

JNC TJ7410 2005-004

四月

超大深度立坑の急速 施工技術に関する調査

報告書

(核燃料サイクル開発機構 契約業務報告書)

平成14年3月

三井建設株式会社

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課
電話：029-282-1122（代表）
ファックス：029-282-7980
電子メール：jserv@jnc.go.jp

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184, Japan

© 核燃料サイクル開発機構

(Japan Nuclear Cycle Development Institute) 2005

2002年3月

超大深度立坑の急速施工技術に関する調査

(契約業務報告書)

勝沼 好夫※ 中田 雅夫※
長野 祐司※ 樋口 正典※

要 旨

核燃料サイクル開発機構が計画している超深地層研究所では、深度約1,000mに達する超大深度立坑と水平坑道が様々な深度で接続される。本計画では調査研究期間の最大限の確保が必要であり、特に立坑に関して急速施工技術が要求される。

そのため、厳しい工程の制約のなかで立坑を急速施工するために必要となる以下の事項について調査を行った。

① 長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査

既往立坑の一次覆工コンクリートの配合事例調査を行うとともに、コンクリートに要求される諸条件を施工・品質的側面から整理し、本計画における一次覆工コンクリートの最適な配合の基本仕様を設定した。さらに、立坑掘削における一次覆工コンクリートの施工計画を立案した。

② 替えキブル方法の調査

立坑のずり出し方式として、従来の替えキブル方法とこれまで考案されてきた各種替えキブル方法を調査し、その結果を踏まえて簡易、迅速、かつ遠隔で安全に実施可能なずり搬出用替えキブル方法を抽出・整理した。さらに、抽出した替えキブル方法による施工計画を立案した。

③ 岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査

効率的な止水作業とグラウト影響範囲、グラウト止水効果の精度よい評価が求められるため、大深度立坑先進グラウト工法について、文献調査を中心に事例調査と課題の整理を行った。

本報告書は、三井建設株式会社が核燃料サイクル開発機構との契約により実施した業務成果に関するものである。

機構担当課室：東濃地科学センター 施設計画グループ

※ 三井建設株式会社

目 次

	頁
1. 調査件名	1
2. 調査概要	1
3. 調査範囲	2
4. 長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査	4- 1
4. 1 従来の立坑一次覆工コンクリートの配合の実績調査	4- 1
4. 1. 1 鉱山の超大深度立坑一次覆工コンクリート配合の実績	4- 1
4. 1. 2 土木の超大深度立坑一次覆工コンクリート配合の実績	4-10
4. 1. 3 立坑一次覆工コンクリート配合実績調査のまとめ	4-19
4. 2 立坑一次覆工コンクリート配合の基本仕様の設定	4-23
4. 2. 1 立坑の設計内容からの一般的要項	4-23
4. 2. 2 立坑の掘削方法（ショートステップ工法）から要求される コンクリートの品質	4-30
4. 2. 3 立坑一次覆工コンクリートに要求される設計上の一般的品質	4-37
4. 2. 4 立坑一次覆工コンクリートに要求される施工上の品質	4-51
4. 2. 5 立坑一次覆工コンクリートの基本仕様および配合の設定	4-52
4. 3 基本仕様にもとづく立坑一次覆工コンクリートの施工計画の立案	4-54
4. 3. 1 覆工設備計画	4-54
4. 3. 2 コンクリート打設設計画	4-62
4. 3. 3 覆工施工管理	4-63
第4章 参考文献	4-65
5. 替えキブル方法の調査	5- 1
5. 1 替えキブル方法の実績調査・分析	5- 1
5. 1. 1 従来の立坑ずり出し方式	5- 1
5. 1. 2 最近の立坑ずり出し方式	5- 3

5.2 現状考案されている替えキブル方法の調査と超大深度立坑への適用性の評価	5- 6
5.2.1 替えキブルの検討事例調査	5- 6
5.2.2 問題点・課題の整理および超大深度立坑への適用性の評価	5-10
5.2.3 実施可能な替えキブル方法の抽出	5-13
5.3 超大深度立坑での替えキブル施工計画の立案	5-21
5.3.1 抽出された替えキブル方法のずり出し設備容量の選定	5-21
5.3.2 課題の整理	5-25
5.3.3 ずり出しサイクルタイムの試算	5-26
第5章 参考文献	5-33
 6. 岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査	6- 1
6.1 従来の大深度立坑におけるグラウト工法の実績	6- 1
6.1.1 鉱山の大深度立坑におけるグラウト工法の実績	6- 1
6.1.2 土木分野の大深度立坑におけるグラウト工法の実績	6-17
6.1.3 海外の大深度立坑におけるグラウト工法の実績	6-30
6.1.4 大深度立坑以外におけるグラウト工法の実績	6-31
6.2 岩盤の空隙構造とグラウト施工事例、試験研究事例	6-37
6.2.1 一定範囲の不連続面の透水性を改良した原位置試験事例	6-37
6.2.2 岩盤グラウチングにおけるセメントミルクの注入特性室内試験研究事例	6-40
6.2.3 亀裂性岩盤におけるグラウト材料の配合切替えとグラウチング効果に関する実験研究事例	6-42
6.2.4 粘土グラウトによる地下水制御の施工事例	6-47
6.2.5 岩盤割れ目系における粘土懸濁液グラウトの充填性及び止水性に関する実験研究事例	6-49
6.3 原位置における透水試験結果とグラウト施工事例	6-52
6.3.1 岩盤の透水性の評価方法	6-52
6.3.2 石灰岩地帯におけるグラウチングによる湧水帶処理	6-52
6.3.3 開口性割れ目のモルタルグラウチングを併用した遮水処理	6-53

6.3.4	二重管ダブルパッカー注入工法による断層処理	6-55
6.3.5	地すべり対策工としての深礎施工	6-57
6.3.6	粉体圧送グラウチング	6-57
6.4	グラウト材の最新の動向と特性	6-59
6.4.1	グラウト材の種類と特徴	6-59
6.4.2	グラウト材の使用材料	6-59
6.4.3	セメント系グラウト材料の特性	6-61
6.4.4	ダムグラウト等に用いられるグラウト材料	6-63
6.5	注入圧・注入量などの施工管理手法	6-66
6.5.1	配合	6-66
6.5.2	配合切替え基準	6-66
6.5.3	注入圧力	6-67
6.5.4	注入完了基準	6-68
6.5.5	注入制御	6-69
6.5.6	施工管理	6-70
6.5.7	グラウチング実施要領	6-71
6.6	グラウト影響範囲の調査方法	6-76
6.6.1	グラウチング効果の判定方法	6-76
6.6.2	グラウト影響範囲の調査方法とグラウチング効果の評価	6-81
6.6.3	グラウト影響範囲の調査方法に関する課題	6-93
6.6.4	グラウト影響範囲の調査方法としての音響トモグラフィ	6-95
第6章	参考文献	6-99
7.	まとめ	7- 1

1. 調査件名

超大深度立坑の急速施工技術に関する調査

2. 調査概要

核燃料サイクル開発機構が計画している超深地層研究所の研究坑道は、深度約1,000mに達する超大深度立坑と水平坑道からなり、それぞれが様々な深度で接続される。本計画では調査研究期間を最大限に確保する必要があることから、特に立坑に関して急速施工技術が要求され、工程上の厳しい制約から、従来の土木工事における換気立坑とは異なり、以下の施工条件が要求される。

- ①二次覆工を省略した構造であること
- ②超大深度立坑で急速施工を実現するために、替えキブル方法を適用し、掘削ずりの積込・搬出を安全かつ効率的に行うこと
- ③先進グラウト工法を適用する際には、効率的に止水作業を行い、かつグラウト影響範囲とグラウト止水効果を精度よく評価すること（岩盤が本来有する特性を調査することが研究目的であるため）
 - ①に関しては、二次覆工の省略により、立坑一次覆工コンクリートに長期耐久性が要求されることから、既往の立坑での配合事例調査を行うとともに、一次覆工コンクリートに要求される諸条件を施工および品質的側面から整理し、最適なコンクリート配合の基本仕様を設定する。さらに、立坑掘削における一次覆工コンクリートの施工計画を立案する。
 - ②に関しては、従来鉱山立坑で実施されていた替えキブル方法およびこれまで考案されてきた各種替えキブル方法を調査し、その結果を踏まえて簡易、迅速、かつ遠隔で安全に実施可能な替えキブル方法を抽出・整理し、施工計画を立案する。
 - ③に関しては、従来の鉱山や土木分野の立坑では先進グラウト工法は多量の湧水の止水が目的であり、注入したグラウトの浸透範囲を調査する要望は少なかった。しかし、超深地層研究所における立坑掘削では、岩盤特性の調査が研究目的であるため、厳しい工程の制約のなかで効率的に止水作業を行い、かつグラウト影響範囲、グラウト止水効果を精度よく評価することが要求される。そこで、岩盤の空隙構造を考慮した大深度立坑先進グラウト工法について、文献調査を中心に事例調査と課題の整理を行う。

3. 調査の範囲

- (1) 長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査
 - ① 従来の立坑一次覆工コンクリートの配合の実績調査
 - ② 立坑一次覆工コンクリート配合の基本仕様の設定
 - ③ 基本仕様にもとづく立坑一次覆工コンクリートの施工計画の立案
- (2) 替えキブル方法の調査
- (3) 岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査

4. 長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査

4.1 従来の立坑一次覆工コンクリートの配合実績調査

ショートステップ工法は昭和37年から38年にかけて開発され、日本炭鉱高松鉱業所第6立坑開さく工事(昭和38年2月～40年1月)で初めて採用され、その優位性が実証された。

以後、立坑開さく工事は、それまでのロングステップ工法に替わってほとんどの立坑でこのショートステップ工法が採用されるようになった。

ショートステップ工法では、一次覆工コンクリートは打設後比較的短い時間に近接発破や脱型が行われるなど、非常に過酷な環境に曝があるので、一次覆工コンクリートの配合や管理には種々の対応がなされている。

以下に、超深地層研究所立坑と類似の超大深度地下施設として、過去に施工された鉱山立坑と土木分野立坑の一次覆工コンクリートの配合と特記事項を記述する。

4.1.1 鉱山の大深度立坑一次覆工コンクリート配合の実績

(1) 日本炭鉱高松鉱業所第6立坑

完成年：昭和40年完成

立坑規模： $\phi 5.5\text{ m}$ (仕上がり径) $\times 657.5\text{ m}$ (二次覆工なし)

表4.1.1-1 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
40	13		180	300	60.0		820		1,070		*
※セメント:アサノベロセメント、*:セメント重量比											

※セメント:アサノベロセメント、*:セメント重量比

特記事項

- ・本立坑は、ショートステップ工法を最初に採用した現場であり、日本セメント(株)門司工場にて約500本の供試体を作り、各種試験を実施して上記示方配合を決定した(添付資料-1参照)。
- ・設計基準強度： $\sigma_{28}=200\text{kgf/cm}^2$
- ・早期基準強度： $\sigma_{6h}=25\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで6.0時間)

- ・硬化促進剤として塩化カルシウムを3%添加した。
- ・冬期練り上がり温度：温水ボイラーを設置し、練り上がり温度20℃を確保
- ・シャフトジャンボによる長孔穿孔（2.5m）により1発破1築壁（覆工）で、打設コンクリートの養生時間が長くなるよう考慮した。

(2) 三井鉱山砂川鉱業所登川第2立坑

完成年：昭和40年完成

立坑規模： $\phi 4.8\text{ m}$ （仕上がり径） $\times 557.5\text{ m}$ （二次覆工なし）

表4.1.1-2 現場配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
25	14±2		170	300	56.7	37.0	700	1,260	—	—	2.5

※セメント：アサノベロセメント、*:セメント重量比

特記事項

- ・当立坑はショートステップ工法で施工された2本目の立坑であり、北海道の冬期寒冷期間にまたがって施工された。
- ・早期基準強度： $\sigma_{3h}=10\text{kgf/cm}^2$ （打設終了から発破まで）
- ・北海道開発局土木試験所の指導のもとに、塩化カルシウムの使用量を減らした（3%以上の混入は長期強度の発現が落ちる）。
- ・コンクリート打設開始からずり積み開始までの時間は3時間であり、その時のコンクリート強度は、試験では $\sigma_{3h}=11\text{kgf/cm}^2$ となっている。
- ・型枠をセットする時、型枠下の敷きずりを出来るだけ多く残し、コンクリート打設後から発破までの養生時間を長く取るように努めた。
- ・コンクリート打設終了から発破までの時間は3.5時間
- ・コンクリート打設終了後脱型までの時間は約11時間であり、その時のコンクリート強度は、試験では $\sigma_{10h}=60\text{kgf/cm}^2$ となっている。
- ・冬期練り上がり温度：骨材を蒸気保温で25℃、温水ボイラーによる60℃の温水を使用し、30℃±5℃の練り上がり温度を確保した（ミキサー出口では20～25℃のコンクリートが得られる）。

- 急速掘進に備えて、冬期間の配合はセメント量を330kgf/m³に増量した。

(3) 北海道炭鉱汽船幌内運搬立坑

完成年：昭和40年完成

立坑規模： $\phi 6.5\text{ m}$ （仕上がり径）×800m（二次覆工なし）

表4.1.1-3 現場配合 (m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE剤 (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
			160	372	43.0		734		1,222	3.72	7.44

※セメント：富士早強セメント、AE剤：ポゾリス

特記事項

- 本立坑は、ずり出しと覆工作業を同時に行う同時工法で施工された。
- 同時工法は、ショートステップ工法と同様に発破距離が短く、脱型が早いので、コンクリートは早期強度が要求される。
- 富士セメント（株）にて種々試験を行い、上記配合を決定した。
- 早期強度： $\sigma_{3h}=6.5\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{4h}=23\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{5h}=31\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{6h}=52\text{kgf/cm}^2$
- 長期強度を考慮して、塩化カルシウムは2%としAE剤を添加した。
- 当初、養生時間と発破衝撃の問題をかなり神経質に考えたが、打設後3時間前後で発破を実施してなんら異状を認めなかった。

(4) 三井鉱山砂川中央立坑

完成年：昭和41年完成

立坑規模： $\phi 4.8\text{ m}$ （仕上がり径）×766m（二次覆工なし）

表4.1.1-4 現場配合 (m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
25	14±2		186	300	62.0	39.5	730	1,130	—	—	*

※セメント：アサノベロセメント、*:セメント重量比

特記事項

- ・配合はロシアの文献より自信を得て、セメント量を普通の量にして、28日強度として200kgf/cm²を目標に決めた。
- ・コンクリートの練り上がり温度管理には特に留意した（コンクリート用水、骨材の加熱等）。
- ・現場で採取したテストピース強度は、以下の通りである。

$$\sigma_{6h} = 11 \sim 25 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{平均 } 15 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 97 \sim 138 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{平均 } 115 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_7 = 198 \sim 257 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{平均 } 210 \text{ kgf/cm}^2$$

・急速掘進時の

コンクリート打設開始から発破までの最小時間は4.5時間

コンクリート打設終了から発破までの最小時間は3.5時間

コンクリート打設終了から発破までの平均時間は4.6時間

- ・打設コンクリートの圧縮強度が5kgf/cm²の時に発破試験を行ったが、コンクリートには何ら異状は認められなかった。

(5) 三菱鉱業大夕張奥部第3立坑

完成年：昭和41年完成

立坑規模：Φ5.6m（仕上がり径）×598m（二次覆工なし）

表4.1.1-5 現場配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
	15±2		188	330	57.0		610		1,370	1.0	3.0

※セメント：早強高炉セメント、*:セメント重量比、AE剤：ポジリス

特記事項

- ・札幌アサノセメント試験所で種々試験を行い、上記現場配合を決定した。
- ・コンクリートの脱型強度は20kgf/cm²以上を見込んだ。
- ・養生中の発破衝撃は下部フーチング部に大きな衝撃を与えることになるが、この部分は打設後3時間以上経過しており、かつ型枠で覆われており問題はなかった。

- 脱型直後にシュミットハンマーで調べたコンクリート強度は30~100kgf/cm²であった。

(6) 雄別炭鉱茂尻立坑

完成年：昭和42年完成

立坑規模：Φ6.5m（仕上がり径）×750m（二次覆工なし）

表4.1.1-6 現場配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
	15±2		188	330	57.0		630		1,220	*	*

※セメント：アサノベロセメント、*:セメント重量比

特記事項

- 札幌アサノコンクリート（株）にて試験練りを行った。
- 下記の試験配合で下記の強度が得られた。

試験配合

(m³当たり)

スランプ (cm)	水 (l)	ベロセメント (kgf)	水セメント比 (%)	砂 (kgf)	砂利 (kgf)	CaCl ₂ (%)
15	181	340	53	630	1,213	2.5

時間毎の強度

時 間 (h)	3	4	5	6	7	8	9	10
圧縮強度 (kgf/cm ²)	7	19	30	38	52	62	70	86

(7) 松島炭鉱大島入気立坑

完成年：昭和43年完成

立坑規模：Φ5.0m（仕上がり径）×705m（二次覆工なし）

表4.1.1-7 現場配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~50 G ₂ (kgf)	AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
50	14		192	320	60.0	43.5	805		1,045	-	-

※セメント:アサノベロセメント、海水使用

特記事項

- 淡水の確保が困難で、コンクリート用水に海水を使用した。
- アサノセメント門司工場にて各種試験を行い、上記配合を決定した。
- 設計基準強度 $\sigma_{28} = 200 \text{ kgf/cm}^2$
- 海水とCaCl₂は同族成分で、混和剤として塩化カルシウムを使用しなくても、発破に十分耐えうる初期強度が確保された。
- 冬期には温水ボイラーで練水を温め、コンクリート練り上がり温度を20°C±5°Cに管理した。

(8) 北海道炭鉱汽船平和第3立坑

完成年 : 昭和44年完成

立坑規模: $\phi 6.0 \text{ m}$ (仕上がり径) $\times 427.5 \text{ m}$ (二次覆工なし)

表4.1.1-8 現場配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
40	15±2		181	355	51.0	37.0	632		1,245	*	*

※セメント:富士B種セメント、AE剤:ポゾリス、*:セメント重量比

特記事項

- 本立坑は(3)の北海道炭鉱汽船幌内運搬立坑の例と同様に、同時工法で施工された。
- 富士セメント(株)にて種々試験を行い、上記配合を決定した。

(9) 松島炭鉱池島第2立坑

完成年：昭和45年完成

立坑規模： $\phi 6.0\text{m}$ （仕上がり径） $\times 754\text{m}$ （二次覆工なし）

表4.1.1-9 現場配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	AE剤 (%)	塩化 カルシウム (%)
40	15		200	320	62.5	45.0	794		1,042	-	-

※セメント:アサノベロセメント、海水使用

特記事項

- （7）の松島炭鉱大島入気立坑の例と同様に、淡水の確保が困難で、コンクリート用水に海水が使用された。また細骨材として、海砂が使用された。
- コンクリート品質管理も（7）の例と同様に行われた。
- 設計基準強度 $\sigma_{t} = 200\text{kgf/cm}^2$
- 冬期のみ塩化カルシウムを添加するとともに、練り水に温水を用いてコンクリート打設温度を20℃位にし、初期強度の向上を図った。

(10) 三井鉱山三池島立坑

完成年：昭和48年完成

立坑規模： $\phi 6.0\text{m}$ （仕上がり径） $\times 509\text{m}$ （二次覆工なし）

表4.1.1-10 現場配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~50 G ₂ (kgf)	AE剤 (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
50	15		172	320	53.8	34.0	634		1,222	3.8	3.2

※セメント:普通ポルトランドセメント、海水使用

特記事項

- 本立坑は有明海の人工島に掘削され、（7）の松島炭鉱大島入気立坑の例と同様に、淡水の確保が困難で、コンクリート用水に海水が使用された。コンクリート品質管理も同様に行われた。
- 設計基準強度 $\sigma_{28} = 200\text{kgf/cm}^2$

- ・硬化促進剤として塩化カルシウムを1%、分散剤としてプラスクリートを1.2%添加した。
- ・コンクリートの実績強度（平均）は以下の通りである。

材 令	日	1	3	7	28
圧縮強度	kgf/cm ²	129	177	216	263

(11) 三井石炭鉱業砂川南部排気立坑

完成年：昭和54年完成

立坑規模：Φ5.5m（仕上がり径）×891m（二次覆工なし）

表4.1.1-11 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	ボゾリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
40	13	4.0	150	361	41.6	38.0	678	1,146	1,146	1.81	—

※セメント：小野田早強セメント、*:セメント重量比 0.5%

特記事項

- ・設計基準強度は $\sigma_{24h} = 200\text{kgf}/\text{cm}^2$ （養生温度20℃）とし、脱型時間には24時間の規制を設けた。
- ・立坑本体部の覆工は鉄筋コンクリート造のため、コンクリートの硬化促進剤に塩化カルシウムが使用出来ず、早強セメントと減水剤ボゾリスNO.10Lで初期強度を確保すべく小野田セメント札幌支店にて試験を行い、上記の示方配合を決定した（添付資料-2参照）。
- ・現場配合は骨材（砂）の表面水を考慮して、以下の通りとした。

(ミキサー0.5m³当たり)

配 合	砂の表面水 (%)	砂 利 G (kgf)	砂 S (kgf)	セメント C (kgf)	水 W (kgf)	ボゾリス P (kgf)
1 基準配合	573	339	180	75.0	0.905	
2	573	346	180	68.2	0.905	
3	573	349	180	64.8	0.905	
4	573	353	180	61.4	0.905	
5	573	356	180	58.0	0.905	
6	573	359	180	55.0	0.905	

- ・コンクリート練り上がり温度を16℃±3℃に保つよう管理するため、冬期間は

骨材ピン、温水タンクに暖房配管を行い規定温度を確保した。

- 立坑内温度を20℃以上に保つため、冬期は送風機で温風を坑口より吹き込んだ。
- コンクリートの品質管理としては、各サイクルに1回以上次の測定を実施し、それぞれの品質基準管理値を満足することを確認した。
 - ① スランプテスト 品質基準管理値 13cm±2cm
 - ② 空気量測定 " 3%±1%
 - ③ 練り上がり温度 " 16°C±3°C
 - ④ 養生温度（坑底） " 20°C以上
 - ⑤ 圧縮強度 " $\sigma_{24h}=200\text{kgf/cm}^2$
 - ⑥ その他 不定期に骨材の篩い分け及び表面水測定
- 特殊型枠を考案し、コンクリート打設継目部の切欠きをなくした。

(12) 太平洋炭礦知人立坑

完成年：昭和59年完成

立坑規模：φ6.0m（仕上がり径）×170m（二次覆工なし）

表4.1.1-12 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	ホゾリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
25	13±2	4.0	150	360	41.7	37.0	675	1,165	—	*	1.80

※セメント：小野田早強セメント、*:セメント重量比 0.5%

特記事項

- 設計基準強度 $\sigma_{28}=240\text{kgf/cm}^2$
- 市販の生コンクリートを使用した。
- 塩化カルシウムは使用しなかった。
- 冬期間は温水を用いてコンクリートの練り上がり温度を10°C以上に保ち、坑口より風管で温風を吹き込み、切羽温度を15°C以上に保った。

4.1.2 土木分野の大深度立坑一次覆工コンクリート配合の実績

(1) 山陽新幹線福岡トンネル犬鳴立坑

完成年：昭和48年完成

立坑規模： $\phi 6.0\text{m}$ （仕上がり径） $\times 118\text{m}$ （二次覆工なし）

表4.1.2-1 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	
40	10	1.0	180	300	60.0	43.0	777	1,201	—	3.0

※セメント:小野田早強ポルトランドセメント、*:セメント重量比 1.0%

特記事項

- ・ 設計基準強度 $\sigma_{28}=240\text{kgf/cm}^2$ (設計変動係数 15%、配合強度 $\sigma_{28}=276\text{kgf/cm}^2$)
- ・ コンクリート打設後から発破までの養生時間を 6 時間として、この時の強度 40kgf/cm^2 ($30\text{ kgf/cm}^2 \times 1.33$) を目標に試験練りを行い、上記示方配合を決定した。

(2) 恵那山トンネル（I期線）換気立坑

完成年：昭和50年完成

立坑規模： $\phi 6.7\text{m}$ （一次仕上がり径） $\times 620\text{m}$ （二次覆工あり）

表4.1.2-2 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 ホツリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	5~10	2~4	166	400	41.5	41.0	720	630	420	2.0	8.0

※セメント:宇部早強ポルトランドセメント

特記事項

- ・ コンクリート打設後 4 時間余りで発破、6 時間余りで脱型が行われる。したがって、材令 6 時間の設計基準強度を 30kgf/cm^2 に設定した。
- ・ 材令 6 時間の配合強度は、基礎試験の平均強度及び標準偏差から変動係数を算出して求めると約 45kgf/cm^2 となり、この値を目標に試験練りを繰り返して、上記

示方配合を決定した。

- ・寒中コンクリート対策として、材料の保温加熱を行い打設時コンクリート温度10℃を確保した。
- ・コンクリートの配合設計・試験およびの寒中コンクリート対策の詳細は添付資料-3を参照のこと。

(3) 加計トンネル換気立坑

完成年：昭和57年完成

立坑規模： $\phi 5.9\text{m}$ （一次仕上がり径） $\times 344\text{m}$ （二次覆工あり）

表4.1.2-3 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	ボゾリス No.5L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
40	10±2	4±1	172	400	43.0		655		1,108	2.0	8.0

※セメント：早強ポルトランドセメント

特記事項

- ・市販の生コンクリートを使用し、塩化カルシウムは現場でミキサー車に添加した。

(4) 長峰第2トンネル換気立坑

完成年：昭和58年完成

立坑規模： $\phi 5.9\text{m}$ （一次仕上がり径） $\times 352\text{m}$ （二次覆工あり）

表4.1.2-4 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	ボゾリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
40	12±2	4±1	176	380	46.3	35.5	604		1,104	1.9	7.6

※セメント：早強ポルトランドセメント、AE剤：4.5A

特記事項

- ・下記の条件で基準試験を行い、上記の示方配合を決定した。

種別	使用区分	材令8時間における圧縮強度	スランプの範囲	空気量の範囲	セメントの種別
S ₁₋₂	一次覆工	30kgf/cm ²	12±2 cm	4±1 %	早強ポルトランドセメント

- コンクリート配合は、気候及び骨材の管理試験結果に基づいて、示方配合を現場配合に修正した。
- 監督員の立会いのもと、スランプ、空気量および温度によるコンクリート管理を行い供試体を作成し、 σ_{8h} 圧縮強度試験による管理図法により整理してコンクリート品質管理を行った。

(5) 藤白トンネル換気立坑

完成年：昭和58年完成

立坑規模： $\phi 4.0\text{m}$ （一次仕上がり径）×260m（二次覆工なし）

表4.1.2-5 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント 量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材 量 S (kgf)	単位粗骨材量		ホソリス No.10L (%)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	12±2	2~4	186	380	48.9	35.0	586	1,111	5A	2.0	

※セメント：早強ポルトランドセメント

特記事項

- 下記条件で試験練りを行い、上記示方配合を決定した。

設計基準強度		目標強度		粗骨材の 最大寸法	スランプ	空気量
$\sigma_{6\sim8h}$	σ_{28day}	$\sigma_{6\sim8h}$	σ_{28day}			
30kgf/cm ²	180kgf/cm ²	45kgf/cm ²	219kgf/cm ²	40mm	12±2cm	4±1%

- 市販の生コンクリートを使用した。生コンプレントから立坑現場まで距離があり、塩化カルシウムは練り上がり後30分が経過した時点で立坑現場で添加した。

(6) 恵那山トンネル（Ⅱ期線）換気立坑

完成年：昭和59年完成

立坑規模： $\phi 6.6\text{m}$ （一次仕上がり径）×571m（二次覆工あり）

表4.1.2-6 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 ボゾリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	12±1	4.4±0.5	185	370	50.0	41.0	694	610	406	1.85	7.4

※セメント:早強ポルトランドセメント

特記事項

- 下記の条件で試験練りを行い、上記の示方配合を決定した。

設計基準強度 σ_{6h}	目標標強度 σ_{6h}	粗骨材の 最大寸法	スランプ	空気量	
				40mm	12±1cm
30kgf/cm ²	45kgf/cm ²				4.4±0.5%

- コンクリートの示方配合の決定に当たり、現場プラント性能、管理方法の確認および坑内養生による強度確認を行うためにモデル施工を行った。

(7) 関越トンネル谷川立坑

完成年：昭和60年完成

立坑規模：Φ11m（一次仕上がり径）×173m（二次覆工あり）

表4.1.2-7 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 サンフロー A (kgf)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	8±2.5	4±1	170	300	56.7	41.0	758		1,112	1.50	2.0

※セメント:早強ポルトランドセメント

特記事項

- 下記の条件で試験練りを行い、上記の示方配合を決定した。

設計基準強度		目標強度		粗骨材の 最大寸法	スランプ	空気量
σ_{10h}	σ_{28day}	σ_{10h}	σ_{28day}			
30kgf/cm ²	180kgf/cm ²	45kgf/cm ²	219kgf/cm ²	40mm	8±2.5cm	4±1%

- 平均養生温度と養生時間より予測した脱型管理図による品質管理手法を採用した。

- ・材令10時間において脱型時の圧縮強度 $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ が必要となる。
- ・コンクリートプラントから打設箇所までの運搬時間がかなり長いため、塩化カルシウムは運搬途中で添加した。

(8) 山陰本線小倉山トンネル作業立坑

完成年：昭和61年完成

立坑規模： $\phi 8.0\text{m}$ (一次仕上がり径) $\times 220\text{m}$ (二次覆工なし)

表4.1.2-8 現場配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	ボゾリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
40	10±2	4±1	174	380	45.8		730		1,013	1.90	7.6

※セメント:普通ポルトランドセメント

特記事項

- ・コンクリートの強度は、発破振動を考慮して6時間強度で $30\text{kgf}/\text{cm}^2$ になるよう配合とした。

(9) 冷水トンネル換気立坑

完成年：昭和61年完成

立坑規模： $\phi 6.0\text{m}$ (一次仕上がり径) $\times 109\text{m}$ (二次覆工あり)

表4.1.2-9 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量	
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	バリック AL (kgf)	塩化 カルシウム (%)
40	12±1	4~5	170	340	50.0	38.6	691		1,226	1.7	—

※セメント:早強ポルトランドセメント

特記事項

- ・市販の生コンクリートを使用し、塩化カルシウムは使用しなかった。

(10) 肥後トンネル換気立坑

完成年：平成元年完成

立坑規模： $\phi 6.7\text{ m}$ (一次仕上がり径) $\times 250\text{ m}$ (二次覆工あり)

表4.1.2-10 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 パリック AL (kgf)	塩化 カルシウム (%)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	12±1	4.5±0.5	165	270	61.1	45.0	849	625	417	2.7	2.0

※セメント:早強ポルトランドセメント

特記事項

- 下記の条件で試験練りを行い、上記の示方配合を決定した。

設計基準強度		目標強度		粗骨材の 最大寸法	スランプ	空気量
σ_{10h}	σ_{28day}	σ_{10h}	σ_{28day}			
30kgf/cm^2	180kgf/cm^2	45kgf/cm^2	219kgf/cm^2	40mm	8±1cm	4±1%

(11) 阪奈第2トンネル中央立坑

完成年：平成7年完成

立坑規模： $\phi 9.9\text{ m}$ (一次仕上がり径) $\times 481\text{ m}$ (二次覆工あり)

表4.1.2-11 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		ホソリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40			200	370	54.1		767	650	253	1.85	7.4

※セメント:普通ポルトランドセメント

特記事項

- 設計基準強度は6時間で 30kgf/cm^2 、早強セメント使用の設計になっていた。当立坑は断面が大きく打設シートの勾配が緩くなりホッパーが詰まる恐れがあるので、サイクルタイムを検討し必要強度を求めるとき、掘削時6時間強度で 9kgf/cm^2 以上、脱型時24時間強度で 30kgf/cm^2 以上であれば良い結果を得た。

- この結果をもとに試験練りを行い、上記示方配合を決定した。試験結果は下表の通りである。

試験練り結果一覧表

No	セメント (kgf)	ポソリス	塩化カルシウム (kgf)	圧縮強度(平均)kgf/cm ²		
				6h	24h	7日
1	370(早強)	10L	7.4	75.2	193.0	329.0
2	370(普通)	10L	7.4	11.4	119.0	273.0
3	370(普通)	70	なし	測定不能	59.0	220.0
4	350(普通)	10L	7.4	7.3	101.0	244.0
5	320(普通)	10L	7.4	5.2	65.7	204.0
6	320(早強)	10L	7.4	26.9	149.0	267.0

- 発破振動による影響も心配されたが、発破によるクラックなどは無かった。
- 冬期の最低温度は-5℃前後になるので、バッチャープラントには温水設備を設け、練り上がり温度管理を行った。

(12) 阪奈第2トンネル奈良方立坑

完成年：平成7年完成

立坑規模：Φ6.6m(一次仕上がり径) × 265.3m(二次覆工あり)

表4.1.2-12 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 ボソリス No.10L (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40			185	370	50.0		689	1,009		1.85	7.4

※セメント:普通ポルトランドセメント

特記事項

- 当初の設計は早強ポルトランドセメント使用になっていた。

(13) 安房トンネル換気立坑

完成年：平成9年完成

立坑規模： $\phi 8.1\text{m}$ （一次仕上がり径） $\times 450\text{m}$ （二次覆工あり）

表4.1.2-13 示方配合

(m^3 当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント 比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		単位混和剤量 ターレクス WRDA (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
40	12.0	4.5	178	382	46.6	41.6	715	612	416	1.52	7.61

※セメント:デンカ普通ポルトランドセメント

特記事項

- ・型枠脱型時のコンクリート強度は、 $\sigma_{6h}=3\text{N/mm}^2$ を標準とした。
- ・当立坑の坑口は安房峠の標高1,815mの位置にあり、11月頃の日中でも-15℃が観測される厳しい気候である（11月中旬～5月上旬は掘削作業中止）。
- ・冬期のコンクリート練り上がり温度は10℃程度を確保するため、温水練りとした。骨材の保温は骨材ビンを上げ底にして、その下をゼットヒータで暖めた。
- ・バッチャープラント保温設備仕様は下表の通りである。

品名	数量	仕様
1. 温水練り設備		
温水ボイラー	1台	40,000kcal/h
貯湯槽	1台	10m ³ 発泡スチロール板 t=50mm
温水配管	1式	50A(温水ポンプ含む)
2. 骨材保温設備		
ゼットヒータ	1台	38,000kcal/h
ゼットダクト	3本	$\phi 250\text{mm}$ (熱風誘導)
豎ダクト	8本	$\phi 200\text{mm}$ (骨材の中に煙突を通し排熱利用)
ライトヒータ	1台	32,000kcal/h(骨材搬送機器保温)

(14) 八風山トンネル換気立坑

完成年：平成11年完成

立坑規模： $\phi 6.7\text{m}$ （一次仕上がり径） $\times 248\text{m}$ （二次覆工あり）

表4.1.2-14 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		促進型 減水剤 (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
			165	270	61.1	44.7	849		1,042	(不明)	(不明)

※セメント:早強ポルトランドセメント

特記事項

- ・コンクリート打設後、セントルが脱型されるまでを約10時間とし、そのときの必要圧縮強度を3N/mm²とした。
- ・コンクリート打設後、型枠直下のずりが搬出されるまでを5時間とし、この時型枠底部よりコンクリートが流下しない強度を有すること。
- ・材令28日強度が設計基準強度18N/mm²を満足すること。
- ・以上の条件を満足するよう試験練りを行い、上記示方配合を決定した。
- ・促進型減水剤及び塩化カルシウムを使用した（使用量は不明：記載なし）。
- ・コンクリート流下については、模擬型枠で上記配合のコンクリートを打設し、型枠を持ち上げ流下しないことを確認した。
- ・発破振動に対しては、型枠にバイブレータで振動を与え、コンクリートが流下しないことも併せて確認した。

(15) 関西電力西大阪変電所地中線立坑

完成年 : 平成12年完成

立坑規模 : φ8.6m (一次仕上がり径) × 196m (二次覆工あり)

表4.1.2-15 示方配合

(m³当たり)

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位 水 量 W (kgf)	単位 セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 率 S/a (%)	単位細 骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量		AE 減水剤 (kgf)	塩化 カルシウム (kgf)
								5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)		
			173	320	54.1	50.0	897		935	0.80	8.75

※セメント:普通ポルトランドセメント

特記事項

- ・400~600L/minの湧水があった。

4.1.3 立坑一次覆工コンクリート配合実績調査のまとめ

昭和38年にショートステップ工法が開発され、鉱山の立坑で実績を積み重ね、現在では土木分野の立坑でもこのショートステップ工法が標準工法となっている。一次覆工コンクリートの配合については、本工法が開発された当初の若材令強度に重点を置いた配合から、最近では耐久性や施工性（ワーカビリティー）に重点を置いた配合に改善してきた。

（1）鉱山の大深度立坑一次覆工コンクリートの配合について

鉱山立坑の一次覆工コンクリート配合実績調査の結果を、表4.1.3-1にまとめて示す。

鉱山の立坑では、できる限り早期の鉱山開発が求められたため、熟練技術者を擁し4交代制の採用などで高能率の立坑掘削が行われた。このため、覆工コンクリート打設後の早期ずり取りや近接発破が必要になり、若材令のコンクリートは非常に過酷な状況に曝された。

したがって、コンクリートの配合も若材令強度に重点を置いた配合となり、早強セメントと塩化カルシウムを使用し、単位セメント量300～360kgf、塩化カルシウム2.5～3.0%（セメント重量比）の値が一般に採用された。

特に若材令強度は、コンクリートの練上がり温度や養生温度に大きく左右されるので、寒冷地での立坑掘削では骨材の保温、温水練り、熱風吹込み養生等、早期強度管理に注意が払われた。

また、沿海の孤島で淡水の入手が困難で、塩化カルシウムと成分が似ていることから、コンクリート練り混ぜに海水を使用して施工された立坑もある（表中のNo.7、9など。この立坑は、昨年末の閉山まで31年間、問題なく使用されていた）。

昭和54年以降に施工された2本の立坑では、耐久性を考慮して塩化カルシウムを使用しない単位セメント量を360kgfと多くした配合で覆工が行われている。

（2）土木分野の大深度立坑一次覆工コンクリートの配合について

土木分野の立坑一次覆工コンクリート配合実績調査の結果を、表4.1.3-2にまとめて示す。

恵那山トンネル（I期線）換気立坑は、土木分野でショートステップ工法を採用

した最初の大型換気立坑であり、コンクリート打設後4時間余りで発破、6時間余りで脱型が行われるので、一次覆工コンクリートの若材令強度にはかなり神経を使い、多くの試験練りを行って配合を決定している。セメント使用量は早強セメントで400kgf/m³と、現在の配合に比べて若干多い配合設計になっている。昭和50年代に建設された立坑は、早強セメントの使用量が400～370kgf/m³で、塩化カルシウム2.0%（セメント重量比）の配合が採用されている。

その後の立坑では、早強セメント300～380kgf/m³、塩化カルシウム2.0%（セメント重量比）の配合が一般的に採用されている。

最近の立坑ではショートステップ工法の施工法も、ずり積機がグライファーからシャフトマッカーに替わり、掘削能率よりも安全性、施工性、品質管理等に重点が置かれるようになった。

したがって、サイクルタイムも以前より長くなり、一次覆工コンクリートの若材令強度にも若干余裕が取れるようになってきた。従来の配合に替わり、普通ポルトランドセメントと塩化カルシウムを使用した配合、あるいは早強セメントを使用するが塩化カルシウムを使用しない配合など、一次覆工コンクリートの耐久性や施工性（ワーカビリティー）により重点を置いた配合が採用されるようになってきた。

表4.1.3-1 鉱山の大深度立坑一次覆工コンクリートの配合一覧

No	事業者	立坑名	完成年	場所	径×深さ (m)	二次 覆工 の 有無	配合合(m^3 当たり)										特記事項 (設計基準強度ほか)	配合種別		
							粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位水量 W (kgf)	単位セメント C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位粗骨材量 S (kgf)	5~25 G ₁ (kgf)	25~40 G ₂ (kgf)	単位混和剤量 A E 剂 (%)	塩化 カルシウム (%)		
1	日本炭鉱	高松鉱業所第6立坑	S40	福岡県	5.5×657.5	×	40	13		180	300	60.0		820	1,070		3.0	設計基準強度: $\sigma_{28}=200\text{kgf/cm}^2$ 早期基準強度: $\sigma_{6h}=25\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで) ショートステップ工法での最初の立坑	示方	
2	三井鉱山	砂川鉱業所登川第2立坑	S40	北海道	4.8×557.5	×	25	14±2		170	300	56.7	37.0	700	1,260	—	—	2.5	早期基準強度: $\sigma_{3h}=10\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで) ショートステップ工法での2本目の立坑	現場
3	北海道炭鉱汽船	幌内運搬立坑	S40	北海道	6.5×800	×				160	372	43.0		734	1,222		1.0	2.0	打設3時間後に発破実施で異常なし	現場
4	三井鉱山	砂川中央立坑	S41	北海道	4.8×766	×	25	14±2		186	300	62.0	39.5	730	1,130	—	—	2.5	設計基準強度: $\sigma_{28}=200\text{kgf/cm}^2$	現場
5	三菱鉱業	大夕張奥部第3立坑	S41	北海道	5.6×598	×		15±2		188	330	57.0		610	1,370		1.0	3.0	脱型強度 20kgf/cm^2 以上	現場
6	雄別炭鉱	茂尻立坑	S42	北海道	6.5×750	×		15±2		188	330	57.0		630	1,220		—	3.0		現場
7	松島炭鉱	大島入気立坑	S43	長崎県	5.0×705	×	50	14		192 (海水)	320	60.0	43.5	805	1,045		—	—	設計基準強度: $\sigma_{28}=200\text{kgf/cm}^2$ 混練水に海水を使用	現場
8	北海道炭鉱汽船	平和第3立坑	S44	北海道	6.0×427.5	×	40	15±2		181	355	51.0	37.0	632	1,245		1.0	2.5		現場
9	松島炭鉱	池島第2立坑	S45	長崎県	6.0×754	×	40	15		200 (海水)	320	62.5	45.0	794 (海砂)	1,042		—	—	設計基準強度: $\sigma_7=200\text{kgf/cm}^2$ 混練水に海水を使用 細骨材に海砂を使用	現場
10	三井鉱山	三池島立坑	S48	福岡県	6.0×509	×	50	15		172 (海水)	320 (普通PC)	53.8	34.0	634	1,222		1.2	1.0	設計基準強度: $\sigma_{28}=200\text{kgf/cm}^2$ 混練水に海水を使用	現場
11	三井石炭鉱業	砂川南部排気立坑	S54	北海道	5.5×891	×	40	13	4.0	150	361	41.6	38.0	678	1,146	0.5	—	設計基準強度: $\sigma_{24h}=200\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から脱型まで) 塩化カルシウム使用せず (RC造のため)	示方	
12	太平洋炭礦	知人立坑	S59	北海道	6.0×170	×	25	13±2	4.0	150	360	41.7	37.0	675	1,165	—	0.5	—	設計基準強度: $\sigma_{28}=240\text{kgf/cm}^2$ 塩化カルシウム使用せず	示方

※ セメント重量比

※※ セメントは特記ない場合、早強セメントを使用
(普通PC: 普通ポルトランドセメント)

表4.1.3-2 土木分野の大深度立坑一次覆工コンクリートの配合一覧

No.	事業者	立坑名	完成年	場所	径×深さ (m)	二次 覆工 の 有無	配合(m ³ 当たり)										特記事項 (設計基準強度ほか)	配合種別		
							粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	単位水量 W (kgf)	単位セメント量 C (kgf)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位 細骨材量 S (kgf)	単位粗骨材量 5~25 G ₁ (kgf)	単位粗骨材量 25~40 G ₂ (kgf)	混合剤 A/E剤 (%)	塩化 カルシウム (%)		
1	日本鉄道建設公団	山陽新幹線福岡トンネル犬鳴立坑	S 48	福岡県	6.0×118	×	40	10	1.0	180	300	60.0	43.0	777	1,201	—	1.0	設計基準強度 $\sigma_{28}=240\text{kgf/cm}^2$ 早期基準強度 $\sigma_{6h}=30\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで)	示方	
2	日本道路公団	恵那山トンネル(I期線)換気立坑	S 50	岐阜県	6.7×620	○	40	5~10	2~4	166	400	41.5	41.0	720	630	420	0.5	2.0	早期基準強度 $\sigma_{6h}=30\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から脱型まで)	示方
3	日本道路公団	加計トンネル換気立坑	S 57	広島県	5.9×344	○	40	10±2	4±1	172	400	43.0		655	1,108	0.5	2.0			示方
4	日本道路公団	長峰第2トンネル換気立坑	S 58	和歌山県	5.9×352	○	40	12±2	4±1	176	380	46.3	35.5	604	1,104	0.5	2.0	早期基準強度 $\sigma_{8h}=30\text{kgf/cm}^2$	示方	
5	日本道路公団	藤白トンネル換気立坑	S 58	和歌山県	4.0×260	×	40	12±2	2~4	186	380	48.9	35.0	586	1,111	(量不詳)	2.0	設計基準強度 $\sigma_{28}=180\text{kgf/cm}^2$ 早期基準強度 $\sigma_{6~8h}=30\text{kgf/cm}^2$	示方	
6	日本道路公団	恵那山トンネル(II期線)換気立坑	S 59	岐阜県	6.6×571	○	40	12±1	4.4±0.5	185	370	50.0	41.0	694	610	406	0.5	2.0	早期基準強度 $\sigma_{6h}=30\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで)	示方
7	日本道路公団	関越トンネル谷川立坑	S 60	群馬県	11×173	○	40	8±2.5	4±1	170	300	56.7	41.0	758	1,112	0.5	2.0	設計基準強度 $\sigma_{28}=180\text{kgf/cm}^2$ 早期基準強度 $\sigma_{10h}=30\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から脱型まで)	示方	
8	日本国有鉄道	山陰本線小倉山トンネル作業立坑	S 61	京都府	8.0×220	×	40	10±2	4±1	174	380 (普通PC)	45.8		730	1,013	0.5	2.0	早期基準強度 $\sigma_{6h}=30\text{kgf/cm}^2$ (打設終了から発破まで)	現場	
9	福岡県道路公社	冷水トンネル換気立坑	S 61	福岡県	6.0×109	○	40	12±1	4~5	170	340	50.0	38.6	691	1,226	0.5	—	塩化カルシウム使用せず	示方	
10	日本道路公団	肥後トンネル換気立坑	H1	熊本県	6.7×250	○	40	12±1	4.5±0.5	165	270	61.1	45.0	849	625	417	1.0	2.0	設計基準強度 $\sigma_{28}=180\text{kgf/cm}^2$ 早期基準強度 $\sigma_{10h}=30\text{kgf/cm}^2$	示方
11	大阪府道路公社	阪奈第2トンネル中央立坑	H7	大阪府	9.9×481	○	40			200	370 (普通PC)	54.1		767	650	253	0.5	2.0	掘削時必要強度 $\sigma_{6h}=9\text{kgf/cm}^2$ 脱型時必要強度 $\sigma_{24h}=30\text{kgf/cm}^2$	示方
12	奈良県土木部	阪奈第2トンネル奈良方立坑	H7	奈良県	6.6×265.3	○	40			185	370 (普通PC)	50.0		689	1,009	1.0	2.0			示方
13	建設省	安房トンネル換気立坑	H9	岐阜県	8.1×450	○	40	12.0	4.5	178	382 (普通PC)	46.6	41.6	715	612	416	0.4	2.0	脱型時必要強度 $\sigma_{6h}=3\text{N/mm}^2$	示方
14	日本道路公団	八風山トンネル換気立坑	H11	長野県	6.7×248	○				165	270	61.1	44.7	849	1,042	(量不詳)(量不詳)		設計基準強度 $\sigma_{28}=18\text{N/mm}^2$ 脱型時必要強度 $\sigma_{10h}=3\text{N/mm}^2$	示方	
15	関西電力	西大阪変電所地中線立坑	H12	大阪府	8.6×196	○				173	320 (普通PC)	54.1	50.0	897	935	0.25	2.7			示方

※ セメント重量比

※※ セメントは特記ない場合、早強セメントを使用
(普通PC: 普通ポルトランドセメント)

4.2 立坑一次覆工コンクリート配合の基本仕様の設定

長期耐久性を有する超深地層研究所の立坑一次覆工コンクリートの配合を設定する上では、立坑の設計内容や掘削方法からの要求事項や、設計・施工上からの要求品質を満足する必要がある。

ここでは、立坑一次覆工コンクリートに要求されるこれらの諸条件を調査検討・整理し、4.1で調査を行った鉱山および土木分野の立坑一次覆工コンクリートの配合実績をふまえて、超深地層研究所の立坑一次覆工コンクリートの最適な配合について、基本仕様を設定する。

4.2.1 立坑の設計内容からの一般的要求事項

超深地層研究所で計画されている主立坑、換気立坑はいずれも掘削深度 1,000m の超大深度立坑で、ショートステップ工法での掘削が計画されている。

ショートステップ工法は、短いサイクルで掘削と覆工を繰り返して立坑を掘り下がる工法で、掘削能率が良く安全性の高い工法であり、現在我が国の立坑掘削の標準的工法となっている。

しかし、ショートステップ工法の一次覆工コンクリートは、一般に打設後短時間に以下のような過酷な条件に曝があるので、一次覆工コンクリートにはこれらの条件に耐えうる初期強度が要求される。

- ① コンクリート打設開始後数時間で型枠直下のずり取りが行われ、打設コンクリートの抜け落ちの危険がある。
- ② コンクリート打設終了後比較的短い時間（3～6時間）に、近接して発破が行われる。
- ③ コンクリート打設終了後、一般に6～10時間程度で脱型が行われる。

また、当所の主立坑、換気立坑はこれらの他に、道路トンネルの換気立坑等で一般に施工されている二次覆工を行わない設計であるため、一次覆工コンクリートには長期耐久性を考慮する必要がある。

当所の両立坑のショートステップ工法での施工は、1.3mピッチで発破・ずり出しを2回繰り返し、この部分の地山調査研究の後、この2.6mの掘削部分を1回で覆工する計画になっている。

図4.2.1-1にショートステップ工法での施工1サイクルの作業手順を示す。

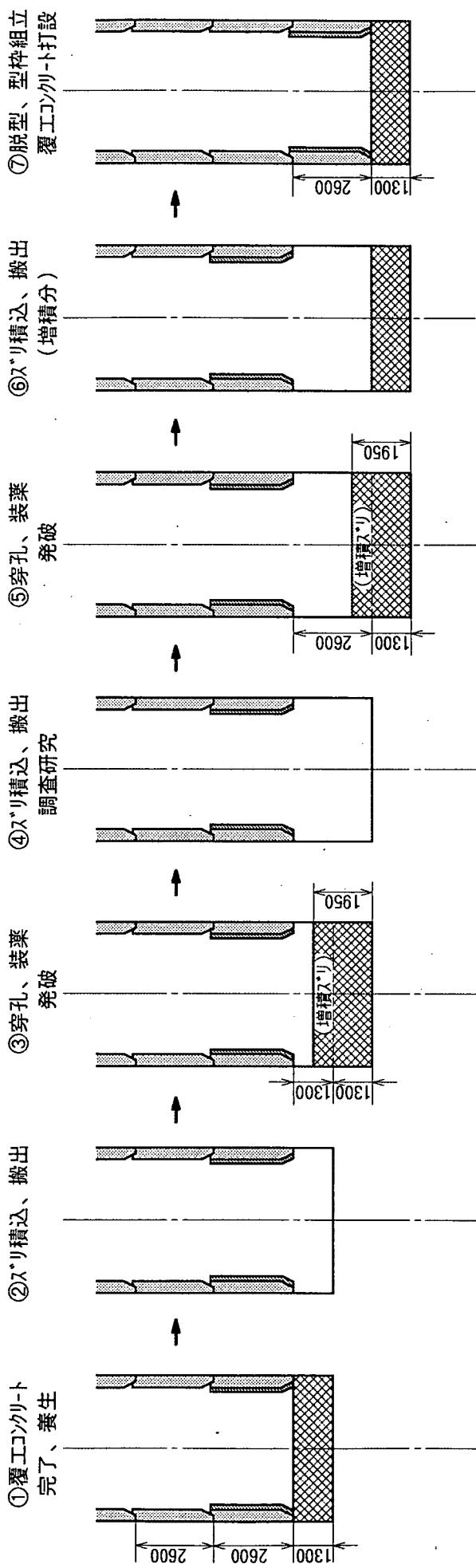


図4.2.1-1 立坑施工サイクル

当所の主立坑、換気立坑のずり出し開始時、早期発破および脱型時のコンクリート強度検討のために必要な、サイクルタイム算出諸元およびサイクルタイムを表4.2.1-1および表4.2.1-2に、主立坑および換気立坑のサイクル工程を図4.2.1-2および図4.2.1-3に示す。

ここで、サイクルタイム算出のための条件は、以下のとおりに設定した。

- ① 立坑仕上り内径、覆工コンクリート厚、掘削、覆工の1ステップ長、ずりキブル、コンクリートキブルの容量、地山調査研究の作業時間は、「超深地層研究所研究坑道基本設計」のとおり
- ② 立坑施工順序は、図4.2.1-1の立坑施工サイクルのとおり
- ③ ずり出し、コンクリート覆工等のスケジュールタイム、ずり積みおよび替えキブル時間は、独自に検討、設定
- ④ 立坑の平均深度にて検討

サイクルタイムおよびサイクル工程表から分かるように、換気立坑が主立坑より工程が短いので、換気立坑の工程で一次覆工コンクリートの配合および施工管理を検討するものとする。なお、主立坑の一次覆工コンクリートの配合、施工管理も換気立坑と同様（安全サイドになる）とする。

表4.2.1-1 サイクルタイム算出諸元

項 目	記号	単位	主立坑			数値	計算式	参考	備 考
			数値	計算式	備 考				
(1) 挖削作業									
立坑仕上り内径	D ₀	m	6.50			4.50			
覆工コンクリート厚	t ₁	m	0.40			0.40			
掘削半径(余掘り含まず)	R ₁	m	3.65			2.65			
掘削断面積(余掘り含ます)	A ₁	m ²	41.9			22.1			
余掘厚	t ₃	m	0.15			0.15			
掘削半径(余掘り含む)	R ₂	m	3.80			2.80			
掘削断面積(余掘り含む)	A ₂	m ²	45.4			24.63			
一掘削進行	B	m	1.3			1.3			
岩石の変化率(C級岩盤を想定)	L		1.65			1.65			
m ³ あたり穿孔本数	C	本/m ³	2.4			2.6			
穿孔長	D	m	1.6	B+0.3		1.6	B+0.3		
削岩機使用台数	E	台	2			2			
削岩機1台当たり穿孔数	G	本/台	50	A ₁ *C/E 整数		29	A ₁ *C/E		
ノミ下がり速度	F	m/min	0.8			0.8			
削岩機移動時間	H	min	2			2			
掘削破碎すり量	V ₀	m ³	97.4	A ₂ *B*L		52.8	A ₂ *B*L		実容積2.0m ³
すりキブル容量	V _k	m ³	6.0	実容積6.67m ³		1.8			
すりキブル機出回数(全量)	K	回	17	A ₂ *B*L/V _k		30	A ₂ *B*L/V _k		
すりキブル機出回数(敷きすり)	K1	回	10	A ₂ *B/(V _k)		18	A ₂ *B/(V _k)		
すりキブル機出回数(増積分)	K2	回	7	K-K1		12	K-K1		積込+替えキブル
ズリキブル1台当たりの積込時間	J	min/回	17.9	15.4+2.5	積込+替えキブル	13.3	10.3+3.0		
すり函数(開始時)	K _s	函				30.0			
すり函数(標準)	K _m	函	17.0						
すり函数(終盤)	K _e	函							
すり出し能率(開始時)	T _{ws}	min/回							
すり出し能率(標準)	T _{wm}	min/回	17.9			13.3			
すり出し能率(終盤)	T _{we}	min/回							
支保工建て込み		min							
(2) 覆工作業									
コンクリート搬入時間	M	min/回	10.9			8.6			
覆工サイクル長	B _S	m	2.6			2.6			
コンクリートキブル容量	V _{ck}	m ³	2.5	実容積2.78m ³		1.5	実容積1.67m ³		
覆工コンクリート量	N	m ³	31.8			22.7			
コンクリートキブル搬入回数	P	回	13	N/V _{ck}		16	N/V _{ck}		

※1) 立坑仕上り内径、覆工コンクリート厚、1ステップ長、キブル(すり、コンクリート用)容量は、「超深地層研究所研究坑道基本設計」を参照
※2) 立坑施工順序は、図4-2-1-1の立坑施工サイクルの通りとした。すりおびコンクリートの巻上げスケジュールタイム、すり積み

立地条件、土壌、灌漑、圃場の大きさ等を考慮して、独自に検討、設定した。

表4.2.1-2 サイクルタイム

主立坑				換気立坑				
項目	記号	単位	数値	計算式	備考	数値	計算式	備考
(1)すり出し作業 (激きすり)								
すり出し準備		min	15			15		
すり出し		min	184	K1*(J+0.5)	終盤能率減を考慮	248	K1*(J+0.5)	終盤能率減を考慮
(1)の計		min	199			263		
(2)穿孔作業①								
穿孔準備		min	45			40		
穿孔		min	100	D*G/F		58	D*G/F	
削岩機移動		min	98	(G-1)*H		56	(G-1)*H	
削岩機片付け		min						
装薬結線・退避		min	75			54		
爆破・換気		min	20			20		
(2)の計		min	338			228		
(3)すり出し作業 (全量)								
入坑・すり出し準備		min	35			35		
すり出し(標準)		min	313	(J+0.5)*K	終盤能率減を考慮	414	(J+0.5)*K	終盤能率減を考慮
後片付け		min						
(3)の計		min	348			449		
(4)穿孔作業②								
穿孔準備		min	45			40		
穿孔		min	100	D*G/F		58	D*G/F	
削岩機移動		min	98	(G-1)*H		56	(G-1)*H	
削岩機片付け		min						
装薬結線・退避		min	75			54		
爆破・換気		min	20			20		
(4)の計		min	338			228		
(5)すり出し作業 (増積分)								
入坑・すり出し準備		min	35			35		
すり出し(標準)		min	129	K2*(J+0.5)	終盤能率減を考慮	166	K2*(J+0.5)	終盤能率減を考慮
後片付け		min						
(5)の計		min	164			201		
(6)支保工作業その他								
(a)鋼製支保工		min						
支保工準備		min						
支保工建て込み		min						
(a)の計		min	0			0		
(b)その他損失		min	30			30		
当たり取り、測量		min	35			26		
計測		min						
その他損失		min						
(b)の計		min	65			56		
(6)の計		min	65			56		
(7)窓工作業								
盤均し		min	30			30		
裏面排水工		min	30					
型枠降下、組立		min	80					
中心出し、検測		min						
コンクリート打設準備		min	35			35		
コンクリート打設		min	142	M*P		138	M*P	
後片付け、その他		min	35			35		
(7)の計		min	352			333		
(8)その他作業		min						
基準点測量		(31)	12min/m*2.6m		休日作業とする	(31)	12min/m*2.6m	休日作業とする
パイプ、ケーブル類の延長		min	29	11min/m*2.6m		29	11min/m*2.6m	
ウォーターリング、湧水処理、その他		min	31	12min/m*2.6m		31	12min/m*2.6m	
その他		min	60			60		
(8)の計		min	180			120		
(9)調査研究								
1サイクルあたりの作業時間	Q	min	2,044			1,938		
1日あたりの作業時間 (2方)		min	1,080			1,080		
1日当たり進行長		m/日	1.374	540*Bs*2/Q	540*Bs*2/Q	1,449	540*Bs*2/Q	540*Bs*2/Q
1月当たり進行長		m/月	31.6	540*Bs*2*23/Q	540*Bs*2*23/Q	33.3	540*Bs*2*23/Q	540*Bs*2*23/Q

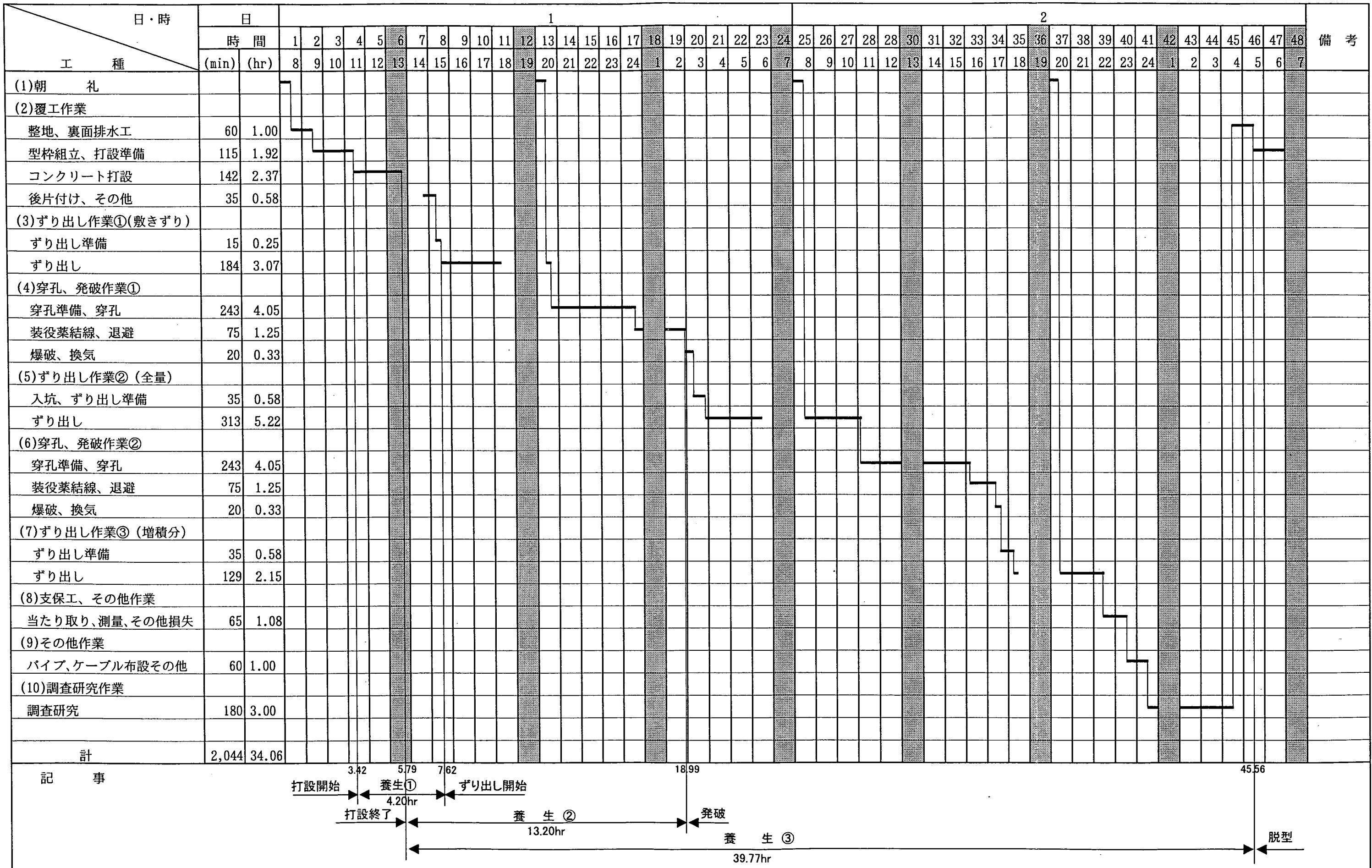


図4.2.1-2 主立坑サイクル工程

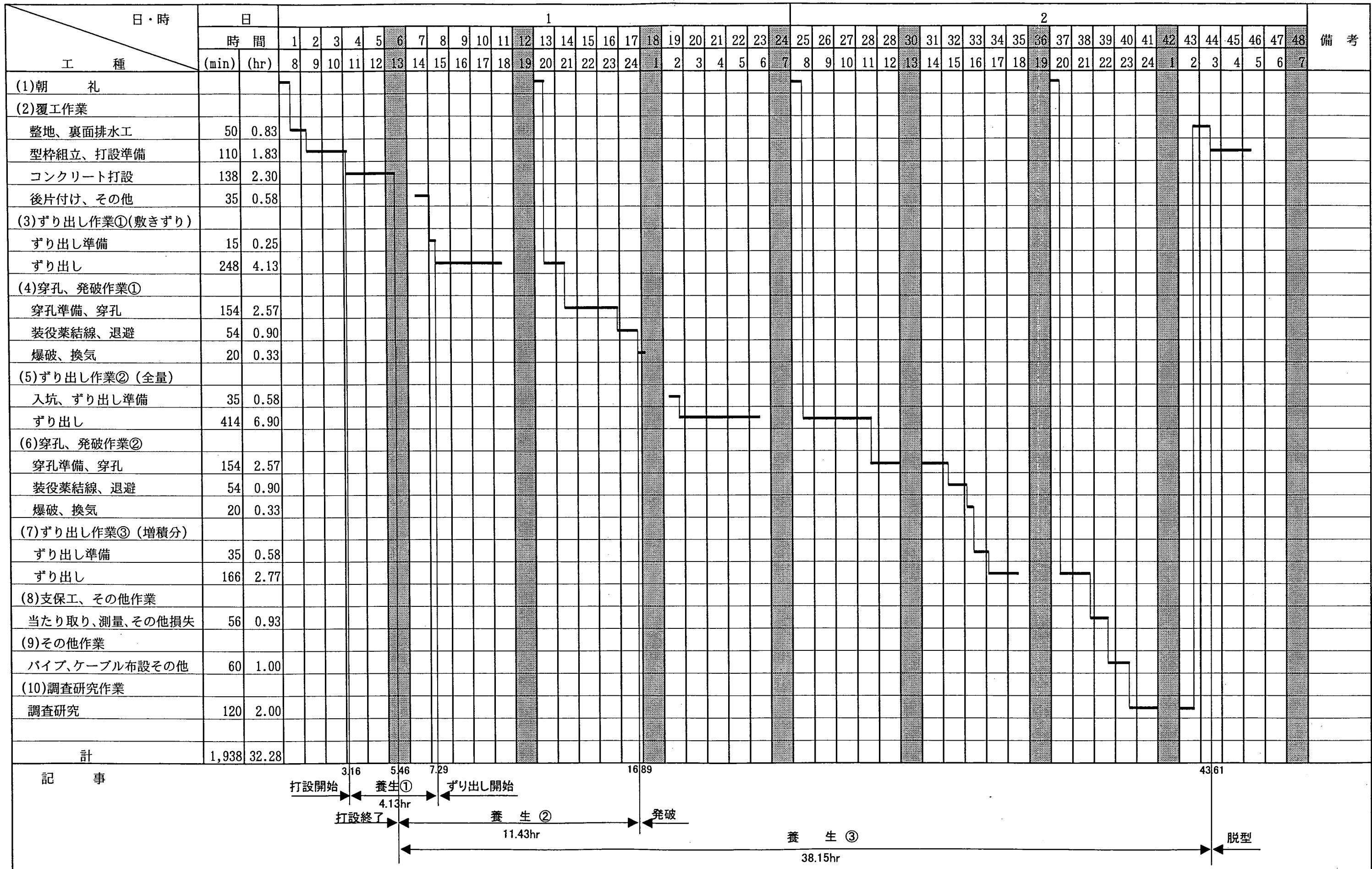


図4.2.1-3 換気立坑サイクル工程

4.2.2 立坑の掘削方法（ショートステップ工法）から要求されるコンクリートの品質

（1）早期の型枠下ずり取りによる打設コンクリートの抜け落ちについて

換気立坑の一次覆工コンクリート打設開始よりずり積みを始めるまでの打設コンクリートの養生時間は、図4.2.1-3より約4時間である。しかし、ずり積みは立坑中央部のずりキブル着床位置から開始され、立坑中央部を積むことによる型枠直下ずりの崩れ落ちまでの時間は状況にもよるが、上記時間より長く4～5時間程度となる。

