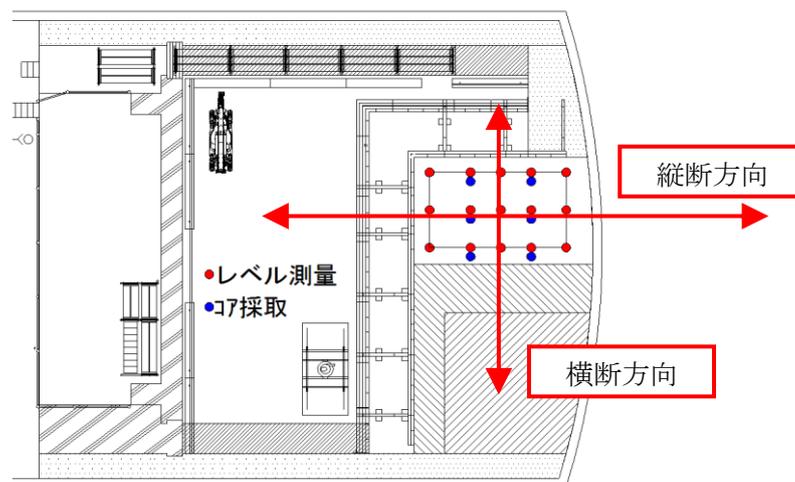
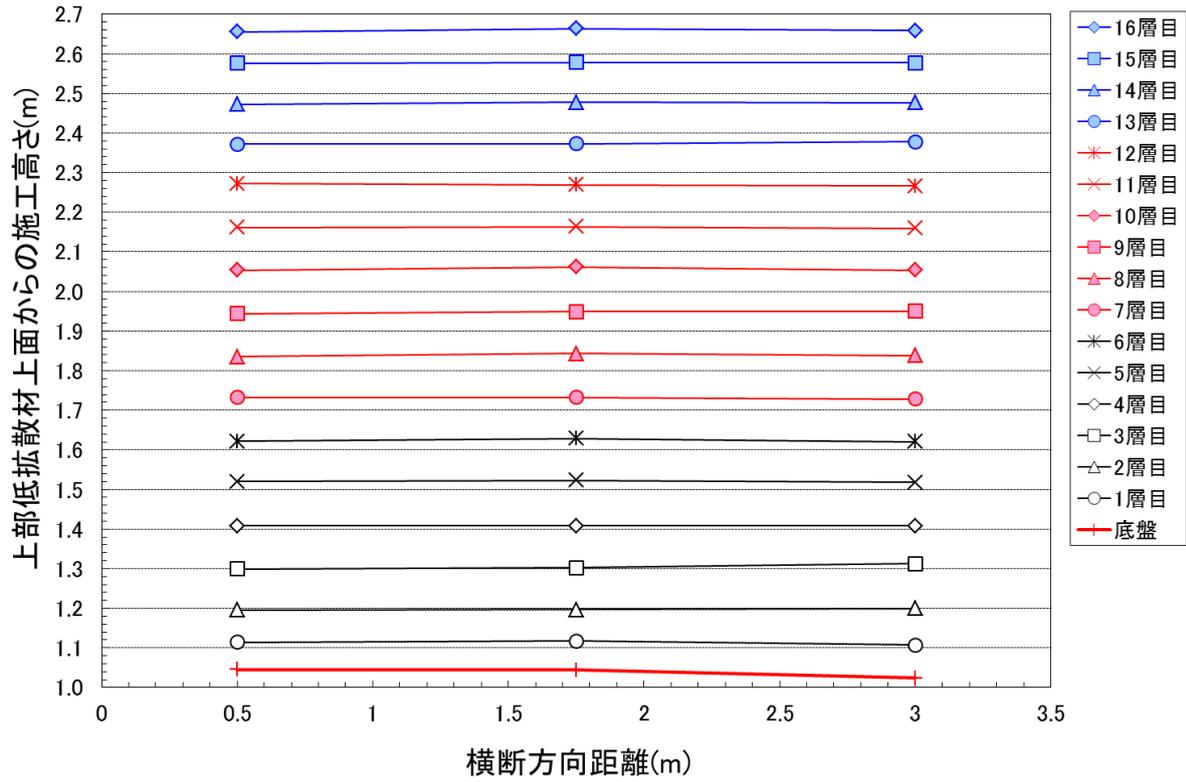
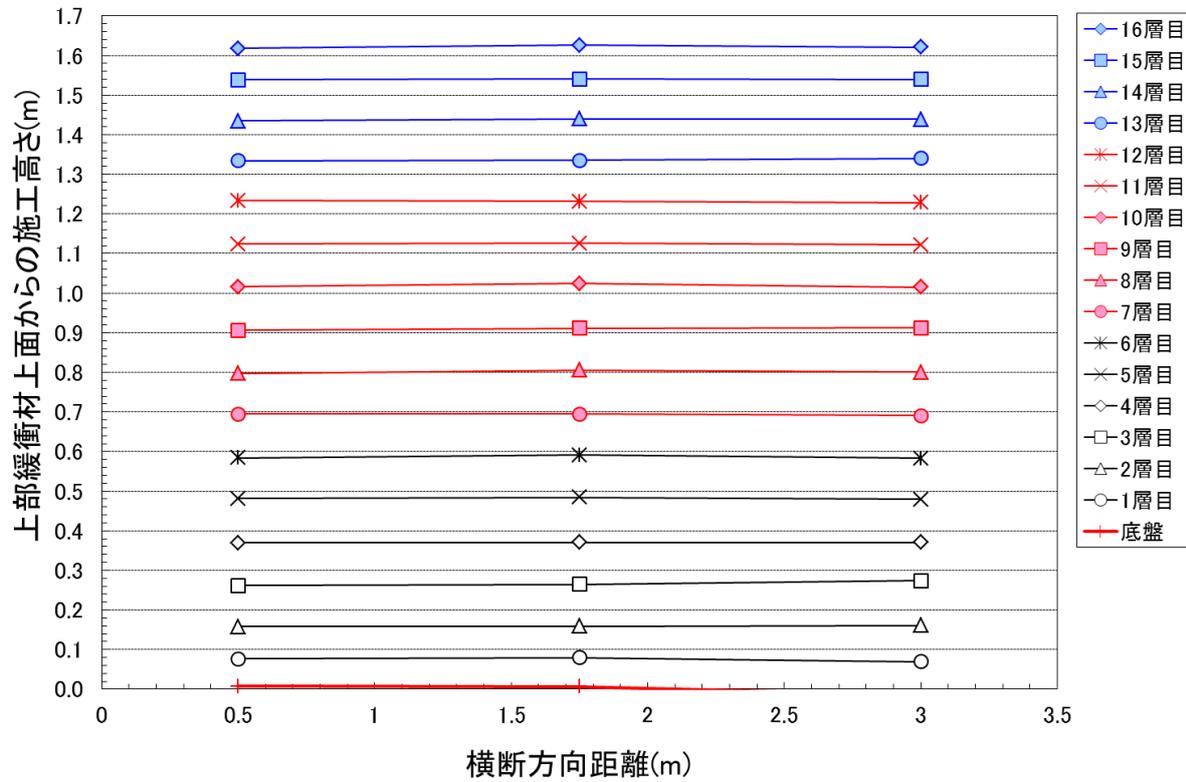


図 3.1-56 レベルによる測量の方向

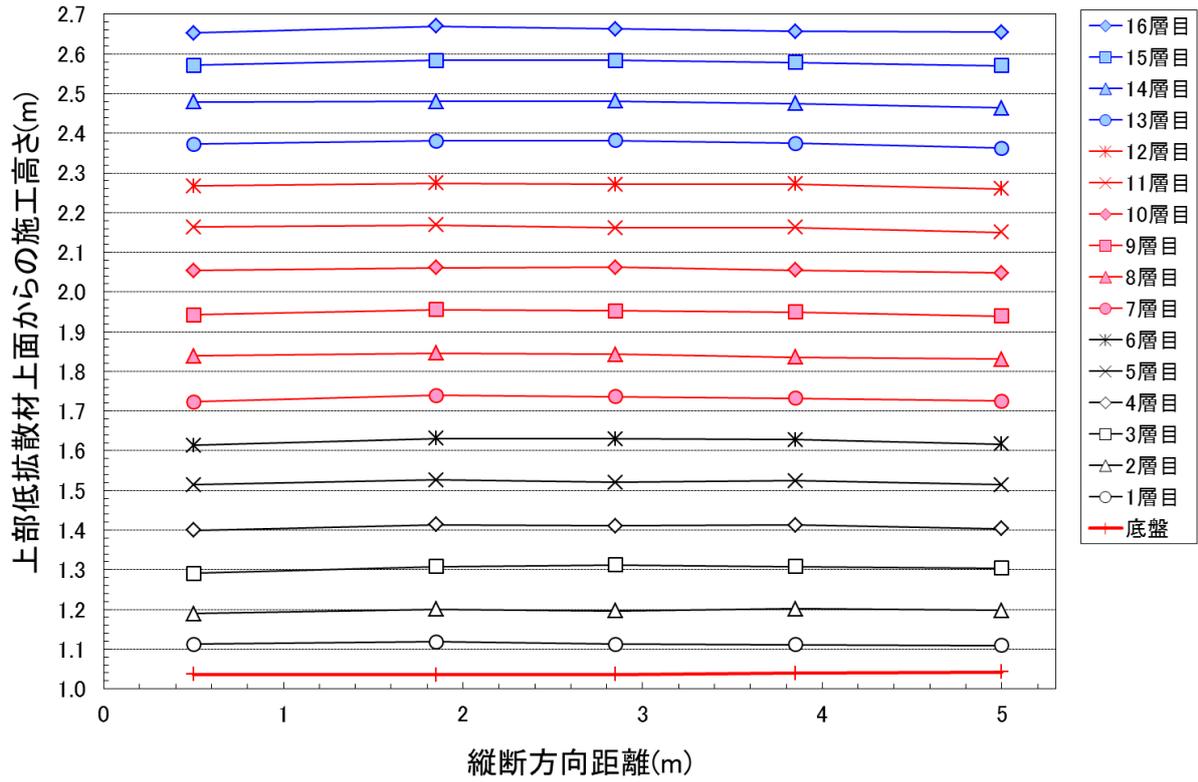


(a)上部低拡散材上面からの施工高さ

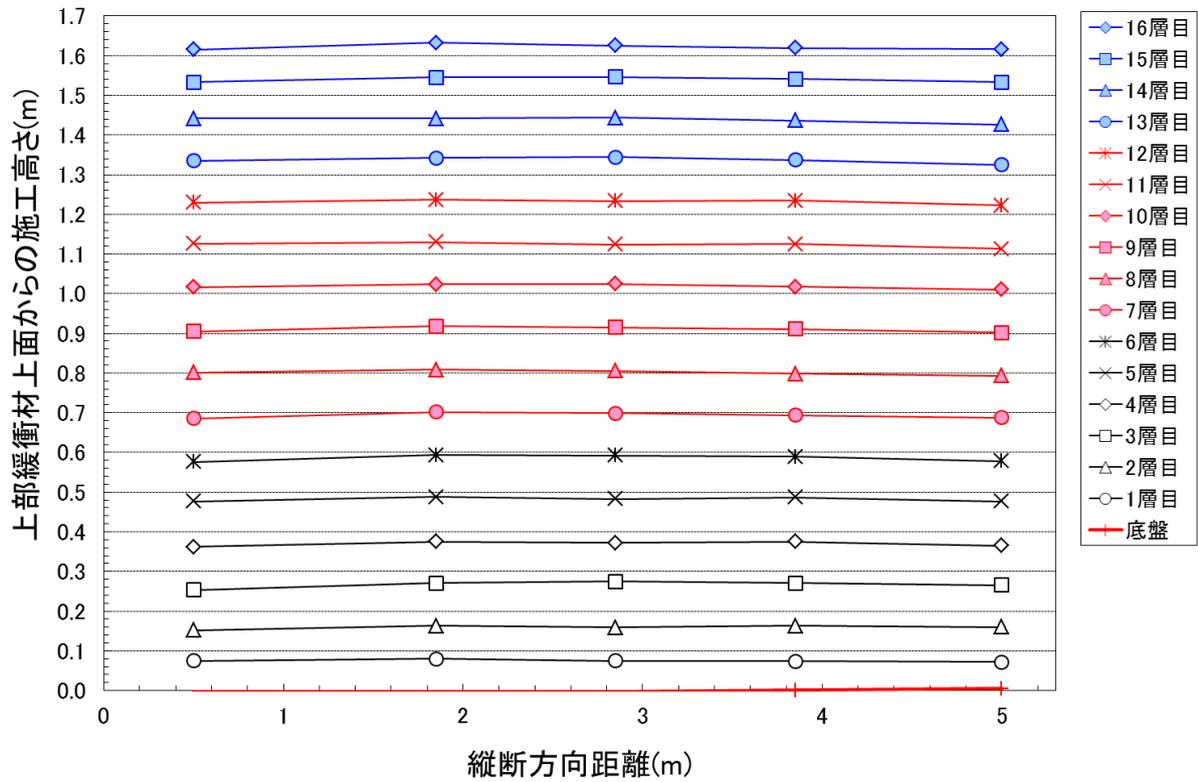


(b)上部緩衝材上面からの施工高さ

図 3.1-57 各層の施工高さ (横断方向)



(a)上部低拡散材上面からの施工高さ



(b)上部緩衝材上面からの施工高さ

図 3.1-58 各層の施工高さ (縦断方向)

3) 密度測定結果

転圧施工後にサンプリングを行い、その試料を用いて含水比と乾燥密度を測定した。図 3.1-59 および図 3.1-60 に、含水比および乾燥密度の度数分布を示す。含水比は 10.6～14.9% の間にばらつく結果となっており、平均値は 12.6% で、製造時よりも 0.5% 低下している。また、乾燥密度は 1.65～1.76Mg/m³ の間にばらつく結果となっており、平均値は 1.689Mg/m³ であった。

また、締固め度の度数分布を図 3.1-61 に示す。締固め度の平均値は 93.3% で、管理規定値 90.0% を満足する結果となった。

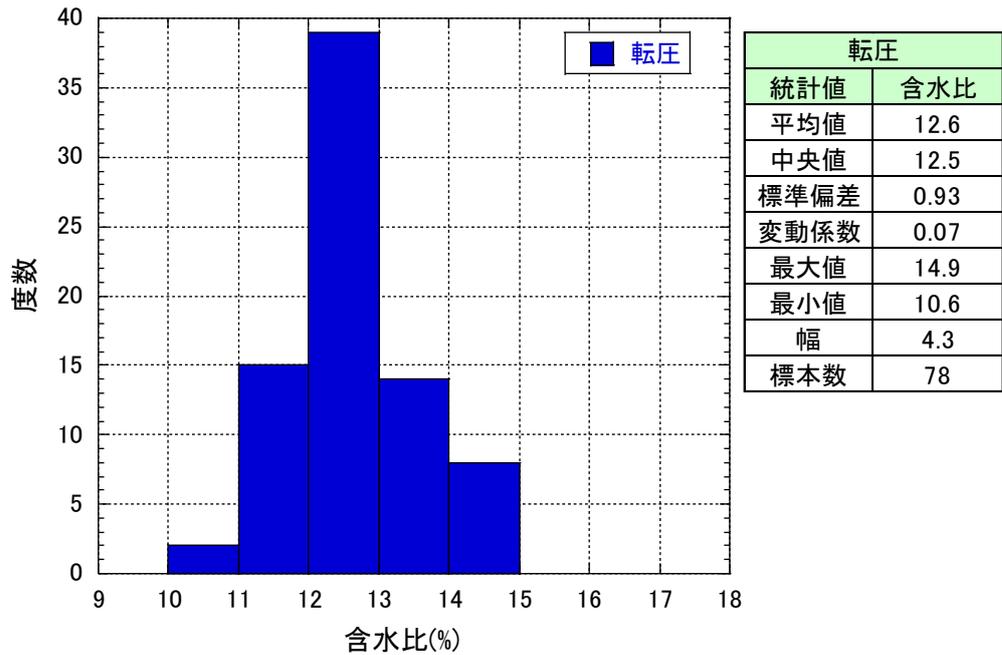


図 3.1-59 転圧施工後の含水比の測定結果

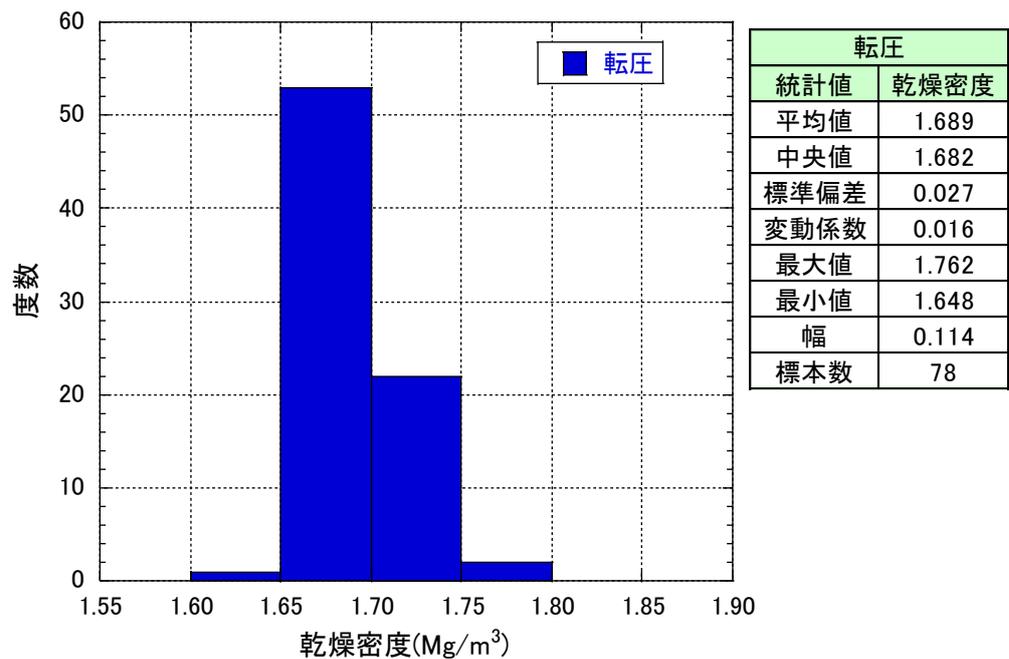


図 3.1-60 転圧施工後の乾燥密度の測定結果

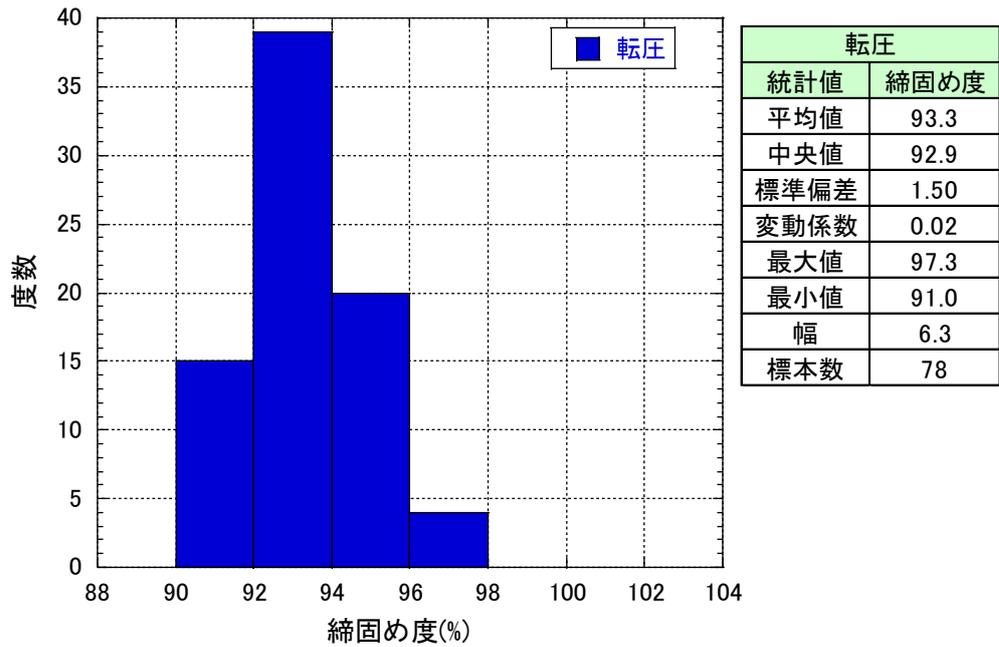


図 3.1-61 転圧施工後の締固め度の測定結果

4) 混合率測定結果

図 3.1-62 には転圧施工後の混合率を示す。施工後の混合率の平均値は 15.4%であった。施工前の混合土の混合率の平均値は 15.3%で、混合率は転圧施工前後でほとんど変化ない。

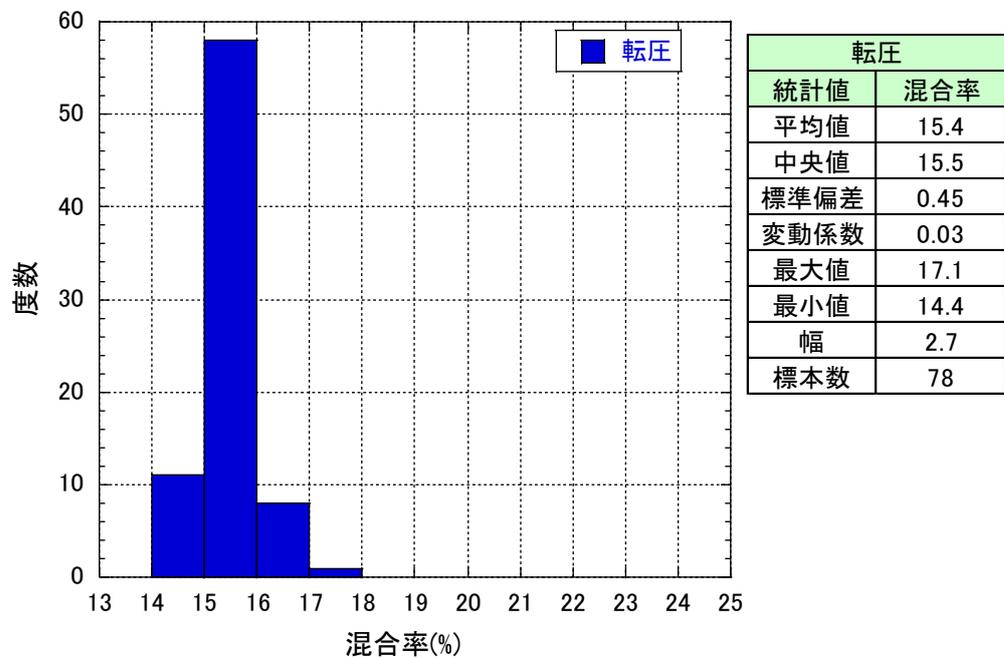
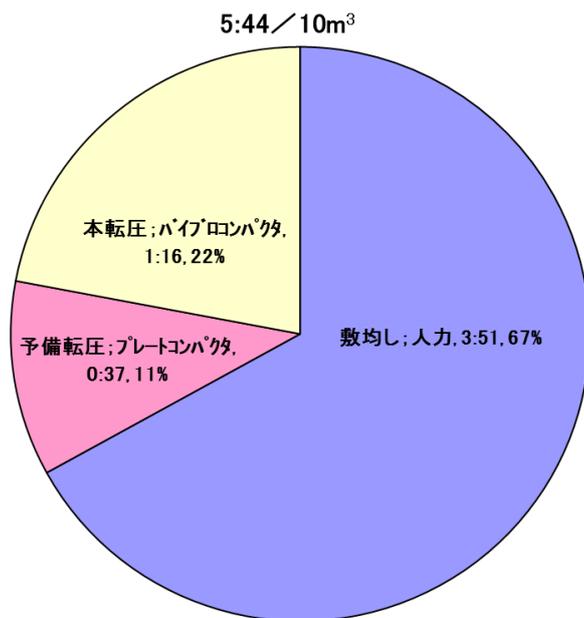


図 3.1-62 転圧施工後の混合率の測定結果

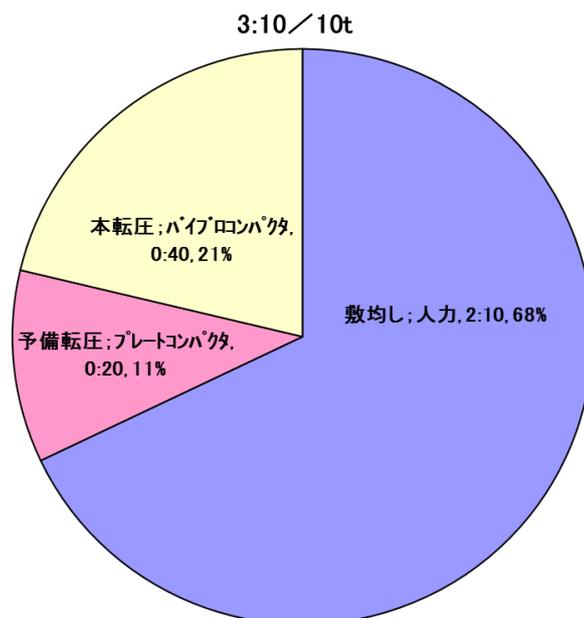
5) サイクルタイム測定結果

転圧施工の施工時間測定結果よりサイクルタイムを算出した。施工体積 10m³ 当りのサイクルタイム、および施工重量 10t 当りのサイクルタイムを図 3.1-63 に示す。人力で実施しているため、敷均しに最も多く時間を要し、約 2/3 を占める結果となっている。

また、今年度と比較するために、図 3.1-64 に昨年度の上部埋戻し材の転圧施工におけるサイクルタイムを示す。全体に対する敷均しと転圧に要する時間の割合は、ほぼ同じである。トータルの時間は今年度の方がわずかに長くなっている。

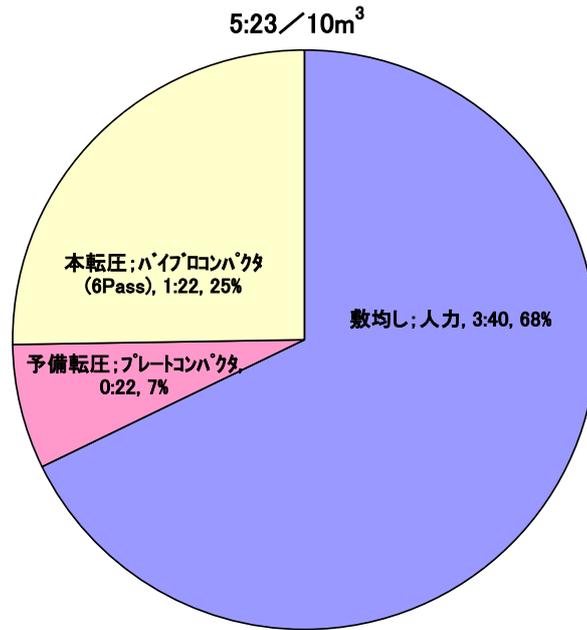


(a) 施工体積 10m³ 当りのサイクルタイム

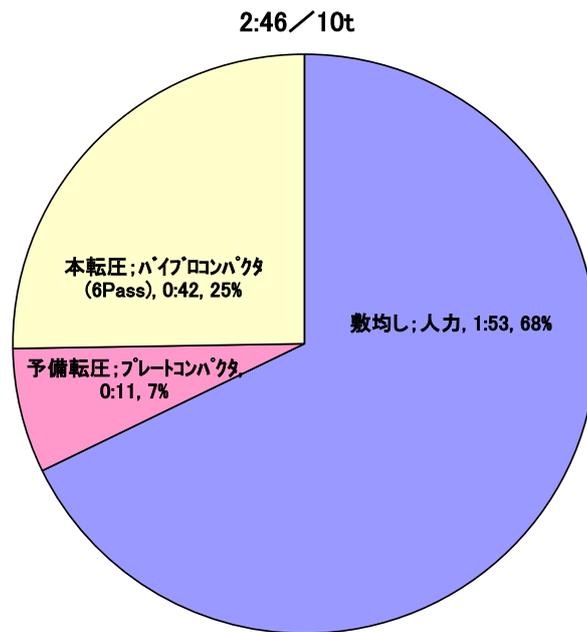


(b) 施工重量 10t 当りのサイクルタイム

図 3.1-63 転圧施工のサイクルタイム (平成 26 年度)



(a) 施工体積 10m³ 当りのサイクルタイム



(b) 施工重量 10t 当りのサイクルタイム

図 3.1-64 転圧施工のサイクルタイム (平成 25 年度)

(5) 吹付け施工

1) 施工結果

今年度の吹付け施工は、図 3.1-2 に示すように昨年度の吹付け施工箇所に対し、空洞の横断方向左側に施工箇所を延長し、空洞センターより左側まで拡幅して施工した

今年度の吹付け施工前の状況を図 3.1-65 に、施工完了後の状況を図 3.1-66 に示す。また、表 3.1-17 に吹付け施工全体での施工量、リバウンド量、ロス量（リバウンド材回収用のサイクロン内の残量、供給機内の残量、吹付け機内の残量）および施工時間を示す。吹付け時間は実際に吹付けていた時間のみを合計した時間である。

トータルの施工時間は、材料を供給機に投入してから吹き終わるまでの時間であり、圧送ホースが閉塞際の処理の時間等も含んでいる。トータルの吹付け量は約 57t であり、施工時間は約 40 時間（吹付けていた時間は約 21 時間）であった。約 48.6t の施工を行った際のリバウンド量は約 6.0t であった。

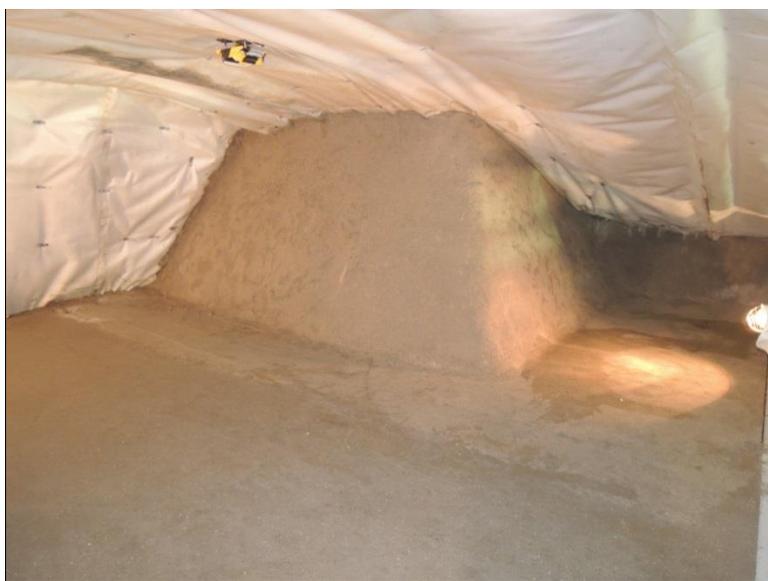


図 3.1-65 吹付け施工前の状況



図 3.1-66 吹付け施工後の状況

表 3.1-17 吹付け施工の施工結果

吹付け施工全体	材料重量 (kg)	吹付け重量 (kg)	リバウンド (kg)	サイロン等ロス(kg)	吹付け機残り(kg)	供給機残り(kg)	吹付け時間	TOTAL 施工時間
合計	57,636	48,572	5,976	359	1,997	732	21:18	40:01

2) 密度測定結果

吹付け施工後にサンプリングを行い、その試料を用いて含水比と乾燥密度を測定した。施工後の含水比の測定結果を図 3.1-67 に、施工後の乾燥密度の測定結果を図 3.1-68 に示す。

含水比は 11.9~14.4%の範囲でばらつき、平均値は 13.2%で、製造時 (13.1%) とほぼ同じであった。乾燥密度は 1.608~1.814Mg/m³の範囲でばらつき、平均値は 1.694Mg/m³で転圧施工 (1.689Mg/m³) とほぼ同じであった。また、施工後の締固め度の測定結果を図 3.1-69 に示す。締固め度の平均値は 93.6%で、管理規定値 90.0%を満足する結果であった。

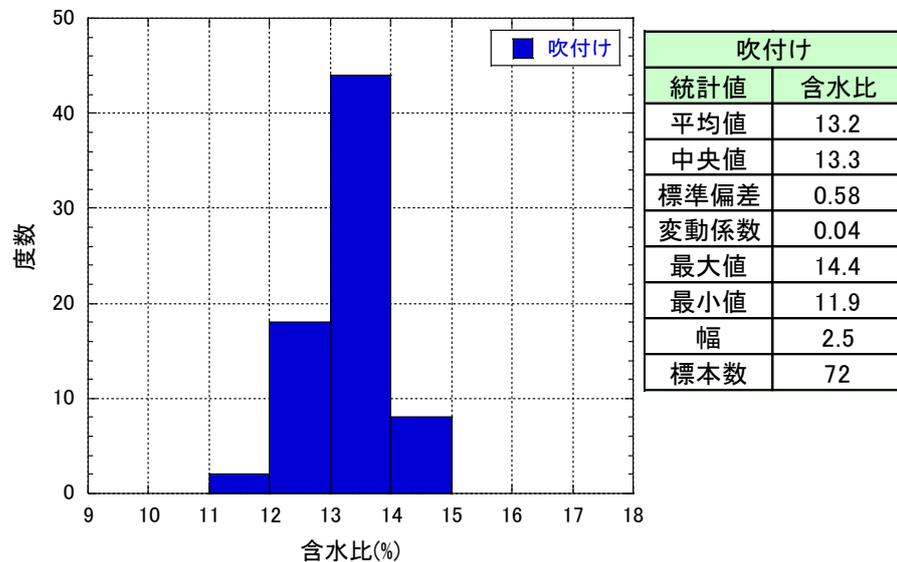


図 3.1-67 吹付け施工後の含水比の測定結果

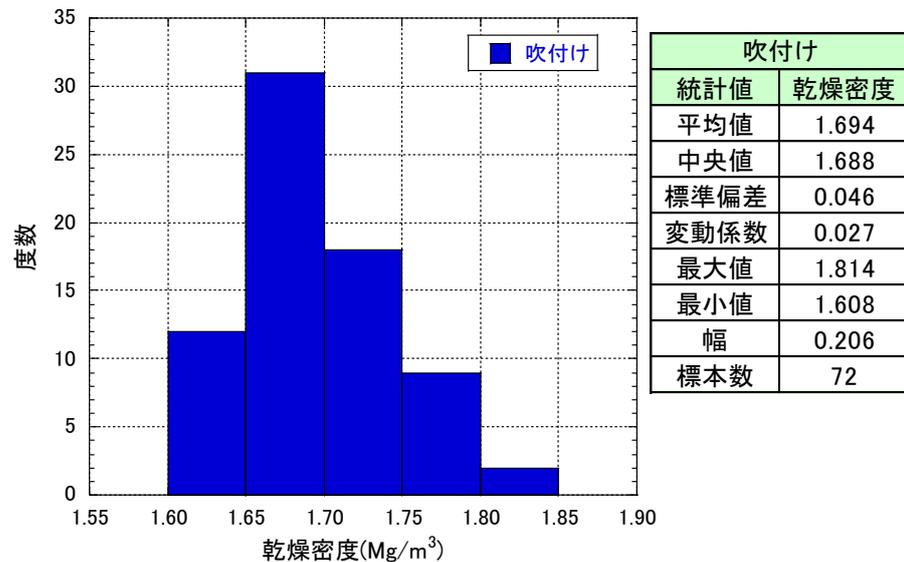


図 3.1-68 吹付け施工後の乾燥密度の測定結果

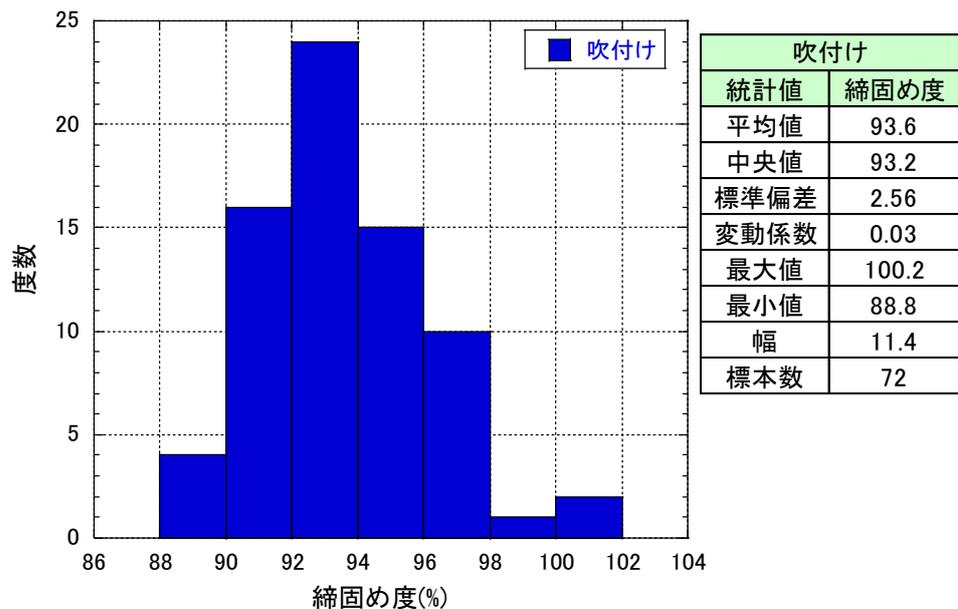


図 3.1-69 吹付け施工後の締固め度の測定結果

3) 混合率測定結果

図 3.1-70 には吹付け施工後の混合率の測定結果を示す。吹付け施工後の混合率の平均値は 17.4%であった。施工前の混合土の混合率（図 3.1-54）の平均値は 15.3%であり、施工後の混合率は施工前より 2.1%高くなっている。

これについて原因を調べるため、吹付け施工時に発生するリバウンド材の含水比および混合率を測定した。その結果を図 3.1-71、図 3.1-72 に示す。また、含水比と混合率の変化を把握するため、吹付け前の材料・吹付け後の材料（施工箇所からサンプリング）・リバウンド材について、各々の含水比および混合率の測定を行った。含水比の変化を図 3.1-73 に、混合率の変化を図 3.1-74 に示す。

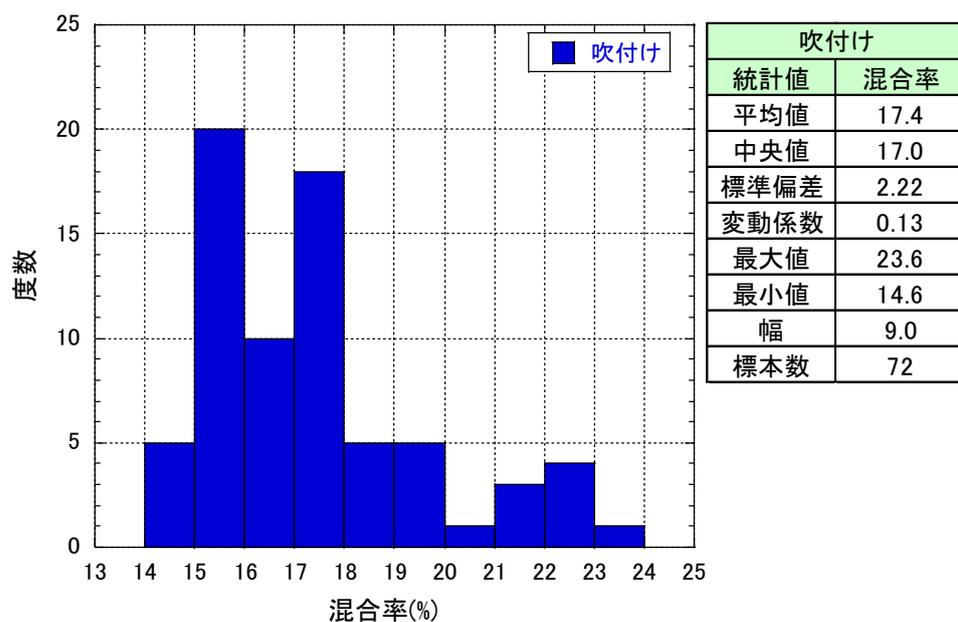


図 3.1-70 吹付け施工後の混合率の測定結果

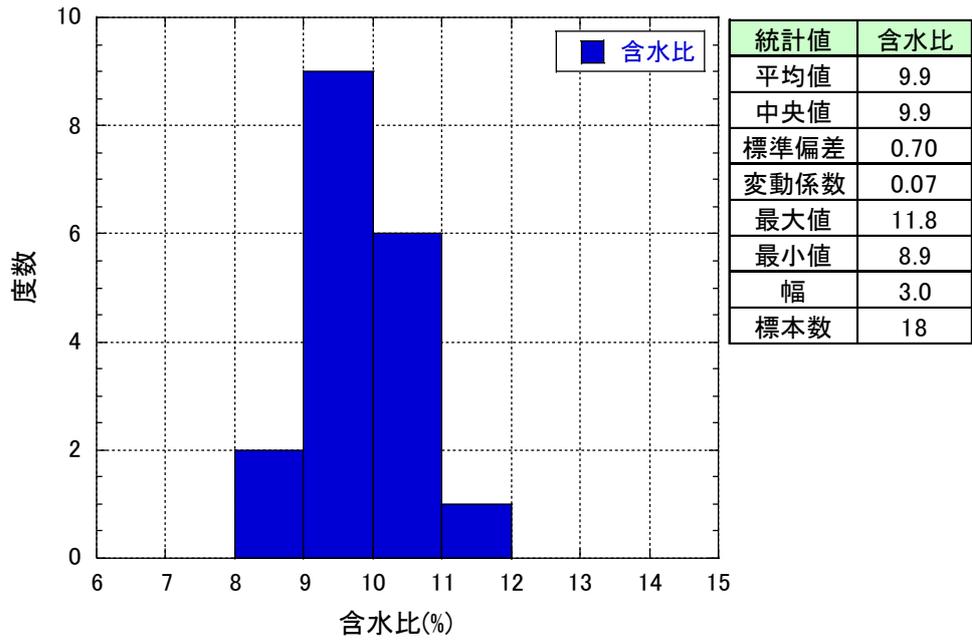


図 3.1-71 吹付け施工時のリバウンド材の含水比の測定結果

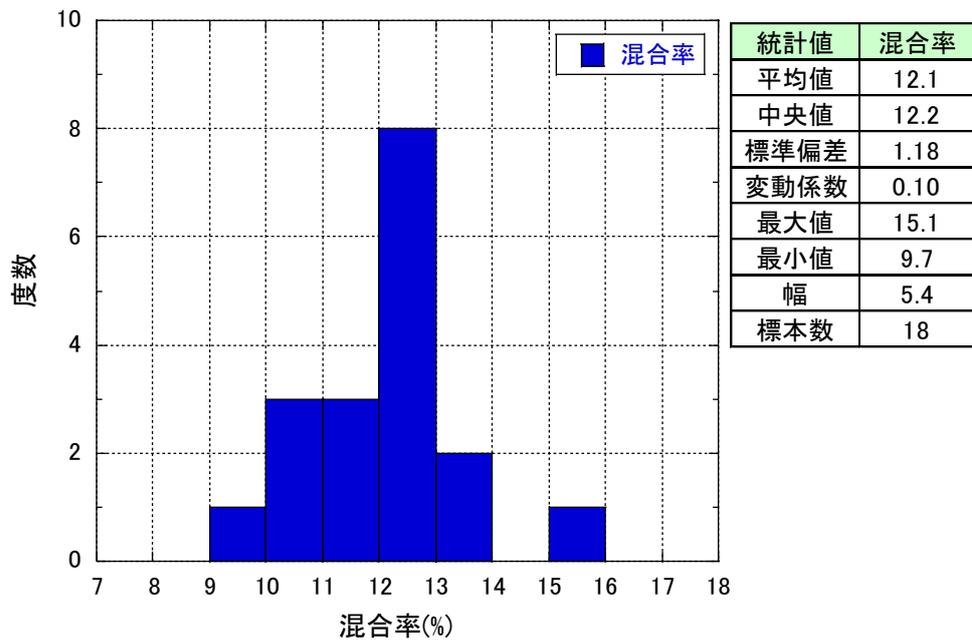


図 3.1-72 吹付け施工時のリバウンド材の混合率の測定結果

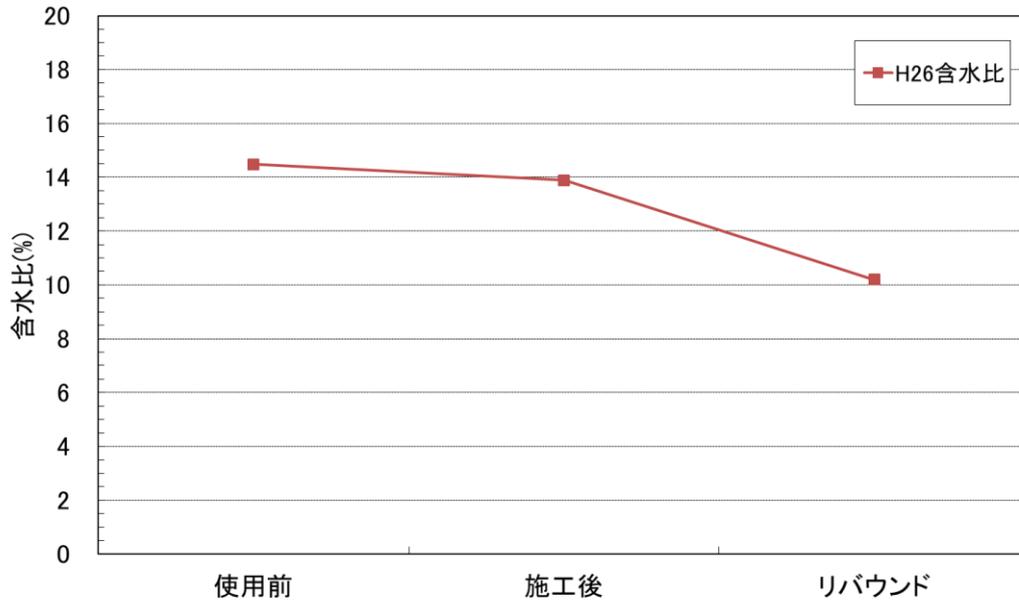


図 3.1-73 吹付け施工前後の材料の含水比の変化

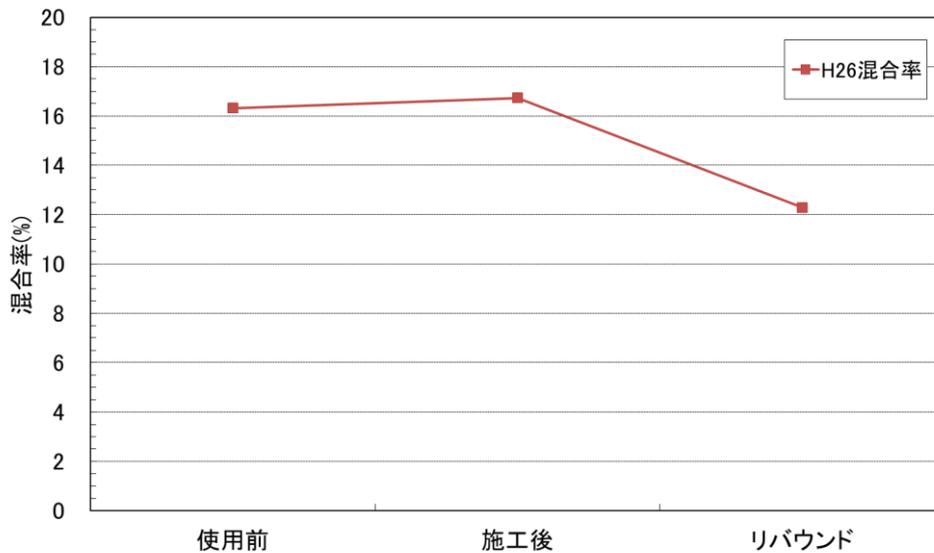


図 3.1-74 吹付け施工前後の材料の混合率の変化

リバウンド材の含水比の平均値は 9.9%、混合率の平均値は 12.1%であり、図 3.1-53 および図 3.1-54 に示す製造時の材料の含水比の平均値 13.1%、混合率の平均値 15.3%に比べて両者とも低い値となった。

また、吹付け前の材料と吹付け施工箇所からサンプリングした材料の含水比および混合率にはほとんど変化は無い。しかしながら、リバウンド材の含水比および混合率はそれらと比べて低い値となった。以上より、リバウンド材のベントナイト分が低下し、その結果としてリバウンド材の含水比が低くなったと言える。混合率は、昨年度試験と同様に、吹付け時に材料の分離が生じ、そのため砂分が多くリバウンドし、結果として吹付け施工箇所の砂分が減少してベントナイト分が多くなり、混合率が上昇したものと考えられる。

4) サイクルタイム測定結果

吹付け施工について施工時間を測定し、サイクルタイムの算出を行った。結果を表 3.1-18 に示す。吹付け速度は時間当たり約 2.3t であり、施工速度は時間当たり約 1.2t となった。また、リバウンド率は約 13%であった。

また、表 3.1-18 には昨年度試験の結果も示すが、昨年度に比べて施工速度は 10m³ 当り 78 分上昇し、リバウンド率は 2.1%減少する結果となった。

なお、施工体積は 3D スキャナ測定の結果では、約 24.35m³であった。

表 3.1-18 吹付け施工の施工速度およびリバウンド率

項 目	H26 年度	H25 年度
吹付け量 (kg)	48,572	57,135
吹付け速度 (kg/h)	2,280	1,909
施工速度 (kg/h)	1,214	995
10m ³ 当り吹付け時間 (hr)	8:24	10:18
10m ³ 当り施工時間 (hr)	15:47	19:46
リバウンド率 (%)	12.7	14.8

(6) 転圧施工と吹付け施工の比較

1) 施工後の品質の比較

転圧施工および吹付け施工の含水比、乾燥密度、締固め度の測定結果を図 3.1-75～図 3.1-78 に示す。転圧施工と吹付け施工で仕上がり密度には大きな差は無いという結果となっている。施工後の含水比の平均値は 12.9%、乾燥密度の平均値は 1.691Mg/m³、締固め度の平均値は 93.4%であった。含水比に関しては、転圧施工の方が吹付け施工より平均値が小さくなっている。製造時の含水比（13.1%）と比べても平均値が小さく、最大値は製造時とそれほど変わらないが、転圧施工時の最小値が製造時と比べても小さくなっている。すなわち、転圧施工においては、若干、材料の乾燥が生じた可能性が考えられる。転圧施工では敷均しに時間を要するので、その際に試験空洞の環境（湿度）により、材料が乾燥したことが考えられる。

締固め度と含水比の関係を図 3.1-79 に示す。含水比に関係なく締固め度はばらついているように見えるものの、相関性を調べてみると含水比の増加に伴い締固め度は大きくなる傾向が見える。昨年度は逆の傾向が見られたが、これは、昨年度は含水比が最適含水比より高い側に多く、今年度は最適含水比より低い側に多いことが要因であると考えられる。

混合率の結果は図 3.1-80 に示す通りであるが、転圧施工に比べて吹付け施工の方が混合率は高い側にばらついている。これは前述したように、吹付け施工時のリバウンド材における砂の割合が大きいため、結果として施工箇所の砂分が減少して混合率が高くなっているためである。施工前後の含水比および混合率の変化を図 3.1-81 および図 3.1-82 に示す。含水比は、吹付け施工と転圧施工で大きな違いは見られないが、混合率は吹付け施工後が高くなっている。

図 3.1-83 および図 3.1-84 には次式(1)・(2)により算出した有効粘土乾燥密度および有効

モンモリロナイト乾燥密度の度数分布を示す。

- ・有効粘土乾燥密度

$$\rho_e = \frac{\rho_d(100 - Rs)}{\left(100 - \frac{\rho_d Rs}{\rho_s}\right)} \quad (1)$$

- ・有効モンモリロナイト乾燥密度

$$\rho_{em} = \frac{C_m \rho_e}{\left\{100 - (100 - C_m) \frac{\rho_e}{\rho_{nm}}\right\}} \quad (2)$$

ここで、 ρ_d は乾燥密度 (Mg/m^3)、 Rs は砂の混合率 (%)、 ρ_s は砂の土粒子密度 (Mg/m^3)、 C_m はモンモリロナイト含有率 (%)、 ρ_{nm} はモンモリロナイト以外の鉱物 (随伴鉱物) の土粒子密度 (Mg/m^3) である。モンモリロナイト含有率に関しては、使用したベントナイトのメチレンブルー吸着量 $86\text{mmol}/100\text{g}$ (昨年度は $91\text{mmol}/100\text{g}$) をクニピアのメチレンブルー吸着量の値 $150\text{mmol}/100\text{g}$ で除して算出した。すなわち、 $C_m=60.7\%$ である。また、 $\rho_{nm}=1.81\text{Mg}/\text{m}^3$ とした。

有効粘土乾燥密度の平均値は $0.577\text{Mg}/\text{m}^3$ 、有効モンモリロナイト乾燥密度の平均値は $0.371\text{Mg}/\text{m}^3$ であった。各施工方法の結果を比べてみると、吹付け工法の乾燥密度の平均値が $1.694\text{Mg}/\text{m}^3$ 、転圧工法が $1.689\text{Mg}/\text{m}^3$ と、吹付け工法の乾燥密度は若干高くなっているが、その差は僅かである。しかし、吹有効粘土乾燥密度を算出すると、吹付け工法のベントナイト混合率が高いため、吹付け工法の平均値が $0.606\text{Mg}/\text{m}^3$ 、転圧工法が $0.551\text{Mg}/\text{m}^3$ と、密度差はさらに大きくなっている。有効モンモリロナイト乾燥密度も同様に吹付け工法の平均値が $0.403\text{Mg}/\text{m}^3$ 、転圧工法が $0.362\text{Mg}/\text{m}^3$ と吹付け工法の方が高くなっている。

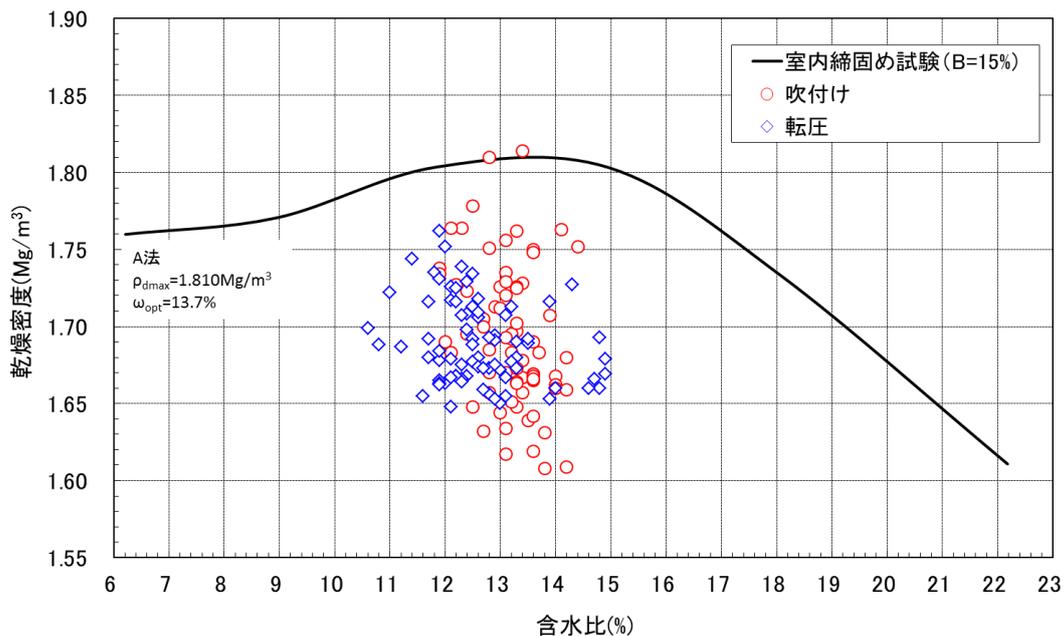
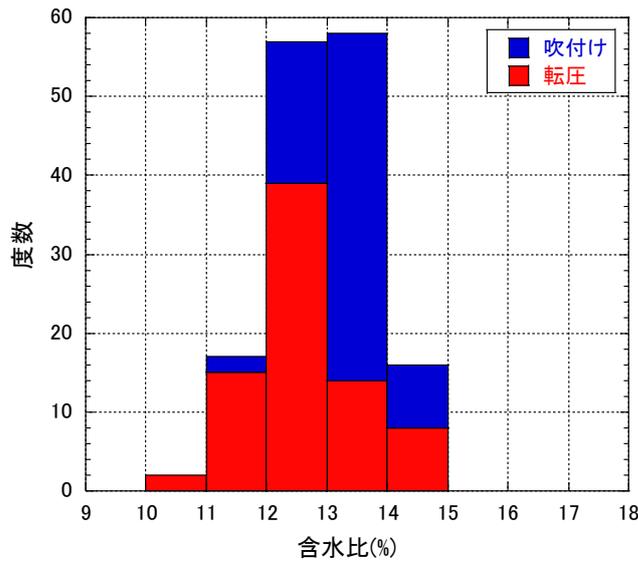


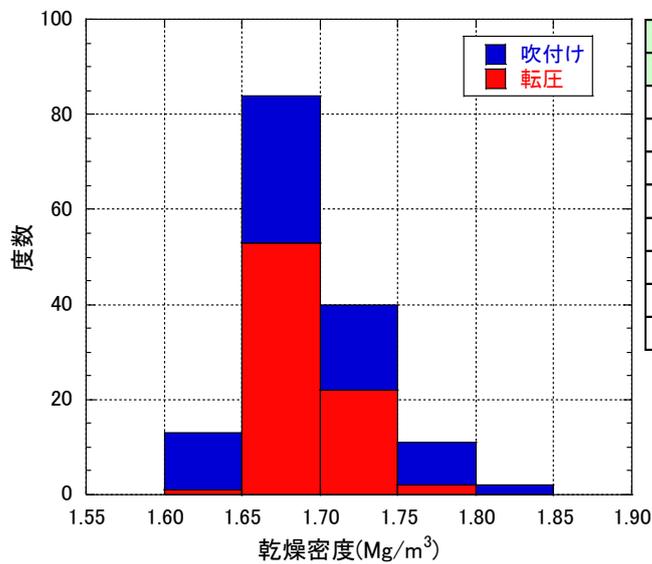
図 3.1-75 上部埋戻し材施工後の乾燥密度と含水比の関係



全体	
統計値	含水比
平均値	12.9
中央値	13.4
標準偏差	0.83
変動係数	0.06
最大値	14.9
最小値	10.6
幅	4.3
標本数	150

含水比		
統計値	吹付け	転圧
平均値	13.2	12.6
中央値	13.3	12.5
標準偏差	0.58	0.93
変動係数	0.04	0.07
最大値	14.4	14.9
最小値	11.9	10.6
幅	2.5	4.3
標本数	72	78

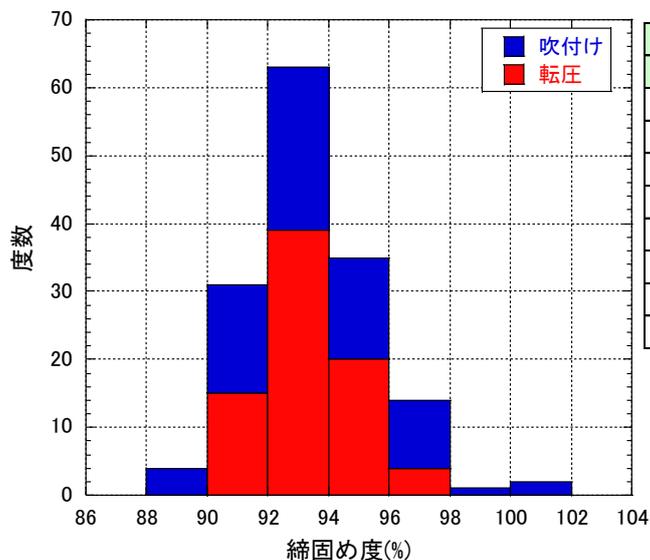
図 3.1-76 上部埋戻し材施工後の含水比の測定結果



全体	
統計値	乾燥密度
平均値	1.691
中央値	1.685
標準偏差	0.038
変動係数	0.022
最大値	1.814
最小値	1.608
幅	0.206
標本数	150

乾燥密度		
統計値	吹付け	転圧
平均値	1.694	1.689
中央値	1.688	1.682
標準偏差	0.046	0.027
変動係数	0.027	0.016
最大値	1.814	1.762
最小値	1.608	1.648
幅	0.206	0.114
標本数	72	78

図 3.1-77 上部埋戻し材施工後の乾燥密度の測定結果



全体	
統計値	締固め度
平均値	93.4
中央値	93.1
標準偏差	2.07
変動係数	0.02
最大値	100.2
最小値	88.8
幅	11.4
標本数	150

締固め度		
統計値	吹付け	転圧
平均値	93.6	93.3
中央値	93.2	92.9
標準偏差	2.56	1.50
変動係数	0.03	0.02
最大値	100.2	97.3
最小値	88.8	91.0
幅	11.4	6.3
標本数	72	78

図 3.1-78 上部埋戻し材施工後の締固め度の測定結果

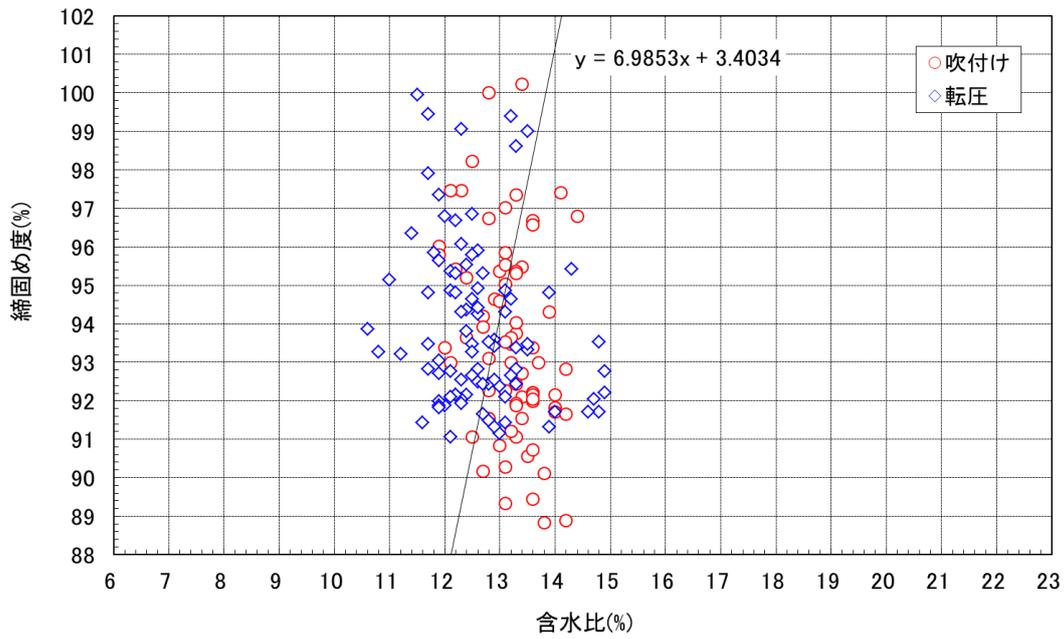
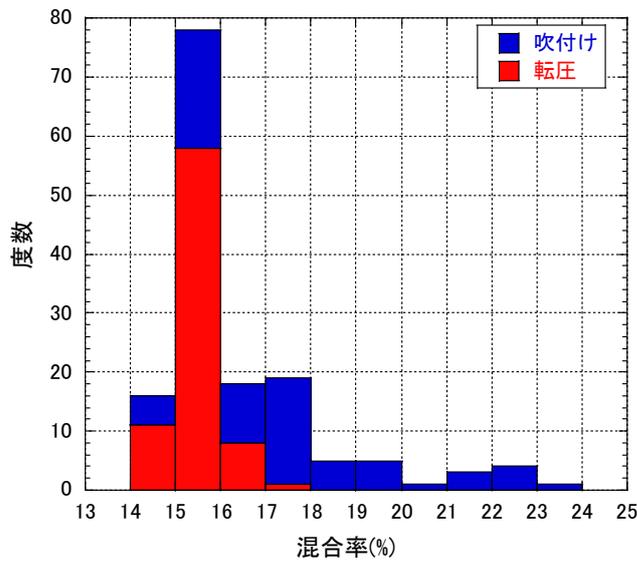
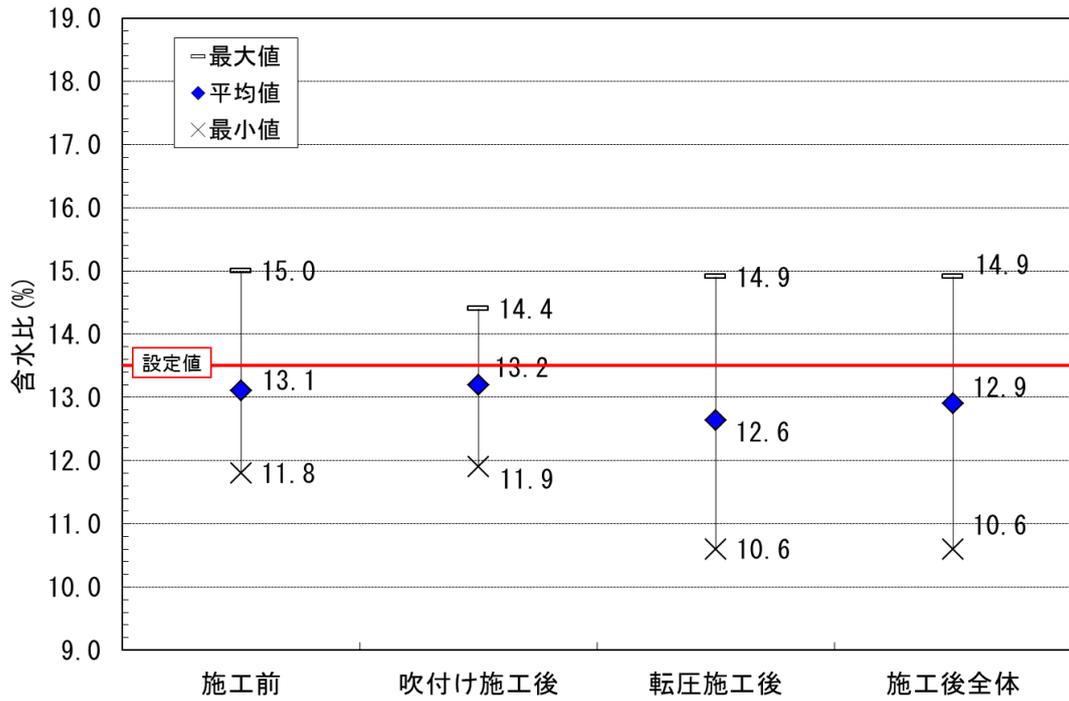


図 3.1-79 上部埋戻し材施工後の締固め度と含水比の関係

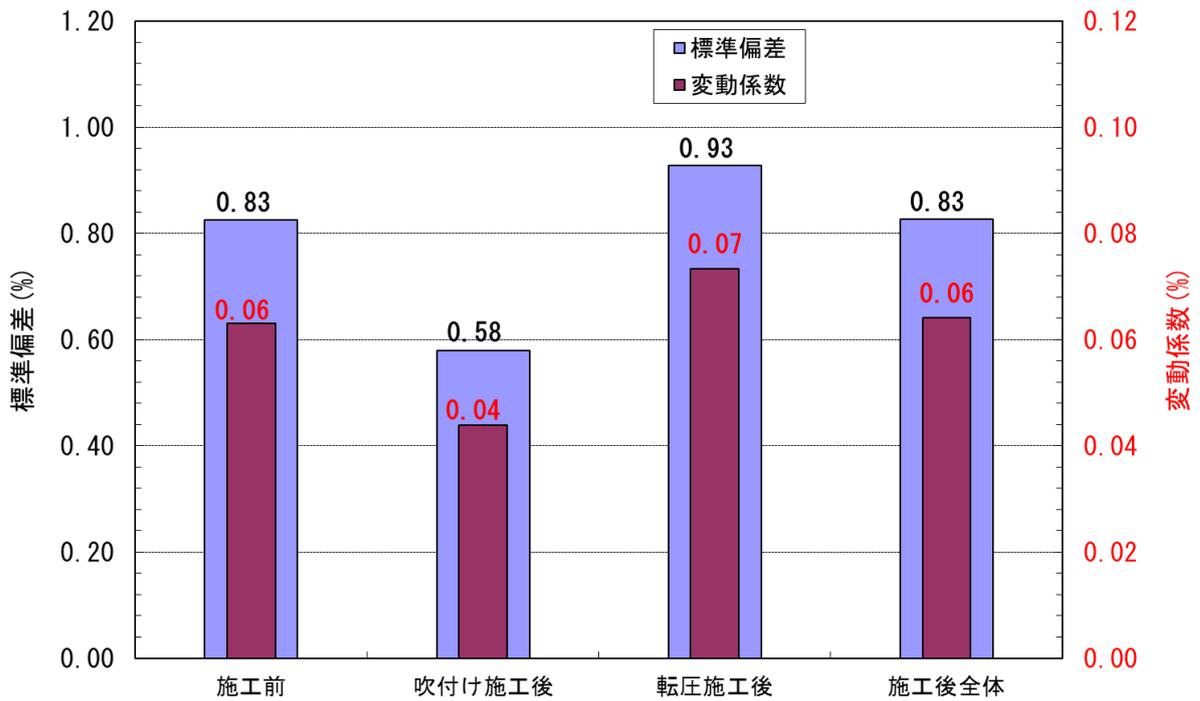


全体		混合率	
統計値	混合率	統計値	吹付け
平均値	16.4	平均値	17.4
中央値	15.7	中央値	15.5
標準偏差	1.84	標準偏差	2.22
変動係数	0.11	変動係数	0.13
最大値	23.6	最大値	23.6
最小値	14.4	最小値	14.4
幅	9.2	幅	9.0
標本数	150	標本数	72

図 3.1-80 上部埋戻し材施工後の混合率の測定結果

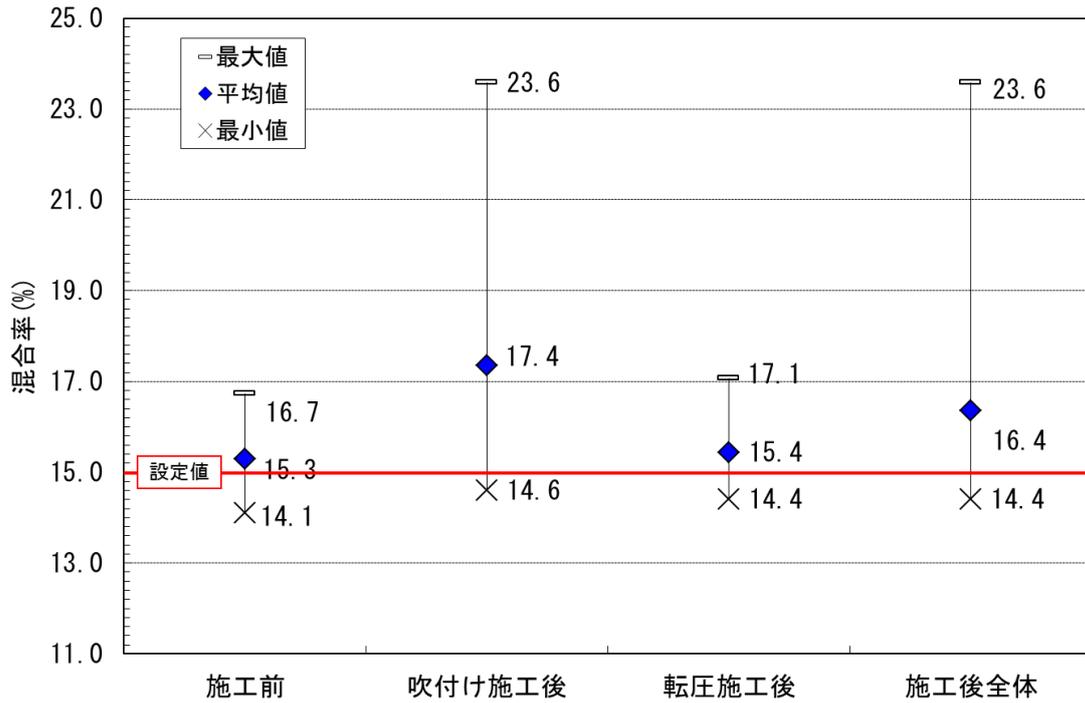


(a) 平均値および最大・最小値

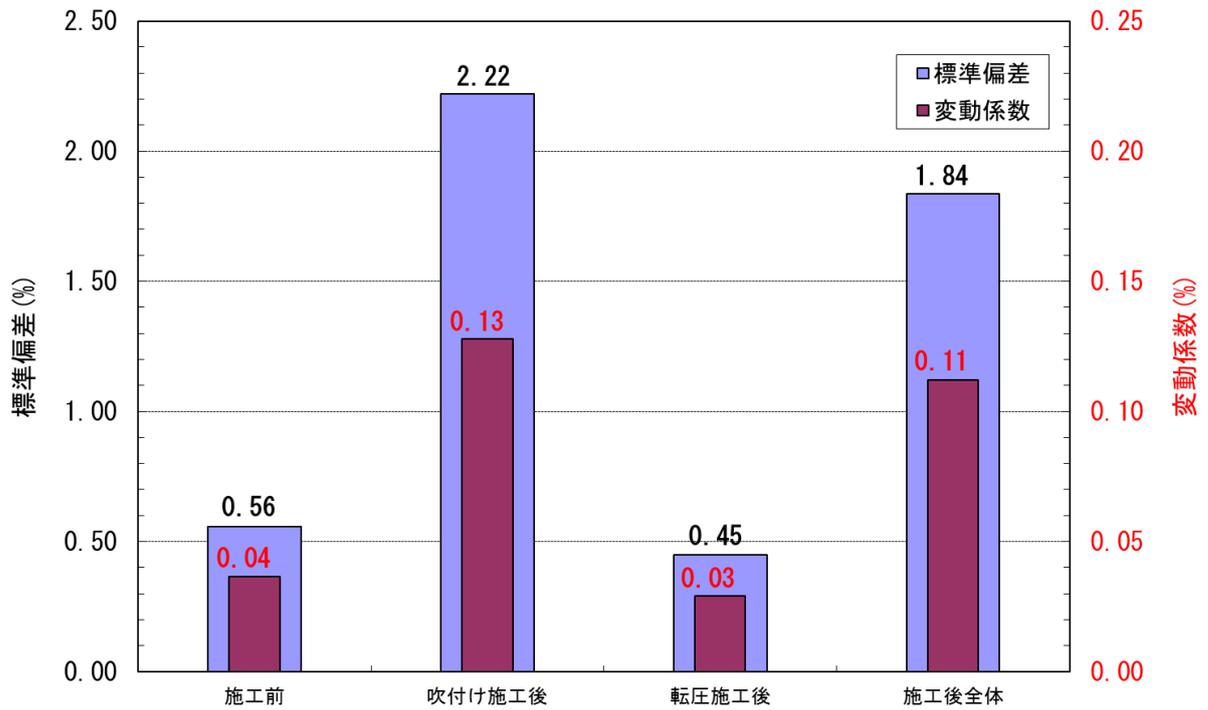


(b) 標準偏差および変動係数

図 3.1-81 上部埋戻し材施工前後の材料の含水比の変化

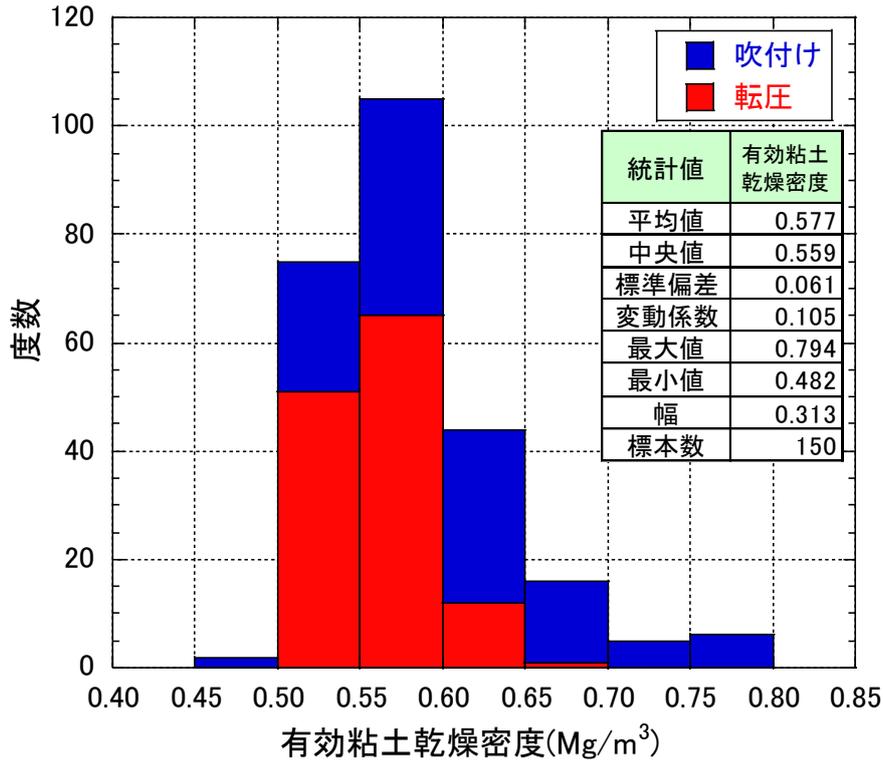


(a) 平均値および最大・最小値



(b) 標準偏差および変動係数

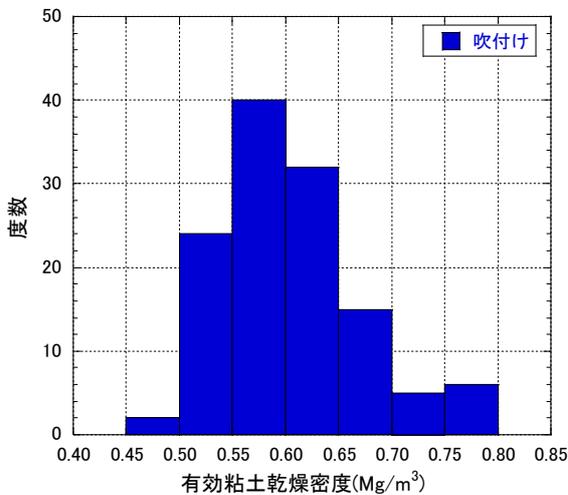
図 3.1-82 上部埋戻し材施工前後の材料の混合率の変化



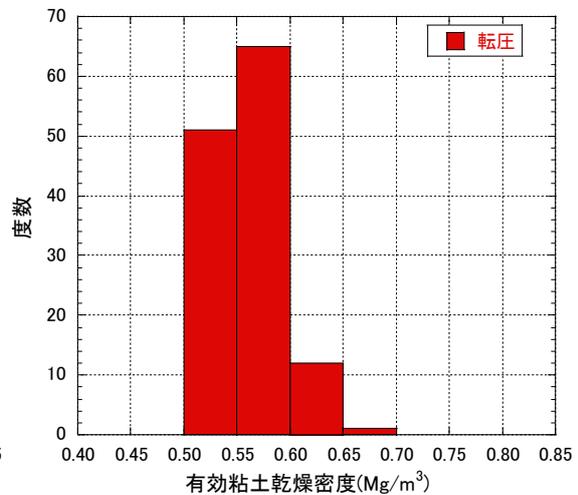
(a)全体

統計値	有効粘土乾燥密度
平均値	0.606
中央値	0.591
標準偏差	0.075
変動係数	0.123
最大値	0.794
最小値	0.482
幅	0.313
標本数	72

統計値	有効粘土乾燥密度
平均値	0.551
中央値	0.548
標準偏差	0.022
変動係数	0.039
最大値	0.598
最小値	0.505
幅	0.093
標本数	78

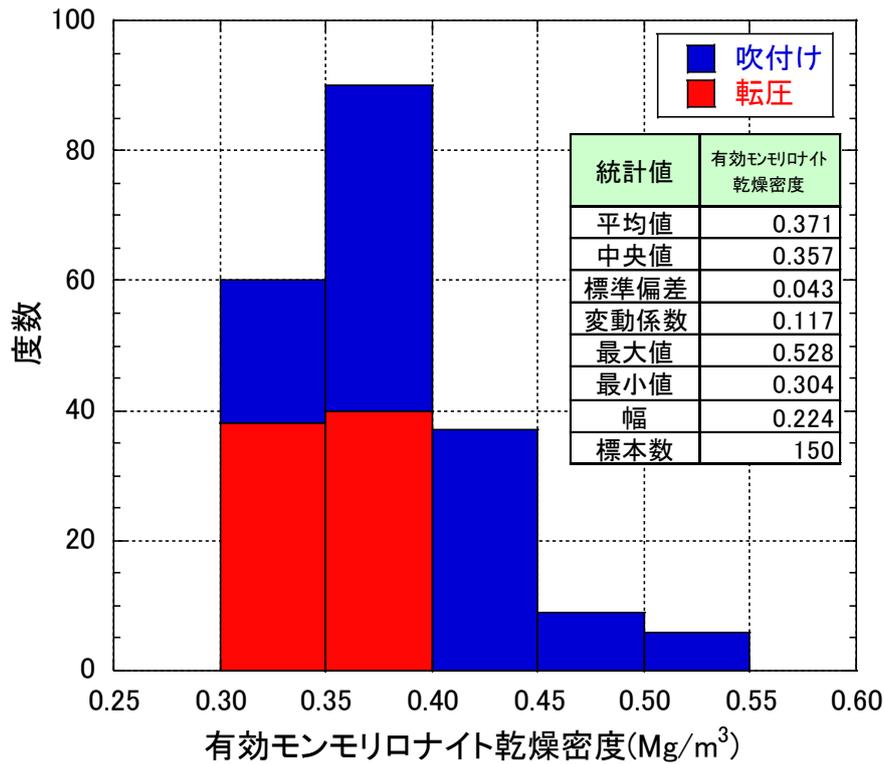


(b)吹付け施工



(c)転圧施工

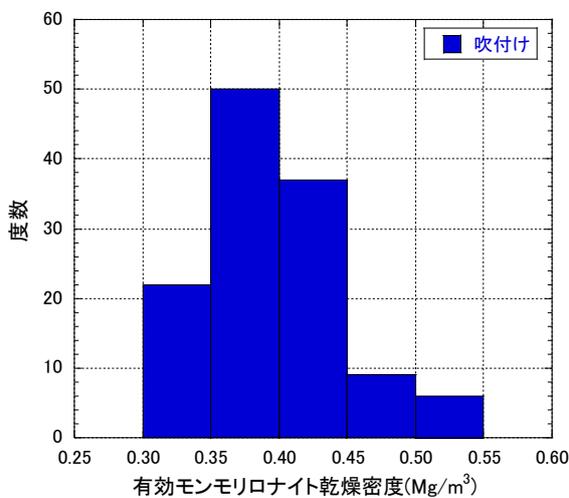
図 3.1-83 上部埋戻し材施工試験後の有効粘土乾燥密度



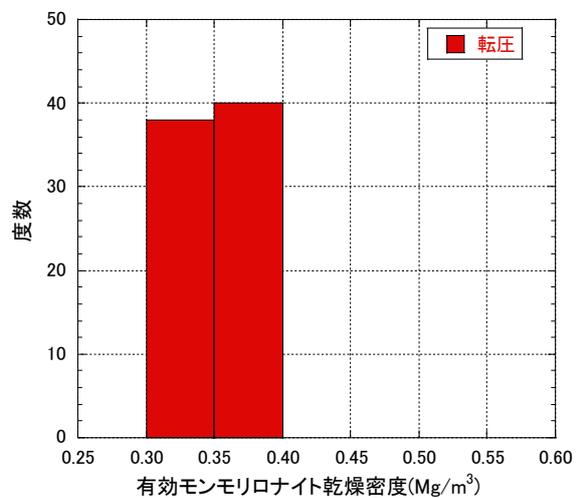
(a)全体

統計値	有効モンモリロナイト乾燥密度
平均値	0.391
中央値	0.380
標準偏差	0.053
変動係数	0.136
最大値	0.528
最小値	0.304
幅	0.224
標本数	72

統計値	有効モンモリロナイト乾燥密度
平均値	0.352
中央値	0.350
標準偏差	0.015
変動係数	0.043
最大値	0.385
最小値	0.320
幅	0.065
標本数	78



(b)吹付け施工



(c)転圧施工

図 3.1-84 上部埋戻し材施工試験後の有効モンモリロナイト乾燥密度

2) サイクルタイムの比較

吹付け施工および転圧施工の施工時間の測定結果から、施工体積 10m^3 当たりの施工時間および施工重量 10t 当たりの施工時間を算出して比較を行った。

転圧施工においては、図 3.1-63 に示すように必要施工時間が算出されているが、吹付け施工に関しては、表 3.1-18 に示すように時間当たりの施工重量のみが得られている。そこで、施工後の密度測定結果を用いて、施工重量から施工体積を換算し、施工後の体積が 10m^3 となるのに必要な時間を算出した。結果を図 3.1-85 に示す。

吹付けによる施工速度から施工時間を算出すると、転圧施工に比べて 3 倍程度の時間を要する結果となった。正味の吹付け速度から算出したとしても転圧施工の 2 倍程度の時間を要する結果となっている。

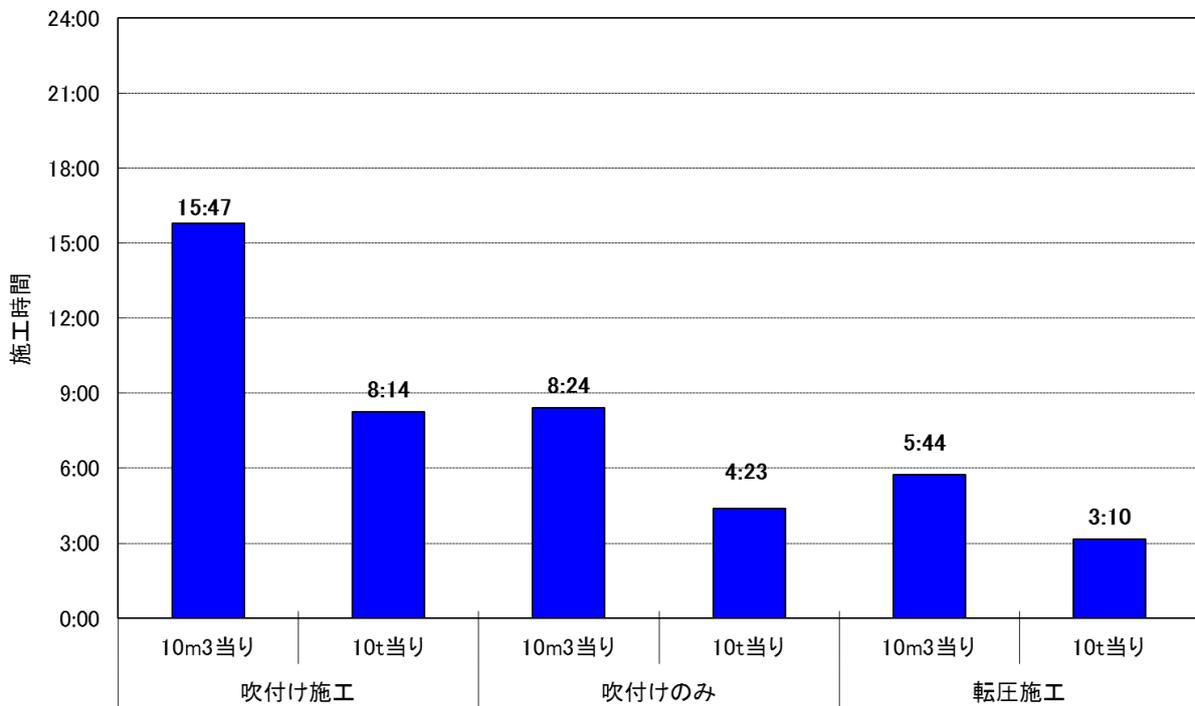


図 3.1-85 上部埋戻し材の各施工方法による施工時間の比較

(7) 昨年度試験との比較

1) 転圧施工時の施工層厚

図 3.1-86 には昨年度の結果と合わせた施工高さのヒストグラムを示す。昨年度と比べて平均値に大きな違いはないが、ばらつきは昨年度に比べて今年度の方が小さくなっている。施工面積が昨年度より減少したことと、施工の慣れによるものと考えられる。

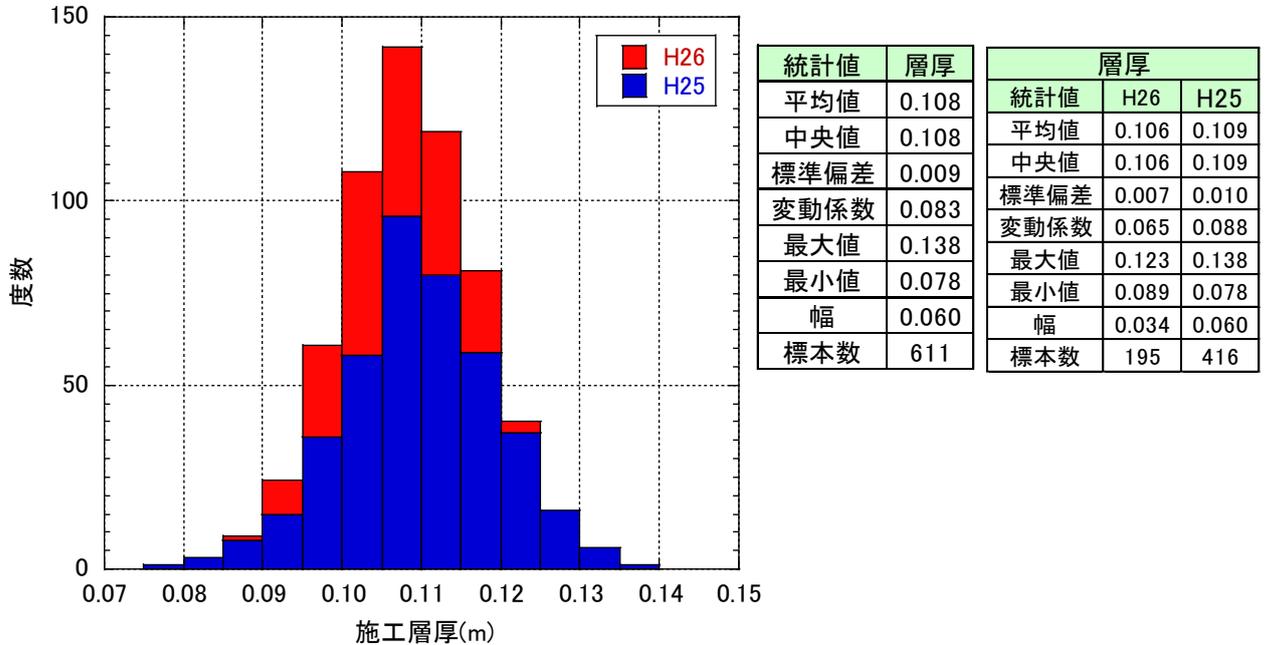


図 3.1-86 転圧施工の施工層厚の測定結果（平成 25・26 年度；200mm 敷均し）

2) 施工密度

図 3.1-87～図 3.1-93 には、昨年度と今年度の試験結果を合わせた結果を示す。図 3.1-87 は含水比と乾燥密度の関係、図 3.1-88 は含水比の測定結果、図 3.1-89 は乾燥密度の測定結果、図 3.1-90 は締固め度の測定結果、図 3.1-91 は混合率の測定結果である。図 3.1-92 および図 3.1-93 はそれぞれ、測定結果から算出された有効粘土乾燥密度と有効モンモリロナイト乾燥密度の結果である。図 3.1-94～図 3.1-99 には、含水比、乾燥密度、締固め度、混合率、有効粘土乾燥密度、有効モンモリロナイト乾燥密度について、吹付け施工、転圧施工のそれぞれについて昨年度と今年度の結果を比較したものである。

含水比に関しては、設定含水比を昨年度より下げたことにより、平均値が今年度の方が低くなっている。ただし、ばらつきに関しては、吹付け施工部は減少しているが転圧施工部は増加していることより、全体的には大きな変動はないものと思われる。

乾燥密度に関しては、吹付け施工および転圧施工とも昨年度より今年度の方が低下している。それに伴い、締固め度も低下している。今年度の締固め度の平均値が 94%程度であったことより、現場施工時の締固めエネルギーは締固め試験 A 法の締固めエネルギーの 94%程度であると想定され、そのため、締固め試験 A 法の最適含水比より現場施工時の締固めエネルギーの時の最適含水比の方が高い、すなわち、今年度の設定含水比より昨年度の設定含水比の方が現場施工時の締固めエネルギーでは高い密度が得られるのではないかと推察される。

なお、乾燥密度のばらつきに関しては、転圧施工においては、昨年度より今年度の方が減少するという結果が得られたが、吹付け施工に関しては、今年度の方がばらつきは大きくなっている。これは、昨年度は吹付け時の圧送ホースの途中加圧により、吹付けノズル部ではある程度安定した空気圧が維持できていたが、今年度は材料分離の低減のために途中加圧を実施しなかった。そのため、材料分離については昨年度より多少低減できたが、その反面、吹付けノズル部の空気圧に変動が生じたことが、吹付け施工の密度のばらつきの増加の原因であると思われる。この改善策としては、圧送ホース長をなるべく短くすることが一番効果的であると考えられる。

なお、昨年度の試験結果を受け、今年度の施工確認試験前に地上にて吹付け時の材料分離についての事前検討を行った。その結果、材料の練り混ぜ方法による影響は小さいことが分かった。また、圧送ホース長が 30m 程度までは途中加圧無しでも、所定の密度で施工が可能であること、材料分離が生じないことが確認できた。そのため、今年度施工試験では圧送ホースの途中加圧を実施しないことにした。

次に、混合率に関しては、吹付け施工時の材料分離により、転圧施工より吹付け施工の方が混合率は高くなり、その結果として、有効粘土乾燥密度および有効モンモリロナイト乾燥密度とも、転圧施工より吹付け施工の方が高くなっている。また、混合率および施工密度のばらつきが転圧施工より吹付け施工の方が高いため、有効粘土乾燥密度および有効モンモリロナイト乾燥密度のばらつきも転圧施工より吹付け施工の方が大きくなっている。

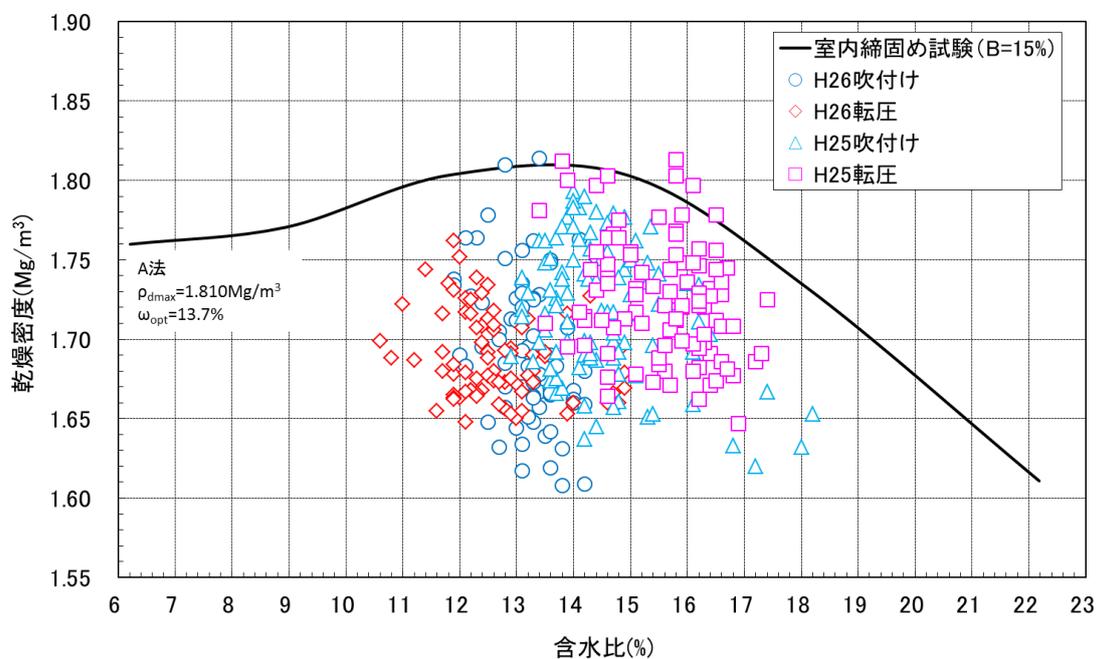


図 3.1-87 乾燥密度と含水比の関係 (平成 25・26 年度)

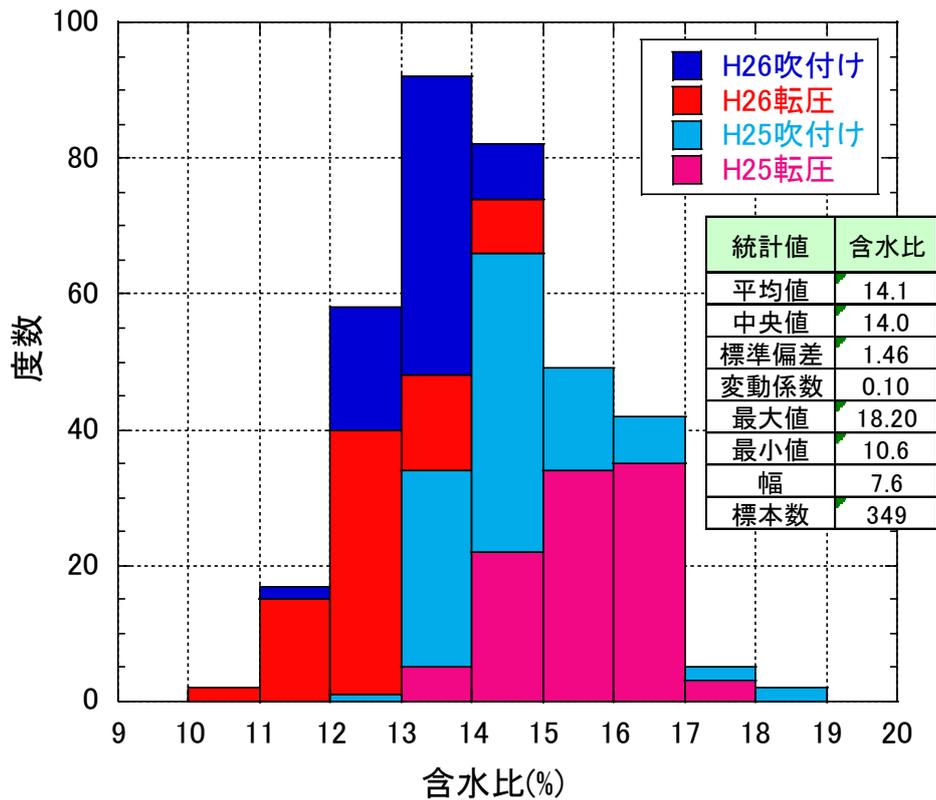


図 3.1-88 施工後の含水比の測定結果 (平成 25・26 年度)

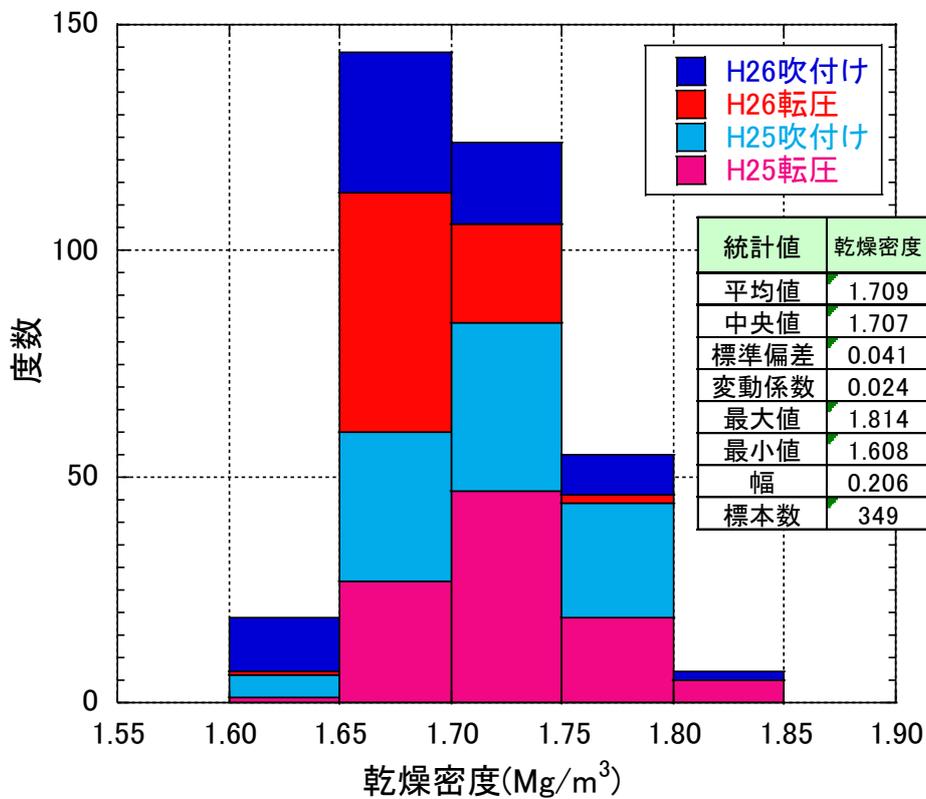


図 3.1-89 施工後の乾燥密度の測定結果 (平成 25・26 年度)

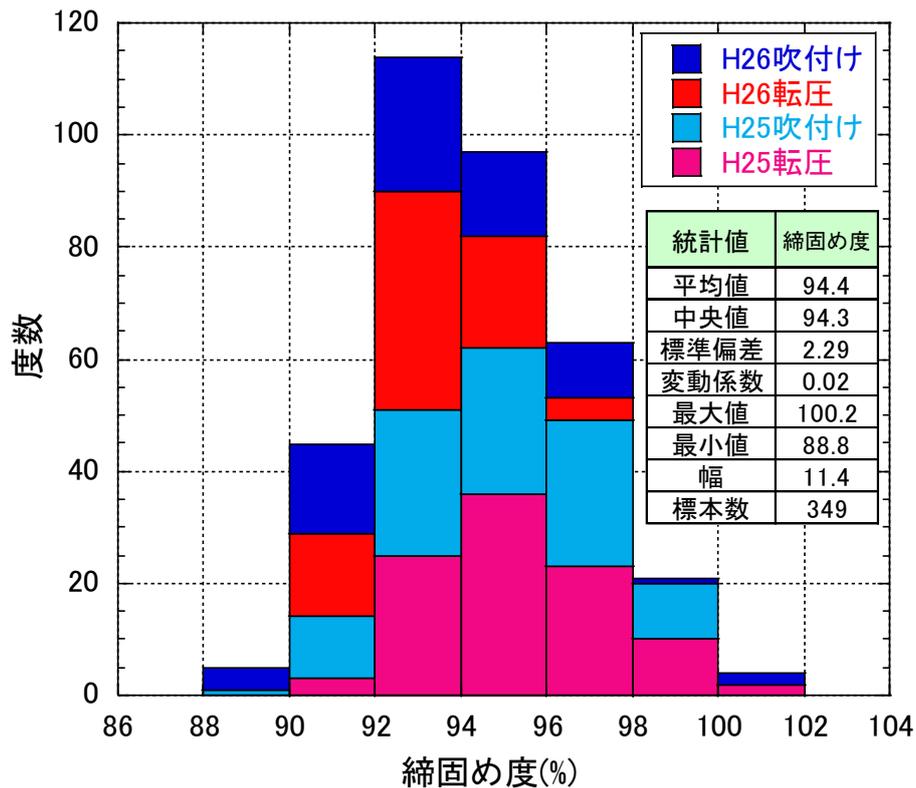


図 3.1-90 施工後の締固め度の測定結果 (平成 25・26 年度)

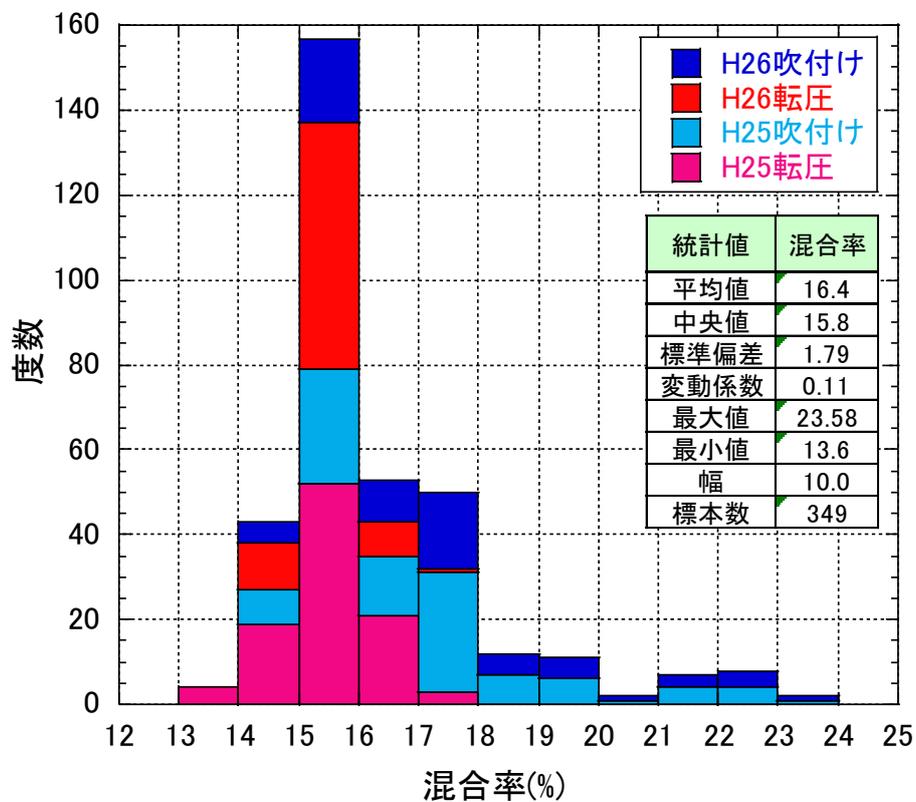


図 3.1-91 施工後の混合率の測定結果 (平成 25・26 年度)

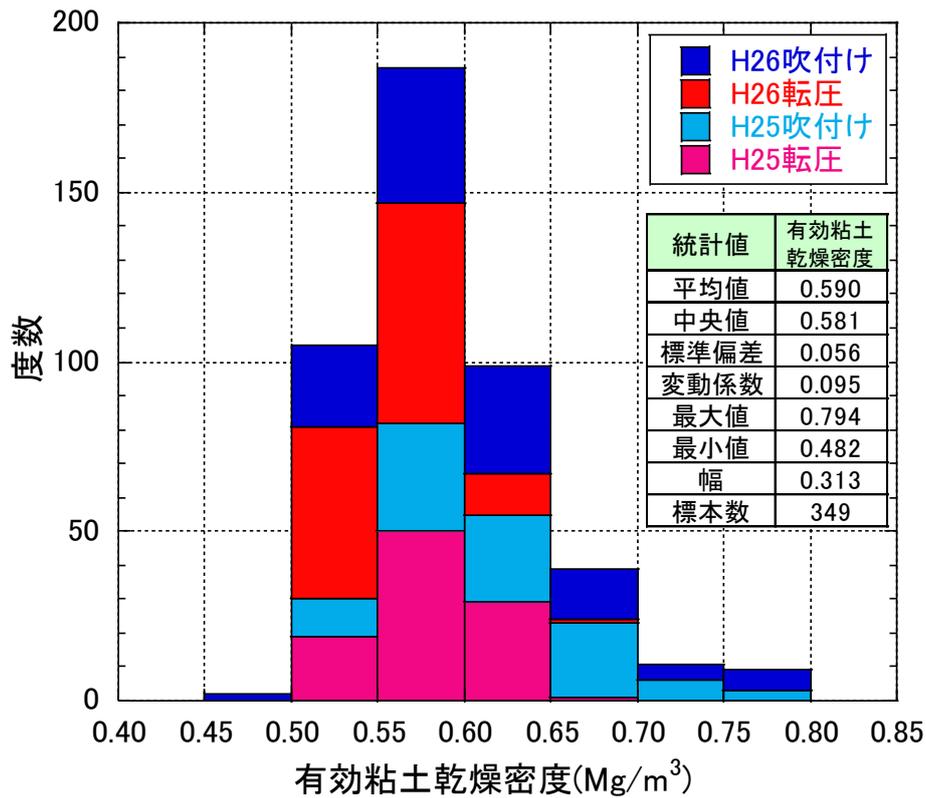


図 3.1-92 有効粘土乾燥密度の測定結果 (平成 25・26 年度)

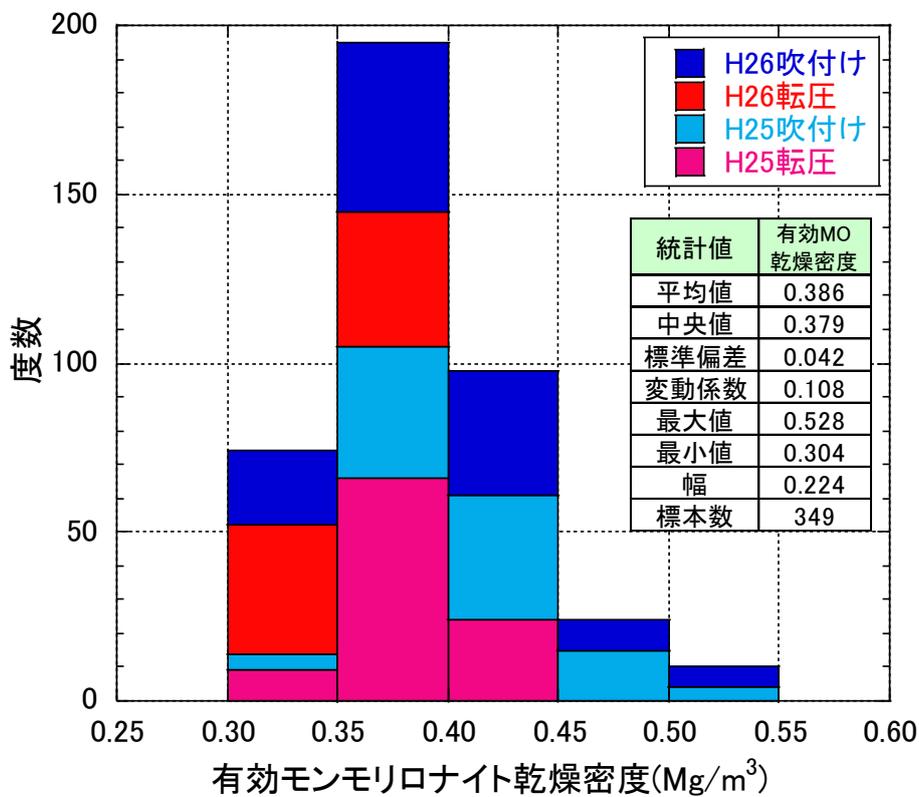


図 3.1-93 有効モンモリロナイト乾燥密度の測定結果 (平成 25・26 年度)

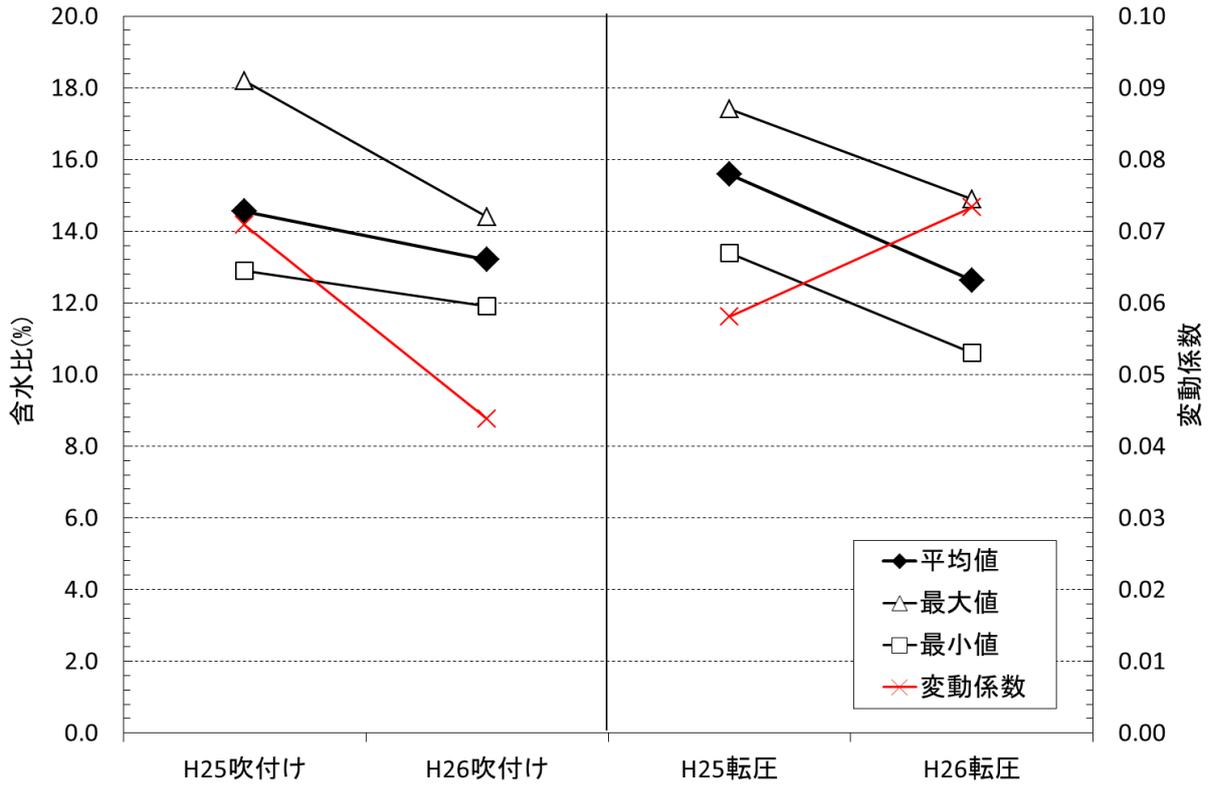


図 3.1-94 含水比の施工方法および施工年度での比較

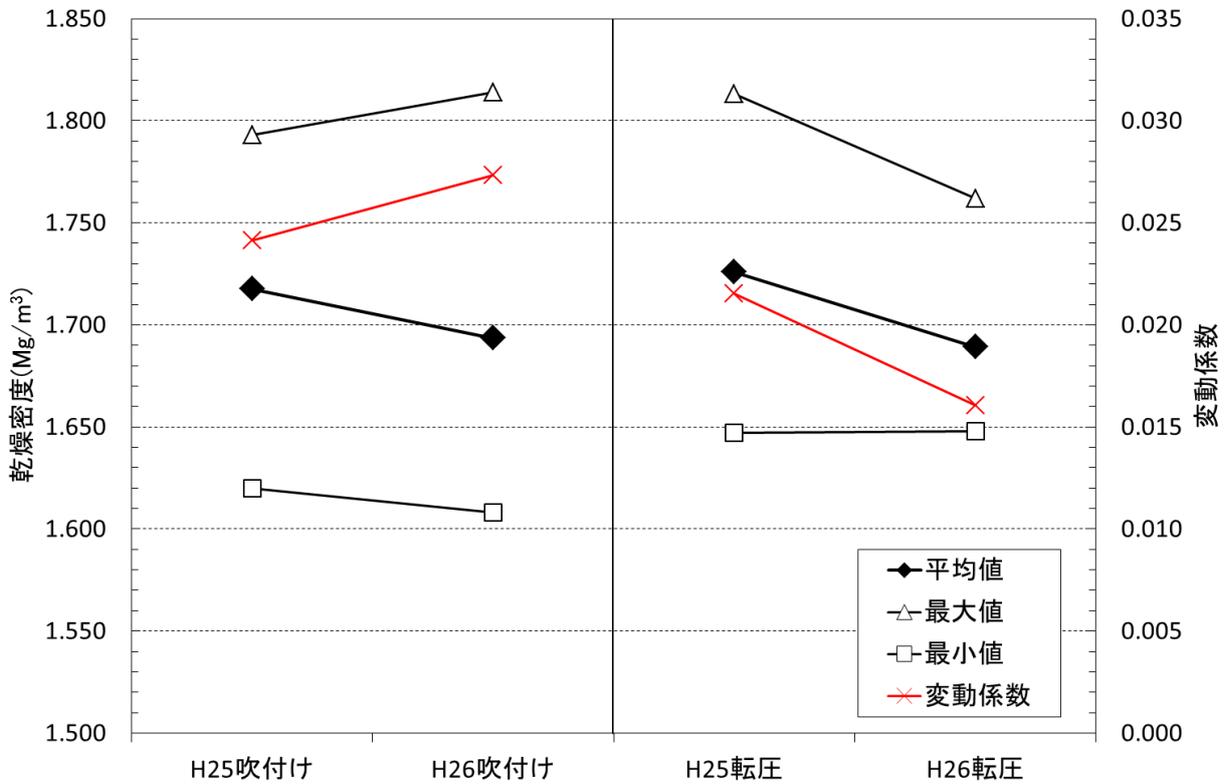


図 3.1-95 乾燥密度の施工方法および施工年度での比較

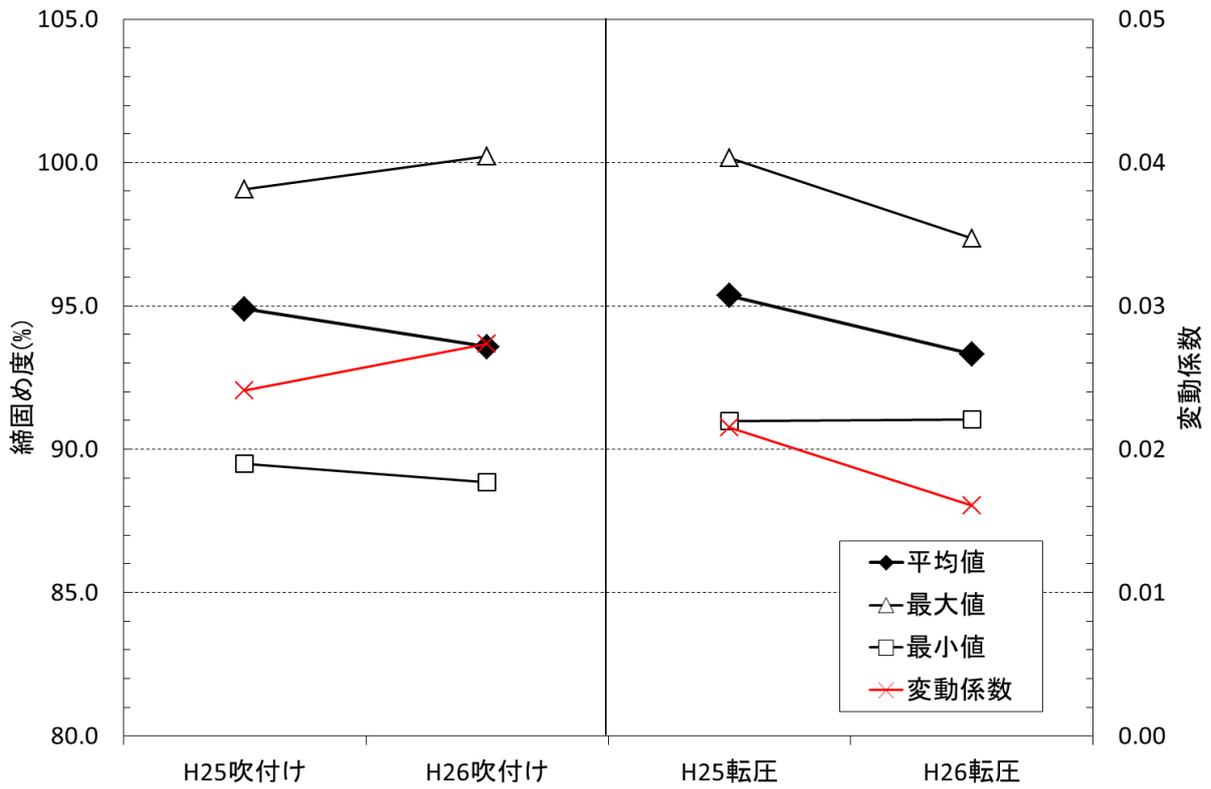


図 3.1-96 締固め度の施工方法および施工年度での比較

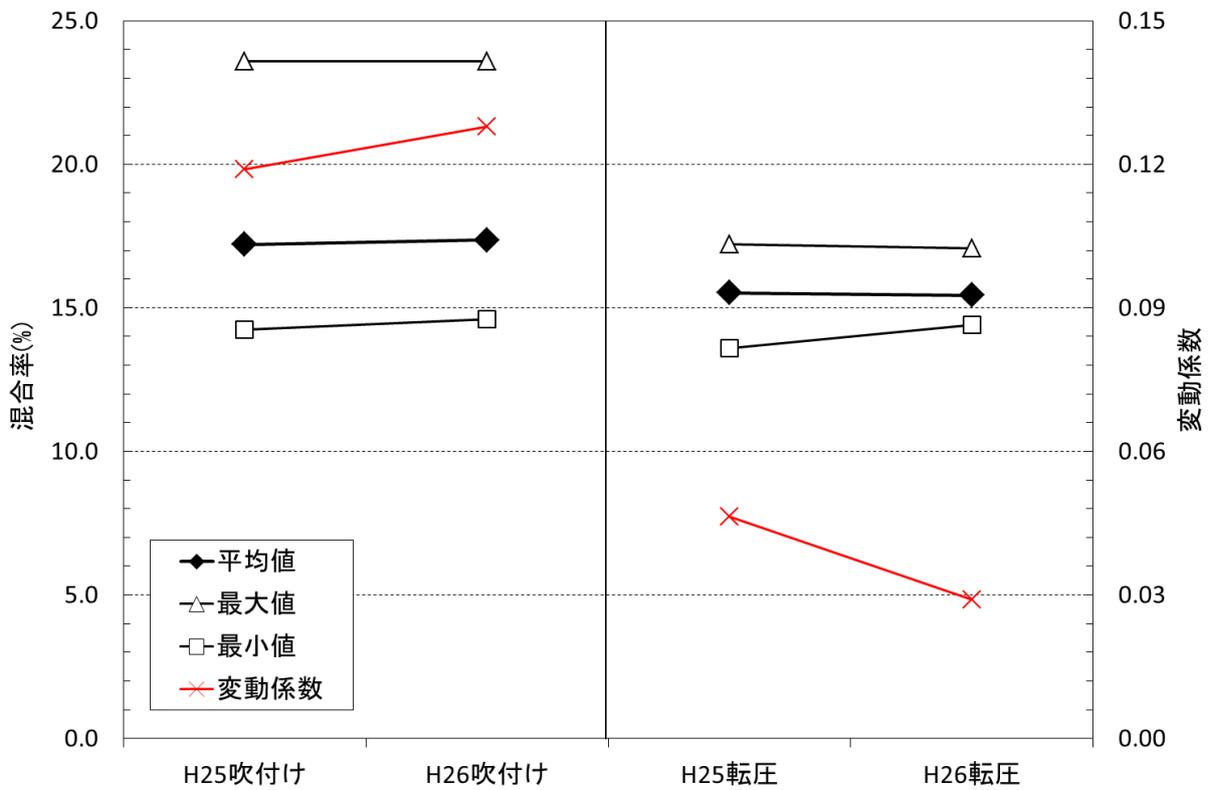


図 3.1-97 混合率の施工方法および施工年度での比較

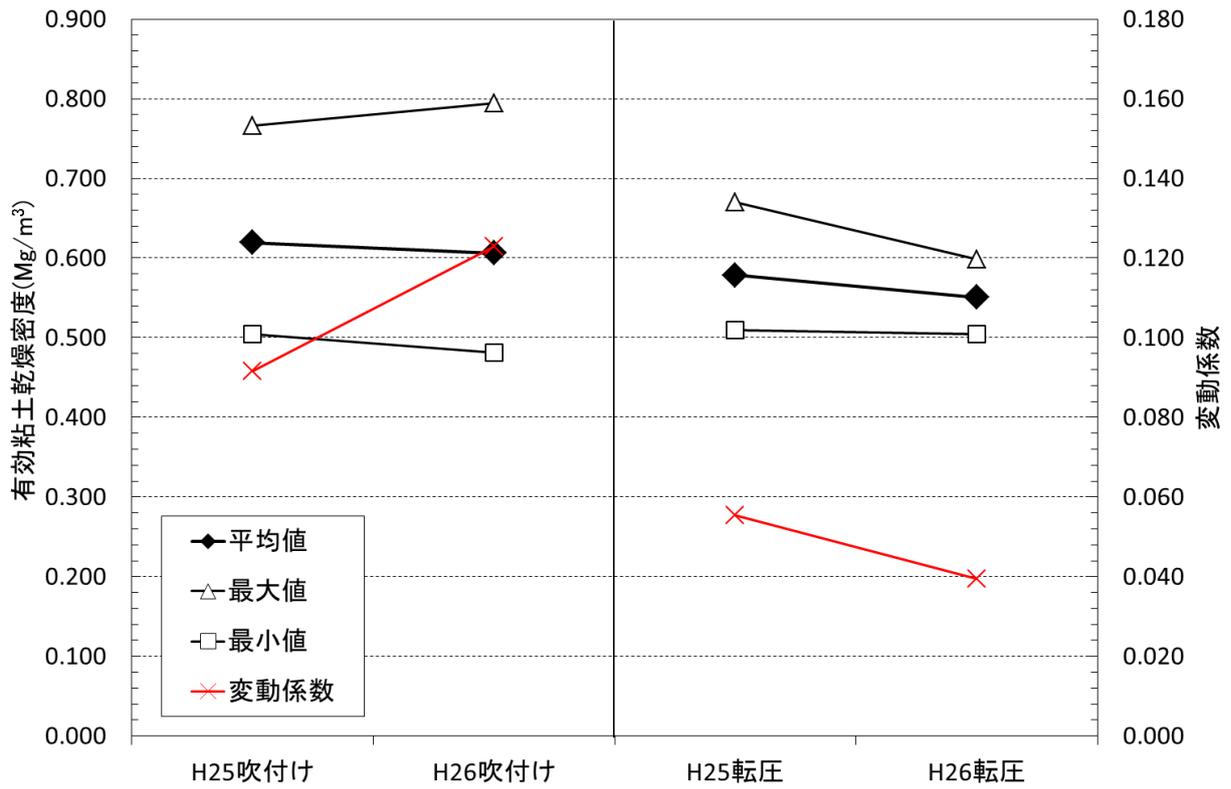


図 3.1-98 有効粘土乾燥密度の施工方法および施工年度での比較

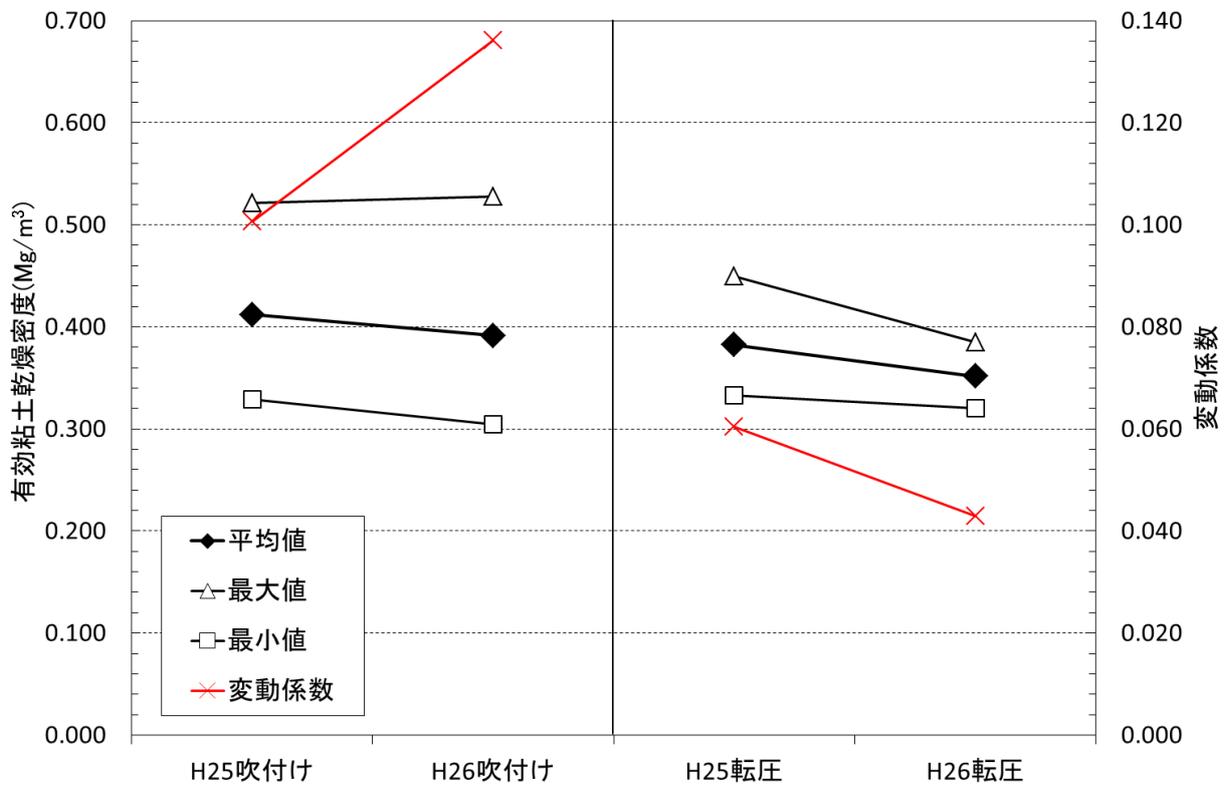


図 3.1-99 有効モンモリロナイト乾燥密度の施工方法および施工年度での比較

3) 吹付け施工時のリバウンド

図 3.1-100 には吹付け施工時のリバウンド率の昨年度と今年度の比較を示す。昨年度に比べて今年度の方がリバウンド率は 2.1% 小さくなった。

図 3.1-101 および図 3.1-102 には、それぞれ吹付け施工時のリバウンド材の含水比および混合率の測定結果を示す。吹付け施工前後のリバウンド材の含水比の変化を図 3.1-103 に示すが、施工前に比べてリバウンド材の含水比は低下している。同様に混合率も低下している。しかしながら、低下の割合は昨年度に比べて今年度の方が小さくなっており、材料分離の割合は低減できていることが分かる。

事前の検討により、材料分離に大きな要因を与えるのは、圧送ホース長と、圧送ホース途中での再加圧であることが確認されている。今年度は昨年度よりも圧送距離を縮小し、材料分離が生じない最長のホース長（30m程度）で再加圧を実施せずに施工を行った。しかし、吹付け機と施工箇所で 10m 程度の高低差がある状態で施工を実施したため、多少の材料分離は発生している。

なお、材料の設定含水比を下げたことによりリバウンド率は上昇すると思われたが、実際には減少する結果となった。これは、含水比の低下によるリバウンド率の上昇よりも材料分離の低減によるリバウンド率の減少の影響の方が大きかったものと考えられる。

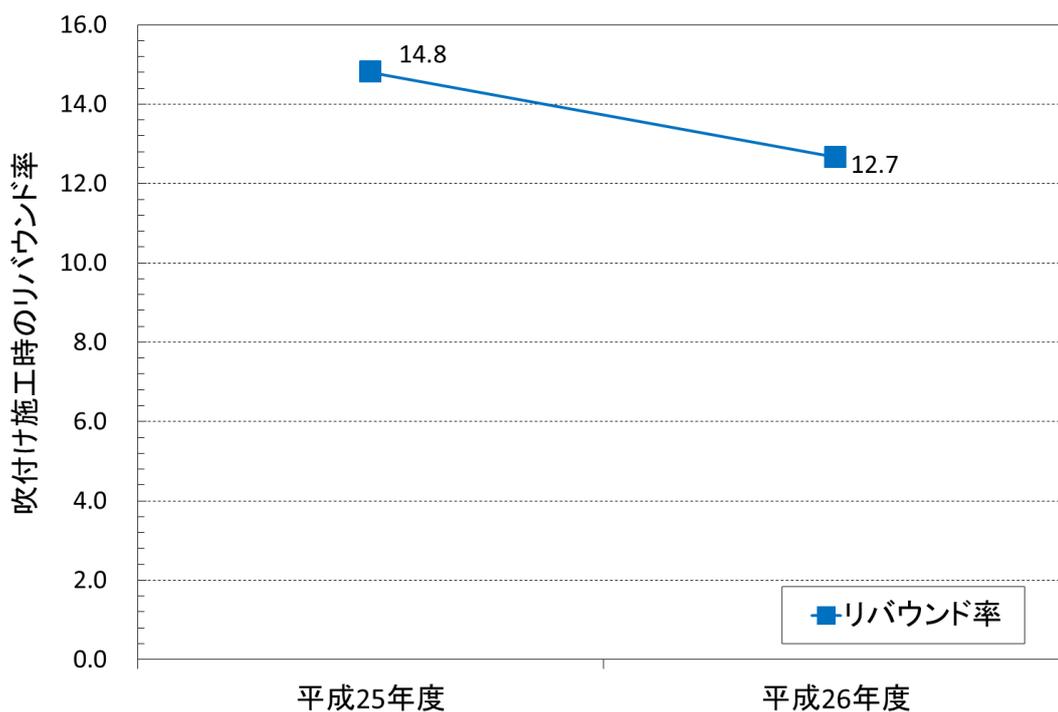


図 3.1-100 吹付け施工におけるリバウンド率の比較

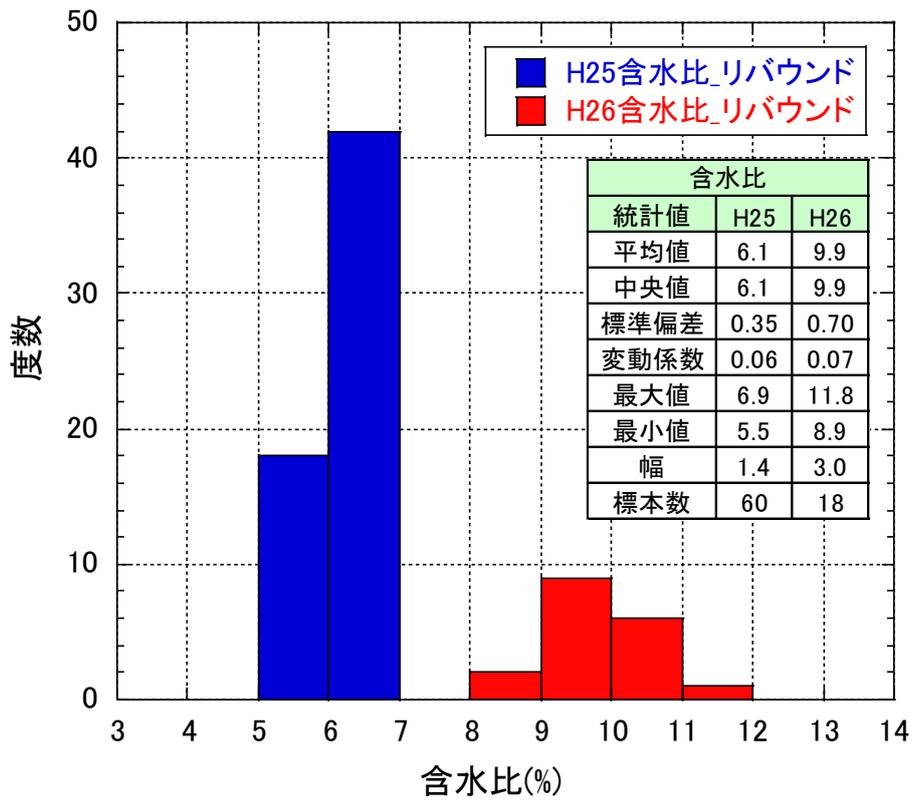


図 3.1-101 吹付け施工時のリバウンド材の含水比の比較

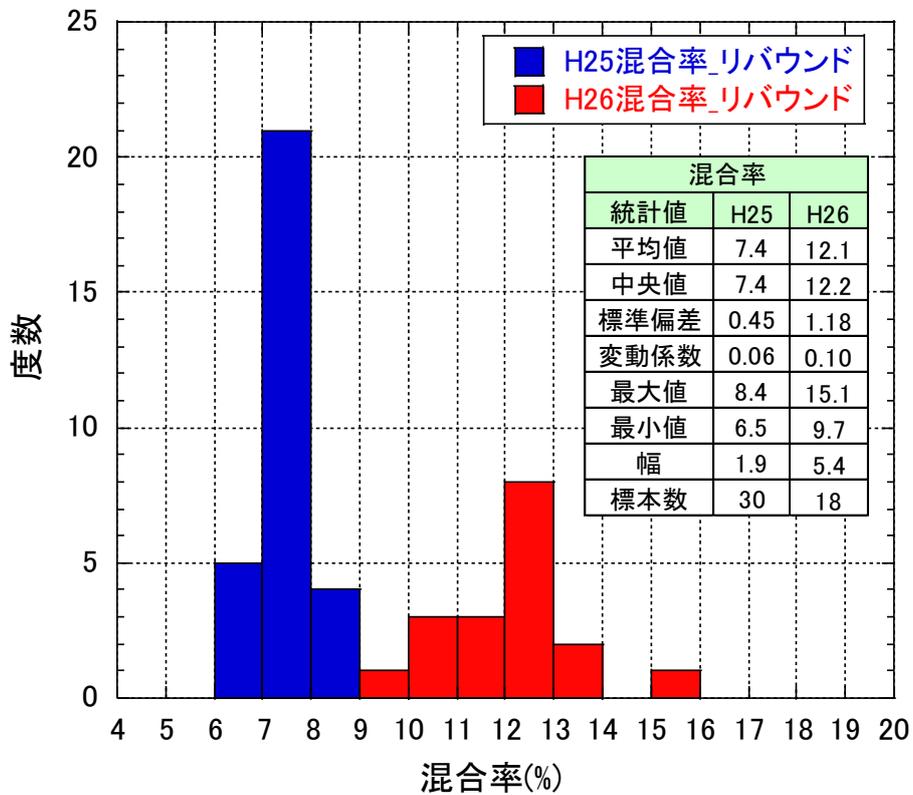


図 3.1-102 上材吹付け施工時のリバウンド材の混合率の比較

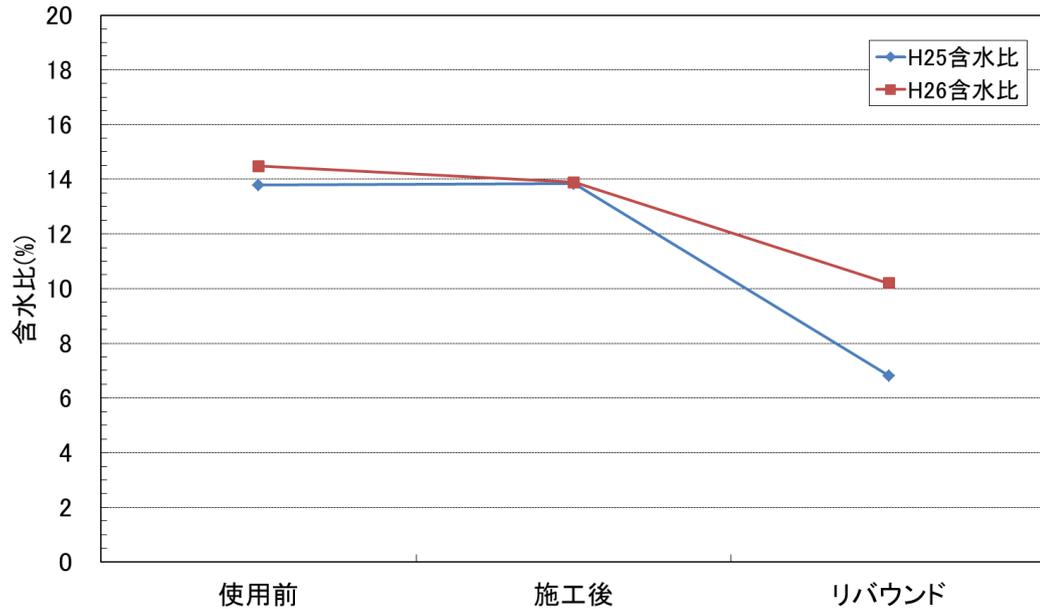


図 3.1-103 吹付け施工前後の材料の含水比の変化

4) 施工速度

図 3.1-104 には、上部埋戻し材の施工速度の昨年度と今年度の比較を示す。吹付け施工に関しては、材料の含水比を昨年度より下げたことや材料供給機を改良したことにより、今年度の方が昨年度より施工速度は上昇した。一方、転圧施工に関しては、施工面積が小さくなったことにより、今年度の施工速度が昨年度より低下する結果となった。

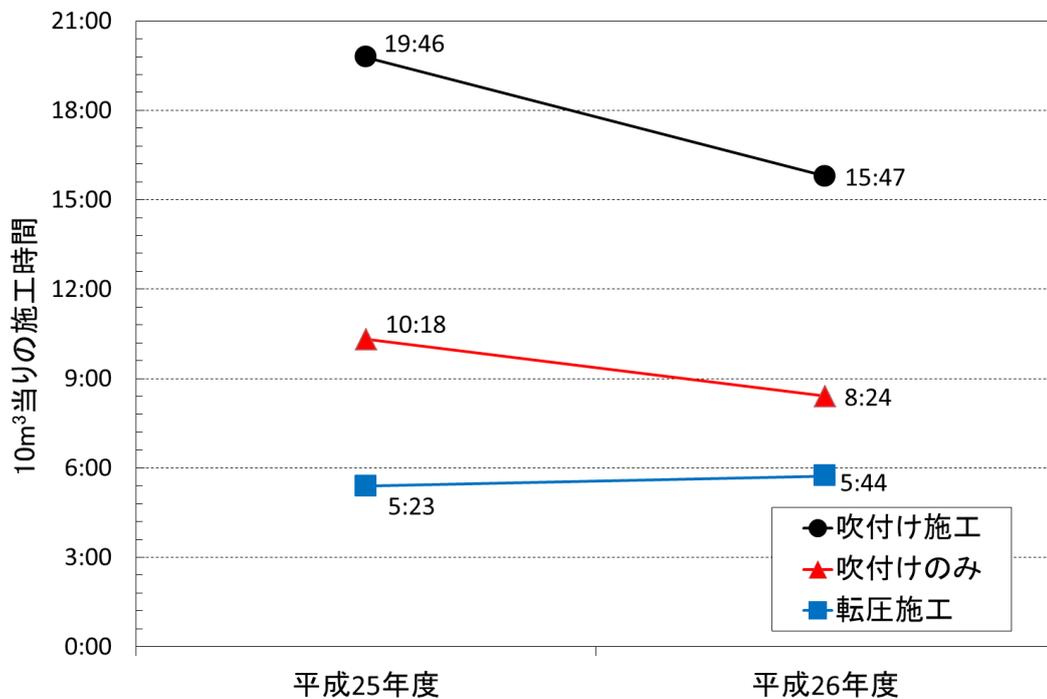


図 3.1-104 上部埋戻し材の施工速度の比較

3.2 初期性能確認試験

3.2.1 初期性能確認試験の概要

(1) 試験項目及び試験数量

平成 24 年度調査した国内外の埋め戻し材の要求機能に関する情報をもとに、上部埋め戻し材の要求機能を整理すると、日本原子力学会標準「余裕深度処分施設の施設検査方法 2010」および土木学会「余裕深度処分における地下施設の設計、品質管理および検査の考え方」に記載されているように、緩衝材の膨潤変形を抑止する力学特性が主となる。また、核種の移行抑制に関わる低透水性は上部埋戻し材に要求される機能ではなく、主に緩衝材に期待される機能であるが、平成 24 年度の報告書でも述べたように、旧埋設規則に記載があったように、上部埋め戻し材にもある程度の低透水性は期待されているものと考えられる。

以上のことから、初期性能確認試験としては、力学特性を把握するために一軸圧縮強度試験、三軸圧縮強度試験、膨潤圧測定試験を、また、低透水性を把握するための試験として透水試験およびその代替特性確認のための乾燥密度測定試験を行った。

上記の試験は、施工完了時点の品質を確認することを目的に室内試験を実施した。試験項目および数量を表 3.2-1 に、試験ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 初期性能確認試験項目および数量

No.	分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	実施時期	実施場所	数量	記録方法	検査確認者	報告方法	報告時期	不適合時の対応	備考
1	基本特性(強度)	一軸圧縮強度	JIS A 1216	コアサンプリング後	室内試験	5	データシート	主任技術者	書面	試験後	再試験	1 試験(3 試料)×2 工法+1 試験(3 試料)×3 条件=5 試験
2		三軸圧縮強度	JGS0527 に準拠			5						1 試験(3 試料)×2 工法+1 試験(3 試料)×3 条件=5 試験
3		膨潤特性	膨潤圧試験			5						1 試験(3 試料)×2 工法+1 試験(3 試料)×3 条件=5 試験
4	基本特性(透水)	透水係数	JIS A 1218 に準拠		5	1 試験(3 試料)×2 工法+1 試験(3 試料)×3 条件=5 試験						
5	代替特性	密度	ノギス法		現地試験室	40						20 点×2 工法=40 点
6		含水比	JIS A 1203			40						20 点×2 工法=40 点

表 3.2-2 初期性能確認試験（室内試験）ケース

試験種類	試料	試験ケース名	工法	混合率(%)	初期含水比(%)	乾燥密度(Mg/m ³)	試験数	供試体寸法(mm)
一軸圧縮試験	室内試験	UCS_10-1~10-3	—	10	14.7	1.715	3	φ50×H100
		UCS_15-1~15-3	—	15	14.7	1.715	3	φ50×H100
		UCS_20-1~20-3	—	20	14.7	1.715	3	φ50×H100
	現場施工	UCS_C1-1~1-3	転圧	—	—	—	3	φ50×H100
		UCS_C2-1~2-3	吹付け	—	—	—	3	φ50×H100
三軸圧縮試験	室内試験	UU-10-1~10-3	—	10	14.7	1.715	3	φ50×H100
		UU-15~15-3	—	15	14.7	1.715	3	φ50×H100
		UU-20~20-3	—	20	14.7	1.715	3	φ50×H100
	現場施工	UU-C1-1~1-3	転圧	—	—	—	3	φ50×H100
		UU-C2-1~2-3	吹付け	—	—	—	3	φ50×H100
室内膨潤圧試験	室内試験	SW_10-1-1~10-3	—	10	14.7	1.715	3	φ60×H20
		SW_15-1~15-3	—	15	14.7	1.715	3	φ60×H20
		SW_20-1~20-3	—	20	14.7	1.715	3	φ60×H20
	現場施工	SW_C1-1~1-3	転圧	—	—	—	3	φ60×H20
		SW_C2-1~2-3	吹付け	—	—	—	3	φ60×H20
透水試験	室内試験	PE_10-1-1~10-3	—	10	14.7	1.715	3	φ60×H60
		PE_15-1~15-3	—	15	14.7	1.715	3	φ60×H60
		PE_20-1~20-3	—	20	14.7	1.715	3	φ60×H60
	現場施工	PE_C1-1~1-3	転圧	—	—	—	3	φ60×H60
		PE_C2-1~2-3	吹付け	—	—	—	3	φ60×H60

(2) 供試体の採取

供試体の採取は、転圧施工後および吹付け施工後に行い、シンウォールサンプラーを用いて採取した。供試体の採取状況を図 3.2-1 および図 3.2-2 に示す。



図 3.2-1 供試体採取状況（転圧施工後）



図 3.2-2 供試体採取状況（吹付け施工後）

3.2.2 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能の確認試験

(1) 一軸圧縮試験

1) 試験方法

一軸圧縮強度ならびに変形係数を得るために、施工箇所より採取したコア、およびベントナイト混合率を変えた（10%・15%・20%）混合土を室内成型した供試体を用いて一軸圧縮試験を行った。供試体の大きさは直径 50mm×高さ 100mm を基本とした。試験は「土の一軸圧縮試験（JIS A 1216）」に準拠して行った。また、含水比の測定は、「土の含水比試験方法（JIS A 1203）」に準拠して行った。

2) 試験結果

現地から採取したコアの寸法は直径約 100mm、高さ約 100mm であるため、それをトリミングにより成形して約 50mm×100mm の寸法の供試体とした。図 3.2-3～図 3.2-17 には試験を行った供試体の試験前後の状況を示す。



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-3 一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_10-1）



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-4 一軸圧縮試験前後の供試体の状況（UCS_10-2）



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-5 軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_10-3)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-6 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_15-1)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-7 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_15-2)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-8 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_15-3)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-9 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_20-1)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-10 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_20-2)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-11 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_20-3)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-12 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C1-1)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-13 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C1-2)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-14 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C1-3)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-15 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C2-1)



(a) 試験前



(b) 試験後

図 3.2-16 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C2-2)



(a) 試験前

(b) 試験後

図 3.2-17 一軸圧縮試験前後の供試体の状況 (UCS_C2-3)

表 3.2-3 に今年度実施した一軸圧縮試験結果を整理し、図 3.2-18 に圧縮応力～ひずみ曲線を示す。今年度は、現場試験（吹付け施工、転圧施工）の他に、ベントナイト混合率を 10%、15%、20%と変化させて室内成型により作製した供試体を対象に試験を実施した。

現場成型の一軸圧縮強度 q_u は $76.6\text{kN/m}^2 \sim 111.1\text{kN/m}^2$ に分布し、破壊ひずみ ϵ_f は 2.6%～3.9%、変形係数 E_{50} は $4.0 \sim 6.3\text{MN/m}^2$ の範囲であった。室内成型の一軸圧縮強度 q_u は $117.7\text{kN/m}^2 \sim 156.6\text{kN/m}^2$ に分布し、破壊ひずみ ϵ_f は 1.1%～1.9%、変形係数 E_{50} は $16.8 \sim 20.8\text{MN/m}^2$ の範囲であった。

表 3.2-3 一軸圧縮試験結果一覧表

試験ケース名	乾燥密度 (Mg/m^3)	含水比 (%)	混合率 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m^2)	破壊ひずみ (%)	変形係数 (MN/m^2)	軸ひずみ速度 (%/min)
UCS_10-1(室内)	1.706	15.1	10	117.65	1.13	17.34	1
UCS_10-2(室内)	1.710	14.9	10	119.40	1.17	16.80	1
UCS_10-3(室内)	1.710	14.9	10	118.16	1.14	18.77	1
UCS_15-1(室内)	1.718	14.4	15	140.82	1.56	18.29	1
UCS_15-2(室内)	1.718	14.3	15	139.79	1.49	18.88	1
UCS_15-3(室内)	1.715	14.5	15	139.15	1.58	16.64	1
UCS_20-1(室内)	1.723	14.3	20	156.56	1.84	20.11	1
UCS_20-2(室内)	1.727	14.2	20	155.13	1.85	20.02	1
UCS_20-3(室内)	1.726	14.2	20	155.25	1.86	19.86	1
UCS_C1-1(転圧)	1.722	13.4	15	110.13	3.51	4.45	1
UCS_C1-2(転圧)	1.703	12.7	15	111.05	3.58	4.66	1
UCS_C1-3(転圧)	1.731	12.8	15	98.62	3.82	4.00	1
UCS_C2-1(吹付)	1.666	13.9	15	76.57	3.86	4.54	1
UCS_C2-2(吹付)	1.686	14.1	15	83.97	2.57	6.27	1
UCS_C2-3(吹付)	1.715	13.5	15	97.56	3.31	5.59	1

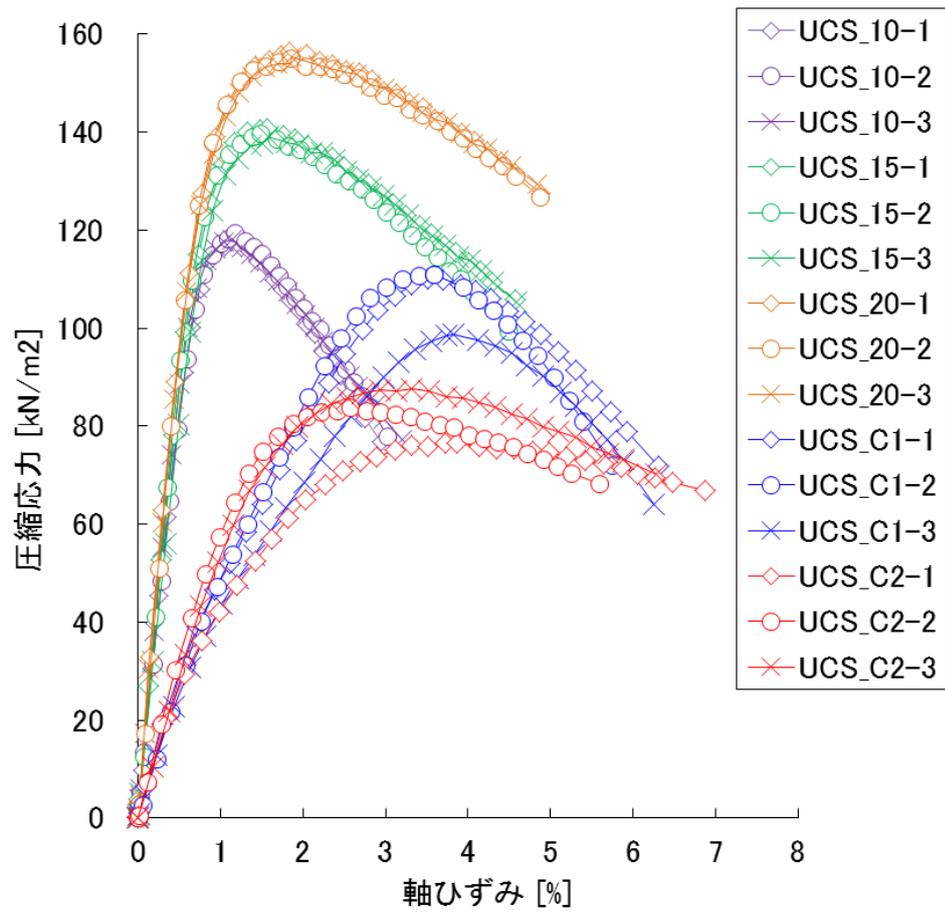


図 3.2-18 一軸圧縮試験の応力～ひずみ関係

(2) 三軸圧縮試験

1) 試験方法

施工箇所より採取したコア、およびベントナイト混合率を変えた(10%・15%・20%)混合土を室内成型により作製した供試体を用いて三軸圧縮試験(UU試験)を行い、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ を求めた。供試体の大きさは直径 50mm×高さ 100mm を基本とした。表 3.2-4 には三軸圧縮試験条件を示す。試験数は 5 (拘束圧 3 段階) とした。

表 3.2-4 三軸圧縮試験条件

圧密・排水条件		UU (非圧密非排水三軸試験)
供試体作製過程	供試体の作製方法	施工箇所のサンプリングコアを所定の寸法に成型 ベントナイト混合率を変化させた混合土を所定の寸法に成型
	供試体寸法	Φ50mm×H100mm
	乾燥密度 (Mg/m ³)	約 1.6
拘束圧	200kPa、400kPa、600kPa	
せん断過程	せん断ひずみ速度 (%/min)	1.0
	軸圧縮終了判定	以下のいずれかの項目が該当した時点
		① 軸ひずみ 15%に達した時点
		② 荷重計の読みが最大となってから引き続き軸ひずみが 3%以上生じた時点
③ 荷重計の読みが最大値の 2/3 程度に減少した時点		

(特筆)

- ・地盤工学会規準「土の圧密非排水三軸圧縮試験方法」(JGS 0523-2000)に準じる。
- ・ひずみ速度は制御上、0.01%/min 以下は計測できない。
- ・制御上、ひずみ速度は 1%/min 程度まで設定が可能である。

試験は、「土の三軸試験の供試体作製・設置方法 (JGS 0520)」のうち、トリミング法で行った。また、載荷等は「土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験方法(JGS 0521)」に準拠して行った。含水比の測定は、「土の含水比試験方法 (JIS A 1203)」に準拠した。

2) 試験結果

今年度は現場施工箇所(転圧施工、吹付け施工)より採取した材料、および室内成型によりベントナイト混合率を 10%・15%・20%と変化させて成型した供試体を対象に、三種類の拘束圧条件(200kPa、400kPa、600kPa)で三軸圧縮試験(UU試験)を実施した。

表 3.2.5 に試験結果を示す。また、三軸圧縮試験(UU試験)結果を既往の試験結果と合わせて整理し、各拘束圧下の応力(主応力差)～ひずみ関係を図 3.2-19 に示す。

図 3.2-20 に現場施工（転圧、吹付け）のモール応力円を、図 3.2-21 には室内成型のモール応力円をそれぞれ示し、図 3.2-22 には現場施工と室内成型（混合率 15%）のモールの応力円の比較を示す。さらに、図 3.2-23 には主応力表示の破壊規準線を、図 3.2-24 に拘束圧と変形係数の関係を示す。

図 3.2-19 より、いずれの拘束圧条件でも比較的再現性の高い応力～ひずみ関係が得られた。図 3.2-20 より、吹付け施工に比べて転圧施工の方が高強度であることが確認され、いずれも拘束圧の増加に伴い強度は増加傾向を示した。また、図 3.2-21 より、ベントナイトの混合率が低いほど高い強度特性が確認された。図 3.2-22 より、ベントナイト混合率 15%における室内成型と現場施工の強度を比較すると、いずれの拘束圧下においても室内成型の方が強度は高いという結果であった。また、図 3.2-24 に示すように、現場施工供試体では拘束圧の増加に伴い全体的に変形係数は増加している。室内成型供試体ではベントナイト混合率 10%では拘束圧が増加するほど変形係数は増加するが、混合率 15%、20%では拘束圧の増加に伴い変形係数は低下する結果となった。

表 3.2-5 三軸圧縮強度試験(UU 試験)結果一覧表

試験 ケース名		乾燥密度 (Mg/m ³)	含水比 (%)	混合 率 (%)	拘束圧 (kN/m ²)	最大 主応力差 (kN/m ²)	破壊 ひずみ (%)	変形係数 (MN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	せん断 抵抗角 (deg.)	軸ひず み速度 (%/min)
室内 成型 Be10%	UU-10-1	1.707	15.1	10	200	465.5	7.9	82.7	17.34	30.76	1.00
	UU-10-2	1.713	14.7	10	400	928.9	15.0	99.0			
	UU-10-2	1.709	14.8	10	600	1301.5	15.0	100.7			
室内 成型 Be15	UU_15-1	1.719	14.3	15	200	446.1	14.9	63.2	51.92	24.78	1.00
	UU_15-1	1.717	14.4	15	400	749.1	15.0	67.2			
	UU_15-1	1.717	14.4	15	600	1023.1	15.0	45.2			
室内 成型 Be20	UU_20-1	1.724	14.3	20	200	372.7	14.3	52.4	86.52	15.94	1.00
	UU_20-1	1.725	14.3	20	400	372.7	14.3	31.5			
	UU_20-1	1.724	14.4	20	600	674.8	14.4	39.8			
H26 転圧	UU_C1-1	1.607	14.9	15	200	340.7	15.0	10.4	16.77	25.01	1.00
	UU_C1-1	1.619	14.3	15	400	661.6	11.6	16.4			
	UU_C1-1	1.651	14.9	15	600	919.4	12.2	25.5			
H26 吹付	UU_C2-1	1.665	13.0	15	200	340.7	15.0	10.4	38.48	21.50	1.0
	UU_C2-1	1.662	13.3	15	400	583.3	14.9	12.9			
	UU_C2-1	1.673	13.4	15	600	803.3	14.9	17.7			

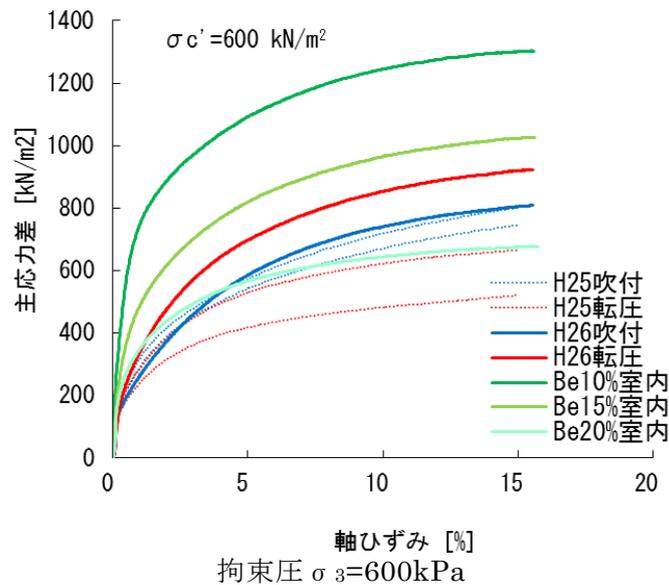
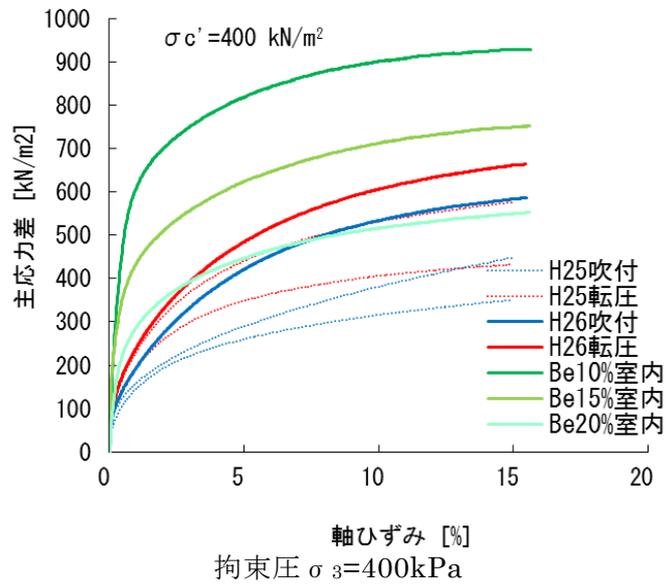
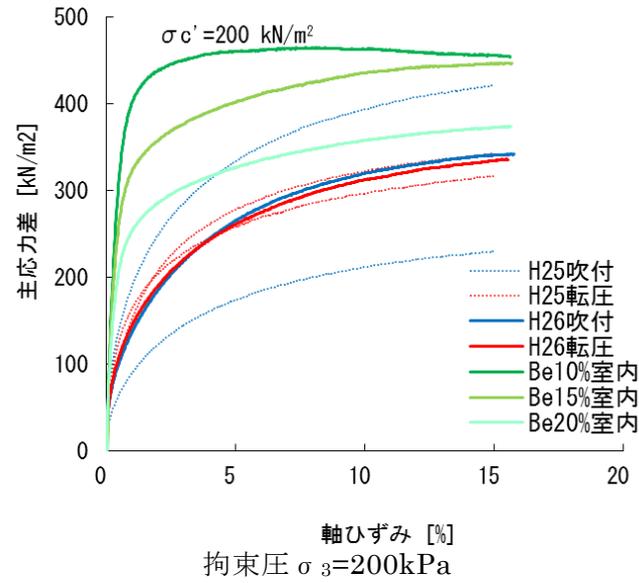


図 3.2-19 三軸圧縮試験の応力-ひずみ関係

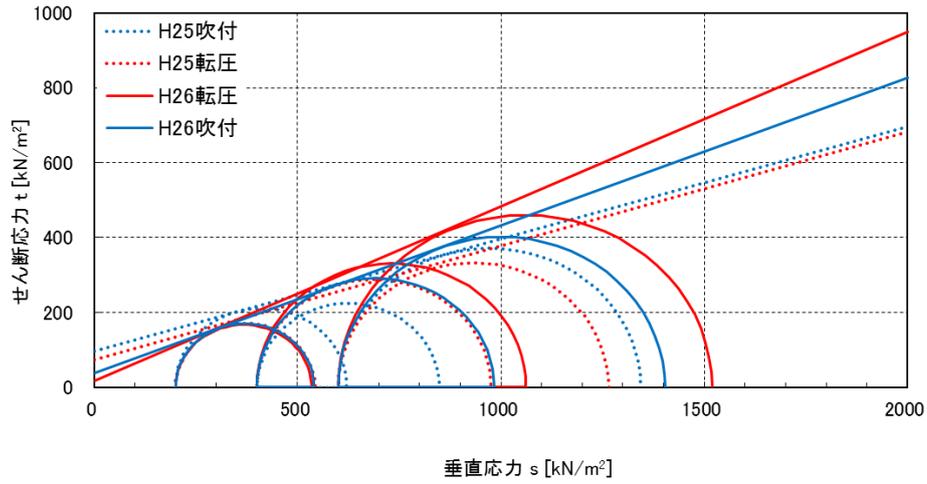


図 3.2-20 転圧、吹付のモールの応力円 (全応力)

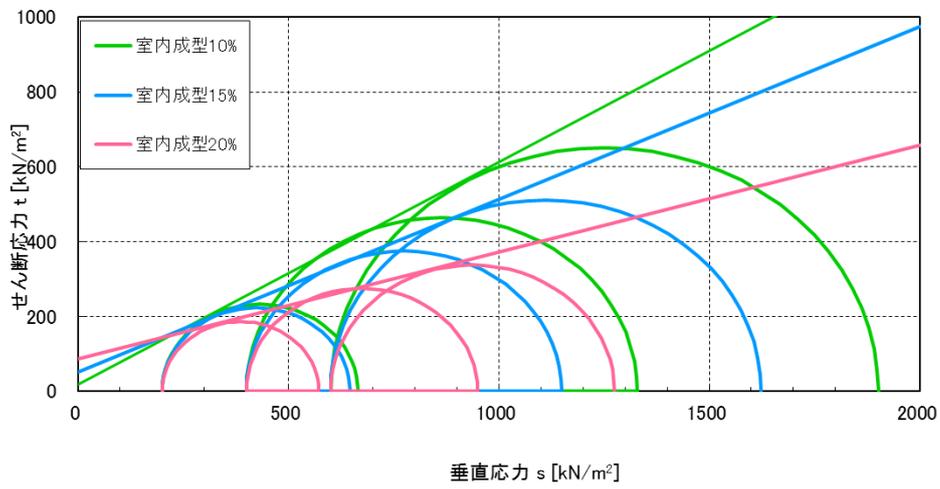


図 3.2-21 室内成型のモールの応力円 (全応力)

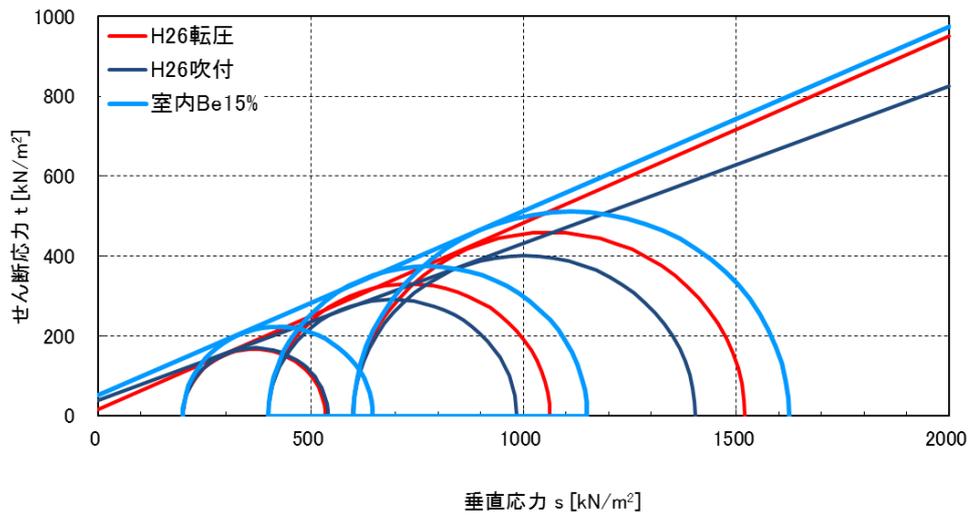


図 3.2-22 現場施工と室内成型(Be15%)のモールの応力円比較

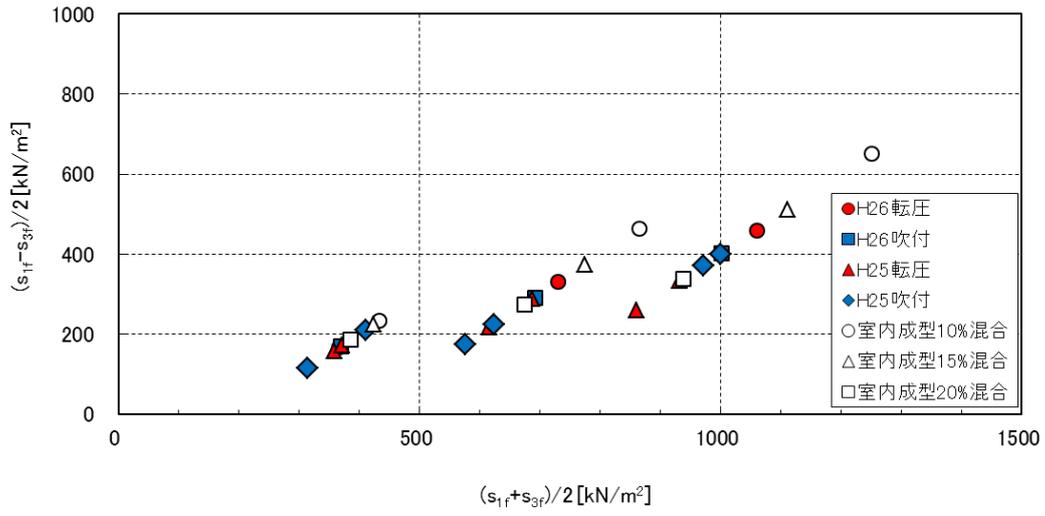


図 3.2-23 主応力表示のモールクーロンの破壊規準

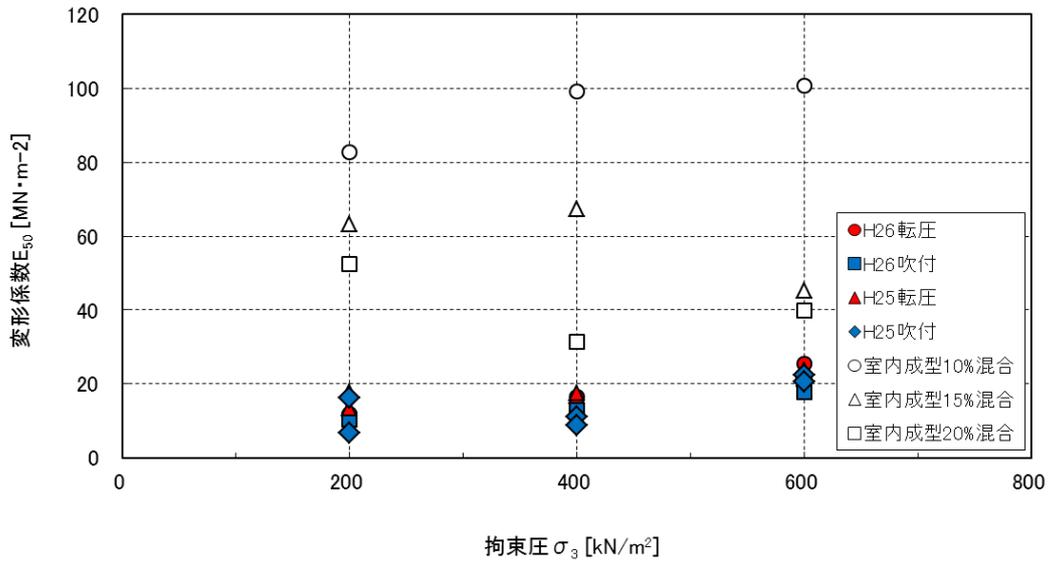


図 3.2-24 変形係数～拘束圧関係

(3) 膨潤圧試験

1) 試験方法

膨潤圧試験は現場施工箇所（転圧施工、吹付け施工）より採取した試料、および室内成型によりベントナイト混合率を 10%・15%・20%と変化させて成型した供試体を用い、浸潤による膨潤圧の測定を行った。試験は、圧密試験と同等の試験容器を用い、体積を拘束した状態で供試体の吸水に伴い発生する供試体軸方向応力を測定した。

以下に試験手順を示す。なお、供試体寸法は、直径 60mm、高さ 20mm とした。

- 供試体の体積を拘束した状態で試験容器へ給水し、供試体に吸水させる。この時、供試体の膨潤量が 0 であることを確認し、もし変位が生じるようであれば制御して変形を 0 とする。
- 給水開始と同時に膨潤荷重を荷重計で測定する。
- 試験の継続は、膨潤荷重が一定となることを確認するまでとする。
- 測定結果を基に次式で最大膨潤圧を求める。

$$p_{s\max} = \frac{F_{\max}}{A} \times 0.01$$

ここに、

$p_{s\max}$: 最大膨潤圧 (MPa)

F_{\max} : 最大膨潤荷重 (N)

A : 供試体の面積 (cm²)

- 試験が終了した後、供試体の試験後含水比を測定する。

2) 試験結果

室内圧縮成型供試体は、試験セル内にて直接圧縮成型（静的）することにより作製した。図 3.2-25 に室内圧縮成型供試体を示す。また、現場施工した試料はトリミングして試験供試体とした。図 3.2-26 に試料をトリミングしている状況を示す。

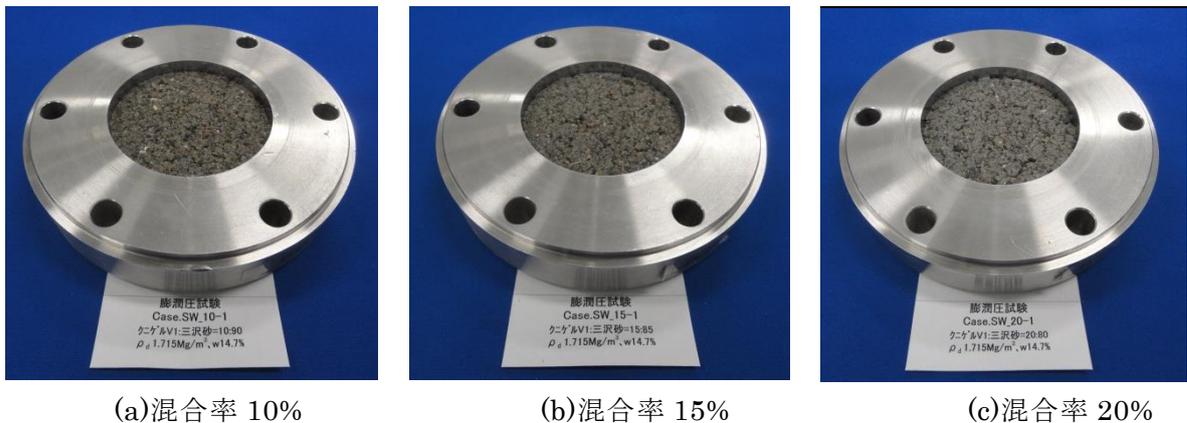


図 3.2-25 膨潤圧試験の室内圧縮成型供試体の状況



(a)採取したコア



(b)トリミング状況（側面）



(c)トリミング状況（上下面）



(d)試験用供試体

図 3.2-26 現場試料の膨潤圧試験用供試体作製状況

図 3.2-27 に使用した膨潤圧試験装置を、表 3.2-6 に膨潤圧測定結果の一覧を示す。また、図 3.2-28 には室内成型供試体の膨潤圧の経時変化を、図 3.2-29、図 3.2-30 には現場施工箇所（転圧施工箇所、吹付け施工箇所）からサンプリングし成型した供試体の膨潤圧の経時変化を示す。

図 3.2-28 に示すように、初期含水比および初期乾燥密度を一定として、ベントナイト混合率の異なる供試体（混合率 10%・15%・20%）について、各 3 回の試験を実施した。初期含水比および初期乾燥密度は同じであるが、ベントナイト混合率が異なるため、ベントナイト混合率の高い供試体ほど発生する膨潤圧は高くなった。初期含水比、初期乾燥密度およびベントナイト混合率を一定にした 3 回の試験では、ほぼ同じ結果となっている。ベントナイト混合率が 10%の時の平衡膨潤圧の値は約 0.02MPa 程度、15%の時は約 0.05MPa 程度、20%の時は約 0.10 MPa 程度となっている。

一方、図 3.2-29 は転圧施工箇所からサンプリングした試料を用いた試験結果、図 3.2-30 は吹付け施工箇所からサンプリングした試料を用いた試験結果である。両者の結果に大きな違いはなく、平衡膨潤圧は約 0.03MPa 程度となっている。



図 3.2-27 膨潤圧試験装置

表 3.2-6 膨潤圧試験結果

試験ケース	施工方法	初期含水比 (%)	初期乾燥密度 (Mg/m ³)	ベントナイト混合率 (%)	平衡膨潤圧 (MPa)	
室内成型	SW_10-1	—	14.8	1.714	10.2	0.021
	SW_10-2	—	14.8	1.714	10.3	0.017
	SW_10-3	—	14.8	1.714	10.6	0.017
	SW_15-1	—	14.7	1.716	15.0	0.054
	SW_15-2	—	14.7	1.716	15.1	0.055
	SW_15-3	—	14.7	1.715	15.2	0.055
	SW_20-1	—	14.6	1.716	19.8	0.104
	SW_20-2	—	14.6	1.716	20.0	0.102
	SW_20-3	—	14.6	1.715	20.3	0.112
現場施工	SW_C1-1	転圧	12.3	1.710	15.3	0.035
	SW_C1-2	転圧	16.2	1.642	16.5	0.031
	SW_C1-3	転圧	15.4	1.672	18.1	0.033
	SW_C2-1	吹付け	13.8	1.643	17.0	0.028
	SW_C2-2	吹付け	13.7	1.681	16.6	0.028
	SW_C2-3	吹付け	14.0	1.708	16.7	0.040

