

スリランカ民主社会主義共和国
高等教育・高速道路省
道路開発庁

スリランカ民主社会主義共和国
道路トンネル事業計画
能力向上支援
【有償勘定技術支援】
業務完了報告書

平成30年2月
(2018年)

独立行政法人
国際協力機構 (JICA)

株式会社 地球システム科学
日本工営株式会社

南ア
JR
18-015

スリランカ民主社会主義共和国
高等教育・高速道路省
道路開発庁

スリランカ民主社会主義共和国
道路トンネル事業計画
能力向上支援
【有償勘定技術支援】
業務完了報告書

平成30年2月
(2018年)

独立行政法人
国際協力機構 (JICA)

株式会社 地球システム科学
日本工営株式会社



中部高速道路位置図

(出典：RDA)



調査サイト位置図

(出典：RDA)

目次

第1章 プロジェクトの概要	1
1.1 プロジェクトの背景	1
1.2 トンネル計画の特性と基準・手順書等の必要性	1
1.2.1 トンネル計画と地質	1
1.2.2 トンネル設計と岩盤分類	2
1.3 プロジェクトの目的	2
1.4 プロジェクト関係機関	3
1.5 プロジェクト活動項目と活動スケジュール	3
1.6 投入実績	3
1.6.1 日本側	3
1.6.2 スリランカ側	3
1.7 プロジェクトの活動	5
1.7.1 既存情報の収集と RDA との協議	5
1.7.2 パイロットサイトの選定	6
1.7.3 地質調査・水文調査の実施	7
1.7.4 地質調査・水文調査結果のとりまとめとトンネル設計への助言	7
1.7.5 手順書の作成	7
1.7.6 セミナーの開催と技術移転	7
第2章 自然条件	9
2.1 地形	9
2.1.1 スリランカ	9
2.1.2 プロジェクト対象地域	9
2.2 地質	10
2.2.1 スリランカ	10
2.2.2 プロジェクト対象域	11
2.3 水文及び水文地質	12
2.3.1 スリランカ全土の水文および水文地質	12
2.3.2 調査地域の水文および水文地質	15
第3章 パイロットサイトにおける地質調査	18
3.1 地形測量	18
3.1.1 手法	18

3.1.2 結果	19
3.1.3 評価と考察	20
3.2 弾性波探査	22
3.2.1 手法	22
3.2.2 解析結果	31
3.3 ボーリング調査	36
3.3.1 手法	36
3.3.2 結果	37
3.3.3 評価と考察	42
3.4 透水試験（ルジオン試験）	44
3.4.1 手法	44
3.4.2 結果	45
3.4.3 評価と考察	46
3.5 室内試験	47
3.5.1 手法	47
3.5.2 結果	47
3.5.3 評価と考察	51
第4章 岩盤評価の手法	56
4.1 評価項目の設定	56
4.1.1 岩級区分	56
4.1.2 節理・亀裂の状態	57
4.1.3 岩盤等級	57
4.1.4 各岩級の物性値	59
4.2 他の岩盤評価法との関係	59
4.2.1 RMR (Rock Mass Rating)	59
4.2.2 Q システム	61
4.2.3 評価と考察	64
4.3 岩盤評価法とトンネル支保工	66
4.3.1 岩盤強度とトンネル支保工	66
4.3.2 岩盤評価と支保工に関する考察	67
第5章 水文および水文地質調査	69
5.1 トンネル No.2 地域	69
5.1.1 水文地質調査	69
5.1.2 地下水環境の現状	70
5.1.3 トンネル掘削後の地下水環境予測	72

5.1.4 今後の課題.....	74
5.2 トンネル No.1 地域.....	74
5.2.1 水文地質調査.....	74
5.2.2 地下水環境の現状.....	75
5.2.3 トンネル掘削後の地下水環境予測.....	76
5.2.4 課題と今後の対応.....	78
5.3 トンネル No.3 地域.....	78
第6章 トンネル設計.....	79
6.1 トンネル設計のためのガイドライン.....	79
6.1.1 ガイドラインの目的.....	79
6.1.2 ガイドラインの対象.....	79
6.1.3 ガイドラインの内容.....	79
6.2 CEP-III のトンネル No.2 の概略設計.....	80
6.2.1 概略設計の内容.....	80
6.2.2 トンネル最小断面積の検討.....	80
6.2.3 内空断面積の検討結果（最小断面の提案）.....	83
6.2.4 F/S における断面との比較.....	84
6.2.5 坑口部の検討.....	84
6.2.6 支保パターンの検討.....	85
6.2.7 標準断面と支保パターン.....	89
6.2.8 トンネル非常用設備の検討.....	91
6.3 今後の課題.....	91
6.3.1 課題の概要.....	91
6.3.2 断面の検討.....	91
6.3.3 支保構造の検証.....	92
6.3.4 詳細な施工計画の立案.....	92
6.3.5 概算金額.....	92
第7章 技術移転の成果と今後に向けての提言.....	93
7.1 技術移転と C/P の状況.....	93
7.2 各種調査設計手順書・地山分類評価基準案.....	93
7.2.1 手順書・基準案の作成.....	93
7.2.2 手順書・基準案の将来的活用.....	93
7.3 技術移転の内容と評価.....	94
7.3.1 地質調査・水文調査および岩盤分類にかかる技術移転.....	94
7.3.2 トンネル設計にかかる技術移転.....	94

7.3.3 技術移転についての評価	94
7.4 将来への提言	95

添付資料

1. 技術セミナー（写真・テクニカルノート）
2. 地形測量結果（地形図・断面図等）
3. 弾性波探査結果（解析断面図等）
4. ボーリング調査結果（コア写真、柱状図等）
5. 水文観測結果（水位・流量）
6. トンネル設計断面

表目次

表 1.1 プロジェクト活動項目と活動スケジュール	4
表 1.2 業務従事者の業務計画と実績	5
表 1.3 トンネル計画サイト調査結果	6
表 1.4 技術セミナー・ワークショップの開催日及び内容	8
表 3.1 地形測量の内容	19
表 3.2 弾性波探査数量表	22
表 3.3 使用機器一覧表	25
表 3.4 弾性波速度値と推定される地質状況	33
表 3.5 低速度帯概要一覧表	34
表 3.6 コアボーリングと原位置試験数量の一覧表	36
表 3.7 調査地周辺の地質層序表	37
表 3.8 代表的岩盤風化ゾーン	40
表 3.9 各ボーリング孔における地質工学的区分	42
表 3.10 簡略地質柱状図	42
表 3.11 地盤工学的区分とその対応する岩盤分類	43
表 3.12 提案された坑口部切土斜面の標準勾配	43
表 3.13 切土勾配に関する基準	43
表 3.14 各試験段階における注入圧力	45

表 3.15	注入圧力-注入量パターンによるルジオン値の解析	45
表 3.16	ルジオン試験結果の一覧表	46
表 3.17	ルジオン値による岩盤の透水性の目安	46
表 3.18	実施された室内試験数量一覧表	47
表 3.19	土粒子の比重試験結果	48
表 3.20	岩石の比重試験結果	49
表 3.21	岩石の密度試験結果 (単位: g/cm^3)	49
表 3.22	岩石の吸水膨張試験結果 (単位: %)	49
表 3.23	岩石の一軸圧縮強度試験結果 (単位: MPa)	50
表 3.24	岩石の点載荷試験結果	50
表 3.25	調査地盤岩の鉱物構成の一覧表	51
表 3.26	土の状態と土質定数の一覧表	52
表 3.27	地盤の状況による許容支持力の経験的推定値	52
表 3.28	提案された残積土の土質定数	53
表 3.29	提案された地盤岩の物理的パラメータ	53
表 3.30	岩石風化の分類と提案されている変質ファクター (fw)	54
表 3.31	提案されたトンネル岩盤の一軸圧縮強度	54
表 3.32	各岩盤クラスと予想される強度パラメータ等の範囲	55
表 4.1	岩級区分	57
表 4.2	節理・亀裂の状況	58
表 4.3	評価項目の組み合わせによる岩盤等級	58
表 4.4	各岩盤等級の想定される物性値	59
表 4.5	RMR ₁₉₈₉ 法の評価項目	60
表 4.6	RMR ₁₉₈₉ 法の結果によって想定されるトンネル支持構造	61
表 4.7	Q システムで入力される評価項目 (1/2)	62
表 4.8	Q システムで入力される評価項目 (2/2)	63
表 4.9	Q システムで利用される支持構造選定チャート (1993)	64
表 4.10	岩盤等級と支保工	66
表 4.11	各ボーリング孔の岩盤評価	68
表 5.1	観測期間中の雨量及び比流量 (乾期・雨期) と過去 10 年の平均値の比較	72
表 5.2	調査ボーリング No.1 (トンネル No.2) の水文地質パラメータ	73
表 6.1	最小断面の検討条件一覧	82
表 6.2	F/S における断面と提案断面の比較	84
表 6.3	地山区分表における支保選定根拠	86
表 6.4	断面検討にかかる課題	92

図目次

図 1.1	トンネル計画サイト位置図	6
図 2.1	スリランカの地形	9
図 2.2	トンネル対象地域周辺の地形	9
図 2.3	トンネルサイト周辺の地形	10
図 2.4	スリランカの地質	10
図 2.5	トンネルサイト周辺の地質	11
図 2.6	トンネル No.2 サイト周辺の地質図	12
図 2.7	スリランカにおける年平均雨量の分布と各地の月平均雨量（1970年10月-2015年9月）	13
図 2.8	河川流量と雨量の月変化（2015/2016）及び年平均雨量分布（1970年10月-2015年9月）	14
図 2.9	スリランカにおける地下水帯水層分布	15
図 2.10	クルネガラの年雨量	16
図 2.11	クルネガラの月平均雨量とその標準偏差（2008-2017）	16
図 2.12	ホロンブワの月平均雨量と月平均比流量	17
図 2.13	ホロンブワの月平均比流量とその標準偏差（2008-2017）	17
図 3.1	地形測量の範囲と測線の配置	19
図 3.2	パイロットサイトの地形及び基準点の位置	20
図 3.3	トンネル No.2 の縦横断測量結果	21
図 3.4	測線配置図	23
図 3.5	弾性波探査模式図	24
図 3.6	弾性波探査測定手順	24
図 3.7	測定記録	26
図 3.8	はざとり法の原理	27
図 3.9	走時曲線の性質	29
図 3.10	ホイヘンスの原理による理論走時（初動走時）の計算	30
図 3.11	高精度弾性波探査解析の流れ	31
図 3.12	地質解析断面図（T2 測線）	32
図 3.13	コアボーリングの位置図	36
図 3.14	調査地周辺の地質図	38
図 3.15	珪岩に形成しているジョイント	38

図 3.16	地表付近の基盤岩の風化状況	39
図 3.17	石英長石片麻岩に発達している葉理状節理	40
図 3.18	BT-03 孔の RQD ヒストグラム	41
図 3.19	各ボーリング孔におけるN値の深さ方向の変化	41
図 3.20	ルジオン試験設置のイメージ図	44
図 3.21	代表的な土試料の粒径加積曲線図	48
図 3.22	岩石の点載荷強度指数 $I_{s(50)}$ と一軸圧縮強度 UCS の相関関係	51
図 4.1	岩盤評価の解析手法	56
図 4.2	RMR 法と Q-システムの相関関係 (Diorite)	65
図 5.1	トンネル No.2 付近の地形図	69
図 5.2	水文観測点の位置	69
図 5.3	井戸台帳の例	69
図 5.4	河川・湧水の観測流量と井戸の観測地下水位の時系列 (トンネル No.2)	70
図 5.5	乾期・雨期の観測地下水位と地下水位等高線 (トンネル No.2)	70
図 5.6	トンネル縦断面における乾期・雨期の地下水位 (トンネル No.2)	71
図 5.7	クルネガラの月平均雨量 (2008-2017) と月雨量 (2017)	72
図 5.8	ホロンブワの月平均比流量 (2008-2017) と月比流量 (2017)	72
図 5.9	トンネル掘削前と後の推定地下水位 (トンネル No.2)	73
図 5.10	トンネル右車線の拡大図 (トンネル No.2)	73
図 5.11	トンネル No.1 付近の地形図	74
図 5.12	水文観測点の位置	74
図 5.13	河川・湧水の観測流量と井戸の観測地下水位の時系列 (トンネル No.1)	74
図 5.14	乾期・雨期の観測地下水位と地下水位等高線 (トンネル No.1)	75
図 5.15	トンネル縦断面における乾期・雨期の地下水位 (トンネル No.1)	75
図 5.16	断面線(4本)の位置 (Tunnel No.1)	76
図 5.17	4断面位置における地表面・トンネル・地下水位(乾期・雨期)(トンネル No.1)	76
図 5.18	4断面位置におけるトンネル掘削の地下水への推定影響範囲 (高橋の方法、Tunnel No.1)	77
図 5.19	トンネル掘削が地下水へ影響を与える推定範囲 (トンネル No.1)	77
図 5.20	トンネル No.3 の地形図と衛星写真	78
図 6.1	F/S における断面	81
図 6.2	ジェットファン取付け状況 (自由吊り下げ式)	83
図 6.3	最小断面積検討結果	83
図 6.4	坑口付け位置図 (起点・終点側)	84

図 6.5	坑口付け・坑口区間の設定	85
図 6.6	No.2 トンネル弾性波速度帯と岩盤評価区分	85
図 6.7	支保パターンの提案	87
図 6.8	長尺鋼管先受け工法の例	88
図 6.9	標準断面と支保パターン (DI-b)	89
図 6.10	標準断面と支保パターン (DIII-a)	90
図 6.11	非常用設備の決定根拠 (日本の基準)	91

略語表

略語	正式名称	日本語訳
ADB	Asian Development Bank	アジア開発銀行
CEP-III	Central Expressway Project-III	中部高速プロジェクト第三工区
C/P	Counterpart	カウンターパート
ELS	Engineering & Laboratory Services (Pvt) Ltd	-
F/S	Feasibility Study	フィージビリティ・スタディ
GNSS	Global Navigation Satellite System	全球測位衛星システム
GPS	Global Positioning System	グローバル・ポジショニング・システム
GSMB	Geological Survey and Mines Bureau	地質鉱山局
ITCZ	Inter-Tropical Convergence Zone	熱帯収束帯
JICA	Japan International Cooperation Agency	国際協力機構（日本）
NATM	New Austrian Tunneling Method	新オーストリア工法
NBRO	National Building Reserch Organization	国家建築研究所
NEXCO	Nippon Expressway Company Limited	（東・中・西）日本高速道路株式会社
OJT	On the Job Training	実地訓練
RDA	Road Development Authority	道路開発庁
RMR	Rock Mass Rating	-
RQD	Rock Quality Designation	-
SIRT	Simultaneous Iterative Reconstruction Technique	同時反復再構成法
SPT	Standard Penetration Test	標準貫入試験
UCS	Uniaxial Compressive Strength	一軸圧縮強度

第1章 プロジェクトの概要

1.1 プロジェクトの背景

道路はスリランカ国内の主要な交通手段であり、スリランカの社会経済的発展のためには、効率的で安全な道路網の開発が不可欠である。スリランカでは、乗客および貨物輸送の約90%は道路に依存している。2009年の内戦以来交通需要は増加傾向で、車両登録台数は2007年から2014年の間に約1.8倍に増加しており、年間新車登録台数についても約1.4倍に増加した。スリランカの道路の総延長は約115,906km（2014年）であり、道路は、高速道路とコミュニティ道路の2つに分類される。高速道路を含む国道は道路開発庁（Road Development Authority: RDA）によって運営・維持管理されているが、コミュニティ道路は地方自治・州議会省や他の組織/機関などによって管理されている。道路ネットワークは年々改善されているが、イギリスの植民地時代に建設された多くの道路は狭く、現在の交通状況に対応しているとは言えない。最近、道路の状態は悪化しており、道路の総延長に対する高速道路の全長の比率は、0.13%と低い（2014年）。したがって、効率的な国内輸送のために大都市を結ぶには、高速道路網の整備が不可欠である。このような状況下、スリランカ政府は、近年主要都市を結ぶ主要道路・高速道路の整備・拡充を進めている。この一環として、JICAは円借款「道路網改善事業」（1999年L/A調印）を実施し、約40kmに及ぶ主要道路の拡張・整備、橋梁の補修・拡幅、さらに、トンネル工事（2号線200m）が実施された。

スリランカ政府は、今後さらに主要道路・高速道路網整備・拡充計画の一環として、コロンボ市の外縁とスリランカ第2の都市であるキャンディーを結ぶ「中央高速道路プロジェクト」を計画し、内陸部への高速道路の拡張を図っている。しかしながら、スリランカの中央部においては、高原・山岳地帯を有し、標高2,000メートル級の山岳地域を含んでおり、今後国内を縦断する主要道路・高速道路を整備していくにあたっては、トンネルを含む道路計画を進めていくことが不可避である。しかしながら、スリランカ国内における道路トンネル事業の経験は、上記円借款「道路網改善事業」で整備したトンネルを含む少数に限られ、当該事業により建設されたトンネルを将来の道路トンネル計画を参考事例としているが、トンネルを含む道路計画を具体的に立案する能力については、未だ不十分な状況にある。具体的には、道路トンネルを建設するために必要な調査、設計、施工、計測管理に関して参照すべき基準や標準手順書等が定められておらず、工事の入札をするに必要な情報の整備ができないといった問題が発生している。従って、今後のトンネルを含む道路計画を行っていくためには、調査・設計に必要な地山評価を適切に行うための地山評価分類基準および手順書を整備し、RDAの調査・設計に関する能力強化が急務であり、そのための支援が求められている。

1.2 トンネル計画の特性と基準・手順書等の必要性

1.2.1 トンネル計画と地質

トンネル工事には、トンネルの建設やそれに関連する一時的な作業（機材・資材置場及び資材加工用地の確保や工事用道路の建設等）が含まれる。トンネルの設計は、プラントや構造物の設計と異なり、トンネル沿いの全ての岩盤の性質や変動などの正確な地質学のおよび地

質工学的状況を予め仮定・推定することは困難である。そのためにトンネル設計は、一般に、他の設計と比較して信頼性の低い地質学および地質工学的仮定に基づいて実施される。トンネル工事におけるリスクを最小限に抑えるためにはまず既存の情報をレビューし、トンネル線形に沿った正確な地質および地質条件を想定するために現場調査を実施する。さらに、施工時には想定された設計段階の地質条件と掘削面の検査による実際の地質・地盤条件とを比較して岩盤分類システムを用いたトンネル設計の精度について検証することが肝要である。またトンネル周辺に設置された機材を用いてトンネルの変形や応力、ひずみを監視して異常を検出し、地質条件の変化に対応することも必要である。

1.2.2 トンネル設計と岩盤分類

トンネルの設計は岩盤分類に基づいて行われる。また、トンネル施工中における岩盤分類に基づいた設計変更および評価管理は、安全上のリスクを生じさせないためにも必要である。設計変更に際しては、状況変化の確認、コストパフォーマンスの見直しおよび安全管理措置の再評価のため、トンネル作業を中断する場合もある。施工段階で確認された実際の地質および地質条件に基づき、岩盤分類システムの見直しと変更、および岩盤分類を用いたトンネル支保の選択もしばしば必要となる。したがって、岩盤分類システムはトンネルの設計に不可欠である。

トンネルの安定性を評価するため、経験的解析手法と数値モデリングが適用される。岩盤分類は、主にこれらの解析手法から構成される。経験的解析手法は、研究の過程で得られた経験に基づいている。一方、様々なモデリング技術と計算力を使用した（電算機を利用した）数値解析は、非常に複雑な問題を解決し、最適なトンネル支保を選択する方法である。プロジェクトの予備段階を含めた各段階でトンネルの安定性解析を行うためには、経験的解析手法とモデリングによる数値解析の両方が推奨される。両方の方法から得られた結果を比較することで、最も適切な支保の選択を行うことが可能となる。

よって、RDA が中部高速道路プロジェクトなどの道路トンネルプロジェクトを実施するための知識と能力を保持するためには、トンネル工事用の岩盤分類システムの作成が重要であるが、スリランカにおいてはまだ適当な岩盤分類システムは用いられていない状況である。したがって、スリランカにおけるトンネル工事には、岩盤分類システムの作成とそれに関する調査手順書の作成、さらには調査結果をトンネル設計に反映させるための手順書の作成が求められている。

1.3 プロジェクトの目的

(1) プロジェクトの目的

スリランカ国内において、トンネルを含む道路計画を行う際に必要な地山評価が適切に行われるための地山評価にかかる基準および手順書の案が作成され、さらに、道路トンネル設計の評価が適切に行われるための道路トンネル評価ガイドライン、地下水影響評価調査・解析ガイドラインが作成されることを目的とする。

(2) 期待される成果

- i) 道路トンネル施工のための地山評価分類基準案が作成される。
- ii) トンネルを含む道路計画を行う際に必要な地山評価を目的とした地質調査の手順書案、道路トンネル設計評価ガイドライン案、地下水影響調査・解析ガイドライン案が作成される。
- iii) C/P 機関が、上記 i)、ii)を運営するためのスキルを習得し、パイロット調査を基に、実際にトンネルを施工するための設計書の作成、施工計画作成に必要な理解を得る。

1.4 プロジェクト関係機関

- C/P 機関：高等教育高速道路省道路開発庁（RDA）
- 間接裨益者：一般道路利用者及び道路関連セクター

1.5 プロジェクト活動項目と活動スケジュール

プロジェクト活動項目と、その活動スケジュール（当初計画と実績）を表 1.1 に示す。地質調査やトンネル設計への助言、ガイドライン案の作成等の各活動の成果については、第 3 章～第 6 章に、技術移転の成果については第 7 章に記述する。

1.6 投入実績

1.6.1 日本側

業務従事者の業務計画と実績について表 1.2 に示す。

1.6.2 スリランカ側

(1) 全体的な調整のための C/P の配置

中部高速第三工区（Central Expressway Project-Stage III：CEP-III）のエンジニア 2 名が業務の全体調整のために配置された。

(2) 技術移転のための C/P の配置

RDA は、技術移転のためのエンジニアを CEP-III、橋梁設計部、国道設計部、調査設計部、ルワンプラ高速道路プロジェクト、キャンディトンネルプロジェクトより選出し、プロジェクトが開催した技術セミナーやワークショップに参加した。加えて、C/P のうち 7 名はプロジェクト最終セミナーに向けて地質調査、トンネル設計等に関する発表資料をプロジェクトメンバーとのディスカッションを通じて作成し、自ら発表を行った。

表 1.2 業務従事者の業務計画と実績

氏名 (担当業務)		2017年												2018年		日数合計	人月合計	
		2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月				
琴尾 公彦 (総括/地質調査)	計画			45(1.5)			30(1.0)			69(2.3)				15(0.5)			159	5.30
	実績			5/1 - 6/8			7/3 - 8/10			10/18		12/22		1/22 - 2/5			159	5.30
楊 普才 (トンネル坑口対策)	計画						30(1.0)			60(2.0)							90	3.00
	実績						7/7 - 9/5			11/24		12/22					90	3.00
小林 敏政 (物理探査)	計画						75(2.5)			45(1.5)							120	4.00
	実績						7/3 - 9/14			11/7		12/22					120	4.00
西園 裕一 (トンネル設計評価1)	計画									15(0.5)		30(1.0)		30(1.0)			75	2.50
	実績									10/30-11/9		12/7-12/30		1/7-1/28			57	1.90
川上 京一 (トンネル設計評価2)	計画													30(1.0)			30	1.00
	実績													12/18-12/23		1/18 - 2/10	30	1.00
水津 重雄 (環境地下水)	計画													45(1.5)		15(0.5)	60	2.00
	実績													11/23 - 12/22		1/11 - 2/9	60	2.00
和田 知之 (地形測量/業務調整)	計画			45(1.5)			78(2.6)							45(1.5)			168	5.60
	実績			5/1 - 6/8			7/3 - 9/24							11/8 - 12/22			168	5.60
現地業務小計												計画		702	23.40			
												実績		684	22.80			
2. 国内業務		2017年												2018年		日数合計	人月合計	
(担当業務)		2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月				
琴尾 公彦 (総括/地質調査)	計画			2(0.1)										2(0.1)			4	0.20
	実績			4/3-4										2/19-20			4	0.20
西園 裕一 (トンネル設計評価1)	計画											20(1.0)					20	1.00
	実績					10/16-20, 23-27	11/10, 13-17, 20-22, 24, 27-30	12/1, 4-6					2/19-20			32	1.60	
川上 京一 (トンネル設計評価2)	計画											20(1.0)					20	1.00
	実績								10/23-27, 30-31	11/28-12/1	12/25-27	2/19-20			20	1.00		
和田 知之 (地形測量/業務調整)	計画			3(0.15)													3	0.15
	実績			4/3-5													3	0.15
国内業務小計												計画		47	2.35			
												実績		59	2.95			
凡例： 計画 実績												合計		計画	25.75			
														実績	25.75			
報告書等				△ W/P			△ P/R									△ F/R		

* W/P:ワークプラン P/R:プログレスレポート F/R:業務完了報告書

(出典：プロジェクト作成)

1.7 プロジェクトの活動

1.7.1 既存情報の収集とRDAとの協議

プロジェクトを開始するにあたって、日本およびスリランカにおける既存事例や基準等の情報収集を行い、プロジェクトのワークプランを立てるとともに岩盤分類にかかる基準・手順書のドラフトを作成した(活動1.1-1.5、2.3)。2017年5月30日にRDA長官を含む関係者と上記ワークプラン・手順書について協議し、コメントを得た。その結果を踏まえ、プログレスレポートを2017年6月にとりまとめた(活動2.1、2.2、2.8)。

1.7.2 パイロットサイトの選定

調査対象区域内には 3 か所のトンネル計画サイトがある（図 1.1）。プロジェクトチームは 2017 年 5 月 18 日～5 月 21 日に対象 3 サイトを踏査し、地形・地質に関する概要を把握した。踏査には、RDA のクルネガラ事務所職員 3 名が同行し、調査サイトの選定について議論を行った。その結果、地形条件が良好で社会的影響の少ないトンネル No.2 が最も技術移転活動に適していることを確認した（活動 2.4、2.5）。表 1.3 に調査結果の概要を示す。

表 1.3 トンネル計画サイト調査結果

トンネル	地形	社会的影響	ロケーション	パイロットサイト選定上の検討事項	
No. 1	適	中	適	<ul style="list-style-type: none"> 最大土被り 25m (1.82D) 人家多数、井戸多数 ロケーションは OJT に適 	—
No. 2	最適	小	最適	<ul style="list-style-type: none"> 最大土被り 29m (2.12D) 人家少数 ロケーションは OJT に最適 	選定
No. 3	適	小	やや不適	<ul style="list-style-type: none"> 最大土被り 25m (1.82D) 人家少数 ロケーションは OJT にやや不適 	—

(出典：プロジェクト作成)

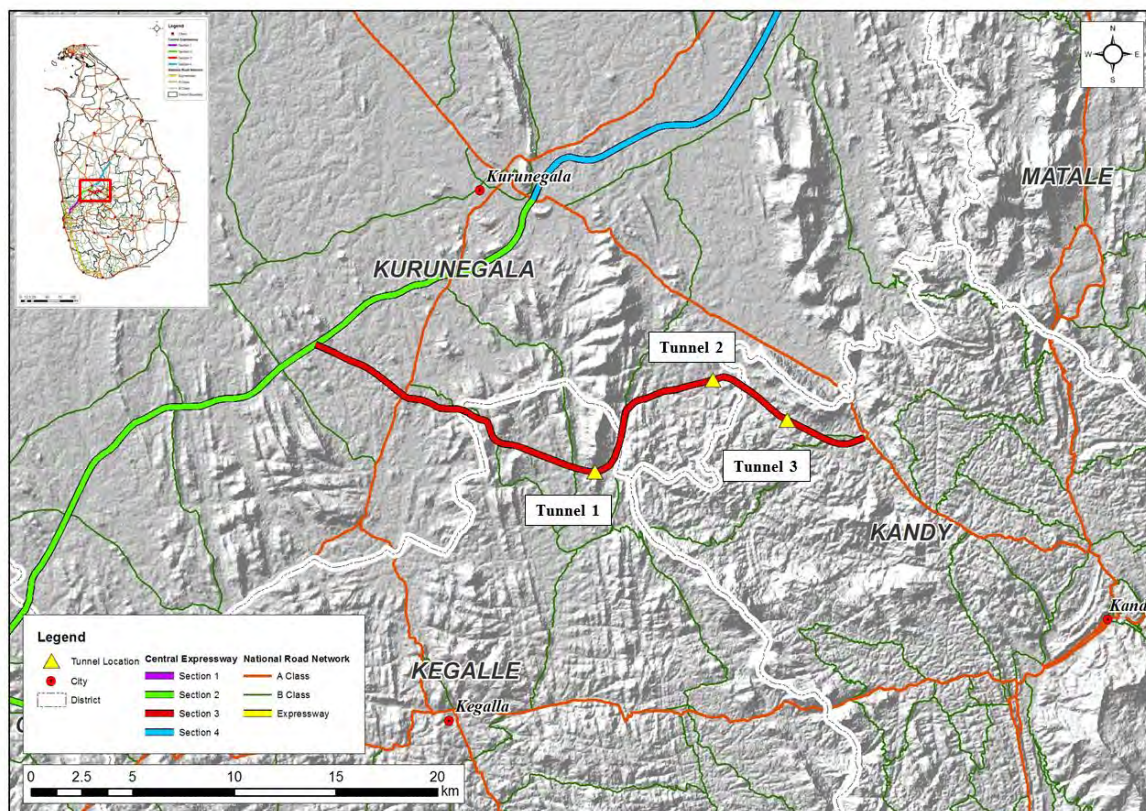


図 1.1 トンネル計画サイト位置図

(出典：プロジェクト作成)

1.7.3 地質調査・水文調査の実施

パイロットサイトとして選定したトンネル No.2 において、測量・弾性波探査・ボーリング調査を現地再委託で行った（活動 3.1-3.7）。調査スペックについては、現地で収集した既存情報および現地踏査の結果に基づいて立案し、RDA と協議の上決定した（活動 2.6-2.7）。2017 年 6 月 5 日に指名競争入札で Engineering and Laboratory Services (Pvt) Ltd. (ELS) を選定し、7 月 12 日から 11 月 28 日まで 140 日間かけて調査を行った。また、水文調査についてはプロジェクトチームが RDA と協力して 2017 年 7 月から 2018 年 2 月まで実施した。詳細については第 3 章～第 5 章に記載する。

1.7.4 地質調査・水文調査結果のとりまとめとトンネル設計への助言

2017 年 11 月から 2018 年 2 月にかけて、地質調査結果のとりまとめと岩盤評価、トンネル設計への助言（支保工やトンネル断面等の検討）を行った（活動 4.1-4.5、6.3-6.4、7.3、7.4）。それぞれの詳細については第 3 章～第 6 章に詳述する。

1.7.5 手順書の作成

成果 i)、ii)に関連して、「地山評価（岩盤評価）分類基準」、「岩盤評価法のための現地地質調査手順書」に加えて「トンネル設計評価」「地下水環境影響評価」に関するガイドラインを作成した（活動 1.3、5.1、6.1、6.2、6.5、7.1、7.2、7.5）。この最終報告書においてもガイドラインの一部が引用もしくは記載されている。

プロジェクト期間中にはトンネル工事と上記手順書類に関する技術情報の共有と改善のために技術セミナーを計 12 回開催した（活動 5.2、8.1）。詳細は、1.7.6 節、第 7 章および添付資料 1 を参照のこと。

1.7.6 セミナーの開催と技術移転

成果 iii)に関連して、トンネル調査・設計にかかる技術移転を目的とした技術セミナー・ワークショップを計 12 回実施した。開催日と内容、参加者数は表 1.4 のとおりである。セミナーには、平均して 15～25 名程度の RDA エンジニアの参加があった。2 回に分けて行われた“Final Seminar”では、それまでの技術移転の成果を元に C/P 自身が発表を行った。

加えて、RDA コロンボオフィスでの議論や調査結果の検討、トンネル設計、現場調査への RDA クルネガラ事務所職員の同行を通じて技術移転を図った。詳細については、第 7 章参照のこと。

表 1.4 技術セミナー・ワークショップの開催日及び内容

年	2017											2018		
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
1. 国内準備作業	■													
2. 基礎情報収集とサイト選定		■	■	■	■									
3.地質調査・水文調査					■	■	■	■	■	■	■			
4.トンネル設計									■	■	■	■		
5. レポート	▲ WP			▲ PR									▲ FR	
6. 技術セミナー				7/20 ▲	8/1 ▲▲▲	8/9-10 ▲▲▲	9/6 ▲	11/8 ▲▲▲	11/15, 22 ▲▲▲	12/19 ▲	1/16, 22 ▲▲▲	1/25 ▲▲▲		

注: ▲ “技術セミナー”、▲ “Final Seminar”

技術セミナー 日付	セミナー内容	参加 人数
1 7/20	1) トンネル地質調査 2) 弾性波探査	13
2 8/1	1) 水文地質 2) トンネル坑口斜面对策	14
3 8/9	1) 現場ワークショップの内容紹介, 2) 水文地質, 3) トンネル坑口斜面对策	25
4 8/10	現場ワークショップ 1) 弾性波探査, 2) コアボーリング	34
5 9/6	パイロットサイトにおける地質調査経過報告 1) 水文調査, 2) 弾性波探査, 3) コアボーリング	25
6 11/8	1) トンネル工法の紹介 (NATM), 2) 地山分類, 3) 空中写真地形判読, 4) 室内試験	25
7 11/15	室内試験場見学	13
8 11/22	室内試験場見学	8
9 12/19	“Final Seminar Stage1” 1) 道路トンネル建設のための弾性波探査, 2) 道路トンネル調査に関連する室内試験の紹介, 3) 道路トンネル建設のための地山分類, 4) 道路トンネルにかかる水文地質, 5) 道路トンネル工法, 6) キャンディトンネル計画	56
10 1/16	1) トンネル設計, 2) 地下水影響評価	24
11 1/22	1) トンネル設計, 2) 地下水影響評価	7
12 1/25	“Final Seminar Stage2” 1) 道路トンネル設計 -線形及び・断面形状, 2) 道路トンネルに関連する地下水環境	31

(出典：プロジェクト作成)

第2章 自然条件

本章では、活動 1.2、2.3、7.1 で収集した基礎的情報であり、手順書の作成や地質・水文調査の実施に必要なスリランカの自然条件について記す。

2.1 地形

2.1.1 スリランカ

スリランカ国は面積 65,000km² で総延長 1,340km の海岸線を有し、島南部の中心域にはスリランカで最高標高 2,524m を示す山岳地帯が広がる。島の南に広がる山岳地帯は当地の地質および気候条件を反映していると思われ、全体としては、垂直および水平な地殻運動を含む地質的要因および気候の変遷を要因として地形が形成されたと考えられる。

島南部に広がる山岳地帯は主に堅硬緻密な岩盤で形成されており、島の他の地域に分布する岩盤に較べて最も風化しにくい堅硬な岩盤によって形成されている。島の他の地域は、一部の小規模の丘陵や急崖をもつ小山を除いて低地が広がっている。

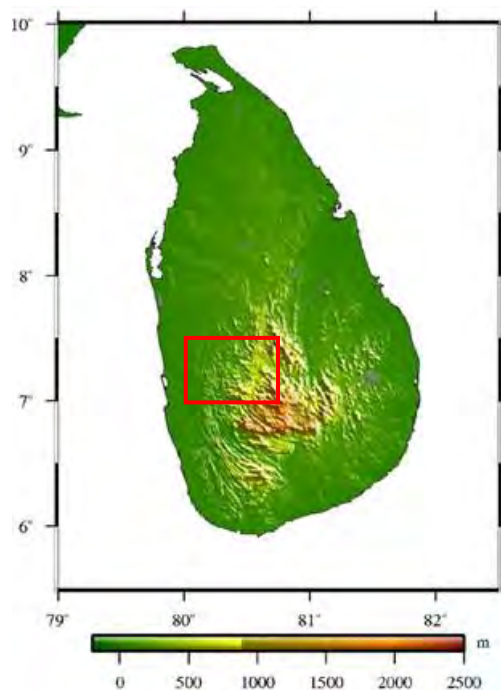


図 2.1 スリランカの地形

(出典：プロジェクト作成)

2.1.2 プロジェクト対象地域

プロジェクト対象地域は島南部に広がる山岳地帯の北西端の標高 100m～500m に位置していて、その北および西には標高 100m 以下の平坦地が広がる。プロジェクト対象地域の地形は複雑であり、線状の尾根を伴う高地、単独丘、台地、盆地、急崖の谷などの変化に富んだ地形を有している。

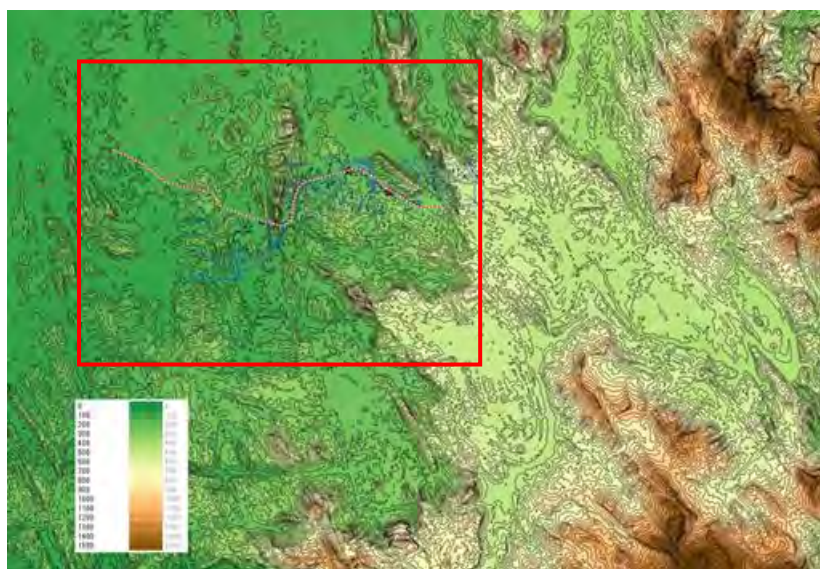


図 2.2 トンネル対象地域周辺の地形

(出典：プロジェクト作成)