打設コンクリートは敷板やビニールシートなどを介して直接下部ずりに支えられているので、このずりを取り去っても打設コンクリートが抜け落ちない強度が必要である。打設コンクリートが抜け落ちしないための必要強度は、打設高さを2.6mとし、コンクリートの単位体積重量を $2.4 \times 10^3 \text{kgf/cm}^3$ 、コンクリート早期強度の変動係数を3（打設後数時間の早期強度は練り上がり温度や養生温度により大きく変動するので、安全を見込んで大きく取る）としても、

$$260\text{cm} \times 0.0024\text{kgf/cm}^3 \times 3 = 2\text{kgf/cm}^2 (0.2\text{N/mm}^2)$$

と小さな値となる。

実際には型枠へのショベルの衝突による衝撃なども考慮する必要があるかもしれない。しかし、型枠は発破に耐える頑丈な構造に作られており、型枠自体で衝撃を吸収し、コンクリートへの影響は小さいものと思われる。また、ショートステップ工法のコンクリートは逆巻きで施工されるため、一般に型枠自体にも下部に次回コンクリート打ち込みのためのテーパー型枠が付いており、コンクリートが抜け落ちにくい構造になっている。

過去の事例でも、図4.2.1-3に示す②の発破、③の脱型に耐えるコンクリートであれば、この抜け落ち例は報告されていない（第2阪奈トンネル中央立坑では6時間前後で 9kgf/cm^2 の強度が必要との記述がある）。

したがって、本検討でも、②、③に耐えるコンクリートであれば、コンクリートの抜け落ちはないものとして配合の検討を行う。一応4.5時間で 0.3N/mm^2 程度を目標強度と設定する。

過去に行われた若材令試験事例を、表4.2.2-1および図4.2.2-1に示す。図から分かるように、3～4時間の若材令強度は $4\sim 10\text{kgf/cm}^2$ の値を示している。

表4.2.2-1 若材令コンクリートの圧縮強度試験例

①恵那山トンネル（I期線）立坑

材令(時間)	0	4	5	6	8
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	4	17	41	75

早強セメント:350kgf、ポゾリスNo10L:1.75kgf(0.5%)、塩化カルシウム:7.0kgf(2.0%)

②三菱鉱業大夕張奥部第3立坑

材令(時間)	0	6	9	12
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	24	41	56

早強セメント:310kgf、ポゾリスNo10L:3.1kgf(1.0%)、塩化カルシウム:9.3kgf(3.0%)

③雄別炭鉱茂尻立坑

材令(時間)	0	3	4	5	6	7	8	9	10
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	7	19	30	38	52	62	70	86

早強セメント:330kgf、塩化カルシウム:9.9kgf(3.0%)

④北海道炭鉱汽船幌内運搬立坑

材令(時間)	0	3	4	5	6
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	6.5	23	31	52

早強セメント:372kgf、ポゾリスNo10L:3.72kgf(1.0%)、塩化カルシウム:7.44kgf(2.0%)

⑤三井鉱山砂川登川第2立坑

材令(時間)	0	3	6	10
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	11	32	60

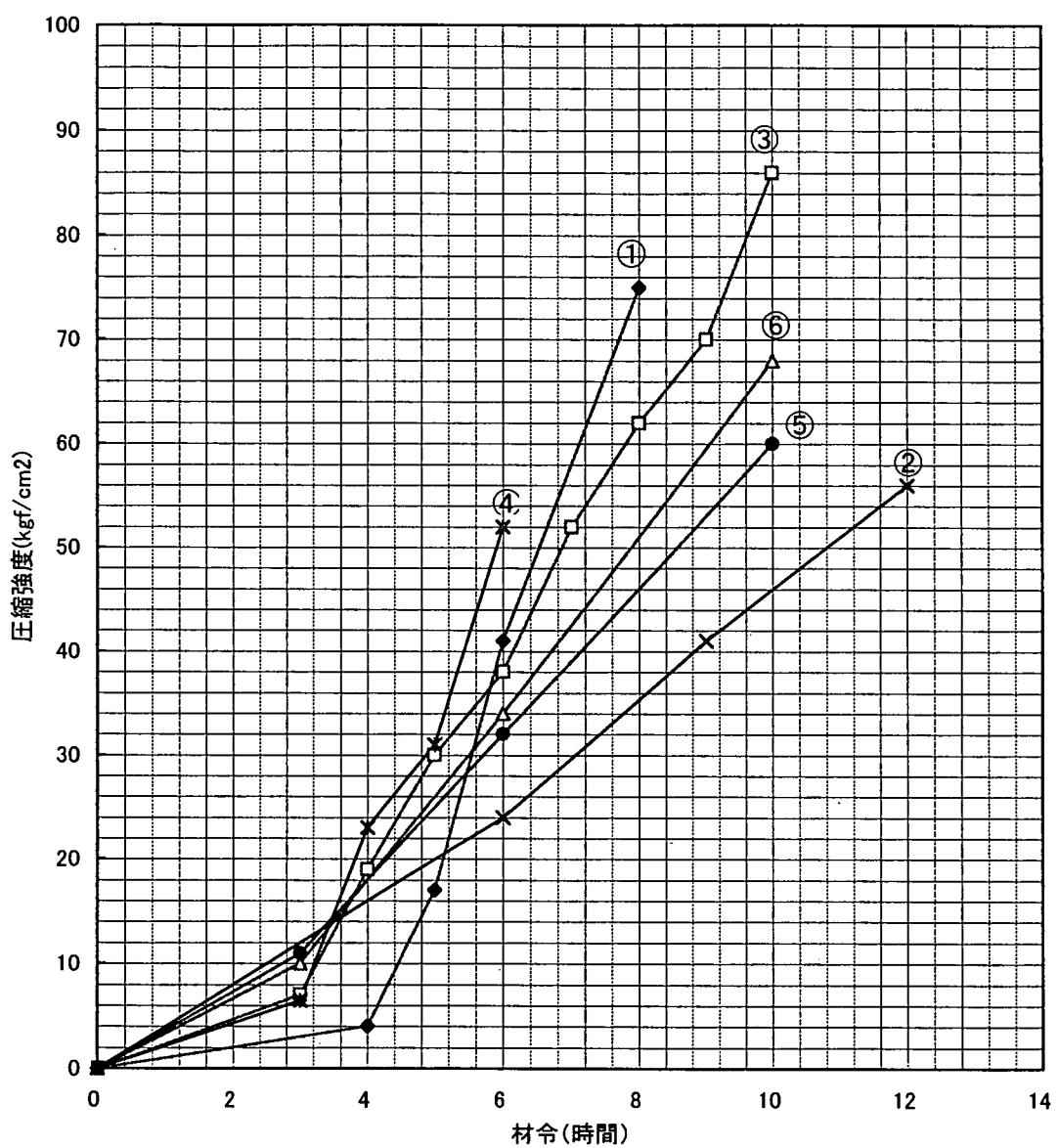
早強セメント:300kgf、塩化カルシウム:7.5kgf(2.5%)

⑥日本炭鉱高松第6立坑

材令(時間)	0	3	6	10
圧縮強度(kgf/cm ²)	0	10	34	68

早強セメント:300kgf、塩化カルシウム:9.0kgf(3.0%)

図4.2.2-1 若材令コンクリートの圧縮強度試験例



凡例： ①恵那山トンネル（I期線）立坑

②三菱鉱業大夕張奥部第3立坑

③雄別炭鉱茂尻立坑

④北海道炭鉱汽船幌内運搬立坑

⑤三井鉱山砂川登川第2立坑

⑥日本炭鉱高松第6立坑

(2) コンクリート打設後短時間に行われる近接発破の影響について

ショートステップ工法では覆工サイクル長にもよるが、一般に一次覆工コンクリート打設後4～10時間で、打設コンクリートに近接して発破が行われる（図4.2.1-1参照）。したがって、一次覆工コンクリートはこの近接発破に耐えうる強度が必要である。この強度をどの程度に設定すれば良いかについて、以前は神経を使い議論されてきた（4.1.3の“立坑一次覆工コンクリート配合実績調査のまとめ”で述べたように、ショートステップ工法が開発された当初はコンクリート基準強度の設定に発破時の必要強度が採用されていたが、最近では脱型時の必要強度を主に採用している）。

打設コンクリートに対する発破の影響は、岩質、火薬の種類や使用量、発破方式、コンクリート底面と発破面の距離、掘削径などにより違ってくるため、一概にはいえないが、過去の事例では発破時の必要強度として、コンクリート打設終了後4～6時間で $10\sim30\text{kgf/cm}^2$ と、かなりばらつきのある値が採用されている（表4.1.3-1, 4.1.3-2参照）。

また、発破条件は定かでないが、海外（ソ連）では以下のような非常に小さな値も発表されている（添付資料-4参照）。

①発破時のコンクリート輪が、底板（小間壁）付きの切羽型枠のなかにある時：

$$3 \text{ kgf/cm}^2$$

②同上の条件であるが、底板（小間壁）が取り外されている時：

$$5 \text{ kgf/cm}^2$$

ショートステップ工法では発破時にはコンクリートは型枠で保護されており、型枠自体は前述のように頑丈な構造に製作されているので、上記ソ連の例のように発破の影響はかなり小さいものと思われる。また岩質は頁岩であるが、鉱山の実績例（4）の三井鉱山砂川中央立坑で、打設コンクリート強度 5 kgf/cm^2 で試験発破を実施し、問題はなかったことが報告されている。

当所の換気立坑では、コンクリート打設終了時から発破までの養生時間は、図4.2.1-3より約11時間である。また、当所の立坑では岩盤が硬く、 m^3 当たり火薬使用量も多くなることを考慮して、発破時のコンクリート目標強度として、安全を見込んで $\sigma_{10h}=2.5\text{N/mm}^2$ とする。

(3) 打設コンクリートの脱型強度について

コンクリート標準示方書には、「型枠および支保工の取りはずし」について以下のように規定している。

①型枠および支保工は、コンクリートがその自重および施工中に加わる荷重を受けるのに必要な強度に達するまで、これを取りはずしてはならない。

②型枠および支保工の取りはずしの時期および順序は、セメントの性質、コンクリートの配合、構造物の種類と重要度、部材の種類および大きさ、部材の受ける荷重、気温、天候、風通し等を考慮して、これらを適切に定めなければならない。

また、同解説のなかで鉄筋コンクリート構造物における「型枠を取りはずしてよい時期のコンクリートの圧縮強度の参考値」として「フーチングの側面で 3.5 N/mm^2 」をあげている。

一般にショートステップ工法で施工される立坑では、一次覆工コンクリート打設終了後から脱型までの打設コンクリート養生時間は6～10時間程度であり、この間に脱型時に必要な強度を発現するよう配合や打設コンクリートの養生方法等を決めなければならない。

最近では、日本道路公団の立坑等ほとんどの立坑で、コンクリート標準示方書の値より若干小さいが、必要脱型強度として 3 N/mm^2 の値が採用されている。

この早期脱型強度を確保するために、早強セメントと硬化促進剤に塩化カルシウムを使用して試験練りを行い、コンクリートの配合を決めている。

当所の両立坑の一次覆工コンクリート打設終了後から脱型までの打設コンクリート養生時間は、図4.2.1-2、図4.2.1-3より以下の通りで、2発破1覆工方式と調査研究時間が含まれるため、一般の立坑に比べて長く余裕のある時間となっている。

主立坑 約40時間

換気立坑 約38時間

当所の両立坑の脱型強度も、日本道路公団の場合と同様に $\sigma_{30h} = 3 \text{ N/mm}^2$ の値を採用する。

なお、当所の立坑では上述のように養生時間に余裕があり、長期耐久性を考慮して塩化カルシウムを使用しない配合とすることが十分に可能と考えられる。

(4) ショートステップ工法のコンクリートのワーカビリティーについて

ショートステップ工法では、上述のように一次覆工コンクリートの早期強度を確保するために早強セメントや硬化促進剤を使用する。このため、普通コンクリートに比べて早く凝結が始まり流動性が悪くなり、施工性も悪くなることがある。

早強セメントや硬化促進剤を使用する場合には、特に以下の点に留意する必要がある。

- ①コンクリートプラントから立坑坑口までの距離があり、運搬に時間を要する場合（硬化促進剤の後添加を考慮する必要あり）
- ②夏期コンクリート打設時に坑口でのコンクリートキブル待ちの待機時間が長い場合（硬化促進剤の減量または普通セメントへの切り替えも考慮する必要あり）
- ③型枠内へ打設されたコンクリートの棒状バイブレーターによる十分な締め固め（特に前回打設されたコンクリートとの打継目は重ね打ち（型枠を10cm高くする）とし、十分締め固めること）

なお、当所の立坑のコンクリート練り上がりから打設されるまでの最長時間は、主立坑の深度1,000mのコンクリート打ち仕舞時であり、表4.2.2-2のように約30分程度である。（コンクリートキブルへの積込、坑内搬入、打設時間は表4.2.2-3を参照）

したがって、この約30分間は十分なワーカビリティーが確保される配合としなければならない。

表4.2.2-2 コンクリート打設までの最長時間

作業項目	計算	時間(min)	備考
ミキサーからホッパーへ移し	0.2min/B×4B	0.8	0.625m ³ /バッチ
ミキサー車へ積込までの待機(3バッチ分)	1.2min/B×3B	3.6	ホッパー内
ホッパーからミキサー車へ積込		1.5	
ミキサー車による運搬(立坑坑口へ)	100m÷(250m/min)	0.4	
立坑坑口での待機		5.0	
コンクリートキブルへ積込、搬入、打設	616.27sec÷60sec/min	10.3	表4.2.2-3より
打ち仕舞追加分		10.0	打設上面仕上げ
計		31.6	

表4.2.2-3 主立坑コンクリート搬入スケジュールタイム（深度1,000mの場合）

項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
卷下時	t_1	147.00	S_1	(2.94)	注)-1
	t_2	4.43	S_2	2.94	
	t_3	1.50	S_3	2.00	V_2
	t_4	12.23	S_4	38.71	
	t_5	178.72	S_5	893.58	V_1
	t_6	12.23	S_6	38.71	
	t_7	7.52	S_7	10.00	V_2
	t_8	3.33	S_8	2.77	
	t_9	6.21	S_9	2.05	V_3
	t_{10}	1.10	S_{10}	0.18	
	t_{11}	242.00	S_{11}	0.00	コンクリート放出
卷下時計		616.27		990.94	

項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
卷上時	t_{12}	4.43	S_{12}	2.94	
	t_{13}	1.50	S_{13}	2.00	V_2
	t_{14}	12.23	S_{14}	38.71	
	t_{15}	178.72	S_{15}	893.58	V_1
	t_{16}	12.23	S_{16}	38.71	
	t_{17}	9.07	S_{17}	12.06	V_2
	t_{18}	4.43	S_{18}	2.94	
	t_{19}	12.00	S_{19}	(2.94)	注)-2
卷上時計		234.61		990.94	

1サイクル計 $\Sigma t = 850.88 \text{ sec} = 14.2 \text{ min}$

注)-1 コンクリート積込、2.94m卷上、坑口ドア開き

注)-2 坑口ドア閉め、巻下げ着床

コンクリート積込、巻下げ、打設時間

$616.27 \text{ sec} = 10.3 \text{ min}$

$$\text{巻上距離} = 1,000 - 12 + 2.94 = 990.94 \text{ m}$$

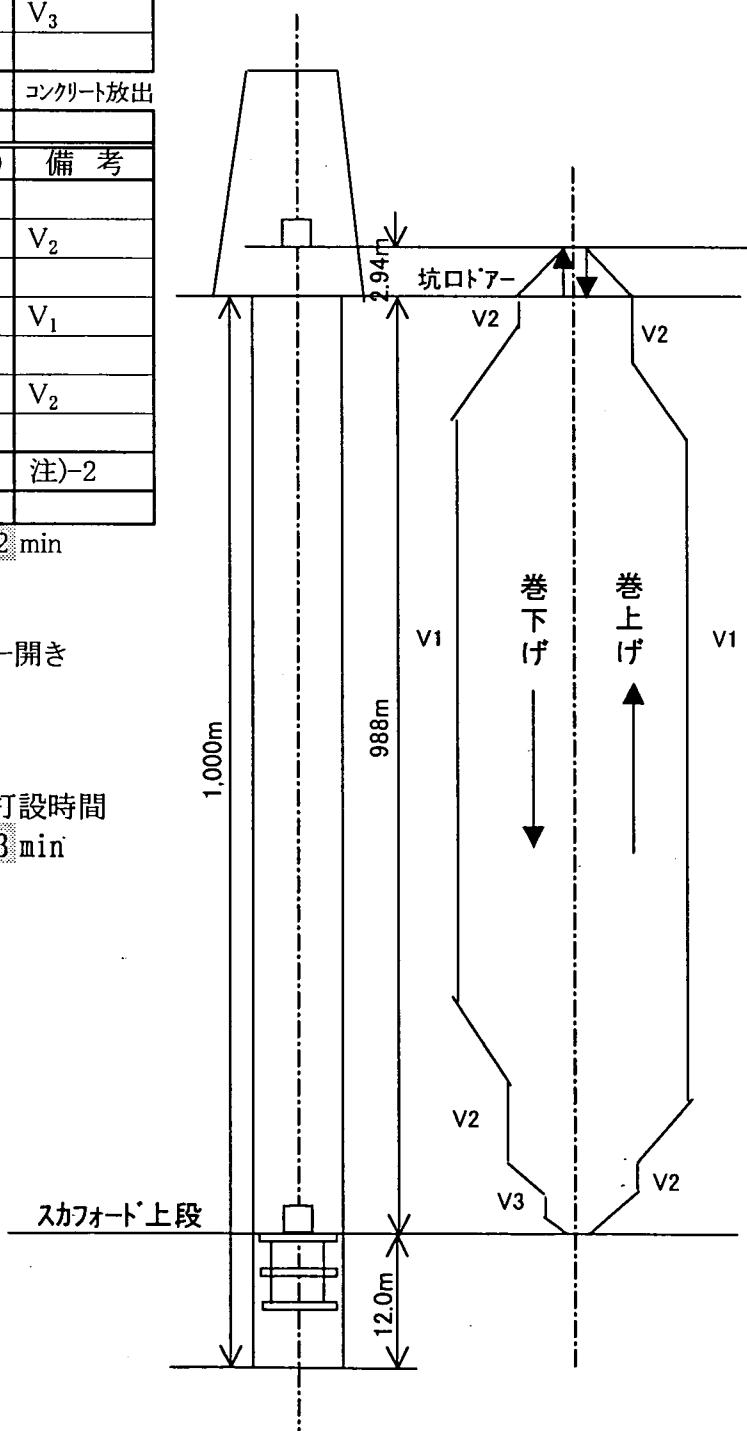
$$(\text{コンクリート} \rightarrow \text{坑底}) = 12.0 \text{ m}$$

$$V_1 = 300 \text{ m/min} = 5.0 \text{ m/sec}$$

$$V_2 = 80 \text{ m/min} = 1.33 \text{ m/sec}$$

$$V_3 = 20 \text{ m/min} = 0.33 \text{ m/sec}$$

$$\text{加減速度} = 0.30 \text{ m/sec}^2$$



4.2.3 立坑一次覆工コンクリートに要求される設計上の一般的品質

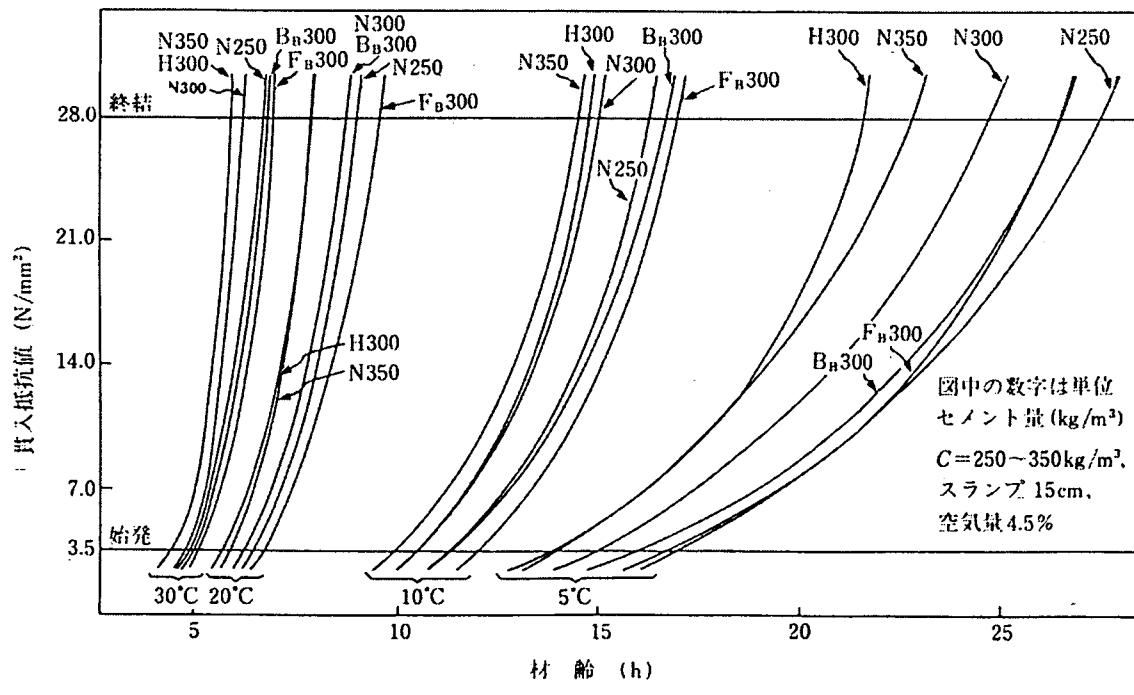
(1) 強度特性

4.2.2の検討結果から、立坑一次覆工コンクリートに要求される強度特性をまとめると、以下のとおりとなる。

- ①コンクリートの抜け落ちに対する目標強度・・・4.5時間で $0.3N/mm^2$ 以上
- ②発破時の目標強度・・・10時間で $2.5N/mm^2$ 以上
- ③脱型強度・・・30時間で $3N/mm^2$ 以上

ここで問題になるのが、①のコンクリートの抜け落ちに対する目標強度4.5時間で $0.3N/mm^2$ 以上である。普通コンクリートの場合、図4.2.3-1に示すように4.5時間では凝結が開始していない場合がある。そこで、コンクリートの凝結・硬化を促進する必要があり、その方法としては以下が挙げられる。

- ①早強ポルトランドセメントの使用
- ②水セメント比の低減
- ③促進形A E 減水剤の使用
- ④促進剤の使用



N：普通セメント H：早強セメント B_B ：高炉セメントB種 F_B ：フライアッシュセメントB種

図4.2.3-1 各種セメント別コンクリートの凝結性状

以下に各方法における効果の概要を示すが、使用材料および配合によっても効果は異なるため、事前の試験練りにより効果の確認を行うことが重要である。

(i) 早強ポルトランドセメントの使用

表4.2.3-1から、早強ポルトランドセメントを使用することによりコンクリートの凝結・硬化は促進されるが、図4.2.3-1からもわかるように、早強ポルトランドセメントの使用だけでは十分な促進効果が得られない可能性がある。

表4.2.3-1 各種セメントの凝結時間

セメントの種類	凝結	
	始発 (h-min)	終結 (h-min)
普通ポルトランドセメント	2-26	3-28
早強ポルトランドセメント	1-56	2-52
中庸熱ポルトランドセメント	3-05	4-10
低熱ポルトランドセメント	2-40	3-50
高炉セメントB種	2-54	4-16
フライアッシュセメントB種	2-57	4-18

(ii) 水セメント比の低減

図4.2.3-2に示すように、水セメント比が小さいほど凝結時間は短くなるといわれている。

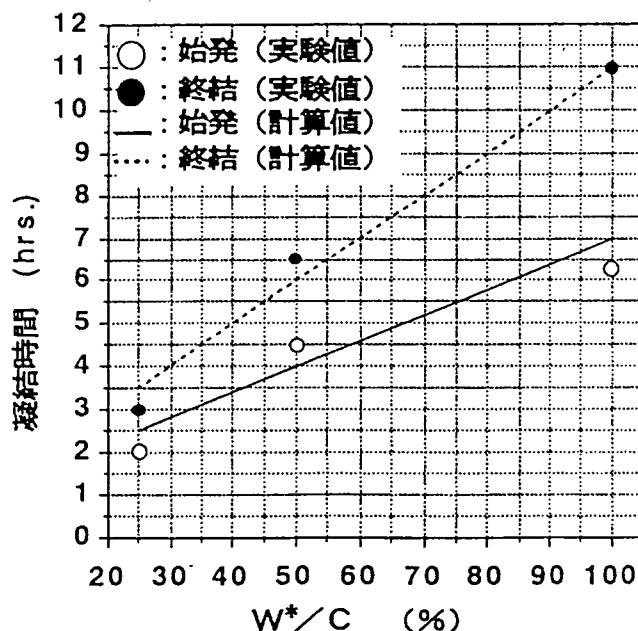


図4.2.3-2 水セメント比の凝結時間に対する影響

(iii) 促進形AE減水剤の使用

AE減水剤は、コンクリートの凝結および初期強度に及ぼす影響により、標準形、遅延形および促進形に分類され、図4.2.3-3のような凝結性状を示す。

標準形は最も一般的に用いられるもので、プレーンコンクリートとほぼ同等の凝結時間有する。

促進形は、コンクリートの凝結・効果を促進し、初期強度を増大する。その凝結とコンクリート温度との関係の一例を図4.2.3-4に示す。

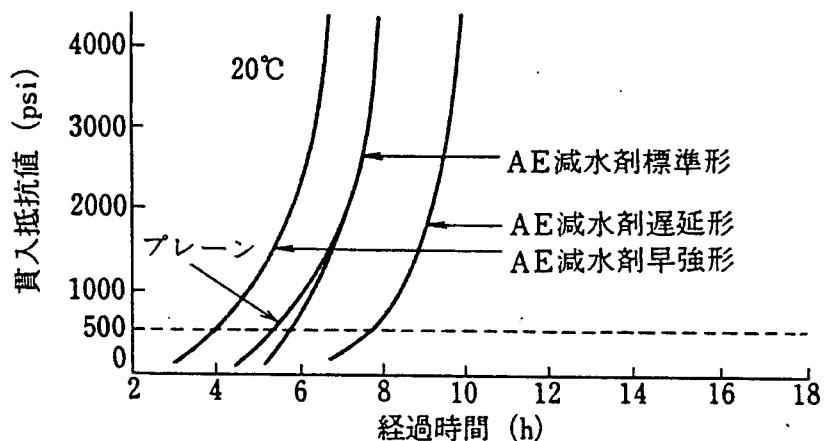
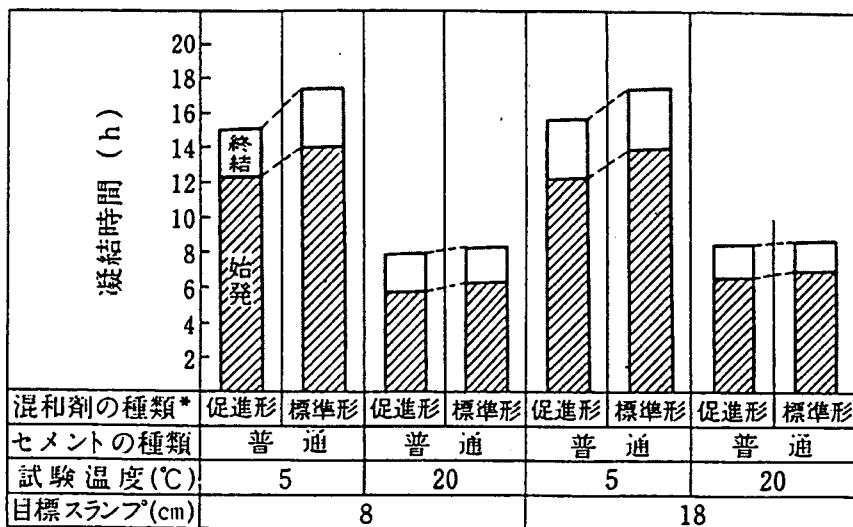


図4.2.3-3 AE減水剤の種類とコンクリートの凝結



* 促進形、標準形ともⅠ種

図4.2.3-4 AE減水剤の凝結時間 (W/C=55%)

(iv) 促進剤

セメントの水和反応を促進する薬剤として、無機塩系では、塩化カルシウムで代表される塩素化合物、硝酸塩、亜硝酸塩、チオ硫酸塩、チオシアノ酸塩があり、これらの促進効果は陽イオンの種類で異なり、カルシウム塩が最も強力とされている。

有機塩系薬剤では、ジエタノールアミン、トリエタノールアミンなどのアミン類、ギ酸、酢酸、アクリル酸などの有機酸のカルシウム塩が知られている。ただし、これらの薬剤のなかで、単独でコンクリート用促進剤として実用に供されているのは塩化カルシウムのみである。

塩化カルシウム、硝酸カルシウムならびにチオ硫酸カルシウムを添加したセメントの凝結、モルタルの強度に及ぼす効果を表4.2.3-2、表4.2.3-3に示す。

凝結と初期硬化に対して、塩化カルシウムとチオ硫酸カルシウムとに使用量に伴う促進効果がみられる。硝酸カルシウムには使用量の影響がみられ、凝結は低使用量側で、強度は反対に高使用量側で促進されている。

塩化カルシウムは著しい凝結・硬化促進作用を有する反面、コンクリート中の鉄筋を腐食させる作用も大きい。したがって、鉄筋コンクリートに使用する場合には、塩化物の許容量に留意する必要があるが、立坑一次覆工コンクリートは無筋コンクリートであるため、鉄筋の腐食については問題ないと考える。ただし、2%を超えた塩化カルシウムの使用はコンクリートの乾燥収縮を大きくし、硫酸塩に対する抵抗性を弱くするなどの悪影響をもたらすため、塩化カルシウムの使用量は2%を上限とする。

表4.2.3-2 ポルトランドセメントの凝結時間に及ぼす塩化カルシウム、硝酸カルシウム、チオ硫酸カルシウムの効果

セメント に対する 添加量 (%)	塩化カルシウム					硝酸カルシウム					チオ硫酸カルシウム			
	0	0.5	1.0	3.0	6.0	0	0.5	1.0	3.0	6.0	0	1.2	1.8	2.9
凝結 時間 (h:min)	始発	終結												
	2:50	1:58	1:18	0:45	0:05	2:28	1:52	1:35	1:40	3:05	2:44	1:21	1:04	0:23

表4.2.3-3 モルタルの強度発現に及ぼす塩化カルシウム、硝酸カルシウム、チオ硫酸カルシウムの効果 (kgf/cm²)

促進剤 の種類	添加量 (%)	1日		3日		7日		28日	
		曲げ 強度	圧縮 強度	曲げ 強度	圧縮 強度	曲げ 強度	圧縮 強度	曲げ 強度	圧縮 強度
基 準	0	15.8	39.0	34.3	120	52.8	221	79.0	379
塩 化 カルシウム	1.0	20.8	69.5	40.0	150	54.9	291	76.1	381
	2.0	24.2	82.5	46.9	172	51.5	243	77.1	352
	3.0	26.7	85.3	45.5	177	55.5	265	74.9	364
硝 酸 カルシウム	2.0	7	18.7	34.2	113	47.3	193	74.6	316
	5.0	15.1	42.3	41.0	173	63.1	261	77.3	351
チオ硫酸 カルシウム	1.0	17.1	44.7	34.6	117	51.9	210	73.6	341
	2.0	18.1	46.7	35.6	127	53.2	203	76.2	328
	3.0	18.8	55.8	37.8	130	53.1	237	75.2	366
	5.0	20.1	59.3	40.6	150	55.7	205	66.1	310
	6.5	21.1	69.3	37.6	143	50.9	207	63.4	268

(2) 耐久性

コンクリートの耐久性を損なう劣化外力には、塩害、中性化、化学的腐食、アルカリ骨材反応などの化学的なものと、凍害、すりへり作用などの物理的なものがある。

塩害とは、コンクリート中に浸入した塩化物イオンの作用により鉄筋が腐食し、コンクリート構造物に損傷を与える現象である。また中性化とは、空気中の炭酸ガスの作用を受けてコンクリート中の水酸化カルシウムが徐々に炭酸カルシウムになり、コンクリートのアルカリ性が低下する現象であり、鉄筋の周囲を包んでいるコンクリートが中性化し、水や空気が浸透してくると鉄筋が腐食し、コンクリート構造物の耐荷性や耐久性が損なわれる。

したがって、塩害や中性化は、無筋コンクリートである立坑一次覆工コンクリートでは問題にならないと考えてよい。さらに、立坑という環境を考えた場合には、凍害やすりへり作用などについても問題にはならないと考えられることから、立坑一次覆工コンクリートの劣化要因としては、アルカリ骨材反応および化学的腐食が考えられる。

(i) コンクリートのアルカリ骨材反応

(a) 概 要

アルカリ骨材反応とは、コンクリート細孔溶液中の水酸化アルカリ (KOH や NaOH) と、骨材中のアルカリ反応性鉱物との間の化学反応のことである。一般には反応生成物(アルカリ・シリカゲル)の生成や吸水に伴う膨張によってコンクリートにひび割れが発生する現象をいう。T.E.Stanton によって 1940 年にはじめて報告され、わが国でも 1950 年頃から調査報告はあるが、1980 年代に入ってアルカリ骨材反応による早期劣化が顕在化した。

アルカリ骨材反応は、アルカリシリカ反応、アルカリ炭酸塩反応、アルカリシリケート反応の 3 つに分類されているが、通常わが国でアルカリ骨材反応といわれているものは、アルカリシリカ反応をさすことが多い。アルカリシリカ反応が進むと、コンクリート構造物にはひび割れ、ゲルの滲出、目地のずれなどが生じる。ひび割れの発生は、膨張の拘束度合いにより異なり、拘束の小さな無筋コンクリート構造物などでは亀甲状のひび割れが生じる。

(b) 対 策

建設省（現国土交通省）は、土木構造物に使用するコンクリートについて、アルカリ骨材反応を抑制するため、次の 4 つの対策の中の何れか 1 つをとらなければならないとしている。

①安全と認められる骨材の使用

骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法またはモルタルバー法）の結果で無害と確認された骨材を使用する。

②低アルカリ形セメントの使用

JIS R 5210 ポルトランドセメントに規定された低アルカリ形セメントに適合したセメントを使用する。

③抑制効果のある混合セメント等の使用

JIS R 5211 高炉セメントに適合する高炉セメント (B 種または C 種) あるいは JIS R 5213 フライアッシュセメントに適合するフライアッシュセメント (B 種または C 種)、もしくは混和材を混合したセメントでアルカリ骨材反応抑制効果の確認されたものを使用する。

④コンクリート中のアルカリ総量の抑制

アルカリ量を表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート 1 m^3 に含まれるアルカリ総量を Na_2O 換算で 3.0kg 以下にする。実際には、セメントのアルカリ量 (Na_2O 換算値) \times 単位セメント量 + $0.9 \times C\lambda^-$ (塩化物イオン量 kg/m^3) + 混和剤中に含まれるアルカリ量が $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを計算で確認する。防錆剤等使用量の多い混和剤を用いる場合にも本式を用いて計算すればよい。なお AE 剤、AE 減水剤等のように使用量の少ない混和剤を用いる場合には、簡易的にセメントのアルカリ量だけを考えて、セメントのアルカリ量 \times 単位セメント量が $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを確かめればよいものとする。

また、JIS A 5308 レディーミクストコンクリート附属書 6 「セメントの選定等によるアルカリ骨材反応の抑制対策の方法」では、アルカリシリカ反応性試験の結果が無害と判定されない骨材、またはこの試験を行っていない骨材をレディーミクストコンクリート用骨材として用いる場合のアルカリ骨材反応抑制対策の方法として、上記の②～④を規定している。なお、アルカリシリカ反応性試験は、原則として化学法で行い判定する。この結果、無害でないと判定された場合は、モルタルバー法による試験を行って判定する。また、化学法による試験を行わない場合は、モルタルバー法による試験を行って判定してよいとしている。

ただし、アルカリ反応性骨材は、我が国に広く分布しているため、①の無害骨材の選定による対策をとると地域によっては骨材不足等、かなり深刻な問題になることも考えられる。また、試験の頻度やサンプリング等について考慮しなければならない事項も多い。そこで、一般のコンクリートでは③または④の対策をとることが望ましいといわれている。アルカリシリカ反応性骨材の分布図を図 4.2.3-5 に示す。

- 反応性試験の対象としなかった岩体（新第三紀よりも新しい堆積岩類）。
- ▨ 反応性のある岩石をほとんど含まない岩体（深成岩類、漸新世よりも古い火山岩類）。
- ▨ 岩型によっては反応性のある岩石を含むおそれのある岩体（古第三紀よりも古い堆積岩類、変成岩類）。
- ▨ 反応性のある岩石が高率で含まれるおそれのある岩体（中新世よりも新しい火山岩類）。

なお、図示していない地域は今回未調査あるいはコンクリート用碎石を生産していない地域である。



図4.2.3-5 アルカリシリカ反応性骨材の分布図

(ii) コンクリートの化学的腐食

(a) 概 要

コンクリートの化学的腐食とは、外部環境より各種化学物質がコンクリートに浸入し、コンクリート自体と化学反応を起こすことによりコンクリートを劣化させる現象である。コンクリートを化学的に侵食する物質は、その侵食のメカニズムからみて大きく二つに分けることができる。一つは、本来水には溶けにくいセメント水和物を可溶性の物質に変えてしまうことにより、コンクリートを劣化、崩壊させるものであり、大多数の酸、ある種の動植物油、ある種の無機塩類、硫化水素や亜硫酸ガスなどの腐食性ガスなどがこれに相当する。もう一つは、硫酸塩に代表されるものであり、新たな化合物をつくる際に膨張を伴い、その膨張圧によってコンクリートを劣化させるものである。

コンクリートを化学的に侵食する主な物質を表4.2.3-4に示す。また、コンクリートを腐食する気体には表4.2.3-5に示すようなものがある。

表4.2.3-5 コンクリートを侵食するガス

侵食の程度	ガスの種類	濃度 (g/l)
激しい侵食	亜硫酸ガス SO_2	0.1~0.5
	ふつ化水素 HF	0.05~0.2
	一酸化窒素 NO	0.025~0.125
	塩化水素 HCl	0.01~0.05
	塩 素 Cl_2	0.001~0.005
かなりの侵食	亜硫酸ガス SO_2	0.02~0.1
	ふつ化水素 HF	0.01~0.05
	硫化水素 H_2S	>0.01
	一酸化窒素 NO	0.005~0.025
	塩化水素 HCl	<0.01
	塩 素 Cl_2	<0.001
弱い侵食	ふつ化けい素 SiF_4	>0.001
	亜硫酸ガス SO_2	<0.02
	ふつ化水素 HF	<0.01
	硫化水素 H_2S	<0.01
	一酸化窒素 NO	<0.005

表4.2.3-4 コンクリートを化学的に侵食する主な物質

非常に激しい侵食	かなり激しい侵食	徐々に侵食
硝 酸	食 醋	天然の酸性水
塩 酸	酢 酸	オリーブ油
ふ つ 酸	フミン酸	魚 油
硫 酸	炭 酸	亜硫酸パルプ廃液
亜 硫 酸	石炭酸類	干 草
水酸化カリウム	りん 酸	クレオソート
水酸化アンモニウム	乳 酸	酢酸カルシウム
水酸化ナトリウム	タンニン酸	重炭酸アンモニウム
硝酸アンモニウム	酪 酸	塩化アルミニウム
硫酸アンモニウム	没食子酸	硝酸アルミニウム
硫酸コバルト	ぎ 酸	洗 剤
硫 酸 銅	酒 石 酸	遊離酸を含むインク
硫酸カルシウム	オレイン酸	ほう酸ナトリウム
塩化第一鉄	ステアリン酸	
硫酸アルミニウム	パルミチン酸	
硫酸ナトリウム	塩化マグネシウム	
硫酸ニッケル	塩化第二水銀	
硫酸亜鉛	塩化第一鉄	
硫酸マグネシウム	塩化亜鉛	
硫酸マンガン	塩 化 銅	
アザラシ油	塩化アンモニウム	
サメの肝油	塩化カルシウム	
鯨 油	硝酸カルシウム	
タラの肝油	硝酸ナトリウム	
羊の足の油	硝酸アンモニウム	
馬の足の油	硝 石	
リンゴ酒	クレゾール	
ホルマリン溶液	フェノール	
灰汁（あく）	キシロール	

表4.2.3-4 コンクリートを化学的に侵食する主な物質（続き）

ある条件のもとでは侵食	ほとんど侵食しない
・次のものは、濃度が高いとかなり激しく侵食する。 炭酸カリウム 炭酸アンモニウム 炭酸ナトリウム 洗たくソーダ	しゅう酸 硝酸カルシウム 過マンガン酸カリウム すべてのけい酸塩 パラフィン ピッヂ コールダール ベンゼン カルボジール アントラセン クミン アリザリン トルエン すべての石油または鉱油
・次のものは、乾湿繰返しがあると表面を少し侵食する。 塩化カリウム 塩化ストロンチウム 塩化ナトリウム 塩化カルシウム	ロジン油 テレピン油 ニシン油 牛の脚油 骨油 ケシ油 アルコール さらし粉 塩水 ほう砂 ほう酸 フルーツジュース ワイン タンニンリカー 砂糖きび、砂糖大根 蜂蜜 パルプ キャベツの塩漬 糖蜜 酢酸ナトリウム 10%以下の水酸化ナトリウム 10%以下の硝酸アルカリ、硝酸カルシウム 新鮮なビール
・次のものは、空気にさらされるとかなり激しく侵食する。 綿実油 オリーブ油 ナタネ油 ひまし油 からしな油 ヤシ油	
・空気につれずに発酵させた牧草はコンクリートを徐々に侵食する。 新鮮な牧草はそれほどでもない。	
・砂糖の溶液と精製された糖蜜は、温度が高いと侵食する。未精製の糖蜜はそれほどでもない。	
・重炭酸ソーダは濃度が高いときにのみ侵食する。	
・ミルクまたはバターミルクは、腐敗すると乳酸ができるため侵食する。	
・尿は新しいときには侵食しないが、古くなると多少侵食する。	
・グリセリンは4%以下の濃度であれば、材令の進んだコンクリートは侵食しない。	
・シンダーや石炭は摩耗が加わらなければ、わずかに侵食するのみである。	

(b) 対 策

立坑一次覆工コンクリートが化学的腐食を生じる場合、腐食物質は地下水から供給されることが考えられるが、地下水の成分が明らかになっていないため、その物質を特定することはできない。そこで、ここでは一般的な防食対策について記述することとする。

化学的腐食環境にさらされるコンクリート構造物の設計の考え方としては、以下のものが挙げられる。

- ① 化学的腐食の速度を考慮して、耐用年数に見合う分だけ、コンクリートを増し打ちする（腐食しろをとる）。
- ② コンクリート自体を化学的腐食に強いものとする。
- ③ コンクリートを化学的腐食物質から遮断する。

①および②の方法は一般に比較的腐食環境が弱い場合、例えば弱酸性の環境などには有効である。また、硫酸塩による侵食に対しては、②の方法がよく採用される。

腐食環境が強い場合、例えば酸性の強い環境などでは、化学的腐食に強い他の材料で被覆することによりコンクリートを化学的腐食物質から遮断するという、③の方法を採用することが必須の条件となってくる。

コンクリート自体の耐食性を向上させる方法としては、水セメント比の低減やシリカフュームの添加などがある。水セメント比の低減は、コンクリート硬化体の組織を緻密化させ、腐食性物質の浸透を抑制する。コンクリート標準示方書では、 SO_4 として 0.2%以上の硫酸塩を含む土や水に接するコンクリートの水セメント比を 50%以下としている。

シリカフュームは、フェロシリコンやシリコンメタルなどを製造する際に副生する粒径が $1 \mu\text{m}$ 以下の球形のシリカ質粉末であり、セメントと混合して使用すると、セメントが水和してできる水酸化カルシウムと反応してカルシウムシリケートハイドレートをつくることにより、緻密な硬化体組織をつくる。フライアッシュより比表面積が大きいので、フライアッシュに比べ著しく反応性が高い。

(3) ひび割れ

立坑一次覆工コンクリートは、早期脱枠、施工時の常時換気によって早期から乾燥の影響を強く受けるため、乾燥収縮によるひび割れが発生しやすくなる。また、早期脱枠による初期材齢における急激な乾燥は、強度の発現を遅延させる。

乾燥収縮によるひび割れの低減対策としては、以下が挙げられる。

- ①単位水量の低減
- ②十分な養生
- ③膨張材や収縮低減剤の使用
- ④短纖維による補強

(i) 単位水量の低減

乾燥収縮は、単位セメント量および単位水量が多いほど大きくなる傾向があるが、単位水量の影響が著しい。したがって、単位水量は作業の行える範囲内で、つまり所要のスランプを得ることができる範囲でできるだけ小さくなるよう試験を行って定める。

(ii) 十分な養生

コンクリートの強度、耐久性、水密性等の品質を高めるためにはできるだけ長い間湿潤状態を保つのがよく、土木学会コンクリート標準示方書では、早強ポルトランドセメントで3日間以上、普通ポルトランドセメントで5日間以上の湿潤養生を標準としている。しかし、立坑一次覆工コンクリートでは早期脱枠が要求されるため、十分な湿潤養生は困難である。

そこで、立坑一次覆工コンクリートの施工では、膜養生を実施することが考えられる。この方法は、合成樹脂や油脂系の乳剤あるいは溶剤をコンクリート表面に散布または塗布して不透水性の膜をつくり、水の蒸発を防ぐ養生方法である。

また、立坑一次覆工コンクリートでは早期に脱枠を行うため、初期材齢における急激な乾燥が強度発現を遅延させる可能性があるが、膜養生は初期材齢における乾燥を防ぎ、強度発現を維持する効果も期待できる。

(iii) 膨張材や収縮低減剤の使用

膨張材や収縮低減剤を使用し、コンクリートの収縮を低減する方法である。膨張材は、コンクリートに膨張性を付与することで収縮を低減するものであり、収縮低

減剤は、収縮を支配する毛細管凝縮水の表面張力を低下させ、乾燥時の毛細管張力を小さくして収縮を低減するものである。

ただし、膨張材を使用する場合には十分な湿潤養生が必要であり、収縮低減剤は凝結を遅延させるため、立坑一次覆工コンクリートへの適用に際しては注意が必要である。

(iv) 短纖維による補強

コンクリートに短纖維を混入することにより、ひび割れが低減できる。また、ひび割れ拘束性能が大きくなり、発生したひび割れが成長しにくくなる。さらに、ひび割れや劣化が発生した場合にはコンクリートがはく落する可能性もあるが、短纖維による補強はコンクリートのはく落防止にも効果があると考える。

短纖維の種類としては、鋼纖維が一般的であるが、腐食を考慮すればステンレス纖維やビニロン纖維が考えられる。混入率（コンクリート 1 m³中に占める短纖維の容積百分率）は、0.5%～2%が標準である。

4.2.4 立坑一次覆工コンクリートに要求される施工上の品質

配合実績調査の結果から、従来の立坑一次覆工コンクリートのスランプは10～15cm、空気量は3～5%を採用している事例が多い(表4.1.3-1,表4.1.3-2参照)。

そこで、当所の立坑一次覆工コンクリートのスランプとして $12 \pm 2.5\text{cm}$ 、空気量として $4.5 \pm 1.5\%$ (レディーミクストコンクリートでの標準値)を設定する。

立坑一次覆工コンクリートのワーカビリティー、すなわちスランプの保持時間は、練り上りから打ち込まれるまでの最長時間が30分間程度(表4.2.2-2参照)と予想されることから、安全をみて練り上りから60分間とする。ただし、早期強度を確保するために60分間の保持が困難な場合は、打ち込み時に所要のスランプが得られるよう練り上り時のスランプを調整することとする。

また、図4.2.3-1にも示したように、コンクリートの凝結・硬化は温度による影響を大きく受けるため、所定のワーカビリティーや早期強度が得られるコンクリート温度の範囲を試験によって定め、コンクリートの練り上り温度、打ち込み温度または養生温度を管理することが重要である。さらに、施工時期に応じて材料や配合を変えることが必要になる場合もある。

4.2.5 立坑一次覆工コンクリートの基本仕様および配合の設定

立坑一次覆工コンクリートの配合条件を、以下に示す。

(1) 強度

- ①コンクリートの抜け落ちに対する目標強度・・・4.5時間で 0.3N/mm^2 以上
- ②発破時の目標強度・・・・・・・・・・・・10時間で 2.5N/mm^2 以上
- ③脱型強度・・・・・・・・・・・・30時間で 3N/mm^2 以上

(2) スランプ

スランプは $12 \pm 2.5\text{cm}$ とする。

(3) 空気量

空気量は $4.5 \pm 1.5\%$ (レディーミクストコンクリートでの標準値) とする。

(4) セメントの種類

セメントは、凝結・硬化促進の観点から早強ポルトランドセメントとする。

(5) AE減水剤の種類

AE減水剤は、凝結・硬化促進の観点から促進形とする。

(6) 促進剤

所定の早期強度が得られない場合に限り、促進剤を使用するものとする。促進剤は、実績から塩化カルシウムとする。ただし、2%を超えた塩化カルシウムの使用はコンクリートの乾燥収縮を大きくし、硫酸塩に対する抵抗性を弱くするなどの悪影響をもたらすため、塩化カルシウムの使用量は2%を上限とする。

(7) 水セメント比

水セメント比は、耐食性向上および凝結・硬化促進の観点から50%以下とする。

(8) 単位水量

単位水量は、作業の行える範囲内で、つまり所要のスランプを得ることができる範囲でできるだけ小さくなるよう試験を行って定める。

(9) コンクリート中のアルカリ総量の抑制（アルカリ骨材反応対策）

アルカリ量を表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート 1m^3 に含まれるアルカリ総量を Na_2O 換算で 3.0kg 以下にする。実際には、セメントのアルカリ量 (Na_2O 換算値) \times 単位セメント量 $+ 0.9 \times C\lambda^-$ (塩化物イオン量 kg/m^3) $+$ 混和剤中に含まれるアルカリ量が $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを計算で確認する。防錆剤等使用量の多い混和剤を用いる場合にも本式を用いて計算すればよい。なお、AE

剤、AE減水剤等のように、使用量の少ない混和剤を用いる場合には、簡易的にセメントのアルカリ量だけを考えて、セメントのアルカリ量×単位セメント量が $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを確かめればよいものとする。

(10) 短纖維

コンクリートのひび割れの低減、成長防止、コンクリートのはく落防止などを期待する場合には、短纖維の混入も考えられる。

短纖維の種類としては、鋼纖維が一般的であるが、腐食を考慮すればステンレス纖維やビニロン纖維が考えられる。また、混入率（コンクリート 1m^3 中に占める短纖維の容積百分率）は、主にひび割れの低減を目的とすることから $0.5\% \sim 1\%$ 程度と考えられる。

所要の品質を満足する配合は使用材料によって異なるため、コンクリートの配合は実際に使用する材料を用いた試験練りによって最終的に決定されるものである。

したがって、ここでは以上の設定条件のもとで予想される立坑一次覆工コンクリートの配合例を表4.2.5-1に示す。

なお、この配合例では、コンクリートの設計基準強度として材令28日で 30N/mm^2 以上は十分達成できるものと考えられる。

表4.2.5-1 立坑一次覆工コンクリートの配合例

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
40	12 ± 2.5	50	4.5 ± 1.5	39.0	163	326	698	1133

ただし、セメントは早強ポルトランドセメント、セメントの比重3.14、細骨材の表乾比重2.60、粗骨材の表乾比重2.70とした場合の配合例である。なお、AE減水剤については促進形を使用するが、使用量については種々の条件によって異なるため含めていない。

4.3 基本仕様にもとづく立坑一次覆工コンクリートの施工計画の立案

4.3.1 覆工設備計画

(1) コンクリートプラント設備

コンクリートプラント設備は、主立坑と換気立坑の一次覆工コンクリート打設が同時に行われる場合があることを考慮して、能力 $35\text{m}^3/\text{hr}$ 程度（深度が浅い場合に必要）の全自动強制練りバッチャープラントを設置する（ミキサーの混練容量 0.75m^3 ）。また、冬期に練り上がり温度 20°C を確保するために温水ボイラーを設置する。

コンクリートプラント設備の仕様を表4.3.1-1に示す。

表4.3.1-1 コンクリートプラント設備仕様

名 称	数 量	仕 様
(1) 貯蔵 bin 及びゲート		
ターンヘッド	1基	
骨材 bin	3基	砂1基、砂利2基
セメント bin	1槽	エアーレーション装置付
骨材計量ゲート	3基	ジョッキング付
セメント計量ゲート	1基	エアーバイブレータ付
ロータリーフィーダ	1基	
水タンク	1基	計量バルブ付
混和剤タンク	1基	計量バルブ付
(2) 計量機		
骨材計量機	2基	砂800kg/1kg(1種個別)、砂利800kg/1kg(2種累積)
セメント計量機	1基	300kg/0.1kg(1種個別)
水計量機	1基	150kg/0.1kg(1種個別)
混和剤計量機	1基	15kg/0.01kg(1種個別)
(3) ミキサーその他		
投入シート	2基	
ミキサー	1基	混練容量 0.75m^3 、2軸強制練り
コンクリートホッパー	1基	2.5m^3
(4) バッチャープラント操作室		
操作盤	1式	配合値選択装置、容量変換装置、水分補正装置他
表示盤	1式	CRT
記録装置	1式	印字記録計
(5) セメントサイロ	1基	容量 30m^3
(6) 骨材貯蔵装置		
建 屋	1棟	外装カラートタン、電動シャッター3台付
ホイストクレーン	1式	2.8t、ガーター付
クラムセルバケット	1台	油圧式特殊型
砂ホッパー	1槽	20m^3 バイブレータ付
砂利ホッパー	2槽	25mm 19m^3 、 40mm 15m^3
(7) 温水ボイラー	1基	容量 5.4m^3 、重油ボイラー

(2) コンクリート運搬設備

(i) 坑外運搬

コンクリートプラントから立坑坑口までのコンクリートの運搬方法には、以下の3方法がある。

(a) ミキサー車で立坑坑口まで運搬し、坑口ドア上のコンクリートキブルに積み込む方式

この方式は、コンクリートプラントが立坑坑口から距離がある場合に採用され、坑口での待機中でもコンクリートの練り混ぜが可能で、雨天などの制約も受けず、最も一般的に採用されている方式である。軌条などの障害物がなく、坑口ヤードが広く使える利点もある。

当所でも、コンクリートプラントから立坑坑口までの距離が50m前後と想定されるので、このミキサー車方式の採用が最適である。

(b) 軌条式コンクリートキブル台車で実キブルを坑口ドア上まで運搬し、空キブルと取り替える方式

この方式は、コンクリートプラントと立坑坑口間が比較的に近い場合に採用される方式である。設備は安価であるが、坑口ドア上でキブルの取り替えを行うので、あまり大型のコンクリートキブルの使用は困難で、規模の小さい立坑で採用されている。

また、雨天には雨覆いが必要であり、コンクリートの練り混ぜができないので長時間の待機には対応できない。

(c) コンクリートプラントを立坑坑口に近接設置し、コンクリートタワー、ホッパー、シートを通して直接坑口ドア上のコンクリートキブルに積み込む方式

この方式は最も能率の良い方式であるが、坑口作業スペースに制約を受け、最近では坑口に人車乗降場を設ける等のため、あまり採用されていない。

以上より、当所のコンクリートプラントから立坑坑口までのコンクリートの運搬には、若干距離があることを考慮して、(a)のミキサー車を使用する方式を提案する。

ミキサー車仕様　　容量 $3.0\text{m}^3 \times 4$ 台（主立坑、換気立坑の同時打設を考慮）

(ii) 立坑内運搬

立坑底までのコンクリートの運搬方法としては、以下の3方法がある。

(a) 流し込み鉄管によるコンクリート流下方式

以前（昭和40年代まで）はよく用いられた方式で、能率は良いがコンクリートの分離や流し込みパイプの破損等に問題がある。

流し込みパイプの中間に50m程度の間隔で減速器を挿入し、流下速度を減じてコンクリートの分離やパイプ類の破損に対処する方式であるが、減速器や流込パイプの維持管理が大変で、しかも依然としてコンクリートの分離の問題は残る。昭和50年代以降は、川砂利が入手困難になったこともあり、この方式はほとんど採用されなくなった（図4.3.1-1参照）。

(b) フレキシブルホースによる流下方式

この方式は上部のコンクリート送り込み装置とフレキシブルホース（スネークシュー）からなっており、上部の送り込み装置でコンクリートを一定の大きさの塊りにして間欠的に送り込み、フレキシブルホースの扁平になった部分をコンクリートが押し広げながら流下していく方式である。

この方式は、地下発電所などで実施例があり、コンクリートの分離等には問題ないが、フレキシブルホース維持管理や設備費などを考慮すると、当所のような深い立坑には不向きである（図4.3.1-2参照）。

(c) コンクリートキブルによる持込み方式

前記坑外運搬でも述べたように、コンクリートキブルにコンクリートを積込み、巻上機で立坑底に搬入する方式である。

前二者に比べて若干能力は落ちる（キブル容量を大きくすればカバーできる）が、搬入トラブルやコンクリートの品質劣化もなく、現在ではほとんどの立坑でこの方法が採用されている。

当所の立坑にも、この(c)のコンクリートキブルによる持込み方式の採用を提案する。

コンクリートキブル仕様は以下の通りとする。

コンクリートキブル	主立坑	$2.5\text{m}^3 \times 1$ 台
	換気立坑	$1.5\text{m}^3 \times 1$ 台

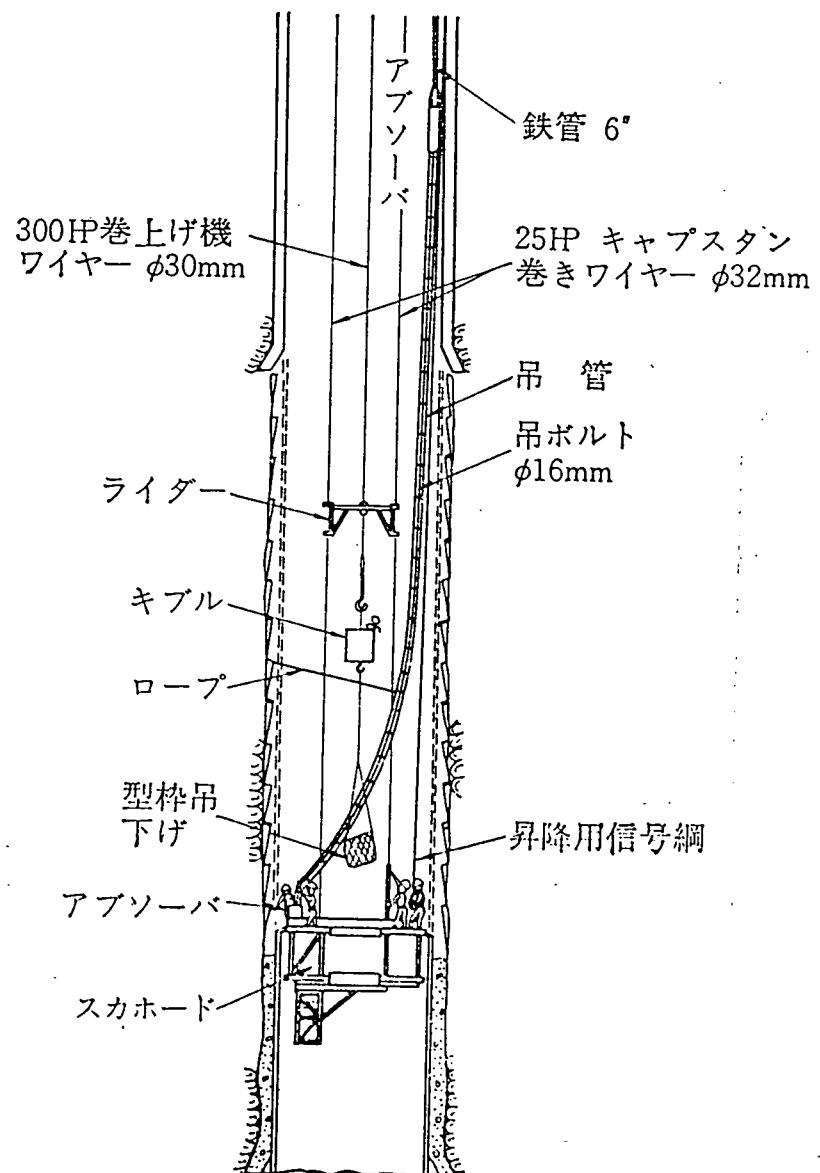
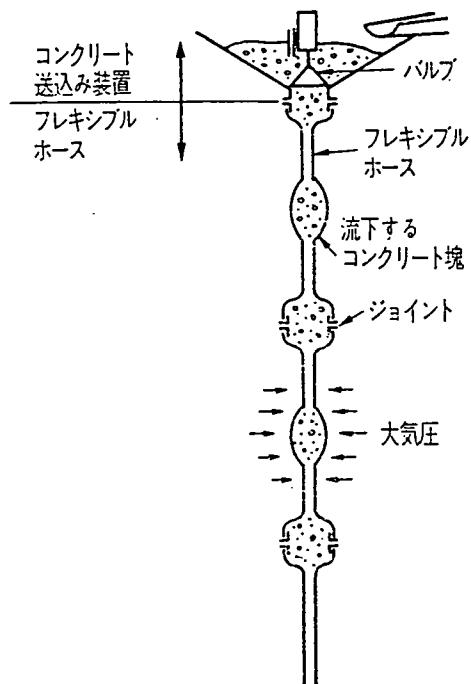