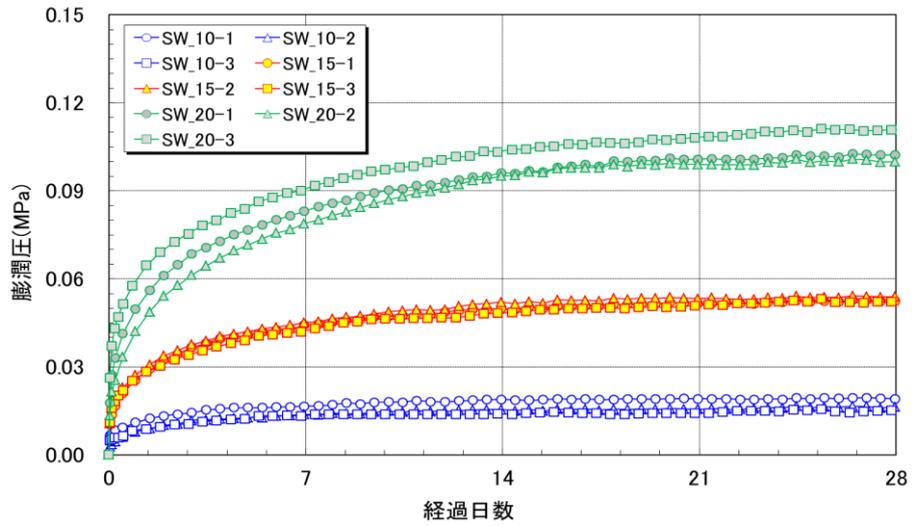


図 3.2-28 膨潤圧の経時変化（室内成型供試験体）

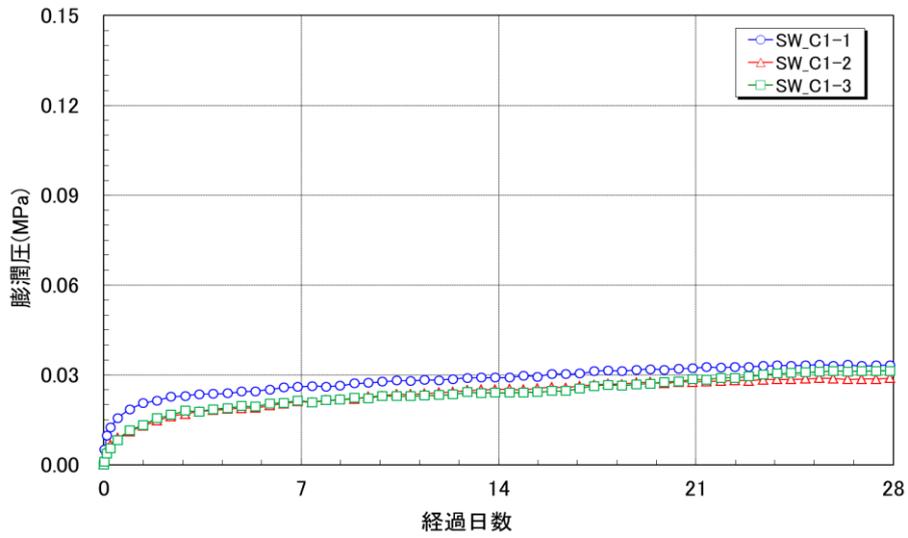


図 3.2-29 膨潤圧の経時変化（現場施工供試験体（転圧））

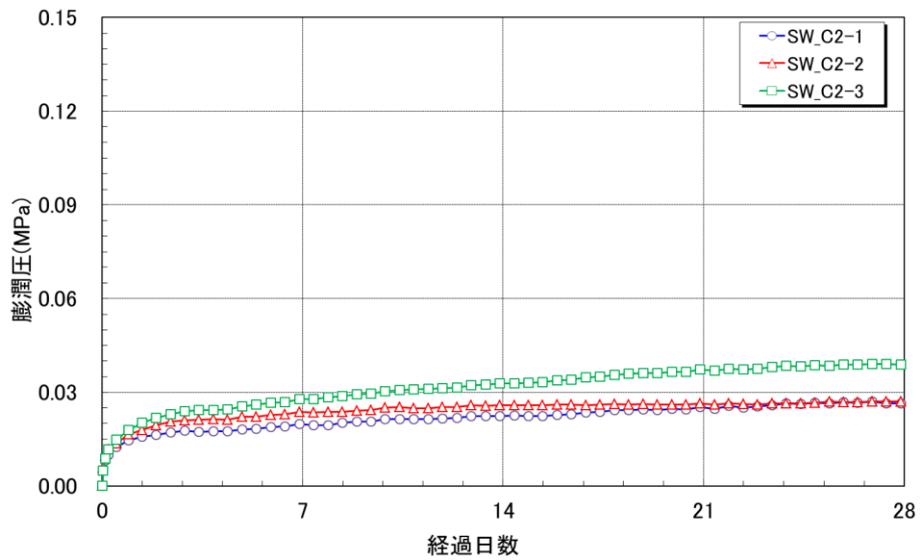


図 3.2-30 膨潤圧の経時変化（現場施工供試験体（吹付け））

3.2.3 止水性能の確認試験

(1) 乾燥密度測定

1) 試験方法

乾燥密度に関しては、シンウォールサンプラーによるサンプリングにより、転圧施工箇所および吹付け施工箇所からのサンプリングを行い、湿潤密度および含水比の測定を行なうことにより乾燥密度を算出した。

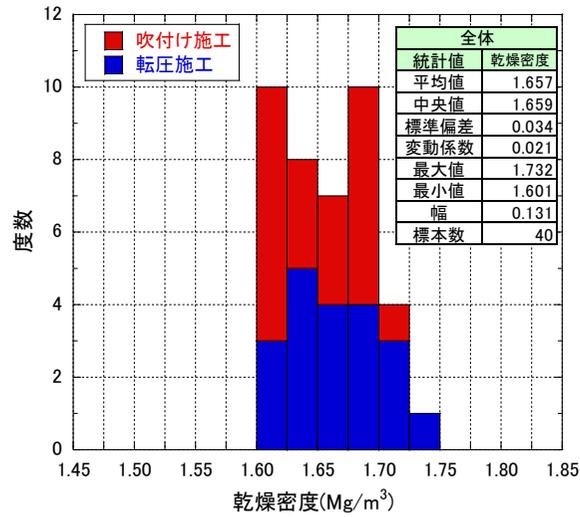
2) 試験結果

乾燥密度のヒストグラムを図 3.2-31 に、締固め度のヒストグラムを図 3.2-32 に示す。乾燥密度の平均値は転圧施工 (1.662 Mg/m^3) の方が吹付け施工 (1.652 Mg/m^3) に比べて若干高くなっているが、その差は僅かである。密度のばらつきは、転圧施工が $1.60 \text{ Mg/m}^3 \sim 1.73 \text{ Mg/m}^3$ の範囲でばらつき、吹付け施工では $1.60 \text{ Mg/m}^3 \sim 1.70 \text{ Mg/m}^3$ の範囲でばらつき、ばらつき幅は転圧施工の方がやや大きくなっている。

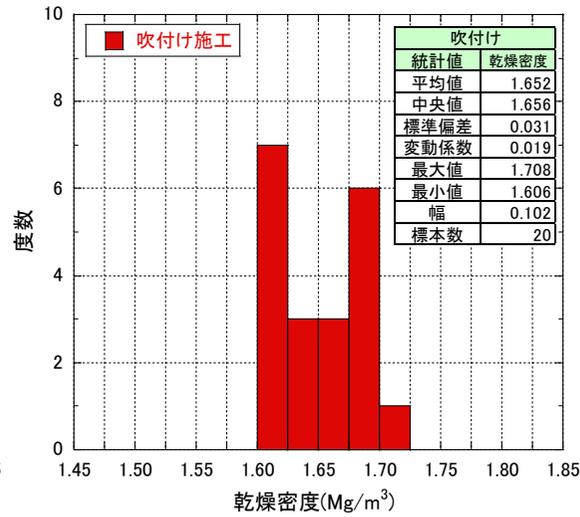
図 3.2-33 には含水比のヒストグラムを示すが、吹付け施工の方が若干含水比は高い値 (平均 13.5%) となっており、最適含水比 (13.7%) に近い値である。

密度測定後に細粒分含有率試験を行い、ベントナイト混合率を算出した結果を図 3.2-34 に示す。混合率については、転圧施工に比べて吹付け施工の方が平均値は高くなっている。これは、転圧施工時は、材料製造時の状態での施工となっており混合率の施工前後での変化はないが、吹付け施工の場合は、吹付け時のリバウンド材の中の砂の割合がベントナイトに比べて若干多く、その結果として施工した箇所のベントナイトの割合が多くなり、ベントナイト混合率が高くなったためである。

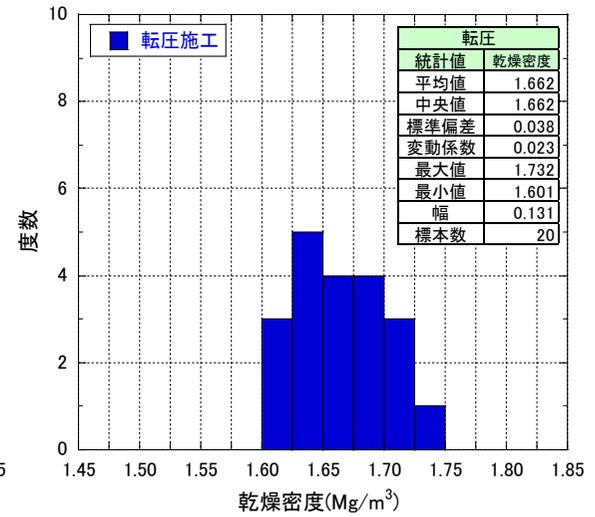
図 3.2-35 には有効粘土乾燥密度のヒストグラムを示す。乾燥密度の平均値は転圧施工の方が高かったが、施工後の混合率は吹付け施工の方が高いため、有効粘土乾燥密度は吹付け施工の方が高いという結果となっている。



(a)全体

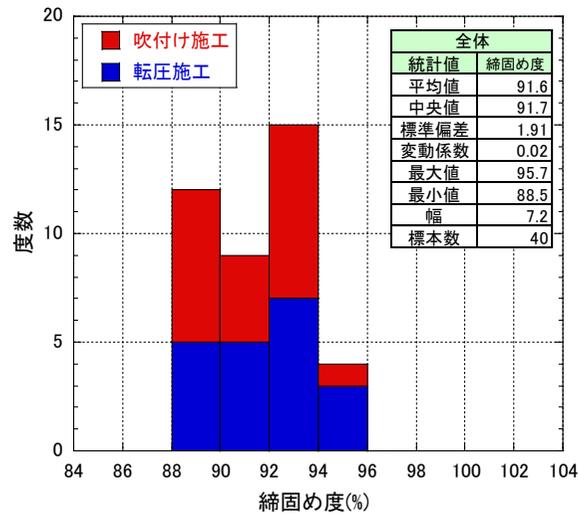


(b)吹付け施工

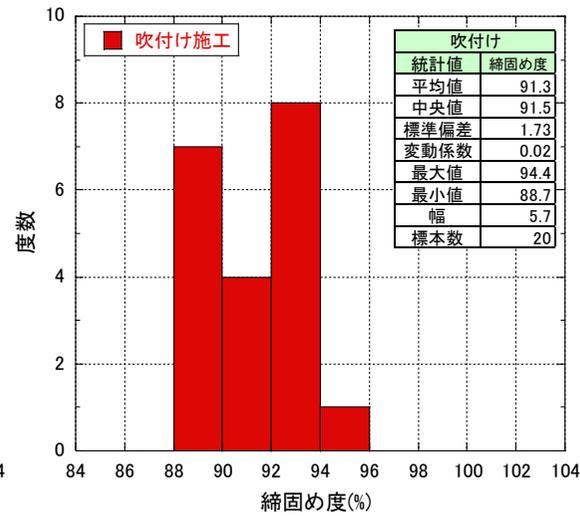


(c)転圧施工

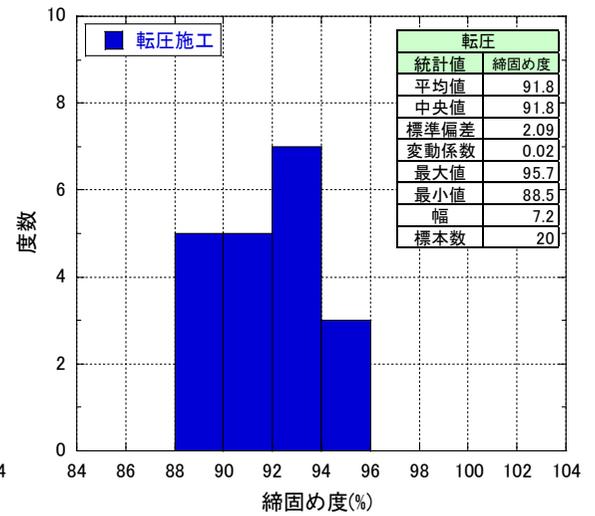
図 3.2-31 乾燥密度のヒストグラム



(a)全体



(b)吹付け施工



(c)転圧施工

図 3.2-32 締固め度のヒストグラム

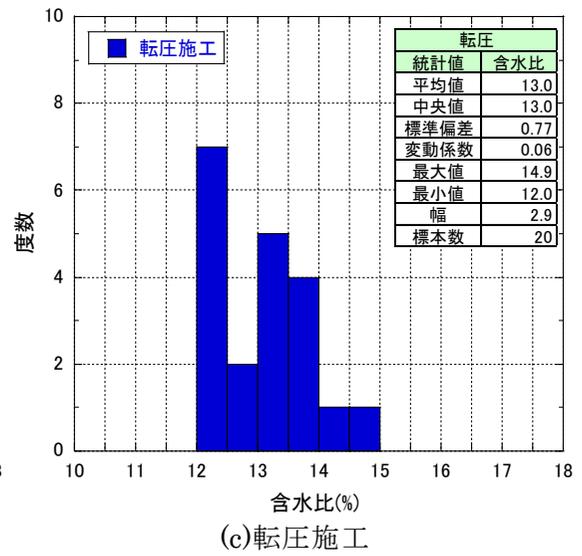
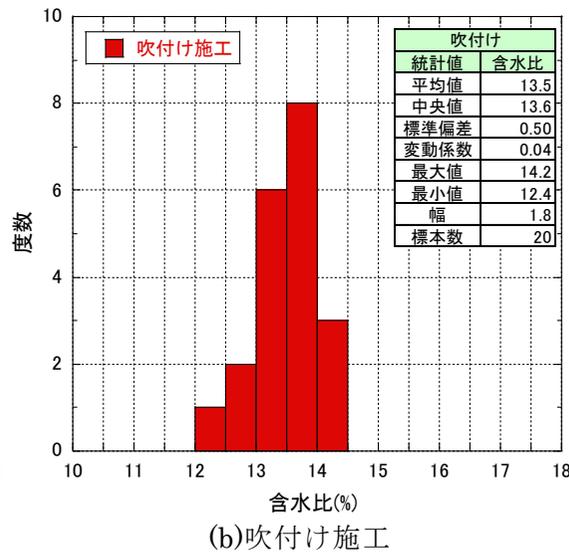
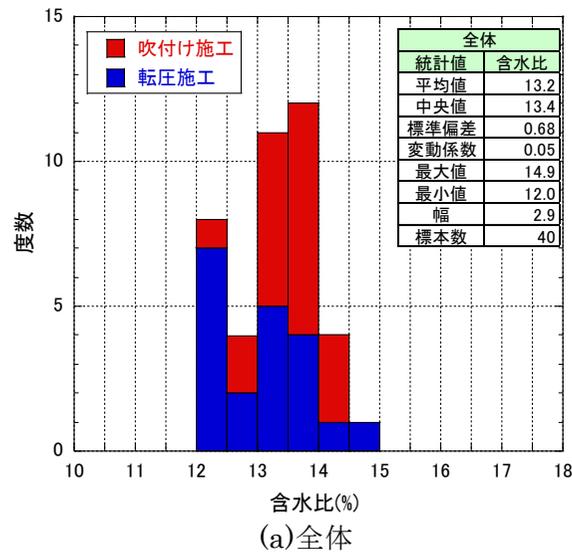


図 3.2-33 含水比のヒストグラム

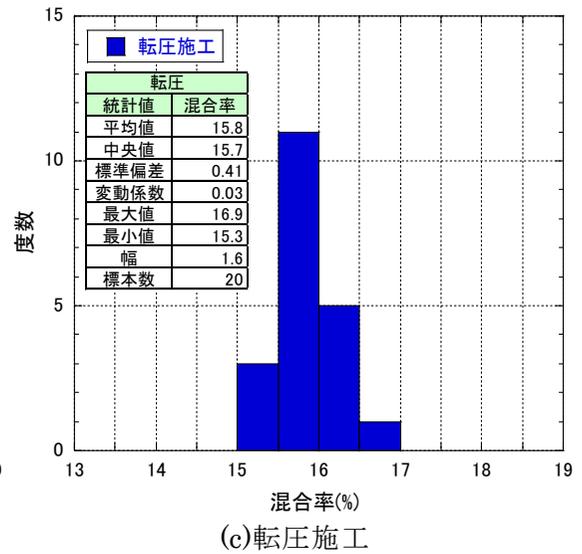
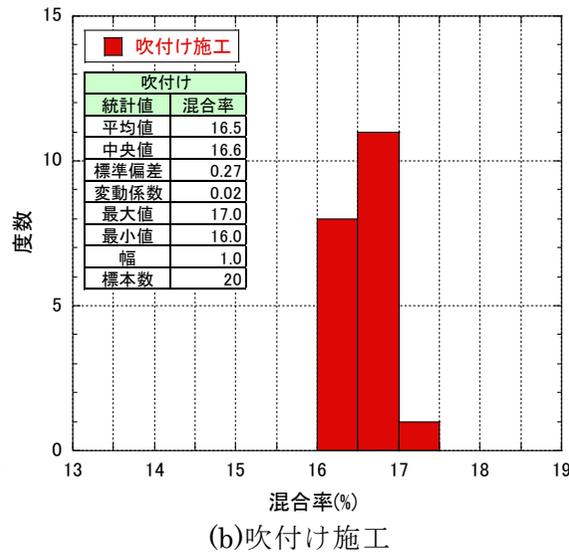
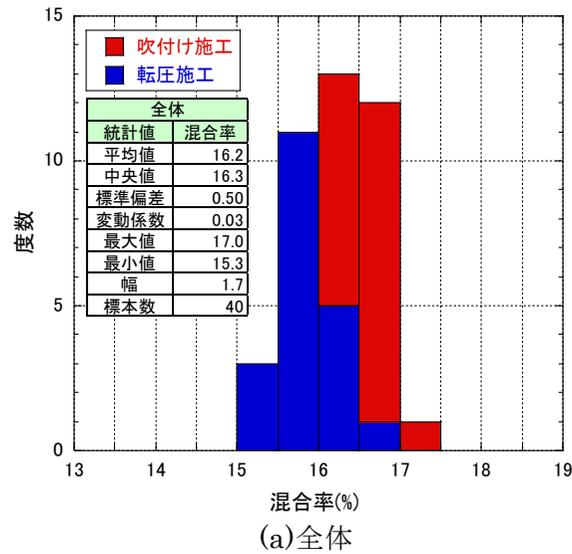
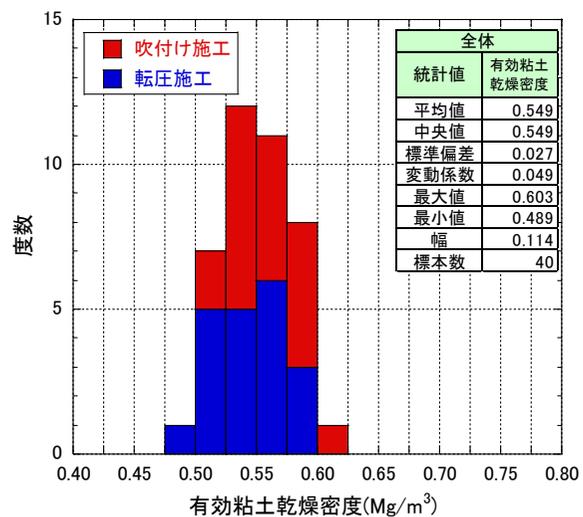
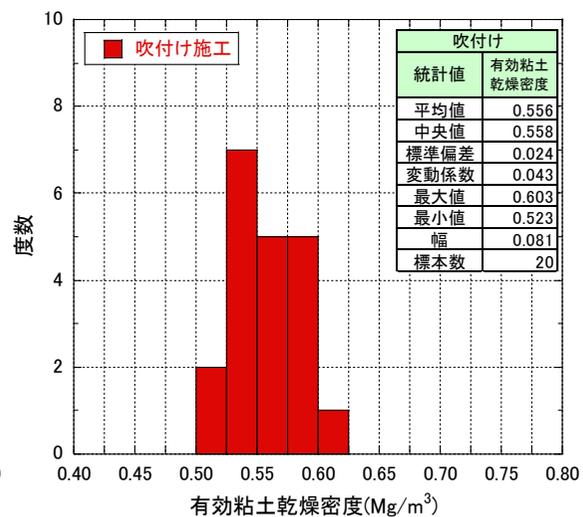


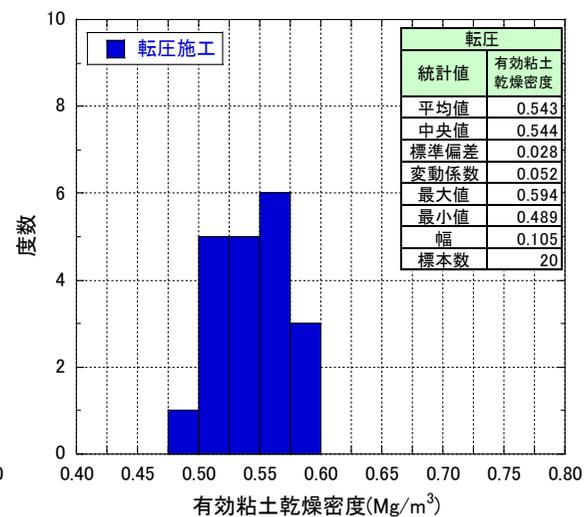
図 3.2-34 混合率のヒストグラム



(a)全体



(b)吹付け施工



(c)転圧施工

図 3.2-35 有効粘土乾燥密度のヒストグラム

(2) 透水試験

1) 試験方法

透水試験は、現場施工箇所（転圧施工、吹付け施工）より採取した試料、および室内成型によりベントナイト混合率を 10%・15%・20%に変化させて作製した供試体を用いて実施した。

透水試験は、以下の手順で実施した。

a) 供試体作製方法

室内成型供試体は、試験セル内にて直接圧縮成型（静的）することにより作製した。

図 3.2-36 に室内圧縮成型供試体の状況を示す。

現場施工箇所より採取した試料はトリミングして試験供試体とした。図 3.2-37 に試料をトリミングしている状況を示す。採取した試料(a)を、(b)に示すように側面をトリミングし、試験容器に組み込めるサイズになった時点で、(c)に示すように試料を試験容器に組み込んだ。その後、(d)に示すように試験容器の上下面をトリミングし、試験用供試体とした。



(a)混合率 10%



(b)混合率 15%



(c)混合率 20%

図 3.2-36 透水試験の室内圧縮成型供試体の状況



(a)採取したコア



(b)トリミング状況（側面）



(c)試験容器への組み込み



(d)トリミング（上下面）

図 3.2-37 現場試料の透水試験用供試体作製状況

b) 飽和促進方法

設定含水比および設定乾燥密度にて透水試験容器内に作製した供試体は、透水試験装置にセッティングする前に水浸脱気にて飽和促進した。水浸脱気法の手順を以下に記す。

- ① 水槽に透水セルが完全に浸るだけのイオン交換水を準備し、あらかじめ脱気しておく。
- ② 試験容器を、注水口と排水口のバルブを開いた状態で水浸する。なお、初期に供試体内に残存している空気量が多くて、この方法だと水浸脱気後も供試体内に空気が残存すると懸念される場合は、片側を水中から出した状態で、もう一方側からのみ浸潤をさせて飽和促進を図る。
- ③ 真空ポンプとレギュレーターを用いて圧力を調節しながら、 -0.02MPa 、 -0.04MPa 、 -0.06MPa 、 -0.08MPa 、 -0.095MPa と徐々に減圧する。
- ④ 各段階では 2 時間以上、最後に -0.095MPa 以下まで減圧した状態では 3 時間以上圧力を維持する。
- ⑤ 減圧と同じ要領で段階に分けて徐々に加圧し、最後に大気圧まで上げて 6 時間以上放置する。
- ⑥ この減圧～加圧を 2 回繰り返す。この後、下記に示す手順で飽和度の確認を行

い、飽和度が不足している場合（概ね 95%以下）にはさらに②～⑤の工程を繰り返す。

c) 飽和度確認の手順

河野・西垣による方法[1]により、供試体内に背圧 ΔP を作用させたときに供試体内に流入した水量 ΔV を計測することで飽和状態を確認する。飽和度 $S_r(\%)$ は次式から求められる。

$$S_r = \left(\frac{1}{1-H} - \frac{P_0 \cdot \Delta V}{\Delta P \cdot V_v} \right) \quad (1)$$

ここで、 P_0 は初期間隙圧（絶対圧力）、 V_v は供試体の空隙の体積、 H はある温度下における空気の溶解度に相当するパラメータ（ヘンリーの係数）である。

なお、本試験ではヘンリーの係数は 0 とする。また、 P_0 は大気圧あるいは間隙水圧にほぼ等しいと考えられるが、厳密な値の決定は難しいため、背圧を 0→50→100kPa と漸増する過程で一つ前段階の背圧が間隙水圧に相当するとした。

供試体の水浸脱気終了後、透水試験前に実施する飽和度測定の手順を以下に記す。

- ① 試験容器を脱気水槽から取り出し、透水試験装置へ設置し、流入側と流出側のビュレットを接続する。この時、試験容器注水口、排水口ともにバルブは開放状態にしておく。
- ② 注排水ビュレットの水位変化がないことを確認後、排水側バルブを閉じ、注水側から所定の圧力 ΔP で注水を開始する（0 → 50 → 100 kPa の二段階）。測定の概要を図 3.2-38 (a) に示す。注水側ビュレットの流入量 ΔV を定期的に測定し、上記(1)式により供試体の飽和度を求める。流入量が増えると計算上の飽和度は下がる。なお、圧力を負荷したことによりシンフレックスチューブの変形が生じる場合もある。事前に、空容器にて圧力注入を行い、変形の有無を確認しておく。変形が生じる場合は、その影響を補正して飽和度の測定を行うこととする。
- ③ 求めた飽和度の減少幅が 0.05%/日未満になったら、流入量の測定を終了する。
- ④ 測定終了時の流入量 ΔV から、上記(1)式を用いて背圧作用直前の供試体の飽和度を推定する。

以上により、供試体の飽和状態を確認した後に透水試験を実施する。(1)により算出された飽和度が 95%以下となった場合は、前述の水浸脱気を再度行うこととした。

d) 透水試験の手順

透水試験は差圧（背圧負荷）型変水位透水試験を基本とした。試験の手順を以下に記す。

- ① 飽和度測定過程を終了した後、排水側へ注水側と同一の圧力（100kPa）を設定する。
- ② 注水側を所定の圧力に増加させ、設定の動水勾配（ $i=10\sim 30$ 程度）になるよう

に圧力を調整し、注水側・排水側の各通水量の測定を開始する。透水試験の概要を図 3.2-38 (b)に示す。

- ③ 流入量、流出量を 2 日に 1 回程度の間隔で測定する。通水量の測定に用いる二重管ビュレットは、流入側・流出側ともに 10mℓ容量（最小目盛は 0.05mℓ）である。これらの通水量測定と同時に注水圧力、水温も記録する。
- ④ 透水係数が安定した状態で 4 点以上の値が得られるまで通水を続ける。
- ⑤ 試験終了時は試験容器を解体し、透水円筒内の供試体を取り出して全量で含水比試験を実施する。得られた含水比を用いて、供試体の飽和度を算出する。

流入側、流出側の各二重管ビュレットを使用した差圧型変水位透水試験であるため、透水係数 k (m/sec) は、以下の式にて算定する[2]。

$$k = \frac{a_{in} \cdot a_{out} \cdot L}{(a_{in} + a_{out})A(t_2 - t_1)} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (2)$$

ここで、 a_{in} : 注入側のビュレットの断面積 (m²)

a_{out} : 排水側のビュレットの断面積 (m²)

L : 供試体長さ(m)

A : 供試体断面積 (m²)

t_1 : 測定開始時刻 (sec)

t_2 : 測定終了時刻 (sec)

h_1 : 時刻 t_1 における流入側と流出側との水頭差 (m)

h_2 : 時刻 t_2 における流入側と流出側との水頭差 (m)

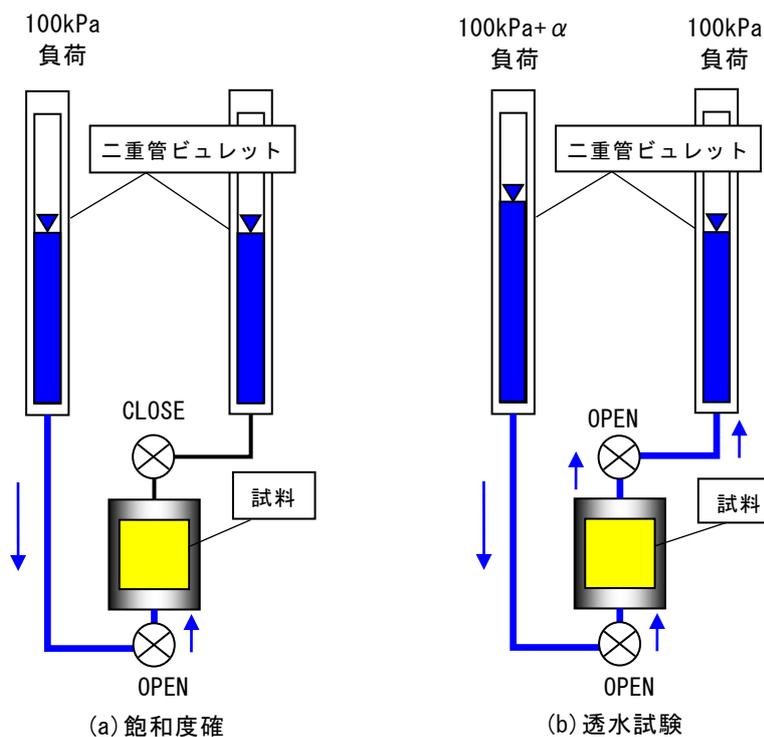


図 3.2-38 飽和度確認および透水試験の概要

2) 試験結果

透水試験は、図 3.2-39 に示す透水試験装置を用いて実施した。図 3.2-40～図 3.2-42 には、室内成型供試体の透水試験の結果を示す。室内成型供試体については、初期含水比および初期乾燥密度を一定として、ベントナイト混合率の異なる供試体（混合率：10%、15%、20%）を作製し、各 3 回の試験を実施した。また、表 3.2-7 には昨年度の現場施工供試体の透水試験結果も合わせて示す。

初期含水比および初期乾燥密度は同じであるが、ベントナイト混合率が異なるため、ベントナイト混合率の高い供試体ほど透水係数は小さくなる結果となった。ベントナイト混合率が 10%の時の透水係数の値は 2.5×10^{-10} m/s 程度、15%の時の透水係数は 1.4×10^{-11} m/s 程度、20%の時の透水係数は 5.2×10^{-12} m/s 程度となっている。

一方、図 3.2-43 および図 3.2-44 には、現場施工箇所からサンプリングした試料を用いて供試体を作製し実施した透水試験結果を示す。図 3.2-43 は転圧施工箇所からサンプリングした試料を用いた試験結果、図 3.2-44 は吹付け施工箇所からサンプリングした試料を用いた試験結果である。転圧施工と吹付け施工では透水試験の結果に大きな違いはなく、 10^{-11} m/s のオーダーとなっている。

図 3.2-45 には各供試体の乾燥密度と透水係数の関係を示す。室内成型供試体に関しては、乾燥密度はほぼ同じ値であるがベントナイト混合率が異なるため、ベントナイト混合率が高くなるにつれて透水係数の値は小さくなっている。一方、現場施工供試体に関しては、供試体の乾燥密度が 1.56Mg/m^3 から 1.67Mg/m^3 の範囲でばらついているが、透水係数は同じオーダー（ 10^{-11} m/s）の値となっている。

図 3.2-46 には、有効粘土乾燥密度と透水係数の関係を示す。透水試験後の供試体の細粒分含有率を測定することによりベントナイト混合率を求め有効粘土乾燥密度を算出した。有効粘土乾燥密度と透水係数には相関性があるといえる。

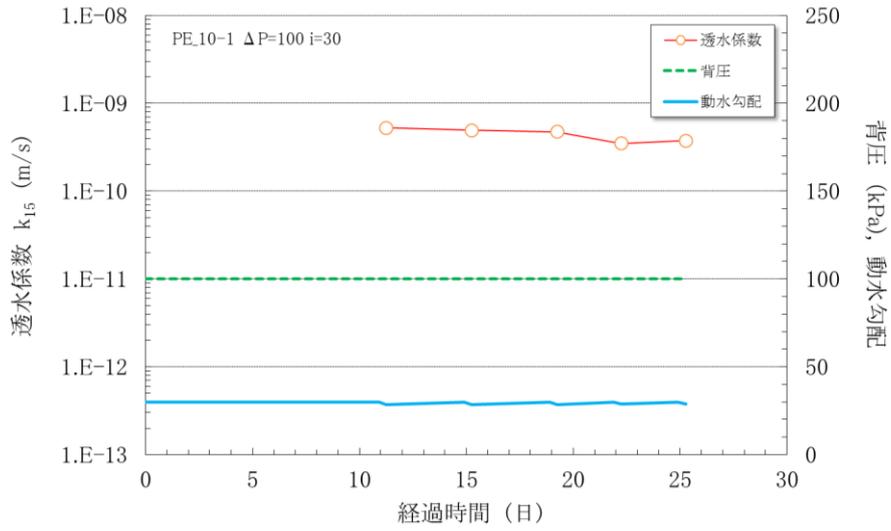
図 3.2-47 には、昨年度の現場施工供試体の結果も合わせて示す。図 3.2-46 および図 3.2-47 には、室内成型供試体を用いて実施した透水試験結果から得られた有効粘土密度と透水係数との指数近似曲線を示すが、これと現場施工供試体とは良い一致を示している。前述した強度特性に関しては、室内成型供試体と現場施工供試体では差が見られたが、透水係数に関しては両方で良い一致を示している。強度特性に差異が出る要因は供試体内の密度の不均一性によるものと思われた。しかしながら、供試体内の密度が不均一であっても全体の平均有効粘土密度が同じであれば、透水特性ほぼ同じとなることから、透水特性は強度特性ほど密度の不均一性の影響を受けないと考えられる。



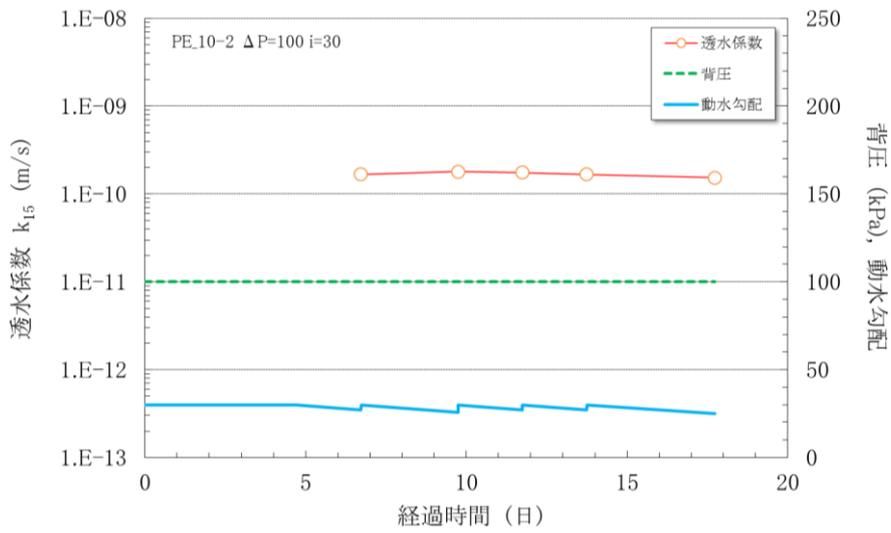
図 3.2-39 透水試験装置

表 3.2-7 透水試験結果

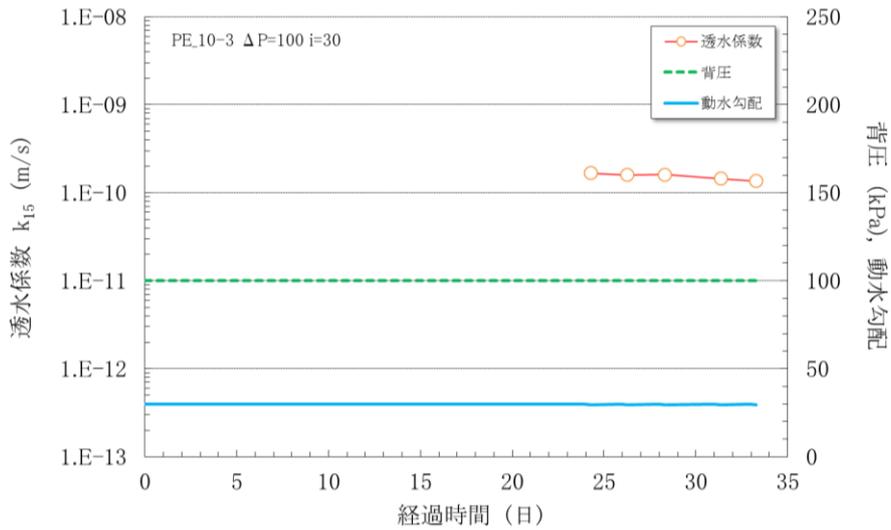
試験ケース	施工方法	初期含水比 (%)	初期乾燥密度 (Mg/m ³)	ベントナイト混合率 (%)	透水係数 (m/s)	
室内成型	PE_10-1	—	14.8	1.715	10.3	4.43×10 ⁻¹⁰
	PE_10-2	—	14.8	1.715	10.5	1.69×10 ⁻¹⁰
	PE_10-3	—	14.8	1.715	10.1	1.53×10 ⁻¹⁰
	PE_15-1	—	14.7	1.715	15.4	8.79×10 ⁻¹²
	PE_15-2	—	14.7	1.715	15.5	8.10×10 ⁻¹²
	PE_15-3	—	14.7	1.715	15.1	2.53×10 ⁻¹¹
	PE_20-1	—	14.6	1.715	20.3	5.00×10 ⁻¹²
	PE_20-2	—	14.6	1.715	20.5	4.51×10 ⁻¹²
	PE_20-3	—	14.6	1.715	20.1	6.10×10 ⁻¹²
現場施工	PE_C1-1	転圧	12.8	1.626	15.1	7.43×10 ⁻¹¹
	PE_C1-2	転圧	12.8	1.669	15.0	1.81×10 ⁻¹¹
	PE_C1-3	転圧	12.3	1.635	15.0	7.43×10 ⁻¹¹
	PE_C2-1	吹付け	14.0	1.614	16.8	1.75×10 ⁻¹¹
	PE_C2-2	吹付け	13.5	1.561	16.5	2.00×10 ⁻¹¹
	PE_C2-3	吹付け	13.6	1.611	16.3	2.01×10 ⁻¹¹



(a) 供試体 PE_10-1

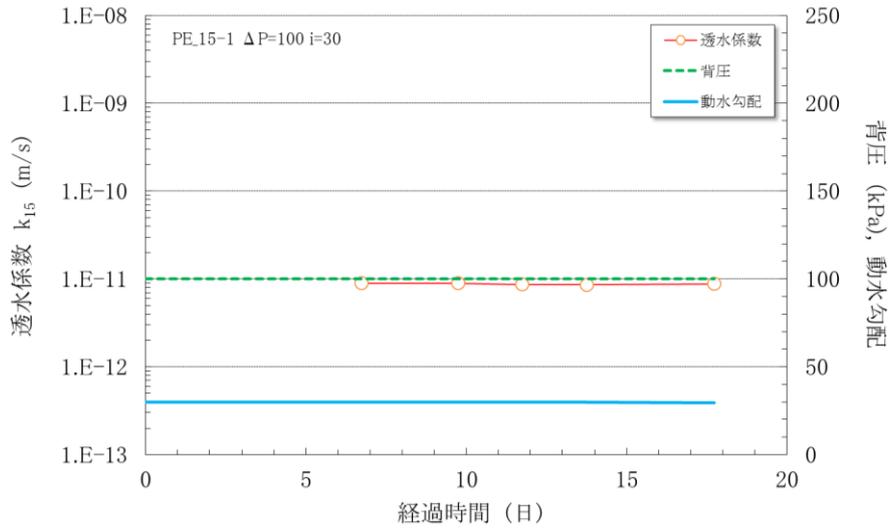


(b) 供試体 PE_10-2

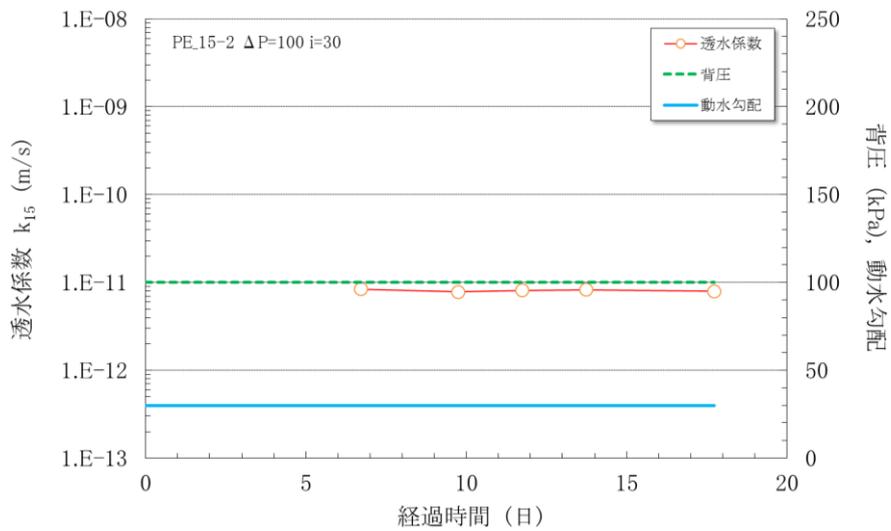


(c) 供試体 PE_10-3

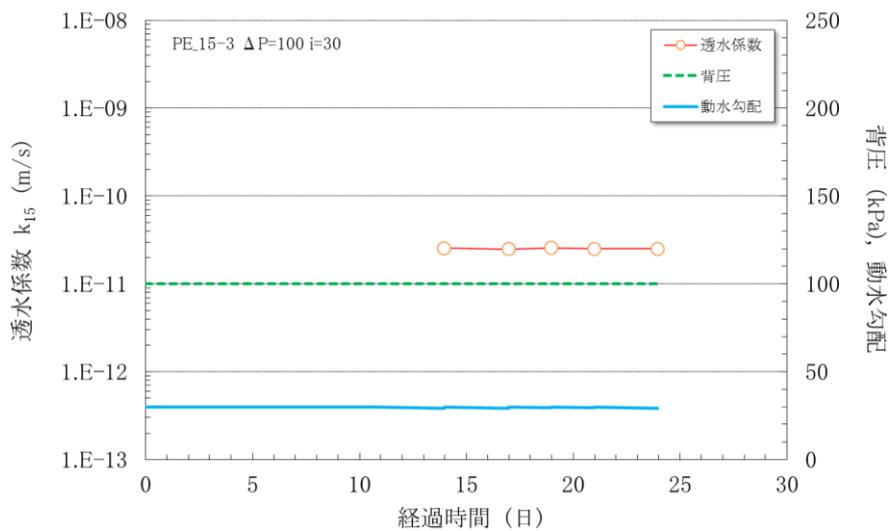
図 3.2-40 透水試験結果 (室内圧縮成型：混合率 10%)



(a) 供試体 PE_15-1

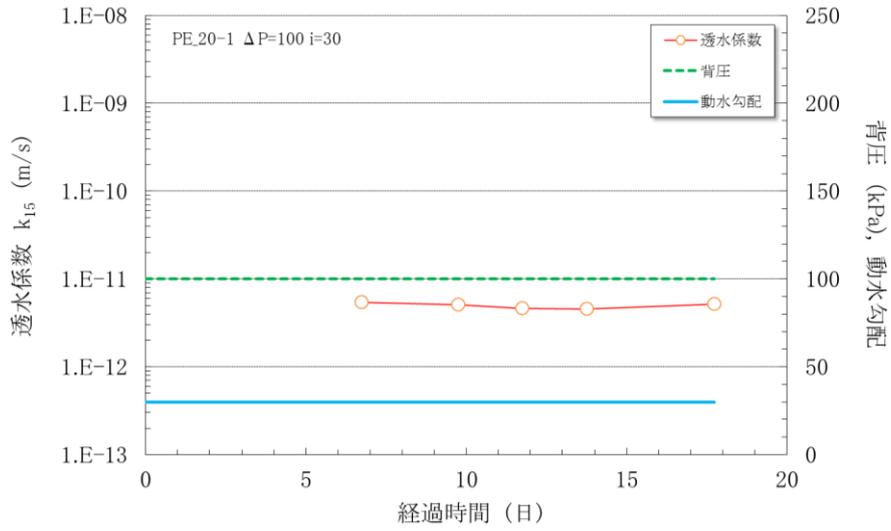


(b) 供試体 PE_15-2

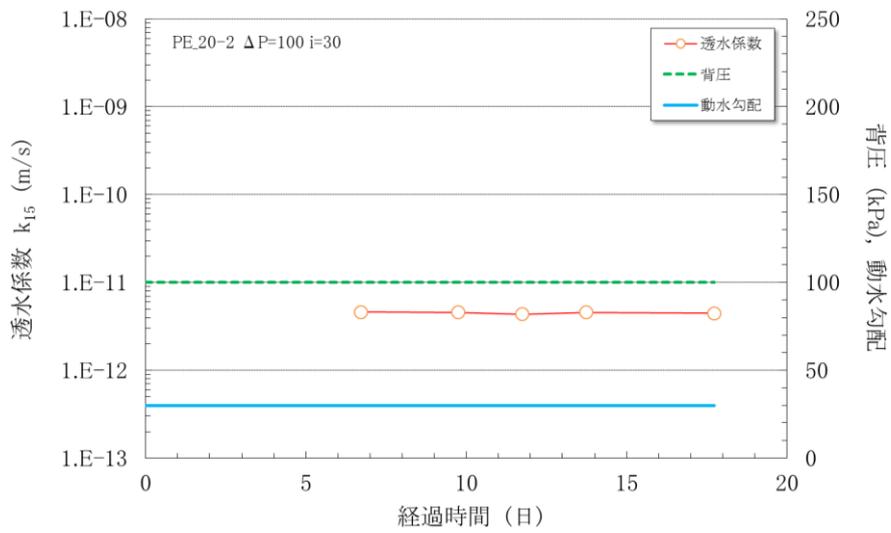


(c) 供試体 PE_15-3

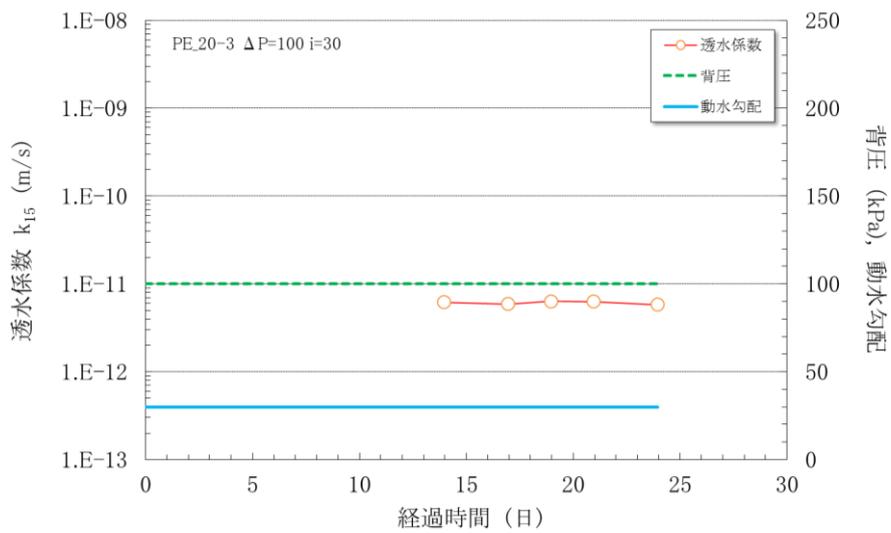
図 3.2-41 透水試験結果 (室内圧縮成型：混合率 15%)



(a) 供試体 PE_20-1

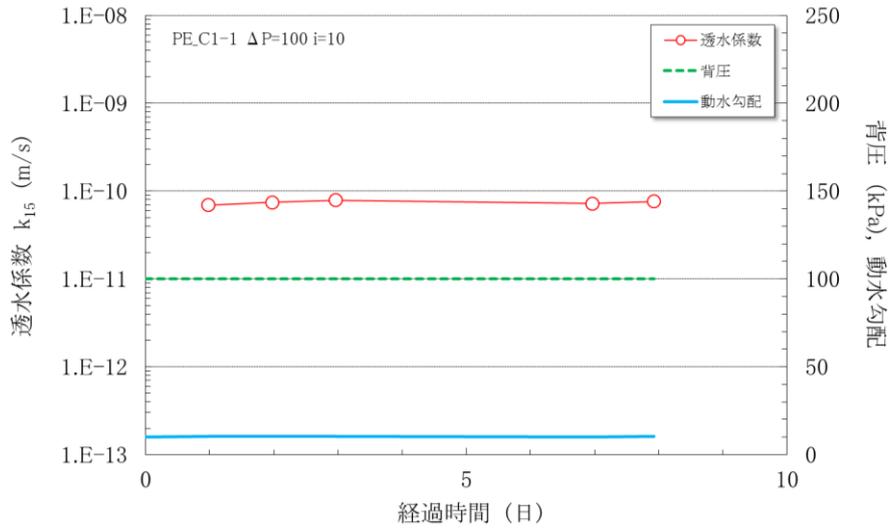


(b) 供試体 PE_20-2

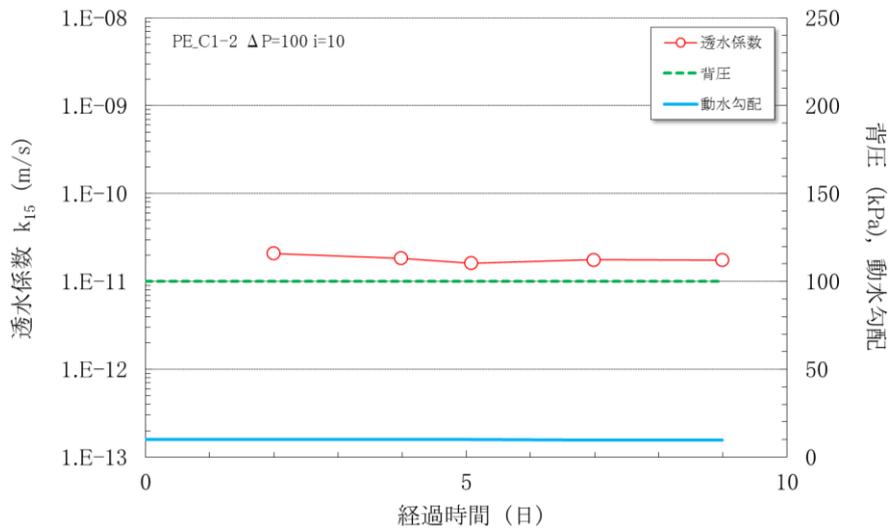


(c) 供試体 PE_20-3

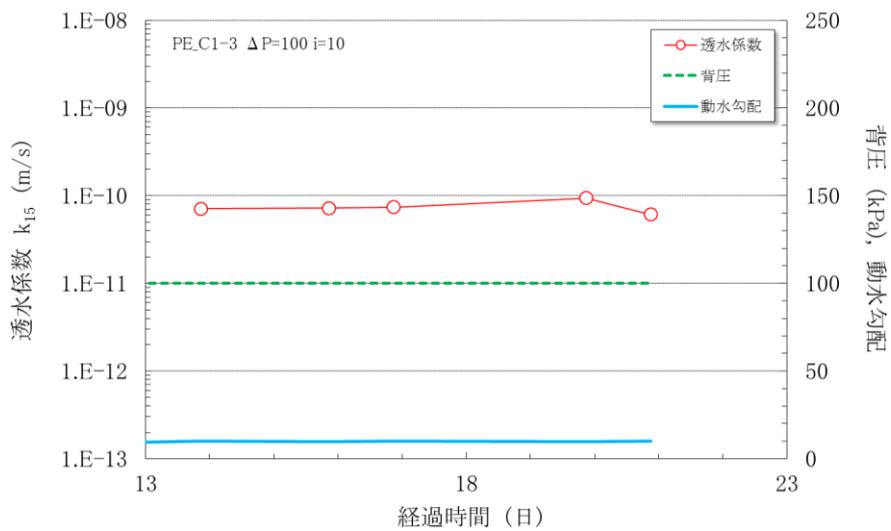
図 3.2-42 透水試験結果 (室内圧縮成型 : 混合率 20%)



(a) 供試体 PE_C1-1

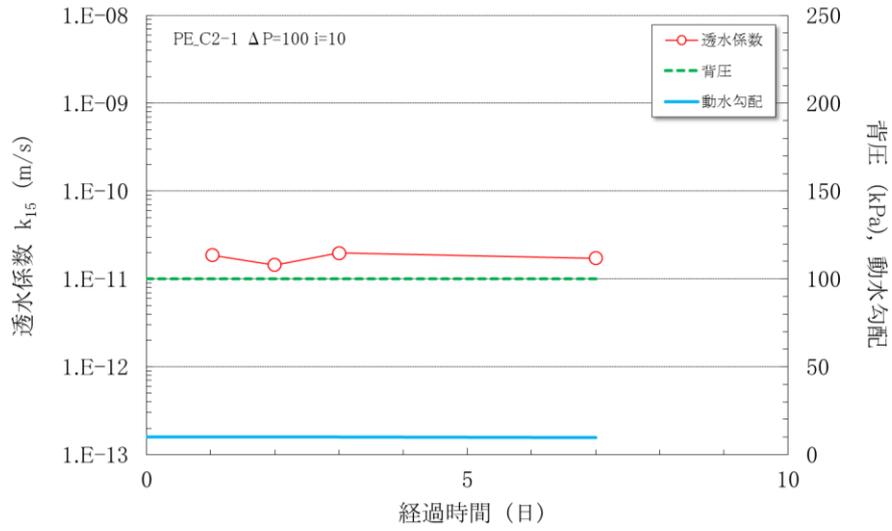


(b) 供試体 PE_C1-2

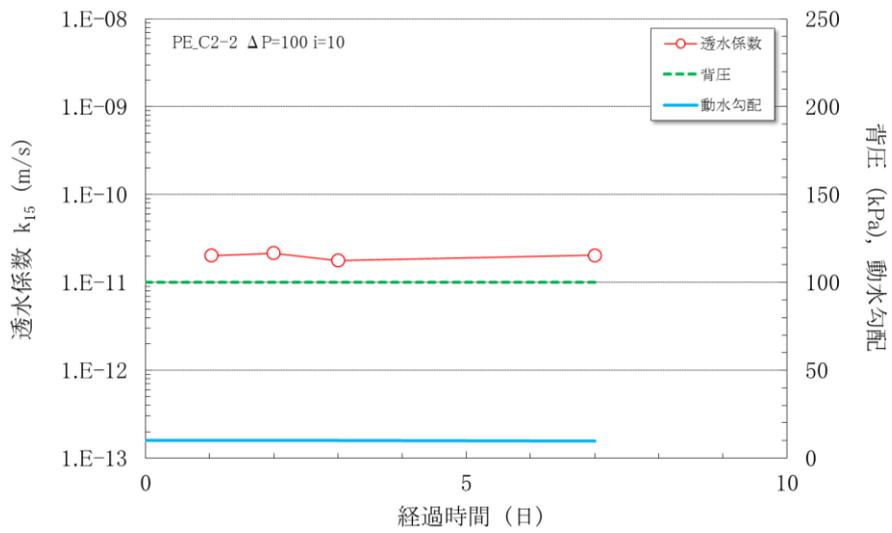


(c) 供試体 PE_C1-3

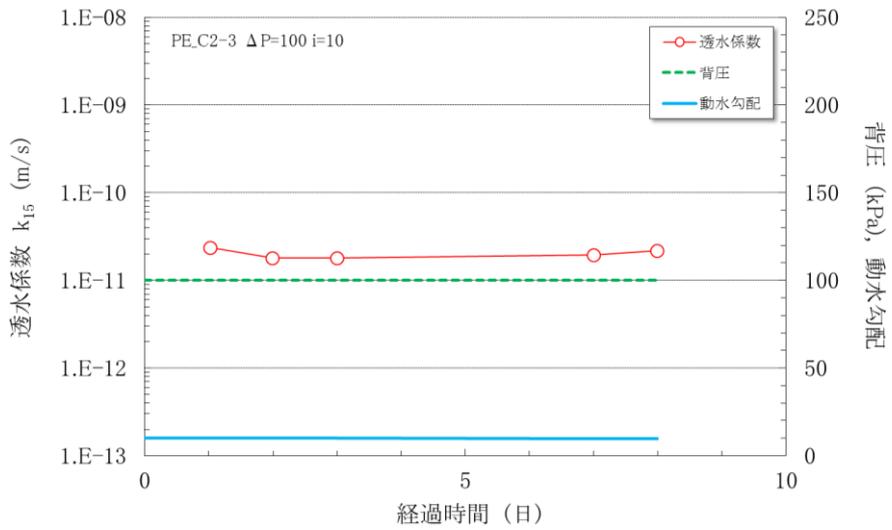
図 3.2-43 透水試験結果 (転圧施工)



(a) 供試体 PE_C2-1



(b) 供試体 PE_C2-2



(c) 供試体 PE_C2-3

図 3.2-44 透水試験結果 (吹付け施工)

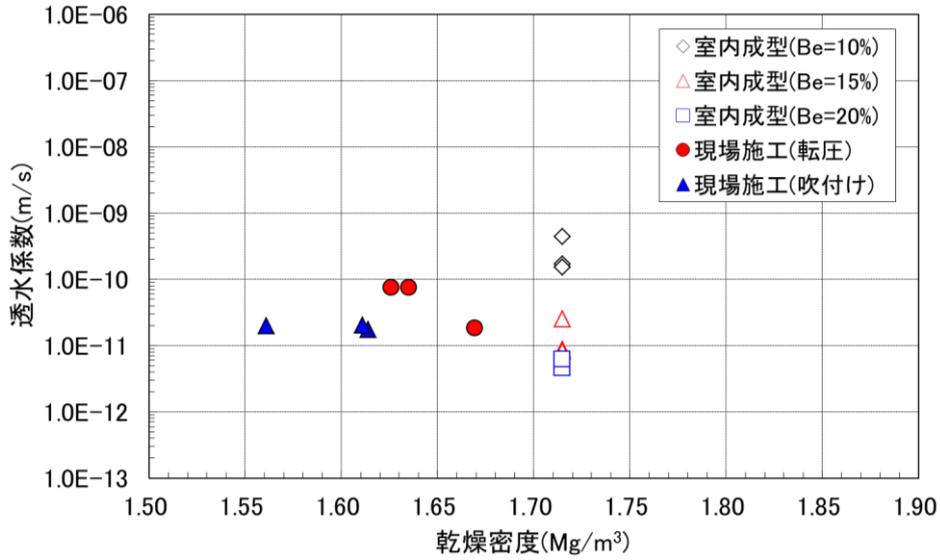


図 3.2-45 乾燥密度と透水係数の関係

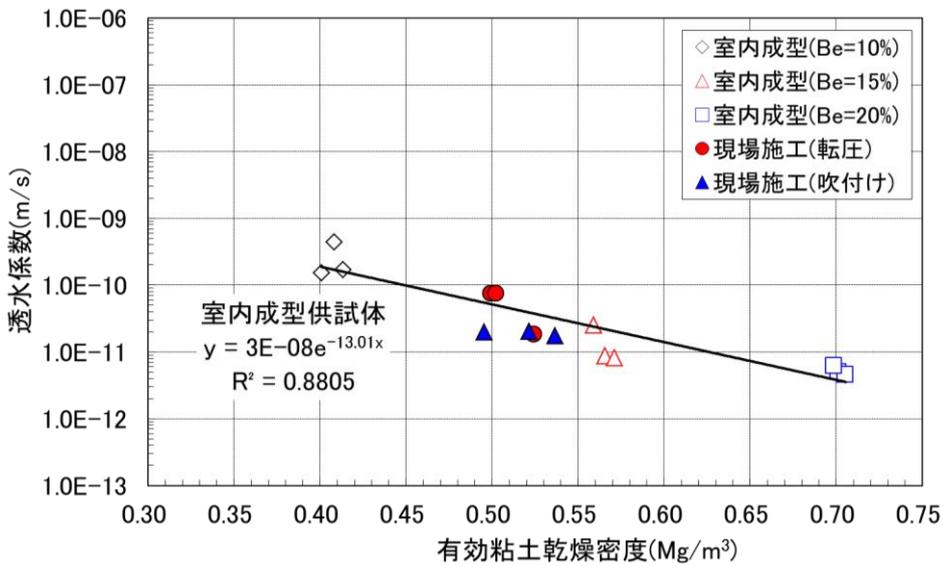


図 3.2-46 有効粘土乾燥密度と透水係数の関係

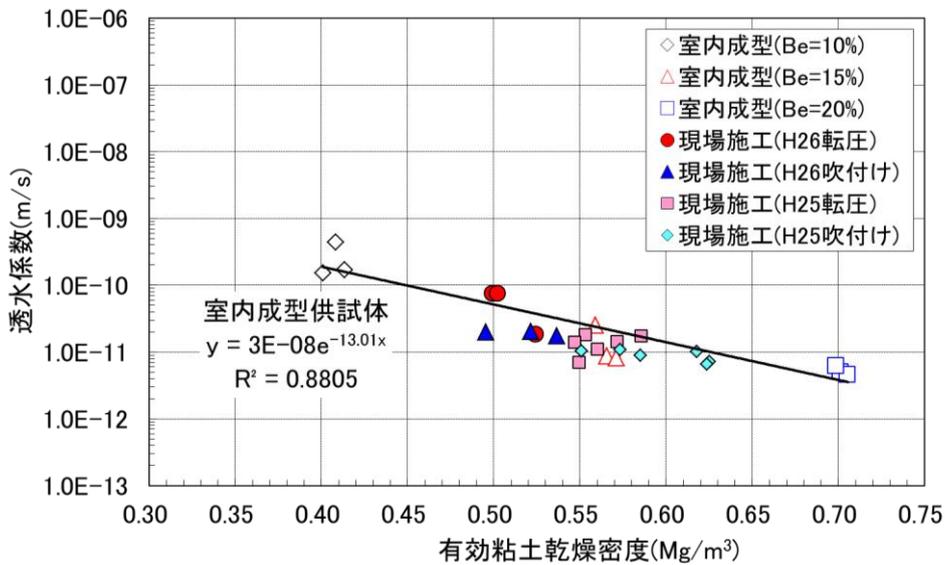


図 3.2-47 有効粘土乾燥密度と透水係数の関係 (平成 25・26 年度)

3.3 施工確認試験結果の評価

3.3.1 材料特性に関する評価

上部埋戻し材の材料は、ベントナイト（クニゲル V1）と砂（三沢産コンクリート用砂）を混合したベントナイト混合土である。連続式二軸強制ミキサ（GeoTom10）を用いて、目標のベントナイト混合率（15%）、含水比（13.5%：Wopt 程度）になるように製造した。

(1) 材料特性に関する品質管理項目と管理基準値

上部埋戻し材施工確認試験におけるベントナイト混合土の材料特性の管理項目と管理基準値を表 3.3-1 に示す。

現段階では、上部埋戻し材の材料に関する具体的な管理基準が定められていないため、今年度の施工確認試験においても、昨年度と同様に施工者の自主管理値として設定し試験を実施している。従って、今年度は表 3.3 1 の管理項目と管理基準値を設定した結果、得られた成果となる。

表 3.3-1 材料特性の管理項目と管理基準値

分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	管理基準値	管理 or 確認	実施時期	数量
材料管理	重量	吊秤	—	確認	材料納入時	各フレコン
	粒度分布	JIS A 1204	—	確認	砂納入時	1点/10t程度
	含水比	JIS A 1203	設定値±3%以内	管理	施工前	3点/フレコン
	細粒分含有率	JIS A 1223	設定値±3%以内	管理	施工前	1点/10t程度
	締固め特性	JIS A 1210	—	確認	施工前	1点/10t程度
	重量	吊秤	—	管理	施工前	各層単位 (転圧施工)

(2) 材料特性の品質管理結果

ベントナイト混合土の材料特性は、表 3.3-1 に示すとおり、含水比とベントナイト混合率（細粒分含有率）について管理基準値を設定し品質管理を行った。ベントナイト混合土の材料となるベントナイトおよび砂については、混合土製造前に各々初期含水比を測定し、ベントナイト混合土製造時の加水量を設定している。混合条件については、表 3.1-14 を参照されたい。

ベントナイトの含水比については、工場出荷時の試験成績書（ミルシート）による含水比と納入時に炉乾燥法により測定した含水比では、若干の誤差が生じている。これは、含水比測定方法の違いによるものである。工場出荷時は赤外線測定法を用いており、赤外線水分計により含水比を測定する場合は、炉乾燥法に比べて高い含水比を示す傾向があり、実際には目標値より平均 1%程度低い含水比となっている可能性がある。

実施工に向けてより正確な含水比管理が求められる場合には、含水比の測定方法によ

る誤差の低減を図る対策について検討の余地がある。

以下、ベントナイト混合土の製造時において実施した品質管理結果について評価を述べる。

1) 含水比、混合率の測定結果

今年度実施したベントナイト混合土の含水比およびベントナイト混合率の測定結果について、図 3.3-1 および図 3.3-2 に昨年度の結果と合わせて示す。

今年度は、ベントナイト混合土を 3 日間にわたり製造した。含水比の平均値は 13.1% で設定値(13.5%)とほぼ同様となり、ばらつきは 11.8~15.0%の範囲で、設定値(13.5%)に対してと-1.7~+1.5%となり、ばらつきは小さく管理値(±3%)以内であった。また、ベントナイト混合率の平均値は 15.3%で設定値(15.0%)とほぼ同様となり、ばらつきは 14.1~16.7%の範囲で、設定値(15.0%)に対してと-0.9~+1.7%となり、ばらつきは小さく管理値(±3%)以内であった。

含水比、ベントナイト混合率とも昨年度に比べて今年度の方が標準偏差は小さくなっており、今年度の方がばらつきの小さいベントナイト混合土が製造できていると評価される。

昨年度のベントナイト混合土は、実施工を見据えて自走式土質改良機 (SR-2000G) を用いて材料供給から練混ぜおよび加水調整を一つの機械で行うものであったが、今年度は連続式二軸強制ミキサ (GeoTom10) を 2 台用いて混合過程と加水過程の 2 過程での混合製造方法とし、別途、材料の定量供給機と定量加水機を組み合わせる事で、昨年度に比べてばらつきの小さいベントナイト混合土の製造ができたと評価される。

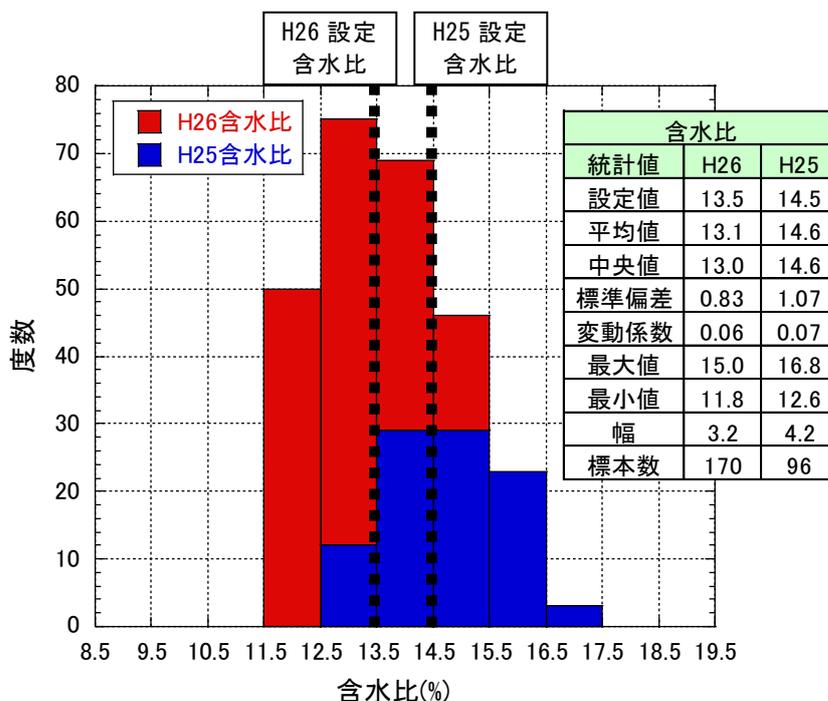


図 3.3-1 ベントナイト混合土の含水比測定結果 (平成 25・26 年度)

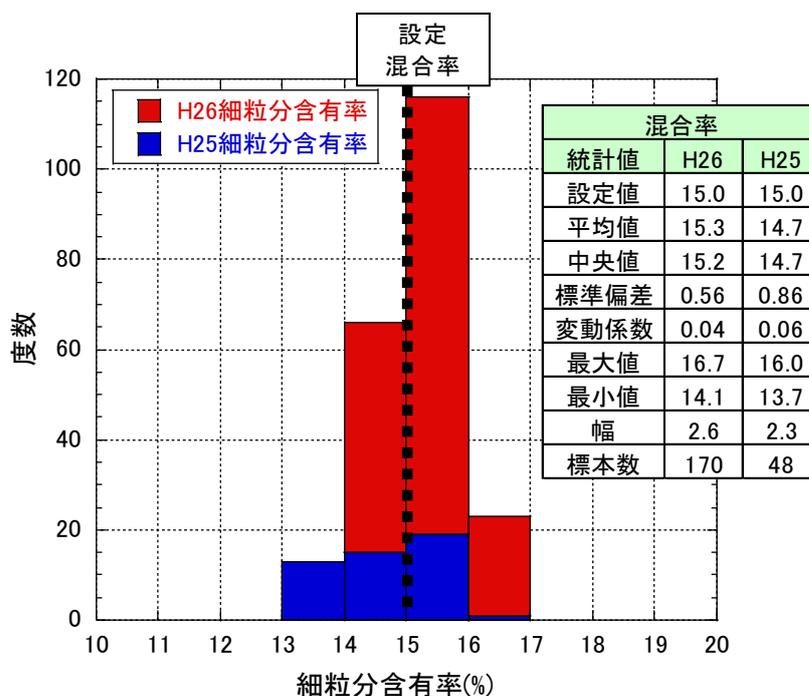


図 3.3-2 ベントナイト混合土の混合率測定結果（平成 25・26 年度）

2) 混合土製造時の含水比、混合率の経時変化

ベントナイト混合土製造時の含水比、ベントナイト混合率の経時的な変化について整理する。図 3.3-3 および図 3.3-4 はフレコン単位で測定した結果、図 3.3-5 および図 3.3-6 はフレコンの製造時間に基づき、のべ製造時間として整理した結果である。トータルの製造時間は約 17 時間であった。

3 日間にわたりベントナイト混合土の製造を実施したが、含水比、ベントナイト混合率とも製造日によるばらつきの違いは見られなかった。含水比は、設定値（13.5%）に対して $-1.7\sim+1.5\%$ の範囲で推移しており、ベントナイト混合率は 14.1~16.7%の範囲で、設定値（15.0%）に対して $-0.9\sim+1.7\%$ の範囲で推移している結果が得られている。ばらつきは混合率に比べて含水比の方がやや大きくなっているが、いずれも管理値（ $\pm 3\%$ ）以内であった。

昨年度は天候の影響があり、製造日によって含水比のばらつきに変化が見られたが、今年度は全日とも天候に恵まれ晴天の中で製造が実施された。そのため、管理値の範囲内で製造日によるばらつきもなく安定したベントナイト混合土の製造ができたものと評価される。昨年度の結果では、製造日の天候により含水比に影響を及ぼすことが分かっていることから、実施工においては、上部埋戻し材の要求性能によっては、厳しい品質管理のもと全天候型のベントナイト混合土の製造が求められる可能性を踏まえ、今後の研究開発が期待される。

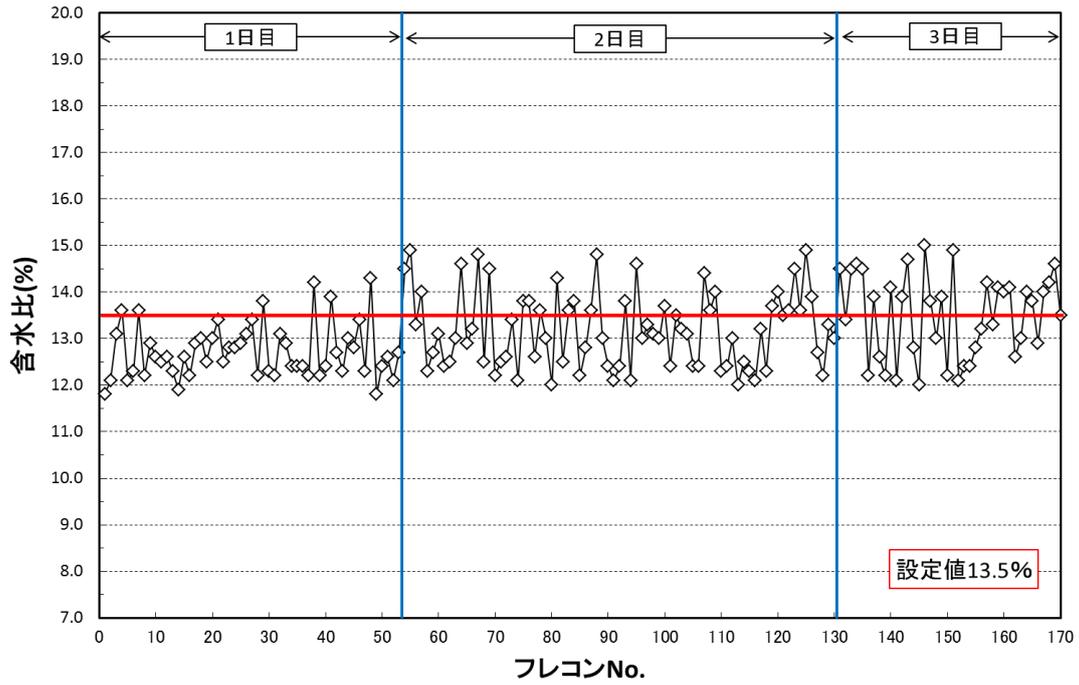


図 3.3-3 ベントナイト混合土の製造時の含水比経時変化 (フレコン単位)

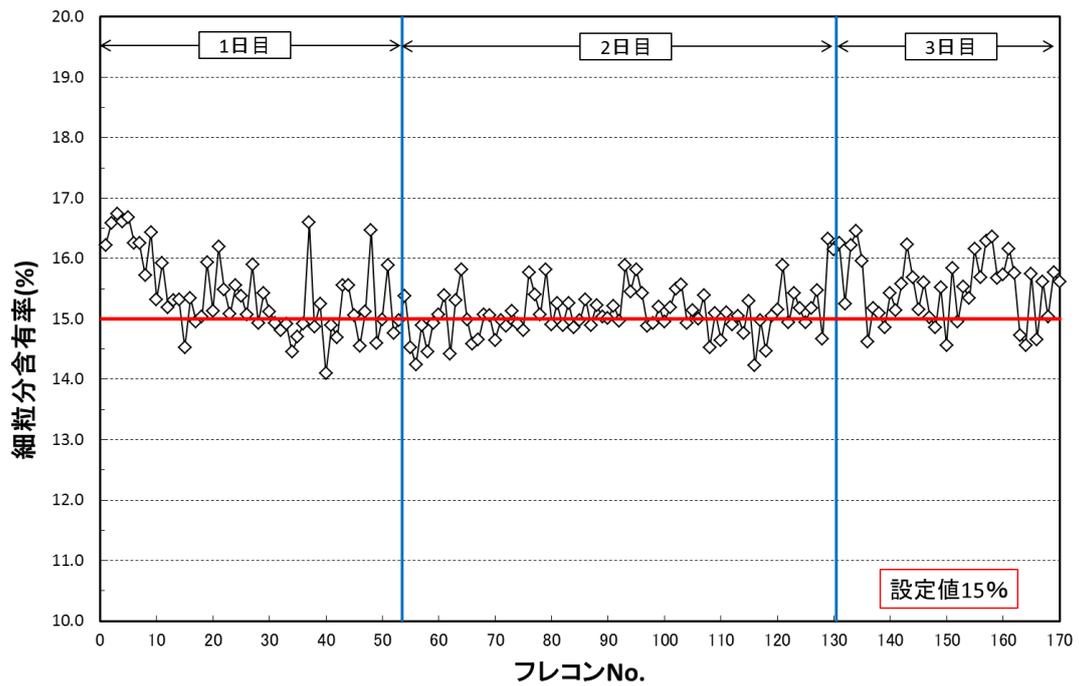


図 3.3-4 ベントナイト混合土の製造時の混合率経時変化 (フレコン単位)

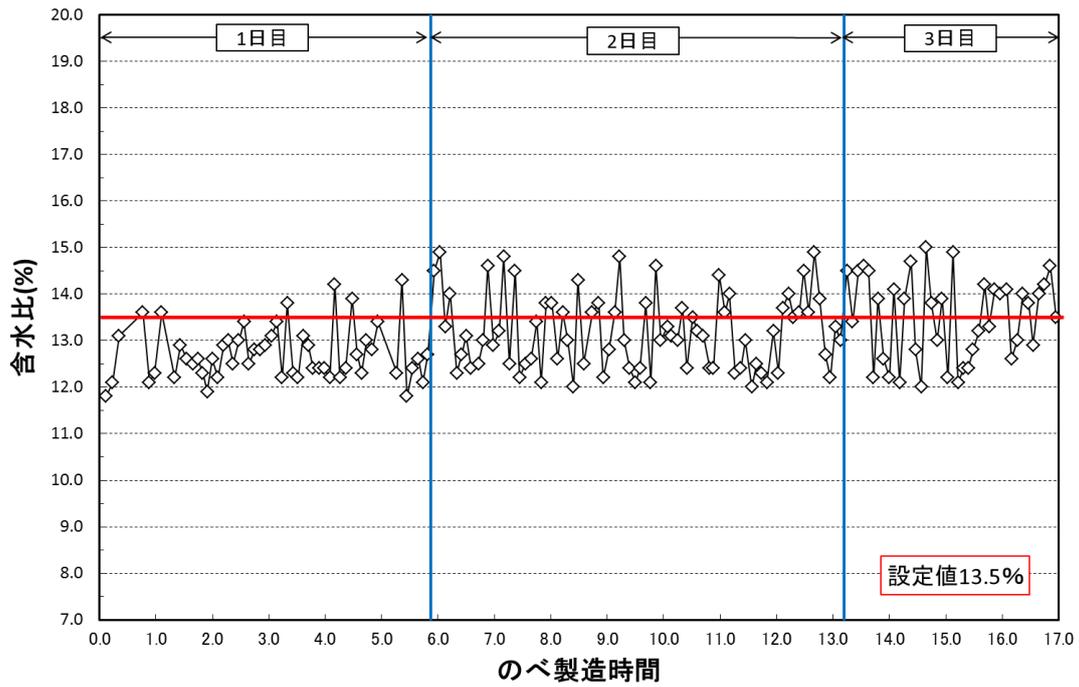


図 3.3-5 ベントナイト混合土の製造時の含水比経時変化 (のべ製造時間)

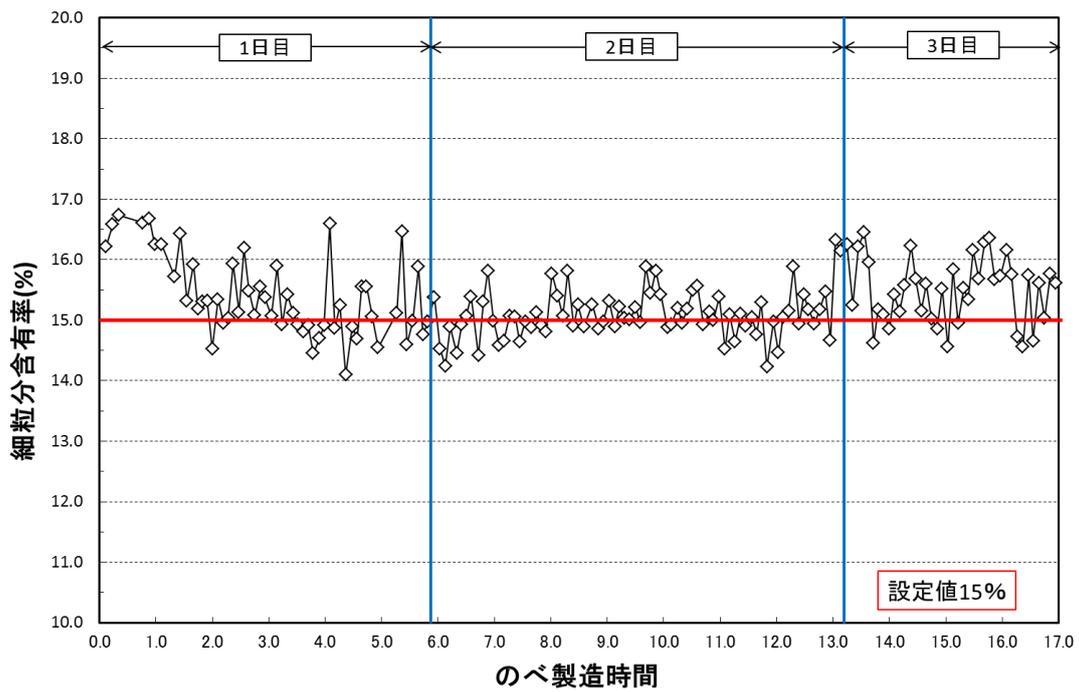


図 3.3-6 ベントナイト混合土の製造時の混合率経時変化 (のべ製造時間)

3.3.2 施工・出来形に関する評価

(1) 施工・出来形に関する管理項目と管理基準値

施工・出来形に関する管理項目と管理基準値は、表 3.3-2 に示すとおりである。転圧施工に関しては、昨年度の実績より敷均し厚さ 200mm、転圧回数 6Pass と設定し、敷均し高さはレーザーレベルにて管理を行い、転圧回数管理はバイブロコンパクタに装備されている転圧センサーによる管理を実施した。

出来形管理に関しては、施工後のレベル測量（転圧施工）、および 3D スキャナ測量（吹付け施工）による出来形管理を実施した。

また、施工終了後、シンウォールサンプラーによる埋戻し材のサンプリングを行い、密度および含水比の測定を行った。

表 3.3-2 施工・出来形に関する管理項目と管理基準値

分類	項目	基準・標準類 (確認方法)	管理基準値	管理 or 確認	実施時期	数量
施工管理 (転圧施工)	敷均し高さ	(レベル測量)	設定値±2cm	管理	敷均し時	—
	転圧回数	—	試験施工より設定	管理	施工時	—
施工管理 品質管理	密度	(コア密度)	設定値±0.10Mg/m ³	管理	施工終了後	6点/1施工 単位
	含水比	JIS A 1203	—	確認	施工終了後	6点/1施工 単位
	密度	(レベル測量)	—	管理	施工終了後	15点/層 (転圧工法)
	施工面観察	(目視)	異常の有無	管理	施工終了後	施工単位
	採取試料観察	(目視)	異常の有無	管理	施工終了後	施工単位

(2) 転圧施工の品質管理結果

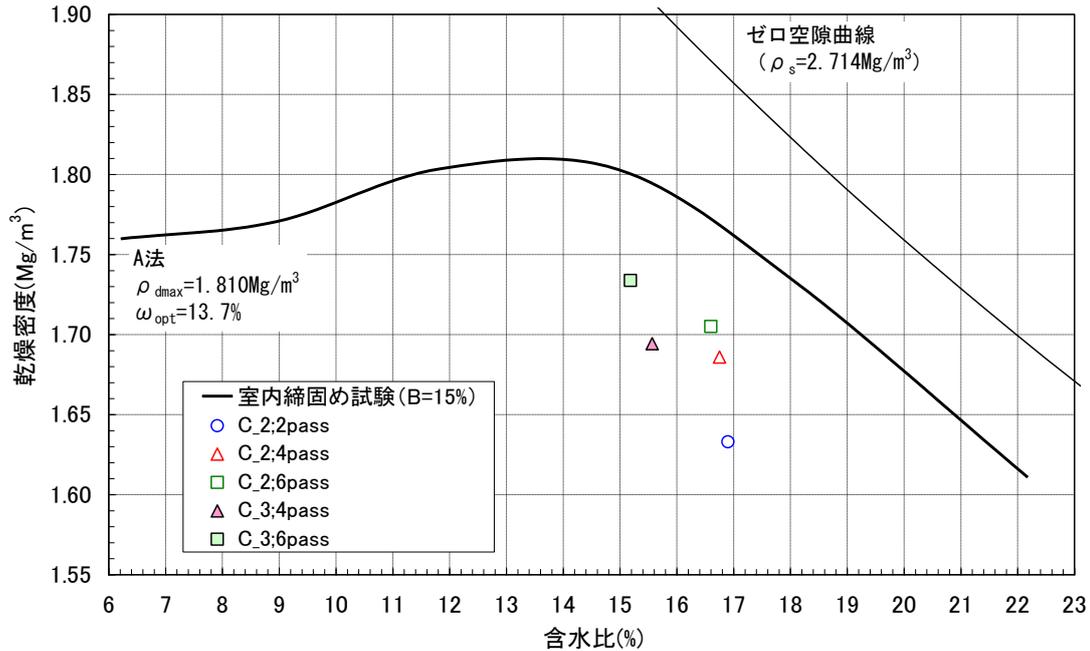
1) 敷均し厚さによる締固め度

敷均し厚さと締固め度の関係については、昨年度の結果より敷均し厚さ 200mm、バイブロコンパクタによる転圧回数 6Pass の施工条件で締固め度は約 95%を確保できることがわかっている。図 3.3-7 に昨年度実施した各転圧段階における乾燥密度と含水比の関係を示す。

今年度試験では、1～3 層目において敷均し厚さと転圧回数をパラメータにして仕上がり密度の比較を行った。1 層目は敷均し厚さ 150mm で転圧回数 6Pass、2 層目は敷均し厚さ 150mm で転圧回数 4Pass、3 層目は敷均し厚さ 200mm で転圧回数 6Pass で実施した。図 3.3-8 に 1～3 層目の結果を示す。各層の締固め度の平均値は 1 層目が 99%、2 層目が 96%、3 層目が 95%であった。1 層目と 2 層目の結果より、同じ敷均し厚さであっても転圧回数を増やすことにより締固め密度は上昇すること、1 層目と 3 層目の結果より、同じ転圧回数であっても敷均し厚さを薄くすることによって締固め密度

は上昇することが確認された。

以上の結果より、昨年度の結果と同様に敷均し厚さ 200mm、転圧回数 6Pass とすることで施工後の締固め度は 95%程度を確保できることから、3層目の施工条件を基本として、それ以降の層の施工を行うこととした。実施工に向けては、バイブロコンパクタを用いた転圧施工を実施する場合において、施工後の密度管理と合わせて敷均し厚さと転圧 Pass 数の関係を用いて施工サイクルを設定する際に実用的な結果が得られたと評価できる。



(b)各転圧段階の平均値

図 3.3-7 各転圧段階における乾燥密度と含水比の関係 (H25 年度実施)

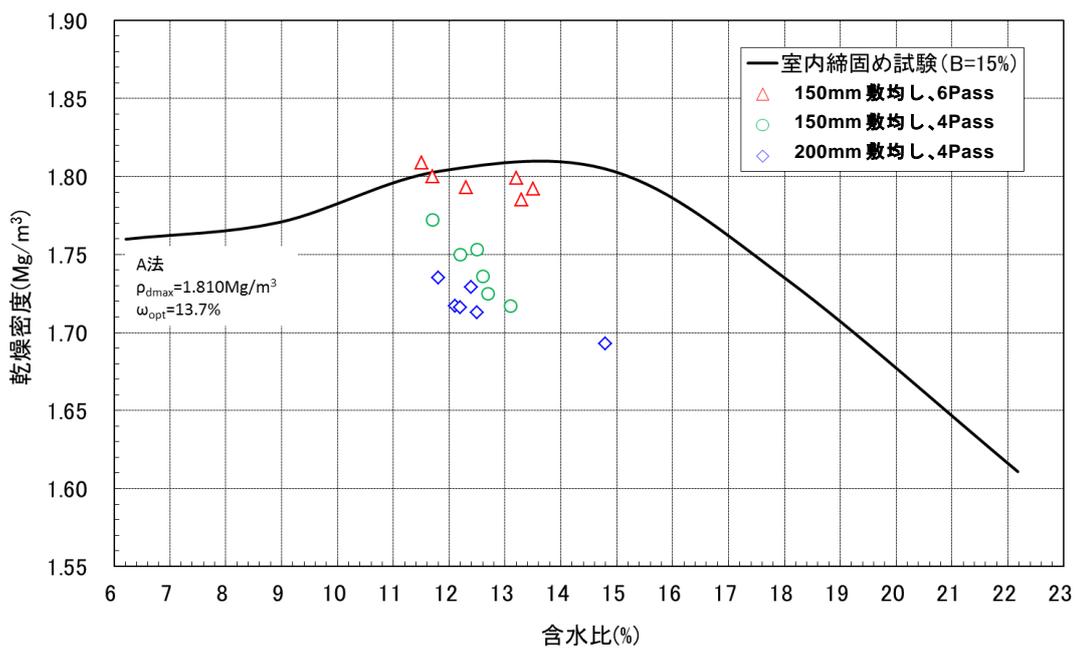


図 3.3-8 転圧施工における各施工条件における施工密度 (H26 年度実施)

2) レベルによる測量結果

転圧施工後の施工面の不陸については、レベル測量により計測管理を行った。施工面の不陸は、表 3.3-3 に示すとおり±0.015m 程度であり、各層の施工面において著しい不陸は見られなかった。なお、材料の敷均し厚 0.2m に対して、転圧施工後の層厚の平均値は図 3.3-9 に示すとおり 0.106m で、敷均し厚さのほぼ 1/2 であった。図 3.3-10～図 3.3-13 には、施工前および 5、10、15 層目終了時の施工高さのコンターを示す。

敷均し厚さの管理はレーザーレベルを用いたが、大きな不陸は生じていないことから、施工高さの管理方法として、レーザーレベルの使用は有効であると評価される。

表 3.3-3 上部緩衝材上面部からの施工高さの不陸

箇所	上部緩衝材上面部からの施工高さ (()内は、不陸を示す)				計画高さ
	最大	最小	差	平均	
上部緩衝材の上面	0.017m (+0.007)	-0.028m (-0.007)	0.040m	0.000m	0.00m
5 層目終了時	0.491m (+0.009)	0.470m (-0.012)	0.021m	0.482m	0.49m
10 層目終了時	1.033m (+0.015)	1.006m (-0.012)	0.027m	1.018m	1.04m
15 層目終了時	1.635m (+0.013)	1.608m (-0.014)	0.027m	1.622m	1.59m

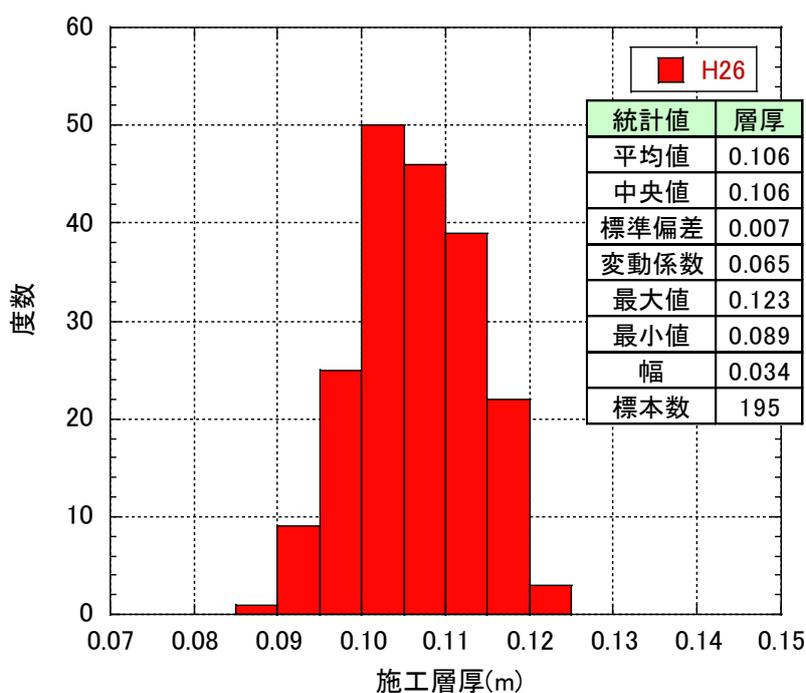


図 3.3-9 施工層厚の度数分布 (3 層目～15 層目 ; 200mm 敷均し)

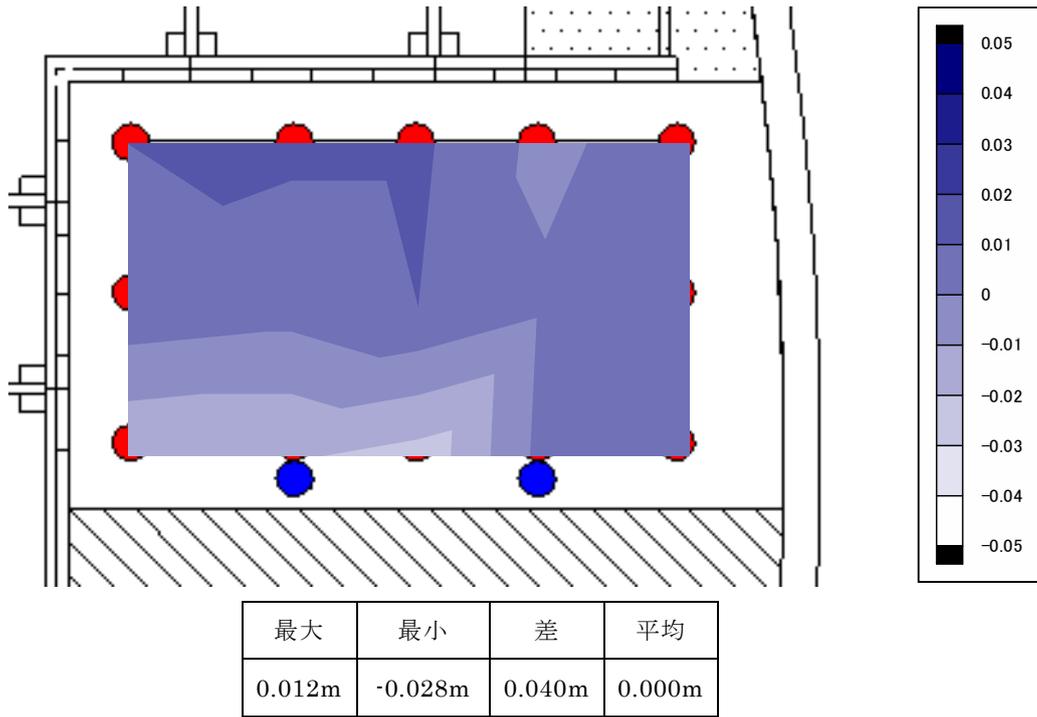


図 3.3-10 上部緩衝材の上面のコンター図

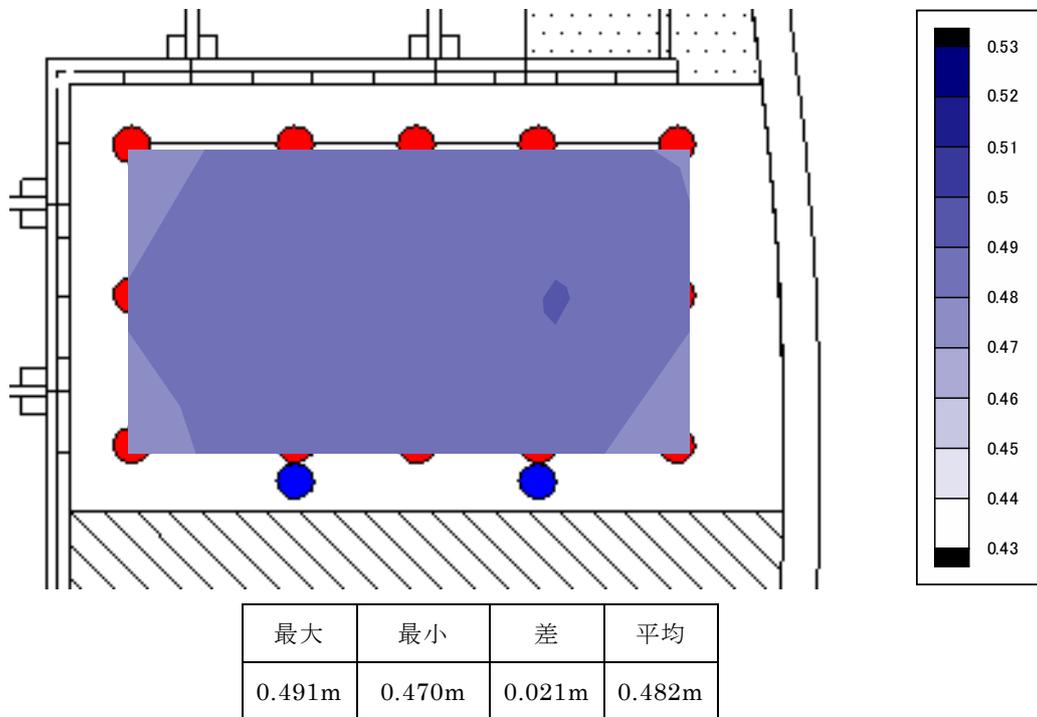


図 3.3-11 5層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図

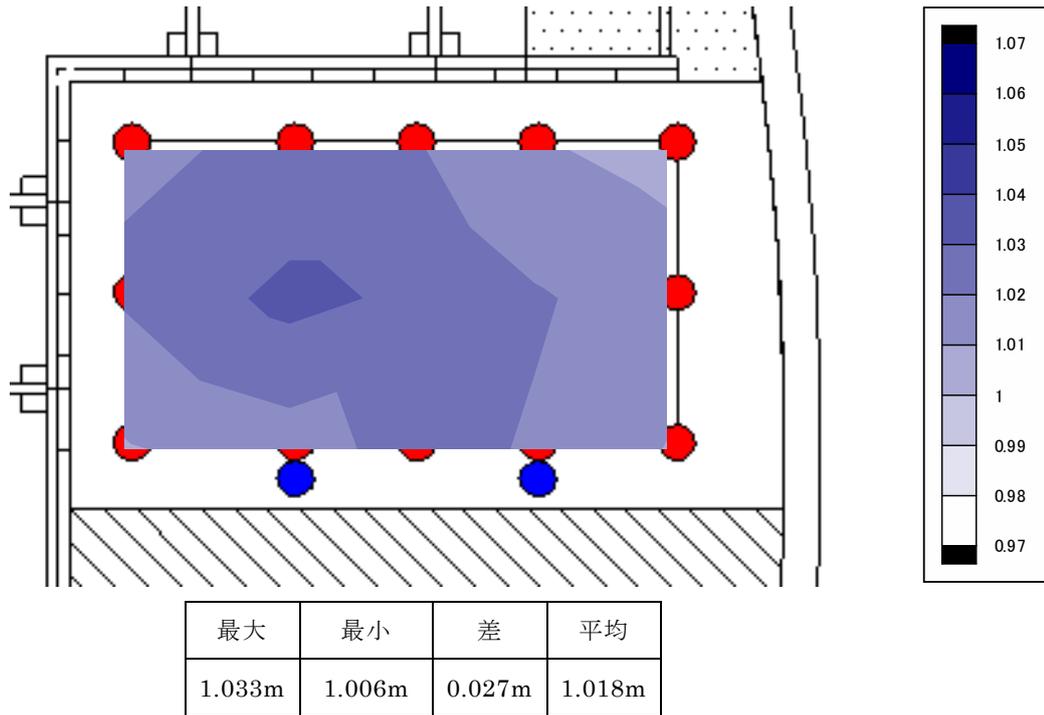


図 3.3-12 10層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図

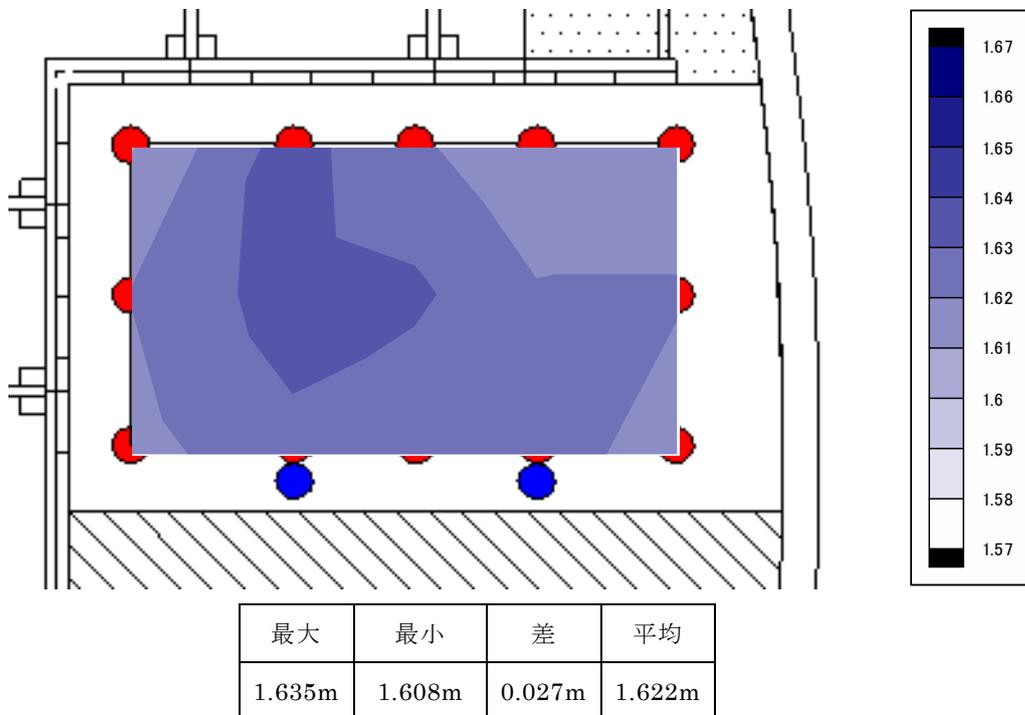


図 3.3-13 15層目終了時の上部緩衝材上面部からの施工高さのコンター図

3) 乾燥密度、含水比の測定結果

転圧施工後の乾燥密度と含水比は、図 3.3-14 に示すとおり、室内で練混ぜた材料で得られた A 法による締固め曲線にプロットして整理した。測定結果は、敷均し厚を 200mm とし 6Pass で転圧施工を実施した 3 層目から 15 層目までの結果であり、乾燥密度の測定結果の全てが締固め曲線の下側に位置する結果となっている。

図 3.1-59 および図 3.1-60 に示すように、転圧施工後の乾燥密度は 1.648～1.762Mg/m³ の範囲であり、平均値 1.689Mg/m³ に対して -0.041～+0.073Mg/m³ となり、ばらつきは小さい結果となっている。また、含水比は 10.6～14.9% の範囲であり、平均値 12.6% に対して -2.0～+2.3% となり、ややばらつきが多い結果となっている。

転圧施工前の材料の含水比の平均値は 13.1% であるが、転圧施工後の含水比の平均値は 12.6% であった。昨年度は、施工前後で含水比の変化は小さい結果が得られていたのに対し、今年度は施工後に含水比が 0.5% 低下する結果となっている。

これについては、昨年度と今年度の施工サイクルタイムは大きな差が無いため、転圧施工を実施した季節による試験空洞内の環境（気温、湿度）の違いが原因の一つではないかと考えられる。転圧施工時の試験空洞内の気温と湿度転圧施工時を

表 3.3-4 に示す。今年度は、昨年度に比べて湿度は高いものの気温は平均約 5℃ 高くなっている。転圧施工の実施場所は、試験空洞天端の風管より常に外気が供給されており、非常に風通しの良い環境にある。そのため、特に材料敷均しの工程において、材料の乾燥が促進された可能性があると考えられる。

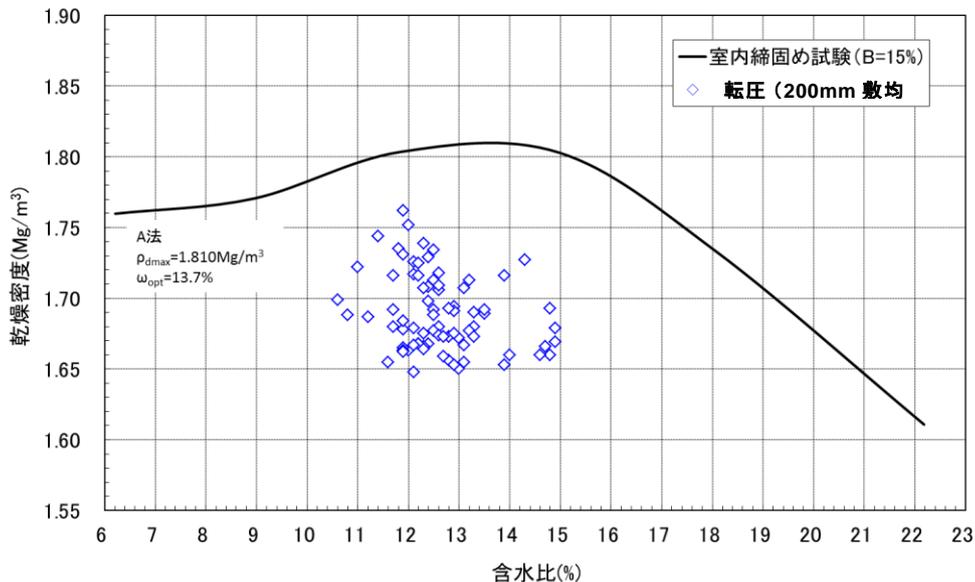


図 3.3-14 転圧施工後の乾燥密度と含水比の関係

表 3.3-4 試験空洞内の気温と湿度（転圧施工時）

年度	施工時期	平均気温	平均湿度
H25 年度	1 月	約 12℃	約 45%
H26 年度	8 月	約 18℃	約 85%

4) 締固め度

締固め度は、図 3.3-14 に示す締固め曲線で得られた最大乾燥密度（1.810Mg/m³）から算出した。転圧施工後の締固め度は、図 3.1-61 に示すとおり 91.0～97.3%の範囲であり、締固め度の平均値（93.3%）は、転圧 6Pass による管理規定値（90.0%）を満足したが、目標値（95.0%）をやや下回る結果である。

表 3.3-5 に昨年度と今年度の転圧施工後の品質測定(含水比、乾燥密度、締固め度)結果の比較を示す。昨年度の転圧施工後の乾燥密度の平均値が 1.726Mg/m³、締固め度の平均値は 95.4%であったが、今年度は、乾燥密度の平均値が 1.689Mg/m³、締固め度の平均値は 93.3%と、昨年度より施工密度は若干劣る結果となった。これは、締固め試験 A 法の締固めエネルギーと現場施工での締固めエネルギーによる最適含水比の違いが、乾燥密度と締固め度の低下に影響しているものと考えられる。今年度においては、締固め度の平均値が 93～95%程度であったことより、現場施工での締固めエネルギーは締固め試験 A 法の締固めエネルギーの 93～95%程度であると想定される。そのため、締固め試験 A 法の最適含水比より現場施工時の締固めエネルギーによる最適含水比の方が高いものと考えられる。

実施工に向けて転圧施工後の乾燥密度および締固め度の向上を図るためには、施工機械の締固めエネルギーによる最適含水比を設定し施工することが考えられる。

表 3.3-5 昨年度と今年度の転圧施工後の品質測定結果の比較

施工年度	A 法の締固め		転圧施工での締固め		
	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (Mg/cm ³)	平均含水比 (%)	平均乾燥密度 (Mg/cm ³)	締固め度 (%)
H25 年度	13.7	1.81	15.6	1.726	95.4
H26 年度	13.7	1.81	12.6	1.689	93.3

5) 混合率の測定結果

図 3.1-62 に示すように、転圧施工後の混合率の平均値は 15.4%であった。転圧施工前（混合土製造時）の混合率の平均値は 15.3%であり、転圧施工においては、施工の前後で混合率はほとんど変化なく、ほぼ施工前の材料の状態、そのまま施工されていると考えられる。

6) サイクルタイムの測定結果

今年度実施した上部埋戻し材の転圧施工は、昨年度と同様に「①材料敷均し、②予備転圧、③本転圧」の手順で実施している。施工手順毎のサイクルタイムを比較すると、「①材料敷均し」は人力で実施しているため、最も多く時間を要する結果となっている。

本試験結果によるサイクルタイムは、本施工を想定すると同じような施工条件、すなわちアスファルトフィニッシャ等の機械による材料敷均しが不可能な場合において参考に値すると評価される。

人力による材料敷均しと機械による材料敷均しに関しては、底部緩衝材施工においてサイクルタイムを比較しているが、機械で行なうことにより人力の時の半分以下の時間で施工が実施できた結果が得られている。そのため、埋戻し材の転圧施工においても、材料敷均しを機械化することにより施工時間は大幅に短縮できるものと考えられる。

ただし、今後、上部埋戻し材の施工エリアにおいて材料敷均し機械を検討する際は、空洞アーチ部特有の上空制限を十分考慮し、使用機械の選定やサイクルタイムの検討を行う必要があることに注意が必要である。

表 3.3-6 に昨年度と今年度の転圧施工結果を比較する。昨年度の上部埋戻し材の転圧施工におけるサイクルタイムと比較すると、全体に対する敷均しと転圧に要する時間の割合はほぼ同じである。今年度はサイクルタイムの合計時間が長くなっているが、これは施工面積が狭くなったことにより施工効率が低下したことが要因であると考えられる。

表 3.3-6 昨年度と今年度の転圧施工サイクルタイムの比較

施工年度	施工エリア					サイクルタイム 10m ³ あたり(min) () 内は合計時間に占める率	施工量 (t)
	幅 (m)	奥行き (m)	面積 (m ²)	高さ (m)	体積 (m ³)		
H25 年度	3.62～ 4.92	5.33～ 5.88	23.93	1.6	40.0	敷均し；3:40 (68%) 予備転圧；0:22 (7%) 本転圧；1:22 (25%) 計；5:23 (100%)	81.9
H26 年度	3.51	5.25	18.43	1.6	33.35	敷均し；3:51 (67%) 予備転圧；0:37 (11%) 本転圧；1:16 (22%) 計；5:44 (100%)	64.8

(3) 吹付け施工の品質管理結果

1) 乾燥密度、含水比の測定結果

吹付け施工後の乾燥密度と含水比は、図 3.3-15 に示すとおり、室内で練混ぜた材料で得られた A 法による締固め曲線にプロットして整理した。多くの測定結果は締固め曲線の下側に位置する結果となっている。

図 3.1-67 および図 3.1-68 に示すように、吹付け施工後の乾燥密度は 1.608～1.814Mg/m³ の範囲で、平均値 1.694Mg/m³ に対して -0.086～+0.120Mg/m³ となり、ややばらつきは大きい結果である。また、含水比は 11.9～14.4% の範囲で、平均値 13.2% に対して -1.3～+1.2% となり、昨年度の吹付け施工後の結果に比べ、ばらつきは小さくなった。また、今年度の転圧施工後の結果に比べてもばらつきは小さくなっている。

吹付け施工前の材料の含水比の平均値は 13.1% であり、吹付け施工後の含水比の平均値は 13.2% であった。昨年度と同様に、今年度においても吹付け施工前後で含水比の変化は小さい結果が得られた。本工法による吹付け工法においては、材料の含水比が

低下することはほとんど無いと評価される。ただし、転圧施工の項で述べたように、気温や湿度、或いは風通しの有無等の施工環境により、含水比が低下する可能性も考えられる。本吹付け施工試験においては、施工エリアをシートで養生した閉鎖空間内での作業であったため、風通しは非常に悪く、含水比は安定しやすい環境下であった。また、コンプレッサの放熱等により施工場所の気温は上昇していた。

吹付け施工における材料含水比の管理においては、吹付け施工時の環境条件（気温、湿度、風通し）と吹付け時間について配慮しておく必要があると考えられる。

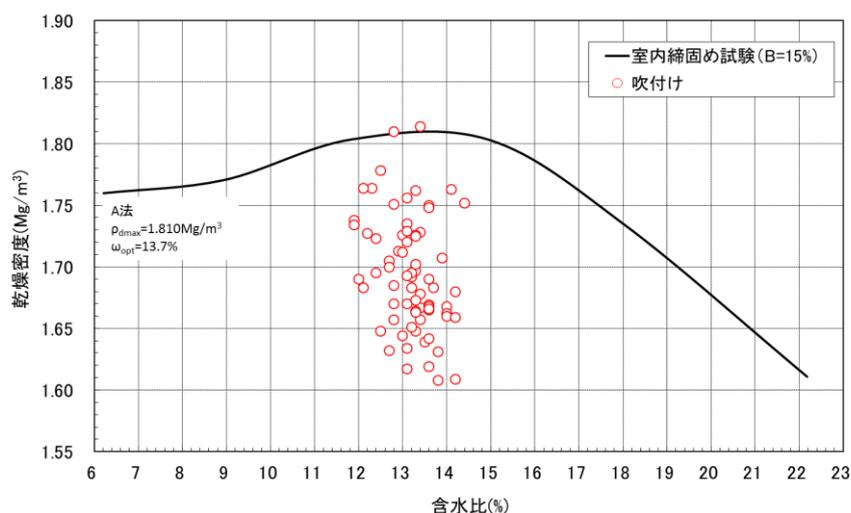


図 3.3-15 吹付け施工後の乾燥密度と含水比の関係

2) 締固め度

吹付け工法による締固め度については、図 3.3-15 に示す締固め曲線で得られた最大乾燥密度（1.810Mg/m³）から算出した。吹付け施工の締固め度は、図 3.1-69 に示すとおり 88.8～100.2%の範囲であり、締固め度の平均値（93.6%）は、目標値（95.0%）をやや下回る結果となった。

表 3.3-7 に昨年度と今年度の吹付け施工後の品質測定(含水比、乾燥密度、締固め度)結果の比較を示す。昨年度の吹付け施工後の乾燥密度の平均値が 1.718Mg/m³、締固め度の平均値は 94.9%であったが、今年度の乾燥密度の平均値が 1.694Mg/m³、締固め度の平均値は 93.6%と、昨年度より施工密度は若干劣る結果となった。これは、転圧施工の締固め度の傾向と同様に、吹付け工法の締固めエネルギーによる最適含水比は、A法の締固めエネルギーによる最適含水比と違うことが原因である可能性が考えられる。

表 3.3-7 昨年度と今年度の吹付け施工後の品質測定結果の比較

施工年度	A法の締固め		吹付け施工での締固め		
	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (Mg/cm ³)	平均含水比 (%)	平均乾燥密度 (Mg/cm ³)	締固め度 (%)
H25年度	13.7	1.81	14.5	1.718	94.9
H26年度	13.7	1.81	13.2	1.694	93.6

3) 混合率の測定結果

表 3.3-8 にベントナイト混合土の昨年度と今年度の含水比と混合率の測定結果を比較して示す。

今年度においては、吹付け施工後の混合率の平均値は 17.4%で、施工前（材料製造後）の混合率の平均値（15.3%）に比べて 2.1%高くなっており、昨年度と同様の傾向が見られた。

今年度は、リバウンド材の含水比と混合率についても測定を行った。吹付け施工前（材料製造後）と施工後を比較すると、含水比の変化はほとんどないが、リバウンド材については、含水比、混合率ともに大きく低下している。これは、吹付け時に混合土の材料分離が生じ、乾燥した砂分が多くリバウンドしたため、リバウンド材の含水比が低くなり、さらにリバウンド材の混合率も低下したものと思われる。

今年度は、昨年度と同様に吹付け施工後の混合率が増加しているが、リバウンド率は昨年度に比べて 14.8%から 12.7%に約 2%減少する結果となり、リバウンド材の含水比は約 4%、混合率は約 5%増加する結果となっている。すなわち、吹付け施工による材料分離は生じたものの、リバウンド率は低減できている。これは、昨年度の施工試験結果を踏まえて、材料分離の改善策として、①圧送ホース長の短縮、②圧送ホース途中での再加圧の廃止、③材料供給機の改良（フレコン内で固まった材料をほぐす）について施工方法を改善した効果があったものと評価される。

なお、吹付け施工後の混合率とリバウンド材の混合率は、どちらも昨年度に比べて増加する結果となった。この理由については、本試験では確認ができなかった。

表 3.3-8 昨年度と今年度の含水比と混合率の結果

施工年度	材料製造後		吹付け施工後		リバウンド材			
	含水比 平均 (%)	混合率 平均 (%)	含水比 平均 (%)	混合率 平均 (%)	リバウ ンド率 (%)	ロス率 (%)	含水比 平均 (%)	混合率 平均 (%)
H25年度	14.6	14.8	14.5	17.2	14.8	17.8	6.1	7.4
H26年度	13.1	15.3	13.2	17.4	12.7	-	9.9	12.1

4) サイクルタイム測定結果

今年度の吹付け施工においては、昨年度の施工試験結果を踏まえて施工条件の変更を行った結果、サイクルタイムの向上がみられた。

表 3.1-18 より、吹付け速度は 2.28 t/h で、昨年度（1.909 t/h）より 0.371 t/h 上昇している。また、施工速度は 1.214 t/h で、昨年度（0.995 t/h）より 0.219 t/h 上昇している。リバウンド率（12.7%）は昨年度（14.8%）より 2.1%低下している。

表 3.3-9 に吹付け施工条件の変更とサイクルタイム向上の関係を示す。吹付け速度の向上は、吹付け材料の含水比を下げたことと、圧送ホース長を短縮したことが要因であると考えられる。

施工速度の向上は、上記 2 つの要因に加え、材料供給機において表 3.3-9 に示す施工条件の変更を行ったことが要因として挙げられる。

表 3.3-9 吹付け施工条件の変更とサイクルタイム向上の関係

変更箇所		施工条件の変更内容	サイクルタイム向上 (効果あり：○)	
			吹付速度	施工速度
①	吹付け材料	材料の含水比を小さく設定した。	○	○
②	材料供給機	フレコンの下部を破袋する機構を設けた。	-	○
③	材料供給機	材料を吹付け機に投入する前に粉砕する機構を増設した。	-	○
④	吹付ホース	ホース長を短縮した。	○	○

(4) 出来形

本試験の転圧施工においては、上部緩衝材施工と同様に、レーザーレベルを用いて敷均し厚さの管理を行ったため、大きな不陸は生じることはなかった。転圧施工時の施工高さの管理方法として、レーザーレベルの使用は有効であると思われる。

吹付け施工時では、吹付け施工開始前と施工終了後に 3D スキャナ測量を行い、吹付け施工による施工体積の測定を行った。

3D スキャナ測量の精度は、昨年度の出来形管理においても、空洞形状の CAD 図上の寸法と施工後のレベル測量（転圧施工）や寸法計測（吹付け施工）から求めた体積と 3D スキャナ、写真測量による出来形管理を実施し、いずれの結果もほぼ同様の結果を得ており、誤差は 0.5%程度であった。3D スキャナ測量は、実施工においても有効に活用できるものと評価される。

3.3.3 歩掛りに関する評価

歩掛りに関する評価は、施工方法の違いによる一定量の施工に要する施工時間について、昨年度との施工時間を比較した。

施工方法の違いによる一定量の施工に要する施工時間について、今年度と昨年度の施工時間を表 3.3-10 のとおり比較した。10 m³当りの施工時間でみると、吹付け施工は転圧施工に比べて 3 倍程度の時間を要する結果となった。正味の吹付け速度から算出したとしても転圧施工の 2 倍程度の時間を要する結果となっている。

吹付け施工に関しては、材料の含水比を昨年度より下げたことや材料供給機を改良したことにより、今年度の方が昨年度より施工時間は約 20～25%短縮した。一方、転圧施工に関しては、施工面積が小さくなったことにより、今年度の施工時間は昨年度より増加する結果となった。

表 3.3-10 今年度と昨年度の施工時間の比較

施工方法	(施工量)	H26 年度	H25 年度	H26 年度の評価
吹付け施工	10m ³ 当り	15 : 47	19 : 46	H25 年度に比べ約 20～25% 短縮した。
	10t 当り	8:14	10:03	
吹付けのみ	10m ³ 当り	8:24	10:18	
	10t 当り	4:23	5:14	
転圧施工	10m ³ 当り	5:44	5:23	H25 年度に比べ、約 7%増加
	10t 当り	3:10	2:46	H25 年度に比べ、約 15%増加

3.3.4 施工確認試験の総合評価

今年度の上部埋戻し材施工確認試験は、昨年度と同様に、実施工において採用される可能性がある吹付け施工と転圧施工の組合せを想定して試験を実施した。試験は、上部埋戻し材の材料として砂ベントナイト混合土を使用し、混合土の製造後、転圧施工と吹付け施工の 2 つの施工方法の組合せによる施工確認試験を実施した。

今年度においては、施工方法の違いによる施工後の品質や施工性について評価した。また、実施工における吹付け施工と転圧施工の組合せの適用性についても評価した。各試験の評価を以下にまとめる。

(1) ベントナイト混合土の材料特性

今年度製造したベントナイト混合土は、含水比およびベントナイト混合率とも昨年度に比べて今年度の方が標準偏差は小さくなっており、混合過程と加水過程の 2 工程による製造方法を採用した今年度の方が、含水比や混合率のばらつきの小さいベントナイト混合土が製造できていると評価される。

上部埋戻し材の母材である砂の初期含水比は、様々な要因でばらつきが存在する。砂の初期含水比のばらつきは±1.5%程度であったことを踏まえると、連続式ミキサで製造を行う場合の品質のばらつきは、母材の初期含水比のばらつきに大きく影響を受けるものと考えられる。

(2) 施工方法

1) ベントナイト混合土製造

ベントナイト混合土の製造は、バッチ式ミキサにおいては、ばらつきの少ない高品質な材料製造が可能である一方、大型化やコストダウンが当面の課題であると考えられる。

このような背景のもと、昨年度試験では実用的なデータを取得することを目的とし、産業廃棄物処分場等でベントナイト混合土製造の実績が多く、最も汎用性の高いと思われる自走式土質改良機 (SR-2000G) を用いた混合土の製造を行い、製造後の品質 (含水比、混合率) を確認した。その結果、連続運転時の安定性 (特に母材の供給) に問題があり、機械の設定は同じでも、日によって供給量が微妙に変動することがわかった。そこで昨年度の製造では、適時、ベントナイト添加量や加水量を微調整して製造を行っ

たため、ある程度の品質での製造を行うことができた。

今年度の混合土製造においては、製造時の材料供給の安定性を向上させることを目的に、連続式二軸強制ミキサを 2 台使用し、練り混ぜと加水の 2 工程で混合土の製造を行うこととした。材料の供給には安定した供給を行うために定量供給機を用い、母材である砂はベルトフィーダで、ベントナイトはスクリーフィーダで供給を行った。

今年度の混合土製造は昨年度に比べて日単位での変動はなく、安定して製造を行うことができた。製造した混合土の量は約 140t であり、製造した混合土の品質は昨年度に比べ、目標設定値（ベントナイト混合率 15%、含水比 13.5%）に対して混合率、含水比ともに $\pm 1.5\%$ 程度となり、含水比については、昨年度より精度が向上したと評価される。これは、練り混ぜと加水の 2 工程での混合土製造方法の採用の他に、昨年度より製造時の天候が安定したことも影響していると考えられる。

ただし、今年度の製造では、練り混ぜ機械と材料供給機械を個々に用意するというコストと手間がかかり、また、製造ヤードも昨年に比べてかなり大きくせざるを得ず、これが今後の課題と考えられる。

2) 転圧施工

転圧施工については、昨年度の試験結果より、敷均し厚さ 200mm、バイブロコンパクタによる転圧回数 6Pass の施工条件で、締固め度は約 95%を確保できることが確認されている。

今年度においては、1~3 層目において敷均し厚さと転圧回数をパラメータにして仕上がり密度の比較を試みた。その結果、同じ敷均し厚さであっても転圧回数を増やすことにより締固め密度は上昇すること、同じ転圧回数であっても敷均し厚さを薄くすることによって締固め密度は上昇する結果が得られた。

転圧施工時は、レーザーレベル測量により高さを管理したが、材料の敷均しは 200mm \pm 20mm 以下で実施し、転圧後の仕上り厚さの平均は 106mm、転圧施工後の不陸は $\pm 0.015\text{m}$ 程度となり精度よく施工ができた。

実施工に向けては、バイブロコンパクタを用いた転圧施工を実施する場合において、施工後の密度管理と合せて、敷均し厚さと転圧回数の関係を用いて施工サイクルを設定する際に実用的な成果が得られたと評価できる。

今後実施工に向けては、下記の項目について検討を進めていく必要があると考えられる。

- ・ 転圧機械（大型,中型,小型）の違いによる施工歩掛
- ・ 選定した転圧機械の締固めエネルギーによる最適含水比と最大乾燥密度の関係
- ・ 材料製造方法の違いによる転圧施工方法および施工後の品質

3) 吹付け施工

今年度の吹付け施工は、昨年度と同様に圧力釜式吹付け機をピット前に設置して、施工箇所まで圧送した。昨年度は圧送中にホースの閉塞が発生し、度々施工を中断した。また、含水比を最適含水比より約 1%高くした材料を使用し、さらに圧送ホースの途中

で加圧を行った。材料含水比が高かったこと、材料の圧送距離が長いこと、圧送途中に加圧したことにより、材料分離が発生してホース内の材料の閉塞が発生したものと考えられたため、今年度は材料含水比を昨年度より下げて最適含水比程度とし、圧送途中に加圧を中止し、さらに吹付け機械の設置位置をピットに近づけて圧送距離を短縮して施工した。その結果、施工中のホースの閉塞は発生することなく吹付けを行うことができ、また、吹付け時の材料のリバウンド率も昨年度より低下することができた。さらに、サイクルタイムについても向上が見られ、昨年度よりも吹付けの施工性の向上は確認できた。

ただし、仕上がり密度については昨年度より 0.02 Mg/m^3 程度低下し、密度のばらつきも大きくなっている。これは、吹付け時のエネルギーが昨年度より低下し、また吹付け時の圧力の変動が大きいこと、さらに、材料の含水比が低かったことが要因のひとつであると考えられる。

今後実施工に向けては、下記の項目について検討を進めていく必要があると考えられる。

- ・適切な材料含水比の設定と吹付けエネルギー（圧力）の安定性の確保
- ・選定した吹付け機械の締固めエネルギーによる最適含水比と最大乾燥密度の関係
- ・施工速度のさらなる向上
- ・リバウンド材の材料分離の低減
- ・リバウンド量の低減、あるいは再利用

(3) 施工後の品質・出来形

1) 施工後の乾燥密度

今年度の上部埋戻し材施工確認試験は、昨年度と同様に、実施工でも採用される可能性がある吹付け施工と転圧施工の組合せを想定し試験を実施した。吹付け施工と転圧施工の施工後の室内試験結果を表 3.3-11 に示す。

含水比に関しては、昨年度に比べ設定含水比を 1%下げて 13.5%としたことにより、昨年度より今年度の方が低くなっている。ベントナイト混合率が 15%の混合土の締固め試験 A 法の締固めエネルギーによる最適含水比は 13.7%であるため、今年度はその最適含水比とほぼ同じに設定した。

乾燥密度に関しては、吹付け施工と転圧施工とでは大きな差はみられないが、両工法とも昨年度より今年度の方が乾燥密度は僅かに低下しており、それに伴い締固め度も低下している。これは、今年度の設定含水比より昨年度の設定含水比の方が、現場施工時の締固めエネルギーでは高い密度が得られるためではないかと推察される。ただし、両工法とも締固め度は規定値 90%を満足することができ、目標値 95%に近い値となっていることから、転圧および吹付け施工により所定の品質を満足することが確認できた。

また、密度のばらつきに関しては、転圧施工では昨年度より減少することができたが、吹付け施工に関しては、今年度の方がばらつきは大きかった。これは、圧送ホースのノズル部の空気圧の変動が原因の一つと考えられ、この改善策としては、圧送ホース長をなるべく短くすることがより効果的であると思われる。

さらに、吹付け施工後の混合率の上昇については、吹付け時のリバウンド材料に含まれる砂分の割合が大きく、材料の砂分が多くリバウンドし、その結果として吹付け箇所の砂分が減り、ベントナイトの割合が多くなって混合率が上昇したためであると考えられる。吹付け施工時に材料がリバウンドすることは避けられないことであるが、リバウンド材の発生をより減少させるような材料の含水比と吹付け圧力の設定を検討することが必要となる。さらに、発生したリバウンド材を有効に利用することにより、コスト面の向上も期待される。

表 3.3-11 昨年度と今年度の施工後の室内試験結果

項目	施工年度	施工前の材料			吹付け施工			転圧施工		
		平均値	ばらつきの範囲	標準偏差	平均値	ばらつきの範囲	標準偏差	平均値	ばらつきの範囲	標準偏差
含水比 (%)	H25	14.6	12.6~16.8	1.07	14.5	12.9~18.2	1.03	15.6	13.4~17.4	0.90
	H26	13.1	11.8~15.0	0.83	13.2	11.9~14.4	0.58	12.6	10.6~14.9	0.93
乾燥密度 (Mg/m ³)	H25	—	—	—	1.718	1.632~1.793	0.041	1.726	1.662~1.812	0.037
	H26	—	—	—	1.694	1.608~1.814	0.046	1.689	1.648~1.762	0.027
締固め度 (%)	H25	—	—	—	94.9	90.2~99.1	2.27	95.4	91.8~100.1	2.03
	H26	—	—	—	93.6	88.8~100.2	2.56	93.3	91.0~97.3	1.50
混合率 (%)	H25	14.8	13.7~16.0	0.86	17.2	14.2~23.6	2.05	15.5	13.6~17.2	0.72
	H26	15.3	14.1~16.7	0.56	17.4	14.6~23.6	2.22	15.4	14.4~17.1	0.45

2) 出来形

転圧施工時は、レーザーレベル測量により高さを管理したが、材料敷均しは 200mm ±20mm 以下で実施し、転圧後の仕上り厚さの平均は 106mm、転圧施工後の不陸は ±0.015m 程度となり精度よく施工ができた。施工高さの管理方法として、レーザーレベルの使用は有効的であると評価される。ただし、実施工においては、フィニッシャ等の機械による敷均しが予想されることから、機械施工時の敷均し厚さ等の管理方法や頻度の検討が必要となる。

吹付け施工では、吹付け施工前後において 3D スキャナにより施工体積を計測した。3D スキャナの精度については、昨年度の試験施工において高精度で計測ができていることが確認できており、有効な管理方法の一つであるといえる。

(4) 施工効率

吹付け施工に要する時間は、転圧施工に比べて 3 倍程度の時間を要する結果となった。正味の吹付け速度から算出したとしても転圧施工の 2 倍程度の時間を要する結果となっている。

昨年度と今年度の転圧および吹付け施工に要する時間を比較すると、吹付け施工に関しては、材料の含水比を昨年度より下げたことや材料供給機を改良したことにより、今年度の方が昨年度より施工時間は約 20～25%短縮した。一方、転圧施工に関しては、施工面積が小さくなったことにより、今年度の施工時間は昨年度より増加する結果となった。

(5) まとめ

ベントナイト混合土の製造に関しては、連続式二軸強制ミキサを使用した練混ぜ・加水による 2 工程での混合方式を用いて試験を実施した結果、昨年度実施した自走式土質改良機による混合方式と同等以上の品質を確保できた。特に定量供給機および定量加水機を用いたことで、ばらつきが小さく安定したベントナイト混合土を連続的に製造することが可能である見通しが得られた。

バイブロコンパクタによる転圧施工と圧力釜式吹付け機による吹付け施工では、乾燥密度に大きな差はなく、締固め度も 94%程度で、規定値 (90%) を満足し、目標値 (95%) に近い値を確保することが確認できた。

乾燥密度は、吹付け施工、転圧施工とも昨年度より今年度の方が低下しているが、これは材料の含水比が影響していると考えられ、転圧および吹付け工法とも、材料の含水比の設定が仕上がり密度に影響をおよぼすことが確認できた。また、吹付け時の圧力の変動を小さくすることにより、仕上がり密度のばらつきを抑えることが可能と考えられる。

吹付け時のリバウンド率は、吹付け方法の改良等により昨年度より低下したが、吹付け後の混合率は上昇する。これは吹付け時の材料分離によるものと推察され、今後の課題として抽出できた。

3.3.5 施工確認試験の課題の抽出

(1) ベントナイト混合土製造技術の検討

ベントナイト混合土の製造に使用可能な機械は、バッチ式、連続式等多種多様である。バッチ式機械は比較的品質の安定した混合土の製造が可能であるが、製造効率が連続式機械より劣る。また、連続式機械は製造効率が低いものの、品質のばらつきはやや大きい傾向がある。また、混合土の母材となる材料の品質や、製造時の天候も、混合土の品質に影響を及ぼすことがわかっている。

実施工においては、上記の課題を勘案し、適切な機械の選定および製造方法の選定や、全天候型の製造が求められる可能性を踏まえ、今後、益々の研究開発が期待される。

(2) 転圧および吹付け施工技術の検討

転圧および吹付け施工の実施に当たっては、混合土の含水比と締固めエネルギーが品質 (仕上がり密度) に大きく影響を及ぼすことが分かった。そのため、施工性が良好で、所定の品質を満足するための適切な材料含水比の設定と、最適な締固めエネルギーを把握することが重要となる。

また、吹付け施工時のリバウンド材の減少を図る方法、リバウンド材の再利用方法についても検討が必要と考えられる。

3.4 初期性能確認試験結果の評価

今年度実施した上部埋戻し材の初期性能確認試験の試験項目を表 3.4-1 に示す。

基本安全機能（移行抑制）に関わる性能に係わる試験として、一軸圧縮強度試験、三軸圧縮強度試験、膨潤圧試験を実施し、構築した部材の強度特性・変形特性等を確認した。

また、低透水性を把握するための試験として透水試験およびその代替特性確認のための乾燥密度測定試験（コア法）を行った。

なお、今年度は、密度試験（コア法）を除いた4種の試験（一軸圧縮強度試験、三軸圧縮強度試験、膨潤圧試験、透水試験）については、現場施工箇所（転圧施工、吹付け施工）より採取した材料による試験の他に、ベントナイト混合率を10%・15%・20%と変化させて室内成型した供試体を用いた試験も実施している。

表 3.4-1 初期性能確認試験の試験項目

性能	試験項目	数量	試験目的
基本安全機能（移行抑制）に関わる性能	一軸圧縮強度試験	5	強度・変形特性の把握
	三軸圧縮強度試験（UU）	5	
	膨潤圧試験	5	
止水性能	透水試験	5	透水特性の把握
	密度試験（コア法）	40	

3.4.1 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能に関する評価

(1) 一軸圧縮強度試験結果

今年度は、現場試験（吹付け施工、転圧施工）の他に、ベントナイト混合率を変化させて室内成型により作製した供試体を対象に試験を実施した。現場成型の一軸圧縮強度 q_u は $76.6\text{kN/m}^2 \sim 111.1\text{kN/m}^2$ 、破壊ひずみ ϵ_f は $2.6\% \sim 3.9\%$ 、変形係数 E_{50} は $4.0 \sim 6.3\text{MN/m}^2$ の範囲であった。また、室内成型の一軸圧縮強度 q_u は $117.7\text{kN/m}^2 \sim 156.6\text{kN/m}^2$ 、破壊ひずみ ϵ_f は $1.1\% \sim 1.9\%$ 、変形係数 E_{50} は $16.8 \sim 20.8\text{MN/m}^2$ の範囲であった。

図 3.4-1、図 3.4-2、図 3.4-3 には、一軸圧縮強度、変形係数、破壊ひずみと乾燥密度との関係を示した。現場試験の結果を確認すると、UCS-C1（転圧施工）は UCS-C2（吹付け施工）に比べ一軸圧縮強度が大きく、剛性が小さいことが確認された。これは、吹付け施工と転圧施工の締固めエネルギーの違いに起因すると考えられる。

室内成型の結果を確認すると、ベントナイト混合率の増加に伴い強度、剛性ともに増加していることが確認された。なお、現場施工と室内成型の試験結果を比較すると、室内成型の供試体の方が高強度であることが確認された。これは、現場試験に比べて室内成型の方が材料の均一性が高いことに起因すると考えられる。

一軸圧縮強さと、乾燥密度、有効粘土乾燥密度、含水比との相関性を図 3.4-4 に示す。図 3.4-4 に示すように、現場試験の結果がややバラついていてのに対して、室内成型の

結果は高い相関性を確認することができた。また、現場施工、室内成型共に乾燥側ほど強度が高くなる傾向が確認された。

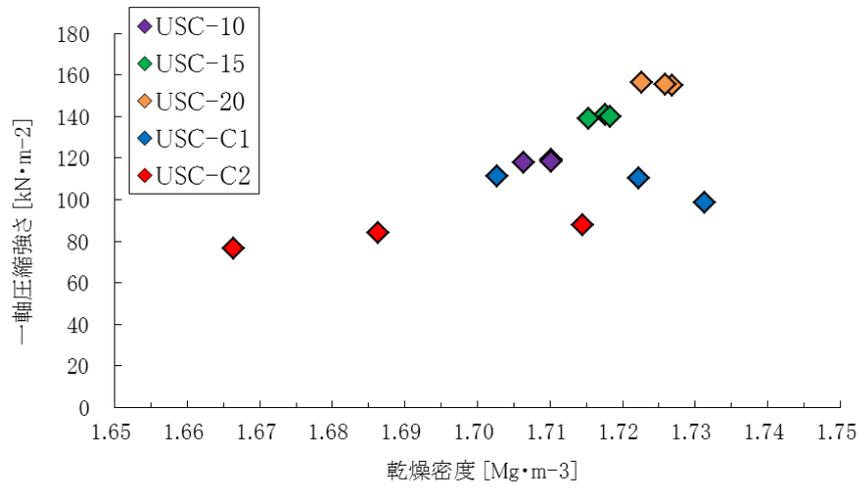


図 3.4-1 一軸圧縮強さ～乾燥密度

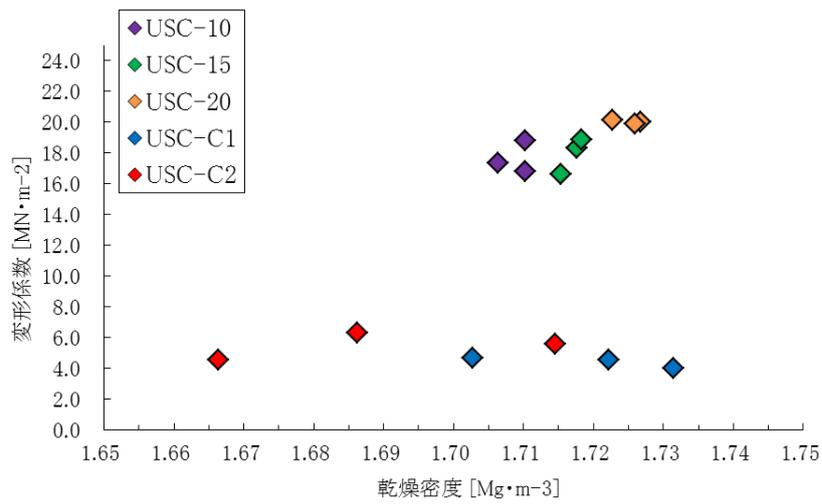


図 3.4-2 変形係数～乾燥密度

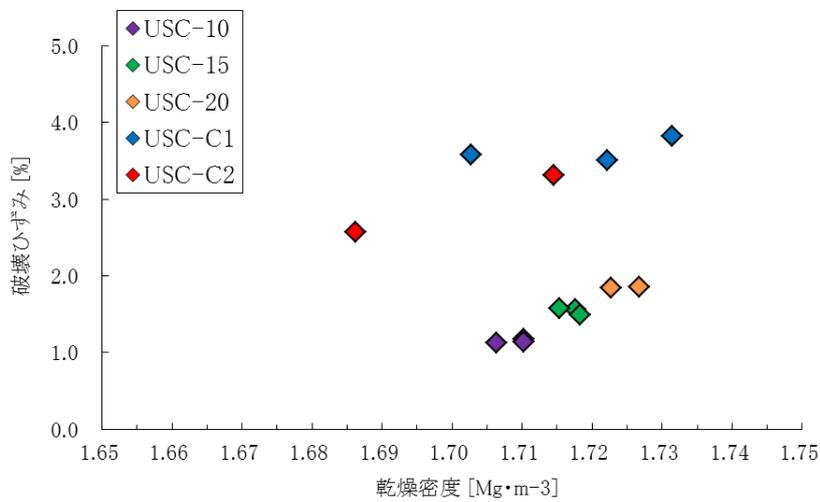
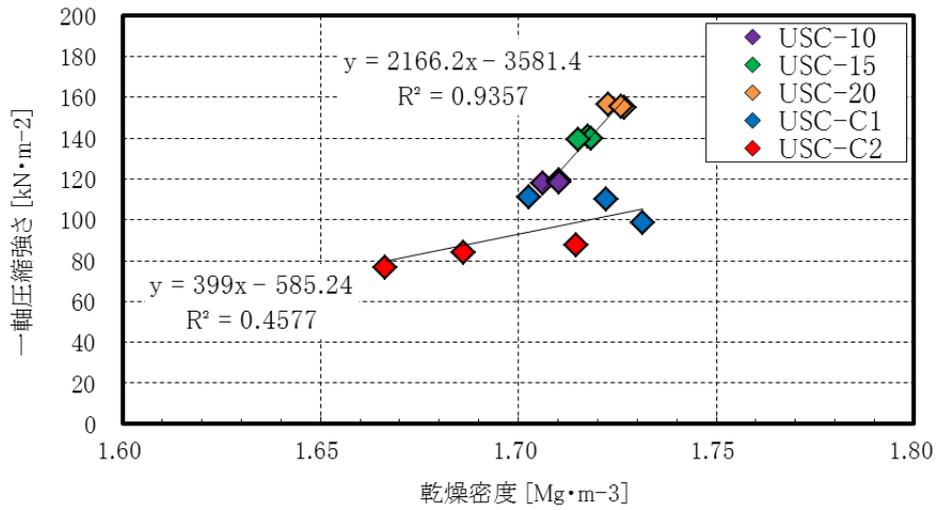
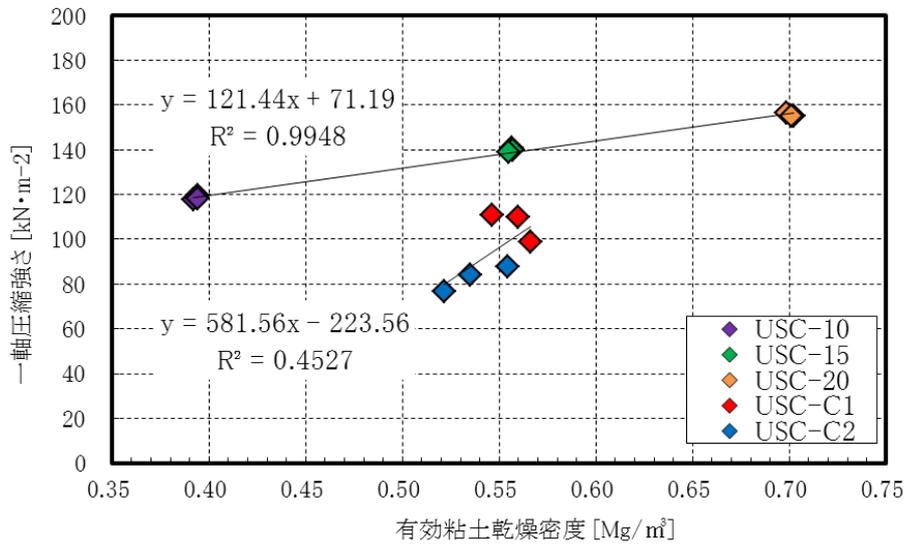


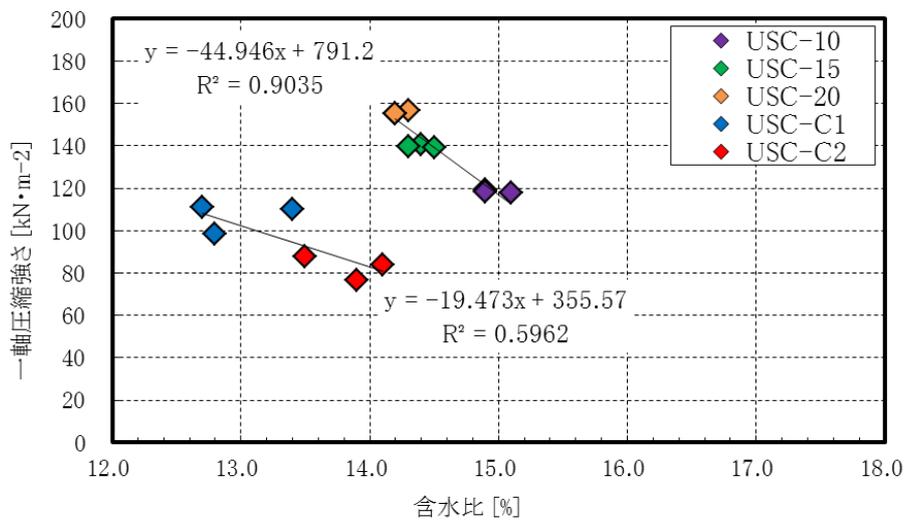
図 3.4-3 破壊ひずみ～乾燥密度



(a)一軸圧縮強さと乾燥密度との相関性



(b)一軸圧縮強さと有効粘土乾燥密度との相関性



(c)一軸圧縮強さと含水比との相関性

図 3.4-4 一軸圧縮強さと各物性値との相関性

(2) 三軸圧縮強度試験結果

今年度は現場施工箇所（転圧施工、吹付け施工）より採取した材料の他に、室内成型によりベントナイト混合率を 10%・15%・20%と変化させて室内成型した供試体を対象に、三種類の拘束圧条件（200kPa、400kPa、600kPa）で三軸圧縮試験（UU 試験）を実施した。

粘着力・内部摩擦角・主応力差・変形係数と乾燥密度・含水比との関係をそれぞれ図 3.4-5～図 3.4-12 に示す。また、材料品質のバラつきが強度に与える影響を確認することを目的として、現場試験の乾燥密度と含水比の関係を図 3.4-14、室内成型の乾燥密度と含水比の関係を図 3.4-15 に示す。

図 3.4-5、図 3.4-6 に示すように、粘着力は乾燥密度の増加に伴って増加しており、内部摩擦角は乾燥密度の増加に伴い減少することが確認された。また、図 3.4-9 に示すように、転圧施工における粘着力は含水比の増加に伴い大きくなる傾向が確認された。図 3.4-11、図 3.4-12 には主応力および変形係数と含水比との関係をそれぞれ示すが、主応力差は含水比が低いほど増加傾向を示し、変形係数は含水比が高いほど増加傾向を示している。また、図 3.4-13 に内部摩擦角と粘着力の関係を示すが、各試験で高い相関性を確認された。

本試験で得られた含水比、乾燥密度について、その変動量を確認することを目的として、変動エリアを図 3.4-14、図 3.4-15 の点線部のように示した。同図より、室内成型では含水比、乾燥密度の変動量が小さく、材料の均一性が確保できているのに対して、現場施工では含水比、乾燥密度の変動量が大きいことが分かる。また、締固め度においても締固めエネルギーが $1E_c$ に達していないことも確認された。これより、現場施工における材料均一性の向上、締固めエネルギーの増加が課題と考えられる。

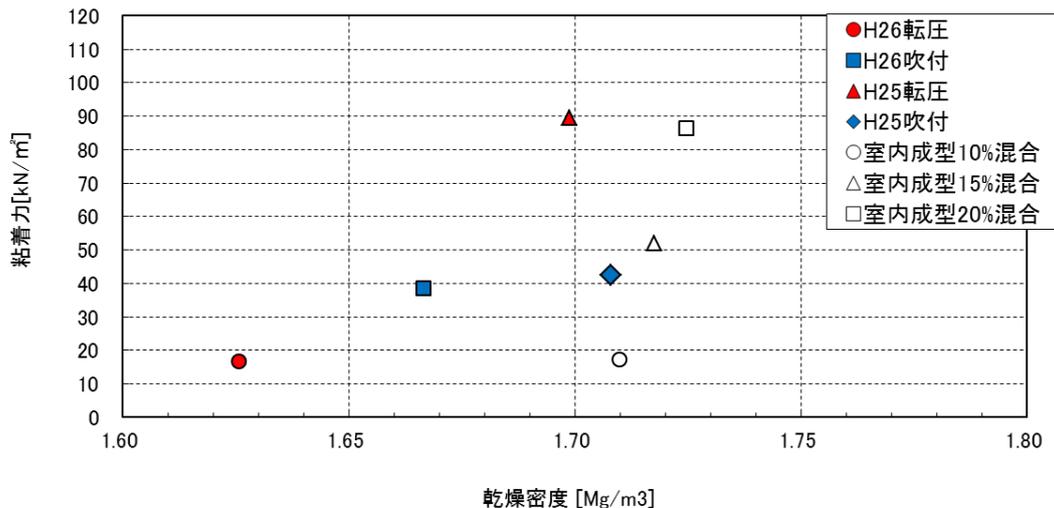


図 3.4-5 粘着力～乾燥密度の関係

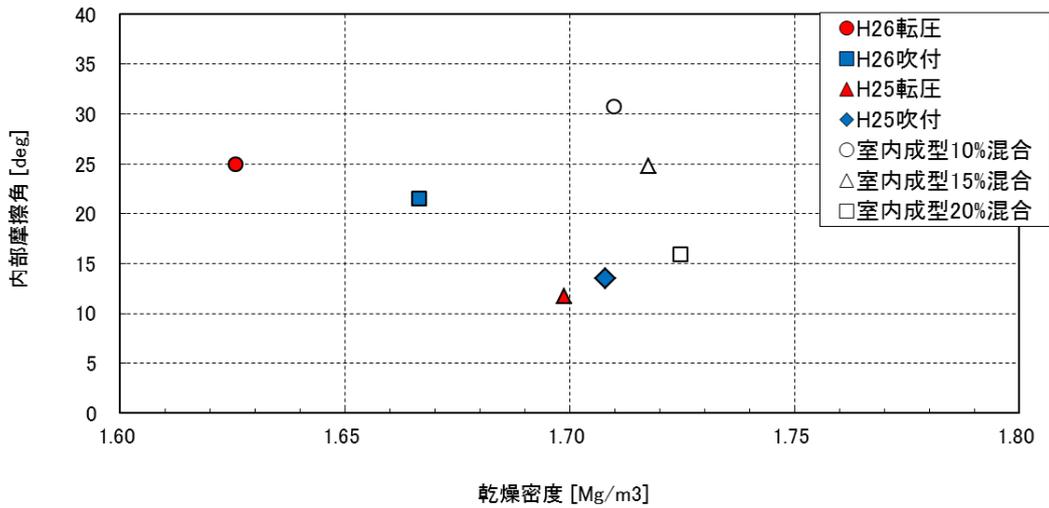


図 3.4-6 内部摩擦角～乾燥密度の関係

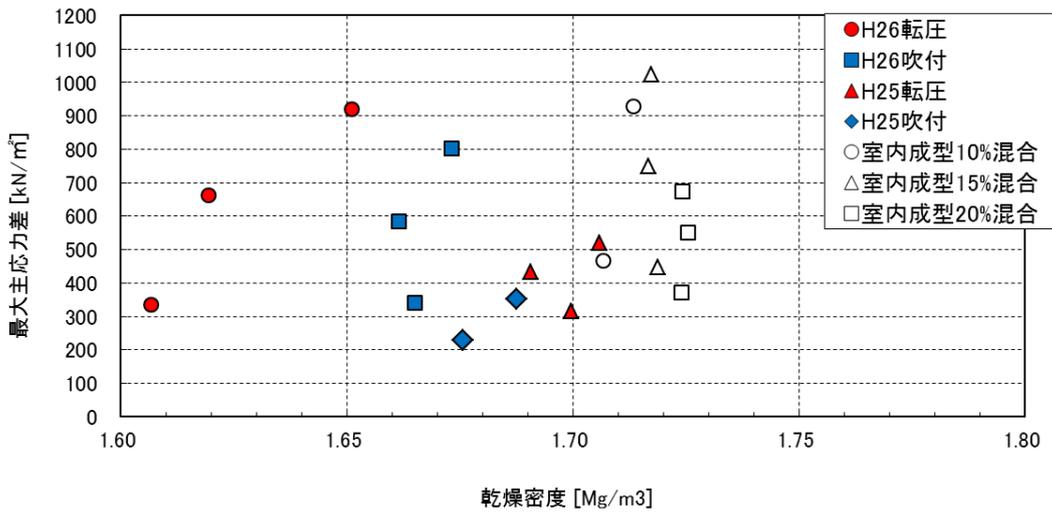


図 3.4-7 主応力差～乾燥密度の関係

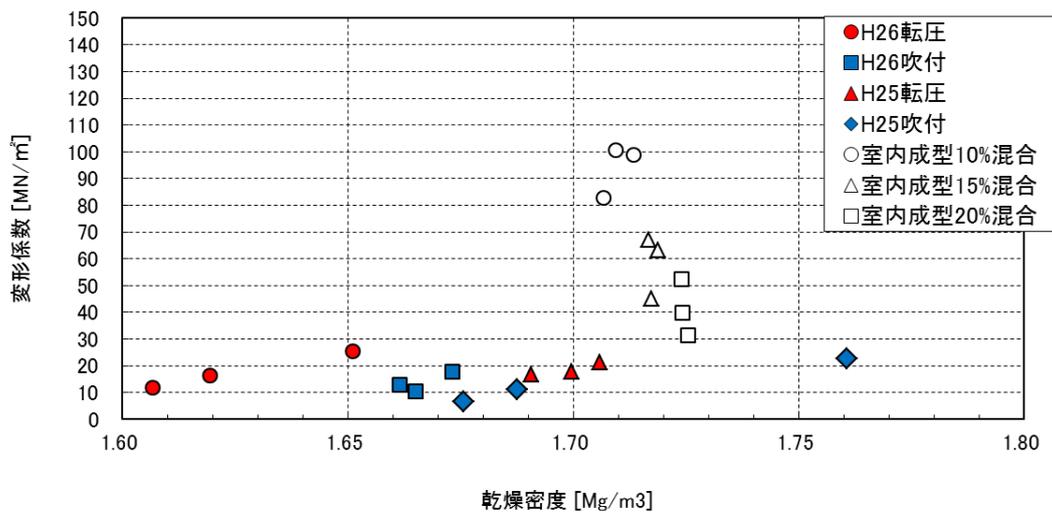


図 3.4-8 変形係数～乾燥密度の関係

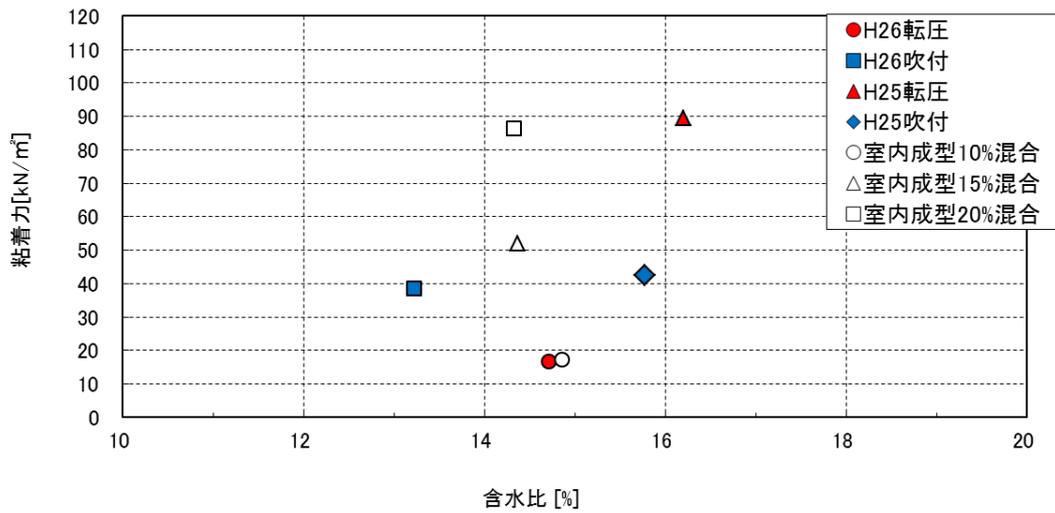


図 3.4-9 粘着力～含水比の関係

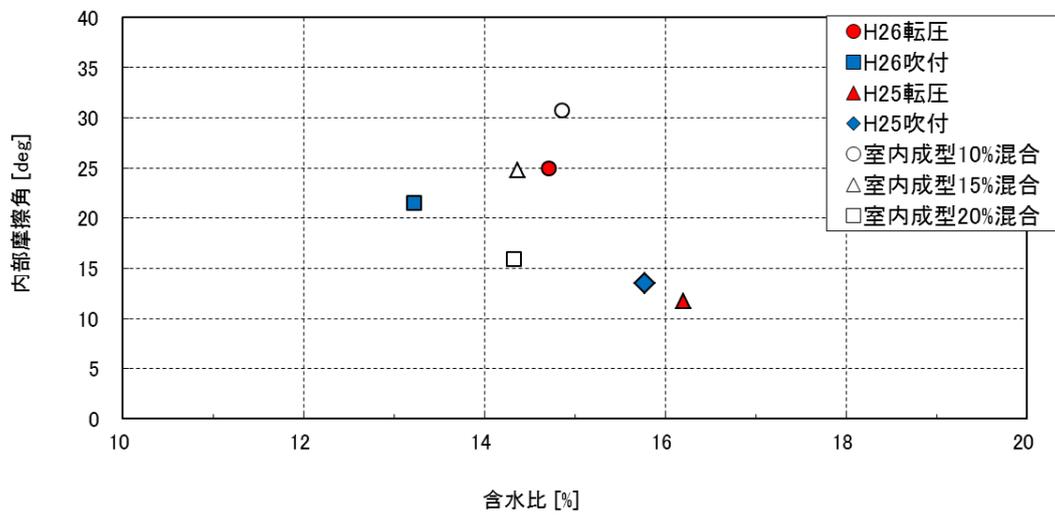


図 3.4-10 内部摩擦角～含水比の関係

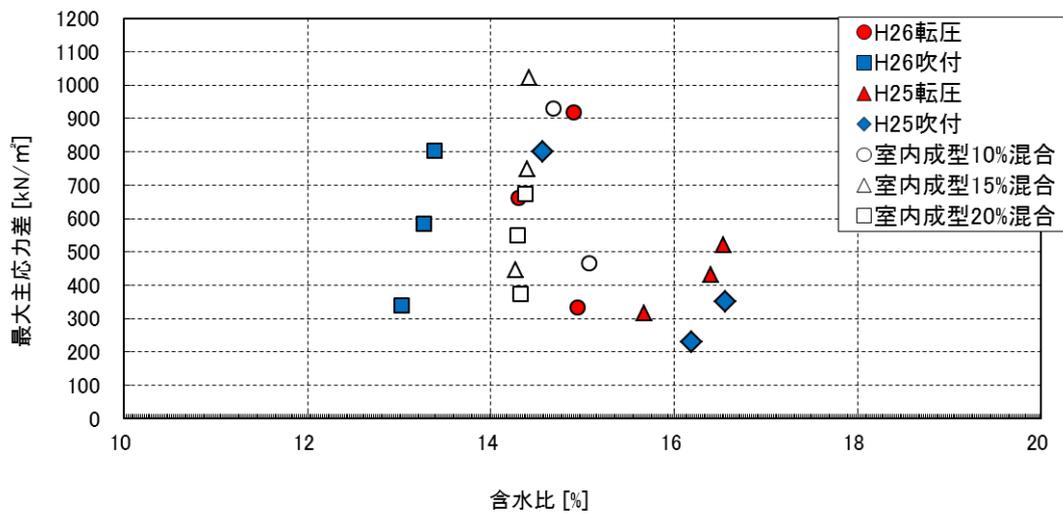


図 3.4-11 主応力差～含水比の関係

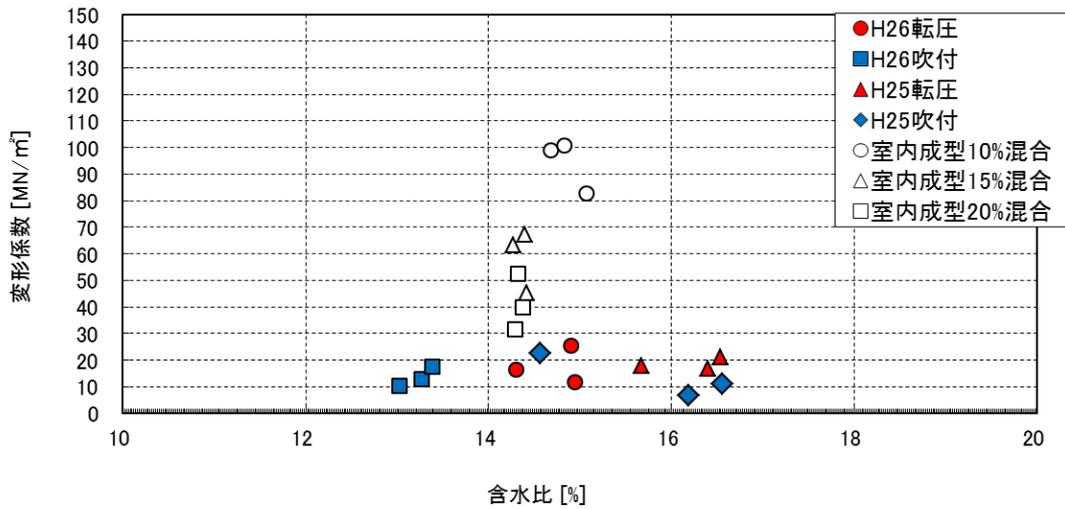


図 3.4-12 変形係数～含水比の関係

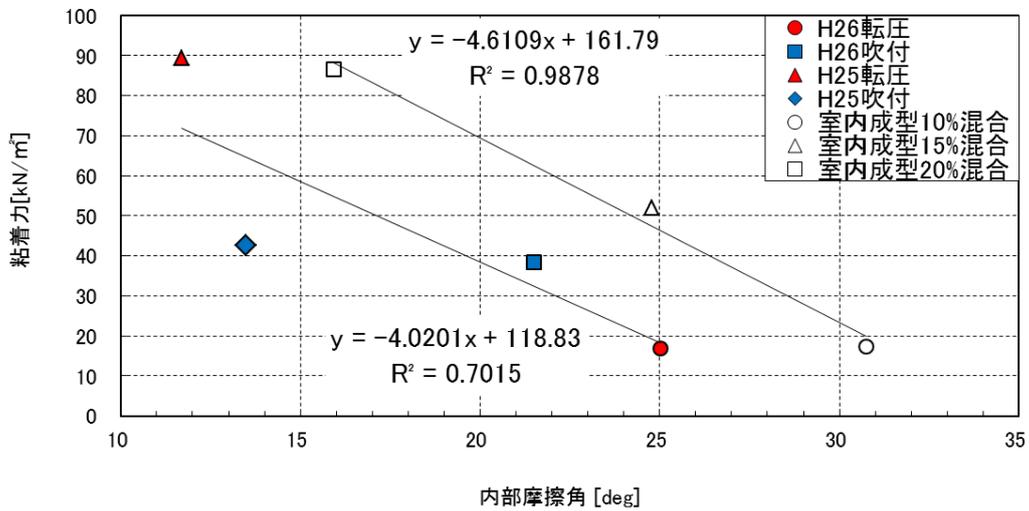


図 3.4-13 内部摩擦角～粘着力の関係

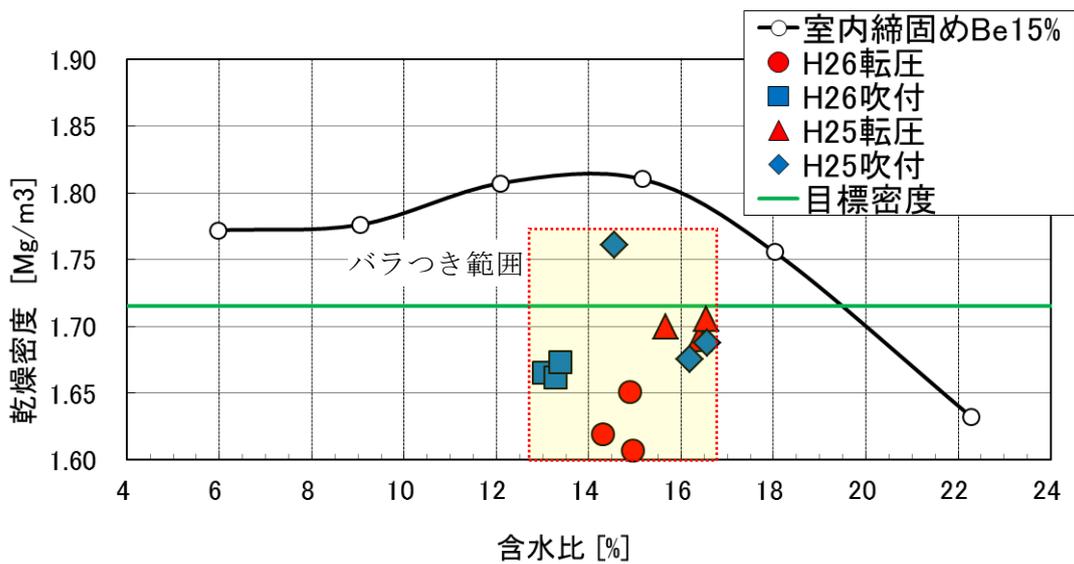


図 3.4-14 吹付、転圧の乾燥密度、含水比の変動

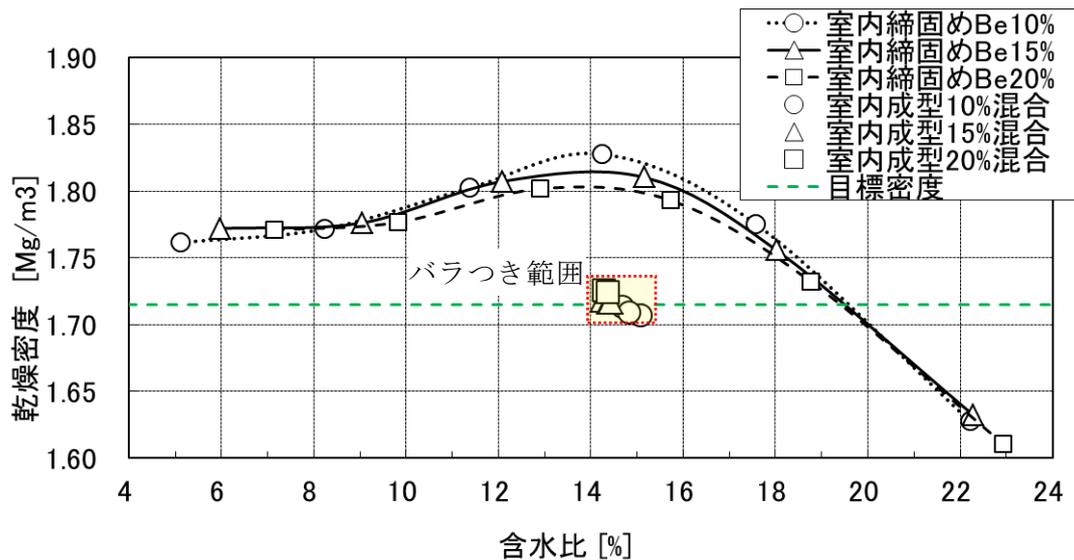


図 3.4-15 室内成型の乾燥密度、含水比の変動

(3) 膨潤圧試験結果

今年度は、現場試験（吹付け施工、転圧施工）の供試体の他に、ベントナイト混合率を10%、15%、20%と変化させて室内成型により作製した供試体を対象に試験を実施した。

図 3.4-16 には各供試体の乾燥密度と平衡膨潤圧の関係を示す。室内成型供試体に関しては、乾燥密度はほぼ同じ値であるが、ベントナイト混合率が異なるため、ベントナイト混合率が高くなるにつれて平衡膨潤圧の値は大きくなっている。一方、現場施工供試体に関しては、供試体の乾燥密度が 1.63Mg/m^3 から 1.69Mg/m^3 の範囲でばらついており、供試体の乾燥密度が大きくなるにつれて平衡膨潤圧の値は大きくなっている。

図 3.4-17 には、有効粘土乾燥密度と平衡膨潤圧の関係を示す。膨潤圧試験後の供試体の細粒分含有率を測定することによりベントナイト混合率を求め有効粘土乾燥密度を算出した。有効粘土乾燥密度と平衡膨潤圧は、当然、乾燥密度と平衡膨潤圧と同様に相関性を示している。線形近似した場合の相関係数（ R 二乗値）は有効粘土乾燥密度の方が1に近いので、平衡膨潤圧は乾燥密度より有効粘土乾燥密度の方が相関性は高いと言える。また、有効粘土乾燥密度で整理しても、室内成型供試体に比べて現場施工供試体の方が平衡膨潤圧の値は低い値となっている。

図 3.4-18 には、昨年度の現場施工供試体の結果も合わせて示す。現場施工供試体に関しては、昨年度の結果と今年度の結果で良く整合する結果となっているが、室内成型供試体に比べれば膨潤圧は低い値となっている。これは、現場施工供試体に関しては施工箇所からサンプリングする際に一旦施工時に発生した供試体内の応力が解放されているが、室内成型供試体は試験セルにて直接圧縮成型しているため、圧縮成型時の応力が残留し、膨潤圧の発生にも影響を与えたのではないかと考えられる。

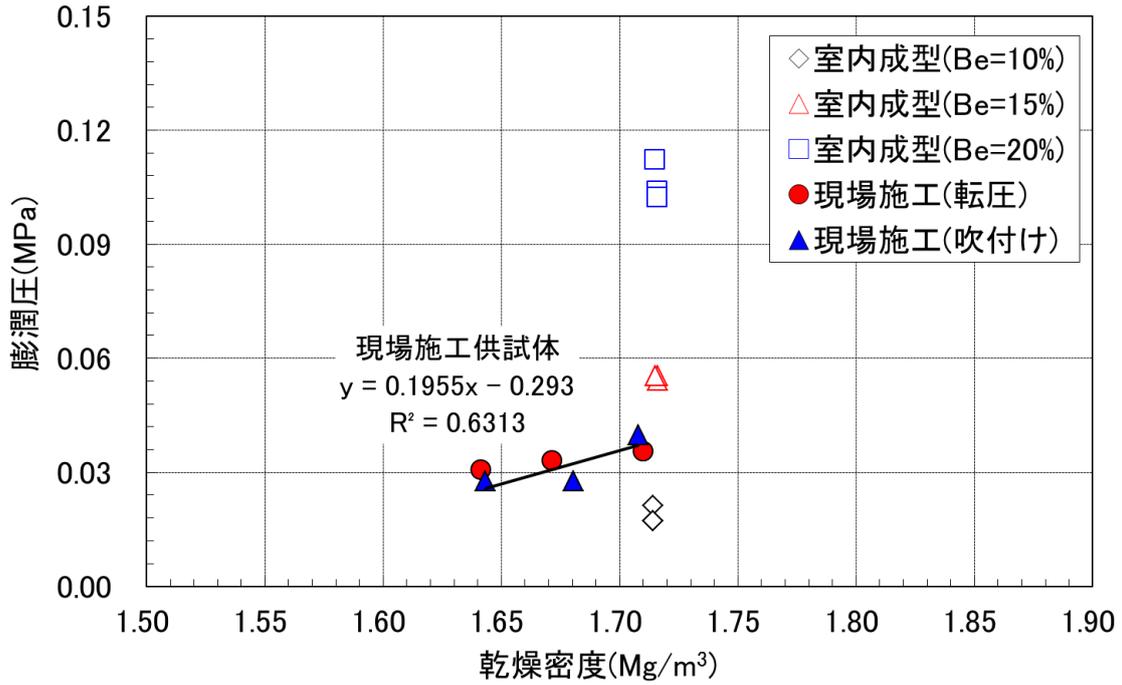


図 3.4-16 膨潤圧と乾燥密度の関係

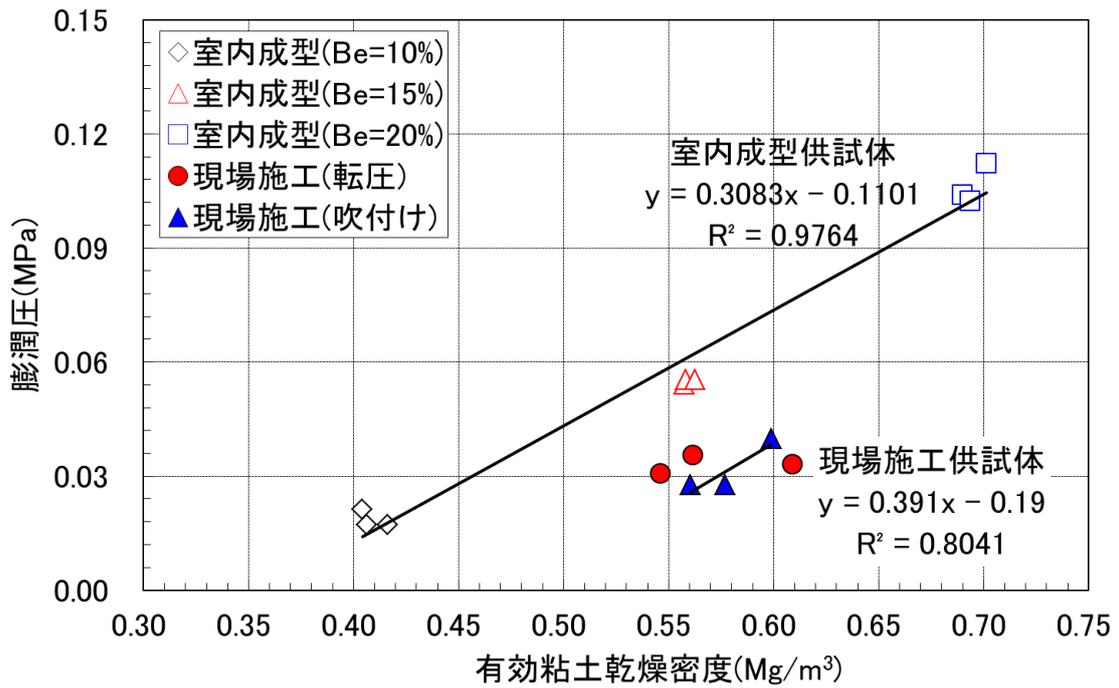


図 3.4-17 膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係

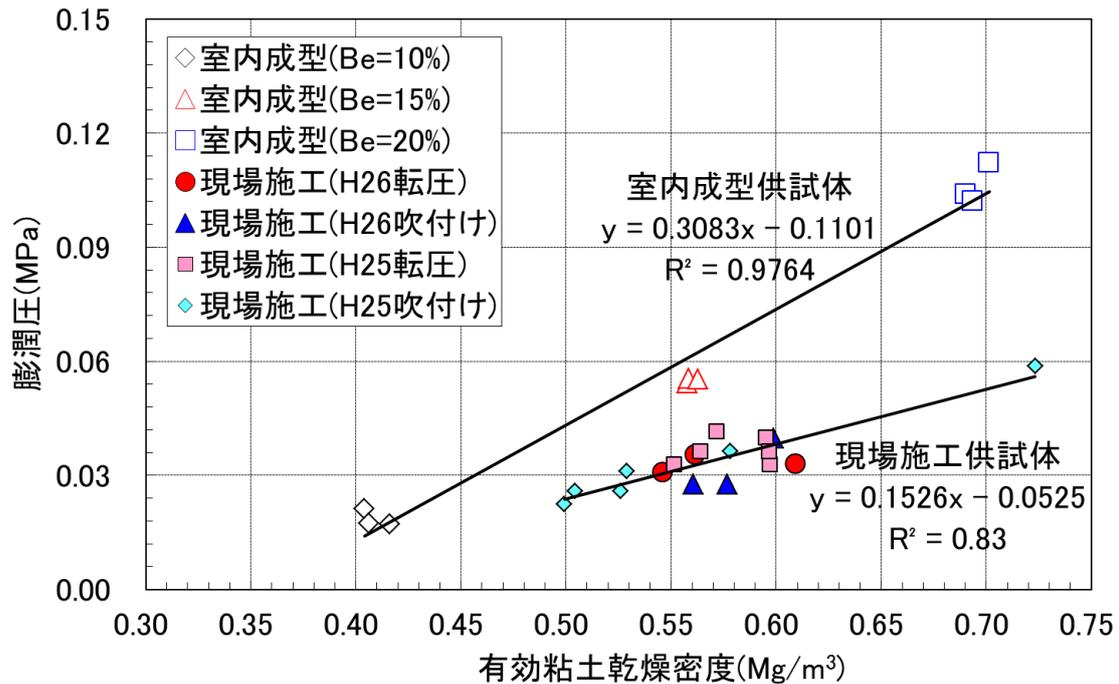


図 3.4-18 膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係（平成 25・26 年度）

3.4.2 止水性能に関する評価

(1) 乾燥密度、含水比

図 3.4-19 には乾燥密度の測定結果を示す。同図には、室内試験により得られた締固め曲線（A 法）も示している。測定結果は全体的に締固め曲線の下側に位置する結果となっているが、吹付け施工の結果と転圧施工の結果を比べると両者でそれほどの差は見られない。

