



# 我が国に分布する特殊土の工学的諸性質に関する研究

西岡, 孝尚

---

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2016-09-25

(Date of Publication)

2017-09-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第6737号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1006737>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

我が国に分布する特殊土の  
工学的諸性質に関する研究

平成28年7月

神戸大学大学院工学研究科

西岡 孝尚

# 目 次

第1章 序論	1
1. 1 本研究にあたり	1
1. 2 我が国の代表的な特殊土	2
1. 2. 1 特殊土と本研究の対象	2
1. 2. 2 我が国の代表的な特殊土	3
1. 3 研究の背景と目的	11
1. 4 本論文の構成	12
参考文献	14
第2章 「スコリア」の工学的特性とその利用	17
2. 1 はじめに	17
2. 2 「スコリア」と本研究の内容	17
2. 3 「スコリア」の分布と研究の目的	21
2. 3. 1 研究の背景	21
2. 3. 2 「スコリア」の分布	22
2. 3. 3 地質的分類	22
2. 3. 4 研究の目的	25
2. 4 試験の内容と結果の利用	26
2. 4. 1 試験の内容	26
2. 4. 2 結果の利用	26
2. 5 試験結果と考察	27
2. 5. 1 室内試験	27
2. 5. 2 評価と考察	42
2. 5. 3 盛土材料としての適性	46
2. 5. 4 原位置試験	48

2. 6	道路土工への活用	50
2. 7	まとめ	55
2. 7. 1	土質特性	55
2. 7. 2	盛土材としての適用性と課題	58
2. 8	今後の課題	59
	参考文献	60
第3章	「みがき砂」の地盤工学的特性とその利用	63
3. 1	はじめに	63
3. 2	研究の背景	64
3. 3	みがき砂の歴史	66
3. 4	みがき砂と採掘洞の分布	69
3. 5	室内試験	71
3. 5. 1	試験の目的	71
3. 5. 2	試料採取と試験方法	71
3. 5. 3	物理的性質	72
3. 5. 4	力学的性質	73
3. 5. 5	水に対する抵抗性	89
3. 6	みがき砂の工学的特性とその利用	104
3. 6. 1	みがき砂の工学的特性	104
3. 6. 2	盛土への利用	107
3. 7	まとめ	111
	参考文献	113
第4章	安山岩風化残積土の工学的特性とその利用	
	～「高盛土補強土壁」の構造計画～	116
4. 1	はじめに	116
4. 2	研究の背景	116



4. 2. 1	研究の背景	116
4. 2. 2	道路計画の背景	120
4. 3	計画の条件	123
4. 4.	現地発生土（安山岩風化残積土）の特性	132
4. 5	高盛土補強土壁の構造計画	146
4. 5. 1	計画上の課題と対応	146
4. 5. 2	使用する土材料と高盛土補強土壁の安定	148
4. 5. 3	補強土壁の構造検討	155
4. 5. 4	高盛土の構造検討	162
4. 6	変形解析	170
4. 6. 1	変形解析の条件	170
4. 6. 2	解析結果	172
4. 7	動態観測	183
4. 7. 1	動態観測計画	183
4. 7. 2	管理基準値（案）の設定	184
4. 7. 3	観測結果の取り扱い	186
4. 8	まとめ	187
	参考文献	189
第5章	結論	191
5. 1	研究成果	191
5. 2	今後の課題と展望	199
	参考文献	201
付録		202

謝辞

# 第1章 序論

## 1. 1 本研究にあたり

「淮南子<sup>えなんじ</sup>」という中国の古い書物に「築土構木」という文節があつて、これが今日の「土木」の語源とされている。鴨長明の方丈記には、「今移れる人は、土木のわづらひある事を嘆く」という一節があり、ここにすでに「土木」という言葉が見える。

高度成長期以降、我が国の土木技術の発展はすさまじく、それらの知見や経験に裏付けされた21世紀は、「土木」という技術分野の発展が社会的に大きな注目を浴びることが少なくなった。代わって、情報技術の発達に留まることを知らず、我々の日常を日々変化させている。しかし、その情報技術と土木の融合はようやく途に就いたばかりで、未だ十分な成果を得ていると言ひ難い。

一方、近年、気候変動に伴う降雨特性の変化から土砂災害が頻発し、外挿として見た場合、この傾向は、今後より顕著な方向へと不可逆的に進行する危険性を有している。また、弧状列島の宿命であるにも関わらず、地震による被害は年々その規模を増し、我々の日々の暮らしに大きな影響を与えている。社会が成熟し、予定通りに物事が進行することを約束するあまり、それが途絶えることで大きな代償を払うこととなった。多くの物事の中で経済が優先され、これまでは精神世界に求めていた安住を、技術の力により解決することが求められている。

我々技術者は、これらの社会的な変化とその要請に正面から取り組む必要があるが、解決の方法として、より強固なものを構築する方策とは別に、柔軟で、割が良く、知恵のある解決策を提示することが重要になっている。

近代は土木の「木」が鋼や鉄に取って変わり、「土」もコンクリートがこれを代替するようになった。しかし、我が国の土木構造物において標準設計は馴染まず、一品一品が、ある意味、手作業により設計され施工されている。瞬時に解析結果が算出され、寸分の違いもなく図面が描かれるようになったが、それでも土木構造物の設計そのものが自動化されたとは聞かない。

これは我が国の複雑な地形や地質特性と無関係ではないと思われる。構造物によって対象とする地盤が相違し、時には一つの構造物であっても山側と谷側で支持層の深さが異なるなど、予期せぬ変化がある。

本論文はこのような土木の時代背景において、ささやかな研究成果を公表するものである。土木がコンクリートや鋼の扱いに長けた技術の集積であるならば、その礎に土の技術がある。土を扱うことはまさに土木の真骨頂であり、その取り組みなしに、これを論じることはできない。

研究内容は地盤工学の分野から、土木技術にコミットするものである。そのテーマ

を「特殊土」に置き、ここに議論を深めた。これは地盤に関わる一技術者が、その生業において、このような研究成果があればより効率的に、あるいはより効果的にその職務を全うできるであろう、と考えたその成果である。ある意味、その職責を果たすための取り組みとも言える。

本研究では、これまであまり知られていない、あるいは議論されていない土の工学的特性とその工学的利用について3種類のローカルソイルを取り上げる。

土の利用はその物性値のばらつきから不確実性が高く、その積極的な利用に際して、躊躇され、戸惑いを持たれることが多い。一方で、土そのものを治めようとする砂防の分野では、土とセメントを混合して砂防堰堤などの構造物に用いる砂防ソイルセメントの利用が活発である<sup>1)2)</sup>。また、鉄道分野では新幹線などの重要構造物への応用も始まっている<sup>3)</sup>。

土にセメントを添加し、これを十分に締め固めることで、強度・剛性に優れた材料が得られることが知られており<sup>3)4)</sup>、今後、一般土木においてもセメント改良土の利用がさらに進むことが期待される。

本研究はこれら工学的な土利用の面からも議論を加えることとなる。

## 1. 2 我が国の代表的な特殊土

### 1. 2. 1 特殊土と本研究の対象

特殊土はいわゆるローカルソイルであり、ある特定の地域で人間生活との関わりにおいてトラブルが発生した際に、そのような呼称を与えられてきた。同じローカルなものであっても、人々にとって、希少な鉱物や有益な土材料が「特殊」と呼ばれることはない。

南九州に分布するしらすは火砕流堆積物の非溶結部とその二次堆積物である。同様のものが北海道や十和田湖周辺にも分布する。しかし、最初に特殊土として注目されたのは鹿児島や宮崎に分布するもので、高度成長期の宅地造成や道路建設などの開発行為に関わって、豪雨や地震による土砂災害や地盤災害をもたらしたことによる。

同じくまさ土も豪雨に伴い発生するがけ崩れや土石流により多くの人的被害をもたらしている。宅地背後の斜面が花崗岩類よりなる場合、表層の風化残積土であるまさ土が豪雨により崩壊し流動化する。花崗岩地帯である広島市では、2014年8月広島豪雨災害に先立つ1999年6月にも同様の土砂災害を経験している。また、2009年7月山口土砂災害の他、古くは1938年7月阪神大水害で神戸市街地へ土石流が流下し多くの人命を奪った。

一方、しらすと同じ火山灰質土であり、人口密集地に広く分布する関東ロームは、

斜面崩壊などによる災害もさることながら、東名高速道路に代表される盛土の築造に伴い、大規模で近代的な機械化土工において遭遇した施工上のトラブルにより、特殊土に位置づけられた。

このように我が国で特殊土に区分される土は、いずれも人間生活との関わりでその扱いが問題となるものである。さらに昨今は、気候変動に伴う降雨特性の変化から、土砂災害が頻発し、いくつかの特殊土は再び注目を集めている。

本研究で取り上げる地盤材料は、これら我が国の代表的な特殊土に比べると、その分布範囲や影響の度合いは大きくはない。しかしながら、社会資本整備に携わる我々技術者が、最近、新たに遭遇し、その扱い方について議論を重ねたものである。

また、公共交通ネットワークの拡充に伴う道路建設の計画から施工の現場に分布し、これまでに十分な報告がなく、その工学的性質に関して十分議論されておらず、地盤材料としての適否の判断が難しい、ローカルソイルである。

これら研究対象の3種類のローカルソイルは、富士山麓に分布する火山灰質粗粒土「スコリア」、三重県津市の丘陵地に分布する火山灰質細粒土「みがき砂」、そして、福井県永平寺町の山地に分布する安山岩の「風化残積土」である。いずれも我が国において特殊土に位置づけられ、上記の代表的な特殊土との対比から、その工学的特性とその工学的利用に関する議論を深めたものである。

## 1. 2. 2 我が国の代表的な特殊土

我が国で特殊土と称される土は、

- ①災害を受けやすい土、
- ②扱いにくい土、施工性の悪い土、
- ③教科書や試験法に一般に書かれている性状とかなり異なる物性を示す土、

という3つの概念から特徴づけられる<sup>5)</sup>。

代表的な特殊土として、泥炭などの「高有機質土」、関東ロームなどの「火山灰質細粒土」、しらすや降下軽石などの「火山灰質粗粒土」、まさ土などの「風化残積土」が挙げられる。

土木工事における個別対応の必要性や自然災害に対する脆弱性から、関東ロームやしらす、まさ土などの特殊土は、これまでより多くの研究がなされ、数々の対策事例が数々紹介されている。実際、これら特殊土の土工に関わる際には、その研究事例よりある一定の評価や判断を行うことが可能となっている。

研究対象の3種類のローカルソイルの特性を論じるに際し、はじめに、我が国の代表的な特殊土<sup>6)</sup>の工学的特性に触れておく。

## (1) 特殊土の区分

「地盤材料試験の方法と解説」<sup>7)</sup>では、特殊土を普通の土の地盤工学的特性とは明らかに異なる土として、ローカル性に着目するのではなく、それぞれを広範囲に扱って高有機質土、火山灰質細粒土、火山灰質粗粒土、風化残積土に大きく区分している。

これに従う場合、研究対象のローカルソイルと代表的な特殊土との関係は表 1.1 の通りとなる。

表 1.1 研究対象のローカルソイルと我が国の代表的な特殊土の関係

区分	火山灰質細粒土	火山灰質粗粒土	風化残積土
代表的な特殊土	関東ローム	しらす	まさ土
研究対象	みがき砂	スコリア	安山岩風化残積土

## (2) 特殊土の分布

図 1.1 に火山灰質細粒土の分布を示す。図 1.2 に火山灰質粗粒土の分布を示す。図 1.3 に花崗岩の分布を示す。図 1.4 は我が国の第四紀火山噴出物の分布図である。

火山灰質土は九州から山陰地方、東日本から北海道にかけて広く分布し、その分布範囲は、図 1.5 の我が国の活火山の分布に見られるように、いずれも第四紀を中心に活発な活動を続けている火山地域に相当する。火山灰質粗粒土は噴出源の比較的近傍の一定範囲に分布するのに対し、火山灰質細粒土はさらに広い範囲に分布し、偏西風の影響を受け、噴出源と考えられる火山の東側に楕円形を描いた分布を示している。

火山灰質土は理学上、火山碎屑物に分類され、この火山碎屑物を図 1.6 のように分類している。この分類では、火山灰は径 2mm より小さく、粒子が特定の外形や内部構造を持たないものとしている。同じく、火山灰質粗粒土である軽石やスコリアを、径 2mm より大きく、粒子が多孔質のものとしている。また、火山碎屑物とほぼ同義語で、広域に分布するものなどはテフラと称される。表 1.2 はテフラの位置づけにおける分類である。図 1.7 は我が国のテフラの分布図である。いずれも火山の爆発的噴火のよって一時に広域的な堆積をするため、鍵層 (key bed) として利用されるものが多い。

風化残積土はある地域を構成する基盤岩などが風化し、その場所にそのまま残留している土<sup>7)</sup>を総称するものである。代表的なものに花崗岩類の風化残積土であるまさ土がある。花崗岩は我が国の国土面積の 12% を占め、深成岩類の中で最も大量に算出し<sup>9)</sup>、特に、西日本の中国や近畿地方に広く分布する。風化作用によりまさ土化するため、台風等の豪雨に伴って土砂災害を頻発し、多くの人命を奪ったことから、特殊土として再び注目されるようになった。

風化残積土は、岩盤が風化し生成されるため、その工学的特性は母岩の性質と風化の程度に大きく支配される<sup>8)</sup>。すなわち、軟岩から、土砂、粘土化したものまで変化に富み、それが他の地盤材料と基本的に異なる特性を示す。



図 1.2 火山灰質粗粒土の分布<sup>7)</sup>

図 1.1 火山灰質細粒土の分布<sup>7)</sup>

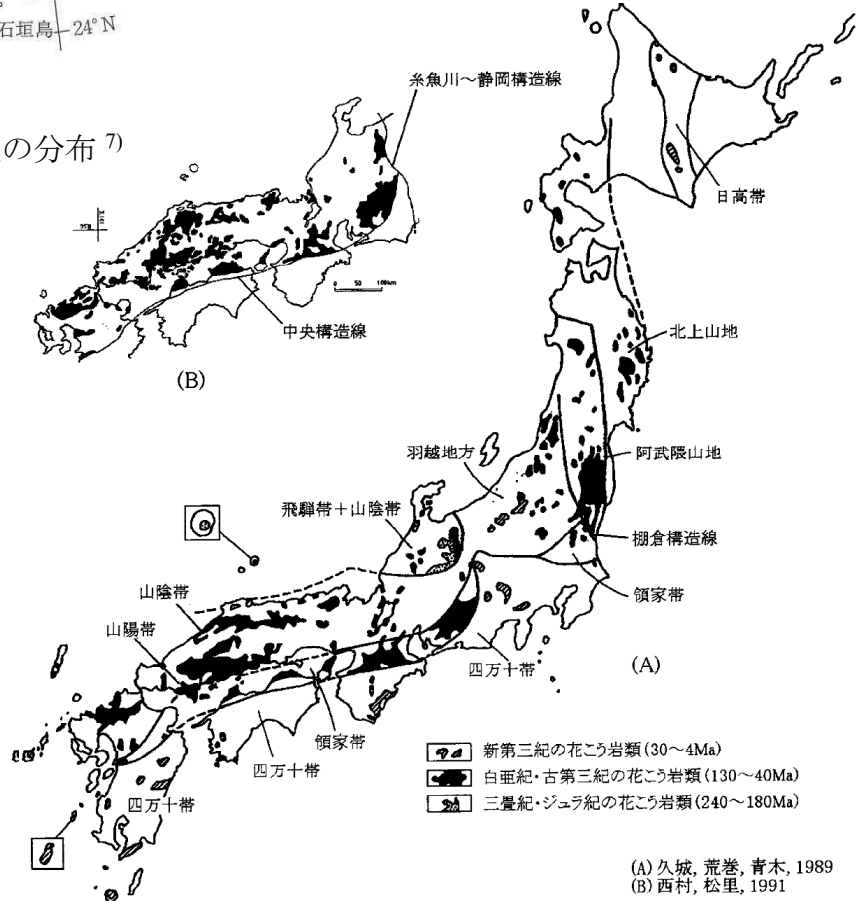


図 1.3 花崗岩の分布<sup>9)</sup>

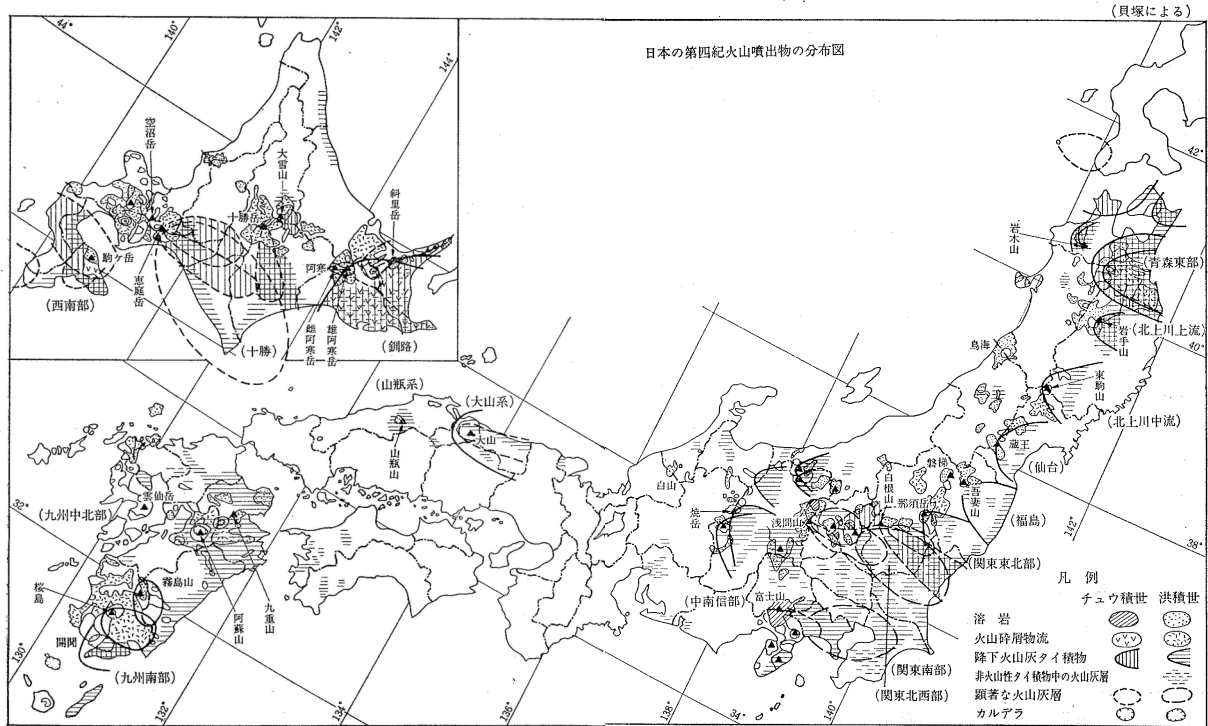


図 1.4 我が国の第四紀火山噴出物の分布図<sup>6)</sup>

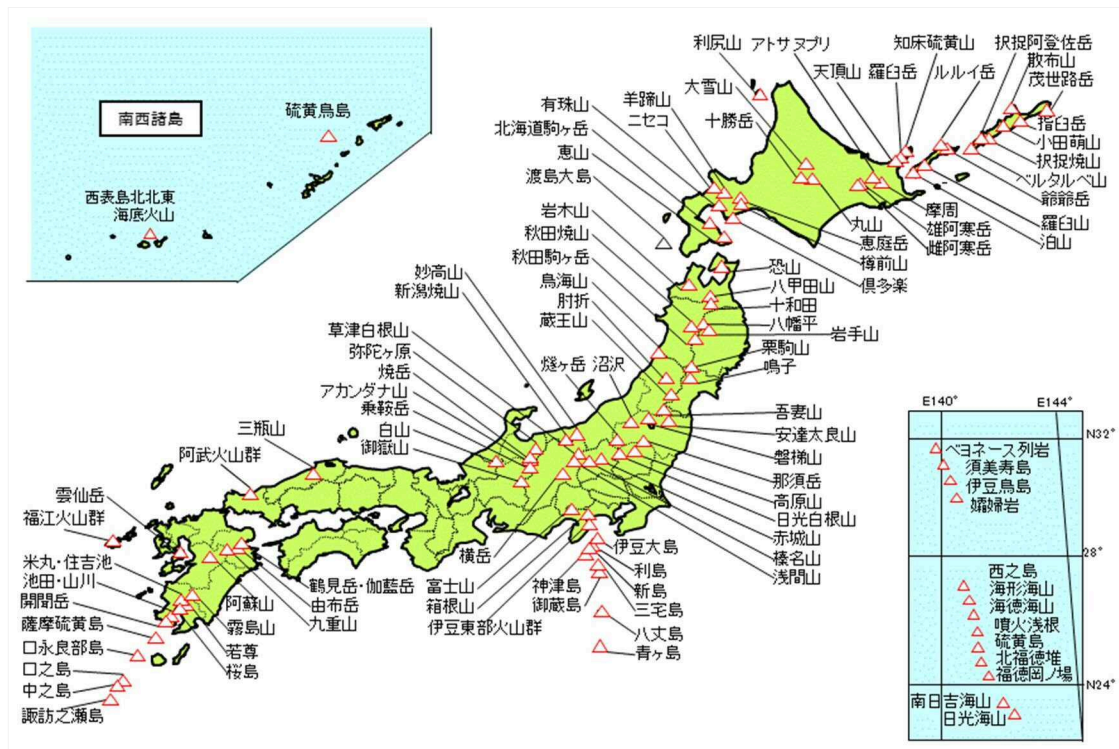


図 1.5 我が国の活火山の分布<sup>10)</sup>



粒子の径	粒子が特定の外形や内部構造を持たないもの	粒子が多孔質のもの	粒子が特定の外形(構造)を持つもの
<b>火山砕屑物 (pyroclastic material)</b>			
>64mm	火山岩塊 (volcanic) block	[明色] 軽石 pumice	火山弾 volcanic bomb
64 - 2mm	火山礫 lapilli	[暗色] スコリア(岩滓) scoria	溶岩餅 driblet
2 - 1/16mm	火山灰 (volcanic) ash	粗粒火山灰 coarse ash	スパター spatter
<1/16mm		細粒火山灰 fine ash	ペレの毛 Pele's hair ペレの涙 Pele's tear

図 1.6 火山砕屑物の分類<sup>11)</sup>

表 1.2 テフラの分類 (町田, 新井<sup>12)</sup>に従い一部修正)

テフラ : 火砕物, 広義の火山灰	降下テフラ	降下軽石 pumice fall deposit	発泡した白色の粗粒物
		降下スコリア scoria fall deposit	発泡した黒色の粗粒物
		降下火山灰 ash fall deposit	径 2mm 以下の細粒物
	火砕流堆積物	火山灰流堆積物 <sup>※1※2</sup> ash flow deposit	大部分が火山灰からなり 大規模
		軽石流堆積物 <sup>※1※2</sup> pumice flow deposit	中～大規模
		熱雲堆積物 <sup>※1</sup> nuee ardente deposit	小規模
	火砕流サージ堆積物 (ベースサージ base surge, 灰雲サージ ash cloud surge など)		
風化したものは火山灰土 volcanic ash soil			
テフラ群	火山灰 (土) あるいはローム loam, 赤土, 黒土, andosol などといわれる。異質・類質物を含むことが多い。		

※1 : 溶結したもの, 溶結凝灰岩 welded tuff ; やや固結したもの, 凝灰岩 (タフ) tuff

※2 : イグニンプライト ignimbrite





図 1.7 後期第四紀の広域テフラの分布<sup>7)</sup>

### (3) 関東ローム

200 万年～1 万年前に富士、箱根、愛鷹山の噴火で関東地方に広く堆積した火山灰質土である。

鋭敏比 10 以上で練返しにより著しい強度低下を生じるが、放置すると強度が回復するシキソトロピー現象を有する。

トラフィカビリティーに課題があり、盛土の施工はオーバーコンパクションから密度管理が難しく、飽和度や空気間隙率で管理する。長期の圧縮沈下やのり面侵食、安定処理による六価クロム溶出などの問題があるが、現在では知見の蓄積により施工の課題は解決された。

特有の現象は粘土鉱物による含水比の変化に基因し、特に拘束水が自由水化するベッド構造を形成するアロフェンと関わりが深い。

### (4) しらす

主に始良カルデラを噴出起源とする火砕流堆積物やその二次堆積物である。

土粒子の密度が  $2.3 \sim 2.5 \text{g/cm}^3$  と小さく、粒子が破碎しやすい破碎性土である。その

ため通常の砂質土と異なる力学特性を有し，締固め特性に特徴がある．

築堤材料を除き，比較的良質な盛土材料であるが，水に弱く雨水や流水により侵食されやすいため，のり面に対する配慮が重要である．

粒子が角張った火山ガラスや多孔質な軽石よりなることにその要因がある．

#### (5) まさ土

深成岩である花崗岩類が風化や変質を受け土砂状になったもので，鉱物組成など母岩の性質や風化度および変質の程度で工学的特性が大きく変化する．

特に，風化の違いにより，粒度や強度，締固め特性などが相違する．

概して粘性に乏しく，水浸によるサクシヨンの消失から斜面崩壊やコラプス沈下が発生するなど，水に弱い．粒子が破碎しやすい破碎性土で，液状化にも課題がある．

表 1.3 に我が国の代表的な特殊土の特性を示す．

表 1.3 我が国の代表的な特殊土の特性 (6)7)8)9)13)14)15)16)17)18)19)20)21)22)23)

対象土	工学的特徴	要 因	盛土計画上の課題
関東ローム	<ul style="list-style-type: none"> <li>・練返しによる強度低下</li> <li>・シキソトロピー ：強度回復</li> <li>・含水比による強度変化が大きい</li> <li>・自然含水比・間隙比・液性限界が大きい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・粘土鉱物の含有</li> <li>・アロフェンの存在</li> <li>・原位置におけるセメンテーション効果</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トラフィカビリティー</li> <li>・締固めなど施工管理 ：飽和度・空気間隙率 オーバーコンパクション</li> <li>・圧縮沈下</li> <li>・雨水等による侵食</li> <li>・安定化处理 ：六価クロム溶出</li> </ul>
しらす	<ul style="list-style-type: none"> <li>・土粒子の密度が小さい ：2.3～2.5g/cm<sup>3</sup></li> <li>・粘性小</li> <li>・粒子が破碎しやすい破碎性土</li> <li>・締固め特性に特徴あり</li> <li>・水分保持曲線に特徴あり</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・火山ガラスや多孔質な軽石</li> <li>・粒子が角張っている</li> <li>・原位置におけるセメンテーション効果</li> <li>・二次しらすの分布</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・単位体積重量が小さいことによる材料の流出</li> <li>・雨水等による侵食や崩壊</li> <li>・液状化の発生 ：二次しらす</li> <li>・粒子破碎</li> </ul>
まさ土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鉱物組成、風化度および変質の程度により工学的性質（締固め・強度特性）が変化</li> <li>・粘性小</li> <li>・粒子が破碎しやすい破碎性土</li> <li>・水浸による強度の低下や応力履歴による強度の変化</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・母岩の性質（鉱物組成）による影響</li> <li>・風化による粘土鉱物の生成</li> <li>・風化度や変質の程度が不均一</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・雨水等による侵食や崩壊</li> <li>・サクシオン消失とコラプス沈下</li> <li>・トラフィカビリティーの低下</li> <li>・粒子破碎</li> <li>・液状化の発生（噴砂現象）</li> </ul>

### 1. 3 研究の背景と目的

現在の土木設計や土木施工では、関東ロームやしらす、まさ土などの特殊土は、これまでに蓄積された多くの研究成果や施工事例から、ある一定の工学的評価や判断を行うことが可能となっている。一方、これらの代表的な特殊土以外のローカルソイルは、我が国において依然、多くの地域に分布し、その特性や取り扱いが未だ不明であるか、十分な報告がなく、工学的性質に関して十分議論されていない、もしくは特定の技術者や研究者の手に委ねられているのが現状である。

そのため、ローカルソイルについて経験や知見を持たない場合、土木建設の設計や施工では、戸惑いと扱いに困難が伴う。特に、地盤材料としての工学的判断が難しく、盛土材への適用性やのり面の安定検討などで十分な対応ができず問題を生じている。

本研究は、表 1.4 に示すそれぞれの研究背景をもとに、これらローカルソイルの土質性状や工学的性質を原位置や室内試験により把握し、設計や施工上の課題を取りまとめ、対応策を検討して、工学的な取り扱いを成果として公表し、経済的で安全な構造物の構築と防災技術分野に役立てることを目的とするものである。

表 1.4 研究の背景

研究対象	土質性状	研究の背景
富士山麓 火山灰質粗粒土 「スコリア」	礫質土	<ul style="list-style-type: none"> <li>富士山麓の国道バイパス計画地に広く分布する富士火山噴出物「スコリア」を、ジャンクション等の盛土（25 万 m<sup>3</sup>）に使用する。</li> </ul>
三重県津市半田地区 火山灰質細粒土 「みがき砂」	地山 ：堆積軟岩 ほぐした土 ：シルト	<ul style="list-style-type: none"> <li>「みがき砂」採掘洞分布地に国道バイパスが計画されている。</li> <li>供用後、採掘洞（空洞）の陥没等による被害の発生を防止するため、採掘洞を開削して埋め戻す対策工法が採用された。</li> <li>開削により発生する「みがき砂」を開削部の埋め戻しと道路盛土（約 7 万 m<sup>3</sup>）に利用する。</li> </ul>
福井県永平寺町 安山岩風化残積土	粘性土質 ～粘性土	<ul style="list-style-type: none"> <li>計画中の自動車専用道路で、コスト縮減の観点から、橋梁計画を盛土構造へ見直すこととなった。</li> <li>高さ 20m の補強土壁を含む 40m 超（約 6 万 m<sup>3</sup>）の傾斜地盤上の沢埋め盛土の計画である。</li> <li>周辺の切土により発生する風化残積土を、盛土材料として活用する。</li> </ul>

## 1. 4 本論文の構成

本研究は、我が国における特殊土の工学的特性とその利用に関して、これまでにあまり知られていない3種類のローカルソイルを取り上げ、その工学的特性を調べて、盛土等の土構造物への適応や利用について評価し、考察するものである。

また、補強土壁により構築される高盛土の計画を事例に用い、土構造物の設計や施工へ応用したものである。

本論文は、これらの研究成果を公表するため、以下の内容にて取りまとめる。

本論文は、五つの章で構成する。

第1章を序論とし、研究の姿勢や背景、目的について述べるとともに、我が国の代表的な特殊土についての概要をまとめた。<sup>24)25)</sup>

第2章は、3種類のローカルソイルの一つとして、これまでに十分な報告や議論がなされていない、富士山麓に分布する「スコリア」の工学的特性と盛土への利用の適否や、盛土材として利用する場合の課題についてまとめる。

また、研究対象のフィールドに計画されている道路盛土へ「スコリア」を用いる場合の安定性を検討する。さらに、スコリアという特殊土の特性を論じる。<sup>26)27)</sup>

第3章は、これまで我が国において報告や議論がなされていないローカルソイルの一つである、三重県津市半田地区に分布する「みがき砂」の工学的特性と盛土への利用の適否や、盛土材として利用する場合の課題や方法についてまとめる。

特に、「みがき砂」が有するユニークな土の工学的特性とその背景を、室内試験によって明らかとする。<sup>28)29)30)31)32)</sup>

第4章は、道路計画における補強土壁を用いた高盛土の設計事例を取り上げる。

対象の盛土は、豪雨や地震で多くの被災が生じている傾斜地盤上の沢埋め盛土に該当する。そのため、設計や施工に当たり多くの注意と対応が必要である。研究の応用として、地盤工学の見地から、被災事例への対応のための設計上の工夫や、施工の品質および安全の確保のために、数値解析や施工時の動態観測計画を取りまとめる。

また、現地発生土の有効活用の観点から、切土により生じる安山岩風化残積土を盛土へ利用するため、その工学的特性と工学的な利用への適性ならびに利用方法をまとめる。<sup>33)34)35)</sup>

第5章では、これら3種類のローカルソイルの工学的特性とその工学的な利用につ

いて，研究成果を取りまとめ，これらのローカルソイルが特殊土に位置づけられる要因を示し，今後の課題と展望を記す．<sup>24)25)</sup>

## 参考文献

---

- 1) (財)砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧，鋼製砂防構造物委員会編集，平成 21 年版，2009.
- 2) 桜井亘・酒井良・大山誠・水山高久・池田暁彦・西尾陽介・西岡孝尚・南部啓太・長井斎・岸根泰三：平成 23 年 9 月台風 12 号による長殿地区における河道閉塞の対策について－高低差が大きく閉塞部斜面が急な河道閉塞の対策について－，公益社団法人砂防学会，砂防学会誌，Vol.67, No.1, pp.11-18, 2014.
- 3) 龍岡文夫・古澤翔太・渡辺健治・片岡哲貴・川辺翔平・菊池喜昭：第 18 回盛土の締固め<sup>⑱</sup>，基礎工，pp.95-100, 2014.
- 4) 龍岡文夫・ロハーニ・タラ・N・片岡哲貴・川辺翔平・菊池喜昭：第 19 回盛土の締固め<sup>⑲</sup>，基礎工，pp.94-97, 2015.
- 5) 大平至徳：日本の特殊土，土質工学会論文報告集 15(4), v, 社団法人地盤工学会，1975.
- 6) 土質工学会編：日本の特殊土，土質基礎工学ライブラリー10, 1975.
- 7) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，2009.
- 8) 西田一彦：風化残積土の工学的性質，鹿島出版会，1986.
- 9) 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集，社団法人地盤工学会，p.141, 1999.
- 10) 気象庁 HP：入手先〈[http://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/kaisetsu/katsukazan\\_toha/katsukazan\\_toha.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/vois/data/tokyo/STOCK/kaisetsu/katsukazan_toha/katsukazan_toha.html)〉（参照 2016.5.5）
- 11) 佐々木実：火山砕屑物と火砕岩の分類，弘前大学理工学部地球環境防災学科 HP，入手先〈[http://www.st.hirosaki-u.ac.jp/~earth\\_solid/geoexp/pyroclasts.html](http://www.st.hirosaki-u.ac.jp/~earth_solid/geoexp/pyroclasts.html)〉（参照 2016.5.5）
- 12) 町田洋・新井房夫：新編火山灰アトラス〔日本列島とその周辺〕，東京大学出版会，pp.6-188, 2003.
- 13) 宋永焜：火山灰粘性土のアロフェン量が工学的性質に及ぼす影響，材料，第 40 巻第 459 号，pp.9-15, 1991.
- 14) 宋永焜：関東ロームのアロフェン含有量とその土質工学的特異挙動に及ぼす影響，土質工学会論文報告集，Vol.34, No.2, pp.141-151, 1994.
- 15) 片桐雅明：火山灰質細粒土（ローム）の特性と設計・施工上の留意点，基礎工，Vol.42, No.12, pp.19-22, 2014.
- 16) 松本江基：火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム（八戸）「9.火山灰質土の利用と設計・施工上の問題点」，地盤工学会，pp.74-99, 1995.
- 17) 足立忠司・前田隆・竹中肇：日本の特殊土壌（その 2）火山灰土（その 1）－関

- 
- 東ロームなどの火山灰質粘性土ー，農業土木学会誌，第 51 巻，第 9 号，pp.841-849，1983.
- 18) 八木一善・三浦清一：破砕性火山灰地盤の力学特性の評価，土木学会論文集，No.757/III-66，pp.221-234，2004.
  - 19) 大庭昇：しらす（その 2），粉体工学研究会誌，Vol.13，No.9，pp.497-502，1976.
  - 20) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集，地盤工学会，全 274p，1999.
  - 21) 松本康夫：日本の特殊土壌（その 6）ーマサー，農業土木学会誌，第 52 巻，第 1 号，pp.53-59，1984.
  - 22) 中山義久・西田一彦・西形達明・井上啓司：まさ土の物性と液状化特性，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.207-215，1999.
  - 23) 青柳省吾・横瀬広司：花コウ岩風化残積土のセン断強さと pF 水分特性についてー風化残積土の工学的性質に関する研究（1）ー，農業土木学会論文集第 62 号，pp.34-40，1976.
  - 24) 西岡孝尚・澁谷啓：3 種類のローカルソイルの工学的特性とそれらの工学的利用，地盤工学会誌，公益社団法人地盤工学会。（掲載決定）
  - 25) Nishioka,T., Shibuya,S. and Lohani,T.N. : Engineering properties of three problematic local soils and their application examples, Proceedings of Soft Soils, International Conference on Problematic Soils and Ground Improvement, Bandung, Indonesia, 2016.（掲載決定）
  - 26) 西岡孝尚・澁谷啓：富士山周辺における「スコリア」の地盤工学的特性，地盤工学ジャーナル，公益社団法人地盤工学会，Vol.9，No.3，pp.397-415，2014.
  - 27) 西岡 孝尚・澁谷 啓：スコリアの特性と盛土材としての適用性，基礎工，Vol.42，No.12，pp.72-75，2014.
  - 28) 西岡孝尚・澁谷啓・片岡沙都紀・北野智哉・渡邊浩幸・奥村建夫・三輪義博：津市半田地区に分布する「みがき砂」の地盤工学的特性，地盤工学ジャーナル，公益社団法人地盤工学会，2016.
  - 29) 西岡孝尚・澁谷啓・渡邊浩幸・奥村建夫：「みがき砂」の歴史と特性，地盤工学会誌，Vol.63 No.11/12 Ser.No.694/695，pp.30-33，公益社団法人地盤工学会，2015.
  - 30) Nishioka,T., Shibuya,S., Kataoka,S., Kitano,T. and Lohani,T.N. : “Geotechnical engineering characteristics of ‘Polishing Sand’ in Handa area, Japan”, The 6th Japan-China Geotechnical Symposium, The Japanese Geotechnical Society, The Chinese Institution of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering-China Civil Engineering Society, 2015.
  - 31) 西岡孝尚・北野智哉・片岡沙都紀・澁谷啓：みがき砂の工学的特性～その 1：物理的セメンテーションの影響～，第 50 回地盤工学研究発表会，pp.751-752，公益社



---

団法人地盤工学会, 2015.

- 32) 北野智哉・西岡孝尚・片岡沙都紀・澁谷啓：みがき砂の工学的特性～その2：化学的セメンテーションの影響～，第50回地盤工学研究発表会, pp.753-754, 公益社団法人地盤工学会, 2015.
- 33) 西岡孝尚・澁谷啓・片岡沙都紀・許晋碩・渡邊浩幸：集水地形上の「高盛土補強土擁壁」の構造計画, Kansai Geo-Symposium 2015 –地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム–, 公益社団法人地盤工学会関西支部, pp.111-116, 2015.
- 34) 小山智也・片岡沙都紀・ロハニ タラニディ・澁谷啓・西岡孝尚：セメント混合シルト質現地発生土の盛土材料としての適性の評価, 第50回地盤工学研究発表会, 公益社団法人地盤工学会, pp.685-686, 2015.
- 35) 西岡孝尚・許晋碩・小山智也・片岡沙都紀・澁谷啓：安山岩風化残積土の工学的特性と利用, 第51回地盤工学研究発表会, 公益社団法人地盤工学会, 2016.

## 第2章 「スコリア」の工学的特性とその利用

### 2. 1 はじめに

特殊土<sup>1)2)</sup>に位置づけられる火山灰質粗粒土のうちスコリアは、これまで十分な報告がなく、その工学的性質に関して十分議論されていないため、地盤材料としての適否の判断が難しい。

本研究は、富士山の東部山麓地域に広く分布する「スコリア」と称される火山碎屑物を用いて、盛土や構造物の裏込め材など道路土工への利用を目的として、その土質性状の把握と工学的性質を原位置および室内試験により詳細に検討した。

一連の調査・試験の結果から、当該地域に分布する「スコリア」は、透水性、圧縮性、せん断強度のいずれの側面からも砂礫材料と同等あるいはそれ以上の水理・力学特性を示すことがわかった。

例えば、スコリアを所定の締固め度で施工すれば、盛土として十分な安定性が得られるばかりでなく、飽和化による沈下等の変状は発生しないことがわかった。一方、単位体積質量が  $1.0\text{g/cm}^3$  前後と小さく、粒子の破碎性が顕著なため、施工時の粒子破碎による粒度分布の変化により、結果的に所定の締固め度を満足せず、盛土の性能低下が生じる可能性がある。

### 2. 2 「スコリア」と本研究の内容

#### (1) 特殊土としての位置づけと研究内容

特殊土に位置づけられる火山灰質粗粒土のうち、テフラの一種であるスコリアは、これまで地盤特性に関する報告事例が少なく、工学的性質に関し十分な議論がされてきたとは必ずしも言えない。すなわち、ある一定の工学的評価や判断をするだけの研究事例がないか、もしくは紹介されていないのが現状である。

火山灰質粗粒土とは、火山灰、軽石、スコリアなどの火山碎屑物の一次および二次堆積物で、細粒分含有率が50%以上となっていないものを称する。土質分類では砂質土や礫質土に分類され、粘性をほとんど有しない。湿潤密度は小さく、 $1.0\text{g/cm}^3$  以下を示すこともあり、軽量で、粒子が破碎しやすい特徴を有する<sup>3)4)5)6)</sup>。いずれも多くの研究成果があるが、その大部分がしらすと軽石に関わるものである。

一般的な土木施工でスコリアを建設材料として取り扱う際、例えば、道路盛土の設計で、その基本的なスタンスを定める場合、現状、戸惑いがある。すなわち、スコリアを盛土材に利用する場合、その工学的特性に関するまとまった報告がなく、地盤材

料としての適否の判断が難しい。つまり、取り扱いが不明な土であり、設計段階から地盤改良などの配慮が必要なのか、それとも一般的な土と同等に扱えるのか、設計や施工で留意すべき事項があるのかなど、その取り扱いを直ちに発想できない。土質試験を行わないで、一定の工学的な判断をする場合、十分な知見があると言えない。

そこで本研究は、富士山周辺に分布する完新統のスコリアを調べ、地盤材料としての適用性と課題や問題点を明らかにし、その工学的特性と評価や判断の指標を示した。

富士山に代表される我が国の火山地帯とその周辺で多量に分布するスコリアは、自然災害に対して脆弱であり、写真 2.1 に示すように、降雨等による浸食や土砂流出、地震に伴う斜面崩壊など、多くの被害を生じている。

表層に堆積したスコリアは、細粒分が少なく透水性が高い反面、原位置の単位体積密度が小さく軽量で、養分量が少なく植物の生育が悪いため、侵食を受けやすい。すなわち、ある条件下で、特殊土として 1. 2. 2 で述べた、①災害を受けやすい地盤に該当する。一方、同じく特殊土の特徴である、②土木施工時の問題点や課題の有無や、③特殊な土質特性の有無については、上述のようにこれまでに十分な報告や議論がない。それぞれの利用や適用は、その都度、個別に対応されてきたと考えられる。

本研究は、これら未だはっきりと、その地盤工学的な特性が位置づけられているとは言いがたい富士山を起源とする「スコリア」について、室内試験や物理探査法を用いた原位置試験によって、地盤性状の把握を試みたものである。

また、近年、多様な社会的要求に応じるため、道路土工に対する信頼性設計の適用が進められ、盛土構造物についてもより高度な計画が求められている。本章で明らかにするスコリアの工学的特性は、いわゆる乱した試料による土の再利用を目的とし、今後、盛土の設計や施工計画に関し、一定の方向性を提示するものである。



(a) 伊豆大島土石流災害<sup>7)</sup>



(b) 熊本地震による斜面崩壊と阿蘇大橋の崩落<sup>8)</sup>

**写真 2.1** スコリア等の火山灰質土の土砂災害

## (2) これまでの研究

スコリアに関するまとまった報告は、日下部、前田、萩原らによるものがある。前田ら<sup>9)</sup>は、ケーソン基礎底面に分布する密なスコリア層で大型載荷試験を実施し、原位置の不攪乱スコリアの内部摩擦角応力依存性やせん断変形に伴う粒子破碎の発生と異方性など、その強度特性について報告している。また、日下部ら<sup>10)</sup>は、このサイトで採取した不攪乱と再構成攪乱試料を用いて、三軸圧縮試験と平面ひずみ圧縮試験を行い、粘着力の変化を含むスコリアの強度・変形特性を報告している。さらに、日下部ら<sup>11)</sup>は、同サイトで、不攪乱ないし攪乱試料を用いた縮尺模型を作製し、遠心装置による大型載荷試験の再現実験により、荷重・沈下挙動、破壊メカニズムについて、原位置と室内試験の直接的な比較から、その再現の精度を報告している。加えて、これらの報告に先立ち、スコリア層の堆積性状と力学特性に関する浅井ら<sup>12)</sup>の報告がある。

しかしながら、これらの研究で対象としている地盤は、箱根火山噴出物である換算N値70以上、相対密度120%以上、原位置での間隙比が1を越える半固結から固結状のスコリア層であり、対象深度も深さ20~27mと深部である。また、このような堅固な地盤では、その力学特性が過去の応力履歴や環境の変化に伴う土の構造特性の影響を受ける可能性が高く、かつ、圧密や膠結などの続生作用により強度が増加している。これらの研究は、主にケーソンなどコンクリート構造物の基礎地盤の評価に主眼を置いたものである。

その他、本章で対象とする富士山周辺に分布するスコリアで、田中ら<sup>13)</sup>と安原ら<sup>14)</sup>による物理・力学的特性に関する報告がある。また、A. Yanyanら<sup>15)</sup>は、スコリアのせん断挙動について三軸圧縮試験による最大粒径と強度や変形などの関係をまとめている。

海外では、スコリアの利用について、その工学的特徴から、天然の軽量骨材として軽量コンクリートへの活用に関する報告<sup>16)</sup>や、粒子が多孔質である特徴から石油汚染物質の浄化やその課題に関する報告<sup>17)</sup>などがある。



## 2. 3 「スコリア」の分布と研究の目的

### 2. 3. 1 研究の背景

伊豆半島のつけ根にあたる静岡県三島市から、裾野市、御殿場市、さらに小山町にかけての地域は、古来、箱根山を境とする東西交通の主要である。本地域は一般国道1号や高規格幹線道路である東名高速道路や新東名高速道路が通過し、一般国道138号や246号などの幹線道路は、これら広域ネットワークラインと連結して、静岡県東部地域の道路ネットワークを担う重要路線である<sup>18)</sup>。これらの幹線道路は、地域の生活や経済活動を支えるとともに、富士箱根伊豆国立公園周辺の観光道路として重要な役割を任っている<sup>19)</sup>。

しかし、このような特徴から物流や観光交通が集中するとともに、地域の生活交通も混在して、交差点を中心とする交通渋滞の解消や沿道環境の改善が大きな課題となっている<sup>20)</sup>。また、南海トラフ巨大地震などの大災害に対して、広域的な道路啓開との連携<sup>21)</sup>や緊急輸送路および代替路線としての機能が求められている。

これらの課題を解決して地域のニーズに応えるため、現在、図2.1に示すように、国土交通省において須走道路・御殿場バイパス、裾野バイパスなどの道路整備が進められている。

これらの計画地は富士火山の東部山麓に位置し、その裾野を取り囲むように計画されているため、道路土工における地盤特性の研究が喫緊の課題である。



図 2.1 周辺の道路事業

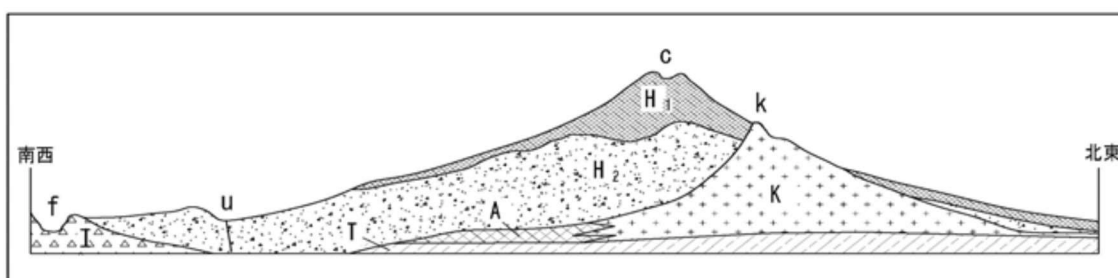
## 2. 3. 2 「スコリア」の分布

富士火山は日本列島最大の玄武岩からなる第四紀成層火山である。最近 10 万年間の活動期における総噴出量は  $400\text{km}^3$  を超え<sup>22)</sup>て巨大である。

富士火山形成史については津屋弘達による一連の地質学的・岩石学的研究によりその全体像が示されている。津屋（1940, 1968, 1971 など）の層序で最も重要な点は、富士山を古富士火山と新富士火山に区分したことである<sup>23)</sup>。図 2.2 に示すように、富士火山の形成史は、約 10 万年前～約 1 万年前までの古富士の時代と約 1 万年前以降の新富士の時代に<sup>24)</sup>大きく区分される。

古富士火山の噴出物で高く成層圏まで吹き上げられた火山灰は、偏西風により運ばれ関東平野を広く覆った。この火山灰層を一般的に関東ロームと称している。

一方、本論文で対象とする「スコリア」層は、いずれも新富士火山由来のものであり、富士火山を起源とする降下堆積物や泥流堆積物等の二次堆積物である。



c 富士山頂, H1 新富士火山, H2 古富士火山, K 小御岳火山, k 小御岳, A 愛鷹火山の一部, I 第四紀層, T 新第三紀層, f 富士川, u 潤井川

図 2.2 富士山の模式断面図（津屋,1940を一部修正）<sup>25)</sup>

## 2. 3. 3 地質的分類

### (1) 採取試料

試料は図 2.3 に示す 3 地域から採取した。採取した地域より便宜的に、採取地 A「御殿場」、採取地 B「小山」、採取地 C「富士砂防」と呼称する。

表 2.1 に各試料の採取状況を整理した。試料の外観を写真 2.2 に示す。

採取地 A「御殿場」と採取地 B「小山」は、採取深度で区別し、試料番号①、②で示す。試料番号①を試料①、試料番号②を試料②と称する。

「御殿場」および「小山」では、表土を取り除いた表層部と深度 1～3m からそれぞれ試料を採取した。いずれの地点も表層は締りの緩いスコリアが分布する。これを試料①とした。試料①の下位に分布し、若干締りが良いスコリアを試料②とし、試料①と区別した。

ここで採取地 A「御殿場」試料①および②と、採取地 B「小山」試料②は、いずれも褐色を呈するスコリアである。採取地 B「小山」試料①は黒色を呈するスコリアで、表層に特徴的に分布する。

「富士砂防」は灰色を呈し、スコリアに比べ重く、砂分がやや多い。

採取した試料は、いずれもそれぞれの地域で広く分布し、各エリアを代表する試料である。試料は外観上大きなばらつきはない。特に、スコリアは降下堆積物で、広い範囲に比較的均質に堆積したことが伺える。採取試料と分別した試験試料で外観の相違はなく、試験結果がそれぞれの試料を代表するとできる。



図 2.3 試料採取地

表 2.1 試験試料

採取地	呼称	試料番号	地質分類	採取状況
A	「御殿場」	①	スコリア	深度 0.3~0.8m
		②	スコリア	深度 1~2m
B	「小山」	①	宝永スコリア	表土下
		②	スコリア	深度 2.5m 付近
C	「富士砂防」	—	扇状地性堆積物	床固工の堆砂土





御殿場 試料①



御殿場 試料②



小山 試料①



小山 試料②



富士砂防

写真 2.2 試験試料の外観

## (2) 地質的分類

新富士火山の活動では、3200～2200年前、山頂火口の噴火によって粗粒で厚いテフラ（湯船第1・第2スコリアなど）が堆積している。2600～2900年前には東斜面で大規模な山体崩壊が発生し、現在の御殿場市方面へ岩屑なだれが流下して堆積している（御殿場岩屑なだれ堆積地・御殿場泥流）。2200年前以降は、多数の側火山が噴火し、テフラや溶岩流が噴出して、一部で火砕流が発生している。この際に堆積した降下火砕物あるいはこれを起源とする二次堆積物が、「御殿場」および「小山」の試料②に該当すると考えられる。

歴史時代に起きた最近の代表的な噴火は、1707（宝永4）年12月の宝永噴火である。山頂に近い南東山腹の宝永火口より噴出したマグマの総量は $0.7\text{km}^3$ と推定され、そのすべてがスコリア（宝永スコリア）や火山灰などの降下火砕物である<sup>25)</sup>。御殿場市や小山町では厚さ数10cm～2m以上に及ぶ降下火砕物が堆積し、これが現在、この地域の表層を広く覆うスコリアである。黒色を呈する外観から「小山」の試料①がこれに該当すると考えられる。

富士山頂の剣ヶ峯北側の標高3,690mを源頭部とする延長約2.2km、最大幅約550m、最大深さ約150m、崩壊土量7,500万 $\text{m}^3$ の巨大な崩壊地は「大沢崩れ」と呼ばれ、その下流に広大な大沢扇状地を形成している。

大沢崩れで崩落した土砂は、降雨や融雪により土石流となって流下し下流での土砂災害をもたらすことから、国土交通省では富士山砂防事業として床固工や導流堤などを設置して、土砂災害の防止を図っている<sup>26)</sup>。「富士砂防」と呼称する試料は、この大沢扇状地において床固工に堆積した土を採取したものである。よって、この試料はスコリアではなく、富士火山山体の溶岩等が侵食され運搬・堆積した扇状地性堆積物に相当する。本章でタイトルのスコリアの名称に「」を付したのは、この試料も研究の対象としたことに理由がある。

### 2. 3. 4 研究の目的

本研究は、富士火山の東部山麓で進められている道路整備に伴い、周辺で多量に分布する完新統「スコリア」の利用を目的に、工学的特性を詳細に把握するものである。

道路盛土の材料採取地として、富士山麓の御殿場、小山および大沢扇状地が計画され、それぞれの土材料を用いた室内試験により工学的特性を調べ、盛土材料としての適用性や課題および問題点を明らかとした。

また、我が国の代表的なスコリア分布地として、御殿場、小山を取り上げ、今後、本研究の幅広い利用に供するため、スコリアに対する工学的評価や判断の指標を示すものである。いずれも、土の再利用を主たる目的とする。

## 2. 4 試験の内容と結果の利用

### 2. 4. 1 試験の内容

物理・水理試験は、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性・塑性限界試験および透水試験を実施した。力学試験は、突固めによる土の締固め試験、土の圧密試験、室内水浸沈下試験、土の圧密定圧一面せん断試験および土の三軸圧縮試験を実施した。

試験は地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」(2009)を参考に、JIS規格およびJGS規格に準じた。力学試験では、巨礫の影響を極力排除するために、粒度試験における通過質量百分率70%程度以下の粒度で供試体が構成できるように、最大粒径4.75mmで調整した。但し、土の圧密定圧一面せん断試験では直径6cmの供試体の許容最大粒径は0.85mmと規定されており、本試験は $D_{max}=4.75mm$ の試料を用いたため、得られる $\phi$ は3°程度大きめに測定される可能性がある<sup>2)</sup>。

それぞれの試料の主要鉱物を同定するため、蛍光X線分析を実施した<sup>27)28)</sup>。

採取地A「御殿場」では原位置にて物理探査手法の一つである高精度表面波探査<sup>29)30)</sup>と現場密度試験を実施した。

### 2. 4. 2 結果の利用

試料採取地の周辺ではいくつかの道路計画があることを先に記した。これらの地域では表層に広く分布するスコリアが道路土工の対象となる。そのため、掘削により生じるスコリアを盛土する場合、その適否がコストや施工の良否を左右する。

例えば、御殿場バイパス西区間仁杉ジャンクションの道路計画では、最大高さ12m、土量25万 $m^3$ の盛土が計画されている。その他の区間でも多くの盛土が計画されている。そのため、スコリアを盛土材料として利用する場合の課題や問題点を事前に把握し、計画に反映させることは大きな意味がある。盛土材料としての適性が高い場合、その利用に大きな価値がある。

同様に、大沢崩れなどで発生している扇状地性堆積物やこれに類似する堆積物もこの地域に大量に分布している。盛土材料としての適用が容易であるならば、その活用は材料確保の面から円滑な道路工事の進捗に寄与する。

また、ジャンクション計画地では、表層にN値=3程度のスコリアが層厚3m前後で分布している。スコリアの下位は、粘土混じり砂礫を主とする半固結の堆積物である。そのため、盛土の安定は直下のスコリアの強度など、土質特性に左右される。

以上のことから、「スコリア」の試験結果をもとに、計画地の盛土の安定ならびに盛土材料としての適用性を検討した。

## 2. 5 試験結果と考察

### 2. 5. 1 室内試験

試験結果を表 2.2 に一覧で示す。

表 2.3 は文献 3) p.991 に示されている火山灰質粗粒土の物理的性質に、今回の試験値を加え対比したものである。本表ではスコリアに関するデータが、北海道の支笏の報告のみであることがわかる。

表2.2 室内試験結果一覧表

区分		御殿場 試料①		御殿場 試料②		小 山 試料①		小 山 試料②		富士砂防	
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.664		2.676		2.584		2.645		2.913	
自然含水比 $w$ (%)		61.3		53.9		39.9		55.0		6.6	
粒度特性	締固め前・後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後
	礫分 (%)	44.8	37.4	53.6	44.1	66.7	60.3	44.6	38.2	35.0	29.4
	砂分 (%)	39.9	41.1	37.4	40.3	24.5	28.4	38.4	42.9	60.8	65.9
	細粒分 (%)	15.2	21.5	9.0	15.6	8.8	11.3	17.0	18.9	4.2	4.7
	最大粒径 (mm)	25.4	(19.0)	25.4	(19.0)	19.0	(19.0)	19.0	(19.0)	38.1	(19.0)
	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	1.5		2.3		3.0		1.6		1.1	
	均等係数 $U_c$	63.0		36.0		26.0		55.6		8.3	
	曲率係数 $U_c'$	2.5		2.8		5.5		2.7		1.0	
細粒分含有率増分 $\Delta F_c$ (%)		6.3		6.6		2.6		1.9		0.0	
締固め 特 性	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	49.5		48.0		45.6		44.2		12.9	
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.001		1.051		1.086		1.105		1.974	
透水特性	試験方法	変水位		定水位		定水位		変水位		定水位	
	試験時の締固め度 $D_c$ (%)	82.7		94.6		89.3		87.0		91.5	
	透水係数 $k_{15}$ (m/s)	$2.79 \times 10^{-7}$		$2.37 \times 10^{-5}$		$3.42 \times 10^{-4}$		$2.54 \times 10^{-7}$		$1.41 \times 10^{-4}$	

表2.3 火山灰質粗粒土の物理的性質と今回の試験値の対比 ※文献3) p.991に加筆

種別/火山灰		火山灰 記号	$w_n$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$F_c$ (%)	$G_c$ (%)	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	採取地 (俗称)	
北海道	樽 前	Ta-a,b,c	10~40	2.6~2.8	0~20	10~80	1.1~1.6	1.0~1.3	千歳市,早来町, 苫小牧市,日高町	
	恵 庭	En-a	50~110	2.6~3.0	0~30	0~60	1.1~1.6	0.6~1.1		
	Pfa Sfa	支 笏	Spfa-1	30~150	2.1~2.6	0~20	20~80	0.7~1.6	0.4~1.0	札幌市,千歳市, 苫小牧市,日高町
			Spfa-7	20~40	2.7~3.0	0~20	10~50	1.4~1.9	1.1~1.5	
	駒ヶ岳	Ko-d	20~50	2.5~2.9	0~10	0~30	1.7~1.8	1.4~1.5	南茅部町,森町,八雲町	
	摩 周	Ma-l	70~170	2.1~2.6	0~30	20~80	0.8~1.4	0.2~0.8	中標津町	
Pfl	支 笏	Spfl	20~80	2.1~2.5	10~50	0~30	1.1~1.6	0.7~1.3	札幌市,千歳市,苫小牧市	
	クッチャロ	Kc-4	10~50	2.4~2.5	20~50	0~40	1.2~1.7	1.0~1.5	北見市,別海町	
東北	Pfl	十和田	To-H	25~50	2.6~2.7	15~30	15~30	...	...	青森県 (十和田しらす)
		肘折尾花沢	Hj-H	15~40	2.4~2.7	0~35	0~30	...	...	山形県 (肘折しらす)
関東	Pfa	赤城山	Ag-KP	180~220	2.6~2.8	4~8	40~70	0.9~1.1	0.3~0.4	栃木県 (軽沼土)
東海※	Sfa	富士山	御殿場	54~61	2.6~2.7	9~15	45~54	1.0~1.1	0.6~0.7	静岡県御殿場市 (褐色スコリア)
			小山	40	2.6	9	67	...	...	静岡県小山町 (黒色スコリア)
				55	2.7	17	45	...	...	静岡県小山町 (褐色スコリア)
中国	Pfa	大山	DAP2	115	2.5	40	...	...	...	鳥取県 (大山荒田軽石 2)
			DMP	120~150	Ave.2.62	30	0~5	...	...	鳥取県 (大山松江軽石)
九州	Pfa	霧島御池	Kr-M	85	2.5	...	40~100	0.8	0.4	宮崎県都城市 (御池ぼら・日向土)
	Pfa	桜島	Sz-2	...	2.4~2.5	...	20~100	...	0.2~0.6	姶良郡福山町 (安永ぼら)
	Pfa	始良	A-Os	55~71	2.5	4	50~60	1.0~1.1	0.6~0.7	鹿児島県鹿屋市 (大隅降下軽石)
	Pfl		A-Ito	15~50	2.3~2.5	10~40	0~20	1.0~1.7	...	鹿児島県 (一次しらす)
20~70		2.4~2.6		1.0~1.8	...			鹿児島県 (二次しらす)		

Pfa : Pumice fall deposit 降下軽石 Sfa : Scoria fall deposit 降下スコリア

Pfl : Pumice flow deposit 軽石流堆積物 (火砕流堆積物)

$w_n$  : 自然含水比  $\rho_s$  : 土粒子の密度  $F_c$  : 細粒分含有率  $G_c$  : 礫分含有率  $\rho_t$  : 湿潤密度  $\rho_d$  : 乾燥密度

### (1) 自然含水比

自然含水比は、現場で採取した試料を試験室に搬入した時の含水比である。

「御殿場」「小山」のスコリア試料（以下、「御殿場」「小山」の試料をスコリアと呼ぶ）は40～61%である。「富士砂防」は6.6%と低く、違いがある。

前者はいわゆるスコリアで、火山噴火に伴う多孔質材料である。後者は溶岩等の風化侵食による生成物で、両者の違いはそれぞれの生成過程に起因する。

「小山」試料①は40%で、「御殿場」試料①・②と「小山」試料②の54～61%に対し、小さい。「小山」試料①は黒色を呈し、宝永噴火で放出されたスコリア（以下、黒色スコリアと呼ぶ）で、「御殿場」試料①・②と「小山」試料②は褐色を呈するスコリア（以下、褐色スコリアと呼ぶ）である。

### (2) 土粒子密度

「御殿場」「小山」2.58～2.67g/cm<sup>3</sup>に対し、「富士砂防」2.91g/cm<sup>3</sup>である。

通常、シリカが主成分の土粒子の密度は2.6～2.7g/cm<sup>3</sup>であり、「富士砂防」は重質である。

黒色スコリアである「小山」試料①は2.58g/cm<sup>3</sup>と、褐色スコリアに比べやや小さく、自然含水比と同様、違いがある。

### (3) 粒度特性

図2.4に粒径加積曲線を示す。

「御殿場」「小山」礫分45～67%、砂分25～40%、細粒分9～17%に対し、「富士砂防」礫分35%、砂分61%、細粒分4%で、両者で礫と砂の含有がそれぞれ逆で、後者は細粒分が非常に少ない。

「御殿場」「小山」は均等係数 $U_c=26\sim63$ で粒度分布は良い。「富士砂防」は均等係数 $U_c=8$ と10以下で、粒度分布は良好と言えない。

試料の採取箇所が直線距離で約6km離れているにも関わらず、「御殿場」試料①と「小山」試料②は粒度分布が非常に似通っている。富士火山から同時期に噴出したことが推察される。

宝永スコリアである黒色スコリア「小山」試料①は礫分67%で、褐色スコリアに比べてやや多い。

### (4) 締固め特性と粒子破碎の発生

締固め試験はA-c法とした。

スコリアはせん断履歴により粒子破碎が発生する<sup>9)10)11)</sup>ため、締固め後の粒度試験を行ない、締固め履歴のない新鮮な試料を基に破碎の影響を確認した。

表2.2に締固め前後の粒度を示した。締固め試験は19mmふるい通過試料で行なっ

たため、締固め後の最大粒径は括弧書きとした。

図 2.5 に 1 回締固め後の粒径加積曲線を示す。また、図 2.6 に締固め前後の粒径加積曲線を示す。

粒子破碎の評価は細粒分含有率の変化量  $\Delta F_c$  を用いた。

スコリアはいずれの試料も  $\Delta F_c$  の増加がみられ、粒子破碎が確認された。

「御殿場」は試料①と②で違いがなく、それぞれ  $\Delta F_c=6.3\%$  と  $6.6\%$  である。「小山」の試料①と②はそれぞれ  $\Delta F_c=2.6\%$  と  $1.9\%$  である。「御殿場」は「小山」に比べ粒子が破碎しやすいようである。「小山」試料①（黒色スコリア）と試料②（褐色スコリア）で顕著な違いはない。「御殿場」と「小山」で若干の差異がある。

一方、「富士砂防」は  $\Delta F_c=0.0\%$  で、粒子破碎は認められなかった。

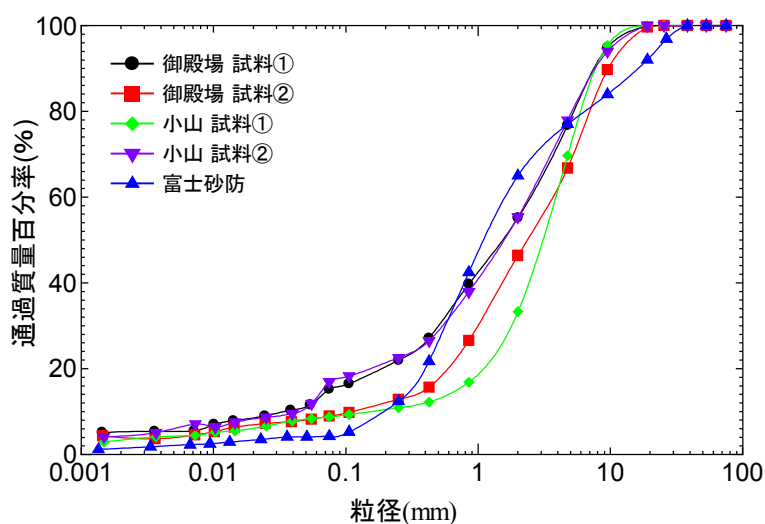


図 2.4 粒径加積曲線

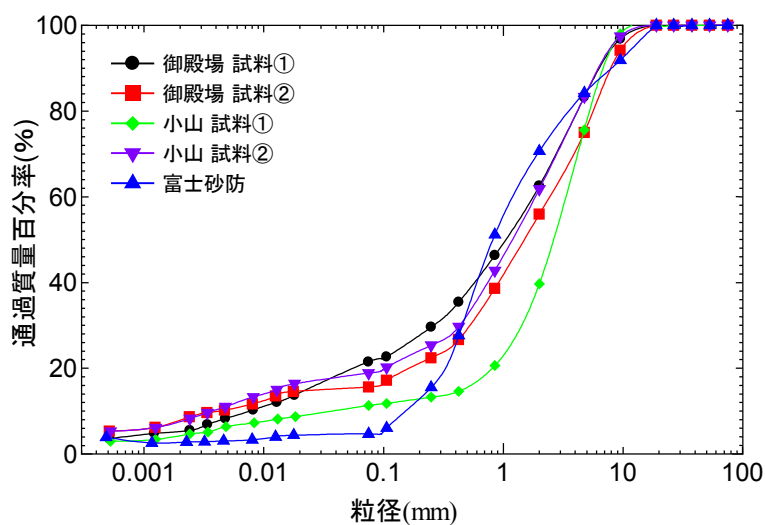


図 2.5 締固め後の粒径加積曲線



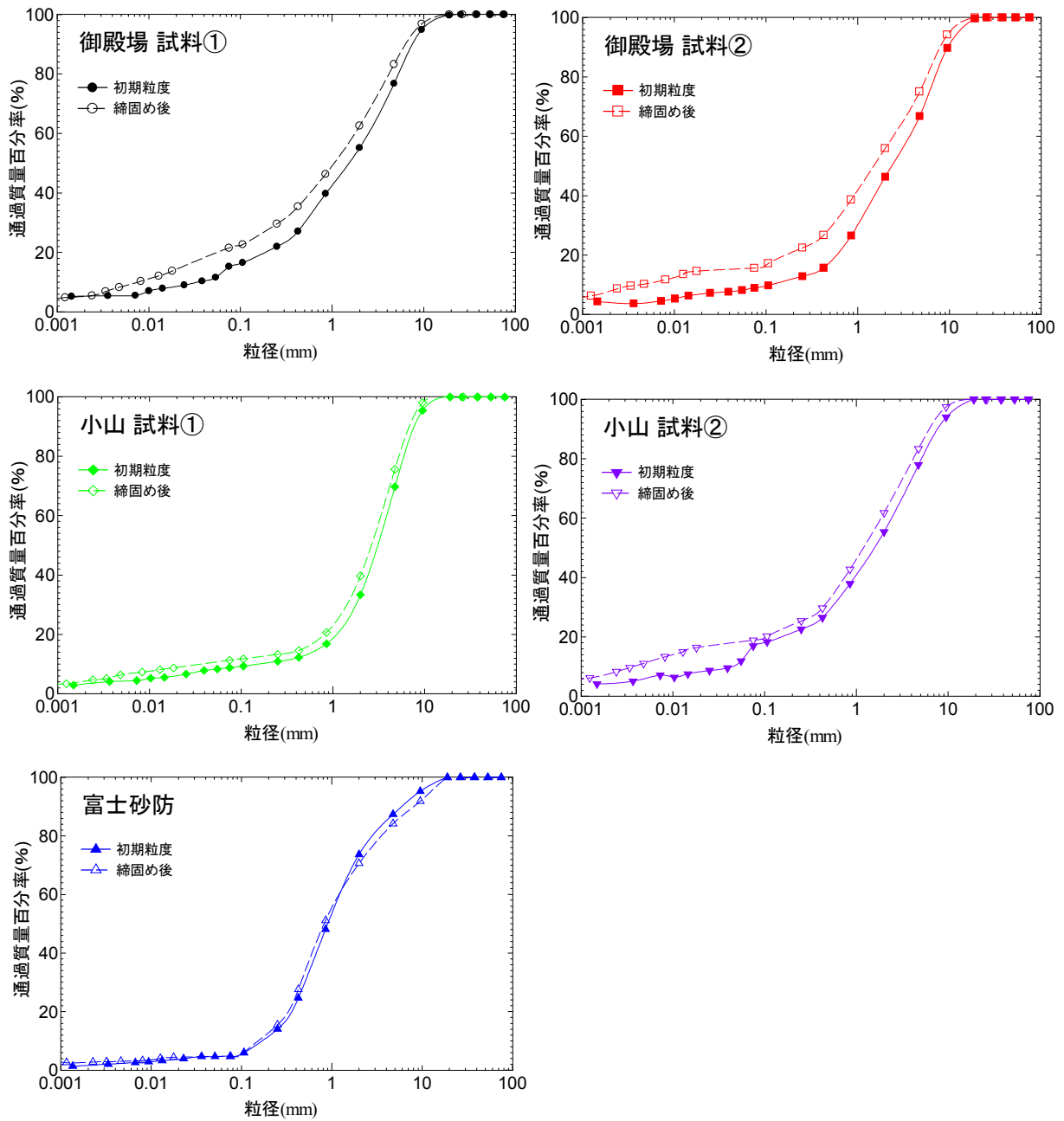


図 2.6 締固め前後の粒径加積曲線

図 2.7 に締固め曲線を示し、図中に最適含水比と最大乾燥密度を掲示した。

「御殿場」は最適含水比  $w_{opt}=48\sim50\%$ ，最大乾燥密度  $\rho_{dmax}=1.00\sim1.05\text{g/cm}^3$ ，「小山」は  $w_{opt}=44\sim46\%$ ， $\rho_{dmax}=1.09\sim1.11\text{g/cm}^3$  で、両者に大きな違いはない。

注意深く見ると、「御殿場」が若干、最適含水比が湿潤側で、最大乾燥密度が軽量である。黒色スコリア「小山」試料①とそれ以外の褐色スコリアに大きな違いは認められない。

「富士砂防」は  $w_{opt}=12.9\%$ ， $\rho_{dmax}=1.97\text{g/cm}^3$  で、「御殿場」「小山」と大きな違いがある。「御殿場」「小山」は細粒質土のような締固め曲線を示し、最適含水比が大きいほ



ど最大乾燥密度は小さくなる。「富士砂防」は砂質土に類似した締固め曲線を示し、両者は明らかに別の土材料であると言える。

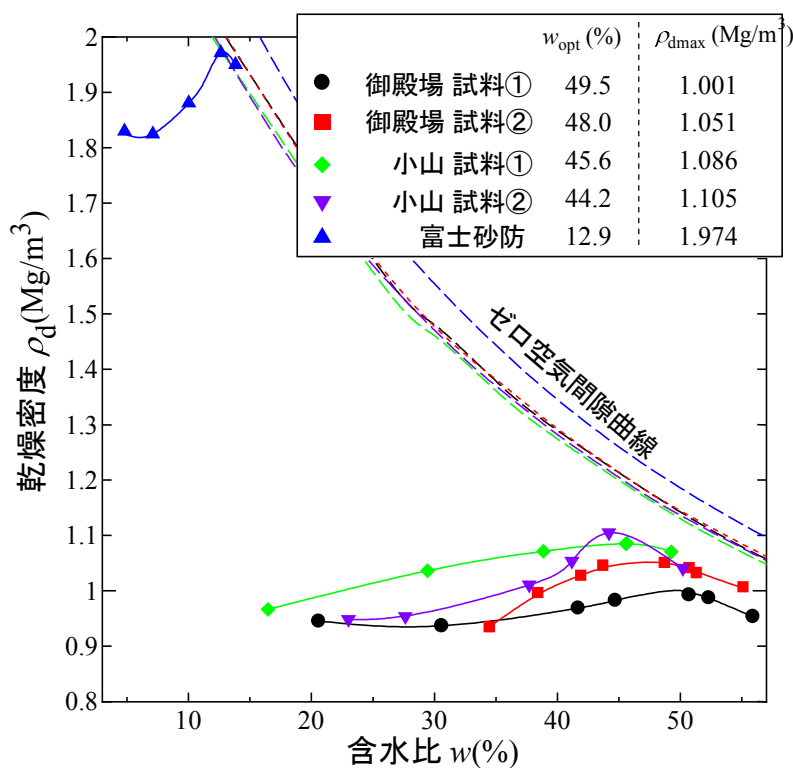


図 2.7 締固め曲線

### (5) 圧密特性

圧密試験は、試験試料を最適含水比に調整し、締固め度  $D_c=90\%$  で作製した供試体（直径 60mm，高さ 20mm，最大粒径 4.75mm）を用い、圧密圧力を 4.9～1,256kPa の 9 段階で載荷し実施した。

試験は褐色スコリアである試料②で実施した。

「御殿場」で圧縮指数  $C_c=0.323$ ，「小山」で  $C_c=0.121$  を示した。

一般に、粘土の圧縮指数は 1 に近い値である。スコリアは砂の圧縮特性を有すると言え、粒度特性と整合している。

### (6) 透水性

締固め後の透水特性を知るため、室内透水試験をした。

「富士砂防」の試料は、透水係数  $k=1.4 \times 10^{-4} \text{m/s}$  で、砂あるいは砂礫相当の透水性を有し、排水能力に優れている。