図4.3.1-1 流し込み方式によるコンクリート打設



スネークショットの原理図

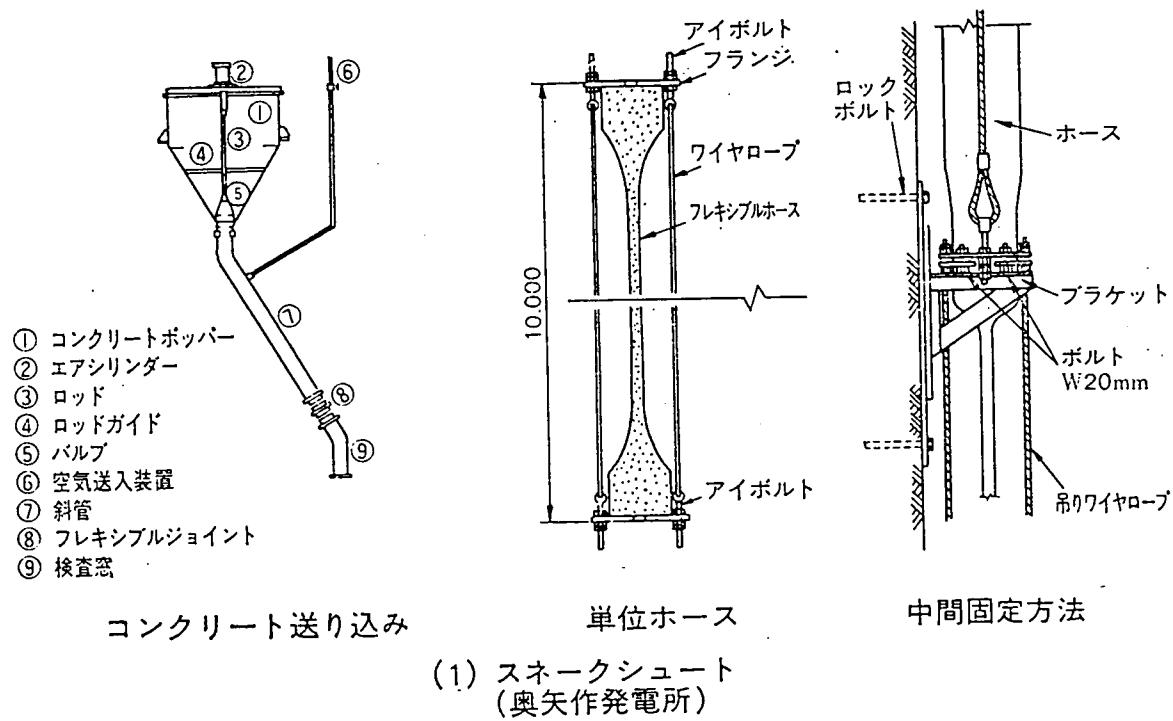


図4.3.1-2 フレキシブルホースによるコンクリート搬入

(3) 坑内コンクリート打設設備

以前のずり積機にグライファーを使用していた時は、スカフォードから切羽までの距離が20～50mあり、グライファー用ワインチ2台がスカフォード下段に装備されていた。したがって、図4.3.1-3のようにこの2台のワインチに打設足場（ホッパー、シート付）を吊り下げ、この上で下がって来たコンクリートキブルの底ゲートを開けてコンクリート打設を行っていた。

しかし、ずり積機がシャフトマッカーに替わってからは、スカフォードが切羽直上にあり、このスカフォードの中段デッキに回転ホッパー、シートを設置し、この上で下がって来たコンクリートキブルの底ゲートを開け、チョウチンシートを通して型枠内へコンクリートを打設する現在の方式になった（図4.3.1-4参照）。

当所の立坑でも、この後者のスカフォード中段デッキに回転ホッパー、シートを設置する方式の採用を提案する。

(4) 移動型枠

移動型枠は脱型、降下、組立、中心出し、固定の一連の作業が能率良く行われるように、楔型枠（最初にコッターを打ち込んで脱型する楔型の小型枠）と本体型枠（蝶番接続の2ピース型枠）を蝶番で連結した一体構造となっている（図4.3.1-5参照）。

型枠本体部には、巻厚検測のための小窓（4カ所程度）を有し、下部にはショートステップ工法特有のテーパー型枠（逆巻きコンクリート投入口）を備えている。型枠上部には、前回打設したコンクリート面に型枠を押しつける中心出し用スクリュージャッキを数カ所に装備している。

この移動型枠は、立坑壁より数台のチェーンブロックやワインチを介して吊り下げられる。

ショートステップ工法では、前述のように移動型枠に近接して発破が繰り返し行われるので、移動型枠はこの繰り返し発破に十分耐えうる構造に設計製作されなければならない。

なお、移動型枠の製作に当たっては、打設継ぎ目部が約10cm程度ラップするよう型枠高さを覆工サイクル長より長く製作しなければならない。

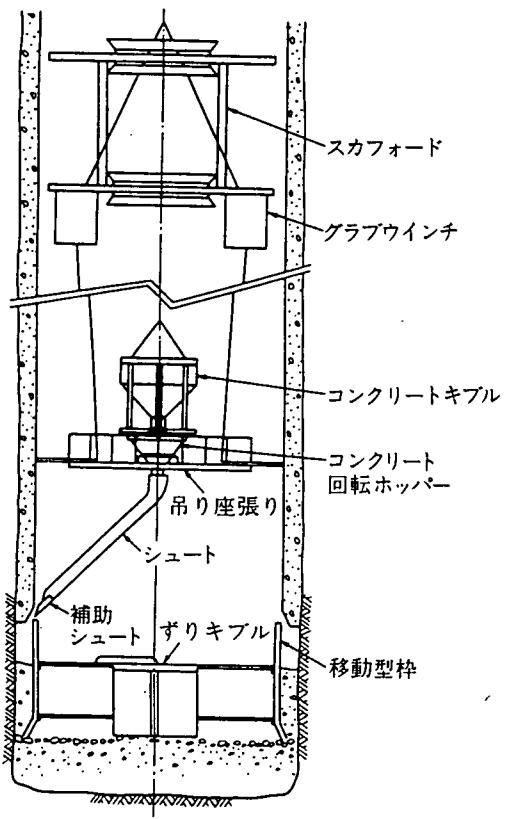


図4.3.1-3

吊り足場式のコンクリート打設

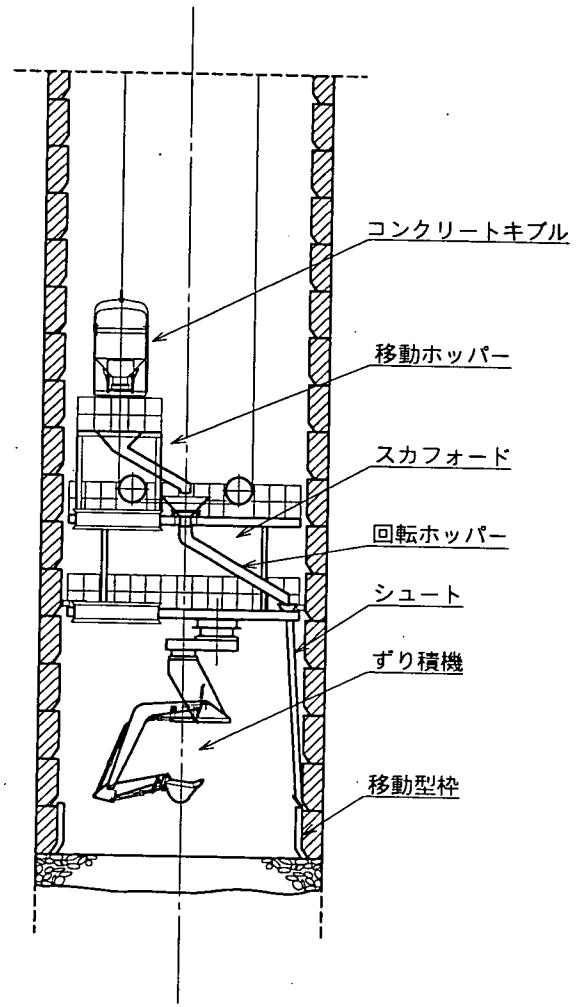


図4.3.1-4

スカフォード利用のコンクリート打設

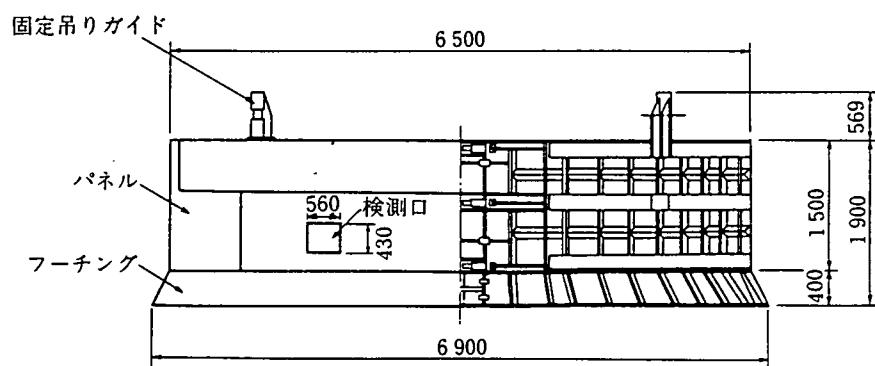
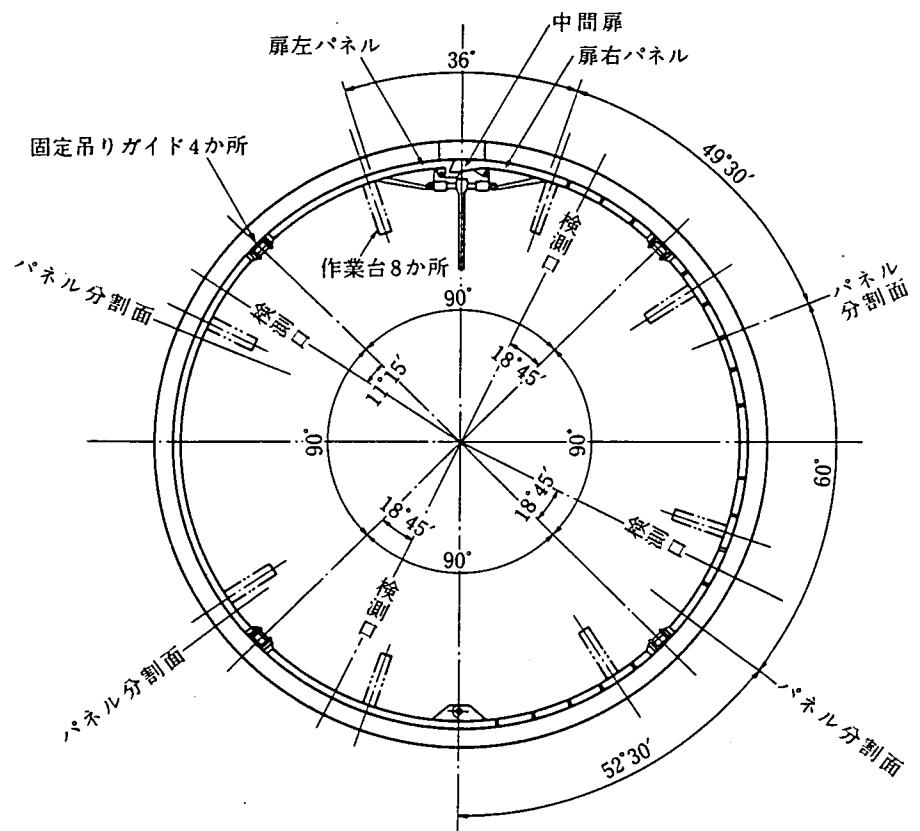


図4.3.1-5 ショートステップ工法の移動型枠の例

4.3.2 コンクリート打設設計画

(1) コンクリート打設方法

コンクリートの打設方法は、一般的のコンクリート打設と何ら変わることはないが、早強性のコンクリートであることに留意して遅滞なく打設を行わなければならない。打設に際してはコンクリート投入箇所を移動させ、打設コンクリートが均等に打ち上がってくるよう心掛けなければならない。

締め固めについても、フレキシブル棒状バイプレータ（型枠バイプレータは型枠が重いため効果が小さい）を用いて十分な締め固めを行わなければならない。特に、前回打設のコンクリートとの打設継ぎ目部では、空隙が生じないように入念な締め固めが必要である。

(2) 湧水処理

立坑壁裏や打設コンクリート表面を伝って流下する湧水は、打設中の型枠の中に流入し、コンクリートの品質を劣化させ、前述した発破時や脱型時の設計基準強度の確保が困難になる場合がある。したがって、これらの湧水はコンクリート打設前（型枠組立前）に出来るだけ集水して排除しなければならない。ただし、集水が困難な程度の湧水がある場合は先進グラウトを考慮する必要がある。

二次覆工コンクリートを有する立坑では、一次覆工と二次覆工の間に防水シートを設置し湧水処理を行うが、当所の立坑では一次覆工コンクリートのみであるため、岩盤と一次覆工コンクリートの間に集水装置を設置し湧水を処理する。集水方法の例としては、円周方向の集水装置（深度 10.4m毎を標準とする）と縦方向の集水装置（周 4ヶ所程度）により、湧水を集水、下方へ導き、排水ポンプにて坑外へ排出する。

(3) 脱型方法

当所の立坑では、覆工サイクル長が 2.6m と一般的の立坑に比べて 0.8m 程長い。したがって、脱型時の坑底整地面から型枠上部までの高さも 5.2m と一般的の立坑より 1.6m 程高くなる。

脱型作業で最初に行うのは、前述のように型枠上部でコッターを打ち込んで楔型枠を外す作業である。一般には型枠の足場用金具に足場板を掛け、この上で命綱を

付けて作業が行われているが、危険な作業である。

当所でも同様の作業になると思われるが、高所作業の安全を考慮して、スカフオード下段の模型枠側に1～2人乗りゴンドラ設置の検討を提案する（換気立坑は断面が小さく設置が困難となる恐れもありうる）。

4.3.3 覆工施工管理

ショートステップ工法の一次覆工コンクリートは、前述のように早期強度が要求され、コンクリートの施工管理には特に留意が必要である。

(1) コンクリートの品質管理

常に設計基準値を満足する均一なコンクリートを打設するために、コンクリート材料試験、コンクリート練り上がり温度管理、供試体の圧縮強度試験、各試験結果に基づく配合修正等を行わなければならない。

(i) 示方配合の決定

配合条件として与えられた設計基準強度 ($\sigma_{4.5h}=0.3N/mm^2$ 、 $\sigma_{10h}=2.5N/mm^2$ 、 $\sigma_{30h}=3N/mm^2$)、スランプ (12±2.5cm)、空気量 (4.5±1.5%)、指定セメントで配合試験および強度試験を繰り返して示方配合を決定しなければならない。

配合試験は目標スランプ、目標空気量の許容値以内で単位水量が最小になるよう細骨材率および単位水量を決めなければならない。強度試験はこの細骨材率および単位水量で供試体を作り、圧縮試験を行う。

(ii) バッチャープラントの管理試験

バッチャープラントの管理試験には、最初に行う基準試験と定期的、たとえば3ヶ月毎に行う定期管理試験および日常管理試験があり、試験内容は表4.3.3-1の通りである。

図4.3.3-1 バッチャープラントの管理試験の区分と項目

管理試験の区分 試験項目	基準試験	定期管理 試験	日常管理 試験
計量器の原器検査	○	○	-
配合設定装置の検査	○	○	-
自動計量装置と計量記録 装置の検査	○	○	-
ミキサーの練り混ぜ 性能試験	○	-	-
計量器の目盛の検査	-	-	○

(iii) コンクリートの試験管理

コンクリートの試験管理には、打設毎に行う日常管理試験と、使用開始当初および変動が認められる場合に行う管理試験がある。日常管理試験の内容の例を、表4.3.3-2に示す。

表4.3.3-2 コンクリートの日常管理試験の例

試験項目	備考
スランプ	1打設1回
空気量	"
練り上り温度	"
塩化物含有量	"
細骨材の表面水	単位水量の補正
供試体の作成	3本/圧縮強度試験回数
供試体の圧縮強度試験	管理図表で管理、脱型時の強度確認

打設日毎のコンクリートの日常管理試験により、細骨材の表面水量による単位水量の補正を行い、現場配合を修正する。

(2) 脱型強度の確認方法

コンクリート打設のたびごとにミキサーより試料を採取し（何バッチ目を採取するか決めておく）、スランプ、空気量、練り上がり温度を測定の後、圧縮試験用供試体3本を作成する。この供試体を坑内と同じ温度で養生し、移動型枠脱型時の直前に圧縮試験を実施し、脱型基準強度が出ているかどうかの確認を行う。もし、強度不足の場合には管理図を参考に強度出現時間を推測し、養生時間を取りた後に脱型を開始する。なお、試験により規定時間に基準強度が確保されない場合は、以降のコンクリート配合の修正を行わなければならない。

<第4章 参考文献>

- 1) 御厨公, 佐々木健: “立坑開さくの新工法”, 九州炭鉱技術連盟会誌, 第17卷第9号, p. 314-328, 昭和39年9月
- 2) 松藤時義, 白石松己: “毎発破開さく法による月間120mの立坑掘さく記録について”, 炭鉱技術, 20卷6号, p. 162-169, 昭和40年6月
- 3) 奥村尚彦: “幌内立坑の同時工法による急速掘進について”, 日本鉱業会誌, Vol. 82, No. 939, p. 582-587, 1966. 7
- 4) 三菱大夕張鉱業所: “大夕張奥部第三立坑開さく工事について”, 炭鉱技術, 22卷6号, p. 167-174, 昭和42年6月
- 5) 津田 陽: “茂尻立坑建設工事について”, 炭鉱技術, 23卷2号, p. 34-43, 昭和43年2月
- 6) 三井鉱山(株): “砂川南部排気立坑開さく工事について(第2報)”, 三井鉱山技術ダイジェスト, 第15卷9号, p. 17-27, 昭和53年12月
- 7) 三井建設(株): 各種立坑工事報告書(社内技術資料)
- 8) 日本道路公団名古屋建設局: 恵那山トンネル工事誌
- 9) 日本道路公団名古屋建設局: 恵那山トンネル工事誌(二期線), 昭和61年3月
- 10) 定塚正行, 佐取勘四郎: “関越トンネル谷川立坑における覆工工事”, セメント・コンクリート, No. 452, p. 8-19, 1984年10月
- 11) 森下静香, 小西欽次, 安井修一: “立て坑を利用したトンネルの施工 山陰本線 小倉山トンネル”, 土木施工, Vol. 29, No. 11, p. 29-36, 1988
- 12) 小畠秀夫, 他: “深さ481m・直径11mの大換気用立坑を掘る 第二阪奈有料道路 阪奈トンネル中央立坑”, トンネルと地下, Vol. 24, No. 10, 1993年10月
- 13) 丹野弘, 小原誠二, 他: “標高1,790mから450mの立坑を掘削 一般国道158号 安房トンネル換気立坑”, トンネルと地下, Vol. 29, No. 8, 1998年8月
- 14) 建設省中部地方建設局 高山国道工事事務所: 安房峠道路工事誌, 平成11年11月
- 15) 高橋健次, 他: “長大トンネル立坑の急速化施工 –上信越自動車道・八風山トンネル換気用立坑工事–”, 土木施工, Vol. 41, No. 14, 2000年11月
- 16) 小山茂, 他: “不良地山・大湧水を克服しての大深度立坑施工－関西電力・国文都市付近管路新設工事(第1工区)－”, 土木施工, Vol. 42, No. 10, 2001年9月

- 17) (社)土木学会: トンネル標準示方書 [山岳工法編] ・同解説 平成8年度版, 平成8年7月
- 18) (社)土木学会: 山岳トンネルの立坑と斜坑, トンネル・ライブラリー7号, 平成6年8月
- 19) (株)日建設計: 超深地層研究所研究坑道基本設計 -核燃料サイクル開発機構委託設計成果報告書-, 平成13年3月
- 20) А.Ф.ПОКРУЧИН: "РАСПАЛУБОЧНАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ПРИ ПРОХОЦКЕ ВЕРТИКАДЪНЬГХ СТВОДОВ ШАХТ", ШАХТНОЕ СТОИТЕЛЬСТВО, 1963.12
アー・エフ・ポクルチン: "立坑開さく時におけるコンクリートの脱型強度(抄)", 炭坑建設, 1963-12
- 21) (社)土木学会: [2002年制定] コンクリート標準示方書「施工編」, 平成14年3月
- 22) 建設省: 建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発(土木構造物に関する研究成果), (財)土木研究センター, 1989年5月
- 23) 水上国男: コンクリート構造物の耐久性シリーズ 化学的腐食, 技報堂出版, 1986年12月
- 24) 友澤史紀, 他: コンクリート混和剤の開発技術, (株)シーエムシー, 1995年9月
- 25) 日本コンクリート工学協会編: コンクリート便覧[第二版], 技報堂出版, 1996
- 26) 笠井芳夫, 小林正几: 改訂版セメント・コンクリート用混和材料, 技術書院, 1993年9月
- 27) 魚本健人, 大下健二: "高性能減水剤によるコンクリートの凝結遅延に関する基礎的研究", コンクリート工学論文集, p.119-129, 1994
- 28) 三井建設(株): 坑道及び坑内設備の維持管理に関する調査報告書 -核燃料サイクル開発機構 契約業務報告書-, 平成13年3月

5. 替えキブル方法の調査

超大深度立坑では掘削能率向上のために、替えキブル方式によるずりの積込・搬出作業が是非とも必要になる。

ここでは、ずり積み方式の変遷と併せて従来の替えキブル方法を調査し、課題・問題点を明らかにする。この問題点の解決方法として現状考案されている替えキブル方法について特許等の事例調査を行い、超大深度立坑において安全な替えキブルを実施するまでの適用性を評価する。その評価結果を踏まえて、簡易に、迅速に、かつ遠隔で安全に実施可能な替えキブル方法を抽出・整理する。

さらに抽出された替えキブル方法について施工計画を立案する。

5.1 替えキブル方法の実績調査・分析

5.1.1 従来の立坑ずり出し方式

(1) ずり積み方式および替えキブル

立坑掘削作業の中で最も時間を要する作業は、ずりの積込・搬出作業である。立坑掘削能率を上げるためにには、このずり積込・搬出作業時間を如何に短縮するかが重要である。特に、立坑掘削深さが深く（500m以上）なると、ずり搬出時間が大きなウエイトを占めてくるので、これに対する対応は是非とも必要である。

昭和60年頃までの我が国の立坑は、石炭鉱山で掘削された立坑が大半を占め、掘削工法はロングステップ工法からショートステップ工法に移行したが、ずり積み方式は以前からのグライファーによるずり積みがつい最近まで継続してきた（例外的に数カ所の立坑でクローラショベルによるずり積みが行われている）。

グライファーによるずり積みは、図5.1.1-1のようにスカフォード下面に旋回レールを設置し、グラブワインチを搭載した旋回箱を旋回させ、グラブワインチに吊り下げられたグライファーを操作してずりキブルにずり積みが行われる。

このグライファー方式では、スカフォードと坑底切羽間が30~50mと大きく確保できたので、坑底切羽で人力による替えキブル（空キブルと実キブルの吊り替え）が行われた。ずりキブルの大きさとしては 3.0m^3 前後のものが一般に用いられたが、最大 4.0m^3 のキブルで替えキブルが行われた立坑もある。

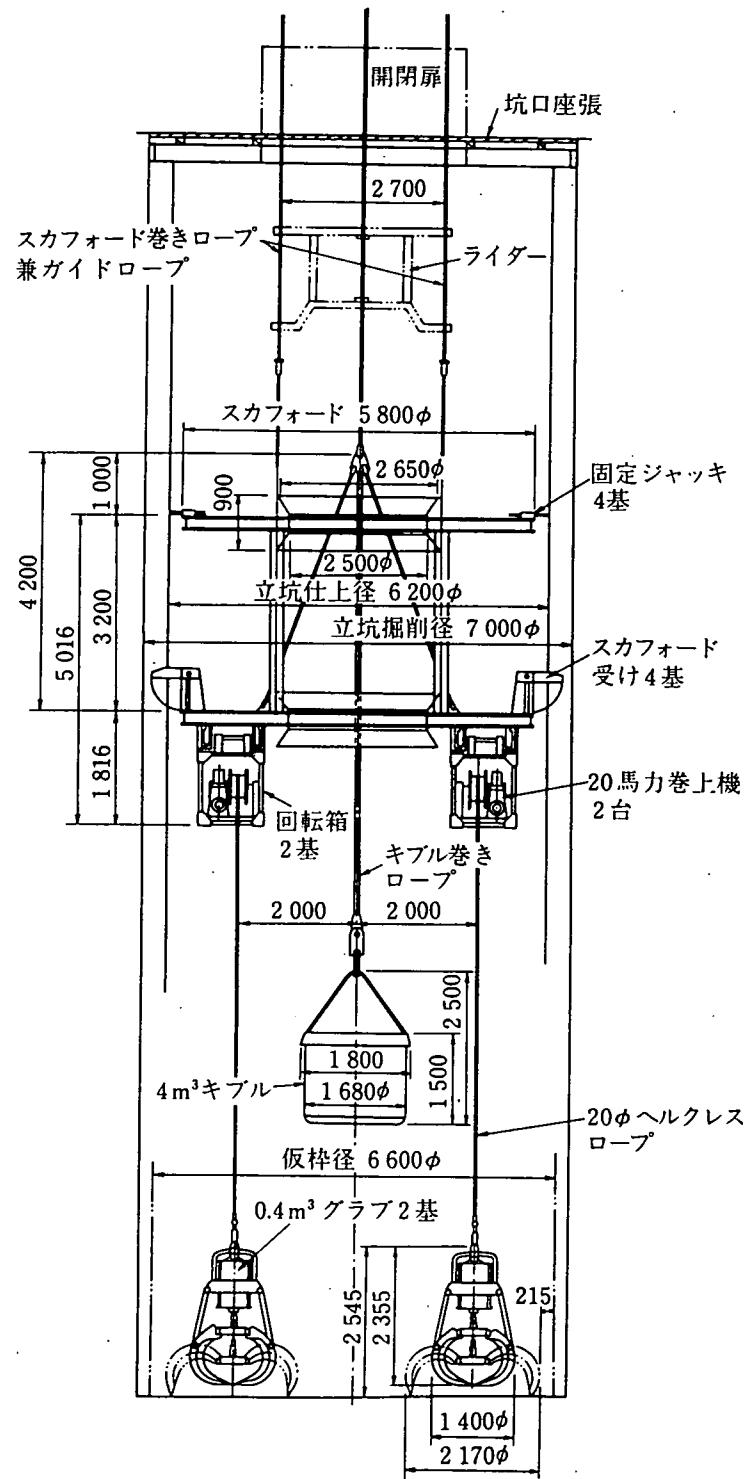


図 5.1.1-1 グライファーによるずり積み概要

(2) ずり積み設備容量と替えキブル実績

表5.1.1-1に深度500m以上の立坑のグライファー(一部クローラショベルを含む)によるずり積設備容量と替えキブルの実績を示す。

表5.1.1-1 グライファーによるずり積設備容量と替えキブル実績 (深度500m以上)

No	立坑名	内径 (φm)	深度 (m)	完成年	替えキブル の有無	ズリ積機機種、 容量(m ³)×台	キブル容量 (m ³)×台	備考
1	日炭高松第6立坑	5.5	658	S.40	○	グライファー0.3×3	4.0×2	固定式
2	北炭幌内運搬立坑	6.5	800	S.40	×	クローラショベル0.3×1	3.2×2	複洞巻上機
3	三井登川第2立坑	4.8	558	S.40	○	グライファー0.3×2	2.2×2	
4	松島池島第1立坑	6.0	720	S.41	○	グライファー0.4×2	3.6×2	
6	三井砂川中央立坑	4.8	766	S.41	○	グライファー0.3×2	2.8×2	
7	三菱大夕張奥部第3立坑	5.6	598	S.41	○	グライファー0.4×2	2.5×2	
8	雄別茂尻立坑	6.5	750	S.42	×	グライファー0.4×2	3.0×2	複洞巻上機
9	松島大島入気立坑	5.0	705	S.43	○	グライファー0.3×2	3.2×2	
10	住友赤平中央排気立坑	6.6	594	S.45	×	クローラショベル0.3×1	3.0×2	複洞巻上機
11	日炭若松第7立坑	5.0	650	S.45	○	グライファー0.3×2	3.2×2	
12	松島池島第2立坑	6.0	754	S.45	○	グライファー0.4×2	4.0×2	
13	三井三池島立坑	6.0	509	S.48	○	グライファー0.4×2	4.0×2	
14	北炭夕張新鉱第1立坑	7.0	950	S.49	×	クローラショベル0.3×1	4.0×2	複洞巻上機
15	北炭幌内排気立坑	6.5	1060	S.49	×	クローラショベル0.3×1	4.0×2	複洞巻上機
16	北炭夕張新鉱第2立坑	7.0	808	S.50	×	クローラショベル0.3×1	4.0×2	複洞巻上機
17	恵那山トンネルⅠ期線立坑	6.7	620	S.50	○	グライファー0.4×2	3.0×2	
18	松島ひき島第1入気立坑	5.0	720	S.51	○	グライファー0.3×2	3.2×2	
19	松島ひき島第2排気立坑	6.0	670	S.51	○	グライファー0.4×2	4.0×2	
20	三井砂川南部排気立坑	5.5	891	S.51	○	グライファー0.3×2	3.6×2	
21	恵那山トンネルⅡ期線立坑	6.6	571	S.59	○	グライファー0.4×2	4.0×2	

※キブル容量は水張り容量である

5.1.2 最近の立坑ずり出し方式

(1) シャフトマッカーによるずり積み

前述のグライファーによるずり積み・替えキブル作業はスカフオード～坑底切羽間が長いことを含め安全上に問題があり、立坑中心部や壁際のずり積みなどに熟練した作業員を必要とすることから、昭和60年以降の立坑工事（地下発電所や道路

の立坑)ではほとんど採用されなくなり、これに代わってシャフトマッカーによるずり積みが行われるようになった(図5.1.1-2参照)。

このシャフトマッカーはスカフォードの下面に設置されるために、スカフォードと坑底切羽間が7~8mであり大きくとれない。このため、坑底切羽での替えキブルは困難である。

したがって、現在の掘削径の大きい立坑では、掘削能率を上げるためにキブル容量を大きく(4~6m³)し、替えキブルを行わない1キブル方式が採用されている。

しかしながら、現状の立坑深度は深いものでも500m程度であり、本立坑のように1,000mの深さになると、巻上機のロープスピードを上げるとともに、替えキブル方式を考えないと、坑底での待ち時間が多くなり掘削能率は悪くなる。

(2) シャフトマッカーによるずり積み実績

シャフトマッカーによるずり積み設備容量と替えキブル実績を、表5.1.1-2に示す。

1	俣野川発電所水圧管立坑	5.4	440×2	S.57	×	シャフトマッカー0.5×1	3.0×1	最初に導入
2	小倉山トンネル作業立坑	8.0	220	S.61	×	シャフトマッカー0.6×1	5.5×1	
3	宇治トンネル上り線立坑	8.8	278	S.63	×	シャフトマッカー0.6×1	4.5×1	
4	肥後トンネル換気立坑	6.7	250	H.1	×	シャフトマッカー0.35×1	3.0×1	
5	加久藤トンネル換気立坑	6.7	274	H.5	×	シャフトマッカー0.35×1	3.5×1	
6	奥美濃発電所水圧管立坑	5.4	337	H.6	×	シャフトマッカー0.28×1	2.5×1	
7	第2阪奈トンネル中央立坑	9.9	481	H.7	×	シャフトマッカー0.55×1	6.0×1	
8	第2阪奈トンネル奈良方立坑	6.6	265	H.7	×	シャフトマッカー0.3×1	3.0×1	
9	安房トンネル換気立坑	8.1	450	H.9	×	バックホウ0.35×1	4.0×1	
10	八風山トンネル換気立坑	6.7	248	H.11	×	シャフトマッカー0.35×1	3.0×1	
11	関電西大阪変電所地中線立坑	8.6	196	H.12	×	シャフトマッカー0.4×1	4.5×1	

※ キブル容量は水張り容量である。

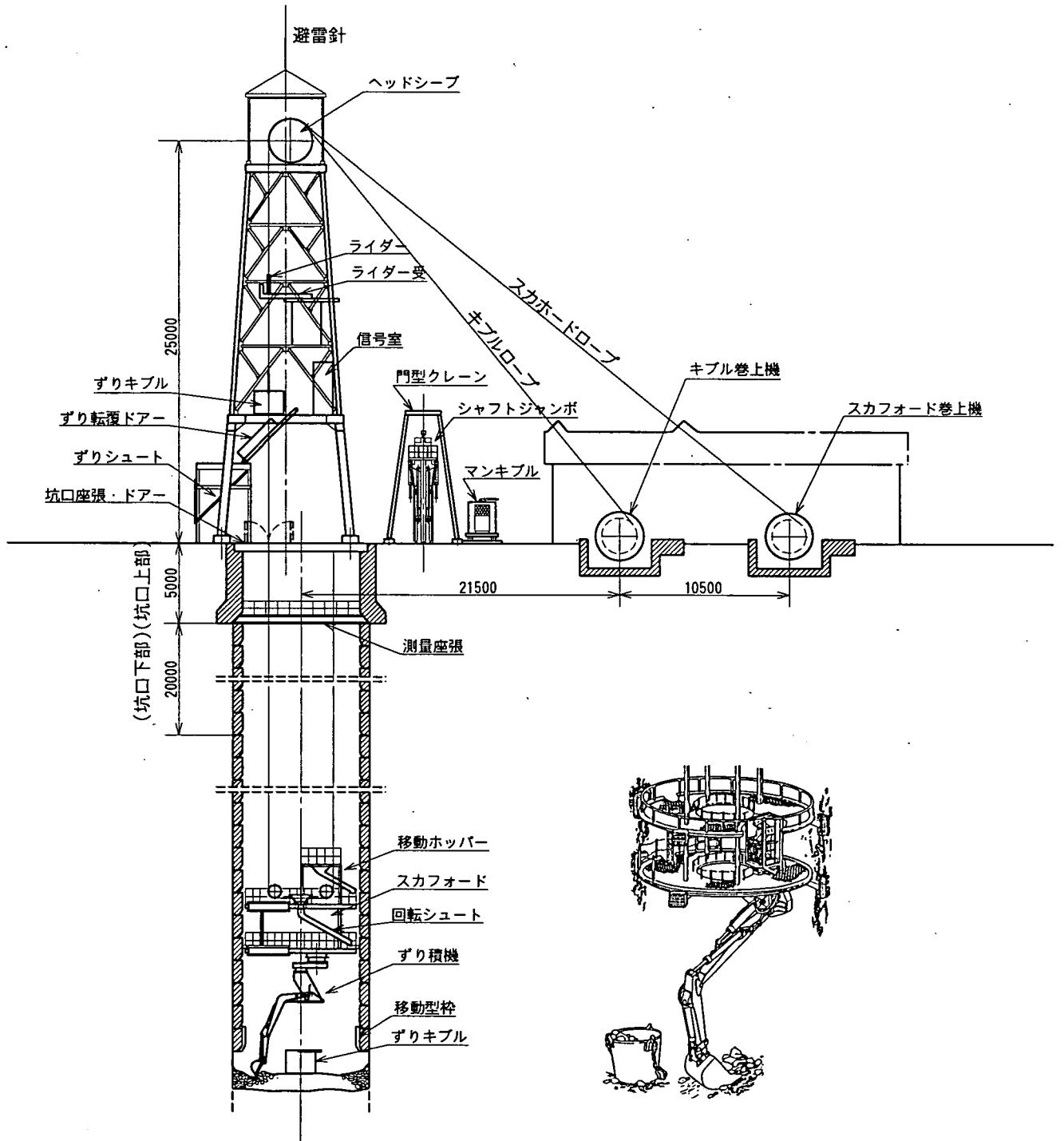


図5.1.1-2 シャフトマッカーによるずり積み概要

5.2 現状考案されている替えキブル方法の調査と超大深度立坑への適用性の評価

5.2.1 替えキブルの検討事例調査

替えキブルの作業は、2台のキブルが坑底で干渉しないように吊り点の移動、即ち横移動させる作業とキブル吊り柄からのフック着脱の作業からなっている。前述のように今までの替えキブル方法は、これらの作業を人力を介して行っていた。

人力によるキブル入れ替え作業は、フック等重量物の移動、キブルを吊った状態での横移動など手を挟まれたり、危険でかつ苦渋作業であり、さらにキブルが大容量になると、キブルの本体の重量と高さも大きくなり、同時にキブル柄やフック等吊り具も重量が大きくなり、人力で行うことは無理となっている。

これまで、人力による入れ替え作業を極力軽減するために、スカフォード上に各種のキブル入れ替え装置を設けて、機械的に入れ替えを行う方法が検討されてきた。しかし、入れ替え装置を設けてスカフォード上でキブルを仮受けすることによって、スカフォードの負担荷重が大きくなり全体設備も過大になったり、フックの差し替えの自動化が難しかったり、また新たな作業工程も出てきて実用にはまだまだ問題がある。

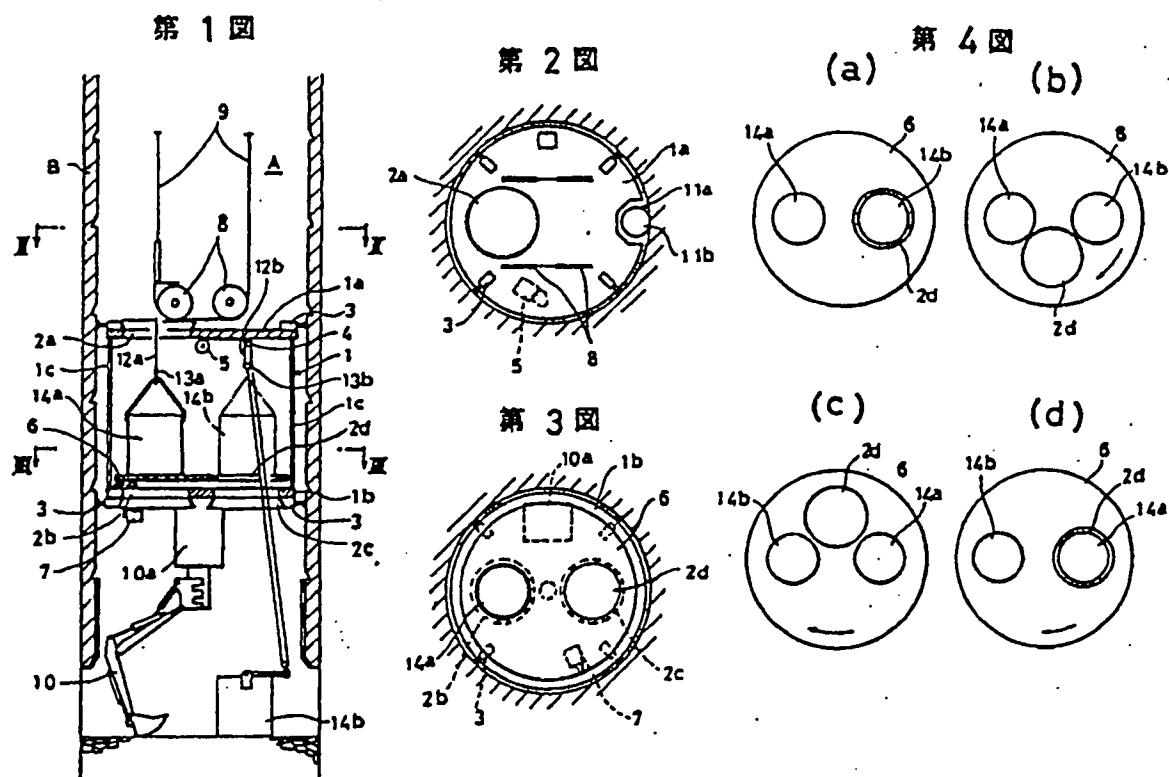
そのため、1台のキブルのみのキブル入れ替えなしで施工する例が、いまだに多いのが現状である。またそれが故に、ズリ出し能率に限界が生じている。

ズリ積機にシャフトマッカーを使用した場合の替えキブル検討事例（特許物件）の調査結果を以下に紹介する。

(1) スカフォード装置 (特開昭 62-25693 S62.2 三井建設)

スカフォード下段デッキで空キブルと実キブルを吊り替えて替えキブルを行う方法である。

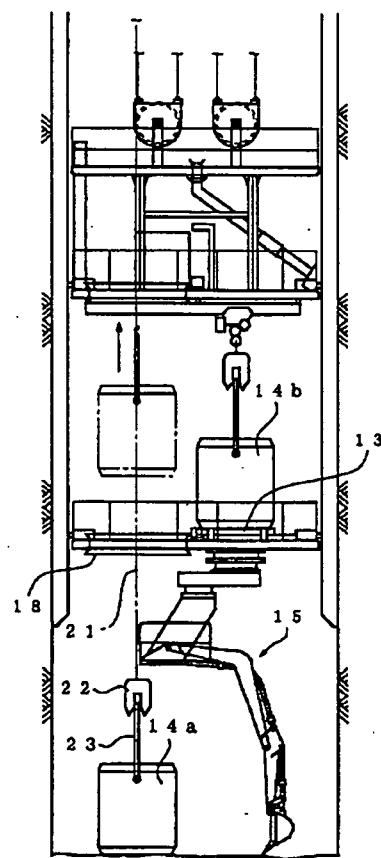
空キブルか実キブルのいずれか早いほうがスカフォードで待機する。実キブルはスカフォードに設置されたワインチで操作されるので、坑底切羽でのフックの脱着はない。



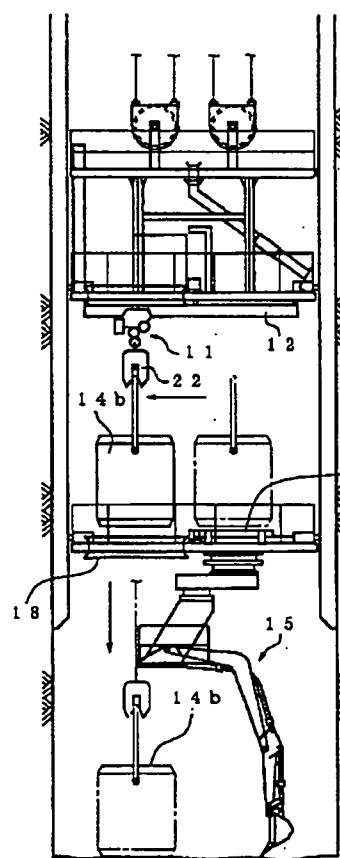
(2) 立坑掘削設備 (特開平 11-294063 H11.10 大林組)

降下してきた空キブルを一旦3段デッキスカフォードの下段に預けて、吊りフックを坑底切羽に下ろし実キブルを巻き上げる。次にスカフォードに設置したウインチで空キブルを切羽に下ろし替えキブルを行う方法である。フック自動脱着についても考案されているが、フックの回転やキブル吊り柄の位置などが考慮されておらず、実用には追加の検討が必要である。

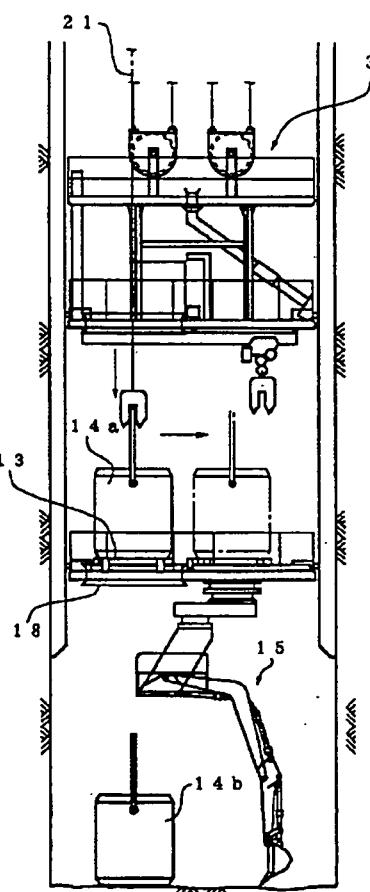
【図 3】



【図 5】



【図 6】



(3) 立坑掘削設備の替えキブル方法及び装置(特願 2001-089200 H13.3 三井建設)

3段デッキスカフォードの下段デッキに油圧式ロープ移動装置とキブル方向制御用ウインチを設置し、空キブルの横移動と実キブルの巻上時の振れをコントロールして機械的に替えキブルを行う方法である。吊りフックの脱着は上記ロープ移動装置と下段デッキに設置したフック方向制御装置により遠隔操作で行われる。

(4) 立坑掘削における替えキブル装置(特願 2001-261133 H13.8 三井建設)

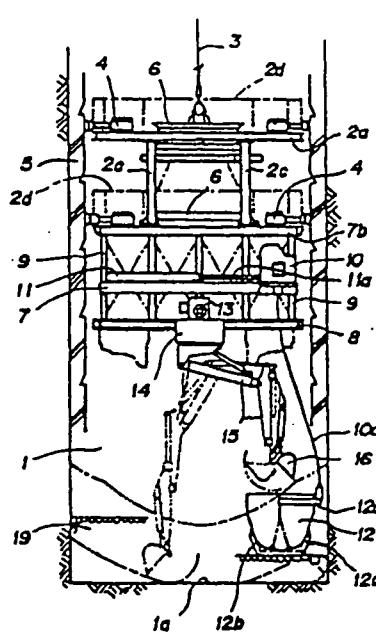
3デッキの下段に油圧式ロープ移動装置を設け、空キブルおよび実キブルの横移動を制御する。吊りフックの脱着は、フックそのものではなくコース元に楔型コーンソケットを設け、スカフォード下段より遠隔操作でこの楔型コーンソケットの切り離し、連結することにより行われる。空キブル、実キブル共に常に先端のフック部は装着された状態にあり、替えキブルに際してフックや吊り柄の方向に制約を受けない利点がある。

(5) 立坑掘削におけるずりの排出方法(特開 昭 63-40090 S63.2 三井建設)

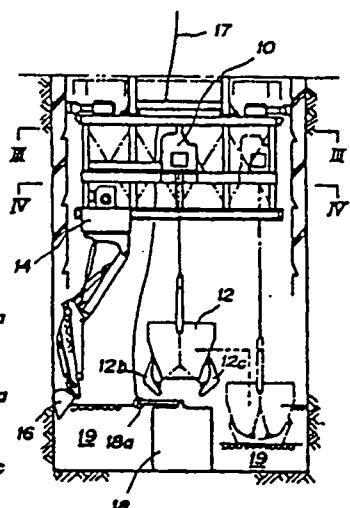
この方式は替えキブル方式ではないが、目的が同じなのでここで取り上げる。

坑底切羽で底開き式積み替えバケットにずり積み込みを行い、切羽へ降下してきた空キブルにこのずりを積み替えてから巻き上げる方式で、待ち時間のロスをなくし能率を改善する方式である。

第1図



第2図



5.2.2 問題点・課題の整理および超大深度立坑への適用性の評価

(1) 現状での替えキブル作業の問題点

超大深度立坑掘削で能率を上げるために、ずりキブルやズリ積機等、ズリ出し設備には大型のものを使用し、替えキブル方式によるズリ出しが必要である。現状のシャフトマッカー方式では、替えキブル作業に以下のような問題点があり、替えキブル方式が採用されていないのが実状である。

- ① スカフォード～坑底切羽間が大きく取れず、替えキブルのためのキブルの横移動が困難である。(所定の位置まで移動するのに大きな力が必要である。)
- ② シャフトマッカーによるズリ積みの場合、坑底切羽に作業員が入るのは危険である。
- ③ キブル容量(高さ)が大きくなると、坑底切羽での人力による空キブルのフック外し及び実キブルへのフック掛けが困難である。
- ④ 実キブルの巻上時に実キブルが移動による振れで、型枠や空キブルに激突して危険である。
- ⑤ 巻上時に実キブルの人力による振れ止めは困難である。

以上のような問題点に対して、前述の替えキブル検討事例では種々の対応策が検討されているが、個々には問題のあるものもあり、未だ実用化されていない。しかし、実証試験を実施し、動作確認やサイクルタイムの調査等を行うことにより、実用可能となる方式もあるように思われる。

(2) 替えキブル検討事例の特徴、問題点・課題と超大深度立坑への適用性の評価

以下に、替えキブル方式に関して調査した検討事例の特徴、問題点や課題、および超大深度立坑への適用性について考察する。なお、適用性の評価ランクについては、A～Dの4段階とする。

(i) スカフォード装置(特開昭62-25693 S62.2 三井建設)

この替えキブル方式の特徴は以下の通りである。

- ① スカフォード下段に回転式ターンテーブルを設置し、この上で替えキブルを行う方式である。
- ② スカフォード上で空キブルまたは実キブルの早いほうが待機することになる。
- ③ 坑底切羽での吊りフックの脱着は人力による方式である。

④ スカフォード上にターンテーブルを設置し、実キブルを直接預けるので、スカフォード巻上設備が大型となり、大容量のすりキブルの使用には向きである。この方式は問題点も多く、超大深度立坑への適用性の評価はDである。

(ii) 立坑掘削設備 (特開平 11-294063 H11.10 大林組)

この替えキブル方式の特徴は以下の通りである。

- ① 3段デッキスカフォード下段に一旦空キブルを預けて、坑底に吊りフックを下げ込み実キブルを巻上げた後に、スカフォードに預けた空キブルをスカフォードクレーンで坑底切羽に下ろし替えキブルを行う方式である。
- ② 吊りフックの自動着脱も提案されているが、ロープの回転による吊りフック方向制御が考慮されていない。
- ③ スカフォードクレーンを使用したキブル吊り柄の転倒方向制御(吊り点が常にキブルロープ中心にくるように)に時間をする。
- ④ キブル吊り柄の吊り点が常にキブルロープ中心位置に来るようしなければならないため、空キブルの切羽着床位置が狭い範囲に限られ、替えキブルの度に空キブル着床位置の整盤が必要であり、サイクルタイムが延びる(空キブルの転倒防止のため)。

この方式は、今後解決すべき問題点もあり、超大深度立坑への適用性の評価はCである。

(iii) 立坑掘削設備の替えキブル方法及び装置(特願 2001-089200 H13.3 三井建設)

この替えキブル方式の特徴は以下の通りである。

- ① スカフォード下段に設置されたロープ移動用油圧ブームでキブルロープを横移動することにより、空キブルを切羽に預ける際や実キブルを切羽から巻上げる際にキブル同土が激突するのを避けることができる。
- ② キブル吊り柄の方向制御装置備(スカフォード下段で遠隔操作)、吊りフック方向制御装置および吊りフック安全装置開閉装置(スカフォード下段で遠隔操作)を備えており、スカフォード下段で遠隔操作することにより空キブルおよび実キブルの吊りフック脱着が可能である。

この方式は、吊りフック着脱をスカフォード下段で遠隔操作により行うようになっているが、巻上機との連係操作など慣れるまでに時間を要するように思われる。

また、模型実験などで操作の実証やサイクルタイムの調査が必要である。

したがって、超大深度立坑への適用性の評価はBである。

(iv) 立坑掘削における替えキブル装置（特願 2001-261133 H13.8 三井建設）

この替えキブル方式の特徴は以下の通りである。

- ① スカフォード下段に設置されたロープ移動用油圧ブームでキブルロープを横移動することにより、空キブルを切羽に預ける際や実キブルを切羽から巻き上げる際にキブル同士が激突するのを避けることができる。
- ② 吊りフックの脱着は、吊りフックそのものではなく、キブルロープのコース元に装備した「切り離し連結可能なカプラー式のキブル交換装置」により行われる。スカフォード下段より遠隔操作でこのキブル交換装置の切離し、連結が行われるため、吊りフックは空キブル、実キブルそれぞれに装着されたままである。
- ③ 替えキブルに際して、キブルの吊り柄や吊りフックの方向に制約を受けないため、能率良く替えキブル作業が行われる。

この方式は操作がシンプルで大きな問題点もないことから、超大深度立坑への適用性の評価はAである。

(v) 立坑掘削におけるずりの排出方法（特開 昭 63-40090 S63.2 三井建設）

この替えキブル方式の特徴は以下の通りである。

- ① この方式は替えキブル方式ではなく、坑底切羽での積替えバケット方式である。
- ② 坑底切羽でずりキブル1台分の積替えバケットにずりを積込み、スカフォードのクレーンで巻上げ、空キブルの上に移動して積替えを行う。
- ③ 替えキブル操作がなく手間は省けるが、スカフォードに実キブルやクレーンの自重が掛かり、スカフォード巻上機設備容量が大きくなる。
- ④ あまり大型のずりキブルの使用には向かない。
- ⑤ 実キブルの横行に際し、シャフトマッカーが退避可能な構造であることが必要である。

この方式は実用上の問題点は少ないが大容量キブルの使用には難点があり、超大深度立坑への適用性の評価はCである。

5.2.3 実施可能な替えキブル方法の抽出

5.2.2の(2)の適用性評価結果より、当所の主立坑および換気立坑に実用可能な替えキブル方式として、上述の(iv)の替えキブル方式の採用を提案する。なお、この方法については現在、三井建設が特許を申請中である。

(1) 提案替えキブル方法の概要

ここでは、立坑掘削時における坑底での空キブルと実キブルの入れ替え作業を、安全で人力作業によらない機械化、省力化方法で実施することを提案する。

提案する方法は、フックそのものではなくキブルロープコース元（キブルロープ先端）とキブル吊り柄の間に、切り離しと連結が可能なカブラー式のキブル交換装置を装備しておき、その交換装置の操作用ガイドワイヤーをスカフォード上より人の遠隔操作で、簡易かつ迅速に切り離しと連結を行い、キブルの入れ替えを行うものである。

(2) キブル入れ替え装置の構成

キブル入れ替え装置の構成は、キブル吊り芯移動装置とキブル交換装置によりなる。

(a) キブル吊り芯移動装置

スカフォードデッキの最下段に油圧式のロープ移動装置を設け、空キブル及び実キブルの横移動を制御するものである。

空キブル（または実キブル）が、スカフォード最下段デッキより下方位置で吊ったままの状態で、旋回ブーム式の吊り芯移動装置を旋回させ、そのガイドローラ部でキブルロープの吊り芯を押し、キブルを移動させ坑底でキブル同志が干渉しない位置で、空キブルを着地させたり、実キブルを地切り巻き上げ開始したりするものである。

この交互に偏心させて着地させるのは、キブル下のズリの掻き出しを交互に行うための着地位置替えだけではなく、スカフォード上のキブル入れ替え方法に比較して、スカフォードでキブルの仮受け待避をさせる必要がなく、スカフォードの負担荷重が軽減できると同時にキブル運行時間短縮のメリットがある。

キブル吊り芯移動装置の概念図を、図5.2.3-1（立坑径6.5mの場合）、図5.2.3-2（立坑径4.5mの場合）に示す。

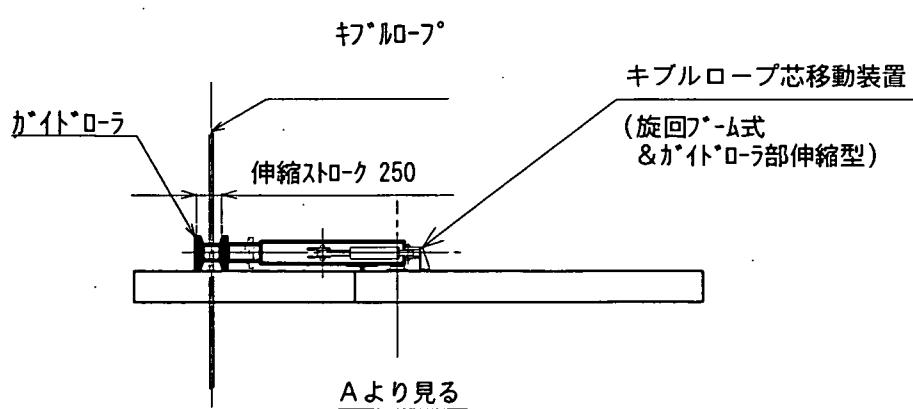
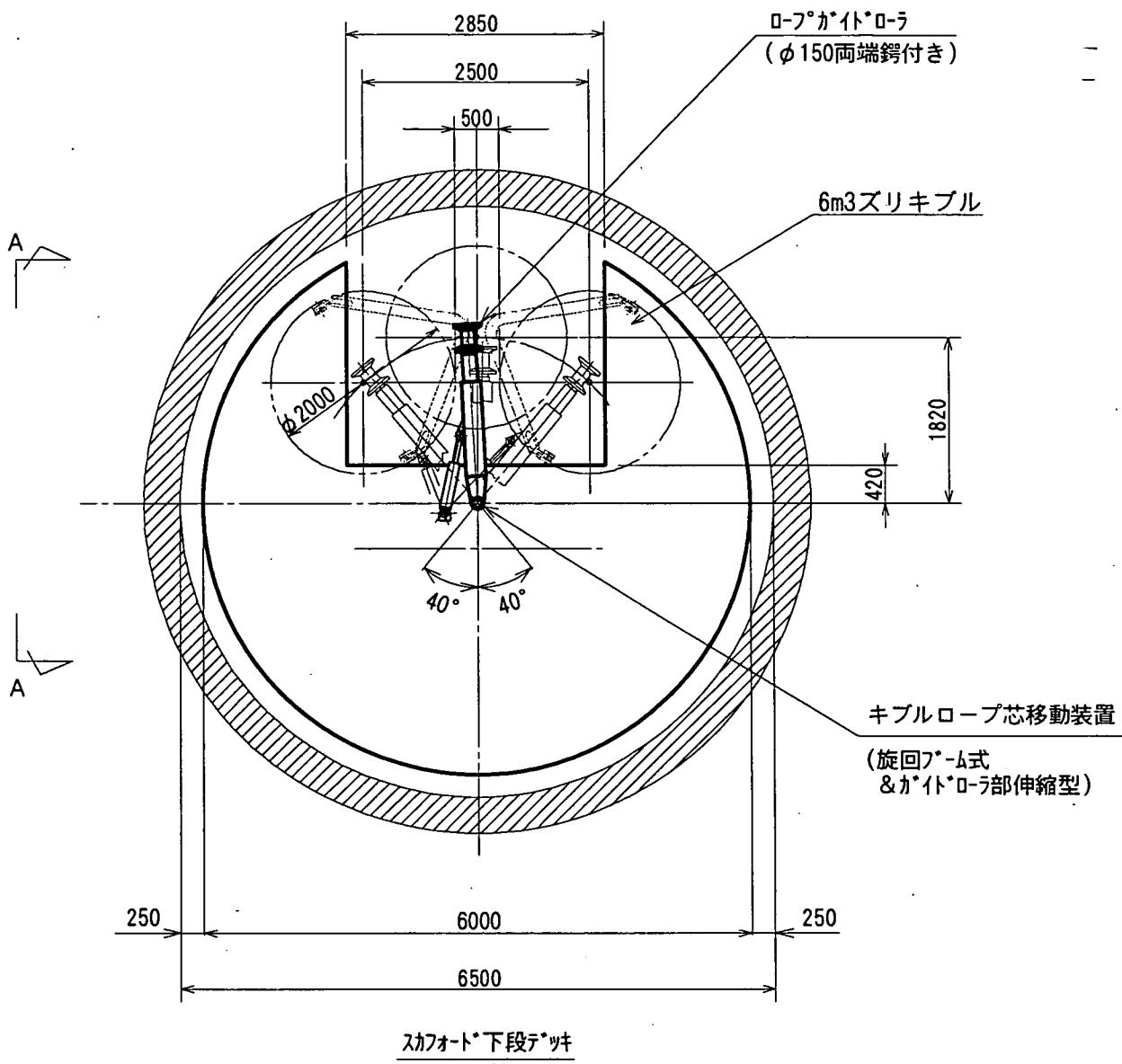


図 5.2.3-1 キブル吊り芯移動装置 (φ 6. 5 mの場合)

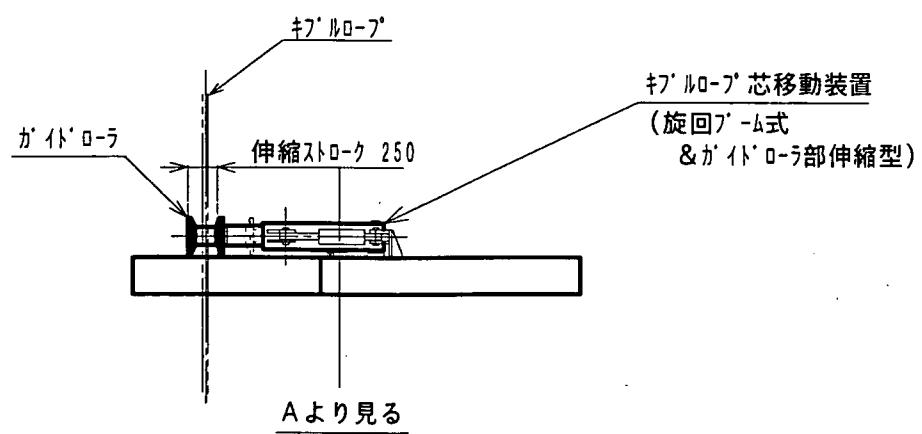
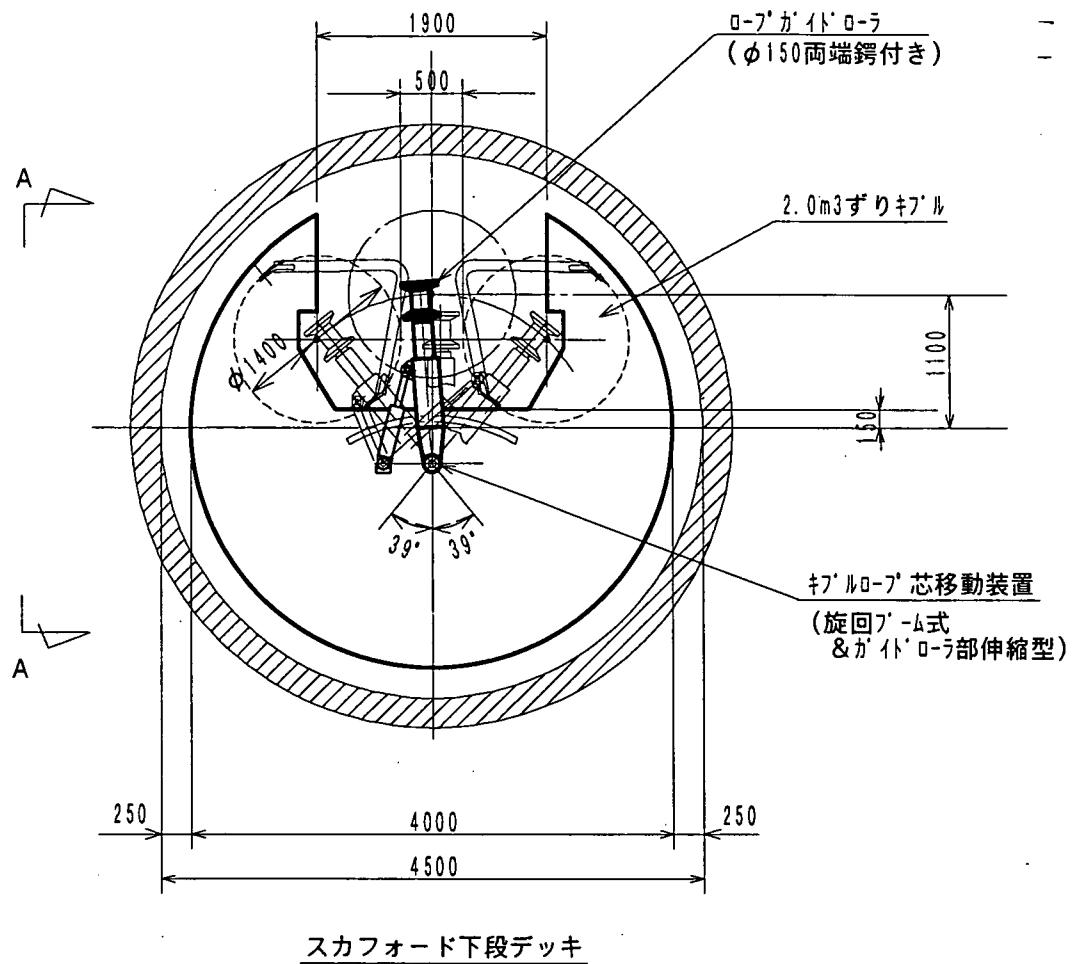


図 5.2.3-2 キブル吊り芯移動装置 ($\phi 4.5\text{m}$ の場合)

(b) キブル交換装置

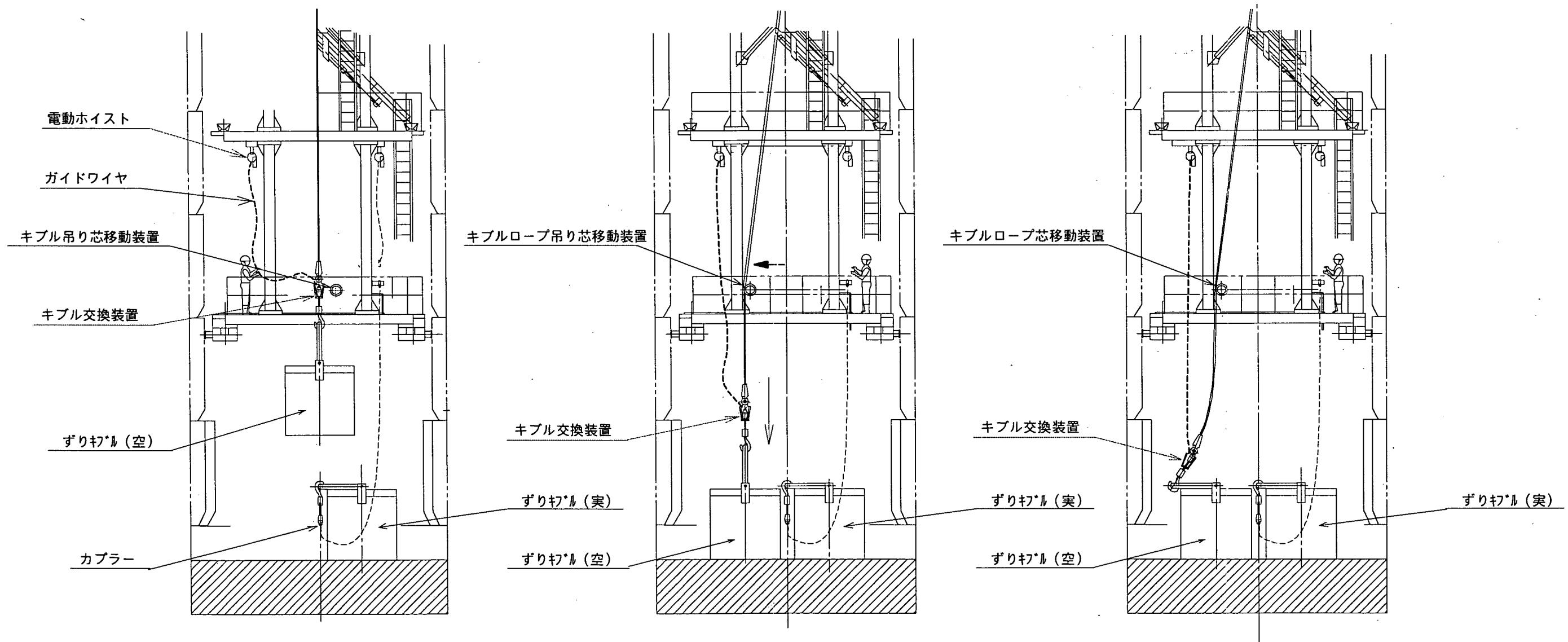
吊りフックの脱着を、フックそのものではなくコース元とキブル吊り柄の間に設けたカプラー式のキブル交換装置により行うものであり、スカフォード上より遠隔操作でこのカプラーの切り離し、連結を行う。