図 3.4-20 には、昨年度の試験結果も合わせた乾燥密度の測定結果を示す。含水比および乾燥密度とも、昨年度の方が今年度の結果より高くなっている。

図 3.4-21～図 3.4-25 には、昨年度の試験結果も含めた乾燥密度、締固め度、含水比、混合率、有効粘土乾燥密度のヒストグラムと統計値を示す。また、図 3.4-26～図 3.4-30 には、それぞれの測定結果の統計値を施工方法、施工年度等で比較した結果を示す。

乾燥密度および締固め度に関しては、昨年度に比べて今年度の方が低い結果となっているが、吹付け工法と転圧工法を比べると、吹付け工法の方がばらつきは大きくなっている。

含水比に関しては、昨年度と今年度で設定含水比を変更し、さらに練混ぜ機械も変更しており、昨年度に比べて今年度の方が含水比のばらつきは小さくなっている。また、吹付け工法と転圧工法では、転圧工法のばらつきが大きくなっているが、これは、昨年度は含水比の高い材料を転圧工法に用いたためである。

混合率に関しては、転圧工法に比べて吹付け工法の方が平均値は高く、ばらつきも大

きくなっている。これは、吹付けの際に生じた材料分離の影響でリバウンド材内の砂分が多くなり、結果として施工箇所のベントナイト混合率が高くなったことによるものである。しかし、吹付け工法においては、昨年度に比べて今年度の方が平均値もばらつきも小さくなっている。これは、昨年度の結果を踏まえて、材料分離の原因を分析し、材料分離しにくい施工条件で施工を行った成果が出ているものと思われる。

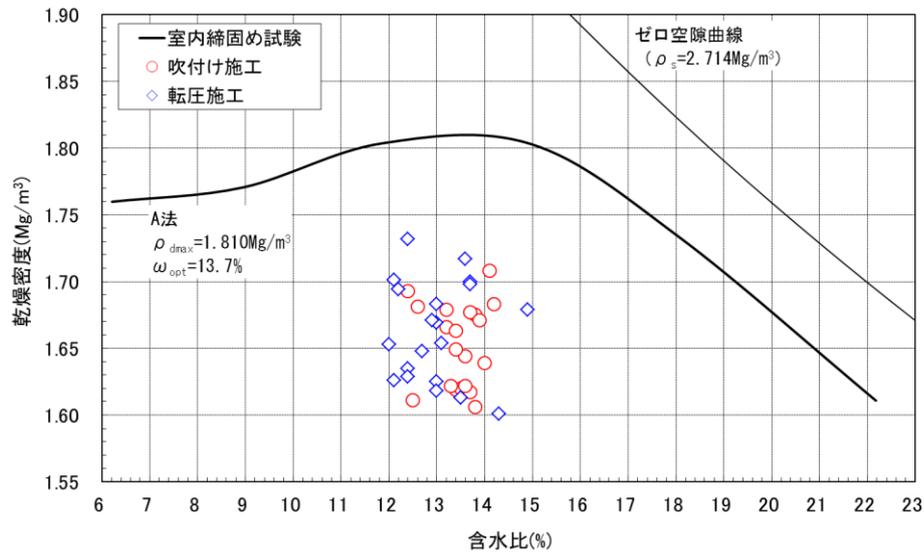


図 3.4-19 密度試験結果と室内締固め試験の比較

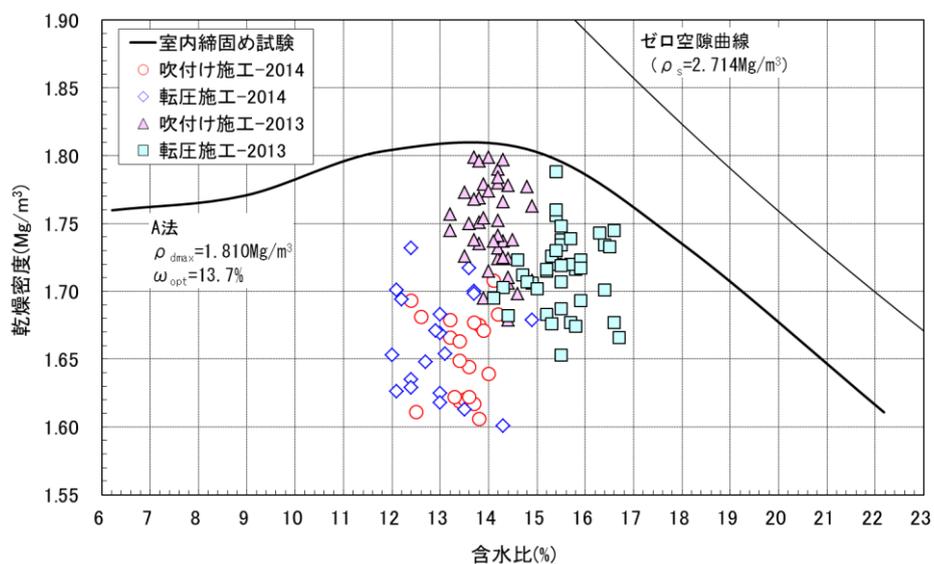
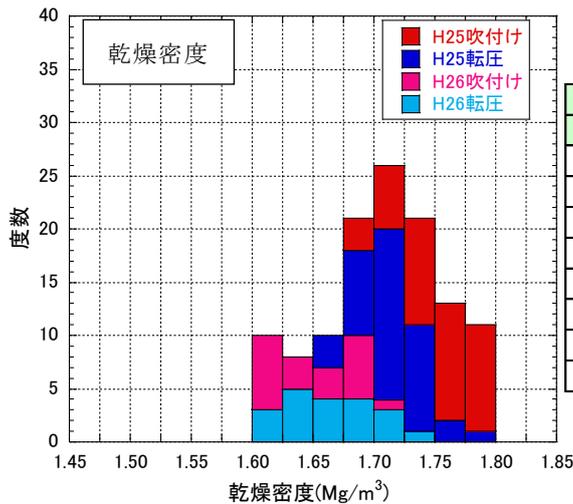


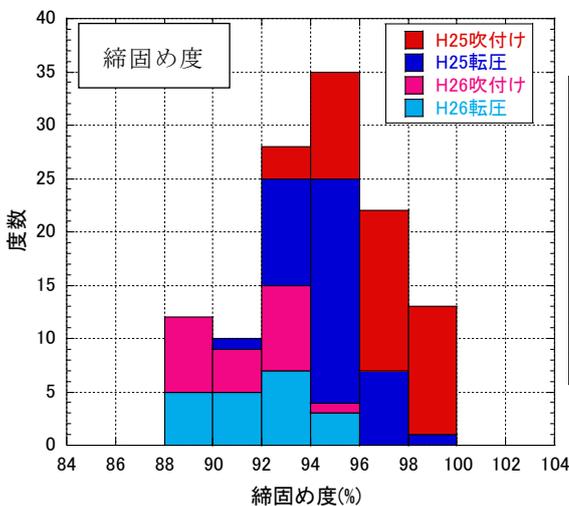
図 3.4-20 密度試験結果と室内締固め試験の比較（平成 25・26 年度）



H25吹付け		H25転圧		H26吹付け		H26転圧	
統計値	乾燥密度	統計値	乾燥密度	統計値	乾燥密度	統計値	乾燥密度
平均値	1.749	平均値	1.714	平均値	1.652	平均値	1.662
中央値	1.751	中央値	1.716	中央値	1.656	中央値	1.662
標準偏差	0.031	標準偏差	0.028	標準偏差	0.031	標準偏差	0.038
変動係数	0.018	変動係数	0.017	変動係数	0.019	変動係数	0.023
最大値	1.799	最大値	1.788	最大値	1.708	最大値	1.732
最小値	1.679	最小値	1.653	最小値	1.606	最小値	1.601
幅	0.120	幅	0.135	幅	0.102	幅	0.131
標本数	40	標本数	40	標本数	20	標本数	20

吹付け		転圧		H25		H26		全体	
統計値	乾燥密度								
平均値	1.717	平均値	1.697	平均値	1.731	平均値	1.657	平均値	1.707
中央値	1.726	中央値	1.702	中央値	1.731	中央値	1.659	中央値	1.709
標準偏差	0.056	標準偏差	0.040	標準偏差	0.035	標準偏差	0.034	標準偏差	0.049
変動係数	0.032	変動係数	0.023	変動係数	0.020	変動係数	0.021	変動係数	0.029
最大値	1.799	最大値	1.788	最大値	1.799	最大値	1.732	最大値	1.799
最小値	1.606	最小値	1.601	最小値	1.653	最小値	1.601	最小値	1.601
幅	0.193	幅	0.187	幅	0.146	幅	0.131	幅	0.198
標本数	60	標本数	60	標本数	80	標本数	40	標本数	120

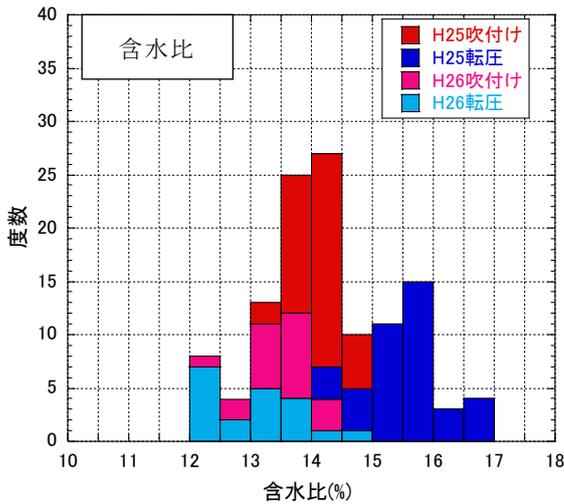
図 3.4-21 乾燥密度のヒストグラム (平成 25・26 年度)



H25吹付け		H25転圧		H26吹付け		H26転圧	
統計値	締固め度	統計値	締固め度	統計値	締固め度	統計値	締固め度
平均値	96.6	平均値	94.7	平均値	91.3	平均値	91.8
中央値	96.7	中央値	94.8	中央値	91.5	中央値	91.8
標準偏差	1.73	標準偏差	1.57	標準偏差	1.73	標準偏差	2.09
変動係数	0.02	変動係数	0.02	変動係数	0.02	変動係数	0.02
最大値	99.4	最大値	98.8	最大値	94.4	最大値	95.7
最小値	92.8	最小値	91.3	最小値	88.7	最小値	88.5
幅	6.6	幅	7.5	幅	5.7	幅	7.2
標本数	40	標本数	40	標本数	20	標本数	20

吹付け		転圧		H25		H26		全体	
統計値	締固め度								
平均値	94.9	平均値	93.7	平均値	95.7	平均値	91.6	平均値	94.3
中央値	95.4	中央値	94.0	中央値	95.7	中央値	91.7	中央値	94.5
標準偏差	3.08	標準偏差	2.20	標準偏差	1.92	標準偏差	1.91	標準偏差	2.72
変動係数	0.03	変動係数	0.02	変動係数	0.02	変動係数	0.02	変動係数	0.03
最大値	99.4	最大値	98.8	最大値	99.4	最大値	95.7	最大値	99.4
最小値	88.7	最小値	88.5	最小値	91.3	最小値	88.5	最小値	88.5
幅	10.7	幅	10.3	幅	8.1	幅	7.2	幅	10.9
標本数	60	標本数	60	標本数	80	標本数	40	標本数	120

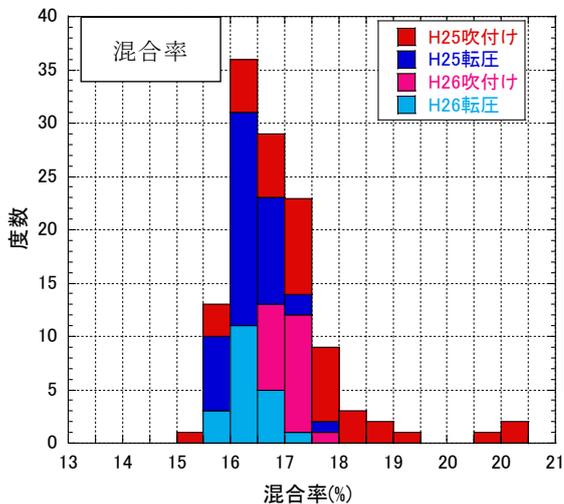
図 3.4-22 締固め度のヒストグラム (平成 25・26 年度)



H25吹付け		H25転圧		H26吹付け		H26転圧	
統計値	含水比	統計値	含水比	統計値	含水比	統計値	含水比
平均値	14.1	平均値	15.5	平均値	13.5	平均値	13.0
中央値	14.2	中央値	15.5	中央値	13.6	中央値	13.0
標準偏差	0.41	標準偏差	0.63	標準偏差	0.50	標準偏差	0.77
変動係数	0.03	変動係数	0.04	変動係数	0.04	変動係数	0.06
最大値	14.9	最大値	16.7	最大値	14.2	最大値	14.9
最小値	13.2	最小値	14.1	最小値	12.4	最小値	12.0
幅	1.7	幅	2.6	幅	1.8	幅	2.9
標本数	40	標本数	40	標本数	20	標本数	20

吹付け		転圧		H25		H26		全体	
統計値	含水比								
平均値	13.9	平均値	14.7	平均値	14.8	平均値	13.2	平均値	14.3
中央値	13.9	中央値	15.2	中央値	14.6	中央値	13.4	中央値	14.2
標準偏差	0.53	標準偏差	1.37	標準偏差	0.89	標準偏差	0.68	標準偏差	1.11
変動係数	0.04	変動係数	0.09	変動係数	0.06	変動係数	0.05	変動係数	0.08
最大値	14.9	最大値	16.7	最大値	16.7	最大値	14.9	最大値	16.7
最小値	12.4	最小値	12.0	最小値	13.2	最小値	12.0	最小値	12.0
幅	2.5	幅	4.7	幅	3.5	幅	2.9	幅	4.7
標本数	60	標本数	60	標本数	80	標本数	40	標本数	120

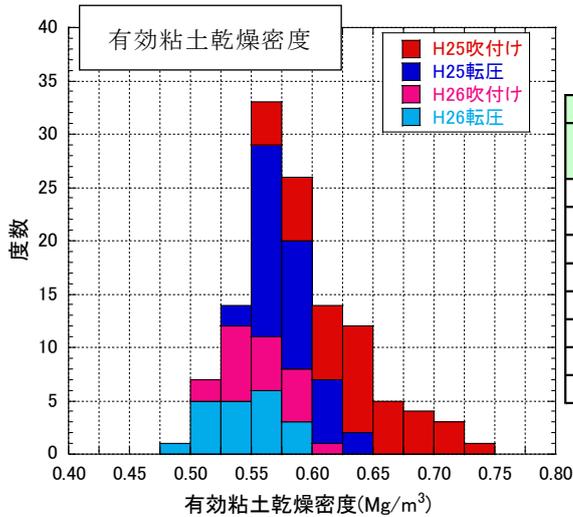
図 3.4-23 含水比のヒストグラム (平成 25・26 年度)



H25吹付け		H25転圧		H26吹付け		H26転圧	
統計値	混合率	統計値	混合率	統計値	混合率	統計値	混合率
平均値	16.9	平均値	15.8	平均値	16.5	平均値	15.8
中央値	16.6	中央値	15.8	中央値	16.6	中央値	15.7
標準偏差	1.35	標準偏差	0.46	標準偏差	0.27	標準偏差	0.41
変動係数	0.08	変動係数	0.03	変動係数	0.02	変動係数	0.03
最大値	20.8	最大値	17.0	最大値	17.0	最大値	16.9
最小値	14.8	最小値	15.0	最小値	16.0	最小値	15.3
幅	6.0	幅	2.0	幅	1.0	幅	1.6
標本数	40	標本数	40	標本数	20	標本数	20

吹付け		転圧		H25		H26		全体	
統計値	混合率								
平均値	16.8	平均値	15.8	平均値	16.4	平均値	16.2	平均値	16.3
中央値	16.6	中央値	15.8	中央値	16.2	中央値	16.3	中央値	16.2
標準偏差	1.12	標準偏差	0.44	標準偏差	1.14	標準偏差	0.50	標準偏差	0.97
変動係数	0.07	変動係数	0.03	変動係数	0.07	変動係数	0.03	変動係数	0.06
最大値	20.8	最大値	17.0	最大値	20.8	最大値	17.0	最大値	20.8
最小値	14.8	最小値	15.0	最小値	14.8	最小値	15.3	最小値	14.8
幅	6.0	幅	2.0	幅	6.0	幅	1.7	幅	6.0
標本数	60	標本数	60	標本数	80	標本数	40	標本数	120

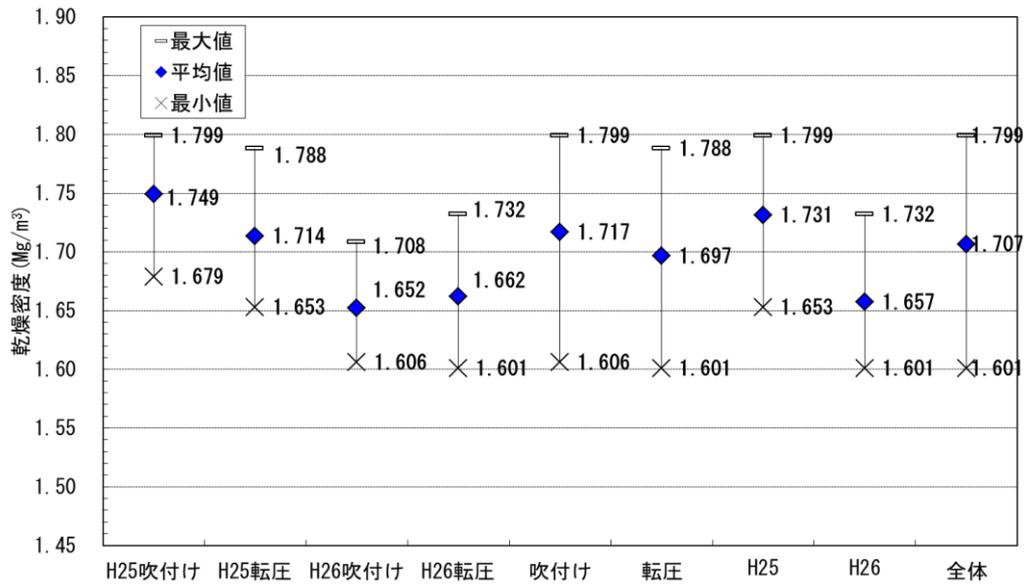
図 3.4-24 混合率のヒストグラム (平成 25・26 年度)



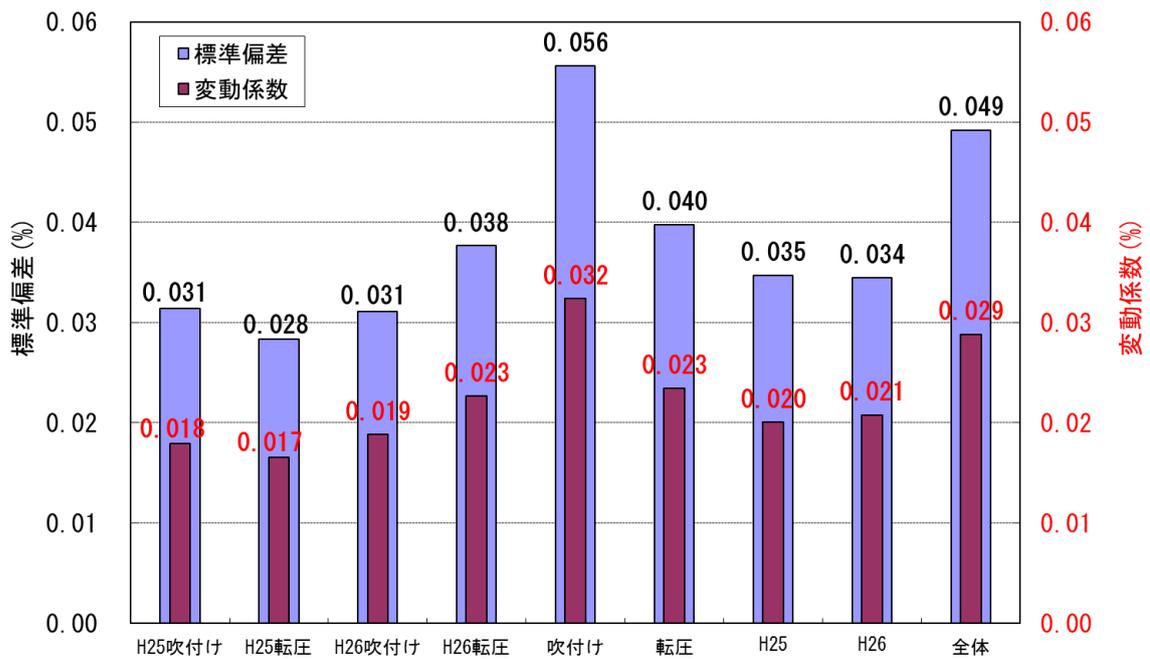
H25吹付け		H25転圧		H26吹付け		H26転圧	
統計値	有効粘土乾燥密度	統計値	有効粘土乾燥密度	統計値	有効粘土乾燥密度	統計値	有効粘土乾燥密度
平均値	0.636	平均値	0.579	平均値	0.556	平均値	0.543
中央値	0.631	中央値	0.574	中央値	0.558	中央値	0.544
標準偏差	0.045	標準偏差	0.024	標準偏差	0.024	標準偏差	0.028
変動係数	0.071	変動係数	0.041	変動係数	0.043	変動係数	0.052
最大値	0.731	最大値	0.646	最大値	0.603	最大値	0.594
最小値	0.553	最小値	0.545	最小値	0.523	最小値	0.489
幅	0.177	幅	0.101	幅	0.081	幅	0.105
標本数	40	標本数	40	標本数	20	標本数	20

吹付け		転圧		H25		H26		全体	
統計値	有効粘土乾燥密度								
平均値	0.609	平均値	0.567	平均値	0.608	平均値	0.549	平均値	0.588
中央値	0.602	中央値	0.565	中央値	0.598	中央値	0.549	中央値	0.576
標準偏差	0.055	標準偏差	0.030	標準偏差	0.046	標準偏差	0.027	標準偏差	0.049
変動係数	0.090	変動係数	0.054	変動係数	0.076	変動係数	0.049	変動係数	0.083
最大値	0.731	最大値	0.646	最大値	0.731	最大値	0.603	最大値	0.731
最小値	0.523	最小値	0.489	最小値	0.545	最小値	0.489	最小値	0.489
幅	0.208	幅	0.157	幅	0.186	幅	0.114	幅	0.241
標本数	60	標本数	60	標本数	80	標本数	40	標本数	120

図 3.4-25 有効粘土乾燥密度のヒストグラム (平成 25・26 年度)

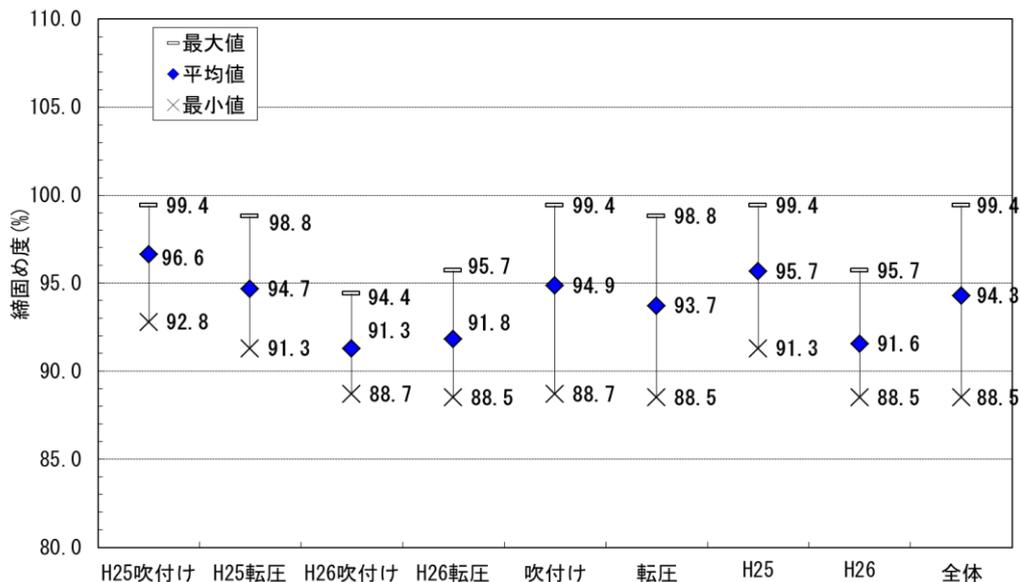


(a) 平均値と最大・最小値

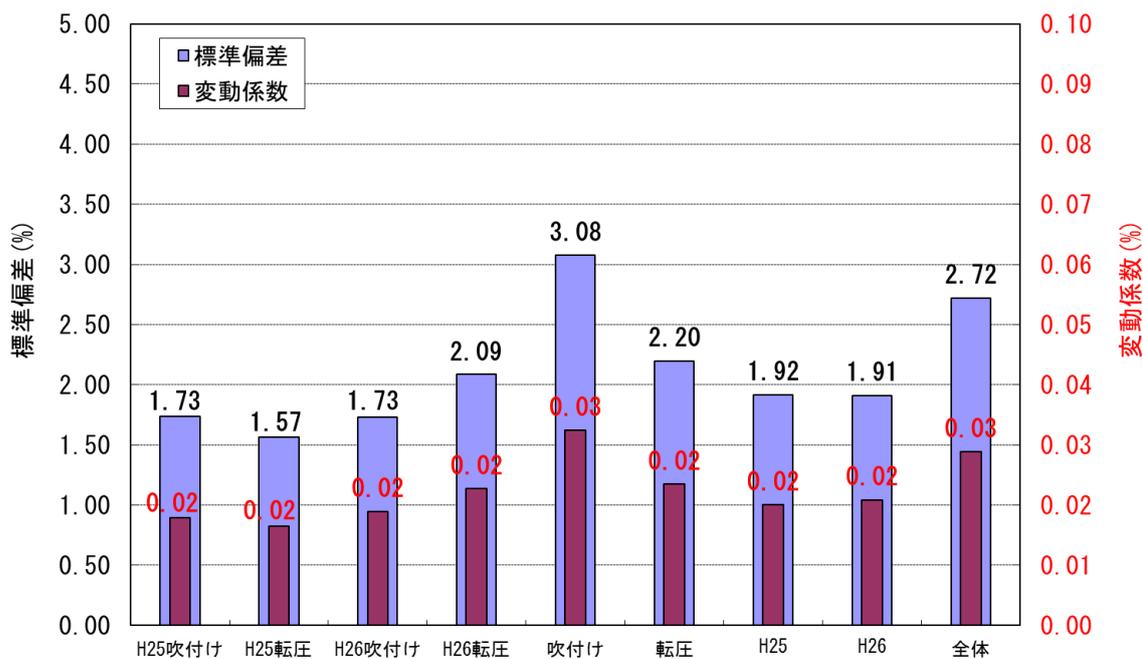


(b) 標準偏差と変動係数

図 3.4-26 乾燥密度の測定結果の統計値 (平成 25・26 年度)

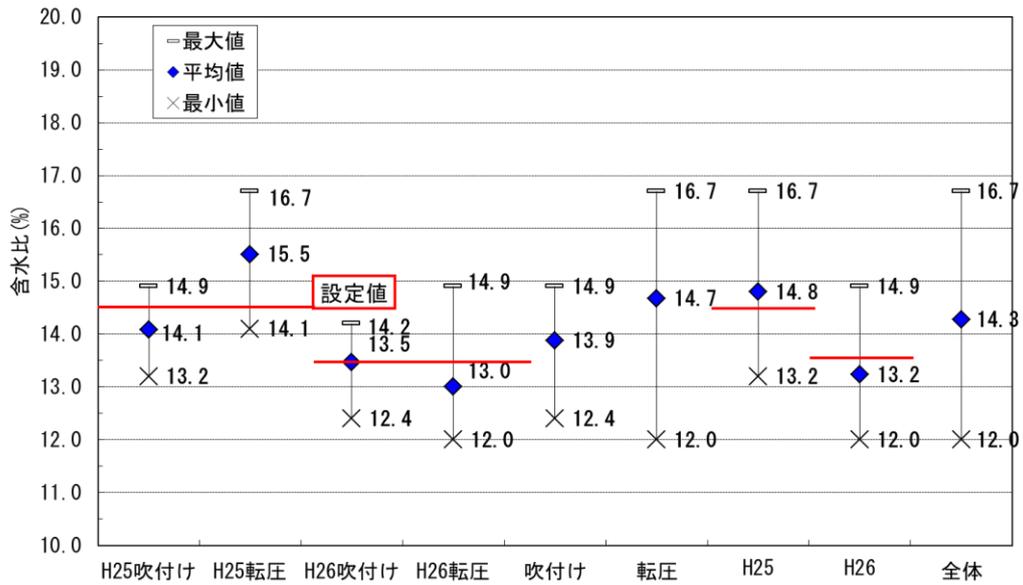


(a) 平均値と最大・最小値

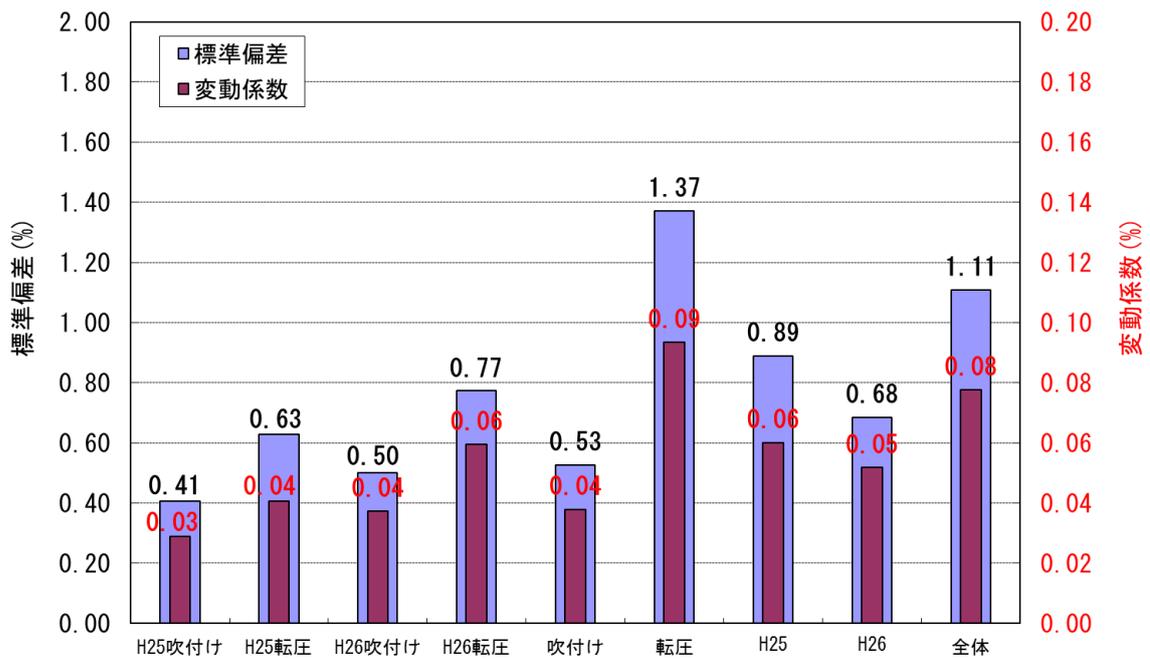


(b) 標準偏差と変動係数

図 3.4-27 締固め度の測定結果の統計値 (平成 25・26 年度)

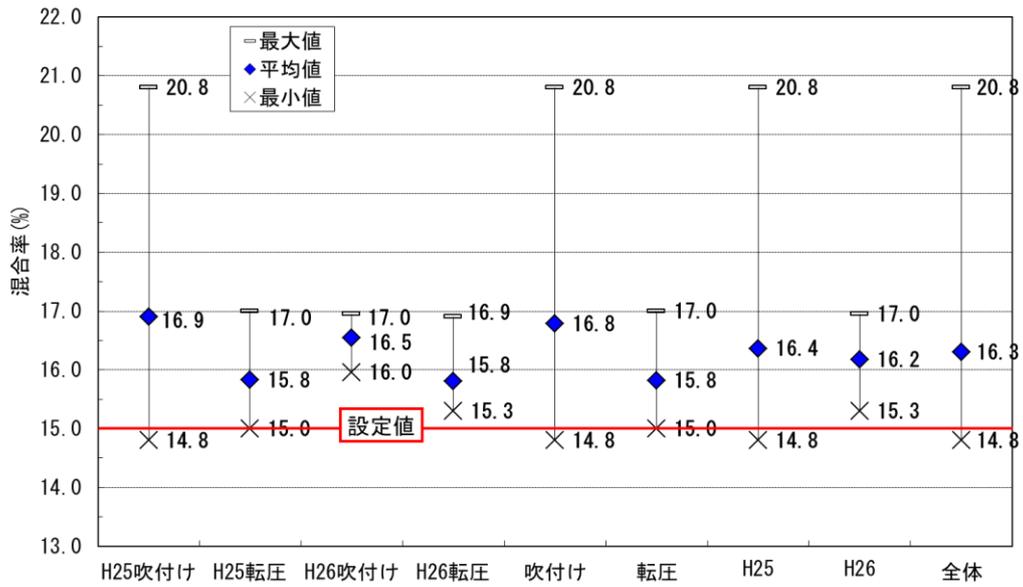


(a) 平均値と最大・最小値

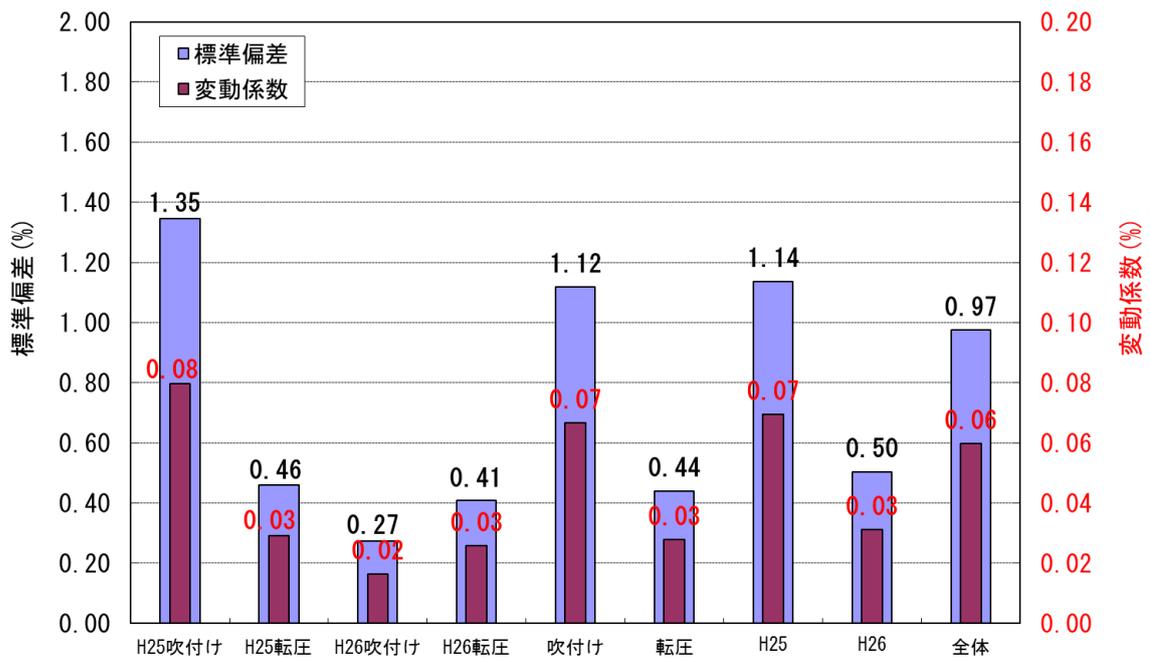


(b) 標準偏差と変動係数

図 3.4-28 含水比の測定結果の統計値 (平成 25・26 年度)

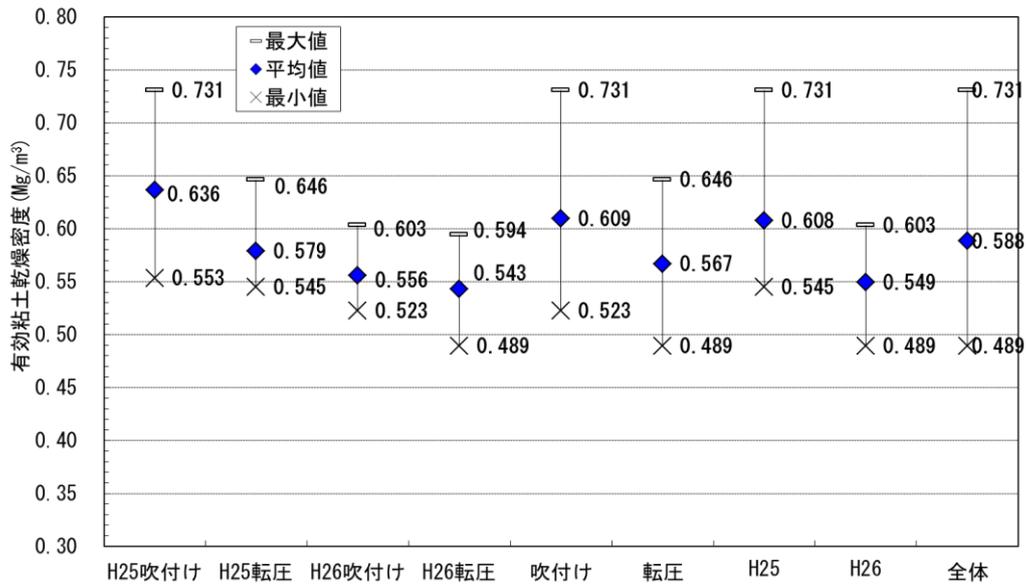


(a) 平均値と最大・最小値

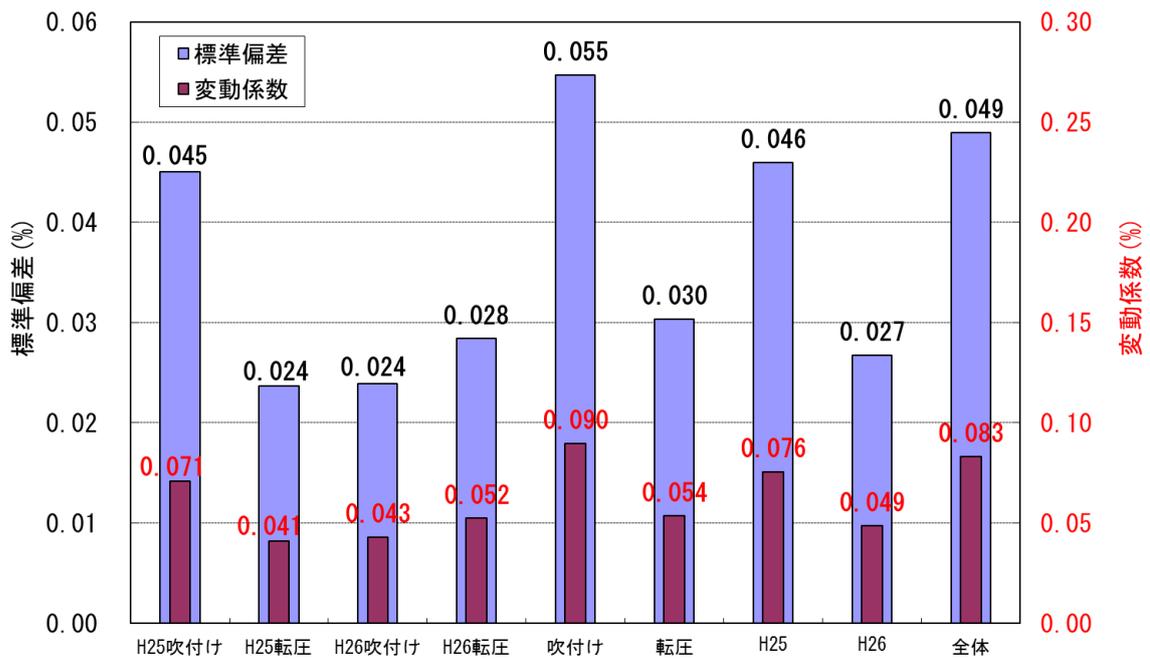


(b) 標準偏差と変動係数

図 3.4-29 混合率の測定結果の統計値 (平成 25・26 年度)



(a) 平均値と最大・最小値



(b) 標準偏差と変動係数

図 3.4-30 有効粘土乾燥密度の測定結果の統計値 (平成 25・26 年度)

(2) 透水試験

転圧施工および吹付け施工による上部埋戻し材の止水性を把握するため、現場施工箇所から採取した供試体により透水試験を実施した。供試体の初期乾燥密度は $1.561 \sim 1.669 \text{ Mg/m}^3$ 、初期含水比は $12.3 \sim 14.0\%$ 、ベントナイト混合率は $15.0 \sim 16.8\%$ であり、得られた透水係数は $7.43 \times 10^{-11} \sim 1.75 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ となっている。また、ベントナイト混合率を変化させた室内成型供試体では、初期乾燥密度が 1.715 Mg/m^3 、初期含水比は平均 14.7% であり、透水係数は混合率 10% で $4.43 \times 10^{-10} \sim 1.53 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ 、混合率 15% で $2.53 \times 10^{-11} \sim 8.10 \times 10^{-12} \text{ m/s}$ 、混合率 20% で $6.10 \times 10^{-12} \sim 4.51 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ となっている。

昨年度試験の結果も合わせて、図 3.4-31 に各供試体の有効粘土乾燥密度と測定された透水係数の関係を示す。

透水係数は有効粘土乾燥密度との高い相関が見られ、有効粘土乾燥密度が高くなるにつれて透水係数の値が小さくなっている。ベントナイト混合率を変化させた室内成型供試体では相関係数は $R^2=0.88$ と高なっており、相関性が高いことが分かる。また、この傾向は既往の研究事例[5]と整合する。

なお、今回の試験における透水係数と有効粘土乾燥密度の相関関係においては、施工方法の違いによる透水係数の差異は認められない結果が得られている。

当該地点の周辺岩盤の透水係数[6]は、最小値を示す地層で $7.8 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ となっており、今回の実施した上部埋戻し土の透水係数 ($7.43 \times 10^{-11} \sim 1.75 \times 10^{-11} \text{ m/s}$) は、周辺岩盤より 3 オーダー低い値となっている。

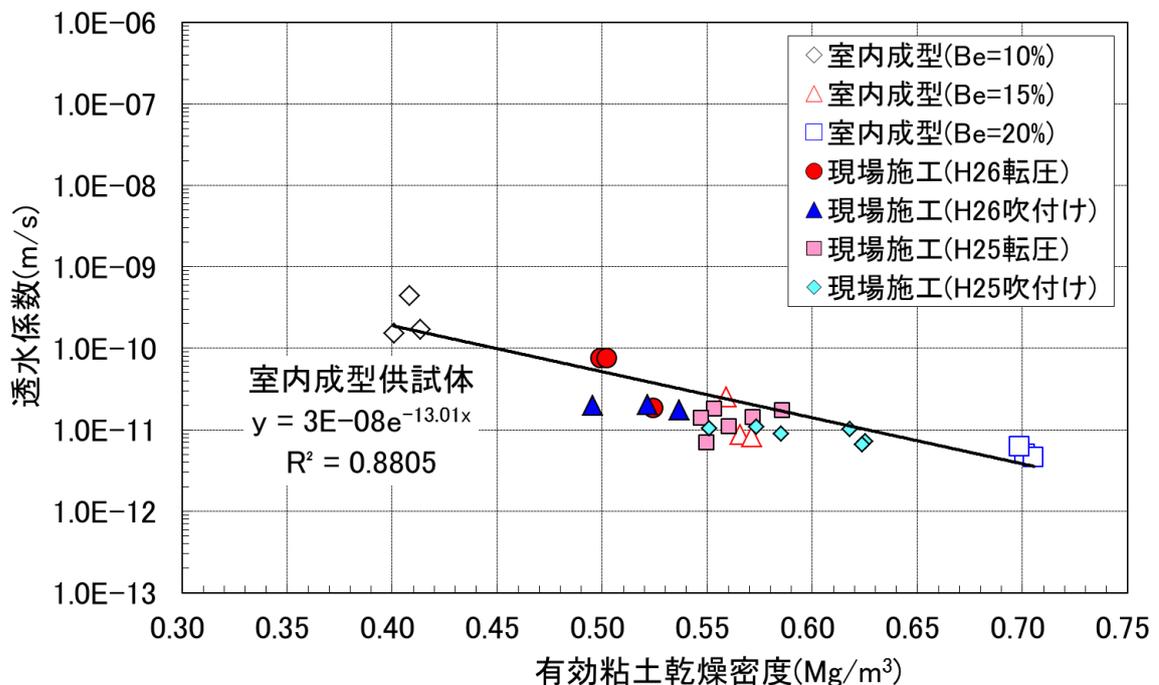


図 3.4-31 有効粘土乾燥密度と透水係数の関係

3.4.3 初期性能確認試験の総合評価

平成 24 年度に調査した埋め戻し材の要求機能に関する情報をもとに、上部埋め戻し材の要求機能を整理すると、基本安全機能のうち「移行抑制（力学特性、透水特性）」が挙げられ、緩衝材の膨潤変形を抑止する力学特性の他に、移行抑制に関わる低透水性が挙げられる。本試験においては、「移行抑制」のうち、「連続した地下水移行経路を形成しないこと、周辺岩盤よりも低い透水性を有すること」を埋戻し材の主たる要求機能として設定した。

初期性能確認としては、基本安全機能（移行抑制）に関わる性能として力学特性を把握するために、一軸圧縮強度試験、三軸圧縮強度試験、膨潤圧試験を、また、低透水性に関する性能を把握するための試験として透水試験およびその代替特性確認のための乾燥密度測定試験を行った。

上記試験により、転圧施工および吹付け施工により構築した部材の初期性能として、一軸圧縮強度、変形係数、三軸圧縮強度、膨潤圧および透水係数おの各データを把握した。

一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧は乾燥密度に依存することが確認された。また、止水性能に関しては、暫定的に設定した透水係数の品質を達成したことを確認した。

以下では、一軸圧縮強さ、変形係数、透水係数および膨潤圧について既往データとの比較および考察を記載した。

(1) 基本安全機能（移行抑制）に関わる性能

上部埋戻し材に期待されている基本特性（強度）は、緩衝材の膨潤変形などに一定の抵抗性を発揮し、緩衝材の変形や密度変化といった核種移行抑制機能へ影響する事象を抑制することを期待したものである。したがって、実施工を想定した場合、埋戻し材の構築後において、強度と変形係数が目標の管理基準値を満足する必要がある。しかし、現状公開されている資料等では、定量的な管理目標値を設定することが困難であるため、今年度の試験では、昨年度と同様に吹付け施工後および転圧施工後の供試体による強度と変形係数を取得し相関性や傾向を把握することとした。

以下に上部埋戻し材の力学安定性の確保性能に関する一軸圧縮試験および三軸圧縮試験で得られた強度・変形特性に関する知見および評価結果を示す。

1) 一軸圧縮試験結果に基づく埋戻し材の強度・変形特性評価

昨年度（H25 年度）と今年度（H26 年度）の一軸圧縮試験結果一覧を表 3.4-2 に示す。昨年度の一軸圧縮強さ q_u は $71.5\text{kN/m}^2 \sim 114.9\text{kN/m}^2$ 、変形係数 E_{50} は $3.7 \sim 9.4\text{MN/m}^2$ 、破壊ひずみは $2.3\% \sim 5.7\%$ の範囲でそれぞれ試験結果が得られた。今年度の一軸圧縮強さ q_u は $76.6\text{kN/m}^2 \sim 111.1\text{kN/m}^2$ 、変形係数 E_{50} は $4.0 \sim 6.3\text{MN/m}^2$ 、破壊ひずみは $2.6\% \sim 3.9\%$ の範囲であった。

昨年度と今年度の上部埋戻し材の施工条件の違いとして、設定含水比が挙げられる（昨年度 14.5% 、今年度 13.5% ）。さらに今年度の吹付け施工では、施工方法の改良（再

加圧無し、ホース長の短縮)によりリバウンド率を低減(昨年度約15%、今年度約13%)している。施工確認試験より、吹付け施工で発生するリバウンド材の多くは砂分であるため、吹付け施工の埋戻し材は、転圧施工の埋戻し材よりもベントナイト混合率および有効粘土密度が高くなることが分かっている。そこで、一軸圧縮試験の各結果(一軸圧縮強さ、変形係数、破壊ひずみ)と、物理特性(乾燥密度、有効粘土密度、含水比、混合率)の相関性に着目して強度・変形特性を評価した。

表 3.4-2 一軸圧縮試験結果一覧 (H25・26年度)

年度	試験 ケース名	乾燥密度 (Mg/m ³)	有効粘土 乾燥密度 (Mg/m ³)	含水比 (%)	混合率 (%)	一軸圧縮 強さ qu (kN/m ²)	破壊 ひずみ (%)	変形係数 E50 (MN/m ²)
H25	UCS 2-1 (転圧)	1.677	0.560	15.4	16.1	92.2	3.6	5.0
	UCS 2-2 (転圧)	1.666	0.539	15.1	15.6	89.8	3.7	3.8
	UCS 2-3 (転圧)	1.661	0.544	15.2	15.9	85.1	4.0	3.7
	UCS 4-1 (転圧)	1.735	0.612	15.7	16.4	105.4	4.3	5.8
	UCS 4-2 (転圧)	1.737	0.594	15.6	15.8	113.7	4.7	4.3
	UCS 4-3 (転圧)	1.742	0.604	15.7	16.0	114.9	5.7	3.9
	UCS 1-1 (吹付)	1.690	0.575	14.1	16.3	71.5	2.3	8.9
	UCS 1-2 (吹付)	1.718	0.590	14.0	16.1	85.6	4.2	4.7
	UCS 1-3 (吹付)	1.701	0.596	14.2	16.8	82.0	2.9	7.0
	UCS 3-1 (吹付)	1.670	0.609	14.1	18.1	73.6	2.7	9.4
	UCS 3-2 (吹付)	1.720	0.667	15.1	18.8	95.2	4.6	7.4
	UCS 3-3 (吹付)	1.676	0.598	14.2	17.5	71.5	3.9	8.9
H26	UCS C1-1 (転圧)	1.722	0.566	13.4	15.2	110.1	3.5	4.5
	UCS C1-2 (転圧)	1.703	0.549	12.7	15.1	111.1	3.6	4.7
	UCS C1-3 (転圧)	1.731	0.576	12.8	15.3	98.6	3.8	4.0
	UCS C2-1 (吹付)	1.666	0.565	13.9	16.5	76.6	3.9	4.5
	UCS C2-2 (吹付)	1.686	0.580	14.1	16.6	83.9	2.6	6.3
	UCS C2-3 (吹付)	1.715	0.598	13.5	16.5	87.6	3.3	5.6

a) 一軸圧縮強さと物理特性の関係

一軸圧縮強さと物理特性の関係を図 3.4-32～図 3.4-35 に示す。

一軸圧縮強さと乾燥密度の関係は、図 3.4-32 に示すように両者の相関性が高く(相関係数 0.73)、今年度と昨年度のばらつきが小さいことがわかる。

一軸圧縮強さと有効粘土乾燥密度の関係は、図 3.4-33 に示すように両者の相関性が低い(相関係数 0.02)。しかし、既往研究[3]によると、図 3.4-36 に示すように、ベントナイト混合率 15%の一軸圧縮強さには有効粘土密度との相関性が見られ、昨年度および今年度の供試体の有効粘土密度の範囲(0.539～0.667Mg/m³)では、本試験結果と既往研究の結果の一軸圧縮強さのオーダーは整合していることが確認できる。本試験の有効粘土密度の範囲が狭くデータ数も十分ではないこと、また既往研究において有効粘土密度が小さいベントナイト混合土の一軸圧縮試験が少ないことから、今後、さらにデータを蓄積していく必要があると考えられる。

一軸圧縮強さと含水比の関係は、図 3.4-34 に示すように両者の相関性が低い(相関係数 0.18)。既往文献[4]において、ベントナイト単体およびベントナイトと砂の混合材料(ケイ砂混合率 30%)の一軸圧縮試験結果が報告されており、試験条件を表 3.4-3、一軸圧縮強度と含水比の関係を図 3.4-37 に示す。図 3.4-37 に示すように、ベ

ントナイト単体においては一軸圧縮強さと含水比の相関性は高いが、本試験と条件が近い混合材料においては相関性が低いことがわかる。よって、一軸圧縮強さと含水比の関係においては、本試験と既往試験で類似した傾向が見られる。

一軸圧縮強さと混合率の関係は、図 3.4-35 に示すように両者には相関性がある（相関係数-0.51）ことがわかる。吹付け施工の埋戻し材は、転圧施工の埋戻し材よりもベントナイト混合率が高くなる傾向が見られ、これは、吹付け時のリバウンドの発生に起因していると考えられる。また、吹付け施工における今年度の混合率のばらつきが昨年度より小さくなって分布しており（昨年度 15.6～18.8%、今年度 15.1～16.6%）、今年度の吹付け施工方法の改良が、リバウンド率の低減に加えて、材料分離の低減にも寄与していることが示唆される。

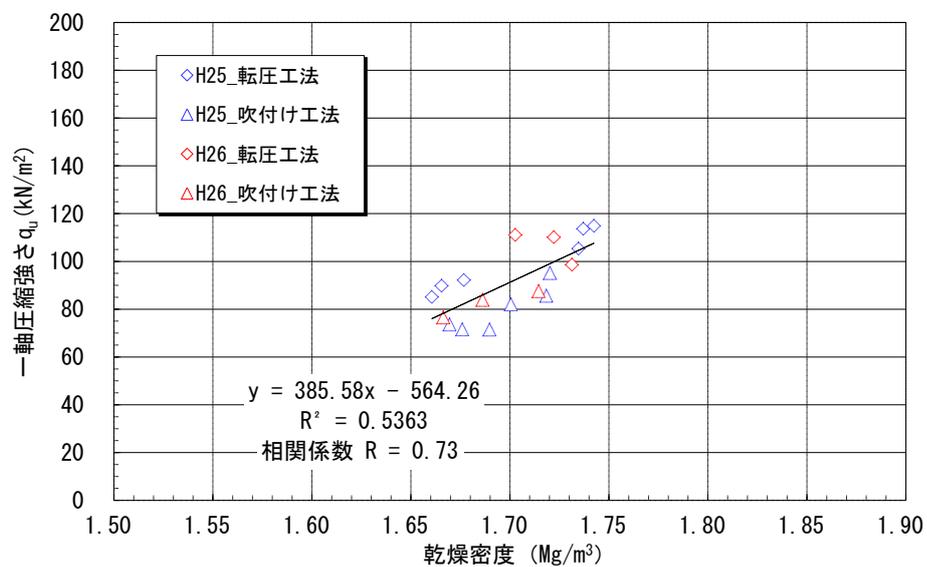


図 3.4-32 一軸圧縮強さと乾燥密度の関係

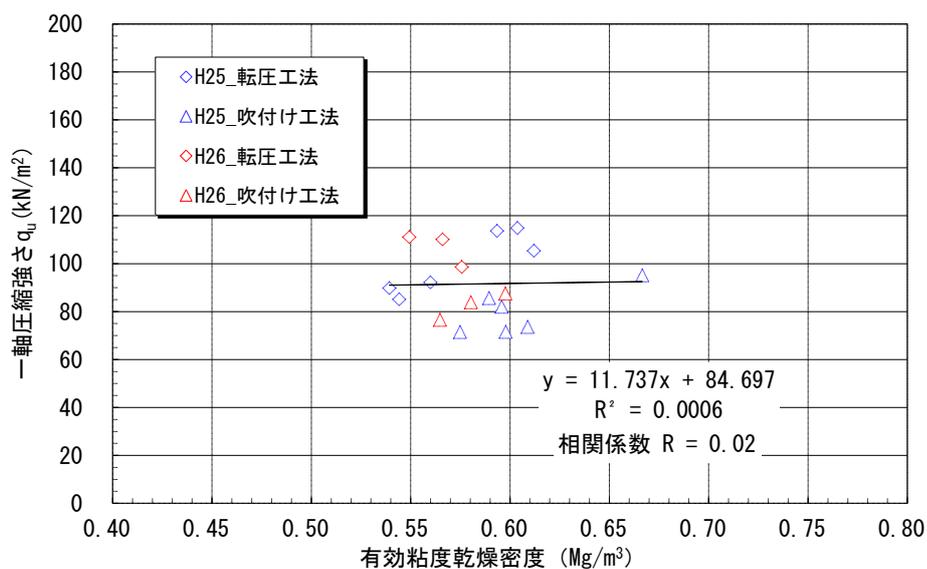


図 3.4-33 一軸圧縮強さと有効粘土乾燥密度の関係

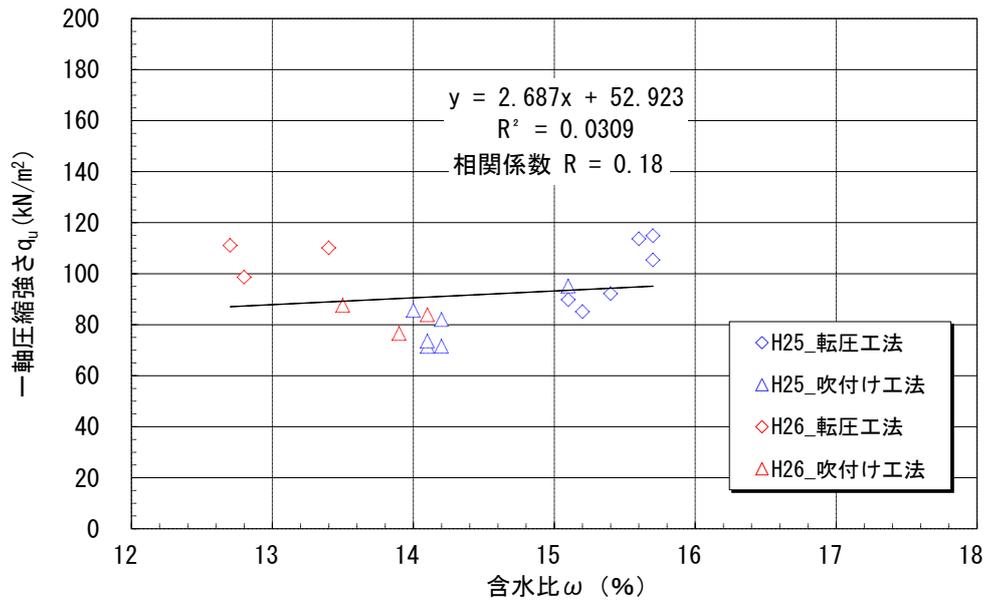


図 3.4-34 一軸圧縮強さと含水比の関係

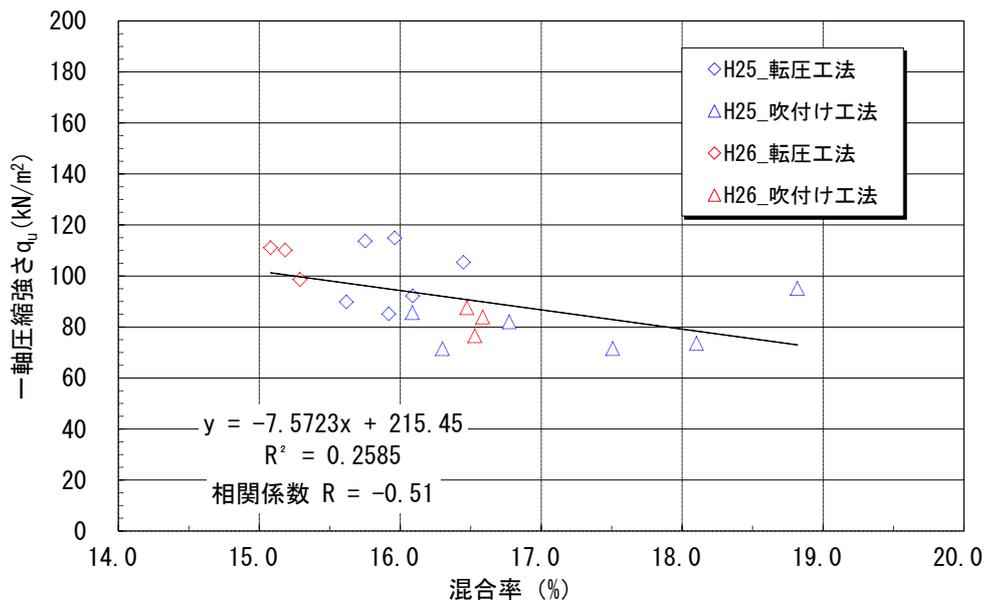


図 3.4-35 一軸圧縮強さと混合率の関係

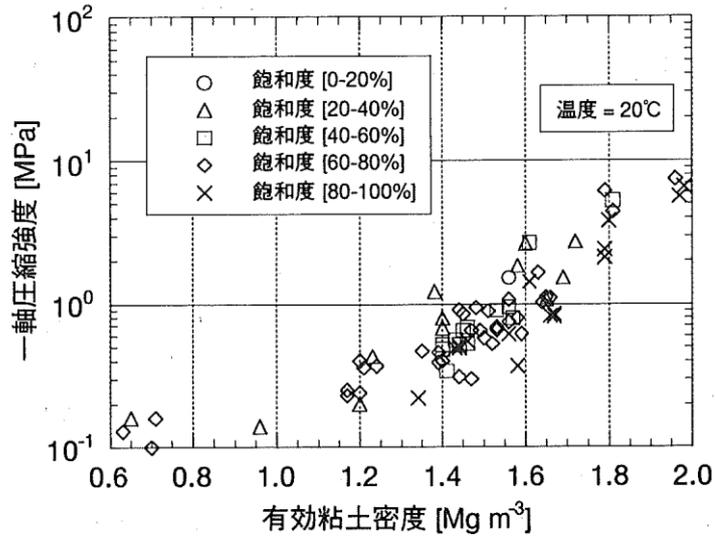


図 3.4-36 既往研究における一軸圧縮強度と有効粘土密度の関係[3]

表 3.4-3 既往研究における一軸圧縮試験の条件[4]

供試体条件	ケイ砂混合体	ベントナイト単体				
	ベントナイト	クニゲル V1				
	ケイ砂混合率 R_s (wt%)	30 (3号と5号を質量比1対1で混合)				
	乾燥密度 ρ_d ($Mg\ m^{-3}$)	1.6	1.6	1.8		
	含水比 ω (%)	約7~23	約10~22.5	約10~18		
寸法 (mm)				直径 $\phi=30 \times$ 高さ $h=60$		
一軸圧縮試験条件	載荷速度 ($mm\ min^{-1}$)	0.1 ($\dot{\epsilon}_s \approx 0.17\% \ min^{-1}$ に相当)				
	試験数	23	12	8		
	試験温度	室温				

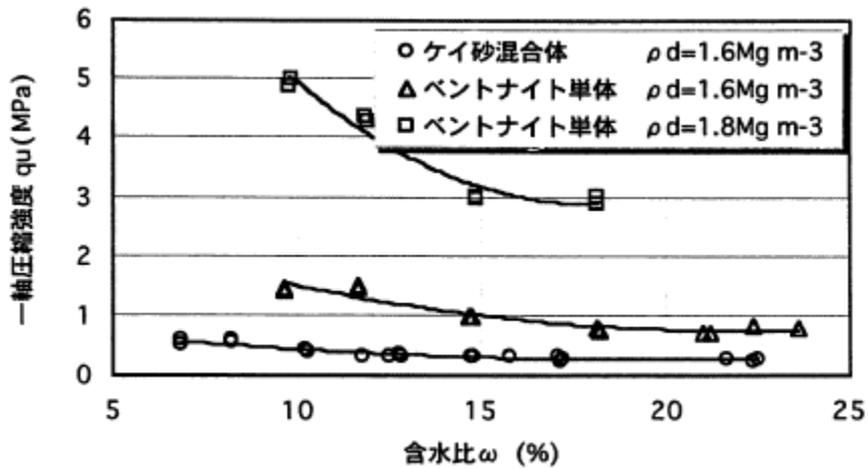


図 3.4-37 既往研究における一軸圧縮強度と含水比の関係[4]

b) 変形係数と物理特性の関係

変形係数と物理特性の関係を図 3.4-38～図 3.4-41 に示す。

変形係数と乾燥密度の関係は、図 3.4-38 に示すように両者の相関性が低い（相関係数 -0.25 ）。

変形係数と有効粘土乾燥密度の関係は、図 3.4-39 に示すように両者には相関性がある（相関係数 0.50 ）ことがわかる。既往研究[3]によると、図 3.4-42 に示すように、ベントナイト混合率 15% の変形係数には有効粘土密度との相関性が見られ、昨年度および今年度の供試体の有効粘土密度の範囲（ $0.539\sim 0.667\text{Mg/m}^3$ ）では、本試験結果と既往研究の結果の変形係数のオーダーは整合していることが確認できる。

変形係数と含水比の関係は、図 3.4-40 に示すように両者の相関性が低い（相関係数 -0.09 ）。前述した既往文献[4]における弾性係数と含水比の関係を図 3.4-43 に示す。図 3.4-37 の一軸圧縮強さと含水比の関係と同様に、ベントナイト単体においては変形係数と含水比の相関性が高いが、本試験と条件が近い混合材料においては相関性が低いことが分かる。よって、変形係数と含水比の関係においては、本試験と既往試験で類似した傾向が見られる。

変形係数と混合率の関係は、図 3.4-41 に示すように両者の相関性が高く（相関係数 0.75 ）、今年度と昨年度のばらつきが小さいことがわかる。

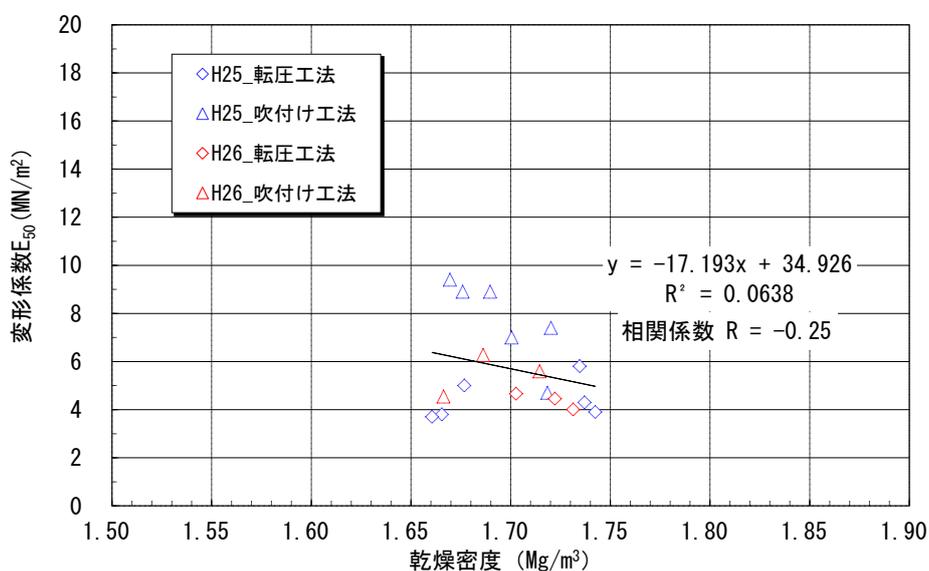


図 3.4-38 変形係数と乾燥密度の関係

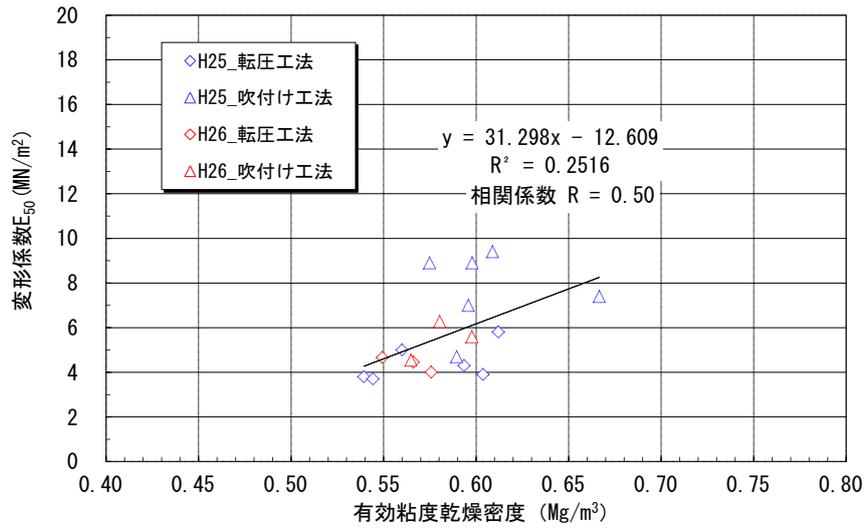


図 3.4-39 変形係数と有効粘土乾燥密度の関係

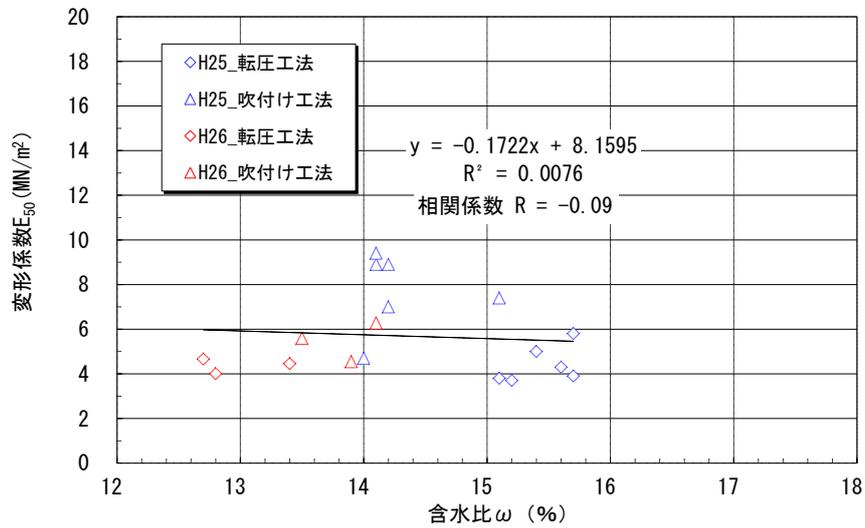


図 3.4-40 変形係数と含水比の関係

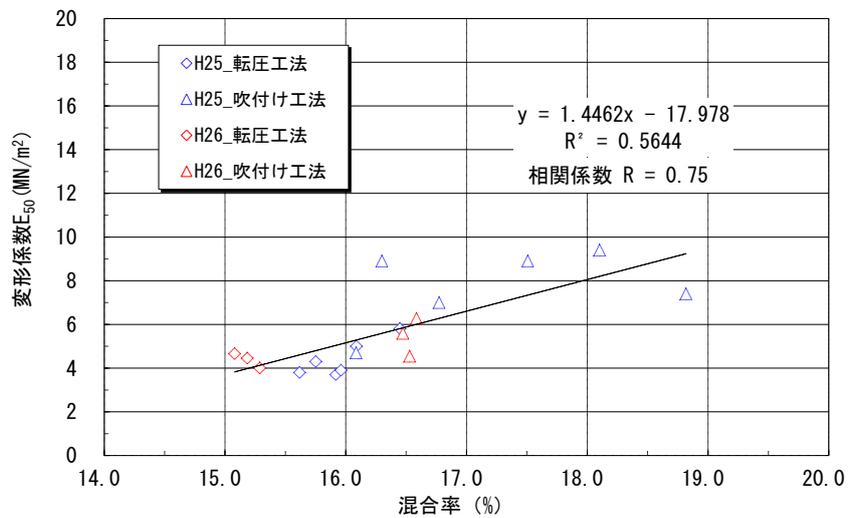


図 3.4-41 変形係数と混合率の関係

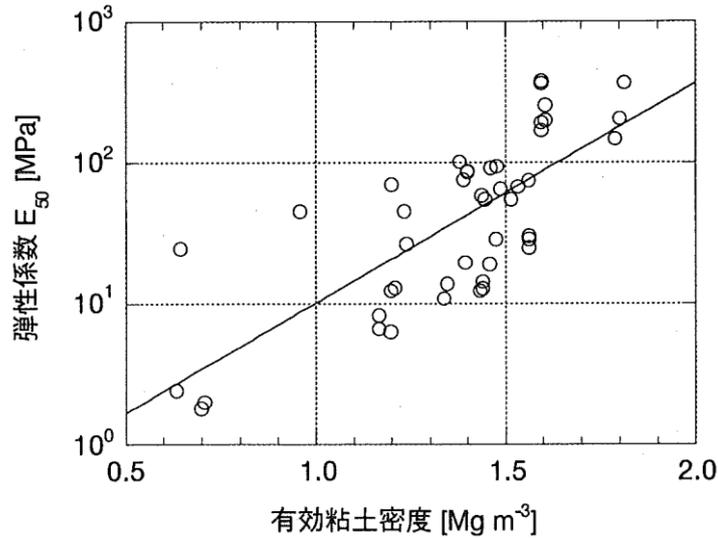


図 3.4-42 既往研究における弾性係数の有効粘土密度の関係[3]

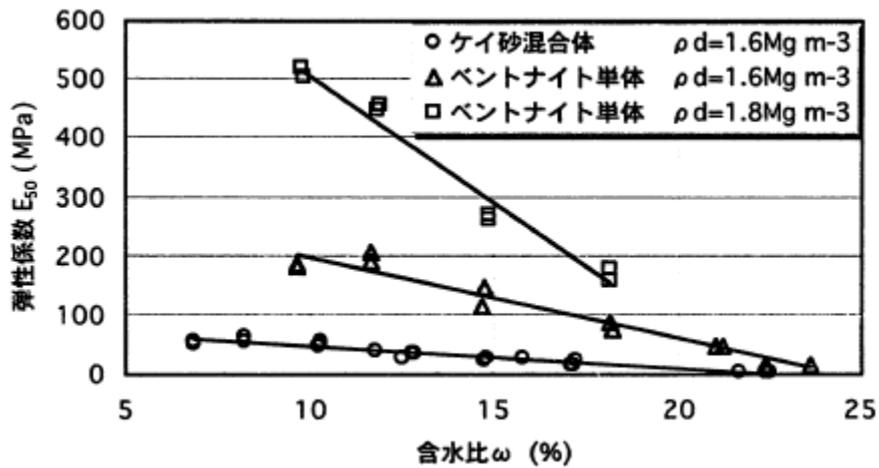


図 3.4-43 既往研究における弾性係数と含水比の関係[4]

c) 破壊ひずみと物理特性の関係

破壊ひずみと物理特性の関係を図 3.4-44～図 3.4-47 に示す。

破壊ひずみと乾燥密度の関係 (図 3.4-44)、および破壊ひずみと含水比の関係 (図 3.4-46) は、比較的相関性が高く (相関係数はそれぞれ 0.52、0.51)、破壊ひずみと有効粘土乾燥密度の関係 (図 3.4-45)、および破壊ひずみと混合率の関係 (図 3.4-47) は、相関性が低い (相関係数はそれぞれ 0.27、-0.08)。

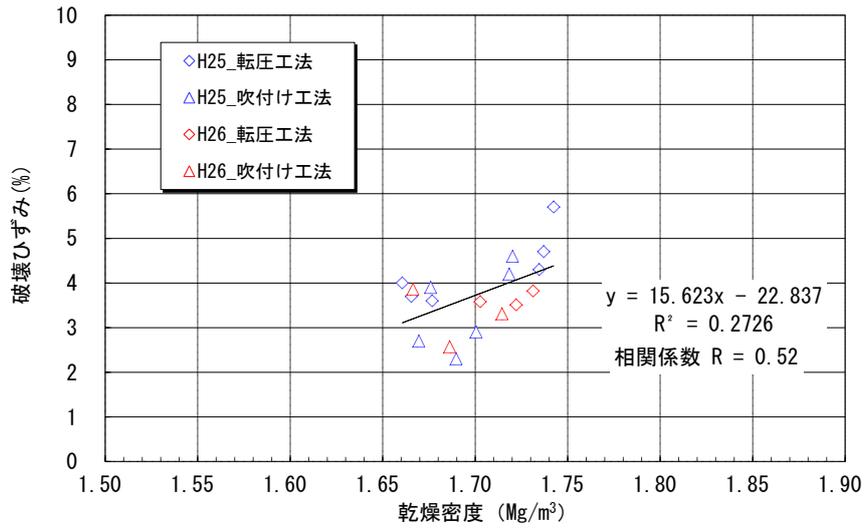


図 3.4-44 破壊ひずみと乾燥密度の関係

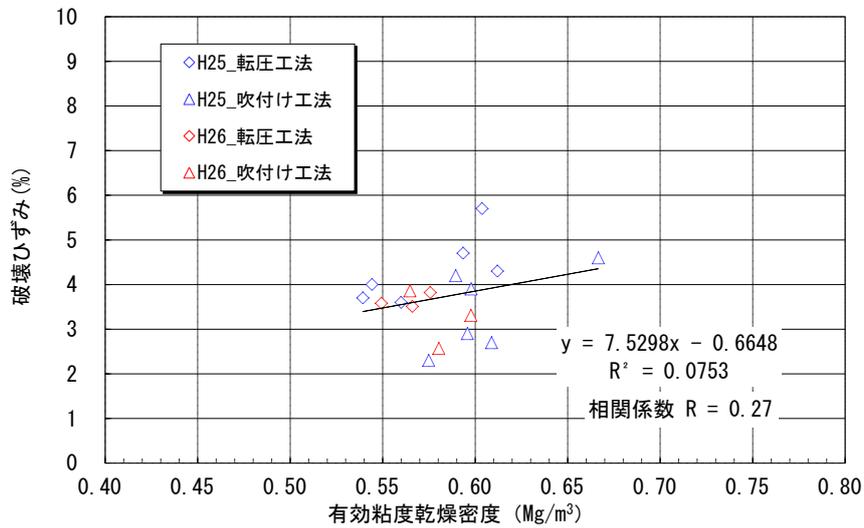


図 3.4-45 破壊ひずみと有効粘土乾燥密度の関係

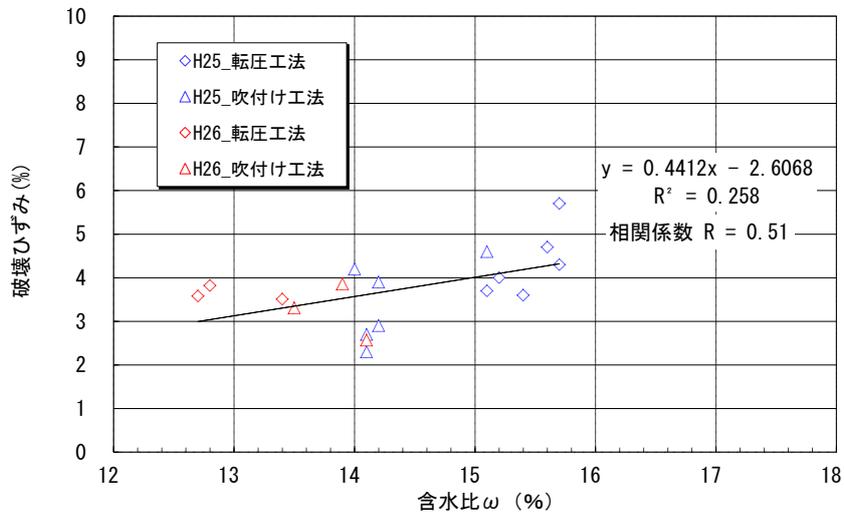


図 3.4-46 破壊ひずみと含水比の関係

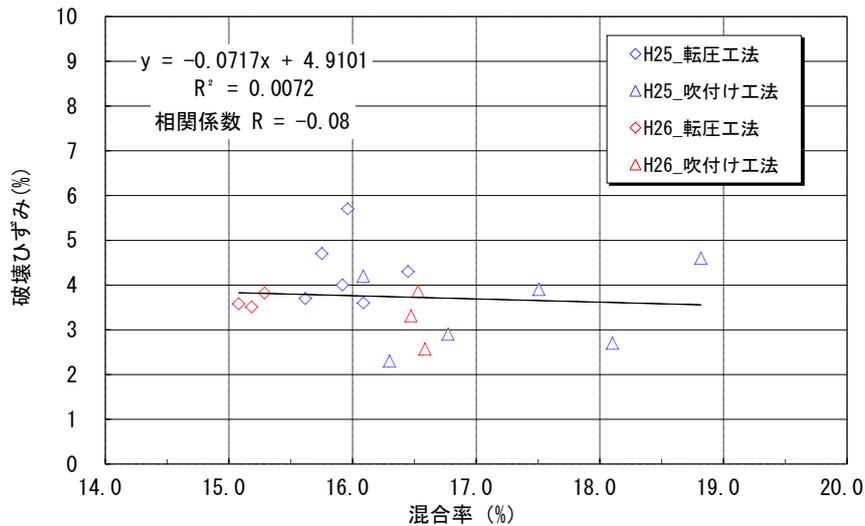


図 3.4-47 破壊ひずみと混合率の関係

d) 施工方法の影響

今年度の試験のうち、図 3.4-48 に示すように比較的物理特性に近い UCS_C1-1 (転圧) と UCS_C2-3 (吹付) の応力とひずみの関係を比較すると、転圧施工は吹付け施工より一軸圧縮強さは大きく ($110.1 > 87.6 \text{ kN/m}^2$)、変形係数 E_{50} は小さい ($4.5 < 5.6 \text{ MN/m}^2$) 結果となっている。これは、締固めエネルギーの違いに起因している可能性が考えられる。現場施工において目標とする締固め度は、A 法の締固めエネルギーにより得られた物理特性に対して評価を行っているが、今後、実施工に用いる施工機械および施工方法による締固めエネルギーとの関係性について着目した初期性能試験データの蓄積が望まれる。

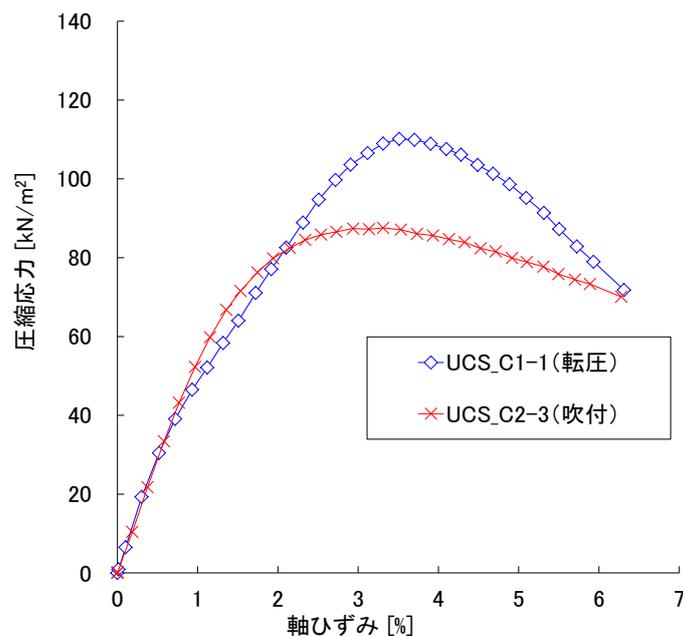


図 3.4-48 一軸圧縮試験の応力とひずみの関係

2) 三軸圧縮試験結果に基づく埋戻し材の強度・変形特性評価

昨年度（H25年度）と今年度（H26年度）の三軸圧縮試験結果一覧を表 3.4-4 に、モールの応力円を図 3.4-49 に示す。

今年度の吹付け施工では、混合率の平均値が 16.4%、ばらつきが 15.9～16.8%の範囲で、昨年度（平均値が 18.3%、ばらつきが 16.0～21.1%）に比べてばらつきが小さく、吹付け時の材料分離が減少している傾向が見られる。また図 3.4-49 に示すように、粘着力は転圧施工よりも吹付け施工の方が大きく、せん断抵抗角は吹付け施工よりも転圧施工の方が大きくなっているが、この傾向は昨年度（UU_3 と UU_4 ケース）および今年度（UU_C1 と UU_C2 ケース）で同様であった。

一軸圧縮試験の評価と同様に、昨年度と今年度の試験条件の違いに着目して、三軸圧縮試験結果の各結果（最大主応力差、変形係数）と、拘束条件および物理特性（乾燥密度、有効粘土密度、含水比、混合率）の関係から強度・変形特性を評価した。

最大主応力差および拘束圧と物理特性の関係を図 3.4-50～図 3.4-54、変形係数および拘束圧と物理特性の関係を図 3.4-55～図 3.4-59 に示す。なお、各図の拘束圧が 0kN/m²の結果は、一軸圧縮試験結果をプロットしており、また各図において拘束圧ごとに回帰直線を示している。

図 3.4-50 より、強度特性（最大主応力差）は拘束圧の増加に伴い増加する傾向が認められ、各拘束圧において、今年度の最大主応力差は昨年度よりも大きくなる傾向が見られる。これは、図 3.4-53 の最大主応力差と含水比の関係において、拘束圧が高いほど勾配が大きくなること、また、両者の相関性が比較的高く、今年度の上部埋戻し材の設定含水比の低減（昨年度 14.5%、今年度 13.5%）が、最大主応力差の増加に影響していると推察される。なお、最大主応力差と乾燥密度、有効粘土乾燥密度および混合率の関係は、図 3.4-51、図 3.4-52 および図 3.4-54 に示すように、今回の試験条件の範囲では明瞭な相関性は見られない。

図 3.4-55 より、変形特性（変形係数）も強度特性と同様に拘束圧の増加に伴い増加する傾向が認められる。物理特性との相関性に関しては、図 3.4-56～図 3.4-59 に示すように、いずれの物理特性とも今回の試験条件の範囲では明瞭な相関性は見られない。

以上より、今回実施した試験条件（乾燥密度、有効粘土乾燥密度、含水比、混合率）の範囲においては、三軸圧縮試験（UU 条件）で得られた強度特性、変形特性に関しては、いずれも拘束圧依存性を有することを確認できた。物理特性との相関性に関しては、強度特性（最大主応力差）は含水比との相関性が認められ、昨年度と今年度の上部埋戻し材の設定含水比の低減の影響が強度特性に現れていた。一方、変形特性（変形係数）には、物理特性との明瞭な相関性は認められなかった。

今回の試験結果では、強度特性、変形特性ともに試験結果にばらつきが認められたことから、現場施工における埋戻し土の均一性確保が今後の課題と考えられる。

表 3.4-4 三軸圧縮試験(UU 試験)結果一覧表

年度	試験ケース名	乾燥密度 (Mg/m ³)	有効粘度乾燥密度 (Mg/m ³)	含水比 (%)	混合率 (%)	拘束圧 (kN/m ²)	最大主応力差 (kN/m ²)	破壊ひずみ (%)	変形係数 (MN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (deg.)
H25	UU_2-1 (転圧)	1.699	0.577	15.7	16.1	200	316.7	14.9	17.8	89.34	11.70
	UU_2-2 (転圧)	1.691	0.577	16.4	16.4	400	432.1	14.9	16.8		
	UU_2-3 (転圧)	1.706	0.589	16.5	16.4	600	519.8	15.0	21.3		
	UU_4-1 (転圧)	1.702	0.614	15.6	17.4	200	342.7	15.0	13.4	73.90	16.92
	UU_4-2 (転圧)	1.740	0.602	15.6	16.0	400	576.0	15.0	17.5		
	UU_4-3 (転圧)	1.707	0.576	15.7	15.9	600	665.0	15.0	23.7		
	UU-1-1 (吹付)	1.676	0.673	16.2	20.4	200	229.5	15.0	6.7	42.54	13.48
	UU-1-2 (吹付)	1.688	0.700	16.6	21.1	400	351.0	15.0	11.2		
	UU-1-3 (吹付)	1.760	0.670	14.6	17.8	600	799.7	15.0	22.5		
	UU_3-1 (吹付)	1.744	0.607	14.4	16.0	200	421.1	15.0	16.3	96.61	16.70
	UU_3-2 (吹付)	1.704	0.623	15.2	17.7	400	448.7	15.0	8.8		
	UU_3-3 (吹付)	1.726	0.621	14.3	17.0	600	743.8	15.0	20.7		
H26	UU_C1-1 (転圧)	1.650	0.543	11.9	16.1	200	334.7	15.0	10.4	16.77	25.01
	UU_C1-1 (転圧)	1.660	0.542	11.6	15.9	400	661.7	11.6	16.4		
	UU_C1-1 (転圧)	1.690	0.558	12.2	15.7	600	919.4	12.2	25.5		
	UU_C2-1 (吹付)	1.665	0.548	13.0	15.9	200	340.7	15.0	10.4	38.48	21.50
	UU_C2-1 (吹付)	1.663	0.563	13.3	16.6	400	583.3	14.9	12.9		
	UU_C2-1 (吹付)	1.673	0.576	13.4	16.8	600	803.4	14.9	17.7		

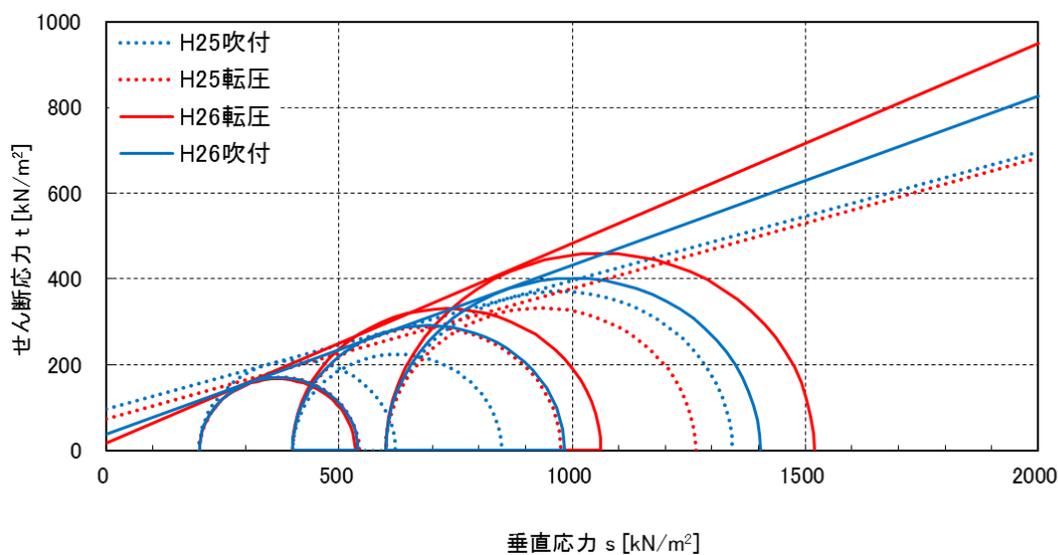


図 3.4-49 転圧、吹付のモールの応力円 (全応力)

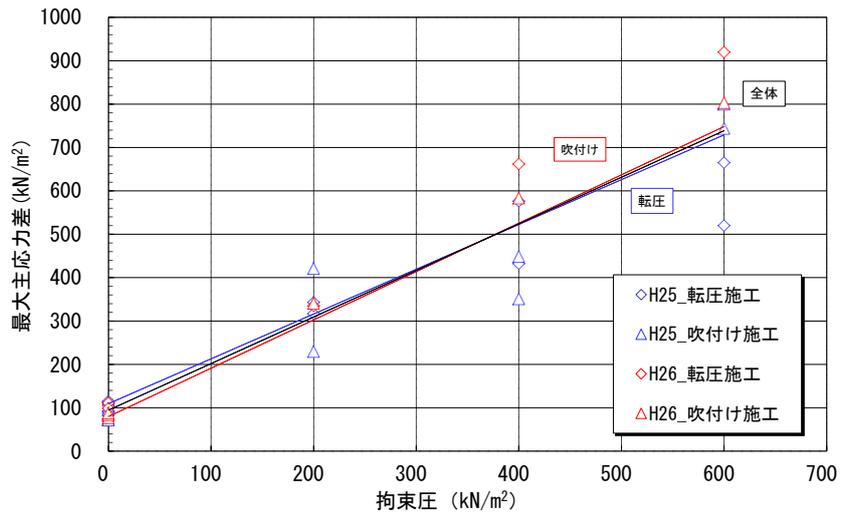


図 3.4-50 最大主応力差と拘束圧の関係

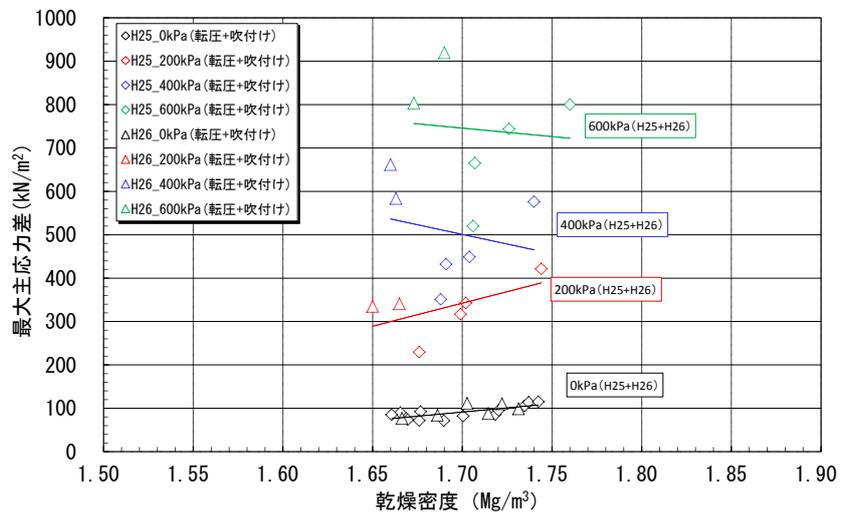


図 3.4-51 最大主応力差と乾燥密度の関係

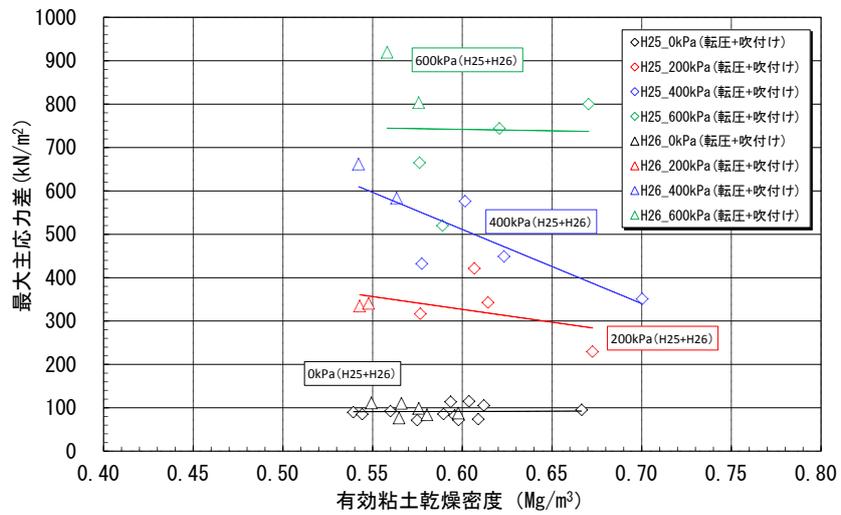


図 3.4-52 最大主応力差と有効粘土密度の関係

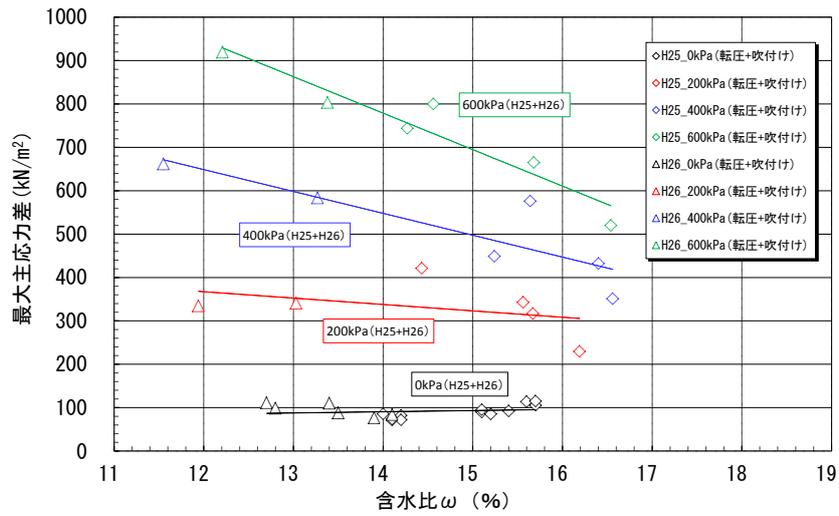


図 3.4-53 最大主応力差と含水比の関係

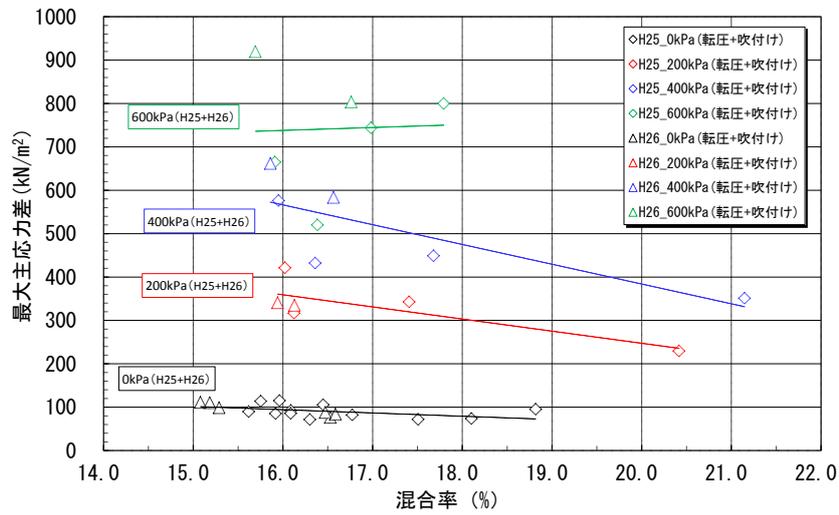


図 3.4-54 最大主応力差と混合率の関係

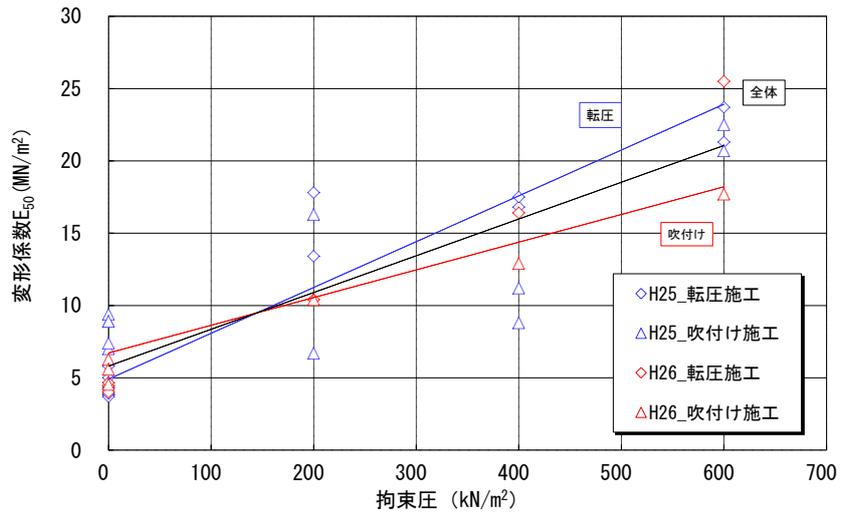


図 3.4-55 変形係数と拘束圧の関係

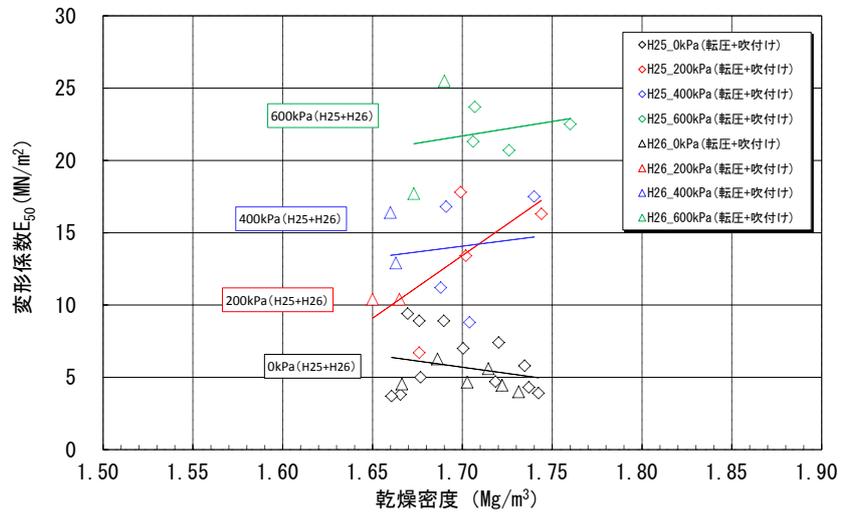


図 3.4-56 変形係数と乾燥密度の関係

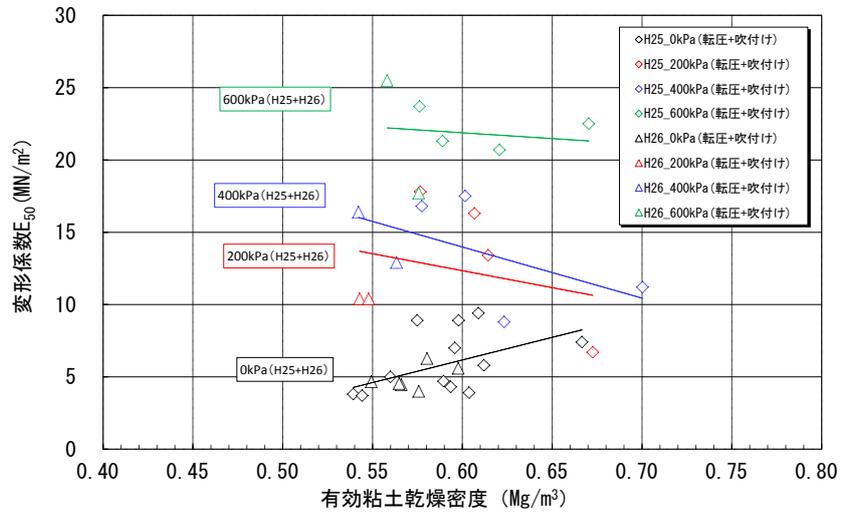


図 3.4-57 変形係数と有効粘土密度の関係

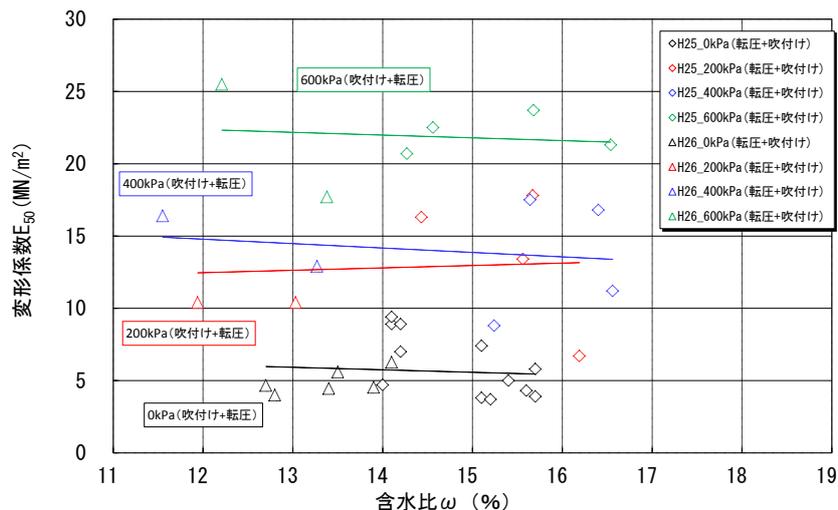


図 3.4-58 変形係数と含水比の関係

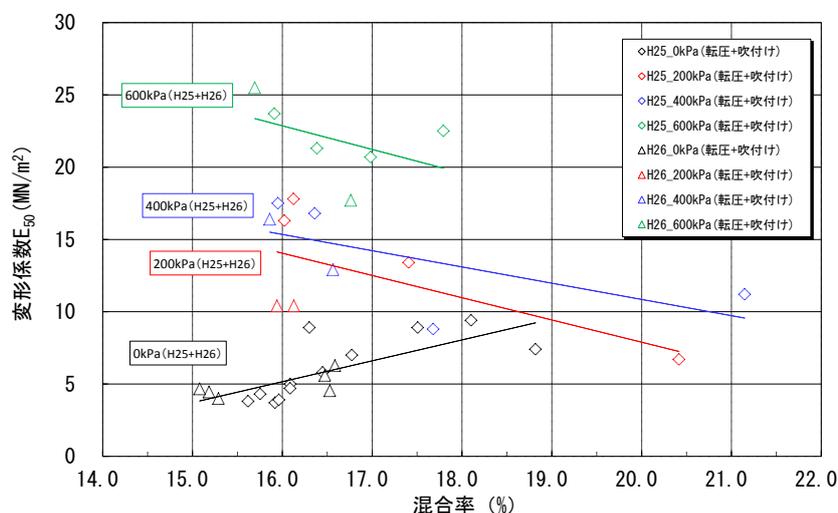


図 3.4-59 変形係数と混合率の関係

3) 膨潤圧試験結果に基づく埋戻し材の強度・変形特性評価

基本安全機能（移行抑制）に関わる性能として力学特性を把握するために、吹付け施工および転圧施工による埋戻し材の膨潤圧試験を行った。昨年度（H25 年度）と今年度（H26 年度）の膨潤圧試験結果一覧を表 3.4-5 に示す。

今年度の供試体の初期乾燥密度は 1.642～1.710Mg/m³、有効粘土乾燥密度は 0.546～0.609Mg/m³、初期含水比は 12.3～16.2%、ベントナイト混合率は 15.3～18.1%であり、得られた平衡膨潤圧は 0.028～0.040MPa であった。昨年度は、表 3.4-5 に示すように、SW_3-1 のケースにおいて、ベントナイトと砂の材料分離が原因と考えられる試験値のばらつきが見られたが、今年度は見られない。また、図 3.4-60～図 3.4-61 に示すように、平衡膨潤圧は、乾燥密度および有効粘土乾燥密度と高い相関性を示す結果が得られた。これらの相関図においては、回帰直線の近傍に各施工方法による試験値が分布していることから、施工方法の違いによる膨潤特性の違いはないものと評価される。

今年度の上部緩衝材の膨潤圧試験結果や既往検討によると、図 3.4-62 に示すように、乾燥密度の管理基準値 ($1.60 \pm 0.10 \text{Mg/m}^3$) の範囲における緩衝材の膨潤圧は $0.38 \sim 1.31 \text{MPa}$ となる。一方、今回実施した膨潤圧試験による埋戻し材の膨潤圧は、最大で 0.04MPa (但し、SW_3-1 は除く) であった。上部埋戻し材に期待されている基本特性 (強度) は、緩衝材の膨潤変形などに一定の抵抗性を発揮し、緩衝材の変形や密度変化といった核種移行抑制機能へ影響する事象を抑制することを期待したものであるが、再冠水時においては、ベントナイト混合土を採用した場合の埋戻し材も膨張圧が緩衝材に比べ小さいものの発生する。

したがって、これらの部材の膨潤圧および強度・変形特性、さらにはこれらの部材が不飽和状態から飽和状態に至る時間的変化を考慮して、緩衝材の変形や密度変化への影響を検討する必要があると考えられる。

表 3.4-5 膨潤圧試験結果一覧 (平成 25・26 年度)

年度	試験ケース	施工方法	乾燥密度 (Mg/m^3)	有効粘度乾燥密度 (Mg/m^3)	初期含水比 (%)	ベントナイト混合率 (%)	平衡膨潤圧 (MPa)
H25	SW_2-1	転圧	1.699	0.597	16.0	16.9	0.033
	SW_2-2	転圧	1.722	0.595	15.8	16.2	0.040
	SW_2-3	転圧	1.716	0.597	15.7	16.4	0.036
	SW_4-1	転圧	1.698	0.564	14.8	15.7	0.036
	SW_4-2	転圧	1.683	0.551	15.4	15.6	0.033
	SW_4-3	転圧	1.676	0.572	16.0	16.5	0.042
	SW_1-1	吹付け	1.641	0.499	13.9	14.7	0.022
	SW_1-2	吹付け	1.645	0.504	13.7	14.9	0.026
	SW_1-3	吹付け	1.677	0.529	14.1	15.0	0.031
	SW_3-1	吹付け	1.803	0.723	14.0	18.4	0.059
	SW_3-2	吹付け	1.684	0.526	13.0	14.7	0.026
	SW_3-3	吹付け	1.659	0.578	13.9	17.2	0.036
H26	SW_C1-1	転圧	1.710	0.562	12.3	15.3	0.035
	SW_C1-2	転圧	1.642	0.546	16.2	16.5	0.031
	SW_C1-3	転圧	1.672	0.609	15.4	18.1	0.033
	SW_C2-1	吹付け	1.643	0.560	13.8	17.0	0.028
	SW_C2-2	吹付け	1.681	0.577	13.7	16.6	0.028
	SW_C2-3	吹付け	1.708	0.599	14.0	16.7	0.040

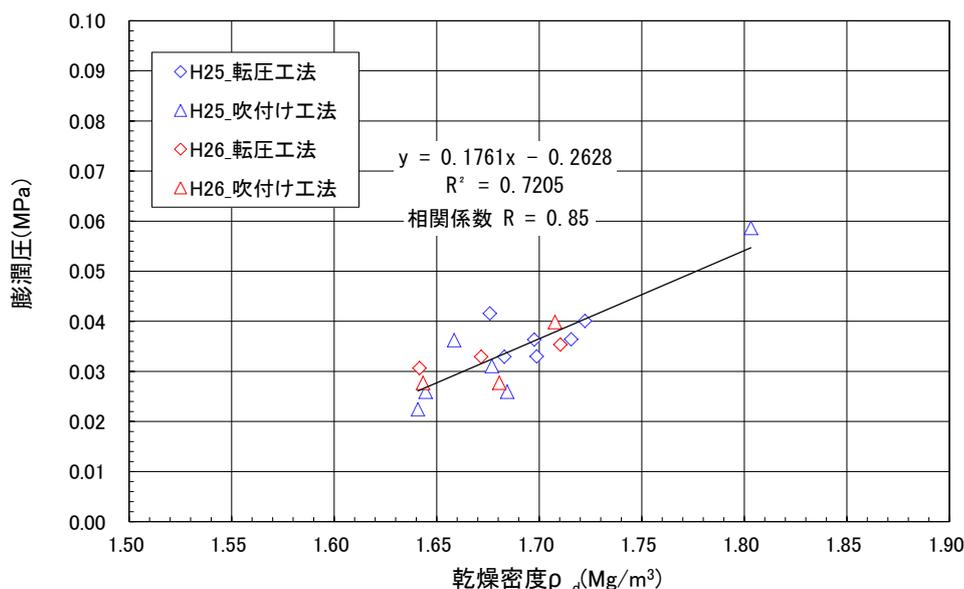


図 3.4-60 膨潤圧と乾燥密度の関係

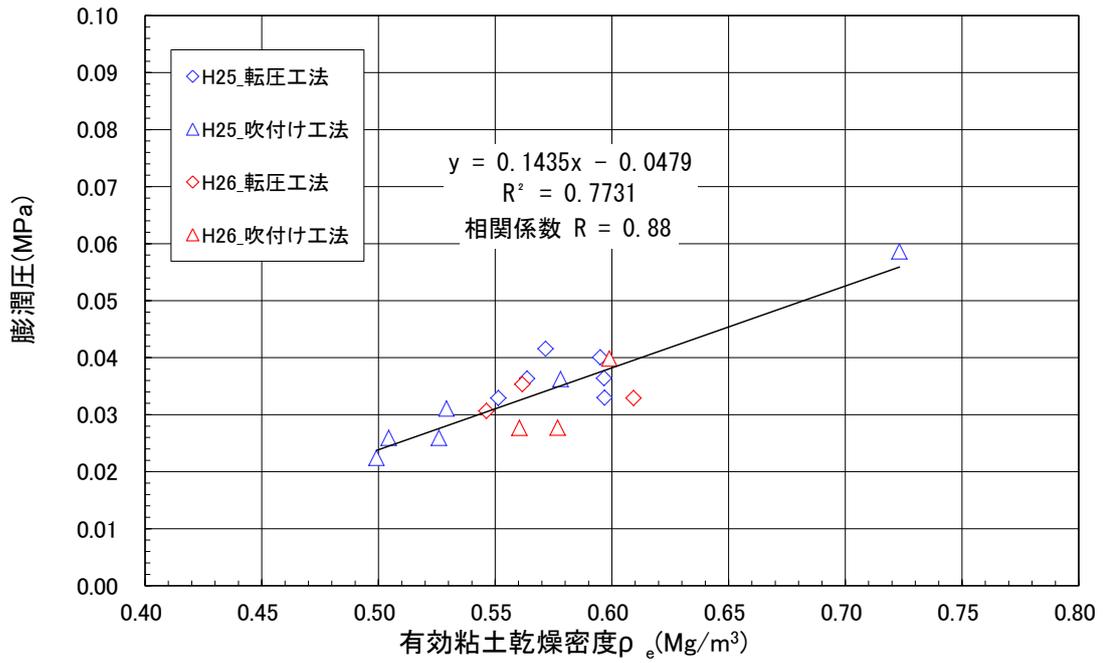


図 3.4-61 膨潤圧と有効粘土乾燥密度の関係

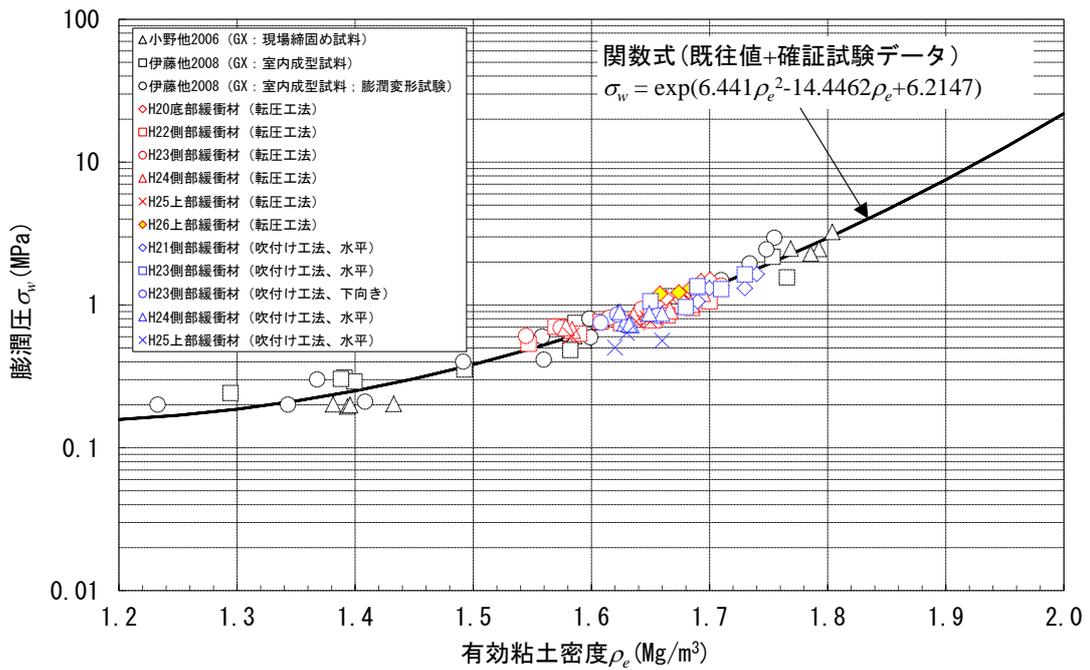


図 3.4-62 緩衝材の膨潤圧と有効粘土密度の関係

(関数式は、既往データ[5][6]および緩衝材確認試験結果のデータより設定)

(2) 止水性能に関する評価

1) 埋戻し材の乾燥密度測定および含水比測定

止水性能（透水）の代替特性（乾燥密度、含水比）を把握するため、乾燥密度測定および含水比測定を実施した。ここでは、吹付け施工と転圧施工の施工後の埋戻し材の品質について比較を行い、品質の差が生じた原因について考察する。施工方法の違いによる物理特性試験結果を表 3.4-6 に示す。

表 3.4-6 施工方法の違いによる物理特性試験結果

項目	年度	吹付け施工			転圧施工		
		平均値	ばらつき の範囲	標準偏差	平均値	ばらつき の範囲	標準偏差
含水比(%)	H25	14.1	13.2~14.9	0.41	15.5	14.1~16.7	0.63
	H26	13.5	12.4~14.2	0.50	13.0	12.0~14.9	0.77
乾燥密度 (Mg/m ³)	H25	1.749	1.679~1.799	0.031	1.714	1.653~1.788	0.028
	H26	1.652	1.606~1.708	0.031	1.662	1.601~1.732	0.038
締固め度 (%)	H25	96.6	92.8~99.4	1.73	94.7	91.3~98.8	1.57
	H26	91.3	88.7~94.4	1.73	91.8	88.5~95.7	2.09
混合率 (%)	H25	16.9	14.8~20.8	1.35	15.8	15.0~17.0	0.46
	H26	16.5	16.0~17.0	0.27	15.8	15.3~16.9	0.41
有効粘土 乾燥密度 (Mg/m ³)	H25	0.636	0.553~0.731	0.045	0.579	0.545~0.646	0.024
	H26	0.556	0.523~0.603	0.024	0.543	0.489~0.594	0.028

昨年度と今年度の材料の設定含水比の違い（昨年度 14.5%、今年度 13.5%）により、今年度の含水比の平均値は、吹付け施工が 13.5%、転圧施工が 13.0%となり、両者ともに昨年度（吹付け施工：14.1%、転圧施工：15.5%）よりも小さくなっている。また、今年度の乾燥密度の平均値（吹付け施工：1.652Mg/m³、転圧施工：1.622Mg/m³）および締固め度の平均値（吹付け施工：91.3%、転圧施工：91.8%）は、両者ともに昨年度よりも減少する結果となった。これは、設定含水比を設定している締固め試験 A 法での最適含水比（13.7%）よりも、現場施工の締固めエネルギーの時の最適含水比の方が大きいため、設定含水比が大きい昨年度の方が今年度よりも高い密度が得られたのではないかと推察される。

設定含水比の違いの他に、今年度の吹付け施工では、施工方法の改良（圧送中の再加圧無し、ホース長の短縮）によりリバウンド率を低減（昨年度約 15%、今年度約 13%）するこ

とができた。このため、リバウンド材に多く含まれる砂分の影響を受ける混合率において、平均値は昨年度の16.9%に対して今年度は16.5%となり、今年度の方が設定混合率(15.0%)からの増加は抑えられた。さらに混合率の標準偏差は、昨年度の1.35に対して今年度は0.27となり、今年度の方がばらつきは低減した。

しかしながら、全体傾向としては、転圧施工と比較すると、吹付け施工の方が昨年度、今年度ともに混合率は高い傾向にあり、吹付け時には材料分離が発生していると推察され、今後の課題として挙げられる。有効粘土乾燥密度は、乾燥密度と混合率の関数であるため、両者の影響を受けて、今年度の平均値は吹付け施工、転圧施工ともに昨年度よりも小さくなっている。

2) 埋戻し材の透水試験

吹付け施工および転圧施工による埋戻し材の止水性を把握するため、透水試験を実施した。昨年度(H25年度)と今年度(H26年度)の透水試験結果一覧を表3.4-7に示す。

今年度の供試体の初期乾燥密度は $1.561\sim 1.669\text{Mg/m}^3$ (昨年度: $1.596\sim 1.727\text{Mg/m}^3$)、有効粘土乾燥密度は $0.494\sim 0.537\text{Mg/m}^3$ (昨年度: $0.547\sim 0.625\text{Mg/m}^3$)、初期含水比は12.3~14.0%(昨年度:13.3~19.0%)、ベントナイト混合率は15.0~16.8%(昨年度:15.1~20.9%)であり、昨年度との違いに関しては、1)の内容と同様である。また、今年度の透水係数は $7.43\times 10^{-11}\sim 1.75\times 10^{-11}\text{m/s}$ となっている。

図3.4-63~図3.4-64に示すように、透水係数には、乾燥密度および有効粘土乾燥密度との相関性が見られ、乾燥密度より有効粘土乾燥密度との相関性が高い結果となっている。有効粘土乾燥密度が高くなるにつれて透水係数の値が小さくなる傾向は、図3.4-65に示す既往の研究事例[7]と整合する結果となっている。また、今年度の試験で得られた透水係数は、有効粘土乾燥密度が $0.494\sim 0.537\text{Mg/m}^3$ の時の値であり、 10^{-11}m/s のオーダーとなっている。この透水係数のオーダーについても既往の研究事例と整合している。

なお、今回の試験における透水係数と乾燥密度および有効粘土乾燥密度の相関関係においては、施工方法の違いによる透水係数の差異は認められない結果が得られている。

当該地点の周辺岩盤の透水係数[8]は、最小値を示す地層で $7.8\times 10^{-8}\text{m/s}$ となっており、今回の実施した上部埋戻し土の透水係数($1.75\times 10^{-11}\sim 7.43\times 10^{-11}\text{m/s}$)は、周辺岩盤より3オーダー低い値となっている。

表 3.4-7 透水試験結果一覧 (平成 25・26 年度)

年度	試験 ケース	施工 方法	乾燥密度 (Mg/m ³)	有効粘度 乾燥密度 (Mg/m ³)	初期 含水比 (%)	ベントナイト 混合率 (%)	透水係数 (m/s)
H25	PE_2-1	転圧	1.694	0.560	16.3	15.7	1.10E-11
	PE_2-2	転圧	1.705	0.571	16.1	15.8	1.45E-11
	PE_2-3	転圧	1.715	0.586	16.8	16.0	1.75E-11
	PE_4-1	転圧	1.701	0.553	15.3	15.3	1.83E-11
	PE_4-2	転圧	1.660	0.547	16.0	16.0	1.42E-11
	PE_4-3	転圧	1.672	0.549	15.8	15.8	7.07E-12
	PE_1-1	吹付け	1.704	0.551	13.3	15.1	1.03E-11
	PE_1-2	吹付け	1.643	0.625	16.3	19.5	7.18E-12
	PE_1-3	吹付け	1.596	0.624	19.0	20.9	6.61E-12
	PE_3-1	吹付け	1.718	0.573	14.0	15.5	1.08E-11
	PE_3-2	吹付け	1.727	0.585	14.6	15.7	8.83E-12
	PE_3-3	吹付け	1.693	0.618	14.6	17.8	1.02E-11
H26	PE_C1-1	転圧	1.626	0.500	12.8	15.1	7.43E-11
	PE_C1-2	転圧	1.669	0.525	12.8	15.0	1.81E-11
	PE_C1-3	転圧	1.635	0.502	12.3	15.0	7.43E-11
	PE_C2-1	吹付け	1.614	0.537	14.0	16.8	1.75E-11
	PE_C2-2	吹付け	1.561	0.495	13.5	16.5	2.00E-11
	PE_C2-3	吹付け	1.611	0.522	13.6	16.3	2.01E-11

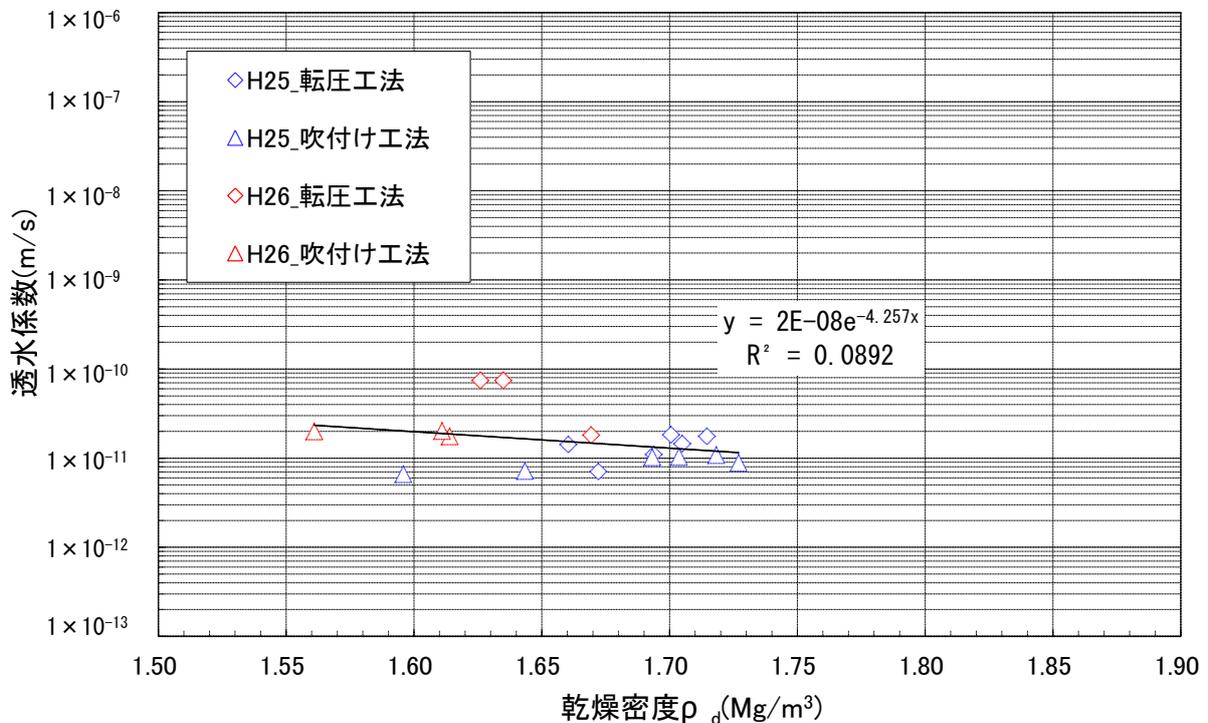


図 3.4-63 透水係数と乾燥密度の関係

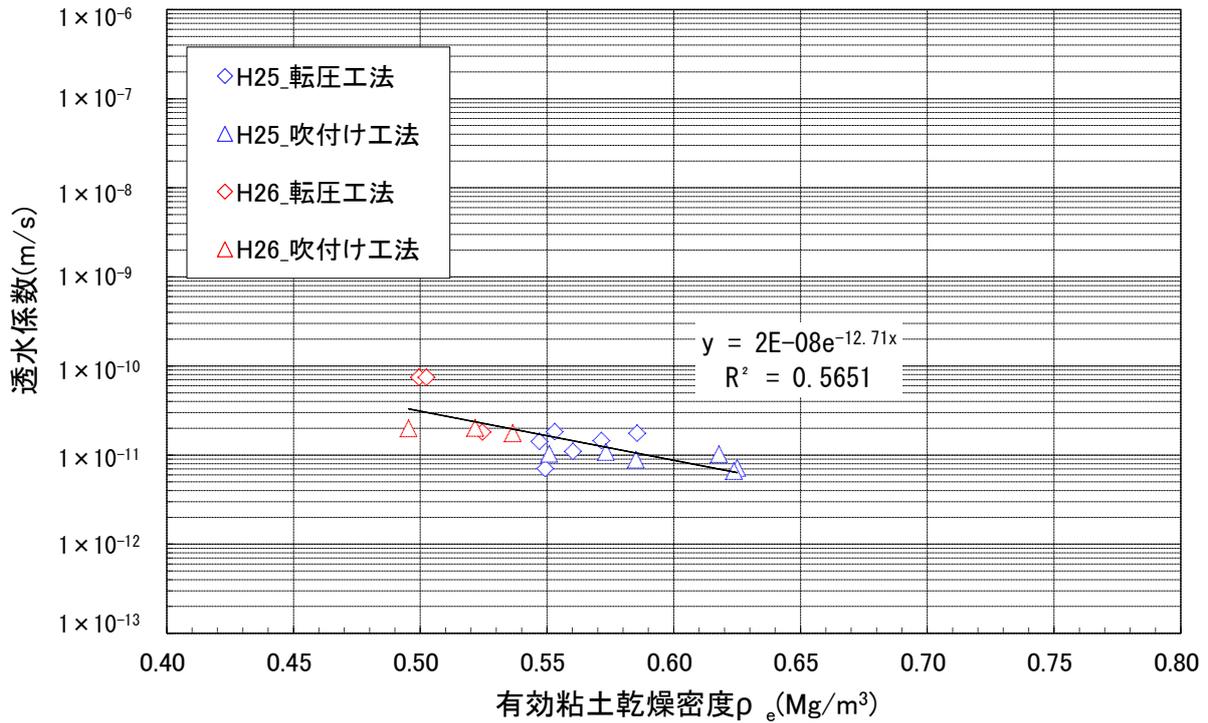


図 3.4-64 透水係数と有効粘土乾燥密度の関係

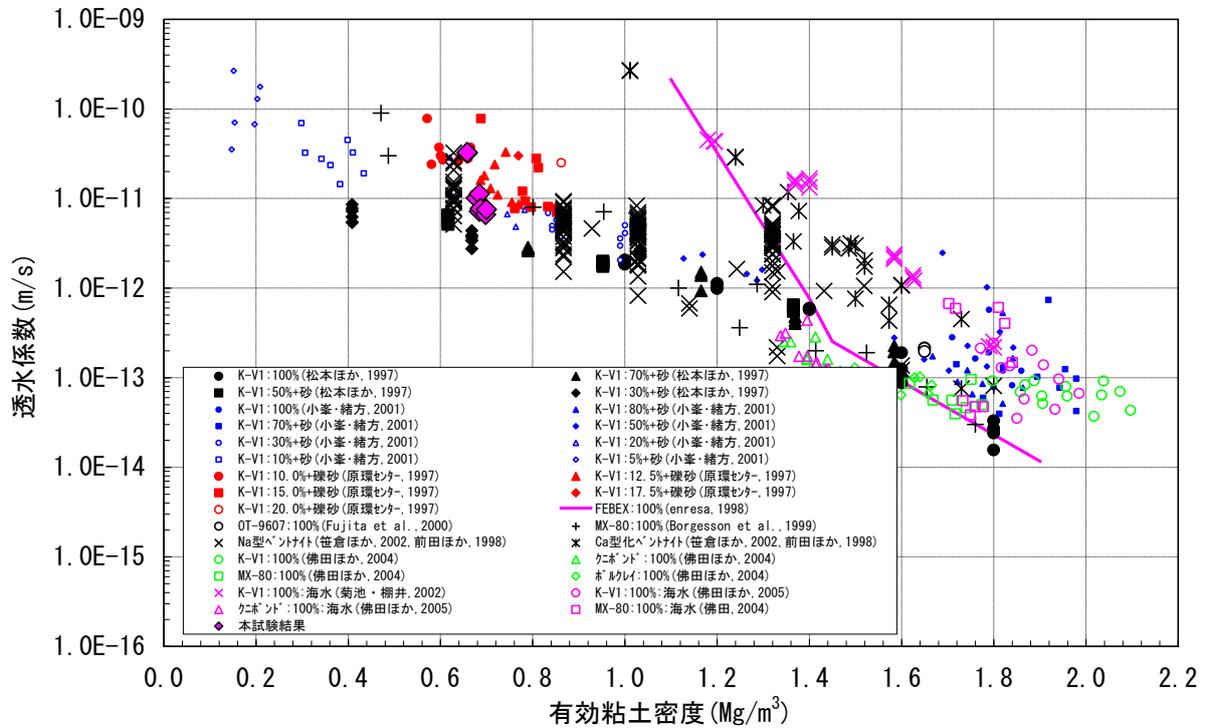


図 3.4-65 既往研究における透水係数と有効粘土密度の関係[7]

3.4.4 初期性能確認試験の課題の抽出

今年度実施した試験結果および既往研究成果を踏まえて、初期性能確認試験の課題を以下にまとめる。

① 現場施工の締固めエネルギーによる最適含水比と最大乾燥密度の関係のデータ取得

現場施工において目標とする締固め度は、A法の締固めエネルギーにより得られた物理特性に対して評価を行っているが、今後、実施工において採用する施工機械および施工方法による締固めエネルギーとの関係性について着目した初期性能試験データの蓄積が望まれる。

② 現場施工における埋戻し材の均一性確保

昨年度と今年度において、力学安定性の確保性能に関する一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を行ったが、強度特性、変形特性ともに試験結果にばらつきが認められたことから、現場施工における埋戻し材の均一性確保が今後の課題と考えられる。

③ 埋戻し材の透水性に関する検討

透水係数には乾燥密度および有効粘土乾燥密度との相関性が見られ、周辺岩盤より3オーダー低い透水係数が得られた。止水性能（透水）の代替え特性として、乾燥密度や有効粘土乾燥密度を施工管理および初期性能確認のために適用するにあたっては、試験データの蓄積を図りばらつきを評価する必要があると考えられる。

④ 閉鎖後の物理・化学的安定性の確保性能に関する評価

再冠水時においては、ベントナイト混合土による埋戻し材も、膨張圧は緩衝材に比べ小さいものの発生することが明らかになった。したがって、これらの部材の膨潤圧および強度・変形特性が不飽和状態から飽和状態に至る時間的変化を考慮して、緩衝材の変形や密度変化への影響を検討する必要があると考えられ、埋戻し材の施工から閉鎖後の再冠水に至る力学的境界条件（拘束圧など）や水理境界条件（不飽和から飽和）などの変化を考慮した予測解析を実施し、その結果を考慮した試験の実施が望まれる。なお、室内成型供試体と現場施工の供試体の試験結果の違いについて、透水試験では両者の差異は見られないが、膨潤圧試験では、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験と同様に、両者の差異が見られる。この原因としては、締固めエネルギーの違い、材料の均一性の違い、サンプリングの影響が考えられ、今後これらの影響について検討することが望まれる。

⑤ 埋戻し材の構造異方性および施工境界の力学特性、水理特性の検討

今回実施した吹付け施工および転圧施工後のサンプリング方向は、施工層と直角方法であったため、構造異方性については確認できていない。したがって、施工層と平行方向にサンプリングを実施し、構造異方性が無いか品質を確認することが望まれる。

また、吹付け施工と転圧施工の施工境界部の存在が埋戻し材の力学・水理特性に及ぼす影響については把握されていない。今後、施工境界部のサンプリングを実施し、室内試験により、その影響を把握することが望まれる。

【参考文献】

- [1] 河野伊一郎、西垣誠：室内透水試験法に関する 2、3 の考察、土質工学会論文報告集、Vol.22、No.4、pp.181-190、1982.
- [2] Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials using a Flexible Wall Permeameter, ASTM International D5084-10.
- [3] 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性分冊 2 地層処分の工学技術、JNC TN1400 99-022、平成 11 年 11 月
- [4] 核燃料サイクル開発機構：緩衝材の静的力学特性（研究報告）、JNC TN8400 99-041、1999 年 11 月
- [5] 小野ほか：現場締固め工法における締固め層境での透水係数測定結果、第 61 回年次学術講演会講演概要集、CS05-052、2006.9
- [6] 伊藤ほか：ベントナイトクニゲル GX の基本特性試験（その 1）膨潤挙動に関する検討、第 63 回年次学術講演会概要集、共通セッション CS05-14、2008.9
- [7] 土木学会エネルギー委員会：余裕深度処分における地下施設の設計、品質管理および検査の考え方、p.151、2009.07
- [8] 日本原燃株式会社：六ヶ所低レベル放射性廃棄物埋設センター 廃棄物埋設事業変更許可申請書、平成 9 年 1 月 平成 9 年 9 月（一部補正）

第4章 ベントナイト系材料特性測定

第4章 ベントナイト系材料特性測定

4.1 ベントナイト系材料特性測定試験の概要

【目的】

本試験は、材料特性に関する知見が十分に得られていない上部埋戻し材の候補材料の一つであるベントナイト混合土について、材料特性の把握を目的とし、水理特性を把握するため、不飽和から飽和へ遷移する時における吸水に伴う変形特性を把握するための試験を行う。また、強度特性および圧密特性を把握するために、圧密非排水三軸圧縮強度試験、段階载荷による圧密試験、長期圧密試験を実施する。

さらに、緩衝材の材料であるベントナイト（クニゲルGX）の含水比を調整する機械として、連続縦落し式の機械を使用し、調整後の含水比が所定の範囲の含水比（ $21.0 \pm 2.0\%$ ）となることを確認するものである。

【まとめ】

再冠水に伴う飽和後の力学特性・圧密特性・透水特性を評価するための試験を実施し、各パラメータの取得ができた。ベントナイトの配合率の検討も含めて、緩衝材からの膨潤圧や岩盤のクリープの相互作用を考慮して試験的・解析的に調査していく必要があると考えられる。また、本試験で選定した配合のベントナイト混合土における限界状態パラメータの推定は、平均主応力と軸差応力の関係からも、内部摩擦角 ϕ' からもできることが分かった。

連続縦落し式の機械を使用し、調整後の含水比が所定の範囲の含水比（ $21.0 \pm 2.0\%$ ）となることを確認するため、含水比調整の試験を実施した。試験の結果と既往の試験結果と比較すると、当該連続式の製造方法はバッチ式の製造方法と同等の混合精度を有していると言える。

4.1.1 実施概要

上部埋戻し材の有すべき機能としては、「施工性」・「透水性」・「力学的安定性」・「物理・化学的安定性」が挙げられる。本業務では、これらの機能に関連する材料特性の知見が十分に得られていない上部埋戻し材の候補材料の一つであるベントナイト混合土について、水理特性、強度特性、圧密特性を把握することを目的とし、吸水に伴う変形測定試験、圧密非排水三軸圧縮強度試験（ \overline{CU} ）、段階载荷による圧密試験、長期圧密試験を実施した。

試験項目を表 4.1-1に、試験条件を表 4.1-2に示す。試験に使用する供試体は、施工確認試験（上部埋戻し材施工）で使用したベントナイト混合土と同じ配合（クニゲルV1：三沢産砂＝15：85）の材料とし、室内で作製した供試体を使用する。同材料で実施した締固め試験結果を図 4.1-1に示す。この結果と表 4.1-2に示す試験条件から試験仕様を設定すると、試験に使用する供試体の仕様は表 4.1-3に示すとおりとなる。

表 4.1-1 試験項目

測定内容	測定項目	試験方法
水理特性（吸水特性）	吸水量 変形量	吸水に伴う変形測定試験
強度特性	粘着力 内部摩擦角 限界状態パラメータ	圧密非排水三軸圧縮強度試験
圧密特性	圧密係数 膨潤指数	段階载荷による圧密試験
	二次圧密係数	長期圧密試験

表 4.1-2 試験条件

試験項目	締固め規定値 (%)	含水比 (%)	試験数量 (拘束圧、供試体個数)
吸水に伴う 変形測定試験	C 値=95	$\omega_{opt}+2$	3 (100kPa、500kPa、1000kPa、各 1)
	C 値=95	$\omega_{opt}+2$	3 (100kPa、500kPa、1000kPa、各 1)
圧密非排水三軸圧縮試験	C 値=95	ω_{opt}	3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
	現場試料（転圧）	—	3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
	現場試料（吹付）	—	3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
段階载荷による圧密試験	現場試料（転圧）	—	1 (8 段階载荷、4 段階除荷)
長期圧密試験	C 値=95	$\omega_{opt}-2$	1 (500kPa × 1 個)

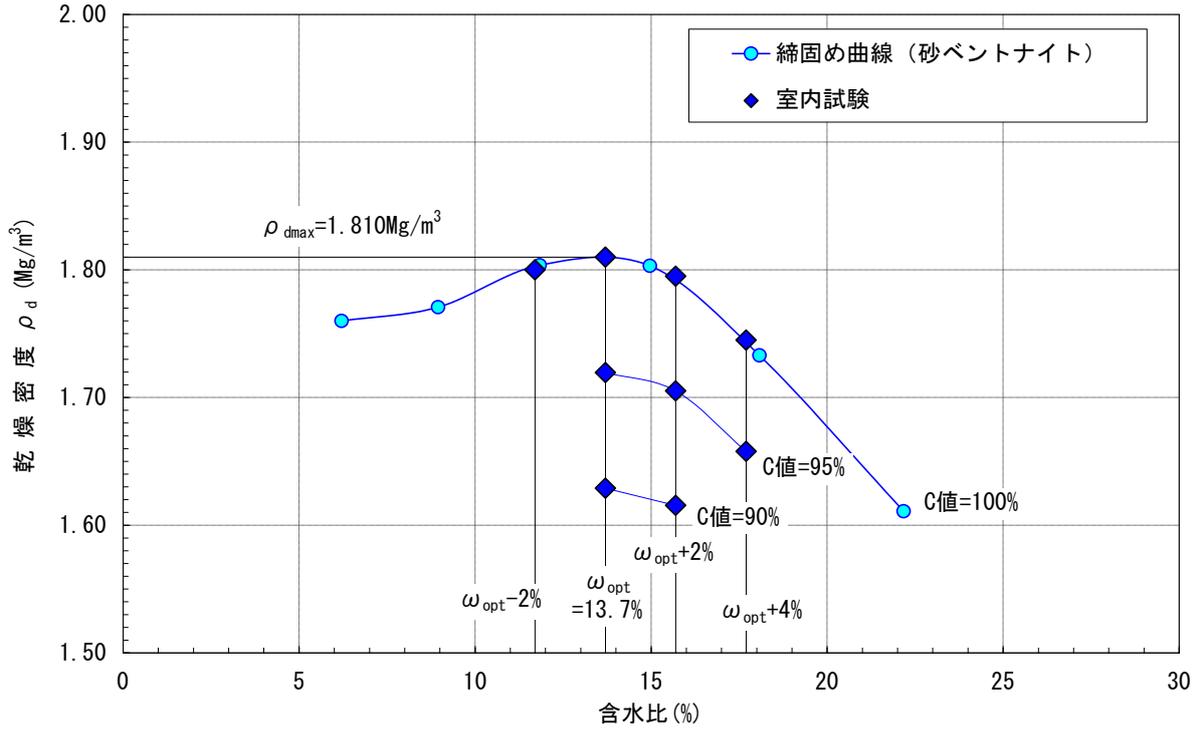


図 4.1-1 ベントナイト混合土の締固め曲線と室内試験供試体仕様

表 4.1-3 試験仕様

試験項目	乾燥密度 (Mg/m ³)	含水比 (%)	試験数量 (拘束圧、供試体個数)
吸水に伴う膨潤変形測定試験	1.705	15.7	3 (100kPa、500kPa、1000kPa、各 1)
	1.705	15.7	3 (100kPa、500kPa、1000kPa、各 1)
圧密非排水三軸圧縮試験	1.720	13.7	3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
	現場試料 (転圧)		3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
	現場試料 (吹付)		3 (200kPa、400kPa、600kPa、各 1)
段階载荷による圧密試験	現場試料 (転圧)		1 (8 段階载荷、6 段階除荷)
長期圧密試験	1.705	15.7	1 (500kPa×1 個)

4.2 吸水に伴う変形測定試験

図 4.2-1に吸水に伴う変形特性試験の概略図を示す。本試験は、供試体の側方への変形を抑制した状態において、一定鉛直圧下で砂・ベントナイト混合土が吸水し、変形する際に発生する一次元変形量および単位時間あたりの供試体の吸水量（実際に測定するのは給水量）を同時に測定する試験である。供試体は直径 60mm、高さ 10mm を標準とする。

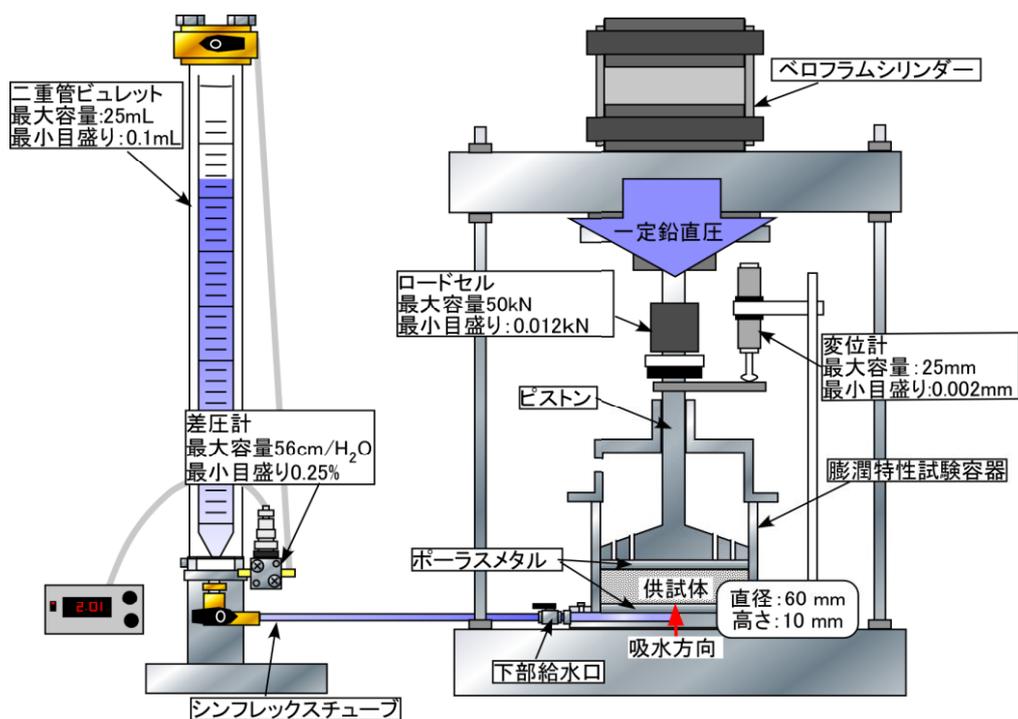


図 4.2-1 膨潤圧発生に伴う吸水量測定試験装置概略図

4.2.1 試験方法

試験装置は、二重管ビュレット(最大容量: 25mL, 最小目盛: 0.1mL)、ペロフラムシリンダ、ピストン、ロードセル(最大容量: 50kN, 最小目盛: 0.012kN)、変位計(最大容量: 25mm, 最小目盛: 0.002mm)および SUS316L ステンレス製膨潤特性試験容器で構成される。本試験では、SUS316L ステンレス製リングにより側方方向の変形のみを拘束した状態で試験を行う。

一定鉛直圧下における変形量および吸水量測定試験装置は 4 つの供試体を同時に試験できるようにになっている。供試体の吸水量は、二重管ビュレットの減少量を目視で計測する。吸水に伴う変形特性試験の試験手順を以下に示す。

- 1) 膨潤特性容器を組み立てて一定鉛直圧下における変形量および吸水量測定試験装置に設置する。
- 2) 二重管ビュレットの水を全て抜いた後に目盛が 25mL の位置まで蒸留水を入れる。差圧計がついている二重管ビュレットは、目盛が 25mL で差圧計をゼロセットする。

- 3) 二重管ビュレットの目盛が 0mL の位置まで蒸留水を入れた。このとき、0mL の目盛を
超す位置まで蒸留水を入れて下げる、を数回繰り返しシンフレックスチューブの中の気
泡がなくなるようにする。
- 4) 二重管ビュレットと膨潤特性容器をシンフレックスチューブで接続する。
- 5) 膨潤特性容器の給水コックを閉め、二重管ビュレットの給水コックは開けた状態にする。
このときの二重管ビュレットの目盛を読み、経過時間が 0 のときの水位とする。
- 6) データロガーをスタートさせる。
- 7) 1 分間以内で所定の鉛直圧を載荷する。
- 8) 供試体の変形量が定常化(双曲線近似の漸近線の 95%を超す程度とした)するまで静置す
る。
- 9) 4 つの供試体について、7)~8)の手順を行う。
- 10) 全ての供試体の変形量が定常化したら、給水を開始する。
- 11) 二重管ビュレット内の水の減少量を目視により測定する。
- 12) 吸水量初期誤差の補正を以下のとおり行う。
 - ①膨潤特性容器の底板およびポーラスメタルの試験終了後の質量から、試験前の質量を
除した値を膨潤特性容器の底板およびポーラスメタルへ流入した蒸留水の質量とする。
 - ②二重管ビュレット内の蒸留水の減少量の挙動が変化した点までを底板とポーラスメタ
ルへの流入量とする。

試験終了後、図 4.2-2のように供試体を 3 層に分割して含水比を測定し、供試体への流入量
を算出した。試験終了時のビュレット管内の水の減少量から供試体への流入量を引いた値を供
試体以外への水の流入量とした。供試体以外への水の流入量を a_{be} とし、式 4.2-1 により算出
する。供試体への流入量は、式 6.2-2 により算出した。

$$a_{be} = Q' - \left\{ \frac{(w' - w_0) \times m_s}{100} \right\} \quad \text{式 4.2-1}$$

$$a(t) = Q(t) - \Delta a_{be} \quad \text{式 4.2-2}$$

ここで、 a_{be} は供試体以外への水の流入量 (ml)、 Q' は試験終了時のビュレット管内の水の減
少量 (ml)、 w' は試験終了後の含水比の平均値 (%)、 w_0 は初期含水比 (%)、 m_s は試料の乾燥
質量 (g)、 $a(t)$ は時間 t における供試体への流入量 (ml)、 $Q(t)$ は時間 t におけるビュレット管
内の水の減少量 (ml) とした。ただし、吸水量がマイナスになる場合、供試体への流入量は 0mL
とした。

鉛直ひずみは式 4.2-3 により算出した。本試験において、鉛直ひずみは膨潤を正の値とした。

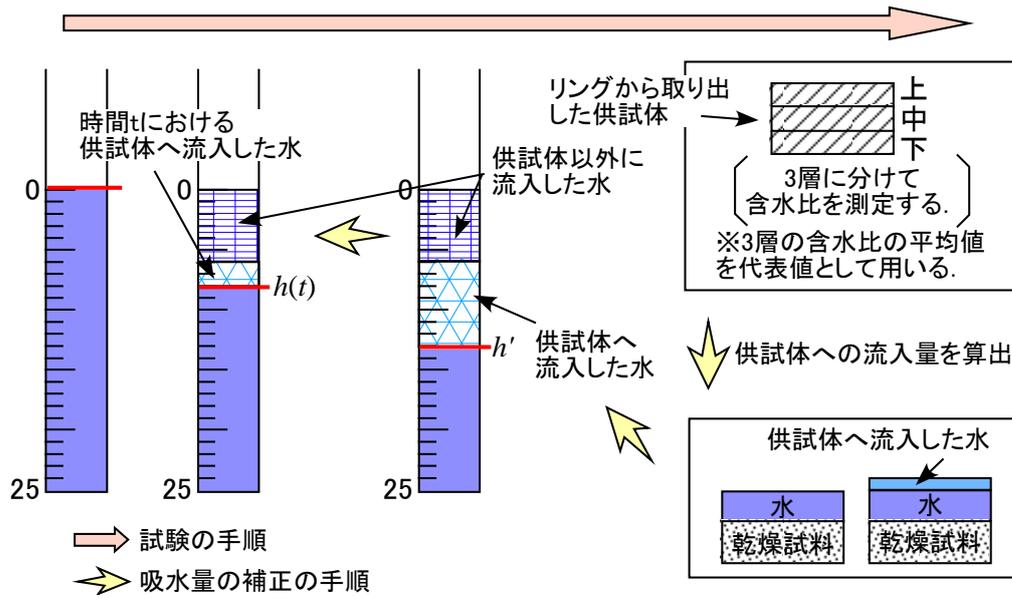


図 4.2-2 供試体への水の流入量の算出方法

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta d}{H} \times 100 \quad \text{式 4.2-3}$$

ここで、 ε_v は鉛直ひずみ（%）（膨潤を正）、 Δd は変位（mm）、 H は初期供試体高さ（mm）とした。

飽和度は、式 4.2-4 により算出した。

$$S_r' = \frac{w' \times \rho_s}{\left(\frac{\rho_s}{m_s / (A \times h')} - 1 \right) \times \rho_w} \quad \text{式 4.2-4}$$

ここで、 S_r' は給水開始時の飽和度（%）、 w' は試験開始時の含水比（%）、 ρ_s は試料の土粒子の密度（Mg/m³）、 A は供試体の断面積（m²）、 h' は給水開始時の供試体高さ（m）、 ρ_w は水の密度（本報告では 1.0 Mg/m³）とした。

4.2.2 試験結果

表 4.2-1、表 4.2-2に各段階における供試体の性状、図 4.2-3に各鉛直圧下における吸水量と経過時間の関係、図 4.2-4に各鉛直圧下における変位および軸ひずみの経時変化、図 4.2-5に各鉛直圧下における給水開始からの変位および給水開始からの軸ひずみの経時変化を示す。ただし、ここでいう経過時間とは全て試験開始からの経過時間である。

表 4.2-1、表 4.2-2および図 4.2-3より、給水開始時の供試体の飽和度が小さい供試体ほど、吸水量が増加する傾向が見られた。飽和度が小さい程供試体内部の間隙空気が占める体積が大きくなり、その分吸水量が増加したと考えられる。なお、供試体 No.6 においては、初期乾燥密度が小さかったため、供試体と膨潤特性試験容器の側壁に水道となる空隙が生じ、一次元方向からの給水ができなかった。

図 4.2-4より、鉛直圧の载荷により全ての条件で圧縮・圧密し、給水の影響によりおおきく変形（圧縮・圧密、あるいは膨潤）する現象は見られなかった。給水後の変位量および軸ひずみの経時変化をまとめた図 4.2-5では、変位量やひずみ量を強調しており圧縮される傾向がみられるが、その絶対量はひずみ量で 0.1%程度よりも小さい場合がほとんどである。

締固め規定値 C 値が C 値=100%および C 値=95%の場合、給水開始前にすでに飽和度が 100%近くなっているため、これらのケースは圧密していることが考えられる。このようなケースで沈下していくものは、給水に関係なく圧密が進行しているものと考えられる。その顕著な例が、No.13 (C 値=100%、 $\rho_d=1.810\text{Mg/m}^3$ 、ベントナイト混合率 20%) である。このケースは、鉛直圧の载荷後 24 時間が経過しても、沈下が収束していないが、24 時間経過後の段階で、飽和度は 100%を超過していた。そのため、給水後に測定された沈下は、圧密によるものと推察される。また、鉛直圧が大きくなると、締固め規定値 C 値が C 値=100%のものよりも C 値=95%のものの方が沈下量（沈下ひずみ）は小さくなった。通常の土質材料では、同じ材料のものを締固めたのであれば、乾燥密度が大きいほど強度も大きく、沈下量も小さくなるが、ベントナイトを材料とする供試体の場合、圧密現象とともに膨潤現象も同時に発生していることが考えられ、载荷した鉛直圧とこれらがバランスすることにより、圧密（沈下する方向に変位が発生）・膨潤（体積が大きくなる方向に変位が発生）するものと推察される。そのようなバランスの影響により、No.14 や No.16 のような乾燥密度が大きいものの方が大きく沈下したと考えられる。

表 4.2-1 各段階における供試体の性状（ベントナイト混合土 10%）

供試体 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ベントナイト 混合率(%)	10								
目標含水比(%)	15.7								
目標乾燥密度 (Mg/m ³)	1.810	1.720	1.630	1.810	1.720	1.630	1.810	1.720	1.630
鉛直圧(kPa)	100			500			1000		
初期状態(0hour)									
含水比 ω (%)	15.4	15.4	15.4	16.6	16.6	16.6	14.6	14.6	14.6
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.765	1.712	1.625	1.798	1.711	1.646	1.784	1.747	1.631
供試体高さ H (mm)	10.25	9.99	9.90	10.04	10.08	9.86	10.20	9.93	10.07
飽和度 S_r (%)	77.8	71.4	62.4	88.5	76.9	69.4	76.1	71.6	59.6
給水開始時(24hour)									
乾燥密度 ρ_d' (g/cm ³)	1.873	1.842	1.756	1.908	1.838	1.765	1.904	1.922	1.776
供試体高さ H' (mm)	9.658	9.286	9.164	9.464	9.384	9.196	9.560	9.026	9.246
飽和度 S_r' (%)	93.2	88.3	76.6	100*	94.5	83.8	93.1	96.2	75.0
試験終了時(168hour)									
乾燥密度 ρ_d'' (g/cm ³)	1.873	1.843	1.756	1.909	1.838	1.765	1.904	1.925	1.779
供試体高さ H'' (mm)	9.658	9.278	9.160	9.456	9.384	9.196	9.560	9.010	9.230

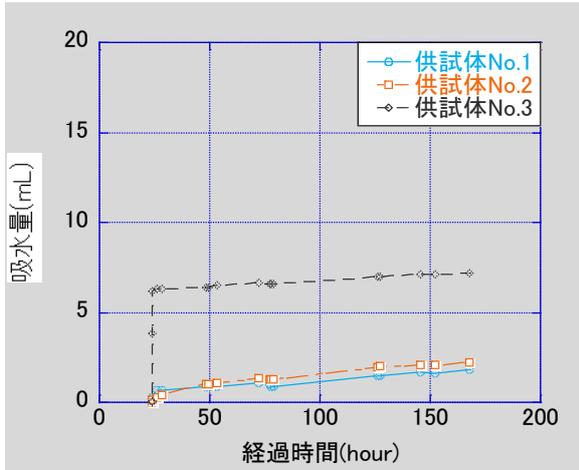
※：初期含水比で飽和度を推定した場合、給水前に飽和度が100%を超過したものは、この時点で飽和度100%とした。

表 4.2-2 各段階における供試体の性状（ベントナイト混合土 20%）

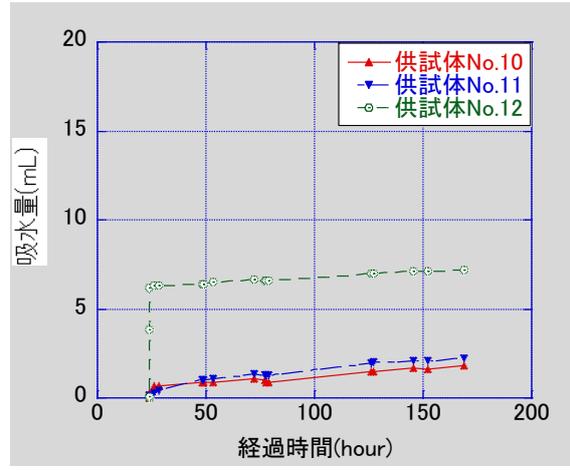
供試体 No.	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ベントナイト 混合率(%)	20								
目標含水比(%)	15.7								
目標乾燥密度 (Mg/m ³)	1.810	1.720	1.630	1.810	1.720	1.630	1.810	1.720	1.630
鉛直圧(kPa)	100			500			1000		
初期状態(0hour)									
含水比 ω (%)	13.6	13.6	13.6	17.6	17.6	17.6	15.4	15.4	15.4
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.814	1.784	1.646	1.752	1.690	1.636	1.747	1.728	1.584
供試体高さ H (mm)	9.610	10.30	10.03	10.12	10.02	9.78	10.33	9.33	10.18
飽和度 S_r (%)	74.6	70.9	56.9	87.2	79.0	72.6	75.6	73.3	58.7
給水開始時(24hour)									
乾燥密度 ρ_d' (g/cm ³)	1.930	1.910	1.773	1.840	1.764	1.784	1.931	1.899	1.786
供試体高さ H' (mm)	9.034	9.620	9.310	9.636	9.602	8.972	9.346	9.034	9.028
飽和度 S_r' (%)	90.4	87.2	69.2	100*	88.6	91.6	100*	97.6	80.6
試験終了時(168hour)									
乾燥密度 ρ_d'' (g/cm ³)	1.932	1.910	1.774	1.846	1.764	1.786	1.931	1.899	1.786
供試体高さ H'' (mm)	9.030	9.620	9.302	9.610	9.600	8.960	9.346	9.034	9.028

※：初期含水比で飽和度を推定した場合、給水前に飽和度が100%を超過したものは、この時点で飽和度100%とした。

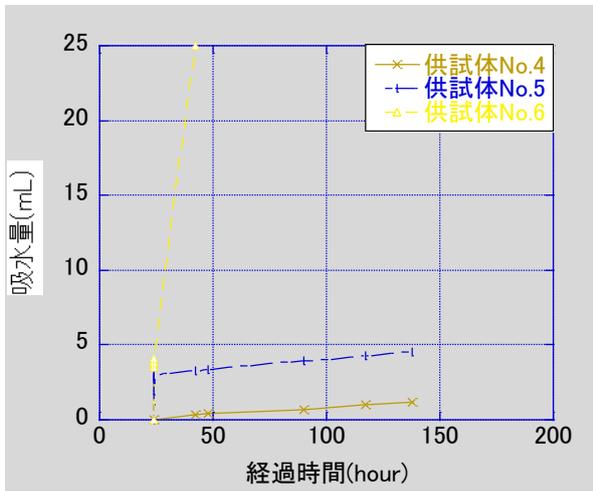
ベントナイト混合率 $\alpha=10\%$



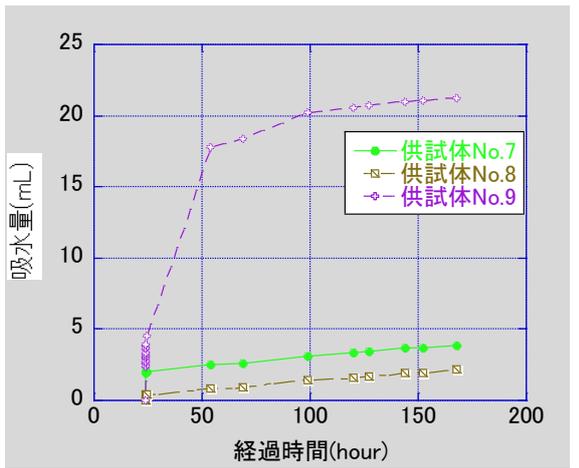
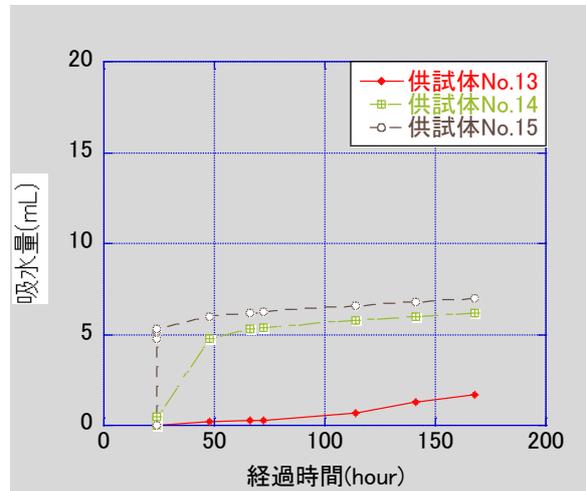
ベントナイト混合率 $\alpha=20\%$



鉛直圧 100kPa



鉛直圧 500kPa



鉛直圧 500kPa

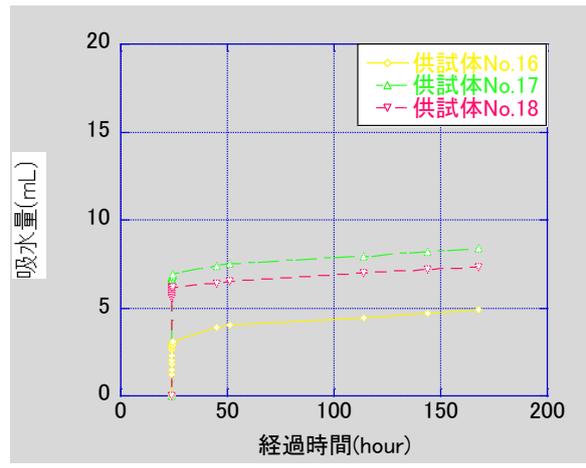
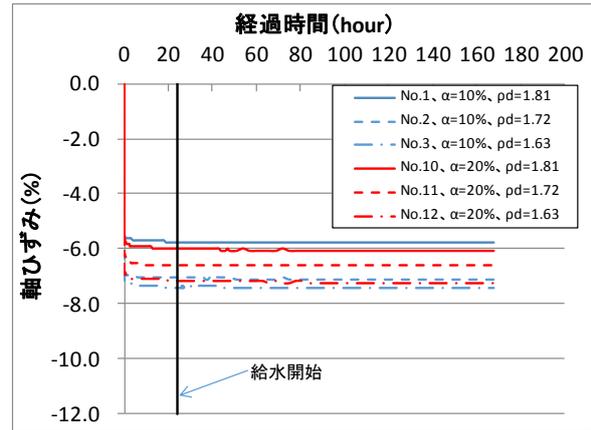
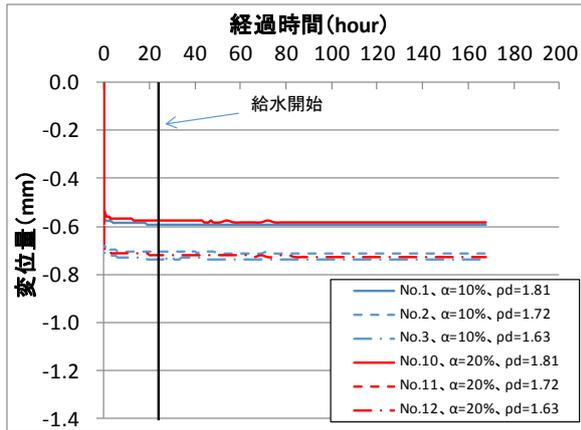
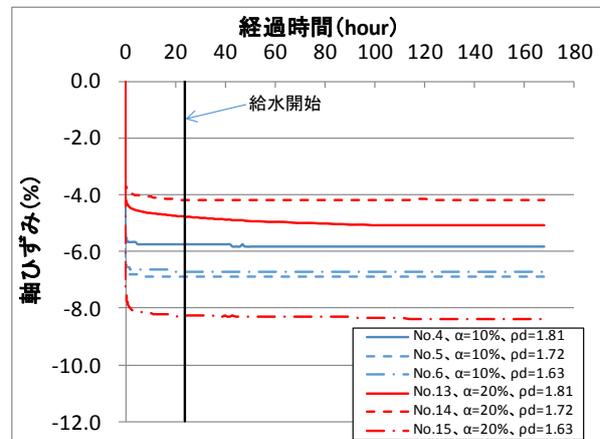
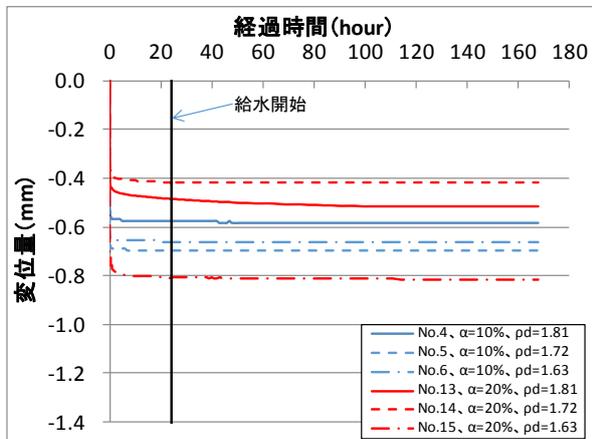


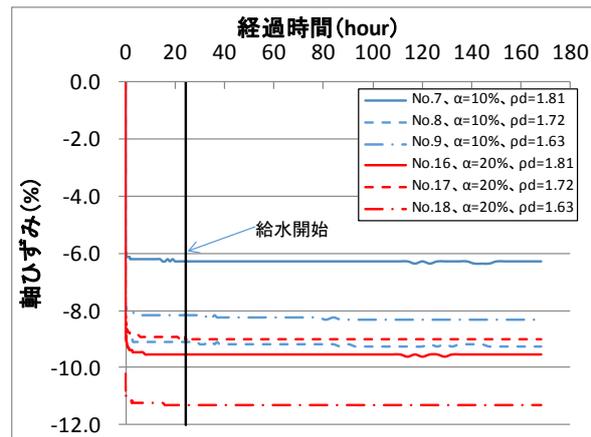
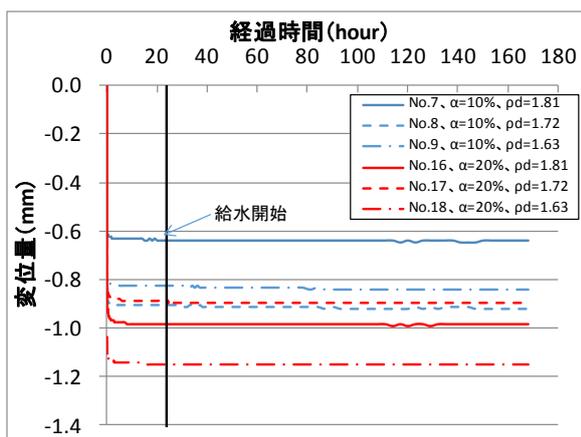
図 4.2-3 吸水量の経時変化



鉛直圧 100kPa

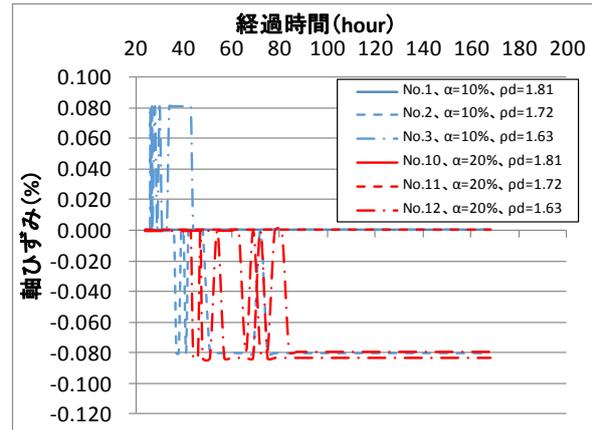
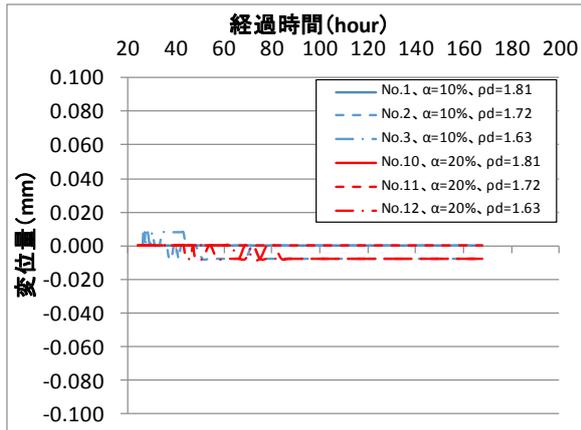


鉛直圧 500kPa

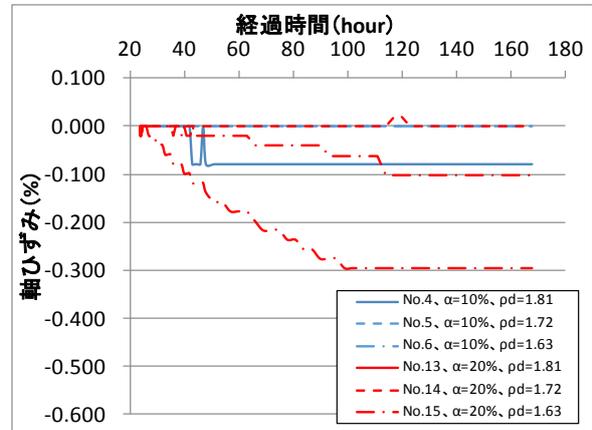
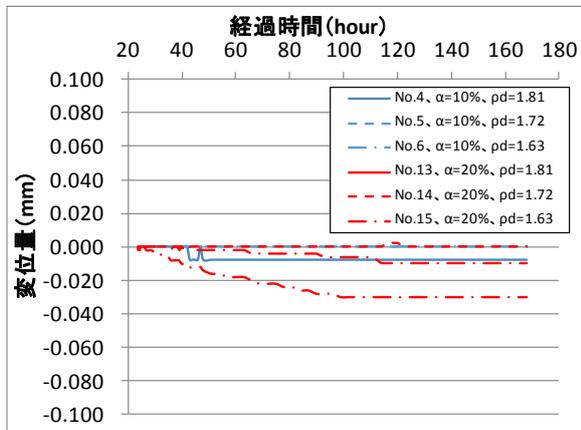


鉛直圧 1000kPa

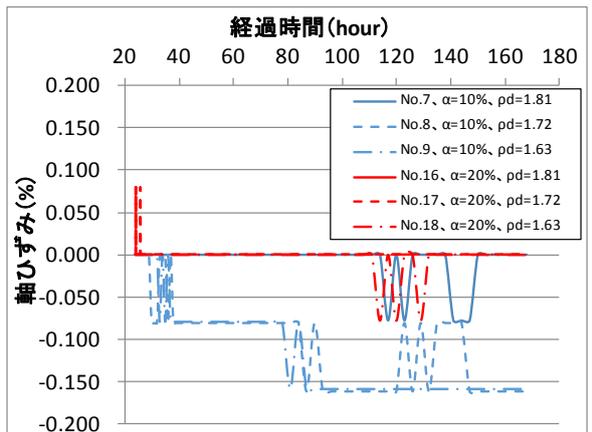
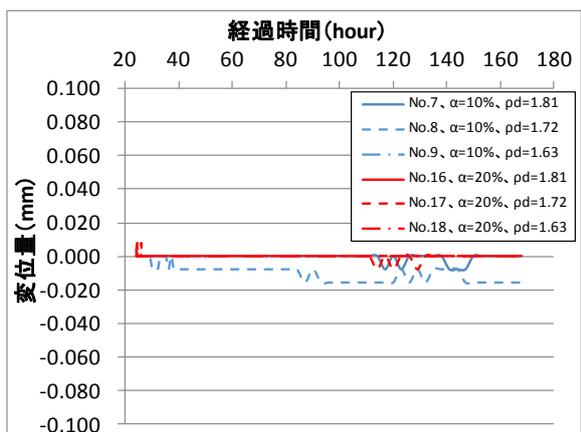
図 4.2-4 変位および軸ひずみの経時変化



鉛直圧 100kPa



鉛直圧 500kPa

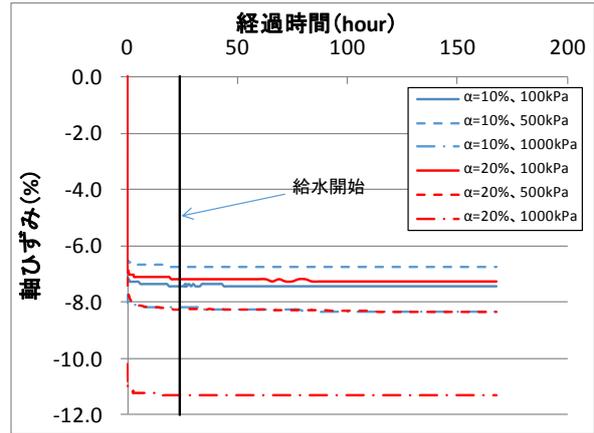
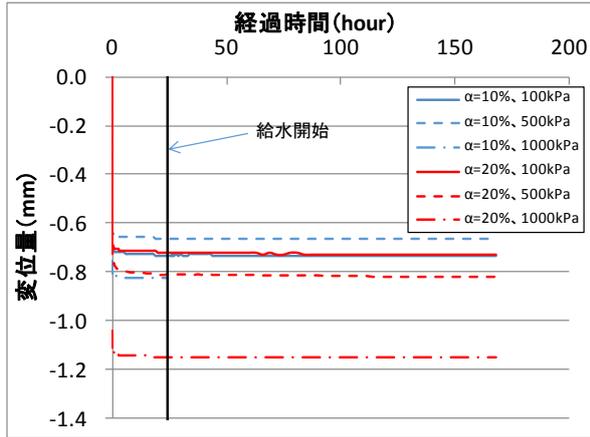


鉛直圧 1000kPa

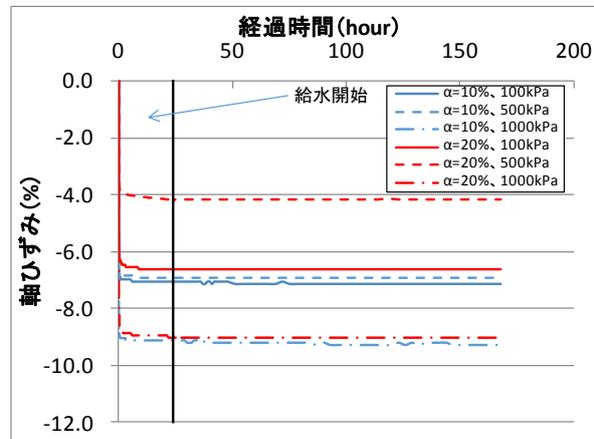
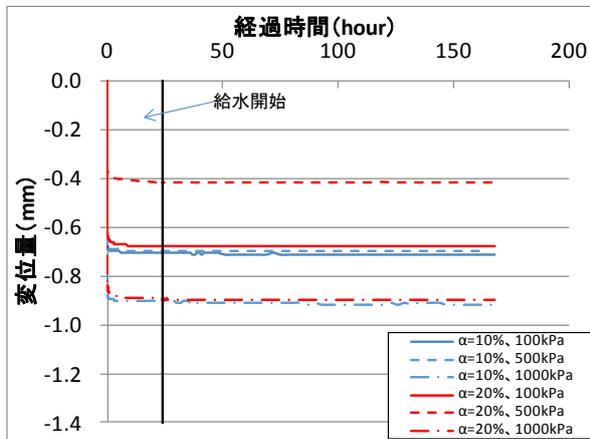
図 4.2-5 給水開始からの変位および給水開始からの軸ひずみの経時変化