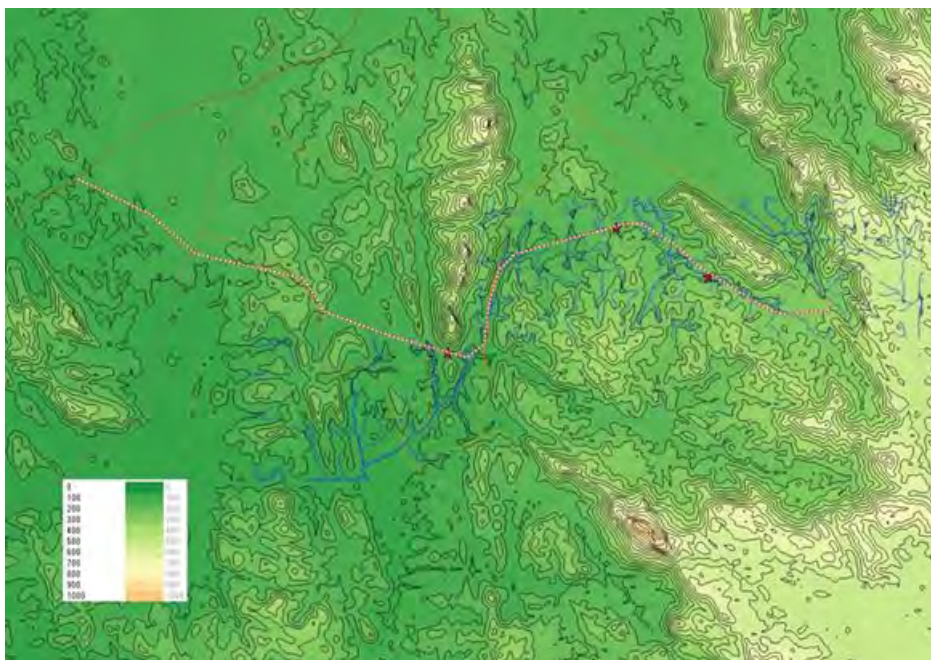


図 2.3 トンネルサイト周辺の地形

(出典：プロジェクト作成)

2.2 地質

2.2.1 スリランカ

スリランカの地質は主に先カンブリア代の石英質の変成岩から構成されていて Highland Complex, Wannii Complex and Vijayan Complex などに区分される。Highland Complex は主に一部変成した深成岩とされるチャノカイト、角閃石黒雲母片麻岩、ミグマタイト質および石英長石質岩、一部変成した堆積岩である硅質岩、大理石、ドロマイト、ガーネット・シリナイト・グラファイト片岩などから構成される。Vijayan Complex は Highland Complex の東に分布していて、変成した花崗質岩、チャノカイト質片麻岩、ミグマタイト、微斜長石を胚胎する石英長石質岩、角閃岩、黒雲母片麻岩から構成される。Wanni Complex は Highland Complex の西に分布していて、Vijayan Complex を構成する岩石と類似した地質分布である。加えて Kadugannawa Complex と呼ばれる角閃岩、角閃質黒雲母片麻岩、ミグマタイトから構成される小規模の岩体が島の中央部に分布する。またジュラ紀の砂岩、頁岩、

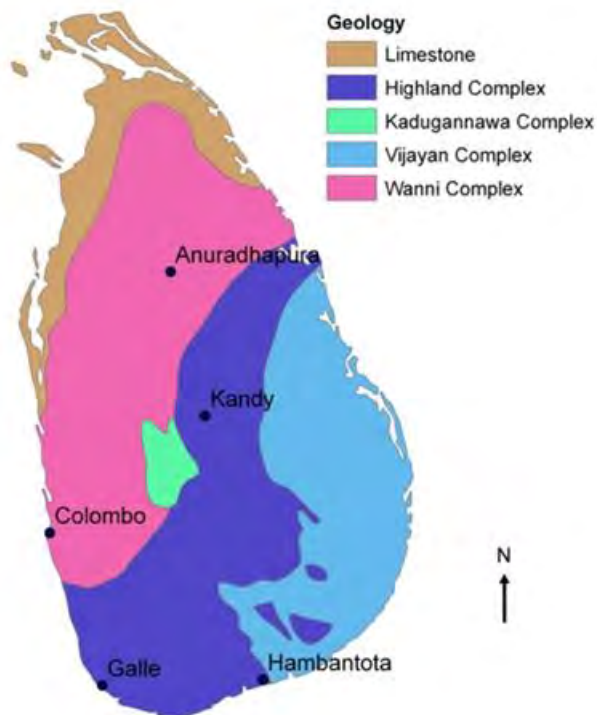


図 2.4 スリランカの地質

(出典：ESDAC - European Soil Data Centre)

泥岩が Tabbowa と Andigama の限られた地域に分布する。また中新世の石灰岩が島の北、北西及び南東部の先カンブリア代の基盤岩を不整合に被覆して分布する。

ジュラ紀が始まるとスリランカは超大陸ゴンドワナランドの南部から離れ、インド洋が形成され始めた。その後の地塊移動の間にスリランカはジュラ紀、中新世、鮮新世、更新世の4度の地殻の上昇を受けたと考えられている。

ジュラ紀以前の地球の表面では、3つの主要な大陸（ゴンドワナンド、ローラシア、アンガラランド）が合体してパンゲア超大陸を形成しており、比較的単純な構成によって地形が特徴付けられていた。当時の海洋は Panthalassa が大部分を占めていて、Tethys が部分的に広がっていた。ゴンドワナランドの内部は、ジュラ紀前期と中期（200-160 Ma:百万年）の間のゴンドワナランドの内部は、非常に乾燥して暑かったとされている。ジュラ紀の後期（160-150 Ma:）には、ゴンドワナンド、ローラシア、アンガラランドの大陸で構成されるパンゲアの分裂により、地球規模の気候が変化し始めた。パンゲアの内部はあまり乾燥しなくなり、季節ごとの雪と氷が極地を凍らせた。ジュラ紀前・中期（200-160 Ma）には、スリランカは別の大陸として浮上していたと想定される。スリランカは、更新世初期から中期（1.806-0.781 Ma）にかけて現在の地位に達したとされる。

2.2.2 プロジェクト対象域

プロジェクト対象域の地質は Kadugannawa Complex から構成され、一部に Wanni Complex が分布する。Kadugannawa Complex は角閃石または角閃岩の黒雲母片麻岩とムラタイトイトで構成され、Wanni Complex は変成した花崗質岩、チャノカイト質片麻岩、ミグマタイト微斜長石を含有する石英長石質岩、角閃岩、黒雲母片麻岩から成り、前述したように Vijayan Complex と類似した岩石から構成される。地質の分布を図 2.5 に示す。

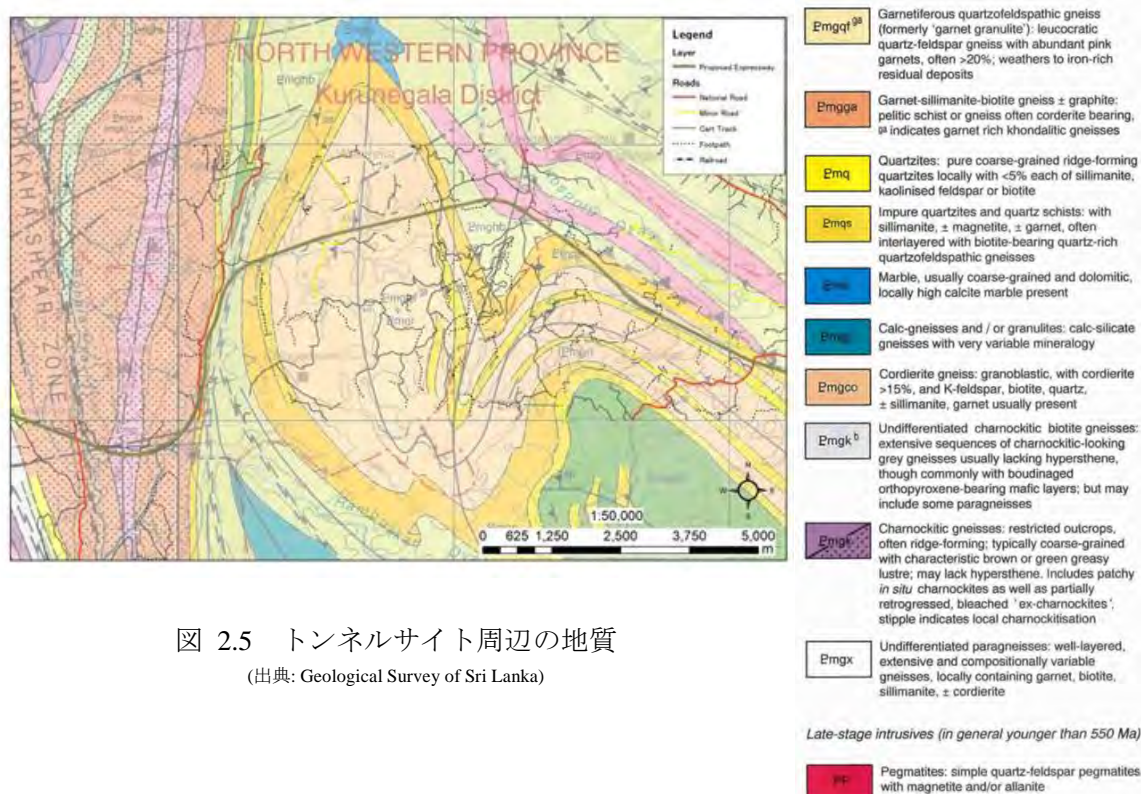


図 2.5 トンネルサイト周辺の地質

(出典: Geological Survey of Sri Lanka)

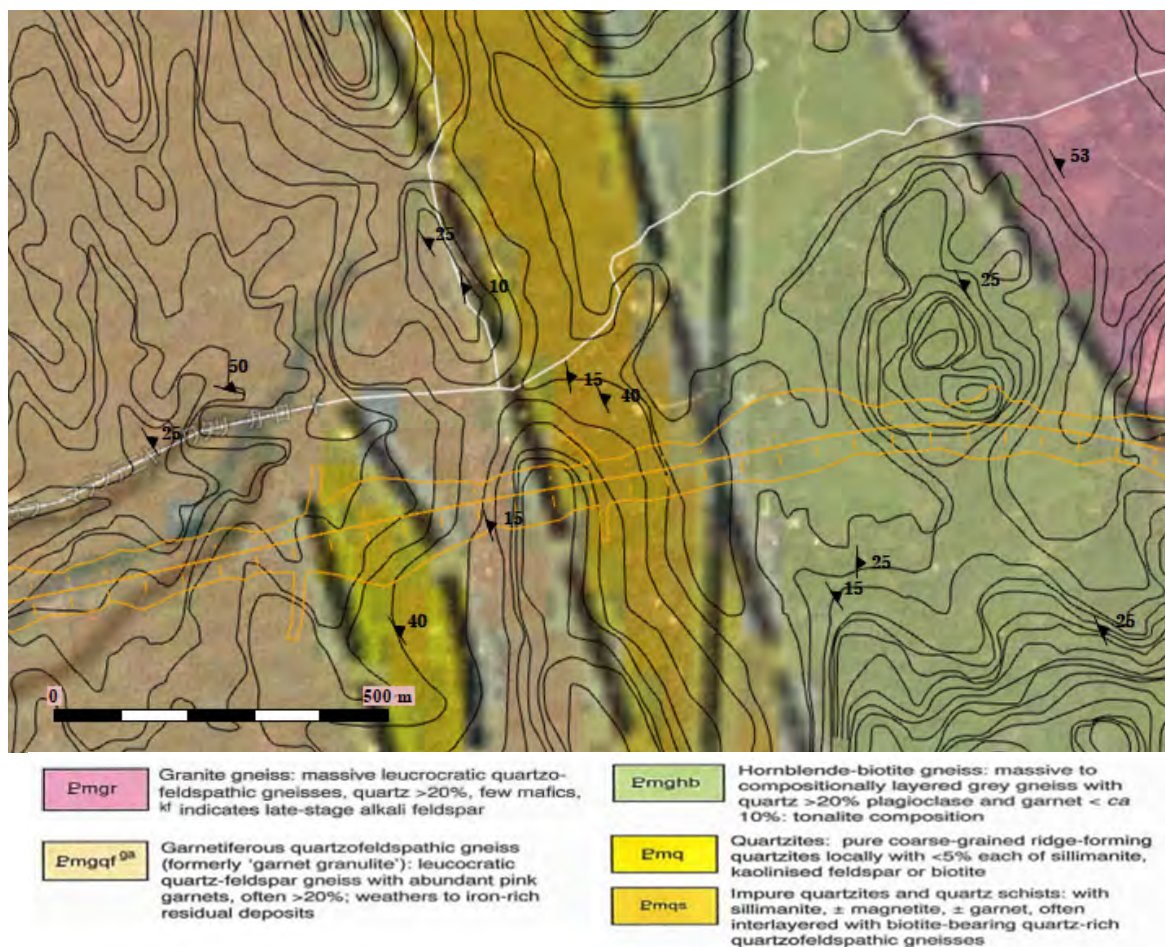


図 2.6 トンネル No.2 サイト周辺の地質図

(出典: Geological Survey of Sri Lanka より改変)

プロジェクト対象域は、Highland Complex と Wannu Complex に隣接する Kadugannawa Complex の小さなユニットに位置している。スリランカの地質調査によって発表された地質図によれば、花崗岩質片麻岩、ガーネット石英長石片麻岩、角閃石黒雲母片麻岩、珪岩、珪岩質岩から形成されており、それらの分布は現地踏査によって確認されている。これらの地層の葉状構造は、一般に東向きに傾斜している。

黒雲母とガーネットを含有する石英を多く含む珪岩質岩は、主にトンネル断面で確認されている。珪岩質岩には珪岩の層が挟在することを地表地質踏査や掘削作業によって確認されている。新鮮で密実な基盤岩は殆ど露頭しておらず、一部が岩錐や河床堆積物で覆われた風化した基盤岩が観察されたのみである。

2.3 水文及び水文地質

2.3.1 スリランカ全土の水文および水文地質

(1) 気象

スリランカは北緯 5° 55' から 9° 51'、東経 79° 42' から 81° 53' に位置し、熱帯気候である。スリランカの気候を支配しているのは ITCZ (熱帯収束帯: Inter-Tropical Convergence Zone) である。熱帯収束帯は、大気循環の中で、日射量の多い赤道付近に形成される低気圧地帯であ

り、そこでは上昇気流が形成される。上昇気流は上空で南向きと北向きの気流に分かれた後、下降気流を形成し、その気流は地表付近で、ITCZ に向かって流れ込み、循環が形成される。ITCZ は地球の公転に伴う日射量の変化にしたがって、南北に移動する。この ITCZ の位置の変動によって、スリランカは、一年を 3~4 月の第一インターモンスーン期、5~9 月の南西モンスーン期、10~11 月の第二インターモンスーン期、12~2 月の北東モンスーン期の 4 つの季節に分けられる。ITCZ は、第一インターモンスーン期にはスリランカ付近に位置し、北上し、スリランカの北側に位置するのが南西モンスーン期である。南下して、スリランカを通過する時が第二インターモンスーン期であり、北東モンスーン期には南に位置する。

スリランカの年降水量分布と代表地点の雨量の季節変化を図 2.7 に示す。スリランカ全土の平均年降雨量は 1,861 mm である。南西部の山岳地帯で最も多く、5,000 mm 以上であるが、北西の海岸部では 1,000 mm 以下と少なく、非常に変化に富んでいる。インターモンスーン期の降雨は ITCZ による上昇気流による対流によっておこり、しばしば雷を伴う。モンスーン期の降雨は卓越風によってもたらされるインド洋の湿潤な空気が斜面で持ち上げられることによっておこり、風衝斜面で降雨が多い。したがって、降雨は地形や地域の影響を強く受け、降雨の季節変化も地形や地域により異なっている。

スリランカの低地での年平均気温は 27℃であり、標高 1,800m の高地であるヌワラエリヤでは 16℃と下がる。最も寒い月は 1 月であり、暑い月は 3、4 月である。気温の年較差は 1~5℃であり、年間を通じての気温変化は小さい。気温の日較差は 5~10℃であり、日較差の方が年較差より大きい。

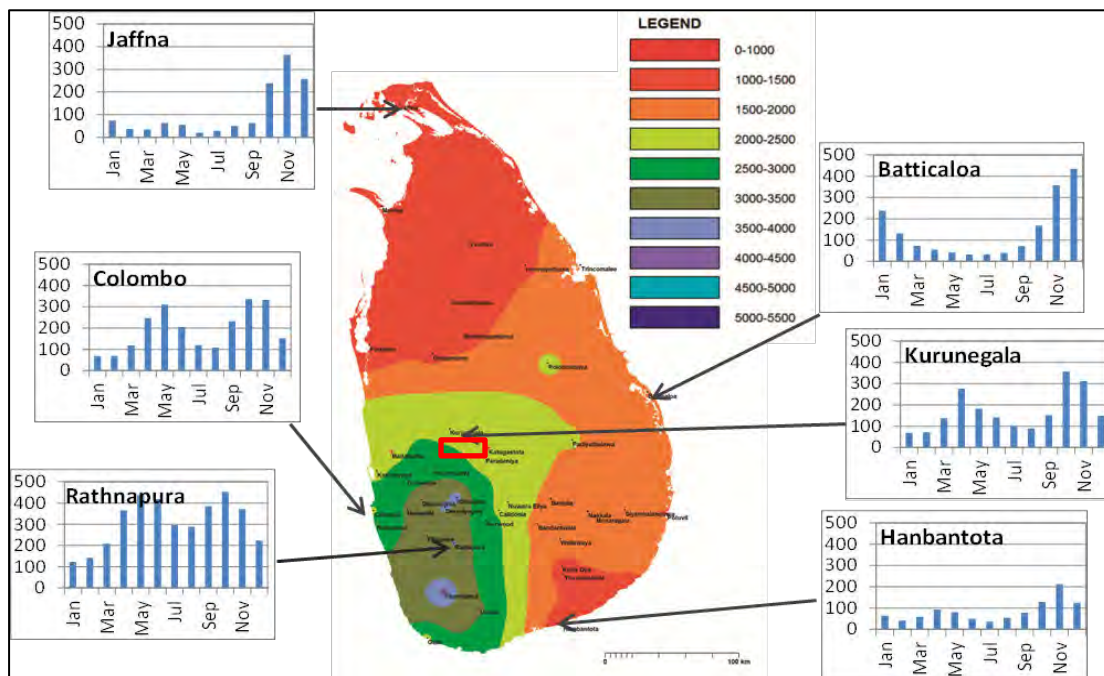


図 2.7 スリランカにおける年平均雨量の分布と各地の月平均雨量
 (1970 年 10 月-2015 年 9 月)
 (赤枠：調査地域)

(2) 水文

スリランカには 103 の河川があり、ほとんどの河川は中央高地から放射状に流れている。最大の流域はマハヴェリ川で、流域面積は 1,946km² である。スリランカでは、90%以上の面積を先カンブリア代の低透水性の結晶質岩が覆っており、地下への浸透を妨げている。その結果、降雨の多くが表流水となる。流出率は湿潤地域では 70%を超えるが、乾燥地域では 20～30%である。スリランカ全土の平均としては約 45%と推定される。

流量と雨量の季節変化を年降雨分布と合わせ図 2.8 に示す。流量は、流域の大小の影響を避けるため、比流量 (=流量/流域面積) で示す。また、流域面積や流出率 (=流量/降雨量) も示す。雨量と同様に、流量も変化に富んでいる。流量も雨量に従った季節変化をしていること、山に近いほど、流出率が大きくなる傾向を示している。

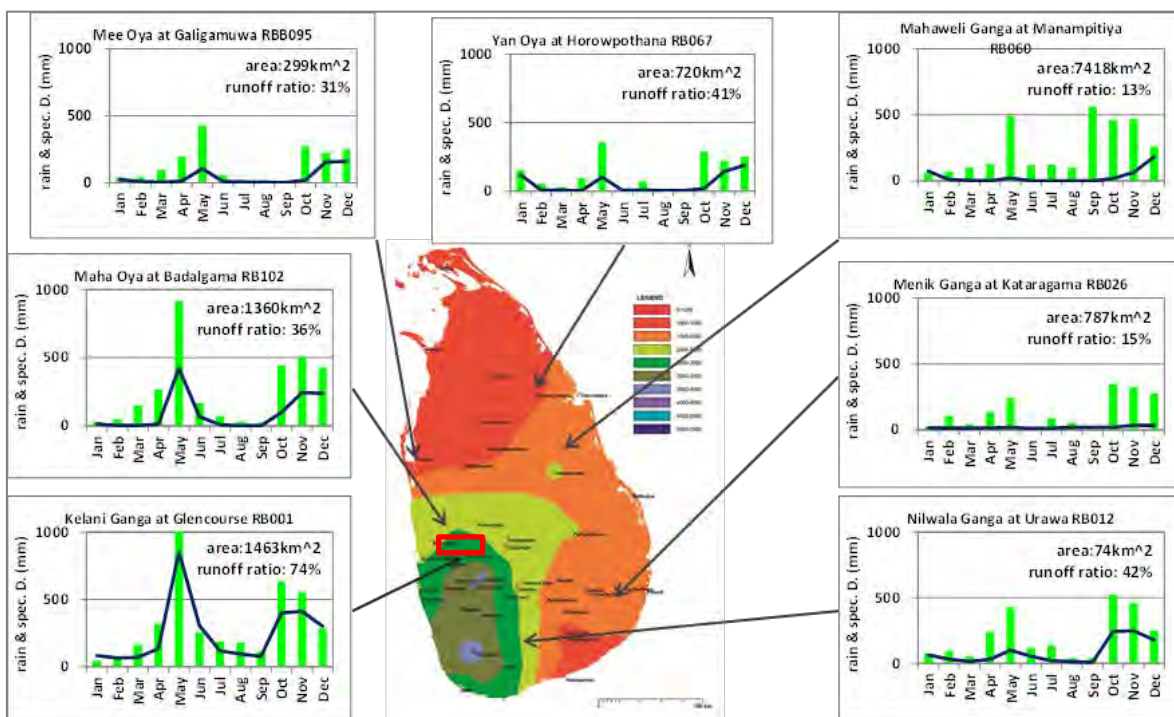


図 2.8 河川流量と雨量の月変化 (2015/2016) 及び年平均雨量分布 (1970 年 10 月-2015 年 9 月)
(赤枠：調査地域)

(出典: Hydrological Annual 2015/16, Irrigation Department)

(3) 水文地質

スリランカには、7 種類の地下水帯水層 (浅層カルスト帯水層・深層被圧帯水層・沖積帯水層・沿岸砂質帯水層・ラテライト帯水層・深層破碎帯水層・深層破碎帯水層上の浅層表土帯水層) の存在が確認されている (図 2.9)。

浅層カルスト帯水層を除く、浅層帯水層は、砂利、砂、シルト、風化した岩などの未固結の粒子の間隙水であり、水平方向に広がりを持っている。深層の地下水は割れ目水が主であり、硬岩中の開口した割れ目、節理に存在する。この地下水は水みちを流れ、間隙水とは異なった挙動を示す。一般的には、割れ目岩盤では地下水の流動は局所的であるが、割れ目の存在場所や大小によって、流速や動水勾配が不規則に変化し、断続的な地下水面を形成する。

深層地下水の調査は、浅層地下水に比べて困難である。深層地下水は地表から深いこと、水みちなどの一次元的な形態であること、かつ不規則に存在するためである。

硬岩にトンネルを掘る場合、発破及びドリリングによる掘削を行うことが一般的であるが、時として地下水の噴出が生じる場合がある。岩盤の安定性と共に地下水出水の可能性と水密性を明らかにすることを目的とした、節理や断層、破碎帯の特定といった地質調査が行われる。

2.3.2 調査地域の水文および水文地質

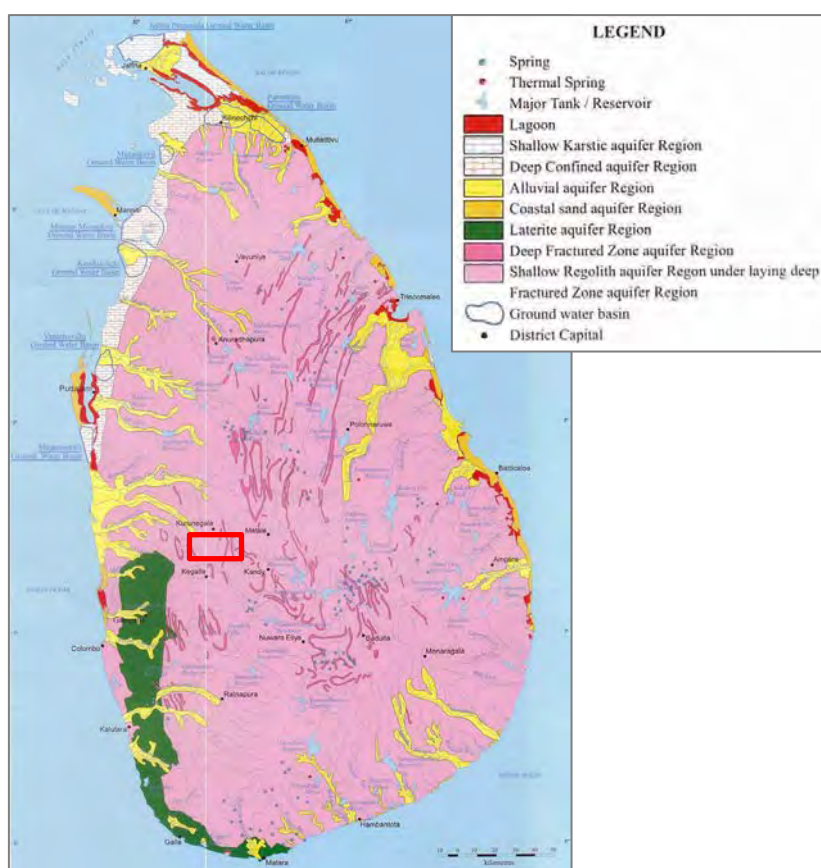


図 2.9 スリランカにおける地下水帯水層分布
(赤枠：調査地域)

(出典: National Atlas of Sri Lanka second edition, 2007, Survey Department)

(1) 気象

クルネガラの 2008~2017 年の年雨量を図 2.10 に、月平均降雨水量、および月平均降雨量プラス標準偏差、月降雨量マイナス標準偏差も一緒に図 2.11 に示す。クルネガラは調査地域の北西約 10km にあり、長期の気象データを提供できる最も近い観測所である。年平均雨量は 2,111 mm で、年雨量には大きい変動は見られない。一方、月雨量では、標準偏差が大きく、変動が多いことが示されている。標準偏差については、大まかには、3 年に一度は標準偏差以上の変動があるということが出来る。

月雨量では、4月と10~12月に二つのピークがあり、年2回の雨期と、2月と6月を中心とした2回の乾期が示されている。したがって、降雨はインターモンスーン期に多く、モンスーン期には少ない。南西モンスーン期には調査地域の南西部にある高山地帯に降雨をもたらした後の乾燥した気流が、また北東モンスーン期では、北東部に降雨をもたらしたのちの乾燥した気流が流れ込むので、モンスーン期には降雨が少ないと考えられる。

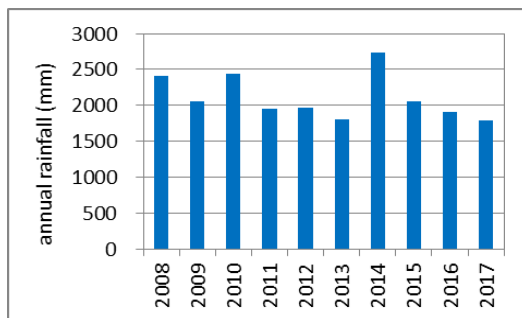


図 2.10 クルネガラの子年雨量

(出典: Meteorological Department)

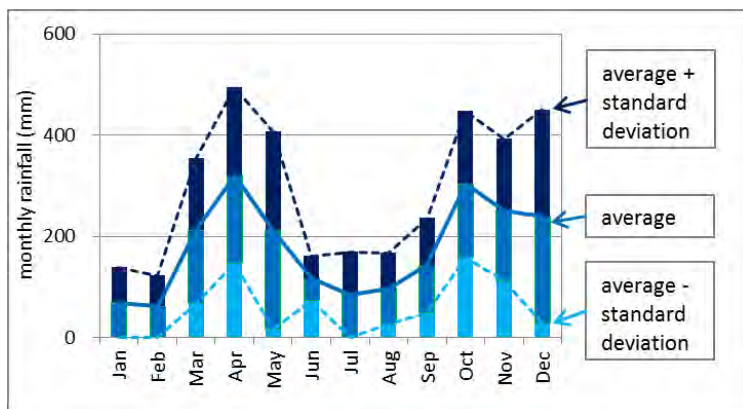


図 2.11 クルネガラの月平均雨量とその標準偏差 (2008-2017)

(出典: プロジェクト作成)

(2) 水文

調査地域は、デドゥル川とマハ川にまたがっており、マハヴェリ川とも接している。ホロンブワの2008~2017年の月平均雨量と月平均比流量を図 2.12 に示す。ホロンブワは調査地域の南東約25kmにある水文観測所で、集水面積が155km²と狭く、調査地域のような稜線に近く、狭い流域の水文状況を示していると考えられる。降雨量の季節変化は、すこしのずれはあるもの、クルネガラと同様である。雨量の季節変化を反映し、流量も年2回の高水期と低水期がある。ホロンブワでの流出率は50%で、流域に降る雨のうちの半分が、表流水として流れ下る。ホロンブワの2008~2017年の月平均比流量、および月平均比流量プラス標準偏差、月平均比流量マイナス標準偏差を図 2.13 に示す。降雨と同様に、変動が大きいことが示されている。

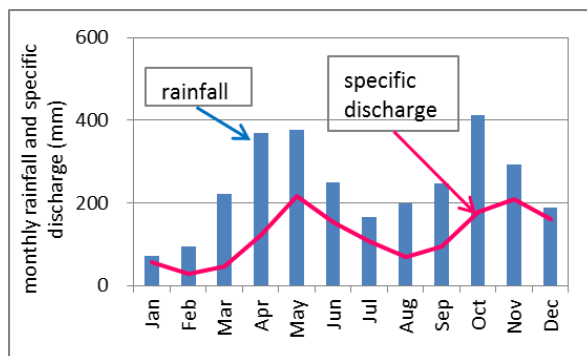


図 2.12 ホロンブワの月平均雨量と月平均比流量

(出典: プロジェクト作成)

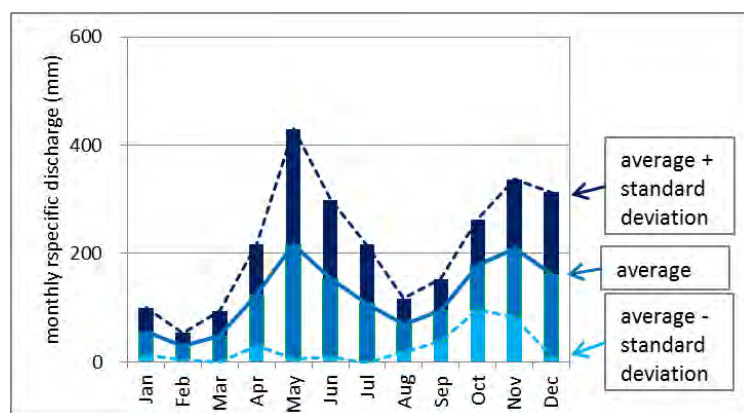


図 2.13 ホロンブワの月平均比流量とその標準偏差 (2008-2017)

(出典: プロジェクト作成)

(3) 水文地質

調査地域は、7つに区分されるスリランカの地下水区分で、「深層破碎帯帯水層上の浅層地下水」に属しているが、この区分には、その下に深層破碎帯帯水層のない浅層地下水だけの帯水層も含まれる。

トンネル地点の基盤岩は硅岩、石英片麻岩、花崗片麻岩等であり、その上に、これらの風化岩や、さらに風化した未固結の表土が覆っていると考えられる。トンネルが浅い場合には、表層の未固結の表土や風化岩中の間隙水を地下水として考慮すればいいが、深い場合には、硬岩中の破碎帯帯水層を考慮する必要がある。

第3章 パイロットサイトにおける地質調査

本プロジェクトでは、CEP-III のトンネル No.2 をパイロットサイトとして選定して地質調査を行い（活動 3.1-3.7）、実際の調査および結果考察の過程を C/P と共有することで、成果 iii) に関連した技術移転を行った。以下に、地質調査の詳細を記す。

3.1 地形測量

3.1.1 手法

トンネルパイロットサイトの基礎的な地形データを得るため、基準点測量、縦横断測量、地形測量及びボーリング位置の測量を行った。また、サイト周辺の既存井戸、湧泉についても測量を行い、これらの分布を把握した。測量は、2017年7月13日～30日にかけて行われた。測量項目及び測線配置を表 3.1 及び図 3.1 に示す。

(1) 基準点測量

スタティック GPS 測量を行い、2 点の基準点をパイロットサイトに設置した。GPS 測量の手順は以下のとおりである。

- 二つの GNSS 受信機（Leica GPS System 1200）を測量局の既存水準点（32B200005 及び 32B20017）上に設置
- さらに二つの GNSS 受信機（Trimble 5700 GPS）をパイロットサイトの新たな基準点上に設置
- GNSS 受信データを記録し、Trimble Business Center software を用いた後処理解析で新たな基準点の座標を計算

GPS 測位と後処理解析の精度については、測量局の確認と承認を得た。また、新たな基準点の標高については、オートレベル(NIKON AP-8)を用いて RDA の既存基準点(TBM No.1021)から水準測量を行った。

2 点の GPS 基準点を設置した後、トータルステーション (NIKON NPL-632) を用いたトラバース測量（開始：GPS-02、終了：GPS-01）を行い、20 点の基準点を設置した。

これらの基準点には金属ピンをコンクリートで固定し、地形測量等の基準点として用いた。

(2) 地形測量

計画トンネル線形に沿って 300m×100m の範囲でトータルステーションを用いて行った。1,100 点以上の測量点から地形図を作成した。

(3) 縦横断測量

トータルステーションを用いて、トンネル下り線・上り線に沿った縦断測量（2 線）と、それに直交する横断測量（6 線）を行った。ただし、縦断測量を行った後に計画トンネル線形が変更となったため、測線とトンネルの位置が若干ずれることとなった。

(4) ポイント測量

ボーリングの位置、弾性波探査の受震点位置、既存井戸・湧泉等の位置把握のための測量を、トータルステーションを用いて行った。

表 3.1 地形測量の内容

位置	マワタガマ郡,クルネガラ県, 北西部州 7°23'49"N, 80°27'22"E
断面測量	300m×2 測線、100m×5 測線、200m×1 測線 合計 1,300m 計測点：10m 間隔と地形変化点
平面測量	300m x 100m = 30,000m ² 縮尺 1：1,000、等高線間隔 2m
仮ベンチマーク設置	20 か所 杭設置、標高および座標データ
GPS ポイントの設置	2 か所
ボーリング位置計測	3 か所、標高および座標データ
水文観測点（井戸・河川・湧水）の計測	30 か所、標高および座標データ

(出典：プロジェクト作成)

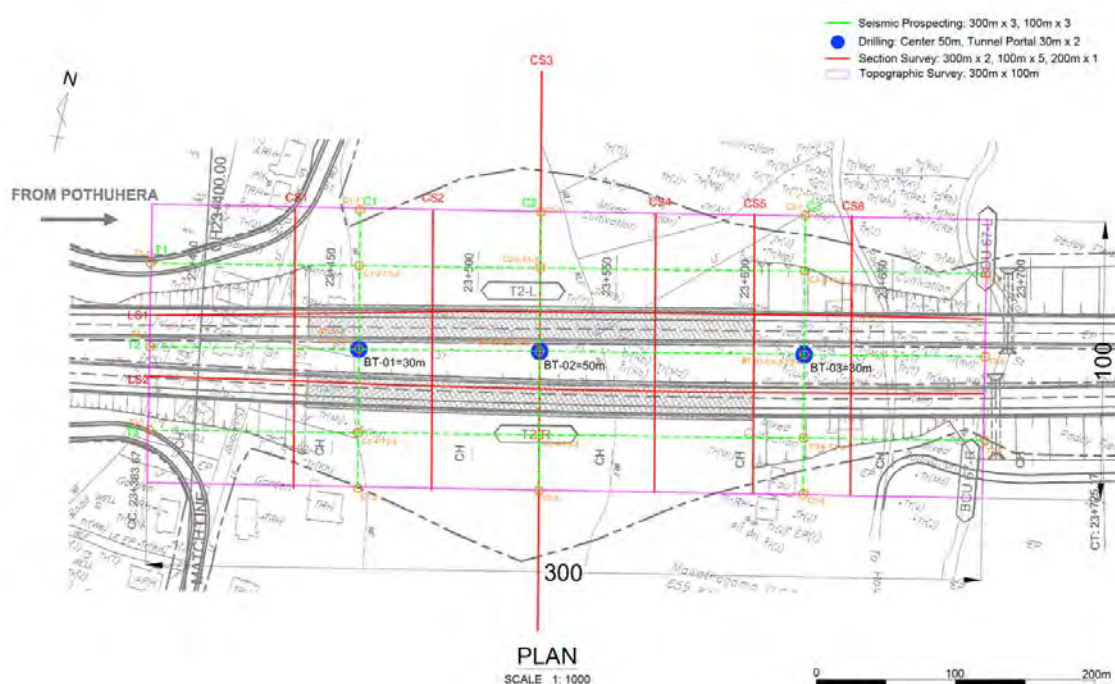


図 3.1 地形測量の範囲と測線の配置

(出典：プロジェクト作成)

3.1.2 結果

(1) 地形図及び測量基準点

図 3.2 及び添付資料 2 に地形測量と基準点測量の結果を示す。基準点のリストは添付資料 2 参照のこと。基準点トラバース測量の閉合誤差は 1/68,290 であった。

