

# 博士學位論文

論文題目

スレーキング性の脆弱岩材を用いた  
高速道路盛土の長期安定性に関する研究

Doctoral Thesis Title

A Study on the Long-Term Stability of  
Expressway Embankments Using Slaking Materials

提出者

東北大学大学院工学研究科

土 木 工 学 専攻

氏名 澤野 幸輝

Name Koki Sawano

指 導 教 員	風間 基樹 教授
研究指導教員	
審 査 委 員 (○印は主査)	<p>○ 風間 基樹 教授</p> <p>1 京谷 孝史 教授      2 久田 真 教授</p> <p>3 教授                      4 教授</p> <p>5 教授                      6 教授</p>

## A Study on the Long-Term Stability of Expressway Embankments Using Slaking Materials

**ABSTRACT :** Most of the expressways in the Tohoku region pass through the green tuff zone, which is composed mainly of Neogene sedimentary soft rocks such as mudstone and tuff. Of the total expressway embankments in the Tohoku region (16,934 slopes), slaking embankments account for 20.4%. As of 2021, about 50% of the 1,487 km of expressways in the Tohoku region have been in service for more than 30 years, and the deterioration of slaking embankments will become a problem in the maintenance of expressways. One way to extend the service life of slaking embankments is to implement countermeasures to prevent the occurrence of slaking during the embankment construction phase (hereinafter referred to as the construction phase), and another way is to perform preventive maintenance during the post-service maintenance phase (hereinafter referred to as the management phase) by assessing the soundness of the embankment slope and reinforcing it before it collapses. However, there is a problem that the conventional slaking rate test cannot evaluate changes in mechanical properties. In this paper, we propose and establish a maintenance method for slaking embankments in consideration of deterioration.

First, a sample with a maximum particle size of 9.5 mm was classified into eight classes, and the initial mass of each category (zero dry and wet history) was aligned to 100 g. A slaking test was conducted for each category, and then each category was repeated seven times until the sample was reclassified by sieving. In each classification, the soil particles became finer while retaining the maximum particle size, and the number of soil particles smaller than 0.075 mm continued to increase as the dry and wet history progressed. There was a difference in the ease of fining for each particle size.

Next, triaxial tests (CD) were conducted using samples with different dry and wet histories to clarify the process of changes in the particle size distribution and soil properties of embankment materials due to slaking. Drying and wetting histories were before slaking (0 cycles of dry and wet history) and after slaking (3, 5 and 7 cycles of dry and wet history). From the initial condition up to 5 cycles,  $\phi_d$  decreased and  $c_d$  increased. In the process of changing the structure of the specimen from coarse-grained to fine-grained soil by slaking,  $\phi_d$  decreases and  $c_d$  increases, and the change in the skeletal structure of the embankment is considered to affect the change in the mechanical properties of the embankment. In addition, to clarify the path of change in mechanical properties of the specimen in relation to the water supply and drainage history, repeated water supply and drainage bender element tests were conducted using the same specimen. The specimens were placed in the test machine and consolidated at 50 kPa. The test specimens were placed in the test machine and compacted at 50 kPa. The specimens were then supplied with water (suction 0 kPa) at the positional hydraulic head difference, and then drained with suction 5 kPa and 50 kPa in stages. In the first cycle,  $V_s$  dropped to 123.5 m/s and recovered to 150.2 m/s by draining but did not return to the initial condition ( $V_s = 172.2$  m/s). The change in  $V_s$  after drainage shows that  $V_s$  decreases with the progression of the water supply and drainage history. On the other hand, the trend of monotonous decrease was not observed after the water supply. In this experiment, the difference in  $V_s$  due to the change in saturation was not due to the direct effect of the presence of water, but rather due to the change in the skeletal structure caused by the process of water supply and

drainage.

Finally, in-situ evaluation of the existing embankment was attempted using surface wave survey. Three lines are in the longitudinal direction (J1: upper, J2: middle, J3: lower) and one line in the transverse direction (O1). The peaks of each measurement line are 150-159 m/s for J1 and 140-149 m/s for J2 and J3. The  $V_s$  slows down as it moves toward the edge of the embankment. The  $V_s$  distribution of the embankment in a plane shows that  $V_s$  is slower on the old stream topography and that  $V_s$  is related to the old stream topography. The location of the water seepage in the embankment slope and the range of slow  $V_s$  generally coincides, suggesting that the more water is retained in the embankment, the slower the  $V_s$ . The range of  $V_s$  for the actual embankment was consistent with the results of the cyclic bender element test. The results of the cyclic bender element test showed that the range of  $V_s$  of the actual embankment was consistent with the results of the cyclic bender element test, suggesting that the cyclic bender element test can be used to estimate the change of  $V_s$  in the future.

From these results, it can be said that when the embankment is changed to fine-grained soil by slaking, the skeletal structure of the embankment is changed, the water holding capacity is increased, the mechanical properties are changed, and the degree of saturation is increased due to the increase in the water content ratio, and the deterrent capacity is decreased. In this paper, we propose the following two methods to evaluate the degradation of embankments in the construction phase and to evaluate the health of embankments in the management phase.

(1) Construction phase (evaluation of embankment deterioration)

In the process of slaking, the embankment soil changes from coarse-grained soil to fine-grained soil, resulting in changes in the skeletal structure of the embankment soil, increased water retention and decreased S-wave velocity, which reduces the stability of the embankment soil. The mechanical properties start to show characteristics of fine-grained soil when the percentage of fine-grained material in the embankment exceeds 70%. The degradation of the embankment is evaluated by repeated bender element tests. The following is a summary of the evaluation approach. In the case of a high-water table (e.g., after rainfall), the S-wave velocity decreases to the velocity after water supply. In normal conditions (low groundwater level), the S-wave velocity gradually decreases to the minimum value.

(2) Management phase (evaluation of existing embankment ground)

In the conventional method, borehole investigations are carried out after the embankment collapses. The proposed method is a "preventive maintenance" method that evaluates the integrity of embankments based on the S-wave velocity obtained from periodic surveys (surface wave exploration) and prevents embankment collapse by reinforcing the embankment before it occurs. Compared with the conventional method, the proposed method can reduce the scale, period, cost, and environmental load from the survey to the completion of construction. By using the proposed method, effective reinforcement work can be carried out at an appropriate time to efficiently manage slaking expressway embankments, ensure the long-term stability of embankments, and improve the efficiency of expressway projects.

## 目次

1	序論	1
1.1	研究背景	1
1.2	研究の目的	6
1.3	本論文の構成	10
2	既往の研究	15
2.1	スレーキング性を有する土構造物の被害事例	15
2.2	スレーキング材料の物理・力学特性変化に関する研究	22
2.3	スレーキング性材料の判定方法	31
2.4	盛土としての安定性を評価した研究	35
2.5	既往の研究のまとめ	39
3	スレーキング性を有する材料を用いた盛土の変状事例分析	43
3.1	変状した盛土の概要	43
3.1.1	当該盛土の位置と概要	43
3.1.2	当該盛土の施工時（1995年）の物性	44
3.1.3	盛土変状要因	48
3.2	盛土材の物性変化	60
3.2.1	N値	60
3.2.2	自然含水比	62
3.2.3	粒度分布	63
3.2.4	物性の経年変化のまとめ	68
3.3	室内透水試験の結果と考察	69
3.3.1	室内透水試験結果	69
3.4	3章のまとめ	71

4	細粒分の生成過程に着目した脆弱岩材のスレーキング特性.....	74
4.1	スレーキング性材料の評価法の課題 .....	74
4.1.1	現行のスレーキング性材料の評価法について .....	74
4.1.2	スレーキング性材料の評価法における課題 .....	74
4.2	合理的な材料のスレーキング特性評価に向けた新たな試み.....	75
4.3	本研究で用いた岩試料について .....	76
4.3.1	試料採取状況.....	76
4.3.2	採取した岩試料の構成鉱物 .....	79
4.4	スレーキングによる粒子の細粒化の特徴 .....	83
4.4.1	スレーキング試験（従来法）による乾湿サイクル後の粒度変化 .....	83
4.4.2	粒径 9.5mm 以下の粒度試料のスレーキングによる細粒化過程.....	87
4.5	まとめ.....	98
5	スレーキングによるせん断強度の変化.....	100
5.1	乾湿履歴が異なる試料の三軸圧縮試験.....	100
5.2	給水・排水の繰返しによるせん断弾性波速度（S 波速度）の変化 .....	116
5.2.1	給排水繰返しベンダーエレメント試験.....	116
5.2.2	試験結果と考察 .....	121
5.2.3	まとめ.....	125
6	スレーキング性材料で構築された盛土の表面波探査による原位置評価.....	127
6.1	供用後の盛土の維持管理のための調査・点検の現状と課題.....	127
6.2	スレーキング性材料で構築された盛土に適用可能な現地調査方法の比較検討 .....	128
6.3	スレーキング性材料で構築された盛土での表面波探査の試み .....	136
6.3.1	地表面探査に着目した理由 .....	136
6.3.2	表面波探査の適用結果.....	136
6.4	表面波探査（S 波計測）を用いた盛土の原位置試験のまとめ .....	162

6.5	現地調査方法の比較 .....	163
7	スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の維持管理手法の提案.....	166
7.1	スレーキング性を有する材料を用いた盛土の劣化シナリオについて .....	166
7.2	スレーキング性を有する材料を用いた盛土のり面の健全度の経時変化について ...	168
7.3	スレーキングが懸念される材料の評価について .....	172
7.3.1	スレーキングによる材料の細粒土化の評価方法の提案.....	172
7.3.2	建設時から供用中までの盛土の劣化評価手法の提案 .....	180
7.3.3	盛土の健全度を評価する調査手法の提案.....	182
7.4	スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の建設から維持管理までのマネジメ ント方法の提案 .....	185
7.4.1	建設段階（スレーキングが懸念される材料の評価） .....	185
7.4.2	管理段階（既設盛土地盤の評価方法） .....	193
7.4.3	補強対策工について .....	195
8	結論 .....	199

## 付録

## 図目次

図 1-1	東北地方の高速道路の経年延長の推移.....	1
図 1-2	東北地方のグリーンタフの分布と高速道路の位置 <sup>9)</sup> に一部加筆.....	3
図 1-3	スレーキングによる圧縮沈下の概念図.....	4
図 1-4	のり面の長期劣化の概念 <sup>11)</sup> .....	5
図 1-5	供用後の盛土の健全度と問題解決までのプロセスのイメージ.....	9
図 1-6	本論文の構成.....	12
図 2-1	Precipitation record by TRMM between Oct. 2005 and Feb. 2010 <sup>1)</sup> .....	16
図 2-2	Effect of slaking on creep deformation on mudstone with $R=0.5$ <sup>1)</sup> .....	17
図 2-3	Effect of slaking on stress-deformation characteristics on mudstone <sup>1)</sup> .....	17
図 2-4	Location and outline of the 1999 Tsaoling landslide <sup>2)</sup> .....	18
図 2-5	Slaking of the shale intercalated with sandstone of the middle member of the Cholan Formation. <sup>2)</sup> に一部加筆.....	19
図 2-6	A general view of the Ataturk Dam. <sup>5)</sup> .....	20
図 2-7	Settlement measurements from 1 April 1992 to 4 June 1997 <sup>4)</sup> .....	20
図 2-8	のり面崩落のメカニズム <sup>8)</sup> .....	21
図 2-9	スレーキングに伴う供試体体積の変化.....	23
図 2-10	スレーキングに伴う粒径加積曲線の変化.....	23
図 2-11	乾湿履歴に伴う粒度分布および粒子性状の変化.....	24
図 2-12	乾湿サイクル数と最大・最小間隙比の関係 <sup>11)</sup> .....	25
図 2-13	Specimens during Slaking ratio test <sup>12)</sup> .....	26
図 2-14	Schematic view of test method <sup>12)</sup> .....	27
図 2-15	Changes in degree of saturation and timing of measuring <sup>12)</sup> .....	27
図 2-16	Results of drying-immersion cycle tests <sup>12)</sup> .....	28
図 2-17	Results of unconfined compression tests <sup>12)</sup> に一部加筆.....	29



図 2-18	Results of triaxial compression tests <sup>12)</sup> .....	30
図 2-19	ぜい弱岩材料の圧縮性分類図 <sup>13)</sup> .....	31
図 2-20	締固め度と圧縮沈下の傾向 <sup>13)</sup> .....	32
図 2-21	圧縮沈下を考慮するスレーキング性材料の区分 <sup>15)</sup> .....	33
図 2-22	The slake durability testing device <sup>16)</sup> .....	33
図 2-23	Jar slake classification proposed <sup>18)</sup> .....	34
図 2-24	盛土の崩壊過程 <sup>20)</sup> .....	36
図 2-25	竣工後からののり尻における飽和度の経時変化 <sup>20)</sup> .....	36
図 2-26	地下水の及ぼす影響の検討例 <sup>20)</sup> .....	37
図 3-1	当該盛土区間の位置図.....	44
図 3-2	当該盛土区間の位置図 (詳細) <sup>1)</sup> に一部加筆 .....	44
図 3-3	スレーキング性材料の区分.....	46
図 3-4	施工時 (1995 年) の粒度分布 .....	47
図 3-5	各巻出し厚における空気間隙率と施工含水比 .....	47
図 3-6	レーダー探査の測定方法説明図.....	48
図 3-7	2001 年 3 月の変状状況.....	50
図 3-8	2012 年 4 月・11 月の変状状況 .....	50
図 3-9	推定地質横断図.....	53
図 3-10	地下水検層結果 (H24-B-1) .....	55
図 3-11	地下水検層結果 (H24-B-2) .....	55
図 3-12	水位とひずみの変化 .....	57
図 3-13	当該区間の対策工模式図 .....	59
図 3-14	ボーリング調査位置 .....	60
図 3-15	N 値の分布 .....	61
図 3-16	N 値の頻度分布 (盛土のり肩グループ) .....	61

図 3-17	N 値の頻度分布（盛土のり尻グループ）	61
図 3-18	自然含水比の経時変化状況	62
図 3-19	粒度分布の経時変化状況（盛土のり肩グループ）	64
図 3-20	粒度分布の経時変化状況（盛土のり尻グループ）	64
図 3-21	各粒度のふるい残留率の変化（盛土のり肩）	65
図 3-22	各粒度のふるい残留率の変化（盛土のり尻）	66
図 3-23	粒径 5 $\mu$ m 未満含有率の分布（2002 年）	67
図 3-24	粒径 5 $\mu$ m 未満含有率の分布（2012 年）	67
図 3-25	透水係数の変化	70
図 3-26	室内透水試験前後における各粒度の含有率の変化	70
図 4-1	試料採取地点 1) に一部加筆	76
図 4-2	対象の岩試料採取模式断面図	78
図 4-3	岩試料の X 線回折結果（粉末試料）	81
図 4-4	盛土試料の X 線回折結果（粉末試料）	81
図 4-5	岩試料の X 線回折結果（水簸試料）	82
図 4-6	盛土試料の X 線回折結果（水簸試料）	82
図 4-7	建設時と今回調査時のスレーキング率の比較	84
図 4-8	乾湿繰返しによる粒度分布の変化	86
図 4-9	乾湿繰返し回数とふるい通過率の変化	86
図 4-10	スレーキングによる細粒過程の追跡試験手順	89
図 4-11	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (a)	92
図 4-12	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (b)	92
図 4-13	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (c)	93
図 4-14	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (d)	93
図 4-15	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (e)	94

図 4-16	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (f)	94
図 4-17	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (g)	95
図 4-18	乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (h)	95
図 4-19	乾湿繰返し回数と体積率の変化 (h)	97
図 4-20	乾湿回数と各分級の質量の変化	97
図 4-21	各乾湿回における粒度別質量変化率	97
図 5-1	盛土施工時の粒度分布と粒径調整試料の粒度分布	101
図 5-2	スレーキングを受けた試料の作成手順	101
図 5-3	排水量-軸ひずみ曲線の例 (乾湿回数 3 回の場合)	104
図 5-4	主応力差 $q$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係 ( $\sigma=50\text{kPa}$ )	105
図 5-5	主応力差 $q$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係 ( $\sigma=100\text{kPa}$ )	105
図 5-6	主応力差 $q$ と軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係 ( $\sigma=150\text{kPa}$ )	105
図 5-7	乾湿回数とせん断剛性の変化	107
図 5-8	乾湿履歴とモールの応力円の関係	108
図 5-9	乾湿履歴と内部摩擦角・粘着力の変化	108
図 5-10	試験手順 <sup>3)</sup>	109
図 5-11	給排水回数と粒度分布の関係 <sup>3)</sup>	111
図 5-12	CD, CU 条件下での応力-ひずみ関係 (拘束圧: 50kPa) <sup>3)</sup> に一部加筆	113
図 5-13	せん断剛性率と給排水回数の関係 (拘束圧: 50kPa) <sup>3)</sup>	113
図 5-14	CD, CU 条件下での応力-ひずみ関係 (拘束圧: 100kPa) <sup>3)</sup> に一部加筆	114
図 5-15	せん断剛性率と給排水回数の関係 (拘束圧: 100kPa) <sup>3)</sup>	114
図 5-16	CU 条件下での有効応力経路 <sup>3)</sup>	115
図 5-17	BE 試験を実施した三軸試験機の概要	118
図 5-18	BE 試験による送・受信波形	119
図 5-19	time do main 法による伝播時間の決定方法	119

図 5-20	拘束圧下における乾湿繰返し BE 試験の手順	120
図 5-21	給排水サイクルと S 波速度の変化	122
図 5-22	盛土内水位の変動と盛土材の給水・排水のイメージ	122
図 5-23	スレーキングによる細粒化とメニスカス水の量的変化の概念図	124
図 6-1	盛土のり面点検時の着眼点 <sup>1)</sup>	127
図 6-2	離散化波数積分法を用いて計算した半無限均質媒質を伝播する理論波形 <sup>1)</sup>	133
図 6-3	波の地中伝播のイメージ	133
図 6-4	高密度表面波探査の測定概念図	134
図 6-5	計測点の配置状況	137
図 6-6	地表面波探査を行った盛土の各イベントの時系列	138
図 6-7	$V_s$ と N 値の関係 <sup>4)</sup>	139
図 6-8	表面波探査結果と既往ボーリング調査結果との比較 (換算 N 値)	140
図 6-9	乾湿サイクル数と最大・最小間隙率の関係 <sup>5)</sup>	141
図 6-10	室内土質試験結果 (給排水繰返しベンダーエレメント試験)	141
図 6-11	$V_s$ の分布 (O1)	143
図 6-12	$V_s$ の解析点 (O1)	143
図 6-13	$V_s$ の頻度分布 (O1)	144
図 6-14	$V_s$ の分布 (J1)	146
図 6-15	$V_s$ の解析点 (J1)	146
図 6-16	$V_s$ の頻度分布 (J1)	146
図 6-17	2002 年の路面クラック・舗装下の緩みの位置と J1 測線の関係	147
図 6-18	$V_s$ の分布 (J2)	149
図 6-19	$V_s$ の解析点 (J2)	149
図 6-20	$V_s$ の頻度分布 (J2)	149
図 6-21	$V_s$ の分布 (J3)	151

図 6-22	$V_s$ の解析点 (J3)	151
図 6-23	$V_s$ の頻度分布 (J3)	152
図 6-24	各測線の盛土の $V_s$ の頻度分布	152
図 6-25	深度毎の $V_s$ の頻度分布	154
図 6-26	盛土下端付近の $V_s$ の分布	157
図 6-27	旧沢地形と盛土下端付近の $V_s$ の状況	157
図 6-28	$V_s$ の解析点 (A-A 断面)	158
図 6-29	$V_s$ の解析点 (B-B 断面)	159
図 6-30	$V_s$ の解析点 (C-C 断面)	159
図 6-31	各断面の $V_s$ の頻度分布	160
図 7-1	想定される盛土の劣化ステージとシナリオ	167
図 7-2	スレーキングによる盛土材の変化と盛土地盤に生じる変化	168
図 7-3	盛土のり面の健全度の経時的な変化の概念	169
図 7-4	給排水履歴と S 波速度の変化の様子	170
図 7-5	スレーキングによる盛土劣化を考慮した盛土のり面の維持管理の概念	171
図 7-6	乾湿履歴と通過質量百分率の変化 (分級し質量を揃えた試料)	173
図 7-7	乾湿履歴と通過質量百分率の変化 (粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料)	173
図 7-8	乾湿履歴と 2mm・0.25mm・0.075mm ふるい通過率の変化	174
図 7-9	乾湿履歴による粗粒土と細粒土の割合の変化	176
図 7-10	スレーキングによる材料の細粒土化の評価方法の提案	178
図 7-11	乾湿履歴による粗粒分・細粒分の変化と土質定数の変化	178
図 7-12	給排水履歴による粗粒分・細粒分の割合変化と有効応力の特徴の変化	179
図 7-13	地表面探査で測定した盛土の S 波速度の分布	180
図 7-14	給排水繰返しベンダーエレメント試験を用いた盛土の劣化の評価	181
図 7-15	地下水位と飽和域の変化のイメージ	181

図 7-16	表面波探査の結果を用いた盛土の健全度の評価手法 .....	183
図 7-17	定期調査のフロー .....	184
図 7-18	地形別の盛土のり面の被災割合 <sup>1)</sup> .....	186
図 7-19	盛土のり面段数と被災個所及び被災割合の関係 <sup>2)</sup> .....	187
図 7-20	盛土段数ごとの延長あたりの被災件数 <sup>3)</sup> .....	187
図 7-21	盛土段数ごとの延長あたりの被災土量 <sup>3)</sup> .....	187
図 7-22	建設段階に行う対策工実施の判定フローの提案 .....	190
図 7-23	優先度の判定方法 .....	192
図 7-24	スレーキング性を有する高速道路盛土の管理手法の提案 .....	194
図 7-25	盛土の劣化を考慮するスレーキング性を有する盛土の補強対策のイメージ ..	196
図 7-26	砕石縦排水工の模式図 <sup>4)</sup> .....	197

## 表目次

表 2-1 Landslide history of the Tsaoling landslide area <sup>2)</sup> .....	19
表 2-2 Physical properties of three mudstones and typical mudstone in Japan <sup>12)</sup> .....	26
表 3-1 盛土材の物理特性【盛土施工時（1995年）】 .....	46
表 3-2 各ボーリング孔の地層構成 .....	53
表 3-3 路面変状が発生した要因 .....	59
表 4-1 試験項目と概略的な目的 .....	75
表 4-2 当該地周辺の地質層序 <sup>2)</sup> より抜粋 .....	
表 4-3 pH 試験結果 .....	83
表 5-1 三軸圧縮試験ケース一覧 .....	102
表 5-2 乾湿繰返し三軸圧縮試験ケース一覧 <sup>3)</sup> .....	110
表 5-3 給排水サイクル前後のビューレットの読み（50 kPa） <sup>3)</sup> .....	112
表 5-4 給排水サイクル前後のビューレットの読み（100 kPa） <sup>3)</sup> .....	112
表 6-1 各現地調査方法の長所と短所 .....	135
表 6-2 測線概要 .....	137
表 6-3 スレーキング性材料で構築された盛土における調査方法の比較 .....	
表 7-1 盛土のり面段数と地形条件からの評価点の一覧 .....	
表 7-2 評価点数と発生確率のレベル .....	
表 7-3 想定される区分と影響の大きさ .....	
表 7-4 復旧工事で本線を利用する計画を行う際の着目点 .....	

# 1 序論

## 1.1 研究背景

日本の高速道路は、1963年（昭和38年）の名神高速道路の栗東～尼崎間71.1 kmが開通して以来、2020年3月31日時点の高速自動車道路の供用延長は8,438 km<sup>1)</sup>に達し、高速道路ネットワークを形成する。また、2011年東北地方太平洋沖地震時には、地震発生から約20時間後、東北自動車道、常磐自動車道、磐越自動車道において、緊急輸送路として役割を担う<sup>2)</sup>など、高速道路ネットワークは、人流・物流・地域間交流・地域経済を支える幹線道路としての機能の他、災害時などの緊急道路などに不可欠な社会基盤である。

一方、東・中・西日本高速道路株式会社（以下、NEXCO 3社という）が管理する高速道路の約4割が供用後30年以上を経過し、経年劣化のリスクの高まりが懸念される<sup>3)</sup>。東北地方の高速道路においても同様に、東北自動車道（白河 IC～郡山 IC）の46.7 kmが1973年（昭和48年）11月に開通し、2020年で48年が経過する。2021年現在、供用後30年以上の延長が全長1,487 kmのうち744 kmで50%<sup>4)</sup>を占める。一方で、2019年4月には東北中央自動車道の南陽高島 IC～山形上山 ICの24 kmが開通するなど新旧の路線が混在する巨大な線状構造物で、維持管理が複雑である。

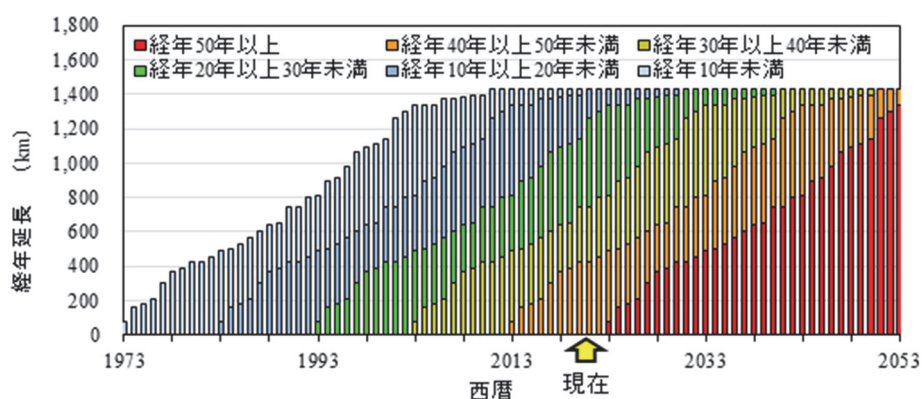


図 1-1 東北地方の高速道路の経年延長の推移



スレーキング性を有する高速道路盛土の崩壊事例として、2009年8月11日の駿河湾沖の地震で発生した東名高速自動車道牧之原 SA 付近の盛土のり面の崩壊が挙げられる。この盛土のり面の崩壊を受け、「東名高速道路牧野原地区災害検討委員会」が組織された。そこで結論付けられた崩壊の原因は、盛土下部に使用された泥岩が長年の水の作用により強度低下するとともに、透水性が低下し、その結果、盛土内の地下水位が上昇し、地震が誘因となり崩落が発生したものとされた<sup>5)</sup>。この盛土のり面の崩壊は、地震をトリガーとしているが、長年のスレーキングで盛土材の物理特性や力学特性が経時的に変化したことが背景にあると考えられる。また、長尾ら<sup>6)</sup>は、東北地方の高速道路のり面で降雨による被災箇所を地形や地質・盛土材料に着目して分析している。その結果、盛土の被災件数は経過年数とともに減少するが、スレーキング性の岩材を用いた盛土の被災件数は他の材料を用いた盛土の被災件数と比較して、経過年数に関らず被災が多いと報告している。これらの事例から、スレーキング性を有する材料を用いた盛土では、スレーキングで盛土材に経年的な変化が生じ、長期的に盛土の安定性が変化し、盛土の崩壊が生じる可能性があることを示唆していると考えられる。



写真 1-1 東名高速道路牧之原 SA 付近の盛土のり面崩壊の状況<sup>5)</sup>

東北地方の高速道路は、東北地方を南北方向に縦断する様に奥羽山脈の太平洋側に東北自動車道が延伸し、そこから秋田自動車道・山形自動車道や磐越自動車道が東北地方を横断するよ

うに日本海側へ延伸している。これらの路線の多くは、泥岩や凝灰岩などの新第三紀の堆積軟岩を主体とするグリーンタフ地帯を通過している（図 1-2）。泥岩や凝灰岩などの軟質な堆積岩類は、乾湿作用を繰り返し受けると容易に細粒化するスレーキング現象が発生する脆弱岩として広く知られている<sup>7)</sup>。また、脆弱岩に由来する材料を盛土に用いる場合には、スレーキングが長期的な圧縮沈下や強度低下を引き起こす可能性も指摘されている<sup>7)8)</sup>。



図 1-2 東北地方のグリーンタフの分布と高速道路の位置<sup>9)</sup>に一部加筆

高速道路建設では、新たに調達した購入土や採取土を盛土材とするだけでなく、経済性や環境負荷の観点から現地発生土を積極的に利用している。そのため、グリーンタフ地帯を通過する路線では、スレーキング性を有する材料を用いた盛土が多く存在し、東北地方の高速道路

盛土(16,934のり面)の内、スレーキング性を有する材料を用いた盛土は20.4%(3,461のり面)を占めている<sup>6)</sup>。

現在、スレーキング率が30%を超える材料を用いて高速道路盛土を建設する場合、空気間隙率が15%以下となるように締固めを行い、施工にあたっては材料をできるだけ小粒径として薄層で敷均し、タンピングローラーや大型振動ローラ等により破碎転圧している<sup>10)</sup>。これは、土粒子間の空隙を極力無くし盛土材料の細粒化による盛土体の圧縮沈下(図1-3)を軽減するとともに、密実に締固めることで透水係数を低くし、盛土体内へ水が浸透するのを抑えスレーキングを抑制することを目的としている。建設段階では、このようなスレーキング対策を講じているが、前述した事例のように盛土地盤内でスレーキングが進行している場合がある。

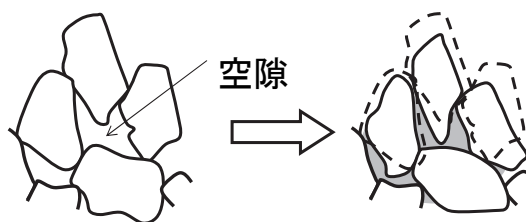


図 1-3 スレーキングによる圧縮沈下の概念図

山本ら<sup>11)</sup>は、のり面の健全性の長期的な推移の概念を示している。図1-4の(a)図は、豪雨等の一時的なイベントによって、離散的に健全性が低下するが、長期的にはのり面は安定しており、健全性は低下しないことを表している。現在ののり面の維持管理手法は、主にこの考え方に基づいている。図1-4の(b)図は、のり面は降雨浸透や地下水の影響、またそれに伴う地山の緩みなどによって長期的に健全性が低下する。豪雨などの一時的なイベントによって離散的な健全性の低下があると同時に、それらの累積によって長期的にも健全性が低下する。スレーキング性を有する材料を用いた盛土では、スレーキングで盛土材に経年的な変化が生じ、盛土のり面の健全度は(b)図の様な経路を辿ると考えられる。そのため、スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の機能を長期的に維持するためには、①“建設段階”では、スレー

キングによる盛土材の物理・力学特性の変化を踏まえた長期的な盛土の安定性を考慮した設計および対策を講じることが必要と考えられる。②“管理段階”では、供用中の高速道路盛土に対してスレーキングによる力学特性の変化を定期的に調査し、盛土のり面の健全度の評価と将来的な予測を行い、適切な時期に対策を講じることが必要と考えられる。しかしながら、現在、スレーキング性を有する材料を用いた盛土に対し、①建設段階に将来的な盛土の劣化予測は行われていない。②管理段階においてもスレーキング性を有する材料を用いた盛土の劣化調査法や評価を行う手法が確立していない問題がある。

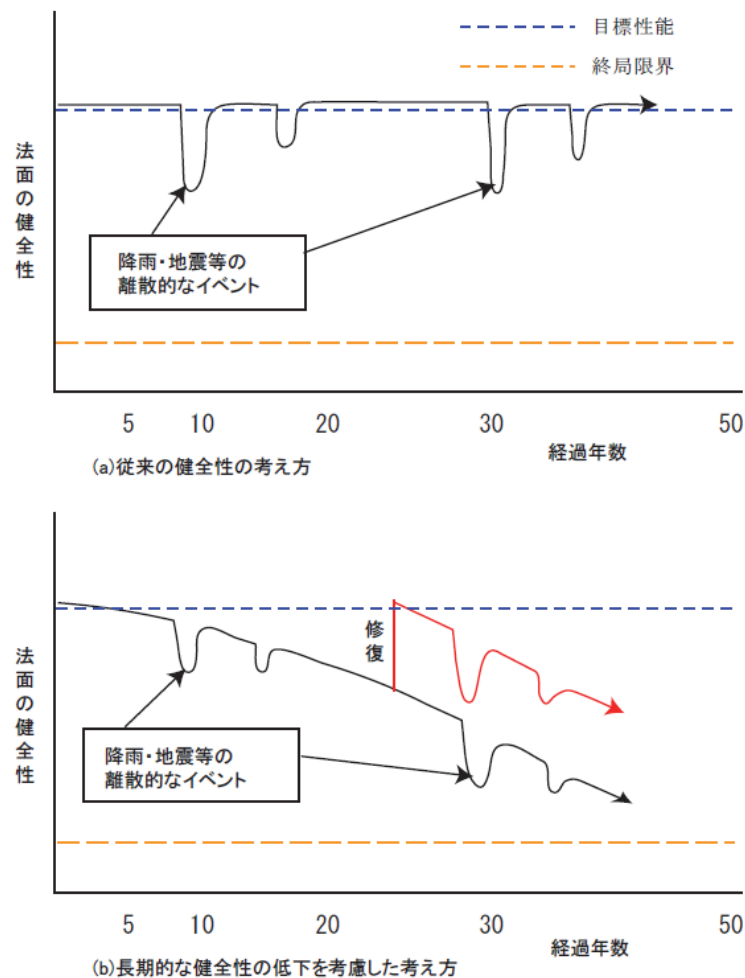


図 1-4 のり面の長期劣化の概念<sup>11)</sup>

## 1.2 研究の目的

### (1) スレーキング性を有する材料の評価の問題

スレーキング性を有する材料を用いた盛土が変状した事例<sup>5)12)</sup> (例えば写真 1-1 や写真 1-2) では、崩壊の要因として、①盛土材の排水性の低下 (透水係数の低下) で盛土地盤の水位が上昇する、②盛土材の含水比の増加や力学特性の変化で盛土地盤の強度が低下するなどが挙げられる。透水係数と粒径には高い関係性があり、透水性の低下は盛土材の細粒分が増加した影響と考えられる。また、盛土材の含水比の増加は、盛土材の細粒分が増加で保水性が変化 (保水性が高まった) した影響と考えられる。なお、これらの変化は盛土材の骨格構造が粗粒分主体から細粒分主体へ変化したことが起因していると考えられる。

スレーキングで盛土材の粒度特性が変化すると、盛土材の劣化および飽和度の増加で、盛土地盤の安定性が低下すると考えられる。そのため、スレーキング性を有する盛土地盤の長期的な安定性を評価する上で、スレーキングによる盛土材の細粒分の生成過程や、それによる力学的な特徴の変化過程を明らかにする必要があると考えられる。しかし、現在、材料のスレーキング性を評価する指標として広く用いられているスレーキング率<sup>13)</sup> では、細粒化に伴う圧縮沈下に着目しており、粒径 9.5mm 以外の粒度変化は判断できず、細粒分の生成過程や力学特性の変化を評価できない問題がある。

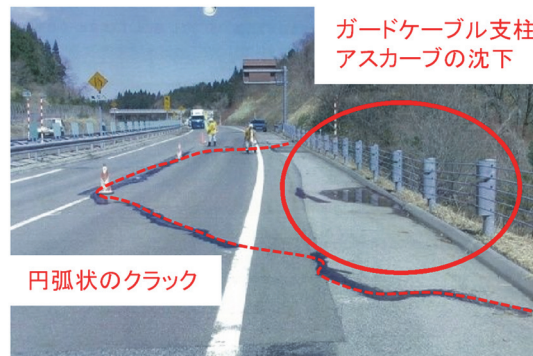


写真 1-2 路面の変状状況<sup>14)</sup>に一部加筆

### (2) 既設のスレーキング性を有する盛土の健全度を調査する手法の問題

現在、盛土内の調査はボーリング調査やスクリーウエイト貫入試験で行われている。ボーリング調査は、機械ボーリング掘削で行われ土砂や岩など幅広く適用できる。また、ボーリング孔を利用し室内土質試験用のサンプル採取や原位置試験を併用して行える利点を有する。しかし、調査費用が非常に高価であり、のり面崩壊後などの“事後調査”として用いられることが多い。また、盛土範囲は広い“面”であるのに対し、ボーリング調査から得られる地盤情報は“点”であり、この点の情報を代表値として面全体を評価している。安価な調査方法として、スクリーウエイト貫入試験が代表的である。しかし、この試験で得られる地盤情報も“点”の情報であり、面的な評価を行うためには多数の地点で試験を行う必要がある。また、盛土内に硬質な礫などが残る場合、スクリー先端に礫が当たり貫入不能になるなどの問題がある。

### (3) 研究の目的

本研究では、スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の性能を長期的に維持・管理するために、将来的な盛土材の劣化を考慮した盛土材料の新たな評価方法と供用後の盛土点検手法の高度化と健全性を評価するプロセスの提案および確立を目的としている。

スレーキング性を有する高速道路盛土の長期安定性を確保する方法として①建設段階にス

レーキングの抑制を目的とした補強対策を併せて行う、②管理段階に適切な時期に排水機能と抑止力の向上を目的とした補強対策を行うなどが挙げられる。

①は、建設段階に補強工事を行う必要性を判定するため、盛土地盤の細粒土化（盛土材の細粒分化の程度）の有無および、盛土地盤の安定性の変化（盛土材の強度低下の程度）を評価する必要があるが、従来のスレーキング率試験はそれらの評価指標になり得ない。そこで、スレーキング履歴と盛土材の細粒分の生成過程に着目した新たな試験方法が必要となる。また、スレーキングによる粒度分布の変化と力学特性の変化過程を明瞭にし、盛土地盤の安定性の評価に必要となる土質パラメータに与える影響を明らかにする必要がある。更に、給水と排水の履歴と盛土材の力学特性の変化経路を明確にし、力学特性変化の指標を確立する必要がある。

②は、管理段階に補強工事（予防保全工事）の必要性・工法の選定・施工時期を検討する上で、供用後の盛土の健全度を定期的に評価する必要があるが、現状では既設盛土の健全性を評価する調査方法および評価方法が確立されていない。補強工事の計画（工事実施時期や範囲など）を立案する上で、供用開始時（初期値）と供用後の定期調査の結果を蓄積・分析し、健全度の変化の速さと盛土劣化範囲を評価することが重要となる。しかし、広い盛土範囲の中で盛土材の変化は複雑に生じると考えられ、従来手法の点の地盤情報では盛土の劣化箇所を見逃す恐れがある。そのため、定期調査は面的な地盤情報を得られる調査手法が求められる他、供用中の高速道路の交通に影響を与えないことが重要で、現場作業期間が短く、簡易的で安価な手法が有利となる。また、盛土構築直後は、盛土材に礫分が残っていると考えられ、スクリーウエイト貫入試験などは礫当たりで貫入不能となり、試験を行えない恐れがある。

そこで、既設盛土内の状況を調査する方法として、地盤内の礫分の含有に影響を受けずに試験を行える、地表面探査に着目した。地表面探査は、非破壊試験の一種で、使用する機材が小型で現地作業も簡易である特徴を有する。試験で得られる S 波速度から、地盤内の状況を定性的に評価することは可能であり、かつそれら空間的に情報を簡便かつ迅速に得ることができる。

図 1-5 は、供用後に盛土の健全度が低下して問題が生じた際に、原位置試験から問題解決（地盤内構造の確定、対策工の提案など）までのプロセスを模式的に示したものである。図中の従

来法とはボーリング調査のみを実施した調査法であり、提案法とは定期測定として表面波探査を実施し、得られた二次元情報を元にボーリング調査計画を決定する調査法を指している。盛土崩壊が生じる前に、調査箇所および室内試験を実施するための試料採取箇所を厳選することによって、コストおよび時間の縮減と、盛土崩壊を未然に防ぐことで本線交通への影響の低減につながると考えられる。

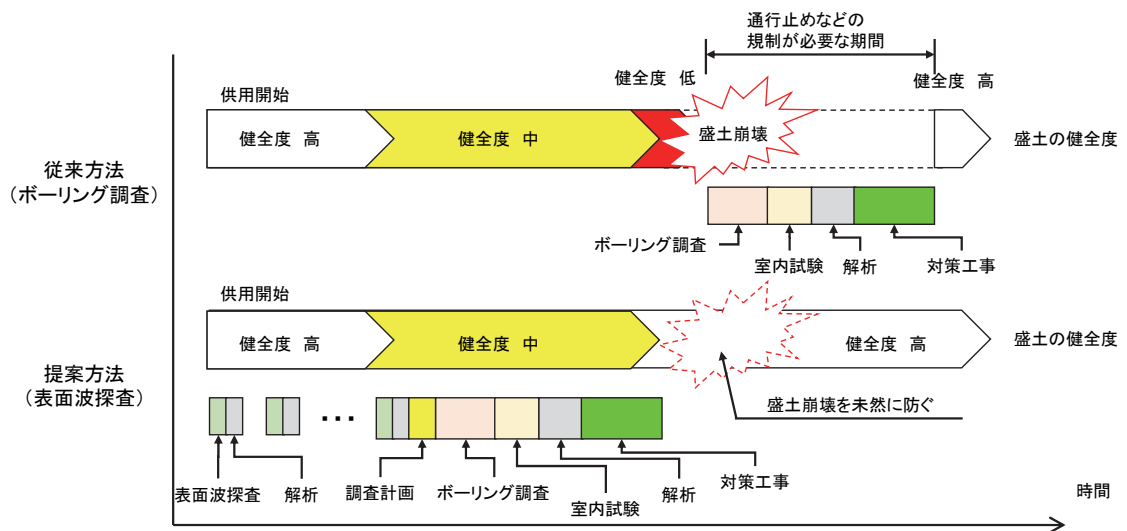


図 1-5 供用後の盛土の健全度と問題解決までのプロセスのイメージ

本論文では、①既設盛土内における盛土材の特性変化と透水係数の変化、②スレーキング性を有する材料の細粒分生成過程、③盛土材の粒度分布の変化と力学特性の変化、④給排水作用による力学特性（S波速度）の変化経路、⑤既設盛土の健全性を評価する調査方法について考察を行い、最後にスレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の維持管理手法の提案を行っている。



### 1.3 本論文の構成

本論文は第1章から第8章までで構成されている。

第1章は、序論として本研究の背景および目的について記述している。

第2章は、スレーキング性材料による土構造物の被災事例をまとめた。①スレーキング性を有する土構造物の被害事例、②スレーキング材料の物理・力学特性変化に関する研究、③従来のスレーキング性材料の判定手法、④盛土の安定性の劣化を評価した研究の既往研究を整理し、スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の性能を長期的に維持・管理するための問題点を整理した。

第3章は、スレーキング性を有する材料を用いた盛土の変状事例分析について述べている。スレーキングが起因して変状が生じた既設盛土で行った既往の地質調査結果（2002年と2012年に実施）を再整理した結果について述べている。スレーキングで実盛土のN値、盛土材の含水比や粒径分布に生じた経時変化についてまとめた。また、盛土建設時、2002年当時、2012年当時の粒度に調整した試料を用いて室内透水試験を行い、透水係数に差が生じることや、試験前後で粒度分布が変化する（特に粘土分の移動）ことが分かった。

第4章は、細粒化過程に着目した脆弱岩のスレーキング特性について述べている。現行のスレーキング性材料の評価方法を簡単にまとめ、現行の評価法における課題について述べた。次に、スレーキングで盛土材の粒子が細粒化する過程に着目し、粒径9.5mm以下で分級した試料を用いたスレーキング試験を行い、それぞれの分級の土粒子はスレーキングで細粒化し、粘土分が増加し続けることが分かった。

第5章では、スレーキングによるせん断強度の変化について述べている。異なる乾湿履歴を与え粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験では、粒度分布の違いで土質定数の特徴は粗粒土のものから細粒土のものに変化した。次に、給排水繰返しベンダーエレメント試験で、給排水履歴でS波速度は減少し、不可逆的な変化が生じることが分かった。

第6章は、スレーキング性材料で構築された盛土の表面波探による原位置評価について述べている。第3章で紹介した実盛土で表面波探査を行った結果、表面波探査で得たS波速度から

簡易に空間的な S 波速度分布を把握できた。また、実盛土で測定した S 波速度の範囲は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致した。更に、既設盛土内部の追跡調査を行う手法として、従来手法（ボーリング調査、スクリーウエイト試験）と表面波探査との比較を行った。

第 7 章は、第 3 章から第 6 章で得られた結果から、スレーキングによる盛土材料の変化で盛土内に生じる変化をまとめ、盛土のり面の健全度の変化および劣化シナリオについて考察し、スレーキングが懸念される材料の評価方法として、①スレーキングによる材料の細粒土化の評価方法、②建設時から供用流までの盛土劣化評価手法、③盛土の健全度を評価する調査手法の提案を行った。更に、スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の建設から維持管理までのマネジメント方法の提案を行った。

第 8 章は、総括として第 1 章から第 7 章で得た結果および知見のまとめを行った。

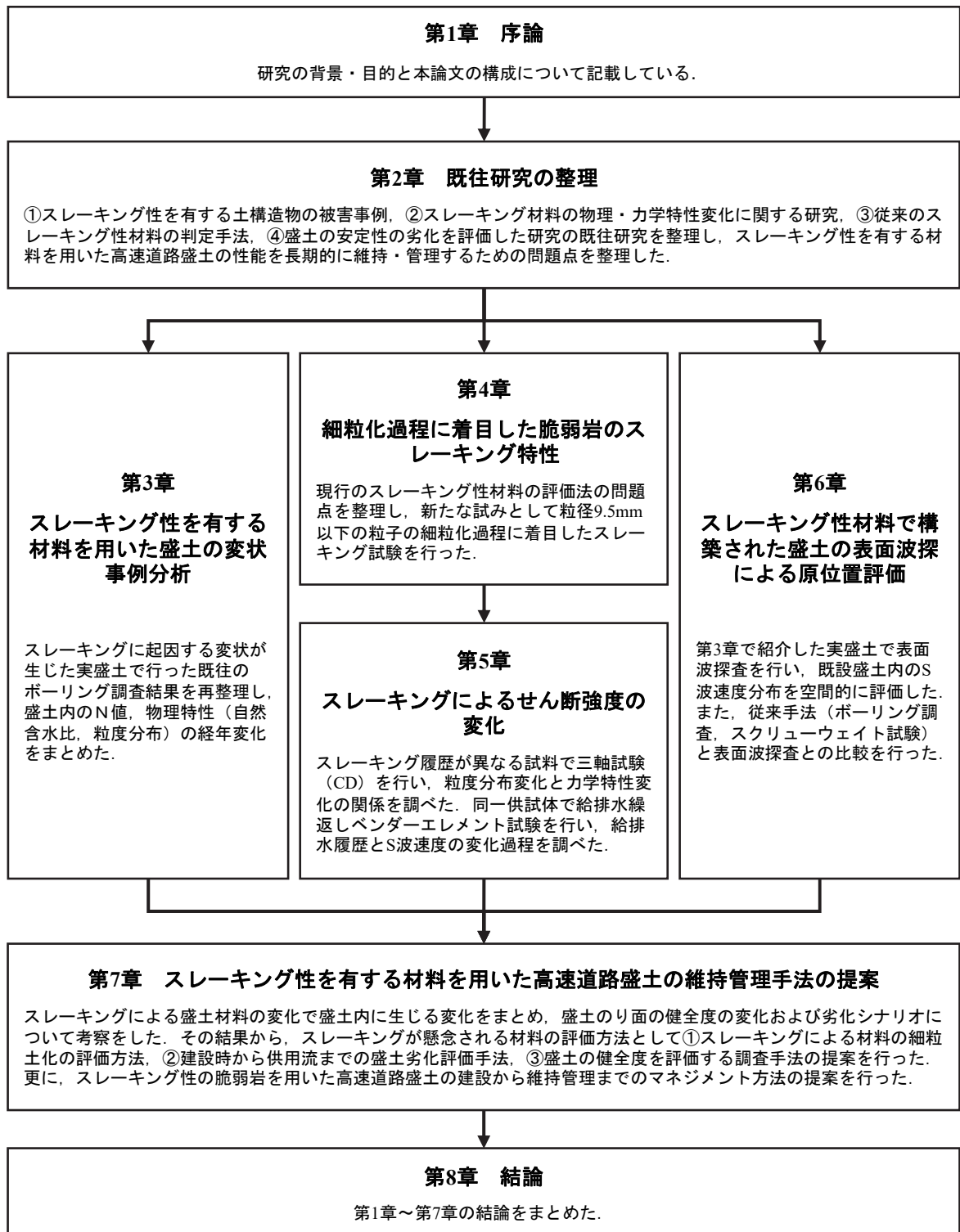


図 1-6 本論文の構成

## 参考文献

- 1) 独立行政法人日本高速道路保有・債務返済機構：道路資産の保有及び貸付実績  
([https://www.jehdra.go.jp/torikumi/jisseki\\_hoyu.html](https://www.jehdra.go.jp/torikumi/jisseki_hoyu.html))
- 2) 安部哲生, 横田聖也, 金田和男, 長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害および復旧について, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.117-125, 2012.
- 3) 東・中・西日本高速道路株式会社：高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会 報告書, 2015.
- 4) 長尾 和之, 澤野 幸輝, 松崎 孝汰, 風間 基樹, 河井 正, 加村 晃良：東北地方の豪雨による高速道路のり面災害事例とその特徴について, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.75, No.2, pp.198-215, 2018.
- 5) 中日本高速道路株式会社：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告, 2009.
- 6) 長尾和之, 澤野幸輝, 松崎孝汰, 風間基樹, 河井正, 加村晃良：東北地方の豪雨による高速道路のり面災害事例とその特徴について, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 75, No. 2, pp. 198-215, 2018.
- 7) 盛土の挙動予測と実際編集委員会：盛土の予測と実際 (地盤工学・実務シリーズ 2), 地盤工学会, 1996.
- 8) 日本道路公団：ぜい弱岩 (風化岩) 盛土の沈下圧縮と路床への適用, 試験所技術資料第 212 号, 1983.
- 9) 社団法人 地盤工学会東北支部；東北地方の地盤工学, pp.34, 1995
- 10) 東日本高速道路株式会社：設計要領 第一集 土工建設編, pp.3-23, 2016.
- 11) 山本剛, 中井卓巳, 丸山義文, 小高猛司, 岸田潔, 大西有三：長期劣化の概念を導入した道路法面の健全性評価手法の提案, 地盤工学ジャーナル 4 (1), pp.21-33, 2009.
- 12) 澤野幸輝, 長尾和之, 加村晃良, 風間基樹：供用後に変状が発生した脆弱岩ずりを用いた盛土の物性変化と変状原因, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.76, No.3, pp. 306-319, 2020.

- 13) 東日本高速道路株式会社：NEXCO 試験方法 第1編 土質関連試験方法, pp.20-22, 2013.
- 14) 澤野幸輝：高速道路盛土の維持対策について，平成27年度 地盤工学会東北支部 地盤工学講座（第2回），2015.9.

## 2 既往の研究

### 2.1 スレーキング性を有する土構造物の被害事例

Kiyota ら<sup>1)</sup>は、連続した降雨により 2010 年 2 月 9 日に決壊したパキスタン ( Hattian Bala ) の天然ダム崩壊機構について報告している。写真 2-1 は、地震発生から数日後の 2005 年 10 月 27 日に撮影された QUICKBIRD の衛星画像である。図 2-1 に、熱帯降雨観測衛星 (TRMM) から得られた Karli 川集水域の降水量の記録をまとめる。カルリ湖が満水になった 2007 年 4 月以降のモンスーンシーズンには、毎年 1 日あたり約 50~60mm の顕著な降水量が記録されていた。2010 年 2 月頃の降雨は少ないが、ダムが決壊した 2010 年 2 月 9 日には約 30mm/日の降水量を観測している。現地調査と衛星データから取得した集水域の降水データから、2005 年 10 月 8 日にパキスタンで発生した地震 (Mw 7.6 ) により形成された天然ダムは、スレーキング性を有する地すべり土塊で、天然ダムの上を水が越流したことにより天然ダムが崩壊したとしている。

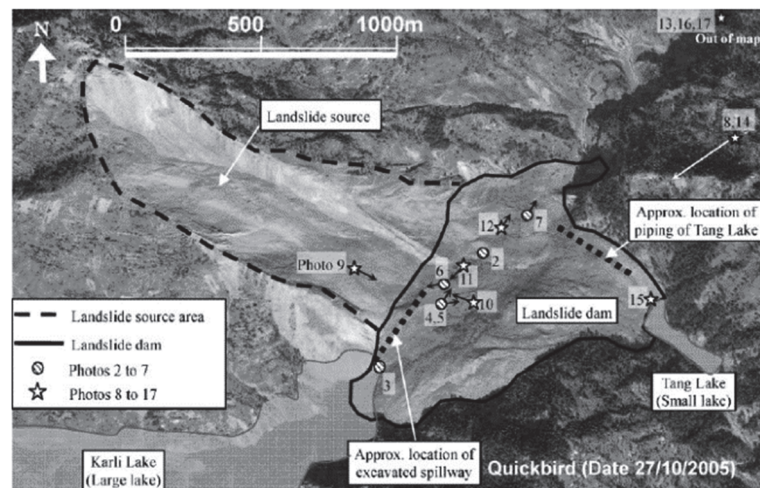


写真 2-1 Quick Bird view (27 Oct. 2005) of Hattian Bala landslide dam<sup>1)</sup>

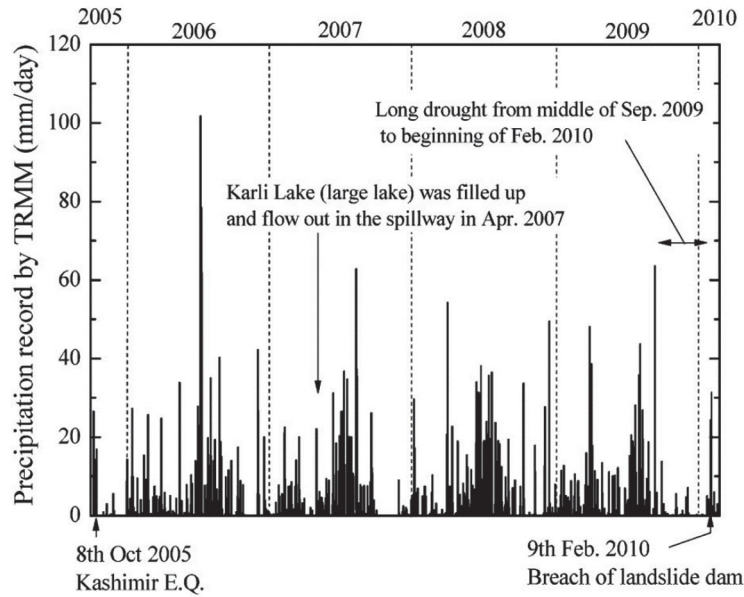


図 2-1 Precipitation record by TRMM between Oct. 2005 and Feb. 2010<sup>1)</sup>

また、地すべりダムから採取した泥岩を用いて一面せん断試験を行っている。図 2-2 は、泥岩供試体 (MS1, MS2) のせん断変位の時刻歴である。MS1 の場合、クリープせん断変位は数十分後に一定の値に収束した。一方、供試体 MS2 の飽和過程 (クリープ荷重開始後 3 時間) では、せん断変位の急激な増加が見られた。図 2-3 は、MS1, MS2 の各試験片について、せん断応力比  $R$  とせん断変位  $s$  およびそれに伴う体積変化 (すなわち、垂直方向の変位  $d$ ) との関係を示したものである。飽和泥岩試験片 (MS2) は、乾燥試験片 (MS1) とは大きく異なる応力-変位特性を示している。明確なピーク応力比やピーク後の応力軟化は見られず、 $R$ - $s$  曲線は乾燥供試体 (MS1) と同じ残留状態に単調に収束している。その結果、重大な塑性変形 (または不可逆変形) が発生する応力レベル (すなわち降伏開始または降伏応力) は、この 2 つの試験片では異なっている。飽和した試験片 (MS2) は、せん断の間も収縮挙動を示し続けた。このような応力-変位特性は、スレーキングプロセスによって調査対象の泥岩材料が崩壊し、その機械的特徴に顕著な変化が生じることを示している。これらの結果から、天然ダム本体を形成していた泥岩のスレーキングを受け不安定化につながったと報告している。

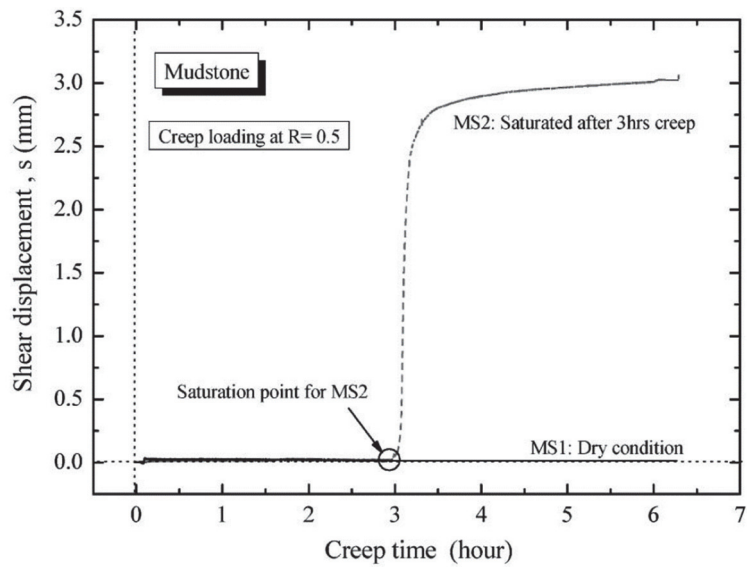


図 2-2 Effect of slaking on creep deformation on mudstone with  $R=0.5$  <sup>1)</sup>

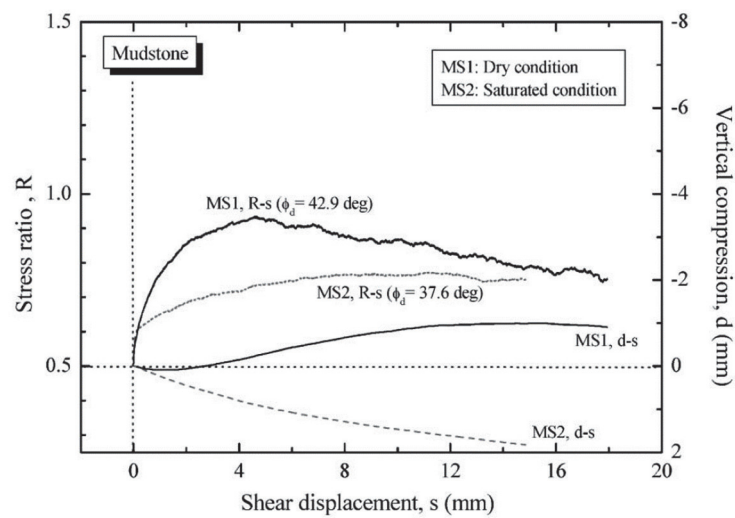


図 2-3 Effect of slaking on stress-deformation characteristics on mudstone <sup>1)</sup>

Chigira<sup>2)</sup> らは、1999 年に台湾で発生した草嶺 (Tsaoling) 地すべりについて、1862 年から 1999 年までの 6 回の地すべり滑動とそのトリガーとなった降雨や地震の履歴を調べ、地すべりの発生原因の推定を行っている。図 2-4 は、1999 年に台湾で発生した Tsaoling 地すべりの概要図である。Tsaoling 地すべりは、震源地から南西に約 30km 離れた山間部に位置する。1862 年から



5回にわたって滑落しており、地すべりは1862年6月6日の最初の発生から遡って斜面に発達している。表2-1に、Tsaoling地すべりの歴史をまとめた。1862年の地すべりの誘因はわかっていない。1941年と1999年の地すべりは地震が原因で、1942年と1979年の地すべりは雨が原因であった。これらの地すべりによって、地すべりダムが作られた。Tsaoling地すべりは古い地すべりが再活性化したものではなく、斜面に沿って逆行しながら連続的に新しく発生した地すべりと述べている。1999年に発生した地すべりのすべり面は、頁岩と砂岩が薄く交互に並んだ層、あるいは頁岩層の中に形成されているとしている。図2-5は、砂岩と頁岩の様子で、頁岩はスレーキングによって崩壊しやすい。地すべり発生的主要原因の一つとして、1941年と1942年に発生した地すべりで上部の層が取り除かれ、頁岩のスレーキングが加速したと考えている。

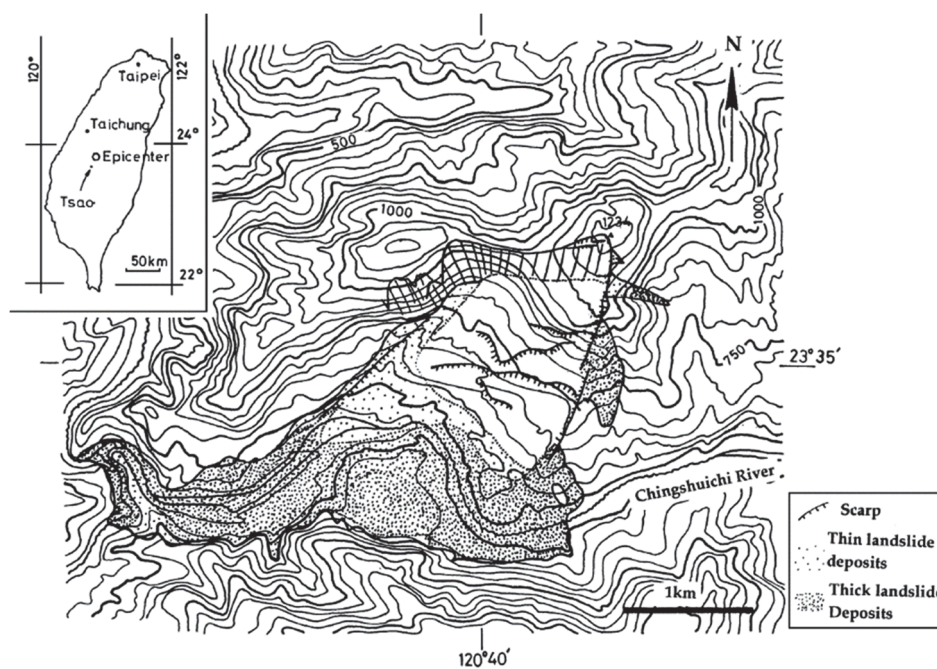


図 2-4 Location and outline of the 1999 Tsaoling landslide<sup>2)</sup>

表 2-1 Landslide history of the Tsaoling landslide area <sup>2)</sup>

Time	Trigger	Note
6 June 1862	Unknown	
17 December 1941	Earthquake	Slide volume: 100–150 million m <sup>3</sup> . Landslide dam (70–200 m high). Several scarps formed, of which the highest was at an elevation of 950 m.
10 August 1942	Rain	Slide volume: 150–200 million m <sup>3</sup> . Landslide dam (170 m high) formed, which failed on 18 May 1951, killing 147 people.
15 August 1979	Rain	Slide volume: 5 million m <sup>3</sup> . Landslide dam formed, which was overtopped on 24 August. Scarp of Chinshui shale was made, and the rock mass downslope of this scarp slid.
21 September 1999	Chi-Chi earthquake	Slide volume: 125 million m <sup>3</sup> . Landslide dam was made.