図 4.2-6に乾燥密度ごとでまとめた変位および軸ひずみの経時変化を示す。同じ締固め規定値 C 値であれば、鉛直圧が大きければ変形量も大きくなることが予想されたが、C 値=95%と C 値 100%の場合、鉛直圧が 500kPa の場合がもっとも変形量が少なく、ベントナイトの混合率が 20%の場合の方が顕著にその傾向があらわれた。これも先述のとおり、ベントナイト混合土の様にベントナイトを含む材料の場合、圧密現象とともに膨潤現象も同時に発生していることが考えられ、载荷した鉛直圧とこれらがバランスすることにより、圧密（沈下する方向に変位が発生）・膨潤（体積が大きくなる方向に変位が発生）するものと推察される。鉛直圧が 500kPa のときに最も膨潤（体積が大きくなる方向に変位が発生）しやすい状況になり、圧密（沈下する方向に変位が発生）する変形を小さく作用したことが考えられる。

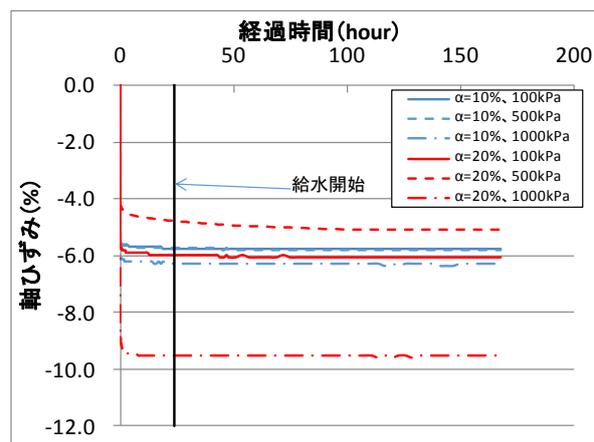
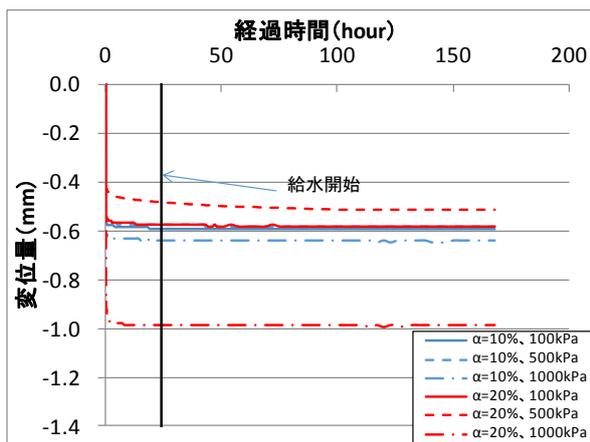
ベントナイト混合率が 10%の場合、このような圧密（沈下する方向に変位が発生）と膨潤（体積が大きくなる方向に変位が発生）のうち、圧密（沈下する方向に変位が発生）側の作用が強く影響するものと考えられ、鉛直圧に応じて沈下する方向への変形量も大きくなったと考えられる。



C 値=90% (目標乾燥密度 $\rho_d=1.630\text{Mg/m}^3$)



C 値=95% (目標乾燥密度 $\rho_d=1.720\text{Mg/m}^3$)



C 値=100% (目標乾燥密度 $\rho_d=1.810\text{Mg/m}^3$)

図 4.2-6 乾燥密度ごとの変位および軸ひずみの経時変化

図 4.2-7～図 4.2-12に初期状態・鉛直圧載荷後（給水直前）・給水後（試験終了時点）の乾燥密度の変化をまとめたグラフを示す。ベントナイト混合率が10%の場合、鉛直圧が大きくなれば最終的な乾燥密度が大きくなる傾向がみられ、ベントナイト混合率が20%の場合、鉛直圧500kPaのケースをのぞき、100kPaのケースと1000kPaのケースではほぼ同程度の値となる傾向がみられた。また、給水前後の乾燥密度は、ほとんど変化がなかった。

ベントナイト混合率の影響は、最終的に到達する乾燥密度に対して影響があることが示唆される結果となったが、本試験での鉛直圧力条件下では、給水前後の変化量がほとんどないことがわかった。

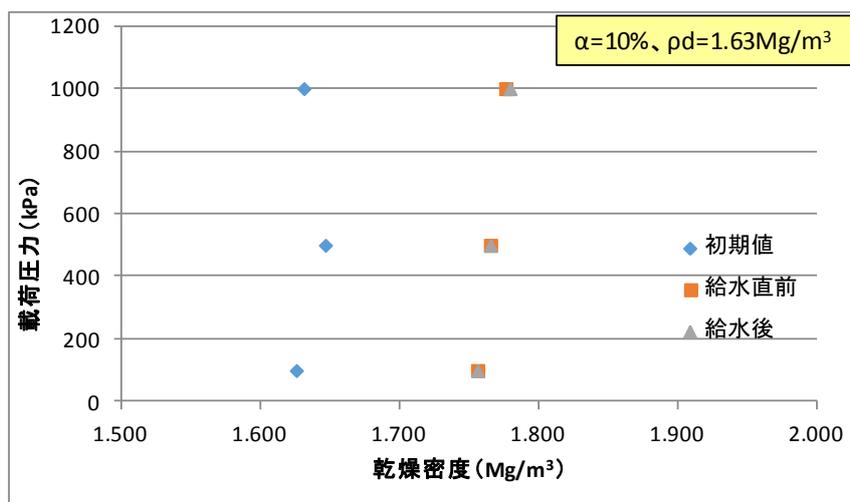


図 4.2-7 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率10%、C値=90%）

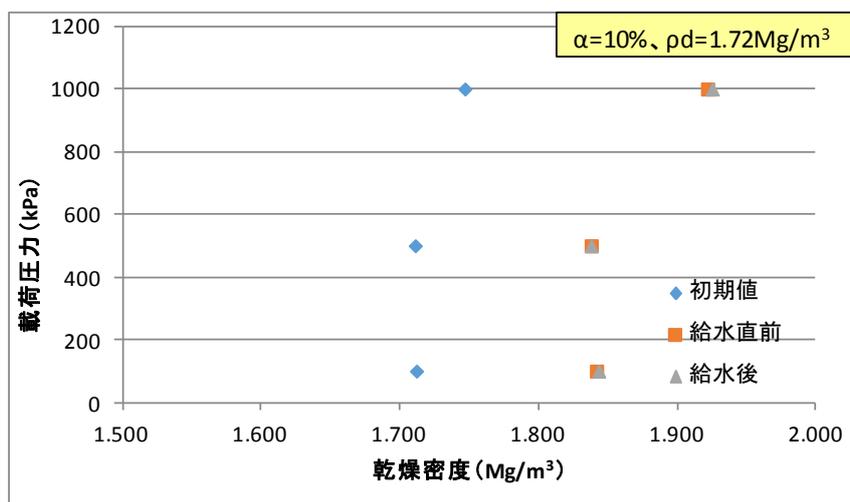


図 4.2-8 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率10%、C値=95%）

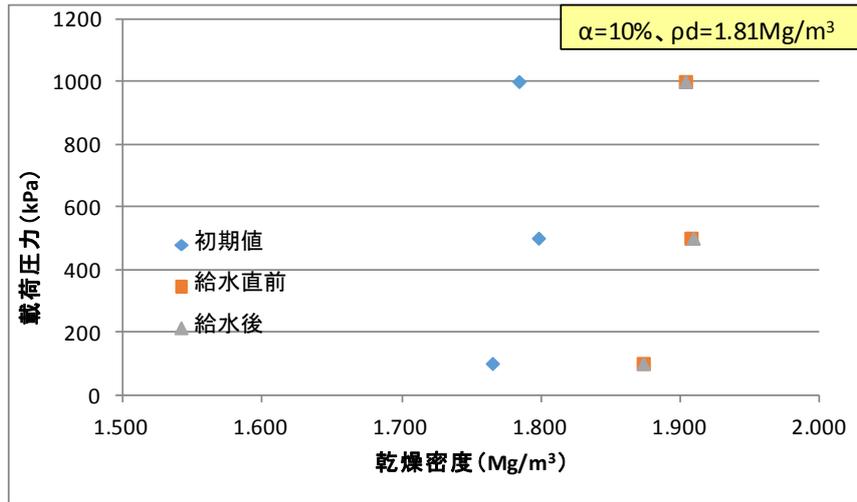


図 4.2-9 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 10%、C 値=100%）

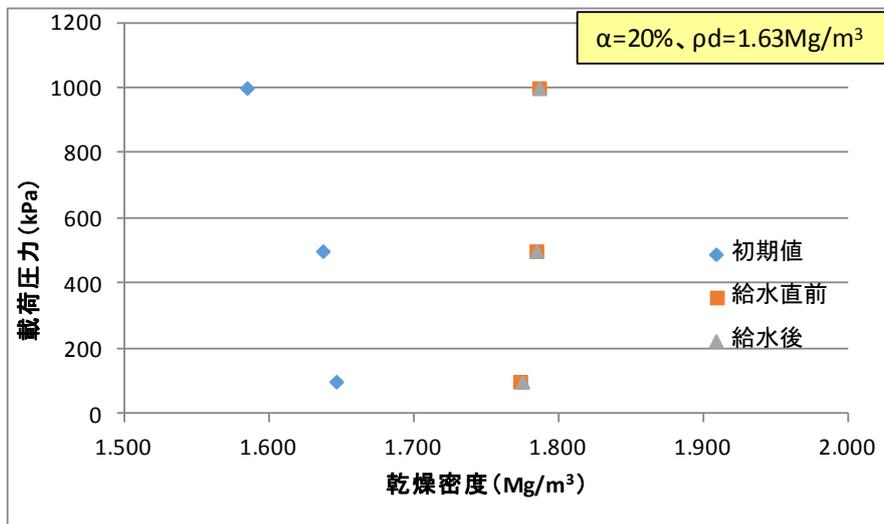


図 4.2-10 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、C 値=90%）

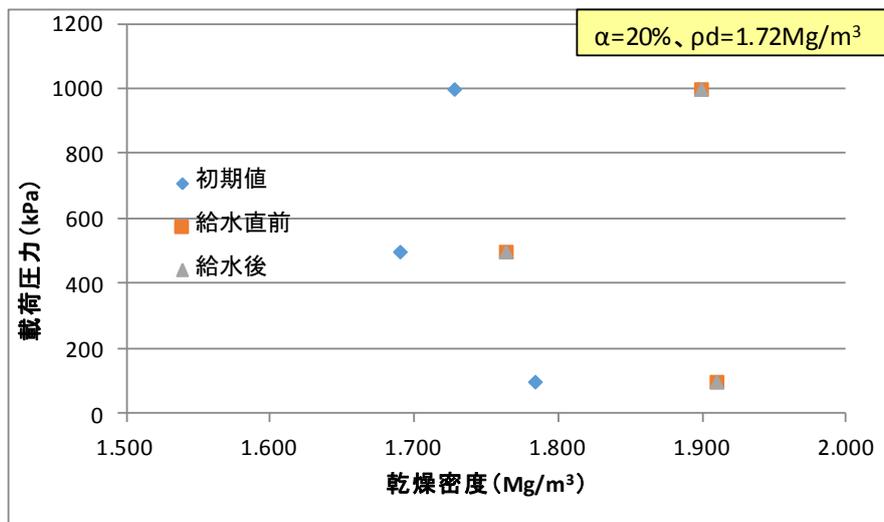


図 4.2-11 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、C 値=95%）

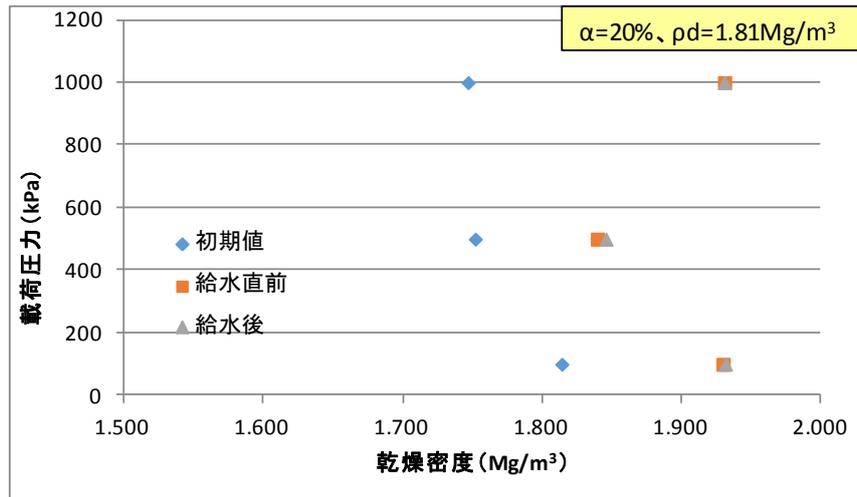


図 4.2-12 初期値～給水前～給水後（試験後）の乾燥密度の遷移（混合率 20%、C 値=100%）

4.2.3 試験結果の評価

得られた知見を以下に示す。

- 1) 給水前の鉛直圧の载荷により供試体は圧縮し、乾燥密度が高いケースでは初期飽和度もの高いため、給水前に飽和度が 100%となるケースもみられた。
- 2) 給水前に飽和度が 100%に達したケースでは、鉛直圧の载荷により圧密していることが考えられ、沈下が収束するのに要する時間が 24 時間を超過した。
- 3) 締固め規定値 C 値が C 値=100%のものよりも C 値=95%のものの方が沈下量（沈下ひずみ）は小さくなる場合もみられた。本試験で用いたベントナイト混合土では、ベントナイトの吸水膨潤により、圧密現象とともに膨潤現象も同時に発生していることが考えられ、载荷した鉛直圧とこれらがバランスすることにより、圧密（沈下する方向に変位が発生）・膨潤（体積が大きくなる方向に変位が発生）するものと推察される。
- 4) 本試験で設定したベントナイトの配合率・鉛直圧条件下では、給水後の変形よりも、鉛直圧载荷後の挙動が支配的となった。

以上の結果から、本試験で用いたベントナイト混合率を用いた場合、試験に用いた鉛直圧レベルの荷重が加われば、上部埋戻し材は将来的に沈下することが予測される。上部埋戻し材は配合条件や施工条件によって異なるが、多少なりとも外力によって変形することが予想される。本試験で選定したベントナイトの配合率および鉛直圧条件下では、吸水に伴う変形よりも鉛直圧の载荷による変形が卓越する結果となり、吸水前後でほとんど変化しなかった。

本試験では、膨潤挙動の影響を小さくするため、鉛直圧を大きく設定して試験を行ったが、膨潤圧以下の、小さい荷重域での挙動について、試験的に把握することが望まれる。

4.3 圧密非排水三軸圧縮試験

上部埋戻し材で考慮すべき事象として、再冠水後の緩衝材の膨潤圧や地下空洞自体のクリープ変形などの外圧が作用することが考えられる。このような状況では、特に前者の場合、緩衝材の変形をある程度までに抑制させることが上部埋戻し材に求められる。そのため、再冠水後の上部埋戻し材の力学特性（飽和状態、拘束状態における変形係数等の土質パラメータ）について把握する目的で、圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。

4.3.1 試験方法

圧密非排水三軸圧縮試験は、地盤工学会基準「土の圧密非排水（ \overline{CU} ）三軸圧縮試験方法」（JGS 0523-2009）に準拠して実施する。この試験は、異なる圧密圧力で等方圧密された複数本の円柱状供試体に対して、非排水状態で軸圧縮される際の強度・変形特性を調べるためのものである。

三軸圧縮試験装置は、三軸圧力室、セル圧・背圧・負圧供給タンク、圧縮装置から構成され、圧密・軸圧縮中の力学挙動を変位計・（内・外）ロードセル・間隙水圧計・排水ビュレットにより計測するものである。試験装置の外観を図 4.3-1 に示す。ここでは圧縮成形した円柱状供試体を真空脱気によって強制飽和させて使用し、長期の状態設定のための解析に使用する土質パラメータとして粘着力 c 、 c' と内部摩擦角 ϕ 、 ϕ' および限界状態パラメータ M を取得することを主な目的とする。限界状態パラメータ M は、圧密非排水三軸圧縮試験（ \overline{CU} ）における破壊時の主応力比（図 4.3-2）から得られ、次式で表される。なお、試験供試体は所定の含水比、乾燥密度となるように圧縮成型して作製し、水浸脱気法により飽和促進を実施した。

本検討で実施した三軸圧縮強度試験の試験仕様を表 4.3-1 に整理する。

$$M = \left(\frac{q}{p'} \right)_{cri} \quad \text{式 4.3-1}$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') = \frac{1}{3}(\sigma_1' + 2\sigma_3') \quad (\sigma_2' = \sigma_3') \quad \text{式 4.3-2}$$

$$q = \sigma_1' - \sigma_3' \quad \text{式 4.3-3}$$

また、限界状態パラメータは内部摩擦角 ϕ' を用いて次式で算定できることも知られている。

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{式 4.3-4}$$

表 4.3-1 三軸圧縮強度試験の試験仕様

準拠規格	地盤工学会基準「土の圧密非排水（ \overline{CU} ）三軸圧縮試験方法」（JGS 0523-2009）						
供試体仕様	供試体寸法	φ50mm×H100mm					
	供試体作成方法	方法名	圧縮成型				
		作成層	5層				
		圧縮時間	1～4層目：1分、5層目（最終層）：3分				
	供試体本数/ケース	3本					
	飽和促進方法	飽和過程	剛な飽和容器（二重セル）を用いて、真空脱気を3回 [※] 繰り返す。 ※）1サイクル（5段階で減圧）×3回				
		段階数	1段階	2段階	3段階	4段階	5段階
圧力(kPa)		-20	-40	-60	-80	-95	
圧力保持時間		2時間以上	2時間以上	2時間以上	2時間以上	12時間以上	
試験仕様	飽和過程（三軸セル内）	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密開始前に供試体、計器経路内を脱気水、二酸化炭素で通水/置換する。 ・圧密終了後のB値を計測し、所定の値以上になっていることを確認する。 					
	圧密過程	圧力条件	圧密圧力 (kPa)	200	400	600	
			セル圧 (kPa)	400	600	800	
			背圧 (kPa)	200			
	圧密終了判定	3t 法による打ち切り					
	B 値	≥0.95（圧密終了後）					
せん断過程	せん断速度	0.05%/min					
	軸圧縮終了判定	以下のいずれかの項目が該当した時点で終了。 ①軸ひずみが15%に達した時点。 ②荷重計の読みが最大後、引き続き軸ひずみが3%以上生じるか、荷重計の読みが最大値の2/3程度に減少した時点。					



図 4.3-1 三軸圧縮試験装置

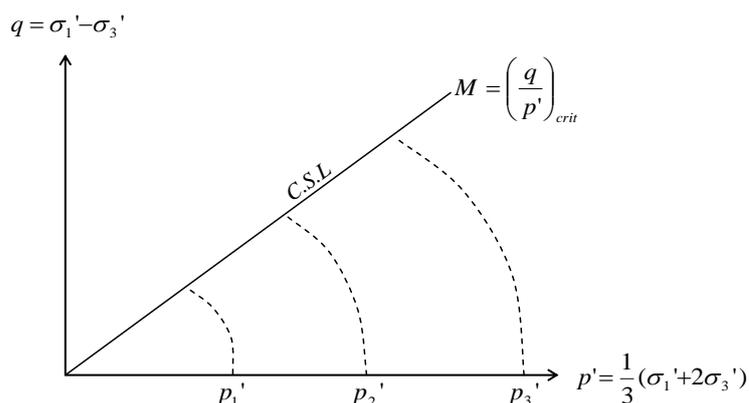


図 4.3-2 破壊に至るまでの有効応力経路概略図

4.3.2 試験結果

三軸圧縮試験結果を表 4.3-2に示した。この内、No4 は昨年実施した試験結果であり、今年度実施した No1 の試験結果と比較する目的で記載した。この結果を基に、軸差応力～ひずみ関係よりモールの応力円、有効応力～ひずみ関係より有効応力経路を求め、それぞれの粘着力 c' 、せん断抵抗角 ϕ' を決定した。また、平均主応力と軸差応力の関係より限界状態パラメータ M を決定した。試験ケースごとに設定したこれらのパラメータを表 4.3-3に示す。また、図 4.3-3、図 4.3-9および図 4.3-15に圧密排水量の経時変化、図 4.3-4、図 4.3-10および図 4.3-16に最大主応力差と軸ひずみの関係、図 4.3-5、図 4.3-11および図 4.3-17にモールの応力円、図 4.3-6、図 4.3-12および図 4.3-18に主応力比と軸ひずみの関係、図 4.3-7、図 4.3-13および図 4.3-19に有効応力経路、図 4.3-8、図 4.3-14および図 4.3-20に平均主応力と軸差応力の関係について、室内圧縮成型供試体、現場採取試料（転圧工法および吹付け工法）のそれぞれの結果を示した。

本試験で得られた有効応力に基づく粘着力 c' および内部摩擦角 ϕ' は、推定方法の異なる二つの方法（応力円から求める方法と有効応力経路から求める方法）から求めた値がほぼ一致した。そのため、本試験で採用した配合のベントナイト混合土は、有効応力に基づく粘着力 c' および内部摩擦角 ϕ' を推定する際に、破壊の状態（あるいは限界の状態）を軸差応力の絶対値の最大と仮定しても、応力比の最大値と仮定しても、どちらの場合でも推定できる材料であるといえる。

表 4.3-2 三軸圧縮強度試験（ \overline{CU} 試験）結果一覧表

No	試料	締固め 規定値 %	目標 含水比 %	拘束圧 kN/m ²	最大主 応力差 kN/m ²	破壊 ひずみ %	変形 係数 MN/m ²	粘着力 c kN/m ²	内部摩 擦角 ϕ deg	せん断 ひずみ 速度 %/mm
1	室内 成型	95	13.7	200	223.7	14.92	24.3	39.1	13.9	0.05
				400	356.2	14.96	93.4			
				600	475.7	15.00	155.3			
2	現場 転圧	95	14.7	200	142.9	15.00	43.3	3.3	14.6	0.05
				400	281.6	14.99	107.7			
				600	413.5	14.95	335.9			
3	現場 吹付	95	14.7	200	149.8	14.94	45.8	21.3	12.1	0.05
				400	285.4	14.97	90.3			
				600	361.52	14.97	165.3			
1''	昨年 度室 内	95	13.7	200	223.4	15.00	23.3	42.9	12.9	0.05
				400	334.9	14.97	84.8			
				600	453.2	15.00	136.8			

表 4.3-3 取得パラメータ一覧表

No	締固め 規定値 %	目標 含水比 %	設定 密度 %	設定 含水比 Mg/m ³	全応力		応力円		有効応力経路		限界状態 パラメータ M
					c kN/m ²	ϕ deg	c' kN/m ²	ϕ' deg	c' kN/m ²	ϕ' deg	
1	95	13.7	1.720	13.7	39.1	13.9	0.12	30.3	0.15	30.3	1.213
2	95	14.7	1.720	14.7	3.3	14.6	0.20	27.6	0.03	27.7	1.097
3	95	14.7	1.720	14.7	21.3	12.1	0.21	25.4	0.21	25.4	0.999
1''	95	13.7	1.720	13.7	42.9	12.9	1.9	28.8	2.7	28.7	1.166

室内成型供試体

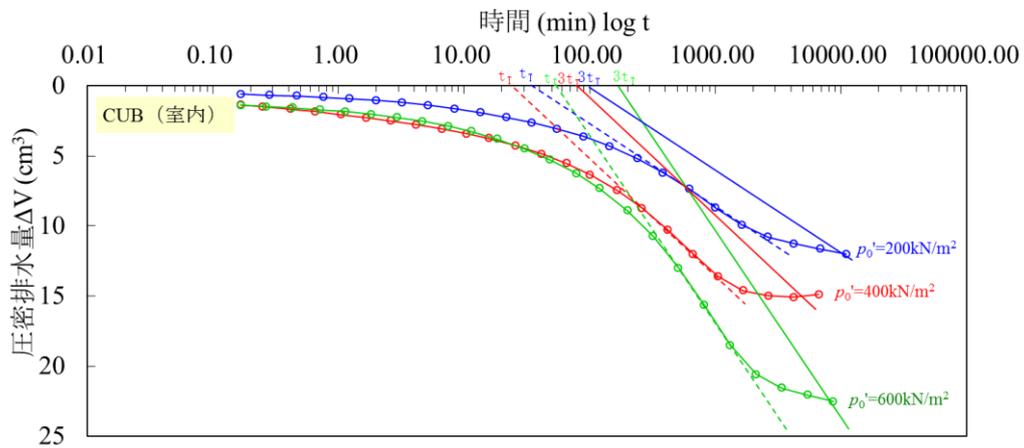


図 4.3-3 圧密排水量～時間の関係

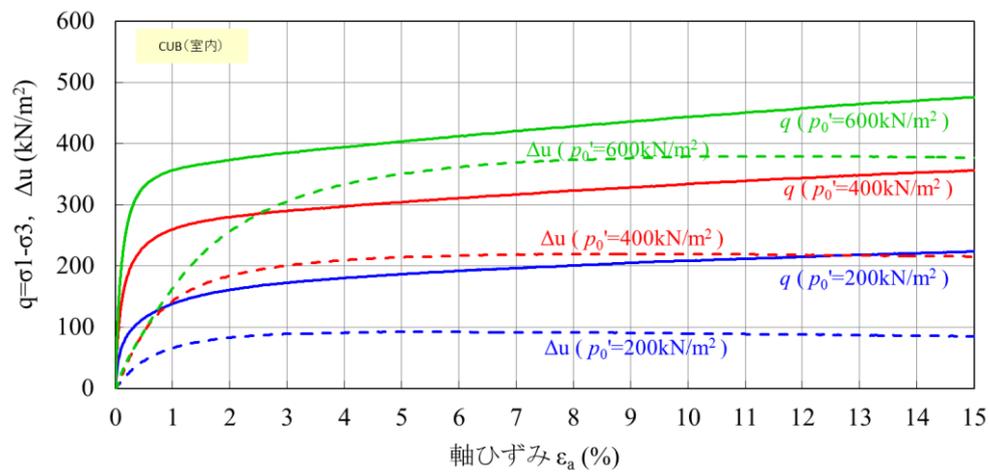


図 4.3-4 主応力差～軸ひずみの関係

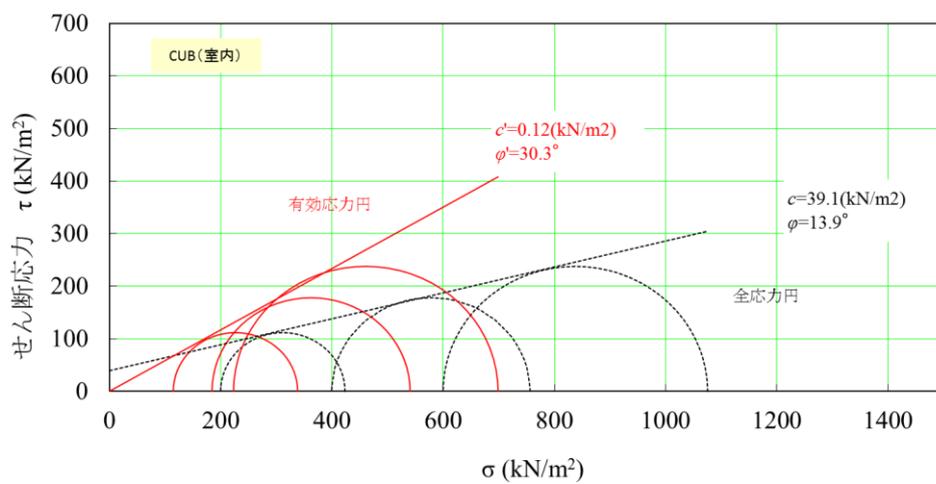


図 4.3-5 モールの応力円

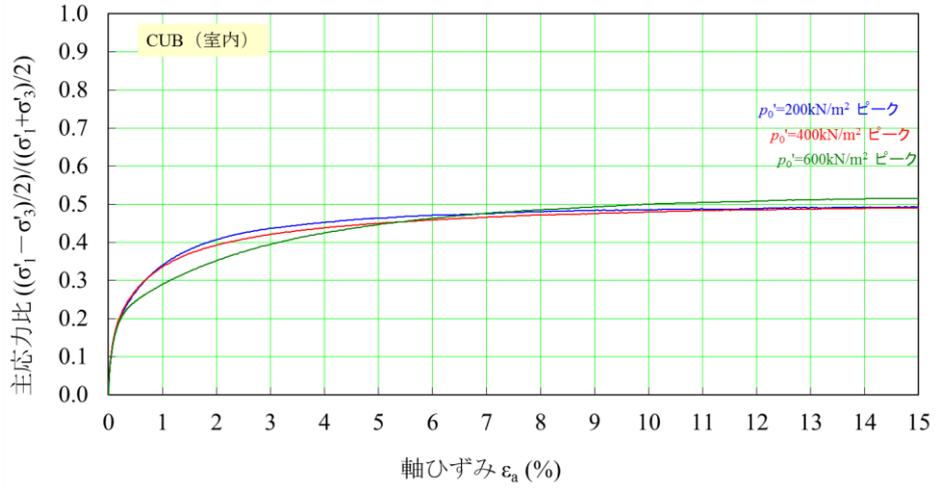


図 4.3-6 主応力比～軸ひずみの関係

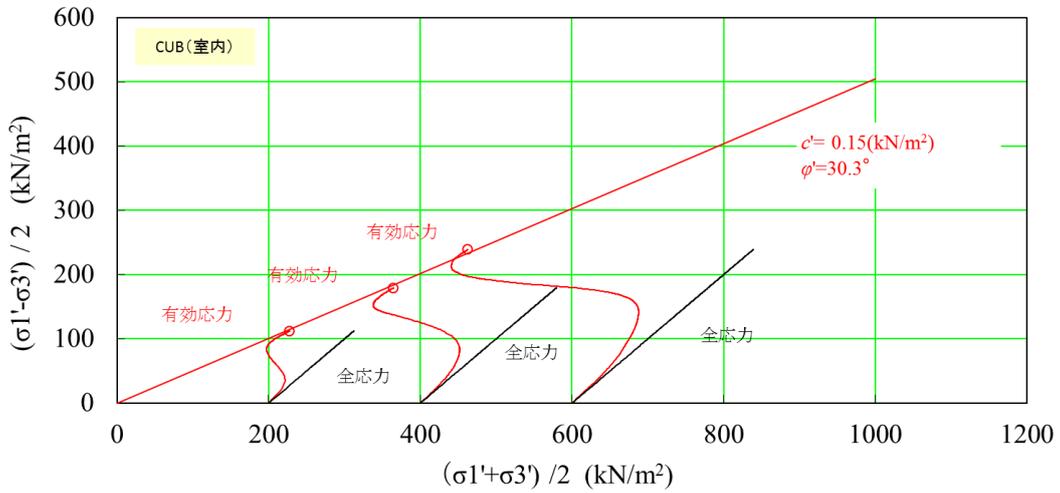


図 4.3-7 有効応力経路図

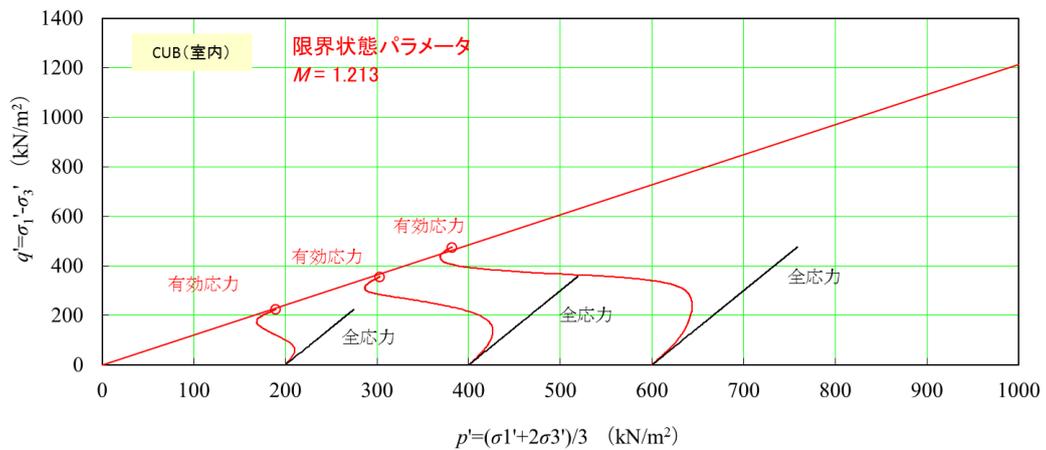


図 4.3-8 平均主応力と軸差応力の関係 (限界状態)

現場採取試料（転圧工法）

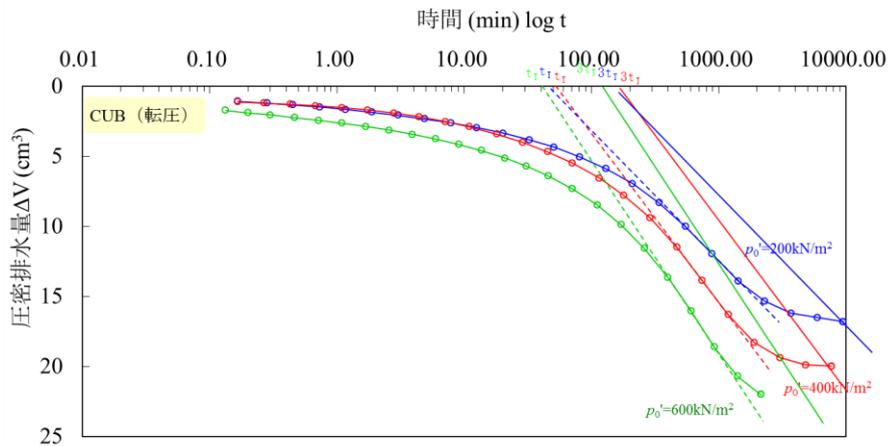


図 4.3-9 圧密排水量～時間の関係

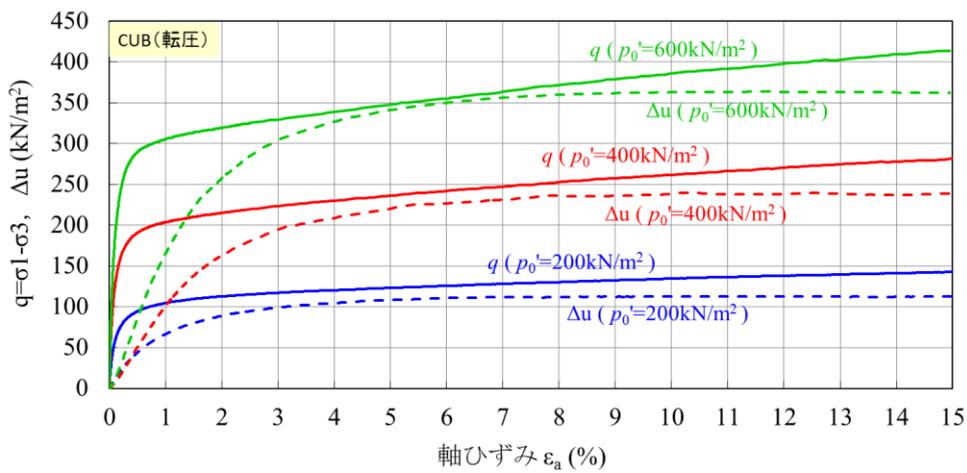


図 4.3-10 主応力差～軸ひずみの関係

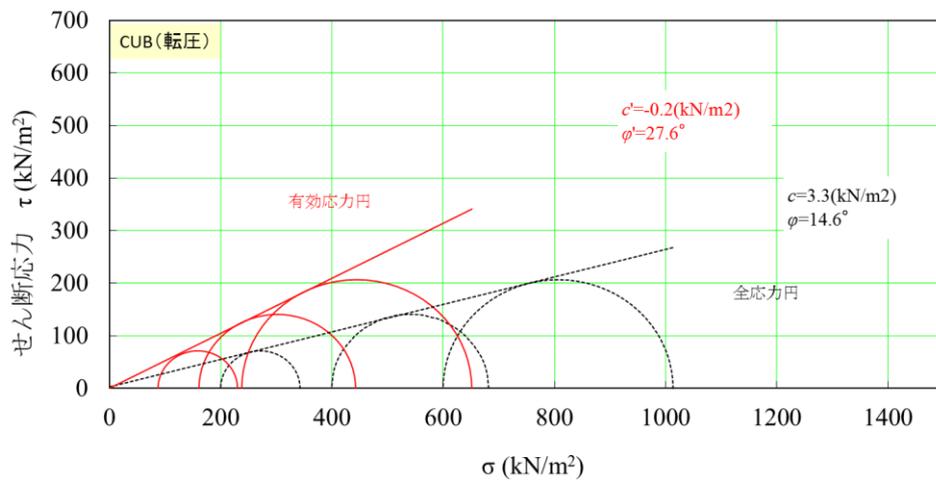


図 4.3-11 モールの応力円

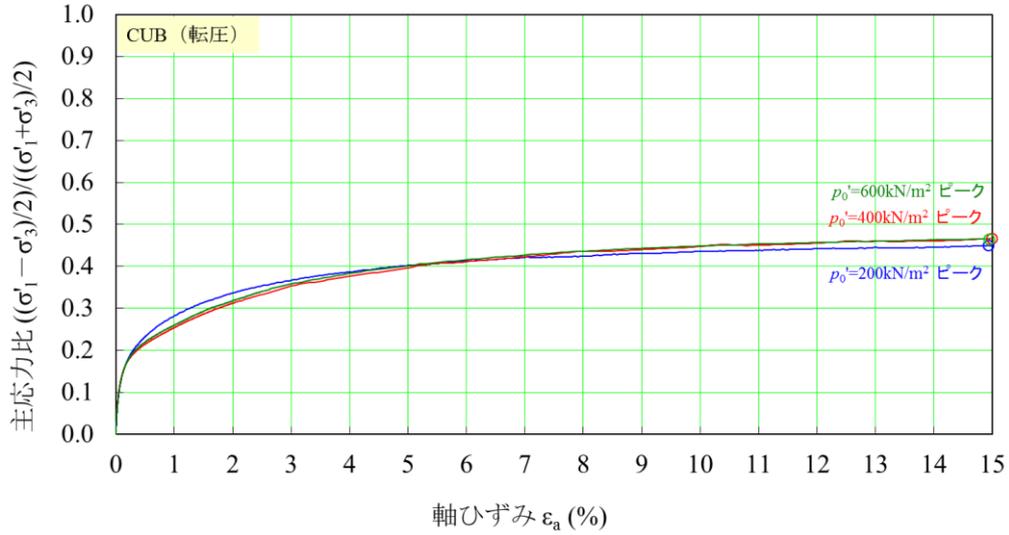


図 4.3-12 主応力比～軸ひずみの関係

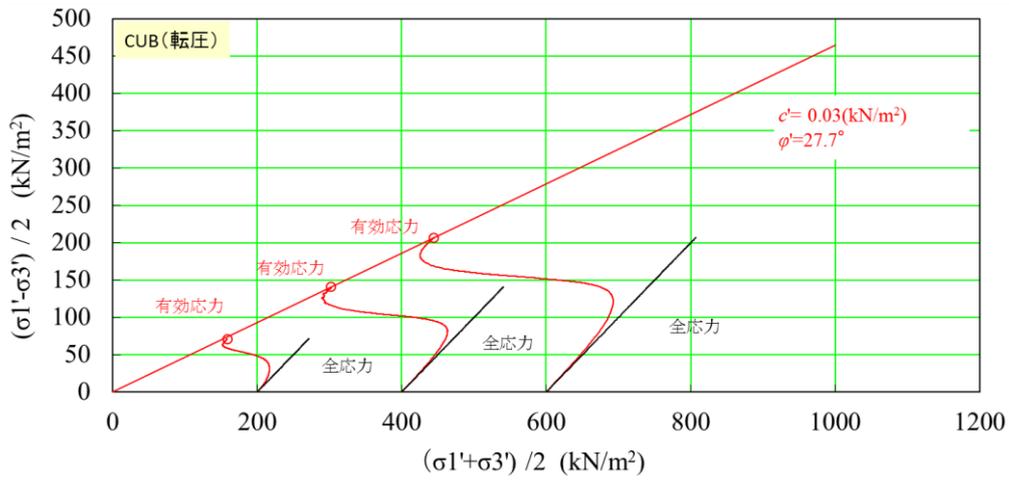


図 4.3-13 有効応力経路図

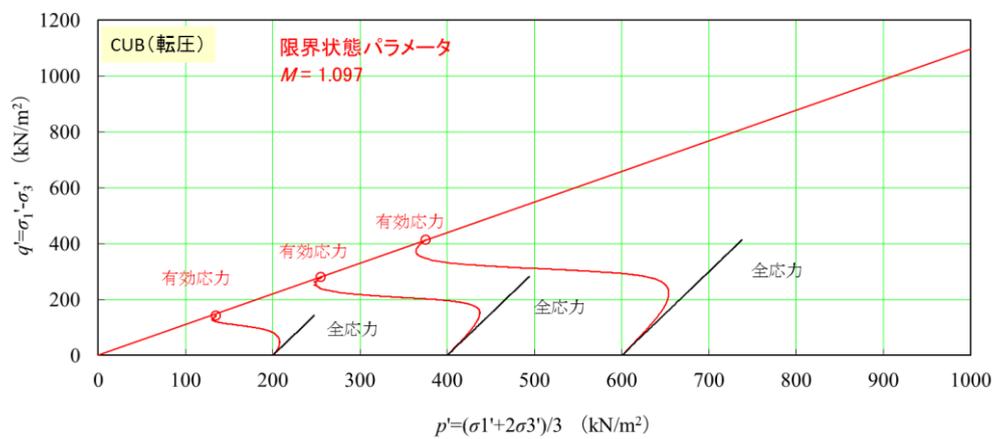


図 4.3-14 平均主応力と軸差応力の関係 (限界状態)

現場採取試料（吹付け工法）

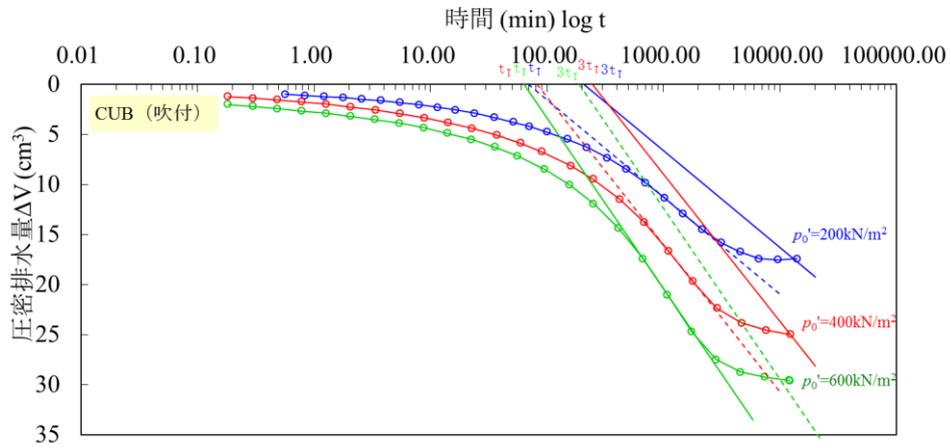


図 4.3-15 圧密排水量～時間の関係

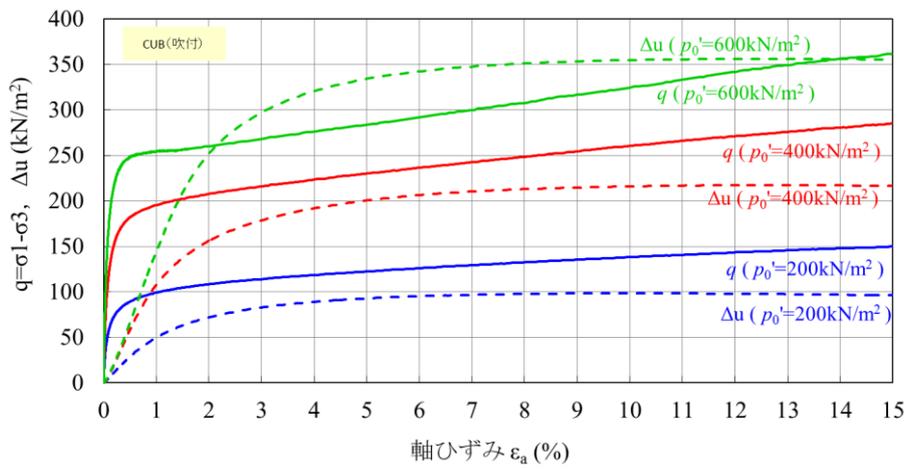


図 4.3-16 主応力差～軸ひずみの関係

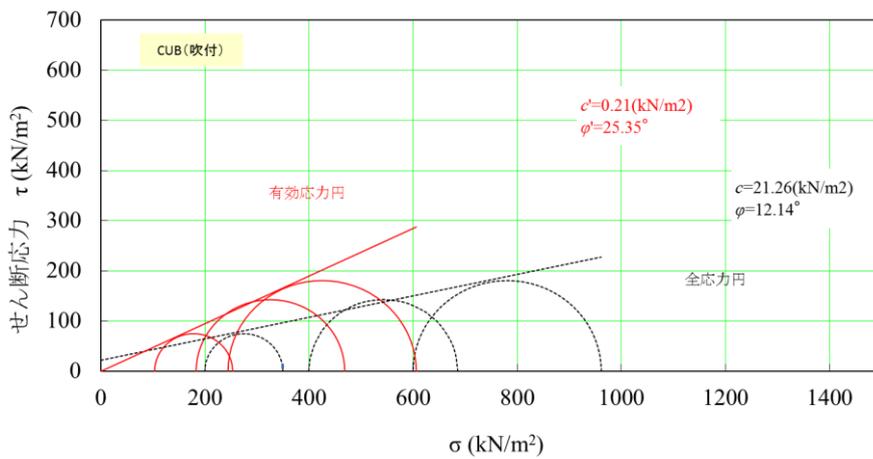


図 4.3-17 モールの応力円

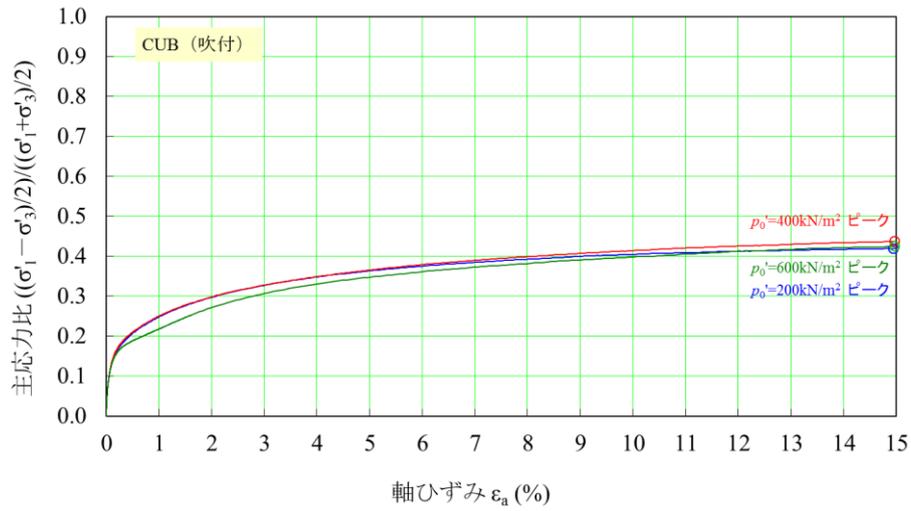


図 4.3-18 主応力比～軸ひずみの関係

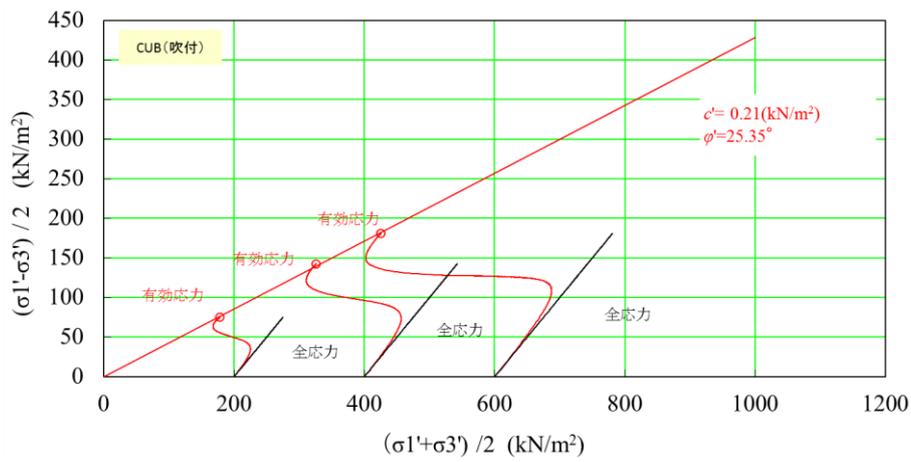


図 4.3-19 有効応力経路図

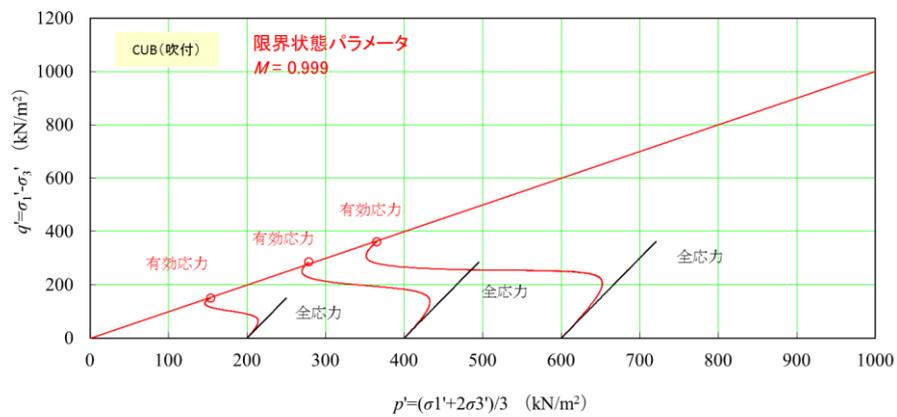


図 4.3-20 平均主応力と軸差応力の関係 (限界状態)

4.3.3 試験結果の評価

現地採取試料、室内成型試料に対して圧密非排水試験 (\overline{CU}) を実施することにより、ベントナイト部材の有効応力によるせん断特性を把握し、ベントナイト混合土の飽和後の安定性を解析的に評価するために必要なパラメータである限界状態パラメータ M を求めた。

式 4.3-4 で示したとおり、限界状態パラメータ M は、内部摩擦角 ϕ' から算出できる。ここでは応力円から求めた値と有効応力経路から求めた値のそれぞれを用いて推定し、比較を行った。表 4.3-4 に、限界状態パラメータの比較結果を一覧表で示す。

本試験で得られた限界状態パラメータ M は、平均主応力と軸差応力から得られた値（表中の「試験値」）と、有効応力に基づく内部摩擦角 ϕ' から算出した値とほぼ等しく、式 4.3-4 で示した理論値とのかい離が小さいといえる。表 4.3-2 や図 4.3-21 で示したように、室内圧縮成型供試体よりも、現場採取試料の方が、最大主応力差は小さくなった。このことは、現場採取試料の方が強度は小さいことを意味する。本試験で採用した配合のベントナイト混合土では、強度が小さいと、内部摩擦角 ϕ' も小さくなる傾向があることより、限界状態パラメータも現場採取試料の方が小さくなる結果となった。

このことより、本試験で採用した配合のベントナイト混合土では、限界状態パラメータの推定は、平均主応力と軸差応力の関係からも、内部摩擦角 ϕ' からでもできることが分かった。しかし、今回実施した試験の数量が少なかったこと、また、一軸圧縮強度のばらつきの要因となるベントナイト混合土の施工に起因する密度の不均一性や施工後の試料採取時および供試体作成時のトリミングによる乱れ、さらには、サンプラーから試料を取り出すときに発生する応力解放による影響なども考えられることから、今後、試験データ数を増やして検証することが望まれる。

表 4.3-4 さまざまな方法で求めた限界状態パラメータの比較

	限界状態 パラメータ M (試験値)	ϕ' (応力円) ($^{\circ}$)	ϕ' (有効応力 経路) ($^{\circ}$)	推定 限界状態 パラメータ M (応力円)	推定 限界状態 パラメータ M (有効応力経路)
室内成型 (H26)	1.210	30.3	30.3	1.213	1.213
現場採取 (転圧)	1.100	27.6	27.7	1.096	1.100
現場採取 (吹付)	0.999	25.4	25.4	1.001	1.001
室内成型 (H25)	1.159	28.8	28.7	1.148	1.143

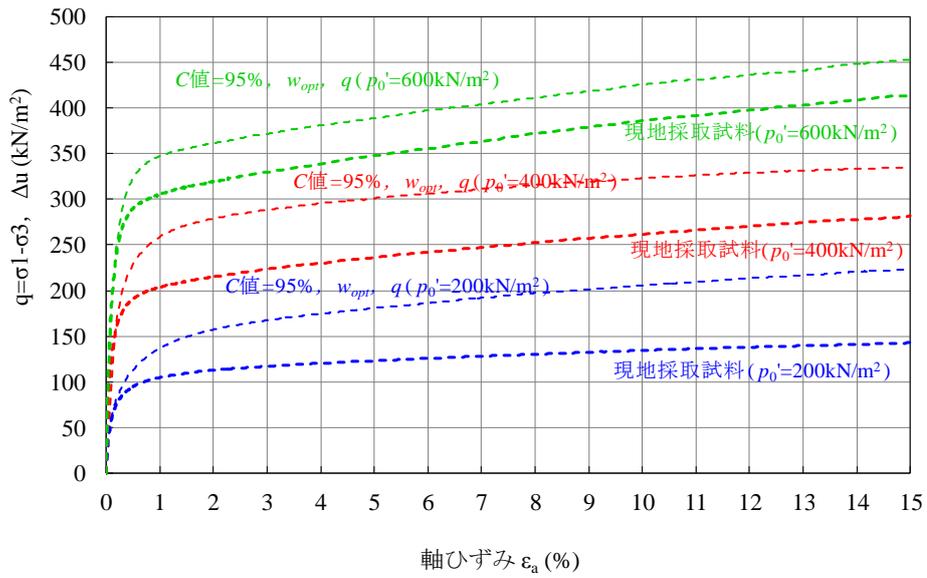


図 4.3-21 軸ひずみ～最大主応力差でみた室内圧縮供試体と現場採取試料の比較例

4.4 段階载荷による圧密試験

上部埋戻し材で考慮すべき事象として、再冠水後の緩衝材の膨潤圧や地下空洞自体のクリープ変形などの外圧が上げられる。このような状況下での上部埋戻し材の変形挙動を把握するため、圧密試験を実施する。前述の圧密非排水三軸圧縮試験と同様に、再冠水後の上部埋戻し材の力学特性について把握することを目的とする。

4.4.1 試験方法

試験方法は日本工業規格「土の段階载荷による圧密試験方法」(JIS A 1217: 2009)に準拠して実施した。この試験は側方変形を許容しない円筒状の剛な圧密容器を使用する。供試体に対して段階的に一定圧力を作用させ、排水を許容することで一次的に過剰間隙水压を消散しながら圧密をし、一次圧密に関する圧縮性と圧密速度等の土質定数を求めることを目的とした試験であり、主に細粒分を主体とした透水性の低い飽和供試体に対して実施される。一次圧密とは圧密曲線において、Terzaghi の圧密方程式に代表される熱伝導型圧密方程式の解に従う圧密度 100%までに対応する部分を指す。

圧密試験装置は、圧密リングと底板からなる圧密容器と、圧密容器上端部に所定の荷重を一樣にさせる载荷ロッドから構成され、圧密中の力学挙動を軸変位計により計測する。本試験では錘を载荷フレームに吊り下げ、载荷フレームと剛結した载荷ロッドから圧密リングに対して所定の荷重を作用した。

ここでは、円柱状飽和供試体を使用し、長期安定性の評価のための解析に使用する土質パラメータとして λ 、 κ を取得することを主な目的とする。

パラメータ λ は e - $\ln p$ 曲線の正規圧密領域の線形勾配を表す圧縮指数である。ここで、 e - $\log p$ 曲線から決まる圧縮指数を C_c とすると、両者の関係は次式のように表される。

$$\lambda = 0.434C_c \quad \text{式 4.4-1}$$

同様に、パラメータ κ は e - $\ln p$ 曲線の過圧密領域の線形勾配を表す膨張指数であり、 e - $\log p$ 曲線から決まる圧縮指数を C_s とすると、両者の関係は次式のように表される。

$$\kappa = 0.434C_s \quad \text{式 4.4-2}$$

本検討で実施した標準圧密試験の仕様を表 4.4-1に整理する。

表 4.4-1 標準圧密試験の試験仕様

標準規格	日本工業規格「土の段階載荷による圧密試験方法」(JIS A 1217:2009)		
供試体仕様	供試体寸法	φ 60mm×H20mm	
	作製方法	現地採取後、トリミング	
	供試体本数/ケース	1本	
	飽和過程	剛な飽和容器(二重セル)を用いて、真空脱気を所定回数繰り返す。	
試験仕様	飽和過程(三軸セル内)	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密開始前に供試体、計器経路内を脱気水、二酸化炭素で通水/置換する。 ・圧密終了後のB値を計測し、所定の値以上になっていることを確認する。 	
	圧力条件	圧密圧力(kPa)	80~2500
		処女荷重段階	8段階
		除荷荷重段階	6段階
圧密終了判定	24時間圧密を基本とする		
	24時間経過しても一次圧密が終了しない場合は、 \sqrt{t} 法により予想される一次圧密終了まで圧密時間を延長する。		

4.4.2 試験結果

標準圧密試験に用いた供試体の諸元を表 4.4-2、表 4.4-3にまとめる。また、間隙比 e 、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v 、透水係数 k と載荷応力との関係と間隙比 e と透水係数 k の関係について図 4.4-1~図 4.4-5に示す。

表 4.4-2 圧密試験結果 載荷過程

項目	記号	単位	載荷過程							
			Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7	Step8
載荷応力	σ	MN/m ²	80	140	220	380	640	1000	1600	2500
圧密時間	Δt	hour	48	96	144	192	240	288	336	384
圧密変化量	Δd	mm	0.098	0.330	0.333	0.442	0.477	0.380	0.440	0.440
間隙比	e	-	0.585	0.559	0.533	0.497	0.459	0.429	0.394	0.359
体積圧縮係数	m_v	m ³ /kN	6.14E-05	2.79E-04	2.15E-04	1.45E-04	9.88E-05	5.82E-05	4.14E-05	2.83E-05
圧密係数	C_v	c m ² /day	2380.4	2582.9	2552.5	2626.5	1544.9	1373.3	1311.9	958.7
透水係数	k	m/sec	1.66E-09	8.18E-09	6.23E-09	4.32E-09	1.73E-09	9.07E-10	9.17E-10	3.08E-10
圧縮指数	C_c	-	0.156							

表 4.4-3 圧密試験結果 除荷過程

項目	記号	単位	除荷過程					
			Step9	Step10	Step3	Step4	Step5	Step6
載荷応力	σ	MN/m ²	1600	1000	640	380	220	140
圧密時間	Δt	hour	48	96	144	192	240	288
圧密変化量	Δd	Mm	-0.041	-0.050	-0.041	-0.042	-0.044	-0.056
間隙比	e	-	0.362	0.366	0.370	0.373	0.376	0.381
膨潤指数	C_s	-	0.0174					

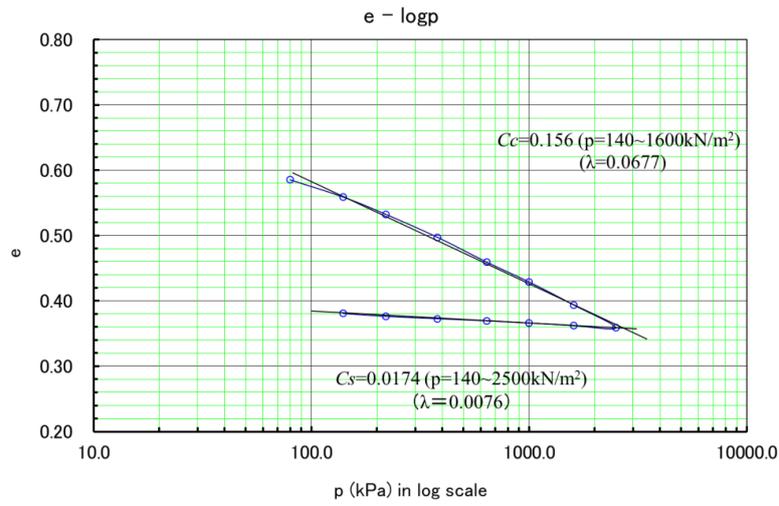


图 4.4-1 $e\text{-log}p$ 曲线 (C 值=95%)

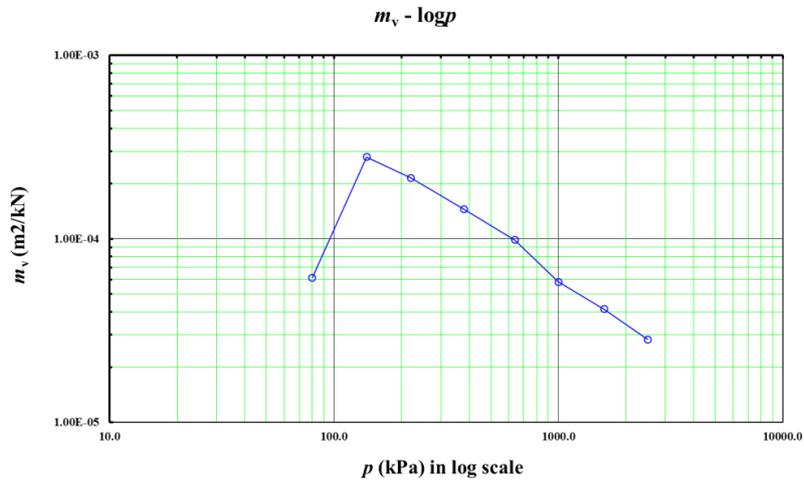


图 4.4-2 $m_v\text{-log}p$ 曲线 (C 值=95%)

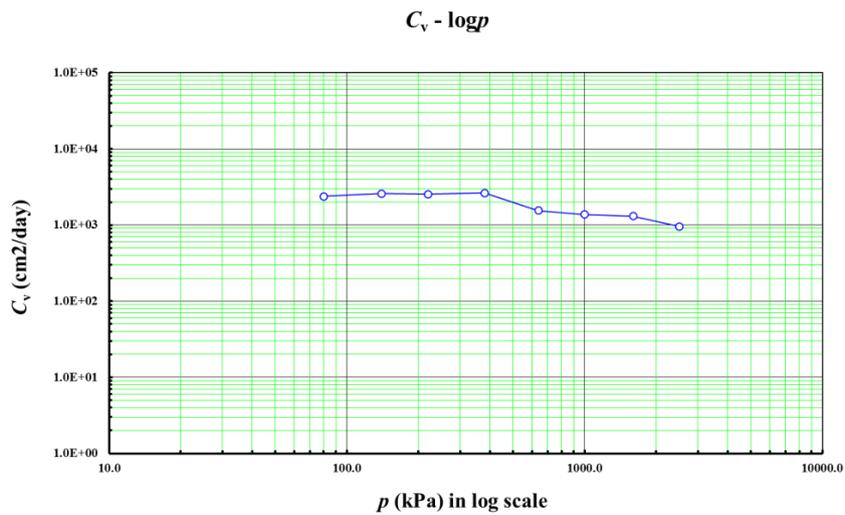


图 4.4-3 $C_v\text{-log}p$ 曲线

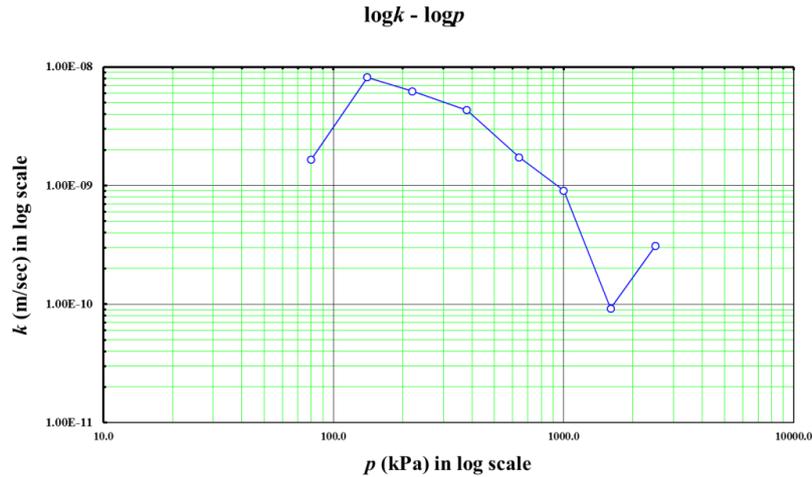


図 4.4-4 k - $\log p$ 曲線

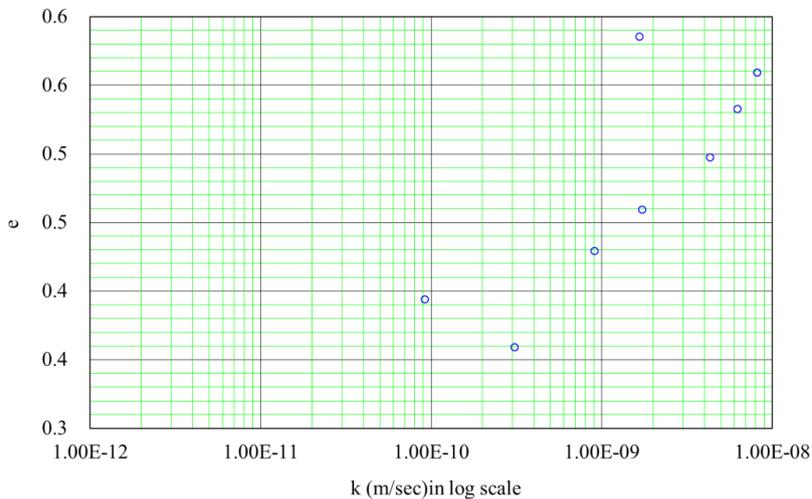


図 4.4-5 e - $\log k$ 曲線

4.4.3 試験結果の評価

圧密試験の圧密圧力は、載荷過程は 80,140,220,380,640,1000,1600,2500kPa、除荷過程は 1600,1000,640,380,220,140kPa とした。圧密過程により得られた e - $\log p$ 曲線においては、圧密圧力 140~1600kPa の範囲で圧縮指数 C_c 、140~2500kPa の範囲で膨張指数 C_s を測定した。得られた結果を下記の表 4.4-4 に示した。これらの結果と昨年度の試験結果の比較表を表 4.4-5 に示す。また、乾燥密度と含水比と圧縮指数の関係を図 4.4-6、乾燥密度と含水比と膨潤指数の関係を図 4.4-7 に示す。圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_s とともに乾燥密度が大きいほど小さい値を示す傾向が確認された。このことから、乾燥密度が高いほど圧縮、膨潤し難い材料であることが示唆された。また、昨年度の C 値=95%と今年度の結果を比較すると、乾燥密度と膨潤指数の関係が正比例となっていることが確認された。これは、昨年度が室内成型に対して今年度が現場施工で供試体を作成しているため、供試体作成における締固めエネルギーの違いに起因すると考えられる。

表 4.4-4 圧縮指数、膨張指数一覧

圧縮指数 C_c	$\lambda (=0.434C_c)$	膨張指数 C_s	$\kappa (=0.434C_s)$
0.152	0.0661	0.0174	0.0076

表 4.4-5 圧縮指数、膨張指数一覧（昨年度実施分との比較）

	乾燥密度	含水比	飽和度	圧縮指数 C_c	$\lambda (=0.434C_c)$	膨張指数 C_s	$\kappa (=0.434C_s)$
昨年度	1.810	13.9	75.6	0.0490	0.0213	0.00859	0.00373
	1.723	13.9	65.5	0.107	0.0466	0.0233	0.0101
今年度	1.709	11.3	51.9	0.152	0.0661	0.0174	0.0076

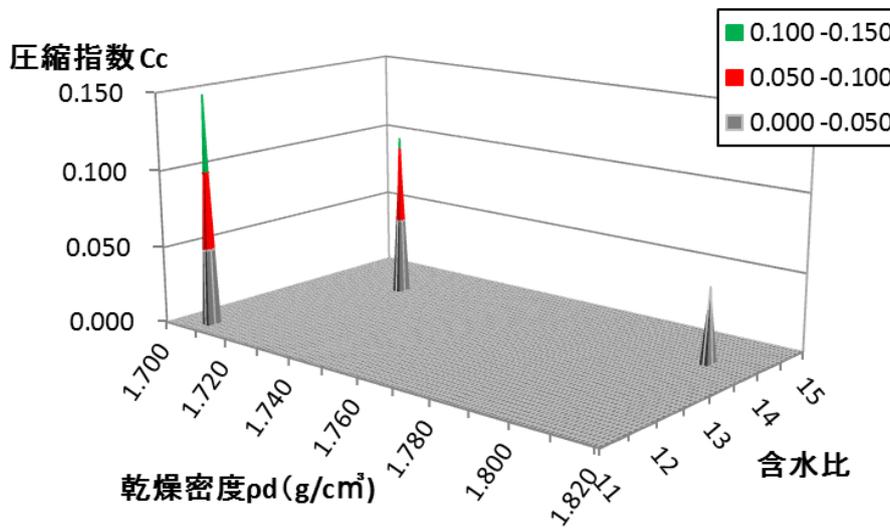


図 4.4-6 乾燥密度—含水比—圧縮指数

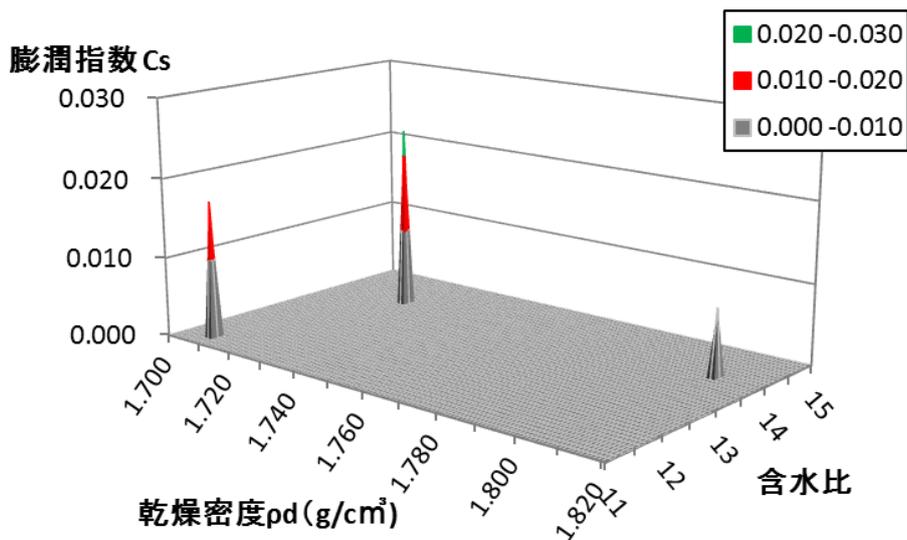


図 4.4-7 乾燥密度—含水比—膨潤指数

4.5 長期圧密試験

長期安定性の評価のための解析に使用する土質パラメータとして、一次圧密終了後の二次圧密挙動に対する二次圧密係数(α)を求めることを目的として、長期圧密試験を実施する。

二次圧密とは図 4.5-1に示すように圧密曲線において、Terzaghi の熱伝導型圧密方程式における一次圧密終了（圧密度 100%）以降の挙動を指し、粘土骨格の粘性圧縮に起因して生じる変形挙動とされている。

二次圧密による変形は時間の対数にほぼ比例して生じることが知られており、二次圧密係数(α)は体積ひずみ-圧密時間曲線(v - $\ln t$)の線形勾配として次式で表される。

$$\alpha = \frac{dv}{d(\ln t)} \quad \text{式 4.5-1}$$

ただし、試験で測定されるひずみは圧縮ひずみ ε であり時間軸は常用対数軸であるため、グラフから読み取った勾配をそのまま二次圧密係数 α として扱うことはできない。本試験では、一元圧密より変形量を求めているため、体積ひずみは圧縮ひずみと同義であるとし、 $v = \varepsilon$ と仮定した。また、時間軸の変換に関しては、次の式の関係を用いて、

$$\log t = \frac{\ln t}{\ln 10} = 0.434 \cdot \ln t \quad \text{式 4.5-2}$$

$$\alpha = \frac{dv}{d(\ln t)} = 0.434 \cdot \frac{d\varepsilon}{d(\log t)} \quad \text{式 4.5-3}$$

すなわち、時間軸を自然対数表記にするために、計測時間に 0.434 を乗じて計算することとした。

また、二次圧密係数は一次圧密終了時間(t_c)と初期体積ひずみ速度(\dot{v}_0)を用いて次式で表される。

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c} \quad \text{式 4.5-4}$$

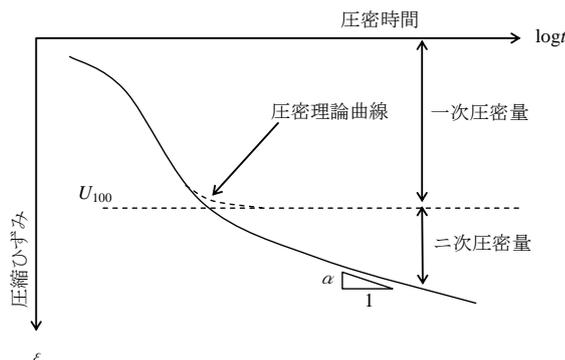


図 4.5-1 圧密曲線の例

4.5.1 試験方法

試験方法は基本的には段階荷重圧密試験と同様に日本工業規格「土の段階荷重による圧密試験方法」(JIS A 1217)を参考として実施する。すなわち、試験装置についても段階荷重圧密試験と同じものを使用した。

この試験は、所定の一定荷重を飽和円柱状供試体に長時間作用させ、一次元圧密中の力学挙動を軸変位計により計測するものである。

荷重は、緩衝材の膨潤圧力を想定し、500kPa とした。

4.5.2 試験結果

表 4.5-1に供試体の試験前後の乾燥密度と含水比を示す。図 4.5-2に沈下量の経時変化を、図 4.5-3には時間軸を対数表記したものを示す。確認が難しい二次圧密による沈下も、図 4.5-3に示したように片対数グラフ上では明確な直線となって現れている。この直線部分を明確にするために、図 4.5-3の試験経過時間 100 時間以降の部分抽出し、時間軸を自然対数表示にしたものが図 4.5-4である。同図から読み取れる直線部分の勾配は、最小二乗法により求めた。また、この値と一次元圧密理論に則った一次圧密終了時間を式 4.5-2 により初期体積ひずみ速度を算出した。表 4.5-2に得られた結果を示す。

表 4.5-1 供試体の試験前後の乾燥密度と含水比

供試体情報	湿潤密度	乾燥密度	含水比	最終変形
試験シリーズ	Mg/m ³	Mg/m ³	%	mm
1	1.973	1.705	15.7	1.17

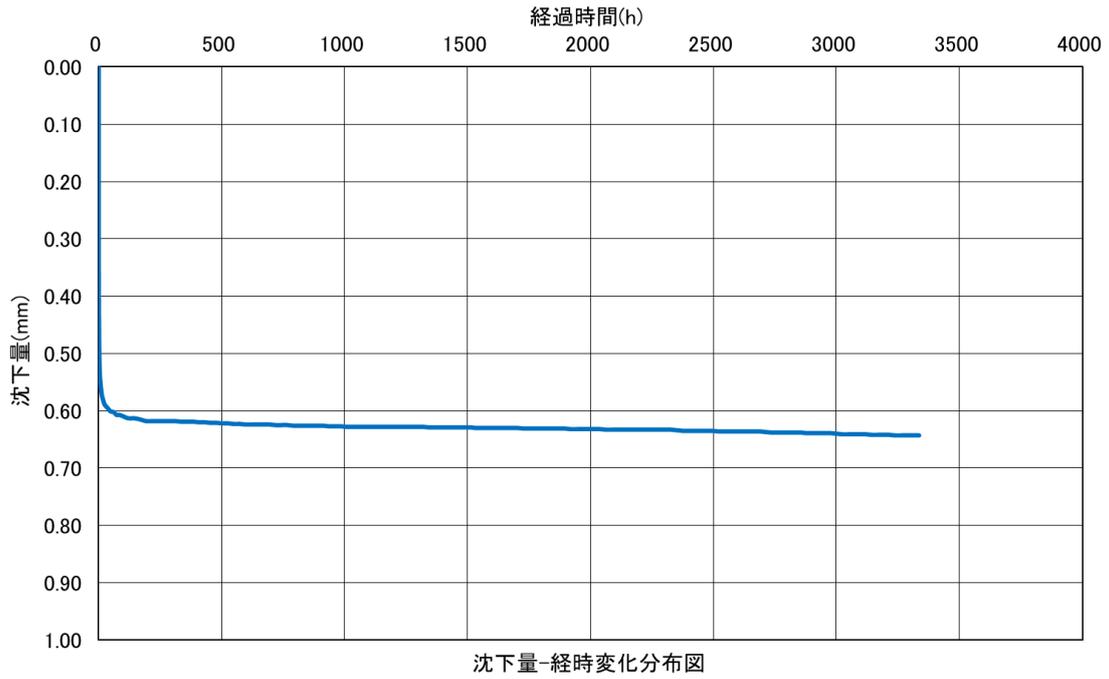


図 4.5-2 沈下量～経時変化図

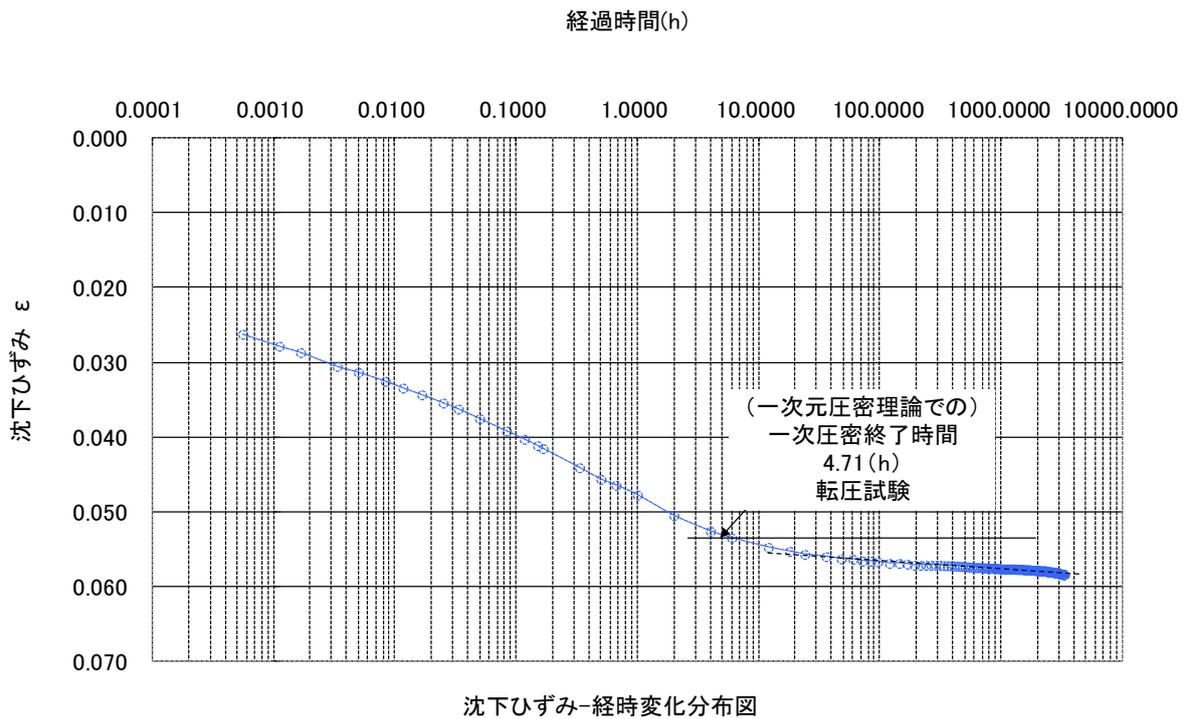


図 4.5-3 沈下量～経時変化図 (片対数標記)

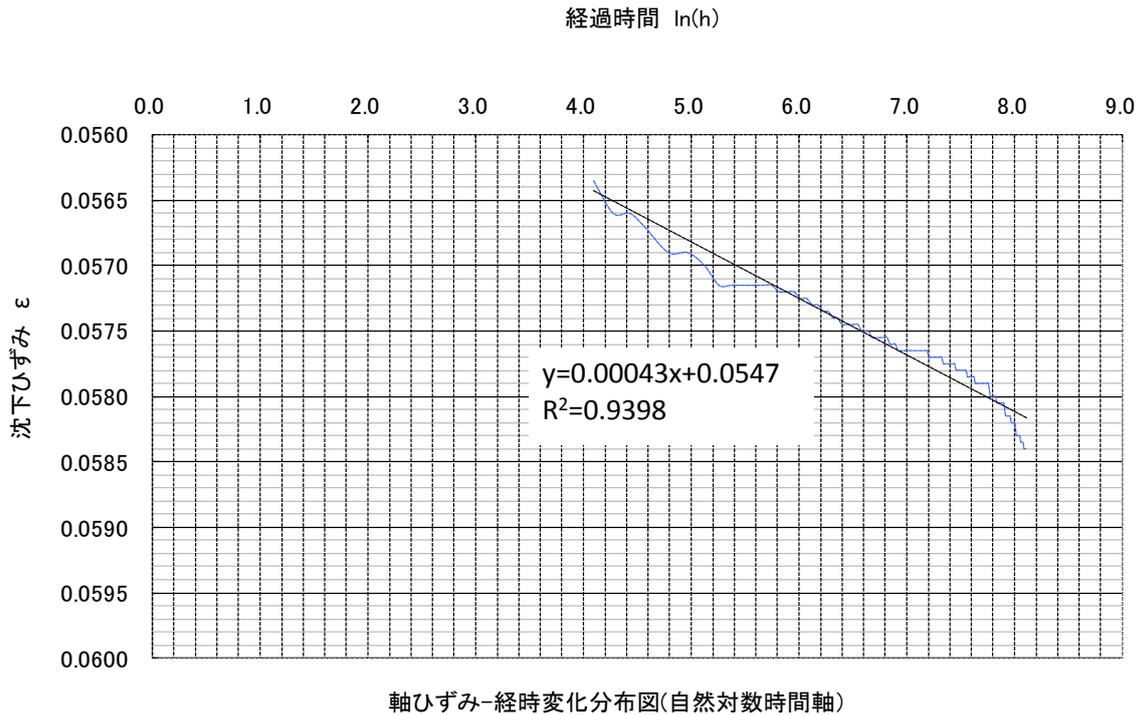


図 4.5-4 試験開始 100 時間以降の軸ひずみ～経過時間（自然対数軸）関係

表 4.5-2 二次圧密係数 α と初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 の一覧表

初期乾燥密度 ρ_d	二次圧密係数 α	初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0
1.703	0.00043	9.13E-05

4.5.3 試験結果の評価

二次圧密係数は長期的な盛土・埋立地の沈下の予測解析に使われる他[1][2][3][4]、JAEA においても、緩衝材の長期挙動予測に資するパラメータとしてデータを採取している[5]。

既往の研究[1]において、地盤の変形解析および安定解析を行うための解析コードを紹介している。その解析事例の一つに、関口・太田モデルを用いた粘性土を対象とした実例を示し、その中で入力パラメータとして α を提示している。また、この報告書の中では、土質の違いによる二次圧密や、自然含水比による二次圧密係数の推定式等を紹介している。

既往の研究[2]において、シンウォールサンプリングにより 3 つの深度で採取した不攪乱粘土試料 A と再構成した試料 B の二次圧密係数を測定している。

既往の研究[3]において、泥炭地盤の二次圧密係数を測定している。また、既往の研究[4]でも、さまざまな土質材料の二次圧密係数と自然含水比の関係を図 4.5-5 のようにまとめている。ただし、この図の時間軸は常用対数であることに注意する。本報告に合わせるのであれば、試験結果が一次元圧密試験結果より得られたものとみなして、軸ひずみと体積ひずみが等価なものであるという仮定のもと、0.434 倍すれば良い。

これらの既往の結果と比較すると、今回得られたベントナイト混合土の二次圧密係数は1桁程度小さく、長期的な観点での圧縮性は小さい材料であることが示唆される。ベントナイトの混合率が高いJAEAの検討事例では、二次圧密係数 α の試験結果は $\alpha=1.2 \times 10^{-3} \sim 1.3 \times 10^{-3}$ 、この試験結果や逆解析結果等からさまざまな観点から考慮して、長期挙動解析に用いる二次圧密係数として、 $\alpha=5.9 \times 10^{-4} \sim 1.3 \times 10^{-3}$ 程度であるとしている。これらの値と、平成21年度に実施した、緩衝材（クニゲルGX、100%、現地採取試料）[6]を対象とした試験結果を表4.5-3にまとめる。今回の試験対象は貧配合のベントナイト混合土であるが、緩衝材（高レベル廃棄物処分場での使用が検討されている、ベントナイト7：けい砂3の不配合のベントナイト混合土、および本確認試験で使用した粒状ベントナイト100%）のものに対して、ほぼ同じような二次圧密係数であったことより、大きく変わらない圧縮性であるといえる。今後、圧密圧力を変化させた場合に、二次圧密係数も変化することが予想されるので、測定事例が増えることが望まれる。

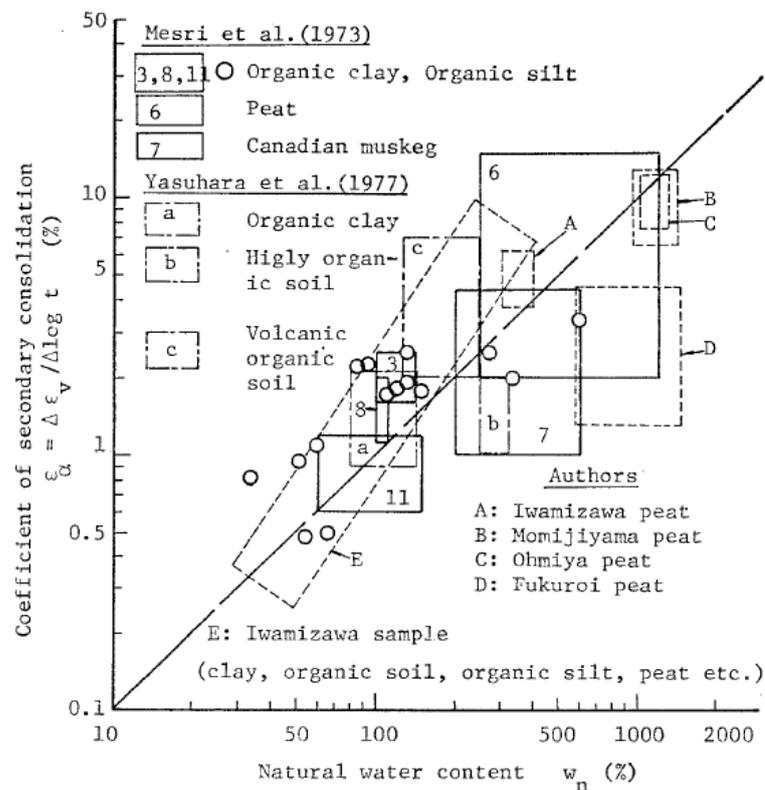


図 4.5-5 二次圧密係数と自然含水比の関係[4]

表 4.5-3 既往検討から抽出した二次圧密係数 α

No.	土質	二次圧密係数 α	文献番号
1	粘性土（架空地盤）	0.003、0.004、0.005、0.006、 0.007	[1]
2	不攪乱粘土試料 A	0.0086	[2]
3	不攪乱粘土試料 A	0.0080	[2]
4	再構成した試料 B	0.0033	[2]
5	泥炭（Ap1）	0.028	[3]
6	泥炭（Ap2）	0.019	[3]
7	粘土（Ac1）	0.007	[3]
8	粘土（Am）	0.005	[3]
9	粘土（Ac2）	0.006	[3]
10	緩衝材 （ベントナイト（クニゲル V1）7：けい砂 3 の混合土）	$5.9 \times 10^{-4} \sim 1.3 \times 10^{-3}$	[5]
11	LC-01 緩衝材 （クニゲル GX 100%、転圧施工後、現地採取試料、約 3000 時間後）	5.6×10^{-4}	[6]を再計算（0.434 倍）
12	LC-02 緩衝材 （クニゲル GX 100%、転圧施工後、現地採取試料、約 3000 時間後）	6.1×10^{-4}	[6]を再計算（0.434 倍）
13	LC-03 緩衝材 （クニゲル GX 100%、室内圧縮成形供試体、約 30000 時間後）	4.8×10^{-4}	[6]を再計算（0.434 倍）

4.6 ベントナイトの含水比調整

4.6.1 ベントナイト含水比調整の概要

今年度実施の緩衝材の施工確認試験及び昨年度まで実施した緩衝材の施工確認試験においては、使用するベントナイト材料について、バッチ式のみキサ（ペレガイアみキサ、アイリッヒみキサ）を使った水添加方式により含水比の調整を実施している。

本業務では、緩衝材の材料であるベントナイト（クニゲル GX）の含水比を調整する機械として、連続縦落し式の機械を使用し、調整後の含水比が所定の範囲の含水比（21.0±2.0%）となることを確認するものである。

表 4.6-1に実施項目と実施数量を示す。

表 4.6-1 実施項目・実施数量

実施項目	実施数量		備考
ベントナイト含水比調整	10	t	・クニゲル GX(最大粒径 10mm) : 5t ・クニゲル GX(最大粒径 5mm) : 5t
含水比測定	40	試験	JIS A 1203 に準拠
連続縦落し式混合装置設置・撤去	1	式	ミストブレンダー

4.6.2 実施方法

(1) ベントナイト材料

含水比調整に使用するベントナイトはクニゲル GX（粒状ベントナイト、最大粒径 10mm および 5mm、クニミネ工業）とした。各材料の諸物性および粒度分布を表 4.6-2および図 4.6-1に示す。

含水比については、製造試験実施前に、使用する各フレキシブルコンテナから試料を採取して測定を行った。その結果を表 4.6-3に示す。

なお以降、最大粒径 10mm のクニゲル GX を「クニゲル GX(10)」、最大粒径 5mm のクニゲル GX を「クニゲル GX(5)」と称する。

表 4.6-2 粒状ベントナイト材料の諸物性

試験項目	GX(10)	GX(5)
最大粒径 (mm)	10mm 以下	5mm 以下
膨潤力 (mL/2g)	15	15
塑性限界 (%)	24.8	23.4
MBP 吸着 (mmol/100g)	66	66

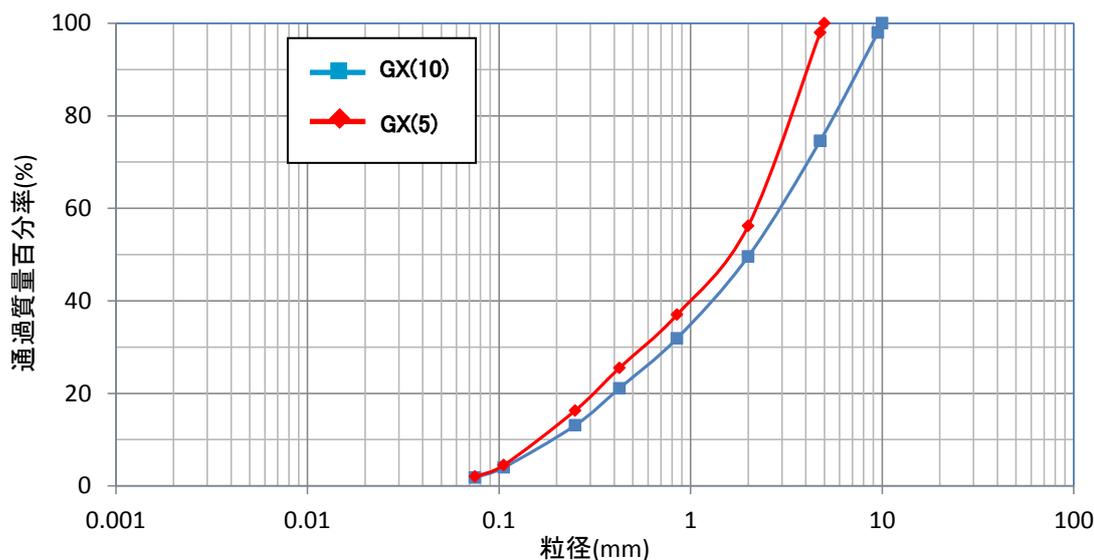


図 4.6-1 粒状ベントナイト材料の粒度分布

表 4.6-3 粒状ベントナイト材料の含水比

サンプル	初期含水比 (%)	
	GX (10)	GX (5)
1	10.3	7.6
2	11.1	7.3
3	7.3	7.6
4	11.1	6.4
5	10.8	7.8
平均	10.1	7.3

(2) 含水比調整

ベントナイトの調整前の含水比を測定し、調整後の含水比が 21.0%となるように加水量を算出した。連続縦落し式混合装置（ミストブレンダー）にベントナイトを投入し、所定量の水を添加することにより、含水比を調整した。

ミストブレンダーの概要を図 4.6-2に示す。ミストブレンダーは本来、ベントナイト混合土の製造装置として開発されたものであり、ベントナイトと砂、それぞれの粉体材料の定量供給装置、それら粉体材料の混合装置、さらにその粉体混合材料への水添加装置から構成される。今回は単独の粒状ベントナイト材料への水の添加のみを行う試験であり、本来の砂供給装置を粒状ベントナイト供給装置として用い、本来の粉体ベントナイト供給装置およびベントナイトサイロは使用しなかった。また、今回の単独材料に対しては、粉体材料の混合装置（MY-BOX）に材料を通過させる必要は特にないが、装置全体の構成（各装置の設置位置やバルコンとの取り合い等）の関係などから、あえて新たな構成へ変更せずに、粉体材料の混合装置（MY-BOX）に材料をそのまま通過させることとした。

ミストブレンダーによる材料製造・含水比調整手順の詳細は下記のとおりである。製造装置の状況を図 4.6-3～図 4.6-6に、製造実施状況を図 4.6-7～図 4.6-11に示す。

① 材料準備

- ・ベントナイトはクニゲル GX (Dmax=10mm および 5mm) (通称 GX(10)材および GX(5)材) を用いる。
- ・試験に必要な所要量 (各 5t, フレキシブルコンテナ 5 袋) をフレキシブルコンテナで準備し、フレキシブルコンテナ毎に含水比を確認する。
- ・粒状ベントナイト (GX(10)材、GX(5)材) は、フレキシブルコンテナをバックホウにて吊上げ、フレキシブルコンテナ下部を切開することで、所定量を粒状ベントナイト供給ホッパーに投入する。

② 材料の加水混合

- ・材料の加水混合は、最大 10m³/h (18t/h) の製造能力を持つ水添加混合装置 (ミストブレンダー、加水部φ700mm、H1000mm) により行う。
- ・粒状ベントナイト供給速度 (粒状体材料供給スクリュウの回転数) と水供給定量ポンプの吐出量の組合せに対する出来上がり材料含水比の関係をあらかじめキャリブレーション試験により求めておく。
- ・粒状ベントナイト材料の含水比及び目標とする出来上がり材料の含水比から必要な添加量を設定し、上記のキャリブレーション結果を用いて、粒状ベントナイト供給速度と水供給ポンプの吐出量を決定する。
- ・水の供給を開始し、引き続き、粒状体を水添加装置上部ホッパーに一定量確保しながら材料を投入する。供給が安定するのを数秒程度待って、含水比の調整を行う。
- ・含水比調整された材料はフレキシブルコンテナにより順次回収する。

③ 試料の採取

- ・所定量を連続製造する時間 (5t 製造で 25 分程度)、250kg を目安にフレキシブルコンテナ (20 袋を目安) に回収し、各フレキシブルコンテナから含水比測定用試料採取することで、等間隔で試料を採取する。

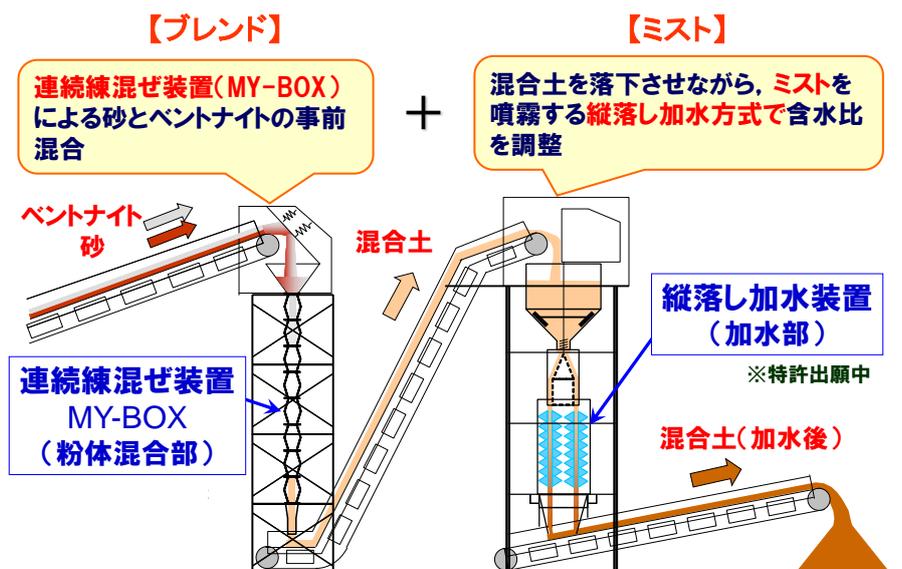


図 4.6-2 ミストブレンダー工法の概要

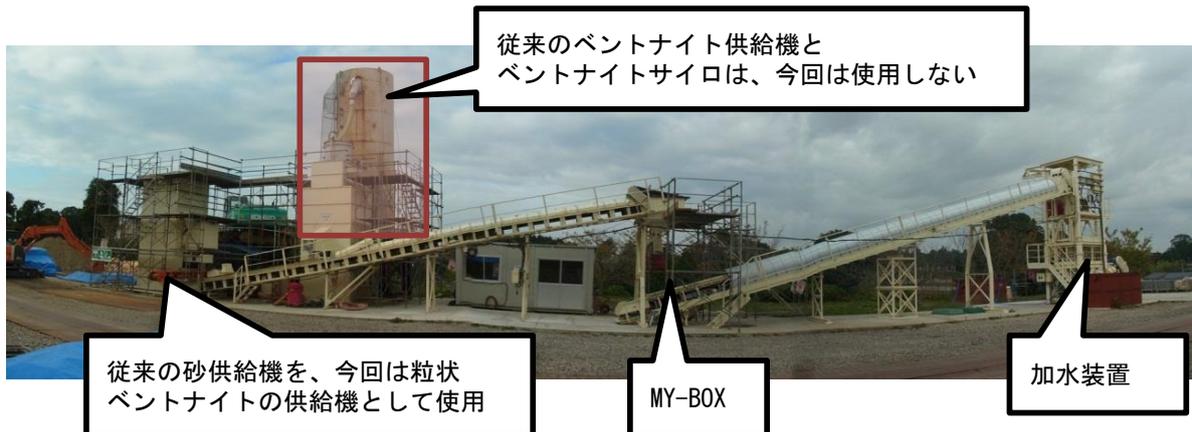


図 4.6-3 ミストブレンダー装置の全景



図 4.6-4 粒状ベントナイト定量供給部



図 4.6-5 MY-BOX 部



図 4.6-6 加水混合部



图 4.6-7 材料投入状况



图 4.6-8 材料投入状况



图 4.6-9 供給装置操作盤(1)



图 4.6-10 供給装置操作盤(2)



图 4.6-11 調整材料排出時状况

(3) 含水比測定

材料の含水比測定は「土の含水比試験方法（JIS A 1203）」に準拠して行った。

含水比測定の試験器具および装置を図 4.6-12～図 4.6-15に、測定状況を図 4.6-16に示す。



図 4.6-12 恒温乾燥炉



図 4.6-13 恒温乾燥炉の表示温度



図 4.6-14 デシケータ

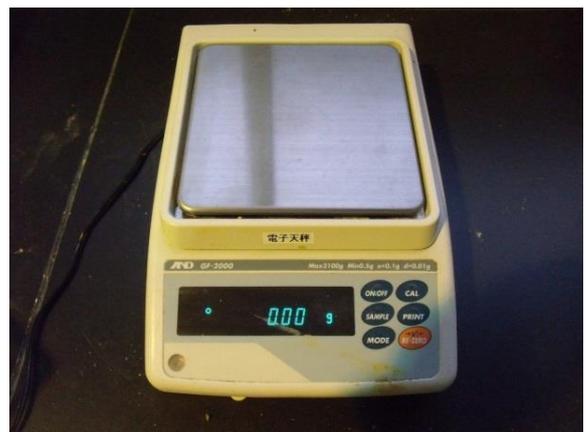


図 4.6-15 はかり（最小 0.01g）



図 4.6-16 含水比測定状況

4.6.3 実施結果

(1) 含水比調整

GX(10)材およびGX(5)材についてそれぞれ5tずつ含水比調整した。それぞれの製造条件、材料の供給速度および水添加量の設定表は表 4.6-4、表 4.6-5のとおりである。

ここに、加水量を決定する有効加水率（定量ポンプからの水の実供給量に対する、実際の粒状ベントナイト材料に付与された水分量の比率）については、事前のキャリブレーション試験により設定した。

また、粒状ベントナイト定量供給装置の記録は図 4.6-17、図 4.6-18のとおりであり、運転開始後 1 分 30 秒程度で供給量は安定し、その後は所定の供給量に対し、±1%程度の精度で材料が供給されている。なお、当該材料は、ある程度の量を水添加装置上部ホッパーに一旦貯留し、その後に落下させて水添加工程に移行するため、この初期の時間の供給量の不安定性は水添加工程には影響を与えず、水添加工程の初期から所定の供給量が確保されると考えて良い。

表 4.6-4 製造条件・設定表 (GX(10)材)

初期条件		
加水調整前材料	初期含水比 [%]	測定日
GX(10)	10.1	2014/12/2
製造条件		
	総量 [kg]	備考
材料投入前	5,333	フレコンバッグ5袋
乾燥重量	4,844	
加水混合条件		
	単位時間 [kg/min]	備考
材料投入量	210.20	製造日 12/3
乾燥重量	190.92	
水分量	19.28	
加水量	20.81	目標含水比 21%
供給水量	29.1	有効加水率 71.5%
仕上り量	231.01	

表 4.6-5 製造条件・設定表 (GX(5)材)

初期条件		
加水調整前材料	初期含水比 [%]	測定日
GX(5)	7.3	2014/12/2
製造条件		
	総量 [kg]	備考
材料投入前	5,048	フレコンバッグ5袋
乾燥重量	4,705	
加水混合条件		
	単位時間 [kg/min]	備考
材料投入量	202.40	製造日 12/3
乾燥重量	188.63	
水分量	13.77	
加水量	25.84	目標含水比 21%
供給水量	36.14	有効加水率 71.5%
仕上り量	228.24	

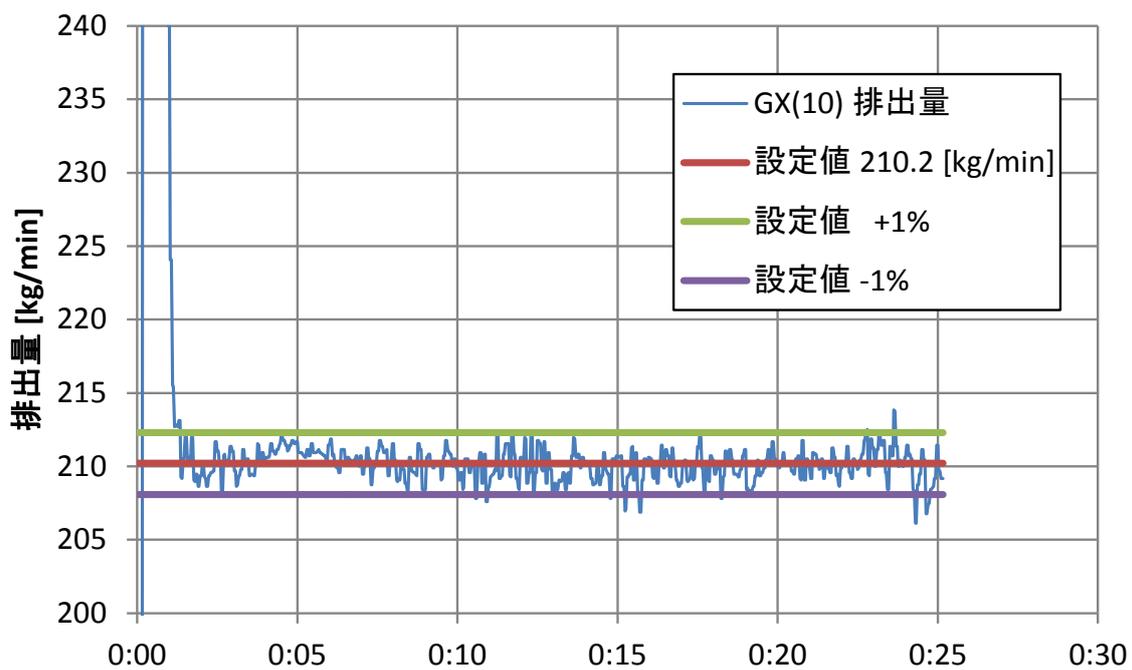


図 4.6-17 粒状ベントナイト供給状況 (GX(10)材)

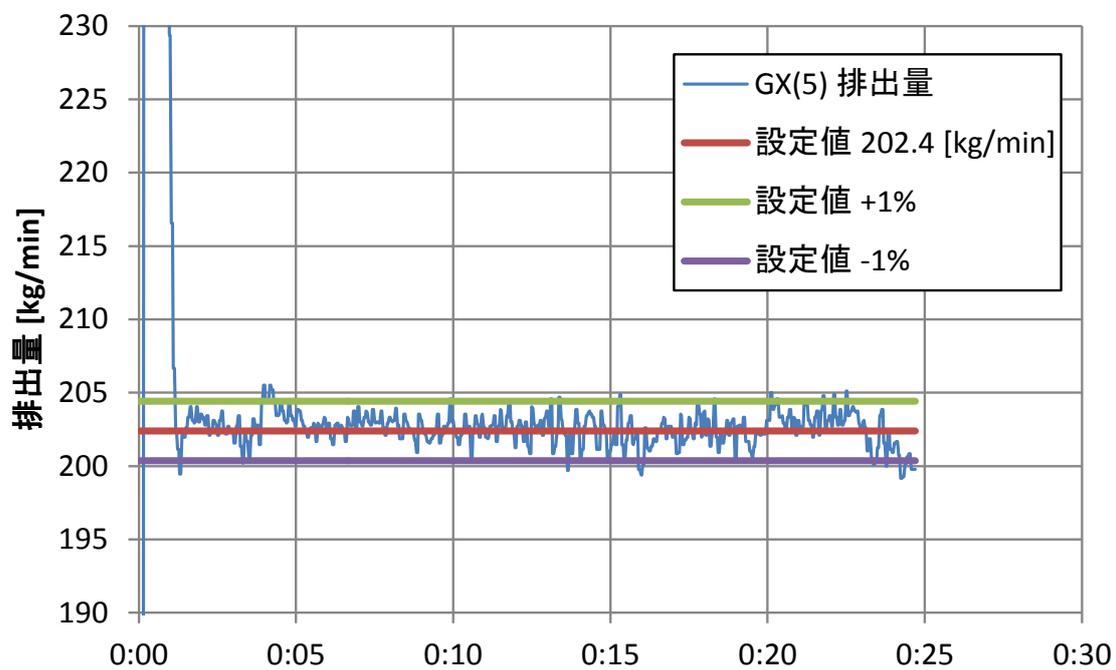


図 4.6-18 粒状ベントナイト供給状況 (GX(5)材)

(2) 含水比試験結果

含水比試験結果を表 4.6-6に、含水比の時系列を図 4.6-19、図 4.6-20に、各種統計量を併記したヒストグラムを図 4.6-21、図 4.6-22にそれぞれ示す。ここに含水比のサンプル番号は、製造の時系列順にナンバリングした。

含水比に関して、GX(10)材は平均値 20.6%、含水比の範囲は 19.5%～22.0%、GX(5)材は平均値 21.1%、含水比の範囲は 19.8%～22.4%となった。このことから、ミストブレンダーにより水添加調整された粒状ベントナイトは、目標の含水比（21%）に対して±2%の範囲内に収まっていることが確認された。また、GX(10)材、GX(5)材、各 5t を製造する約 25 分の製造時間の間に含水比が上昇や低下するような傾向は認められず、製造材の含水比は安定したものであった。

以上のことから、既往の試験結果と比較すると、当該連続式の製造方法はバッチ式の製造方法と同等の混合精度を有していると言える。

また、含水比調整した材料は、施工確認試験のベントナイト含水比調整で使用したバッチ式のペレガイアミキサにおいて発生した材料の塊（ダマ）等は見られなかった。

GX(10)材と GX(5)材の差異については、特に認められないが、出来上がり材料の含水比は GX 材の方が目標より少し低め、全体的なばらつきは GX(5)材の方が少し大きいという結果となった。この理由は明確には不明であり、材料や製造方法、試験方法が持つ諸々の要因のばらつきの範疇と考えられる。

表 4.6-6 含水比試験結果

サンプル	初期含水比 (%)	
	GX (10)	GX (5)
1	20.2	20.4
2	22.0	20.9
3	20.3	21.8
4	21.4	21.4
5	21.0	20.7
6	21.0	22.0
7	20.7	22.3
8	21.2	20.2
9	20.5	22.4
10	20.7	20.7
11	20.8	21.3
12	21.2	21.5
13	19.5	21.9
14	20.5	19.8
15	19.8	19.9
16	20.3	21.2
17	19.9	19.8
18	19.7	21.0
19	21.1	21.9
20	20.4	21.8
平均	20.61	21.14

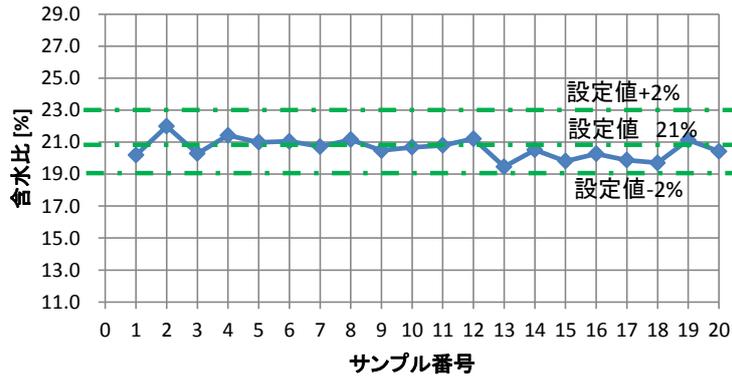


図 4.6-19 含水比の時系列 (GX(10)材)

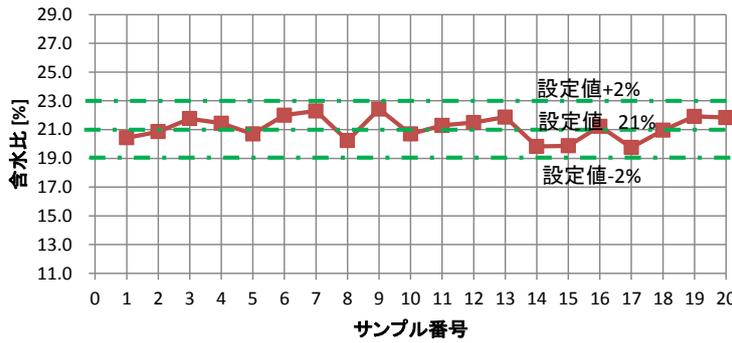
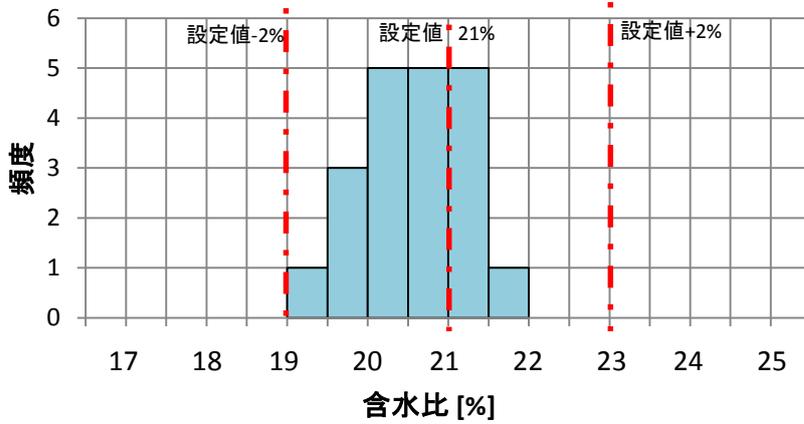
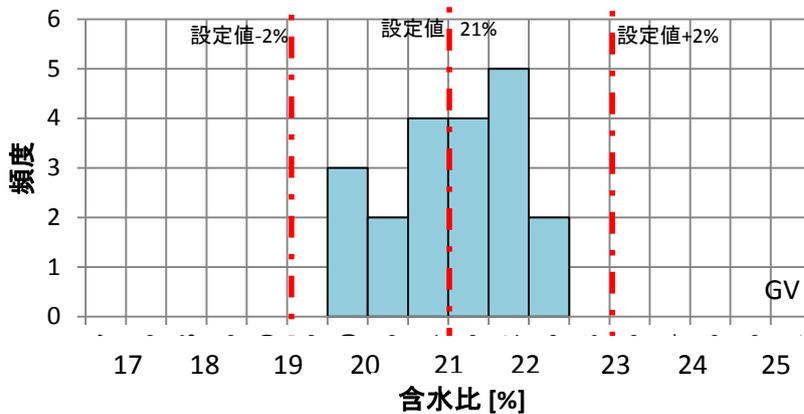


図 4.6-20 含水比の時系列 (GX(5)材)



GX(10)	含水比
設定値	21.0
平均値	20.6
中央値	20.6
標準偏差	0.63
変動係数	0.03
最大値	22.0
最小値	19.5
幅	2.5
標本数	20

図 4.6-21 含水比のヒストグラムと統計量 (GX(10)材)



GX(5)	含水比
設定値	21.0
平均値	21.1
中央値	21.3
標準偏差	0.83
変動係数	0.04
最大値	22.4
最小値	19.8
幅	2.7
標本数	20

図 4.6-22 含水比のヒストグラムと統計量 (GX(5)材)

4.7 まとめ

再冠水に伴う飽和後の力学特性・圧密特性・透水特性を評価するための試験を実施し、各パラメータの取得ができた。ベントナイトの配合率の検討も含めて、緩衝材からの膨潤圧や岩盤のクリープの相互作用を考慮して試験的・解析的に調査していく必要があると考えられる。また、本試験で選定した配合のベントナイト混合土では、室内圧縮成型供試体で得られる強度よりも、現場採取試料で得られる強度の方が小さいことが分かった。このことより、室内圧縮成型供試体による試験結果を設計で用いる場合、現場での施工時の強度差を考慮し、裕度を持たせた設計とすることが望ましいと考えられる。

連続縦落し式の機械を使用し、調整後の含水比が所定の範囲の含水比（ $21.0 \pm 2.0\%$ ）となることを確認するため、含水比調整の試験を実施した。試験の結果と既往の試験結果と比較すると、当該連続式の製造方法はバッチ式の製造方法と同等の混合精度を有していると言える。また、含水比調整した材料は、バッチ式のミキサ、とりわけ平成 20 年度に使用したペレガイアミキサにおいて発生した材料の塊（ダマ）等は見られなかった。

GX(10)材と GX(5)材の差異については、特には認められないが、出来上がり材料の含水比は GX(10)材の方が目標より少し低め、全体的なばらつきは GX(5)材の方が少し大きいという結果となった。この理由は明確には不明であり、材料や製造方法、試験方法が持つ諸々の要因のばらつきの範疇と考えられる。

【参考文献】

- [1]独立行政法人 港湾空港技術研究所 地盤・構造部土質研究室：GeoFem による地盤の変形解析および安定解析、2005.12
- [2]今村紘子・杉山太宏・外崎彰・赤石勝：二次圧密を考慮した一次元圧密解析における圧縮指数、土木学会論文集 C（地圏工学）、Vol.67、No.2、210-215、2011
- [3]林 宏親・西本 聡：真空圧密による泥炭地盤の二次圧密低減効果、土木学会東北支部技術研究発表会、Ⅲ-2、2010
- [4]松尾啓・山口晴幸・大平至徳：泥炭の二次圧密係数について、土木学会論文報告集、Vol.26、No.1、139-150、1986.3
- [5]西村繭果・棚井憲治・高治一彦・平井卓・白武寿和：緩衝材長期力学挙動評価モデルのパラメータ設定に関する検討、JAEA-Research、2010-036、2006.6
- [6]西村繭果・棚井憲治・高治一彦・平井卓・白武寿和：緩衝材長期力学挙動評価モデルのパラメータ設定に関する検討、JAEA-Research、2010-036、2006.6

第5章 セメント系材料特性測定

第5章 セメント系材料特性測定

【目的】

セメント系材料特性測定は、拡散抑制機能が期待される低拡散材等のセメント系材料について、品質管理手法の信頼性向上を目的として拡散係数とそれに関連する特性値を測定した。ここでは、本年度実施した拡散係数測定試験および空隙率測定の内容について報告する。

また、セメント系材料により施工した試験施設の部位のひび割れ状況を把握することを目的にひび割れ調査を実施した。さらに、セメント系材料の長期強度特性を把握する目的で、長期材齢供試体を用いた圧縮強度試験等を実施した。

【まとめ】

これまでに現場施工された LPC-FA 系の低拡散材を用いた拡散係数測定の結果より得られた定常状態後の実効拡散係数は $1.0 \times 10^{-13} \sim 2.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ の範囲であった。これは、平成 24 年度から実施している上部低拡散材を用いた試験についても同様な傾向となった。

空隙率測定の結果より得られた空隙率は、材齢が長くなるほど小さくなる傾向がみられたが、昨年度の結果（材齢 14 カ月）のものと比べると、材齢 24 カ月のものはほぼ横ばいとなった。また、空隙率の材齢による変化は、セメントやフライアッシュ等の固化材の配合が支配的であると考えられる。特にフライアッシュを混合した場合は、長期材齢において強度が増進するが、それとともにセメント系材料のマトリックス部分の緻密化も進行し、空隙率が小さくなったと考えられる。材齢とともに空隙率の低下することは確認されたが、トリチウムの実効拡散係数は明確には低下せず、定常化する傾向を示す結果が得られた。

ひび割れ調査の結果、平成 24 年度の調査時からの対象部材（上部低拡散材、上部コンクリートピット、左側側部低拡散材）のひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生が無いことを確認した。また、ひび割れ調査対象部材の挙動計測結果においても、季節的な外部環境の変化に沿った挙動に対応した応力変化が認められ、施工に伴いひび割れが発生、進展するような不連続な応力挙動が認められないことから、ひび割れ発生、進展は生じていないものと評価され、ひび割れ調査結果と整合する結果が得られた。

長期材齢物性試験として圧縮強度試験を実施した。その結果、圧縮強度は、材齢 365 日～1500 日まで増進することが確認され、2200 日ではおおむね収束していることが確認された。

5.1 実施概要

拡散抑制が期待される低拡散材について、品質管理方法の信頼性向上を目指し、平成 20～23 年度の「セメント系材料特性測定」および平成 24 年度の「セメント系材料の拡散特性に係るデータ取得」の中で実施した低拡散材に係わる取得データの拡充を目指し、上部低拡散材の拡散係数および空隙率（空隙径分布測定等）のデータを継続して取得するものである。

また、平成 20～平成 24 年度に実施した「地下空洞型処分施設性能確証試験」において、セメント系材料により、コンクリートピット、低拡散材および充填材等を施工している。このうち、上部低拡散材、上部コンクリートピット、および側部低拡散材（左側）について、各部位のひび割れの現況を調査した。また、セメント系材料の長期強度特性を把握するため、「地下空洞型処分施設性能確証試験」において作製したセメント系材料の供試体を使用し、長期材齢供試体を用いた圧縮強度試験を実施した。

5.2 拡散特性測定

5.2.1 拡散試験

現場打設の上部低拡散材を対象とした供試体は、平成 24 年 12 月に現地打設した上部低拡散材に対して、現場での打設後 1 週間の養生後（湿布養生および湿潤保温マット養生）、図 5.2-1 に示す 2 個所の位置から削孔し採取した。このコアを現場（地下空洞内）にて水中養生を 2 ヶ月と 3 週間実施した。

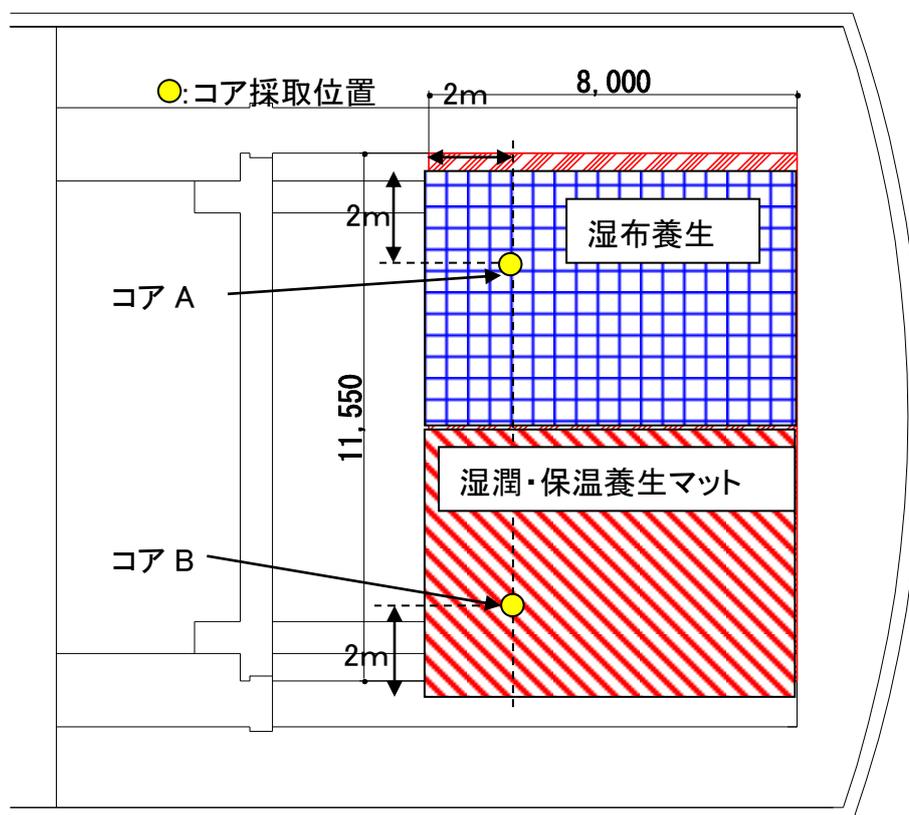


図 5.2-1 上部低拡散材コア採取位置

(1) 試験内容

平成 24 年度実施した「セメント系材料特性測定」のうち、未だ試験が定常に達していない可能性のある供試体に対する試験を継続し、データの精度向上を図るため、表 5.2-1 に示す供試体に対する定常拡散試験を継続して実施した。拡散トレーサはトリチウム水で、試験カラムの厚さは 10mm としている。

表 5.2-1 継続試験の一覧

供試体種類	試験開始月	試料採取までの期間	拡散試験供試体条件				
			養生期間* (月)	養生方法	試験開始時の材齢 (月)	厚さ (mm)	個数
現場打設上部低拡散材 コア A(表面)	2013 年 3 月	1 週間	3	打設後； 湿布養生および湿潤・保温マット養生 試料採取後； 現場水中養生	3	10	1
現場打設上部低拡散材 コア A(中間層)	2013 年 3 月		3		3	10	1
現場打設上部低拡散材 コア B(表面)	2013 年 3 月		3		3	10	1

※；養生期間は、打込み直後の養生期間 1 週間を含む

(2) 試験手法

セメント系材料中のトリチウム(HTO)の実効拡散係数(De)は、定常拡散試験法(Through-diffusion 法)により取得した。

試験体系を図 5.2-2 に示す。試料を組み込んだ試験カラムの両側に試験槽を設け、片側にトレーサを含む蒸留水の溶液(トレーサ溶液)、もう一方の側にトレーサを含まない溶液(トレーサフリー溶液)を入れ、試料と接触させる。トレーサである HTO はトレーサ溶液側からトレーサフリー溶液側へ向かって試料中を拡散により移行する。ここで、トレーサフリー溶液中のトレーサ濃度を定期的に測定することにより濃度の時間変化(拡散プロファイル)を取得し、トレーサの拡散による移行が定常状態に達した時点、すなわち試料中のトレーサの濃度勾配が直線的となりトレーサ溶液からトレーサフリー溶液へのフラックスが一定となった時点で、フラックスの分析値より De を求めた。

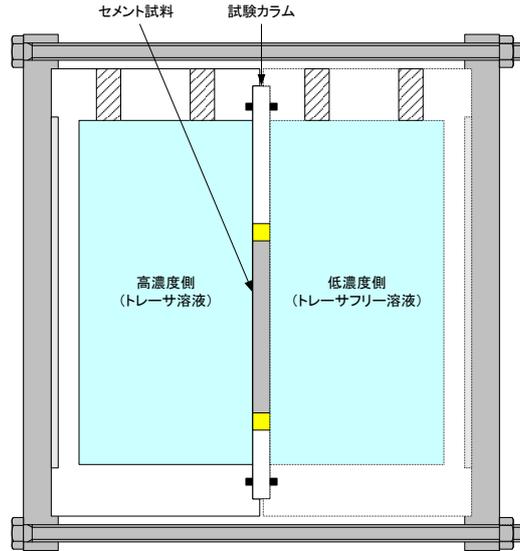


図 5.2-2 セメント系材料の拡散試験の試験装置の概要

(3) 試験手順

セメント系材料の拡散試験フローを図 5.2-3に示す。直径 50mm、長さ 30 cm 程度のコアから厚さ 10mm にダイヤモンドカッターを用いて切断成形し、試験カラムに不透水性樹脂で固定した後、拡散係数測定用のセルに設置している。拡散試験用に成形したセメント系材料のコアを図 5.2-4に示す。高濃度側拡散セルにトリチウム水を添加して拡散試験を開始した後、適宜、低濃度側拡散セルにおける試験溶液中の HTO の放射性核種濃度を液体シンチレーションカウンタ (PACKARD, TRI-CARB2750TR/LL) で測定した。破過曲線における濃度上昇率が一定となり、定常状態と判断された時点で試験を終了し、De の解析を行った。

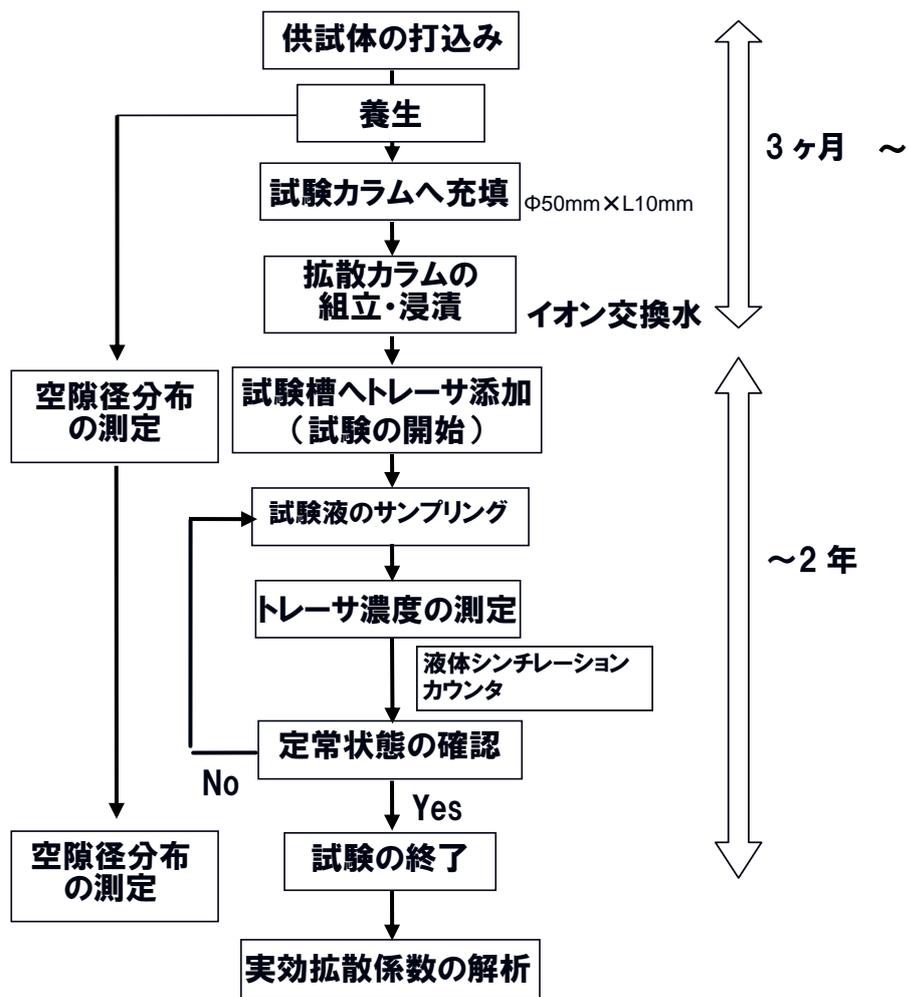
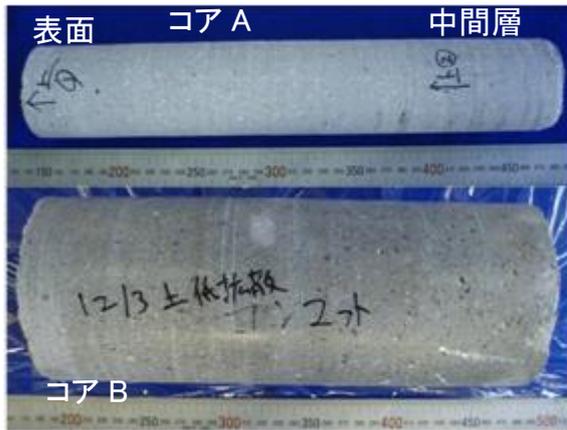
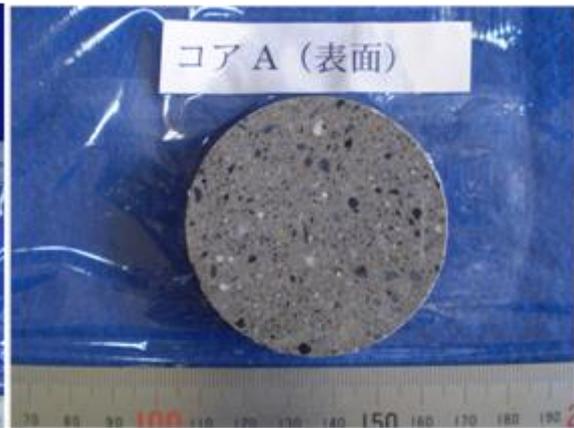


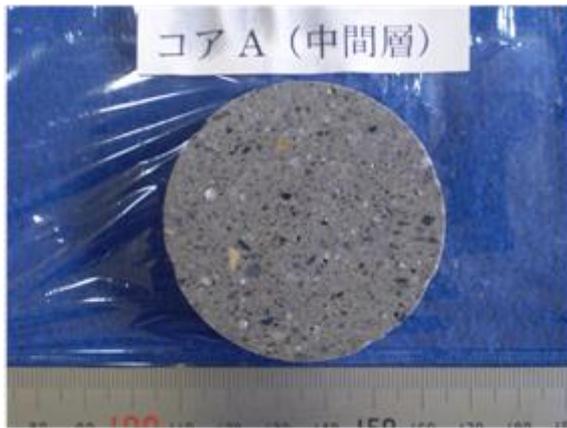
図 5.2-3 セメント系材料試料の拡散試験フロー



現場打設上部低拡散材（成型前）



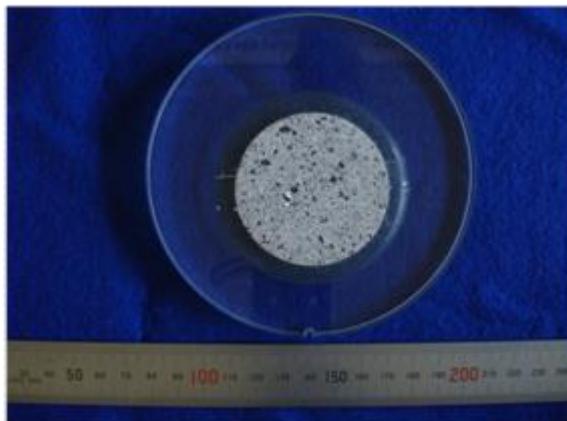
コア A 表面（成型後）



コア A 中間層（成型後）



コア B 表面（成型後）



試験カラムへの固定



拡散セルの外観

図 5.2-4 セメント系材料の拡散試験用成型

拡散試験の条件を表 5.2-2に示す。

表 5.2-2 セメント系材料の拡散試験条件

項目	内容
試験方法	定常拡散試験法 (Through-diffusion 法)
セメント系材料	上部低拡散材 (コア A(表面)、コア A(中間層)、コア B(表面))
試料形状	φ 50mm × L10 mm
実験水	イオン交換水
トレーサ	トリチウム水 (HTO)
トリチウム濃度	300,000 cpm/ml 程度 (高濃度条件)
トレーサ濃度分析	放射性核種濃度測定 (液体シンチレーションカウンタ)
試験温度	室温 (約 25°C)
試験雰囲気	不活性ガス雰囲気 (Ar)

(4) 解析方法

定常拡散試験法による試験結果から、以下の手順により実効拡散係数 De を算出した。

試料中の初期トレーサ濃度を 0 とし、試験期間を通じて高濃度側拡散セル、低濃度側拡散セル中のトレーサ濃度をそれぞれ C_0 、0 に保ったとして、初期条件、境界条件を次のように決めたとき、

$$\begin{aligned} \text{初期条件} \quad & C(x, t = 0) = 0 \\ \text{境界条件} \quad & \begin{cases} C(x = 0, t) = C_0 \\ C(x = L, t) = 0 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L: & \text{セメント系材料供試体の厚さ} && (\text{m}) \\ C: & \text{トレーサ濃度} && (\text{Bq/m}^3) \\ C_0: & \text{高濃度側拡散セルのトレーサ濃度} && (\text{Bq/m}^3) \\ x: & \text{拡散距離} && (\text{m}) \end{aligned}$$

各位置におけるトレーサの拡散フラックスは、フィックの第 1 法則により

$$F(x, t) = -De \frac{dC(x, t)}{dx}$$

$$\begin{aligned} F(x, t): & \text{低濃度側へ単位時間あたりに拡散により移行するトレーサの} \\ & \text{フラックス} && (\text{Bq/m}^2/\text{s}) \\ De: & \text{実効拡散係数} && (\text{m}^2/\text{s}) \end{aligned}$$

と表される。

このフラックスによる低濃度側拡散セルのトレーサの微量な濃度上昇を測定すると、

$$C_L(t) = \frac{Q(t)}{V} = \frac{S}{V} \int_0^t F(L,t) dt = -\frac{SDe}{V} \int_0^t \left(\frac{dC(x,t)}{dx} \Big|_{x=L} \right) dt$$

$C_L(t)$: 低濃度側拡散セルのトレーサ濃度の微量な上昇(Bq/m³)

$Q(t)$: 積算破過量 ($F(t)$ を時間 $t=0 \rightarrow t$ まで積分した量に試料断面積を乗じたもの) (Bq)

S : セメント系材料供試体の断面積 (m²)

V : 低濃度側拡散セル体積 (m³)

となる。この式を前述の初期条件、境界条件で解くと、次の式が得られる。

$$C_L(t) = \frac{Q(t)}{V} = \frac{SLC_0}{V} \left\{ \frac{De t}{L^2} - \frac{\alpha}{6} - \frac{2\alpha}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{n^2} \exp\left(-\frac{De n^2 \pi^2 t}{L^2 \alpha}\right) \right\}$$

α : 収着容量 ($\alpha = \varepsilon + (1 - \varepsilon) \rho Kd$) (-)

ε : 空隙率 (-)

ρ : 媒体の真密度 (kg/m³)

Kd : トレーサの媒体に対する分配係数 (m³/kg)

上式では $t \rightarrow \infty$ とすると \exp の項は急速に小さくなるため、次の式で近似でき、時間軸の切片 $\frac{L^2 \alpha}{De 6}$ 、傾き $\frac{SLC_0}{V} \frac{De}{L^2} \left(= \frac{S}{V} De \frac{C_0}{L} \right)$ の直線である、次の式で表される。

$$C_L(t) = \frac{Q(t)}{V} \cong \frac{SLC_0}{V} \left(\frac{Det}{L^2} - \frac{\alpha}{6} \right)$$

これを時間で微分するとトレーサのフラックスが得られ、

$$F(t) = \frac{V}{S} \frac{dC_L(t)}{dt} = De \frac{C_0}{L} (= F_0)$$

F_0 : $F(x, t)$ の定常状態における値 (Bq/s)

となる。これは、試料の低濃度側拡散セル側の境界面におけるフラックスが、 De と、高濃度側拡散セルと低濃度側拡散セルのトレーサ濃度が直線状で結ばれた分布で表される状態でのフラックスとなることを示している。

以上より、 $Q(t)$ を時間 t に対してプロットし、 t に対する直線近似を行うことによって De を算出した。

(5) 試験結果

1) 拡散プロファイル

昨々年度、拡散試験を開始した、上部低拡散材コア A(表面)、上部低拡散材コア A(中間層) および上部低拡散材コア B(表面)の上部低拡散材 3 供試体の拡散プロファイルを図 5.2-5、図 5.2-6、図 5.2-7に示す。拡散プロファイルは直線的に上昇し、約 5,000 時間程度で若干プロファイルの傾きが低下している。このような傾向はいままでの LPC-FA の定常拡散試験でもみられているように、供試体の緻密化に起因しているものと考えられる。また、本プロファイルより、試験はほぼ定常に達しているものと考えられる。

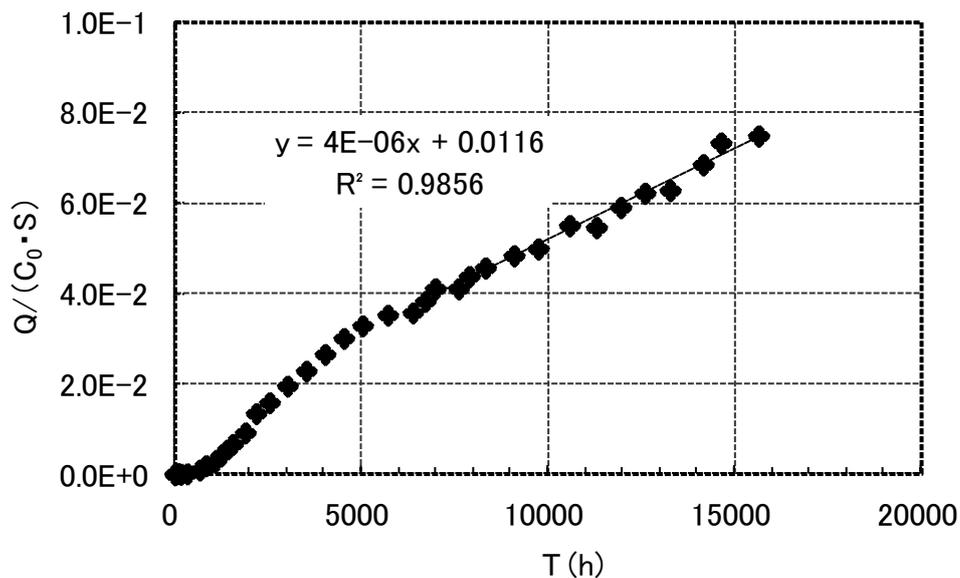


図 5.2-5 上部低拡散材コア A(表面)の拡散プロファイル

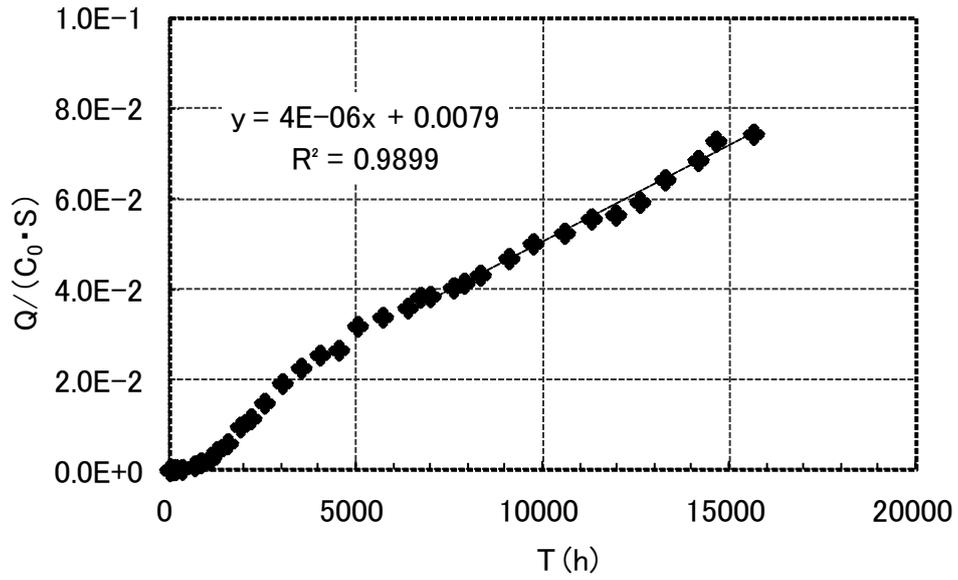


図 5.2-6 上部低拡散材コア A(中間層)の拡散プロファイル

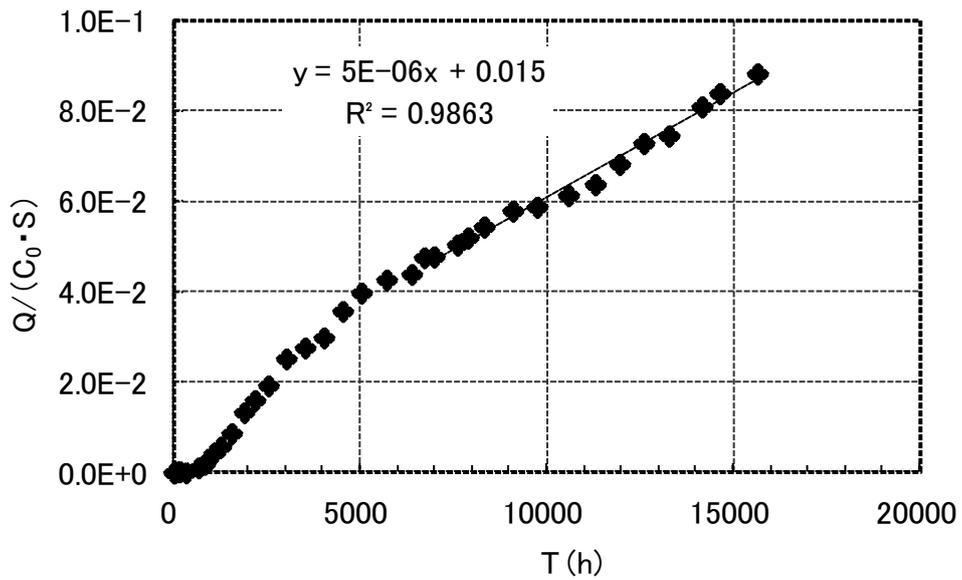


図 5.2-7 上部低拡散材コア B(表面)の拡散プロファイル

2) 実効拡散係数算出結果

各供試体に対して測定された HTO の現状での実効拡散係数 D_e の暫定値を表 5.2-3に示す。平成 25 年 2 月現在の上部低拡散材の 3 供試体の D_e (暫定値) は $1.1 \times 10^{-13} \sim 1.3 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ の範囲であった。

表 5.2-3 上部低拡散材における HTO の実効拡散係数

供試体種類		試料採取までの期間	試験開始までの期間※	試験期間 (現段階) (カ月)	厚さ (mm)	試験状況	実効拡散係数 D_e (m^2/s)
上部 低拡散 材	コア A (表面)	7 日間 (湿布養生: 7 日)	計 91 日 (湿布養生: 7 日) (現場水中: 84 日)	21	10	終了	1.1×10^{-13}
	コア A (中間 層)			21	10	終了	1.1×10^{-13}
	コア B (表面)	7 日間 (湿潤・保温 マット養生: 7 日)	計 91 日 (湿潤・保温マ ット養生:7 日) (現場水中: 84 日)	21	10	終了	1.3×10^{-13}

※ ; 養生期間には、打込み直後の養生期間 1 週間を含む。

5.2.2 空隙率測定

本試験の対象としているセメント系材料、LPC-FA の水和反応は OPC に比べ遅く、長期にわたり水和反応が進行するに従って、空隙径分布が微細側に移行することが知られている（粗な空隙が減少して微細空隙が増加する）。実効拡散係数の測定期間は 1～2 年と長期間かかることから、この期間においても水和反応が進行し空隙径分布が変化する可能性がある。このことを確認するために、本試験では、実効拡散係数測定を終了時における各供試体の空隙率および空隙径分布を水銀圧入法により測定した。なお、本報告では、水銀圧入式ポロシメータで測定した「細孔量」をもとに「空隙率」を求め、表記することとし、「細孔径」についても「空隙径」という表記を用いている。

(1) 試験方法

水銀圧入法は、空隙率や空隙径分布といった空隙構造特性を測定する主な手法のひとつであり、本試験では水銀による加圧範囲を 0～60,000psia で制御することにより、365 μm ～3nm の範囲の空隙径分布を測定した。測定装置（島津製作所／Micrometrics 社製, AutoPore IV）を図 5.2-8に示す。



図 5.2-8 水銀圧入試験装置

なお、本試験における空隙径分布測定では、高圧測定を 2 回実施した。つまり、1 回目の高圧測定後に除圧して試料に作用する圧力を大気圧近傍に戻し、再び水銀の圧力を昇圧して 2 回目の高圧測定を実施した。

図 5.2-9に示すように、1 回目の高圧測定後の除圧の際には、インクボトル状になっている空隙に圧入された水銀は、試料の外部から作用している圧力が低下してもボトルネックを通過して試料外部に流出することができない。一方、試料外表面の開口部に対してボトルネックになっておらず連続的につながっている空隙に圧入された水銀は、試料に作用している圧力の低下に伴って試料外部に流出する（圧力を作用させ微細空隙に水銀を圧入することと反

対の作用) と考えられる。そこで、本試験では1回目の水銀圧入操作で試料内部に圧入された水銀の全容積の試料容積に対する割合を全空隙率と定義し、1回目の除圧後から2回目の加圧操作によって試料に注入された水銀圧入容積の試料容積に対する割合を連続空隙率、全空隙率から連続空隙率を引いた空隙をインクボトル空隙率として区別して定義し、各空隙率を評価した。

空隙率測定は、表 5.2-3に示した各供試体について実施した。

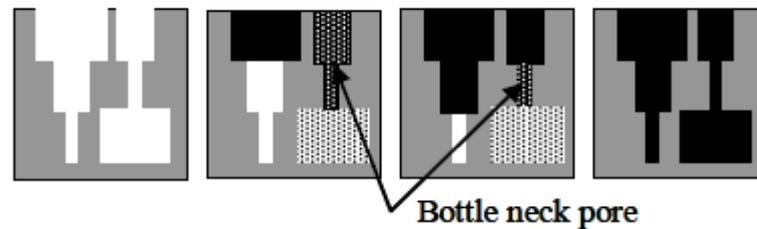


図 5.2-9 インクボトル空隙の模式図 (吉田らの文献[1])

(2) 試験結果

1) 空隙径分布測定結果

拡散試験終了時 (材齢 24 カ月) の上部低拡散材コア A(上部)、コア A(中部)、コア Bに対する全空隙径分布および連続空隙径分布の測定結果を図 5.2-10～図 5.2-12にそれぞれ示した。

上部低拡散材コア A(表面)、コア A(中間層)、コア B(表面)に対しても、全空隙径分布および連続空隙径分布に対する大きな差異はみられなかった。

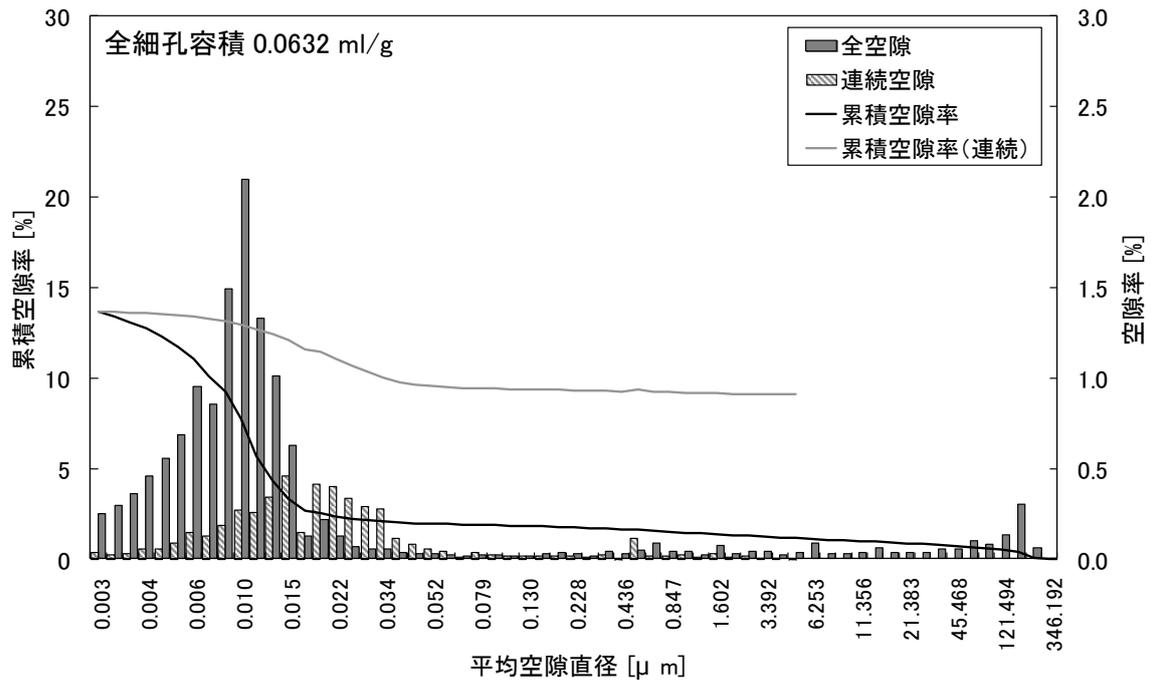


図 5.2-10 上部低拡散材（コアA(表面)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布

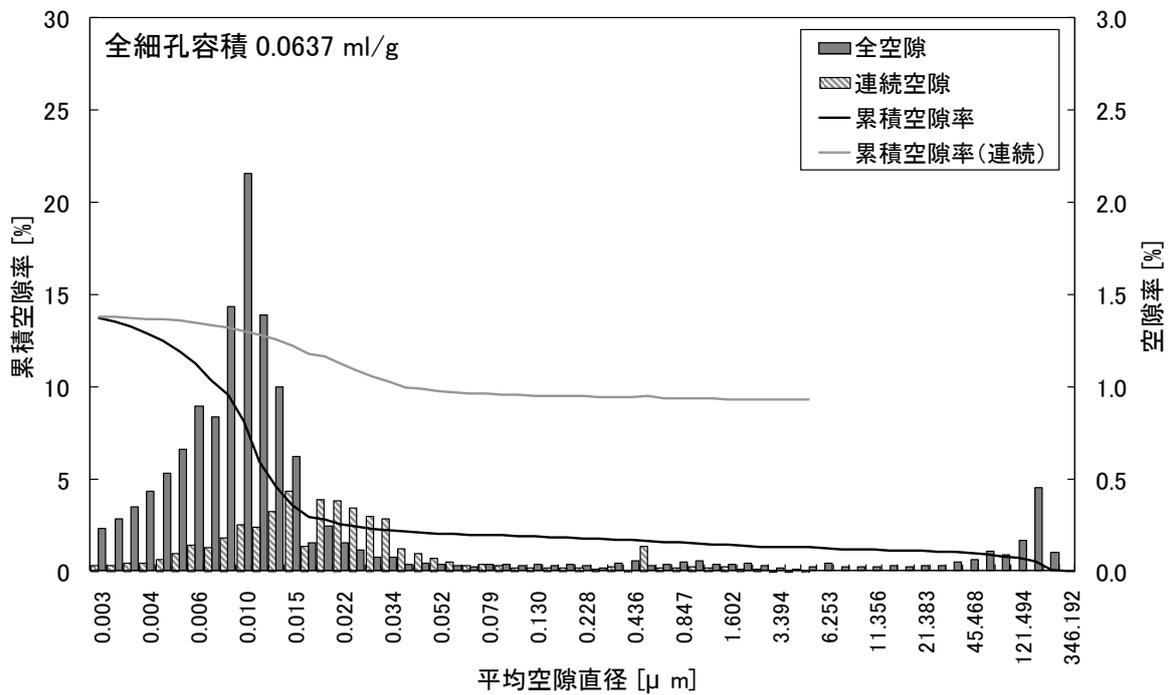


図 5.2-11 上部低拡散材（コアA(中間層)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布

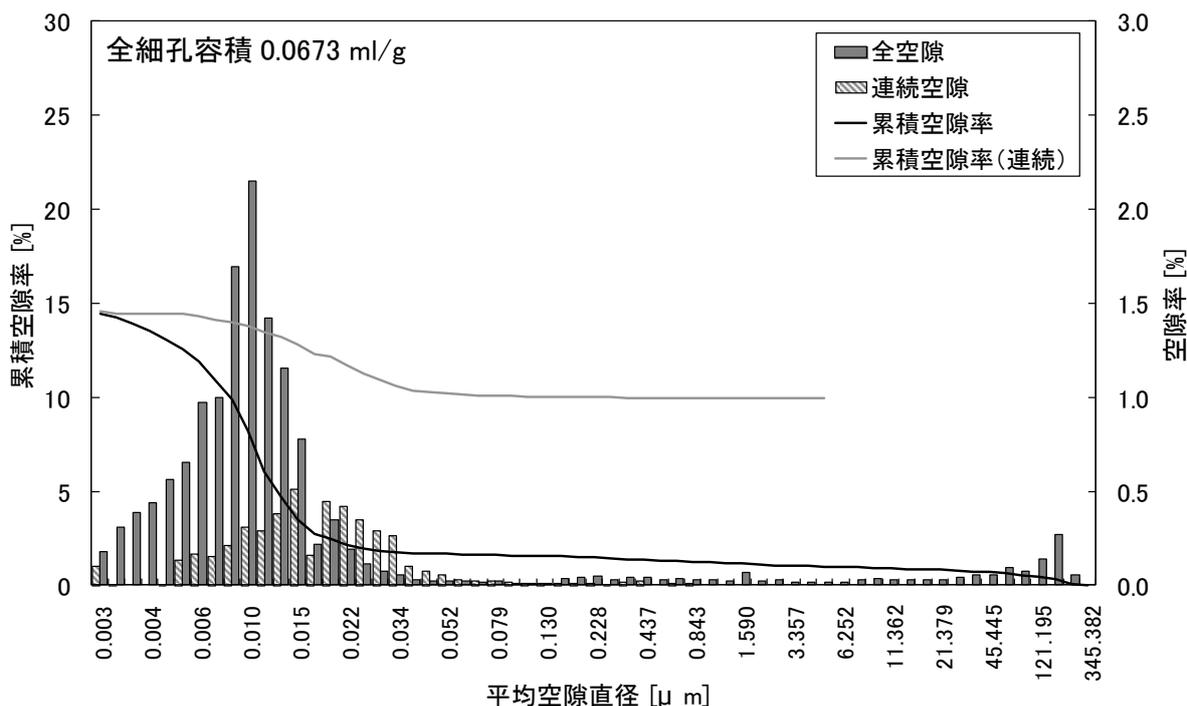


図 5.2-12 上部低拡散材（コアB(表面)、材齢 24 ヶ月）における空隙径分布

2) 空隙率算出結果

前記の空隙径分布測定の結果から得られた、上部低拡散材に対する全空隙率、連側空隙率ならびにインクボトル空隙率の値を表 5.2-4に示した。全空隙率は 13.7～14.4%であり、連続空隙率は 4.5～4.6%となった。また、インクボトル空隙量は、全空隙量の 66～68%程度であった。

上部低拡散材に対する一昨年度からの空隙率の測定結果を表 5.2-5に示した。平成 25 年度に測定した材例 14 ヶ月のときと比較して、本年度の材例 24 ヶ月の全空隙率はほとんど変化していない。

表 5.2-4 各空隙率の測定結果

供試体種類		かさ比重 (g/ml)	真比重 (g/ml)	空隙率		
				全空隙率 (%)	連続空隙率 (%)	インクボトル空隙率 (%)
上部低 拡散材	コア A(表面)	2.16	2.50	13.7	4.6	9.1
	コア A (中間層)	2.16	2.51	13.8	4.5	9.3
	コア B(表面)	2.14	2.50	14.4	4.6	9.8

表 5.2-5 平成 24 年度の全空隙率測定結果との比較

供試体種類		全空隙率(%)		
		H24 年度 (材齢 3 ヶ月)	H25 年度 (材齢 14 ヶ月)	H26 年度 (材齢 24 ヶ月)
上部低拡散 材	コア A(表面)	17.2	13.0	13.7
	コア A (中間層)	16.3	14.2	13.8
	コア B(表面)	17.2	14.1	14.4

5.2.3 セメント系材料の拡散係数の特性

(1) これまで取得した実効拡散係数データのまとめ

これまでに取得した LPC-FA セメントの供試験体仕様、試験条件と実効拡散係数を表 5.2-6にまとめた。また、表 5.2-7、表 5.2-8に各供試体の養生方法と期間についてまとめた一覧表を示す。条件が異なるものについては、灰色で示した。また、各供試体の配合を表 5.2-9～表 5.2-15に示す。

表 5.2-7に示した室内試験用の供試体は、温度管理が行われている標準養生による。拡散試験中においても、室温が 25℃前後の室内で試験を実施しているため、標準養生に近い条件と考えられる。

表 5.2-8に示した「現場打込み供試体」は、湿布養生、および湿潤・保温マット養生を 1 週間行った後にコアドリルで採取し、その後、試験空洞内で水中養生している。この間、試験空洞内での養生であるため、温度が変化する環境下での養生となる。また、手前部コンクリートピットは、1 週間の型枠養生・湿布養生を実施し、脱枠している。脱枠後、しばらく存置され、材齢 17 カ月でコアを採取し、拡散測定を実施した。「現場気中養生」とは、脱枠後、地下空洞の環境下におかれた状態のままであったことを示す。すなわち、手前部コンクリートピットについても、温度が変化する環境下での養生となる。現場打込み後に回収した供試体についても、室内試験用の供試体と同様に、拡散試験中は、室温が 25℃前後の室内で試験を実施しているため、標準養生に近い条件と考えられる。

本試験では、基本的に標準養生または温度変化のある環境下での水中養生された供試体を用いている。

表 5.2-6 低拡散材およびコンクリートピットにおける HTO の実効拡散係数

供試体種類		カラ ム厚 さ (mm)	試験期間/ 最終材齢 (月)	空隙率 (%)	連続 空隙率 (%)	実効拡散係数 De (m ² /s)	備考
室内試験 基本配合 (空気 量:2.5% W/B:45%)	1	5	12 / 15	14.0	6.0	3.3×10^{-13}	H19 終了
	2	5	12 / 15			3.4×10^{-13}	H19 終了
	3	5	12 / 15			3.4×10^{-13}	H19 終了
	4	5	12 / 15			3.2×10^{-13}	H19 終了
	1-2	10	22 / 25	16.6	7.8	1.9×10^{-13}	H20 終了
	1-3-1	5	14 / 24	14.1	5.1	2.3×10^{-13}	H20 終了
	1-3-2	5	14 / 24			2.6×10^{-13}	H20 終了
	1-4	10	27 / 37	13.9	5.2	1.7×10^{-13}	H21 終了
室内試験 変動配合	空気量 4%	5	12 / 15	15.0	5.8	3.6×10^{-13}	H19 終了
	空気量 6%	5	12 / 15	16.8	6.2	3.4×10^{-13}	H19 終了
	W/B:50%	5	12 / 15	15.1	6.5	3.9×10^{-13}	H20 終了
室内試験 高空隙率	W/B:60%	5	10 / 13	20.3	7.6	4.3×10^{-13}	H19 終了
	W/B:75%	5	10 / 13	21.3	9.3	5.1×10^{-13}	H19 終了
	W/B:90%	5	1 / 4	23.7	---	8.0×10^{-12}	H18 終了
底部 低拡散材	現場(前)	10	23 / 26	15.2	6.7	1.5×10^{-13}	H22 終了
	現場(中)	10	23 / 26	15.4	7.5	1.6×10^{-13}	H22 終了
	現場(奥)	10	23 / 26	15.1	7.0	1.6×10^{-13}	H22 終了
	室内製作	10	24 / 27	14.5	5.4	1.9×10^{-13}	H22 終了
側部 低拡散材	現場(上)	10	24 / 29	14.0	6.1	1.3×10^{-13}	H23 終了
	現場(中)	10	24 / 29	15.6	6.9	1.1×10^{-13}	H23 終了
	現場(下)	10	24 / 29	15.1	6.1	1.6×10^{-13}	H23 終了
手前部 コンクリート ピット	現場(C1)	10	23 / 40	9.3	4.0	1.4×10^{-13}	H24 終了
	現場(C2)	10	23 / 40			2.0×10^{-13}	H24 終了
	現場(C3)	10	23 / 40			1.3×10^{-13}	H24 終了
上部 低拡散材	コア A(表面)	10	21 / 24	13.7	4.6	1.1×10^{-13}	H25 終了
	コア A(中間層)	10	21 / 24	13.8	4.5	1.2×10^{-13}	H25 終了
	コア B(表面)	10	21 / 24	14.4	4.6	1.3×10^{-13}	H25 終了

表 5.2-7 室内作製供試体の養生条件一覧表

状態		試験前	試験中
		養生方法/期間/材齢	養生方法/期間
供試体種類		(月)	(月)
室内試験 基本配合	1	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	2	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	3	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	4	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	1-2	標準養生/3/3	試験容器内/22/25
	1-3-1	標準養生/10/10	試験容器内/14/24
	1-3-2	標準養生/10/10	試験容器内/14/24
室内試験 変動配合	1-4	標準養生/10/10	試験容器内/27/37
	空気量 4%	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	空気量 6%	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
室内試験 高空隙率	W/B:50%	標準養生/3/3	試験容器内/12/15
	W/B:60%	標準養生/3/3	試験容器内/10/13
	W/B:75%	標準養生/3/3	試験容器内/10/13
	W/B:90%	標準養生/3/3	試験容器内/1/4

表 5.2-8 現場打込み供試体の養生条件一覧表

状態		試料採取前	試験前	試験中
		養生方法/期間/材齢	養生方法/期間/材齢	養生方法/期間/材齢
供試体種類		(月)	(月)	(月)
底部 低拡散材	現場(前)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/23/26
	現場(中)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/23/26
	現場(奥)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/23/26
	室内製作		標準養生/3/3	試験容器内/24/27
側部 低拡散材	現場(上)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/26/29
	現場(中)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/26/29
	現場(下)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/26/29
手前部 コンクリート ピット	現場(C1)	湿布・型枠養生/0.25/0.25	現場気中養生/16.75/17	試験容器内/23/40
	現場(C2)	湿布・型枠養生/0.25/0.25	現場気中養生/16.75/17	試験容器内/23/40
	現場(C3)	湿布・型枠養生/0.25/0.25	現場気中養生/16.75/17	試験容器内/23/40
上部 低拡散材	コア A(表面)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/21/24
	コア A(中間層)	湿布養生/0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/21/24
	コア B(表面)	湿潤・保温マット養生 /0.25/0.25	現場水中養生/2.75/3	試験容器内/21/24

※ ; 0.25 月⇒1 週間、0.75 月⇒ (1 カ月-1 週間)

表 5.2-9 室内試験 基本配合

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)							
					W	LPC	FA	LEX	LS	S1	SP (P×%)	AS ^{※2} (P×%)
45.0	27.9	60.0	60	2.5	230	338	159	20	310	1211	0.50	0.010

表 5.2-10 室内試験 変動配合

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)							
					W	LPC	FA	LEX	LS	S1	SP (P×%)	AS ^{※2} (P×%)
45.0	27.9	60.0	60	4.0	230	338	159	20	310	1211	0.50	0.015
45.0	27.9	60.0	60	6.0	230	338	159	20	310	1211	0.52	0.035
50.0	30.5	64.0	60	2.5	242	319	145	20	310	1211	0.45	0.010

表 5.2-11 室内試験 高空隙率

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)							
					W	LPC	FA	LEX	LS	S	SP (P×%)	AS ^{※2} (P×%)
60.0	35.1	71.1	60	2.5	259	282	133	17	307	1214	0.08	0.009
75.0	41.1	82.3	60	2.5	280	244	115	14	307	1214	0.08	0.009
90.0	46.5	93.6	60	2.5	295	214	101	13	307	1214	0.08	0.009

表 5.2-12 底部低拡散材の配合(LS1-LP66)

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)						
					W	LPC	FA	LEX	LS	S	SP (P×%)
45.0	28.1	60.0	65.0	2.5	230	338	153	20	307	1199	0.50

表 5.2-13 側部低拡散材の配合(LS2-LP45)

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)						
					W	LPC	FA	LEX	LS	S	SP (P×%)
45.0	31.0	45.0	65.0	2.5	230	338	153	20	230	1279	0.50

表 5.2-14 手前部コンクリートピットの配合(C-LP50)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)							
						W	LPC	FA	LEX	LS	S	G	SP (P×%)
45.0	30.0	53.4	50.0	65.0	2.5	160	229	153	20	178	885	780	0.94

表 5.2-15 上部低拡散材の配合(LS1-LP53)

W/B (%)	W/P (%)	LS 混入率 ^{※1} (%)	スランブ [°] フロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量(kg/m ³)						
					W	LPC	FA	LEX	LS	S	SP (P×%)
45.0	30.0	60.0	65.0	2.5	230	338	153	20	307	1279	0.57

※1：結合材量(B=LPC+FA+LEX)に対する石灰石微粉末量 LS の質量割合を示す

※2：空気量調整剤は、マイクロエア 404（消泡剤）を使用

5.2.4 まとめ

実験室において水・結合材比等を上げて製作した空隙率の大きな供試体については、空隙率の増加に伴い実効拡散係数が増加する傾向が見られるが、現実的な配合条件のもとで、現場施工された LPC-FA 系の低拡散材ならびにコンクリートピットの定常状態後の実効拡散係数は $1.0 \times 10^{-13} \sim 2.0 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ の範囲であり、供試体の種類による違いはみられなかった。実効拡散係数が定常状態に至るまでには 1～2 年程度の時間を要することを確認した。

本試験では、基本的に標準養生または温度変化のある環境下での水中養生された供試体を用いている。実物での養生状況（1 週間程度の型枠養生・湿布養生の後に脱枠した状態）と比較するとフライアッシュの水和反応による緻密化の度合いが進んでいる可能性が考えられる。そのため、本試験成果を基に実構造物の拡散係数及び空隙率を予測する際には、実環境との違いによる水和程度の影響を補正する必要がある。

5.3 上部低拡散材他ひび割れ調査

5.3.1 ひび割れ調査の概要

今年度においてひび割れ調査を行う個所を図 5.3-1に、昨年度の状況写真を図 5.3-2に示す。ひび割れ調査は、次に示す3か所について、それぞれ2回ずつ実施した。調査箇所を以下に示す。

- ①上部低拡散材の上面 (92 m²)
- ②上部コンクリートピット上面 (3 m²)
- ③側部低拡散材表面 (左側) (29 m²)

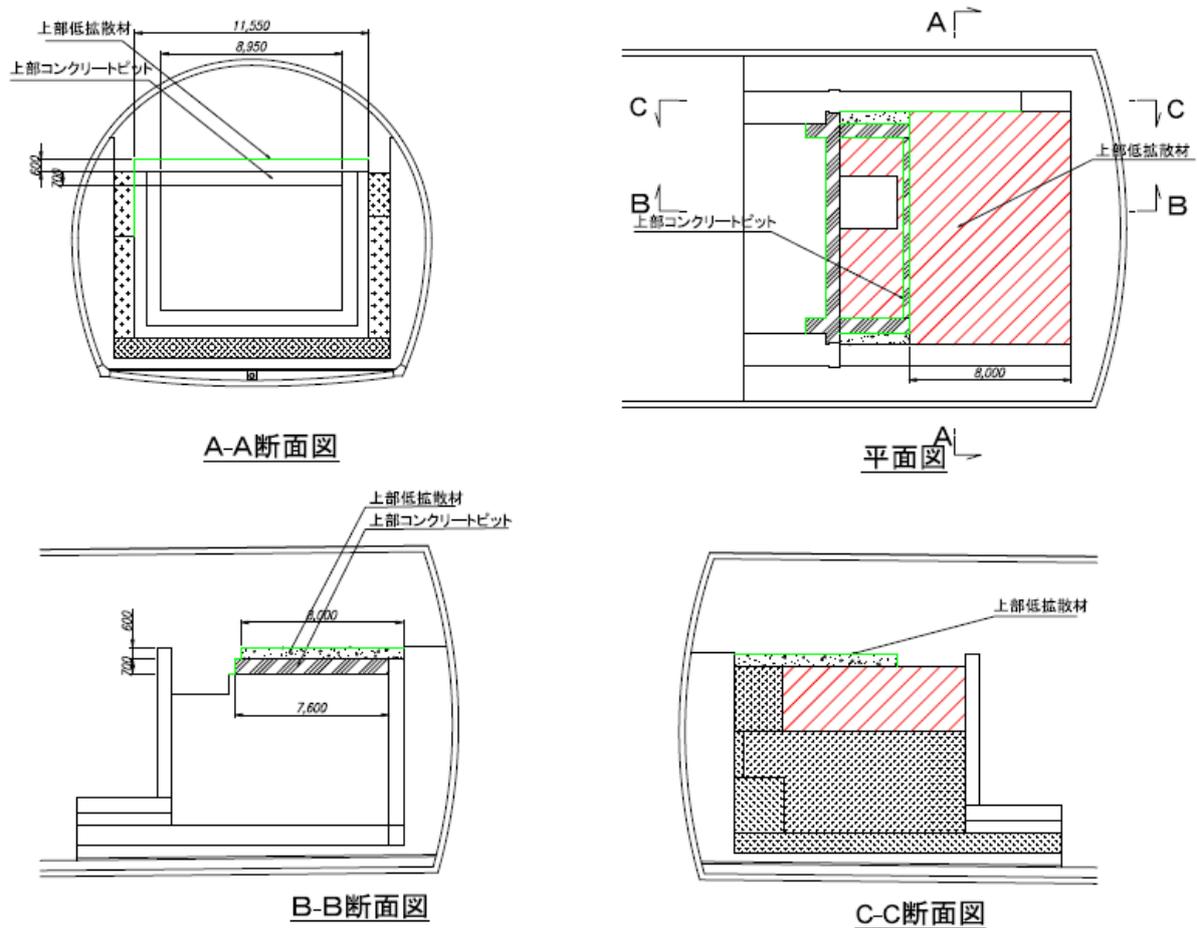


図 5.3-1 調査対象範囲 (赤：平面、緑：断面)



①、②部

③部

図 5.3-2 調査箇所の状況

(1) ひび割れ調査方法

ひび割れ調査方法を以下に示す。

- ①ひび割れ調査は、対象とするひび割れについて、ひび割れ幅、長さ、総延長、発生位置、範囲、発生パターン、段差の有無等について調査した。調査結果は平面図等の図面に記入した。
- ②ひび割れ幅の測定は、クラックスケール等の測定器を使用した。ひび割れの長さ、発生位置、範囲等発については、巻尺等を使用して正確な長さ、位置、範囲を測定した。
- ③1本のひび割れの中でひび割れ幅が異なる場合は、適当な数か所のひび割れ幅を測定して記録する。また、ひび割れ発生箇所に段差が見られた場合は、その位置および段差寸法等を測定して記録する。
- ④上部低拡散材と上部コンクリートピットの側面部にひび割れが認められた場合には、その形状、位置、ひび割れ幅等が分かるように図面に記録した。

5.3.2 ひび割れ調査結果

実施日は施工確認試験開始時（2014.6.22）、および試験施設での上部埋戻し材施工確認試験終了後（2014.12.2）で、調査は図 5.3-1示す位置で実施する。表 5.3-1にこれまでの調査履歴を示す。

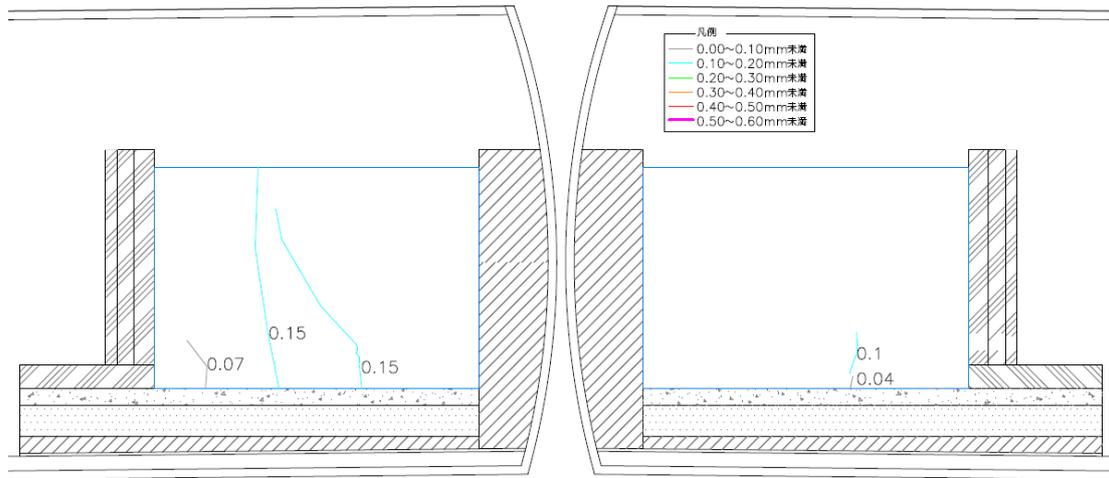
表 5.3-1 側部低拡散材のひび割れ調査履歴

	調査日			材 齢
H21	2009.	9.	16	打 込 日
	2009.	10.	23	37
	2009.	12.	14	89
H22	2010.	10.	23	402
H23	2011.	1.	5	476
	2011.	12.	7	812
H24	2012.	3.	13	909
H25	2013.	10.	16	1491
H26	2014.	2.	14	1612
	2014.	6.	22	1740
	2014.	12	2	1903

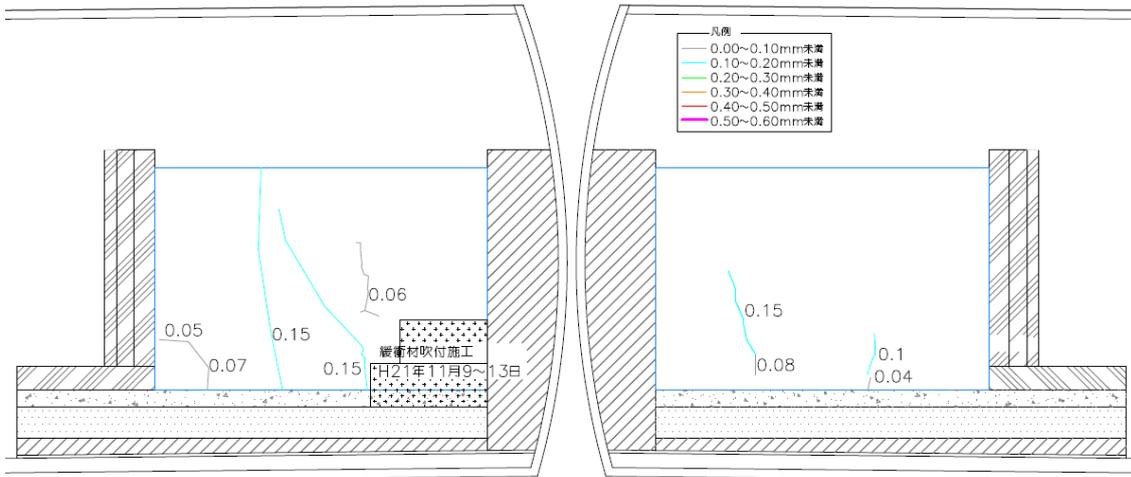
(1) 側部低拡散材のひび割れ履歴

側部低拡散材については定期的にひび割れ観察を実施した。図 5.3-3、図 5.3-4、図 5.3-5 にひび割れの履歴を、図 5.3-6および図 5.3-7に現時点での側部低拡散材および上部コンクリートピット・上部低拡散材表面のひび割れ展開図を示す。

H21年10月23日 (材齢37日)



H21年12月14日 (材齢89日)



H22年10月23日 (材齢402日)