トンネルパイロットサイトはスリランカ北西部州の山岳地帯北西端に位置しており、トンネルは南から北へ延びる低い尾根状の丘陵を東西に貫通する。トンネルが貫く低い尾根は、マハ川とデドゥル川の流域界となっている。

トンネル東側斜面（デドゥル川側）は森林で覆われ、斜面下部には数件の家屋が存在する。斜面東端は急な崖となっており、崖の東側は川を挟んで平地が広がっている。平地は水田として利用されている。トンネル西側斜面（マハ川側）はゴムのプランテーションである。斜面西端は東端と比較して緩やかで、数件の家屋が建っている。

トンネルが貫通する尾根状の丘陵の北方及び南方は鞍部になっており、トンネルは丘陵頂部のほぼ直下を通過する。

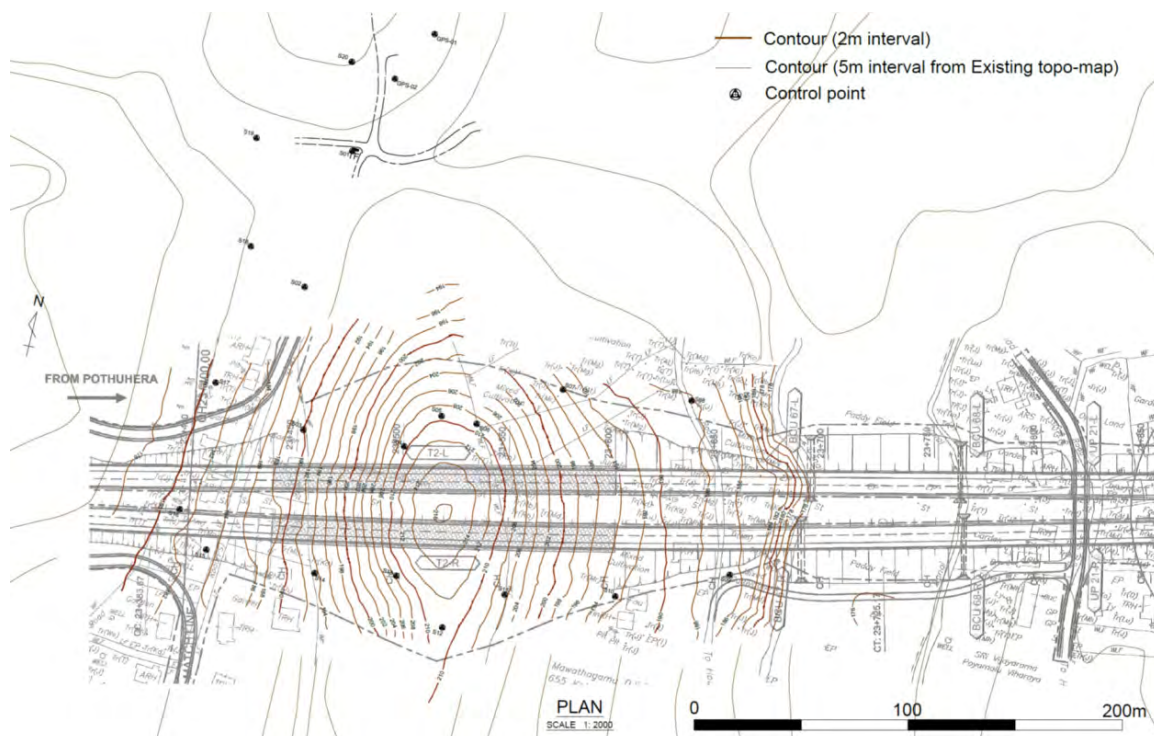


図 3.2 パイロットサイトの地形及び基準点の位置

(出典：プロジェクト作成)

(2) 縦横断測量

縦横断測量の結果を 図 3.3 及び添付資料 2 に示す。トンネルが貫通する丘陵最上部の標高は約 216m であった。トンネルの土被りは、最も厚いところでも約 26m である。トンネル坑口斜面の斜度は 12° ~ 30° で、平均斜度は約 24° (西側斜面) 及び 20° (東側斜面) であった。

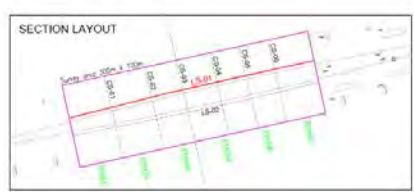
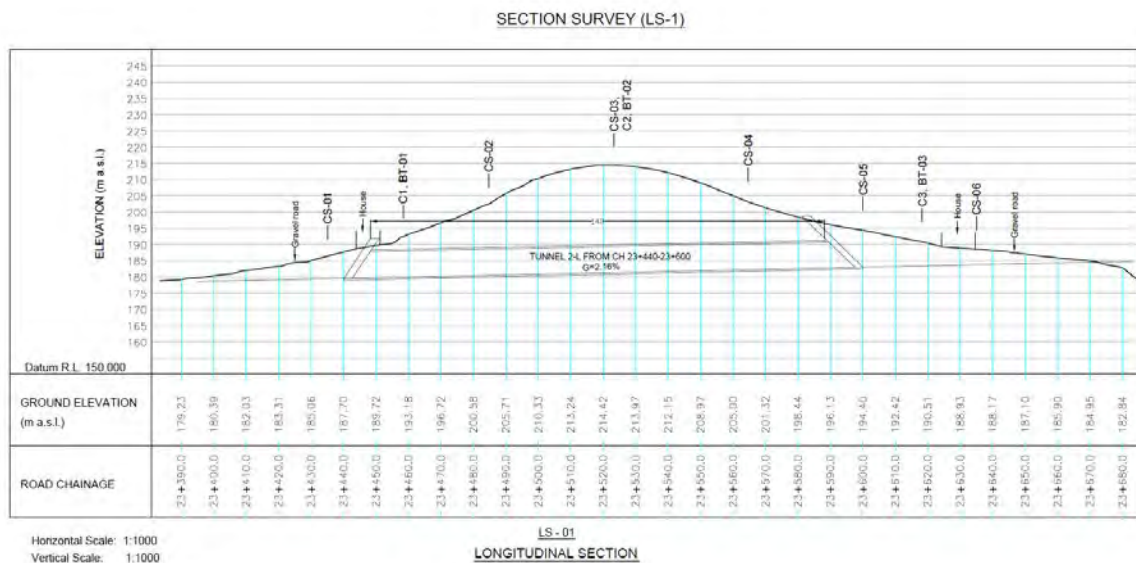
(3) ポイント測量

ほとんどの井戸及び湧泉は丘陵の下端付近に位置している。井戸・湧泉の測量結果は、5 章の水文学解析に用いられた。また、ボーリング及び弾性波の受震点の測量結果についても、3.2 節及び 3.3 節の物理探査・地質調査に用いられた。

3.1.3 評価と考察

パイロットサイトの地形は緩やかな丘陵 (トンネル坑口上方の平均斜度: 20° - 24° 、坑口付近の平均斜度: 12° - 15° 、最大土被り: 約 26m) である。トンネル坑口と斜面はほぼ直交しており、大きな偏圧が発生することはないと思われる。

トンネル坑口斜面に地すべり・斜面崩壊跡は認められなかった。また、落石発生源となる浮石や露頭等もほぼ見られなかった。



Surveyed from 14th to 25th July 2017
All the elevations are referred to Mean Sea Level (MSL)

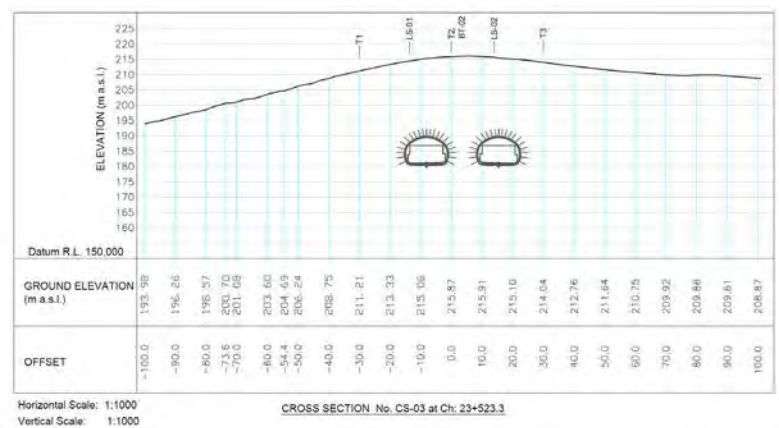
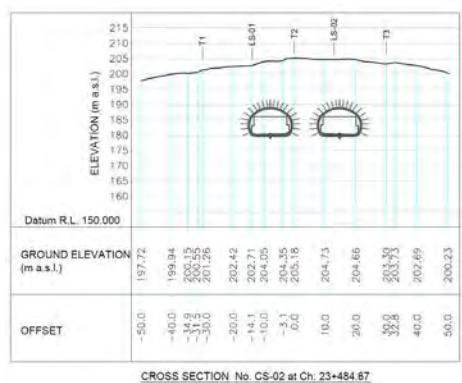
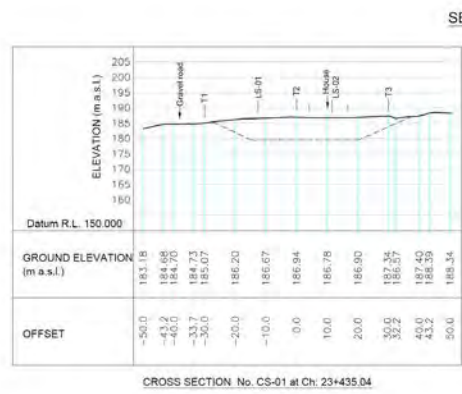
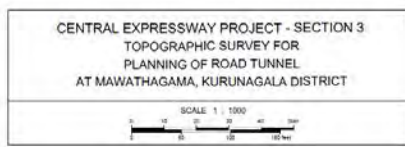


図 3.3 トンネル No.2 の縦横断測量結果
(出典：プロジェクト作成、断面測量結果の原図については添付資料 2 参照)

3.2 弾性波探査

屈折法弾性波探査とは、地表付近で発破、カケヤなどによって人工的に弾性波（地震波）を発生させ、地下の地層境界で屈折して戻ってくる屈折波（P波）を、地表に設置した測定装置で観測し、その結果を解析して地下構造を解明する方法である。

土木分野での適用範囲が広く、地山の評価及び基礎岩盤の評価、不安定土塊に係わる工学的判断の重要な指標を得るために、幅広く利用されている。

3.2.1 手法

(1) 測線設定

調査数量は表 3.2 に示す通りであり、6 測線で 1,200m 実施した。

測線には水平距離 5m 間隔に測点杭を設置して、それぞれ水準測量を行った。

図 3.4 に測線配置を示す。

表 3.2 弾性波探査数量表

測線名	測線長 (m)	測線方向	備考
T1	300	トンネル縦断方向	
T2	300	トンネル縦断方向	
T3	300	トンネル縦断方向	
C1	100	トンネル横断方向	トンネル坑口部（入口側）
C2	100	トンネル横断方向	尾根部
C3	100	トンネル横断方向	トンネル坑口部（出口側）
計	1,200		

(出典：プロジェクト作成)

(2) 測定

本調査では、一度に換振器を 24 個並べられる（1 展開）デジタル式測定器を使用した。測定間隔が 5m であるから 1 展開は 115m となる。縦断測線（測線長 300m）は 1 展開目を 0～115m、2 展開目は 100～215m、3 展開目を 200～300m とした。1 展開における起振点は 6～10 ヶ所とし、起振点間隔を 30m～40m とした。

尚、起振源はダイナマイトを用いる予定であったが、期間中に火薬の使用が許可される可能性が低かったため、ハンマリングとモンケン落下を併用しスタッキング方式を採用した。スタッキング方式とは、起振信号の小ささを補う方法で、

同じ箇所を数回打撃することにより、信号を加算する方法である（グラウンドノイズは平均化され小さくなる）。三脚を組んでモンケンを落下させる方法はハンマー叩きより大きい信号を得ることが出来る。

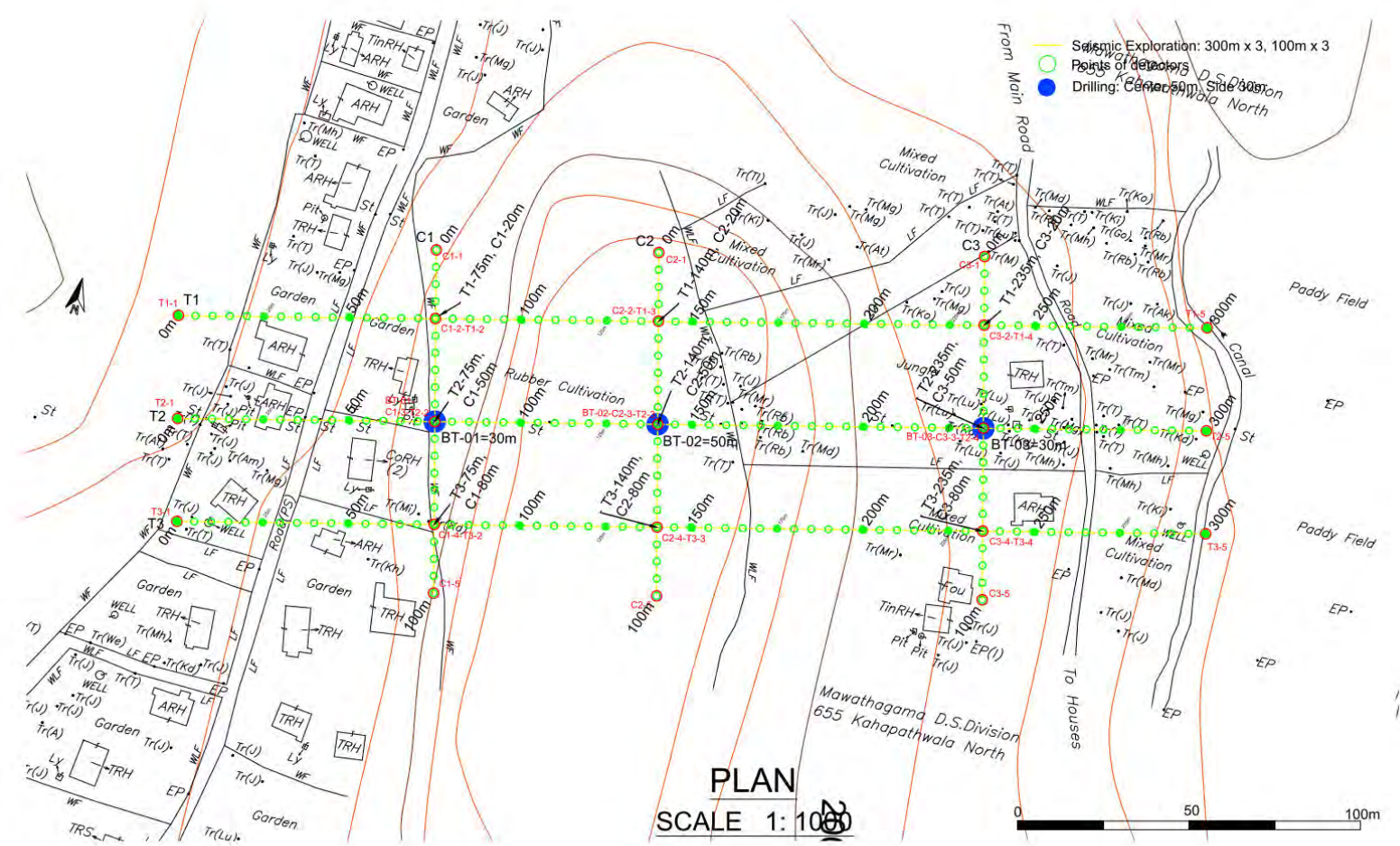


図 3.4 測線配置図
 出典：プロジェクト作成

弾性波探査の模式図を図 3.5、測定手順を図 3.6 に示す。

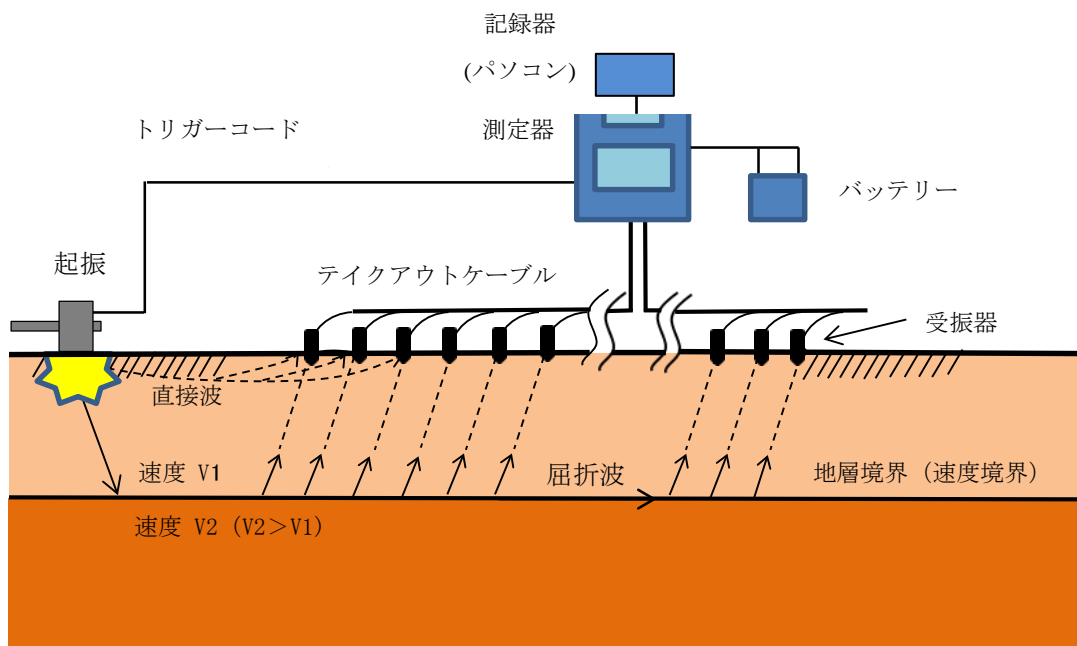


図 3.5 弾性波探査模式図

(出典：SeisImager/SW 表面波探査の基礎、応用地質(株)より改変)

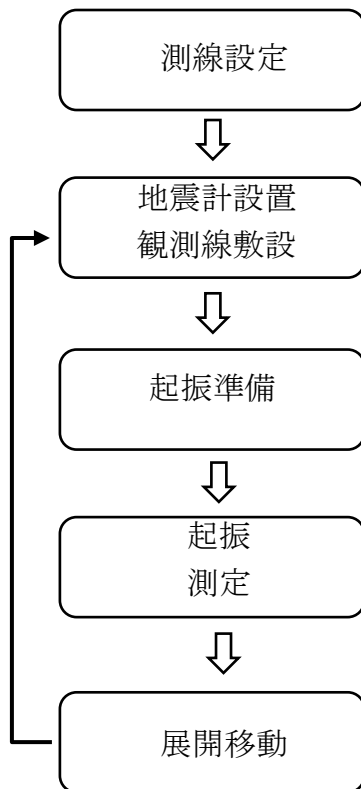


図 3.6 弾性波探査測定手順

(出典：プロジェクト作成)

(3) 使用機器

本探査に使用した測定器類は表 3.3 の通りである。

表 3.3 使用機器一覧表

名称	形式	仕様	数量	製作所
測定器	McSEIS-SW MODEL 1109	成分数24ch、 デジタル記録方式 利得 36dB	1台	応用地質(株)
記録器	パソコン		1台	パナソニック
受振器	ランド型	固有周波数 14HZ	24個	応用地質(株)
観測線	テイクアウトケーブル	12成分 (5m間隔用)	2本	応用地質(株)
その他	バッテリー(12V,24A)、大ハンマー (木製)、トリガー、トリガーコード、鉄板、モンケン(63.5kg)、三脚			

(出典：プロジェクト作成)



測定機材-1



測定機材-2



測定機材-3



測定機材-4

(4) 解析方法 (はぎとり法)

弾性波探査の解析精度を高めるには下記のことが必要である。

1. 良好な測定記録を得ること。
2. 基盤岩を伝播する走時曲線を得るための起振計画を行うこと。
3. 正確な基盤岩速度を求めること。

1) 記録と走時曲線図

振源と測定地点間を波が伝播するのに要した時間を走時とよび、それをグラフ化したものが走時曲線である。測線毎に示した走時曲線図は、測定より得られた記録から初動走時(起振時から換振器に最初に波が到達するのに要した時間)を読み取り、距離を横軸に、時間を縦軸に取り、起振点と換振器間の距離の関係をプロットしたものである。

記録には 1/100 秒毎に刻時線が刻まれ (4mm 間隔)、これを目測によって 1/1,000 秒まで読み取る。走時曲線図は距離を 1/500 の縮尺で (測点間隔 1cm)、時間 1/100 秒=図上の長さ 2cm の割合で目盛りする。波の伝播速度=距離/時間であるから、走時曲線の傾きの逆数が波の伝播速度を表わすことになる。

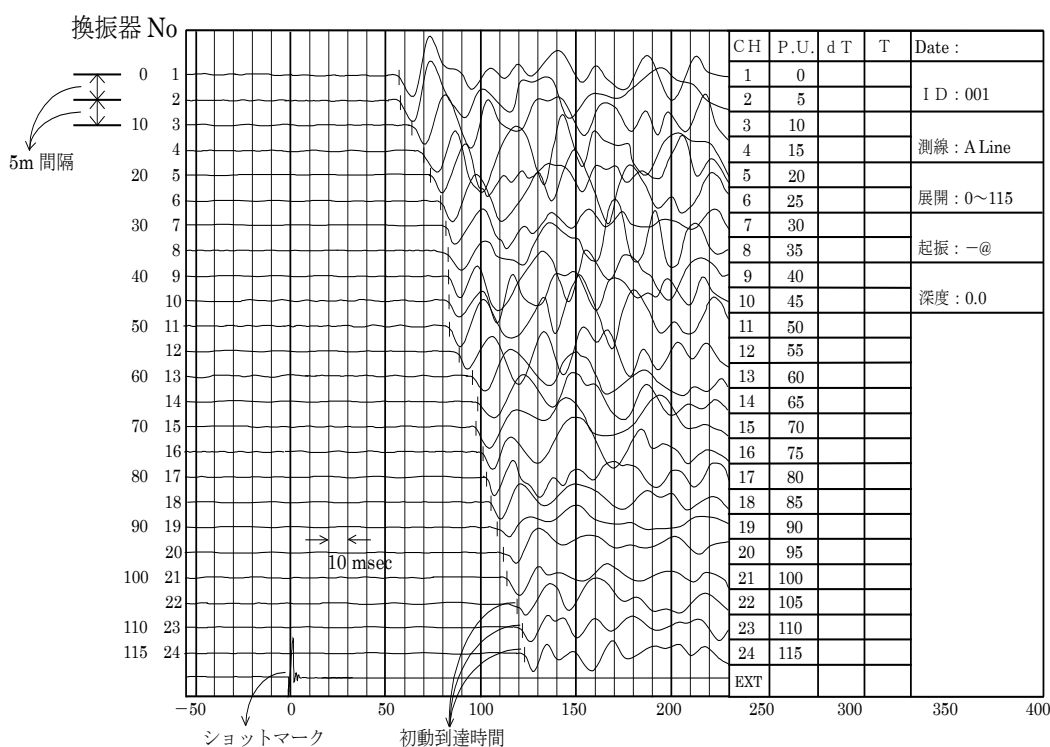


図 3.7 測定記録

(出典 : プロジェクト作成)

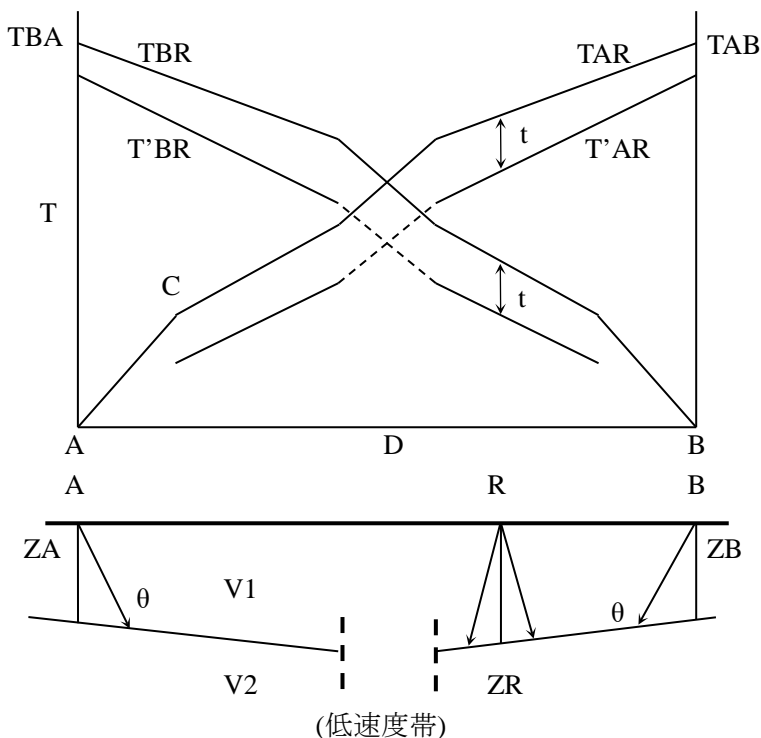
2) 走時曲線の解析

走時曲線は地中を伝わる波の伝播速度の分布状況に応じた形を示すことから、逆に走時曲線の形を解析して地下の速度分布を推定する。

本調査ではトンネル調査など山腹や傾斜地での弾性波探査の解析に適している「はぎとり法—萩原の方法」を採用した。

3) はぎとり法の原理

走時曲線の解析には萩原の法、いわゆる「はぎとり法」(別名：表層除去法)を用いたが、その原理を略述すれば次の通りである。



- A,B : 起振点
- R : 測点
- T : 走時
- T' : はぎとり線
- t : 深度走時
- Z : 深さ
- V₁, V₂ : 上層、下層の速度
- θ : 臨界入射角

図 3.8 はぎとり法の原理

(出典：物理探査ハンドブック 手法編、物理探査学会 1998より改変)

図のような二層構造において、TAR、TBR、TAB、は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 TAR &= ZACOS \theta / V_1 + ZRCOS \theta / V_1 + AR / V_2 \\
 TBR &= ZBCOS \theta / V_1 + ZRCOS \theta / V_1 + BR / V_2 \\
 TAB &= ZACOS \theta / V_1 + ZBCOS \theta / V_1 + AB / V_2
 \end{aligned}$$

ここに次式で与えられる T'AR という量を考える。

$$T'AR = TAR - (TAR + TBR - TAB) / 2 = ZACOS \theta / V_1 + AR / V_2$$

AR は起振点から各測点までの距離を表わすので、変数 X と考えることができ、破線で示したような直線を得る。これが「はぎとり線」で、その傾斜は $1/V_2$ となり、下層の速度を表わす。下層の速度が変化する場合 T 直線の傾斜が変化し、例えば破碎帯などの低速度部分で

は T 直線が段違い状となり、逆に破碎帯を検出することができる。

次に

$$t = TAR - T'AR = ZR \cos \theta / V_1$$

$$ZR = tV_1 / \cos \theta$$

において各測点 R における深さ ZR は t に定数 $V_1 / \cos \theta$ を乗ずることによって求めることができる。

この意味で t を深度走時と呼び、下層を通った走時同士で「はぎとり」が正しく行われた部分については、深度走時が連続的に得られ、深さを時間で表した断面が「はぎとり線」の上に得られることになる。

このように、「はぎとり」を行うことによって、下層の速度とその分布を知り、また深度走時 $t = TAR - T'AR$ を連続的に得ることができる。この二点が「はぎとり法」の優れた特徴である。

上記は二層構造の解析であったが、多数構造の場合は二層構造の考え方を幾何学的に拡張すればよく、いくつの層があっても同様の取り扱いができる。

4) 本解析の方針

解析を行う際、特に留意した点は次の通りである。

走時曲線は測定記録を読み取り作成するが、一般には必ず読取り誤差が発生する。しかし、走時曲線は理論的には下記の条件を満たさなければならない。

- ① 同一速度層を伝播する走時は平行となる。
- ② 各起振点間の往復走時は一致する。
- ③ はぎとり深度走時と原点深度走時は一致する。

(5) 解析方法（高精度弾性波探査）

1) 走時曲線図の作成

プロットした当初の走時曲線は、起振点および受振器設置の条件の相違や記録の読み取り誤差などのため必ずしも精度の高いものではなく、いくつかの矛盾を含んでいるものもある。走時曲線図を作成するには、下記の条件を満たすように修正作業を行う。大きな補正が必要な場合は、再度測定データを見直す。

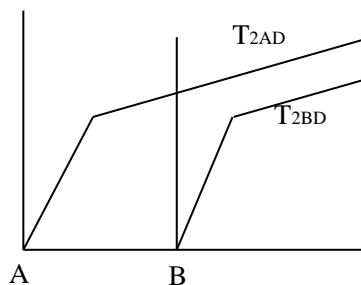
解析の方針の詳細は次の通りである。

- ① 走時の平行性：同一方向、同一速度層を伝播する走時は平行性を保つ。
- ② 往復走時の一致：相対する起振点間での波の所要時間は一致する。
- ③ 原点走時の一致：起振点から両方に伸びる T' 曲線は起振点（原点）付近で急激な変化がない場合は一致する。

これらの条件を走時曲線の型で表すと図 3.9 のようになる。

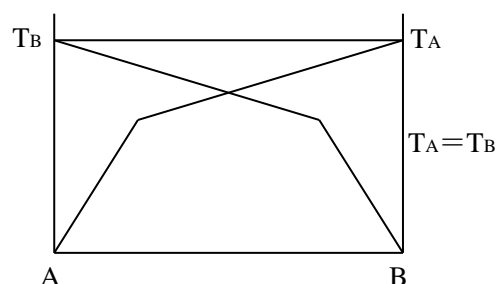
① 走時の平行性

同一方向、同一速度を伝播する走時は平行性を保つ。



② 往復走時の一致

相対する起振点間での所要時間は一致する。



③ 原点走時の一致

起振点から両方に伸びる T' 曲線は起振点 (原点) 付近で急激な変化のない場合は原点で一致する。

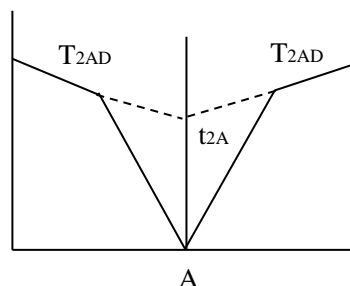


図 3.9 走時曲線の性質

(出典：物理探査ハンドブック 手法編、物理探査学会 1998より改変)

完成した走時曲線は地表付近の低速度層の不均一な分布を反映して凹凸が激しいこと、あるいは速度層の傾斜によって、走時曲線そのものの勾配からは速度値を決定することは困難であることが多い。

したがって、これら走時曲線の凹凸や見かけの勾配を取り除くため、相対する往復走時曲線から速度走時曲線 (T' 曲線) を作成し、この T' 曲線の勾配から速度値を決定する。さらに、走時曲線と T' 曲線を組み合わせることによって、各速度層に対応する時間が求められる。速度と時間が判明すると深度が計算され、各測点において速度層毎の深度を求めることによって、速度層断面として表現することができる。

今回は、各測線共に 0.3~4.7km/sec の範囲の速度値が得られた為その範囲で解析した。

2) トモグラフィ手法を用いたセル速度の修正

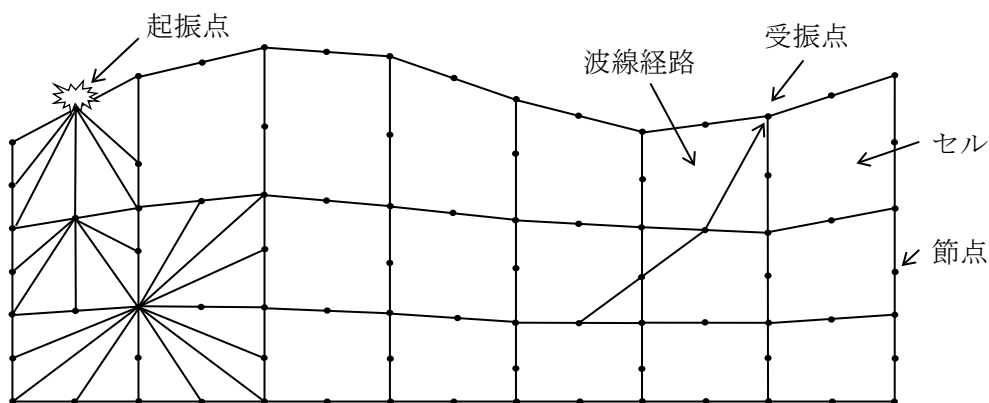
トモグラフィ手法は以下の手順で行う。

- ① 深度と共に速度が増加する初期モデルを作成する。
- ② 初期モデルに対して、理論的な初動走時（理論走時）を計算する。理論走時の計算には図 3.10 に示すホイヘンスの原理に基づく波形計算法を用いる。
- ③ 得られた理論走時と観測走時の差（残差）を計算し、残差が少なくなるようにモデルを修正する。

モデルの修正は SIRT 法（同時反復再構成法）により各セルの速度を修正する。

SIRT 法は残差を各波線（起振点から受振点への波）の伝播経路の通った全てのセルに配分し、その残差を解消するように各セルの速度を修正するものである。

- ④ この理論走時の計算とモデルの修正を繰り返し、残差が充分小さくなったら繰り返しを終了する。



速度層断面を複数の四辺形（セル）に近似する。各セル内の弾性波速度は一定とする。

- ・ 各セルの周辺（速度境界上）に複数の節点を設ける。
- ・ 起振点から射出された波線は、これらの節点間をたどるものとする。
- ・ 起振点～受振点間の初動走時は、これらの節点をたどる全ての経路のうち、最も走時の短い経路の走時とする。

図 3.10 ホイヘンスの原理による理論走時（初動走時）の計算

(出典：SeisImager/2D トモグラフィ解析の基礎 応用地質(株))

図 3.11 に高精度弾性波探査解析の流れを示す。

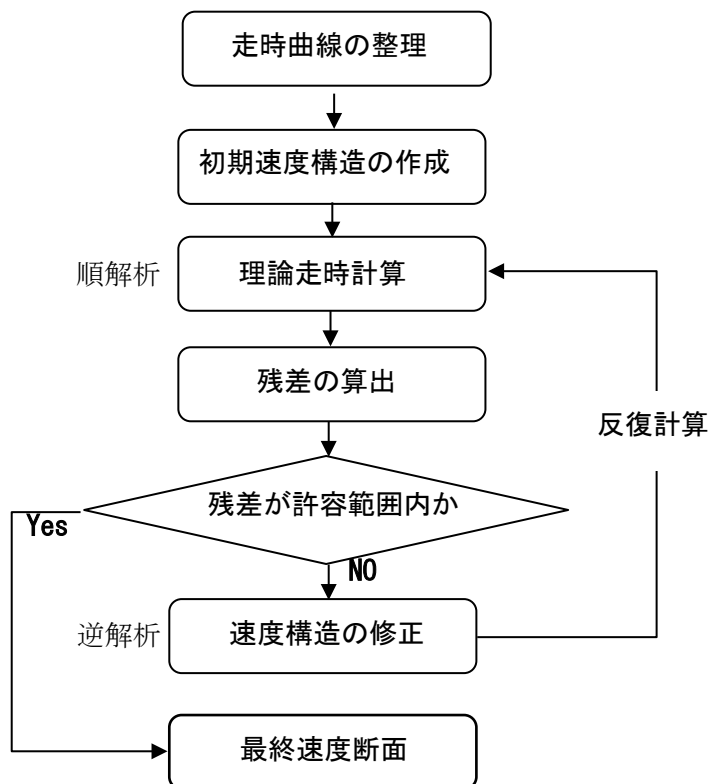


図 3.11 高精度弾性波探査解析の流れ

(出典：プロジェクト作成)

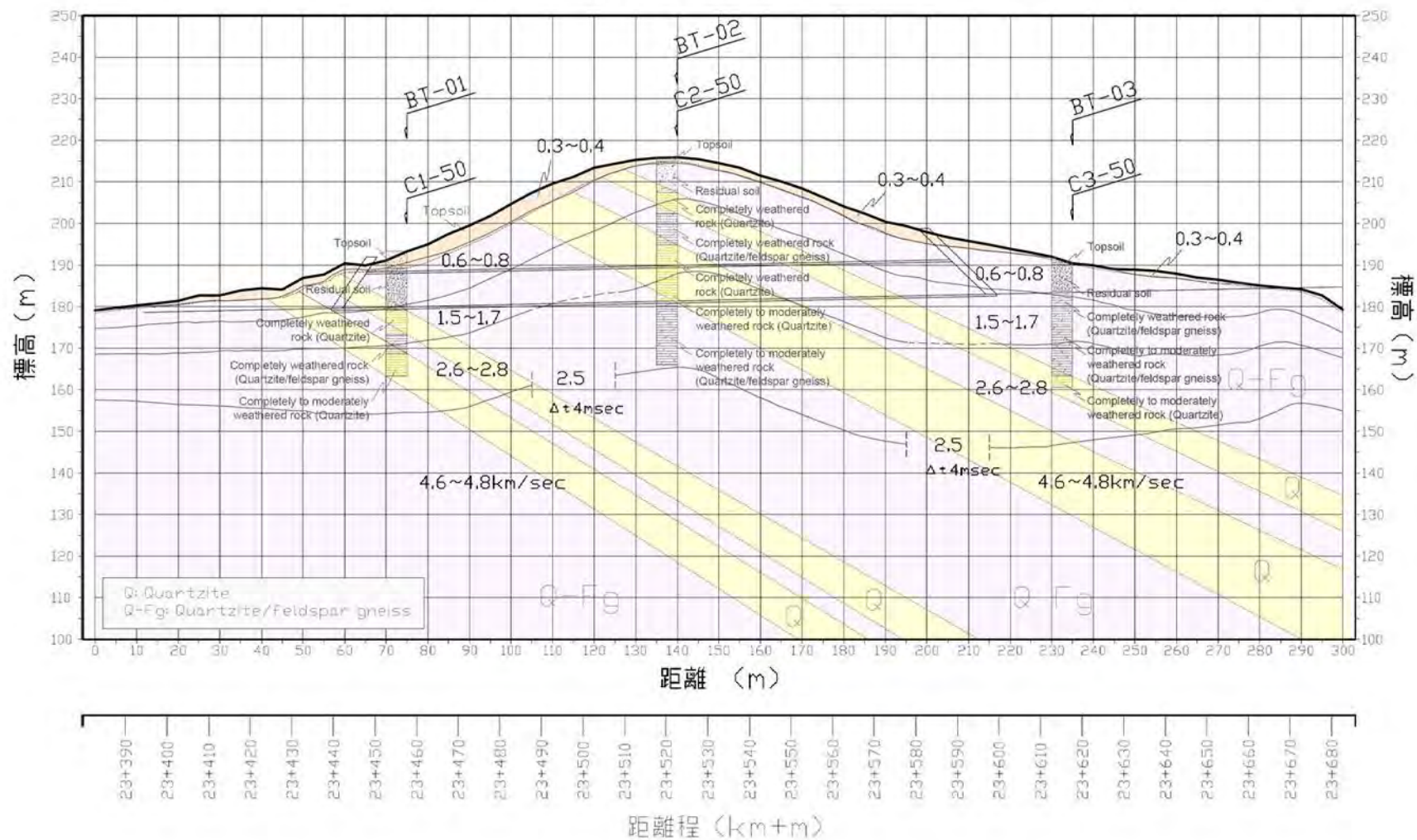
3.2.2 解析結果

解析結果は、各測線毎に走時曲線図と共に解析断面図に示した。

調査地域に分布する地質は、地質図、ボーリング結果及び弾性波探査結果から総合的に判断すると、珪岩層(Q: Quartzites)と石英長石片麻岩(Q-Fg: Quartz / feldspar gneiss)の互層となっている。