立坑坑底での替えキブル方法の説明図を図5.2.3-3、図5.2.3-4、および図5.2.3-5に示す。また、その操作手順は以下に示す通りである。

- ①キブルロープ先端側にキブル交換装置を取り付けて置く。また、2個のキブル側吊り柄にはカプラーを取り付けておく。 (図5.2.3-3の①)
- ②坑底にズリ積み込み完了の実キブルがある状態で、そのキブル吊り柄のカプラー先端よりガイドワイヤーがスカフォードデッキ上にまで延びており、弛ませてデッキ上にクランプ保持されている。 (図5.2.3-3の①)
- ③坑口より搬入されてきた空キブルには、スカフォード上で空キブル側の吊り柄のカプラーに、延伸用の補助ガイドワイヤーと交換装置の楔解除用の延伸用の補助ガイドワイヤー掲本が連結される。 (図5.2.3-3の①)
- ④キブル吊り芯移動装置により、空キブル吊り芯を着地側に移動させる。 (図5.2.3-3の②)
- ⑤空キブルを着底させる。 (図5.2.3-3の②)
- ⑥キブルロープを弛め、吊り柄を倒す。 (図5.2.3-3の③)
- ⑦楔解除用ガイドワイヤー(図示していない)を緊張して、カプラーを切り離す。 (図5.2.3-3の③)
- ⑧切り離されたキブルロープを巻き上げる。 (図5.2.3-3の④)
- ⑨空キブル側カプラーのガイドワイヤーは交換装置の中を貫通しており、巻き上げられた交換装置において、スカフォード上で人の操作により、実キブル側カプラーのガイドワイヤーと入れ替える。 (図5.2.3-4の⑤)
- ⑩実キブル側ガイドワイヤーをキブル交換装置の中に通す。また、外した空キブルのガイドワイヤーは、弛ませてスカフォード上にクランプ保持しておく。 (図5.2.3-4の⑤)
- ⑪キブル吊り芯移動装置により、実キブル吊り芯側にキブルロープ芯を移動させる。 (図5.2.3-4の⑥)

- ⑫実キブル側カブラーのガイドワイヤーを緊張させ、キブル吊り柄を起こす。
(図 5.2.3-4 の⑥)
- ⑬キブルロープを巻き下げる。緊張したガイドワイヤーをガイドとして、交換装置は実キブル側カブラーに自動的に誘導され、連結される。(図 5.2.3-5 の⑦)
- ⑭実キブルの巻き上げ、地切りを行う。 (図 5.2.3-5 の⑧)
- ⑮キブル吊り芯移動装置を動かし、実キブルの吊り芯を正規の芯に戻す。
(図 5.2.3-5 の⑨)
- ⑯延伸用のガイドワイヤーを外し、実キブルを坑外へ巻き上げる。
(図 5.2.3-5 の⑩)

替えキブル操作手順（その1）



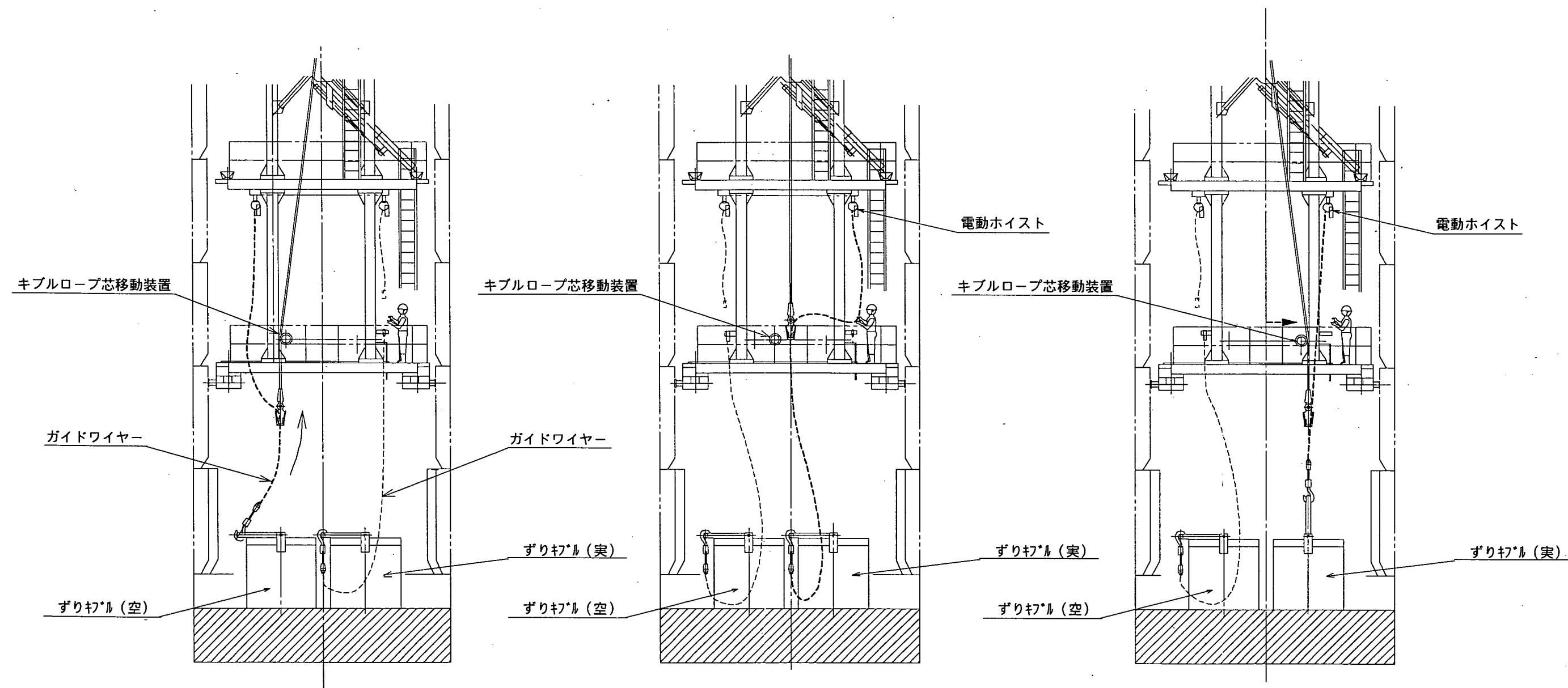
① 空キブルを坑外より搬入・巻下げ、
空キブル側のキブル交換装置に
ガイドワイヤを取り付け

② 空キブルの吊り芯の移動及び坑底着底

③ キブルロープ弛め、楔解除用ガイドワイヤを緊張

図 5.2.3-3 立坑坑底での替えキブル方法説明図

替えキブル操作手順（その2）



④ 空キブル側のキブル交換装置の切り離し,
キブルロープの巻き上げ

⑤ 空キブル側のガイドワイヤから
実キブル側のガイドワイヤに入れ替える

⑥ キブル吊り芯の移動及び実キブル側の
ガイドワイヤの緊張

図 5.2.3-4 立坑坑底での替えキブル方法説明図

替えキブル操作手順（その3）

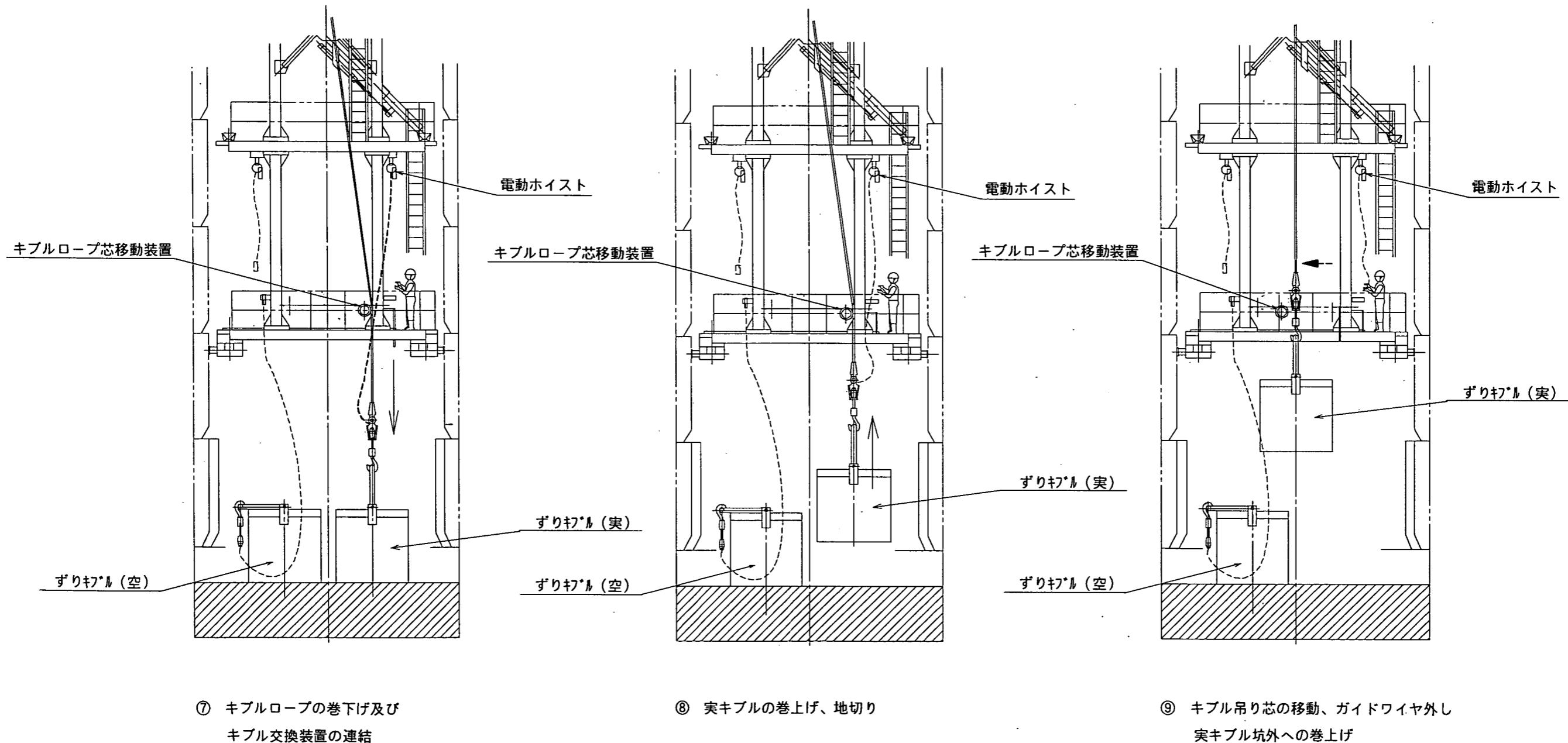


図5.2.3-5 立坑坑底での替えキブル方法説明図

5.3 超大深度立坑での替えキブル施工計画の立案

5.3.1 抽出された替えキブル方法のすり出し設備容量の選定

すり出し能率に影響を及ぼす設備容量としては、すりキブル容量、すり積機容量、および巻上機のロープスピードがある。

(1) すりキブル容量の選定

すりキブル容量は、巻上機設備を含めた全体の設備費との兼ね合いもあるが、大きい程すり出し回数が減り掘削能率が上がる。しかし、すりキブルの大きさには限度があり、切羽に空キブルと実キブルが並んだ状況やスカフォード設備（キブル通過孔）、坑口ドアなど立坑仕上がり内径に制限を受ける。

また、すりキブル自身にも、すり積み中に転倒しないように外径と高さの割合に制約（実績では普通は1：1、最大でも1：1.03程度）がある。したがって、外径と高さの割合は、最大でも1：1.05以下にすべきである。

前出の表5.1.1-1および表5.1.1-2より立坑仕上がり内径とすりキブル容量の関係をグラフにし、図5.3.1-1に示す。

当所の主立坑および換気立坑の仕上がり内径Φ6.5m、Φ4.5mを図に当てはめる（平均値線）と、すりキブル容量は主立坑で3.8m³、換気立坑で2.2m³程度となる。

なお、表5.1.1-1の実績の中に仕上がり内径Φ4.8mで2.8m³のすりキブル（№6）、仕上がり内径Φ6.0mで4.0m³のすりキブル（№12,13,19）の使用例があるが、これらの立坑では人キブル専用巻上機が設置されておらず、スカフォード等にこの人キブルの制約がないため、立坑径に比べて大きな容量のすりキブルの使用が可能となっている。

(a) 主立坑のすりキブル容量

当立坑は深度が深く、月進30m以上の進行を確保するためには、替えキブル方式の採用とすりキブル容量は少なくとも5.0m³以上を確保する必要がある。

このためには、スカフォード設備（構造、機器配置、キブル通過孔その他）や坑底での替えキブルを含めたすり積み作業の作業性および安全性（小さい立坑断面内で大きなすりキブルの使用）について十分な検討が必要である。

(b) 換気立坑のずりキブル容量

図5.3.1-1からずりキブル容量は 2.2 m^3 となっているが、仕上がり内径 $\phi 4.5\text{ m}$ で人キブルその他設備を考慮すると、スカフォードのキブル通過孔は最大でも $\phi 2.0\text{ m}$ しか取れない。

したがって、ずりキブルと通過孔のクリアランスを 225mm （自動転倒装置の突起部 125mm との空隙）とすると、ずりキブル外径は $\phi 1.3\text{ m}$ （内径 $\phi 1.28\text{ m}$ ）となる。

故に、ずりキブル容量は

$$V = \pi \times (1.28/2)^2 \times (1.3 \times 1.05(\text{高さ比})) \doteq 1.8\text{ m}^3$$

となる。

(2) ずり積機容量の選定

表5.1.1-2より、立坑仕上がり内径に対するずり積機（シャフトマッカー）容量をグラフにすると、図2.3.1-2のようになる。

このグラフから分かるように、仕上がり内径に比べてずり積機容量の値は、事例が少ないせいかかなりばらついている。

グラフの平均値線より、主立坑および換気立坑のずり積機容量を求めると

主立坑 $0.36\text{ m}^3 \rightarrow 0.4\text{ m}^3$

換気立坑 $0.2\text{ m}^3 \rightarrow 0.2\text{ m}^3$

の値となり、この値の選定を提案する。

(3) 卷上機ロープスピードについて

我が国の深い立坑の開さくでは、一般にロープスピード $200\sim300\text{m}/\text{分}$ の卷上機が使用されている。卷上機ロープは立坑が深くなると巻段数が多くなるので、乱巻きなどの心配があり、いたずらにスピードを上げるには問題がある。

当立坑でも、施工実績のある $300\text{m}/\text{分}$ の卷上機で計画する。

表5.3.1-1 立坑仕上り内径とずりキブル容量の関係

仕上り内径	(m)	4.8	5.0	5.4	5.5	5.6	6.0	6.5	6.6	6.7	7.0	8.0	8.1	8.6	8.8	9.9
ずりキブル容量	(m ³)	2.5	3.2	2.8	3.8	2.5	3.9	3.4	3.3	3.1	4.0	5.5	4.0	4.5	4.5	6.0

※仕上り内径が複数例ある場合のずりキブル容量は平均値を示す。

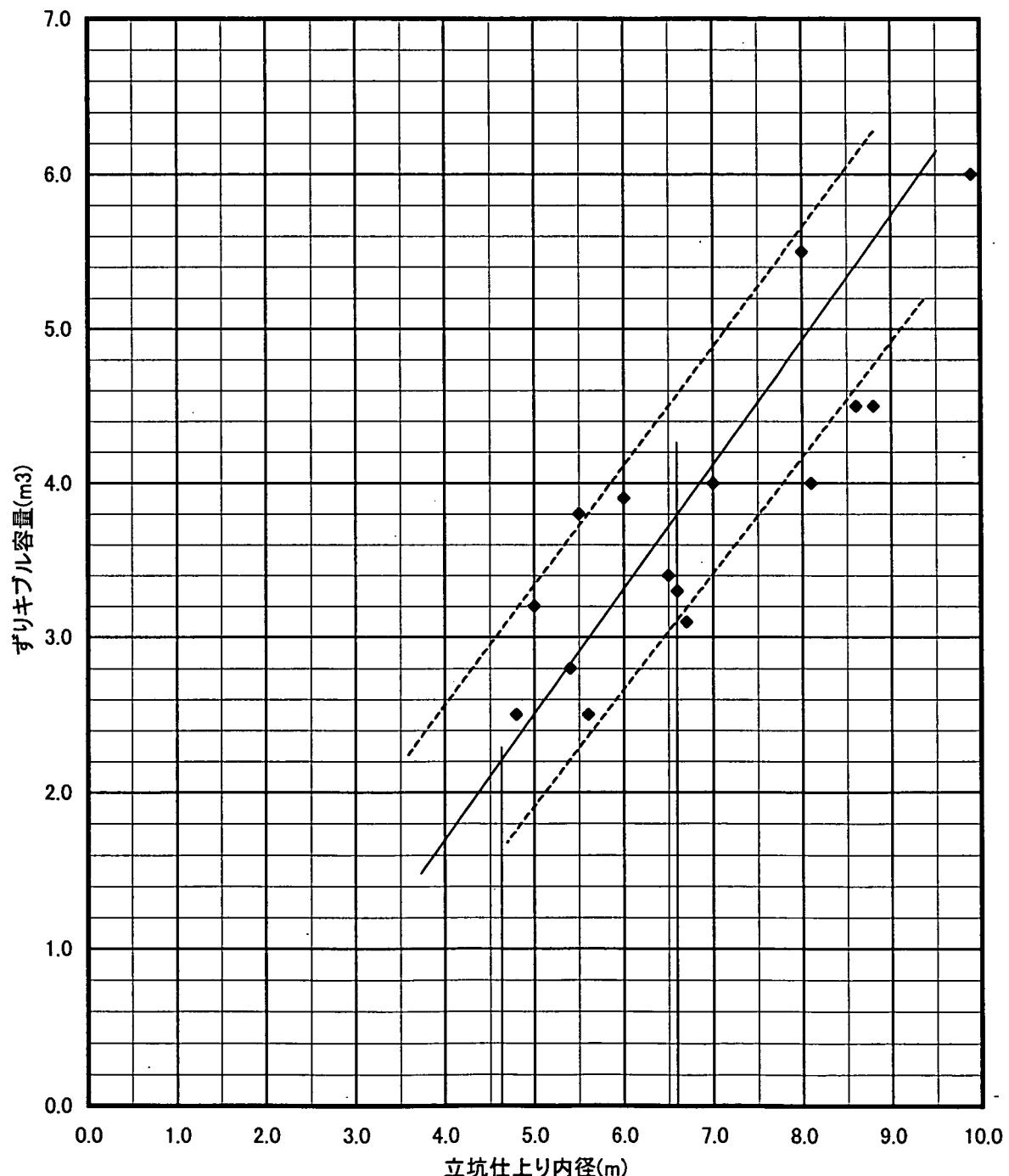


図5.3.1-1 立坑仕上り内径とずりキブル容量の関係

表5.3.1-2 立坑仕上り内径とずり積機容量の関係

仕上り内径	(m)	5.4	6.6	6.7	8.0	8.1	8.6	8.8	9.9
シャフトマッカーライフ容量	(m ³)	0.39	0.30	0.35	0.60	0.35	0.40	0.60	0.55

※仕上り内径が複数例ある場合のシャフトマッカーライフ容量は平均値を示す。

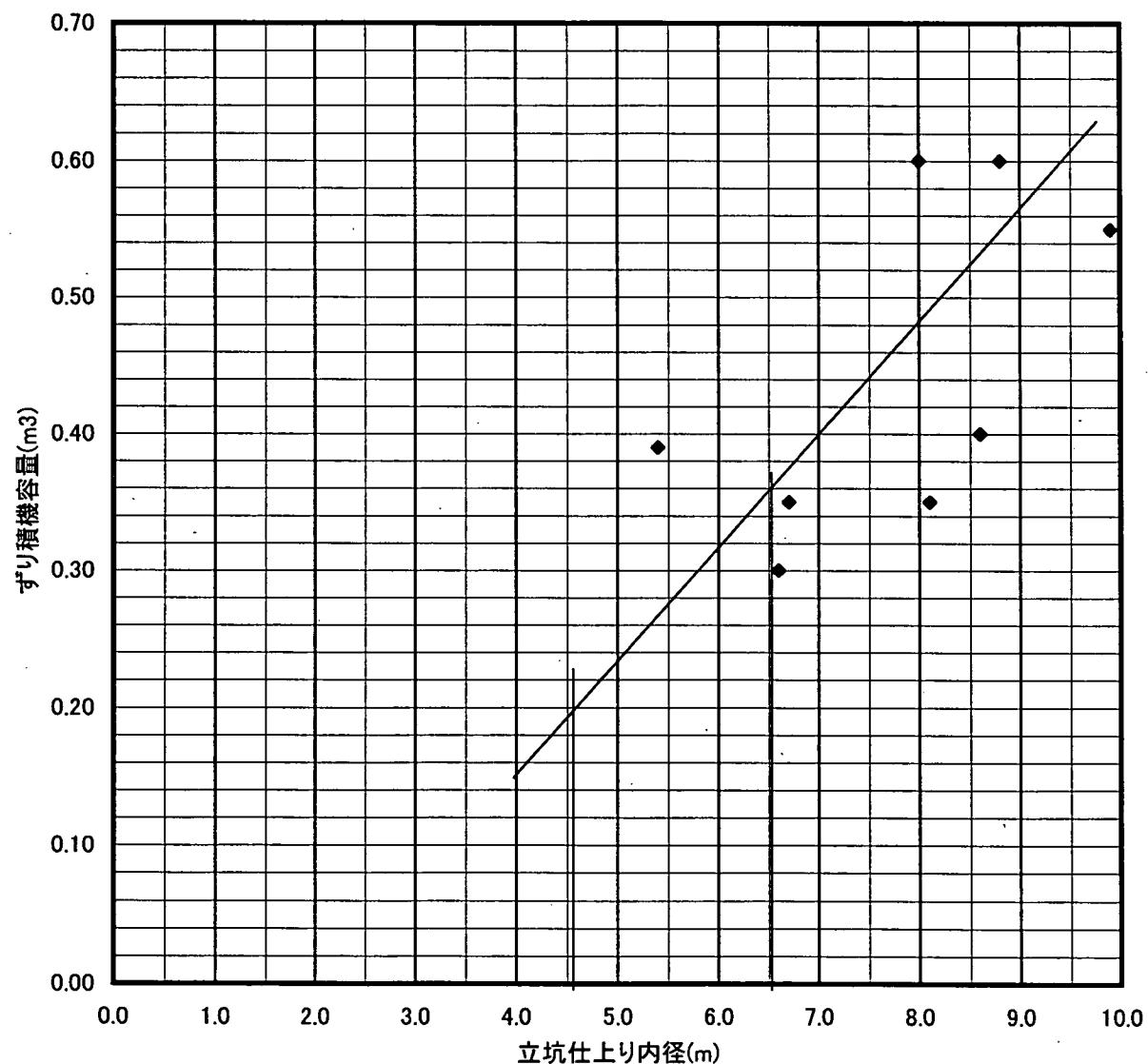


図5.3.1-2 立坑仕上り内径とシャフトマッカーライフ容量の関係

5.3.2 課題の整理

(1) 替えキブル方式について

選定した替えキブル方式にも下記のような問題点があり、今後の模型実験などで十分調査研究を行い、問題点の解決を図らなければならない。

- ① 替えキブル操作の作業性および安全性の検討
- ② 替えキブルサイクルタイムの調査
- ③ 楔型コーンの切離し、連結はスカフォード下段と坑底切羽間でガイドワイヤを介して行われるので、キブルロープの回転によるガイドワイヤの絡み付き防止対策が必要である。
- ④ 実キブル巻上時にロープの自転により実キブルが回転するので、キブル自動転覆位置でのキブル転倒方向制御装置の検討が必要である。

5.3.3 ずり出しサイクルタイムの試算

(1) スカフォードより上部のキブル運行時間

立坑平均深度 $(25(\text{坑口部})+1,000)/2 = 512.5\text{m}$ で試算してみる。

坑底切羽でのずり積み時間よりスカフォードより上部のキブル運行時間の方が早い場合には、空キブルはスカフォード下段位置で待機することになる。

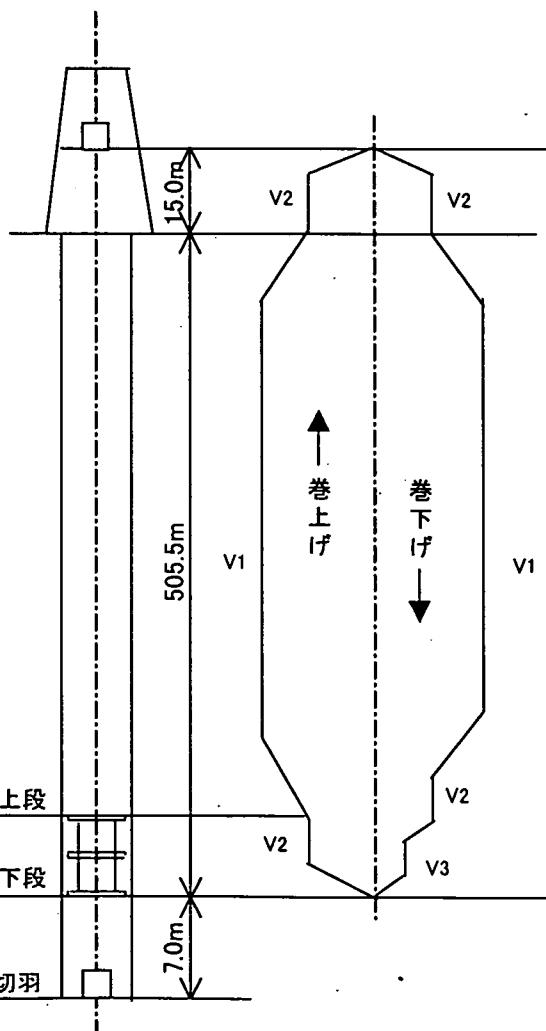
なお、ずり積みが早い場合でも、替えキブルのために空キブルは必ずスカフォード下段で一旦停止する。

表5.3.3-1 主立坑および換気立坑ずり出しスケジュールタイム

項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
巻上時	t_1	4.43	S_1	2.95	
	t_2	3.80	S_2	5.05	V_2
	t_3	12.23	S_3	38.72	
	t_4	84.01	S_4	420.06	V_1
	t_5	12.23	S_5	38.72	
	t_6	9.06	S_6	12.05	V_2
	t_7	4.43	S_7	2.95	
	t_8	180.0	S_8	0.00	ずり放出
巻下時計		310.19		520.50	
項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
巻下時	t_9	4.43	S_9	2.95	
	t_{10}	9.06	S_{10}	12.05	V_2
	t_{11}	12.23	S_{11}	38.72	
	t_{12}	82.61	S_{12}	413.06	V_1
	t_{13}	7.74	S_{13}	38.72	
	t_{14}	7.52	S_{14}	10.0	V_2
	t_{15}	3.33	S_{15}	2.77	
	t_{16}	6.21	S_{16}	2.05	V_3
	t_{17}	1.10	S_{17}	0.18	
	t_{18}	0.00	S_{18}	0.00	替えキブル
巻上時計		134.23		520.50	

1サイクル計 $\sum t = 444.42 \text{ sec} = 7.4 \text{ min}$

$$\begin{aligned}\text{巻上距離} &= 512.5 - 7.0 + 15.0 = 520.5 \text{ m} \\ V_1 &= 300 \text{ m/min} = 5.0 \text{ m/sec} \\ V_2 &= 80 \text{ m/min} = 1.33 \text{ m/sec} \\ V_3 &= 20 \text{ m/min} = 0.33 \text{ m/sec} \\ \text{加減速度} &= 0.30 \text{ m/sec}^2\end{aligned}$$



(2) 替えキブルサイクルタイム

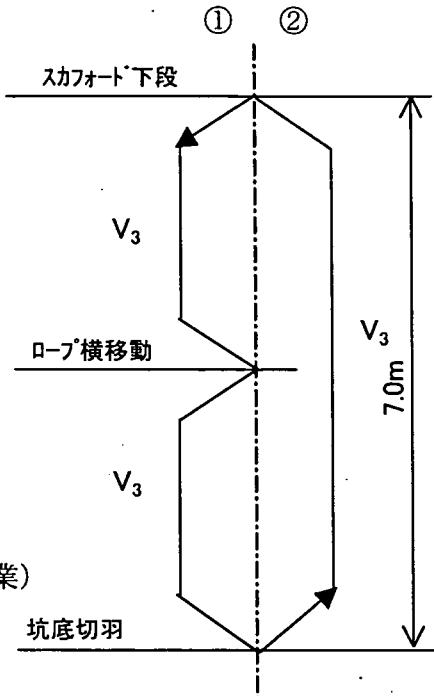
$$V_3 = 0.33 \text{ m/sec} \quad (20\text{m/min})$$

$$\alpha = 0.3 \text{ m/sec}^2$$

① ガイドワイヤ付け、空キブル巻き下げ、コース切り離し(境界深度以内の場合)

記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備 考
t_1	0.00	S_1	0.00	注)-1
t_2	1.10	S_2	0.18	
t_3	9.52	S_3	3.14	V_3
t_4	1.10	S_4	0.18	
t_5	5.0	S_5	0.00	ロープ横移動
t_6	1.10	S_6	0.18	
t_7	9.52	S_7	3.14	V_3
t_8	1.10	S_8	0.18	
t_9	15.0	S_9	0.00	コース切離し
小計	43.44		7.00	

注)-1 空キブルへガイドワイヤ取り付け(ずり積みと並行作業)

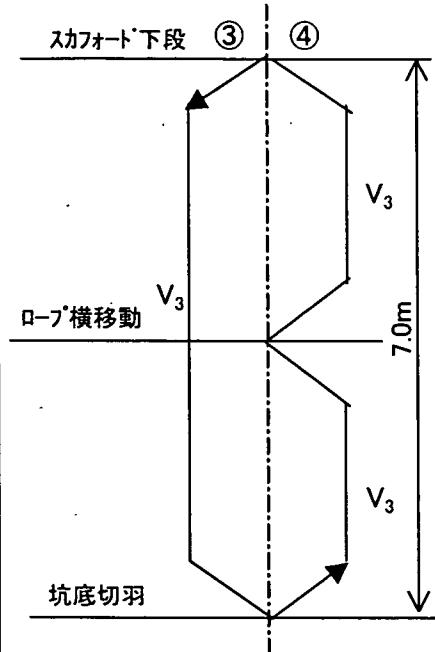


② コース巻き上げガイドワイヤ段取り替え

記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備 考
t_{10}	1.10	S_{10}	0.18	
t_{11}	20.12	S_{11}	6.64	V_3
t_{12}	1.10	S_{12}	0.18	
t_{13}	15.00	S_{13}	0.00	ガイドワイヤ付け替え
小計	37.32		7.00	

③ コース巻き下げ連結

記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備 考
t_{14}	1.10	S_{14}	0.18	
t_{15}	20.12	S_{15}	6.64	V_3
t_{16}	1.10	S_{16}	0.18	
t_{17}	15.0	S_{17}	0.00	コース連結
小計	37.32		7.00	



④ 実キブル巻き上げガイドワイヤ外し

記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備 考
t_{18}	1.10	S_{18}	0.18	
t_{19}	9.52	S_{19}	3.14	V_3
t_{20}	1.10	S_{20}	0.18	
t_{21}	5.0	S_{21}	0.00	ロープ横移動
t_{22}	1.10	S_{22}	0.18	
t_{23}	9.52	S_{23}	3.14	V_3
t_{24}	1.10	S_{24}	0.18	
t_{25}	10.0	S_{25}	0.00	ガイドワイヤ外し
小計	38.44		7.00	

以上より、替えキブル1サイクル時間は次の通りである。

$$T_c = 43.44 + 37.32 + 37.32 + 38.44 = 156.52 \text{ sec} = 2.6 \text{ min}$$

(3) ずりキブル1台の積込時間とスカフォードより上部のキブル運行時間が等しくなる深度（境界深度）

(i) 主立坑の場合

表5.3.3-1 で $S_4 = X$ (m), $S_{12} = Y$ (m) とすると、 $t_4 = X/5$ (sec), $t_{12} = Y/5$ (sec)

$$t_1 \sim t_8 = 226.18 + X/5 \text{ (sec)} \quad t_9 \sim t_{18} = 51.62 + Y/5 \text{ (sec)}$$

$$(226.18 + X/5) + (51.62 + Y/5) = 769.23 \text{ (sec)} \text{ (ずり積み時間T※)} \quad ※ 4(i)(b) より$$

$$\text{即ち}, X + Y = 2,457.15 \quad \dots \quad ①$$

$$S_1 \sim S_8 = 100.44 + X \text{ (m)} \quad S_9 \sim S_{18} = 107.44 + Y \text{ (m)}$$

$$100.44 + X = 107.44 + Y$$

$$\text{即ち}, X - Y = 7 \quad \dots \quad ②$$

$$①, ② \text{より} \quad X = 1,232.1 \text{ m} \quad Y = 1,225.1 \text{ m}$$

スカフォード下 = 8.0 m とすると境界深度(Sk1)は、

$$Sk1 = 100.4 + 1,232.1 + 8.0 = 1,340.5 \text{ m}$$

となる。

したがって、主立坑でのずり出しが、最終深度の1,000mまで坑底切羽でのずり積みに制約を受け、キブルの運行には制約を受けない。

(ii) 換気立坑の場合

$(226.18 + X/5) + (51.62 + Y/5) = 553.80$ (sec) (ずり積み時間T※※) ※※4(ii)(a)② より

$$\text{即ち}, X + Y = 1,380.0 \quad \dots \quad ③$$

$$②, ③ \text{より} \quad X = 693.5 \text{ m} \quad Y = 686.5 \text{ m}$$

故に、境界深度(Sk2)は、

$$Sk2 = 100.4 + 693.5 + 8.0 = 801.9 \text{ m}$$

したがって、深度が約800mより深くなると、空キブルの運行よりずり積みが早く、坑底切羽で空キブルが下がってくるのを待つことになる。

(4) ずり出しサイクルタイム

(i) 主立坑

1,000mまでのずり出しへは、ずり積みに制約を受け、キブルの運行には制約を受けない。

$$(a) \text{ 平均深度 } (25(\text{坑口部})+1,000)/2 = 512.5 \text{ m}$$

(b) キブル1台当りずり積み時間

$$T = [V \div (q \times \eta)] \times C_m = 769.23 \text{ sec} = 12.8 \text{ min}$$

$$V = \text{キブル容量} = 5.0 \text{ m}^3$$

$$q = \text{バケット容量} = 0.4 \text{ m}^3$$

$$\eta = \text{効率} = 0.65$$

$$C_m = \text{マッカー1サイクル時間} = 40.0 \text{ sec/回}$$

(c) 替えキブル時間

$$(2) 替えキブルサイクルタイムより = 2.6 \text{ min}$$

(d) ずり出しサイクルタイム

$$\text{キブル1台当り} \quad 12.8 + 2.6 = 15.4 \text{ min}$$

(ii) 換気立坑

(a) 境界深度 802mまでの場合

802mまでのずり出しへは、ずり積みに制約を受け、キブルの運行には制約を受けない。

$$① \text{ 平均深度 } (25(\text{坑口部})+802)/2 = 413.5 \text{ m}$$

② キブル1台当りずり積み時間

$$T = [V \div (q \times \eta)] \times C_m = 553.85 \text{ sec} = 9.2 \text{ min}$$

$$V = \text{キブル容量} = 1.8 \text{ m}^3$$

$$q = \text{バケット容量} = 0.2 \text{ m}^3$$

$$\eta = \text{効率} = 0.65$$

$$C_m = \text{マッカー1サイクル時間} = 40.0 \text{ sec/回}$$

③ 替えキブル時間

$$(2) の替えキブルサイクルタイムより = 2.6 \text{ min}$$

④ ずり出しサイクルタイム

$$\text{キブル1台当り} \quad 9.2 + 2.6 = 11.8 \text{ min}$$

(b) 802m~1,000mの場合

最終深度1,000mまでキブルの運行に制約を受け、ずり積みには制約を受けない。

$$\text{① 平均深度 } (802(\text{境界深度}) + 1,000)/2 = 901.0 \text{ m}$$

② スケジュールタイム

キブルの運行スケジュールタイムは表5.3.3-2の通りである。

表5.3.3-2 主立坑および換気立坑ずり出しスケジュールタイム

項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
巻上時	t ₁	4.43	S ₁	2.95	
	t ₂	3.80	S ₂	5.05	V ₂
	t ₃	12.23	S ₃	38.72	
	t ₄	161.71	S ₄	808.56	V ₁
	t ₅	12.23	S ₅	38.72	
	t ₆	9.06	S ₆	12.05	V ₂
	t ₇	4.43	S ₇	2.95	
	t ₈	180.0	S ₈	0.00	ずり放出
巻下時計		387.89		909.00	
項目	記号	時間(sec)	記号	距離(m)	備考
巻下時	t ₉	4.43	S ₉	2.95	
	t ₁₀	9.06	S ₁₀	12.05	V ₂
	t ₁₁	12.23	S ₁₁	38.72	
	t ₁₂	160.31	S ₁₂	801.56	V ₁
	t ₁₃	7.74	S ₁₃	38.72	
	t ₁₄	7.52	S ₁₄	10.0	V ₂
	t ₁₅	3.33	S ₁₅	2.77	
	t ₁₆	6.21	S ₁₆	2.05	V ₃
	t ₁₇	1.10	S ₁₇	0.18	
	t ₁₈	0.00	S ₁₈	0.00	替えキブル
巻上時計		211.93		909.00	

1サイクル計 $\Sigma t = 599.82 \text{ sec} = 10.0 \text{ min}$

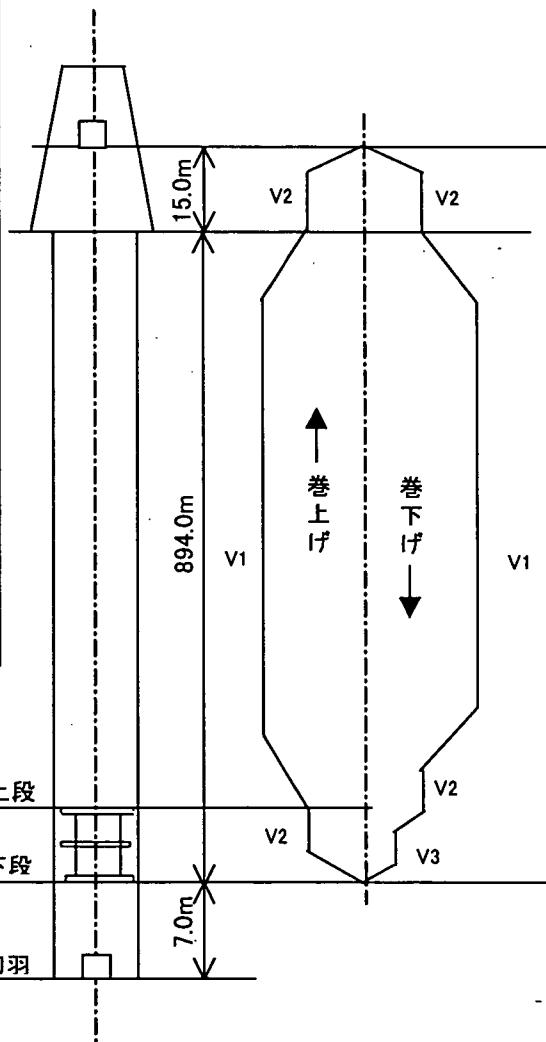
$$\text{巻上距離} = 901.0 - 7.0 + 15.0 = 909.0 \text{ m}$$

$$V_1 = 300 \text{ m/min} = 5.0 \text{ m/sec}$$

$$V_2 = 80 \text{ m/min} = 1.33 \text{ m/sec}$$

$$V_3 = 20 \text{ m/min} = 0.33 \text{ m/sec}$$

$$\text{加減速度} = 0.30 \text{ m/sec}^2$$



③ 替えキブル時間

(2) の替えキブルサイクルタイム (T_c) より 2.6 min

(2) の替えキブルサイクルタイム①の $t_1 = 0.2 \text{ min}$

小計 2.8 min

④ ずり出しサイクルタイム

$$\text{キブル 1 台当たり} \quad 10.0 + 2.8 = 12.8 \text{ min}$$

<第5章 参考文献>

- 1) (社)土木学会: 山岳トンネルの立坑と斜坑, トンネル・ライブラリー7号, 平成6年8月
- 2) 三井建設(株): 各種立坑工事報告書 (社内技術資料)
- 3) 三井建設(株): スカフォード装置 (特開昭62-25693), 公開特許公報, 昭和62年2月
- 4) 三井建設(株): 立坑掘削におけるずりの排出方法 (特開昭63-40090), 公開特許公報, 昭和62年2月
- 5) (株)大林組: 立坑掘削設備 (特開平11-294063), 公開特許公報, 平成11年10月
- 6) (株)日建設計: 超深地層研究所研究坑道基本設計 -核燃料サイクル開発機構委託設計成果報告書-, 平成13年3月

6. 岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査

先進グラウト工法は、立坑坑底の切羽から下向き放射状に数10mの止水孔を10数～数10本穿孔し、立坑掘削に先立ってグラウト注入を実施し湧水を止水するものである。超大深度立坑の先進グラウト工法において、グラウトの止水効果や注入範囲は、岩盤の空隙構造（き裂特性など）や湧水圧・湧水量に大きく依存するため、効率的なグラウト孔の配置・注入圧・注入量およびグラウト材の選定・配合の設定が重要である。また、岩盤のき裂特性に対するグラウト材の合理的な配合設計、具体的な配合手順、注入圧・注入量などの施工管理と注入影響範囲の関係を調査する必要がある。

そこで、ここではこれらを踏まえて、文献調査を中心に、岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の事例調査と課題の整理を行う。

6.1 従来の大深度立坑におけるグラウト工法の実績

鉱山、土木分野の大深度立坑および青函トンネルにおける先進グラウト工法の事例調査を行う。

6.1.1 鉱山の大深度立坑におけるグラウト工法の実績

(1) 日本炭礦高松第6立坑

- (i) 立坑工期 昭和38年2月～40年1月
- (ii) 立坑規模 $\phi 6.1\text{ m}$ (掘削径) $\times 657.5\text{ m}$
- (iii) 地質概要 砂岩および頁岩
- (iv) グラウト施工実績

(a) 概要

当立坑では、坑口深度43mより610mまでの間488mを、14回にわたって止水作業を行った。含水層および止水位置図を図6.1.1-1に示す。

作業は先進グラウト工法を採用して行う。まず次段階の掘進長35m部分を対象に深度40mの探査ボーリングを行い、湧水のある場合には高圧セメント注入による止水作業を行う。計画注入終了後さらに数本のテスト孔を穿孔し、止水状況を確認した後、この段階の掘進を開始する。

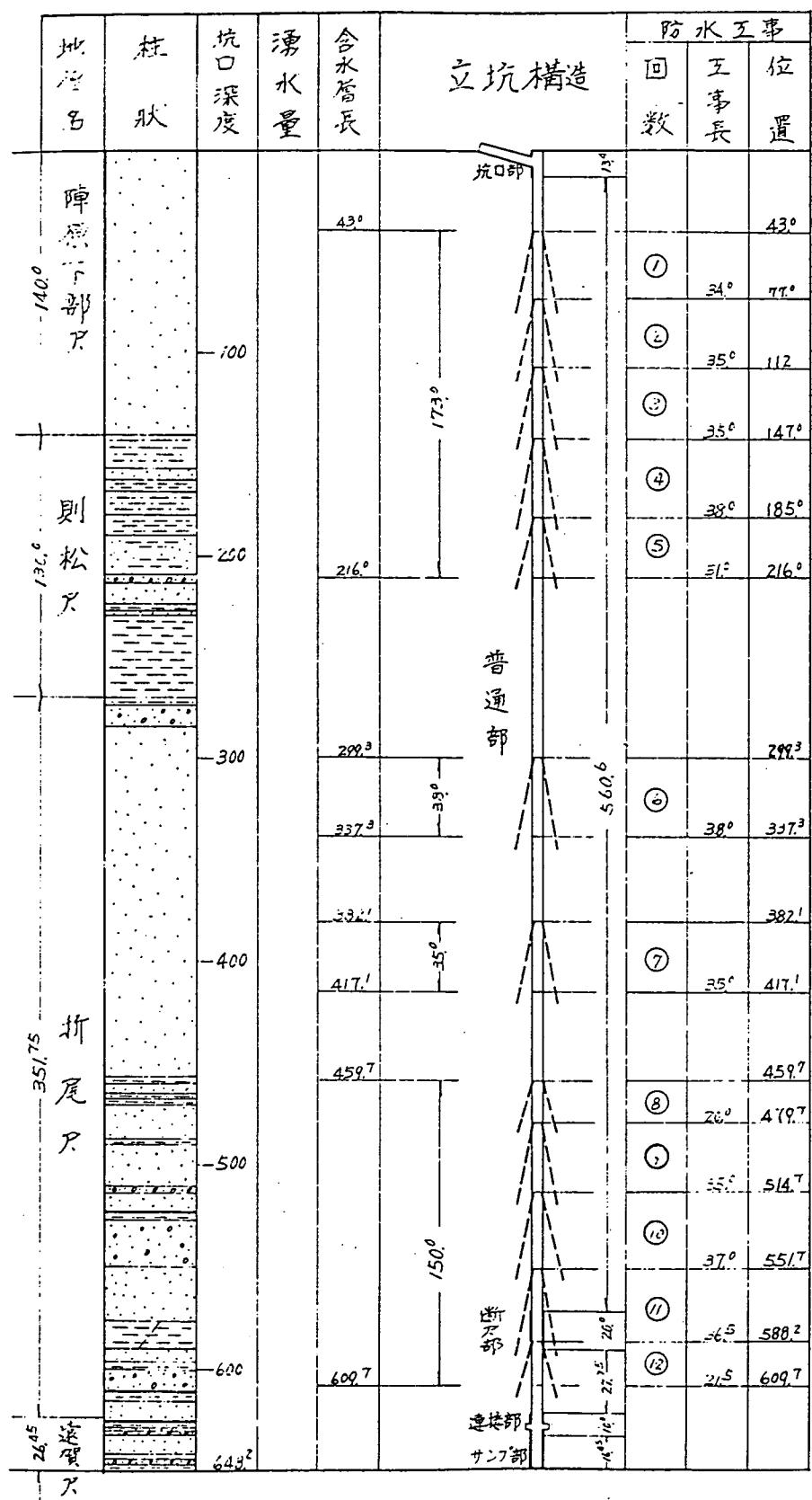


図 6.1.1-1 含水層および止水位置図

(b) 試錐作業

掘進に先だち40mを1段階としてBG-3穿孔機を使用して探査ボーリングを行い、湧水状況を調査する。湧水のある場合には高圧セメント注入による止水作業を行い、この1段階を充分水止めする。その後掘さく、築壁を行い、カバーロック5~10mを残して、さらに次段階の探査ボーリング、止水作業を行う。

注入孔は1回の止水作業に約20本程度を穿孔し、孔尻にて掘さく壁面から約5~8m外になるようにらせん状に穿孔する。止水工事の穿孔規格を図6.1.1-2に示す。

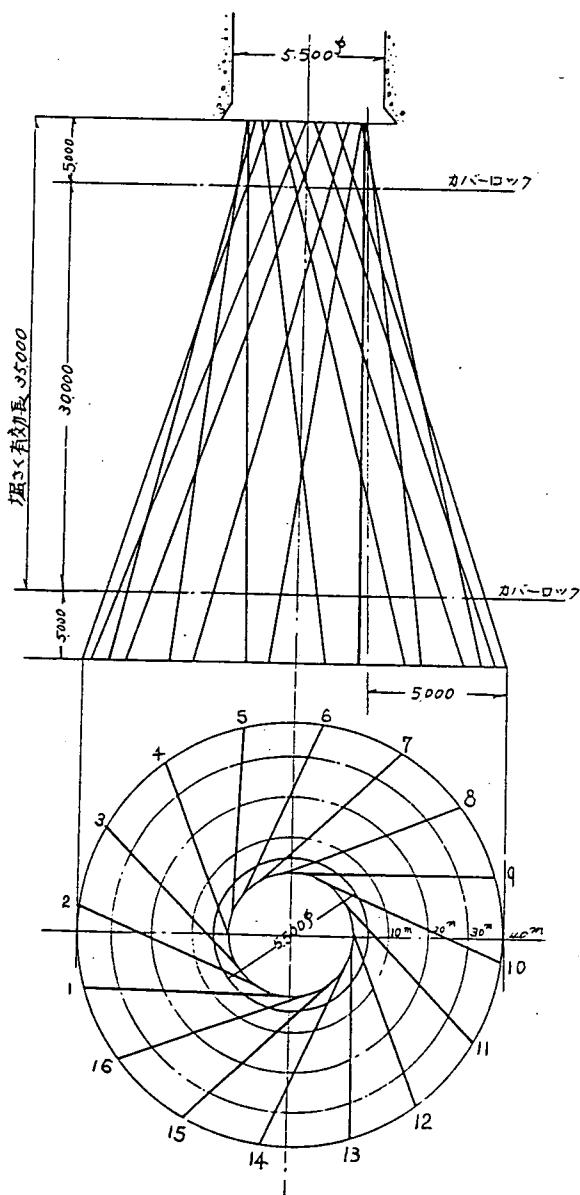


図6.1.1-2 止水工事の穿孔規格

(c)注入作業

試錐孔に内径1"のスタンドパイプを挿入し、坑外に据付けた注入機で、立坑内に布設された1"のパイプを通じて、セメントミルクを注入する。スタンドパイプの長さは、カバーロックの岩質および湧水位置を考慮して2.5~11m長のものを適宜使用する。

止水工事の概要を図6.1.1-3に示す。

セメントミルクの濃度は湧水量により、1:5~1:10程度として、注入圧力は湧水圧力に応じて80~120kg/cm²とした。なお、注入に際してカバーロックが弱い場合や、1注入孔に多量のセメントミルク注入を要する場合には、ハイドロック等の薬液を併用し、注入作業能率の向上を図った。

セメント注入量は、立坑1m当たり平均約14tとなった。また、止水作業前の全湧水量は15,104l/分、止水作業後の残水量は200l/分で、止水率は98.7%であった。当立坑における深度別の湧水量および注入量を図6.1.1-4に示す。

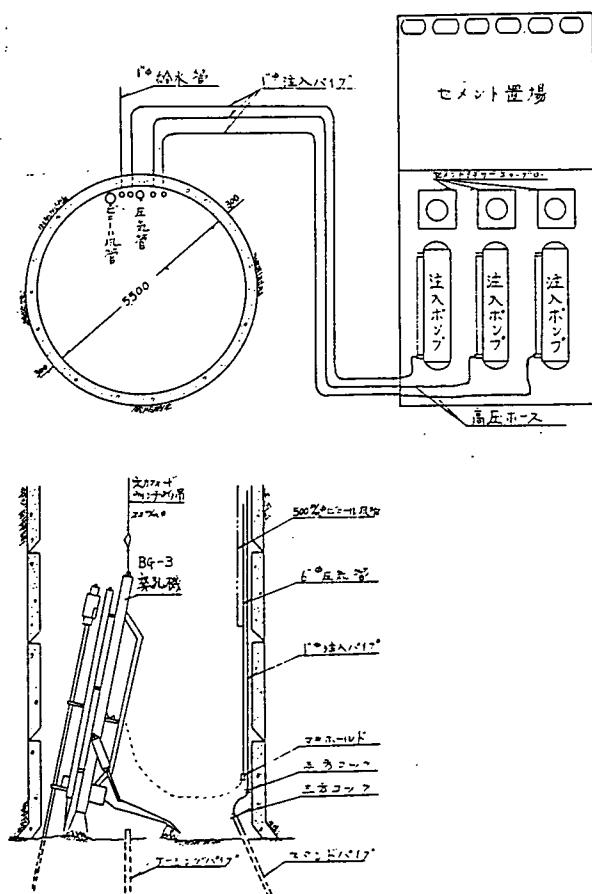


図6.1.1-3 止水工事の概要

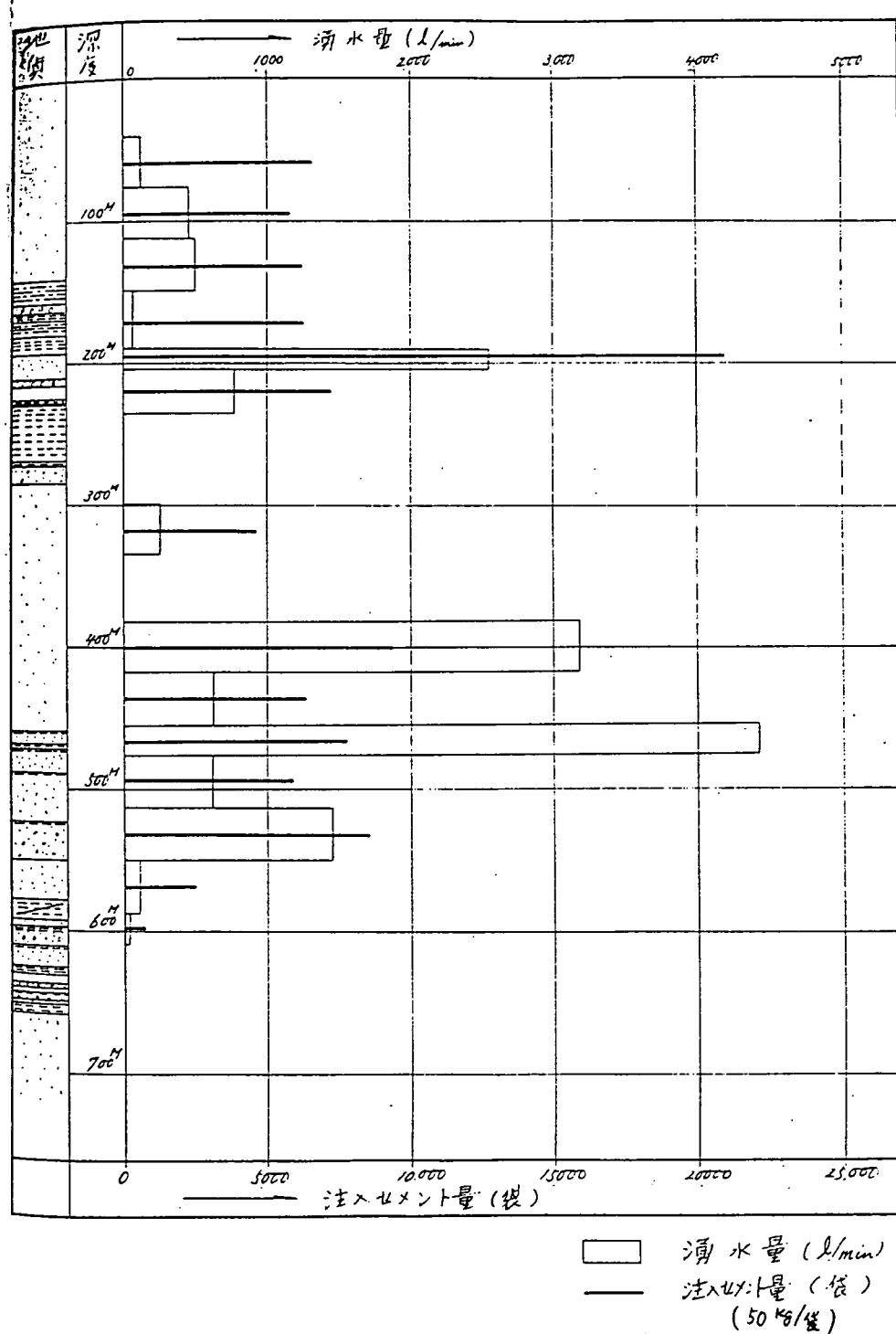


図 6.1.1-4 深度別の湧水量および注入量

(2) 三菱大夕張奥部第三立坑

- (i) 立坑工期 昭和40年7月～41年10月
- (ii) 立坑規模 $\phi 6.4\text{m}$ (掘削径) $\times 598\text{m}$
- (iii) 地質概要

立坑は、夕張越背斜と大二股背斜に挟まれた地質擾乱帯に位置する。立坑開削地層は古第三紀系の頁岩と砂岩で、幌内層、若鍋層、夕張層の順・逆層と変化に富み、坑口付近の若鍋層と340m付近の幌内層基底部に出水があり、最大出水量は580l/分であった。

(iv) グラウト施工実績

立坑開削中に 200～500l/分の湧水があったため、一時掘削を中断して2回の止水工事を実施した。止水工事の基本的な考え方は、カバーロックを残し、含水層逢着前にセメントミルクを立坑底から岩盤中に注入して止水することとした。

(a) 第1回止水工事

110m付近を掘削中に岩盤軟弱化とともに300～570l/分の出水を見たため、掘削工事を中断し、止水工事を昭和40年11月から12月末まで実施した。工事内容は次のとおりである。

- ①コンクリートによる厚さ1.2mのカバーロック作り
 - ②コンクリートカバーロックよりボーリング実施
 - ③パッカーをボーリング孔内に固定し、セメントミルクを注入する。
- ③の注入作業はセメントミルク (1 : 1～7) を主力にし、添加物におがくず、フライアッシュ、セロシール、ポゾリスを用いた。

注入ポンプは、ヤマト製DP-3型・DE-2型機を使用し、ミキサーは大夕張にて試作したエアオーガ駆動のものを使用した。注入圧は、坑底注入孔に対して 20kg/cm^2 とし、坑壁注入孔には 5kg/cm^2 を限度とした。注入工事の際にはパッカーを地山にしっかりと固定することが重要である。

この工事は工期55日を要し、ボーリング孔数20本、総ボーリング長362m、使用セメント量は132tであった。工事の結果、湧水量は止水前の300～570l/分を、止水後には100l/分まで減水させることができた。

(b) 第2回止水工事

深度137mにいたり、孔内湧水の増加傾向が現れ湧水量が200l/分となつたため、

再度掘削を中断し、止水工事を昭和41年2月に行った。

第1回の注入工事の経験より、今回工事では注入孔数を13本に減らし、ボーリング注入孔間の貫通による注入損失を少なくするように努めた。さらに地山カバーロックが比較的良好であったことが幸いして、注入効果が良かった。工期12日間で止水前湧水量200l/分を、止水後は40l/分に抑えることができた。

(3) 松島炭鉱大島入気立坑

(i) 立坑工期 昭和40年11月～43年10月

(ii) 立坑規模 $\phi 5.6\text{ m}$ (掘削径) $\times 705\text{ m}$

(iii) 地質概要

砂岩および頁岩層

含水層は主に砂礫層であるが、この他泥質砂岩、砂質頁岩より湧水あり

(iv) グラウト施工実績

止水方法は湧水を掘削前に防止する先進グラウト工法を採用する。

立坑開削前のパイロットボーリングでは完全な調査は不可能であるため、掘削前に4～6本の探査ボーリングを接線方向に行う。先行長は35～40mとし、湧水がある場合はスタンドパイプを挿入し注入工事に入る。

止水作業の能率向上を図るためにには、注入孔の穿孔能率を上げることが重要である。このため、穿孔能率のよいロータリーカッションドリル V100 を装備したザルツギッター社製のBG-III穿孔機を常備した。

穿孔本数は径5～6mの立坑では16本前後が標準である。当立坑では、亀裂の方向・発達状況、湧水量の大小、前孔の注入効果を考慮して6～18本とし、穿孔方向は限られた範囲内で多くの亀裂を切るように接線方向とした。穿孔の工事長平均は33.6m、うちカバーロック長平均6.9m、したがって有効長平均は26.7mとした。

注入作業は、坑外に注入機室を設けて高圧グラウトポンプ4台を設置し、立坑壁面に1インチ ϕ 注入管を4本坑底まで配管して行った。注入材料は主としてセメントミルクを用いたが、断層帯等ではフライアッシュやハイドロックを併用した。

注入作業の手順、方法、注入管理方法を、以下に述べる。

①亀裂内を洗條するため水注入を行い、水圧、注入量に異常がなければセメントミルクの注入に切り替える。

②注入されたセメントミルクは、湧水圧及び亀裂壁面の摩擦に打ちかって亀裂間隙内へ浸入沈澱し、水和作用で時間経過とともに凝結を始め、粘着力を増し壁面に付着、沈積して凝結固化する。

亀裂間隙は次第に縮少し、注入量が一定であれば注入圧は増し、ある速度以上になるとせっかく沈澱したセメント粒子を洗い流し、必要範囲以上に注入を行うことになる。これを防ぐため、注入圧の上昇に従って注入量を少くし効果を上げなければならない。

③セメントミルクの注入濃度は、1:15位より開始し、亀裂の大きい時は1:10～1:5位まで徐々に濃度を上げ、最終は1:3位の濃度で仕上げた。

④注入開始よりの経過時間と注入圧の関係は、図6.1.1-5のように考えられる。

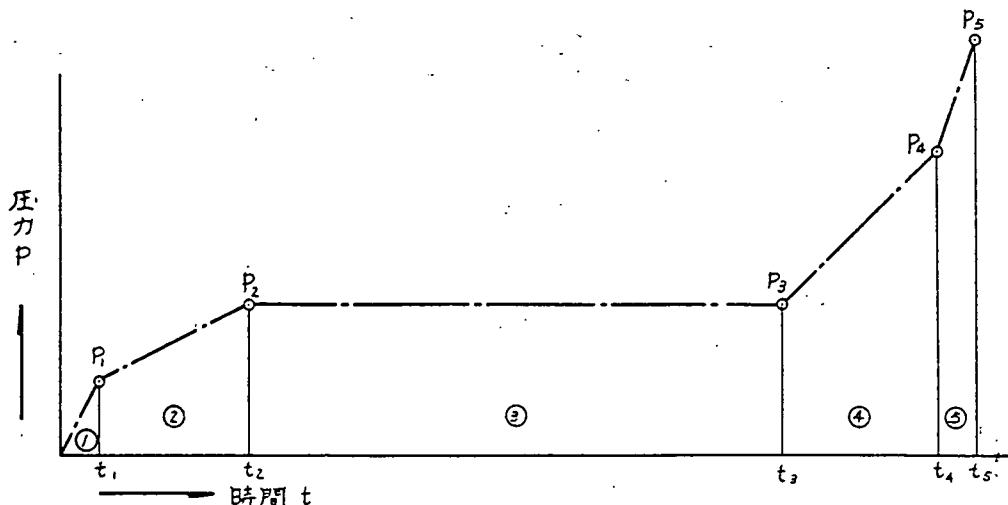


図6.1.1-5 注入経過時間と注入圧の関係

この図より

- ①注入したセメントミルクが湧水圧に打ちかって亀裂内に浸入し、間隙内の水がセメントミルクに置き替えられる。
- ②セメント粒子が沈澱し亀裂間隙が狭くなるとともに小間隙は填塞される。
- ③注入が一定圧力で長時間続き、広範囲に分布する。
- ④漸次亀裂が填塞され注入圧力は上昇し、最終段階となる。
- ⑤沈澱物中の水分が絞られ、亀裂が閉塞状態となる。

(4) 北炭平和第3立坑

- (i) 立坑工期 昭和42年6月～44年3月
- (ii) 立坑規模 $\phi 7.6\text{m}$ (掘削径) $\times 427.5\text{m}$
- (iii) 地質概要

立坑の地層は、幌内層、幾春別層、若鍋層、夕張層からなる。このうち幾春別層と若鍋層の二層が含水層である。幾春別層は砂質岩石を主とし、数枚の粗悪炭層を挟むが、層理に直角の亀裂が無数に存在し、その水は地表水型である。若鍋層は古第三紀系の頁岩と砂岩の互層で、幾春別層と同様な亀裂が多く、方解石脈となっている。この脈中を水が流れる傾向があり、脈は数mmから3cm程度である。若鍋層の水は地表水と層内水の混合型である。

● (iv) グラウト施工実績

止水工事の基本的な考え方は、大深度立坑の水対策として「水は出したら止まらない」という経験則に立ち返り、湧水の予想される立坑では湧水に遭遇する前に岩盤直接注入による止水、つまり先進グラウト工法を行うのが最適と考え、これに徹することにした。