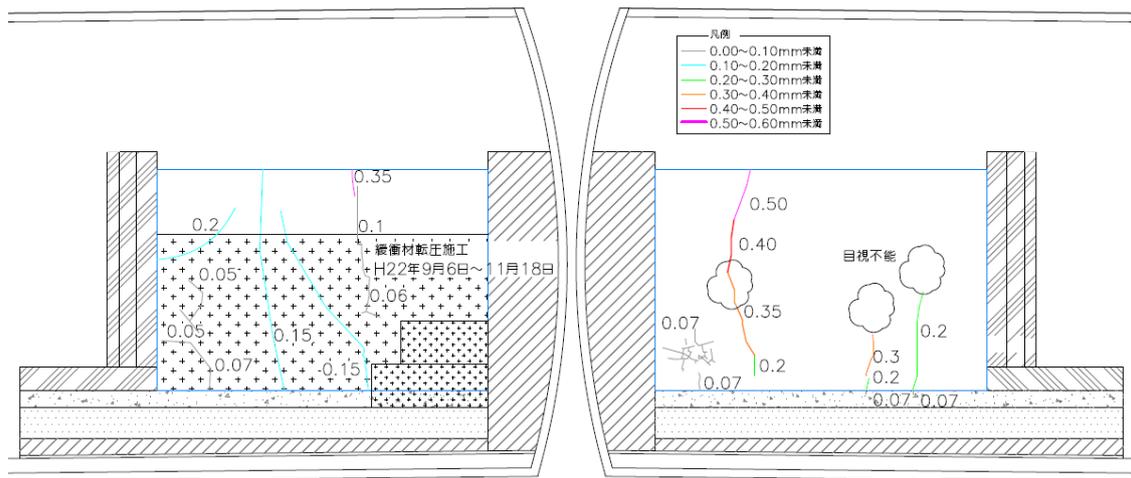
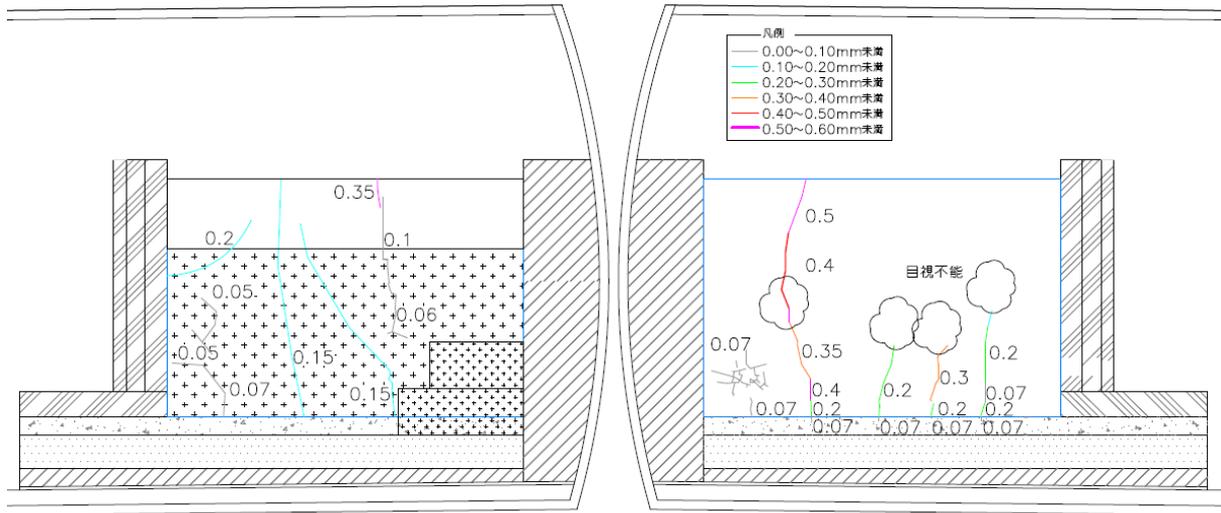
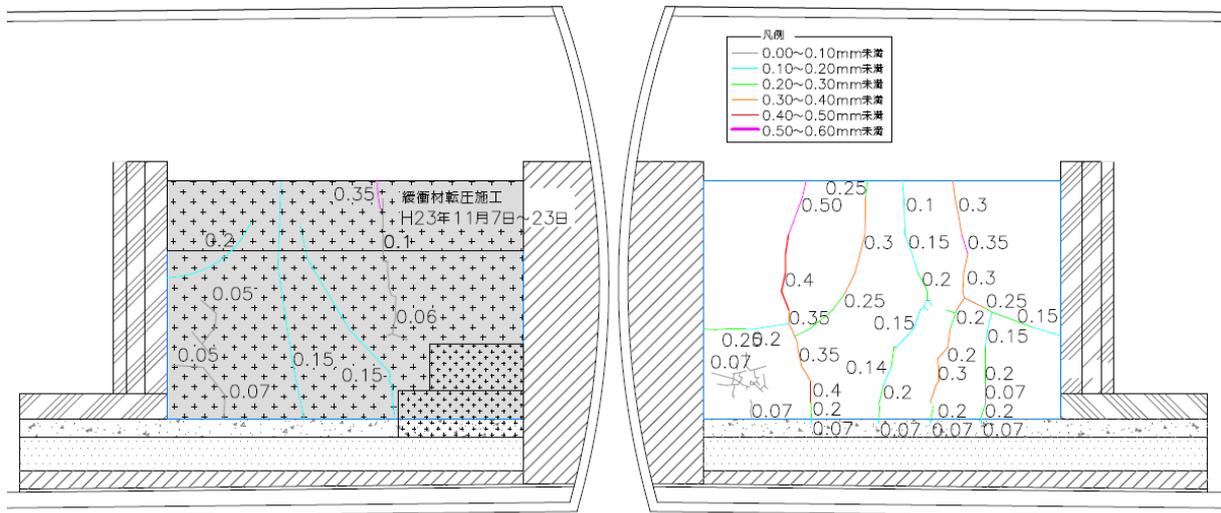


図 5.3-3 低拡散材ひび割れ履歴図 (その1)

H23年1月5日（材齢476日）



H23年12月7日（材齢812日）



H24年3月13日（材齢909日）

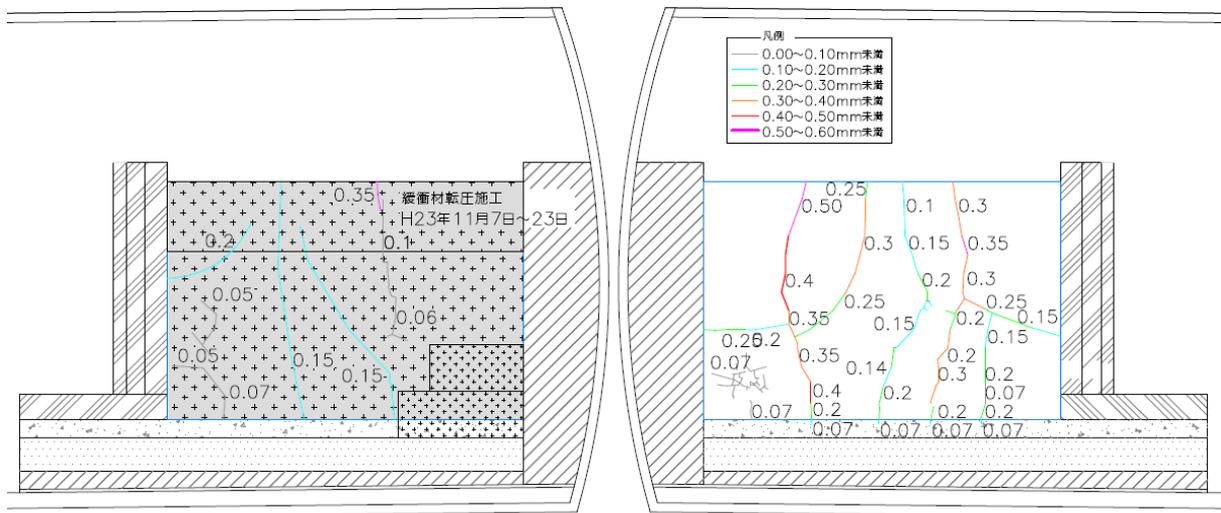


図 5.3-4 低拡散材ひび割れ履歴図（その2）

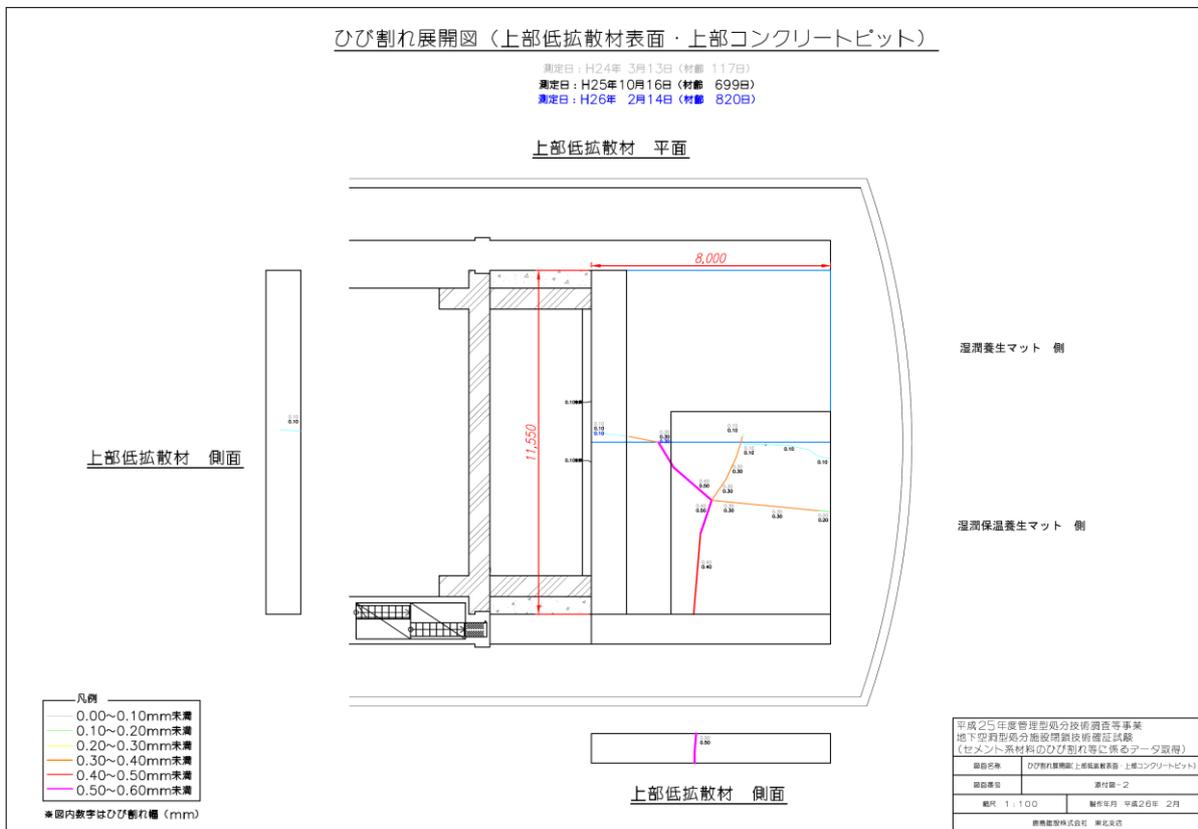
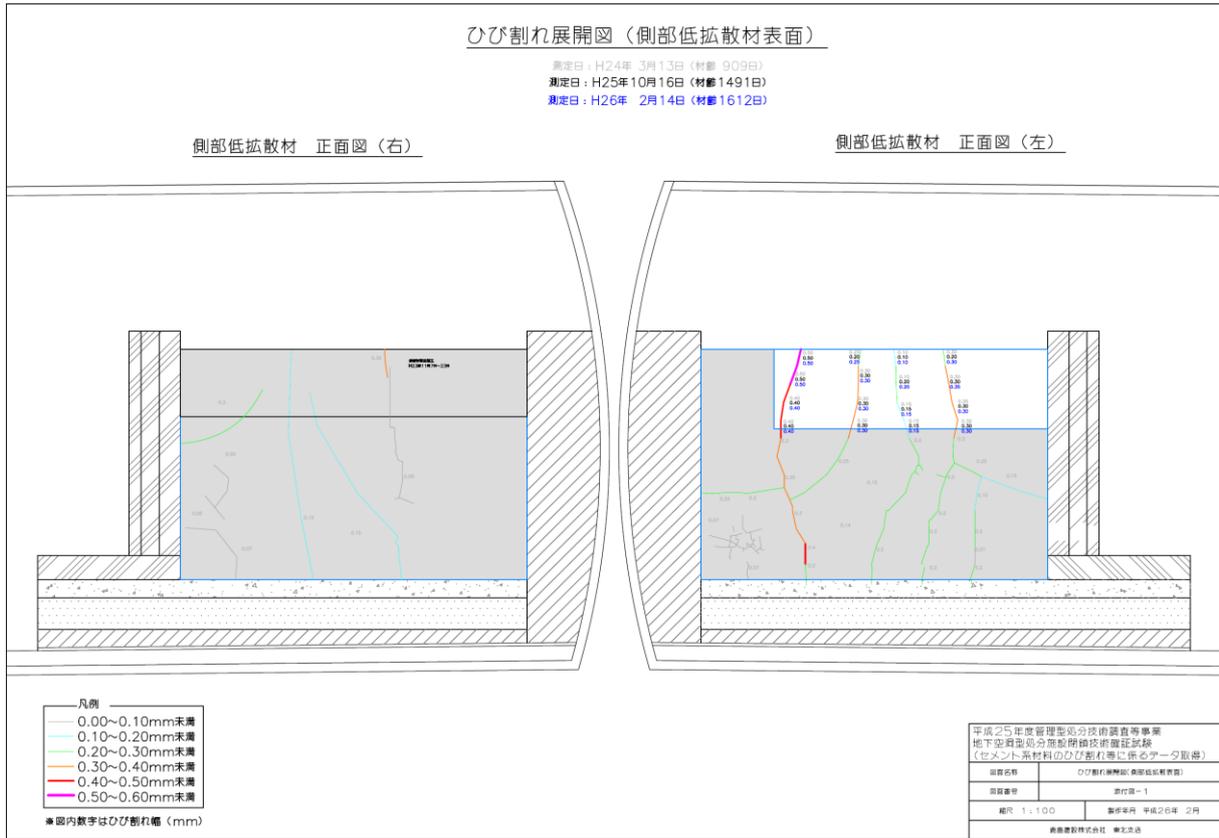


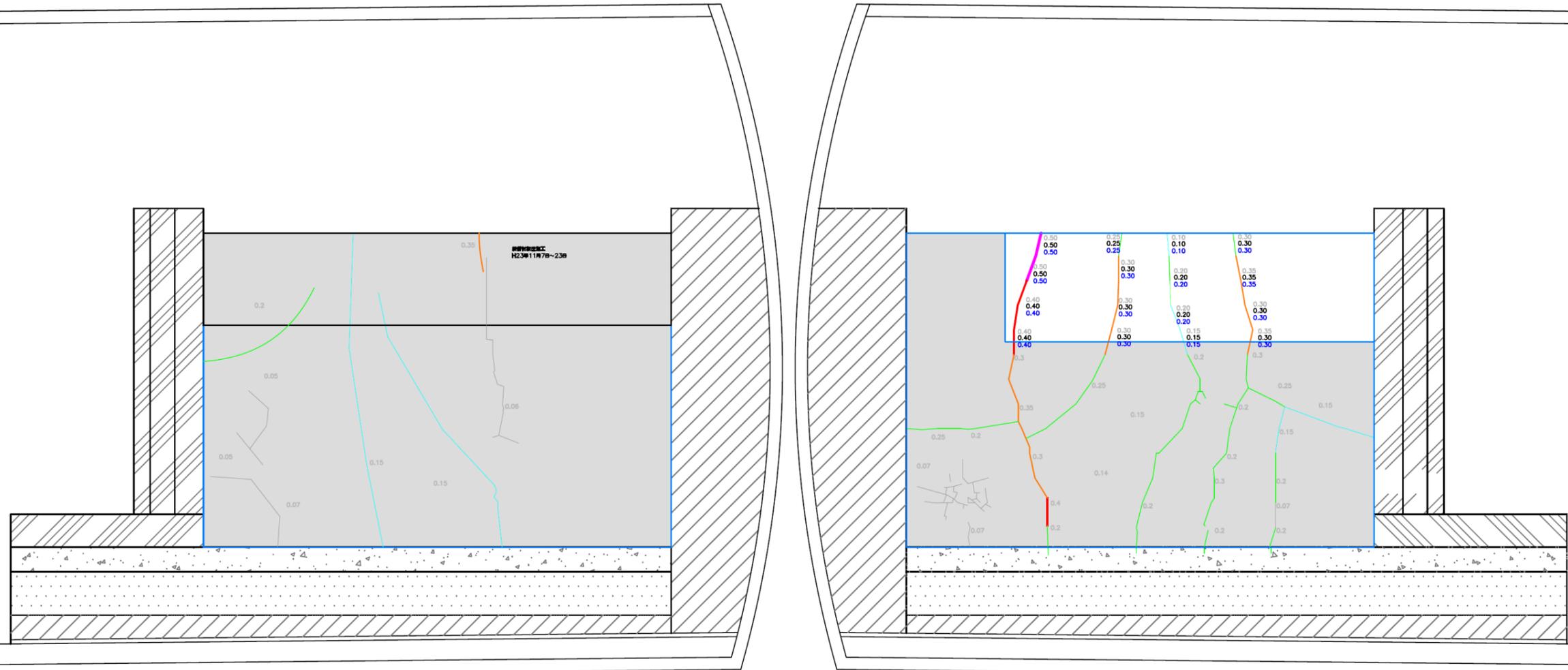
図 5.3-5 低拡散材ひび割れ履歴図（その3）

ひび割れ展開図（側部低拡散材表面）

測定日： H26年 2月14日 (材齢 1612日)
 測定日： H26年 6月22日 (材齢 1740日)
 測定日： H26年 12月 2日 (材齢 1903日)

側部低拡散材 正面図（右）

側部低拡散材 正面図（左）



凡例

—	0.00~0.10mm未満
—	0.10~0.20mm未満
—	0.20~0.30mm未満
—	0.30~0.40mm未満
—	0.40~0.50mm未満
—	0.50~0.60mm未満

※図内数字はひび割れ幅 (mm)

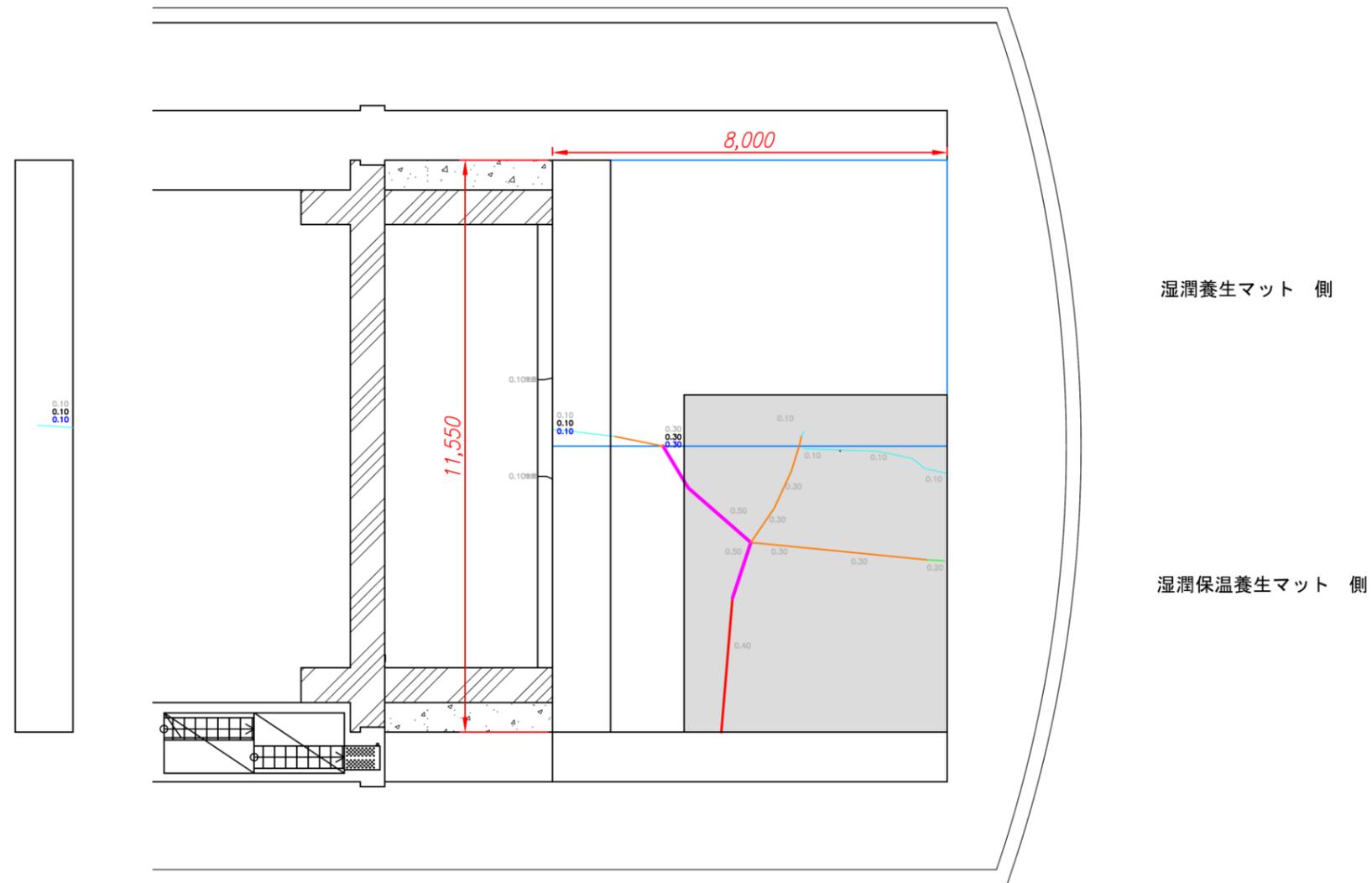
平成26年度管理型処分技術調査等事業 地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験 (セメント系材料のひび割れ等に関するデータ取得)	
図面名称	ひび割れ展開図(側部低拡散材表面)
図面番号	添付図-1
縮尺 1:100	製作年月 平成27年 2月
鹿島建設株式会社 東北支店	

図 5.3-6 側部低拡散材表面ひび割れ展開図

ひび割れ展開図（上部低拡散材表面・上部コンクリートピット）

上部低拡散材			上部コンクリートピット		
測定日：H26年 2月14日	(材齢 438日)		測定日：H26年 2月14日	(材齢 450日)	
測定日：H26年 6月22日	(材齢 566日)		測定日：H26年 6月22日	(材齢 578日)	
測定日：H26年 12月 2日	(材齢 729日)		測定日：H26年 12月 2日	(材齢 741日)	

上部低拡散材 平面



上部低拡散材 側面

- 凡例
- 0.00~0.10mm未満
 - 0.10~0.20mm未満
 - 0.20~0.30mm未満
 - 0.30~0.40mm未満
 - 0.40~0.50mm未満
 - 0.50~0.60mm未満

※図内数字はひび割れ幅 (mm)

上部低拡散材 側面

平成26年度管理型処分技術調査等事業 地下空洞型処分施設閉鎖技術確認試験 (セメント系材料のひび割れ等に係るデータ取得)	
図面名称	ひび割れ展開図(上部低拡散材表面・上部コンクリートピット)
図面番号	添付図-2
縮尺 1:100	製作年月 平成27年 2月
鹿島建設株式会社 東北支店	

図 5.3-7 上部コンクリートピット・上部低拡散材表面ひび割れ展開図

5.3.3 ひび割れ調査のまとめ

(1) 低拡散材

前回の計測時(2012.3.13)から、ひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生は確認されず、ひび割れの発生と進展は収束したと判断できる。

(2) 上部低拡散材・上部コンクリートピット

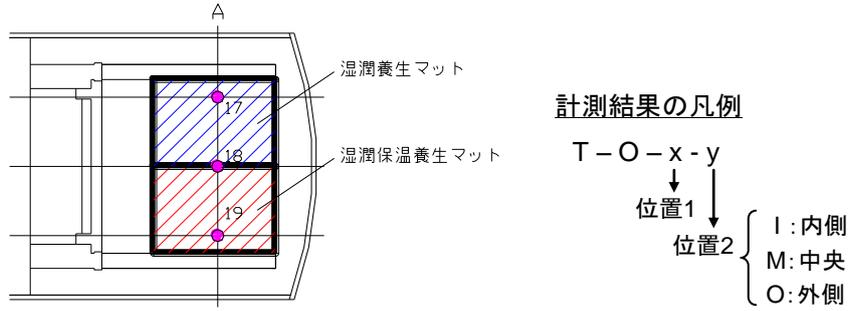
低拡散材と同じく前回の計測時(2012.3.13)から、ひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生は確認されず、ひび割れ発生と進展は収束したと判断できる。

5.3.4 ひび割れ評価

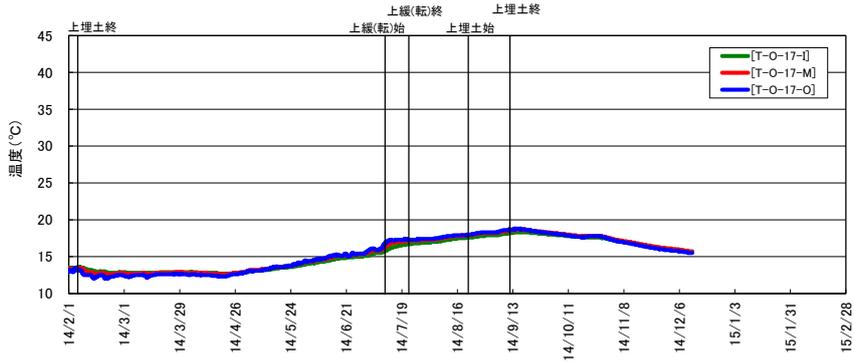
(1) 上部低拡散材

上部低拡散材の温度計測結果を図 5.3-8、応力計測結果を図 5.3-9に示す。両者ともに、全計測器において年間を通して変動し、季節に応じた温度となり、それに伴って応力も変化している（以下、このような変動を季節変動とする）。201.7.10以降においては、上部緩衝材施工に伴う施工ヤードの温度上昇により、上部低拡散材の温度および応力が季節変動から一旦外れる挙動となるが、施工終了後には再び季節挙動に戻る傾向となった。

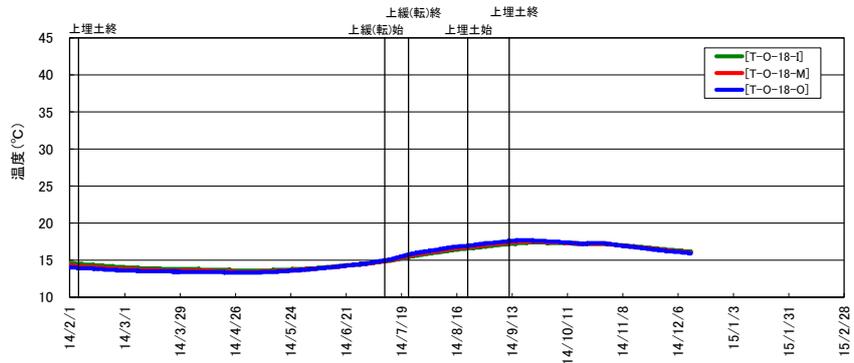
上部低拡散材の挙動計測結果より、年間を通して季節変動していること、および上部緩衝材施工時には、上部低拡散材の温度上昇に伴い応力変化が見られるが、応力変化後に残存する挙動がないことにより、今年度の期間中に上部低拡散材にひび割れは発生していないものと考えられ、ひび割れ調査結果と整合する。



上部低拡散材の温度(左側、湿潤養生マット)



上部低拡散材の温度(中央)



上部低拡散材の温度(右側、湿潤保温養生マット)

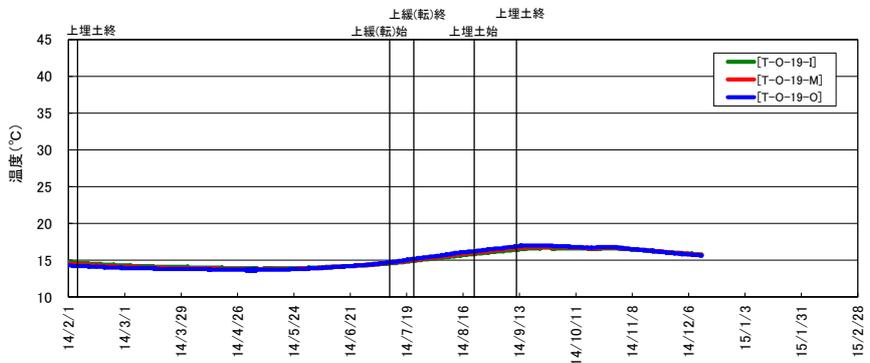
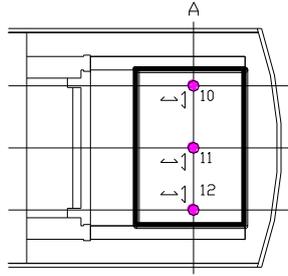


図 5.3-8 上部低拡散材の温度計測結果



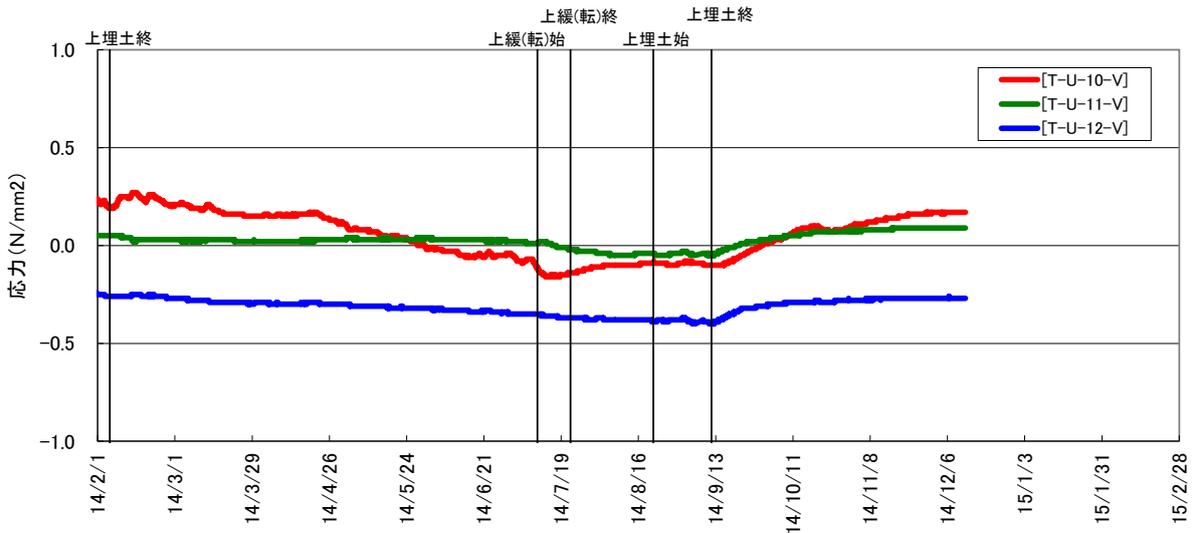
↔: 空洞軸方向
 ↓: 空洞軸直交方向

計測結果の凡例

T-U-x-y
 ↓
 位置
 ↓
 方向
 { V: 空洞軸方向
 C: 空洞軸直交方向

上部低拡散材のモルタル応力(空洞軸方向)

+ : 引張、- : 圧縮



上部低拡散材のモルタル応力(空洞横断方向)

+ : 引張、- : 圧縮

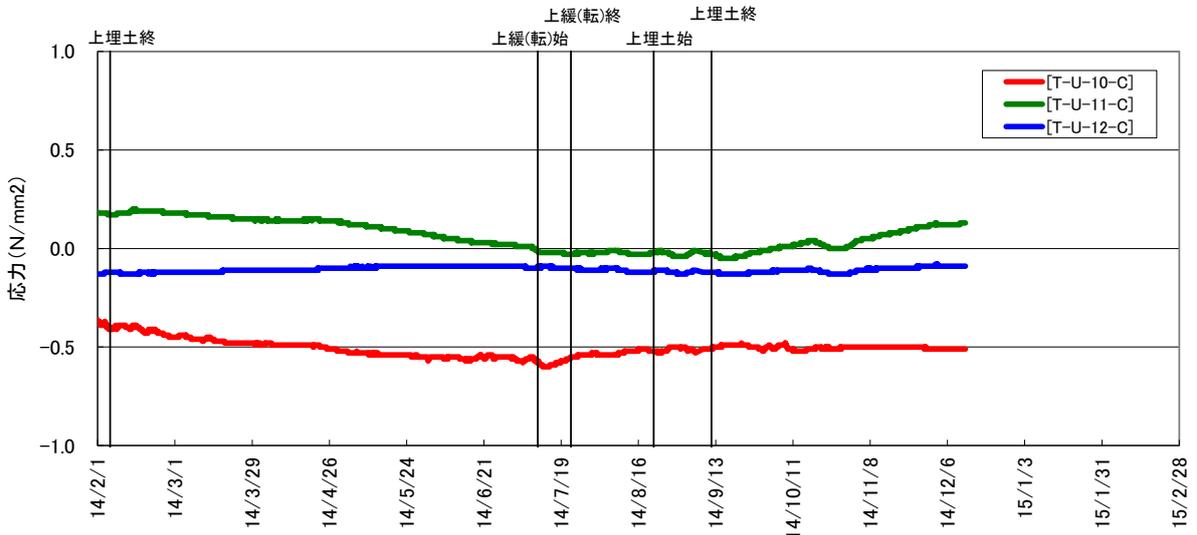


図 5.3-9 上部低拡散材のモルタル応力計測結果

(2) 上部コンクリートピット

上部コンクリートピットの温度計測結果を図 5.3-10、応力計測結果を図 5.3-11に示す。上部低拡散材の挙動と同様に、温度、応力ともに、全計測器において年間をとおして季節変動している。また、施工期間中も施工が原因となる挙動の変化は見られない。よって、今年度の期間中に上部コンクリートピットにひび割れは発生していないものと考えられ、ひび割れ調査結果と整合する。

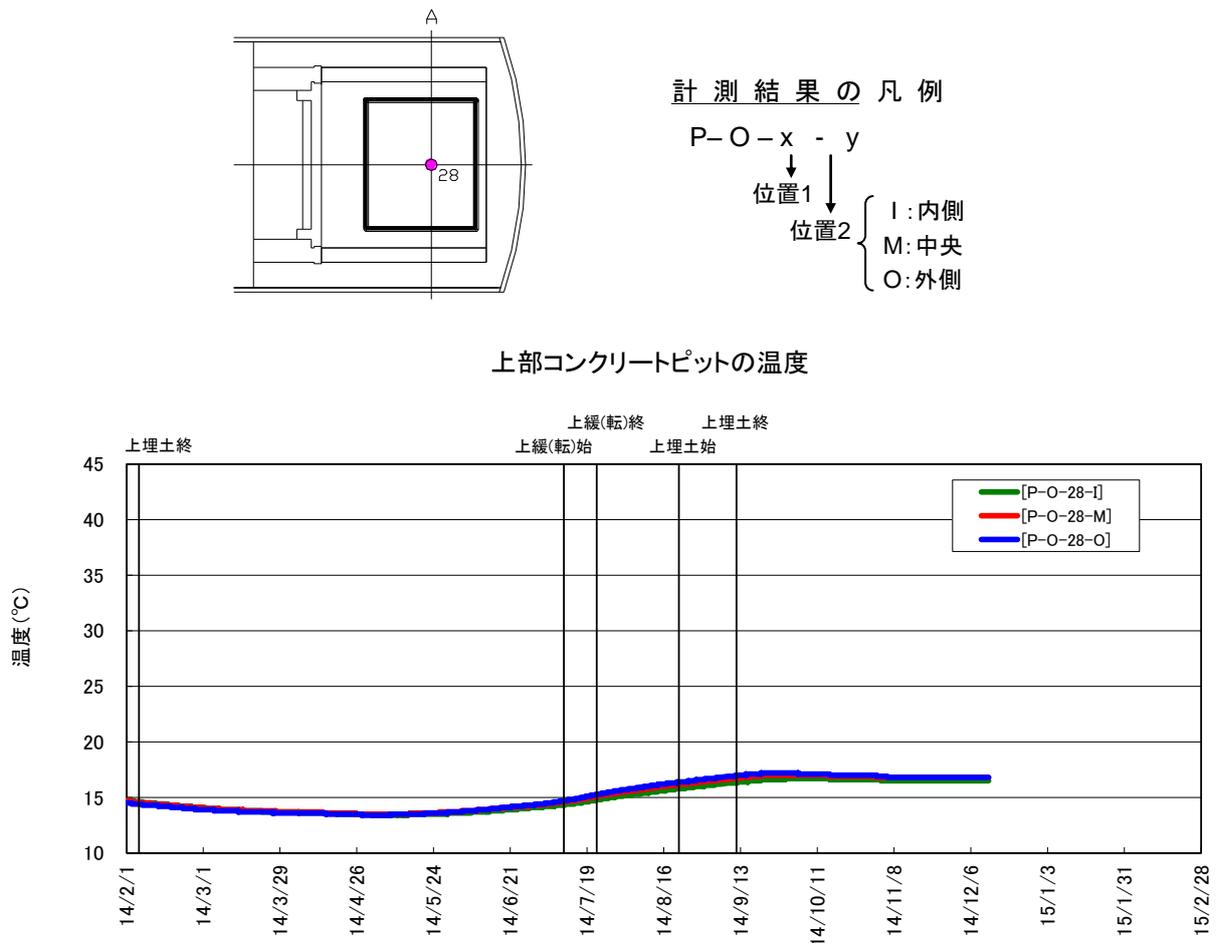
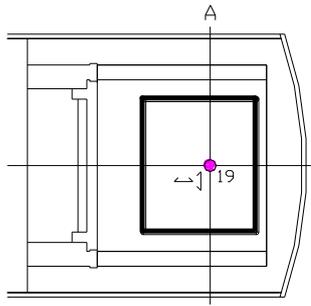


図 5.3-10 上部コンクリートピットの温度計測結果



↔: 空洞軸方向
 ↓: 空洞軸直交方向

計測結果の凡例

P-U-x-y
 ↓
 位置
 ↓
 方向
 { V: 空洞軸方向
 C: 空洞軸直交

上部コンクリートピットのコンクリート応力

+ : 引張、- : 圧縮

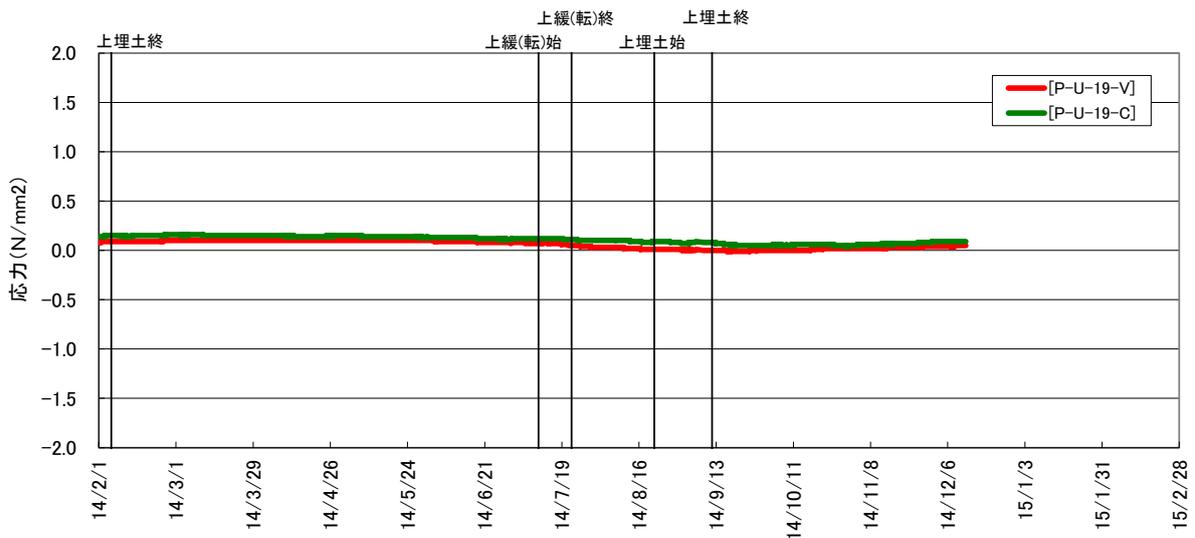
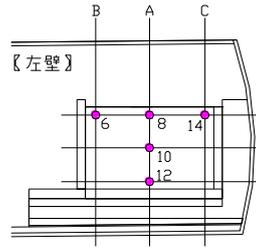


図 5.3-11 上部コンクリートピットの応力計測結果

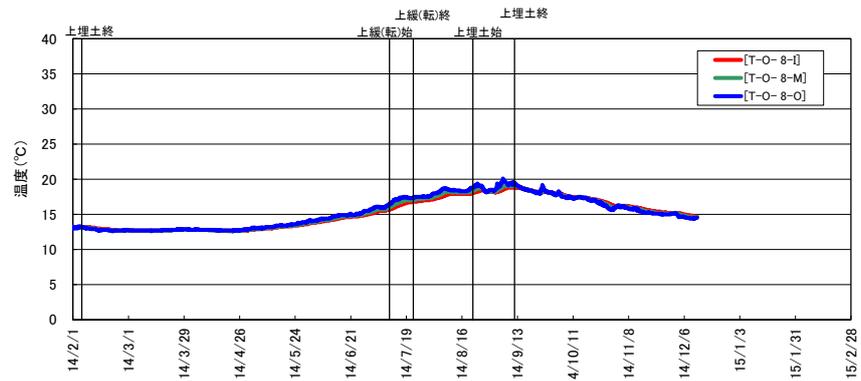
(3) 側部低拡散材

左側側部低拡散材の中央測線である A 断面(上段、中段、下段)の温度計測結果を図 5.3-12、応力計測結果を図 5.3-13に示す。上部低拡散材および上部コンクリートピットの挙動と同様に、温度、応力ともに、全計測器において年間を通して季節変動しており、空洞気温の影響を受けやすいと考えられる上段計器(図 5.2-7に示すように、左側の側部緩衝材の上部は一部未施工)は、その他の中段および下段計器より季節変動が大きくなっている。また、施工期間中も施工が原因となる挙動の変化は見られない。よって、今年度の期間中に左側側部低拡散材にひび割れは発生していないものと考えられ、ひび割れ調査結果と整合する。

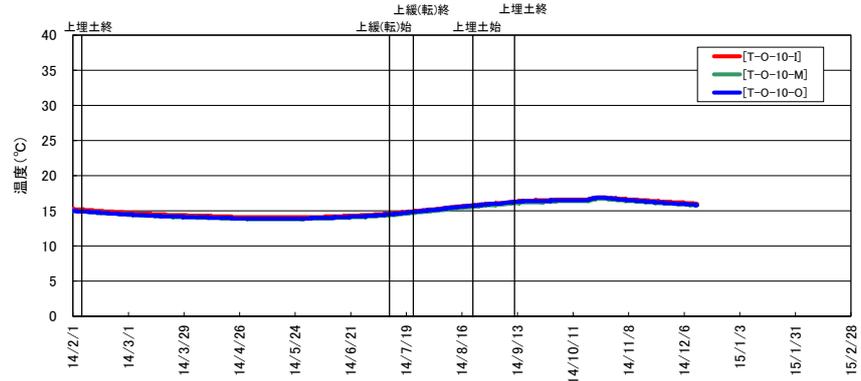


計測結果の凡例
 T-O-x-y
 ↓
 位置1 位置2
 I: 模擬廃棄体側
 M: 中央
 O: 岩盤側

側部低拡散材の温度(A断面上段)



側部低拡散材の温度(A断面中段)



側部低拡散材の温度(A断面下段)

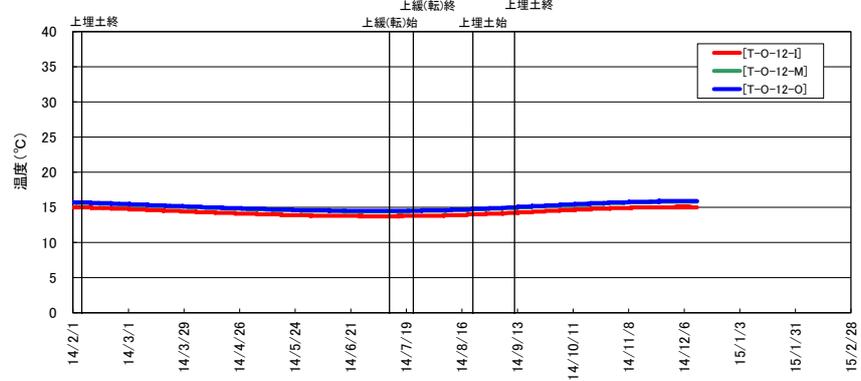
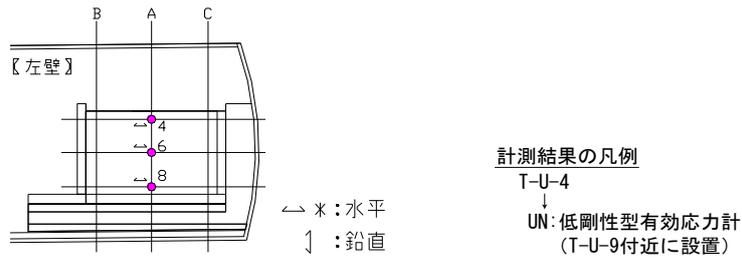


図 5.3-12 側部低拡散材の温度計測結果



側部低拡散材のモルタル応力(A断面)

+ : 引張、- : 圧縮

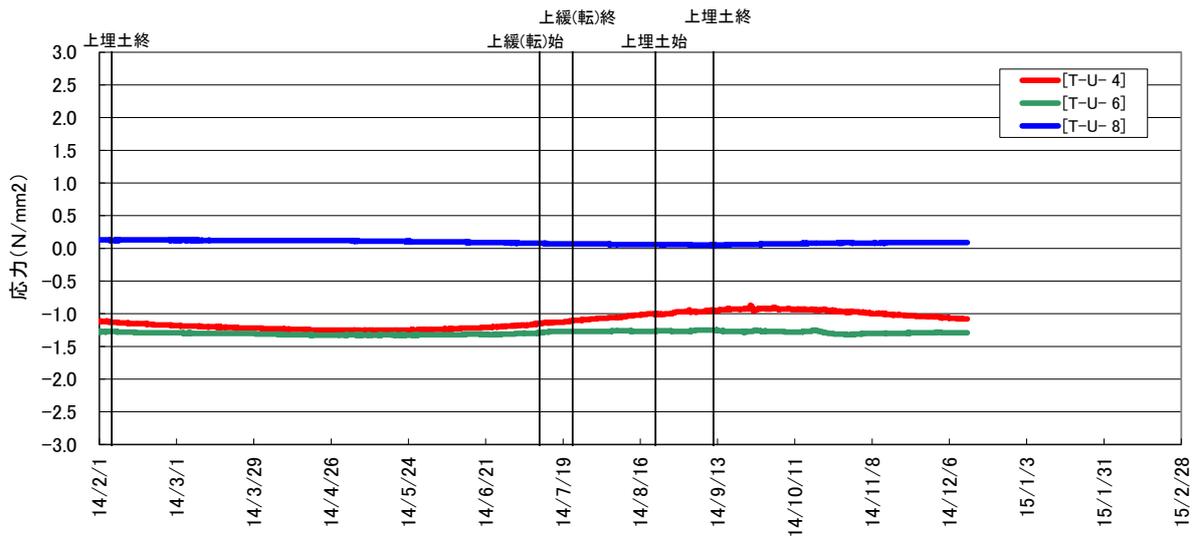


図 5.3-13 側部低拡散材の応力計測結果

5.3.5 まとめ

今年度のひび割れ調査結果により、昨年度の調査時からの対象部材（上部低拡散材、上部コンクリートピット、左側側部低拡散材）のひび割れ幅の増大、進展、新たなひび割れの発生は確認されなかった。また、ひび割れ調査対象部材の挙動計測結果においても、季節的な外部環境の変化（季節変動）に沿った挙動に対応した応力変化が認められ、施工に伴いひび割れが発生、進展するような不連続な応力挙動が認められないことから、ひび割れ発生、進展は生じていないものと評価され、ひび割れ調査結果と整合する結果が得られた。

5.4 上部低拡散材他長期材齢物性試験

5.4.1 試験の概要

平成 24 年度までの確証試験で構築したセメント系の各部材について、長期材齢における圧縮強度と静弾性係数を取得する。これまでの確証試験の部材、配合等の詳細を表 5.4-1 に示す。このうち、表中水色で示した 2 配合を選択して試験を実施した。また、試験の項目および数量を表 5.4-2 に示す。

表 5.4-1 各部材における試験材齢

部材	部位	配合	打込み日	試験日	
コンクリートピット	底部	LS1-249	H20. 11. 24	6 年	H26. 12. 21
	奥部	LS1-249	H20. 12. 19		
	側部	LS1-249	H20. 2. 4		
	手前部	LS2-178	H21. 8. 6		
	上部	LS2	H24. 11. 21		
低拡散材	底部	LS1-LP60	H20. 10. 16	6 年	H26. 12. 21
	側部 右側	LS2-LP60	H21. 9. 16		
	側部 左側	LS2-LP45	H21. 9. 16		
	上部	LS2-LP53	H24. 12. 3		
充てん材	平面部下部	LEX 無し SP3+Ad	H21. 10. 2		
	高さ模擬部	LEX 無し SP3+Ad	H22. 7. 21		
	平面模擬部	LEX 無し SP3+Ad	H22. 7. 22		
上部充てん材	平面部下部	LEX 無し SP1	H21. 10. 13		
	平面部上部	LEX 有り SP3+Ad	H22. 8. 3		

表 5.4-2 長期材齢評価試験数量

項目	単位	数量	備考
【打設時品質管理現場供試体】			
圧縮強度試験	体	6	各配合 1 材齢, 2 配合, N=3
静弾性係数試験	体	6	同上

5.4.2 使用材料および配合

本試験の対象とした部位の供試体の使用材料を表 5.4-3 に、配合を表 5.4-4 ~ 表 5.4-9 に示す。

表 5.4-3 各部材の使用材料

材料	記号	概要
セメント	LPC1	低熱ポルトランドセメント (太平洋セメント (株)) 密度=3.22 g/cm ³ 、比表面積=3,540 cm ² /g
	LPC2	低熱ポルトランドセメント (太平洋セメント (株)) 密度=3.22 g/cm ³ 、比表面積=3,630 cm ² /g
	LPC3	低熱ポルトランドセメント (太平洋セメント (株)) 密度=3.21 g/cm ³ 、比表面積=3,400 cm ² /g
	LPC4	低熱ポルトランドセメント (太平洋セメント (株)) 密度=3.22 g/cm ³ 、比表面積=3,430 cm ² /g
	LPC5	低熱ポルトランドセメント (太平洋セメント (株)) 密度=3.22 g/cm ³ 、比表面積=3,520 cm ² /g
細骨材	S1	石灰砕砂 (八戸松館産) : 密度=2.66g/cm ³ 、FM=2.76
	S2	石灰砕砂 (八戸松館産) : 密度=2.66g/cm ³ 、FM=2.74
	S3	石灰砕砂 (八戸松館産) : 密度=2.66g/cm ³ 、FM=2.76
	S4	石灰砕砂 (八戸松館産) : 密度=2.66g/cm ³ 、FM=2.75
	S5	石灰砕砂 (八戸松館産) : 密度=2.65g/cm ³ 、FM=2.74
粗骨材	G1	石灰碎石 (八戸松館産) : 最大骨材寸法=20mm、 岩種: 石灰岩、密度=2.69g/cm ³ 、FM=6.81
	G2	石灰碎石 (八戸松館産) : 最大骨材寸法=20mm、 岩種: 石灰岩、密度=2.69g/cm ³ 、FM=6.68
	G3	石灰碎石 (八戸松館産) : 最大骨材寸法=20mm、 密度=2.70g/cm ³ 、FM=6.76
石灰石微粉末	LS1	石灰石微粉末 (太平洋セメント (株) 熊谷工場) 密度=2.71 g/cm ³ 、比表面積=5,390 cm ² /g
	LS2	石灰石微粉末 (宮城石灰工業 (株)) 密度=2.73 g/cm ³ 、比表面積=5,990 cm ² /g
	LS3	石灰石微粉末 (宮城石灰工業 (株)) 密度=2.71 g/cm ³ 、比表面積=5,250 cm ² /g
	LS4	石灰石微粉末 (宮城石灰工業 (株)) 密度=2.72 g/cm ³ 、比表面積=5,420 cm ² /g
	LS5	石灰石微粉末 (宮城石灰工業 (株)) 密度=2.70 g/cm ³ 、比表面積=5,100 cm ² /g
フライアッシュ	FA1	フライアッシュ、II種 (東北電力 (株) 能代火力発電所) 密度=2.19g/cm ³ 、比表面積=3,810 cm ² /g
	FA2	フライアッシュ、II種 (東北電力 (株) 能代火力発電所) 密度=2.15g/cm ³ 、比表面積=3,850 cm ² /g
	FA3	フライアッシュ、II種 (東北電力 (株) 能代火力発電所) 密度=2.25g/cm ³ 、比表面積=3,840 cm ² /g
	FA4	フライアッシュ、II種 (東北電力 (株) 能代火力発電所) 密度=2.25g/cm ³ 、比表面積=3,740 cm ² /g
	FA5	フライアッシュ、II種 (東北電力 (株) 能代火力発電所) 密度=2.15g/cm ³ 、比表面積=3,940 cm ² /g
膨張材	LEX	石灰系膨張材、改良型ハイパーエキスパン(太平洋マテリアル(株)) 密度=3.05 g/cm ³
混和剤	SP1	高性能 AE 減水剤、マイティ 3000H(花王(株)) : カルボキシル基含有ポリエーテル系化合物
	SP2	高性能AE減水剤 (BASFポゾリス (株))、SP8LS : ポリカルボン酸エーテル系化合物と配合ポリマーの複合体
	Ad2	減水剤 遅延型 (I 種)、ポゾリス No.89(BASF ポゾリス(株)) : 変性リグニンスルホン酸化合物とオキシカルボン酸化合物の複合体

表 5.4-4 底部コンクリートピットの配合(LS1-249)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)							
					水 W	粉体 P			LS1	S1	G1	SP1 P×%
						結合材 B						
			LPC2	FA2	LEX							
45.0	26.4	51.6	65.0	2.5	160	229	107	20	249	815	780	0.80

表 5.4-5 上部コンクリートピットの配合(LS2)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)							
					水 W	粉体 P			LS2	S2	G2	SP1 P×%
						結合材 B						
			LPC3	FA3	LEX							
45.0	30.0	53.4	65.0	2.5	160	229	107	20	178	886	775	0.75

表 5.4-6 底部低拡散材の配合(LS1-LP66)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)							
					水 W	粉体 P			LS3	S3	G	SP1 P×%
						結合材 B						
			LPC3	FA3	LEX							
45.0	28.1	—	65.0	2.5	230	338	153	20	307	1199	—	0.60

表 5.4-7 上部低拡散材の配合(LS1-LP53)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)							
					水 W	粉体 P			LS4	S4	G	SP1 P×%
						結合材 B						
			LPC4	FA4	LEX							
45.0	30.0	—	65.0	2.5	230	338	153	20	307	1279	—	0.57

表 5.4-8 充てん材の配合(LEX無し SP3+Ad)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)							
					水 W	粉体 P			LS4	S4	G	SP1 P×%
						結合材 B						
			LPC4	FA4	LEX							
45.0	28.1	—	82.5	2.5	230	358	153	20	307	1208	—	0.78

表 5.4-9 上部充てん材の配合(LEX有り SP3+Ad)

W/B (%)	W/P (%)	s/a (%)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	使用材料および単位量 (kg/m ³)								
					水 W	粉体 P			LS5	S5	G3	SP2 P×%	Ad2 P×%
						結合材 B							
			LPC5	FA5	LEX								
45.0	28.0	52.5	70.0	2.5	160	229	107	20	215	845	780	1.10	0.20

5.4.3 長期材齢物性試験

(1) 圧縮強度試験

圧縮強度試験は、過去に作製した供試体により、以下の部材および材齢について実施する。

- ・ 底部コンクリートピット (材齢：2,200 日、現場水中養生)
- ・ 底部低拡散材 (材齢：2,200 日、現場水中養生)

試験方法は「コンクリートの圧縮強度試験方法 (JIS A 1108)」に準拠して行う。以下に試験方法を示す。

1) 試験装置

- ① 圧縮試験機は、JIS B 7721 の 7. (試験機の等級) に規定する 1 等級以上のものとする。
- ② 上下の加圧板 (JIS B 7721) は鋼製とし、圧縮面は磨き仕上げとする。

2) 試験手順

- ① 供試体の直径および高さを、それぞれ 0.1mm および 1mm まで測定する。直径は、供試体高さの中央で、互いの直交する 2 方向について測定する。
- ② 試験機は、試験時の最大荷重が指示範囲の 20～100% となる範囲で使用する。同一範囲で指示範囲を変えることができる場合は、それぞれの指示範囲を別個の指示範囲と見なす。
- ③ 供試体の上下端面および上下の加圧板の圧縮面を清掃する。
- ④ 圧供試体を、供試体直径の 1% 以内の誤差で、その中心軸が加圧板の中心と一致するように置く。
- ⑤ 試験機の加圧板と供試体の端面とは直性密着させ、その間にクッション材を入れてはならない。ただし、アンボンドキャッピングによる場合を除く。
- ⑥ 供試体に衝撃をあたえないように一様な速度で荷重を加える。荷重を加える速度は、圧縮応力度の増加が毎秒 $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2$ になるようにする。
- ⑦ 供試体が急激な変形を初めて後は、荷重を加える速度の調整を中止して、荷重を加え続ける。
- ⑧ 供試体が破壊するまでに試験機が示す最大荷重を有効数字 3 桁まで読み取る。

3) 計算

供試体の圧縮強度は、次式によって算出する。

$$f_c = \frac{P}{\pi \left(\frac{d}{2}\right)^2}$$

ここに、 f_c : 供試体の圧縮強度 (N/mm²)

P : 最大荷重 (N)

d : 供試体の直径 (mm)

4) 報告

試験結果には、次の報告を行う。

- ① 試験年月日
- ② 試験部位、コンクリートの種類、使用材料および配合
- ③ 材齢
- ④ 養生方法
- ⑤ 供試体の番号、直径 (mm)
- ⑥ 最大荷重 (N)
- ⑦ 圧縮強度 (N/mm²)
- ⑧ 供試体の破壊状況
- ⑨ その他報告事項

5) 試験結果

圧縮強度の試験結果を表 5.4-10、表 5.4-11および図 5.4-1、図 5.4-2に示す。表中の養生方法のうち、「現場水中養生」とは、地下空洞内にて、モールドで供試体を作製し、そのまま地下空洞内で水中養生を行ったことを示し、温度が変化する状況での養生であることを示す。

圧縮強度は、材齢 365 日～1500 日まで増進することが確認され、2200 日ではおおむね同じ値で横ばいになる傾向がみられた。

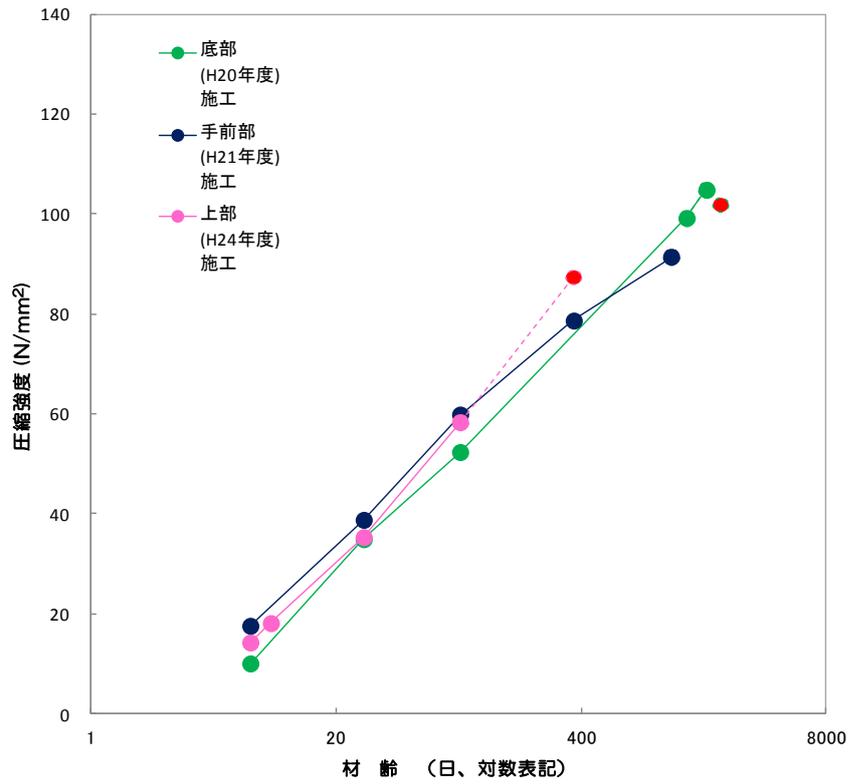
表 5.4-10 圧縮強度試験結果一覧（コンクリートピット）

部材	部位・養生条件		材齢 (日)	圧縮強度(N/mm ²)			
				1	2	3	平均
コンクリート ピット	底部 (H20年度) 施工	現場水中養生	7	10.1	10.2	9.9	10.1
			28	35.3	35.0	34.5	34.9
			91	53.0	52.3	51.8	52.4
			1450	99.8	99.8	98.0	99.2
			1850	105.2	105.8	103.5	104.8
			2200	98.7	104.1	102.7	101.8
	手前部(H21 年度)	現場水中養生	7	17.8	17.3	17.7	17.6
			28	38.5	38.9	39.0	38.8
			91	59.9	60.3	59.4	59.9
			365	78.8	78.9	78.3	78.7
			1200	93.2	88.9	92.2	91.4
	上部 (H24年度) 施工	現場水中養生	7	14.3	14.3	14.2	14.3
			9	17.9	18.4	18.1	18.1
			28	35.9	34.9	35.2	35.3
			91	58.7	56.9	59.4	58.3
365			88.4	86.6	86.9	87.3	

表 5.4-11 圧縮強度試験結果一覧（低拡散材）

部材	部位・養生条件		材齢 (日)	圧縮強度(N/mm ²)			
				1	2	3	平均
低拡散材	底部 (H20年度) 施工	現場水中養生	7	16.3	15.9	16.4	16.2
			28	39.0	39.1	38.4	38.8
			91	57.9	58.0	57.7	57.9
			1500	112.9	115.2	114.5	114.2
			1850	116.5	111.9	111.7	113.4
			2200	115.5	116.4	117.7	116.5
	側部 (H21年度)	現場水中(左)	7	14.5	14.5	14.5	14.5
			28	39.8	39.0	40.0	39.6
			91	62.7	62.3	61.3	62.1
			365	84.2	87.2	86.5	86.0
			1150	98.6	102.4	99.9	100.3
	上部 (H24年度) 施工	現場水中養生	7	13.8	14.0	14.3	14.0
			9	17.0	16.9	17.3	17.1
			28	37.0	36.9	36.8	36.9
			91	58.2	56.9	57.3	57.5
365			116.3	112.0	112.2	113.5	

コンクリートピット 長期圧縮強度



コンクリートピット 長期圧縮強度

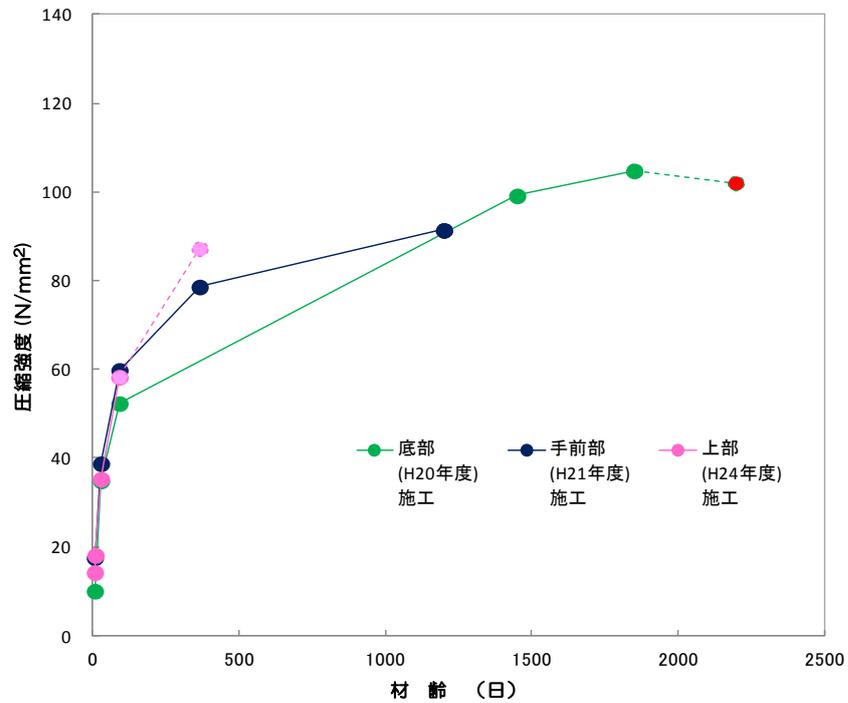
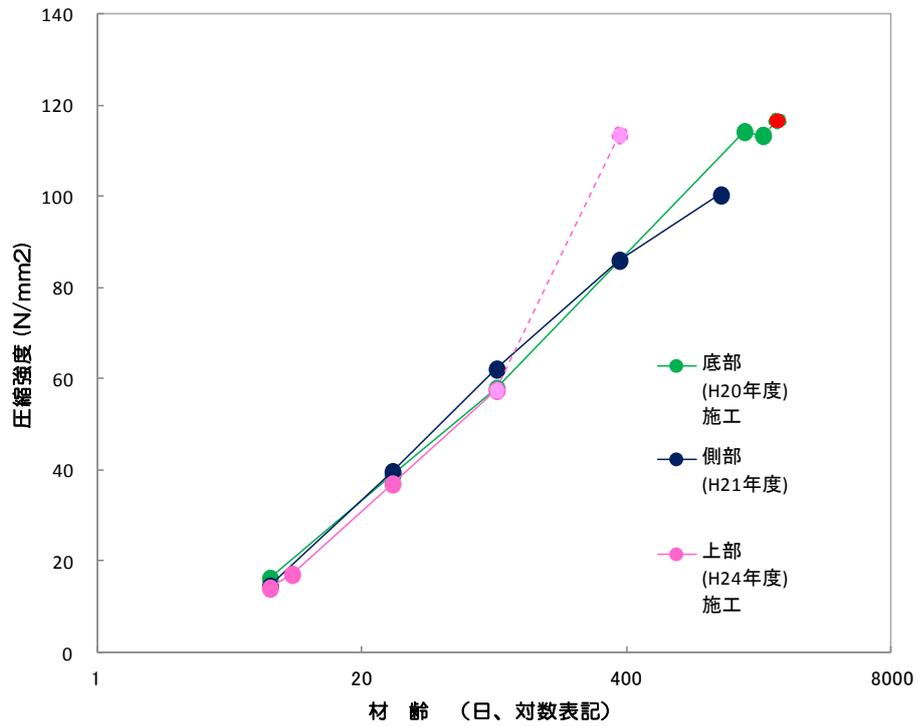


図 5.4-1 底部コンクリートピットの圧縮強度試験結果 (現場水中供試体)

低拡散材 長期圧縮強度



低拡散材 長期圧縮強度

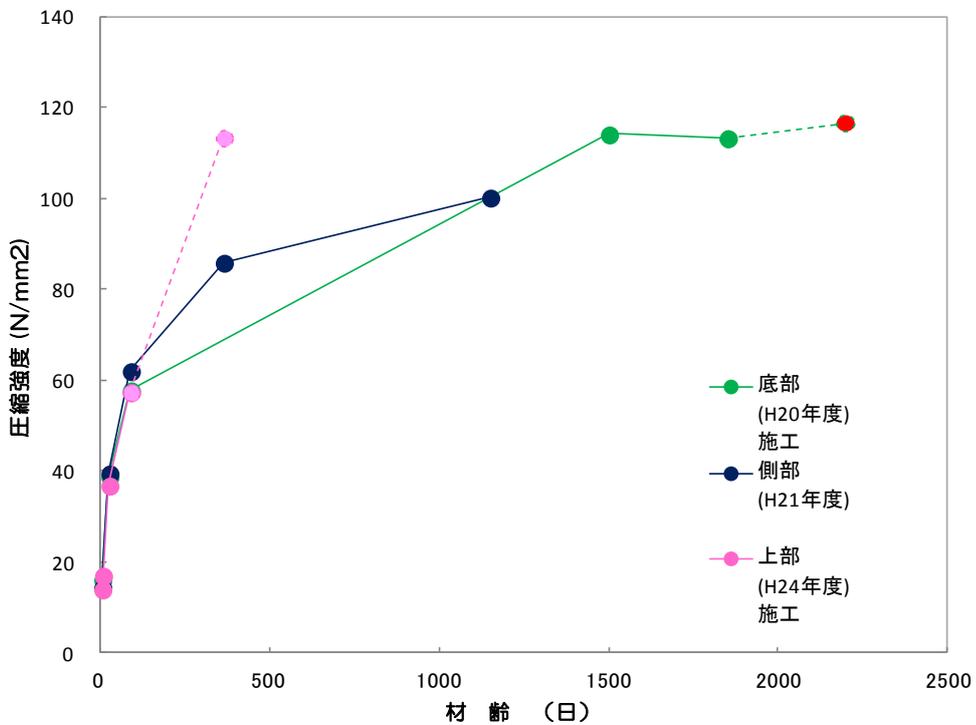


図 5.4-2 底部低拡散材の圧縮強度試験結果（現場水中供試体）

(2) 静弾性係数試験

静弾性係数試験は、過去に作製した供試体により、以下の部材および材齢について実施する。

- ・ 底部コンクリートピット（材齢：2,200日、現場水中養生）
- ・ 底部低拡散材（材齢：2,200日、現場水中養生）

試験方法は「コンクリートの静弾性試験方法（JIS A 1149）」に準拠して行う。以下に試験方法を示す。

1) 試験装置

- ① 圧縮試験機、上下の加圧板および球面座は、JIS A 1108の4.（装置）に規定する1のものとする。
- ② ひずみ測定器は、供試体の縦ひずみ（ひずみ度）を 10×10^{-6} 以下の精度で測定できるものとする。また、ひずみ測定器の検長は、コンクリートに用いた粗骨材の最大寸法の3倍以上、かつ、供試体の高さの1/2以下とする。

2) 試験手順

- ① 供試体の直径および高さを、それぞれ0.1mmおよび1mmまで測定する。直径は、供試体高さの中央で、互いの直交する2方向について測定する。
- ② 試験機は、試験時の最大荷重が指示範囲の20～100%となる範囲で使用する。同一範囲で指示範囲を変えることができる場合は、それぞれの指示範囲を別個の指示範囲と見なす。
- ③ 供試体の上下端面および上下の加圧板の圧縮面を清掃する。
- ④ 圧供試体を、供試体直径の1%以内の誤差で、その中心軸が加圧板の中心と一致するように置く。
- ⑤ 試験機の加圧板と供試体の端面とは直性密着させ、その間にクッション材を入れてはならない。ただし、アンボンドキャッピングによる場合を除く。
- ⑥ 供試体に衝撃をあたえないように一様な速度で荷重を加える。荷重を加える速度は、圧縮応力度の増加が毎秒 $0.6 \pm 0.4 \text{ N/mm}^2$ になるようにする。
- ⑦ 供試体が急激な変形を初めて後は、荷重を加える速度の調整を中止して、荷重を加え続ける。
- ⑧ 供試体が破壊するまでに試験機が示す最大荷重を有効数字3桁まで読み取る。

3) 計算

試験結果の計算は次による。

- ① 試験の結果から、供試体ごとに応力-ひずみ曲線を作成する。
- ② 各供試体の静弾性係数は、次式によって算出する。

$$E_c = \frac{S_1 - S_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \times 10^{-3}$$

ここに、 E_c ：各供試体の静弾性係数（kN/mm²）

S_1 ：最大荷重の 1/3 に相当する応力（N/mm²）

S_2 ：供試体の縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力（N/mm²）

ε_1 ：応力によって生じる供試体の縦ひずみ

ε_2 ： 50×10^{-6}

4) 報告

試験結果には、次の報告を行う。

- ① 試験年月日
- ② 試験部位、コンクリートの種類、使用材料および配合
- ③ 供試体の寸法
- ④ 材齢
- ⑤ 養生方法
- ⑥ ひずみ測定器の種類および検長（mm）
- ⑦ 最大荷重（N）
- ⑧ 圧縮強度（N/mm²）
- ⑨ 静弾性係数（kN/mm²）
- ⑩ 応力－ひずみ曲線
- ⑪ 供試体の破壊状況
- ⑫ その他報告事項

5) 試験結果

静弾性係数の試験結果を表 5.4-12、表 5.2-10 および図 5.4-3、図 5.4-4 に示す。表中の養生方法のうち、「現場水中養生」とは、地下空洞内にてモールドで供試体を作製し、そのまま地下空洞内で水中養生を行ったことを示し、温度が変化する状況での養生であることを示す。

弾性係数は、材齢 900 日～1500 日まで増進することが確認され、2200 日ではおおむね同じ値で横ばいになる傾向がみられた。

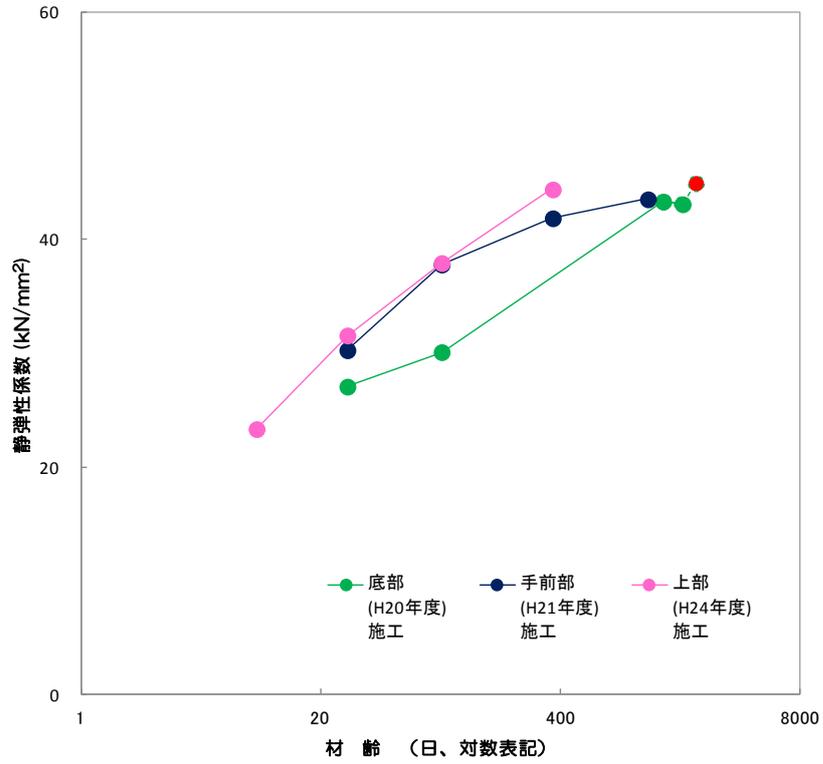
表 5.4-12 静弾性係数試験結果一覧（コンクリートピット）

部材	部位・養生条件		材齢 (日)	静弾性係数(kN/mm ²)			
				1	2	3	平均
コンクリート ピット	底部 (H20年度) 施工	現場水中養生	7	-	-	-	-
			28	26.5	27.3	27.4	27.1
			91	27.7	30.9	31.7	30.1
			1450	42.9	41.9	45.2	43.3
			1850	43.4	43.5	42.4	43.1
			2200	45.8	43.5	45.4	44.9
	手前部(H21 年度)	現場水中養生	7	-	-	-	-
			28	30.1	30.1	30.6	30.3
			91	37.1	37.6	38.7	37.8
			365	41.4	42.6	41.6	41.9
			1200	44.2	43.8	42.6	43.5
	上部 (H24年度) 施工	現場水中養生	7	-	-	-	-
			9	23.2	23.2	23.6	23.3
			28	31.9	31.0	31.8	31.6
			91	38.1	38.4	37.3	37.9
365			43.8	44.7	44.7	44.4	

表 5.4-13 静弾性係数試験結果一覧（低拡散材）

部材	部位・養生条件		材齢 (日)	静弾性係数(kN/mm ²)			
				1	2	3	平均
低拡散材	底部 (H20年度) 施工	現場水中養生	7	-	-	-	-
			28	22.0	22.5	22.9	22.5
			91	27.6	27.1	27.0	27.2
			1500	36.0	36.3	36.2	36.2
			1850	35.4	35.8	36.0	35.7
			2200	36.2	36.6	35.9	36.2
	側部 (H21年度)	現場水中(左)	7	-	-	-	-
			28	23.5	23.3	23.6	23.5
			91	27.8	28.4	28.4	28.2
			365	32.1	32.3	32.9	32.4
			1150	34.3	34.0	34.7	34.3
	上部 (H24年度) 施工	現場水中養生	7	-	-	-	-
			9	14.4	14.7	15.0	14.7
			28	21.8	22.0	21.9	21.9
			91	27.1	26.9	27.5	27.2
365			35.4	35.8	36.2	35.8	

コンクリートピット 静弾性係数



コンクリートピット 静弾性係数

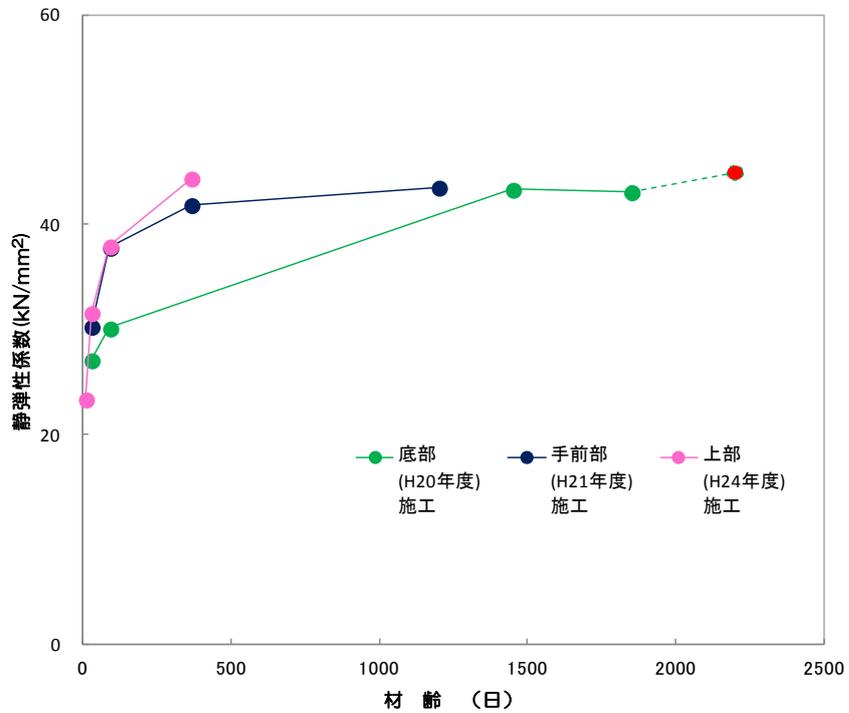
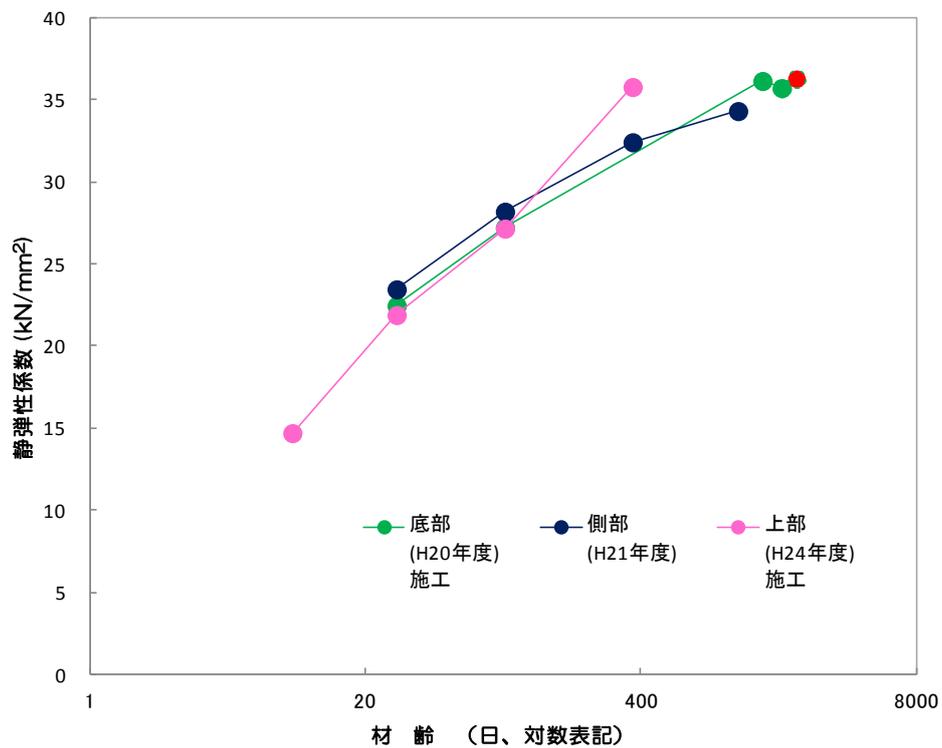


図 5.4-3 底部コンクリートピットの静弾性係数試験結果 (現場水中供試体)

低拡散材 静弾性係数



低拡散材 長期圧縮強度

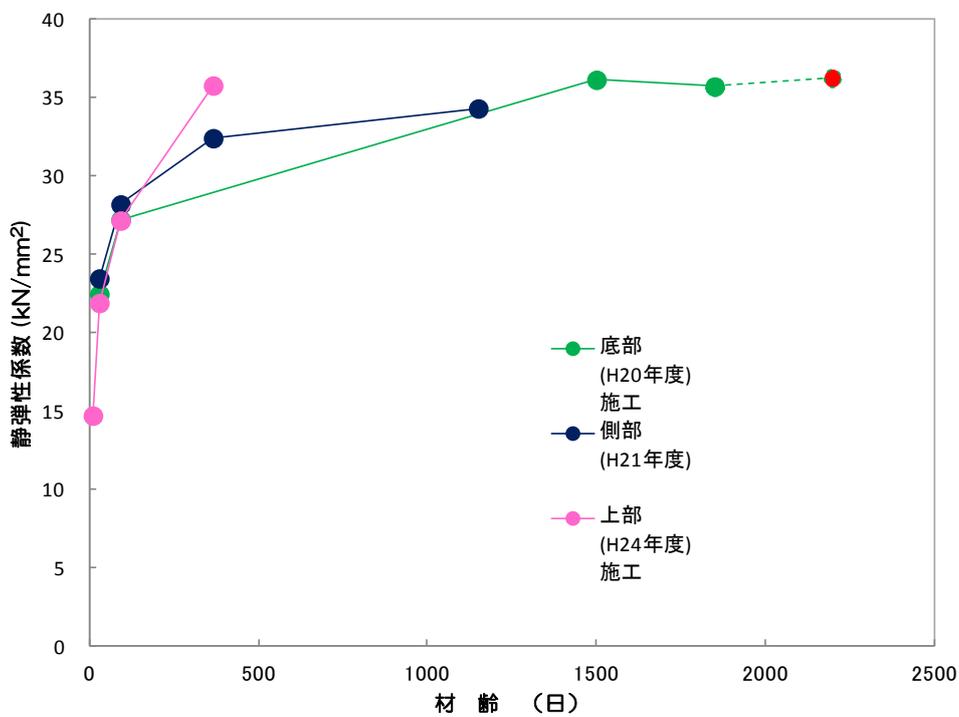


図 5.4-4 底部低拡散材の静弾性係数試験結果 (現場水中供試体)

(3) 試験のまとめ

H26 年度に実施した長期材齢評価試験の結果を表 5.4-14にまとめる。

表 5.4-14 長期材齢評価試験のまとめ

部材	部位	試験材齢	試験	品質管理			
				現場水中養生			
				1	2	3	平均
コンクリートピット	底部	2200 日	圧縮強度(N/mm ²)	98.7	104.1	102.7	101.8
			静弾性係数(kN/mm ²)	45.8	43.5	45.4	44.9
低拡散材	底部	2200 日	圧縮強度(N/mm ²)	115.5	116.4	117.7	116.5
			静弾性係数(kN/mm ²)	36.2	36.6	35.9	36.2

5.4.4 長期材齢物性値の評価

(1) 圧縮強度と弾性係数の相関関係

本年度に長期材齢評価した部位の圧縮強度試験と静弾性係数試験の試験結果より、両者の相互的關係を分析評価する。一般に静弾性係数は、圧縮強度から推定できる[3]。ここでは、長期材齢の試験結果を含めた静弾性係数と圧縮強度の關係を整理した。整理した図を図 5.4-5、図 5.4-6に示し、それぞれの近似式定数を表 5.4-15にまとめた。なお、圧縮強度と静弾性係数の關係は、60℃水中養生、105℃氣中養生を除く試験結果で近似式定数を整理した。

各部位の静弾性係数の発現性は、圧縮強度で表す近似式関数と相関が高い。したがって、事前に室内試験によって表 5.4-15示す近似式を取得することによって、静弾性係数は圧縮強度により推定が可能と考えられる。

表 5.4-15 強度近似式の定数

近似式		a	b	R ² 決定係数 (寄与率)
静弾性係数 E(t) と圧縮強度 f' _c (t)	$E(t) = a \times f'_c(t)^b$			
底部コンクリートピット		4.8934	0.4723	0.9758
底部低拡散材		4.6863	0.4305	0.9985

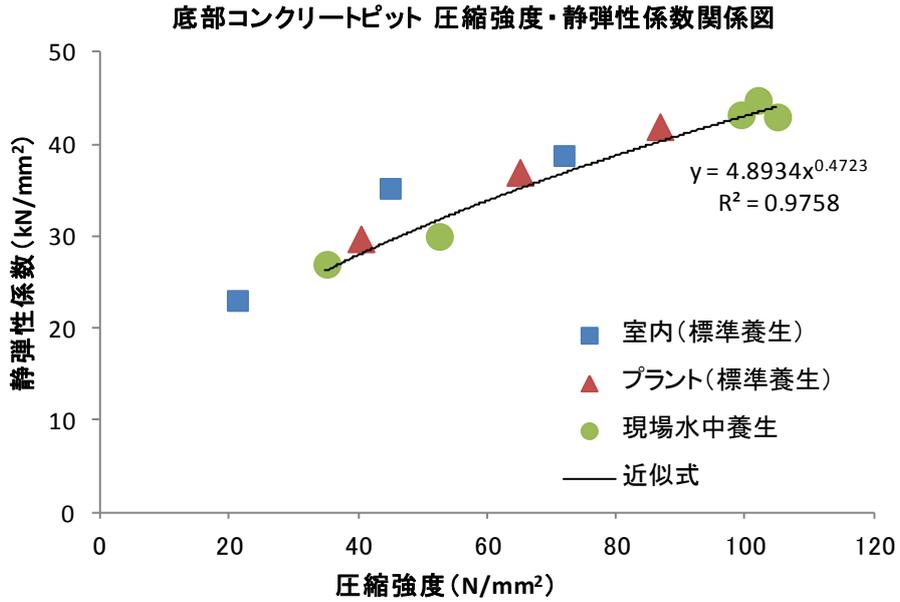


図 5.4-5 圧縮強度と静弾性係数の関係 (底部コンクリートピット)

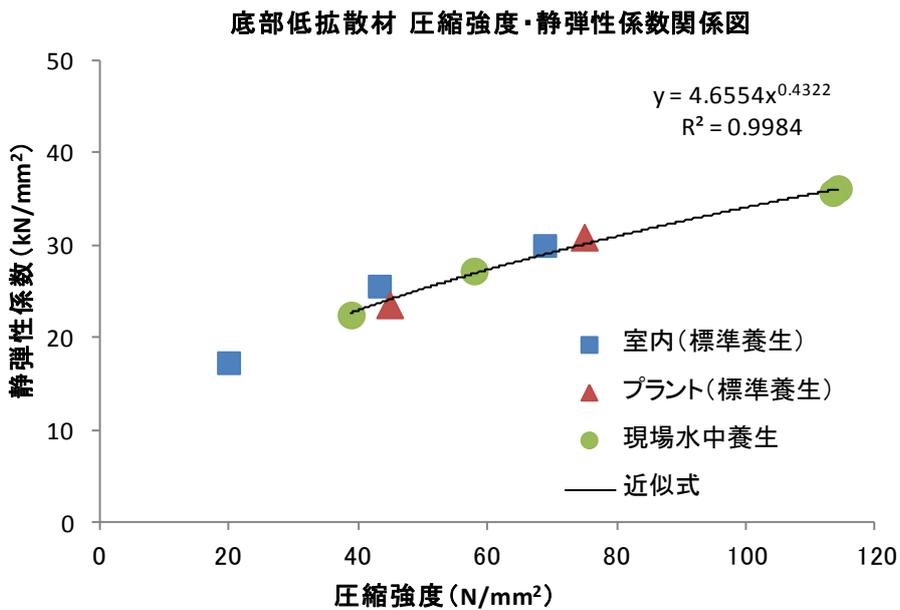


図 5.4-6 圧縮強度と静弾性係数の関係 (底部低拡散材)

【参考文献】

- [1]吉田亮 他：水銀圧入過程における内部空気泡の関与と水銀圧入の有効圧力範囲に関する研究，セメント・コンクリート論文集, Vo.60, pp.68-75 (2006)
- [2]安田和弘 他：カルシウム溶脱に伴うコンクリートの物理性能および物質移行性能の変化に関する検討，Cement Science and Concrete Technology, No.56, pp.492-498 (2002)
- [3]土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）、p.340-341、2008.3

第6章 施設・周辺岩盤挙動計測

第6章 施設・周辺岩盤挙動計測

6.1 実施概要

【目的】

平成 26 年度は、平成 25 年度に実施した施工試験（上部緩衝材、上部埋戻し材）を横断方向に拡張し、地下空洞の中心線を超えて実施した。これら拡張された部材の施工時および施工後の影響を検討するため、上部埋戻し材に各種計測器（沈下計および温度計）を設置し、その挙動を計測・把握すると共に、既設の計測機器による施設・周辺岩盤の挙動計測のデータを取得・整理（図化）し、傾向を把握するものである。

【まとめ】

今年度、施工した上部埋戻し材、上部緩衝材の施工による他部材への影響は、施工による上載荷重の変化が小さいことから他部材に与える影響は小さい。しかし、上部埋戻し材に設置した沈下計には変位が記録され、上部埋戻し材自体の自重によって沈下等の変形が生じていることが考えられる。

6.2 計測機器設置

6.2.1 上部埋戻し材計測器設置

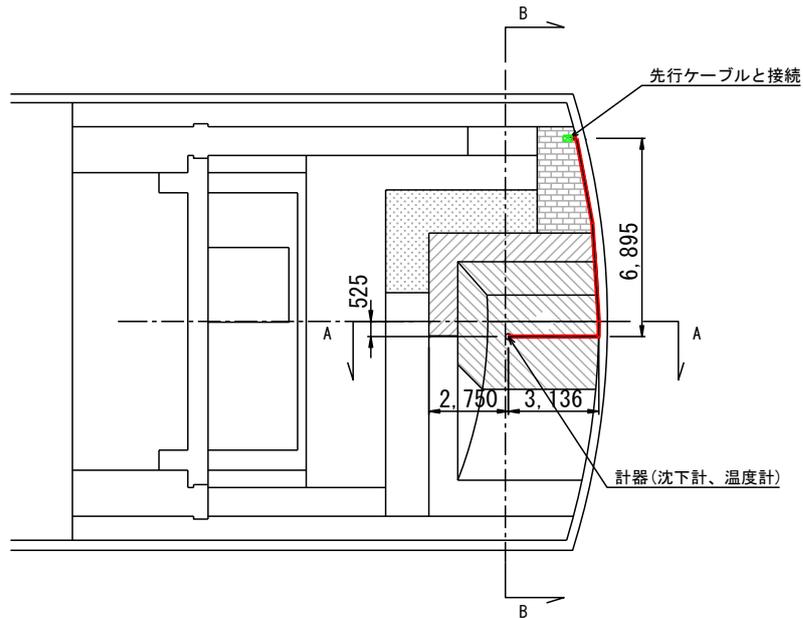
今年度は上部埋戻し材に沈下計 1 台、温度計 1 台を設置した。各計測器は、表 6.2-1 に示す挙動を計測する目的で選定した。

表 6.2-1 上部埋戻し材設置計測器の計測項目と目的

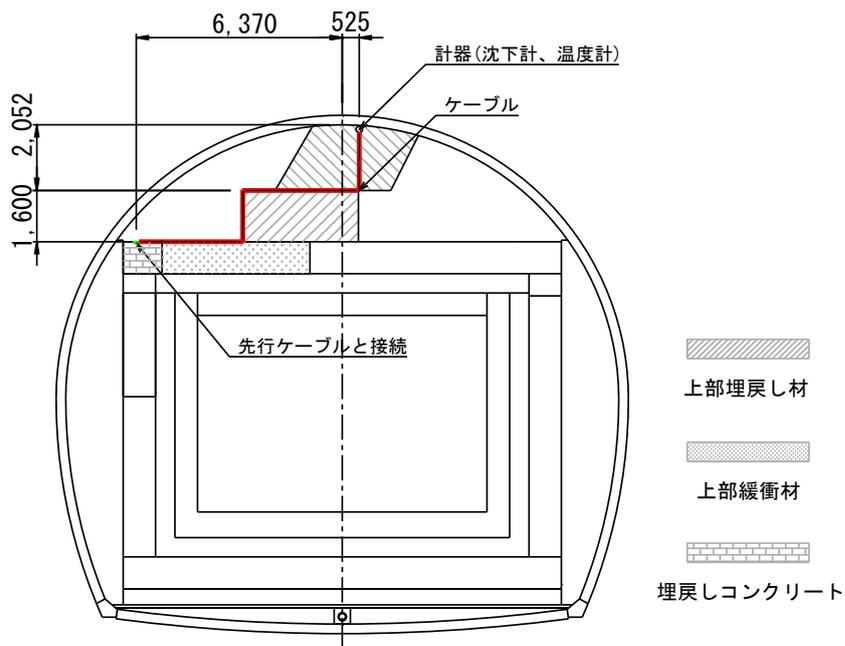
計測項目		目的
施設挙動	上部埋戻し材施工時および施工後の静的計測	上部埋戻し材の空洞アーチクラウン部付近に沈下計を設置し、上部埋戻し材と施設天端の隙間量を計測する。併せて温度計を設置して、沈下量の温度影響を把握する。

(1) 計器設置内容

表 6.2-1 に示した施設挙動計測のための計測器を上部埋戻し材に設置し、計測器およびセンサーケーブルの養生、動作確認を実施した。上部埋戻し材に設置する計器配置図を図 6.2-1 に示す。



(1) 平面図



(2) 横断面図(B-B 断面図)

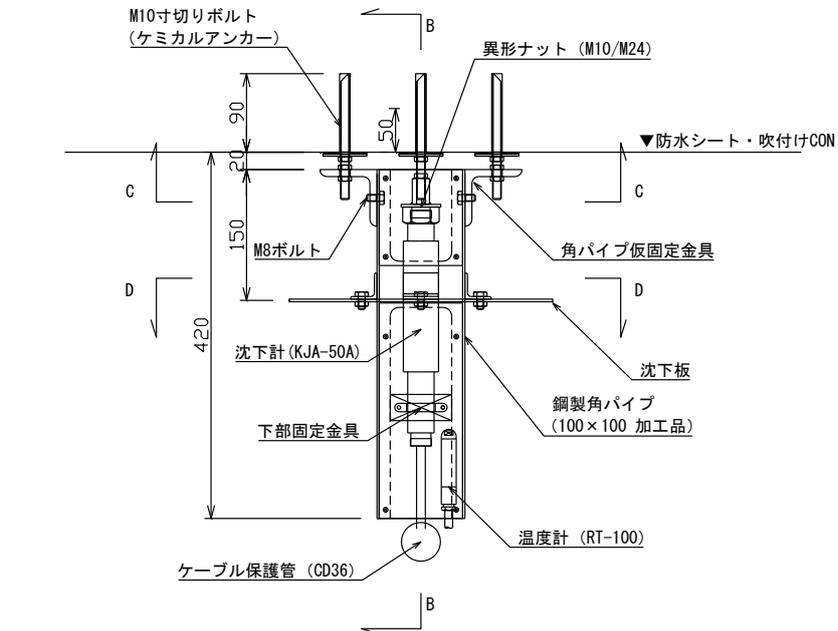
図 6.2-1 計器配置図

上部埋戻し材の計器断面図を図 6.2-2 に示す。

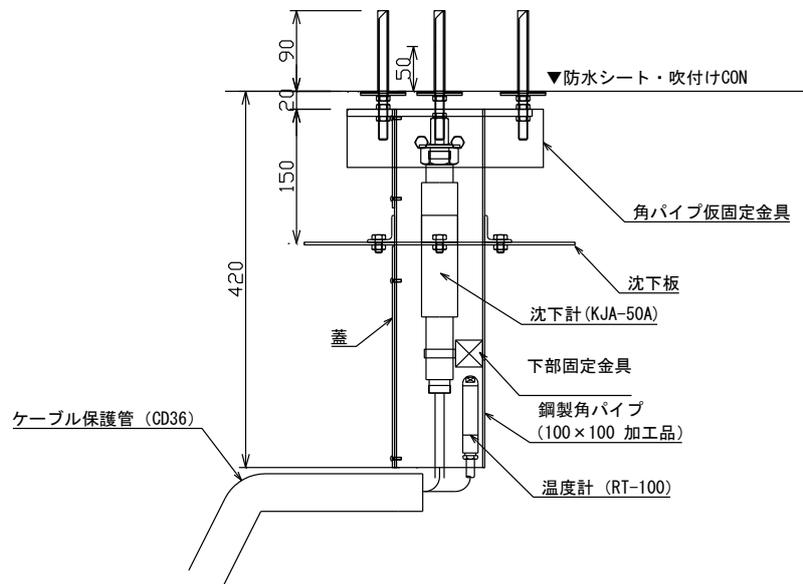
- ① 上部埋戻し材が沈下すると、沈下板および計器固定金具が上部埋戻し材とともに沈下する。
- ② 沈下計が連動して伸び、沈下量を計測する。

※沈下計の上部は吹付けコンクリートとボルトで固定されており（固定端）、下部は固定

- 金具で固定されているため、固定金具が沈下すると沈下計が連動して伸びる。
- ③ 沈下計の計測値を用いて、防水シートと上部埋戻し材間の隙間量（変位量）を分析する。



(1) 正面図 (A-A 断面図)



(2) 側面図 (B-B 断面図)

図 6.2-2 計器断面図

計器設置写真を図 6.2-3～図 6.2-6 に示す。

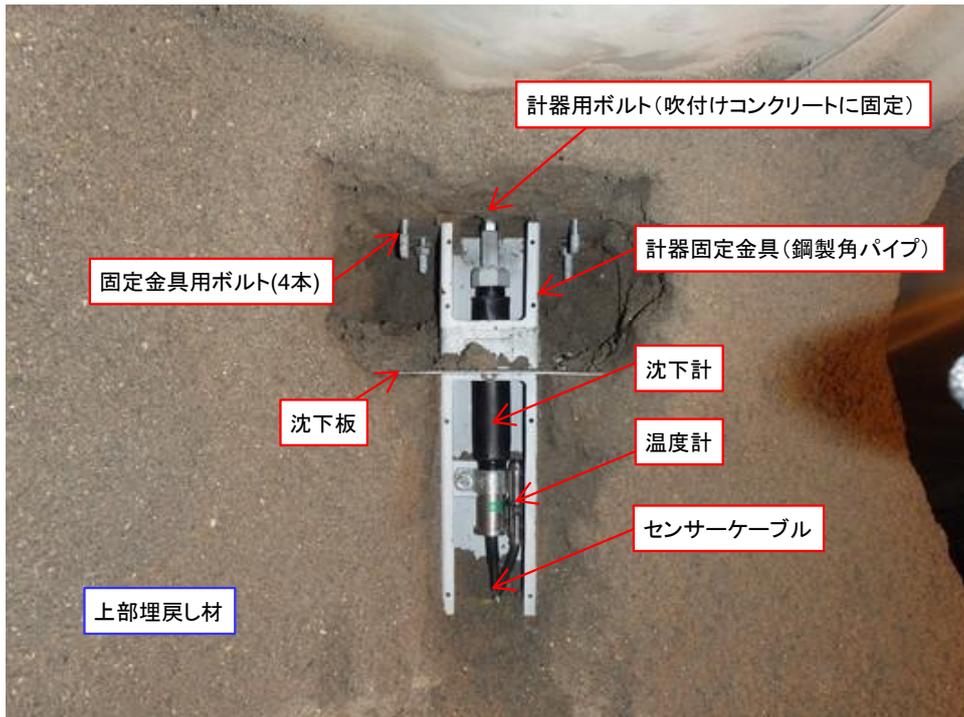


図 6.2-3 計器設置写真 (保護蓋取付前)



図 6.2-4 計器設置写真 (保護蓋取付後)



図 6.2-5 計器設置写真 (吹付け前)



図 6.2-6 計器設置写真 (吹付け後)

6.3 計測データの収集・図化

収集図化の対象となる計器は、昨年度までに設置した既設の計器および今年度新たに設置した計器である。(表 6.3-1 参照) 計測期間は、H26年2月1日~H27年2月20日までとし、「添付資料 5 施設・周辺岩盤挙動計測データ集」に今年度新設した計器を含む全計器の継時変化図をまとめた。

なお、本篇には、今年度設置した上部埋戻し材に新設した沈下計、坑内およびアクセス坑道坑口の環境計測(温度、湿度)データ、底部緩衝材、上部低拡散材の各部材、および施設周辺岩盤挙動(岩盤変位計、間隙水圧計)、地震計等の継時変化図等を示す。

表 6.3-1 点検計測器一覧表

年度	部材名称	計器種別	数量	計	
H19	坑内環境	温湿度(百葉箱)	1	1	
		間隙水圧計	31		
	周辺岩盤挙動	岩盤変位	6		37
		ひずみ計	106		
	埋戻し材	有効応力計	18		215
		無応力計	4		
		鉄筋計	34		
温度計		53			
H20	底部緩衝材	土圧計	8	31	
		加速度計	1		
		沈下計	5		
		温度計	1		
		水分計	12		
		間隙水圧計	4		
	底部低拡散材	ひずみ計	30	62	
		有効応力計	6		
		無応力計	1		
		温度計	15		
		継目計	5		
	底部コンクリートピット	せん断変位計	5	57	
		ひずみ計	30		
		有効応力計	10		
無応力計		1			
傾斜計		1			
側部コンクリートピット	温度計	15	80		
	ひずみ計	26			
	有効応力計	6			
	無応力計	2			
	鉄筋計	20			
H21	手前部 コンクリートピット	温度計	11	32	
		鉄筋計	10		
		無応力計	1		
		ひずみ計	10		
	側部低拡散材	ひずみ計	16	57	
		有効応力計	6		
		低剛性型有効応力計	1		
		無応力計	2		
		温度計	16		
		継目計	4		
充填材	せん断変位計	4	1		
	土圧計	6			
H22	充填材	加速度計	2	3	
		土圧計	1		
	上部充填材	土圧計	1		
		温度計	1		
側部緩衝材	土圧計	2	3		
	加速度計	1			
H24	上部コンクリートピット	ひずみ計	6	12	
		無応力計	1		
		温度計	3		
		有効応力計	2		
	上部低拡散材	ひずみ計	18	34	
無応力計		1			
温度計		9			
有効応力計		6			
H25	上部緩衝材	土圧計	1	2	
		加速度計	1		
H26	上部埋戻し材	沈下計	1	2	
		温度計	1		
全計測器数量			631		

6.3.1 坑内環境計測結果

【目的】

調査坑坑口ならびに試験空洞内の試験施設近傍 3 箇所の坑内気温および湿度の経時変化の傾向と場所による違いに着目した分析評価を目的とする。

【まとめ】

- 坑内気温、坑内湿度ともに季節変動が見られる。坑内平均気温は、H26 年 2 月～3 月の冬季期間では約 9℃～11℃で、H26 年 7 月～8 月の夏季期間では約 16℃～19℃となっている。坑内湿度では、夏季期間では日最高湿度と日最低湿度の差が 20%未満であるが、冬季期間に近づくにつれて日最低湿度が小さくなり、その結果湿度の差が 30%を越える日が見られる。

坑内環境およびアクセス坑道坑口の環境計測一覧を表 6.3-2 に示す。計器設置位置図および計測データを本編および「添付資料 5 施設・周辺岩盤挙動計測データ集」に示す。

表 6.3-2 坑内環境計測一覧

計測種別		設置位置	計器No.	測定開始日
百葉箱	温度	試験空洞内	A-①	2007/9/28
	湿度			
分散型 温湿度計	温度		B-①	2007/8/23
	湿度			
	温度			
	湿度			
	温度	アクセス坑 坑口	B-⑤	
湿度				

本試験における環境計測は、百葉箱温湿度計 1 基 (A-①) による空洞手前ならびに分散型温湿度計 2 基 (B-①、B-②) による試験施設近傍の坑内計 3 箇所と、分散型温湿度計 1 基 (B-⑤) による坑口 1 箇所で計測を行っている。以下、H26 年 2 月から H27 年 2 月までの環境計測結果の分析結果について以下に示す。

百葉箱温湿度計 A-①で計測された坑内気温と坑内湿度について、日平均、日最高、日最低、日較差を図 6.3-1 に示す。



平面図

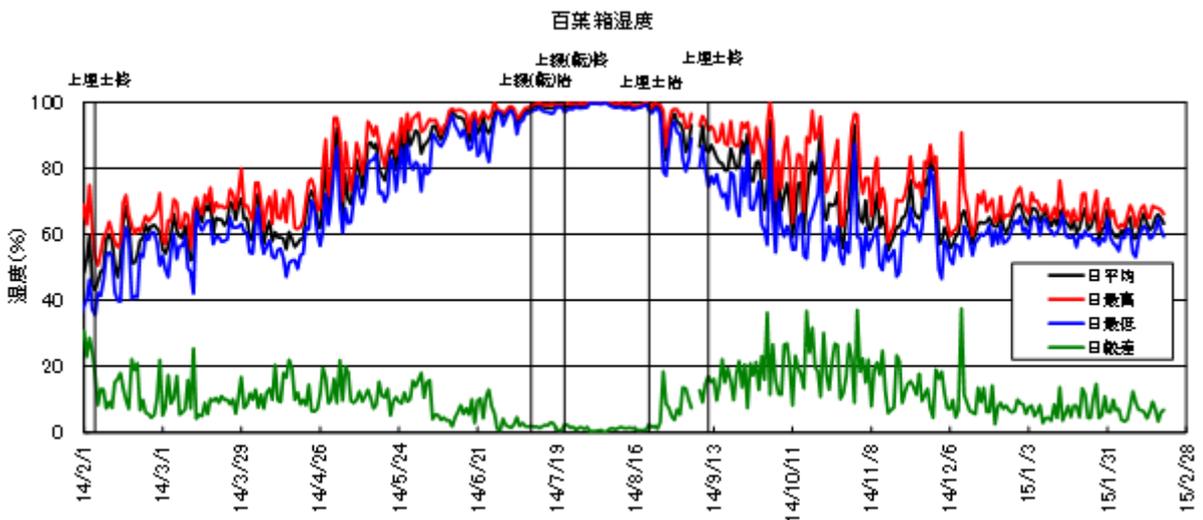
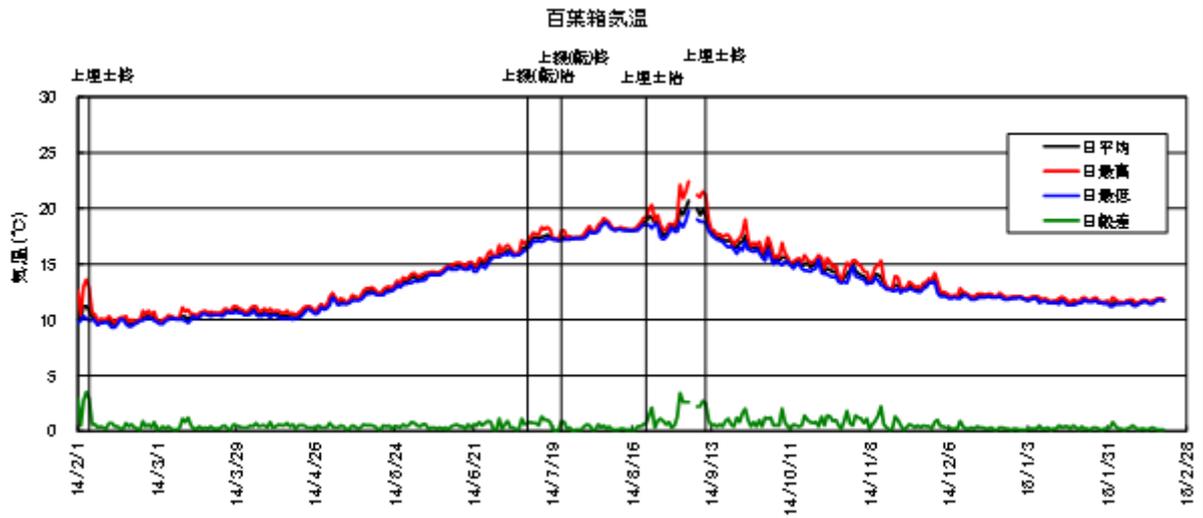


図 6.3-1 坑内気温・湿度の経時変化（百葉箱温湿度計 A-①）

坑内気温については、日平均気温、日最高気温、日最低気温ともに季節変動が見られる。坑内平均気温は、H26年2月～3月の冬季期間では約9℃～11℃で、H26年7月～8月の夏季期間では約16℃～19℃となっている。H26年7月10日～22日の上部緩衝材（転圧工法）およびH26年8月21日～9月11日の上部埋戻し材の施工期間では、施工に伴う坑内気温の上昇が見られる。気温の日較差（日最大－日最低）の最大値は、それぞれの施工期間で1.3℃、3.4℃となり、特に上部埋戻し材の施工では、吹付け機械の圧縮空気により坑内の気温が上昇し、気温の日較差が大きくなったと考えられる。

坑内湿度についても季節変動が見られ、夏季期間では日最高湿度と日最低湿度の差が20%未

満であるが、冬季期間に近づくにつれて日最低湿度が小さくなり、その結果湿度の差が 30%を越える日が見られる。

6.3.2 上部埋戻し材計測結果

【目的】

上部埋戻し材は、試験空洞アーチ部分に接して施工される。上部埋戻し材の材料はベントナイト混合土であり、試験空洞アーチ部分は吹付けコンクリートとその内側の防水シートで構成されている。両者（ベントナイト混合土と防水シート）の界面に隙間が発生すると、そこが水みちとなり、施設への水の侵入を早めてしまうことが懸念される。本計測は、その沈下発生の有無、およびその程度を把握することを目的とする。

【まとめ】

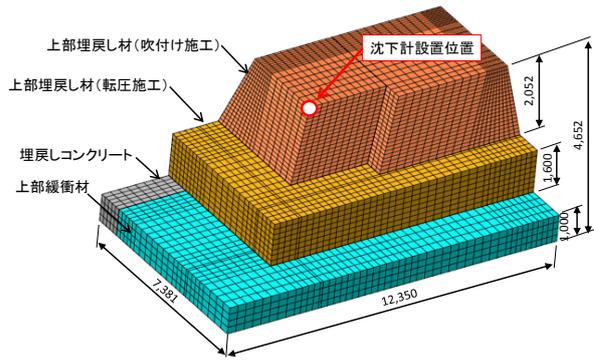
- ・ 上部埋戻し材に設置した沈下計の計測結果から、上部埋戻し材の施工中および施工後に上部埋戻し材が沈下挙動を示し、試験施設天端と上部埋戻し材間に隙間が発生する可能性があることがわかった。
- ・ 上部埋戻し材の温度変化が上部埋戻し材の沈下に与える影響は僅かにあるものの、今回の沈下は上部埋戻し材等の施工荷重に伴う沈下が支配的であると推察される。
- ・ 今後の課題として、今年度計測された上部埋戻し材の粘性的な沈下挙動について、計測の継続によるデータ蓄積に加えて、クリープ試験等の実施により時間依存の変形挙動の分析をしていくことが望まれる。また、施設天端と上部埋戻し材間に発生した隙間が施設の安全性能に与える影響を、再冠水後のフェーズを踏まえて評価していくことが望まれる。

計器設置は 9/9、自動計測は上部埋戻し材の吹付け施工再開直前(9/10 8:30)から開始した。その後の施工イベント（実績）を表 6.3-3 および図 6.3-2 に示す。

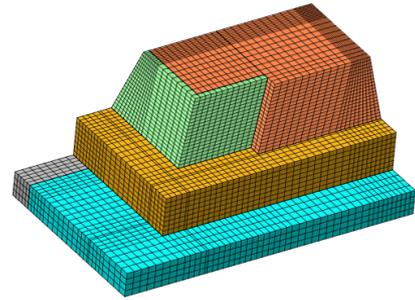
表 6.3-3 計器設置後の施工イベント（実績）

施工日時	施工材料	施工数量
9/10 AM	上部埋戻し材（吹付け施工）	4.8 t
9/10 PM	〃	4.8 t
9/11 AM	〃	4.1 t
9/25 AM	吹付けコンクリート（表面処理用）	5.3 t

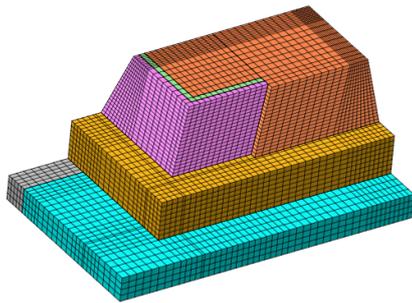
全計測期間の計測結果を図 6.3-3、そのうち上部埋戻し材の吹付け施工を実施した期間（期間①）の計測結果を図 6.3-4、表面処理用の吹付けコンクリートを施工した期間（期間②）を図 6.3-5 示す。



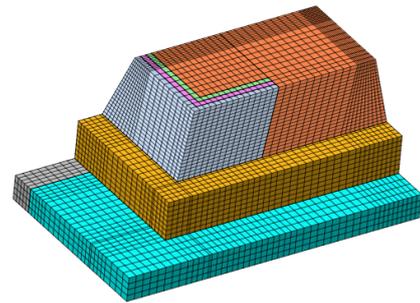
初期状態 (計器設置時)



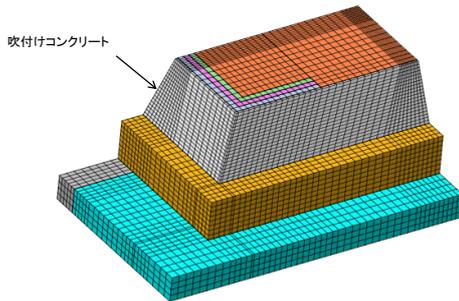
期間① 上部埋戻し材施工 (1回目)



期間① 上部埋戻し材施工 (2回目)



期間① 上部埋戻し材施工 (3回目)



期間② 吹付けコンクリート施工

図 6.3-2 施工イベント説明図 (期間①、②)

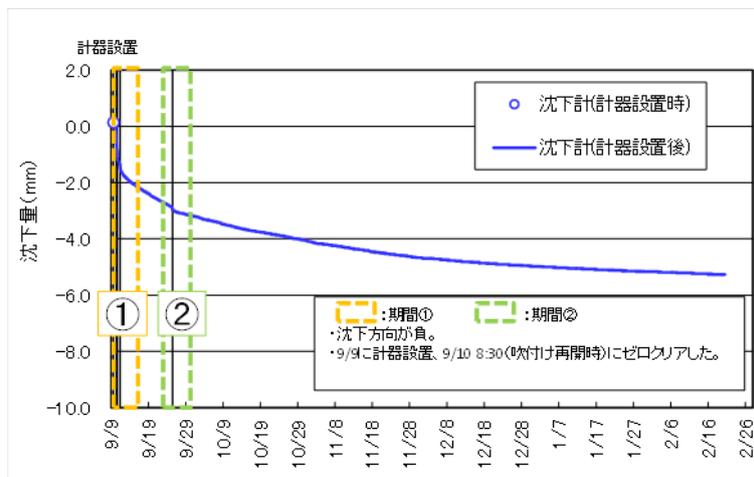


図 6.3-3 沈下計計測結果 (全計測期間)

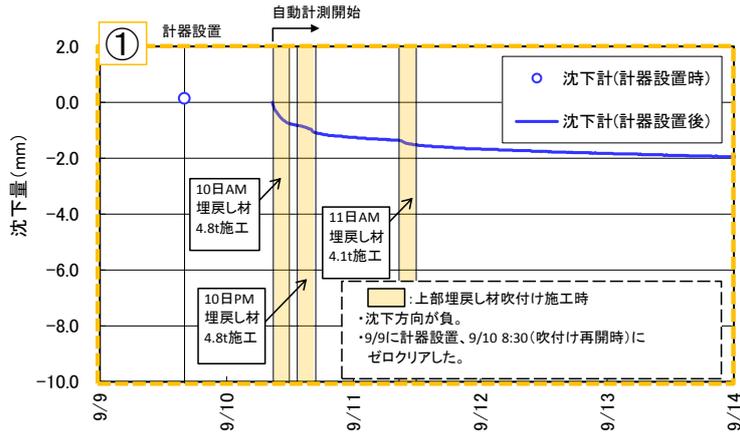


図 6.3-4 沈下計計測結果（期間①）

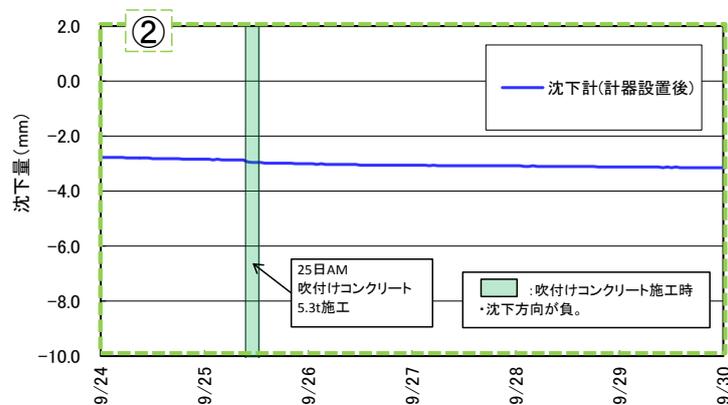


図 6.3-5 沈下計計測結果（期間②）

計測結果から、上部埋戻し材および吹付けコンクリートの施工イベントに伴い、沈下計で測定される変位量に粘性的な挙動が認められ、2月20日現在約5.2mmの変位量となっている。この沈下量は次第に収束しつつあるものの全体としては沈下が継続しており、計測の継続が望まれる。一方、この程度の沈下量では、将来、埋戻し材や緩衝材に作用する外力によって発生すると考えられる膨潤と沈下のバランスにより閉塞する可能性もあり、今後の計測に注意が必要である。

施工イベントと変位量の関係を求めるために、変位量の計測結果から変位速度（1日移動平均）を算出し、その経時変化を図6.3-6、図6.3-7（期間①）、図6.3-8（期間②）に示す。期間①の上部埋戻し材吹付け施工再開後は変位速度が大きくなる（最大1.1mm/day）が、上部埋戻し材吹付け施工が終了した翌日（9/12）には変位速度は約0.2mm/dayまで低減する。その後、期間②の吹付けコンクリート施工（9/25）の前まで変位速度は下がり続け（約0.07mm/day）、収束傾向がみられる。期間②の吹付けコンクリート施工時には一時的に変位速度が大きくなる（最大0.17mm/day）が、その後再び変位速度は収束する傾向が確認できる。

以上のことから、上部埋戻し材の沈下挙動は施工イベントと関連しており、施工位置が計器位置から離れるほど計器位置の沈下に与える影響が小さくなることが推察される。

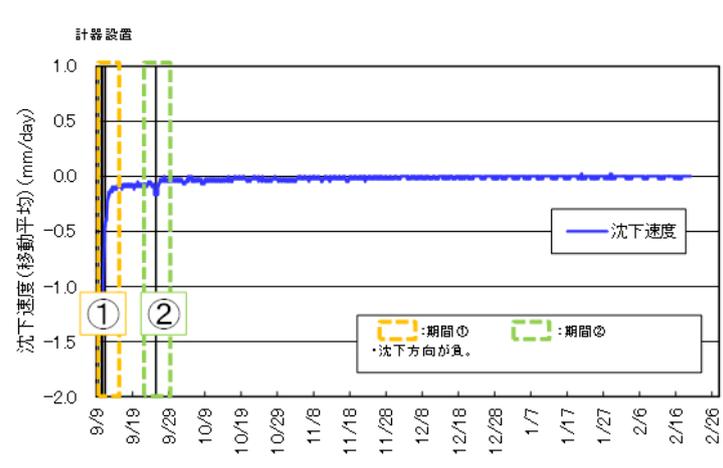


図 6.3-6 変位速度継時変化図（全計測期間）

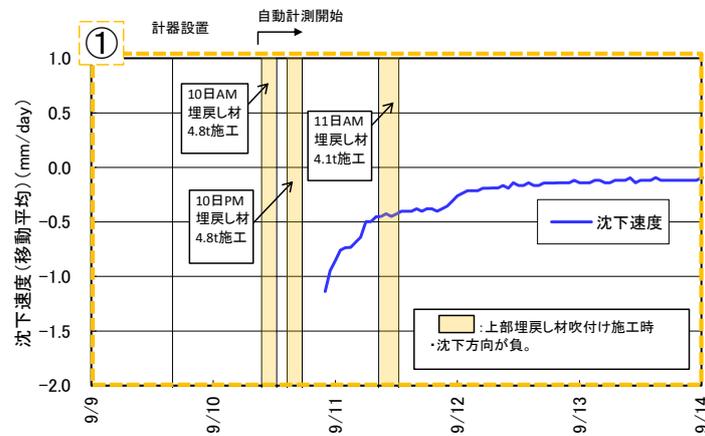


図 6.3-7 変位速度継時変化図（期間①）

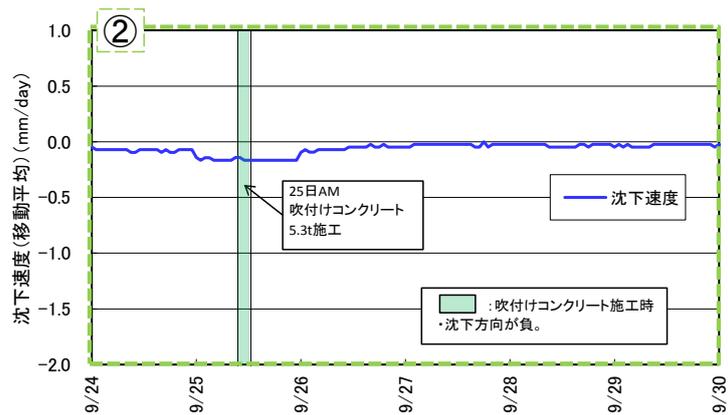


図 6.3-8 変位速度継時変化図（期間②）

6.3.3 地震観測

回収されたデータは、表 6.3 4 に示す 16 個の地震動である。このうち、最も震度が大きいも

のは 8 月 10 日に発生した青森県東方沖を震源とするマグニチュード M6.1、震度 3 の地震である。

この 8 月 10 日の加速度時刻歴を示す。その他の加速度時刻歴については、「添付資料 6 地震動観測データ集」に示す。

表 6.3-4 地震動一覧

日 時	震源地	マグニチュード	震源深さ	震源距離 (六ヶ所村尾駁)	震度 (六ヶ所村尾駁)	備考
2014/5/19 21:02:29	青森県 東方沖	M4.2	57km	79km	1	
2014/6/9 7:50:59	青森県 東方沖	M4.6	82km	85km	2	
2014/6/15 2:31:42	岩手県 内陸南部	M5.5	94km	199km	2	
2014/7/5 7:42:05	岩手県沖	M5.9	49km	164km	2	
2014/7/21 3:32:48	択捉島 南東沖	M6.4	30km	733km	1	
2014/7/25 13:18:16	青森県 東方沖	M4.9	66km	110km	2	
2014/8/10 12:43:18	青森県 東方沖	M6.1	51km	94km	3	加速度時刻歴 を示す
2014/9/10 10:09:36	岩手県沖	M4.9	67km	124km	1	
2014/10/3 9:57:30	岩手県沖	M5.7	28km	142km	2	
2014/10/11 11:35:46	青森県 東方沖	M6.1	36km	162km	2	
2014/10/14 6:25:00	青森県 東方沖	M4.4	81km	87km	1	
2014/10/27 13:33:01	青森県 東方沖	M4.3	92km	111km	1	
2014/11/2 17:41:38	青森県 東方沖	M4.0	106km	118km	1	
2015/1/9 3:42:11	根室地方 北部	M5.5	126km	436km	1	
2015/2/17 8:06:35	三陸沖	M6.9	13km	198km	2	
2015/2/17 13:46:39	岩手県沖	M5.7	50km	127km	2	

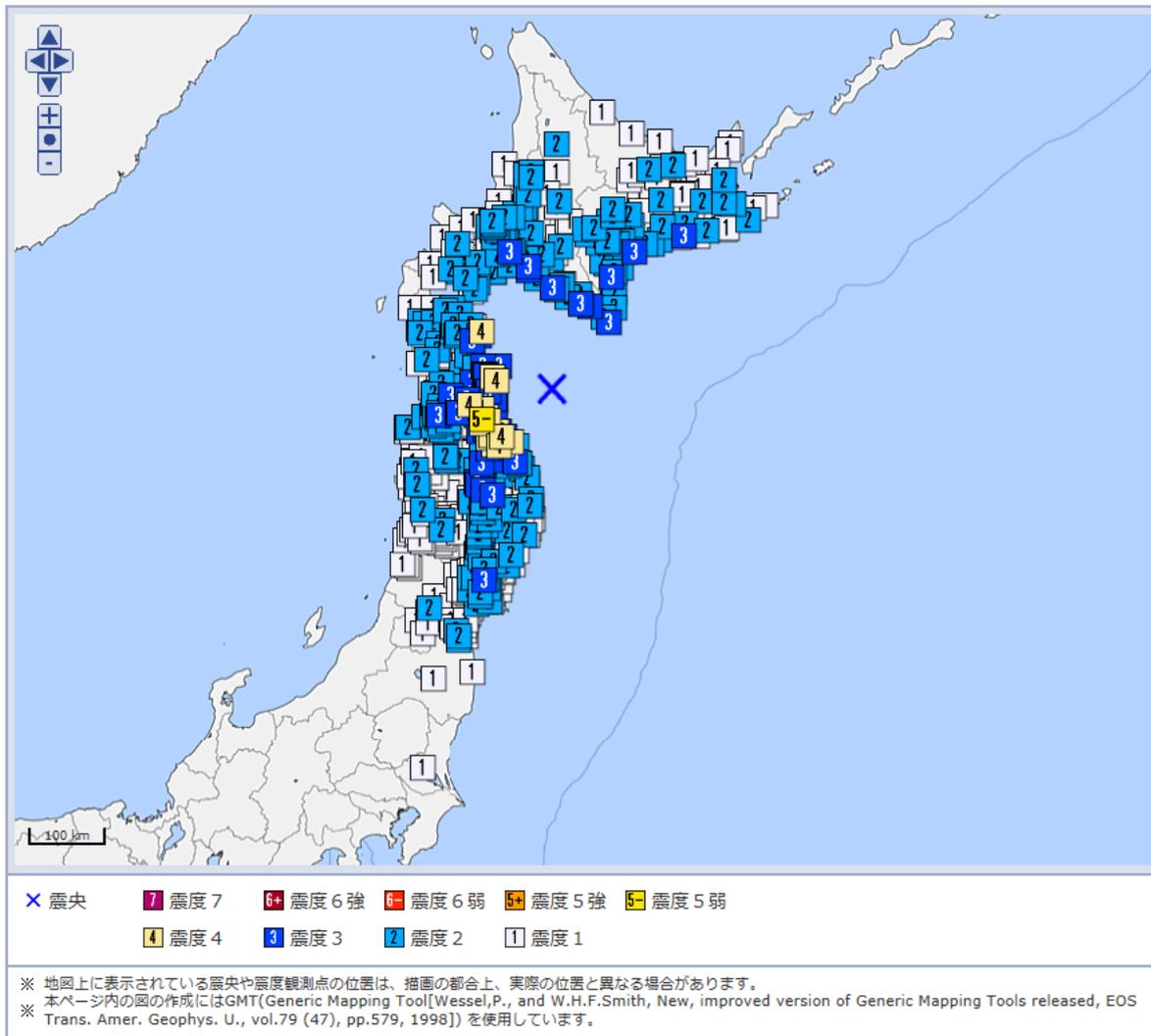
※地震観測のトリガ条件：マススタとするセンサー（地震計①）で、xyz 方向のいずれかが 1Gal 以上

(1) 気象庁発表情報

気象庁発表情報を図 6.3-9 に示す。

発生日時：2014年8月10日

震度分布図



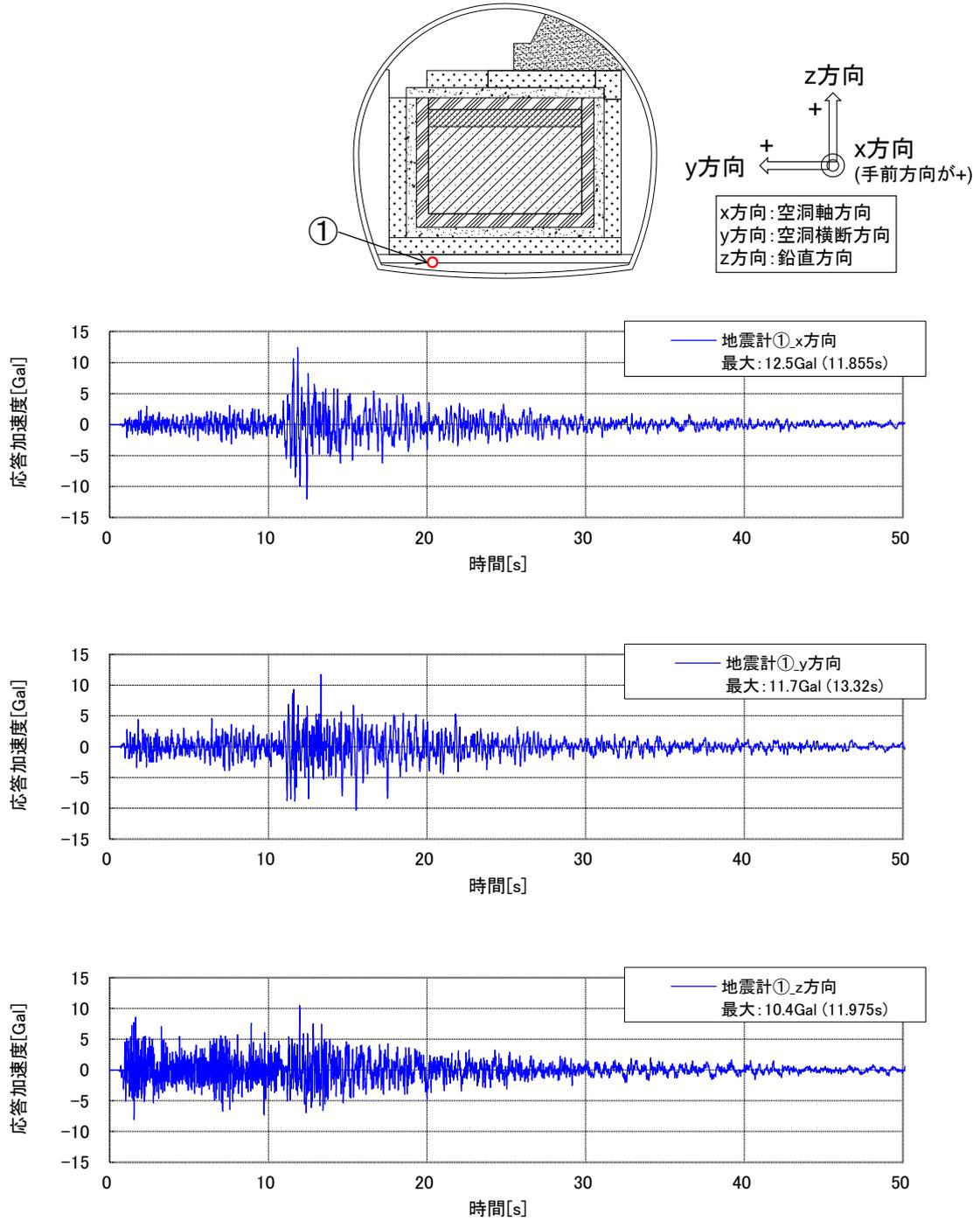
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/08/10 12:43:18.1	青森県東方沖	41°08.0'N	142°16.7'E	51km	M6.1	5弱

図 6.3-9 気象庁発表情報 (2014年8月10日)

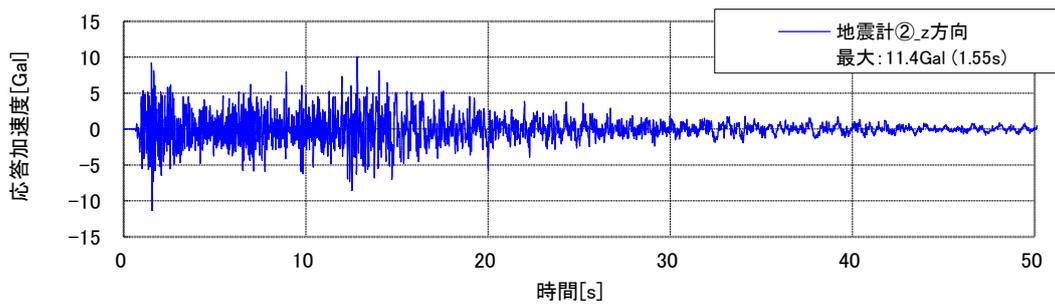
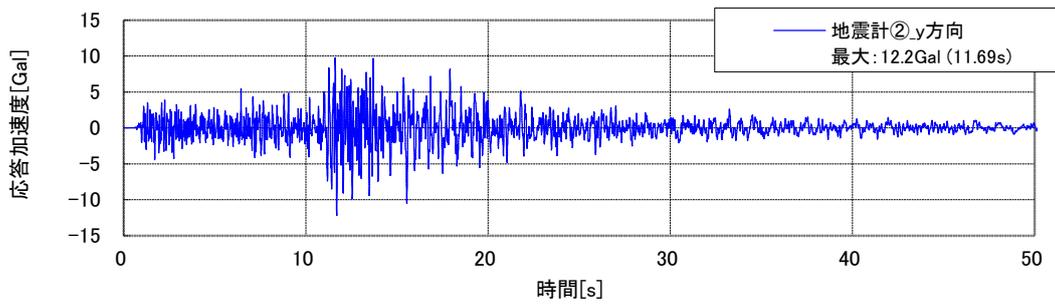
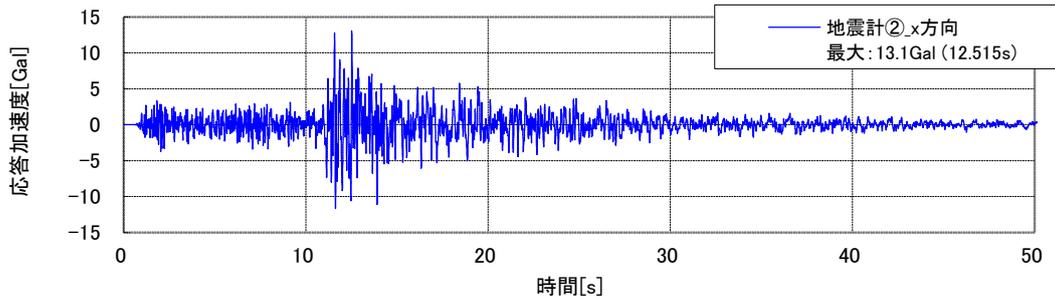
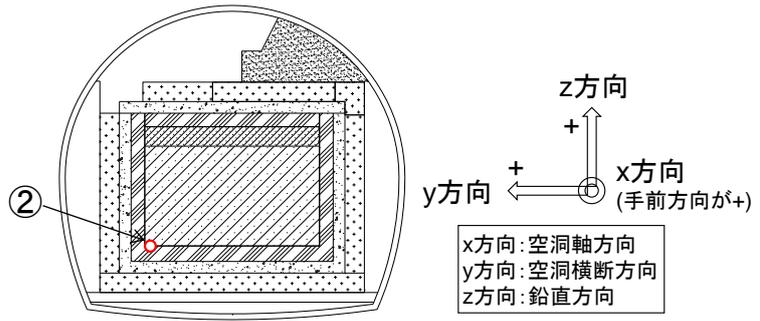
(2) 観測データ

加速度時刻歴を図 6.3-10～図 6.3-12 に示す。



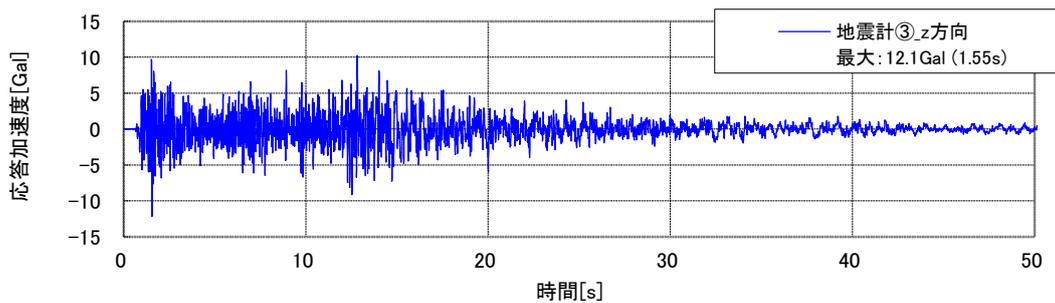
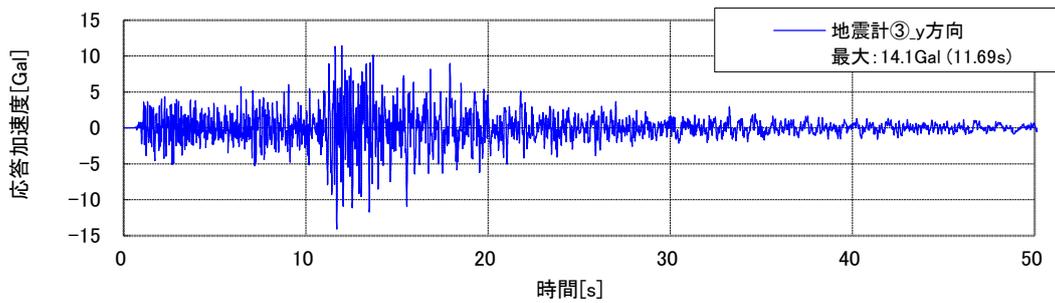
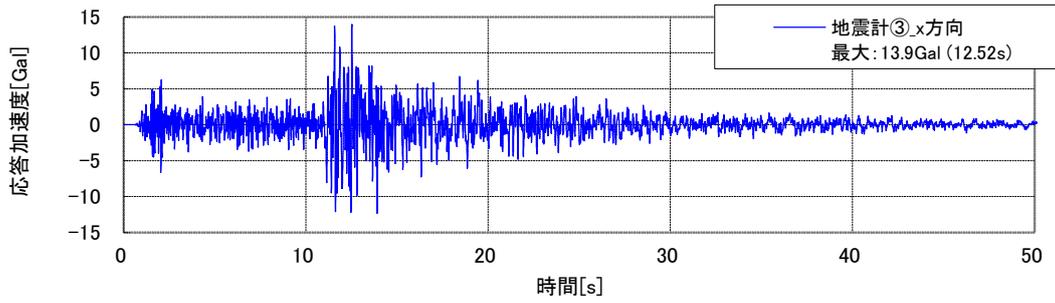
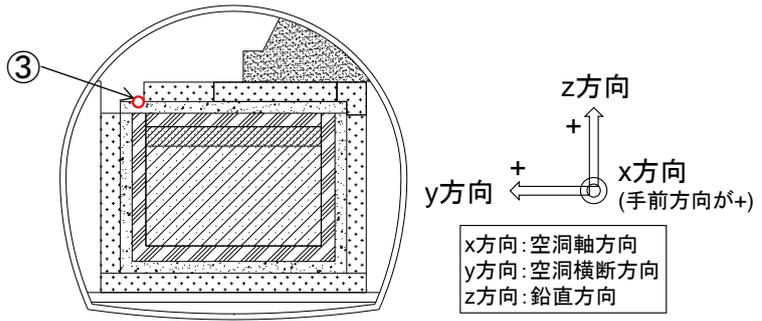
※上から x、y、z 方向

図 6.3-10 地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 8 月 10 日)



※上から x、y、z 方向

図 6.3-11 地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 8 月 10 日)



※上から x、y、z 方向

図 6.3-12 地震計③の加速度時刻歴 (2014年8月10日)

6.3.4 底部緩衝材計測結果

【目的】

底部緩衝材の主な要求機能は、「建設・作業中の力学的安定性」である。底部緩衝材上において行われるコンクリートピットの構築、廃棄体定置作業等の上載荷重に対して、支持部材とし

て十分な強度が要求される。

今年度の施工確認試験では上部緩衝材や上部埋戻し材を施工して、上載荷重が増加した。底部緩衝材に作用する土圧や沈下計による計測挙動を把握することを目的とする。

【まとめ】

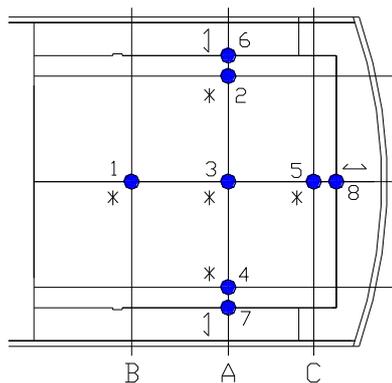
- ・今年度は、上部緩衝材、上部埋戻し材を施工して上載荷重が約 1.48MN（上載圧 0.007N/mm²）加増された。
- ・今年度に生じた土圧最大値は 0.16N/mm² で、H22 年度に確認された最大値 0.21N/mm² より小さい値であった。過年度の最大値 0.21N/mm² では、底部緩衝材の極限支持力 1.85N/mm² と比較して、安全率 8 程度が確保されている。
- ・今年度の沈下量の変動は最大 0.06mm 程度と小さい。

底部緩衝材の主な要求機能は、「建設・操業中の力学的安定性」である。底部緩衝材上において行われるコンクリートピットの構築、廃棄体定置作業等の上載荷重に対して、支持部材として十分な強度が要求される。

今年度の施工確認試験では上部緩衝材や上部埋戻し材を施工して、上載荷重が増加したことから、以下に、底部緩衝材に作用する土圧計や沈下計による計測結果を示す。

(1) 計測器配置と上載荷重

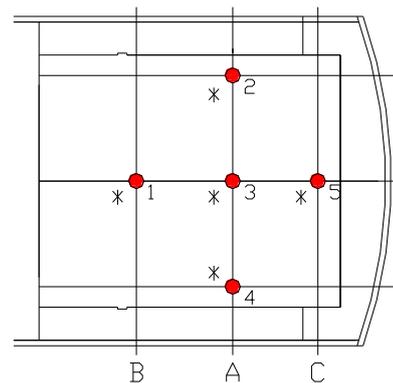
底部緩衝材には、図 6.3-13、図 6.3-14 に示すように、鉛直方向土圧測定のため底部埋戻し材界面に 5 箇所、側方土圧測定のため側部埋戻し材に 2 箇所、奥部埋戻し材に 1 箇所土圧計を設置している。また、沈下計は底部緩衝材上面に 5 箇所設置している。なお沈下計のうち空洞横断方向右側の計測器（B-T-4）は測定不良のため、対象からはずした。



計器番号：B-D-○（○は上記番号）

- 1～5：底部埋戻し材との界面
- 6,7：側部 " ← ↓：水平
- 8：奥部 " *：鉛直

(1) 土圧計

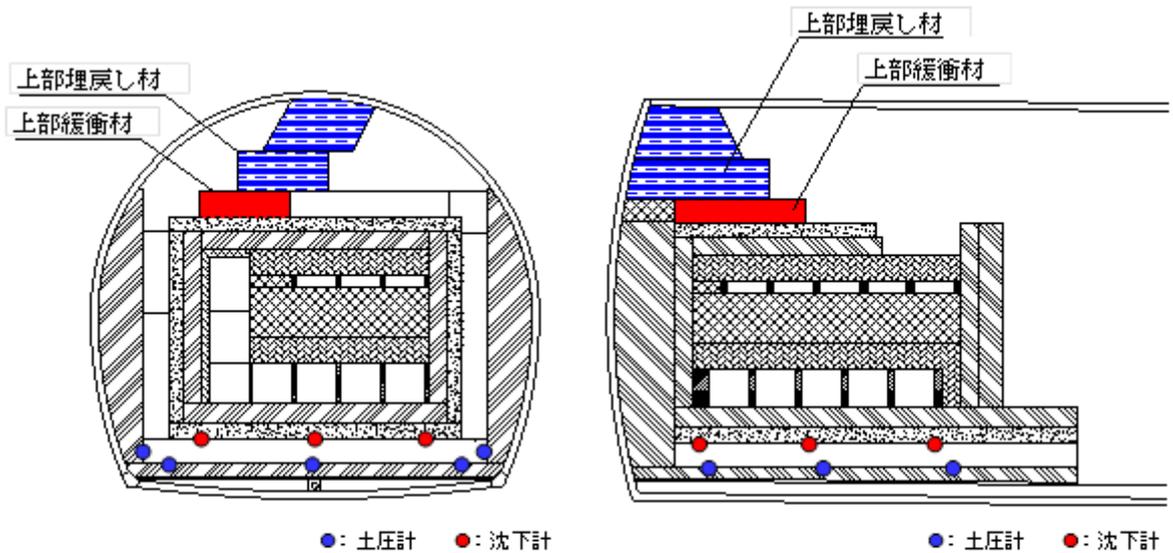


計器番号：B-T-○（○は上記番号）

*：鉛直

(2) 沈下計

図 6.3-13 土圧計・沈下計設置位置図（平面図）



(1) 横断面図 (2) 縦断面図

図 6.3-14 土圧計・沈下計設置位置図 (横断面図、縦断面図)

H19年度に実施した底部緩衝材施工から今年度施工試験終了時までの施工イベント毎の上
 載荷重を表 6.3-5 に示す。今年度の上部緩衝材と上部埋戻し材の施工によって、重量の加増
 は約 1.48MN (上載圧 0.007N/mm²) で、上部埋戻し材施工終了時の累計重量は 40.67MN (累
 計上載圧 0.208N/mm²) である。

表 6.3-5 底部緩衝材の上載荷重一覧

施工年度	No.	部材	単位重量※ ³ (tf/m ³)	寸法			重量 (MN)	累計重量 (MN)	上載圧※ ¹ (N/mm ²)	累計上載圧 (N/mm ²)
				幅 (m)	奥行き (m)	高さ (m)				
H19～20	1	底部緩衝材	1.993	13.6	16.1	1.0	4.27	4.27	0.020	0.020
H20	2	底部低拡散材	2.247	11.6	16.1	0.6	2.46	6.72	0.013	0.033
	3	底部CP	2.497	10.4	16.1	0.8	3.27	9.99	0.018	0.050
	4	奥部CP	2.497	10.4	0.7	6.8	1.21	11.20	0.007	0.057
	5	側部CP (左右)	2.497	0.7	10.7	6.8	2.51	13.71	0.013	0.070
	6	模擬廃棄体 (25ヶ)	2.686	1.6	1.6	1.6	2.70	16.41	0.015	0.085
H21	7	手前部CP	2.497	11.6	0.7	7.4	1.47	17.89	0.008	0.093
	8	側部低拡散材 (左右)	2.247	0.6	11.4	7.6	2.30	20.19	0.012	0.105
	9	充填材	2.267	※2			0.41	20.60	0.002	0.107
	10	上部充填材	2.391	7.1	10.7	1.0	1.77	22.37	0.010	0.117
H22	11	普通コンクリート①	2.300	7.1	10.7	2.0	3.47	25.84	0.019	0.136
	12	普通コンクリート②	2.300	-	-	-	0.27	26.11	0.001	0.137
	13	模擬廃棄体 (6ヶ)	-	-	-	-	0.09	26.20	0.001	0.138
	14	模擬廃棄体打設	2.300	-	-	-	1.16	27.36	0.006	0.144
	15	充填材 (鉛直)	2.267	-	-	-	1.65	29.01	0.009	0.153
	16	充填材 (水平)	2.267	-	-	-	0.15	29.16	0.001	0.153
	17	上部充填材	2.391	7.1	10.7	1.0	1.77	30.93	0.010	0.163
H22～24	18	側部緩衝材 (左右)	1.993	1.0	11.4	8.2	3.63	34.56	0.017	0.180
H24	19	上部コンクリートビット	2.497	7.6	9.0	0.7	1.17	35.73	0.005	0.185
	20	上部低拡散材	2.247	8.0	11.6	0.6	1.22	36.95	0.006	0.191
	21	上部緩衝材 (隅角部)	1.965	-	-	-	0.25	37.20	0.001	0.192
H25	22	上部緩衝材 (平面部)	-	-	-	-	0.63	37.83	0.003	0.195
	23	上部埋戻し材 (吹付け)	-	-	-	-	0.56	38.39	0.003	0.197
	24	上部埋戻し材 (転圧)	-	-	-	-	0.80	39.19	0.004	0.201
H26	25	上部緩衝材	-	-	-	-	0.36	39.55	0.002	0.202
	26	上部埋戻し材	-	-	-	-	1.12	40.67	0.005	0.208

※1 重量を受面積で除して上載圧を算出している

(No.1: 底部緩衝材面積、No.2～17: 底部低拡散材面積、No.18～26: 底部低拡散材+側部緩衝材面積)

※2 充填材体積は、(廃棄体体積を含む充填材体積)-(廃棄体体積)より算出している

※3 コンクリートビットの単位重量は、コンクリート標準示方書の鉄筋コンクリートの単位重量としている

(2) 土圧挙動

H26年2月1日～H27年2月20日の土圧計計測値の経時変化を図 6.3-15、図 6.3-16 に示す。土圧挙動は季節的な温度変化に伴う変動をしており、図 6.3-15 で試験施設を横断方向でみたとき、施設中央の土圧変動幅が小さく、左右端部および側壁の土圧の変動幅が相対的に大きい傾向がある。これは、図 6.3-17 に示すように、H25年度の挙動傾向と同じである。また、今年度の施工は、図 6.3-14 に示すように、空洞の中心付近から左側で実施しており、底部緩衝材に偏荷重が作用することが考えられる。

今年度の施工開始（H26年7月10日）からの、鉛直および水平方向の土圧変化量比較（A断面左右）を図 6.3-18、図 6.3-19 に示す（H26年7月10日でゼロクリアしている）。これより、鉛直、水平方向ともに今年度の施工開始以降、土圧が増加している。左右で比較すると、鉛直、水平方向ともに左側（B-D-2、B-D-6）の土圧変化量が大きく、左右の差分はH27年2月20日時点で、鉛直方向は 0.016N/mm^2 、水平方向は 0.007N/mm^2 となり、底部緩衝材に偏荷重が作用していることがわかる。

季節変動の例として、A断面中央の土圧計（B-D-3）とその付近に設置してある温度計（B-O-1）の今年度の計測結果から求めた、土圧計計測値と温度計計測値の関係を図 6.3-20 に示す。これより土圧計計測値と温度計計測値には明瞭な正の相関が認められる。

今年度の各計器の土圧最大値とH26年2月1日からの増分を表 6.3-6 に示す。今年度の増分は最大 0.004N/mm^2 と小さい。また、A断面左側の計器で最大値 0.164N/mm^2 が確認されている。これまでに確認されている土圧最大値はA断面左側でH22年度の 0.21N/mm^2 であり今年度の値と同等である。H22年度地下空洞型処分施設性能確認試験の施設・周辺岩盤挙動計測において、底部緩衝材の極限支持力を 1.85N/mm^2 と設定[1]しており、支持力に対する安全率は8程度を確保している。

H20年2月15日の計測開始から今年度計測終了時（H27年2月20日）までに測定されたA断面左右位置（B-D-2、B-D-4）の土圧計計測値の経年変化を図 6.3-21 に示す。両者とも、季節変動を繰り返しながら、上載荷重の増加に伴い増加し、上載荷重レベルとほぼ同じように変化する。図中の実荷重は、表 6.3-5 の累計上載圧である。左右位置（B-D-2、B-D-4）で比較すると、H22年（2010年）9月の側部緩衝材（右側）施工までは両者で同じトレンドで変動しているが、その後、H24年（2012年）7月の側部緩衝材（左側）施工までの期間、両者の土圧変化は反転するような挙動を示す。これは施工イベントが、H22～H23年度で右側の側部緩衝材施工、その後H23～24年度で左側の側部緩衝材施工を実施しており、施工に伴う本施設の季節変動の影響が左右で異なるためと考えられる。H24年（2012年）7月の側部緩衝材（左側）施工後からは、左右の側部緩衝材の状態がほぼ同等となり、両者で同じトレンドを示すようになる。H27年2月現在で左側（B-D-2）が右側（B-D-4）より 0.076N/mm^2 大きくなっている。

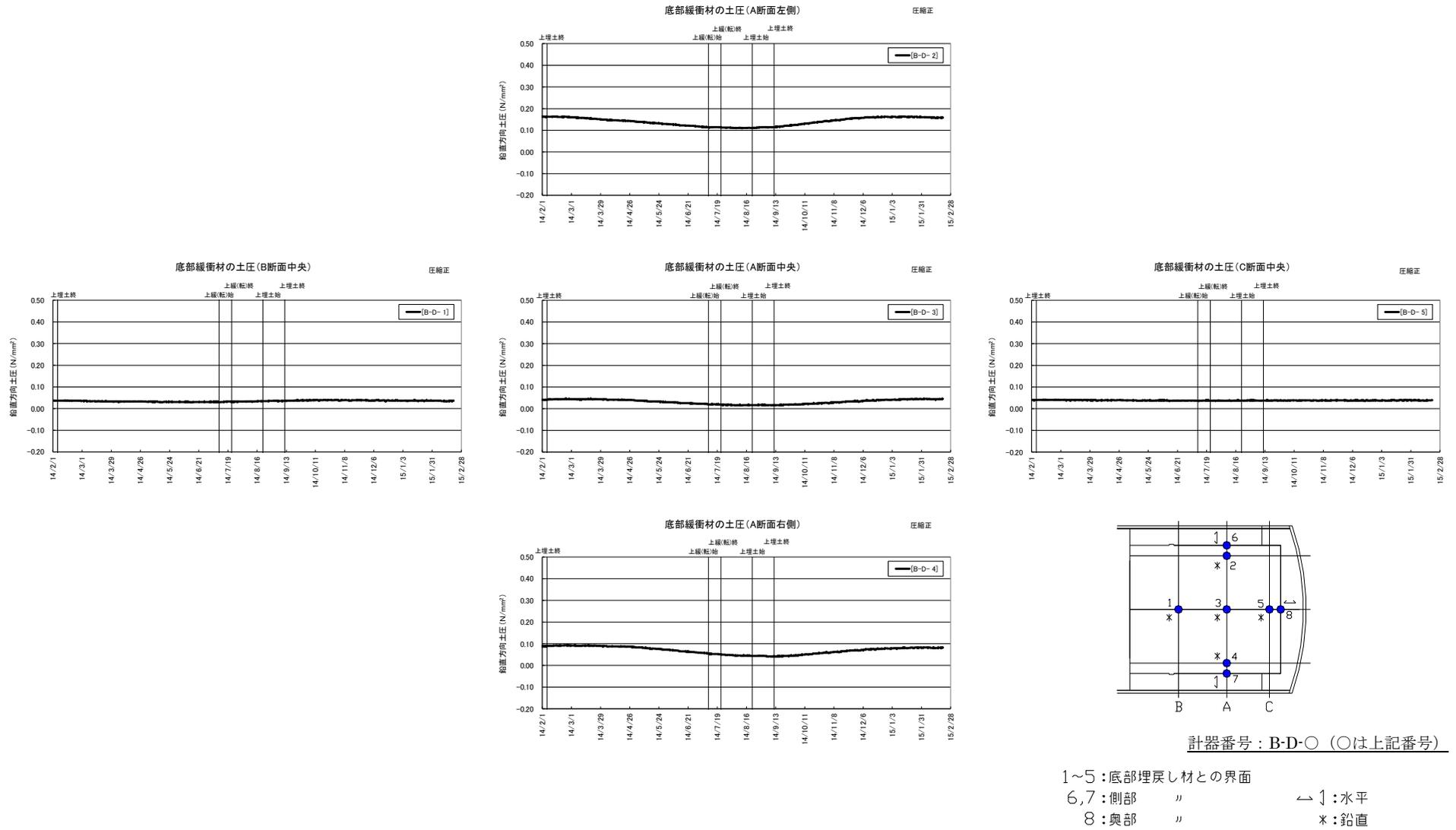
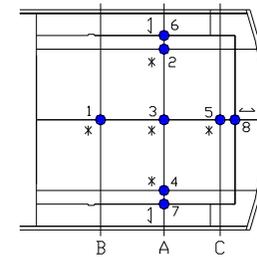
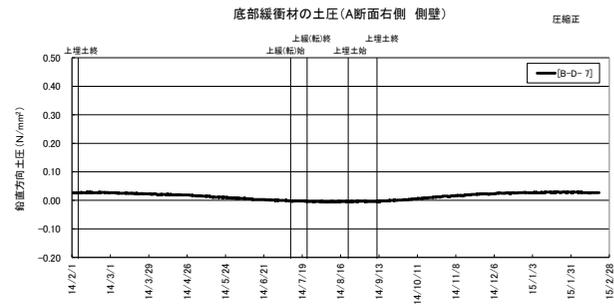
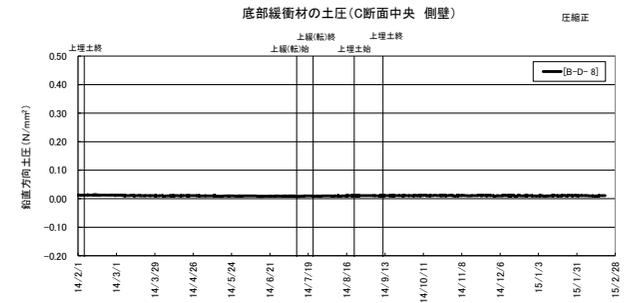
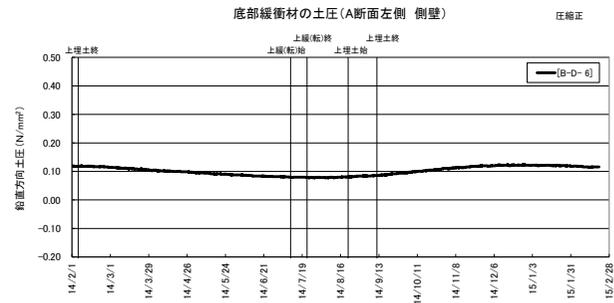


図 6.3-15 底部緩衝材 土圧計計測結果 (鉛直方向)



計器番号：B・D・○ (○は上記番号)

- 1~5：底部埋戻し材との界面
- 6,7：側部 ↙ ↓：水平
- 8：奥部 ↘ ↓：鉛直

図 6.3-16 底部緩衝材 土圧計計測結果 (水平方向)

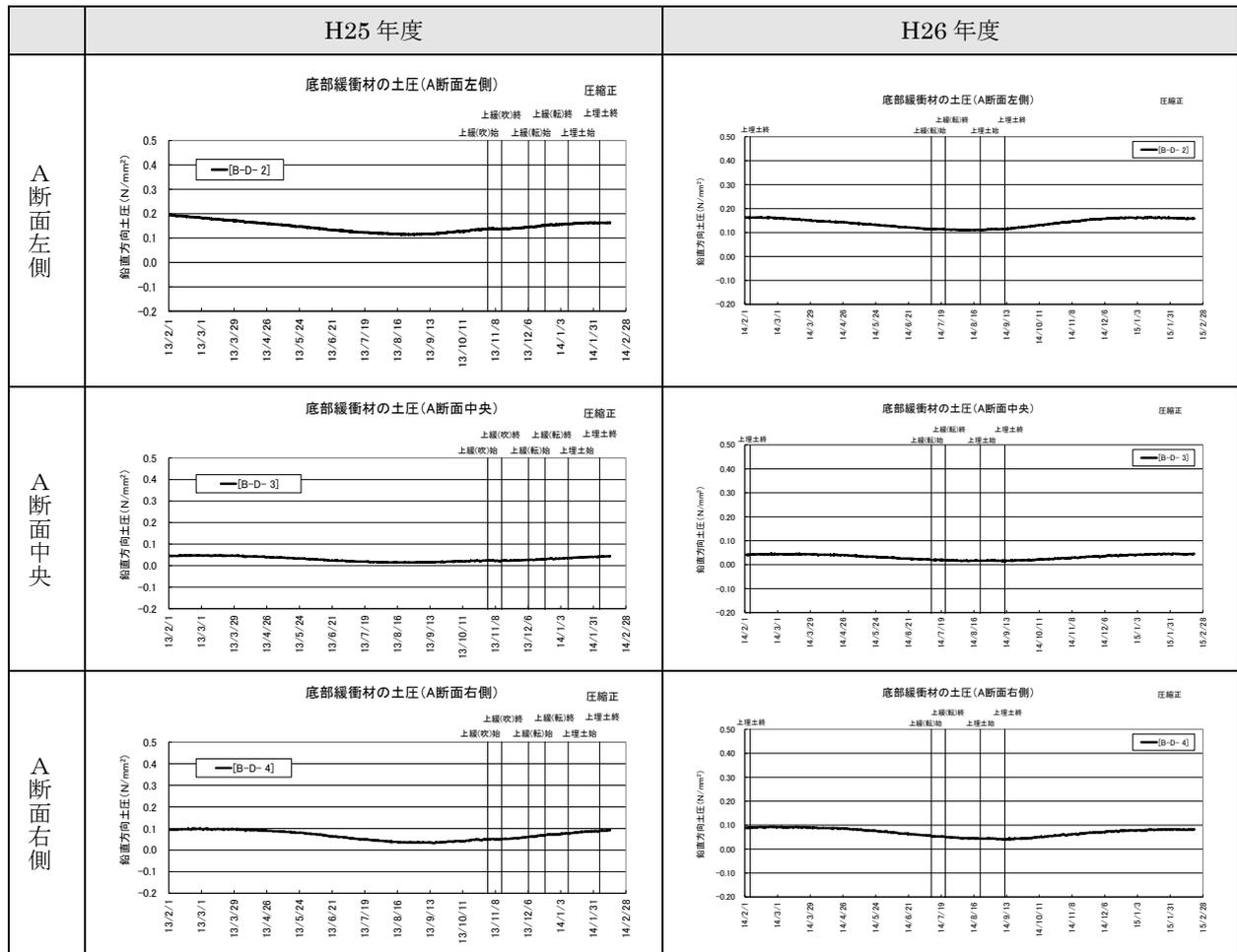


図 6.3-17 H25 年度と H26 年度の土圧計計測結果比較 (A 断面)

底部緩衝材の鉛直方向土圧変化量 (A断面左右比較)

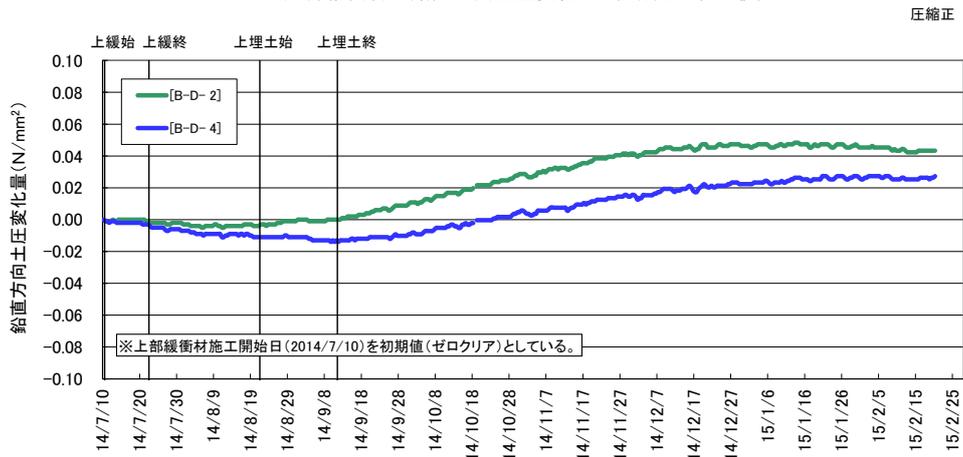


図 6.3-18 今年度施工後の鉛直方向土圧変化量比較 (A断面左右)

底部緩衝材の水平方向土圧変化量 (A断面左右比較)

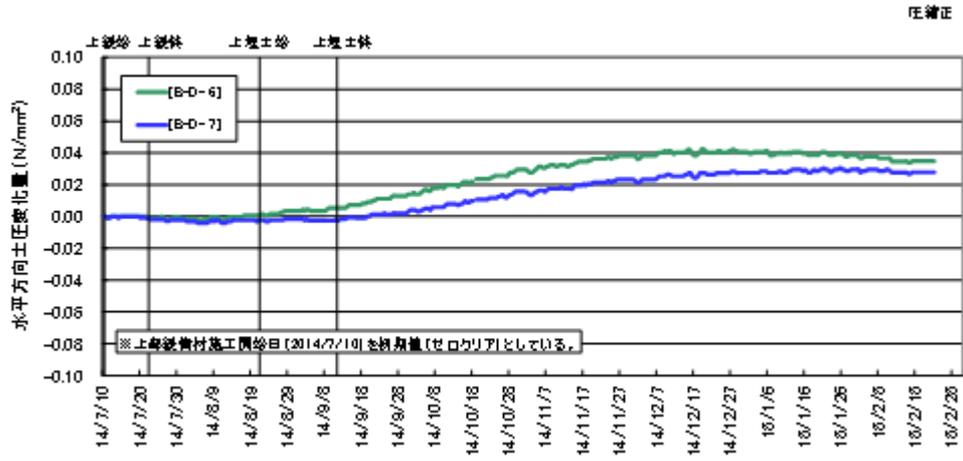


図 6.3-19 今年度施工後の水平方向土圧変化量比較 (A断面左右)

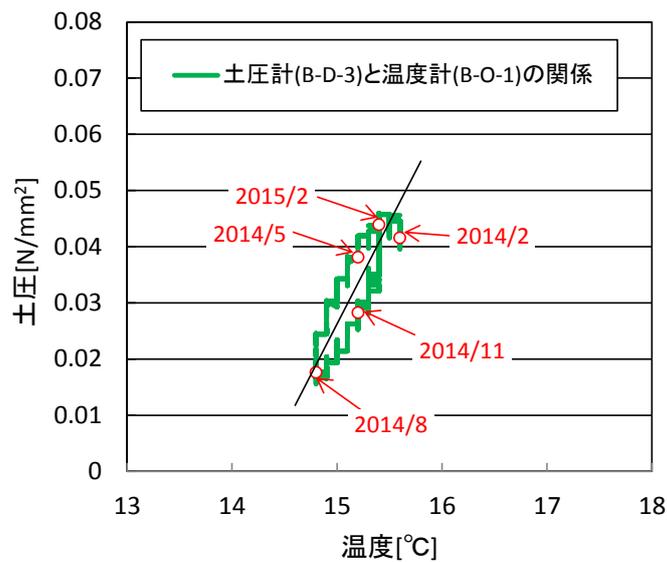


図 6.3-20 土圧計測値と温度計計測値の関係 (H26年2月1日~H27年2月20日)

表 6.3-6 最大土圧一覧 (H26年2月1日～H27年2月20日)

	鉛直土圧					水平土圧		
	B断面中央	A断面左側	A断面中央	A断面右側	C断面中央	A断面左側壁	A断面右側壁	C断面中央壁
	[B-D-1]	[B-D-2]	[B-D-3]	[B-D-4]	[B-D-5]	[B-D-6]	[B-D-7]	[B-D-8]
最大土圧(H26/2/1～H27/2/20)	0.041	0.164	0.046	0.093	0.042	0.123	0.030	0.014
H26/2/1の土圧	0.038	0.163	0.042	0.089	0.041	0.119	0.026	0.013
増分	0.004	0.001	0.004	0.004	0.001	0.004	0.003	0.001

単位: N/mm²

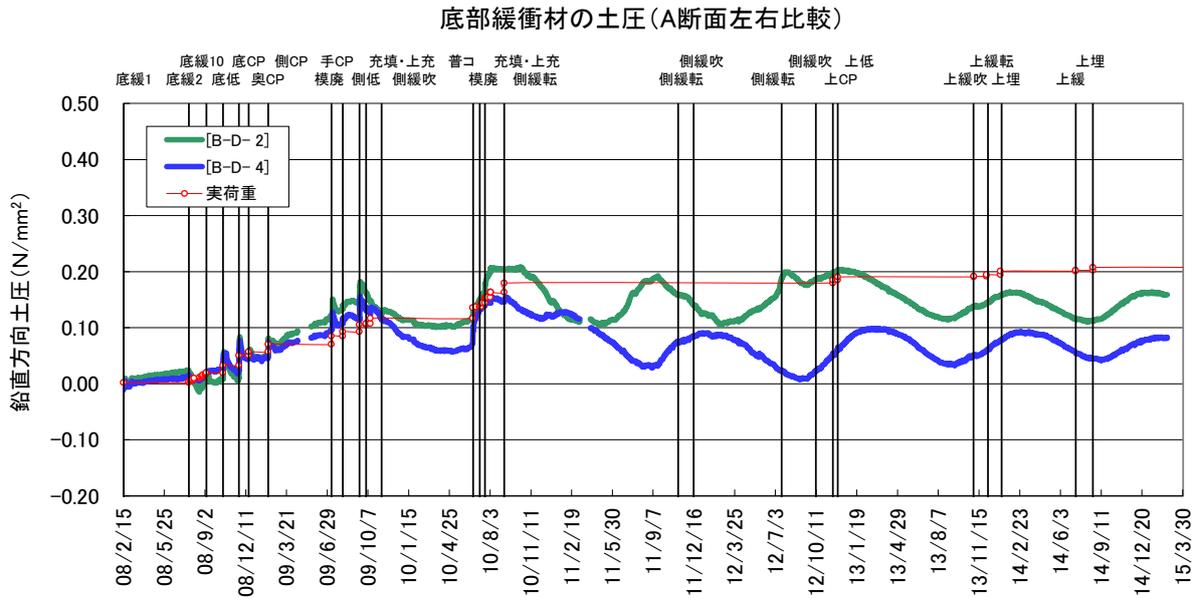


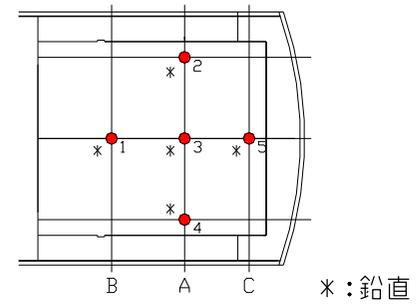
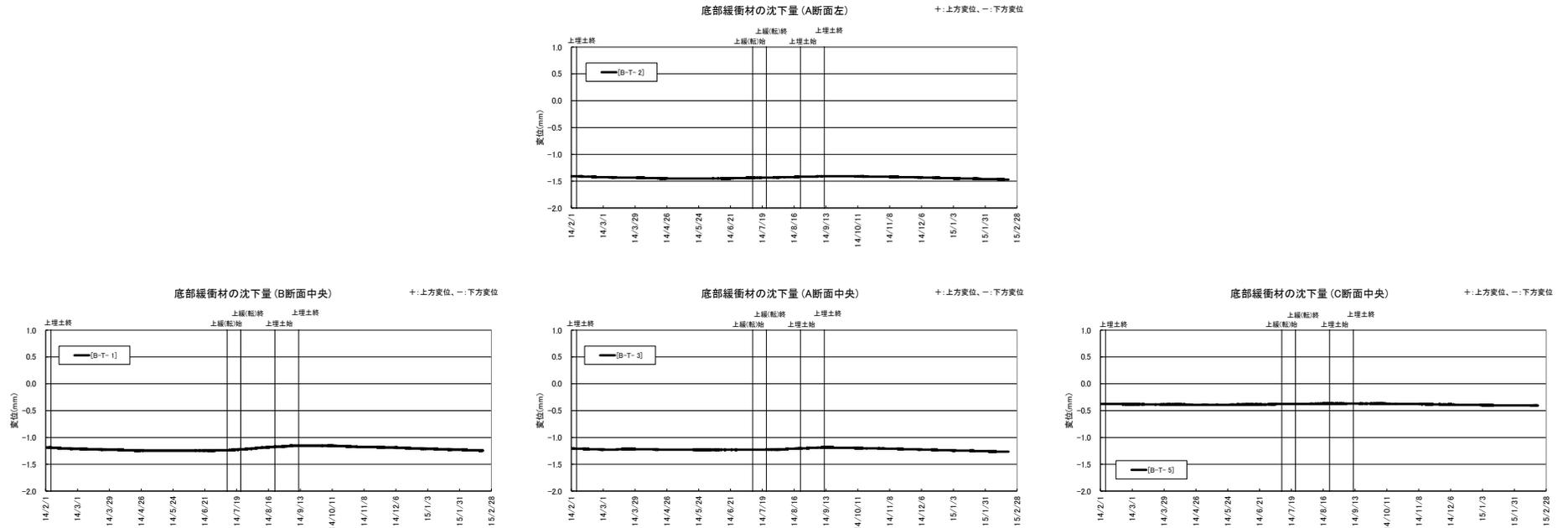
図 6.3-21 土圧計経年変化 (A断面左右、H20年2月15日～H27年2月20日)

(3) 沈下挙動

H26年2月1日～H27年2月20日の沈下計計測値の経時変化を図 6.3-22 に、今年度の各計器の最大沈下量を表 6.3-7 に示す。図 6.3-22 に示すように、全体として季節的な温度変化に伴う変動をしているものの、表 6.3-7 に示す各位置の沈下量をみると、H26年2月1日の沈下量を基準とした今年度の最大沈下量の増分は、0.03～0.06mm と小さい。

各断面の中央計器の値による空洞軸方向の沈下量分布を図 6.3-23 に示す。施設奥側では、奥部埋戻し材などの周辺部材の拘束が大きいと想定される。C断面とA断面の間の水平距離(約4.3m)と沈下量の差(約0.9mm)から求めた底部緩衝材表面の傾きは約0.01度と小さく、上載荷重作用による底部緩衝材の沈下のばらつきは現時点で小さいといえる。

季節的な温度変化に伴う変動の例として、A断面中央の沈下計(B-T3)とその付近に設置してある温度計(B-O-1)の今年度の計測結果から求めた沈下計計測値と温度計計測値の関係を図 6.3-24 に示す。これより沈下計計測値と温度計計測値には、相関は認められない。



計器番号：B-T○ (○は上記番号)

※A断面右側の計測器 (B-T-4) は計測不良のため、分析の対象から外した。

図 6.3-22 底部緩衝材 沈下計測結果

表 6.3-7 最大沈下量一覧 (H26年2月1日～H27年2月20日)

	単位: mm			
	B断面中央 [B-T- 1]	A断面左側 [B-T- 2]	A断面中央 [B-T- 3]	C断面中央 [B-T- 5]
最大沈下量(H26/2/1～H27/2/20)	-1.25	-1.47	-1.26	-0.41
H26/2/1の沈下量	-1.19	-1.41	-1.20	-0.38
増分	-0.06	-0.06	-0.06	-0.03

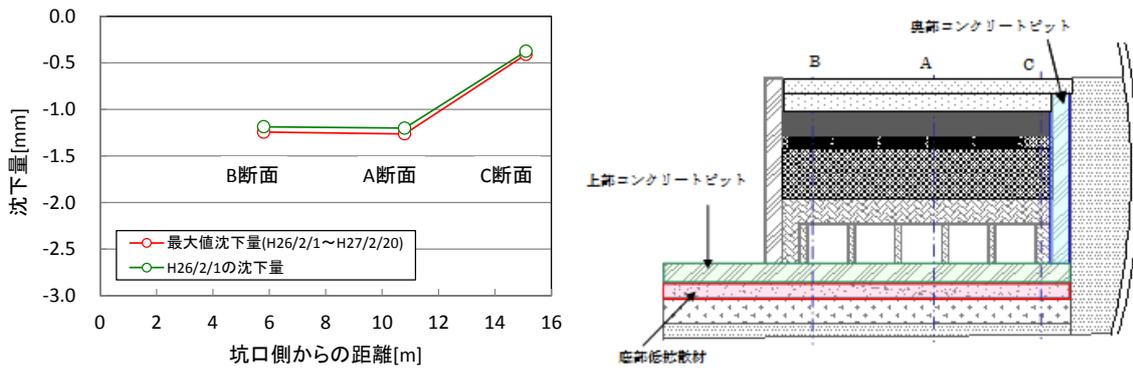


図 6.3-23 底部緩衝材の沈下量分布 (空洞軸方向)