次に T2 測線の地質断面図を示す。

解析断面図 T2



3.12 地質解析断面図 (T2 測線)

(出典：プロジェクト作成)

本トンネル計画域では、南北走向で緩い東落ちの構造で、石英長石片麻岩層(Q-Fg)と珪岩層(Q)が互層となっている。

このうちトンネル中央部に分布するのが珪岩層(Q)である。この地質境界は、既往地質図、弾性波探査結果ならびに BT-02 ボーリング (図 3.4) の出現岩相から推定すると、本岩の分布域は広域的にも概ね尾根部が連続することから見ても、他の岩に較べ風化に対する抵抗力が強く、堅硬な岩盤が分布しているものと予想される。

他の地層については、西側の珪岩層は珪岩が主体となっているが、分布領域は谷・沢などの地形が多くみられること、また高精度解析における基盤岩線の凹み域に分布方向が合致することから見て、やや脆弱な岩盤状態であることが懸念される。

はぎとり法解析で得られた速度層は、5層構造に分類することができる。

各速度層の地質状況を弾性波速度値から推定し表に取りまとめると次の通りである。

表 3.4 弾性波速度値と推定される地質状況

速度層	弾性波速度 (Vp=km/sec)	推定地質状況
第1速度層	0.3~0.4	表土及び崖錐層
第2速度層	0.6~0.8	基盤岩の強風化土壌が主体になり、一部強風化岩も含む
第3速度層	1.5~1.7	亀裂面からの劣化が見られ、軟質化も認められる基盤岩の風化岩域
第4速度層	2.6~2.8	基盤岩の弱風化~風化岩盤
第5速度層	4.6~4.8	片麻岩、珪岩の基盤岩
	Δt	低速度帯(数値は区間速度) Δtは区間の時間差

(出典：プロジェクト作成)

(1) 各速度層の地質状況

① 第1速度層 (0.3~0.4km/sec)

本速度層に相当する地質は、表土ならびに崖錐層と考えられ、非常に軟質な未固結堆積物と思われる。

② 第2速度層 (0.6~0.8km/sec)

本速度層に相当する地質は、基盤岩の強風化土壌が主体になり、一部強風化岩も含む。褐色を呈する土壌(粘土~砂)で、硬質~軟質の風化岩の礫を含む。N値は概ね20~50以上の範囲にある。

③ 第3速度層 (1.5~1.7km/sec)

本来は、亀裂面からの劣化が見られ軟質化も認められる岩盤の風化岩域にあたる。本調

査ボーリングでは、砂礫状コアで取れるところが多く確認される。

④ 第4速度層 (2.6~2.8km/sec)

採取されたコアから推察することは難しい点もあるが、本来は弱風化～風化岩盤の分布域にあたり、岩盤も風化劣化が見られるもののがかなり良好な状態にあることが多いと考えられる。本調査では、一部で棒状コアで採取される個所も存在する。

⑤ 第5速度層 (4.6~4.8km/sec)

基盤岩速度層に相当し、地質状態は、新鮮で堅硬な状態にあるものと予想される。本調査ボーリングでは、掘削深度が本速度層まで到達せず、未確認である。

⑥ 低速度帯 (: :)

本調査で得られた低速度帯は、5箇所程度得られており結果は、解析断面図および、表 3.5に示した通りである。

表 3.5 低速度帯概要一覧表

測線名	低速度部区間 (m)	時間差 Δt (msec)	速度値 (km/sec)	備 考
T1	115-120	2	1.5	低速度帯(岩盤の土砂化)
T2	105-125	4	2.5	低速度帯(岩盤の土砂化)
T2	195-215	4	2.5	低速度帯(岩盤の土砂化)
T3	110-125	3	3.0	低速度帯(岩盤の土砂化)
T3	215-235	6	2.3	低速度帯(岩盤の土砂化)

(出典：プロジェクト作成)

はぎとり解析の T1～T3 測線において、 $V_p=1.5、2.3、2.5、3.0\text{km/sec}$ の低速度帯が確認される。これらはいずれも、地質境界線に合致し、その脆弱性が懸念される場所である。BT-2 孔の深度 35m までは珪岩の岩相を留めているが（ボーリング柱状図：添付資料 4）、それ以深はほぼ土砂状の様相を呈している。

低速度帯の分布域を以下にまとめる。

① T1、T2、T3測線、L=105m～125mの低速度帯

これは、珪岩層(Q)と石英長石片麻岩層(Q-Fg)の地質境界線に相当し、その境界部周辺が地質的に脆弱化し弱線を形成している可能性がある。具体的には、風化・変質化の進行による岩盤の土砂化である。

② T2、T3測線、L=195m～235mの低速度帯

石英長石片麻岩層(Q-Fg)と珪岩層(Q)の地質境界線に相当し、その境界部周辺が地質的に脆弱化し弱線を形成しており、風化・変質化による岩盤の土砂化の進行の可能性があるが、前述したように、珪岩層(Q)が比較的堅硬で風化等に対する抵抗力の高い岩盤である可能性が高いことを考えると、石英長石片麻岩層(Q-Fg)分布域側の脆弱化が進行している恐れが高い。

(2) 特異性と問題点について

① 高精度解析における基盤岩層の凹みの現象

高精度解析における基盤岩層の凹みは、T1～T3 測線のいずれにも共通して現れている現象である。これらは西側の珪岩層(Q)ならびに石英長石片麻岩層(Q-Fg)の分布域にほぼ重なっている。調査ボーリングの採取コアの観察ではやや不明ながらも、少なくとも新鮮で堅硬な状態の岩盤の分布は深部のみに留まる可能性があり、やや脆弱な岩盤が広く分布すると推察される。

② 交差測線（T測線×C測線）における速度値及び深度の差異について

弾性波探査は起震点から発出された P 波が地盤中を最も速く到達する時間を感知し測定する手段を用いた地盤の解析手法である。このため、P 波の通過速度が早い物質と遅い物質が併在する場合、早い物質中を通った速度値をまず感知することになる。

ここで、本調査地域の状況を確認してみると、トンネル縦断方向（T 測線方向）では、出現する全地質を通過した速度値を必然的に観測することになる。

これに対して、トンネル横断方向（C 測線）では、本地域の地質の分布方向と測線とがほぼ平行なため、速度値が高い地質を限定的に通った速度値を優先的に感知することになる。

この現象が顕著に出ている測線が C2 測線である。C2 測線上では、尾根を形成している珪岩層（周辺岩盤よりも風化に対する抵抗度が高く、より堅硬な状態にあるものと予想）が広く分布する状況にあり、この珪岩層を通過した P 波を感知していることになる。このため、縦横断測線においては、その弾性波速度境界に顕著な差異が生じるものと思われる。

③ トンネル計画における土木地質的問題点

弾性波探査の結果より想定される、トンネル計画における土木地質的問題点を以下に示す。

- ・本トンネル経過区間では $VP=1.5\sim 1.7\text{km/sec}$ 以下の岩盤域を通過する区間が極めて多くを占め、地質的にかなり劣悪な状態といえる。
- ・なだらかな丘陵地形のため、トンネル土被りが全般に薄く、上記の地質状況と相まって、極めて厳しいトンネル施工となる可能性が高い。
- ・西側半分に分布する珪岩層ならびに石英長石片麻岩層の地質は、脆弱傾向にある可能性が高いため、かなり慎重なトンネル工法の選定が必要となる。
- ・両坑口とも、土被りが薄く、かつ岩盤の風化も強く受けているため、かなりの深度で補助工法併用のトンネル掘削が強いられる可能性が高い。
- ・突発的湧水が発生する可能性は、地形状況からするときわめて少ないものと考えられる。

3.3 ボーリング調査

3.3.1 手法

計画されているトンネル区間において地下の地質状況を調査し、トンネル設計のための地盤工学的パラメータを求めることを目的として、室内土質・岩石試験に供する試料採取のためのコアボーリング（垂直）や、標準貫入試験（Standard Penetration Test: SPT）及びルジオン試験を実施した。

コアボーリング及び原位置試験の数量を表 3.6 に、コアボーリングの位置を図 3.13 に示す。コアボーリングは全長 110m であり、トンネルの計画ラインに沿って 3 孔を実施した。うち 2 孔（BT-01,03）はトンネル坑口にあり、他の 1 孔（BT-02）は地形的な最高標高部にある。

表 3.6 コアボーリングと原位置試験数量の一覧表

番号	孔番	掘削深度 (m)	標準貫入試験数	ルジオン試験数
1	BT-01	30.0	14	2
2	BT-02	50.0	6	5
3	BT-03	30.0	7	2
合計		110.0	27	9

(出典：プロジェクト作成)

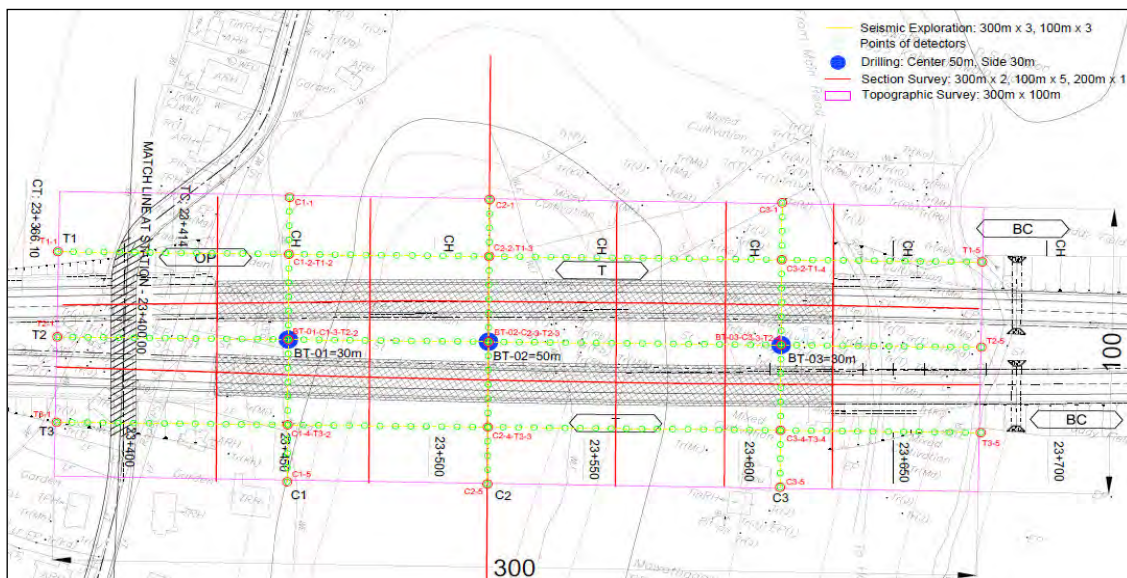


図 3.13 コアボーリングの位置図

(出典：プロジェクト作成)

コアボーリングは、試験規格 ASTM D2113 及び本地質調査の技術的仕様に従って、従来のロータリーボーリングマシンを使用して実施された。ボーリングコアの直径は 54.7mm であるが、削孔径は被覆土と風化岩それぞれで 90 mm と 76 mm が使用された。

標準貫入試験（SPT）は、試験規格 BS1377-9 に従って 1.0m 毎に、主に表層の残積土とその下に分布している完全風化岩を対象として実施された。この試験の目的は、試験で得られる N 値と地盤の工学的パラメータとの経験的な相関関係を用いて、トンネル設計のための地盤

工学的なパラメータを推定することである。

ルジオン試験は、試験規格 BS1377-9 に従って実施された。この試験はトンネル周辺の基盤岩および風化岩の透水性を計測するために実施された。試験の手法・結果・その評価については3.4節で示す。

3.3.2 結果

コアボーリング調査に加えて、調査地の地質図レビュー及び現地地質踏査を行った。これらの調査結果を、以下にコアボーリング調査と併せて示す。

(1) 調査地の地質とサイト状況

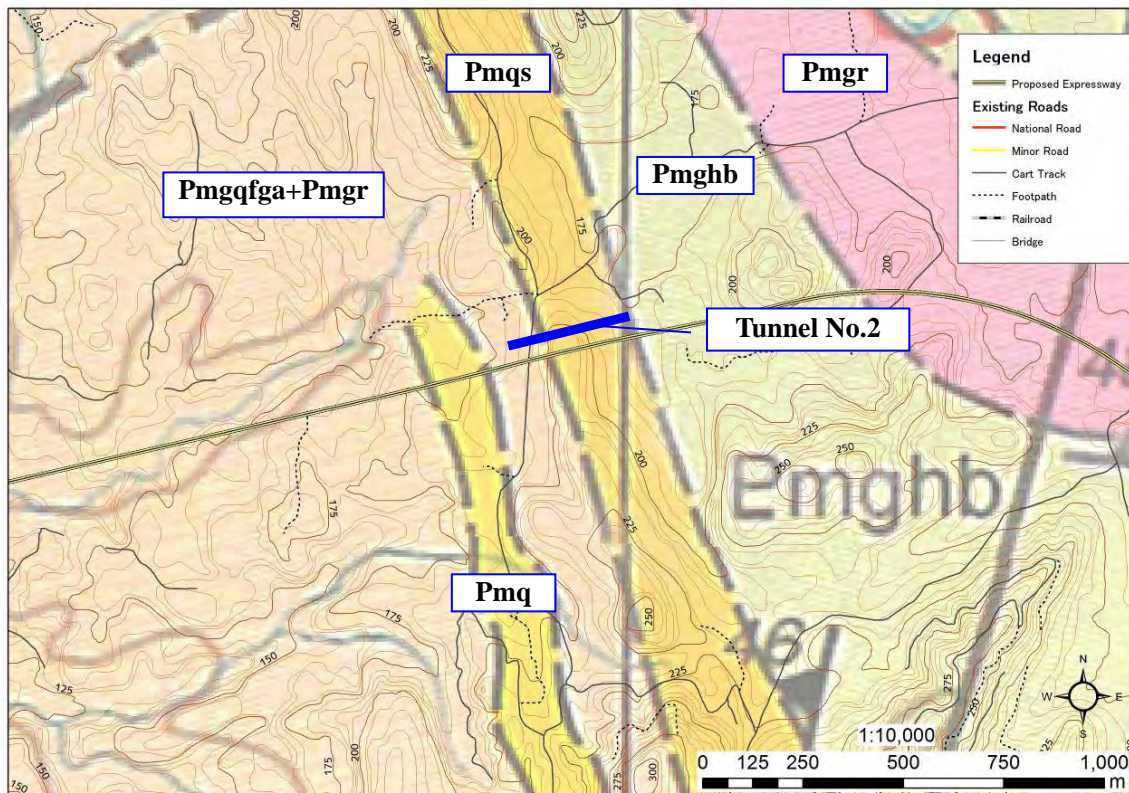
スリランカの地質調査鉱山局（Geological Survey and Mines Bureau: GSMB）（1996）が発行したカンディー・ハンハンカネタ地質図（1：100,000）から抽出した調査対象地を含む地質層序を表 3.7 に示す。また、その地質を調査地周辺の地質図として図 3.14 に示す。表 3.7 及び図 3.14 によれば、トンネル No.2 の地質は原生代変成岩の珪岩と石英長石片麻岩から構成される。

表 3.7 調査地周辺の地質層序表

地層	地質記号	主な産状・岩石記載
リンゴ・コンプレックス	Pmgr	花崗片麻岩：塊状で優白色の石英－長石片麻岩、石英20%以上、苦鉄質鉱物は少ない
	Pmghb	角閃石-黒雲母片麻岩：塊状～組織的な層状の灰色片麻岩、石英20%以上、斜長石およびザクロ石10%以下
ハイランド・コンプレックス	Pmq	珪岩：純度の高い結晶体の峰を持つ粗い粒子の石英と50%以下のシリマナイト、カオリン長石または黒雲母から構成される
	Pmqqs	純粹ではない珪岩と石英片岩：シリマナイト、ザクロ石、しばしば黒雲母を含んだ石英分の多い石英長石片岩の層が入る
	Pmqqfga	ザクロ石石英長石片麻岩（旧名のザクロ石グラニュライト）：大量のピンクザクロ石としばしば20%以上の鉄分の残留物をともなう優白色の石英長石片麻岩

(出典: Modified from Geology of the Kandy-Hanguranketa, 1:100,000, Published by the Geological Survey and Mines Bureau of Sri Lanka, GSMB,

1996)

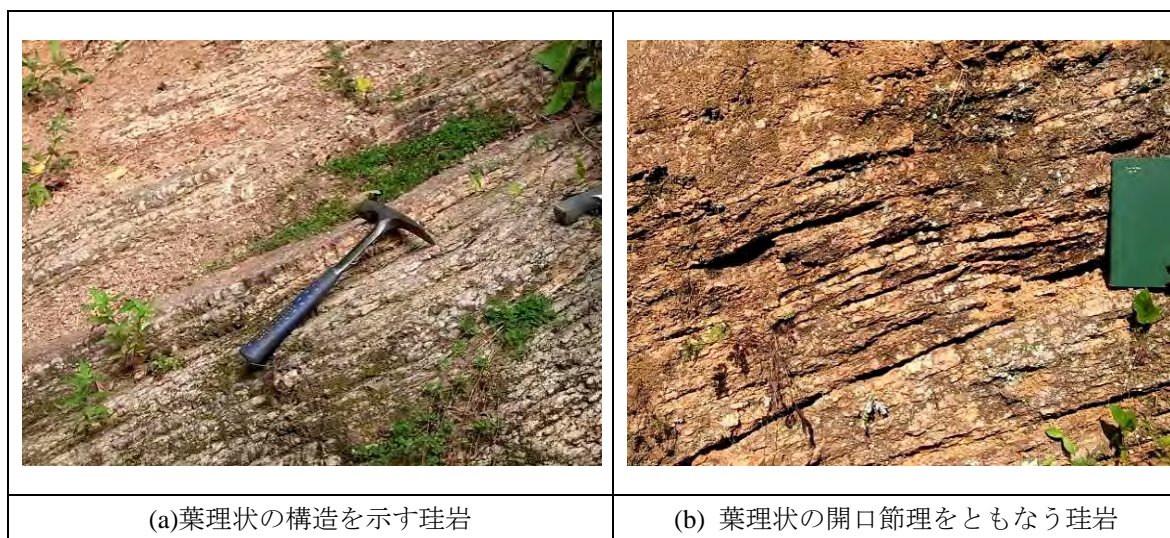


注：地質記号及び地質区分は表 3.7と同様

図 3.14 調査地周辺の地質図

(出典：Geological Survey of Sri Lankaより改変)

調査地周辺では、珪岩が一部露岩している。これらの露岩の観察より、岩盤内には葉理面と平行しているジョイントがよく発達していることがわかる（図 3.15）。これらのジョイントは、概ね 10～30 度の傾斜角で東に傾斜している。また、これらのジョイントは、一部開口しており、地表の応力開放によるものと考えられる（図 3.15(b)）。



(a)葉理状の構造を示す珪岩

(b) 葉理状の開口節理をともなう珪岩

図 3.15 珪岩に形成しているジョイント

(出典：プロジェクト作成)

調査地の基盤岩は露頭で完全に風化している。宅地の切土斜面の露頭観察より、地表付近では基盤岩は完全に風化され、礫混じり土砂や、残積土となっている。この残積土は非常に固く、自然状態でほぼ垂直に立っている（図 3.16）。一方、この残積土は、主に砂と礫から構成されているため、地表水による浸食の影響を受けやすいと考えられる。

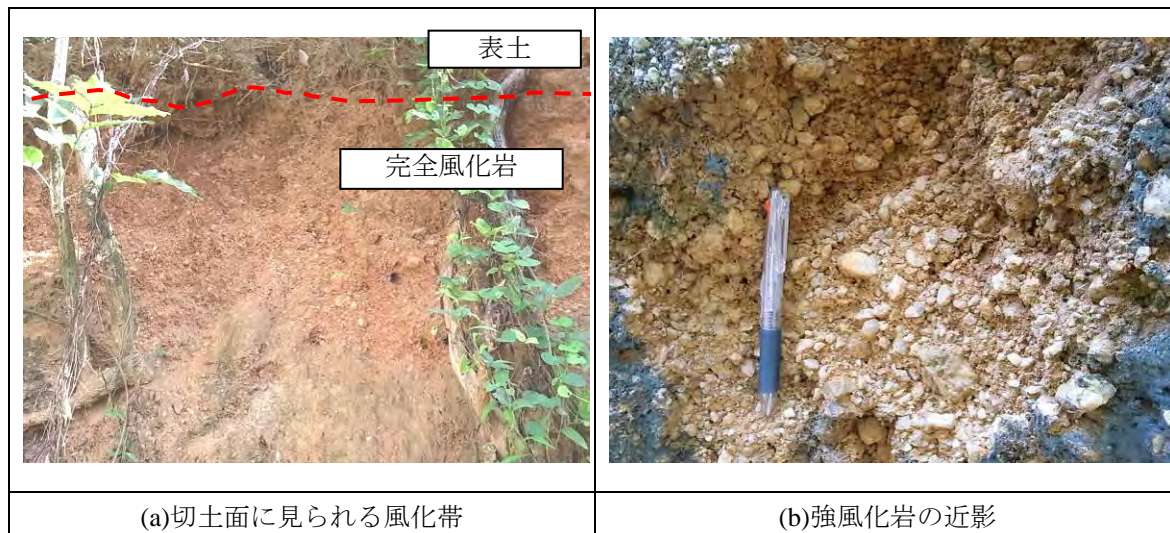


図 3.16 地表付近の基盤岩の風化状況

(出典：プロジェクト作成)

図 3.14 より、調査地付近には衝上断層が推測されており、その断層は計画されているトンネルルートとほぼ直交している。一方で、現地地質踏査により、断層による地表の段差・ずれ及び破碎帯などの断層活動証拠は見られなかった。

また、トンネルルートや坑口斜面付近には、潜在的地すべりや地すべり地形などは認められていない。トンネルルート付近にも、大きな湧水は見られなかった。

(2) ボーリングコアの状態

地質柱状図とコア写真を、添付資料 4 に示す。コアログの記載は主に岩石学的特性、岩盤の風化（表 3.8 参照）、不連続部のデータに関係しており、各孔ごとにまとめられている。以下には各ボーリング孔のコア状態についてまとめる。

BT-01 地点

- 1) 表土、粘土質砂～礫から構成され、層厚0.0～4.0m、黒～褐灰色、やや密実なものである。
- 2) 残積土、粘土質砂～粘土質礫から構成され、層厚4.0～14.2m、灰色、密実な状態を呈している。
- 3) 主に完全に風化した岩石からなり、局部的に中風化岩を含んでいる。厚さ14.2～24.5m、葉理ジョイントが支配的である。
- 4) 完全に風化された岩石、層厚24.5～30.0mである。

BT-02 地点





- 1) 表土、粘土質砂～礫から構成され、層厚0.0～1.0m、褐～褐灰色、ルーズ～やや密実なものである。
- 2) 残積土、粘土質砂～粘土質礫から構成され、層厚1.8～8.5m、灰色、密実な状態を呈している。

- 3) 主に完全に風化した岩石からなり、局部的に中風化岩を含んでいる。厚さ8.5～26.5m、コアの回収率が悪く、RQD（Rock Quality Designation）の測定は出来なかった。
- 4) 中風化～完全風化岩、層厚26.5～50.0m、褐灰色、コアの回収率が悪く、RQDの測定は出来なかった。

BT-03 地点

- 1) 表土、粘土質砂～礫から構成され、層厚0.0～0.5m、黒～褐灰色、やや密実なものである。
- 2) 残積土、粘土質砂～粘土質礫から構成され、層厚0.5～7.0m、灰色、密実なものである。
- 3) 完全に風化した岩石からなる。層厚7.0～15.5mである。
- 4) 中風化～完全風化岩、層厚15.5～30.0mである。中風化岩に形成している葉理ジョイントがよく見られる（図 3.17）。RQDは0-10%と70-100%の間に示し、主に0-10%に集中している（図 3.18）。

表 3.8 代表的岩盤風化ゾーン

風化ゾーン	コア観察	コア写真
残積土	a) 全ての岩構成物質は移動を伴わず土に分解され堆積する b) 岩構造は完全に破壊される	
完全風化岩	a) 半分以上の岩構成物質は土壌に分解～崩壊する b) 変色した岩石がコアストーンとして存在する	
中風化岩	a) 変色は岩構成物質と不連続面の風化を示す b) 岩構成物質は風化によって局所的に変色する	
完全風化岩	a) 半分以上の岩構成物質は分解されるか軟化し土壌となる	

(出典：プロジェクト作成)

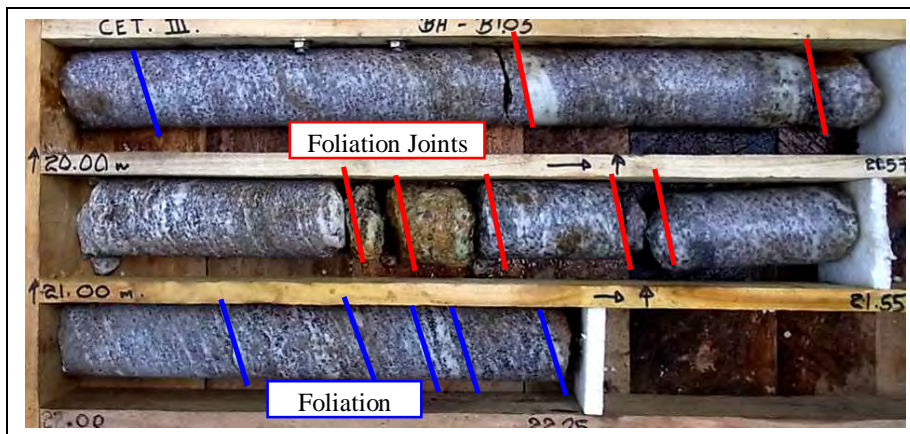


図 3.17 石英長石片麻岩に発達している葉理状節理

(出典：プロジェクト作成)

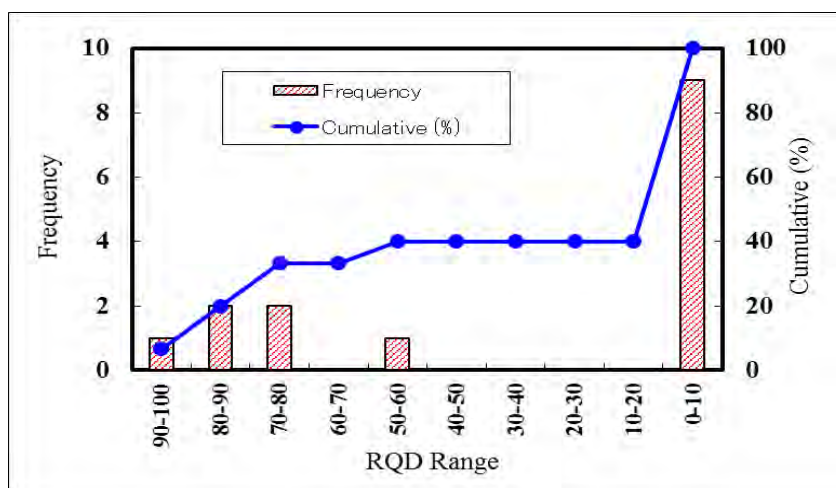


図 3.18 BT-03 孔の RQD ヒストグラム

(出典：プロジェクト作成)

(3) 標準貫入試験結果

標準貫入試験は、主に上部の残積土や完全風化岩に対して実施された。各ボーリング孔における N 値変化 (図 3.19) を以下に示す。

- 1) BT-02孔における残積土のN値はすべて50以上で、非常に密実な残積土であることを示している。
- 2) 西側坑口斜面 (BT-01) 及び東側坑口斜面 (BT-03) の残積土におけるN値は、深くなるとともに増大する傾向にある。N値は12から30まで変化し、トンネル計画地盤より高位では約27の平均値を示している。さらにトンネル計画地盤より下位では30を超過している。

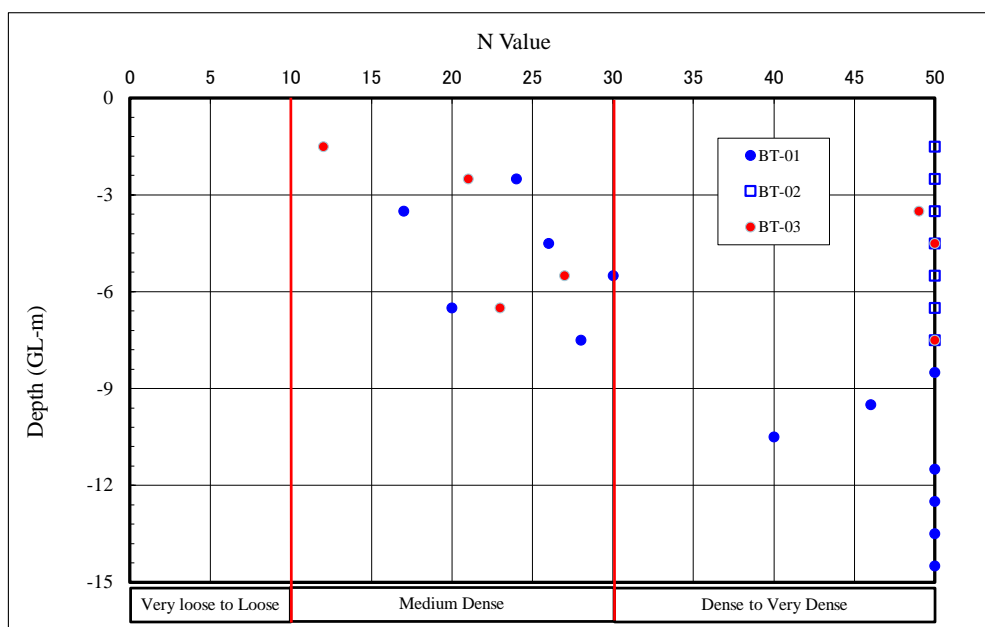


図 3.19 各ボーリング孔における N 値の深さ方向の変化

(出典：プロジェクト作成)

3.3.3 評価と考察

(1) 地質断面

岩石の種類、岩盤風化状況、RQD、ジョイント間隔などをもとにトンネルルート地質縦断を作成した（添付資料4を参照）。内容を以下に要約する。

- 1) トンネルルートの地質は主に石英長石片麻岩により構成され、局部的に珪岩を挟んでいる。主要な葉理ジョイントは、二つの岩盤ともよく発達している。これらのジョイントは、10～30度の傾斜角で東に傾斜している。
- 2) 石英長石片麻岩より珪岩は一般に風化を弱く受けている。表土に覆われている基盤岩は、表 3.9と表 3.10に示すように、工学的に概ね次の3つの区分に分類される。
a)残積土、b)完全風化岩～局部的に中風化岩を含む、c)完全風化岩～中風化岩
- 3) トンネルルートを横切る断層は現地地質踏査より確認されなかった。

表 3.9 各ボーリング孔における地質工学的区分

地質・地質工学的な区分		各ボーリング孔での深度 (m)		
		BT-01	BT-02	BT-03
1	表土 (TS)	0.0 - 4.0	0.0 - 1.0	0.0 - 0.5
2	残積土 (RS)	4.0 - 14.2	1.0 - 8.5	0.5 - 7.0
3	完全風化岩～局部的中風化岩を含むもの (CW)	14.2 - 24.5	8.5 - 26.5	7.0 - 15.5
4	完全風化岩～中風化岩からなるもの (CM)	24.5 - 30.0	26.5 - 50.0	15.5 - 30.0

(出典：プロジェクト作成)

表 3.10 簡略地質柱状図

区分	各ボーリング孔における地質・岩石種類及びその分布深度		
	BT-01	BT-02	BT-03
TS	表土 (0.0-4.0m)	表土 (0.0-1.0m)	表土 (0.0-0.5m)
RS	残積土 (4.0-14.2m)	残積土 (1.0-8.5m)	残積土 (0.5-7.0m)
CW	珪岩 (14.2-20.0 m) 石英長石片麻岩 (20.0-24.5m)	珪岩 (8.5-13.5m) 石英長石片麻岩(13.5-21.0m) 珪岩 (21.0-26.5m)	石英長石片麻岩(7.0-15.5m)
CM	珪岩(24.5-30.0m)	珪岩 (26.5-35.0m) 石英長石片麻岩(35.0-50.0m)	石英長石片麻岩(15.5-27.3m) 珪岩 (27.3-30.0m)

(出典：プロジェクト作成)

(2) 岩盤分類

4章に提案されている岩盤分類システムに従うと、トンネルルートに沿った地質・地質工学的な状況は、以下に3つのクラス（表 3.11）に区分できる。

- 1) クラスDII－表土を含め、主に残積土からなるものである。
- 2) クラスDI－完全風化岩～局部的に中風化岩を含むものである。その岩盤のRQDは一般に20未満である。
- 3) クラスCII－完全風化岩～中風化岩からなるもので、そのRQDは一般に10～70の値を有する。

表 3.11 地盤工学的区分とその対応する岩盤分類

地盤工学的区分			岩盤分類
1	表土 (TS)	TS	DII クラス
2	残積土(RS)	RS	DII クラス
3	完全風化岩～局部的中風化岩を含むもの (CW)	CW	DI クラス
4	完全風化岩～中風化岩からなるもの (CM)	CM	CII クラス

(出典：プロジェクト作成)

(3) トンネル坑口斜面の安定

両方のトンネル坑口斜面は、斜面傾斜 15～20 度の緩斜面に位置している。地すべりや斜面崩壊跡地などは、地形判読及び現地地質調査により認められなかったので、トンネル坑口斜面の掘削に伴う地すべりの心配が無いと考えられる。

トンネル坑口周辺の地質は自然条件下の鉛直切土面でも安定した中～高密度の砂礫からなる残積土と予想される。しかしながら、残積土の強度は地表面から 6～7m 付近で急変しており (図 3.19 参照)、その強度変化の境界は潜在的なすべり面とみられる地質的な弱線である。葉理状節理面は東方向に 10～30 度で傾斜しており、とくに東側の坑口掘削後の地質的な不安定状態に関わる。加えて、残積土は砂礫から構成されるので表流水による浸食の影響を受けやすい。

したがって、切土面は掘削後に風化して長期的に不安定化する危険があるのでトンネル坑口保護のため、のり面保護工が必要となる。また坑口斜面の切土斜面勾配は、道路土工一切土工・斜面安定工指針(表 3.13)をもとに、表 3.12 に示すように提案する。

表 3.12 提案された坑口部切土斜面の標準勾配

地質区分	残積土 (RS)	完全風化岩 (CW)	完全風化～中風化岩 (CM)
切土勾配 (V:H)	1:1.2	1:1.0	1:0.8
切土高 (m)	5 to 7	5 to 10	5 to 10

注: V:H = 鉛直高さ:水平距離

(出典 Source: Modified from Highway Earthwork Series, Manual for Highway Earthworks, Published by Japan Road Association, March 1990.)

表 3.13 切土勾配に関する基準

地山の土質・岩盤状況		切土高	勾配 (i=V:H)
硬岩			1:0.3 ~ 1:0.8
軟岩			1:0.5 ~ 1:1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5 ~
砂質土	密実なもの	5 m以下	1:0.8 ~ 1:1.0
		5~10 m	1:1.0 ~ 1:1.2
	密実でないもの	5 m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		5~10 m	1:1.2 ~ 1:1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの、また粒度分布の良いもの	10 m以下	1:0.8 ~ 1:1.0
		10~15 m	1:1.0 ~ 1:1.2
	密実でないもの、また粒度分布の悪いもの	10 m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		10~15 m	1:1.2 ~ 1:1.5
粘性土		10 m以下	1:0.8 ~ 1:1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5 m以下	1:1.0 ~ 1:1.2
		5~10 m	1:1.2 ~ 1:1.5

(出典: Modified from Highway Earthwork Series, Manual for Highway Earthworks, Published by Japan Road Association, March 1990.)