スコリアは  $k=3.4 \times 10^{-4} \sim 2.8 \times 10^{-7} \text{m/s}$  でばらつく。

黒色スコリア「小山」試料①が  $k=3.4 \times 10^{-4} \text{m/s}$  で最も透水係数が高い。黒色スコリア

は褐色スコリアに比べ礫分が多く細粒分が少ない。

一方、締固め前の細粒分含有率は、「御殿場」試料①と「小山」試料②が、それぞれ  $F_c=15\%$  と  $17\%$  で、他の試料より大きく、透水係数は低い。また、粒子破碎により細粒分が増加している。

スコリアは礫質土であるが、細粒分の差が透水性に違いを生じさせている。

「御殿場」試料②は「小山」試料②に比べ圧縮しやすく、透水係数は前者が  $k=2.37 \times 10^{-5} \text{m/s}$ 、後者が  $k=2.54 \times 10^{-7} \text{m/s}$  で、整合する。

### (7) 水浸沈下

水浸沈下試験は、一定の拘束圧下で締固め度の違いが水浸沈下にどの程度の影響を及ぼすかを調べたものである。

供試体の作製手順や試験条件は一面せん断試験に準じた。試験機器は小型の一面せん断試験機を用いた。締固め度  $D_c=75, 85, 90\%$  の試料に、それぞれ拘束圧  $50 \text{kPa}$  を与えて約 1 時間放置した後、せん断箱内に水を満たして試料を水浸させ、4 時間、沈下量の経時変化を観察した。

試験結果を表 2.4 および図 2.8 に示す。

試験の結果、採取場所によらず、締固め度  $90\%$  以上で締め固めれば、水浸による沈下はほとんど生じない材料であることがわかった。

表2.4 室内水浸試験結果

締固め度 $D_c(\%)$	沈下量の割合(%)				
	御殿場 試料①	御殿場 試料②	小山 試料①	小山 試料②	富士砂防
75	1.8	1.9	5.5	3.4	2.3
85	0.6	1.1	1.2	2.3	0.9
90	0.6	1.0	0.8	1.8	1.4

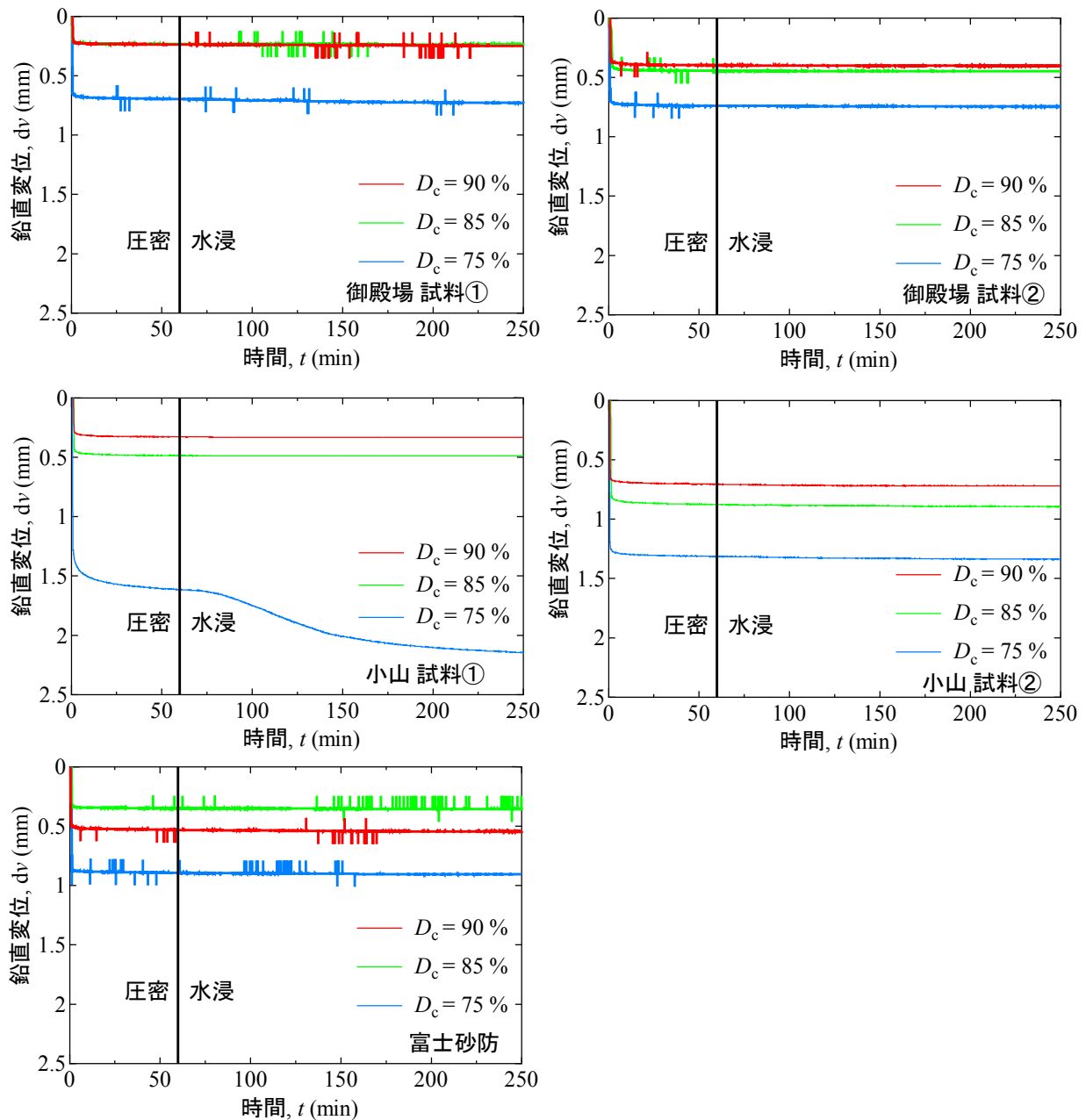


図2.8 水浸試験結果図

### (8) 一面せん断試験

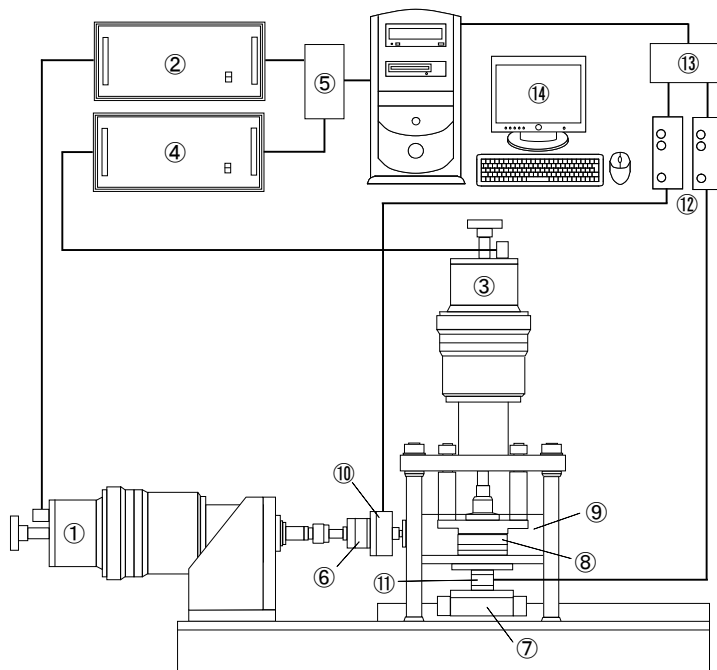
一面せん断試験は、試験機、試験方法が比較的簡便であり、実地盤で想定される一次元圧密、平面ひずみ条件を満足するため、原地盤の強度を求めるためには三軸圧縮試験よりも実用性の高い試験とされている。

一面せん断試験は、地盤工学会基準 JGS0561 「土の圧密定圧一面せん断試験方法」に準じて実施した。

図 2.9 に一面せん断試験機概略図を示す。

以下に供試体の作製手順や試験条件を示す。

- ・地山で採取した試料を自然乾燥後、ふるい分け、最大粒径 4.75mm 未満の試料を用意した。
- ・供試体作製時の初期乾燥密度 ( $\rho_{di}$ ) は、最大粒径 19.0mm の試料を用いた締固め試験 (A 法 ; 10 cm モールド) から得られた最大乾燥密度に基づき、見かけ上の締固め度 ( $D_c$ ) を 85%, 90%, 95%とした。
- ・供試体作製に必要な試料は以下のように計量した。  
 必要量 = 供試体体積 × 初期乾燥密度  
 供試体体積 113.1cm<sup>3</sup> (直径 60mm, 高さ 40mm)
- ・供試体作製のモールド (直径 60mm) に計量した試料を入れ、同一密度となるように静的締固め装置を用いて締固めた。(写真 2.3)
- ・供試体作製のモールドから、せん断箱に供試体をセットした。



- |                    |                |
|--------------------|----------------|
| ①: 水平载荷用直接ドライブモーター | ⑧: せん断箱        |
| ②: 水平载荷用ドライブユニット   | ⑨: 水浸箱         |
| ③: 鉛直载荷用直接ドライブモーター | ⑩: 水平荷重用ロードセル  |
| ④: 鉛直载荷用ドライブユニット   | ⑪: 鉛直荷重用ロードセル  |
| ⑤: シリアル通信ボード       | ⑫: ストレインアンプ    |
| ⑥: スライドユニット        | ⑬: AD変換ボード     |
| ⑦: リニアローラウェイ       | ⑭: パーソナルコンピュータ |

図 2.9 一面せん断試験機概略図



写真 2.3 静的締固め装置

一面せん断試験は表 2.5 に示す試験条件で実施した。鉛直応力は 50kPa, 100kPa, 200kPa の 3 ケースとし、圧密過程前に供試体を水浸し飽和させた。圧密時の応力載荷速度は 5kPa/min とし、3t 法により圧密の終了を確認した。せん断時におけるせん断箱の隙間は 1.0mm とし、せん断過程は定圧条件の下、せん断速度 0.1 mm/min で水平せん断変位 6.0 mm まで行った。

試験は見かけ上の締固め度 ( $D_c$ ) 毎に 3 つの拘束圧条件で実施し、破壊時の最大せん断応力点の平均からそれぞれの試料のせん断強度 ( $c, \phi$ ) を求めた。

試験結果を表 2.6 に示す。飽和試料の締固め度と内部摩擦角および粘着力の関係を図 2.10 にまとめた。また、 $D_c=90\%$ でのせん断中の体積変化の様子を図 2.11 に示す。本図の沿直変位は-が圧縮、+が膨張を示す。図 2.12 に同じく  $D_c=90\%$ でのせん断応力とせん断変位の関係を示す。

表2.5 一面せん断試験の試験条件

	試験条件	
	試料状態	攪乱試料
一面せん断試験	3 種類の締固め度, $D_c$	85%, 90%, 95%
	初期含水比	最適含水比 (OMC)
	鉛直応力	50, 100, 200 kPa
	せん断隙間	1.0mm
	せん断速度	0.1mm/min

試験の結果、対象試料はいずれも  $D_c \geq 85\%$  で内部摩擦角  $\phi > 35^\circ$  を示し、一般的な礫質土と同等、あるいはそれ以上の値を示した。

試験値は粒度特性から想定される強度と整合し、前述のように  $\phi$  を 3°程度過大に評価している可能性があるが、信頼性は高いと考える。

$D_c=90\%$  では「御殿場」を除き、 $\phi$  は概ね  $40^\circ$  を示した。「御殿場」では  $38^\circ$  にとどまった。締固め度が大きくなるほど  $\phi$  は大きくなるが、「御殿場」は「小山」と比べその傾向は小さく、 $D_c=85\%$  と  $D_c=90\%$  ではほとんど変化がない。 $D_c=95\%$  で漸く締固めの効果が出た。「御殿場」は「小山」に比べ粒子が破碎しやすく、その影響が伺える。

いずれも粘着力  $c$  が発生し、 $D_c \geq 85\%$  で  $c > 8\text{kPa}$  を示した。 $D_c=90\%$  では全試料で  $c > 10\text{kPa}$  となった。 $\phi$  と同様に締固め度が大きいほど大きくなる傾向にあるが、必ずしも右肩上がりのグラフではない。 $D_c=85\%$  から  $D_c=90\%$  の変化は、全試料で  $c$  の増加がみられる一方、 $D_c=90\%$  から  $D_c=95\%$  の変化は「御殿場」試料①や「小山」試料②では低下している。内部摩擦角と同様に、粒子破碎の影響も考えられるが、粒子破碎の大

きい「御殿場」試料②では右肩上がりに増加している。「御殿場」試料①や「小山」試料②には、締固め前の状態において細粒分含有率が他の試料より大きい共通の特徴がみられる。

表 2.6 一面せん断試験結果一覧表

締固め度 $D_c$ (%)		御殿場 試料①	御殿場 試料②	小 山 試料①	小 山 試料②	富 士 砂 防
85	$\phi$	38.6	38.3	40.3	38.3	37.2
	$c$	9.6	22.3	8.5	19.9	9.7
90	$\phi$	38.8	38.2	41.7	40.4	40.4
	$c$	10.6	22.9	13.4	24.8	16.8
95	$\phi$	40.0	38.6	43.8	42.5	43.1
	$c$	9.2	29.8	16.0	22.2	21.8

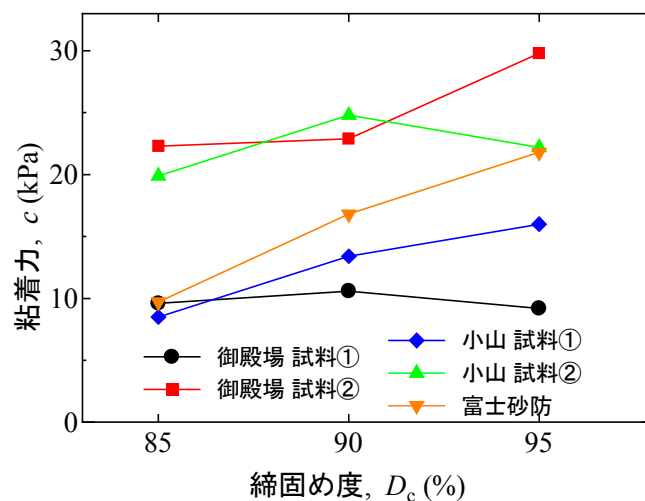
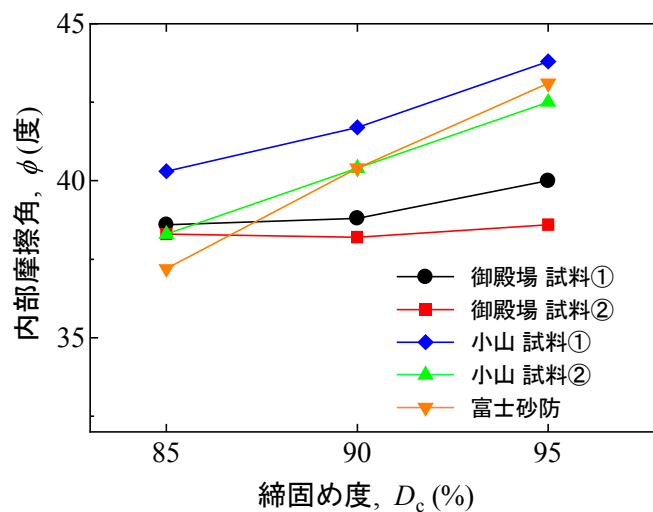


図2.10 一面せん断試験での締固め度と強度定数の関係

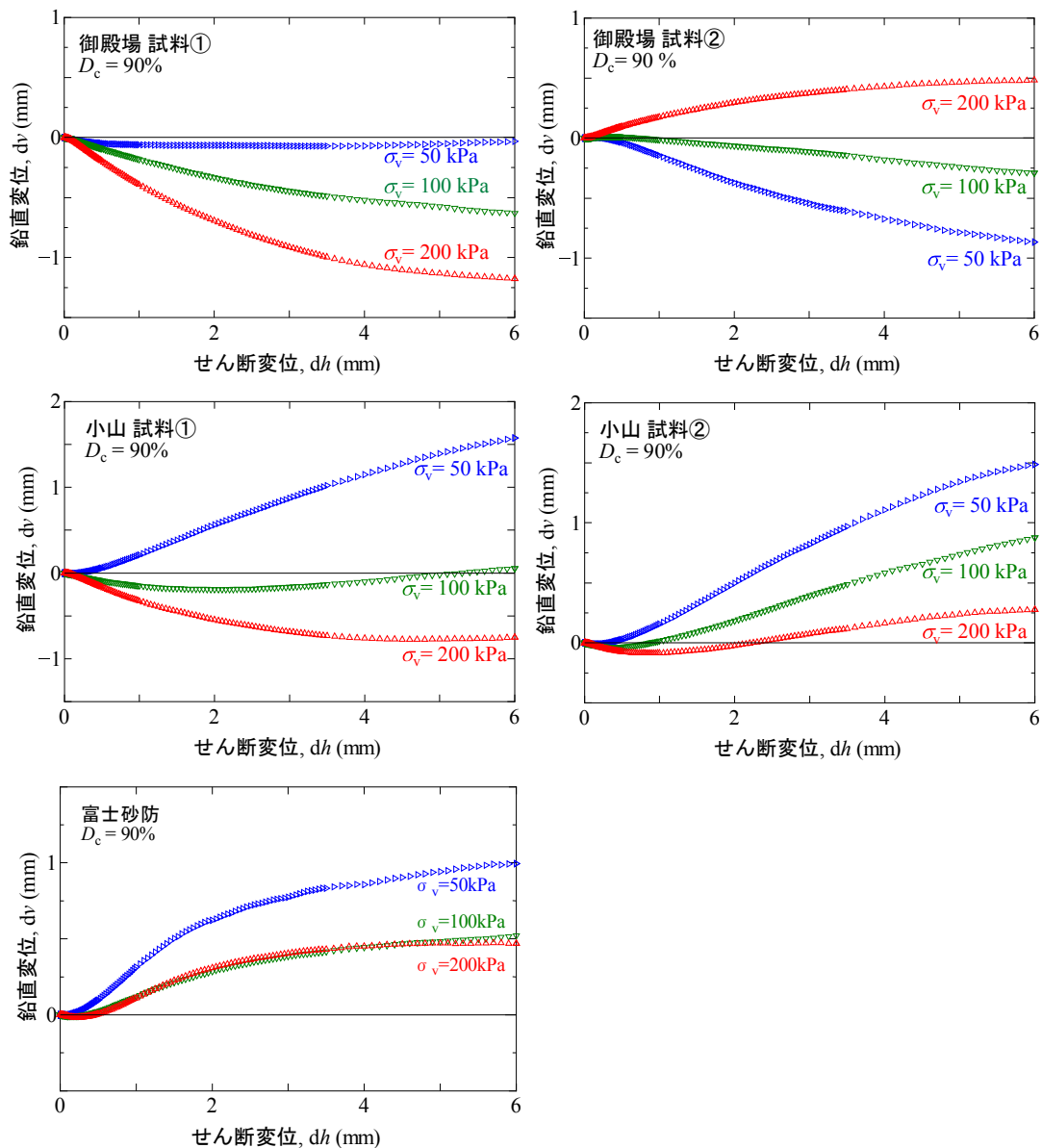


図2.11 一面せん断試験におけるせん断変位と鉛直変位の関係

これらのことから、スコリアは、内部摩擦角は締固めに伴う粒子破碎の影響が、粘着力は締固め前の細粒分含有率が、締固めに伴う強度の発現に影響を及ぼしていると考えられる。すなわち、粒子破碎の大きな材料（本研究では  $\Delta F_c > 6\%$ ）や締固め前の細粒分含有率が大きな材料（本研究では  $F_c > 15\%$ ）では、ある一定の範囲における締固め度の向上が必ずしも強度の増加には結びつかない傾向がある。

黒色スコリア「小山」試料①の  $\phi$  が最も大きく、「御殿場」試料①・②の  $\phi$  は「小山」に比べ小さい。

所定の締固め度でダイレイタンスー効果が大きく、特に「小山」は正のダイレイタンスーが生じるケースが多い。

$c$  は「小山」試料②および「御殿場」試料②がそれぞれの試料①より大きく、再構成

試料であるにも関わらず，試料の採取深度がより深い試料で大きい傾向にある．これは上記の締固め前の細粒分含有率と締固めに伴う  $c$  の変化に同じで，試料の初期状態が影響していると考えられる．

せん断応力とせん断変位の関係は，「富士砂防」で明瞭なピーク強度が認められるのに対して，スコリアは応力に対し変位が横ばい，ないし漸増で，明瞭なピークを示さない．

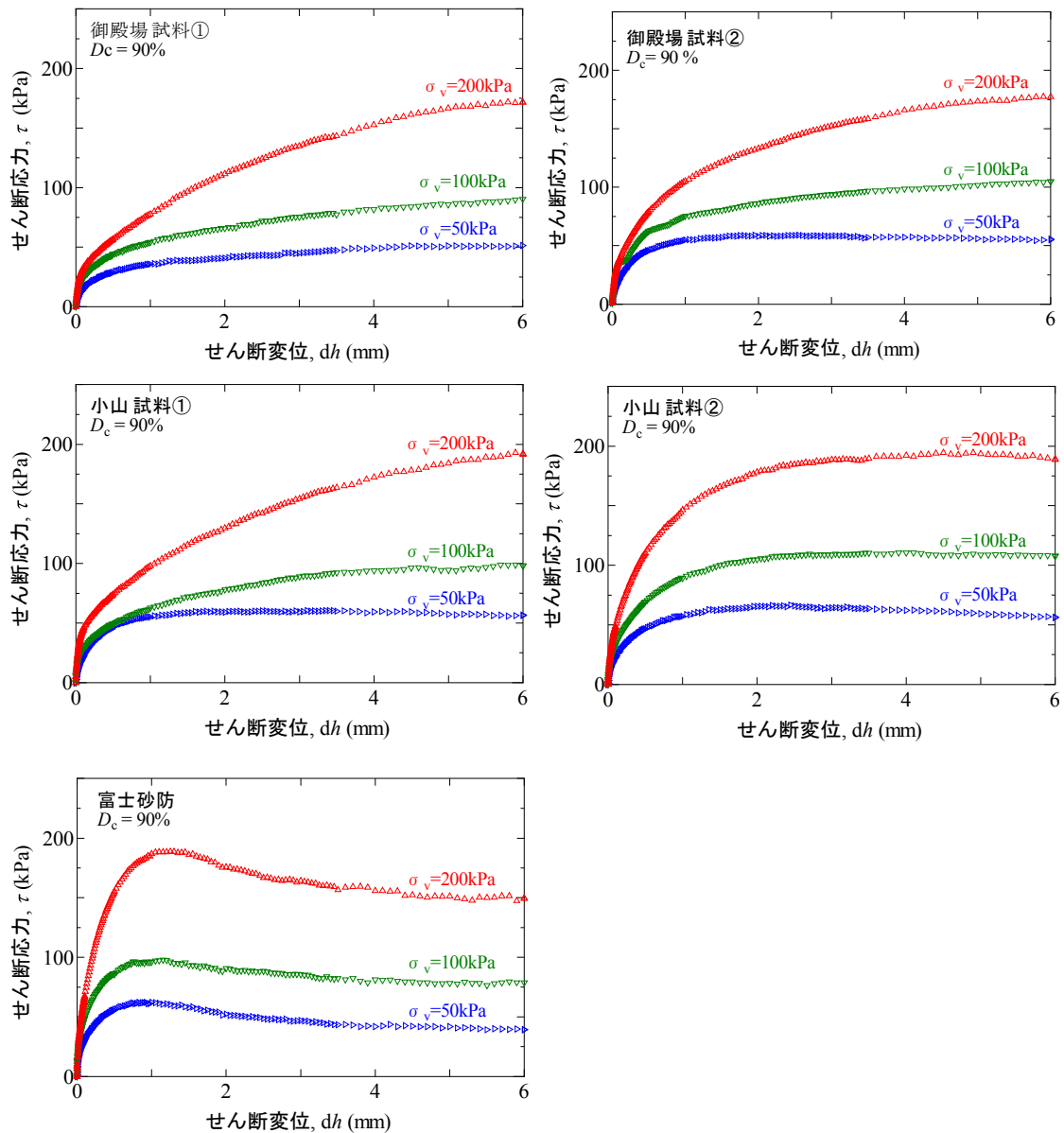


図 2.12 一面せん断試験におけるせん断応力とせん断変位の関係



### (9) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、試験機の構造上供試体が自立する必要があるため、ここでは、供試体が自立し、含水比や締固め度の調整などで試験値の信頼性が確保できる「富士砂防」の試験結果を取り上げる。

「富士砂防」と呼称する試料は、富士山体の溶岩等が侵食され運搬・堆積した扇状地性堆積物であり、本研究の目的の一つである道路盛土への適用性を強度特性の面から確認するために実施した。

供試体を締固め度  $D_c=90\%$  で作製し、三軸セル内に設置した後、セルを組み立て、水を注入して初期等方圧密状態とする。12 時間程度通水した後、二重負圧および背圧 (200kPa) を与え、飽和させた。供試体は高さ 10cm、直径 5cm、最大粒径 4.75mm である。

表 2.7 に試験条件を示す。

表 2.8 に供試体の状態と試験結果を示す。図 2.13 は、軸ひずみ  $\epsilon_a=15.0\%$  のモール有効応力円である。

締固め後の強度は、 $\phi=33.2^\circ$ 、 $c'=15.5\text{kPa}$  である。

図 2.14 は、単調載荷で得られる軸ひずみ  $\epsilon_a$  と偏差応力  $q$  の関係である。有効主応力の増加に従い、圧縮強度は増加している。また、いずれの拘束圧においても明瞭なピーク強度が確認できた。

図 2.15 は、単調載荷中の体積ひずみ  $\epsilon_v$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係である。せん断の初期段階にて圧縮され、その後、軸ひずみの増加により膨張している。

表2.7 三軸圧縮試験の試験条件

項目	試験の条件	三軸圧縮試験
試料条件	試料状態	乱した試料
	飽和状態	飽和
圧密条件	載荷速度 (kPa/min)	5.0
	応力比	1.0 (等方圧密)
	圧密終了条件	3t 法によって決定
単調載荷条件	排水条件	排水
	せん断速度 (%/min)	0.1
	載荷終了条件	軸ひずみ $\epsilon_a=15\%$ まで

表 2.8 三軸圧縮試験結果

平均有効主応力 $p'$ (kPa)	100	200	300
試験前含水比 $w_0$ (%)	12.1	12.1	12.4
最大偏差応力 $q_{max}$ (kPa)	287	566	772
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.809	1.804	1.767
締固め度 $D_c$ (%)	91.7	91.4	89.5
有効粘着力 $c'$ (kPa)	15.5		
有効内部摩擦角 $\phi$ (°)	33.2		

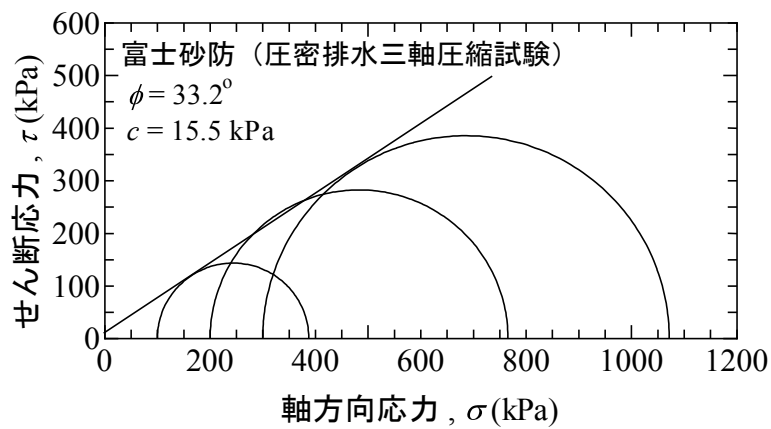


図2.13 「富士砂防」モールの応力円 (軸ひずみ $\epsilon_a=15.0\%$ )

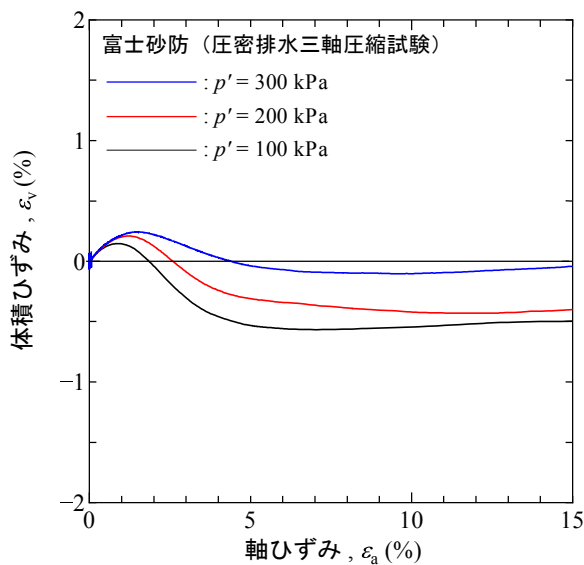


図2.14 軸ひずみ $\epsilon_a$ と偏差応力 $q$ の関係  
 (「富士砂防」)

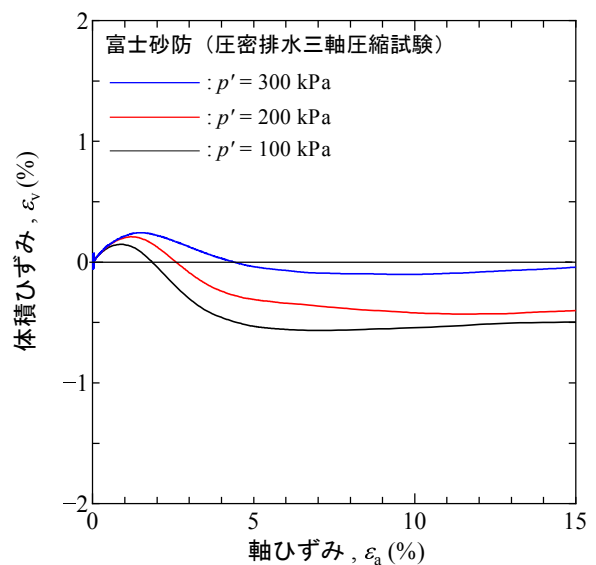


図2.15 単調載荷中の体積ひずみ $\epsilon_v$ と  
 軸ひずみ $\epsilon_a$ の関係

## 2. 5. 2 評価と考察

スコリアは成因から多孔質の粒子構造を持つ材料であり，粒子間の間隙に加え，粒子内にも空隙を有する．そのため水分を保持して自然含水比がやや高く，一方で単位体積重量が非常に小さい特徴がある．また，火山降下物は，河川等による研磨や運搬作用の影響がほとんどなく，粒子の形状や粒径は変化に富んでいる．

本研究で対象とした「御殿場」「小山」「富士砂防」の材料は，X線回析の結果，いずれも斜長石や輝石を主要な造岩鉱物とする富士火山特有の玄武岩質であることがわかっている<sup>28)</sup> (図 2.16 参照)．礫分と 2mm 以下の材料のいずれもが，造岩鉱物はほぼ同じである．この点から，材料の物性の違いはそれぞれの試料における粒子構造の違いによるものと考えられる．

写真 2.4 は「小山」試料①の粒子を用いて作製した薄片の写真である．

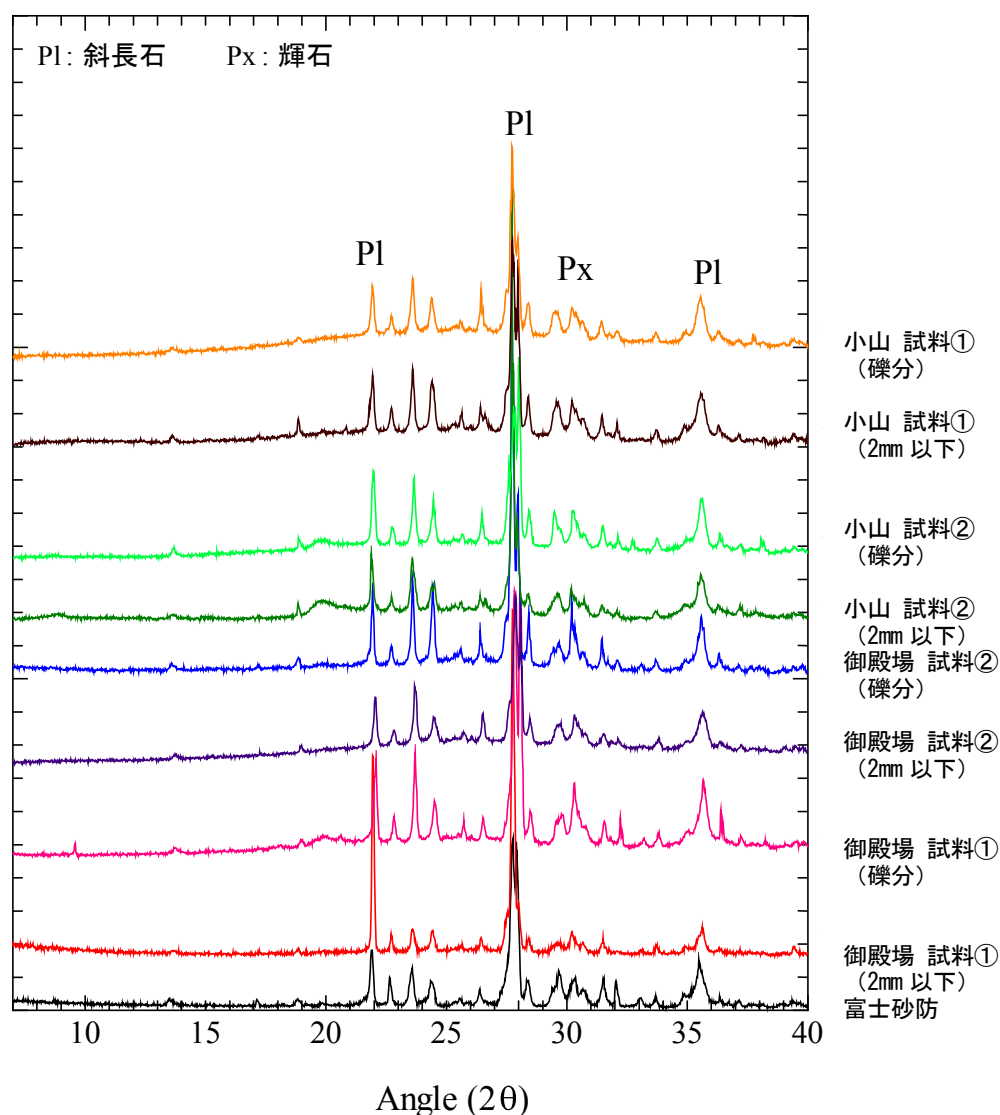
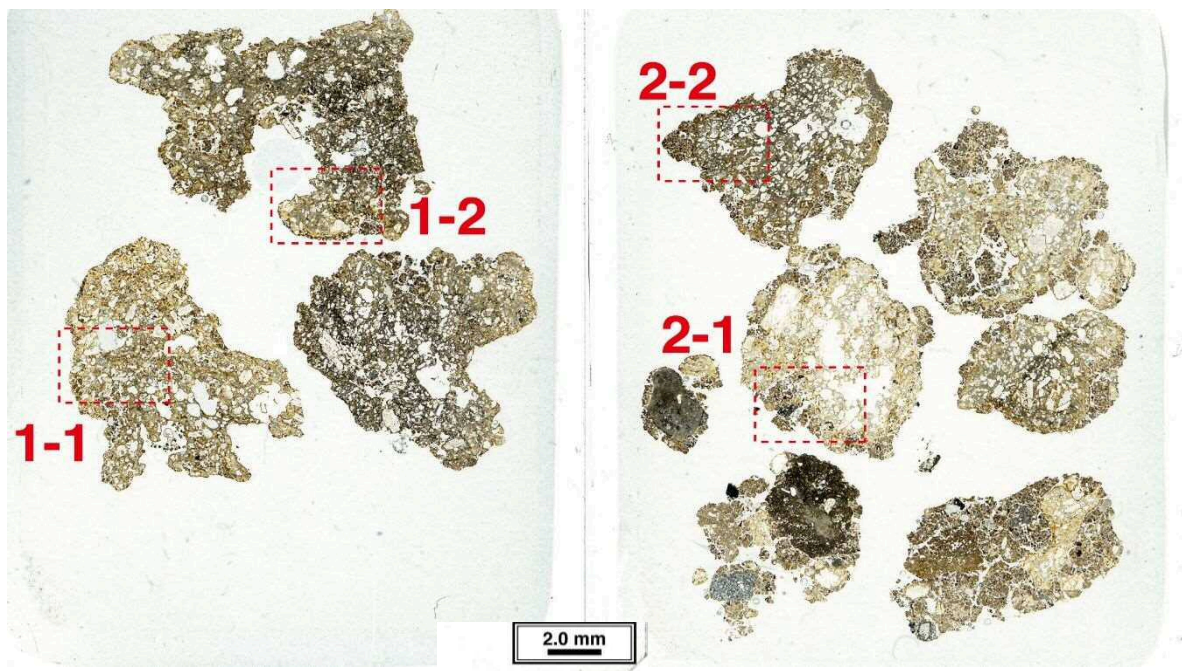


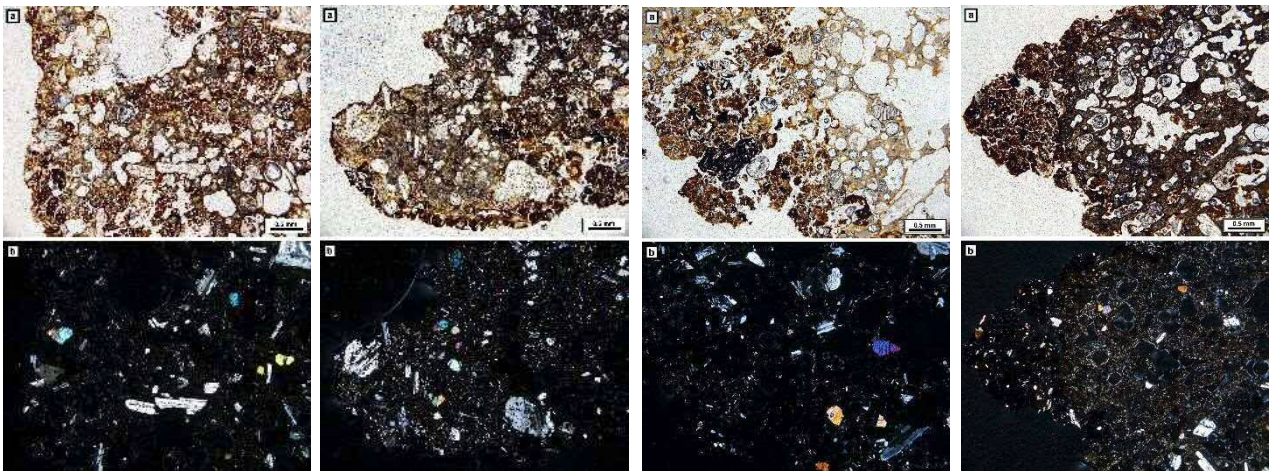
図 2.16 X線回析結果



岩片が硬いもの

岩片が柔らかいもの

(a)薄片全体の顕微鏡写真



1-1

1-2

2-1

2-2

(b)偏光顕微鏡写真（上は開放ニコル、下は直交ニコル）

写真 2.4 「小山」試料① 薄片の顕微鏡写真

物理試験結果から想定される水理・力学特性と、力学試験結果は整合的であり、試験の手順や方法に大きな問題はない。試験項目は多岐にわたるが、対象試料は5試料で多くはない。一方、結果のばらつきは限定的、かつ、その要因は明らかで、試験値の信頼性は高いと考える。

表 2.9 にスコリア採取地による相対的な物性の相違を示す。また、表 2.10 に黒色スコリアと褐色スコリアの物性の相違を示す。いずれも相違する内容のみを示した。ここでは「富士砂防」は対象外とし、スコリアについてまとめた。

本稿では「小山」試料①を「黒色スコリア」、「御殿場」試料①・②と「小山」試料②を「褐色スコリア」と称している。

表 2.9 スコリアの採取地における物性の相違

相違のある物性	採取地における相違内容
締固め試験の最適含水比	「御殿場」がやや湿潤
締固め試験の最大乾燥密度	「御殿場」が若干軽量
粒子破碎の発生	「御殿場」の方が破碎されやすい
圧密特性	「御殿場」の方が圧密しやすい
締固めに伴う内部摩擦角の変化	「小山」は締固めに伴い単純に増大

表 2.10 黒色スコリアと褐色スコリアにおける物性の相違

相違のある物性	相違内容
自然含水比	黒色スコリアの方が小さい
土粒子の密度	黒色スコリアの方が小さい
粒度分布	黒色スコリアの方が礫分多い
透水係数	黒色スコリアの方が高い
最適含水比と自然含水比の関係	黒色スコリア $w < w_{opt}$ 褐色スコリア $w > w_{opt}$

粒子が多孔質であるスコリアは、自然含水比 40～61%で、同じ富士火山の噴出物であるが溶岩等を起源とする「富士砂防」6.6%に比べ高い。表 2.3 に示した日本各地に分布する火山灰質粗粒土の範囲にあるが、代表的な特殊土であるしらすやまさ土に比べると高く、火山灰質細粒土に分類される関東ロームに比べ小さい。黒色スコリア「小山」試料①は40%で、褐色スコリア 54～61%に対し小さい。

スコリアの最適含水比は 44～50%で、最大乾燥密度 1.00～1.11Mg/m<sup>3</sup> である。北海道の火山灰土では最適含水比が 25%を超える場合、含水比の低下によって最大乾燥密



度が著しく増加する相関関係が知られているが<sup>31)</sup>、スコリアでも同様の相関がある。

最適含水比と最大乾燥密度は、黒色スコリアと褐色スコリアで大きな違いはないが、黒色スコリアが自然含水比<最適含水比であるのに対し、褐色スコリアは自然含水比>最適含水比である。褐色スコリアは自然含水比が最適含水比に対し湿潤側で、盛土の施工管理で課題となる。一方、黒色スコリアや「富士砂防」は乾燥側である。

スコリアの大きな特徴は、単位体積質量が  $1.0\text{g/cm}^3$  程度と小さいことである。

富士山麓の小山町周辺では、表層に堆積した宝永スコリア（黒色スコリア）が降雨により流出して国道を通行止めにするなど防災上の課題となっている。これは土粒子の密度が小さく、降雨により流されやすいことが原因の一つとなっている。

溶岩等の岩石が侵食作用で運搬・破碎されて堆積した「富士砂防」は  $2.0\text{g/cm}^3$  で、概ね一般的な礫質材料であるが、土粒子の密度は  $2.91\text{g/cm}^3$  と重い。

流水による淘汰が少なく多孔質で脆弱な角張った粒子形状の土材料は、水浸に伴い沈下や強度低下が生じる<sup>32)33)</sup>。スコリアはこれらの土材料に類似し、水浸により、盛土構築後、有害な沈下や破壊が生じることが予想された。

しかしながら、スコリアは締固め後、 $\Delta F_c$ が増加し、粒子破碎が確認されたものの、締固め度 90%以上では水浸による沈下はほとんど生じなかった。「富士砂防」も同様に締固め度 90%以上で、水浸による沈下はほとんど生じない。盛土構築後、地下水の変化から盛土が飽和しても、所定の締固め度を確保すれば沈下等の変状には結びつかないことがわかった。

黒色スコリアは礫分 67%、細粒分 9%に対し、褐色スコリアは礫分 45~54%、細粒分 9~17%で違いがある。「富士砂防」は砂分 61%、細粒分 4%で砂分が多い。

スコリアは締固めにより粒子が破碎して細粒分が増加するため、透水特性が変化する。黒色スコリアは透水係数  $10^{-4}\text{m/s}$  オーダーであるのに対し、褐色スコリアは  $10^{-5}\sim 10^{-7}\text{m/s}$  オーダーで、いずれも細粒分含有率と相関する。

ここで注目すべきは、細粒分の差が透水特性に与える影響である。例えば、「小山」試料①（黒色スコリア）と「小山」試料②（褐色スコリア）の  $F_c$  の差はわずか 8%であるが、透水係数  $10^{-4}\text{m/s}$  オーダーと  $10^{-7}\text{m/s}$  オーダーで大きく変化する。

研究対象の試料はいずれも礫質土である。一面せん断試験結果は、締固め度 90%の場合、 $\phi > 38^\circ$ 、 $c > 10\text{ kPa}$  で、見かけの粘着力を有し、盛土材料として十分な強度を発現する。すなわち、一般的な礫質土と同等か、それ以上で評価できる。

このことは土構造物を主とする設計で礫質土や砂質土の強度を評価し、 $\phi$  の他に、若干の  $c$  ( $\cong 10\text{ kPa}$ ) を考慮した方が現実的な構造物が計画できることと矛盾しない。

「道路土工—盛土工指針—」では設計に用いる土質定数として締め固めた砂質土  $\phi = 25^\circ$ 、 $c \leq 30\text{ kPa}$ 、関東ローム  $\phi = 20^\circ$ 、 $c \leq 10\text{ kPa}$  を例示している<sup>34)</sup>。スコリアはせん断強度で砂質土を上回り、関東ローム以上の強度を有する。通常、盛土設計で一般的に用いられる土材料は、 $\phi = 30^\circ$ 、 $c = 0$  とすることが多いが、仮に  $\phi$  を  $3^\circ$  程度過大に評価し

ている場合でも、盛土材料として十分な強度の発現が期待できる。

一方、施工時の含水比と締め固めによる粒子破碎から、物理特性および力学特性にやや大きな変化が生じる可能性がある。すなわち、 $D_c=85\sim 95\%$ の $\phi$ と $c$ の変化は、締め固め度の向上が必ずしも強度増加に結びつかない傾向にある。これは締め固めに伴う粒子破碎の影響が、 $\phi$ の発現に影響を与えているためであろう。また、 $c$ は締め固め前の $F_c$ の影響が考えられる。本研究では、粒子が破碎しやすい材料 ( $\Delta F_c > 6\%$ ) や締め固め前の細粒分含有率が高い材料 ( $F_c > 15\%$ ) でこの傾向が認められた。すなわち、所定の締め固め度を確保することで、盛土安定に必要な強度の発現と仕様設計における砂質土ないし礫質土相当の強度が確保できるが、材料の特性に見合った締め固め方法や施工時の含水比の調整が必要である。

「富士砂防」ではこのような粒子破碎の影響はない。しかし、三軸圧縮試験と一面せん断試験で強度に違いがある。一面せん断試験  $D_c=90\%$ ,  $\phi=40.4^\circ$ ,  $c=16.8\text{kPa}$  に対し、三軸圧縮試験  $D_c=90\%$ ,  $\phi'=33.2^\circ$ ,  $c'=15.5\text{kPa}$  で $\phi$ が小さい。

この傾向はスコリアも同様と考えられ、一面せん断試験では $\phi$ を過大に評価している可能性がある。試験の精度や三軸圧縮試験結果との対比から、これを $3^\circ$ 程度、あるいは $0\sim 5^\circ$ としている<sup>3)</sup>。そのため、強度定数は実際の破壊・変形モードを想定し取り扱う必要がある。

### 2. 5. 3 盛土材料としての適性

スコリアについて「御殿場」「小山」という分布エリアや、宝永噴火により噴出された黒色スコリアとそれ以前の噴出物である褐色スコリアの地質的な違いに基づく、それぞれの土質特性を前述した。

本試験の立案時は、色調や原位置の締め固め具合などから、物理特性を基本とするいくつかの相違があると考えた。当然、「御殿場」と「小山」は分布地そのものが異なるため、力学面でも大きな違いがあると思えた。

しかしながら、スコリアは分布地や噴出時期によるいくつかの特徴は認められるものの、いずれも基本的な相違はなく、むしろほぼ同様の物理特性や力学特性を有することがわかった。

スコリアは物理特性（粒度分布、粒子径、土粒子の密度など）から判断すると、砂礫材料に近く、透水性、圧縮性、せん断強度のいずれの側面からも砂礫材料と同等、あるいはそれ以上の水理・力学特性を示す。 $F_c=9\sim 17\%$ と小さく、水浸沈下はほとんど発生せず、所定の締め固め度 ( $D_c \geq 90\%$ ) で施工することで、降雨や地下水位の変動で施工後盛土が飽和しても沈下等の変状は生じないと予測できる。一面せん断試験の結果からも  $D_c \geq 85\%$  で、 $\phi=38\sim 40^\circ$ ,  $c=8\sim 22\text{kPa}$  と、見かけの粘着力を有し、砂礫相当の C1 材料（構造物裏込め材料の区分<sup>35)</sup>）として十分な強度を有する。

これらのことから、最適含水比に基づき適切な方法や手順により締め固められることを前提に、盛土材料としての適用が可能である。

一方、通常の砂礫の工学的特性と大きく異なる点が二つある。一つは、単位体積質量が  $1.0\text{g/cm}^3$  前後と小さいこと、もう一つは粒子破碎性が顕著（とりわけ「御殿場」において）な点である。

破碎性の高い材料の場合、現場において所定の締固め度で締め固めても、材料の粒度分布が試験時のそれと異なるため、結果、所定の締固め度を満足せずに降雨時に水浸沈下等の性能問題が顕在化した事例がある。したがって、本材料を盛土材として利用する際には、盛土工事の適切な方法や手順を決定するために、施工の初期段階を試験盛土工事とし、実際、締固めに用いる重機にて粒子の破碎性とその結果生じる物性値の変化を確認して、締固め管理の方法を定める必要がある。

また、本試験では  $F_c$  が 15% を超える試料で透水係数が  $10^{-7}\text{m/s}$  のオーダーを示し、難透水な状態となることが分かった。これは粒子破碎の影響が加味され、より破碎性が高い状態で施工が進んだ場合、盛土構築後、地下水の流入による間隙水圧の発生など、排水特性が弱点となることを示唆している。さらに、傾向として自然含水比が最適含水比を上回っているため、施工時の含水比の管理が難しく、かつ、所定の締固め度と強度を確保できない場合がある。

施工時の含水比の調整は、黒色スコリアの自然含水比が最適含水比に対して乾燥側であるため、自然含水比の高い褐色スコリアとブレンドして、締固め時の含水比を調整する対策が可能である。また、「富士砂防」の自然含水比も乾燥側であり、同じような利用が考えられる。さらに、コスト面で課題があるが、強度発現を目的とするのではなく、含水比の調整を目的とするセメント添加の方法もある。

いずれも試験盛土により工事の適切な方法や手順を決定することが重要である。緩い状態のスコリアを転圧する場合の撒き出し厚さと実際締固めに用いる重機のトラフイカビリティーを確認した上で、締固めによる粒子の破碎性とその結果生じる物性値の変化を把握し、粒子破碎を予め勘案した締固め管理値の設定が有効である。施工現場における日々の含水比管理の徹底と併せた管理が重要である。

次に、「富士砂防」について述べる。

土質分類は礫質土で  $F_c=4.2\%$  と小さく、均等係数  $U_c=8$  と 10 以下で、粒度分布は良好であると言えない。一方、締固めが容易で標準プロクターによる締固めにより最大乾燥密度  $1.97\text{g/cm}^3$  と十分に大きい。一面せん断試験の結果は、 $D_c \geq 85\%$  で、 $\phi=37^\circ$ 、 $c=10\text{ kPa}$  と、砂礫相当の強度を有する。さらにスコリアと違って、締固めによる粒子破碎の懸念はほとんどない。また、透水係数は  $10^{-4}\text{m/s}$  オーダーで透水性に優れている。水の浸透による沈下量の割合は 1% 前後で小さく、盛土材料として十分な適性を有している。最適含水比は自然含水比より湿潤側で、施工管理は難しくない。

以上の事柄から、「富士砂防」の材料は、盛土材料としての適性が非常に高く、最適



含水比に基づき十分に締固め管理する他には、施工管理に顕著な課題は見当たらない。一方、スコリアは盛土材料としての適性は高いものの、施工時の含水比の管理や、施工機械の選定ならびに施工方法に基づく粒子破碎の発生とその影響に課題があることが分かった。

## 2. 5. 4 原位置試験

### (1) 原位置試験

現位置の性状を知るため、表面波探査と砂置換法による土の密度試験を行った。

試験地は室内試験試料の採取地 A「御殿場」である。試験位置を図 2.17 に示す。本図に「御殿場」試料①と②の採取位置を併記した。

図 2.18 に表面波探査結果図を示す。「御殿場」では表層 1～2m 付近にスコリアが分布する。S 波速度  $V_s=120\sim 160\text{m/s}$  で、換算 N 値 $=2\sim 5$  [ $V_s=97.0N^{0.314}$ ]<sup>36)</sup>に相当し、緩い状態である。下位は洪新統で、礫質土よりなる。深度 2～3m 付近は  $V_s=180\sim 280\text{m/s}$  で、換算 N 値 $=7\sim 30$  である。耐震設計上の基盤面となる  $V_s=300\text{m/s}$  の上面は、深度 3～4m 付近である。

現場密度試験結果は、表層のスコリアとその二次堆積物である試料①採取地で、含水比  $w=63.7\%$ 、湿潤密度  $\rho_t=1.033\text{g/cm}^3$ 、乾燥密度  $\rho_d=0.631\text{g/cm}^3$ 、試料①より深く、若干締りが良い試料②採取地で、 $w=45.3\%$ 、 $\rho_t=1.080\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_d=0.743\text{g/cm}^3$  である。いずれも一般の土に比べ非常に小さな密度で、浅層ほどより小さい。

### (2) 評価と考察

表面波探査測線近傍のボーリング柱状図を図 2.19 に示す。

柱状図と対比すると、表層から層厚 1.5m で分布するスコリアは  $V_s=120\sim 160\text{m/s}$  で成層構造を有し、側方への変化は小さい。よって、採取試料は本地区の表層地質を代表すると考える。

深度 2～6m の中間層は N 値がばらつき、評価が難しい。しかし、探査結果は  $V_s=300\text{m/s}$  の上面が深度 3～4m 付近にあり、耐震設計上の基盤面<sup>37)</sup>と判断できる。スコリア下位の洪新統は深度と伴に  $V_s$  が増し、漸次、続成作用が進んでいる。

表 2.11 に現場密度試験と締固め試験結果を対比する。原位置の含水比は、試料①採取地は、締固め試験による最適含水比に対し湿潤側である。試料②採取地は、わずかに乾燥側である。一方、室内試験は自然含水比 53.9%で、 $w_{opt}=48.0\%$ に対し湿潤側である。傾向として自然含水比は最適含水比より湿潤側にある。

原位置の乾燥密度は、締固め試験による最大乾燥密度に比べて小さい。試料①は 4 割の差がある。原位置の湿潤密度が、締固め試験による最大乾燥密度とほぼ同じで、締りが緩い。S 波や N 値に整合する。

本稿のはじめにスコリアは斜面災害の対象となる脆弱な地質であることを記述した。このように原位置の締りが緩く、かつ密度が小さいことが、その素因となっている。例えば、砂防堰堤の設計で水の単位体積重量を  $11.77\text{kN/m}^3$  とする<sup>38)</sup>ことなどを勘案すると、スコリアが降雨等によって容易に侵食されることが伺える。

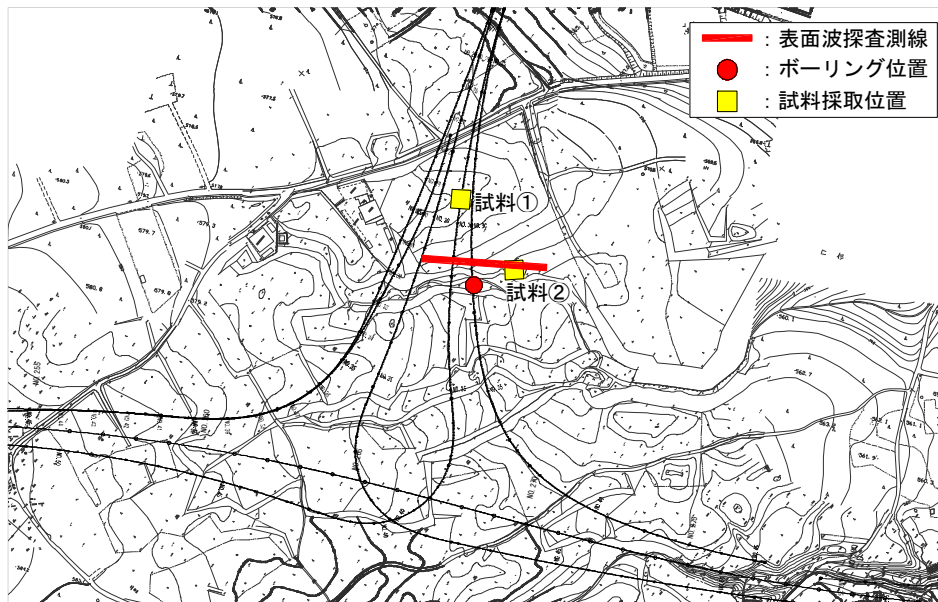


図 2.17 原位置試験位置図

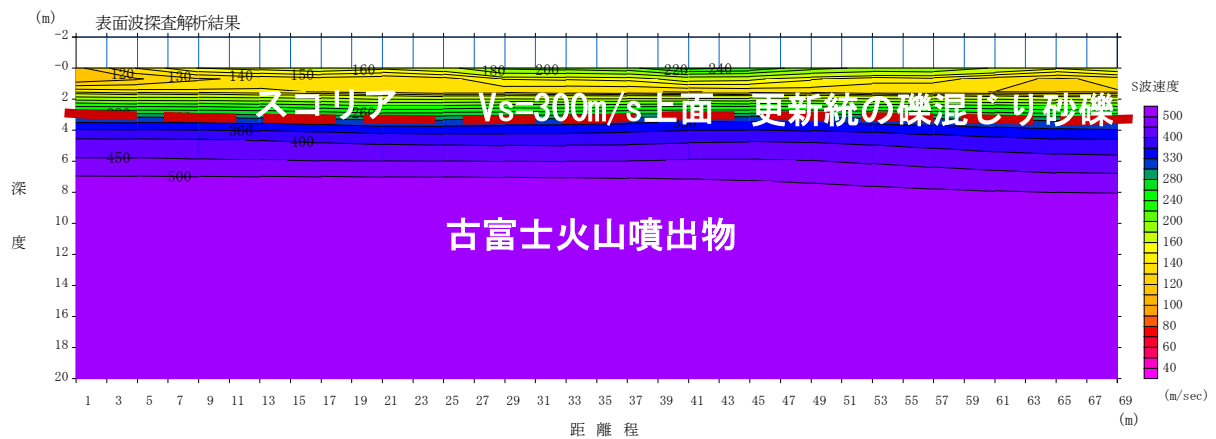


図 2.18 表面波探査結果図

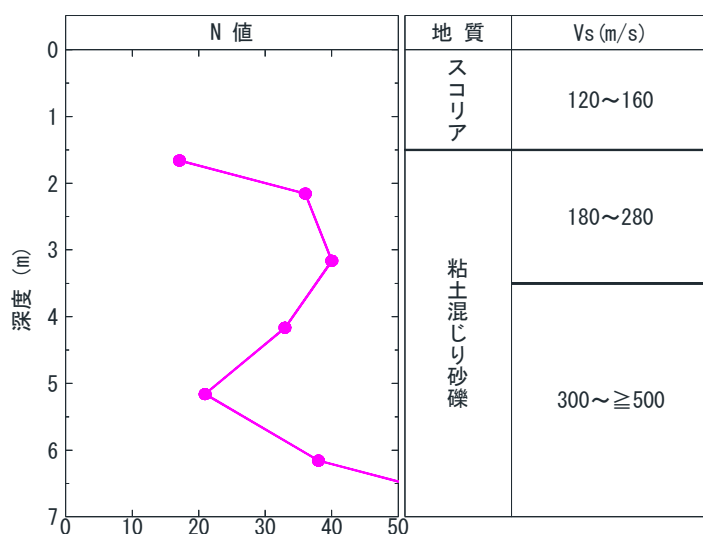


図2.19 表面波探査周辺のボーリング柱状図

表 2.11 現場密度試験と締固め試験の対比

試料番号	現場密度試験		締固め試験	
	含水比 $w$ (%)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )
試料①	63.7	0.631	49.5	1.001
試料②	45.3	0.743	48.0	1.051

## 2. 6 道路土工への活用

近年、地震や豪雨による盛土の被害が多数発生し、社会経済に大きな影響を及ぼす事例が増加した。一方で、これまでより土構造物である盛土は、土質の多様性や復旧の容易性等から、耐震設計等に対する取り組みが遅れていた。そのため、災害時の道路ネットワーク機能の充実を図るため、「道路土工」においては平成22年度に盛土工指針を改定し、安全性、供用性、修復性の観点から、道路の重要度に応じ盛土の要求性能を定めることとした。設計では、常時、降雨時、地震時の作用を考慮して安定を照査することを規定している。特に、地震動の作用に対して、十分な排水機能を有する盛土構造と入念な締め固めによる施工を前提として、レベル1地震動に対して安定を確保すれば、レベル2地震動に対する安定照査を省略してよいとしている。これはこれまでの経験上、レベル1地震動に対して安全性と供用性が確保されていれば、レベル2地震で万が一盛土が損傷したとしても影響は限定的であったことがその背景にある。

ここでは、円弧すべり面法により、対象地に計画されている道路盛土の安定を照査した。室内試験結果を用いて定めた盛土材の土質定数を表 2.12 に示す。

計算に用いた土質定数は、盛土材にスコリアを用いるものが CASE1 である。「富士砂防」を用いるものが CASE2 である。「富士砂防」では一面せん断の試験値を用いるものを CASE2-1 とし、三軸圧縮試験値を用いるものを CASE2-2 とした。

盛土直下の基礎地盤は、スコリアの一面せん断試験結果と表面波探査の結果等から、 $\gamma=11 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi=38^\circ$ とし、粘着力を考慮しない計算と、所定の安全率を満足する強度を逆算して  $c-\phi$ 関係図を作成する計算をした。逆算時の安全率は常時  $F_s=1.20$ 、地震時  $F_s=1.00$  とした。

図 2.20 に計画地の平面図を示す。図 2.21 は標準断面である。

原位置試験を実施した箇所の盛土計画高さは最大で約 12m である。基礎地盤は盛土直下がスコリアとその二次堆積物（「御殿場」試料①・②）で、下位に更新統の礫質土が分布する。さらにその下位は半固結状の古富士火山噴出物（N値 $\geq 50$ ）である。

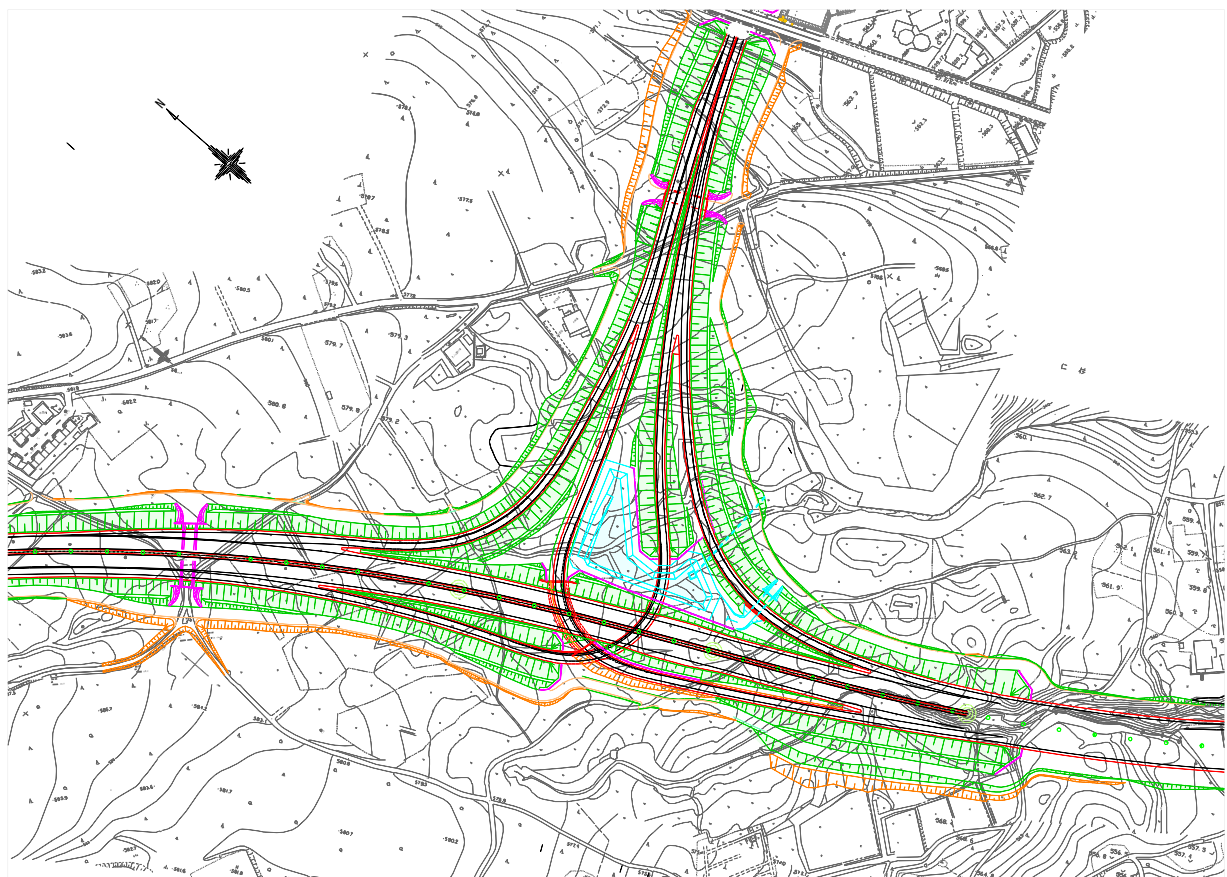


図 2.20 計画地の平面図

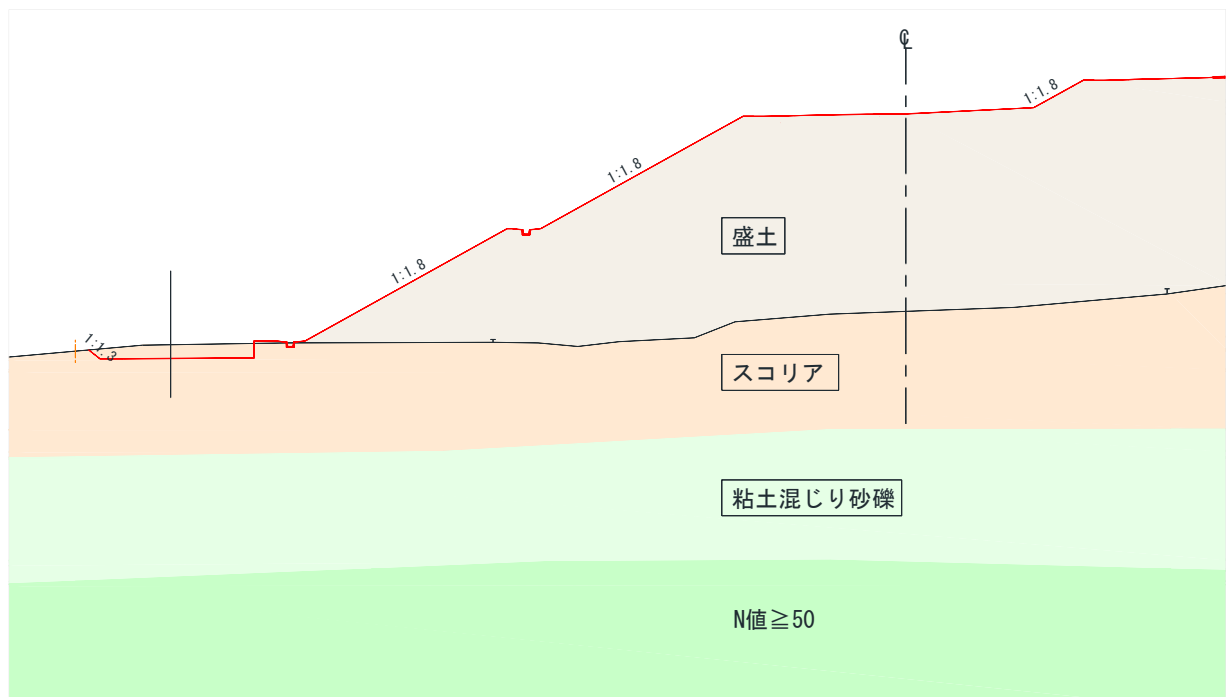


図 2.21 標準断面図

表 2.13 に安定計算結果として円弧すべり最小安全率を示す。図 2.22 は CASE1 地震時の計算結果である。図 2.23 は所定の安全率を満足させるために必要な盛土直下の基礎地盤の強度定数の組合せである ( $c-\phi$ 関係図)。本図には一面せん断試験結果から設定したスコリアの強度定数 ( $\phi=38^\circ$ ,  $c=8$  kPa) をプロットした。

表2.12 盛土の土質定数

使用材料	地盤定数	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )
スコリア	CASE1	11	38	8
「富士砂防」	CASE2-1	20	37	10
	CASE2-2	20	33	15

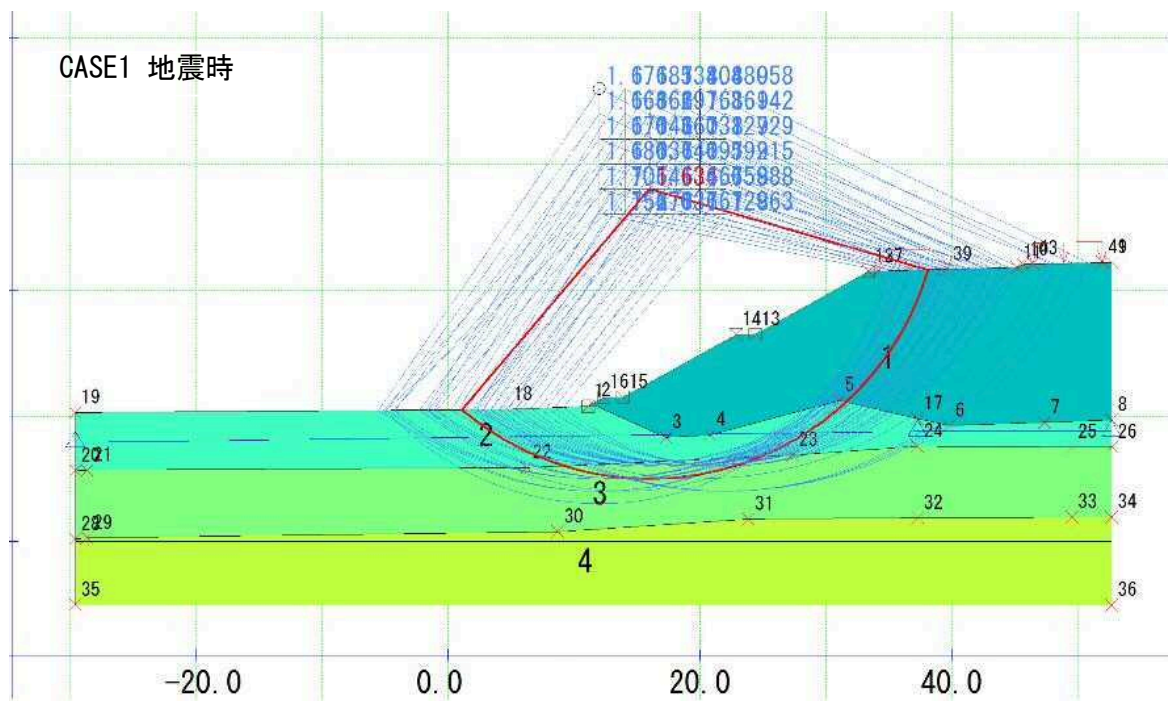


図2.22 円弧すべり面法による安定計算結果 [CASE1・地震時]

表2.13 円弧すべり最小安全率

使用材料	地盤定数	最小安全率 $F_s$	
		常時	地震時
スコリア	CASE1	2.11	1.63
「富士砂防」	CASE2-1	1.80	1.41
	CASE2-2	1.81	1.43

\* 設計水平震度  $k_{h0}=0.10$  (レベル1地震動/地盤種別: II種)

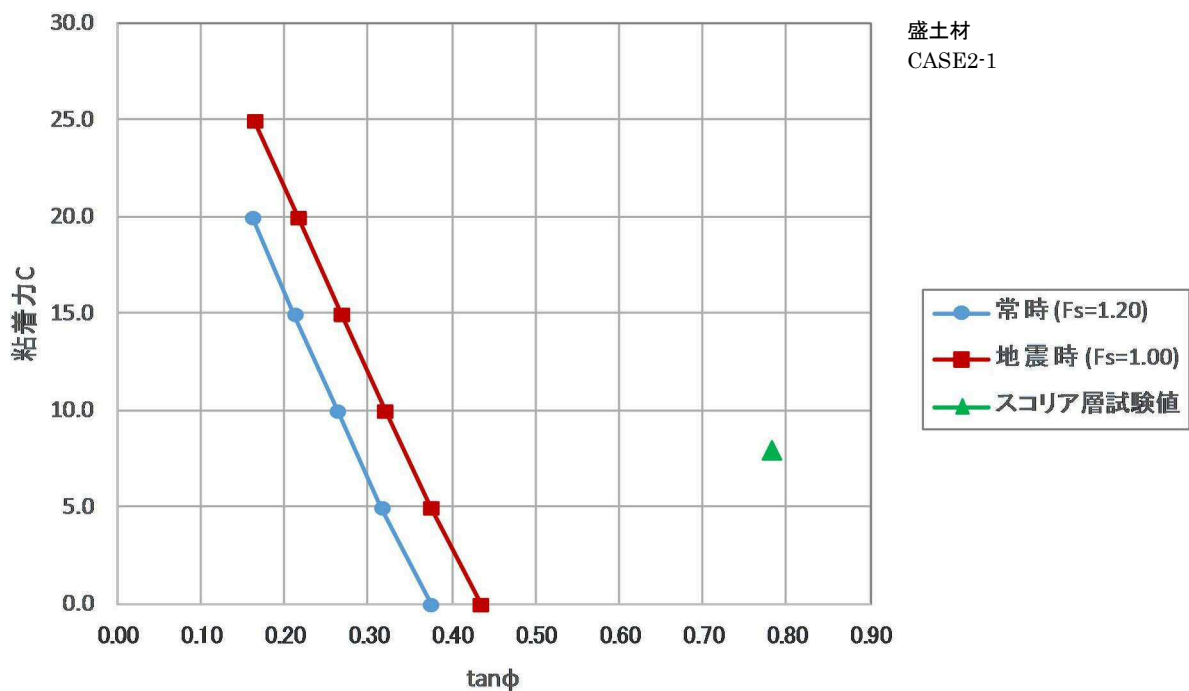
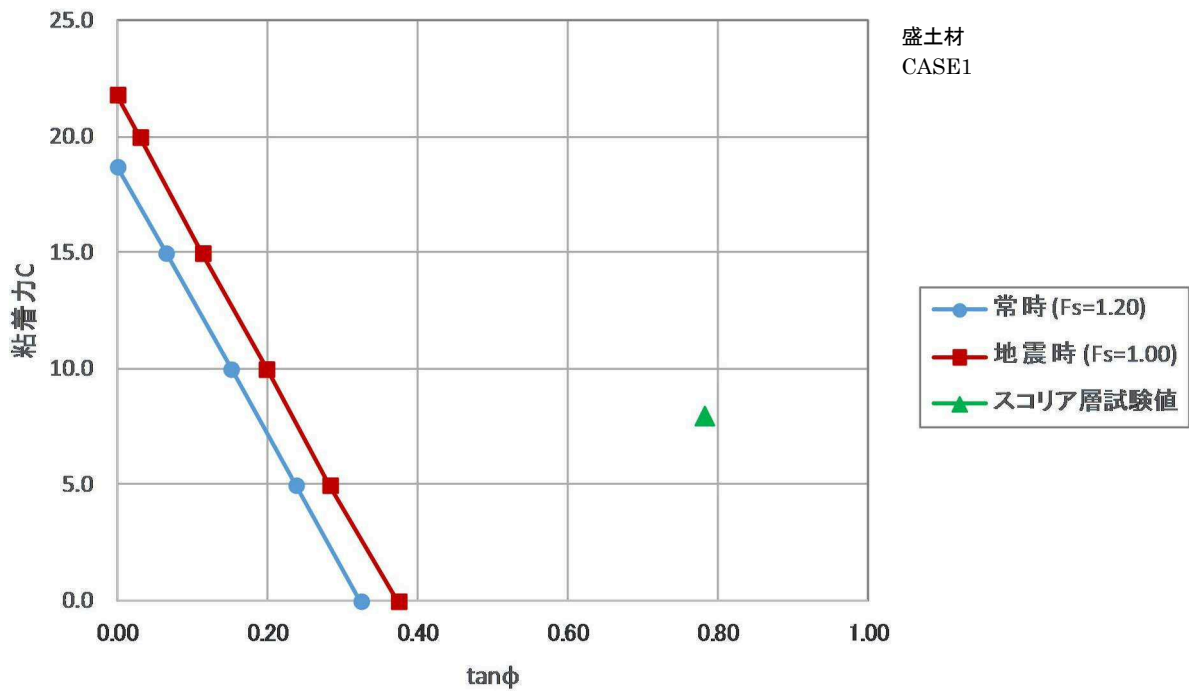