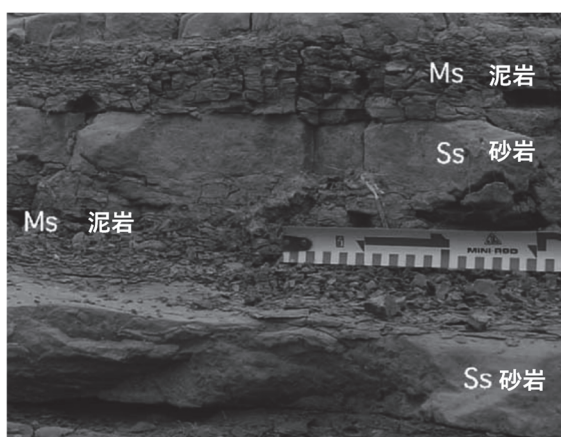


図 2-5 Slaking of the shale intercalated with sandstone of the middle member  
of the Cholan Formation. <sup>2)</sup>に一部加筆<sup>2)</sup>

トルコ南東部に位置するアタチュルク・ダムは、世界で4番目に大きいクレイ・コア・ロックフィル・ダムで、1986年12月からダム本体の建設が開始し、3年8カ月の施工期間を経て1990年8月に完成した (Karaman<sup>3)</sup>)。図 2-6 は、アタチュルク・ダムの全景である。貯水池の水位が上昇し始めると1992年5月にはクレストに沿って沈下が生じ問題となった。図 2-7 は、1992年4月1日から1997年6月4日までの沈下測定の結果で、AEJV<sup>4)</sup> は約2.75mの垂直

沈下があったと報告している。Cetin<sup>5)</sup>らは、ロックフィル部分に使用している風化玄武岩のスレーキングが、ダム全体の沈下量を増やし、上流側のクレイコア部分とロックフィル部分の両方で地滑りを起こしていると指摘している。なお、スレーキングの原因はノントロナイトの膨張と述べている。



図 2-6 A general view of the Ataturk Dam. <sup>5)</sup>

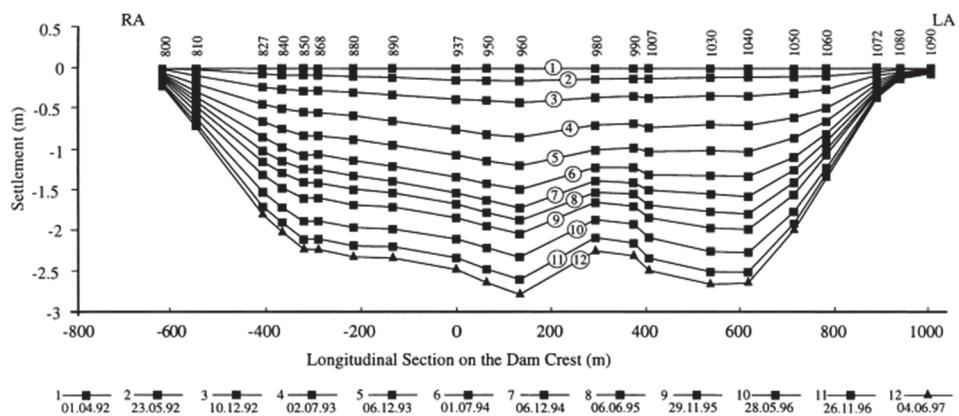


図 2-7 Settlement measurements from 1 April 1992 to 4 June 1997 <sup>4)</sup>

平池ら<sup>6)</sup>は、平成 20 年に生じた日本海沿岸自動車道の切土のり面崩壊は、膨潤性粘土鉱物（スメクタイト）を含み潜在的な亀裂が多い地山を切土掘削した際に、応力解放による地山の弛みとスレーキングの進行が生じ、浅層すべりの発生から徐々に深部の崩壊まで拡大したと報

告している。その他にも、愛媛県西予市の切土面において、スレーキングの進行による粘土化でコンクリート吹付が崩壊した事例<sup>7)</sup>がある。この様に、スレーキングによる変質で、土構造物の変状が生じている。

2009年8月11日に駿河湾沖で発生した地震では、東名高速自動車道牧之原SA付近で盛土のり面の崩壊が崩壊した。図2-8は、のり面崩壊のメカニズムの概要図である。東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告<sup>8)</sup>では、のり面崩壊の原因として、盛土下部に使用された泥岩が長年の水の作用により強度低下、透水性が低下したことで、盛土内の地下水位が上昇し、地震が誘因となり崩落が発生したと推定されている(図2-8)。

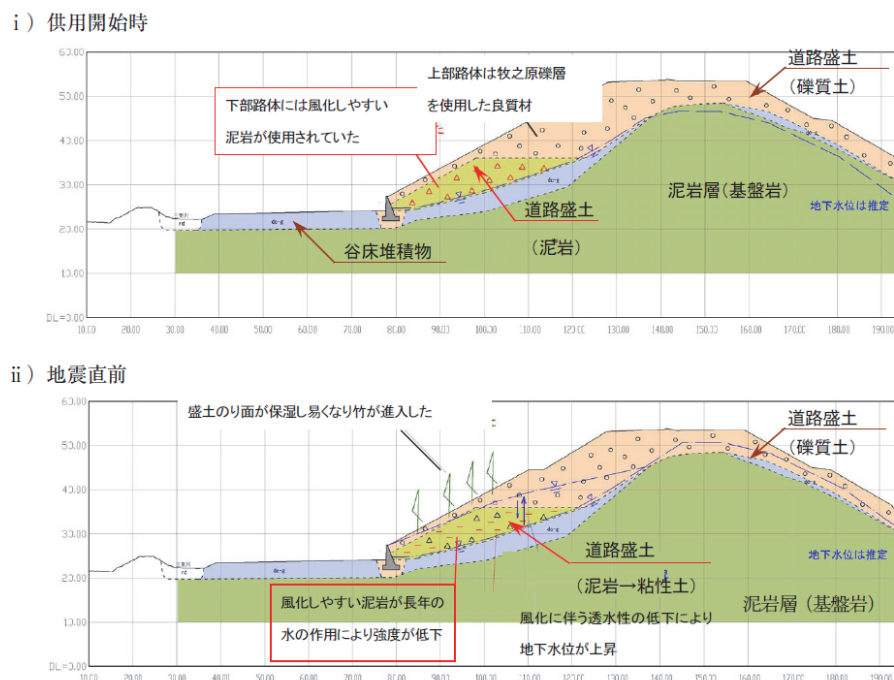


図 2-8 のり面崩壊のメカニズム<sup>8)</sup>

## 2.2 スレーキング材料の物理・力学特性変化に関する研究

スレーキングによる材料の物理・力学特性の変化を検討した例として以下の研究がある。板橋ら<sup>10)</sup>は、初期粒度の異なる泥岩を用いて最大 100 サイクルのスレーキング試験を実施した。図 2-9 に、供試体体積とスレーキングサイクル数との関係をまとめる。全体的にはサイクル数とともに直線的あるいは多少下に凸の関係で、減少していく様子がわかる。多くの場合、水浸後の体積が増加し、炉乾燥後の体積が減少している。この体積変化の現象は、水浸時に粒子破砕が生じるが、粒子の相対的移動量は少なく、個々の泥岩粒子が吸水膨張することによって体積が増加する。そして、炉乾燥することによって見かけの粘着力も無くなり、水浸時に細粒化した泥岩粒子が崩れ落ち、供試体下方の間隙を埋めていくために体積が減少していくと述べている。また、試料 B では 100 サイクルまで実施したが、スレーキング試験で供試体体積の減少傾向が継続したことから、これが泥岩を用いた盛土の長期沈下の原因の一つが、泥岩のスレーキングに伴う細粒化であると述べている。図 2-10 は、スレーキング後の粒度分布を粒径加積曲線の変化である。60 サイクル経過しても、初期粒度の最大粒径の粒子が残っており、粒径が小さくなるほど残留率が少なくなる粒度分布を示している。スレーキングサイクル数の増加とともに、サイクル数の順番通りに粒径加積曲線が移動しているわけではないが、全体的な傾向として曲線が細粒側に移動していることがわかる。こうしたばらつきが現れる原因は、1 供試体に含まれる泥岩粒子数が少ないため、個々の粒子のスレーキングの難易の相違が粒度分布に影響したためと考えられる。

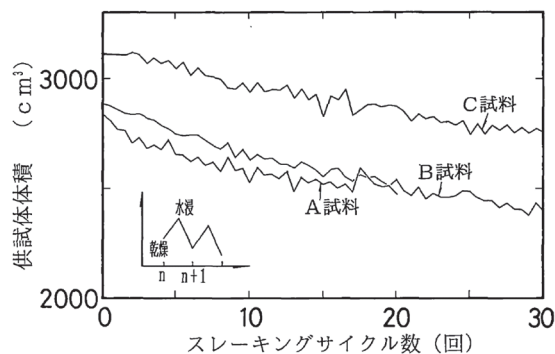


図 2-9 スレーキングに伴う供試体体積の変化

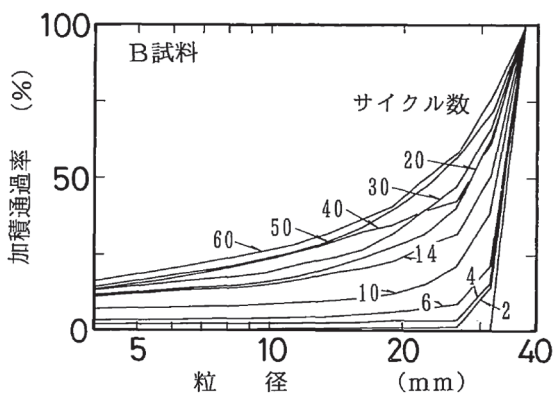


図 2-10 スレーキングに伴う粒径加積曲線の変化

菊本ら<sup>11)</sup>は、採取地が異なる3種類の泥岩試料(掛川泥岩、神戸泥岩・高崎泥岩)を用いた非拘束圧下のスレーキング試験を行っている。図 2-11 は、乾湿履歴に伴う粒径化石曲線の変化と各サイクル後の土粒子の様子である。いずれも乾湿履歴によって明確に粒度特性が変化するものの、採取場所ごとに堆積年代や構成物質は異なり、それがスレーキング特性にも影響を及ぼすと考えられる。特に、粒径変化の程度や乾湿サイクルの増加に伴う粒度の変遷、すなわちスレーキングの進行速さは試料によって大きく異なり、一回の乾湿で完全に細粒化する試料と多サイクルの乾湿で徐々にスレーキングを起こす試料など、スレーキングの起こりやすさも異なることがわかる。図 2-12 は、乾湿サイクル数と最大・最小間隙比の関係で、1 サイク

ルの乾湿履歴を経るたびに最大間隙比と最小間隙比を調べている。いずれの試料においても、最大・最小間隙比は3サイクル経過まで単調に減少する。その後の、最大・最小間隙比は神戸泥岩ではともに微増するが、掛川泥岩はほぼ横ばい、高崎泥岩では減少を続けている。これらの結果から、スレーキングに伴う細粒化で最大・最小間隙比が変化することを示した。また、この最大・最小間隙比の変化は土粒子が安定的に存在する間隙比の変化を意味し、土の力学的特性である限界状況や正規圧密状態の間隙比も変化するとしている。

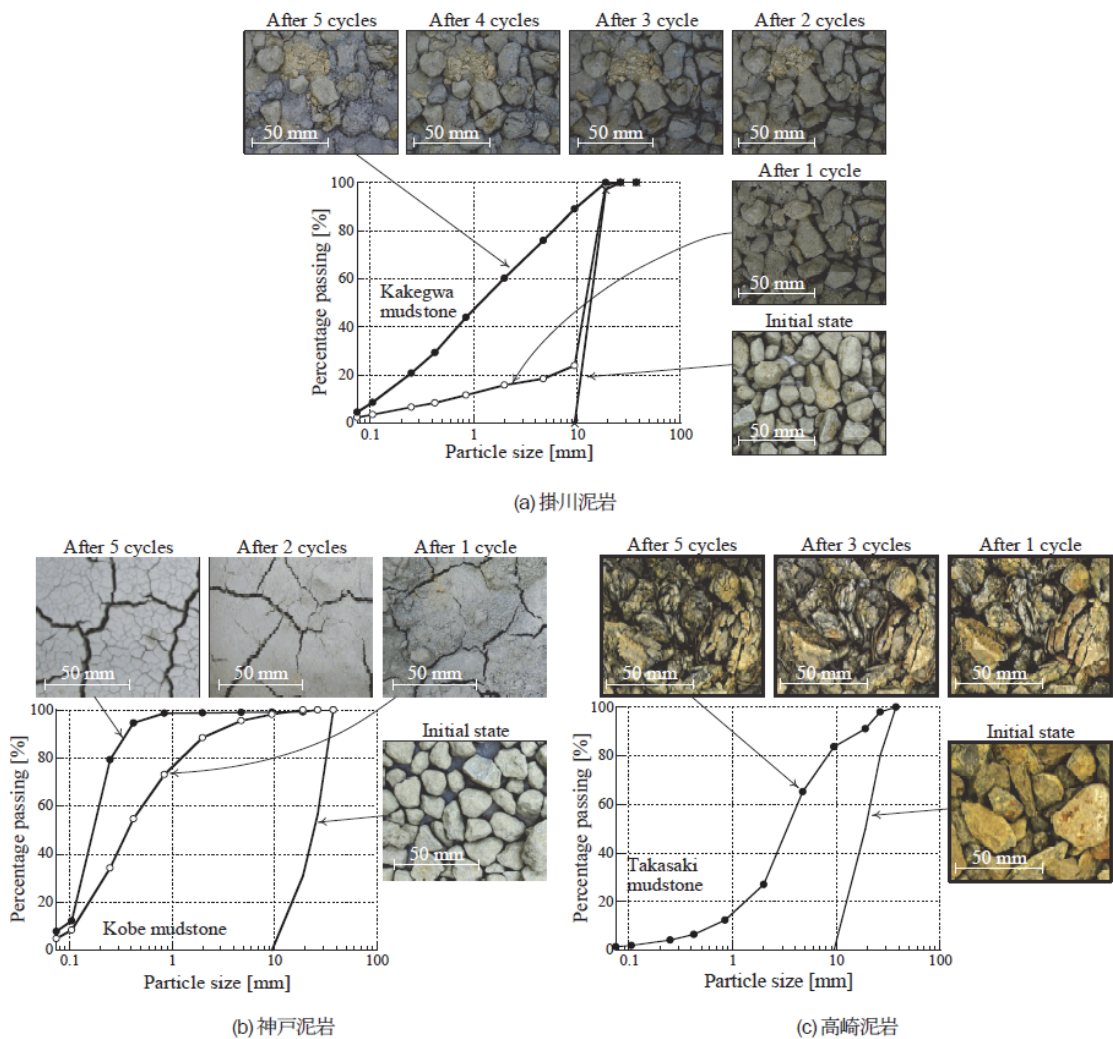


図 2-11 乾湿履歴に伴う粒度分布および粒子性状の変化

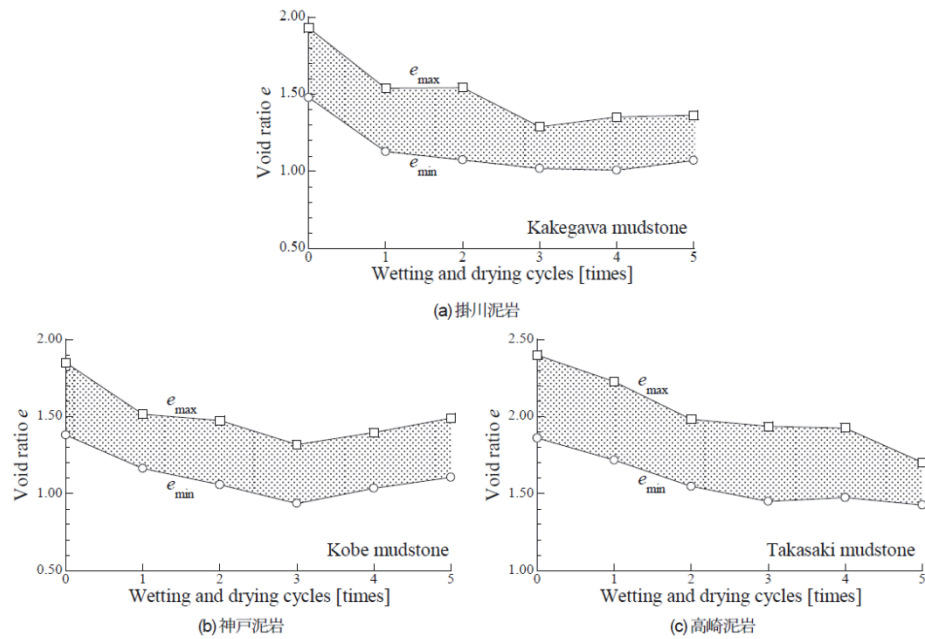


図 2-12 乾湿サイクル数と最大・最小間隙比の関係<sup>11)</sup>

Sakai ら<sup>12)</sup> は、異なる乾湿履歴を与えた 3 種類の泥岩材料で乾燥・水浸サイクル試験と一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を行っている。表 2-2 に、試験で用いた 3 種類の泥岩材料と日本の代表的な泥岩の物性値をまとめる。図 2-13 は、スレーキング比試験中の 3 つの試験片のスレーキングの進行状況を示している。表 2-2 では、泥岩 A と泥岩 B のスレーキング率は、非常に似ている。それにも関わらず、図 2-13 に示す様に乾湿サイクル中に異なる速度で細粒に崩れたと報告し、従来のスレーキング率試験では、試料毎のスレーキング進行の状況を把握することができないことを問題点として指摘している。そこで、各泥岩試料におけるスレーキングの進行状況をより詳細に把握するために、従来のスレーキング率試験をベースにした乾燥・水浸サイクル試験（図 2-14・図 2-15）を提案している。この試験では、9.5~19mm に粒径調整した試料（400g）を用いて各サイクル（24 時間浸漬，24 時間乾燥）後に、4.75mm のふるいを通した各試料の乾燥重量を測定している。なお、4.75mm のふるいを通す重量割合を細粒化率としている。



表 2-2 Physical properties of three mudstones and typical mudstone in Japan <sup>12)</sup>

	Mudstone A	Mudstone B	Mudstone C	Mudstone in Japan	
Natural water content (%)	16.8	21.1	22.6	Range	6.9–32.1
				Av.	17
Soil particle density (g/cm <sup>3</sup> )	2.70	2.70	2.62	Range	2.46–2.87
				Av.	2.67
Liquid limit (%)	30.2	44.2	52.1	Range	31–61
				Av.	42
Plasticity index	11.5	18.1	25.2	Range	7–32
				Av.	18
Slaking ratio (%)	44	47	82	Range	55.6–100
				Av.	92
Crushing ratio (%)	49	43	44	Range	19.5–61.5
				Av.	46.0
Optimum water content (%)	17.9	24.0	25.3		
Maximum dry density (g/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.55	1.47		

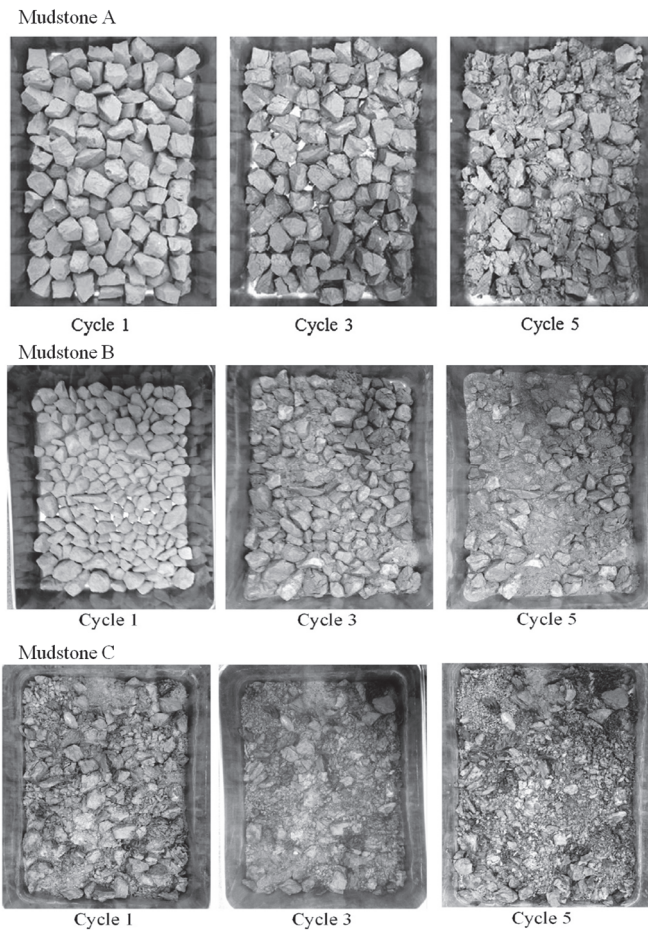


图 2-13 Specimens during Slaking ratio test<sup>12)</sup>

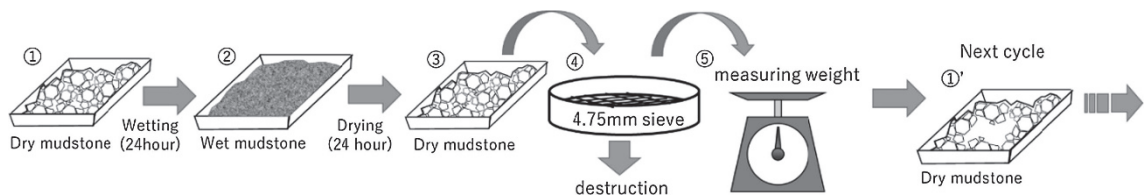


図 2-14 Schematic view of test method <sup>12)</sup>

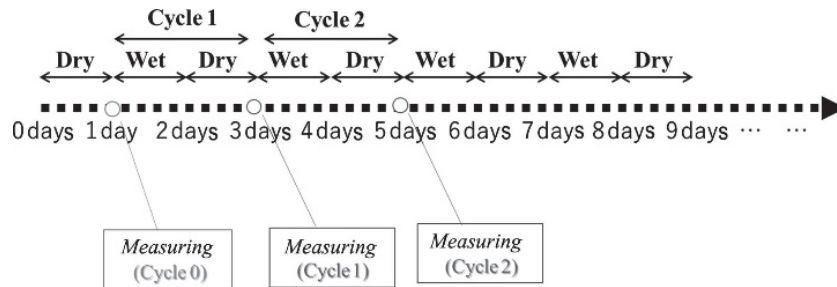


図 2-15 Changes in degree of saturation and timing of measuring <sup>12)</sup>

図 2-16 に、泥岩 A、B、C の乾燥-浸漬サイクル試験の結果を示す。どの泥岩も同様の挙動を示すが、3 つの泥岩では異なる曲線が得られ、細粒化率とサイクル数の関係が異なることがわかった。3 つの泥岩の細粒化の進行状況はそれぞれ異なり、物性との相関も見られない。この結果から、スレーキング率が同じ泥岩でもスレーキング進行の特性が異なると報告している。

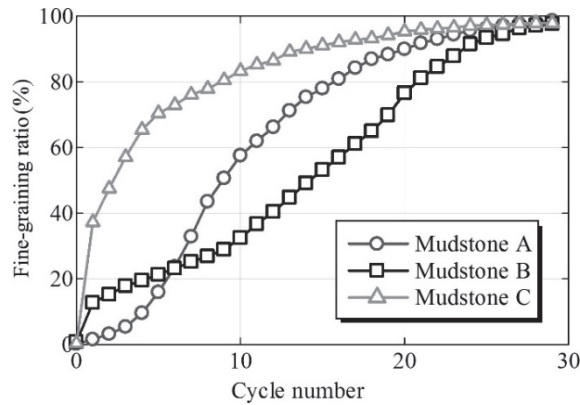


図 2-16 Results of drying-immersion cycle tests <sup>12)</sup>

図 2-17 に、異なる乾燥・水浸履歴を与えた泥岩試料を用いた一軸圧縮試験の結果を示す。泥岩 C についてのみ、自然含水率と最適含水率で圧縮したサイクル 0 試験片を試験した。これは、この泥岩は含水率を調整する過程で細粒化が進行しやすいためである。泥岩 A の 3 つの試験片は、3 回の乾燥・水浸サイクル処理のいずれにおいても同様の挙動を示した。これは、最初の 2 サイクルでは泥岩 A の粒径にほとんど変化がなかったためと考えられる。泥岩 B では、1 サイクル目で細粒化が急速に進行し、その後、急激に減速した。泥岩 C では、一軸圧縮強度は自然含水率では約 300kPa であったが、最適含水率では 60kPa しかなかった。この挙動は、乾燥・水浸の回数ではなく、試料作成時の水分量に依存していた。これらの結果から、泥岩試料の一軸圧縮強度は、スレーキングの程度に応じて低下することがわかり、そのプロセスの進行状況を把握することの重要性が強調された。

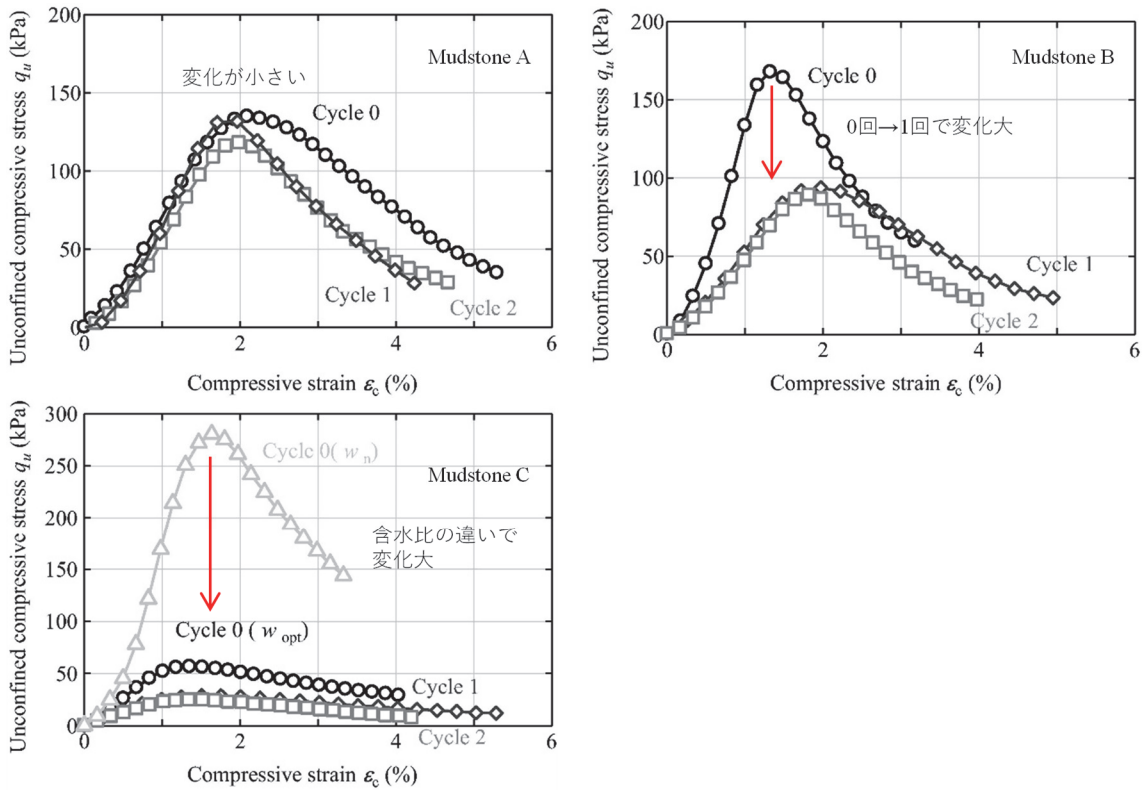


図 2-17 Results of unconfined compression tests <sup>12)</sup>に一部加筆

図 2-18 に、異なる乾燥・水浸履歴を与えた泥岩試料 ( $D_c = 95\%$ ) を用いた三軸試験 (CU) の結果をまとめる。サイクル数が 0 回の泥岩 A では、初期軸ひずみ ( $\epsilon_s = 0 \sim 2\%$ ) の間、 $p'$  はほぼ一定のままであるが、 $q$  は増加した。すなわち、有効応力経路は、初期せん断ひずみ ( $\epsilon_s = 2\%$ ) の後、明らかに  $q$ - $p'$  平面内で塑性膨張を伴う硬化を示した。1 および 2 サイクルでは、初期軸ひずみの間に  $p'$  が減少すると同時に  $q$  が増加し、その後は  $p'$  と  $q$  の両方が増加した。最大偏差応力  $q_{max}$  は、0, 1, 2 回のサイクルではほぼ同じ値を示し、一軸圧縮試験で観察された傾向と同様である。サイクル数が 0 の泥岩 B では、 $p'$  の増加に伴って  $q$  が明らかに増加している。これは密度の高い砂の挙動と同様である。しかし、1 サイクルでは、 $q$  は  $p'$  とともに増加せず、 $q_{max}$  は 0 サイクルの場合の半分の値しかない。2 サイクルは、1 サイクルの場合と同様の挙動を示した。泥岩 C は 0 サイクルで自然含水比の場合、初期軸ひずみ ( $\epsilon_s = 0 \sim 2\%$ ) の間

は  $p'$  の減少を伴わずに  $q$  が増加し、その後は  $p'$  とともに  $q$  が増加した。最適含水比でも同様の挙動が見られたが、 $q_{\max}$  は小さくなった。1 サイクルおよび 2 サイクルでは、初期軸ひずみ中に  $p'$  が減少するにつれて  $q$  が増加し、その後、軸ひずみが増加するにつれて  $q$  と  $p'$  が共に増加した。泥岩 C では、泥岩 B ほど明確な  $q_{\max}$  の減少は見られなかった原因として、飽和過程で細粒化が進んだと考えられる。せん断初期に塑性圧縮を伴う硬化挙動、その後に塑性膨張を伴う硬化挙動を示す。以上の結果から、乾燥・水浸サイクルの影響で細粒の比率が高くなると、塑性圧縮を伴う硬化が顕著になり、塑性膨張を伴う硬化の程度が小さくなった。

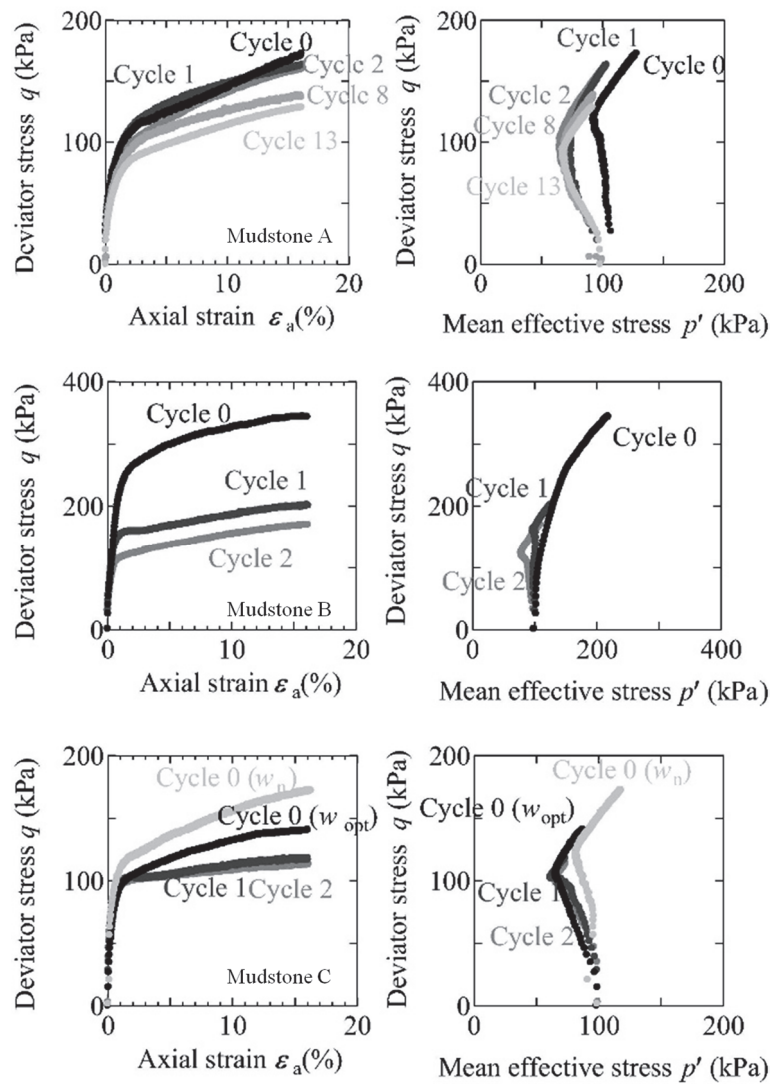


図 2-18 Results of triaxial compression tests <sup>12)</sup>

## 2.3 スレーキング性材料の判定方法

島ら<sup>13)</sup>は、全国から採取した22試料でスレーキング・破碎試験および乾燥切り替えし圧縮試験を行い、スレーキング率と破碎試験を行い、スレーキング率と破碎率で表わされる圧縮性分類図を脆弱岩の圧縮性の評価方法として提案した。図2-19にぜい弱岩材料の圧縮性分類図を示す。図中の左上に行くほど材料は破碎しにくく、スレーキングしやすいため、初期の空隙が多く、スレーキングで細粒化した土粒子が空隙内に入り込み、将来的に沈下が大きくなると判定される。また、脆弱岩片の供試体に一定荷重を载荷した状態で乾燥・水浸を繰返し、圧縮特性を調べた。図2-20は、空気間隙率と圧縮ひずみの関係から、締固め度と圧縮沈下の傾向を示したものである。空気間隙率 $V_a$ が15%以下だと圧縮ひずみは载荷荷重に関わらず一定値に収束し、15%以上では圧縮ひずみが急勾配で増加する。この結果から、盛土の圧縮沈下を抑制するために、盛土施工は破碎転圧で $V_a \leq 15\%$ で締固めることを提案している。

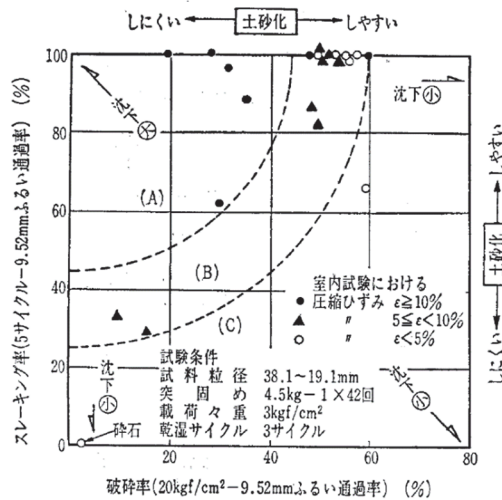


図 2-19 ぜい弱岩材料の圧縮性分類図<sup>13)</sup>

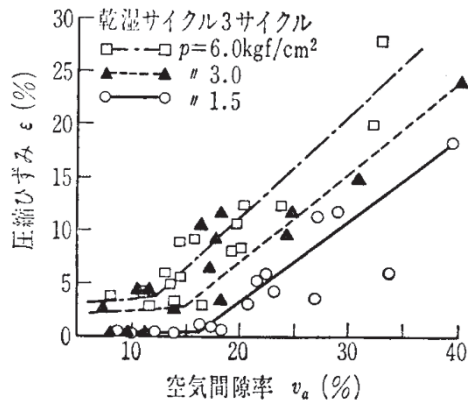


図 2-20 締固め度と圧縮沈下の傾向 <sup>13)</sup>

現在，実務では材料のスレーキング性を評価する指標として，岩のスレーキング率試験 (JHS110-201511) <sup>14)</sup> から求めたスレーキング率が広く用いられる．この試験は，粒径 19～37.5 mm に調整した質量約 3kg の試料をバットに重なり合わないよう並べ，この試料に対して 24 時間水に浸す湿潤過程と，24 時間 110℃の炉乾燥による乾燥過程を繰り返すことで，材料のスレーキングを促進させる．湿潤と乾燥の過程を 5 回繰り返した時点で，9.5 mm ふるいを用いてふるい，初期質量に対する乾湿 5 回後の 9.5 mm ふるい通過質量を百分率で表したものをスレーキング率としている．このスレーキング率の大小によって，材料のスレーキングの受けやすさを評価している．

東日本高速道路株式会社の設計要領 <sup>15)</sup> では，スレーキング性を有する岩を盛土材として利用する場合の材料評価は，スレーキング率と破碎率で行われている．この 2 つの指標の組み合わせで，材料は (1) 材～ (3) 材に区分され，締固め管理手法や使用部位の判定に利用される．

(1) 材はスレーキング率が 30 % 未満で土砂化しにくい，(2) 材はスレーキングで土砂化しやすいが，施工時に破碎しやすく土粒子間の空隙を小さくできる，(3) 材はスレーキングで土砂化しやすい上に，施工時に破碎しにくく土粒子間に空隙が残りやすいため盛土の使用には注意が必要となる．

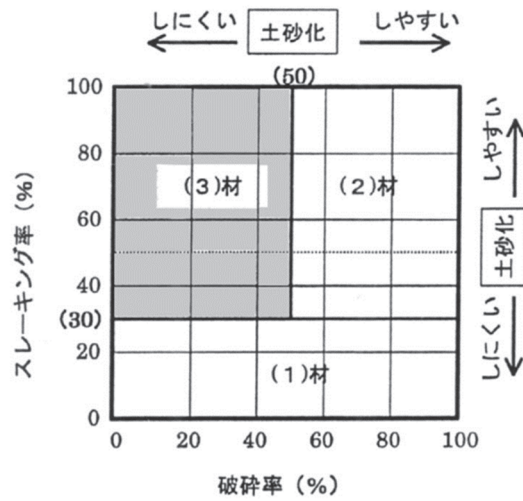


図 2-21 圧縮沈下を考慮するスレーキング性材料の区分 <sup>15)</sup>

国外のスレーキング性材料の評価方法として、Slake durability index test (ASTM D 4644) <sup>16)</sup> や Jar Slake Test <sup>17)</sup>が広く用いられている。

図 2-22 は、Slake durability index test の試験機の例である。この試験は、重さ 40～60g の岩石 10 個を、水に浸したメッシュドラム (メッシュサイズ 2mm) の中で 10 分間のサイクルで転がすことを 2 回繰り返す。2 サイクル目の試験が終了した後に、ドラム内に残った材料の割合を、スレーク耐久指数値 ( $I_{d2}$ ) として表す。

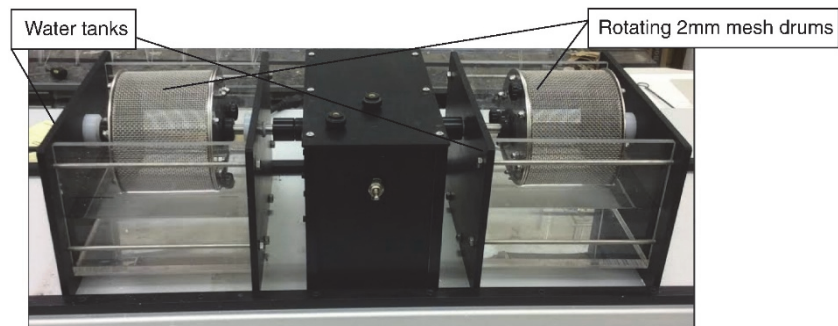


図 2-22 The slake durability testing device <sup>16)</sup>



Jar Slake Test は、簡易的な試験で岩石のスレーキング性を評価する。試験手順は、50g の試料を 6 時間以上炉乾燥させた後に、室温で 30 分間冷却する。サンプルを蒸留水または水道水の入ったビーカーに浸し、岩試料の変化を観察する。観察した結果から、図 2-23 に示すカテゴリーに分類する。Santi <sup>18)</sup> は、30 分と 24 時間の間隔で岩試料の変化を観察することを提案している。しかし、Mohamad ら <sup>19)</sup> は、10 分、15 分、30 分、60 分の変化を観察すると、より正確であるとしている。Washington State Department of Transportation <sup>17)</sup> では、最初の 30 分間は頻繁に観察し、その後は間隔を空けて 24 時間行うとしている。

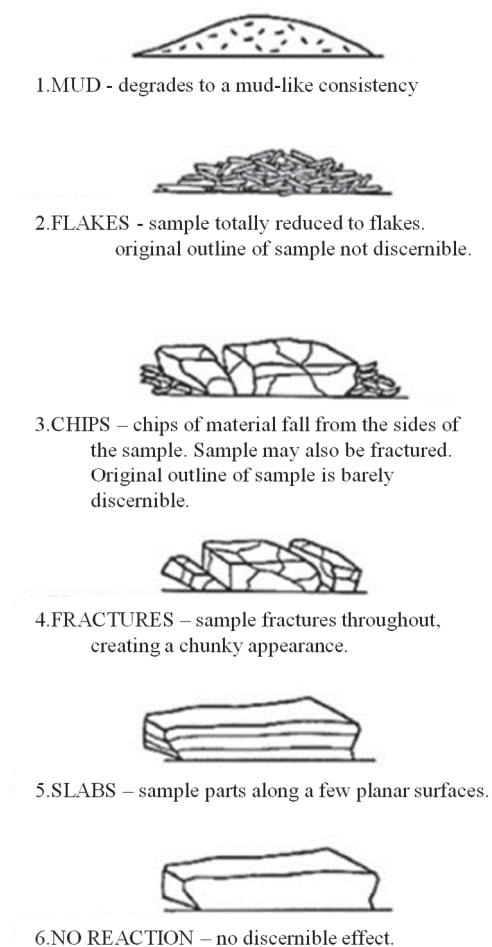


図 2-23 Jar slake classification proposed <sup>18)</sup>

## 2.4 盛土としての安定性を評価した研究

### (1) スレーキングを伴わない盛土

スレーキングを伴わない盛土の崩壊について、締固め度や崩壊トリガーの種類に着目した研究などが行われている。八木ら<sup>20)</sup>は、豊浦標準砂、まさ土、川砂の3種を用いて行った室内雨水浸透実験で間隙水圧の測定と、有限要素法による雨水浸透解析を行い、実験結果と解析結果の比較検討し、それら解析結果を用いて円弧すべり面で安定解析を行った。その結果から、雨水浸透により斜面先下部に過剰な間隙圧が発生し、これが斜面崩壊の原因の一つになっていると述べている。また、崩壊形態は、過剰間隙圧によって斜面先の一部から崩壊が起こる場合と、斜面角度が急で雨水浸透量が少なく、降雨後早い時間で斜面全体にわたり崩壊が起こる場合の2つがあることを指摘している。

田中ら<sup>21)</sup>は、低密度と高密度の異なる締固め度の試験盛土を構築し、降雨イベントにおけるそれぞれの崩壊過程や実効雨量と飽和度の経時変化の相関を整理し、低密度盛土と高密度盛土の崩壊形態の特徴を示した。図 2-24 は、試験盛土を俯瞰できる位置に設置した定点カメラから得られた代表的な時間での試験盛土の状況である。低密度盛土ではのり尻から盛土のり面方向の進行性破壊が進展し、最終的にはのり肩部が崩壊し、高密度盛土では盛土天端からのガリ浸食が顕著であると報告している。また、図 2-25 は、試験盛土のり尻における飽和度  $S_r$  の経時変化を示している。低密度盛土では盛土表層部で顕著な飽和度の上昇が確認できたのに対し、高密度盛土では透水係数が低く雨水の浸透が困難なため飽和度の上昇が緩慢であると述べている。

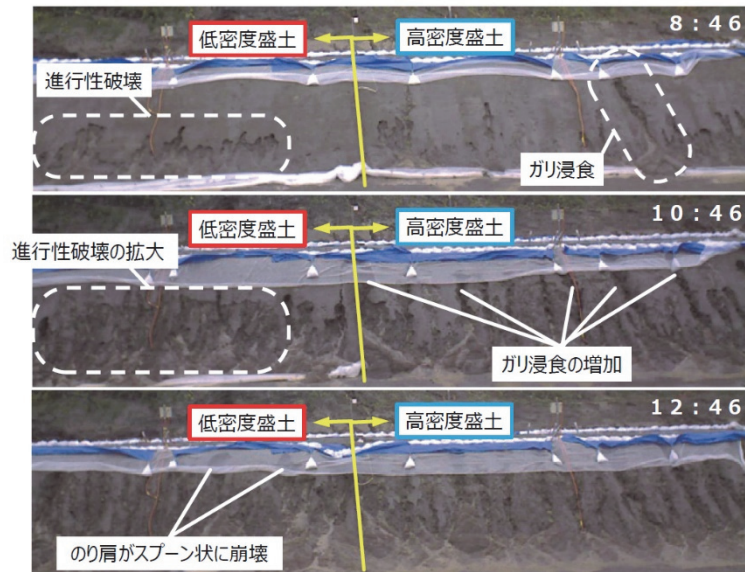


図 2-24 盛土の崩壊過程 <sup>21)</sup>

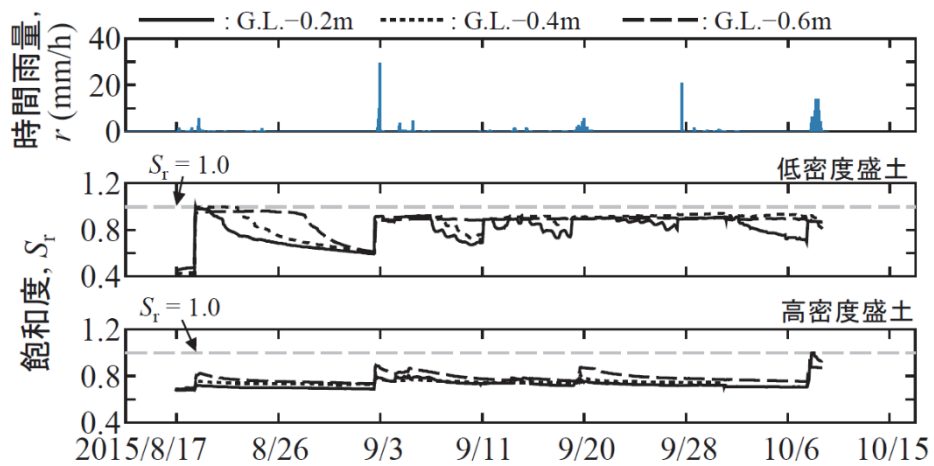


図 2-25 竣工後からののり尻における飽和度の経時変化 <sup>21)</sup>

朱ら <sup>22)</sup> は、大型降雨浸透実験をモデルに各種の条件浸透流解析を行い、降雨浸透の土構造物の安定性へ及ぼす影響を明らかにした。その結果、盛土の安定性には盛土内に溜まる水分量が大きく影響し、土の種類などによって浸透した雨水の分布状態は異なるが、盛土内の貯留水量が多ければ高い飽和度の領域が形成されやすく、盛土の安定性が低下することを解析結果からも確認した。また、細粒土で構築されている盛土は保水性が高く、乾いた状態でも比較的飽

和度は高い。しかし、透水係数は小さいため降雨時にはのり尻で比較的高い飽和領域が形成されやすく、飽和度の増加もりのり尻と表層において著しい。一方で粒子の粗い砂質土は、降雨時には透水係数が大きいため浸透水が早く底部まで流下し、盛土の中央部へも進行するが、のり尻からの流出量も多いため、浸潤面が高くなりにくいとしている。

東日本高速道路株式会社の設計要領<sup>23)</sup>では、図 2-26 に示すように地下水位が盛土の安定に影響を及ぼすとしている。図 2-26 は、盛土内の地下水位と安全率の変化を示している。また、盛土崩壊の要因として、地下水、降雨、融雪水等の浸透による盛土内水位の上昇等を挙げ、谷部、傾斜地盤、原地盤等における排水処理が重要であるとしている。

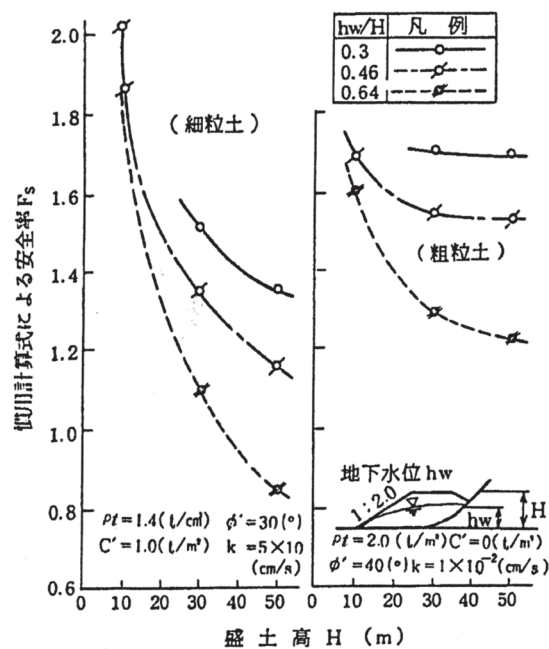


図 2-26 地下水の及ぼす影響の検討例<sup>23)</sup>

門田ら<sup>24)</sup>は、2011年3月の東北地方太平洋沖地震で発生した細粒分を多く混入する盛土造成地の地すべりの変形の再現解析を行い、その発生要因と機構について報告している。被害程度が異なり、物理・力学試験、地下水位観測および物理探査等が実施されている5地区で、盛

土内の水位特性，盛土の物理・力学特性について分析し，円弧すべり法・ニューマーク法・二次元動的有効応力解析 (FLIP) の 3 手法で，再現解析を行っている．これらの解析の結果から，盛土の変形被害は，飽和した緩い砂質土の液状化に起因するだけではなく，細粒分含有率が高い盛土においても，飽和および不飽和（飽和度 80 % 以上）の緩い部分では，繰返し载荷を受けると間隙水圧が上昇し，それが発生要因になることを示した．

## (2) スレーキングを伴う盛土

東日本高速道路株式会社の設計要領<sup>25)</sup>には，スレーキング性材料（新第三紀の泥岩や凝灰岩等）を盛土材料に使用する場合，乾燥・湿潤の繰返し作用による材料の細粒化，盛土内浸透水により含水比や飽和度が高くなることや，石・礫分の軟質化によって建設時の新鮮な状態に比べて強度が低下すると記載されている．中村・小林<sup>26)</sup>は，供用中のスレーキング性を有する材料を用いた盛土で行った原位置試験および室内試験結果から，盛土内の飽和度や含水比が高くなっていることを示し，盛土体の強度低下を指摘している．

長尾ら<sup>27)</sup>は，降雨による高速道路のり面の被災状況について，地形や地質・盛土材料に着目して分析を行っており，盛土のり面では集水型傾斜に構築されたスレーキング性を有する材料を用いた盛土で被災が多いことを報告している．

## 2.5 既往の研究のまとめ

- (1) スレーキング性を有する土構造物の被害は、土構造物内でスレーキングが進行することで、沈下や強度低下が徐々に顕在化する。
- (2) スレーキング性を有する材料は、スレーキングにより細粒化、供試体体積の減少、強度低下などが生じ、物理・力学特性に不可逆的な変化が生じる。
- (3) 現在、スレーキング性を有する材料のスレーキング特性の評価は、粒径の大きな粒子に着目してスレーキングによる粒度変化を測定する手法が用いられている。
- (4) スレーキング特性は、採取場所・堆積年代および構成物質の違いに影響を受け、同程度のスレーキング率でも細粒化の過程は異なる。また、同一の岩試料でも個々の粒子でスレーキングの難易に相違がある。
- (5) 盛土の安定には、地下水位が影響する。細粒土などの盛土では、保水性が高く、降雨などの浸透で盛土のり尻に高い飽和度の領域が形成され、間隙水圧の上昇で不安定化する。
- (6) 供用中のスレーキング性を有する材料を用いた盛土では、盛土内の飽和度や含水比が高くなる場合がある。
- (7) 集水型傾斜に構築されたスレーキング性を有する材料を用いた盛土で被災が多い。

スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の性能を長期的に維持・管理するための問題点を以下にまとめる。スレーキングで盛土材の細粒分が増加し、粒度分布（骨格構造）が変化する。スレーキングを繰り返すことで盛土地盤内の含水比と飽和度および強度は徐々に変化し、降雨などの浸透で不安定化する。現在のスレーキング特性の評価手法は、粒径の大きい土粒子に対する粒度変化のしやすさ着目しており、粒径の小さい細粒分の含有率の変化は判断できない。また、力学特性の変化の評価もできない。

## 参考文献

- 1) Kiyota, T, Sattar, A., Konagai, K., Kazmi, Z. A., Okuno, D. & Ikeda, T. : Breaching failure of a huge landslide dam formed by the 2005 Kashmir earthquake, Soils and Foundations, Vol. 51, No. 6, pp. 1179-1190, 2011.
- 2) Masahiro Chigiraa, Wen-Neng Wangb, Takahiko Furuyac, Toshitaka Kamaia : Geological causes and geomorphological precursors of the Tsaoiling landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan, Engineering Geology, 68, pp.259–273, 2003.
- 3) N Karaman, Atatürk barajı gövde dolgusunda oluşan oturmaların incelenmesi, Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniği Problemleri Sempozyumu, İzmir, Turkey, pp. 109-122,1993.
- 4) AEJV (Ataturk Engineering Joint Venture) : Ataturk Dam and Hydroelectric Power Plant Geodetic Dam Monitoring 13th, Measurement, AEJW, 1997.
- 5) H. Cetin, M. Laman, A. Ertunc : Settlement and slaking problems in the world's fourth largest rock-fill dam, the Ataturk Dam in Turkey, Engineering Geology, Vol.56 , pp.225–242, 2000.
- 6) 平池智広, 平方良一, 高塚慶, 神蔵昌士, 川合大 : 日沿道村上 IC 改良工事における大規模切土法面の崩落対策について, 第 28 回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会, 2010.
- 7) 田窪裕一, 大岸敏正, 奥村隆文, 門田圭司 : スレーキングによる泥岩法面の崩壊事例, 全地連「技術フォーラム 2012」新潟, 2012.
- 8) 中日本高速道路株式会社 : 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告, 2009.
- 9) 一般社団法人 道路新産業開発機構 : 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について, 道路行政セミナー 11 月号, pp.1-9, 2009.
- 10) 板橋一雄, 佐藤健, 森富雄, 和田英孝 : 軟岩の室内スレーキング試験に伴う細粒化の表現法, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp. 181-190, 1994.12.
- 11) 菊本統, 福田拓海, 京川裕之 : 破碎泥岩のスレーキング現象と変形挙動, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.72, No.2, pp. 126-135, 2016.

- 12) Sakai, T. & Nakano, M. : Effects of slaking and degree of compaction on the mechanical properties of mudstones with varying slaking properties, *Soils and Foundations*, Vol. 59, pp. 56-66, 2019.
- 13) 島博保, 今川史郎 : スレーキング性材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下と対応策, *土質基礎*, Vol. 28, No. 7, pp.45-52, 1980.
- 14) 東日本高速道路株式会社 : NEXCO 試験方法 第1編 土質関連試験方法, pp.20-22, 2013.
- 15) 東日本高速道路株式会社 : 設計要領第一集 土工建設編, pp.3-23, 2020.
- 16) Yonathan Admassu, Hasan Hamdan, Tej Gautam : Multivariate statistical approach to re-evaluate the slake durability index test (ASTM 4644-08), *Engineering Geology* Vol.209, pp12-20, 2016.
- 17) 例えば Washington State Department of Transportation : WSDOT Test Method T 501 Test Method to Determine Durability of Very Weak Rock. *WSDOT Materials Manual*, 2017.
- 18) Santi, P. M : Improving the jar slake, slake index, and slake durability tests for shales. *Environmental & Engineering Geoscience*, 4(3), 385-396, 1998.
- 19) Mohamad, E.T., Saad, R. & Abad, S., : Durability assessment of weak rock by using jar slaking test. *Electron. J. Geotech. Eng.*, 16, 1319-1335, 2011.
- 20) 八木則男, 矢田部龍一, 山本浩司 : 雨水浸透による斜面崩壊, *土木学会論文報告集*, 第330号, pp.107~114, 1983.
- 21) 田中悠暉, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 中村大, 山下聡 : 締固め度を変化させた盛土の降雨による崩壊形態と実効雨量, *土木学会論文集 C(地圏工学)*, Vol.73, No.3, pp. 276-281, 2017.
- 22) 朱 偉, 山村 和也, 石田 哲朗 : 降雨浸透が盛土の斜面崩壊に及ぼす影響, *土木学会論文集*, 1996 巻 541 号, pp. 99-108, 1996.
- 23) 東日本高速道路株式会社 : 設計要領第一集 土工建設編, pp.3-25, 2020.
- 24) 門田浩一, 本橋あずさ, 佐藤真吾, 三嶋昭二 : 仙台市の盛土造成地において発生した地すべりの変形の再現解析及び要因検討, *地盤工学ジャーナル* Vol.14, No.3, pp.235-271, 2019.
- 25) 東日本高速道路株式会社 : 設計要領第一集 土工建設編, pp.3-11, 2020.



- 26) 中村洋丈, 小林一: 泥岩を用いた高速道路盛土の物理特性と強度特性, 第 13 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, No. 14, 2012.
- 27) 長尾和之, 澤野幸輝, 松崎孝汰, 風間基樹, 河井正, 加村晃良: 東北地方の豪雨による高速道路のり面災害事例とその特徴について, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol. 75, No. 2, pp. 198-215, 2018.

### 3 スレーキング性を有する材料を用いた盛土の変状事例分析

#### 3.1 変状した盛土の概要

##### 3.1.1 当該盛土の位置と概要

当該盛土は、秋田自動車道の秋田中央 IC の北側に位置し、沖積平野からなる平坦な区間から丘陵地の区間に変遷する位置で、起・終点側が切土構造となる谷埋め盛土区間である（図 3-1・図 3-2）。この区間は、3 条の沢地形が合流する地点で、のり尻部で沢の出口が狭まるボトルネック状の地形であった。盛土は傾斜地盤上に構築しており、山側となる下り線側は盛土高が約 1m であるのに対し、谷側となる上り線側の盛土高は約 16m で腹付け盛土の形状であった。また、盛土材料は、当該区間と隣接する切土区間の掘削により発生した現地発生土のシルト岩を利用しており、盛土施工時（1995 年）の空気間隙率は 15%以下で密な締固め管理を行っていた。2002 年 3 月に路面クラックが発生し、ボーリング調査（2 孔）やレーダー探査による路面下の空洞調査が行われ、舗装面下に小規模な空洞や緩みが確認された。その後も、断続的に路面クラックが発生し、その都度、クラック補修が行われてきた。2012 年 4 月は路面に発生したクラックに拡張が生じたことから、ボーリング調査（3 孔）と動態観測（地下水位計・パイプひずみ計）を実施した。2012 年 12 月・2013 年 3～4 月に応急対策として水抜きボーリング工、2013 年 11 月～翌年 4 月に恒久対策工（かご枠工・砕石堅排水工）を行った以降は、クラックの発生はない。2002 年と 2012 年のボーリング調査は、盛土状況・水位変動・すべり面位置の把握を目的に実施され、盛土材の経時変化は考慮していなかった。そこで、これらの既往資料（施工時の材料試験結果・2002 年度と 2012 年度の地盤調査結果）を基に、盛土の物性変化に着目し、データを再整理した。



図 3-1 当該盛土区間の位置図

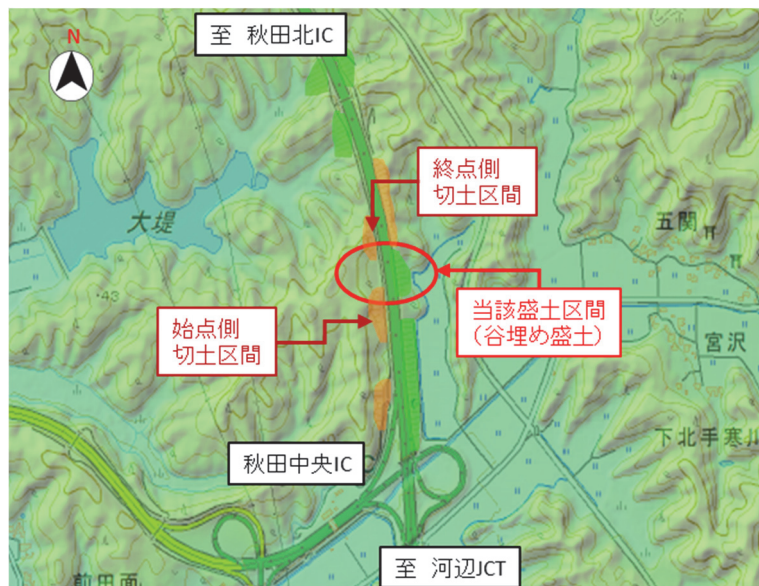


図 3-2 当該盛土区間の位置図（詳細）<sup>1)</sup>に一部加筆

### 3.1.2 当該盛土の施工時（1995年）の物性

盛土の施工期間は1995年8月下旬～11月下旬で、その当時の盛土材の物理特性を表3-1に示す。なお、土の液性限界・塑性限界試験（JIS A 1205）は裏ごしによって目開き425 $\mu$ mのふるいを通過した試料を用いるため、採取した岩砕試料の中でも細粒分を使用したと推測でき、

そのために比較的活性の高い粘土と同様な値となったと推察する。岩の破碎試験およびスレーキング試験は、試料番号 03, 05, 07, 09 の 4 試料で実施された。この結果、破碎率が 40%程度、スレーキング率が概ね 90 %以上で図 3-3 に示すように (3) 材に区分<sup>2)</sup>され、乾湿繰返しに伴うスレーキングの進行で影響を受けやすい材料であることがわかる。なお、図中の (1) 材はスレーキング率が 30 %未満の材料でスレーキングによる体積圧縮等の影響が小さい。それに対し、(2) 材および (3) 材はスレーキング率が 30 %以上の材料で、盛土完了後の圧縮沈下を軽減するため締固めは空気間隙率 15 %以下とすることが望ましい。特に、(3) 材は破碎率が低く最も圧縮沈下が懸念される材料である。

図 3-4 は、施工時 (1995 年) における盛土材の粒度分布で、土砂分と破碎された軟岩に区分されている。この図中の試料番号に対する自然含水比は軟岩 (試料番号 ; 07・09) で 37.4～38.9 %、土砂 (試料番号 ; 10) で 41.9 %を示し、細粒分の含有が多い土砂で自然含水比が高い。

図 3-5 は、当時の施工記録から各巻出し厚における空気間隙率と施工含水比をまとめたものである。盛土施工時の空気間隙率  $V_a$  は概ね 10 %以下で 15 %よりも低く、非常に密に締固めて盛土施工していることがわかる。また、施工時の含水比  $w_n$  は 34.5～41.5 %程度で、一般的な泥岩の含水比である 34.6～46.4 %<sup>3)</sup> と同程度であった。

表 3-1 盛土材の物理特性【盛土施工時（1995年）】

試料番号	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
自然含水比 $W_n$ %	38.2	37.5	38.0	54.2	33.6	51.9	37.4	42.3	38.9	41.9	53.4
比重 $G_s$	2.567	2.576	2.563	2.573	2.556	2.572	2.549	2.529	2.538	2.531	2.602
液性限界 $W_L$ %	61.8	62.7	61.3	61.9	61.9	62.6	62.3	61.8	62.4	62.5	77.2
塑性限界 $W_P$ %	44.3	43.6	42.8	42.3	43.7	44.3	44.5	43.7	44.1	43.4	41.8
塑性指数 $IP$	17.5	19.1	18.5	19.6	18.2	18.3	17.8	18.1	18.3	19.1	35.4
最大乾燥密度 $\gamma_d$ $g/cm^3$	1.367	1.416	1.307	1.012	1.115	1.075	1.355	1.257	1.336	1.252	1.129
最適含水比 $W_{opt}$ %	24.6	21.2	23.0	28.4	36.2	22.0	24.6	28.6	24.2	27.8	39.5
岩の破碎率 %	—	—	40.5	—	40.2	—	41.3	—	40.0	—	—
スレーキング率 %	—	—	100.0	—	73.8	—	92.6	—	100.0	—	—
細粒分含有率 (FC) %	—	—	—	—	—	—	43.5	—	45.9	64.1	—

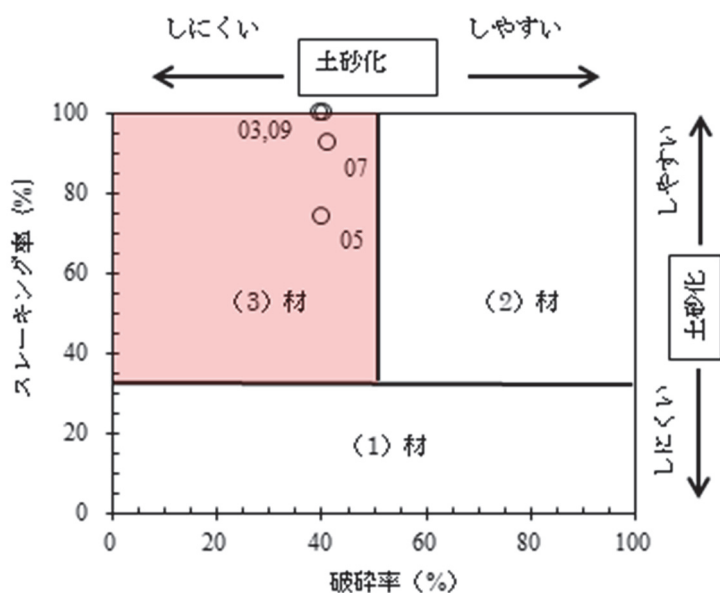


図 3-3 スレーキング性材料の区分

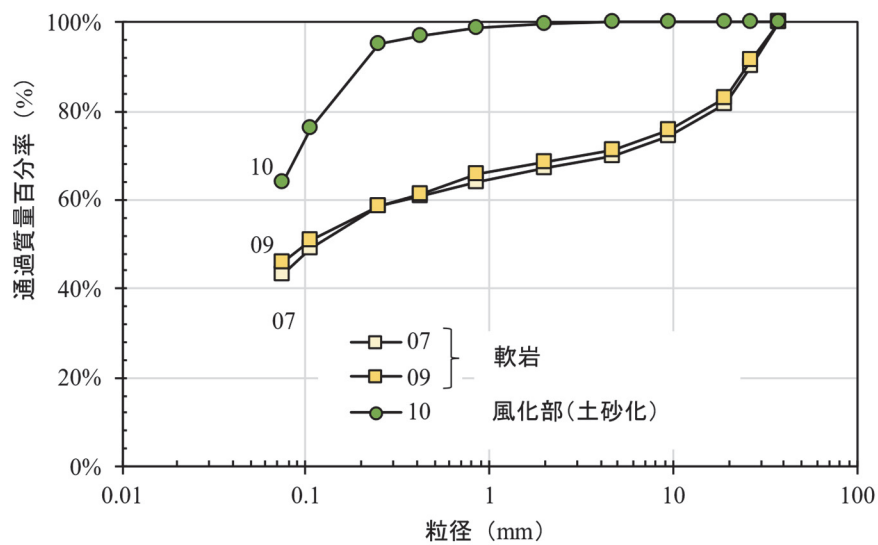


図 3-4 施工時（1995 年）の粒度分布

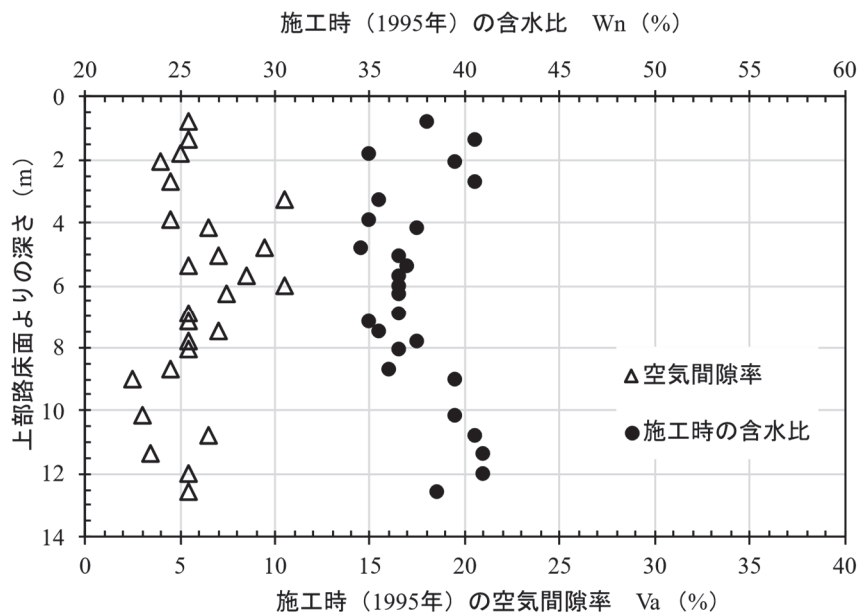


図 3-5 各巻出し厚における空気間隙率と施工含水比

### 3.1.3 盛土変状要因

#### (1) 変状の状況

前述したように当該区間は 1995 年に盛土施工が行われ、1997 年 11 月 13 日より供用が開始されている。その 3 年 4 ヶ月後の 2001 年 3 月下旬に舗装面にクラックが確認され、ボーリング調査およびレーダー探査により舗装面下の空洞調査を実施した。レーダー探査は、空洞・埋設管・埋蔵文化財などの調査に用いられており、地中における電磁波の反射・屈折・透過などの物理的現象を利用して地下構造を探査する方法である。装置は送信アンテナ、受信アンテナ、コントローラー部からなり、送信アンテナから地下に放射された VHF 帯域の電磁波パルスが、地下の地層境界や埋設物などの電氣的性質の異なる境界面で反射・屈折しつつ、エネルギーの一部が地表に置かれた受信アンテナに到達するシステムとなっている（図 3-6）。レーダー探査で得られる記録は、空中・地中の直接波、地中の反射面からの反射波、管渠などの埋設物による回折波など種々の波が出現する。したがって、計算機を用いた信号処理により、ノイズを除去し地質環境や埋設物など探査目標による反射波を抽出する方法がとられている。

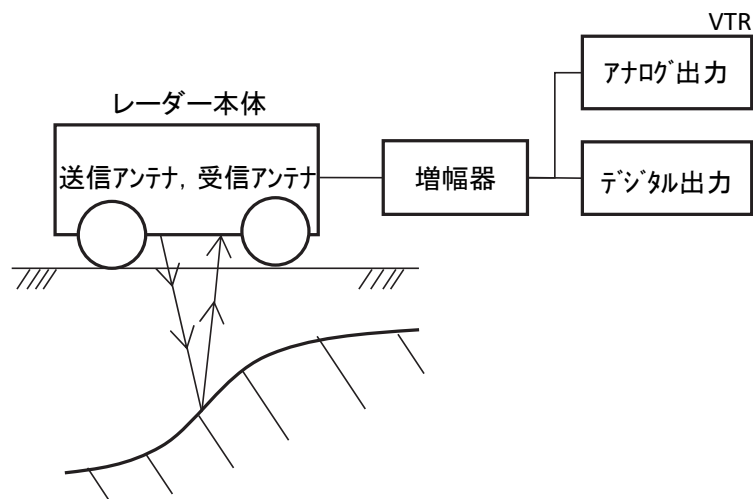


図 3-6 レーダー探査の測定方法説明図

2001年のレーダー探査では、400 MHzの超短波をアンテナから地中に向けて発信し、地盤内の反射波を受信して、その到達時間から反射対象物の深度の測定を行った。また、このアンテナを舗装面に沿って移動（下り線・縦断方向に11測線）させることにより、面的な分布を計測した。なお、舗装面はオーバーレイ工による補修が行われていた。図3-7は、舗装面に発生したクラックとレーダー探査で推定した緩みや空隙の箇所を示している。これより、舗装面に発生したクラックを包括するように、舗装面下にはゆるみや空隙が発達していたことがわかる。

その後も断続的に舗装面にクラックが発生し、その都度オーバーレイ工による補修が行われていた。2012年4月3日の巡回点検時に、クラックが舗装面に発生しているのを発見した。定点を設けクラック幅の計測を実施した結果、4/3~4/18の15日間で8 mmのクラック拡張を確認した。直ちにボーリング調査（3孔）を行い、H24-B-1とH24-B-2の2孔に動態観測システム（パイプひずみ計・自記水位計）を構築し、常時監視体制を整えた。なお、パイプひずみ計のセンサーは深度1 mより1 m間隔で各観測孔の孔低深度まで設置している。同年10月中旬から11月下旬までにかけて発生した比較的連続した降雨により、11月14日に舗装面に新たなクラックが発生した（図3-8）。



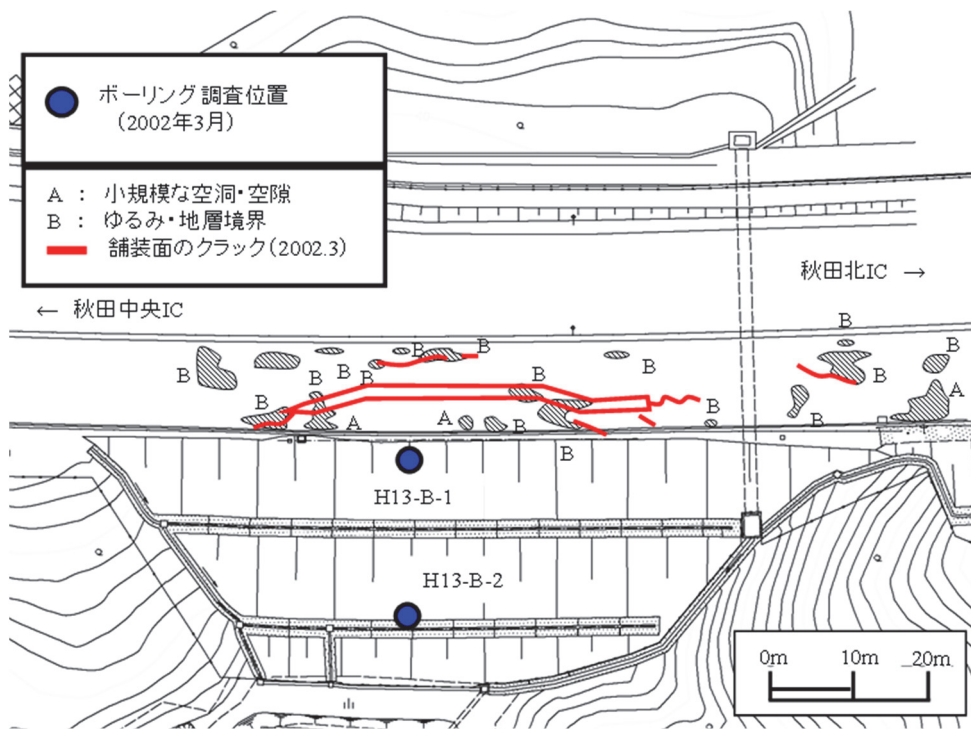


図 3-7 2001年3月の変状状況

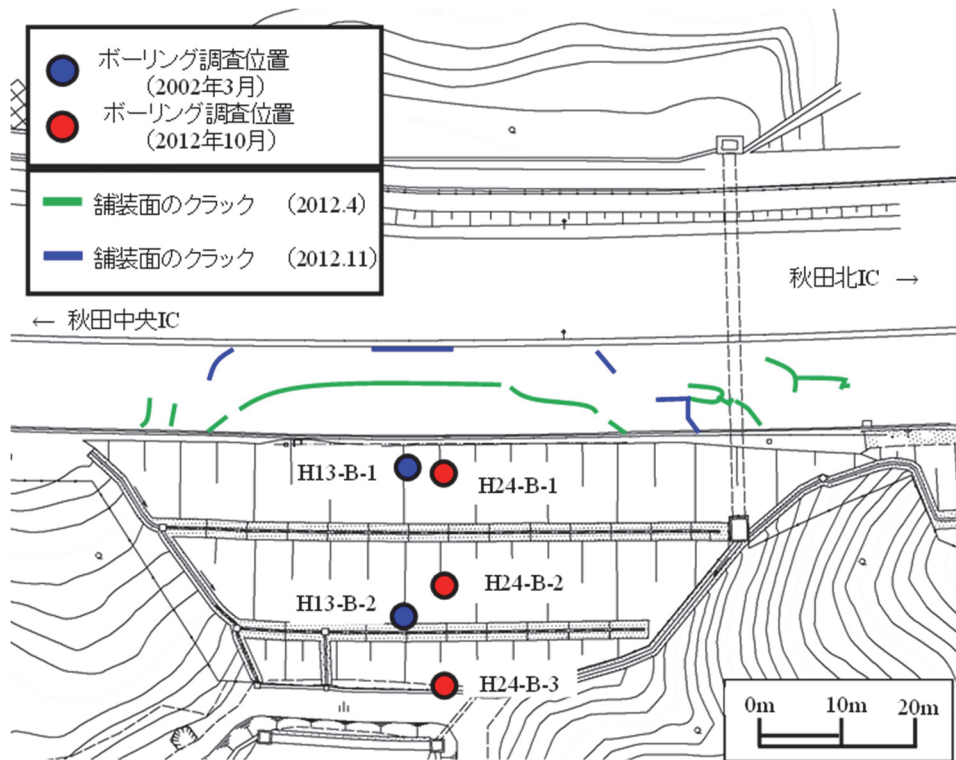


図 3-8 2012年4月・11月の変状状況

## (2) ボーリング調査結果

ボーリング調査は、図 3-7 と図 3-8 に示すように 2001 年に 2 孔、2012 年に 3 孔行っている。これらの結果から、当該地は新第三紀鮮新世の天徳寺層（シルト岩）を基盤とし、地表面より盛土があり、その下位に完新世の有機質土と粘性土が基盤岩を被覆するように分布する。各層の特徴を以下に示し、各ボーリング孔の地層構成を表 3-2 と図 3-9 にまとめる。なお、H24-B-1 では不飽和領域である地下水上位で礫径が大きく、地下水変動域より下位で礫径が小さい傾向を示している。ただし、このコア観察結果はあくまでも目視による定性的な判断であるため、あくまでも目安として評価する。