3.4 透水試験（ルジオン試験）

3.4.1 手法

透水試験はトンネル地盤の透水性を評価する試験である。この試験は、以下のパッカー試験
 或いはルジオン試験方法に従って、5段階の注入圧力方法により5mの試験区間で実行された
 (図 3.20 参照)。以下に実施されたシングルパッカー試験の手順について述べる。

- 1) 清水によるボーリング孔の清浄。ボーリング掘削が試験区間の底部に到達したら、ドリルロッドを通して清水をボーリング孔に注入し、ボーリング孔のトップから清水を噴出させることで、ボーリング孔を水洗する。
- 2) 試験区間へのパッカーの設置。試験区間のトップまでパッカーを挿入してから、十分な空気圧でパッカーゴムを膨張させる。パッカーとボーリング壁の水漏れ状況を確認し、水漏れがなくなるまでパッカーを設置し直す。パッカーを膨張させボーリング孔のパッカーより高位の地下水位を最初に水圧をかけてから電気浸潤計で、5分間隔で測定する。初期段階で水位が上昇した場合はパッカーを再装填し試験をやり直す。
- 3) 試験区間へ一定圧力による注水。ロッドを介して試験区間にポンプより一定圧力で注水する(表 3.14参照)。各圧力の注水量は、少なくとも15分待つか、安定した流量になってから測定する。
- 4) 注入水量とその経過時間の記録。各注入圧力の注入量は、最低5分間隔で連続3回測定する。水圧と流量が連続した2測定で一定になるまで、5分の計測間隔で測定を追加する。流量はFluxまたはVolumeで計測される(流量メーターの形式による)。
- 5) 5段階の注水圧力による試験。注水圧力を段階的に増加させ、最大注水圧力段階の試験が終了したら逆に段階的に圧力を減少させる。地表の圧力計と流量計により、5段階の注入圧力による注入量を読み取る(表 3.14参照)。

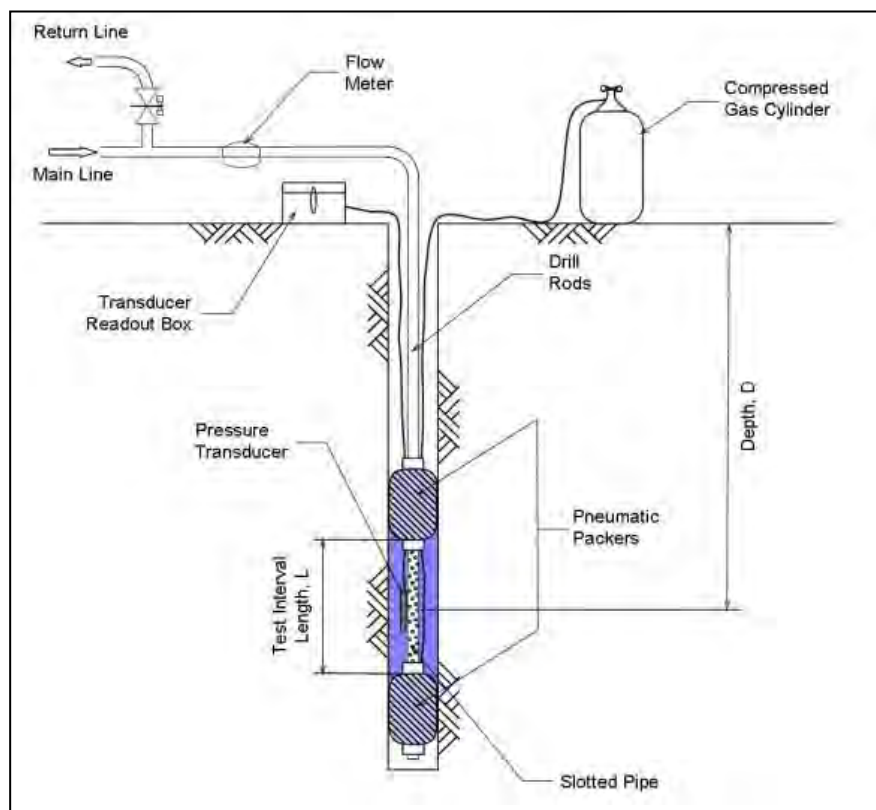


図 3.20 ルジオン試験設置のイメージ図

(出典: Quiñones-Rozo, 2010.)

表 3.14 各試験段階における注入圧力

ステージ	記載	注入圧力	
1 st	Low	0.50 Pmax	1.50 bar
2 nd	Medium	0.75 Pmax	2.25 bar
3 rd	Maximum (Peak)	1.00 Pmax	3.00 bar
4 th	Medium	0.75 Pmax	2.25 bar
5 th	Low	0.50 Pmax	1.50 bar

注：1 bar = 100 kPa.





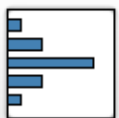
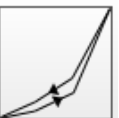
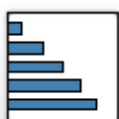

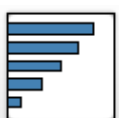

(出典：プロジェクト作成)

表 3.14 に示すように、最小土被りが 15m であったと仮定すると、最大注入圧力は 300kPa であったと計算される。

3.4.2 結果

ルジオン値は、試験時の注入圧力と注水量の関係の曲線より求められる（表 3.15 を参照）。本調査で測定されたルジオン値は、表 3.16 に示すようにすべて 5 未満であり、透水係数としては $5 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ に相当する。

表 3.15 注入圧力-注入量パターンによるルジオン値の解析

特性	ルジオンパターン	圧力-注入量パターン	ルジオン値
薄層状			平均値（全ステージ同じ）
乱れ			最高水圧時に対応するルジオン値（第3段階）
拡散			最低～中程度の水圧に対応するルジオン値（第1,2,4,5段階）
ウォッシュアウト			最大のルジオン値（第5段階）
充填			最後のルジオン値（第5段階）

(出典: Modified after Quiñones-Rozo, 2010.)

表 3.16 ルジオン試験結果の一覧表

孔番	試験深度 (m)	ルジオン値	試験区間の地質
BT-01	20.0 - 25.0	0.0	完全風化岩
	25.0 - 30.0	1.1	完全～中風化岩
BT-02	20.0 - 25.0	0.0	完全風化岩
	30.0 - 35.0	0.1	完全～中風化岩
	35.0 - 40.0	0.0	完全～中風化岩
	40.0 - 45.0	0.0	完全～中風化岩
	45.0 - 50.0	0.0	完全～中風化岩
BT-03	20.0 - 25.0	2.5	完全～中風化岩
	25.0 - 30.0	1.0	完全～中風化岩

(出典：プロジェクト作成)

3.4.3 評価と考察

岩盤の透水性は、一般的に岩盤構造、つまり岩盤中に形成しているジョイントなどの不連続面の状況によって決まる。従って、ルジオン値は岩盤の透水性のみではなく、岩盤に形成している不連続面の状況も表している。代表的なルジオン値及びそれに対応する岩盤状況を表 3.17 に示す。

表 3.17 ルジオン値による岩盤の透水性の目安

ルジオン値	分類	透水係数(cm/sec)	岩盤の不連続面の状況
<1	少ない	$<1 \times 10^{-5}$	密着している
1-5	小	$1 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-5}$	締まっている
5-15	中	$6 \times 10^{-5} - 2 \times 10^{-4}$	局所的な開口
15-50	やや大	$2 \times 10^{-4} - 6 \times 10^{-4}$	いくつかの開口する
50-100	大	$6 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-3}$	多くの開口部がある
>100	かなり大	$>1 \times 10^{-3}$	密集した開口部・空隙

(出典：Quiñones-Rozo, 2010.)

本調査のルジオン試験で得られたルジオン値はすべて 5 以下であった。これらの小さいルジオン値は、トンネル岩盤に形成している葉理ジョイントが非常に密接な状態で、岩盤の透水性が低いことを示唆している。トンネル岩盤の透水性が低く、さらに地下水位がトンネルの底レベルに位置していることから、トンネル掘削時のトンネルへの湧水量は少ないと予想される。

3.5 室内試験

3.5.1 手法

(1) 試験方法

室内土質・岩石試験は、主として ASTM 及び BS の試験規格（基準）に従って実施された。室内試験の規格及び数量を表 3.18 に示す。

表 3.18 実施された室内試験数量一覧表

試験項目		試験方法	試験数量
土質試験	土粒子の比重試験	BS1377-2	13
	土の単位体積重量試験	BS1377-2	13
	土の粒度試験	BS1377-2	13
	土の液性限界・塑性限界試験	BS1377-2	5
	土の一軸圧縮試験	BS1377-7	0
	土の直接せん断試験	BS1377-7	0
岩石試験	岩石の単位体積重量	ASTM D2216	10
	岩石の吸水/比重試験	ASTM C97	5
	岩石の点載荷強度試験	ASTM D5731	25
	岩石の一軸圧縮試験	ASTM D2938	10
	薄片岩石分析	BS812-2 [149]	2

(出典：プロジェクト作成)

薄片岩石分析はモラトワ大学土木工学部門で実施された。これ以外のすべての室内土質・岩石試験は、ELS (Engineering & Laboratory Services (Pvt) Ltd) の実験室で実施された。

さらに予定されていた土質サンプルの工学的特性試験は不攪乱資料の採取が不可能であったために中止された。

(2) 試料採取方法

土の攪乱試料は、標準貫入試験のサンプラーを用いて主に残積土及び完全風化岩から採取された。

室内岩石試験用の岩石コアは、直径 54.7 mm のボーリングコアから採取された。また、一軸圧縮試験は、コア長さとコア径の比 (L/D) が 2 以上のコアサンプルを選定し実施された。室内試験のために撈取された岩石コアサンプルは弱～中風化の状態であった。

3.5.2 結果

(1) 土粒子の比重

残積土の比重は 2.64 から 2.71 まで変化し、2.67 の平均値を有しているが、一般的な土に相当する物性値を示している。

表 3.19 土粒子の比重試験結果

項目	数値
試料数	13
最大値	2.74
最小値	2.61
平均値	2.67
中央値	2.68

(出典：プロジェクト作成)

(2) 土の粒度組成

図 3.21 は、ボーリング孔 BT-01～BT-03 における残積土の代表的な土試料の粒径加積曲線を示している。これらの残積土は、英国標準 BS 1377 パート II の土の分類法によって、シルト質砂と礫に分類される。細粒分（直径 0.06mm 以下）は 25%以下で、礫が、主に細～中礫からなり、全体の 10～50%を占めている。

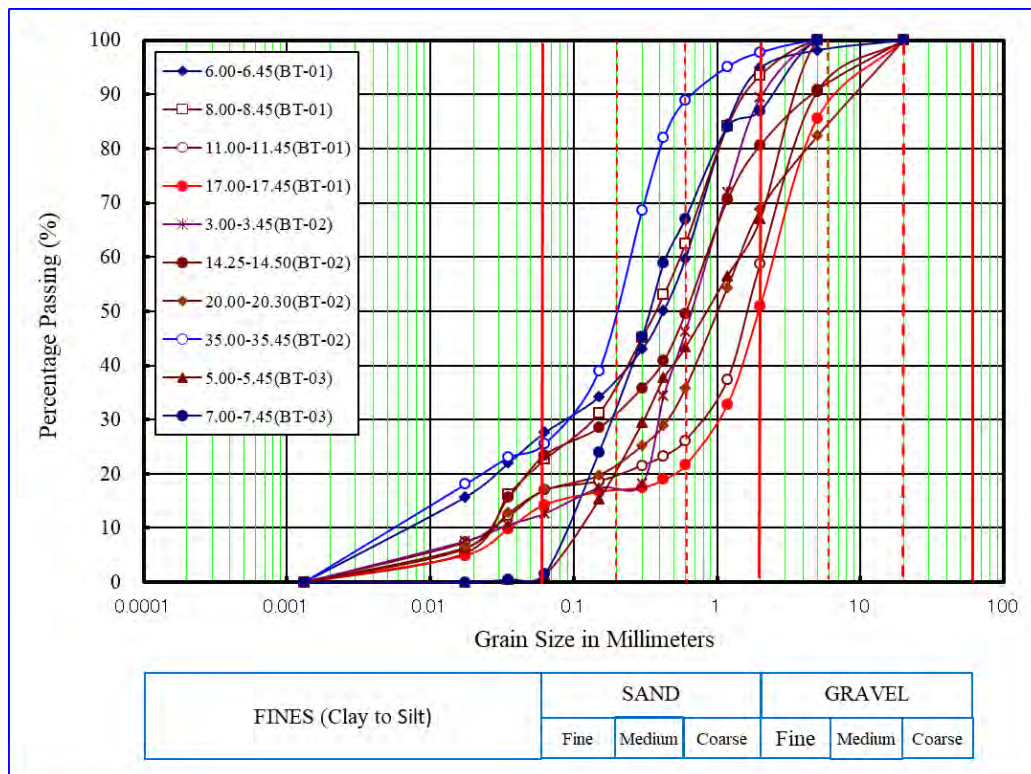


図 3.21 代表的な土試料の粒径加積曲線図

(出典：プロジェクト作成)

(3) 岩石の比重

岩石の比重はその岩石に含まれる造岩鉱物の種類とそれらの鉱物の相対構成に依存する。一般に多くの岩石は約 2.70 の平均値を有している。

岩石の比重試験結果を表 3.20 に示す。得られた比重値の範囲は 2.64～2.90 で、平均は 2.74 であった。これは、多くの造岩鉱物の平均値 2.70 に相当する。

表 3.20 岩石の比重試験結果

項目	数値
試料数	4
最大値	2.90
最小値	2.64
平均値	2.74
中央値	2.74

(出典：プロジェクト作成)

(4) 岩石の密度

岩石の密度は、トンネル設計のための土被りによる応力を推定するには必要な岩石パラメータである。室内岩石試験に得られた岩石の密度は、表 3.21 に示すように、 $2.7\sim 3.0\text{g/cm}^3$ である。

表 3.21 岩石の密度試験結果（単位： g/cm^3 ）

項目	数値
試料数	10
最大値	3.04
最小値	2.72
平均値	2.91
中央値	2.95

注： $1\text{g/cm}^3 = 10\text{kN/m}^3$.

(出典：プロジェクト作成)

(5) 岩石の吸水率試験

表 3.22 に示すように、得られた岩石の吸水率は大きなばらつきを示している。これらの試験結果のばらつきは、採取されたコア試料の風化および変質によるもの考えられる。

表 3.22 岩石の吸水膨張試験結果（単位：%）

項目	数値
試料数	4
最大値	0.86
最小値	0.25
平均値	0.44
中央値	0.38

(出典：プロジェクト作成)

(6) 岩石の一軸圧縮強度

本調査で得られた岩石の一軸圧縮強度（Uniaxial Compressive Strength: UCS）は、23～66 MPaと大きく変化し、岩石風化の影響が大きく受けている。一方で、本調査の一軸圧縮強度試験結果は、岩盤が深くなるとともに風化の影響が小さくなることで一軸圧縮強度が大きくなるという一般的な傾向を示さなかった。岩石の一軸圧縮試験結果を表 3.23 に示す。

表 3.23 岩石の一軸圧縮強度試験結果（単位：MPa）

項目	数値
試料数	10
最大値	66.1
最小値	23.0
平均値	46.5
中央値	48.8

(出典：プロジェクト作成)

(7) 岩石の点載荷強度

点荷重強度指数（ $I_{s(50)}$ ）と一軸圧縮強度（UCS）を関係づける比例係数は、等価係数として、一般に 24 といわれている。一方で、今回得られた点載荷強度と岩石の一軸圧縮強度の等価係数は、19 でかなり低い値を示している（図 3.22）。また、その相関関係は不明瞭である。相関が不良な理由はおそらく点荷重サンプルの形状と大きさが異なるためとみられる。

表 3.24 岩石の点載荷試験結果

点載荷強さ	$I_{s(50)}$ (MPa)	推定された一軸圧縮強度 UCS (MPa)
試料数	12	—
最大値	3.06	73.4
最小値	0.31	7.4
平均値	1.69	40.6
中央値	1.65	39.6

注: Estimated UCS = 24 x $I_{s(50)}$.

(出典：プロジェクト作成)

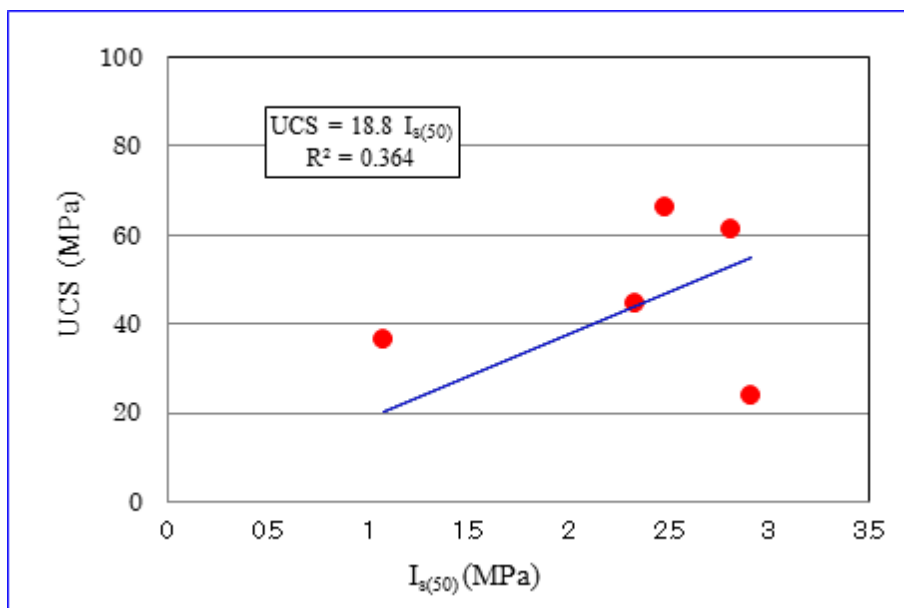


図 3.22 岩石の点載荷強度指数 $I_{s(50)}$ と一軸圧縮強度 UCS の相関関係

(出典：プロジェクト作成)

(8) 薄片岩石分析

岩石コアから2つの岩石薄片を製作して岩石分析を行った。この2つの薄片岩石分析結果を表 3.25 に示す。薄片岩石分析結果は、調査地の基盤岩は95%以上の石英を有する石英珪岩または純珪岩の変成岩であると同定している。

表 3.25 調査地基盤岩の鉱物構成の一覧表

試料番号	鉱物	鉱物構成 (%)	備考
BT-01 (15.58-15.65)	石英	94 to 96	主要鉱物、珪長質
	長石+ 粘土鉱物	4 to 6	主要鉱物、珪長質
	マグネタイト	< 1	
BT-02 (28.00-28.08)	石英	97 to 99	主要鉱物、珪長質
	長石	1	主要鉱物、珪長質
	マグネタイト	なし	付随する鉱物

(出典：プロジェクト作成)

3.5.3 評価と考察

土および岩石の地盤設計パラメータについて、室内試験結果、コア観察結果および原位置試験結果に基づいて評価した。以下に要約する。

(1) 坑口斜面設計のための土質定数

前に述べたように、トンネル坑口部において主に風化残積土が分布しており、その残積土は、N値が27の平均値を有している密実な粘質砂である。

残積土の室内力学特性試験は実施されていないため、残積土の強度パラメータは、N値との相関および従来採用されている経験的設計パラメータ（表 3.26 と表 3.27）から、以下のよう推定される。

粘質土の不排水せん断強度： $c_u = (6 \text{ to } 10) N \quad (\text{kN/m}^2)$
 砂質土の内部摩擦角： $\phi = \sqrt{12N} + 15 \leq 45 \quad (\text{度})$
 土の静止土圧係数： $K_0 = 1 - \sin\phi$

表 3.26 土の状態と土質定数の一覧表

土の種類	土の状態	単位体積重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	土のグループ名
礫	密実/粒径幅の広いもの	20	40	-	GW, GP
	ルーズ/分級されるもの	18	35	-	
礫混じり砂	密実なもの	21	40	-	GW, GP
	密実でないもの	19	35	-	
砂	密実/粒径幅の広いもの	20	35	-	SW, SP
	ルーズ/分級されるもの	18	30	-	
砂質土	密実なもの	19	30	-	SM, SC
	密実でないもの	17	25	-	
粘性土	固いもの	18	25	50未満	ML, CL
	やや軟らかいもの	17	20	30未満	
	軟らかいもの	16	15	15未満	
粘土とシルト	固いもの	17	20	50未満	CH, MH, ML
	やや軟らかいもの	16	15	30未満	
	軟らかいもの	14	10	15未満	

注: Group symbols are same as those used in the Unified Soil Classification System.

(出典: Modification from Design Guide—Earthworks, Published by Japan Highway Public Corporation, May 1998.)

表 3.27 地盤の状況による許容支持力の経験的推定値

地盤の種類		許容支持力 (kN/m^2)	N値
礫質地盤	非常に密実	600	—
	密実	300	—
砂質地盤	非常に密実	300	30 - 50
	密実	200	20 - 30
	中密実	100	10 - 20
	ルーズ	50	5 - 10
	非常にルーズ	0	< 5
粘質地盤	非常に固い	200	15 - 30
	固い	100	8 - 15
	やや固い	50	4 - 8
	軟らかい	20	2 - 4
	非常に柔らかい	0	0 - 2

(出典: Manual for Highway Earthworks (1990), Published by Japan Road Association)

トンネル坑口部付近における残積土の土質定数は、表 3.28 に示すように提案する。

表 3.28 提案された残積土の土質定数

土質特性		提案値	備考
物理的	比重、Gs	2.68	表 3.19
	単位体積重量、 γ_t (kN/m ³)	20	表 3.25
力学的	粘着力、c (kN/m ²)	0	表 3.25
	内部摩擦角、 ϕ	35	表 3.25
許容支持力、(kN/m ²)		300	表 3.26
静止土圧係数、Ko		0.4	前頁(3.5.3節) の式

(出典：プロジェクト作成)

(2) 風化岩の物理的パラメータ

岩石試験により得られた岩石の密度は表 3.21 に示されている。トンネルの設計のための物理的パラメータについて、表 3.29 のように提案する。

表 3.29 提案された基盤岩の物理的パラメータ

風化岩の物理性質		試験値	提案値
弱風化岩	比重、Gs	2.74	2.70
	単位体積重量、 γ_t (kN/m ³)	2.91	2.90
完全風化岩	比重、Gs	-	-
	単位体積重量、 γ_t (kN/m ³)	-	21

(出典：プロジェクト作成)

(3) 完全風化岩の一軸圧縮強度

新鮮なコアの岩石強度パラメータは、各種岩石の一軸圧縮試験や点載荷試験結果の平均値より決定される。

一方で、完全風化岩の岩石試験は行うことができなかったため、その岩石強度は表 3.30 および次式によって推定された。

表 3.30 岩石風化の分類と提案されている変質ファクター (fw)

階級	状態	説明	値 (fw)
I	未風化	新鮮で岩構成物質の風化は見られない、わずかな可能性として主要な不連続面に軽微な変色が見られる	1
II	弱風化	変色は岩構成物質と不連続面の風化を示す。すべての岩構成物質は風化によって変色する可能性があり、その新鮮な状態に比べていくらか外的に弱い場合がある。	1.75
III	中風化	岩構成物質の半分以下が土壌に分解および/または崩壊する。新鮮または変色した岩石は、連続的なフレームワークまたはコアストーンとして存在する。	2.5
IV	強風化	岩構成物質の半分以上が土壌に分解および/または崩壊する。新鮮または変色した岩石は、連続的なフレームワークまたはコアストーンとして存在する。	10
V	完全風化	すべての岩石物質は分解されるか土壌に崩壊する。元来の岩石構造はまだほとんど損なわれていない	-
VI	残積土	すべての岩石は土壌に変換されている。岩構造および鉱物構成は破壊される。質量には大きな変化がありますが、土壌に大きな移動は生じていない。	-

(出典: ISRM, 1978)

$$\text{完全風化岩の一軸圧縮強度: } \sigma_c(UCS) = \frac{\sigma_{cFresh}}{f_w} = k_{50} \times \frac{I_{S50Fresh}}{f_w} = 50/10 = 5 \text{ MPa}$$

表 3.31 提案されたトンネル岩盤の一軸圧縮強度

岩盤状況	試験値 (MPa)	提案値 (MPa)
弱風化岩	48.8	50
完全風化岩	-	5

(出典: プロジェクト作成)

(4) 風化岩の力学的パラメータ

風化岩の力学的パラメータに関する岩石の原位置試験は実施しなかったため、日本で纏められている岩盤分類と既存の原位置試験結果との関係 (表 3.32) より推定した。

今回計画されているトンネル周辺の岩盤は、岩盤クラス III および IV に相当するもので、弾

性波速度 1.5～1.7 km/sec を有している。従って、トンネル岩盤の力学的パラメータは、表 3.32 によって以下の通り推定された。

- 1) 岩盤の変形係数：0.5GPa
- 2) 内部摩擦角：40度
- 3) 粘着力：1.0Mpa

表 3.32 各岩盤クラスと予想される強度パラメータ等の範囲

岩盤クラス	変形係数 (GPa)	弾性係数 (GPa)	せん断強度		弾性波速度 (km/sec)
			粘着力 (MPa)	内部摩擦角 (度)	
I	5.0 以上	8.0 以上	4.0 以上	55-65	3.7 以上
II	2.0-5.0	4.0-8.0	2.0-4.0	40-55	3.0-3.7
III	0.5-2.0	1.5-4.0	1.0-2.0	30-45	1.5-3.0
IV, V	0.5 or less	1.5 or less	1.0 or less	15-38	1.5 or less

(出典: Modified after Kikuchi, et al., 1982)

第4章 岩盤評価の手法

成果 i)に関連して、地山評価（岩盤評価）分類基準案を作成した（活動 1.3、5.1）。以下に、その内容を記す。

4.1 評価項目の設定

亀裂のない新鮮（インタクト）な岩石および岩盤の挙動は連続的であり、亀裂が発達した岩塊の挙動は本質的に不連続である。岩石物質の工学的特性と不連続性は、岩盤の工学的な設計においても考慮される。

岩石や岩盤の安定性を確保するための岩盤評価を十分に行うためには、多岐に渡る重要評価項目を考慮しなければならない。

岩石や岩盤の記述と分類に使用される重要評価項目は、一般的に以下の通りである。

- (1) インタクトな岩石や岩盤の強度（圧縮強度、弾性率）
- (2) 掘削コアの亀裂評価の基準（RQD）
- (3) 方向、間隔、条件（開口、表面粗さ、充填物および風化程度）などの岩石の節理や亀裂についての評価項目。
- (4) 地下水の圧力と流れ
- (5) 地盤の圧力（地圧）
- (6) 主要な地質構造（線構造や断層）

岩盤等級を決めるための評価項目の値は、上記の地質学および地質工学的調査の結果、および表 5.1 および表

5.2 に示されているようなトンネル掘削作業中に得られる岩盤評価に基づいて決められる。調査の結果得られた評価項目の値は、岩盤等級の評価に利用される。トンネル支持構造の設計は、経験的方法と数値的方法の2つの主要な設計手法によって決定する岩盤等級に基づいて行われる（図 4.1 参照）。

4.1.1 岩級区分

岩級区分とは、この場合は「岩石の強度（または硬さ）」を意味する。岩石や岩盤の分類は、一般に、節理および亀裂の状況や強度の評価項目の値に基づいて行われる。岩盤の強度また

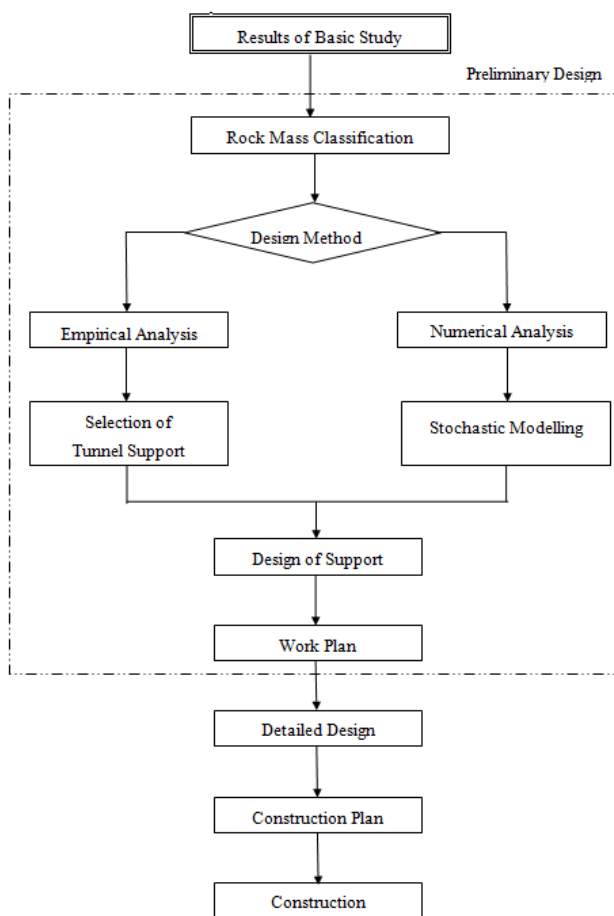

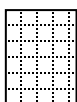
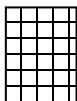
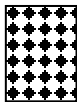

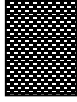


図 4.1 岩盤評価の解析手法

(出典：プロジェクト作成)

は硬さは、下記のように分類することができる。

表 4.1 岩級区分

段 階		評価基準	コアの状況	風化 (変質)
A		ハンマーで叩いた時に金属音があり、簡単には割れない。岩石を構成する鉱物の劣化はない。	円筒状コア回収率またはRQDは90%以上。破片状コアはない。	新鮮 (変化は観察されない)
B		ハンマーで叩いた時に金属音がする。節理や亀裂は密着していて、岩石は新鮮であるが、構成物質に劣化が認められる場合がある。	円筒状コア回収率またはRQDは70%以上。破片状コアが限られた量見られる。	弱風化 (限定的な変質が観察される)
C		ハンマーに叩いた時に破砕されるが、粉碎されることはない。節理や亀裂は一般的に適度に風化している。	円筒状コア回収率またはRQDは、40%~70%。破片状コアも一部認められる。一般的に亀裂が多い。	中風化 (変質は半分以下)
D		手の力で割れ、ハンマー打撃でわずかに突き刺さる。節理や亀裂は風化していて不明瞭である。	円筒状コア回収率またはRQDは40%未満。砂および粘土状コアを含む破片状コアとして回収される。	強風化 (変質は半分以上)
E		指の力で破砕されて石英や長石の粒子が残る。破片状の割合は、一般に30~50%で、粉末状は20~50%である。	一般に礫、砂および粘土の状コアとして回収される。粘土層は主に円筒状コアとして回収される。	完全に風化 (全て変質変色している。岩石の組織は確認できない)
F		一般に指の力で粉碎されて粉末状となる。破片状の割合は一般的に20~30%未満である。	円筒状コアは粘土層でのみ回収される。	風化残土 (岩石の組織は認められない)

(出典：プロジェクト作成)

4.1.2 節理・亀裂の状態

一般に岩石や岩盤の分類は、岩盤の強度などの評価項目及び節理や亀裂の状態の評価項目に基づいて行われる。岩盤の状況は、以下のように分類することができる (表 4.2 参照)。

4.1.3 岩盤等級

岩盤等級は岩盤強度 (表 4.1 参照) と亀裂の状況 (表 4.2 参照) から決定され、表 4.3 に示す通りである。

表 4.2 節理・亀裂の状況

段階	評価基準
I	50 cm 以上
II	30 – 50 cm
III	15 – 30 cm
IV	5 – 15 cm
V	5 cm 以下

段階	評価基準
a	密着していて劣化・脱色は見られない。
b	亀裂に沿ってリモナイトによる変色や粘土の薄層が見られる。(黄褐色)
c	亀裂は劣化していて1~2cmの粘土層を挟在する。(乳白色)
d	開口亀裂。

(出典：岩級区分 日本土木学会 1985)

表 4.3 評価項目の組み合わせによる岩盤等級

	A					B					C					D					E					F				
	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V	I	II	III	IV	V
a	S1	S1	S2	S2	(S2)	S2	S2	S2	S3	(S3)																				
b	S1	S2	S2	S2	(S2)	S2	S2	S3	S3	(S3)	S3	S3	S4	S4	S4	S4	S5	S5	S5	S5	(S5)	(S6)	(S6)	(S6)	(S6)					
c	S2	S2	S2	S2	(S3)	S2	S3	S3	S3	(S4)	S3	S4	S4	S4	S5	S5	S5	S5	S5	S6	S6	S6	S6	S6	S7	S6				
d											S4	S4	S4	S5	S5	S5	S5	S5	S6	S6	S6	S6	S6	S7	S7	S7	S7	S7	S7	S7

() 限定的な状況でのみ出現.

(出典：プロジェクト作成)

4.1.4 各岩級の物性値

表 4.4 各岩盤等級の想定される物性値

岩盤等級によって評価された岩盤の物性値は、地質学的・地質工学的調査および他の研究の結果として得られる。

岩盤の物性値は、変形係数や剪断強度などの岩盤の特性に基づいて定義される。分類された岩盤の物性値は表 4.4 に示す通りである。これらの値は、岩盤の数値解析に適用することができる。

分類された岩盤の特性は、プロジェクトの実施・進展によって蓄積されるデータに基づき RDA との協議によって修正される。

岩盤等級	変形係数	剪断強度	摩擦係数	弾性速度
	(MPa)	τ (MPa)	Φ (°)	V_p (km/s)
S1	5,000 以上	5.0	50 以上	5.0 以上
S2	3,000 – 5,000	2.5 – 5.0	50	3.5 – 5.0
S3	3,000	1.5 – 2.5	45	2.0 – 3.5
S4	1,000 – 2,000	1.0 – 1.5	40	1.5 – 3.5
S5	500 – 1,000	0.5 – 1.0	35	1.2 – 3.0
S6	250 - 500	0.2 – 0.5	30	0.8 – 2.5
S7	250 以下	0.1 以下	30 以下	1.5 以下

(出典：プロジェクト作成)

4.2 他の岩盤評価法との関係

一般にいくつかの岩盤分類システムが岩盤の特性や物性値を決定するために利用され、その評価に基づいて岩盤分類および支持構造の初期段階における推定値が提供されている。

これまで RMR (Rock Mass Rating) および Q システムが最も一般的に利用されている。これらの2つのシステムについて以下に説明する。

4.2.1 RMR (Rock Mass Rating)

1973 年に Bieniawski によって提案された RMR 法は、最も一般的に適用され、岩盤分類システムの1つである。1973 年以来、いくつかの変更がなされており、1976 年と 1989 年のバージョンが主に使用されている。RMR の式は以下のように記述される (表 4.2 を参照)。

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

A1 = 岩盤の一軸圧縮強さに対する評価

A2 = RQD の評価

A3 = 節理間隔の評価

A4 = 節理の状態の評価

A5 = 地下水条件の評価

B = 節理の向きの評価 (表 4.5 参照)

表 4.5 RMR₁₉₈₉ 法の評価項目

A. Classification parameters and their ratings in the RMR system

PARAMETER		Range of values // RATINGS								
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range, uniaxial compr. strength is preferred			
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa	
		RATING	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD		90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%			
		RATING	20	17	13	8	5			
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
		RATING	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities	a. Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
			Rating	6	4	2	1	0		
		b. Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
			Rating	6	5	4	1	0		
		c. Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided			
			Rating	6	5	3	1	0		
d. Infilling (gouge)		none	Hard filling		Soft filling					
			-	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm			
	Rating	6	4	2	2	0				
e. Weathering		unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
	Rating	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min			
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5			
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing			
		RATING	15	10	7	4	0			

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

B. RMR rating adjustment for discontinuity orientations

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. Rock mass classes determined from total RMR ratings

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

D. Meaning of ground classes

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

(出典: Guidance for Tunnelling work, Australia 2013)

岩盤の支持構造は、表 4.6 に示すように、実際の掘削における RMR の値に基づいて推定することができる。

表 4.6 RMR₁₉₈₉法の結果によって想定されるトンネル支持構造

Ground mass class	Excavation	Support		
		Rock bolts (20 mm diam., fully bonded)	Shotcrete	Steel sets
1. Very good rock RMR: 81-100	Full face: 3 m advance	Generally no support required except for occasional spot bolting		
2. Good rock RMR: 61-80	Full face: 1.0-1.5 m advance; Complete support 20 m from face	Locally bolts in crown, 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
3. Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench: 1.5-3 m advance in top heading; Commence support after each blast; Commence support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown, and 30 mm in sides	None
4. Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench: 1.0-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation - 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light ribs spaced 1.5 m where required
5. Very poor rock RMR < 21	Multiple drifts: 0.5-1.5 m advance in top heading; Install support concurrently with excavation; shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert

Note: Applies to tunnels with 10m span width

(出典: Guidance for Tunnelling work, Australia 2013)

RMR システムでは、岩石の入力パラメータに応力が加わらないため、岩石の破裂および圧縮のような過大な応力や断層など脆弱性岩盤での適応については不明瞭であるとされる。

4.2.2 Q システム

Barton 他(1974) が、ノルウェー地質工学研究所のトンネルでの岩盤支持力を推定するために Q システムを提案した。Q 値は、以下の式で示す 6 つの評価項目によって定義される (表 4.7、表 4.8 を参照)。

$$Q = RQD / J_n \times J_r / J_a \times J_w / SRF$$

RQD = このパラメータの値の評価

J_n = 節理群の評価

J_r = 節理・亀裂の粗さに対する評価

J_a = 節理の変質の評価

J_w = 節理間の地下水の評価

SRF = 岩盤の応力状況の評価

表 4.7 Q システムで入力される評価項目 (1/2)

A. Rock quality designation (RQD)

Very poor	RQD = 0 - 25%
Poor	25 - 50
Fair	50 - 75
Good	75 - 90
Excellent	90 - 100
Notes:	
(i) Where RQD is reported or measured as < 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q	
(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	

B. Classification with ratings for the Joint set number (Jn)

Massive, no or few joints	Jn = 0.5 - 1
One joint set	2
One joint set plus random	3
Two joint sets	4
Two joint sets plus random	6
Three joint sets	9
Three joint sets plus random	12
Four or more joint sets, heavily jointed, "sugar-cube", etc.	15
Crushed rock, earth-like	20
Notes: (i) For tunnel intersections, use (3.0 x Jn); (ii) For portals, use (2.0 x Jn)	

C. Classification with ratings for the Joint roughness number (Jr)

a) Rock-wall contact, b) rock-wall contact before 10 cm shear		c) No rock-wall contact when sheared	
Discontinuous joints	Jr = 4	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact	Jr = 1.0
Rough or irregular, undulating	3	Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact	1.0
Smooth, undulating	2		
Slickensided, undulating	1.5	Notes:	
Rough or irregular, planar	1.5	i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m	
Smooth, planar	1.0	ii) Jr = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength	
Slickensided, planar	0.5	Note: i) Descriptions refer to small scale features, and intermediate scale features, in that order	