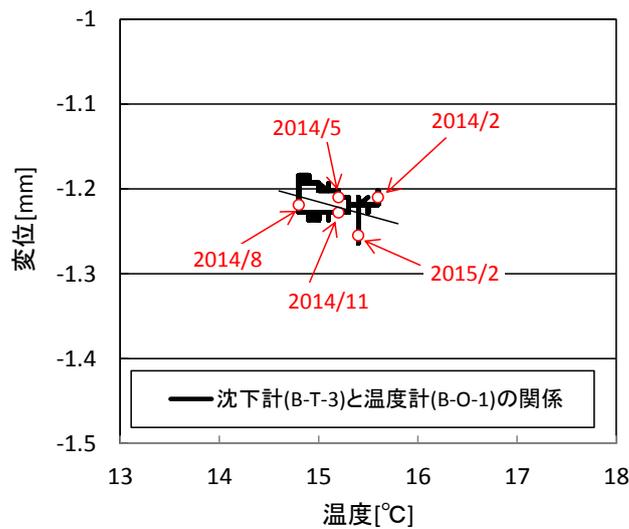


図 6.3-24 沈下計計測値と温度計計測値の関係 (H26年2月1日～H27年2月20日)

(4) 温度変化

底部緩衝材の温度は 2 箇所計測を行っている。図 6.3-25 に示すように、手前部コンクリートピットより坑口側で 1 箇所 (B-O-2)、試験施設中央付近 (A 断面) で 1 箇所 (B-O-1) である。H20 年 10 月 16 日の計測開始から今年度計測終了時 (H27 年 2 月 20 日) までの経年変化を図 6.3-26 に示す。B-O-1、B-O-2 とともに季節変動を繰り返すが、B-O-1 は施工が進むにつれて季節変動量が B-O-2 より小さくなる傾向がある。また、今年度の温度経時変化を図 6.3-27 に示す。坑口側端部に近い B-O-2 は約 13.5℃～18.0℃の間で変動し、端部に近いため坑内気温の影響を受けている。一方、試験施設中央の B-O-1 は約 14.8℃～15.6℃であり変動は小さい。

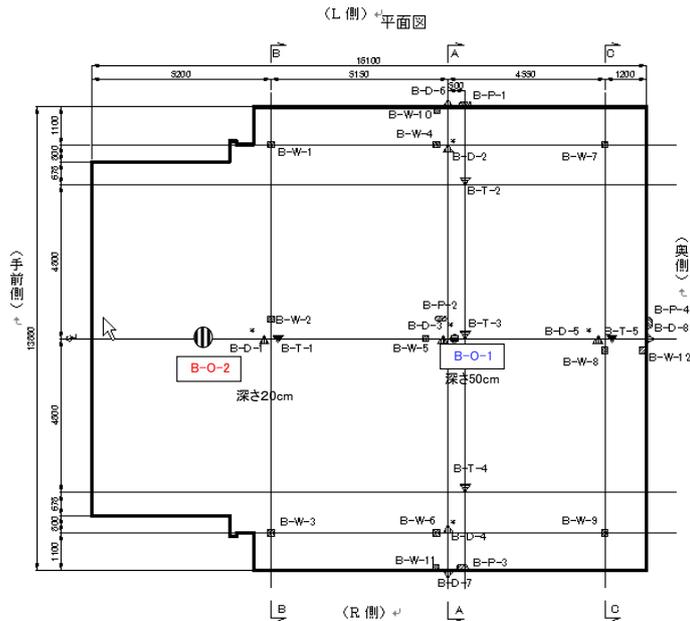


図 6.3-25 温度計設置位置

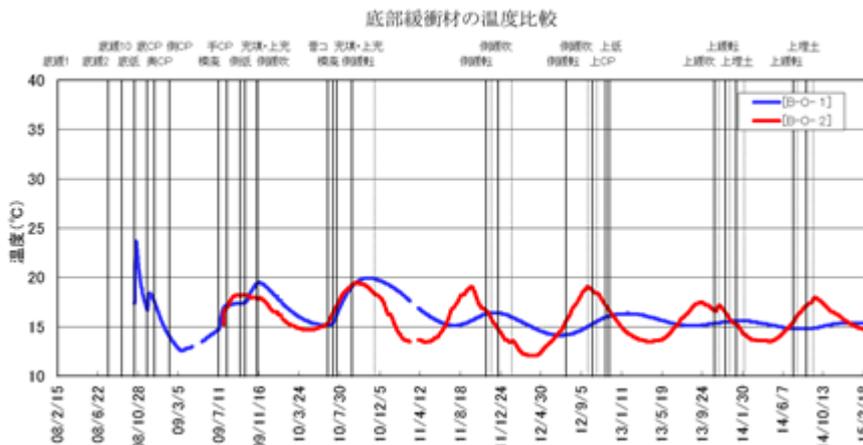


図 6.3-26 底部緩衝材の温度経年変化

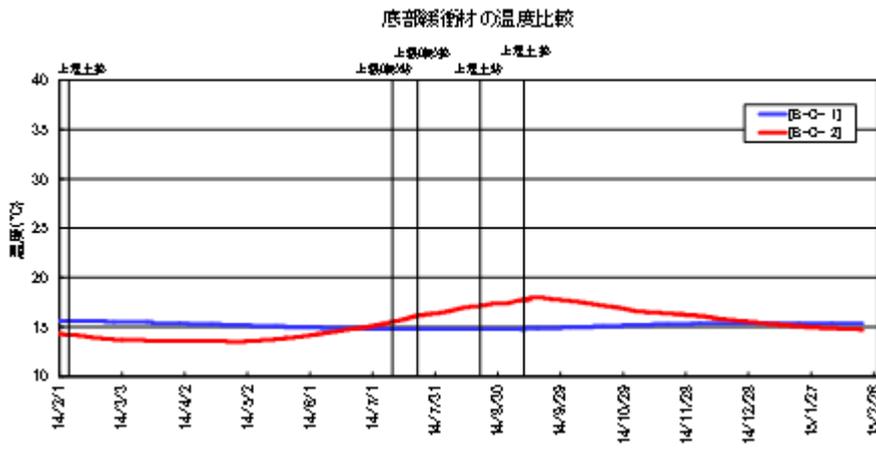


図 6.3-27 底部緩衝材の温度経時変化

(5) 水圧変化

底部緩衝材の下部部材である底部埋戻し材表面に設置した間隙水圧計では、今年度の間隙水圧の変化は認められず、底部緩衝材中の間隙水圧に変動はないといえる。代表例として A 断面中央設置計器 (B-P-2) の今年度の経時変化を図 6.3-28 に示す。

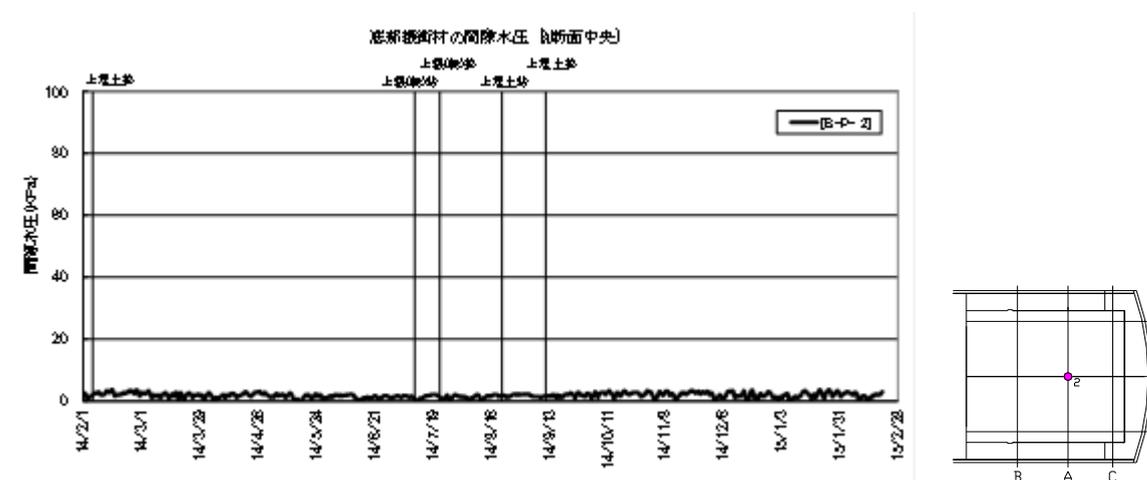


図 6.3-28 底部緩衝材の間隙水圧経時変化

6.3.5 上部低拡散材計測結果

【目的】

今年度の施工確認試験では上部緩衝材や上部埋戻し材を施工して、上載荷重が増加した。今年度施工による、上部低拡散材への影響を把握する目的で実施する。

【まとめ】

- ・ 上部低拡散材の計測結果より、温度、ひずみ、モルタル応力のいずれの計測結果も年間を通して坑内気温変化に応じた季節変動が支配している。
- ・ 7月10日以降の上部緩衝材施工時において、施工に伴う温度変化の影響を受け、上部低拡散材の左側計器で温度、モルタル応力が変化するが、施工終了後は年間の変動値に戻り、今年度の施工の影響は残らない。

図 6.3-29 に示すように、今年度の施工部材（上部緩衝材、上部埋戻し材）の直下に位置する上部低拡散材の温度、ひずみ、モルタル応力に着目した。

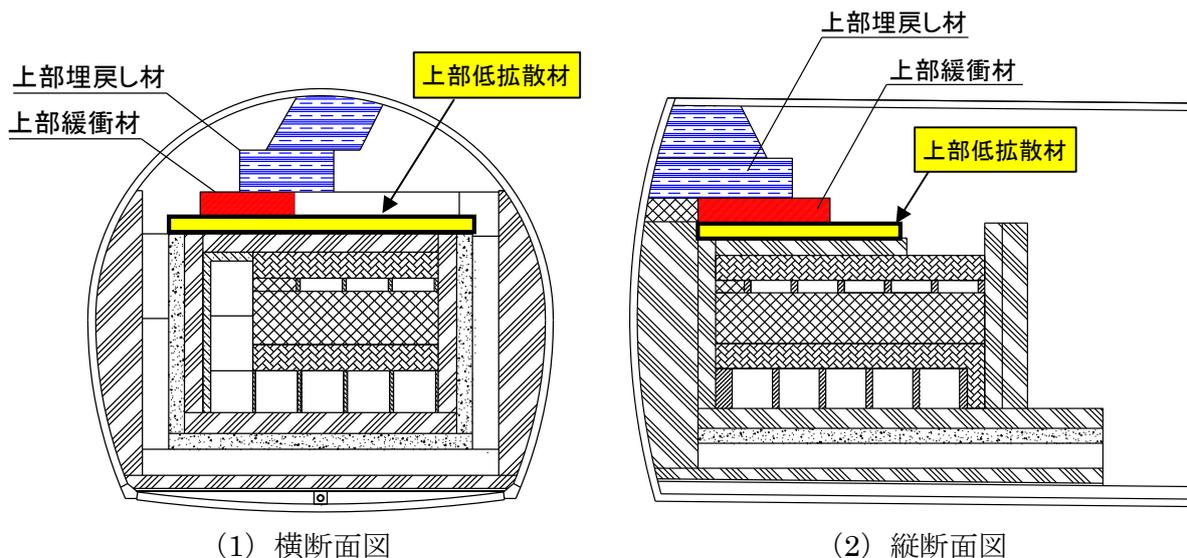


図 6.3-29 今年度施工部材と上部低拡散材の位置図（横断面図、縦断面図）

(1) 温度変化

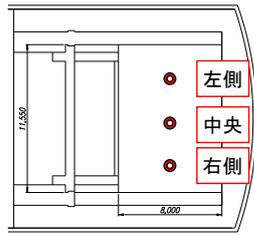
温度計は、図 6.3-30 に示すように、部材の左側、中央、右側および部材厚（60cm）方向の上段、中段、下段に設置している。全計器で、今年度の計測期間（H26年2月1日～H27年2月20日）を通して季節変動している。表 6.3-8 に示すように、今年度の計測期間の温度変化量（最大値と最小値の差分の上段、中段、下段の平均値）を左側、中央、右側で比較すると、左側は 6.2℃、中央は 4.1℃、右側は 3.2℃となり、左側の温度変化量が大きいことがわかる。これは、図 6.3-29 に示すように上部低拡散材の左側は、今年度の上部緩衝材が施工開始される 7 月 10 日までは上面が大気に晒され、また今年度の施工が開始された後も左側は大気に近いため、坑内気温変化の影響を受けやすい環境にあることが原因と考えられる。部材の左側の温度は、7 月 10 日以降の上部緩衝材施工時において、施工に伴う温度変化の影響を受け、上段、中段、下段ともに温度上昇しており、その中でも上部緩衝材の施工位置に近い上段で温度上昇が大きいことがわかる。（図 6.3-30 参照）

表 6.3-8 温度計の最大値・最小値一覧

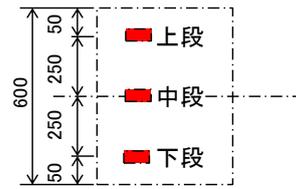
単位:℃

	左側			中央			右側		
	下段	中段	上段	下段	中段	上段	下段	中段	上段
最大値※	18.3	18.7	18.8	17.4	17.5	17.7	16.7	16.9	17.0
最小値※	12.7	12.5	12.0	13.6	13.4	13.3	13.8	13.7	13.6
差分	5.6	6.2	6.8	3.8	4.1	4.4	2.9	3.2	3.4
差分の平均	6.2			4.1			3.2		

※今年度の計測期間（H26年2月1日～H27年2月20日）を対象

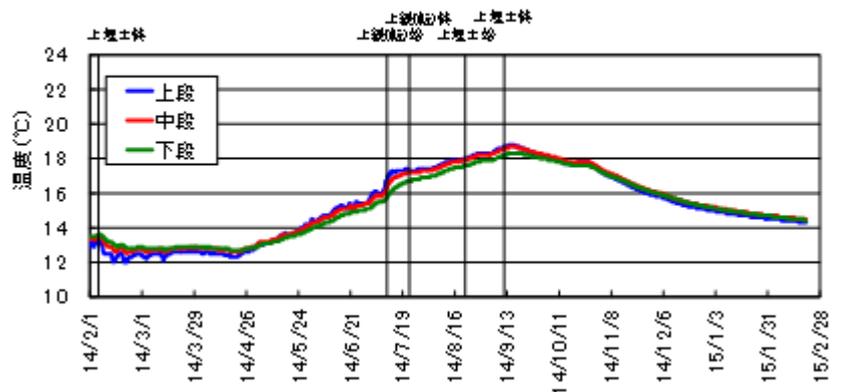


[計器設置位置(平面図)]

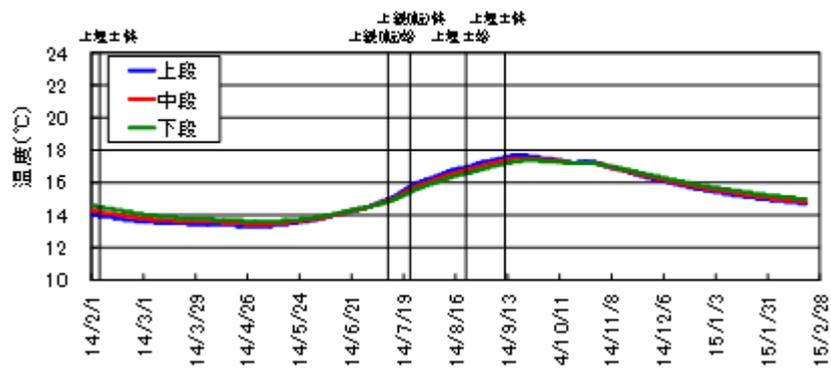


[計器設置高さ]

上部低拡散材の温度 (左側)



上部低拡散材の温度 (中央)



上部低拡散材の温度 (右側)

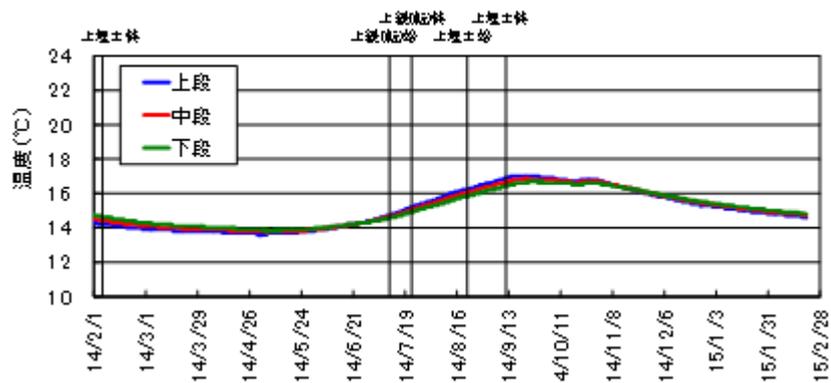


図 6.3-30 上部低拡散材の温度計測結果

(2) ひずみ変化

ひずみ計は、図 6.3-31、図 6.3-32 に示すように、部材の左側、中央、右側および部材厚（60cm）方向の上段、中段、下段に設置しており、さらに計測方向は空洞軸方向、空洞横断方向の2方向としている。全計器で、今年度の計測期間を通して季節変動している。

表 6.3-9 に示すように、今年度の計測期間のひずみ変化量（最大値と最小値の差分の上段、中段、下段の平均値）を左側、中央、右側で比較すると、空洞軸方向では、左側は 43×10^{-6} 、中央は 35×10^{-6} 、右側は 28×10^{-6} 、空洞横断方向では、左側は 52×10^{-6} 、中央は 33×10^{-6} 、右側は 31×10^{-6} となり、左側のひずみ変化量が大きいことがわかる。これは、温度計と同様に、部材の左側になるほど坑内気温変化の影響を受けやすかったためであると考えられる。

今年度の計測期間を通して、全てのひずみ計の計測値が変化しているが、いずれも季節変動に伴う坑内気温変化が原因であり、施工部材である上部緩衝材や上部埋戻し材の上載荷重が原因となるひずみが残留するような挙動は見られなかった。

表 6.3-9 ひずみ計の最大値・最小値一覧

(1) 空洞軸方向

($\times 10^{-6}$)

	左側			中央			右側		
	上段	中段	下段	上段	中段	下段	上段	中段	下段
最大値 [※]	-106	-50	-36	-198	-86	-70	-181	-125	-88
最小値 [※]	-157	-88	-74	-241	-121	-99	-217	-152	-110
差分	51	38	39	43	35	29	36	26	22
差分の平均	43			35			28		

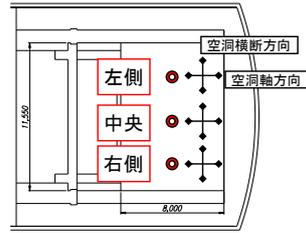
※今年度の計測期間(H26年2月1日～H27年2月20日)を対象

(2) 空洞横断方向

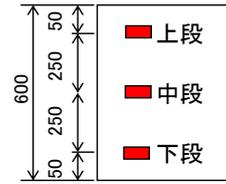
($\times 10^{-6}$)

	左側			中央			右側		
	上段	中段	下段	上段	中段	下段	上段	中段	下段
最大値 [※]	-66	-39	-40	-131	-100	-77	-151	-86	-75
最小値 [※]	-119	-92	-91	-167	-132	-107	-184	-116	-106
差分	53	53	51	36	32	30	33	30	31
差分の平均	52			33			31		

※今年度の計測期間(H26年2月1日～H27年2月20日)を対象



[計器設置位置(平面図)]



[計器設置高さ]

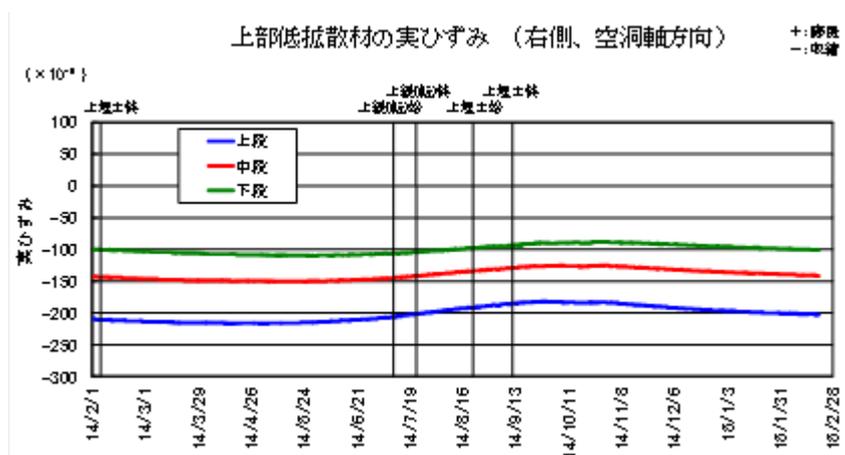
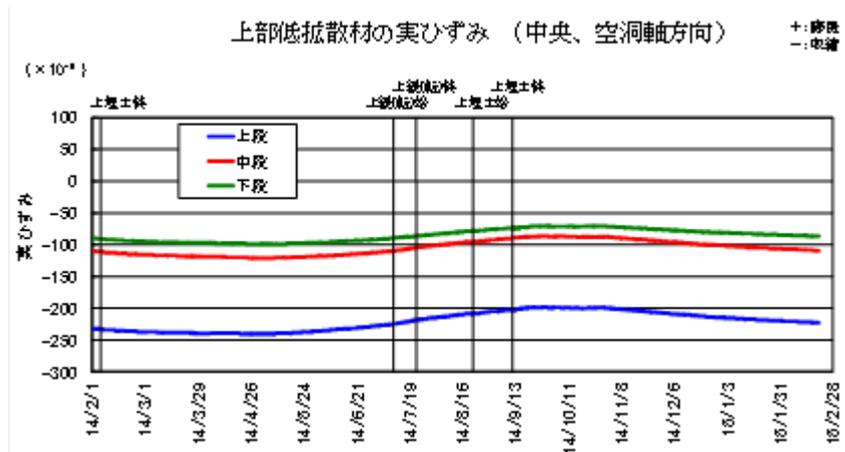
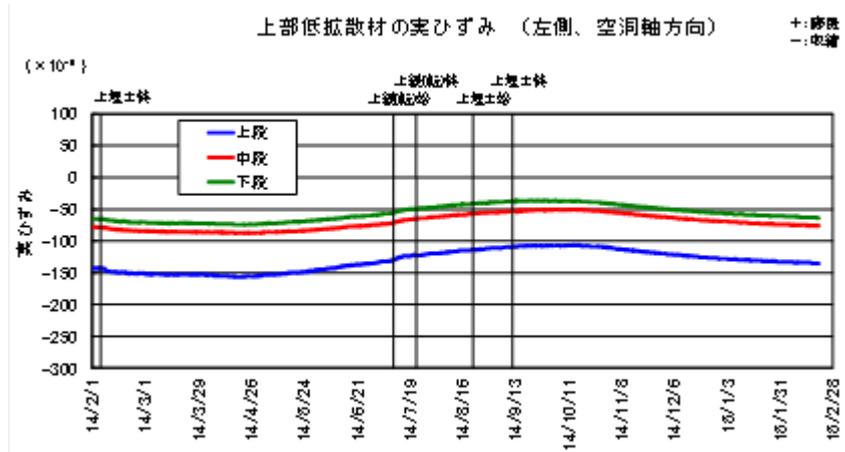
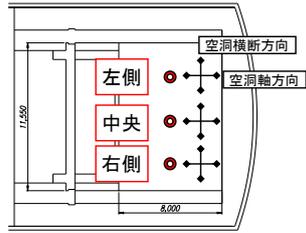
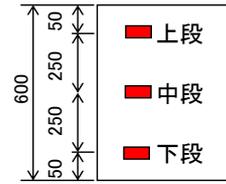


図 6.3-31 上部低拡散材のひずみ計測結果 (空洞軸方向)



[計器設置位置(平面図)]



[計器設置高さ]

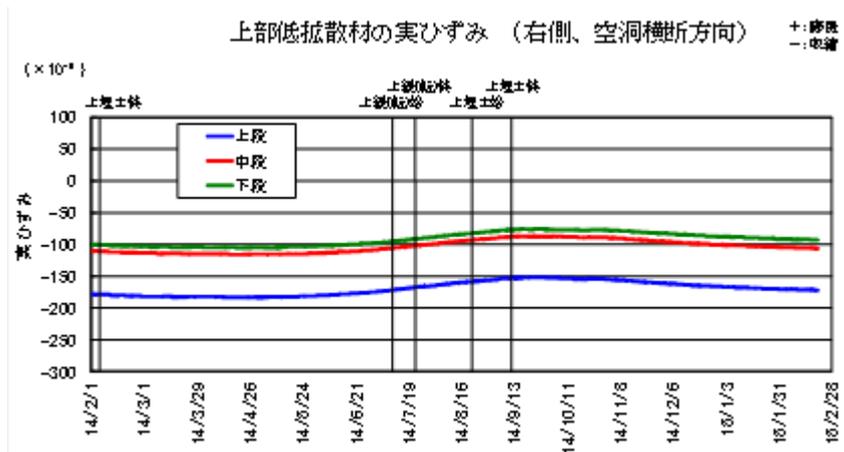
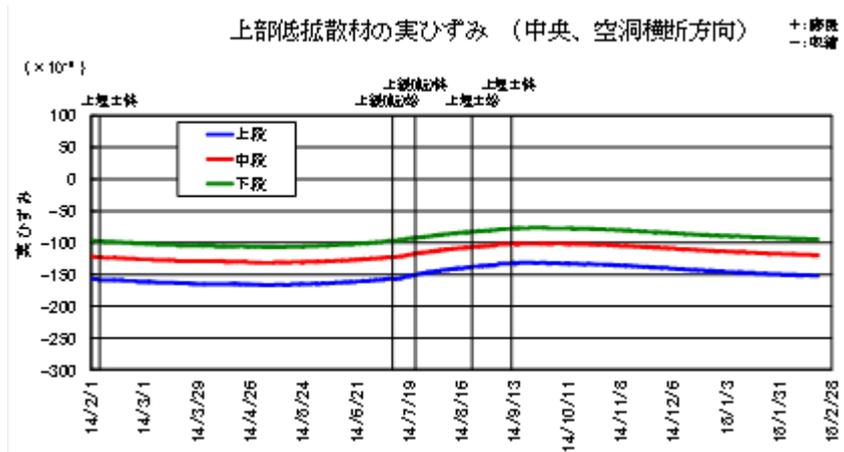
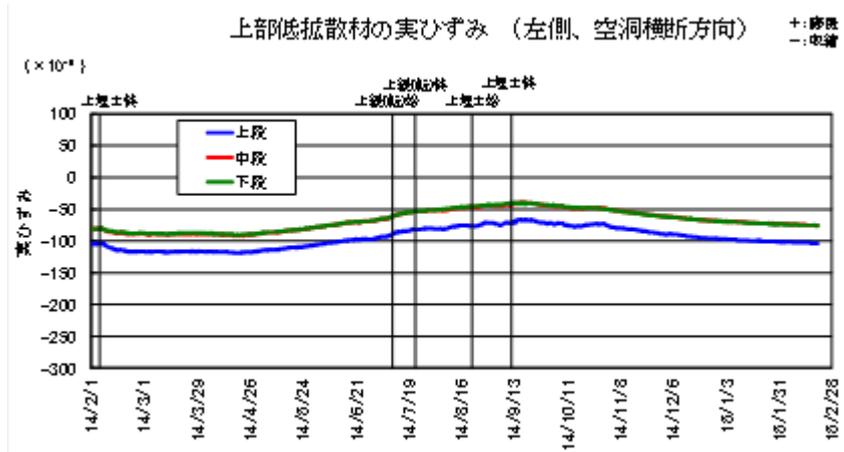


図 6.3-32 上部低拡散材のひびずみ計測結果 (空洞軸直交方向)

(3) 応力変化

モルタル応力計は、図 6.3-33 に示すように、部材の左側、中央、右側および部材厚 (60cm) 方向の中段に設置しており、さらに計測方向は空洞軸方向、空洞横断方向の 2 方向としている。全計器で、今年度の計測期間を通して季節変動している。

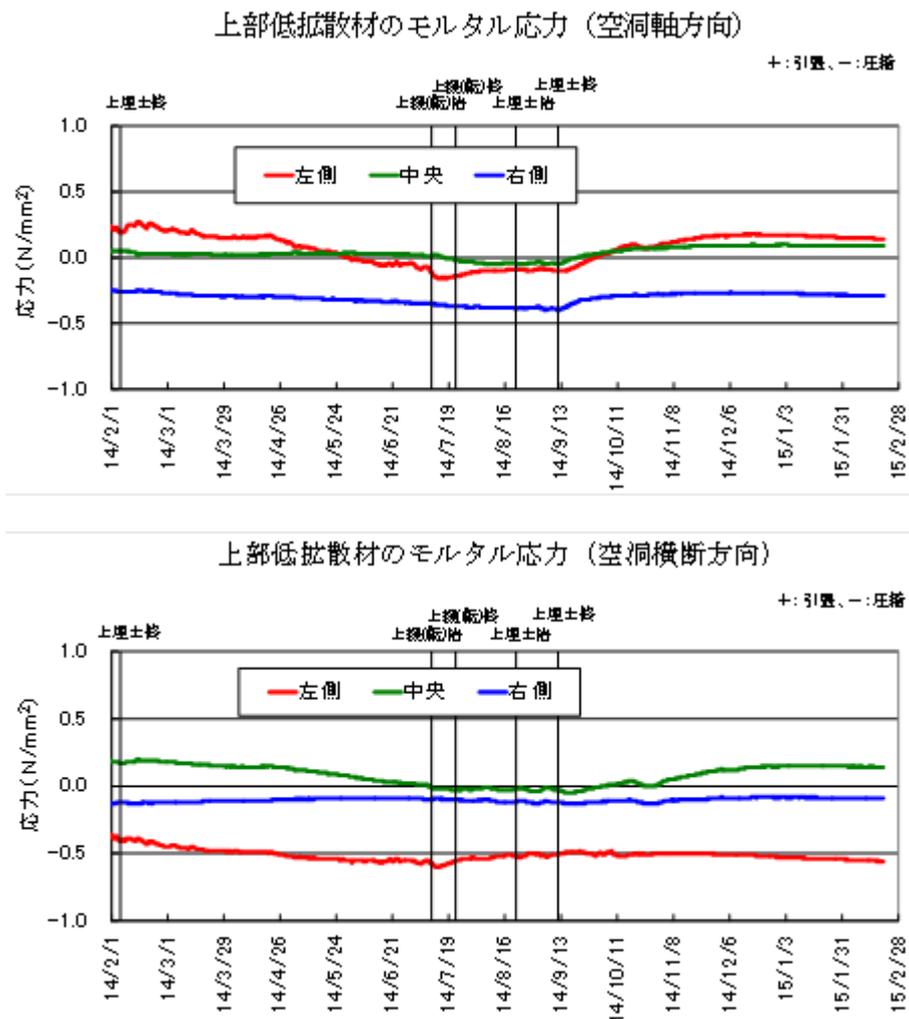
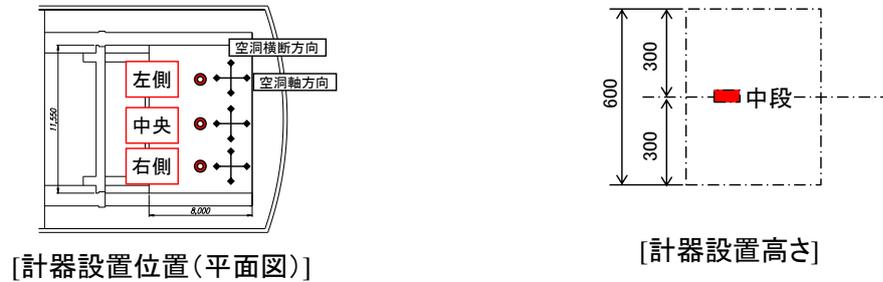


図 6.3-33 上部低拡散材のモルタル応力計測結果

表 6.3-10 に示すように、今年度の計測期間のモルタル応力変化量(最大値と最小値の差分)を左側、中央、右側で比較すると、空洞軸方向では、左側は 0.43N/mm^2 、中央は 0.15N/mm^2 、右側は 0.15N/mm^2 、空洞横断方向では、左側は 0.23N/mm^2 、中央は 0.25N/mm^2 、右側は

0.05N/mm²となり、最大値は左側の空洞軸方向であった。これは、温度計と同様に、部材の左側になるほど坑内気温変化の影響を受けやすかったためであると考えられる。特に、左側のモルタル応力は、7月10日以降の上部緩衝材施工時において、施工に伴う温度変化の影響を受け、空洞軸方向、空洞横断方向ともに応力が圧縮側に変化していることがわかる。

今年度の計測期間を通して、全モルタル応力計の計測値が変化しているが、いずれも季節変動や施工に伴う坑内気温変化が原因であり、施工部材である上部緩衝材や上部埋戻し材の上載荷重が原因となる応力が残留するような挙動は見られなかった。

表 6.3-10 モルタル応力計の最大値・最小値一覧

単位：N/mm²

	空洞軸方向			空洞横断方向		
	左側	中央	右側	左側	中央	右側
最大値※	0.27	0.10	-0.25	-0.37	0.20	-0.08
最小値※	-0.16	-0.05	-0.40	-0.60	-0.05	-0.13
差分	0.43	0.15	0.15	0.23	0.25	0.05

※今年度の計測期間(H26年2月1日～H27年2月20日)を対象

6.3.6 周辺岩盤挙動計測結果

【目的】

施工中および施工後の施設周辺岩盤の力学・水理挙動を計測して、施設建設が周辺岩盤に与える影響程度の把握を目的とする。

【まとめ】

- ・ 今年度、上部緩衝材、上部埋戻し材の施工により上載荷重は変化したが、計測結果によると今年度期間中の岩盤変位の変化は最大 0.10mm 程度と小さい。
- ・ 今年度の施工期間を通じて、間隙水圧の変動はわずかである。

本節では、H18年度に設置した岩盤変位計および間隙水圧計による計測結果を収集・整理し、計測結果より上記の施工に伴う岩盤挙動についての評価を行った。岩盤変位計の計測位置を図 6.3-34 に、間隙水圧計の設置位置および計測区間を図 6.3-35、表 6.3-11 に示す。

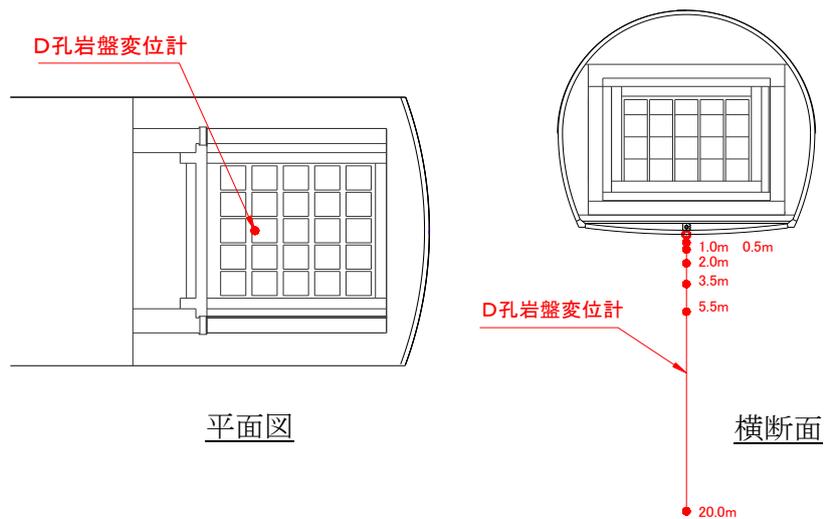


図 6.3-34 D孔岩盤変位計位置図

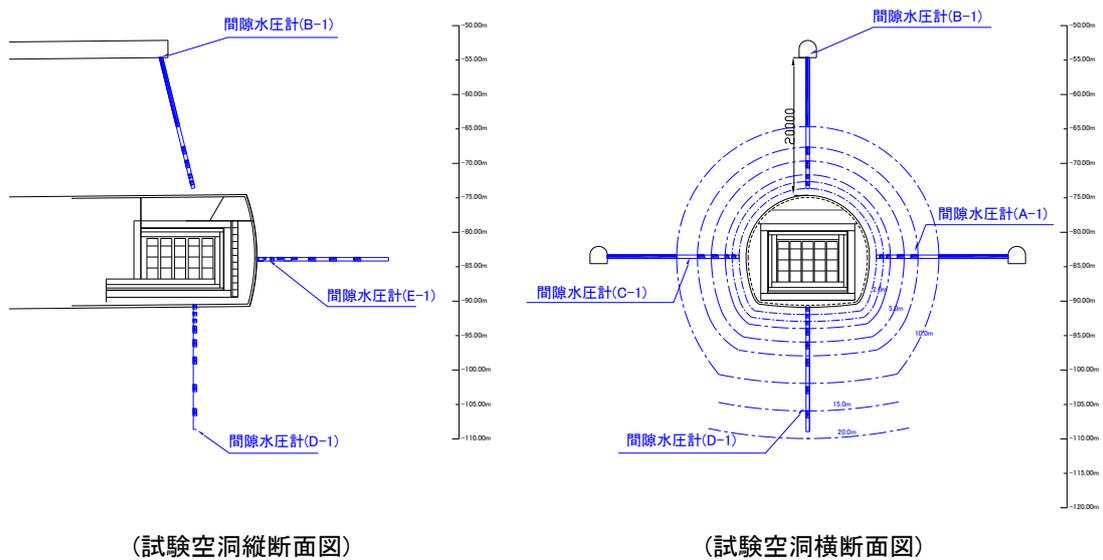


図 6.3-35 間隙水圧計位置図

表 6.3-11 間隙水圧計計測区間一覧

	A-1	B-1	C-1	D-1	E-1
①区間	10.00 ~ 12.50	10.00 ~ 12.50	10.00 ~ 12.50	0.50 ~ 1.00	0.50 ~ 1.00
②区間	13.50 ~ 15.00	13.50 ~ 15.00	13.50 ~ 15.00	1.50 ~ 2.00	1.50 ~ 2.00
③区間	16.00 ~ 17.00	16.00 ~ 17.00	16.00 ~ 17.00	2.50 ~ 3.00	2.50 ~ 3.00
④区間	17.50 ~ 18.00	17.50 ~ 18.00	17.50 ~ 18.00	4.00 ~ 5.00	4.00 ~ 5.00
⑤区間	18.50 ~ 19.00	18.50 ~ 19.00	18.50 ~ 19.00	6.00 ~ 7.50	6.00 ~ 7.50
⑥区間	/	/	/	8.50 ~ 10.50	8.50 ~ 10.50
⑦区間				11.50 ~ 14.00	11.50 ~ 14.00
⑧区間				15.00 ~ 19.00	15.00 ~ 19.00

(1) 岩盤変位

H26年2月1日からH27年2月20日までの岩盤変位計の各測定深度における変位経時変化を図 6.3-36 に示す。H26年2月1日とH27年2月20日両日の岩盤変位分布図を図 6.3-37 に示す。これより、H27年2月20日時点での岩盤変位は、沈下挙動を呈し、最大 1.05mm (深度 0.5m) であり、BTV で確認された岩盤内の割れ目近傍で大きくなっている。

一方、H26年2月1日からH27年2月20日の間の岩盤変位の変化は最大でも 0.10mm と小さく、計器の測定限度 ($\pm 0.70\text{mm}$) 以下の値であり、図 6.3-36 に示すように変位は累積する傾向も認められない。

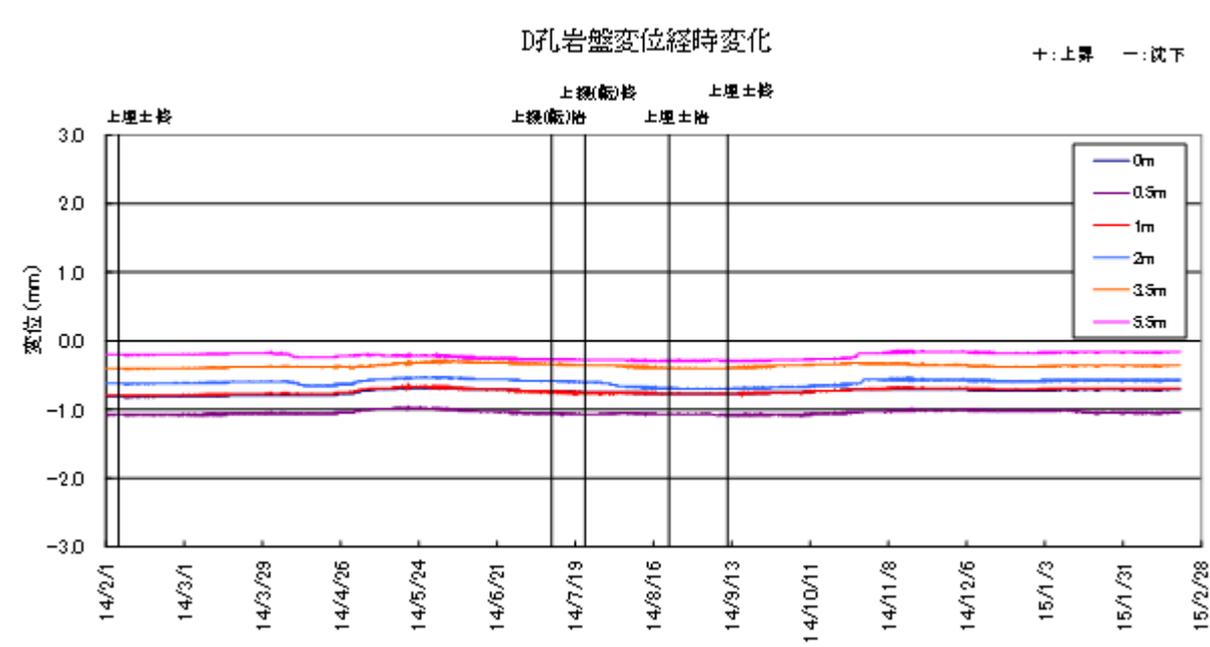


図 6.3-36 D孔岩盤変位計経時変化図

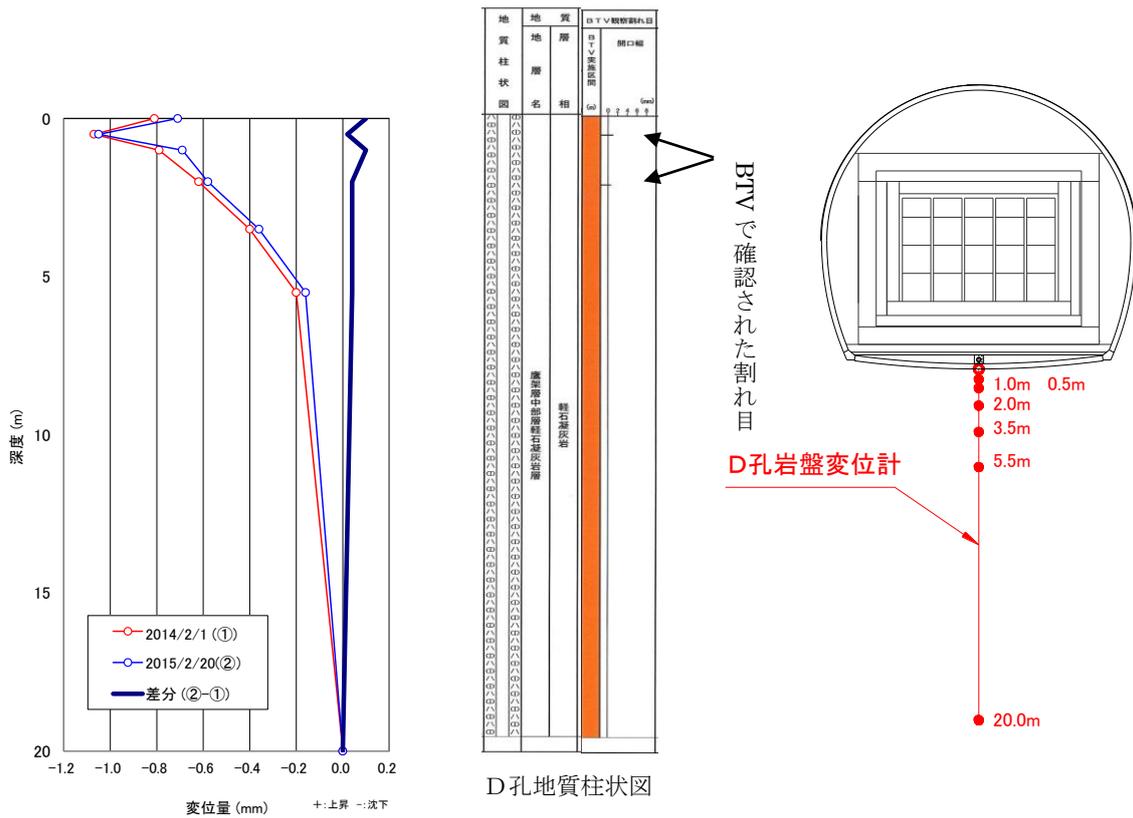


図 6.3-37 D孔岩盤変位計経時分布

(2) 岩盤内間隙水圧計測

計測対象とする間隙水圧計は、過年度に故障により連続計測を実施していない6箇所（B-④、C-②、C-④、D-④、E-④、E-⑤）、代替器による計測を行っている2箇所（C-⑤、D-⑥）の計8箇所である。代替機で連続計測を実施している2箇所については、現場計測室にて計測値の確認・記録を行った。連続計測を実施していない箇所については、点計測を年2回実施した。

実施日

1回目：平成26年9月8日

2回目：平成26年12月11日

また、上記の点計測の6か所（B-④、C-②、C-④、D-④、E-④、E-⑤）に加え、A-①、B-②、C-③の3カ所は今年度の点検（H26年9月5～7日）で故障と判断されたため、連続計測ではなく点計測に切り替えて実施した。（H26年9月8日、H26年12月11日に実施）

これらの結果は、正常な計器と代替機による連続計測結果に○印でプロットした。

間隙水圧計の計測値（全水頭）の経時変化を図6.3-38、図6.3-39に示す。

今年度の施工は、上部緩衝材、上部埋戻し材を実施したが、施工期間を通じて施工期間中の間隙水圧の変動はわずかであり、試験空洞内の施工の影響を受けていないと考えられる。また、1年を通して間隙水圧の上昇傾向が認められないことから、防水シート背面の裏面排水工が機能していると考えられる。なおE-①は、H26年10～11月の期間中に全水頭が約2.2m増加しているが、この計器は今年度の計器点検で計器不良の可能性があると判定されているため、今後の間隙水圧の変動を確認していく必要がある。

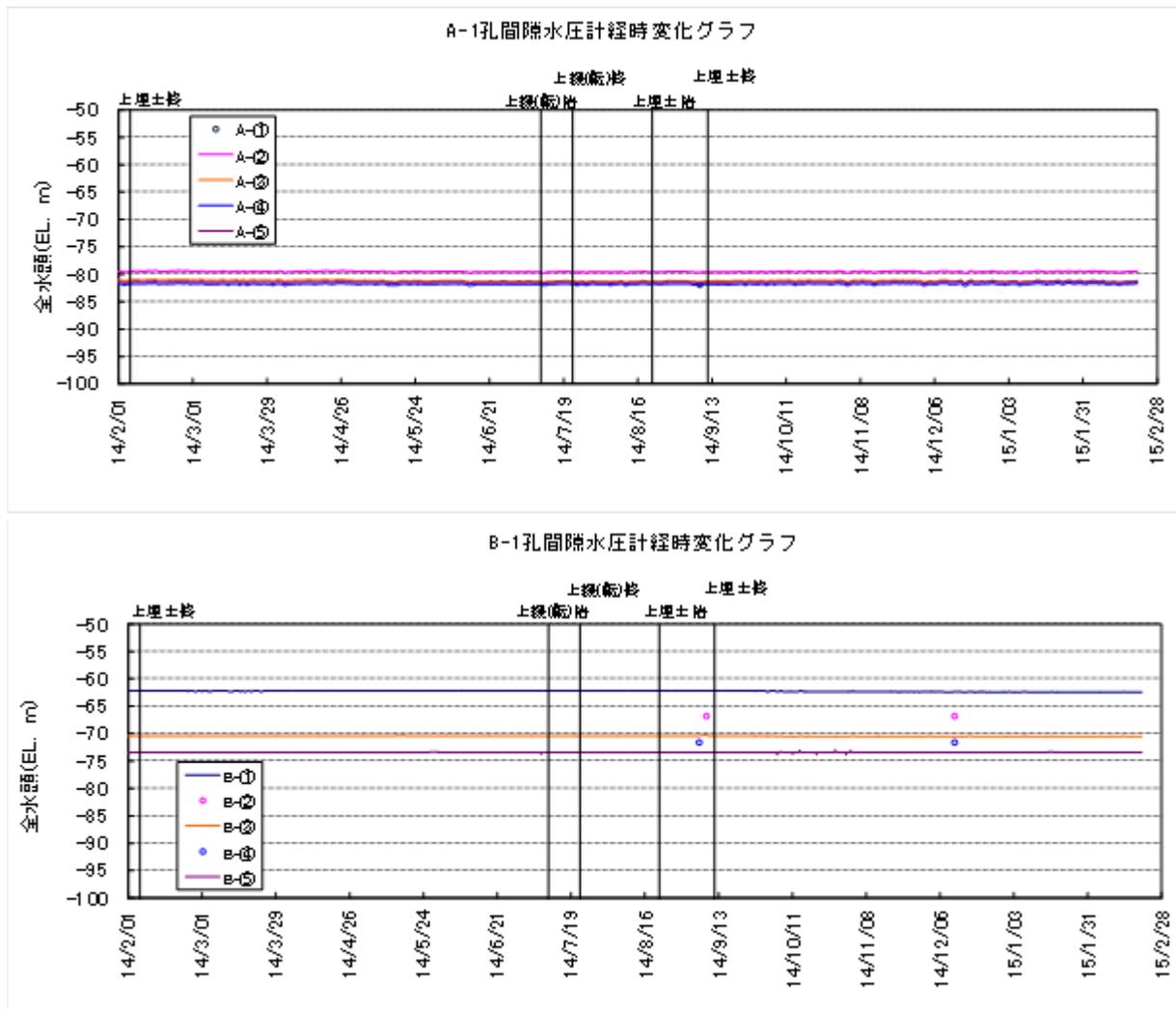


図 6.3-38 間隙水圧経時変化 (A、B 孔)

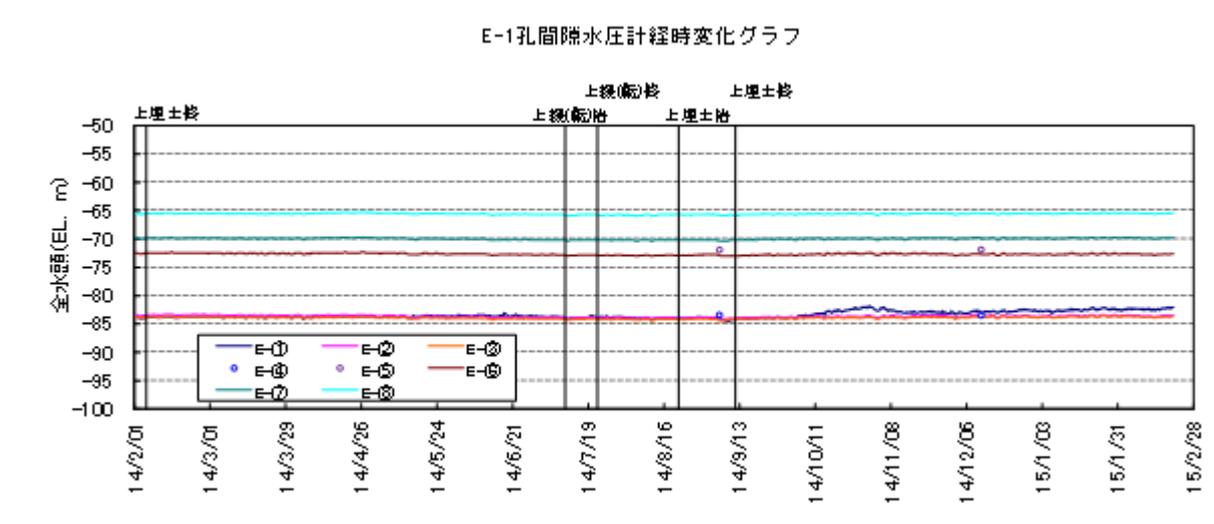
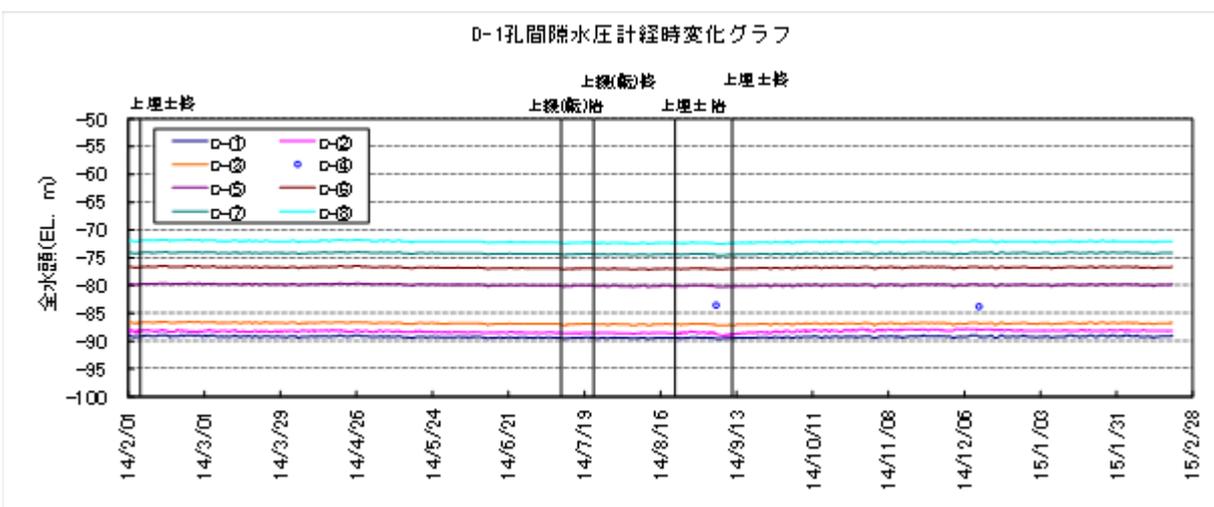
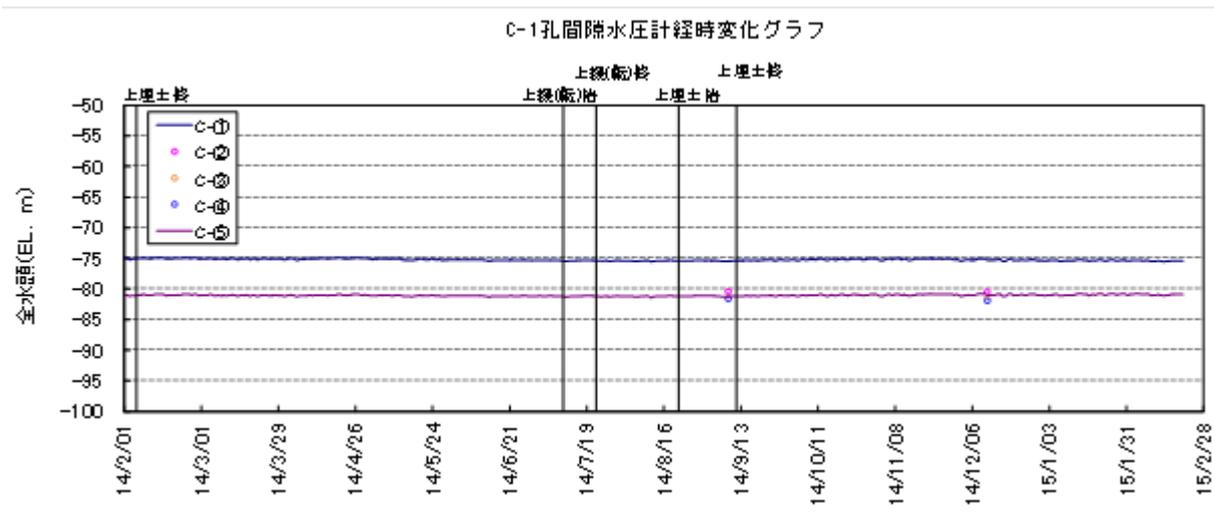


図 6.3-39 間隙水圧経時変化 (C、D、E 孔)

6.4 地中無線データ取得

【目的】

施設挙動監視への低周波電磁波（周波数 1KHz 程度）を利用した地中無線データ通信技術の適用性を把握することを目的に実施する。平成 20 年度に低拡散材内に温度計、間隙水圧計を接続した送信装置を設置し、平成 25 年度まで 1 回/年の頻度で無線通信によるデータ取得を実施しており、今年度は引き続き地中無線データを取得して、別途、埋設している有線計測値との比較を行い送信装置が正常に稼働していること、データの受信ができることの確認を目的として実施する。

実施日：平成 26 年 12 月 12 日

【まとめ】

- ・ 地中無線計器の計測値は近傍の有線計器の計測値と同等であり、設置後約 6 年経過時点で地中無線装置が正常に作動することを確認した。

計測データの回収概要を回収に使用する機器を図 6.4-1 図 6.4-2 に示す。また回収した地中無線の温度計データを図 6.4-3、間隙水圧計データを図 6.4-4 に示す。同図には地中無線計器近傍に設置している有線計器の計測結果も併記した。地中無線計器および有線計器の設置位置を図 6.4-5 に示す。これより、地中無線計器の計測値は近傍の有線計器の計測値と同等であり、設置後約 6 年経過時点で、地中無線装置が正常に作動することを確認した。

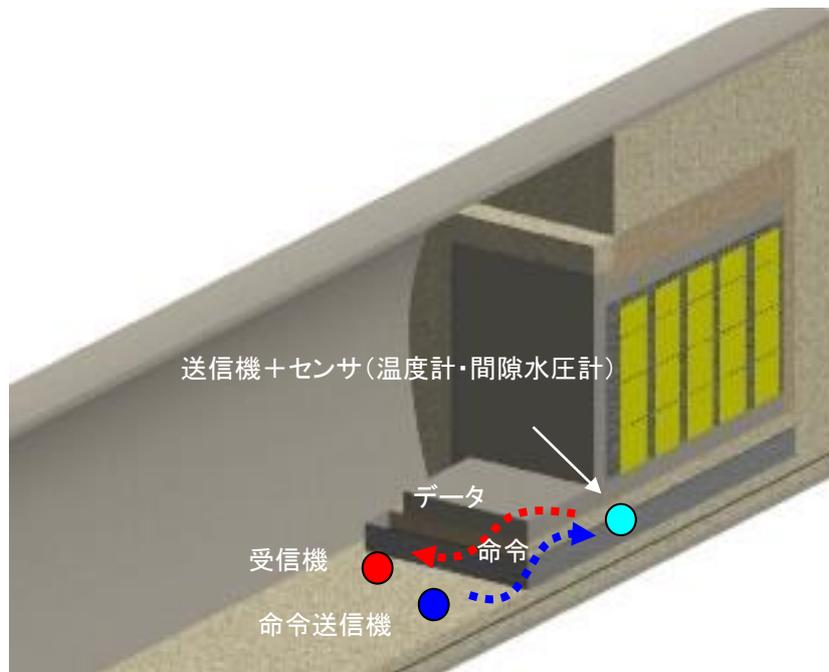


図 6.4-1 地中無線データ取得概要図

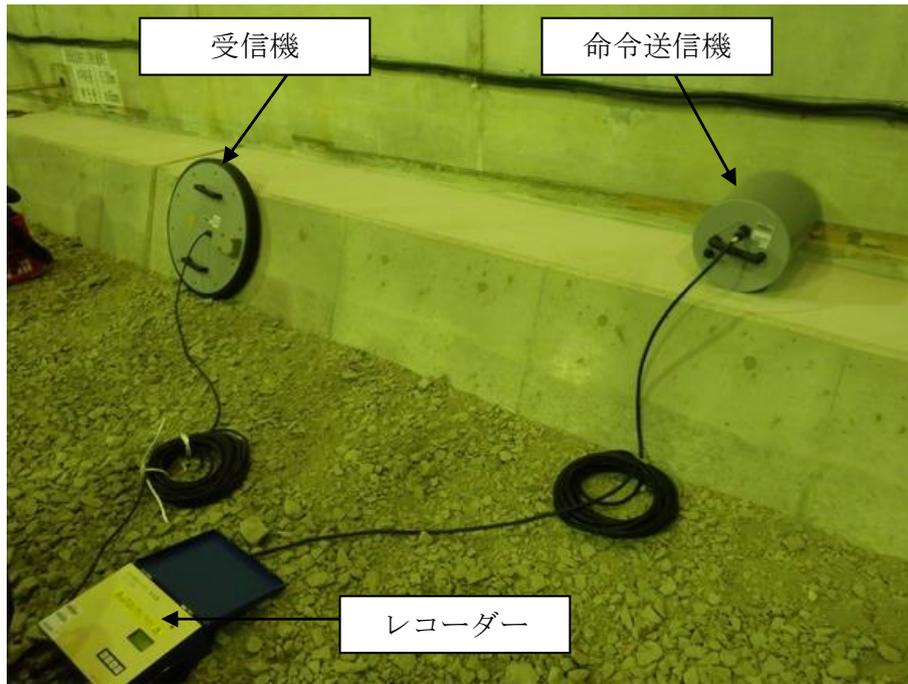


図 6.4-2 地中無線データ回収機器

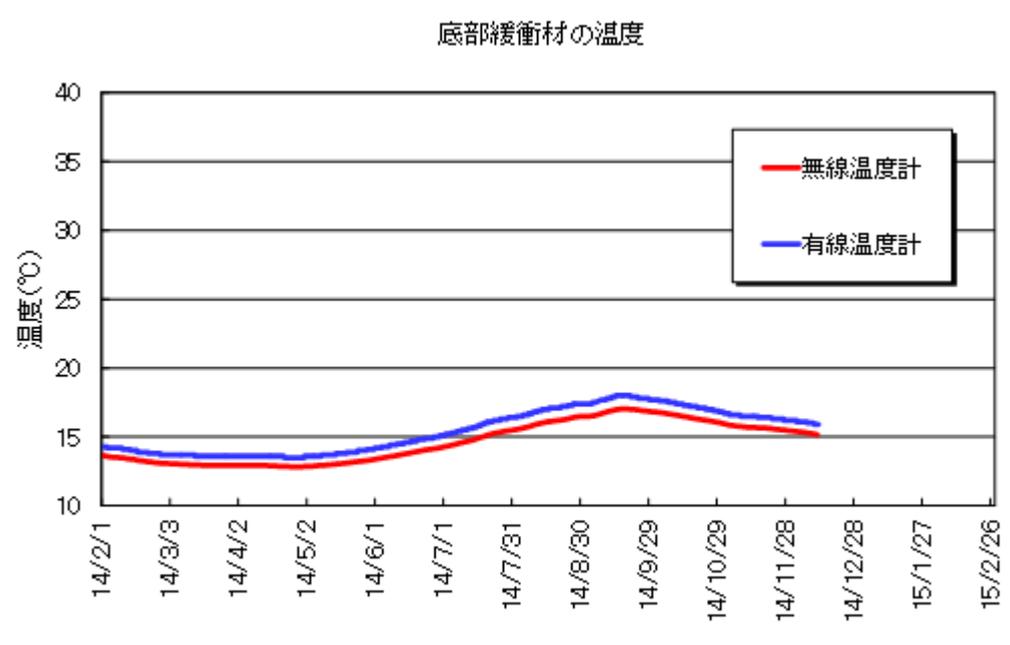


図 6.4-3 地中無線の温度データ回収結果

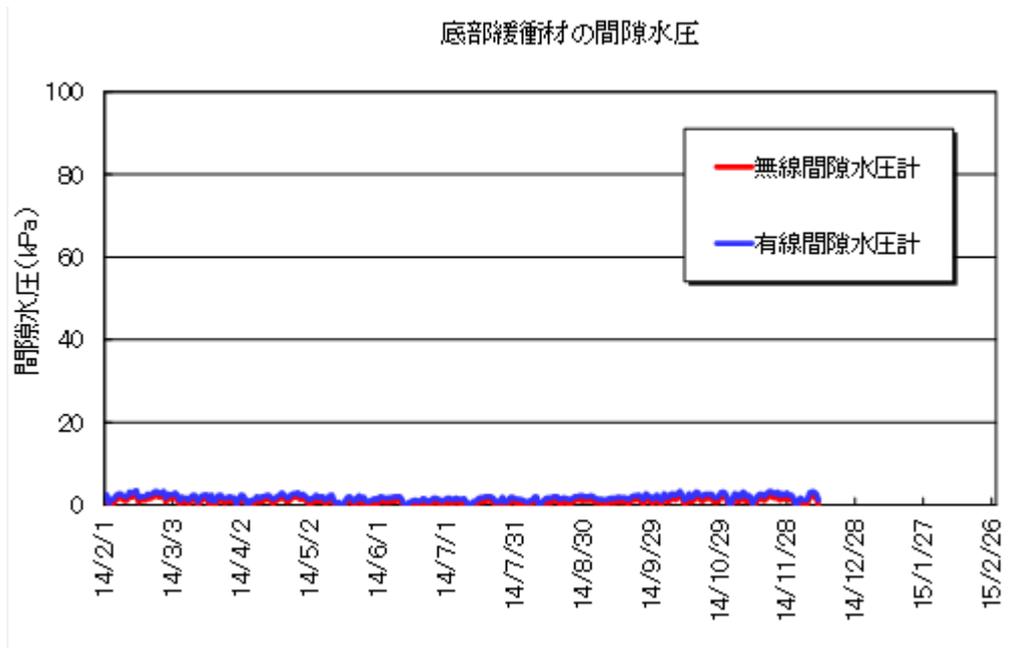


図 6.4-4 地中無線の間隙水圧データ回収結果

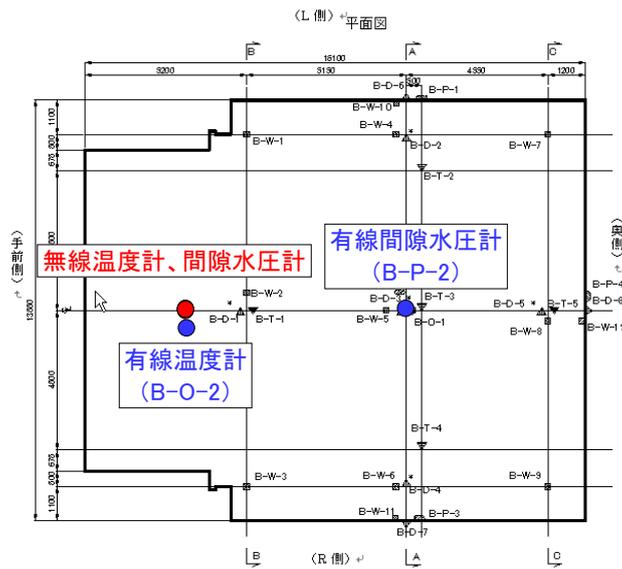


図 6.4-5 地中無線計器および有線計器の設置位置

6.5 底部緩衝材 BTV 観察

【目的】

底部低拡散材ひび割れ観測は、平成 20 年度に施工された底部低拡散材の施設挙動計測を目的としたものである。同部材は高い拡散抑制機能を保持することが要求される。このため、本確認試験において同部材の施工後、外部拘束や乾燥収縮等による初期ひび割れおよび重量物の積載等によるひび割れの発生状況の把握を目的として実施する。

実施日：平成 26 年 12 月 12 日

【まとめ】

- ・ 底部緩衝材に確認されている 3 か所のひび割れ（深度 5.772m、深度 8.642m および深度 11.295m の 3 か所）を確認した。
- ・ 確認されたひび割れはこれ以外にはないことを確認した。また、ひび割れの位置、幅などに変化は認められなかった。

平成 20 年度に底部低拡散材に水平ボーリングを削孔し、毎年 1～2 回の割合で、ボーリング孔内部のひび割れ観察を行ってきた。平成 20～21 年度の調査ではひび割れは確認されなかったが、平成 22 年度の調査で初めてひび割れ発生（深度 5.772m および深度 11.295m）が報告された。また、平成 23 年度の調査でも新たなひび割れ（深度 8.642m）が確認された。平成 24 年度の調査では、新規ひび割れの発生は確認されなかったが、深度 11.295m の割れ目に沿って水の滲み出しのような黒っぽい模様が確認された。平成 25 年度の調査では、新規ひび割れの発生は確認されず、また平成 24 年度の調査で確認された深度 11.295m の黒っぽい模様は確認されなかった。今回はこれらのひび割れの追跡調査および新規ひび割れの有無の確認を行った。

6.5.1 ひび割れ観察孔位置

ボーリング孔の位置を図 6.5-1、図 6.5-2 に示す。水平位置は部材中心から左へ 1,875mm である。鉛直位置は、厚さ 600mm の底部低拡散材上端より 250mm 下、下端より 350mm 上である。BTV 観察長は、ボーリング孔長 15.2m のうち、BTV 観察装置のカメラ設置位置より前方プローブ長分（23cm）を除く、約 15.0m 程度とする。

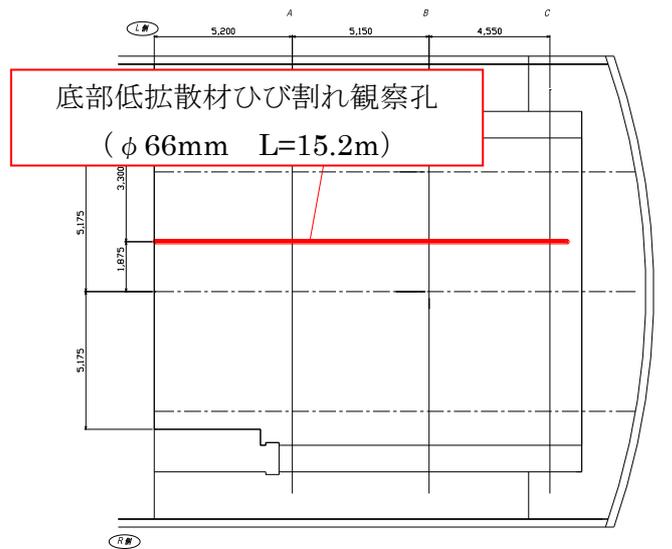


図 6.5-1 BTV 観測孔水平位置図 (単位 : mm)

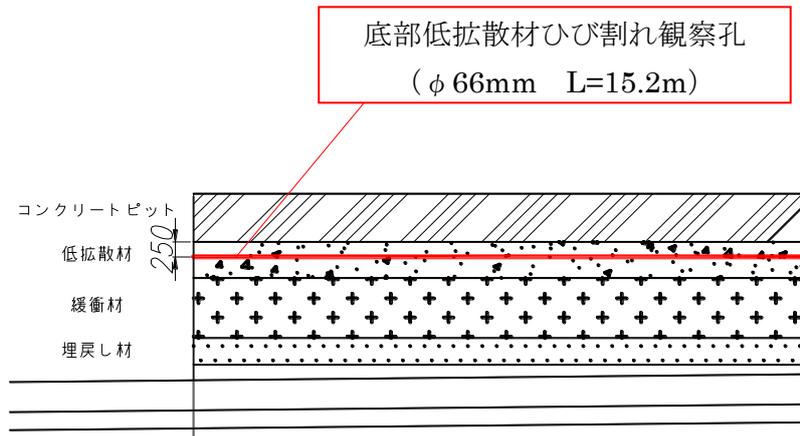


図 6.5-2 BTV 観測孔鉛直位置図 (単位 : mm)

6.5.2 BTV 装置

ボーリング孔壁のひび割れ観察は下記仕様に基づいて実施した。BTV 装置による観察後、孔壁展開画像の表示及び亀裂の幾何学性状のデータ整理も行うシステムを用いた。

[ボアホール観察 BIP-V システム概略仕様]

プローブ径 : $\phi 50\text{mm}$

画像観察記録 : 孔壁全周を連続的に定方位観察可能

孔方向 : 全方向可能 (鉛直孔、水平孔、傾斜孔)

観察速度 : $27\text{m}/\text{時間}$ ($0.45\text{m}/\text{分}$)

判定可能な最小ひび割れ幅 (=1 ピクセルの空間分解能) : 0.25mm

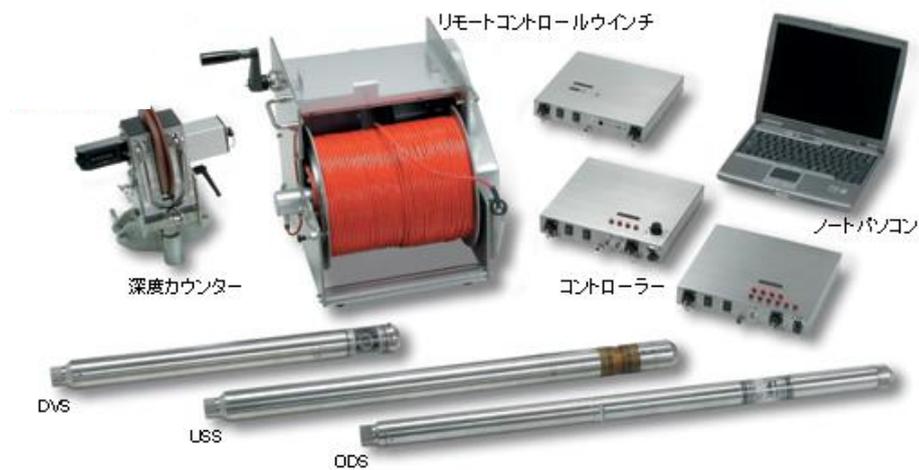
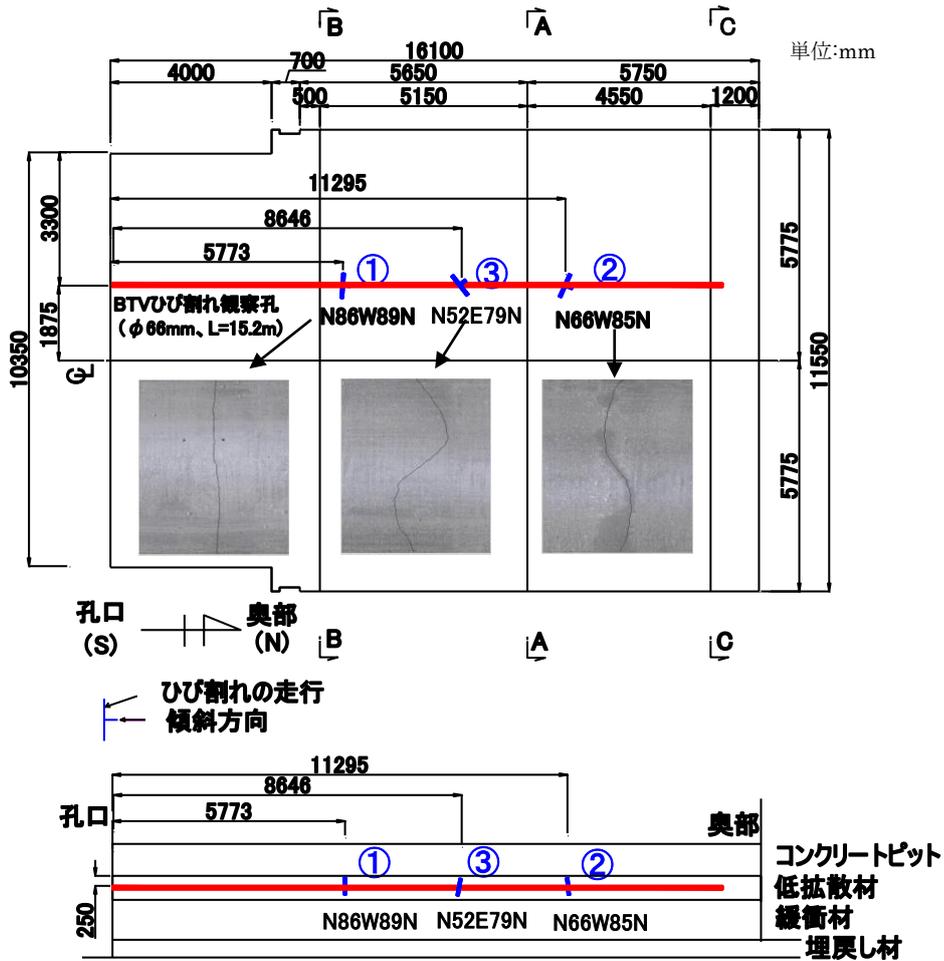


図 6.5-3 BTV 観測装置

6.5.3 BTV 観察結果

平成 26 年度施工確認試験終了後（平成 26 年 12 月 12 日）に実施した BTV 観察の結果、新規ひび割れの発生は確認されない結果となった。また、これまでに確認されている 3 本の既存ひび割れに関して、幅の拡大や形状の変化は認められなかった。平成 24 年度に水の滲み出しによると思われる“しみ”が確認されたが、今年度は、昨年度と同様に同位置で“しみ”は確認されなかった。

平成 26 年度までに確認されているひび割れの位置を図 6.5-4、それぞれの割れ目画像を図 6.5-5～図 6.5-10 に示す。使用している BTV カメラの検知可能ひび割れ幅は 0.25mm で、0.25mm 以下の幅を判定できない。これら 3 本のひび割れ幅は最大でも 0.25mm である。その他の観察結果の画像は「添付資料 5 施設・周辺岩盤挙動計測データ集」に示す。



- ・ ①、② : 平成 22 年度 BTV 観察 (平成 22 年 12 月 2 日) に確認
- ・ ③ : 平成 23 年度 BTV 観察 (平成 24 年 1 月 13 日) に確認

図 6.5-4 平成 26 年度までに BTV 観察で確認されたひび割れ位置

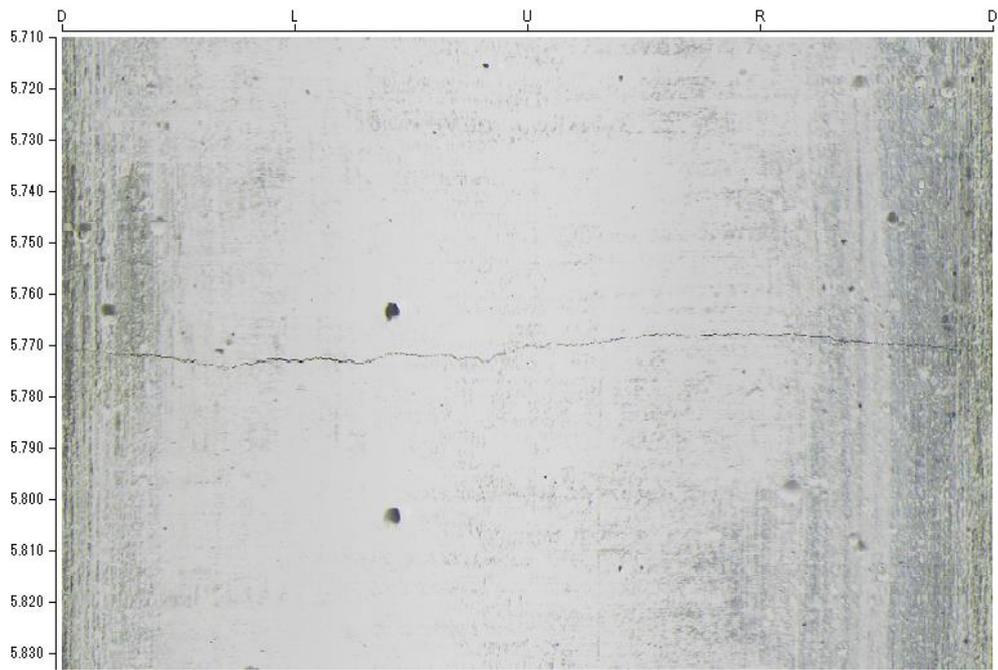
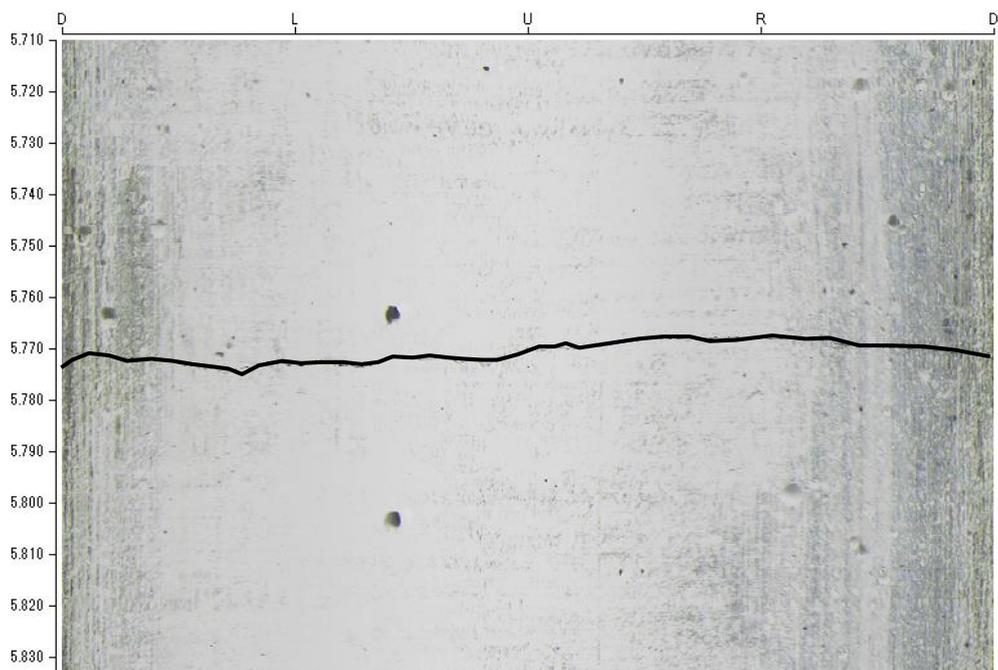


図 6.5-5 深度 5.772m 付近の割れ目



開口幅は、計測限界の0.25mm未満である。

割れ目の走向傾斜は、N86W89Nを示す。ボーリング孔に直交しほぼ垂直に切断している。

図 6.5-6 深度 5.772m 付近の割れ目① (トレース)

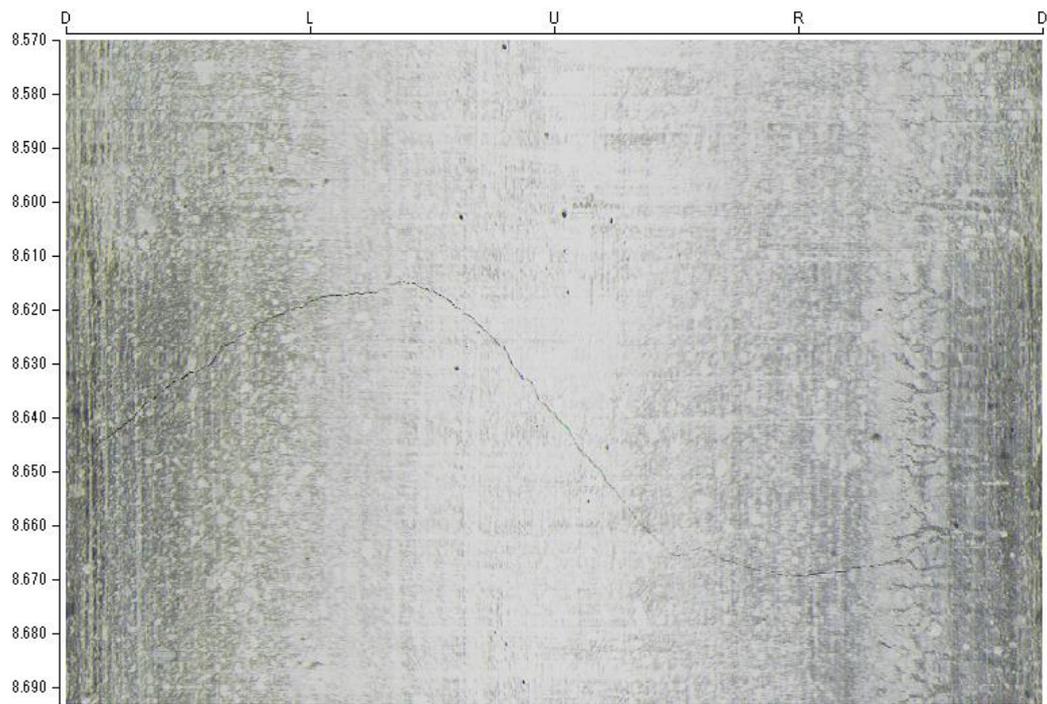
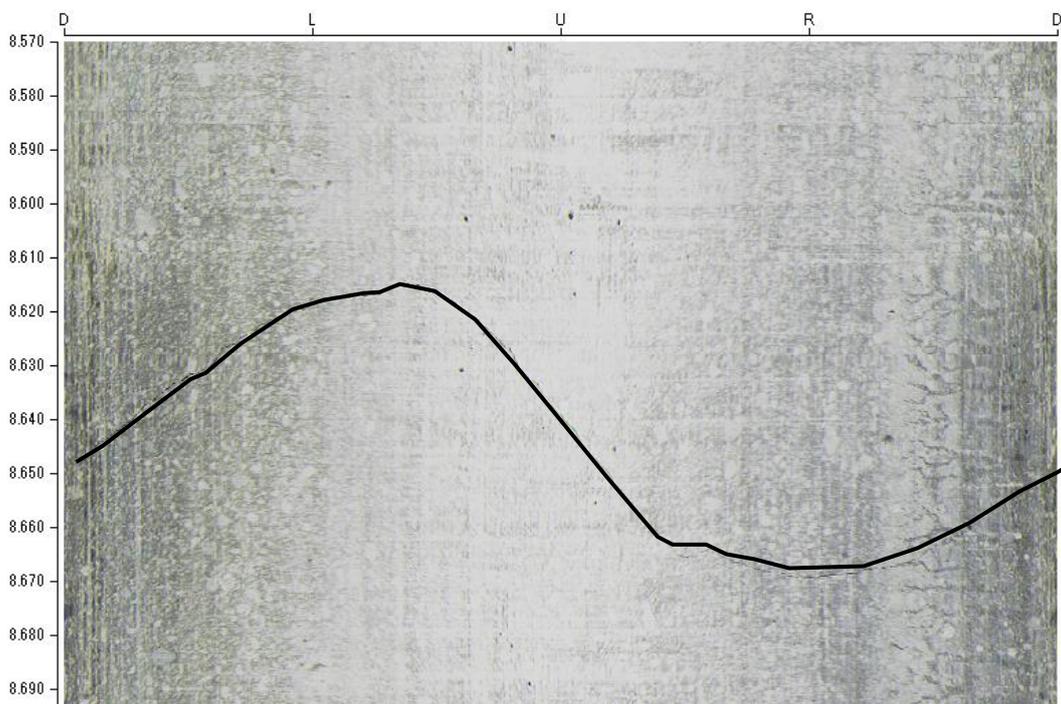


図 6.5-7 深度 8.646m 付近の割れ目



開口幅は、計測限界の0.25mm未満である。

割れ目の走向傾斜は、N52E79Nを示す。

図 6.5-8 深度 8.646m 付近の割れ目③ (トレース)

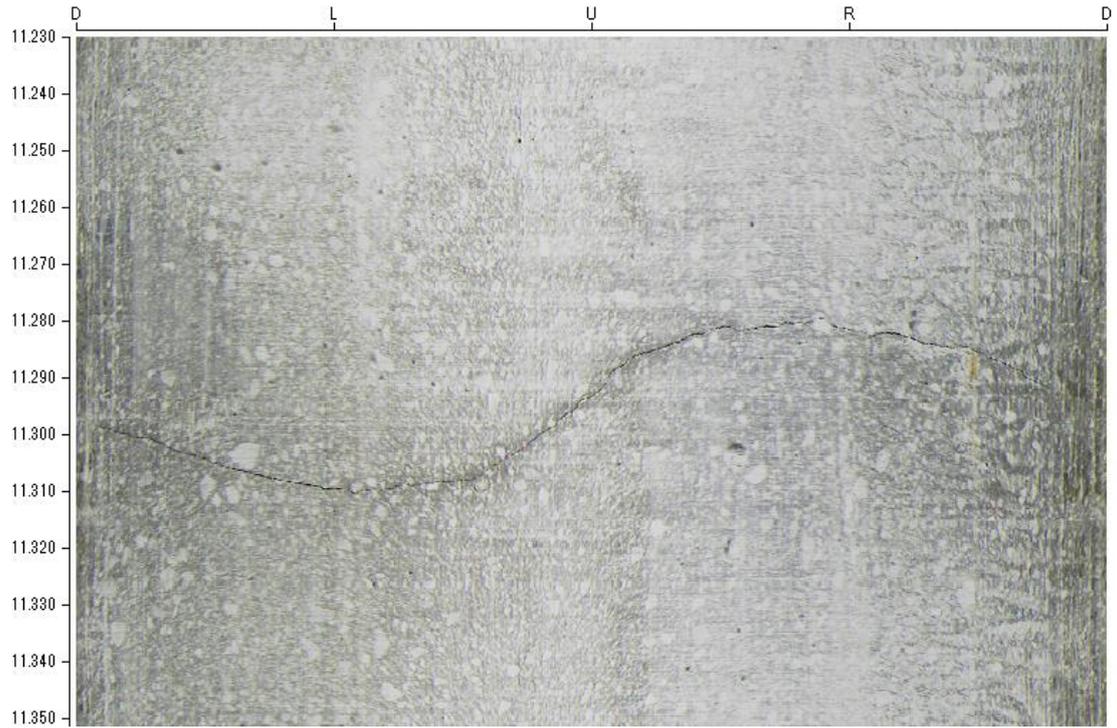
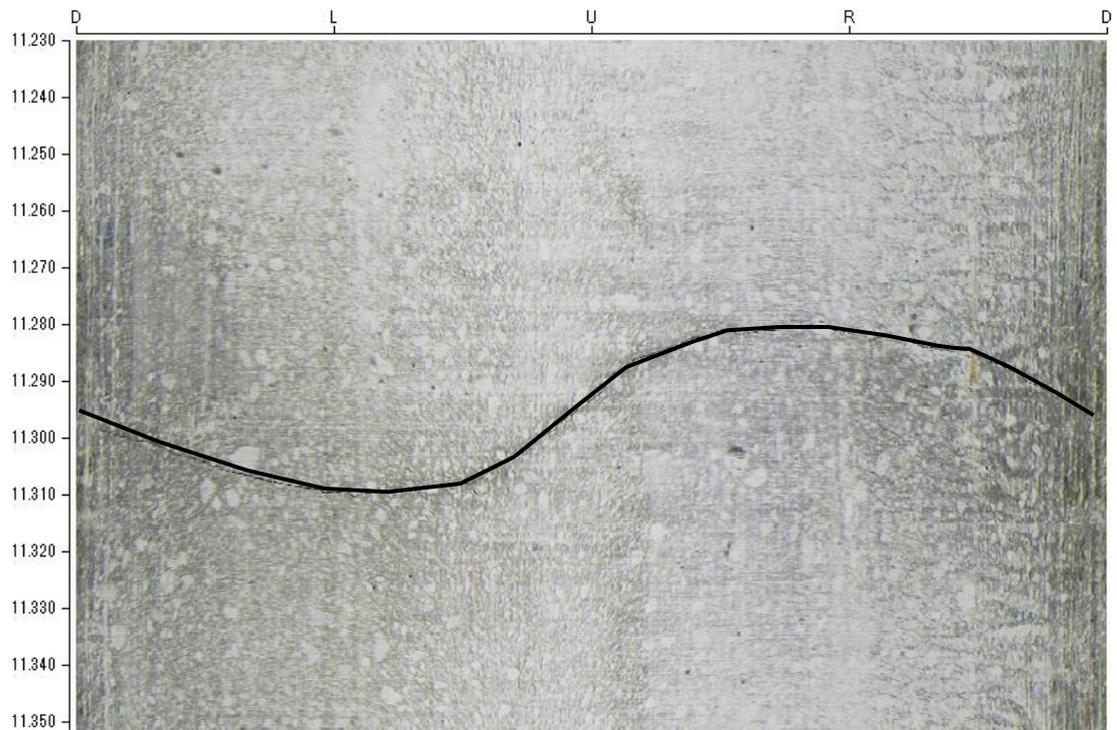


図 6.5-9 深度 11.295m 付近の割れ目



開口幅は、計測限界の0.25mm未満である。

割れ目の走向傾斜は、N66W85Nを示す。

図 6.5-10 深度 11.295m 付近の割れ目② (トレース)

【参考文献】

- [1] 公益財団法人 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 22 年度 管理型処分技術調査等委託費 地下空洞型処分施設性能確証試験 報告書 (2011).

第7章 地震が地下空洞施設に与える影響の検討

第7章 地震が地下空洞施設に与える影響の検討

7.1 実施概要

【目的】

本検討は、埋設施設の設計・施工技術等に反映することを目的に、地震動が地下空洞施設に与える影響を検討したものである。第6章で示した地震計の観測データを整理し、応答挙動（加速度等）を分析するとともに、地震応答解析結果と比較分析することより本試験施設の地震時の定性的な挙動について検討を行った。

また、平成25年度までに実施した解析結果を整理して、以下の解析手法・評価方法等に関する課題検討を行った。地震後の塑性変形が緩衝材の透水性に与える影響を確認するために、平成25年度に実施した解析結果から、地震後の緩衝材の残留体積ひずみに着目して、密度変化による緩衝材の透水性の変化について検討した。

【まとめ】

1. 観測データに基づく試験施設の挙動解析

地震計の観測データを用いた地震応答解析では、試験空洞底盤で観測した地震動を用いて解析用入力地震動を作成し、2次元FEMモデルにより時刻歴非線形地震応答解析を実施した。解析結果と本試験施設で観測した地震動データを比較分析し、本試験施設の地震時の定性的な挙動について検討を行った。

2. 解析手法・評価方法に関する課題検討

平成25年度までに実施した地震応答解析において、地震時に緩衝材が塑性化して地震後もそのひずみが残留する結果が得られた。この残留ひずみが緩衝材の性能に対する影響を評価する手法は確立されていない。そのため、残留ひずみによって不均一に密度が分布する状態や、塑性化してせん断帯が形成された場合など、緩衝材の性能を適切に評価するための情報を、試験等により把握する必要があると考えられた。

埋戻し直後のケースを対象として、仮想的に設定した検討用地震動を用いて、緩衝材の弾塑性を考慮した非線形地震応答解析を実施した結果、緩衝材にせん断強度に抵触する塑性化領域が発生する結果が得られた。緩衝材が塑性化すると、塑性ひずみの発生（連続体挙動）やせん断帯の発生・進展（不連続体挙動）に伴い、透水性が変化する可能性が考えられるため、今年度は、解析結果および既往試験結果に基づいて、地震時の透水性の変化についての分析を行った。解析結果の分析から、連続体挙動の範囲では、地震の影響による緩衝材の透水係数の増加は最大でも0.131%であり、透水性に及ぼす影響は小さいことがわかった。

一方、緩衝材のせん断帯の発生・進展に伴う不連続挙動が透水性に与える影響に関しては、既往文献調査を実施し、定体積条件においては、緩衝材にせん断による低密度帯が生じにくく、仮

にせん断帯や隙間が存在しても、再冠水後の飽和状態になれば透水性に与える影響は小さくなる
ことがわかった。

以上より、本検討で実施した条件での解析結果および既往試験結果から、地震動の規模によっ
ては緩衝材に塑性化領域が発生するものの、透水性に及ぼす影響は小さいことが示唆された。

7.1.1 検討フロー

本検討では、地震動観測データの分析およびそのデータを用いた地震応答解析を実施した「地震計の観測データの整理と挙動分析」で構成される。検討フローを図 7.1-1 に示す。

図 7.1-1 の「地震計の観測データの整理と挙動分析」では、平成 24 年度の検討で課題として挙げられた、本試験施設における地震観測および解析結果との比較・検証による施設の地震時挙動分析を目的として、本試験施設で計測された観測データを用いて地震応答解析を実施した。

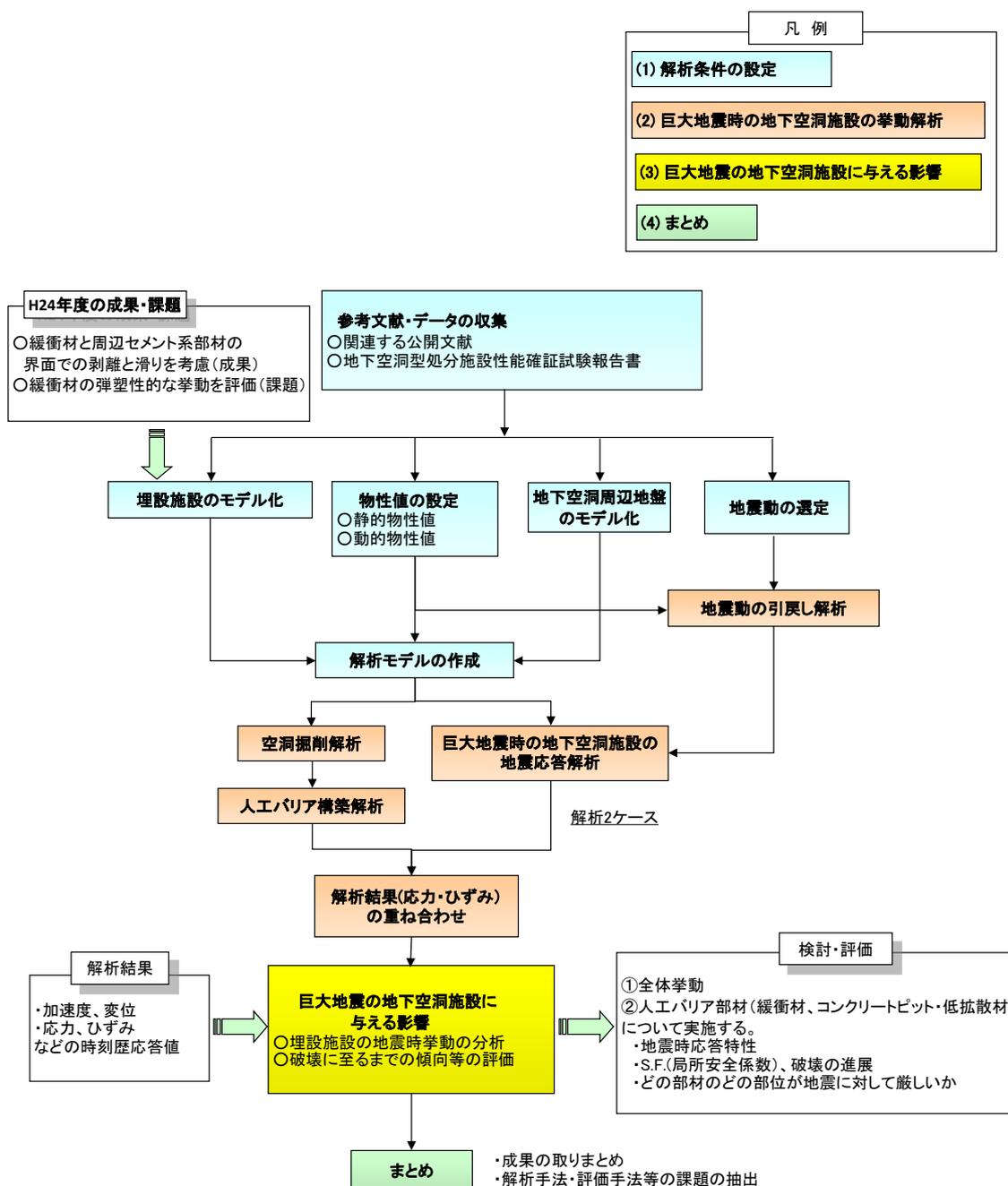


図 7.1-1 検討フロー (観測データに基づく試験施設の挙動解析)

7.1.2 検討対象

「地震計の観測データの整理と挙動分析」では、地震動が観測された時点での試験施設形状とした。今年度の施工確認試験における試験施設の最終形状を図 7.1-2 に示す。

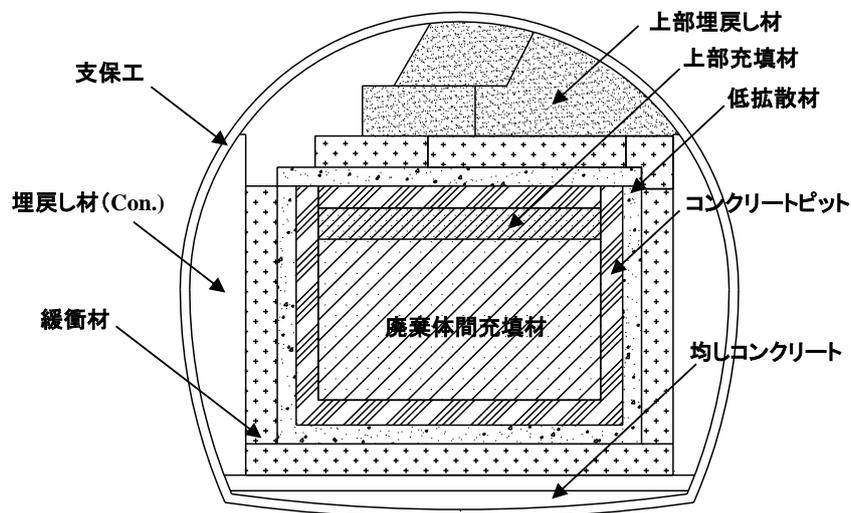


図 7.1-2 本年度の試験施設の最終形状

7.2 地震計の観測データの整理と挙動分析

7.2.1 観測データの分析・評価

(1) 計測器設置概要

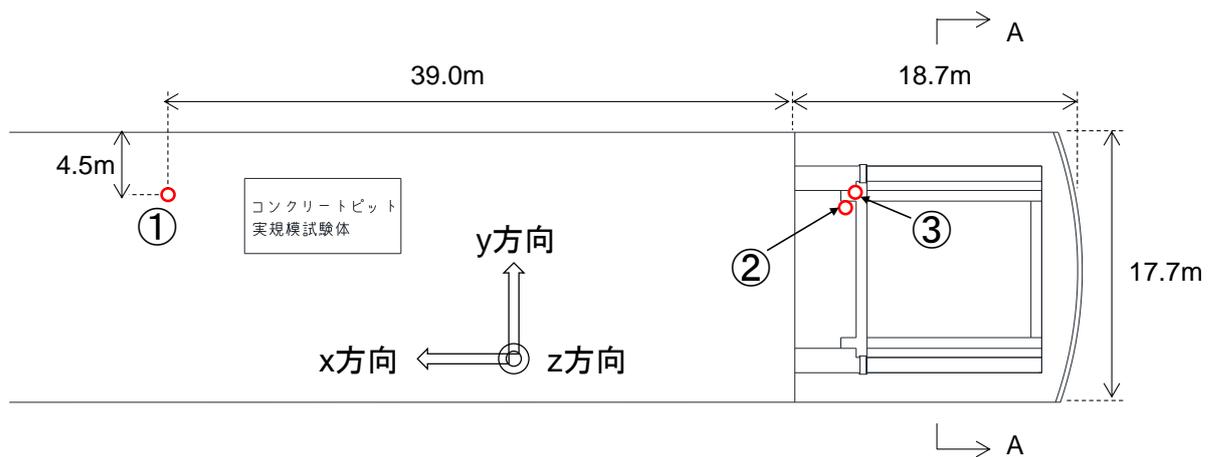
地震計の計器設置について、概要を以下に示す。

1) 地震計設置位置

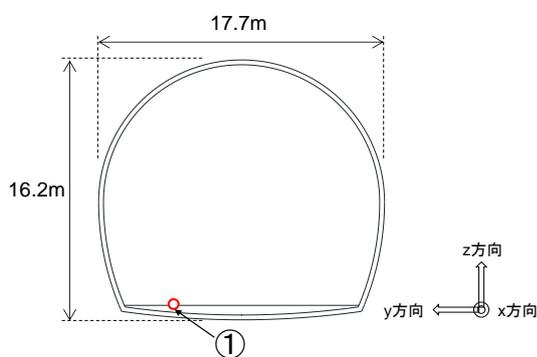
地震計は計 3 台設置し、それぞれ地震計①～③を称することとする（
図 7.2-1）。地震計①は試験施設から比較的離れた底盤上、地震計②は底部コンクリート
ピット上、地震計③は手前部コンクリートピット上とした。設置位置選定根拠を表 7.2-1
に示す。

また各地震計の計測方向は以下とする。

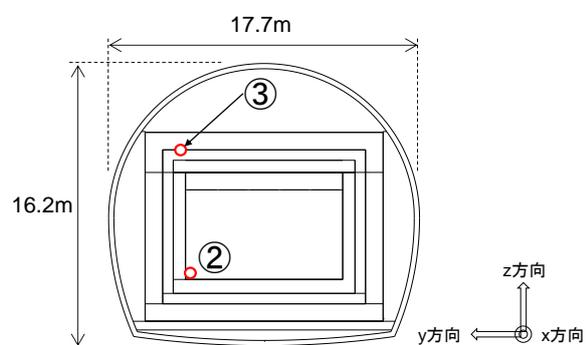
- ・ x 方向：空洞軸方向
- ・ y 方向：空洞横断方向
- ・ z 方向：鉛直方向



(1)平面図



(2)横断面図 (A-A 断面)



(3)横断面図 (B-B 断面に投影)

図 7.2-1 地震計設置位置

表 7.2-1 地震動レベル

地震計	設置位置	選定根拠
地震計①	試験施設から離れた底盤上 (インバートコンクリート上)	地震応答解析の入力地震動作成用のデータとなるため、地震時の試験施設の影響が小さい位置に設置する必要がある。そのため、試験施設から比較的離れた底盤上を選定した。
地震計②	底部コンクリートピット上	底部緩衝材の地震時影響を分析評価するために底部コンクリートピット上を選定した。
地震計③	手前部コンクリートピット上	試験施設全体の地震時影響を分析評価するために、試験施設の中で高位置となる手前部コンクリートピット上を選定した。

2) 地震計仕様

地震計の仕様を表 7.2-2 に示す。また、地震計の設置状況を図 7.2-2 に示す。

表 7.2-2 地震計の仕様

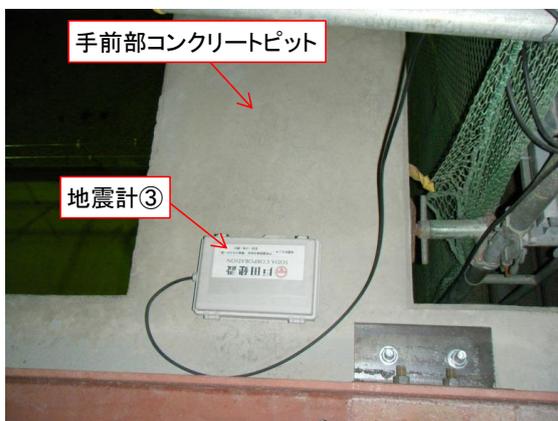
名称	仕様	機種
加速度センサ	計測範囲: ±1.5G 周波数応答: 0.1~50Hz 分解能: X、Y軸: 0.02Gal Z軸: 0.07Gal サンプリング周波数: 100Hz、200Hz 送信周波数: 0.5sec(200Hz) 1.0sec(100Hz) 使用条件: 周囲温度: -30°C~60°C 周囲湿度: 95%RH 以下 外形寸法: 113×90×60mm	富士電機(株)製 MEMS 応用感振センサ CPUKSNSP-00(防水・防塵型)



(1) 地震計①



(2) 地震計②



(3) 地震計③



(4) 養生ケース内

図 7.2-2 地震計設置状況

3) データ回収

データ回収の仕様を表 7.2-3 に示す。

表 7.2-3 データ回収の仕様

項目	仕様
トリガ条件	マスタとするセンサ(地震計①)で、XYZ のいずれかが 1Gal 以上
トリガ引き伸ばし時間	地震検知時間幅 10 秒
プレトリガ時間	トリガ検知前の収集時間 10 秒
ポストトリガ時間	地震収束判断時間 60 秒
サンプリング周波数	200Hz(1 秒間に 200 データを取得)
出力形式	データ変換後、CSV ファイル形式 1 列目に取得時刻、2~4 列目に XYZ の加速度データ(Gal)

(2) 地震動観測データ

試験施設に地震計を設置した 2014 年 4 月 1 日以降に、気象庁発表[1]の六ヶ所村尾駁観測点における震度が 1 以上であった地震動一覧を表 7.2-4 に示す。このうち、代表例として、3 つの観測波形について本節で示した。なお、本節で示した地震観測データの一部は、「6 章 6.3.3 地震観測」で示したものと同一データであり、再掲した。

表 7.2-4 地震動一覧

日 時	震源地	マグニ チュード	震源 深さ	震源距離 (六ヶ所村 尾駁)	震度 (六ヶ所村 尾駁)	観測データ (試験空洞)
2014/5/19 21:02:29	青森県 東方沖	M4.2	57km	79km	1	添付資料に記載
2014/6/9 7:50:59	青森県 東方沖	M4.6	82km	85km	2	1) に記載
2014/6/15 2:31:42	岩手県 内陸南部	M5.5	94km	199km	2	添付資料に記載
2014/7/5 7:42:05	岩手県沖	M5.9	49km	164km	2	2) に記載
2014/7/21 3:32:48	択捉島 南東沖	M6.4	30km	733km	1	添付資料に記載
2014/7/25 13:18:16	青森県 東方沖	M4.9	66km	110km	2	3) に記載
2014/8/10 12:43:18	青森県 東方沖	M6.1	51km	94km	3	4) に記載 再掲
2014/9/10 10:09:36	岩手県沖	M4.9	67km	124km	1	5) に記載
2014/10/3 9:57:30	岩手県沖	M5.7	28km	142km	2	添付資料に記載
2014/10/11 11:35:46	青森県 東方沖	M6.1	36km	162km	2	添付資料に記載
2014/10/14 6:25:00	青森県 東方沖	M4.4	81km	87km	1	添付資料に記載
2014/10/27 13:33:01	青森県 東方沖	M4.3	92km	111km	1	添付資料に記載
2014/11/2 17:41:38	青森県 東方沖	M4.0	106km	118km	1	添付資料に記載

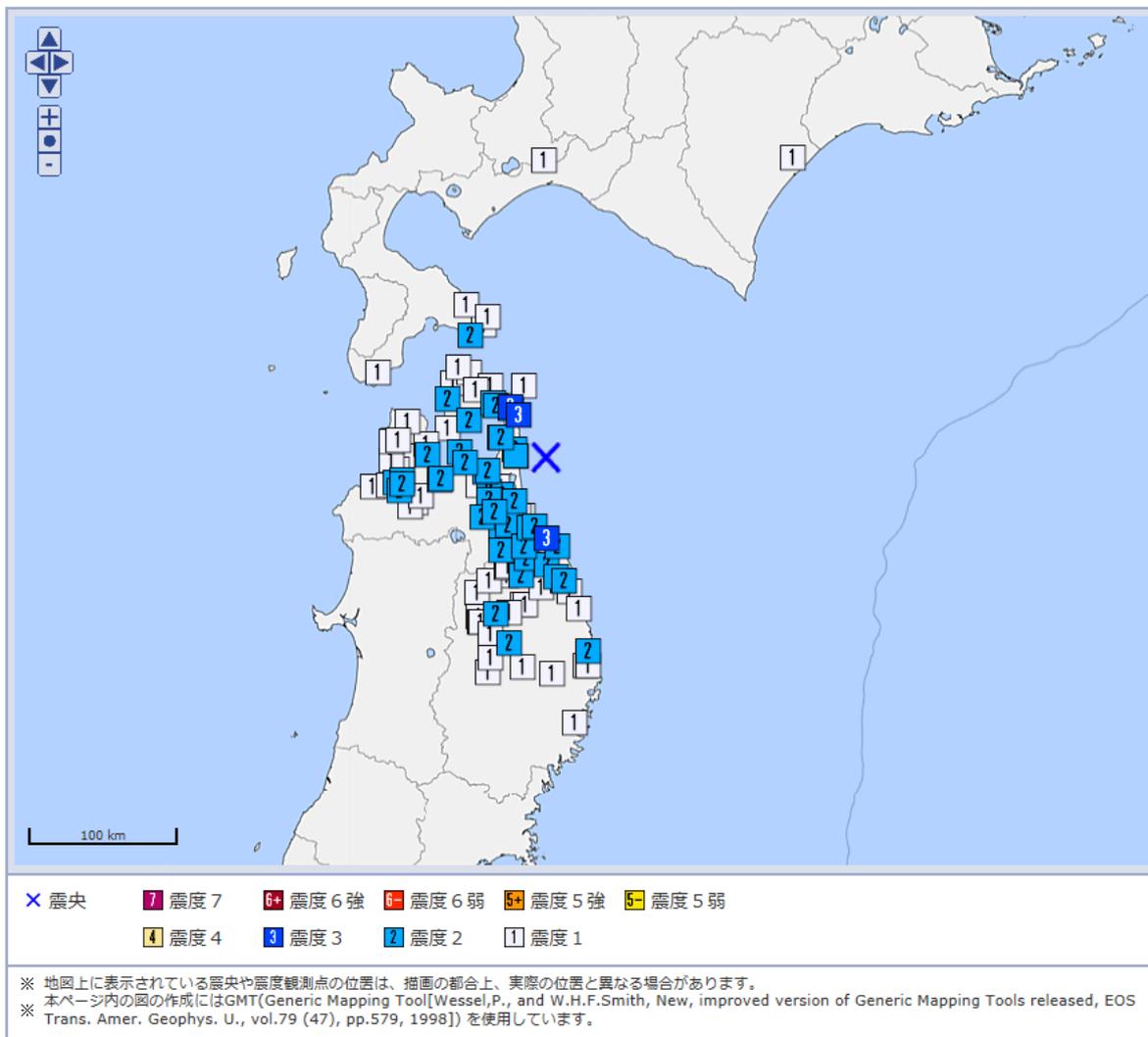
※地震観測のトリガ条件：マスタとするセンサ（地震計①）で、xyz 方向のいずれかが 1Gal 以上

1) 2014年6月9日

a. 気象庁発表情報

気象庁発表情報[1]を図 7.2-3 に示す。

震度分布図



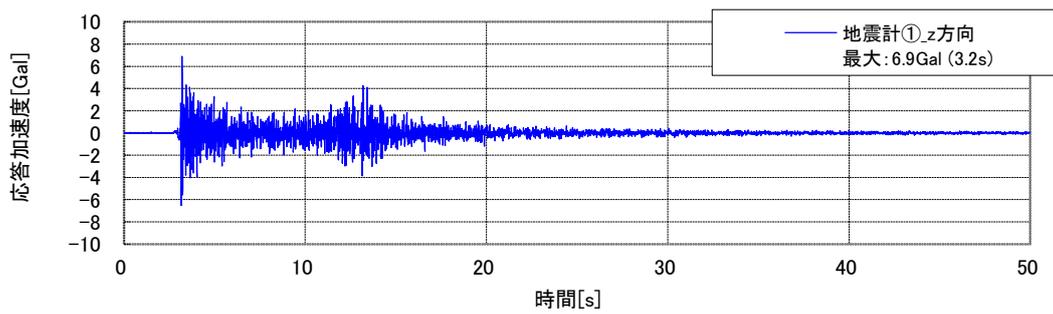
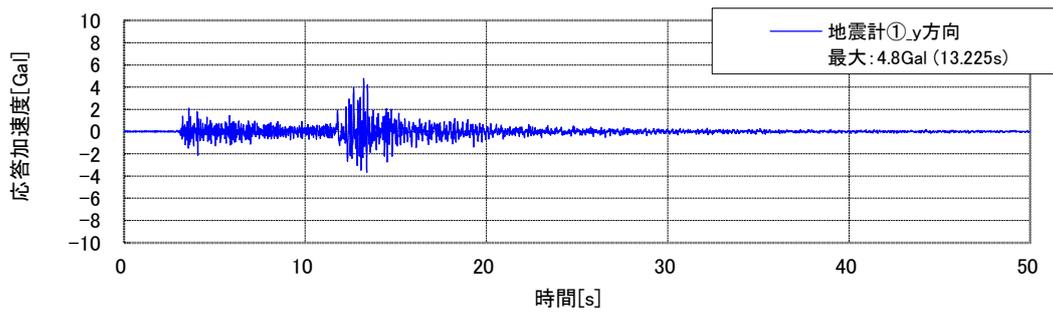
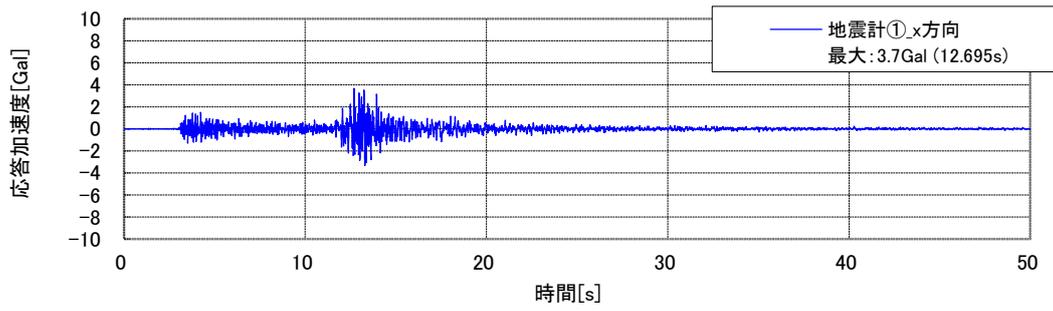
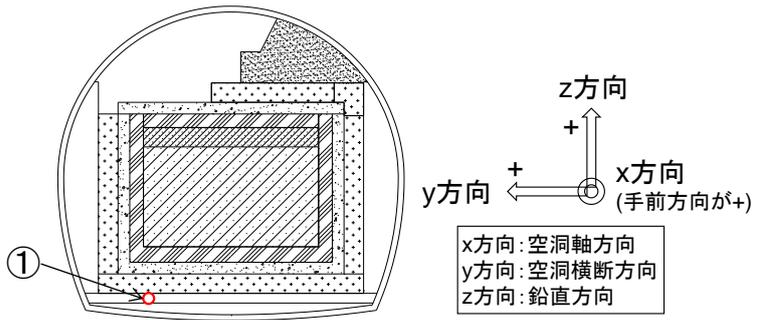
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/06/09 07:50:59.1	青森県東方沖	40°57.4'N	141°36.6'E	82km	M4.6	3

図 7.2-3 気象庁発表情報 (2014年6月9日)

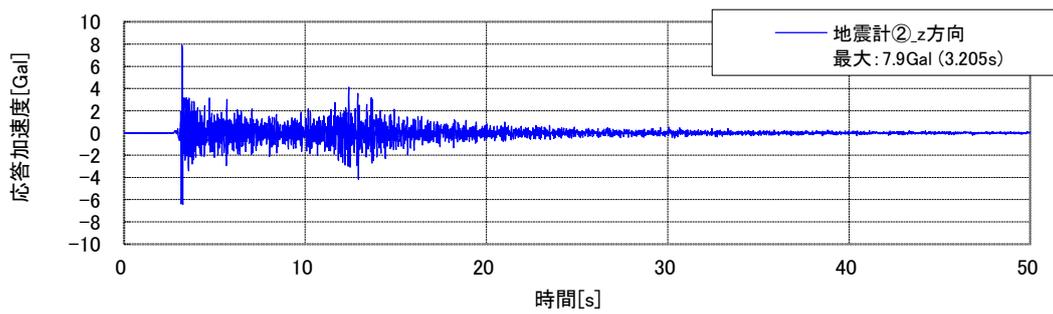
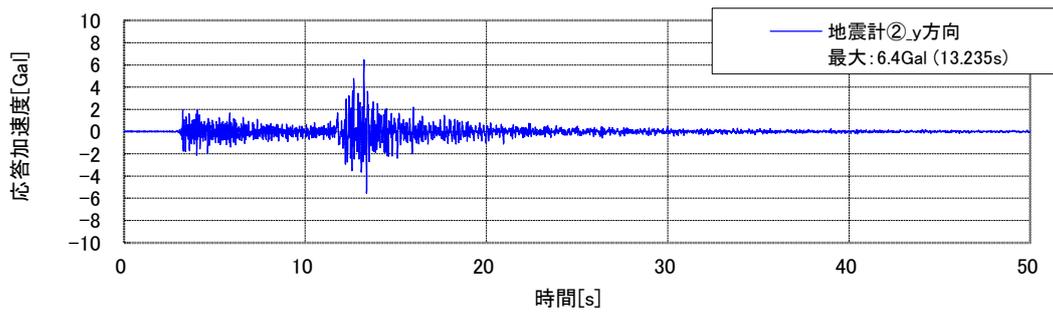
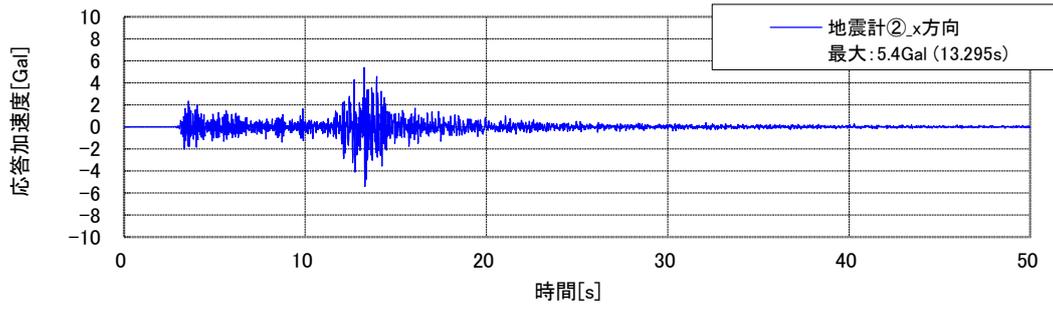
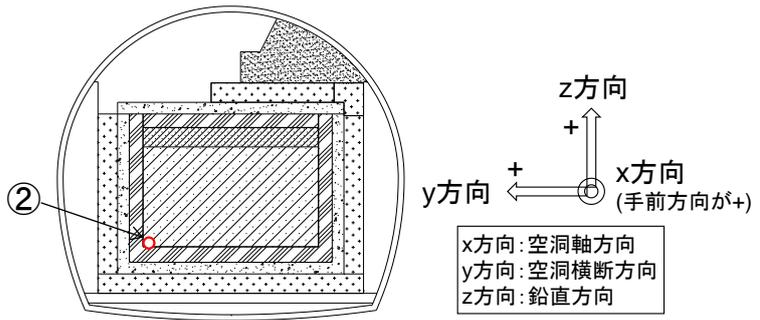
b. 観測データ

観測された加速度時刻歴を図 7.2-4、図 7.2-5、図 7.2-6 に示す。



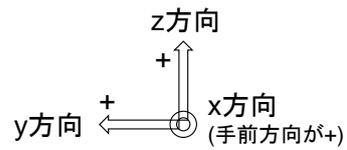
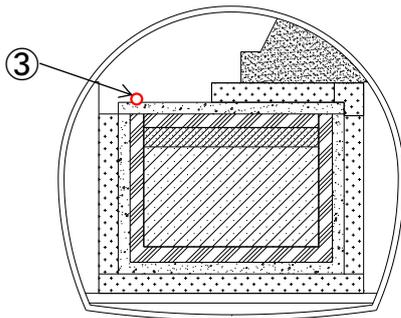
※上から x、y、z 方向

図 7.2-4 地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 6 月 9 日)

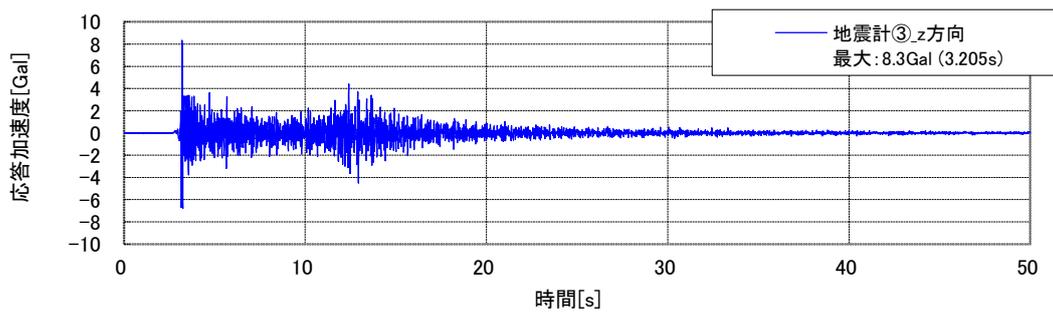
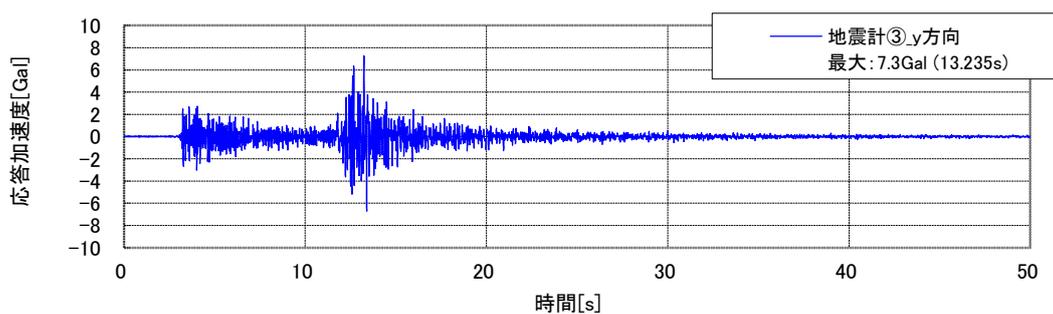
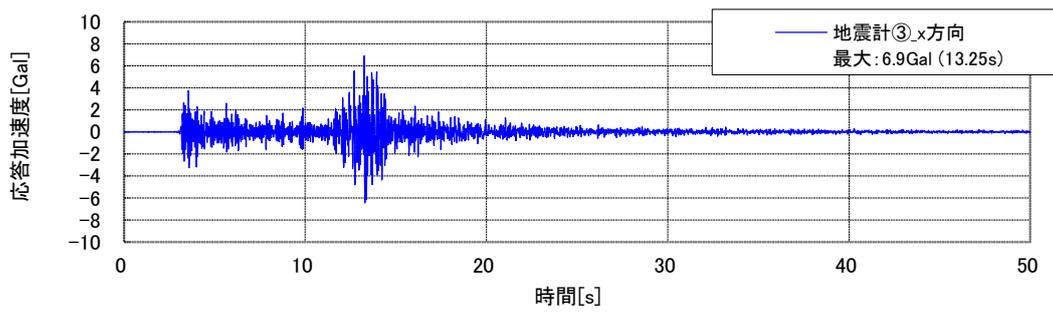


※上から x、y、z 方向

図 7.2-5 地震計②の加速度時刻歴 (2014年6月9日)



x方向: 空洞軸方向
 y方向: 空洞横断方向
 z方向: 鉛直方向



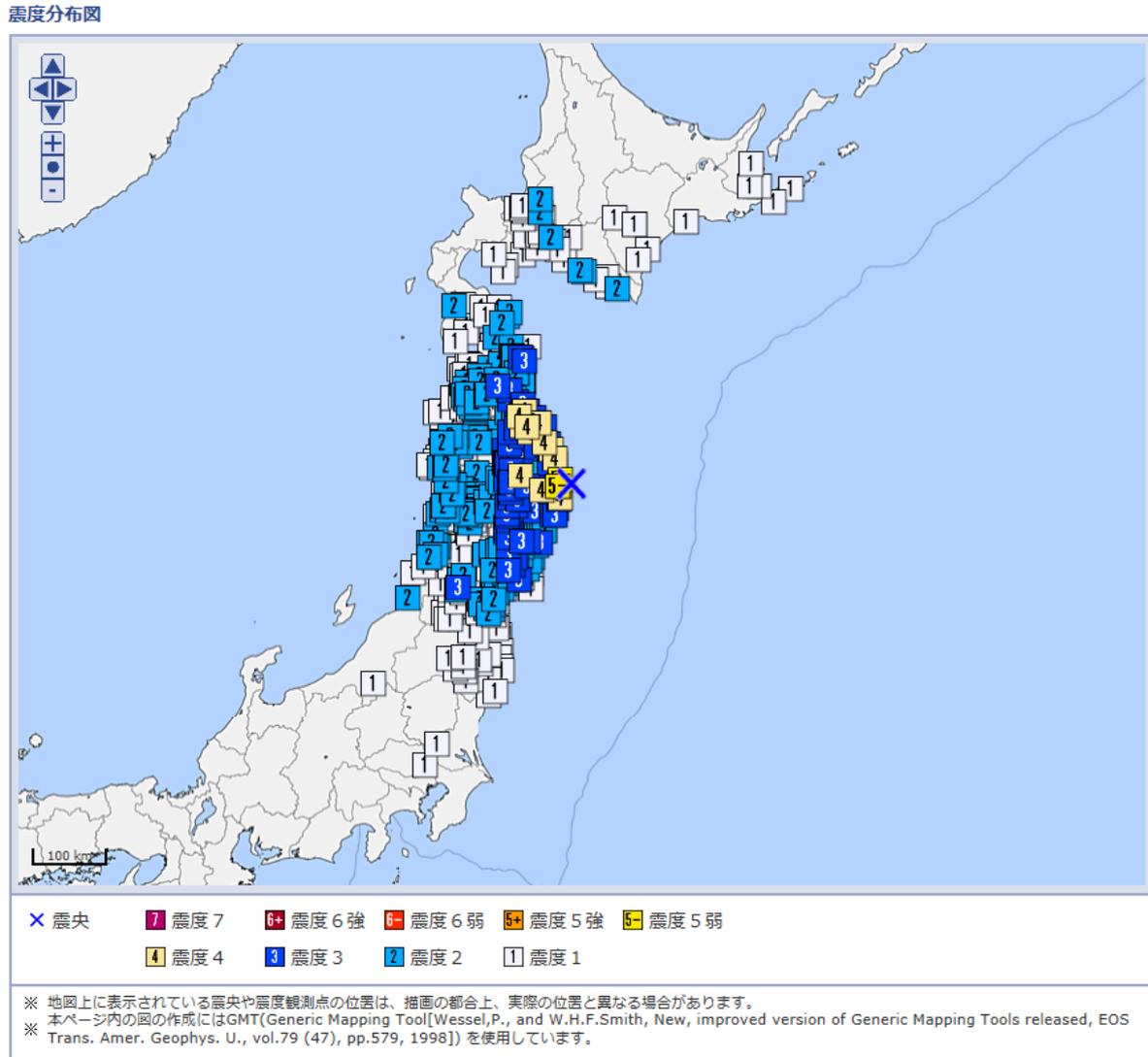
※上から x、y、z 方向

図 7.2-6 地震計③の加速度時刻歴 (2014年6月9日)

2) 2014年7月5日

a. 気象庁発表情報

気象庁発表情報[1]を図 7.2-7 に示す。



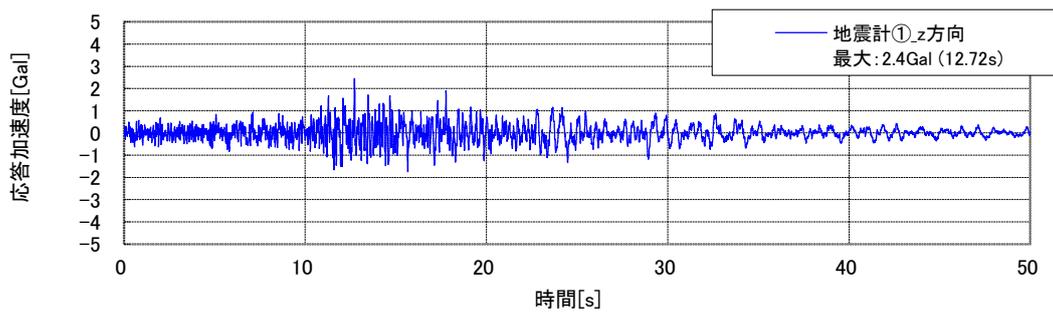
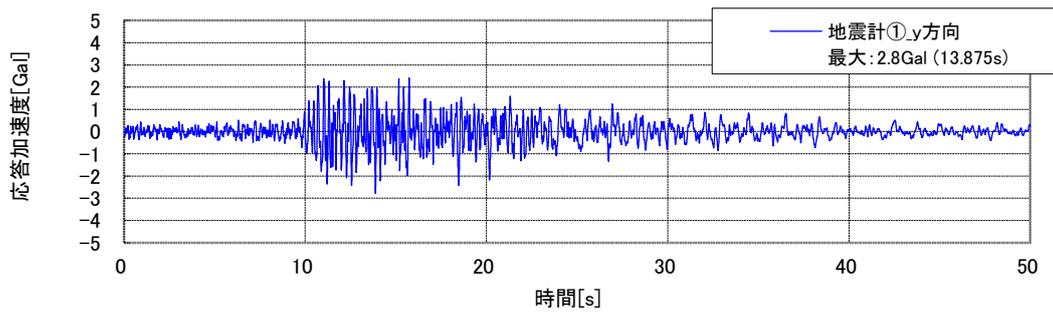
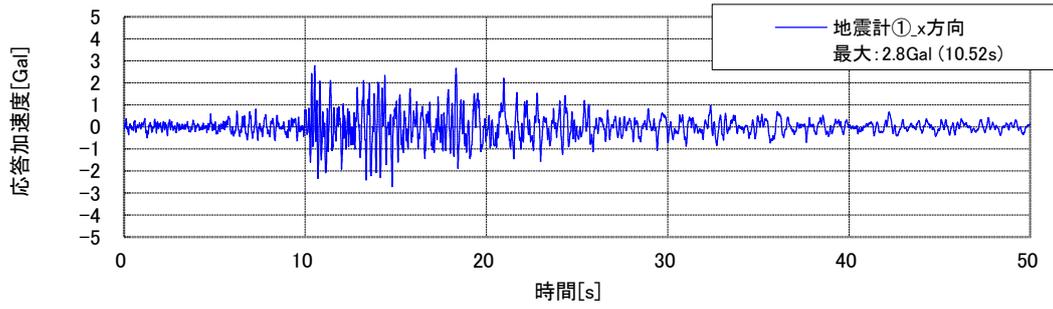
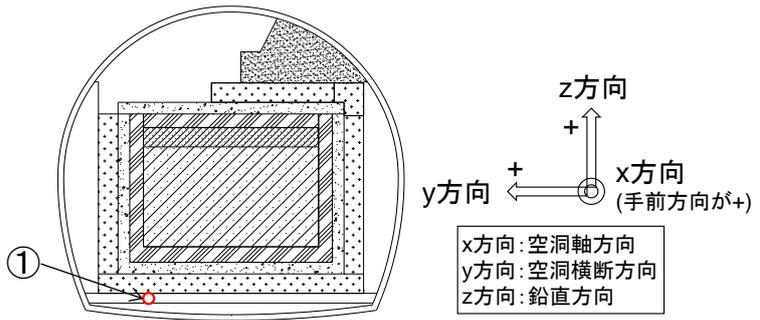
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/07/05 07:42:04.6	岩手県沖	39°40.5'N	142°08.1'E	49km	M5.9	5弱

図 7.2-7 気象庁発表情報 (2014年7月5日)

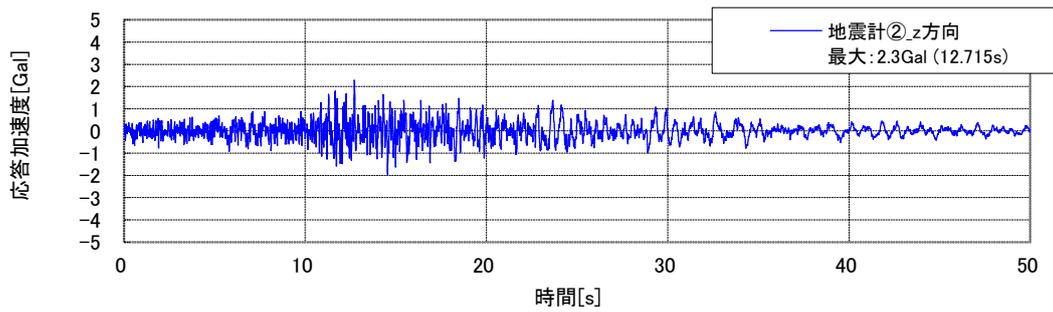
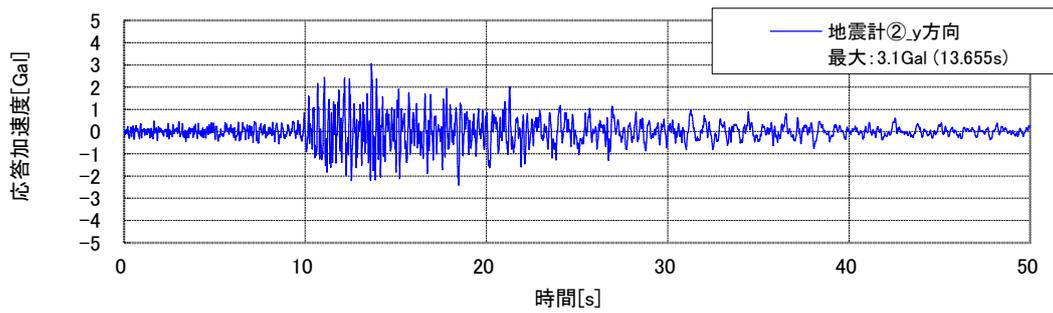
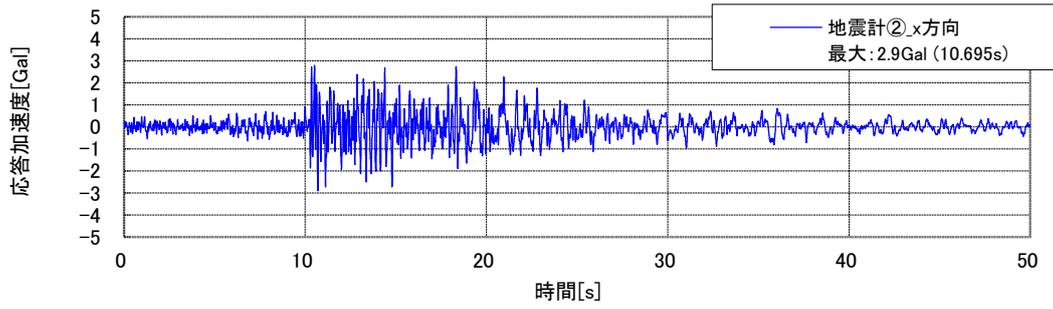
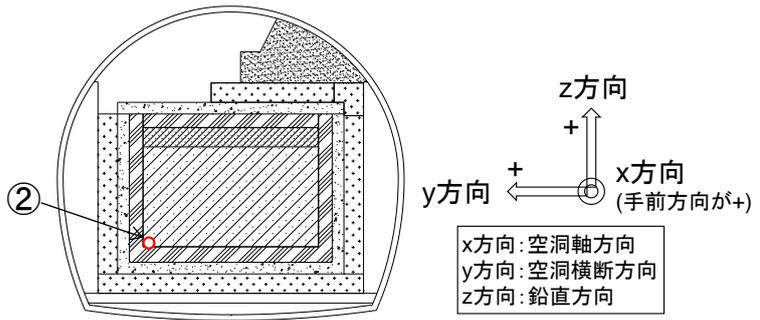
b. 観測データ

観測された加速度時刻歴を図 7.2-8、図 7.2-9、図 7.2-10 に示す。



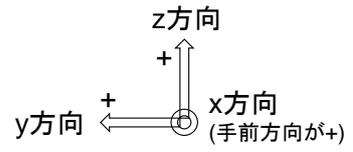
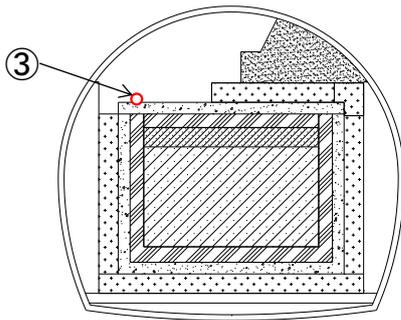
※上から x、y、z 方向

図 7.2-8 地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 5 日)

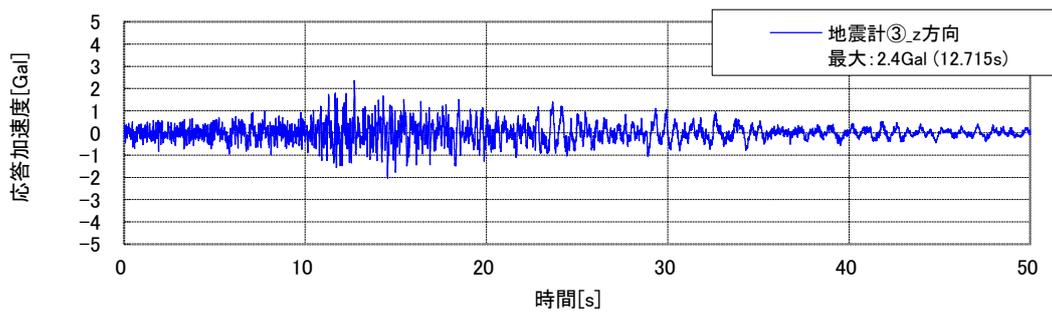
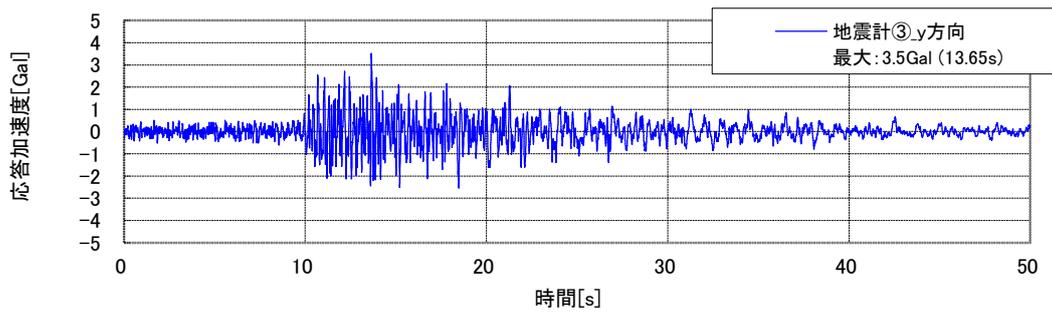
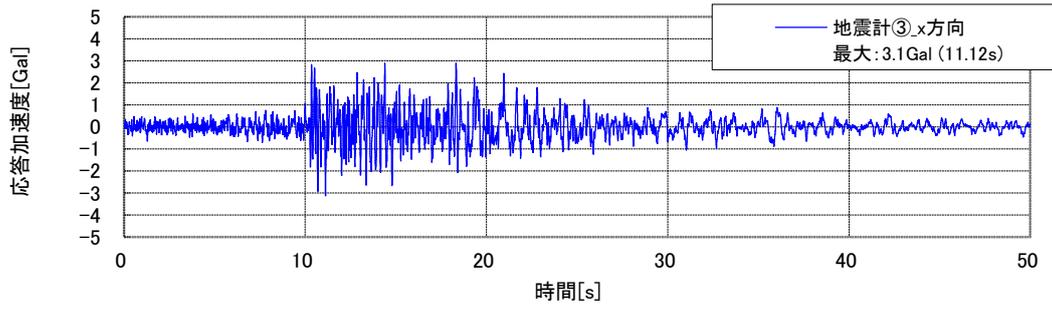


※上から x、y、z 方向

図 7.2-9 地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 5 日)



x方向: 空洞軸方向
y方向: 空洞横断方向
z方向: 鉛直方向



※上から x、y、z 方向

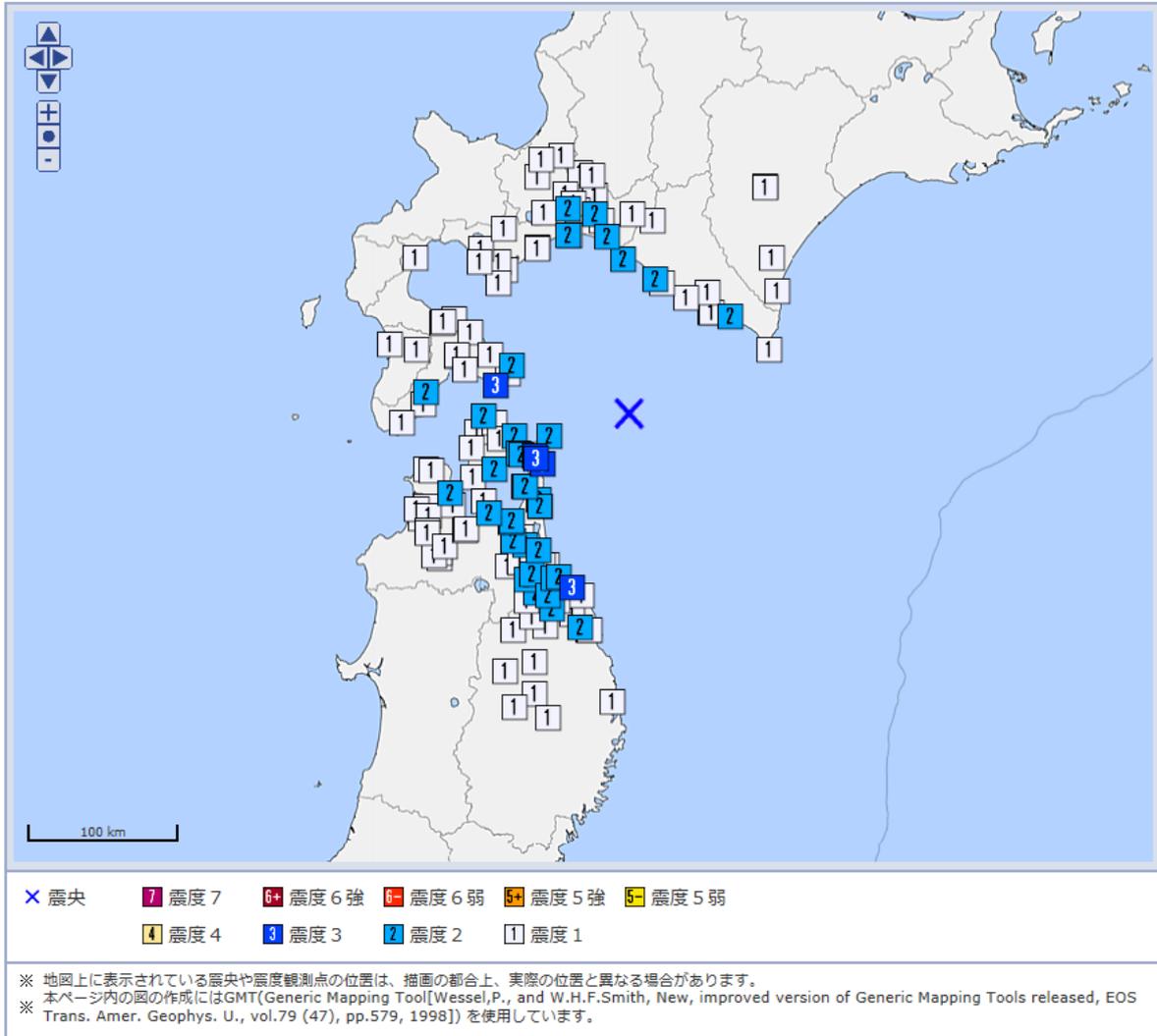
図 7.2-10 地震計③の加速度時刻歴 (2014年7月5日)

3) 2014年7月25日

a. 気象庁発表情報

気象庁発表情報[1]を図 7.2-11 に示す。

震度分布図



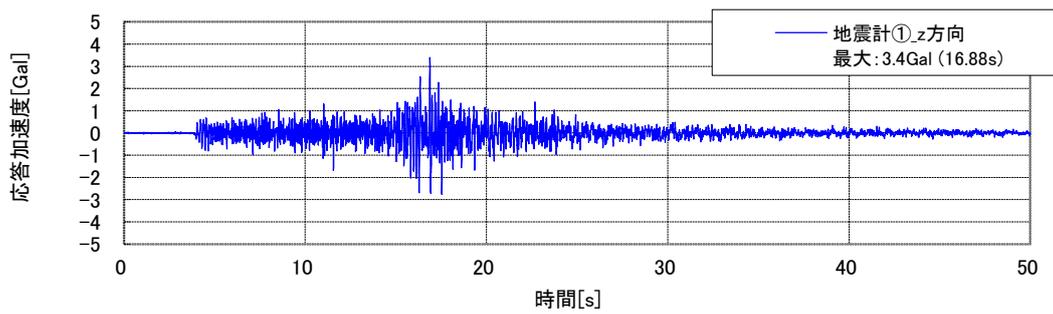
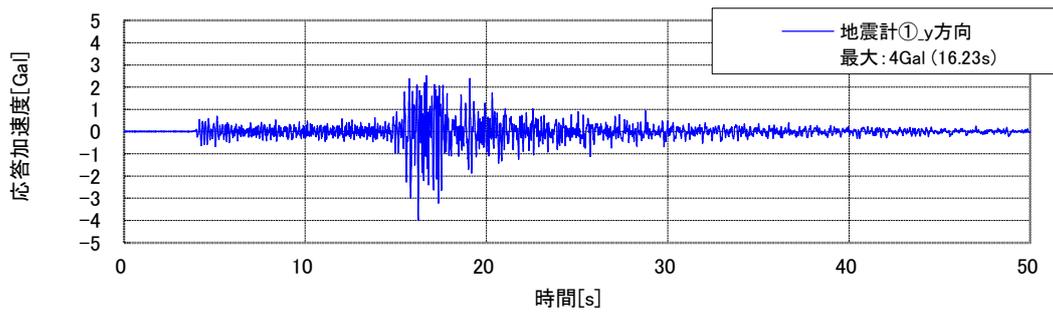
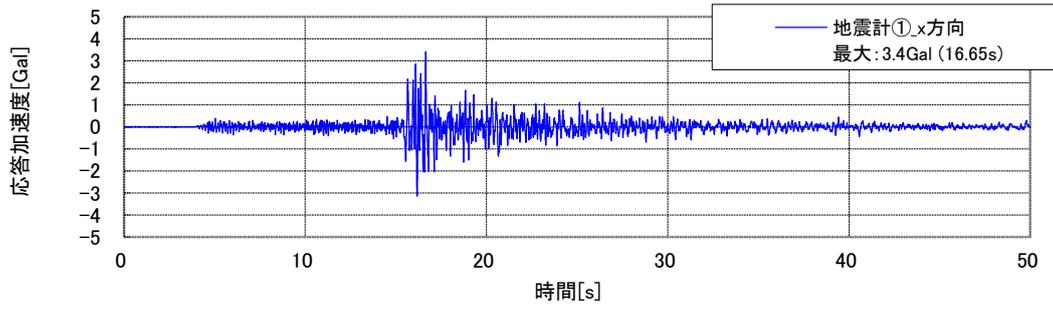
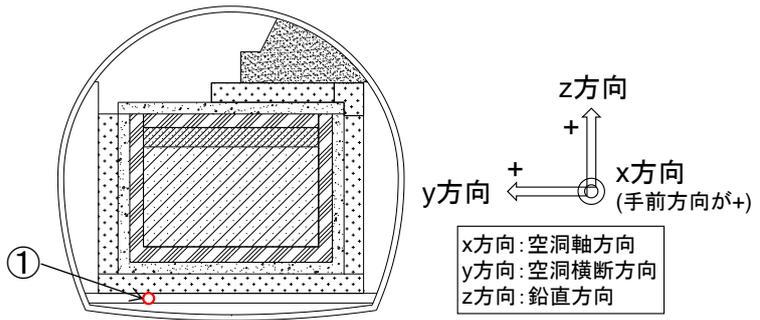
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/07/25 13:18:15.5	青森県東方沖	41°32.5'N	142°05.2'E	66km	M4.9	3

図 7.2-11 気象庁発表情報 (2014年7月25日)

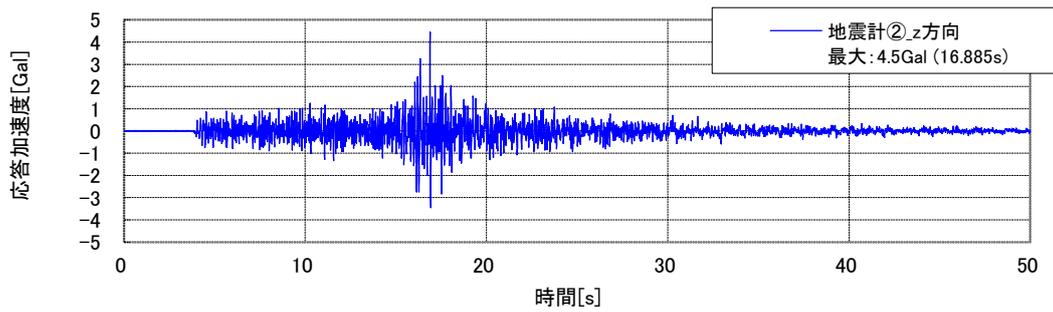
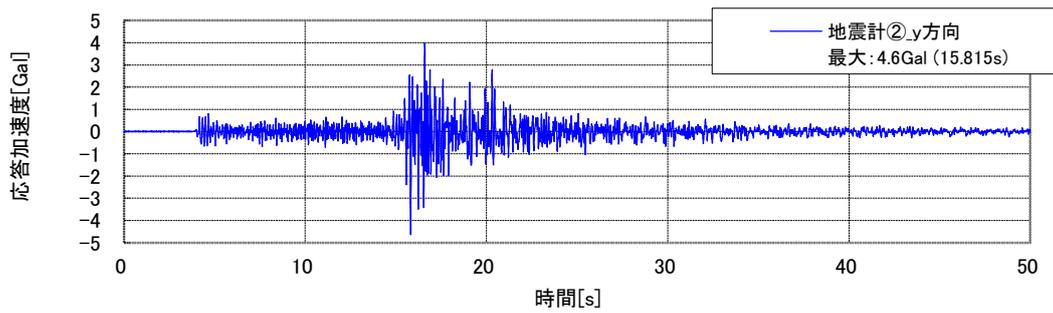
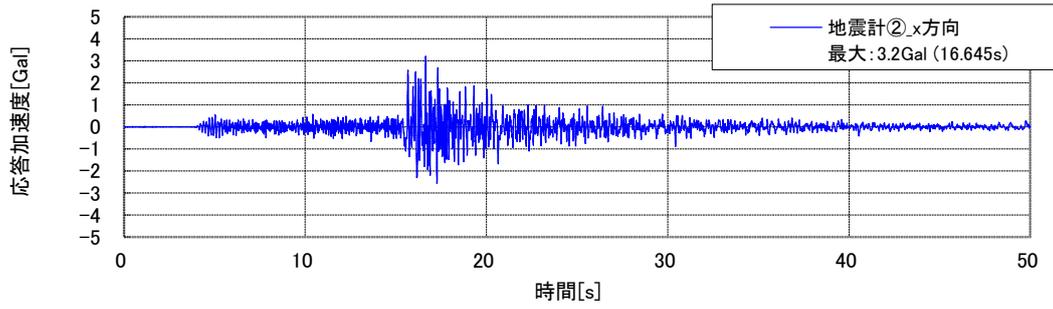
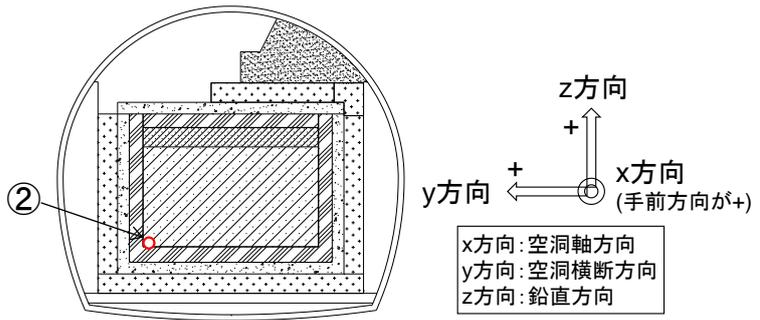
b. 観測データ

観測された加速度時刻歴を図 7.2-12、図 7.2-13、図 7.2-14 に示す。



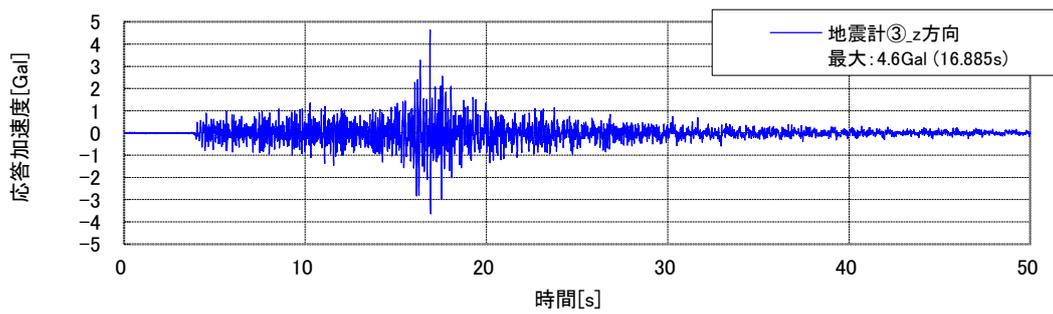
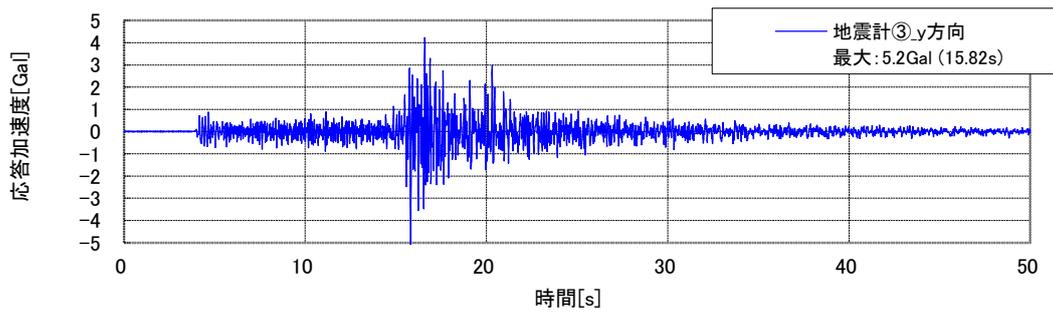
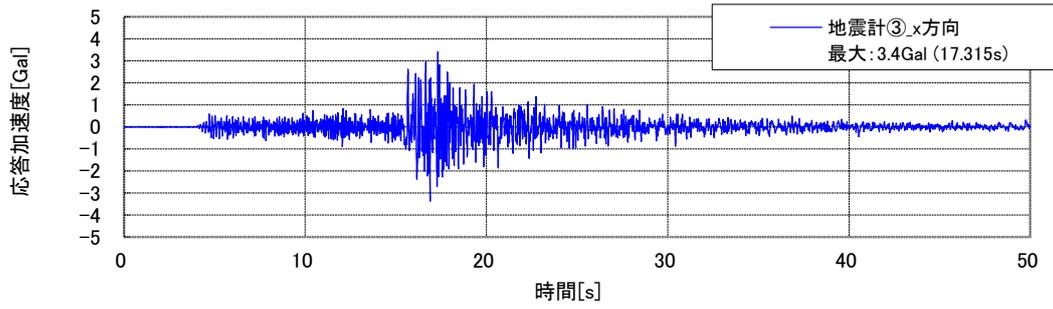
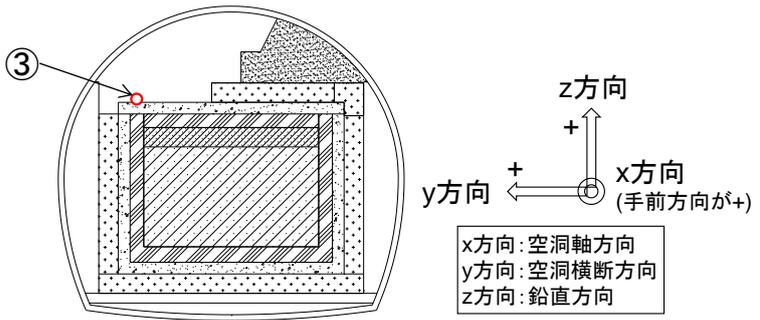
※上から x、y、z 方向

図 7.2-12 地震計①の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)



※上から x、y、z 方向

図 7.2-13 地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)



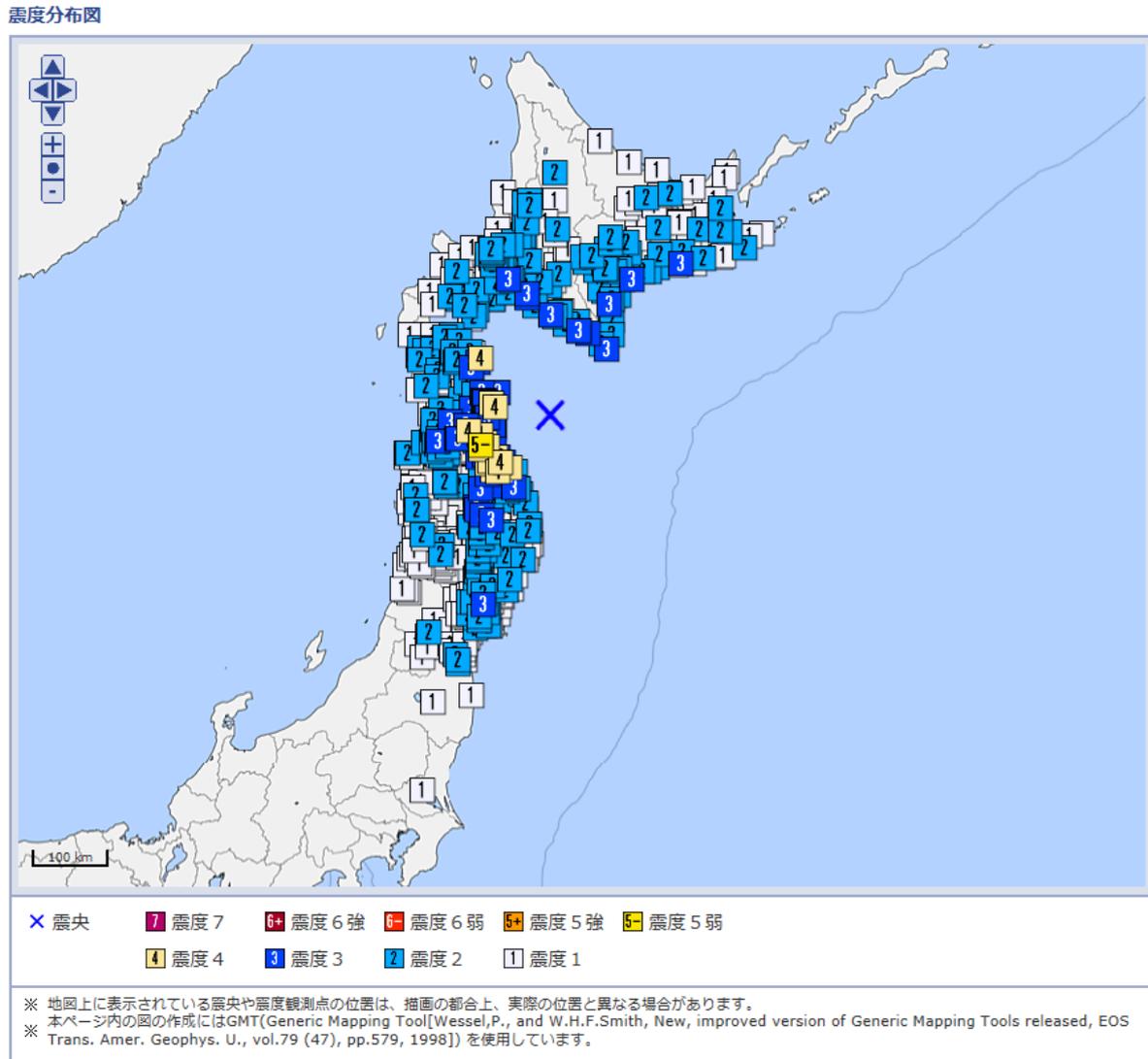
※上から x、y、z 方向

図 7.2-14 地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 7 月 25 日)

4) 2014年8月10日

a. 気象庁発表情報

気象庁発表情報[1]を図 7.2-15 に示す。



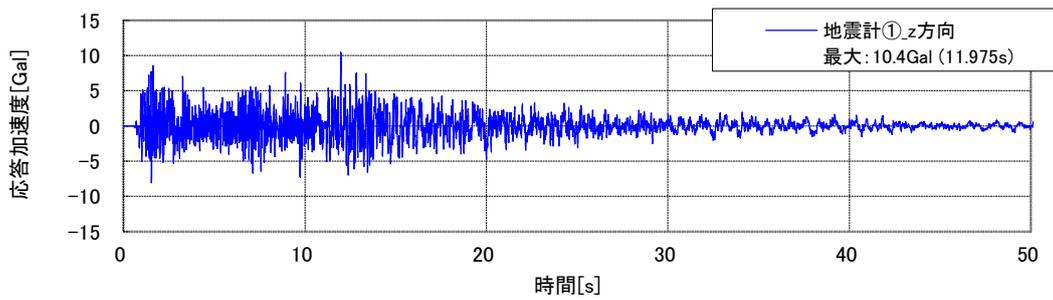
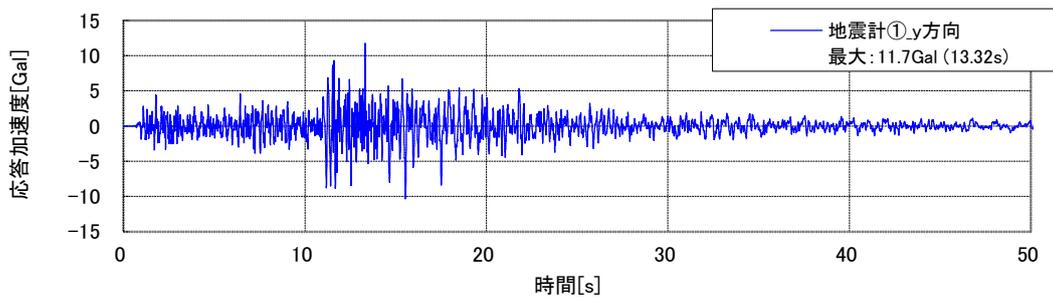
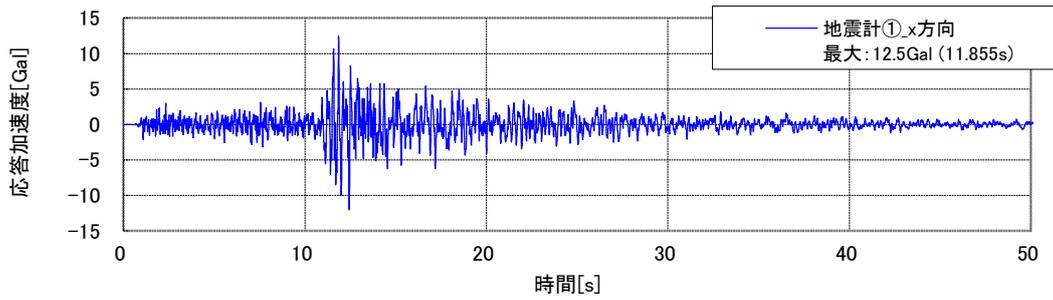
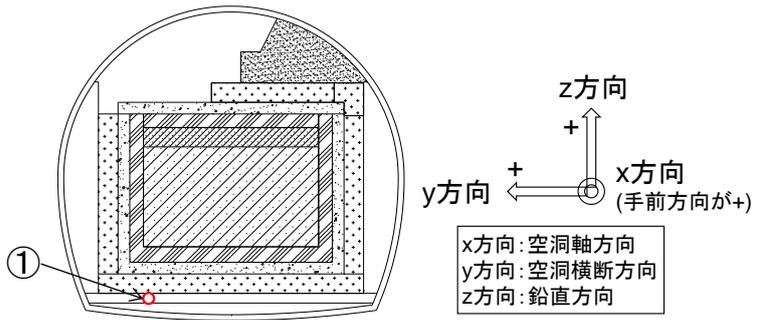
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/08/10 12:43:18.1	青森県東方沖	41°08.0'N	142°16.7'E	51km	M6.1	5弱

図 7.2-15 気象庁発表情報 (2014年8月10日)

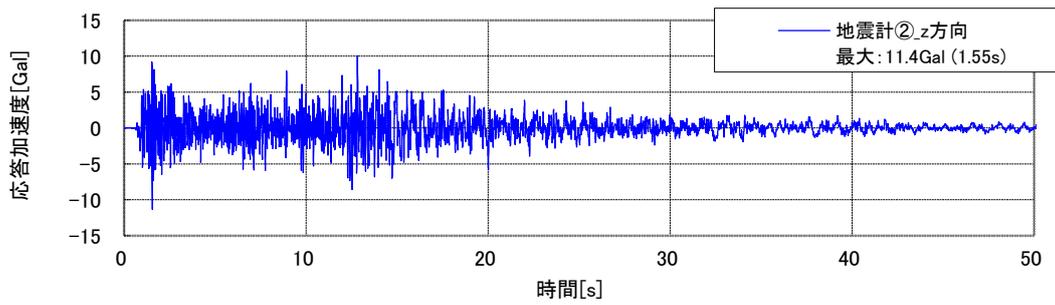
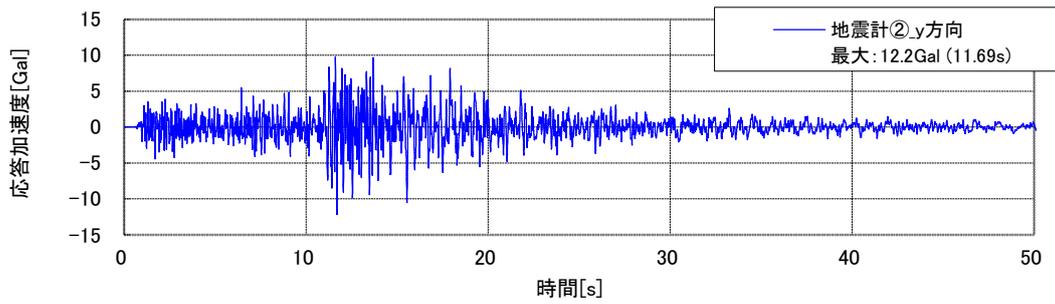
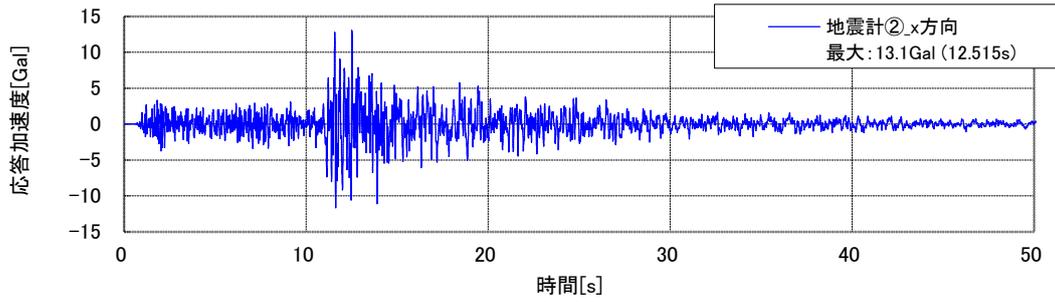
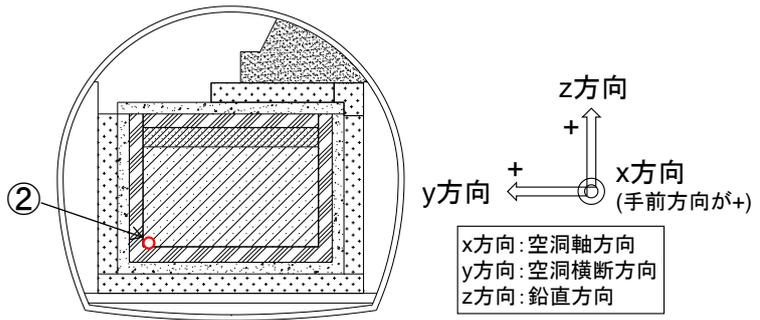
b. 観測データ

観測された加速度時刻歴を図 7.2-16、図 7.2-17、図 7.2-18 に示す。



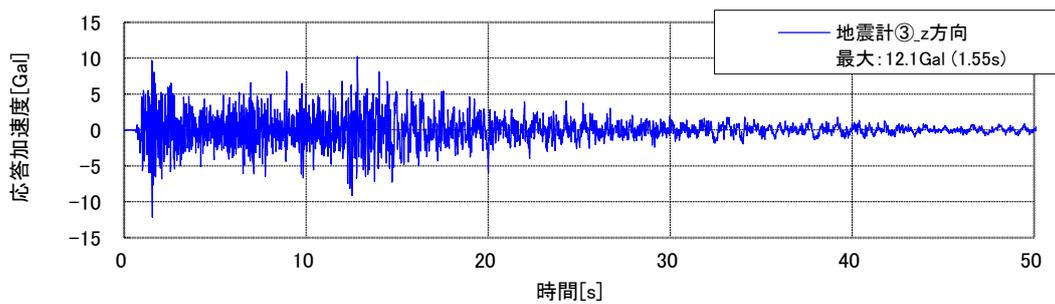
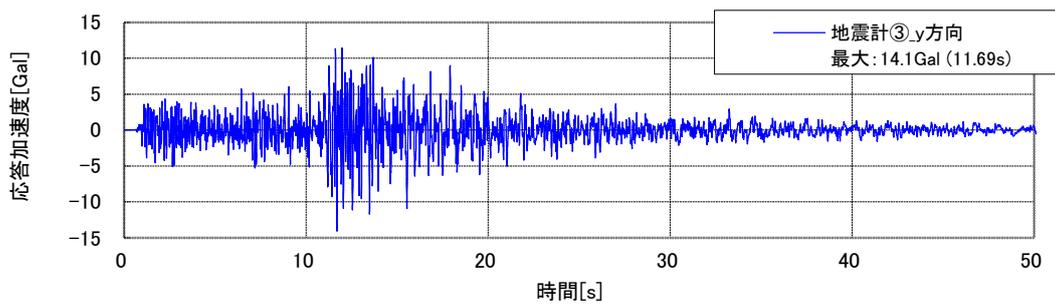
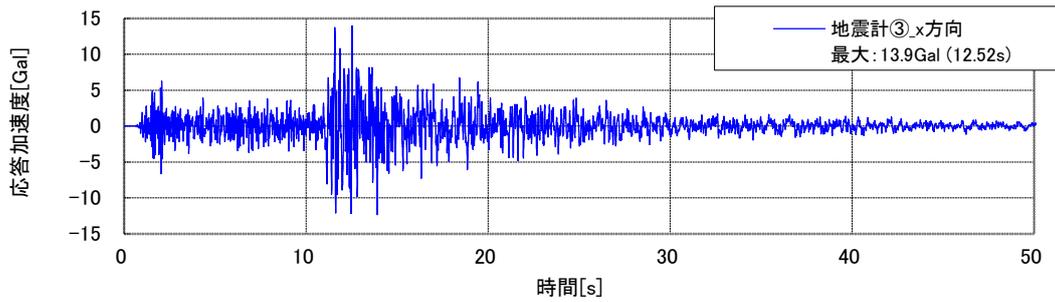
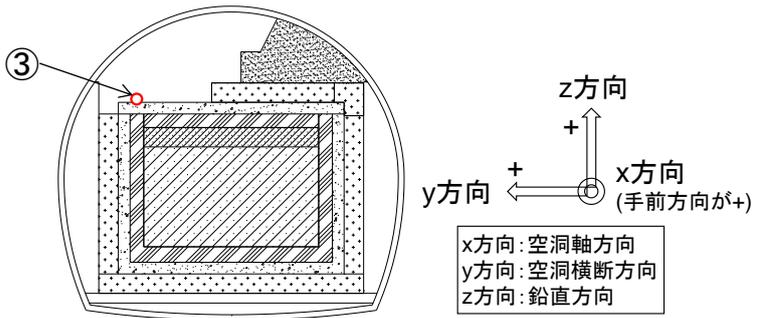
※上から x、y、z 方向

図 7.2-16 地震計①の加速度時刻歴 (2014年8月10日)



※上から x、y、z 方向

図 7.2-17 地震計②の加速度時刻歴 (2014年8月10日)