図 2.23 所定の安全率を満足する盛土基礎地盤の  $c$ - $\phi$ 関係図

安定計算の結果、スコリアや「富士砂防」を用いた盛土はいずれも所定の安全率を満足する。対象箇所は盛土直下に締りの緩いスコリアが分布するが、礫質土相当の強度を有することから、盛土安定上、大きな課題ではない。図 2.23 に示した  $c$ 、 $\phi$ の組み合わせから、基礎地盤は砂質土相当の強度であれば、盛土の安定に支障ないことが



わかる。表面波探査や現場密度試験，さらに一面せん断試験結果などから，基礎地盤のスコリアは $\phi \geq 30^\circ$ と判断できる。

強度特性に加え，スコリアは水浸による沈下がほとんど生じないなど，盛土材としての活用が期待できる材料である。スコリア分布地の道路建設は，周辺で豊富に得られる土材料をそのまま盛土材に適用できれば，道路土工の大きなメリットとなる。締固めなど施工に伴う課題への対応が確立されれば，降雨等による侵食を受けやすい箇所への適用を除き，スコリアの利用に大きな問題はない。

また，スコリアの特徴である軽量さから，これを構造物の裏込め材に用い，土圧軽減や耐震性の向上を図るなどの利用が適っている。

## 2. 7 まとめ

ここでは本章で対象とした「スコリア」のうち，「御殿場」「小山」のいわゆるスコリアについて取りまとめる。

火山灰質粗粒土であるスコリアは我が国の特殊土の1つであり，いくつかの災害事例の報告はあるものの，その工学的性質に関して十分議論されておらず，例えばスコリアを盛土材として利用する場合，強度や締固め，あるいは沈下特性などについて地盤材料としての適否が難しいものとなっていた。

そこで本研究において，富士山麓に広く分布するスコリアを用い，土質性状の把握と工学的性質を原位置および室内試験により詳細に検討して，道路土工における盛土材としての適用性について取りまとめた。

本研究では，これまで明らかとされなかったスコリアの地盤工学的特性について，いくつかの新たな知見を得ることができた。これらの知見を用い，今後，道路建設などにおけるスコリアの利用について便宜が図れるものとする。

### 2. 7. 1 土質特性

#### (1) 土質分類

新富士火山噴出物である富士山麓に分布するスコリアは，宝永噴火により放出された黒色を呈する宝永スコリアとそれ以前の噴出物で褐色を呈するスコリアがある。

黒色スコリアは礫分 67%，細粒分 9%，褐色スコリアは礫分 45～54%，細粒分 9～17%で，多少の違いはあるものの，いずれも礫質土に分類される。

#### (2) 自然含水比と締固め特性

黒色スコリアは自然含水比 40%で，褐色スコリア 54～61%に比べ小さい。いずれも



日本各地の火山灰質粗粒土に対しその傾向の範囲にあり、しらすやまさ土に比べ高く、関東ロームなど火山灰質細粒土に比べて低い<sup>3)</sup>。

締固め特性は、最適含水比 44～50%、最大乾燥密度 1.00～1.11g/cm<sup>3</sup> で、最適含水比が大きいほど最大乾燥密度は小さい。北海道の火山灰土では最適含水比が 25%を超える場合、含水比の低下によって最大乾燥密度が著しく増加する相関関係が知られている<sup>31)</sup>が、スコリアでもこの相関の適用が可能である。

### (3) 単位体積質量

単位体積質量は 1.0g/cm<sup>3</sup> 程度と小さい。現場密度試験によると、褐色スコリアは原位置における湿潤密度 1.03～1.08g/cm<sup>3</sup>、乾燥密度 0.63～0.74g/cm<sup>3</sup> で、いずれも一般の土に比べ非常に小さな密度である。

### (4) 粒子破碎と沈下特性

締固めにより細粒分含有率  $\Delta F_c$  が増加し、せん断履歴による粒子破碎が確認された。「御殿場」 $\Delta F_c=6.3\sim 6.6\%$ 、「小山」 $\Delta F_c=1.9\sim 2.6\%$ で、エリアで若干の差がある。

流水による淘汰が少なく多孔質で脆弱な角張った粒子形状の土材料は、水浸に伴う沈下や強度低下が生じることが知られている<sup>32)33)</sup>。スコリアはこれらの土に類似した性質であるため、水浸に伴う沈下や破壊が予想された。

しかし、締固め度 90%以上で締固めた場合、水浸沈下量の割合が 0.6～1.8%と、ほとんど沈下は生じない。すなわち、盛土構築後に地下水などの変化により盛土が飽和した場合でも、所定の締固め度を確保することで、沈下等の変状には結びつかないことがわかった。

圧縮指数  $C_c=0.12\sim 0.32$  で、砂に近い圧縮特性を有する。

### (5) 透水性

締固め土の透水係数  $k=3.4\times 10^{-4}\sim 2.8\times 10^{-7}\text{m/s}$  と、ばらつきが大きい。黒色スコリア  $k=10^{-4}\text{m/s}$  オーダー、褐色スコリア  $k=10^{-5}\sim 10^{-7}\text{m/s}$  で、いずれも細粒分含有率  $F_c$  の大小と相関がある。 $F_c$  のわずかな差が、透水特性に大きな影響を与えていると思われる。

### (6) 強度特性

一面せん断試験による再構成試料は、 $D_c\geq 85\%$ で内部摩擦角  $\phi>38^\circ$ を示す。粘着力  $c$  を有し、黒色スコリア  $c=8\sim 13\text{kPa}$ 、褐色スコリア  $c=9\sim 24\text{kPa}$  を示す。

ここで、締固め度に応じた  $c$ 、 $\phi$  の変化から、スコリアでは、 $\phi$  で粒子破碎の影響が、 $c$  で締固め前の細粒分含有率  $F_c$  が、それぞれ強度の発現に影響を及ぼすことがわかった。すなわち、粒子破碎が破碎しやすい材料 ( $\Delta F_c>6\%$ ) や締固め前の細粒分含有率が高い材料 ( $F_c>15\%$ ) では、ある一定の範囲で締固め度の向上が必ずしも強度増加

に結びつかない傾向がある。

### (7) 特性一覧

富士山麓に分布するスコリアは「御殿場」「小山」というエリア，黒色スコリアと褐色スコリアの地質の相違などから，土質性状にもいくつかの違いはあるものの，その変化は大きくなかった。これは，スコリアの成因が水成材料でないことにも起因していると考えられる。これらのことから，一連の試験結果をスコリアの基本的な物理および力学特性として，表 2.14 に取りまとめて示す。

表 2.14 スコリアの特性一覧

項目	特性	備考
粒度組成	礫質土	礫 分：45～67% 砂 分：25～40% 細粒分：9～17%
自然含水比	$w=40\sim 61\%$	室内試験
締固め特性	最適含水比 $w_{opt}=44\sim 51\%$	$\rho_{dmax}=1.00\sim 1.11\text{g/cm}^3$
	締固めにより粒子破碎あり	細粒分含有率増分 $\Delta F_c=1.9\sim 6.6\%$
圧密特性	圧縮沈下のみ	圧縮指数 $C_c=0.12\sim 0.32$
透水係数	$3.4\times 10^{-4}\sim 2.8\times 10^{-7}\text{m/s}$	細粒分含有率により 顕著に変化する
水浸沈下	水浸による沈下は ほとんど生じない	締固め度 $D_c\geq 90\%$
強度特性 (一面せん断)	$\phi=38\sim 41^\circ$ ※ $c=8\sim 24\text{ kPa}$	再構成試料 締固め度 $D_c=85\sim 90\%$
乾燥密度	$\rho_d=0.63\sim 0.74\text{g/cm}^3$	原位置

※3°程度過大に評価している可能性があるため，注意が必要である。

## 2. 7. 2 盛土材としての適用性と課題

- ・スコリアは物理特性から判断すると砂礫材料に近く、透水性、圧縮性、せん断強度のいずれの側面からも砂礫材料と同等、あるいはそれ以上の水理・力学特性を示し、盛土材として適用性がある。
- ・細粒分含有率 9～17%と低く、水浸沈下はほとんど生じず、所定の締固め度 ( $D_c \geq 90\%$ ) で施工することで、降雨や地下水位の変動により施工後盛土が飽和しても、沈下などの変状は発生しないと予測できる。
- ・一面せん断試験では、締固め度  $D_c \geq 85\%$  で、内部摩擦角  $\phi \geq 38^\circ$ 、粘着力  $c \geq 8 \text{ kPa}$  の見かけの粘着力を有し、砂礫相当の材料として十分な強度を有する。そのため、適切な施工管理により所定の締固め度を確保し、盛土の構築がなされることを前提に、盛土材料としての適用性が高い材料であると言える。
- ・一方、通常の砂礫の工学的特性と大きく異なる点が2つある。1つは、単位体積質量が  $1.0 \text{ g/cm}^3$  前後と小さいことである。粒子に発泡構造を持つスコリアは、最適含水比で締め固めた場合でも最大乾燥密度  $\rho_{dmax} = 1.00 \sim 1.11 \text{ g/cm}^3$  と小さく軽量である。そのため、降雨や表流水による浸食に弱く、法面に露出する場合には表面浸食を受ける可能性が高い。よって、覆土や土羽土などで確実に保護する必要がある。
- ・もう1つは粒子の破碎性が顕著な点である。そのため、粒子破碎による粒度分布の変化により結果的に所定の締固め度を満足せず、盛土の性能低下が生じる可能性がある。すなわち、締固めに伴う粒子破碎が内部摩擦角の発現に影響を与える可能性があり、締固め度の向上が必ずしも強度の増加には結びつかない傾向がある。
- ・細粒分含有率が 15%を超える場合、透水係数  $10^{-7} \text{ m/s}$  オーダーを示し、難透水な状態となる。すなわち、粒子破碎が生じる状態で施工が進んだ場合、細粒分含有率が大きくなり、そのため透水性の低下から排水特性に弱点が生じて、盛土構築後、地下水の流入による間隙水圧の発生と盛土の変状につながる可能性が考えられる。
- ・スコリアを用いた盛土は、所定の締固め度を確保することで、十分な強度の発現や性能の確保が期待できるが、材料の特性に見合った締固め度や締固め方法を適宜選択する必要がある。したがって、施工の初期段階で試験盛土を実施し、締固めに用いる重機にて粒子破碎とその結果生じる物性値の変化を確認して、適切な締固め管理法を定める必要がある。また、自然含水比が最適含水比を上回る場合、施工時の

含水比管理が難しく、所定の締固め度と強度を確保できない場合があるなど、試験施工による事前確認が重要である。緩い状態のスコリアを転圧する場合、撒き出し厚さと実際、締固めに用いる重機のトラフィカビリティーを確認した上で、粒子破碎を予め勘案した締固め管理値の設定が有効である。

- ・スコリアは盛土材料としての適用性は高いものの、施工時の含水比管理や、施工機械の選定ならびに施工方法に基づく粒子破碎の発生とその影響に課題がある。すなわち、設計上の取り扱いよりもむしろ、施工上の扱いにいくつかの課題がある。重要なのは、粒子破碎を助長しないやり方で、十分な盛土の締固めを行うことである。

## 2. 8 今後の課題

本研究におけるスコリアの地盤工学的特性は、乱した試料としての再利用を目的としたものである。そのため不攪乱状態の特性は、盛土計画箇所では基礎地盤を確認した表面波探査や密度試験にとどまった。

スコリアは火山噴出による堆積とその後の移動で再堆積し、時間経過による圧縮・圧密・膠結作用で続成作用が進行し、強度が増加する。これら自然堆積地盤の支持力や破壊特性、さらに強度特性を知ることは、構造物基礎を計画する上で欠かすことのできない研究である。

ここで、スコリアは相対密度 100%を超える密な状態で堆積している場合があり、不攪乱状態で 100kPa 程度の粘着力を有する事例が報告され<sup>9)</sup>、非常に良質な支持地盤となり得る。通常、道路構造物は支持力を評価する上で常時 3 倍の安全率を考える。その際、強度定数は粘土であれば粘着力を、砂や砂礫であれば内部摩擦角を見込むのみで、 $c$  と  $\phi$  の両者を同時に見込むケースは多くはない。そのため、地盤強度の評価に対し、センシティブな問題は少ない。しかし、切土など斜面安定問題は、現位置の土の評価に依存し、計画安全率  $F_s=1.20$  のようにその許容範囲が 10~20%とセンシティブである。

スコリアが厚く堆積する斜面を道路切土する場合、安定勾配を地盤工学的手法で定めるには、現位置の強度を知る必要がある。不飽和状態にある自然斜面の安定は、サクシオン効果による見かけ粘着力が安定を左右することが知られ<sup>39)</sup>、降雨に伴う飽和度の上昇による粘着力の減少が斜面安定に与える影響を評価して検討する必要がある。また、切土面の安定は、応力解放による緩みの影響や膠結作用による強度増加が切土後の風化侵食により失われる要因も大きい。

今後、原位置における地盤強度を評価し、切土等で問題となるスコリアの特性を明らかとする必要がある。

## 参考文献

---

- 1) 大平至徳：日本の特殊土, 土質工学会論文報告集 15(4), v, 社団法人地盤工学会, 1975.
- 2) 土質工学会編：日本の特殊土, 土質基礎工学ライブラリー10, 1975.
- 3) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, pp.678-680, pp.988, pp.991, 2009.
- 4) 兵動正幸・三浦清一・八木一善・荒牧憲隆・高田誠・北村良介：火山灰質土ーその性質と設計施工ー3.火山灰質粗粒土の工学的性質, 土と基礎, Vol.53 No.11 Ser.No.574, pp.37-44, 地盤工学会, 2005.
- 5) 八木一善・三浦清一・松本和正：北海道の火山灰質粗粒土の物理的性質と液状化, 第44回地盤工学研究発表会, pp.673-674, 2009.
- 6) 火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム（八戸）, 地盤工学会, pp.1-122, 1995.
- 7) Google 災害マップ 2013.10.17 撮影
- 8) 毎日新聞 HP : <<http://mainichi.jp/articles/20160505/k00/00m/040/054000c>> (参照 2016.6.19)
- 9) 前田良刀・日下部治・大内正敏：密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性, 土木学会論文集, No.430/III-15, pp.97-106, 1991.
- 10) 日下部治・前田良刀・大内正敏・萩原敏行：不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響, 土木学会論文集, No.439/III-17, pp.69-78, 1991.
- 11) 日下部治・萩原敏行・前田良刀・大内正敏：不攪乱試料を用いた支持力遠心実験と現場載荷試験との比較, 土木学会論文集, No.457/III-21, pp.107-116, 1992.
- 12) 太田哲司・大内正敏・浅井寿光, 萩原敏行：スコリア層の堆積性状と力学特性, D-6, 203, 第25回土質工学研究発表会, pp.551-554, 1990.
- 13) 斉藤真之助・辻本睦明・太田恒久・鈴木音彦・田中益弘：スコリアロームの土質工学的性質について, D-1, 24, 第11回土質工学研究発表会, pp.85-88, 1976.
- 14) 安原一雄・長尾哲・新井勇：ローム質スコリアの物理, 力学的性質について, D-6, 181, 第21回土質工学研究発表会, pp.471-472, 1986.
- 15) Agustian Yanyan and Goto Satoshi : Strength and Deformation Characteristics of Scoria in Triaxial Compression at Low Confining Stress, Soils and Foundations Vol.48, No.1, pp.27-39, Japanese Geotechnical Society, 2008.
- 16) Taha A. AL-Naaymi and Mohamed A. Ali : Chemical, Physical and Geotechnical Properties Comparison between Scoria and Pumice Deposits in Dhamar – Rada Volcanic Field -SW Yemen, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, Vol.7, No.11, pp.116-124, 2013.
- 17) Kevin T. Harker and James Mahar : Use of Porous Concrete and Scoria Bases to Clean

---

Groundwater Recharge, Browse the contents of (2013) - Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper No.6.08b, pp.1-8, 2013.

- 18) 国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所：国道 246 号裾野バイパスパンフレット, 2007.
- 19) 国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所 HP：〈<http://www.cbr.mlit.go.jp/numazu/road/>〉（参照 2016.2.28）
- 20) 国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所：国道 138 号須走道路・御殿場バイパス（西区間）パンフレット, 2011.
- 21) 国土交通省中部地方整備局沼津河川国道事務所 HP：伊豆地域における道路啓開基本方針～伊豆版「くしの歯作戦」～, 巨大地震を想定した伊豆地域道路啓開検討協議会, 2013. 入手先 〈<http://www.cbr.mlit.go.jp/numazu/bosai/dourokeikai/no064-honpen.pdf>〉（参照 2016.2.28）
- 22) 高橋正樹・小見波正修・根本靖彦・長谷川有希絵・永井匡・田中英正・西直人・安井真也：富士火山噴出物の全岩化学組成一分析データ 847 個の総括一, 日本大学文理学部自然科学研究所研究紀要 No.38, pp.117-166, 2003.
- 23) 山元孝広・石塚吉浩・高田亮：富士火山南西山麓の地表及び地下地質：噴出物の新層序と化学組成変化, 富士火山, 荒牧重雄・藤井敏嗣・中田節也・宮地直道 編集, 山梨県環境科学研究所, pp.97-118, 2007.
- 24) 国土地理院：火山土地条件図「富士山」について, 2003.
- 25) 宮地直道：新富士火山の活動史, 地質学雑誌, Vol.94, No.6, pp.433-452, 2008.
- 26) 国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所 HP：〈<http://www.cbr.mlit.go.jp/fujisabo/>〉（参照 2016.3.6）
- 27) 古宮雅之・臼井亮太・堀田崇由・片岡沙都紀・金兼洙・澁谷啓：富士山麓に分布する火山灰質スコリアの物理特性および透水性, 地盤工学会, 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013.
- 28) 橋本真基・季俊憲・忠野祐介・臼井亮太・金兼洙・澁谷啓：富士山麓に分布する火山灰質スコリアの変形・強度特性, 地盤工学会, 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013.
- 29) 西岡孝尚・渡邊浩幸・三浦みなみ・河野祐斗・高田昌典・橋本真基・澁谷啓：火山灰質土地盤の工学的特性評価のための表面波探査, 地盤工学会, 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013.
- 30) 林宏一・鈴木晴彦・斉藤秀樹：人工震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.
- 31) 松本和正・八木一善・三浦清一・池田晃一：北海道火山灰土の物理的性質と締固め特性, 土木学会第 60 回年次学術講演会, pp.1015-1016, 2007.
- 32) 後藤恵之輔・山中稔・小川鉄平・Abdelhadi Monther：火山成粗粒土の水浸に伴う

- 
- 圧縮及びせん断特性の変化について, 長崎大学工学部研究報告第 27 巻第 49 号, pp.289-295, 1997.
- 33) 三浦清一・八木一善: 火山灰質土粒状体の圧密・せん断における粒子破碎とその評価, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.257-269, 1997.
- 34) 公益社団法人日本道路協会: 道路土工盛土工指針(平成 22 年度版), p.101, 2010.
- 35) 国土交通省近畿地方整備局: 設計便覧(案)第 3 編道路編, pp.3-7, 2012.
- 36) Tsuneo Imai, Keiji Tonouchi: Correlation of N value with S-wave velocity and shear modulus, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, 1982.
- 37) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 38) 国土交通省国土技術政策総合研究所: 土石流・流木対策設計技術指針解説, 国土技術政策総合研究所資料, p.6, 2007.
- 39) 例えば: 加藤正司・吉村優治・新海博之: サクシオンが不飽和マサ土の一軸強度に与える影響, 豪雨時の斜面崩壊のメカニズムおよび危険予測に関するシンポジウム, 地盤工学会, 2013.



## 第3章 「みがき砂」の地盤工学的特性とその利用

### 3.1 はじめに

津市南部の半田地区には「みがき砂」と称されるローカルソイルが分布する。

「みがき砂」はその名の通り金属などの研磨剤に用いられ、古くは歯磨粉や洗剤に使用された。

「みがき砂」(以下、みがき砂と称する)は自然状態では硬く固結しているが、掘削して解きほぐすとサラサラとした均質できれいな灰白色の土砂となる。代表的な特殊土で、南九州などに広く分布するしらすに類似した特性を示すが、しらすは粗粒土で砂質土に分類されるのに対し、みがき砂は細粒土で粘性土に区分される。土粒子の密度  $2.44\text{g/cm}^3$  と小さく、破砕性材料で、細粒分含有率 90%に及ぶ。にもかかわらず、低塑性でかつ、粗粒土に類似した力学特性を示すのは、シルトが 80%を占め、大部分が火山ガラスよりなるためである。

土の粒度は工学的特性を論じる際に極めて重要な指標であるが、みがき砂にあっては、火山灰質細粒土の区分でなく、みがき「砂」の名称通りの特性で特徴づけられる。その意味でみがき砂もしらすとならび、特殊土の一つに数えられよう。

ここで、一般国道 23 号では渋滞の解消などを目的に、昭和 58 年度の都市計画決定後、現在に至るまで、鈴鹿市から松阪市に至る区間のバイパス整備が進められている<sup>1)</sup>。このうち半田地区では、道路の一定区間がみがき砂採取跡地を通過するため、この範囲で採掘のための坑道跡(以下、「採掘洞」と称する)を調べ、工事にあたり採掘洞を開削して埋め戻す工法を採用している(図 3.1 参照)。これは採掘洞の陥没など、事故の発生原因そのものを取り除くことができる、確実で経済的な対策であり、加えて、盛土材料として、開削により発生する 10 万  $\text{m}^3$  を超えるみがき砂の再利用を図るものである。

これら道路事業を背景とし、みがき砂採取地に残存する残柱式の坑道に対して、道路整備に伴う対策の検討や、みがき砂の盛土への利用を目的として、その工学的性質を室内試験により詳細に検討した。

本稿は、これらの道路事業に伴い明らかとなったみがき砂の地盤特性に関する研究を取りまとめ、道路の完成とともに失われるであろうみがき砂の歴史と記録をここに留めるものである。

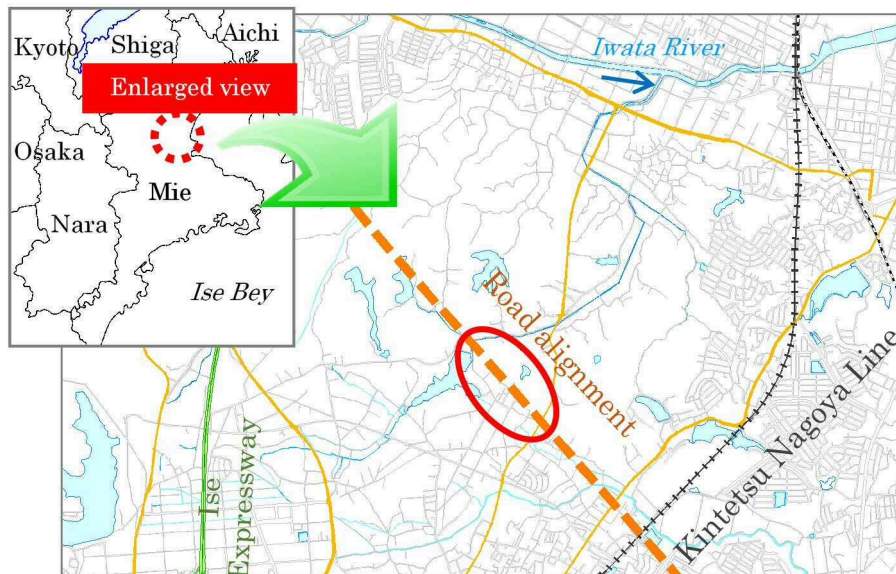


図 3.1 みがき砂分布地（半田地区）

### 3. 2 研究の背景

三重県津市半田地区ではみがき砂と呼ばれる火山灰が分布する。みがき砂はその名の通り金属などの研磨剤に用いられ、古くは精米や精麦の他、歯磨粉や洗剤に使用された。

みがき砂は東海層群亀山累層に挟在する阿漕火山灰層<sup>2)</sup>の新鮮部を原料とする。灰白色を呈する火山灰質粘性土で、97~99%がガラスよりなり、1~2%の長石と0~1%の石英を含む<sup>3)</sup>。写真 3.1 はみがき砂の顕微鏡による拡大写真である。

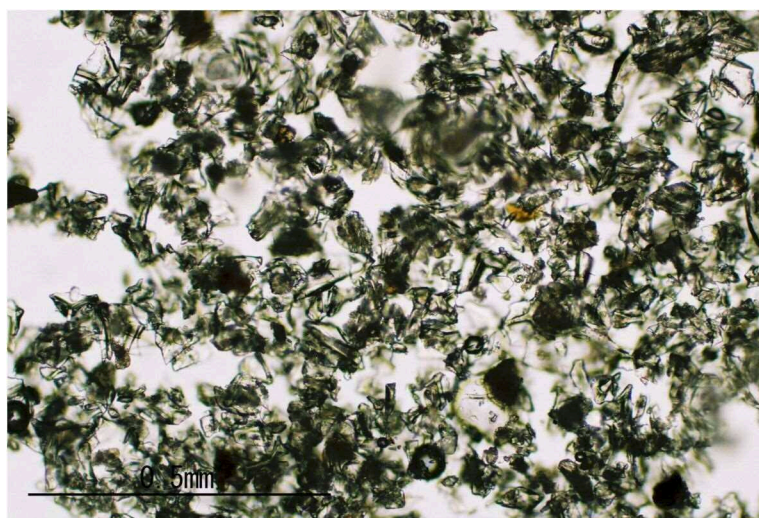


写真 3.1 みがき砂の顕微鏡写真（×80 倍）<sup>4)</sup>

写真 3.2 は半田地区にあるみがき砂採取地の坑道跡（「採掘洞」）で、古くは人力で

掘削された。土被りは3~5mと浅く，廃坑後，風化の進行により空洞が崩落してその上部が陥没したため，周辺で窪地や径・深さ1~3mのすり鉢状の穴を生じている。



写真 3.2 みがき砂採取地の坑道跡

一方，一般国道 23 号の鈴鹿市から津市，松阪市に至る区間は，渋滞解消などを目的にバイパス整備が進んでいる。計画地のうち津市南部の半田地区では，道路の一定区間（図 3.2 参照：津（神戸）工区 11 工区）がみがき砂採掘跡地を通過する。そのため，工事中や供用後に道路面の陥没や陥没に伴う事故が懸念された。

そこで，みがき砂と採掘洞の現状を調べ，対応を検討した結果，採掘洞を開削して埋め戻す対策工法が採用された<sup>5)6)7)</sup>。これは陥没発生の原因そのものを取り除く，確実に経済的な工法であり，加えて，開削により発生する 10 万 m<sup>3</sup> を超えるみがき砂を盛土に再利用するものである。

本研究は道路計画を契機として調査や研究が進んだ<sup>7)8)</sup>，ローカルソイルの一つであるみがき砂の工学的特性と盛土への適用性や課題を取りまとめたものである。



図 3.2 中勢バイパス事業の進捗<sup>1)</sup>

### 3. 3 みがき砂の歴史

磯部<sup>9)</sup>によると、みがき砂の半田地区における生産は1837年（天保8年）以降とされ、「大日本国誌伊勢国」（1872）における以下の記載を紹介している。

「半田村磨砂 安濃郡半田村ニ在り借区域 営業者七戸，算額三千三百六十石，金五百四十円ナリ，其土白クシテ，細ナリ琢磨ニ供スヘシ，所謂半田砂ト称スルモノ是ナリ」

三重県中勢地域の代表的な地場産業であったみがき砂の生産は，大正から昭和前半が最盛期で，生産高は1915年（大正4年）1万2,450t，1940年（昭和15年）1万7,423t<sup>10)</sup>，1950年（昭和25年）1万9,337tと推移したが，その後，合成洗剤の使用などから需要は激減し，昭和50年頃には年産1,200～1,500t，平成に入ってから200t程度<sup>9)</sup>とさらに低下した。

採掘は江戸時代に始まり明治を経て昭和初期が最盛期である。これらの時代には，水平ないし緩傾斜の斜坑を，鑿や鍬，鶴嘴を用いて掘削し，手押し車やトロ，牛車で搬出し運搬した。昭和30年代までは，坑道の幅と高さ2～3mに対し，天盤の崩落を防ぐために，坑道とほぼ同じかそれ以上の幅の柱を残す残柱式と呼ばれる方法が主流である。半田地区では大正時代からの本格的な採掘により坑道は2～3km四方に広がり，全長は20kmにおよんだと言われている<sup>11)</sup>。その後，重機が使用されるようになり，昭和40年代以降は露天掘りによる大規模な採掘となった。

写真3.2は半田地区にある坑道跡である。これら採掘洞の土被りは3～5mと浅く，上下2段となる場合がある。廃坑後は風化の進行により空洞が崩落して上部の地盤が陥没するため，周辺では窪地や，径・深さ1～3mのすり鉢状の穴が見られるようになった。半田地区では残柱式による掘削の跡地を再度，露天掘りにより採掘し，水が貯まって池となった採掘跡が見られる。

自然状態のみがき砂は半固結～固結状の硬質地盤である。いわゆる第三紀の堆積性軟岩で，ブロックサンプリングで採取した試料は，圧密応力50，100，200kPaで実施した圧密非排水三軸圧縮試験で， $\phi_{cu}=43\sim 57^\circ$ ， $c_{cu}=99\sim 221\text{kPa}$ を示し，その強度は岩盤にも相当する。

そのため，坑道は無処理で自立し，堅固な地下室となった。

昭和19年，津市高茶屋を中心に津海軍工廠が設置され，航空機の生産のために，採掘洞を利用した軍需工場が建設された。半田地下工場と称され，図3.3に示すような米軍戦略爆撃調査団による測量図と記録<sup>12)</sup>（以下和訳）が残っている。



PART III  
MINOR AIRCRAFT COMPANIES

HANDA

The Handa underground plant of the Sumitomo Co. was a part of the network of underground plants southwest of Tsu (40 miles southwest of Nagoya) to serve the Tsu Naval Arsenal (Fig. 16).

This plant was similar, but superior to, the Hisai plant of Mitsubishi which adjoined it. The tunnels were enlarged out of tunnels which had been dug previously to furnish sand for abrasives.

Frequent shoring, cement spray on the walls, drip guards over the machines, concrete floors, sloping levels, and drainage gutters were characteristics of this plant. Pumping was necessary

on occasion to remove the water. (Photographs 48-51.)

There were no rail communication tunnels as at Hisai and the machines were hauled in by hand.

Enlarging of tunnels began in March 1945 and completion was planned for September. Of a planned 4,500 employees and 640 machine tools, 725 employees and 271 machines were at work.

Handa was to produce propeller parts. The plant was in operation but only a few parts had been finished.

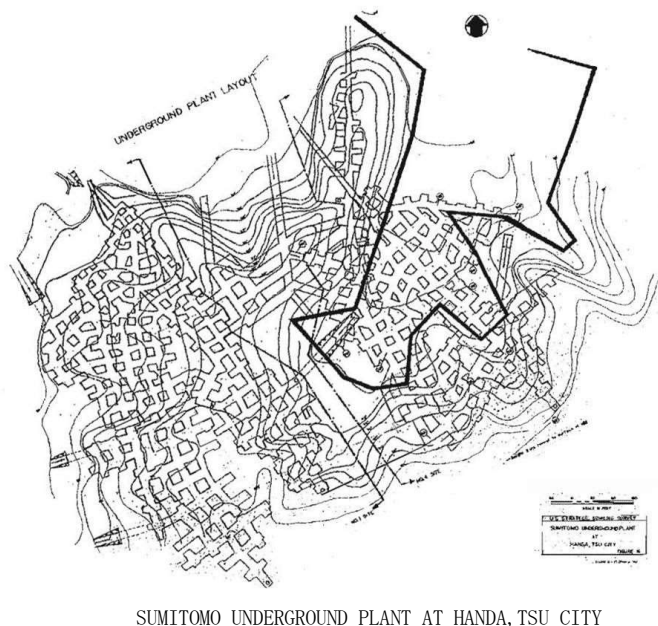


図 3.3 半田地下工場の測量図と記録<sup>12)</sup>

「住友半田地下工場は、名古屋の 40 マイル南西、津市にあり、隣接する三菱久居工場とともに、津海軍工廠へ部品を供給する地下工場の一部であった。地下工場は、かつてみがき砂採掘洞であったものを拡張して、建設された。トンネル内には多くの残柱があって、壁面にはセメントが吹付けられ、コンクリートの床に設置された機械は、水滴防止の覆いがあった。坑内は傾斜し、排水溝が整備され、排水ポンプが設置されていた。久居工場と異なり、軌道がなく、機械の移動は人力によった。1945 年 3 月に工事が開始され、同年 9 月が完成予定だった。当初は 4,500 人の従業員と 640 台の工作機械を用いてプロペラの部品を生産する計画であったが、実際は、725 人の従業員と 271 台の工作機械が生産に従事しただけで、わずかの部品しか生産できなかった。」

1945 年 3 月から 7 月にかけて 7 回の津空襲があり、6 月には軍需工場が爆撃された。前述の道路計画地には、敗戦直後に大規模な爆破を行い、地下工場を破壊したと伝え

られる場所があり，地表には連続した段差や陥没跡が認められる。

2006年7月には半田地区の住宅地で，市道と敷地の一部が直径30m，深さ3mに渡り陥没している(写真3.3)。現場は谷部に高さ8mで盛土し造成した新しい住宅地で，集水地形であることや，みがき砂採掘跡地であったことがその発生原因であると考えられている<sup>13)</sup>。

道路計画地の採掘洞は，土被りが3~5mと比較的浅い位置にあり，図3.4に示すように，地表では多数の窪地や陥没穴が点在するが，空洞の一部が埋没するなど，その分布は明確でなかった。



写真 3.3 みがき砂採掘跡地の陥没<sup>14)</sup>

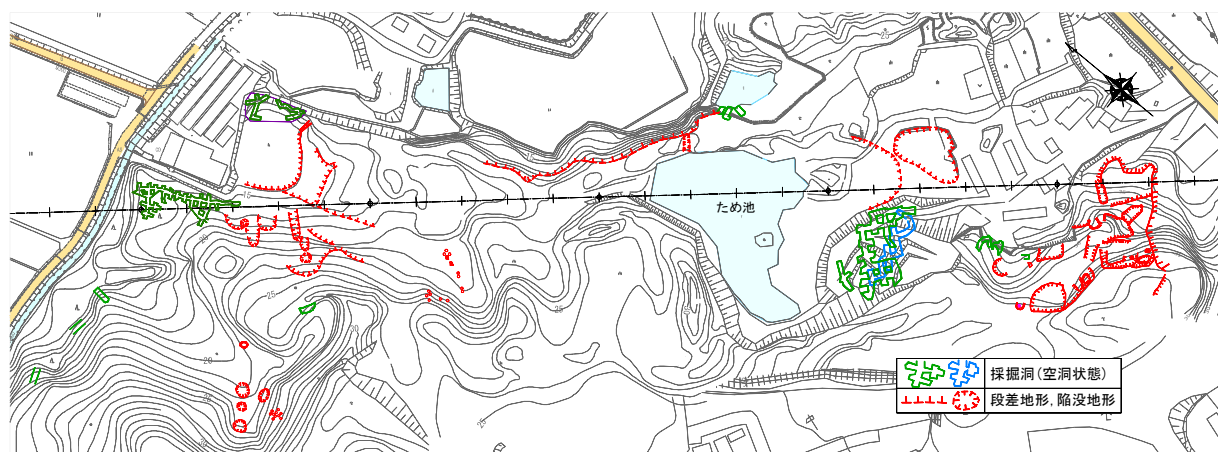


図 3.4 計画地に分布する採掘洞と陥没地形

### 3. 4 みがき砂と採掘洞の分布

#### (1) 採掘跡地の分布

半田地区周辺には多数の採掘跡地がある。

図 3.5 は日本地図センター発行の空中写真を用いた採掘跡の判読結果と、磯部<sup>9)</sup>が示したみがき砂工場の分布に、上述の半田地下工場跡地などを追記したものである。

#### (2) みがき砂採掘洞

採掘は大正から昭和 20 年代にかけて最盛期を迎える。これらの時代は残柱式により掘削され、坑道から一定間隔で柱を残し採掘空間を広げた。図 3.6 にみがき砂採掘洞の模式図を示す。

採掘洞は高さ 1.5~4m で幅 1.5~3m のものがみられるが、多くは高さ 2~3m, 幅 2~2.5m である。残柱は幅 1~4m のものがみられるが、多くは 2~3m である。坑道と残柱の割合はやや残柱部が多い傾向にある。みがき砂は平均 10m の層厚を有し、層厚が厚い箇所では、上下の 2 段構造となる採掘跡が確認される。

#### (3) みがき砂の分布

みがき砂は阿漕火山灰層の新鮮部を原料とする。阿漕火山灰層は鮮新世から前期更新世に伊勢湾周辺で堆積した東海層群亀山累層の最下部に相当し、FT 年代  $4.6 \pm 2\text{Ma}$  で、層厚 5~18m におよぶ<sup>2)</sup>。

図 3.7 に示すように、道路計画地では起点（鈴鹿）側に向かって見かけ上約  $2^\circ$  で緩傾斜し、実傾斜は北向き  $2 \sim 5^\circ$  で、上下位に砂岩や固結シルト層が分布する。

ちょうど阿漕火山灰が地表面近くに分布する地域を中心に採掘跡地が認められ、計画道路の約 600m 区間がこれに該当する。

みがき砂採掘洞の分布は、半田地区の他、同じく、瀬戸層群と称される、濃尾平野より東方の東海層群が分布する愛知県東海市<sup>15)</sup>や、同時代の堆積物である大阪層群の分布地<sup>16)</sup>において、その存在が知られている。

これらの噴出源は明らかでないものの、阿漕火山灰については、磯部<sup>9)</sup>がその絶対年代測定値から同時代に活動した三笠、芝山、二上のうち、全岩化学組成をもとに二上火山を推定している。また、その堆積場として 2 つの水流による凹地への選択的な流下を推定している。



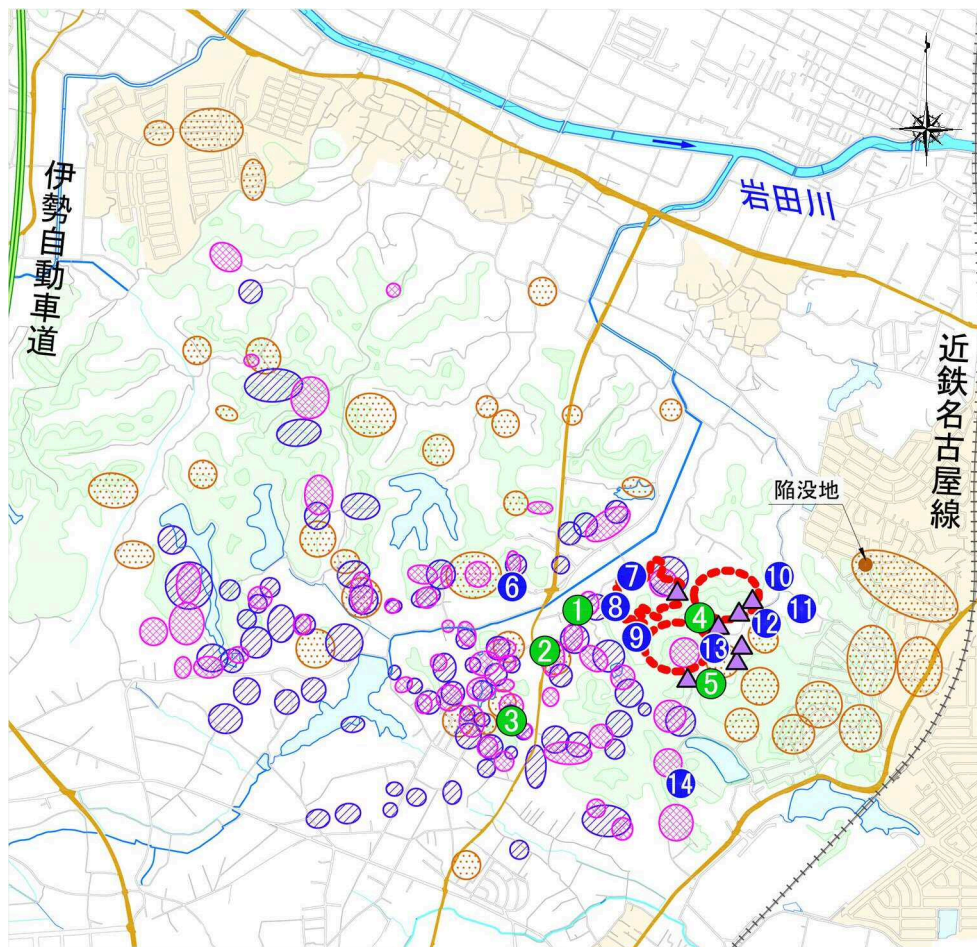


図 3.5 採掘跡地と半田地区みがき砂工場 (4) 9)を参考に作図)

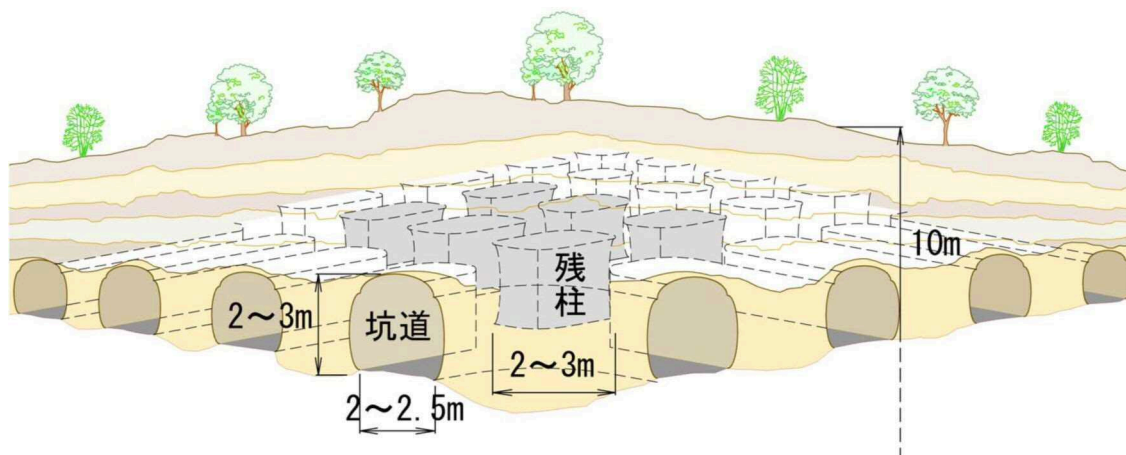
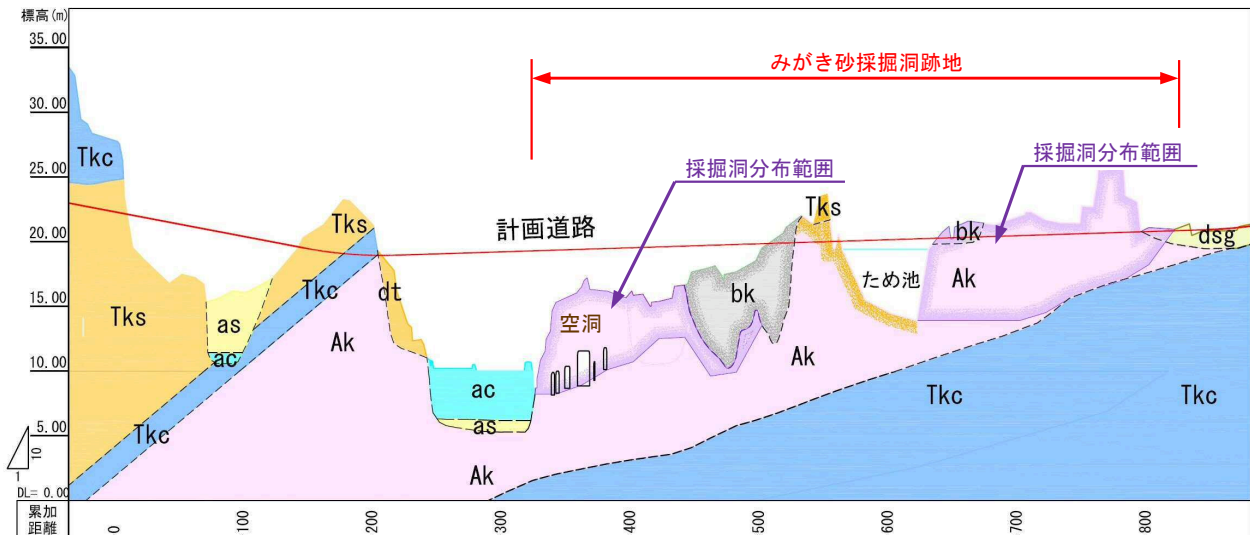


図 3.6 みがき砂採掘洞の模式図





【地質層序】

地質区分		地層名	層相	記号
現世		埋土	砂質土	bk
			粘性土	
第四紀	完新世	崖錐堆積物	粘性土	dt
		沖積層	粘性土	ac
	砂質土		as	
	更新世	段丘堆積物	砂質土	dsg
新第三紀	鮮新世	東海層群	粘性土	Tkc
			砂質土	Tks
		阿漕火山灰層	火山灰	Ak

図 3.7 道路計画地におけるみがき砂の分布

### 3. 5 室内試験

#### 3. 5. 1 試験の目的

道路計画地に分布するみがき砂の地盤工学的特性をより詳細に把握するため、室内試験を実施した。

上記の通り、計画地では採掘洞を開削して埋め戻す対策である。この際、大量に発生するみがき砂を盛土へ再利用する場合の課題や方法を検討するものである。

#### 3. 5. 2 試料採取と試験方法

試験試料は、採掘洞跡地で、道路の計画（設計時）と工事（施工時）の2段階で採取した。掘削により半固結状のみがき砂を自然状態で乱れが少なく塊状に採取したものを不攪乱とし、これを粒子破碎が生じないように木槌や手で静かで丁寧に解きほぐし、2mmふるいで分け再構成したものが攪乱試料である。

試験は地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」（2009）を参考に、JIS規格およびJGS規格に準じて実施した。

### 3. 5. 3 物理的性質

表 3.1 は物理試験の結果である。

火砕流堆積物であるしらすは土粒子の密度が  $2.3\sim 2.5\text{g/cm}^3$  で、約 80%が密度の小さい火山ガラス ( $2.16\text{g/cm}^3$ ) からなる<sup>17)18)</sup>。みがき砂も 97%以上が火山ガラスで、土粒子の密度が  $2.44\text{g/cm}^3$  と一般土 (豊浦砂  $2.64\text{g/cm}^3$ ) に比べ小さい。

自然含水比 34~49%で、関東ローム (火山灰質細粒土) 80~150%<sup>19)</sup>に比べ小さい。しらす (火山灰質粗粒土) は不飽和 15~40%、飽和 30~50%で、風化度により 6~30%とばらつき、二次しらすは 20~70%である<sup>14)</sup>。みがき砂はこれらしらすに比べやや大きく、ばらつきは小さい。

図 3.8 は攪乱試料の粒径加積曲線である。細粒分含有率  $F_c=89\%$ で、大部分がシルトである。砂分はわずか 11%で、礫分はほとんどない。均等係数  $U_c=6.9$  と比較的均等である。

液性限界・塑性限界は NP で、非塑性である。

不攪乱試料は間隙比 1.03~1.21 (平均 1.12) と大きく、湿潤密度  $1.59\sim 1.71\text{g/cm}^3$  (平均  $1.65\text{g/cm}^3$ ) である。

表3.1 物理試験結果一覧

試験内容		試験結果	
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.407~2.487 (2.440)	
自然含水比 $w_n(\%)$		34.3~48.7 (41.0)	
粒度特性	礫分 (%)	0.0~0.3	(0.0)
	砂分 (%)	2.4~27.4	(11.4)
	シルト分 (%)	65.5~84.5	(77.0)
	粘土分 (%)	7.1~17.3	(11.5)
	細粒分含有率 $F_c(\%)$	72.6~97.3	(88.6)
	最大粒径 $D_{\max}(\text{mm})$	0.85~4.75	
	均等係数 $U_c$	5.0~13.0	(6.9)
コンシステンシー特性	液性限界 $w_L(\%)$	NP	
	塑性限界 $w_P(\%)$	NP	

※ ( ) 内は平均値

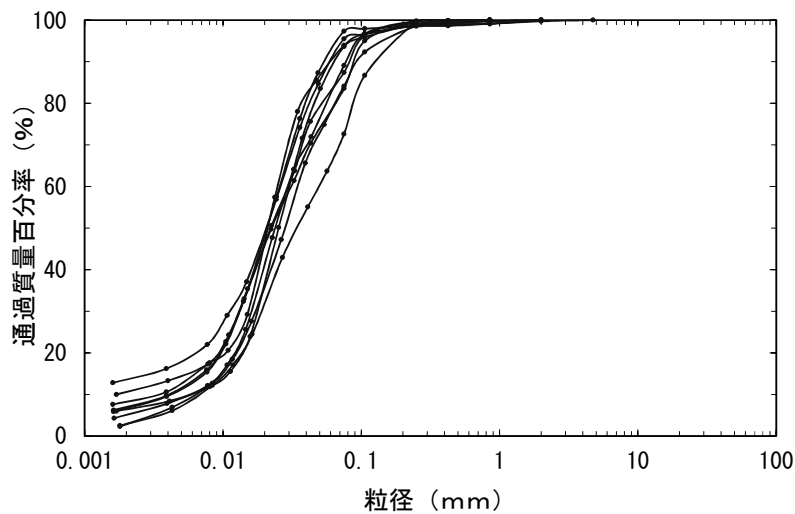


図 3.8 粒径加積曲線（初期粒度）

### 3. 5. 4 力学的性質

#### (1) 締固め特性

試験は A-a 法および A-c 法にて実施した。

表 3.2 に試験結果をまとめた。図 3.9 に締固め曲線を示す。

締固め曲線は明瞭なピークが現れ，最大乾燥密度  $1.09\sim 1.20\text{g/cm}^3$ ，最適含水比  $32.6\sim 39.9\%$  で，自然含水比  $34\sim 49\%$  に対し，やや乾燥側にある。

試験法で若干異なる締固め曲線が得られた。図 3.9 で A-a 法（乾燥法により準備した同一試料を繰り返し使用）は A-c 法（毎回新鮮な試料を用い所定の含水比に調整したものを使用）より上位にある。最大乾燥密度は A-a 法が，最適含水比は A-c 法が，それぞれ大きい傾向にある。しらすと同様，粒子破碎による締固め効果<sup>17)</sup>が期待できる。

図 3.9 には最大乾燥密度（平均値）の 90%を示した。目安として概ね 50%より小さい含水比で締め固めれば，おおよそ 90%以上の締固め度となる。また，表 3.2 に示すように， $\rho_{\text{dmax}}$  の 90%となる乾燥密度を示す含水比  $w_{\text{opt90\%}}$  は，いずれも自然含水比より大きく，自然含水比で施工できる。

しらすは粒子が破碎しやすい破碎性土で，土粒子が変形しないと仮定する従来の地盤工学の範疇から特殊土に分類される<sup>20)21)22)23)</sup>。みがき砂も同様に火山ガラスで構成されるため，締固め後に粒度試験をして締固め履歴のない新鮮な試料を基本に破碎の影響を確認した。

図 3.10 に締固め前後の粒径加積曲線を示す。表 3.3 に粒度特性を示す。締め固めは，設計時採取試料は A-a 法，施工時採取試料は A-c 法を用いた。

みがき砂は締固めにより粒子が破砕する．細粒分含有率変化量  $\Delta F_c=6.1\%$ （平均値）で，砂分がシルトへ変化する．図 3.10 で締固め後の粒径加積曲線（施工時採取）が締固め前に対し，上位へスライドしているのがよく分かる．

表3.2 締固め試験結果

試料番号	採取時期	試験方法	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	自然含水比 $w_n$ (%)	$\rho_{dmax}$ の 90%となる含水比 $w_{opt90\%}$ (%)
1	施工時	A-a	1.178	35.0	41.0	50.2
		A-c	1.126	37.8	41.0	51.8
2	設計時	A-a	1.166	32.6	34.3	48.0
3		A-c	1.094	38.5	48.7	52.8
4			1.140	37.8	41.0	52.0
5			1.092	39.9	44.6	53.1
6			1.162	36.5	38.2	49.3
7			1.204	34.9	38.9	47.1

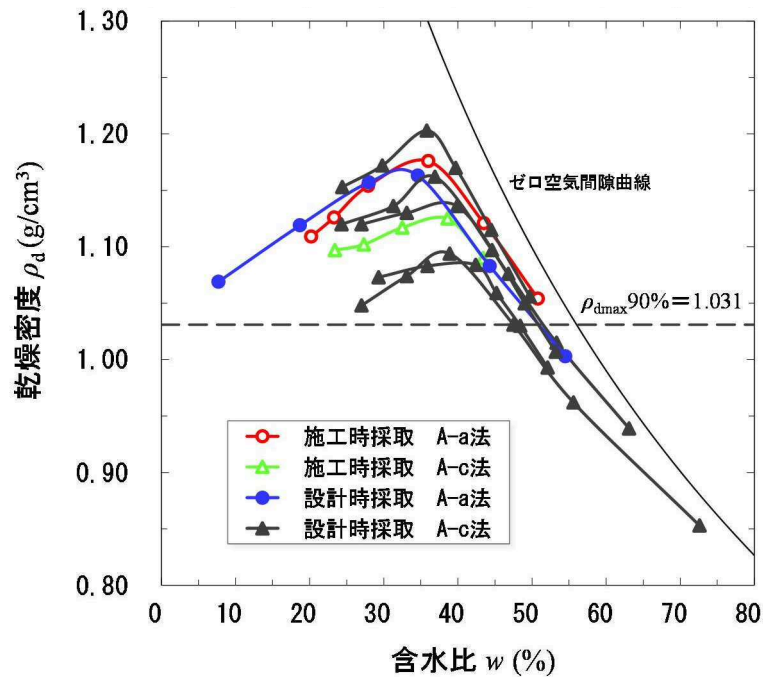


図 3.9 締固め曲線

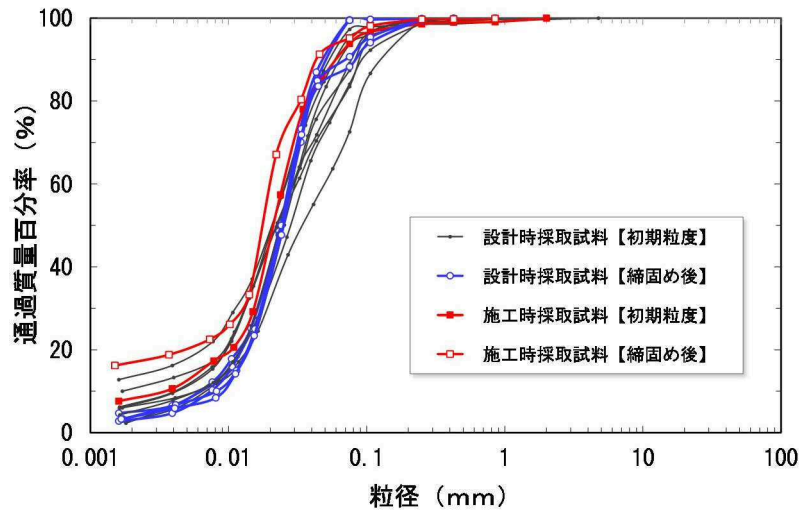


図 3.10 粒径加積曲線（初期粒度－締固め後）

表3.3 締固め前後の粒度特性

粒度特性	初期粒度	締固め後
礫分 (%)	0.0~0.3 (0.0)	0.0~0.0 (0.0)
砂分 (%)	2.4~27.4 (11.4)	0.4~11.7 (5.3)
シルト分 (%)	65.5~84.5 (77.0)	72.7~93.5 (84.6)
粘土分 (%)	7.1~17.3 (11.5)	6.1~22.5 (10.0)
細粒分含有率 $F_c$ (%)	72.6~97.3 (88.6)	88.3~99.6 (94.7)
均等係数 $U_c$	5.0~13.0 (6.9)	3.1~10.0 (3.8)

## (2) 透水性

透水係数は一般的な細砂やシルトと同じ  $10^{-7}$  m/s オーダーで、締固め度が増すに従い小さくなる。難透水である。

表 3.4 締固め土の透水試験結果

試験方法	締固め度 $D_c$ (%)	締固め条件	透水係数 $k_{15}$ (m/s)
変水位	85	最適含水比	$5.10 \times 10^{-7}$
変水位	90	自然含水比	$1.25 \times 10^{-7}$
変水位	90	最適含水比	$3.18 \times 10^{-7}$
変水位	95	最適含水比	$1.90 \times 10^{-7}$

## (3) 圧縮特性

自然含水比で、最大乾燥密度の 90%となる供試体（直径 60mm，高さ 20mm）を作

製し、圧密圧力 4.9~1,774kPa の 9 段階で载荷して圧密試験をした。この際、締固めエネルギー差による変化を確認した。

圧縮指数  $C_c=0.14\sim 0.18$  で、一般的な粘土の圧縮指数  $0.5\sim 1.5^{24)}$  に比べ小さく、また、まさ土より<sup>25)</sup>小さい。

図 3.11 は  $e\text{-log}p$  関係図である。圧密応力 650~780kPa 付近で圧密降伏応力に相当するような  $e\text{-log}p$  曲線の折れが認められる。これは粒子破碎が著しく増加する応力点を表し、同様の現象がしらすで認められる。しらすは 1,000kPa 付近で生じ、粒子が硬い豊浦砂に比べてはるかに小さい報告がある<sup>19)</sup>。

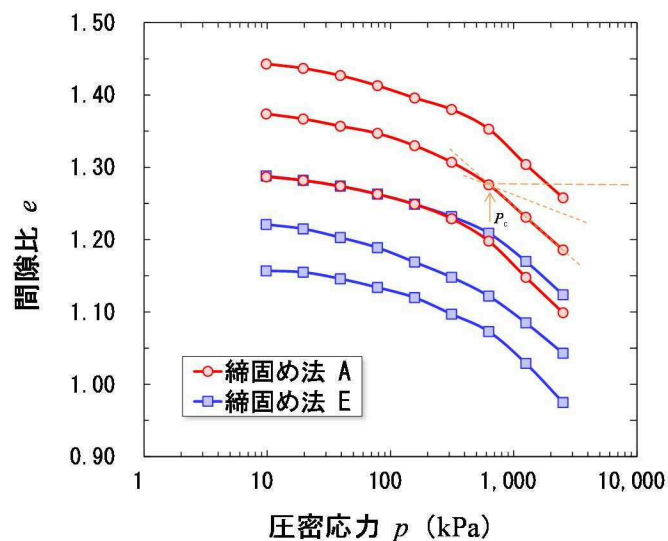


図 3.11  $e\text{-log}p$  関係図

#### (4) せん断特性

##### 1) 静的強度

表 3.5 に一軸圧縮試験とベンダー要素 (BE) 試験結果を示す。表 3.6 に三軸圧縮試験 (CUB) 結果を示す。表 3.7 に不飽和状態の三軸圧縮試験 (CU) 結果を示す。

供試体は直径 5cm、高さ 10cm に整形した。不攪乱試料は、ブロック状の試料をトリマー、ワイヤーソー、直ナイフ等を用いてトリミングし供試体を作製した。攪乱試料は必要に応じ加水混合して、3 層に分けてモールドに投入し、油圧ジャッキを用いて静的に締め固めた。一軸圧縮試験と BE 試験は締固め度  $D_c$  を 85, 90, 95% で変化させた。三軸圧縮試験は  $D_c=90\%$  とし、自然含水比で締め固めた試料と高含水比  $w=48.0\%$  に調整した試料で強度を比較した。 $w=48.0\%$  は  $\rho_{dmax}$  の 90% となる乾燥密度の含水比 (湿潤側) である。供試体をそれぞれ圧密応力 50, 100, 200kPa で体積変化が収束するまで圧密させた後に、CUB 試験はひずみ速度 0.05%/min, CU 試験はひずみ速度 1.00%/min で荷重を载荷した。

みがき砂は自然状態で N 値 50 以上を示す。一軸圧縮強さ  $q_u=0.2\sim 3.4\text{MPa}$  で硬質であるが、ばらつきが大きい。再構成試料 ( $D_c=90\%$ ) は  $q_u=25\text{kPa}$  で自然状態に比べ著しく小さい。

図 3.12 は圧縮応力  $\sigma$  と軸ひずみ  $\varepsilon_a$  との関係図である。ここで乾燥密度  $\rho_d$  と間隙比  $e$  は、攪乱および不攪乱、いずれもほぼ同程度である。一方で、不攪乱では破壊時のピークが極めて明瞭で、応力ひずみ曲線に大きな違いがある。破壊に至るまでの軸ひずみに対する圧縮応力の違いは自然状態におけるセメンテーション効果を裏付けている。

また、図 3.13 はこの試験で測定した時間経過に伴う初期サクシジョンの挙動である。 $s_0$  と  $q$  の間に相関等の関係性は認められず、 $q$  に対して、サクシジョンではなくセメンテーションや土粒子の骨格構造による影響が大きいことが示唆される。

表3.5 一軸圧縮試験と BE 試験結果

試料の状態	一軸圧縮強さ $q_u$ (kPa)	S 波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ (MPa)
自然状態	228~3,409	120~488	25~437
$D_c=85\%$	18.2	72.7	6.9
$D_c=90\%$	25.3	76.1	8.3
$D_c=95\%$	44.4	82.9	10.3

表3.6 三軸圧縮試験 (CUB) 結果

試料の状態	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi_{cu}$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
自然状態	99~221 (155)	43.2~57.2 (52.0)	103~233 (186)	44.1~54.9 (51.6)
再構成 自然含水比	2.5~16.8 (9.8)	35.0~37.8 (36.4)	8.7~16.3 (12.1)	37.6~39.0 (38.2)
再構成 高含水比に調整	41.0	29.9	24.8	34.3

表3.7 三軸圧縮試験 (CU) 結果

試験前含水比 $w_0$ (%)	飽和度 $S_r$ (%)	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi_{cu}$ (°)
34.4	64	27.9	35.5
41.0	76	28.9	33.1
48.1	90	20.5	32.4

同様に、CUB 試験によるせん断強度は、自然状態で  $c_{cu}$ ,  $c' \approx 100 \sim 200$  kPa,  $\phi_{cu}$ ,  $\phi' \geq 40 \sim 50^\circ$  で、岩盤にも相当する。一方、再構成試料（自然含水比,  $D_c=90\%$ ）は、 $c_{cu}=10$  kPa,  $\phi_{cu}=36^\circ$ ,  $c'=12$  kPa,  $\phi'=38^\circ$ （いずれも平均値）で、 $c_{cu}$ ,  $c'$  が不攪乱の 1/10 以下、 $\phi_{cu}$ ,  $\phi'$  は礫質土や砂質土に相当する。ここで、高含水比に調整した再構成試料は、自然含水比で締め固めた状態のものに比べ、 $\phi_{cu}$ ,  $\phi'$  が 1 割程度低下するのに対し、 $c_{cu}$ ,  $c'$  が倍以上に増加している。この変化はあたかも、粒子破碎による破壊包絡線の変化、すなわち、圧密応力が高くなるほど粒子破碎が増加し、 $\phi$  の低下と見かけの粘着成分の増加をもたらす現象<sup>26)27)</sup>に似ている（図 3.14 参照）。

図 3.15 に示すように不飽和では締め固め時の含水比が最適含水比から増加するに従い  $\phi_{cu}$  は小さく、 $c_{cu}$  はあるピークを示した後に急激に低下する。

これはサクシオンによる土粒子間の圧縮力の増加に伴い見かけの粘着力が生じたのと、含水比の増加からサクシオンが低下し、それに応じて見かけの粘着力が低下したもので、粗粒土と同じ力学的挙動である。

しらすでは比較的高含水比までサクシオンが存在することが知られ<sup>28)</sup>、みがき砂も同様の傾向にある。

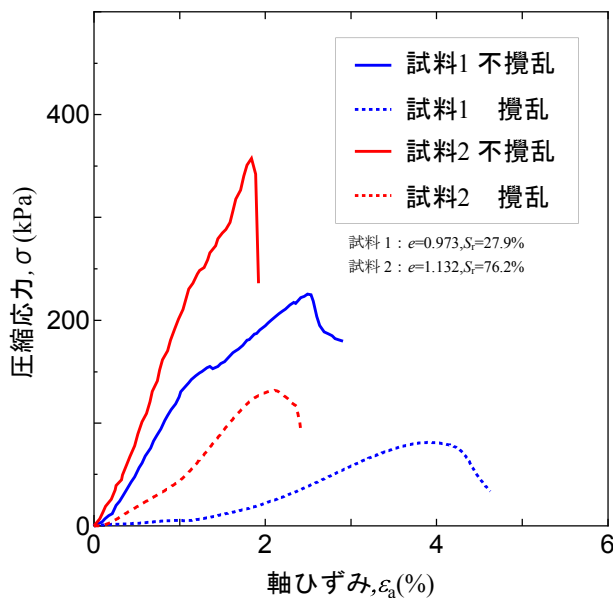


図 3.12 圧縮応力  $\sigma$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  との関係図

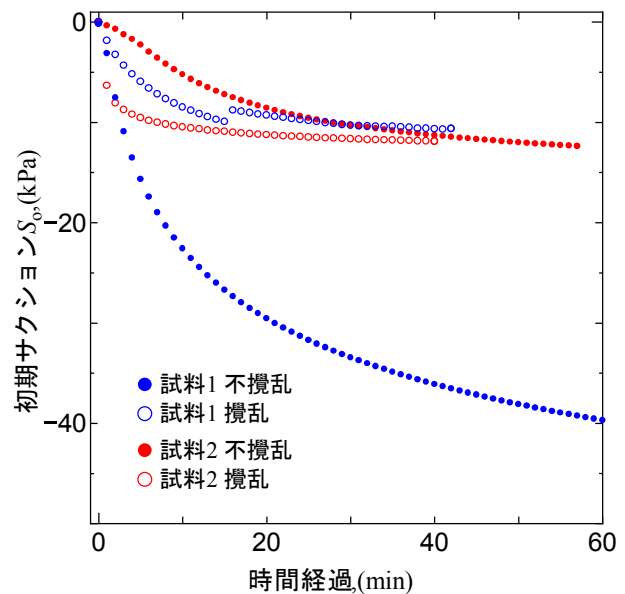


図 3.13 時間経過と初期サクシオン



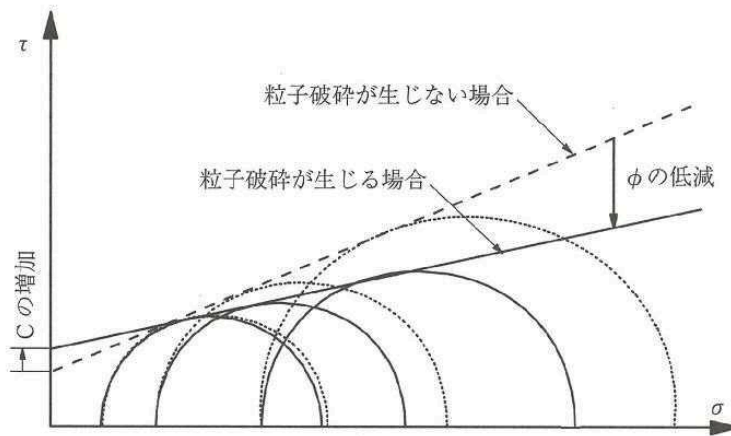


図 3.14 粒子破碎による破壊包絡線の変化<sup>26)</sup>

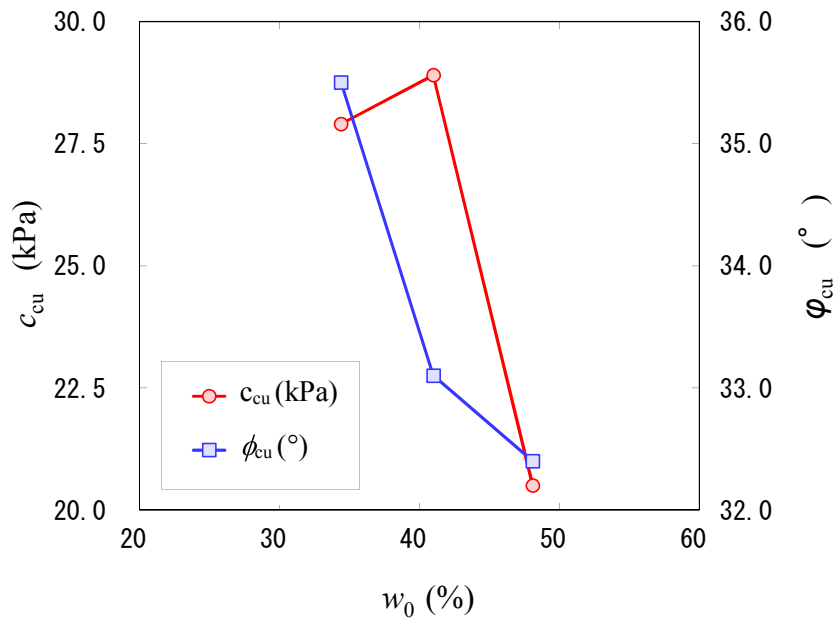


図 3.15 試験前含水比とせん断強度の関係 (不飽和 CU 試験)

表 3.8 は方法を変えて実施した締固め試験と CUB 試験結果である。いずれも締固めエネルギーが大きくなると粒子破碎が増長し，最大乾燥密度の増大と最適含水比の低下，ならびに破壊包絡線の変化に伴う内部摩擦角の低下と粘着力増加の現象が確認される。

表3.8 締固めエネルギーの違いによる試験結果の相違

試料番号	4		5		7	
試験方法	A-c	E-c	A-c	E-c	A-c	E-c
$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.140	1.217	1.092	1.166	1.204	1.282
$w_{opt}$ (%)	37.8	25.1	39.9	30.0	34.9	25.6
$c_{cu}$ (kPa)	2.46	34.2	7.54	50.6	12.5	31.4
$\phi_{cu}$ (°)	35.9	31.9	35.0	30.9	37.8	37.3
$c'$ (kPa)	10.1	20.5	8.73	47.8	13.2	32.9
$\phi'$ (°)	37.6	38.5	37.9	33.1	39.0	37.9

## 2) せん断弾性係数

不攪乱強度のばらつきや再構成した場合の強度低下の要因，さらにみがき砂にセメントを添加した際の強度変化を BE 試験により評価した。

せん断弾性係数 ( $G_{hh}$ ,  $G_{vh}$ ) は，測定したせん断弾性波速度 ( $V_{vh}$ ,  $V_{hh}$ ) から式 (3.1) および式 (3.2) を用いて算出する。

$$G_{vh} = \rho_t \cdot V_{vh}^2 \quad (\rho_t: \text{土の湿潤密度}) \quad (3.1)$$

$$G_{hh} = \rho_t \cdot V_{hh}^2 \quad (\rho_t: \text{土の湿潤密度}) \quad (3.2)$$

一軸圧縮試験と BE 試験は，最適含水比に調整した試料にセメントを添加し養生した供試体を用い実施した。改良土の配合条件は，供試体作製時の含水比を最適含水比  $w_{opt}$  となるように加水混合した試料に，普通ポルトランドセメントもしくは高炉セメント B 種を所定の添加率になるように混合するものである。供試体作製方法は攪乱試料と同様で，初期乾燥密度  $\rho_d$  は  $0.9\rho_{dmax}$  とした。

### a) 試料の状態による相違

図 3.16 は一軸圧縮強さ  $q_u$  とせん断弾性係数  $G$  の関係である。ここで，攪乱，不攪乱の  $q_u$  と  $G$  の関係がそれぞれ一義的である。

図 3.17 はそれぞれ不攪乱と攪乱，さらにセメント改良土（以下，改良土と言う）の平均有効拘束圧  $p'$  とせん断弾性係数比  $G_{hh}/G_{vh}$  の関係である。図中，無拘束は  $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$  の状態を示す。ここで，みがき砂では間隙比  $e$  の変化は大きくはないものの， $e$  の違いによる  $G$  への影響を取り除くために，*Shibuya and Tanaka*<sup>29)</sup>が提案した間隙比関数  $f(e) = e^{-1.5}$  を用いて  $G$  を正規化した。図 3.18 にそれぞれ不攪乱と攪乱および改良土の  $G_{hh}/e^{-1.5}$  と  $G_{vh}/e^{-1.5}$  の関係を示す。また，図 3.19 はそれぞれ不攪乱と攪乱および改良土の  $G$  と  $p'$  の関係である。

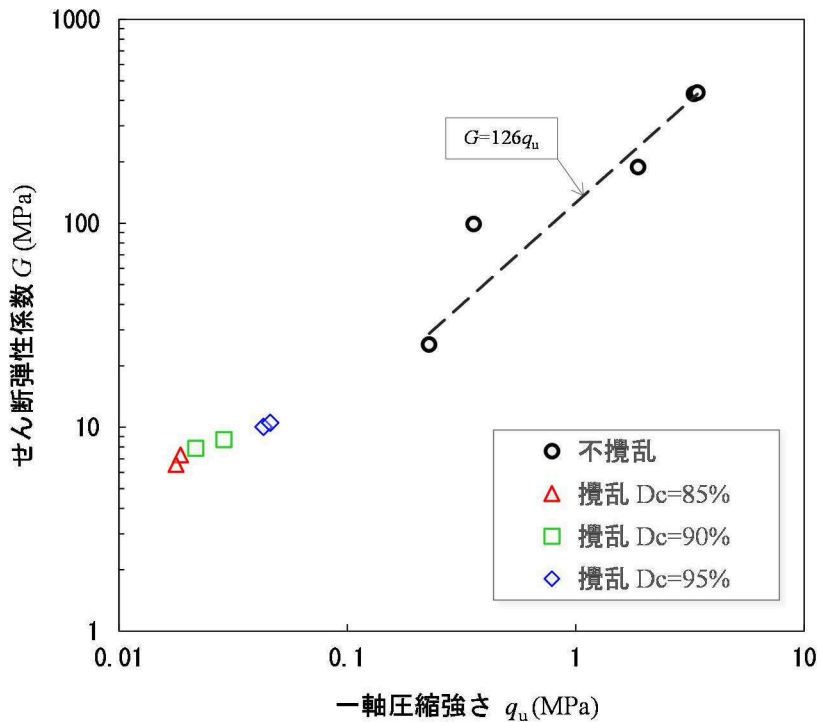


図 3.16  $q_u$  と  $G$  の関係図

図 3.17 (b) で攪乱試料は平均有効拘束圧  $p'$  に対し、 $k_0=0.5$  で  $G_{hh}/G_{vh}=1.3$ 、 $k_0=1.0$  で  $G_{hh}/G_{vh}=1.5$  と  $G_{hh} > G_{vh}$  関係にある。  $G_{hh}/G_{vh}$  は土構造の異方性を現すと考えられ<sup>30)</sup>、このような土構造の配向性を反映した弾性係数の異方性は、扁平な粒子形状を示す火山灰で、その差が 3 割程度となる報告がある<sup>31)</sup>。 図 3.17 (c) の改良土も同様で、攪乱試料に対して  $G_{hh}/G_{vh}$  が 0.1 程度大きく、異方性が助長される傾向にある。