当立坑では掘削延長の約半分が含水層であり、その止水工事が工期を左右した。止水工事は計10回行ったが、第2回止水工事では最大湧水量 $3.4\text{m}^3/\text{分}$ に見舞われた。止水工事は本体掘削総日数362日のうち146日に及び、その比率は40%を超えた。

止水工事の方法として、まず坑底から40m止水工事を行った後30m掘進し、10m止水区間を残し次の止水工事のバルクヘッドとした。

● 第1次止水は、坑底から放射状に75～80度の傾斜で42mの孔を8本穿孔した。第1次ボーリング終了後、各孔の水圧、水量、水温を測定し、引き続き、最大出水孔からフルオレッセンソーダ溶液を注入し各孔の相互連絡関係を調査した。

注入は最大出水孔とこれに連絡があると認められた孔から始め、圧力が100気圧以上になるまで続行した。

注入材料はB種高炉セメントを主とし、注入孔の状況によって、フライアッシュあるいは鋸屑等を使用した。最後の止め用にはハイドロックを用いた。

第2次止水は、第1次止水終了後、直ちに第2次ボーリングを第1次ボーリング孔の中間点に8本穿孔した。ボーリング終了後は、前回と同様に注入を行った。

第2次止水終了後、立坑中心付近および最大出水孔付近にそれぞれ1～2本の垂

直孔を穿孔し、湧水量をチェックし数1/分程度の場合は止水成功としてこれらの孔にハイドロロックを注入して止水工事を終わる。もし湧水量が多い場合は、改めて追加ボーリングを行い注入、止水工事を続ける。

止水工事のボーリング規格を図6.1.1-6に、注入規格を図6.1.1-7に示す。また、止水工事の実績総括を表6.1.1-1に示す。

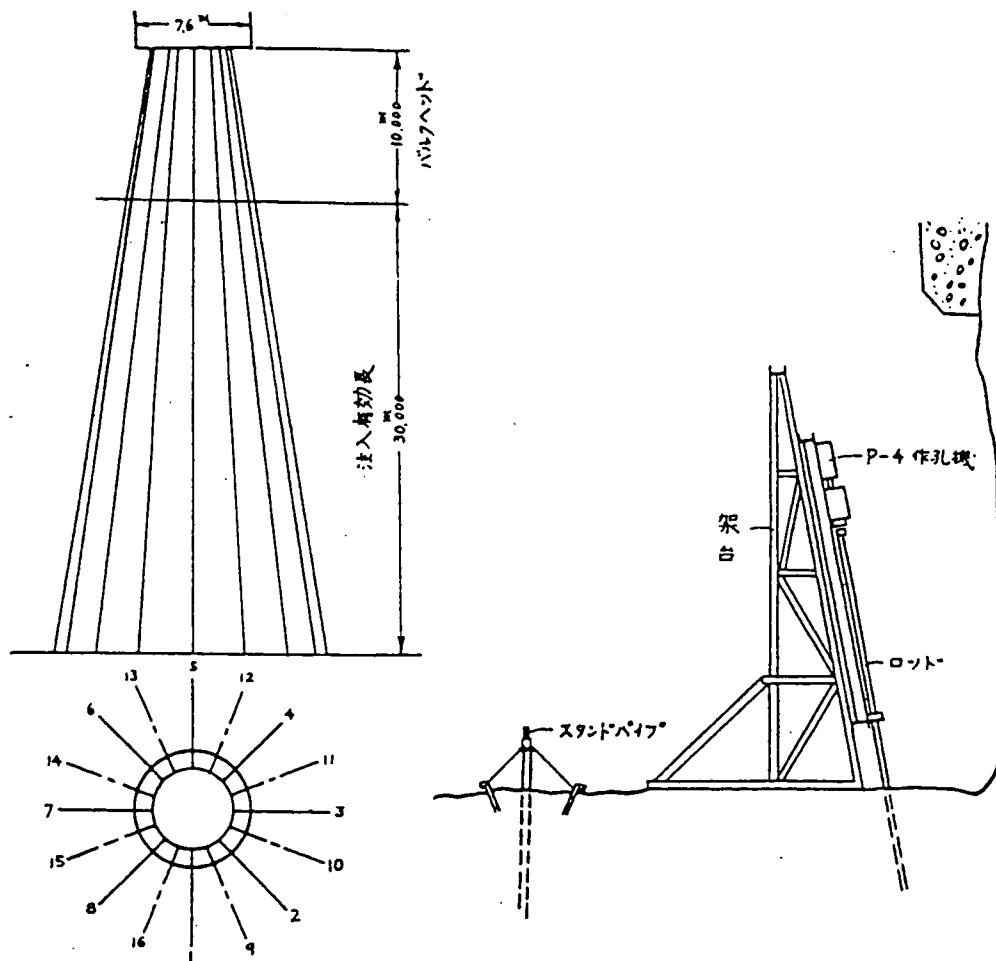


図6.1.1-6 ボーリング規格

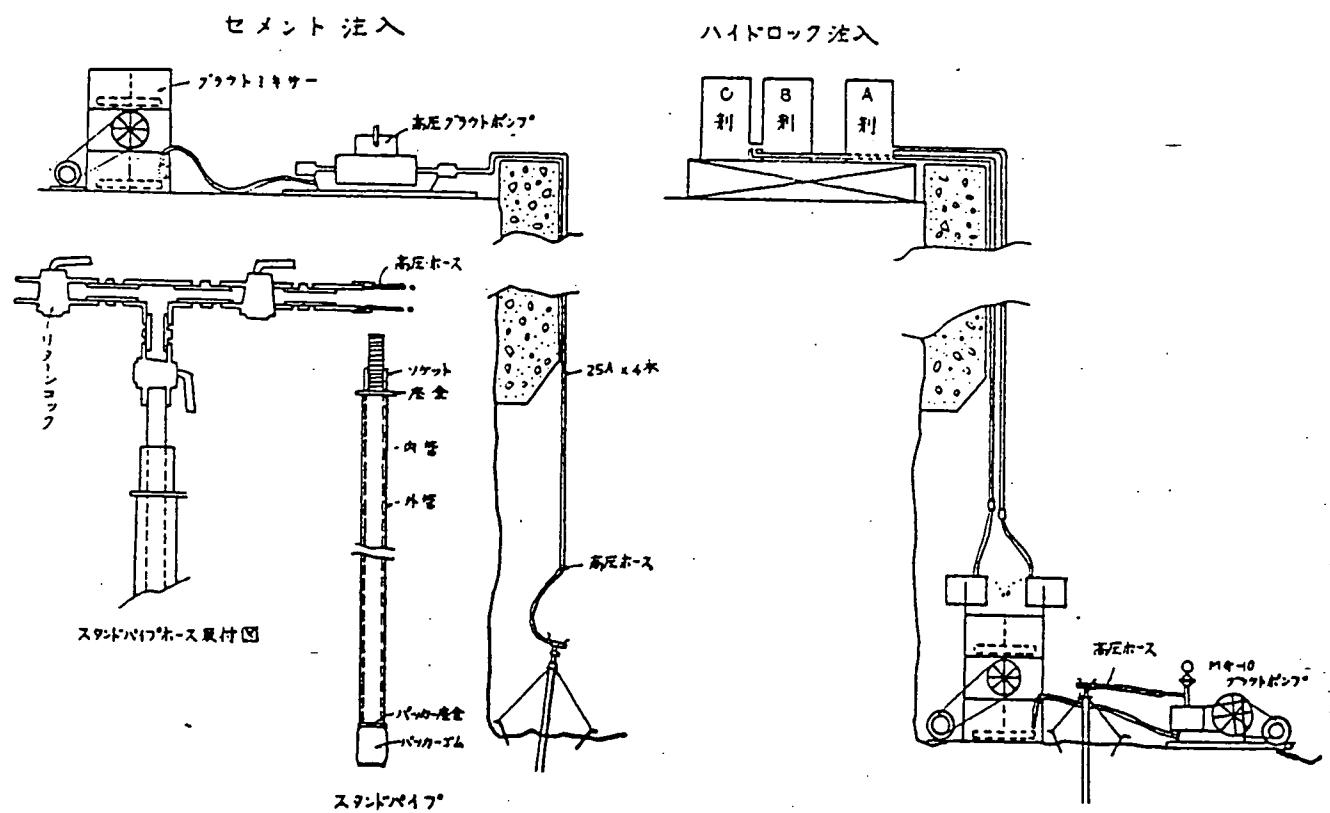


図 6.1.1-7 注入規格

回数	N.0.1	N.0.2	N.0.3	N.0.4	N.0.5	N.0.6	N.0.7	N.0.8	N.0.9	N.0.10
期	43.1.22①	43.3.11②	43.5.6①	43.5.31①	43.7.5②	43.8.9②	43.9.4②	43.10.8②	43.10.28②	44.1.5③
量	43.2.5①	43.4.22②	43.5.18①	43.6.28②	43.7.17②	43.8.22②	43.10.1③	43.10.12②	43.11.10①	44.1.8③
日数	14	42	10	17	11	13	23	5	14	10
方 式	40	124	28	50	32	38	67	13	40	8
柱 状 況	28.7m 10 20 30 40	46.5m 14 24 34 44	66.9m 14 24 34 44	77.4m 14 24 34 44	W.9.1 H.1.2 W.1 W.2 W.3 W.4 W.5 W.6 W.7 W.8 W.9 W.10 W.11 W.12 W.13 W.14 W.15 W.16 W.17 W.18 W.19 W.20 W.21 W.22 W.23 W.24 W.25 W.26 W.27 W.28 W.29 W.30 W.31 W.32 W.33 W.34 W.35 W.36 W.37 W.38 W.39 W.40 W.41 W.42 W.43 W.44 W.45 W.46 W.47 W.48 W.49 W.50 W.51 W.52 W.53 W.54 W.55 W.56 W.57 W.58 W.59 W.60 W.61 W.62 W.63 W.64 W.65 W.66 W.67 W.68 W.69 W.70 W.71 W.72 W.73 W.74 W.75 W.76 W.77 W.78 W.79 W.80 W.81 W.82 W.83 W.84 W.85 W.86 W.87 W.88 W.89 W.90 W.91 W.92 W.93 W.94 W.95 W.96 W.97 W.98 W.99 W.100 W.101 W.102 W.103 W.104 W.105 W.106 W.107 W.108 W.109 W.110 W.111 W.112 W.113 W.114 W.115 W.116 W.117 W.118 W.119 W.120 W.121 W.122 W.123 W.124 W.125 W.126 W.127 W.128 W.129 W.130 W.131 W.132 W.133 W.134 W.135 W.136 W.137 W.138 W.139 W.140 W.141 W.142 W.143 W.144 W.145 W.146 W.147 W.148 W.149 W.150 W.151 W.152 W.153 W.154 W.155 W.156 W.157 W.158 W.159 W.160 W.161 W.162 W.163 W.164 W.165 W.166 W.167 W.168 W.169 W.170 W.171 W.172 W.173 W.174 W.175 W.176 W.177 W.178 W.179 W.180 W.181 W.182 W.183 W.184 W.185 W.186 W.187 W.188 W.189 W.190 W.191 W.192 W.193 W.194 W.195 W.196 W.197 W.198 W.199 W.200 W.201 W.202 W.203 W.204 W.205 W.206 W.207 W.208 W.209 W.210 W.211 W.212 W.213 W.214 W.215 W.216 W.217 W.218 W.219 W.220 W.221 W.222 W.223 W.224 W.225 W.226 W.227 W.228 W.229 W.230 W.231 W.232 W.233 W.234 W.235 W.236 W.237 W.238 W.239 W.240 W.241 W.242 W.243 W.244 W.245 W.246 W.247 W.248 W.249 W.250 W.251 W.252 W.253 W.254 W.255 W.256 W.257 W.258 W.259 W.260 W.261 W.262 W.263 W.264 W.265 W.266 W.267 W.268 W.269 W.270 W.271 W.272 W.273 W.274 W.275 W.276 W.277 W.278 W.279 W.280 W.281 W.282 W.283 W.284 W.285 W.286 W.287 W.288 W.289 W.290 W.291 W.292 W.293 W.294 W.295 W.296 W.297 W.298 W.299 W.300 W.301 W.302 W.303 W.304 W.305 W.306 W.307 W.308 W.309 W.310 W.311 W.312 W.313 W.314 W.315 W.316 W.317 W.318 W.319 W.320 W.321 W.322 W.323 W.324 W.325 W.326 W.327 W.328 W.329 W.330 W.331 W.332 W.333 W.334 W.335 W.336 W.337 W.338 W.339 W.340 W.341 W.342 W.343 W.344 W.345 W.346 W.347 W.348 W.349 W.350 W.351 W.352 W.353 W.354 W.355 W.356 W.357 W.358 W.359 W.360 W.361 W.362 W.363 W.364 W.365 W.366 W.367 W.368 W.369 W.370 W.371 W.372 W.373 W.374 W.375 W.376 W.377 W.378 W.379 W.380 W.381 W.382 W.383 W.384 W.385 W.386 W.387 W.388 W.389 W.390 W.391 W.392 W.393 W.394 W.395 W.396 W.397 W.398 W.399 W.400 W.401 W.402 W.403 W.404 W.405 W.406 W.407 W.408 W.409 W.410 W.411 W.412 W.413 W.414 W.415 W.416 W.417 W.418 W.419 W.420 W.421 W.422 W.423 W.424 W.425 W.426 W.427 W.428 W.429 W.430 W.431 W.432 W.433 W.434 W.435 W.436 W.437 W.438 W.439 W.440 W.441 W.442 W.443 W.444 W.445 W.446 W.447 W.448 W.449 W.450 W.451 W.452 W.453 W.454 W.455 W.456 W.457 W.458 W.459 W.460 W.461 W.462 W.463 W.464 W.465 W.466 W.467 W.468 W.469 W.470 W.471 W.472 W.473 W.474 W.475 W.476 W.477 W.478 W.479 W.480 W.481 W.482 W.483 W.484 W.485 W.486 W.487 W.488 W.489 W.490 W.491 W.492 W.493 W.494 W.495 W.496 W.497 W.498 W.499 W.500 W.501 W.502 W.503 W.504 W.505 W.506 W.507 W.508 W.509 W.510 W.511 W.512 W.513 W.514 W.515 W.516 W.517 W.518 W.519 W.520 W.521 W.522 W.523 W.524 W.525 W.526 W.527 W.528 W.529 W.530 W.531 W.532 W.533 W.534 W.535 W.536 W.537 W.538 W.539 W.540 W.541 W.542 W.543 W.544 W.545 W.546 W.547 W.548 W.549 W.550 W.551 W.552 W.553 W.554 W.555 W.556 W.557 W.558 W.559 W.560 W.561 W.562 W.563 W.564 W.565 W.566 W.567 W.568 W.569 W.570 W.571 W.572 W.573 W.574 W.575 W.576 W.577 W.578 W.579 W.580 W.581 W.582 W.583 W.584 W.585 W.586 W.587 W.588 W.589 W.590 W.591 W.592 W.593 W.594 W.595 W.596 W.597 W.598 W.599 W.600 W.601 W.602 W.603 W.604 W.605 W.606 W.607 W.608 W.609 W.610 W.611 W.612 W.613 W.614 W.615 W.616 W.617 W.618 W.619 W.620 W.621 W.622 W.623 W.624 W.625 W.626 W.627 W.628 W.629 W.630 W.631 W.632 W.633 W.634 W.635 W.636 W.637 W.638 W.639 W.640 W.641 W.642 W.643 W.644 W.645 W.646 W.647 W.648 W.649 W.650 W.651 W.652 W.653 W.654 W.655 W.656 W.657 W.658 W.659 W.660 W.661 W.662 W.663 W.664 W.665 W.666 W.667 W.668 W.669 W.670 W.671 W.672 W.673 W.674 W.675 W.676 W.677 W.678 W.679 W.680 W.681 W.682 W.683 W.684 W.685 W.686 W.687 W.688 W.689 W.690 W.691 W.692 W.693 W.694 W.695 W.696 W.697 W.698 W.699 W.700 W.701 W.702 W.703 W.704 W.705 W.706 W.707 W.708 W.709 W.710 W.711 W.712 W.713 W.714 W.715 W.716 W.717 W.718 W.719 W.720 W.721 W.722 W.723 W.724 W.725 W.726 W.727 W.728 W.729 W.730 W.731 W.732 W.733 W.734 W.735 W.736 W.737 W.738 W.739 W.740 W.741 W.742 W.743 W.744 W.745 W.746 W.747 W.748 W.749 W.750 W.751 W.752 W.753 W.754 W.755 W.756 W.757 W.758 W.759 W.760 W.761 W.762 W.763 W.764 W.765 W.766 W.767 W.768 W.769 W.770 W.771 W.772 W.773 W.774 W.775 W.776 W.777 W.778 W.779 W.780 W.781 W.782 W.783 W.784 W.785 W.786 W.787 W.788 W.789 W.790 W.791 W.792 W.793 W.794 W.795 W.796 W.797 W.798 W.799 W.800 W.801 W.802 W.803 W.804 W.805 W.806 W.807 W.808 W.809 W.810 W.811 W.812 W.813 W.814 W.815 W.816 W.817 W.818 W.819 W.820 W.821 W.822 W.823 W.824 W.825 W.826 W.827 W.828 W.829 W.830 W.831 W.832 W.833 W.834 W.835 W.836 W.837 W.838 W.839 W.840 W.841 W.842 W.843 W.844 W.845 W.846 W.847 W.848 W.849 W.850 W.851 W.852 W.853 W.854 W.855 W.856 W.857 W.858 W.859 W.860 W.861 W.862 W.863 W.864 W.865 W.866 W.867 W.868 W.869 W.870 W.871 W.872 W.873 W.874 W.875 W.876 W.877 W.878 W.879 W.880 W.881 W.882 W.883 W.884 W.885 W.886 W.887 W.888 W.889 W.890 W.891 W.892 W.893 W.894 W.895 W.896 W.897 W.898 W.899 W.900 W.901 W.902 W.903 W.904 W.905 W.906 W.907 W.908 W.909 W.910 W.911 W.912 W.913 W.914 W.915 W.916 W.917 W.918 W.919 W.920 W.921 W.922 W.923 W.924 W.925 W.926 W.927 W.928 W.929 W.930 W.931 W.932 W.933 W.934 W.935 W.936 W.937 W.938 W.939 W.940 W.941 W.942 W.943 W.944 W.945 W.946 W.947 W.948 W.949 W.950 W.951 W.952 W.953 W.954 W.955 W.956 W.957 W.958 W.959 W.960 W.961 W.962 W.963 W.964 W.965 W.966 W.967 W.968 W.969 W.970 W.971 W.972 W.973 W.974 W.975 W.976 W.977 W.978 W.979 W.980 W.981 W.982 W.983 W.984 W.985 W.986 W.987 W.988 W.989 W.990 W.991 W.992 W.993 W.994 W.995 W.996 W.997 W.998 W.999 W.1000 W.1001 W.1002 W.1003 W.1004 W.1005 W.1006 W.1007 W.1008 W.1009 W.10010 W.10011 W.10012 W.10013 W.10014 W.10015 W.10016 W.10017 W.10018 W.10019 W.10020 W.10021 W.10022 W.10023 W.10024 W.10025 W.10026 W.10027 W.10028 W.10029 W.10030 W.10031 W.10032 W.10033 W.10034 W.10035 W.10036 W.10037 W.10038 W.10039 W.10040 W.10041 W.10042 W.10043 W.10044 W.10045 W.10046 W.10047 W.10048 W.10049 W.10050 W.10051 W.10052 W.10053 W.10054 W.10055 W.10056 W.10057 W.10058 W.10059 W.10060 W.10061 W.10062 W.10063 W.10064 W.10065 W.10066 W.10067 W.10068 W.10069 W.10070 W.10071 W.10072 W.10073 W.10074 W.10075 W.10076 W.10077 W.10078 W.10079 W.10080 W.10081 W.10082 W.10083 W.10084 W.10085 W.10086 W.10087 W.10088 W.10089 W.10090 W.10091 W.10092 W.10093 W.10094 W.10095 W.10096 W.10097 W.10098 W.10099 W.100100 W.100101 W.100102 W.100103 W.100104 W.100105 W.100106 W.100107 W.100108 W.100109 W.100110 W.100111 W.100112 W.100113 W.100114 W.100115 W.100116 W.100117 W.100118 W.100119 W.100120 W.100121 W.100122 W.100123 W.100124 W.100125 W.100126 W.100127 W.100128 W.100129 W.100130 W.100131 W.100132 W.100133 W.100134 W.100135 W.100136 W.100137 W.100138 W.100139 W.100140 W.100141 W.100142 W.100143 W.100144 W.100145 W.100146 W.100147 W.100148 W.100149 W.100150 W.100151 W.100152 W.100153 W.100154 W.100155 W.100156 W.100157 W.100158 W.100159 W.100160 W.100161 W.100162 W.100163 W.100164 W.100165 W.100166 W.100167 W.100168 W.100169 W.100170 W.100171 W.100172 W.100173 W.100174 W.100175 W.100176 W.100177 W.100178 W.100179 W.100180 W.100181 W.100182 W.100183 W.100184 W.100185 W.100186 W.100187 W.100188 W.100189 W.100190 W.100191 W.100192 W.100193 W.100194 W.100195 W.100196 W.100197 W.100198 W.100199 W.100200 W.100201 W.100202 W.100203 W.100204 W.100205 W.100206 W.100207 W.100208 W.100209 W.100210 W.100211 W.100212 W.100213 W.100214 W.100215 W.100216 W.100217 W.100218 W.100219 W.100220 W.100221 W.100222 W.100223 W.100224 W.100225 W.100226 W.100227 W.100228 W.100229 W.100230 W.100231 W.100232 W.100233 W.100234 W.100235 W.100236 W.100237 W.100238 W.100239 W.100240 W.100241 W.100242 W.100243 W.100244 W.100245 W.100246 W.100247 W.100248 W.100249 W.100250 W.100251 W.100252 W.100253 W.100254 W.100255 W.100256 W.100257 W.100258 W.100259 W.100260 W.100261 W.100262 W.100263 W.100264 W.100265 W.100266 W.100267 W.100268 W.100269 W.100270 W.100271 W.100272 W.100273 W.100274 W.100275 W.100276 W.100277 W.100278 W.100279 W.100280 W.100281 W.100282 W.100283 W.100284 W.100285 W.100286 W.100287 W.100288 W.100289 W.100290 W.100291 W.100292 W.100293 W.100294 W.100295 W.100296 W.100297 W.100298 W.100299 W.100300 W.100301 W.100302 W.100303 W.100304 W.100305 W.100306 W.100307 W.100308 W.100309 W.100310 W.100311 W.100312 W.100313 W.100314 W.100315 W.100316 W.100317 W.100318 W.100319 W.100320 W.1					

(5) 松島炭鉱池島第2立坑

(i) 立坑工期 昭和44年9月～46年6月

(ii) 立坑規模 $\phi 6.8\text{ m}$ (掘削径) $\times 754\text{ m}$

(iii) 地質概要 玄武岩、砂岩、頁岩

(iv) グラウト施工実績

(a) 注入設備・機器

・穿孔機 古河 M-110 モーターローテショントリタ

・注入機 東邦地下 GH15-MN型 2段切替

電動機: 11kW、圧力: 150, 55kg/cm²、容量: 26, 671/分

・坑外に注入機室を設け高圧グラウトポンプを設置し、立坑壁面に $\phi 1$ インチの注入管を坑底まで配管して注入を実施

(b) 注入パターン

・穿孔本数 標準16本 (実際は10～25本)

・穿孔平均長 31.5m (うち、カバーロック平均長9.4m)

・カバーリング厚 掘削壁面より片側5m

(c) 注入材料

・セメント、ハイドロック、フライアッシュ

・亀裂が異常に発達し岩盤不良などで注入セメントミルクの漏出が著しい場合は薬液を注入

・セメント粒子の浸透不可能な微細空隙に対しては、微粉フライアッシュおよび薬液を注入

(d) 注入圧

・湧水圧の3倍程度 (湧水している割れ目が相当ある場合)

・最大70～80kg/cm² 程度

(e) 注入管理方法

・セメントミルクの注入濃度は亀裂の大小によって異なるが、普通1:10位より開始し、1:5位まで徐々に上げ、最終濃度は1:3位に上げることもあった。

・注入管理は、最終注入圧を80kg/cm² とすれば、

－当初圧力 0～40kg/cm² で規定注入量で注入しても圧力上昇が目立つ場合は、水押しを行い元の濃度に戻す。

- 同一濃度で注入しても圧力上昇がない場合は濃度を増す。
- 注入圧力範囲を上げるとともに規定注入量を減らしていき、最終注入圧を80 kg/cm² で最終注入濃度に切り替える。

(f) 湧水量の変化と注入効果

・ 湧水量

止水グラウト前 9,105 l/分

止水グラウト後 86 l/分

・ 止水率 99 %

(6) 三井鉱山三池島立坑

(i) 立坑工期 昭和47年3月～48年5月

(ii) 立坑規模 $\phi 6.8\text{ m}$ (掘削径) $\times 509\text{ m}$

(iii) 地質概要 砂岩

(iv) グラウト施工実績

(a) 注入機器

・ 穿孔機 古河 M-110

・ 注入機 東邦地下 GH15-N型

電動機 : 11kW、圧力 : 70kg/cm²、容量 : 68l/分

大和ボーリング 油圧式 HFV-2型

電動機 : 11kW、圧力 : 50kg/cm²、容量 : 100l/分

大和ボーリング 横型

電動機 : 7馬力、圧力 : 40kg/cm²、容量 : 40l/分

(b) 注入パターン

図 6.1.1 - 8 参照

(c) 注入材料

・ セメント、ウレタン

・ 工期を短縮し完全止水をするため、セメントを主に用いるとともに一部ウレタン系薬液を注入

(d) 注入圧

・ 30～60kg/cm² 程度、最大70kg/cm²

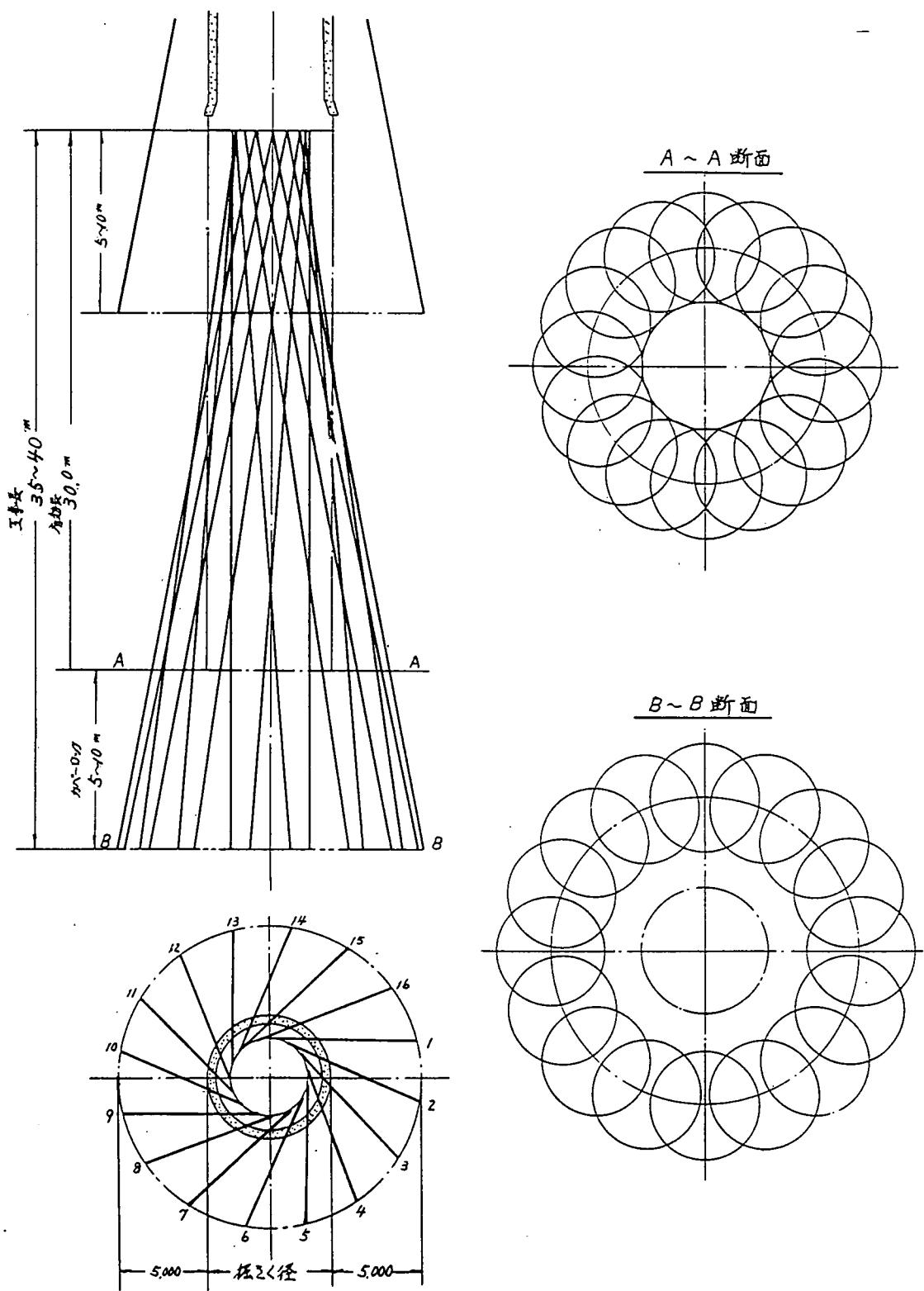


図 6.1.1-8 止水穿孔規格

(7) 北炭夕張新坑第一立坑

- (i) 立坑工期 昭和45年10月～48年10月
- (ii) 立坑規模 $\phi 8.6\text{ m}$ (掘削径) $\times 916\text{ m}$
- (iii) 地質概要

立坑の地層は、幌内層、幾春別層、若鍋層、夕張層からなる。含水層はこのうち幾春別層と若鍋層の二層のみと考えていた。幌内層は湧水のないのが常識であったが、先行していた斜坑において同層中で150～250l/分の湧水を見た。

(iv) グラウト施工実績

北炭平和第3立坑にて成功を納めた先進グラウト工法により止水工事を行った。

湧水の水圧と深度の関係を図6.1.1-9に示す。本立坑では湧水圧はほぼ静水圧状態で、深度550mで50数kg/cm²の高圧湧水に遭遇した。なお550m以深では湧水がなく、それ以上の高圧に遭遇せずに済んだ。

注入材料はセメントミルク(1:1～8)を用い、注入圧力は最大で100～150kg/cm²とした。止水工事の実績総括を表6.1.1-2に示す。なお、表中でボーリングの計画本数(当初の計画値)と実績本数に著しい差のあるのは、止水途中で止まらないため、大幅に計画を変更したためである。

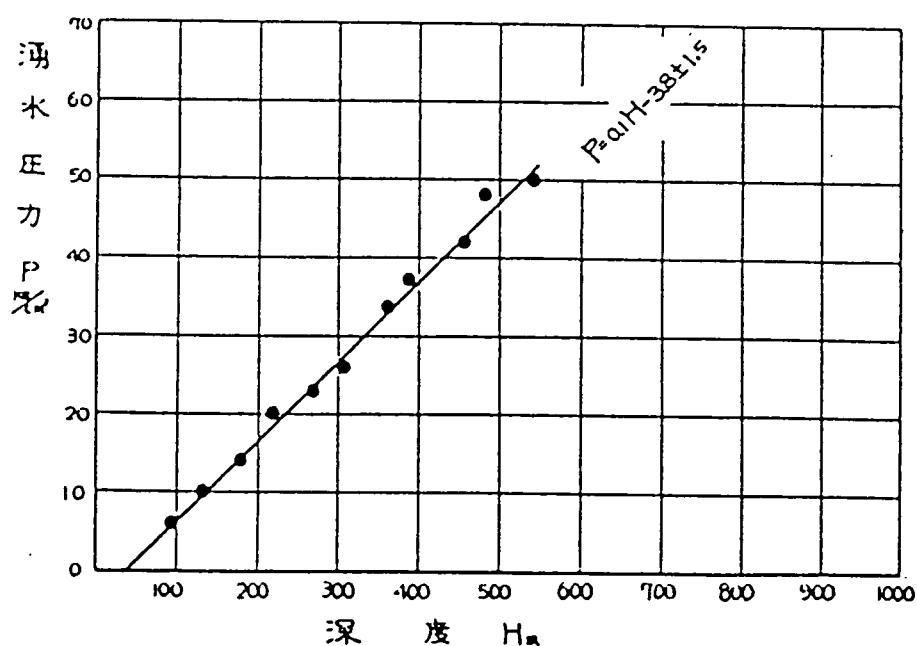


図6.1.1-9 湧水圧力と深度の関係

表 6.1.1-2 止水工事の実績総括

回数	開始日	終了日	施工方数	内計	外計	深さ	間隔	本数	孔長	縫孔長	本数	孔長	縫孔長	本数	一回り実績		比率%		湧水ℓ/分	グラウト注入量		
															計画	実行	率	割合				
1	46. 5.28	46. 6. 7	10	18	87	46	133	20	25	16	30	480	1830.0	540.6	112.5	100.0	112.6	?	?	?	?	
2	7. 4	7.19	15	43	301	199	500	45	18	16	35	560	6028.9	1,732.5	375.0	82.6	309.4	58	2,119	240	37	
3	7.27	8. 3	8	20	130	84	214	63	91	24	35	840	2533.7	481.4	104.2	96.3	100.2	25	504	120	20	
4	8.17	8.21	5	13	82	61	143	94	99	18	45	810	1842.2	760.2	100.0	93.8	93.9	13	755	250	58	
5	9. 3	9. 7	5	15	82	67	149	133	45	16	56	896	1637.6	761.6	100.0	85.0	85.0	16	703	200	44	
6	9.24	10. 6	11	31	233	185	418	178	40	16	56	896	3614.9	1,615.2	225.0	80.1	180.3	34	1,898	200	56	
7	10.20	10.27	8	22	134	128	262	218	49	18	56	1,008	1854.8	987.0	100.0	97.9	97.9	17	995	270	59	
8	11. 8	11.16	9	25	193	146	339	267	40	24	56	1,344	3033.5	1,604.8	125.0	95.5	119.4	28	1,033	170	37	
9	11.29	12. 7	8	22	142	118	260	307	53	16	56	896	2019.2	984.6	125.0	87.9	109.9	17	440	200	26	
10	12.24	12.47	1. 9	13	37	236	191	427	360	41	24	49	1,176	3936.2	1,410.2	162.5	73.9	119.9	37	2,203	570	60
11	11. 47	11.19	1.29	11	26	187	168	355	401	9	24	18	432	1513.4	200.8	62.5	74.4	46.5	13	3,075	1,200	237
12	3. 7	3.25	18	51	303	303	606	992	9	18	35	630	2024.4	488.0	111.1	69.7	77.5	14	5,902	1,500	422	
13	4. 6	4.25	17	49	215	283	598	401	22	18	45	810	2541.9	1,048.7	138.9	93.1	129.5	24	9,498	2,500	396	
14	5. 4	5.25	19	54	402	329	731	423	18	19	45	855	2938.6	1,119.2	152.6	855.8	130.9	25	2,950	680	119	
15	6. 9	6.21	12	35	226	204	430	441	22	19	40	760	2035.9	717.5	105.2	89.8	94.4	16	754	300	47	
16	7. 6	7.20	14	42	270	259	529	463	6	19	40	760	2640.7	1,057.8	136.8	101.8	139.2	16	3,348	1,100	209	
17	8. 9	8.23	10	32	240	222	462	489	31	19	46	814	2544.9	1,114.6	131.6	97.0	127.5	12	2,513	1,050	209	
18	9. 8	9.23	16	47	304	255	559	520	29	19	46	874	2444.1	1,058.4	126.3	95.9	121.1	16	874	200	55	
19	10. 9	10.20	12	34	207	195	402	549	37	17	50	850	2148.9	1,026.1	123.5	97.8	120.7	17	824	250	48	
20	11. 6	11.13	8	23	140	126	266	586	39	16	35	560	1428.4	397.4	87.5	81.1	71.0	8	63	30	8	
21	12. 3	12. 7	5	15	94	70	164	622	42	8	35	280	932.5	292.5	112.5	92.9	104.5	1	1	1	1	
22	12.26	12.30	4	12	64	59	123	664	42	16	35	560	1213.3	159.7	57.0	38.0	28.5	0	0	0	0	
23	48. 3.20	48. 3.23	4	10	62	53	115	706	38	4	42	168	721.0	146.7	175.0	50.0	87.3	3	71	40	24	
24	4.19	4.21	3	8	60	40	90	744	6	45	270	644.4	266.2	100.0	98.7	98.6	0	0	0	0		
計	25	684	4,484	3,791	8,275	4,1042.9	17,589	5339.38	520,531.7	116.7	41040,523	2,500	4942,766,910	48,990	5,601	99	99	99	99	99		

6.1.2 土木分野の大深度立坑におけるグラウト工法の実績

(1) 青函トンネル竜飛立坑

- (i) 立坑工期 昭和47年5月～48年12月
- (ii) 立坑規模 $\phi 7.3\text{m}$ (掘削径) $\times 194.5\text{m}$
- (iii) 地質概要 竜飛安山岩類で凝灰岩と安山岩の互層
- (iv) グラウト施工実績

(a) 概要

立坑掘削に先立ち地質調査ボーリングを行った結果、湧水はさ少ということで地盤注入は計画されていなかった。しかし、掘削が進むに従い、坑口から60m付近でボーリング孔より約90l/minの湧水があったことから、以後地盤注入を施工した。

第1回～第3回まではさぐり孔を主体とし、第4回と第5回は湧水量がそれぞれ500l/min、120l/minあったことから、本格的な地盤注入を施工した。注入設備は、立坑坑底が狭いため坑底には最小限の設備とし、残りはスカフォード及び坑外に設備した。注入はセメントと水ガラスを混合したLW注入で、注入長は35mを標準とし、カバーリングは坑壁より5m、カバーロックは5mとした。また、注入圧は45～60kgf/cm²で湧水圧の3倍程度とした。穿孔時は、孔曲り及びジャミングを起こさぬよう入念に穿孔するとともに、特にスライム排除に努めた。

穿孔注入配置を図6.1.2-1に、注入機器配置を図6.1.2-2に、注入実績総括を表6.1.2-1に示す。

(b) 注入基準

① パッカー位置

切羽の状況を検討し、孔口より3m～5mの位置とした。

② 注水試験

注入開始前に全注入孔に注水試験を行い、注入開始の配合を決定した。

③ 注入材料と配合

普通セメントとケイ酸ソーダ（1回～3回までS3号、4回、5回はS1号）

ケイ酸ソーダ S3号は原液、S1号は75%溶液として使用

セメントミルク W/C 100～300%

ケイ酸ソーダとセメント比 1 : 1

④注入開始配合

注入圧力 25kg/cm^2 以下で注入量 $60\text{l}/\text{分}$ 以上の場合は、セメントミルク濃度を 200% とし、その他は 300% から開始した。注入限界以下の注入孔に対しては、W/C $100\sim200\%$ で閉塞注入を行った。

⑤注入限界

最終注入圧力で注入量が $80\text{l}/\text{分}$ 以下で 10分間 注入後完了とした。

⑥パッカー引抜

注入完了後 10分間 以上放置した後撤去した。

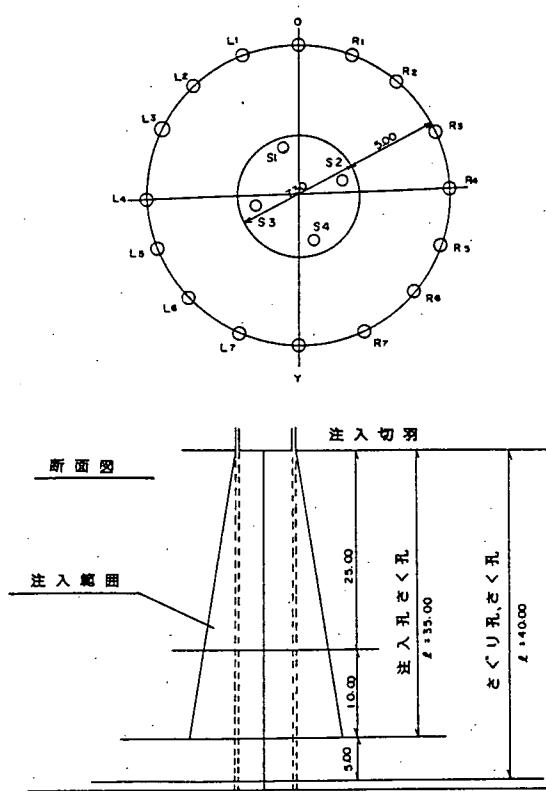


図 6.1.2-1 穿孔注入配置

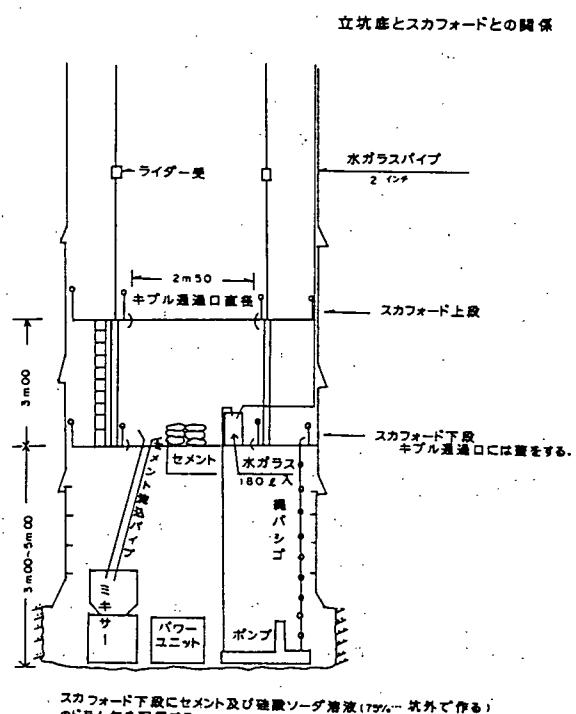


図 6.1.2-2 注入機器配置

表 6.1.2-1 注入実績総括

注入回数	切羽位置	所要方数	さく孔 注入本数 〔〕内は注入	さく孔数量	注入数量	セメント量	水ガラス ⑤ 1号
第1回注入	64.3 m	6方	5孔 (6)	190.0 m ³	13.9 m ³	2,320 kg	7,000 ℥
第2回注入	89.8	5	4	150.0	7.9	1,410	3,960
第3回注入	113.4	4	6	230.0	27.1	4,140	13,440
第4回注入	138.8	19	16	664.8	102.4	17,810	50,510
第5回注入	164.1	16	16	558.5	53.4	10,730	26,330
計			47孔 (48)	1,793.3 m ³	204.7 m ³	36,410 kg	101,240 ℥

(2) 上越新幹線中山トンネル四方木立坑

(i) 立坑工期 昭和47年4月～51年2月

(ii) 立坑規模 $\phi 6.8\text{m}$ (掘削径) $\times 372\text{m}$

(iii) 地質概要

新第三紀の緑色凝灰岩類（泥岩、砂岩などを含む）または石英安山岩類を基盤とし、その上に洪積世の火山噴出物が厚く堆積したものである。当立坑付近では特に基盤が盆状で位置が深く火山堆積が厚い。火山堆積は主として火山泥流で、相対的には固結度がやや低く、その粗粒部分が帶水層である。

(iv) グラウト施工実績

(a) 概要

立坑周辺の地質調査の結果、かなりの湧水が予想されたので、立坑掘削に先立つて、掘削可能な程度に湧水を止水（500 l/分の湧水を予測して掘削）する目的で、立坑周辺に地盤注入を実施した。

立坑周辺地盤注入後、立坑掘削を開始したが、-100m以深で予想湧水量の500 l /分を超えたので、立坑坑底注入を計4回実施した。

しかし、立坑坑底注入では所期の成果が得られず、-162.9mを施工面として周辺注入作業室（ギャラリ）からの周辺注入による止水を行ったが、長孔注入の限界は60～70mと判断し、ギャラリからのケーシング注入方式による周辺注入に変更し、

止水効果を上げた。

(b) 立坑周辺地盤注入

注入の諸元は次のとおりである。

①注入材料の選択、標準配合

削孔後注水試験の結果、湧水量により注入材料を使い分けた。

40 l /分以上の場合 セメントミルクを使用

39 l /分以下の場合 LWを使用

注入材料の標準配合を表 6. 1. 2 - 2 に示す。

表 6. 1. 2 - 2 立坑周辺注入材料の標準配合

種 別	水セメント比の範囲 (%)	セメントミルク 水ガラス比	混 和 剤
セメントミルク	600～100		使用セメントに対し分散剤
LW	600～200	1 : 1	0.25%、アルミ粉末0.03%

②注入濃度の変更

以下の場合、濃度を1ランク上げる。なお、最初の注入にあたっては、セメントミルク、LWとも水セメント比600%より実施する。

注入量が60 l /分以上が60分以上継続した場合

注入量が30 l /分以上が150分以上継続した場合

注入量が30 l /分以上が200分以上継続した場合

③立坑周辺地盤注入の結果

立坑掘削に伴って地山を観察した結果、周辺地盤注入があまり有効でないことが判断された。原因として以下が考えられる。

- ・ 対象地盤が比較的未固結な凝灰角れき岩であり、角れきの粒径が5～10cmから2～3mと非常に複雑であり、注入有効範囲の設定が難しい。
- ・ マトリックス自体の透水係数は 10^{-4} cm/secの範囲内と考えられるが、角れきの混在率、粒径などにより変化するため、従来と同様の観点で注入を行うことは無理と思われる。
- ・ 注入孔本数が少なく、1ステージ長も30～50mは長すぎると判断される。

(c) 立坑坑底注入

立坑周辺地盤注入後、立坑掘削を開始し、-100mまでは湧水も少なく順調に進行したが、-100.8mに至り予想湧水量の500l/minを超えたので、第1回坑底注入を30mの深さに実施した。その後、-112.8mで1.7t/min、-139.2mで5.4t/min、-152.3mで9.6t/minの湧水があり、その時点で掘削が困難になってきたので、それぞれ第2回、3回、4回と立坑坑底注入を実施した。

坑底注入の諸元は、立坑周辺地盤注入の結果を検討し、これを参考にした。

坑底注入は、第1回の場合、カバーロックコンクリート厚さ1mを打設し、坑底から30m間を注入、10mをカバーロックに残し20mを掘削する計画で、有効半径を1.5m、立坑外周に24本、立坑内にテスト坑として5本、合計29本とした。また、1ステージを5mとする前進式段階注入方式である。2, 3, 4回坑底注入も、注入諸元に若干の変更はあったが、1回目に準じて実施した。

(d) 立坑周辺基地（ギャラリ）からの立坑周辺注入

計4回の立坑坑底注入を実施したが所期の成果が得られず、大幅な工期遅延の回復と膨大な被圧地下水に対処するため、立坑深度-162.9mを施工面として周辺注入作業室（高さ4.8m、幅3.8mのギャラリ）を築造し、掘削に先立って立坑周辺注入による止水を行った。立坑周辺基地の概要、注入孔の配置を図6.1.2-3に示す。

当初は、図の左側に示す長孔注入を実施した。A孔、B孔の順で注入し、C孔はチェック孔および予備注入孔とした。注入材料は、S1号珪酸ソーダ75%溶液と普通ボルトランドセメントによるLWと、浸透性のよい高分子系の日東SS-30R（注：昭和49年5月以降は建設省通達により使用を中止）を使用した。

しかし注入内容検討の結果、長孔注入の限界を60~70mと判断し、図の右側に示すギャラリからのケーシング注入方式による周辺注入に変更した。NX(Φ89mm)、BX(Φ73mm)ケーシングを利用して、前進式段階ケーシング注入方式による周辺注入を実施したが、それまで210mに及ぶ長孔注入は実例がなく、高圧長孔注入を効果的に実施するために、2ショット方式により懸濁液注入(LW)を先行し、溶液型注入(CW-3)のゲル化時間を長くして遅い浸透速度で注入する方法を採用した。

・注入材料として、S1号珪酸ソーダ75%溶液と普通ボルトランドセメントによるL

Wと、溶液型のCW-3薬液を使用（表6.1.2-3参照）

- ・2液注入を確実に実施管理するため、平衡可変制御容量型の高圧2液注入ポンプの導入
- ・パッカー位置にて2液混合される2重管による2ショット方式の導入（今までの1.5ショット方式注入ではゲル注入材料の使用に当たって長孔注入に問題あり）

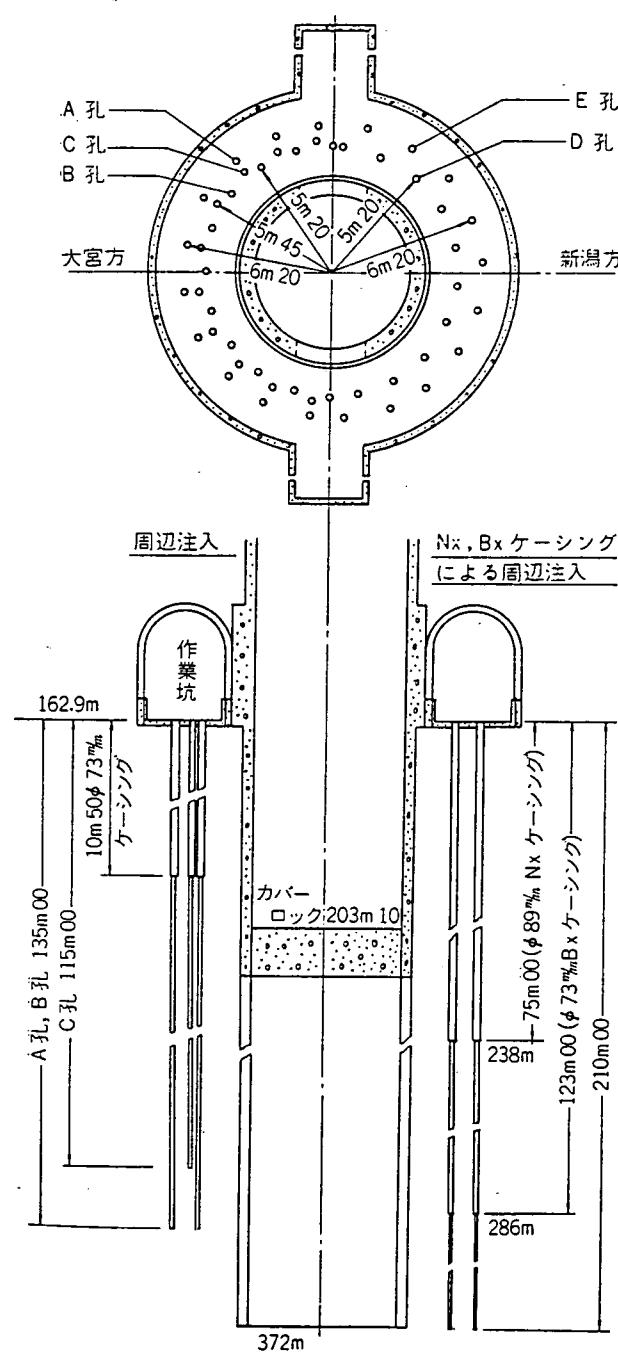


図6.1.2-3 立坑周辺基地の概要、注入孔の配置

表6.1.2-3 ケーシング注入方式における注入材料の配合

LW注入 1 m ³ あたり							
注入 濃度	A液 500 lあたり			B液 500 lあたり		ゲルタイム	一軸 圧縮強度
	セメント量	分散剤	水	⑤1号珪酸ソーダ	水		
400%	116kg	0.3kg	463 l	375 l	125 l	5'40''	4 kg/cm ²
300	150	0.4	452	375	125	3'40''	10
200	215	0.5	431	375	125	1'50''	60
100	377	0.9	378	375	125		

CW-3注入 200 lあたり				
A液		B液		
JIS 3号けい酸ソーダ	C剤	E剤	添加剤	水
100 l	30 l	4 l	0.05 l	66 l

注) C剤(硬化剤) グリオキザール,
E剤(促進剤) りん酸
添加剤(防腐剤) イビットNo570,
ゲルタイム 9'±30''
一軸圧縮強度 $\sigma_7 = 10 \text{ kg/cm}^2$

(3) 上越新幹線中山トンネル高山立坑

- (i) 立坑工期 昭和47年6月～51年6月
- (ii) 立坑規模 $\phi 6.8 \text{ m}$ (掘削径) $\times 295 \text{ m}$
- (iii) 地質概要 四方木立坑と同様
- (iv) グラウト施工実績

四方木立坑と同様な目的と施工要領により、掘削に先立ち立坑周辺地盤注入を実施した。注入後、立坑掘削を開始したが、深度51.8mで1,500 l/分の湧水に遭遇し掘削不可能になったため、第1回の立坑坑底注入を行った。しかし、深度59.8mで再び800 l/分の湧水に遭遇した。地質条件を考慮すると、先進グラウト工法による立坑掘削は工期的、経済的に問題があるので、湧水対策工法の再検討を行った。

その結果、当立坑では坑底段階注入による止水に替わって、ディープウェルによる強制排水による揚水工法とソレタンシュ式注入による残留湧水止水の併用工法を採用し、立坑掘削を行った。

(2)の上越新幹線中山トンネル四方木立坑、(3)の同高山立坑において採用されたセメント薬液系グラウトの注入材配合の例、および薬液系グラウトの注入材配合の例を、表6.1.2-4および表6.1.2-5に示す。また、両立坑で用いられた注入材料の標準的使用条件フローの例を図6.1.2-4に示す。

表6.1.2-4 中山トンネル立坑 セメント薬液注入材配合 (1 m³当たり)

材料名	濃度 (%)	A 液 (500l)		B 液 (500l)		ゲルタイム (20°C)	強度 (kgf/cm ²)	使用セメント他	記事
		セメント (kgf)	水 (l)	混和剤	水ガラス (l)				
3号 LW	200	215	430	-	375	125	1'	5	普通ポルトランドセメント 混和剤マイティ150R
⑤1号 LW	200	215	430	-	375	125	3'	10	同上
CLW	200	215	430	2.2	375	125	3'	15	新高炉コロイドセメント 混和剤マイティ150R
MC-LW	200	215	430	4.3	375	125	3'	60	マイクロコロイドセメント 混和剤 MC ヘルパー
注)	CLW: コロイドセメントを用いた LW MC-LW: マイクロコロイドセメントを用いた LW								
									高山工区

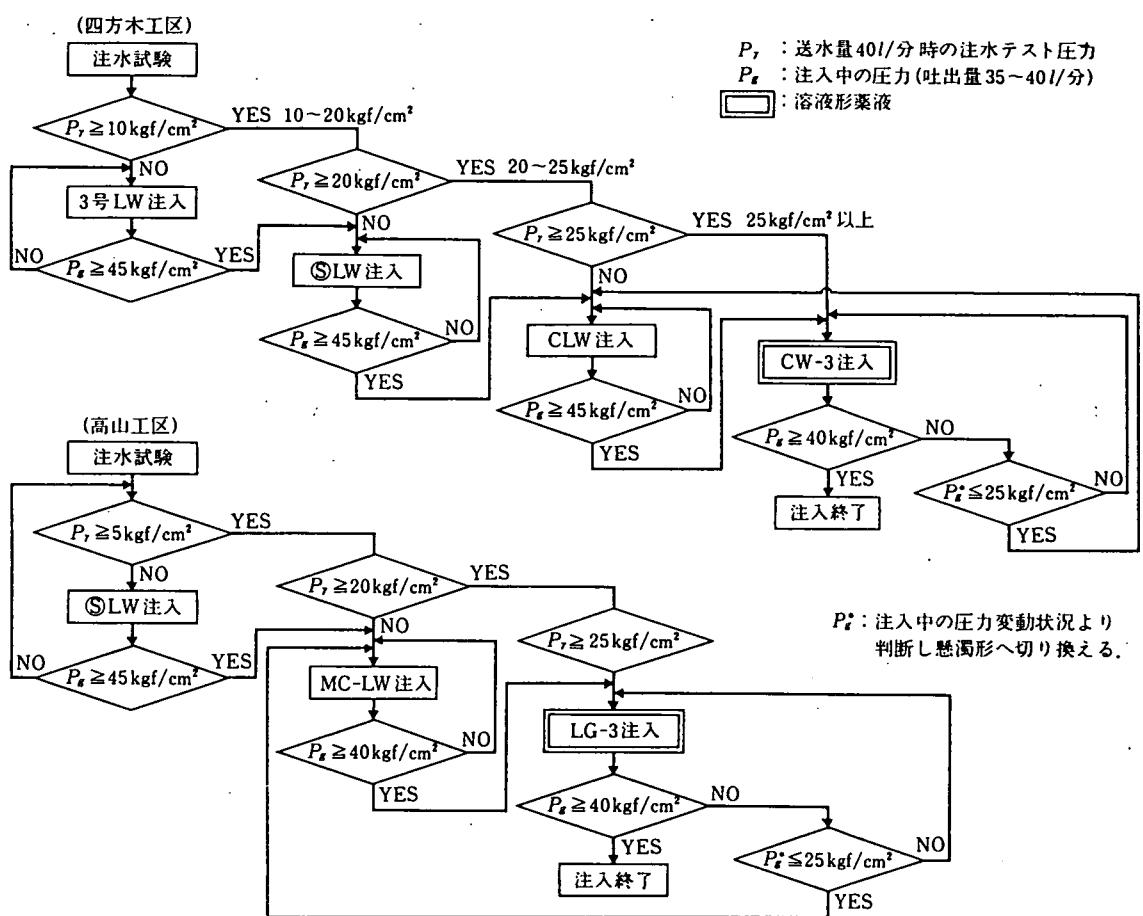
表6.1.2-5 中山トンネル立坑 薬液系注入材配合 (1 m³当たり)

材料名	A 液 (500l)		B 液 (500l)				ゲルタイム (20°C)	強度 (kgf/cm ²)	有機, 無機の区分	使用工区
	水ガラス (l)	水 (l)	硬化剤	促進剤	添加剤 (l)	水 (l)				
CW-3	375	125	100l	11.3l	0.2	383.5	10'30''	3	8	有機 四方木
LG-3	250	250	10 kg	22~25 kgf	-	410	5'	1	4	無機 高山

注 1) CW-3: 硬化剤: グリオキザール, 促進剤: リン酸

2) LG-3: 硬化剤: 硫酸マグネシウム, 促進剤: 重炭酸ナトリウム

ただし, LG-3 の場合, 硬化剤, 促進剤の区分は便宜上であり, 両者の反応でゲル化する。



(注) 1. 地山内実注入圧について フローチャートの P_r , P_e は注入孔口元での圧力であり地山内への注入圧はボーリング孔内の水頭約35kgf/cm²だけさらに加わる。

図 6.1.2-4 中山トンネル立坑 注入材料の標準的使用条件フローの例

(4) 山陰本線小倉山トンネル立坑

(i) 立坑工期 昭和 61 年完成

(ii) 立坑規模 $\phi 8.8\text{ m}$ (掘削径) $\times 220\text{ m}$

(iii) 地質概要 古生層の丹波層群に属する砂岩、粘板岩、チャート、珪質粘板岩
数カ所の断層破碎帯およびひん岩貫入帯で多量湧水が予想される。

(iv) グラウト施工実績

(a) 湧水状況と補助工法の選定

GL-70.0m付近までは順調に立坑掘削が行われたが、GL-72.0m付近より約80 l /分の湧水が発生した。さらに掘削に伴って湧水が急激に増加し、GL-79.0m付近では約1,300 l /分の湧水となった。その後、掘削作業はサイクルの大幅低下をきたしながら進められたが、切羽は川のような様相を呈し、施工性の極度の低下と発破作業の危険性の増大のため、GL-99.7m地点でいったん切羽を停止し、それ以深の地質を再調査し、補助工法を再検討した。

地質再調査の結果、地盤がかなり破碎されており、湧水も予想以上に多いことが判明したため、4種類の補助工法（水平水抜きボーリング工法、ディープウェルによる揚水工法、坑外からの切羽以深の注入工法、坑底切羽からの注入工法）を比較、検討した結果、施工実績、工期、確実性で優れた坑底注入工法を採用した。

(b) 注入計画

注入計画は過去に施工された中山トンネル、青函トンネルなどの実績と、注入設計施工指針（昭和45年、国鉄建設局編）を参考に決定した。

坑底注入計画の内容を表 6.1.2-6 に示す。

(c) 注入材料と注入管理方法

注入工事において重要な管理として、①地山に最適の注入材を、より経済的に効果が發揮されるように日常管理を行う、②注入工事完了後、注入の効果確認を行う、があげられるが、注入を効果的に行うため注入材料の標準配合、注入基準および効果の判定方法を表 6.1.2-7、図 6.1.2-5 および図 6.1.2-6 に示すとおり行って管理した。

(d) グラウトの効果

注入工事と坑口湧水量の関係を図 6.1.2-7 に示す。図より、グラウト注入により湧水が確実に減少している状況が認められる。

表 6.1.2-6 坑底注入計画の内容

項目	指針等による基本的な考え方					小倉山立坑での計画																																																														
注 入 率	<p>注入対象土量に対する全注入量は、通常次式で示される。</p> $Q = V \cdot n \cdot \alpha = V \cdot \lambda$ <p>ここに、Q：全注入量(m^3)、V：注入改良範囲の土量(m^3)、 n：地盤間隙率(%)、α：充填率(%)、λ：注入率(%)、</p> <p>上記の算出式は砂質～粘性土での均等な浸透を示す時には有效であるが、脈状注入や亀裂注入では当初設定した注入範囲と実際の施工で得られる注入範囲とでは大幅に異なるので、注入施工の段階で常に修正されるべきものであるということを理解しておくべきである。(注入の設計施工指針)</p>					第1回坑底注入は、側壁注入の実績を参考 (クラック帯 8%) (破碎帯 12%)とした。 第2回以降は、前回の実績を参考とした。																																																														
注 入 孔 間 隔	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">土 質</th> <th rowspan="2">圧 入 目 的</th> <th rowspan="2">N 値</th> <th colspan="2">間隙率(%)</th> <th rowspan="2">填充率%</th> </tr> <tr> <th>範 囲</th> <th>標準値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">ロ ー ム ・ シ ル ト 粘 ・ ト</td> <td>止 水 強 化</td> <td>0~4</td> <td>65~75</td> <td>70</td> <td>約40</td> </tr> <tr> <td></td> <td>4~8</td> <td>50~70</td> <td>60</td> <td>" 30</td> </tr> <tr> <td></td> <td>8~15</td> <td>40~60</td> <td>50</td> <td>" 20</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">砂</td> <td>止 水</td> <td>0~10</td> <td>46~50</td> <td>48</td> <td>" 60</td> </tr> <tr> <td></td> <td>10~30</td> <td>40~48</td> <td>44</td> <td>" 60</td> </tr> <tr> <td></td> <td>30以上</td> <td>30~40</td> <td>35</td> <td>" 50</td> </tr> <tr> <td></td> <td>均 強 質 化</td> <td>0~10</td> <td>46~50</td> <td>48</td> <td>" 50</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">砂 礫</td> <td>止 水</td> <td>10~30</td> <td>40~48</td> <td>44</td> <td>" 40</td> </tr> <tr> <td></td> <td>30~50</td> <td>28~40</td> <td>34</td> <td>" 60</td> </tr> <tr> <td></td> <td>50以上</td> <td>22~30</td> <td>26</td> <td>" 60</td> </tr> </tbody> </table>					土 質	圧 入 目 的	N 値	間隙率(%)		填充率%	範 囲	標準値	ロ ー ム ・ シ ル ト 粘 ・ ト	止 水 強 化	0~4	65~75	70	約40		4~8	50~70	60	" 30		8~15	40~60	50	" 20	砂	止 水	0~10	46~50	48	" 60		10~30	40~48	44	" 60		30以上	30~40	35	" 50		均 強 質 化	0~10	46~50	48	" 50	砂 礫	止 水	10~30	40~48	44	" 40		30~50	28~40	34	" 60		50以上	22~30	26	" 60	
土 質	圧 入 目 的	N 値	間隙率(%)		填充率%																																																															
			範 囲	標準値																																																																
ロ ー ム ・ シ ル ト 粘 ・ ト	止 水 強 化	0~4	65~75	70	約40																																																															
		4~8	50~70	60	" 30																																																															
		8~15	40~60	50	" 20																																																															
砂	止 水	0~10	46~50	48	" 60																																																															
		10~30	40~48	44	" 60																																																															
		30以上	30~40	35	" 50																																																															
		均 強 質 化	0~10	46~50	48	" 50																																																														
砂 礫	止 水	10~30	40~48	44	" 40																																																															
		30~50	28~40	34	" 60																																																															
		50以上	22~30	26	" 60																																																															
注 入 範 囲	<p>(注入孔配置)</p> <p>第13条 注入孔は原則としてグラウトの注入有効範囲がたがいに重なるように配置しなければならない。</p> <p>注入孔を多くするほど1孔当たりの注入量は少なくてすむが、削孔本数が増え、削孔費が増大する。</p> <p>トンネルの切羽から注入する場合は、注入孔を平行して設けることは不可能であるから、一般に扇状にさく孔される。注入孔の間隔は注入孔の末端で1.0~1.5mになるように配置されることが多い。</p> <p>(注入の設計施工指針)</p>					中山立坑の2.0~2.3mを参考に注入影響範囲を2.0mとし下図のようにした。																																																														
注 入 圧	<p>注入範囲は定式化するに至らず経験によるところが多い。使用するグラウトの強度によっても異なるが、間けき水圧が数kgf/cm²の場合には、掘削断面外方にトンネル掘削幅の1/2程度とするのが普通である。(注入の設計施工指針)</p> <p>注入の範囲は、掘削によるゆるみ範囲などを検討し、過去の経験および実績を加味して決定されている。(トンネルと地下)</p> <p>注入の範囲は、普通の場合でトンネル半径の1.5倍、破碎帯の場合でトンネル半径の3倍となっている。(背函トンネルの基準)</p>					第1回坑底注入は中山Tの実績より2.5mとした。 第2回～第4回坑底注入は3.5mとした。																																																														
注 入 圧	<p>注入圧は、水圧の3~5倍程度で行われることが多く、大きい被圧水を持つ破碎帯の場合では、数10kgf/cm²以上の注入圧を必要とすることがある。(注入の設計施工指針)</p>					第1回坑底注入は、坑底調査ボーリングの結果、湧水圧の4倍とした。 第2回～第4回坑底注入も調査孔の湧水圧の4倍とした。																																																														