### ○ 盛土 (Bn)

褐色を呈する礫混り粘土からなる道路盛土で、確認層厚は 2.40～9.80 m である。全体に非常に不均質で、シルト岩礫を比較的多く混入する。礫混入率は 10～20 % 程度、礫径は  $\phi 5 \sim 10 \text{ mm}$  ( $\phi_{\text{max}} 50 \text{ mm}$ ) 程度、N 値は 1～8 で軟質である。

### ○ 第 1 有機質土層 (Ao1) : 沖積層

黒褐色を呈する礫混り有機質土からなり、未分解の腐食物を多く混入する。全体に非常に不均質である。一部、腐食物主体となり、腐食土状を呈する。含水は、比較的少ない。のり尻部から平地にかけ分布する谷底平野堆積物と推定される。H24-B-3 で確認され、層厚は 2.10 m、N 値は 3 を示す。

### ○ 第 1 粘性土層 (Ac1) : 沖積層

暗青灰～暗褐灰色を呈する粘土質シルトからなり、全体に比較的均質である。含水多く、軟質である。有機質な部分も多く確認され、青灰色シルトと有機質な黒色シルトの互層状を呈する部分もある。Ao1 層同様にのり尻部から平地にかけ分布する谷底平野堆積物と推定される。H24-B-3 で確認され、層厚は 4.15 m、N 値は 3～5 を示す。

### ○ 第 2 有機質土層 (Ao2) : 沖積層

暗褐色を呈する礫混り有機質粘土からなり、全体に非常に不均質である。非常に軟質な部分がある。草根片を混入し、旧表土と盛土が混在するような土質状況である。丘陵地表

層に分布する旧表土と推定される。H24-B-1・H24-B-2・H13No.1・H13No.2 で確認され、層厚は 0.70～0.95 m, N 値は 0～6 を示す。

○ 第2粘性土層 (Ac2) : 沖積層

暗青灰～暗褐灰色を呈する粘土質シルトからなり、全体に比較的均質である。暗褐灰色を呈して有機質な部分も確認されている。比較的均質であることから、田面の谷底平野が形成される前に比較的静かな環境で堆積したものと推定される。H24-B-2 で確認され、層厚は 1.85 m, N 値は 5～6 を示す。

○ シルト岩・強風化部 (Ts-w) : 天徳寺層

褐～青灰色を呈するシルト岩の風化部で、粘土状～短棒状コア(10～15cm)を呈する。コアは指圧で圧砕できる程度の硬さだが、下部に従って硬質となる。H24-B-1・GL-10.90 m, H24-B-2・GL-10.50 m 付近は、局所的に周辺コア状況と異なり、暗褐色化を呈し、粘土化・軟質化が著しい。天徳寺層上位の強風化部と推定される。H24-B-1・H24-B-2・H13No.1・H13No.2 で確認され、層厚 2.15～3.20 m, N 値 5～25 を示す。

○ シルト岩 (Ts) : 天徳寺層

暗青灰～暗灰色を呈するシルト岩の新鮮部で、短棒状～片状コア (5～10cm 程度) を主体とする。ハンマーの軽打で砕ける程度の硬さだが、一部は指圧で圧砕できる。天徳寺層上位の弱風化～新鮮部と推定される。H24-B-1・H24-B-2・H24-B-3・H13No.1 で確認され、確認層厚は 1.52～3.68 m, 換算N値は 37～94 を示す。

表 3-2 各ボーリング孔の地層構成

地質年代	地層名	地層記号	H24-B-1			H24-B-2			H24-B-3			H13No.1			H13No.2			
			KP114.0977-R16.2m			KP114.0977-R30.7m			KP114.0977-R43.7m			KP114.0928-R15.7m			KP114.0928-R35.6m			
			下端深度(m)	層厚(m)	N値	下端深度(m)	層厚(m)	N値	下端深度(m)	層厚(m)	N値	下端深度(m)	層厚(m)	N値	下端深度(m)	層厚(m)	N値	
第四紀 更新世	盛土	Bn	9.80	9.80	2~8	5.70	5.70	1~8	2.40	2.40	2~3	9.80	9.80	3~6	5.10	5.10	3~5	
	沖積層	第1有機質土	Ao1	-	-	-	-	-	4.50	2.10	3	-	-	-	-	-	-	
		第1粘性土	Ac1	-	-	-	-	-	8.65	4.15	3~5	-	-	-	-	-	-	
		第2有機質土	Ao2	10.50	0.70	4	6.65	0.95	0	-	-	-	10.60	0.80	6	5.85	0.75	4
		第2粘性土	Ac2	-	-	-	8.50	1.85	5~6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
第三紀 鮮新世	強風化部	Ts-w	12.80	2.30	9~25	10.65	2.15	12~14	-	-	-	13.80	3.20	6~8	8.45	2.60	5~23	
	天徳寺層	Ts	14.32	1.52	75~88	13.31	2.66	37~94	12.33	3.68	50~83	15.38	1.58	46~50	-	-	-	

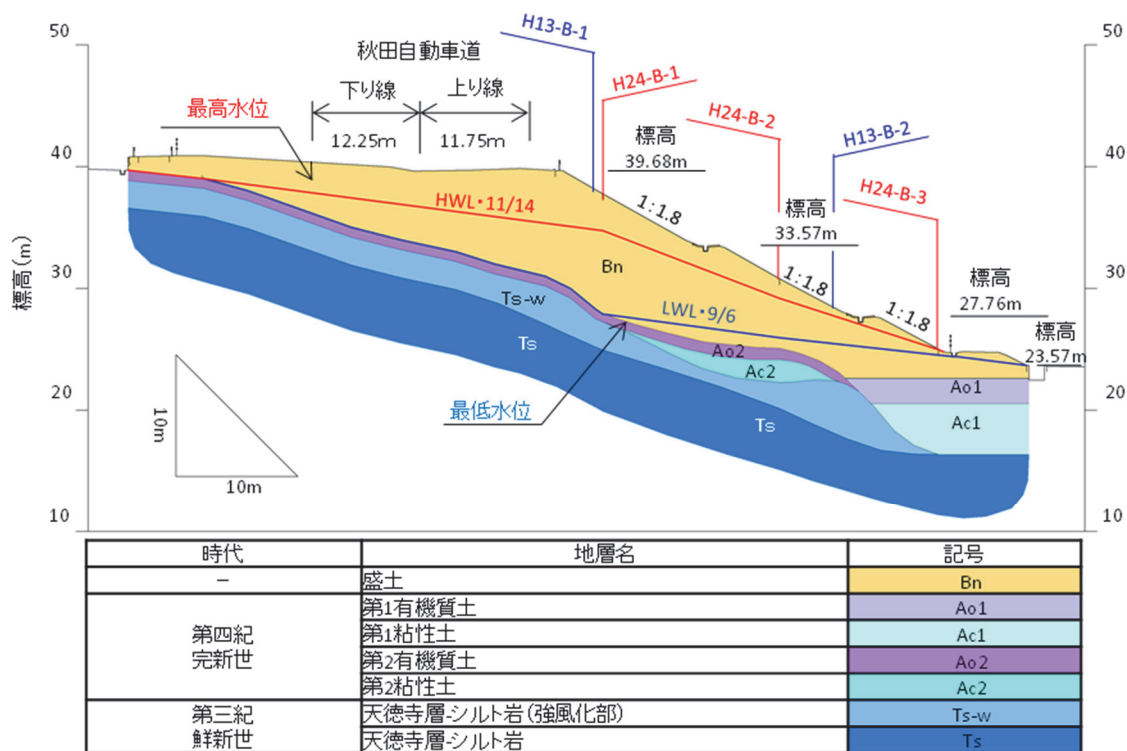


図 3-9 推定地質横断面図

### (3) 地下水検層結果

H24-B-1 と H24-B-2 で地下水検層<sup>4)</sup>を行っていた。地下水検層は、単一のボーリング孔を利用して、地盤内の地下水流動層を検出することを目的として行われる試験である。ボーリング孔を利用して帯水層における深さ方向の地下水の情報を得る手法は種々あるが、1965年に開発された地下水検層<sup>5)</sup>、1989年に発表された多点温度検層<sup>6)</sup>が、現在は広く使われている。これらの検層の原理は、ボーリング孔内にトレーサー液を投入置換し、地下水が流入することで生じるトレーサー濃度の変化を計測的に測定し、希釈する速さによって地下水が卓越して流入する地層（水みち）を確認する調査方法である。トレーサーは、①電気抵抗測定による方法と②温度測定による方法に分けられる。一般的に用いられるトレーサー液は、塩水、温水であるが、海岸付近など地下水の塩分濃度が高い地域においては、トレーサーとして電気抵抗の大きい真水を用いる方法や、地下水温度が高い地域においては冷水を用いる方法もある。検層方法としては電気抵抗あるいは比抵抗値、温度の検出装置を複数用いる（多点方式）か、1つの装置を孔内で上下移動させて用いる（一点方式）かの2つの方法がある。当該地では、盛土付近の「水みち」の位置を把握する目的で地下水検層を実施しており、トレーサー液に塩水を用いて一点方式で測定を行った。

地下水検層の結果から、盛土と旧表土の境界付近で比抵抗値の変化が顕著で、地下水が流入していることがわかる（図 3-10・図 3-11）。前述した最低水位も同程度の深度であり、盛土内に浸透する水は、表面水や浸透水が盛土山側の谷地形から盛土と旧表土の境界を流下するとともに盛土内に浸透し、盛土内の水位が変化すると考える。

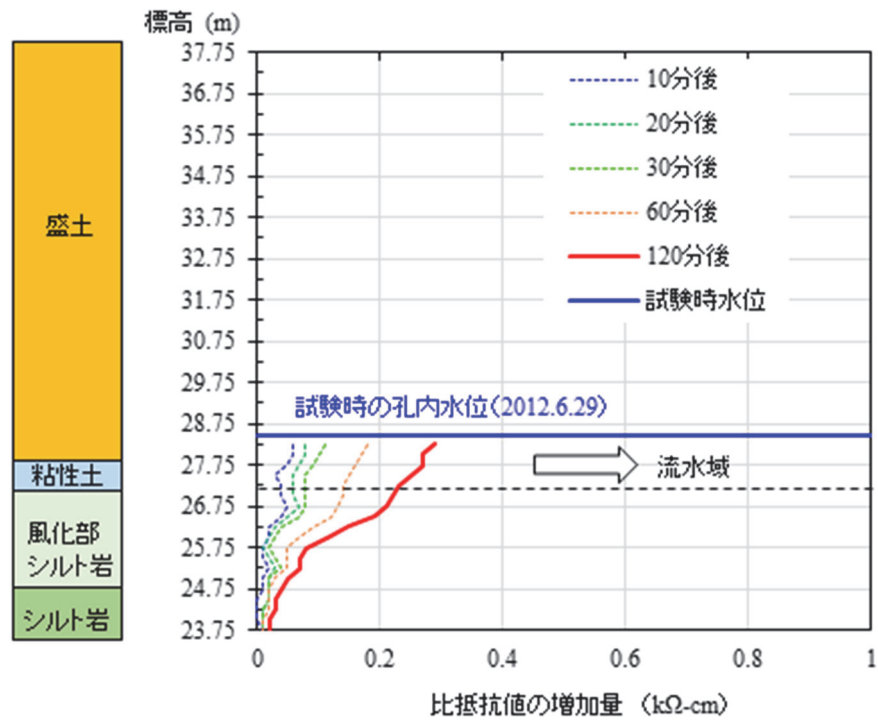


図 3-10 地下水検層結果 (H24-B-1)

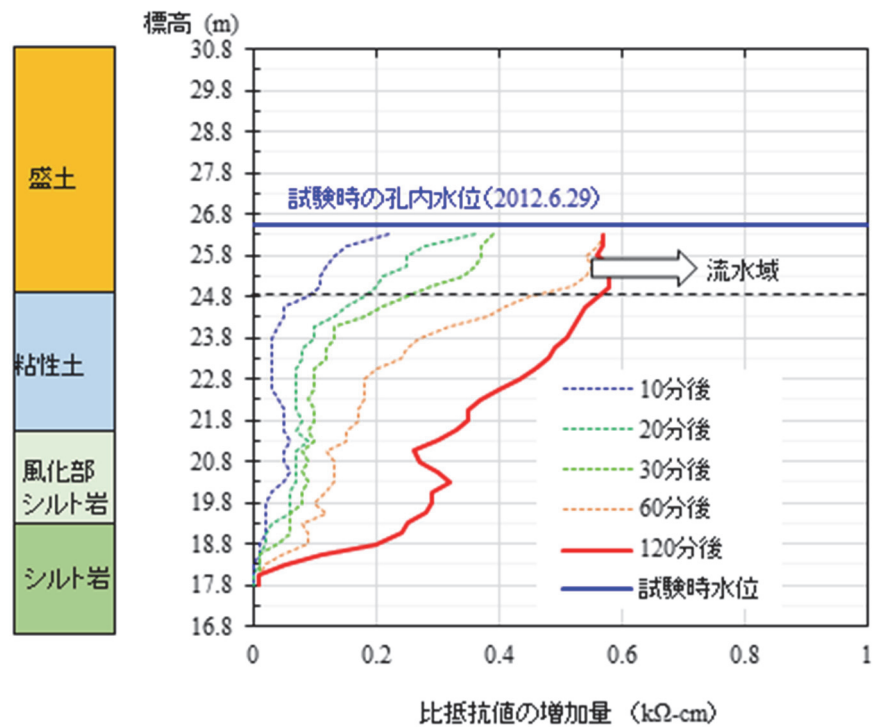


図 3-11 地下水検層結果 (H24-B-2)

#### (4) 動態観測結果

2012年に行ったボーリング調査では、H24-B-1孔とH24-B-2孔にひずみゲージを貼り付けストレーナー加工を行った塩ビ管（VP 50）を挿入し、パイプひずみ計と水圧式の自記水位計による動態観測を行っていた。動態観測結果から、この比較的連続した降雨期間にH24-B-1とH24-B-2の両孔で孔内水位が上昇するとともに、パイプひずみ計で累積性の残留ひずみが観測された。

H24-B-1の観測結果を図3-12に示す。2012年7月4日より観測を開始し、同年12月31までの最低水位は深度9.85m(9月4日)で盛土と旧地盤面である粘性土の境界付近であった。10月11日から比較的連続した降雨がみられ、孔内水位の上昇が顕著化し、10月30日に孔内水位が標高33.49mに達した後、パイプひずみ計の深度11mと12mの2深度のみに累積性のひずみが発生した。11月13日に66.5mm(日降水量)の降雨により、翌日の11月14日に最高水位34.74m(深度3.01m)に達し、12月1日まで孔内水位は高水位で小康状態であったが、その後の降雨の減少により孔内水位も漸減しはじめ、12月11日に孔内水位が標高33.00mまで低下するとひずみの累積も停止した。ひずみの発生位置は盛土直下の風化シルト岩内であった。なお、ボーリングコア観察でも深度10.90m付近に軟質な粘土を確認し、同深度をすべり面と判断した(写真3-1)。

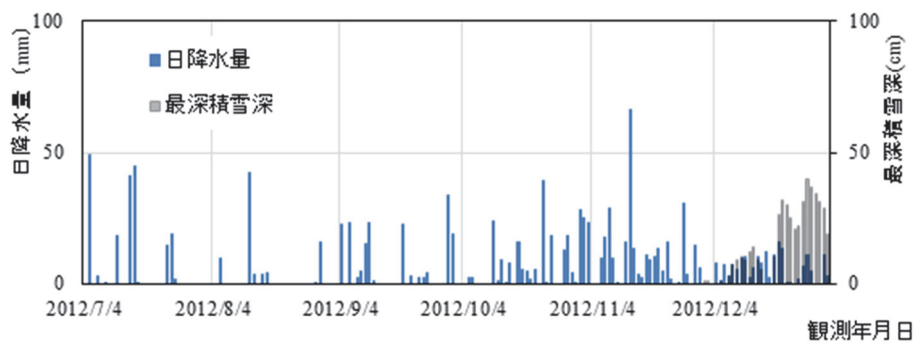
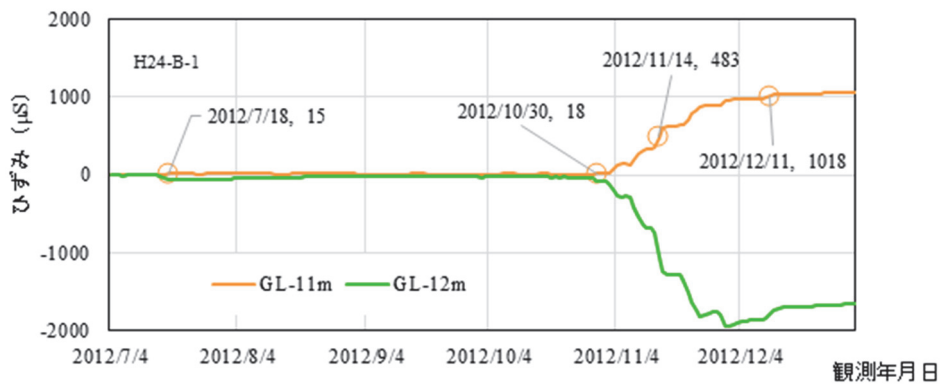
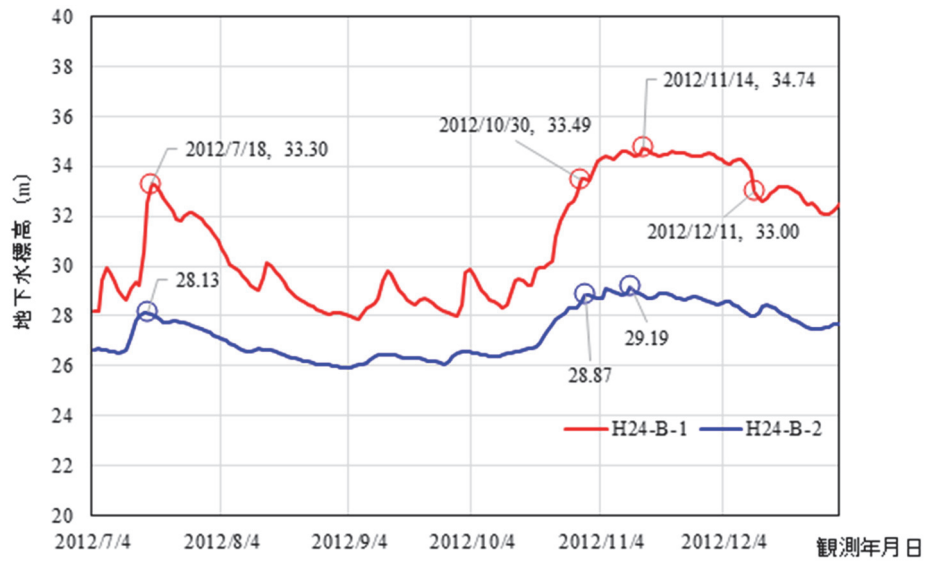


図 3-12 水位とひずみの変化





GL-10.65m 付近：風化シルト岩  
岩組織を残す



GL-10.90m 付近：風化シルト岩  
粘土化・軟質化が顕著

写真 3-1 すべり面付近のコア状況 (H24-B-1)

#### (5) 変状の発生要因

表 3-3 に変状の発生要因をまとめる。当該区間の盛土変状の特徴として、低水位ではひずみの累積や舗装面にクラックは生じていないが、高水位で累積性のひずみや舗装面にクラックが生じたことが挙げられる。このようなことから、盛土体内の水位上昇を抑制する目的で地下水排除工を主対策とした応急対策（水抜きボーリング工）を同年 12 月と翌年 3 月に合計 22 本実施した。恒久対策は盛土のり尻付近の補強と排水性の向上を目的として、かご枠工と碎石豎排水工を追加実施した（図 3-13）。恒久対策工事完了から 1 年間経過観察を行ったが、融雪期や降雨後の盛土体内の水位上昇が抑制され、融雪期や連続的な降雨後にも累積性のひずみは発生していない。

表 3-3 路面変状が発生した要因

地形・材料 に関する要因	・3条の旧沢地形が合流する集水地形
	・ボトルネック状の狭隘部に位置する谷埋め盛土
	・スレーキング性のシルト岩起源の盛土材料
	・スレーキングが進行し盛土材は粘性土状を呈す
地下水 に関する要因	・降雨後に水位上昇する
	・2012年4月のクラック拡張は融雪期
	・2012年11月のクラック拡張は断続的な降雨時
	・水位の変動とひずみ変化に関連性がみられる

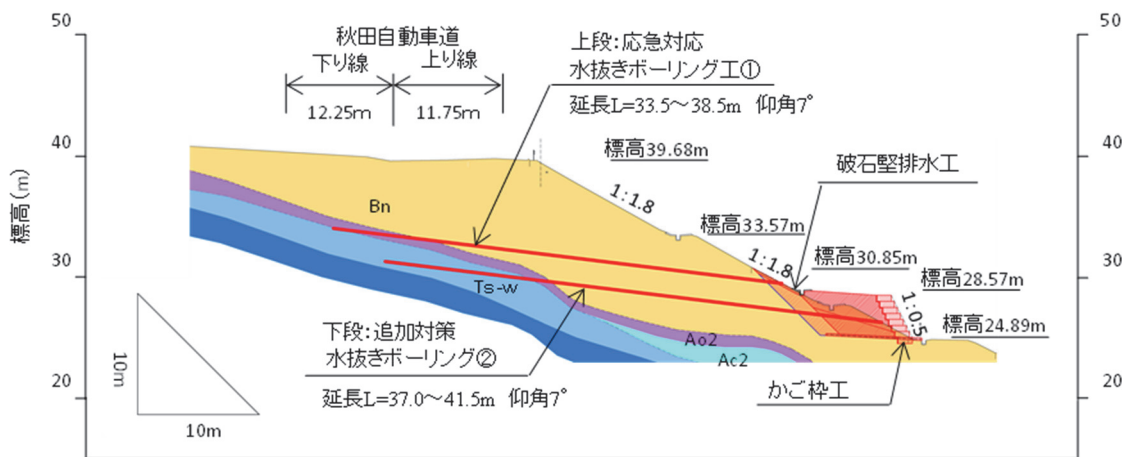


図 3-13 当該区間の対策工模式図

## 3.2 盛土材の物性変化

### 3.2.1 N 値

まず、2002年3月と約10年後の2012年6月に行ったボーリング調査で実施したN値を比較する(図3-14)。図3-15～図3-17は、盛土内で行った標準貫入試験結果を実施年毎に色分けをして整理したもので、図3-15は標高、図3-16・図3-17は各部位におけるN値の出現頻度を示している。なお、2012年にN値が8を示す2点は、それぞれH24-B-1とH24-B-2の深度1.15～1.45m間の値である。2002年と2012年を比較すると、10年間で各標高のN値は全体的に1程度低下している。

脆弱岩のスレーキング現象には、乾燥・湿潤の影響が大きいことから、図3-16・図3-17に示すように①水位の変動差が大きい“盛土のり肩付近のグループ(H13-B-1とH24-B-1)”, ②水位の変動差が小さい“盛土のり尻付近のグループ(H13-B-2, H24-B-2およびH24-B-3)”の2つのグループに分け、N値・含水比および粒度分布について各部位の経時的変化を検討した。

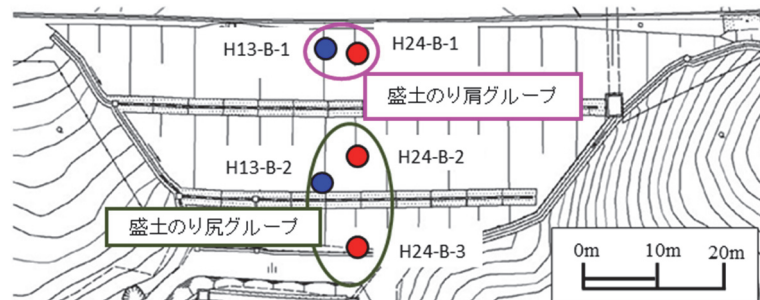


図 3-14 ボーリング調査位置

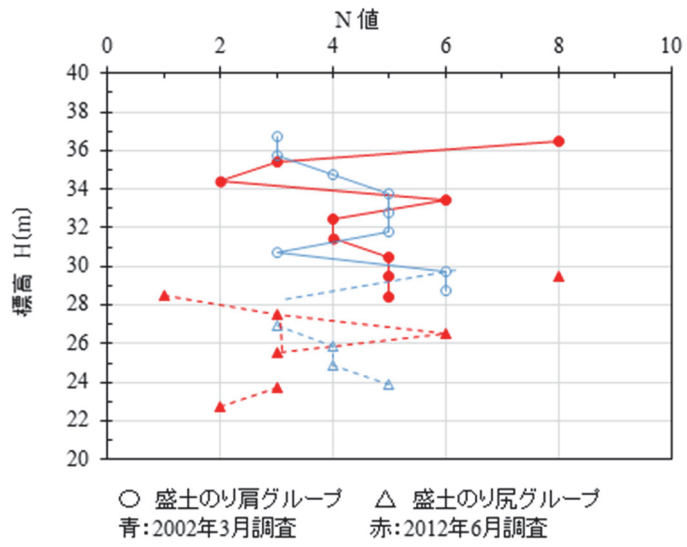


図 3-15 N 値の分布

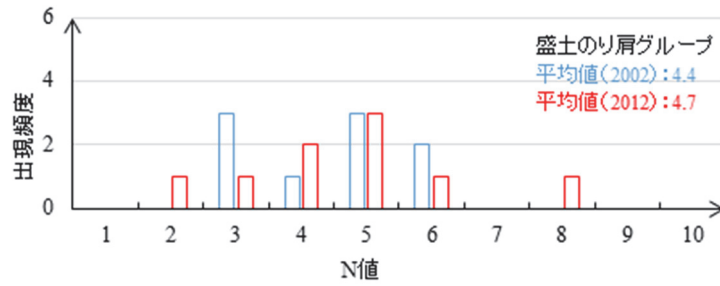


図 3-16 N 値の頻度分布 (盛土のり肩グループ)

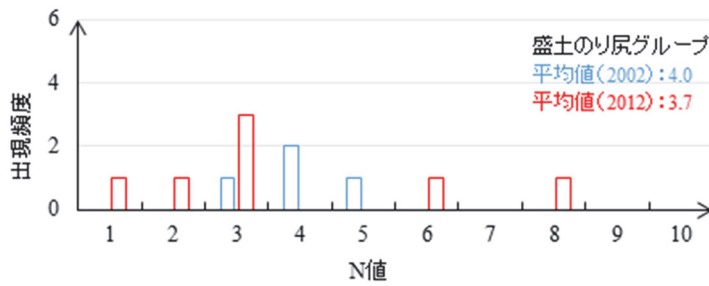


図 3-17 N 値の頻度分布 (盛土のり尻グループ)

### 3.2.2 自然含水比

自然含水比は、施工時（1995年）の材料試験と2002年3月と2012年6月に行った室内土質試験で観測した。図3-18は、サンプリング標高毎の自然含水比を、測定した年毎に色分けをして示したものである。2002年と2012年で盛土内の含水比は一様でない。なお、施工時（1995年）の含水比の範囲は図3-5で示した値の範囲である。

調査した季節が異なるため単純な比較はできないが、施工時、2002年および2012年の含水比を比較すると、施工含水比は34.5～41.0%であったが2002年には標高25mより上位では48.9%（中央値）となっており最大施工含水比より7.9%増加していた。なお、標高25mより下位では最大施工含水比と同程度で変化は乏しい。2002年から2012年では、標高25mより上位の中央値は48.9%から45.8%へ変化しており3.1%減少していたのに対し、標高25mより下位では41.3%から44.7%へ変化し3.4%の増加がみられる。なお、標高25mは盛土のり尻の標高と同程度である。

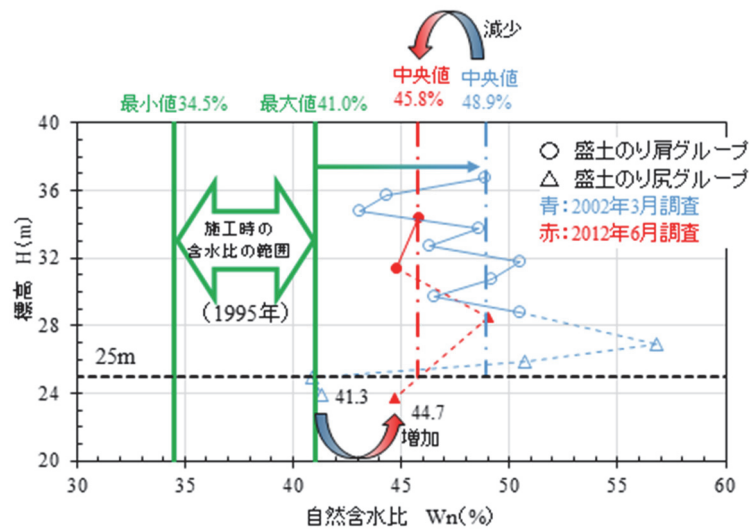


図 3-18 自然含水比の経時変化状況

### 3.2.3 粒度分布

スレーキングの進行により盛土材の団粒化も懸念されるが、既往調査では土の粒度試験は JIS A 1204 に準じて実施されている点に留意願いたい。また、2002 年と 2012 年の粒径 75 $\mu$ m 未満は沈降分析結果の比較であり、加水の影響を受けている可能性があるが、同一条件下の比較として整理する。試験試料は、標準貫入試験で採取した試料を用いているため、粒径が大きい礫は採取できてない可能性がある。今回は、砂分と細粒分の変化に着目し、礫分（粒径 2mm 以上）を除き整理している。

図 3-19・図 3-20 は、1995 年（施工時）・2002 年 3 月および 2012 年 6 月の盛土の粒度分布を盛土のり肩付近と盛土のり尻付近に分けて示したものである。まず 2002 年および 2012 年ともに、1995 年（施工時）と比べ細粒分の割合が増加しており、その傾向は盛土のり尻付近よりも盛土のり肩付近で顕著である。盛土のり肩付近では、2012 年の粒径 75 $\mu$ m 以下の割合が 2002 年より減少している。これは、のり肩付近では、まず、1995 年（施工時）から 2002 年の間に顕著な細粒化が生じ、その後 2012 年の 10 年間に細粒分が流出したことを示している。このことは、2001 年 3 月から路面下で空洞やゆるみが発見されていることと整合的である。一方、のり尻付近では、H24-B-2（下方の赤線）で 75 $\mu$ m $\sim$ 7 $\mu$ m の減少が見られるものの盛土のり肩付近の状況と比較するとその程度は小さい。また、2012 年の粒径 5 $\mu$ m 未満の割合が 2002 年より増加しており、特に H24-B-3 で顕著である。

図 3-21・図 3-22 は各粒度の残留割合をまとめたものである。1995 年（施工時）から 2002 年にかけて粗粒分の割合が減少し、75 $\mu$ m 未満の細粒分が増加しているが、盛土のり肩と盛土のり尻はともに同様な傾向を示し、盛土内の位置の差はみられない。2002 年から 2012 年へ経時する中で、75 $\mu$ m 未満の割合が減少する。ここで、75 $\mu$ m 未満の粒子の割合に着目すると、盛土のり肩では 5 $\mu$ m 未満の微細粒分が減少するが、最も低位に位置する盛土のり尻の H24-B-3 では 5 $\mu$ m 未満の割合が増加しており、2012 年では盛土内の位置と粒度分布に関係性が生じたことがわかる。

図 3-23 および図 3-24 は 2002 年と 2012 年の粒径 5 $\mu$ m 未満の含有率分布を盛土横断方向で

示したものである。2002年には盛土の上位で $5\mu\text{m}$ 未満の含有率が高く、盛土下方に向かい含有率は漸減する。しかし、その後の2012年には盛土上位の含有率は2002年よりも低下し、盛土のり尻で含有率が増加する。これは、スレーキングにより発生した細粒分が盛土内の水の移動により、長い時間をかけ流末方向へ移動することで、盛土のり尻の土粒子間に蓄積している可能性を示唆する結果である。

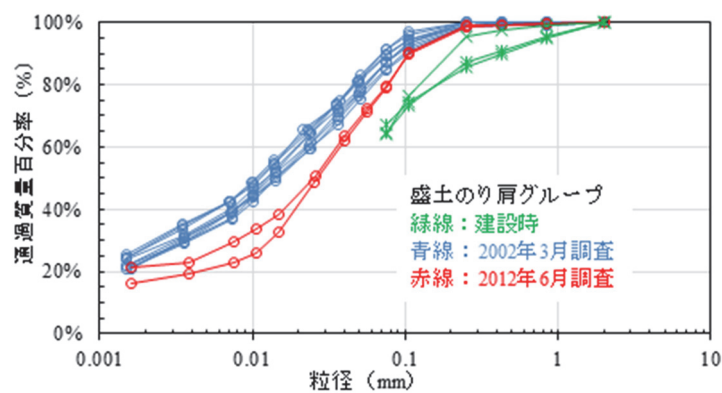


図 3-19 粒度分布の経時変化状況（盛土のり肩グループ）

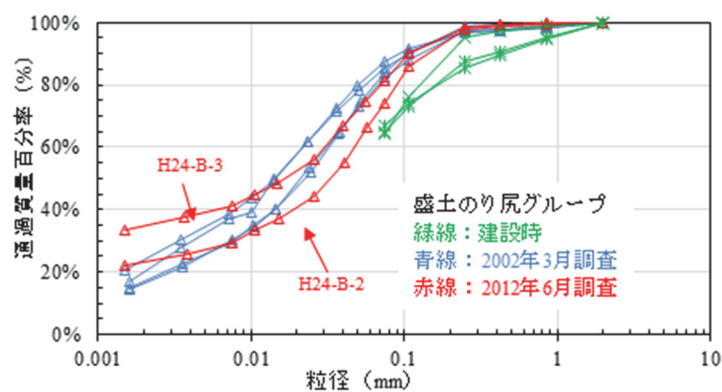


図 3-20 粒度分布の経時変化状況（盛土のり尻グループ）

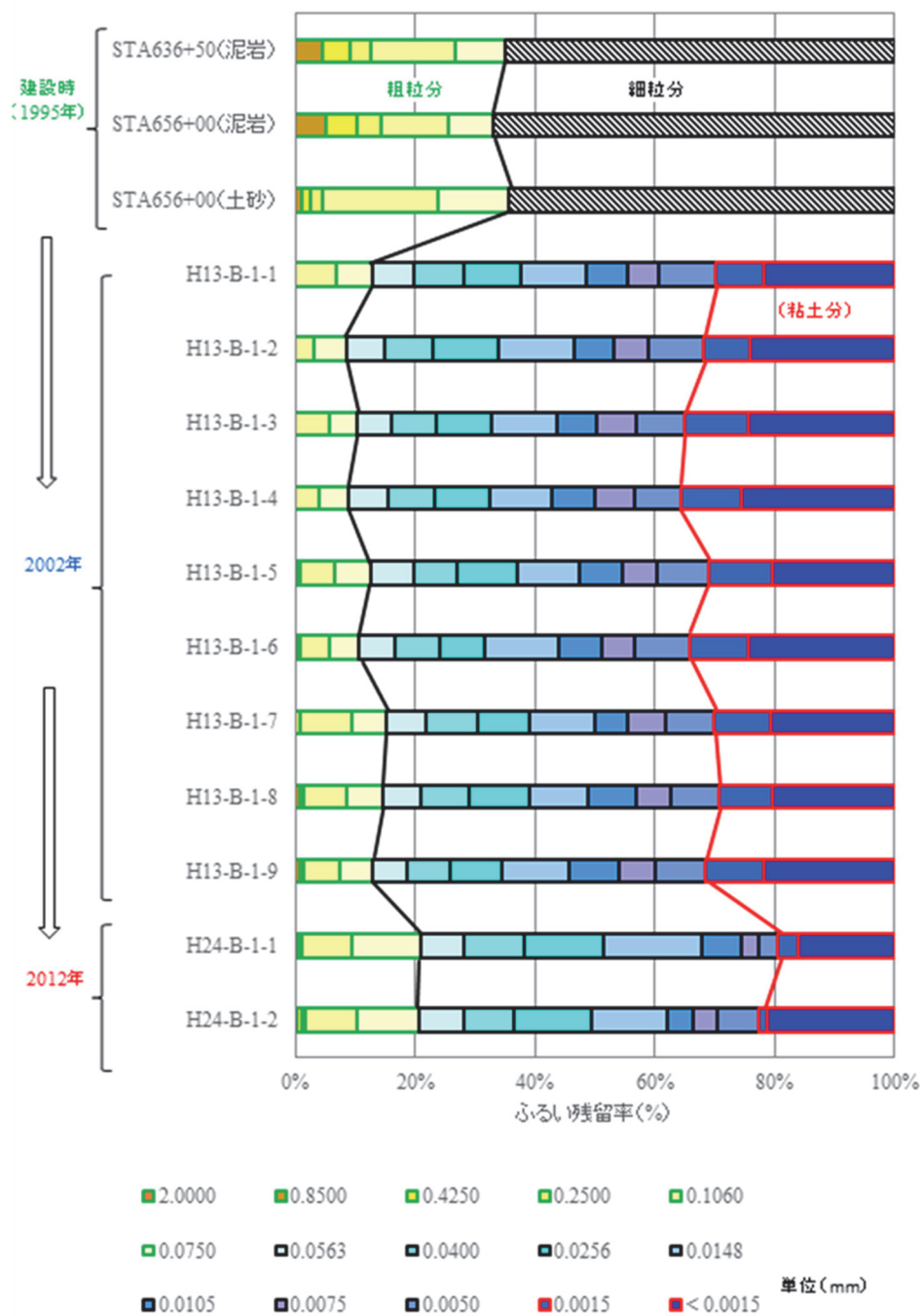


図 3-21 各粒度のふるい残留率の変化 (盛土のり肩)



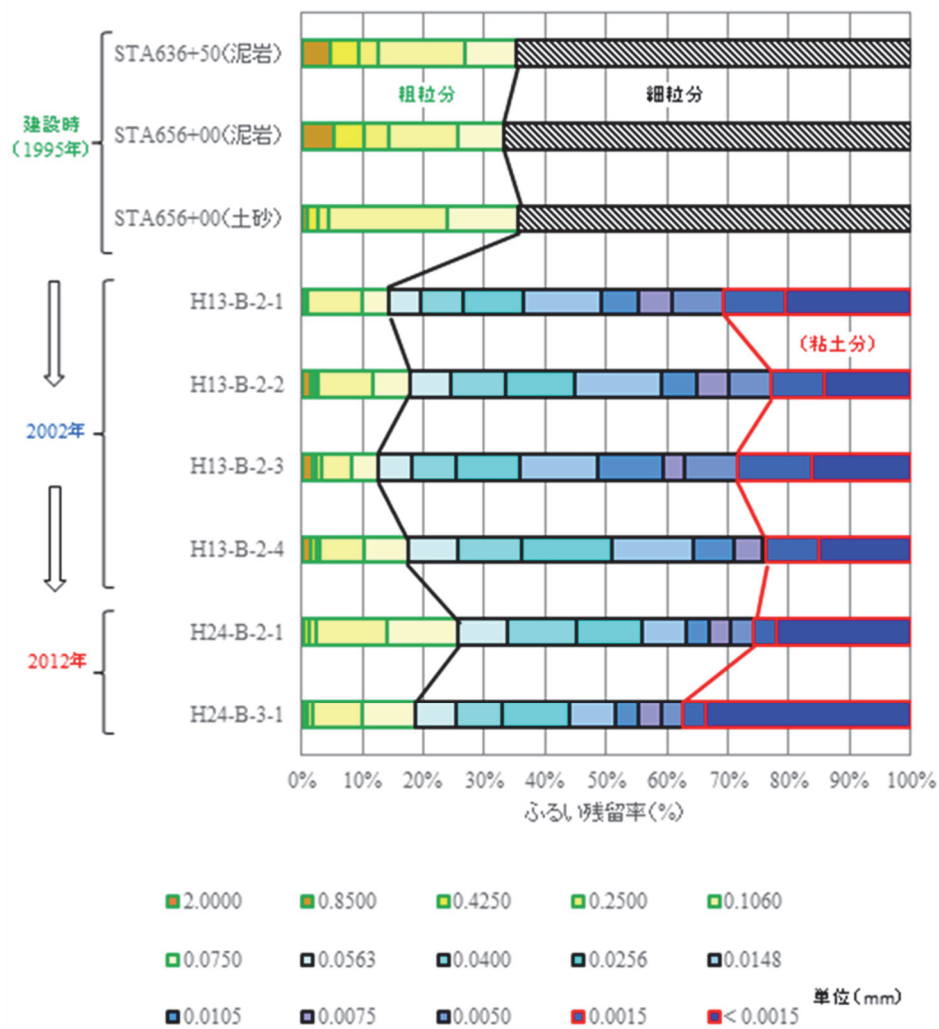


図 3-22 各粒度のふるい残留率の変化 (盛土のり尻)

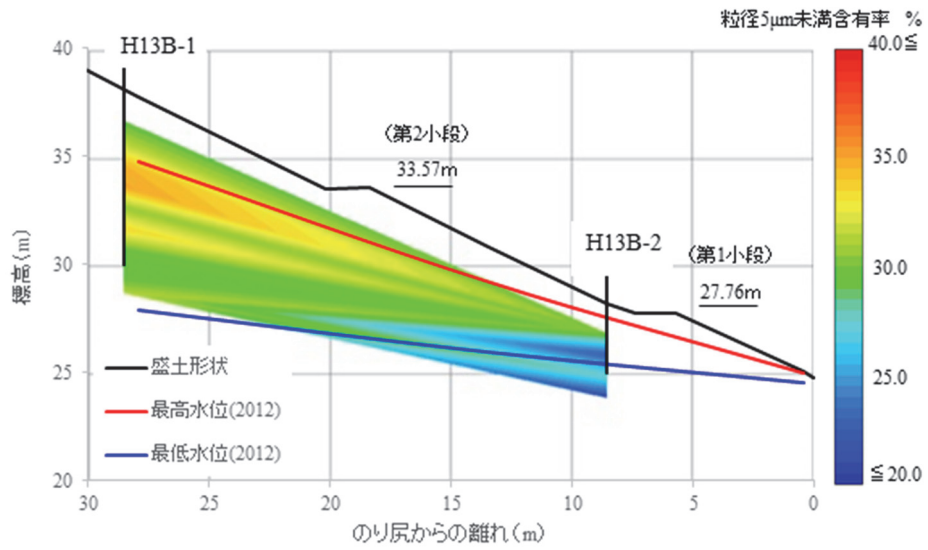


図 3-23 粒径 5 $\mu$ m 未満含有率の分布 (2002 年)

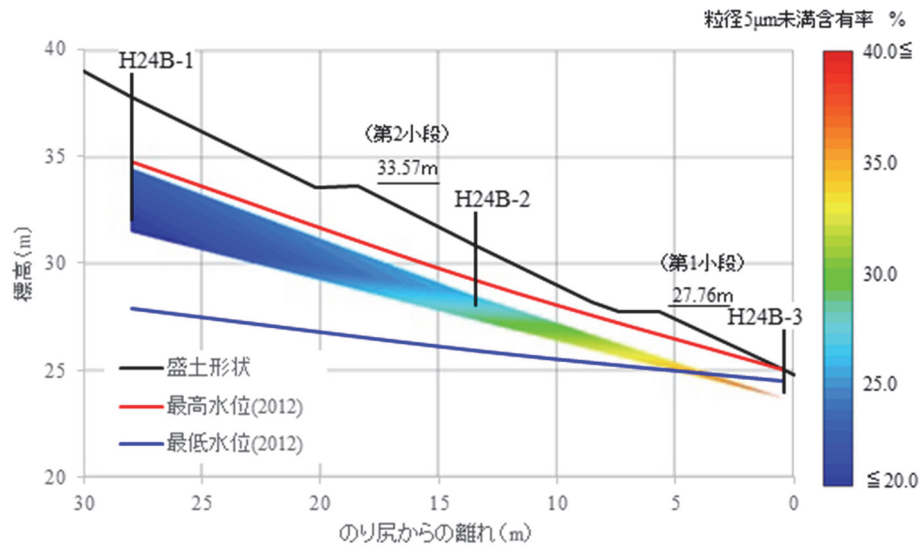


図 3-24 粒径 5 $\mu$ m 未満含有率の分布 (2012 年)

### 3.2.4 物性の経年変化のまとめ

- 1) 空気間隙率が 15%以下になるように密実に締め固めていても、経年的劣化により盛土材は細粒分化し、自然含水比が増加した。なお、N 値は 2002 年と 2012 年を比較すると平均値で 1 程度低下していた。
- 2) スレーキングによる細粒分の生成は、1995 年（施工時）から 2002 年の期間に多く発生し、その傾向は盛土のり尻付近よりも盛土のり肩付近で顕著である。一方で、2002 年から 2012 年の期間は、盛土のり肩付近では細粒分（特に 75 $\mu\text{m}$  未満の粘土分）が減少し、盛土のり尻付近では細粒分が増加している。
- 3) この細粒分の増減は、スレーキングによって盛土のり肩付近で生成された細粒分が、2002 年から 2012 年の間に地下水の流下によって、盛土のり肩付近から盛土内地下水の流末となる盛土のり尻へ移動したものと考えられる。
- 4) また、盛土のり尻付近に細粒分が移動することで、盛土内地下水の流末となる盛土のり尻部の透水性が低下し、盛土全体の排水性が低下すると考えられる。これにより、細粒分が移動する前と移動する後では、同じ降雨においても後者の方で盛土内水位が上昇しやすくなると考えられる。

### 3.3 室内透水試験の結果と考察

#### 3.3.1 室内透水試験結果

隣接切土のり面から採取した岩塊試料を、1995年（施工時）・2002年および2012年（盛土のり尻）の粒度分布に調整した供試体を作成し、飽和状態で室内透水試験を行った結果を図3-25にまとめる。また、図3-26に示すように、1995年（施工時）および2002年の粒度では室内透水試験前後における各粒度の残留割合をまとめた。なお、写真3-2は室内透水試験で採取した排水の濁り状況を撮影したものである。

各透水係数の中央値は1995年（施工時）が $7.07 \times 10^{-9}$  m/s、2002年が $1.05 \times 10^{-8}$  m/s、2012年が $8.42 \times 10^{-9}$  m/sで、1995年（施工時）を基準（100%）とすると2002年は149%、2012年は119%となり、粗粒分や細粒分の割合変化に応じて透水係数も変化したことを確認した。なお、粗粒分の割合が高い1995年（施工時）は時間経過にかかわらず透水係数はほぼ一定であるが、細粒分の割合が高い2002年と2012年は時間経過とともに透水係数が漸減していく傾向にある。また、図3-26から室内透水試験の前後でふるい残留率が変化しており、試験中に細粒化が進行していることがわかる。更に、1995年（施工時）と2002年の粒度分布に調整した供試体では、試験後に5 $\mu$ m未満の含有率が低下し、2012年の粒度分布に調整した供試体では5 $\mu$ m未満の含有率が増加しており、試験時の排水に伴う細粒分の移動（排出）や体積（目詰まり）が生じていると考える。これは、前述した盛土体の物性変化の状況と定性的に整合している。なお、写真3-2から分かるように試験時の排水は1995年（施工時）が最も濁っており、2012年で最も濁りが少ない。

これらより、水の移動に伴い微細な土粒子は水と共に移動・流出していることがわかり、現地における土粒子の粒度の変化も水の移動に伴う微細な土粒子が移動したことにより生じたものと考えられる。

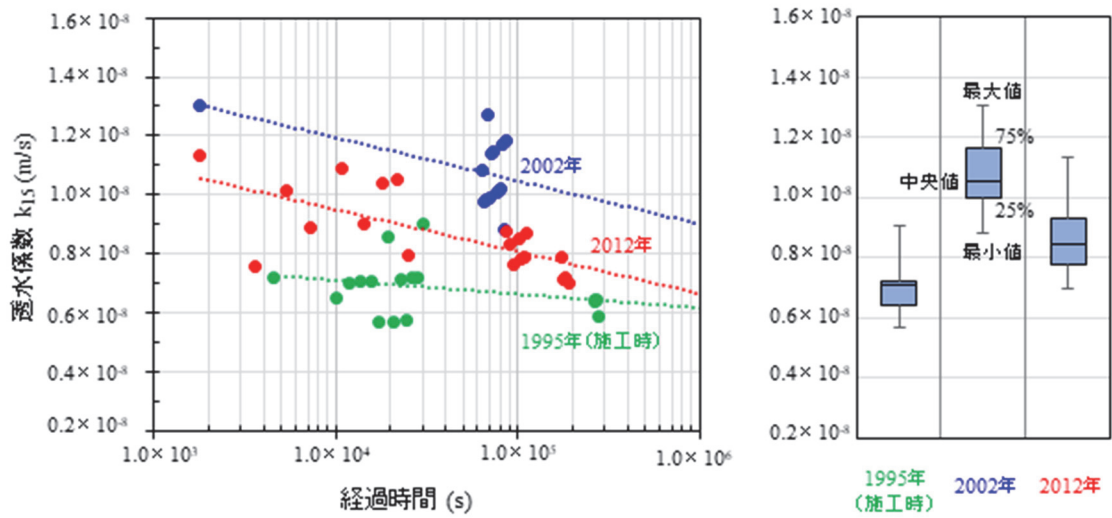


図 3-25 透水係数の変化

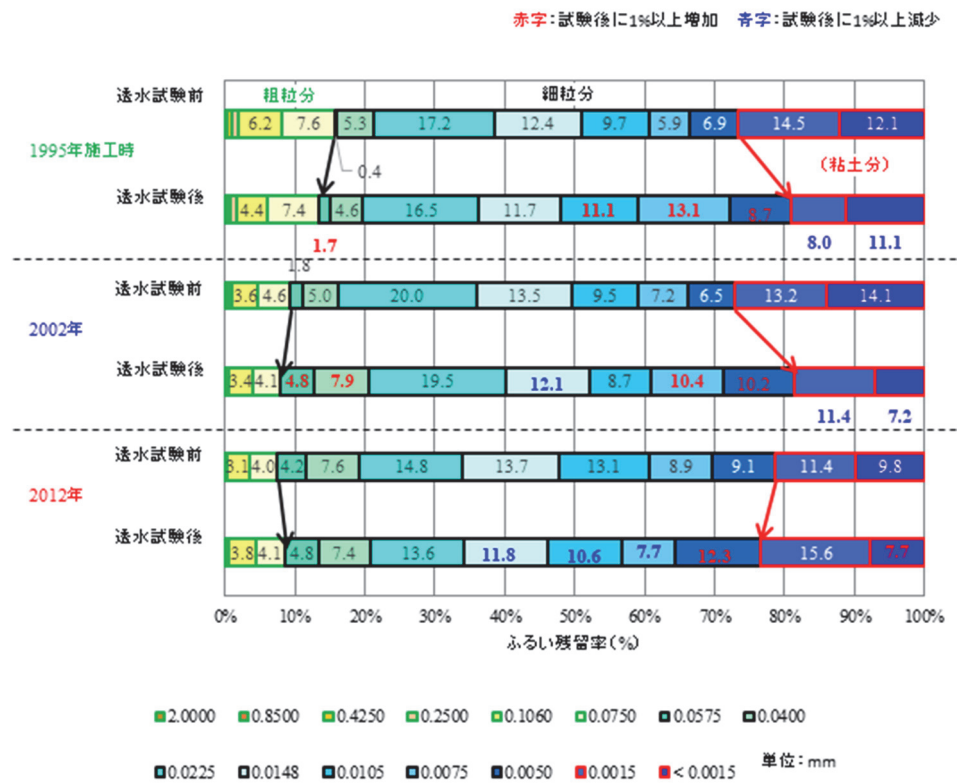


図 3-26 室内透水試験前後における各粒度の含有率の変化

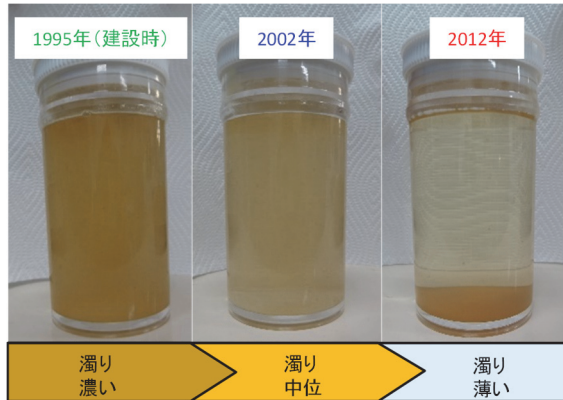


写真 3-2 排水の濁り具合

### 3.4 3章のまとめ

2002年と2012年のN値を比較すると平均値で1程度低下したが、盛土構築直後にボーリング調査を行っておらずN値が不明で、盛土構築からどの程度低下したかは分からない。2002年の含水比は施工時から2002年までに含水比は増加した。特に、盛土のり尻で増加が大きい。一方で、2002年から2012年で盛土のり肩付近の含水比は低下するが、盛土のり尻では逆に増加している。これは、細粒分の変化と一致しており、盛土のり肩は細粒分の減少で保水性が低下し、盛土のり尻は細粒分の増加で保水性が増加したと考えられる。特に粘土分は、盛土のり肩で減少、盛土のり尻で増加する傾向が見られた上に、透水試験時の排水でも流出が確認されており、粒径が小さいため水と一緒に移動しやすいと考えられる。以下に、今回の事例分析で判明した項目を列挙する。

#### 【今回の事例分析で判明した事】

- ① スレーキング性の材料を用いた盛土では、盛土のN値の低下や含水比の増加などが経年的に変化する。
- ② 盛土の劣化進行の指標にN値を用いる場合、盛土構築直後の初期N値との比較ができない可能性が高い。それは、一般的に盛土を構築した直後にボーリング調査を行うこと

は非常に稀で、初期 N 値を計測していないケースが多いためである。

- ③ 粘土分は盛土内の水の移動で盛土のり尻方向へ流下する可能性がある。盛土のり肩付近は、粘土分の流失で密度の低下や透水係数の増加が生じる。一方で、盛土のり尻付近は粘土分が増加で透水性の減少と、保水性が高くなり含水比が増加すると考えられる。すなわち、実盛土の含水比・粒度分布・透水係数などの物性値の変化には、スレーキングによる土粒子の細粒化の他に、水の移動に伴う粘土分の流動など複数の要因が絡む可能性があり、単純に粒度分布の比較でスレーキングの進行性を評価できない可能性が示唆される。

今回の事例分析結果および既往の被災事例<sup>7)</sup>から、スレーキング性材料を用いた盛土で変状の要因として、盛土材に占める細粒分の割合の増加が挙げられる。盛土材の細粒分の増加は、盛土材の保水性や透水性に影響を与え、含水比の増加で飽和度が増加し、盛土地盤の不安定化に繋がる。そのため、スレーキングによる盛土材の劣化は、細粒分の生成に注目する必要があると考えられる。また、スレーキングで盛土材の粒度分布が変化すると骨格構造が変化し、力学特性（土質定数など）の性質に変化が生じると考えられる。そこで、スレーキングによる盛土材の粒度分布の変化過程と力学特性の変化過程を比較し、盛土材の性質の変化を明らかにする必要がある。更に、盛土の劣化進行を評価するために、盛土内で生じる水位変動による給排水作用と力学特性の変化経路に着目した新たな指標が必要と考えられる。

## 参考文献

- 1) 国土地理院：地理院地図（電子国土 Web）（<https://maps.gsi.go.jp/>）
- 2) 東日本高速道路：設計要領 第一集 土工建設編，pp.3-23，2016.
- 3) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（二分冊の1），pp.111，2009.
- 4) 社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.457，2007.
- 5) 渡正亮，酒井淳行：ボーリング孔を用いた地下水垂直探査について，地すべり，Vol.12，No.1，pp.1～9，1965.
- 6) 竹内篤雄，上田敏雄：多点温度検層器による地下水流動層の把握とその適用例，第34回土質工学シンポジウム「21世紀の土質工学を考える会」，土質工学会，pp.325～332，1989.
- 7) 例えば 中日本高速道路株式会社：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告，2009.



## 4 細粒分の生成過程に着目した脆弱岩材のスレーキング特性

### 4.1 スレーキング性材料の評価法の課題

#### 4.1.1 現行のスレーキング性材料の評価法について

材料のスレーキングの受けやすさを評価する方法として、スレーキング率が広く用いられている。しかし、スレーキング率とは、初期質量に対する乾湿 5 回後の 9.5 mm ふるい通過質量を百分率で表し、スレーキングしやすさを表したもので、スレーキングによる細粒分の生成のしやすさや力学特性の変化は判定できない。

#### 4.1.2 スレーキング性材料の評価法における課題

第 3 章で述べた様に、空気間隙率を 15%未満として締固めた盛土においても、経時的なスレーキングの進行で盛土が変状する場合があります。盛土施工時と比べ粒度分布（特に細粒分）や含水比が変化し、異なる時期に行ったボーリング調査結果では N 値が低下していた。しかし、現行のスレーキング率による評価では、盛土のスレーキングの進行に伴う細粒分の生成のしやすさや、給排水による力学特性の変化を評価できず、盛土の長期安定性の検討や既設盛土の健全度を評価する指標として用いることができない。そこで、盛土の長期安定性の検討や既設盛土の健全度を評価する指標として、考えられる課題を以下にまとめる。

- ・ 盛土の安定性は保水性や飽和状態に影響を受けるため、スレーキングで盛土材が細粒分（特に粘土分）になりやすいかを判断する。
- ・ 給排水履歴と力学特性の変化経路を明確にし、将来的な劣化の程度を予測する。または、現在の劣化の程度を判定する。

## 4.2 合理的な材料のスレーキング特性評価に向けた新たな試み

本研究では、スレーキング性を有する地盤材料を盛土材として利用するため、より合理的な材料のスレーキング特性評価を目指して、スレーキングで盛土材の細粒分が生成される過程、スレーキングによる粒度分布の変化（骨格構造の変化）が力学特性に与える影響、給排水履歴と力学特性の変化経路に着目した試験を実験的に試みた。表 4-1 に、試験項目と概略的な試験目的をまとめた。なお、今回の試験に用いた岩試料の特徴および各試験の結果は、3 節以降および第 5 章にまとめている。

表 4-1 試験項目と概略的な目的

番号	試験項目	試験目的
1	粒径 9.5mm 以下に粒径調整した試料のスレーキング試験	スレーキングによる細粒分の生成過程
2	乾湿履歴が異なる試料の三軸圧縮試験	スレーキングによる粒度分布の変化（骨格構造の変化）が力学特性に与える影響
3	給排水繰返しベンダーエレメント試験	給水と排水の履歴と力学特性の変化経路

## 4.3 本研究で用いた岩試料について

### 4.3.1 試料採取状況

#### (1) スレーキング前の岩試料

岩試料は、高速道路用地内の切土のり面から採取した（図 4-1）．採取地は、秋田市街地の南西に広がる和田丘陵の北西端で、北側に太平川低地や羽黒山丘陵がある．これら丘陵の地質は、女川層・船川層・天徳寺層および笹岡層に属する泥岩・シルト岩・砂岩などの堆積岩類を主とし、羽黒山石英安山岩などの火山岩類を少量ともなっている（表 4-2）．切土のり面の表層 5 cm は、表層保護の植生であった．その植生の直下に、褐色に変色した風化シルト岩（以下、風化部と表記する）と暗灰色の新鮮なシルト岩（以下、新鮮部と表記する）が出現した．試料採取は、電動ブレーカーを用いた人力掘削で行い、露出させた風化部および新鮮部を 20 cm 程度のブロック状に切削して採取した（図 4-2，写真 4-1）．採取作業では植生を除去し、対象部の岩のみを採取した．なお、新鮮部と風化部の硬さは、どちらもノコギリで容易に切断できる程度であった．

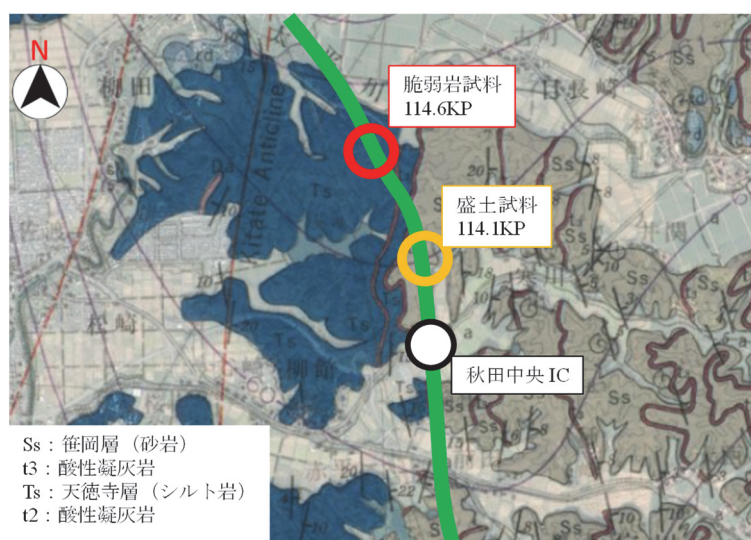


図 4-1 試料採取地点 1) に一部加筆

表 4-2 当該地周辺の地質層序<sup>2)</sup>より抜粋

時 代		層 序		岩 質	
第四紀	完新統	沖積層	砂丘堆積物	泥・砂・礫	砂
	更新統	段丘堆積物		泥・砂・礫	
		潟西層 層厚 40～80m		礫・砂・泥（泥岩を挟む）	
		高岡層 層厚 30～100m		細粒-中粒砂岩 （基底部に礫・泥炭） 酸性凝灰岩	
新第三紀	鮮新世	笹岡層 層厚 200～500m		細粒-中粒砂岩 （所によりシルト岩優勢） 酸性凝灰岩 下部および基底部に礫岩	
		天徳寺層 層厚 400～1,500m		暗灰色シルト岩 酸性凝灰岩 石英安山岩・凝灰角礫岩 火山礫凝灰岩 （溶岩・安山岩・火山碎屑岩を伴う）	
	中新世	船川層 層厚 400～1,300m		酸性凝灰岩 暗灰色泥岩 （凝灰質砂岩を挟む）	
		女川層 層厚 400～800m		硬軟互層 硬質泥岩 （酸性凝灰岩・凝灰質砂岩を挟む）	

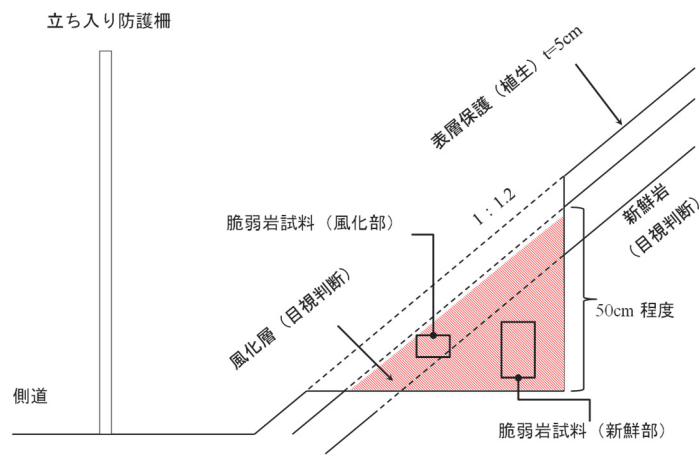


図 4-2 対象の岩試料採取模式断面図



写真 4-1 対象の岩試料採取状況

## (2) スレーキングした盛土材試料

盛土材の試料採取は、人力でテストピット掘削を行い表層保護の植生（表土）を取り除き、深度 50 ～ 100 cm の位置の盛土材を採取した（写真 4-2）。採取した盛土試料は、褐色の礫混じり粘土状を呈し、礫種はシルト岩を起源とする礫が主体で、礫は指圧で割れる程度の硬さであった。



写真 4-2 盛土材試料採取状況

### 4.3.2 採取した岩試料の構成鉱物

スレーキングで変状が生じた実盛土から採取した盛土材と、今回採取した岩試料の主要鉱物組成の比較を行い、実盛土の盛土材と採取した岩試料が同じ母岩であるかどうかを確認した。堆積岩のスレーキング特性とメカニズムに関する研究は数多く行われており、スレーキングはスメクタイトなどの膨潤性粘土鉱物の含有量が多い場合に起こると結論付けられているものが多い<sup>3)</sup>。そこで、今回採取した岩試料の構成鉱物を調べる目的で、X線回折による主要鉱物組成分析を行った。

粉末 X 線回折分析の測定には、X 線回折装置を用い、粉末試料の不定方位分析（3 試料）とした。不定方位分析（粉末試料）の試験試料は、未処理の試料を 24 時間炉乾燥させ、その後

メノウ乳鉢で粉碎したものをを用いた。また、 $2\ \mu\text{m}$  以下の鉱物を対象として水簸試料による定方位分析（3 試料）も併せて実施した。水簸試験は、鉱物粒子の粒径により分別する沈降法のひとつで、一般的に粘土鉱物に着目した場合の分析で行われ、粘土鉱物を強調して見るための方法である。測定する懸濁水の処理方法は、初めに 1 リットルメスシリンダーに試料と蒸留水を入れ、攪拌分散する。4 時間静置後に水面から 5 cm までの懸濁液（粒径  $2\ \mu\text{m}$  以下の粘土鉱物が懸濁）を採取する。採取した懸濁液を遠心分離機にかけ、上澄み液を棄却後、沈殿分をスライドガラス上に薄く延ばし、自然乾燥してできたものを定方位分析した。

粉末試料の X 線回折結果を図 4-3 と図 4-4 に、水簸試料の X 線回折結果を図 4-5 と図 4-6 に示す。検出された鉱物は長石・石英・トリディマイトで、スメクタイトなどの膨潤性粘土鉱物は検出されなかった。 $2\theta = 27^\circ$  近辺（石英）では新鮮部と風化部でそれぞれピークが明瞭にみられるが、 $2\theta = 28^\circ$  近辺（長石）では新鮮部でピークが明瞭に出現しているのに対し、風化部と盛土試料ではピークがみられない。その他の鉱物は、岩試料の新鮮部と風化部で、回折ピーク強度に明瞭な差は認められない。また、水簸試料でも膨潤性粘土鉱物の検出はなく、 $2\theta$  が  $15^\circ \sim 35^\circ$  にかけてブロードなピークとなる非晶質物質である。

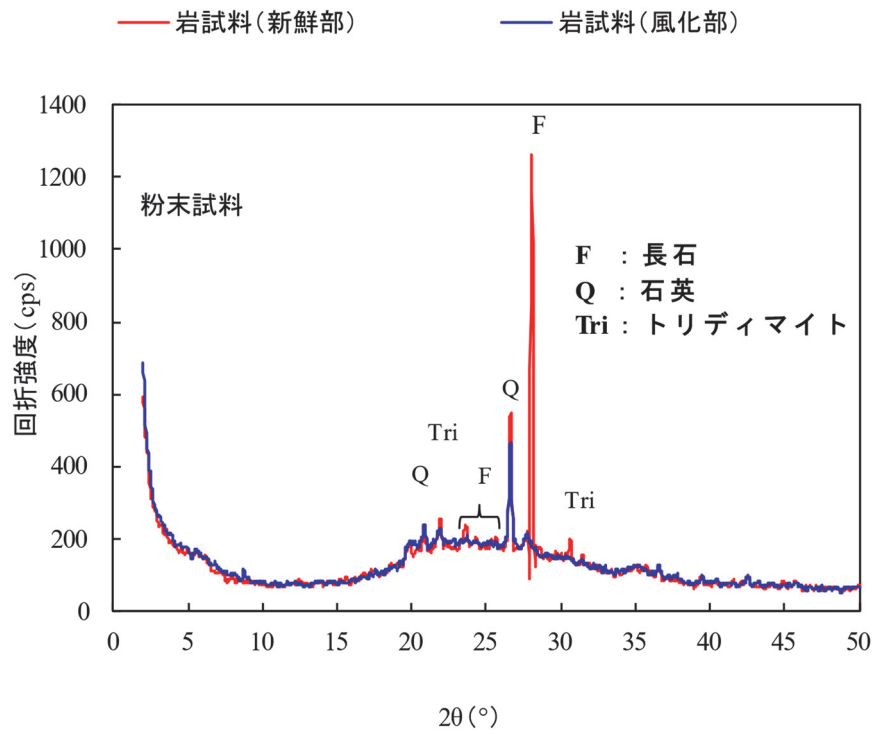


図 4-3 岩試料の X 線回折結果 (粉末試料)

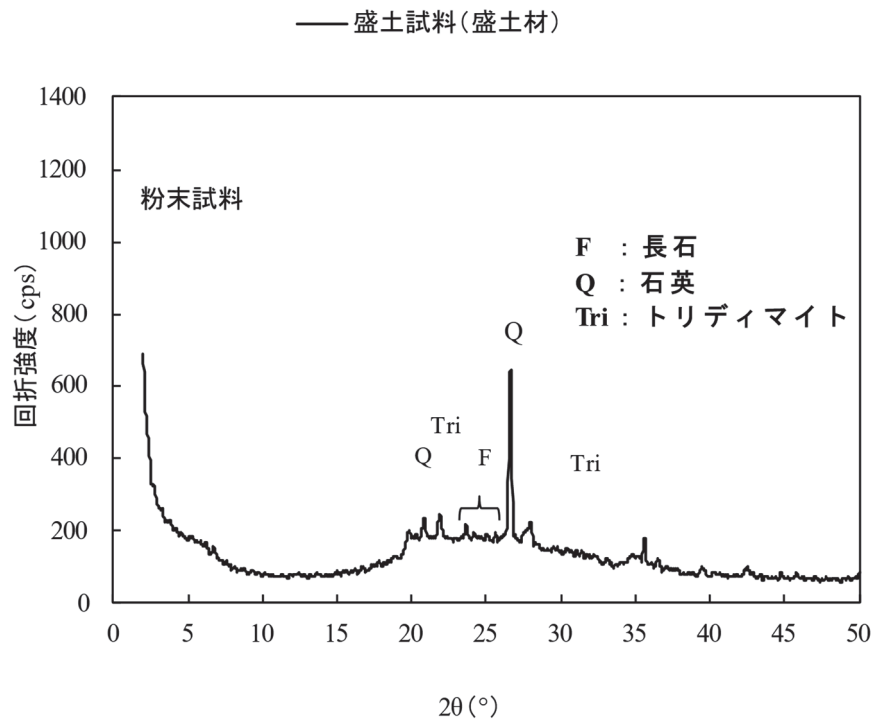


図 4-4 盛土試料の X 線回折結果 (粉末試料)