一方、図 3.17 (a) の不攪乱では平均有効拘束圧  $p'=0\sim 100\text{kPa}$  で  $G_{hh}/G_{vh}=1.4\sim 1.5$ 、 $100 < p' \leq 400\text{kPa}$  で  $G_{hh}/G_{vh} \doteq 1.0$  を示し、 $p'=100\text{kPa}$  を境に構造的な変化が現れている。この傾向は図 3.18 (a) も同様で、図 3.18 (b) の攪乱試料や図 3.18 (c) の改良土で、 $G_{hh}/e^{-1.5}$  と  $G_{vh}/e^{-1.5}$  の関係が一義的であるのに対し、一定値を超えた  $G$  で異方性が消滅する。さらに図 3.19 (a) では、 $p'=100\text{kPa}$  までは拘束圧増加に伴う  $G/e^{-1.5}$  の変化がほとんどなくほぼ水平で、その後、 $100 < p' \leq 400\text{kPa}$  では 2 本の折れ線で構成されるバイリニアモデルのような変化を示す。川尻ら<sup>32)</sup>は  $G/e^{-1.5}$  と  $p'$  の関係は応力経路や地盤材料によらず直線 (勾配  $n=0.4\sim 0.5$ ) で近似されるとしている。図 3.19 (b) の攪乱はこの関係に従うが、不攪乱では異なり、拘束圧がある一定の範囲で増加しても  $G/e^{-1.5}$  に変化が生じない傾向は、図 3.19 (c) の改良土も同じで、より特徴的である。

ここで、自然状態で認められる異方性 ( $G_{hh}/G_{vh}$  値) は、みがき砂の形成過程から説明できる。

みがき砂は降下した火山灰が水流によって凹地へ選択的に流下し堆積したことが推定<sup>9)</sup>されており、堆積構造による異方性の発現がこれを裏付ける。つまり、年代効

果に伴うセメンテーションの付加や粒子間の結晶化が堆積面で、すなわち水平方向に卓越したと考えられる。一方、これら年代効果は拘束圧の増大により損傷し、異方性が消滅する。図 3.19(a)の  $G/e^{-1.5}-p'$  関係に見られるやや複雑な挙動は応力増加に伴ってセメンテーションの損傷や破壊は進行するものの、これらが均等には生じず、残存するより強固な構造の部分を弾性波が通過したと考えられる。改良土では異方性の消滅は見られず、その変化は自然状態の特徴である。しかしながら、図 3.19(c)の改良土の  $G/e^{-1.5}-p'$  関係は拘束圧の増加に対し  $G/e^{-1.5}$  にほとんど変化のない範囲があり、自然状態のものとよく似た傾向にある。また、拘束圧の増大により段階的に変化している。自然状態のバイリニアモデルのような特徴的な変化は、より強固なねばり強さの発現と捉えることもできる。

### b) セメント改良強度との比較

自然状態のみがき砂では、セメントボンドの発達に伴う土粒子間の接着と分子レベルでの接着、すなわち粒子間の結晶化による年代効果が認められる<sup>33)</sup>。これらは地質時代に生じた物理的セメンテーションである。これに対し、セメントを添加して人工的にセメンテーションを加えた場合（化学的セメンテーション）の変化を調べた。

ここで、物理的セメンテーションとは、圧力作用あるいは熱作用等の続成作用により生じた粒子間の溶着を伴うセメンテーションで、有限時間に対して変化がないものを言い、化学的セメンテーションとは、セメント改良土のような人工的なセメンテーションで、時間に対して変化が生じるものと定義できる。

セメント改良土は、添加率を 4~16%で変化させ、養生方法を 4 種（①7 日間密封養生、②6 日間密封養生後、1 日水中養生、③28 日間密封養生、④7 日間密封養生後、21 日間水中養生）とし、試験条件にバリエーションを持たせた。

図 3.20 にセメント添加率と一軸圧縮強さの関係を示す。図 3.21 は同試料の一軸圧縮強さとせん断弾性係数の関係図である。

試験の結果、攪乱  $q_u=25\text{kPa}$  に対して、改良土では最小添加率 4%の 7 日養生下においても  $q_u \cong 200\sim 300\text{kPa}$  に及ぶ強度が発現した。これは土粒子と土粒子をセメントボンドにより結合させる化学的セメンテーション効果である。また、図 3.21 から  $q_u$  と  $G$  は、固化材の種類や添加率及び材齢によらず、 $G=500\sim 540 q_u$  の線形で近似できる。

セメント混合砂では混合率や材齢によらず、ヤング弾性係数/圧縮強度 ( $E/q_u$ )  $\cong 1,800$  の関係<sup>33)</sup>が報告されている。ここで、等方性 ( $\nu=0.5$ ) を仮定する場合、 $E=3G$  で、改良土は概ねその関係にある。

一方、図 3.16 のように自然状態の  $G$  と  $q_u$  の関係は非線形で、上記した関係と隔たり、比較は単純でない。しかしながら、自然状態のものは改良土に比べ、同じせん断弾性係数  $G$  に対してより大きな圧縮強度に対応する。つまり、自然状態ではせん断に対する変形の強さを同じとする場合、改良土に比べ、より大きな圧縮強度に対比され

ると言い換えることができる。仮に線形要素で近似すると  $q_u \doteq G/130$  の関係で、改良土の係数 500~540 に対し 4 倍以上の値を示す。これが土粒子表面での分子レベルの接着（再結晶化）を有す、物理的セメンテーションの効果であると言える<sup>34)</sup>。

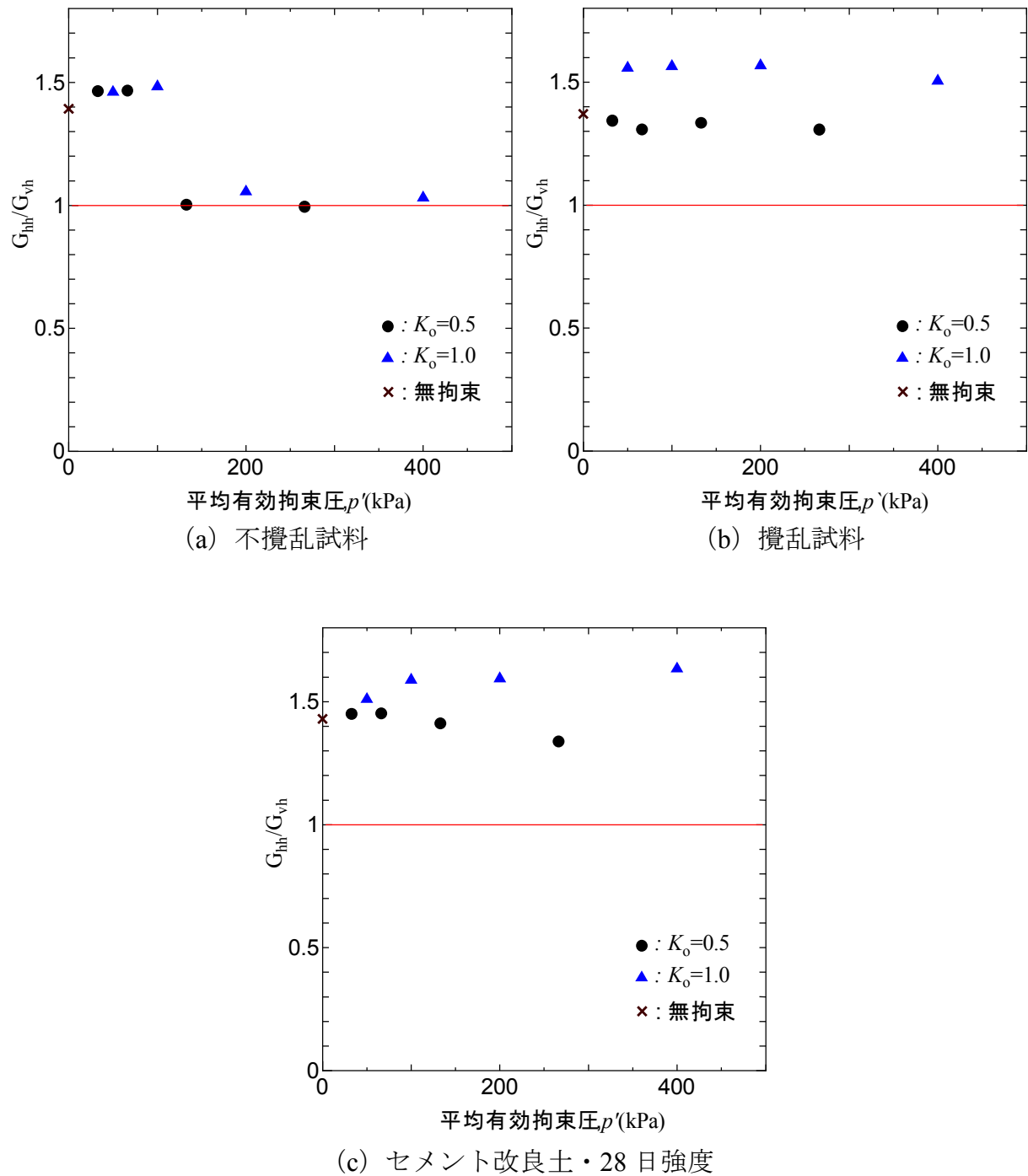
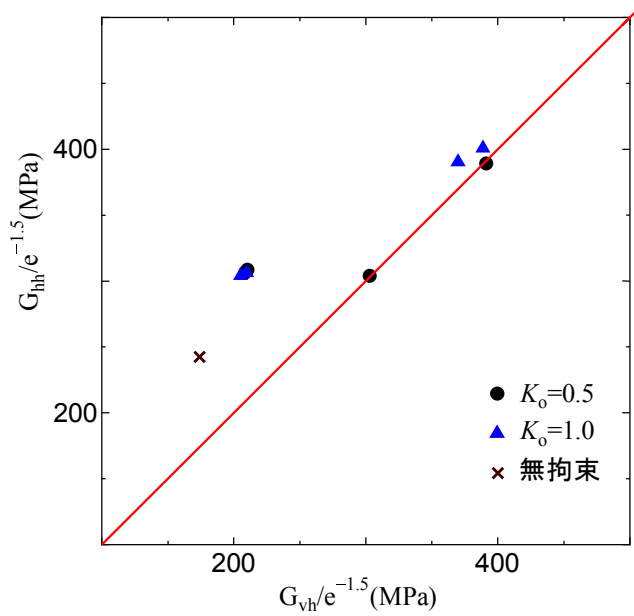
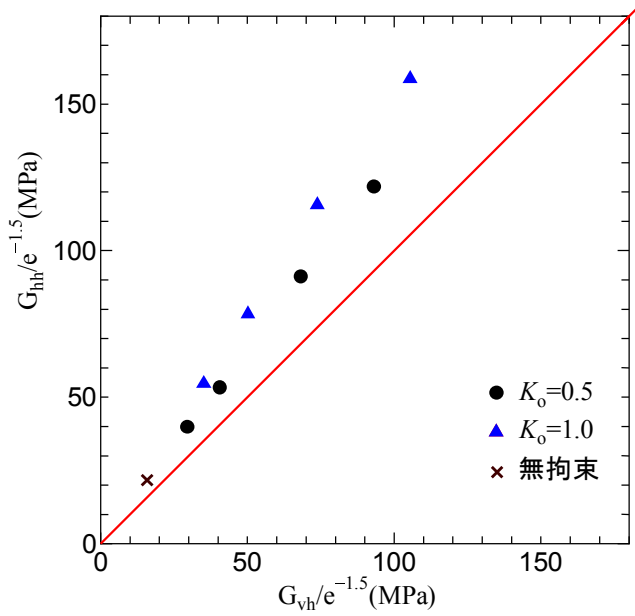


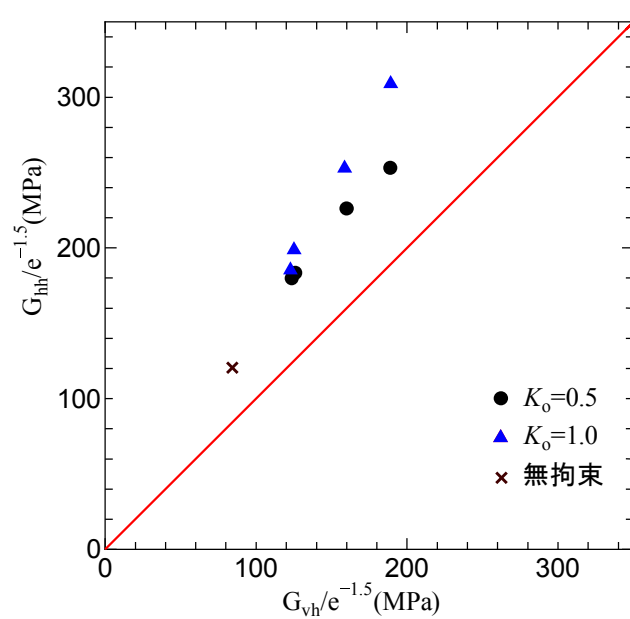
図 3.17 せん断弾性係数  $G_{hh}/G_{vh}$  と平均有効拘束圧  $p'$  の関係



(a) 不攪乱試料

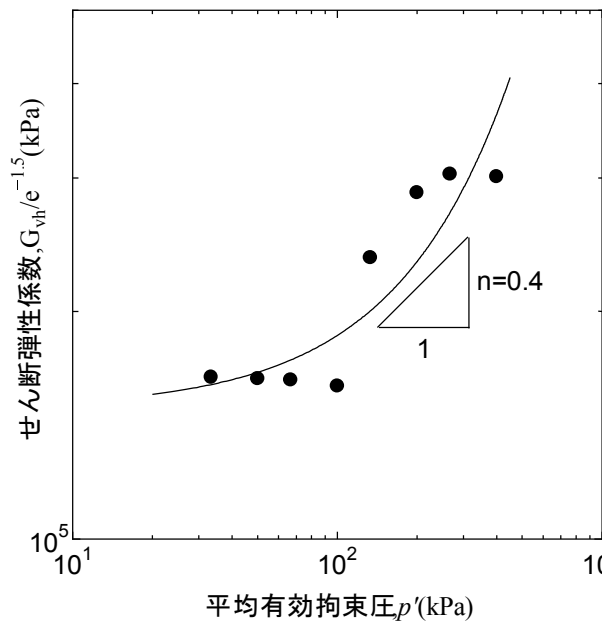


(b) 攪乱試料

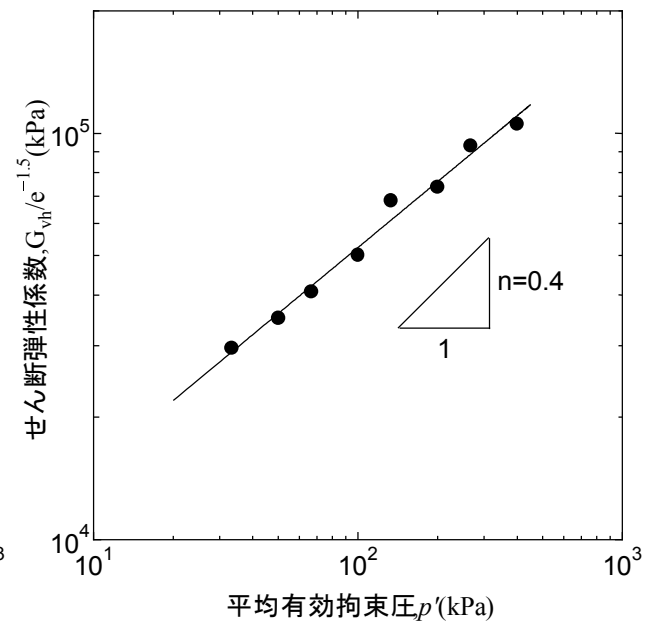


(c) セメント改良土・28日強度

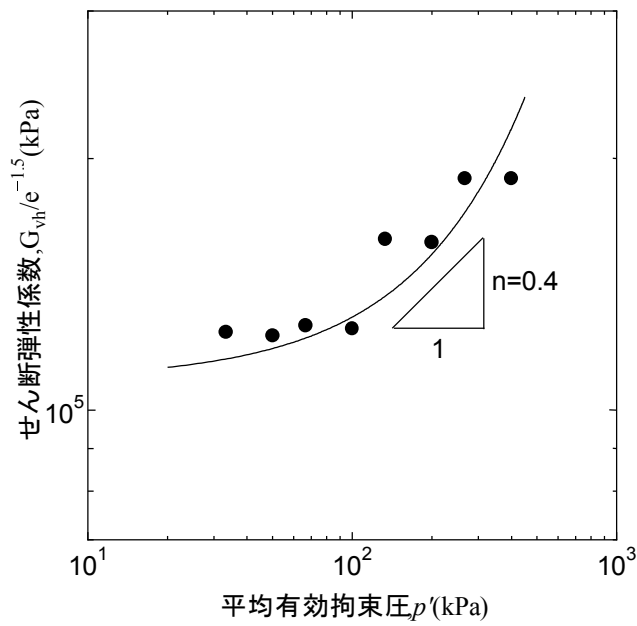
図 3.18  $G_{hh}/e^{-1.5}$  と  $G_{vh}/e^{-1.5}$  の関係



(a) 不攪乱試料

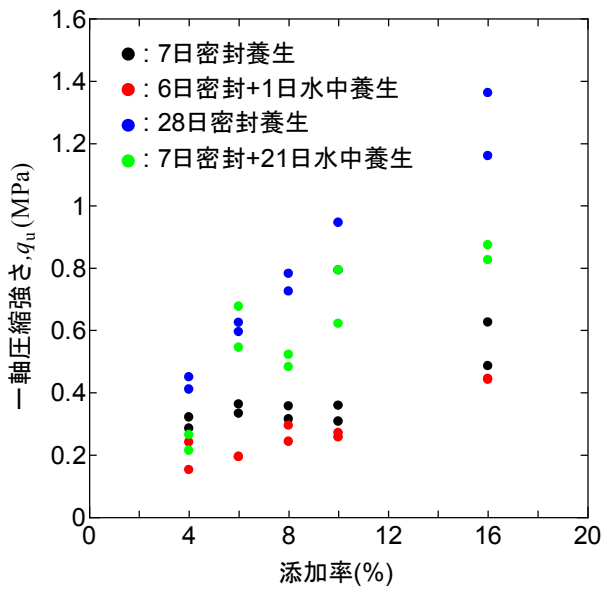


(b) 攪乱試料

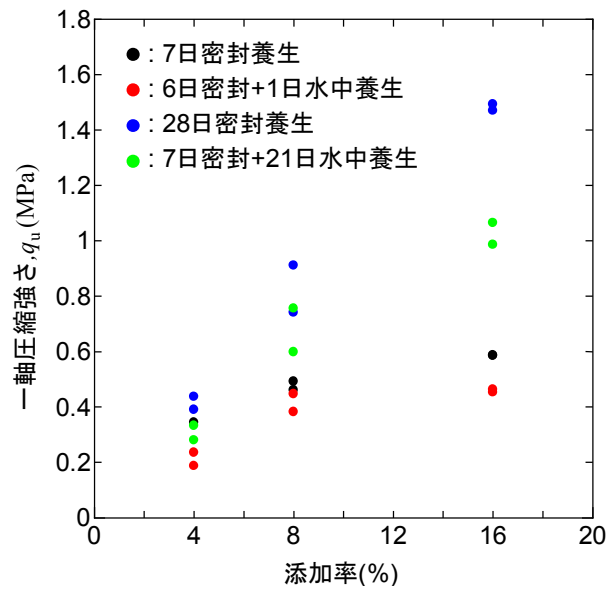


(c) セメント改良土・28日強度

図 3.19  $G_{vh}/e^{-1.5}$  と  $p'$  の関係 (不攪乱)

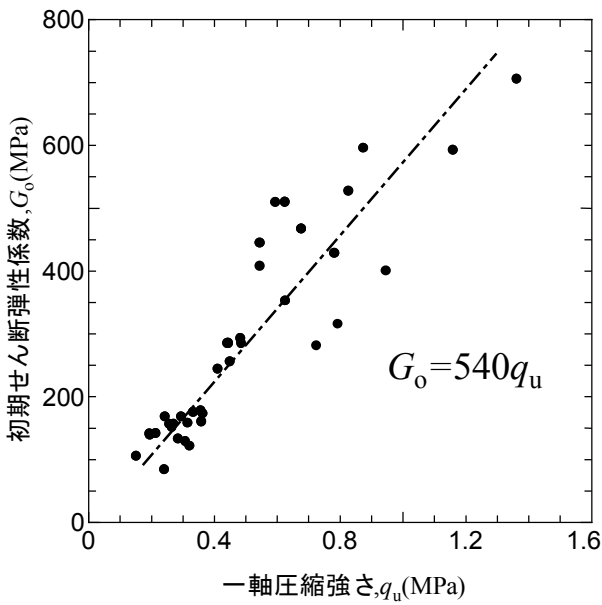


(a) 普通ポルトランドセメント

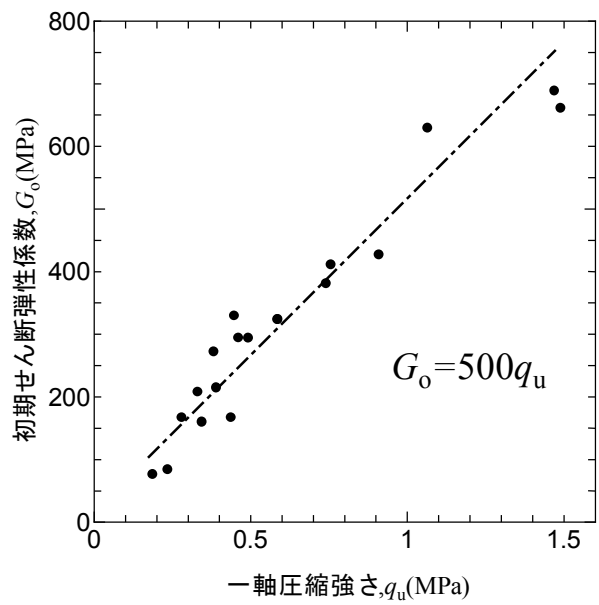


(b) 高炉セメント B 種

図 3.20 セメント添加率と一軸圧縮強さ



(a) 普通ポルトランドセメント



(b) 高炉セメント B 種

図 3.21 一軸圧縮強さとせん断弾性係数



### 3) 動的強度

締固め度  $D_c=90\%$  に再構成した試料を用い液状化特性を調べた。

図 3.22 は 100kPa の圧密応力を加えた後、拘束圧 100kPa での繰返し非排水三軸試験の結果である。

両振幅  $DA=5\%$  の時の载荷回数と繰返し応力比の変化は、一定の载荷に伴い急激に繰返し応力比が減少する傾向にある。  $N_c=20$  の場合、繰返し応力比  $RL_{20}=0.179$  を示し、液状化強度は非常に小さい。

地下水位以下で、みがき砂の盛土は、地震時液状化により変状が生じる可能性が高い。

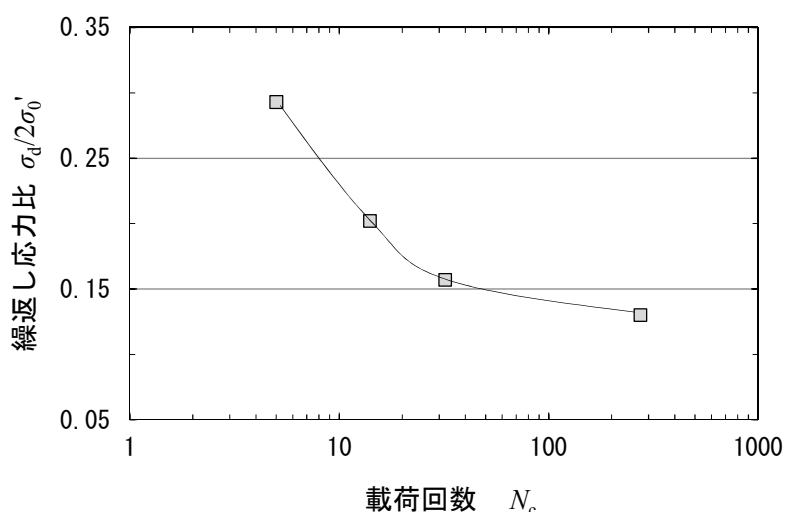


図 3.22 繰返し応力比と载荷回数の関係

#### (5) 路床・路体への適用と施工性

代表的な特殊土である関東ロームなどの火山灰質細粒土は、こね返しによる強度低下でトラフィカビリティーの保持が困難となり、かつ、盛土の圧縮が大きく、路面の平坦性確保が問題となることが知られている<sup>35)</sup>。

この観点から、みがき砂を路床や路体へ用いる場合の適用を修正 CBR 試験により確認した。試験は E-c 法とし、最適含水比で  $D_c=95\%$  に締め固めた試料を用い CBR を測定して修正 CBR を求めた。

試験の結果、修正 CBR=45.5%で、仕様書<sup>36)</sup>等に定められた路床や路体の基準値（仕様最小密度における修正 CBR） 2.5~10%以上を満足する。

国土交通省では発生土を建設資材として利用する場合の土質区分規準<sup>37)</sup>で、火山灰質粘性土（第3種建設発生土）の  $q_c$  値  $\geq 400\text{kPa}$  を定めている。

表 3.9 は施工機械の走行性を示すコーン指数の測定結果である。  $q_c$  は最適含水比付

近がピークで、その後、含水比増加により著しく低下するが、自然含水比では基準値400kPaに対し十分な強度を有する。ダンプトラック走行には $q_c \geq 1,200\text{kPa}$ が必要であるが、含水比50%を超えないことで使用可能である。

表3.9 コーン指数試験結果

$w$ (%)	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	$q_c$ (kPa)
31.1	1.363	1.039	56.7	9,992
34.0	1.417	1.058	63.8	13,120
39.5	1.484	1.064	75.0	14,190
44.1	1.534	1.065	83.8	9,104
49.5	1.576	1.054	92.5	1,166
54.6	1.545	0.999	92.9	111

### 3. 5. 5 水に対する抵抗性

しらすは土粒子の密度が小さく、また水に対する抵抗も小さく崩壊性要因をもつ地盤である。みがき砂も同様の特徴を有すると考え、この点から盛土への適用性を確認した。

水に対する抵抗性を把握するため、水浸暴露試験と粒子流出試験を実施した<sup>7)</sup>。粒子流出試験は水の浸透で生じる破壊現象の有無とその形態を知るためである。また、飽和に伴う盛土沈下の有無を知るため水浸沈下試験をした。

#### (1) 水浸暴露試験

本試験は供試体を水槽に入れ、状態を観察する簡易な試験である。供試体は自然状態のみがき砂や自然含水比および最適含水比で締め固めた試料、さらに固結シルト(東海層群)を粉砕し再構成した試料(自然含水比)である。

写真 3.4 は自然状態の試料を水浸したものである。セメンテーション効果により、水浸後、3 週間を経ても、依然その原型をとどめ、水に対する強い抵抗力を有していることがわかる。一方、写真 3.5 は再構成試料である。いずれも自然含水比で3分、最適含水比で4分後には試料が膨張・変形し、その後1分足らずで崩壊した。写真 3.6 は阿漕火山灰層下位に分布する固結シルトの再構成試料である。みがき砂と異なり水浸後2日を経ても大きな変化はない。

写真 3.7 はみがき砂の改良土(添加量 50kg/ m<sup>3</sup>)で、水浸後5日を経ても大きな変化はなく、原型を保った。

このように一旦ほぐしたみがき砂は、これを十分締め固めた場合でも、水に対する抵抗力が弱く、盛土材として再利用する場合、大きな課題があることがわかった。

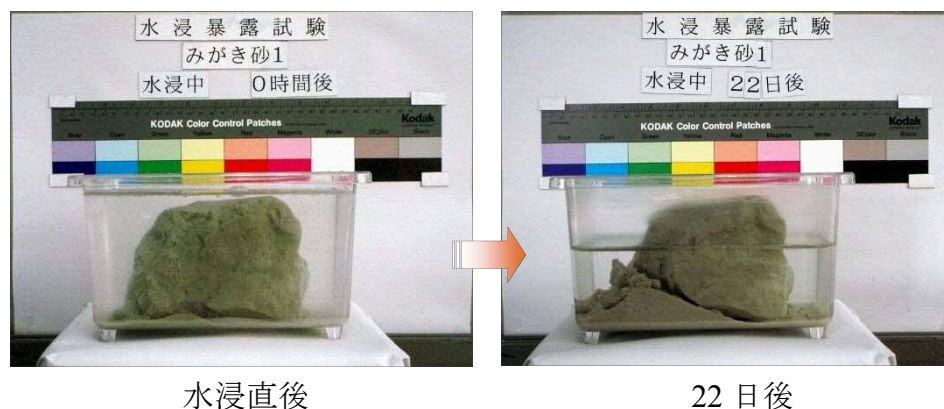
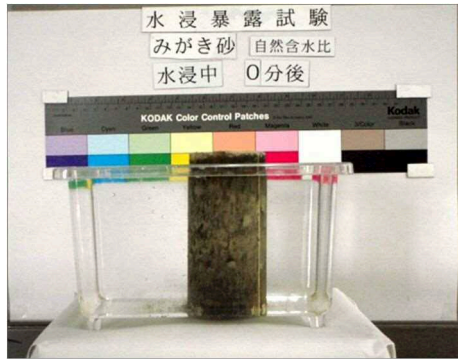


写真 3.4 自然状態のみがき砂



自然含水比 水浸直後



最適含水比 水浸直後



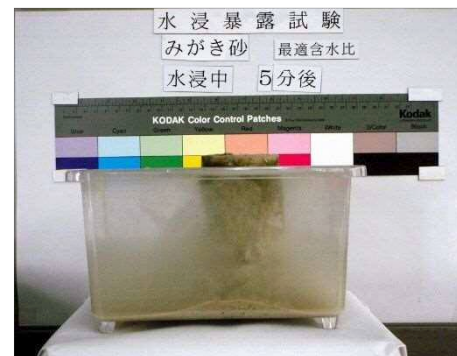
自然含水比 3分後



最適含水比 4分後



自然含水比 4分後



最適含水比 5分後

写真 3.5 みがき砂の再構成試料

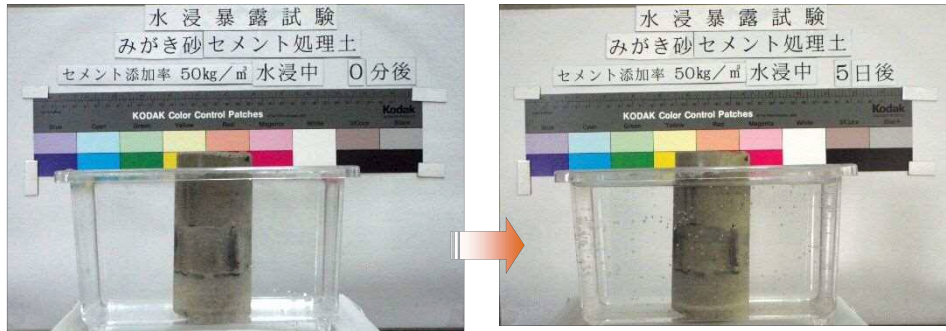


自然含水比 水浸直後



自然含水比 2日後

写真 3.6 固結シルトの再構成試料



セメント改良土 水浸直後 セメント改良土 5日後  
 写真 3.7 みがき砂のセメント改良土 (添加量 50kg/m<sup>3</sup>)

## (2) 粒子流出試験

### 1) 試験の目的

道路計画下に分布する採掘洞は、これを開削して埋め戻す工法を採用する。対策範囲は、図 3.23 の計画道路面に対し 45°下の空洞分布範囲である。

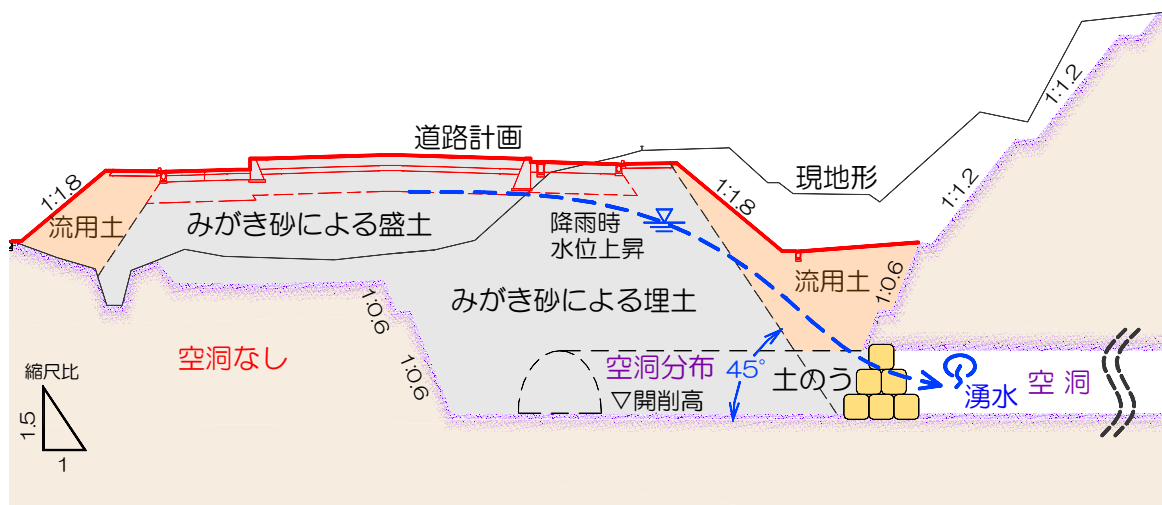


図 3.23 みがき砂採掘洞 開削埋め戻し工法 模式図

この場合、対策範囲外では依然、空洞が連続して残った状態である。

計画地は地下水位が低く、採掘洞は水没していない。

盛土施工は、地下水がある場合は遮水し、ヤードをドライにして、自然含水比もしくは最適含水比で  $D_c \geq 90\%$  に締め固める。盛り立て後、いずれかの時点で、地下水による飽和、あるいはこれに近い状態となるが、計画地では採掘洞が盛土端部へ連続しているため、連続降雨や豪雨などで地下水位が上昇して地表から空洞へ向かう浸透流が発生する。加えて、地下水の水頭差が水圧として作用する。



空洞の埋め戻しや道路盛土にみがき砂を使用する場合、このような地下水の浸透や水頭差に対して、みがき砂がどのように挙動するのか、また、水圧に対してどの程度のねばり強さを発揮するのかを検証する必要がある。つまり、浸透作用による破壊現象の有無とその形態、ならびに水の流れが土粒子に及ぼす浸透力と土耐力の検証である。

このような見地から、粒子流出試験と称する試験方法を考案し、試験装置を製作し実験した。

## 2) 試験試料

試験試料は、細粒分含有率  $F_c=86\%$  (平均) のみがき砂を用い、湿潤密度を変化させ、密な状態から緩んだ状態を再現した。また、豊浦砂を用い、比較した。

試験試料は自然含水比  $w_n=34.3\%$  とした。乾燥密度を最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  の  $90\%$  となる  $\rho_{d90}=1.05 \text{ g/cm}^3$  とした場合、湿潤密度  $\rho_f=1.41 \text{ g/cm}^3$  となる。この湿潤密度に試料を締め調整したものを試料 A とする。試料 A に対し、それぞれ  $95\%$ 、 $90\%$ 、 $80\%$  に湿潤密度を調整した試料をそれぞれ試料 B、試料 C、試料 D とする。

## 3) 試験装置

製作した粒子流出試験の試験装置を写真 3.8 に示す。図 3.24 に試験装置の概要を示す。

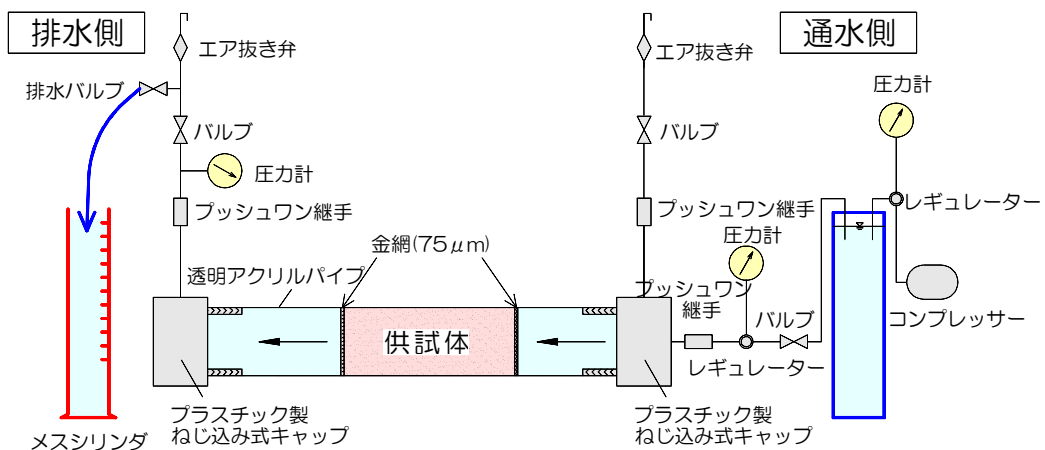


図 3.24 粒子流出試験 装置の概要

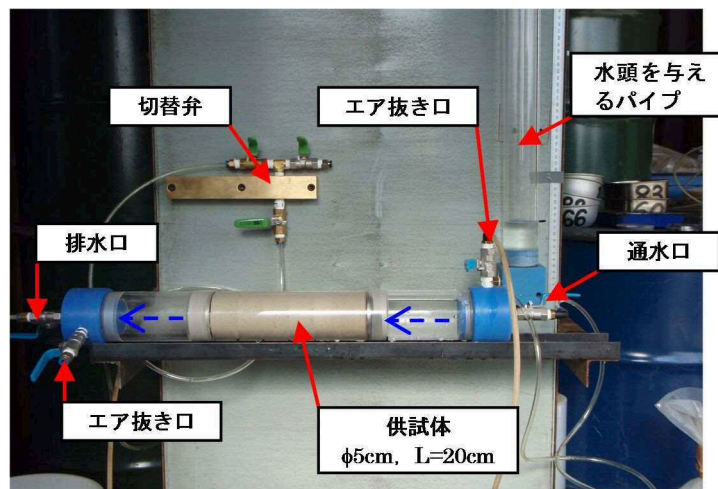
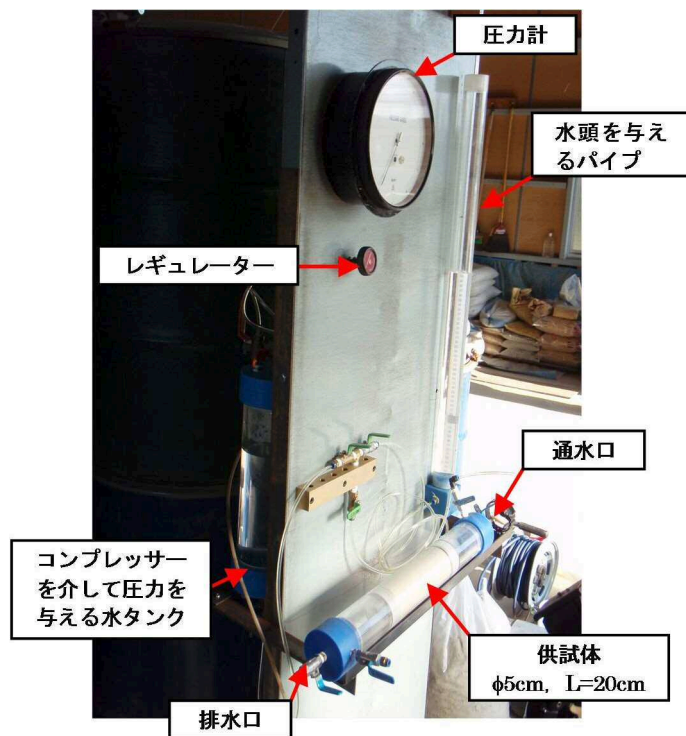


写真 3.8 粒子流出試験 試験装置

#### 4) 試験方法

試験は大きく次の手順である。

あらかじめ対象となる質量を測定した上で、内径 50mm、長さ 10~20cm、容積 392.7cm<sup>3</sup> の円筒で透明なアクリル樹脂の容器へ、6 層に分けて締め固めながら試料を格納する。次に、供試体片側よりスタンドパイプを通じ、コンプレッサーで加圧し、レギュレーターで任意に圧力を変化させ、水を注入する。反対側でメスシリンダーにより排水量を測定する。

試験は供試体を水が通過する際の土粒子の挙動や、供試体端部での流出状況を確認

するものである。注入後、水圧を徐々に増大させ、どの程度の動水勾配で土粒子が流出し破壊に至るかを測定し、供試体の破壊状況を観察する。

みがき砂の試験の手順と方法は、以下の通りである。

- ・ 円筒容器に湿潤密度を調整しながら試料長 20cm となるように試料を詰め、両端を 75 $\mu$ m の金網で固定する。
- ・ 円筒容器を水槽に沈めて水を満たした後、両端部にキャップを取り付ける。
- ・ 排水バルブを閉じ、水圧ポンプにより加圧し、空気弁より排気する。この際、容器を傾け排気を促進する。
- ・ 加圧状態で放置し、両端の圧力計が等しくなることを確認する。
- ・ 排水バルブを開放して通水し、試料を飽和させる。
- ・ 湧出水量が急変して土粒子が流出し、供試体が破壊するまで圧力を上げ、各圧力段階での水量を測定する。
- ・ 加圧ピッチは、供試体に変化が現れる水圧を見極めるため、湧出水量 0.5ml/min 未満は粗に 20kPa（水頭差 2m）、0.5ml/min 以上で 10kPa（水頭差 1m）とした。
- ・ 各圧力段階の保持時間は、水量の大小により、試料 A で 30 分、試料 B、試料 C、試料 D で 15 分である。

豊浦砂では漏斗を用いて試料を水中で円筒容器に落下させ、試料 A とほぼ同様の湿潤密度 ( $\rho_r=1.46\text{g/cm}^3$ ) となる供試体を作成した。試験は試料体を鉛直に設置して、試料の下端より上へ向け注水する。みがき砂に比べ透水性が高いため、圧力ピッチ 0.5kPa（水頭差 5cm、動水勾配 0.25）とし、各圧力段階で 10 分を保持した。

以上の試験方法で実施する試験をケース 1 とする。

実施した試験は 4 ケースで、それぞれの仕様を表 3.10 にまとめて示す。

表 3.10 試験ケースと試験の仕様

試験ケース	試験の仕様
1	湿潤密度の異なる試料 A,B,C,D と豊浦砂を用いて水圧と湧出水量の関係を測定
2	試料 B にあらかじめ $\phi 1.5\text{mm}$ の通水孔を設けて通水し、試料の状態を観察
3	試料 B に一定の静水圧を長時間作用させ、湧出水量（排水量）を測定
4	みがき砂のセメント改良土を用い、ケース 2 と同様の仕様で試験を実施



## 5) 試験結果

### a) ケース 1

図 3. 25 は各圧力段階での湧出水量を示している。

いずれも水圧上昇により水量は漸増するが、ある一定の水圧を超えると、供試体中央付近に径 $\phi=5\sim 8\text{mm}$  大のパイプ状の水みちが形成され、粒子が流出して、水量が急増する。

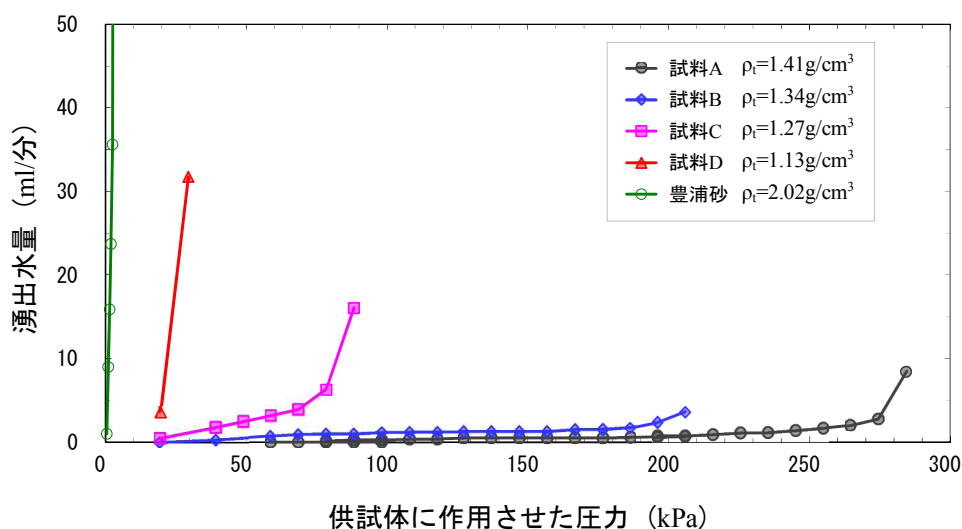


図 3. 25 水圧と湧出水量

写真 3. 9 に試験状況を示す。写真 3. 10 は粒子流出状況である。

写真 3. 11 は各試料の試験後の供試体表面の状況である。ここに見られる水みちはいずれも水圧の増加によりパイピングが進行して形成された。この際、圧力を増しても水圧が上昇しない状態があり、その間に水みちがパイプ状となった。その形状は締りの良い供試体ほど小さく、かつ輪郭がはっきりしている。締りの緩い試料 D は湧出水量が多く、水みちの輪郭は不明瞭で、供試体は低圧のもと破壊され泥状を呈する。

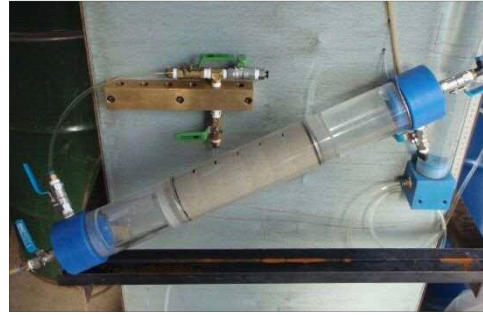
水みちが形成され湧出水量が増大した水圧は、試料 A で 284kPa と水頭 29m に相当し、動水勾配 145 である。試料 B では 206 kPa で水頭 21 m ，動水勾配 105，試料 C では 88 kPa で水頭 9 m ，動水勾配 45，試料 D では 29 kPa で水頭 3 m ，動水勾配 15 である。

一方、豊浦砂では水頭 0.2m、動水勾配 1 でパイピングが発生した(写真 3. 12 参照)。

みがき砂は標準的な砂に比べ、水圧に対して比較的大きな抵抗力を有する。しかしながら、締り具合で約 10 倍の差があり、締りが緩いとわずか数 m の水圧で破壊することが分かった。



(a)試験状況

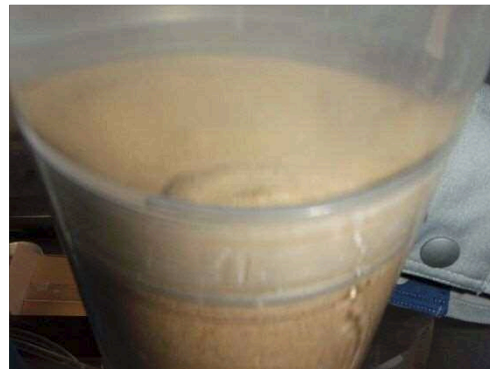
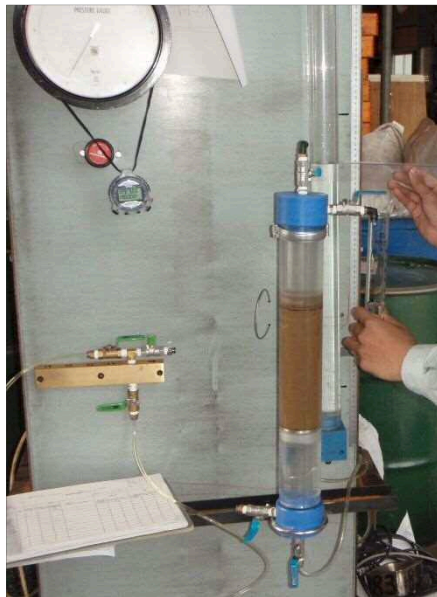


(b)試験時の供試体状況



(c)粒子流出前の湧出水の状況

写真 3.9 粒子流出試験 試験状況



【写真上】

水圧 2kPa

30 秒経過後，噴砂発生

写真 3.12 豊浦砂の粒子流出試験状況

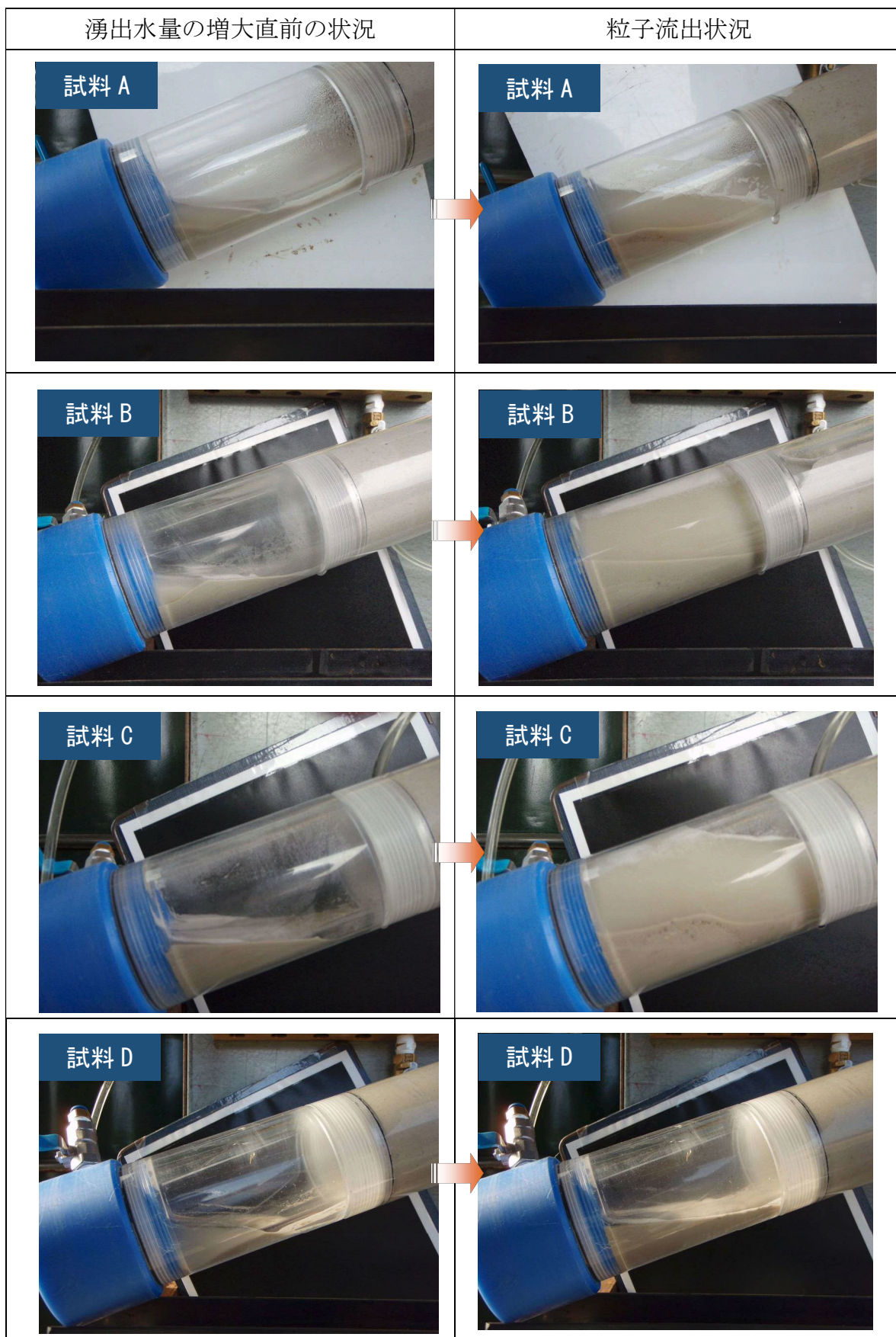


写真 3.10 粒子流出状況





写真 3.11 試験後の供試体表面の状況

### b) ケース 2

本ケースは供試体にすでに水みちがある場合の挙動について調べた。

これは施工の不確実性を反映するもので、予め試料中央部に $\phi=1.5\text{mm}$ の通水孔を設けている。試験方法は前述のケース 1 に同じであるが、供試体は試料 B とし、試料長 10cm、注水側 10cm 区間に礫材を充填している。

写真 3. 12 は試験前後の試料の状況である。通水開始後、直ちに粒子が流出し、圧力は上昇せず、約 5 分後には排水側が崩壊した。25 分後には崩壊域が 5cm 範囲に拡大した。

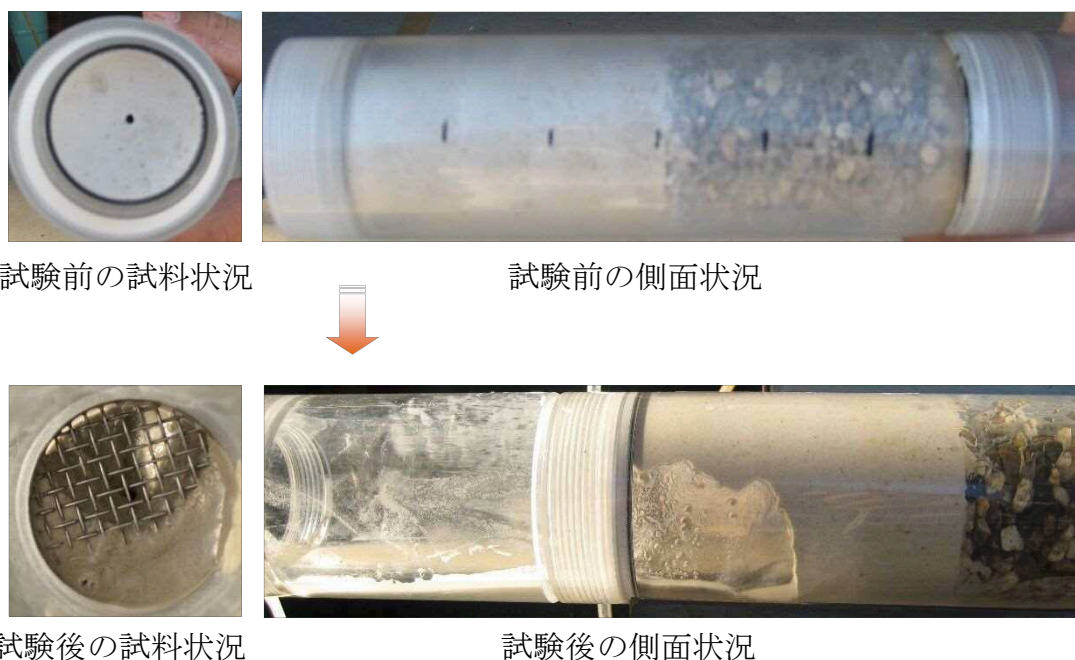


写真 3. 12 水みちを予め設けた試料の試験状況

### c) ケース 3

本ケースは一定の静水圧を長時間作用させた場合の挙動を調べた。

供試体はケース 2 と同様であるが、通水孔はない。試験装置の都合上、最大となる圧力水頭 80cm（動水勾配 8）を維持し、その経過時間と湧出水量（排水量）および試料の状態を観察した。

図 3. 26 に試験の経過日数と試験開始からの排水量の積算値の関係を示す。写真 3. 13 はその経過である。

試験開始約 3 時間半後に微量の排水が認められ、その後、12 日間、ほぼ一定の排水量で経過した。この時点で、排水側を拘束していた 75 $\mu\text{m}$  の金網を外し（写真 3. 13）、さらに試験を継続した。その 2 日後（14 日後）から、排水量は徐々に増加し、試験開始 17 日後に排水側表面が崩壊した。その後、排水量の増大とともに粒子が流出し、試験開始から 19 日で試料が完全に流出した。

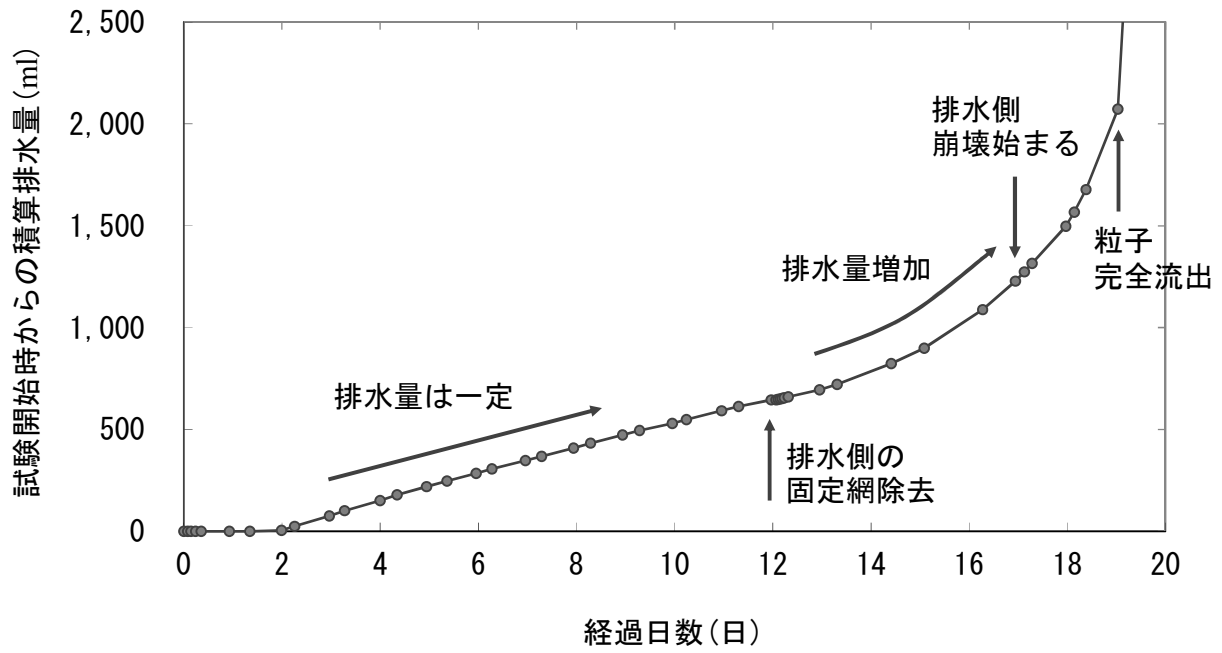


図 3.26 経過日数と排水量の関係



12 日経過後 試料側面



12 日経過後 排水側



15 日経過後 排水側



17 日経過後 排水側



19 日経過後 粒子流出状況



19 日経過後 粒子流出状況

写真 3.13 静水圧を一定期間作用させた試験



この経過を見ると、排水側を固定していた金網の除去が供試体の緩みを誘発して、湧水量の増加と崩壊の発生、さらに粒子の流出に至ったものと考えられる。

これらのことから、みがき砂で構築される盛土は一定の静水圧に対し一定の抵抗力を有するが、何らかの要因で緩みが生じた場合、崩壊の発生や盛土材が流出する危険があることが分かった。すなわち、繰り返し作用する交通荷重や地震等のイベントで緩みが助長され、地下水圧で盛土が変状する可能性が考えられる。

#### d) ケース 4

本ケースは高含水比のみがき砂に  $50\text{kg/m}^3$  のセメントを添加した供試体(7日養生)で、すでに水みちがある場合の挙動を試験した。試験方法はケース 2 と同様で、予め試料の中央部に  $\phi=1.5\text{mm}$  の通水孔を設けた。

写真 3.14 に通水 6 時間後の状況を示す。セメント改良土は未改良の場合に比べ、半日の経過後も試料に変化はなく、粒子の流出や崩壊等の変状は発生しなかった。



注水側



排水側



#### 【排水状況】

濁りや粒子の流出は認められない

写真 3.14 セメント改良土による試験状況 (6 時間経過後)

本試験の結果を以下に取りまとめる。

- ・ 水圧の上昇とともにパイピングが進行し、みがき砂を通過する水量は増加する。
- ・ ある一定の水圧を超えると、供試体中央に $\phi=5\sim 8\text{mm}$  大のパイプ状の水みちが形成され、粒子が流出して水量は急増する。締りが緩い場合は、その後、破壊に至る。
- ・ 水みちが形成され湧出水量が増大する動水勾配は、試験試料より導かれる限界動水勾配 ( $i_c=0.62 : G_s=2.42, e=1.3$ ) よりはるかに大きい。
- ・ みがき砂は標準的な砂に比べると、水圧に対する抵抗性は大きいものの、締り具合で大きな差があり、締りが緩い場合はわずか数 m の水圧で破壊する。
- ・ すでに水みちがある状態の供試体では、通水後ただちに粒子が流出して、水圧は上昇せず、破壊に至る。
- ・ みがき砂は一定の静水圧に対して比較的大きな抵抗力を有するが、何らかの外的要因で緩みが生じた場合、粒子が流出して盛土が変状する危険がある。
- ・ セメント改良したみがき砂は、すでに水みちがあった場合でも、粒子の流出や崩壊等の変状は発生しない。

これらのことから、みがき砂を密に締め固め盛土する場合、透水性は小さく、大きな限界動水勾配を有し、通常では地下水等による変状は生じないと考えられる。しかし、地震等のイベントや、道路盛土には繰り返し交通荷重が作用するため、緩みが助長される。また、周辺に残存する採掘洞との間に生じる一定の水頭差が長期に渡って作用するなど、実験結果に見られるパイピング状の水みち形成、さらに採掘洞への盛土材の流出により、路面下の空洞発達や崩壊等の変状が発生する可能性がある。計画地周辺は四方に採掘洞が広がり、完全な充填は難しく、みがき砂をそのままの状態を利用するには課題が多い。特に、盛土への利用は、地下水の作用による空洞の発達などの危険がある。



### (3) 水浸沈下試験

水浸沈下試験は、一定の拘束圧下で、締固め度の違いが水浸による沈下にどの程度の影響を及ぼすかを調べたものである。試験は小型の一面せん断試験機を用い、締固め度  $D_c=80, 85, 90\%$  の試料に一定の上載圧を載荷して、 $3t$  法により圧密の終了を確認した後、せん断箱内に水を満たして試料を水浸させ、それぞれ拘束圧 50kPa, 100kPa, 200kPa で、圧縮ひずみの変化を 16 時間以上計測したものである。

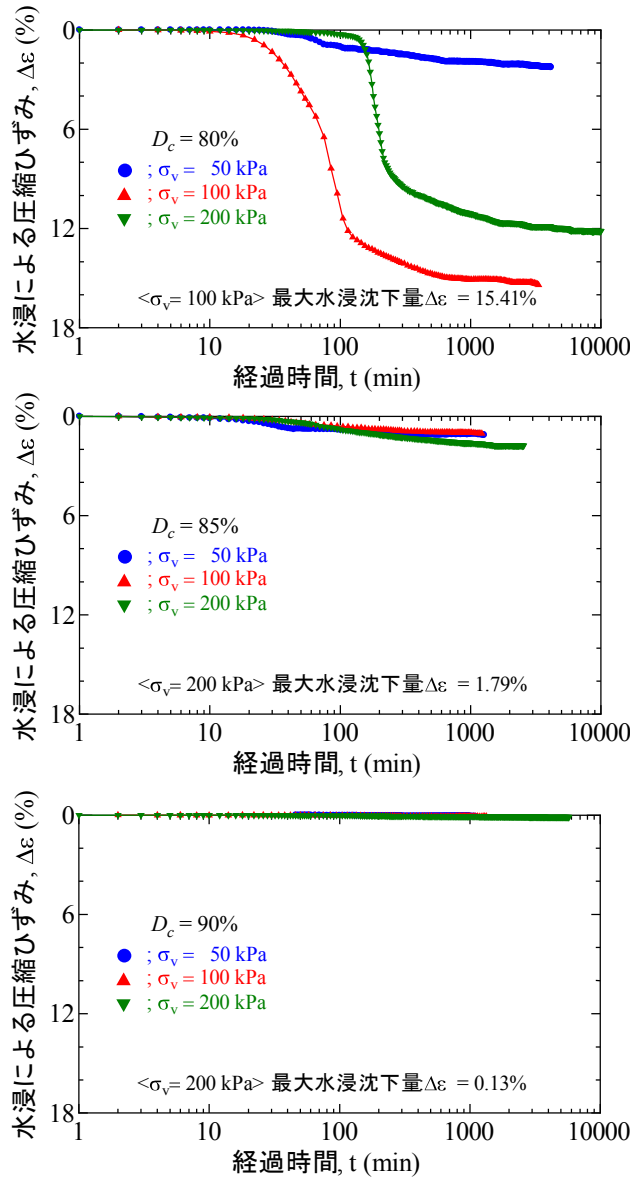


図 3.27 水浸沈下試験結果

図 3.27 に経過時間と水浸に伴う圧縮ひずみの変化を示す。  $D_c=80\%$  で水浸により最大圧縮ひずみ 15% ( $\sigma_v=100$  kPa) と大きな沈下が生じる。一方、  $D_c=85\%$  で最大圧縮ひずみ 1.8% ( $\sigma_v=200$  kPa) と締固め効果大で、  $D_c=90\%$  ではほとんど生じない。

### 3. 6 みがき砂の工学的特性とその利用

#### 3. 6. 1 みがき砂の工学的特性

ここでは、しらすなど我が国の代表的な特殊土の特性を例示しながら、みがき砂の工学的特性についてまとめる。

火山ガラスの集合体として良く知られる地盤にしらすがある。しらすは火砕流堆積物を起源とし、始良カルデラ等に由来して南九州に広く分布する他、類似のものが北海道屈斜路や十勝、支笏などのカルデラ周辺や十和田湖東南部に認められる<sup>17)</sup>。「地盤材料試験の方法と解説」では、火山噴出物の一次および二次堆積物を細粒分含有率で区分して50%以上のものを火山灰質細粒土、50%以上となっていないものを火山灰質粗粒土と称している<sup>19)</sup>。この区分に従えば、しらすは火山灰質粗粒土に、解した状態のみがき砂は火山灰質細粒土( $F_c \geq 50\%$ )に区分され、「地盤材料の分類名」は、砂混じり細粒土ないし砂質細粒土で、みがき「砂」の名称と相違する。

代表的な火山灰質細粒土に関東ロームがある。みがき砂は自然含水比や土粒子の密度、コンシステンシーなど、基本物性の面でローム系火山灰質土と相違し、特性はしらすに近い。しらすは火山ガラスの他、いくらかの軽石を含む。みがき砂はほぼ火山ガラスからなり、多くの類似点がある。

しらすやスコリアなどの火山灰質粗粒土は粒子が破碎しやすい破碎性土である<sup>38)</sup>。粒子破碎が力学特性に影響を及ぼし、密実化、細粒化および粒子の再配列をもたらす<sup>27)</sup>。みがき砂も同様に締め固めに伴い粒子が破碎して細粒分が増加し、粒径加積曲線は上方へシフトする。また、液性限界・塑性限界 NP で、再構成試料（自然含水比、 $D_c=90\%$ ）の CUB 試験では、 $c_{cu}=10\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=36^\circ$ 、 $c' = 12\text{kPa}$ 、 $\phi = 38^\circ$ を示す。細粒分が90%に及ぶにもかかわらず、低塑性でかつ、粗粒土に類似した力学的特性を示す。これがみがき「砂」と称される所以であろう。

みがき砂の大きな特徴の一つとして、自然状態のものに対し、これをほぐして再構成した試料で大きく強度が低下する点が挙げられる。みがき砂はセメンテーションによって生じる攪乱状態の10~100倍以上の一軸圧縮強さを有し、 $c_{cu}$ 、 $c' \approx 100\sim 200\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}$ 、 $\phi \geq 40\sim 50^\circ$ で、岩盤にも相当する。しらすでも、乱した試料と乱さない試料の構造の違いが力学特性に影響を与えることが知られている。

ここで、図 3.28 に示すように、乱した試料の強度は粒子間の摩擦と構造に基づく<sup>18)</sup>、構造的な強さとしてインターロッキングやサクションがある。乱さない試料ではさらに、年代効果による、土の骨格構造の発達やセメンテーション効果が加わり、みがき砂ではこれが非常に顕著である。すなわち、自然状態のみがき砂が有する強いせん断強度は、圧縮・圧密、押し固め、セメンテーションなど、続成作用による年代効果に基づいている。そのため、一度粉碎し乱したものを単純に締め固めても、もはや

従前の強度は再現できない。

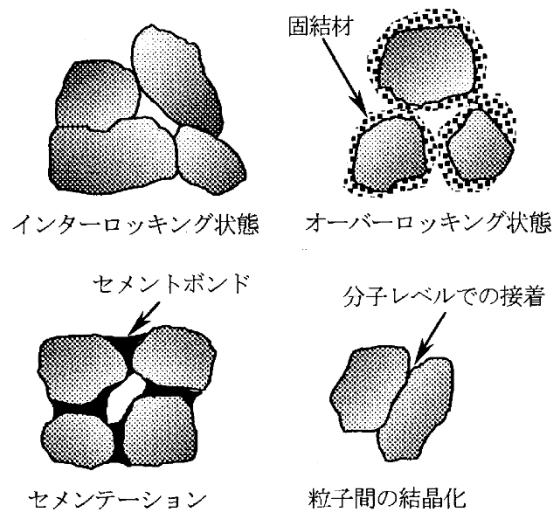


図 3.28 砂のセメンテーションの発達のメカニズム<sup>39)</sup>

みがき砂は火山灰が空中運搬された後、火山ガラスのみが再堆積して形成されたと推定されている<sup>9)</sup>。自然状態のみがき砂はその形成過程から堆積構造による異方性が認められるが、拘束圧の増大によって、セメンテーションが損傷、破壊して、消滅する。これらは、圧縮強度（不攪乱試料： $q_u=0.2\sim 3.4\text{MPa}$ ）のばらつきにも現れる。

BE 試験による  $G$  測定は土の強度特性を評価する上で有効であり、本研究では自然状態のみがき砂とその改良土をせん断弾性係数と圧縮強度との関係性から比較し、自然状態のセメンテーション効果を物理的なものとして区別した。自然状態のみがき砂は、せん断に対する変形の強さを同じとする場合、改良土（化学的セメンテーション）に対し、4 倍以上の圧縮強度に対比され、これが物理的セメンテーション効果と考える。自然状態ではセメントボンドの発達により土粒子間が接着され、かつ、粒子間の結晶化による年代効果、すなわち物理的セメンテーションを有する。

一方、ほぐした状態のみがき砂は、 $D_{50}\leq 0.03\text{mm}$  かつ  $D_{10}\leq 0.007\text{mm}$  の低塑性土で、液状化対象土である<sup>40)</sup>。再構成試料の動的強度（液状化強度）は小さく、みがき砂による盛土は、地下水面下で、地震時に液状化する可能性が高い。粒子が脆弱な火山灰土は低拘束圧で圧密による粒子破碎が液状化強度を低減させるが<sup>27)</sup>、みがき砂も粒子破碎の影響から、さらに強度が低下すると推定される。自然状態のみがき砂は、直立する採掘洞や露天掘りの無処理面が何十年もその安定を維持し、岩盤に相当する強度と高い耐侵食性（物理的セメンテーション）を有するが、これを一旦解きほぐすと耐侵食性が極めて小さい土材料となる。

同様に、自然状態のしらすは土粒子の密度が小さく、粘着力が小さいため耐侵食性

が低く、水の作用に対して脆弱である。また、サクシオンが大きく、一度含んだ水が抜けにくい。さらに、火山ガラスを主成分とするため、土壌養分が少なく植物の生育が困難で<sup>41)</sup>、土砂災害を誘発する特殊土である。

研究対象の道路計画地では路面下に分布する採掘洞を開削して埋め戻すが、採掘洞は用地外へと連続しているため、周辺には空洞が残存する。ここへみがき砂による盛土を構築すると、盛土は降雨や地下水の侵入でいずれ飽和あるいはそれに近い状態を経て、地表付近から空洞へ向かう浸透流が生じ、水圧が作用する。これに伴ってパイピングが発生し土粒子が流出して、それが繰り返されると、空洞が発達し盛土が破壊される。再構成したみがき砂は一定の水圧に対し比較的大きな抵抗力を発揮するものの、地震や活荷重などの外的要因で緩みが生じた場合やパイプ状の水みちが存在する場合は、極端に脆く、浸透流で容易に土骨格が崩れ、流動化して、土構造が破壊すると考えられる。

みがき砂は  $\rho_{dmax}$  の 90%となる乾燥密度を示す含水比  $w_{opt90\%}$ が自然含水比より大きく、自然含水比による締め固めが可能である(表 3.2)。概ね 50%より小さい含水比で締め固めれば、おおよそ 90%以上の締め固め度となるが、それを超えると所定の締め固め度を満足しない。また、締め固めにより粒子は破碎するが、間隙の閉塞により高密度化して  $\rho_{dmax}$  はより大きく、土構造は安定する。自然含水比で再構成した試料は、 $\phi_{cu} \geq 35^\circ$ 、 $c_{cu}=10kPa$  (平均)と、盛土安定に必要な強度を備える。この際、粒子破碎により  $\phi$ は低減するものの  $c$  が発生、あるいは増大する。この傾向は含水比の変化でも見られ、自然含水比に対し、 $\rho_{dmax}$  の 90%となる乾燥密度を示す含水比(湿潤側)  $w_{opt90\%}$ で締め固めた試料は  $c$  が増加し  $\phi$ が低下する。締め固め時の含水比と強度は関連している。修正 CBR 値から路体のみならず路床へ適用でき、コーン指数からダンプトラックの走行が可能であり、所定の締め固め度を確保することで水浸による沈下はほとんど生じず、自重や活荷重による沈下も軽微である。

以上のように、みがき砂を盛土に再利用する場合、力学特性の面では活用が期待できる。

一方、施工時の含水比が大きくなると所定の締め固め度を満足せず、沈下等の変状に結びつくなど、盛土の性能低下が生じる。また、透水係数が小さく排水性が悪いため、一度侵入した水が容易に排水されず、含水比の管理が難しくなるなど、施工管理に課題がある。さらに、前述のように水に対する抵抗性や動的強度の改善が必要であり、地盤材料としての利用には安定処理が必要である。

### 3. 6. 2 盛土への利用

みがき砂はセメントを添加して締め固める安定処理により利用した。これは自然状態のみがき砂を一定程度復元するもので、土構造へセメンテーションを付加して従前の状態へ回復させる手段である。

配合試験は施工時の含水比変化を想定し、自然含水比  $w_n=34\%$  と高含水比  $w_n=50\%$  の 2 種とした (写真 3. 15 参照)。

みがき砂は自然状態  $q_u=0.2\sim 3.4\text{MPa}$  で、再構成試料 ( $D_c=90\%$ ) は  $q_u=25\text{kPa}$  である。

図 3. 29 はセメント添加量と一軸圧縮強さの関係である。添加量  $50\text{kg/m}^3$  で  $q_u=550\text{kPa}$  (自然含水比) と、再構成試料の 20 倍以上である。高含水比は  $q_u=255\text{kPa}$  とその 1/2 で、含水状態により大きな差がある。

図 3. 30 はセメント添加量と三軸圧縮試験 (UU) の関係である。みがき砂は細粒分が概ね 90%を超えるものの  $\phi$  が卓越する粗粒土に類似した力学特性を示す。改良土も同様に  $\phi > 30^\circ$  で、 $c$  は添加量の増加に伴って増大する。自然含水比で作成した供試体の  $\phi$  は添加量の増加に伴って低下し、高含水比では比例的に増加する。前者はセメント添加による粒度組成の変化が強度の発現に影響している。後者は添加による含水比の調整とインターロッキングが強固になる<sup>42)</sup>土の骨格構造への寄与が考えられる。

安定処理は現場で均一な混合が確保できる最小添加量  $50\text{kg/m}^3$  を採用した<sup>43)</sup>。みがき砂は単独で一定の  $\phi$  を発現するため、セメントの添加目的は水に対する抵抗力の増大である。

図 3. 31 は図 3. 9 の締め固め曲線に改良土 (添加量  $50\text{kg/m}^3$ ) の結果を併記したものである。両者に大きな違いはなく、目安として施工時の含水比 50%以下で、概ね  $D_c \geq 90\%$  が確保できる。ここで、水浸暴露試験および粒子流出試験により、高含水比の改良土 (添加量  $50\text{kg/m}^3$ ) の侵食・浸透特性の改善を確認した (写真 3. 7, 写真 3. 14)。

盛土のり面は砂質土の安定勾配 1 : 1.8 を採用した<sup>44)</sup>。改良土の品質目標は、通常の砂が有する  $\phi \geq 30^\circ$  をのり面安定に必要な強度と考え、侵食・浸透特性の改善に必要なセメンテーション効果を粘着力で評価して定めた。高含水比の改良土 (添加量  $50\text{kg/m}^3$ ) は  $c_u \geq 60\text{kPa}$  を有し、これをセメンテーション効果に必要な最低の成分とした。

よって、品質管理値は  $\phi \geq 30^\circ$ 、 $c_u \geq 60\text{kPa}$  で、式 (3. 2) より一軸圧縮強さ  $q_u \geq 210\text{kPa}$  となる。これは高含水比の改良土  $q_u=255\text{kPa}$  に近い。

$$q_u = 2c / \tan(45 - \phi/2) \quad (3. 2)$$

以上はいずれも 7 日強度で、28 日強度はさらにその約 1.4 倍となった。施工後 20 年経過した改良土で強度が倍増した例<sup>42)</sup>もあるなど、みがき砂の改良は最小添加量  $50\text{kg/m}^3$  で、その目的を果たし得るものである。



(a) 自然含水比



(b) 高含水比 ( $w=50\%$ ) 中央に重りを配置

写真 3.15 みがき砂の含水状態による変化<sup>7)</sup>

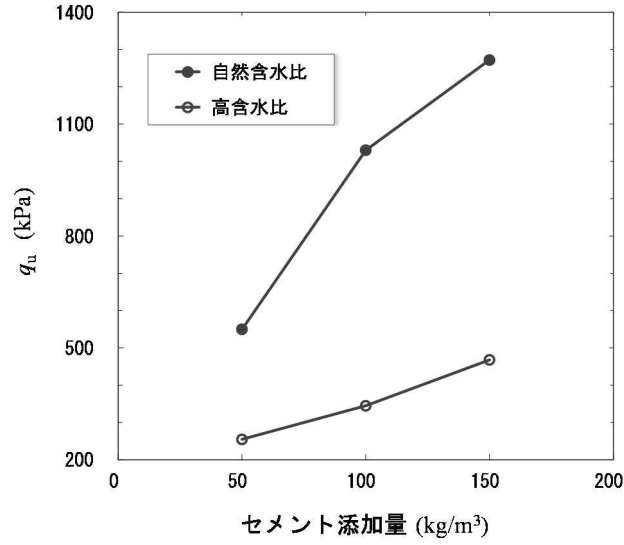


図 3.29 配合試験結果 (7日強度)

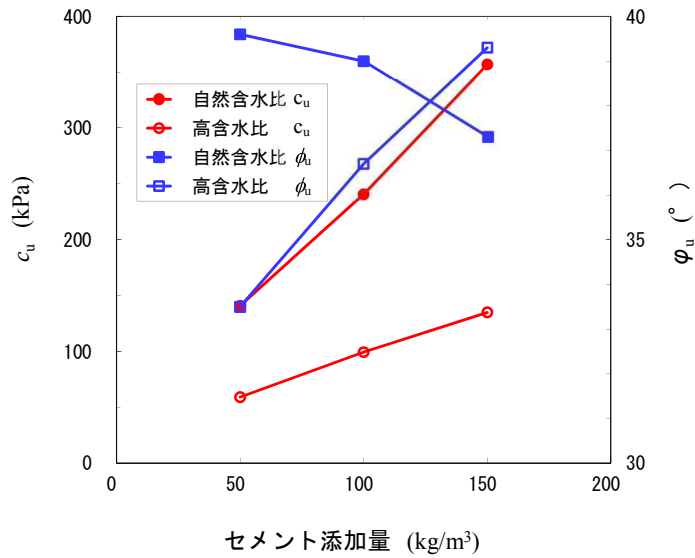


図 3.30 配合試験結果 (UU 試験・7日強度)

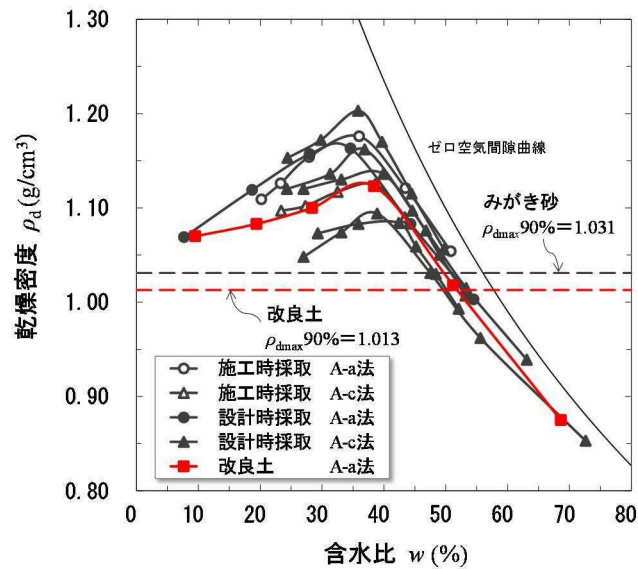


図 3.31 セメント改良土とみがき砂の締固め曲線



写真 3.16 は施工時の掘削面に現れた採掘洞の写真である。写真 3.17 は開削後、埋め戻し前の現地状況である。図 3.32 に示すように、みがき砂のセメント改良土を用い、開削部を埋め戻し、盛土を構築して、施工を終えた。供用後、約 1 年以上を経た。



写真 3.16 掘削面と採掘洞

写真 3.17 掘削状況

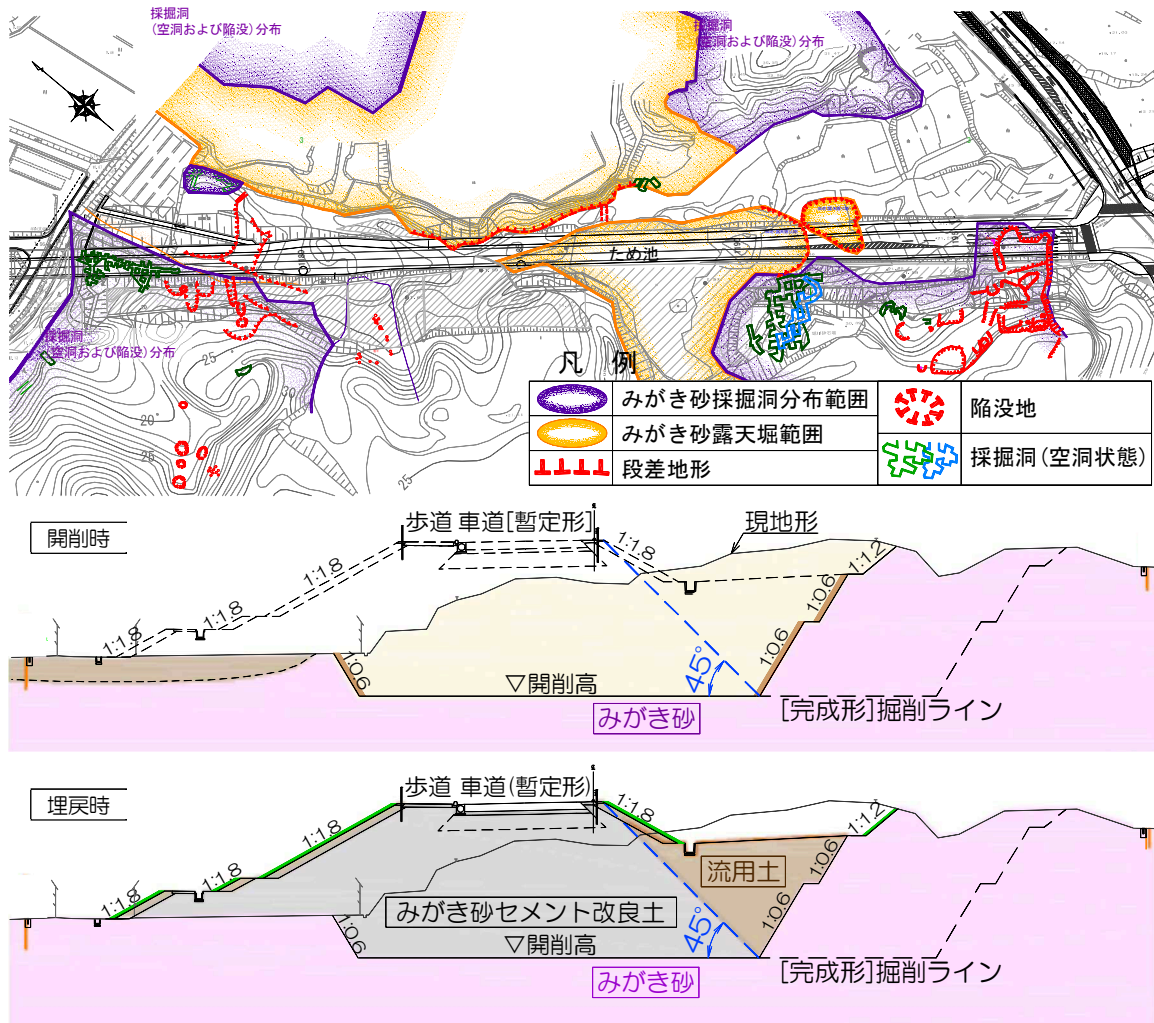


図 3.32 みがき砂の再利用による道路盛土



### 3. 7 まとめ

みがき砂の基本的な物理特性および力学特性を表 3.11 にまとめて示す.