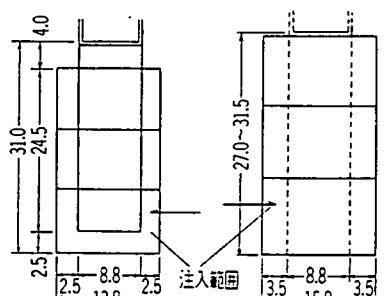
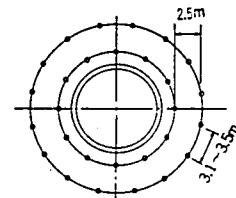


表 6.1.2-7 注入材料の標準配合 (1m^3 当たり)

(I) コロイドLW

A 液	濃度 (%)	B 液				
		100	150	200	250	300
水ガラス 250ℓ	コロイド セメント(kgf) 分散剤(kgf)	373 1.87	272 1.36	214 1.07	176 0.88	150 0.75
水 250ℓ	水 (ℓ)	371	407	427	439	449
計 500ℓ	計 (ℓ)	500	500	500	500	500
ゲルタイム (参考)*		1	2	3	4	5

* 配合切り換え基準はゲルタイムで管理する

* ゲルタイムは±30秒の範囲で調整する

* 圧力上昇中の配合変更は行わない

第2回坑底注入の場合

	1 st(kgf)	2 st(kgf)	3 st(kgf)
P_0	6	8	10
P_1	8	12	15
P_{Max}	12	16	20

(II)

A 液	濃 度 (%)	B 液	
		100	200
水ガラス 250ℓ	普通ポルトランドセメント (kgf)	380	216
水 200ℓ	水 (ℓ)	380	432
計 500ℓ	計 (ℓ)	500	500
ゲルタイム (参考)*		1'	2'

* 液温 20°C の場合の標準的なゲルタイムで、温度などの条件により変化する

水ガラスは3号珪酸ソーダを使用

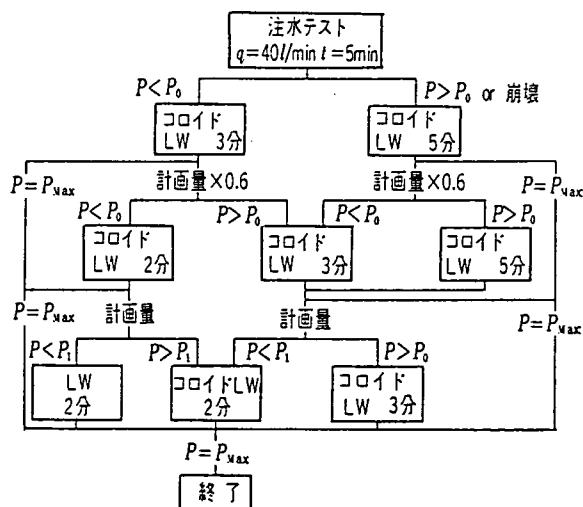


図 6.1.2-5 注入基準

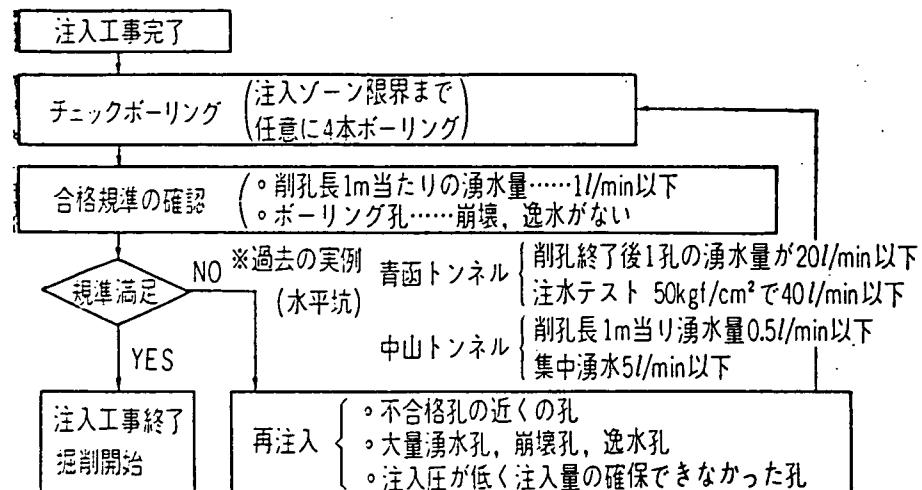


図 6.1.2-6 注入効果の判定方法

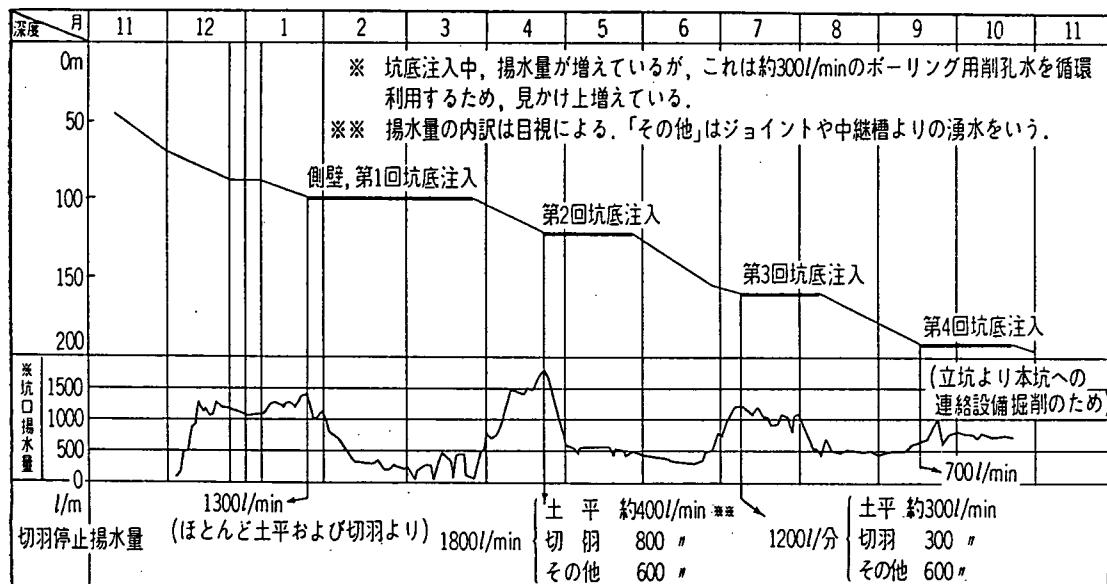


図 6.1.2-7 注入工事と坑口湧水量

6.1.3 海外の大深度立坑におけるグラウト工法の実績

(1) 南アフリカの FAR WITS LINE 鉱山（金鉱山）立坑

(i) 立坑工期 1980年代なかばに完成

(ii) 立坑規模 $\phi 9.8\text{ m}$ (仕上り径) $\times 2,350\text{ m}$

(iii) 地質概要

20%の角礫岩と80%の方解石から成る断層破碎帯が、立坑にはほぼ垂直に展開

(iv) グラウト施工実績

この立坑は、ヨハネスブルグの西約75kmに位置するWest Wits Line 鉱山地域のObetholzer 区画に位置している。

図6.1.3-1に示すとおり、スパイラル状で3mずつ重なるように配置して、止水グラウトを実施し、以後はボアホールカメラを用いて破碎帯を事前に確認する方法を用いた。なお、グラウト前の湧水量は、最大430 l/分 (25,650 l/時) であった。

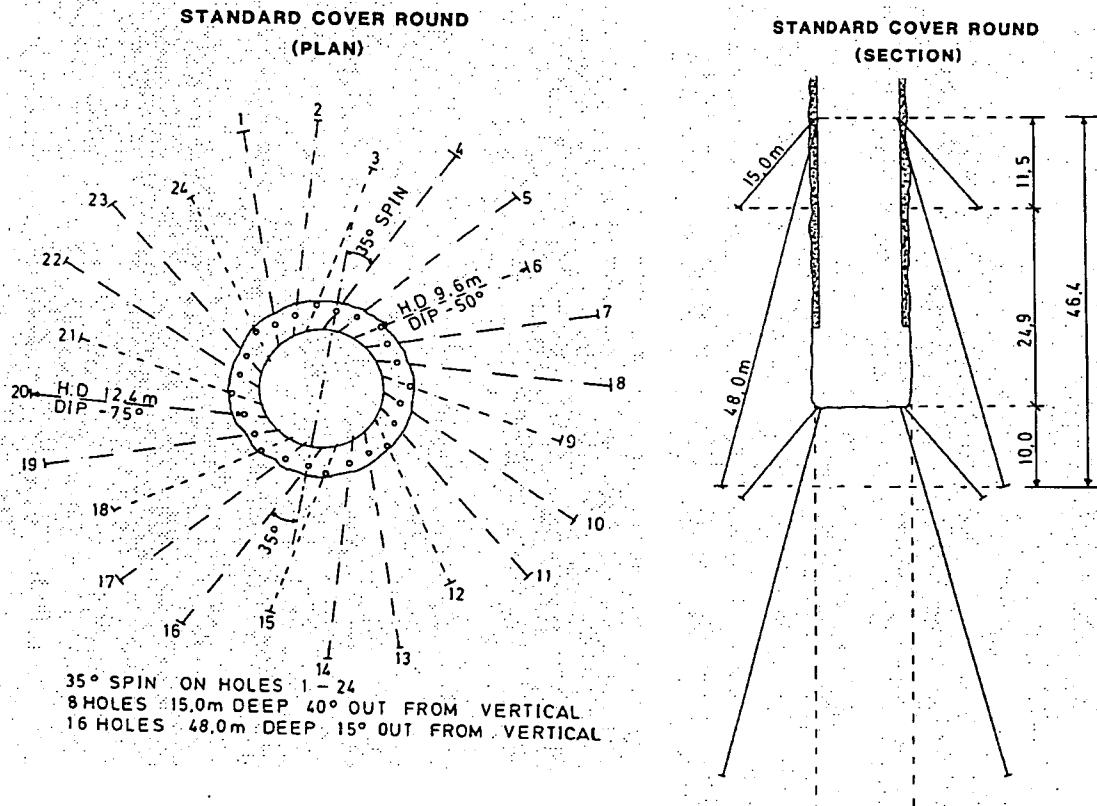


図6.1.3-1 標準的なグラウト孔配置

6.1.4 大深度立坑以外におけるグラウト工法の実績

(1) 青函トンネルにおけるグラウト工法

(i) 概要

全長53.85kmの青函トンネルは、そのほぼ中央部の23.3kmが海底部分であり、本坑の最深部は海面下240m、そのルートの地盤は、数多くの破碎帯を持つ新第三紀の軟らかい堆積岩と、き裂の多い火成岩から構成されている。このような厳しい条件のもとにあって、この海底部分を安全に効率良く掘削するために、海水起源の高圧(2.4~2.7MPa)かつ供給量が無限な大量湧水を確実に止水し、さらに軟弱な破碎帯を地盤注入で地盤改良することが重要であった。

一方、注入期間の長期化が問題となり、このため、安全で効率の良い注入工法の開発が議論され、注入に関する種々の事前調査、数多くの試行錯誤の結果、海底トンネルに適切な注入工法の開発および改良を行った。

注入材料に関して、当初はセメントミルクを使用していたが、セメントミルクと水ガラスを混ぜ合わせて固化するLW(Labiles Wasergrass、不安定水ガラス)を基本にして、注入性能とともに注入材料の安定性、固化物の耐久性をも満足する高炉スラグ混入率50~60%の耐風化性コロイドセメントと珪酸/酸化ナトリウムのモル比2.2の特殊1号水ガラスを開発し使用するに至った。

この他、施工に際して、孔曲りの少ない強力なさく孔機械、注入材料の2液の注入量(速さ)と注入圧力とを可変管理できる注入ポンプなどを開発使用した。

(ii) 注入の設計・施工

(a) 注入範囲

研究開発の結果、掘削による注入範囲の緩みも考慮して、注入範囲は堅岩部でトンネル半径の3倍、軟弱部や断層破碎帯では4倍以上を標準とし、地質・湧水状況を考慮して決定することとした。

(b) 注入長とカバーロック長

トンネル半径方向の注入域の他に、掘削切羽の前方を保護するため、注入された地盤(カバーロック)が次の注入に必要である。青函トンネルでは、注入長は当初は30m程度であったが、トンネルの進行を早めるため、材料の開発・孔曲がり防止

技術の向上を図り、70~80mまで可能となった。このため先進導坑で10m、本坑で20mのカサ状の広がりを標準的なカバーロック長とした。

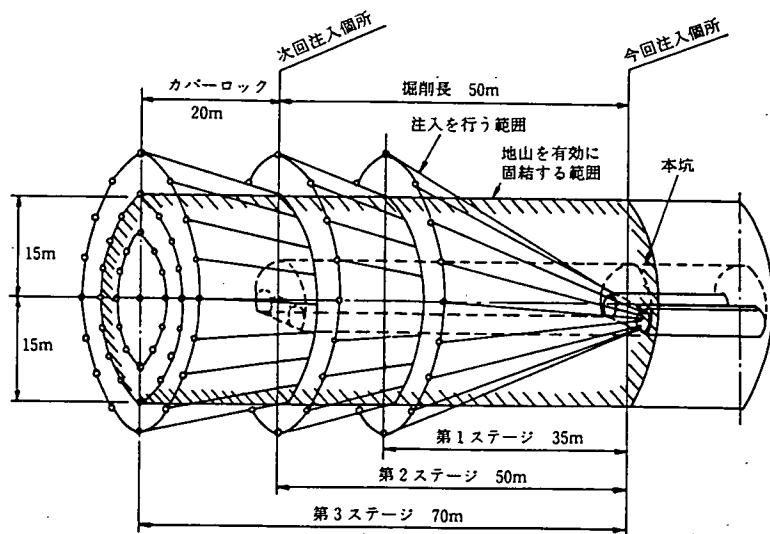


図 6.1.4-1 注入概念図

(c) 孔間隔

孔配置は各ステージの孔をリング状の同心円に配置した。孔間隔はおおむね3m、破碎帯部は1.5~3m程度まで縮め、状態が良い場合には、孔間隔を6~12mとして孔数を減らしている。

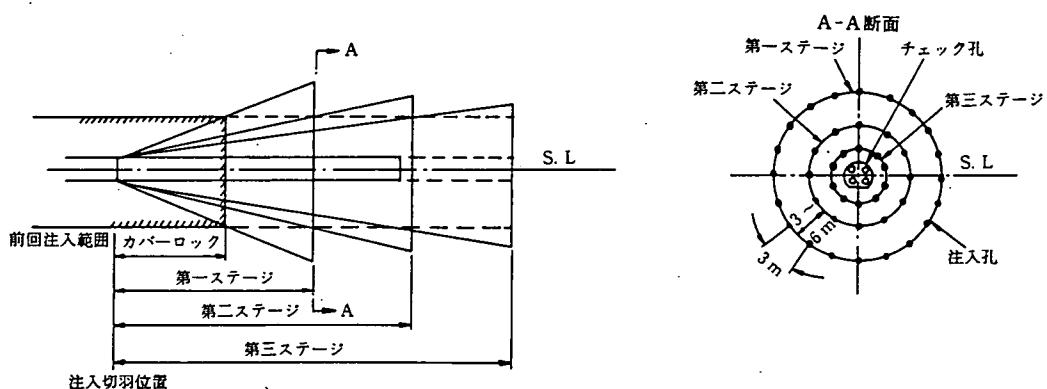


図 6.1.4-2 注入孔の配置例

(d) 注入順序

注入順序は、注入材料の注入対象外への逸出防止と注入効果確認のため、外側から内側への注入を基本とした。一部の断層区間においては、注入圧力のトンネルへの影響が少なく湧水を排除しやすいことから、内側から外側への注入を採用してい

る箇所もある。

(e) 注入圧力

竜飛先進導坑で注水試験の結果、6 MPaを越すあたりで注水量が増すことが分かった。この圧力を注入臨界圧力と呼び、地山中のクラックが注入圧力によって押し拡げられたり、新たなクラックが発生していると考えられる。注入臨界圧力を最終注入圧力とする考え方がある。一方で、注入圧と湧水圧を関連付けて、最終圧力を経験的に湧水圧の3～4倍とする説が受け入れていた。

青函トンネルでは当初、湧水圧+1.0～1.5MPaが採用された。その後、湧水圧力の3倍を最終圧力とし、 $2.5 \times 3 = 7\sim 8$ MPaが標準の注入圧力となった。注入臨界圧力と比べ、若干高い圧力でないと注入材料が十分浸透しないためであった。

破碎帯の注入においては、注入目的が止水のほか地盤の強化を図ることもあったため、加圧圧密を期待して8.0～8.5MPaの大きな注入圧力で施工された箇所もある。

(f) 注入量

注入圧力による管理なので、注入量に関する厳密な規制はない。

(g) 注入材料

当初、普通ポルトランドセメントが使用されたが、コロイド、高炉コロイドセメントに移行していく。LWも併用され、3号水ガラス、SK水ガラス、S1号ガラスの使用となっていました。

当初は固結後の強度が高いということで、セメントミルク注入が採用されたが、軟弱破碎帯における浸透性が悪く凝固時間も長いため、止水性が良好でなかった。また、高圧注入の場合、脱水作用が働き、地山への固結充てん量が小さく注入時間がかかるという欠点をもっていた。これに対し LW注入の場合は、ゲルタイムが自在に調節可能で、止水効果が大きいこと、およびグラウトに対して脱水作用が働くこと、注入量が地山の充てん量となるため、注入時間を大きく短縮できる利点がある。

LW注入材料は、セメントミルクの濃度（水セメント比：W/C）によって、その粘性、固化時間および固化強度が変化し、地盤の状態とともに注入抵抗を大きく変化させる。そこで、セメントミルクの濃度、注入圧力および注入量の三つの要因の組み合わせによる管理手法を開発し、注入領域内に有効適量の注入を行った。

また、海底中央部の軟弱な堆積岩に対しては、止水および地盤強化の向上を図ることを目的として、補助的にセメント系注入材料のデンカESが使用された。LW

変えても強度に影響しないという特性を持つ。止水性にすぐれ、長期にわたり強度が安定している。

(viii) 注入効果の判定

注入はトンネルに対し外側から内側へと施工されることが多い。このため、さく孔時の湧水量が注入前の湧水量から減少していることにより、注入効果を確認できる。注入効果は、掘削断面付近に数孔のチェック孔を配置し、さく孔時の湧水状況より堅岩部で $0.41/\text{min}/\text{m}$ 、破碎部で $0.21/\text{min}/\text{m}$ 以下の基準を設けて判定した。

物理探査法（超音波探査、電気探査）も試みたが、実用段階には至らなかった。

表 6.1.4-1 注入基準

項目	異常出水前	異常出水後
注入域径	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は5mとする。 ・破碎帶は5m以上とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は最小断面で3Rを確保する。 ・破碎帶は最小断面で4Rを確保する。
カバーロック	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は5m～10m以内とする。 ・破碎帶は10m以上とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は20mとし10m間は2重ゾーン ・破碎帶は15m～20mとし10m間は2重ゾーンとする。
さく孔停止	<ul style="list-style-type: none"> ・さく孔中$200 \ell/\text{min}$以上の湧水があった場合は注入し再さく孔する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・さく孔中$300 \ell/\text{min}$以上の湧水があった場合は注入し再さく孔する。
止水帯 (ステージ)	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は1ステージとする。 ・破碎帶は2ステージとする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・堅岩部は本坑・作業坑とも3ステージとする。 ・破碎帶は本坑2ステージ・作業坑3ステージとする。(カバーリングとの関係から)
注水試験	<ul style="list-style-type: none"> ・全ての注入孔は注入に先だち注入試験を行い測定は10分間以上とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・全ての注入孔は注入に先だち注入試験を行うが軟弱層および膨張性の岩質の場合は中止することもある。
材料	<ul style="list-style-type: none"> ・普通セメントならびに水ガラス⑤1号75%浴液を使用する。 ・分散剤マイティ150を使用する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・高炉コロイドセメントならびに水ガラス⑤1号75%浴液を使用する。(但し50年7月より)
配合切換	<ul style="list-style-type: none"> ・W/C300%～200%～150%～100%の4段階を使用する。 ・最大注入量の切換はW/C300%を1/8, W/C200%を1/4, W/C150%を1/2, W/C100%を注入限界まで ・注入圧力$25\text{kgf}/\text{cm}^2$以下で注入量$60 \ell/\text{min}$以上の場合は200%から開始する。 ・注入最終圧($-5\text{kgf}/\text{cm}^2$)を超えた場合は配合は換えない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・左記に同じ。 ・湧水量が$500 \ell/\text{min}$以上はW/C200%から開始する。 ・湧水量が$500 \ell/\text{min}$未満はW/C300%から開始する。 ・注入濃度は原則として次の注入量を限度として切換する。 W/C300%～3,000ℓ・W/C200%～3,000ℓ・W/C150%～6,000ℓ・W/C100%～注入限界まで。 ・単位注入量が$60 \ell/\text{min}$以上30分続いたら濃度を切換える。 ・注入最終圧の($-5\text{kgf}/\text{cm}^2$)になったら配合は換えない。
最大注入量	<ul style="list-style-type: none"> ・注入孔1m当たり360ℓとする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・削除
注入最終圧力	<ul style="list-style-type: none"> ・湧水圧力の3倍($50\text{kgf}/\text{cm}^2$～$80\text{kgf}/\text{cm}^2$)とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・左記に同じ。
注入順序	<ul style="list-style-type: none"> ・さぐり孔→第2ステージ→第1ステージ 	<ul style="list-style-type: none"> ・さぐり孔→第1ステージ→第2→第3→インナー孔
チェック孔の判定	<ul style="list-style-type: none"> ・残留湧水$1 \ell/\text{min}/\text{m}$ ・換算ルジオン値0.5 	<ul style="list-style-type: none"> ・残留湧水$0.5 \ell/\text{min}/\text{m}$ ・換算ルジオン値0.4
注入限界	<ul style="list-style-type: none"> ・最終注入圧力で注入量が$20 \ell/\text{min}$以下で10分間注入し完了する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・最終注入圧力で注入量が$10 \ell/\text{min}$以下で10分間注入し完了する。

(2)ダムにおけるグラウチング実績

わが国の主なダムにおけるカーテングラウチングの施工実績（ダム名称、発注者、所在地、地質、ダム型式、透水性の改良目標値、注入圧力、注入材料の配合、注入セメント量）を、表6.1.4-5に示す。

表より、透水性の改良目標値はルジオン値で1～数ルジオン、注入圧力は最大で5 MPa、注入材料の配合は水セメント比W/Cでグラウチング開始時は10、最終は1程度が多いことが分かる。注入材料では、セメントの種類は普通ボルトランドセメントが最も多く、次いで高炉B種セメント、一部超微粒子セメントが使用されている。混和材としてベントナイトを3ないし5%添加している例が2割強ある。混和剤としてはポゾリスが使用されている例が多い。

表6.1.4-5 ダムにおけるカーテングラウチング施工実績

2002年3月 現在

No	ダム名	発注者	所在地	地質	ダム型式	改良目標値	注入圧力	配合	注入セメント量	注入材料			備考
						(ルジオソ)	(MPa)	W/C	(kg/m)	注入材	混和材	混和剤	
1	大川ダム	北陸地建	福島県	(中生代)砂岩、泥岩	G F	1~2	0.3~3(4)	10~1	55	NP	—	P(0.2%)	右岸段丘堆積部はスリーブ注入(10^{-4} cm/sec)
2	宮ヶ瀬ダム	関東地建	神奈川県	(新第三紀)火山角礫岩	G	2	0.5~2.5	10~1	29	KB	—	—	
3	奥三面ダム	新潟県	新潟県	流紋岩質熔結凝灰岩	A	1	0.5~4						
4	浅瀬石川ダム	東北地建	青森県	(第三紀)玄武岩、凝灰角礫岩	G	2~5(10)			63				1号ドレ(青荷層、長谷沢層)はスリーブ注入
5	滝ダム	岩手県	岩手県	(古生層)砂岩、粘板岩、チャート	G	2	0.5~2.5	10~1		NP	—	P(0.25%)	
6	川治ダム	関東地建	栃木県	閃綠岩、川治流動凝灰角礫岩	A	1	0.5~5	10~0.5	55	NP	—	—	
7	大松川ダム	秋田県	秋田県	(新第三紀)頁岩	G	2	0.3~0.6	10~1		NP	—	P(0.25%)	
8	中筋川ダム	四国地建	高知県	砂岩、頁岩、凝灰岩	G	2	0.5~3.5	10~1	17	KB(SF)	—	—	
9	蛇尾川止水	東京電力	栃木県	(新第三紀)緑色凝灰岩、ひん岩	R		0.5~5	10~1	592	KB	—	—	
10	矢作ダム	中部地建	愛知県	両雲母花崗岩	A		0.3~5	10~1	92	KB	B(5%)	M	
11	三国川ダム	北陸地建	新潟県	変斑岩	R	2	0.4~3	10~1	63	NP	—	—	
12	奈良俣ダム	水公団	群馬県	(中~古生代)粗粒花崗岩	R	2	0.3~3	10~1	27	KB	B(3%)	P(0.25%)	
13	広瀬ダム	山梨県	山梨県	花崗閃綠岩	R	3	0.2~2.4	10~1	20	NP	B(5%)	P(0.25%)	左岸部サ土のチェック孔平均Lu=3.6
14	川俣ダム	関東地建	栃木県	砂岩、粘板岩、石英粗面岩質熔結凝灰岩	A		0.6~4.2	10~0.5	15	中庸熱	B(3%)	M	
15	上大須ダム	中部電力	岐阜県	(中生代)砂岩・頁岩の互層	R	5	0.5~3	10~0.8	55				
16	大内ダム	電源開発	福島県	凝灰岩	R	3	0.3~3	5~1	329		—	—	左岸、断層破碎帶部はスリーブ注入
17	小平ダム	北海道	北海道	(中生代白亜紀)砂岩、泥岩	G	2	0.3~1	8~1	17	NP	—	—	限界圧力が低い
18	味噌川ダム	水公団	長野県	(中生代三疊紀~ジュラ紀)砂岩、粘板岩	R	3	0.4~2.2	10~1	26	KB	B(3%)	P(0.25%)	右岸リム部(粘板岩D級岩盤)はスリーブ注入
19	玉原ダム	東京電力	群馬県	(新第三紀)緑色凝灰角礫岩、(第四紀)輝石安山岩	R	3	0.4~3	10~1	268	GC、NP			多量注入箇所はスラッシュを使用した
20	荒川ダム	山梨県	山梨県	(新第三紀~第四紀)安山岩、安山岩質凝灰角礫	R	3	0.5~1.5	10~1	24	NP	B(5%)	P(0.25%)	
21	奈川渡ダム	東京電力	長野県	花崗岩、トルコイド	A	1	0.5~5	10~1	81	GC	—	—	
22	寒河江ダム	東北地建	山形県	花崗岩、閃綠岩、(ひん岩脈、石英斑岩岩脈)	R	2(5)	0.6~2	10~0.75	66	NP	—	—	
23	下湯ダム	青森県	青森県	凝灰角礫岩、低~熔結凝灰岩、旧河床堆積物	R	5(10)	0.5~1.5(2.5)	8~1	43	NP	B(3%)	P(0.25%)	Gd,Wt-Lはカーテンの列数を増やした
24	大町ダム	北陸地建	長野県	中~粗粒花崗岩	G	2	0.5~3	8~1	59	KB	—	—	左岸高位段丘部はスリーブ注入
25	栗井ダム	香川県	香川県	(中生代白亜紀)砂岩・頁岩の互層	G	2	0.3~1	10~1		KB	—	—	
26	片倉ダム	千葉県	千葉県	砂岩~泥岩	G	2	0.3~0.6	10~1	37				
27	田代八重ダム	宮崎県	宮崎県	(白亜紀~新第三紀)砂岩・頁岩の互層	G	2	0.6~2.5	10~1(0.8)		KB、SF			
28	横竹ダム	佐賀県	佐賀県	(新第三紀)安山岩類	G	2、5	0.5~2.5	10~1					
29	兼平ダム	岐阜県	岐阜県	花崗岩〔マサ〕	R	5	0.7	20~	18、6	NP、SF			マサ部は超微粒子セメントを使用
30	小里川ダム	中部整備局	岐阜県	粗粒花崗岩	G	2	0.5~3	10~1	34	KB	—	—	施工中(2002/7月終了予定)
31													

【凡例】ダム型式；G：重力式コンクリートダム、A：アーチ式コンクリートダム、R：ロックフィルダム、GF：複合式ダム

注入材；NP：普通ポルトランド、KB：高炉B種、GC：グラウト用セメント(東電仕様)、SF：超微粒子セメント

混和材；B：ペントナイト、

混和剤；P：ポゾリス、M：マジソン

6.2 岩盤の空隙構造とグラウト施工事例、試験研究事例

岩盤の空隙構造は地盤内の浸透流によって分類でき、土質的な地盤内では層流状態を示し、割れ目のはっきりした岩盤内では浸透流量が大きくなるとパイプフローの流れになるといわれている。しかし、対象地盤が千差万別であり、浸透流の形態と注入状況を関連づけするのは困難である。

グラウチングは多分に経験工学的な要素が多い分野であり、類似の地質・地盤条件を参考にすることが有効な手段となっている。

ここでは、一定範囲の不連続面の透水性を改良した原位置試験事例、合理的な初期配合の合理化を目的として行われた岩盤亀裂へのセメントミルクの注入特性に関する基礎検討・室内試験の結果、および久慈国家石油備蓄基地において実施された粘土グラウトによる地下水の制御の施工事例等について、概要を紹介する。

6.2.1 一定範囲の不連続面の透水性を改良した原位置試験事例¹⁾

(1) 概要

地下空間の周辺をある一定範囲に限ってグラウチングし、その範囲内の割れ目をグラウチング材料で完全に充填して高い止水性を発現させ、グラウチング範囲以外の岩盤の割れ目は地下水を従来通りに流動させる、グラウチング範囲のコントロールを可能とする工法の実現を目的とした試験を実施した。

(2) 原位置試験場の概要

(i) 場所

釜石鉱山 550mL の坑道、坑道壁面を利用

(ii) 地質概要

花崗岩（花崗閃緑岩）

(iii) 割れ目の状況

坑道奥部に向かって 135 度、ほぼ垂直に約 50 cm 間隔のものが卓越している。これらの割れ目には、白色の充填物によって充填され閉じたものと、充填物がなく開口しているものがある。

(iv) 試験の状況

試験孔および確認孔の配列を図 6.2.1-1 に示す。グラウト注入孔は坑道壁に 45 度の角度でさく孔し、孔径 75mm、孔長 3~10m とした。

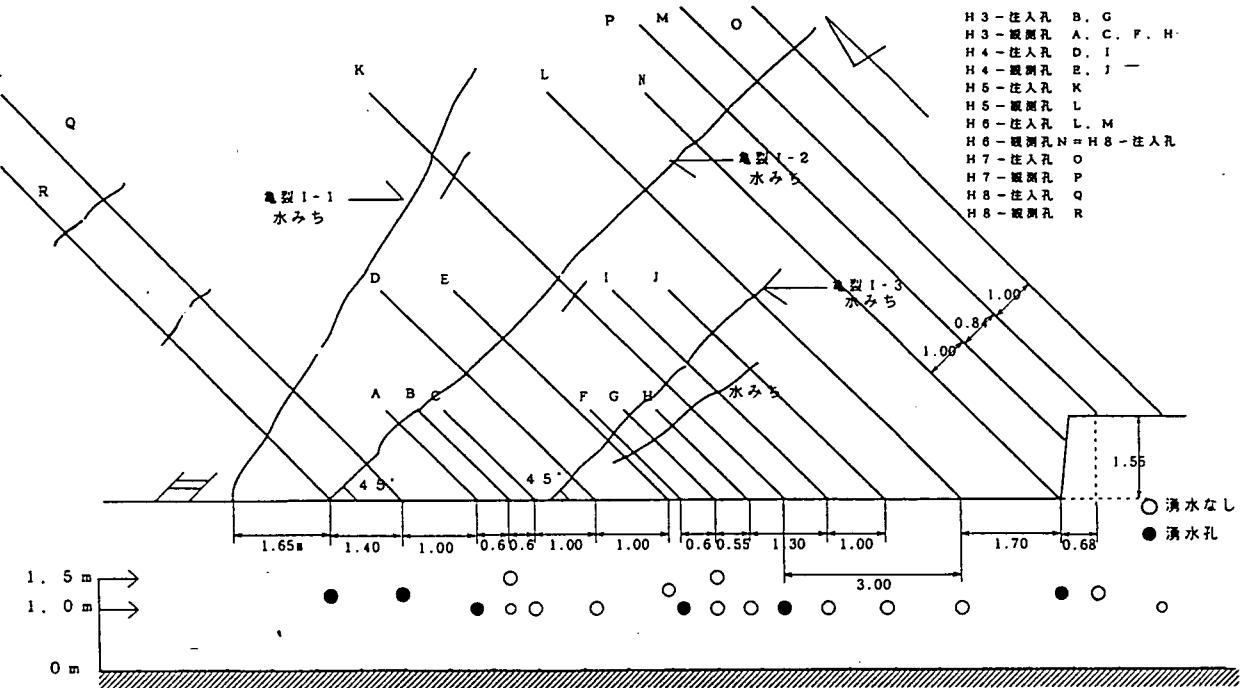


図 6.2.1-1 試験孔・観測孔の配置

(3) グラウト材料

(i) 材料の性質

グラウト材料は設計通りにゲルタイムを発現すること、固結後に高強度を示すこと、微粒子から成り岩盤内の微細な割れ目にも容易に侵入できることが必要である。

(ii) 使用材料

最も基本的なグラウト材料として、セメント系材料のアロフィクスMCを考えた。これは微粒子系セメントに属し、平均の粒子径 $4 \mu\text{m}$ 、最大粒径 $50 \mu\text{m}$ 、比表面積 $5,000 \text{cm}^2/\text{g}$ で、調製剤、水/セメント比によってゲルタイムの調整が可能である。

平成7～8年度に試用した超微粒子系セメントのアロフィクスCSGは、粒度分布はアロフィクスMCとほぼ同じであるが、原位置試験で最も要求に近い性質を持っていると考えられる。

(4) 原位置グラウト試験結果

アロフィクスCSGのゲルタイムはW/C = 100%で120分と現場ではかなり扱いやすい材料であり、透水性の改良効果も極めて高かった。ある孔では、注入前のルジオン値が 185Lu から注入後には 0.82Lu と3オーダーも低下した。一軸圧縮強度も材令28日で 10.9MPa に達した。グラウト試験結果を表6.2.1-1に示す。

表 6.2.1-1 グラウト試験結果

注入孔	年度	孔長 (m)	グラウト材		注入量 (ℓ)	ルジオン値	
			配 合 比	W/C		注入前	注入後
B	3	3	A液 MC:水=1:1				
G	3	3	B液 アロフィックスSS:水=1:1				
D	4	5	A液 MC:水=1:1.6		48	29.4	
I	4	5	B液 アロフィックスSS:水=1:1		20	22.2	
K	5	10	1st MC:JET:水=2:1:5 1-2 MC:JET:水=2:1:9 2nd MC:JET:水=2:1:9 2-2 MC:JET:水=2:1:9 2-3 MC:水=1:2		167 300 300 300 200	65.4 165 37.6 137.6 167.9	33.2 27.7 12.1 2.07 1.91
M	6	10	1st MC:ガリソン:水=1:1:20 2nd MC:ガリソン:水=1:1:10 3rd MC:ガリソン:水=1:1:2 4th MC:ガリソン:水=1:1:8		1000 500 100 400	178.5 120 16 42.6	1.98 0.70 0.06
L	6	10	1st SF:水=1:1 2nd MC:ガリソン:水=1:1:4		100 200	180 200	29.3 2.23
O	7	10	1st CGS:水=1:1 2nd MC:ガリソン:水=1:1:20		100 1000	241 82	3.17 9.67 0.245 0.699 0.307
Q	8	10	CGS:水=1:1		100	264	185 0.816
N	8	10	1st MC:水=1:2 2nd MC:水=1:1 MC:水=1:2		200 100 200	91 112 115	4.89 0.674

グラウト材料の付着状況を図 6.2.1-2 に示す。図中の → がグラウト材料の付着箇所を示している。グラウト材料は、多数の開口亀裂部で確認され、岩盤内の微細な割れ目にも容易に充填できることが確認された。また、湧水箇所にもグラウト材料が充填されており、止水効果が十分に果たされたことも確認された。

速硬性能が良いアロフィックス CGS を使用すると、不完全さは残るもののがルタイムが設定でき、一定範囲内の止水効果が十分にあることが確認された。

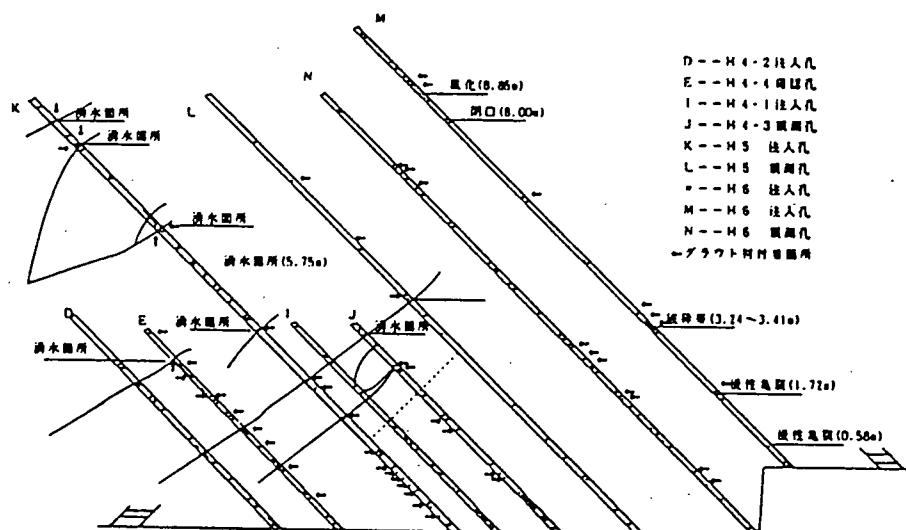


図 6.2.1-2 グラウト材料の充填状況の一例

6.2.2 岩盤グラウチングにおけるセメントミルクの注入特性室内試験研究事例²⁾

(1) 概要

ダム基礎岩盤のグラウチングの注入仕様は、施工実績に基づいて経験的に決定されている部分が多い。わが国では水セメント比W/C=10程度の薄い配合を初期配合として、段階的に濃度を上げ、最終的W/C=1程度で注入を完了する例が多い。

本試験研究では、セメントミルクの注入・流動特性について室内試験および採取した割れ目充填物の分析を実施し、ダム基礎岩盤グラウチングにおける合理的な初期配合について検討した。

(2) 試験方法

実際の岩盤亀裂内でのセメントミルクの流動状態に即した注入・流動特性を把握するため、平行平板で作成した水平一次元割れ目モデルで注入試験を行った。試験条件は、W/C=10, 2, 1, 0.8のセメントミルクを、開口幅0.5~2mmの亀裂へ注入可能なセメントミルクの配合、セメントミルクの挙動を明らかにした。注入材料は主に高炉B種セメントを用いた。室内試験モデルを図6.2.2-1に示す。

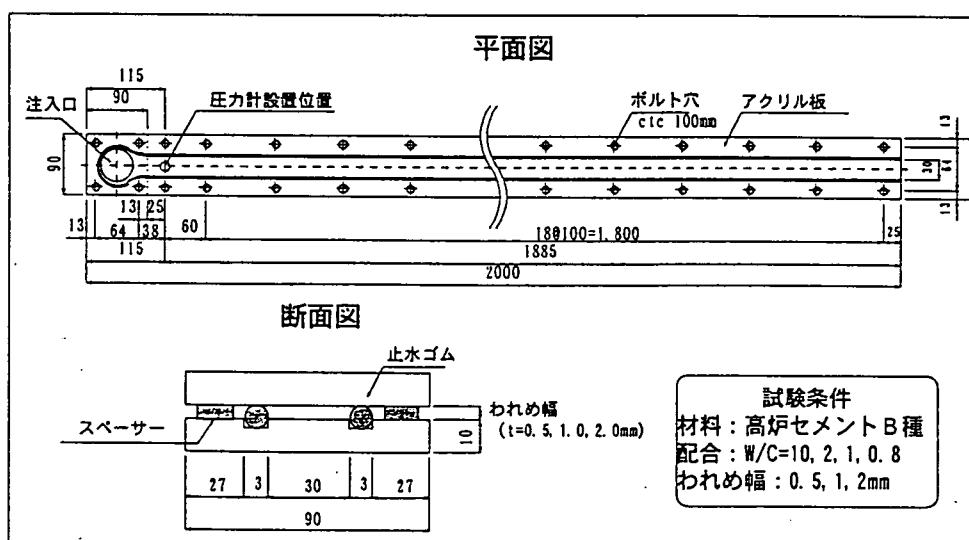


図6.2.2-1 室内試験モデル（平行平板一次元單一割れ目モデル）

(3) 試験結果

試験結果を要約すると、以下のとおりである。

- ①セメントミルクの粘性は、高流速下ではW/C=2より薄い配合でほぼ水と同等である。

②W/C = 2より薄い配合では、配合の違いによる限界流速の変化は明瞭ではない。

③セメント到達距離を概算した結果を図6.2.2-2に示す。W/C = 2とW/C = 10で比較すると、到達距離は15%程度の差であると想定される。

④目詰り特性は、配合の違いよりも材料の粒径の影響が大きい。普通セメントの場合ではW/C = 1より薄くても、注入可能な割れ目幅は大きく変わらない。

⑤配合別のセメント固化物の分析結果より、薄い配合が固化したものは炭酸カルシウムが主体となり、濃い配合が固化したものは水酸化カルシウムが多くなる傾向がある。

以上の試験結果より、初期配合W/C = 2程度からの注入は可能と考えられる。また、初期配合を従来より濃くすることにより、注入時間を短縮できる可能性が示唆された。

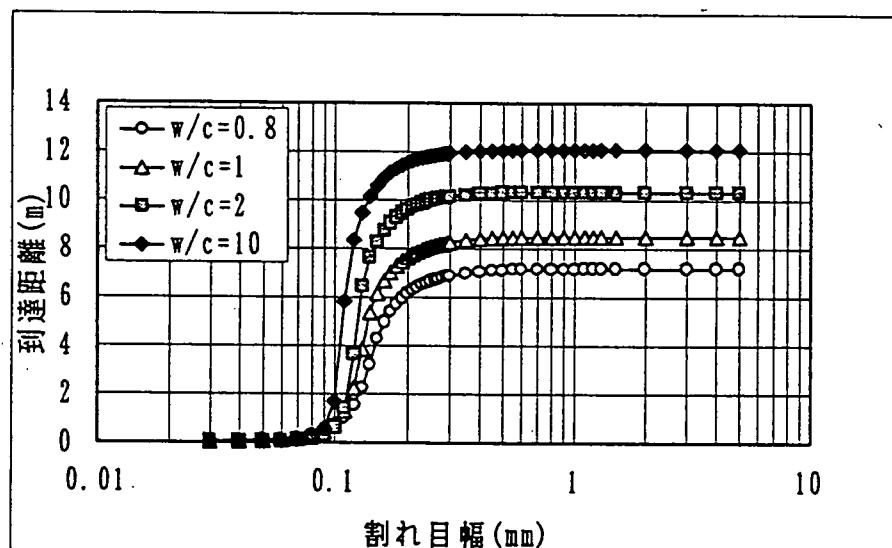


図6.2.2-2 割れ目幅とセメント到達距離の概算結果

6.2.3 亀裂性岩盤におけるグラウト材料の配合切替えとグラウチング効果に関する実験研究事例³⁾

(1) 概要

亀裂性の高透水岩盤を対象として、某ダム建設予定地点で現場注入試験を行った。

注入圧力一定で貧配合($C:W=1:10$)と富配合($C:W=1:2$)で配合切替えを行わないでセメントミルクを注入した場合と、一般的な施工通り順次配合切替えを実施し、規定量注入による中断後に注入圧力を昇圧し再注入した場合について、注入前後の透水試験および亀裂状況の観察等により、グラウトの配合・注入圧力等の注入仕様と注入範囲、地盤中の亀裂内のグラウト充填状況と透水性の関係を検討した。

(2) 実験位置の岩盤状況

(i) 地質概要

新第三紀の安山岩と主にその碎屑粒子からなる角礫岩

(ii) 割れ目の状況

安山岩は貫入岩で、貫入方向とそれに直交する方向に亀裂が発達している。熱水変質帯が1～2本/m程度分布しており、褐色から灰色を呈する固結度の高い粘土が亀裂間を充填している。

(3) 試験方法

一定注入圧力(0.3MPa)でグラウト濃度を $C:W=1:10$ とした場合をcase 1、 $C:W=1:2$ とした場合をcase 2、注入圧力を0.3MPa, 0.5MPaの2種類とし通常の配合切替えを実施した場合をcase 3とした。

(4) 試験結果

(i) グラウト状況とグラウチング前後の透水試験結果

各試験ケースにおけるグラウト注入状況とグラウチング前後の透水試験結果を、表6.2.3-1に示す。

(ii) 亀裂性状と透水性

透水試験前に実施したグラウト孔のボアホールテレビスキャナー(BTWS)による孔壁観察解析結果を表6.2.3-2に示す。また、透水性(ルジオン値)と岩盤亀裂(亀裂本数、開口亀裂本数、亀裂開口幅)との関係を図6.2.3-1に示す。

図6.2.3-1より、微細亀裂を含む亀裂数および開口亀裂数とルジオン値の相関はやや認められるものの、亀裂開口幅との相関関係は明瞭ではない。

表 6.2.3-1 グラウト状況とグラウチング前後の透水試験結果

No.	G-1	G-2	G-3
注入速度	1:1.0一定	1:2一定	1:10→1:6→1:4→1:2
規定圧	3 kgf/cm ²	3 kgf/cm ²	(1回目) 3 kgf/cm ² (2回目) 5 kgf/cm ²
注入状況	リークなし 最大圧 3 kgf/cm ² 1800Lの規定量終了 (ほぼダメ押し状態)	(1段階目) 250L時: 地表面リーク (+シザン周辺) 450L時: リーク終了 注入圧力: 3 kgf/cm ² 一無圧 (1段階目(再注入)) 最大圧 3 kgf/cm ² 30Lの規定圧、ダメ押し終了	(1段階目) 780L時: 地表面リーク (1:4時) (孔周辺2.5m) 950L時: リーク終了 注入圧力: 2.5 kgf/cm ² 一無圧 (1段階目(再注入)) 最大圧 3 kgf/cm ² で透水量減少→2段階目へ移行 (2段階目) リークなし 最大圧 5 kgf/cm ² 1800Lの規定量終了 (注入量4L/分)
注入量	1800L	450L + 30L = (480L)	950L + 1800L = (2750L)
トント量	171kg	210kg程度	630kg程度
単注量	34.2 kg/s	42.2 kg/s	149.1 kg/s
初期Lu値	9.8	∞	14.5
末後Lu値	3.8	2.6	0.2

表 6.2.3-2 孔壁の亀裂観察解析結果

	深度(m)	Lu	RQD	亀裂数(本)	開口亀裂数(本)	開口亀裂幅(mm)
-	2~3	71.5	45	12	1	3
	3~4	22.7	16	17	4	5
G	4~5	11.2	0	16	1	3
	5~6	3.2	26	14	2	4
	6~7	19	55	4	0	0
2	2~3	147	20	16	3	8
	3~4	9.5	42	7	1	2
	4~5	13.7	10	14	4	19
	5~6	∞	40	16	6	32
	6~7	7.5	40	13	3	8
3	2~3	59.5	48	8	5	31
	3~4	15.3	51	11	0	0
	4~5	11.9	48	10	2	7
	5~6	17.8	13	10	3	12
	6~7	6	60	5	3	29

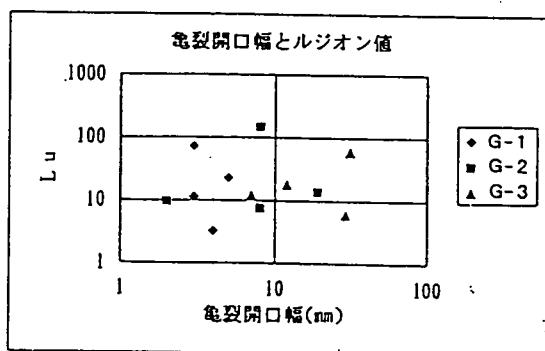
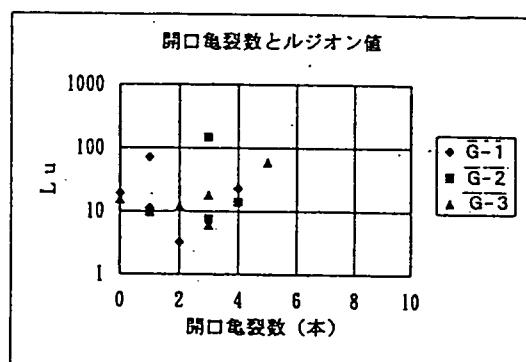
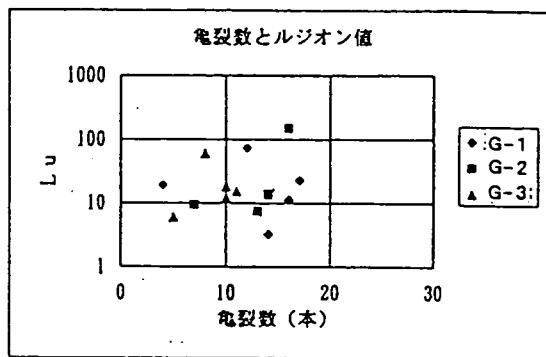


図 6.2.3-1 岩盤亀裂と透水性の関係

(iii) チェックボーリングによる改良範囲と改良程度

グラウト充填状況の把握のため、グラウト孔近傍にチェックボーリングを行った。チェック孔のボーリングコアおよび BTVs 観察結果より得られた各ケースのグラウト充填状況を、図 6.2.3-2 に示す。また、グラウチング後に実施したチェック孔での透水試験結果を、表 6.2.3-3 に示す。

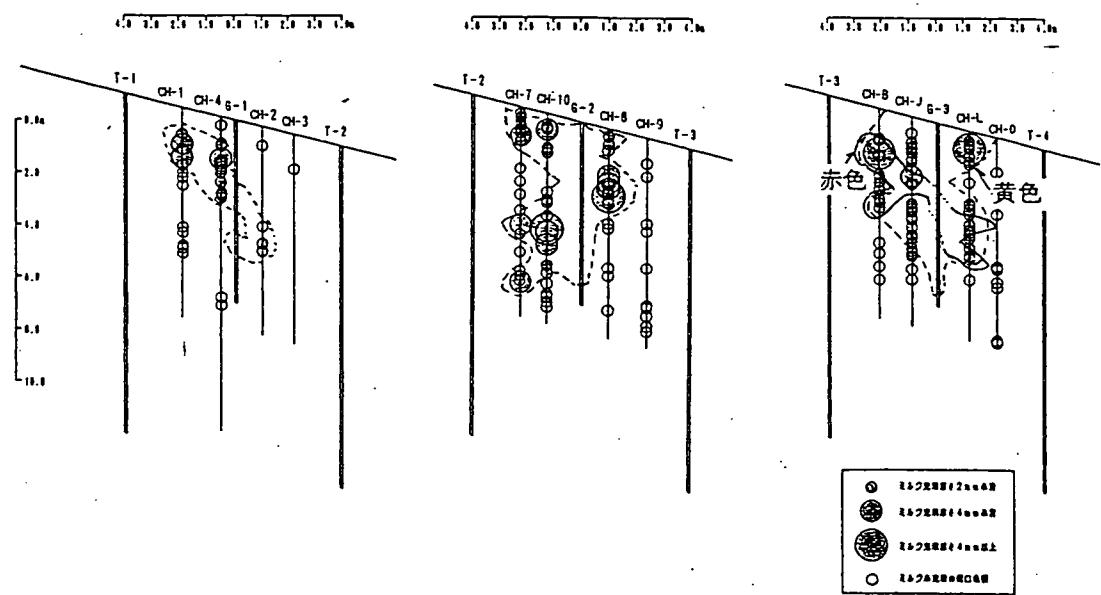


図 6.2.3-2 グラウト充填範囲の想定断面図

表 6.2.3-3 チェック孔での透水試験結果

case	ボーリング番号	ルジオン値	グラウトの有無
CASE-1	G-1	9.8→3.8	—
	CH-1	2.2	○
	CH-2	6.3	×
	CH-3	16	×
	CH-4	0.5	○
	CH-5	4.8	○
	CH-6	0.4	○
CASE-2	G-2	∞→2.6	—
	CH-7	∞	○
	CH-8	7.8	○
	CH-9	7	×
	CH-10	98.7	○
	CH-11	32.2	×
	CH-12	10.2	○
CASE-3	G-3	14.5→0.2	—
	CH-A	7.3	○
	CH-B	1.6	○
	CH-C	19.7	×
	CH-D	17.7	×
	CH-E	3.6	◎
	CH-F	16.7	×
	CH-G	7.8	×
	CH-I	4.3	◎
	CH-J	11.4	○
	CH-K	5.3	○
	CH-L	5	◎

(iv) 試験結果のまとめ

- ① $C:W=1:10$ の薄いグラウトは、 $C:W=1:2$ の濃いグラウトと比較して、ある選択した亀裂をより遠方まで充填する。
- ②注入圧力を上昇させると、より遠方までグラウトは充填される。
- ③グラウトは、対象ステージに分布する亀裂の中で、開口幅の大きいものから充填される傾向がある。
- ④ $C:W=1:2$ の濃いグラウトの場合に、透水性の改良されていない結果が多数発生した。

6.2.4 粘土グラウトによる地下水制御の施工事例⁴⁾

(1) 概要

久慈国家石油備蓄基地の地質は、堅硬緻密な花崗岩であるが割れ目が発達し、風化変質が割れ目に沿って地下深部まで認められ、比較的透水性の高い岩盤である。

空洞掘削に伴い地下水位が大幅に低下し、かつ、かなりの湧水があることが判明した。トンネル等の地下工事では、湧水に対しては水抜きボーリングが実施されるが、一定の地下水位を維持しなければならない水封式の地下備蓄では、地下水位を低下させず湧水を止水する必要がある。

タンク内からのセメントグラウチングだけの対応では湧水箇所が特定できず、施工範囲が全面に及ぶ可能性があることから、単に工期・工事費が増加するだけではなく、十分な処理が不可能であると判断された。

そこで、地下水の浸透流を利用して粘土を空洞周辺の広い範囲の岩盤の亀裂に流し込む、粘土による自然浸透グラウト工法が考案された。この工法は、一定の地下水位を維持しつつ湧水量を低減させる、水封機能の確保に最も適したグラウチング工法である。

(i) 地質状況

基盤は白亜紀前期の花崗岩（花崗閃緑岩）を主体とし、一部に捕獲岩様の斑れい岩やアプライトの貫入岩が見られる。

(ii) 基地概要

幅 18m × 高さ 22m × 長さ 540m の卵型断面の岩盤タンク 10 列

(iii) グラウト孔の削孔

長さ 50m のグラウト孔を、斜め下向き 10m ピッチでロータリーパーカッションドリルにより削孔した。

(iv) グラウト

粘土の粒度はほぼ一定で、50%粒径が $3 \mu\text{m}$ である。混合プラント内で 1/600 の濃度に調整した。

(2) 粘土グラウトの原理

地下水水面下に空洞を掘削した場合、その空洞に向けて始まる地下水の浸透を利用して、その浸透流の上流側に微細な粘土粒子を強制的な加圧を行わずに自然に流し込むような状態で供給することにより、地下水の浸透経路となる岩盤内の亀裂・空

隙を緩やかに広範囲に目詰りさせ、湧水量を低減させたり地下水位の低下を防止する工法である。

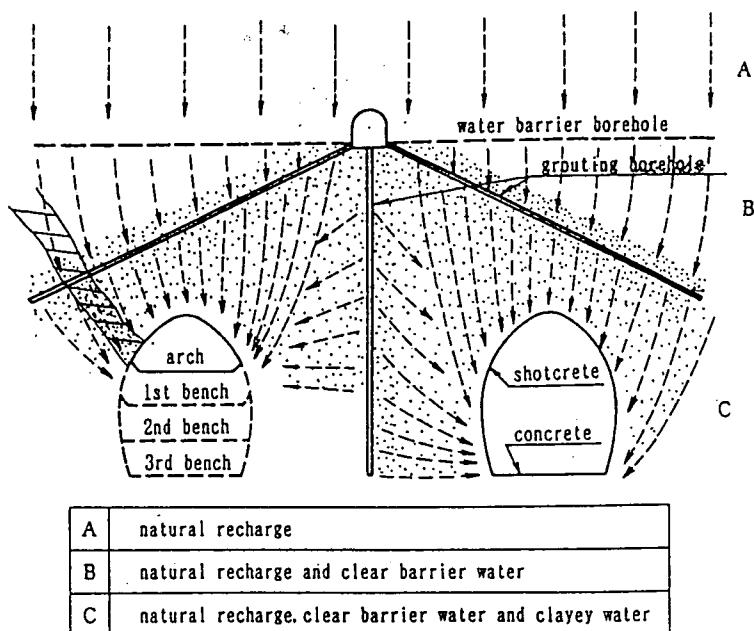


図 6.2.4-1 粘土グラウト説明図

(3) グラウト材料としての粘土

粘土は化学的には硬化しない材料であり、強度・安定性に不安があるため、一般には粘土だけがグラウト材料として用いられることはない。しかし、今回のグラウトでは、硬化しないという点を逆に長所として最大限に利用し、長時間懸濁状態を維持しつつグラウチングを継続し、岩盤内の亀裂の遠方まで粘土を流し込むことによって、タンク周辺の広い範囲の岩盤の透水性を改良することをねらいとしている。

室内および現場実験の結果、亀裂内で目詰りした粘土は圧密・脱水されて、化学的には硬化しないが容易に流失せず、実用上の安定性は十分確保できるということが分かった。

(4) グラウトの効果

グラウチング開始直前に湧水量は 3,600 l/min あったが、グラウチング終了後には 2,600 l/min に減少した。また、人工水封方式に伴う注水量は、当初 750 l/min であったが、400 l/min まで減少した。地下水位の上昇も確認されており、かつ湧水量、注水量が大幅に低減しており、大きなグラウチングの効果が得られた。

6.2.5 岩盤割れ目系における粘土懸濁液グラウトの充填性及び止水性に関する実験研究事例⁵⁾

(1) 概要

低濃度の粘土粒子懸濁液を岩盤割れ目系に比較的低注入圧力で長時間浸透させることによって、徐々に流路を目詰まりさせて閉塞・止水させる工法に関して、2種類の大型岩石供試体を用いたグラウト実験及びトレーサ注入試験により、その充填性及び止水効果を確認した。

(2) 試験方法

試験装置の概要を図6.2.5-1に示す。装置は、①鉛直浸透試験装置A（1.0m×1.0m×0.5m）、②水平浸透試験装置B（3.0m×1.2m×0.6m）の2つで、供試体は茨城県稻田産の花崗岩を用い、中央部に人工的に割れ目を発生させた。

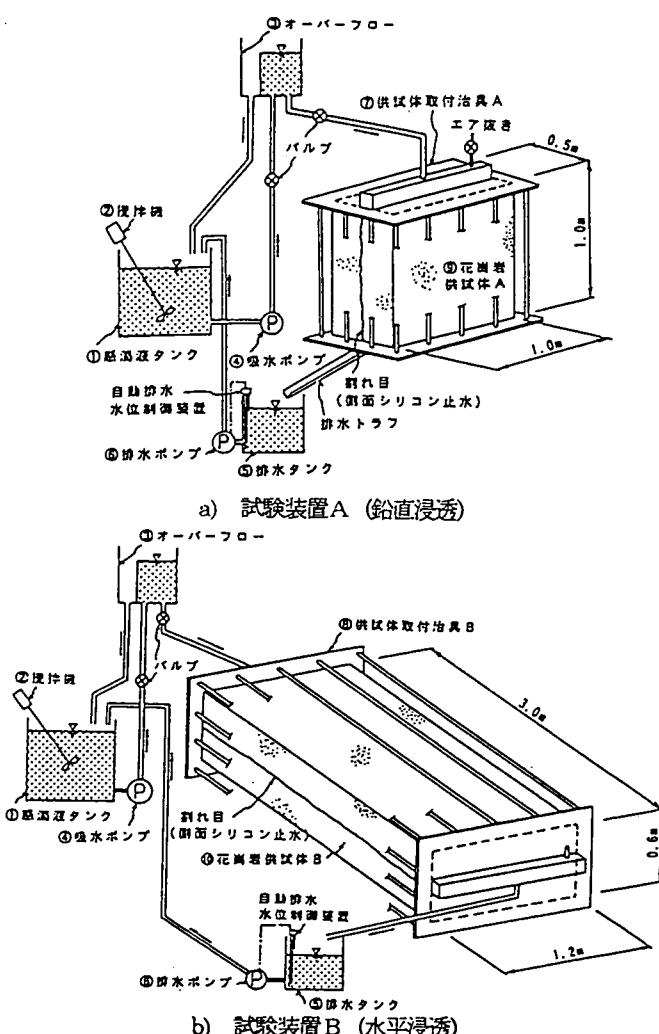


図6.2.5-1 グラウト試験装置の概要

粘土グラウトの懸濁液の濃度は5,000ppm、注入期間は111日とし、注入期間中に流量、SS濃度、粒径分布、pH、水温、溶存酸素濃度の計測を行った。

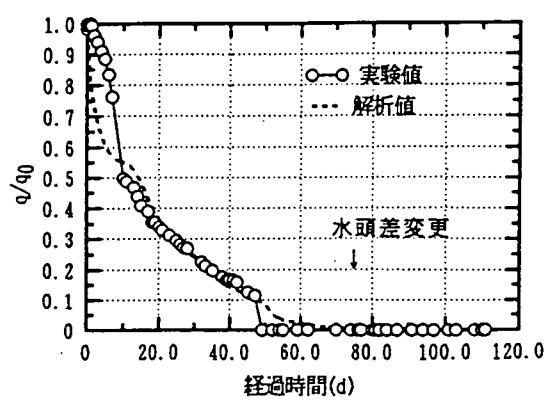
(3) 試験結果

- ①大型の岩石供試体を用いて鉛直浸透、水平浸透の2ケースのグラウチング試験を行った結果、いずれも数十日間で漏水量は大きく低減した。また、漏水量の低減傾向は、水平浸透の場合には注入期間中ほぼ一様に低減しているが、鉛直浸透の場合には初期はなだらかで、ある時点で急激な閉塞が生じ大きく低減することが認められた（表6.2.5-1、図6.2.5-2および図6.2.5-3参照）。
 - ②グラウチングの過程における水圧変化に対する流量の増大は、沈殿・凝集を主体として拘留層を形成したと考えられる水平浸透より、付着・凝集を主体とした鉛直浸透の方が小さいことが認められた。
 - ③引き続きトレーサ試験を行った結果、水平浸透の流量に多少のバラツキが認められたものの、鉛直、水平いずれの場合も平均流速の位置的な変化は比較的小小さく、実用上は流路全体にほぼ均一に充填されていることが確認された。
- 以上より、本工法により実際の岩石割れ目の均一な粘土充填が可能であり、漏水量低減効果のみならず、物質の移行抑制・遅延効果が期待できることが確認できた。