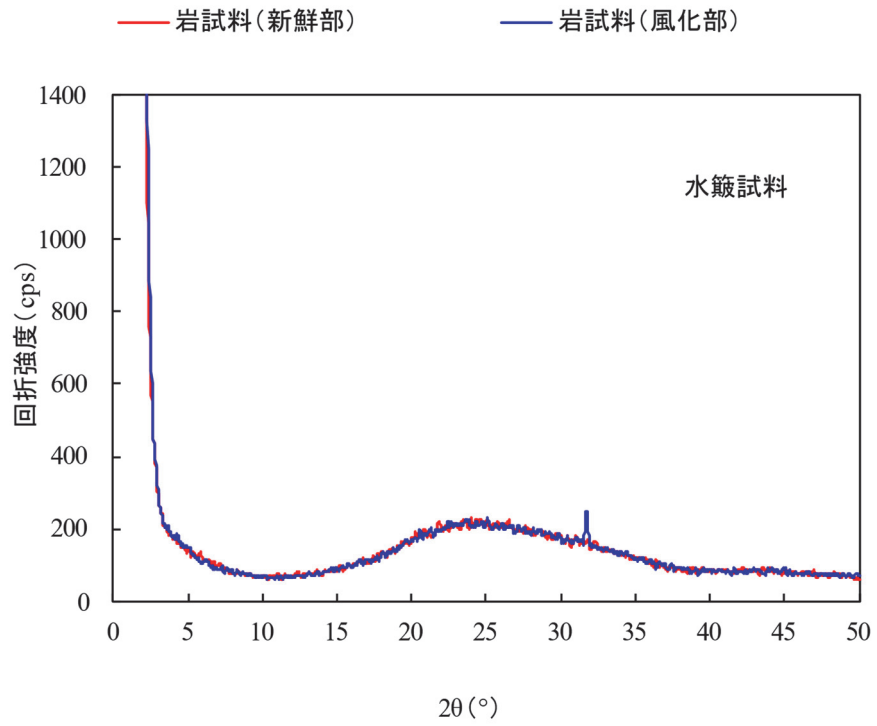


図 4-5 岩試料の X 線回折結果 (水簸試料)

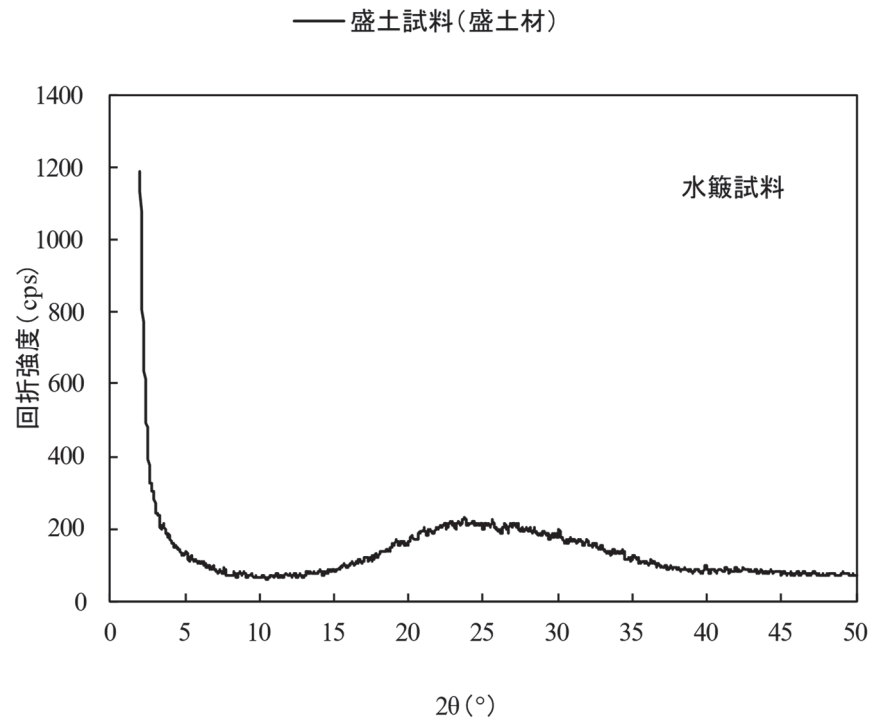


図 4-6 盛土試料の X 線回折結果 (水簸試料)

岩試料と盛土材はともに膨張性粘土鉱物は含まれておらず、X線回折の回折強度から岩試料の風化部と盛土材は同質である。吉田ら<sup>4)</sup>は、和泉層群の頁岩を用いて、スレーキング試験前後でX線回折結果の比較を行い、長石および雲母が溶出しスレーキングが生じたことを報告している。今回の結果も、岩試料の新鮮部と比べ、風化部・盛土材で $2\theta = 28^\circ$  近辺（長石）のピークが顕著に小さくなっており、この報告と一致する。

表 4-3 に、土懸濁液の pH 試験結果をまとめる。岩試料（新鮮部・風化部）と盛土試料の pH は 4.12 ～ 4.89 で同程度の値を示す。

以上のことから、スレーキングが生じた実盛土の盛土材は、原位置に存在する風化部・新鮮部を構成する岩を母材としており、今回採取した岩試料はスレーキングが生じた実盛土と同じ材料と見なした。

表 4-3 pH 試験結果

試料名	区分	pH
岩試料	新鮮部	4.12
岩試料	風化部	4.89
盛土試料	盛土材	4.79

## 4.4 スレーキングによる粒子の細粒化の特徴

### 4.4.1 スレーキング試験（従来法）による乾湿サイクル後の粒度変化

試験では、乾湿サイクル毎の粒度変化を調べるため観察用試料と粒度試験用試料の2セットを用意し、従来法による岩のスレーキング試験<sup>5)</sup>を行った。粒度試験用の試料は、サイクル毎に粒度試験を行い、再びスレーキング試験に用いた。なお、ふるい分け時に細粒化が進まない様に注意した。図 4-7 に、1994 年の盛土建設当時と今回採取した岩試料（新鮮部）のスレーキ

ング試験の結果をまとめた。岩試料（新鮮部）のスレーキング率は 92.6 % で、盛土建設当時の試験結果のスレーキング率（73.8 ～ 100 %）の範囲に収まる。

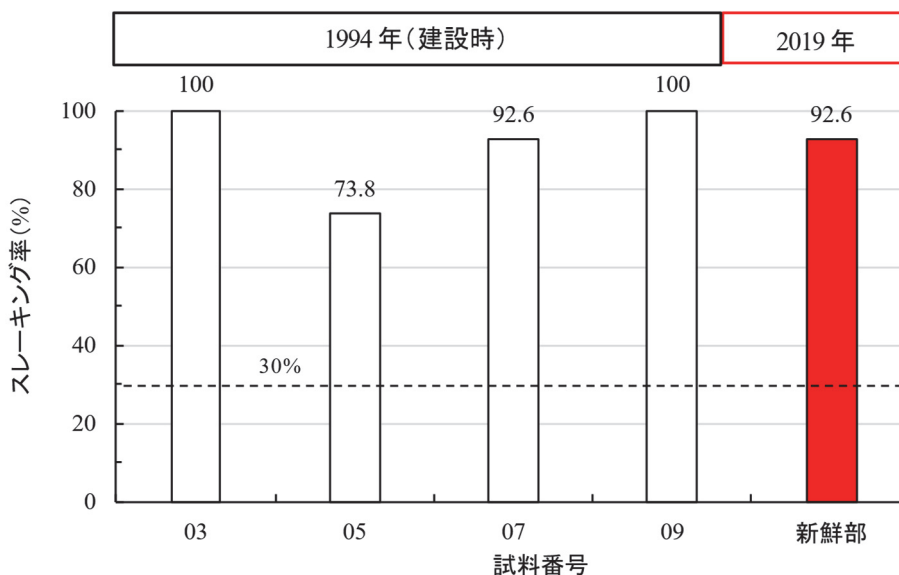


図 4-7 建設時と今回調査時のスレーキング率の比較

写真 4-3 は、岩試料（新鮮部）の初期状態・1 サイクル後・5 サイクル後の状態である。この写真から乾湿履歴の増加で、土粒子はスレーキングし細粒化したことが確認できる。図 4-8 は、各サイクル後の粒径加積曲線である。粒度分布は、1 サイクル後から明瞭に変化し、乾湿回数の増加で細粒化が進行している。

図 4-9 に、各サイクル後の 9.5 mm ， 2 mm ， 0.075 mm ふるいの通過質量率の変化をまとめた。9.5 mm ふるいの通過質量率は、乾湿サイクルの 1 サイクル目で最も大きく細粒化が進行している、その後は徐々に収束している。2mm ふるい通過質量率は、乾湿サイクルの 2 サイクル目で最も大きく細粒化が進行している。0.075 mm ふるい通過質量率は、乾湿サイクルの 5 サイクル目で最も細粒化が進行した。この結果から、次のことがわかる。

- ・ ふるい通過率の変化は、9.5mm ふるいが最も顕著だが、粒径（ふるいの開き）が小さくなるほど変化は乏しい。
- ・ 粒径が小さいものほどサイクル履歴が進むと、生成される量が増えていると考えられる。
- ・ 初期は 19~37.5mm に粒度調整しており、所定の乾湿回数では 0.075mm などの粒径が小さいものの生成が少ないと考えられる。細粒分の変化過程を調べるには、初期の各粒径の質量を調整し、バラツキを無くす必要がある。



乾湿繰返し前（粒径 19.5~37.5 mm）



乾湿繰返し 1 回後



乾湿繰返し 5 回後

写真 4-3 各サイクル後の試料状況

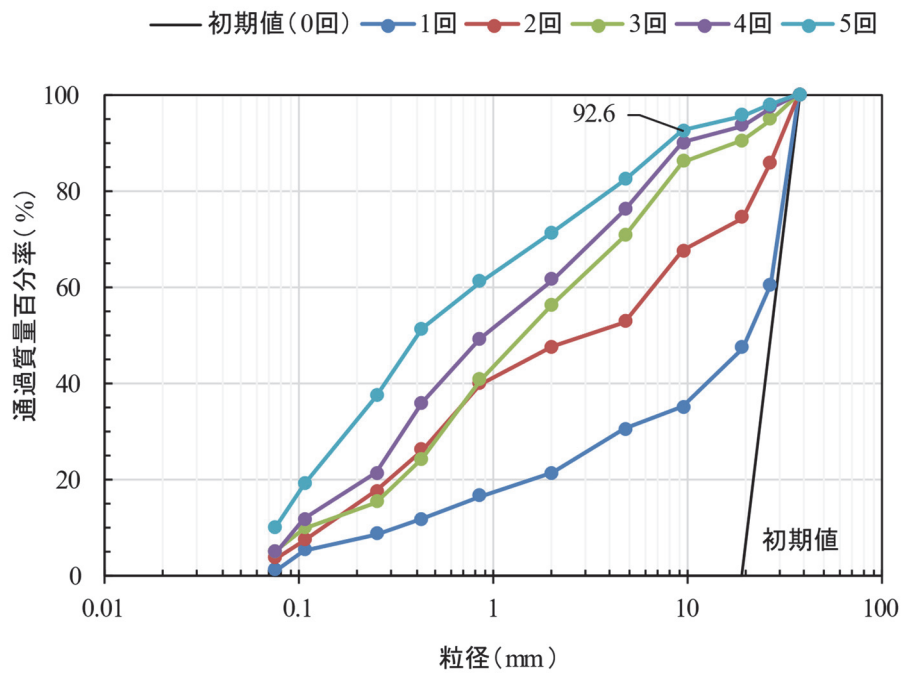


図 4-8 乾湿繰返しによる粒度分布の変化

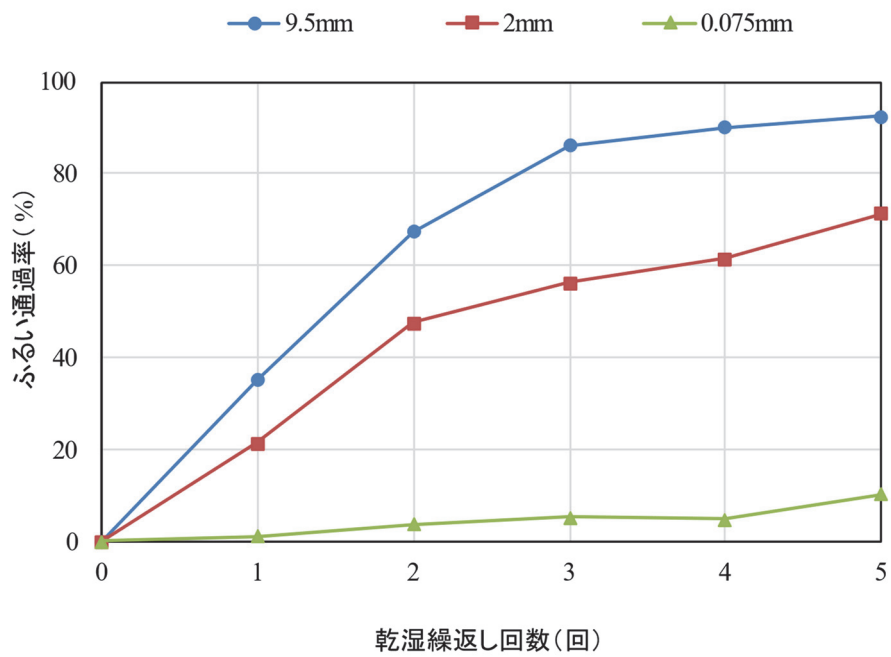


図 4-9 乾湿繰返し回数とふるい通過率の変化

#### 4.4.2 粒径 9.5mm 以下の粒度試料のスレーキングによる細粒化過程

##### (1) 試験概要

従来手法のスレーキング率は、乾湿サイクル 5 回目の 9.5mm ふるいの通過率であり、粒径変化の過程は不明である。そこで、図 4-8 のように、各サイクル後にふるい分け試験を行い粒径加積曲線の変化を調べることで、試料全体の粒度分布の変化を確認することはできる。しかし、図 4-9 に示すように、粒径の小さいものは所定の乾湿回数では生成が少なく、細粒分の変化を把握するに至らない。そこで、本研究では、スレーキング率で取り扱う粒径より小さな土粒子（粒径 9.5mm 以下の試料）に対して、スレーキング試験を行い、スレーキング履歴と細粒化の生成過程を調べた。なお、粒度の小さい試料のみで盛土材のスレーキングの評価ができれば、従来手法より少ない試料で行うため、省力化が期待できる。

小さい粒径が生成されるまでに乾湿履歴がある程度必要であることと、スレーキング後に粒径が変化した量を比較する目的で、今回の実験では、予め粒度調整を行い粒径毎に同じ質量（100 g）で揃えた試料を用いた。

##### (2) 試験方法

試験方法を図 4-10 に示す。この実験で用いる試料は、自然含水比の試料を人力で破碎した後、60 °C で 24 時間炉乾燥を行っている。その後、ふるい分けを行い粒径毎に分級し、それぞれから各 100 g の試料を採取しバットに分けた（写真 4-4）。

試料の分級は、9.5 mm 以下の標準ふるいで分別が可能な粒径とし、9.5 - 4.75 mm を a , 4.75 - 2.0 mm を b , 2.0 - 0.850 mm を c , 0.850 - 0.425 mm を d , 0.425 - 0.250 mm を e , 0.250 - 0.106 mm を f , 0.106 - 0.075 mm を g , 0.075 mm より小さい粒径を h とした。

24 時間浸水した後、110 °C で 24 時間炉乾燥までを 1 サイクルとし、それぞれの試料に対し 7 サイクル行った。各サイクル後にそれぞれの試料を個別にふるい分けを行い、各ふるいの残留質量を計測した。サイクル前のその粒度の質量  $m_n$  とサイクル後にその粒度ふるいに残留した質量  $m'_n$  との差がスレーキングで粒径が変化した粒子の量となる。スレーキングで粒径変化

した分を再び分級し、該当する分級へ合算した。その後、合算した試料を用いて次サイクルを行った。

最小径  $h$  (0.075mm 未満) の粒径変化は、レーザー回折式粒度分布測定装置を用いた粒度分布測定を実施した。レーザー回折式粒度分布測定は、 $h$  の試料から 2 g 程度抽出し、装置に投入した。この試験装置は、試料にレーザーを通過させ、光検出器で通過時に散乱された光の強度を測定し、このデータから粒子径を計算する機構となっている。また、この試験における粒度分布は、測定対象となるサンプル粒子群の粒子量に対し、各粒子径の粒子量を体積率（懸濁液中に含まれる全粒子の体積を 100%としたとき対象粒度の粒子が占める割合）で示す。なお、測定時に団粒化している試料を分離剤で個々の粒子に分離させるため、測定結果には分離剤の影響も含まれる可能性も考えられる。しかし、今回は従来の沈降分析試験より計測時間が短く試料が少量で済むという点を重視し、この方法を試行した。

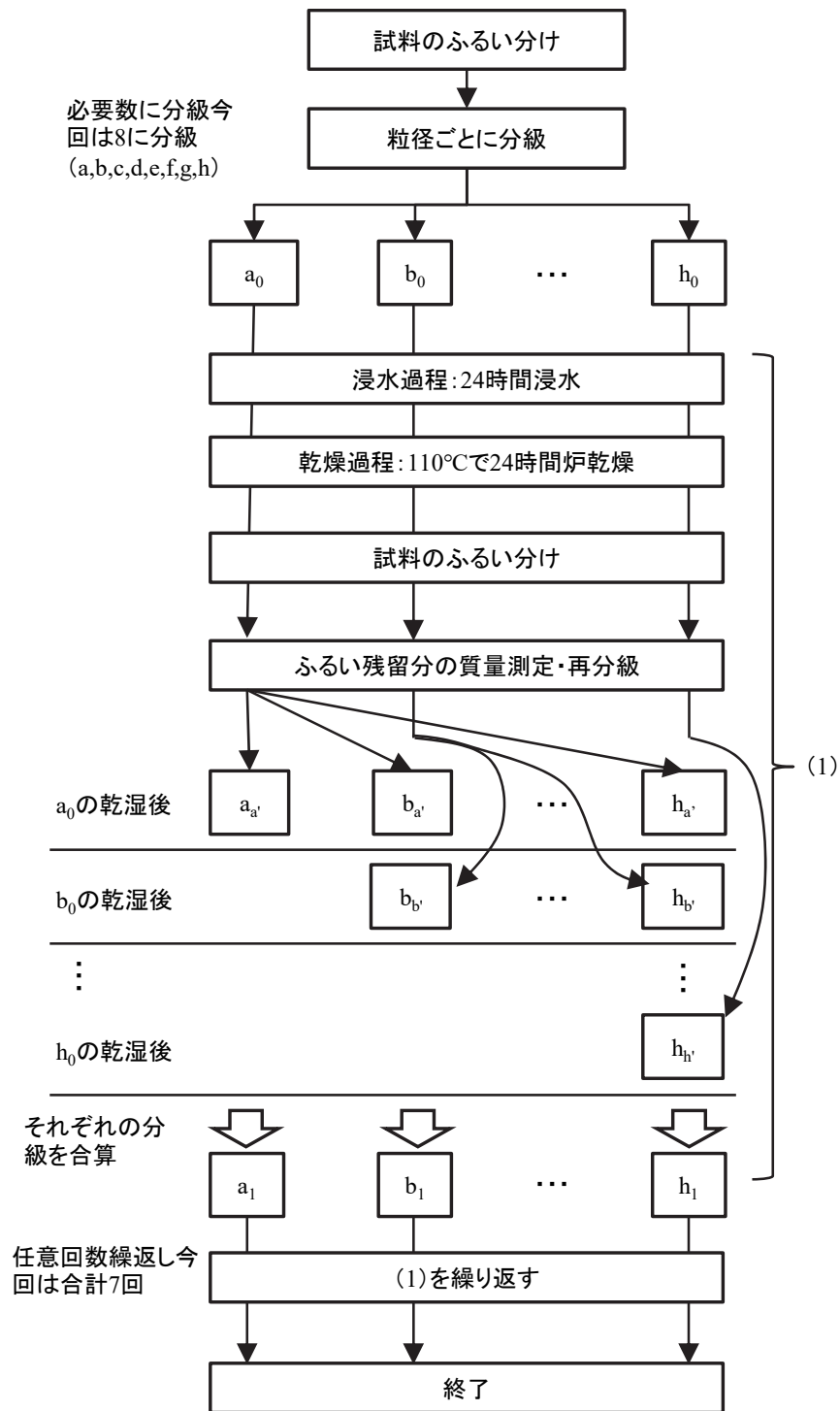


図 4-10 分級し質量を揃えたスレーキング試験の手順



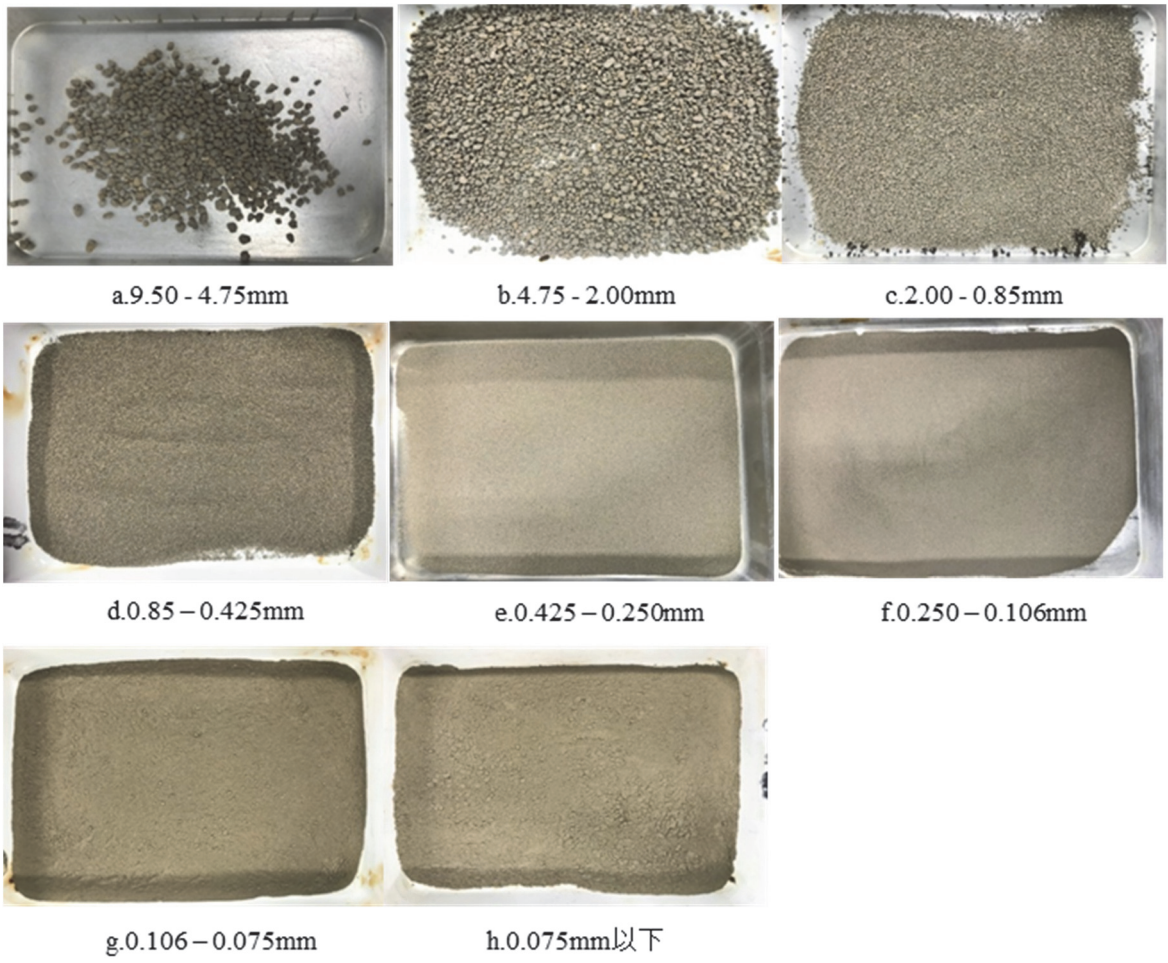


写真 4-4 岩試料の状況（新鮮部の岩を破碎し，粒度ごとに分けた試料）

### (3) 試験結果

図 4-11～図 4-18 に、分級 a ～ h のスレーキングによる粒径変化の過程をまとめる。なお、図中の  $m_n$  は n サイクル前の質量、 $m'_n$  は n サイクル後の質量である。これらの図から、それぞれの粒度試料が乾湿作用で細粒化が生じていることが分かる。しかしながら、乾湿作用で粒径が変化しない粒子や、細粒化し他の粒径の小さい分級に変化する粒子など、粒子の細粒化過程は一律ではない。

乾湿サイクルで細粒化した粒子は再度ふるい分けで分類され、それぞれの粒径分級に合算される。最大粒径の分級 a は、乾湿サイクル後に細粒化した粒子 ( $\Delta m_n$ ) の減少はあるが、他分級からの増加はなく、n - 1 サイクル後の  $m'_{n-1}$  と n サイクル前の  $m_n$  は同じとなる。それに対し、分級 b ～ h は、乾湿サイクル後に粒径の大きい粒子が細粒化した分が減少してくるため、n サイクル前の  $m_n$  は n - 1 サイクル後の  $m'_{n-1}$  よりも  $\Delta m'_n$  の増加としている。なお、最小粒径の分級の「h」は、乾湿サイクル後に他の分級へ減少がないため、サイクルが進むにつれ  $m_n$  は増加し続ける。

分級 a・b・c・d は、乾湿サイクルが進むにつれ  $m_n$  は単調に減少している(図 4-11～図 4-14)。それに対し、分級 e・f・g は、乾湿サイクルが進む中で  $m_n$  が一時的に増加し、更に乾湿サイクルが進むと減少に転じている(図 4-15～図 4-17)。この一時的な  $m_n$  の増加は、n サイクル後の  $\Delta m_n$  よりも、加わってくる  $\Delta m'_n$  の方が多いためである。

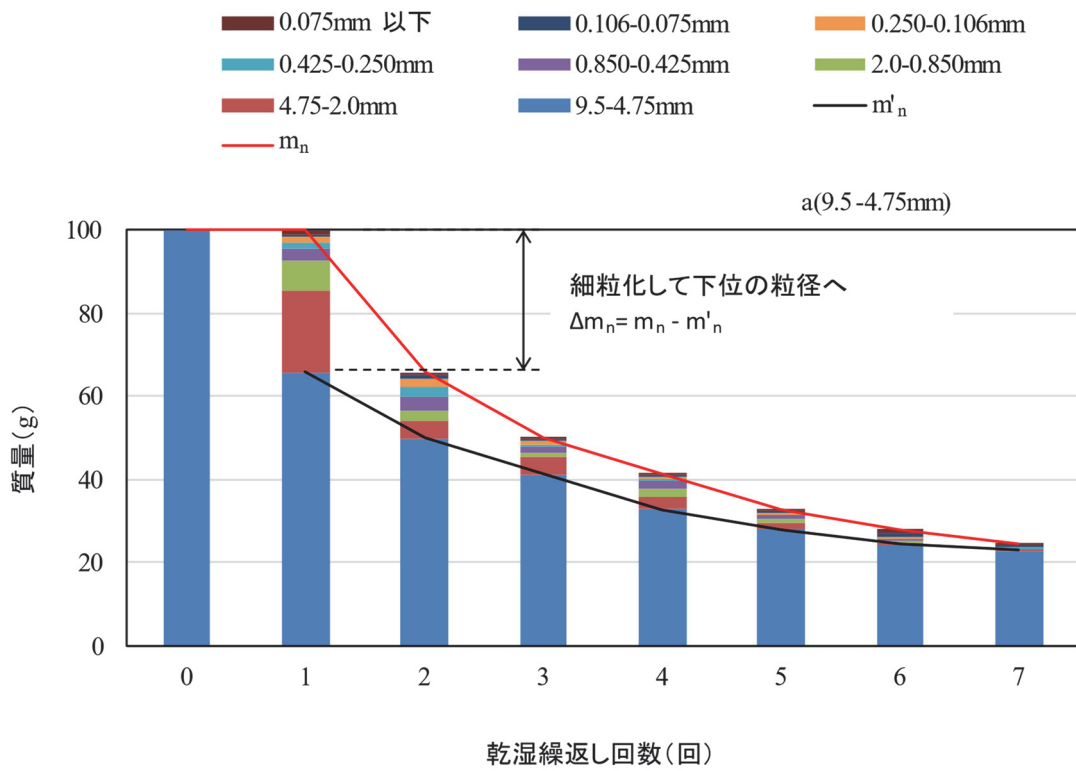


図 4-11 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (a)

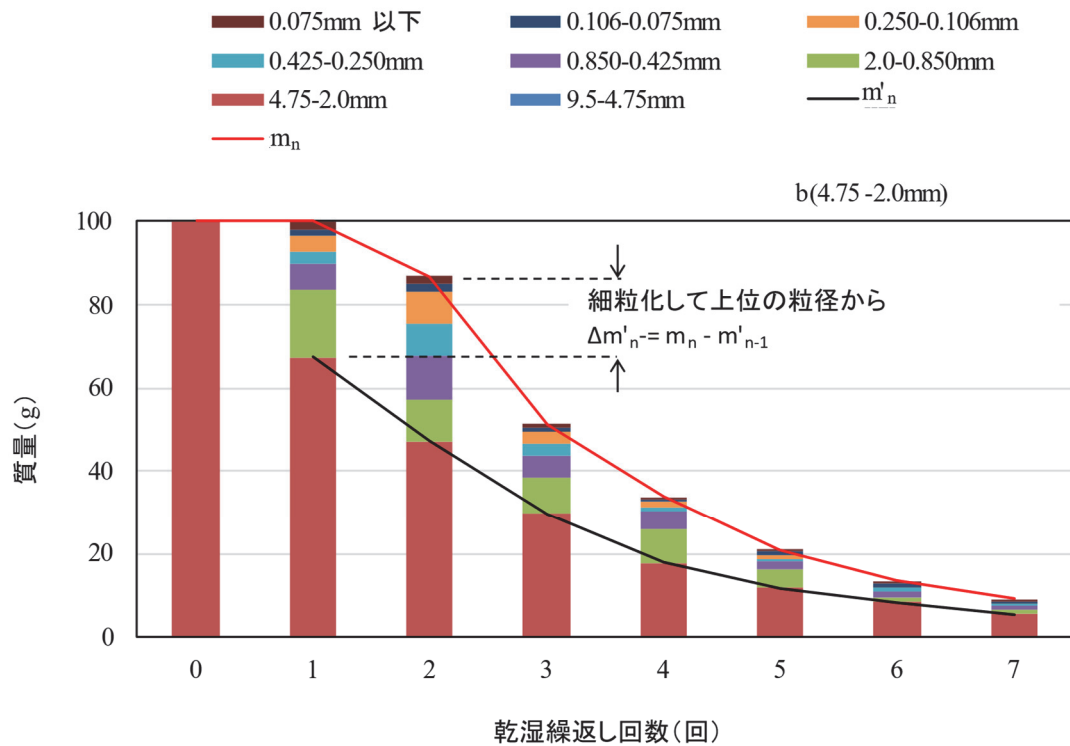


図 4-12 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (b)

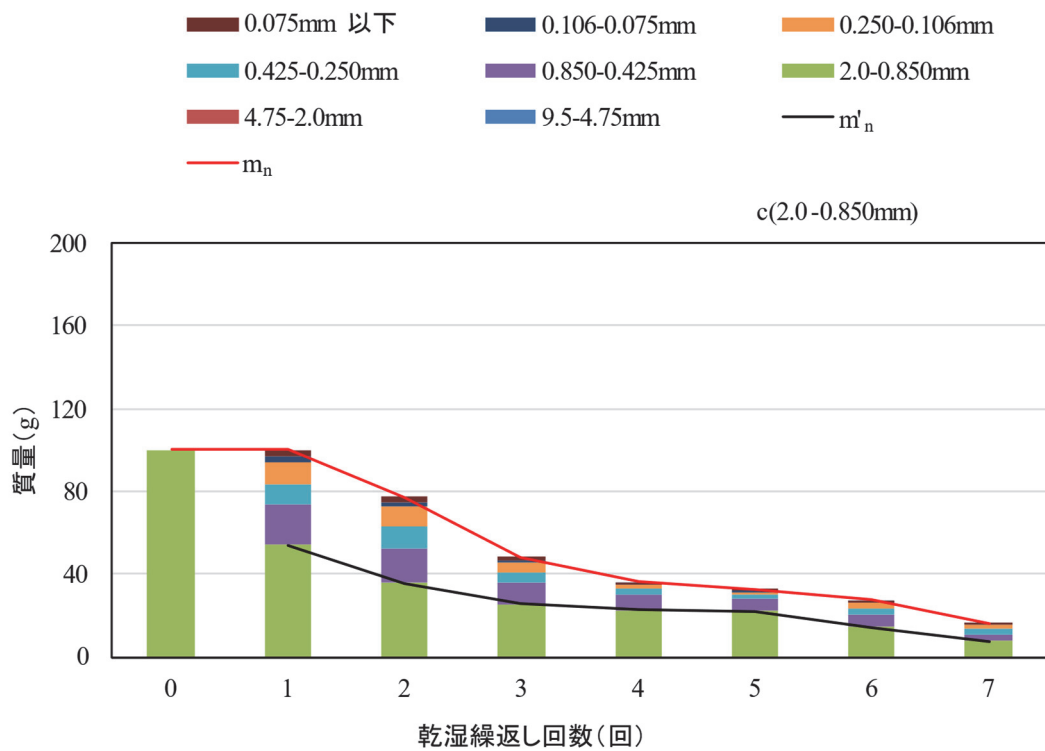


図 4-13 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (c)

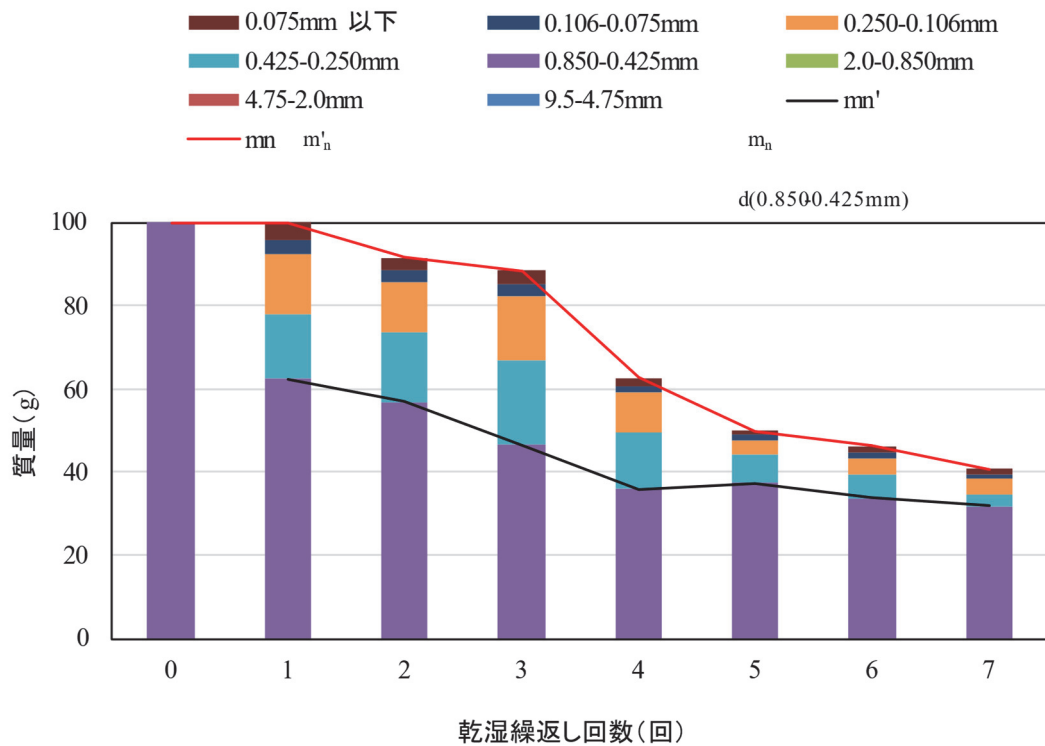


図 4-14 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (d)

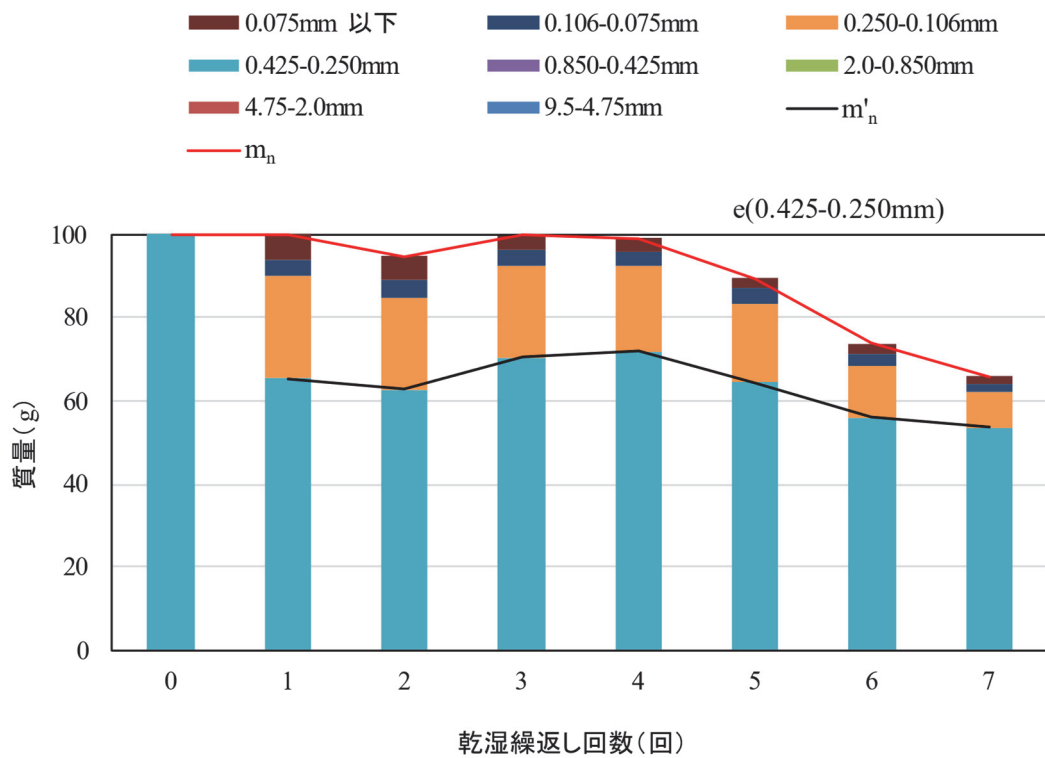


図 4-15 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (e)

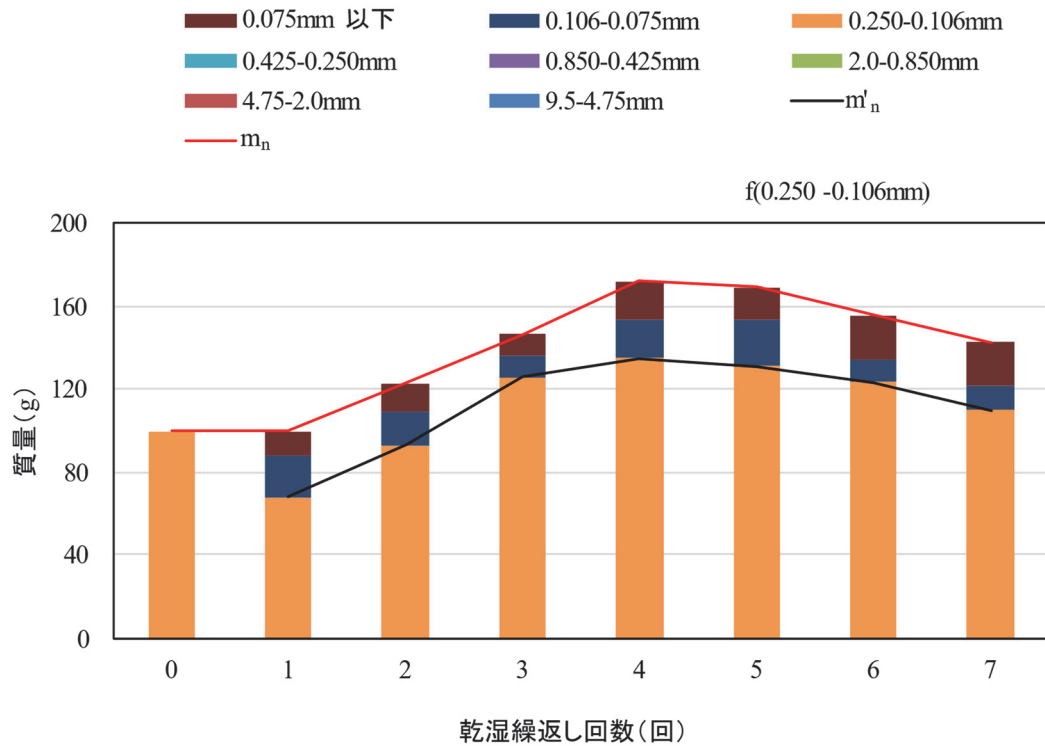


図 4-16 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (f)

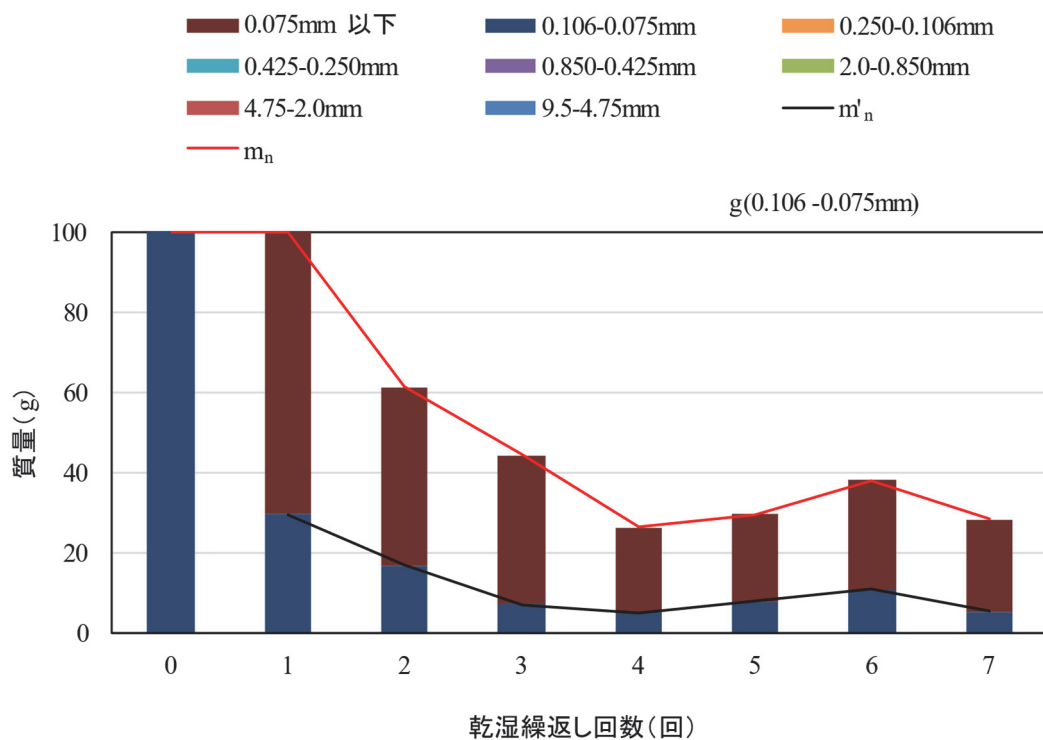


図 4-17 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (g)

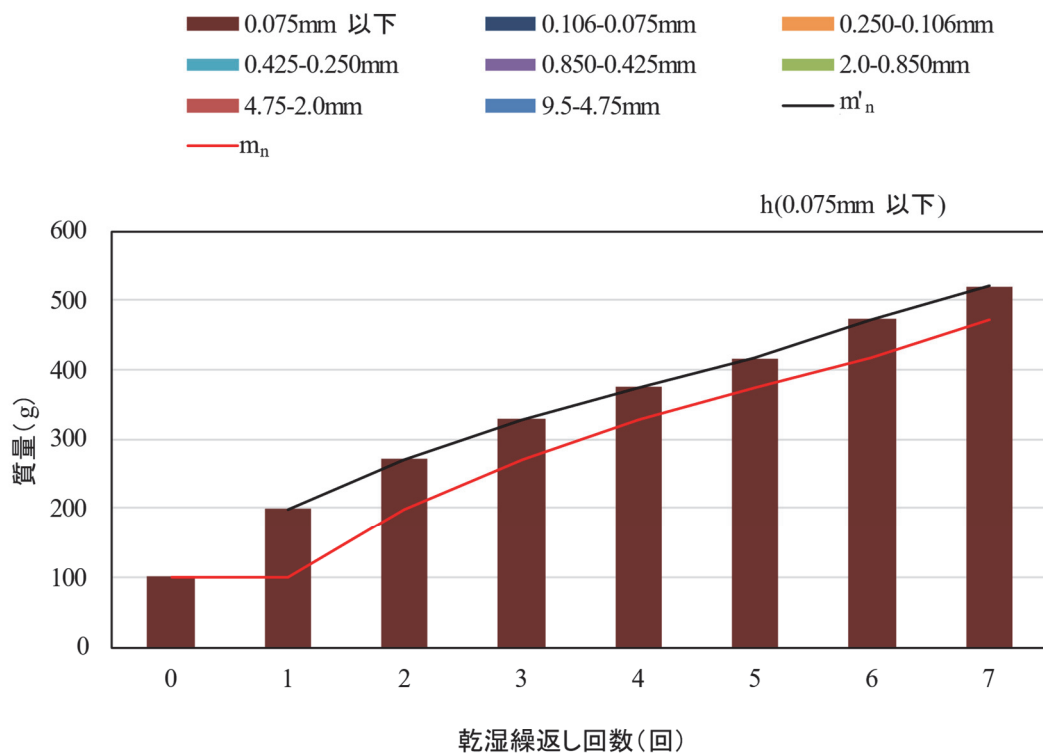


図 4-18 乾湿履歴と粒径毎の質量の変化 (h)

図 4-19 に、分級 h の試料の粒度分布変化を示す。粒径 0.075 mm 以下の粒子もスレーキングの影響を受けており、粒度分布曲線（体積率の分布）は左上方向へ移動している。図 4-20 に、各分級における各サイクル後の質量変化をまとめた。スレーキングの進行で分級 a ~ g の粗粒分（粒径 0.075mm より大きい）が減少し、細粒土（粒径 0.075mm 以下）の分級 h が継続的に増加していく。分級 h は、5 サイクル後に全体量（800 g）の 52.1 % を占め、7 サイクル後には全体量の 65.1 % となった。また、粒径 5 μm 以下の粘土分の質量は、初期状態で 7.5 g だったが、7 サイクル後には 53.1 g であった。

また、各乾湿回の質量変化率を指標として、各粒径の細粒化程度を以下で考察する。各分級における n サイクル後の質量変化率は式 (1) により求めた。

(n サイクル後の質量変化率)

$$= \frac{m_{n+1} - m_n}{m_n} \times 100 \quad (1)$$

ここに、 $m_{n+1}$  : n+1 サイクル後の質量 (g)

$m_n$  : n サイクル後のふるい残留質量 (g)

図 4-21 に、各分級毎の n サイクル後の質量変化率をまとめた。これをみると、まず粒径 0.106-0.075mm の粒度区分 g の質量変化率は、1~7 回の乾湿履歴の間に 70%以上の高い変化率を保っていることが分かる。次に、粒径 0.106-4.75mm までの粒度区分 b から f では、変化率は 20~50%程度であり、乾湿回数が増えてもこの値をほぼ保っている。更に、9.5-4.75mm の粒度区分 a では、乾湿の繰返しに伴って変化率は徐々に小さくなることがわかる。このように、粒度区分によって質量変化率の傾向は異なり、乾湿回数が増加しても細粒化の進行が止まらないことが確認された。以上の結果は、堆積岩を構成している元々の土粒子の大きさの影響とも考えられるが、理由・メカニズムは今後の課題としたい。

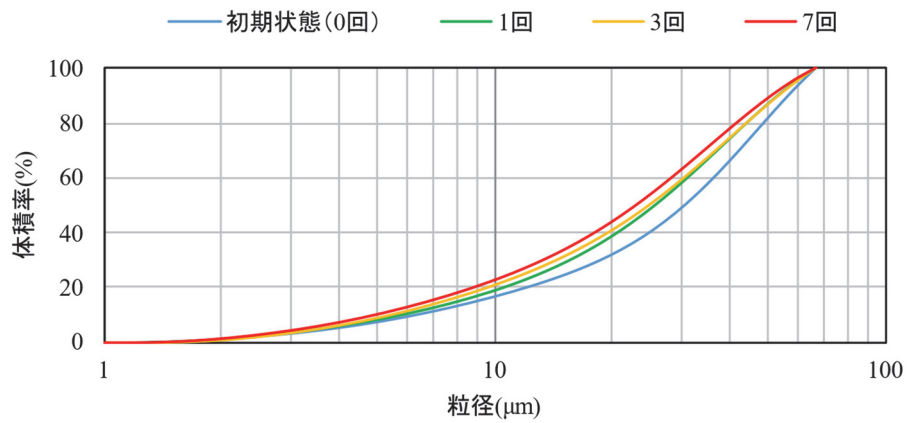


図 4-19 乾湿繰返し回数と体積率の変化 (h)

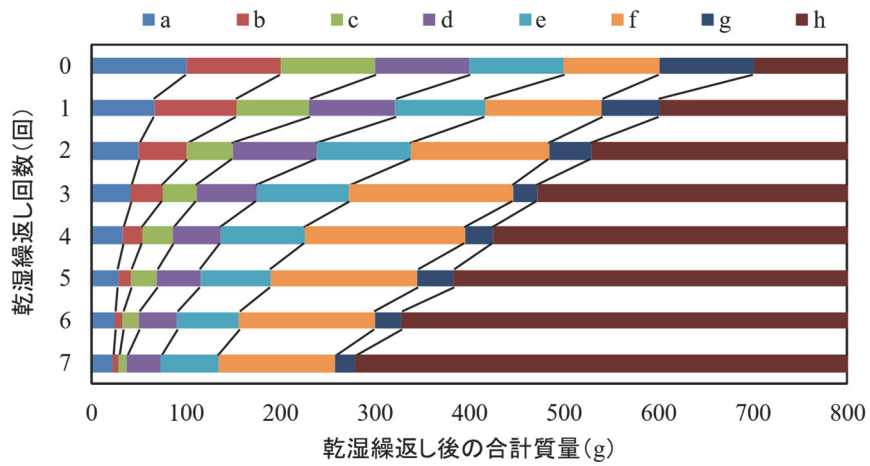


図 4-20 乾湿回数と各分級の質量の変化

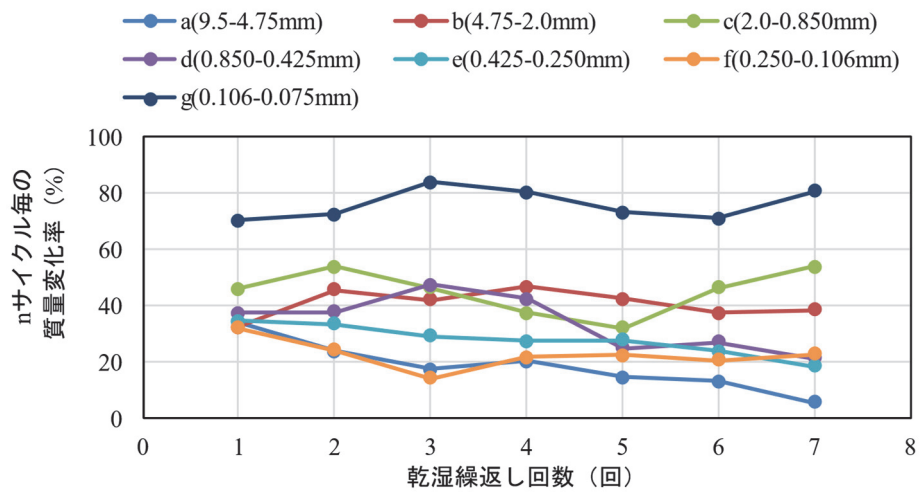


図 4-21 各乾湿回における粒度別質量変化率



## 4.5 まとめ

スレーキングによる粒径変化は、一部は元の粒径を保つが徐々に細粒化が進展し粒径 0.075 mm 以下の細粒分へ継続的に変化する。更に、細粒分 (F<sub>c</sub>) も粒径が小さくなり続けることが分かった。また、粒径ごとに乾湿に伴う細粒化の傾向も異なる結果となった。そのため、従来のスレーキング率試験のように、ある粒径一点の粒度変化に着目すると、その粒径における粒径変化が生じにくくなり、スレーキングによる細粒化が収束したように見える。しかし、実際には長期的に細粒化が継続し、細粒分を生成し続ける可能性がある。

この試料と同じ性質の盛土材を使用した盛土の場合、乾湿繰返し作用を受け続けるとスレーキングで盛土材の物理特性が粗粒分から細粒土へ、若しくは細粒土が優勢な状態へ変化する可能性があると考えられる。この様に、粒径 9.5 mm 以下の粒度の試料に着目することで、母岩材料のスレーキング特性（細粒分含有割合の変化）を評価できる可能性が示唆された。なお、今回はスレーキング試験を試行的に 7 回としたが、5 サイクル目に細粒分の質量割合が 50% を超え、細粒分が優勢となった。しかし、同種の岩試料であっても、採取地の違いで細粒化の程度が異なるため、細粒分が優勢となる速さ（乾湿履歴の回数）も異なると考えられる。その他に、凝灰岩、シルト岩および頁岩などもスレーキング性を有する岩類であるため、異なる岩種でも同様な傾向となるか確認する必要がある。そのため、今後は、異なる地点から採取した岩試料と異なる岩種の岩試料を用いて試験を行い、データの蓄積とスレーキング試験回数の妥当性について検討する必要がある。

スレーキングで盛土材が粗粒土から細粒土の物理特性へ変化する過程で、力学特性にも影響を与えられられる。そのため、盛土の長期安定性や既設盛土の健全度の評価には、スレーキングによる物理特性の変化の他に、力学特性の変化を明確にする必要がある。

## 参考文献

- 1) 産総研地質調査総合センター：5万分の1地質図幅「秋田」(<https://gbank.gsj.jp/geonavi/>)
- 2) 地質調査所：秋田地域の地質，地域地質研究報告 5万分の1図幅 秋田（6）第11号，1977.
- 3) 例えば中田英二，大山隆弘，馬原保典，市原義久，松本裕之：海底下堆積岩の浸水崩壊特性と水質が強度・透水特性に与える影響．応用地質，45(2)，71-82，2004.
- 4) 吉田幸信，高田修三，横田 公忠：和泉層群の頁岩のスレーキング特性とメカニズムに関する一考察，土木学会論文集，No.750/III-65，15-25，2003.12.
- 5) 東日本高速道路株式会社：NEXCO 試験方法 第1編 土質関連試験方法，pp.20-22，2013.

## 5 スレーキングによるせん断強度の変化

### 5.1 乾湿履歴が異なる試料の三軸圧縮試験

#### (1) 研究の目的

スレーキング前の盛土材は図 5-1 に示すように粗粒土が主体で、スレーキングの進行で粗粒分が減少し細粒分が増加する。スレーキングで盛土材の細粒分が増加すると、盛土材で構成されている盛土の力学特性も変化すると考えられる。盛土の安定性の変化を評価する際に、土質定数（粘着力・内部摩擦角）が主要なパラメータとなる。土質定数は、一軸圧縮試験や三軸試験で求められ、圧密条件や排水条件の違いで UU 試験（一軸圧縮試験）・CU 試験（三軸試験）・CD 試験（三軸試験）に区分される。UU 試験は非圧密・非排水条件下の試験で、盛土構築直後の瞬間的な安定性を評価する際に用いられる。CU 試験は、盛土構築から時間が経過し十分に圧密が進行した状態で、急激な水位変化などで一時的に盛土の強度低下が生じた場合の安定性を評価する際に用いられる。CD 試験は、盛土構築から時間が経過し、十分に圧密と排水が行われた状態（長期的な定常状態）の安定性を評価するケースで用いられる。

本研究では、盛土構築後に長期的なスレーキングで盛土材の粒度分布が変化した場合に生じる土質定数の変化過程を明瞭化することを目的とし、三軸試験を行った。今回の三軸試験は、スレーキング前（乾湿履歴 0 回）とスレーキング後（乾湿履歴 3 回、5 回、7 回）の力学特性の変化を比較評価するために、圧密排水三軸試験（CD）を実施した。

#### (2) 試験材料の作成手順

本研究で用いる試料は、第 3 章で事例分析をした実盛土の盛土材と同じ岩質の切土のり面（前述の図 4-1 を参照）から採取したシルト岩試料である。採取した岩試料を破碎し、最大粒径  $D_{max}$  を 2 - 4.75 mm とし、それ以下の粒度分布は、盛土施工時の粒度分布<sup>1)</sup>と相似形になるよう粒度調整した。温度応力による破碎を極力防ぐため 60°C で 24 時間炉乾燥し、これを試験の初期状態（乾湿履歴 0 回）と定義した。この試料に対して、24 時間の浸水湿潤過程と 24 時間

の炉乾燥過程を3回, 5回, 7回繰返し経験させた4種類の供試体を用意した. この手順は図 5-2 に示すとおりである. 図 5-1 に, 当該盛土の施工時の粒度分布と, 今回用意した4種類の試料の粒度分布を示す. 図中の写真は, 調整した試料の状況である.

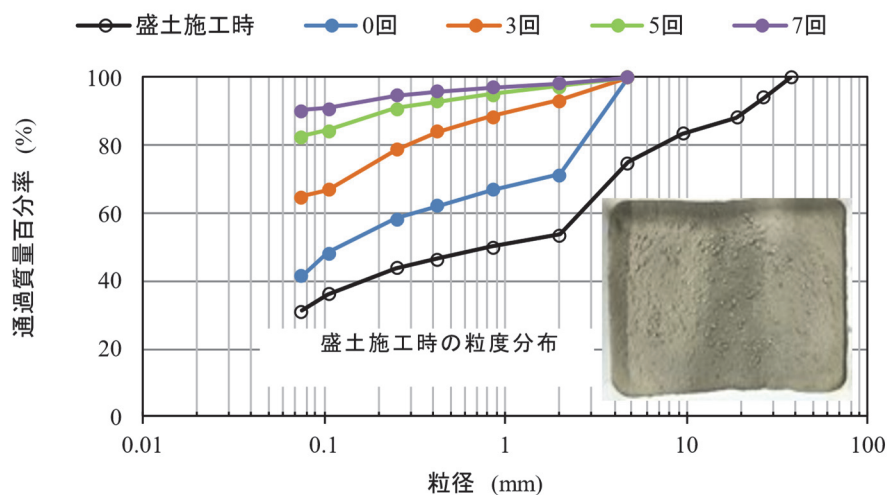


図 5-1 盛土施工時の粒度分布と粒径調整試料の粒度分布

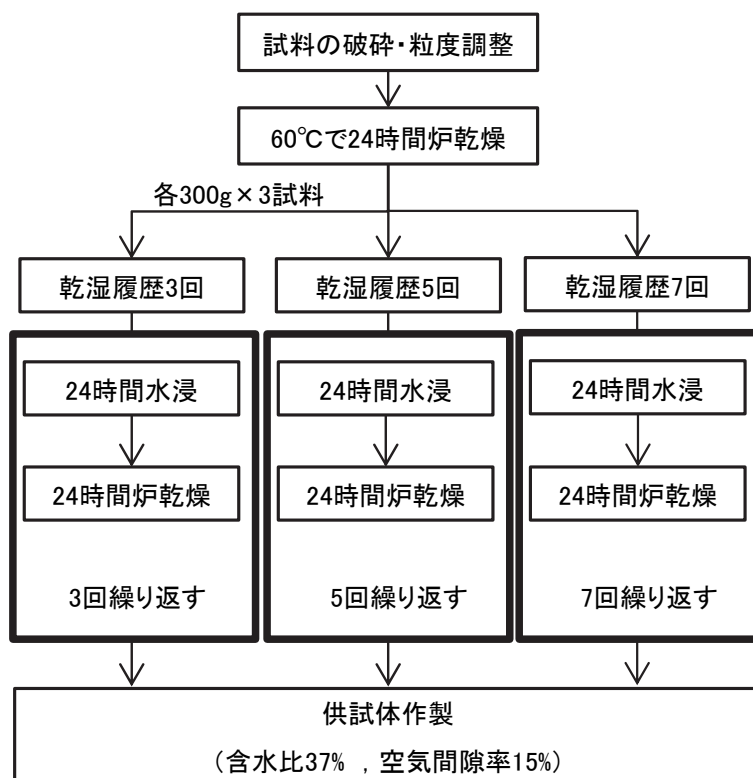


図 5-2 乾湿履歴を受けた試料の作成手順

三軸試験用の円柱供試体の直径および高さは、それぞれ 50 mm および 100 mm である。当該盛土の施工時含水比（ $w = 37\%$ ）に合わせるよう加水調整し、その試料をモールドに投入し施工時の空気間隙率  $V_a$  と同じ 15 % となるように 3 層に分け、人力によりランマーで突き固め、供試体を作製した。各供試体の空気間隙率および含水比は表 5-1 に示すとおりである。

### (3) 三軸試験方法

試験方法は JGS 0524-2009<sup>2)</sup> を準用した。作製した不飽和の供試体を、有効拘束圧  $\sigma = 50$  kPa , 100 kPa , 150 kPa で圧密した。せん断過程の載荷ひずみ速度は 0.1 %/min とした。試験ケースの一覧を表 5-1 に示す。

表 5-1 三軸圧縮試験のケース一覧

試験 No.	目標空気 間隙率 (%)	拘束圧 (kPa)	乾湿履歴 回数	供試体初期 空気間隙率 (%)	供試体初期 含水比 $w$ (%)
1	15	50	0	13.0%	37.3%
2		100		14.4%	37.1%
3		150		15.2%	37.0%
4		50	3	15.3%	37.1%
5		100		14.3%	37.0%
6		150		15.5%	35.9%
7		50	5	14.6%	37.2%
8		100		17.6%	37.4%
9		150		15.3%	37.2%
10		50	7	15.2%	37.2%
11		100		15.3%	37.4%
12		150		15.6%	37.9%

#### (4) 試験結果と考察

##### a) スレーキングによるせん断剛性の変化

本実験では空気圧縮による影響は少ないものと判断し、以下では供試体からの排水量を体積変化量と見なして応力を補正している。図 5-4～図 5-6 に主応力差  $q$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係を示す。各拘束圧の 3 サイクルでピークが表れるが、それ以外は軸ひずみ  $\epsilon_a = 15\%$  までにピークは出現しない。写真 5-2 は、試験後の供試体の状況で、3 サイクルでは明確にせん断面を生じているが、7 サイクルではタル状に潰れる破壊形態を示している。

乾湿サイクルの増加に伴う剛性の変化については、各拘束圧において、ひずみレベルごとに割線剛性を求めて評価した。図 5-7 に、乾湿回数に対する割線剛性の変化を示す。縦軸は正規化した割線剛性を示しており、軸ひずみの各レベル ( $\epsilon_a = 5, 10, 15\%$ , ピーク強度時) における主応力差と原点を結ぶ割線剛性  $E'$  を求め、それを乾湿回数 0 回のときの各割線剛性  $E'_{c0}$  で除して正規化した値である。この整理の結果、乾湿回数 3 回のときに割線剛性は初期の 1.0～2.0 倍となり、その後減少する傾向を示した。

乾湿履歴 3 サイクル目の供試体のせん断剛性が最も大きくなった理由としては、締固めの過程において形成された土粒子のかみ合わせ状態、いわゆるインターロッキング効果が異なるためであると思われる。粒度組成に加えて細粒化過程での土粒子形状の変化などにも注意を払う必要性が示唆される。なお、写真 5-1 において、1 サイクル目と 5 サイクル目の細粒化の様子を見ると、1 サイクル目ではより角ばった粒子が多いことが見てとれる。以上の点に関しては、実験回数や試料の種類が少ないことから、推測の域を出ない。今後更に詳しい検討が必要な事項である。



乾湿繰返し前

乾湿繰返し 1 回後

乾湿繰返し 5 回後

(粒径 19.5~37.5 mm)

写真 5-1 各サイクル後の試料状況

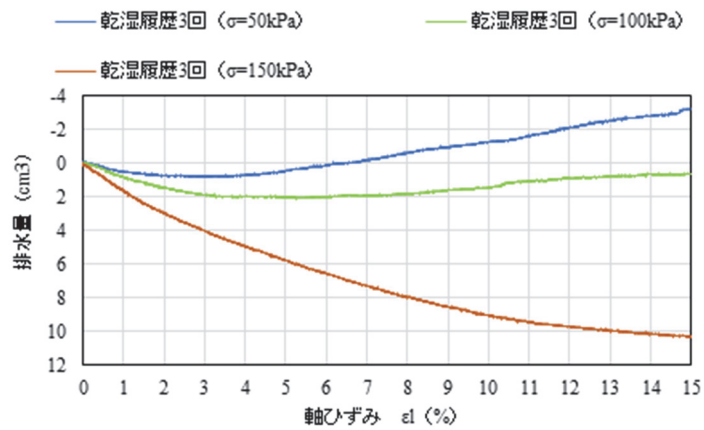


図 5-3 排水量一軸ひずみ曲線の例 (乾湿回数 3 回の場合)

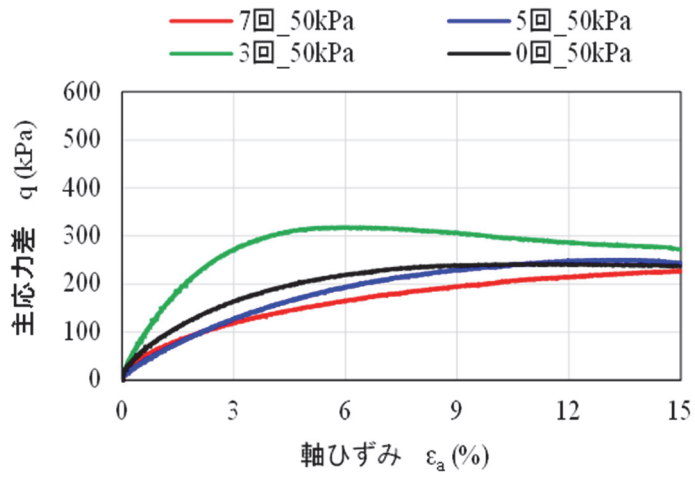


図 5-4 主応力差  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係 ( $\sigma=50\text{kPa}$ )

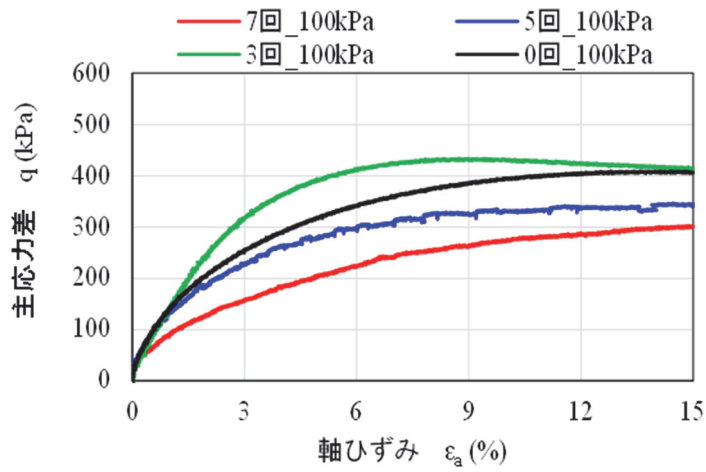


図 5-5 主応力差  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係 ( $\sigma=100\text{kPa}$ )

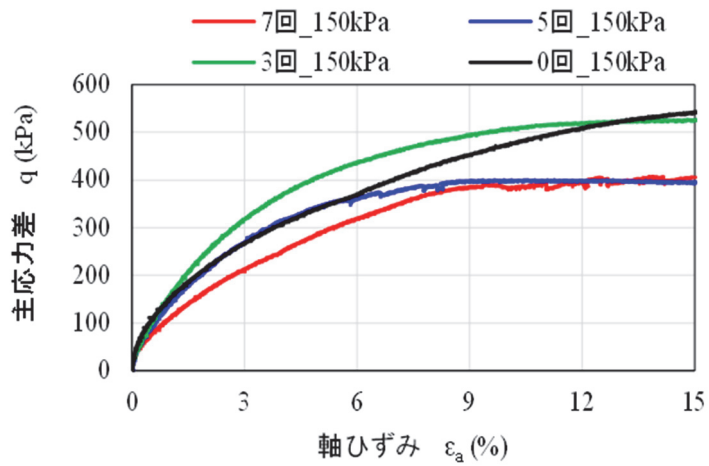
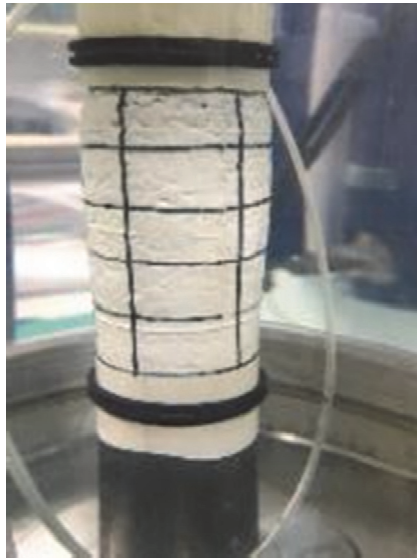


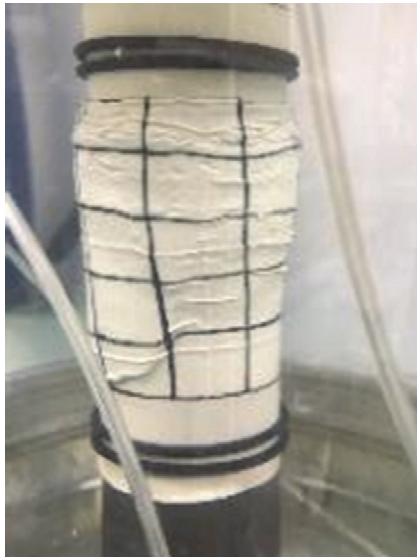
図 5-6 主応力差  $q$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  の関係 ( $\sigma=150\text{kPa}$ )