表 3.11 みがき砂の特性一覧表

項目	特性	備考
土粒子の密度	2.407~2.487 g/cm <sup>3</sup>	主に火山ガラスよりなる
粒度組成	礫 : 0.0~0.3% 砂 : 2.4~27.4% シルト : 65.5~84.5% 粘土 : 7.1~17.3%	火山灰質細粒土 $F_c=72.6\sim 97.3\%$
自然含水比	$w_n=34\sim 49\%$	
液・塑性	N P	非塑性
締固め特性	$w_{opt}=33\sim 35\%$ $\rho_{dmax}=1.17\sim 1.18\text{ g/cm}^3$	A-a 法
	$w_{opt}=35\sim 40\%$ $\rho_{dmax}=1.09\sim 1.20\text{ g/cm}^3$	A-c 法
圧密特性	$C_c=0.14\sim 0.18$	
透水係数	$k_{15}=1.25\times 10^{-7}\text{ m/s}$	$D_c=90\%$ , 自然含水比
水浸沈下	締りが緩い場合, 大きな沈下が発生する	再構成試料
強度定数	$c_{cu}=2.5\sim 16.8\text{ kPa}$ $\phi_{cu}=35.0\sim 37.8^\circ$	$D_c=90\%$ , 自然含水比
	$c_{cu}=99\sim 221\text{ kPa}$ $\phi_{cu}=43.2\sim 57.2^\circ$	自然状態
一軸圧縮強さ	$q_u=25\text{ kPa}$	$D_c=90\%$ , 自然含水比
	$q_u=228\sim 3,409\text{ kPa}$	自然状態
動的強度	RL20=0.179	$N_c=20$ , 繰返し応力比
湿潤密度	$\rho_t=1.59\sim 1.71\text{ g/cm}^3$	自然状態
耐侵食性	極めて弱い	再構成試料
浸透特性	限界動水勾配は大きい. 緩みやパイピングにより浸透破壊が発生する.	再構成試料

みがき砂は津市南部の半田地区に見られるローカルソイルで、自然状態では硬く固結しているが、掘削して解きほぐすとサラサラとした均質できれいな灰白色の土砂となる。代表的な特殊土で、南九州などに広く分布するしらすに類似した特性を示すが、しらすが粗粒土で砂質土に分類されるのに対し、みがき砂は細粒土で粘性土に区分される。

土粒子の密度が  $2.44\text{g/cm}^3$  と小さく、破砕性土で、細粒分含有率 90% に及ぶ。にもかかわらず、低塑性でかつ、粗粒土に類似した力学特性を示すのは、シルトが 80% を占め、大部分が火山ガラスよりなるためである。

土の粒度組成は工学的特性を論じる際に極めて重要な指標であるが、みがき砂にあつては、火山灰質細粒土の区分でなく、みがき「砂」の名称通りの特性で特徴づけられる。その意味でみがき砂もしらすとならび、特殊土の一つに数えられよう。

みがき砂は自然状態では硬く固結し、岩盤に相当する強度と耐侵食性を有するが、掘削して解きほぐすとセメンテーション効果を喪失し、しらすと同様、耐侵食性が低く、地震時の液状化や浸透水によるパイピング発生など、水的作用に対し脆弱となる。

一方、粗粒土に類似した力学特性から地盤材料としての活用が期待でき、締固めに伴う粒子破砕により高密度化して、さらに土構造が安定する。

よって、セメントの添加と締固めにより、水に対する抵抗性を改善することで、盛土材料としての利用が可能である。

## 参考文献

---

- 1) 国土交通省中部地方整備局三重河川国道事務所 HP：入手先 〈<http://www.cbr.mlit.go.jp/mie/>〉（参照 2016.4.10）
- 2) 吉田史郎：津東部地域の地質 地域地質研究報告（5 万分の 1 地質図幅），地質調査所, p.33, 1987.
- 3) 吉川周作：伊勢平野の東海層群 火山灰層序島根大学地球資源環境学研究報告 20, pp.59-67, 2001.
- 4) 三重河川国道事務所：平成 18 年度中勢道路半田地区地下洞探査業務報告書, pp.1-135, 2007.
- 5) 渡邊浩幸・渡瀬健司・西岡孝尚：みがき砂採掘洞道路構造検討，一般社団法人建設コンサルタンツ協会 近畿支部 第 42 回研究発表会論集 No.59, pp.237-241, 2009.
- 6) 渡邊浩幸・渡瀬健司・西岡孝尚：みがき砂採掘洞道路構造検討，一般社団法人建設コンサルタンツ協会 近畿支部 第 47 回研究発表会論集 No.326, pp.192-197, 2014.
- 7) 三重河川国道事務所：平成 19 年度中勢道路細部設計業務設計報告書第 3 編第 2 章 §§6, 全 399p, 2009.
- 8) 三重河川国道事務所：平成 19 年度中勢道路津地区空洞探査業務報告書，全 235p, 2008.
- 9) 磯部克：津市半田の磨砂ーその歴史と成因について 津市民文化 No.20, pp.50-57, 1993.
- 10) 小竹一之：三重の文化 歴史の情報蔵 第 76 話 阿漕火山灰層の凝灰岩 入手先 〈<http://www.bunka.pref.mie.lg.jp/rekishi/kenshi>〉（参照 2016.1.17）
- 11) 隠された世界遺産 半田の洞窟と磨洞温泉の歴史 入手先 〈<http://www.ryoufu.com/kanako/doukutsu/index2.html>〉（参照 2016.1.17）
- 12) 米空軍戦略爆撃調査団：米軍戦略爆撃調査団報告書第 35 巻, pp.53-54, (英文), 1946.
- 13) 坂本昭夫：残存地下空洞による地盤の変状とその対策に関する研究，早稲田大学大学院理工学研究科博士論文, p.17, 2006.
- 14) 中日新聞夕刊, 2006.7.10
- 15) 東国昭・石黒博文・小松幹雄・高木郁夫・飯田汲事：みがき砂採掘跡地における残存空洞と地盤処理に関する諸問題，第 25 回土質工学研究発表会講演集, pp.1793-1794, 1990.
- 16) 田中達吉・中西博次：比抵抗映像法の地盤調査への適用，第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.33-34, 1993.
- 17) 北村良介・安田進・岡林功：火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム（八戸） 5.しらすの工学的性質, pp.36-45, 1995.

- 
- 18) 土質工学会：日本の特殊土 土質基礎工学ライブラリー10, p.209, p.224, pp.227-236, 1974.
  - 19) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, p.945, p.965, p.990, p.1006, 2009.
  - 20) 兵動正幸・三浦清一・八木一善・荒牧憲隆・高田誠・北村良介：火山灰質土ーその性質と設計施工ー3.火山灰質粗粒土の工学的性質 土と基礎, Vol.53 No.11 Ser.No.574, pp.37-44, 2005.
  - 21) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集, 社団法人地盤工学会, 全274p, 1999.
  - 22) 三浦哲彦・山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破砕の影響, 土木学会論文報告集 第260号, pp.109-118, 1977.
  - 23) 中田隆文・三浦清一：火山灰質粗粒土の粒子破砕による間隙構造の変化と定量化に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.1, pp.224-236, 2007.
  - 24) 田中泰雄・正垣孝晴・板橋一雄・安福規之：沖積粘土層の力学的性質, 土と基礎, 報文-2397, Vol.43 No.10 Ser.No.453, pp.27-30, 1995.
  - 25) 鬼塚克忠・吉武茂樹：埋め戻し材料に用いられるまさ土の工学的特性, 風化残積土に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会風化残積土地盤の物理・力学的性質研究委員会編, pp.127-132, 1988.
  - 26) 八木一善・三浦清一：破砕性火山灰地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.221-234, 2004.
  - 27) 八木一善・三浦清一：破砕性を有する火山灰土の力学特性とその評価法ー北海道の火山灰地盤における検討ー, 応用地質, 第44巻, 第3号, pp.142-153, 2003.
  - 28) 北村良介・風間基樹・片桐雅明・清原雄康：火山灰質土ーその性質と設計施工ー7.火山灰質土の設計・施工法の将来展望, 土と基礎, pp.77-83, 2006.
  - 29) S.Shibuya and H.Tanaka：“Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposits”, Soils and Foundations, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996.
  - 30) 川尻峻三・川口貴之・澁谷啓：締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.4, pp.532-543, 2011.
  - 31) 山下聡・喜多川俊介・堀智仁・鈴木輝之：堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.319-329, 2001.
  - 32) 川尻峻三・川口貴之・澁谷啓：砂質土地盤材料の微小ひずみ領域でのせん断弾性係数の測定と評価, 材料, Vol.62, No.1, pp.39-44, 2013.
  - 33) 澁谷啓・三田地利之・小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における時硬性および拘束圧履歴依存性, 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.249-257, 2001.
  - 34) Takahisa Nishioka, Satoru Shibuya, Satuski Kataoka, Tomoya Kitano, and Tara Nidhi

- 
- Lohani : “Geotechnical engineering characteristics of ‘Polishing Sand’ in Handa area, Japan”, 6TH JAPAN-CHINA GEOTECHNICAL SYMPOSIUM, The Japanese Geotechnical Society, The Chinese Institution of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering-China Civil Engineering Society, 2015. (USB flash drive)
- 35) 松本江基：火山灰質土の性質とその設計・施工シンポジウム（八戸）, 9.火山灰質土の利用と設計・施工上の問題点, pp.74-99, 1995.
- 36) 東・中・西日本高速道路(株)：設計要領第一集土工編, pp.2-77, 2012.
- 37) 国土交通省：発生土利用規準について, 2008.
- 38) 例えば：西岡孝尚・澁谷啓：富士山周辺における「スコリア」の地盤工学的特性, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.3, pp.397-415, 2014.
- 39) Shibuya,S. and Mitachi,T. : Development of a fully digitized triaxial apparatus for testing soils and soft rocks,Geotechnical Engineering, Vol.28, No.2, pp.183-207, 1997.
- 40) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 41) 北村良介・高田誠・宇野洋一・多宝徹・田中義人・酒匂一成：しらす・しらす地盤の特性と設計・施工上の留意点, 基礎工, 特殊土と基礎工, Vol.42, No.12, pp.23-28, 2014.
- 42) 龍岡文夫・渡辺健治・菊池喜昭：第17回 盛土の締固め17, 基礎工, pp.1-4, 2014.
- 43) 社団法人セメント協会：地盤改良マニュアル第4版, p.111, 2012.
- 44) 公益社団法人日本道路協会：道路土工 盛土工指針, p.106, 2010.

## 第4章 安山岩風化残積土の工学的特性とその利用

### ～「高盛土補強土壁」の構造計画～

#### 4. 1 はじめに

花崗岩風化残積土(まさ土)の生成過程や工学的特性に関する知見は豊富であるが、安山岩風化残積土の報告はほとんどなく、道路土工での対応策も明らかと言えない。

本研究は、安山岩類分布地域で道路切土により発生する風化残積土の工学的特性を調べ、道路盛土への利用を検討したものである。

安山岩風化残積土は掘削により解すと礫や砂の混じる粘性土となり、締固めた土の強度は粘着力  $c=36\text{kPa}$  と小さく、そのままの状態では盛土材として利用するのは難しい。

そこで、道路盛土への利用はセメントを添加して改良し、構築に際しては十分な締め固めにより、必要な性能を確保する計画である。

本章では、安山岩風化残積土の工学的特性と道路盛土への利用について述べる。盛土例として、現状、様々な技術的課題がある、沢埋め傾斜地盤上の「高盛土補強土壁」(高さ  $H\approx 40\text{m}$ ) の構造計画を取り扱っている。

#### 4. 2 研究の背景

##### 4. 2. 1 研究の背景

降雨や地震に伴う道路盛土の崩壊が交通を遮断させることによる社会的影響が、道路計画においても大きな課題として認識されるようになった。高速道路をはじめ主要な道路ネットワークである高規格幹線道路は、物流や緊急車両の搬送など社会的に欠かすことのできないインフラの一つとして、災害時を含め、その機能の維持が求められている。

一方、道路構造物である盛土はこれまでより、橋梁やトンネルなどのコンクリート構造物に比べ修復性が高く、築造に当たってのコストも安価であるため、計画段階から構造上の課題に対する重点的な対応が図られることがほとんどなかった。

2004年10月の新潟県中越地震では、関越自動車道において盛土の沈下や崩壊が発生している<sup>1)</sup>。その後、2007年3月能登半島地震では、能登有料道路で大規模な高盛土の崩壊が多数発生し、壊滅的な被害を受け、地震における盛土被害が注目されるよ

うになった<sup>2)</sup>。同年 7 月には新潟県中越沖地震が発生し、北陸自動車道などで同様の被害が発生している<sup>3)</sup>。2009 年 8 月の駿河湾地震では、東名高速道路牧之原 SA 近傍の盛土が幅約 40m、高さ約 10m で崩落<sup>4)</sup>し、通行止めとなって、お盆の帰省ラッシュを直撃し、テレビのニュース等でクローズアップされた(写真 4.1 参照)。直近の 2011 年 3 月の東北地方太平洋沖地震では、常磐自動車道の盛土区間 150m で路面の陥没と波打ちが発生する<sup>5)</sup>など、多くの損傷を伴った。

また、2005 年 9 月の台風 14 号に伴う豪雨では、山陽自動車道甘木地区で施工後 14 年経過した盛土が、幅約 50m、高さ約 23m に渡って崩壊し、崩壊土量約 13,800 m<sup>3</sup>のうち約 8,000 m<sup>3</sup>が流出して、民家が全壊し、3 名が犠牲となった<sup>6)</sup>。

盛土の被災原因として地震動や異常降雨がまず挙げられる。一方で、集水地形を呈する傾斜地盤上へ盛土されていたことも大きな要因であり、先の甘木地区は、3 方向の沢が合流する出口部がボトルネック地形であったことや、地下水の供給を助長する断層破碎帯が存在したことが知られている。また、地下排水施設が不十分で欠損するなど、盛土とその周辺の排水が適切ではなかった。駿河湾地震による崩壊では、スレーキングを伴う劣化材料により盛土が構築されていたことが、その後の透水性や強度低下を招き、地震前からすでに不安定化していたことが崩壊原因の一つとされている。

このように地震や降雨、地下水の影響によると考えられる多くの被災事例に対して、道路盛土に求められる性能を満足させるべく、「道路土工—盛土工指針」(平成 22 年度版)が改定され、これらの課題に対応することとなった。

その一方で、補強土壁工法ではこれまでより地震に対する安定性が高いとされ、盛土端部にその一部として設置される場合を含めて、近年、急速にその実績が増加している<sup>8)</sup>。しかしながら、設計や施工に対する不十分な理解から、設置後に変状が生じた事例も少なくない<sup>9)</sup>。2004 年 10 月の台風 23 号により壁高 20m に及ぶ 2 段積の補強土壁が全崩壊する事例(図 4.1 参照)<sup>10)</sup>など、降雨や地下水の影響、並びに排水設備の不足や盛土材料の特徴に起因する多くのトラブルが報告されている。

平成 24 年の「道路土工—擁壁工指針」の改定に伴い、平成 26 年度に補強土工法の設計・施工マニュアルの改定<sup>11)</sup>がなされ、性能規定型設計の導入に加え、地震や豪雨等の被災事例を踏まえた防災性の向上や施工管理、維持補修に係わる内容が記載されるなど、その強化が図られている。また、その適用範囲を盛土高さ 20m としている。

本研究の盛土計画は、地震や豪雨時の盛土被災事例にある典型的な沢埋めの高盛土である。盛土端部に設置する補強土壁は最大高さ 20m、嵩上げ盛土を含めた全高 44m に及び、土量約 6 万 m<sup>3</sup>と大規模である。加えて、上記マニュアルの適用範囲を超える。

ここでは、このような高盛土と補強土擁壁の組み合わせを「高盛土補強土壁」と称する。

本研究では、この高盛土補強土壁の構造計画として、基礎地盤の調査、現地発生土の室内試験と評価ならびに利用方法の検討、補強土壁や高盛土の構造検討、および変



形解析を実施し，さらに施工時の動態観測方法を立案している．

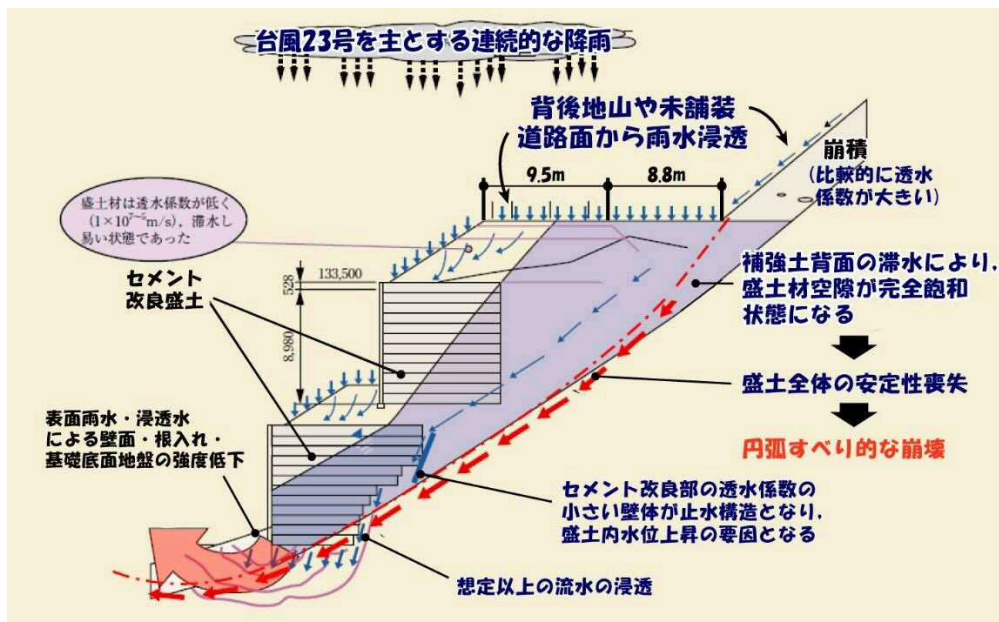
さらに，計画地は安山岩類分布地であるため，道路切土で発生する土材料を盛土材へ利用するために，これまでより十分な報告や議論がなく，その特性が必ずしも明らかとは言えない安山岩風化残積土の特性について述べるものである．



**写真 4.1** 2009 年 8 月 11 日 5 時 7 分発生 駿河湾地震  
盛土が崩落した東名高速道路：東名高速道路 牧ノ原サービスエリア付近  
毎日新聞HPより



(a) 崩壊した補強土壁



(b) 補強土壁の崩壊メカニズムの推定

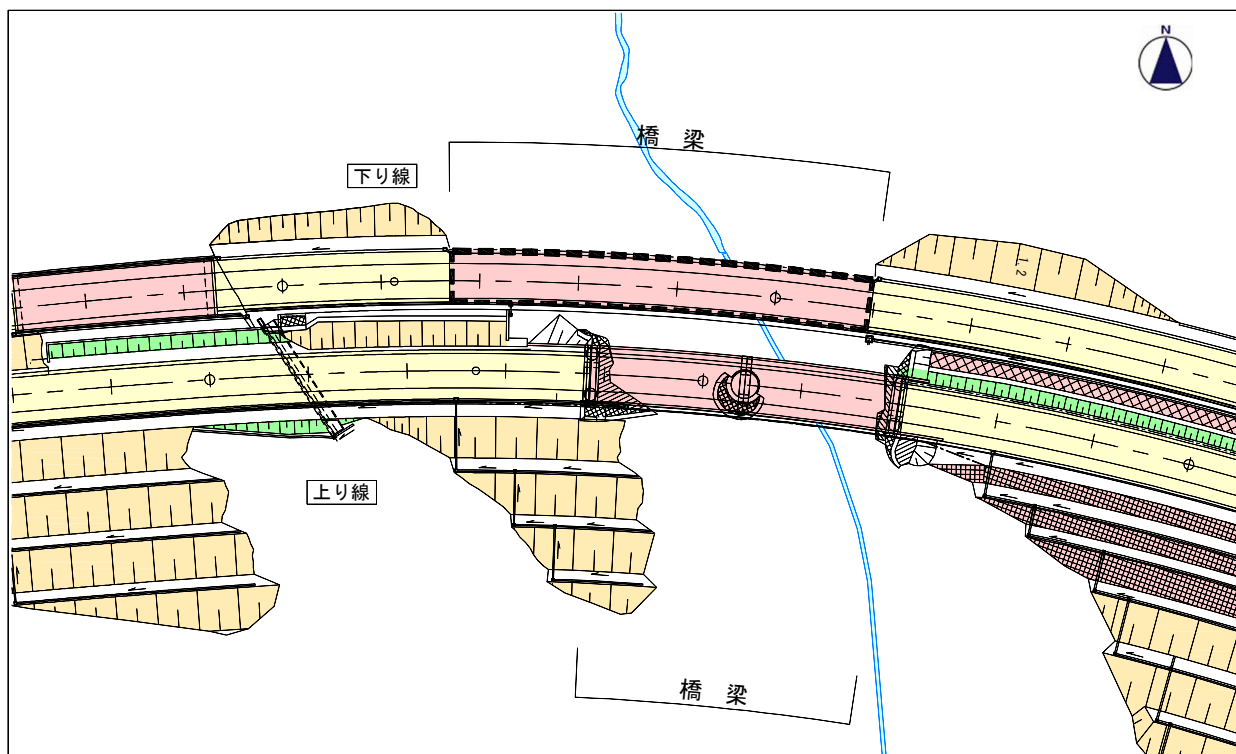
図 4.1 2004 年 10 月の台風 23 号により崩壊した補強土壁<sup>12)</sup>

#### 4. 2. 2 道路計画の背景

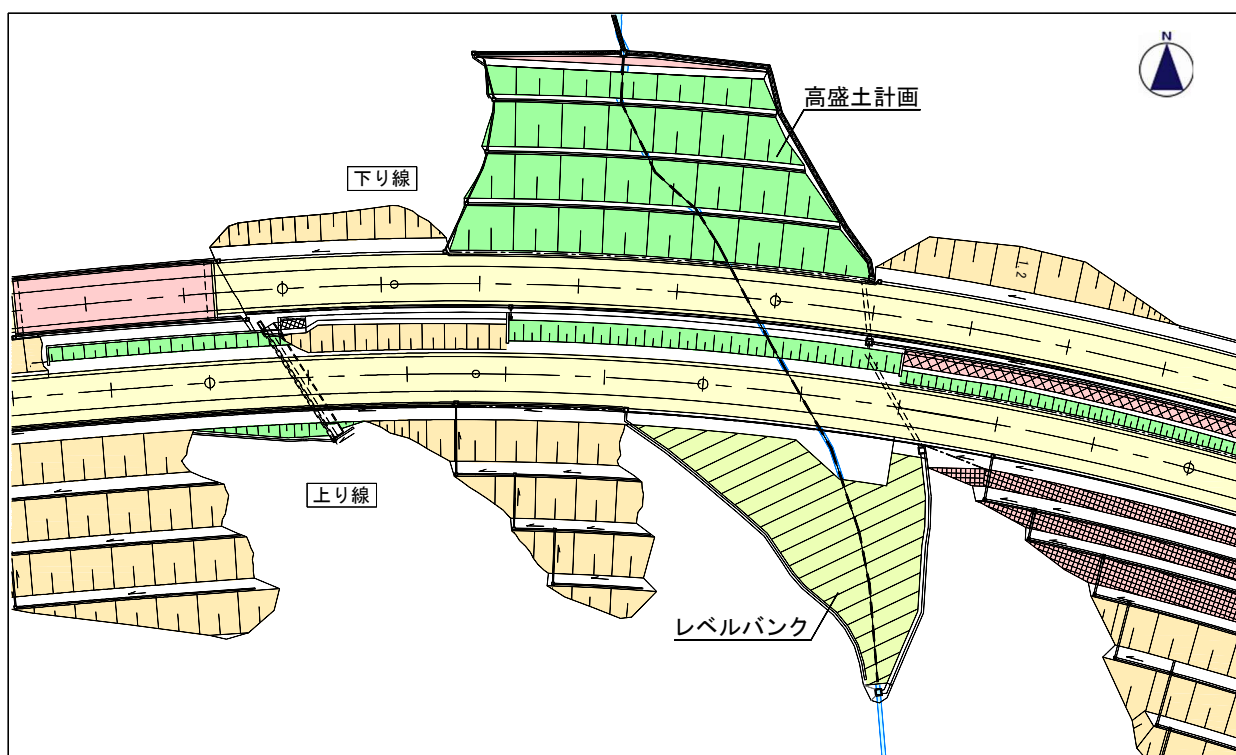
本研究は、高規格幹線道路の沢部を橋梁（橋長 L=63m）にて横過する計画を、対象路線の重要課題である残土処理に対応し、現地発生土の有効活用によるコスト縮減を目的として、盛土構造へ設計を変更することから始まった。図 4.1 は道路完成形計画図である。

上り下り線を併せた橋梁案のトータルコスト約 6.5 億円に対し、盛土案は、約 6 万 m<sup>3</sup> の残土処理を可能とし、約 2.9 億円のコストが縮減できる（図 4.2 参照）。

一方、本計画は地震や豪雨時の盛土被災の実態を有する集水地形を呈する沢埋めの高盛土で、かつ、改定後のマニュアル適用範囲を超える「高盛土補強土壁」という大きな課題があった。



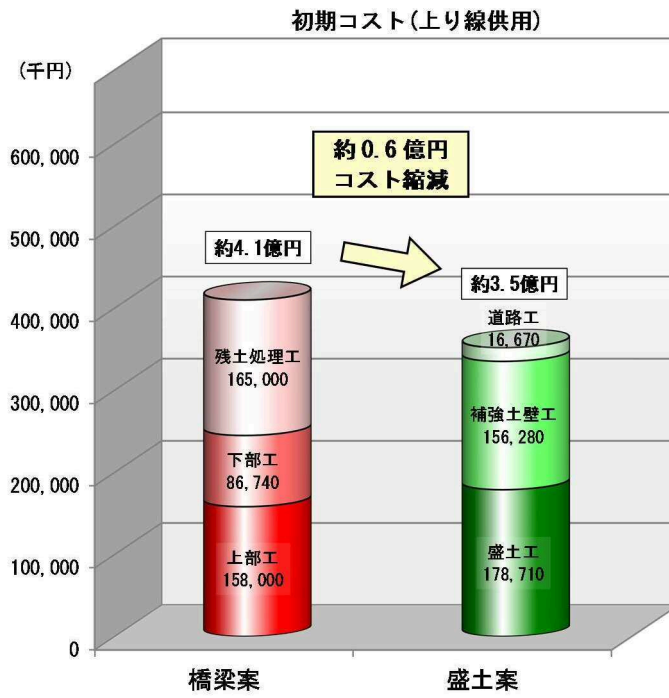
(a)橋梁案



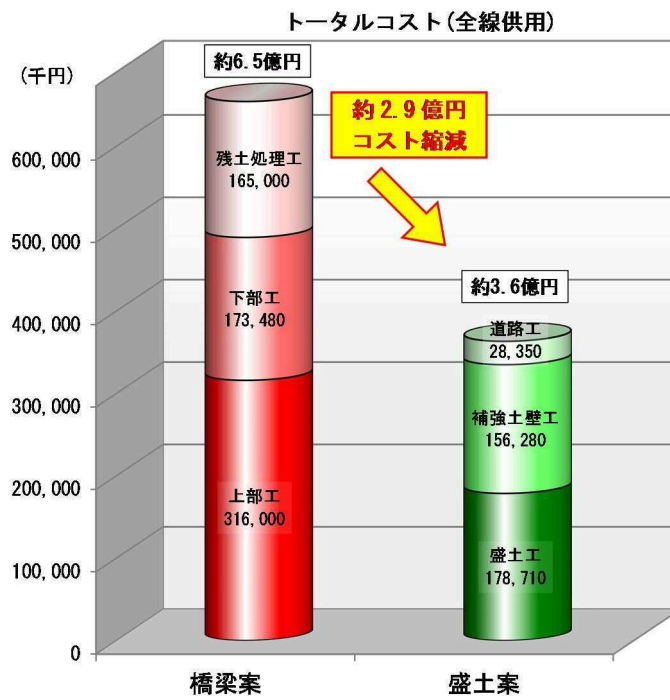
(b)盛土案

図 4.2 道路完成形計画図





(a)暫定形



(b)完成形

図 4.3 コスト削減のイメージ

## 4. 3 計画の条件

### (1) 概要

対象は高規格幹線道路の延長約 80m の区間で、谷部を盛土により通過するものである。上下線を同時に施工し、山側の上り線を供用する計画である。盛土高さは最大 40m におよぶため、端部に補強土擁壁を構築し、谷側への盛りこぼしによる現況道路への影響を回避して、道路用地を縮小する計画である。

ここで補強土壁は最大高さ 20m となり、谷側の下り線までの嵩上げ盛土高さ 15m 以上、山側の上り線までの嵩上げ高さ 20m 以上となる。(図 4.4 参照)

補強土壁+嵩上げ盛土により構築される計画の盛土は集水地形を呈する沢埋めの高盛土となり、約 6 万 m<sup>3</sup>の大規模なものである

### (2) 地形

図 4.5 に計画地の平面図を示す。

計画地は沢地形を呈し、道路計画高さでの谷幅は 70~80m である。溪床幅は上流から下流に向かって 1~5m で、急勾配をなす V 字谷である。沢出口がボトルネック状の狭窄地形を呈するため、ここに補強土壁を構築する場合、その縦断延長を短縮できる。流域面積は 0.029km<sup>2</sup>と小さいが、集水地形を呈し、ちょうど流末に蓋をする壁の構築となる。

### (3) 準拠基準

計画・設計にあたり準拠すべき基準は、盛土の安定性評価は、平成 22 年 4 月に改定された「道路土工—盛土工指針」<sup>13)</sup>である。また、盛土端部に設置する補強土擁壁は、平成 24 年 7 月に改定された「道路土工—擁壁工指針」<sup>14)</sup>であり、補強土擁壁工の構造詳細等は「補強土壁工法設計・施工マニュアル」(平成 26 年度改定版)である。ここで、後者は、その適用範囲は盛土高さ 20m としているため参考基準の位置づけである。

### (4) 重要度および要求性能

路線は災害時の広域的な代替路としての役割を有し、安定した交通を確保することが求められる高規格幹線道路(自動車専用道路)である。

そのため、現在の技術基準<sup>13)14)</sup>では、高盛土補強土壁の重要度は「重要度 1」に区分される。

同じく、要求性能は、常時、降雨およびレベル 1 地震動に対して「性能 1」、レベル 2 地震動に対して「性能 2」を担保するものである。

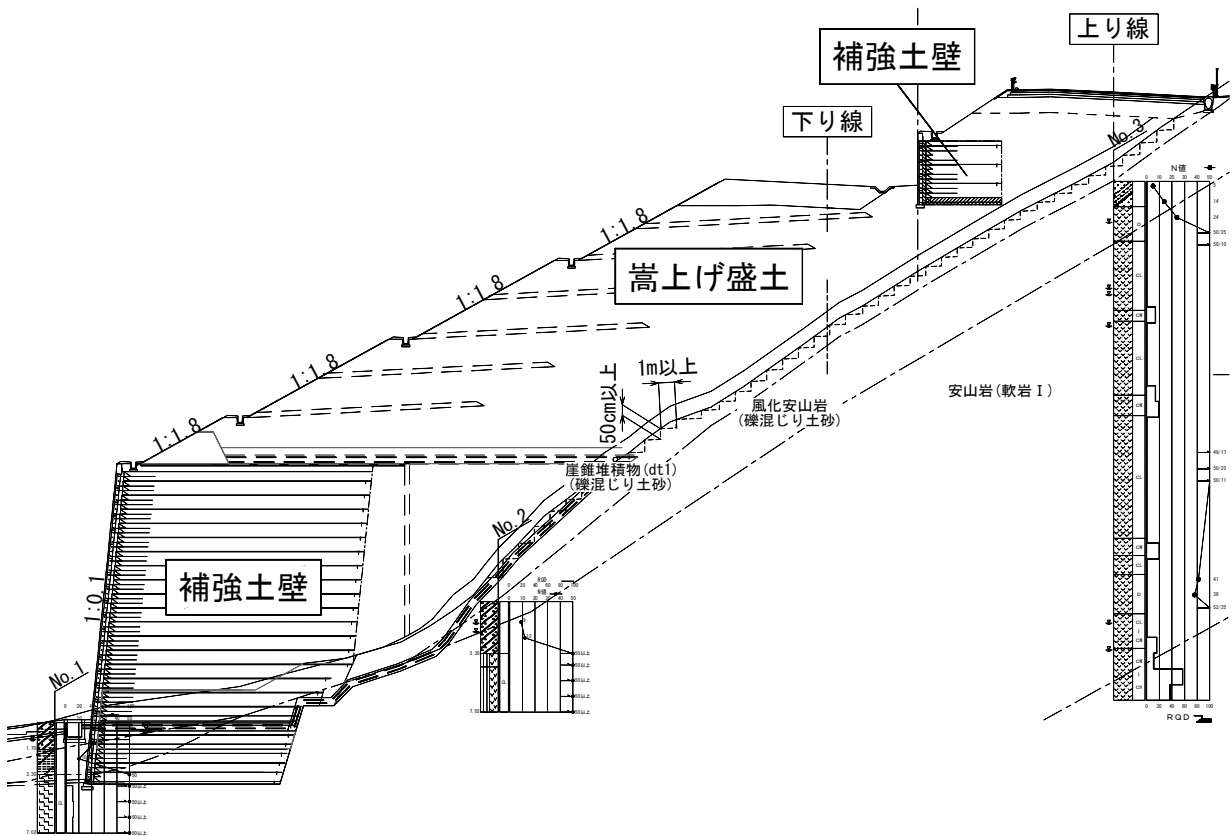


図 4.4 高盛土補強土壁の検討断面

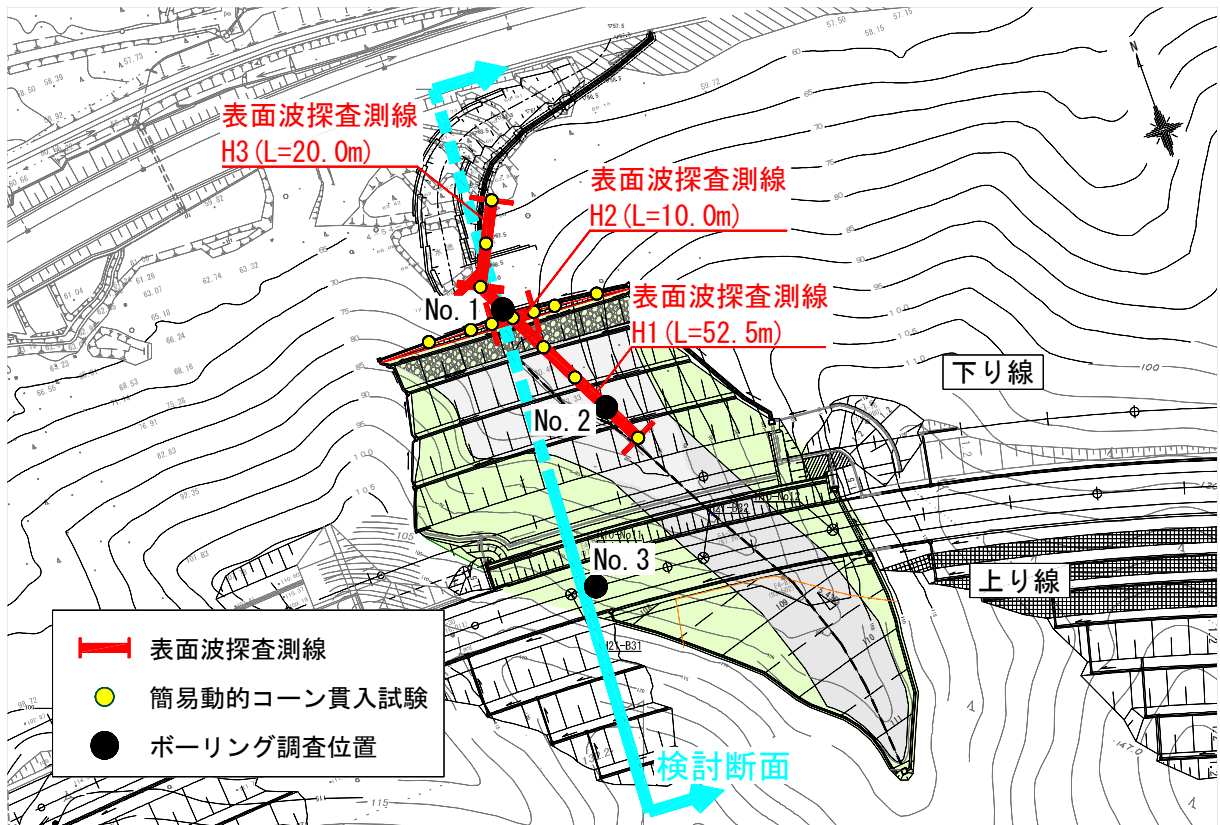


図 4.5 計画地平面図



「道路土工－盛土工指針」(平成 22 年 4 月)<sup>13)</sup>や「道路土工－擁壁工指針」(平成 24 年 7 月)<sup>14)</sup>に示された重要度や要求性能, および性能照査の方法は下記の通りである.

表 4.1 重要度

重要度 1	万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合, あるいは, 隣接する施設に重大な影響を与える場合
重要度 2	上記以外の場合

表 4.2 必要とされる性能と要求性能の水準

性能 1	想定する作用によって健全性を損なわない性能
性能 2	想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり, 機能の回復がすみやかに行い得る性能
性能 3	想定する作用による損傷が致命的とならない性能

表 4.3 盛土の要求性能の例

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
常時の作用		性能 1	性能 1
降雨の作用		性能 1	性能 1
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

表 4.4 擁壁の要求性能の例

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
常時の作用		性能 1	性能 1
降雨の作用		性能 1	性能 1
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

表 4.5 盛土の要求性能に対する限界状態と照査項目<sup>13)</sup>

要求性能	盛土の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査手法
性能 1	想定する作用によって生じる盛土の変形・損傷が盛土の機能を確保でき得る限界の状態	基礎地盤	基礎地盤の力学特性に大きな変化が生じず、盛土、路面から要求される変位にとどまる限界の状態	変形	変形照査
				安定	安定照査
		盛土	盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ路面から要求される変位にとどまる限界の状態	変形	変形照査
				安定	安定照査
性能 2	想定する作用によって生じる盛土の変形・損傷が修復を容易に行い得る限界の状態	基礎地盤	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
		盛土	損傷の修復を容易に行い得る限界	変形	変形照査
性能 3	想定する作用によって生じる盛土の変形・損傷が隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態	基礎地盤	隣接する施設へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
		盛土	隣接する施設へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査

表 4.6 擁壁の要求性能に対する限界状態と照査項目(例)<sup>14)</sup>

要求性能	擁壁の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査手法
性能 1	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、擁壁の機能を確保し得る限界の状態	擁壁, 基礎地盤及び背面盛土	擁壁が安定であるとともに、基礎地盤及び背面盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ、擁壁を構成する部材及び擁壁により形成される道路から要求される変位にとどまる限界の状態	安定	安定照査・視磁力照査
				変形	変形照査
		擁壁を構成する部材	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	強度	断面力照査
性能 2	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、修復を容易に行い得る限界の状態	擁壁, 基礎地盤及び背面盛土	復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
		擁壁を構成する部材	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	強度・変形	断面力照査・変形照査
性能 2	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態	擁壁, 基礎地盤及び背面盛土	隣接する施設へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形	変形照査
		擁壁を構成する部材	部材の耐力が大きく低下し始める状態	強度・変形	断面力照査・変形照査

## (5) 基礎地盤

### a) 地質分布

図 4.6 は沢方向で実施した簡易動的コーン貫入試験と表面波探査結果である。図 4.7 はボーリング結果から推定した地質推定縦断面図である。図 4.8 はこれらを組み合わせた沢方向の地質推定断面図である。図 4.9 は補強土基礎部の地質推定断面図である。それぞれの調査位置は図 4.5 に示した通りである。

基礎地盤は崖錐堆積物 (dt) と風化岩盤である。比較的浅層より基盤岩である安山岩類が分布する。

斜面部は崖錐堆積物は層厚 1m 前後で、急斜面部では表土の下に基盤岩が分布する。斜面部の崖錐堆積物は礫混じり土で軟弱ではない。層厚 1m 前後で、段切りすることで、風化岩盤へ達する。

基盤岩の表層は風化が進行する D 級岩盤であるが、層厚は 1~6m 程度と調査地点によりばらついている。D 級岩盤の下位は、CM 級の新鮮・硬質な岩盤箇所から、CL 級ないし D~CL 級岩盤でばらつき、風化程度が場所により異なる。全体的には D 級岩盤の下には CL 級以上の岩盤が得られる。

沢部は浅層より岩盤が分布し、沢上部は露岩が見られる。一方、谷出口は崖錐堆積物が層厚約 3m 分布する。土質はシルト質砂礫や礫混じりシルトで  $N$  値=9~10 である。擁壁基礎にあたる谷出口の崖錐堆積物は支持層に適さない。補強土壁基礎には大きな地盤反力が発生するため、基礎地盤は崖錐堆積物下位の CL 級岩盤とし、基礎底面を岩盤へ着底させる必要がある。

### b) 地盤定数

地質に対応する地盤定数は表 4.7 の通りである。

表 4.7 基礎地盤の定数

地質区分	土質/土工区分	岩級区分	代表 $N$ 値	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )
崖錐堆積物 (dt1)	礫混じり土砂	-	19	18	36	0
崖錐堆積物 (dt2)	礫混じり粘性土	-	9	18	0	50
風化安山岩	礫混じり土砂	D	45	20	32	90
安山岩/流紋岩	軟岩 I	CL	130	22	35	120

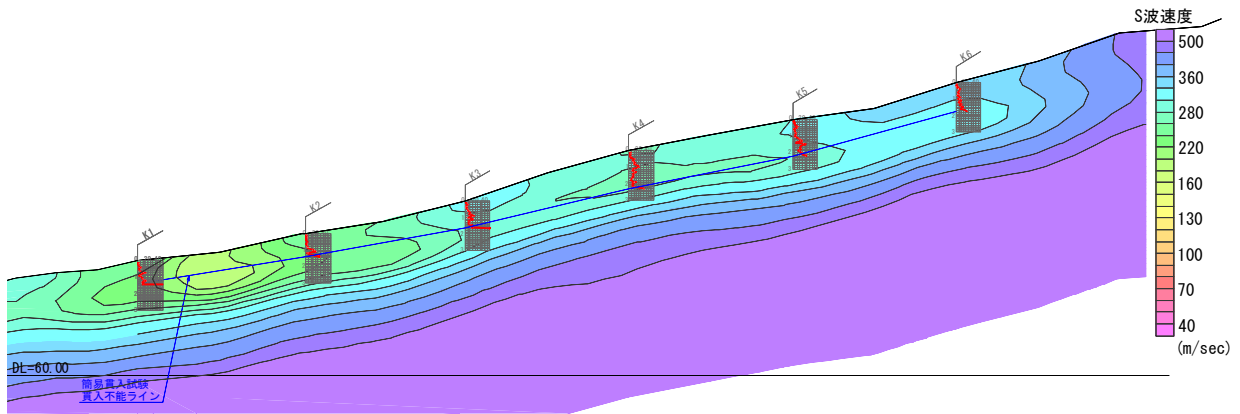


図 4.6 簡易動的コーン貫入試験と表面波探索結果図

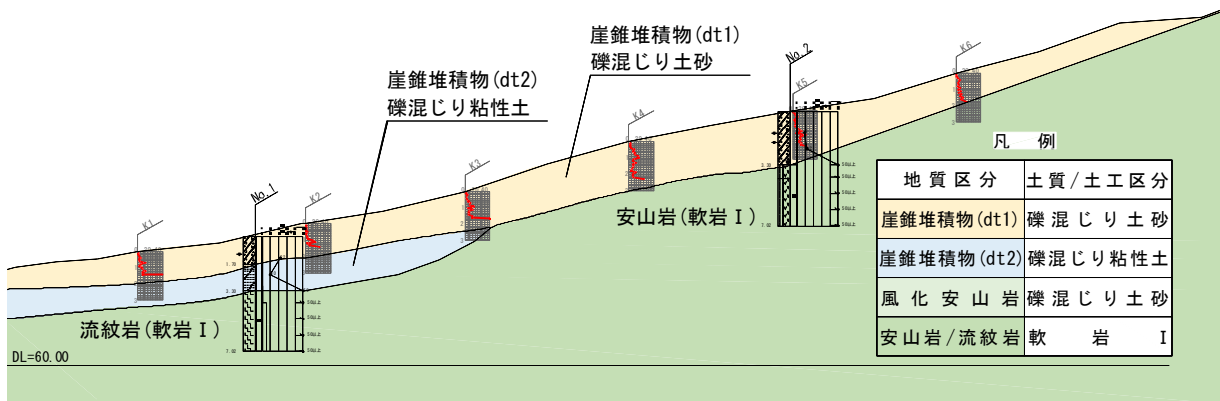


図 4.7 ボーリング結果による地質推定縦断面図

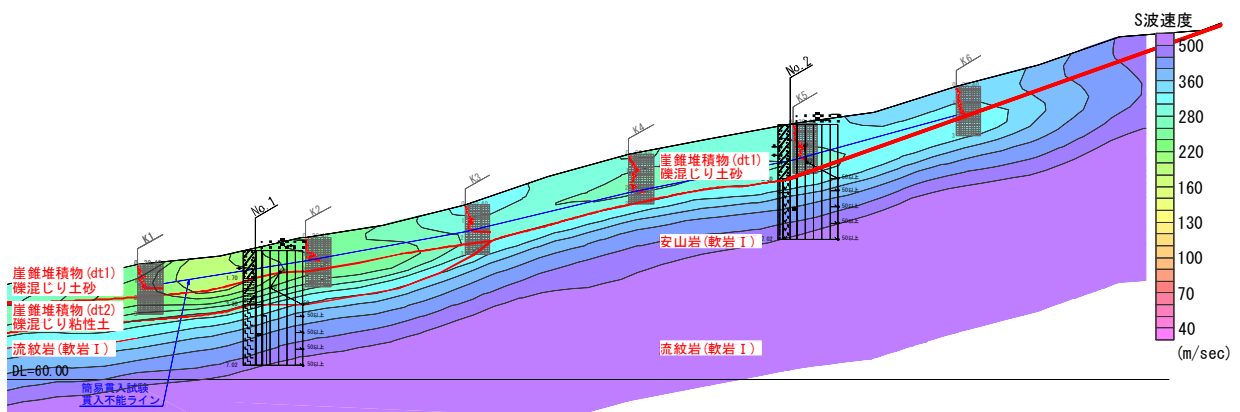


図 4.8 表面波探索とボーリング結果を組み合わせた沢方向の地質推定断面図

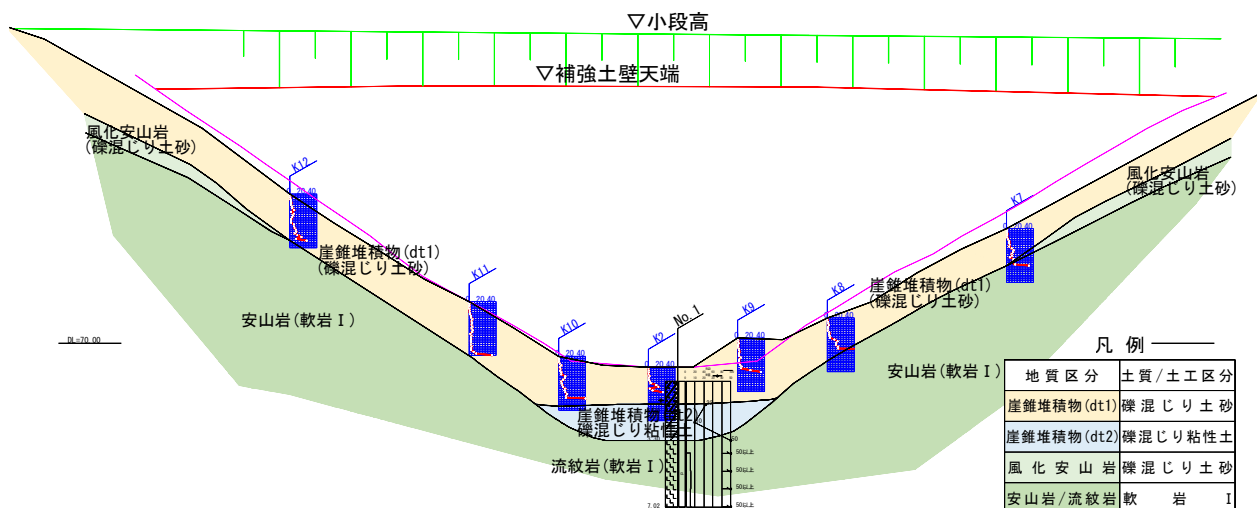


図 4.8 補強土壁基礎の地質推定断面図

### c) 地盤種別と設計水平震度

浅層より岩盤が分布するため、補強土擁壁を含む盛土構造全体の地盤種別は I 種地盤である。

設計水平震度は、内的・外的安定照査の設計水平震度の標準値 ( $k_{ho}$ ) は表 4.8 を用い、全体安定照査の設計水平震度の標準値 ( $k_{ho}$ ) は表 4.9 を用いる<sup>11)</sup>。

いずれも、レベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{ho}=0.16$  となる。

表 4.8 設計水平震度の標準値 ( $k_{ho}$ )

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	0.12	0.15	0.18
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

表 4.9 設計水平震度の標準値 ( $k_{ho}$ )

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

#### d) 基礎岩盤の許容支持力

- ・ 支持層の分布

高盛土補強土壁の基礎地盤は、表層に崖錐堆積物層が分布するが、その下位に CL 級ないし CM 級を呈する硬質な岩盤が分布する。硬質岩盤の表層部は風化して、N 値が小さく土砂状を呈する箇所があるが、沢部では風化層は薄く、斜面部では若干厚くなっている。

- ・ 支持層

支持層は下記の通りである。

- 盛土部 : 崖錐堆積物 (dt1) ~ 風化安山岩 (礫混じり土砂 : D 級岩盤)
- 補強土擁壁 : 安山岩/流紋岩 (軟岩 I : CL 級以上)

- ・ 支持力の評価

補強土擁壁の支持層は軟岩 I を呈する CL 級岩盤である。

支持力は許容鉛直支持力度 (常時値)  $q_a=600\text{kN/m}^2$  で評価した。

対象岩盤は亀裂質ではあるが岩片は硬質であり、表 4.10 の「道路土工—擁壁工指針」(平成 24 年 7 月)<sup>14)</sup>解表 4-8 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度 (常時値) に示される「岩盤・亀裂の多い硬岩」に該当する。本表より導かれる許容鉛直支持力度  $q_a=600\text{kN/m}^2$  は、表 4.11 の「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編」(平成 14 年 3 月)<sup>15)</sup>に示される直接基礎の最大地盤反力度の上限値「軟岩・土丹」 $600\text{kN/m}^2$  に相当する。

表 4.10 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度 (常時値)<sup>14)</sup>

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	目安とする値	
			一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	
礫 層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	
砂 質 地 盤	密なもの	300	—	30~50
	中位なもの	200	—	20~30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200	200~400	15~30
	硬いもの	100	100~200	10~15



表 4.11 岩盤の最大地盤反力度の上限値<sup>15)</sup>

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		目安とする値	
		常時	レベル 1 地震時	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による 変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

・支持力の試算

対象岩盤の推定による地盤定数を用いて許容鉛直支持力度を試算する。

算式は、式(4.1)の「道路橋示方書・同解説 I 共通編IV下部構造編」(平成 24 年 7 月)<sup>15)</sup>p.306 に示された平板載荷試験の結果から地盤定数を算定する極限支持力式を用いる。

$$Q_u/A_e = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + 1/2 \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (4.1)$$

算定結果を表 4.12 に示す。

いずれも、許容鉛直支持力度(常時値)  $q_a > 600 \text{ kN/m}^2$  で、許容鉛直支持力度の設定値は妥当と判断できる。

表 4.12 許容鉛直支持力度の算定

対象地盤	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	極限支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	許容鉛直支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
D 級岩盤	20	90	32	2,005	668
CL 級岩盤	22	120	35	3,340	1,113

## 4. 4. 現地発生土（安山岩風化残積土）の特性

### （1）概要

盛土や補強土壁はこれを構成する土材料の特性により安定性や経済性が左右され、使用する材料が計画の良否を決定する要因の一つである。よって、材料採取予定地の地盤特性を調べ、その適否や改良の必要性などを把握し計画を進めた。また、盛土構造を定める上でも、材料特性からの検討が必要である。これらのことから、盛土に使用するほぐした状態の土材料を採取して、室内試験により特性を評価した。

### （2）採取土による室内試験

#### a) 試料採取

計画地とその周辺には安山岩類が広く基盤岩として分布する。道路切土により発生する材料を盛土材料に適用するにあたり、掘削によって解された状態の試料を採取して室内試験を行った。

試験は地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」（2009）<sup>16)</sup>を参考に、JIS 規格および JGS 規格に準じて実施した。

試験試料は計画盛土予定箇所の沢部を挟む右・左岸それぞれで採取した。沢を挟んで終点側となる右岸側より採取したものが試料 No.1 および No.2 である。写真 4.2 は切土掘削後に土を仮置きした状態であり、試料 No.1 はこの仮置き場より採取した。起点側の左岸側より採取したものが試料 No.3 である。写真 4.3 はその採取状況である。いずれの土も安山岩類が原位置で風化し、そのまま残留したものである。

#### b) 物理的性質

表 4.13 に試験結果一覧表を示す。図 4.9 は粒径加積曲線である。

計画地に分布する安山岩類を起源とする風化残積土は、掘削して解すと礫や砂の混じった粘性土となる。礫分 12~36%、砂分 16~22%、細粒分 48~66%で、粒度分布の良い土材料である。同じ風化残積土であるまさ土は砂質土となるのに対し、安山岩類は粘性土質となり、細粒分含有率  $F_c > 40\%$  である。写真 4.4 に試験前の試料を示す。

土粒子の密度は一般的な値である。自然含水比は 31~38%で、一般の粘性土に比べ小さく、まさ土に比べやや大きい。塑性指数  $I_p = 7 \sim 25$  で、低塑性のものも見られる。

#### c) 力学的性質

締固め試験は、A-b 法（毎回新鮮な試料を用い乾燥法により準備した試料を使用）と A-c 法（毎回新鮮な試料を用い所定の含水比に調整したものを使用）で実施した。図 4.10 は締固め試験結果である。

いずれの方法でも締固め曲線は明瞭なピークが現れ、最大乾燥密度  $1.44 \sim 1.47 \text{g/cm}^3$ 、

最適含水比 26.8~28.1%で、ほぼ同様の結果である。自然含水比 31~33%に対し、最適含水比は自然含水比に近く、自然含水比で締め固めた場合、最大乾燥密度 90%以上の乾燥密度が確保できる。一方で、自然含水比は最適含水比より湿潤側にあるため、加水による含水比の調整はできない。

三軸圧縮試験は、試料を 3 層に分けてモールドに投入し、油圧ジャッキを用いて静的に締め固め、直径 5cm、高さ 10cm の供試体を作製した。CUB 試験は、圧密応力 50, 100, 200kPa (試料 No.3 は 200 kPa を除く) で体積変化が収束するまで圧密させた後に、ひずみ速度 0.10%/min で荷重を載荷した。UU 試験は、圧密応力 50, 100, 150kPa で体積変化が収束するまで圧密させた後に、ひずみ速度 1.00%/min で荷重を載荷した。

再構成試料のせん断強度は、 $D_c=90\%$ に締め固めた場合、CUB 試験で有効応力  $c'=8\sim 10.3\text{kPa}$ 、 $\phi=24.9\sim 29.7^\circ$ 、全応力  $c_{cu}=10.3\sim 13.0\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=13.5\sim 15.3^\circ$ である。同じく、UU 試験で  $c_{uu}=25\sim 36\text{kPa}$ 、 $\phi_{uu}=0^\circ$ である。図 4.11 は試料 No.3 の締め固め度  $D_c=90\%$ での三軸圧縮試験 (CUB) 結果である。写真 4.5 は試料 No.1 の CUB 試験状況である。

#### d) 水浸沈下試験

水浸沈下試験は、一定の拘束圧下で、締め固め度の違いが水浸による沈下にどの程度の影響を及ぼすかを調べたものである。試験は小型の一面せん断試験機を用い、締め固め度の異なる試料に一定の上載圧を載荷して、3t 法により圧密の終了を確認した後、せん断箱内に水を満たして試料を水浸させ、それぞれ拘束圧 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa で、圧縮ひずみを計測したものである。

図 4.12 は含水比が異なる試料の締め固め度と水浸による圧縮ひずみである。締め固め度と含水比で圧縮ひずみに差は見られるものの、概して水浸に伴う沈下は小さい。最適含水比で  $D_c=90\%$ に締め固めた試料では、圧縮ひずみ 1~2%とほとんど沈下しない。



写真 4.2 切土掘削後に土を仮置きした状態（試料 No.1 として採取）



写真 4.3 試料 No.3 の採取状況

表 4.13 室内試験結果一覧表

区分		試料 No.1	試料 No.2	試料 No.3	
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.752	2.754	2.694	
自然含水比 $w$ (%)		33.1	38.0	30.9	
粒 度	礫分 (%)	18.6	12.2	36.0	
	砂分 (%)	22.4	22.1	16.4	
	シルト分 (%)	25.2	25.6	24.1	
	粘土分 (%)	33.8	40.1	23.5	
	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.029	0.011	0.12	
液性限界 $w_L$ (%)		53.8	54.8	38.4	
塑性限界 $w_P$ (%)		29.0	35.0	31.0	
塑性指数 $I_P$		24.8	19.8	7.4	
地盤材料の分類名		砂礫質粘土	礫混じり 砂質シルト	・ ・	
圧 密	試験方法	段階載荷	-	-	
	圧縮指数 $C_c$	0.293	-	-	
	圧密降伏応力 $P_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	162	-	-	
締固め 特 性	試験方法	A-b	-	A-c	
	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	28.1	-	26.8	
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.468	-	1.438	
透水特性	試験方法	変水位	-	-	
	透水係数 $k_{15}$ (m/s)	$8.35 \times 10^{-7}$	-	-	
せん断	試験条件		CUB	-	CUB
	全応力	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	13	-	10.3
		$\phi$ (°)	15.3	-	13.5
	有効応力	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	8	-	10.3
		$\phi'$ (°)	24.9	-	29.7
	試験条件		UU	UU	-
	全応力	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	36	25	-
		$\phi$ (°)	0	0	-

\* 透水試験は変水位法により実施.