D. Classification with ratings for the Joint alteration number (Ja)

Contact between joint walls	JOINT WALL CHARACTER		Condition	Wall contact
	Contact between joint walls	CLEAN JOINTS:	Healed or welded joints:	filling of quartz, epidote, etc.
Fresh joint walls:			no coating or filling, except from staining (rust)	1
JOINTS WITH COATING OF:		Slightly altered joint walls:	non-softening mineral coatings, clay-free particles, etc.	2
		Friction materials:	sand, silt calcite, etc. (non-softening)	3
		Cohesive materials:	clay, chlorite, talc, etc. (softening)	4
Partly or no wall contact	FILLING OF:	Type	Wall contact before 10 cm shear	No wall contact when sheared
	Friction materials	sand, silt calcite, etc. (non-softening)	Ja = 4	Ja = 8
	Hard cohesive materials	compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.	6	5 - 10
	Soft cohesive materials	medium to low overconsolidated clay, chlorite, talc, etc.	8	12
	Swelling clay materials	filling material exhibits swelling properties	8 - 12	13 - 20

E. Classification with ratings for the Joint water reduction factor (Jw)

Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min locally	$p_w < 1 \text{ kg/cm}^2$	Jw = 1
Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	1 - 2.5	0.66
Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	2.5 - 10	0.5
Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	2.5 - 10	0.3
Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	> 10	0.2 - 0.1
Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	> 10	0.1 - 0.05
Note: (i) The last four factors are crude estimates. Increase Jw if drainage measures are installed		
(ii) Special problems caused by ice formation are not considered		

(出典: Forty years with Q-systems in Norway and abroad, Norway 2014)

表 4.8 Q システムで入力される評価項目 (2/2)

F. Classification with ratings for the Stress reduction factor (SRF)

Weakness zones intersecting excavation	Multiple weakness zones with clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		SRF = 10	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)		5	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)		2.5	
	Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation < 50 m)		5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation > 50 m)		2.5	
Loose, open joints, heavily jointed or "sugar-cube", etc. (any depth)		5		
Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence, but do not intersect the excavation				
Competent rock, rock stress problems	Low stress, near surface, open joints	σ_c / σ_1	σ_3 / σ_c	SRF
	Medium stress, favourable stress condition	> 200	< 0.01	2.5
	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, maybe except for walls	200 - 10	0.01 - 0.3	1
	Moderate slabbing after > 1 hour in massive rock	10 - 5	0.3 - 0.4	0.5 - 2
	Slabbing and rock burst after a few minutes in massive rock	5 - 3	0.5 - 0.65	5 - 50
	Heavy rock burst (strain burst) and immediate dynamic deformation in massive rock	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
Notes: (ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 < \sigma_1 / \sigma_3 < 10$, reduce σ_c to $0.75 \sigma_c$. When $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduce σ_c to $0.5 \sigma_c$.				
(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for low stress cases				
Squeezing rock	Plastic flow of incompetent rock under the influence of high pressure	Mild squeezing rock pressure	1 - 5	5 - 10
		Heavy squeezing rock pressure	> 5	10 - 20
Swelling rock	Chemical swelling activity depending on presence of water	Mild swelling rock pressure		5 - 10
		Heavy swelling rock pressure		10 - 15

(出典: Forty years with Q-systems in Norway and abroad, Norway 2014)

Q システムは、岩盤の支持力とトンネルまたは空洞への安定性要件を推定するための経験的な設計方法として開発されている。Q 値の岩盤の応力状況の評価-応力低減係数 (Excavation Support Ratio: ESR) によって、表 4.9 に示す支持構造選定チャート図から岩盤支持構造を決定する。

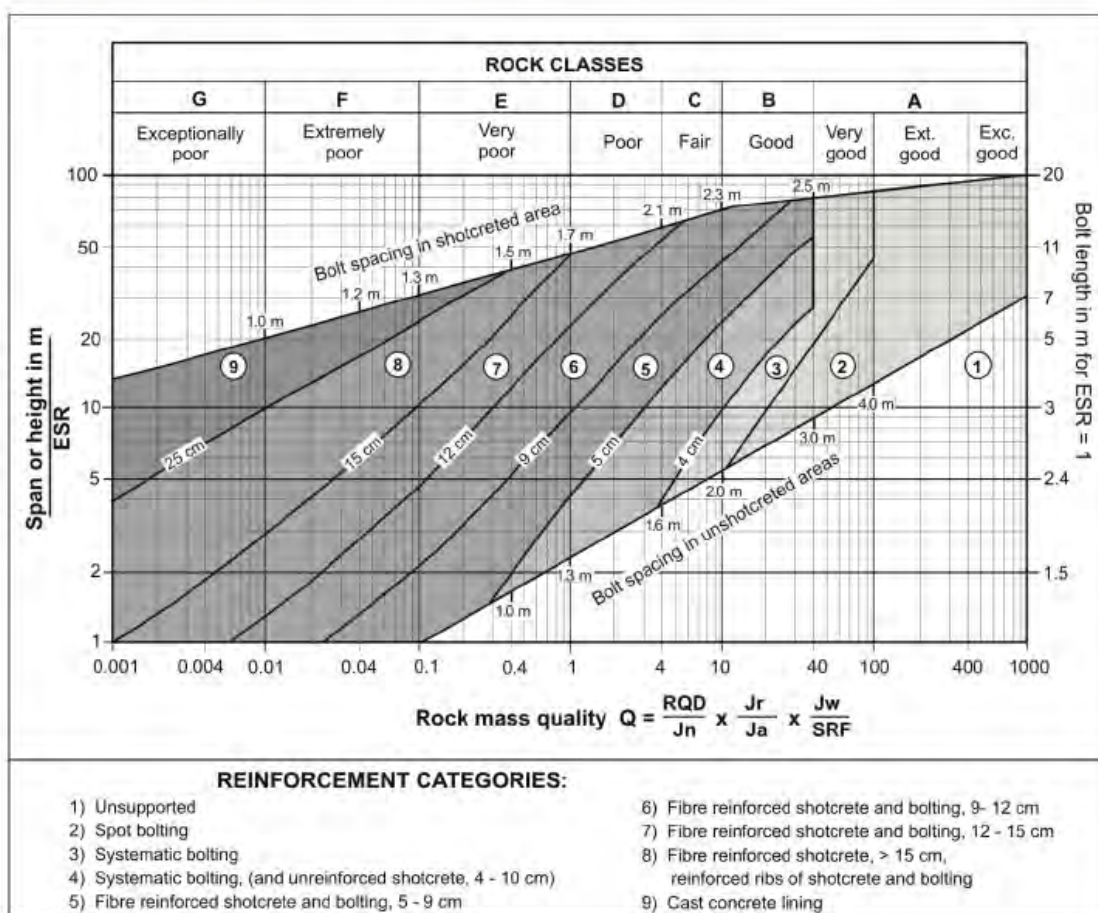
Q システムにはいくつかの制限があり、2.5 m ~ 30 m のスパンを持つトンネルでは Q = 0.1 と Q = 40 の間で最も良く適応するとされる。

Q システムは、岩盤の過剰な応力状態での適応は不明瞭であるとされ、過剰応力に対する評価項目はあるが、岩盤破裂、圧搾、地面の腫脹状態には特に留意して使用する必要がある。

表 4.9 Q システムで利用される支持構造選定チャート (1993)

The Excavation Support Ratio, ESR

Type of excavation	ESR
Temporary mine openings.	3 - 5
Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1.0
Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8



(出典: Forty years with Q-systems in Norway and abroad, Norway 2014)

4.2.3 評価と考察

トンネルプロジェクトでは岩盤等級によってトンネルの支保工が決定される。トンネルプロジェクトによく適用される岩盤分類システムは、RMR 法、Q システム、および主にこれらの2つのシステムに基づいて提案された他のシステムなどである。RMR 法と Q システムの比較は、これまで数多く行われてきた。これらの2つのシステムは良好な岩石条件では似た結果を示すことが多いが、脆弱な岩盤では稀に異なる結果をしめす場合もある。脆弱な岩盤においては、同じ岩盤で実施された異なるシステムを利用した評価でも、各システムによって異なる判定結果となる傾向があることは他の国でも一般に認められている。

2つのシステムにはいくつかの共通パラメータがあるが、以下に説明するようにいくつか異なる点もある。

- (1) 岩盤等級分類の評価項目
 - ・RMR法はインタクトな岩石の強度を利用する。
 - ・Qシステムは直接的な岩石の物性値を利用しない。

- (2) トンネル支保工の設計
 - ・RMR法は、10 m 間隔の支保工を示す。
 - ・QシステムはQ値（岩盤の特質）に基づいた支保工の間隔と側壁の高さを示す。

RMR と Q システムの岩盤分類システムはいずれも、弱く壊れ易い岩盤を除いてほぼすべての岩盤をカバーしている。ただしトンネル上の岩盤荷重による負荷によって引き起こされる過度の応力に起因する岩の崩壊や圧搾には対応していない。

同じ地盤に対して2つのシステムで計算した結果を比較することで、2つのシステムの相関性が岩盤の地質毎に確認されている。スリランカには花崗岩質片麻岩が主に分布しており、過去に2つのシステムの相関性が検討された地質の中ではDioriteが最も近い。そのため、Dioriteにおける2つのシステムの相関関係から当該地での相関を推定する。その結果、2つのシステムは、プロジェクトエリアを含むスリランカにも概略適用できると判断される。(図4.2: $RMR = 9 \ln Q + 44$ 参照)

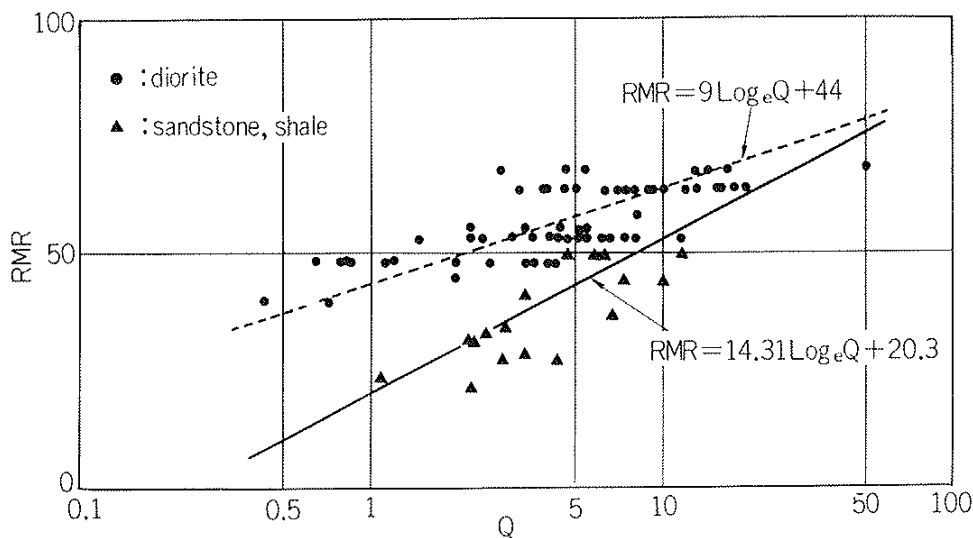


図 4.2 RMR 法と Q-システムの相関関係 (Diorite)

(出典: Correlation between RMR and Q system, Yoshinaka 1988)

4.3 岩盤評価法とトンネル支保工

トンネル支持の設計は、一般的に、岩盤分類に基づいて行われる。

適切なトンネルの支保工は、プロジェクト地域の地質および地質工学的条件に基づいて選択することができる。プロジェクト地域の基盤は、コンパクトで硬質の先カンブリア代の変成岩からなる。丘陵地帯や台地を形成する岩盤では、深層風化がしばしば見られる。掘削面の地質の詳細なマッピングが建設段階で行われ、トンネル線形に沿った岩盤の地質条件が事業計画の進捗状況によって詳細に明らかにされる。

トンネル支保工のタイプは岩盤分類に基づいて変更され、トンネル支保工の構造的配置も支保工の実際の作業状況によって変更される。またコンピュータ解析のための構造モデルが開発されており、構造物の荷重や構造物に外面から作用する荷重などを考慮して、トンネル支保工の構造を設計するために使用することができる。

4.3.1 岩盤強度とトンネル支保工

S1～S7の岩盤等級とそれに対応するトンネル支保工は、表 4.10 に提案されている。この表は、現場の実際の状態の変化により岩盤分類が変更された場合は変更される。

表 4.10 岩盤等級と支保工

岩盤等級	モルタル吹付		ロックボルト			鋼製支保工	
	厚さ (cm)	箇所	長さ (m)	周方向 (m)	延長 方向 (m)	鋼材	建込 間隔 (m)
S1	5	アーチ	3	1.5	適 時	---	---
S2	5	アーチ	3	1.5	2.0	---	---
S3	10	アーチ 側壁	3	1.5	1.5	---	---
S4	15	アーチ 側壁	3	1.5	1.2	(125H)	1.2
S5	15	アーチ 側壁	4	1.2	1.0	(125H)	1.0
S6	20	アーチ 側壁	4	1.2	1.0	(150H)	1.0 以下
S7	20 以上	アーチ 側壁	4	1.0 以下	1.0 以下	(150H)	1.0 以下

(出典：プロジェクト作成)

4.3.2 岩盤評価と支保工に関する考察

適切な岩盤分類評価システムは、プロジェクト対象域の地質および地質工学的条件に基づいて変更される。トンネル線形に沿った岩盤の地質条件は、掘削作業が進むにつれて詳細な掘削面地質のマッピングが行われるときに確認される。

岩盤分類評価システムは、掘削面の詳細な地質と施工段階で実施された他の地質調査結果を基に修正される。

適切なトンネルの支保工は、プロジェクト地域の地質および地質工学的条件に基づいて選択することができる。掘削面の地質の詳細なマッピングが建設段階で行われるため、トンネル線形に沿った岩盤の地質条件がプロジェクトの進捗状況によって詳細に明らかにされる。

トンネル支保工のタイプは、岩盤分類に基づいて変更され、またコンピュータ解析のための構造モデルが開発されており、トンネル支保工の構造を設計するために使用することができる。

適切な岩盤分類評価システムはすべてのトンネルプロジェクトに適用され、プロジェクトエリアの実際の地質および地質条件に基づいて変更される。

適切なトンネル支保工は、またプロジェクト対象域の地質的および地質的条件に基づいて選択され、トンネル支保工は主に、プロジェクト対象域の地質学的条件により提案された岩盤分類評価システムに基づいて設計されている。

トンネル支保工のタイプは、岩盤分類に基づいて変更され、トンネルサポートの構造的配置も支保工の実際の作業性の結果として変更される。

岩盤分類やトンネル支保工を含むこれらのプロジェクト関連情報は、将来の使用のために構築されなければならない。

「トンネル No.2」の支保工は BT-1、BT-2、BT-3 の掘削地点での岩盤評価を含む現地地質調査の結果を踏まえて提案され、その結果は第 6 章に記載されている。BT-1、BT-2、および BT-3 の 3 地点でサンプリングされた岩石の岩盤評価は表 4.11 に記載する通りである。しかし、コア試料のジョイントや亀裂に関するいくつかのパラメータは場合によっては判断が難しい場合があった。そのような場合は、対象コアサンプルの近傍の良い状態で採取されたコアの状況に基づいて決定した。

表 4.11 各ボーリング孔の岩盤評価

孔番 BT-1		
深度 (m)	岩盤評価	パラメータの組合せ 岩級区分・亀裂の状況
4.00 ～ 14.20	S7	F- V - d
14.20 ～ 30.00	S6	D- IV - d

孔番 BT-2		
深度 (m)	岩盤等級	パラメータの組合せ 岩級区分・亀裂の状況
1.00 ～ 14.35	S7	F- V - d
14.35 ～ 26.50	S6	D- V - d
26.50 ～ 46.00	S5	D- IV - c
46.00 ～ 50.00	S4	C- IV - c

孔番 BT-3		
深度 (m)	岩盤等級	パラメータの組合せ 岩級区分・亀裂の状況
0.50 ～ 12.00	S7	F- V - d
12.00 ～ 15.50	S6	D- IV - d
15.50 ～ 19.00	S5	D- IV - c
19.00 ～ 22.40	S4	C- III - c
22.40 ～ 28.00	S6	D- V - d
28.00 ～ 30.00	S5	D- IV - c

(出典：プロジェクト作成)

参考資料

- “Forty years with Q-system in Norway and abroad “, Nick Barton & Associates, 2014
- “Guidance For Tunneling work”, Government of Australia, 2013
- “Design of Tunnel”, Japan Highway Public Corporation, 1985
- “Rock Mass Classification and Support Design”, NGI Norway, 2015
- “Parameters of the Norwegian Q-system and geological conditions correlated with grout take in Jai Skaugum Railway Tunnel”, University of Oslo, April 2004
- “Rock Quality Designation after 20 years”, D.U.Deere, Army Corps Engineers, 1989
- “Support determination based on geological prediction”, G.E.Wickham, American Institute of Mining Engineers, 1972
- “Rock Mass Classification System”, Syed Huntazir Abbas, University of Peshawar

第5章 水文および水文地質調査

パイロットサイトにおいて水文調査および水文地質調査を行った（活動 7.3、7.4）。実際の調査および結果考察の過程を C/P と共有することで、成果 iii) に関連した技術移転を行った。以下に、水文および水文地質調査の詳細を記す。

5.1 トンネルNo.2 地域

5.1.1 水文地質調査

トンネル No.2 は、図 5.1 に示すように、標高 215m の丘を東西に貫通する。丘の東側には南北方向に小川が流れ、その東側は田である。丘の東、西側に南北方向の道があり、道沿いに、また丘の北側に家が散在する。住民は手掘りの浅井戸を家庭用として使用している。井戸の深さは、丘の西側で 6~10m と深めで、北、東側は 5m より浅い。

トンネル No.2 地域では、弾性波探査とその解析が行われた。また、3 本の調査ボーリングの掘削により、地質断面図が得られ、掘削後の調査ボーリングを用いた帯水層試験も行われた。このほかに、このプロジェクトで掘られた調査ボーリングおよび家庭用の井戸の水位、小河川の流量と湧水の湧水量の継続した観測が行われた。これらの観測地点の位置を図 5.2 に示す。

観測にあたっては、情報の共有、観測の継続が容易かつ能率的にできるように、位置、井戸の標高等の諸元を記載した台帳（図 5.3 参照）を作成した。

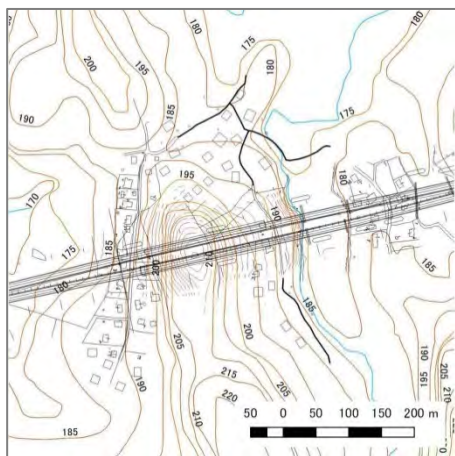


図 5.1 トンネル No.2 付近の地形図
(出典：プロジェクトチーム作成)

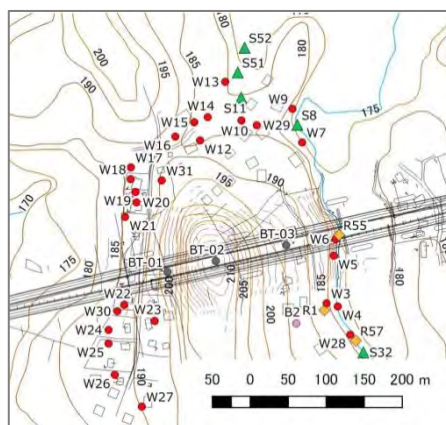


図 5.2 水文観測点の位置
(トンネル No.2, BT: 調査ボーリング, R: 河川, S: 湧水, W: 井戸)
(出典：プロジェクトチーム作成)

ID	Date	N	E	Elevation	Type
T2-81-02	2017/8/10	543862.250	464953.076	190.45	Borehole
Remarks: Test borehole					
Users:					
Type of use:					
Date	Time	WL (GL)			
2017/8/4	12:31				
2017/8/9	12:50				
2017/8/10	12:77				
2017/8/11	11:73				
2017/8/12	11:00				
2017/8/13	11:00				
2017/8/14	11:28				
2017/8/15	11:58				
2017/8/16	11:58				
2017/8/17	12:00				
2017/8/18	12:50				
2017/8/19	11:58				
2017/8/20	11:57				
2017/8/21	11:43				
2017/8/21	11:55				
2017/8/21	11:58				
2017/8/22	11:52				
2017/8/28	11:55				

ID	Date	N	E	Elevation	Type
T2-551	2017/8/10			176.07	Spring
Remarks:					
Users:					
Type of use:					
Date	Time	WL (GL)			
2017/8/10	12:00				
2017/8/11	11:58				
2017/8/12	11:57				
2017/8/13	11:57				
2017/8/14	11:57				
2017/8/15	11:57				
2017/8/16	11:57				
2017/8/17	11:57				
2017/8/18	11:57				
2017/8/19	11:57				
2017/8/20	11:57				
2017/8/21	11:57				
2017/8/22	11:57				
2017/8/23	11:57				
2017/8/24	11:57				
2017/8/25	11:57				
2017/8/26	11:57				
2017/8/27	11:57				
2017/8/28	11:57				

ID	Date	N	E	Elevation	Type
T2-R56	2017/8/30				Stream
Remarks:					
Users:					
Type of use:					
Date	Time	WL (GL)	Discharge (L/min)	EC (mS/m)	pH
2017/8/30	13:00				
2017/9/19	11:40				
2017/9/22	10:00				
2017/11/17	12:20				

ID	Date	N	E	Elevation	Type
T2-W23	2017/7/20	543762.584	464790.387		
Remarks: Pumping up to H24.					
Users:					
Type of use:					
Date	Time	WL (GL)	Discharge (L/min)	EC (mS/m)	pH
2017/7/20	12:00				
2017/7/21	12:00				
2017/7/22	12:00				
2017/7/23	12:00				
2017/7/24	12:00				
2017/7/25	12:00				
2017/7/26	12:00				
2017/7/27	12:00				
2017/7/28	12:00				
2017/7/29	12:00				
2017/7/30	12:00				
2017/7/31	12:00				
2017/8/1	12:00				
2017/8/2	12:00				
2017/8/3	12:00				
2017/8/4	12:00				
2017/8/5	12:00				
2017/8/6	12:00				
2017/8/7	12:00				
2017/8/8	12:00				
2017/8/9	12:00				
2017/8/10	12:00				
2017/8/11	12:00				
2017/8/12	12:00				
2017/8/13	12:00				
2017/8/14	12:00				
2017/8/15	12:00				
2017/8/16	12:00				
2017/8/17	12:00				
2017/8/18	12:00				
2017/8/19	12:00				
2017/8/20	12:00				
2017/8/21	12:00				
2017/8/22	12:00				
2017/8/23	12:00				
2017/8/24	12:00				
2017/8/25	12:00				
2017/8/26	12:00				
2017/8/27	12:00				
2017/8/28	12:00				
2017/8/29	12:00				
2017/8/30	12:00				
2017/8/31	12:00				
2017/9/1	12:00				
2017/9/2	12:00				
2017/9/3	12:00				
2017/9/4	12:00				
2017/9/5	12:00				
2017/9/6	12:00				
2017/9/7	12:00				
2017/9/8	12:00				
2017/9/9	12:00				
2017/9/10	12:00				
2017/9/11	12:00				
2017/9/12	12:00				
2017/9/13	12:00				
2017/9/14	12:00				
2017/9/15	12:00				
2017/9/16	12:00				
2017/9/17	12:00				
2017/9/18	12:00				
2017/9/19	12:00				
2017/9/20	12:00				
2017/9/21	12:00				
2017/9/22	12:00				
2017/9/23	12:00				
2017/9/24	12:00				
2017/9/25	12:00				
2017/9/26	12:00				
2017/9/27	12:00				
2017/9/28	12:00				
2017/9/29	12:00				
2017/9/30	12:00				
2017/10/1	12:00				
2017/10/2	12:00				
2017/10/3	12:00				
2017/10/4	12:00				
2017/10/5	12:00				
2017/10/6	12:00				
2017/10/7	12:00				
2017/10/8	12:00				
2017/10/9	12:00				
2017/10/10	12:00				
2017/10/11	12:00				
2017/10/12	12:00				
2017/10/13	12:00				
2017/10/14	12:00				
2017/10/15	12:00				
2017/10/16	12:00				
2017/10/17	12:00				
2017/10/18	12:00				
2017/10/19	12:00				
2017/10/20	12:00				
2017/10/21	12:00				
2017/10/22	12:00				
2017/10/23	12:00				
2017/10/24	12:00				
2017/10/25	12:00				
2017/10/26	12:00				
2017/10/27	12:00				
2017/10/28	12:00				
2017/10/29	12:00				
2017/10/30	12:00				
2017/10/31	12:00				
2017/11/1	12:00				
2017/11/2	12:00				
2017/11/3	12:00				
2017/11/4	12:00				
2017/11/5	12:00				
2017/11/6	12:00				
2017/11/7	12:00				
2017/11/8	12:00				
2017/11/9	12:00				
2017/11/10	12:00				
2017/11/11	12:00				
2017/11/12	12:00				
2017/11/13	12:00				
2017/11/14	12:00				
2017/11/15	12:00				
2017/11/16	12:00				

図 5.3 井戸台帳の例
(出典：プロジェクトチーム作成)

5.1.2 地下水環境の現状

(1) 水文地質観測結果

井戸、小河川および湧水観測データの時系列を図 5.4 に示す。8 月にはほとんど流量のなかった小河川や湧水は、急激に流量を増やし、11 月ごろに最大となり、減少する。井戸の水位も同様の変化を示す。

井戸のグラフでは水位の高い 5 箇所が特徴的である。緑の実線は丘の南西側、オレンジは南東側の沢の中の井戸のデータである。沢は水を集めて流れるため地下水位も高くなったと考えられる。点線で示されているのは 3 本の調査ボーリングであり、他の井戸は 11 月以降水位が低下しているが、この 3 本は上昇を続けている。この調査ボーリングは地表面から地下水面までの深さが、ほかの井戸に比べ深い。地表に降った雨が浸透して地下水面に達するまでに時間がかかるため、降雨の影響が出るのが遅くなると考えられる。

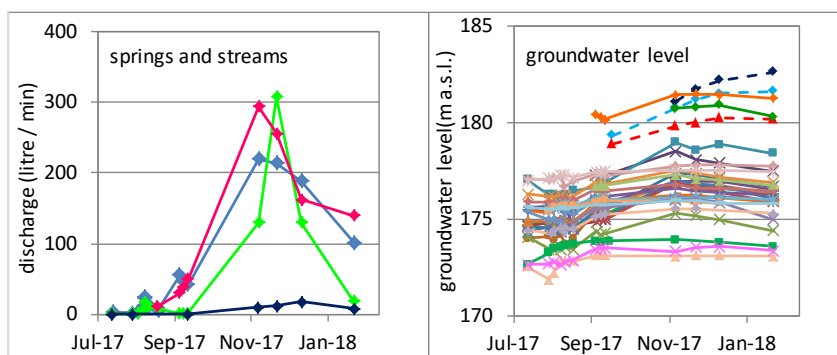


図 5.4 河川・湧水の観測流量と井戸の観測地下水位の時系列（トンネル No.2）

（出典：プロジェクトチーム作成）

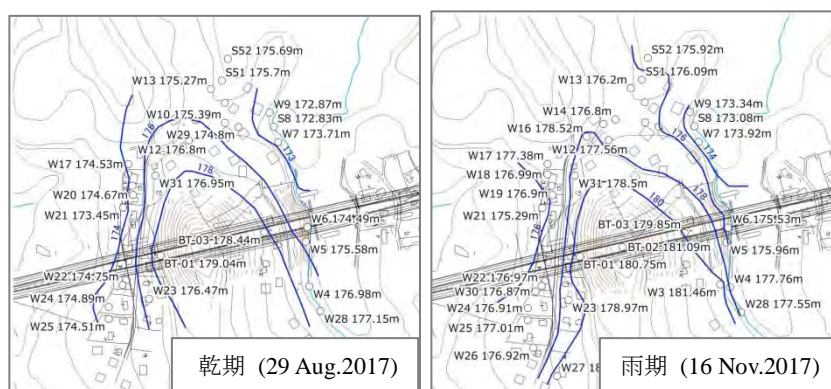


図 5.5 乾期・雨期の観測地下水位と地下水位等高線（トンネル No.2）

（出典：プロジェクトチーム作成）

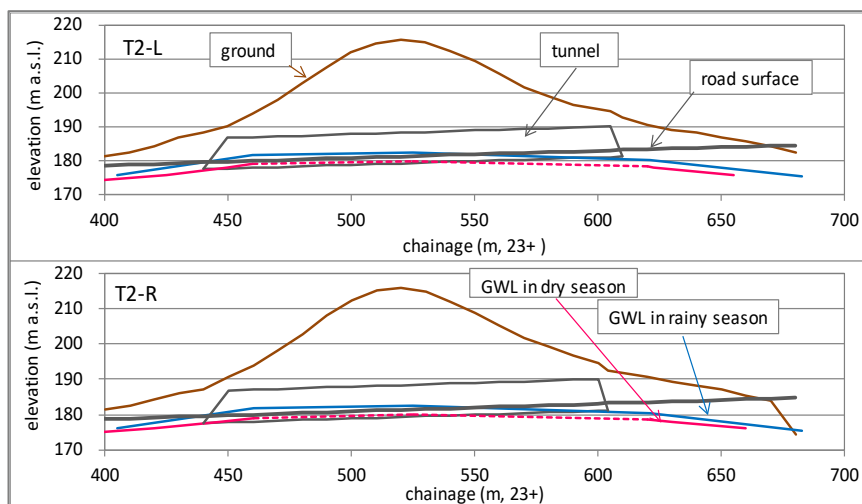


図 5.6 トンネル縦断面における乾期・雨期の地下水位（トンネル No.2）

(出典：プロジェクトチーム作成)

乾期と雨期の地下水位と、それをもとに描いた 2m ごとの地下水等高線を図 5.5 に示す。調査ボーリング以外の井戸の水位が最も高くなる 2017 年 11 月 16 日のデータを雨期として示している。乾期は、観測開始後に水位の最低を記録した 2017 年 8 月 29 日のデータである。雨期、乾期とも地下水等高線はほぼ標高に沿っているが、丘の頂上部分には等高線がなく、地下水位がほぼ一定なのが特徴である。

地表、トンネル、地下水位のトンネル方向の縦断面図を図 5.6 に示す。乾期は 8 月 29 日、雨期は調査ボーリングで最も水位が高くなった 2018 年 1 月 30 日のデータを用いている。道路の位置、高さは決まっているものの、トンネルの断面が未定のため、トンネルの底面は道路表面より 2m 低いとしている。トンネル底面上の地下水位の高さは、最も高い位置で乾期に 1.0m、雨期に 3.7m となる。

(2) 水文地質観測結果の評価

観測期間は 2017 年 8 月から 2018 年 1 月と短期間である。そこで、雨量や流量の長期的なデータを用いて、観測期間が適切であったこと、すなわち、観測が雨期と乾期にわたって行われていること、湿潤な乾期や乾燥した雨期の観測ではないことを示す。用いた雨量データはクルネガラ、水文データはホロンブワのデータである。クルネガラは、調査地域に最も近い長期間の気象データがある観測所である。ホロンブワは調査地域に近い水文観測所で、山に近く、集水面積が小さく、調査地点のような稜線近くの水文状況をよく表すと考えられる。最初に、雨期と乾期にわたっての観測であったことを示す。クルネガラの 2008~2017 年の月平均雨量と 2017 年の月雨量を図 5.7 に示す。また、ホロンブワの 2008~2017 年の月平均比流量と 2017 年の月比流量を図 5.8 に示す。

雨量および比流量のグラフにより、現地での観測期間の 8~1 月は、1 年に 2 サイクルある乾期と雨期のうちの 1 回はカバーしていることが示されている。3~5 月を中心とする雨期よりも雨が多く、水位も高い 10~11 月を中心とする雨期はカバーされている。乾期については、

1~2月の乾期の方が7~8月に比べ水位が下がる可能性があり、1年で最低の水位になる時期はカバーされていない可能性がある。しかしながら、7~8月と1~2月の降雨量、比流量の差は大きくななく、ほぼ同等と考えられる。したがって、観測期間は雨期と乾期はカバーしていると考えられる。

次に、湿潤な乾期や乾燥した雨期の観測ではないことを示す。2017年6~8月、2017年9~12月のクルネガラ雨量と2008~2017年の同期間の平均値と比較する。また、ホロンブワの比流量についても、同様に比較する。その結果が表5.1である。%の値は2008~2017年の平均値に対する2017年の値のパーセンテージである。ホロンブワの6~8月の比流量を除き、84~94%と少し少な目ながらも、ほぼ平均値である。ホロンブワの2017年6~8月の比流量は平均に比べ43%と小さいが、この時期は乾期であり、より厳しい乾期での観測である。

したがって、この観測が湿潤な乾期や乾燥した雨期の観測ではないことが示された。

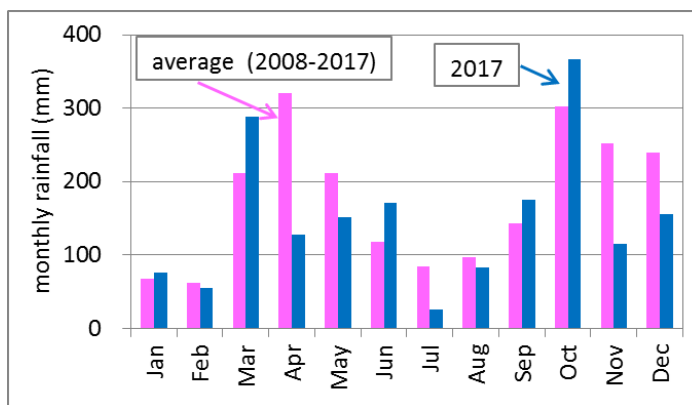


図 5.7 クルネガラの月平均雨量（2008-2017）と月雨量（2017）

(出典: プロジェクトチーム作成)

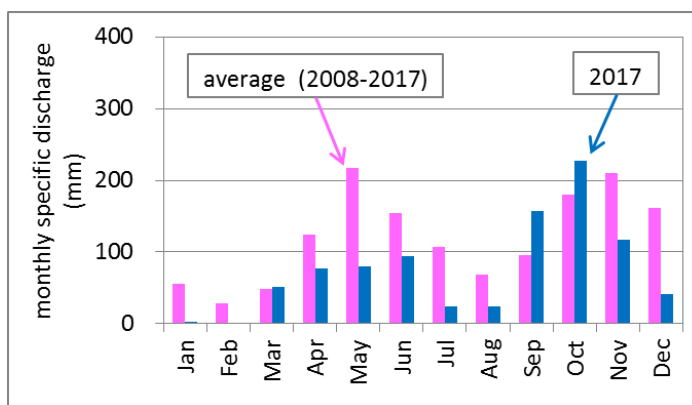


図 5.8 ホロンブワの月平均比流量（2008-2017）と月比流量（2017）

(出典: プロジェクトチーム作成)

表 5.1 観測期間中の雨量及び比流量（乾期・雨期）と過去10年の平均値の比較
(2008-2017年の平均値に対する2017年の観測値の割合を%で示す)

	6~8月			9~12月		
	平均 (2008-2017年)	2017年	%	平均 (2008-2017年)	2017年	%
雨量(Krunegala)	299 mm	281 mm	94 %	938 mm	814 mm	87 %
比流量 (Holombuwa)	329 mm	142 mm	43 %	646 mm	543 mm	84 %

(出典: プロジェクトチーム作成)

5.1.3 トンネル掘削後の地下水環境予測

トンネル掘削後の地下水環境の予測のため、水理公式による簡易計算により、水位低下範囲の解析を行った。対象地点はトンネル底面上で最も水位が高くなる調査ボーリング No.1 地点である。計算には Bear の水理公式を用いた。計算方法については、”Groundwater Guideline”

の 5.4.2 節に示されている。地下水環境の影響評価は最も地下水位が低くなる乾期を対象として行うべきものであるが、水位が最高を記録した 12 月 20 日のデータでも計算を行った。ボーリングや弾性波探査で得られたデータおよび簡易水理公式計算に必要なパラメータをまとめたのが表 5.2 である。

表 5.2 調査ボーリング No.1 (トンネル No.2) の水文地質パラメータ

パラメータの名前	パラメータの値あるいは内容
帯水層の種類	深層破碎帯帯水層上の浅層地下水
帯水層の構成物	風化岩、強風化岩、砂
地下水位 (調査ボーリング BT-01 地点)	179.043 m a.s.l. (乾期) 181.623 m a.s.l. (雨期、2018 年 1 月 30 日)
不透水層上面の標高	155 m a.s.l.
透水係数	$4.78 \times 10^{-4} \text{m/min}$
降雨浸透量	664mm/year (1,794mm: クルネガラ of 降雨量(2017 年), 37% ホロンブワ of 流出率観測値(2017 年))

(出典: プロジェクトチーム作成)

計算結果を図 5.9 に示す。トンネル掘削による水位低下は表現されているが、小さすぎて判別できないため、右のトンネル部分を拡大し、図 5.10 に示す。図 5.10 では、トンネルの底部分までの水位低下とトンネル壁に沿ったわずかな部分で、水位低下が認められる。水位低下が及ぶ範囲は乾期では 0.25m、2018 年 1 月 30 日の水位では 0.57m とトンネルに極めて近い範囲に限られる。この地点で、トンネル 2 本に流入する地下水は 1 日、トンネル長さ 1m あたり乾期で 1.8m^3 、 4.0m^3 と少量である。透水係数が大きくなると、影響範囲は大きくなるので、透水係数を 10 倍にして計算すると、それぞれ 0.91m、1.80m と大きくなるが、それでもトンネルに極めて近い範囲に限られている。