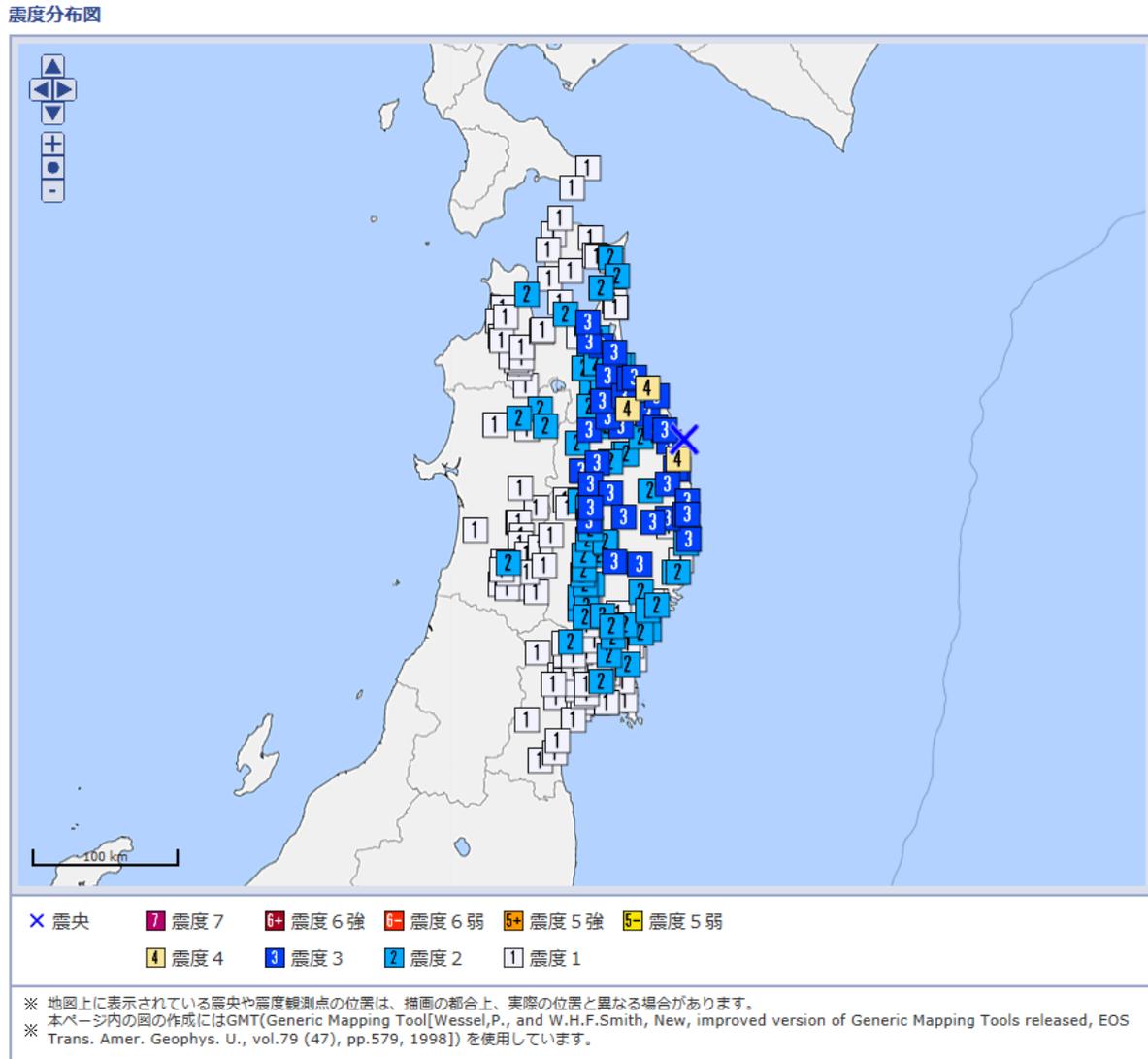
※上から x、y、z 方向

図 7.2-18 地震計③の加速度時刻歴 (2014年8月10日)

5) 2014年9月10日

a. 気象庁発表情報

気象庁発表情報[1]を図 7.2-19 に示す。



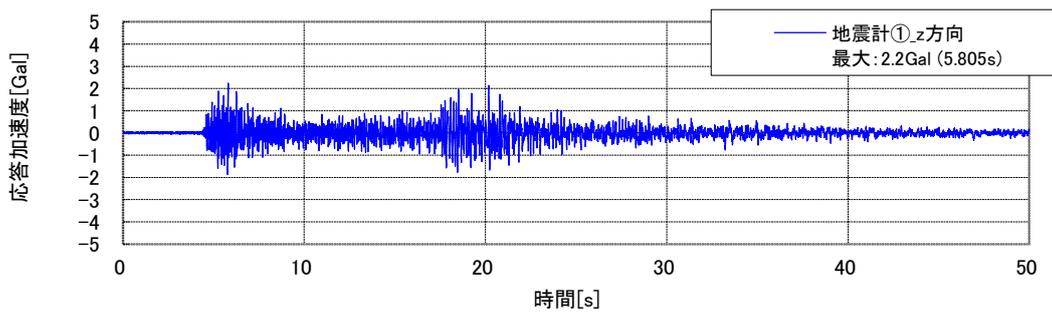
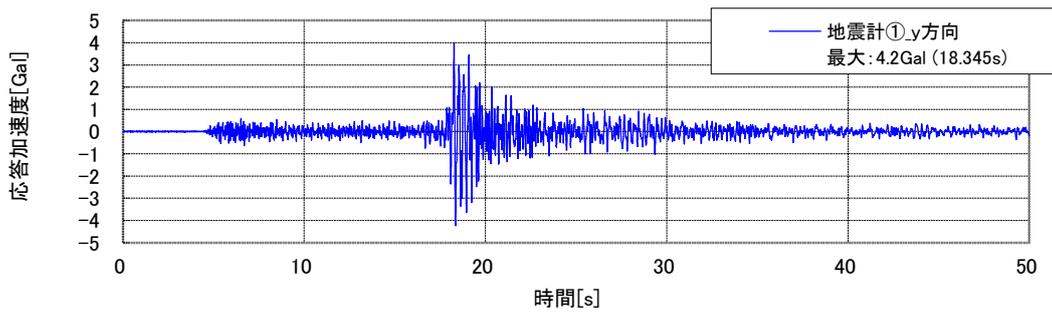
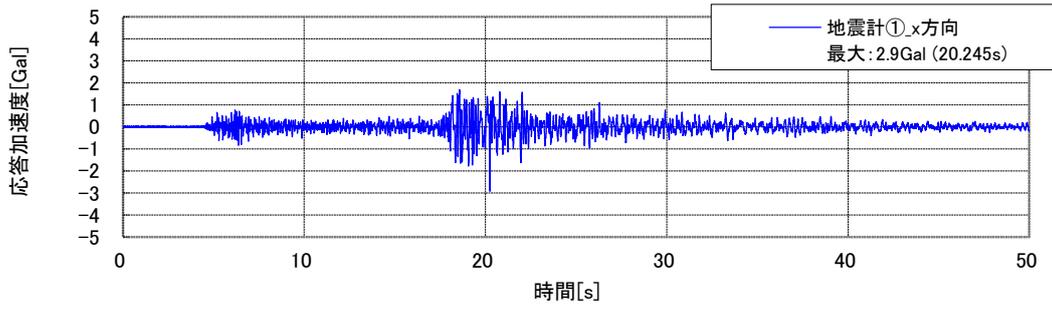
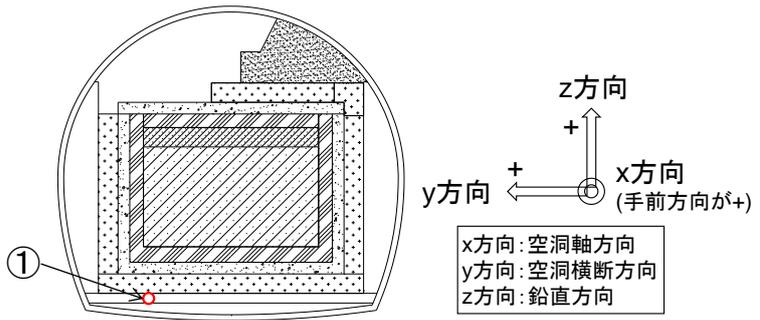
震源

	地震の発生日時	震源地名	緯度	経度	深さ	M	最大震度
1	2014/09/10 10:09:36.4	岩手県沖	40°08.0'N	141°55.5'E	67km	M4.9	4

図 7.2-19 気象庁発表情報 (2014年9月10日)

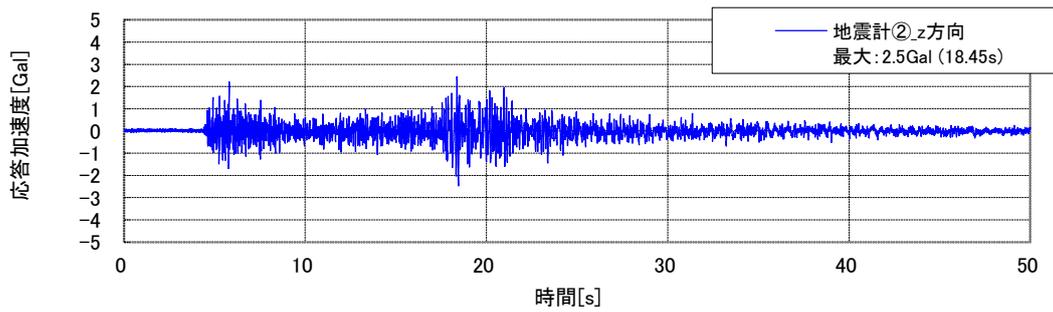
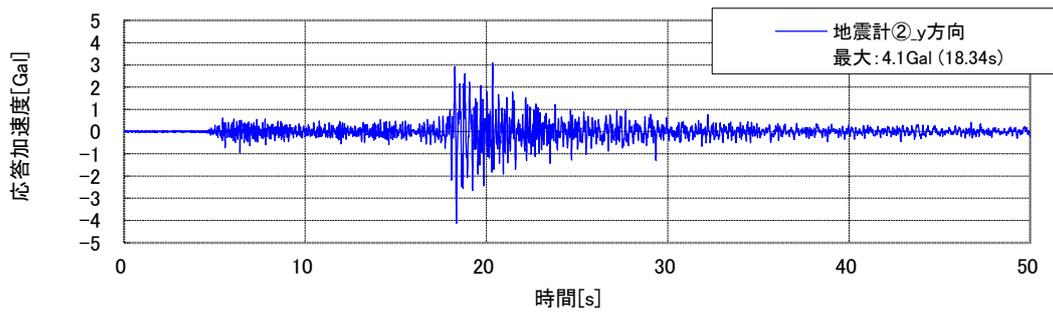
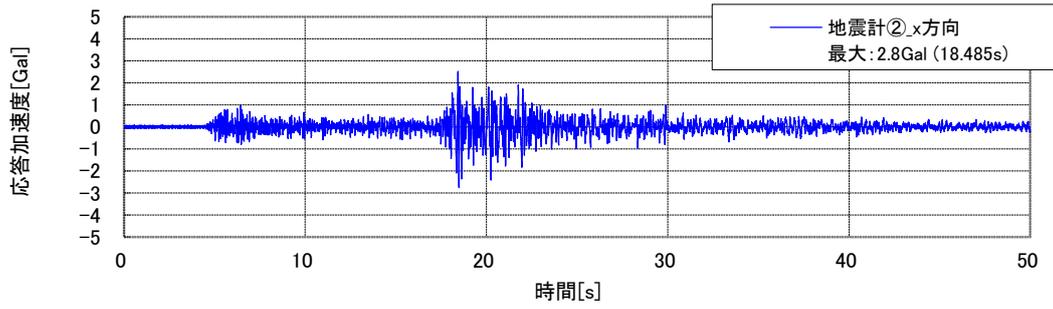
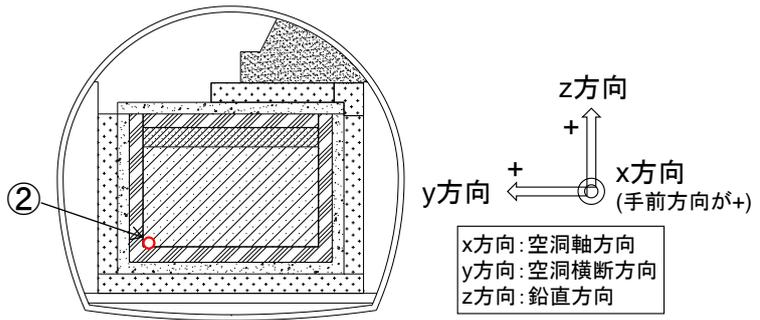
b. 観測データ

観測された加速度時刻歴を図 7.2-20、図 7.2-21、図 7.2-22 に示す。



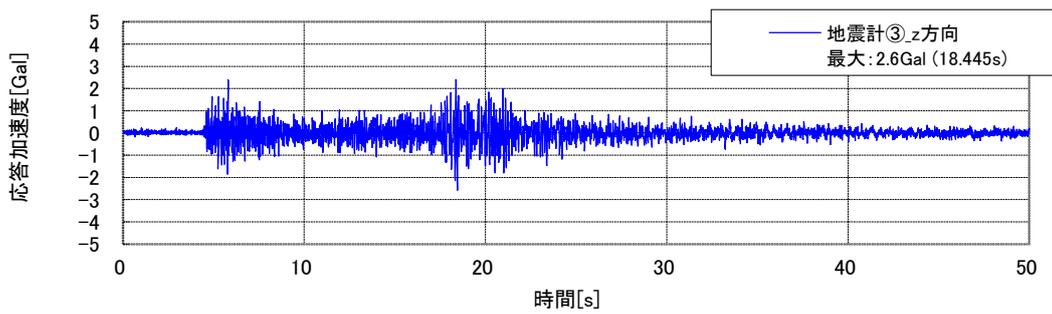
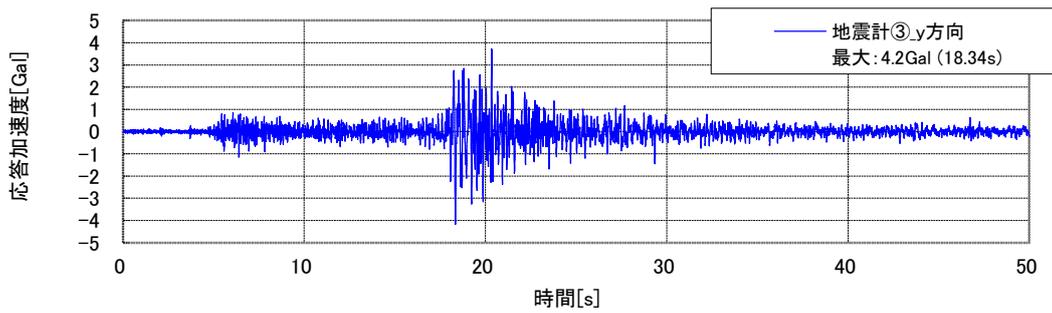
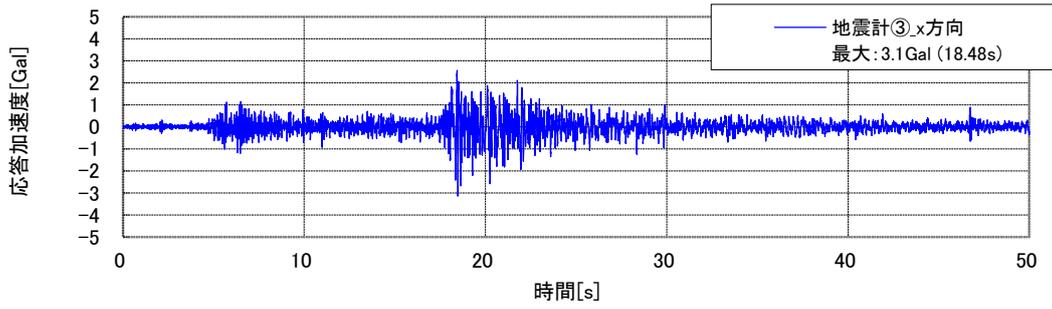
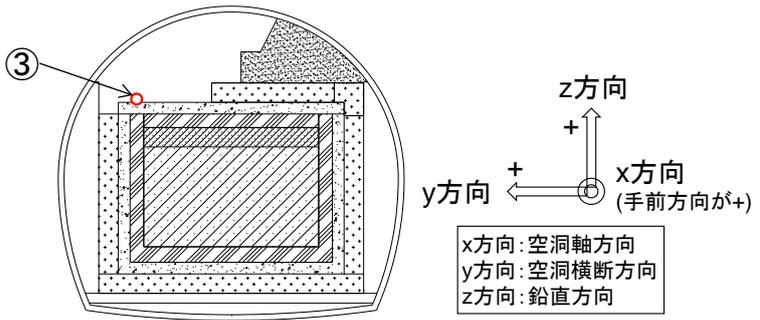
※上から x、y、z 方向

図 7.2-20 地震計①の加速度時刻歴 (2014年9月10日)



※上から x、y、z 方向

図 7.2-21 地震計②の加速度時刻歴 (2014 年 9 月 10 日)



※上から x、y、z 方向

図 7.2-22 地震計③の加速度時刻歴 (2014 年 9 月 10 日)

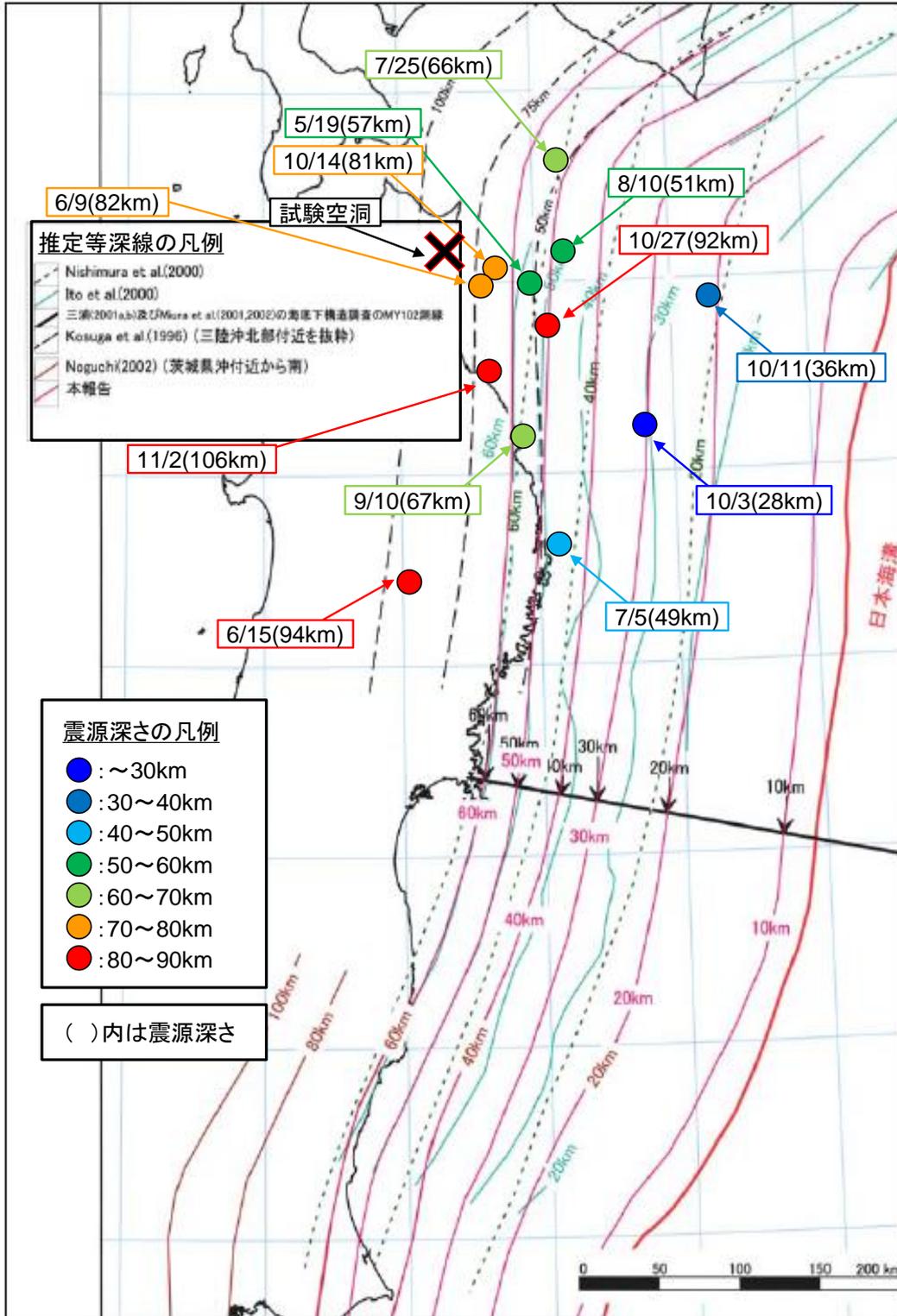
(3) 観測データの分析評価

1) 地震の型

地震は発生場所により「海溝型地震」と「活断層型地震」に大きく分けられる。震源深さが概ね 30km よりも浅い活断層型地震が発生すると、震源距離が近いエリアで観測される地震波は短周期成分が卓越することが多く、固有周期が短い構造物（平成 25 年度の観測・検討結果では、試験施設の固有振動数は 15Hz 以上であることが示唆された）は大きな影響を受ける可能性がある。そこで、今年度観測された地震動を対象として、気象庁発表情報[1]から地震の型を整理することとした。

中央防災会議「日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震に関する専門調査会」[2]で検討されたプレート境界面推定等深線図に、今年度観測された地震動の震源位置および震源深さをプロットした図を図 7.2-23 に示す。今年度観測された地震動は、6 月 15 日に発生した地震を除いて全て海側で発生しており、震源深さがプレート境界面推定等深線とほぼ同等または等深線以深であり、海溝型地震と推察される。なお 6 月 15 日に発生した地震は、内陸側（震源は岩手県内陸南部）で発生しているが、震源深さは 94km と深く、震源深さがプレート境界面推定等深線付近にあることから海溝型地震と推察される。

したがって、今年度観測された地震動は全て海溝型地震であると考えられる。



※7/21の地震の震源は択捉島南東沖であり、表示外のため除外した。

図 7.2-23 今年度観測された地震動の震源深さとプレート境界面推定等深線の関係 ([2]に加筆)

2) 最大加速度

観測地震動の最大加速度一覧を表 7.2-5 に、計測方向毎の最大加速度比較を図 7.2-24、図 7.2-25、図 7.2-26 に示す（昨年度のデータも併記した）。これまで観測した 16 回の地震の中で、2014 年 8 月 10 日の観測地震動が最大加速度で 10.4~14.1Gal を記録し最大となっている。

最大加速度の鉛直方向と水平方向の関係を分析するために、地震計①を対象として、各観測地震動の鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率を図 7.2-27、最大加速度の比率と震源距離の関係を図 7.2-28、また両者のデータを表 7.2-6 に示す。最大加速度の比率（鉛直/水平）の範囲は、z 方向/x 方向で 0.59~1.86、z 方向/y 方向で 0.52~1.86 でありほぼ同程度である。図 7.2-28 より、震源距離が 120km 程度より近くなると、最大加速度の比率が 1 以上となる場合もあり、鉛直方向の最大加速度が水平方向より大きくなるものも観測されたが、概ね水平方向の加速度が大きくなる傾向が観測された。

表 7.2-5 観測地震動の最大加速度一覧

計器名称	計測高さ* [m]	計測方向	平成25年度			平成26年度				
			10/26	11/15	12/27	5/19	6/9	6/15	7/5	7/21
地震計①	0	x	3.3	5.4	2.1	1.1	3.7	2.9	2.8	1.1
		y	3.1	6.7	2.3	0.7	4.8	3.2	2.8	1.4
		z	2.8	4.1	1.8	1.3	6.9	1.7	2.4	0.8
地震計②	2.9	x	3.2	4.8	2.7	1.5	5.4	3.1	2.9	1.0
		y	3.1	6.3	2.7	1.1	6.4	2.9	3.1	1.3
		z	3.1	5.1	2.5	1.5	7.9	1.7	2.3	0.7
地震計③	10.34	x	3.5	6.2	2.8	2.0	6.9	3.2	3.1	1.0
		y	3.5	6.4	2.9	1.3	7.3	2.9	3.5	1.3
		z	3.3	5.2	2.5	1.6	8.3	1.7	2.4	0.8

計器名称	計測高さ* [m]	計測方向	平成26年度							
			7/25	8/10	9/10	10/3	10/11	10/14	10/27	11/2
地震計①	0	x	3.4	12.5	2.9	2.2	2.4	2.1	1.3	1.4
		y	4.0	11.7	4.2	2.1	3.3	2.8	1.6	1.8
		z	3.4	10.4	2.2	1.5	1.9	2.9	1.5	2.0
地震計②	2.9	x	3.2	13.1	2.8	2.3	2.4	3.0	1.9	1.8
		y	4.6	12.2	4.1	2.5	3.2	2.4	1.5	1.9
		z	4.5	11.4	2.5	1.5	1.8	3.6	1.5	1.5
地震計③	10.34	x	3.4	13.9	3.1	2.3	2.5	3.5	2.3	1.9
		y	5.2	14.1	4.2	2.7	3.3	2.9	1.8	2.0
		z	4.6	12.2	2.6	1.5	1.9	3.7	1.6	1.5

*地震計①の設置高さを基準とした。

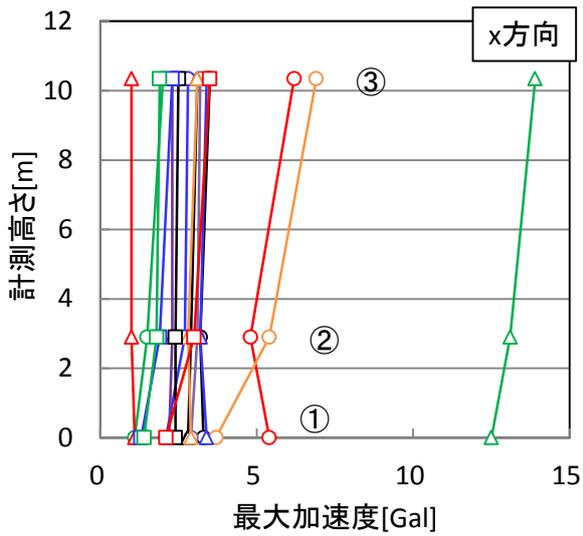
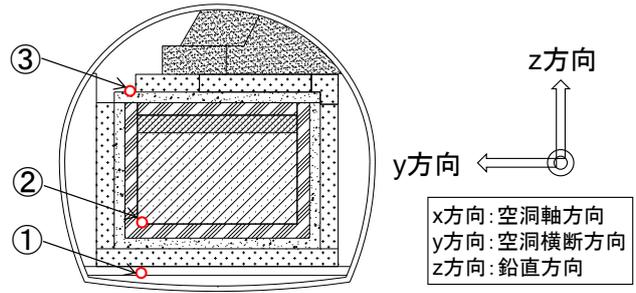


図 7.2-24 x方向の最大加速度比較

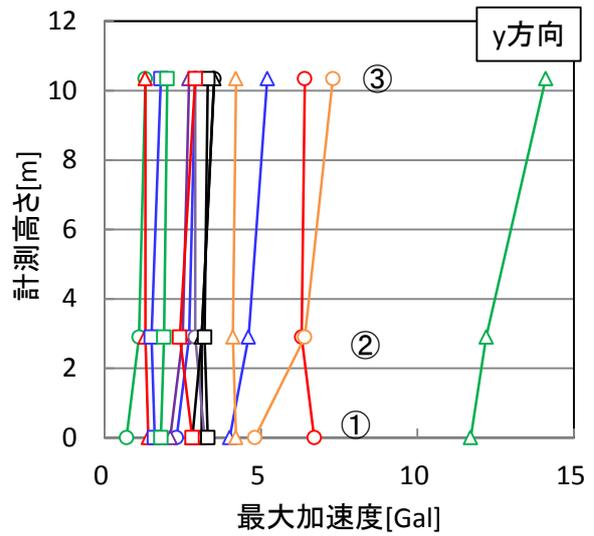


図 7.2-25 y方向の最大加速度比較

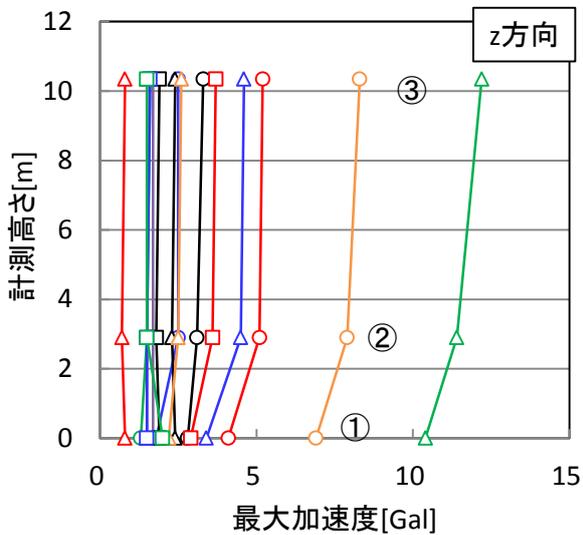
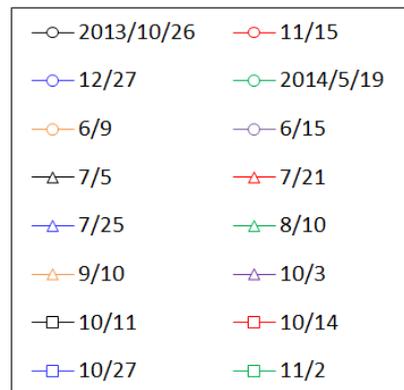


図 7.2-26 z方向の最大加速度比較



凡 例

*地震計①の高さを基準とした。

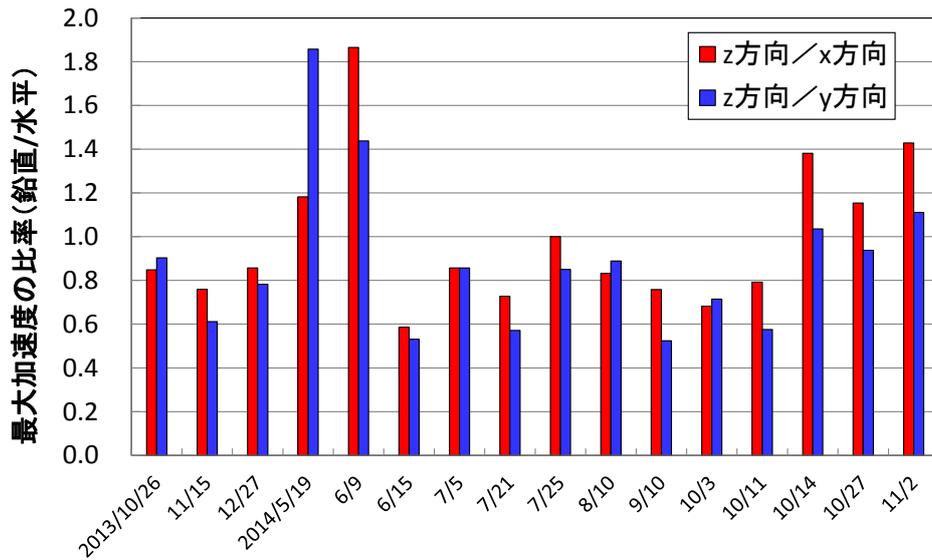


図 7.2-27 鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率（地震計①）

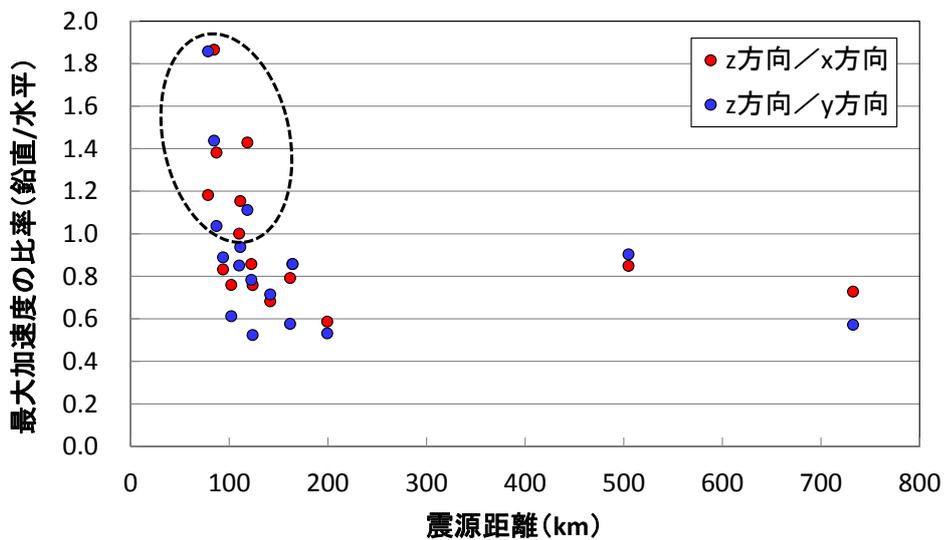


図 7.2-28 鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率と震源距離の関係（地震計①）

表 7.2-6 鉛直方向と水平方向の最大加速度の比率と震源距離の関係（地震計①）

項目	方向	平成25年度			平成26年度				
		10/26	11/15	12/27	5/19	6/9	6/15	7/5	7/21
最大加速度の比率	z方向/x方向	0.85	0.76	0.86	1.18	1.86	0.59	0.86	0.73
	z方向/y方向	0.90	0.61	0.78	1.86	1.44	0.53	0.86	0.57
震源距離(km)	-	505	102	122	79	85	199	164	733

項目	方向	平成26年度							
		7/25	8/10	9/10	10/3	10/11	10/14	10/27	11/2
最大加速度の比率	z方向/x方向	1.00	0.83	0.76	0.68	0.79	1.38	1.15	1.43
	z方向/y方向	0.85	0.89	0.52	0.71	0.58	1.04	0.94	1.11
震源距離(km)	-	110	94	124	142	162	87	111	118

以降では、表 7.2-5 の今年度観測された 13 回の地震動のうち、最大加速度が比較的大きい上位 5 つの地震動（2014/6/9、7/5、7/25、8/10、9/10）を選定して、観測データの分析評価を進めることとした。

3) フーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比

観測地震動のフーリエスペクトルおよび地震計①を基準とした地震計②および③のフーリエスペクトル比を図 7.2-29～図 7.2-33 に示す。2014 年 8 月 10 日の観測地震動が、その他の地震動と比較して最もフーリエスペクトルが大きく、試験施設の固有振動数と推察される 15Hz 以上の成分を多く含んでいる。また、フーリエスペクトル比より、水平方向（x、y 方向）は空洞基盤から入った地震動が試験施設内で増幅し、鉛直方向（z 方向）は増幅が小さいことがわかる。x 方向と y 方向で比較すると、x 方向の方がフーリエスペクトル比は大きい傾向がある。これは、表 7.2-7 に示すように、x 方向は剛性の小さい緩衝材が側壁として構築されていないことに対して、y 方向は側部緩衝材が左右に構築されていること、また x 方向は地震計③が設置されている手前部コンクリートピットの坑口側には構造物がなく拘束を受けないことなど、試験施設の 3 次元的構造の特徴が影響しているものと考えられる。

また、フーリエスペクトル比が卓越する振動数帯は、水平方向の x、y 方向ともに 15～19Hz 付近であることから、試験施設の固有振動数も同程度と推察される。この傾向は、昨年度の観測データおよび解析結果と同様である。

試験施設のような重量構造物としては、コンクリート重力ダムが考えられることから、図 7.2-34 に示すコンクリート重力ダムの強震記録データから求めた固有周期と堤高の関係[3]の近似式を用いて、試験施設の固有振動数を求めた。コンクリート重力ダムの固有周期 T は次式で表される。

$$T=0.18/100 \times H \pm 0.05 \quad (T: \text{固有周期}[s]、H: \text{堤高}[m])$$

H を試験施設の底部低拡散材の下端から上部低拡散材の上端までの高さ（8.84m）とすると、固有振動数 $F=1/T$ は 15Hz 以上となり、観測地震動のフーリエスペクトル比から推察される固有振動数と同等となる。

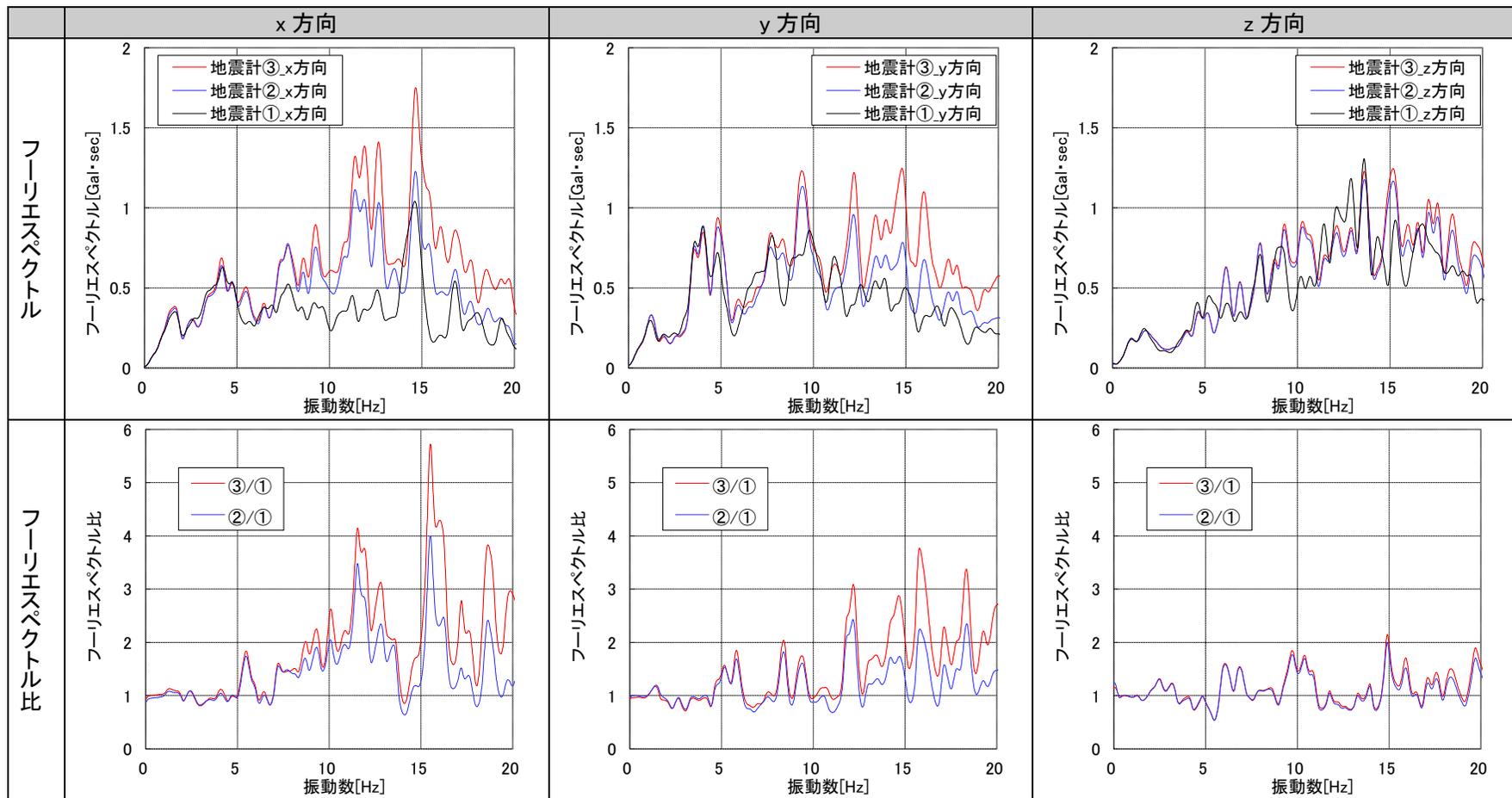
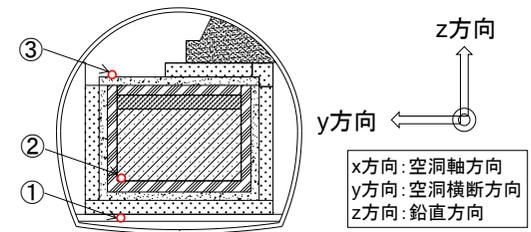


図 7.2-29 加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比 (2014年6月9日)

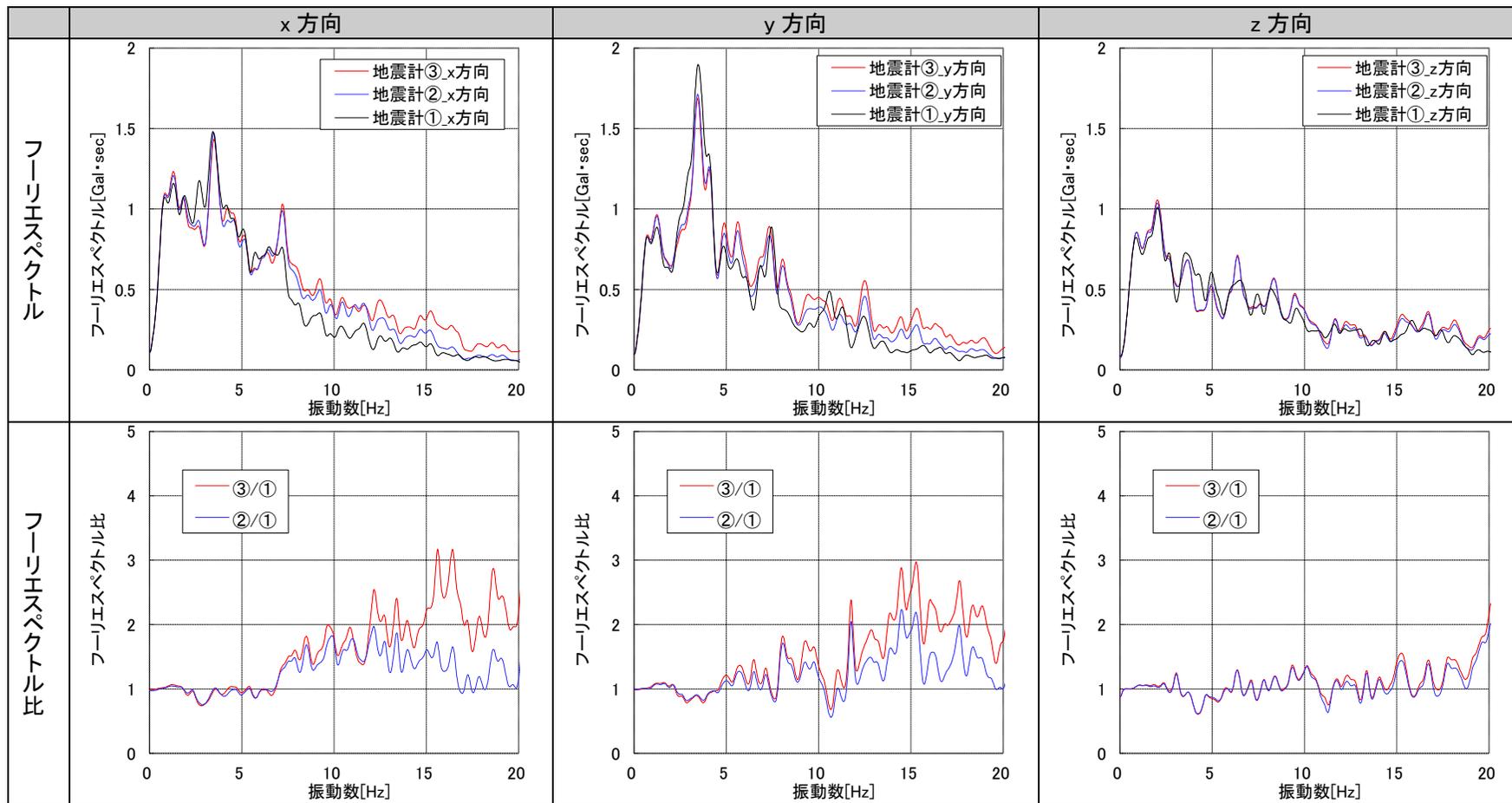
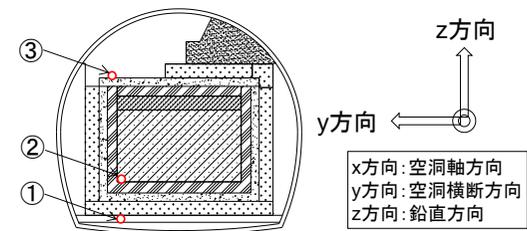


図 7.2-30 加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比 (2014年7月5日)

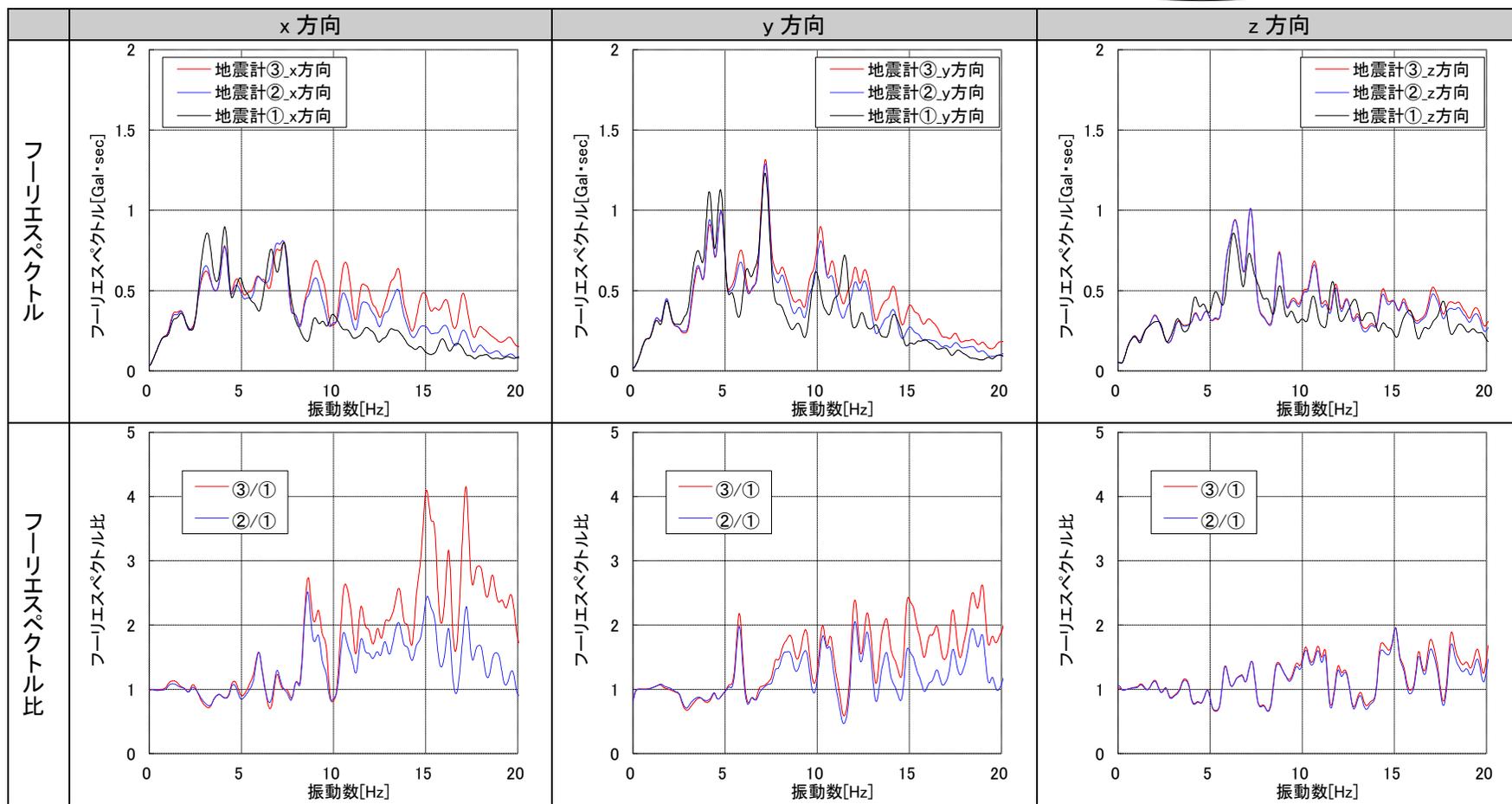
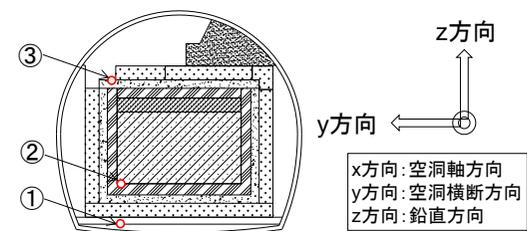


図 7.2-31 加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比 (2014年7月25日)

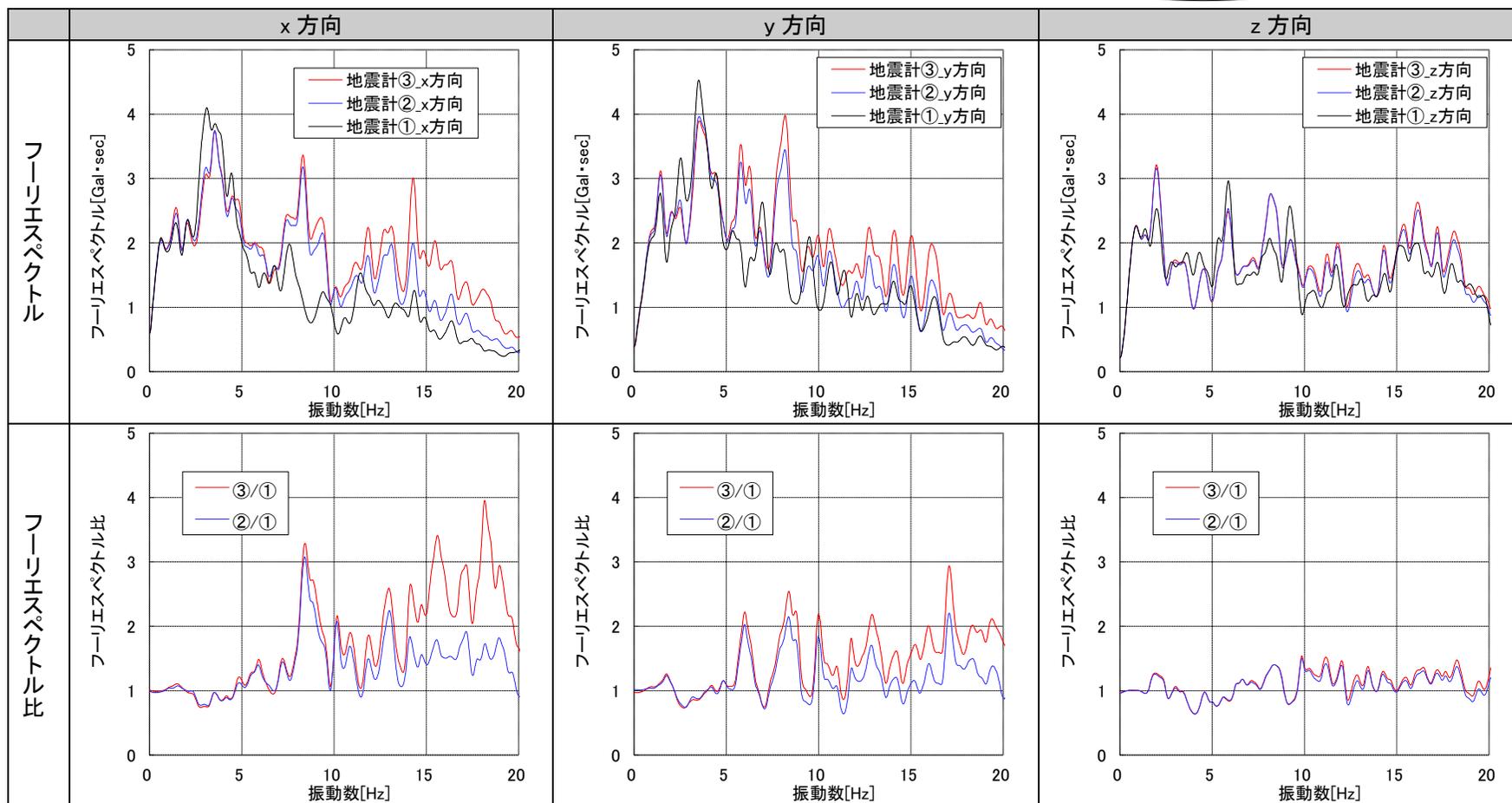
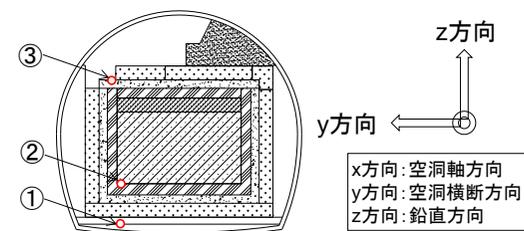


図 7.2-32 加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比 (2014年8月10日)

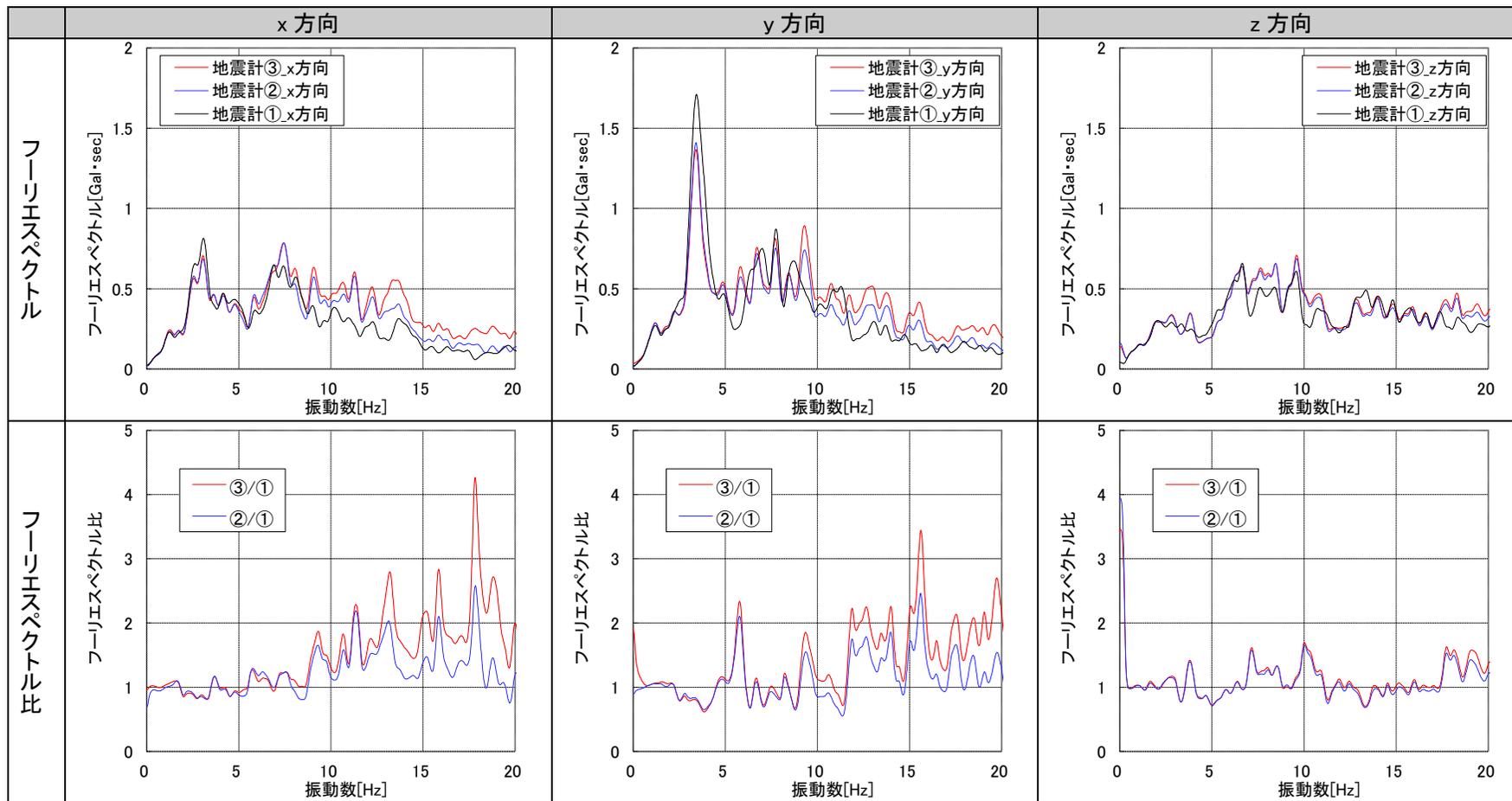
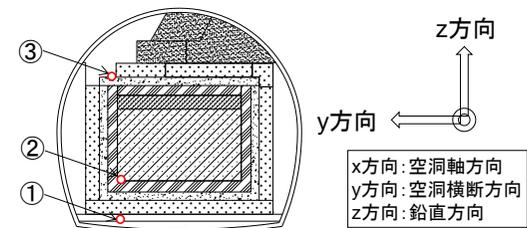
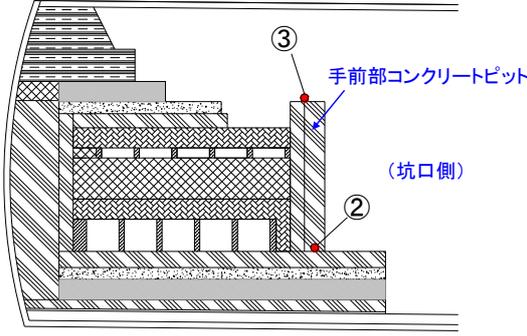
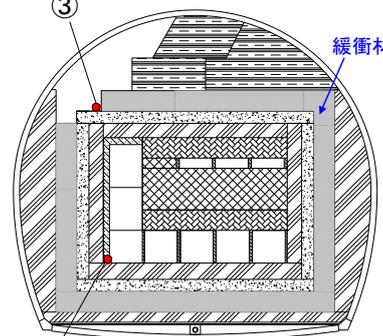


図 7.2-33 加速度のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比 (2014年9月10日)

表 7.2-7 試験施設の3次元的構造の特徴

縦断面図	横断面図
 <p>③ 手前部コンクリートピット (坑口側) ②</p> <p>←→ x方向</p> <ul style="list-style-type: none"> 剛性の小さい緩衝材が側壁として構築されていない。 地震計③が設置されている手前部コンクリートピットの坑口側には構造物がなく拘束を受けない。 	 <p>③ 緩衝材 ②</p> <p>←→ y方向</p> <ul style="list-style-type: none"> 側部緩衝材が左右に構築されている。

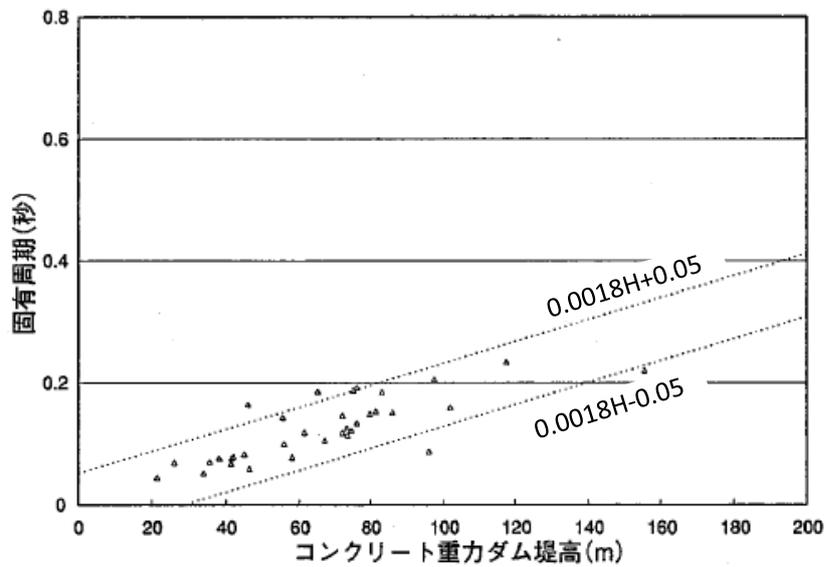


図 7.2-34 コンクリート重力ダムの固有周期と堤高の関係[3]

4) KiK-net データとの比較

a. 概要

試験空洞（地震計①～③）と KiK-net 六ヶ所[4]で観測されたデータを比較する。

KiK-net 六ヶ所の詳細を表 7.2-8、試験空洞と KiK-net 六ヶ所の位置関係を図 7.2-35、ボーリング柱状図を図 7.2-36 に示す。

KiK-net 六ヶ所では、地表面（標高 5m）と地下（標高-96.54m）で観測を行っており、地下の標高は、地震計①が設置してある試験空洞底盤（標高約-94m）と標高が近く、比較分析できるものと考えられる。ただし、図 7.2-35 に示すように、試験空洞と KiK-net 六ヶ所間は約 1.5km 離れており、両者の地質・地層構成が異なる可能性があるため、両者の観測データを同等に扱うことには注意する必要がある。

ここでは、試験空洞と KiK-net 六ヶ所で観測された地震動データを比較することにより、両者の観測データの傾向や特徴を分析することとする。

表 7.2-8 KiK-net 六ヶ所の詳細[4]

項目	内容
データ種別	KiK-net
観測点コード	AOMH06
観測点名	六ヶ所（青森県）
設置位置	北緯 40.9664 度、東経 141.3738 度 （六ヶ所村役場駐車場）
設置高さ	地表面（標高 5m）および地下（標高-96.54m）
設置方位	北から 5° 時計回りに回転



(C)ZENRIN(Z14BB 第 1214 号)

図 7.2-35 試験空洞と KiK-net 六ヶ所の位置関係

ボーリング柱状図

観測点名： 六ヶ所(ろっかしよ)

所在地： 青森県上北郡六ヶ所村大字尾鉾字野附478-1

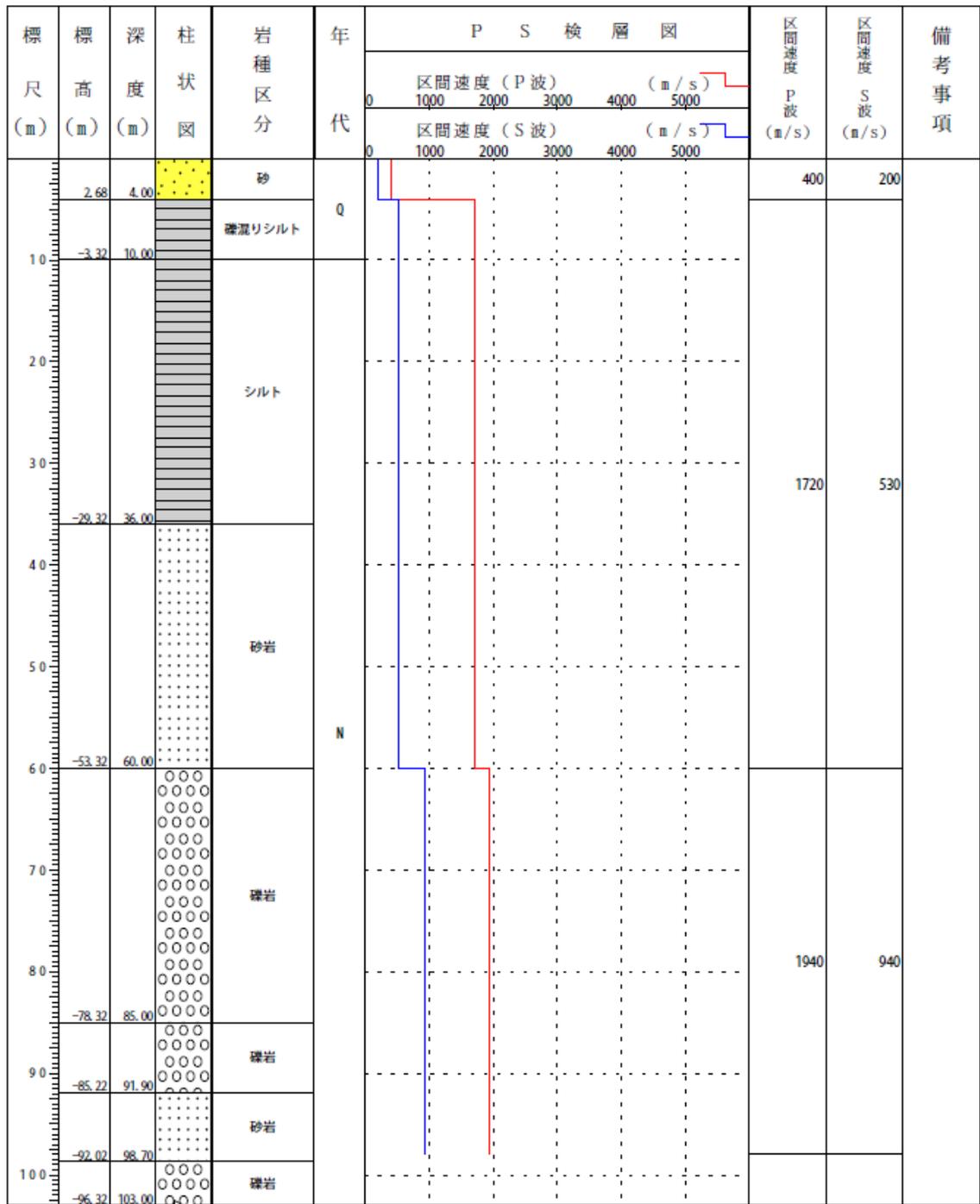
緯度： 40° 57' 50.0"

孔口標高： +7m

観測点コード： AOMH06

経度： 141° 22' 39.0"

総掘進長： 103.00m



NIED 独立行政法人防災科学技術研究所
Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, All rights Reserved.

図 7.2-36 KiK-net 六ヶ所のボーリング柱状図[4]

なお、KiK-net 六ヶ所と試験空洞における地震計の計測方向は異なるため、既往文献[5]による方法を用いて KiK-net 六ヶ所データの方位補正を行った。

図 7.2-37 に示すように、KiK-net 六ヶ所の方位は北から時計回りに 5° 回転、試験空洞の軸方向は北から反時計回りに 49° 回転している。よって KiK-net 六ヶ所データを反時計回りに 54° 回転して、試験空洞の軸方向に合わせた方位補正を行う。

補正前の N-S 成分および E-W 成分をそれぞれ $N(t)$ 、 $E(t)$ とし、補正後の N-S 成分および E-W 成分をそれぞれ $N'(t)$ 、 $E'(t)$ とする。方位が時計回りに α° 回転したとすると、

$$\begin{pmatrix} N'(t) \\ E'(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} N(t) \\ E(t) \end{pmatrix}$$

の関係がある。ここで t は時間である。

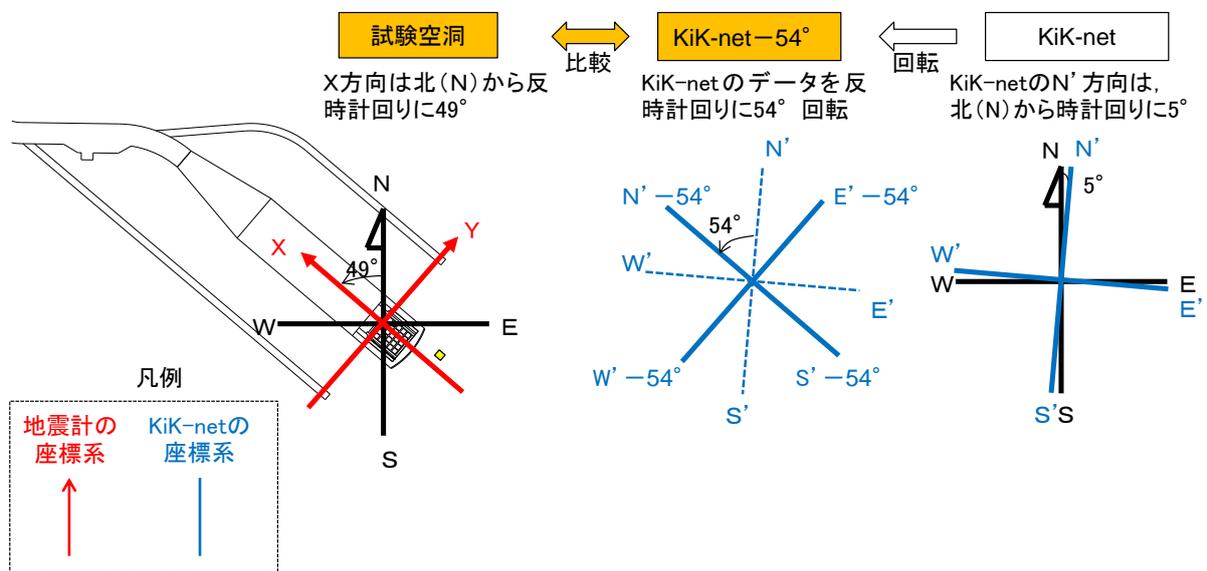
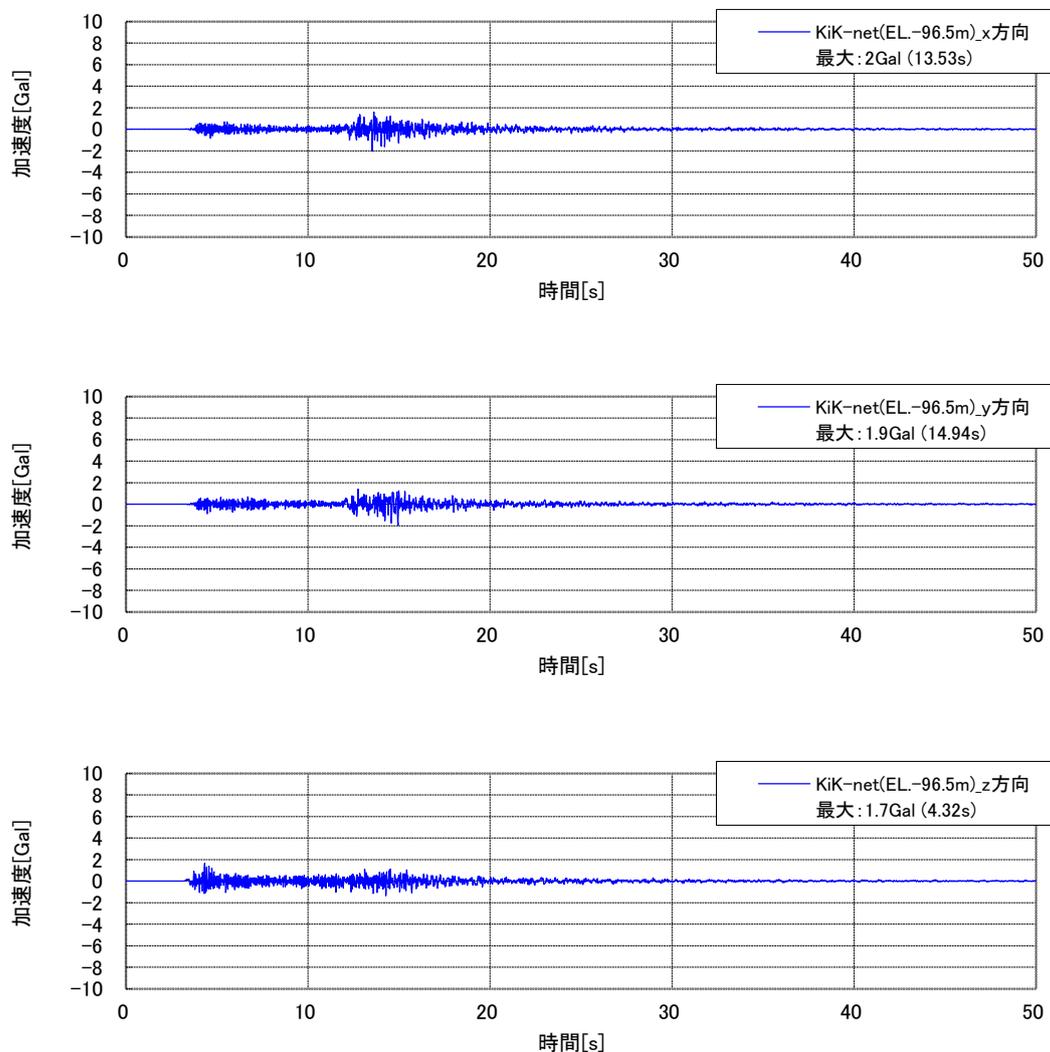


図 7.2-37 KiK-net 六ヶ所と試験空洞の方位

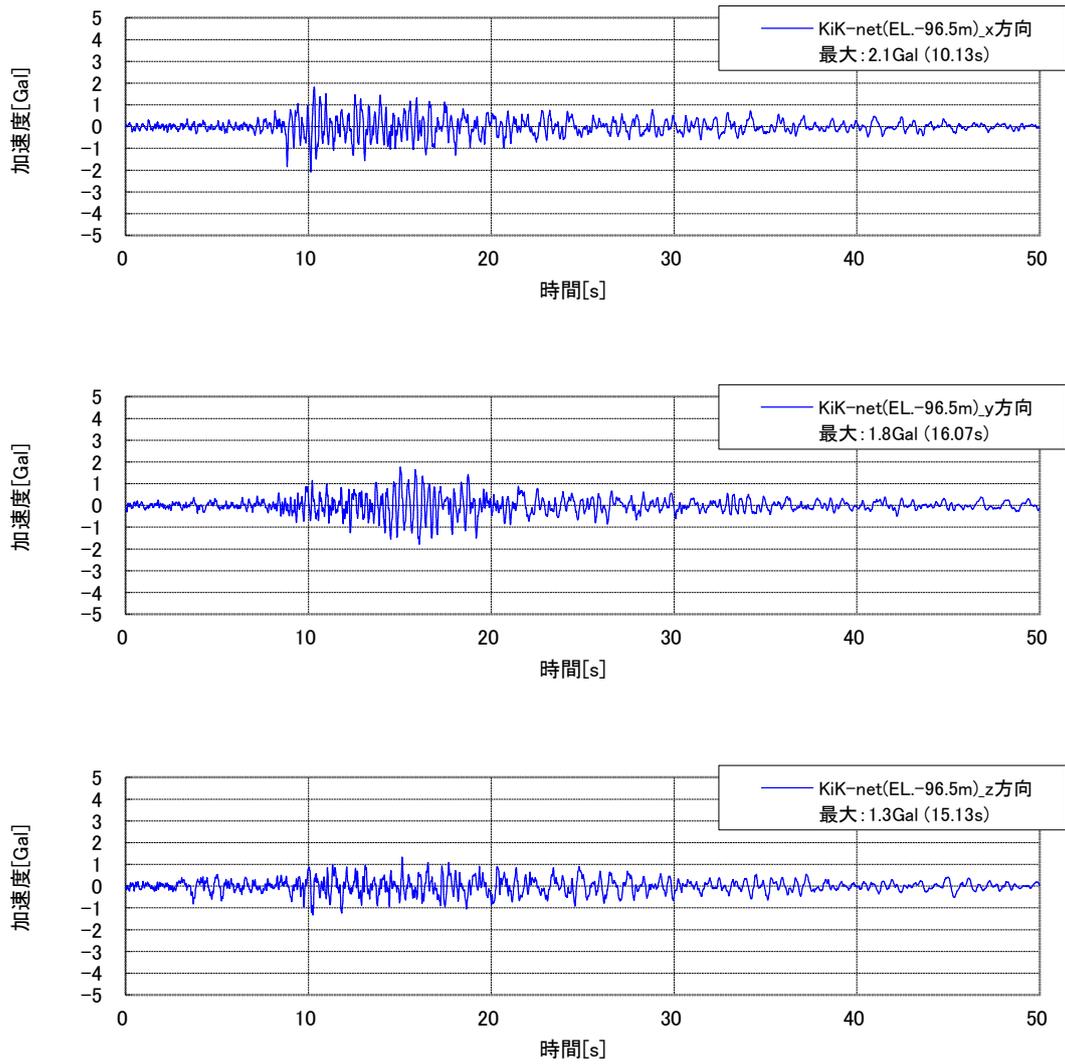
b. 地震動観測データ

地震計①（標高約-94m）の標高に近い KiK-net 六ヶ所の地下（標高-96.54m）の観測データ（2014/6/9、7/5、7/25、8/10、9/10）を図 7.2-38～図 7.2-42 に示す。



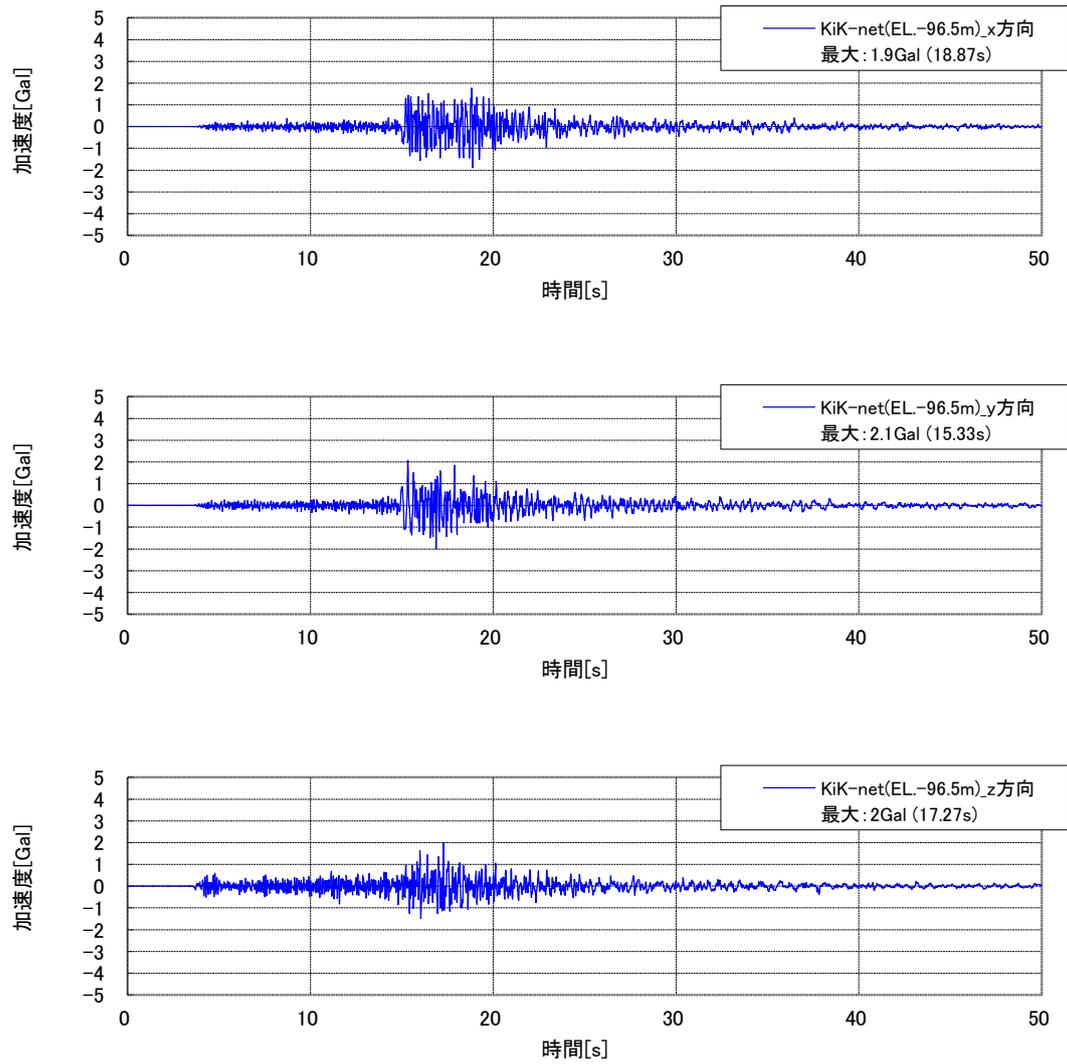
※上から x、y、z 方向。KiK-net データの方位補正を行い、試験空洞の x、y、z 方向に変換した。

図 7.2-38 KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年6月9日）



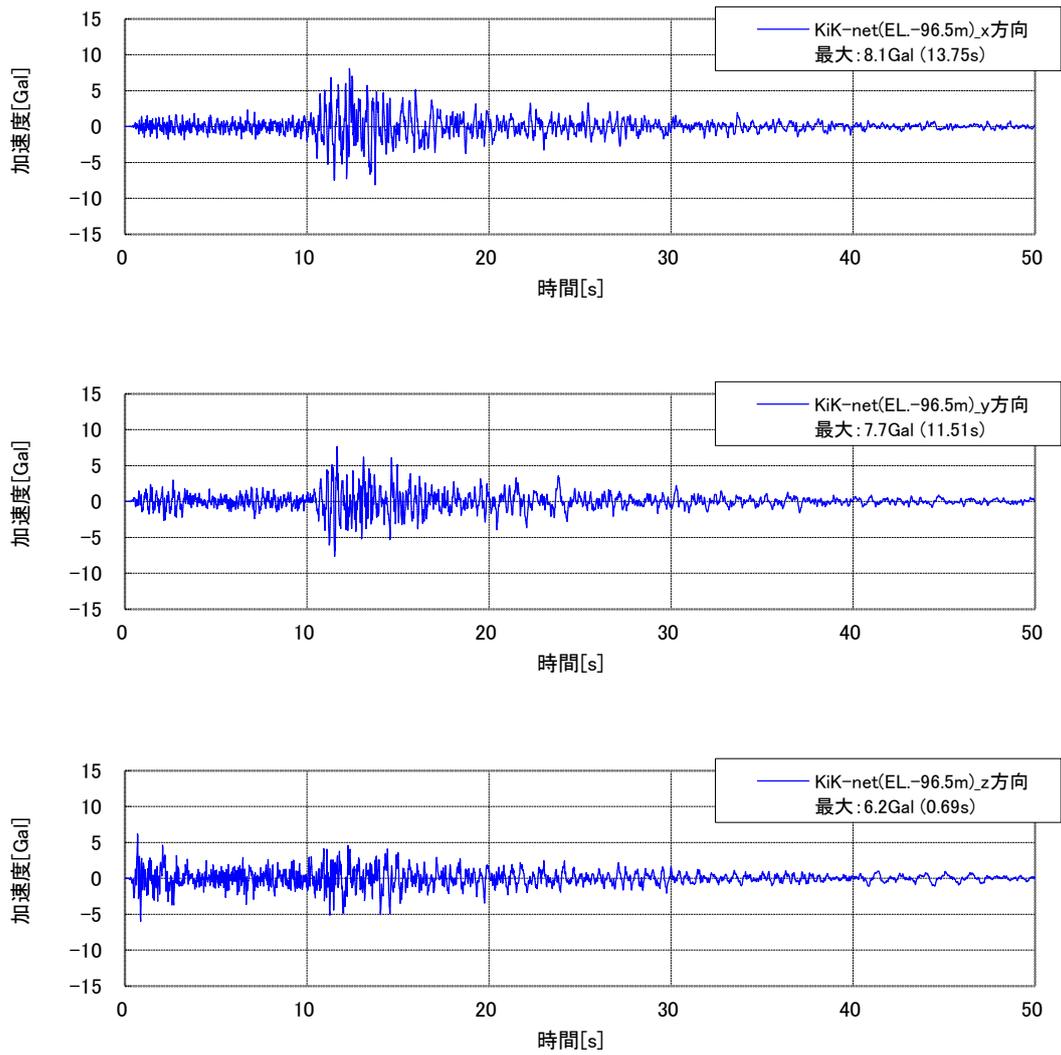
※上から x、y、z 方向。KiK-net データの方位補正を行い、試験空洞の x、y、z 方向に変換した。

図 7.2-39 KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年7月5日）



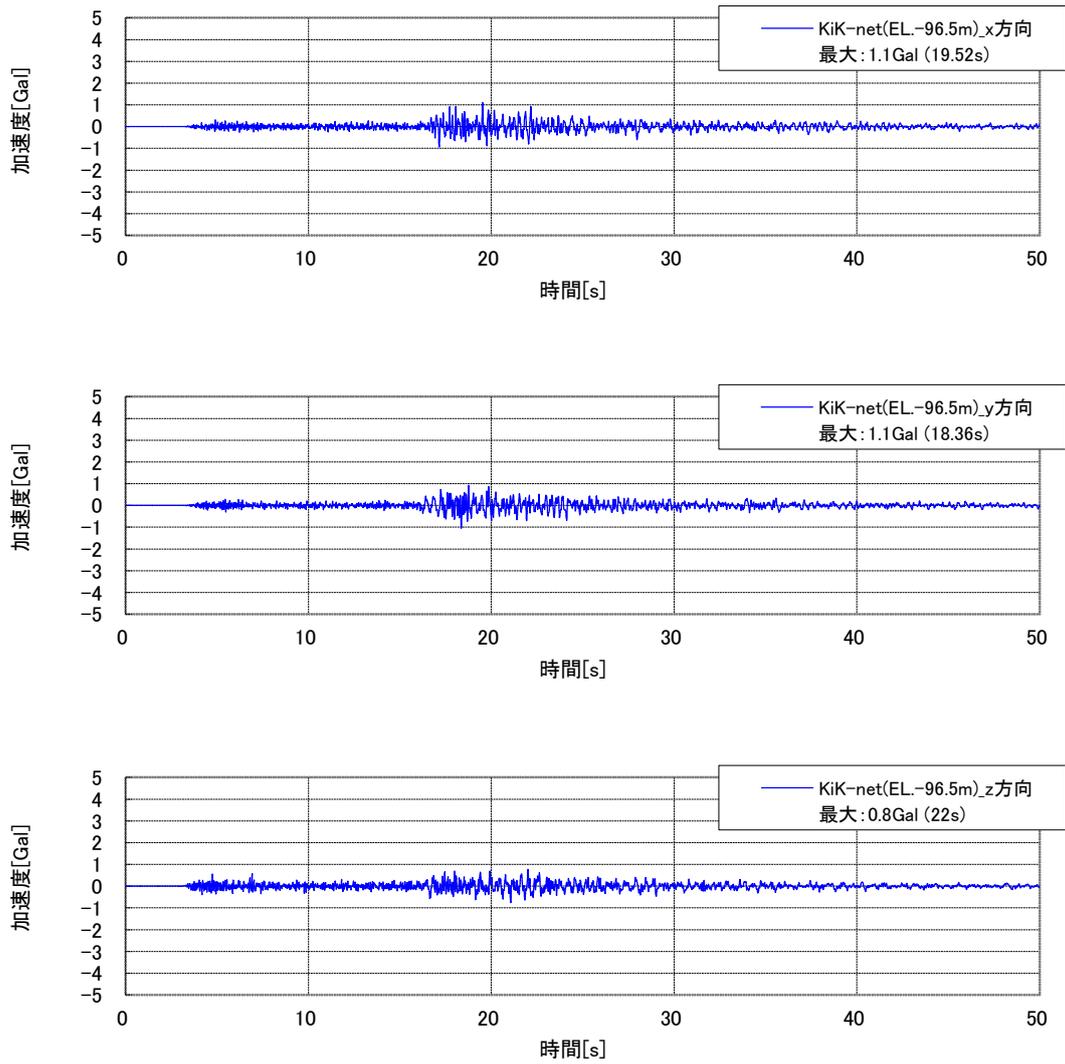
※上から x、y、z 方向。KiK-net データの方位補正を行い、試験空洞の x、y、z 方向に変換した。

図 7.2-40 KiK-net 六ヶ所 (標高-96.54m) の観測データ (2014 年 7 月 25 日)



※上から x、y、z 方向。KiK-net データの方位補正を行い、試験空洞の x、y、z 方向に変換した。

図 7.2-41 KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年8月10日）



※上から x、y、z 方向。KiK-net データの方位補正を行い、試験空洞の x、y、z 方向に変換した。

図 7.2-42 KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（2014年9月10日）

c. 最大加速度

地震計①（標高約-94m）と KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）で観測されたデータの最大加速度一覧を表 7.2-9 に、各観測日の最大加速度比較を図 7.2-43～図 7.2-47 に示す。表 7.2-9 より、全観測日において、各計測方向の最大加速度は地震計①の方が KiK-net 六ヶ所より 0～5Gal 程度大きくなっている。また、図 7.2-43～図 7.2-47 より、各観測日における最大加速度の計測方向に対する分布は、地震計①と KiK-net 六ヶ所で概ね同様の傾向となっている。

地震計を設置している試験空洞と KiK-net 六ヶ所では、地質条件や計測条件が異なるため、観測データを一概に比較はできないが、大きな差異はないものと考えられる。

表 7.2-9 地震計①と KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測地震動の最大加速度一覧

観測日	計測方向	最大加速度[Gal]		差分[Gal] (地震計①)-(KiK-net)
		地震計① (標高:-約94m)	KiK-net (標高:-96.54m)	
2014/6/9	x	3.7	2.0	1.7
	y	4.8	1.9	2.9
	z	6.9	1.7	5.2
2014/7/5	x	2.8	2.1	0.7
	y	2.8	1.8	1.0
	z	2.4	1.3	1.1
2014/7/25	x	3.4	1.9	1.5
	y	4.0	2.1	1.9
	z	3.4	2.0	1.4
2014/8/10	x	12.5	8.1	4.4
	y	11.7	7.7	4.0
	z	10.4	6.2	4.2
2014/9/10	x	2.9	1.1	1.8
	y	4.2	1.1	3.1
	z	2.2	0.8	1.4

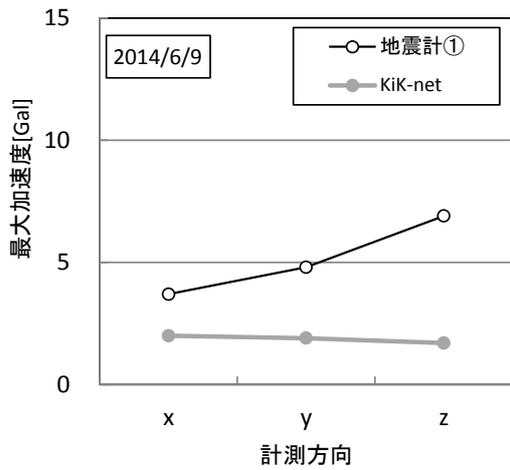


図 7.2-43 最大加速度比較 (6月9日)

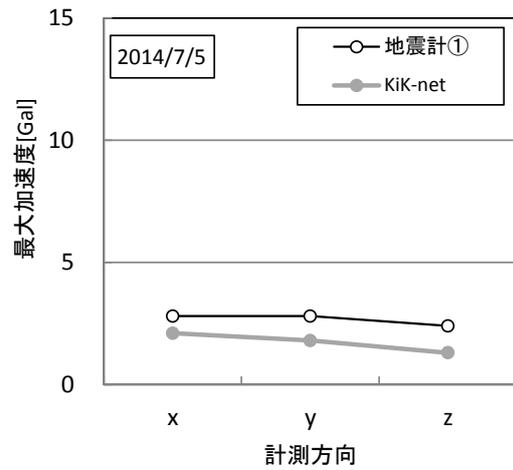


図 7.2-44 最大加速度比較 (7月5日)

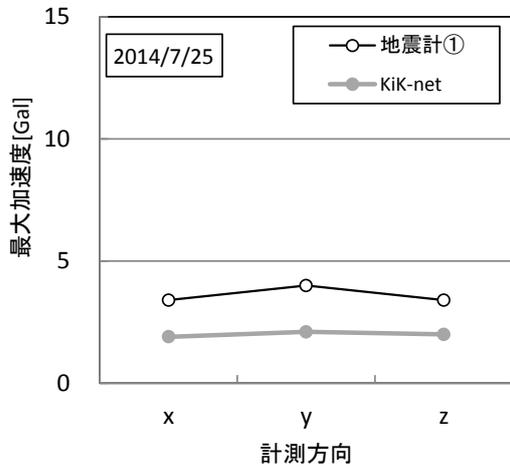


図 7.2-45 最大加速度比較 (7月25日)

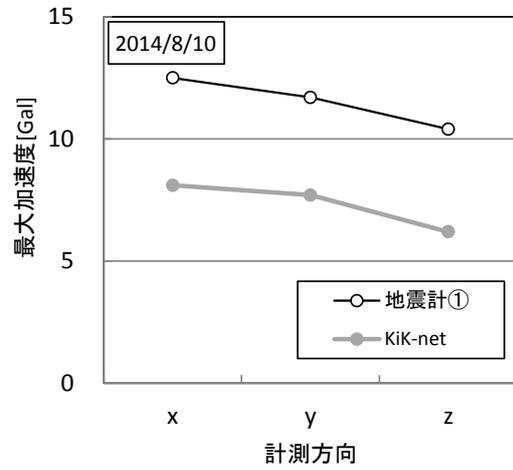


図 7.2-46 最大加速度比較 (8月10日)

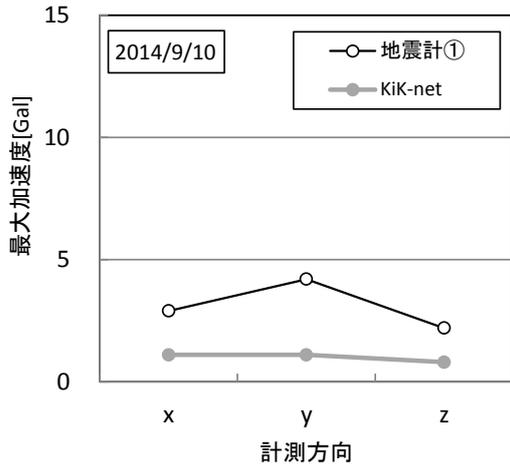


図 7.2-47 最大加速度比較 (9月10日)

d. フーリエスペクトル

試験空洞底盤の地震計①（標高約-94m）と KiK-net 六ヶ所（標高-96.54m）の観測データ（加速度）のフーリエスペクトルを図 7.2-48～図 7.2-52 に示す。

フーリエスペクトルは、いずれの観測日および計測方向においても、0～3Hz 程度の低振動数帯で地震計①と KiK-net 六ヶ所は近い値となっている。3Hz 以上では、両者のフーリエスペクトル値は乖離し、概ね地震計①の方が大きくなる。この乖離は、地震計①の観測データには、試験空洞の振動特性の影響が現れていることが主たる原因と考えられる。また、図 7.2-35 に示すように約 1.5km 離れている試験空洞と KiK-net 六ヶ所の地質・地層構成の違いも原因の一つと考えられる。

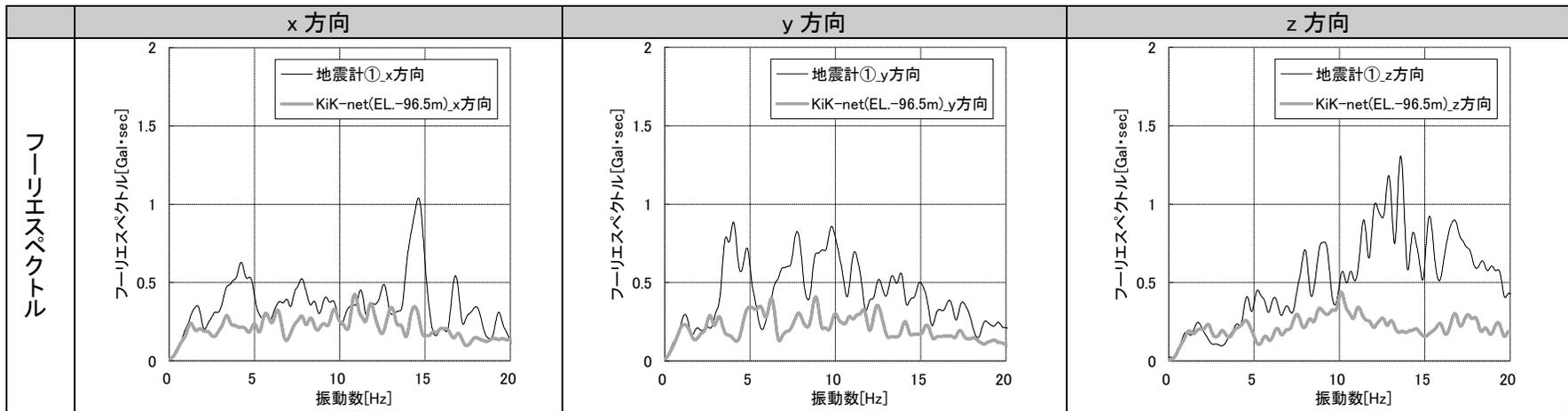
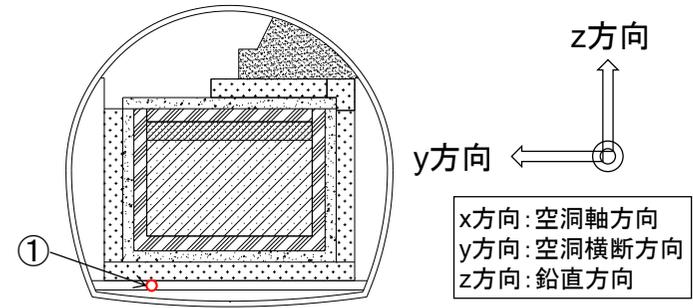


図 7.2-48 加速度のフーリエスペクトル (2014年6月9日)

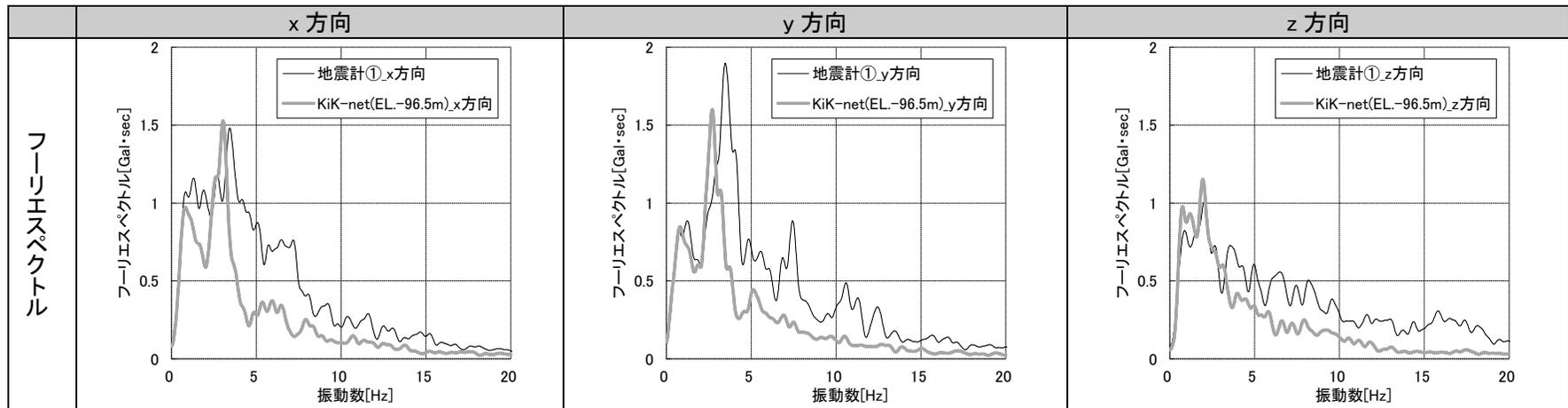
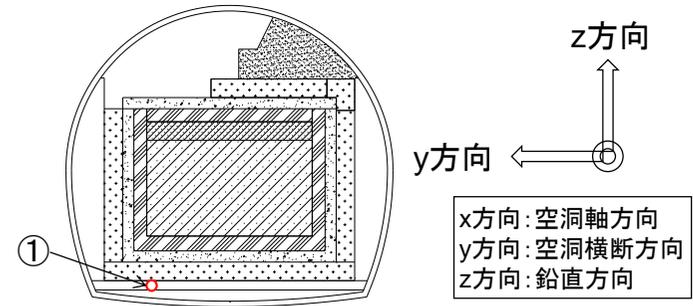


図 7.2-49 加速度のフーリエスペクトル (2014年7月5日)

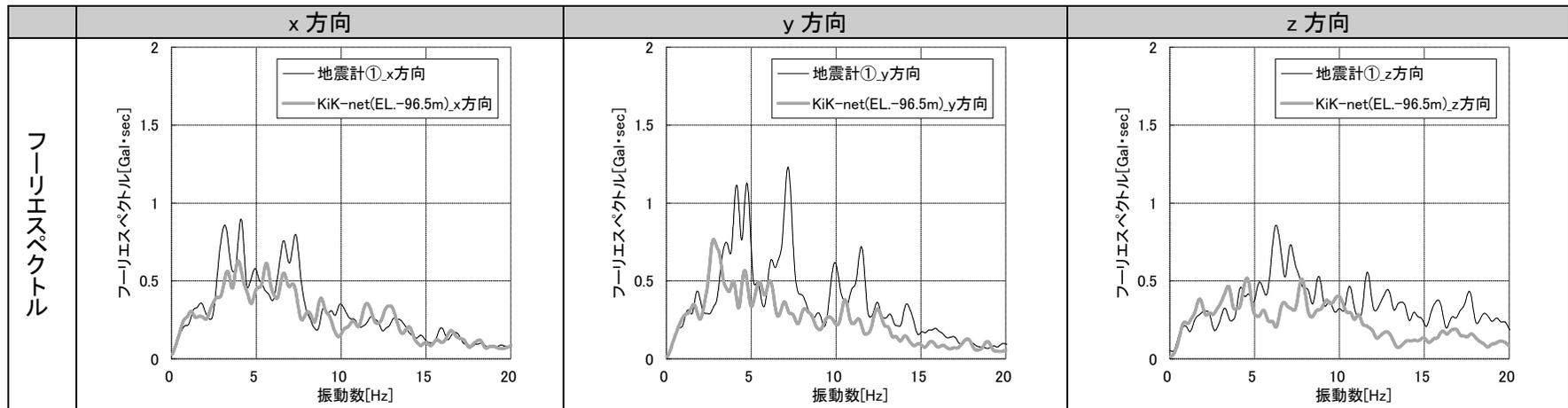
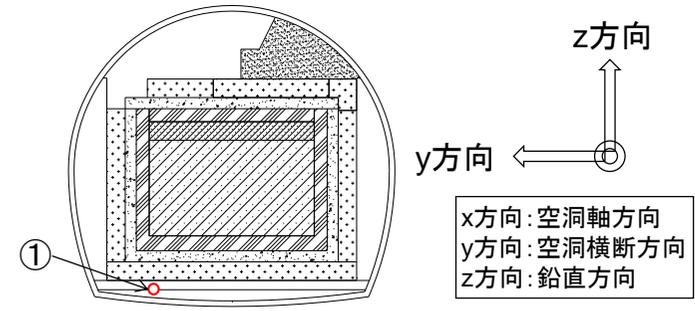


図 7.2-50 加速度のフーリエスペクトル (2014年7月25日)

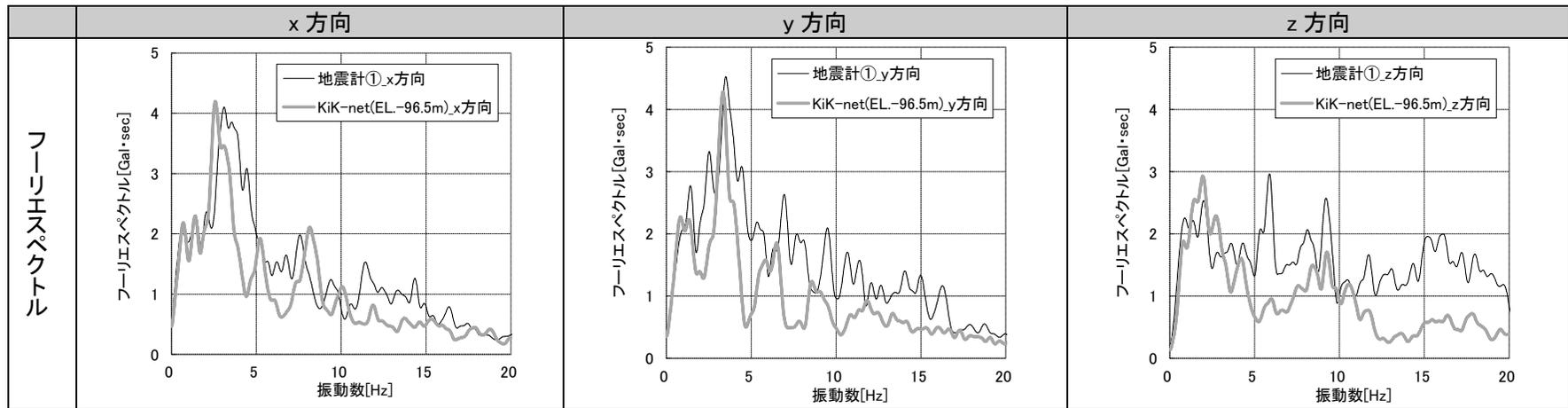
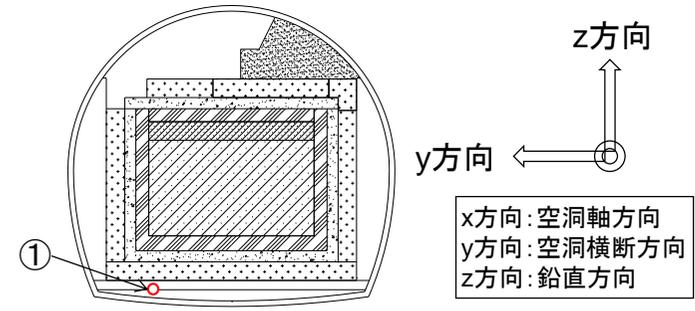


図 7.2-51 加速度のフーリエスペクトル (2014年8月10日)

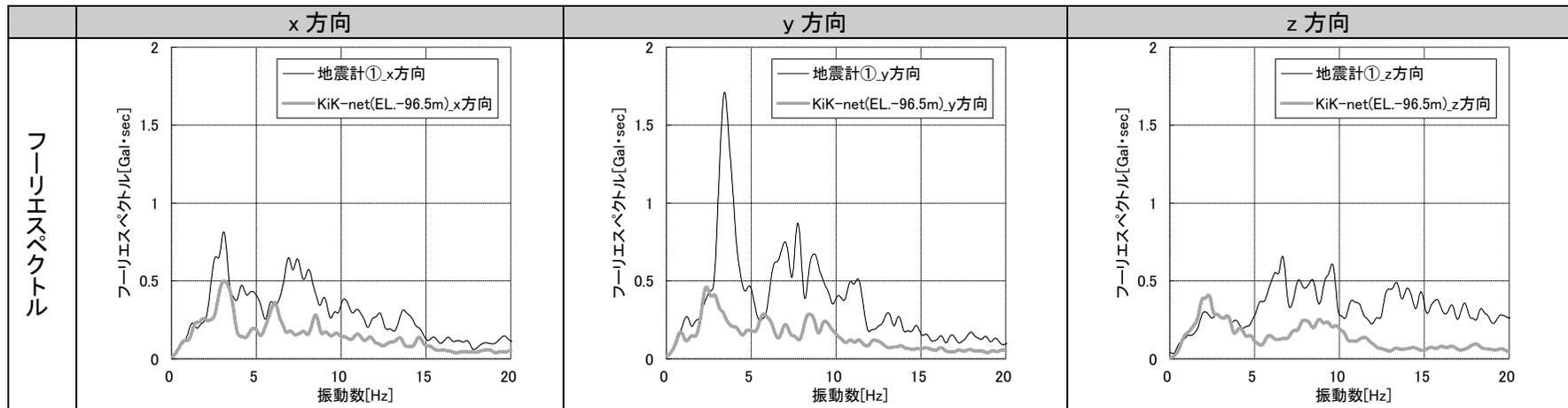
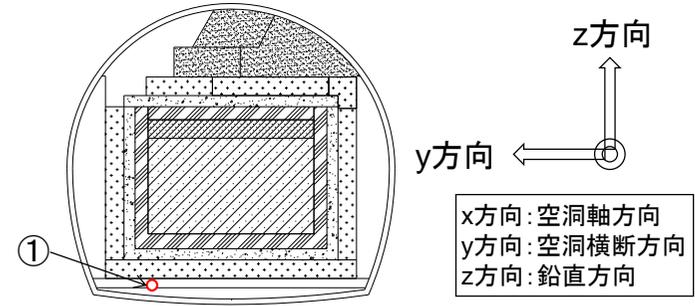


図 7.2-52 加速度のフーリエスペクトル (2014年9月10日)

7.2.2 解析による地震時の挙動の評価

(1) 解析条件の設定

1) 本解析に用いる地震動の選定

「7.2.1 (2) 地震動観測データ」の観測データから、本検討に用いる地震動を選定した。選定にあたっては、「7.2.1 (3) 観測データの分析評価」の最大加速度および加速度のフーリエスペクトルの結果を参考とし、以下に示す内容より、2014年8月10日発生の地震の観測データを本解析で用いる地震動とした。

a. 最大加速度の比較

図 7.2-24～図 7.2-26 に示すように、観測データの最大加速度は、地震計①～③の x 、 y 、 z のいずれの方向においても 2014年8月10日発生の地震動が最も大きくなっている。

b. フーリエスペクトルの比較

図 7.2-29～図 7.2-33 に示すように、2014年8月10日の観測地震動が、その他の地震動と比較して最もフーリエスペクトルが大きく、また試験施設の固有振動数と推察される 15Hz 以上の成分を多く含んでいるため、試験施設に最も影響を与える地震動であると考えられる。

2) 解析モデルの作成

本検討では、前項で選定した地震動（2014年8月10日）が発生した時点での施設形状を対象として、空洞横断面方向の 2次元の地震応答解析を実施した。2014年8月10日時点では、図 7.2-53 に示すように上部緩衝材の施工が終了した形状であり、平面ひずみ問題として周辺地盤を含めて有限要素法を用いてモデル化（ソリッド要素）した。地震応答解析に用いた部材ごとの材料モデルを表 7.2-10 に示す。なお、コンクリートピット内の模擬廃棄体と充填材は、両者が合成された均質な構造体として取り扱うこととし、その物性は充填材で代表させることとした。なお、本解析で用いる観測地震動の最大加速度は 11.7Gal（空洞横断面水平方向）と小さく、解析での地震時応答も小さいと考えられるため、緩衝材と他の周辺部材との界面での剥離と滑りは考慮せず、また緩衝材の弾塑性挙動を考慮しない非線形弾性体（修正 R-O モデル）とした。

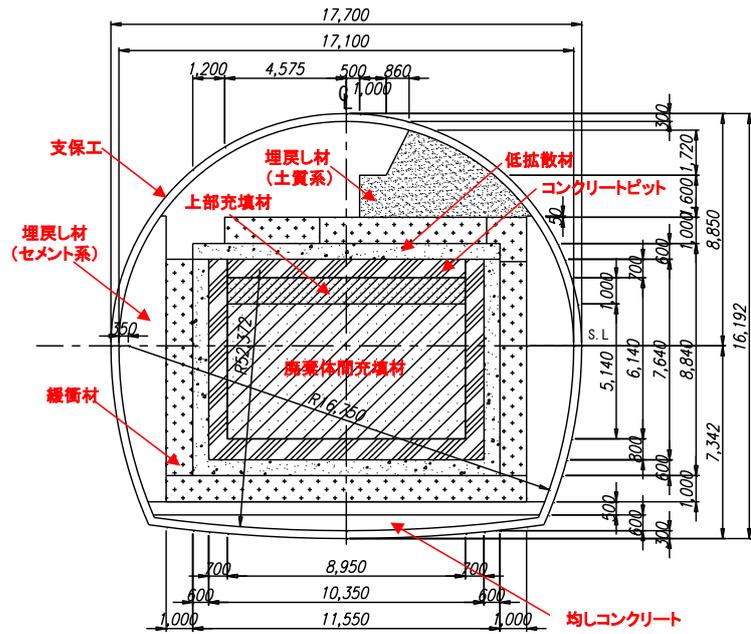


図 7.2-53 試験空洞および人工バリアの断面図

表 7.2-10 部材ごとの材料モデル

部材	材料モデル
地盤	修正 R-0 モデル
支保工	弾性モデル
埋戻し材 (セメント系)	
埋戻し材 (土質系)	修正 R-0 モデル
緩衝材	
低拡散材	弾性モデル
コンクリートピット	
廃棄体間充填材	
上部充填材	
均しコンクリート	

地震応答解析モデルを図 7.2-54 および図 7.2-55 に示す。周辺地盤の地層構成については、図 7.2-56 に示す試験空洞縦断面が示されている参考文献[6]を参考に設定した。

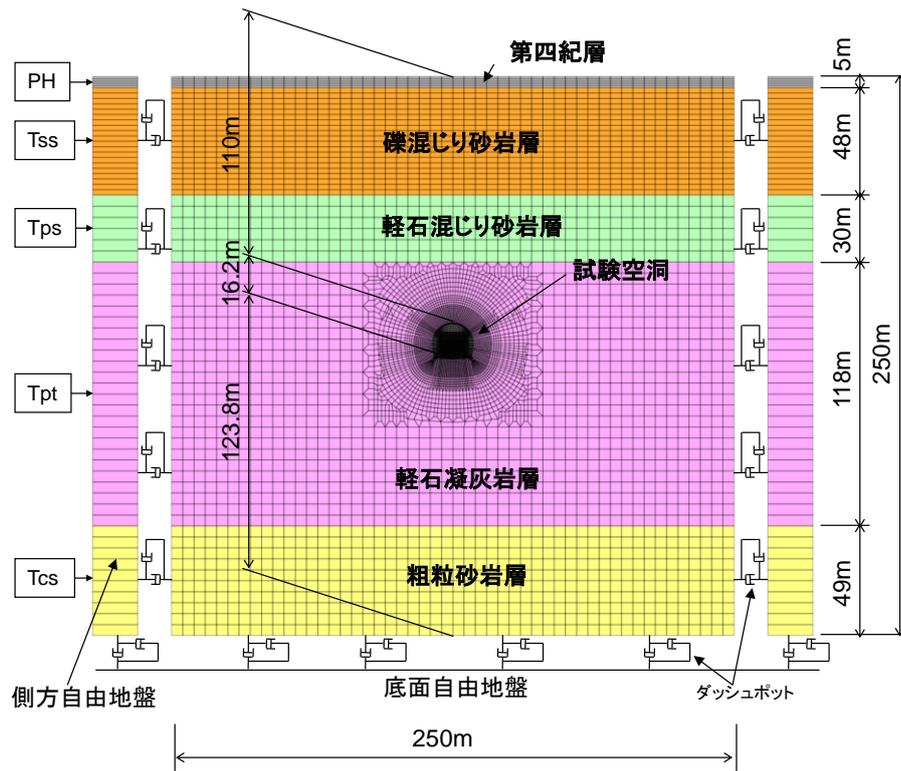


図 7.2-54 地震応答解析モデル (全体)

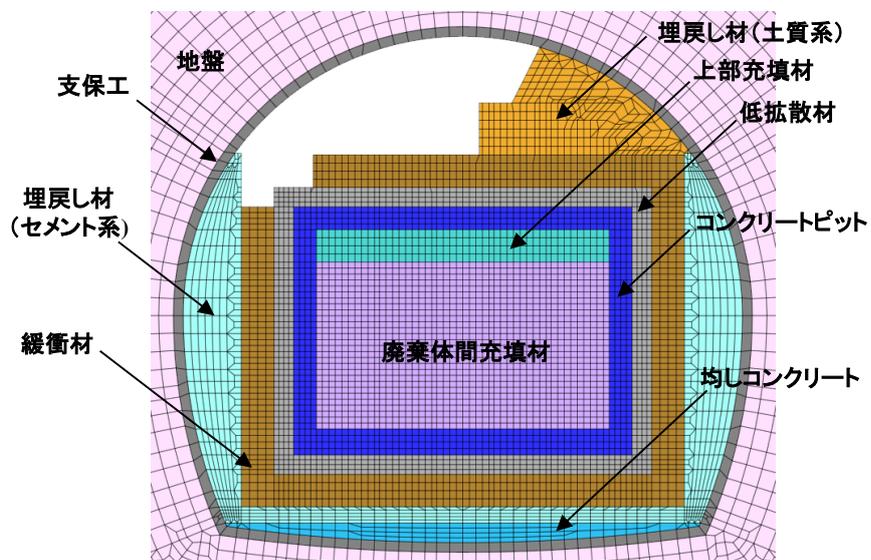


図 7.2-55 地震応答解析モデル (試験施設)

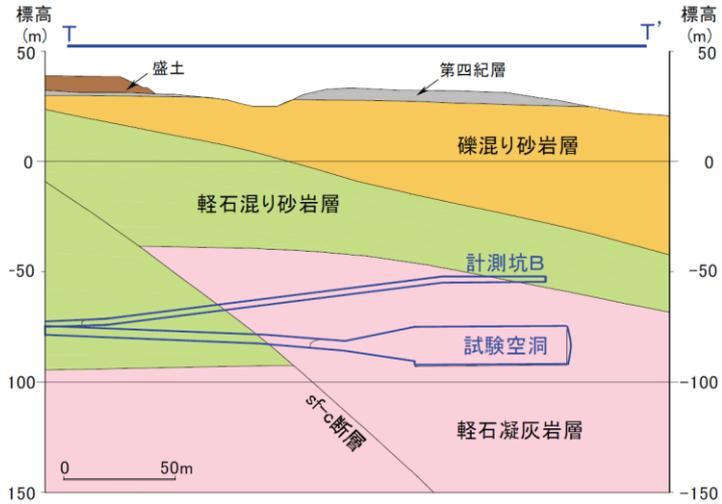


図 7.2-56 試験空洞近傍の地質構造（試験空洞縦断面）

3) 検討ケースの設定

1) で選定した 2014 年 8 月 10 日発生地震動および 2) の解析モデルを用いて地震応答解析を実施する。

4) 物性値の設定

解析に用いた物性値一覧を表 7.2-11 に示す。

本解析に用いた構造物の物性値は、地下空洞型処分施設性能確証試験報告書に係わる公開文献等より設定した。また、地盤物性値は、日本原燃再処理施設での物性値[7]を適用した。なお、前述のように、コンクリートピット内の模擬廃棄体と充填材は、両者が合成された均質な構造体として取り扱うこととし、その物性は充填材で代表させることとした。

表 7.2-11 解析物性値一覧

種類	区分	単位体積重量 v [kN/m ³]	ヤング率 E[MPa]	初期せん断剛性 G ₀ [MPa]	ポアソン比 ν	非線形パラメータ			
						正規化せん断弾性係数 G/G ₀ ~γ	減衰定数 h~γ	修正R-Oパラメータ	
								α	β
地盤	PH	19.0	409	139	0.47	$1/(1+8.73 \cdot \gamma^{0.690})$	$14.0 \cdot \gamma^{0.576} + 2.05$	1.804	1.851
	Tss①	17.8	1601	552	0.45	$1/(1+4.41 \cdot \gamma^{0.895})$	$14.7 \cdot \gamma^{0.381} - 1.34$	2.191	2.131
	Tss②	18.0	2108	737	0.43				
	Tps	16.8	2882	1,022	0.41	$1/(1+6.51 \cdot \gamma^{0.980})$	$10.3 \cdot \gamma^{0.564} + 1.63$	2.451	2.293
	Tpt①	15.2	2814	1,005	0.40	$1/(1+3.93 \cdot \gamma^{0.974})$	$11.5 \cdot \gamma^{0.513} + 0.733$	2.451	2.293
	Tpt②	15.2	3002	1,080	0.39				
	Tpt③	15.2	3191	1,156	0.38				
	Tpt④	15.2	3398	1,231	0.38				
Tcs	19.9	5562	2,030	0.37	$1/(1+3.37 \cdot \gamma^{0.663})$	$13.2 \cdot \gamma^{0.260} - 0.945$	1.727	1.788	
構造物	コンクリートピット	24.5	37,900	-	0.2	-	-	-	-
	低拡散材	23.0	29,300	-	0.2	-	-	-	-
	緩衝材	19.0	-	300	0.41	-	-	3.346	2.293
	充填材	23.0	33,100	-	0.2	-	-	-	-
	上部充填材	24.5	39,100	-	0.2	-	-	-	-
	支保工	24.5	27,900	-	0.2	-	-	-	-
	埋戻し材(セメント系)	24.5	38,900	-	0.2	-	-	-	-
	埋戻し材(土質系)	19.1	-	92.3	0.43	-	-	2.046	1.916
均しコンクリート	23.0	22,000	-	0.2	-	-	-	-	

a. 地盤

(a) 引戻し解析

地震応答解析を実施するにあたり、事前に解析に用いる入力地震動を得るために、解放基盤表面で規定した検討用地震動を、解析モデルの下端まで引戻す必要がある。この引戻し解析においては、地盤のせん断剛性と減衰特性のひずみ依存性を考慮することとし、その物性値は公開文献[7]を参考に表 7.2-12 に示すとおり設定した。

表 7.2-12 引戻し解析に用いる地盤物性値

地層	単位体積重量	初期せん断剛性 G_0	動ポアソン比 ν	剛性比 $G/G_0 \sim \gamma$	減衰定数 $h \sim \gamma$
	[g/cm ³]	[MPa]		[γ : %]	[h, γ : %]
PH	1.94	139	0.47	$1/(1+8.73 \cdot \gamma^{0.690})$	$14.0 \cdot \gamma^{0.576} + 2.05$
Tss	$1.83-8.10 \times 10^{-4} \cdot z$	$660-7.72 \cdot z$	$0.44+5.51 \times 10^{-4} \cdot z$	$1/(1+4.41 \cdot \gamma^{0.895})$	$14.7 \cdot \gamma^{0.381} - 1.34$
Tps	$1.65-1.86 \times 10^{-3} \cdot z$	$927-2.56 \cdot z$	$0.42+3.28 \times 10^{-4} \cdot z$	$1/(1+6.51 \cdot \gamma^{0.980})$	$10.3 \cdot \gamma^{0.564} + 1.63$
Tpt	1.55	$834-2.56 \cdot z$	$0.41+2.15 \times 10^{-4} \cdot z$	$1/(1+3.93 \cdot \gamma^{0.974})$	$11.5 \cdot \gamma^{0.513} + 0.733$
Tcs	2.03	2030	0.37	$1/(1+3.37 \cdot \gamma^{0.663})$	$13.2 \cdot \gamma^{0.260} - 0.945$

※Z は標高 (m) を示す

(b) 地震応答解析

地震応答解析では、地盤のせん断剛性と減衰特性のひずみ依存性を考慮することとし、骨格曲線が次式で定義される修正 R-O モデル[8]を用いた。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right\}$$

ここに、 τ_f はせん断強度で、

$$\tau_f = G_0 \gamma_r$$

ここに、 h_{\max} はせん断剛性 G がゼロとなるときの最大減衰定数である。

これらのパラメータは、 $G/G_0 \sim \gamma$ の関係が室内試験で得られた結果と対応するように設定した。表 7.2-12 に示した地盤物性値を用いて評価したパラメータを表 7.2-13 に示す。なお、単位体積重量、初期せん断剛性、動ポアソン比は公開文献[7]の値を用いるが、標高による設定が必要なため、地層が厚い Tss 層 (48m) および Tpt 層 (118m) は図 7.2-57 に示すように、それぞれ 2 分割、4 分割して物性値の設定を行った。採用した物性値を表 7.2-14 に示す。

表 7.2-13 地盤物性値 (修正 R-O モデルのパラメータ)

地層	γ_r	h_{max}	α	β
	[%]	[%]	-	-
PH	4.327×10^{-2}	19	1.804	1.851
Tss	1.905×10^{-1}	23	2.191	2.131
Tps	1.478×10^{-1}	25	2.451	2.293
Tpt	2.453×10^{-1}	25	2.451	2.293
Tcs	1.600×10^{-1}	18	1.727	1.788

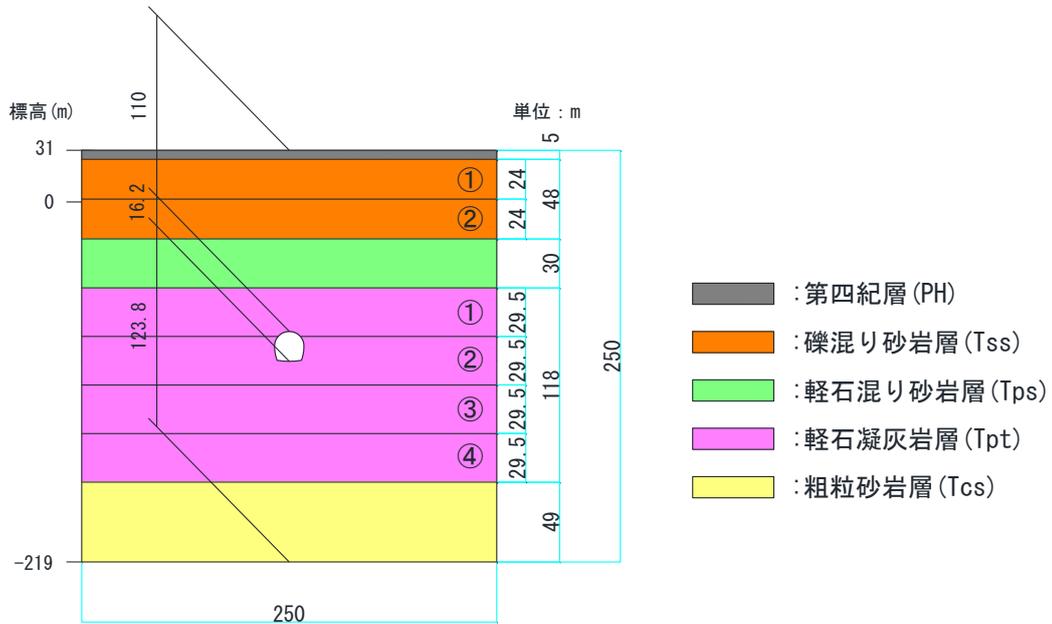


図 7.2-57 地層分割図

表 7.2-14 地震応答解析に用いる地盤物性値

地層	中心標高	単位体積重量	初期せん断剛性 G_0	動ポアソン比 ν
	[m]	[kN/m ³]	[MPa]	-
PH	29	19.0	139	0.47
Tss①	14	17.8	552	0.45
Tss②	-10	18.0	737	0.43
Tps	-37	16.8	1022	0.41
Tpt①	-67	15.2	1005	0.40
Tpt②	-96	15.2	1080	0.39
Tpt③	-126	15.2	1156	0.38
Tpt④	-155	15.2	1231	0.38
Tcs	-195	19.9	2030	0.37

b. 1次支保工

支保工は、吹付けコンクリートと鋼製支保工から構成される。それぞれの物性値と諸元を表 7.2-15 に示す。解析では、吹付けコンクリートと鋼製支保工を合わせて、ソリッド要素でモデル化した。その際の物性値は表 7.2-16 に示すように、それぞれの物性値を断面積比で重み付けして設定した。

表 7.2-15 支保工の諸元および物性値

解析条件項目		諸元および物性値	参考文献	
吹付け コンクリート	吹付け厚	T(cm)	30	
	設計基準強度	f'_{ck} (MPa)	36	[6]
	単位体積重量	γ_c (kN/m ³)	23	[6]
	弾性係数	硬化後(MPa)	24,200	[9]
	断面積	A_c (m ²)	0.2936	
鋼製 支保工	使用鋼材	—	H-250	[9]
	規格	—	SS540	[6]
	降伏点	F_{yk} (MPa)	400	[6]
	建込間隔	@(m)	1.0	[9]
	単位体積重量	γ_s (kN/m ³)	77	
	等価断面積	A_s (m ²)	6.35×10^{-3}	
	弾性係数	E_s (MPa)	200,000	[9]

表 7.2-16 解析に用いる支保工の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm ²	27.9	$E = \frac{E_c A_c + E_s A_s}{A}$ A_c : コンクリートの断面積 A_s : 鋼製支保工の断面積 $A = A_c + A_s$	
単位体積重量	γ	kN/m ³	24.5		[10]
ポアソン比	ν	—	0.2		[10]

c. 埋戻し材（セメント系）

埋戻し材（セメント系）の物性値を表 7.2-17 に示す。弾性係数は、図 7.2-58 に示す地下空洞型処分施設性能確証試験結果より求めた静弾性係数と材齢の関係より、91 日の値とした。

表 7.2-17 埋戻し材（セメント系）の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	38.9	91 日	[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	24.5		[10]
ポアソン比	ν	—	0.2		[10]

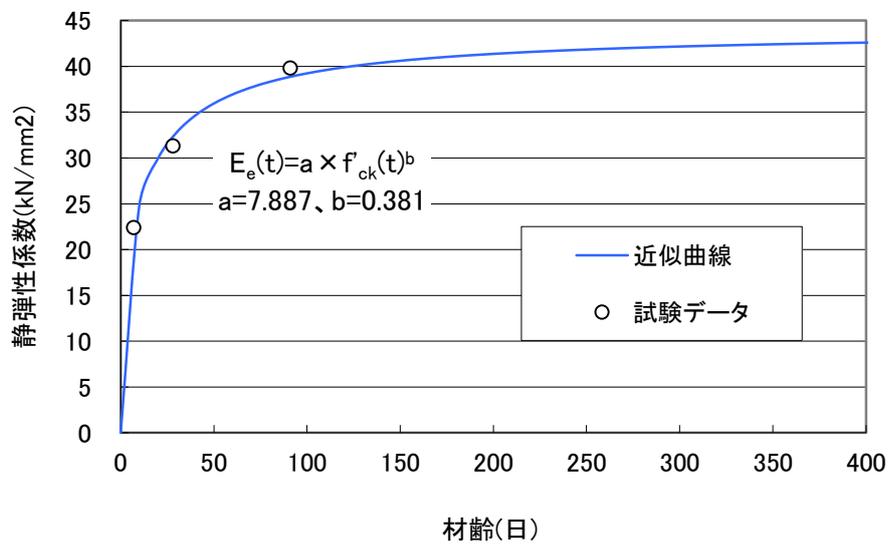


図 7.2-58 埋戻し材（セメント系）の静弾性係数と材齢の関係

d. 埋戻し材（土質系）

埋戻し材（土質系）の物性値を表 7.2-18 に示す。初期せん断剛性 G_0 は、弾性波速度試験のせん断波速度 V_s より設定している。埋戻し材（土質系）はせん断ひずみに依存してせん断剛性が低下する非線形特性を考慮するものとし、地盤と同様に修正 R-O モデルを用いた。設定した $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ 関係を、図 7.2-59 に示す。

表 7.2-18 埋戻し材（土質系）の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
初期せん断剛性	G_0	kN/mm ²	0.0923		[12]
単位体積重量	γ	kN/m ³	19.1		[12]
ポアソン比			0.427		[12]
修正 R-O モデル パラメータ	τ_f	MPa	0.086	$0.066 \times (92.3/71.178)$	[12]
	γ_r	%	9.273×10^{-4}	$0.086 / 92.3 \times 100$	
	h_{\max}	%	20		[12]
	α	—	2.046		[12]
	β	—	1.916		[12]

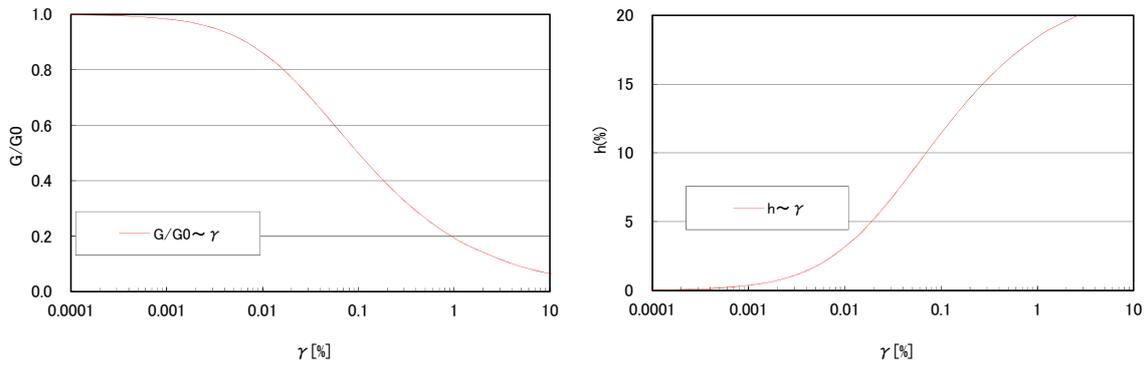


図 7.2-59 $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ の関係（埋戻し材（土質系））

e. 緩衝材

緩衝材の物性値を表 7.2-19 に示す。初期せん断剛性 G_0 は、弾性波速度試験のせん断波速度 V_s より設定している。地震応答解析では、緩衝材はせん断ひずみに依存してせん断剛性が低下する非線形特性を考慮するものとし、地盤と同様に修正 R-O モデルを用いた。設定した $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ 関係を、図 7.2-60 に示す。

表 7.2-19 緩衝材の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
初期せん断剛性	G_0	kN/mm ²	0.3		[13]
単位体積重量	γ	kN/m ³	19.0		[13]
ポアソン比			0.41		[13]
修正 R-O モデル パラメータ	τf	MPa	1.114	$0.296 \times (300/79.68)$	[13]
	γr	%	3.715×10^{-1}	$1.114 / 300 \times 100$	
	h_{\max}	%	25		[13]
	α	—	3.346		[13]
	β	—	2.293		[13]

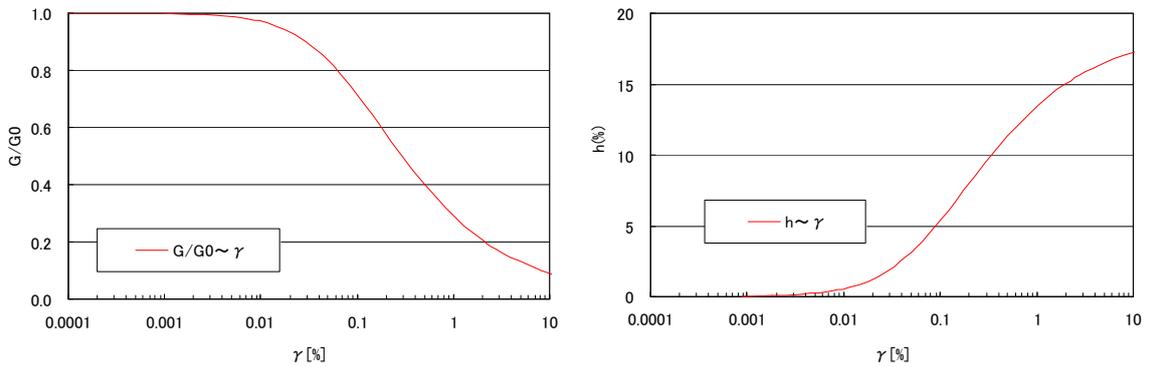


図 7.2-60 $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ の関係 (緩衝材)

f. 低拡散材

低拡散材の物性値を表 7.2-20 に示す。弾性係数は、図 7.2-61 に示す地下空洞型処分施設性能確証試験結果より求めた静弾性係数と材齢の関係より、91 日の値とした。

表 7.2-20 低拡散材の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	29.3	91 日	[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	23.0		[11]
ポアソン比	ν	—	0.2		[11]

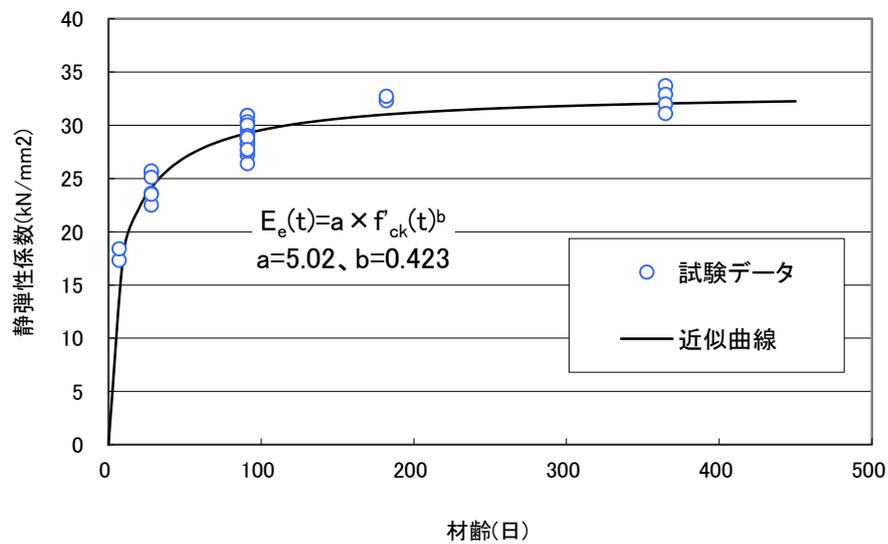


図 7.2-61 低拡散材の静弾性係数と材齢の関係

g. コンクリートピット

コンクリートピットの物性値を表 7.2-21 に示す。弾性係数は、図 7.2-62 に示す地下空洞型処分施設性能確証試験結果より求めた静弾性係数と材齢の関係より、91 日の値とした。

表 7.2-21 コンクリートピットの物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	37.9	91 日	[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	24.5		[11]
ポアソン比	ν	—	0.2		[11]

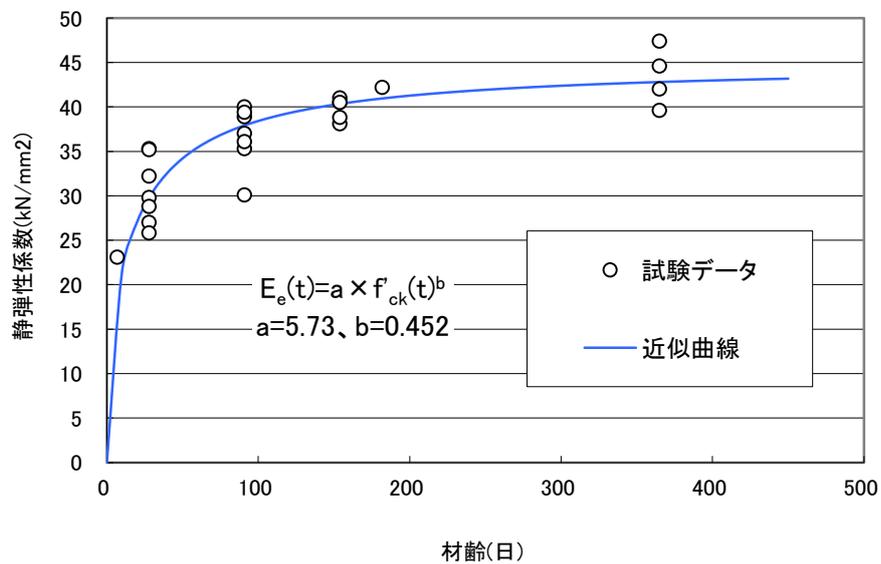


図 7.2-62 コンクリートピットの静弾性係数と材齢の関係

h. 充填材

充填材の物性値を表 7.2-22 に示す。弾性係数は、図 7.2-63 に示す地下空洞型処分施設性能確証試験結果より求めた静弾性係数と材齢の関係より、91 日の値とした。ここで、地下空洞型処分施設性能確証試験における室内試験では、充填材の養生温度を廃棄体の熱を想定して 3 ケース (20°C、60°C、105°C) 実施しているが、60°C と 105°C はバラツキが大きいことおよびサンプル数が少ないことより、本検討では 20°C の値を採用した。

表 7.2-22 充填材の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	33.1	室内試験(20°C)および実機の 91 日	[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	23.0		[11]
ポアソン比	ν	—	0.2		[11]

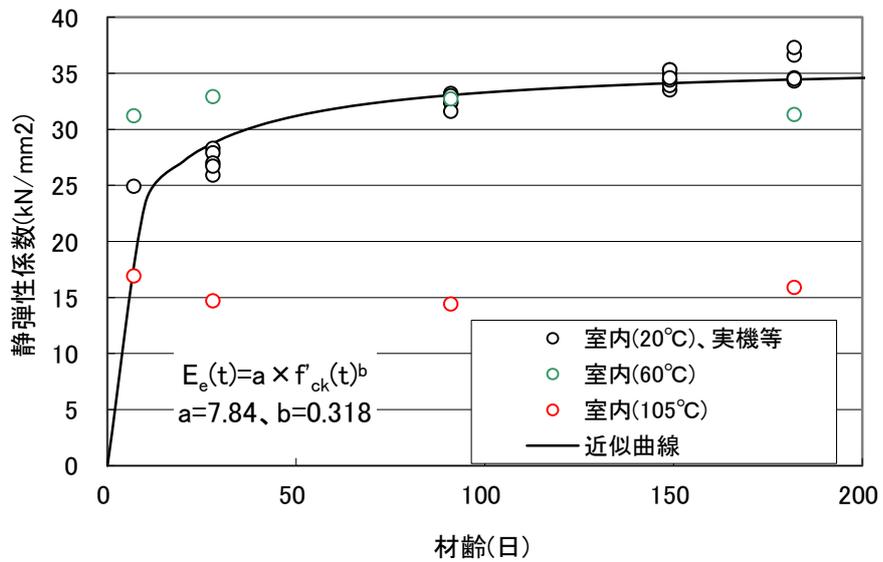


図 7.2-63 充填材の静弾性係数と材齢の関係

i. 上部充填材

上部充填材の物性値を表 7.2-23 に示す。弾性係数は、図 7.2-64 に示す地下空洞型処分施設性能確証試験結果より求めた静弾性係数と材齢の関係より、91 日の値とした。ここで、地下空洞型処分施設性能確証試験における室内試験では、上部充填材の養生温度を廃棄体の熱を想定して 3 ケース (20℃、60℃、105℃) 実施しているが、60℃と 105℃はバラツキが大きいことおよびサンプル数が少ないことより本検討では除外した。

表 7.2-23 上部充填材の物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	39.1	室内試験(20℃)および実機の 91 日	[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	24.5		[11]
ポアソン比	ν	—	0.2		[11]

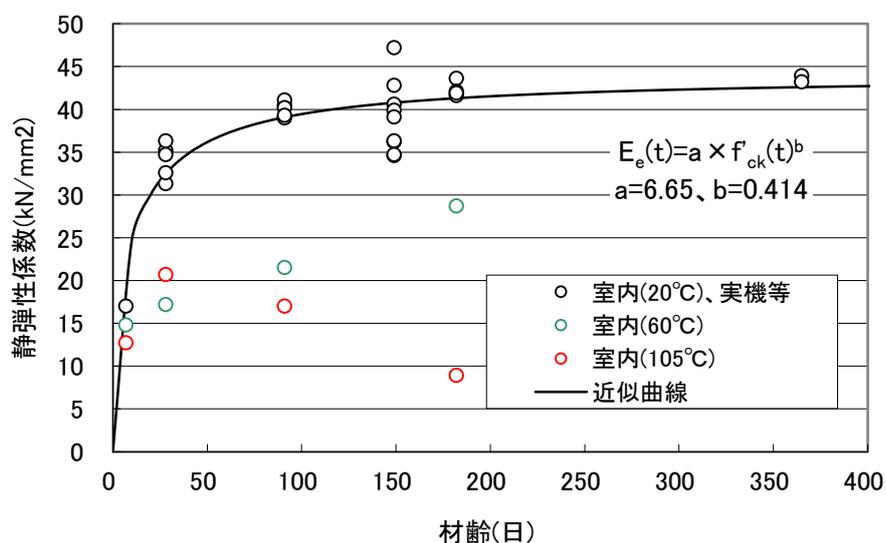


図 7.2-64 上部充填材の静弾性係数と材齢の関係

j. 均しコンクリート

均しコンクリートの物性値を表 7.2-24 に示す。

表 7.2-24 均しコンクリートの物性値

項目	記号	単位	物性値	備考	参考文献
弾性係数	E	kN/mm^2	22.0		[11]
単位体積重量	γ	kN/m^3	23.0		[11]
ポアソン比	ν	—	0.2		[11]

(2) 地震時の地下空洞施設の挙動解析および評価

1) 地震動の引戻し解析

本検討では、表 7.2-1 に示すように地震計①の観測データを用いて地震応答解析の入力地震動を作成する。一次元重複反射理論に基づく解析 (SHAKE) を用いて、地震計①の設置位置から解析モデルの下端(深度 250m)まで地震動を引戻した。なお地震計の計測方向 (x、y、z 方向) のうち、x 方向は空洞軸方向であり、空洞横断面を対象とした本解析モデルでは検討できないため、x 方向の観測データは引戻し解析の対象としない。

a. 解析モデル

引戻し解析は、図 7.2-65 に示すように 2 ケースで検討した。CASE1 は、地震計①が空洞の解放面に設置されていることから、地震計①の観測データは地盤中の下降波 (F 波) は含まない 2E 波と仮定して引戻す方法である。一方 CASE2 は、地震計①の観測データが地盤中の下降波 (F 波) も含む E+F 波と仮定して引戻す方法である。CASE1 では地震計①が設置されている空洞底盤位置より下部のみをモデル化 (124.7m) し、CASE2 では高さ方向全体をモデル化 (250m) した。

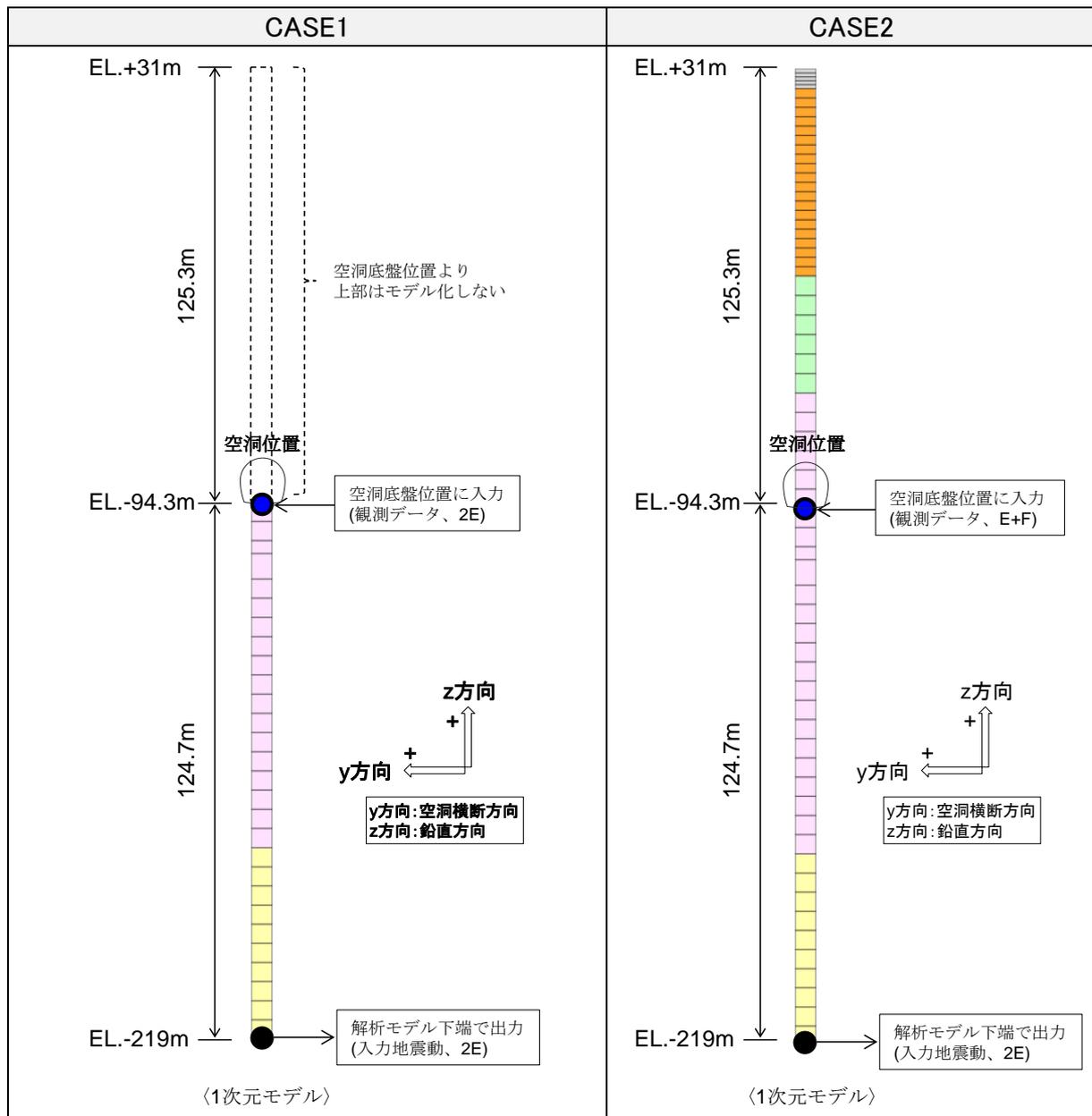


図 7.2-65 引戻し解析モデル

b. 観測地震動のフィルタ処理

引戻し解析の入力地震動は、地震計①の観測データを用いる。

高振動数成分を含む地震動を引戻した場合、高振動数成分が卓越した非現実的な加速度波形になる可能性がある。そのため観測データに対して 20Hz 以上の高振動成分のフィルタ処理を行い、引戻し解析を実施した (20~20.1Hz の間でフーリエスペクトルがゼロになるようにフィルタ処理した)。フィルタ処理前とフィルタ処理後の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルを図 7.2-66 に示す。

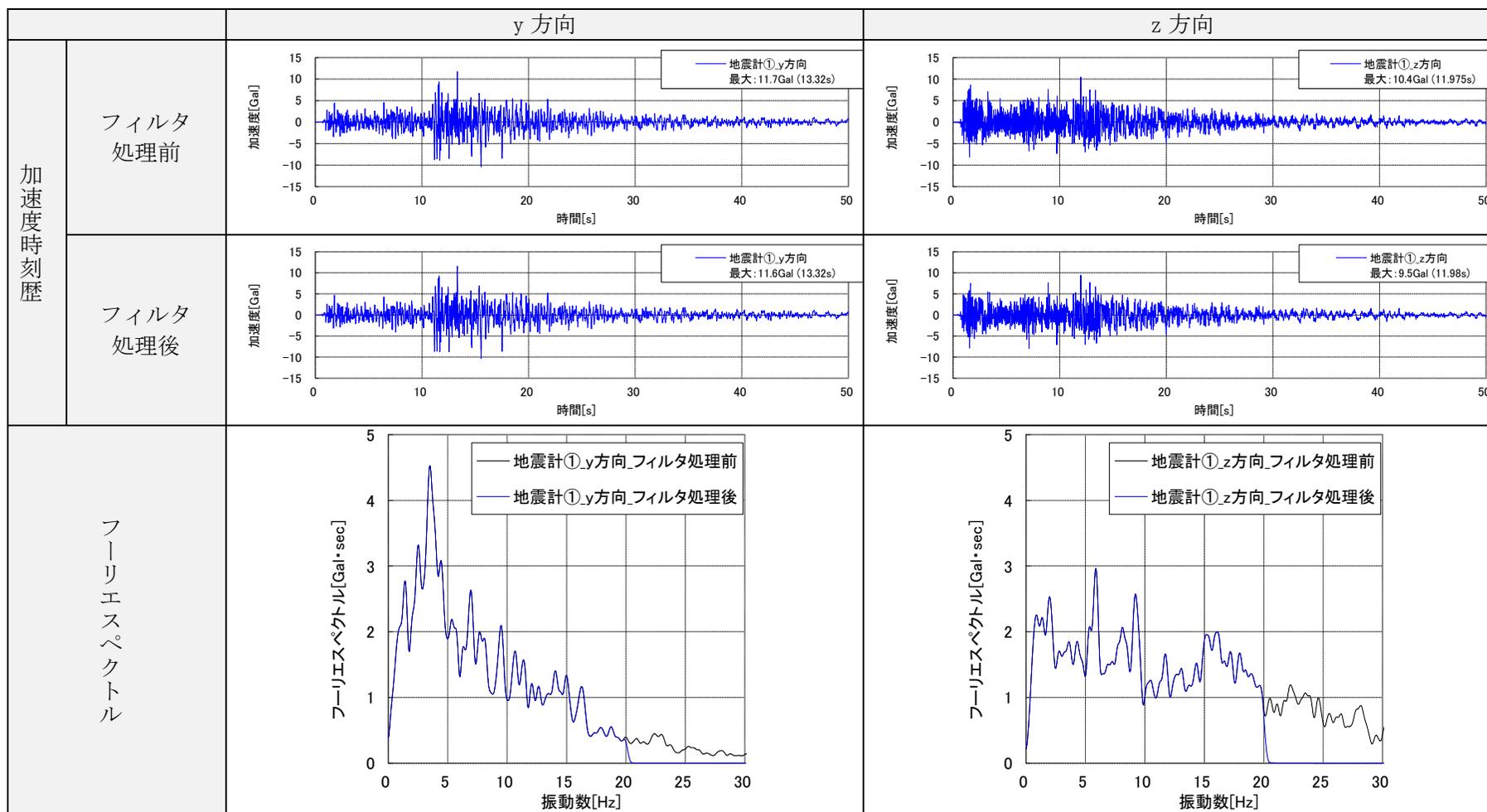


図 7.2-66 観測地震動のフィルタ処理

c. 解析結果

引戻し解析により解析モデル下端まで引戻した入力地震動（2E）の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルを、CASE1 は図 7.2-67 に、CASE2 は図 7.2-68 に示す。

CASE1 では、y、z 方向ともに、入力地震動と観測地震動の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルに大きな違いは見られない。y 方向の入力地震動の最大加速度は 9.7Gal であり、観測地震動（同 11.6Gal）から 1.9Gal 小さくなった。フーリエスペクトルの比較からも、ほぼ全振動数帯において入力地震動が観測地震動より小さくなる傾向が見られ、2～5Hz の振動数で入力地震動と観測地震動で差が大きくなる。また、z 方向でも y 方向と同様の傾向が見られ、入力地震動の最大加速度は 7.6Gal であり、観測地震動（同 9.5Gal）から 1.9Gal 小さくなった。フーリエスペクトルの比較からも、ほぼ全振動数帯において入力地震動が観測地震動より小さくなる傾向が見られ、3～9Hz の振動数で入力地震動と観測地震動で差が大きくなる。

一方、CASE2 では、y、z 方向ともに、入力地震動と観測地震動の加速度時刻歴およびフーリエスペクトルに大きな違いが見られる。y 方向の入力地震動の最大加速度は 41.2Gal であり、観測地震動（同 11.6Gal）から 29.6Gal 大きくなった。また、z 方向でも y 方向と同様の傾向が見られ、入力地震動の最大加速度は 46.9Gal であり、観測地震動（同 9.5Gal）から 37.4Gal 大きくなった。フーリエスペクトルの比較からも、y、z 方向ともに、入力地震動では複数の振動数においてフーリエスペクトルが極端に卓越する結果となる。この原因は、観測地震動を E+F 波（上昇波と下降波）として次元重複反射理論に基づく解析（SHAKE）で解析モデル下端まで引戻した場合、観測位置と解析モデル下端の間に、上昇波と下降波が干渉しあう位置が存在するために発生するものである。CASE2 の引戻し解析における観測データと解析モデル下端での応答比較（比較のため両者とも水平方向の E+F 波とした）を図 7.2-69 に示す。なお、解析モデル下端における 2E 波と E+F 波は、それぞれ図 7.2-68 と図 7.2-69 より同様の傾向が見られる。図 7.2-69 の(1)は空洞底盤位置で観測された観測データであり、(2)は解析モデル下端に引戻した応答結果である。(3)は解析モデル下端を基準とした観測位置のフーリエスペクトル比である。(3)のフーリエスペクトル比より、複数の振動数において、フーリエスペクトル比が小さくなっていることがわかる。(2)から(1)に伝播する波は、この振動数において上昇波と下降波が打ち消し合いフーリエスペクトルが小さくなり、逆に(1)から(2)に伝播する波は、この振動数において上昇波と下降波が重なり合いフーリエスペクトルが大きくなる。よって、空洞底盤位置に E+F 波として観測データを解析モデル下端まで引戻した場合、入力地震動は複数の振動数においてフーリエスペクトルが極端に卓越する結果となる。

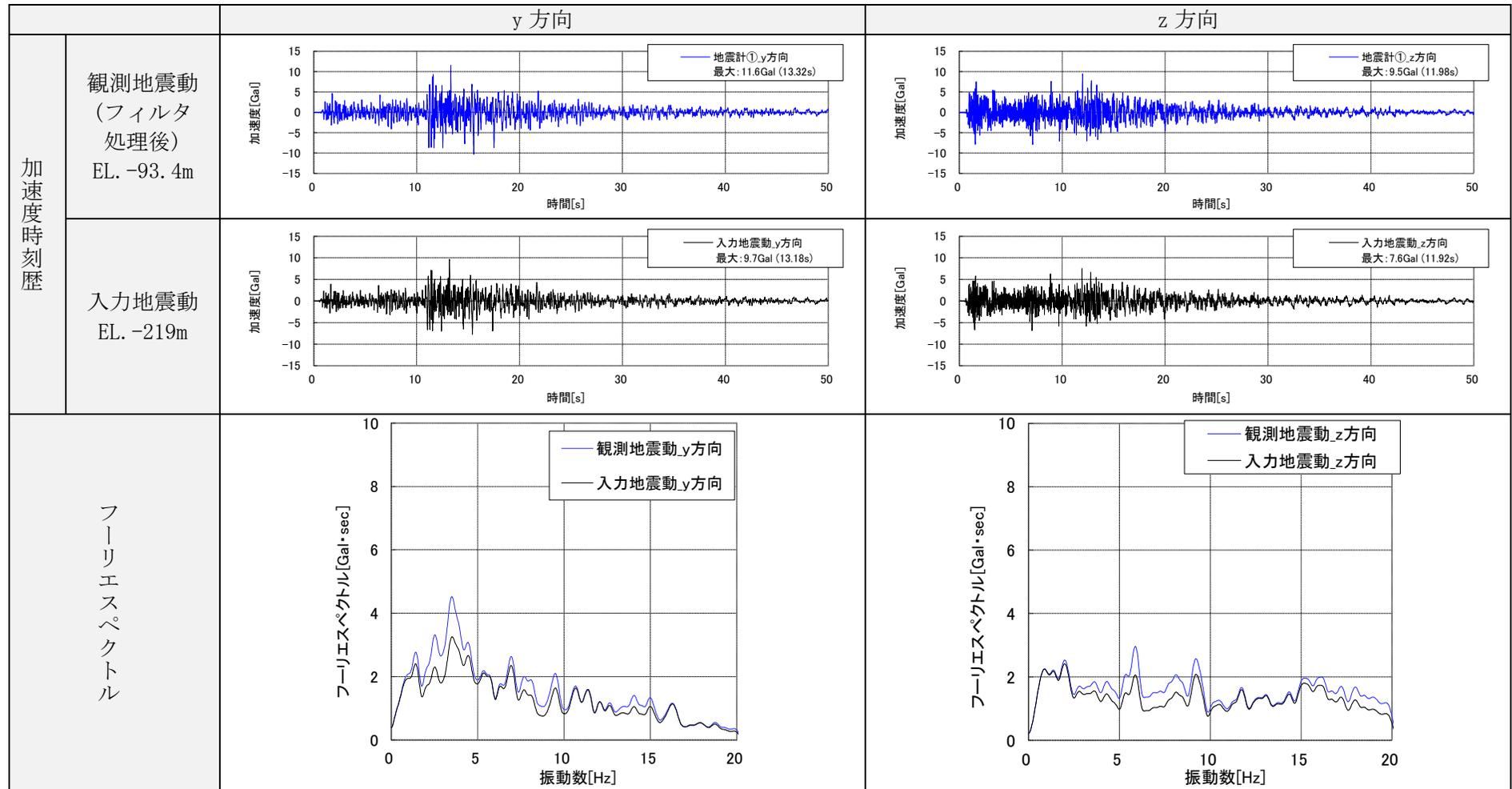


図 7.2-67 CASE1 の引戻し解析結果

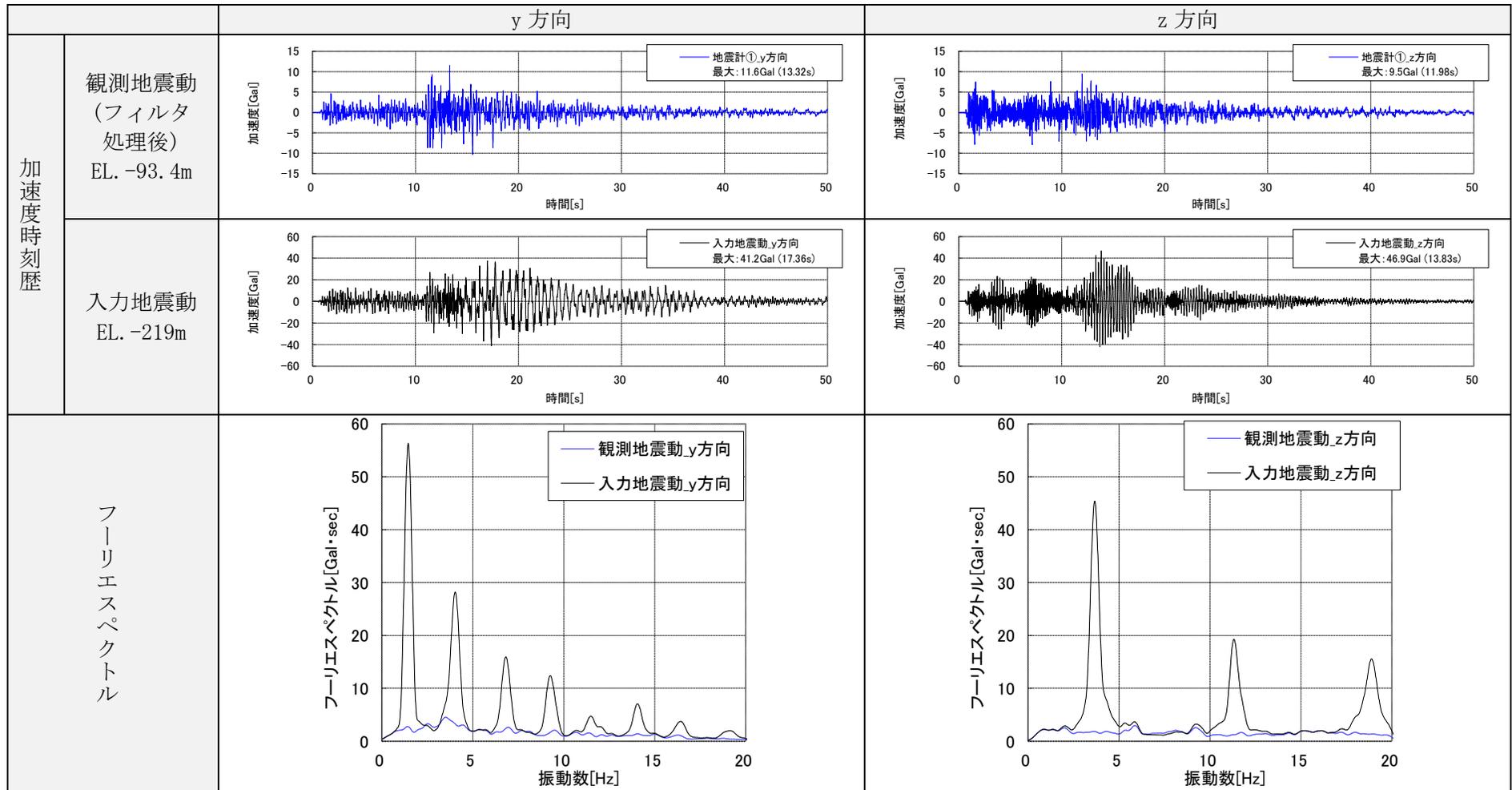


図 7.2-68 CASE2 の引戻し解析結果

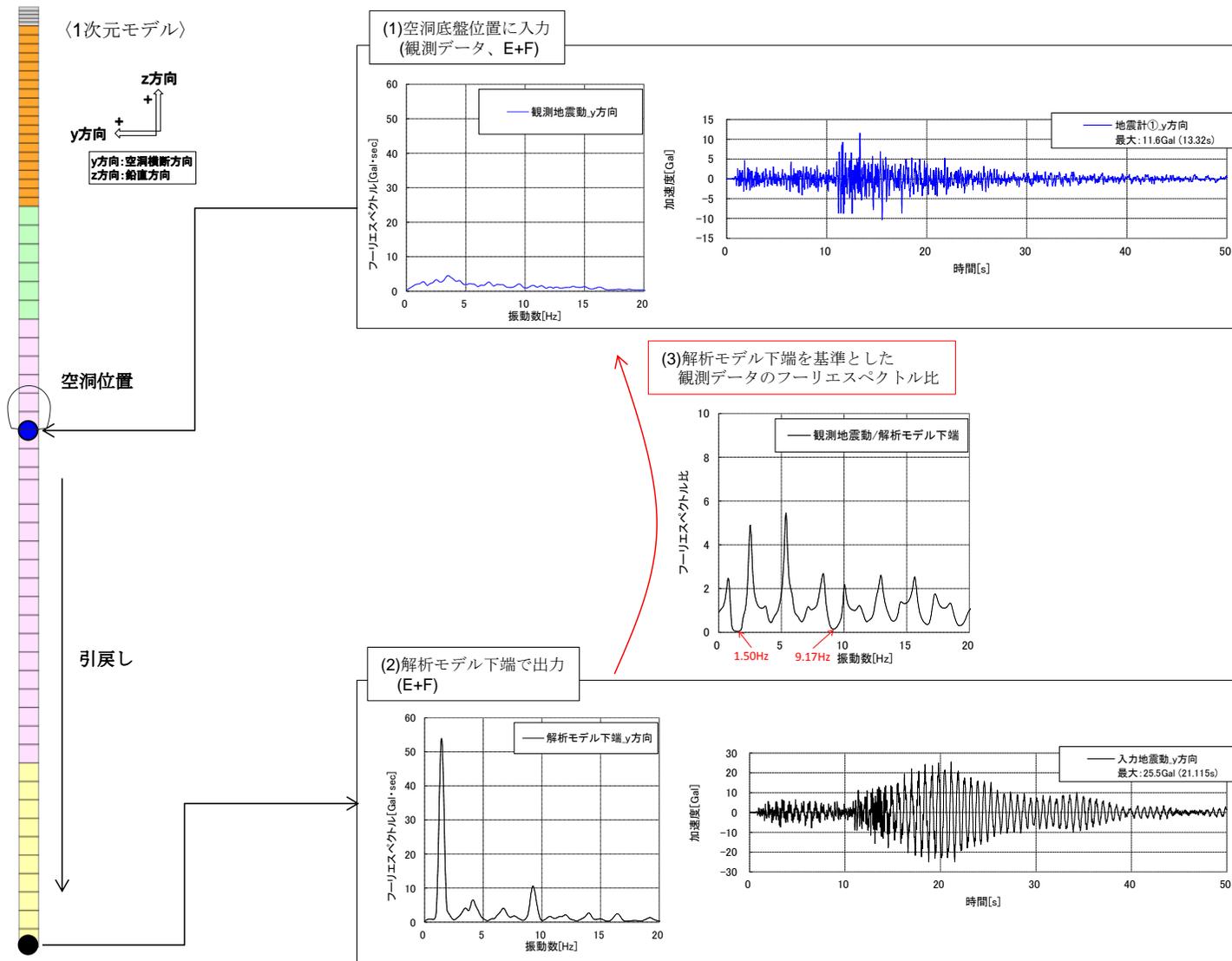


図 7.2-69 引戻し解析における観測データと解析モデル下端での応答比較 (CASE2、E+F 波、y 方向)

d. 引戻し解析の妥当性検討

CASE1、CASE2 の 1 次元モデルによる引戻し解析で求めた入力地震動の妥当性検討を実施した。検討方法は、入力地震動を本解析で用いる 2 次元 FEM モデルの下端に入力し、地震計①の設置位置における解析結果と観測データの比較である。地震計①の観測データとの比較をするため、解析断面は図 7.2-1 の A-A 断面とし、図 7.2-70 に示す解析モデルを使用した。

地震計①位置における、解析結果と観測データの応答加速度およびフーリエスペクトルの比較を図 7.2-71、図 7.2-72 に示す。

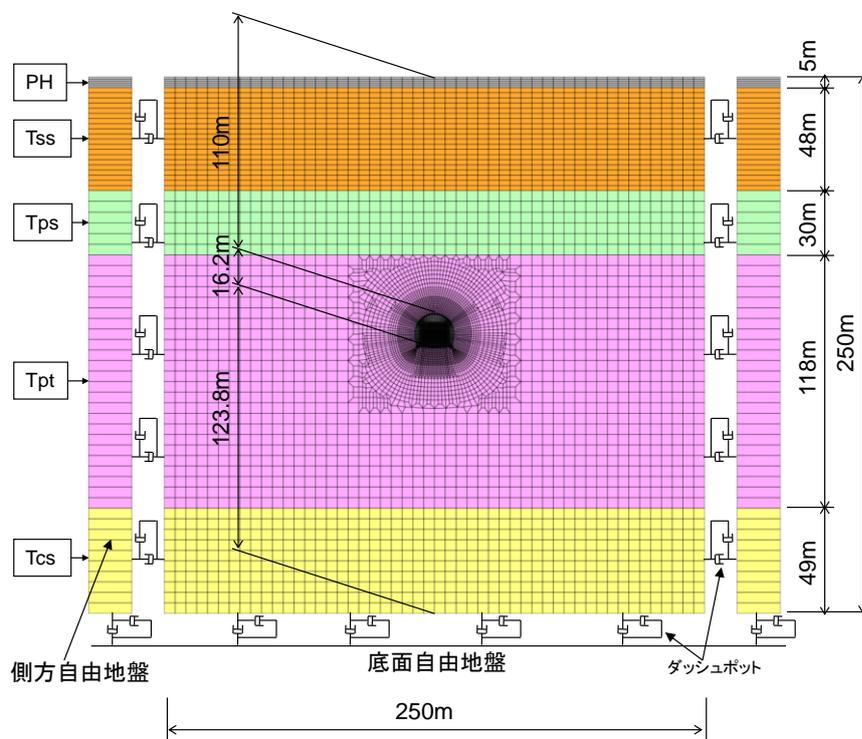
CASE1 では、y、z 方向ともに、解析結果と観測データの加速度時刻歴およびフーリエスペクトルに大きな違いは見られない。y 方向の解析結果の最大加速度は 7.0Gal であり、観測データ（同 11.6Gal）より 4.6Gal 小さくなった。フーリエスペクトルの比較からも、全振動数帯において入力地震動と観測地震動で同様の傾向が見られるが、10Hz 以下の振動数で解析結果と観測データで差が大きくなる。また、z 方向でも y 方向と同様の傾向が見られ、解析結果の最大加速度は 8.1Gal であり、観測地震動（同 9.5Gal）より 1.4Gal 小さくなった。フーリエスペクトルの比較からも、全振動数帯において解析結果と観測データで同様の傾向が見られるが、12Hz 以下では観測データが解析結果より大きくなり、12Hz 以上では逆転する。

一方、CASE2 では、y、z 方向ともに、解析結果と観測データの加速度時刻歴およびフーリエスペクトルに大きな違いが見られる。y 方向の解析結果の最大加速度は 18.0Gal であり、観測データ（同 11.6Gal）より 6.4Gal 大きくなった。また、z 方向でも y 方向と同様の傾向が見られ、解析結果の最大加速度は 28.4Gal であり、観測地震動（同 9.5Gal）より 18.9Gal 大きくなった。フーリエスペクトルの比較からも、CASE2 の入力地震動（図 7.2-68）に含まれる複数の振動数におけるフーリエスペクトルの卓越が、そのまま解析結果にも現れている。

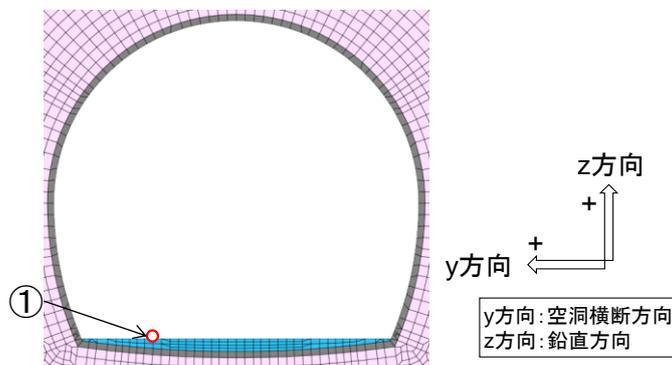
CASE1 と CASE2 の解析結果および観測データの最大加速度の比較を図 7.2-73 に示す。観測データと比較して、CASE1 の解析結果は y 方向で 4.6Gal、z 方向で 1.4Gal 小さくなり、CASE2 の解析結果は y 方向で 6.4Gal、z 方向で 18.9Gal 大きくなった。今回の空洞底盤上で観測した地震動を、CASE1 では 2E 波、CASE2 では E+F 波と仮定したが、この結果より、観測地震動は 2E 波と E+F 波のどちらの影響も含まれているものの、2E 波に近いものであると推察される。解析結果と観測データの最大加速度の乖離は、本検討では試験空洞底盤に設置した地震計の観測データを用いており、それには試験空洞および試験施設の影響が含まれる可能性があることや、物性値設定において当該サイト付近の地盤物性値を引用していることにより、精度が高い入力地震動を作成できていないためであると推察される。

CASE1、CASE2 ともに観測データとの整合が高いとはいえないものの、CASE1 の方が CASE2 よりも観測データに近く、本試験空洞底盤に設置した地震計の観測データは、解放基盤面で観測したデータとしてみなせる可能性がある。また、CASE1 では CASE2 で見られる複数の振動数でのフーリエスペクトルの卓越は発生しない。よって、以降の緩

衝材、コンクリートピット等の試験施設を 2 次元 FEM モデルに追加したケースでの地震応答解析では、CASE1 で引戻した加速度波形を入力地震動として用いることとした。



(1) 全体



(2) 空洞

図 7.2-70 入力地震動妥当性検討モデル

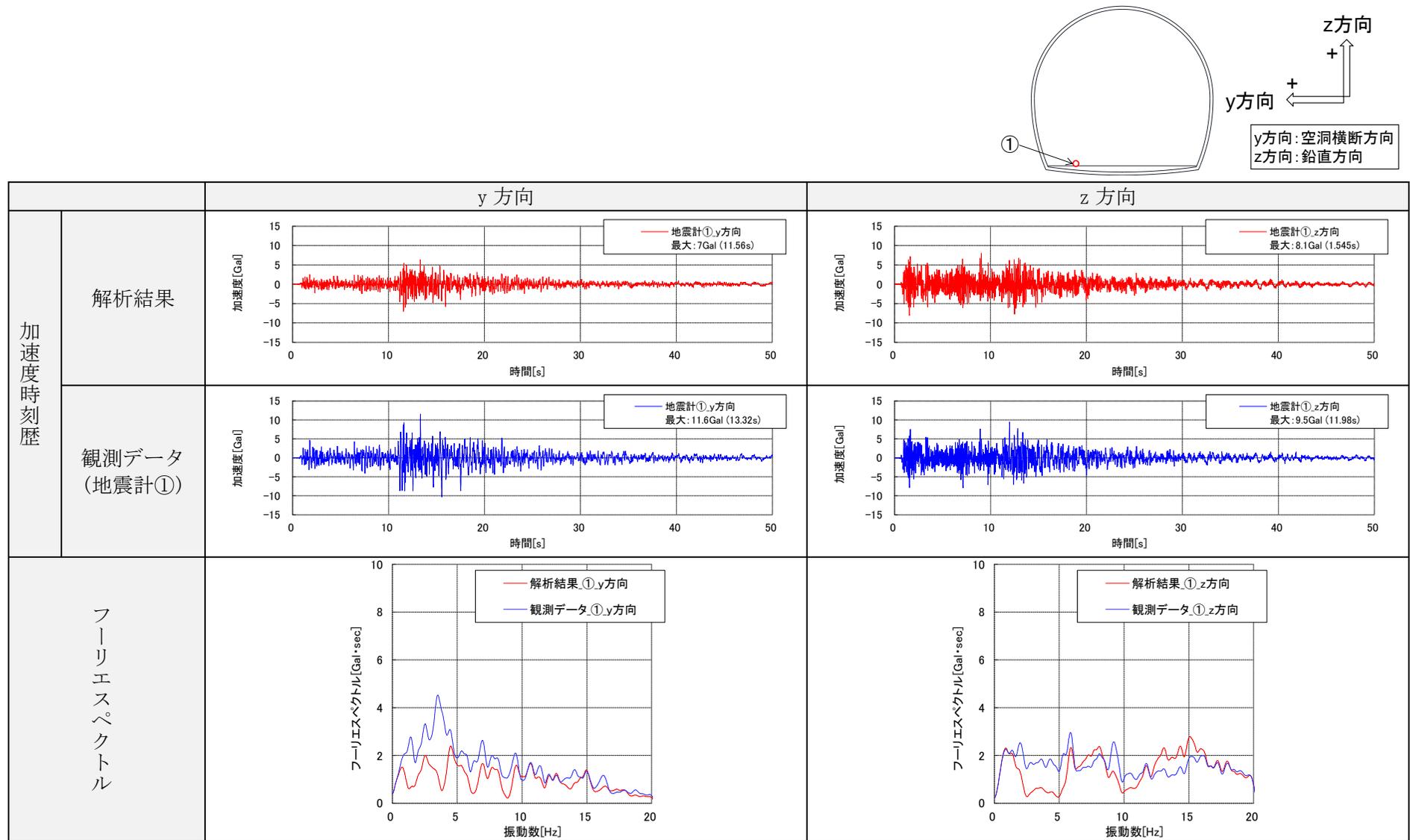


図 7.2-71 地震計①位置の解析結果と観測データの比較 (CASE1)