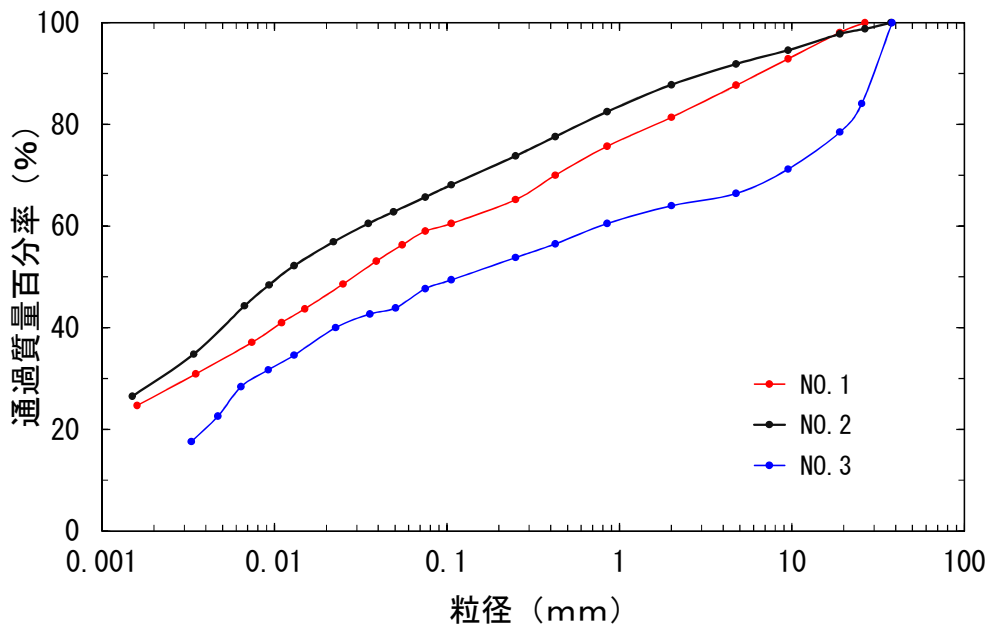


图 4.9 粒径加積曲線

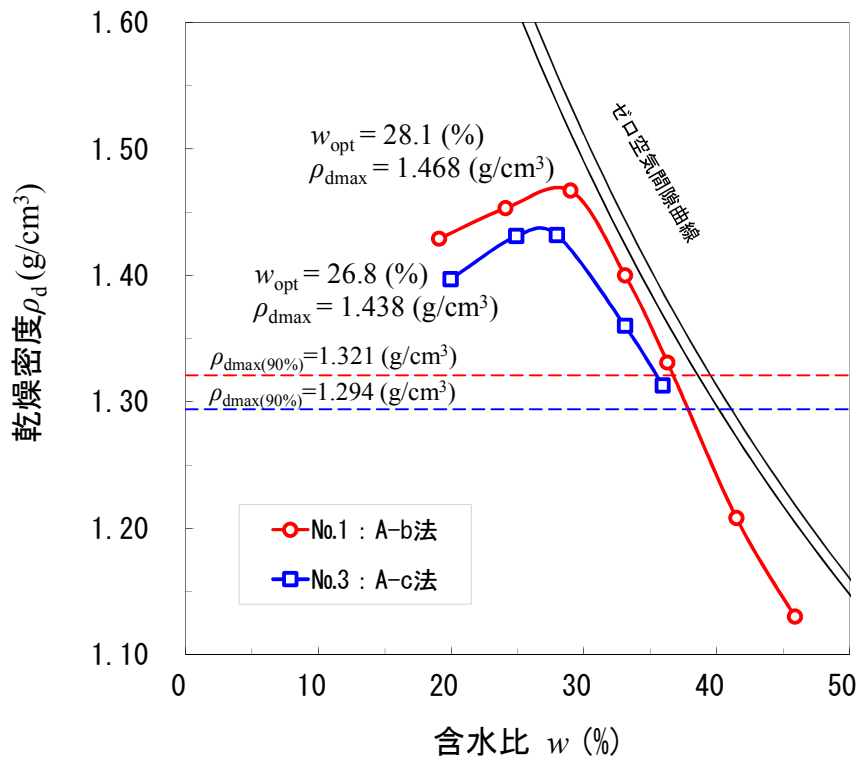


图 4.10 締固め曲線



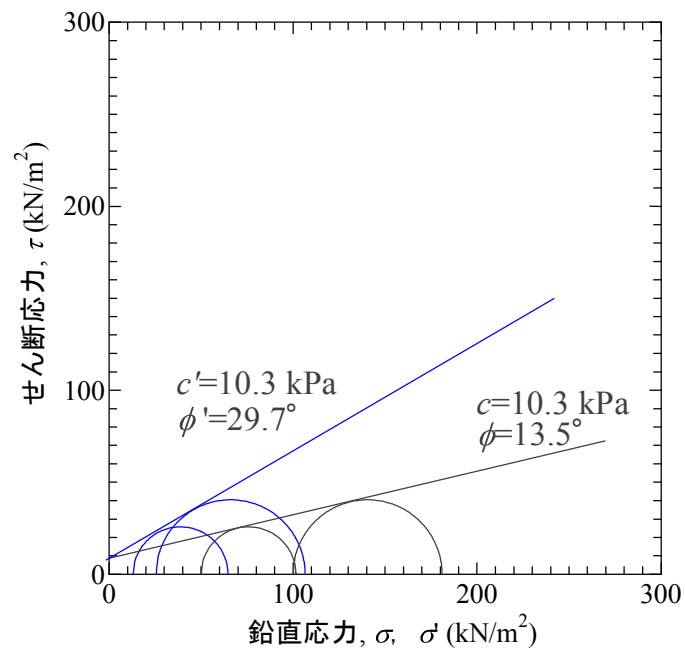


図 4.11 試料No.3 の破壊時のモール応力円 (黒:全応力 青:有効応力)

$\sigma_v$ (kPa)		50	100	200	400
$D_c$ (%)	80	3.81	6.09	6.65	6.38
	85	0.15	1.52	4.38	6.74
	90	0.00	0.00	0.12	3.04
	95	-	-	-	0.30

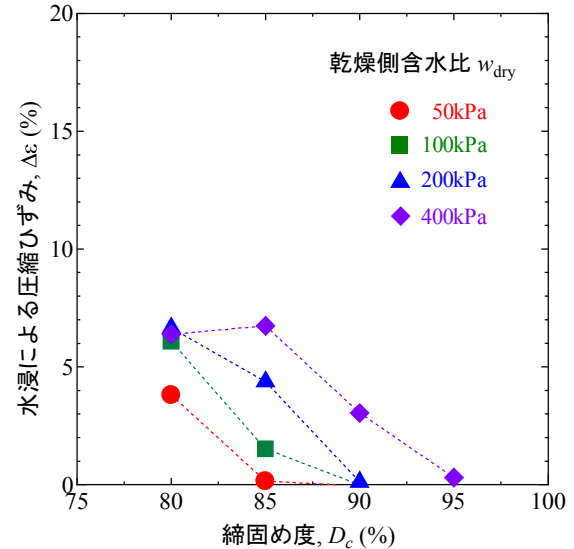
(ひずみの単位は%)

$\sigma_v$ (kPa)		50	100	200	400
$D_c$ (%)	80	0.10	4.15	5.07	4.23
	85	0.00	0.10	2.22	2.90
	90	0.00	0.01	2.28	1.18
	95	-	-	0.04	0.07

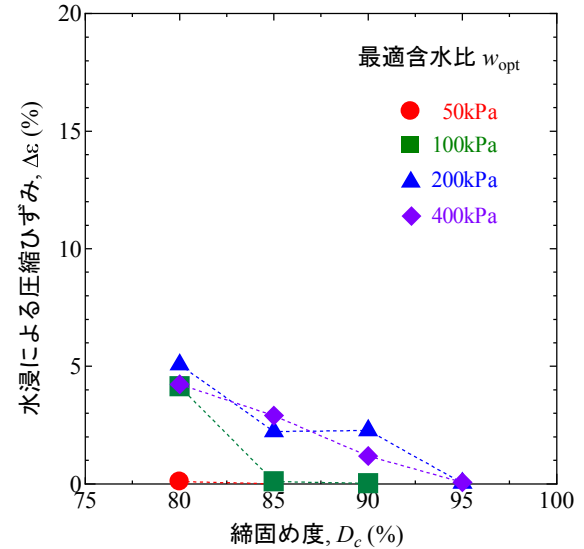
(ひずみの単位は%)

$\sigma_v$ (kPa)		50	100	200	400
$D_c$ (%)	80	0.004	0.002	0.044	0.115
	85	-	-	-	-
	90	-	-	-	-
	95	-	-	-	-

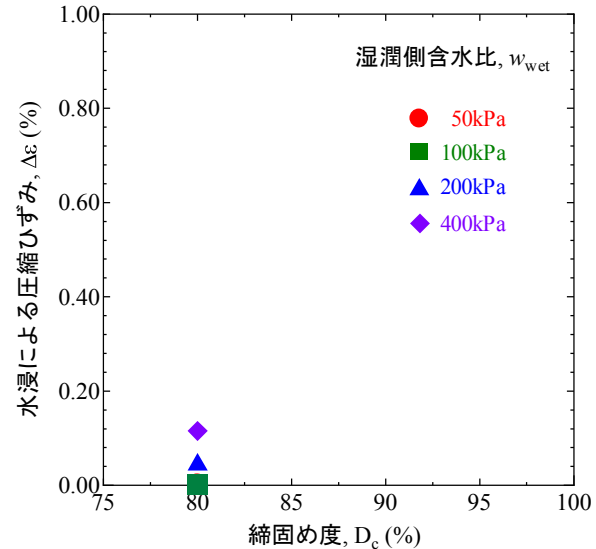
(ひずみの単位は%)



(a) 乾燥側含水比



(b) 最適含水比



(c) 湿潤側含水比

図 4.12 水浸沈下試験結果



写真 4.4 試験試料・試料 No.1



写真 4.5 CUB 試験状況・試料 No.1

### e) 粘土鉱物の同定

安山岩風化残積土は褐色を帯び、切土後、経過により赤褐色化する(写真 4.6 参照)。切土のり面は勾配 1 : 1.0~1 : 1.2 で安定するが、応力開放と乾湿繰り返しで表面が不安定化するため、植生工などで保護する必要がある。

一方、風化に伴い岩石組織は不明瞭となり、原岩組織が非晶質であるため、掘削して解されると礫や砂の混じった粘性土となる。粘土鉱物を含み、モンモリナイトが多い場合、水浸による強度の低下や、シキソトロピーによる強度増加が知られている<sup>17)</sup>。

ここで試料 No.2 を用い、X 線粉末回折により粘土鉱物を同定した。

試験試料は、「水簸した定方位試料 (2 $\mu$ m 以下の粒子を回収)」で、遠心分離器で沈殿させ (3000rpm, 5 分)、沈殿物をスライドガラス上に塗布し、上水を数滴滴下して攪拌し、自然乾燥させたものと、これにエチレングリコールを噴霧し湿らせたものの 2 種類である。

測定条件を表 4.14 に示す。X 線回折装置は株式会社リガク Rint 2000 を用いた。

図 4.13 に X 線回折チャートを示す。表 4.15 に同定結果を示す。

表 4.14 測定条件

X 線管球のターゲット	Cu
X 線管球の管電圧および管電流	30KV-20mA
走査方式	$\theta$ - $2\theta$
走査範囲	2°-40°
走査速度	1°/分
走査ステップ	0.02°
スリット条件	発散スリット 1° 散乱スリット 0.3° 受光スリット 0.6°

同定された粘土鉱物は、カオリナイト、パーミキュライト、およびごく少量のイライトと加水黒雲母である。スメクタイトはほとんど含まない。

2 $\theta$ =6°付近にピークを持つ鉱物(層間が 14~15 Å)は緑泥石、パーミキュライト、スメクタイトが考えられる。エチレングリコール処理で膨潤(ピーク位置の底角側への変化)がほとんど認められないため、スメクタイトは含まれないと判断した。緑泥石は 2 $\theta$ =6.2°および 12.5°に比較的鋭いピークを有するが、12.5°のピークは認められないため緑泥石も含まれないと判断した。ごくわずかに加水黒雲母のピークが検出されることからパーミキュライトの可能性が最も高いと判断した。

$2\theta=12\sim 13^\circ$  (層間が  $7\text{\AA}$ ) はカオリナイトあるいは緑泥石 (2次反射) が考えられる。一般に前者は  $2\theta=12.3^\circ$ , 後者は  $2\theta=12.5^\circ$  で区別される。回折チャートでは  $12.26^\circ$  に明瞭なピークを示すためカオリナイトと判断した。また  $2\theta=24.86^\circ$  のピークもカオリナイトの二次反射と一致する。

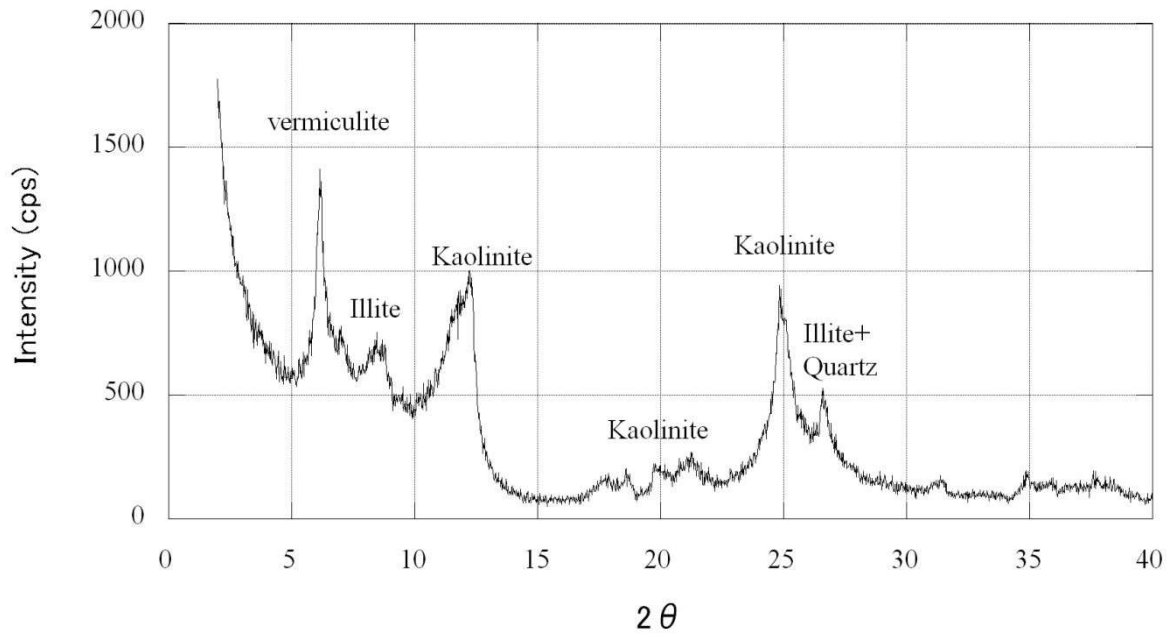
$2\theta=8\sim 9^\circ$  (層間が  $10\text{\AA}$ ) に小さなピークが認められ、イライトおよびハロイサイトが考えられる。ハロイサイトは一般に  $2\theta=20^\circ$  付近にピークを有し高角側になだらかに尾を引く特徴があるが、そのようなピークは認められなかった。よって、イライトと判断した。

以上のように計画地の安山岩風化残積土に含まれる粘土鉱物は、主にカオリナイトとパーミキュライトで、少量のイライトと加水黒雲母を含む。膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトはほとんど含まない。

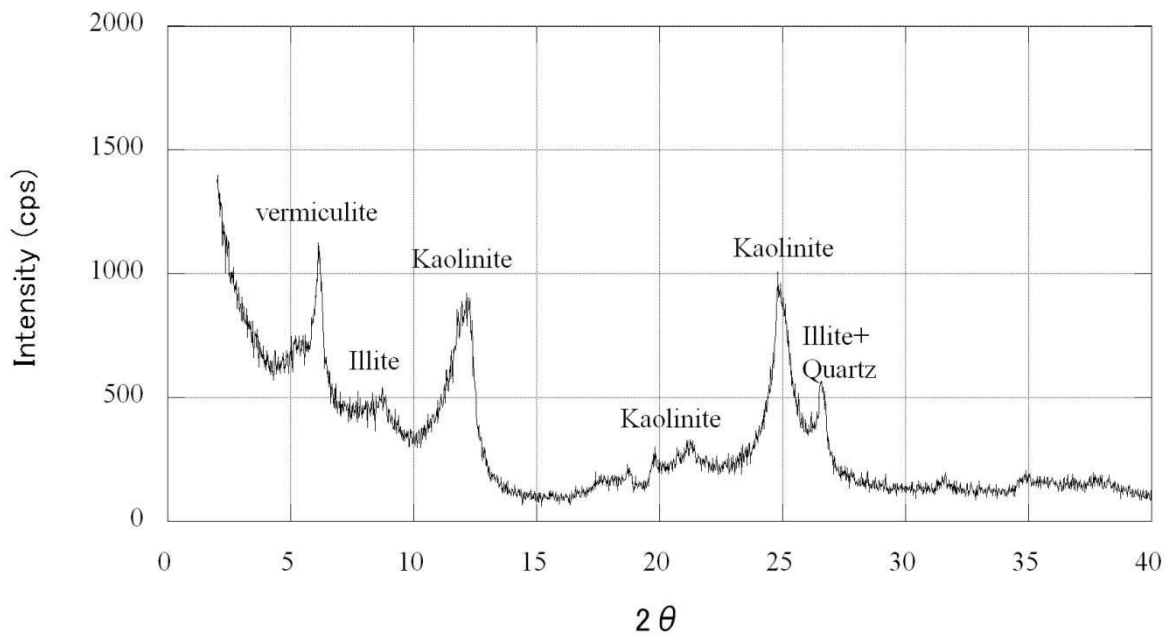


写真 4.6 安山岩風化残積土の切土法面





(a)自然状態



(b)エチレングリコール処理

図 4.13 X線回折チャート



表 4.15 水簸した定方位試料による同定結果

(a)自然状態

主要なピーク位置 2θ	d 値 (層間)	ピーク強度	鉱物
6.16	14.33	269	●パーミキュライト
6.96	12.68	85	(加水黒雲母)
8.5~8.8	10.1~10.5	96	▲イライト
12.22	7.23	260	●カオリナイト
24.86	3.57	262	●カオリナイト
26.60	3.35	120	石英+イライト

(b)エチレングリコール処理

主要なピーク位置 2θ	d 値 (層間)	ピーク強度	鉱物
6.14 (膨潤せず)	14.38	183	●パーミキュライト
8.7	10.16	44	▲イライト
12.26	7.21	220	●カオリナイト
24.80	3.59	266	●カオリナイト
26.54	3.36	120	石英+イライト

(3) 配合試験

図 4.14 に配合試験結果を示す。セメント添加量  $50\text{kg/m}^3$  にて、7 日強度  $q_u=385\text{kN/m}^2$  で 28 日強度  $q_u=440\text{kN/m}^2$  を有する。

図 4.15 はセメント添加量  $50\text{kg/m}^3$  での三軸圧縮試験結果である。  $c_u=116\text{ kN/m}^2$ ,  $\phi_u=14.2^\circ$  を有する。

いずれも最低添加量  $50\text{kg/m}^3$  にて、盛土等の安定に必要な強度を発現する。

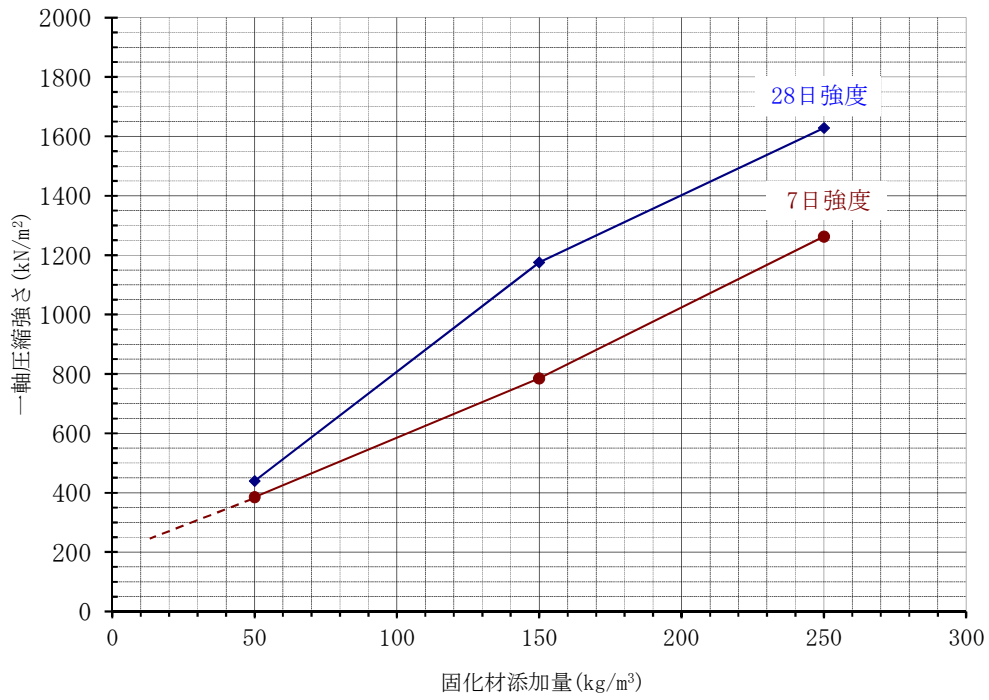


図 4.14 配合試験結果

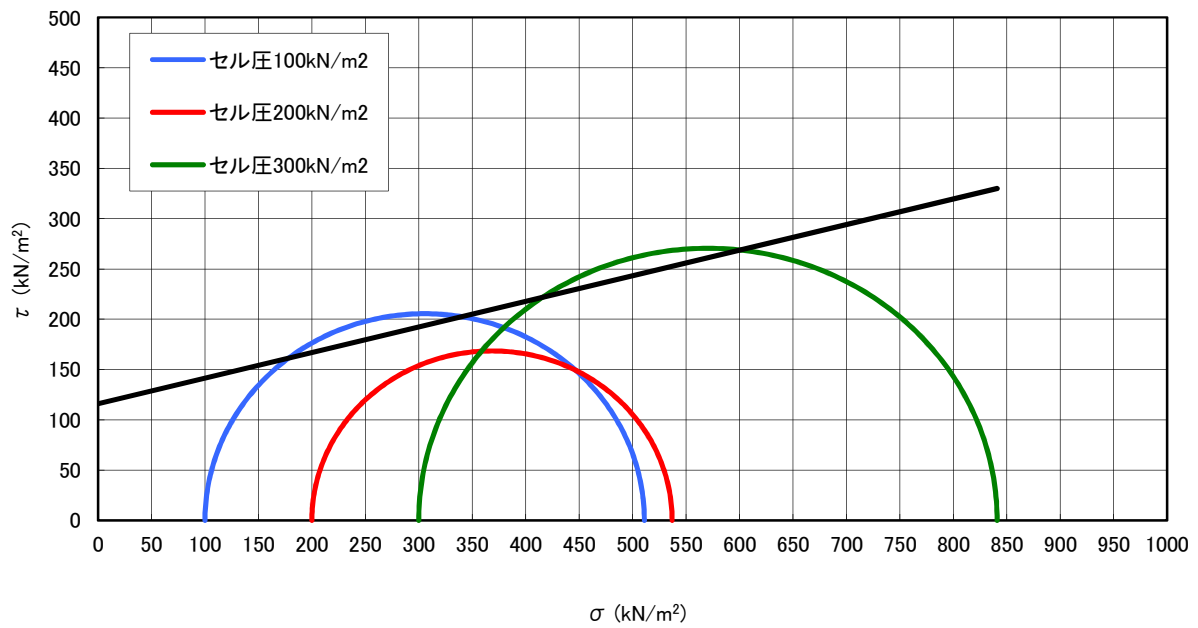


図 4.15 セメント添加量 50kg/m³での三軸圧縮試験結果

#### (4) 評価

- ・ 安山岩風化残積土は細粒分含有率  $F_c > 40\%$  と粘性土分が非常に多く、補強土壁への適用は難しい。
- ・ 締固めにより所定の締固め度を確保することができ、自然含水比で締め固めることで最大乾燥密度の 90% 以上の乾燥密度が確保できる。よって、補強土壁の背面土や嵩上げ盛土への適用性がある。一方、自然含水比は最適含水比より湿潤側で、加水による含水比の調整が難しい。
- ・ 再構成試料は透水係数  $k=10^{-5}\text{m/s}$  と小さい。よって、盛土の安定計算では、盛土内部に地下水が残留するケースを考え、全応力による強度定数を用いるものとする。
- ・ 強度特性は、不攪乱試料の UU 試験結果<sup>18)</sup>  $c=58\sim 96\text{kPa}$  に対し、再構成試料 ( $D_c=90\%$ )  $c=25\sim 36\text{kPa}$  である。CUB 試験では不攪乱試料  $c_{cu}=15\sim 112\text{kPa}$ ,  $\phi_{cu}=4.7\sim 25.2^\circ$ <sup>18)</sup> で、再構成試料 ( $D_c=90\%$ )  $c_{cu}=10.3\sim 13.0\text{kPa}$ ,  $\phi_{cu}=13.5\sim 15.3^\circ$  である。いずれも、攪乱により強度が低下する傾向にある。
- ・ 締固め土の強度 ( $c_{cu}=10\text{kPa}$ ,  $\phi_{cu}=13.5^\circ$ ) は小さく、そのままでは盛土材料として必要な強度が発現しない。よって、セメントを添加して強度を確保するか、補強材により安定を確保する必要がある。
- ・ 所定の締固め度を確保することで、水浸に伴う沈下はほとんど発生しない。
- ・ 膨潤性粘土鉱物を含まないため、練返しによる強度低下やオーバーコンパクションなど、粘性土に特有の施工時のトラブル要因は小さいと評価できる。
- ・ 配合試験の結果、最低添加量  $50\text{kg/m}^3$  にて、一定の強度を発現する。

## 4. 5 高盛土補強土壁の構造計画

### 4. 5. 1 計画上の課題と対応

対象の高盛土補強土壁の計画では，以下の課題がある．

- ① 高さ 20m 以上 ( $H_{max} \approx 40m$ ) の高盛土：補強土壁＋嵩上げ盛土（補強土壁含む）
- ② 補強土壁工法「設計・施工マニュアル」の適用範囲を超えた構造物
- ③ 補強土壁 2 段構造：「1 号補強土壁」嵩上げ盛土の上部に「2 号補強土壁」
- ④ 集水地形を呈する沢埋め傾斜地盤上の高盛土

平成 24 年 7 月「道路土工－擁壁工指針」改定に伴い，表 4.16 に示すように各種補強土壁工法の「設計・施工マニュアル」が順次，改訂されたが，改定後の「設計・施工マニュアル」<sup>11)19)20)21)</sup>はいずれも適用範囲を高さ 20m としている．

対して計画の高盛土補強土壁は，図 4.16 に示すように補強土壁高 20m（1 号補強土壁），嵩上げ盛土高 24m で最大 44m となり，全高 40m を越え，大規模である．これは従来から一般的に用いられ，補強土壁により構築される盛土高さの範囲を超えており，施工事例も多くない．<sup>22)</sup>

表 4.16 補強土壁工法の「設計・施工マニュアル」<sup>11)19)20)21)</sup>

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第 2 回改定版	一般財団法人土木研究センター	平成 25 年 12 月
補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 4 回改定版	一般財団法人土木研究センター	平成 26 年 8 月
多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第 4 版	一般財団法人土木研究センター	平成 26 年 8 月
アダムウォール（補強土壁）工法設計・施工マニュアル	一般財団法人土木研究センター	平成 26 年 9 月

また，1 号補強土壁の嵩上げ盛土上部には上り線「2 号補強土壁」が配置され，補強土壁は 2 段構造となる．さらに，前述のように，計画地は集水地形を呈する傾斜地盤上の沢埋め高盛土となる．

このような高盛土補強土壁の計画に対し，表 4.17 に示す対応を図り，計画を実現されるものである．

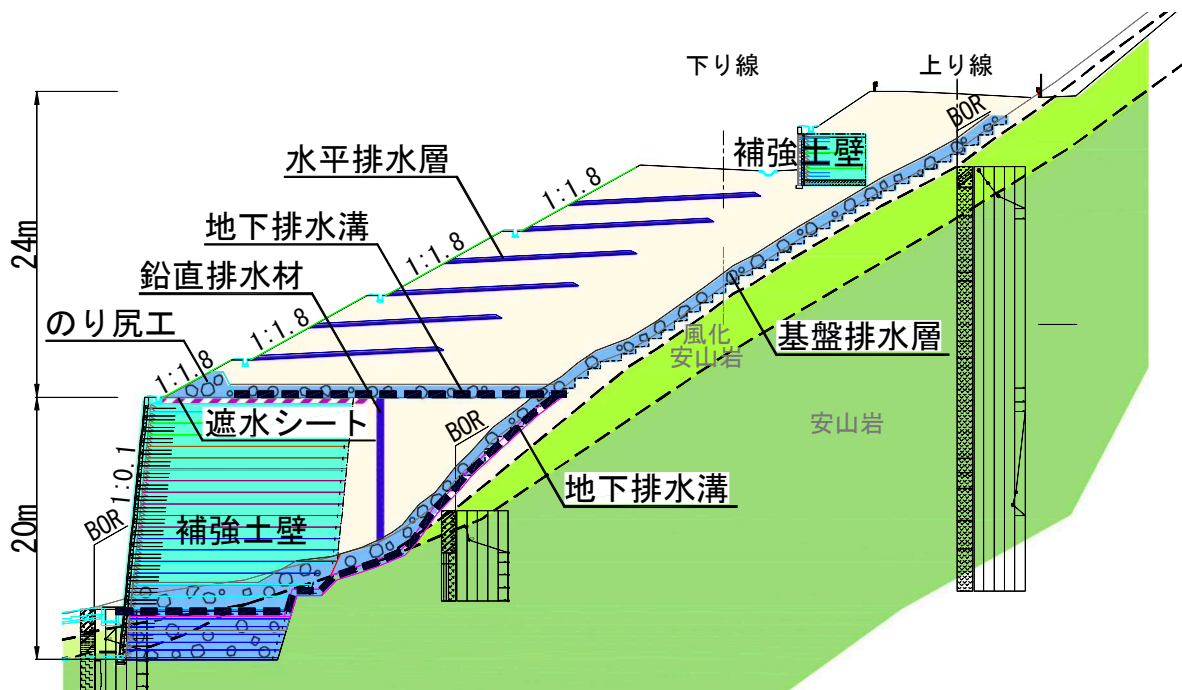


図 4.16 高盛土補強土壁の計画断面

表 4.17 高盛土補強土壁の計画に対する対応

対応策	具体的な事項
①基礎地盤の調査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・表面波探査</li> <li>・簡易貫入試験</li> <li>・ボーリング調査</li> </ul>
②盛土材料の評価と検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現地発生材料の採取と室内試験の実施</li> <li>・現地発生材料の評価</li> <li>・高盛土補強土壁の土材料区分と適否判定</li> </ul>
③補強土壁の構造検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>・壁面変位（鉛直度）への対応 1 : 0.10 壁面勾配の採用，FEM による変位解析</li> <li>・支持岩盤への着底</li> <li>・補強領域への水の侵入による補強効果の低下防止 鉛直排水材の設置，遮水シートの設置</li> </ul>
④高盛土の構造検討	<ul style="list-style-type: none"> <li>・排水対策 基礎排水層，水平排水層，暗渠排水層の設置</li> <li>・段切りの設計</li> <li>・セメント改良土の使用</li> </ul>

#### 4. 5. 2 使用する土材料と高盛土補強土壁の安定

##### (1) 使用する土材料

高盛土補強土壁の土材料は図 4.17 に示す 3 つの部位に区分し、それぞれの部位ごとにその機能を考慮して表 4.18 のように定める。

表 4.18 土材料とその機能

土材料①	嵩上げ盛土	<ul style="list-style-type: none"> <li>活荷重を直接受け、路床を含む路体に相当する。</li> <li>法面を含み、降雨や表面水の侵食を受ける箇所である。</li> </ul>
土材料②	補強土壁背面	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強土壁の背後にあたる表面への露出のない盛土内部に相当する。</li> </ul>
土材料③	補強土壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強土壁を構成する土で、構造上、最も強度や耐久性が要求される。</li> </ul>

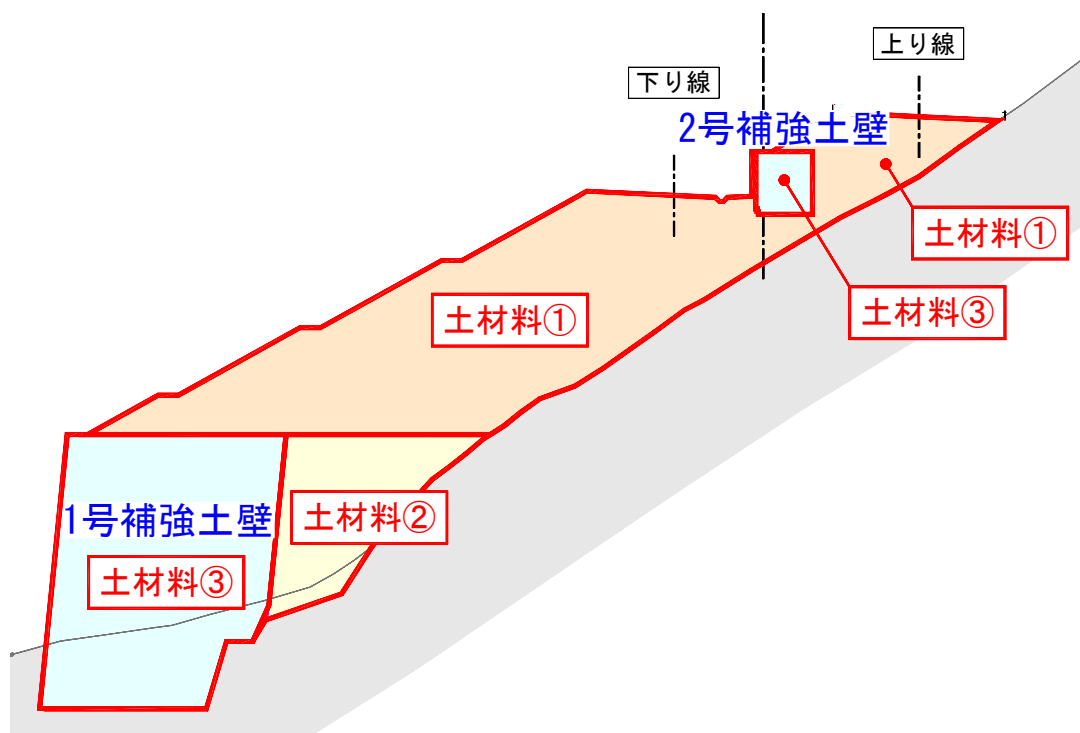


図 4.17 高盛土補強土壁を構成する土材料区分

土材料は可能な限り現地発生材料である安山岩風化残積土を使用する計画である。しかしながら、細粒分が多く、最も高品質を要求される土材料③への使用は困難である。そのため、土材料③は購入土を使用する。

土材料①と土材料②は、現地発生材料の使用を基本とし、そのまま使用できない場合には、セメントの添加による改良や補強材により安定を確保させるものとする。

表 4.19 に土材料の使用区分を示す。



使用区分は4ケースを考え、比較検討により土材料の最適な使用方法を定めた。

表 4.19 土材料の使用区分と検討ケース

検討ケース	土材料①	土材料②	土材料③
ケース 1	現地発生土	現地発生土	購入土
ケース 2	セメント改良土	セメント改良土	購入土
ケース 3	補強材敷設	現地発生土	購入土
ケース 4	購入土	購入土	購入土

※セメント改良土は現地発生材料にセメントを添加。

※補強材敷設は、現地発生材料をジオテキスタイルで補強。

それぞれ対応する土材料に対応する強度定数を表 4.20 の通りとした。

表 4.20 土材料の強度定数

土材料の使用区分	単位体積重量 $\gamma$ (k N/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	粘着力 $c$ (k N/m <sup>2</sup> )
購入土 (砂質土)	19	30.0	0
現地発生土	17	13.5	10
セメント改良土	17 18	単位体積重量に応じ、安全率を満足する $c$ - $\phi$ 関係図 (組合せ) から、安定に必要な最低強度を算出する。	

※補強領域に用いる購入土は、補強土壁を含む全体安定検討時には、粘着力  $c_a=10$  k N/m<sup>2</sup>を見込むことができる。

## (2) 補強土壁の性能照査

照査は、高盛土 (補強土壁+嵩上げ盛土) の形式、想定する作用、限界状態に応じて実施するものである。照査および擁壁構造の決定に伴う検討項目は、以下の内容であり、補強土壁工法「設計・施工マニュアル」<sup>11)19)20)21)</sup>に準じている。

- ① 補強土壁を構成する部材の安全性 : 内的安定性
- ② 補強土壁の安定性
  - ・補強土壁自体の安定性 : 外的安定性
  - ・補強土壁および基礎地盤を含む全体としての安定性 : 全体安定
- ③ 基礎工、排水工などの構造

ここで、①および②のそれぞれの設計安全率は、表 4.21 の通りである。

表 4.21 設計安全率<sup>1)</sup>

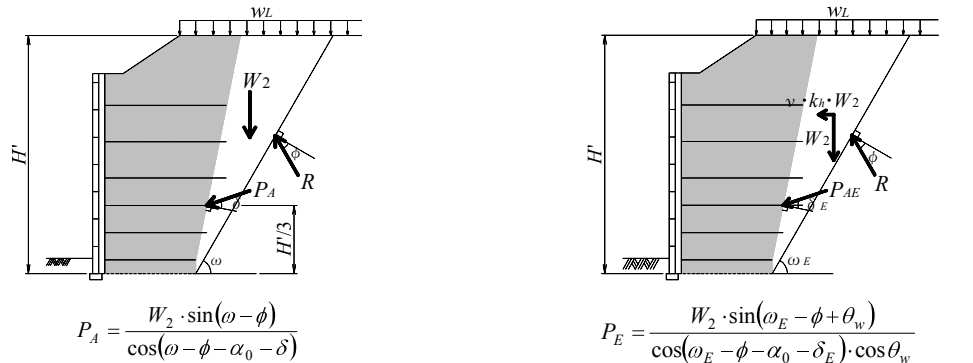
安全率の種類		設計安全率	
		常時	地震時
内的安定性	引抜きに対する安全率	2.0	1.2
外的安定性	滑動に対する安全率	1.5	1.2
	転倒に対する許容値	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
	支持に対する安全率	3.0	2.0
全体安定	基礎地盤を含む円弧すべりに対する安全率	1.2	1.0

内的安定性は、補強領域内のすべりや壁に作用する土圧などに対して、補強部材の破断や引抜けなどが生じないように、安全性を照査するものである。

外的安定性は、設定した仮想的な擁壁を通常の擁壁と同じように扱い、滑動、転倒、支持に対する安定を照査するものである。

図 4.18 は試行くさび法による背面土圧の算定の模式図である。図 4.19 は滑動に対する照査の模式図である。図 4.20 は転倒に対する照査の模式図である。図 4.21 は支持に対する照査の模式図である。

補強土壁と背面盛土および基礎地盤を含む全体の安定性は、補強土壁の外側および補強領域を横切るすべりや基礎地盤の沈下、液状化の影響等に対する検討である。図 4.22 は全体安定検討の模式図である。



$$P_A = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha_0 - \delta)}$$

$$P_{AE} = \frac{W_2 \cdot \sin(\omega_E - \phi + \theta_w)}{\cos(\omega_E - \phi - \alpha_0 - \delta_E) \cdot \cos \theta_w}$$

$P_A$  : 土圧合力 (kN/m)

$W_2$  : 土くさびの重量 (載荷重を含む) (kN/m)

$\omega$  : すべり面と水平面のなす角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

$\alpha_0$  : 仮想背面と鉛直面のなす角 (°)

$\delta$  : 仮想背面の壁面摩擦角 (°) (=  $\phi$ )

$w_L$  : 上載する活荷重またはその他の載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{AE}$  : 地震時土圧合力 (kN/m)

$W_2$  : 土くさびの重量 (kN/m)

$\omega_E$  : すべり面と水平面のなす角 (°)

$\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

$\alpha_0$  : 仮想背面と鉛直面のなす角 (°)

$\delta_E$  : 地震時の仮想背面の壁面摩擦角 (°) (=  $\phi$ )

$\theta_w$  : 地震合成角 (°)

$w_L$  : 上載するその他の載荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

(a) 常時

(b) 地震時

図 4.18 仮想背面に作用する背面土圧 (試行くさび法)

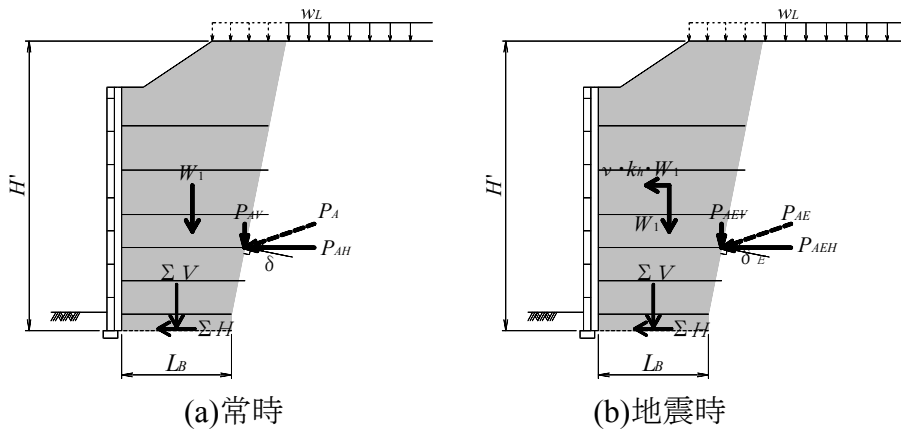


図 4.19 滑動に対する照査

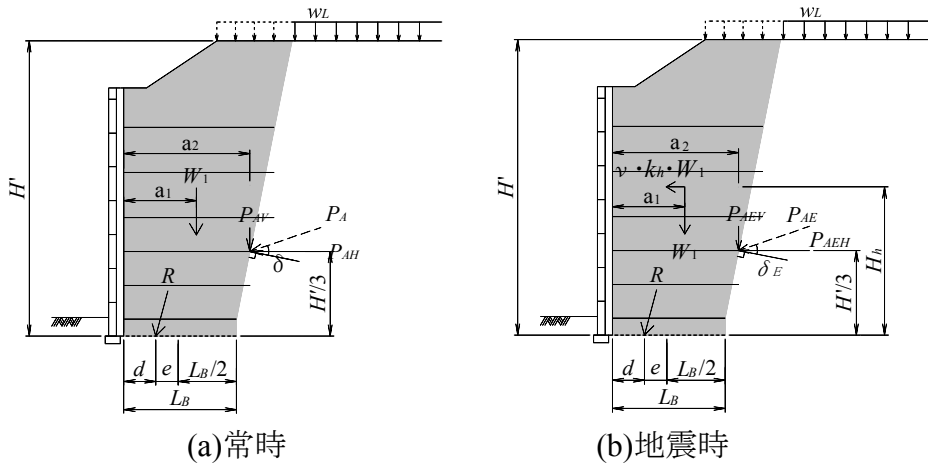


図 4.20 転倒に対する照査

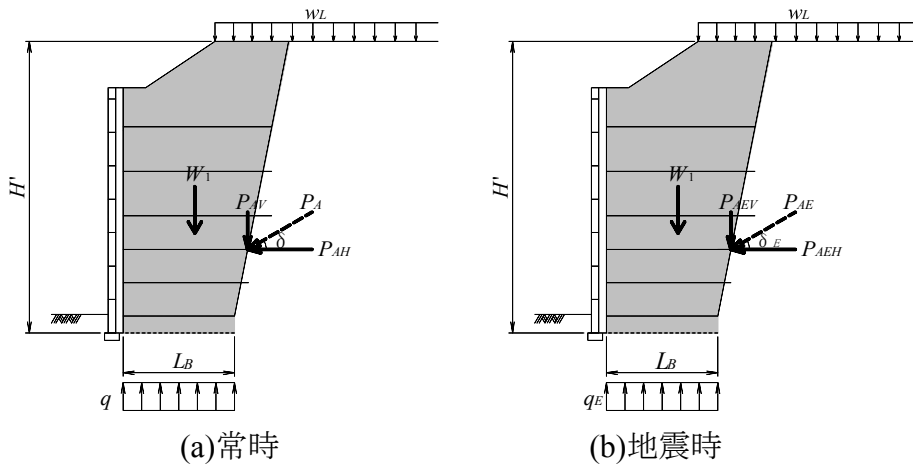


図 4.21 仮想的な擁壁の支持に対する照査

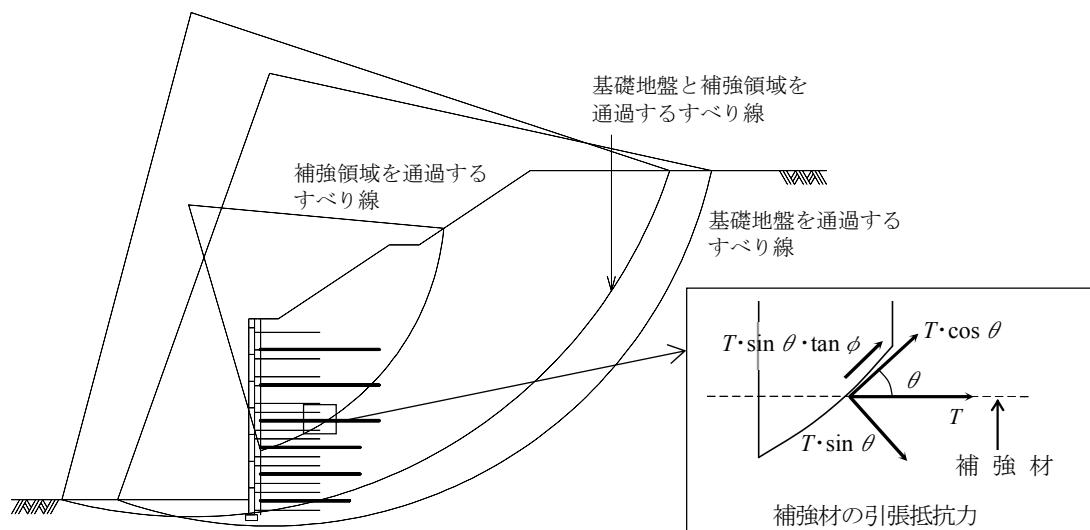


図 4.22 全体安定の検討

### (3) 土材料の検討

ここでは、土材料の使用区分と補強土壁への適否について述べる。

表 4.19 に示した土材料の使用区分 4 ケースについて、1 号補強土壁と 2 号補強土壁のそれぞれの安定を検討した。

検討結果として、表 4.22 に検討ケースと補強土壁への適否（外的安定性・全体安定）を示す。同じく表 4.23 に検討ケースの比較と評価を示す。

表 4.22 検討ケースと補強土壁への適否（外的安定性・全体安定）

検討ケース		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
土材料の使用区分	土材料①	現地発生土	改良土*	補強材敷設	購入土
	土材料②	現地発生土	改良土*	現地発生土	購入土
	土材料③	購入土	購入土	購入土	購入土
補強土壁への適否	1 号補強土壁	すべり安定 NG	必要強度 確保 OK	安定となる 補強材敷設 OK	すべり安定 OK
	2 号補強土壁	支持力 NG	必要強度 確保 OK	支持力 NG	支持力 NG
	判定	NG	OK	NG	NG

\* : セメント改良土

1 号補強土壁は岩盤へ支持されるため、岩盤の許容支持力度に対して必要な底幅を確保することで対応できる。すなわち、全体安定である背面盛土を含めたすべりに対する安定が土材料の適否の決定要因となる。

2号補強土壁は1号補強土壁の背面盛土および嵩上げ盛土を支持地盤とするため、主として支持力に対する照査が土材料の適否の決定要因である。

検討の結果、土材料に要求される条件の内、2号補強土壁の支持力の確保が盛土材の強度の決定要因となることがわかった。すなわち、現地発生土による盛土はすべり安定や支持力ともにNGで、盛土への適用は難しい。また、これをジオテキスタイルで補強して安定を確保することは可能であるが、2号補強土壁の支持力が確保できない。購入土も同様である。

よって、現地発生土はセメント添加により改良して盛土材として利用するケース2が適合する。

#### (4) セメント改良土の必要強度

現地発生土を用いるセメント改良土に求められる強度は、以下の条件より定まる。

- ・条件1 : 1号補強土壁のすべり安定が確保できる強度 (全体安定)
- ・条件2 : 1号補強土壁の土圧に対する安定が確保できる強度 (外的安定性)
- ・条件3 : 2号補強土壁の支持力が確保できる強度 (外的安定性：支持)

ここで、現地発生土の最大乾燥密度と最適含水比および自然含水比の関係から、セメント添加後の単位体積重量 $\gamma=17\sim 18\text{ kN/m}^3$ と想定する。

条件1、条件2および条件3の設計安全率は、表4.21の通りである。

単位体積重量に応じ、これら条件を満足する $c-\phi$ 関係図(組合せ)をそれぞれ算出し、いずれの条件も満足する組み合わせをセメント改良土の必要最低強度と定めた。

図4.23にセメント改良土の必要強度である $c-\phi$ 関係図(組合せ)を示す。いずれの条件も満足する $c-\phi$ の組み合わせ(黄色着色部)が、セメント改良土の強度である。

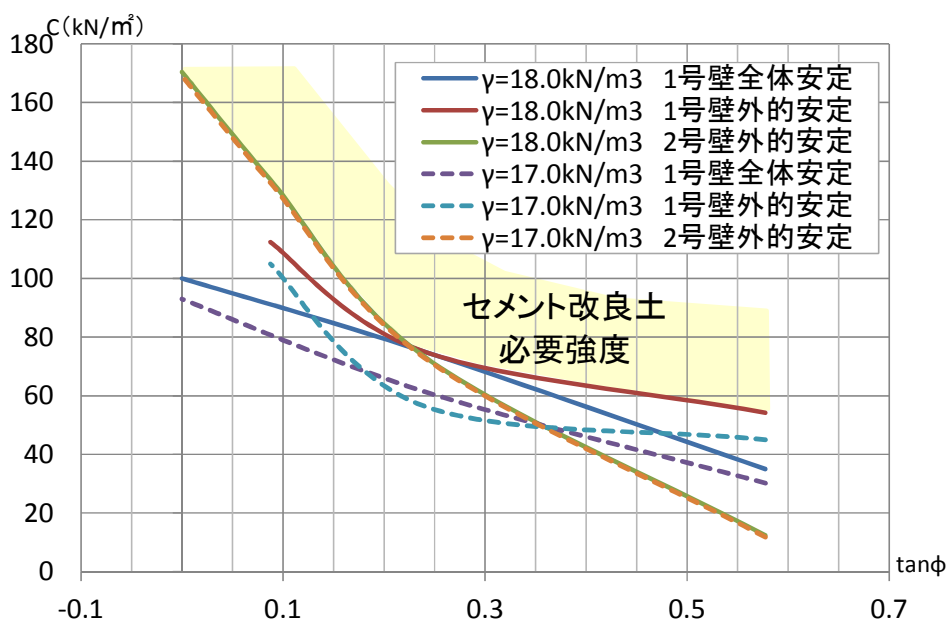
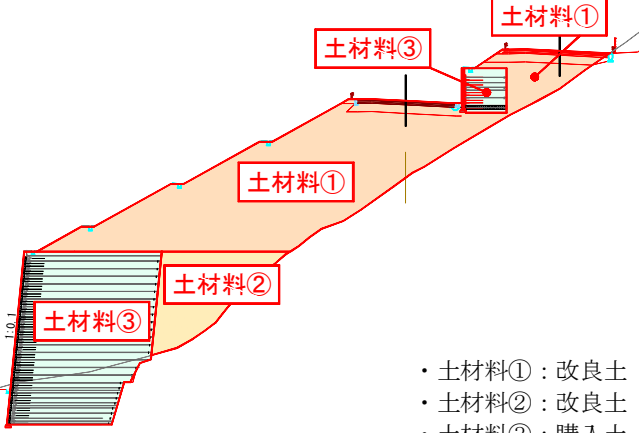
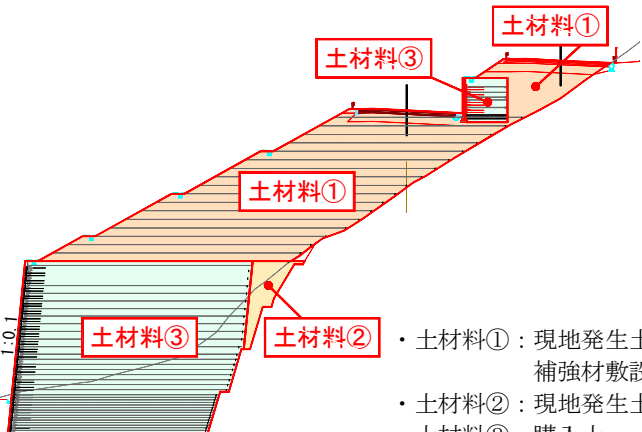
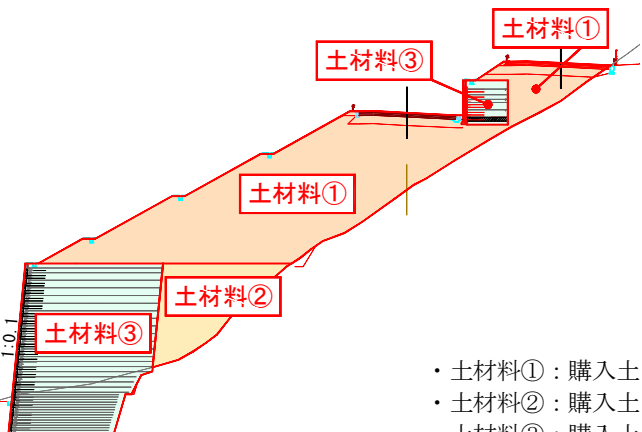


図 4.23 セメント改良土の必要強度  $c-\phi$  関係図

表 4.23 検討ケースの比較と評価

検討ケース	模式断面図	コスト比	評価
ケース 2	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・土材料①：改良土</li> <li>・土材料②：改良土</li> <li>・土材料③：購入土</li> </ul>	1.00	○
ケース 3	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・土材料①：現地発生土に補強材敷設</li> <li>・土材料②：現地発生土</li> <li>・土材料③：購入土</li> </ul>	1.41	
ケース 4	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・土材料①：購入土</li> <li>・土材料②：購入土</li> <li>・土材料③：購入土</li> </ul>	1.89	

### 4. 5. 3 補強土壁の構造検討

#### (1) 補強土壁の選定

補強土壁には図 4. 24 や表 4. 24 示すように多くの種類がある。

一般的に道路の補強土壁では、表 4. 25 に示す 3 工法が経済性や安定性、施工性、景観性、さらに補強領域の土材料の適用範囲などを要因に比較され、計画地で最も適合性の高いものが選定されることが多い。

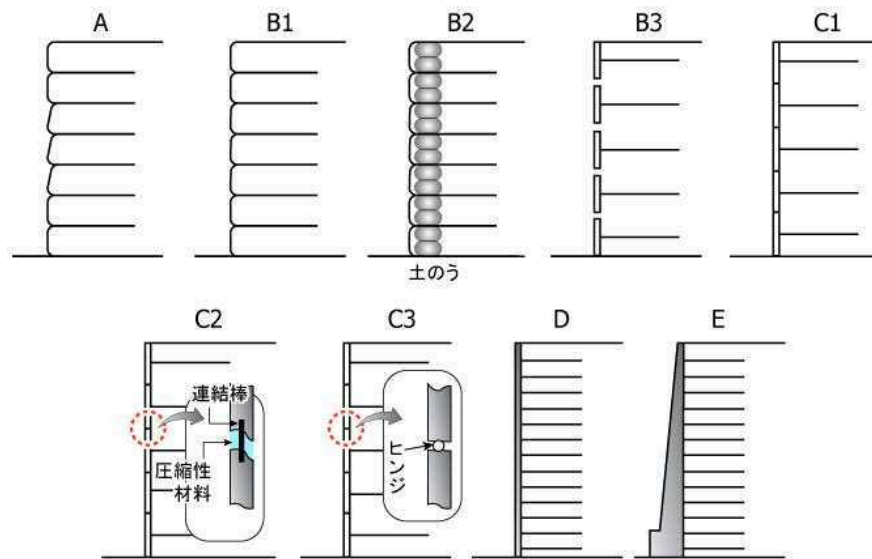


図 4. 24 壁面工の種類<sup>23)</sup>

表 4. 24 壁面高による分類<sup>24)</sup>

壁面工の機能	壁面工のタイプ								
	A	B1	B2	B3	C1	C2	C3	D	E
局所的剛性	×	△	□	○	○	○	○	○	○
全体縦剛性	×	×	×	×	○	×	○	○	○
全体せん断剛性	×	×	×	×	○	○	×	○	○
全体曲げ剛性	×	×	×	×	×	×	×	○	○
自重抵抗	×	×	×	×	×	×	×	×	○
×		効果が期待できない		△		効果が少し期待できる			
□		効果がある程度期待できる		○		効果が十分期待できる			



表 4.25 補強土壁の分類・留意点<sup>25)</sup>

分類	補強材	壁面工	特徴	留意点
帯鋼補強土壁	帯状鋼材	コンクリートパネル (分割型)	帯状補強材(リブ付き、平滑)の摩擦抵抗による引抜き抵抗力で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては摩擦力が十分にとれる砂質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を多く含む土質材料については摩擦力を発揮させるための土質安定処理や粒度調整などの処理が必要である。  補強材として鋼製補強材を用いるため腐食対策が必要である。
アンカー補強土壁	アンカープレート付鉄筋	コンクリートパネル (分割型)	アンカー補強材の支圧抵抗による引抜き抵抗力で土留め効果を発揮させる。	盛土材としては支圧抵抗力を發揮できる砂質土系や礫質土系の土質材料を選定する必要がある。細粒分を含む土質材料においても必要な支圧力の發揮の有無を検討して用いることができる。  補強材として鋼製の補強材を用いるため腐食対策が必要である。
ジオテキスタイル補強土壁	ジオテキスタイル	コンクリートパネル (分割型)、 コンクリートブロック、 場所打ちコンクリート、 鋼製枠	ジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗力で、土留め効果を発揮させる。面状の補強材のため摩擦抵抗力が發揮しやすく、補強材長が短めにできる。  緑化対策として、ジオテキスタイルをのり面で巻き込むタイプも使用されている。	角張った粗粒材を多く含む盛土材の場合は、補強材を損傷する可能性があり、対策が必要である。補強材は多くの種類がある。  補強土壁の変形抑制のために剛性の高いジオテキスタイル(ジオグリッドなど)が適する。クリープ特性や高温環境など補強材の引張り強度への影響などについて設計の配慮が必要である。

## (2) 補強土壁 (1号) の構造

補強土壁の詳細な構造は、「設計・施工マニュアル」<sup>11)</sup>に従った計画であるが、前述のように、高さ 20m までの計画・設計・施工に関わるものであるため、計画の高盛土補強土壁高さ 40m 以上は、適用範囲を超えた構造物となる。そのため、次に示す対応を図ることとした。

- ・ 壁面変位 (鉛直度) への対応
- ・ 支持岩盤への着底
- ・ 補強領域への水の侵入による補強効果の低下防止

以下でこれらの対応について述べる。

### a) 壁面勾配

補強土壁の壁面勾配は鉛直方向を基本としている。一方、「設計・施工マニュアル」<sup>11)19)20)21)</sup>では、壁面の出来形管理で鉛直線に対し壁高の 3%かつ 300mm 程度の変形を許容している。(図 4.25 や表 4.26 参照)

しかしながら、計画の補強土壁 (1号) は高さ 20m となるため、壁高の 3%は 600mm に及び、許容値 300mm を上回る可能性がある。また、鉛直壁では、壁高が高い場合、変形により逆勾配となる可能性がある。さらに、景観上、周囲への圧迫感が生じる。

そこで、壁面に傾斜を設け、変位が生じても逆勾配とならない対応を図った。

補強土壁 (1号) は斜壁として施工できる工法を選定し、鉛直と 1 分勾配、3 分勾配の経済性を比較した結果、価格差は、鉛直 $\leq$ 1 分勾配 $<$ 3 分勾配で、直壁と 1 分勾配の価格差は 0.02%で概ね同等である。表 4.27 に比較表を示す。

以上より、補強土壁 (1号) は壁面勾配 1 : 0.1 とし、壁面の変形に対する対策とした。

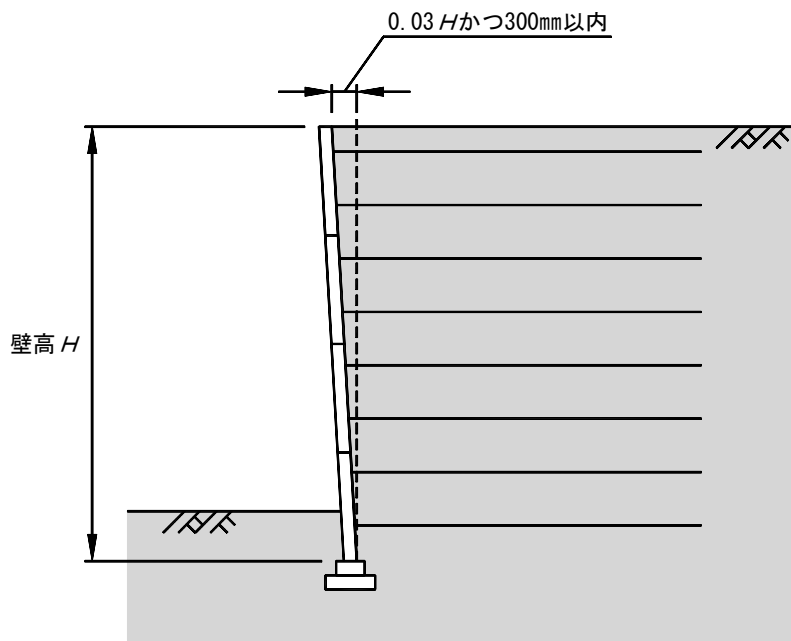


図 4.25 テールアルメの鉛直度における安定の目安<sup>20)</sup>

表 4.26 アダムウォールの出来形管理基準<sup>11)</sup>

工種	測定項目		規格値	測定基準
基盤工	基準高		±50 mm	施工延長 40m毎に 1 箇所 延長 40m以下のものは 1 施工箇所につき 2 箇所
外壁	基準高		±50 mm	
	高さ	$H < 3\text{m}$	-50 mm	
		$H \geq 3\text{m}$	-100 mm	
	鉛直度		±0.03H かつ±300 mm以内	
アダム	敷設長さ		-0 mm	
	敷設間隔		±0.10ΔS (ΔS: 計画敷設層厚)	
切盛境界排水工	幅・高さ		-0 mm +50 mm	
	管径		-0 mm +50 mm	
水平排水材	敷設長さ		-0 mm	
	敷設間隔	縦	±0.10ΔS	
		横	±100 mm	

表 4.27 補強土壁勾配比較 (1号補強土壁)

壁面勾配	断面図・外観イメージ	コスト比	評価
1 : 0.00		0.98	
1 : 0.10		1.00	○
1 : 0.30		1.17	

## b) 支持岩盤への着底

4. 3. 1 (5) で述べたように、補強土壁 (1号) 基礎には大きな地盤反力が発生するため、基礎地盤は崖錐堆積物下位の CL 級岩盤とし、基礎底面を岩盤へ着底させる計画である。

高盛土補強土壁の大きな特徴は、その大きな地盤反力から基礎を岩盤へ着底させる点である。逆に言えば、対象規模の高盛土補強土壁は、比較的良質な支持岩盤が必要であることが示唆される。

## c) 排水工

計画地は山間の集水地形に該当し、融雪期には多量の地下水や表面水の流入が予想される。これに対応して、補強領域への水の侵入による補強効果の低下を防ぐため、排水対策工を計画した。

沢水は盛土最上部にて集水し、側面を暗渠で流下させる計画である。よって、嵩上げ盛土や補強土に集まる水は、地下水や限られた範囲の表面水と浸透水である。

図 4.26 は「設計・施工マニュアル」<sup>11)</sup> に示された排水対策の例である。

本計画はこれに準じた排水施設の配置を基本とし、表 4.28 に示すような工夫を図った排水対策工を計画した。

補強領域への水の侵入による補強効果の低下を防ぐ排水対策工として、図 4.27 に示すような「L型排水盛土防水工」の研究成果がある<sup>26)27)28)29)</sup>。鉛直排水材の設置はこれらと同様の機能を発揮させることを目的とするものである。

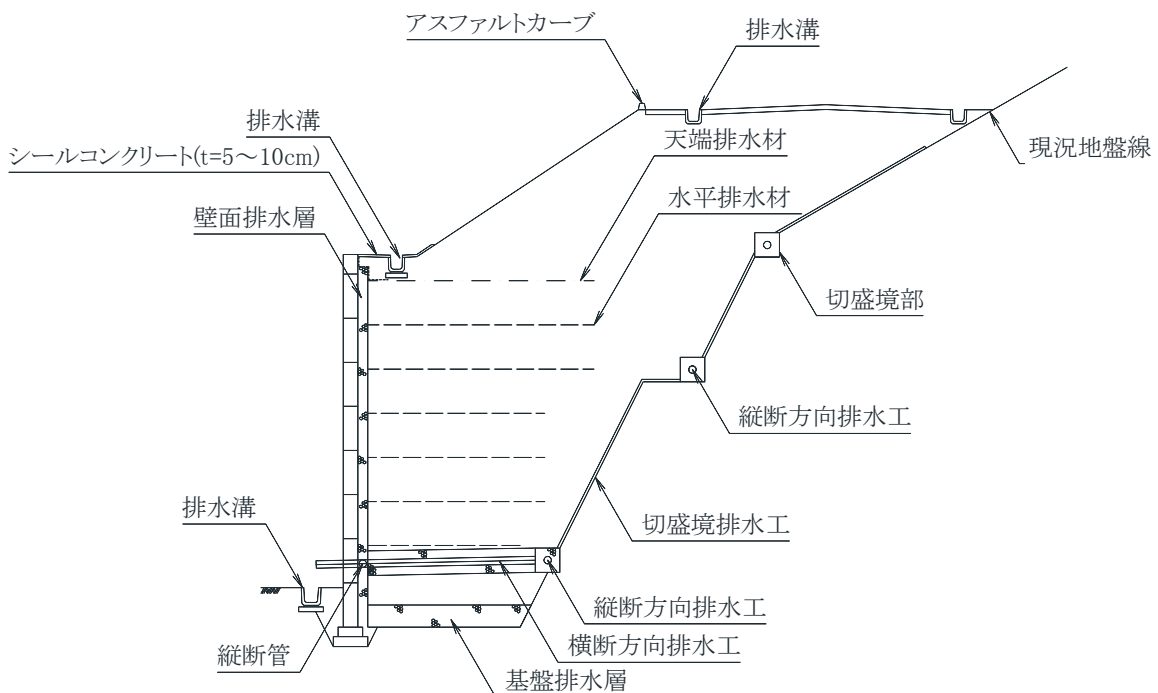


図 4.26 排水対策の例<sup>11)</sup>

表 4.28 補強土壁（1号）の排水施設

排水対策工	施設の目的と内容
横断方向排水工	・ 補強領域背面の水を集水して壁前面に流下させる。
基盤排水層	・ 透水性の良い砕石を用い、基礎面から現況の地表面より上部約 1m に範囲を拡大し、底部に集まる地下水を排水させる。
流末の処理	・ 基礎底部前面は砕石等の透水性の良い材料で埋戻し、補強土壁前面の排水工（排水柵）へ接続する。
鉛直排水材	・ 融雪期に多量の地下水や表面水が流下する地域特性に配慮し、背面盛土から補強領域への水の侵入を防止することを目的とする。 ・ 透水性の良い砕石（厚み 30cm）やジオシンセティックスで、補強領域の背面から一定の離隔を取って設置する。
遮水シート	・ 補強土壁の上面に敷設し、嵩上げ盛土からの水の侵入を防止する。

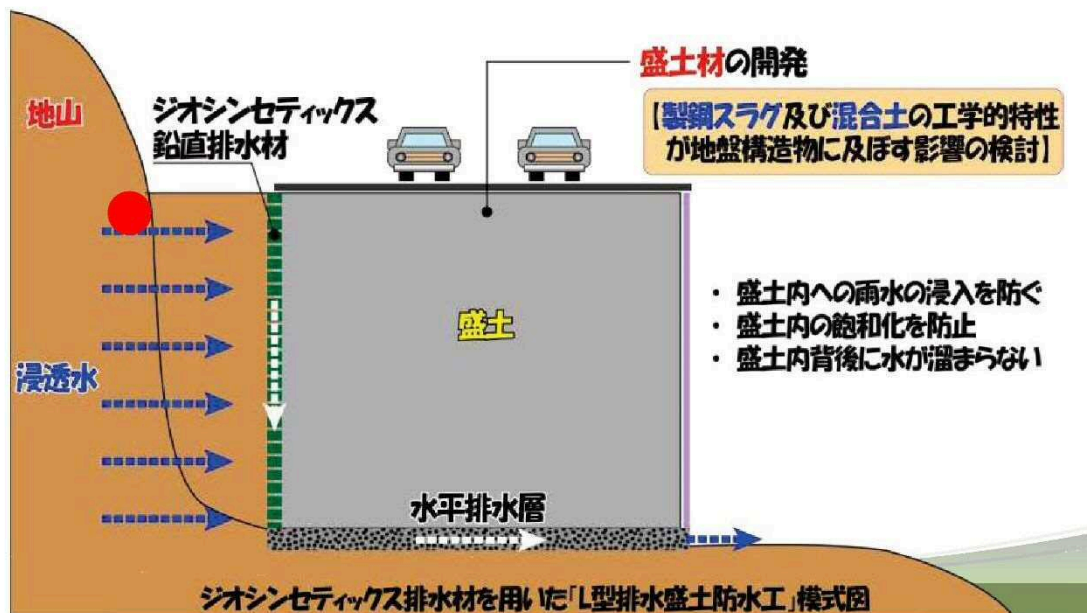


図 4.27 L型排水盛土防水工<sup>26)</sup>

#### 4. 5. 4 高盛土の構造検討

##### (1) 課題

計画の高盛土は、端部を盛りこぼさず、高さ 20m の補強土壁（1号）を構築し、15m 強の盛土を嵩上げする構造である。嵩上げ盛土の上部には高さ 5.9m の補強土壁（2号）を配置して、盛土最大高さ 44m に及ぶ。当初は橋梁で通過する予定であった谷部に構築される盛土であり、集水地形を呈する沢埋め傾斜地盤上の高盛土である。

このような沢埋めの盛土は、近年、日本各地で豪雨や地震時などに崩壊等の変状が発生して被災する事例が多く見られる。特に、計画地は集水地形であることから、豪雨に伴って盛土内への雨水侵入が容易であり、盛土の強度低下が被災原因の一つとなる。また、端部に止水壁となる構造物が構築される場合には、背面に滞水してダムアップするため、盛土の弱体化がよりいっそう助長されることとなる<sup>30)</sup>。加えて、補強土壁の設計では、確実な排水対策を前提として設計するため、補強土壁への雨水等の侵入を最小限とし、浸透した水は速やかに排除できるものとしている。すなわち、この条件を満足するため、確実な表面水ならびに地下水の排水対策とそれらの維持管理を不可欠のものとしている<sup>11)19)20)21)</sup>。

これらのことから、降雨や湧水、雪解水、さらに横断する沢水を円滑に流下させ、盛土内への侵入を防止するとともに、侵入した場合の排除を容易とする十分な排水対策が必要である。

そのため、地下排水工を含む詳細な高盛土の構造を検討し、計画の実現を図るものである。

##### (2) 嵩上げ盛土の計画

嵩上げ盛土の法面勾配は、基準書である「道路土工—盛土工指針」<sup>13)</sup>など<sup>25)</sup>に示された「標準のり勾配」に従い、現地発生土の地盤特性を考慮して、「細粒分混じり礫」あるいは「硬い粘質土」の標準値 1 : 1.8 を用いる。盛土高は基準書に示された適用高さを超えるため、安定計算により安定を確認した。盛土材は安山岩風化残積土をセメント改良して用いるため、勾配 1 : 1.8 で安定が確保できる。

小段は盛土高さ 5.0m 毎に設け、幅 1.5m を標準とする。

##### (3) 排水工

地下排水工は、盛土及び路盤内の地下水位を低下させ、周辺地山からの湧水が盛土内に浸透しないよう排除するとともに、路肩やのり面からの浸透水をすみやかに排除する目的で設置する。

図 4.28 は沢埋め盛土における地下排水溝及び基盤排水層の設置例である。図 4.29 は水平排水層及び基盤排水層の例である。図 4.30 は排水施設の名称である。図 4.31



は基盤排水層の設置図である。図 4.32 はのり尻工の基本形状である。

ここではこれら基準書に示された設置例<sup>13)25)31)</sup>を参考に計画した地下排水工について述べる。

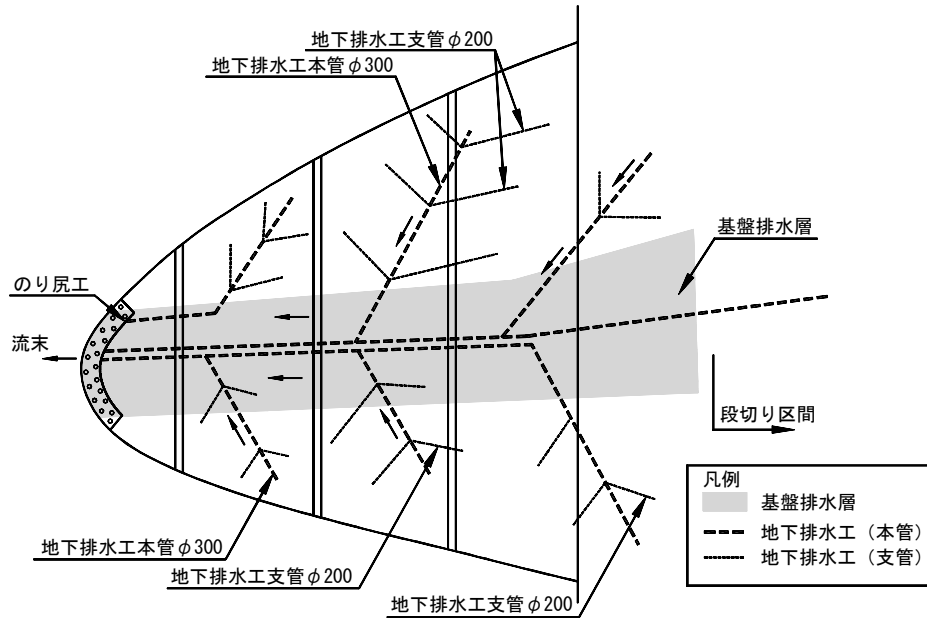
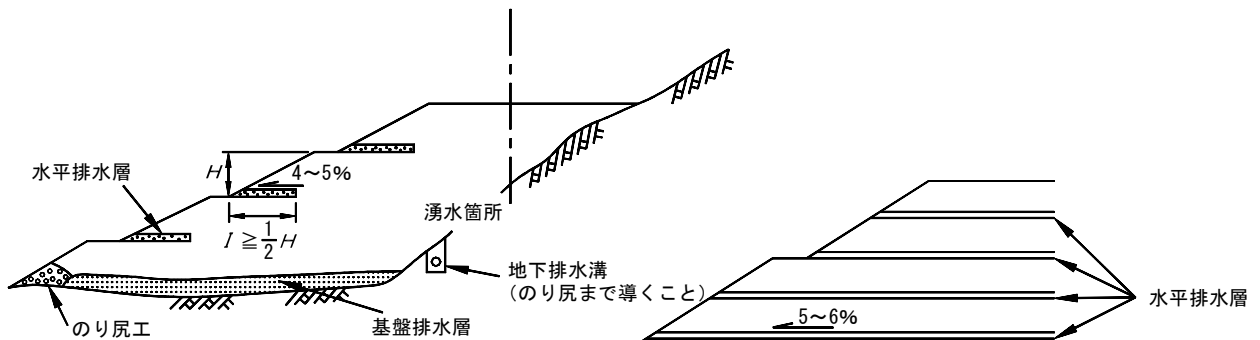
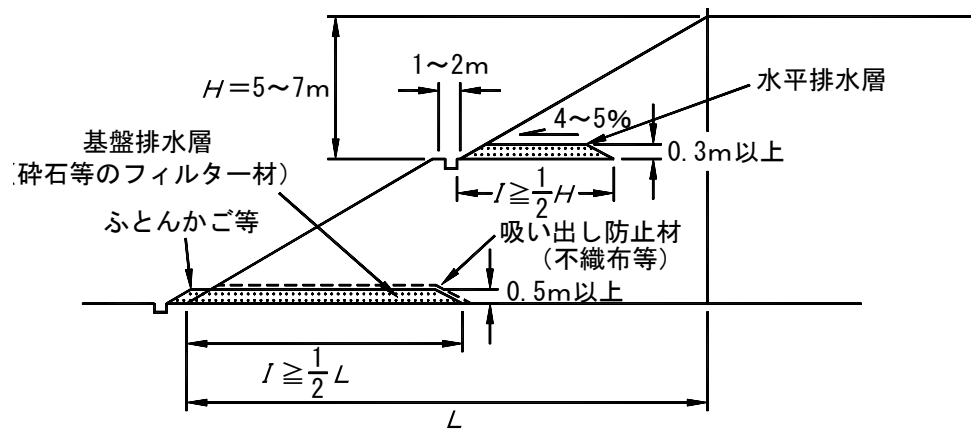


図 4.28 沢埋め盛土における地下排水溝及び基盤排水層の設置例<sup>13)</sup>



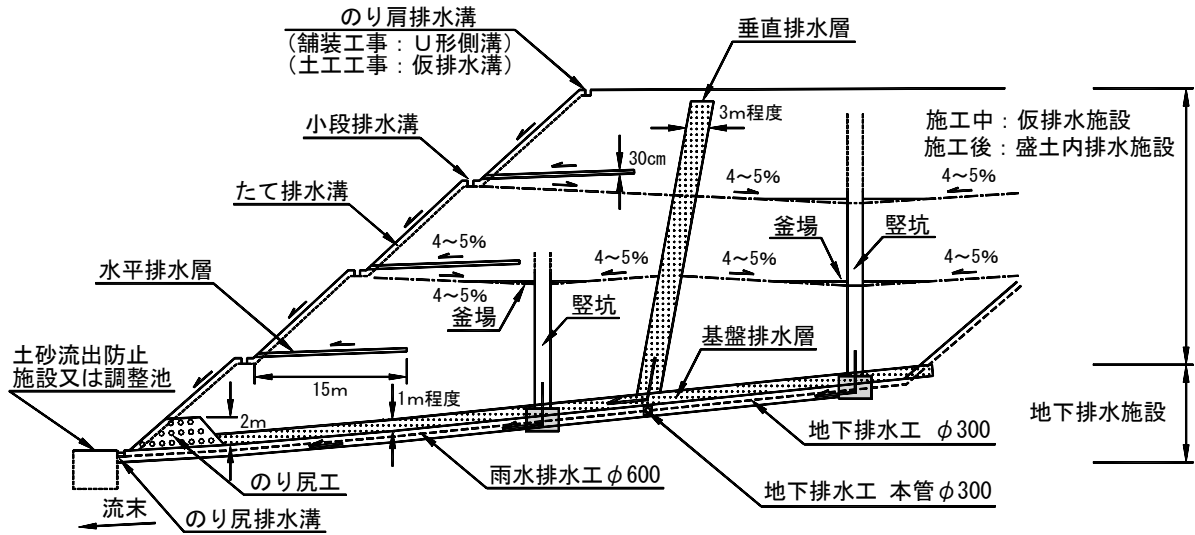
(a)しらす, 山砂などの例

(b)火山灰質粘性土の例

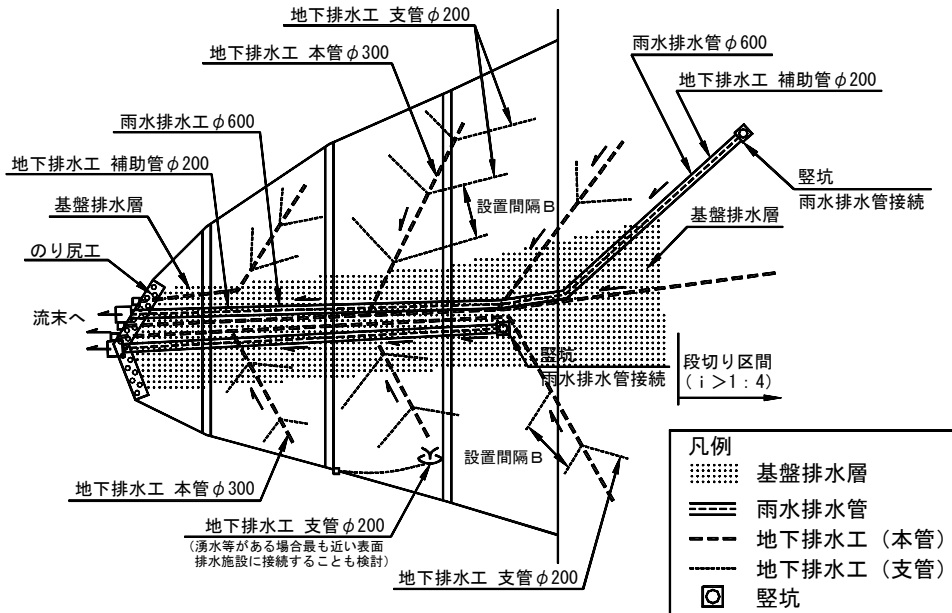


(c)水平排水層及び基盤排水層の例

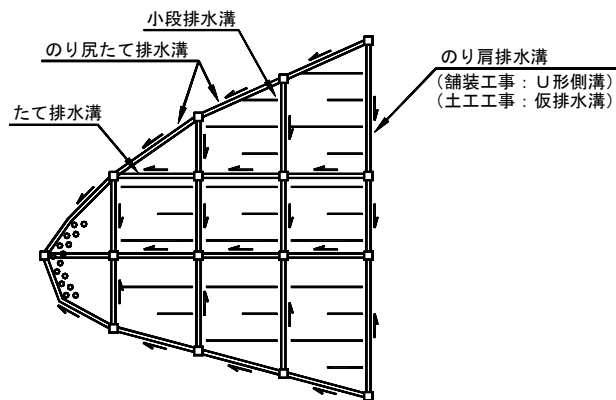
図 4.29 水平排水層及び基盤排水層の例<sup>13)</sup>



(a)排水施設断面図

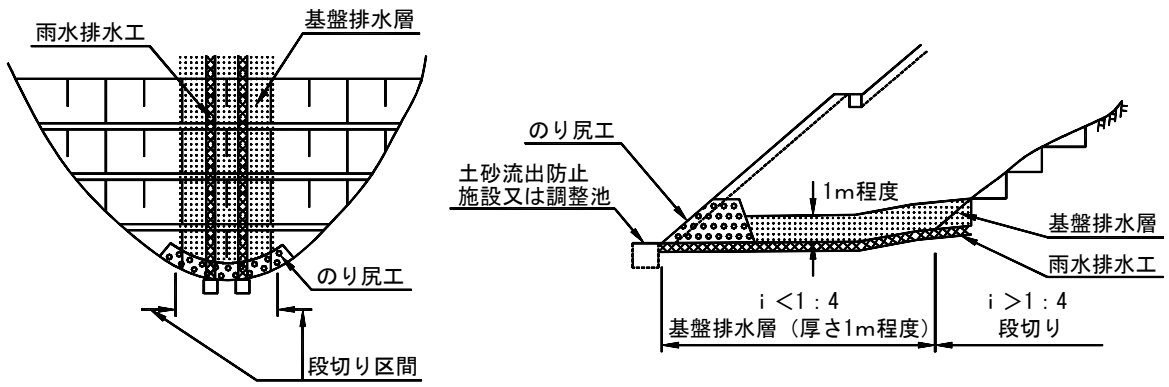


(b)地下排水施設平面図



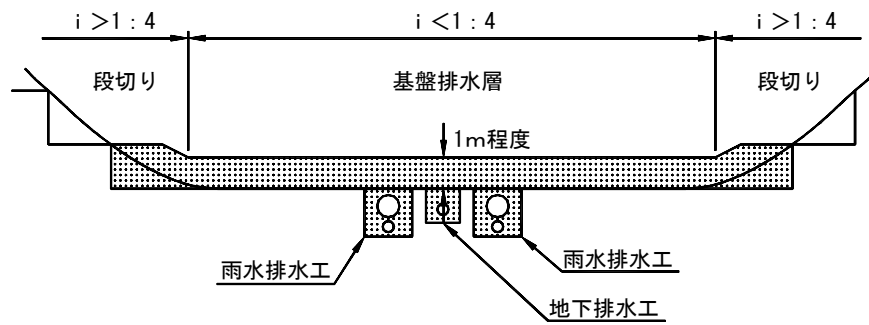
(c)表面排水施設平面図

図 4.30 排水施設の名称<sup>31)</sup>



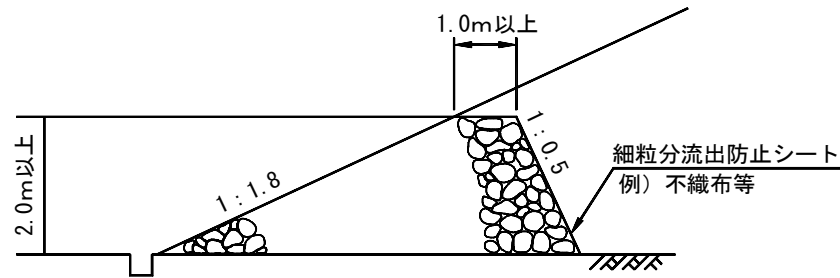
(a)平面図

(b)断面図

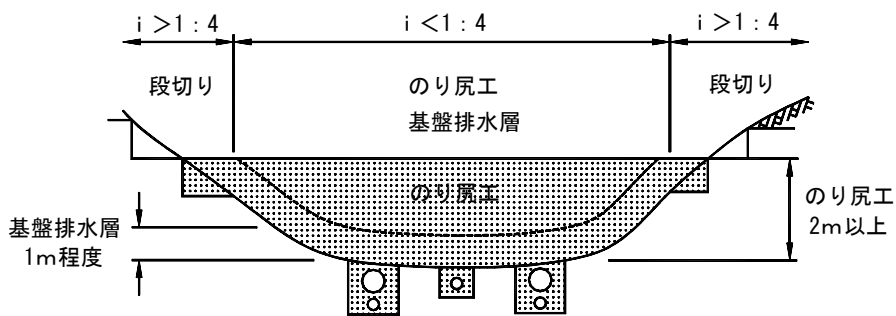


(c)側面図

図 4.31 基盤排水層の設置<sup>31)</sup>



(a)横断面図



(b)側面図

図 4.32 のり戻工の基本形状<sup>31)</sup>

・地下排水溝

盛土内に浸透してくる地下水や地表面近くの浸透水を集めて排水するには、地下排水溝が有効である。文献 25)では、山地部の沢部を埋めた盛土は、流水や湧水の有無にかかわらず旧沢地形に沿って地下排水溝を設置することを基本としている。