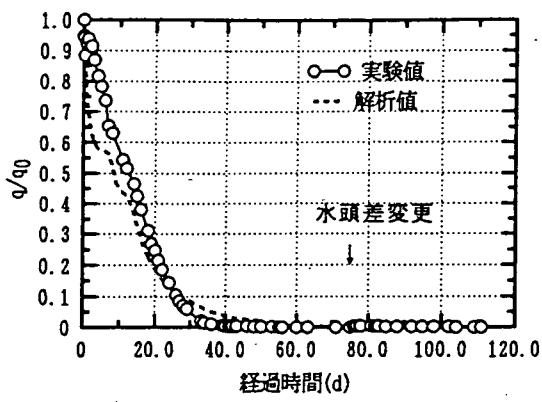
表6.2.5-1 グラウト試験条件と試験結果

試験条件		試験体	供試体A (鉛直浸透)	供試体B (水平浸透)
試験条件	試験体長さ l(m)	1.0	3.0	
	試験体厚さ h(m)	0.5	0.6	
	試験体幅 B(m)	1.0	1.2	
	平均表面割れ目幅δ(cm)	0.606	0.619	
	設定水頭差 ΔH(m)	2.0 → 2.5 *	1.0 → 2.0 *	
	動水勾配 i	2.0 → 2.5 *	1/3 → 2/3 *	
漏水量	初期 q ₀ (ml/s)	23.09	23.48	
	70日経過時 q ₇₀ (ml/s)	1.41 × 10 ⁻²	8.33 × 10 ⁻³	
	80日経過時 q ₈₀ (ml/s)	1.98 × 10 ⁻²	1.92 × 10 ⁻²	
	110日経過時 q ₁₁₀ (ml/s)	1.87 × 10 ⁻²	4.13 × 10 ⁻³	
流量低減比	70日経過時 q ₇₀ /q ₀	6.10 × 10 ⁻⁴	3.55 × 10 ⁻⁴	
	80日経過時 q ₈₀ /q ₀	8.58 × 10 ⁻⁴	8.18 × 10 ⁻⁴	
	110日経過時 q ₁₁₀ /q ₀	8.10 × 10 ⁻⁴	1.76 × 10 ⁻³	
付着条件	水温 (°C)	10.2 ~ 29.7	11.4 ~ 29.3	
	pH	6.86 ~ 8.08	6.81 ~ 8.10	
	溶存酸素濃度 DO (mg/l)	5.75 ~ 12.01	5.53 ~ 12.03	
	SS濃度 流入側 (ppm)	52 ~ 9600	20 ~ 6250	
	SS濃度 流出側 (ppm)	8 ~ 6000	14 ~ 2330	

* : 76日経過時に水頭差変更



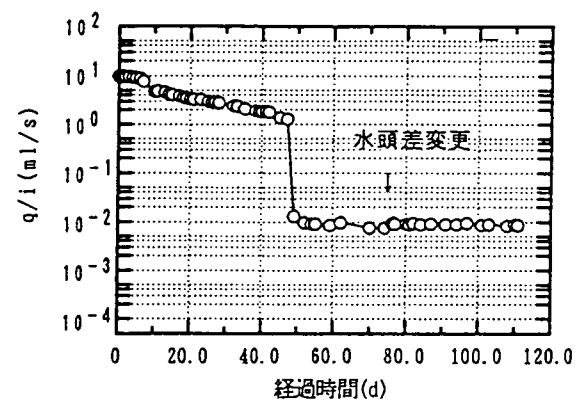
a) 鉛直浸透(供試体A)



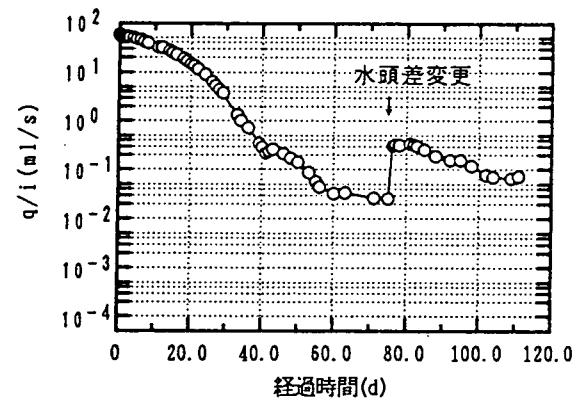
b) 水平浸透(供試体B)

図 6.2.5-2

漏水量低減比 q/q_0 の経時変化



a) 鉛直浸透(供試体A)



b) 水平浸透(供試体B)

図 6.2.5-3

漏水量と動水勾配の比 q/i の
経時変化

6.3 原位置における透水試験結果とグラウチング施工事例

グラウチングによる止水効果を定量的に把握するためには、原位置での透水試験を実施して透水係数あるいはルジオン値を求めることが有効である。

ダムグラウチングでは対象岩盤の透水性を評価するとともに、注入効果の判定やグラウト材初期配合の決定のために、すべてのステージにおいてルジオンテスト（あるいは水押し試験）を実施している。

ここでは、ダムにおける原位置透水試験とグラウチングの施工事例を中心に述べる。

6.3.1 岩盤の透水性の評価方法

岩盤の透水性の把握は、ルジオンテストによって行いルジオン値で評価される。また、限界圧力が求められ、グラウチング注入特性や施工性が評価される。併せて、地質構造や岩盤の透水性の要素や岩級区分などを調査し、岩盤の力学的な側面を含めて、透水性についての総合的な評価が行われる。

ルジオンテストはダムにおける透水試験で、最も一般的に行われる。ルジオン試験の利点の一つは、その注入方法がグラウチングと類似した仕様となっていることにあり、このため、単に透水性のみならず、基礎処理に際しての基本的な地山の応答を推定することができる。ルジオン値は 1MPa で注入した時のボーリング孔 1 m当たり注入量で示され、 $1 \text{ Lu} = 1 \text{ l}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot 10 \text{ kgf/cm}^2)$ である。また、1 Lu は透水係数に関して約 $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ とされている。

6.3.2 石灰岩地帯におけるグラウチングによる湧水帶処理 ^{⑥)}

真名川ダムの左右岸基礎深部約 30m～80m の 3 カ所に湧水帶が存在した。ひん岩と石灰岩の境界を含むステージが、他の岩種に比べてきわめて高かった。平均湧水量は 0.85～5.1 l/min/m で湧水量の多いものほど、湧水圧が高くなっている。湧水の発生機構は、石灰岩部分へのひん岩の貫入により、その接触部分の湧水の水みちになっていると解釈される。

グラウチングの結果、調査孔では相当の湧水量であったが、検査孔では一応無視できる程度までに改良されている。図 6.3.2-1 に注入の進捗（次数の変化）に伴う湧水量の超過率分布の変化を示す。

湧水は定まった経路を持つものと考えられるので、ルジオン値のように、大きな孔

間隔から着実に効果が表れるということではなく、その水みちにグラウト孔が交差したときでないと止水に対して有効とならないようである。湧水の特定の水源および経路が判明しない場合には、きめの細かいグラウチングを実施する必要があるものと思われる。

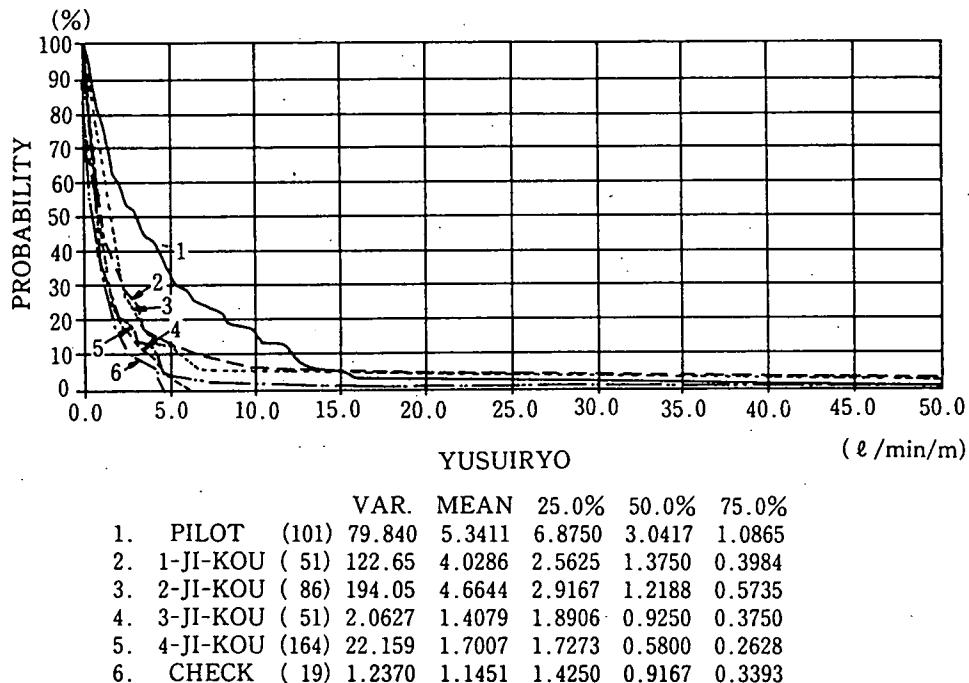


図 6.3.2-1 次数別湧水量超過率

6.3.3 開口性割れ目のモルタルグラウチングを併用した遮水処理⁷⁾

第三紀、第四紀の火山岩類の冷却節理や緩みを生じている岩盤など、開口割れ目の遮水対策に当たっては、カーテングラウチングにより遮水ゾーンを形成しようとする範囲外にグラウトが散逸することを防止し、所要の遮水性を効率的に確保することが課題となる。本事例は、緩みによって生じたチャートの開口性割れ目を、モルタルグラウチングによりセメントミルクの散逸防止バリアを形成し、効率的なカーテングラウチングを行ったものである。

Aダムの基礎岩盤は中古生層のチャートを主体とし、シャールスタイル・粘板岩よりなり、下流に 30~50° 傾斜する同斜構造をなしている。岩盤は堅硬なチャートからなるが、クリープ変形に起因する幅数 cm 以上の開口割れ目を有し、その大半は流入粘土を介在している。

グラウチングは高透水ゾーンが形成されているので、3段階のステップを踏んだ。第一段階はグラウト散逸防止を目的としたモルタルグラウチングで、モルタル一次注入（斜孔）、モルタル二次注入に区分される。第二段階はグラウト散逸防止を目的としたセメントグラウチング、第三段階は、改良目標値を2ルジオンとするセメントミルクによるカーテングラウチングである。

施工実績としては、モルタル一次注入では、岩盤の透水性が44ルジオンと高透水性を示し、平均モルタル注入量約390l/mであった。二次注入では透水性は平均で15.4ルジオン、平均のモルタル注入量は28.8l/mを示し、一次注入に比較して両者とも低減傾向が認められた。これは、数cm以上の開口した割れ目は連続性が良いために、比較的広範囲にわたって、一次注入によって処理がなされたものと考えられた。

第二段階として実施したセメントミルクによるグラウチングの実績は、10ルジオンの非超過率で82%となった。また、第三段階であるカーテングラウチングのパイロット孔のそれは80%を示し、グラウチング計画における所期の遮水性改良過程が狙い通り達成できたことが確認された。図6.3.3-1にパイロット孔のコアで確認されたモルタルとセメントミルクの充填状況を示す。また、表6.3.3-1に第三段階として実施したカーテングラウチングにおける遮水性の改良実績を示す。

以上の施工実績は、幅数cmを越える開口割れ目であっても、適切なモルタルグラウチングによるグラウト散逸防止バリアを形成することにより、効率的なカーテングラウチングの計画・設計・施工が可能であることを示す一事例である。

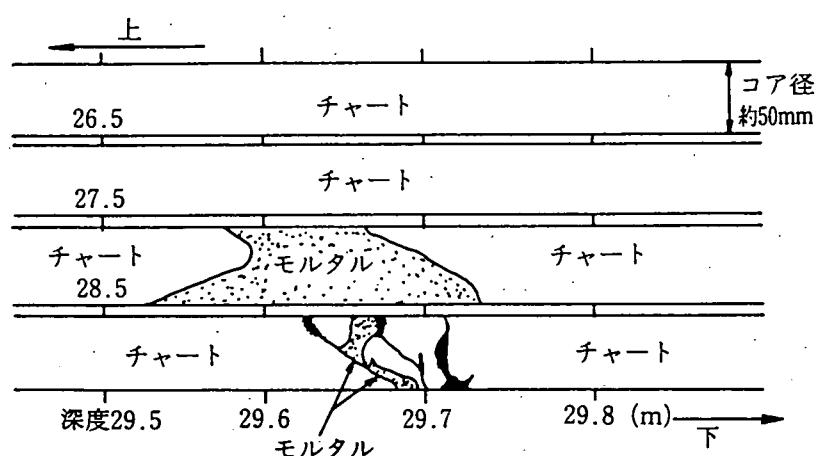


図6.3.3-1 パイロット孔のコアで確認されたモルタルとセメントミルクの充填状況

表 6.3.3-1 主カーテングラウチング施工実績（左岸リム部）

超過確率値（主カーテングラウチング）

次 数	ステージ数	ルジオン値			単位セメント注入量 (kg/m)		
		平均 値	15%超過確率値	50%超過確率値	平均 値	15%超過確率値	50%超過確率値
パイロット孔	119	11.19	13.10	1.68	477.45	361.30	33.90
1 - 1 次 孔	120	3.42	5.69	0.67	90.08	186.10	8.90
1 - 2 次 孔	248	3.56	4.26	0.38	49.74	114.10	3.80
2 次 孔	151	3.00	6.51	1.40	30.35	89.60	6.40
3 次 孔	293	1.71	3.43	0.72	12.14	15.60	3.50
4 次 孔	221	1.59	2.80	0.74	11.32	9.80	4.30
5 次 孔	257	0.98	1.61	0.62	6.82	8.60	3.80
6 次 孔	115	0.86	1.58	0.54	4.82	8.10	3.60
7 次 孔	77	0.84	1.57	0.67	4.65	7.50	3.20
8 次 孔	35	0.48	0.84	0.43	9.11	8.10	1.60
チェック孔	70	0.44	0.77	0.32	9.25	15.40	3.00

6.3.4 二重管ダブルパッカー注入工法による断層処理⁸⁾

味噌川ダムにおける注入を行った範囲の地質状況は、粘板岩を主体とする砂岩粘板岩互層が分布し、F-2と呼ばれる断層が数条に別れ、各々が上下流に連続する。F-2断層部およびD級岩盤部はルジオン値が高い一方で、き裂が微細であることと、限界圧力が低いため、ステージグラウチングによる改良が困難であり、また、岩盤が軟質で孔壁が自立しない場合が多いことから、二重管ダブルパッカー注入工法により改良することとした。

本工法では孔壁崩壊の影響を避けるため、ケーシング掘削を行い、注入用のスリープパイプを挿入した上で、スリープパイプと孔壁との間に空間にセメントベントナイトよりなるシール材を充填する。また、グラウチングの容易でない岩盤でのステージグラウチングでありがちなグラウトの集中を防止するために、注入はスリープパイプに33cm間隔で設置した各々の注入バルブよりなされる。

注入はシール材の硬化後、水または注入材によりバルブ周辺のシール材を破碎して行われる。バルブ並びにシール材周辺での圧力損失があることから、比較的高い圧力での注入が必要となる。実際には、クラッキングに引き続き水押し試験を行い、水押し流量が安定した圧力を求め、通常の注入での注入圧力に加えた値を注入圧力として採用した。この際の安定流量は5 l/min・バルブであり、圧力は1 MPaを超えないよ

うにした。

注入の結果、次数の進捗に伴い注入セメント量は着実に低減しており、また、改良目標値である3ルジオンはいずれの施工グループでも満足することが出来た。当該ダムの断層周辺岩盤の二重管ダブルパッカ注入工法によるルジオン値の十分な改良が確認できた。

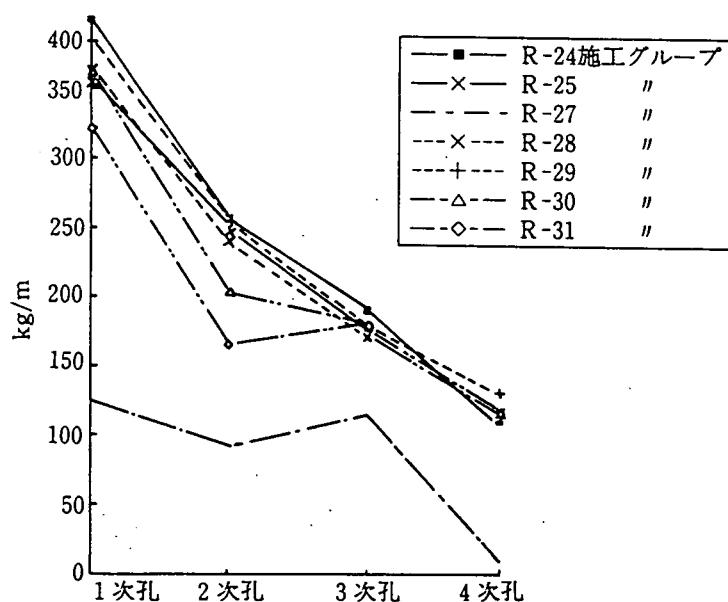


図 6.3.4-1 二重管ダブルパッカ注入による注入量

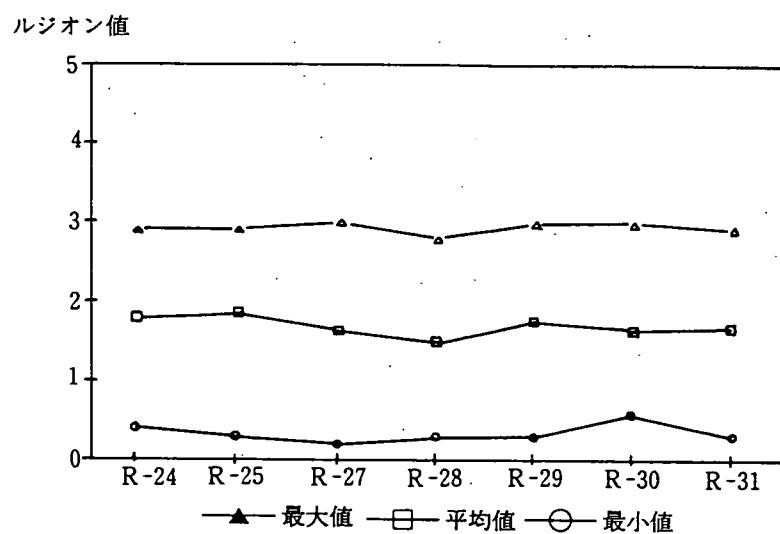


図 6.3.4-2 二重管ダブルパッカ注入後のルジオン値

6.3.5 地すべり対策工としての深礎施工⁹⁾

亀の瀬地区において、地すべり対策工として抑止工（Φ6500mm、L=85m、90m）を施工した。

止水区間以深の地質状況および透水性の確認のため、Φ66mmオールコアリングのボーリング調査およびルジオンテストを実施したところ、800 l/min を超える多量の湧水が想定された。

対策工としては、セメントミルクによるグラウチングを実施した。さく孔位置は平面で48列、断面で5段を総千鳥とした。グラウトの注入圧力は、岩盤のかぶりd(m)に対し、0.5~1.0 dが最大であるとし、最大は1.2MPaを採用した。

岩盤グラウチングの結果、施工前は最大で869 l/minの推定湧水量が、施工後には150 l/minまで改善された。

表6.3.5-1 グラウチング前後の透水試験結果と推定湧水量の比較

調査 ステージ	透水試験結果(cm/sec)		推定湧水量(l/min)	
	事前調査	事後調査	事前調査	事後調査
1ST	1.03×10^{-3}	5.82×10^{-4}	214	123
2ST	3.41×10^{-3}	1.66×10^{-4}	869	42
3ST	2.41×10^{-3}	3.19×10^{-4}	718	95
4ST	7.83×10^{-4}	3.50×10^{-5}	284	12
5ST	—	4.05×10^{-4}	—	150

6.3.6 粉体圧送グラウチング

(1) 概要

粉体圧送グラウチングとは、超微粒子セメントの表面を水溶性シリコン樹脂でコートィングすることにより、気中での凝集性・分散性を低下させた粉体グラウト、通称改良セメントを圧縮空気とともに地盤中に浸透注入する工法である。

(2) マサ土地盤に対する事例¹⁰⁾

Aダムサイト左岸部の不飽和地盤マサ土で、造岩鉱物および粒子が風化を受けて著しく軟化しており、従来のセメントミルクグラウチングによる改良が困難とされ

ていた。現場注入試験を行った結果、7孔で実施した透水試験結果から得られた透水係数は $2.3 \times 10^{-7} \sim 1.4 \times 10^{-6}$ (平均 8.2×10^{-7} m/s) と、現地盤の透水係数 $8.4 \times 10^{-7} \sim 6.6 \times 10^{-6}$ m/s (平均 2.4×10^{-6} m/s) の $1/3$ 程度に減少した。

1年後に開削調査を行った結果としては、注入孔周辺に最大半径 80cm にわたり粉体グラウトが硬化していることが確認された。注入形態は注入孔より周辺に厚さ 2~15mm のセメント注入脈が伸び、脈周辺の鉱物粒子間に粉体グラウトが浸透注入していた。また、粘土を挟む潜在亀裂面において、セメント脈が通過している部分認められたが、粉体グラウトが亀裂面を浸透通過している箇所はほとんど認められなかった。

表 6.3.6-1 に立孔Aから採取した原地盤の不搅乱試料および注入地盤の物性値を示す。表より、粉体グラウトが間隙内によく浸透していることが分かる。また、透水係数は原地盤が $3.2 \times 10^{-5} \sim 9.1 \times 10^{-5}$ m/s (平均 4.8×10^{-5} m/s) に対し、注入地盤は $2.9 \times 10^{-8} \sim 3.6 \times 10^{-8}$ と 2 オーダー低下していた。さらに、注入後の不搅乱試料の一軸圧縮強度は、 $0.01 \sim 0.2$ MPa (平均 0.07 MPa) が $5.4 \sim 15.4$ MPa (平均 10 MPa) と 100 倍以上の強度を有していた。

表 6.3.6-1 原地盤と注入地盤の物性値

物性項目	原地盤	注入地盤
間隙率 [%]	20.2~31.3	15.0~18.2
有効間隙率 [%]	24.0~41.0	12.6~17.8
透水係数 [$\times 10^{-7}$ m/s]	320~910	0.29~3.6
一軸圧縮強度 [MPa]	0.01~0.21	5.4~15.4

6.4 グラウト材の最新の動向と特性

6.4.1 グラウト材の種類と特徴

立坑の湧水処理のための注入工法で用いられるグラウト材は、大きく分けてセメント系、セメント薬液系、薬液系の3つに分類される。現在一般的に用いられているのはセメントグラウトであるが、さらに浸透性を高めより効果的な止水を目的として、セメント水ガラスグラウトや薬液グラウトが併用される場合がある。

セメント系グラウトは、その経済性と固化後の強度の面で優れた特色を有している一方、セメント粒子の大きさの点から細砂層や微細な空隙を充填することが困難あるいは不可能という欠点をもっている。

セメント薬液系グラウトは、セメント水ガラスグラウトが代表的なものであり、セメント系グラウトと薬液系グラウトの中間的な性質をもつ。両者を混合して注入することにより、お互いが持つ強度、浸透性等の長所を引き出しながら配合を調整することにより、両者の短所を極力抑えて、適材適所的な注入を期待するグラウトである。このグラウトは、以下に述べる薬液系グラウトに比べ浸透性、止水性は劣るもの、耐久性、経済性に優れ、ある程度の地山改良の期待もできるなどの長所がある。

薬液系グラウトは、水ガラス系グラウトが代表的なものであり、ケイ酸ナトリウム（水ガラスまたはケイ酸ソーダともいう）を主材料とし、ケイ酸ナトリウムに酸性あるいはアルカリ性の反応材料（硬化材）を混合したグラウトである。このグラウトは、セメント系およびセメント薬液系グラウトに比べ耐久性、経済性では劣るもの、浸透性に優れ、止水効果がきわめて高いなどの長所がある。

その他の薬液系グラウトとしては、ウレタン系グラウトが利用され良好な結果が得られている。ウレタン系グラウトは、ウレタンを主成分としたグラウトで、止水工法の中では高価でかつ強度が弱い等の欠点はあるものの、浸透性が非常に優れている。

6.4.2 グラウト材の使用材料

(1)セメント系グラウト材

(i)概要

岩盤に対する注入では、対象となる岩盤の強度が大きく、注入目的が永久的な信頼性のある止水にある場合が多いため、強度と耐久性に優れたセメント系材料が広

く使用されている。

一般に岩盤注入工法では、セメント系の主材料に必要量の水と必要に応じて添加する混和剤を混練したミルク状の懸濁液を用いる。

(ii) セメントの種類

岩盤注入工法に用いられるセメントは、普通ポルトランドセメント、高炉セメントB種、フライアッシュセメント、早強セメントや、注入用に開発されたコロイドセメント、浸透性が良い超微粒子セメント等がある。現在のところ、使用セメント材料は経済的な普通ポルトランドセメントおよび高炉セメントB種を標準とし、地質状況に応じて微粒・超微粒子セメント等の特殊セメントを、適宜使用することが基調となっている。

(iii) 混和材(剤)

グラウトの性質を改善するために使用される。混和することによりグラウトの水比を変化させるほどに使用するものを混和材、微量に添加するものを混和剤という。

①粒度調整に用いられるもの

グラウトが大量に入り過ぎる場合に、粗粒材料、たとえば砂や纖維質材料等を混和する場合がある。反対に、微小割れ目への注入目的とした超微粒子セメントを使用する場合には、セメント粒子の細かさを確保するために、分散剤は必須である。

②增量材としての使用

グラウトが大量に入る場合に、セメントより安価な材料、たとえばポゾラン、砂、粘土などが混和される。

③粘性調整

粘性を増加させるために、粘土系の材料を混和する。

④分離抵抗改善

ブリージング率を小さくしたり、分離抵抗性を高めるための混和材で、ベントナイトなどが代表的である。粘性が増加したり、強度が低下する。

ベントナイトは、モンモリロン石を主鉱物とする粘土であり、セメント粒子の分離抵抗性を高める目的などで必要に応じて混和される。水と混ざって膨潤する性質をもっており、地盤注入には300メッシュのものが一般に用いられている。

⑤強度発現調整

セメント自体の強度発現はあまり早くないので、強度発現を故意に遅らせる必要

はあまりない。塩化カルシウム等を添加することにより、強度発現をある程度速くすることができ、セメンテーションなどに利用されている。

(2)セメント薬液系グラウト材

セメントと薬液とを併用したグラウトで一般にLWが知られている。LWはセメントと水ガラスの原液または水ガラス水溶液とを混合したもので、必要に応じてセメントの沈澱防止のためにベントナイトを混和させる。

セメントは、JIS R5210のポルトランドセメントが用いられる。一般には普通セメントが、場合により早強セメントが用いられる。微粉セメントを用いると浸透性が改善されるが、ゲルタイムが早くなるので、セメント量を減らす必要がある。

水ガラスはケイ酸ナトリウム3号（水ガラス3号）などを用いる。

6.4.3 セメント系グラウト材料の特性

グラウトは主として水と懸濁粒子よりなるスラリーである。ここで水は主に懸濁粒子を所定の場所まで運搬する媒介としての役割を果たし、懸濁粒子が所定の場所で水と分離し必要量の水を得て固結して、岩盤内の空隙を閉塞する。

グラウトは配管内を通じて岩盤の割れ目・空隙内に浸入させ、これが固結するまでの過程を考えると、粒度分布、粒子の濃度、粘性、分離抵抗性、強度発現が大切な性質となる。

粒子が細かいほど、粒子が分離しにくいほど、粘性が低いほど注入性は向上する。一般的には経済的で注入性の高いグラウトを選定するが、グラウトが入り過ぎるような場合には、注入性の低いグラウトを選定することもある。また、余剰な水が少ないと、硬化時間が短いほど経済的である。

(i)粒度分布

懸濁粒子の大きさが大き過ぎれば、粒子が小さい岩盤間隙により捕獲され、グラウトは通過できない。粒状地盤に対しては、グラウタビリティー比という概念により判定され、固結度の低い砂岩やマサ化した花崗岩など粒状地盤に近い岩盤への注入に超微粒子セメントが用いられた実績がある。また、透水性の大きい割りにグラウトが入りにくい割れ目性岩盤に対して、超微粒子セメントが使用された例があり、割れ目性岩盤に対してもグラウトの懸濁粒子の大きさは注入性に大きく影響すると

考えられる。

微粒のセメントの性質を活かすには、セメントミルク中でセメント粒子を十分分散させることが必要であり、分散剤が使用される。団粒化を防ぐには粒度分布範囲が狭いものほど有利である。

(ii) 粒子の濃度

グラウトの配合は、懸濁液の製造する時の管理のしやすさから、水と粒子の重量比で示される。粒子の濃度の薄い配合の方が粘性も低く、注入性は向上すると考えられるが、余剰水の注入も多くなり、注入時間が長くなり、効率が悪くなる。一般的な配合はW/C=10~1の範囲で、0.5の配合も稀にある。

グラウトミルクの濃度（比重）は施工中、低濃度から高濃度へ段階的に切り替えられる方法が一般に採用されている。これを配合切り替えといい、比重変化の様子は、ステップ状に表現されることが多い。しかし、一段切替前のグラウトミルクがミキサーラインに残存しているタイミングで、次段の配合のミルクが加わるので、実際には、ステップ状の濃度変化は生じない。

(iii) 粘性

グラウトは粘性流体で、粘性が小さいほど抵抗が小さくなり、注入性が向上する。一般的な配合W/C=10~1のセメントグラウトは、静置したり層流状態では、直ちに沈降分離が開始する不安定な懸濁液である。

(iv) 分離抵抗性

セメントグラウトを静置すると懸濁部と清水部とに分離する。沈降分離については、ほぼ一定の速度の沈降分離速度、沈降が完了する沈降分離完了時間、余剰水の比率すなわちブリージング率が重要である。

グラウト分離速度が遅いほど、懸濁粒子を遠方まで到達させることが可能となるから、注入性は向上する。同種のセメントを使用したグラウトで分離速度が異なれば、分離速度の速いものは粒子が団粒化しているので、適当な分散剤の使用やミキシング方法の工夫が必要である。

沈降分離完了時間は普通ポルトランドセメントでは30分程度であり、注入完了時的一般的な『だめ押し時間』と対応している。

上澄みは余剰な水で、その量の割合をブリージング率という。同一の注入量に対して余剰水が少ないグラウトほど、大きな固結体を形成でき、効率的であり、配合

が薄いほどブリージング率が大きくなり、効率が悪い。

(v) 強度発現

室内試験で配合別の強度試験を行うと、水比の大きい（薄い）グラウトほど小さい強度を示すが、水和則に従えば、固結体の密度に大きな差がなければ、強度は水比にはあまり関係ないと考えられる。特に、圧力注入を実施していれば、薄いグラウトであっても、強度の点で問題となることはない。

6.4.4 ダムグラウト等に用いられるグラウト材料

ダムに使用されるグラウトは基本的にはセメント系である。基盤が未固結あるいは軟岩の場合には、粘土・ベントナイトを混合する場合がある。一方、基盤が硬岩ではあるが、断層が分布し粘土あるいは破碎帯が挟在する場合には、空隙が小さく通常のセメントでは改良できないことがある。この場合、強度の改良が必要なときには、粒径の小さい超微粒子セメントが使用される。また一方、大きな空隙・開口き裂の改良には、充填のためにモルタルを使用したり、広い範囲に材料が分散されないように、急硬材を添加する場合もある。

ダムグラウトを中心を開発、使用されているグラウト材料で、立坑の注入工法に適用可能と考えられるグラウト材料を、以下に述べる。

(1) 高安定性グラウト

(i) セメントベントナイトグラウト

ベントナイトは粘土鉱物中最大の表面活性と膨潤性を有しているモンモリロナイトを主成分としている。そのため、ベントナイトをセメントグラウトに添加すると、ベントナイトがセメントグラウトの余剰水をその結晶層間に取り込んで、膨潤してセメント粒子の沈降を抑制することにより、安定性に優れたセメントグラウトが形成される。このベントナイトを添加したセメントグラウトは、一般にセメントベントナイト（CB）グラウトと呼ばれている。

(ii) 粘土セメントグラウト

わが国で一般的に用いられる粘土セメントグラウトは、CBグラウトである。最近では、グラウトの材料分離を防止することで品質の向上を図った上でセメントの購入費の低減を目指して、細粒分の多いロームや粘土などの現地発生土をセメント懸濁液に添加するソイルセメントグラウトに関する基礎的実験が進められている。

(2)高透水性グラウト

(i)カオリン粘土混合グラウト

超音波処理したカオリン粘土と、超微粒子セメントを混合した懸濁液を使用することにより、ステージ工法による軟質砂岩の遮水性改良の可能性があると指摘されている。

(ii)シリカフュームグラウト

超微粒子（平均粒径 $0.15\mu\text{m}$ ）からなる非晶質の二酸化珪素を主成分とするシリカフュームに、反応材として水酸化カルシウムを混合し、分散剤と解碎機による分散化により、浸透性に優れた超微粒子グラウト。このグラウトを『シリカライト』といい、用いた注入工法を『シリカライト工法』という。シリカライトは、非セメント系グラウト材料ではあるが、二酸化珪素と水酸化カルシウムおよび水の反応は、セメントの水和反応物の生成物と同じカルシウムシリケート水和物を生成するポゾラン反応であるため、軟岩と同程度の強度を発現する。

シリカライトの優れた浸透性と強度発現は認められているものの、原則的にセメントをグラウチング材料とすることを規定している現行指針（建設省河川局開発課、1983）下では、適用は容易ではない。

(iii)表面改質超微粒子セメントグラウト

ダム基礎軟岩の遮水性を浸透注入により改良するために、超微粒子セメント粒子の表面を水溶性のシリコーン樹脂により改質処理することで、空气中での凝集性および付着性を低下させた『改質セメント』を圧縮空気とともに地盤中に注入する『粉体圧送グラウチング』が提案されている。その適用地盤と標準仕様についてのとりまとめがなされているが、実用化という観点から、残された課題も少なくないのが現状である。

(3)高透水性岩盤用グラウト

(i)モルタルグラウト

開口き裂を有する高透水性岩盤に対しては、従来のセメントグラウト注入のみの処理では、セメントグラウトの注入対象領域外への流出が著しくなり、適切な遮水性の改良が行えない場合がある。このような場合、セメントグラウトの注入に先立ち、その外側の領域の開口き裂にモルタルを粗詰めすることがある。しかし、ダム基礎グラウチングとしてのモルタル注入の事例は必ずしも多くはなく、さらにモル

タルの基本的な注入特性を把握し、その結果に基づき適切な施工法を検討した研究はほとんど見当たらない。

(ii) 急硬材を添加したセメントグラウト

複合型ダムである竜門ダムのロックフィルダム部の基礎には、深部まで冷却節理が発達した溶結凝灰岩が分布している。そのため、この箇所のプランケットグラウチングを通常のセメントグラウトで処理すると大量のリークが発生し、遮水性の改良が思うように進まなかった。吉田等はこの箇所のプランケットグラウチングを確実に行うために、プランケットグラウチング領域の外側に、急硬材を添加したセメントグラウトを注入することでリーク防止のカーテンを形成し、プランケットグラウチングの確実かつ効率的な施工を達成した。リーク防止用カーテンの形成にモルタルではなく急硬材を添加したセメントグラウトを用いたのは、対象がロックフィルダムのコア敷きのプランケットグラウチングであったことから、溶結凝灰岩中の幅の狭い節理までもグラウトをくまなく行き渡らせることを目標にしたためである。

6.5 注入圧・注入量などの施工管理手法

グラウトの配合、配合切替え基準、注入圧力、注入量、注入完了基準、注入制御、施工管理手法について、ダムグラウトにおける事例を以下に述べる。

6.5.1 配合

グラウトの配合は、注入目的および透水性等の基礎岩盤の性状を考慮して決定される。配合選定に当たって考慮すべき点は、グラウトの粘性、強度、ブリージング、経済性などである。グラウトの濃度がある程度以上高くなると、その粘性は急激に大きくなり、抵抗が大きくなるので、同一圧力のもとでは薄いグラウトに比べ、単位時間当たりのグラウト注入量が減少するか、単位時間当たり注入量を一定とすれば、圧力が上昇することになる。一方、薄いグラウトの場合、その粘性は小さくなり注入は容易となるが、濃いグラウトに比べ同一セメント量を注入するのに時間がかかり、かつ、ブリージングが多くなるので、硬化後のグラウトの品質が問題となる。

グラウトの配合、すなわち水とセメントの比は普通重量比で $W/C = 1 \sim 10$ の範囲を用いる。特に大きなき裂に対しては、 $W/C = 0.5$ としたり、モルタルが用いられることがある。なお最近では、工事当初において注入状況を検討し、当該ダムの基礎岩盤に対して効率的な注入を行うべく、配合について適宜修正が行われている。

セメントミルクの初期配合に関する主な事例として、川治ダムでは、注入前の水押し試験によるルジオンテスト値によって、次のような配合としている。

Lu ≤ 10 の場合	1 : 10
10 < Lu ≤ 20 の場合	1 : 6
20 < Lu ≤ 30 の場合	1 : 4
30 < Lu の場合	1 : 2

6.5.2 配合切替え基準

(1) 配合切替えの目的

効果的なグラウチングを行うためには、基礎岩盤のき裂、透水性、透水特性に応じた適切な配合を選定しなければならない。一般に、ルジオン値が比較的小さなステージに濃いグラウトを注入すると、目詰りが生じ十分な注入が不能となる。また、ルジオン値が高いステージに薄いグラウトを注入しても、いたずらに注入

時間が延び、また、硬化後に良好なグラウチング効果が得られない場合がある。

ある配合の注入によって圧力上昇が見られないような場合には、その濃度が薄く、効果的な注入が行われないことを意味するものであり、速やかにより濃い配合に切替える必要がある。また、一定の圧力が作用する場合でも、注入量の減少がほとんど見られないような時には、必要以上の範囲までグラウトが到達している可能性があるので、適切な時期に配合を切替え、注入時間の効率化を図ることが必要である。しかし、配合切替えによって急激にグラウト注入量が減少した場合には、目詰り等が生じたためと考えられるので、配合を元の薄い配合に戻す等の処置が必要である。

（2）配合切替えの方法

配合切替えを行う基準としては、次のようなものがある。

①注入時間、注入量の両方を規定して、いずれか一方の基準に達した場合、

配合を切替える方法

②注入時間または注入量のいずれか一方を規定し、これに達した場合、配合を切替える方法

③ある時間当たりの平均注入速度を規定して、これに達した場合、配合を切替える方法

③の場合、注入量の総量規制を行わない場合には、いつまでも配合切替えが行われないことがあり、必ずしも適切な方法ではない。

配合の切替え基準は基礎岩盤の透水性、き裂の状態を考慮して決定するものであるが、一般に各配合における注入時間は20～40分、注入量は400～800Lとされている例が多い。

6.5.3 注入圧力

注入圧力は、ダム本体および基礎岩盤に有害な変形や破壊を生じさせない範囲で、グラウチングの効果が最大となるように、基礎岩盤の特性を考慮して設定する。

（1）注入圧力とグラウチング効果

グラウチングにおける注入圧力を高めることの効果には、次のものがある。

①注入圧力を高めるとグラウトの到達距離が増すため、一孔の注入による処

理範囲を広げることが出来、グラウチング孔の列数、孔間隔を広げることが出来る。

②注入圧力を高めると、細かな割れ目までグラウトを注入することが出来る。

③注入したグラウトのブリージング等の余剰水を脱水するためには加圧が必要である。

このような効果のため、グラウチングの注入圧力は、他の条件が許す限り高い圧力を作用させることが有利である。

(2) 注入速度と注入圧力

基礎岩盤を破壊させ岩盤変位を生じさせる力は、注入圧力だけでなく、その作用面積に関係する。

一般に濃度の薄いグラウトを設計圧力で注入した場合、過大な量のグラウトが注入される結果、基礎岩盤を破壊せざるを得ないことがある。このため、一般に注入圧力の他、注入速度に対する規制値を設け、初期配合時には注入速度の規制によって注入圧力を抑え、過大な注入が行われるのを避ける方法が用いられる。

(3) 限界圧力と注入圧力

対象基盤が軟岩で限界圧力が0.2~0.3MPa程度しかない場合には、限界圧力を考慮した注入を行っている場合がある。近年この様な基盤に対しては、高圧力で破壊して改良効果を上げるよりも、改良範囲・幅を広げて対応しようとする傾向にある。この場合、採用される注入圧力は、限界圧力程度か、グラウトの粘性を考慮して限界圧力より2割程度大きな圧力が採用されている。北海道あるいは東北地方に事例多数ある。

6.5.4 注入完了基準

(1) だめ押し

グラウチングの完全性を期すため、一般に注入の最終段階においてだめ押しが行われる。グラウトミルクはどんなに富配合であっても硬化に必要以上の余剰水を有しており、これは当該注入で処理しようとする割れ目から排除されねばならない。このためには加圧してこれら余剰水を絞り出すことが必要で、注入が終わ

りに近づいたのちの一定時間、所定圧力を維持するだめ押しが行われる。

(2) 注入完了基準

一般には単位時間当たり注入量が $0 \sim 0.2 \text{ l/min/m}$ に達したのち、約20~40分間のだめ押しを行って注入完了としているが、これらの数値のだめ押し時間としての根拠は明確でない。したがって、だめ押し時間は注入量の減少の割合、注入完了時の配合等を考慮して選定することが望ましい。ただし、だめ押し後、少なくとも圧力が消去するまでの時間はパッカーのコックを閉じたまま圧力を保持することが必要である。

6.5.5 注入制御

グラウチングの注入管理方法には、最高注入圧力の規制と、最高注入速度の規制に主眼を置く方法がある。

グラウチングは岩盤に有害な変位を与えない範囲で、所要区域内のき裂にでき得る限り経済的に多量のセメントを注入することを目的としており、岩盤の状態により、注入圧力・注入量・グラウト濃度を適宜調整する必要がある。

注入管理手法としては、これらの要素を組み合わせたものが数多く考えられるが、何を主に規制するかによって、次的方式が考えられる。

①透水試験・グラウチング試験などで定められた最高注入圧力のもとで、単位時間当たりの注入量をにらみながら徐々に配合を切替え、単位注入量が規定以下になったら注入を完了する。

②最高注入速度を規制しながら徐々に昇圧と配合切換えを行い、最高注入圧力まで達し、単位注入量が規定以下になったら注入を完了する。

③主として注入圧力の上昇速度を規制しながら、単位時間当たりの注入量を一定として、圧力の変化をみて配合切換えを行う。

一般的には①、②の方式が多い。

6.5.6 施工管理

グラウチングの管理は、その目的により次の2つに大別される。

- ①設計図・仕様・計画された工程に従ってグラウチングが行われていることを確認する日常管理
 - ②基礎岩盤の状況に応じた最適な方法でグラウチングが行われていること、また必要十分な効果判定を得るためのグラウチングが行われたことを判断する技術情報の管理
- ①は一般の工事に共通な管理であり、②はグラウチング工事の特殊性において、特に、その重要性が強調される管理である。

(1) 日常の管理

グラウチングが設計図・仕様どおりに実施されていることを確認する他、実績数量を把握して、工程計画との照合、工事の精算等を行うため必要となる。日常の管理のために必要な項目は次の通りである。

ボーリング：施工日・施工位置・深度・準備時間・さく孔時間・ビット種類等
水押し試験：準備時間・水洗い時間・水押し時間・パッカーの種類等
グラウチング：準備時間・注入時間・注入ミルク量・廃棄セメント量・混和剤量・リーク・注入圧力・注入速度・配合切換等

(2) 技術情報の管理

基礎岩盤の状況に応じた最適なグラウチングが行われているか、仕様の変更の必要性はないか、またグラウチングによる改良効果が十分であるか、追加孔が必要であるか等を判断するために行われる。

(i) 施工方法を検討するための管理

最適なグラウチングの方法は、基礎岩盤の地質特性等の現場状況に応じて変化するものであり、当初の仕様・数量は、予め与えられた情報の中での目安と考えられる。したがって、グラウチングの施工実績を検討してその仕様が適切であるか否かを判断することは、グラウチング管理において重要な項目である。グラウチングの仕様が適切であることを管理するための項目としては、次のものがある。

ボーリング：深度・コア岩質・岩級・割れ目の状態・地下水位・湧水・漏水等

水押し試験：ルジオン値・限界圧力・リーク等

グラウチング：注入圧力・注入速度・単位注入セメント量・初期配合・配合切換・リーク・岩盤変位等

これらのデータから判断する項目としては、次の事項等が挙げられる。

- ①限界圧力・深度と注入圧力の関係
- ②岩盤変位と注入圧力・注入速度の関係
- ③ルジオン値と初期配合の関係
- ④注入量・注入圧力の変化と配合切換えの関係
- ⑤注入量と注入圧力との関係
- ⑥リークと注入圧力・配合との関係

● (ii) グラウチングの効果判定のための管理

当初計画されたグラウチングの孔数、範囲は計画段階における概略値があり、予め定められたものではない。したがって基礎岩盤の状況・グラウチングの施工実績を検討して、グラウチングによる基礎岩盤の改良効果を判定し、追加孔の実施等の必要性を判断することは、グラウチングの管理において重要な項目である。グラウチングの効果を判定するための項目としては、次のものがある。

ボーリング：深度・コアの岩質・岩級・割れ目の状態・孔曲り等

水押し試験：ルジオン値・限界圧力等

グラウチング：次数・注入圧力・単位注入セメント量・リーク・岩盤変位等・これらのデータから判断する項目としては、次の事項である。

- ①各ステージのルジオン値・単位注入セメント量と改良目標値との関係
- ②隣接孔とのルジオン値・単位注入セメント量・限界圧力の比較

6.5.7 グラウチング実施要領

ダム基礎の場合のグラウチング実施要領の作成例を、以下に示す。

○○ダム
コンソリデーショングラウチング
実施要領

平成〇年〇月
○○工事事務所

○○ダム
コンソリデーショングラウチング
実施要領

本実施要領は、○○ダム本体建設第〇期工事における、コンソリデーショングラウチング工の施工に適用するが、地質状況等の変化により実施中途で変更することがある。

第1章 総則

第1条 一般

本工事は経験豊かな専門技術者を配置してボーリング及びグラウチングの作業状況を充分に把握し、状況に応じて適合した作業と適切な資料の収集が行われるよう務めなければならない。

第2条 専門技術者及び技工

本工事に従事する専門技術者及び技工は、下記の実務経験を有するものとし経歴書を監督職員に提出するものとする。

- 専門技術者はグラウチング工事の実務経験5年以上とする。
- 技工はグラウチング工事の実務経験2年以上とする。

第3条 施工要領書

施工に先立ち工事実施に必要な施工要領書を監督職員に提出しなければならない。

第4条 施工検査

- ボーリング、グラウチングの施工検査を受け工事段階は、次表のとおりとする。

工事段階	立会、検査
ボーリングの位置を決定するとき	立会
最終ステージのボーリングが完了したとき	検査
透水試験施工時	立会
グラウチング施工時	立会
グラウチング完了後の埋施工時	立会

- 前項の施工検査については、請負者の社内検査の結果報告等により監督職員は、検査等の一部を省略することができる。

第5条 施工管理

1. 本工事に関連し監督職員が実施する各種調査・試験に対して請負者は、努力するものとする。

2. 出来高の確認は次により行うものとする。

(1) ポーリング

ポーリング完了後の施工検査により確認した数量とする。

(2) セメント

計量装置の指示数量またはセメント袋数により確認した数量とする。

(3) 時間

注入（ダメ押しを含む）及び透水は自己記録紙により確認した時間とする。

第2章 ポーリング工

第6条 せん孔方法

1. せん孔機械はロークリーポーリングマシン及びバーカッショントーニングマシンとし、所定のせん孔に充分余裕のある機種を使用するものとする。

なお、使用区分は別途指示する。

2. 孔径はロークリーポーリングは46mm、バーカッショントーニングは65mmとする。

3. コア採取孔はパイロット孔及びチェック孔とし、せん孔にはロークリーポーリングマシン・ダブルコアチューブを使用し、コア採取率を高めるものとし、採取したコアはコア箱に整理し、コア写真・柱状図を添付し、監督職員の確認を得た後、指定する場所に保管するものとする。

4. 機械の設置にあたっては位置・方向を正確に求め移動のないように固定するものとする。

第7条 せん孔中の処理

1. ポーリング孔は常に清浄に保ち、多少でもグラウチング効果を減じさせないための配慮をしなければならない。

① ポーリングせん孔時に泥水を使用してはならない。

② 他孔の洗浄水・泥水及びセメントベース等は、速やかに排除するものとする。

2. せん孔中は地質の変化に常に留意し、その状況をポーリング日報に記録するものとする。特

に崩壊の激しい箇所や漏水・湧水の多い箇所は、その深度でただちにせん孔を中止し、監督職員に報告してその指示をうけなければならない。

3. せん孔中は孔曲がりの防止に極力務めなければならない。

第8条 せん孔後の処理

1. 所定の深度までせん孔した後、孔内のスライムを排除するため必要最小限の圧力水等により、孔内を充分に洗浄しなければならない。

2. せん孔ポーリング孔が注入孔と連絡し、注入ミルクが孔内に漏出する場合は、監督職員に報告して指示を受けなければならない。

3. せん孔機械の移設にあたっては、原則として、せん孔長の検査完了後移設するものとする。

4. 所定の深度までせん孔した後、孔口は孔番号を書いた木杭等でふさがなければならぬ。

第9条 中浚いポーリング

中浚いポーリングは原則として、注入完了後6時間以上経過してから行うものとする。

第3章 グラウチング工

第10条 水押し及び透水試験

所定の深度までせん孔した後、注入に先立ち水押し及び透水試験を実施するものとする。

1. 規定圧力

(1) 水押し

一般孔全ステージで行うものとし、注入圧力については1ステージ 2 kgf/cm^2 、2ステージ 3.5 kgf/cm^2 とし、圧力が安定してから5分間測定し、換算ルジオン値を求めることを原則とする。

(2) 透水試験

パイロット孔及びチェック孔の全ステージで行うものとし、圧力段階は下記のとおりとする。

ステージ	圧力段階 (kgf/cm^2)
1	0 → 1 → 2 → 3 → 2 → 1 → 0
2	0 → 1 → 3 → 5 → 3 → 1 → 0

各圧力段階に圧力が安定してから5分間測定し、ルジオン値を求めることを原則とする。

2. 注入速度は $10\text{ l}/\text{分}/\text{m}$ 以下とする。

3. 昇圧速度は $1\text{ kgf/cm}^2/2\text{ 分}$ 程度とする。

4. パッカーは二重管式エキスパンションパッ

カーアを使用することを原則とし、ステージ直上にセットするものとする。

5. 水押し及び透水試験に使用するポンプは、脈動が少なく、容量に充分余裕のあるものとする。

第II条 グラウチング工

1. 改良目標値は5ルジオン以下とする。

2. 注入機器

(1) グラウトポンプは原則として、二連複動式可変容量型とし、吐出量は12~90ℓ/分程度とする。

(2) グラウトミキサーは中央プラント用として高速度ミキサー200ℓ程度、注入現場用として普通ミキサー上下2槽式各200ℓ程度を原則とする。

(3) パッカーの使用区分は、透水試験と同様とする。

3. グラウチングの配管方式は原則として孔口循環方式とする。

4. セメントミルクの製造及び輸送方式は、中央プラント方式を標準とし、輸送経路には自己記録計及び流量圧力制御装置を設置するものとする。

5. 注入工法はステージ工法とする。

6. 注入ステージ長は5.0mを標準とする。

7. 注入圧力は原則として、下記のとおりとする。

ステージ	注入圧力 (kgf/cm²)
1	3
2	5

8. 注入材料

(1) 注入材料は普通ポルトランドセメントとする。

(2) セメントは吸湿しないように保管しあい、硬化変質したものを使用してはならない。

(3) 混合水は清浄な水を使用するものとし、泥水・油等・ミルク硬化に悪影響を及ぼす有害物質を含んではならない。

9. 配合

(1) セメントミルクの配合は、セメント：水の重力比で下記を標準とする。

	①	②	③	④	⑤	⑥
セメント：水	1:6	1:4	1:2	1:1.5	1:1	1:0.75

(2) セメントミルクの製造にあたっては常に注入現場と密接な連絡をとり無駄を生じないよ

う特に留意しなければならない。

10. 配合切換

注入中のセメントミルク濃度切換基準は下記のとおりとするが、これによりがたい場合は、監督職員と協議するものとする。

(1) 開始配合

(Lu' = 換算ルジオン値)

ルジオン値	開始配合
Lu' < 10	1:6
10 ≤ Lu' < 20	1:4
Lu' ≥ 20	1:2

(2) 配合の切換基準

配合	切換基準 (ℓ)	切換配合
1:6	400	1:4
1:4	400	1:2
1:2	400	1:1.5
1:1.5	400	1:1
1:1	400	1:0.75
1:0.75	1000	中 断

11. グラウチングを行う前に、リーク等が確認できる地表面にするものとする。また、オープンクラック等の処理は監督職員の指示によるものとする。

12. 隣接孔との同時注入は原則として行わないものとする。

なお、隣接孔とは注入時孔の半径5m以内を孔という。

13. 注入速度は6ℓ/分/m以下とする。ただし、注入状況によっては監督職員と協議の上、変更する場合もある。

14. 昇圧速度は1kgf/cm²/2分程度以下とする。

15. 規定注入圧力で注入量が0.2ℓ/分/mになってから20分間規定注入圧力で注入を続け注入量が変化しない時、注入完了とする。

16. 最終濃度で規定量を注入しても規定圧力に達しない場合は、注入を中断し孔内を水洗いするものとする。

17. 地盤変位計

(1) 地盤変位計

変位計の取り付け位置は、ブロック中央に1個を基準とし、詳細については監督職員が別途指示する。

なお、変位計は自己記録・警報器付きのものとし、精度は $1/100\text{mm}$ 、測定範囲は $\pm 10\text{mm}$ とする。

(2) 変位規則

水押し・透水・注入時は、地盤変位計による観測を常時行い、変位量が許容値($\pm 20/100\text{mm}$ ステージ)を超えた場合には中断とする。

18. 注入中に地表面へのリークが認められた場合には、錦糸・糸亜鉛等によりコーティングを実施しなければならない。また、リーク処理として、圧力・注入速度等をその状況に合わせて調整するとともに、配合切換は下記を基準として行うものとする。

配 合	切換基準 (ℓ)	切換配合
1 : 6	100	1 : 4
1 : 4	100	1 : 2
1 : 2	100	1 : 1.5
1 : 1.5	100	1 : 1
1 : 1	100	1 : 0.75
1 : 0.75	200	中 断

なお、リークが止まった場合には〔10項(2)配合の切換基準〕に基づいて注入を進めるものとする。

19. 再注入は、6時間経過後とし、1回目の注入と同様の手順及び基準により水押しから注入完了まで施工するものとする。
20. 品質管理は1日1回各配合毎セメントミルクをくみとり、比重を測定しておくものとする。
21. 注入実績の結果により追加グラウチングを指示することがある。追加孔の位置・深度は監督職員の指示によるものとする。
- 注入完了孔については、必要事項をとりまとめのうえ監督職員に報告するものとする。

第12条 注入完了孔のてん充

1. てん充材料は普通ポルトランドセメントとし、配合はセメント：水位重量比で、1:0.75程度（アルミ粉をセメント量の0.02%混入）とする。
2. てん充方法はトレミ方法を原則とする。これによりがたい場合は、監督職員と協議するものとする。

第4章 成 果 品

第13条 提出書類等

1. 請負者は下記の日報・記録紙等を施工日の翌日までに監督職員に提出しなければならない。
 - (1) ポーリング日報
 - (2) 透水日報及びP~Q曲線図
 - (3) グラウチング日報
 - (4) グラウチング総括日報
 - (5) 注入記録紙
 - (6) 注入変位計記録紙
 - (7) その他監督職員の指示するもの
2. 請負者は監督職員の指示により、グラウトデータ処理システムにおけるデータ（1分間きざみ）のフレキシブルスティックセットを提出しなければならない。

第14条 データ整理

請負者は注入結果を取りまとめのうえ、速やかに監督職員に提出しなければならない。

- (1) グラウチング管理図
- (2) 注入結果一覧表
- (3) 地質柱状図
- (4) 問題点及び対策検討書
- (5) その他監督職員の指示するもの

6.6 グラウト影響範囲の調査方法

6.6.1 グラウチング効果の判定方法

グラウト影響範囲の調査方法に関する基本的な評価項目は、グラウトを実施した領域におけるグラウチング効果の判定である。グラウチング効果の判定方法としては、グラウト実施領域に調査ボーリング孔を穿孔し、このボーリング孔を利用して、

- ① 透水性の低減を直接的に透水試験で確認する方法
- ② 孔内物理検層などを実施して、間接的に透水性の低減を評価する方法

に大別できる。

一般に、透水試験による確認は、止水グラウトの主たる目的である透水性の低減を直接確認できるため、得られた結果はグラウチング効果をそのまま示していることになるが、透水試験に時間・労力を費やされる場合がある。一方、孔内物理検層など、間接的に評価する方法では、得られた結果は強度の改良や弾性波速度の増加などを示しているだけであり、止水性能の向上を示すものではないため、グラウチング効果の判定方法として採用するためには、ある仮説のもとで判定するか、測定項目と透水性の相関関係を何らかの方法で確認しておく必要がある。

(1) 透水試験結果による確認

ダム基礎岩盤の改良効果を把握するための透水試験には、ルジオンテストと簡便な水押し試験があり、算出されるルジオン値のみで効果判定を実施している。

一般に、コンクリートダムのカーテングラウチングでは1～2ルジオン、フィルダムのカーテングラウチングでは2～5ルジオン、コンソリデーショングラウチング、ブランケットグラウチングでは、5～10ルジオンに改良目標値を設定している。

ダム基礎グラウチングは、基礎岩盤の透水性を減じるための工法であって、完全な遮水性を確保する工法ではないので、全ての位置で改良目標値を100%満足する必要はない。

また、グラウト注入孔を用いた透水試験によって得られた岩盤の透水性は、グラウチング前の透水性を表しているため、グラウチング後の透水性は低減していることが考えられるため、透水試験の段階で必ずしも100%改良目標値を満足する必要はない。

したがって、グラウチングの効果は、以下に示す3つの原則を基に判定している。

①全体的にみて、改良目標値以下のデータが概ね確保されていること

②改良目標値を大きく上回るデータが存在しないこと

③改良目標値を上回るデータが連続して存在しないこと

これらの判定条件の具体的な数字は、ダム形式・規模・地質条件等で多少異なるが、概ね次のような値が採用されている。

①改良目標値が確保された部分が85～90%以上存在すること（非超過率が85～90%以上となること）（全体の基準）

②改良目標値の約2倍を上回るようなルジオニ値を示す部分が存在しないこと（最大値の基準）

③改良目標値を上回る部分が2点以上並ばないこと（連続の基準）

予め計画された孔間隔までグラウチングを実施しても、上記の判定基準を満足しない場合は、その部分に対して中央内挿法に従って、判定基準を満足するまでの追加孔を施工する。

（2）孔内物理検層など、透水試験以外による確認

①孔内載荷試験

孔内載荷試験は、ボーリング孔を利用してボアホールジャッキ、孔内膨張計等で孔内から孔壁に水平荷重を載荷し、孔壁地盤の応力－変位関係を計測部で測定し、横方向地盤の反力係数、変形係数等を求める試験

②密度検層（RI 試験）

RI 試験は、ボーリング孔内でセシウム（Cs）やコバルト（Co）などの線源からガンマ線を放射し、ある距離を置いて散乱ガンマ線強度を計測し、測定間の密度を測定する試験

③AE（Acoustic Emission）

AEとは、物質が外力を受けて変形し、破壊に至る過程でひずみエネルギーが解放され、音となって放出される現象をいう。この現象を利用し、AE 試験はボーリング孔内で荷重を載荷したとき発する音を採取し、物質内部のひずみ・ひずみ速度・応力履歴等を計測する試験

④PS 検層

ボーリング孔を利用し、地盤の P 波速度および S 波速度の測定を行う方法。測定は孔内の所定の深度に上下動 1 方向、水平動 2 方向、計 3 成分の換振器を内蔵した任意着脱型孔中受信器を固着し、地表で発信した P 波ならびに S 波の各波形を観測し、地盤の速度値および速度層境界を決定する。

⑤コア観察

ボーリングで採取した岩盤コアにフェノールフタレイン等を散布し、岩盤状況・亀裂柱状・亀裂面へのグラウトの充填状況を確認する。

⑥ボアホールカメラ

CCD カメラを装備したボアホールスキャナーをボーリング孔内に挿入して、CCD カメラで撮影した孔内の状況をビデオに録画し、コンピューターで処理した孔壁面の画像から、亀裂の分布状況・走行・傾斜・亀裂内のグラウトの充填状況等を確認する。

(3) 透水試験結果の分析の高度化

透水試験結果から、ルジオン値の空間的な分布や主透水経路を推定することにより、これまでの様な技術者の経験や主観によらない、改良効果の明確化を目指す手法が、研究されている。

(i) 透水性の空間分布推定

大西らは、ダム基礎グラウチングにおける次の次数孔の施工必要性を合理的に判断する手法として、最ゆう法による多変量回帰分析とクリギングを用いて、各次数孔のルジオン値からダム基礎岩盤全体のルジオン値の空間分布を推定するとともに、その推定誤差を算定し、各次数孔終了時の遮水性改良目標値の超過率を求める方法を示した。また、この方法を実際のダム基礎グラウチング結果に適用した例を、紹介している。

この方法が実際のダム基礎グラウチングの効果判定に適用されれば、技術者の経験や主観によらない客観的な評価が可能になるものと考える。しかし、大西らも指摘している通り、今後は、追加孔がグラウチング全領域を対象に実施されないこと、注入前後の同一地点での透水性に相関性があることなど、実態に即した手法の高度化が望まれる。

(ii) 中央内挿法結果の効率的利用

ダム基礎グラウチングは、通常、中央内挿法により1次孔、2次孔、3次孔と順次孔間隔を詰めながら施工されるが、グラウチングの進捗に伴う施工次数ごとの遮水性の改善状況をより適切に評価することが、グラウチングの合理化を図るために重要となる。

永山らは、カーテングラウチングの目的を明確にするために、中央内挿法で得られた透水性情報、つまり統計的に処理された透水性の指標であるルジオン値や単位注入セメント量等のデータを十分に活用し、より効率的なカーテングラウチングを行うための方策について検討している。

具体的には、N次孔とその両側のN+1次孔の関係を整理、分析することにより、中央内挿法による改良効果の明確化、改良限界の推定などが可能になることを示している。この方法の利点は、特段新しい手法を導入する必要がないため、どの現場においても比較的容易に適用できるところにある。

(iii) パーコレーション¹¹⁾

佐藤等（2000）は、合理的なプランケットグラウチングの効果判定法や追加孔基準についての基礎的な研究として、未改良部の分布と上下流方向への主透水経路との関係を明確化するために、二次元の浸透流解析を行い、主透水経路の判定にパーコレーション理論（小田垣、1993）を適用し、パーコレーション閾値とクラスター形状から未改良部の配置が主透水経路におよぼす影響を考察した。プランケットグラウチングとしては、大きな流速の水みちが上下流に連続することを避けなければならぬので、パーコレーション閾値は小さい方がよい。

土木技術資料（建設省土木研究所監修）42-6(2000)では、ダム基礎岩盤の水みちを考える場合に流速分布に基づく必要があること、流速分布から水みちを抽出する方法として、パーコレーション理論による評価が有用であること、さらにはこれらの手法によるダム基礎グラウチング効果判定への適用について紹介している。

①パーコレーションと水みちの評価

パーコレーションの概念は電流の流れ方で説明される。ある容器に同じ大きさの鉄球（●）とガラス玉（○）が入っている場合を考える。この時、上下端に電圧をかけると鉄球の割合が小さい場合には電流は流れないと、割合を大きくすると、鉄球がつながるため、電流が流れるようになる。このように電流が流れるような

『つながった』状態を、パーコレーションという。つまり、パーコレーションとは、ある性質がある系の中で連続しているかどうか、『つながり』を考える概念である（図6.6.1-1参照）。

パーコレーションの概念を、水みちの抽出に応用することを考える。長さL、幅Wの領域において、上流端の水頭がH、下流端の水頭がゼロで、その領域が任意の透水係数を持つ同じ大きさの要素に分割されている状態を考える。これを入力として浸透流解析を行うと、出力として各要素の流速が求められる。次に流速を持つ要素から順々に黒く塗りつぶして行くと、ある時に要素のかたまりが上下流端に初めてつながるということが発生しする。これが水みちの場合のパーコレーションであり、この時初めてつながった要素のかたまり（クラスターと呼ぶ）が、水みちとして判定される（図6.6.1-2参照）。

このパーコレーションの概念を水みちの評価に用いると、次のような2点で、水みちという抽象的な概念を、工学的な意味で捉えることができる利点がある。

- ・水みちを空間的に把握できる。
- ・水みちを定量的に把握できる。つまり、水みちの最低流速（または最大流速など）を代表値として、水みちを定量的に規定することができる。

②グラウチング効果判定への適用

現在の方法では、透水係数の空間分布の定量的評価は困難である。パーコレーションの概念を用いた水みちの抽出・分析手法を適用し、その結果と現在のグラウチング効果の評価手法を組み合わせることにより、グラウチング効果判定の高度化、合理化が図れるものと考えられている。

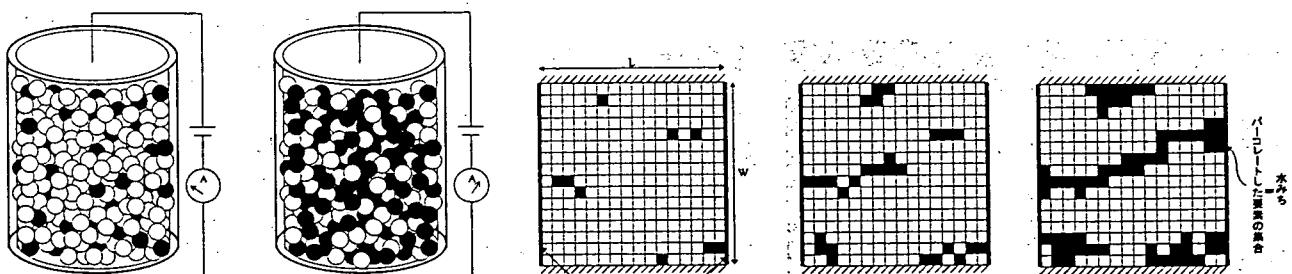


図-1(a) 鉄球が少ない場合 (電流流れず)
図-1(b) 鉄球が少ない場合 (電流流れる)
図-2(a) $V > V_a$ の要素
図-2(b) $V > V_b$ の要素
図-2(c) $V > V_c$ の要素 (パーコレーション)
($V_a > V_b > V_c$)