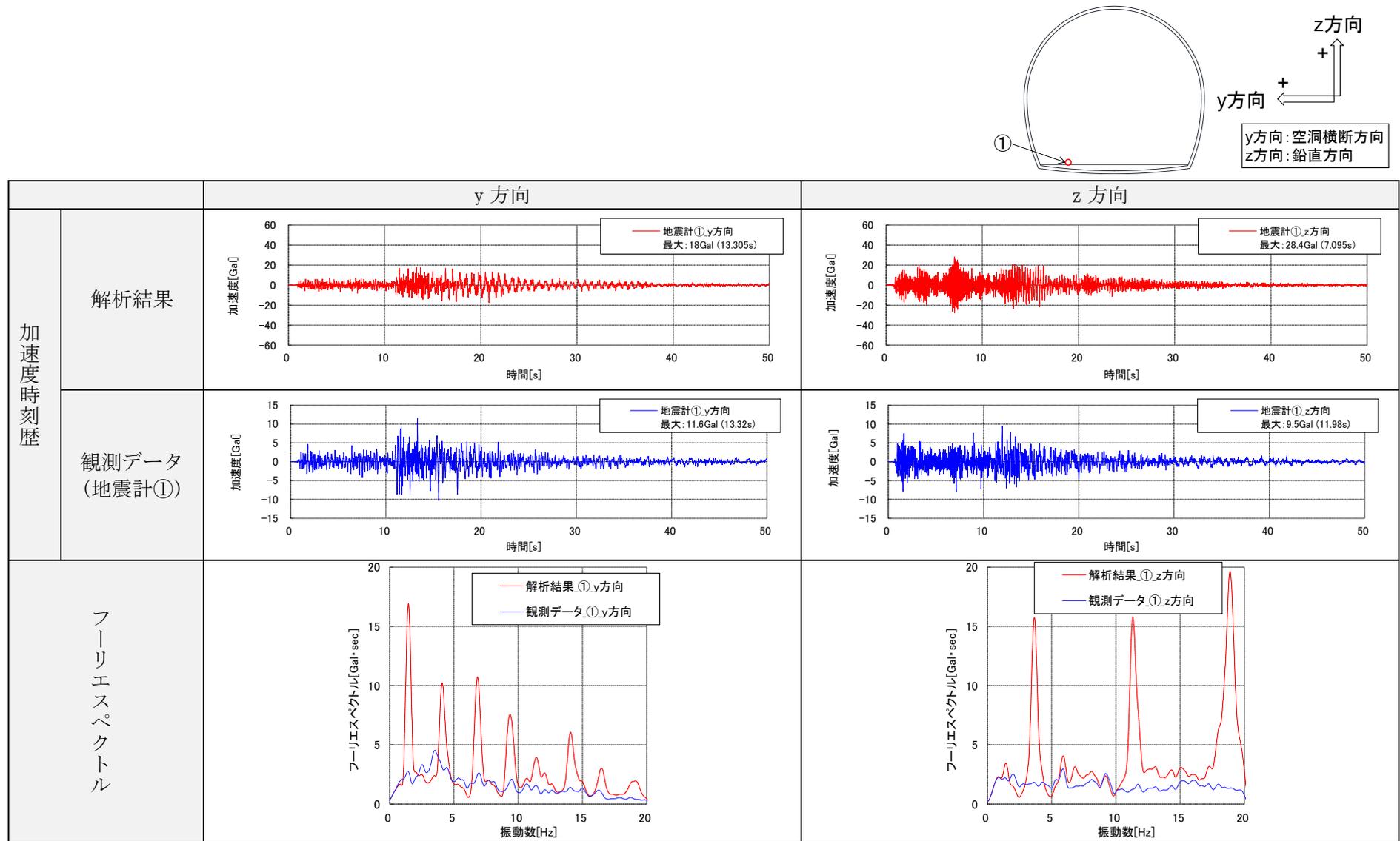


図 7.2-72 地震計①位置の解析結果と観測データの比較 (CASE2)

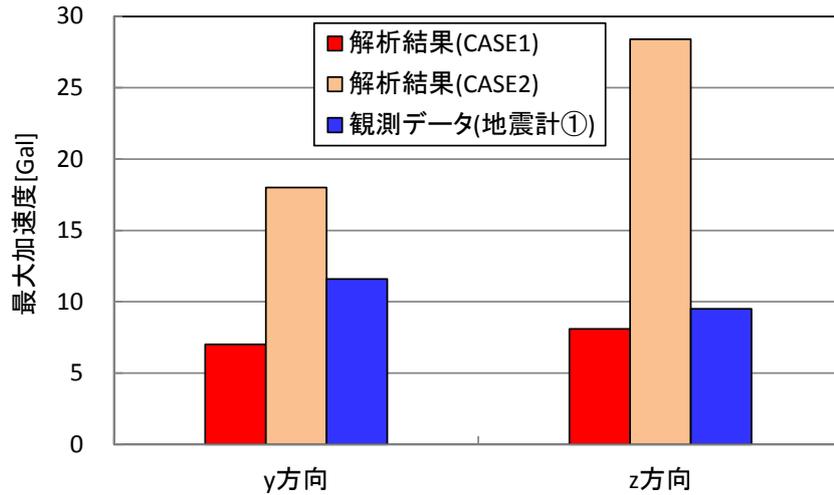


図 7.2-73 最大加速度比較

2) 固有値解析

本試験施設を対象として固有値解析を行い、地震応答解析で用いるレーリー減衰の係数設定を実施した。レーリー減衰の減衰マトリクスは下式のとおり、質量マトリクスと剛性マトリクスの線形結合で構成される。

$$C = \alpha M + \beta K$$

係数 α と β は、2組の振動数と減衰率を設定して算出する。

a. 解析条件

H26年度上部緩衝材施工後を解析対象時期とする。この施設形状においては、地震時に試験施設と周辺地盤が一体となって挙動すると考えられるため、固有値解析モデルは、表7.2-25に示すように試験施設と周辺地盤を解析対象とした。

表 7.2-25 固有値解析モデル

対象時期	解析モデル		境界条件
H26年度 上部緩衝材 施工後			底面：固定 側面：水平ローラー

b. 解析結果

固有値解析結果を表 7.2-26 に示す。

表 7.2-26 固有値解析結果

次数	振動数	周期	有効質量比	
	Hz	s	Y	Z
1	0.880	1.137	0.732	0.000
2	1.888	0.530	0.000	0.487
3	2.504	0.399	0.115	0.000
4	2.553	0.392	0.000	0.003
5	2.836	0.353	0.000	0.000
6	3.919	0.255	0.000	0.018

c. レーリー減衰の係数の設定に用いる振動数

固有値解析結果より、着目固有振動数を設定する。本固有値解析では、地盤を含めてモデル化しているため、表 7.2-26 に示すように 1~6 次の固有振動数は 0.880~3.919Hz であり、これらはほぼ地盤の固有振動数と考えられる（H25 年度の検討より、試験施設の固有値は 15Hz 以上の高振動数帯と考えられる）。0.880~3.919Hz の範囲の振動数でレーリー減衰の係数を設定すると、高振動数帯での減衰を過大に評価することが別途動的解析結果より確認できたため、本検討では 1 次（0.880Hz）と 50Hz を着目固有振動数とした。

d. レーリー減衰の係数

着目固有振動数に対して、地盤および緩衝材については 2%、その他構造物については 5% の減衰率となるように、質量比例項の係数 α と剛性比例項の係数 β を設定した。本検討で設定した係数 α と β を表 7.2-27 に、減衰定数と振動数の関係を図 7.2-74 に示す。

表 7.2-27 質量比例係数 α と剛性比例係数 β

	減衰率	α	β
地盤および緩衝材	2%	2.173×10^{-1}	1.251×10^{-4}
上記以外	5%	5.434×10^{-1}	3.128×10^{-4}

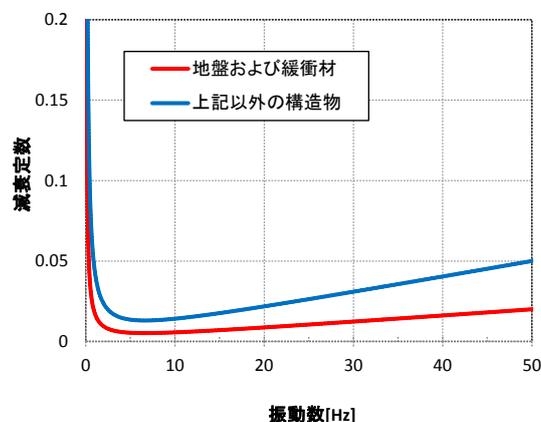


図 7.2-74 レーリー減衰の減衰定数と振動数の関係

3) 地震応答解析

「7.2.2 (1) 2) 解析モデルの作成」で設定した解析モデル、「7.2.2 (1) 4) 物性値の設定」で設定した物性値、「7.2.2 (2) 1) 地震動の引戻し解析」で設定した入力地震動を用いて時刻歴非線形地震応答解析を実施した。

a. 検討項目と検討方法

以下の位置および部材の挙動に注目して地震時影響評価を実施する。

- ・ 地震計設置位置
- ・ コンクリートピット（底部、側部、上部）
- ・ 低拡散材（底部、側部、上部）
- ・ 緩衝材（底部、側部、上部）
- ・ 埋戻し材（上部）

図化項目一覧を表 7.2-28 に示す。

表 7.2-28 図化項目一覧

対 象	図化処理項目	図の仕様
・地震計設置位置	応答加速度	時刻歴
・コンクリートピット	最大・最小応力のコンタ	時刻歴最大・最小値
・低拡散材	最大・最小ひずみのコンタ	時刻歴最大・最小値
・緩衝材	最大・最小応力のコンタ	時刻歴最大・最小値
・埋戻し材	最大・最小ひずみのコンタ	時刻歴最大・最小値
	最大せん断ひずみのコンタ	時刻歴最大値

※応力およびひずみは地震時増分値による図化とする。

b. 解析結果

解析結果図化項目一覧を表 7.2-29 に示す。なお、応力およびひずみは地震時増分値である。

表 7.2-29 解析結果図化項目一覧

対象	図化項目	図番号
加速度時刻歴	応答加速度	図 7.2-75 図 7.2-76 図 7.2-77
コンクリートピット	直応力（水平方向）分布 直応力（鉛直方向）分布 せん断応力分布 直ひずみ（水平方向）分布 直ひずみ（鉛直方向）分布 せん断ひずみ分布	図 7.2-78、図 7.2-79 図 7.2-80、図 7.2-81 図 7.2-82、図 7.2-83 図 7.2-84、図 7.2-85 図 7.2-86、図 7.2-87 図 7.2-88、図 7.2-89
低拡散材	直応力（水平方向）分布 直応力（鉛直方向）分布 せん断応力分布 直ひずみ（水平方向）分布 直ひずみ（鉛直方向）分布 せん断ひずみ分布	図 7.2-90、図 7.2-91 図 7.2-92、図 7.2-93 図 7.2-94、図 7.2-95 図 7.2-96、図 7.2-97 図 7.2-98、図 7.2-99 図 7.2-100、図 7.2-101
緩衝材	直応力（水平方向）分布 直応力（鉛直方向）分布 せん断応力分布 直ひずみ（水平方向）分布 直ひずみ（鉛直方向）分布 せん断ひずみ分布 最大せん断ひずみの分布	図 7.2-102、図 7.2-103 図 7.2-104、図 7.2-105 図 7.2-106、図 7.2-107 図 7.2-108、図 7.2-109 図 7.2-110、図 7.2-111 図 7.2-112、図 7.2-113 図 7.2-114、図 7.2-115
埋戻し材	直応力（水平方向）分布 直応力（鉛直方向）分布 せん断応力分布 直ひずみ（水平方向）分布 直ひずみ（鉛直方向）分布 せん断ひずみ分布 最大せん断ひずみの分布	図 7.2-116、図 7.2-117 図 7.2-118、図 7.2-119 図 7.2-120、図 7.2-121 図 7.2-122 図 7.2-123 図 7.2-124、図 7.2-125 図 7.2-126、図 7.2-127 図 7.2-128、図 7.2-129

(a) 着目点の応答加速度

着目点の応答加速度として、地震計設置位置の応答加速度の時刻歴を図 7.2-75、図 7.2-76、図 7.2-77 に示す。水平方向は地震計①②③の順に最大加速度が大きくなり、地震計①（最大加速度 5.6Gal）から地震計③（同 6.5Gal）で 0.9Gal 増加した。一方、鉛直方向も水平方向と同様に、地震計①（同 8.1Gal）から地震計③（同 9.1Gal）で 1.0Gal 増加した。

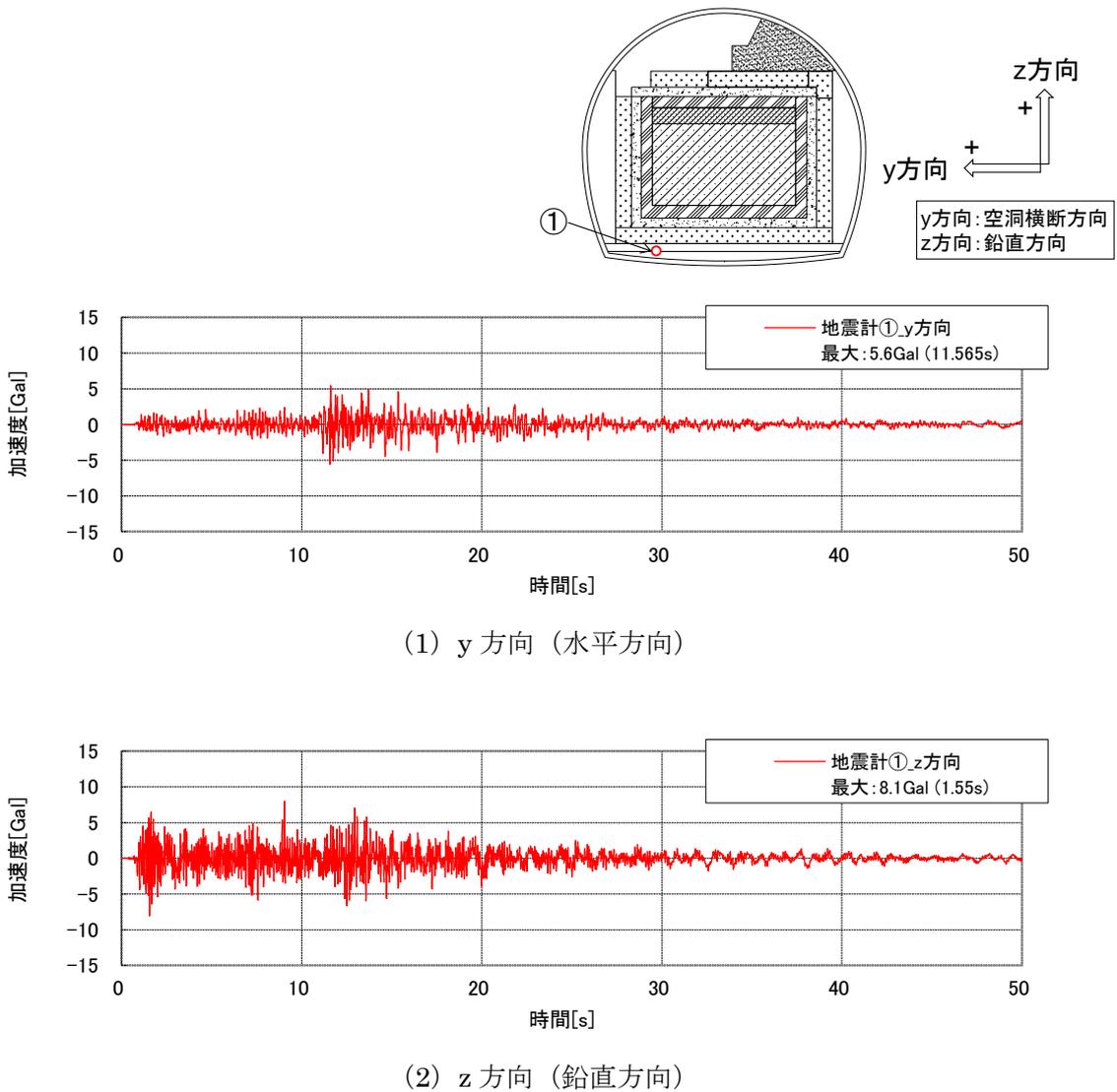
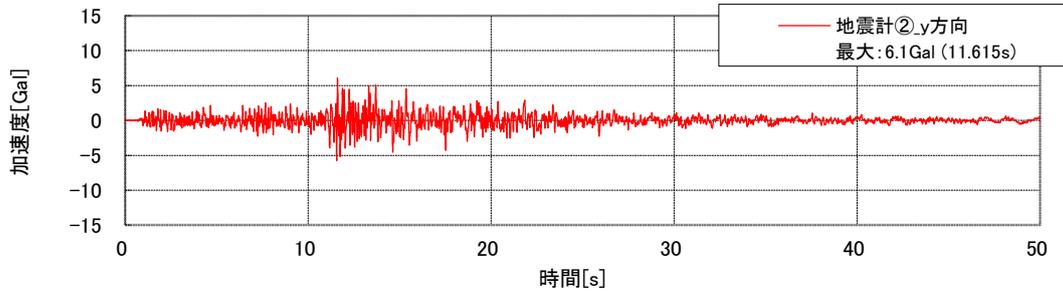
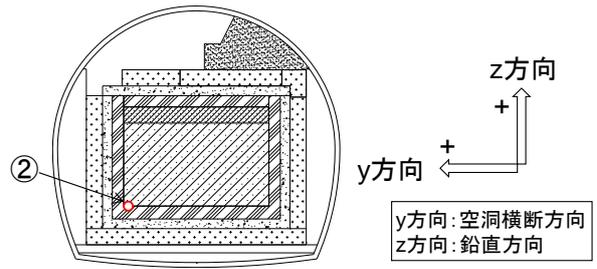
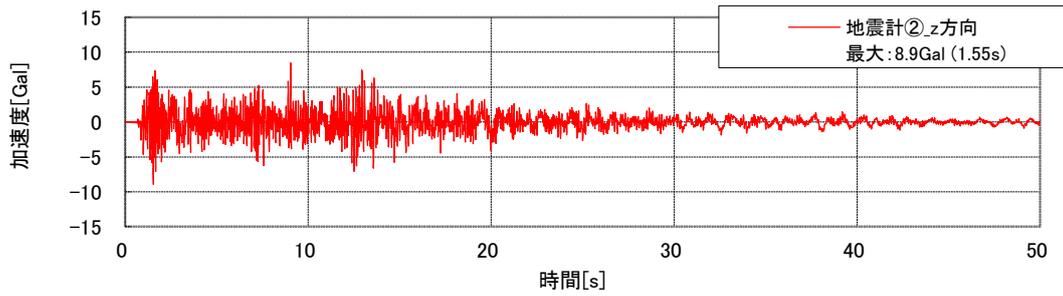


図 7.2-75 着目点の応答加速度 (地震計①位置)

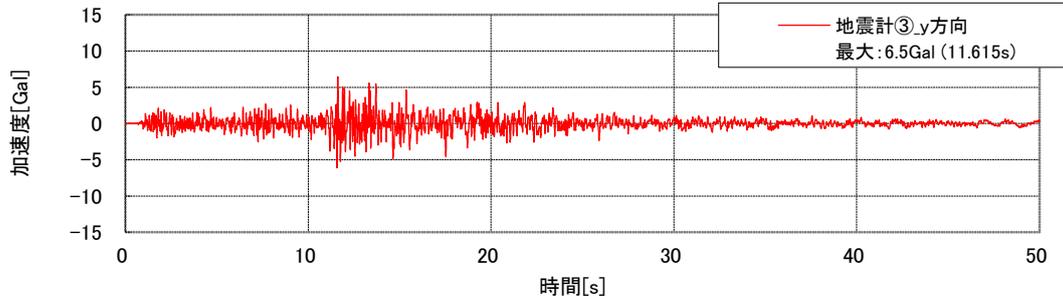
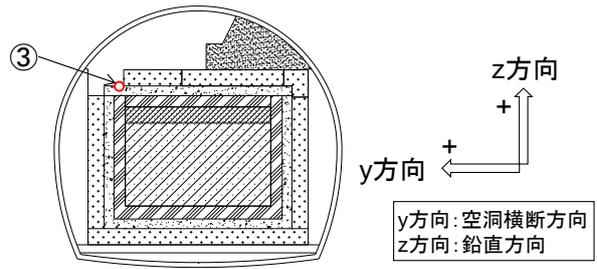


(1) y 方向 (水平方向)

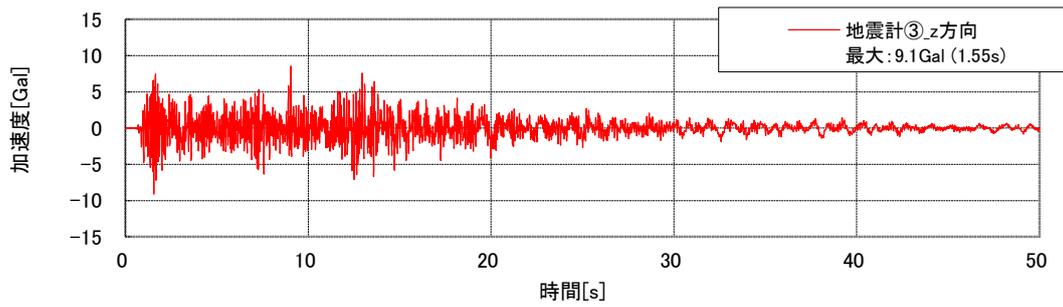


(2) z 方向 (鉛直方向)

図 7.2-76 着目点の応答加速度 (地震計②位置)



(1) y 方向 (水平方向)



(2) z 方向 (鉛直方向)

図 7.2-77 着目点の応答加速度 (地震計③位置)

(b) コンクリートピット

コンクリートピットの直応力分布およびせん断応力分布を図 7.2-78～図 7.2-83、直ひずみ分布およびせん断ひずみ分布を図 7.2-84～図 7.2-89 に示す。

解析結果より、水平方向の直応力とひずみはコンクリートピットの隅角部で大きくなる傾向があり、地震時には、その箇所では応力およびひずみが集中する。

a) 直応力分布（水平方向）

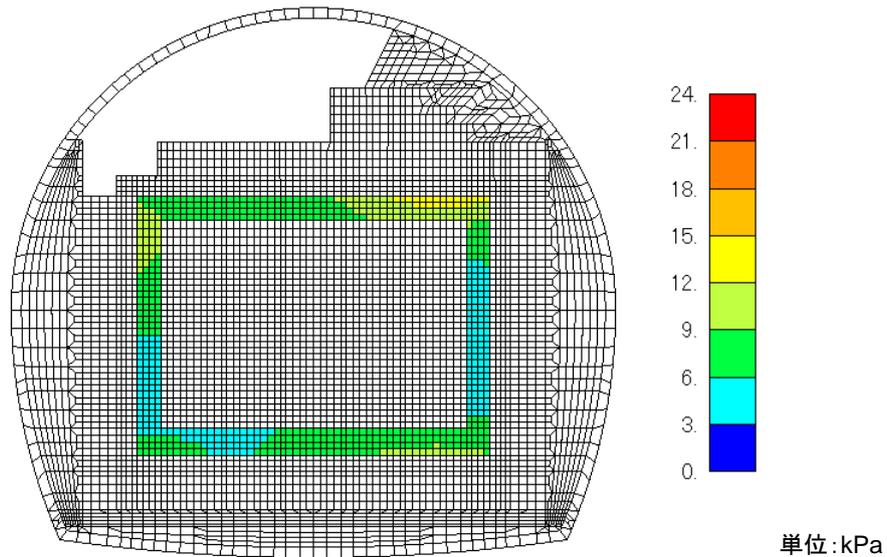


図 7.2-78 コンクリートピットの引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

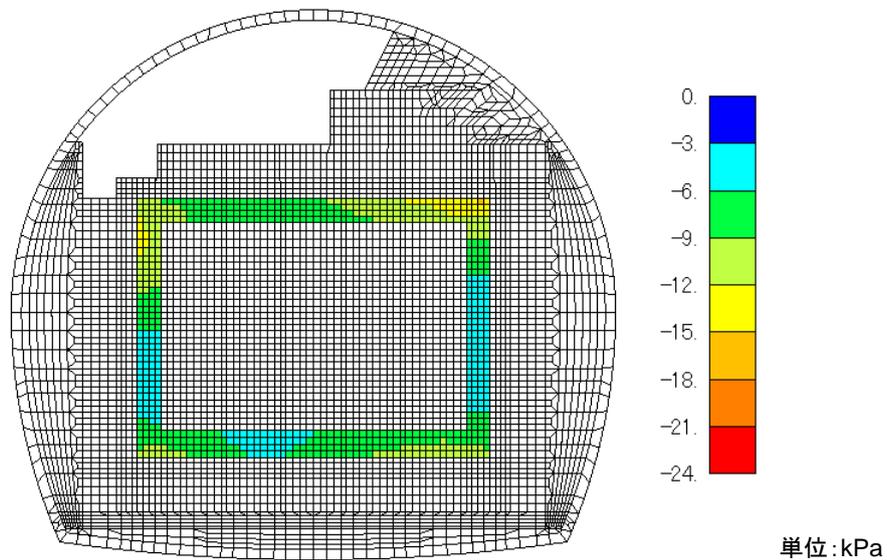


図 7.2-79 コンクリートピットの圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

b) 直応力分布（鉛直方向）

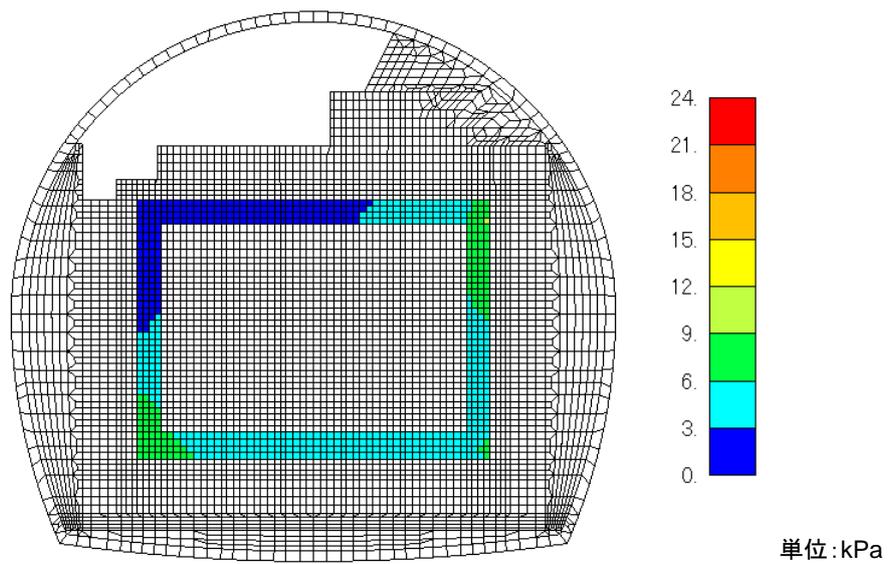


図 7.2-80 コンクリートピットの引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）

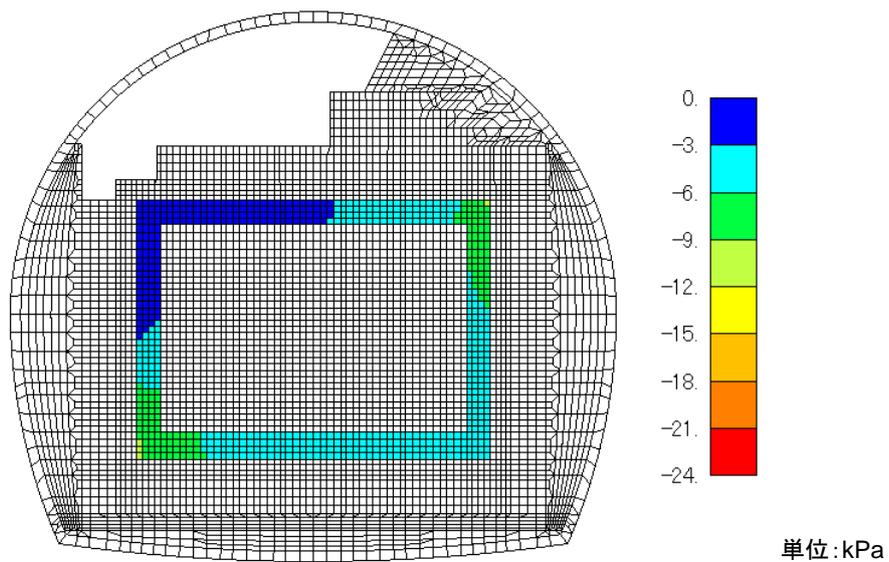


図 7.2-81 コンクリートピットの圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）

c) せん断応力分布

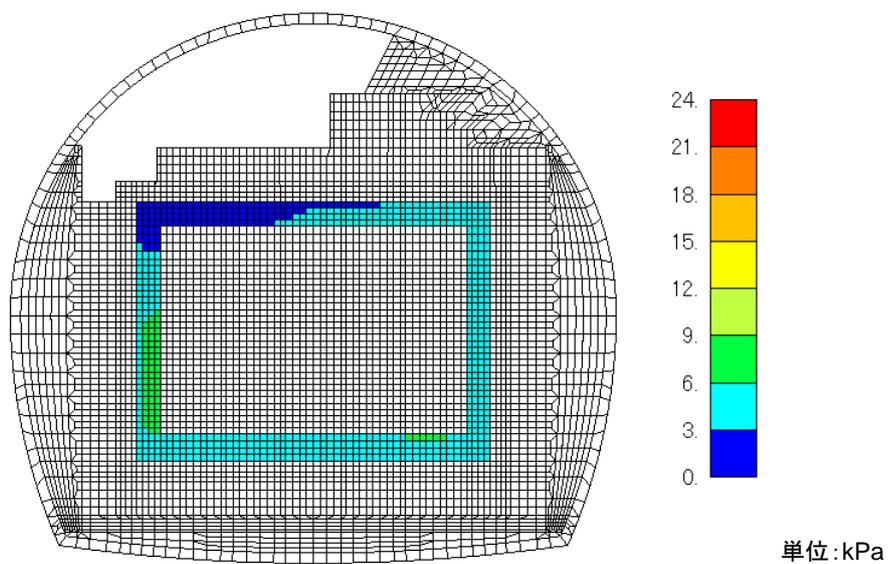


図 7.2-82 コンクリートピットのせん断応力地震時増分 (履歴最大)

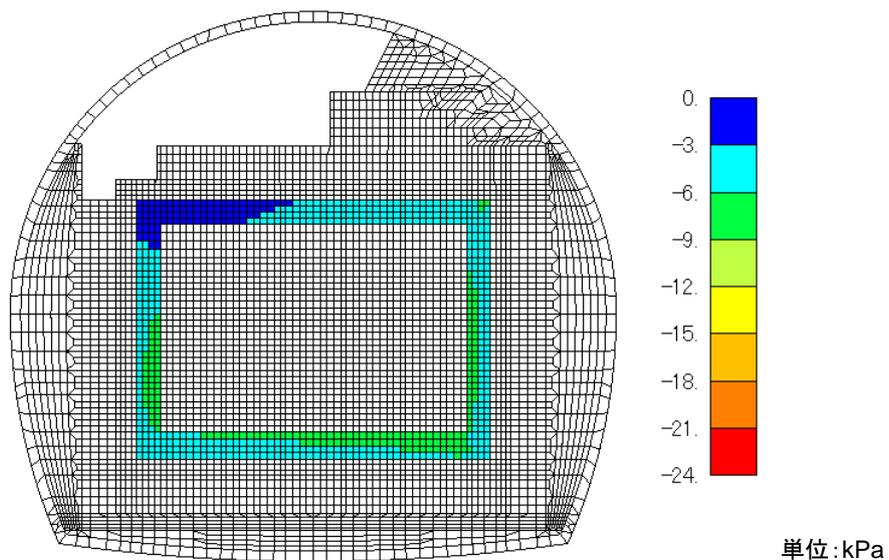


図 7.2-83 コンクリートピットのせん断応力地震時増分 (履歴最小)

d) 直ひずみ分布（水平方向）

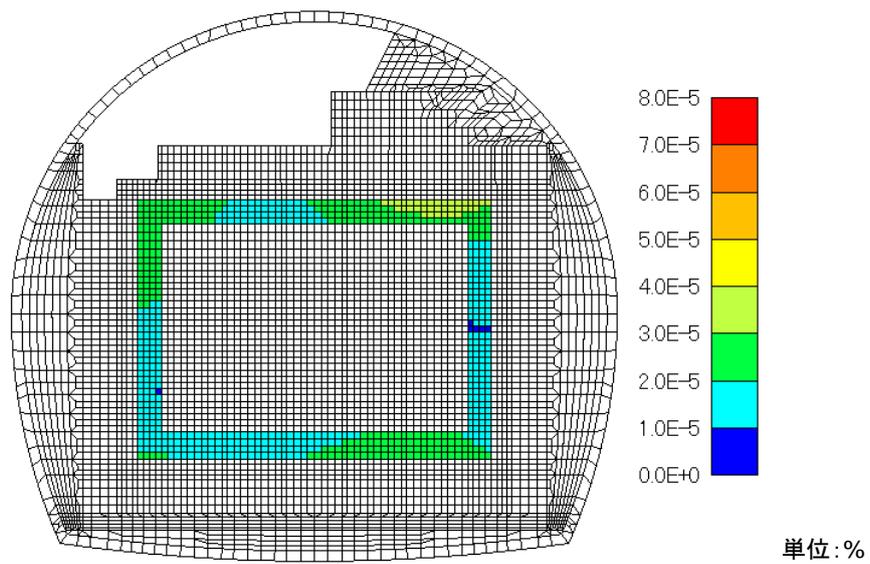


図 7.2-84 コンクリートピットの引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

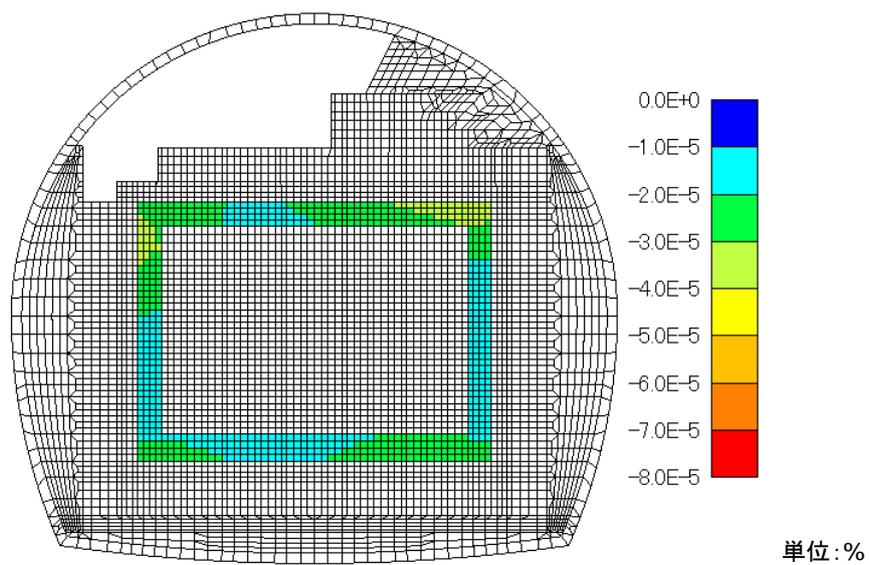


図 7.2-85 コンクリートピットの圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

e) 直ひずみ分布 (鉛直方向)

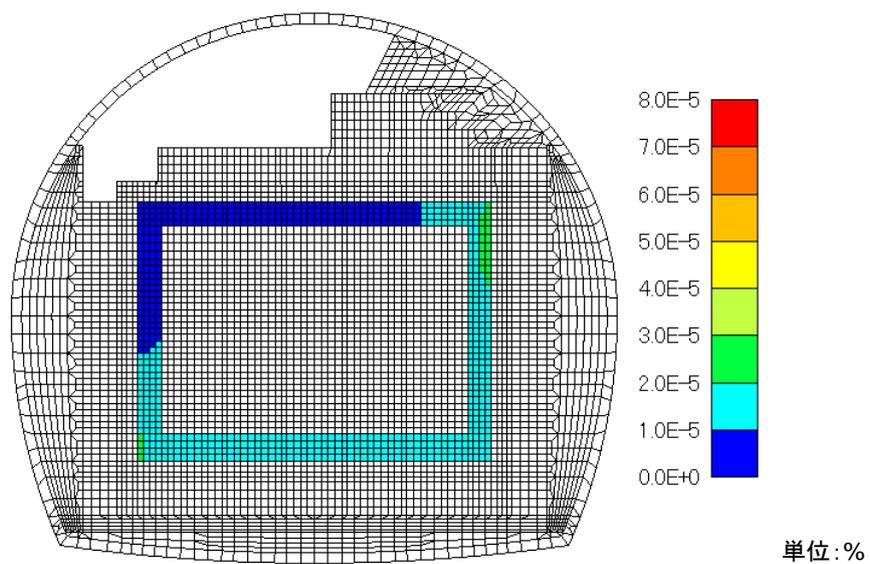


図 7.2-86 コンクリートピットの引張ひずみの地震時増分 (鉛直方向、引張正、履歴最大)

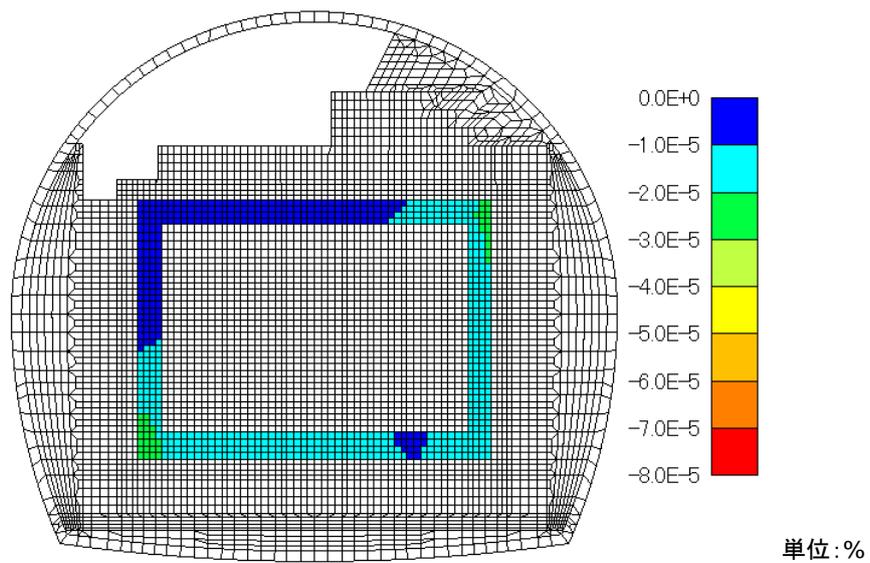


図 7.2-87 コンクリートピットの圧縮ひずみの地震時増分 (鉛直方向、圧縮負、履歴最小)

f) せん断ひずみ分布

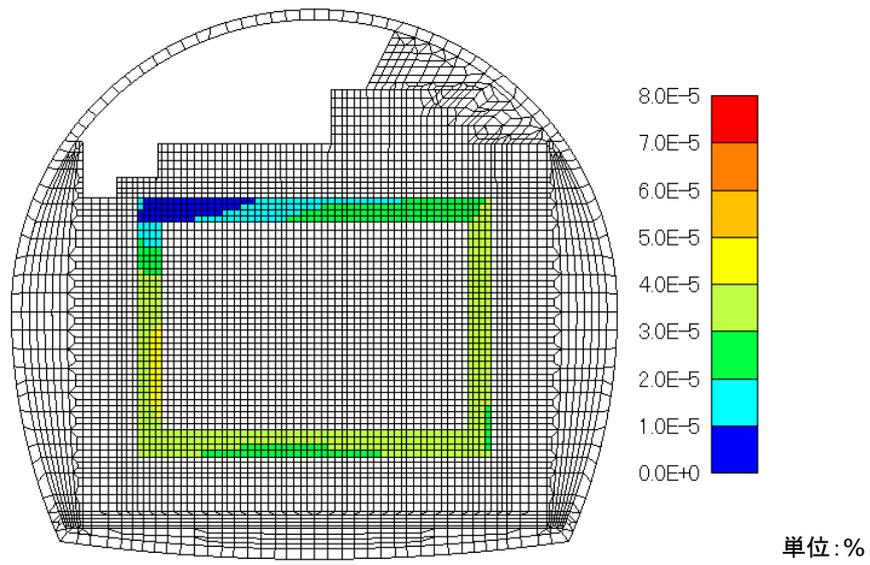


図 7.2-88 コンクリートピットのせん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

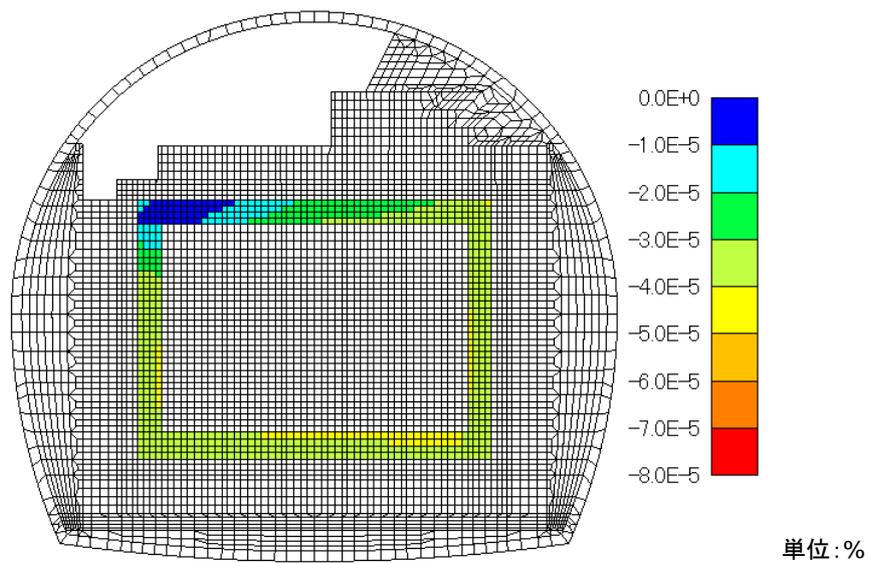


図 7.2-89 コンクリートピットのせん断ひずみの地震時増分 (履歴最小)

(c) 低拡散材

低拡散材の直応力分布およびせん断応力分布を図 7.2-90～図 7.2-95、直ひずみ分布およびせん断ひずみ分布を図 7.2-96～図 7.2-101 に示す。

解析結果より、水平方向の直応力とひずみは低拡散材の隅角部で大きくなる傾向があり、地震時には、その箇所で応力およびひずみが集中する。

a) 直応力分布（水平方向）

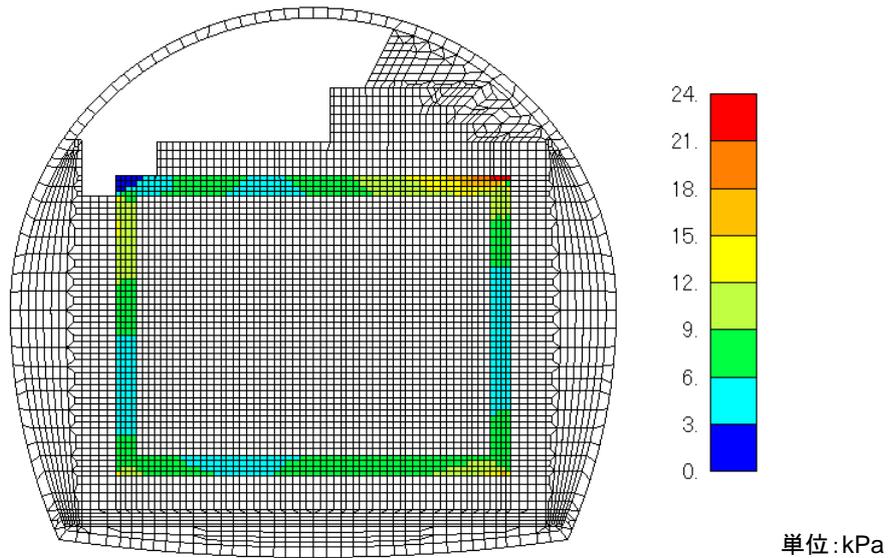


図 7.2-90 低拡散材の引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

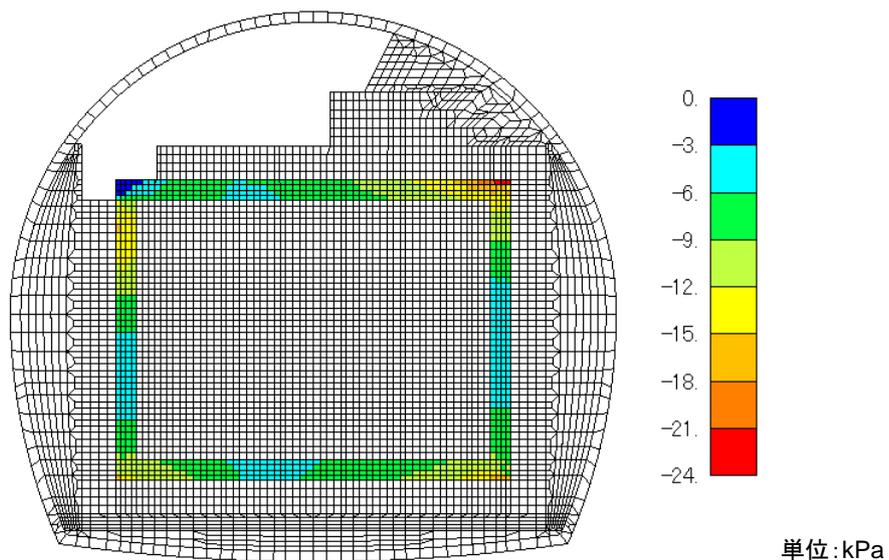


図 7.2-91 低拡散材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

b) 直応力分布（鉛直方向）

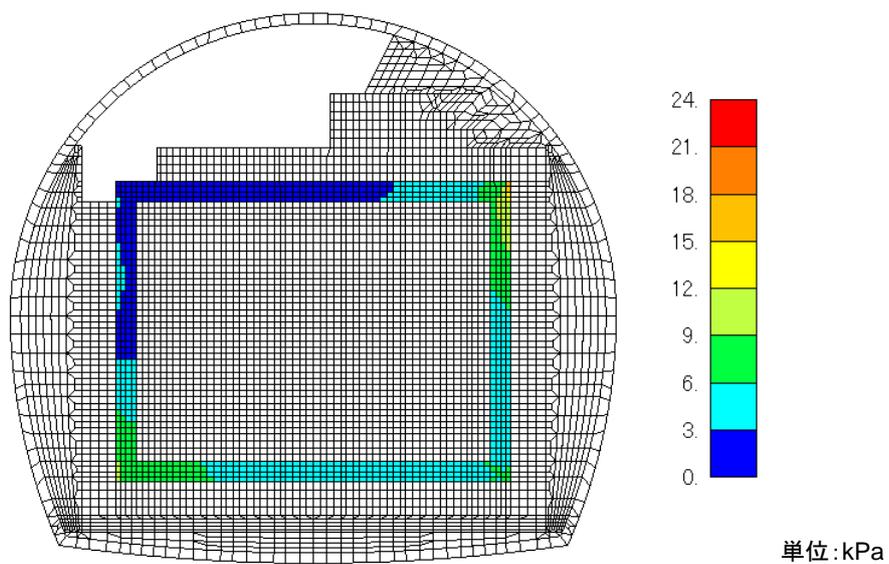


図 7.2-92 低拡散材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）

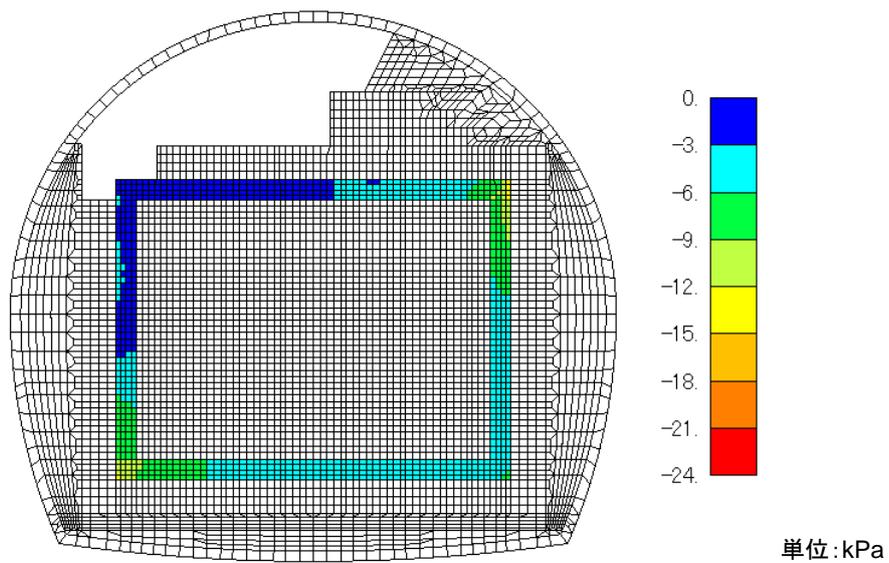


図 7.2-93 低拡散材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）

c) せん断応力分布

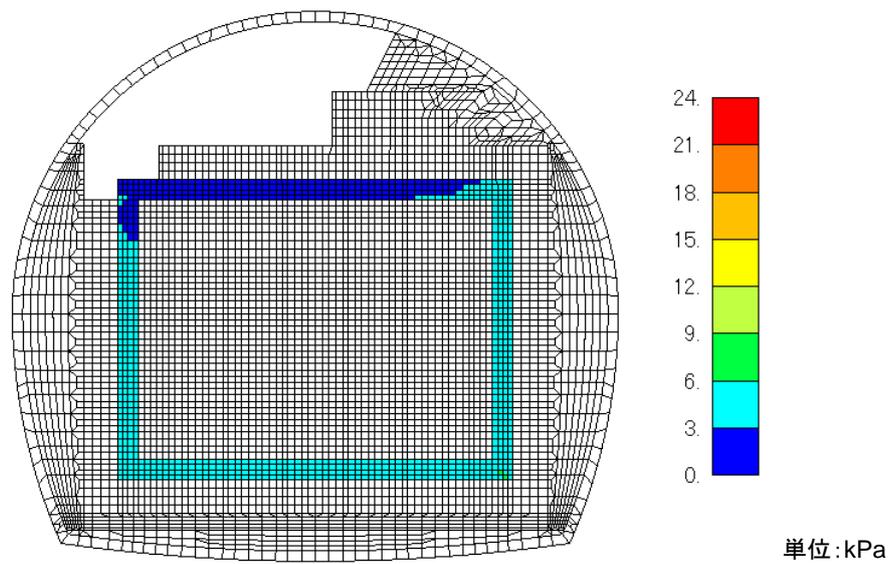


図 7.2-94 低拡散材のせん断応力地震時増分 (履歴最大)

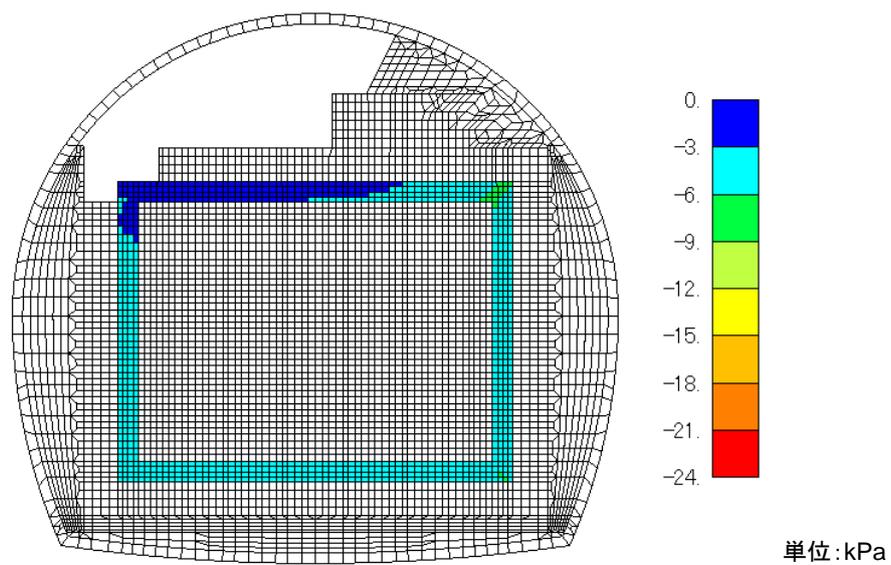


図 7.2-95 低拡散材のせん断応力地震時増分 (履歴最小)

d) 直ひずみ分布（水平方向）

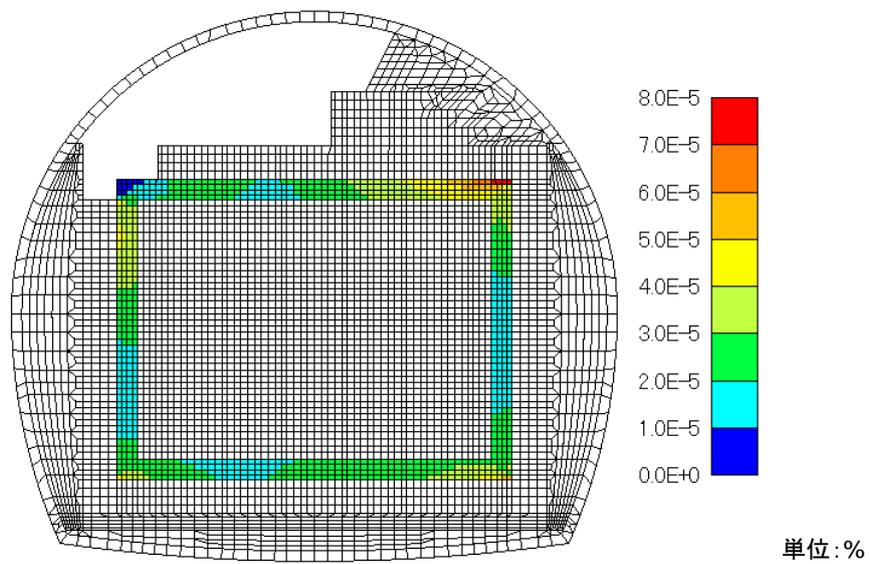


図 7.2-96 低拵散材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

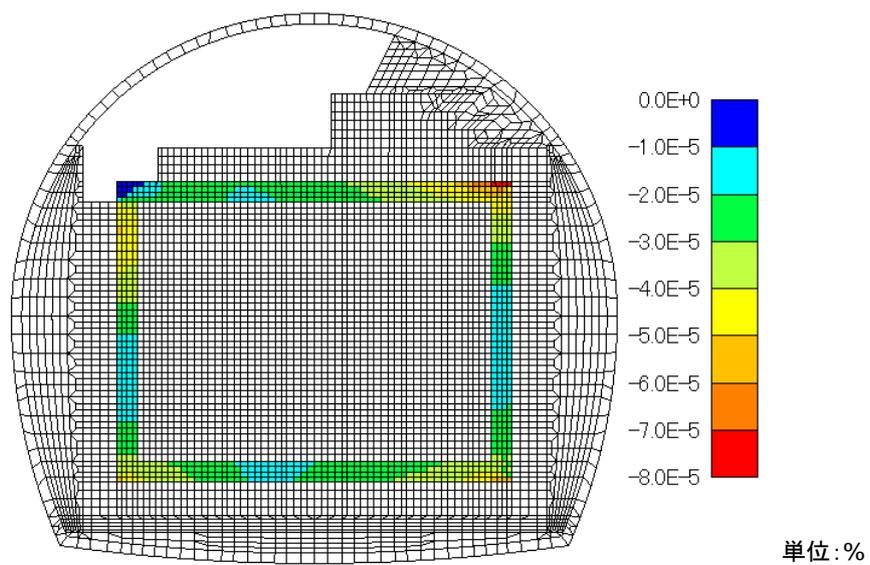


図 7.2-97 低拵散材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

e) 直ひずみ分布 (鉛直方向)

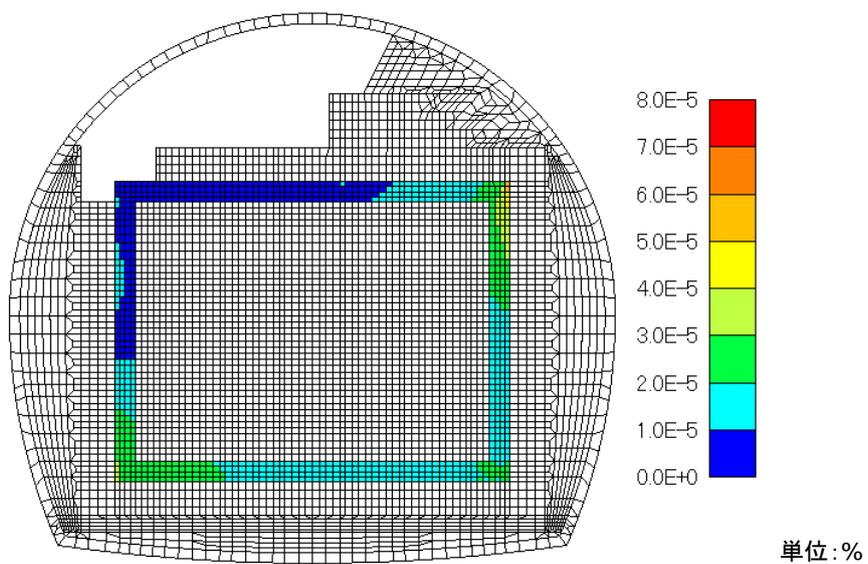


図 7.2-98 低拡散材の引張ひずみの地震時増分 (鉛直方向、引張正、履歴最大)

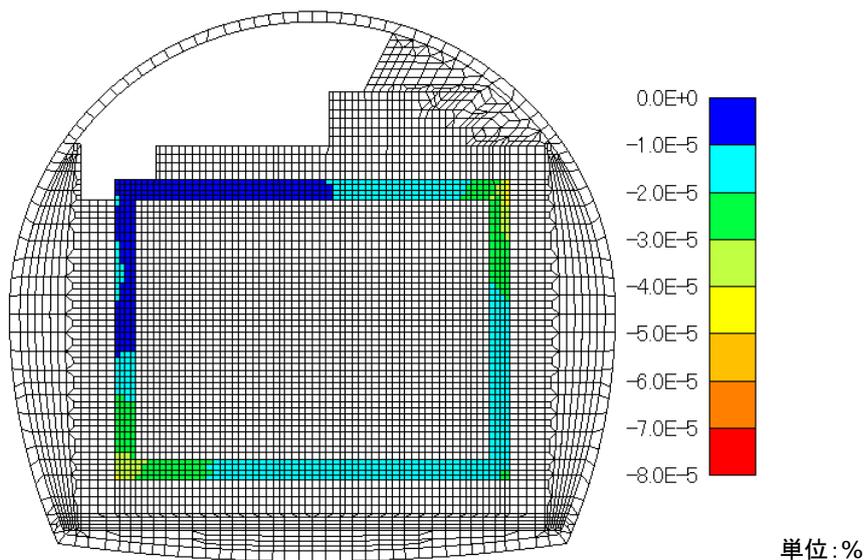


図 7.2-99 低拡散材の圧縮ひずみの地震時増分 (鉛直方向、圧縮負、履歴最小)

f) せん断ひずみ分布

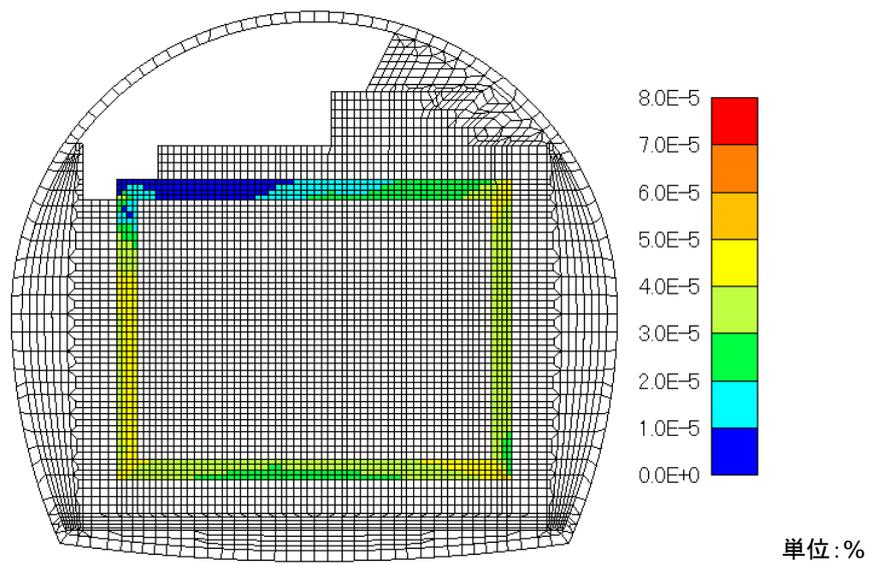


図 7.2-100 低拡散材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

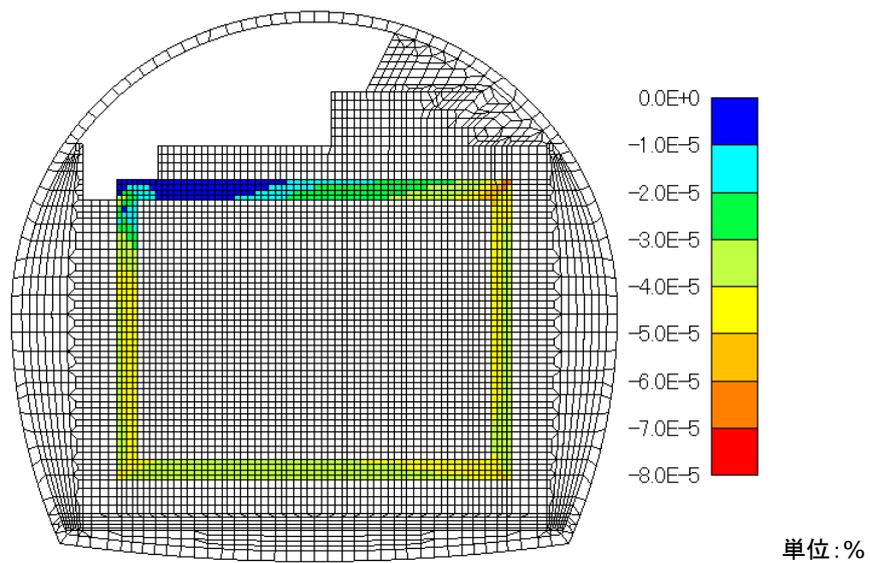


図 7.2-101 低拡散材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最小)

(d) 緩衝材

緩衝材の直応力分布およびせん断応力分布を図 7.2-102～図 7.2-107、直ひずみ分布およびせん断ひずみ分布を図 7.2-108～図 7.2-113、最大せん断ひずみ（主ひずみ差）分布を図 7.2-114 に示す。

解析結果より、水平方向の直応力および直ひずみ、せん断応力およびせん断ひずみは側部緩衝材の上部で大きくなり、地震時には、その箇所で応力およびひずみが集中する。また図 7.2-114 より、最大せん断ひずみの最大値は左側の側部緩衝材の上部で 0.00369%となるが、そのひずみは図 7.2-115 に示すように、せん断剛性がほとんど低下しないひずみレベルである。

a) 直応力分布（水平方向）

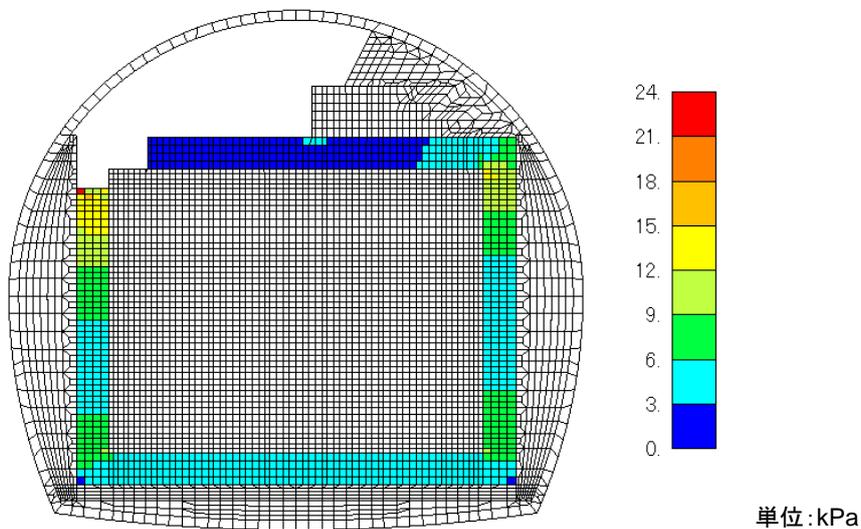


図 7.2-102 緩衝材の引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

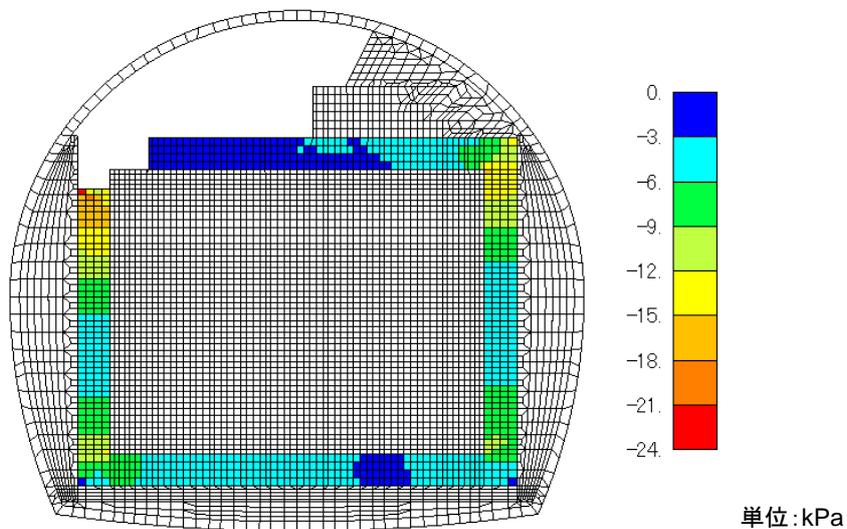


図 7.2-103 緩衝材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

b) 直応力分布（鉛直方向）

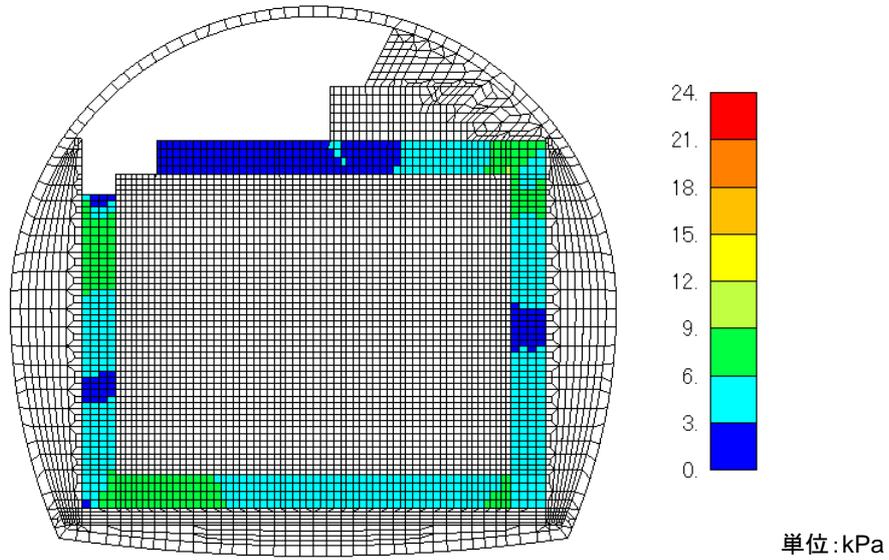


図 7.2-104 緩衝材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）

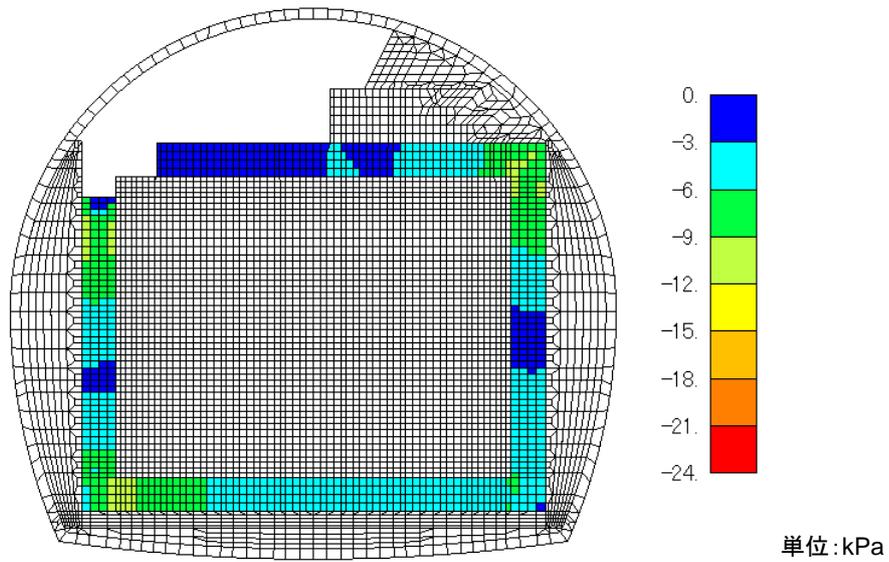


図 7.2-105 緩衝材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）

c) せん断応力分布

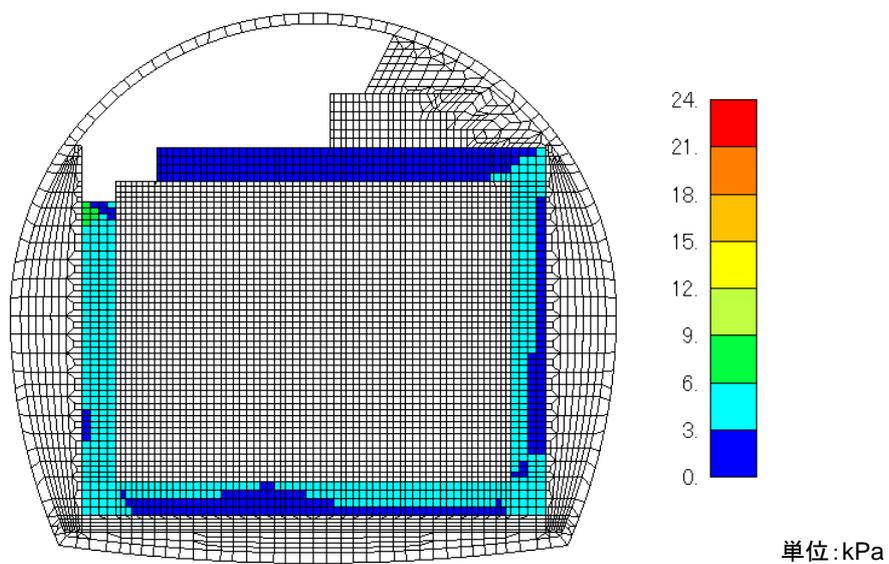


図 7.2-106 緩衝材のせん断応力地震時増分 (履歴最大)

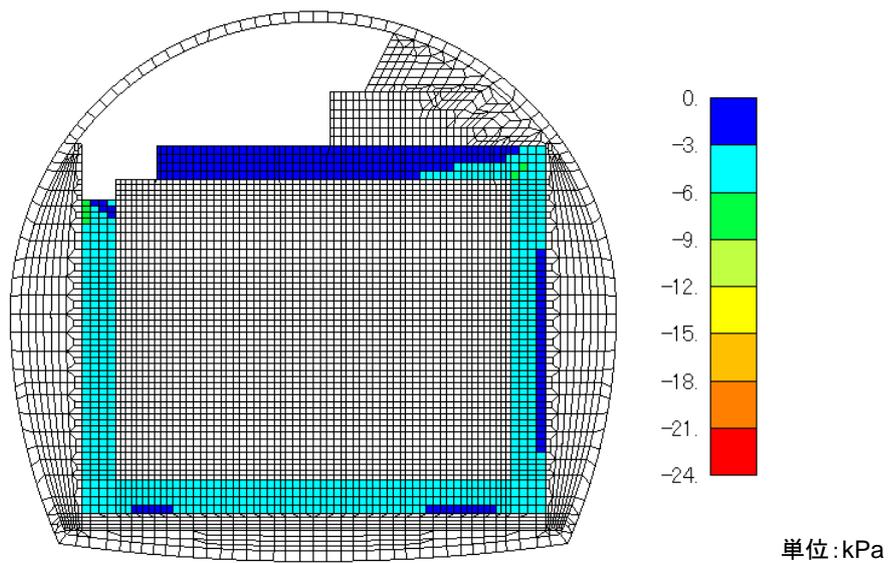


図 7.2-107 緩衝材のせん断応力地震時増分 (履歴最小)

d) 直ひずみ分布（水平方向）

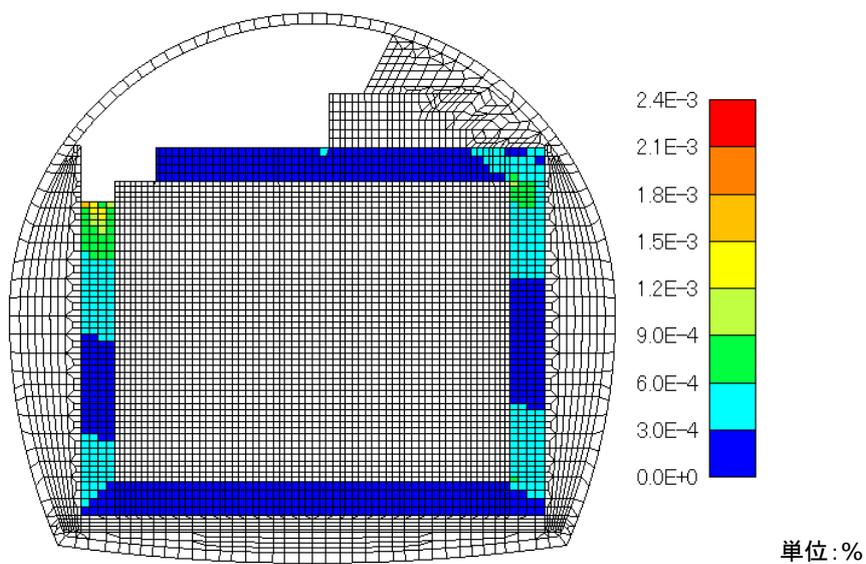


図 7.2-108 緩衝材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

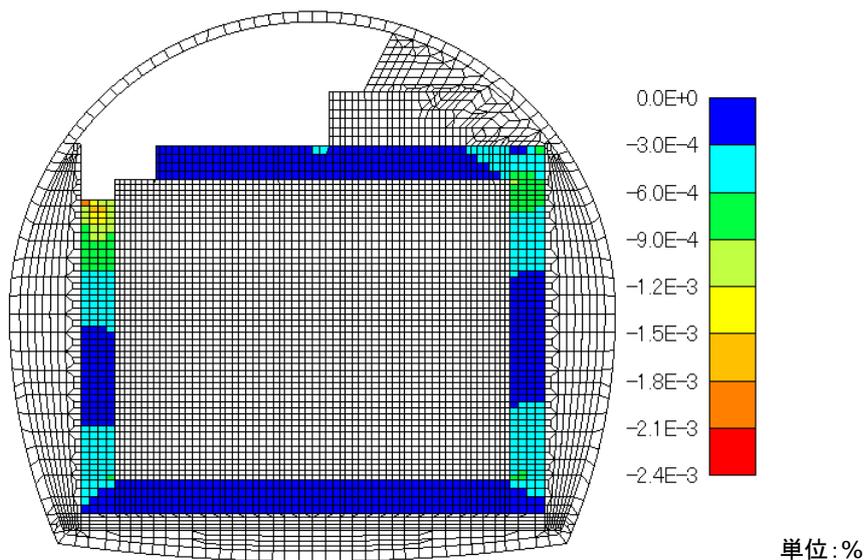


図 7.2-109 緩衝材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

e) 直ひずみ分布（鉛直方向）

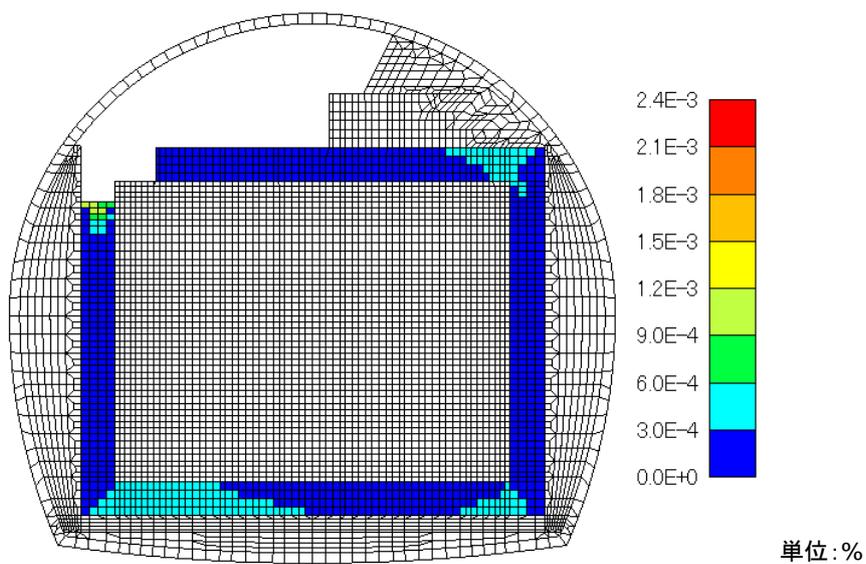


図 7.2-110 緩衝材の引張ひずみの地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）

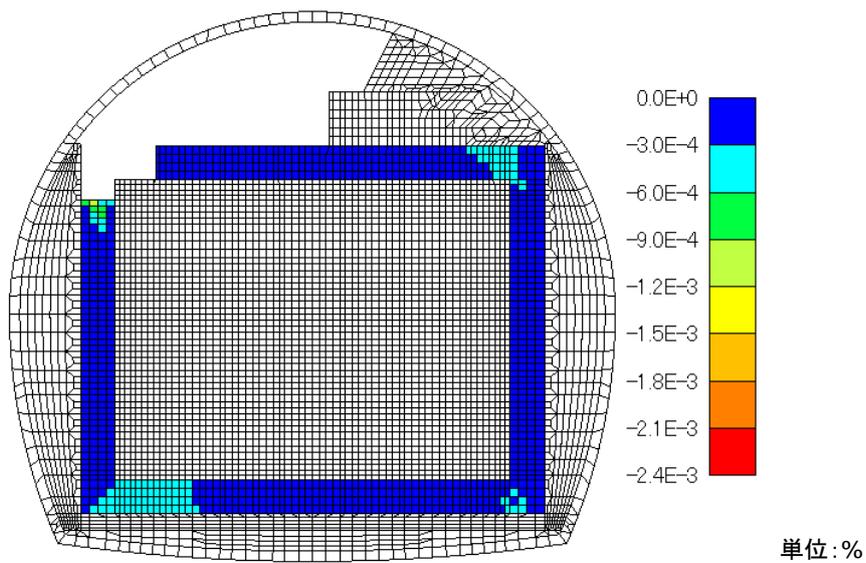


図 7.2-111 緩衝材の圧縮ひずみの地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）

f) せん断ひずみ分布

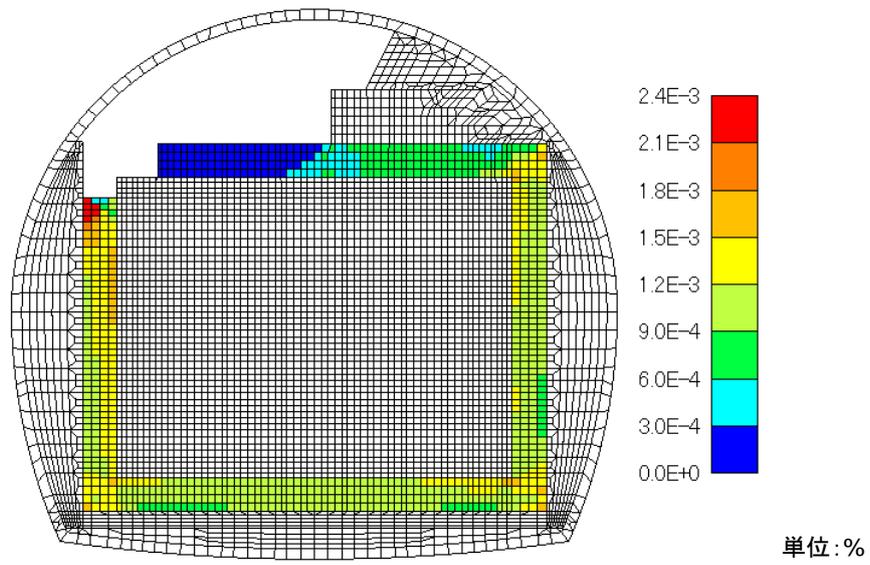


図 7.2-112 緩衝材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

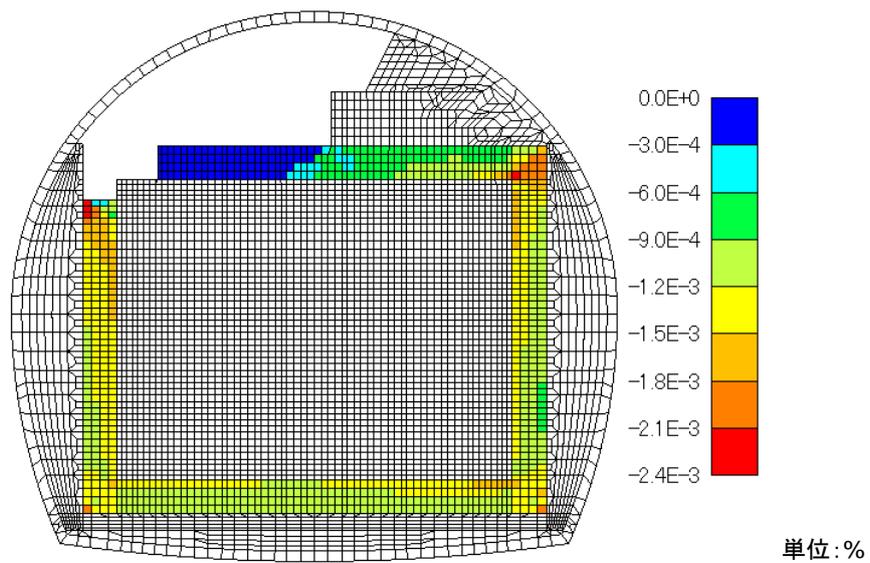


図 7.2-113 緩衝材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最小)

g) 最大せん断ひずみ分布

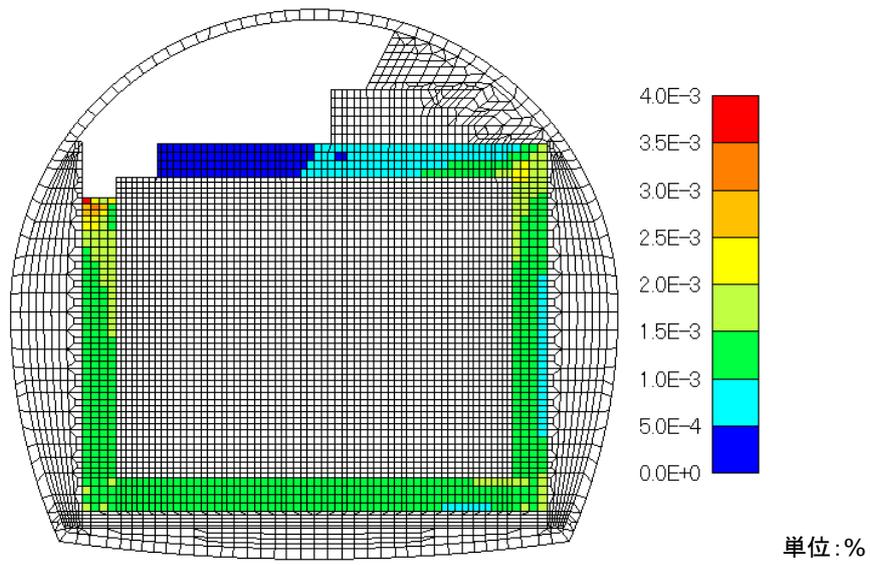


図 7.2-114 緩衝材の最大せん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

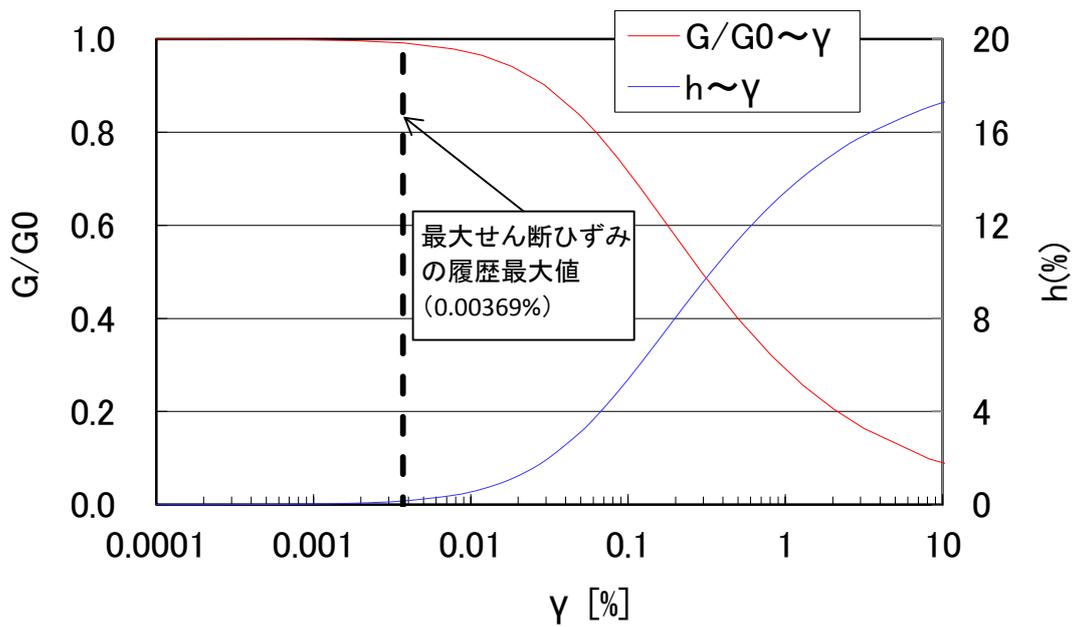


図 7.2-115 緩衝材の最大せん断ひずみレベル

(e) 埋戻し材

埋戻し材の直応力分布およびせん断応力分布を図 7.2-116～図 7.2-121、直ひずみ分布およびせん断ひずみ分布を図 7.2-122～図 7.2-127、最大せん断ひずみ（主ひずみ差）分布を図 7.2-128 に示す。

解析結果より、水平・鉛直方向の直応力および直ひずみはアーチ側の隅角部で大きくなり、せん断ひずみは埋戻し材の下部で大きくなる。また図 7.2-128 より、最大せん断ひずみの最大値は左側の側部緩衝材の上部で 0.00426% となるが、そのひずみは図 7.2-129 に示すように、せん断剛性低下率（ G/G_0 ）が 0.93 程度のレベルである。

a) 直応力分布（水平方向）

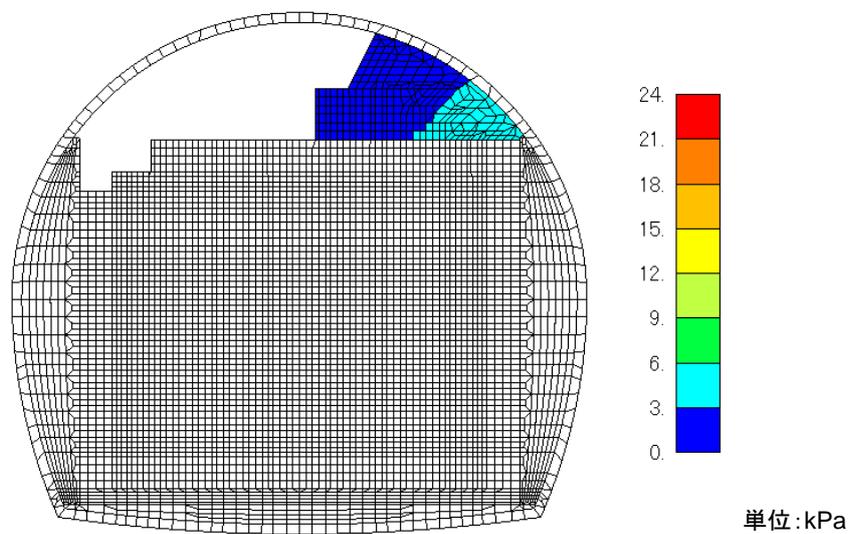


図 7.2-116 埋戻し材の引張応力の地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

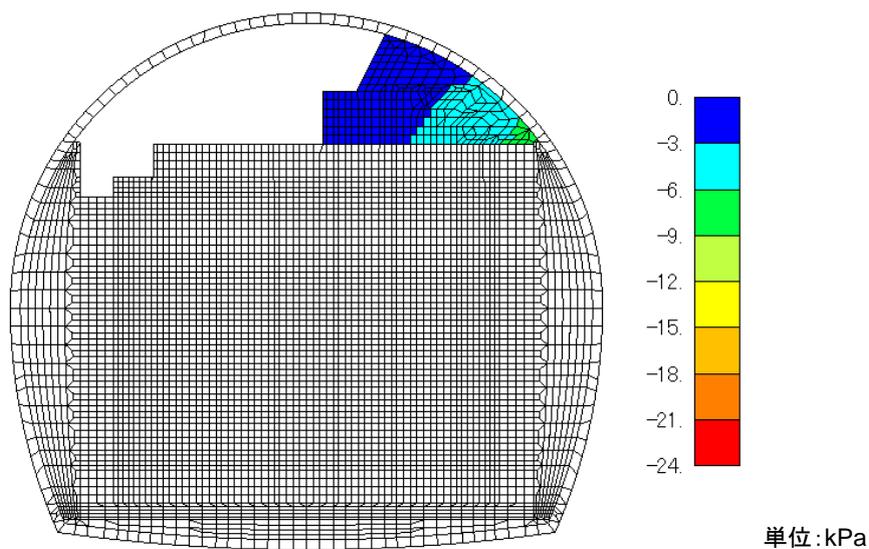


図 7.2-117 埋戻し材の圧縮応力の地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

b) 直応力分布（鉛直方向）

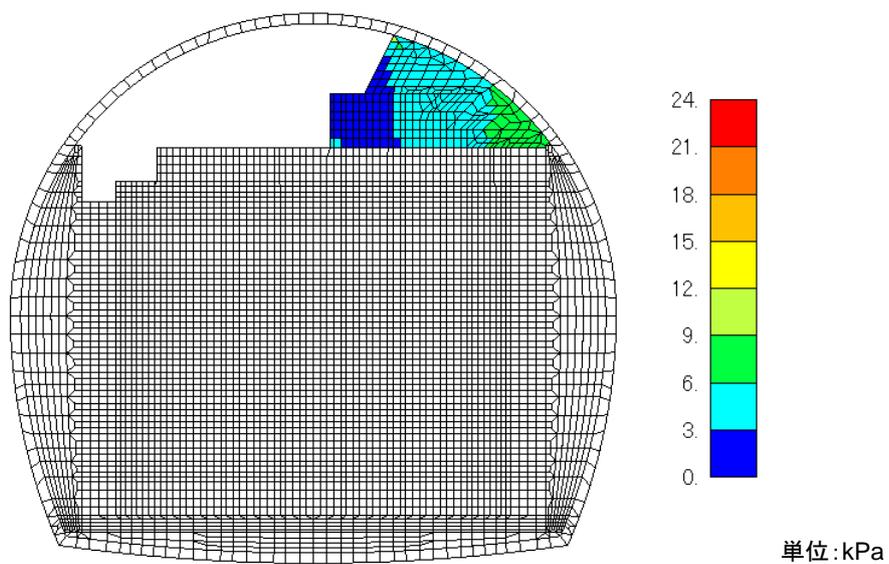


図 7.2-118 埋戻し材の引張応力の地震時増分（鉛直方向、引張正、履歴最大）

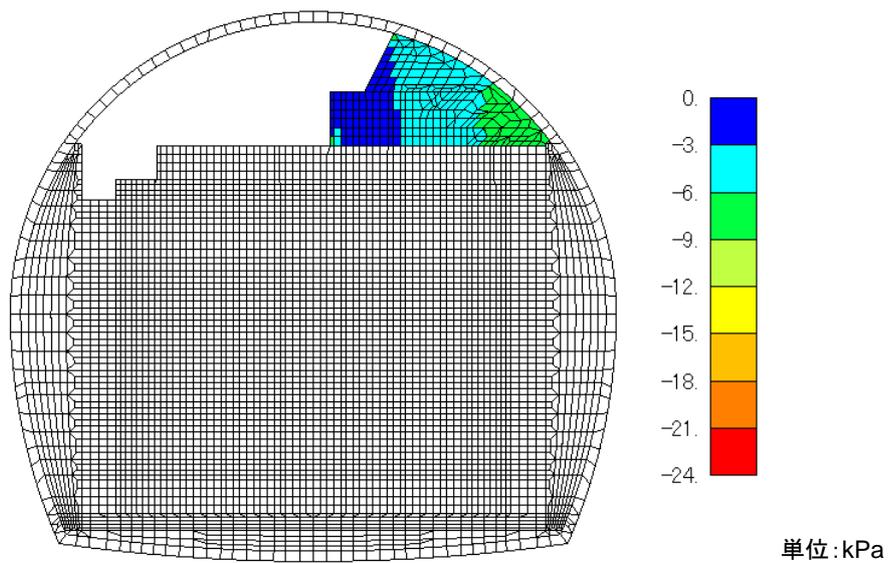


図 7.2-119 埋戻し材の圧縮応力の地震時増分（鉛直方向、圧縮負、履歴最小）

c) せん断応力分布

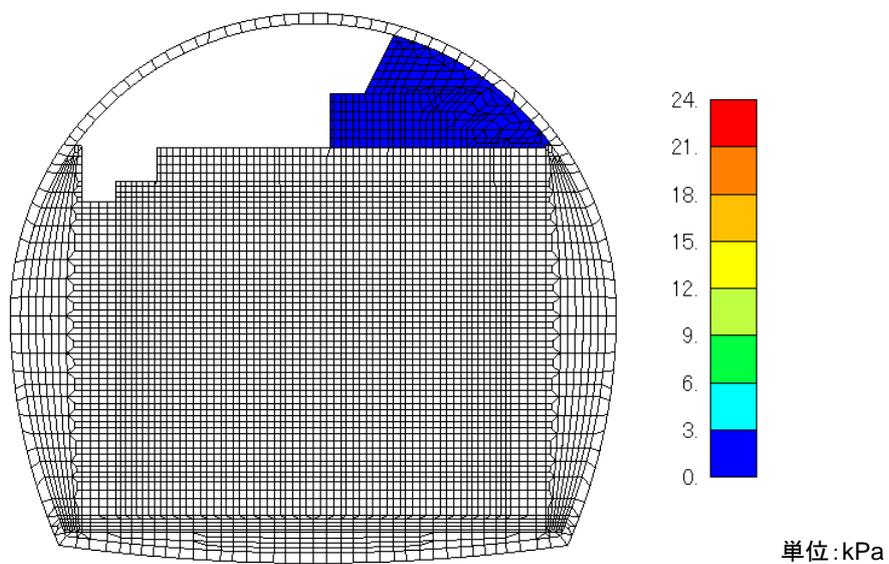


図 7.2-120 埋戻し材のせん断応力地震時増分 (履歴最大)

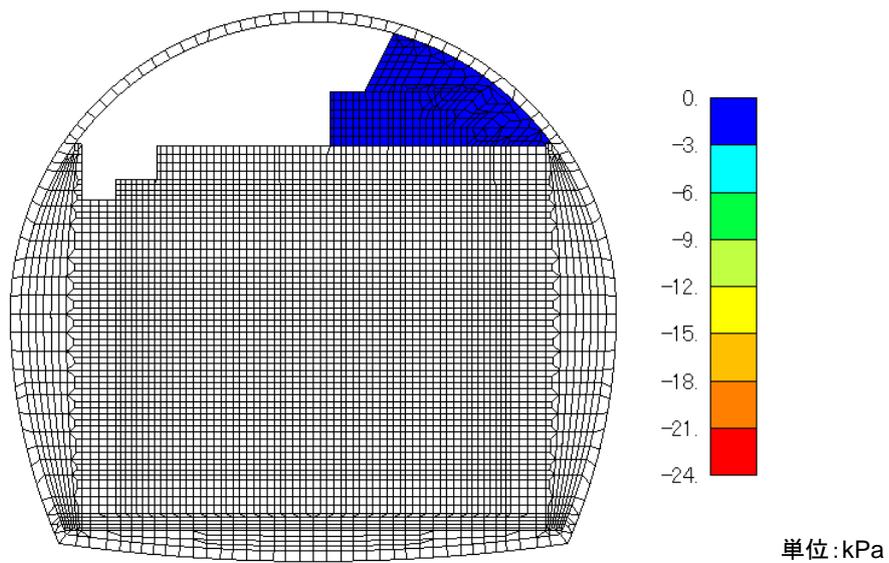


図 7.2-121 埋戻し材のせん断応力地震時増分 (履歴最小)

d) 直ひずみ分布（水平方向）

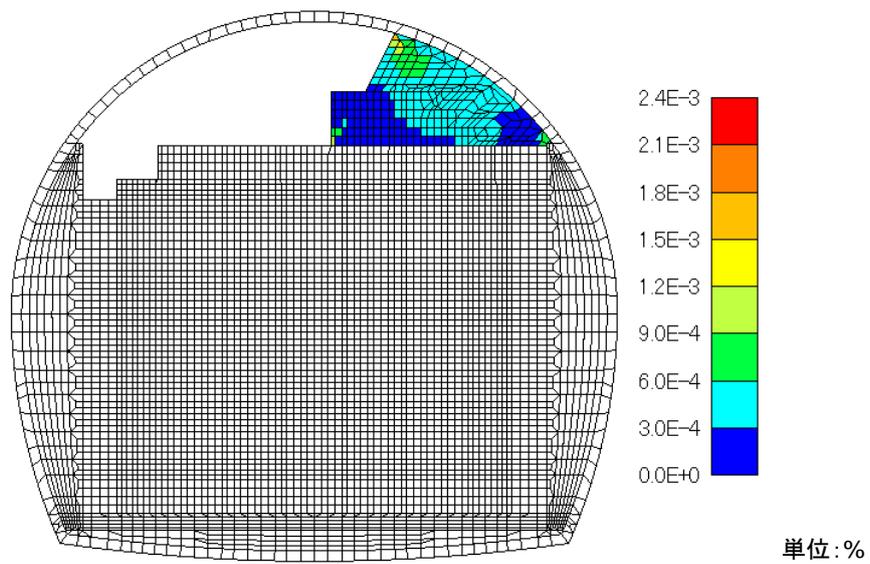


図 7.2-122 埋戻し材の引張ひずみの地震時増分（水平方向、引張正、履歴最大）

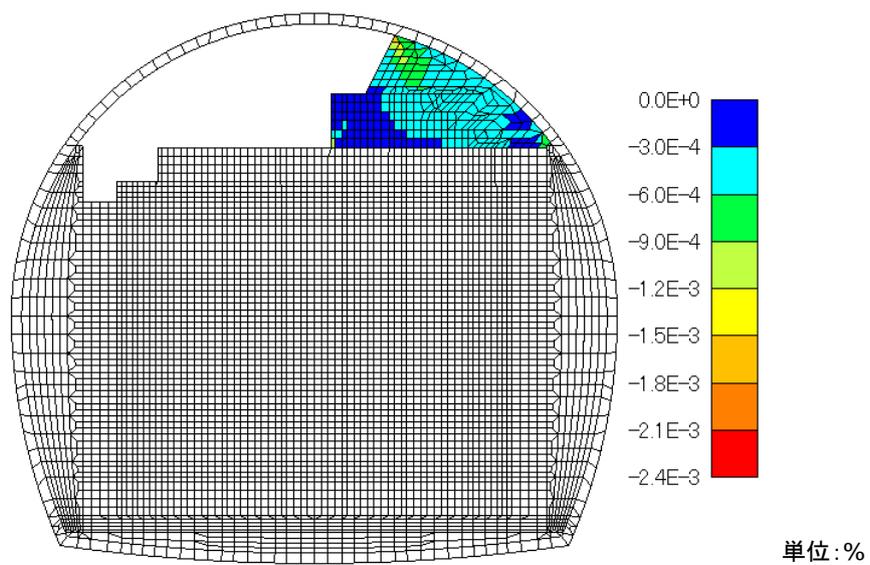


図 7.2-123 埋戻し材の圧縮ひずみの地震時増分（水平方向、圧縮負、履歴最小）

e) 直ひずみ分布 (鉛直方向)

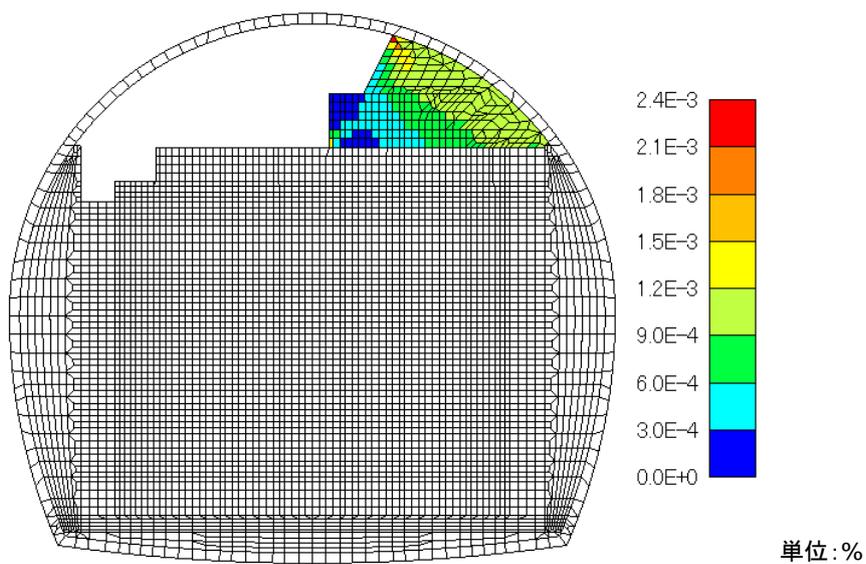


図 7.2-124 埋戻し材の引張ひずみの地震時増分 (鉛直方向、引張正、履歴最大)

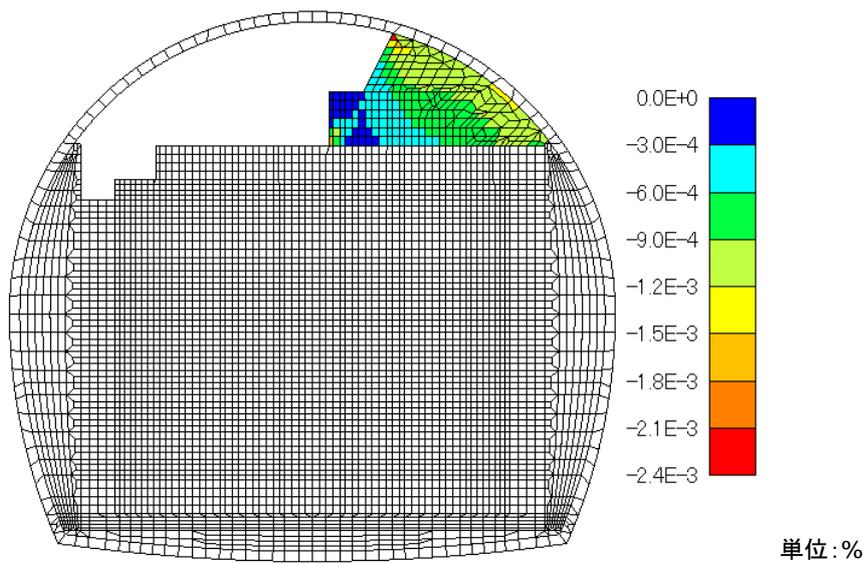


図 7.2-125 埋戻し材の圧縮ひずみの地震時増分 (鉛直方向、圧縮負、履歴最小)

f) せん断ひずみ分布

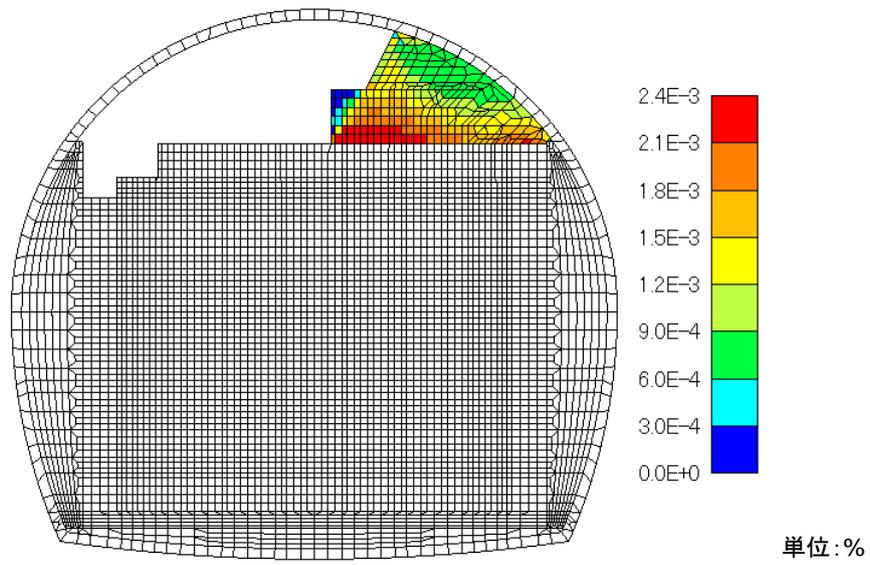


図 7.2-126 埋戻し材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

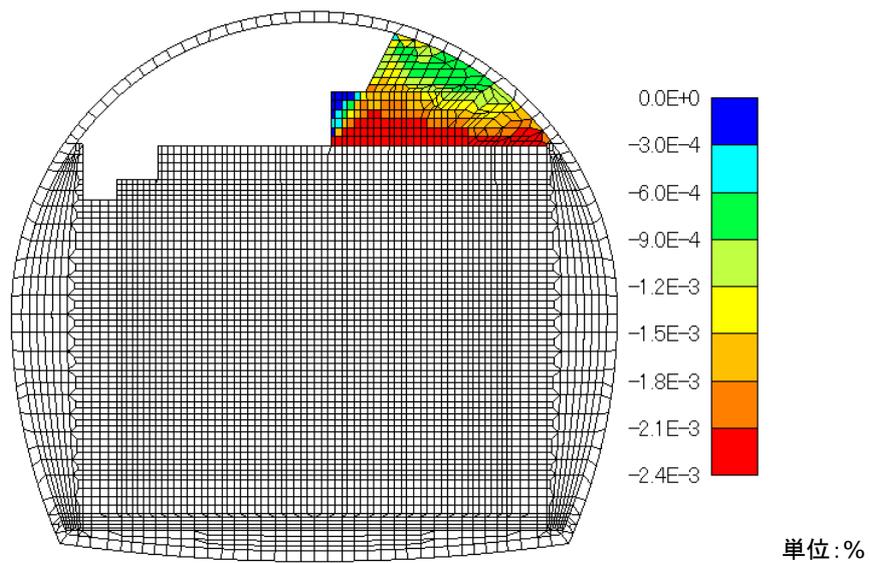


図 7.2-127 埋戻し材のせん断ひずみの地震時増分 (履歴最小)

g) 最大せん断ひずみ分布

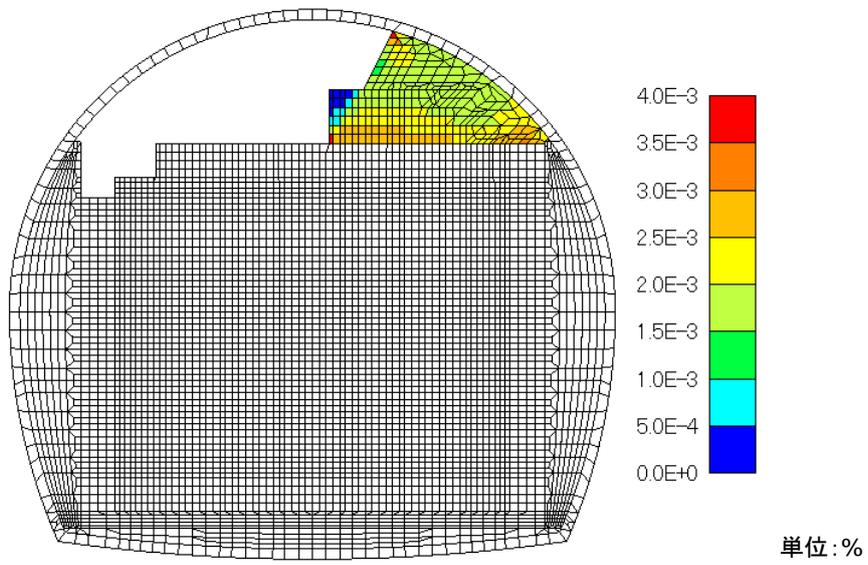


図 7.2-128 埋戻し材の最大せん断ひずみの地震時増分 (履歴最大)

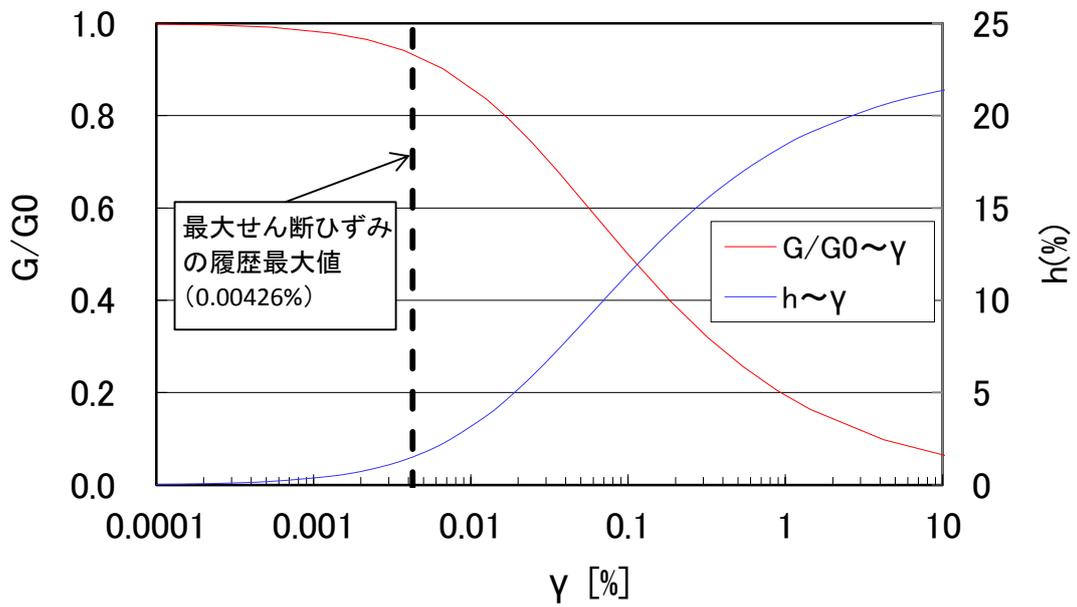


図 7.2-129 埋戻し材の最大せん断ひずみレベル

(3) 分析評価

以下では、解析結果と観測データを比較分析することにより、試験施設の地震時の挙動を評価する。

1) 最大加速度

地震計①～③の位置における、加速度時刻歴とフーリエスペクトルの解析結果と観測データの比較を図 7.2-130、図 7.2-131、図 7.2-132、最大加速度の比較を表 7.2-30、図 7.2-133、図 7.2-134、解析結果と観測データの最大加速度の比率を表 7.2-31、図 7.2-135 に示す。なお、比較する観測データの加速度時刻歴は、「7.2.2 (2) 1) b. 観測地震動のフィルタ処理」で述べた、20Hz 以上の高振動成分のフィルタ処理をしている。

図 7.2-130、図 7.2-131、図 7.2-132 より、地震計①～③位置ともに、y 方向は、加速度時刻歴およびフーリエスペクトルの解析結果が観測データよりも全体的に小さくなる傾向が見られる。z 方向は、y 方向と比較すると解析結果と観測データの差は小さくなるものの、フーリエスペクトルでは特定振動数で解析結果と観測データの乖離が見られる。

最大加速度では、図 7.2-133、図 7.2-134 に示すように、地震計①～③位置ともに、y 方向および z 方向において解析結果が観測データよりも小さくなり、その差は y 方向で 6.0～7.5Gal、z 方向で 1.0～1.4Gal である。また、図 7.2-135 より、解析結果と観測データの最大加速度の比率は y 方向で 0.46～0.50、z 方向で 0.85～0.90 となり、z 方向の方が y 方向よりも解析結果と観測データの値が近くなる傾向がある。y 方向の最大加速度が、解析結果と観測データで約 2 倍の差が生じた要因は、「7.2.2 (2) 1) d. 引戻し解析結果の妥当性検討」で述べたように、本検討では、観測データから精度が高い入力地震動を作成できていないためであると推察される。

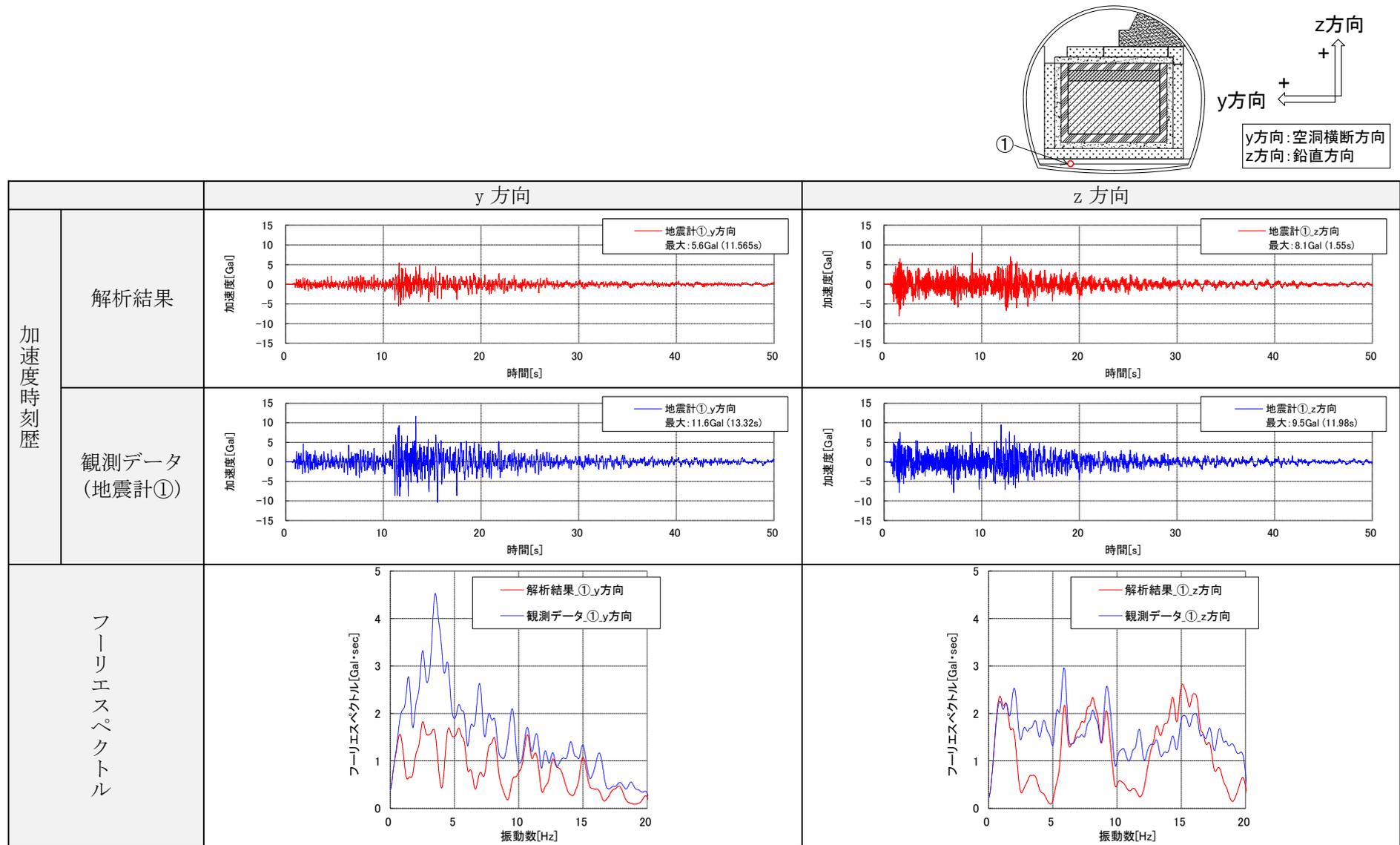


図 7.2-130 解析結果と観測データの比較 (地震計①)

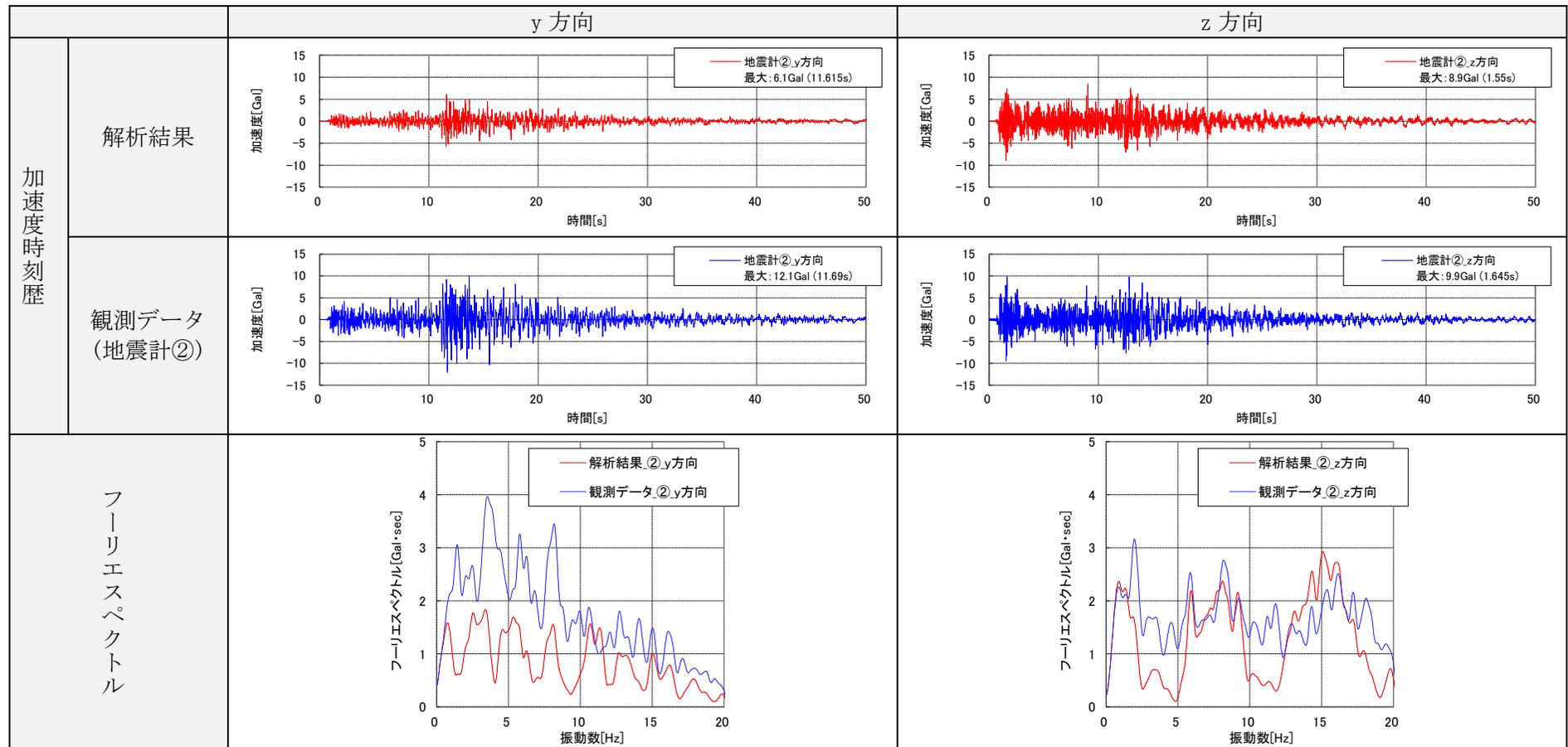
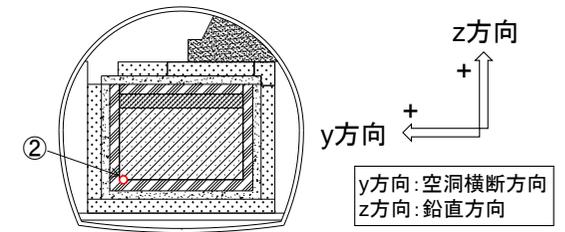


図 7.2-131 解析結果と観測データの比較 (地震計②)

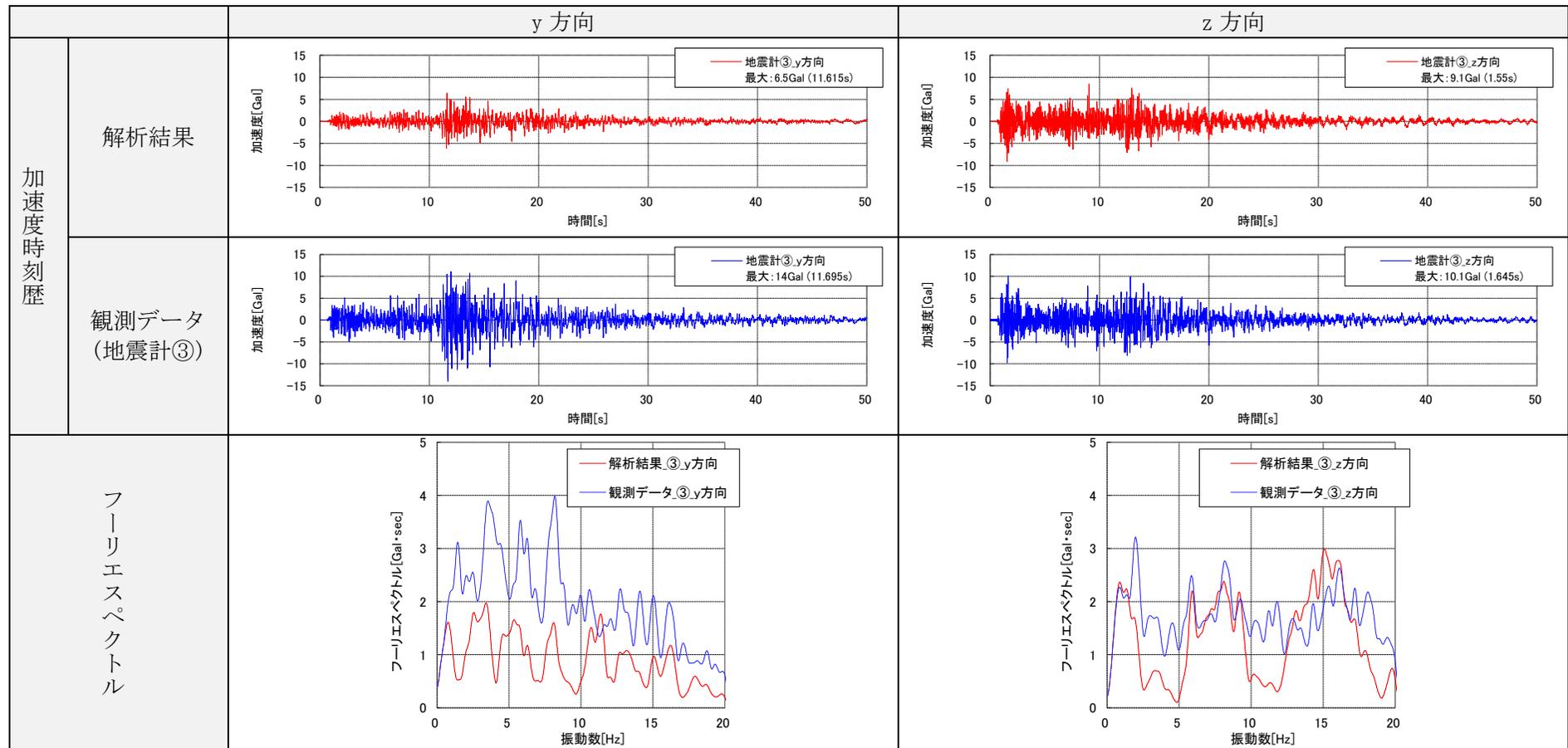
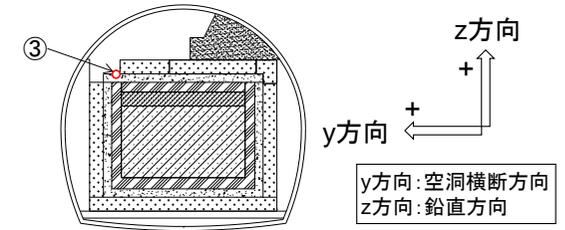


図 7.2-132 解析結果と観測データの比較 (地震計③)

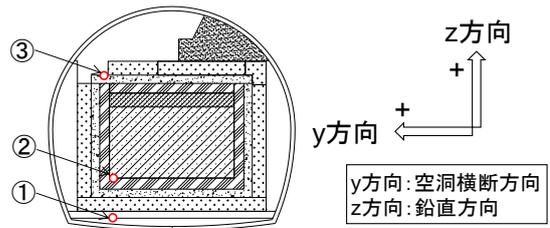


表 7.2-30 最大加速度一覧（解析結果、観測データ）

計測器	項目	計測高さ* [m]	最大加速度[Gal]	
			y方向	z方向
地震計①	解析結果	0	5.6	8.1
	観測データ		11.6	9.5
地震計②	解析結果	2.9	6.1	8.9
	観測データ		12.1	9.9
地震計③	解析結果	10.34	6.5	9.1
	観測データ		14.0	10.1

*地震計①の高さを基準とした。

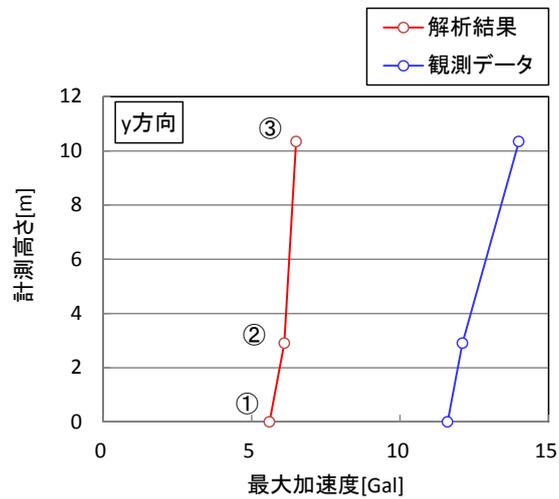


図 7.2-133 y 方向の最大加速度（解析結果、観測データ）

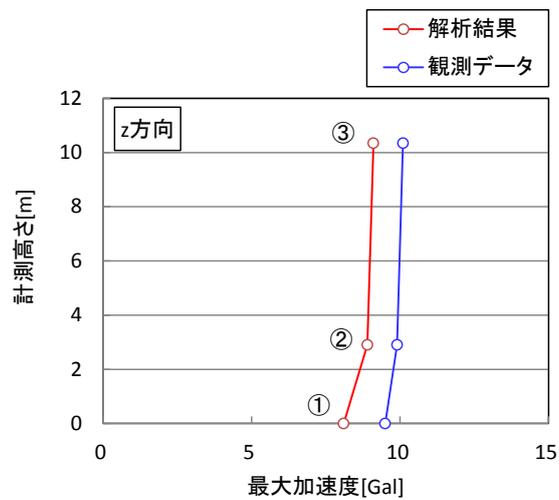


図 7.2-134 z 方向の最大加速度（解析結果、観測データ）

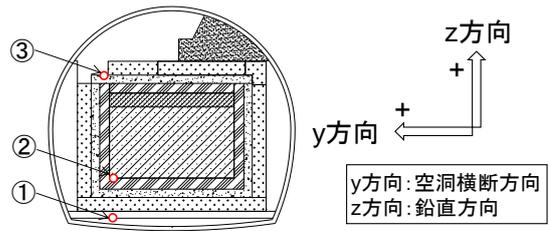


表 7.2-31 解析結果と観測データの最大加速度の比率一覧

項目	計測高さ* [m]	最大加速度の比率	
		y方向	z方向
解析結果/観測データ(地震計①)	0	0.48	0.85
解析結果/観測データ(地震計②)	2.9	0.50	0.90
解析結果/観測データ(地震計③)	10.34	0.46	0.90

*地震計①の高さを基準とした。

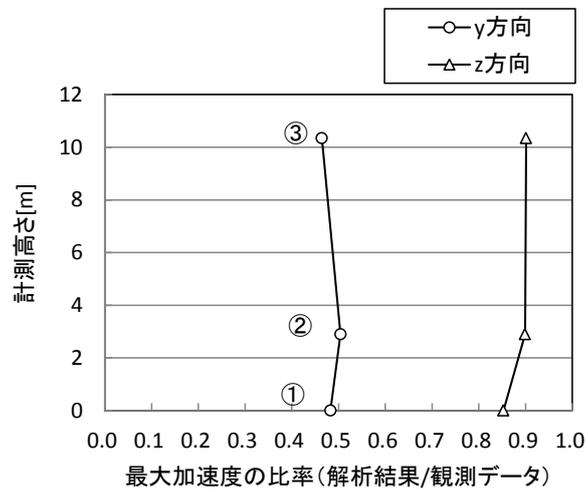


図 7.2-135 解析結果と観測データの最大加速度の比率

2) 試験施設の振動特性

地震計①～③の位置における、加速度の振動特性を検討するために、地震計①～③位置のフーリエスペクトル、地震計①および地震計②を基準としたフーリエスペクトル比を図 7.2-135、図 7.2-136、図 7.2-137 に示す。

フーリエスペクトルでは、y 方向、z 方向ともに解析結果と観測データでフーリエスペクトル値は乖離する。この傾向は図 7.2-71 と同様であり、本検討では、観測データから精度が高い入力地震動を作成できていないことが原因であると推察される。

一方、フーリエスペクトル比では、y 方向においては、地震計②③の位置の順にフーリエスペクトル比が大きくなり増幅していること、また振動数が大きくなるほどフーリエスペクトル比が大きくなり 15～20Hz の振動数でピークとなる傾向は、解析結果と観測データで類似している。z 方向については、y 方向と比較して、フーリエスペクトル比の変化は小さく、ピークとなる振動数も顕著に現れない。この傾向も解析結果と観測データで類似している。

比較のため、昨年度（平成 25 年度）の検討における、解析結果と観測データのフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比を図 7.2-138、図 7.2-139 に示す。今年度と昨年度を比較しても、上述のフーリエスペクトルおよびフーリエスペクトル比は同様の傾向が見られる。

以上より、解析結果と観測データを比較すると、フーリエスペクトルでは乖離するが、フーリエスペクトル比では類似することから、本解析モデルが、試験施設の振動特性を反映しているものと考えられる。

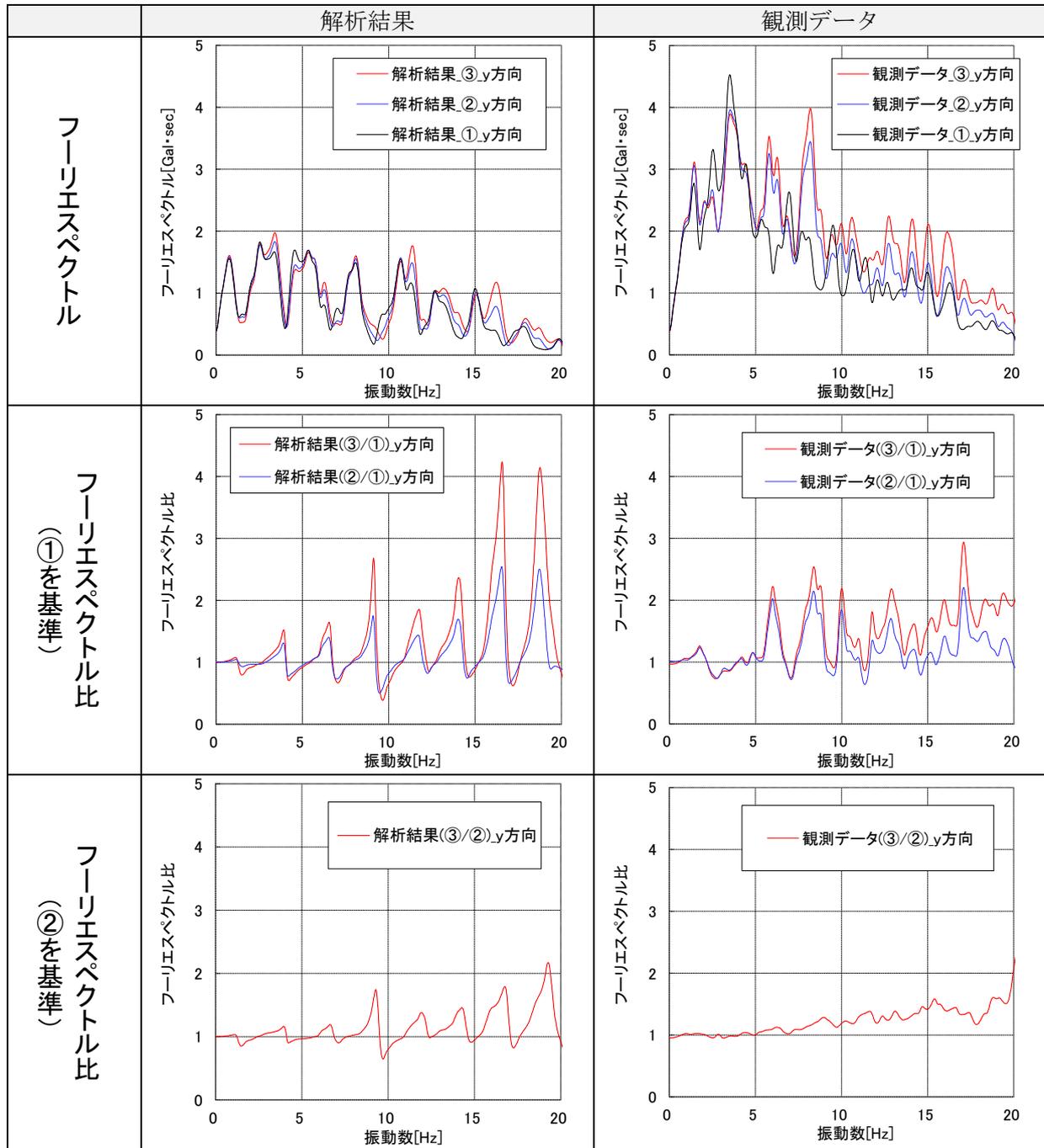
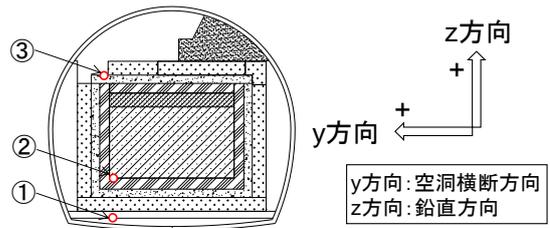


図 7.2-136 解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較 (y 方向)

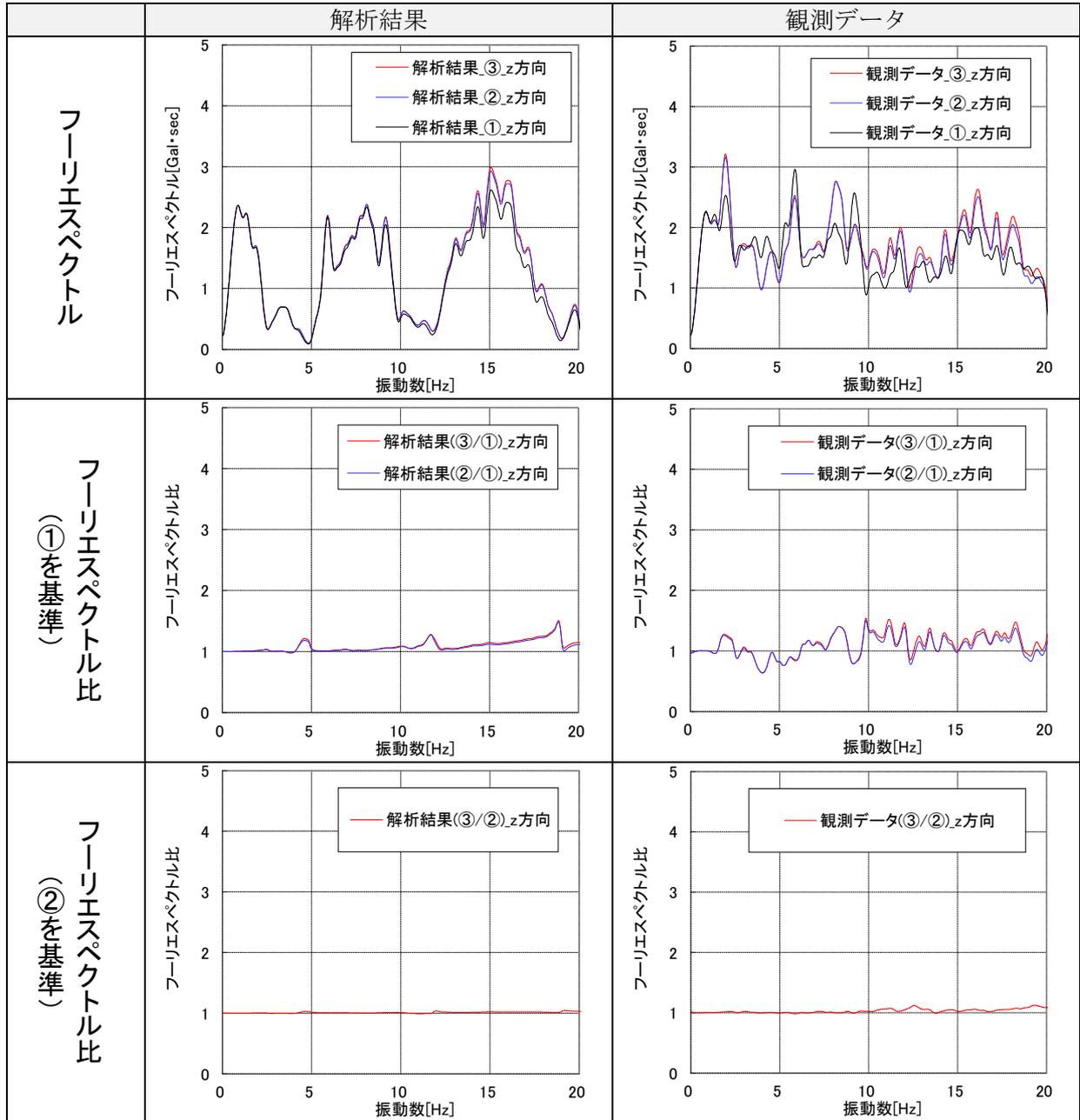
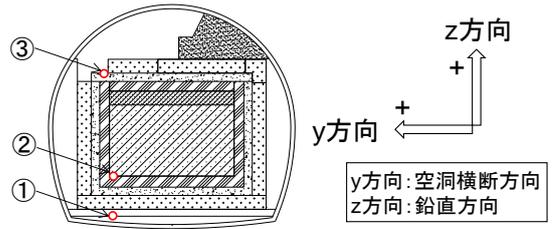


図 7.2-137 解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較 (z方向)

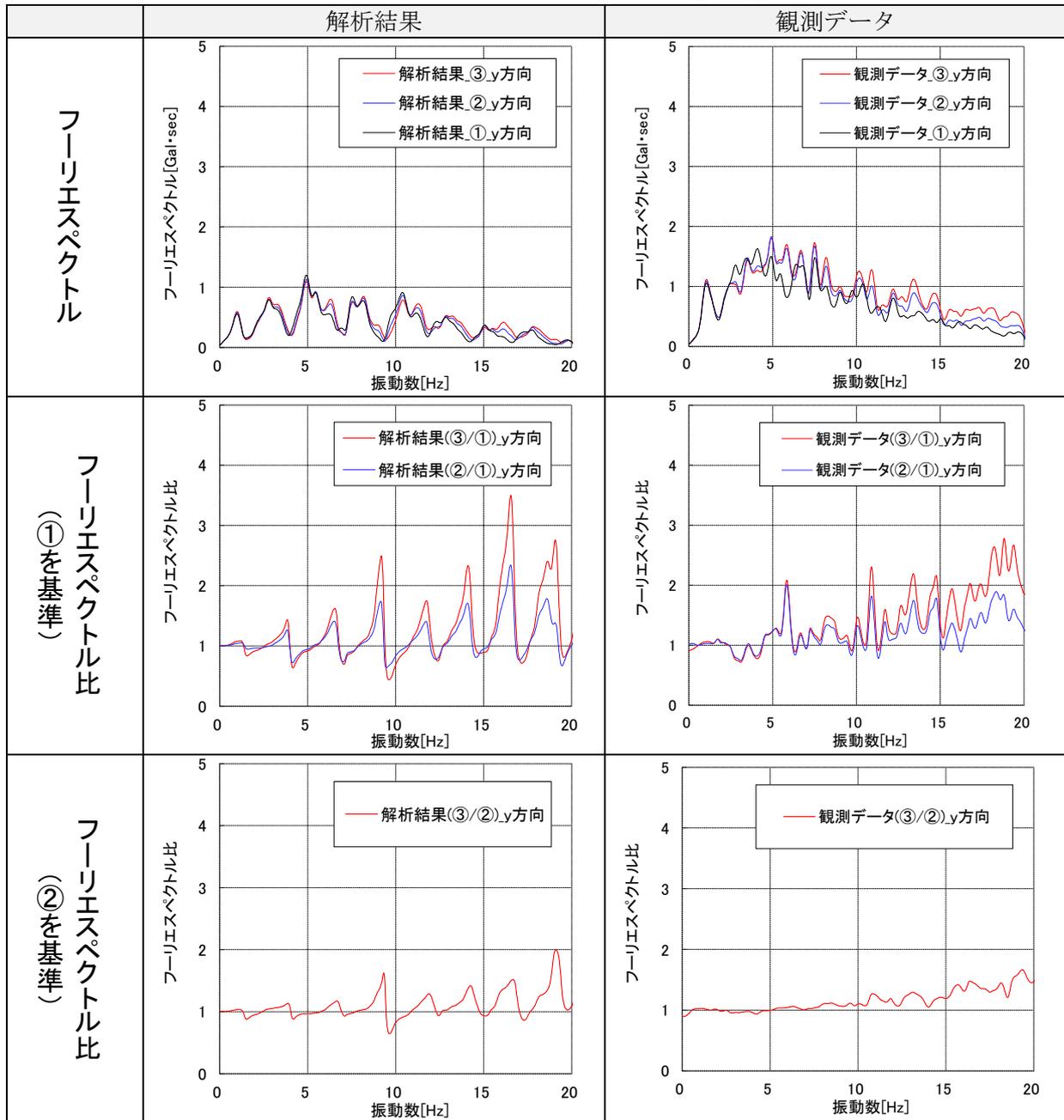
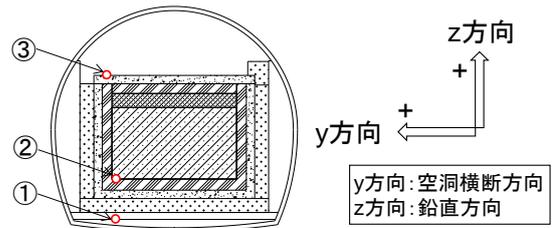


図 7.2-138 解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較 (昨年度検討、y 方向)

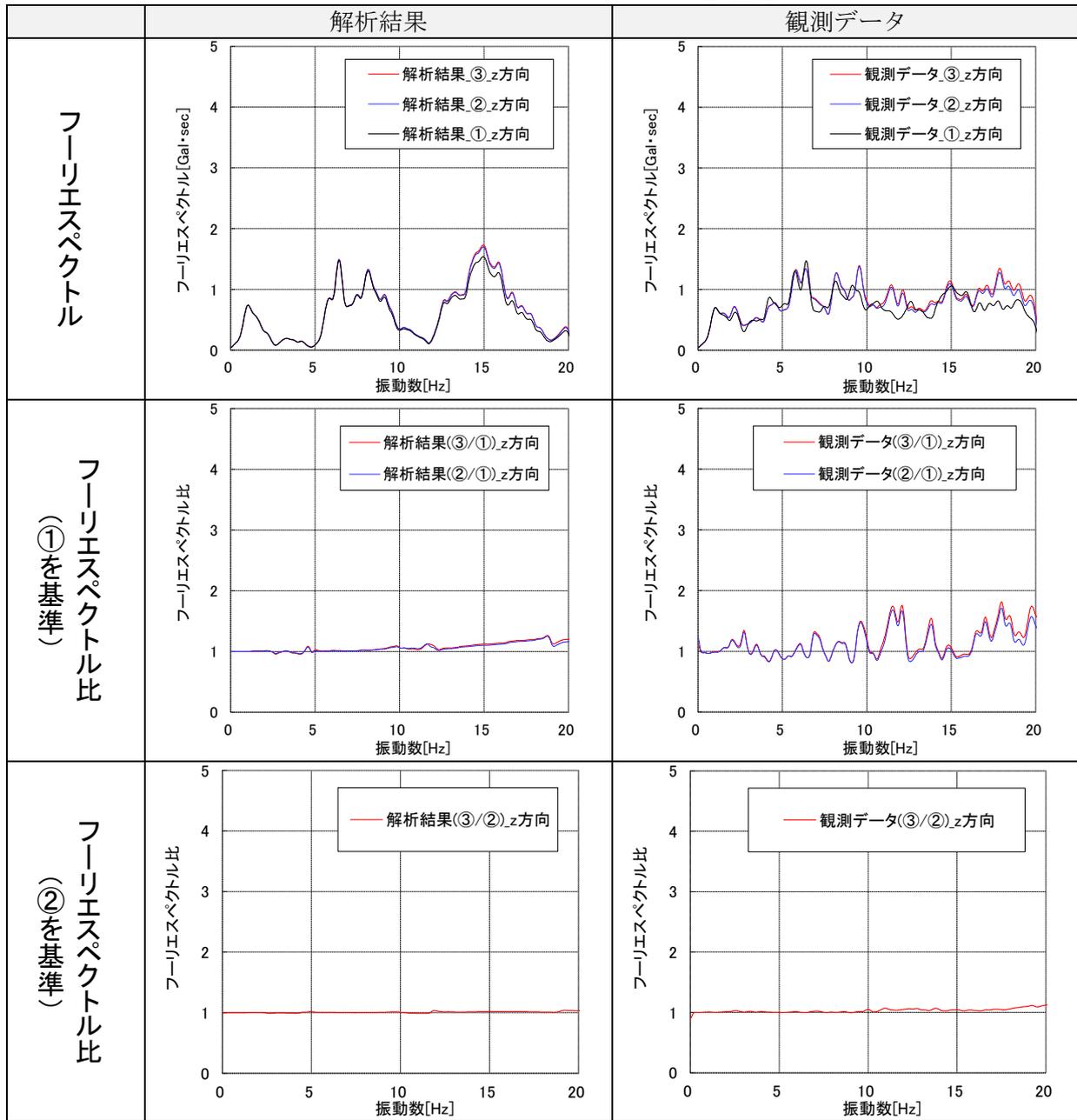
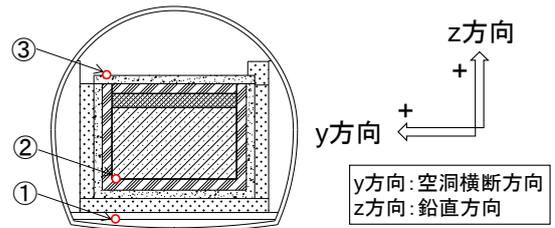


図 7.2-139 解析結果と観測データのフーリエスペクトル比較 (昨年度検討、z 方向)

7.3 解析手法・評価方法に関する課題検討

平成 25 年度までに実施した解析結果を整理して、以下の解析手法・評価方法等に関する課題検討として、緩衝材の塑性化後の透水性に関する検討を行った。

7.3.1 緩衝材の塑性化後の透水性に関する検討

平成 25 年度に埋戻し直後のケースを対象として、緩衝材の弾塑性を考慮した非線形地震応答解析を実施し、仮想的に設定した検討用地震動により、緩衝材にせん断強度に抵触する塑性化領域が発生することが明らかになった[12]。平成 25 年度に実施した解析の検討ケースを図 7.3-1、解放基盤面で定義した水平方向の検討用地震動を図 7.3-2（鉛直方向は、水平方向の加速度を 2/3 倍とした）に示す。また、解析終了時の変形図を図 7.3-3、緩衝材の塑性化状況を図 7.3-4 に示す。

緩衝材が塑性化すると、塑性ひずみの発生（連続体挙動）やせん断帯の発生・進展（不連続体挙動）に伴い、透水性が変化する可能性が考えられる。そこで、緩衝材の塑性化に伴う密度低下が透水性に及ぼす影響を把握するため、解析で得られた体積ひずみから密度を求め、既往試験で得られた透水係数と有効粘土密度（乾燥密度）の関係を用いて、地震時の透水性の変化についての分析を行った。なお、本解析では、緩衝材を連続体としてモデル化しており、せん断帯の発生・進展に伴う不連続挙動は考慮していない。そこで、緩衝材のせん断帯が透水性に与える影響に関しては、既往文献調査を実施した。

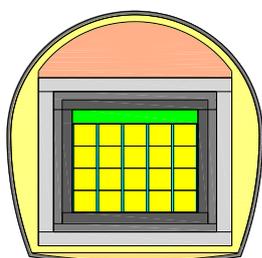


図 7.3-1 検討ケース
(埋戻し直後)

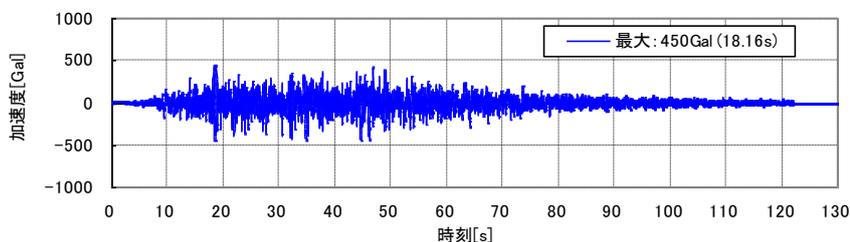
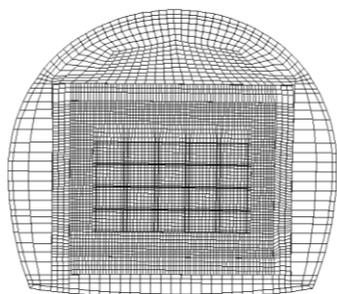


図 7.3-2 検討用地震動（水平方向）



(変形倍率 200 倍)

図 7.3-3 解析終了時の変形図

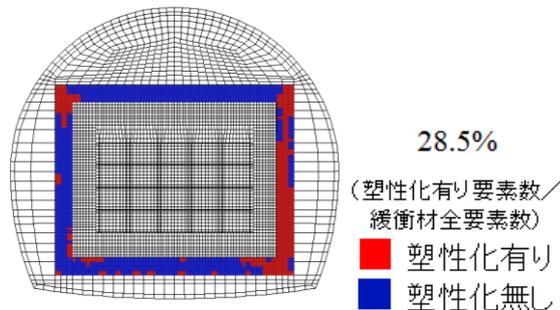


図 7.3-4 解析終了時の緩衝材の塑性化状況

(1) 緩衝材の密度変化による透水性の変化

上述の緩衝材の弾塑性を考慮した非線形地震応答解析の結果から、図 7.3-5 に示す検討フローにより、地震前後の緩衝材の透水係数の変化を把握して、地震が緩衝材の透水性に及ぼす影響について検討した。

解析で得られた解析終了時（130s）における緩衝材の体積ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_v$ ($=\Delta\varepsilon_1+\Delta\varepsilon_3$) の分布を図 7.3-6 に示す。体積ひずみの最大値は、右上隅角部内側での 1.936×10^{-4} (1.936×10^{-2} [%]) であった。

一方、図 7.3-7 に示す緩衝材の透水試験結果より、透水係数 k と有効粘土密度 ρ_e (乾燥密度) の関係は以下の回帰式で表される。

$$k = \exp(-21.8543 - 5.1164\rho_e + 0.2801\rho_e^2) \quad \dots \text{式(1)}$$

この関係を用いて、初期状態と解析終了時の最大体積ひずみに相当する透水係数は、表 7.3-1 のように評価した。検討の結果、連続体挙動の範囲では、地震の影響によって発生する体積ひずみから評価される緩衝材の透水係数の増加は最大でも 0.131% であり、透水性に及ぼす影響は小さいことがわかった。

H25年度の解析結果(地震後の体積ひずみ増分)より、地震後の湿潤密度 ρ_e を求める。

$$\rho_e = (1 + \Delta\varepsilon) \times \rho$$

ρ_e : 地震後の湿潤密度[Mg/m³]

ρ : 地震前の湿潤密度[Mg/m³]

$\Delta\varepsilon$: 解析で得られた地震後の体積ひずみ増分 ($\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2$)

湿潤密度と含水比より、地震前と地震後の乾燥密度(有効粘土密度) ρ_d 、 $\rho_{d'}$ [Mg/m³]を換算する。含水比 ω は 21%(確証試験の施工管理目標値)とする。

$$\rho_d = \rho / (1 + \omega/100)$$

$$\rho_{d'} = \rho_e / (1 + \omega/100)$$

既往検討の「透水係数と有効粘土密度(乾燥密度)の関係」から、透水係数の変化量を求める。
基準となる透水係数は、乾燥密度 1.6Mg/m³(確証試験の施工管理目標値)のときの透水係数とする。

図 7.3-5 検討フロー

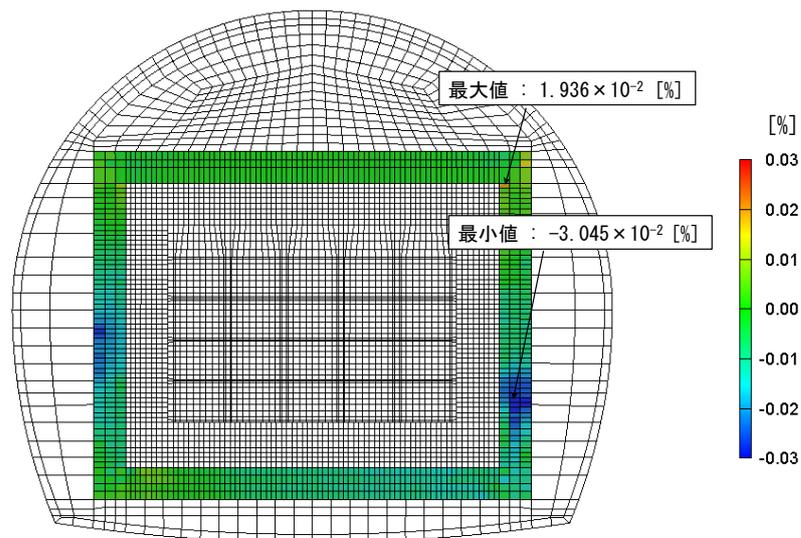


図 7.3-6 緩衝材の体積ひずみ増分 (解析終了時、130s)

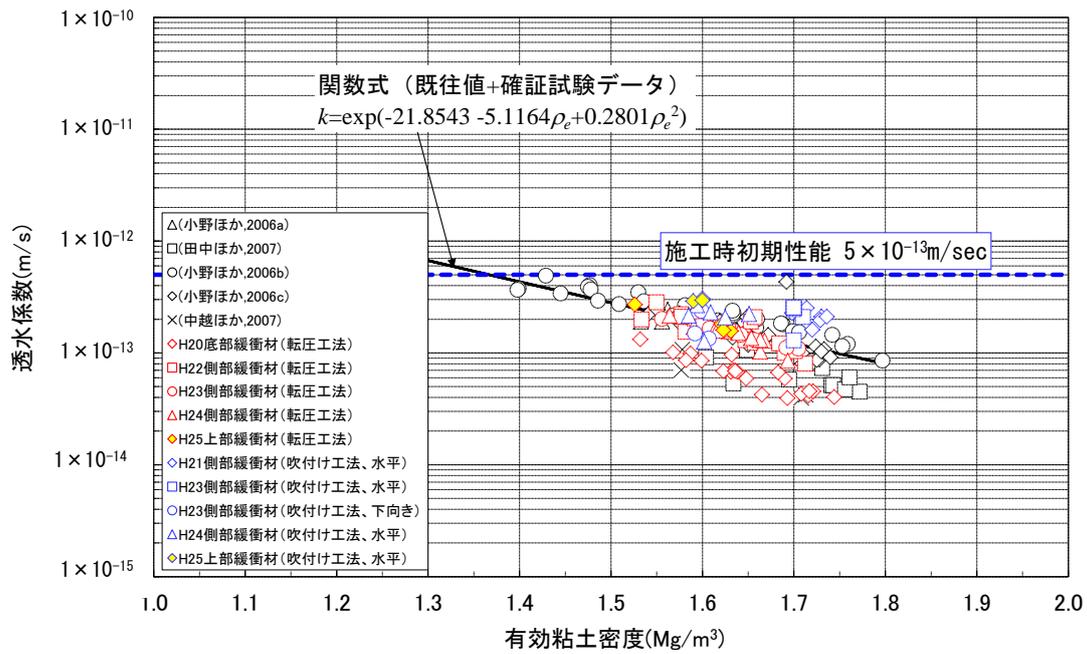


図 7.3-7 透水係数と有効粘土密度（乾燥密度）の関係

表 7.3-1 解析終了時の透水係数変化

項目	記号	単位	初期状態 (地震前)	解析終了時 (地震後)	備考
最大体積ひずみ	ε_v	—	—	1.936×10^{-4}	解析結果より
単位体積重量	γ	kN/m ³	19.000	18.996	$\gamma' = \gamma / (1 + \Delta \varepsilon_v)$ ここで、 γ' : 地震後の単位体積重量 γ : 地震前の単位体積重量 $\Delta \varepsilon_v$: 体積ひずみ (地震時増分)
湿潤密度	ρ_t	Mg/m ³	1.9388	1.9384	$\rho_t = \gamma / g$ ここで、 g : 重力加速度 (9.8m/s ²)
含水比	w	%	21	21	確認試験の施工管理目標値
乾燥密度 (有効粘土密度)	ρ_e	Mg/m ³	1.6023	1.6020	$\rho_e = \rho_t / (1 + w / 100)$
透水係数	k	m/s	1.8229×10^{-13}	1.8253×10^{-13}	式(1)より
透水係数増加率	—	%	—	0.131	

(2) せん断帯が透水性に与える影響

緩衝材のせん断帯が、緩衝材の透水性に与える影響に関して、これまで以下の試験が行われている。

小高ら[3]は、不飽和混合土供試体（ベントナイト 70%、珪砂 30%）の定体積条件の一面せん断試験を実施している。せん断後の X 線 CT 結果を図 7.3-8 に示す。図 7.3-9 に示すように過圧密供試体では垂直応力が小さいため、図 7.3-8 の下段のせん断の初期段階で、端部から中心部に向かって水平な亀裂が生じているが、せん断の進行に伴い定体積せん断に伴う正のダイレイタンスによって垂直応力が上昇し、低密度領域が閉合され、最終状態では正規圧密供試体（上段）と同様に供試体の中心部では低密度領域が消失している。これより、定体積条件では、不飽和供試体を貫通するような低密度帯が生じにくいことが確認されている。本検討の埋戻し直後の状態（図 7.3-1）においても、緩衝材は周辺部材により拘束されており定体積条件に近いと考えられるため、緩衝材にせん断による低密度帯が生じにくいと考えられる。さらに、同文献では、飽和供試体においても一面せん断試験を行い、図 7.3-10 に示すようにせん断帯の有無による透水係数を比較している。その結果、飽和状態では、せん断帯の有無によって透水性（透水係数と乾燥密度の関係）に有意な差は生じないことが確認されている。

中越ら[4]は、ベントナイトブロックを貫通する隙間（0～12mm）がある不飽和供試体（図 7.3-11）に、水または水酸化カルシウム水溶液を注水して透水試験を行っている。その結果、ベントナイトに隙間があっても、注水後には比較的早い段階で隙間は閉鎖し、図 7.3-12 に示すように既往の隙間がない場合の透水係数と乾燥密度の関係と比較しても顕著な差がないことを確認している。

上記の既往文献の内容より、本検討で対象としている埋戻し直後の状態（図 7.3-1）においては、不飽和状態の緩衝材にせん断による低密度帯が生じにくく、仮にせん断帯や隙間が存在しても、飽和状態になれば透水性に与える影響は小さくなると考えられる。

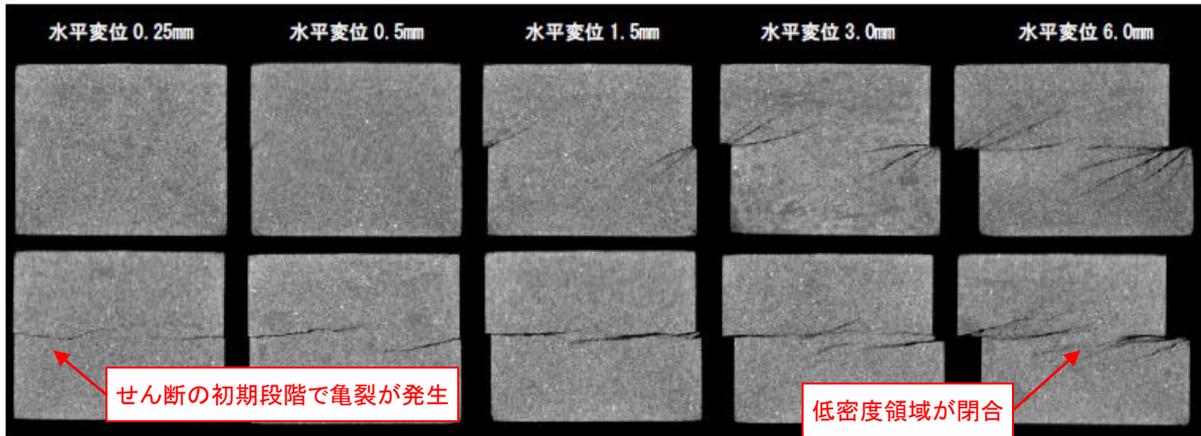


図 7.3-8 不飽和混合土供試体の一面せん断試験の X 線 CT 結果
(上段：正規圧密、下段：過圧密、[3]に一部加筆)

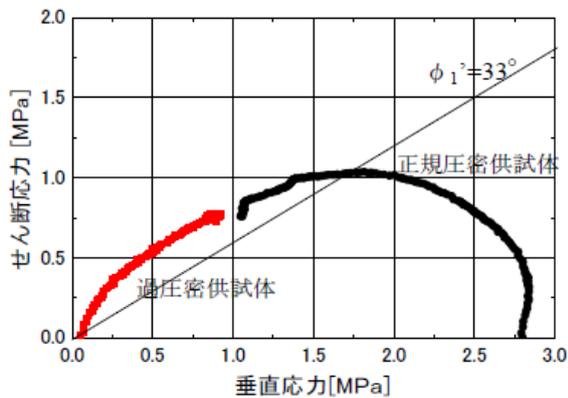


図 7.3-9 不飽和混合土供試体の一面せん断試験の応力経路[3]

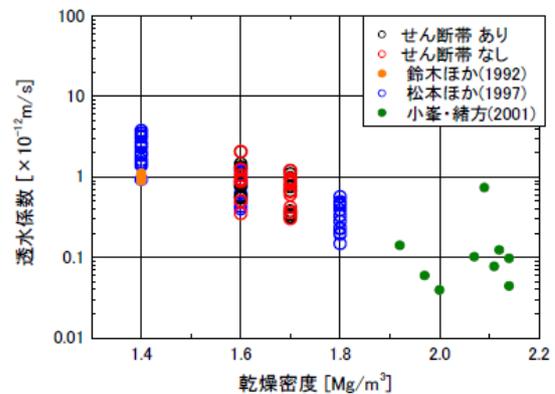


図 7.3-10 せん断帯の有無による飽和混合土供試体の透水係数と乾燥密度の関係[3]

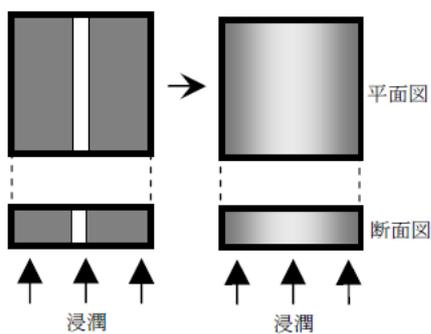


図 7.3-11 緩衝材の隙間透水試験の概念図[4]

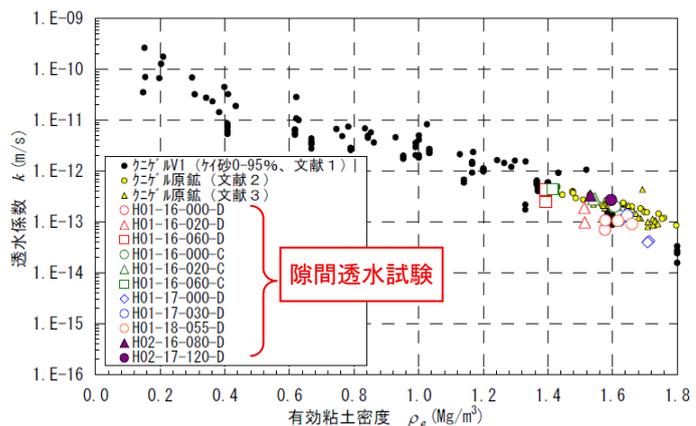


図 7.3-12 透水係数の測定結果と既存値との比較 ([4]に一部加筆)

7.4 まとめ

7.4.1 地震計の観測データの整理と挙動分析

地震計の観測データを用いた地震応答解析では、試験空洞底盤で観測した地震動を用いて解析用入力地震動を作成し、2次元 FEM モデルにより時刻歴非線形地震応答解析を実施した。解析結果と本試験施設で観測した地震動データを比較分析し、本試験施設の地震時の定性的な挙動について検討を行った。

本検討では、2014年8月10日発生の地震の観測データを解析用入力地震動に選定し、その時点での試験施設形状をモデル化して地震応答解析を実施した。

(1) 入力地震動

1次元モデルを用いた地震動観測データの地盤モデル下端への引戻し解析は、2ケースで検討した。CASE1は、地震計①が空洞の解放面に設置されていることから、観測データは地盤中の下降波(F波)は含まない2E波と仮定して引戻す方法であり、CASE2は観測データが地盤中の下降波(F波)も含むE+F波と仮定して引戻す方法である。引戻した波形を2次元 FEM モデルの下端に入力し、地震計①の設置位置における解析結果と観測データを比較した結果、CASE1、CASE2ともに解析結果と観測データの整合が高いとはいえないものの、CASE1の方がCASE2より観測データに近く、また、CASE2で見られる複数の振動数でのフーリエスペクトルの卓越がCASE1では発生しないことから、本解析で用いる入力地震動は、CASE1で引戻した加速度波形とした。また、本検討では、本試験空洞底盤に設置した地震計の観測データを用いているため、観測データには試験空洞および試験施設の影響が含まれ、1次元モデルを用いた引戻し解析では、精度が高い解析用入力地震動を作成できない可能性があることがわかった。

(2) 応答加速度および振動特性

本試験施設をモデル化した2次元 FEM の地震応答解析では、地震計①～③位置における解析結果と観測データを比較分析し、本試験施設の地震時挙動について評価した。最大加速度は、地震計①～③の位置ともに、水平方向(y方向)および鉛直方向(z方向)において解析結果が観測データよりも小さくなる傾向がある。フーリエスペクトルにおいても同様の傾向となるが、フーリエスペクトル比では、解析結果と観測データで、y方向においては、地震計①②③位置の順にフーリエスペクトル比が大きくなり増幅していること、また振動数が大きくなるほどフーリエスペクトル比が大きくなり15～20Hzの振動数でピークとなる傾向は、解析結果と観測データで類似している。z方向については、y方向と比較して、フーリエスペクトル比の変化は小さく、ピークとなる振動数も顕著に現れず、この傾向も解析結果と観測データで類似している。よって、本解析モデルが、本試験施設の振動特性を反映しているものと考えられる。

以上より、観測された地震動観測データを用いた地震応答解析を実施した結果、本解析モデルが本試験施設の振動特性を反映できることが確認できた。しかし、入力地震動作成に用いた本試験空洞底盤に設置した地震計①の観測データには、試験空洞および試験施設の影響が含まれるため、1次元モデルの引戻し解析で作成した入力地震動を用いた地震応答解析の解析結果と観測データの整合性は低く、今後の改良が望まれる。

7.4.2 解析手法・評価方法に関する課題検討

埋戻し直後のケースを対象として、仮想的に設定した検討用地震動を用いて、緩衝材の弾塑性を考慮した非線形地震応答解析を実施した結果、緩衝材にせん断強度に抵触する塑性化領域が発生する結果が得られた。緩衝材が塑性化すると、塑性ひずみの発生（連続体挙動）やせん断帯の発生・進展（不連続体挙動）に伴い、透水性が変化する可能性が考えられるため、今年度は、解析結果および既往試験結果に基づいて、地震時の透水性の変化についての分析を行った。解析結果の分析から、連続体挙動の範囲では、地震の影響による緩衝材の透水係数の増加は最大でも0.131%であり、透水性に及ぼす影響は小さいことがわかった。

一方、緩衝材のせん断帯の発生・進展に伴う不連続挙動が透水性に与える影響に関しては、既往文献調査を実施し、定体積条件においては、緩衝材にせん断による低密度帯が生じにくく、仮にせん断帯や隙間が存在しても、再冠水後の飽和状態になれば透水性に与える影響は小さくなることがわかった。

以上より、本検討で実施した条件での解析結果および既往試験結果から、地震動の規模によっては緩衝材に塑性化領域が発生するものの、透水性に及ぼす影響は小さいことが示唆された。

7.4.3 今後の課題

今後の課題として、以下のことがあげられる。

(1) 地震観測の拡充

本検討では、本試験空洞底盤に設置した地震計の観測データを用いているため、観測データには試験空洞および試験施設の影響が含まれ、1次元モデルを用いた引戻し解析では、精度が高い解析用入力地震動を作成できない可能性がある。解析用入力地震動の精度を高めるためには、試験空洞および試験施設の影響を受けない当該サイトの岩盤中および地表面に地震計を設置し、そこで観測された地震動データを用いた分析の実施が望まれる。

具体的には、地表から地下空洞施設以深の地下深部にわたるアレー観測の実施が挙げられる。アレー観測データにより、地下深部から地盤中の地下空洞施設に伝播する地震動や、岩盤の周波数毎に定義された減衰（Q値）を分析することは、解析用入力地震動および地下空洞施設の耐震安全性を評価する上で重要な知見になると考えられる。アレー観測の実施にあたっては、以下の2点が注意点として挙げられる。

- ・ 本検討で対象としている地下空洞施設は、深度50m以深の地盤中に建設される計画となっている余裕深度処分施設等を想定している。すなわち、余裕深度処

分施設は解放基盤 ($V_s=0.7\text{km/s}$ 以上[17]) よりも深い地盤中に建設されることも考えられる。よって、地下深部から地盤中の地下空洞施設に伝播する地震動を分析するためには、解放基盤よりも深い地盤～地表までの広範囲におけるアレー観測の実施が望まれる。

- ・ 地下空洞付近を伝播する地震動は、空洞の影響を受ける可能性があり、その影響度を把握することが重要であることから、地震計を空洞周辺地盤内および空洞から一定の離隔をとった空洞の影響を受けない地盤内に設置することが望まれる。

以上より、地下空洞施設の地震時影響を評価するためには、現状の空洞内の地震観測に加え、空洞周辺地盤および空洞の影響を受けない位置におけるアレー観測の実施が望まれる。

(2) 当該サイトの地質構造および地盤物性値の設定

本検討では、既往文献を参考として解析用地盤を水平成層構造として設定しており、また、当該サイト付近の地盤物性値を引用して解析用物性値を設定している。これらは、解析結果と観測データの乖離発生の原因の一つと考えられる。よって当該サイトにおける詳細な地質構造および地盤物性値を設定することにより、実挙動と整合がとれる解析の実施が望まれる。

(3) 起振器を用いた検討

本検討では、自然地震の観測データから本試験施設の振動特性を分析したが、その他の方法として、起振器を用いて強制的に本試験施設に振動を与える方法が考えられる。起振器は、任意の周波数を設定して加振できるため、本試験施設の振動特性をより詳細に分析できると考えられ、今後の検討が望まれる。

【参考文献】

- [1] 気象庁：震度データベース検索 (<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/>)
- [2] 公益財団法人 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 25 年度 管理型処分技術調査等事業 地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験 報告書. 平成 26 年 3 月
- [3] 小高猛司他：圧縮ベントナイト緩衝材のせん断破壊時の性能評価、地盤工学ジャーナル Vol.5 No.2 207-218、2010
- [4] 中越章雄他：ベントナイトブロックの隙間の密度均一化に関する検討（その 2）－透水性に関する検討－、土木学会第 62 回年次学術講演会、2007

第8章 平成19年度から平成26年度の取りまとめ

第8章 平成19年度から平成26年度の取りまとめ

平成19年度から実施してきた8カ年の研究開発の成果について、実用化に当たっての課題を整理しつつ、別冊報告書「平成19年度～平成26年度の取りまとめ報告書」にまとめた（詳細の成果は、別冊報告書を参照）。

本確認試験では、地下空洞型の余裕深度処分施設の建設・操業・埋戻し時における試験施設の各部材の施工技術・施工方法の確立、および構築した人工バリア等の構築直後における部材の性能確認等を進めてきた。

これらの処分施設の建設時・操業時・閉鎖時の性能確認等に係わる技術開発や余裕深度処分施設の初期的な性能の確認・評価の技術開発の成果は、低レベル放射性廃棄物やTRU廃棄物の余裕深度処分等へ反映される。また、地下空洞型処分施設の埋戻し材等の処分施設の閉鎖に係わる部材の施工技術・施工方法の確立、および構築した部材の構築直後における性能確認等の技術開発の成果は、高レベル放射性廃棄物等の地層処分にも幅広く反映・共有が相互にできるものと考えられる。

しかしながら、本確認試験では、既往の研究[1][2]で示されている透水係数や拡散係数に、閉鎖後の人工バリア等の長期的な状態変化や変質等に伴う性能低下を考慮し、既往の研究[1][2]で示された数値よりも余裕度を持たせた目標値である「初期性能の目標値」を暫定的に設定して実施した。そのため、このような閉鎖後の人工バリア等の性能低下についての具体的な検討は実施していない。

以上のことから、本確認試験の成果、残された課題への対応等を踏まえ、実施すべき研究開発の課題を下記のとおり、抽出し、整理した。

(1) 地下空洞型処分施設の建設・操業・閉鎖時の性能確認に係わる課題

- 1) 既に施工確認試験で構築した低拡散材のひび割れの経時的な調査とその評価、および拡散試験による拡散係数のデータ拡充と低拡散材の性能評価。並びに試験施設の挙動（沈下等含む）確認・評価。
- 2) 地震が地下空洞施設に与える影響に関して、地下における地震波観測、試験施設における地震時の挙動測定と挙動分析に基づく解析結果の検証。

(2) 地下空洞型処分施設の閉鎖後の長期の性能確認に係わる課題

処分施設の長期の性能確認に関する課題として、人工バリア等の各部材における長期変質の確認、長期性能の解析・評価、処分施設の再冠水の影響評価、ガス発生の影響評価および長期モニタリング手法の確立等が挙げられる。

【参考文献】

- [1]電気事業連合会、核燃料サイクル開発機構:TRU 廃棄物処分技術検討書 - 第2次 TRU 廃棄物処分研究開発とりまとめ-, pp.3-11~3-12, 2005
- [2]京谷:放射性廃棄物処分施設の設計検討状況、第60回土木学会年次学術講演会研究討論会 資料 研-08、2005年9月

お わ り に

平成 17 年度から平成 24 年度までは資源エネルギー庁の委託事業として「地下空洞型処分施設性能確証試験」が本事業と同じ施設で実施されて、主に以下の項目について検討がなされ、成果が得られている。

平成 17 年度：施設形態・人工バリアの要求機能設定、試験全体の基本計画策定

平成 18 年度：詳細設計・詳細な試験計画策定

平成 19 年度：平成 19 年度から大断面の試験空洞において底部・側部埋戻し材、
底部緩衝材（一部）の施工確認試験等

平成 20 年度：底部緩衝材、底部低拡散材、奥部・側部コンクリートピットの施工確
認試験等

平成 21 年度：手前部コンクリートピット、側部低拡散材、充填材（一部）側部緩
衝材（一部）の施工確認試験等

平成 22 年度：充填材（残部）、側部緩衝材（一部）の施工確認試験等

平成 23 年度：側部緩衝材（一部）の施工確認試験等

平成 24 年度：側部緩衝材（一部）、上部コンクリートピット、上部低拡散の材施工
確認試験等

平成 19 年度から実施されたこれら一連の施工確認試験等において、地下空洞型処分施設としての主要な構造部材の施工方法の確認とその初期性能を確認することができた。

平成 25 年度からは、「地下空洞型処分施設閉鎖技術確証試験」として、上述の地下空洞型処分施設性能確証試験で構築された施設の上部空間を対象に、処分施設の閉鎖に係わる技術確証のための試験が開始された。平成 25 年度は、上部緩衝材と上部埋戻し材の施工確認試験等が実施された。

本年度は、平成 25 年度に引き続き、上部緩衝材、上部埋戻し材の施工確認試験等を実施した。これらの部材は、処分施設の上部にあたり、空洞天井との間の狭隘な空間で、施工的には難度の高い状況での試験となる。このため、これまでの「地下空洞型処分施設性能確証試験」で用いた各種の施工機械等を用い、その適用性、品質等の確認試験を行った。これらの試験から、地下空洞型処分施設としての主要な構造部材の施工方法を確認することができ、このような狭隘空間での施工に関する貴重なデータを得ることができた。また、上部埋戻し材および地震が地下空洞施設に与える影響について検討した。さらに、平成 19 年度から平成 26 年度までの本事業で得られた成果の総合的なとりまとめを実施した。

今年度の報告書のとりまとめに当たり、「地下空洞型処分施設性能確証試験」と平成 25 年度閉鎖技術確証試験で検討された人工バリアの要求性能、各試験で得られた試験・計測データ、施工技術・方法、部材の初期性能等の検討・評価等の成果を活用した。

本試験は、大断面の地下空洞において具体的な処分施設を模擬したわが国初の実規模の施工に関わる試験となる。このため、試験の実施にあたっては、余裕深度処分の施設の設計・施工検討に関係してきた有識者や専門家からなる委員会を設け、幅広く関連する知見や意見等を取り入れて検討した。