計画地は図 4.33 に示すように大きなひとつの谷地形であるため、補強土壁の背面盛土と地山との最深部に 1 条、また、補強領域への地下水の侵入を防止する観点から嵩上げ盛土の最下段に 1 条をそれぞれ設ける。

構造は図 4.34 に示すように、嵩上げ盛土の最下段を管径 $\phi 300\text{mm}$ 、補強土壁の背面盛土と地山の間を $\phi 200\text{mm}$ とした。

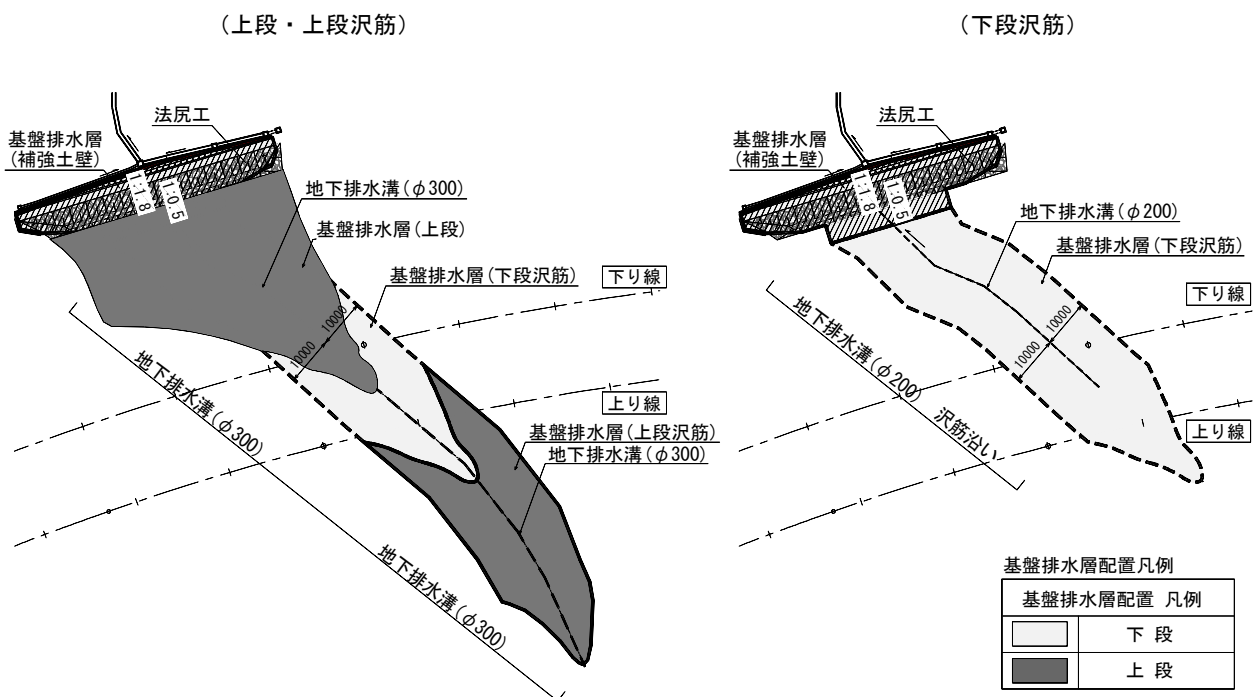


図 4.33 地下排水溝と基盤排水層の配置

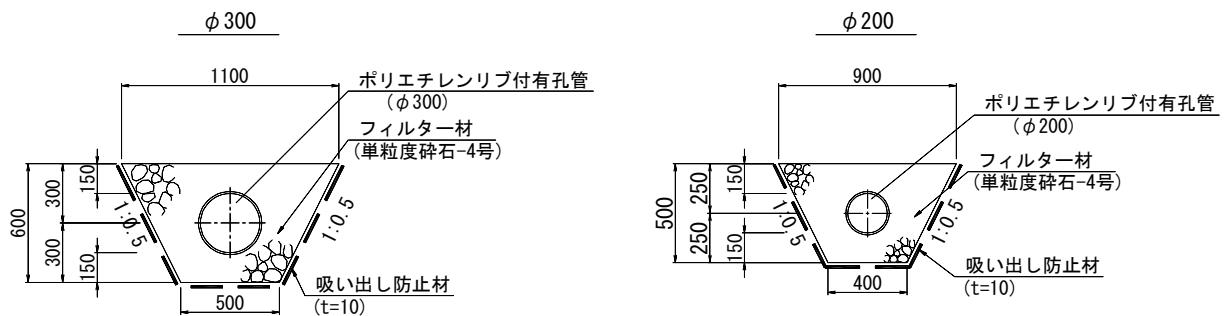


図 4.34 地下排水溝の構造

#### ・基盤排水層

地山から盛土への水の浸透を防止するために、沢部の地山表層に基盤排水層を設ける。基盤排水層の厚さは 0.5m 以上とするのが一般的である<sup>13)</sup>。本計画では盛土高さが高いこと、基盤排水層の中に暗渠排水管を埋設すること、**図 4. 31(c)**から、厚さ $\geq 1.0\text{m}$ とした。敷設幅は谷幅の約 2 倍の 20m とした。

嵩上げ盛土の最下段部にも同様に基盤排水層を設置する。

基盤排水層は透水係数  $k \geq 1 \times 10^{-5} \text{m/s}$  の透水性を有する土材料(砕石など)とする。

設置範囲は**図 4. 29(a)**を参考に、法尻から地山までの間とし、嵩上げ盛土の最下段部は「のり尻工」と組み合わせる。

基盤排水層から、補強土壁の補強領域への水の侵入を防止するために、底面には遮水シートを敷設する。

#### ・水平排水層

盛土内の浸透水を排除するため、一定厚さ毎に水平排水層を挿入する。

水平排水層は**図 4. 29(a)**のように小段毎に設置することを標準とするが、想定される盛土材が細粒分含有率 40%を超える粘性土質ないし粘性土で、透水係数  $10^{-7} \text{m/s}$  と小さいことや、可能な限り迅速に地下水を排除し盛土の強度を有効応力状態へ移行させ安定性を向上させるために、透水性の小さな盛土材の仕様である**図 4. 29(b)**を参考に、小段とその中間部とに配置する。

水平排水層の基本構造は、厚さ 30cm、勾配 5.0%、延長  $L=15.0\text{m}$  以上とする。

設置延長  $L$  は、**図 4. 29(a)**のように小段高の 1/2 以上の目安があるが、高盛土に相当すること、**図 4. 29(b)**は盛土範囲全体を示していること、**図 4. 30(a)**では延長 15m を示していることから、15.0m 以上を定めた。

#### ・のり尻工

基盤排水層からの地下水の排水とのり尻崩壊の防止を兼ね、嵩上げ盛土の最下端部にはのり尻工を設置する。のり尻工の詳細な構造は文献<sup>13)</sup>では明確な定めはないため、**図 4. 32**に準じた構造とした。

#### ・段切り

段切りは、通常、設計図には明示しない。設計図に記載がなくても通常、盛土工では実施することが定められているためである<sup>32)</sup>。

段切りは、**図 4. 35**や**図 4. 36**を参考とし、地山状況に応じた形状を選定する。

段切り部には地下水や沢水が集まることが予想され、これを迅速に排水させて、盛土内部への侵入を防止するため、本計画では、基盤排水層と同等の透水性の高い材料で埋め戻し、基盤排水層として機能させる計画である。その機能の重要性を考

慮して、盛土構造の一部として、あえて設計図に明示した。

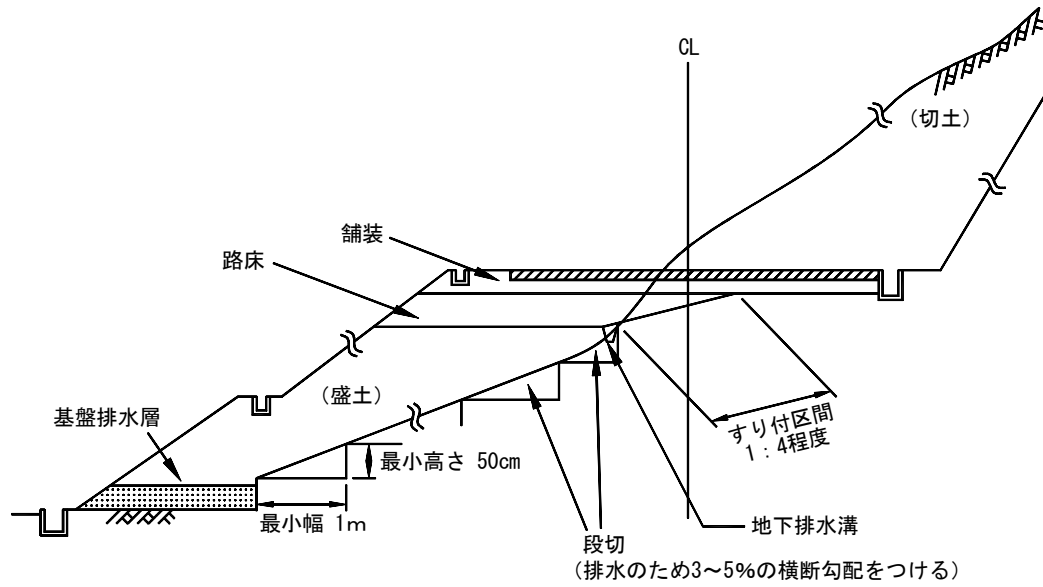
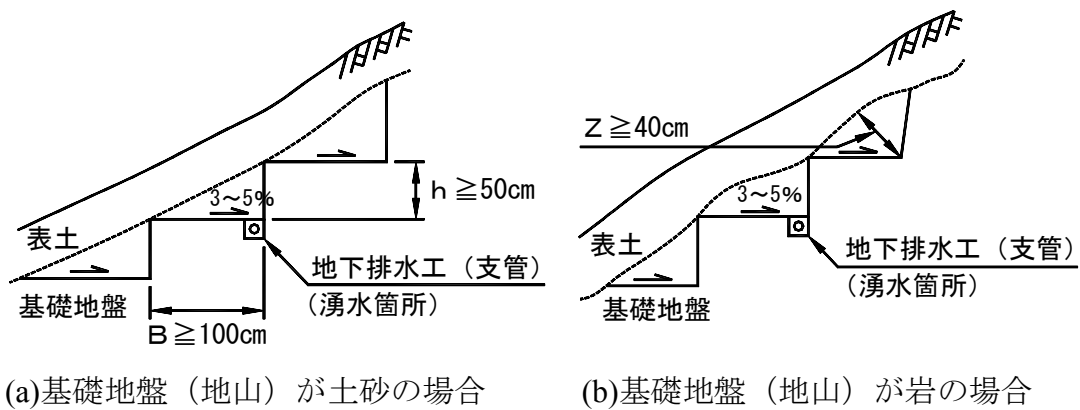


図 4.35 片切り片盛り部のすり付けの例<sup>13)</sup>



(a)基礎地盤（地山）が土砂の場合

(b)基礎地盤（地山）が岩の場合

図 4.36 段切り詳細<sup>31)</sup>

#### (4) のり面保護工

盛土部の法面保護工は、「植生工」を選定した。

嵩上げ盛土は現地発生土をセメントにより改良するため、土羽土を打たず、植生基材吹付工(厚さ 3cm)によるものとした。

以上をとりまとめ、高盛土補強土壁の構造計画図を図 4.37 に示す。

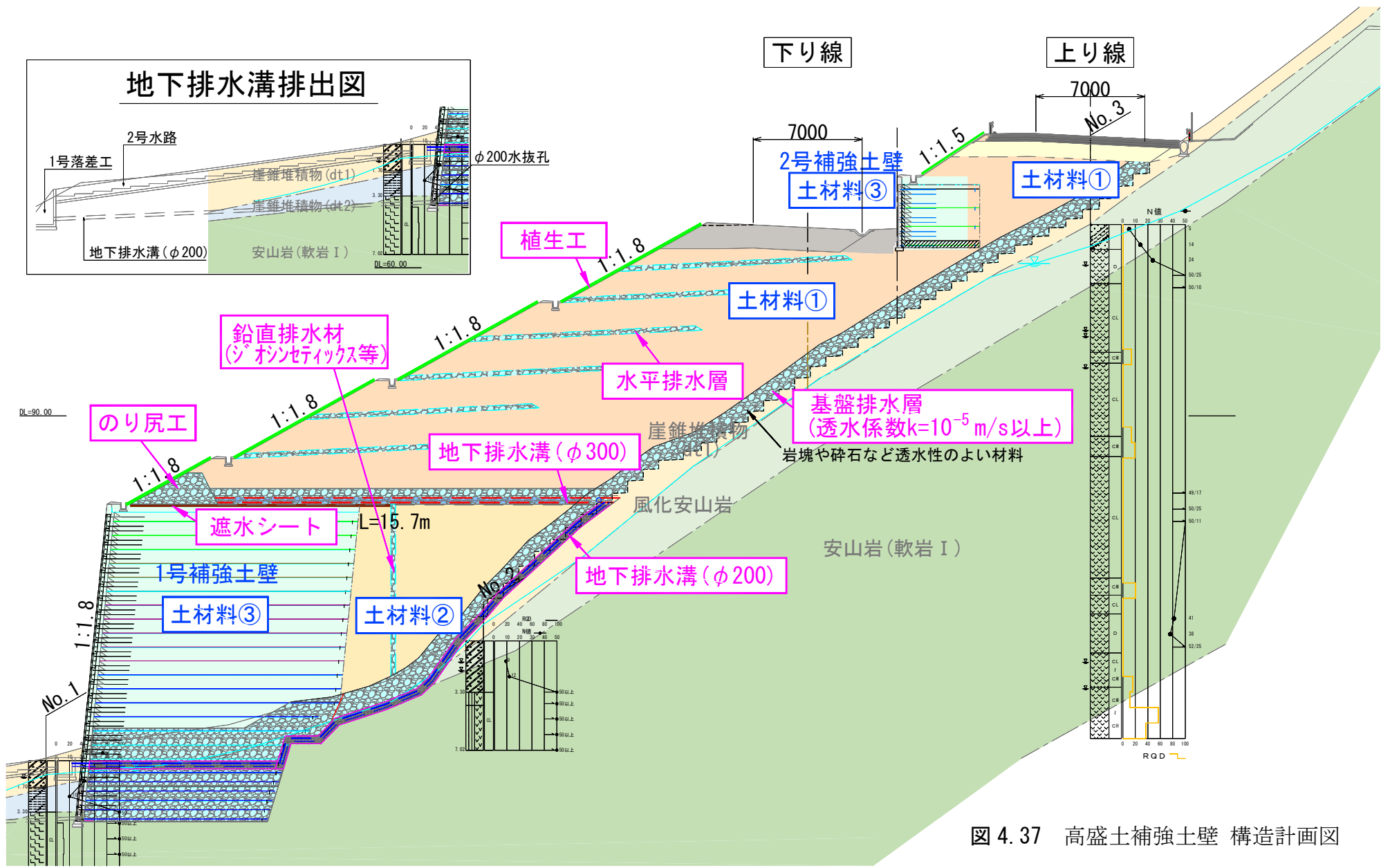


図 4.37 高盛土補強土壁 構造計画図



## 4. 6 変形解析

### 4. 6. 1 変形解析の条件

#### (1) 解析断面

補強土壁および嵩上げ盛土の施工段階と完成後, さらに地震に伴う変位などの地盤挙動を数値解析により確認した. 解析断面を図 4. 38 に示す. 図 4. 39 は解析に用いたモデル図である.

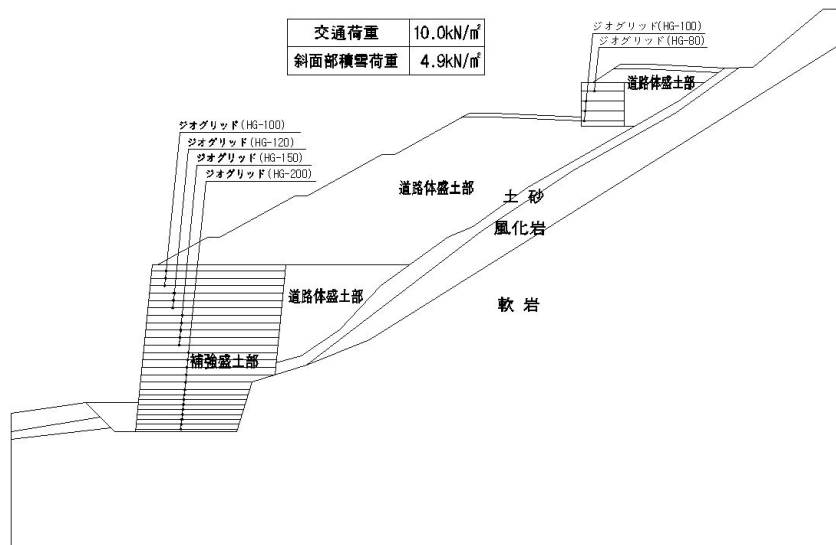


図 4. 38 解析断面

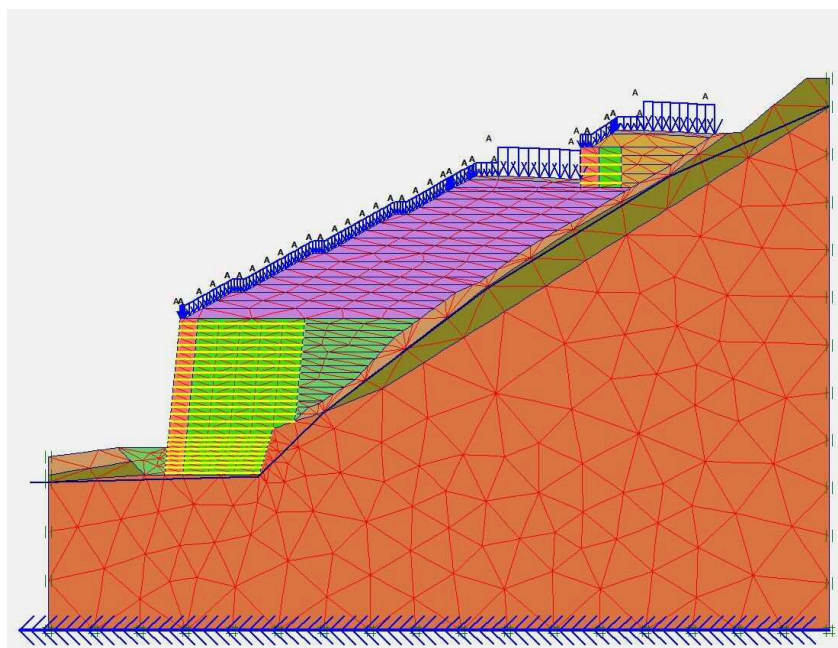


図 4. 39 解析モデル図

## (2) 解析方法

数値解析は汎用性の高い地盤変形解析専用プログラム「PLAXIS Ver.8.2」を用い、2次元有限要素解析を実施した。(解析式など詳細を「付録」に記す.)

解析にあたり、土材料と補強材(ジオシンセティックス)を区別して有限要素網を作成し、前者は弾塑性モデル(Mohr-Coulomb Model)、後者は解析ソフトが提供するジオグリッド専用モデル(Geogrid Element Model)を採用して、それぞれの入力パラメータとして表4.29の地盤物性値と補強材の剛性(EA)を反映した。

また、施工段階における履歴を反映するため、表4.30に示す1~54のステップで構成する静的解析と、表4.31に示す施工段階と交通荷重や積雪荷重を考慮した供用段階で動的解析を行った。

表 4.29 解析に用いた地盤物性値

区分	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$E_{50}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
補強盛土	19.0	0.0	30.0	30.0	0.33
道路盛土	18.0	75.0	13.5	90.0	0.33
土砂	18.0	0.0	36.0	100.0	0.33
風化岩	20.0	90.0	32.0	600.0	0.30
軟岩	22.0	120.0	35.0	1,000.0	0.28

表 4.30 施工履歴を考慮した静的解析

解析ステップ	施工段階
1~28	1号補強土壁(H=20m)の施工
29~45	嵩上げ盛土(セメント改良土)の施工
46~50	2号補強土壁(H=5.2m)施工
51~52	嵩上げ盛土(セメント改良土)施工
53~54	活荷重および積雪荷重載荷

表 4.31 地震波を考慮した動的解析

解析ケース	解析ケース
施工段階：2 ケース	1号補強土壁完成 1号補強土壁+嵩上げ盛土完成
供用時：2 ケース	2号補強土壁+嵩上げ盛土(全盛土工事)完了 完成後の交通荷重+積雪荷重載荷

地震時を想定した地震応答解析は、レベル 2（設計水平震度： $k_h=0.16$ ）相当以上の任意の記録波を採用した。図 4.40 に検討に用いた地震波を示す。

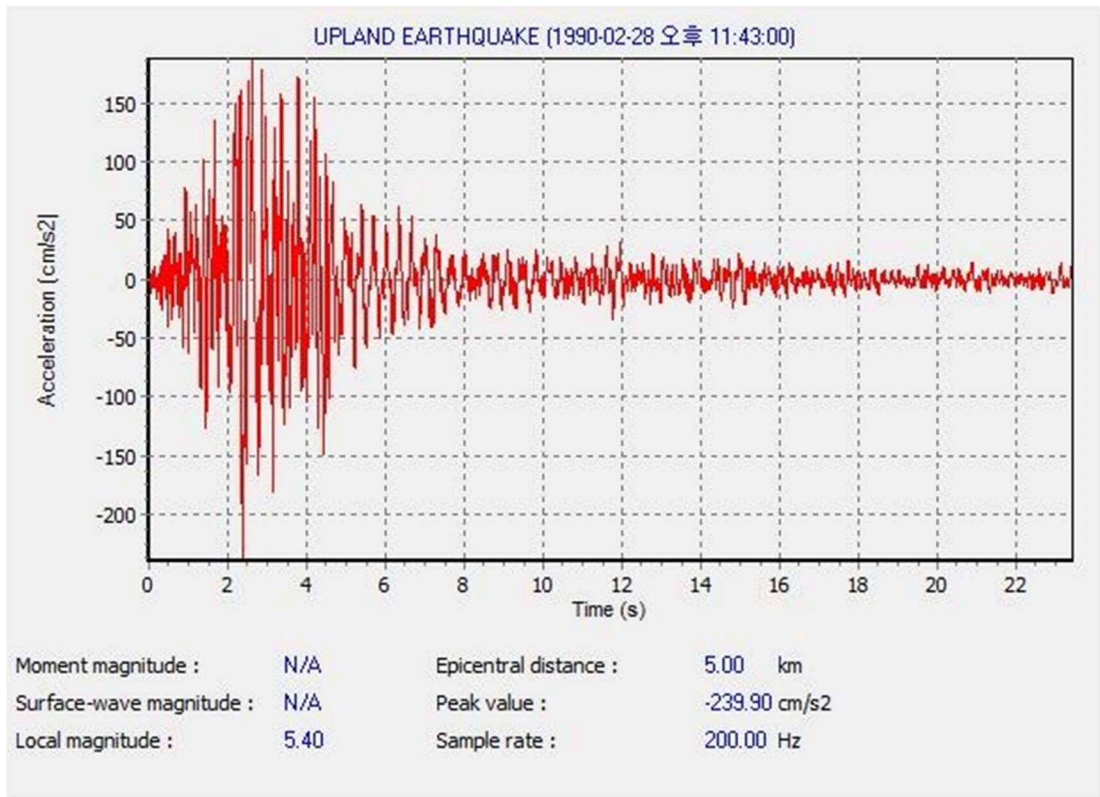


図 4.40 動的解析に用いた地震動

#### 4. 6. 2 解析結果

##### (1) 各ステップの最大変位量

施工履歴を考慮した静的解析から地震波を考慮した動的解析に至る各ステップにおける最大変位量は、表 4.32 の通りである。

図 4.41 に 1 号補強土壁の施工段階での最大変位図を示す。

図 4.42 に 1 号補強土壁＋嵩上げ盛土～2 号補強土壁＋嵩上げ盛土～完成後の交通荷重＋積雪荷重載荷の各段階の最大変位図を示す。

図 4.43 に地震時の 1 号補強土壁の最大変位図を示す。

図 4.44 に地震時の 2 号補強土壁の最大変位図を示す。

表 4.32 各ステップの最大変位量

区 分	全変位(mm)	水平変位(mm)	鉛直変位(mm)	せん断ひずみ(%)
1号補強土壁 h=5.95m	8.35	2.78	8.34	0.23
h= 6.88m	10.76	4.12	10.73	0.32
h= 7.78m	13.43	5.89	13.35	0.46
h= 8.7m	16.38	7.84	16.22	0.66
h= 9.5m	19.35	9.78	19.06	0.86
h=10.4m	24.42	12.03	23.91	1.11
h=11.3m	31.56	14.54	30.19	1.40
h=12.2m	40.31	17.51	37.70	1.68
h=13.1m	49.84	21.35	45.67	2.01
h=14.0m	61.20	28.03	54.97	2.37
h=14.9m	74.51	36.73	65.61	2.78
h=15.8m	88.44	45.95	76.57	3.22
h=16.7m	104.08	56.28	88.69	3.71
h=17.6m	121.33	67.67	101.93	4.23
h=18.5m	139.28	79.54	115.60	4.74
h=19.4m	158.86	92.47	130.42	5.30
h=20.1m	175.37	103.51	142.93	5.75
嵩上げ盛土 h <sub>R</sub> =3.3m	218.83	138.21	174.19	7.15
h <sub>R</sub> =8.3m	246.36	169.52	191.12	8.94
h <sub>R</sub> =13.3m	262.89	182.94	199.65	11.47
h <sub>R</sub> =18.3m	266.84	186.53	201.54	11.99
2号補強土壁 h=1.8m	268.11	187.67	202.13	12.24
h=3.0m	268.53	188.03	202.31	12.36
h=4.2m	268.90	188.35	202.48	12.49
h=5.2m	269.48	188.87	202.75	12.64
盛土工程終了	269.94	189.27	202.95	12.84
交通荷重+積雪荷重	273.77	191.34	206.19	13.13

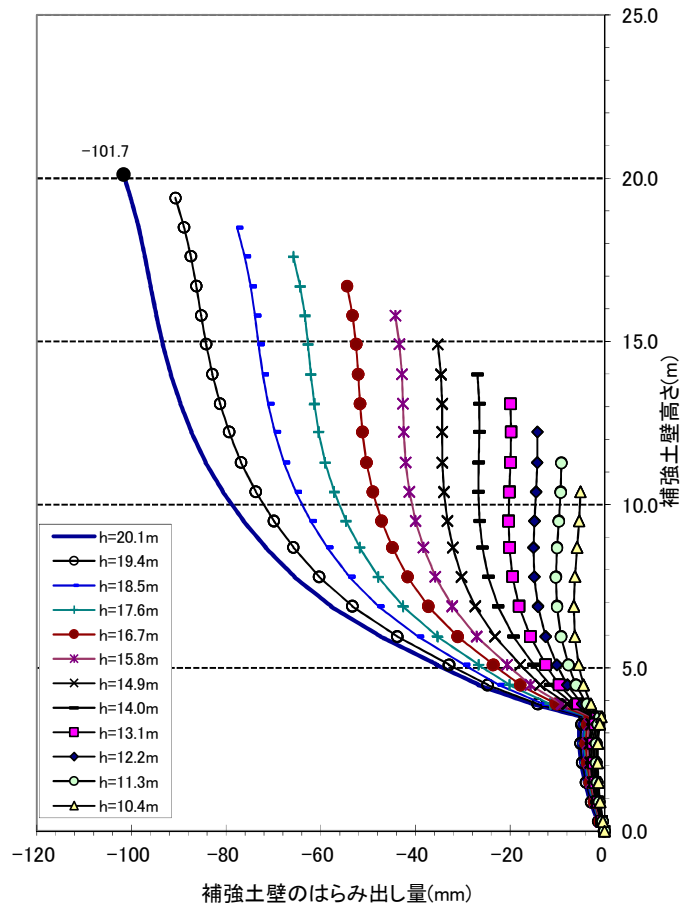


図 4.41 1号補強土壁 施工段階 最大変位図

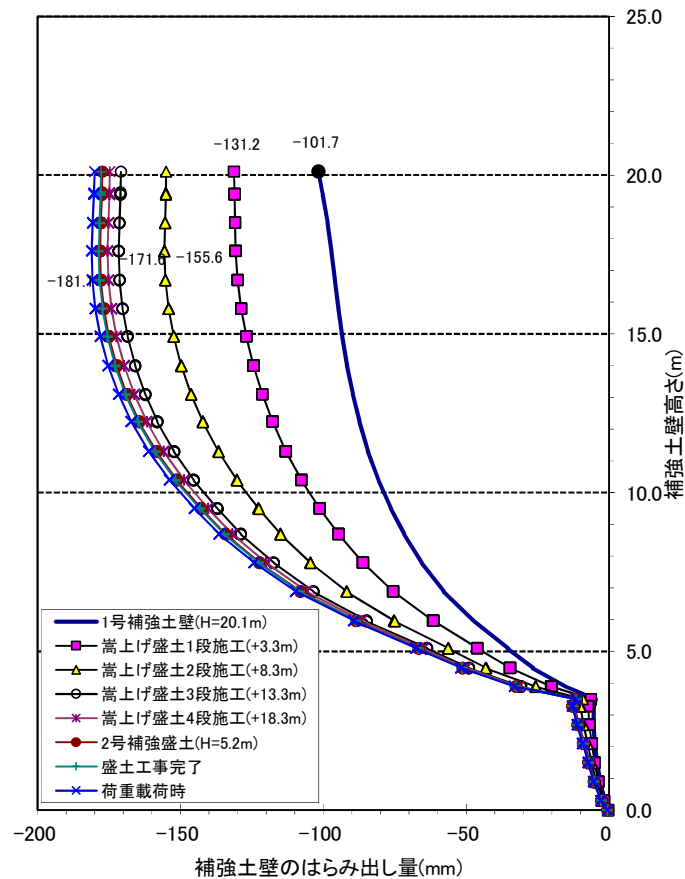


図 4.42 1号補強土壁～完成後の荷重載荷 最大変位図

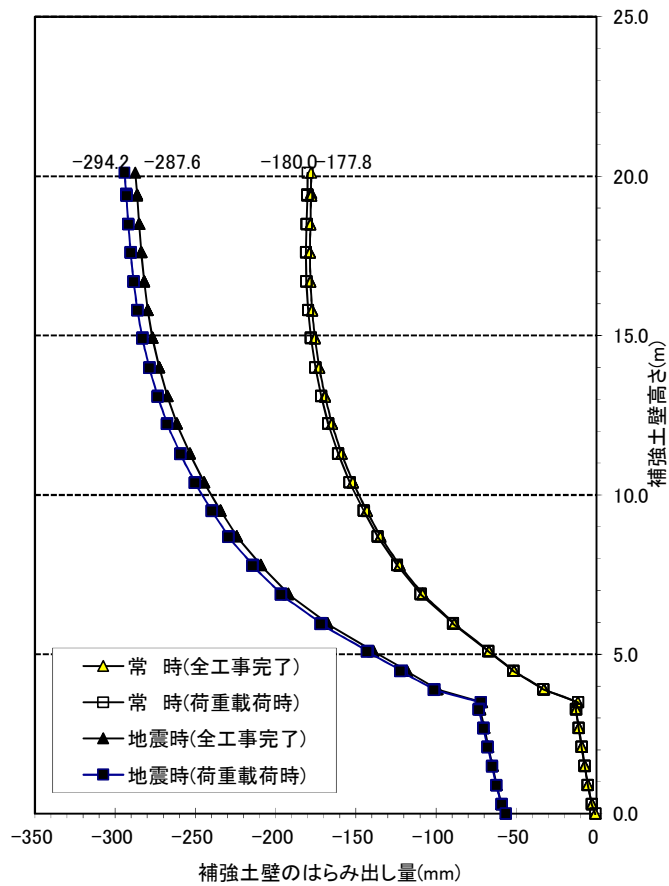


図 4.43 地震時 1号補強土壁 最大変位図

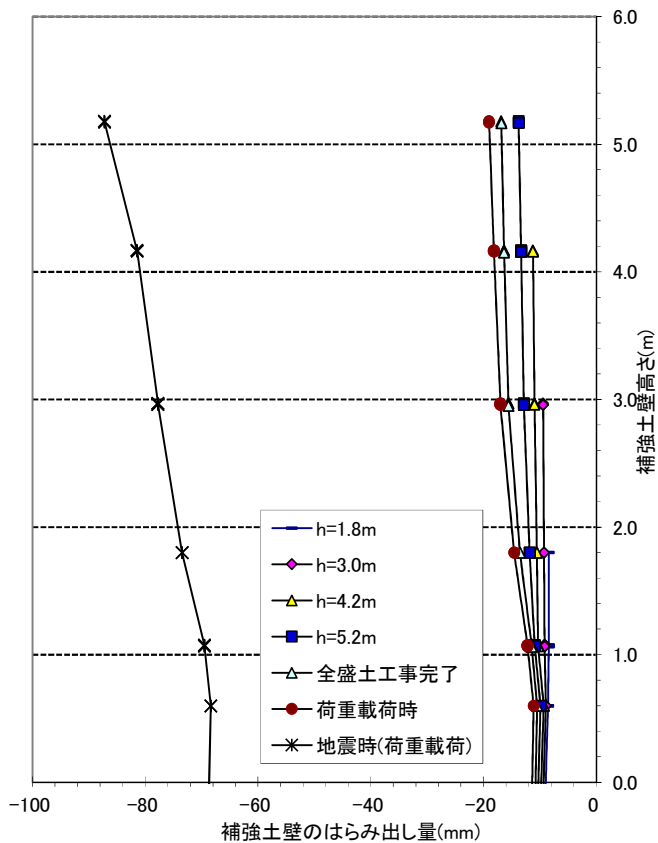
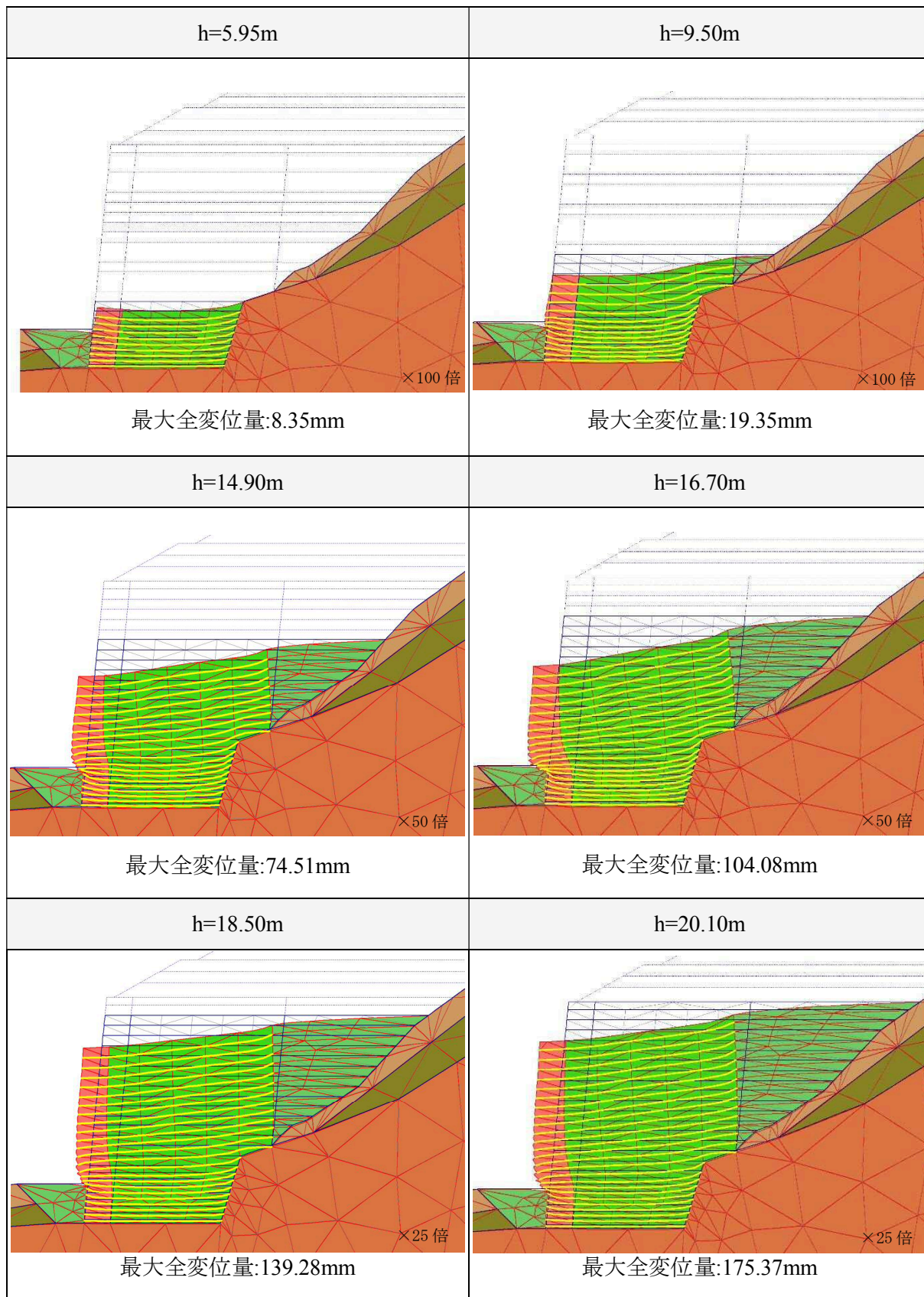


図 4.44 地震時 2号補強土壁 最大変位図



(2) 解析図

a) 1号補強土壁 変形解析図

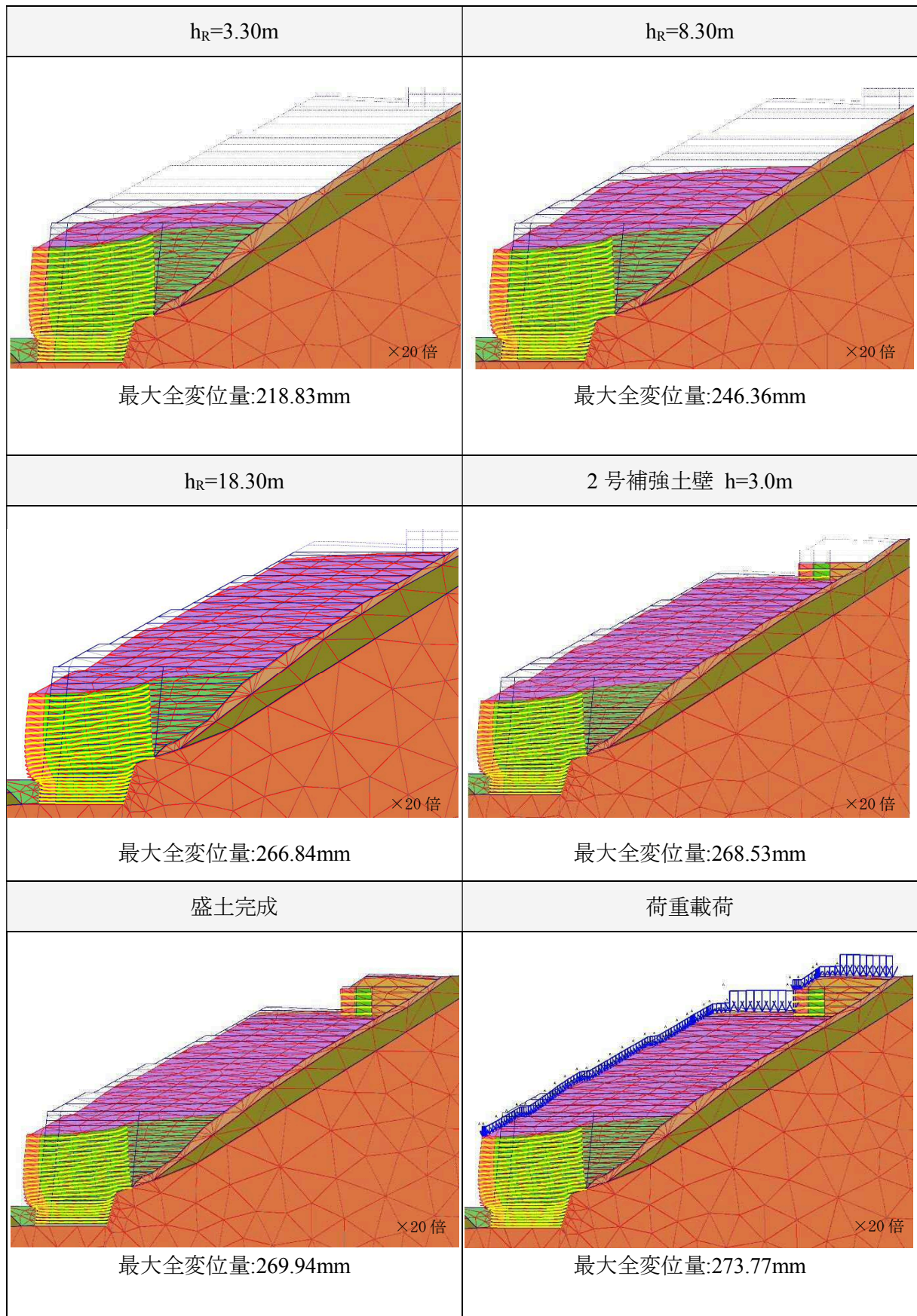


\* ×変形量の倍率

図 4.45 1号補強土壁 変形解析図



b) 1号補強土壁+嵩上げ盛土~2号補強土壁~完成後の荷重載荷 変形解析図



\* ×変形量の倍率

図 4.46 1号補強土壁+嵩上げ盛土~2号補強土壁~完成後の荷重載荷 変形解析図

c) 水平変位量 (はらみ出し)

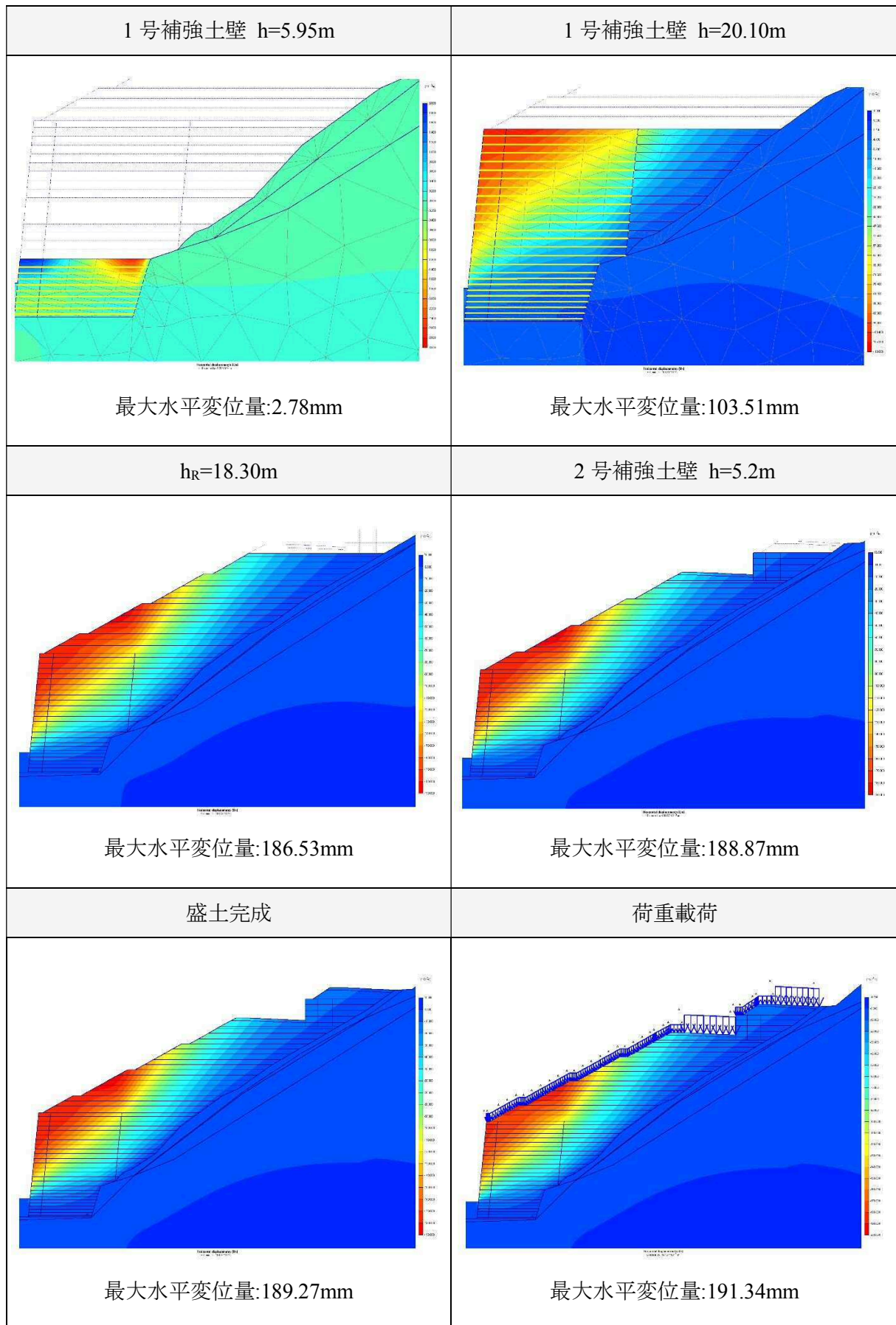


図 4.47 水平変位量 (はらみ出し)



d) 鉛直変位量 (沈下)

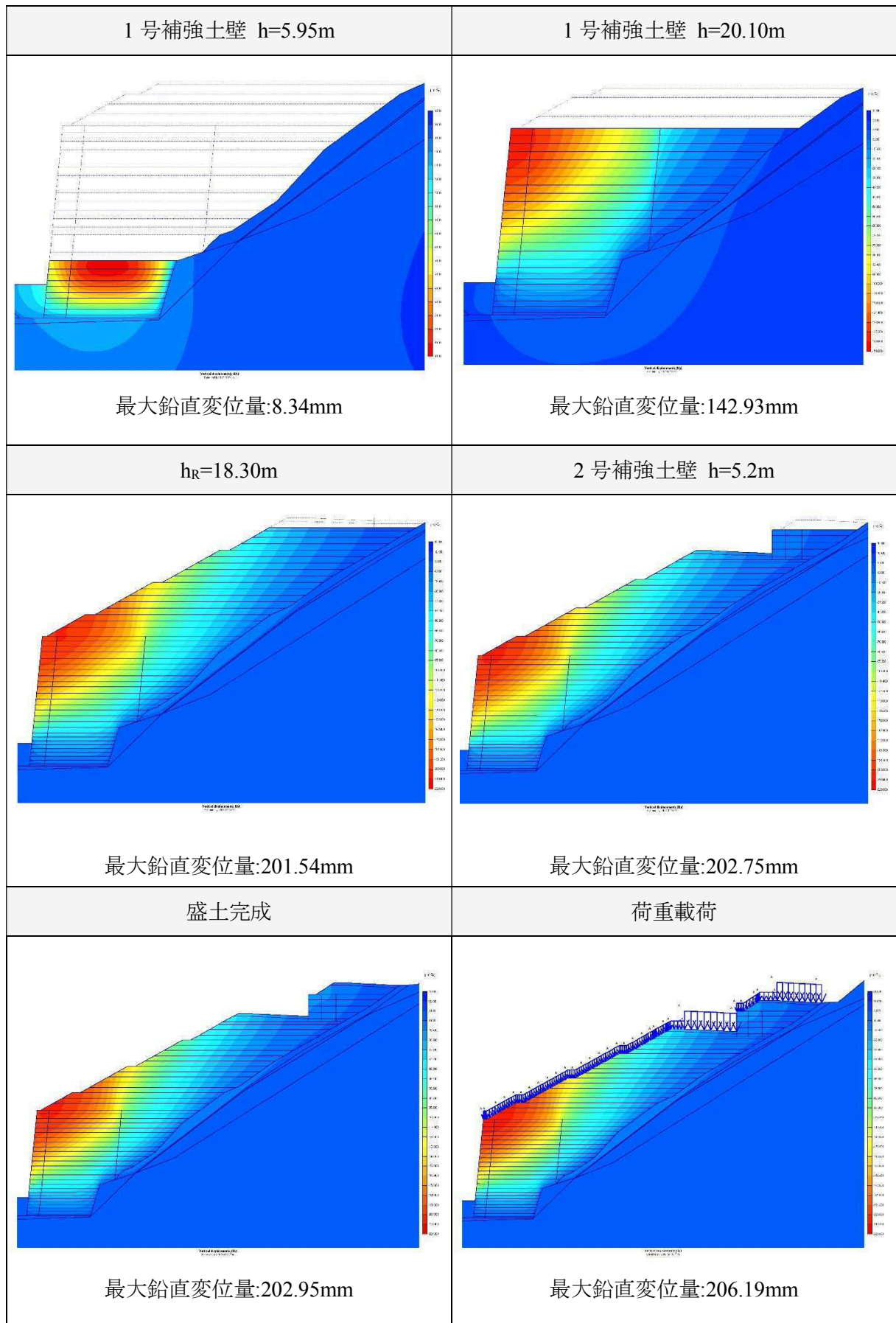


图 4.48 鉛直変位量 (沈下)

e) せん断ひずみ

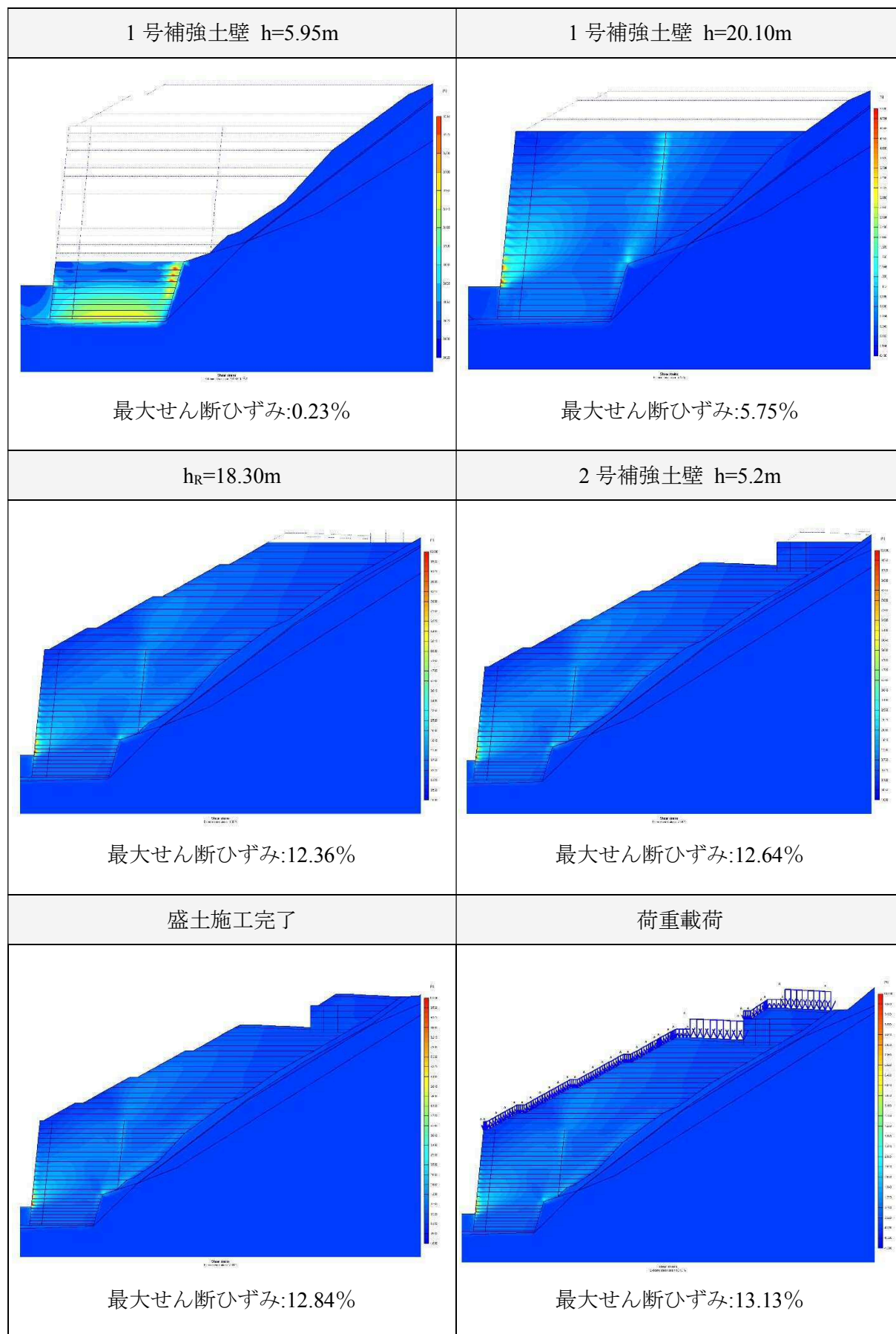


図 4.49 せん断ひずみ

f) 地震時（盛土完成）

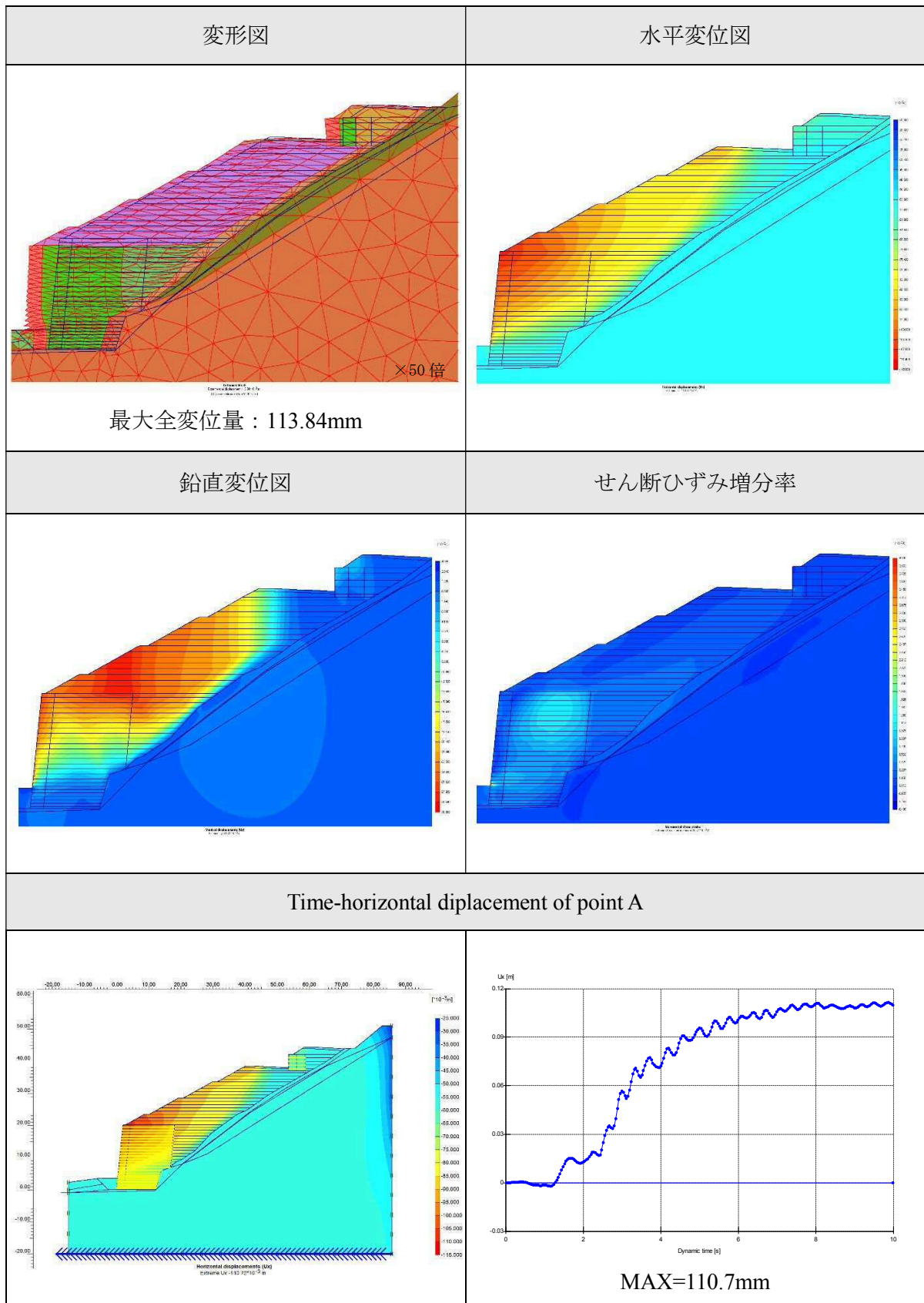


図 4.50 地震時（盛土完成）解析図

### (3) 解析結果のまとめ

解析断面における施工および供用段階に予想される補強土壁の最大変位量を表 4.33 にまとめて示す。

解析結果では 1 号補強土壁の最大はらみ出し量は、常時 18.1cm、地震時 11.4cm で累積 29.5cm である。

いずれも補強土壁の許容変位量である「補強土壁高の 3% (20.1m×3%=60cm) かつ 30cm」に対し、許容値内 (29.5cm<30cm) である。

施工に際しては、解析で設定した初期パラメータの妥当性の確認が必要であり、変位計測による施工品質管理が重要となる。

表 4.33 変形解析結果一覧 (単位mm)

区分		1号補強土壁		2号補強土壁	
		常時	地震時	常時	地震時
1号補強土壁 施工完了		101.7	-	-	-
嵩上げ盛土	1段 : h= 3.3m	131.2	-	-	-
	2段 : h= 8.3m	155.6	-	-	-
	3段 : h=13.3m	171.6	-	-	-
	4段 : h=18.3m	175.5	-	-	-
2号補強土壁 施工完了		178.2	-	13.8	-
盛土完成		178.6	110.7	16.9	65.6
荷重載荷 : 活荷重		180.0	-	17.7	-
荷重載荷 : 活荷重+雪荷重		181.1	114.2	19.0	68.2

## 4. 7 動態観測

### 4. 7. 1 動態観測計画

高盛土補強土壁の安全な施工と品質確保を目的とした動態観測を立案した。

図 4.51 に観測計画図を示す。表 4.34 に観測内容を示す。

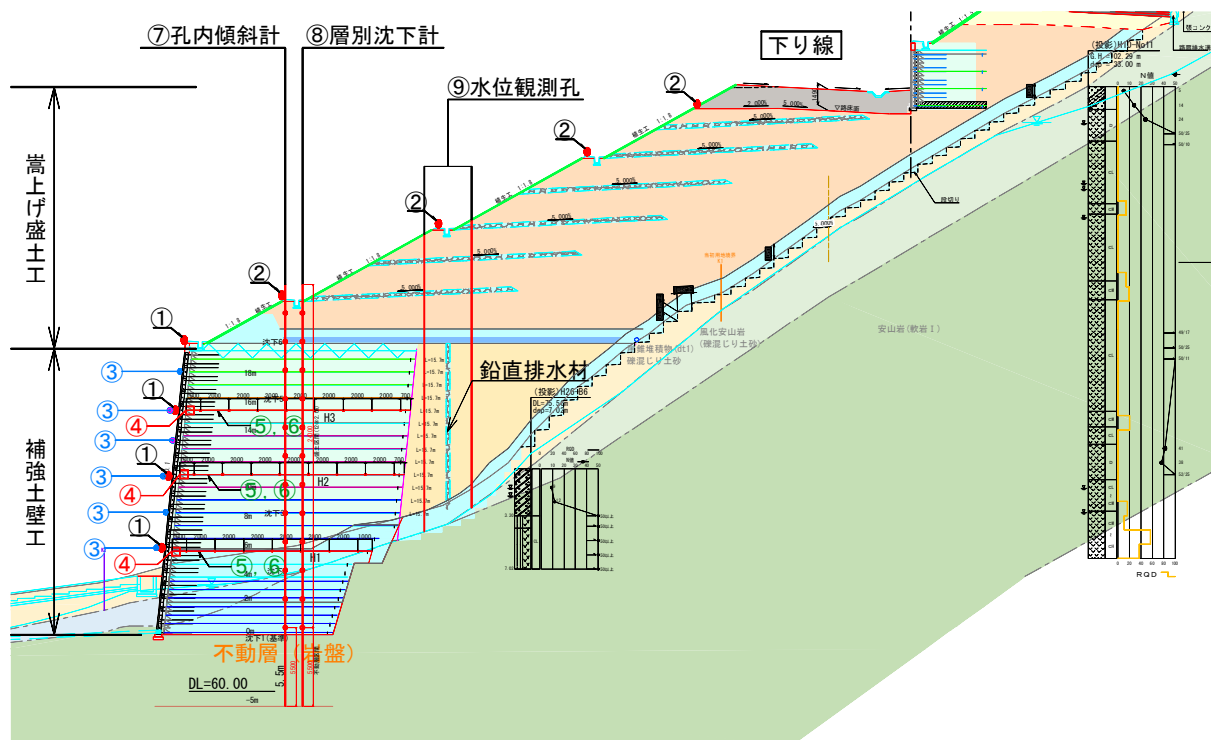


図 4.51 観測計画図

表 4.34 観測内容

	計測箇所	計測内容	計測機器	測点数
①	補強土壁面(外壁)	水平・鉛直変位	光波測距儀/	4点
②	嵩上げ盛土前面	水平・鉛直変位	光波測距儀・ターゲット	4点
③	補強土壁面(外壁)	壁面の傾斜	MEMS傾斜計センサー	6点
④	補強土壁面(内壁)	水平・鉛直変位	光波測距儀・ターゲット	3点
⑤	補強領域の盛土	補強材ひずみ	ひずみゲージ	3枚
⑥	補強領域の盛土	補強材ひずみ	光ファイバー	3枚
⑦	補強領域の盛土	変位量	孔内傾斜計	1箇所
⑧	補強領域の盛土	沈下量	層別沈下計(@ 2m)	1箇所
⑨	嵩上げ盛土	地下水位	水位計	2箇所



#### 4. 7. 2 管理基準値（案）の設定

計画構造物は土構造であるため、施工時および施工後の変位や沈下は必ず発生するが、これを計測し、過大な変形やクリープ性の累積変位の有無を監視することで、安定性やその品質を担保することができる。

情報化施工による現場の施工管理計画案として、解析結果をもとに管理基準値を設定した。図 4.52 に盛土の立ち上がりに応じた 1 号補強土壁の管理基準値(案)を示す。図 4.53 は盛土の立ち上がりに応じた各観測位置での 1 号補強土壁の管理基準値(案)である。ここでは、表 4.35 に示すように変位レベルに応じ、「安全レベル」「注意レベル」「危険レベル」「工事中止」の 4 段階の管理基準値(案)を設定した。図 4.54 は管理基準値を用いた施工管理対応のシナリオである。

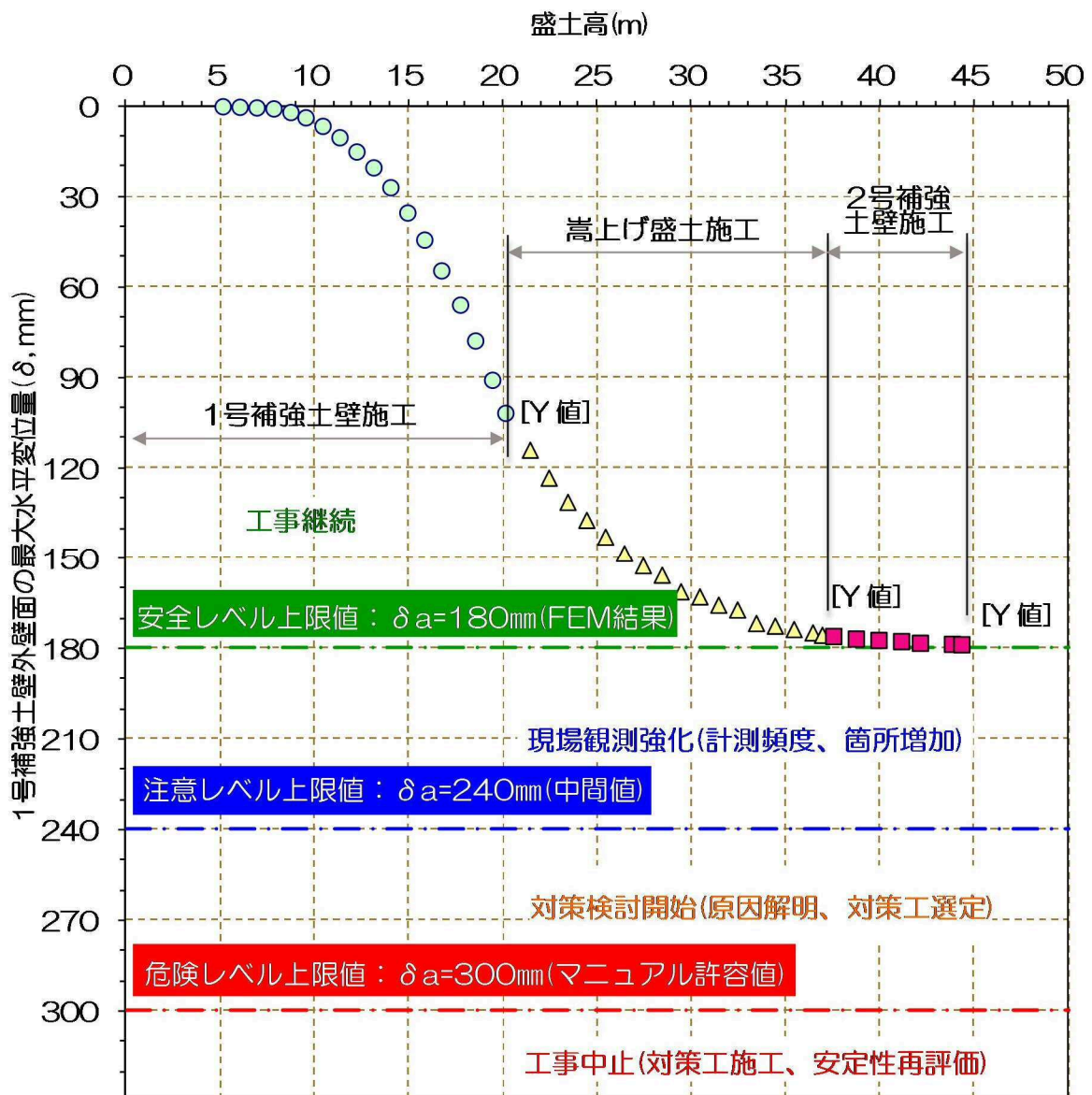


図 4.52 盛土の立ち上がりに応じた 1 号補強土壁の管理基準値(案)

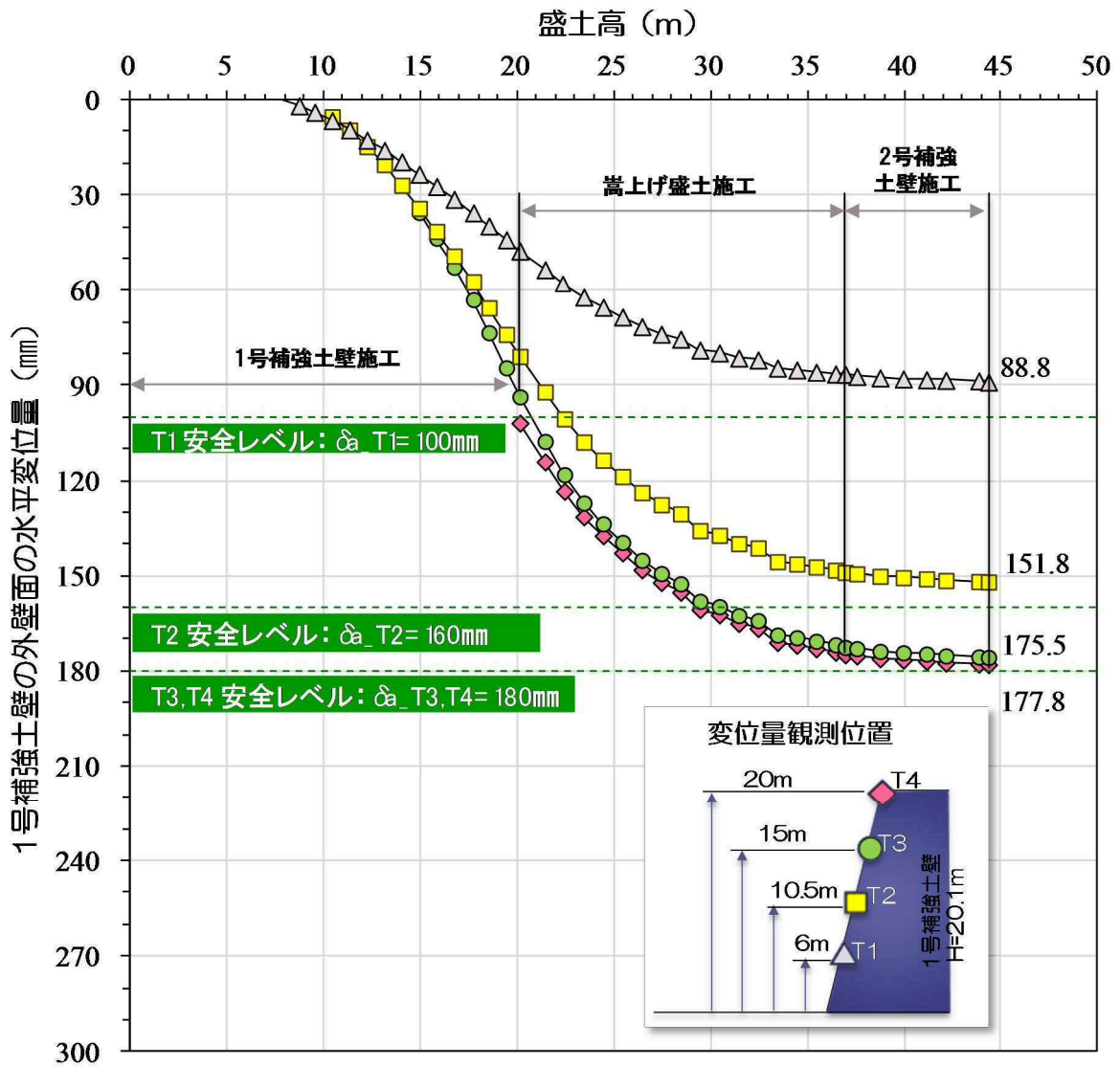


図 4.53 盛土の立ち上がりに応じた各観測位置での 1 号補強土壁の管理基準値(案)

表 4.35 管理基準値(案)

区分	安全レベル	注意レベル	危険レベル	
レベル設定基準	FEM解析の最大値	許容値の80%水準	許容値	
1号補強土壁の外壁面の水平変位基準値 ( $\delta_a$ )	最大値	180mm	240mm	300mm
	T1	100mm	240mm	300mm
	T2	160mm	240mm	300mm
	T3, T4	180mm	240mm	300mm

壁面の変位基準	180mm	240mm	300mm
補強材の歪基準	2.0%	2.5%	4.5%
安全レベル	注意レベル	危険レベル	工事中止
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 工事継続 動態観測継続</li> <li>・ 施工実績に基づく FEMモデルへの フィードバック</li> <li>・ 安全レベルでは、動 態観測しながら工事 を継続</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 動態観測の強化 (計測頻度と観測箇 所の追加)</li> <li>・ 盛土材の土質特性の 再評価</li> <li>・ 施工法の再確認</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 厳密な動態観測</li> <li>・ 過大な変形の原因お よび変形メカニズム の解明</li> <li>・ 対策工の検討開始</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 安全が確認できる まで工事中止</li> <li>・ 対策工の設計と実 施</li> <li>・ 動態観測計画の全 面見直し</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 注意レベルから設計者の関与が必要               <ul style="list-style-type: none"> <li>① 解析モデルへのフィードバックおよび変位量予測の見直し</li> <li>② 動態観測計画の見直し (計測頻度・観測箇所)</li> </ul> </li> </ul>			

図 4.54 管理基準値を用いた施工管理対応シナリオ

#### 4. 7. 3 観測結果の取り扱い

土構造物では施工時および施工後の変位や沈下は必ず生じるものと考えられる。そのためその変形が土の特性として不可欠なものか、構造物の計画上、支障なるものかを見極めることが重要である。

よって、補強土壁や嵩上げ盛土の変位量と沈下量を計測し、過大な変位やクリープ性の累積変位の発生を監視する必要がある。

その判断基準として管理基準値がある。すなわち、予測値を超える場合や許容値ないし管理基準値を上回る値が観測された場合には、速やかに施工方法や使用材料の見直しを検討する必要がある。

予測値は解析で算定したもので、解析モデルの物性値は想定である。よって、実施工では想定値と観測値が合値することは稀で、観測値が解析値を上回る場合には解析パラメータを見直し、最終変位量を予測して、必要に応じ、対策を検討する必要がある。特に、盛土の強度や施工管理方法（締固め方法や基準値）について見直しが必要となる。

また、施工後も観測を継続し累積変位が発生しないことを確認し、観測を終えることも重要である。

#### 4. 8 まとめ

- ・地形や地質条件の厳しい我が国の土木建設において、近年、補強土壁の利用により道路設計の自由度は高まり、その結果、これまでは鉄筋コンクリートを利用するより術のなかった道路構造が、土の利用の視点からも立案されるようになった。諸事  
の条件を整えば、これまでは橋梁によらざるを得なかった沢地形の通過も、本事例  
のように、利用すべき土の特性を把握することで土構造により対応できる。
- ・本計画は典型的な盛土被災事例にあたる、集水地形を呈する傾斜地盤上の沢埋め高  
盛土である。盛土端部に設置する補強土壁は最大高さ 20m、嵩上げ盛土を含めた全  
高 44m に及び、土量約 6 万 m<sup>3</sup>と大規模である。ここでは、このような高盛土と補強  
土擁壁の組み合わせを「高盛土補強土壁」と称した。
- ・対象の高盛土補強土壁は、補強土壁工法「設計・施工マニュアル」<sup>11)</sup>の適用範囲を  
超え、補強土壁の嵩上げ盛土上部にさらに補強土壁が設置される構造である。
- ・これらの課題に対し、まず、表面波探査等で基礎地盤を調査し、支持層分布の確認  
など、地質特性を把握した。次に、盛土への適用を判定するために、現地発生土を  
採取し、室内試験を行い、土の特性を評価して利用方法を検討した。
- ・計画地に分布する安山岩風化残積土は細粒分含有率  $F_c > 40\%$ と粘性土分が卓越し、  
補強土壁への適用は難しい。一方で、締固めにより所定の締固め度を確保すること  
ができ、自然含水比で締め固めることで最大乾燥密度の 90%以上の乾燥密度が確保  
できる。盛土への利用は、所定の締固め度を確保すれば水浸に伴う沈下はほとんど  
発生せず、膨潤性粘土鉱物を含まないため、練返しによる強度低下やオーバーコン  
パクションなど、粘性土特有の施工時のトラブル要因は小さく、適用性がある。
- ・しかし、安山岩風化残積土の締固め土 ( $D_c=90\%$ ) の強度は、 $c_{cu}=10.3\sim 13.0\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=13.5$   
 $\sim 15.3^\circ$  と小さく、盛土材料として必要な強度が発現しない。よって、セメント添  
加により、所定の強度を確保する必要がある。
- ・高盛土補強土壁の構造検討では、補強土壁高 20m で、壁面変位が許容値（壁高の 3%  
かつ 300mm 程度）を上回って逆勾配となる可能性があるため、対策として壁 面  
に勾配 1 : 0.1 の傾斜を設けた。また、高盛土補強土壁の大きな特徴として、その大  
きな地盤反力から基礎を岩盤へ着底させる必要がある。さらに、補強領域への水の  
侵入による補強効果の低下を防ぐため、排水対策工を計画した。

- ・補強土壁の排水対策工として横断方向排水工や基盤排水層を計画した。また、「L型排水盛土防水工」として、すでにいくつかの研究成果がある鉛直排水材を設置する。また、補強土壁上面には遮水シートを敷設し、嵩上げ盛土から水の侵入を防止する。
- ・沢水は盛土最上部にて集水し、盛土の側面を暗渠で流下させる計画である。
- ・嵩上げ盛土を含む高盛土には、盛土内への雨水の侵入を最小限とし、浸透した水を速やかに排除する排水対策工を重点的に配置した。地下排水工は地下排水溝（暗渠排水管）や基盤排水層よりなる。また、基盤排水層からの排水やのり尻の崩壊防止を兼ね、嵩上げ盛土の最下端部にのり尻工を設置する。地下排水工端部はのり尻工や補強土壁底部の厚い砕石層へと連続させる。さらに、盛土内の浸透水を排除するため、盛土の一定厚さごとに水平排水層を挿入する。
- ・補強土壁および嵩上げ盛土の施工段階と完成後、さらに地震に伴う変位などの地盤挙動を数値解析により確認した。解析の結果、1号補強土壁の最大はらみ出し量は、常時 18.1cm、地震時 11.4cm で累積 29.5cm である。いずれも補強土壁の許容変位量である「補強土壁高の 3% (20.1m×3%=60cm) かつ 30cm」に対し、許容値内 (29.5cm < 30cm) である。
- ・施工に際しては、解析で設定した初期パラメータの妥当性の確認が必要であり、変位計測による品質管理が重要となる。安全な施工と品質確保を目的とした施工時の動態観測計画を立案した。
- ・情報化施工による現場の施工管理の一つとして、解析結果を基に管理基準値を設定した。管理基準値は変位に応じ、「安全レベル」「注意レベル」「危険レベル」「工事中止」の4段階である。
- ・本事例では、調査、評価、設計、施工と続く、一連の土木建設の流れにおいて、それぞれの段階の作業を確実なものとし、例えば、管理基準値の設定と施工時の動態観測や設計値へのフィードバックによる品質確保など、基本的な技術を丁寧に活用し、いくつかの工夫によって、コスト縮減を含む諸事の課題を解決に導く手順を示した。
- ・本計画の高盛土補強土壁は、現在、施工段階にある。盛土の変位を動態観測し、数値解析による予測値と管理基準値によって安全性を確認しながら、施工が進捗している。

## 参考文献

---

- 1) 常田賢一・小田和広・鍋島康之・江川祐輔：新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性, 土木学会地震工学論文集, 2005.
- 2) 土木学会・地盤工学会：2007年能登半島地震被害調査報告書, 2007.
- 3) (社)地盤工学会：2007年新潟県中越沖地震災害調査報告書, 2007.
- 4) 中日本高速道路(株)：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告, 2009.
- 5) 日野雅仁：東日本大震災の道路の被災状況と復旧への対応, 建設マネジメント技術, 10月号, pp.7-10, 2011.
- 6) 村重則光：山陽自動車道岩国地区災害復旧工事における取り組み, 建設マネジメント技術, 1月号, pp.28-33, 2008.
- 7) 島重章：岩国・宮島の被災について(速報), 土木学会誌, Vol.90 No.11, pp.48-50, 2005.
- 8) W. Kongkitkul, F. Tatsuoka, D. Hirakawa, T. Sugimoto, S. Kawahata and M. Ito : Time histories of tensile force in geogrid arranged in two full-scale high walls, Geosynthetics International, 17, No. 1, 2010.
- 9) 例えば, 川尻俊三・澁谷啓・鳥居宜之：ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6 No.1, pp.15-25, 2011.
- 10) 地盤工学会関西支部：平成16年台風23号による関西圏地盤災害調査報告書
- 11) 例えば, 一般財団法人土木研究センター：アダムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル, 2014.
- 12) 許普碩：各種地盤構造物の設計・施工トラブルの要因とその対策に関する事例研究, 2012.
- 13) 公益社団法人日本道路協会：道路土工―盛土工指針, 2010.
- 14) 公益社団法人日本道路協会：道路土工―擁壁工指針, 2012.
- 15) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, 2012.
- 16) 地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」, 2009.
- 17) 青柳省吾：四国北部の瀬戸内沿岸における花崗岩風化残積土(まさ土)および安山岩風化残積土の土壌特性に関する研究, 香川大学農学部紀要, 第52号, pp.1-59, 1987.
- 18) 西岡孝尚・許普碩・小山智也・片岡沙都紀・澁谷啓：安山岩風化残積土の工学的特性と利用, 第51回地盤工学研究発表会, 2018.
- 19) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第2回改定版, 2013.
- 20) 一般財団法人土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル第4回改定版, 2014.