短期間の観測データに基づく予測であるが、以下の理由で、トンネル NO. 2 地域ではトンネル掘削による地下水低下の影響はほとんどないと考えられる。

- 予測された影響が極めて軽微なこと
- 予測に用いた観測が乾期、雨期のサイクルをカバーしていること
- 観測が湿潤な乾期や乾燥した雨期の観測ではないこと

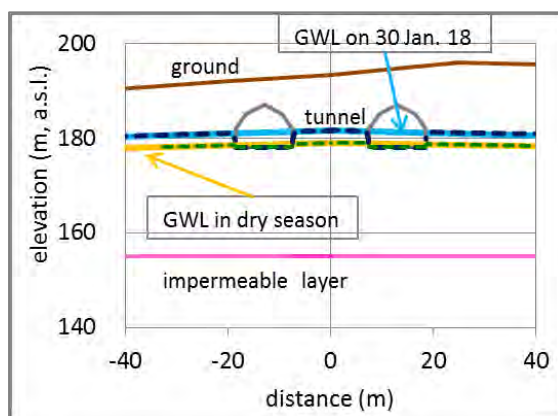


図 5.9 トンネル掘削前と後の推定地下水位 (トンネル No.2)

(出典: プロジェクトチーム作成)

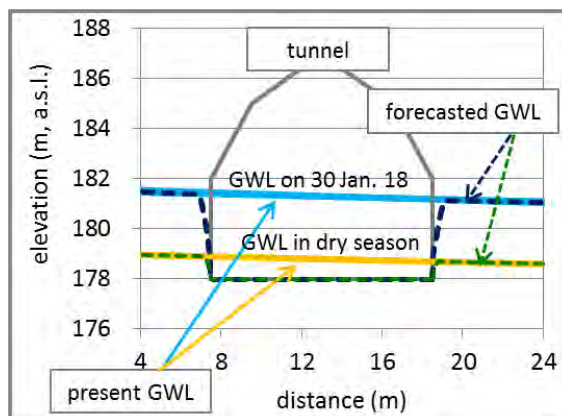


図 5.10 トンネル右車線の拡大図 (トンネル No.2)

(出典: プロジェクトチーム作成)

5.1.4 今後の課題

トンネル No. 2 地域では、トンネル掘削の影響はほとんどないと考えられるが、トンネル掘削後まで、水文地質観測を継続し、推測が正しいことを確認する必要がある。井戸の水位が下がった場合には、住民はトンネルが原因と考えがちである。その場合でも、観測データを用いて自然な変化か、外的要因によるものかを判断することが可能になる。データを示し、自然な変化であることを説明すれば、住民に納得してもらいやすい。もし、トンネルが原因であれば、結果をもたらしたプロセスの解析に役立ち、対策立案にも役立つことになる。

5.2 トンネルNo.1 地域

5.2.1 水文地質調査

トンネル No.1 は、図 5.11 に示すように、南北方向に連なる山の鞍部を東西に貫通する。トンネル予定地点の地上には湧水があり、湧水から発生した小河川が流れている。また、多くの家があり、住民は手掘りの浅井戸を家庭用として使っている。

家庭用の井戸の水位、小河川の流量と湧水の湧水量の観測を行った。観測地点の位置を図 5.12 に示す。

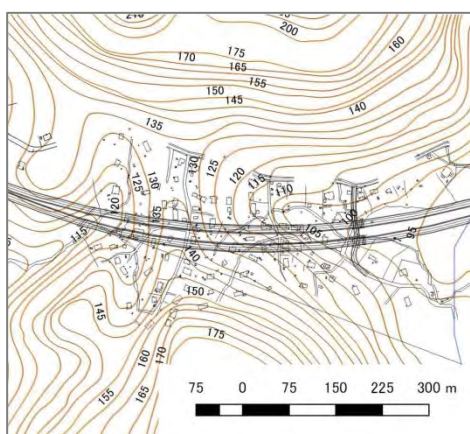


図 5.11 トンネル No.1 付近の地形図

(出典: プロジェクトチーム作成)

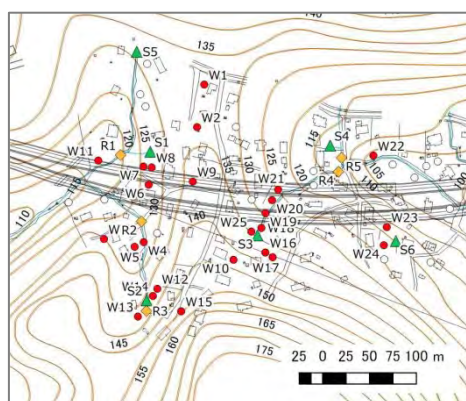


図 5.12 水文観測点の位置

(トンネル No.1, BT: 調査ボーリング,

R: 河川, S: 湧水, W: 井戸)

(出典: プロジェクトチーム作成)

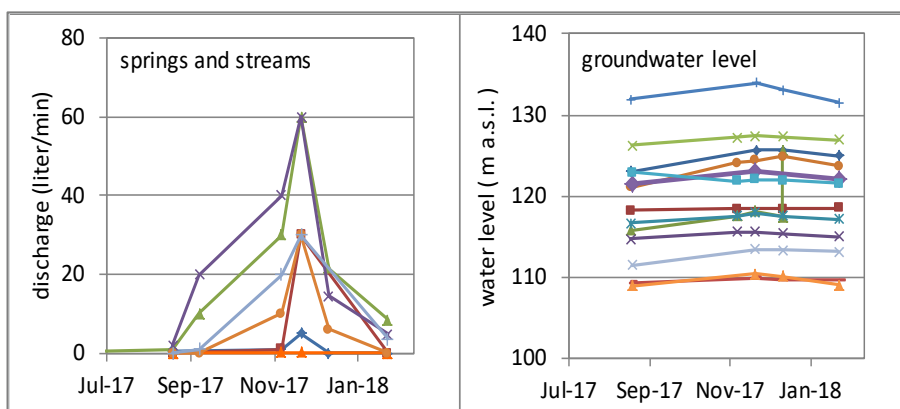


図 5.13 河川・湧水の観測流量と井戸の観測地下水位の時系列 (トンネル No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

5.2.2 地下水環境の現状

観測データの時系列変化を図 5.13 に示す。8 月にはほとんど流量のなかった河川や湧水は、以降急激に流量を増やし、11 月ごろに最大となり、減少する。井戸の水位も同様の変化を示す。

乾期と雨期の地下水の観測値と、それをもとに描いた 5m ごとの地下水等高線を図 5.14 に示す。

雨期、乾期とも地下水等高線はほぼ標高に沿っている。

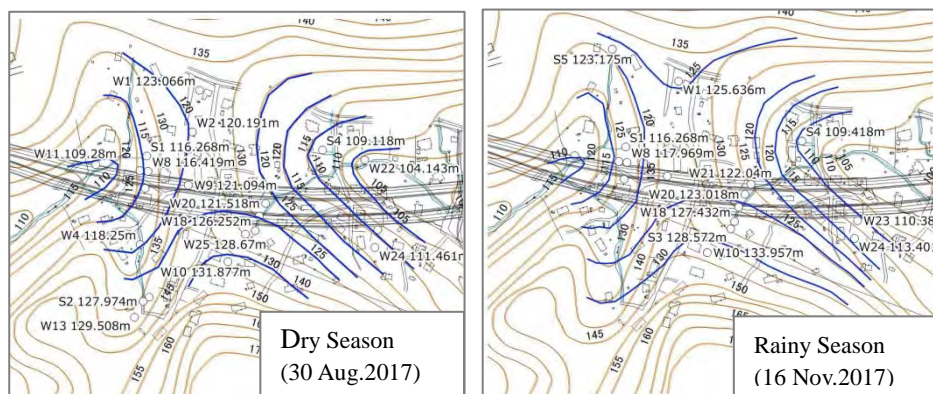


図 5.14 乾期・雨期の観測地下水位と地下水位等高線 (トンネル No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

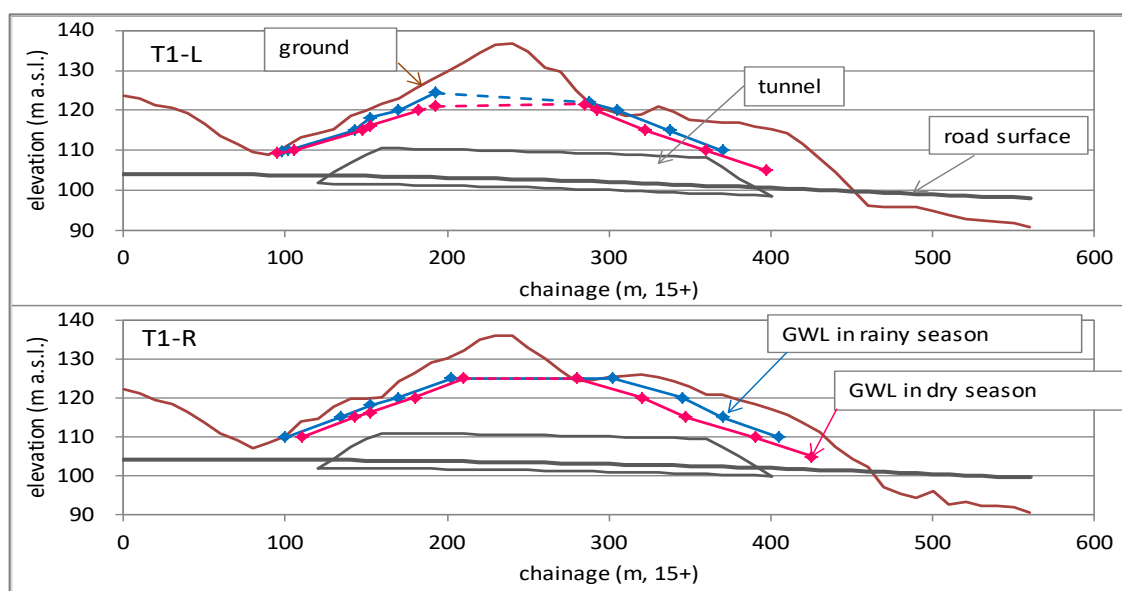


図 5.15 トンネル縦断面における乾期・雨期の地下水位 (トンネル No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

地表、トンネル、地下水位のトンネル方向の縦断面図を図 5.15 に示す。道路の位置、高さは決まっているものの、トンネルの断面が未定のため、トンネルの底面は道路表面より 2m 低いとしている。地下水位はトンネル中央部の地形の凸部で高く、地上標高が低くなるにつれて水位も低くなる。小河川が横断しているところでは、地下水位は標高とほぼ同じである。トンネル底面上の地下水位の高さは、最も高い位置で乾期も雨期も 24m となり、トンネル全体が地下水位以下になる。

横断面での地下水位を把握するため、図 5.16 に示す 4 断面で、地形と地下水位を示したのが図 5.17 である。東西両端の断面は、トンネルの入り口にあたる。横断面の地形は凹型であり、谷の底の下をトンネルが通過することになる。地下水の水位はトンネル部分で低く、離れるほど高い傾向にあり、地下水はトンネルに向かって流れている。

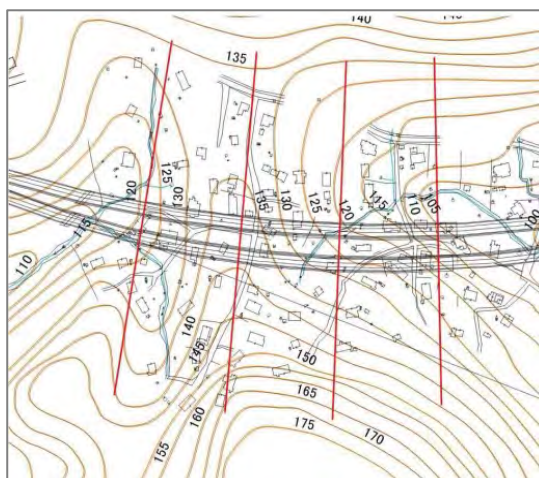


図 5.16 断面線(4本)の位置 (Tunnel No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

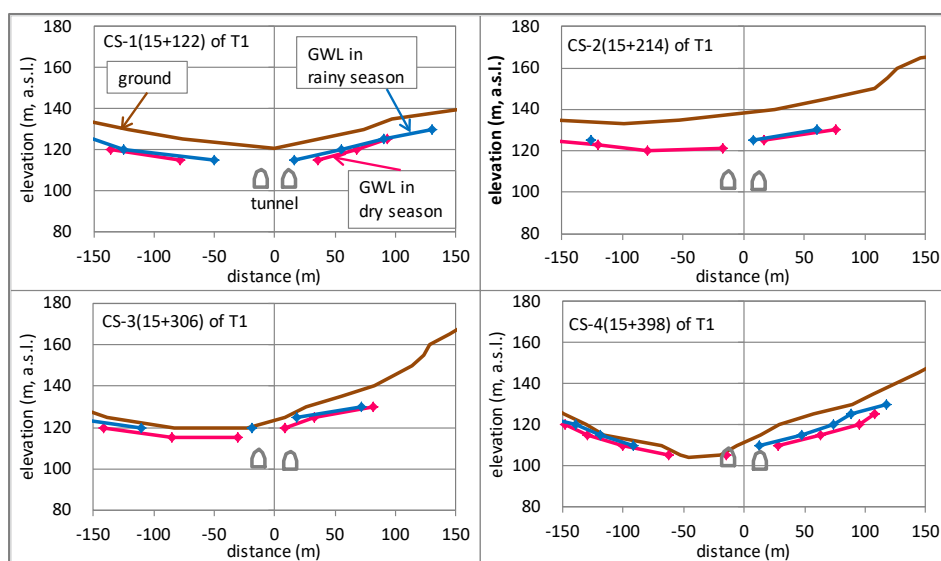


図 5.17 4 断面位置における地表面・トンネル・地下水位(乾期・雨期) (トンネル No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

5.2.3 トンネル掘削後の地下水環境予測

トンネル No.1 では、弾性波探査やボーリングといった調査は行われていないため、トンネル掘削後の地下水環境予測の方法は限られている。予測には、水文地質的情報を必要とせず、地形情報だけで推測可能な高橋の方法を用いた。高橋の方法は、” Groundwater Guideline” の 5.4.3 節に示されている。

この方法は、乾期の川の周囲の地下水位はトンネルの周囲の地下水位に類似していることに着目して開発された方法である。日本で多く用いられ、簡便、実用的で、利用価値が高いと

評価されている。トンネル周囲の河川の集水域の地形を解析することによって、トンネルが地下水に与える影響の範囲を推定する。

推定した結果を図 5.18 に示す。緑の点線が解析から得られた高橋の放物線で、放物線と地表面との交点間が影響範囲となる。

影響範囲を地形図上で示したのが図 5.19 である。トンネルの両側それぞれ約 100m が影響範囲である。トンネルの両側に位置する井戸の約 80% が範囲内であり、これらの井戸の水位低下が予測される。

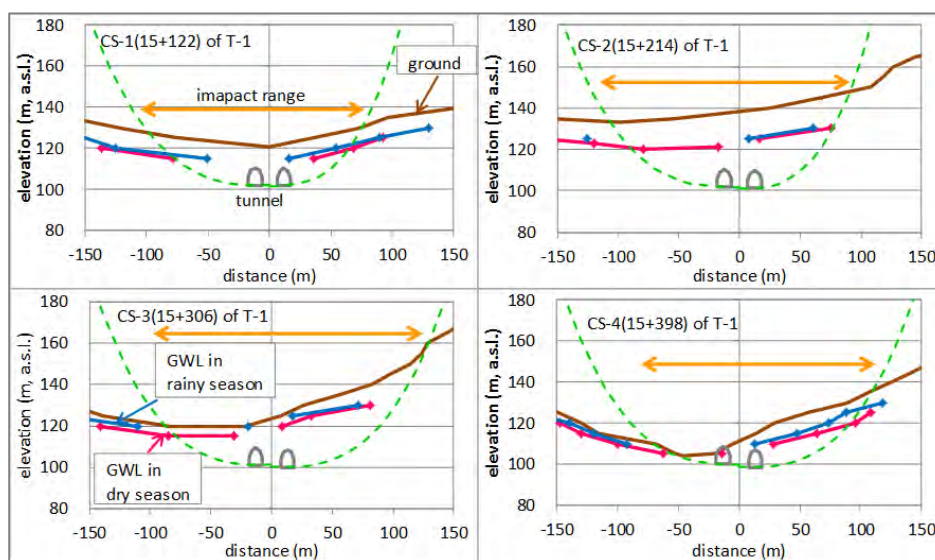


図 5.18 4 断面位置におけるトンネル掘削の地下水への推定影響範囲

(高橋の方法、Tunnel No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

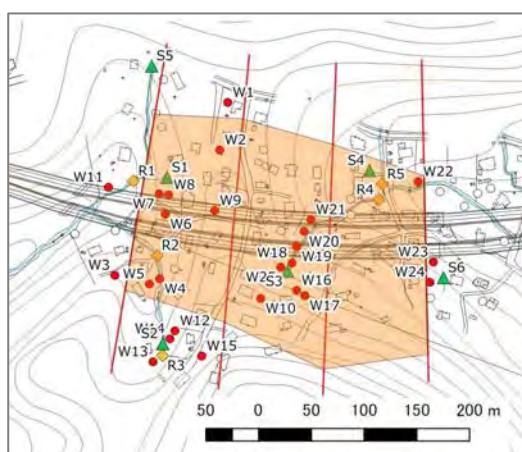


図 5.19 トンネル掘削が地下水へ影響を与える推定範囲

(トンネル No.1)

(出典: プロジェクトチーム作成)

5.2.4 課題と今後の対応

トンネル No.1 では、利用できる水理地質情報が限られており、定量的な予測はできなかったものの、多くの井戸が影響を受ける結果が示された。定量的な予測を可能にするため、また影響の回避、低減のために、次の項目の実施が必要と考えられる。

- ① 湧水と小河川の流量、井戸の水位の観測を継続し、データの蓄積をはかり、年間の変動、年々の変動を把握する。データの蓄積は住民への説明に使えるだけでなく、今後のトンネル建設での地下水環境予測の役立つ資料となりえる。
- ② ボーリングや弾性波探査等により、定量的な予測に結びつく観測、測定を開始し、環境影響評価を実施する。
- ③ 環境影響評価には、水供給施設の考慮等の環境保全措置の検討も含まれる。水供給施設としては、トンネル内に流出する地下水を集水し、住民に供給し、その水の量で不足であれば、掘削した井戸も水源とする例が考えられる。

5.3 トンネルNo.3 地域

トンネル No.3 は、図 5.20 に示すように、蛇行する川に挟まれた丘を北東-南西方向に貫通する。トンネル予定地点の北東側には住居がある。この地域には、井戸はなく、住民は、川の上流にある井戸を水源とする水道を使用している。

ここでは、水文、水文地質調査は行っていない。トンネル掘削が地下水に影響を与える可能性はあるが、住民はトンネルの影響のない水道を使用しているので、住民の水使用への影響はない。

水文地質調査をすぐに行う必要はないと考えられる。トンネル掘削に先立って、ボーリング調査や地質調査が行われるので、それらの調査を援用し、同時に水文地質調査を実施する。そして、トンネル掘削後の地下水環境の予測を行い、トンネル掘削の影響のないことを確かめる。

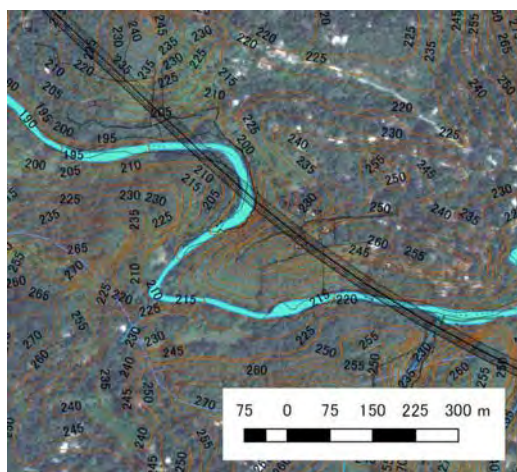


図 5.20 トンネル No.3 の地形図と衛星写真

(出典: プロジェクトチーム作成)

第6章 トンネル設計

パイロットサイトを例としたトンネルの概略設計（活動 4.1-4.5、6.3、6.4）や設計評価ガイドラインの作成（活動 6.2、6.5）を通じて、成果 iii)に関連した C/P への技術移転を行った。以下に、トンネル設計の詳細を記す。

6.1 トンネル設計のためのガイドライン

6.1.1 ガイドラインの目的

山岳トンネルの予備設計レベルの計画が可能となるガイドラインを作成した。このガイドラインは「2006年制定、トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説、2006年7月、社団法人土木学会」に基づいて、カウンターパートである RDA の技術者のトンネル計画技術向上を目的として作成したものである。

なお、予備設計レベルとは、トンネル断面、トンネル延長、トンネル線形、トンネル坑口位置、トンネル支保構造、坑門工の形状を決定するレベルのことを言う。

このガイドラインにより RDA の技術者のトンネルの設計についての知識向上が期待される。具体的には以下の通りである。

- NATM（New Austrian Tunneling Method）の理論が理解できる
- トンネルの設計手法が理解できる
- 断面検討、支保構造の検討、適切なトンネル坑口位置の提案についてその妥当性が判断可能となる
- 概略のトンネル計画が立案可能となる。

6.1.2 ガイドラインの対象

このガイドラインは以下を対象として作成した。

- 山岳トンネル
- 道路トンネル
- 対象地山は軟岩、中硬岩、硬岩
- 設計の手法は NATM

6.1.3 ガイドラインの内容

ガイドラインは以下の章によって構成されている。

- トンネル概説
 - トンネルの定義とトンネルの用途について
- 日本の NATM
 - NATM と従来工法の違い
 - 日本の NATM の考え方
 - 日本の NATM の特徴

- トンネル設計
 - NATM 設計の特徴
 - 設計の手法
 - 修正設計の考え方
 - 具体的な設計手法
 - トンネルの概略施工計画
- 補助工法
 - 補助工法の考え方
 - 補助工法の適用と補助工法の種類
- トンネル附属設備の概略検討
 - 非常用施設の概要
 - 換気設備の検討
 - 照明設備の検討
 - 非常用設備の検討

6.2 CEP-IIIのトンネルNo.2の概略設計

6.2.1 概略設計の内容

トンネル設計ガイドラインに基づき、概略設計を実施した。本プロジェクトで実施した地質調査の結果より、弾性波速度帯、基岩の単位体積重量、基岩の一軸圧縮強度等が提示されていること、RDA との協議（Deputy Director, CEP-III）よりトンネルの断面積を検討する上での最小限の情報が提供されたこと、以上の2つの条件から概略設計は以下の項目とした。

- トンネルの最小断面積の検討
- トンネルの支保構造の検討
- トンネル非常用設備の検討

6.2.2 トンネル最小断面積の検討

(1) 与条件

トンネルの最小断面積（経済的に最も有利な面積）を検討する上で、最も基本となるのは道路の建築限界である。RDA との定例協議時に、建築限界として以下の項目を必要最小限として確保することとの指示があった。

- 1車線の道路幅は3.6mとする。
- 車線上の建築限界高さは5.1m以上を確保する。（これは舗装のオーバーレイ量を含む）

(2) 現段階でのトンネル断面

F/S（Feasibility Study）段階におけるRDAから提供された断面を図6.1に示す。

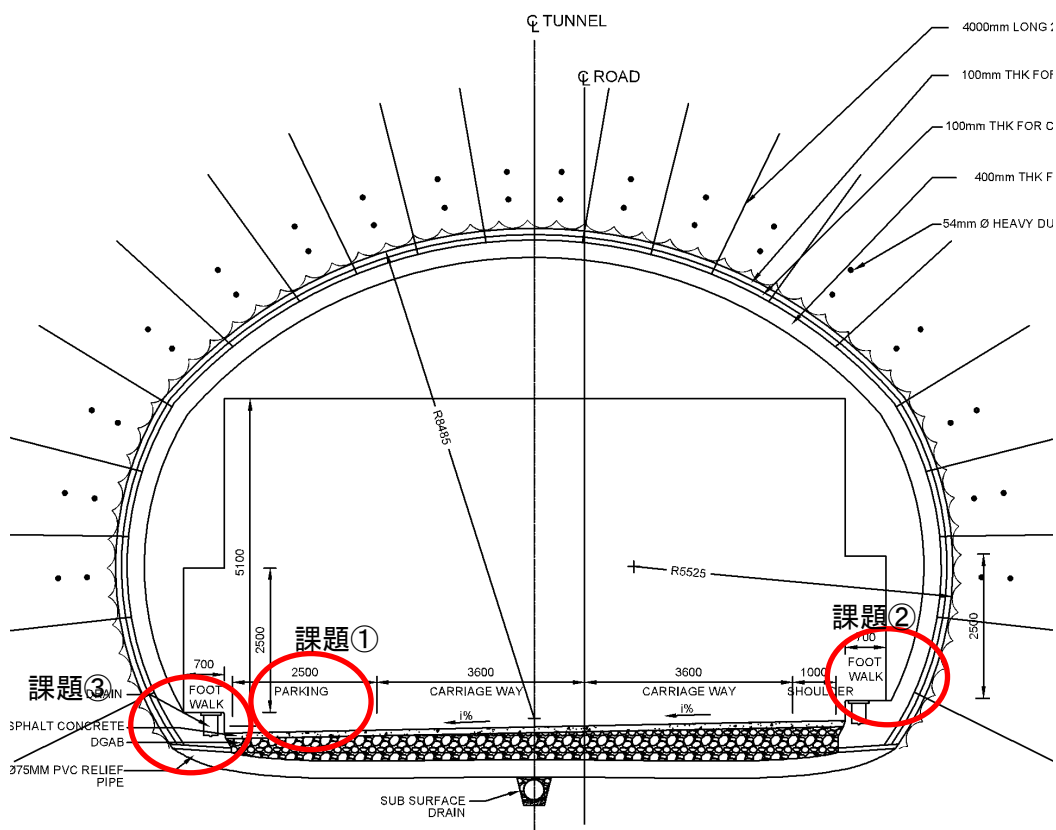


図 6.1 F/S における断面
(出典: RDA)

この断面の課題を以下に記載する。

- ① 駐車帯車線が設けられているために、断面積が増加している。今回のトンネルの延長は 160m 程度と非常に短いことから、駐車帯は必要ないと判断する。また、車両事故等により火災が発生し 1 車線が走行不能となった場合、もう一つの車線が通行可能であり、避難することに問題ないと判断する。
- ② Foot Walk という監査歩廊が設置されているが、道路延長より概略検討の結果から非常用設備は設置する必要がないと判断された。これより、定期的な維持管理については必要ないことから、監査歩廊は不要と判断する。また、日本の NEXCO の規定においても不要とされている。
- ③ 路肩に設置されている側溝の高さが道路高さとは一致しないことから、道路表面上の雨水等は路肩に滞水する。このため、車の静止距離が長くなり、事故発生率が増加する。

(3) 最小断面積の検討条件の整理

F/S 段階での断面には課題があることから、日本で通常検討されている手法を随時用いて、断面検討を行う。検討条件は表 6.1 の通りとする

表 6.1 最小断面の検討条件一覧

項目	内容	条件
道路構造	1車線の道路幅	3.6mを確保
	路肩の幅	1.0mを確保（両側）
	駐車帯のレーン	考慮しない。短いトンネルである
	片勾配	基準、道路の詳細設計が確定していないことから 2.0%と仮定する
建築限界	高さ	5.1mを確保（舗装のオーバーレイを含む）
監査歩廊	監査歩廊の有無	無し。両側とも監査歩廊はなし
排水関係	側溝	日本の高速道路の一般的な側溝形状
	中央排水	日本の高速道路の一般的な形状
舗装	舗装構成	日本の高速道路の構成
断面	断面形状	上半一心円
		日本の高速道路の規定より
内装板		設置する必要なし。 日本の高速道路の規定より

(出典：プロジェクト作成)

(4) 換気施設の検討

道路トンネルでは、トンネル内を走行する自動車の排ガスによるトンネル内空気の汚染を抑制するため換気が必要である。延長の短いトンネルでは自然換気で十分な場合もあるが、延長が長くて交通量が多いトンネルでは換気施設が必要である。

【換気施設の必要性の検討】

概略的に換気施設設置の必要性を判断する際、日本では次の経験式が用いられる。

$L \cdot N = 600$

ただし、L：トンネル延長（km）

N：時間交通量（台/h）

$L \cdot N < 600$ 換気施設不要

$L \cdot N > 600$ 換気施設必要

トンネル No.2 (L) における換気施設の必要性の概略的検討

トンネル延長 L=0.160km

時間交通量 N=417 台/時

*計画交通量を 10,000 台/日と仮定：N=10,000/24=417

$0.160 \times 417 = 66.7 < 600$ ：換気施設は必要なし

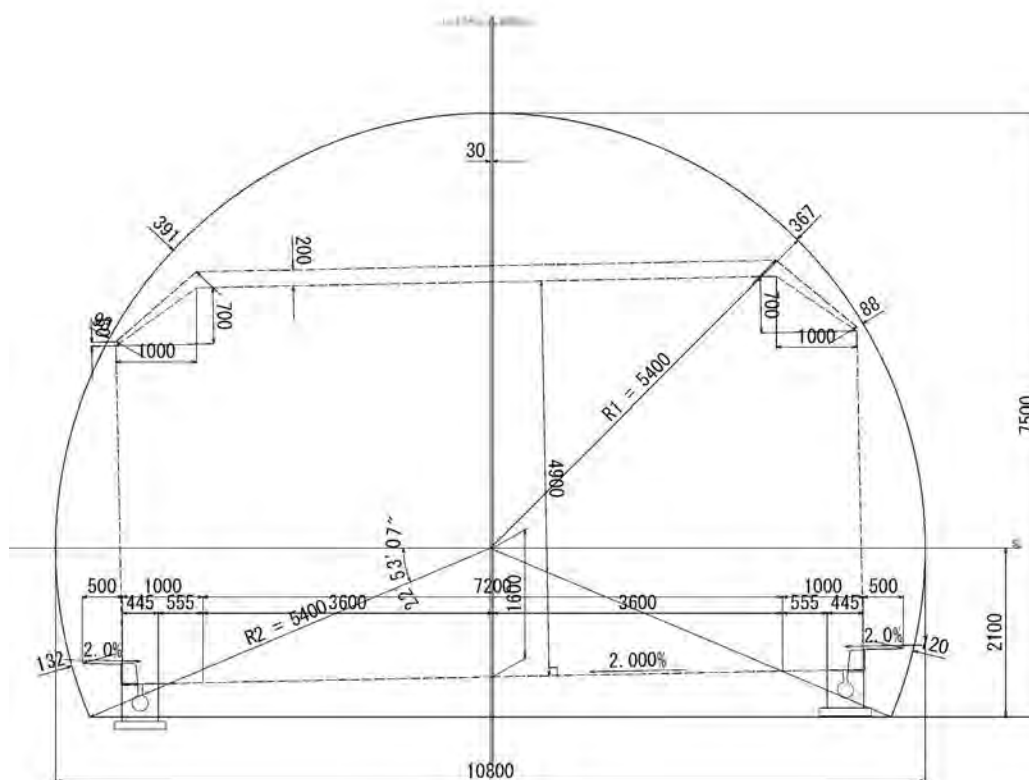
なお、時間交通量の情報がないことから、計画交通量を 10,000 台/日として検討を行った。したがって、詳細設計時には計画交通量の把握が必要である。また、この手法はあくまでも概略検討であることから、詳細検討が必要となる。



図 6.2 ジェットファン取付け状況（自由吊り下げ式）
 (出典: ジェットファンメーカー提供)

6.2.3 内空断面積の検討結果（最小断面の提案）

設計プログラムに条件を入力し、最小断面を決定した。図 6.3 にその断面決定図を示す。



項目	長さ等
内空断面幅	10.8m
内空断面高さ	7.5m
内空断面積	67.9m ²

図 6.3 最小断面積検討結果
 (出典: プロジェクト作成)

6.2.4 F/Sにおける断面との比較

表 6.2 のとおり、断面幅、高さ、面積ともに、F/S の断面より縮減可能となった。これより、提案断面が経済的であると評価される。

表 6.2 F/S における断面と提案断面の比較

項目	F/S における断面 断面図より算出	提案断面
内空断面幅	12.1m	7.5m
内空断面高さ	8.5m	10.8m
内空断面積	86.0m ²	67.9m ²

(出典: プロジェクト作成)

6.2.5 坑口部の検討

起点側および終点側の坑口は土被り 3m を確保した位置より切土する。切土勾配については、1 : 0.5 を基本とする。切土時は勾配確保と切土面の保護のため、吹付けコンクリートを実施することを基本とする。なお、坑門工については、特に制約条件がないことから、経済性より面壁タイプを想定する。

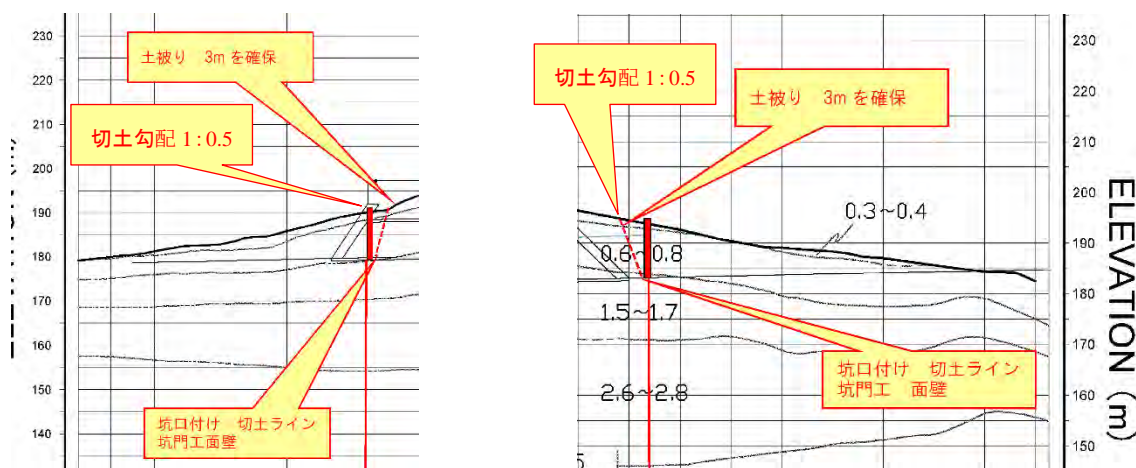


図 6.4 坑口付け位置図（起点・終点側）

(出典: プロジェクト作成)

日本においては基本的に、坑口部は切土面防護のため吹付けコンクリートによる防護が実施される。今回もこの工法を採用するとして、切土勾配を 1 : 0.5 とする。

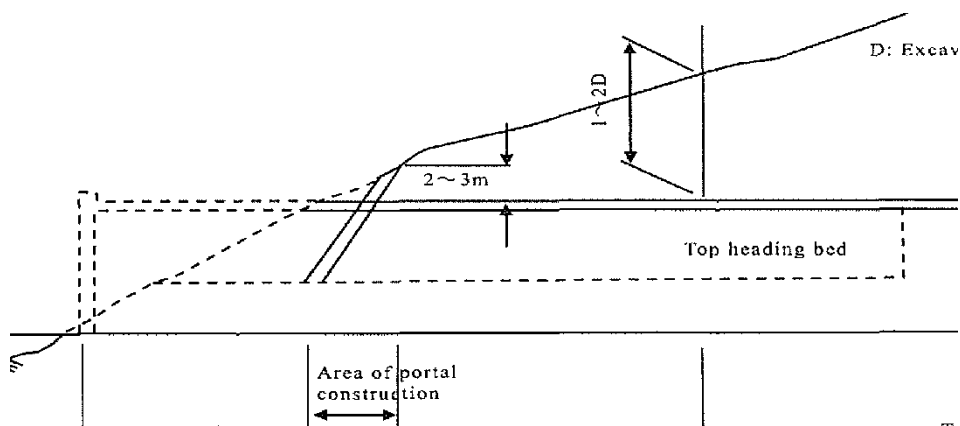


図 6.5 坑口付け・坑口区間の設定

(出典: Standard Specifications for Tunneling-2006 :mountain Tunneis,2007,Japan Society of Civil Engineers,P-113)

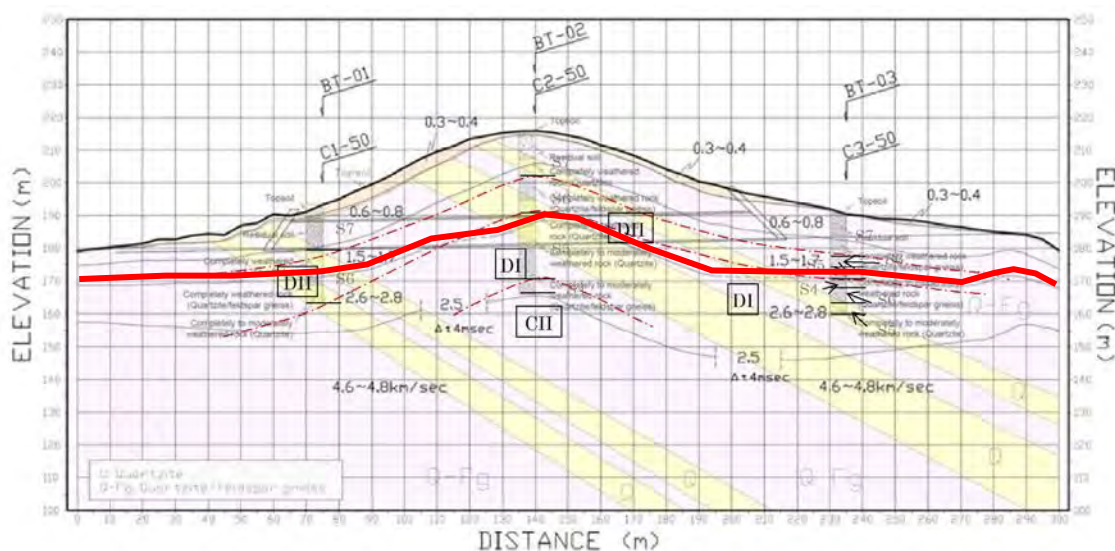
6.2.6 支保パターンの検討

(1) 支保パターンの設計

支保パターンにおいては、日本の地山区分より判断する。判断のための条件は以下の通りである。

- 基岩の弾性波速度は 1.5~1.7km/sec 程度である
- 基岩の一軸圧縮強度はほぼ 50N/mm² 以上である。

以上の条件と土被りが小さいことを考慮して支保パターンは DI-b を提案する。



* CII-S4, DI-S5, DII-S6 (S4-S6: 当該業務として提案する岩盤評価) に概略相当する。

図 6.6 No.2 トンネル弾性波速度帯と岩盤評価区分

(出典: プロジェクト作成)