図 6.6.1-1 パーコレーションの概念

図 6.6.1-2 水みちの評価

6.6.2 グラウト影響範囲の調査方法とグラウチング効果の評価

グラウト影響範囲の空間的な拡がりを把握し、この領域のグラウチング効果を評価することは、要求される止水性能を満足し、高い施工効率・経済性を維持し、必要なない領域の地質環境を擾乱することなくグラウトを実施するために重要である。

グラウト影響範囲の把握に関して、ジオトモグラフィを用いた調査が多く報告されている。ジオトモグラフィを利用することで、数本の調査ボーリング孔あるいは地表の測点で囲まれた領域の物理的・力学的なプロファイルを、2次元または3次元で評価することが可能となった。

グラウト影響範囲の把握に利用されるジオトモグラフィとして、以下のようなものが挙げられる。

- ①比抵抗トモグラフィ
- ②比抵抗変化率トモグラフィ
- ③弾性波トモグラフィ
- ④電磁波トモグラフィ

比抵抗トモグラフィおよび比抵抗変化率トモグラフィでは、グラウトの注入によって、その領域の比抵抗値が変化することを前提とした調査方法である。一般に、グラウトの比抵抗値は、注入した時点では岩盤の比抵抗値より低い値を示すが、十分に固化すると逆に比抵抗値が高くなるので注意を要する。

弾性波トモグラフィでは、グラウト注入により弾性波速度が上昇することを前提としているが、定性的な評価にとどまることが多い。

なお、ダム基礎グラウチングでは、グラウチング効果判定の合理化を目的に、広い範囲の地盤の物理量分布を比較的安価に探査できるジオトモグラフィの適用性検討がなされている（蓮井等、1992；川上等、1994；建設省、1995；鈴木等、1996；猪狩等、1998）。

以下に、実際の研究事例を踏まえて、詳細を述べる。

(1) 弾性波・電磁波・比抵抗トモグラフィによる地盤状況の推定事例^{1,2)}

グラウト影響範囲の調査までは実施していないが、各種のジオトモグラフィで推定した地盤を高密度のボーリングで調査し、ジオトモグラフィの結果を検証した事例がある。

調査地は石灰岩の採石場で、採石により表層の数 m が切土された平坦面上の測線上に探査用の 3 本のボーリングを配置した。切土断面及び平面の露頭で見られる地質は中生代三畳系埴生層群で細粒砂岩薄層を伴う頁岩で構成されている。探査ボーリングは南北の測線上に 5 m の間隔で 3 本配置し、掘削長は 15m とした。探査項目は弾性波の P 波速度と P 波初動振幅減衰特性、電磁波の速度と初動振幅減衰特性、そして電気探査については比抵抗であり、各探査は調査断面 A、B 両端の 2 本のボーリング孔を用いたクロスホール法で行った。なお、P 波速度、振幅のトモグラフィ解析は発振・受振点間の距離が短いため弾性波の伝播経路を直線と仮定し、同時反復法（SIRT 法）によって実施した。電磁波の速度、振幅のトモグラフィ解析は反復法（WART 法）で行った。また比抵抗値のトモグラフィ解析は有限要素法による方法を用いた。

5 種類のトモグラフィ結果において、それぞれの特性値の分布範囲は小さく、調査断面全体でみると地質構造としては変化に乏しい状況といえる。したがって、調査断面内では断層などの極端に岩盤状況が異なる部分がなく、露頭でみられた地質構造（左下から右上方向の地層分布）が連続していると推定された。P 波速度トモグラフィ結果より、調査断面内は地表から深さ 6 m 付近をおおむかに境界とした 2 層構造で、下層は比較的健全な岩盤であるのに対して、上層は風化により力学的特性の低下した岩盤であると推定された。

ジオトモグラフィ結果から推定された地質構造、岩級区分や節理・亀裂の地盤状況を検証するために、調査断面内に 1 m 間隔に 8 本のボーリングを実施した。岩級区分の結果は次の 2 点にまとめられる。

①岩級は下方に向かって漸移的に良好となり 6 m 以浅は D_L～C_M の漸移帶で、6 m 以深は C_M を主体とした比較的健全な岩盤である。

②C_L の分布が層理面に沿う方向と、それに直行する方向の 2 方向に伸びている。

P 波速度では岩級区分を電磁波速度と P 波初動振幅減衰とで層理面の方向を定性的に捉えていることなどが分かった。しかし、正確な分布形態の把握や定量的な評価については困難であり、定性的あるいは相対的な評価にとどまっていることも判明した。ジオトモグラフィから得た結果を定量的に評価するためには、地盤中における各伝播特性の把握が必要であるが、実際の地盤中での伝播特性に与える影響は複雑であり、1 つの影響因子のみを定量的に評価することは難しい。

(2) ジオトモグラフィを利用したグラウチング効果の判定¹³⁾

グラウチングによる基礎岩盤の強度特性の改良状況を把握することを目的として弾性波トモグラフィを行い、改良範囲の広がりを把握することを目的として比抵抗トモグラフィを行った事例がある。

テストグラウチングヤードに分布する地質は、中生代白亜紀の広島花崗岩類に属する中粒～粗粒の黒雲母花崗岩ないし角閃石黒雲母花崗岩を主体とする。

テストグラウチングは一次孔と二次孔に分けて行われ、一次孔は5m格子で注入長は5m、二次孔は3m間隔の放射状配置で注入長は30mで施工された。注入は、ステージ長5mのステージ注入工法により実施された。

解析は、両手法とも断面を正方形セルに分割し、各セルの速度、比抵抗を算出し速度分布、比抵抗分布を求めた。各セルの速度、比抵抗の算出は反復法解析によって行った。

グラウチング前の弾性波速度は、全体的には3～4km/sが主体で、断層沿いや地表付近では3km/s以下の低い速度を示している。一方、グラウチング後は3km/s以下の速度を示す箇所は殆んど認められなくなり、全体的に3～5km/sの速度分布を示している。グラウチングによる速度増加率は、全体的に10～30%程度を示している。特にグラウチング前に弾性波速度が3km/s以下と低かった箇所（地表付近、No.1孔の標高365m付近、No.2孔の標高345m～360m付近）では30%以上の大きな増加率を示す（図6.6.2-1参照）。

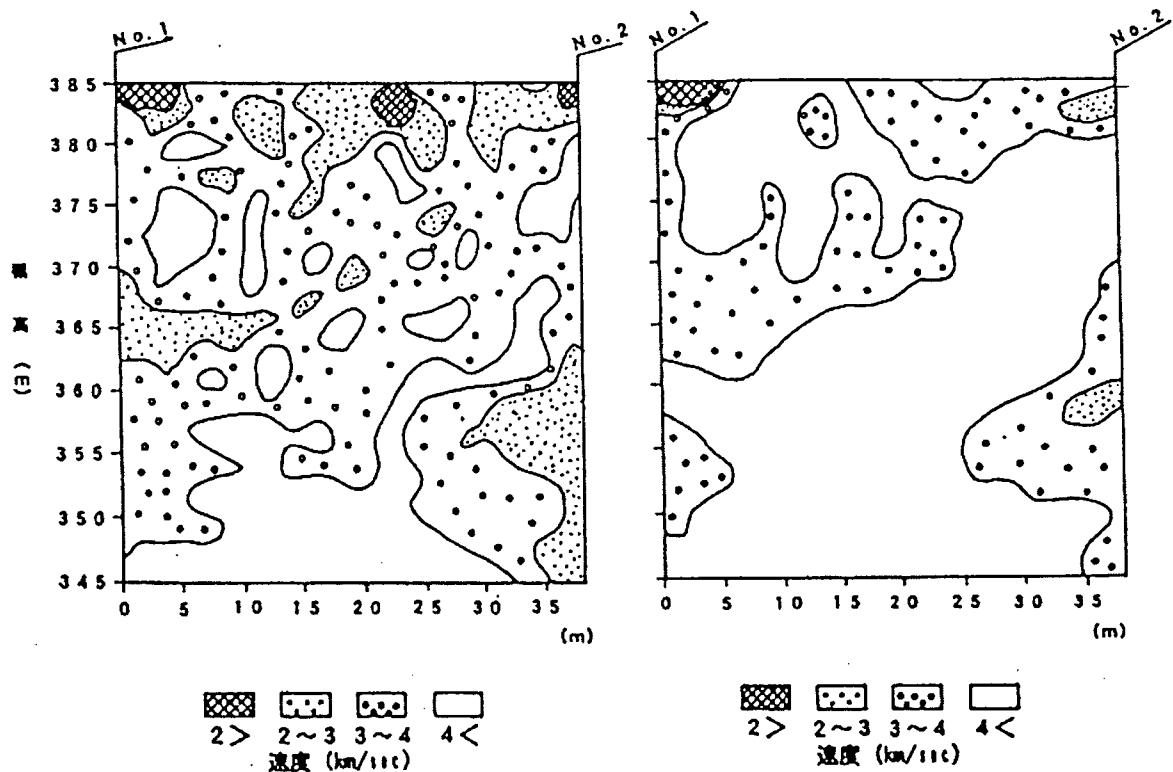


図 6.6.2-1 グラウチング前後の弾性波速度分布図

(左：グラウト前、右：グラウト後)

グラウチング前の地山の弾性波速度と増加率の関係は、グラウチング前の速度が4.0km/s以下では、グラウチング前の速度が低いほど速度の増加率が大きく、グラウチング前の速度が4.0km/s以上では、グラウチング前の速度によらずほとんど増加が認められない(図6.6.2-2参照)。さらに、各解析セルにおけるグラウチング前の地山弾性波速度と増加率の関係を図6.6.2-3に示す。この図よりグラウチング前の弾性波速度が1~4km/sの範囲において、グラウチング前の速度(X)とグラウチング後の速度増加量(ΔY)の間には以下の回帰式が得られる。

$$\Delta Y = -0.46 X + 2.18 \quad (X=1 \sim 4 \text{ km/s})$$

上式をグラウチング後の速度(Y)とグラウチング前の適度(X)との関係式に書き直すと、以下の式となる。

$$Y = 0.54 X + 2.18 \quad (X=1 \sim 4 \text{ km/s})$$

この結果では、弾性波速度で岩盤を評価した場合、グラウチング前の2.3km/s以下のC_L級相当岩盤は、グラウチングによりほとんど認められなくなることを示している。

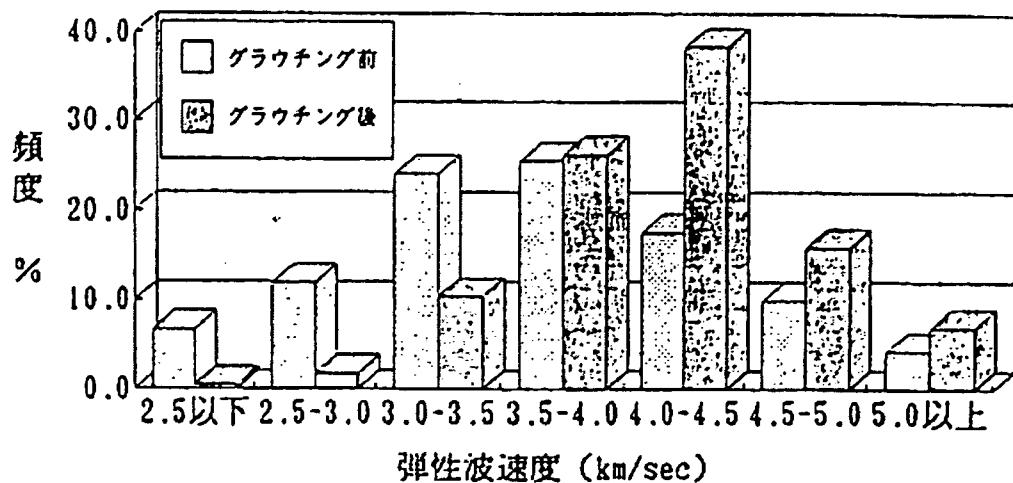


図 6.6.2-2 グラウチング前後の弾性波速度頻度分布図

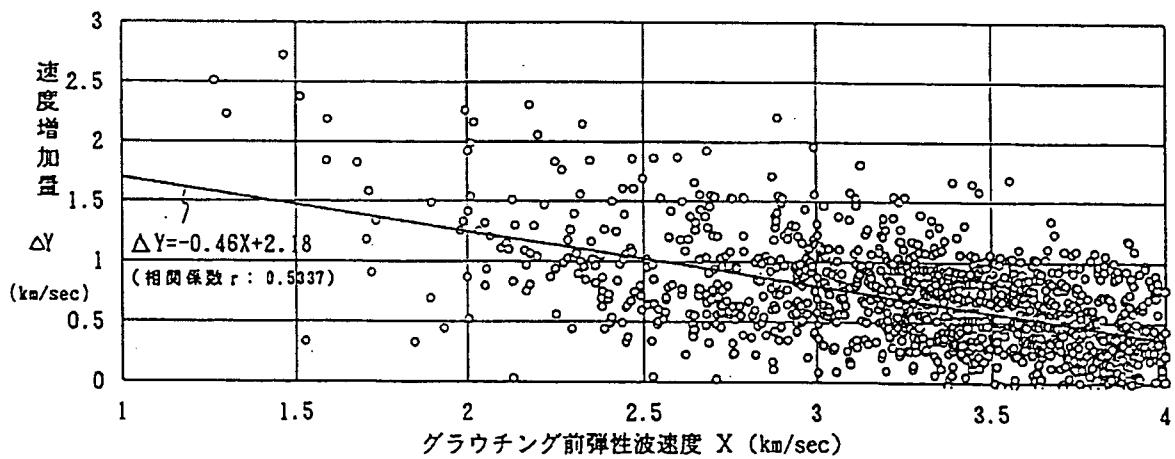


図 6.6.2-3 グラウチング前速度と速度増加量の関係図

比抵抗トモグラフィの結果では、グラウチング前は、全体的に $4000\sim8000\Omega\text{-m}$ の比抵抗を示し、露頭の比抵抗測定の結果で、比較的割れ目が少なく新鮮・堅硬な岩盤は $4000\Omega\text{-m}$ 以上を呈することから、大部分がそのような岩盤状況と推察される。また、断層沿いの範囲ではその周辺も含めて、断層に挟在する粘土または断層沿いの割れ目に充填している地下水の影響等により他より相対的に比抵抗が低くなっている。一方、グラウチング後の測定結果では $4000\Omega\text{-m}$ 以上を示す範囲が減少し、 $1000\sim3000\Omega\text{-m}$ の値を示す範囲が広く分布している。また、グラウチングによる比抵抗の低下率は、全体的には 4~16% を示し、グラウチング範囲 ($0\sim30\text{m}$)においては、全体の 60% 以上の範囲で比抵抗の低下 (低下率 2% 以上) が認められ、

グラウト材が浸透した範囲と推察される（図 6.6.2-4 参照）。

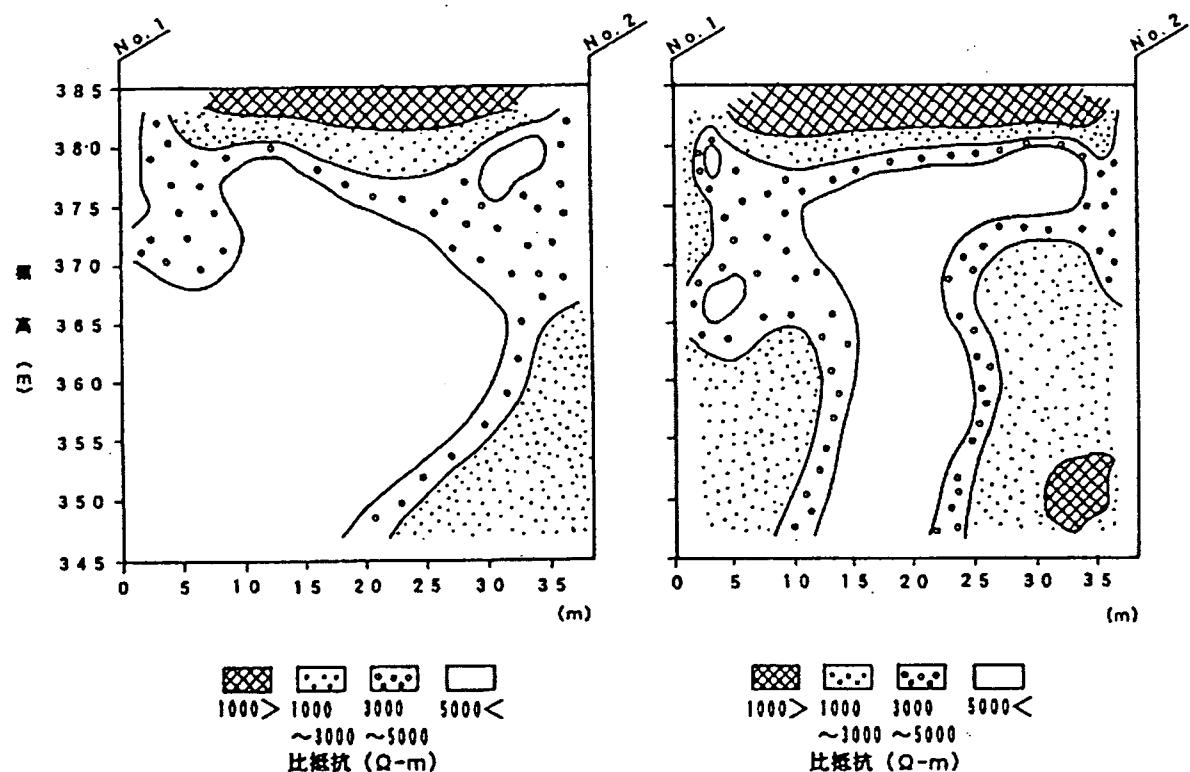


図 6.6.2-4 比抵抗分布図（左：グラウト前、右：グラウト後）

(3) 微小な比抵抗変化の検出法¹⁴⁾

比抵抗トモグラフィの結果には岩盤の比抵抗の空間分布が表現されるが、グラウト材や塩水を注入する場合、注入した範囲の比抵抗が低下して表される。したがって、グラウト影響範囲を抽出したい場合には、グラウトの前後で測定を実施し、比抵抗変化率トモグラフィの解析を行うのが有効である。

比抵抗トモグラフィにおける微小な比抵抗変化による測定電位の変化量がノイズ成分と同程度の場合には、比抵抗変化によって測定値が変化したのか、ノイズ量の変動によって測定値が変化したのかを判別することは容易ではない。したがって、トモグラフィ解析においてノイズの影響を最小限にするための工夫が必要となる。

比抵抗変化の解析は、一般には（図 6.6.2-5 参照）に示すように、変化前後のデータを別々に解析して、それぞれの比抵抗断面の差をとることによって行われるが、比抵抗変化が小さい場合には、ノイズの影響や解析上の収束条件の変化の影響によって真の比抵抗変化が捉えられない可能性がある。

①真の比抵抗変化

②ノイズ成分の変化

③逆解析における収束性の変化

この中で②や③の成分を極力抑えるための方法として考案されたのが、佐々木(1985)による線形化法である。図6.6.2-6に示すように、この方法は変化前後のデータの差から直接比抵抗変化率を求めるものである。

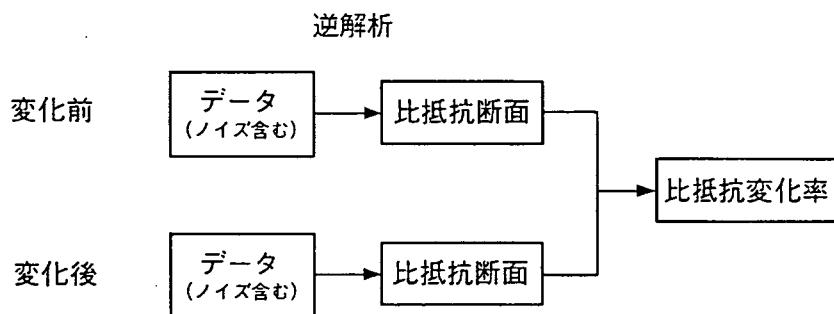


図6.6.2-5 比抵抗変化率の一般的な計算法

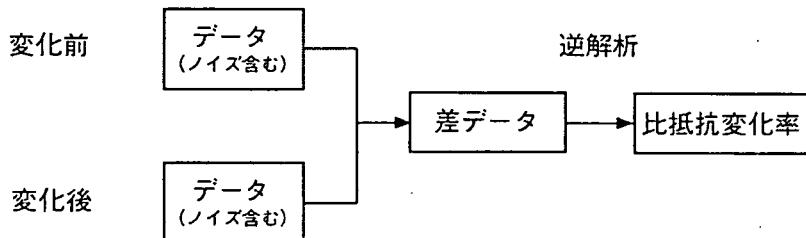


図6.6.2-6 線形化法による比抵抗変化の解析

線形化法による比抵抗変化の解析の特徴は次のとおりである。

①収束性の問題を解決

②比抵抗変化が大きな場合には精度低下

③求められる変化率の解析パラメータ依存性

この線形比法は、従来の一般的な解析法に比べると精度の高い結果が期待されるものの、比抵抗変化が大きい場合には非線形性の影響で精度が低下し、また解析パラメータに対する依存性も大きい等の問題もあることが予想される。そこでこの線形化法を拡張して、非線形性を考慮した変化率トモグラフィの解析法が提案された。

図6.6.2-7にシミュレーションを使ったモデルを示す。孔間距離50m、深度100mのボーリング孔2孔によるトモグラフィ測定を想定した。バックグラウンド比抵抗は $500\Omega\text{m}$ で、深度50~60mに水平に連続する $100\Omega\text{m}$ の低比抵抗帯が存在する。左側のボーリング孔から塩水を注入したときに、低比抵抗帯に沿って塩水が徐々に浸透していくステップ0~6の各段階について理論電位計算を行い、それぞれを模擬データとした。従来の解析法ではノイズ成分が卓越し断面の精度が低下しており、特に、比抵抗変化量が小さいモデル4については、従来の方法では塩水の移動する様子がほとんど再現できないことが分かる。一方、改良法による解析では、断面上のノイズ成分が少なく従来法に比べると精度が向上している。改良法において比抵抗値が低下するという制約条件を与えた場合には、非常に良い再現率を示していることが分かる。

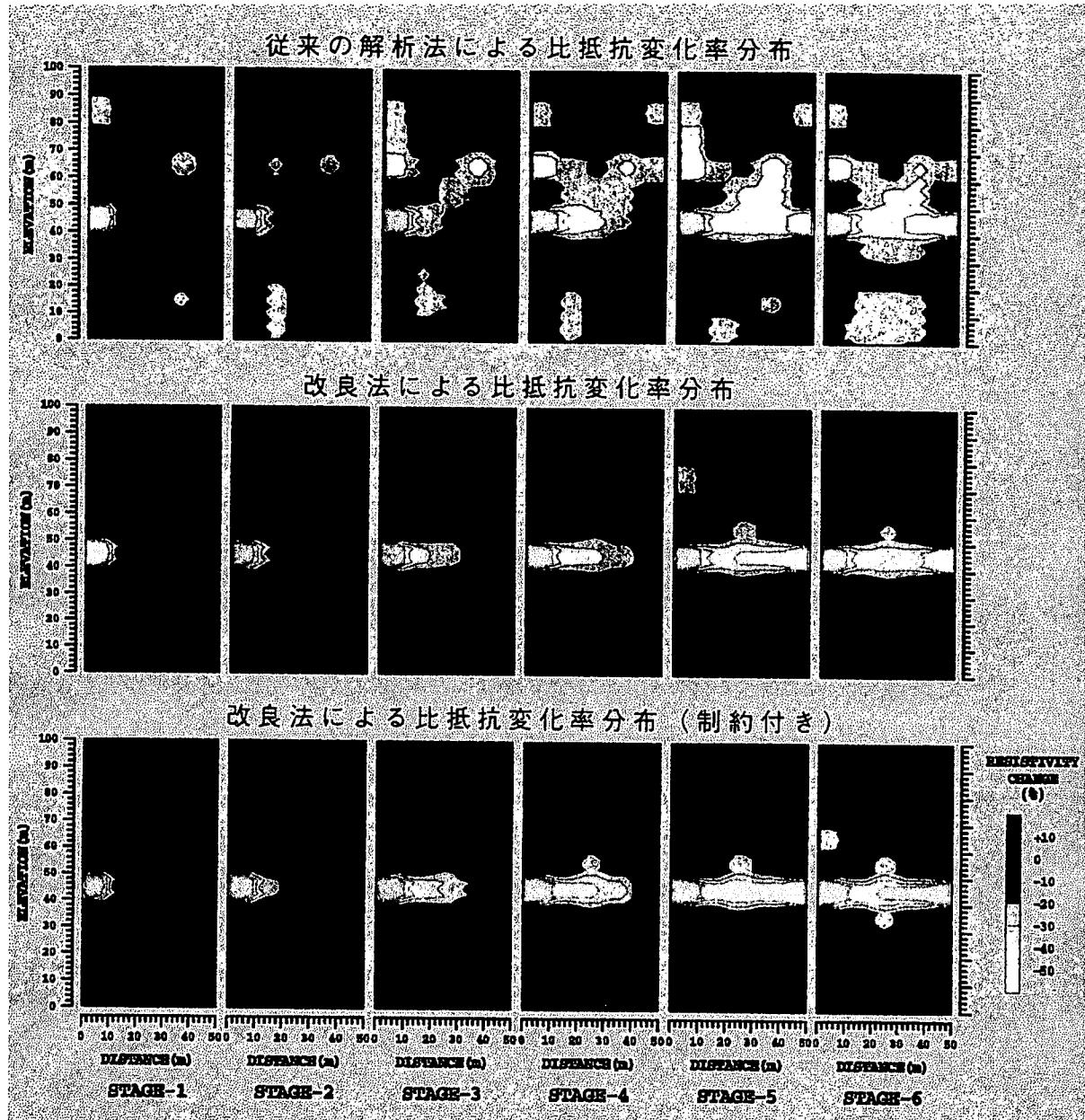


図 6. 6. 2-7 差トモグラフィの解析手法の比較事例

つぎに塩水注入による空洞探査の事例を示す。古洞内に電解質溶液である食塩水が流入する際に比抵抗値が低下することを利用して古洞の存否、範囲を推定あるいは確認するものである。

①測定スペック：

測線長：32m、電極配置：2極法、電極間隔：2m

②塩水投入量：

約 1600 リットル（塩 120kg、塩分濃度 7%程度）

③塩水投入法：

バックグラウンド比抵抗を数回測定した後、断続的に数回（延べ時間 3 時間）にわたり、塩水投入孔の No.11 孔にポンプで投入した。

ただし、ポンプで投入するにあたっては加圧しない状態を保った。

④塩水投入孔：

No.11 孔（測線距離：10m 地点、測点番号：6 番地点）

GL-5m～-6.55m に空洞が確認されている。

⑤調査結果：

図 6.6.2-8 に塩水投入前後の見掛け比抵抗および見掛け比抵抗変化率分布を示す。2 %以上の比抵抗低下領域を紫色で示した。比抵抗低下領域は主に塩水投入孔付近に分布し、塩水の影響で地盤の比抵抗値が低下している状況が分かる。しかし、比抵抗低下領域の隣接域には 5～10%以上の比対抗増加領域も認められ、測定誤差がかなり大きいものと考えられる。

図 6.6.2-9 は塩水注入前後のデータについて逆解析断面および比抵抗変化率断面である。塩水投入による抵抗変化は数%～10%程度であり比抵抗変化は非常に小さい。比抵抗変化率の計算方法として、従来の手法と改良された手法の 2 つを比較した。低比抵抗の塩水を投入したにもかかわらず、従来法による結果では比抵抗増加を示す領域が広く分布しており、測定誤差や偽像の影響を強く受けた断面となっていると考えられる。改良法による解析結果では偽像も少なく、ボーリングに沿って塩水が流下した経路も含め、塩水の分布範囲が精度良く把握された。

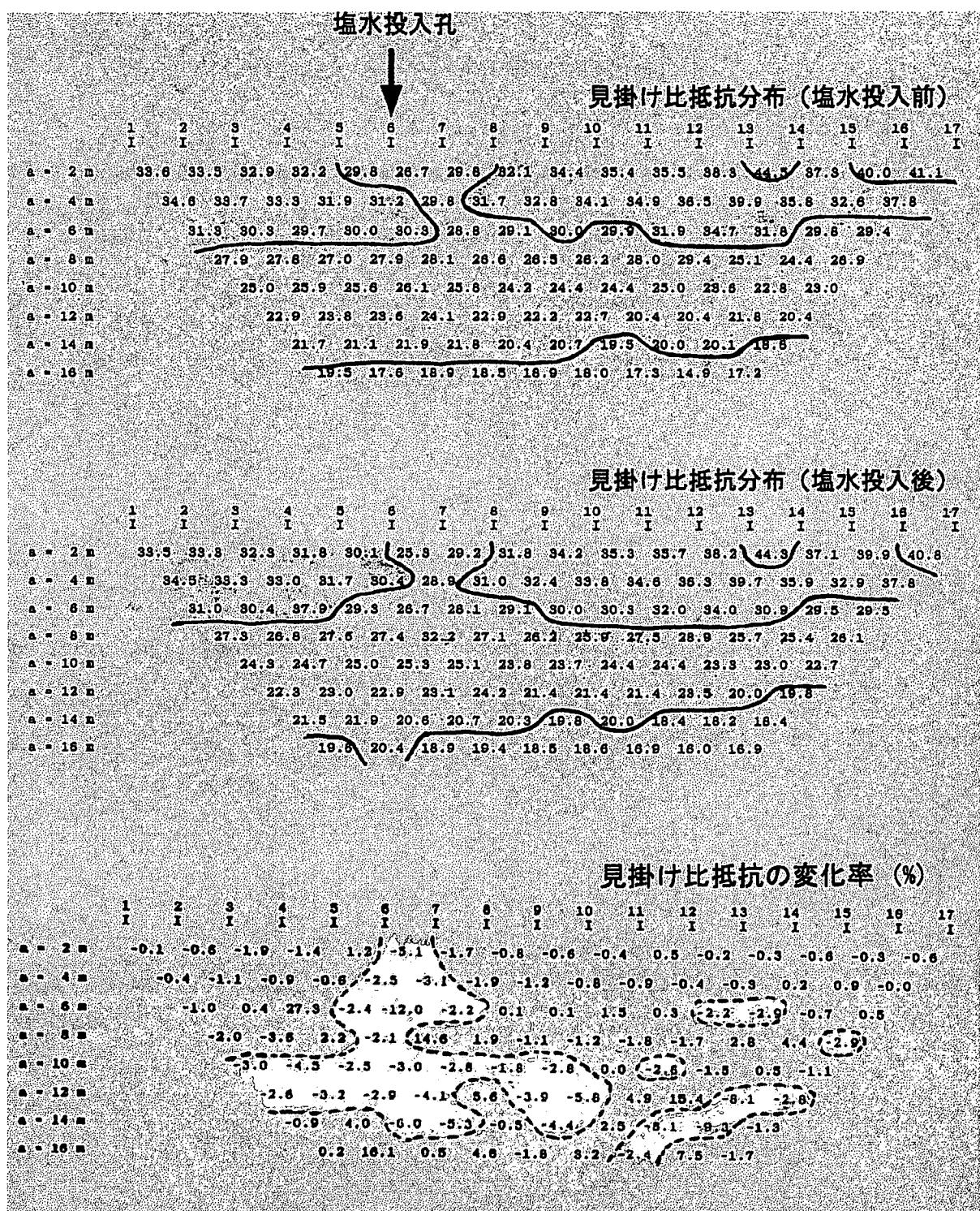


図 6. 6. 2 – 6.6.2-8 塩水投入前後の見かけ比重比抵抗分布の変化

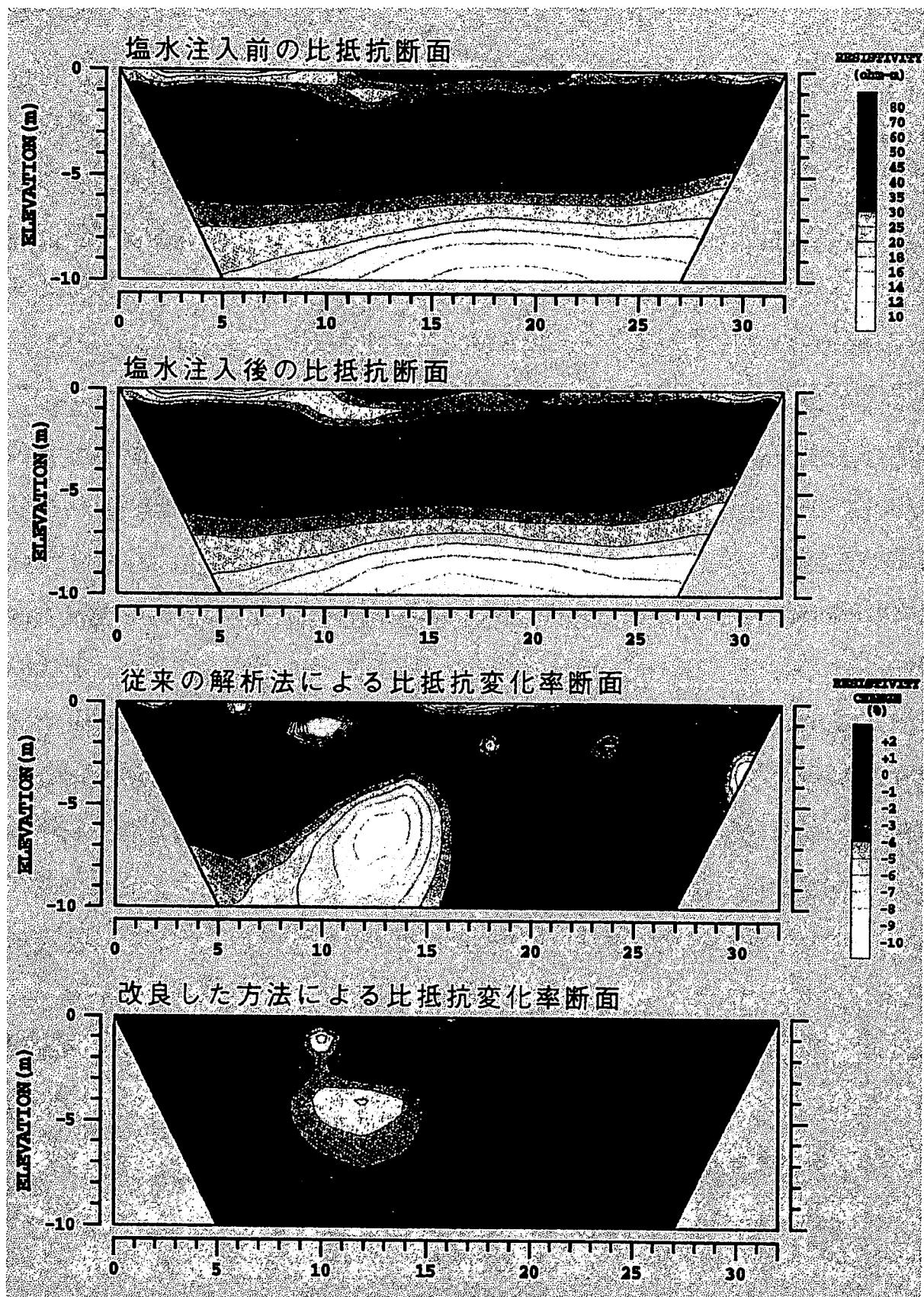


図 6.6.2-6.6.2-9 塩水投入前後の比抵抗変化

6.6.3 グラウト影響範囲の調査方法に関する課題

グラウト影響範囲の調査方法について検討した結果、立坑坑底における止水グラウトを前提とした場合に、いくつかの課題が抽出された。

(1) ジオトモグラフィの適用限界

比抵抗トモグラフィや比抵抗変化率トモグラフィでは、グラウト材料の比抵抗値が岩盤の比抵抗値と異なることを前提としてグラウト影響範囲を調査しているが、グラウトされた材料によって岩盤が改良され、止水性能が向上したかどうかを直接調査できるわけではない。また、グラウト材料以外のものが注入された場合、たとえば塩水などをトレーサーとして注入し、き裂のネットワークを調査する事例などがあるが、この場合塩水の比抵抗値も岩盤のそれより低いため、グラウト注入と類似した結果が得られる。したがって、注入した材料が浸透した範囲については、ある程度、確かな把握が可能であるが、その材料が透水性を低減させ、止水性能を向上させたかどうかは、直接的に評価することはできない。

弾性波トモグラフィでは、グラウト材料の注入と固化により、周辺岩盤を含めた注入領域の弾性波速度が増加することを利用してグラウト影響範囲を調査しているが、この場合においても、これによって止水性能が向上したかどうかは直接調査できるわけではない。

電磁波トモグラフィにおいても同様に、直接的に止水性能の向上を評価することはできない。

(2) 立坑坑底におけるグラウト影響範囲の調査

立坑坑底におけるグラウト影響範囲の調査に関して事例は報告されておらず、グラウト注入の圧力・流量で管理しているのが現状である。この理由としては、経済性の問題や立坑坑底における調査ボーリング孔の配置の困難さも関与しているが、

- ①グラウト影響範囲が、グラウト設計範囲よりも拡大したとしても、従来の立坑では、立坑の機能そのものを妨げるものではないこと
- ②ジオトモグラフィなどの調査結果が、直接止水性能の向上を評価できるものではないこと。止水性能の確認であれば、透水試験が直接的かつ有効であること
- ③グラウト影響範囲を把握する必要性が乏しいこと

などの理由が挙げられる。

(3) 超深地層研究所を念頭においていたグラウト影響範囲の調査

超深地層研究所の立坑掘削を念頭においていた場合、グラウト注入に関して、以下のような機能が要求される。

- ①立坑周辺岩盤そのものが研究の対象であるため、止水性能を改良する領域を確實に把握すること
 - ②グラウト影響範囲および影響範囲外における物理的特性、力学的特性を詳細に調査すること
 - ③調査項目の中で、特に透水性の空間分布が重要であること
- これらを満足するような調査方法が必要となる。

(4) その他の課題

グラウト影響範囲を調査する上で、水みちのネットワークの問題がある。ダム基礎の分野では、困難な課題の一つとして、地山深部の高透水性不連続性岩盤に対するカーテングラウチングの施工範囲と改良目標値の設定がある。これは、不連続性岩盤は水みち（チャネル）と呼ばれる高透水のチャネル流れを形成しておりその三次元的な構造の把握が困難なこと、非ダルシ一流の発生する可能性があること、これらの水理現象を表現できる浸透流解析手法が確立されていないことに起因する。

未知の水みちを円盤状ジョイントが連続したネットワークとしてモデル化し、各ジョイントの浸透からネットワークの浸透を解析する方法、ニューラルネットワークによる方法、パーコレーション理論による方法などが検討されている。

浸透流解析における不連続体モデルは、決定論的方法と確率論的方法によるものとの2種類に大別され、前者としては Don·Chan モデルなど、後者としては NAPSAC と、Frac Man、MAFIC がその代表的なものとされる。

6.6.4 グラウト影響範囲の調査方法としての音響トモグラフィ

(1) 音響トモグラフィについて¹⁵⁾

弾性波トモグラフィの一種である音響トモグラフィでは、周波数および振幅を制御する PRBS 震源装置 (pseudo-random binary sequence) を導入し、従来の弾性波トモグラフィにおける速度構造の調査の他に、透水係数、減衰率、間隙率、密度、せん断強度などの調査が可能となる。

PRBS 震源は、ランダムな時間間隔で極性が反転し、連続的に矩形波を発振し続ける特殊な震源で、受振波との相互相関を取ることによって、震源から受振点までの走時波形を計算することができる。データのスタッキングによりノイズが少なく、減衰特性を正確に反映した波形が収集されること、周波数を任意に変化させることができることを特徴とする。

(2) 国内における適用事例

国内では、ダム地質図作成技術の高精度化を目的として、亀裂を有する火山礫凝灰岩のダムサイトにおいて実施された事例などがある。この事例では、音響トモグラフィによって岩盤の弾性波速度や減衰率を面的に算出し、岩種やルジオン値、R Q Dなどの実測値と比較し、弾性波速度は岩種と相関が見られた。また減衰率は全体にはらつきが大きく明瞭な相関は認められないものの、減衰率の特に大きな箇所は高透水性岩盤が広く分布する箇所にほぼ一致した。さらに、音響トモグラフィによって岩盤の透水性を面的に算出し、ルジオン値などの実測値と比較したところ、透水性の細部については算出値と実測値で違いがみられるが、溶岩と砂礫層の透水性の違いなどは概略整合した。

(3) 海外における適用事例¹⁵⁾

海外の事例として、トリニダードの石油井で実施されたケースを紹介する。試験は、125m 離れた 2 本のボーリング孔を用いた孔間トモグラフィで実施され、500Hz の PRBS 震源を適用している。試験の結果、60,000 の震源・受振波形が得られたが、このうちの 95% がノイズの少ない良好な波形としてインバージョンに使用された。

図 6.6.4-1 に、WellMD15 の深度 431m において 500Hz PRBS 震源で得られた走時波形を示す。

図 6.6.4-2 に、WellMD15 の深度 350~800m において音響トモグラフィで得られた速度構造画像と減衰率構造画像を示す。砂岩層は 350~450m および 530~650m で、頁岩層は 450~530m および 650~800m で、速度構造とよい相関を示している。

つぎに粘土鉱物の含有量を、砂岩では 25%、頁岩では 95% と仮定し、間隙率の構造を解析した事例を図 6.6.4-3 に示す。左右 2 つの図から、砂岩層で 0.32~0.35%、頁岩層で 0.16~0.18% の間隙率が現れている。

さらに定常噴流長を、砂岩では $500 \mu\text{m}$ 、頁岩では $20 \mu\text{m}$ と仮定し、透水係数の構造を解析した事例を図 6.6.4-4 に示す。左右 2 つの図から、砂岩層で $1.9 \sim 2.1 \text{ m}^2$ 、頁岩層で $7.0 \sim 8.0 \text{ m}^2$ の透水係数が現れている。

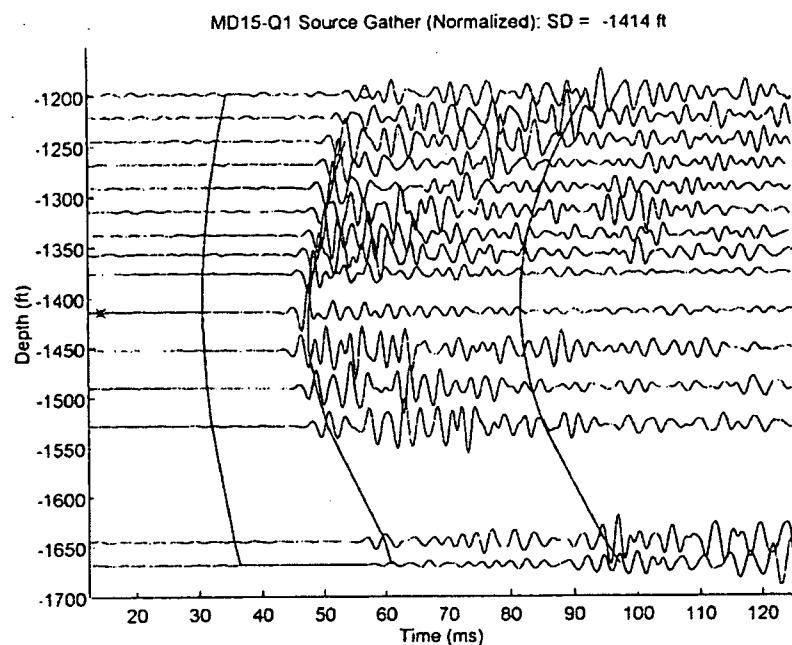


図 6.6.4-1 WellMD15 の深度 431m において 500HzPRBS 震源で
得られた走時波形

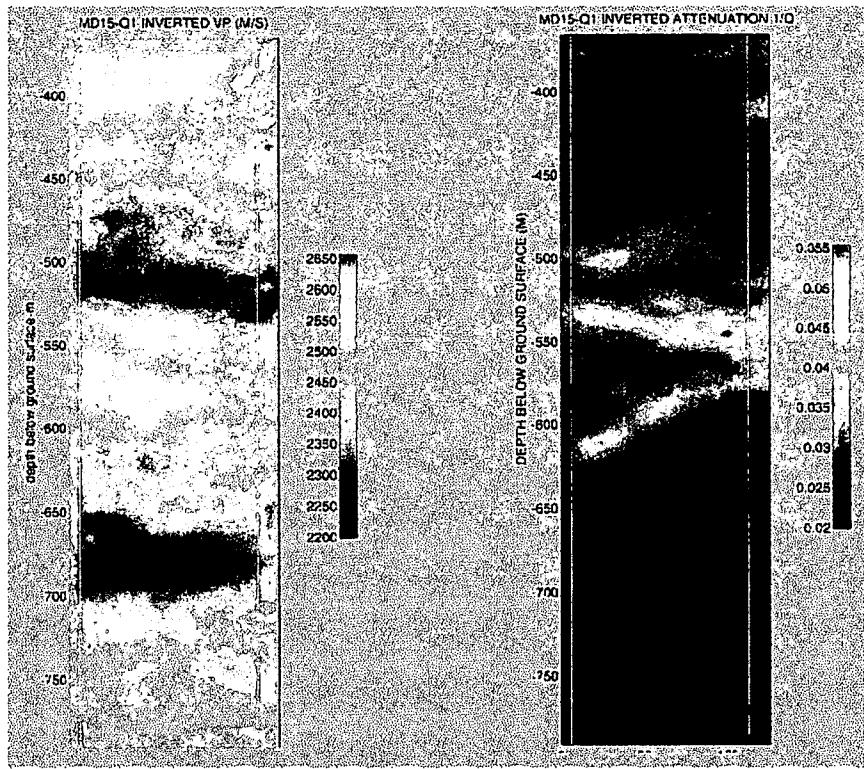


図 6.6.4-2 WellMD15 の深度 350~800m において得られた
速度構造画像（左）と減衰率構造画像(右)

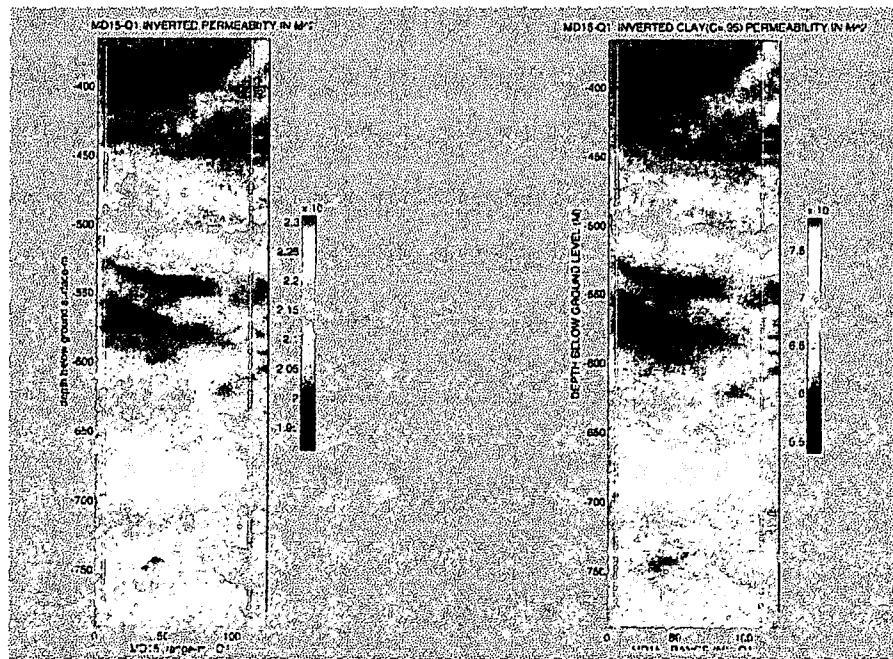


図 6.6.4-3 間隙率の構造を解析した事例
(左：砂岩について解析、右：頁岩について解析)

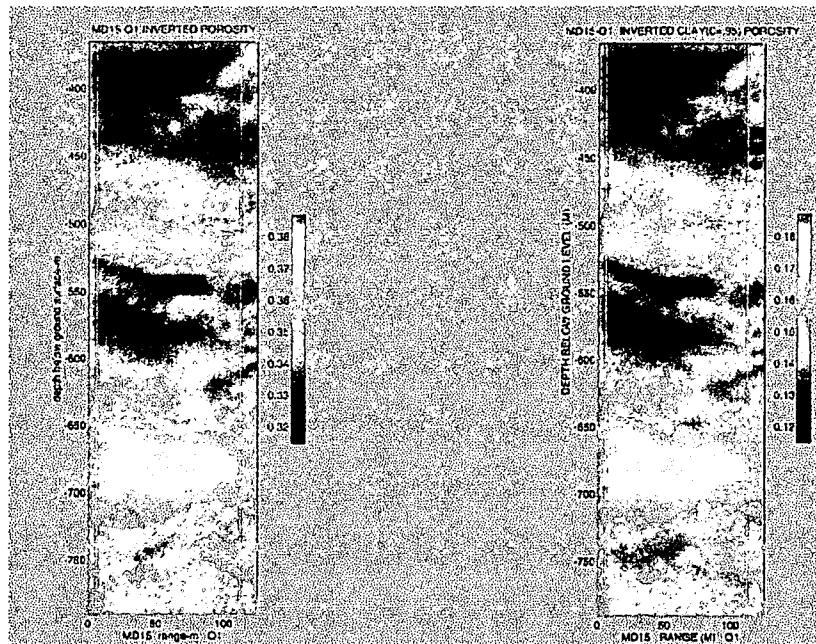


図 6.6.4-4 透水係数の構造を解析した事例
(左: 砂岩について解析、右: 頁岩について解析)

以上に示したように、音響トモグラフィは他のトモグラフィにない次のような優位点を持つ。

- ①PRBS 震源で得られた受振波形をスタッキングすることにより、S/N 比の優れた走時波形が得られる。
- ②これにより、精度の高い速度構造トモグラフィが可能である。
- ③また、通常の弾性波トモグラフィでは困難な減衰率構造トモグラフィが可能である。
- ④PRBS 震源は、周波数を任意に設定できる。これをを利用して、ある仮定のもとに、間隙率構造トモグラフィ、密度構造トモグラフィ、透水性構造トモグラフィが可能である。

グラウト影響範囲を調査する上でいくつかの仮定が必要ではあるが、グラウトの効果そのものを評価できる透水性の構造をトモグラフィにより可視画像化できることはメリットが大きく、今後の原位置における適用化が期待される。

<第6章 参考文献>

- 1) 関本善則, 他: “不連続面の透水性の改良”, 資源・素材’97(秋季大会), p.13-16, 1997
- 2) 谷智之: “セメントミルクの濃度と注入特性の関係”, (社)システム総合研究所グラウチング技術研究委員会講演概要・資料集, 平成11年10月, p.33-38
- 3) 神藤健一: “グラウチングの仕様と充填状況の違い—亀裂性岩盤における実験的研究ー”, (社)システム総合研究所グラウチング技術研究委員会講演概要・資料集, 平成11年10月, p.39-46
- 4) 宮永佳晴, 他: “粘土グラウトによる地下水の制御—その理論と石油地下備蓄・久慈基地の施工実績ー”, 応用地質35巻4号, p.23-35, 1994
- 5) 伊藤洋, 他: “岩盤割れ目系における粘土懸濁液グラウトの充填性及び止水性に関する実験的研究”, 土木学会論文集, No.547, p.231-242, 1996.9
- 6) 米倉亮三, 他: 最新 地盤注入工法技術総覧, 事例3:石灰岩地帯におけるグラウチング(真名川ダム), (株)産業技術サービスセンター, p.527-537, 1997
- 7) 米倉亮三, 他: 最新 地盤注入工法技術総覧, 事例6:開口性割れ目のモルタルグラウチングを併用した遮水処理, (株)産業技術サービスセンター, p.551-556, 1997
- 8) 米倉亮三, 他: 最新 地盤注入工法技術総覧, 事例7:二重管ダブルパッカーリング工法による断層処理(味噌川ダム), (株)産業技術サービスセンター, p.557-566, 1997
- 9) 向井達典: “深基礎施工における岩盤止水の計画・施工・管理 峠下部深基礎工(24, 26号)工事”, 日産建設技術レポート土木編, p.59-65, 2000
- 10) 米倉亮三, 他: 最新 地盤注入工法技術総覧, 粉体圧送グラウチング, (株)産業技術サービスセンター, p.572-575, 1997
- 11) 山口嘉一, 佐藤弘行: “パーコレーション理論による主透水経路評価とグラウチング効果判定への適用”, 土木技術資料, 42-6, 2000年6月
- 12) 蓮井昭則, 他: “弾性波・電磁波・比抵抗トモグラフィによる地盤状況の推定” 応用地質学会, 平成5年度研究発表会講演論文集
- 13) 川上俊器, 他: “ジオトモグラフィを利用したグラウチング効果の判定”, 応

用地質学会, 平成6年度研究発表会講演論文集

- 14) ダイヤコンサルタント(株)：“微小な比抵抗変化の検出法”，平成12年1月
- 15) Tokuo Yamamoto et.al: “Crosswell tomography imaging of the permeability structure within a sandstone oil field” ; Proceedings of the 4th SEGJ International Symposium, 1998
- 16) (社)土木学会：山岳トンネルの立坑と斜坑, トンネル・ライブラリー7号, 平成6年8月
- 17) 日本鉄道建設公団青函建設局：津軽海峡線工事誌（青函トンネル）上
- 18) 串山純孝, 小林素一：“湧水と闘う立坑工事 上越新幹線中山トンネル”, トンネルと地下, Vol. 6, No. 6, 1975年6月
- 19) 須賀武, 土谷覚, 山本武文：“中山トンネル300m立坑工事”, 土木施工, Vol. 18, No. 16, 1977年11月臨
- 20) 乾登志夫, 杉村昌利：“名勝小倉山に200mの立坑を掘る 山陰本線 小倉山トンネル”, トンネルと地下, Vol. 17, No. 7, 1986年7月
- 21) DE G SOLMS R L : “The flooding of western deep levels No.1 shaft” : Proceedings. 1987 Rapid Excavation and Tunneling Conference, Vol. 2, 1987
- 22) 米倉亮三, 他：最新 地盤注入工法技術総覧, (株)産業技術サービスセンター, 1997年10月
- 23) 建設省河川局, 土木研究所：“ダム基礎岩盤グラウチングに関する研究”, 建設省技術研究会報告, Vol. 36th, p. 688-722, 1983
- 24) 松本徳久, 他：“ダム基礎の透水特性と浸透流対策”, ダム技術, No. 133, p. 3-18, 1997. 10
- 25) 米倉亮三, 他：最新 地盤注入工法技術総覧, (株)産業技術サービスセンター, 1997年10月
- 26) (社)土木学会：ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針【昭和47年制定】，昭和47年6月
- 27) (財)国土開発技術研究センター：グラウチング技術指針 同解説, 昭和58年12月
- 28) (財)国土開発技術研究センター：ルジオンテスト技術指針 同解説, 昭和59年6月
- 29) 山口嘉一：“ダム基礎グラウチングにおける技術的課題”, (社)システム総合研究所グラウチング技術研究委員会講演概要・資料集, 平成11年10月, p. 1-9

- 30) 大西有三, 他: “ダム基礎グラウチングのグラウトの止水効果の評価に関する一考察”, 地下水地盤環境に関するシンポジウム講演論文集, p.109-120, 1998
- 31) 永山功, 他: “カーテングラウチングの効果判定方法に関する一考察”, ダム技術, No.152, p12-20, 1999
- 32) 三井建設(株): 各種立坑工事報告書 (社内技術資料)

7. まとめ

核燃料サイクル開発機構が計画している超深地層研究所の研究坑道は、深度が約1,000mに達する超大深度立坑と水平坑道からなり、それぞれが様々な深度で接続される。本計画では調査研究期間を最大限に確保する必要があることから、特に立坑に関して急速施工技術が要求される。

本調査では、厳しい工程の制約のなかで立坑を急速施工するために必要となる以下の事項について調査を行った。

- ①長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査
- ②替えキブル方法の調査
- ③岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査

(1) 長期耐久性を有する立坑一次覆工コンクリートの配合に関する調査

超深地層研究所の立坑は、急速施工を図るため、二次覆工を省略したショートステップ工法により掘削されるので、立坑一次覆工コンクリートに長期耐久性が要求される。ここでは、既往の立坑での配合事例調査を行うとともに、一次覆工コンクリートに要求される諸条件を施工および品質的側面から整理し、最適なコンクリート配合の基本仕様を設定した。さらに、立坑掘削における一次覆工コンクリートの施工計画を立案した。

コンクリート配合事例調査は、既往の大深度の鉱山立坑、土木分野の立坑を対象に行った。昭和38年に開発されたショートステップ工法の一次覆工コンクリートの配合は、開発当初は若材令強度に重点を置いた配合であったが、現在では耐久性や施工性に重点を置いた配合に改善してきた。

現在の土木分野の立坑の一次覆工コンクリート配合は、早強セメント300~380kg f/m³、塩化カルシウム2.0%（セメント重量比）が一般に採用されている。ただし、能率よりも安全性、施工性、品質管理等に重点が置かれるようになり、一次覆工コンクリートの若材令強度に若干余裕が取れる場合は、早強セメントまたは塩化カルシウムを使用しない、耐久性や施工性（ワーカビリティー）により重点を置いた配合が採用されるようになってきた。

立坑一次覆工コンクリート配合の基本仕様の設定においては、ショートステップ工法による掘削方法から要求されるコンクリートの品質（覆工コンクリート打設後

の早期ずり取り・近接発破・早期脱型に対する必要強度、ワーカビリティー)について、本計画での立坑掘削サイクルタイムを検討することにより条件設定を行った。さらに、設計上的一般的品質として強度特性、耐久性(アルカリ骨材反応、化学的腐食)、水密性(ひび割れ対策など)についても検討を行い、基本仕様および配合条件を設定した。

立坑一次覆工コンクリートに、早強ポルトランドセメントを用い塩化カルシウムを添加しない配合例を下表に示す。ただし、所要の品質を満足する配合は使用材料によって異なるため、実際に使用する材料を用いた試験練りによって決定する必要がある。

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
40	12±2.5	50	4.5±1.5	39.0	163	326	698	1133

ただし、セメントは早強ポルトランドセメント、セメントの比重3.14、細骨材の表乾比重2.60、粗骨材の表乾比重2.70とした場合の配合例である。なお、AE減水剤については促進形を使用するが、使用量については種々の条件によって異なるため含めていない。

(2) 替えキブル方法の調査

超大深度立坑では掘削能率向上のために、替えキブル方式によるずりの積込・搬出作業が是非とも必要になる。ここでは、ずり積み方式の変遷と併せて従来の替えキブル方法を調査し、課題・問題点を明らかにした。次いで、この問題点の解決方法として現状考案されている替えキブル方法について特許等の事例調査を行い、超大深度立坑において安全な替えキブルを実施するまでの適用性を評価し、その評価結果を踏まえて、簡易に、迅速に、かつ遠隔で安全に実施可能な替えキブル方法を抽出・提案した。さらに抽出された替えキブル方法について施工計画を立案した。

昭和60年頃までは石炭鉱山の立坑が大半を占め、グライファーによるずり積み方式が行われてきた。この方式はスカフォードと坑底切羽間が30~50mと大きく確保でき、坑底切羽で人力による替えキブル(空キブルと実キブルの吊り替え)が行われてきた。ただし、この方式は安全上の問題や、熟練作業員を必要とする

ことから、昭和60年以降の立坑工事（地下発電所や道路の立坑）では、これに代わってシャフトマッカーによるずり積みが行われるようになった。シャフトマッカー方式は、スカフォードと坑底切羽間が7～8mしかとれず、坑底切羽での替えキブルは困難である。現在の掘削径の大きい立坑では、掘削能率を上げるためにキブル容量を大きく（4～6m³）し、替えキブルを行わない1キブル方式が採用されている。

しかし、現状の立坑深度は最大でも500m程度であり、本立坑のように1,000mの深度になると、巻上機のロープスピードを上げるとともに、替えキブル方式を採用しないと、坑底での待ち時間が多くなり掘削能率は悪くなる。このために、シャフトマッカー方式の替えキブル検討事例として、現在提案されている特許物件について、操作性、安全性、能率、設備コストの観点から整理、評価し、本計画の立坑で実施可能な替えキブル方法を抽出し、提案した。

提案する替えキブル方法は、坑底での空キブルと実キブルの入れ替え作業を、安全で人力作業によらない機械化、省力化方法で実施するものである。替えキブル方法は、フックそのものではなく、キブルロープコース元（キブルロープ先端）とキブル吊り柄の間に、切り離しと連結が可能なカブラー式のキブル交換装置を装備しておき、その交換装置の操作用ガイドワイヤーをスカフォード上より人の遠隔操作で、簡易かつ迅速に切り離しと連結を行い、キブルの入れ替えを行うものである。キブル入れ替え装置の構成は、キブル吊り芯移動装置とキブル交換装置よりなる。

なお、本調査で提案した替えキブル方式にも以下のような課題があり、今後の模型実験などで十分調査研究を行い、解決を図ることが重要である。

- ① 替えキブル操作の作業性および安全性の検討
- ② 替えキブルサイクルタイムの調査
- ③ 楔型コーンの切離し、連結はスカフォード下段と坑底切羽間でガイドワイヤーを介して行われるので、キブルロープの回転によるガイドワイヤーの絡み付き防止対策が必要
- ④ 実キブル巻上時にロープの自転により実キブルが回転するので、キブル自動転覆位置でのキブル転倒方向制御装置の検討が必要

(3) 岩盤の空隙構造を考慮した超大深度立坑先進グラウト工法の調査

超深地層研究所における立坑掘削では、岩盤特性の調査が研究目的であるため、先進グラウト工法を適用する際には、厳しい工程の制約のなかで効率的に止水作業を行い、かつグラウト影響範囲、グラウト止水効果を精度よく評価することが要求される。ここでは、岩盤の空隙構造を考慮した大深度立坑先進グラウト工法について、文献調査を中心に事例調査と課題の整理を行った。

従来の大深度立坑におけるグラウト工法の実績として、鉱山および土木の立坑、海外の立坑、立坑以外の青函トンネル等における先進グラウトの施工実績を調査、整理した。また、岩盤の空隙構造（ボイド状であるか亀裂状であるか、亀裂状の場合、その亀裂開口幅・亀裂本数などとの関連）とグラウト施工事例、試験研究事例、および原位置における透水試験結果とグラウト施工事例の関係について、文献調査を中心に得られた論文等を調査、整理した。さらに、大深度立坑の先進グラウトやダム基礎岩盤に使用されるグラウト材の最新の動向と特性、注入圧・注入量などの施工管理手法について調査、整理した。

グラウト影響範囲、グラウト止水効果の調査・評価方法としては、グラウト実施領域に調査ボーリング孔を穿孔し、このボーリング孔を利用した

- ①透水性の低減を直接的に透水試験で確認する方法
- ②孔内物理検層やジオトモグラフィを利用した調査を実施して、間接的に透水性の低減を評価する方法

に大別できる。

①の方法は、従来よりダム基礎岩盤の改良効果を把握するために実施されている。最近は、②の方法について、ジオトモグラフィを用いた試験研究、調査事例が多く報告されている。ジオトモグラフィを利用することで、数本の調査ボーリング孔あるいは地表の測点で囲まれた領域の物理的・力学的なプロファイルを2次元または3次元で評価することが可能となった。

グラウト影響範囲の把握に利用されるジオトモグラフィとしては、比抵抗トモグラフィ、比抵抗変化率トモグラフィ、弾性波トモグラフィ、電磁波トモグラフィがあり、これらの調査の詳細を実際の研究事例をもとに整理した。その結果、立坑坑底における止水グラウトを前提とした場合、ジオトモグラフィの適用限界として、いずれの方法でもグラウトによる岩盤改良、止水性能の向上を直接的に

評価することはできないことが課題として抽出された。

また、従来の鉱山や土木分野の立坑では先進グラウト工法は多量の湧水の止水が目的であり、注入したグラウトの浸透範囲を調査する要望は少なかった。そのため、立坑坑底におけるグラウト影響範囲の調査事例は報告されておらず、グラウト注入の圧力・流量で管理しているのが現状である。

一方、弾性波トモグラフィーの一種である音響トモグラフィーは、国内および海外における適用事例調査の結果、周波数および振幅を制御する PRBS 震源装置を導入し、従来の弾性波トモグラフィーにおける速度構造の調査の他に、透水係数、減衰率、間隙率、密度、せん断強度などの調査が可能となることが分かった。この音響トモグラフィーは他のトモグラフィーにない優位点を持つ。グラウト影響範囲を調査する上でいくつかの仮定が必要ではあるが、グラウト効果そのものを評価できる透水性の構造をトモグラフィーにより可視画像化できることは、メリットが大きく、今後の原位置における適用化が期待される。