初期状態



乾湿履歴 3 回



乾湿履歴 7 回

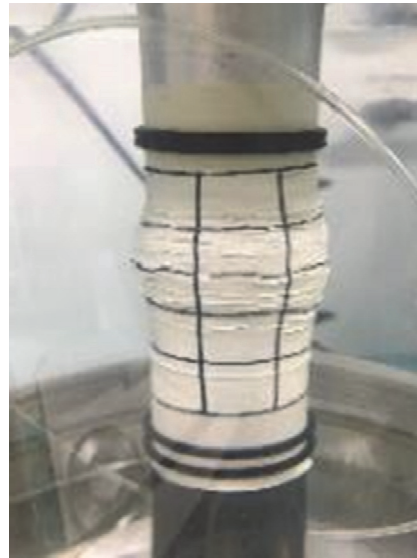


写真 5-2 試験後の供試体の状況（拘束圧：50kPa）

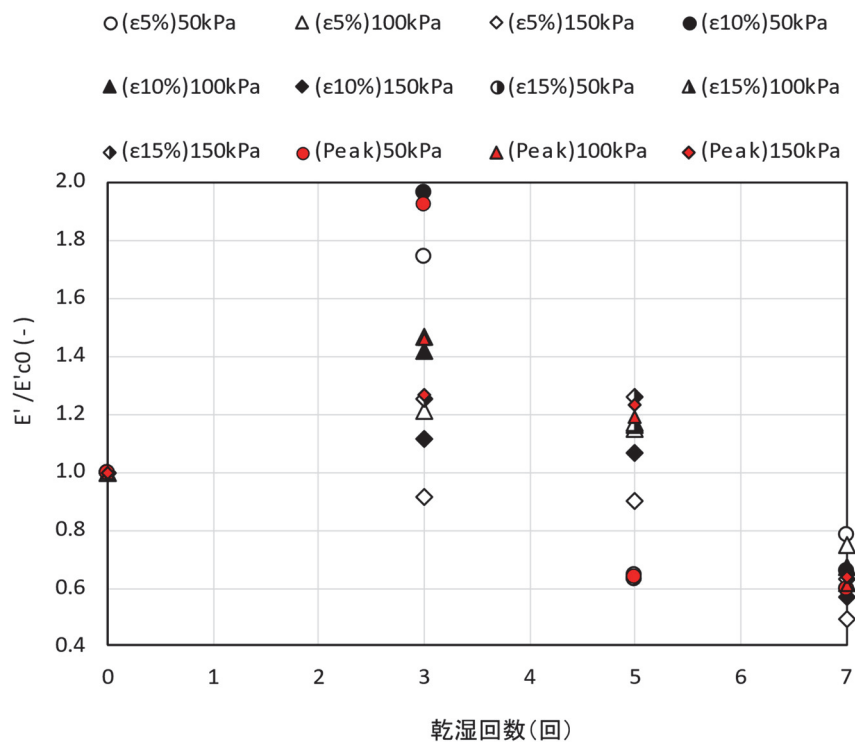


図 5-7 乾湿回数とせん断剛性の変化

b) スレーキングによる強度定数の変化

図 5-8 に、乾湿履歴とモールの応力円の関係をもとめた。モールの応力円に接する包絡線は、乾湿履歴で変化している。図 5-9 に、包絡線の傾きおよび切片から内部摩擦角  $\phi_d$  と粘着力  $c_d$  を判読した結果をもとめた。初期状態から 5 サイクルにかけては、内部摩擦角が低下し、粘着力が増加した。これは、粗粒な粒子が細粒化し、細粒分が卓越する構造へと移行したためと考えられる。更なる乾湿履歴 (5 サイクル→7 サイクル) では、強度定数の変化は小さく、この段階に至り細粒化がせん断強度に影響を及ぼさなくなったと言える。なお、5 サイクルと 7 サイクルで粘着力がやや低下した。この原因として、ひずみ速度を 0.1%/min として载荷を行ったが、供試体に含まれる細粒分が増加しており、試験時間内で排水が十分に行われていなかった可能性も考えられる。

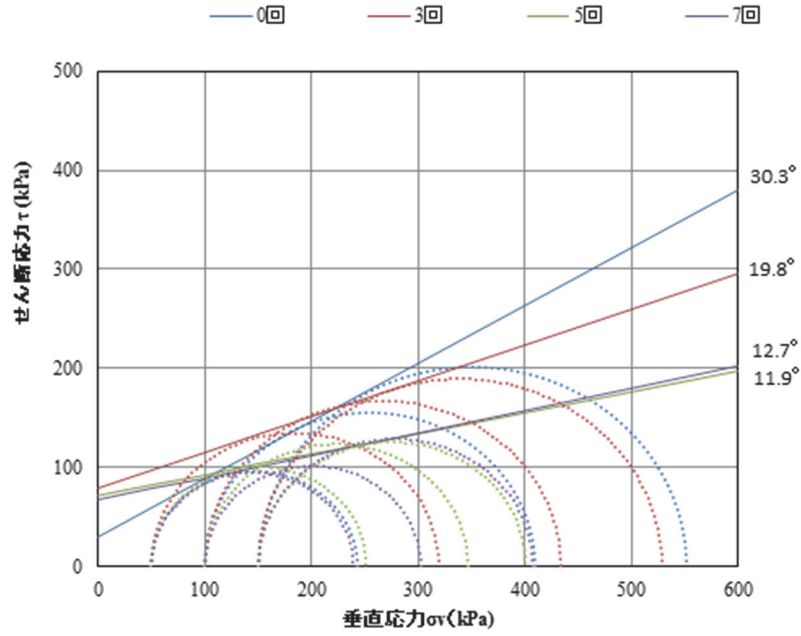


図 5-8 乾湿履歴とモールの応力円の関係

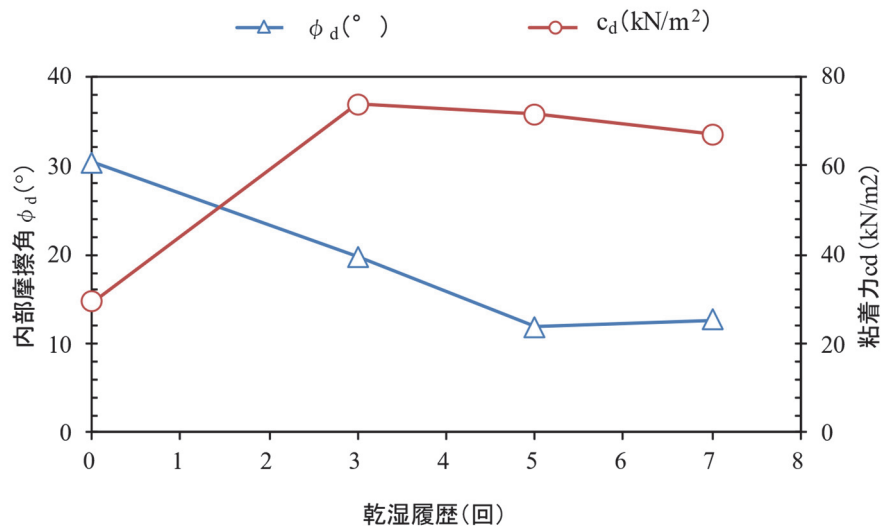


図 5-9 乾湿履歴と内部摩擦角・粘着力の変化

(5) 排水条件が異なる三軸試験の比較

加村<sup>3)</sup>らは、今回の実験で使用した岩試料と同一の試料を用いて作成した供試体に、異なる給排水履歴を与え、各種排水条件で三軸圧縮試験を実施している。供試体作製時の初期含水比は、施工時含水比に合わせて37%に設定し、突き固めによる締固め法で高さ約100 mm、直径約50 mmの供試体を作製している。三軸圧縮試験では、拘束圧を50, 100kPaの2種類、給排水サイクルを0, 2, 4回の3種類、排水条件をCD(圧密排水)、CU(圧密非排水)条件の2種類を各種組み合わせ実施し、計12パターンの試験(表5-2)を行い、その後、それぞれの供試体を用いてふるい分け試験を行っている。

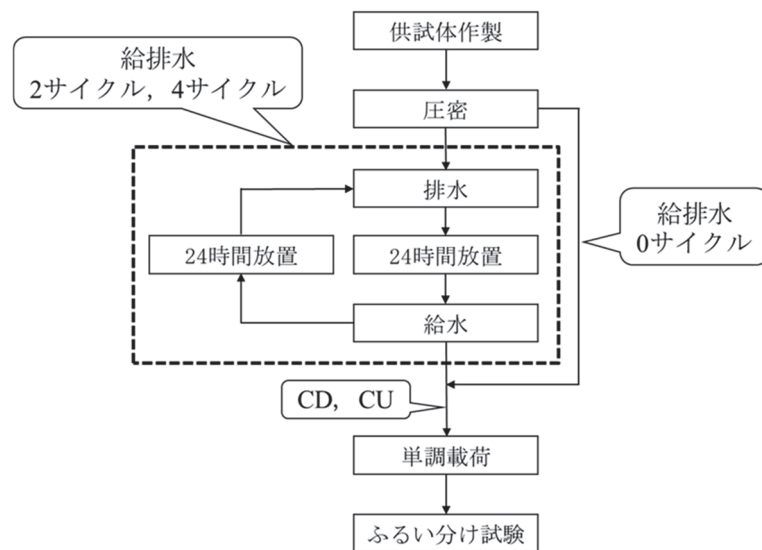


図 5-10 試験手順<sup>3)</sup>

表 5-2 乾湿繰返し三軸圧縮試験ケース一覧<sup>3)</sup>

試験 No.	供試体初期 含水比 $w$ (%)	給排水履歴 回数	拘束圧 (kPa)	排水条件
1	37	0	50	CD
2			100	
3		2	50	
4			100	
5		4	50	
6			100	
7		CU	0	50
8				100
9			2	50
10				100
11			4	50
12				100

図 5-11 に拘束圧が 50 kPa で、給排水サイクルが 0, 2, 4 回のときの粒度の変化を表したグラフを示す。給排水回数が増えると、粒径 250  $\mu\text{m}$  以上、106-250, 75-106  $\mu\text{m}$  の割合が減少し、75  $\mu\text{m}$  の割合が増加していることが分かる。給排水サイクルが 0 から 2 回の間で細粒分 (75  $\mu\text{m}$  以下) の割合が増加し、2 から 4 回の間では、細粒分の増加割合は鈍化していることが分かる。試料作製時と給排水サイクル 0 回の間で 250  $\mu\text{m}$  以上の粒径が大きく減少し、106-250, 75-106, 75  $\mu\text{m}$  以下の粒径がそれぞれ増加していることが分かる。これは、供試体を作製するときに行う締固めや、圧密、単調载荷によって、250  $\mu\text{m}$  以上の粒子が破碎して、250  $\mu\text{m}$  以下の粒径になった影響もあると考えられる。

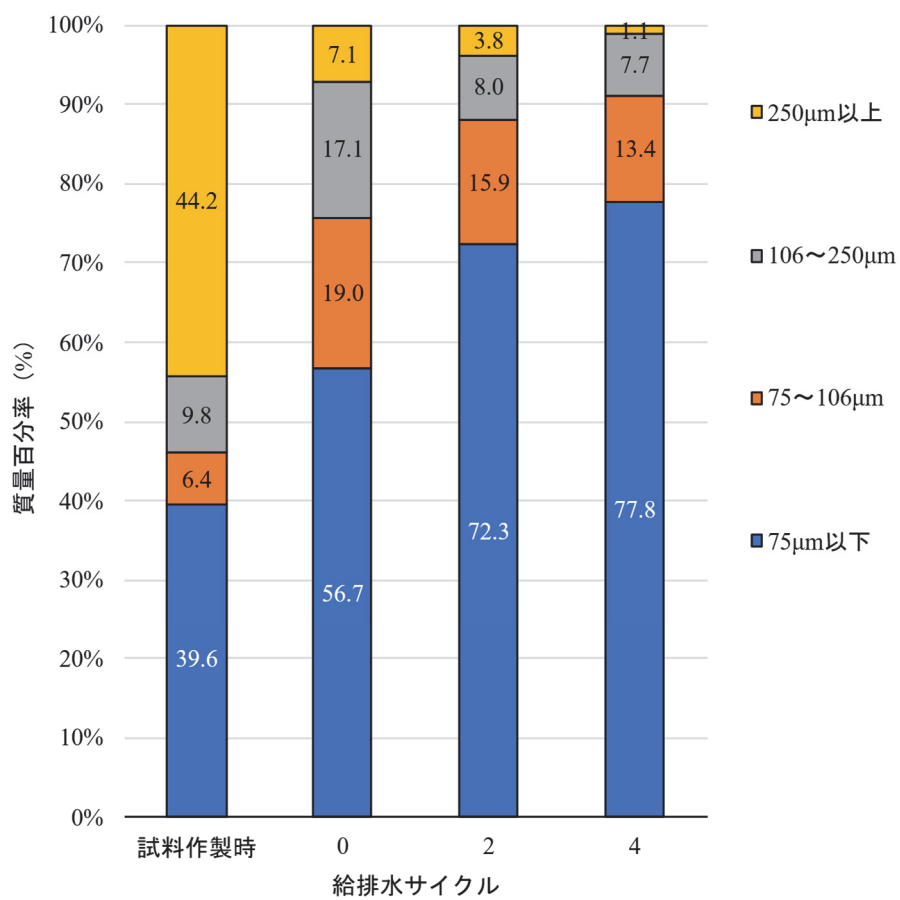


図 5-11 給排水回数と粒度分布の関係 <sup>3)</sup>

表 5-3 に拘束圧 50 kPa の給排水サイクル前後でのビューレット読み値，表 5-4 に拘束圧 100 kPa の給排水サイクル前後でのビューレット読み値を示す．拘束圧が 50，100 kPa とともに，給排水サイクルが 0 から 2 回の間での保水性の変化が大きく，2 から 4 回の間では，保水性の変化は小さいことが分かる．

スレーキング性を有するシルト岩由来の供試体に給排水履歴を与えると，サイクルが 0 から 2 回の間で細粒分の割合が特に増加し，それに伴って，保水性も高まることが確認された．拘束圧 50 kPa では，サイクルが 2 から 4 回の間で保水性が高まったが，拘束圧 100 kPa では，保水性の大きな変化はなかった．山口ら<sup>4)</sup>は，スレーキングに伴う保水性の増大は，細粒化が進展することによる比表面積の増大と密接に関係することを指摘している．図 5-11 より，スレーキングで細粒分が増加していることから，比表面積が増大したことで保水性が高まったと考えられる．

表 5-3 給排水サイクル前後のビューレットの読み (50 kPa) <sup>3)</sup>

給排水サイクル	給排水前の読み値 (ml)	給排水後の読み値 (ml)	給排水前後の差 (ml)
0	45.0	45.0	0.0
2	50.0	75.2	25.2
4	49.8	82.0	32.2

表 5-4 給排水サイクル前後のビューレットの読み (100 kPa) <sup>3)</sup>

給排水サイクル	給排水前の読み値 (ml)	給排水後の読み値 (ml)	給排水前後の差 (ml)
0	48.5	48.5	0.0
2	49.8	73.0	23.2
4	50.0	70.8	20.8

拘束圧 50 kPa での試験では、CD、CU 条件ともに、給排水サイクルが 0 から 2 回の間にせん断強度やせん断剛性の低下が確認された。CD 条件では、サイクルが 2 から 4 回の間でせん断強度やせん断剛性は大きくなったが、CU 条件では、サイクルが 2 から 4 回の間でもせん断強度やせん断剛性率の低下が確認された。

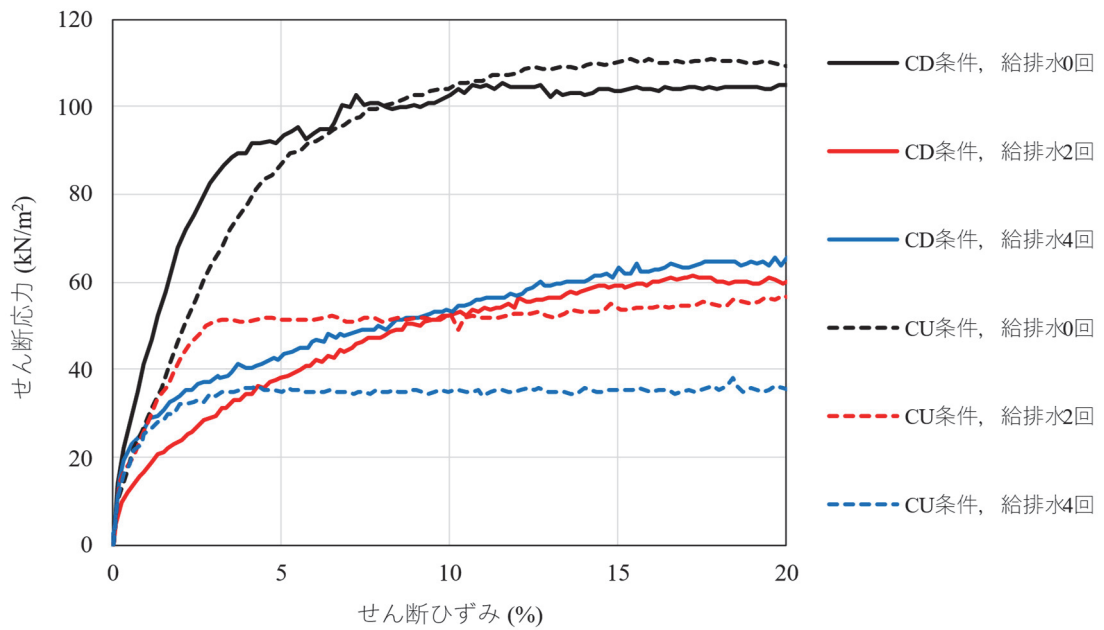


図 5-12 CD, CU 条件下での応力-ひずみ関係 (拘束圧 : 50kPa) <sup>3)</sup> に一部加筆

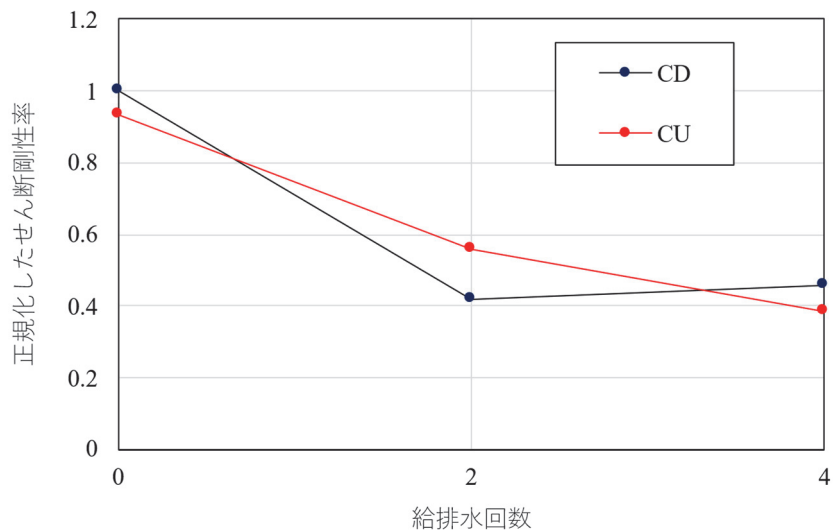


図 5-13 せん断剛性率と給排水回数との関係 (拘束圧 : 50kPa) <sup>3)</sup>



拘束圧 100 kPa での試験では、CD、CU 条件ともに、給排水サイクルが 0 から 2 回の間  
 にせん断強度やせん断剛性の低下がみられた。CD、CU 条件ともに、サイクルが 2 から 4  
 回との間でせん断強度やせん断剛性は大きくなった。また、せん断ひずみが 5%時のせん  
 断剛性は、すべての給排水サイクルで CU 条件が CD 条件を上回った。

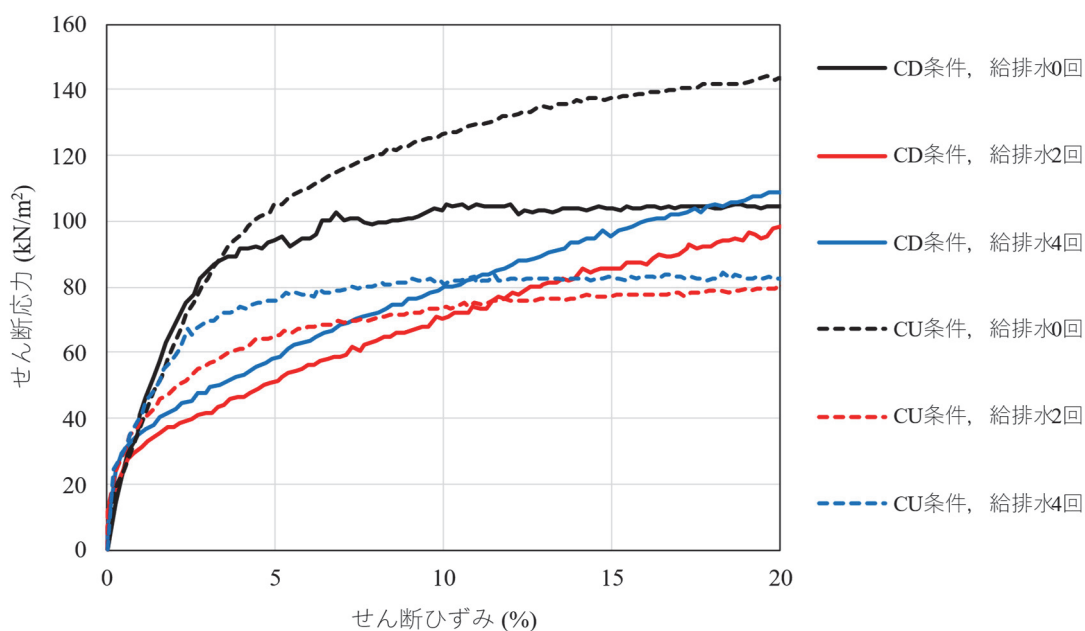


図 5-14 CD、CU 条件下での応力-ひずみ関係（拘束圧：100kPa）<sup>3)</sup>に一部加筆

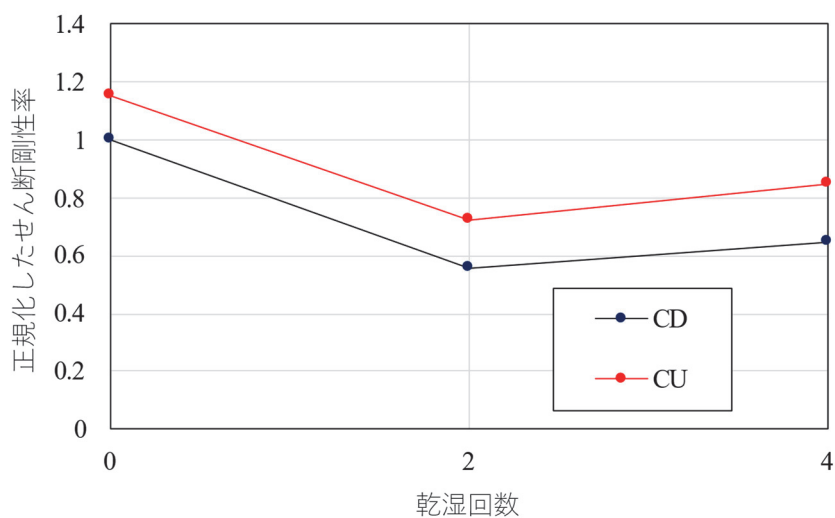


図 5-15 せん断剛性率と給排水回数との関係（拘束圧：100kPa）<sup>3)</sup>

- ・ すべての給排水サイクルで、せん断強度やせん断剛性は、拘束圧 100 kPa が拘束圧 50 kPa を上回っていることが確認された。
- ・ CU 条件下での有効応力経路では、給排水サイクルが 0 回ときは、密な砂にみられるような正のダイレイタンシーによる有効応力の増加が確認できる。一方、給排水サイクル 2 回以上の供試体では、緩い砂・正規圧密土にみられるような負のダイレイタンシーによる有効応力の減少が生じた。
- ・ これらより、シルト岩由来の本試料では特に初期の給排水履歴によりスレーキングが進行し、せん断強度と剛性（即ち変形特性）ともに低下することが示された。

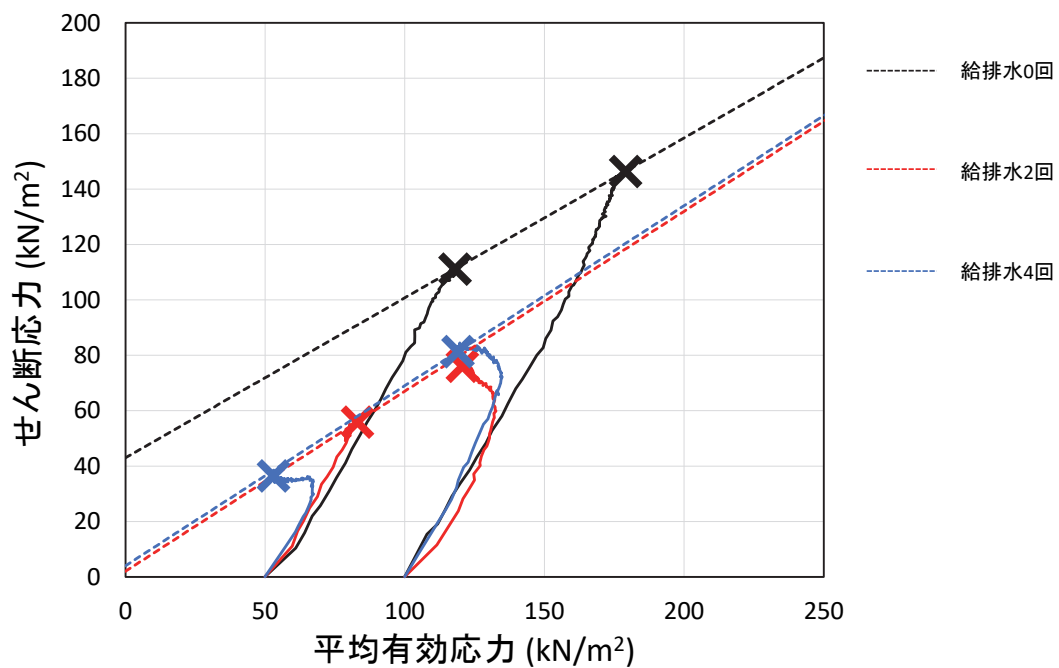


図 5-16 CU 条件下での有効応力経路<sup>3)</sup>

## (6) まとめ

本研究で行った CD 試験では、初期状態よりもスレーキングが進行した 3 サイクル目で剛性が高くなる現象が生じた。これは、締固めの過程において形成された土粒子のインターロッキング効果が異なるためであると思われる。その後は、乾湿回数の増加で剛性は低下した。

また、岩試料の強度定数の特徴は乾湿サイクルの前後で内部摩擦角が優勢な粗粒土から粘着力が優勢な細粒土に変遷し、異なる材料特性を示している。乾湿サイクルの進行で、内部摩擦角  $\phi_d$  の低下および粘着力  $c_d$  の増加が生じた。この内部摩擦角  $\phi_d$  と粘着力  $c_d$  の変化は、スレーキングに伴う粒度特性の変化の影響といえる。

今回は、同じ岩試料に異なるスレーキング履歴を与え、粒度分布の状況が異なる試料をそれぞれ締固めた供試体を用いて三軸試験を行い、スレーキングによる盛土材の粒度分布の変化が供試体の力学特性に与える変化を調べた。また、加村ら<sup>3)</sup>の試験結果で、給排水履歴で供試体のスレーキングが進行し、粒度特性の変化で保水性の増加、せん断強度・せん断剛性の低下が生じ、有効応力経路の特徴も変化したと報告している。今後は、同一供試体に繰返し給水・排水作用を与え、給水と排水の過程と力学特性の変化の過程を連続的に明らかにする必要がある。

## 5.2 給水・排水の繰返しによるせん断弾性波速度（S 波速度）の変化

### 5.2.1 給排水繰返しベンダーエレメント試験

#### (1) 試験の目的

スレーキングに伴う細粒化の進行の過程を、粒度試験で行うことには限界があるため、非破壊試験であるベンダーエレメント（以下、BE という）試験を行った。この試験の目的は、細粒化によって供試体の骨格構造に変化があればせん断波速度  $V_s$  の変化としてとらえられる可能性があると考えたためである。すなわち、BE 試験では同一供試体に給排水を繰返しながら、任意の時点で S 波速度を測定できる。また、S 波速度は、せん断弾性係数  $G$  と土の湿

潤密度  $\rho_t$  の関数で、地盤調査で広く利用されている指標の一つである  $N$  値とも密接な関係も持っている<sup>5)</sup>ことが知られており、自然堆積地盤の現状把握、既設盛土の健全性評価<sup>6)</sup>、自然斜面の安定性評価<sup>6)</sup>の利用が注目されている<sup>7)</sup>。

## (2) 試験方法

### a) 供試体の作製

今回用いた試料は、岩試料を破碎し最大粒径  $D_{max}$  を 2 - 4.75 mm , それ以下の粒度分布は、盛土施工時の粒度分布と極力相似形になるよう粒度調整した。なお、供試体の直径および高さはそれぞれ 50 mm および 100 mm である。また、当該盛土の施工時含水比 ( $w = 37\%$ ) に合わせるように水を添加し、その試料をモールドに投入し施工時の空気間隙率  $V_a$  と同じ 15% となるように3層に分け、人力によりランマーで突き固め、供試体を作製した。

### b) 保水試験 (給排水試験)

給排水 (サクシヨン履歴) の付与は、JGS 0151-2009<sup>9)</sup> に準じ、加圧法で実施した。加圧法は、試料中の間隙空気圧を大気圧に保ちつつ供試体に正の空気圧  $p$  を負荷して、水分平衡に達し排水が終了するまで計測を継続する方法である。また、加圧法は吸引法に比べて高いサクシヨンを与えることができる点や、一つの供試体で複数のサクシヨンと含水量の関係を得られ、多点法が適用できることも利点のひとつである。

供試体の初期状態は排水側を大気圧として設定し、セル室および供試体への加圧によりサクシヨンを負荷した。試験機の概要を図 5-17 に示す。ペDESTALにはセラミックディスク、上部キャップにはポーラスストーンが設置されており、それぞれの中心には一対のピエゾセラミック板が埋め込まれている。セラミックディスクを水で飽和させることで、空気は通さず間隙水のみを通過させる。また、上部キャップからは、空気圧を作用させることができる。

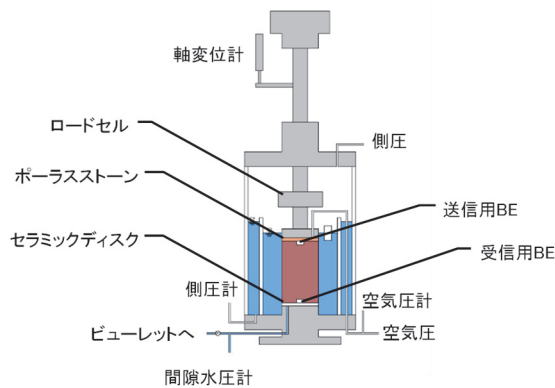


図 5-17 BE 試験を実施した三軸試験機の概要

### c) BE 試験機

ペDESTALと上部キャップに設置された挿入長 3.30 mm , 幅 12.2 mm , 厚み 1.50 mm をもつ piezo セラミック板の対を用いて, 試験中に任意のタイミングで BE 試験を行うことができる. piezo セラミックは, 電圧を加えると変形し, 変形させると電圧を生じる性質を持っている. 本試験機は, ファンクションジェネレータにより上部キャップの送信用 BE に電圧波形を任意の電圧, 任意の周波数で入力し, オシロスコープを用いて受信用 BE に到達した受信電圧を計測, 出力する機構となっている. 送受信波は時間と電圧のグラフで表され, 計測した電圧波形から伝播時間を同定した. 送信電圧は 2V で波形は 1 波の正弦波とした.

伝播時間の同定<sup>10)</sup>は Time Domain 法を用いた. Time Domain 法では, 波の送出と到達の時間差を図 5-18 BE 試験による送・受信波形から直接求めることで, せん断波速度の伝播時間  $\Delta t$  の同定を行う. 波の送出および到達時刻については図 5-19 に示す送受信波のピーク点の時間差から求める方法 ( peak to peak ) によって  $\Delta t$  を求めている. また, JGS 0544 - 20111 では, 送信波形は周波数と受信波形の初動の周波数がほぼ等しくなり, かつ送信波形の初動から受信波形の初動までにかかる時間が送信周期の 2 倍以上となる必要があると定めている.

今回の試験では, 1 , 2 , 5 , 10 , 15 , 20 , 50 kHz の周波数の波を送信した. この中で条件を最も良く満たすのは 5 kHz で, 本試験は送信周波数 5 kHz の結果を用いて伝播時

間の推定を行った (図 5-18). S 波速度  $V_s$  は, 式 (2) より求めた.

$$V_s = L / \Delta t \quad (2)$$

ここに,  $L$  は伝達距離,  $\Delta t$  は伝播時間である. 伝達距離  $L$  はベンダーエレメント先端同士  
の距離とした. 供試体の高さが  $h$ , BE 挿入長が  $x$  であるとき, 伝達距離は  $L = h - 2x$  と  
なる.

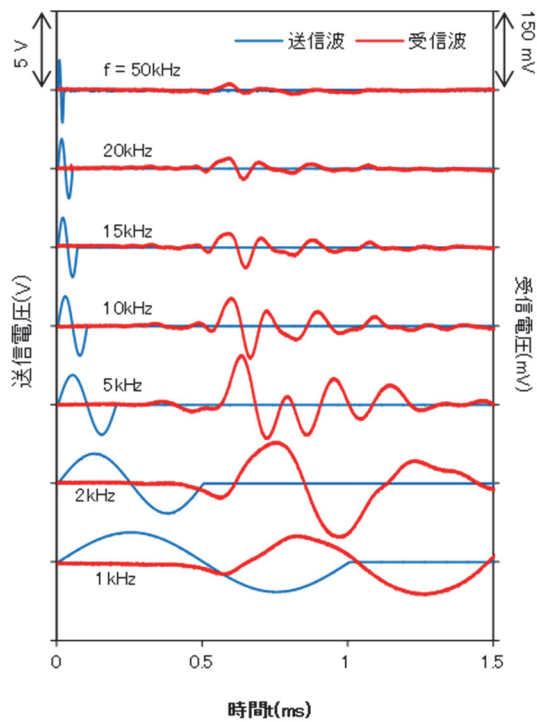


図 5-18 BE 試験による送・受信波形

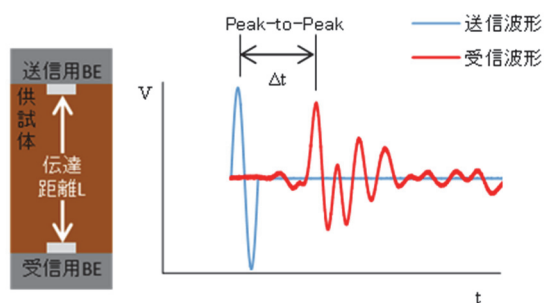


図 5-19 time do main 法による伝播時間の決定方法

d) 試験概要

図 5-20 に、拘束圧下における乾湿繰返し BE 試験の手順を整理した。まず初めに、作製した供試体を試験機に設置し、50 kPa で圧密する。圧密が終了した段階で、BE 試験を実施した。次に、位置水頭差で供試体へ通水を行った後、サクション 5 kPa、50 kPa を段階的に負荷し排水を行った。通水段階では、供試体体積の 2 倍程度の通水が確認できた時点、サクション負荷段階ではサクションを負荷し、一定に保った状態で 1 日放置した時点で BE 試験を実施した。その後、サクションを除荷し、通水、サクション負荷を繰り返し、その都度、BE 試験を行った。

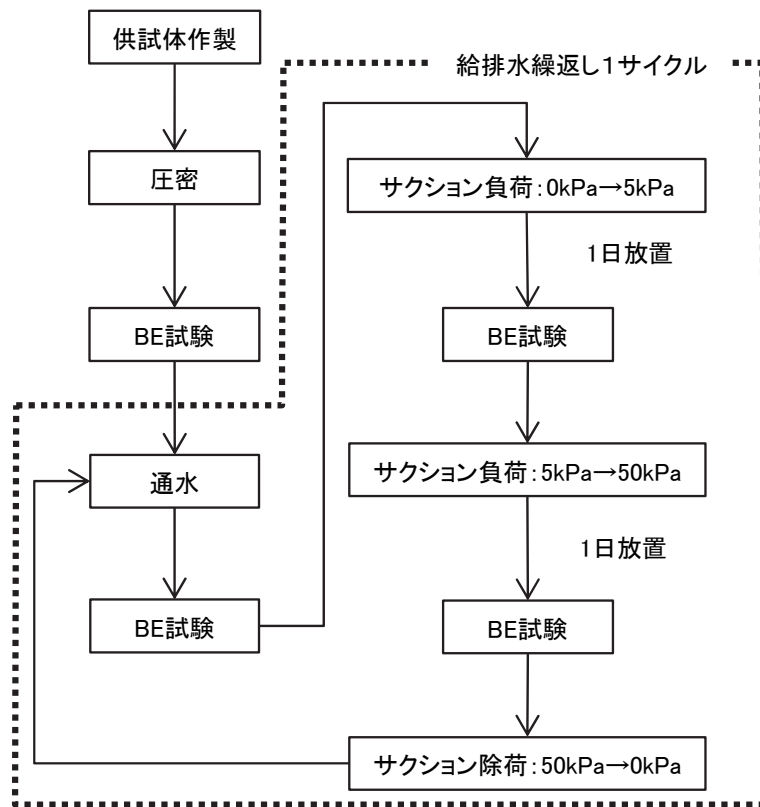


図 5-20 拘束圧下における乾湿繰返し BE 試験の手順

## 5.2.2 試験結果と考察

### (1) 試験結果

図 5-21 に、給排水サイクルと S 波速度  $V_s$  の変化をまとめた。なお、5 サイクル後の供試体は団粒化し、粒度試験を行えなかった。サクシジョンの違いに着目すると、圧密後は  $V_s = 172.2$  m/s であったが、1 サイクルの給水で  $V_s$  は、大きく低下し  $V_s = 123.5$  m/s となった。どの乾湿回数においてもサクシジョン 50 kPa の高サクシジョンでは低サクシジョン（サクシジョン 0 kPa、サクシジョン 5 kPa 負荷後）と比較して  $V_s$  が明確に大きな値となった。これらのことから、供試体の含水量がせん断波速度に影響を与えており、飽和度が高いほどせん断波速度は小さくなると考えられる。なお、給水後と給水過程（5 kPa）の  $V_s$  は同程度であった。同条件下で作製した供試体を用いて保水試験を行った結果、空気侵入値は 7 kPa であった。そのため、今回の試験で行った 5 kPa 程度のサクシジョン負荷では、間隙内に空気が侵入せず、排水量が微小で飽和度に大きな変化が生じなかったと考えられる。

続いて、サイクル数の違いに着目すると、サクシジョン 50 kPa 載荷後の結果では、サイクル数の増加で  $V_s$  は小さくなっている。これは、サイクル数の増加で、保水性が向上したと考えられる。保水性が向上すると、同一サクシジョンに対して保持できる水分量が多くなる。その結果、サイクル数が増加するほど、高サクシジョンでの飽和度が高くなり、 $V_s$  は小さくなったと考えられる。一方で、低サクシジョン領域では単調に減少していく傾向は見られなかったが、これは各繰返し回の給水後の供試体水分量必ずしも一定ではないためだと考えられる。今回の実験では、給水段階で供試体体積の 2 倍程度となるように水を流したが、何らかの方法で飽和度を確認してはいない。通水後の飽和度が一定であれば、低サクシジョン領域でも給水・排水の影響で  $V_s$  が小さくなると考えられるが、この点に関しては別途検討が必要である。



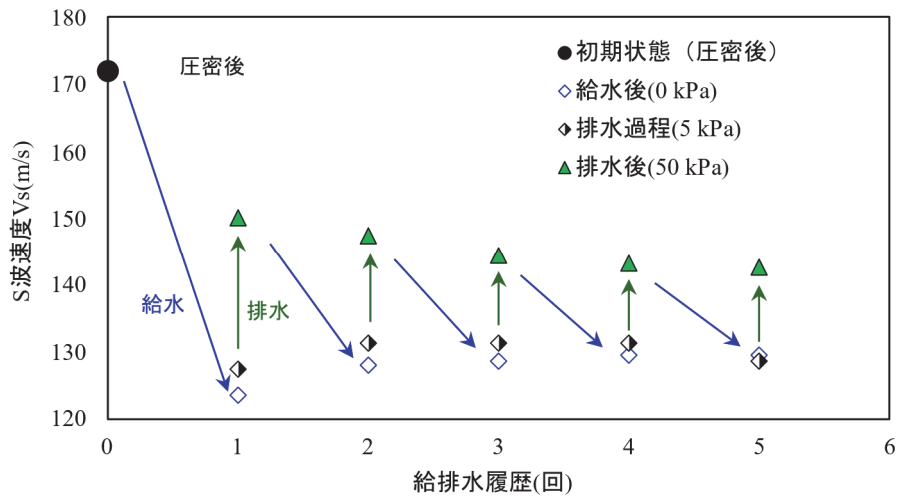


図 5-21 給排水サイクルと S 波速度の変化



図 5-22 盛土内水位の変動と盛土材の給水・排水のイメージ

図 5-22 は、盛土内水位の変動と盛土材に作用する給水・排水作用の模式図である。降雨などで盛土内の水位が変動することで、水位の変動範囲（低水位と高水位の間）にある盛土材は給水と排水の作用を繰返し受けると考えられる。これより、盛土内の水位変動で盛土の S 波速度が変化する可能性が考えられる。

## (2) 水分の違いによる影響

金山ら<sup>11)</sup>は、豊浦砂を用いて飽和状態の異なる供試体の BE 試験を行い、S 波速度と飽和度の関係を示している。飽和度の変化に関らず  $V_s$  の変化が乏しかった理由として、試験を行った飽和度の範囲で湿潤密度に差が少なかったとしている。一方で、飽和度の低下で  $V_s$  がやや増加したことに触れている。三浦ら<sup>12)</sup>は、締固め度 ( $D_c = 95\%$ ) を一定にし、粒度特性の異なる 3 種類の砂質土の飽和度を 60・75・90% に調整した供試体を用いた BE 試験を行った。その結果、飽和度の低下に伴う  $V_s$  の増加を確認した。また、細粒分含有率  $F_c$  が低いほど  $V_s$  が大きくなり、細粒分含有率  $F_c$  が  $V_s$  に影響を与えると報告している。竹園ら<sup>13)</sup>は、細粒分質礫質砂を用いて含水比と締固め度が異なる供試体を作製し、一定の拘束圧の下で BE 試験を行った。その結果から、同一の締固め度であっても供試体の水分量が異なると  $V_s$  も異なり、水分状態がほぼ等しければ締固め度と  $V_s$  の変化は一様であることを示し、含水比  $w$  が  $V_s$  に影響を与えると報告している。

供試体のせん断波速度は、土粒子骨格を伝わる速度なので、理論的には骨格構造が同じなら飽和度の変化は影響しないものと考えられる。今回の実験で、飽和度の変化によりせん断波速度に差が生じたのは、水の存在による直接的な影響ではなく、給排水の過程で生じた骨格構造の変化に起因するものと考えられる。具体的には、排水時（飽和度小）にサクシヨンの影響で骨格構造が強化される効果とスレーキングに伴う細粒化による骨格構造の劣化効果が同時に生じている可能性が示唆される。今後は、これらの効果を定量的に評価できる精緻な実験が必要と考えている。

## (3) 給水・排水の繰返し作用による影響

各サイクルの給水後と排水後の  $V_s$  を比較すると、排水時の  $V_s$  の方が大きくなる。しかし、サイクル毎の排水時の  $V_s$  に着目すると、サイクル数の増加で  $V_s$  は低下し、初期状態の  $V_s$  に戻らない。このことから、供試体内部で不可逆的な変化が生じ、飽和度が向上していたと考えられる。この不可逆的な変化として、給排水に伴う供試体のスレーキングが挙げられる。図-36

の模式図に示すように、給水により粒子は細粒化し粒子接点が増加する。排水でバルク水は排出するが、メニスカス水が粒子接点部を包むように残る。その後の給水で再び粒子が細粒化し粒子接点が増えることで、排水後のメニスカス水が増え飽和度が向上し、 $V_s$  の減少が生じたと推察する。なお、本実験は、同一供試体に繰返し給排水作用を与えることで  $V_s$  に生じる変化を試行的に計測しており、1 供試体の結果となっている。また、内セルの測定（体積変化の測定）を行っておらず、その点は今後の課題として残る。

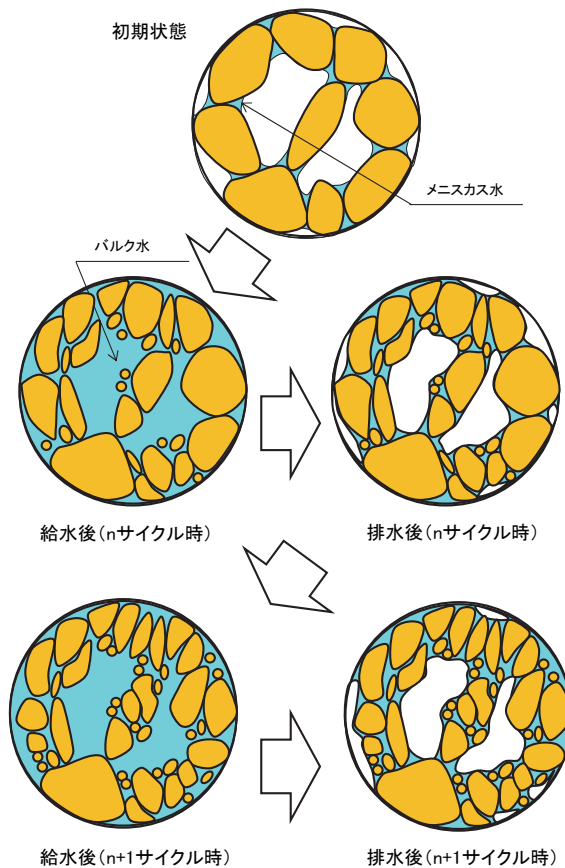


図 5-23 スレーキングによる細粒化とメニスカス水の量的変化の概念図

### 5.2.3 まとめ

同一供試体に給水・排水を繰返し作用させ、せん断弾性波速度の変化をベンダーエレメント試験で計測した。その結果、給排水の繰返しによって  $V_s$  が低下した。この不可逆的な変化は、給排水の過程で生じた骨格構造の変化（スレーキング）に起因するものと考えられる。この給排水履歴で生じる  $V_s$  の変化（低下）に着目すると、盛土建設前の材料試験時に BE 試験を行うことで、給排水による盛土材の力学特性の変化（劣化）の程度を判断する指標となりえる可能性を得た。また、供用後（管理段階）の盛土に対し表面波探査などで  $V_s$  を測定し、空間的に S 波速度の分布を整理することで、盛土区間の中で劣化している範囲を簡易に抽出できる可能性がある。更に、定期的に盛土内部の  $V_s$  を測定することで盛土の経年劣化状況（劣化の進行状況）の判定が可能になると考えられる。ただし、本実験では BE 試験後の粒度試験および飽和度測定を行っておらず、その点は今後の課題として残る。なお、本実験では給排水サイクルが 7 回で  $V_s$  の変化が収束しているが、スレーキングのしやすさ（細粒化する速さなど）で  $V_s$  の変化の速さが異なると考えられ、材料に応じた給排水回数を設定する必要がある。その他に、本実験は 1 供試体（シルト岩）のみの結果であり、凝灰岩・泥岩および頁岩などの異なる岩種の試料を用いた試験を行い、データの蓄積および岩種による特徴の違いなどを解明する必要がある。

## 参考文献

- 1) 澤野幸輝, 長尾和之, 加村晃良, 風間基樹: 供用後に変状が発生した脆弱岩ずりを用いた盛土の物性変化と変状原因, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.76, No.3, pp. 306-319, 2020.
- 2) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 (二分冊の1) pp.579-604, 2009.
- 3) 加村晃良, 井林拓郎, 橋本拓海, 風間基樹: 給排水および繰返しせん断履歴を受けたスレーキング性盛土材料のせん断特性, 第56回地盤工学研究発表会概要集, 13-6-2-07, 2021.
- 4) 山口晴幸, 吉田廣太郎, 黒島一郎, 福田誠: 泥岩のスレーキング特性, 土木学会論文集, No.406/III-11, pp. 17-26, 1989.6.
- 5) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第4回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.89-96, 1975.
- 6) 林宏一, 鈴木晴彦: 二次元表面波探査の地盤調査への適用, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.33-34, 2003.
- 7) 川尻峻三, 澁谷啓, 川口貴之, 鳥居宣之: 現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価, 地盤工学ジャーナル Vol.4, No.3, pp.233-244, 2009.
- 8) 鈴木晴彦, 林宏一, 信岡大: 表面波を用いた地震探査—二次元探査への応用—, 物理探査学会第103回学術講演会講演論文集, pp.221-225, 2000.
- 9) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 (二分冊の1) pp.162-176, 2009.
- 10) 山下聡: ベンダーエレメント試験, 土と基礎, Vol.55, No.4, pp.47-48, 2007.
- 11) 金山未来, 山下聡, 川尻俊三, 川口貴之: 飽和・不飽和土の液状化特性と液状化前後の P 波 S 波速度変化, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第55号, pp.137-142, 2015.
- 12) 三浦みなみ, 高田昌典, 澁谷啓: 3種類の砂質土試料のせん断弾性波速度に及ぼす飽和度と拘束圧の影響, 建設工学研究所論文報告, 第55号, pp.57-62, 2013.
- 13) 竹園紘樹, 三浦みなみ, 高橋正和, 澁谷啓, 川尻俊三: 締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第52号, pp.117-122, 2012.

## 6 スレーキング性材料で構築された盛土の表面波探査による原位置評価

### 6.1 供用後の盛土の維持管理のための調査・点検の現状と課題

予防保全の観点から供用中の盛土を適切に維持管理することが求められている。特にスレーキング性材料で構築された盛土では、供用後に生じる盛土材の変質経過を継続的に点検・調査していくことが重要となる。仮に補強工事が必要と判断される場合、補強対策の範囲・方法・工事の時期などを総合的に判断し、計画的かつ効果的に事業を進める必要がある。

安全な道路交通を確保し、第三者等被害を未然に防止する、構造物等の変状発生状況等を日常的に確認する目的で、図 6-1 に示す点検時の着眼点に留意して近接目視で盛土のり面の管理を行っている。なお、点検手法には盛土材のスレーキング性の有無による違いはない。スレーキング性がない材料の場合は、盛土構築後に盛土材の性質は変化しないと考えられるが、スレーキング性を有する材料の場合は、盛土構築後から盛土材の性質が変化する可能性がある。この点検手法では、スレーキングで盛土材の性質が変化しても確認できない。

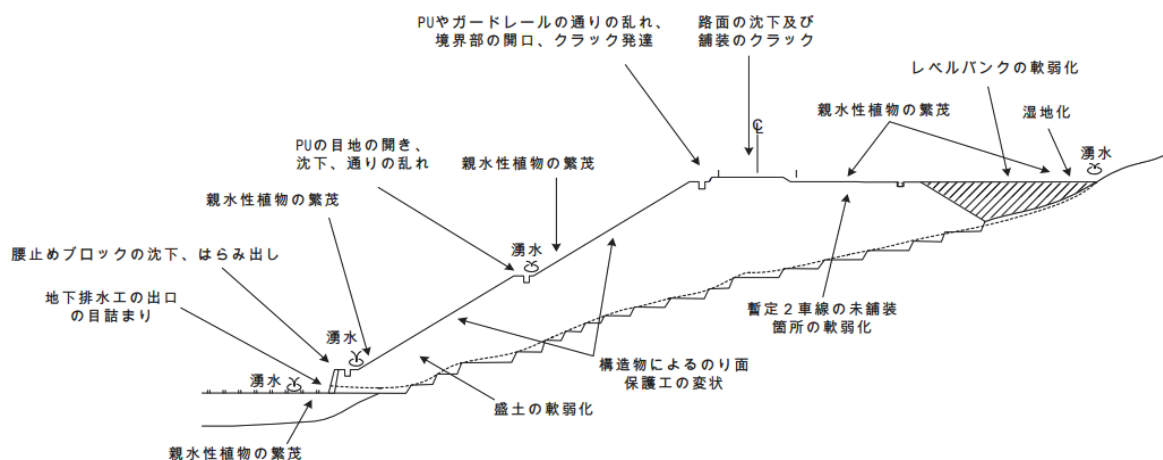


図 6-1 盛土のり面点検時の着眼点<sup>1)</sup>

盛土内部を調査する手法として、ボーリング調査が広く用いられている。ボーリング調査は、汎用性に優れるが機材が大きく、搬入や足場仮設などに手間がかかる上に、調査費用が高く、盛土のり面崩壊など大規模な変状が生じた後に行われることが多い。そのため、ボーリング調査実施時の盛土の状態は確認できるが、スレーキングで盛土構築時（初期状態）から盛土材の状態が変化している場合、変化の過程や程度を評価できない。

この様に、現時点ではスレーキングによる盛土材の性質変化に着目した維持管理や、変化の過程に着目した調査は行われていない。しかし、スレーキング性材料の盛土は経時的に盛土材の性質が変化（劣化の進行）し、盛土の安定性が変化（不安定化）すると考えられる。したがって、スレーキング性を有する盛土の維持管理では、通常の近接目視による点検の他に、盛土内の状況把握を定期的に行い、連続的に盛土材の経時変化を捉え、盛土材の劣化の進行具合を評価する必要がある。一般的な調査手法のボーリング調査は非常に高価で、定期的な調査実施は困難である。そのため、ボーリング調査よりも安価で定期的に盛土内の状況把握が可能な方法が求められている。

## 6.2 スレーキング性材料で構築された盛土に適用可能な現地調査方法の比較検討

### (1) ボーリング調査

ボーリング調査は、通常、ハイドロリックフィード式ボーリングマシンで地盤を掘削するとともに標準貫入試験を並行して行い、ボーリングコアの採取・コアの目視観察・N値による地盤の締り具合を判定する。写真 6-1 はボーリングで採取したコア写真である。また、土砂や軟岩・硬岩など様々な地盤に対応が可能で、ボーリング孔を利用した原位置試験やサンプリングした試料で室内土質試験を行えるなど汎用性が高い。しかし、ボーリングマシンを設置する足場仮設や現場内小運搬用のモノレール仮設（写真 6-2）などが必要であるため現地での作業時間が長く・調査費用も非常に高価であるため、盛土のり面の崩壊など比較的大きな変状が生じた際の“事後対応”で行われることが多い。ボーリング調査は適用できる土質範囲が広い上に、

ボーリング孔を用いた原位置試験やサンプリングした試料で室内土質試験を行えるなど非常に汎用性が高い。だが、現場作業の期間が長く調査費用も非常に高価であるため、定期的な経過観察を目的とした調査には不向きである。

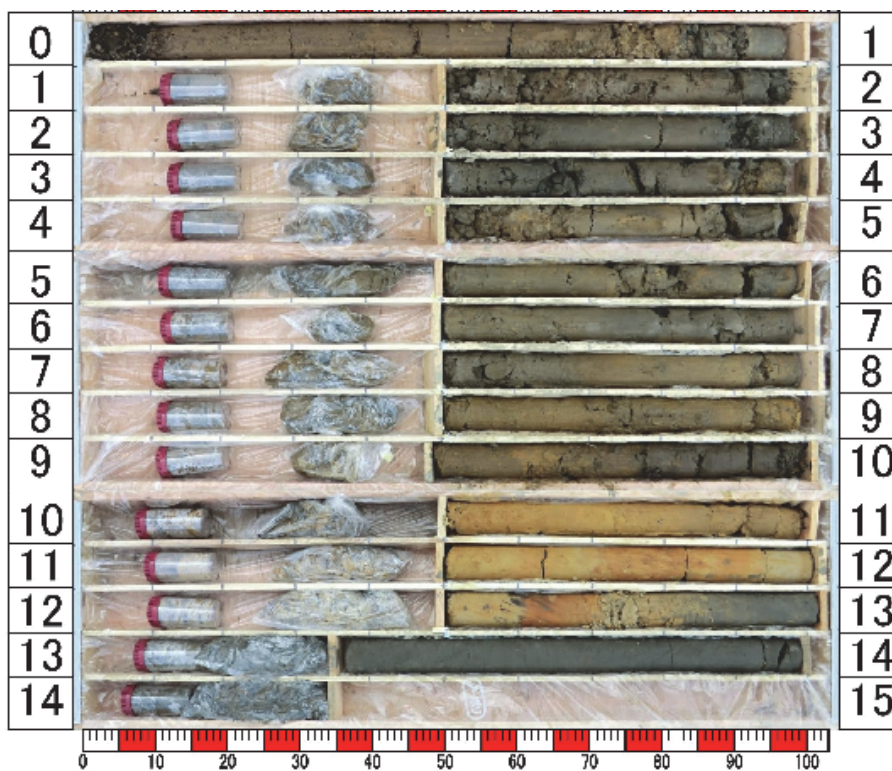


写真 6-1 ボーリングコア写真 (H24-B-1 孔)





写真 6-2 ボーリング調査状況写真（左：全景・モノレール，右：掘削状況）

## (2) スクリューウエイト貫入試験（JIS A 1221:2020）

2020 年までスウェーデン式サウンディング試験の名称で用いられていた試験である。オランダ式二重管コーン貫入試験やポータブルコーン貫入試験などの静的サウンディングの一つである。試験機材が小さく人力で作業が可能（写真 6-3）である特徴を有し、省スペースで試験が行えるほか、現地作業時間が短く・調査費用も安価であるため、簡易的な地盤調査や小規模構造物の基礎調査などで多く用いられている。しかし、ボーリングコア採取などのサンプリングは行えず、地盤状況を目視確認できない。そのため、地盤状況はロッド先端のスクリューが地盤内を貫入する際に生じる“音”や“感触”から判断するため、試験結果には試験者の経験などによるバラツキが生じる。

スクリューウエイト貫入試験は、現場作業の期間が短く調査費用も安価だが、盛土内に硬質な礫が残存するとスクリュー先端に礫が当たりそれ以深は貫入できない問題がある。

ボーリング調査やスクリーウエイト貫入試験は“点”の情報であるため、盛土のり面全体を面的に把握するには複数本の調査が必要となり、現地作業期間の長期化や調査費用が莫大にかさむ等が問題となる。



写真 6-3 スクリーウエイト貫入試験

### (3) 表面波探査試験

弾性体を伝播する波は、実体波と表面波の2つに分けられる。実体波は無限弾性体（均質無限媒質）を伝播する波で、P波とS波からなる。表面波は半無限弾性体（半無限均質媒質）を伝播する波で、レイリー波とラブ波からなる。P波は液体中でも伝わるが、S波は伝わらない特徴がある。一方で、地表付近を伝わる表面波（レイリー波）は、一般的にS波速度に敏感である。

均質媒質において地表面が存在した場合（半無限均質媒質の場合）、表面に沿って表面波の一つであるレイリー波が伝播する。レイリー波の伝播速度は、一般にS波速度の0.9~0.95倍で、地表面に対して垂直な方向に大きく振動するという特徴がある。したがって、レイリー波を正確に測定できれば、S波速度に換算することができる<sup>2)</sup>。林ら<sup>3)</sup>は、離散化波数積分法に

より計算した半無限均質媒質の表面を伝わる波の理論波を示している（図 6-2）。この波形記録から、初めに P 波が伝わり、続いて表面波（以下、表面波はレイリー波を意味する）が伝わる。また、初動の P 波に対して、後波である表面波の振幅は遥かに大きい上に、減衰しておらず、地表面波の起振および測定が、P 波や S 波などの実体波に比べて容易であることを示している。

次に、図 6-3 は表面波が伝播する様子を模式的に表したものである。表面波の伝播速度は、波長に相当する深度まで地盤の S 波速度を主に反映し、波長の短い高周波数の波は浅い地盤の速度だけを反映し、波長の長い低周波数の波は深い地盤の速度を反映する<sup>2)</sup>。このように表面波は、周波数（波長）に依存して波の伝播速度（位相速度）が異なる分散性を持つため、様々な周波数の波を用いることで地盤のごく浅部から深部まで同じ理論に基づいて探査を行うことが可能である。なお、各周波数において最も振幅が大きくなる見かけ速度をその周波数に対する位相速度と呼び、これらを結んだものを位相速度曲線（分散曲線）と呼ぶ。

地盤の S 波速度分布の把握には、従来からボーリング孔を用いた PS 検層などが行われてきたが、時間と費用がかかる問題があった。一方、従来の表面波探査は、主にバイブレータにより励起された定常波を 2 個の受振器を用いて測定し一次元の解析を行うものであった。また、一次元探査であるため複雑な地盤への適用が難しいこと、表面波を発生させるために特殊な起振器が必要とすることなどから、汎用性が低かった<sup>2)</sup>。しかし、近年の高密度表面波探査は、カケヤや重錘落下などのインパルス震源によって励起された表面波を測線上に設置した多数の受振器を用いることにより、深度 10～15m 程度までのせん断波速度  $V_s$  をレイリー波との相関を利用して二次元的に求めることができる<sup>3)</sup>。このように高密度表面波探査は、従来の PS 検層や表面波探査と比較して測定精度や速度が向上し、かつ二次元・三次元的な S 波速度分布が視覚的に表現できる利点がある。

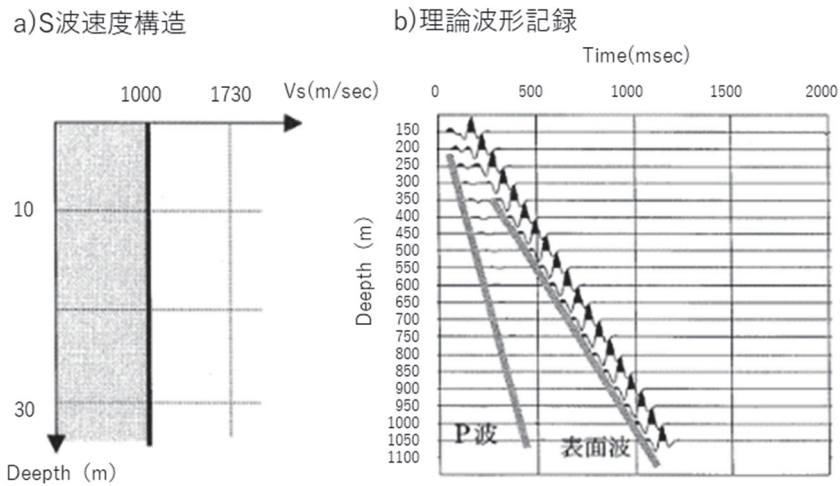


図 6-2 離散化波数積分法を用いて計算した半無限均質媒質を伝播する理論波形<sup>1)</sup>

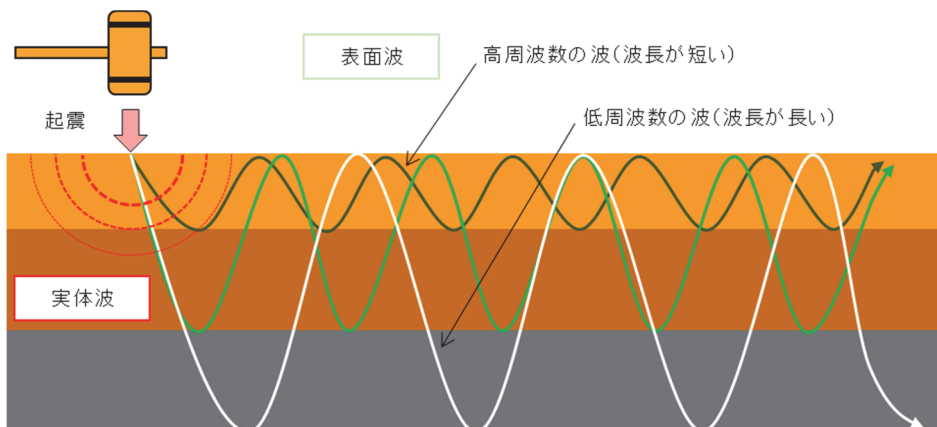


図 6-3 波の地中伝播のイメージ

図 6-4 に測定の模式図を示す。高密度表面波探査の受振器は、固有周波数の低い (4.5Hz など) 速度型ジオフォンを用い、受振点は一定の間隔 (0.5~2m) に設置し、24~48 チャンネルで測定する。起震はカケヤや重錘落下などを用い、風などのノイズが小さい時を見計らい打撃する。起振点-受信点配置は反射法地震探査に類似している。発生した起震波は地中を伝播し、各受振器で受振したそれら振動は電気信号となり多芯ケーブルを介して測定器に取り込まれ、ハードディスクに記録される。

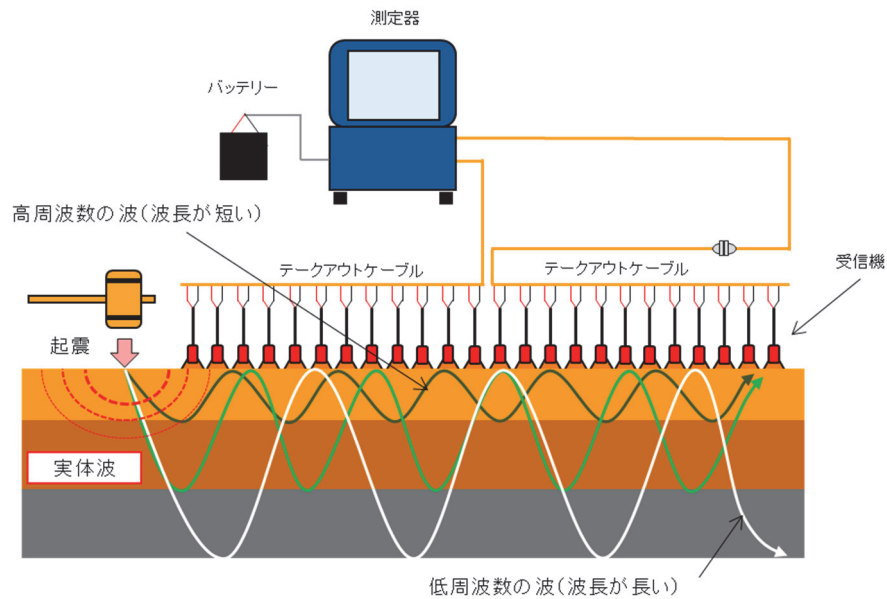


図 6-4 高密度表面波探査の測定概念図

#### (4) 各現地調査方法の長所と短所

ボーリング調査，スクリーウエイト貫入試験，表面波探査の長所と短所を表 6-1 にまとめる．ボーリング調査は，調査実績が多く汎用性が高いが，調査費用が高い．また，得られる地盤情報が点情報であるため，広範囲の調査対象に対し調査個所が少ない場合，面的な状況把握が難しい．スクリーウエイト貫入試験は，調査作業が簡易で調査費用が安い，適用深度は 10m と比較的浅い上に礫質土では礫当たりする可能性がある．また，ボーリング調査と同様に，得られる地盤情報が点情報であるため，面的な分布状況を把握する場合，調査地点の配置を密にする必要がある．表面波探査は，地盤の硬軟に左右されずに調査が可能な上，面的な分布把握が容易であるが，調査実績が少ない．また，深い部分で調査精度が低下するため，適用深度は 10～15m とするのが一般的である．

表 6-1 各現地調査方法の長所と短所

	ボーリング調査	スクリーウエイト貫入試験	表面波探査
長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 調査の実績が多い</li> <li>・ コアで直接目視ができる</li> <li>・ 土砂、礫、軟岩や硬岩など適用範囲が広い</li> <li>・ サンプルングができる</li> <li>・ N 値の測定ができる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 調査作業が簡易で、作業時間が短い</li> <li>・ 狭隘な場所でも作業が可能</li> <li>・ 1m 当たりの調査費用が安い</li> <li>・ 調査ポイントを増やすことで面的な分布把握が容易</li> <li>・ <math>N_{sw}</math> と N 値は相関性がある</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 調査作業が簡易で、作業時間が短い</li> <li>・ 狭隘な場所でも作業が可能</li> <li>・ 非破壊試験で地盤の硬軟に左右されずに調査が可能</li> <li>・ 面的な分布把握が容易</li> <li>・ <math>V_s</math> と N 値は相関性がある</li> </ul>
短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 広い作業スペースが必要</li> <li>・ 現地作業期間が長い</li> <li>・ 調査費用が高価</li> <li>・ 調査ポイントが少ないと面的な分布把握が困難</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 適用深度は 10m まで</li> <li>・ 礫質土では礫当たりにより調査不能となる場合がある</li> <li>・ N 値 <math>\geq 15</math> 以上の硬い土は貫入が困難になる</li> <li>・ 調査結果にバラツキ（個人差）がしやすい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 適用深度は 10~15m 程度</li> <li>・ 深い部分で調査精度が低下する</li> <li>・ 測定値の解析に時間がかかる</li> <li>・ 実績が少ない</li> </ul>

## 6.3 スレーキング性材料で構築された盛土での表面波探査の試み

### 6.3.1 地表面探査に着目した理由

盛土内に残留する礫の影響を受けない調査方法として、非破壊試験である表面波探査に着目した。また、第5章で行った給排水繰返しBE試験の結果、給排水履歴で排水時のS波速度( $V_s$ )に不可逆的な変化が生じる点に着目した。盛土では、地下水が変動することで、盛土材に給排水作用が生じると考えられる。そのため、盛土内で水の影響を受ける範囲は、給排水繰返しBE試験と変化と同様にS波速度( $V_s$ )が遅くなると推測できる。更に、盛土内のS波速度( $V_s$ )の違いを空間的に捉えることで、盛土の劣化範囲と健全な範囲の区別ができる可能性が考えられる。

S波速度( $V_s$ )とN値は高い相関性を持つことが知られており、表面波探査で得られる $V_s$ から、大まかなN値の空間的な分布を把握することが可能であり、工学的な利用として有効であると考えた。

### 6.3.2 表面波探査の適用結果

#### (1) 計測点の配置

第3章で述べたスレーキングにより変状が生じた盛土の区間を対象とし、2019年に表面波探査を行った。盛土区間の位置などについては第3章の図3-2を参照してもらいたい。計測線は、のり面全体を覆う様に配置した(図6-5)。具体には、道路縦断方向に3測線(J1:上段, J2:中段, J3:下段)、道路横断方向に1測線(O1)で、各計測点の間隔は2mとし、各測線の計測点数はJ1・J2・O1が18点、J3が34点である(表6-2)。ただし、O1の間隔は斜面上の2m間隔とした。なお、起振はカケヤによる打撃で行った(写真6-4)。