- 
- 21) 一般財団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第4版, 2014.
  - 22) 藤波哲也・杉本敏彦・山下大介・川畑智：富士山静岡空港高盛土への補強土壁工法の適用と締固め管理, 基礎工, pp.92-95, 2009.
  - 23) Tatsuoka, F., “Roles of facing rigidity in soil reinforcing”, Keynote Lecture, Proc. Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92 (Ochiai et al. eds.), Vol. II, pp.831-870, 1992.
  - 24) 許普碩・澁谷啓・鄭珉守：ジオテキスタイル補強土壁における施工中の変状トラブルの原因と対策工に関する数値解析的研究, 第26回ジオシンセティックス論文集 第26巻, pp.19-26, 2011.
  - 25) 国道交通省近畿地方整備局：設計便覧 第3編 道路編, pp.2-11, pp.3-25, 2012.
  - 26) Hur, J.S., Jung, M. S. and Shibuya, S. : A case study on causes and countermeasures of a largely deformed geotextile-reinforced soil retaining wall, Proc. of 5th International Conference on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Seoul, 2011.
  - 27) Kenji HARA, Satoru SHIBUYA, Masahiko SAITO, Nobuyuki TORII, Takayuki MASUO : A significance of L-shaped geosynthetic drain (LGD) against seepage flow, Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics, pp.1397-1402, 2010.
  - 28) 澁谷啓：盛土崩壊のメカニズムと対策工, ジオシンセティックス論文集, Vol. 23, pp. 1-14, 2008.
  - 29) 澁谷啓・原健二：補強土壁の弱点と対策, 基礎工, 総合土木研究所, 38(2), pp.18-24, 2010.
  - 30) Shibuya, S., Kawaguchi, T. and Chae, J-G. : “Failure of Reinforced Earth wall as attacked by Typhoon No. 23 in 2004”, Soils and Foundations, Vol.46, No.2, pp.153-160, 2007.
  - 31) 高速道路株式会社：設計要領第一集土工編, pp.6-7~6-37, 2012.
  - 32) 近畿地方整備局：土木工事共通仕様書（案）, p.28, 2009.



## 第5章 結論

### 5. 1 研究成果

本研究は、これまでより十分な報告がなくあまり知られていない、あるいはその工学的性質に関して十分議論されていない、3種類のローカルソイルを取り上げ、その工学的特性を調べ、盛土等の土構造物への適応や利用について評価し、考察したものである。

3種類のローカルソイルは、現在、それぞれ進められている道路建設の計画および施工の現場に分布し、これまでの研究成果に乏しいことから、地盤材料としての適否の判断が難しく、その工学的な扱い方が不明であり、実務上の扱いを決定する必要から、研究対象に選択した。

対象は、富士山麓に分布する火山灰質粗粒土「スコリア」、三重県津市半田地区に分布する火山灰質細粒土「みがき砂」、そして、福井県永平寺町に分布する安山岩風化残積土の3種類のローカルソイルで、いずれも特殊土に区分される。

ここでは、我が国の特殊土として、これらのローカルソイルの工学的特性やその工学的利用について各章で述べた研究の結論として、研究成果を取りまとめる。

第1章では、研究の姿勢や背景、目的を述べ、これまで十分に議論されている我が国の代表的な特殊土である「関東ローム」、「しらす」、「まさ土」の工学的特性の概要を、既往文献をもとに取りまとめた。表 1.3「我が国の代表的な特殊土の特性」がその一覧である。

第2章以降は、これら代表的な特殊土の工学的特性と対比をしながら、研究対象である3種類のローカルソイルの工学的特性とその工学的利用について議論を深めた。

第2章は、富士山麓に分布する火山灰質粗粒土「スコリア」の研究成果である。

#### ・スコリアの工学的特性

スコリアは粒子が発泡構造を持つ多孔質な火山砕屑物で、降雨や表流水による浸食に弱く、分布地域では崩壊や土砂流出など、多くの災害を発生させている。

スコリアは、透水性、圧縮性、せん断強度のいずれの側面からも砂礫材料と同等、あるいはそれ以上の水理・力学特性を示す。

締固め特性は、 $w_{opt}=44\sim 50\%$ 、 $\rho_{dmax}=1.00\sim 1.11\text{g/cm}^3$ で、原位置の湿潤密度 $\rho_t=1.03\sim 1.08\text{g/cm}^3$ と、いずれも軽量である。締め固めにより細粒分含有率 $F_c$ が増加し、粒子が破碎する。 $D_c\geq 90\%$ では水浸による圧縮ひずみ $0.6\sim 1.8\%$ でほとんど沈下しな

い。

一方、透水係数  $10^{-4} \sim 10^{-7} \text{m/s}$  で  $F_c$  のわずかな差が影響し、ばらつきが大きい。

一面せん断試験では、 $D_c \geq 85\%$  で  $\phi > 38^\circ$ 、 $c = 8 \sim 24 \text{kPa}$  を示すが、締固め度に応じ  $c$ 、 $\phi$  が変化する。締固めによる粒子破碎で  $\phi$  は低下し、 $c$  は締固め前の  $F_c$  が強度の発現に影響を及ぼすことが分かった。細粒分増加率  $\Delta F_c > 6\%$  の場合や締固め前の  $F_c > 15\%$  の試料は、締固め度の向上が必ずしも強度増加に結びつかない。

#### ・スコリアの盛土材としての適用性

スコリアは所定の締固め度が確保できれば砂礫相当の十分な強度を有し、施工後に大きな沈下が生じず、盛土材料として適性がある。

一方、通常の砂礫の工学的特性と大きく異なる点が二つある。一つは単位体積質量が  $1.0 \text{g/cm}^3$  前後と軽量であり、そのため、降雨等で流出し易く、のり面は覆土や土羽土による確実な保護が必要である。もう一つは、粒子の破碎性が顕著な点である。そのため、締固めに伴う粒度変化から、結果的に所定の締固め度や強度を満足せず、盛土性能が低下する可能性がある。

これらのことから設計上の取り扱いよりむしろ、施工上の扱いに課題がある。

対応として施工の初期段階を試験盛土とし、締め固めに用いる重機の選択や、粒子破碎とその結果生じる物性の変化を確認し、締固め管理の方法を定めることが有効である。また、強度の発現には一定の締固め度が必要なため、重機のトラフィカビリティにより撒き出し厚さが制限される問題がある。

**第3章**は、三重県津市半田地区に分布する火山灰質細粒土「みがき砂」の研究成果である。

みがき砂の採取地では残柱式の坑道が残るため、道路整備にあたり対策の立案や盛土材への利用について、室内試験等により工学的特性を把握し、利用方法を検討した。

#### ・みがき砂の工学的特性

みがき砂は自然状態では硬く固結するが、掘削して解きほぐすとサラサラとした均質な灰白色の土砂となる。しらすに類似した特性を示すが、しらすは粗粒土で砂質土に分類されるのに対し、みがき砂は細粒土で粘性土に区分される。細粒分 90% にもかかわらず、非塑性でかつ、粗粒土に類似した力学特性を示すのは、大部分が火山ガラスよりなるためであり、みがき砂と称される所以である。

土の粒度組成は工学的特性を論じる際に極めて重要な指標であるが、みがき砂にあっては、火山灰質細粒土の区分でなく、みがき「砂」の名称通りの特性で特徴づけられる。その意味で、みがき砂は特殊土の一つに数えられよう。

土粒子の密度が  $2.44 \text{g/cm}^3$  と小さく、粒子破碎し易い。不攪乱試料の間隙比 1.12

と大きく、 $\rho_t=1.65\text{g/cm}^3$ と小さい。自然状態で、 $q_u=0.2\sim 3.4\text{MPa}$ 、 $c_{cu}\doteq 100\sim 200\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}\geq 40\sim 50^\circ$ を示すが、再構成試料は、 $q_u$ が自然状態の $1/10\sim 1/100$ 、 $c_{cu}=10\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=36^\circ$ と低下する。

不攪乱試料の三軸ベンダー要素試験では、平均有効拘束圧  $p'=0\sim 100\text{kPa}$  で  $G_{hh}/G_{vh}=1.4\sim 1.5$ 、 $p'>100\text{kPa}$  で  $G_{hh}/G_{vh}\doteq 1.0$  を示す。拘束圧の増大に伴って異方性 ( $G_{hv}/G_{hh}$  の値)が消滅し、セメンテーションの損傷や破壊が推測される結果である。すなわち、自然状態では物理的なセメンテーション効果による強度を発揮するが、攪乱によってそれらが失われるというものである。

ここで、 $q_u$ と $G$ の関係性から、物理的セメンテーションの効果はセメント添加などで得られる化学的セメンテーション効果の約4倍と見積もられる。

みがき砂は自然状態では硬く固結し、岩盤に相当する強度と耐侵食性を有するが、掘削して解きほぐすとセメンテーション効果を喪失し、しらすと同様、耐侵食性が低く、地震時の液状化や浸透水によるパイピング発生など、水的作用に対して脆弱となる。再構成した土は、最適含水比で十分に締め固めた場合でも水浸により数分で膨張・変形し、崩壊する。

#### ・みがき砂の道路盛土への利用

みがき砂を採掘した坑道跡地の道路建設では、空洞の陥没事故などを防止するために、採掘洞を開削して埋め戻す工法を採用し、発生した $10\text{万m}^3$ を超えるみがき砂を埋め戻しや盛土へ再利用した。

みがき砂による盛土は砂質土に相当する強度を発揮し、締固め曲線は明瞭なピークを示して、自然含水比で最大乾燥密度 $90\%$ 以上が確保できる。また、粒子破碎による間隙の閉塞効果から、最大乾燥密度はより大きく、土構造はより安定する。

一方、非塑性で地震時に液状化する危険があり、水に対して脆弱なため、豪雨等で侵食・崩壊が発生する。また、締固めが悪い場合、 $15\%$ を超える圧縮ひずみが測定され、これは、外力によって緩みが発生した後に、地下水が流入してコラプス沈下を誘発する危険性を示している。さらに、浸透水によるパイピング発生や盛土材の流出と空洞化の可能性がある。

よって、計画地ではセメントの添加と十分な締固めによって、水に対する抵抗性を改善して、盛土材料として利用した。

具体的には、現場で均一な混合が確保できる最小添加量  $50\text{kg/m}^3$ のセメント改良土(攪乱試料の $10$ 倍以上の $q_u$ を発揮)で、開削箇所を埋め戻し、盛土を構築した。

第4章は、福井県永平寺町に分布する安山岩風化残積土の研究成果である。

まさ土の生成過程や工学的特性に関する知見は豊富であるが、安山岩風化残積土の報告はほとんどなく、道路土工での対応策も明らかではなかった。そのため、安山岩

地域で道路切土により発生する風化残積土の工学的特性を調べ、道路盛土への利用を検討した。

ここでは、道路計画における補強土壁を用いた高盛土の設計事例を取り上げ、設計や施工へ応用した。

#### ・安山岩風化残積土の工学的特性と盛土への利用

非晶質の安山岩風化残積土は掘削して解きほぐすと礫や砂の混じる粘性土となる。褐色を帯び、岩石組織は不明瞭で、粘土鉱物を含む。モンモリナイトが多い場合、水浸による強度の低下や、シキソトロピーによる強度増加が知られている<sup>1)</sup>が、対象土は膨潤性粘土鉱物を含まず、練返しによる強度低下やオーバーコンパクションなど、粘性土特有のトラブル要因は小さい。

細粒分含有率  $F_c > 40\%$  で、補強土壁への適用は難しいが、自然含水比で締め固めれば最大乾燥密度の 90% 以上の乾燥密度が確保できる。また、締固め土の水浸による圧縮歪みは 2% 程度と小さく、有害なコラプス沈下は生じない。よって、締固め特性の面から盛土への適用性がある。

強度特性は、不攪乱試料  $c=58\sim 96\text{kPa}$  に対し、再構成試料 ( $D_c=90\%$ )  $c=25\sim 36\text{kPa}$  である。CUB 試験は不攪乱試料  $c_{cu}=15\sim 112\text{kPa}$ ,  $\phi_{cu}=4.7\sim 25.2^\circ$  に対し、再構成試料 ( $D_c=90\%$ )  $c_{cu}=10.3\sim 13.0\text{kPa}$ ,  $\phi_{cu}=13.5\sim 15.3^\circ$  である。

締固め土の透水係数は  $k=10^{-5}\text{m/s}$  と小さく、安定解析では盛土内部に地下水が残留するケースを考え、全応力による強度定数を用いる必要がある。

いずれも、攪乱により強度が低下し、締固め土の強度は小さく、そのままでは盛土材として必要な強度が発現しない。そのため、セメント添加などにより所定の強度を確保する必要がある。

#### ・安山岩風化残積土を用いた高盛土補強土壁の計画

安山岩風化残積土を用いて、典型的な盛土被災事例にあたる、集水地形を呈する傾斜地盤上の沢埋め高盛土を計画した。盛土端部に設置する補強土壁は最大高さ 20m、嵩上げ盛土を含めた全高 44m に及び、土量約 6 万  $\text{m}^3$  と大規模で、補強土壁工法「設計・施工マニュアル」<sup>2)</sup> の適用範囲 ( $H < 20\text{m}$ ) を超える構造である。

このような高盛土補強土壁の計画にあたり、5 つの技術的な対応を図った。

1 つは、表面波探査などによる基礎地盤の詳細調査であり、計画地の地質特性や支持層の把握、とりわけ補強土壁の大きな地盤反力を支える岩盤の確認である。

次に、現地発生土の有効活用の観点から、盛土への適用を判定するために、現地発生土を採取し、室内試験により土の特性を把握して評価し、利用方法を検討した。

安山岩風化残積土は軽量ではあるが、強度が小さく、難透水で地下水が滞留しやすい。よって、セメント改良土とし、嵩上げ盛土へ適用した。

3 つ目は、補強土壁の構造上の工夫で、壁面変位が許容値を上回り逆勾配となる可能性があるため、勾配 1 : 0.1 で壁面を傾斜させた。また、高盛土補強土壁の大きな地盤反力に応じ、基礎を岩盤へ着底させた。さらに、補強領域への水の侵入による補強効果の低下を防ぐため、背面に鉛直排水材を設置し、上面には遮水シートを敷設する地下水対策を講じた。

加えて、4 つ目として、盛土内への雨水の侵入を最小限とし、浸透した水を速やかに排除する排水対策工を重点的に計画した。

沢水は盛土最上部で集水し、盛土側面を暗渠で流下させる。地下排水工として地下排水溝(暗渠排水管)や基盤排水層を設け、嵩上げ盛土最下端部をのり尻工とし、補強土壁底部は厚い碎石層として、地下排水工に連続させた。嵩上げ盛土には一定厚さごとに水平排水層を挿入した。

5 つ目は、高盛土補強土壁の施工～完成～地震時の数値解析による変形等の照査と、施工時の動態観測計画の立案である。

解析の結果、補強土壁の最大はらみ出し量は、常時 18.1cm、地震時 11.4cm で累積 29.5cm と、許容値を (<30cm) 満足することがわかった。

また、品質管理を目的とした変位計測による情報化施工を立案した。ここでは、現場の施工管理の一つとして、解析結果を基に管理基準値を設定し、変位に応じて、「安全レベル」「注意レベル」「危険レベル」「工事中止」の4段階で対応する計画である。

ここで、3種類のローカルソイルについて、それぞれの工学的特性をまとめる。

**表 5.1** は本研究により明らかとなったこれら3種類のローカルソイルの工学的特性を一覧に取りまとめたものである。

**表 5.2** は同様にその工学的特徴や要因、ならびに盛土計画上の課題について取りまとめたものである。

**表 5.3** にこれらローカルソイル、それぞれの工学的特性に影響を及ぼす指標を取りまとめたものである。

研究対象のローカルソイルを含め、特殊土と称される要因に、粘土鉱物の含有や構成粒子の特異性が挙げられる。特殊土の代名詞とも言える土砂災害の素因は、土重量が軽量であることや含水に伴う強度の変化である。また、土工の問題は攪乱による強度の低下や粒子破砕による特性の変化である。

一方、同じ細粒土であってもみがき砂の特性は関東ロームと大きく異なり、粗粒土であるしらすに近い。いずれも火山ガラスより構成され、また、スコリアの特徴もその多孔質な粗粒物にある。安山岩風化残積土は粘性土で粘土鉱物を含み、まさ土とは

異質である。

これまで「地盤材料試験の方法と解説」で示されている「火山灰質細粒土」、「火山灰質粗粒土」、「風化残積土」の区分では容易にその特徴を捉えることができず、また、みがき砂のように粒度特性とその工学的特徴が異なるものもある。

特殊土と称される土はそれぞれがそれぞれの特徴を備えてユニークである。特殊土の特殊たる所以でもある。

表 5.1 3 種類のローカルソイルの工学的特性一覧

項目	スコリア	みがき砂	安山岩風化残積土
土粒子の密度	2.58~2.68 g/cm <sup>3</sup>	2.41~2.49 g/cm <sup>3</sup>	2.69~2.74 g/cm <sup>3</sup>
粒度組成	礫 : 45~67% 砂 : 25~40% シルト : 4~10% 粘土 : 4~5%	礫 : 0% 砂 : 2~27% シルト : 66~85% 粘土 : 7~17%	礫 : 12~36% 砂 : 16~22% シルト : 18~26% 粘土 : 24~40%
自然含水比 $w_n$	40~61%	34~49%	31~38%
液・塑性限界	N P	N P	$w_L=38\sim55\%$ $w_p=27\sim35\%$ $I_p=7\sim27$
締固め特性 (A-c 法)	$w_{opt}=44\sim50\%$ $\rho_{dmax}=1.00\sim1.11$ g/cm <sup>3</sup>	$w_{opt}=35\sim40\%$ $\rho_{dmax}=1.09\sim1.20$ g/cm <sup>3</sup>	$w_{opt}=27\%$ $\rho_{dmax}=1.44$ g/cm <sup>3</sup>
圧密特性 $C_c$	0.12~0.32	0.14~0.18	0.29
透水係数 $k_{15}$	$3.4\times 10^{-4}\sim 2.8\times 10^{-7}$ m/s	$1.3\times 10^{-7}$ m/s	$8.4\times 10^{-7}$ m/s
水浸沈下 (攪乱)	締固めによりほとんど生じない	締りが緩い場合、大きな沈下発生する	締固めによりほとんど生じない
強度 定数	攪乱試料 $D_c=90\%$	$c=10.6\sim 24.8$ kPa $\phi=38.8\sim 41.7^\circ$ ※	$c_{cu}=2.5\sim 16.8$ kPa $\phi_{cu}=35.0\sim 37.8^\circ$
	自然状態	—	$c_{cu}=99\sim 221$ kPa $\phi_{cu}=43.2\sim 57.2^\circ$
湿潤密度 $\rho_t$	1.03~1.08 g/cm <sup>3</sup>	1.59~1.71 g/cm <sup>3</sup>	1.67~1.88 g/cm <sup>3</sup>

※せん断強度は一面せん断試験結果である。φを3°程度、過大に評価している可能性がある。

表 5.2 3 種類のローカルソイルの工学的特徴など

対象土	工学的特徴	要 因	盛土計画上の課題
スコリア	<ul style="list-style-type: none"> <li>・物理特性, 透水性, 圧縮性, せん断強度など, 砂礫材料に相当</li> <li>・粒子が破碎しやすい破碎性土</li> <li>・単位体積質量 <math>1.0\text{Mg/m}^3</math> 前後と小さい</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・粒子が発泡構造を持ち, 多孔質</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・雨水等による侵食や崩壊</li> <li>・締固めなど施工管理                     <ul style="list-style-type: none"> <li>: 締固めに伴う粒子破碎の影響や細粒分含有率により, 締固め度の向上が必ずしも強度増加に結びつかない</li> <li>: 粒子破碎により粒度が変化し, 締固め度を満足しない</li> </ul> </li> </ul>
みがき砂	<ul style="list-style-type: none"> <li>・自然状態では岩盤相当の強度と耐侵食性を有する</li> <li>・攪乱によりセメンテーション効果を喪失し, シルト主体の粘性土となる</li> <li>・攪乱試料の特性                     <ul style="list-style-type: none"> <li>: 非塑性 (NP)</li> <li>: 力学特性は砂質土に類似</li> <li>: <math>q_u</math>=自然状態の <math>1/10\sim 1/100</math></li> <li>: 耐侵食性の低下</li> <li>: 水の作用に対し脆弱</li> <li>: 粒子破碎</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大部分が火山ガラス</li> <li>・自然状態では大きなセメンテーション効果を有す</li> <li>・解した状態の粒度特性はシルト主体で, 砂混じり細粒土や砂質細粒土</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・雨水等による侵食や崩壊</li> <li>・浸透水によるパイピング発生と盛土材の流出や空洞化</li> <li>・コラプス沈下 (締固めが緩い場合)</li> <li>・液状化の発生</li> <li>・粒子破碎による間隙の閉塞効果で, 最大乾燥密度が大きくなり, 土構造が安定する.</li> <li>・セメント添加と締固めで, 水に対する抵抗性改善</li> <li>: 盛土材に利用可能</li> </ul>
安山岩風化残積土	<ul style="list-style-type: none"> <li>・細粒分含有率 <math>F_c &gt; 40\%</math> の礫や砂分の混じる粘性土</li> <li>・攪乱により強度低下</li> <li>・締固めにより所定の密度が確保可能</li> <li>: 有害な沈下なし</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鉱物組成が非晶質</li> <li>・風化により粘土鉱物生成</li> <li>: 膨潤性粘土鉱物含まず</li> <li>・風化度や変質の程度が不均一</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・細粒分多く, 補強土壁への適用は困難</li> <li>・締固め土は <math>c</math>, <math>\phi</math>が見込めるが, 強度は小さい</li> <li>・締固め土の透水係数小さく, 盛土内に地下水残留</li> <li>・セメント添加と締固めで, 盛土材へ利用可能な強度を発現</li> </ul>



表 5.3 工学的特性に影響を与える指標とその影響

【凡例】◎：影響大 ○：影響あり

各種の指標	火山灰質粗粒土		火山灰質細粒土		風化残積土	
	しらす	スコリア	関東 ローム	みがき砂	まさ土	安山岩類
粘土鉱物	—	—	◎	—	○	○
構成粒子	◎	◎	—	◎	○	○
土粒子の密度	◎	—	—	○	—	—
単位体積重量	◎	◎	—	○	—	—
締固め特性	○	○	◎	○	○	○
攪乱による 変化	○	○	○	◎	○	○
含水による 変化	○	—	◎	○	○	○
粒子破碎	◎	◎	—	○	◎	—

## 5. 2 今後の課題と展望

本研究では、これまでにあまり知られていなかった3種類のローカルソイルについて、その工学的特性を調べ、盛土等へ利用する場合の課題や利用方法について取りまとめた。

今後は、特殊土の特性の一つである土砂災害の発生要因に関わり、スコリアの原位置における強度や工学的特性、ならびに風化等による劣化特性を明らかとする必要がある。

特に、スコリア分布地では、斜面崩壊や土石流、ならびに土砂流出による災害が多発しており、これら防災の観点からのより深い調査と研究が求められる。また、道路計画においても切土のり面の処理や安定性についての議論が残されている。

スコリアやみがき砂などの火山灰質土は、我が国の多くの地域において多量に分布し、昨今の活発化する火山活動から、今後、いつ何時これまでに経験したことのない大規模な噴火に見舞われるやも知れない。その際、火山砂防など防災的な観点に加え、大量に噴出する火山灰質土の処理や活用の方法をより具体的に研究する必要がある。

本研究によって得られた知見をさらに発展させ、火山灰質土の「資源」としての利用の視点も重要である。とりわけ、セメント改良による土構造物としての利用は、今後さらにもっと積極的な研究がなされてよい分野である。軽量のスコリアを骨材に用いた軽量コンクリートについても研究による利用の可能性がある。

第4章で論じた安山岩風化残積土のセメント改良による活用は、高盛土や補強土壁など、良質な地盤材料が求められる場合の利用法として、今後、参考にされるべきであるが、セメント改良土の締固めによる強度の発現については、さらに研究の発展が望まれるところである。

本研究成果では、高さ20mを超える補強土壁の扱いについて取りまとめている。高さ20mを超える補強土壁は、現在、「補強土壁工法設計・施工マニュアル」(平成26年度改定版)の適用範囲を超えた構造物であり、本研究成果はその適用を超えて利用する場合の一例となる。

特に、地形や地質条件の厳しい我が国の土木建設において、近年、補強土壁の利用により道路設計の自由度は高まり、その結果、これまでは鉄筋コンクリートを利用するより術のなかった道路構造が、土の利用の視点からも立案されるようになった。諸事条件が整えば、これまでは橋梁によらざるを得なかった沢地形の通過も、本事例のように、利用すべき土の特性を把握することで土構造により対応できる。

本事例では、調査、評価、設計、施工と続く、一連の土木建設の流れにおいて、それぞれの段階の作業を確実なものとし、例えば、管理基準値の設定と施工時の動態観測や設計値へのフィードバックによる品質確保など、基本的な技術を丁寧に活用し、いくつかの工夫によって、コスト縮減を含む諸事の課題を解決に導く手順を示した。

このように、これまで我々が得た土木技術の範囲内であっても、個別になされている作業を、全体として組み合わせ活用することで、より高度な技術へと発展することが考えられる。これはいわゆる、ハードを組み立てるソフトの技術であり、最適化の方法であると考えられる。情報技術を駆使した全体系としての技術の研究が望まれている。

## 参考文献

---

- 1) 青柳省吾：四国北部の瀬戸内沿岸における花崗岩風化残積土（まさ土）および安山岩風化残積土の土壌特性に関する研究，香川大学農学部紀要，第 52 号，pp.1-59，1987.
- 2) 例えば，一般財団法人土木研究センター：アダムウォール（補強土壁）工法設計・施工マニュアル，2014.

# 付録

## FEM 解析に用いた弾塑性構成式<sup>1)</sup>

本論文 4. 6 の FEM 解析では、一般的な弾性構成式、Reuss の式と塑性ポテンシャル・剛塑性構成式をベースとする弾塑性モデル(MC モデル)を用いて、一連の地盤変形解析と地震応答解析を実施した。

通常、塑性ポテンシャル  $g$  は、降伏関数  $f(\sigma) = \sqrt{\frac{3}{2}\sigma'_{ij}\sigma'_{ij}}$  に等しいと考える。これを結合流れ則(Associated Flow Rule)と呼ぶ。この場合、式(1)は以下の通り変形できる。なお、式(1)の偏微分の計算は、式(6)を参照されたい。

$$d\varepsilon_{ij}^P = \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} d\lambda' \quad (1)$$

$$d\varepsilon_{ij}^P = \frac{3}{2\bar{\sigma}} \sigma'_{ij} d\lambda' \quad (2) \quad (\text{注: 式(8)より, } \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{3}{2} \frac{\sigma'_{ij}}{\bar{\sigma}})$$

式(4)より  $d\varepsilon_{ij}^P d\varepsilon_{ij}^P$  を計算すると、 $d\lambda' = \sqrt{\frac{3}{2}\sigma'_{ij}\sigma'_{ij}} d\bar{\varepsilon}^P$  が証明できる。これを代入して、剛塑性体に対する Levy-Mises の式が得られる。

$$d\varepsilon_{ij}^P = \frac{3}{2\bar{\sigma}} \sigma'_{ij} d\bar{\varepsilon}^P \quad (3)$$

ここで、解析に用いる弾塑性モデルの式を下記のように誘導する。

降伏関数  $f(\sigma) = \sqrt{\frac{3}{2}\sigma'_{ij}\sigma'_{ij}}$  (なお、 $f(\sigma) - \bar{\sigma} = 0$ ) の全微分を取ると、以下の式が得られる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (4)$$

降伏曲面に沿った応用力変化を仮定すると、 $df = 0$  となるがこれは、この様な応力

変化では（加工）硬化が進まないことに対応している。

一軸圧縮試験の結果，相当応力 $\bar{\sigma}$ と相当ひずみ $\bar{\varepsilon}$ の関係が得られる．この微分によって得られる $d\bar{\sigma} \equiv H' d\bar{\varepsilon}^P = H' d\lambda'$ を式(4)に代入して整理すると次式が得られる． $H'$ は塑性係数と呼ばれる．なお， $f(\sigma) - \bar{\sigma} = 0$ である．

$$d\lambda' = d\bar{\varepsilon}^P = \frac{d\bar{\sigma}}{H'} = \frac{1}{H'} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (5)$$

降伏関数 $f(\sigma) = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij}}$ の偏微分は，

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{kl}} \frac{\partial \sigma'_{kl}}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} = \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{\frac{3}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij}}} \frac{3}{2} (2\sigma'_{ij}) = \frac{3}{2} \frac{\sigma'_{ij}}{\bar{\sigma}} \quad (6)$$

であり，これを式(5)に代入すると，

$$d\lambda' = d\bar{\varepsilon}^P = \frac{d\bar{\sigma}}{H'} = \frac{1}{H'} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = \frac{1}{H'} \frac{3\sigma'_{ij}}{2\bar{\sigma}} d\sigma_{ij} \quad (7)$$

が得られる．式(7)のダミー指標を入れ替え，式(2)に代入すると次式が得られる．

$$d\varepsilon_{ij}^P = \frac{9}{4H'} \frac{\sigma'_{ij} \sigma'_{kl}}{\bar{\sigma}^2} d\sigma_{kl} \quad (8)$$

式(8)は塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^P$ と応用増分 $d\sigma_{ij}$ との関係式を与えている．

全ひずみ増分は，変形勾配 $\mathbf{F}$ の弾塑性分解を基点として式変形を行うことにより求められる．まず，変形勾配の弾塑性分解式の物質時間微分を取る．

$$\mathbf{F} = \frac{d\mathbf{x}}{d\mathbf{X}} = \mathbf{F}^E \mathbf{F}^P \quad (9)$$

$$\dot{\mathbf{F}} = \dot{\mathbf{F}}^E \mathbf{F}^P + \mathbf{F}^E \dot{\mathbf{F}}^P \quad (10)$$

速度勾配と変形勾配との関係は以下の通りである．

$$\mathbf{L} = \mathbf{D} + \mathbf{W} = \dot{\mathbf{F}}\mathbf{F}^{-1} \quad (11)$$

式(9), 式(10)を式(11)に代入すると, 次式が得られる.

$$\mathbf{L} = \mathbf{D} + \mathbf{W} = (\dot{\mathbf{F}}^E\mathbf{F}^P + \mathbf{F}^E\dot{\mathbf{F}}^P)\mathbf{F}^{-P}\mathbf{F}^{-E} = \dot{\mathbf{F}}^E\mathbf{F}^{-E} + \mathbf{F}^E\dot{\mathbf{F}}^P\mathbf{F}^{-P}\mathbf{F}^{-E} \quad (12)$$

すなわち,

$$\mathbf{L} = \mathbf{D} + \mathbf{W} = \mathbf{L}^E + \mathbf{F}^E\mathbf{L}^P\mathbf{F}^{-E} \quad (13)$$

である. ところで弾性変形成分は微小であるので,  $\mathbf{F}^E \approx \mathbf{I}$ と近似すると, 速度勾配・変形速度 (ストレッチング)・回転速度の弾塑性分解式が得られる.

$$\mathbf{L} = \mathbf{D} + \mathbf{W} = \mathbf{L}^E + \mathbf{L}^P = (\mathbf{D}^E + \mathbf{D}^P) + (\mathbf{W}^E + \mathbf{W}^P) \quad (14)$$

従って,  $\mathbf{D} = \mathbf{D}^E + \mathbf{D}^P$ より,

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^E + d\varepsilon_{ij}^P \quad (15)$$

の通り, ひずみ増分について加算分解が成立する. 従って, 式(15)に, 弾性構成式を増分形表示し逆変換した式と, 式(6)を代入すれば, 弾塑性構成式が得られる. 結果を記すと, 以下の通りとなる.

$$\partial\sigma_{ij} = 2G \left( \delta_{ik}\delta_{jl} + \frac{\nu}{1-2\nu}\delta_{kl} - \alpha \frac{9G\sigma'_{ij}\sigma'_{kl}}{2\bar{\sigma}(H' + 3G)} \right) d\varepsilon_{kl} \quad (16)$$

$\alpha=1$  の時には弾塑性変形状態,  $\alpha=0$  の時には弾性変形状態を表す.

次頁以降に, 解析に用いた地盤変形解析専用プログラム「PLAXIS Ver.8.2」のマニュアル (抜粋) を示す.

## 参考文献

- 
- 1) 柳本潤: 塑性構成式 (弾塑性・剛塑性), 東京大学生産技術研究所, pp.162-164



### 3 LINEAR ELASTIC PERFECTLY PLASTIC MODEL (MOHR-COULOMB MODEL)

Soils behave rather non-linear when subjected to changes of stress or strain. In reality, the stiffness of soil depends at least on the stress level, the stress path and the strain level. Some such features are included in the advanced soil models in PLAXIS. The Mohr-Coulomb model however, is a simple and well-known linear elastic perfectly plastic model, which can be used as a first approximation of soil behaviour. The linear elastic part of the Mohr-Coulomb model is based on Hooke's law of isotropic elasticity (Section 3.1). The perfectly plastic part is based on the Mohr-Coulomb failure criterion, formulated in a non-associated plasticity framework.

Plasticity involves the development of irreversible strains. In order to evaluate whether or not plasticity occurs in a calculation, a yield function,  $f$ , is introduced as a function of stress and strain. Plastic yielding is related with the condition  $f = 0$ . This condition can often be presented as a surface in principal stress space. A perfectly-plastic model is a constitutive model with a fixed yield surface, i.e. a yield surface that is fully defined by model parameters and not affected by (plastic) straining. For stress states represented by points within the yield surface, the behaviour is purely elastic and all strains are reversible.

#### 3.1 LINEAR ELASTIC PERFECTLY-PLASTIC BEHAVIOUR

The basic principle of elastoplasticity is that strains and strain rates are decomposed into an elastic part and a plastic part:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p \qquad \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} = \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e + \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p \qquad (3.1)$$

Hooke's law is used to relate the stress rates to the elastic strain rates. Substitution of Eq. (3.1) into Hooke's law Eq. (2.22) leads to:

$$\underline{\underline{\dot{\sigma}'}} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^e = \underline{\underline{D}}^e (\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}} - \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p) \qquad (3.2)$$

According to the classical theory of plasticity (Hill, 1950), plastic strain rates are proportional to the derivative of the yield function with respect to the stresses. This means that the plastic strain rates can be represented as vectors perpendicular to the yield surface. This classical form of the theory is referred to as associated plasticity. However, for Mohr-Coulomb type yield functions, the theory of associated plasticity overestimates dilatancy. Therefore, in addition to the yield function, a plastic potential function  $g$  is introduced. The case  $g \neq f$  is denoted as non-associated plasticity. In general, the plastic strain rates are written as:

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}'}} \qquad (3.3)$$

in which  $\lambda$  is the plastic multiplier. For purely elastic behaviour  $\lambda$  is zero, whereas in the

case of plastic behaviour  $\lambda$  is positive:

$$\lambda = 0 \quad \text{for:} \quad f < 0 \quad \text{or:} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'}^T \underline{D}^e \dot{\underline{\epsilon}} \leq 0 \quad (\text{Elasticity}) \quad (3.4a)$$

$$\lambda > 0 \quad \text{for:} \quad f = 0 \quad \text{and:} \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'}^T \underline{D}^e \dot{\underline{\epsilon}} > 0 \quad (\text{Plasticity}) \quad (3.4b)$$

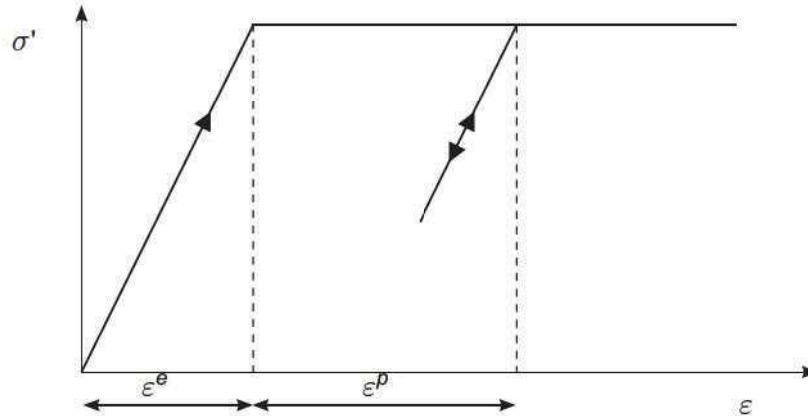


Figure 3.1 Basic idea of an elastic perfectly plastic model

These equations may be used to obtain the following relationship between the effective stress rates and strain rates for elastic perfectly-plastic behaviour (Smith & Griffiths, 1982; Vermeer & Borst, 1984):

$$\dot{\underline{\sigma}}' = \left( \underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}'}^T \underline{D}^e \right) \dot{\underline{\epsilon}} \quad (3.5a)$$

where:

$$d = \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}'}^T \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (3.5b)$$

The parameter  $\alpha$  is used as a switch. If the material behaviour is elastic, as defined by Eq. (3.4a), the value of  $\alpha$  is equal to zero, whilst for plasticity, as defined by Eq. (3.4b), the value of  $\alpha$  is equal to unity.

The above theory of plasticity is restricted to smooth yield surfaces and does not cover a multi surface yield contour as present in the full Mohr-Coulomb model. For such a yield surface the theory of plasticity has been extended by Koiter (1960) and others to account for flow vertices involving two or more plastic potential functions:

$$\dot{\underline{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots \quad (3.6)$$

Similarly, several quasi independent yield functions ( $f_1, f_2, \dots$ ) are used to determine the magnitude of the multipliers ( $\lambda_1, \lambda_2, \dots$ ).



### 3.2 FORMULATION OF THE MOHR-COULOMB MODEL

The Mohr-Coulomb yield condition is an extension of Coulomb's friction law to general states of stress. In fact, this condition ensures that Coulomb's friction law is obeyed in any plane within a material element.

The full Mohr-Coulomb yield condition consists of six yield functions when formulated in terms of principal stresses (see for instance Smith & Griffiths, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7a)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7b)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7c)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7d)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7e)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \quad (3.7f)$$

The two plastic model parameters appearing in the yield functions are the well-known friction angle  $\varphi$  and the cohesion  $c$ . The condition  $f_i = 0$  for all yield functions together (where  $f_i$  is used to denote each individual yield function) represents a fixed hexagonal cone in principal stress space as shown in Figure 3.2.

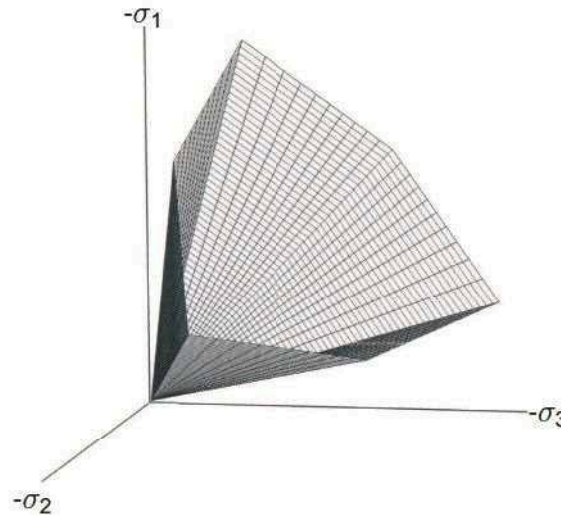


Figure 3.2 The Mohr-Coulomb yield surface in principal stress space ( $c = 0$ )

In addition to the yield functions, six plastic potential functions are defined for the Mohr-Coulomb model:

$$g_{1a} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (3.8a)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (3.8b)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2} (\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (3.8c)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (3.8d)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \quad (3.8e)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2} (\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2} (\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (3.8f)$$

The plastic potential functions contain a third plasticity parameter, the dilatancy angle  $\psi$ . This parameter is required to model positive plastic volumetric strain increments (dilatancy) as actually observed for dense soils. A discussion of all of the model parameters used in the Mohr-Coulomb model is given in the next section.

When implementing the Mohr-Coulomb model for general stress states, special treatment is required for the intersection of two yield surfaces. Some programs use a smooth transition from one yield surface to another, i.e. the rounding-off of the corners (see for example Smith & Griffiths, 1982). In PLAXIS, however, the exact form of the full Mohr-Coulomb model is implemented, using a sharp transition from one yield surface to another. For a detailed description of the corner treatment the reader is referred to the literature (Koiter, 1960; van Langen & Vermeer, 1990).

For  $c > 0$ , the standard Mohr-Coulomb criterion allows for tension. In fact, allowable tensile stresses increase with cohesion. In reality, soil can sustain none or only very small tensile stresses. This behaviour can be included in a PLAXIS analysis by specifying a tension cut-off. In this case, Mohr circles with positive principal stresses are not allowed. The tension cut-off introduces three additional yield functions, defined as:

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.9a)$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.9b)$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \quad (3.9c)$$

When this tension cut-off procedure is used, the allowable tensile stress,  $\sigma_t$ , is, by default, taken equal to zero, but this value can be changed by the user. For these three yield functions an associated flow rule is adopted.

For stress states within the yield surface, the behaviour is elastic and obeys Hooke's law for isotropic linear elasticity, as discussed in Section 2.3. Hence, besides the plasticity parameters  $c$ ,  $\varphi$ , and  $\psi$ , input is required on the elastic Young's modulus  $E$  and Poisson's ratio  $\nu$ . The model described here is officially called the linear elastic perfectly plastic model with Mohr-Coulomb failure criterion. For simplicity, this model is called the Mohr-Coulomb model in PLAXIS.



### 3.3 BASIC PARAMETERS OF THE MOHR-COULOMB MODEL

The linear elastic perfectly-plastic Mohr-Coulomb model requires a total of five parameters, which are generally familiar to most geotechnical engineers and which can be obtained from basic tests on soil samples. These parameters with their standard units are listed below:

$E$	: Young's modulus	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\nu$	: Poisson's ratio	[-]
$c$	: Cohesion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: Friction angle	[°]
$\psi$	: Dilatancy angle	[°]
$\sigma_t$	: Tension cut-off and tensile strength	[kN/m <sup>2</sup> ]

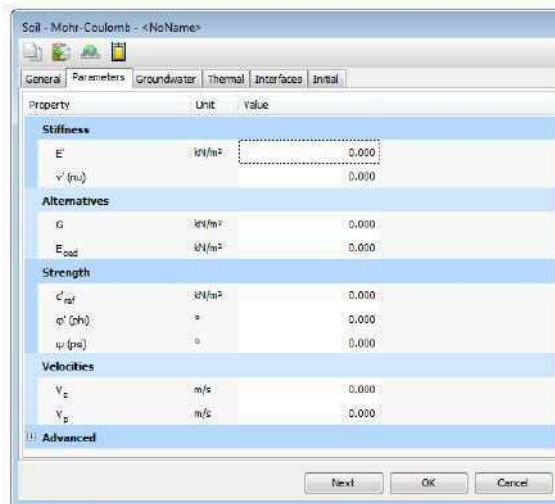


Figure 3.3 *Parameter* tabsheet for Mohr-Coulomb model

Instead of using the Young's modulus as a stiffness parameter, alternative stiffness parameters can be entered (Section 2.3). These parameters with their standard units are listed below:

$G$	: Shear modulus	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}$	: Oedometer modulus	[kN/m <sup>2</sup> ]

Parameters can either be effective parameters (indicated by a prime sign (')) or undrained parameters (indicated by a subscript u), depending on the selected drainage type.



In the case of dynamic applications, alternative and/or additional parameters may be used to define stiffness based on wave velocities. These parameters are listed below:

$V_p$	: Compression wave velocity	[m/s]
$V_s$	: Shear wave velocity	[m/s]

### **Young's modulus ( $E$ )**

PLAXIS uses the Young's modulus as the basic stiffness modulus in the elastic model and the Mohr-Coulomb model, but some alternative stiffness moduli are displayed as well. A stiffness modulus has the dimension of stress. The values of the stiffness parameter adopted in a calculation require special attention as many geomaterials show a non-linear behaviour from the very beginning of loading. In triaxial testing of soil samples the initial slope of the stress-strain curve (tangent modulus) is usually indicated as  $E_0$  and the secant modulus at 50% strength is denoted as  $E_{50}$  (see Figure 3.4). For materials with a large linear elastic range it is realistic to use  $E_0$ , but for loading of soils one generally uses  $E_{50}$ . Considering unloading problems, as in the case of tunnelling and excavations, one needs an unload-reload modulus ( $E_{ur}$ ) instead of  $E_{50}$ .

For soils, both the unloading modulus,  $E_{ur}$ , and the first loading modulus,  $E_{50}$ , tend to increase with the confining pressure. Hence, deep soil layers tend to have greater stiffness than shallow layers. Moreover, the observed stiffness depends on the stress path that is followed. The stiffness is much higher for unloading and reloading than for primary loading. Also, the observed soil stiffness in terms of a Young's modulus may be lower for (drained) compression than for shearing. Hence, when using a constant stiffness modulus to represent soil behaviour one should choose a value that is consistent with the stress level and the stress path development. Note that some stress-dependency of soil behaviour is taken into account in the advanced models in PLAXIS which are described in subsequent chapters. For the Mohr-Coulomb model, PLAXIS offers a special option for the input of a stiffness increasing with depth (see Section 3.4). Note that for material data sets where the drainage type is set to *Undrained (A)* or *Undrained (B)*, Young's modulus has the meaning of an effective Young's modulus, whilst PLAXIS automatically takes care of the incompressibility (Section 2.4).

### **Poisson's ratio ( $\nu$ )**

Standard drained triaxial tests may yield a significant rate of volume decrease at the very beginning of axial loading and, consequently, a low initial value of Poisson's ratio ( $\nu_0$ ). For some cases, such as particular unloading problems, it may be realistic to use such a low initial value, but in general when using the Mohr-Coulomb model the use of a higher value is recommended.

The selection of a Poisson's ratio is particularly simple when the elastic model or Mohr-Coulomb model is used for gravity loading under conditions of one-dimensional compression. For this type of loading PLAXIS should give realistic ratios of  $K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$ .

As both models will give the well-known ratio of  $\sigma_h' / \sigma_v' = \nu / (1 - \nu)$  for one-dimensional compression it is easy to select a Poisson's ratio that gives a realistic value of  $K_0$ . Hence,  $\nu$  is evaluated by matching  $K_0$ . In many cases one will obtain  $\nu$  values in the range between 0.3 and 0.4. In general, such values can also be used for loading conditions other than one-dimensional compression. Please note that in this way it is not possible to create  $K_0$  values larger than 1, as may be observed in highly overconsolidated stress



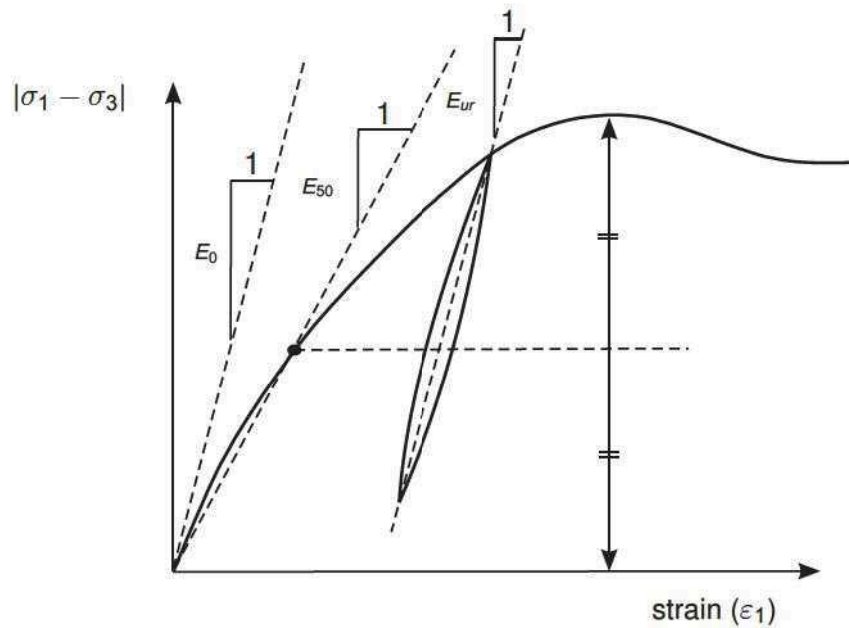


Figure 3.4 Definition of  $E_0$ ,  $E_{50}$  and  $E_{ur}$  for drained triaxial test results

states. For unloading conditions, however, it is more appropriate to use values in the range between 0.15 and 0.25.

Further note that for material data sets where the drainage type is set to *Undrained (A)* or *Undrained (B)*, Poisson's ratio has the meaning of an effective Poisson's ratio, whilst PLAXIS automatically takes care of the incompressibility (Section 2.4). To ensure that the soil skeleton is much more compressible than the pore water, the effective Poisson's ratio should be smaller than 0.35 for *Undrained (A)* or *Undrained (B)* materials.

### **Cohesion ( $c$ ) or undrained shear strength ( $s_u$ )**

The cohesive strength has the dimension of stress. In the Mohr-Coulomb model, the cohesion parameter may be used to model the effective cohesion  $c'$  of the soil (cohesion intercept), in combination with a realistic effective friction angle  $\varphi'$  (see Figure 3.5a). This may not only be done for drained soil behaviour, but also if the type of material behaviour is set to *Undrained (A)*, as in both cases PLAXIS will perform an effective stress analysis. Alternatively, the cohesion parameter may be used to model the undrained shear strength  $s_u$  of the soil, in combination with  $\varphi = \varphi_u = 0$  when the *Drainage type* is set to *Undrained (B)* or *Undrained (C)*. In that case the Mohr-Coulomb failure criterion reduces to the well-known Tresca criterion. PLAXIS allows for an increase of shear strength with depth using the  $s_{u,inc}$  parameter (Section 3.4).

The disadvantage of using effective strength parameters  $c'$  and  $\varphi'$  in combination with the drainage type being set to *Undrained (A)* is that the undrained shear strength as obtained from the model may deviate from the undrained shear strength in reality because of differences in the actual stress path being followed. In this respect, advanced soil models generally perform better than the Mohr-Coulomb model, but in all cases it is recommended to compare the resulting stress state in all calculation phases with the present shear strength in reality ( $|\sigma_1 - \sigma_3| \leq 2s_u$ ).

On the other hand, the advantage of using effective strength parameters is that the



change in shear strength with consolidation is obtained automatically, although it is still recommended to check the resulting stress state after consolidation.

The advantage of using the cohesion parameter to model undrained shear strength in combination with  $\varphi = 0$  (*Undrained (B)* or *Undrained (C)*) is that the user has direct control over the shear strength, independent of the actual stress state and stress path followed. Please note that this option may not be appropriate when using advanced soil models.

PLAXIS can handle cohesionless sands ( $c = 0$ ), but some options may not perform well. To avoid complications, non-experienced users are advised to enter at least a small value in soil layers near the ground surface (use  $c > 0.2$  kPa). Please note that a positive value for the cohesion may lead to a tensile strength, which may be unrealistic for soils. By default, the *Tension cut-off* option is used to reduce the tensile strength.

PLAXIS offers a special option for the input of layers in which the cohesion increases with depth (see Section 3.4).

### Friction angle ( $\varphi$ )

The friction angle  $\varphi$  (phi) is entered in degrees. In general the friction angle is used to model the effective friction of the soil, in combination with an effective cohesion  $c'$  (Figure 3.5a). This may not only be done for drained soil behaviour, but also if the type of material behaviour is set to *Undrained (A)*, since in both cases PLAXIS will perform an effective stress analysis. Alternatively, the soil strength is modelled by setting the cohesion parameter equal to the undrained shear strength of the soil, in combination with  $\varphi = 0$  (*Undrained (B)* or *Undrained (C)*) (Figure 3.5b). In that case the Mohr-Coulomb failure criterion reduces to the well-known Tresca criterion.

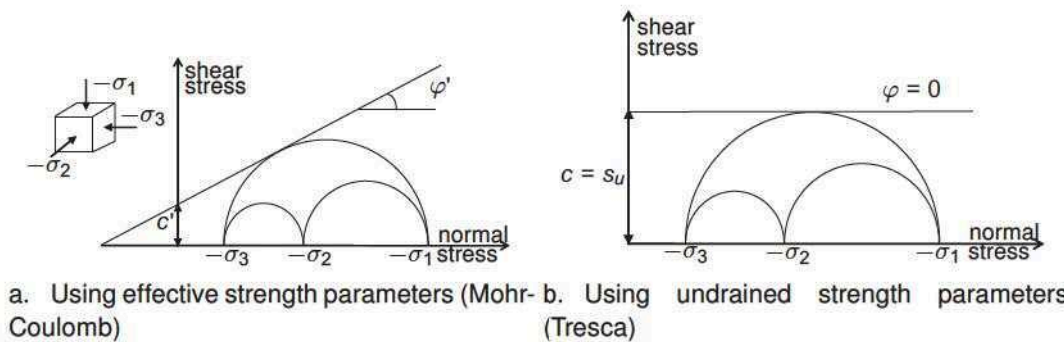


Figure 3.5 Stress circles at yield; one touches Coulomb's envelope.

High friction angles, as sometimes obtained for dense sands, will substantially increase plastic computational effort. Moreover, high friction may be subjected to strain-softening behaviour, which means that such high friction angles are not sustainable under (large) deformation. Hence, high friction angles should be avoided when performing preliminary computations for a particular project\*. The friction angle largely determines the shear strength as shown in Figure 3.5 by means of Mohr's stress circles. A more general representation of the yield criterion is shown in Figure 3.6. The Mohr-Coulomb failure criterion proves to be better for describing soil strength for general stress states than the

\* Typical effective friction angles are in the order of 20 - 30 degrees for clay and silt (the more plastic the clay, the lower the friction), and 30 - 40 degrees for sand and gravel (the denser the sand, the higher the friction).



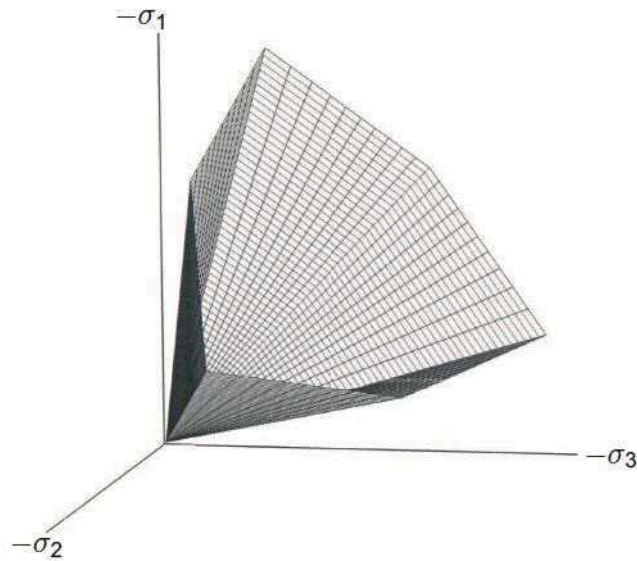


Figure 3.6 Failure surface in principal stress space for cohesionless soil

Drucker-Prager approximation.

### **Dilatancy angle ( $\psi$ )**

The dilatancy angle,  $\psi$  (psi), is specified in degrees. Apart from heavily over-consolidated layers, clay soils tend to show little dilatancy ( $\psi \approx 0$ ). The dilatancy of sand depends on both the density and the friction angle. In general the dilatancy angle of soils is much smaller than the friction angle. For quartz sands the order of magnitude is  $\psi \approx \varphi - 30^\circ$ . For  $\varphi$ -values of less than  $30^\circ$ , however, the angle of dilatancy is mostly zero. A small negative value for  $\psi$  is only realistic for extremely loose sands. In the Hardening Soil model or Hardening Soil model with small-strain stiffness the end of dilatancy, as generally observed when the soil reaches the critical state, can be modelled using the *Dilatancy cut-off*. However, this option is not available for the Mohr-Coulomb model. For further information about the link between the friction angle and dilatancy, see Bolton (1986).

A positive dilatancy angle implies that in drained conditions the soil will continue to dilate as long as shear deformation occurs. This is clearly unrealistic, as most soils will reach a critical state at some point and further shear deformation will occur without volume changes. In undrained conditions a positive dilatancy angle, combined with the restriction on volume changes, leads to a generation of tensile pore stresses. In an undrained effective stress analysis therefore the strength of the soil may be overestimated.

When the soil strength is modelled as undrained shear strength,  $s_u$ , and  $\varphi = 0$ , (*Undrained (B)* or *Undrained (C)*) the dilatancy angle is automatically set to zero. Great care must be taken when using a positive value of dilatancy in combination with drainage type set to *Undrained (A)*. In that case the model will show unlimited soil strength due to tensile pore stresses. These tensile pore stresses can be limited by setting the cavitation cut-off.

### Shear modulus ( $G$ )

The shear modulus,  $G$ , has the dimension of stress. According to Hooke's law, the relationship between Young's modulus  $E$  and the shear modulus is given by (see Eq. 2.23a):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.10)$$

Entering a particular value for one of the alternatives  $G$  or  $E_{oed}$  results in a change of the  $E$  modulus whilst  $\nu$  remains the same.

### Oedometer modulus ( $E_{oed}$ )

The oedometer modulus,  $E_{oed}$ , or constrained modulus, has the dimension of stress. According to Hooke's law, the relationship between Young's modulus  $E$  and the oedometer modulus is given by (see Eq. 2.23c).

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (3.11)$$

Entering a particular value for one of the alternatives  $G$  or  $E_{oed}$  results in a change of the  $E$  modulus whilst  $\nu$  remains the same.



### Compression wave velocity $V_p$

The compression wave velocity,  $V_p$ , in a confined one-dimensional soil is a function of stiffness,  $E_{oed}$ , and the mass density,  $\rho$ , as:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad \text{where} \quad E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \text{and} \quad \rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g} \quad (3.12)$$

in which  $\gamma_{unsat}$  is the total unsaturated unit weight and  $g$  is the gravity acceleration (9.8 m/s<sup>2</sup>).



### Shear wave velocity $V_s$

The shear wave velocity,  $V_s$ , in a confined one-dimensional soil is a function of shear stiffness,  $G$ , and the mass density,  $\rho$ , as:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{where} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{and} \quad \rho = \frac{\gamma_{unsat}}{g} \quad (3.13)$$

in which  $\gamma_{unsat}$  is the total unsaturated unit weight and  $g$  is the gravity acceleration (9.8 m/s<sup>2</sup>).

## 3.4 ADVANCED PARAMETERS OF THE MOHR-COULOMB MODEL

The advanced features comprise the increase of stiffness and cohesive strength with depth and the use of a tension cut-off. In fact, the latter option is used by default, but it may be deactivated here, if desired. These parameters are defined in the *Advanced* subtree in the *Parameters* tabsheet of the *Soil* window.



### ***Increase of stiffness ( $E_{inc}$ )***

In real soils, the stiffness depends significantly on the stress level, which means that the stiffness generally increases with depth. When using the Mohr-Coulomb model, the stiffness is a constant value. In order to account for the increase of the stiffness with depth the  $E_{inc}$ -value may be used, which is the increase of the Young's modulus per unit of depth (expressed in the unit of stress per unit depth). At the level given by the  $y_{ref}$  parameter, and above, the stiffness is equal to the reference Young's modulus,  $E_{ref}$ , as entered in the *Parameters* tabsheet. Below, the stiffness is given by:

$$E(y) = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{inc} \quad (y < y_{ref}) \quad (3.14)$$

where  $y$  represents the vertical direction. The actual value of Young's modulus in the stress points is obtained from the reference value and  $E_{inc}$ . Note that during calculations a stiffness increasing with depth does not change as a function of the stress state.

**Hint:** Note that in PLAXIS 3D the vertical coordinate is  $z$  instead of  $y$ .

### ***Increase of cohesion or shear strength with depth ( $C_{inc}$ or $S_{u,inc}$ )***

PLAXIS offers an advanced option for the input of clay layers in which the cohesion,  $c$ , (or undrained shear strength,  $s_u$ ) increases with depth. In order to account for the increase of the cohesion with depth the  $C_{inc}$ -value may be used, which is the increase of cohesion per unit of depth (expressed in the unit of stress per unit depth). At the level given by the  $y_{ref}$  parameter, and above, the cohesion is equal to the (reference) cohesion,  $C_{ref}$ , as entered in the *Parameters* tabsheet. Below, the cohesive strength is given by:

$$c(y) = C_{ref} + (y_{ref} - y)C_{inc} \quad (y < y_{ref}) \quad (3.15a)$$

$$s_u(y) = S_{u,ref} + (y_{ref} - y)S_{u,inc} \quad (y < y_{ref}) \quad (3.15b)$$

where  $y$  represents the vertical direction. Note that when using effective strength properties ( $\varphi' > 0$ ) it is generally not necessary to use an increase of cohesion with depth, since the friction together with the initial effective stress will result in an increasing shear strength with depth.

### ***Tension cut-off***

In some practical problems an area with tensile stresses may develop. According to the Coulomb envelope shown in Figure 3.5 this is allowed when the shear stress (radius of Mohr circle) is sufficiently small. However, the soil surface near a trench in clay sometimes shows tensile cracks. This indicates that soil may also fail in tension instead of in shear. Such behaviour can be included in a PLAXIS analysis by selecting the tension cut-off. In this case Mohr circles with positive principal stresses are not allowed. When selecting the tension cut-off the allowable tensile strength may be entered. For the Mohr-Coulomb model the tension cut-off is, by default, selected with a tensile strength of zero.

### 3.5 ON THE USE OF THE MOHR-COULOMB MODEL IN DYNAMIC CALCULATIONS

When using the Mohr-Coulomb model in dynamic calculations, the stiffness parameters need to be selected such that the model correctly predicts wave velocities in the soil (Equations (3.12) and (3.13)). This generally requires a much larger small strain stiffness rather than a stiffness at engineering strain levels. When subjected to dynamic or cyclic loading, the Mohr-Coulomb model may generate plastic strains if stress points reach the Mohr-Coulomb failure criterion, which will lead to damping in dynamic calculations. However, it should be noted that the stress cycles within the Mohr-Coulomb failure contour will only generate elastic strains and no (hysteretic) damping, nor accumulation of strains or pore pressure or liquefaction. In order to simulate the soil's damping characteristics in cyclic loading, Rayleigh damping may be defined.

## 謝辞

本論文は、筆者が、神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻 澁谷啓教授のご指導のもと、建設コンサルタント会社に勤務する技術者として実務上の課題や問題を解決するため、神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻 地盤安全工学講座 澁谷・片岡研究室の片岡沙都紀助教をはじめ、同研究室に所属する、あるいは所属された多くの学生諸氏のご協力により、地盤工学に関わる研究とその成果を取りまとめたものです。

筆者は、社会人ドクターとして 2014 年 10 月に神戸大学大学院 工学研究科博士後期課程に入学し、澁谷・片岡研究室に所属しながら、本研究のテーマとなった土構造物の計画や設計とそのための地盤調査や各種の試験に関わりました。在籍期間は 2016 年 9 月までの 2 年間ですが、実際は、それ以前の 2012 年 7 月頃より、研究テーマに関するご指導と社会人ドクター取得のためのご指導をいただきました。すでに多くの実績をお持ちである澁谷先生のご指導は、非常に適格かつタイムリーであり、今日振り返ると、そのいずれもが、筆者が論文を仕上げ、博士号を取得するためのマイルストーンに位置づけられるものでした。

神戸大学大学院 工学研究科 市民工学専攻 藤田一郎教授ならびに芥川真一教授には、たいへんお忙しい中、本論文の審査とご助言をいただきました。加藤正司准教授には不飽和土についての講義をいただきました。

澁谷先生のご指導を仰ぐにあたっては、本下稔 協和設計(株) 前代表取締役社長からご縁をいただきました。また、社会人として多くの道を拓いていただきました。協和設計(株)では、久後雅治 代表取締役社長をはじめ、関わらぬ方ないほど多くの方々から、様々なご支援をいただきました。また、研究に際して、坪本正彦、渡邊浩幸 両氏に多くの尽力をいただきました。

第 2 章で取り上げたスコリアは、既往文献がほとんどなく、道路計画に関わる地盤材料としての評価が不明で、工学的特性についての報告がほとんどなされていないものでした。そのため、澁谷先生のご助言とご協力をいただくべく、2012 年夏、初めて、研究室を訪問しました。本章に関わる室内試験や表面波探査などの原位置試験では、当時、在籍されていた、三浦みなみ氏、橋本真基氏、古宮雅之氏、金乗洙氏、河野祐斗氏、高田昌典氏、臼井亮太氏、堀田崇由氏、季俊憲氏、忠野祐介氏から多くの協力をいただきました。

第 3 章のみがき砂の研究は、施工現場での土の採取や室内試験に、片岡先生をはじめ、2013 年当時、研究室に在籍された多くの学生諸氏から協力をいただきました。特に、北野智哉氏には室内試験や結果の取りまとめなど、多くの協力をいただきました。また、これに先立ち、みがき砂の調査や試験、道路盛土への利用等に関し、東邦地水株式会社の奥村建夫氏や三輪義博氏の協力を得ています。協和設計(株)では、道路の計画から設計を渡邊浩幸氏と共に、渡瀬健司氏が担当し、地盤特性に関わる取りまとめ

は、現在も変わらず著者の良きパートナーである南部啓太氏の協力を得ました。

第4章の風化残積土の利用や高盛土補強土壁に関する研究では、表面波探査やサウンディングなどの現地調査を、2014年7月、盛夏の日差しの下、当時、研究室に在籍された多くの学生諸氏の協力により、無事、終えることができました。また、片岡先生をはじめ、研究室の社会人ドクター戎剛史氏（国土防災技術株）の協力を得ています。室内試験は当時、研究室修士2年の小山智也氏や森泉健太氏（株地質情報サービス）の協力によるものです。この間、澁谷先生の助言を受けながら、渡邊浩幸氏と共に頭を悩ませつつ、高盛土補強土壁の計画と設計はほぼ一年に及びました。補強土壁の検討では、伊藤修二氏ならびに今尚氏（前田工織株）から、数々のアドバイスと多くの協力をいただきました。数値解析では、当時、研究室を卒業し韓国へ帰国されていた許晋碩氏の協力を得ました。許氏はその後、再来日して協和設計株へ入社され、現在、著者と一緒に仕事をしています。本章の学術論文の作成に際しては、東京理科大学の龍岡文夫教授から貴重なコメントをいただきました。

著者は在学中、英文で2編の論文を発表しましたが、作成に際し、ロハニ タラニディ氏と許氏の協力を得ています。博士論文の提出に関わる書類の作成に際しては、白濟民氏に協力をいただき、鏡原聖史氏から多くを学びました。

土の採取や原位置試験は、10年以上の間、著者を支えていただいた巖田常雄氏や村田明彦氏、そして、協和設計株若手ホープ 安田真悟氏や細江勇介氏の協力によるものです。そして、宗平嘉江、山田里美 両女史には、論文の作成にあたり、作図など多くの協力と、何度も修正を求める著者に、最後までお付き合いをいただきました。さらに、今は20名を擁するグループへと成長した、防災グループの皆様をはじめ、社内の方のご理解とご協力は言うまでもありません。

また、著者の論文発表会（2016年7月）には、お忙しい中、常日頃よりお世話になる多くの方々にお越しいただきました。

本論文の完成と著者の博士号の取得は、これまでに記載させていただいた方々とここに記すことができなかつた、さらに多くの方々のご協力によることをあらためて申し述べ、深く深く感謝の言葉を捧げます。ありがとうございます。

本論文は、神戸大学大学院 工学研究科博士後期課程の修了と博士号の取得のために書かれたものです。すわなち、著者がこれまでの25年に及ぶ技術者としての生業を、わずか一部を切り取って、記録をしたものです。

著者の仕事を、正確には、その取り組み姿勢を誰よりも良く知る妻 千寿子への感謝と、さまざま変化の激しい次の時代を生きる二人の子たちのマイルストーンとして、この論文が書かれたことを、著者の誇りとすることを述べ、謝辞の言葉といたします。

平成28年7月 西岡 孝尚



神戸大学博士論文

「我が国に分布する特殊土の工学的諸性質に関する研究」 全 216 頁

提出日 2016 年 7 月 5 日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリ kernel にて掲載される場合、掲載登録日（公開日）は リポジトリの該当頁上に掲載されます。

©著者氏名 西岡 孝尚

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。