表 6.3 地山区分表における支保選定根拠

地山等級	岩石グループ	代表岩質名	弾性波速度Vp (km/s)					地山の状態			コアの状態, RQD	地山強度比	トンネル掘削の状況と変位の目安
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	岩質, 水による影響	不連続面の間隔	不連続面の状態			
B	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑石, 石英斑岩 ホルンフェルス					■	<ul style="list-style-type: none"> 新鮮で堅硬または, 多少の風化変質の傾向がある。 水による劣化はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に50cm程度。 層理, 片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続面に鏡肌や挟在粘土がほとんどみられない。 不連続面は概ね密着している。 	コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を示す。 コアの長さが概ね10～20cmであるが5cm前後のものもみられる。 RQDは70以上。	—	岩石の強度は, トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。 不連続面の状態も良好でトンネル掘削による緩みはほとんど生じない。 掘削壁面から部分的に肌落ちする場合もある。切羽は自立する。 掘削幅10m程度のトンネルでは, 掘削にともなう内空変位は15mm程度以下の微小な弾性変形にとどまる。
		中古生層砂岩, チャート											
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					■						
		第三紀砂岩・礫岩											
		L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■						
M層状	粘板岩, 中生層頁岩												
L層状	黒色片岩, 緑色片岩 第三紀層泥岩												
C I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑石, 石英斑岩 ホルンフェルス					■	<ul style="list-style-type: none"> 比較的新鮮で堅硬または, 多少の風化変質の傾向がある。 水による劣化はない。 	<ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に30cm程度。 層理, 片理が顕著で, トンネル掘削に影響を与えるものの。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続面に鏡肌や挟在粘土が薄くごく一部みられる。 不連続面は部分的に開口しているが開口幅は小さい。 	コアの長さが概ね5～20cmであるが5cm以下のものもみられる。 RQDは40～70。	—	岩石の強度は, トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きい。 不連続面の状態も比較的良好でトンネル掘削による緩みは部分的なものにとどまる。比較的すべりやすい不連続面に沿って, 局部的に抜け落ちする場合もある。切羽は自立する。 掘削幅10m程度のトンネルでは, 掘削にともなう内空変位は15～20mm程度以下の小さな弾性変位にとどまる。
		中古生層砂岩, チャート					■						
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					■						
		第三紀砂岩・礫岩					■						
		L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■						
M層状	粘板岩, 中生層頁岩					■							
L層状	黒色片岩, 緑色片岩 第三紀層泥岩					■							
C II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑石, 石英斑岩 ホルンフェルス					■	<ul style="list-style-type: none"> 比較的新鮮で堅硬または, 多少の風化変質の傾向がある。 固結度の比較的良好な軟岩。 水により, 劣化や緩みを部分的に生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に20cm程度。 層理, 片理が顕著で, トンネル掘削に影響を与えるものの。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続面に鏡肌や薄い挟在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり, 開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 	コアの長さが10cm以下のものが多く, 5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。 RQDは10～40。	—	岩石の強度は, トンネル掘削によって作用する荷重にくらべあまり大きくはないが, 概ね弾性変形をとどめる程度である。 岩石の強度は大きくても不連続面の状態が悪く, 掘削により滑りやすい不連続面に沿って岩塊が落下しようとして緩みが大きくなる。 切羽はほぼ自立する。 掘削にともなう内空変位は, 岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には, 掘削幅10m程度のトンネルで弾塑性境界である30mm程度発生するが2D離れるまでにほぼ収束する。
		中古生層砂岩, チャート					■						
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					■						
		第三紀砂岩・礫岩					■						
		L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■						
M層状	粘板岩, 中生層頁岩					■							
L層状	黒色片岩, 緑色片岩 第三紀層泥岩					■							
D I	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑石, 石英斑岩 ホルンフェルス					■	<ul style="list-style-type: none"> 岩質は多少硬い部分もあるが, 全体的に強い風化・変質を受けたもの。 層理・片理が非常に顕著なもの。 不連続面の間隔は平均的に10cm以下で, その多くは開口している。 不連続面の開口も大きく鏡肌や粘土を挟むことが多い。 小規模的な断層を挟むもの。 転石を多く混じえた土砂, 崖錐等。 水により劣化や緩みが著しい。 	<ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に10cm以下で, その多くは開口している。 層理, 片理が非常に顕著なもの。 不連続面の開口も大きく鏡肌や粘土を挟むことが多い。 小規模的な断層を挟むもの。 転石を多く混じえた土砂, 崖錐等。 水により劣化や緩みが著しい。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続面に鏡肌や薄い挟在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり, 開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 	コアは細片状となる。 時には, 角礫混じり砂状あるいは粘土状となるもの。 RQDは10程度以下。	4～2	岩石の強度は, トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくなり, 弾性変形とともに一部塑性変形を生じる。 岩石の強度は, 弾性変形をとどめるに足りるほど大きくても, 不連続面の状態が非常に悪く, 掘削により多くの滑りやすい不連続面に沿って地山の緩みが拡大する。切羽の自立が悪く, 地山条件によってはリングカットや鏡つきを必要とする。 掘削にともなう内空変位は, 岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には, インバートで早期に閉合しないならば, 掘削幅10m程度のトンネルで30～60mm程度発生し, 切羽が2D離れても収束しないことが多い。
		中古生層砂岩, チャート					■						
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					■						
		第三紀砂岩・礫岩					■						
		L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■						
M層状	粘板岩, 中生層頁岩					■							
L層状	黒色片岩, 緑色片岩 第三紀層泥岩					■							
D II	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑石, 石英斑岩 ホルンフェルス					■	<ul style="list-style-type: none"> 比較的新鮮で堅硬または, 多少の風化変質の傾向がある。 固結度の比較的良好な軟岩。 水により, 劣化や緩みを部分的に生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 節理の間隔は平均的に20cm程度。 層理, 片理が顕著で, トンネル掘削に影響を与えるものの。 	<ul style="list-style-type: none"> 不連続面に鏡肌や薄い挟在粘土が部分的にみられる。 不連続面が開口しているものが多くなり, 開口幅も比較的大きくなる。 幅の狭い小断層を挟むもの。 	コアの長さが10cm以下のものが多く, 5cm以下の細片が多量に取れる状態のもの。 RQDは10～40。	—	岩石の強度は, トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく弾性変形と塑性変形を生じる。 岩石の強度が, 小さいことに加えて, 不連続面の状態も非常に悪く掘削により多くの滑りやすい不連続面に沿って地山の緩みが拡大し変位も大きくなる。 掘削にともなう内空変位は, インバートで早期に閉合しないならば掘削幅10m程度のトンネルで60～200mm程度発生し, 切羽が2D離れても収束しない。 事前に変形が大きいと予想される場合は変形余裕を見込む。 切羽の自立が悪く, 地山条件によってはリングカットや鏡つきを必要とする。
		中古生層砂岩, チャート					■						
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					■						
		第三紀砂岩・礫岩					■						
		L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■						
M層状	粘板岩, 中生層頁岩					■							
L層状	黒色片岩, 緑色片岩 第三紀層泥岩					■							

注-1) 本分類表にあてはまらないほど地山が良好なものを地山等級A, 劣悪なもの(掘削幅10m程度で内空変位200mm以上)を地山等級Eとする。
 注-2) H, M, Lの区分: 岩石の初生的な新鮮な状態での強度により, 一軸圧縮強度で次のように区分する。
 H: $qu \geq 80N/mm^2$ M: $20N/mm^2 \leq qu < 80N/mm^2$ L: $qu < 20N/mm^2$
 注-3) 塊状, 層状の区分
 塊状: 節理面が支配的な不連続面となるもの
 層状: 層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるもの。

注-4) 内空変位とは, トンネル施工中に実際に計測されるトンネル壁面間距離の変化で, 掘削以前に変化したものは含まない。
 注-5) 緩みとは, 土圧によって閉鎖されていた岩盤中の不連続面が, トンネル掘削により応力を解放することで開口し, それに沿って岩塊が重力により落下しようとするをいう。
 注-6) 岩石の強度とは, 割れ目の影響を受けない岩片の強度のことをいう。

TUNNEL 2-L

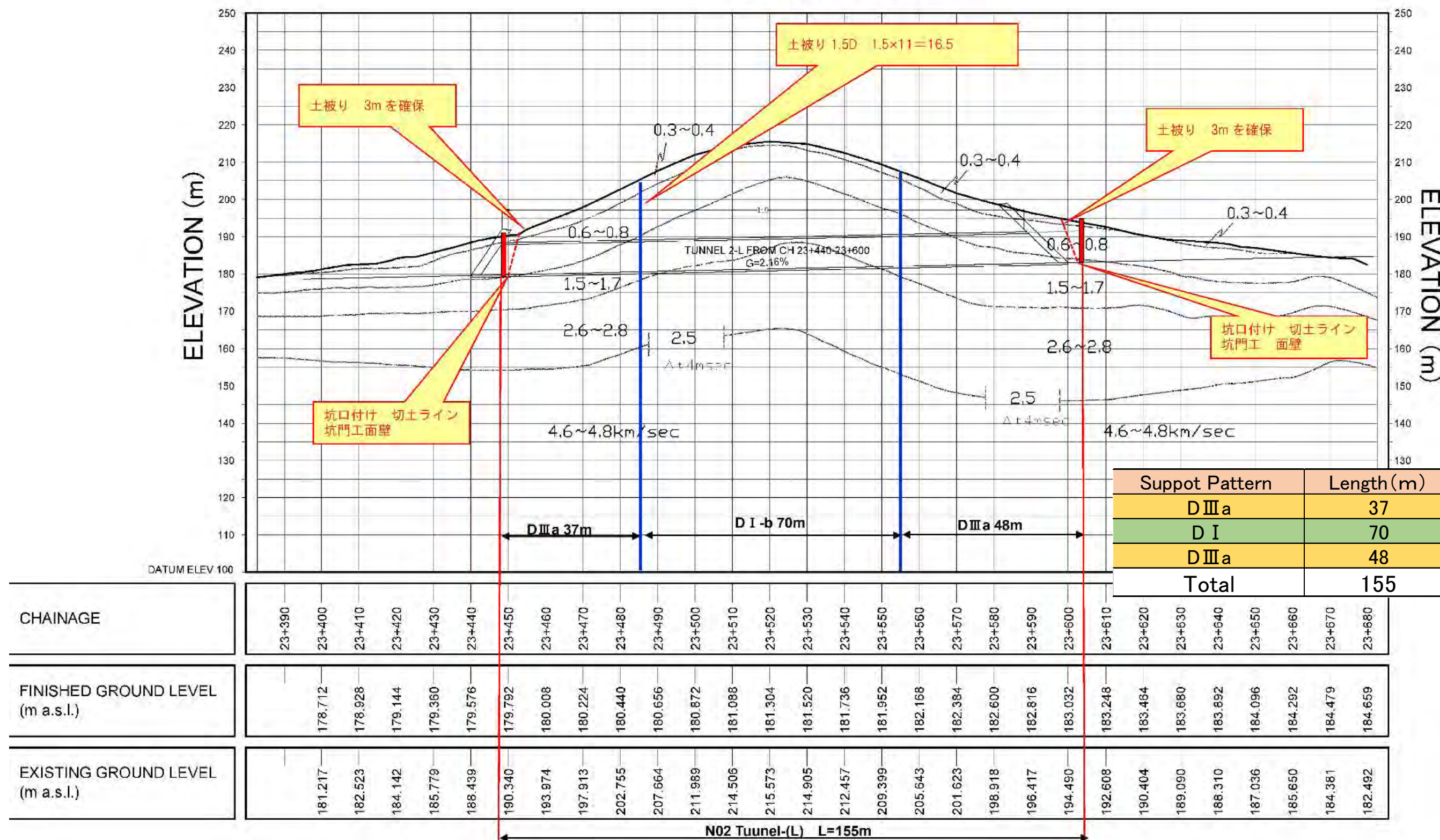


図 6.7 支保パターンの提案
(出典: プロジェクト作成)

(2) 補助工法の検討

地質調査の結果より、トンネル上部は脆弱な地層が分布していると想定される。BT-01 の 0～3m においては、粘性土の様子を呈しており、崖錐層と想定される。また、BT-02 の 20～25m においてもコア採取ができず、RQD はゼロという評価になる。当該国のボーリング掘削技術の低さゆえに RQD を過小評価していることを差し引いても、トンネル周辺には風化作用を強く受けている層が分布していると判断される。

したがって、アーチアクションが形成されにくい坑口部 (DIII-a) においては、補助工法が必要と考える。

コア状況より、天端の自立性の欠如が考えられることから、切羽安定対策工の先受け工が適切と判断する。

先受け工は、工期延伸の可能性を排除する（他の補助工法よりサイクルが早い）、こと、日本で最も実績があることから、長尺鋼管先受け工法を提案する。

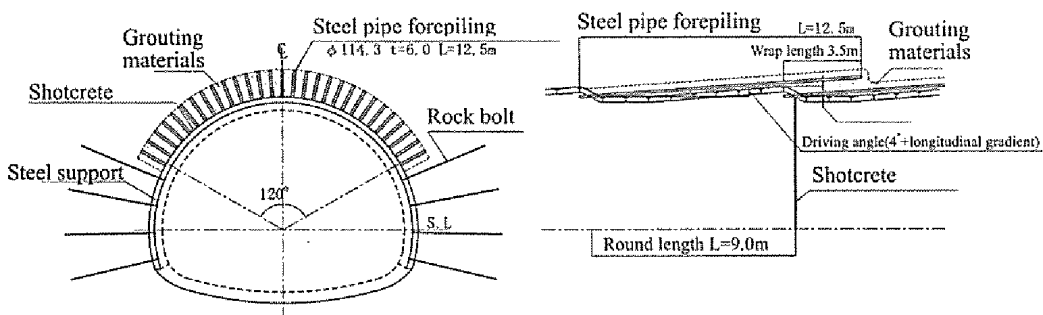


図 6.8 長尺鋼管先受け工法の例

(出典: Standard Specifications for Tunneling-2006 :mountain Tunneis,2007,Japan Society of Civil Engineers,P-113)

6.2.7 標準断面と支保パターン

以下に標準断面と支保パターンを示す。

(1) DI-b

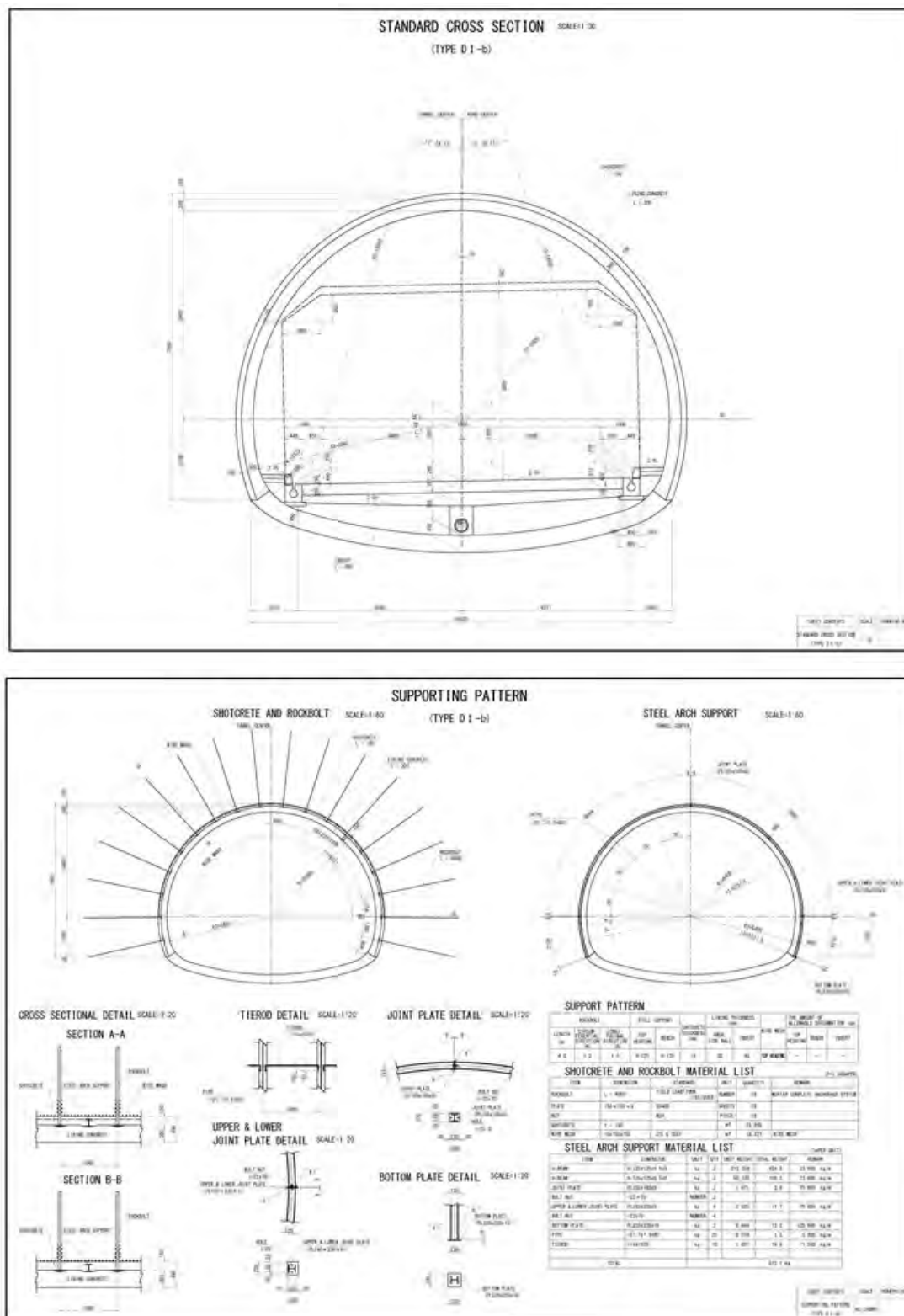


図 6.9 標準断面と支保パターン (DI-b)

(出典: プロジェクト作成)

(2) DIII-a

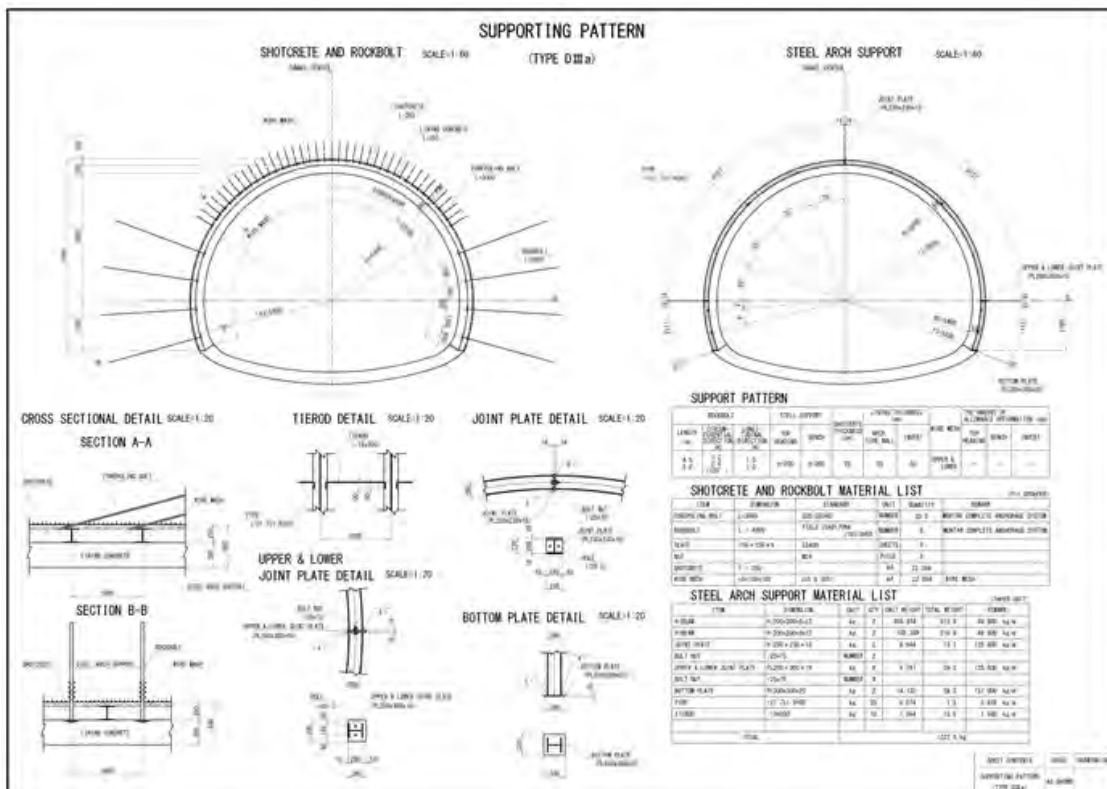
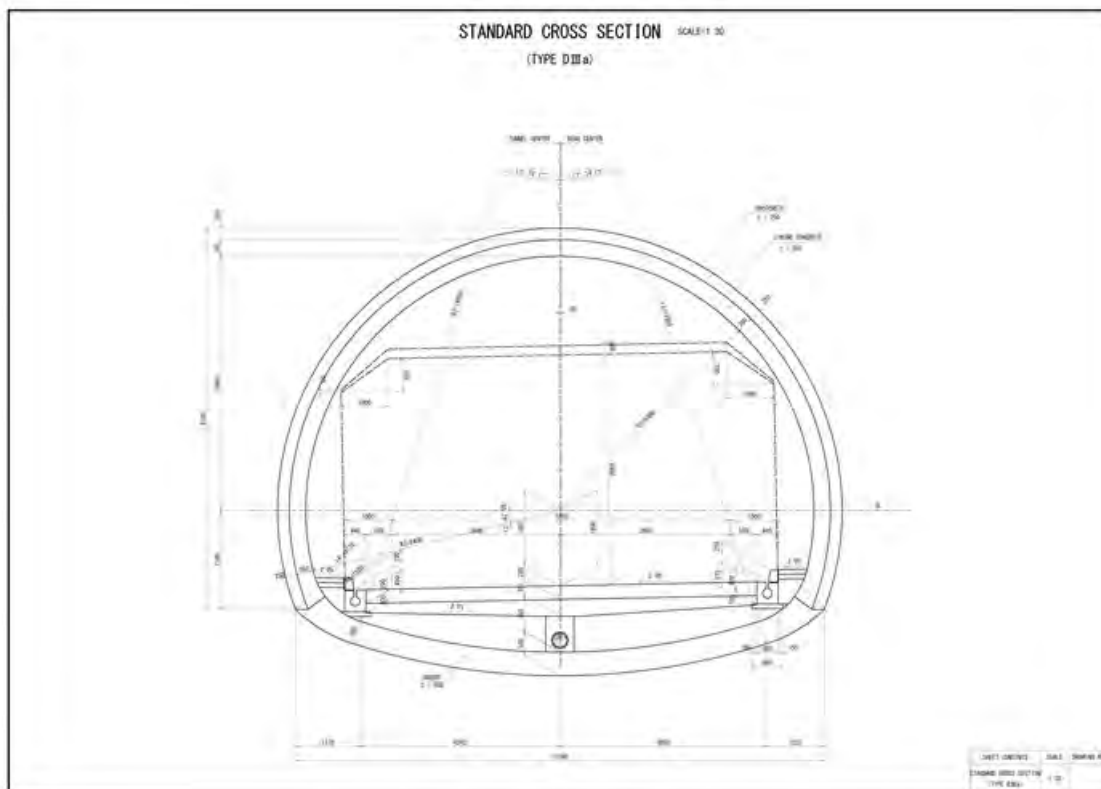


図 6.10 標準断面と支保パターン (DIII-a)

(出典: プロジェクト作成)

6.2.8 トンネル非常用設備の検討

トンネルは閉鎖された空間であるため、火災その他の事故に対する防災対策には十分な配慮が必要である。

トンネルの防災対策は、火災その他の事故を未然に防止するためのトンネル利用者などに対応する広報活動や各種の法律・規則の遵守による予防対策と、事故が発生した場合の被害を最小限度にとどめるための非常用施設による避難・消火対策から構成される。

日本においては、トンネル延長と交通量の関係から等級が区別されており、その等級ごとに設置すべき非常用設備が決定される。

今回のトンネルは延長が 155m であり、仮であるが、交通量を 10,000 台と設定したことから、D 等級となる。D 等級の場合、トンネル内の非常用設備は設置不要となる。

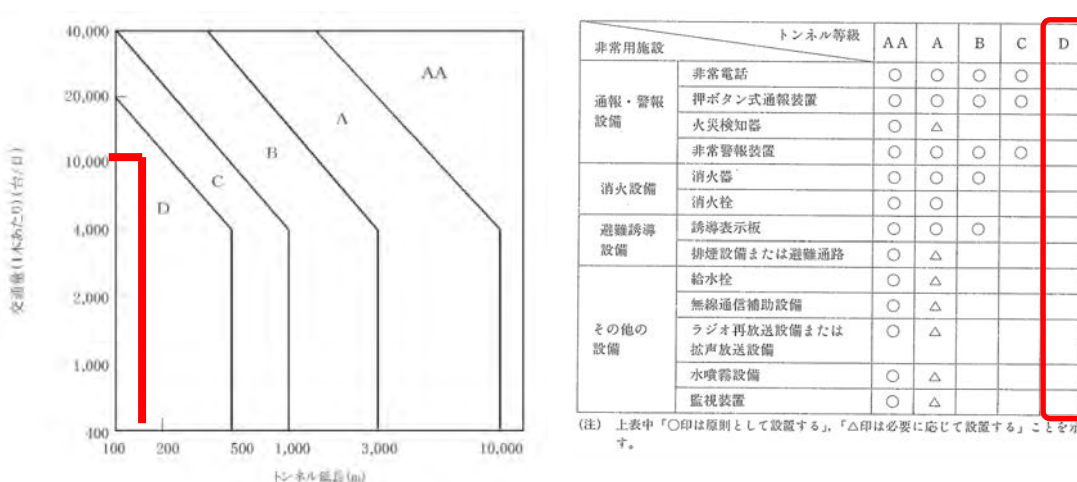


図 6.11 非常用設備の決定根拠（日本の基準）

(出典：道路トンネル非常用施設設置基準・同解説、平成 13 年、日本道路協会、P.9.P.14 より追記)

6.3 今後の課題

6.3.1 課題の概要

今回の調査等の対象は CEP-III における No.2 トンネルであったが、全体ではトンネルが適用されている箇所は 3 か所 (No.2 を含む)、トンネルの数としては 6 本となる。

俯瞰すると、全体的に土被りが小さく、坑口付近は橋梁等との離隔が少ない場所もあり、設計および施工において、要求される技術水準は高いと考える。

以下に、今回の概略設計等を通じて、得られた今後予想される課題を記載する。今後の事業の円滑に役立てれば幸甚である。

6.3.2 断面の検討

断面の検討の条件として、未確定な部分が多い。特に、舗装の片勾配、舗装構成、排水工の形状、駐車帯の必要性の判断等の検討を行い、最終断面を決定する必要がある。

また、6 本のトンネルがあることから、同一断面にすることが経済的であるかを踏まえて断面を検討する必要がある。(平面線形に依存する舗装の片勾配が違うことから各々最小断面が

違う可能性がある)

なお、同一断面にすると、覆工コンクリートの打設に使用する内型枠（セントル）が転用可能となり、経済的に有利となる。

表 6.4 断面検討にかかる課題

設計項目	課題
内空断面の検討	舗装の片勾配の設定
	舗装構成の設定（明かり区間との整合性を確保）
	側溝、排水工の形状の設定（現地 2 次製品の調査を行い、できる限りプレキャスト化を図る）
	駐車帯の必要性の検討

(出典: プロジェクト作成)

6.3.3 支保構造の検証

6本のトンネル設計の妥当性の確保を目的として、6本のトンネル全ての地質情報を収集、整理し、支保構造の選定における根拠等の整合性を図る必要がある。

6.3.4 詳細な施工計画の立案

現地の資材の市場状況、機械の調達状況、特にトンネル機械の輸入等を考慮の上、施工計画を立案する必要がある。

また、濁水処理設備等の排水等の環境保全対策についても検討する必要がある。特に、仮設備において常に問題となるのは仮設電力である。日本においては 6,600V の引き込み線を新設し、変電所にて 220V に変換する方法がとられるが、その手法が可能か、もしくは発電機等による対応が必要かを含めて検討する必要がある。

6.3.5 概算金額

トンネル工事費の算出には全ての条件が揃う必要がある。例えば発破掘削なのか、機械掘削なのか、電気は仮設電気なのか発電機なのか、内型枠を転用するのか等の条件が明らかになる必要がある。

加えて、原価に大きな影響を与える機械関係は、詳細な設計が完了しなければ、確定されない。したがって、トンネル工事費については、特に機械関係を確定した後に、算出することが適切かと考える。

第7章 技術移転の成果と今後に向けての提言

本章では、プロジェクトにおいて想定されていた以下の成果の達成状況を概観し、今後その成果を活用するために RDA が取り組むべき事項を提言として述べる。

本プロジェクトにおいて期待される成果：

- i) 道路トンネル施工のための地山評価分類基準案が作成される。
- ii) トンネルを含む道路計画を行う際に必要な地山評価を目的とした地質調査の手順書案、道路トンネル設計評価ガイドライン案、地下水影響調査・解析ガイドライン案が作成される。
- iii) C/P 機関が、上記 i)、ii)を運営するためのスキルを習得し、パイロット調査を基に、実際にトンネルを施工するための設計書の作成、施工計画作成に必要な理解を得る。

7.1 技術移転とC/Pの状況

成果 i)、ii)にかかる活動として道路トンネル計画にかかる各種手順書・基準案（地質調査、水文調査、岩盤分類、設計）がプロジェクト活動を通じて作成され、成果 iii)にかかる活動としてこれに準拠した内容の技術移転が、技術セミナーの開催や日常的な議論を通じて RDA の C/P を対象に行われた。C/P については RDA の 6 部署（CEP-III、橋梁設計部、国道設計部、調査設計部、ルワンプラ高速道路プロジェクト、キャンディトンネルプロジェクト）より選出され、技術移転のためのセミナーやディスカッションに参加した。セミナーには、コアとなる C/P として各部署から選出された 1～2 名に加え、各部署 3～5 名程度が継続的に参加した。C/P の業務経験は 1 年未満から 20 年超にまで渡っていたが、多くが経験 10 年までのエンジニアであった。

C/P の中には、橋梁等にかかる調査・設計経験を有している者は多くいたものの、トンネルにかかる経験はほぼなかった。また、RDA 内には調査、設計にかかる基準や手順書も定められていない状況であり、基礎的なところからの技術移転が必要と判断される。

以下に、手順書・基準案作成過程および技術移転の成果について記述する。

7.2 各種調査設計手順書・地山分類評価基準案

7.2.1 手順書・基準案の作成

成果 i)、ii)にかかる活動として、地山分類評価（岩盤評価）基準案、地質調査手順書案、地下水影響評価解析ガイドライン案、道路設計評価ガイドライン案を作成した（活動 1.3、5.1、6.2、6.5、7.2、7.5）。内容については、別冊の手順書案・基準案を参照のこと。

手順書・基準案の作成にあたっては、まず日本国内外の既存情報を収集・整理した上で、スリランカにおける施工事例や既存基準等の情報を集め、ドラフトを作成した。次に、その内容に沿ったセミナーの開催や C/P との議論を通じて RDA のコメントを吸い上げ、手順書・基準案を最終化した。

7.2.2 手順書・基準案の将来的活用

本プロジェクトで作成した手順書・基準案は、将来トンネルプロジェクトを実施する際の調

査・設計に活用されることが期待される。一方で、これらの適切な活用にはいくつかの課題があり、継続的な取り組みが必要である（7.4 節参照のこと）。

7.3 技術移転の内容と評価

成果 iii)にかかるとして、技術セミナー等を通じて技術移転を行った。以下にその内容と評価を述べる。

7.3.1 地質調査・水文調査および岩盤分類にかかる技術移転

7.1 に述べたとおり C/P のトンネル業務経験がほぼなかったため、地質調査・水文調査および岩盤分類にかかる基礎的な技術を網羅した内容の技術セミナーを 10 回開催し、技術移転を図った（表 1.4）。セミナーでは C/P から多数の質問や議論があり、積極的に情報を得ようとする姿勢が見えた。

また、プロジェクトの最後には、各種ガイドラインおよび本調査結果の内容を紹介する最終セミナーを 2 回に分けて開催した。最終セミナーの発表者は C/P 側とし、そのプレゼン資料の作成をプロジェクト側と協働で行うことで、より効果的な技術移転を図った。プレゼンターとなった C/P にとっては初めての内容であることから、深くまで理解が及んでいないことへの不安を見せる場面もあったが、自ら調べて発表内容を追加してくるなど理解が進んだ様子も見て取れた。

調査現場においても地質調査に関する現地セミナーを開催したほか、室内試験場でのセミナーや日常的な議論を通じて技術移転を図った。水文調査については、現地を管轄する RDA クルネガラ事務所職員と一緒にサイトを回り、調査地点や調査方法の説明を行った。最終セミナーの後には、RDA クルネガラ事務所職員にも水文調査結果およびトンネル掘削後の地下水環境予測のプレゼンを行い、水文調査の重要性の理解に努め、調査機材および調査を引き継ぐとともに、今後の調査への助言を行った。

7.3.2 トンネル設計にかかる技術移転

トンネル設計についても同様に、4 回の技術セミナーと 2 回の最終セミナーを通じた技術移転を行った。加えて、トンネル No.2 における地質調査・岩盤分類結果の解釈と設計への反映について、C/P との議論を通じて技術移転を行ったほか、C/P からの要望により、高速道路の線形について日本の道路構造令の紹介を行い、縦断勾配、横断勾配、視距確保の基準値について、技術移転を行った。

トンネル設計にかかる技術移転についても他項目と同様にセミナーにおいて多くの質疑があり積極的に技術を吸収する姿勢が見られた。また、セミナー終了後も疑問点を整理する意味で継続した技術講習の時間を要請され補足説明を行うとともに、追加説明資料を配布した。

7.3.3 技術移転についての評価

プロジェクトの目的である各種手順書が作成され、最終セミナーにおいて C/P が各調査・設計について発表を行うなど、トンネル調査・設計に関する基本的な理解は得られたと思われる。

る。しかし、トンネル調査・設計はサイトの地質的・地質工学的条件によって必要なアプローチが様々であり、実際に適切な調査・設計を行うにはさらなる経験と技術の蓄積が必要である。

7.4 将来への提言

今後、RDA が今回のプロジェクト成果を活かしつつ、道路トンネルプロジェクトを実施するにあたって、継続的な取り組みが必要となると思われる点について、以下に記述する。

(1) 経験の蓄積と岩盤分類システムの改善

トンネル計画においては、事前の地質調査や既存施工例に関する情報収集によって得られる限定的な情報から対象サイトの地質的・地質工学的条件を推定し、岩盤分類システムを用いて設計を行わざるを得ない。それゆえ、様々な地質条件下の施工例の情報蓄積が重要であり、同時に本格的なトンネル調査設計の経験が少ないスリランカの弱い部分でもある。また、トンネル掘削を通じて確認された実際の地質状況と、事前調査から推定されていた地質状況の比較を通じて、より精度の高い岩盤分類システムとなるよう、継続的にシステムをアップデートしていく必要もある。水文調査に関しても同様に、事例蓄積による環境影響評価の精度向上が必要である。

そのためには、トンネル施工にかかる経験・ノウハウを RDA が蓄積し、本プロジェクトで作成した手順書・基準案をスリランカの実状に合わせて改善・適用していくことが肝心である。本プロジェクト終了時に、RDA の C/P が設計部門においてトンネルグループの創設の必要性について言及したことは、歓迎すべきものである。適切な RDA の体制作りと経験の蓄積および継続的な手順書・ガイドラインの見直しと改良に対する支援が必要である。

(2) 地質調査技術の向上

RDA は、地質調査について基本的には発注者として管理・監督する立場である。本プロジェクトでも、ボーリングは民間業者、弾性波探査は国家建築研究所（National Building Research Organization: NBRO）への再委託で実施した。しかし、スリランカの地質調査技術は高いとは言えず、そのため地質状況が不当に低く評価されてしまう可能性があった。今後の適切なトンネル計画のためには、NBRO や民間セクターの技量向上が必要である。また、RDA 内部に地質調査、解析を専門的に扱うセクションを整備し、トンネルを含めた各道路設計部門、プロジェクトチームとの連携を強化する必要性が高いと考えられる。

(3) F/S 能力の向上

本プロジェクトの開始時には既に道路線形とトンネル位置は決まっており、用地取得も進捗した状況であった。線形はオーストラリアのコンサルタントが実施した F/S によって決定されたものであるが、本当にトンネルが必要だったのかが疑問な線形であり、ルート選定能力には改善の余地があると思われる。したがって、現状では道路のルートや構造物の選定について、経済性や環境への影響等の観点から総合的で適切な判断を行える能力に乏しいとみら

れるため、技術移転活動を継続し F/S 能力を向上させること重要であると考えられる。

(4) トンネル設計・施工計画

6.3 節にも示したように、詳細な設計・施工計画・工事費の算出を行う際に必要な情報・条件設定が不足している。本プロジェクトの実施を通じて、RDA が必要な情報について認識し、以降のトンネル計画に活用できるような情報の蓄積を促す必要がある。そのためには RDA 組織内部の情報共有、セクション間の連携強化が必要であるとともに、他の専門機関からの知見を得ることや既往データの収集整理といった活動が求められる。とくに今後新設されるトンネル事業においてはその調査、設計、施工記録を整理したうえで教訓を残し関係機関で共有していくことが必要である。