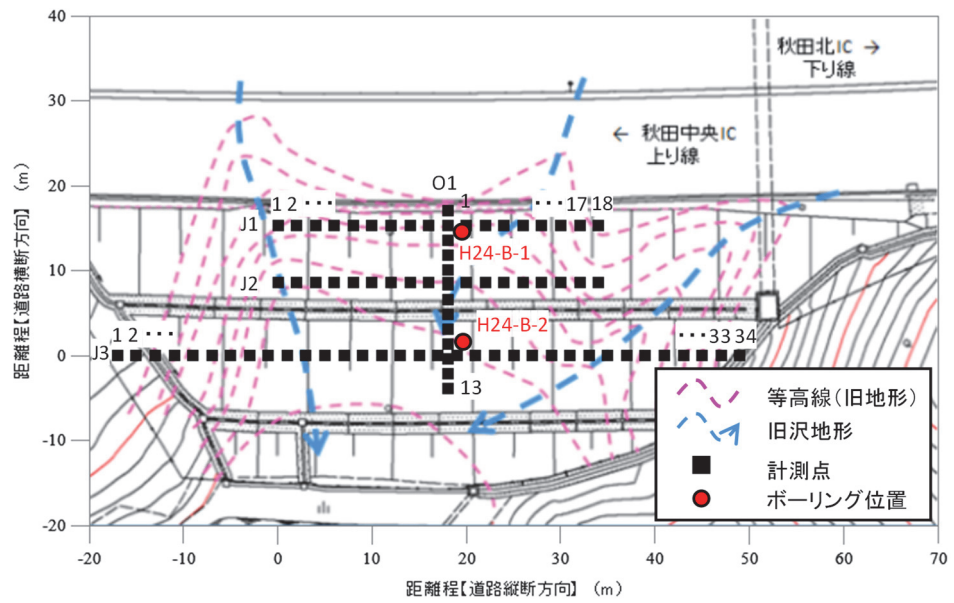


図 6-5 計測点の配置状況と既往のボーリング調査位置

表 6-2 測線概要

測線方向	測線名	測線延長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
道路縦断方向	J1	22.0	1.0	2.0
	J2	35.0	1.0	2.0
	J3	35.0	1.0	2.0
道路横断方向	O1	67.0	1.0	2.0





写真 6-4 起振の状況

(1) 計測結果

- 2012年のボーリング調査結果と2019年の表面波探査結果との比較

図 6-6 は、地表面探査を行った盛土の施工開始（1995年）から現在（2021年）までの各イベントを時系列で示したものである。

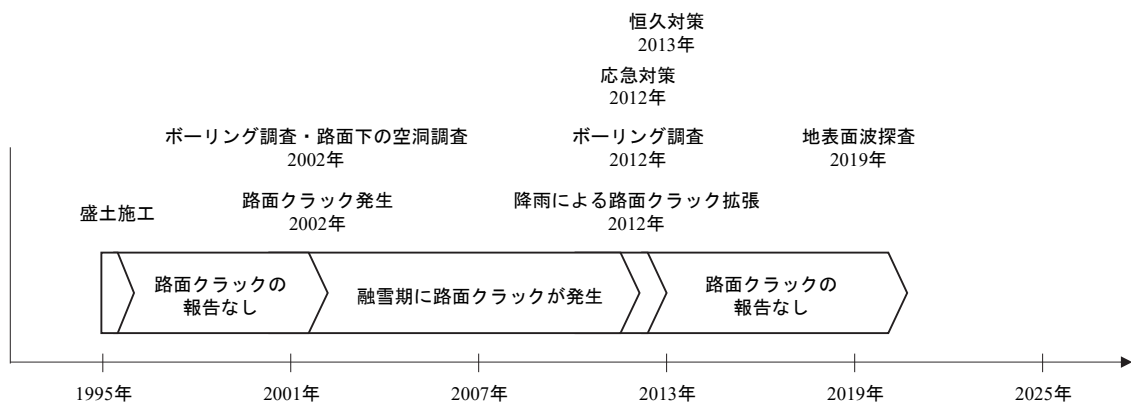


図 6-6 地表面波探査を行った盛土の各イベントの時系列

図 6-7 は、 $V_s$  と N 値の関係<sup>4)</sup>である。図 6-8 に、表面波探査結果と既往のボーリング調査

結果（2012年）をまとめた。図 6-8 の地質区分は、2012 年のボーリング調査で採取したボーリングコアの目視観察による区分で、既往ボーリング調査結果の N 値は式(3)で  $V_s$  に換算した。

$$V_s = 97.0 \times N^{0.314} \quad \text{式(3)}$$

ここに、 $V_s$  : S 波速度 (m/s)

N : N 値 (回)

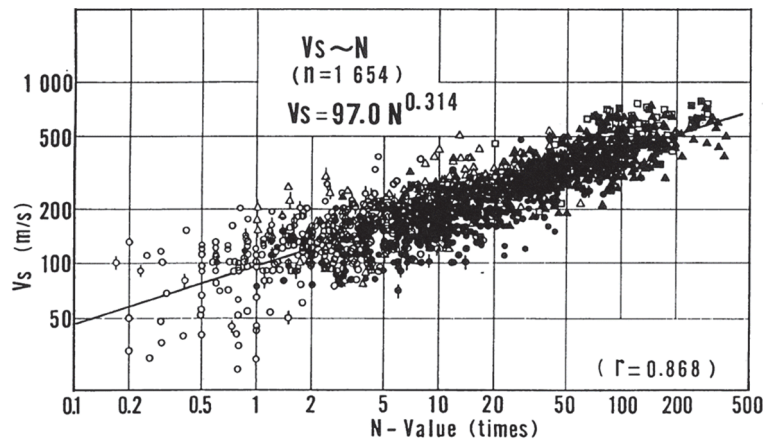


図 6-7  $V_s$  と N 値の関係<sup>4)</sup>

図 6-8 より盛土の  $V_s$  は 96~208 m/s であったが、地表（深度 0m）の計測結果には衣土が影響している可能性がある（写真 6-5）。今回は、盛土内の  $V_s$  分布状況の把握が目的であるため、地表（深度 0m）の計測結果を除外するものとした。その結果、盛土の  $V_s$  は 128~208 m/s で、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と概ね一致している。下層のシルト岩（風化部を含む）の  $V_s$  は 279~302 m/s で、盛土の  $V_s$  とよりも早く明瞭な違いが見られた。

盛土の  $V_s$  は、2012 年のボーリング調査と 2019 年の表面波探査で変化は小さい。菊本ら<sup>11)</sup> は、掛川泥岩、神戸泥岩、高崎泥岩の 3 種類を用い、5 サイクルの乾湿履歴を与え各サイクル終了時に最大・最小間隙率を調べ、いずれの試料においても最大・最小間隙率は 3 サイクル経過まで単調に減少し、その後は、神戸泥岩では微増、掛川泥岩はほぼ横ばい、高崎泥岩は減少を続けたと報告している（図 6-9）。また、本研究で行った給排水繰返しベンダーエレメント

試験では、排水後の  $V_s$  は 3 サイクルまで減少し、その後はほぼ横ばいとなった (図 6-10)。

これらより、2012 年のボーリング調査時と 2019 年の表面波探査で  $V_s$  の変化が小さい原因として、1995 年の盛土施工からボーリング調査までに 17 年、表面波探査まで 24 年が経過しており、スレーキングによる細粒化は収束傾向で、劣化進行が緩慢化している可能性が考えられる。シルト岩 (風化部を含む) では  $V_s$  分布状況に差が生じているが、この差の原因として、計測深度が深くなると測定値が粗くなる表面波探査の特性によるものと考えられる。なお、2012 年のボーリング調査から 2019 年の表面波探査まで 9 年経過し、その間に応急対策 (水抜きボーリング工) や恒久対策 (砕石堅排水工・かご枠工) が行われている。したがって、2019 年に行った表面波探査の結果には 9 年間の時間経過、2012 年に応急対策と 2013 年の恒久対策による地下水低下の影響が含まれていることに留意する必要がある。

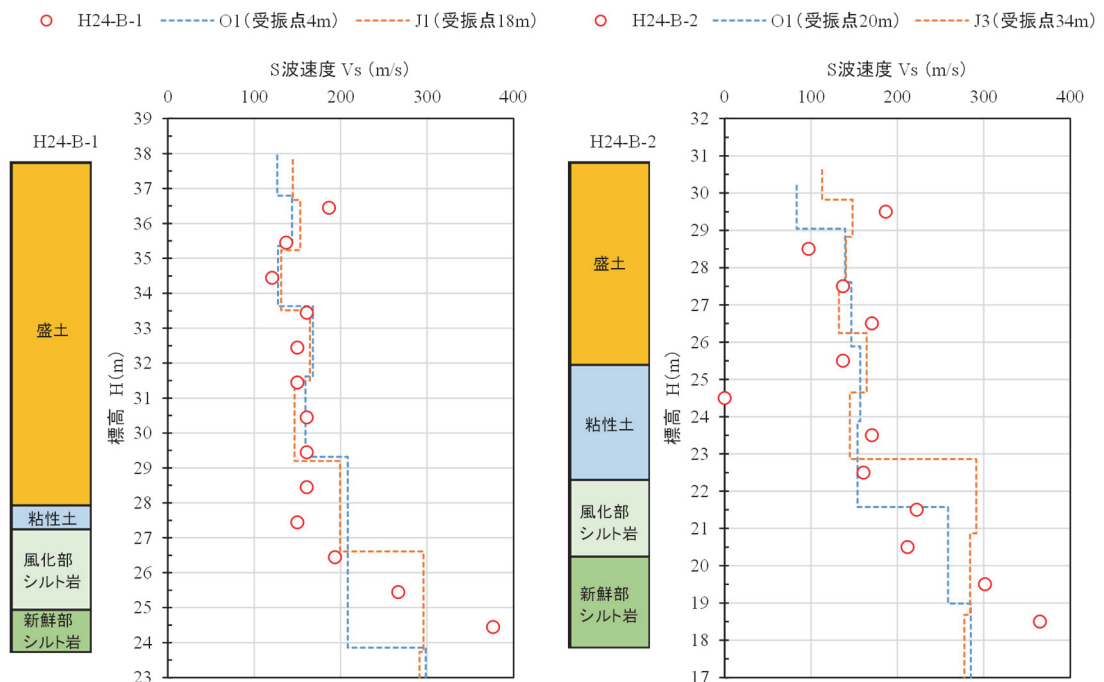


図 6-8 表面波探査結果と既往ボーリング調査結果との比較

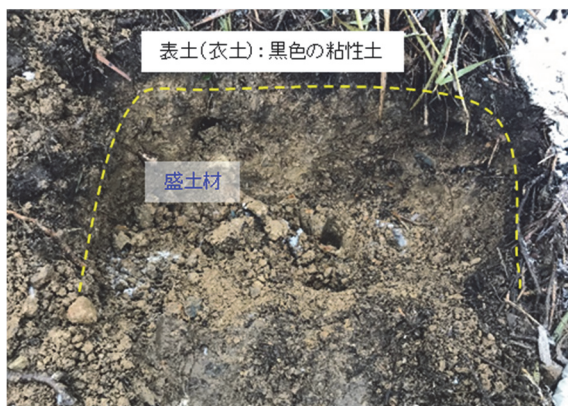


写真 6-5 盛土表面付近の掘削状況

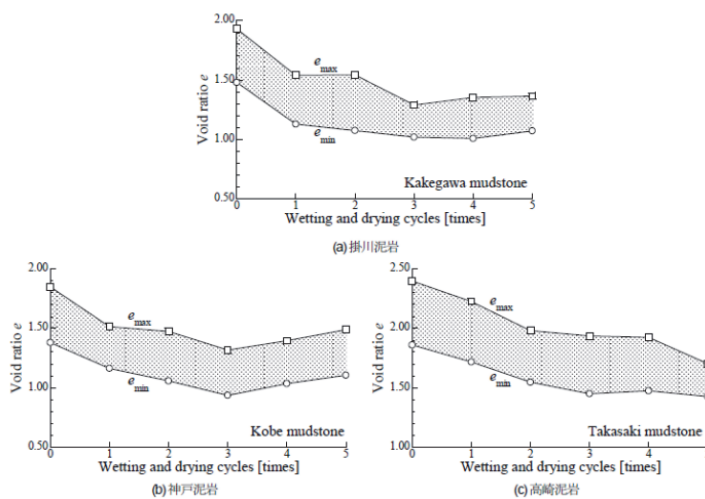


図 6-9 乾湿サイクル数と最大・最小間隙率の関係<sup>5)</sup>

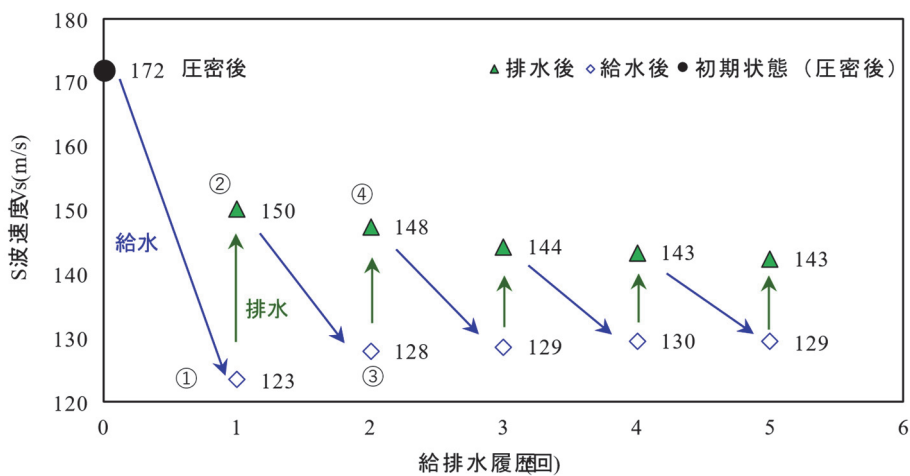


図 6-10 室内土質試験結果 (給排水繰返しベンダーエレメント試験)

- O1 測線の測定結果

図 6-11 と図 6-12 は、O1 測線の  $V_s$  測定結果をまとめたもので、図 6-11 は  $V_s$  のコンターで、図 6-12 は  $V_s$  の解析点である。図中に既往のボーリング調査で推定した層区分を記載している。図 6-13 は、O1 測線の  $V_s$  の頻度分布で、表土 (GL-0m)、盛土、境界、地山に区分している (図 6-12 参照)。境界は盛土と旧地表で、層区分線を挟む上下の解析点としている。

地表面 (深度 0m 付近) は全体的に赤色系の配色で、盛土内と比較して  $V_s$  が著しく遅い。なお、深度 0.0~0.2m までは黒色の粘土質の表土 (写真 6-5) で、地表面 (深度 0m 付近) の  $V_s$  は表土のものであると考えられ、以下では表土と盛土に区分する。盛土は橙色系~黄色系の配色でコンター線に乱れがみられレンズ状に  $V_s$  が遅い範囲がみられる。また、深度 5m 付近を境として上位は橙色系、下位は黄色系の配色が主体となり上位で  $V_s$  が遅いことが読み取れる。旧地山である粘性土は緑色系~水色系の配色で、コンターは層状に現れている。基盤岩 (シルト岩) は青色系の配色で、盛土や粘性土と比べ  $V_s$  が著しく速い。

表土の  $V_s$  の範囲は 83~183 m/s , 平均値は 114 m/s , 中央値は 107 m/s , 頻度分布のピークは 100~109 m/s であった。盛土のり肩の 1 点 (183 m/s) を除くと  $V_s$  の範囲は 140 m/s 未満であった。盛土の  $V_s$  の範囲は 124~176 m/s で給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致する。平均値は 149 m/s , 中央値は 148 m/s であった。頻度分布のピークは 130~139 m/s と 170~179 m/s で、盛土のり肩~のり中央付近の盛土下方で  $V_s$  が速い。境界の  $V_s$  の範囲は 153~312 m/s, 平均値は 203 m/s, 中央値は 184 m/s, 頻度分布のピークは 150~159 m/s と 240 m/s でバラツキがみられる。地山の  $V_s$  の範囲は 233~308 m/s で、平均値は 279 m/s , 中央値は 281 m/s であった。

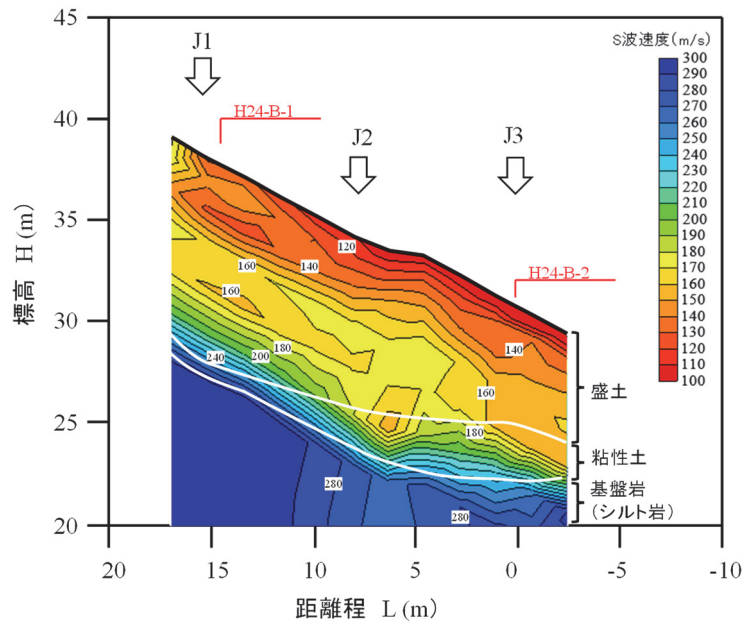


図 6-11  $V_s$  の分布 (O1)

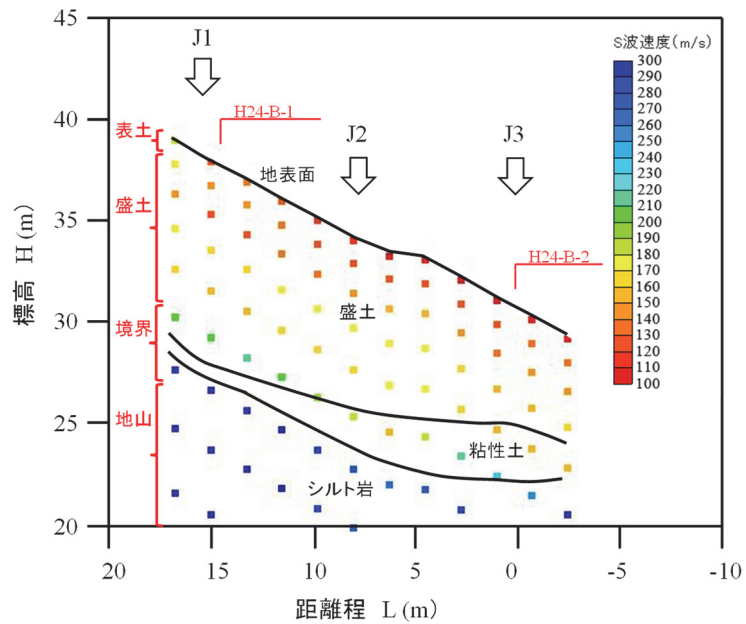


図 6-12  $V_s$  の解析点 (O1)

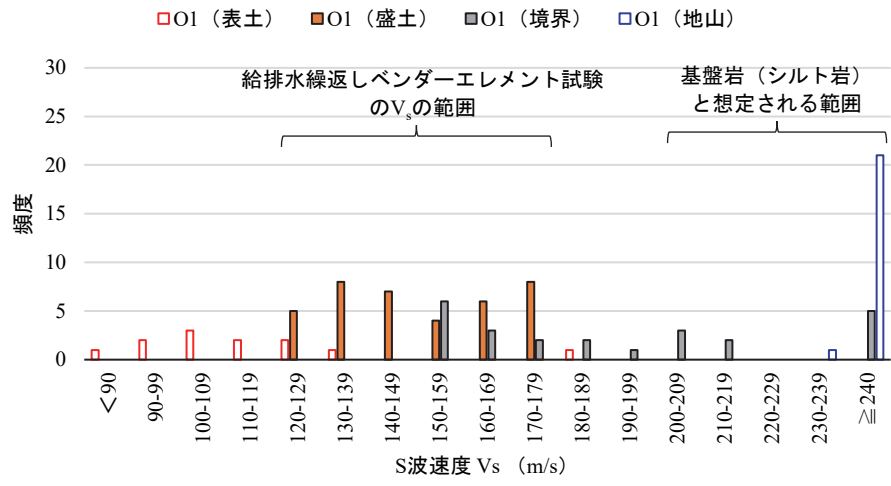


図 6-13  $V_s$  の頻度分布 (O1)

- J1 測線の測定結果

図 6-14 と図 6-15 に、J1 測線の  $V_s$  測定結果をまとめる。図中の破線は旧地形図から判読した旧地表を破線で記載している。図 6-16 は、J1 測線の  $V_s$  の頻度分布である。

表土は、起終点側の一部で緑色～水色系の配色がみられるが、概ねは橙色系～黄色系の配色であった。盛土は、標高 35m 付近に赤色系～橙色系の  $V_s$  の遅い範囲が帯状に見られる。また、起終点側で鉛直方向に赤色系～橙色系の範囲に広がりがあり、コンターの乱れがみられる。境界付近は、コンターの乱れがなく層状に分布する。境界より下位は、水色系～青色系の配色で基盤岩（シルト岩）と考えられる。

表土の  $V_s$  の範囲は 70～194 m/s ， 平均値は 172 m/s ， 中央値は 166 m/s ， 頻度分布のピークは 160～169 m/s であった。盛土の  $V_s$  の範囲は、概ねの解析点の値は給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致する。平均値は 148 m/s ， 中央値は 151 m/s であった。頻度分布のピークは 150～159 m/s であった。起終点側（距離程 0m ， 2m ， 28m ， 30m ， 32m ， 34m）の標高 35m 付近で  $V_s$  の範囲が 120 m/s 未満となる。この測点の位置は、2002 年に生じた舗装面のクラックの端部および路肩付近に多数の緩みが生じていた個所と一致する（図 6-17）。境界の  $V_s$  の範囲は 140～300 m/s， 平均値は 237 m/s， 中央値は 209 m/s， 頻度分布のピークは 190～199 m/s であった。地山の  $V_s$  の範囲は 291～301 m/s で、平均値は 293 m/s ， 中央値は 292 m/s であった。



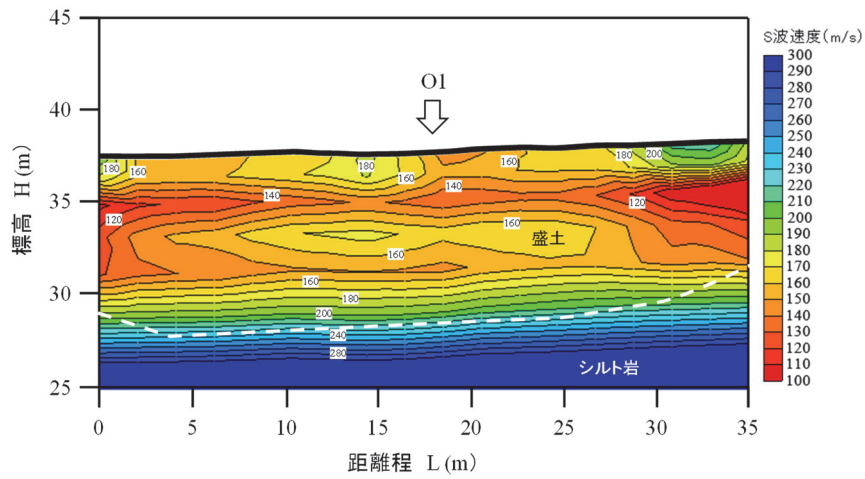


図 6-14  $V_s$  の分布 (J1)

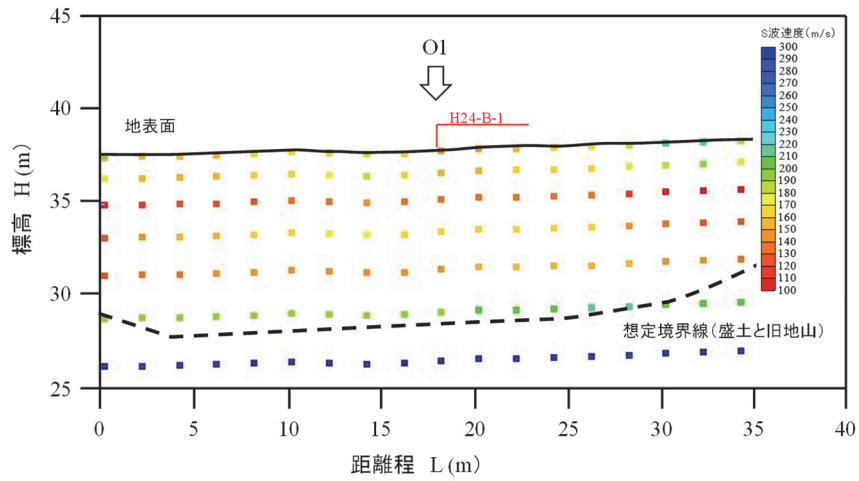


図 6-15  $V_s$  の解析点 (J1)

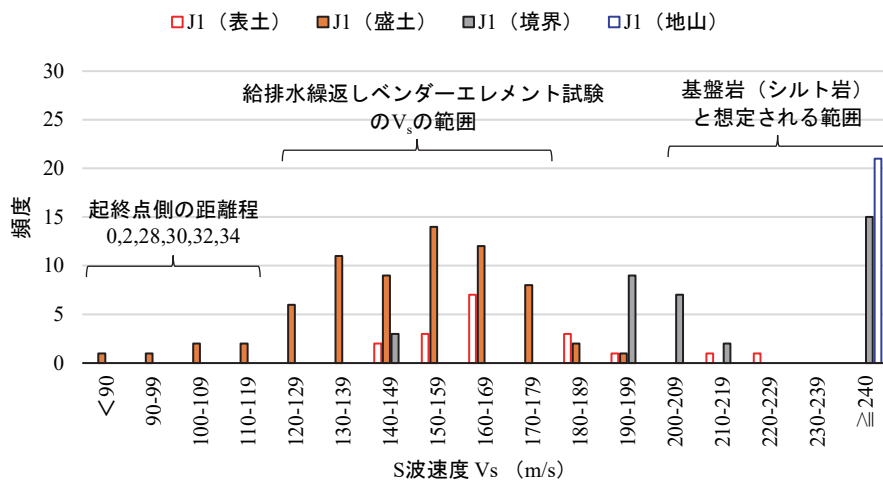


図 6-16  $V_s$  の頻度分布 (J1)

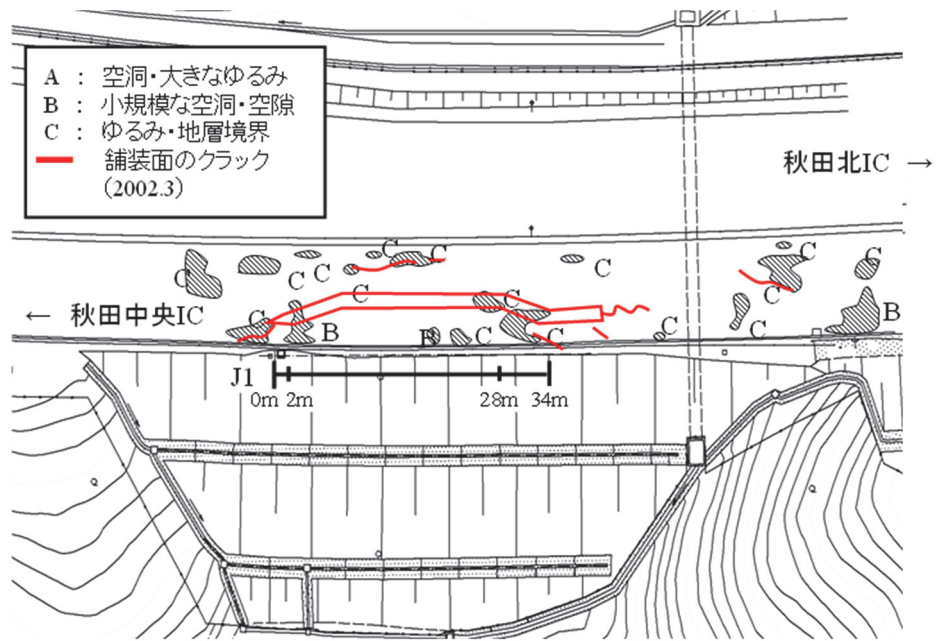


図 6-17 2002年の路面クラック・舗装下の緩みの位置とJ1測線の関係

- J2 測線の測定結果

図 6-18 と図 6-19 に、J2 測線の  $V_s$  測定結果をまとめる。図中の破線は旧地形図から判読した旧地表を破線で記載している。図 6-20 は、J2 測線の  $V_s$  の頻度分布である。

表土は、赤色系～橙色系の配色である。盛土のコンターは乱れレンズ状に変化し、概ねは赤色系～橙色系の配色である。起点側で標高 31m 付近に緑色系の配色がレンズ状に見られる。また、距離程 10～15m と 29m 付近の標高 27m 付近に赤色系の配色がレンズ状に見られる。境界より下方のコンターは層状で、深度方向で水色系～青色系に変化し、基盤岩（シルト岩）と考えられる。

表土の  $V_s$  の範囲は 100～135 m/s ， 平均値は 121m/s ， 中央値は 124m/s ， 頻度分布のピークは 120～129 m/s であった。盛土の  $V_s$  の範囲は 123～192m/s で、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と概ね一致する。平均値は 155 m/s ， 中央値は 154 m/s であった。頻度分布のピークは 140～149 m/s であった。境界の  $V_s$  の範囲は 112～194 m/s, 平均値は 160 m/s, 中央値は 166 m/s, 頻度分布のピークは 140～149 m/s と 170～179 m/s であった。地山の  $V_s$  の範囲は 180～499 m/s で、平均値は 476 m/s ， 中央値は 490 m/s であった。

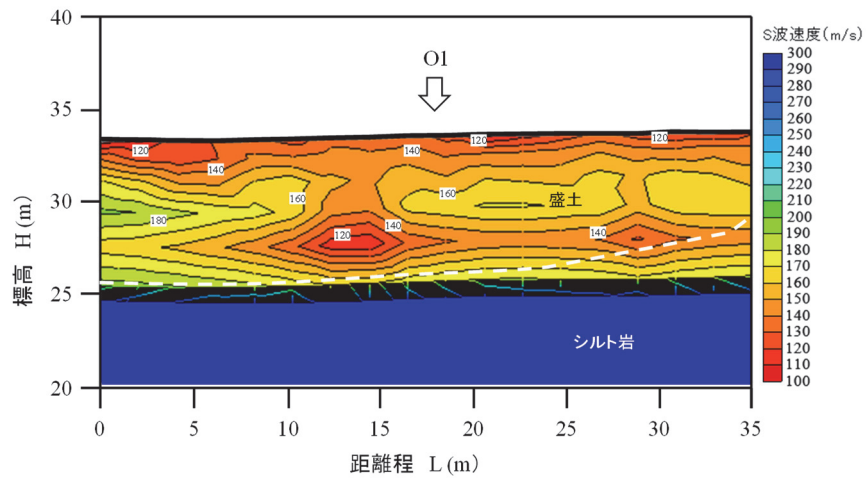


図 6-18  $V_s$  の分布 (J2)

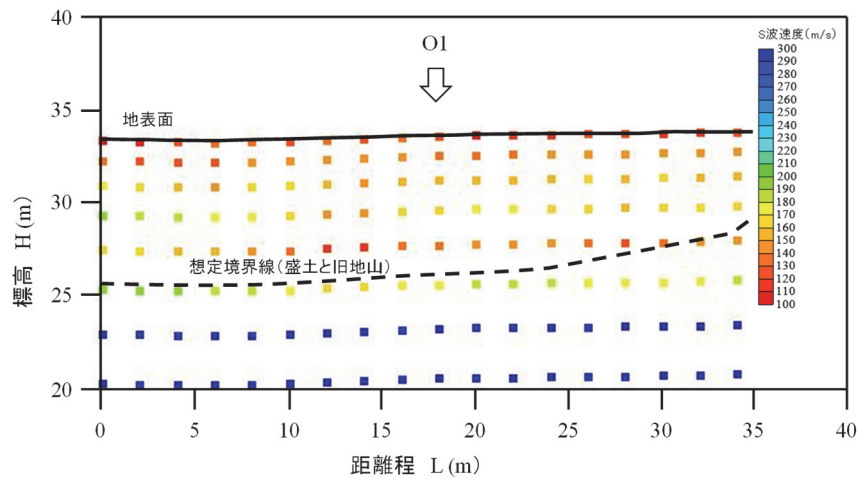


図 6-19  $V_s$  の解析点 (J2)

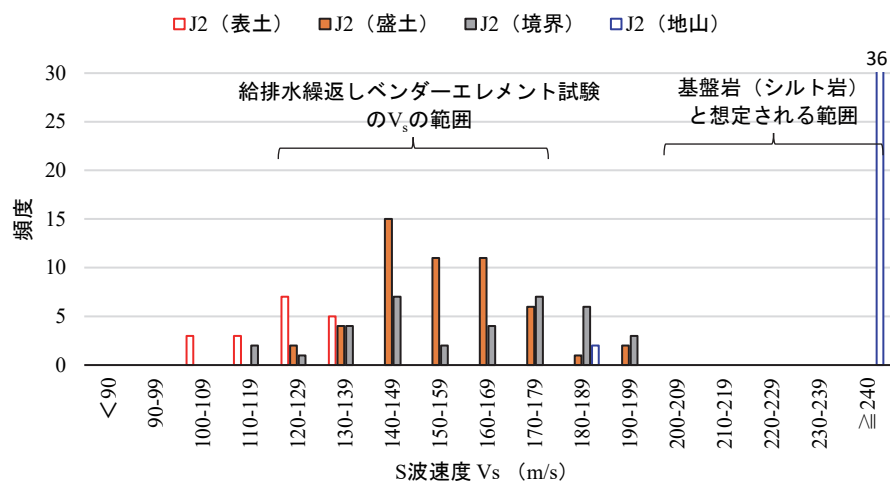


図 6-20  $V_s$  の頻度分布 (J2)

### ● J3 測線の測定結果

図 6-21 と図 6-22 に、J2 測線の  $V_s$  測定結果をまとめる。図中の破線は旧地形図から判読した旧地表を破線で記載している。図 6-23 は、J1 測線の  $V_s$  の頻度分布である。

表土は、概ね赤色系～橙色系の配色だが、終点側で青色系の配色が見られる。終点側は盛土外で基盤岩（シルト岩）の影響を受けている可能性がある。盛土のコンターは乱れレンズ状に変化し、一部で緑色系～黄色の配色が見られるが概ね赤色系～橙色系の配色である。距離程 0～5m, 12～30m と 32～40m 付近の標高 26m 付近に赤色系の配色がレンズ状に見られる。境界付近のコンターは乱れ一部にレンズ状の変化が見られるが、下方のコンターは層状で、深度方向で水色系～青色系に変化し、基盤岩（シルト岩）と考えられる。

表土の  $V_s$  の範囲は 78～281 m/s , 平均値は 119m/s , 中央値は 111m/s , 頻度分布のピークは 110～119 m/s であった。なお、 $V_s$  が 281 m/s であった解析点は盛土外で、基盤岩（シルト岩）の影響と考えられる。盛土の  $V_s$  の範囲は 126～172m/s で給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致する。平均値は 145 m/s , 中央値は 144 m/s であった。頻度分布のピークは 140～149 m/s であった。境界の  $V_s$  の範囲は 117～212 m/s, 平均値は 158 m/s, 中央値は 159 m/s, 頻度分布のピークは 130～139 m/s と 160～169 m/s であった。地山の  $V_s$  の範囲は 85～330 m/s で、平均値は 228 m/s , 中央値は 244 m/s であった。

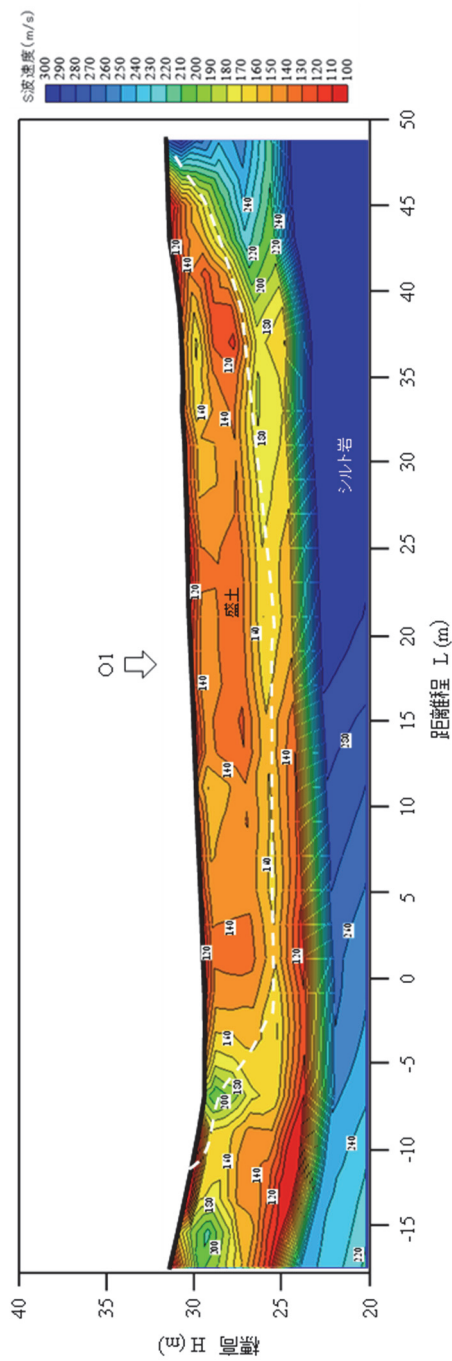


図 6-21  $V_s$  の分布 (J3)

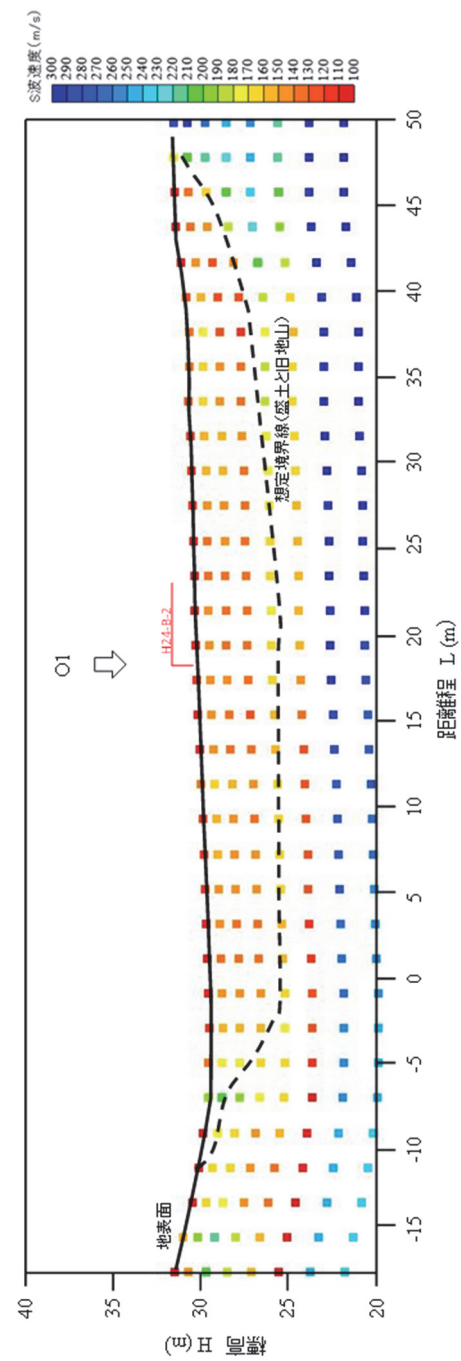


図 6-22  $V_s$  の解析点 (J3)

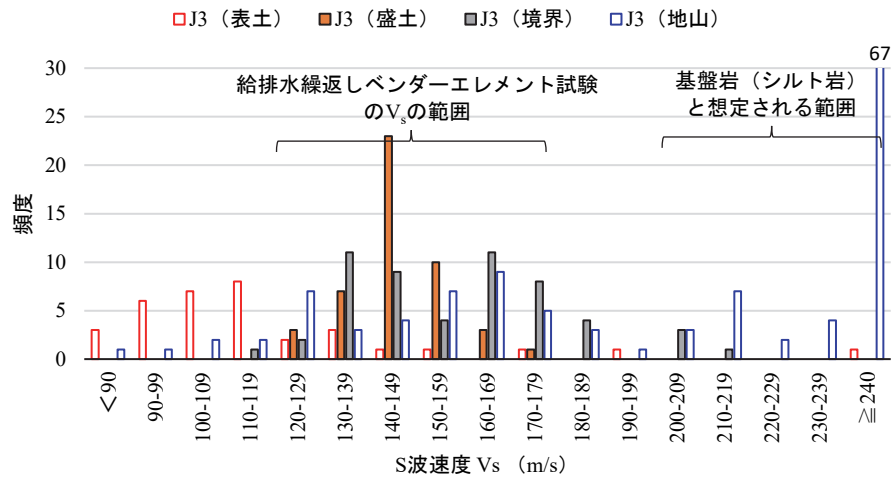


図 6-23  $V_s$  の頻度分布 (J3)

● 盛土の  $V_s$  の頻度分布

図 6-24 は、J1・J2・J3 の盛土の  $V_s$  の頻度をまとめたものである。各測線のピークは、J1 が 150~159 m/s、J2 と J3 が 140~149 m/s である。J1→J2→J3 で 150 m/s 以上の頻度が減少し、140~149 m/s の頻度が増加している。

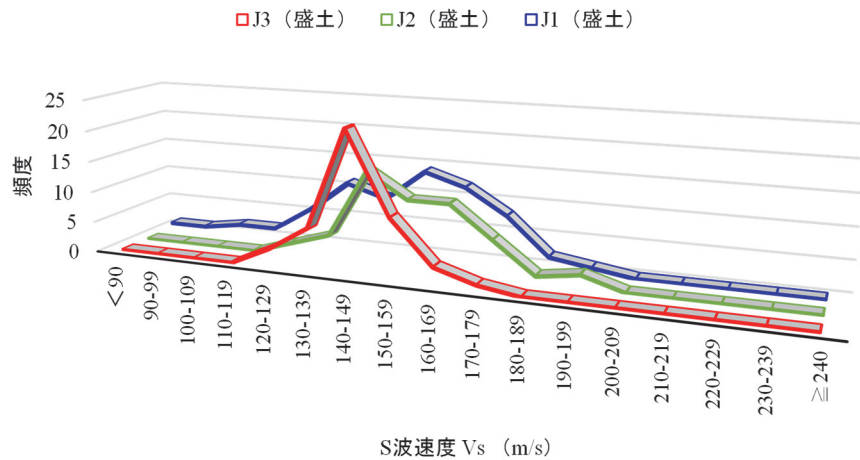


図 6-24 各測線の盛土の  $V_s$  の頻度分布

- 深度毎の  $V_s$  の頻度分布

図 6-25 は、深度 0～2 m, 2～4 m, 4～7 m の  $V_s$  の頻度分布である。各深度の区切りは、盛土が厚い J1 測線で盛土を上層（深度 0～2m）、中層（深度 2～4m）、下層（深度 4～7m）に区分し、目安とした。

- ・ 深度 0～2m

表土の  $V_s$  で最も頻度が多くなるのは 110～119 m/s で、100～169 m/s の範囲で全体の 74% を占める。盛土の  $V_s$  で最も頻度が多くなるのは 140～149 m/s で、140～179 m/s の範囲が全体の 75% を占める。表土と盛土を比較すると、全体的に表土の  $V_s$  は盛土よりも遅い。境界の  $V_s$  は 140～179 m/s と 200～219 m/s に分かれ、前者は盛土側の解析点で後者は地山側の解析点である。地山の  $V_s$  は全て J3 測線の解析点で 200 m/s 未満は起点側で、終点側では 260 m/s 以上であった。

- ・ 深度 2～4m

盛土の  $V_s$  で最も頻度が多くなるのは 160～169 m/s で、130～179 m/s の範囲が全体の 80% を占める。J1 測線の起終点側（標高 35m 付近）で  $V_s$  が 120 m/s 未満となる解析点があり、2002年に生じた路面クラックの端部付近に位置する。境界の  $V_s$  は 110～159 m/s と 180～209 m/s に分かれ、前者は盛土側の解析点で後者は地山側の解析点である。地山の  $V_s$  は全て J3 測線の解析点で 200 m/s 未満は起点側で、終点側では 220 m/s 以上であった。

- ・ 深度 4～7m

盛土の  $V_s$  で最も頻度が多くなるのは 150～159 m/s で、130～169 m/s が全体の 79% を占める。境界の  $V_s$  は 140～149 m/s と 160～169 m/s にピークが見られ、140～179 m/s の範囲が全体の 76% を占める。地山の  $V_s$  は全て J3 測線の解析点で、200 m/s 以上となるのは終点側である。

- ・  $V_s$  が 200 m/s 以上となる解析点について

図 6-8 の地質区分と  $V_s$  の関係から、 $V_s$  が 200 m/s 以上となる解析点は基盤岩（シルト岩）の影響を受けていると考えられる。



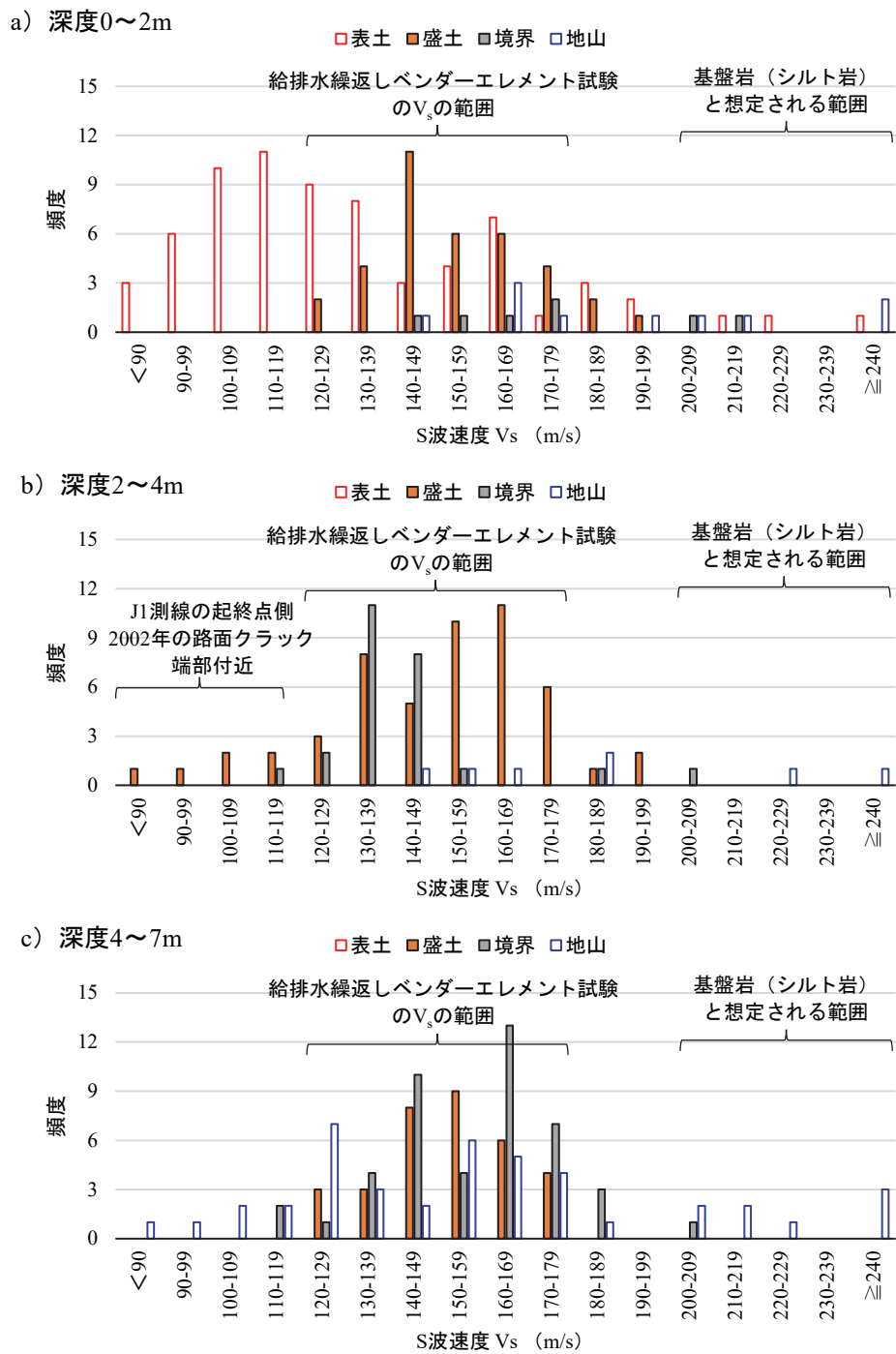


図 6-25 深度毎の  $V_s$  の頻度分布

## (2) 建設当時の水の浸みだし位置と $V_s$ 分布の比較

写真 6-6 は、当該盛土の植生工前の写真である。盛土のり面内の同程度の高さに水平方向の水の浸みだしがみられる。写真 6-7 は、写真 6-6 に J1・J2・J3 測線の  $V_s$  分布を重ねたものである。盛土のり面内の水の浸みだし位置と、 $V_s$  が遅い範囲（赤色系： $V_s < 120 \sim 130$  m/s～  
橙色系： $V_s = 130 \sim 160$  m/s の着色）は概ね一致している。なお、盛土のり尻部の水の浸みだし位置は、 $V_s$  が急激に速く変遷する個所で基盤岩との層境界と考えられる。以上のことから、水分を多く保持している所ほど  $V_s$  が遅いと考えられる。



写真 6-6 植生工前の盛土の状況（水の浸みだし）

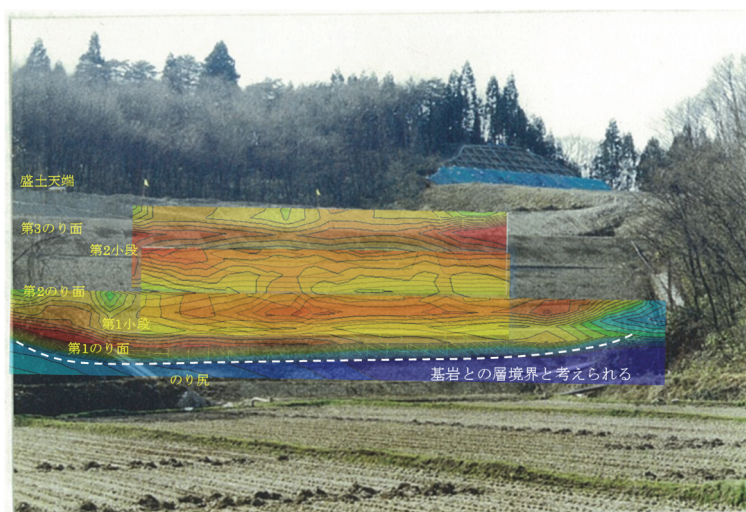


写真 6-7 水の浸みだし位置と  $V_s$  分布

### (3) S波速度の平面的な分布状況

写真 6-6 の盛土のり面内の水の浸みだし位置と、 $V_s$  が遅い範囲が概ね一致していたことから、盛土材周辺の水分が  $V_s$  に影響を与えている可能性が考えられる。また、2012 年のボーリング調査で行った地下水検層の結果（図 3-10・図 3-11）では、盛土と旧地山との境界付近に地下水の流動層が存在していた。そこで、盛土内の地下水で流動層がある盛土下端付近の  $V_s$  を平面図にプロットし、平面的な  $V_s$  の分布を図 6-26 と図 6-27 にまとめた。各測線の盛土下端の  $V_s$  は、J1 が標高 31m 付近、J2 が標高 28m 付近、J3 が標高 26m 付近の解析点の値とした。

各測線の道路縦断方向で  $V_s$  が 140 m/s 未満となる個所は、J1 では①（距離程 0～4m）と②（距離程 34m）、J2 では③（距離程 10～18m）と④（距離程 26～28m）、J3 では⑤（距離程 1～3m）、⑥（距離程 9m）、⑦（距離程 13～29m）および⑧（距離程 33～39m）であった。①・④・⑤・⑥・⑦・⑧は、旧谷地形（a 沢・b 沢・c 沢）の上またはその下流に位置している。②は、b 沢地形の中心（距離標 29m 付近）から約 5m 離れるが、標高 34m の  $V_s$  は 121 m/s、標高 36m の  $V_s$  は 70 m/s と著しく遅い。また、①でも同様な傾向が見られる。①と②は、2002 年に生じた路面クラックの端部付近で、2002 年に行ったレーダー探査では周辺の舗装下に多数の緩みが確認されている。③は、2 条の沢地形（a 沢・b 沢）に挟まれ僅かに尾根地形を呈するが、a 沢の水が①→③→⑦の経路で流下している可能性が考えられる。

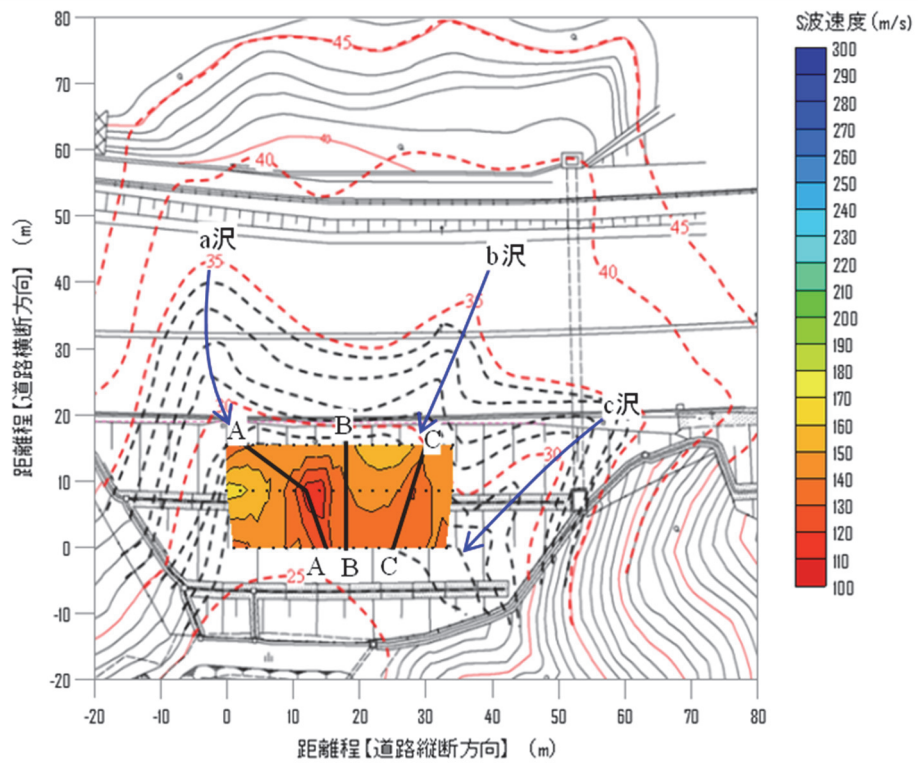


図 6-26 盛土下端付近の  $V_s$  の分布

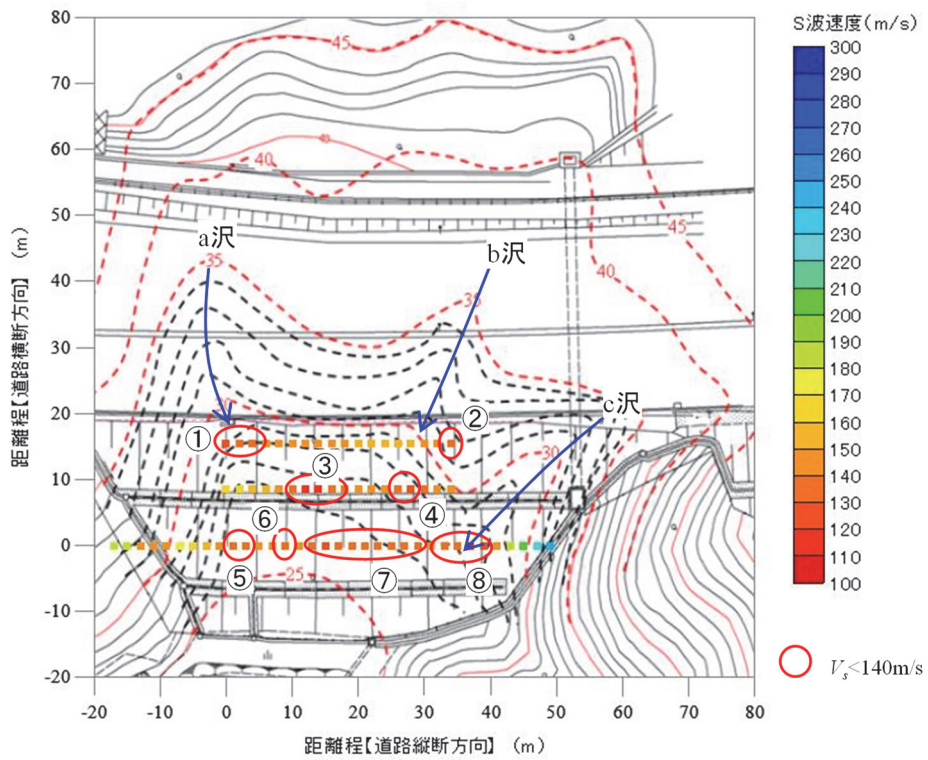


図 6-27 旧沢地形と盛土下端付近の  $V_s$  の状況

図 6-28 に a 沢の流末と考えられる A-A 断面，図 6-29 に a 沢と b 沢に挟まれた B-B 断面，図 6-30 に b 沢の流末と考えられる C-C 断面の  $V_s$  の状況を示す。図 6-31 に，各断面の  $V_s$  の頻度分布をまとめる。A-A 断面と C-C 断面では，盛土のり肩部の標高 35m 付近に  $V_s$  が 120 m/s 未満の解析点がある。この解析点は，a 沢と b 沢の流末付近で，2002 年に生じた路面クラックの端部付近で，2002 年のレーダー探査では周辺の舗装下に多数の緩みが確認されていた。また，2012 年 11 月 14 日に観測した最高水位（標高 34.74 m）付近である。更に，2002 年と 2012 年の盛土材の粒度分布では，粘土分が盛土のり肩部で減少し，盛土のり尻部では増加していた（図 3-23，図 3-24 を参照）。室内透水試験では，試験前後で粘土分の含有率が変化し，排水の濁りも確認された（図 3-26，写真 3-2 を参照）。これらから，盛土のり肩部（J1 測線）の標高 34 m～36 m で  $V_s$  が遅い原因として，スレーキングの他に粘土分の流失も影響している可能性がある。A-A 断面と C-C 断面の盛土のり肩部で  $V_s$  が 120 m/s 未満となった原因として，スレーキングで細粒化し粘土化した土粒子が水の流下で移動した可能性が考えられる。

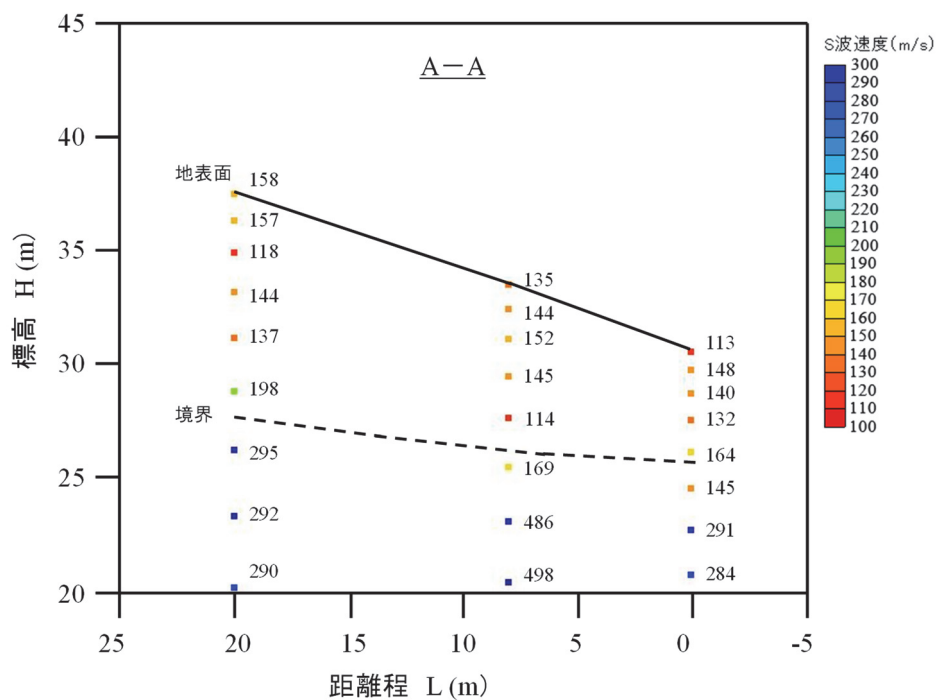


図 6-28  $V_s$  の解析点 (A-A 断面)

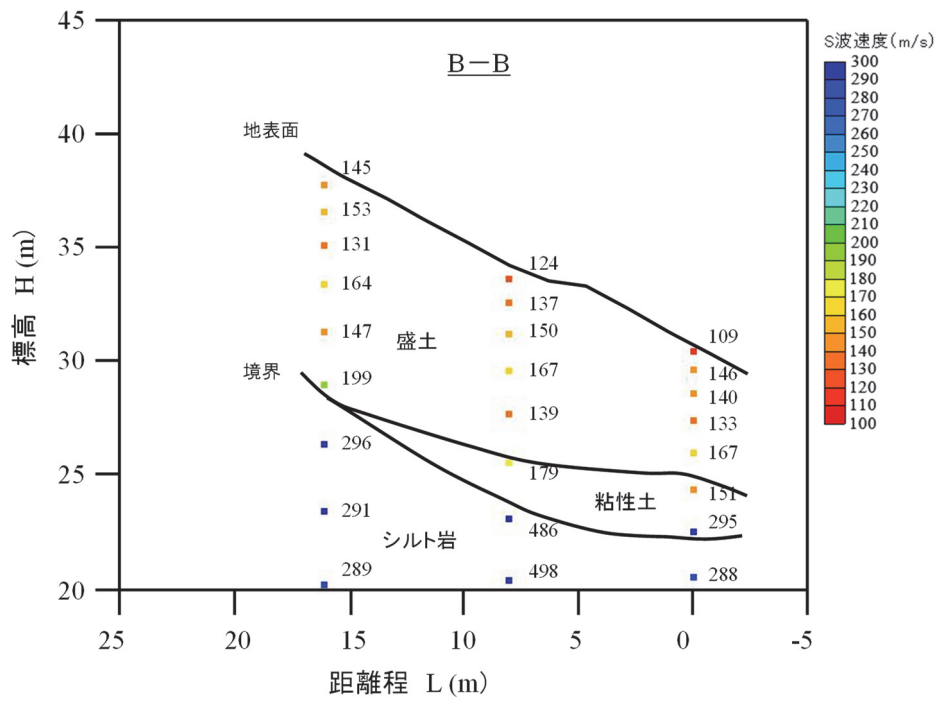


図 6-29  $V_s$  の解析点 (B-B 断面)

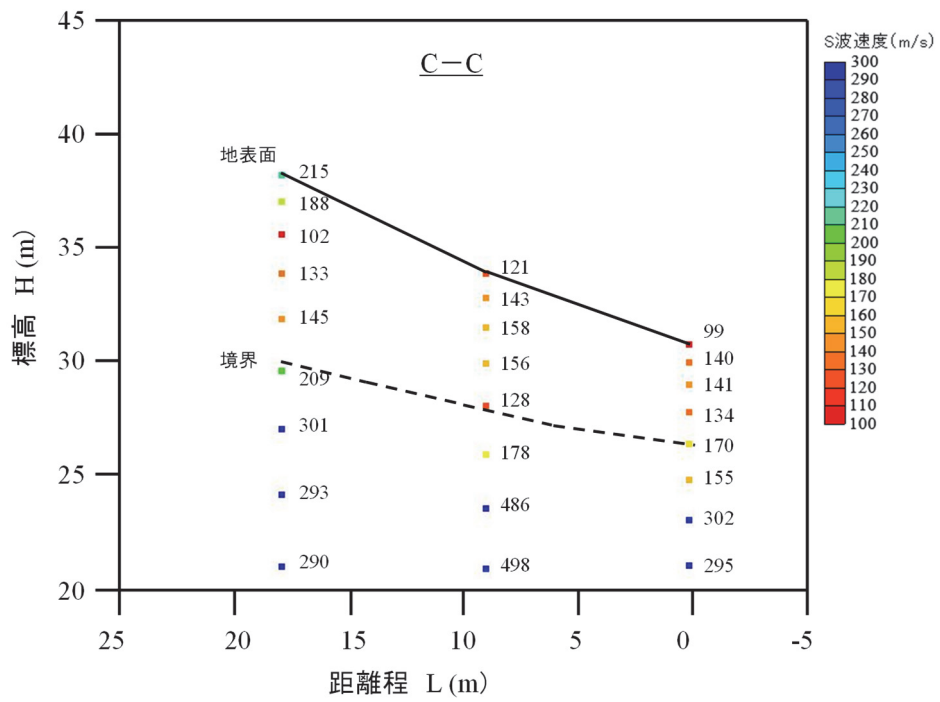
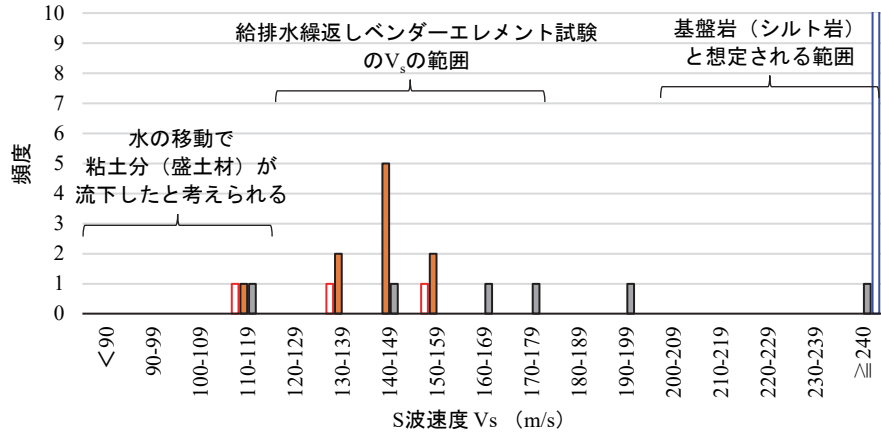
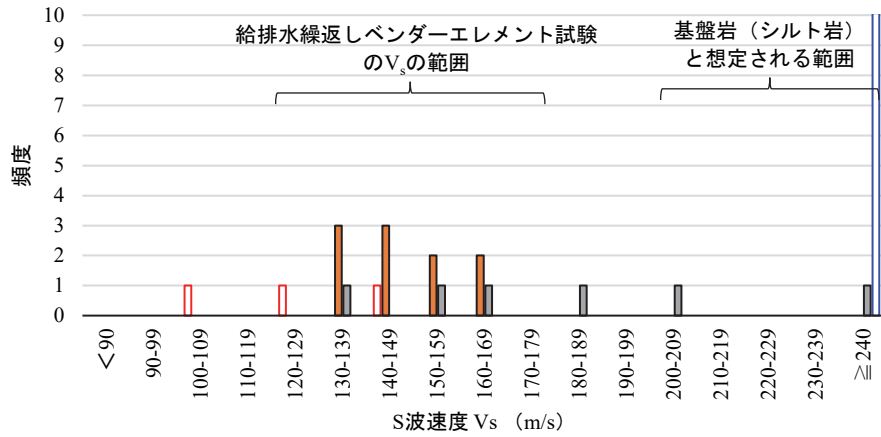


図 6-30  $V_s$  の解析点 (C-C 断面)

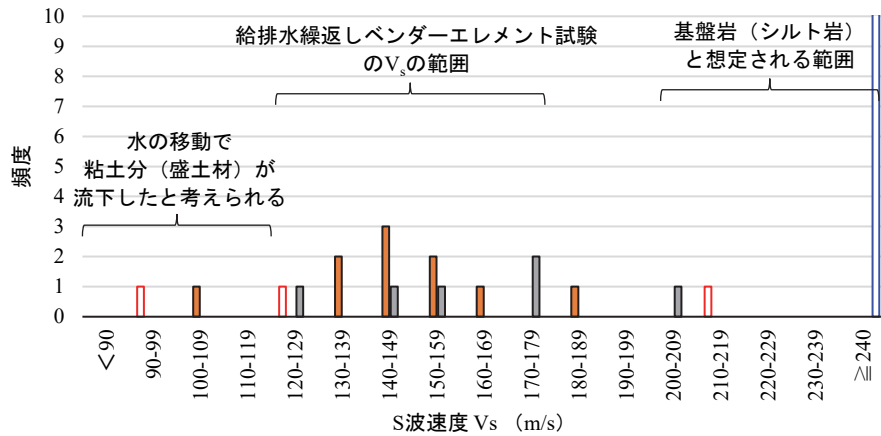
A-A断面 □表土 (A-A) ■盛土 (A-A) ▣境界 (A-A) □地山 (A-A)



B-B断面 □表土 (B-B) ■盛土 (B-B) ▣境界 (B-B) □地山 (B-B)



C-C断面 □表土 (C-C) ■盛土 (C-C) ▣境界 (C-C) □地山 (C-C)



(4) 表面波探査から求めた S 波速度分布からの知見のまとめ

- ・ 2012 年のボーリング調査結果と 2019 年の表面波探査で、盛土の  $V_s$  の変化は小さかった。  
この原因として、1995 年の盛土施工からボーリング調査までに 17 年、表面波探査まで 24 年が経過しており、スレーキングによる盛土材の細粒化は収束傾向で、劣化進行が緩慢化している可能性が考えられる。
- ・ 盛土の  $V_s$  の範囲は概ね 120~179 m/s で、5 章の給排水繰返しベンダーエレメント試験で得られた S 波速度の範囲と一致する。
- ・ 基盤岩（シルト岩）の  $V_s$  は 200 m/s 以上で、盛土の  $V_s$  と明瞭に異なるため、盛土範囲を表面波探査結果から精度良く推定できる可能性が示唆された。
- ・ 盛土内の  $V_s$  は一様な分布ではなく、 $V_s$  が遅い範囲はレンズ状に存在していた。
- ・ 盛土のり肩（J1）から盛土のり尻に向かい（J1→J2→J3）、盛土全体の  $V_s$  は遅くなる。
- ・ 盛土のり面内の水の浸みだし位置と、 $V_s$  が遅い範囲（赤色系： $V_s < 120 \sim 130$  m/s～橙色系： $V_s = 130 \sim 160$  m/s の着色）は概ね一致しており、水分を多く保持している所ほど  $V_s$  が遅いと考えられる。
- ・ 空間的に  $V_s$  の分布状況をみると、 $V_s$  が遅い範囲は旧沢地形と関係性をもつ可能性が示唆された。特に、盛土のり肩部で、かつ、旧沢地形の流末に位置する個所では、 $V_s$  が 120 m/s 未満となる解析点があった。
- ・ 盛土のり肩部（J1 測線）で、標高 34 m~36 m に  $V_s$  が遅い範囲が水平方向に広く分布する。2012 年 11 月 14 日に観測した最高水位は標高 34.74 m で、この  $V_s$  が遅い範囲と概ね一致する。また、2002 年から 2012 年の間に粘土分が盛土のり尻部へ移動した可能性があることから、標高 34 m~36 m で  $V_s$  が遅い原因として、スレーキングによる細粒化の他に、水の移動で粘土分が流下した影響も考えらえる。



## 6.4 表面波探査（S波計測）を用いた盛土の原位置試験のまとめ

- a) 調査作業が簡易で、現地の作業時間が短い。また、表面波探査から得られる  $V_s$  を用いることで、簡易的に  $V_s$  の面的分布を把握することが可能である。
- b) S波速度はN値と高い相関性を持っているため、表面波探査結果により盛土内のN値分布を大まかに推定することが可能である。
- c) 表面波探査の結果から盛土境界や基盤岩（シルト岩）の位置を精度よく推定できる可能性が示唆された。
- d) 実盛土の  $V_s$  の範囲は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致した。このことから、建設段階に給排水繰返しベンダーエレメント試験を行うことで、将来的な  $V_s$  の変化を推定できる可能性が示唆された。

以上より、表面波探査はスレーキング性材料で構築された盛土の内部状況を空間的に把握する原位置試験として、有効であると考えられる。また、簡易な試験であり、盛土施工後から定期的に表面波探査を行うことで盛土の劣化の進行状況を把握する手法として有効であると考えられる。更に、S波速度はN値と高い相関性を持っているため、 $V_s$  の変化をN値の変化として捉えることが可能で、工学的な有用性が高いと考えられる。ただし、本研究では、表面波探査による測定は1回のみで、初期値（盛土構築直後または供用開始直後）からの連続的なS波速度の変化が評価できていない。そのため、実盛土の初期値（S波速度）と定期調査結果を蓄積し、それらを時系列で整理することで、盛土劣化の過程（強度変化や範囲変化）の特徴を明確にすることが、今後の課題として残る。




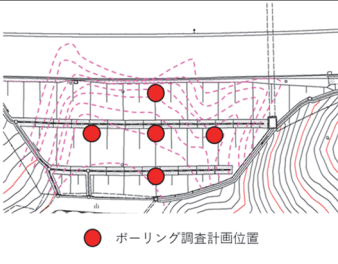
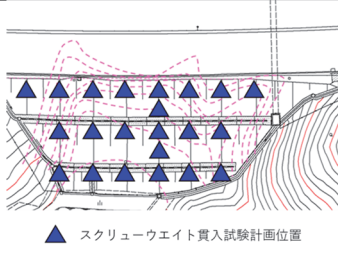
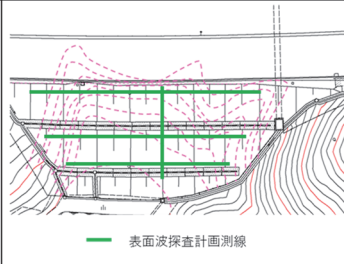
## 6.5 現地調査方法の比較

スレーキング性材料で構築された盛土の内部状況を追跡調査する方法として、①ボーリング調査、②スクリーウエイト貫入試験、③表面波探査の概略費用の比較結果を表 6-3 にまとめる。なお、概略費用には機材運搬費・諸経費・宿泊費・旅費・日当などは含んでいない。概略費用はボーリング調査が最も高価で、次いで表面波探査、スクリーウエイト貫入試験が最も安価である。経済性を考慮するとスクリーウエイト貫入試験が最も優勢となる。しかし、盛土内に礫が残ると礫当たりでロッドの貫入が不能となる可能性があり、盛土構築直後などでスレーキングが進行していない場合や硬質礫が混在する場合などでは適用外となる恐れがある。

表面波探査は、スクリーウエイト貫入試験と比較するとやや経済性で劣るがボーリング調査の概略費用の 1/4 程度である。また、盛土内に礫が混入していても測定が可能であるため適用性は高い。ただし、地質区分は  $V_s$  の違いからの推測となるため、盛土と旧地山で  $V_s$  に著しい差が生じないと地質区分が困難となる可能性がある。しかし、既往資料（図面や他調査）で盛土範囲が事前に把握できていれば、問題は小さいと考えられる。

また、一般的な調査手法であるボーリング調査やスクリーウエイト貫入試験は、広い対象範囲に対し 1 点から数点の“点情報”を代表とし、対象範囲全域の N 値分布を推定する。それに対し、表面波探査から得られる  $V_s$  から簡易的に N 値の大まかな分布を推定することができ、より精度の高い地盤状況の把握が可能である。

表 6-3 スレーキング性材料で構築された盛土における調査方法の比較

試験名	ボーリング調査	スクリューウエイト貫入試験	表面波探査
状況写真			
配置計画	 ● ボーリング調査計画位置	 ▲ スクリューウエイト貫入試験計画位置	 — 表面波探査計画測線
調査数量	ボーリング調査 (5孔) : $\Sigma L=75m$	測点数 (22点) : $\Sigma L=220m$	測線数 (4測線) : $\Sigma L=220m$
概略費用 (円)	5,300,000	1,100,000	1,500,000
比率	1.00	0.21	0.28

## 参考文献

- 1) 東日本高速道路株式会社：保全点検業務方法書（構造物編）補足資料，pp.4-14，2020.
- 2) 林宏一，鈴木晴彦，斎藤秀樹：人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用，応用地質技術年報，No.21，pp.9-39，2001.
- 3) 林宏一：表面波探査における CMP 解析，物理探査学会第 105 回学術講演会論文集，pp.13-16，2001.
- 4) 今井常雄，殿内啓司：N 値と S 波速度の関係およびその利用例，基礎工，Vol.10，No.6，pp.70-76，1982.
- 5) 菊本統，福田拓海，京川裕之：破碎泥岩のスレーキング現象と変形挙動，土木学会論文集 C(地圏工学)，Vol.72，No.2，pp. 126-135，2016.

## 7 スレーキング性を有する材料を用いた高速道路盛土の維持管理手法の提案

### 7.1 スレーキング性を有する材料を用いた盛土の劣化シナリオについて

図 7-1 は、本研究の結果から考察したスレーキング性を有する材料を用いた盛土の劣化シナリオである。スレーキング性を有する材料を用いて盛土を構築直後（建設段階）は、細粒分が均等に分布しており安定しているが（初期）。しかし、盛土が傾斜地上や沢地形上などの集水地形に建設された場合、上流側の斜面や旧沢地形などから盛土に水が集まり、盛土内に浸透する。盛土内に水が溜まることで水位が上昇し、その後の排水で水位は下降するが、水位が変動した範囲の盛土材にはスレーキングが生じる。このとき、盛土のり肩付近の上部では水位の変動により、盛土材は低飽和度領域から高飽和度領域で乾湿履歴を受ける。なお、盛土のり尻付近の下部では、盛土内の水が完全に排水されるまで高飽和度領域の乾湿履歴が与えられる。つまり、盛土の上部では、スレーキングにより細粒分が多く生成されていると考えられる（劣化期）。盛土の上部で発生した細粒分は、降雨や地下水の流れの影響を受け、時間の経過とともに盛土の下部へ移動する（内部浸食進展期）。その結果、盛土の上部では、細粒分が下部へ流れたことで構造が粗になるが、盛土下部では細粒分の割合が大きくなり、保水性が高まった状態になる。盛土の上部ではスレーキングによる粒子の劣化や構造が粗になった影響で強度が低下し、路面（盛土天端）に沈下やクラックが生じやすくなる。一方で盛土の下部では、保水性が高まったことでせん断時に間隙水圧が発生しやすくなるため、有効応力が低下し盛土のり面の安定性が損なわれる（変状の顕在化）。

盛土の劣化ステージ

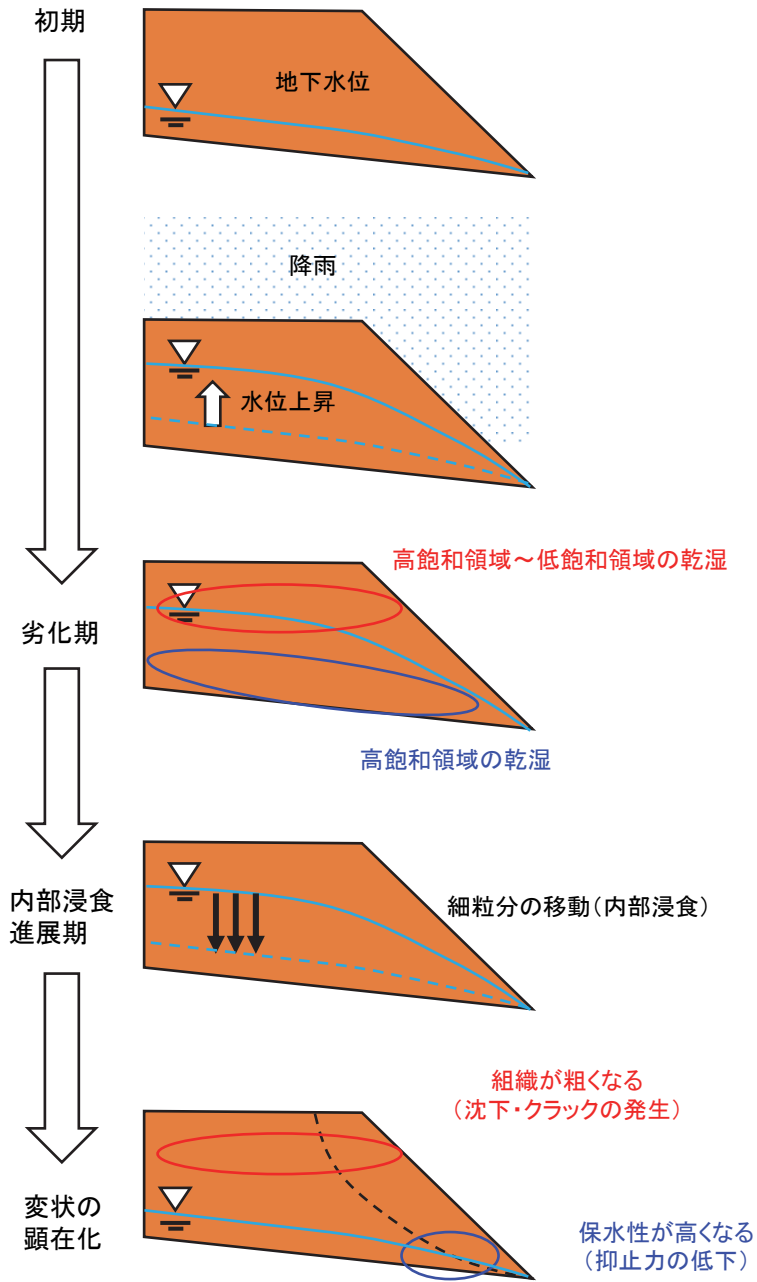


図 7-1 想定される盛土の劣化ステージとシナリオ

図 7-2 は、降雨などの浸透で盛土材に生じる変化と盛土地盤に現れる変化をまとめたものである。降雨などにより盛土内で水位変動が生じ、盛土材に給排水作用が与えられスレーキングが生じ、粗粒分が減少し細粒分が増加する。それにより、盛土材の骨格構造の変化、透水係数

の低下が生じ、盛土地盤の変化として安定性の低下や地下水位の上昇（水位変動幅の拡大）が現れる。また、盛土のり肩部で生成された細粒分の一部が、水の流れて盛土下方へ移動することで、盛土のり肩付近の構造は粗くなり路面（盛土天端）の沈下やクラックが発生する。一方で、盛土のり尻付近は、細粒分の増加で保水性が高まり、盛土地盤の安定性が低下する。

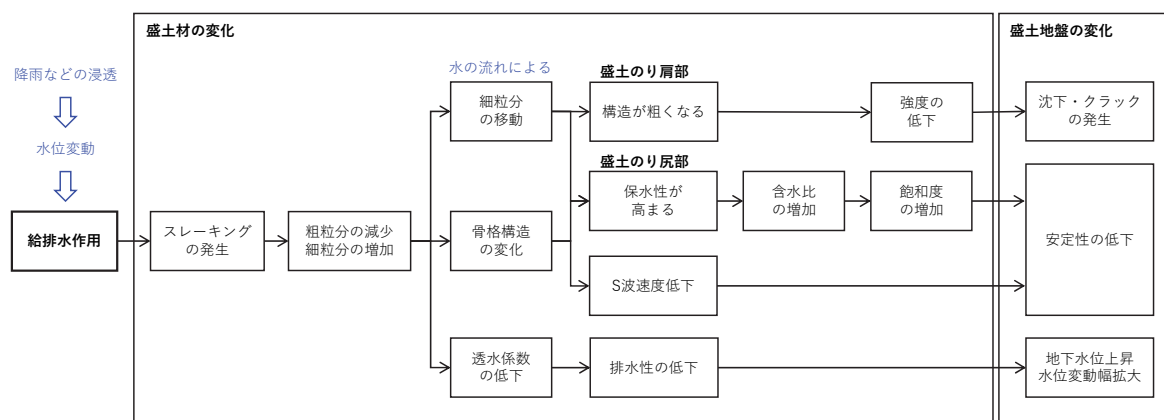


図 7-2 スレーキングによる盛土材の変化と盛土地盤に生じる変化

## 7.2 スレーキング性を有する材料を用いた盛土のり面の健全度の経時変化について

### (1) 盛土のり面の健全度の経時変化

図 7-3 は、盛土のり面の健全度の経時的な変化の概念図である。図中の a) は従来の盛土のり面の健全度の考え方で、図中の b) はスレーキングによる盛土の劣化を考慮した健全度の推移を示したものである。

a) は、降雨や融雪等で盛土内の地下水位が上昇することで、盛土内の含水比と飽和度が増加し、高飽和領域で間隙水圧が生じて、盛土のり面の健全度が低下する。その後の排水で、地下水位が低下すると含水比と飽和度が低下し、健全度は回復する。この様に、盛土のり面の健全度は離散的に低下するものの、長期的には盛土のり面は安定しており、健全度は低下しないことを表している。

図 7-4 は、第 5 章の給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果から、給排水履歴と S 波速度の変化の様子をまとめたものである。図 7-4 から分かるように、給水で低下した S 波速度は排水後に回復するが、初期状態までには戻らない。これは、スレーキングで骨格構造が変化し、力学特性と保水特性に不可逆的な変化が生じたことに起因している。また、給排水履歴が増えるとスレーキングが進行し、排水後の S 波速度は徐々に低下していく。そのため、b) は降雨や融雪等で盛土内の地下水位が上昇すると、a) と同様に盛土のり面の健全度は低下し、その後の排水で含水比が低下し健全度は回復するが、スレーキングで盛土の強度が低下するため、降雨前（地下水上昇前）の健全度まで回復せず、段階的に健全度の低下が生じる。また、排水による健全度の回復は徐々に低下していく。

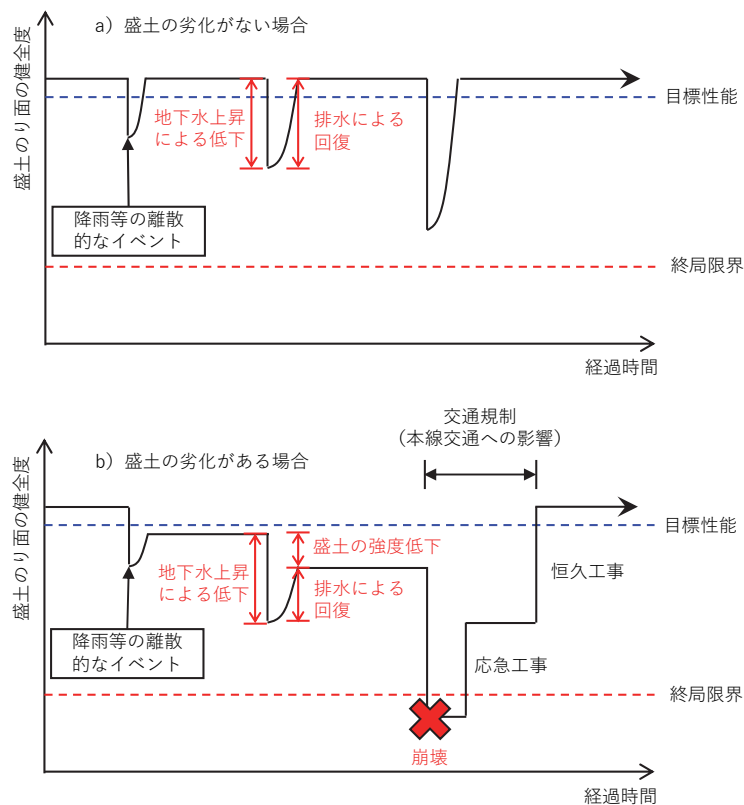


図 7-3 盛土のり面の健全度の経時的な変化の概念



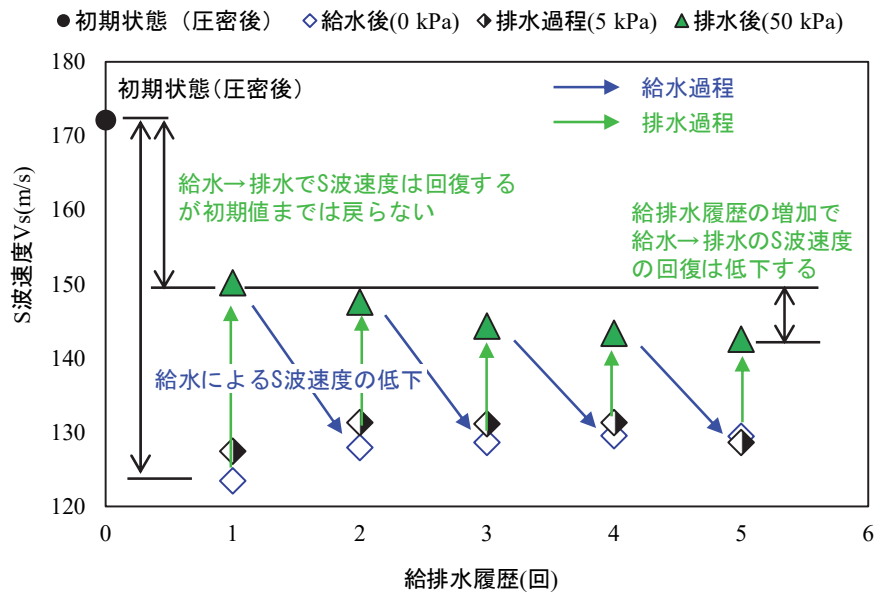


図 7-4 給排水履歴と S 波速度の変化の様子

(給排水繰返しベンダーエレメント試験結果)

(2) スレーキング性を有する盛土の定期調査と補強対策について

スレーキング性を有する材料を用いた盛土は、降雨や融雪などで健全度は段階的に低下し、盛土のり面の崩壊リスクが徐々に高まり、盛土のり面の崩壊に至る可能性がある。高速道路盛土のり面が崩壊した場合、恒久対策で目標性能まで健全度を回復するまでの期間は、本線を通行する車両の安全性を確保するために、交通規制などが行われ本線交通への影響が生じる。そのため、盛土のり面の長期安定性を確保することで、盛土のり面の崩壊を未然に防ぎ、本線を通行する車両の安全性を確保する必要がある。

図 7-5 に、本研究で提案する盛土の劣化を考慮した高速道路盛土のり面の維持管理の手法をまとめる。この手法は、定期的に盛土のり面で調査を行い盛土のり面の健全度を評価し、必要に応じて補強工事を行い、盛土のり面の健全度の回復し、高速道路盛土の長期安定性の確保を図るものである。また、盛土施工完了時または供用開始時に初期調査を行うことで、初期状態

(初期値)と蓄積した定期調査結果を比較することで、盛土の劣化進行の速さや劣化範囲をより正確に評価でき、効率的な詳細調査計画の立案、効果的な補強工事(対策工法の選定、工事範囲の抽出)が行える。なお、補強工事として、水抜きボーリング工や砕石縦排水工などによる排水機能の強化、盛土のり尻の置換え工やかご砕工などによる抑止力の向上が挙げられる。

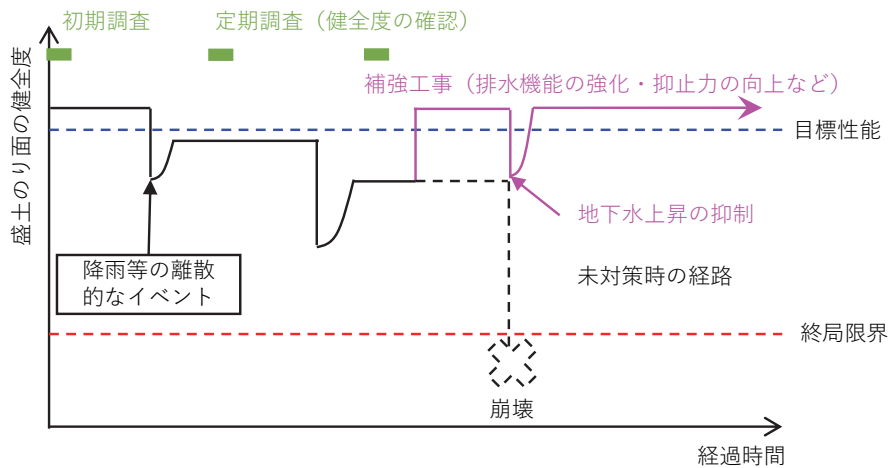


図 7-5 スレーキングによる盛土劣化を考慮した盛土のり面の維持管理の概念

## 7.3 スレーキングが懸念される材料の評価について

### 7.3.1 スレーキングによる材料の細粒土化の評価方法の提案

スレーキングで盛土材の土粒子が破碎し、細粒化が進行すると盛土を構成する構成が粗粒土を主体とするものから、細粒土を主体とする、もしくは細粒土へ変化する。盛土の粒度特性の変化で、含水比の増加、保水性の高まり、力学特性の変化などが生じ、盛土の抑止力が低下する。盛土にスレーキングが繰返し生じることで、盛土のり面の不安定化が進行、健全度の低下、最終的に盛土のり面の崩壊に至る可能性がある。建設時の盛土設計の時点において、供用後に生じる可能性のある健全度低下を評価することによって、スレーキングの発生を抑止、もしくは予め抑止力を大きくするなどの対策を盛土の施工と合わせて行い、スレーキング性の材料を用いた高速道路盛土の長期安定化を図れる。

盛土の劣化は、スレーキングで生じる細粒分の影響が大きい。したがって、材料特性の評価は、細粒分の変化に着目することが有効である。しかし、従来のスレーキング率では細粒分の変化は評価されていない。また、従来のスレーキング試験の粒径加積曲線を乾湿履歴ごとに整理しても、所定の回数では 0.075mm 以下の細粒分まで変化する量が少なく、細粒土の変化を評価するまでに至らない。そこで、第 4 章と第 5 章で行ったスレーキング試験の結果から、乾湿履歴と盛土材に含まれる細粒分の割合の変化に着目し、以下で整理する。

図 7-6 は、第 4 章の粒径 9.5mm 以下に粒度試料（粒径毎に 8 分級し、各分級の質量を 100g ずつに調整で、分級し質量を揃えた試料という）のスレーキング試験の結果で、乾湿履歴と全体質量（800g）に対する質量の変化を示す。図 7-7 は、第 5 章の乾湿履歴が異なる試料の三軸圧縮試験で用いた試料（盛土施工時の粒度分布を最大粒径 4.5mm として相似形になるように粒度調子したもので、粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料という）の乾湿履歴と通過質量百分率の変化を示す。図 7-6 と図 7-7 のどちらも、乾湿サイクル 7 回までに、粒径 0.075mm 以下の細粒分の割合は大きく増加している。図 7-8 に、図 7-6 と図 7-7 から各乾湿履歴の 2mm・0.25mm・0.075mm ふるい通過率を読み取り、乾湿回数 0 回の値からの差をまとめた。乾湿履歴 0 回との差は、粒径毎にバラツキがみられるものの、変化の傾向は概ね一致している。

2mm では乾湿履歴 4 回目で変化は収束するが、0.25mm と 0.075mm では乾湿履歴 7 回目でも収束しない。特に、粒径が小さい 0.075mm で大きく増加している。最大粒径が 9.5mm と 4.25mm で違いがあるものの、2mm 以下では乾湿履歴と質量割合の変化の仕方に差はない。これらは、9.5mm 以下の粒径に調整した試料を用いたスレーキング試験が、スレーキングによる材料の細粒土化の指標になり得ることを示唆している。

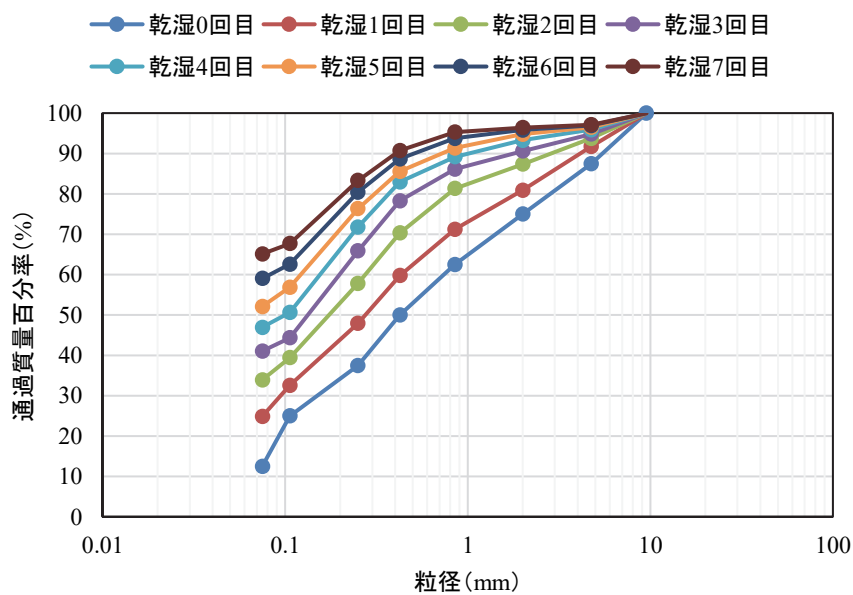


図 7-6 乾湿履歴と通過質量百分率の変化（分級し質量を揃えた試料）

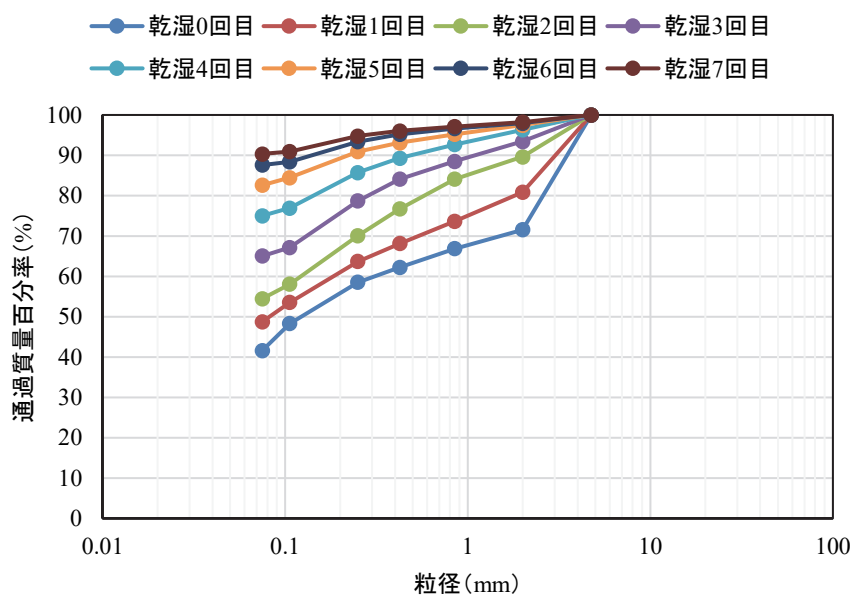


図 7-7 乾湿履歴と通過質量百分率の変化（粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料）

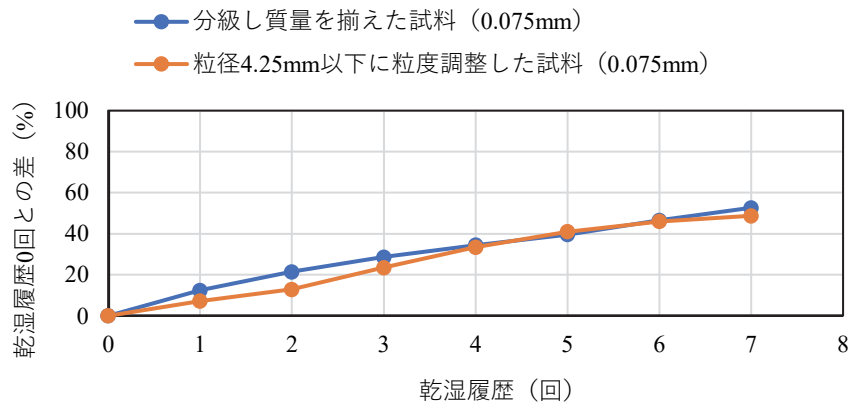
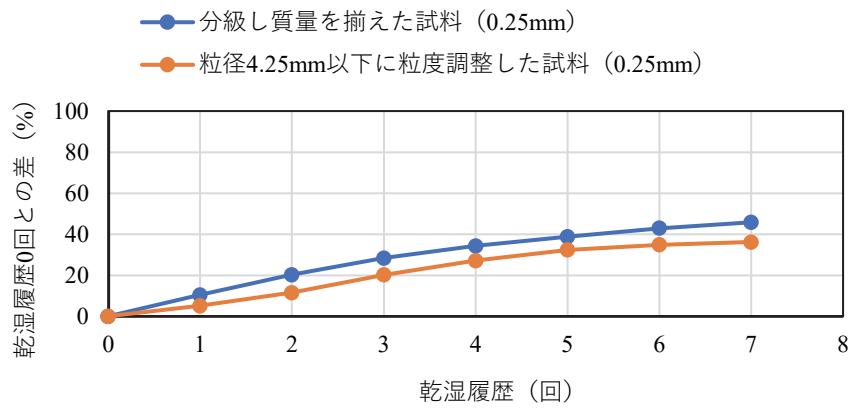
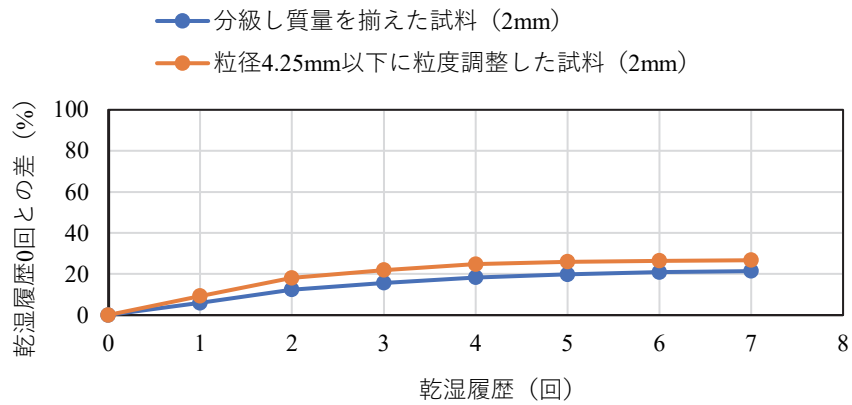


図 7-8 乾湿履歴と 2mm・0.25mm・0.075mm ふるい通過率の変化

図 7-9 に、分級し質量を揃えた試料と粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料の乾湿履歴と粗粒分・細粒分の割合の変化を示す。両試料の初期状態（乾湿履歴 0 回）は、ともに粗粒分の割合の方が細粒分の割合よりも大きい。粗粒分の割合は分級し試料を揃えた試料より粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料の方が少ない。分級し質量を揃えた試料は、乾湿履歴 5 回目の時点で粗粒分よりも細粒分の割合が多くなり、その後も細粒分の割合は増加し続ける。粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料は、乾湿履歴 2 回目で粗粒分よりも細粒分の割合が多くなり、その後も細粒分の割合は増加し続けるが、乾湿履歴 6 回目以降は増加量が低下し始めている。分級し質量を揃えた試料よりも粒径 4.25mm 以下に粒度調整した試料の方が少ない乾湿回数で粗粒分と細粒分の割合が逆転したのは、初期に細粒分が多かったことが起因している。これは、スレーキングによる材料の細粒土化の評価で用いる試料は、各粒径の質量を揃える必要があることを示唆する。

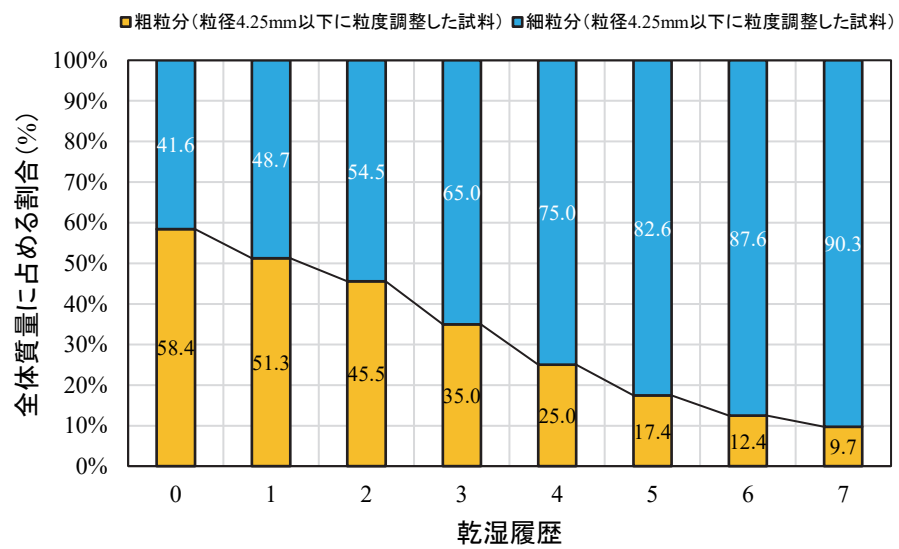
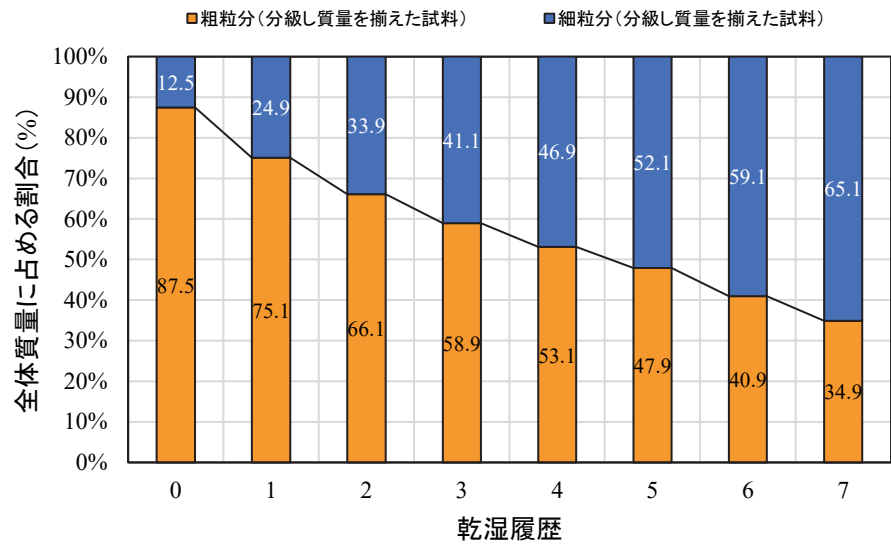


図 7-9 乾湿履歴による粗粒土と細粒土の割合の変化

図 7-10 は、本研究で提案するスレーキングによる材料の細粒土化の評価方法である。ただし、評価方法の細かな点については、今後の研究による余地が残るため、本研究では考え方のみを以下にまとめる。図 7-10 は、スレーキングで盛土材の細粒分の増加し、骨格構造が変化することで、保水性の高まりや S 波速度低下が生じ、盛土地盤の安定性が低下することに着目し、盛土材の細粒土化のしやすさを指標とした。例えば、全体質量における細粒分の割合が 50% を超える場合は、将来的に盛土地盤は粗粒土から細粒土に変化（細粒土化）すると考えられる。一方で、細粒分の割合の変化が 50%未満で収束する場合は、盛土地盤の粗粒土は減少するものの粗粒土が主体として残り、細粒土化する可能性が低いと考えられる。また、乾湿履歴の早い段階で細粒分の割合が急速に 50%を超える場合は、盛土地盤は盛土構築から短い期間で細粒土化し、細粒分の割合が緩慢に増え続ける場合は、盛土地盤が細粒土化するまでに長い期間が必要と考えられる。

次に図 7-11 と図 7-12 は、乾湿履歴（または給排水履歴）による粗粒分・細粒分の変化と力学特性の変化をまとめた。図 7-11 は第 5 章の乾湿履歴が異なる試料を用いた三軸試験（CD）、図 7-12 は加村ら<sup>1)</sup>の試験結果である。各試験結果の詳細は、第 5 章を参照とされたい。図 7-11 では、初期状態（乾湿履歴 0 回）から乾湿履歴 5 回目まで内部摩擦角は低下し、それ以降は変化が乏しく、粗粒分の変化の影響が小さくなっている。図 7-12 は、初期状態の有効応力経路では正のダイレイタンスによる有効応力の増加（密な砂の特徴）が生じていたが、給排水履歴 2 回目以降は負のダイレイタンスによる有効応力の低下（緩い砂や正規圧密土の特徴）に変化していた。力学的な特徴が粗粒土から細粒土へ変化するのは、盛土材の細粒分の割合が 70%を超えると顕在化している。このことから、盛土材の力学特性の変化に着目すると、細粒分の割合が 70%を超える場合は、将来的に盛土地盤の力学的特徴が細粒土のものに変化すると考えられる。しかし、図 7-10 では乾湿履歴 7 回までに細粒分の割合が 70%まで達していない。実盛土の粒度分布（図 3-19 と図 3-20 を参照）は、1995 年から 2002 年までの期間で細粒分は 70%を超えている。また、図 7-10 の細粒分の割合変化は、乾湿履歴 7 回まで直線的に増加しており、このまま乾湿履歴を継続して与えれば細粒分の割合は 70%まで達する



と考えられるが、今回の試験回数では確認ができておらず、スレーキング試験回数の妥当性についての研究が今後の課題として残る。

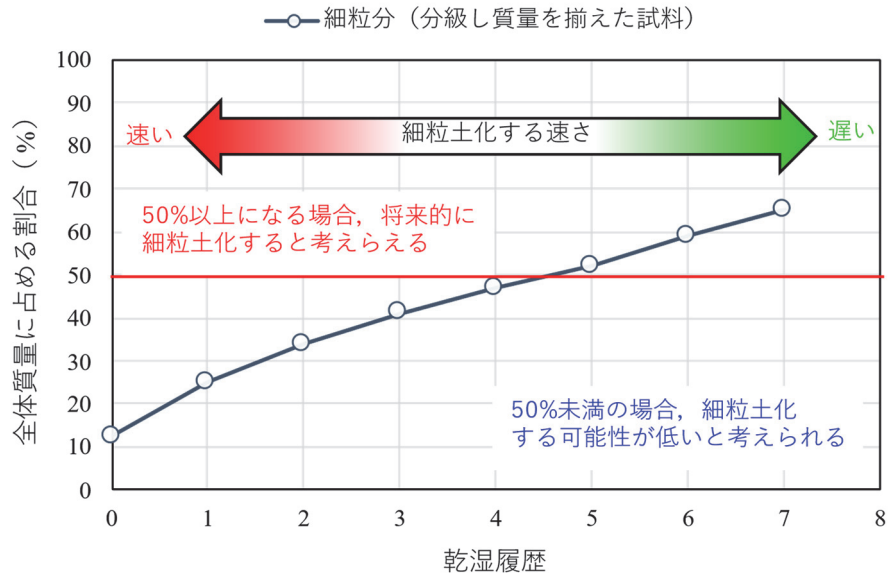


図 7-10 スレーキングによる材料の細粒土化の評価方法の提案

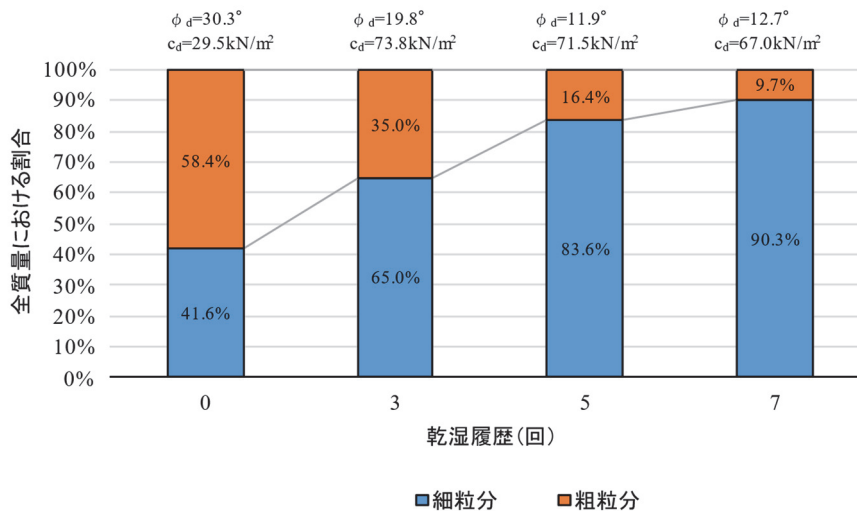


図 7-11 乾湿履歴による粗粒分・細粒分の変化と土質定数の変化

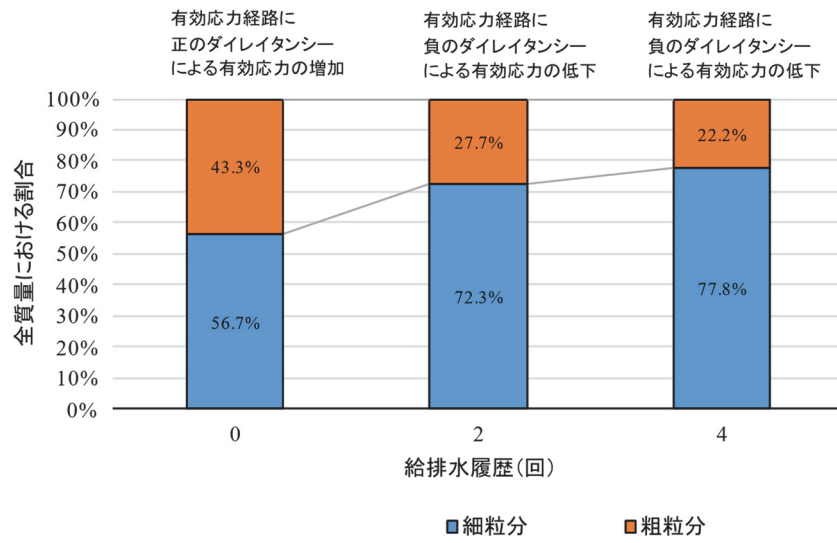


図 7-12 給排水履歴による粗粒分・細粒分の割合変化と有効応力の特徴の変化

### 7.3.2 建設時から供用中までの盛土の劣化評価手法の提案

第6章の表面波探査の結果から、盛土のS波速度の頻度分布を図7-13にまとめた。盛土のS波速度の平均値は151 m/sで、標準偏差は20 m/sである。第5章の給排水繰返しベンダーエレメント試験で測定した供試体のS波速度は、1回目の給水後の値を最小値、給排水履歴を与えていない初期状態（圧密後）の値を最大値とした123 ~ 171 m/sの範囲である。表面波探査の結果は、給排水繰返しベンダーエレメント試験結果と一致している。このことは、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果が、盛土の強度低下（いわゆる盛土の劣化）過程を表していると考えられる。

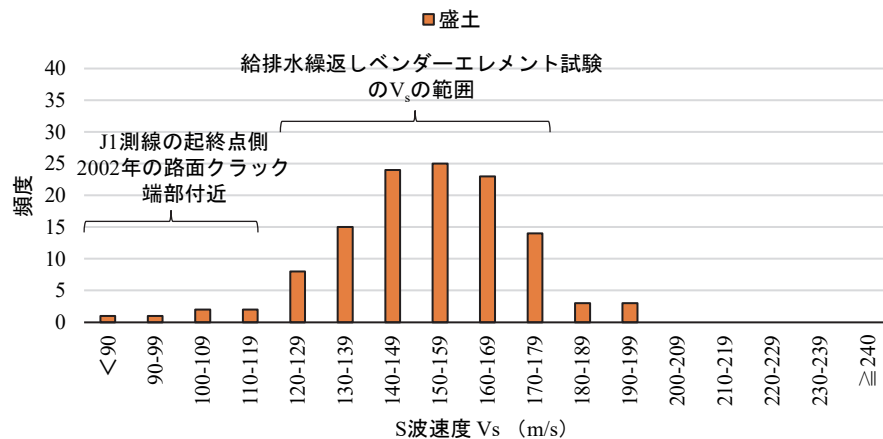


図 7-13 地表面探査で測定した盛土の S 波速度の分布

図7-14は、本研究で提案する盛土の劣化を評価する手法で、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果から得た給排水履歴とS波速度の関係から、将来的な盛土の劣化の程度を評価する。図7-15は、地下水位の変化による飽和域の変化の概念図である。降雨や融雪水などの水の浸透で地下水位が上昇すると、盛土の広い範囲で給水が生じ、給水過程を経て給水後のS波速度 ( $V_{s' min}$ ) まで低下する。その時に、盛土の安定性は大きく損なわれる。水の浸透が終わり、盛土内に溜まった水が排水され地下水位が低下すると、水位変動域の盛土材は排水過程

を経て排水後の S 波速度まで回復する。通常時（地下水の低い状態）の S 波速度は低飽和領域～高飽和領域の範囲にあるが、給排水履歴の進行で排水後の S 波速度は徐々に最小値 ( $V_{smin}$ ) まで低下する。  $V_{s' min}$  を下回る

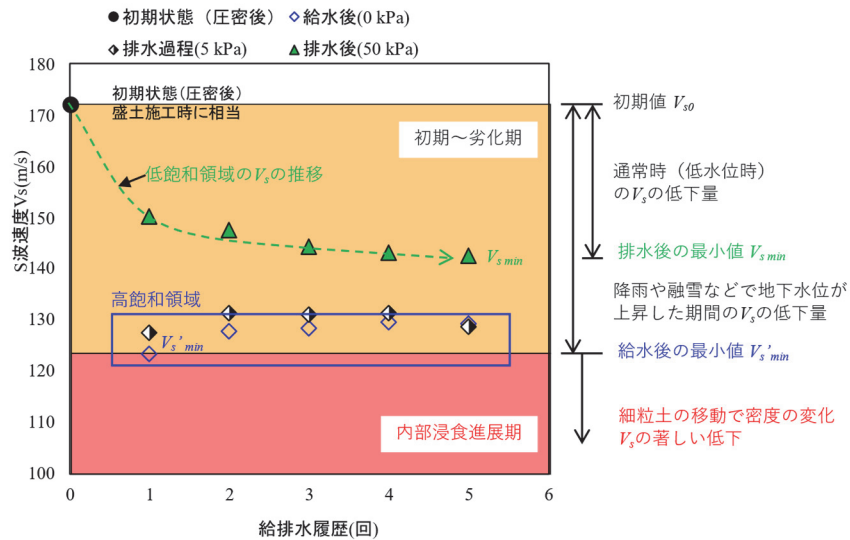


図 7-14 給排水繰返しベンダーエレメント試験を用いた盛土の劣化の評価

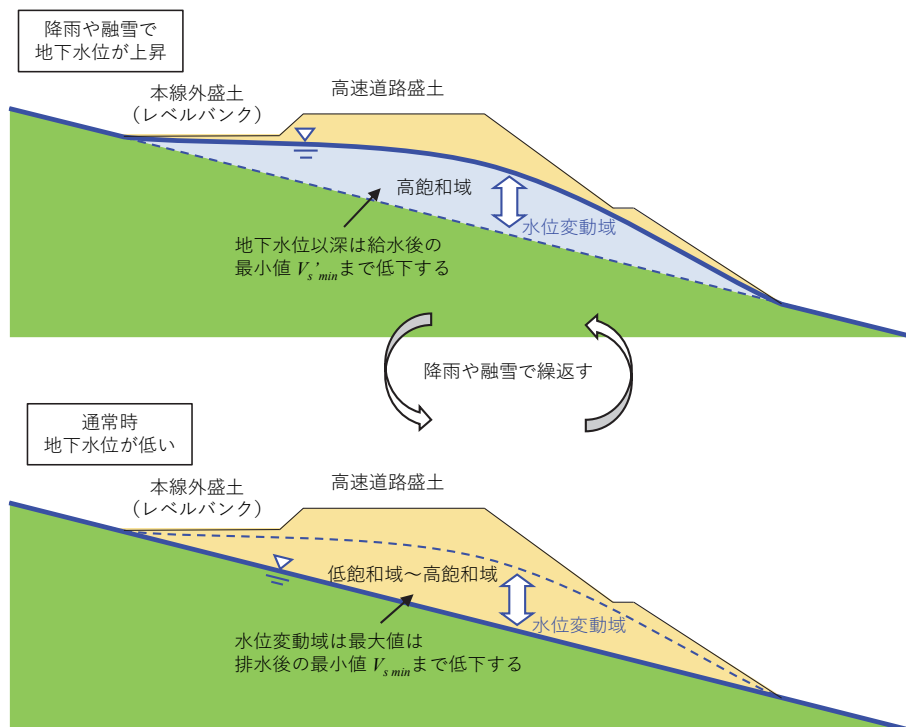


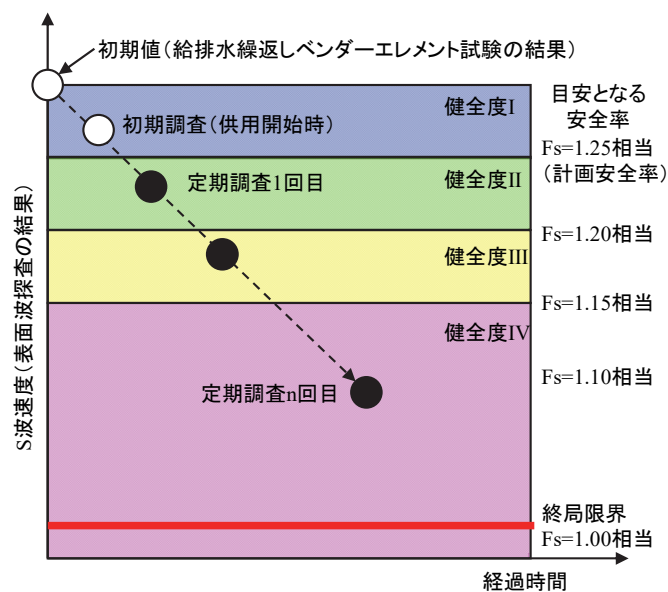
図 7-15 地下水位と飽和域の変化のイメージ

### 7.3.3 盛土の健全度を評価する調査手法の提案

今回の表面波探査で得た盛土の S 波速度は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の初期状態よりも低いですが、概ねの値は給水後の値より大きく、図 7-1 の劣化期に相当する。ただし、局部的に S 波速度が 120 m/s 未満と給水後の値より低い個所があった。その個所は、旧沢部に位置し、その周辺では路面クラックや路面の下に緩みが生じていた。この S 波速度の低下と路面に生じた変状の要因は、スレーキングで発生した細粒土が地下水の流下で移動し、組織が粗くなったためと考えられる。給水後の S 波速度より低い値の範囲は、図 7-1 の内部浸食進展期～変状の顕在化に相当すると考えられる。この様に、給排水繰返しベンダーエレメント試験と表面波探査の結果を組み合わせることで、盛土の劣化ステージを判定することができる。また、表面波探査で得られる S 波速度で、盛土内の S 波速度分布を空間的に捉えることができ、盛土の劣化の範囲を視覚的に判断することができる。また、S 波速度は N 値との相関性も高く、大まかに N 値分布を把握することができるため工学的に有効な手法である。これらは、給排水繰返しベンダーエレメント試験と表面波探査の結果を用いることで、力学特性の変化に着目した盛土の健全度を評価することができると考えられる。

図 7-16 は、本研究で提案する表面波探査で得られた S 波速度を用いた盛土の健全度の評価手法である。なお、図中の初期値は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の初期状態（圧密後）の値である。目安となる安全率（ $F_s$ ）と S 波速度の関係は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果を基に設定する。図中の「健全度 I」は健全な状態で、盛土の劣化が生じていない、もしくは劣化があっても対策を必要としない場合である。「健全度 II」は経過観察段階で、盛土の劣化が確認され、劣化の進行度合いの観察が一定期間必要な場合である。「健全度 III」は早期措置段階で、盛土の劣化が確認され、かつ次回点検までにさらに進行すると想定されることから盛土のり面の崩壊が予想されるため、できるだけ速やかに措置を講ずることが望ましい段階である。「健全度 IV」は緊急措置段階で、盛土の劣化が著しく、大規模な崩壊に繋がるおそれがあると判断され、緊急的な措置が必要な段階である。図 7-16 では、例として計画安全率（ $F_s=1.25$ ）を満足する範囲を「健全度 I」とし、「健全度 II」を  $F_s=1.20\sim 1.25$  の範囲、

「健全度 III」を  $F_s=1.15\sim 1.20$  の範囲, 「健全度 IV」を  $F_s < 1.15$  とした. この健全度と安全率の閾値については, 道路管理者と重要度や不確実性を加味したリスクを十分に協議した上で設定することが望ましい. 現在の盛土の健全度は, 盛土のり面の外観目視から判定しているが, 点検者の技量で評価にバラツキが生じる. 提案した手法は, 力学特性の変化 (安定性の変化) から健全度を判定するため, 評価のバラツキを軽減できる.



- 目安となる安全率( $F_s$ )とS波速度の関係は, 給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果を基に設定する

判定区分		状態
I	健全	盛土の劣化はない, もしくは盛土の劣化があっても対策が必要ない場合 (道路の機能に支障が生じていない状態)
II	経過観察段階	盛土の劣化が確認され, 劣化の進行度合いの観察が一定期間必要な場合 (道路の機能に支障は生じていないが, 別途, 詳細な調査の実施や定期的な観察などの処置が望ましい状態)
III	早期措置段階	盛土の劣化が確認され, かつ次回点検までにさらに進行すると想定されることから構造物の崩壊が予想されるため, できるだけ速やかに措置を講ずることが望ましい場合 (道路の機能に支障は生じていないが, 次回点検までに支障が生じる可能性があり, できるだけ速やかに措置を講ずることが望ましい状態)
IV	緊急措置段階	盛土の劣化が著しく, 大規模な崩壊に繋がるおそれがあると判断され, 緊急的な措置が必要な場合 (道路の機能に支障が生じている, 又は生じる可能性が著しく高く, 緊急に措置を講ずべき状態)

図 7-16 表面波探査の結果を用いた盛土の健全度の評価手法<sup>2)</sup>に一部加筆

図 7-17 は、本研究で提案する定期調査のフロー図である。健全度の判定および措置を行った後に記録を行いデータの蓄積を行い、次回の定期調査に記録したデータを反映させる。なお、定期調査の結果で健全度が「II」であった場合は、定期的な劣化の進行状況の確認、あるいは別途、ボーリング調査などの詳細な調査を実施し、必要な措置を判断する。また、健全度が「III」または「IV」であった場合は、適切な措置（補強工事や復旧工事）を行い所要の安全性を確保する必要がある。補強工事や復旧工事の具体的な工法として、地下水排除工（水抜きボーリング工）、砕石縦排水工、のり尻改良工（良質材との置換え工、かご砕工）などが挙げられる。

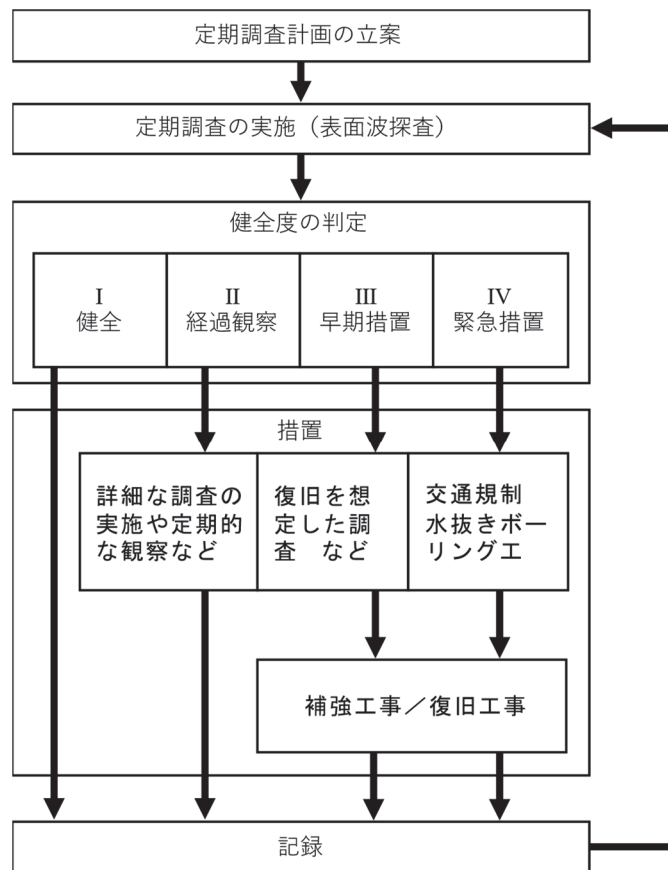


図 7-17 定期調査のフロー 2)に一部加筆

## 7.4 スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の建設から維持管理までのマネジメント方法の提案

### 7.4.1 建設段階（スレーキングが懸念される材料の評価）

スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の長期安定性を確保するには、

- a ) 供用開始後のスレーキングで生じる盛土劣化の対策を建設段階に行う。
- b ) 供用後の適切な時期（盛土のり面の崩壊前）に補強対策工事で性能を回復させる。

のが肝要である。本研究における a ) の対応を以下にまとめる。なお、b ) については 7.5.2 で後述する。

従来のスレーキング性の材料の評価方法（スレーキング率と破砕率の組合せ）は、材料区分で締固め管理方法や材料の使用する部位の判定に用いられるが、スレーキングによる盛土の細粒土化や強度低下は評価できず、供用後の盛土劣化に対し対策工の必要性を判定することができなかった。本研究では、スレーキングによる盛土の細粒土化(図 7-10)と盛土劣化(図 7-14)の評価手法を提案した。これらの手法を用いて、スレーキングが懸念される材料の評価を行えば、盛土設計時に盛土劣化対策の検討を行うことができる。しかしながら、建設するスレーキング性を有する材料を用いた盛土の全てに、建設段階から盛土劣化対策を行うことは、建設費用(事業費)の増加、工事期間の長期化などが生じ、効率的な高速道路建設計画の問題となる。

効果的な盛土劣化対策を適切な盛土に行い、効率的な高速道路建設を行うため、建設段階から盛土劣化対策を行う盛土は、盛土条件(段数)や地形条件などを考慮し、将来的に盛土劣化が生じ不安定化のリスクが高い箇所とすることが有効である。以下に、高速道路盛土の被災事例をまとめ、盛土条件(段数)と地形条件を用いた盛土劣化の発生確率レベルの評価について述べる。

長尾ら<sup>3), 4)</sup>は、東北地方の豪雨による高速道路の被災事例を整理し、その特徴をまとめている。図 7-18 は、1993 年から 2017 年の 25 年間で台風を含む降雨を起因として発生した盛土のり面被災箇所 95 件について、地形別に被災割合を整理したものである。なお、1983 年に



NEXCO の設計要領と用排水構造物標準設計図集が改訂され、排水施設の排水機能の向上が図られたため、供用年が 1983 年前と後に分けて整理している。図中の棒グラフはのり面の個所数、折れ線グラフは被災個所の割合である。地形別の被災割合をみると、平坦部の被災割合は低い、集水型傾斜、片切・片盛部で割合が高い。これは、盛土内に水が集まりやすいことに起因している。図 7-19 は、盛土のり面ののり面段数とのり面の被災個所および被災割合の関係を整理したものである。1 段と 2 段のり面で被災個所数が全体の 77%を占めるが、のり面数が多く被災個所の割合は、1 段が 0.4%、2 段が 0.9%、3 段が 1.9%、4 段が 3.1%とのり面段数が多くなると被災割合が大きくなるのが分かる。また、高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討会<sup>5)</sup>では、1993 年～2004 年までの約 1,100 件の盛土の被災データの分析を行っている。図 7-20 は、延長あたりの被災件数を盛土段数ごとに分類したもので、盛土段数が 3 段以上になると延長あたりの被災件数が多くなり、1 段盛土の約 8 倍に被災確率となっている。図 7-21 は、延長あたりの被災土量を盛土段数ごとに分類したもので、図 7-20 と同様に 3 段以上の盛土で被災土量が多い傾向である。

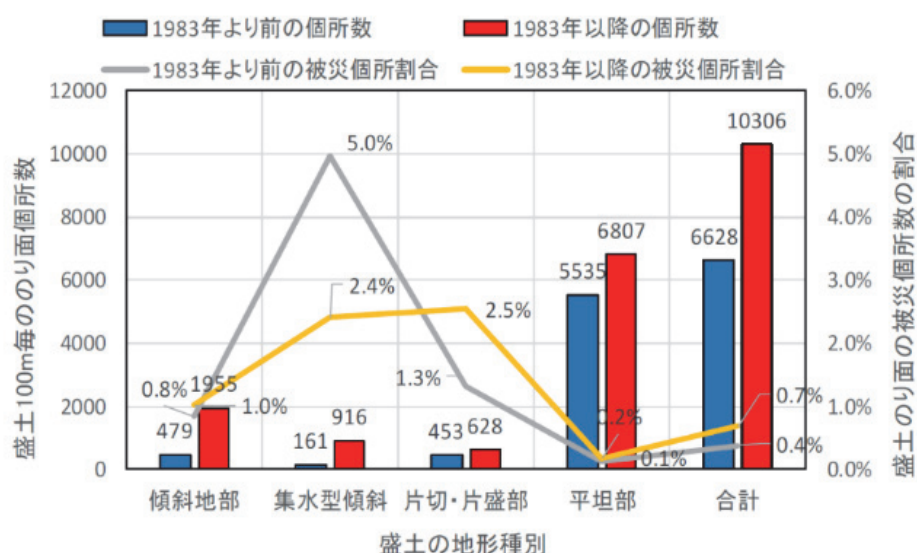


図 7-18 地形別の盛土のり面の被災割合<sup>3)</sup>

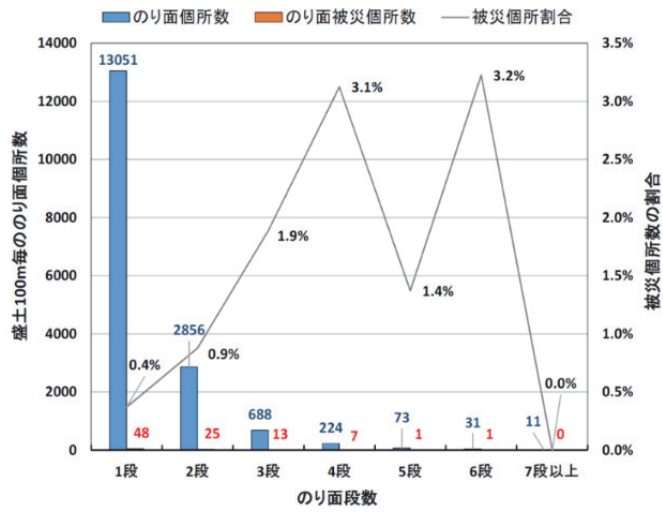


図 7-19 盛土のり面段数と被災個所及び被災割合の関係<sup>4)</sup>

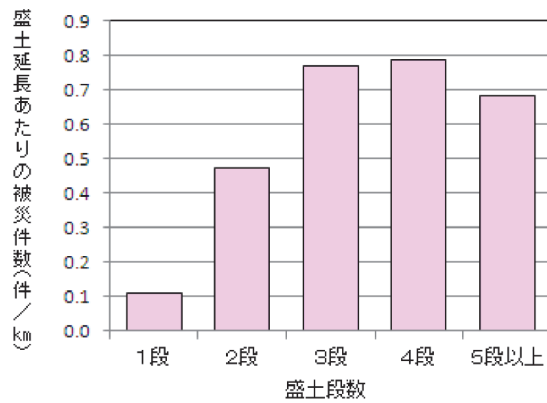


図 7-20 盛土段数ごとの延長あたりの被災件数<sup>5)</sup>

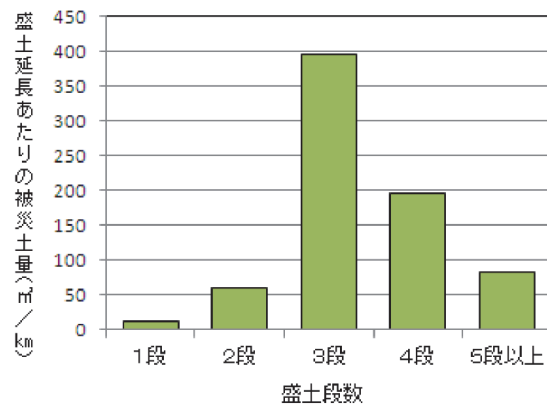


図 7-21 盛土段数ごとの延長あたりの被災土量<sup>5)</sup>

盛土のり面の被災は、盛土周辺の地形条件とのり面段数の影響を受けていることが分かる。盛土周辺の地形条件をみると、集水型傾斜、片切・片盛部、傾斜地形、平坦部の順で被災割合が高い。集水型傾斜の盛土は、沢部などを盛土で横過する谷埋め盛土で、周辺の水が盛土に集まり盛土内に流入する水が多い。盛土のスレーキングは、盛土内に浸透する水の給水・排水作用で進行するため、集水型傾斜は注意が必要である。また、盛土段数が3段以上になると被災割合や被災土量が格段に大きくなる。そのため、スレーキング性を有する材料を用いて3段以上の盛土を集水型傾斜に建設する場合、盛土劣化および被災が発生する確率が高く、崩壊した際に被害(崩壊土量)も大きくなることが予想され、リスクが大きいことに注意が必要である。

表 7-1 に、盛土のり面段数と地形条件からの評価点をまとめる。のり面段数の配点は、1段を1点、2段を2点、3段以上を3点とした。なお、図 7-18 で4段の被災割合は3段よりも大きい、4段以上の盛土は全体の数が少ないことや、図 7-20 で延長あたりの被災数が概ね等しいことから、「3段以上」に含めた。地形条件は、被災割合が低い順に平坦部を1点、傾斜地形を2点、片切・片盛部(表中は片切・片盛と表記)を3点、集水型傾斜を4点とした。

表 7-2 は、表 7-1 で算出した評価点数と発生確率のレベルをまとめたものである。発生確率のレベルと尺度は5段階とし、尺度の高いものから「確実に発生する」、「発生する確率が高い」、「中位」、「稀に発生する」、「非常に稀に発生する」とした。3段以上の盛土を集水型傾斜に建設する場合は、評価点が12点で発生確率のレベル(尺度)は確実に発生する(5)となる。

表 7-1 盛土のり面段数と地形条件からの評価点の一覧

項目		地形条件			
		平坦部 (1点)	傾斜地形 (2点)	片切・片盛 (3点)	集水型傾斜 (4点)
のり面 段数	3段以上 (3点)	3	6	9	12
	2段 (2点)	2	4	6	8
	1段 (1点)	1	2	3	4

表 7-2 評価点数と発生確率のレベル

発生確率のレベル	点数の範囲	尺度
確実に発生する	9~12	5
発生する確率が高い	6~8	4
中位	3~4	3
稀に発生する	2	2
非常に稀に発生する	1	1

盛土のり面段数が3段以上の場合、被災土量が大きくなることが懸念されるため、建設段階に盛土劣化対策の必要性を検討するのは、表 7-2 の発生確率のレベルが「中位」以上となる盛土のり面とした。「中位」以上となるケースは、平坦部は3段以上のみ、傾斜地形は2段から3段以上まで、片切・片盛部と集水型傾斜は1段から3段以上までとなる。

図 7-22 は、本研究で提案する建設段階に行う対策工実施の判定フローである。初めに、①分級し質量を揃えた試料を用いたスレーキング試験の結果で、盛土の細粒土化の有無について評価する。細粒土化する場合、給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果から盛土の劣化（強度低下）の程度を評価し、盛土の劣化を考慮した安定計算で地下水位上昇時と通常時（地下水位が低い）の安定性を判断する。②地下水位上昇で終局限界（ $F_s < 1.0$ ）を下回る場合、排水性強化などの対策工を実施する必要がある。また、③通常時に計画安全率を下回る場合も、対策工を行う必要があるが、第三者被害の有無、工事による本線交通への影響、対策工事のしやすさなどを考慮し、④対策工事の実施時期を決定する。なお、地下水位上昇時と通常時の安全率を満たす場合でも、集水型傾斜や傾斜地盤上に盛土を構築した場合は、地下水の流下で盛土内の細粒土が移動・緩みが生じる懸念があるため、定期調査を行い必要に応じて管理段階に対策工事を行う必要がある。

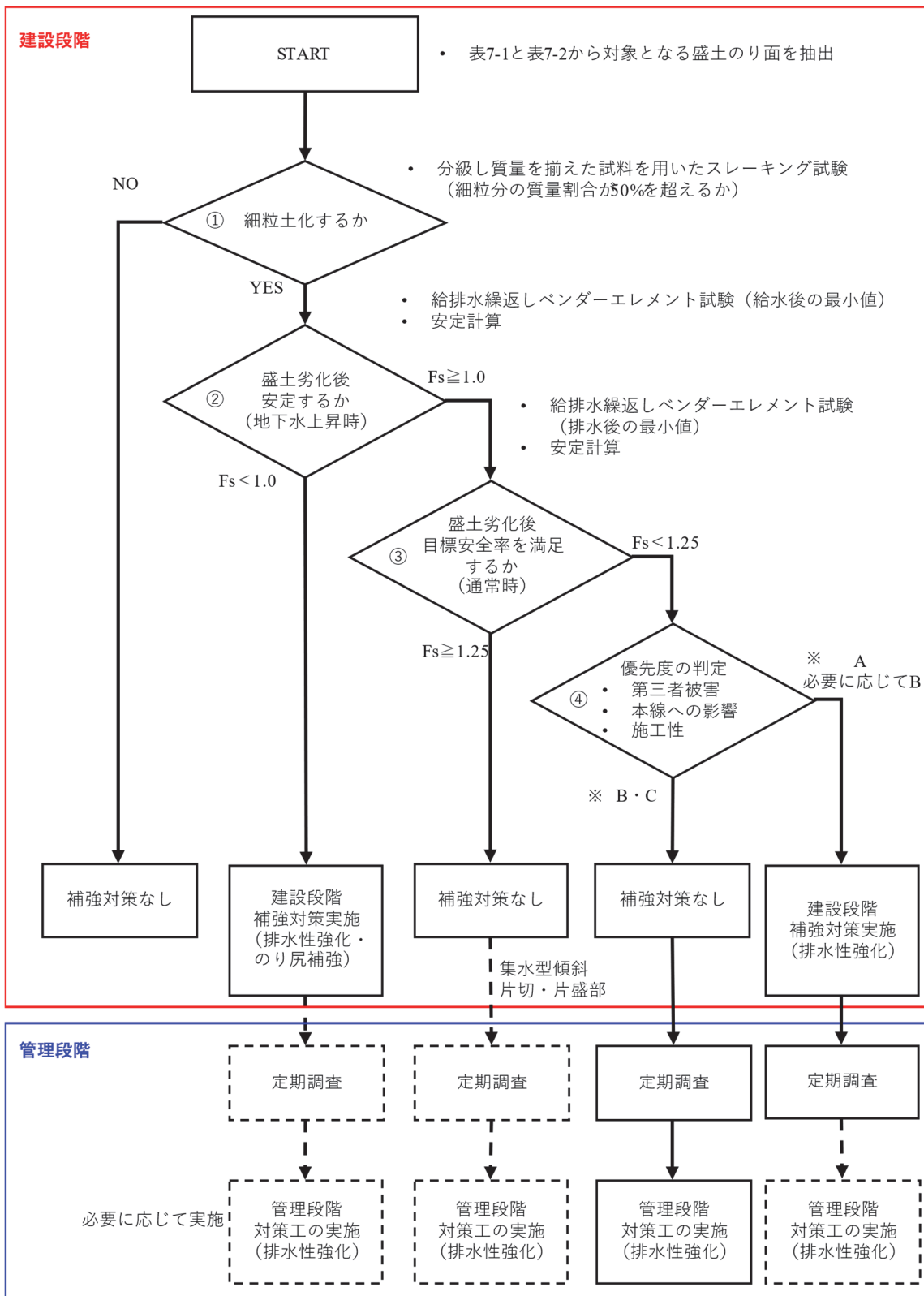


図 7-22 建設段階に行う対策工実施の判定フローの提案

次に、④における対策工の優先度を判断するための、リスクの影響度について以下にまとめる。表 7-3 に、想定される区分と影響の大きさ（被害の大きさ・復旧の困難さ）をまとめる。影響の大きさは、盛土のり面が被災した場合に想定される被害の大きさ（第三者被害と本線への影響）と、被災した場合の復旧の困難さ（本線外からの施工性）とし、評価は5段階とした。第三者被害は、盛土のり面が崩壊した際に生じる人的被害の大きさである。例えば、のり尻部に施設・病院などがあり移動困難者がいる場合、避難が困難もしくは遅れるなどで人的な被害が多く生じると想定されるため、「非常に大きい（5点）」となる。本線への影響は、盛土のり面が崩壊した際に本線交通に与える被害の大きさである。盛土設計時に行う安定計算で得られる、円弧すべり（最小安全率）で切られる範囲を目安に行うもので、円弧すべりがのり面内に収まる場合は、本線交通への影響は非常に小さいが、円弧すべりが本線内に達する場合、交通規制や通行止めの実施が必要となり、本線交通に与える被害は「非常に大きい（5点）」となる。施工性（本線外）は、盛土のり面が崩壊した際に行う復旧工事のしやすさで、本線外からの施工を想定している。工事用道路および施工ヤードが直ちに利用できる場合は、復旧工事は容易である。借地や仮設などが必要な場合は、準備までに時間を要するため復旧のしやすさは低下する。工事用道路や施工ヤードが確保できない場合は、復旧工事は非常に困難で、本線利用を含めた対応を考慮する必要がある。表 7-4 に、復旧工事で本線を利用する計画を行う際の着目点をまとめる。復旧工事で本線を利用する場合、本線交通に与える影響として交通規制の種類が挙げられる。また、本線を通行止めする場合、国道などの主要道路を迂回路として利用できるかを検討しておく必要がある。

図 7-23 は、優先度の判定方法である。優先度は、「尺度」に「影響の大きさ」を乗じた値を評価点とし、A（15～25）・B（9～12）・C（3～6）の3段階に分けた。Aは、尺度と影響の大きさの両方が高いため、対策工を実施する。Bは、経過観察（定期調査による観察）を基本とするが、必要に応じて対策工を実施するものとする。Cは、影響が小さいもので経過観察（定期調査による観察）とする。

表 7-3 想定される区分と影響の大きさ

区分	影響の大きさ (被害の大きさ・復旧の困難さ)				
	非常に 小さい  非常に 容易 (1点)	小さい  容易 (2点)	中位  中位 (3点)	大きい  困難 (4点)	非常に 大きい  非常に 困難 (5点)
第三者 被害	のり尻部に 施設や病院, 住宅地など はない	市道や町道 などの生活 道路に近接	主要道路 鉄道 に近接	のり尻部に 民家がある	のり尻部に 施設や病院 などがあり 移動困難者 が存在する
本線への 影響	円弧すべり がのり面に 留まる	—	円弧すべり が路肩内に 留まる	—	円弧すべり が本線まで に達する
施工性 (本線外)	工事用道路 施工ヤード 利用可能	工事用道路 施工ヤード 借用可能	工事用道路 施工ヤード どちらかを 仮設	工事用道路 施工ヤード どちらも 仮設	工事用道路 施工ヤード 利用不可

表 7-4 復旧工事で本線を利用する計画を行う際の着目点

調査	復旧工事で本線利用の計画を行う際の着目点 (本線利用者への影響)				
	非常に 小さい (1点)	小さい (2点)	中位 (3点)	大きい (4点)	非常に 大きい (5点)
本線利用 (交通規制)	規制なし	路肩規制	車線規制	片側交互 通行	通行止め
迂回路の 有無	有り	—	—	—	無し

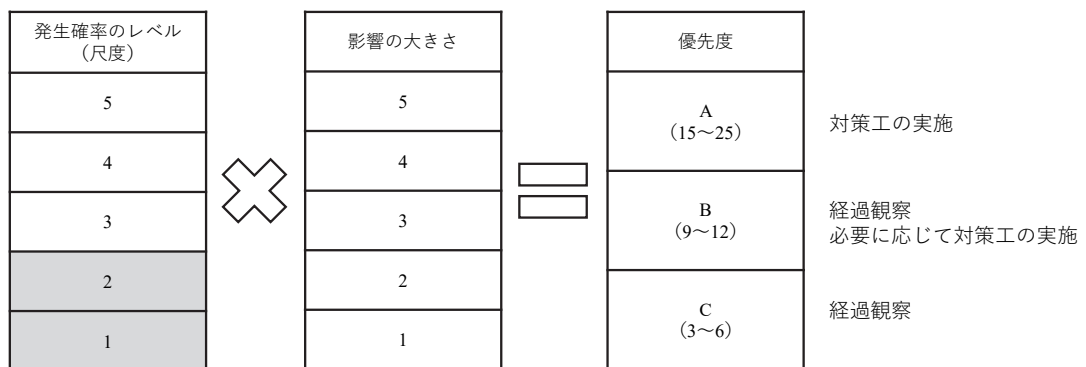


図 7-23 優先度の判定方法

#### 7.4.2 管理段階（既設盛土地盤の評価方法）

供用後の適切な時期（盛土のり面の崩壊前）に、補強対策工事で性能を回復させるためには、既設盛土の健全度を定期的に評価することが必要である。また、その結果を基に補強対策工事に必要な情報を補完調査などで収集し、工事の対象範囲の抽出・効果的な対策工法の選定などの検討を行い、効率的な補強対策工事を行う必要がある。なお、給排水ベンダーエレメント試験と表面波探査を用いた既設盛土の健全度評価の手法を 7.4.3 で提案している。図 7-24 は、本研究で提案するスレーキング性を有する高速道路盛土の管理手法で、上段に従来方法（ボーリング調査）と下段に提案方法（表面波探査）を記載している。

従来方法は、供用後に盛土が崩壊した後にボーリング調査を行う、いわゆる“事後対応”の方法である。この手法では、定期調査は行っておらず、供用後に生じている盛土劣化の把握と健全度の評価できない。盛土の崩壊から盛土機能の復旧までのステップは、①応急工事を行い崩壊の拡大を抑止、②ボーリング調査（詳細調査と監視体制の構築）で復旧工事に必要な情報の収集と解析、③復旧工事の設計、④復旧工事となる。ボーリング調査は、劣化範囲の特定などで面的に地質情報を得るため、ボーリング本数も多く必要となる。また、復旧工事完了までの監視体制を構築するため動態観測システムの構築を行うなどで、調査期間は長くなり費用も非常に高価となる。工事は、応急工事と復旧工事の 2 段階になる他、補強対策工以外に移動土塊の撤去や処理、良質材（砕石など）による埋め戻しなど盛土形状の復旧に係る工種が生じ、工事規模・時間・費用・環境負荷が大きくなる。更に、復旧工事の完了まで盛土の健全度は回復していないため、交通規制も長期化するなど本線交通への影響も大きくなる。

提案手法は、定期調査（表面波探査）で得られる S 波速度から盛土の健全度を評価し、盛土の崩壊が生じる前に補強対策を行い、盛土の崩壊を未然に防ぐ“予防保全”の方法である。定期調査の結果から盛土の劣化が確認され、構造物の崩壊が予想された場合の補強工事までのステップは、①蓄積した定期調査結果に基づく調査計画の立案、②必要に応じて補完調査（ボーリング調査）の実施、③補強工事の設計、④補強工事となる。定期調査で劣化範囲などの面的な地質情報は把握できているため、ボーリング調査はサンプリングなどを主目的とした表面波



探査の補完調査で、従来手法のボーリング調査よりも小規模となる。また、工事は、補強対策工を主体とした工種のみで、復旧工事よりも小規模となる。この様に、従来手法と比較し、調査から工事完了までの規模・期間・費用・環境負荷の軽減が図れる。提案手法を用いることで、スレーキング性を有する高速道路盛土の点検手法の高度化が図れ、効果的な補強工事計画を行えるため、補強工事の時期を平準化することができ、高速道路事業の効率化に貢献できる。なお、盛土が劣化する速さは、盛土材料のスレーキングのしやすさ（細粒土する速さ）や盛土形状および周辺地形などの影響を受ける。そのため、定期調査計画を立案する際には、調査間隔の設定には留意が必要となる。特に  $V_s$  の変化は給排水履歴の初期で大きいため、盛土構築直後は密に行い、 $V_s$  の変化状況を確認しながら徐々に定期調査の間隔を伸ばすなどの方法が挙げられる。

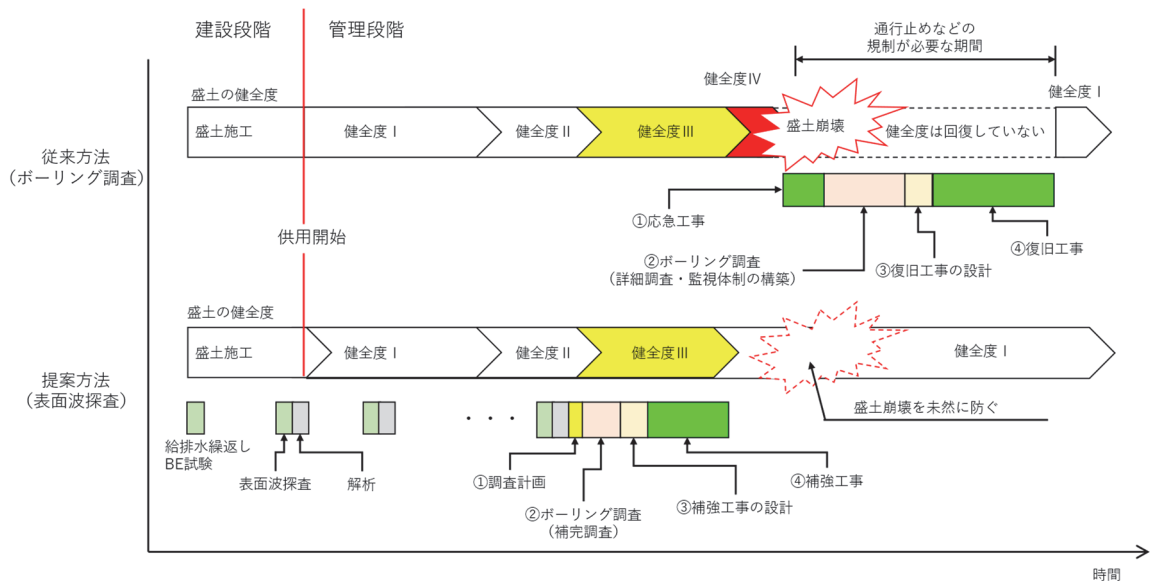


図 7-24 スレーキング性を有する高速道路盛土の管理手法の提案

健全度Ⅳは、変状の進行が明らかで大規模な崩壊が予想され、最も緊急度が高い区分であり、通行止め等の交通規制を行うとともに、可能な限り大規模な崩壊を防止するための処置が必要な区分である。スレーキングによる盛土の劣化は徐々に進行すると考えられ、Ⅳの段階に突如

変化することは少ないと考えられる。そこで、定期調査の結果で健全度Ⅱの判定となった場合に、調査計画の立案および補完調査（必要に応じて観測頻度の変更など）を行い、その後の健全度Ⅲの内に補強工事を行うことで、健全度Ⅳに至る前に健全度を回復させることが望ましい。

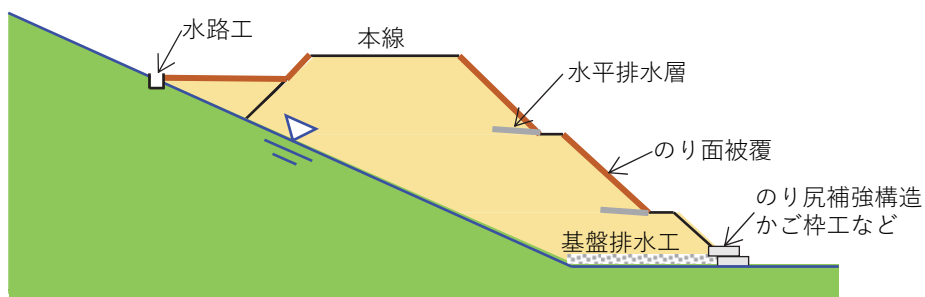
#### 7.4.3 補強対策工について

図 7-2 に示した様に、スレーキングによる盛土の劣化は、水の浸透と排水で盛土材が細粒土化し、力学特性の変化や飽和度の上昇で抑止力が低下することに起因している。そのため、補強対策は、①スレーキングによる盛土材の細粒土化の抑制と、②抑止力の向上が挙げられる。①は、地下水の変動を抑制し、盛土材がスレーキングする頻度の低減を図る。②は、飽和度の低減や盛土のり尻部の改良で抑止力の向上を図る。補強対策工の選定は、対策工の効果、対策工を行う時期（建設段階・管理段階）の他、周辺の土地利用の状況、のり尻付近の地盤支持力などを考慮し行うことが望ましい。

以下に、①と②で想定される工法と対策工の時期（段階）を列挙し、図 7-25 に建設段階と管理段階の補強対策のイメージを示す。なお、砕石縦排水工<sup>6)</sup>は、盛土内の水位や含水比の低下効果とすべりに対する安定化効果を目的とする。図 7-26 に示すように、砕石スリットとかご砕工から構成される。砕石スリットとは、砕石を充填した溝のことをいい、一連の砕石スリットを砕石縦排水溝という。かご砕工は、のり尻部の水抜きと砕石スリットの押えを兼ねており、割栗石などの石材を投入する。なお、盛土とかご砕工の間は砕石によって埋戻しを行う。管理段階の地下水排除工は、水抜きボーリング工が基本となるが、盛土内への地下水の流入が多く水抜きボーリング工では対応できない場合は、集水井工も挙げられえる。

対策工	工種	効果	対策工の時期（段階）
地表水排除工	水路工	①	【建設段階】
	のり面被覆（土羽土など）	①	【建設段階】
	水平排水層工	①	【建設段階】
地下水排除工	基盤排水工	①	【建設段階】
	水抜きボーリング工	①	【管理段階】
	砕石豎排水工 （集水井工）	①・②	【管理段階】
		①	【管理段階】
のり尻補強工	のり尻強化構造	②	【建設段階】
	ふとんかご工（かご砕工）	②	【建設段階・管理段階】
	砕石豎排水工	①・②	【管理段階】

建設段階



管理段階

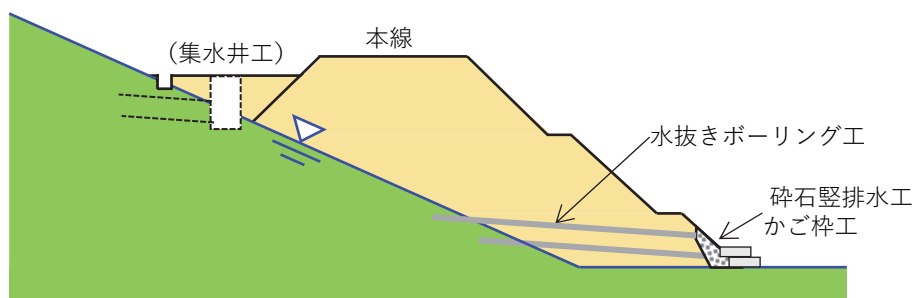


図 7-25 盛土の劣化を考慮するスレーキング性を有する盛土の補強対策のイメージ

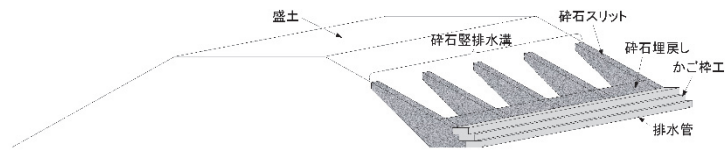


図 7-26 碎石縦排水工の模式図<sup>6)</sup>

補強対策工の種類によって、補完調査で必要な地盤情報が異なる。以下に、補完調査の目的と調査方法について述べる。

○ 地下水流動層の特定（地下水排除工に利用）

地下水排除工は、水抜きボーリング工などで盛土内に流入した水を速やかに盛土外へ排出し、地下水位の変動域を低減し、スレーキングの進行を抑制することを目的として行う。効果的に排水を行うために、地下水が流下する「平面的な位置」と「地下水流動層（鉛直方向）」を把握し、水抜きボーリング工の配置計画を行う必要がある。平面的な位置は、表面波探査から得られる S 波速度の空間的な分布から判断することができるため、補完調査でボーリング孔を利用して地下水検層を行い、地下水流動層の特定を行う。

○ 地盤支持力の確認（かご枠工に利用）

かご枠工は、盛土のり尻部にかご枠を設置し、盛土のり尻部の排水性を高めるとともに、その重量ですべりに抵抗する力（抑止力）を向上することを目的として行う。盛土のり尻部に軟弱な地盤などが分布する場合、かご枠の直下の地盤支持力が不足し、かご枠の転倒などが懸念される。補完調査では、ボーリング孔を利用した標準貫入試験や、スクリーウエイト貫入試験などにより、地盤支持力の確認を行う。

## 参考文献

- 1) 加村晃良, 井林拓郎, 橋本拓海, 風間基樹: 給排水および繰返しせん断履歴を受けたスレーキング性盛土材料のせん断特性, 第 56 回地盤工学研究発表会概要集, 13-6-2-07, 2021.
- 2) 国土交通省 道路局: 道路土工構造物点検要領, pp.14-22, 2018.
- 3) 長尾和之, 澤野幸輝, 松崎孝汰, 風間基樹, 河井正, 加村晃良: 東北地方の豪雨による高速道路のり面災害事例とその特徴について, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.75, No.2, 198-205, 2019.
- 4) 長尾和之, 澤野幸輝, 松崎孝汰, 加村晃良, 風間基樹: 被災のり面データに基づく東保 k 地方の豪雨による高速道路のり面の崩壊素因の評価の試み, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.76, No.3, 235-253, 2020.
- 5) NEXCO 東日本, 中日本, 西日本: 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討会 報告書, pp.50, 2014.
- 6) NEXCO 東日本: 設計要領 第一集 土工保全編, pp.3-26~3-27, 2020.

## 8 結論

第1章では、序論として研究の背景および目的と、本論文の構成を記述している。

第2章では、スレーキング性を有する土構造物の変状の特徴、スレーキング性を有する材料の変化の特徴、従来のスレーキング性材料の判定手法の特徴、盛土の不安定化に関わる特徴についての既往の研究を整理・分析した結果から以下の結果を得た。

- ① スレーキングで盛土材の細粒分が増加し、物理特性や力学特性は不可逆的に変化する。
- ② スレーキングを繰り返すことで、盛土地盤内の含水比と飽和度および強度は、徐々に変化し、降雨などの浸透で不安定化する。
- ③ 従来のスレーキング特性の評価方法は、粒径の大きい土粒子の粒径変化に着目している。

スレーキングによる盛土材の特性変化や盛土のり面の不安定化には、盛土材の細粒分含有率の変化が影響していると考えられた。しかし、従来の評価手法では、粒径の小さい細粒分の含有率の変化や力学特性の変化の評価ができず、盛土材の劣化を判定するに至っていない問題があった。

第3章では、スレーキングによる盛土地盤内のN値・粒度分布（特に細粒分）・含水比の変化を究明するべく、スレーキング性を有する材料を用いた盛土の変状事例を分析した。その結果、以下の結論を得た。

- ① スレーキング性の材料を用いた盛土では、空気間隙率が15%以下になるように密実に締め固めていても、N値の低下、粒度分布の変化、含水比の増加など生じる。
- ② 盛土の劣化進行の指標にN値を用いる場合、盛土を構築した直後の初期N値との差で比較ができない可能性が高い。それは、一般的に盛土を構築した直後にボーリング調査を行うことは非常に稀で、初期N値を計測していないケースが多いためである。
- ③ 粘土分は盛土内の水の移動で盛土のり尻方向へ流下する可能性がある。盛土のり肩付近

は、粘土分の流失で密度の低下や透水係数の増加が生じる。一方で、盛土のり尻付近は粘土分が増加で透水性の減少と、保水性が高くなり含水比が増加すると考えられる。

すなわち、実盛土の含水比・粒度分布・透水係数などの物性値の変化には、スレーキングによる土粒子の細粒化の他に、水の移動に伴う粘土分の流動など複数の要因が絡む可能性があり、単純に粒度分布の比較でスレーキングの進行性を評価できない可能性が示唆された。また、盛土の劣化進行の指標に N 値を用いる場合、盛土構築直後の初期 N 値との比較ができない可能性がある。

第 4 章では、スレーキングで生じる盛土材の細粒分の生成過程に着目し、最大粒径を 9.5mm 以下に調整した試料を分級し、各分級の質量 100g に揃えた試料を用いてスレーキング試験を行い、各分級の細粒化過程について考察し、以下の結論を得た。

- ① スレーキングによる粒径変化は、一部は元の粒径を保つが徐々に細粒化が進展し粒径 0.075 mm 以下の細粒分へ継続的に変化する。
- ② 同じ岩材料であっても、粒径ごとに細粒化の傾向も異なる。
- ③ 更に、細粒分 ( $F_c$ ) も乾湿履歴で粒径が小さくなり続ける。

従来のスレーキング率試験では、所定回数でスレーキングによる細粒化が収束したように見えるが、実際には長期的に細粒化が継続し、細粒分を生成し続ける可能性がある。この様に、粒径 9.5 mm 以下の粒度の試料に着目することで、スレーキングによる盛土材の細粒分含有割合の変化を評価できる可能性が示唆された。

第 5 章では、スレーキングによる粒度特性の変化過程と力学特性の変化過程を比較するために、乾湿履歴が異なる試料を用いて三軸試験 (CD 試験) を行い、乾湿履歴と盛土材のせん断強度の変化について考察し、以下の結論を得た。

乾湿履歴の進行で、内部摩擦角  $\phi_d$  の低下および粘着力  $c_d$  の増加が生じた。岩試料の強度定数の特徴は、乾湿サイクルの前後で内部摩擦角が優勢な粗粒土から粘着力が優勢な細粒土に

変遷し、異なる材料特性を示していた。この内部摩擦角  $\phi_d$  と粘着力  $c_d$  の変化は、スレーキングに伴う粒度特性の変化の影響といえた。

給排水作用で生じる力学特性の変化に着目し、同一試料を用いた給排水繰返しベンダーエレメント試験を行い、給排水履歴による S 波速度の変化について考察し、以下の結論を得た。

給排水の繰返しによって S 波速度 ( $V_s$ ) が低下した。この不可逆的な変化は、給排水の過程で生じた骨格構造の変化 (スレーキング) に起因するものと考えられた。この給排水履歴で生じる  $V_s$  に不可逆的な変化 (低下) から、盛土建設前の材料試験時に給排水繰返しベンダーエレメント試験を行うことで、給排水による盛土材の力学特性の変化 (劣化) の程度を判断する指標となりえる可能性を得た。

第 6 章では、実盛土に対し原位置で表面波探査を行い、盛土内の S 波速度分布の状況を空間的にまとめ、周辺地形や盛土部の違いによる S 波速度の出現傾向について考察し、以下の結論を得た。

- ① 盛土の  $V_s$  の範囲は概ね 120~179 m/s , 基盤岩 (シルト岩) の  $V_s$  は 200 m/s 以上で、盛土の  $V_s$  と明瞭に異なるため、盛土範囲を表面波探査結果から精度良く推定できる可能性が示唆された。なお、盛土のり肩から盛土のり尻に向かい、 $V_s$  は遅くなる。
- ② 盛土のり面内の水の浸みだし位置と、 $V_s$  が遅い範囲は概ね一致しており、水分を多く保持している所ほど  $V_s$  が遅いと考えられる。
- ③ 空間的に  $V_s$  の分布状況をみると、 $V_s$  が遅い範囲は旧沢地形と関係性をもつ可能性が示唆された。

実盛土の  $V_s$  の範囲が給排水繰返しベンダーエレメント試験の結果と一致したことから、建設段階に給排水繰返しベンダーエレメント試験を行うことで、将来的な  $V_s$  の変化を推定できる可能性が示唆された。なお、表面波探査は、調査作業が簡易で現地の作業時間が短く、簡易的に  $V_s$  の面的分布を把握することが可能であるため、定期調査の手法として有効である。ま



た、S波速度はN値と高い相関性を持っているため、表面波探査結果により盛土内のN値分布を大まかに推定することが可能である。

第7章では、本研究の成果に基づき、スレーキングが懸念される材料の評価方法、供用後の盛土のり面の健全度を評価する定期調査手法およびスレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の建設から維持管理までのマネジメント方法についての提案を行っている。

はじめに、スレーキングが懸念される材料の評価方法は、① 分級し質量を揃えたスレーキング試験と② 給排水繰返しベンダーエレメント試験で、①は盛土材の細粒土化、②は給排水作用による盛土材の劣化 ( $V_s$  の低下) に着目している。次に、供用後の盛土のり面の定期調査は、表面波探査で盛土のり面の  $V_s$  分布を空間的に把握し、健全度の評価とデータを蓄積することで、時系列的に盛土内部の劣化進行および劣化範囲を整理するものである。最後に、スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の建設から維持管理までのマネジメント方法は、建設段階と管理段階に分けている。建設段階は、盛土材のスレーキング特性の評価結果並びにのり面崩壊時の被害の大きさや復旧のしにくさから、盛土構築時にスレーキングの発生を抑制する補強対策工を予め行うことで、スレーキング性を有する高速道路盛土の長期的な安定性を確保する。管理段階は、供用後の定期調査で健全度を評価し、予防保全の観点から補強工事を計画・施工するもので、従来手法（目視点検）よりも点検手法の高度化が図れる。この様に、建設段階から管理段階に至るマネジメントを行うことで、効果的な補強工事計画の立案や補強工事の時期を平準化することができ、高速道路事業の効率化に大きく貢献できる。

本論文では、スレーキング性の脆弱岩を用いた高速道路盛土の長期安定性に関わる問題を題材として取り上げ、まず初めに、スレーキングが懸念される材料の評価手法として、従来手法では評価できない細粒分 ( $F_c$ ) の変化に着目し、同質の岩試料でもスレーキング履歴が異なることで土質定数が増加することを突破口とし、給排水作用による力学特性の変化を同一供試体の給排水繰返しベンダーエレメント試験で力学特性 (S 波速度) の変化として評価する着想に新規性があると言える。更に、建設段階から盛土の将来的な細粒土化と劣化を考慮した設計・対策工の実施を行うことで、スレーキング性を有する高速道路盛土の長寿命化に寄与することが大いに期待できる。また、給排水繰返しベンダーエレメント試験結果と管理段階の定期調査 (表面波探査) を組み合わせることで供用後の盛土点検手法の高度化が図れる上に、供用後の盛土の劣化進行状況を高い精度で把握することで、予防保全の観点から補強対策工事に関連した地盤調査計画の合理的な立案と、補強工事実施の平準化および効果的な工事計画の立案 (対策工・範囲の選定など) に寄与することが大きく期待できる。

## 謝 辞

本研究を行うにあたり、多くの方々のご協力を賜り、ここに厚く感謝申し上げます。

本論文は、風間基樹教授の御指導のもと、4年間の研究成果をまとめたものであり、論文の構成から完成に至るまで終始あたたかく、ご指導、ご鞭撻を頂き心より感謝致します。論文作成にあたって、論点がぶれないように簡潔、かつ明解に結論をまとめるべきと多くのご指摘と議論をしていただきました。これら多くのことを学ばしていただいたことは、技術者としてのこれからの進み方・考え方に、大きな刺激となり著者にとって大きな財産になりました。深く感謝いたします。加村晃良助教には、本研究に関する実験やデータのとりまとめについて、親身に教えていただき、円滑に研究を進めることができました。小野将太郎様には、実験に用いる岩試料の作成や実験に携わっていただき、速やかに実験を進めることができました。小野田博子事務補佐員には、大学関係の様々な手続きで大学と繋いでいただきまして、大変ありがとうございました。

また、副査をお願いさせていただきました京谷孝史教授には、研究成果を実務に利用するための視点から、久田真教授にはリスクマネジメントの視点から、貴重な助言を頂きました。深く感謝いたします。さらに、岩手大学 大河原正文准教授には、スレーキング性を有する岩類の特性について、貴重なご指導とご検討を頂き、深く感謝いたします。東日本高速道路株式会社の長尾和之様には、技術的な課題についてはもちろん、研究の進捗など日ごろから相談をさせていただき、いつも親身なご助言を頂けたのでとても心強かったです。著者が所属した土工・トンネル課と秋田事業所の皆様には、日ごろから応援と業務の援助を頂き、無事に研究を進めることができました。重ねてはございますが、この場をお借りして感謝申し上げますとともに、皆様の今後の活躍をお祈りしています。

著者の勤務先である株式会社ネクスコ・エンジニアリング東北において、会社の業務と同時に研究の実施を認めていただき、大変感謝いたします。本論文を作成するにあたり、貴重な資料の提供を頂いた NEXCO 東日本東北支社および秋田管理事務所に、ここに謝意を表します。

最後に、4年間にわたる学業と論文執筆に専念できる環境を与えてくれるとともに、励ましを頂いた妻ゆきみと子供たちにも深く感謝します。

## 付録I. 水抜きボーリング孔からの排水と S 波速度の分布状況

### I.1. 盛土の恒久対策

図 I-1 は、スレーキングが起因して盛土に変状が生じた区間で実施された恒久対策工の断面図で、対策工は地下水排除工(水抜きボーリング工)と盛土のり尻部の改良工の併用工である。まずは水抜きボーリング工を行い盛土内の水位を低下し、その後に盛土のり尻部を切削、一部を砕石に置き換え排水機能の向上を図るとともに、盛土のり尻部の形状を抑え盛土としている。なお、盛土の第1のり面(盛土のり尻)の水抜きボーリング工②の施工に必要な仮設足場が高速道路用地外まで達するため、土地の借用手続きや用地境界に設置している立入防止柵の撤去等で施工着手に遅れが生じるため、仮設足場が高速道路用地内で収まる第2のり面の水抜きボーリング工①を応急対策工として先行した。

一般的に、水抜きボーリング工などの地下水排除工は標高の低い箇所からの施工を行い、各水抜きボーリング孔からの排水量を観察し、必要に応じて設置間隔を密に見直す(通常、孔口間隔を10mから5mへ)、補助として上段に追加施工するなどの方法をとる。この現場では、順序は逆になっている。また、水抜きボーリング孔の配置は地下水観測結果や旧地形の判読などから計画されるが、設計者の経験に基づく要素が強い。実際、地中の水道(ミズミチ)は事前に正確に把握できておらず、水道に当たらない(空振り)場合も多い。この現場でも、施工状況を確認しながら現地での修正が行われた。

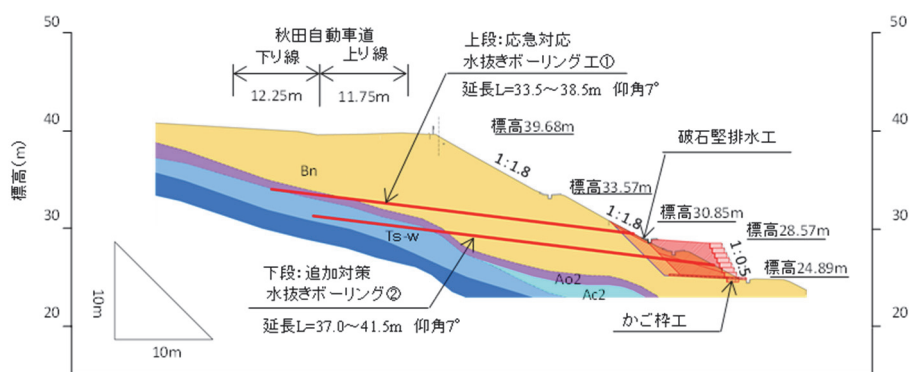


図 I-1 スレーキングに起因して盛土変状が生じた区間で実施された恒久対策工の断面図

## 1.2. 水抜きボーリング工の配置と排水量の関係

### (1) 水抜きボーリング工の配置

図 I-2 は、水抜きボーリング工の配置である。水抜きボーリング工は、ロータリーパーカッションでボーリング掘削し、削孔後に水抜きパイプを挿入して地下水を斜面外地表に排出した。

水抜きボーリングは起点側（秋田中央 IC 側）から掘削した。当初、水抜きボーリングは道路縦断に対し垂直方向に設置し、設置間隔は 10m で計画していた。なお、水抜きボーリング孔⑪は旧沢地形を考慮し沢方向に角度をつけて設置した。また、第 2 のり面の水抜きボーリング工（応急対策工）で、孔⑥と孔⑧で排水があり孔⑧-2・孔⑨-2 および孔⑪を追加設置された。第 1 のり面では、孔③d・孔④d および孔⑦d で排水があり孔⑧d と孔⑨d で設置間隔の見直しと孔⑨d の打設方向の見直しが行われていた。

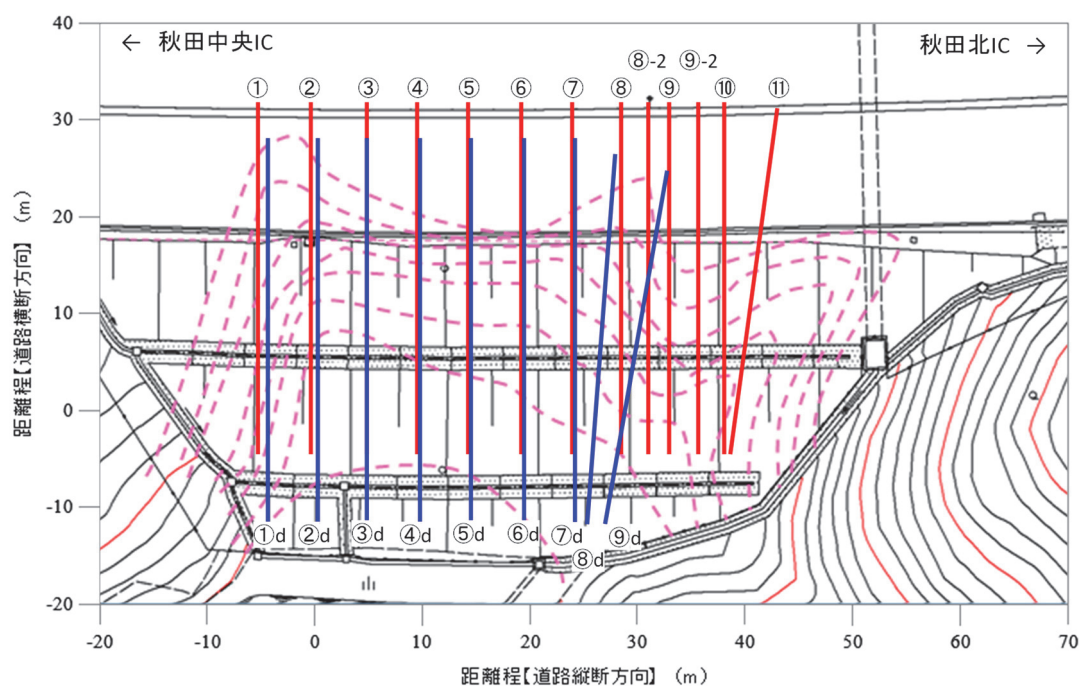


図 I-2 水抜きボーリング工の配置図（施工後）

## (2) 水抜きボーリング工からの排水状況と水位低下

図 I-3 は、水抜きボーリング工 A（第 2 のり面）と水抜きボーリング工 B（第 1 のり面）の合計排水量および地下水位（H24-B-1）の経時変化をまとめたものである。上段の水抜きボーリング工 A の施工期間は 2012 年 12 月 7 日から同年同月 17 日まで、下段の水抜きボーリング工 B の施工期間は 2013 年 3 月 27 日から同年 4 月 5 日までである。水抜きボーリング工 A の施工直前の地下水位は標高 34m 程度で、水抜きボーリング工 A を施工後に地下水位は標高 32m 程度まで低下し、更に水抜きボーリング工 B の施工で地下水位は標高 30m 程度まで低下した。排水量は、2013 年 3 月 27 日から水抜きボーリング工 B の排水が主体となり水抜きボーリング工 A の排水量は減少した。水抜きボーリング工 A と水抜きボーリング工 B は、同じ流路の水を排水していると考えられる。

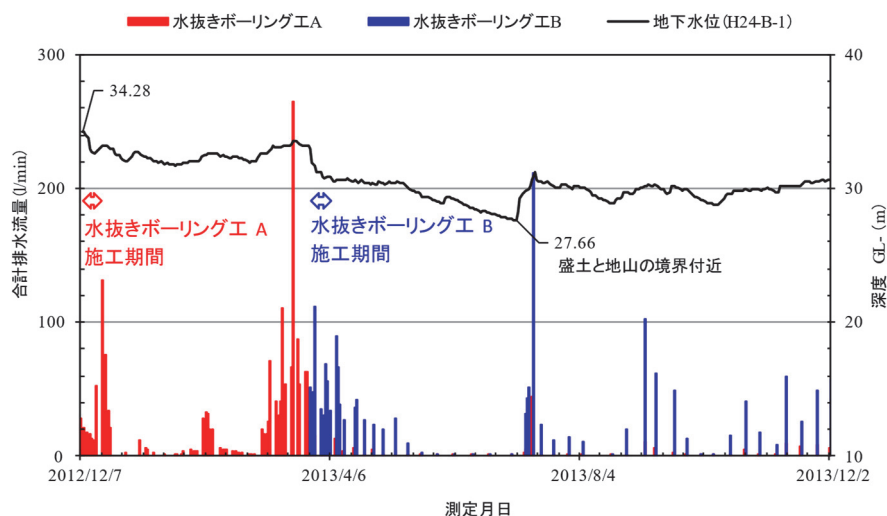


図 I-3 水抜きボーリング工①・②からの排水流量の変化

図 I-4 は、水抜きボーリング工 A と B の位置と水抜きボーリング工の施工前後の水位変化をまとめたものである。J1 測線では、標高 31m 付近に水抜きボーリング工 A、標高 29m 付近に水抜きボーリング工 B が通過している。水抜きボーリング工 A 施工前の水位は標高 34.28m であったが、その後の各水抜きボーリング工の施工（A→B の順）で水抜きボーリング工が通過する標高付近まで水位が低下した（標高 32m 付近→標高 30m 付近の順）。なお、図 I-3 の最低水位（標高 27.66m）は、水抜きボーリング工 B よりも下位で盛土と地山の境界付近である。水抜きボーリング工 B を施工した後の水位変動幅は、盛土下端から 2m 程度である。

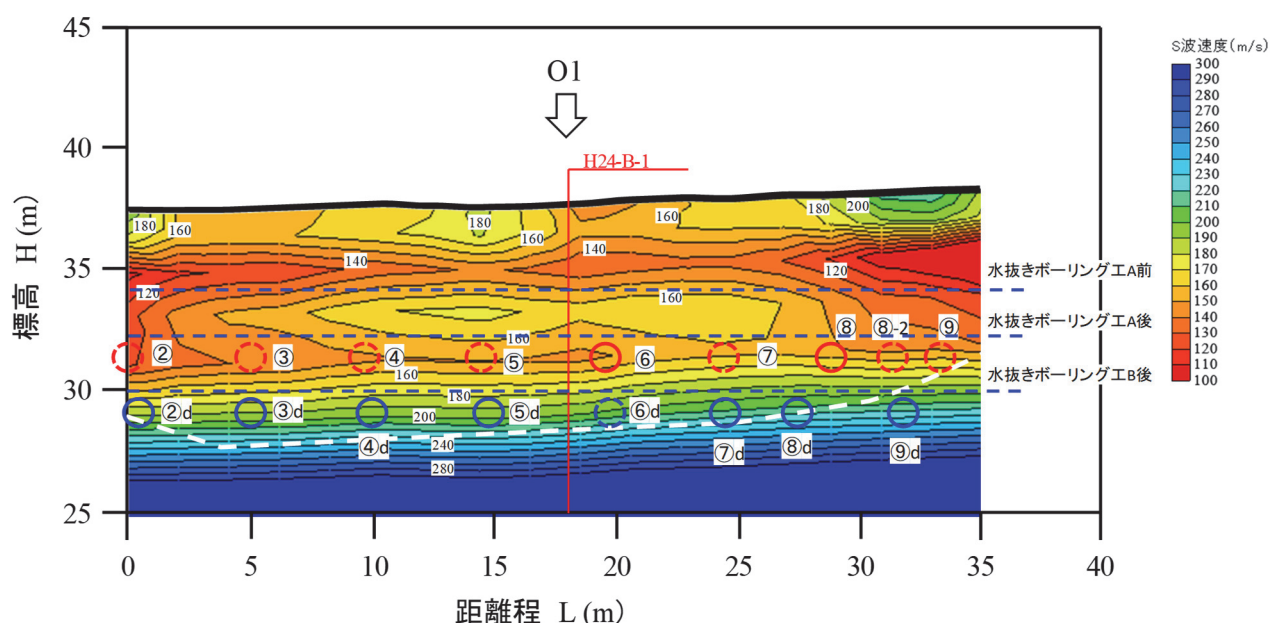


図 I-4 水抜きボーリング孔の位置と水位の変化（J1 測線）

図 I-5 と図 I-6 に、各水抜きボーリングの孔口からの排水量をまとめた。水抜きボーリング孔①の排水流量の測定は 2012 年 12 月 7 日から 2013 年 12 月 2 日までの期間に 109 回行い、水抜きボーリング孔②の測定は 2013 年 4 月 5 日から 2013 年 12 月 2 日までの期間に 49 回行っている。上段の水抜きボーリング工 A では孔⑥・⑧、下段の水抜きボーリング工 B では孔②d・③d・④d・⑦d で合計排水流量が顕著に多い。また、平均排水流量が 1 l/min 以上となるのは水抜きボーリング工①では⑥・⑧・⑩の 3 孔であるのに対し、水抜きボーリング工②は

①d と⑥d を除く 7 孔であり，上段の水抜きボーリング工①よりも下段に位置する水抜きボーリング工②の方が効果的に排水している．

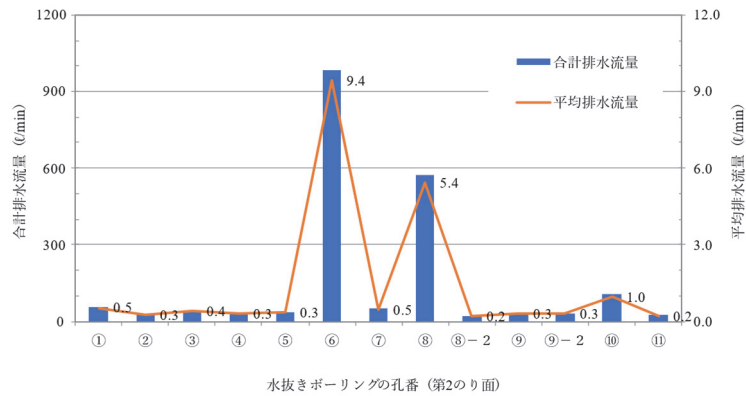


図 I-5 各水抜きボーリングの孔口からの排水流量 (水抜きボーリング工 A)

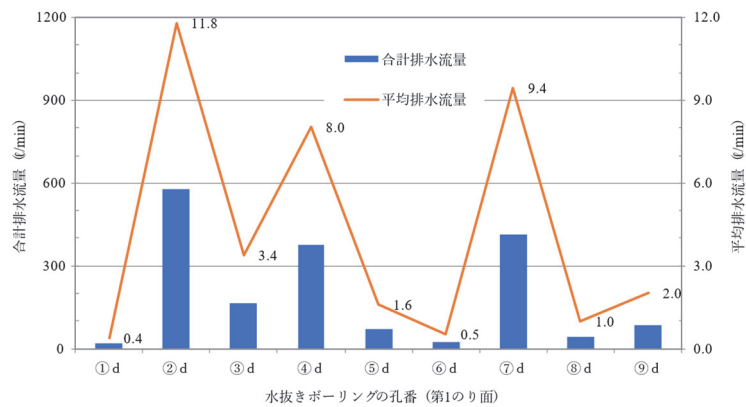


図 I-6 各水抜きボーリングの孔口からの排水流量 (水抜きボーリング工 B)



(3) 各水抜きボーリング孔の排水と S 波速度分布

図 I-7・図 I-8 および図 I-9 は、測線 J1・J2 および J3 における  $V_s$  の分布状況と各水抜きボーリング（以下、孔と言う）の位置をまとめたものである。図中の赤○は水抜きボーリング工 A, 青○は水抜きボーリング工 B, 実線は平均排水流量が 1  $\ell/\text{min}$  以上, 破線は 1  $\ell/\text{min}$  未満である。

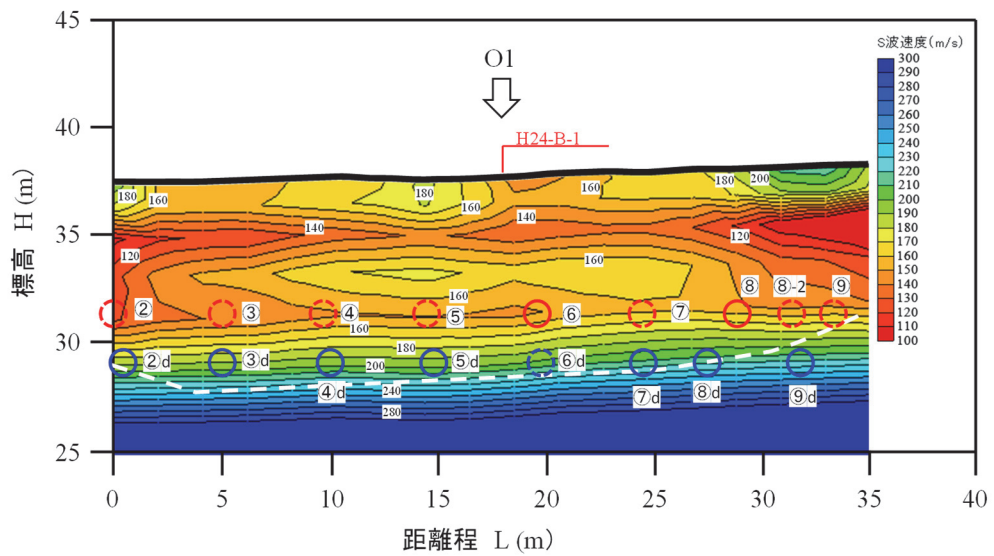


図 I-7 各孔の位置と S 波速度分布 (J1 : 上段)

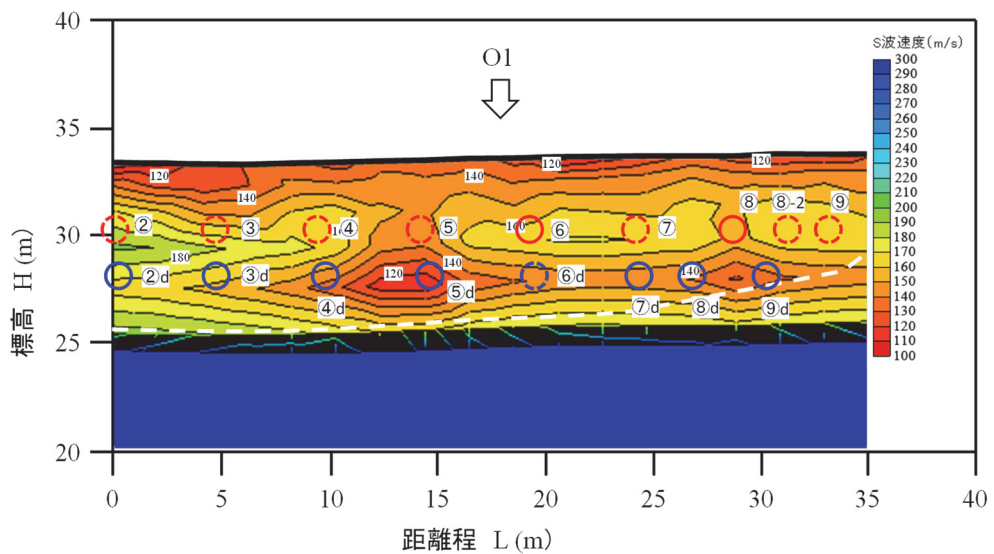


図 I-8 各孔の位置と S 波速度分布 (J2 : 中段)

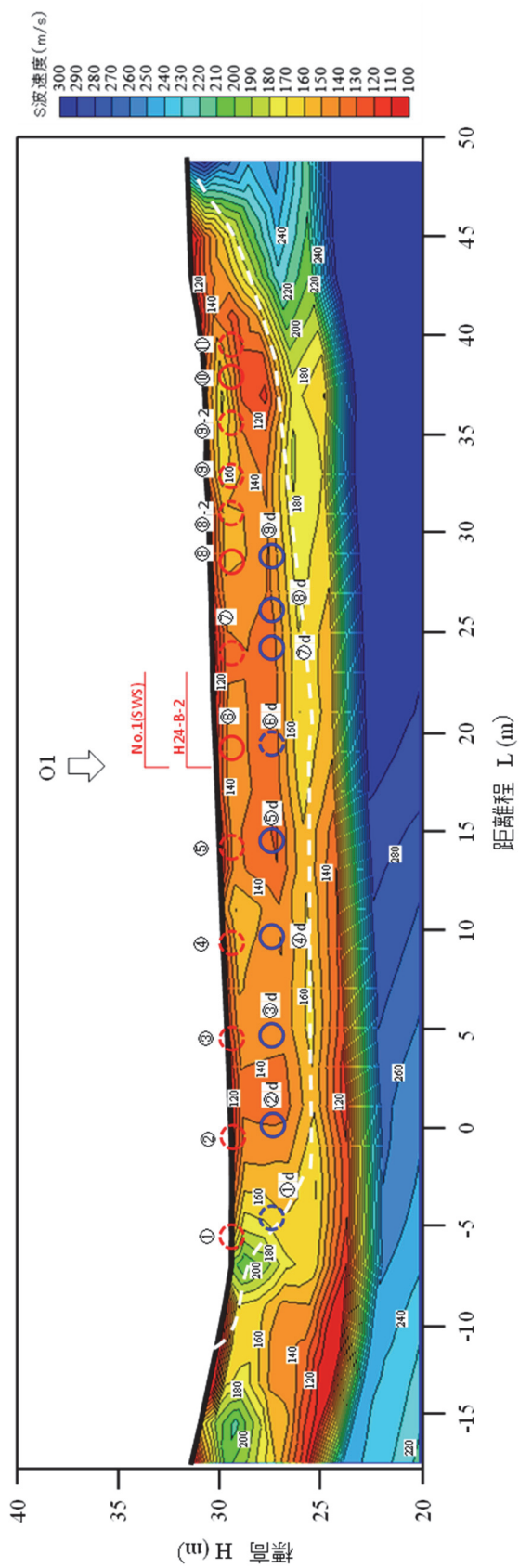


図 I-9 各孔の位置と S 波速度分布 (J3 : 下段)

表 I-1 に、J1・J2・J3 測線と各孔が交差する点の  $V_s$  の判読結果と平均排水量をまとめた。  
各孔の奥行方向（孔口から J3→J2→J1 の順）でも  $V_s$  のバラツキがみられる。

表 I-1 各測線と各孔が交差する点の  $V_s$  と平均排水流量

		$V_s$ 分布図から判読した値(m/s)			平均値 $V_s$ (m/s)	最小値 $V_s$ (m/s)	平均 排水流量 Q( $\ell$ /min)
		J1	J2	J3			
水抜きボーリング エア	①	—	—	170	170	170	0.5
	②	130	190	130	150	130	0.3
	③	150	160	140	150	140	0.4
	④	150	160	150	153	150	0.3
	⑤	160	150	150	153	150	0.3
	⑥	150	170	150	157	150	<b>9.4</b>
	⑦	170	170	140	160	140	0.5
	⑧	160	160	160	160	160	<b>5.4</b>
	⑧-2	160	170	160	163	160	0.2
	⑨	160	170	170	167	160	0.3
	⑨-2	—	—	160	160	160	0.3
⑩	—	—	150	150	150	<b>1.0</b>	
⑪	—	—	140	140	140	0.2	
水抜きボーリング エア	①d	—	—	170	170	170	0.4
	②d	190	180	140	170	140	<b>11.8</b>
	③d	200	170	150	173	150	<b>3.4</b>
	④d	200	150	150	167	150	<b>8.0</b>
	⑤d	200	130	130	153	130	<b>1.6</b>
	⑥d	210	150	140	167	140	0.5
	⑦d	220	150	140	170	140	<b>9.4</b>
	⑧d	220	150	150	173	150	<b>1.0</b>
	⑨d	230	140	150	173	140	<b>2.0</b>

図 I-10 と図 I-11 は、各孔の平均 S 波速度または最小 S 波速度と平均排水量の関係である。各水孔の S 波速度の平均値や最小値は、孔の奥行方向のものである(表 I-1)。図 I-10 と図 I-11 はともに、S 波速度が速くなると平均排水量が減少していく傾向だが、図 I-10 は同程度の排水量でも水抜きボーリング工 A より水抜きボーリング工 B の方が速い。これは、J1 測線の水抜きボーリング工 B で  $V_s$  が 190~230m/s と速く、平均値に影響したと考えられる。一方で、図 I-11 は水抜きボーリング工 A と B で排水量と S 波速度の関係は同じ傾向であった。各孔の排水量は、奥行方向の最小 S 波速度の影響を受けている可能性が考えられる。

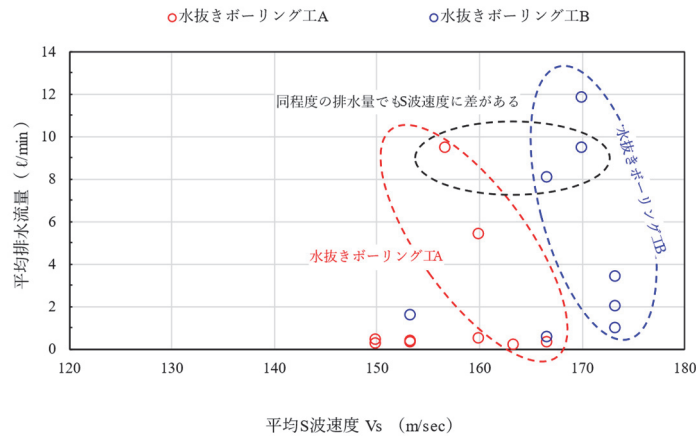


図 I-10 各孔の平均 S 波速度（奥行方向）と平均排水流量の関係

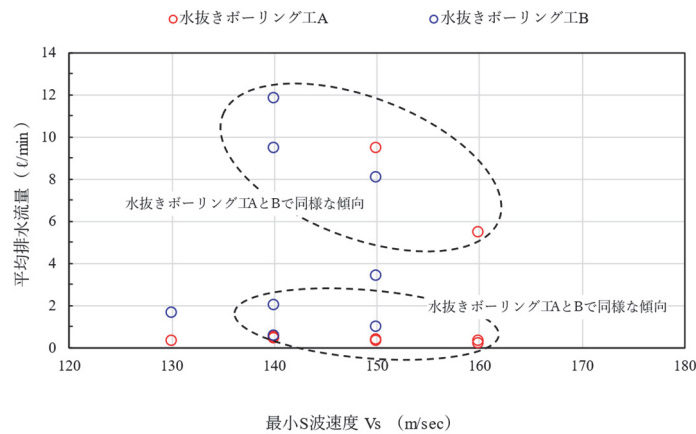


図 I-11 各孔の最小 S 波速度（奥行方向）と平均排水流量の関係

図 I-12～図 I-14 に、 $V_s$  が遅い範囲の中心を示す。図中の黒丸 (●) はレンズ状に分布する  $V_s$  が遅い範囲の中心で  $V_s$  が 130 m/s 以下の個所、白抜き丸 (○) レンズ状に分布する  $V_s$  が遅い範囲の中心で  $V_s$  が 140 m/s の個所である。以下、この黒丸と白抜き丸を中点と呼ぶ。

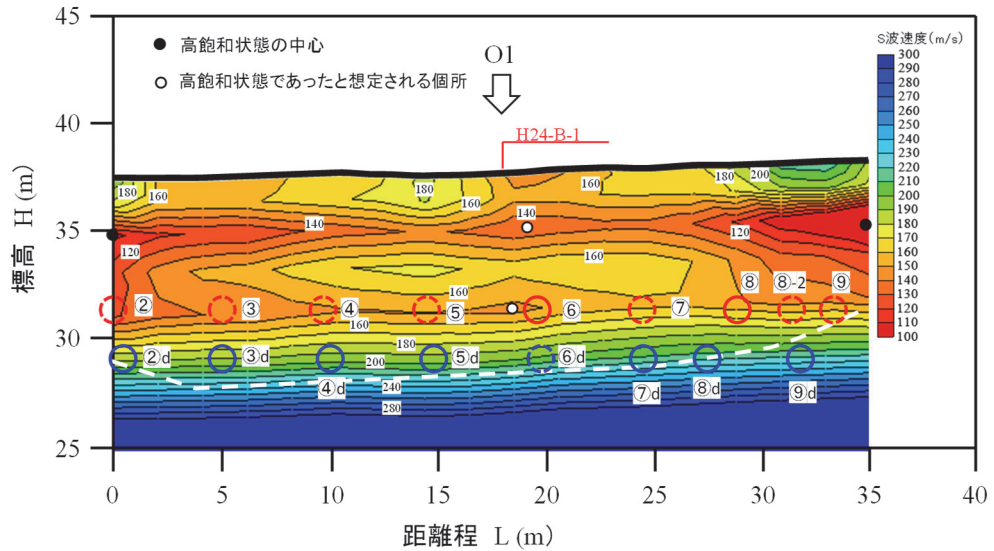


図 I-12 中点の位置 (J1 測線)

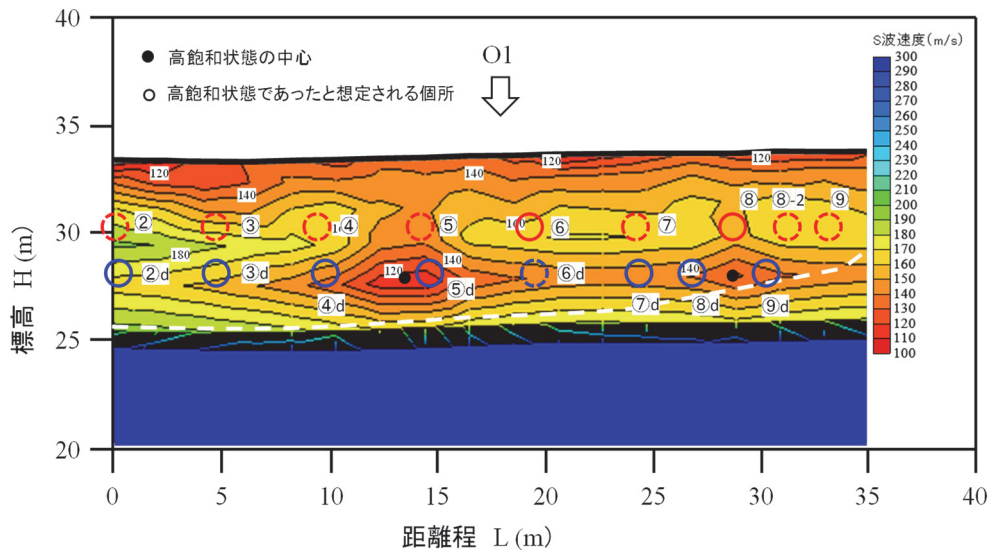


図 I-13 中点の位置 (J2 測線)

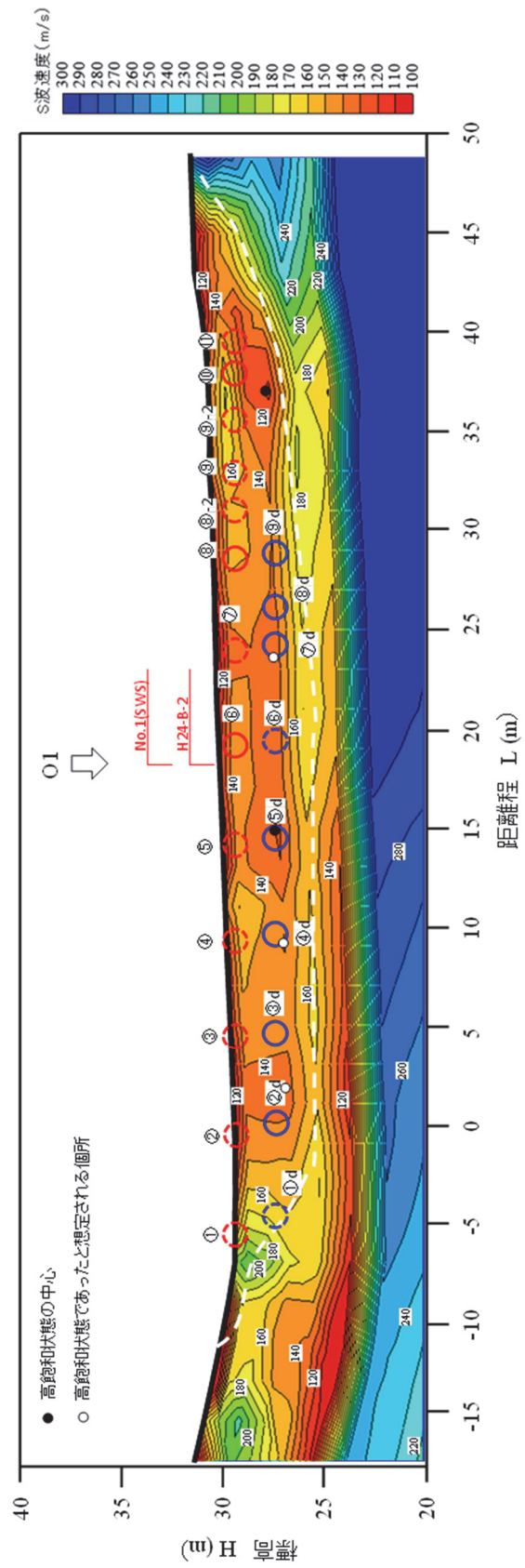


図 I-14 中点の位置 (J3 測線)

図 I-15 は、中点から各孔までの離れと S 波速度の関係である。中点から離れるほど S 波速度は速くなり、中点から 10 m 離れると  $V_s$  は 180 m/s 以上となる。なお、J3 測線の①～⑦孔（水抜きボーリング工 A）は地表面から深度 1m 以下と浅い。また、これらの孔の周囲の  $V_s$  分布状況は、地表面が最も低く深度方向に向かうにつれ徐々に速くなっている。J3 測線の①～⑦孔は地表の衣土や水の浸透などの影響を受けている可能性が考えられる。図 I-16 は、J3 測線の①～⑦孔（水抜きボーリング工 A）を除外したものである。中点からの離れが 3m 以下では  $V_s$  は 130～150 m/s である。この  $V_s$  の範囲は、給排水繰返しベンダーエレメント試験の給水後の値の範囲と一致しており、盛土材の飽和状態の違いに起因する可能性がある。

図 I-17 は、中点からの離れと平均排水量の関係である。なお、ここの中点からの離れは、各孔に対し最も近い中点までの距離（最短距離）を指す。中点からの離れが 2～3 m 以下では、⑨-2 を除いて平均排水量が 1 l/min 以上で、特に 2 m 以下では 8～12 l/min となる孔もあった。一方で、中点からの離れが 3 m 以上になると全ての孔で平均排水量は 1 l/min 未満であった。

これらの結果は、盛土内の  $V_s$  や孔の排水量は、中点からの離れに密接な関係があることを示唆している。また、中点から孔までの離れが 3m 以上離れると排水効果が低くなる可能性があると考えられる。

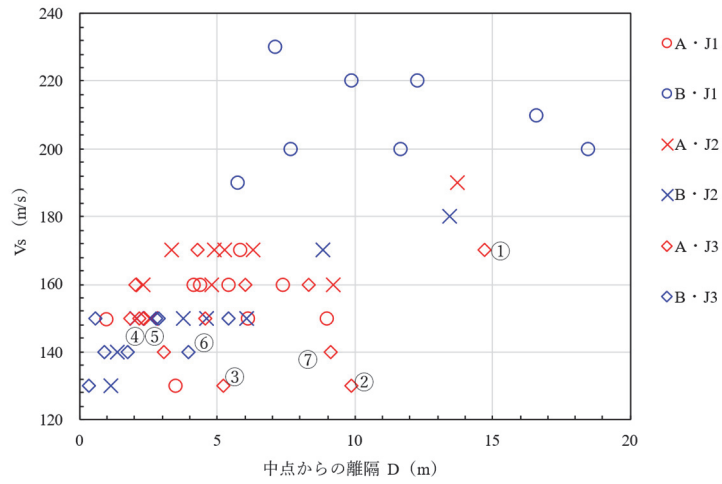


図 I-15 中点からの離れと S 波速度の関係

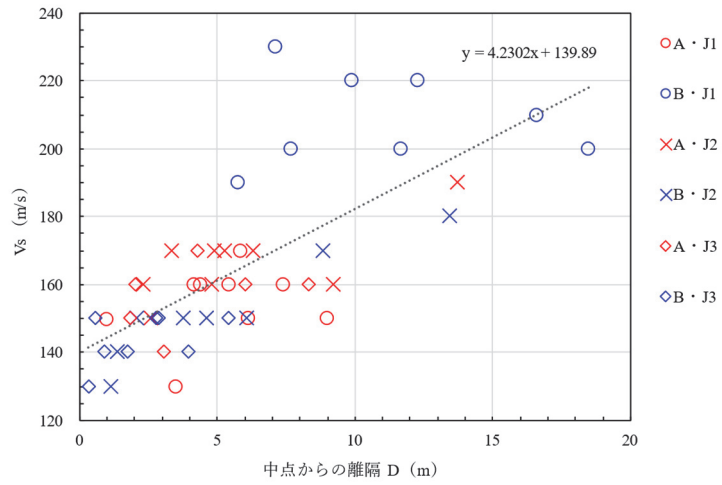


図 I-16 中点からの離れと S 波速度の関係

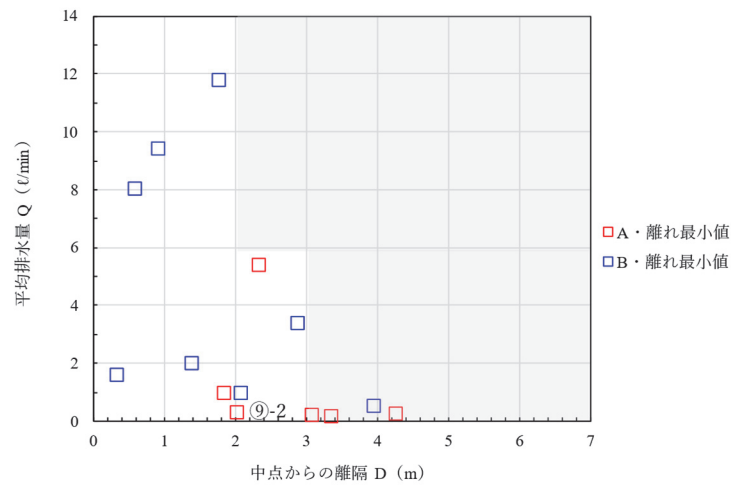


図 I-17 中点からの離れと平均排水量の関係