



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	高速道路における高性能盛土の設計施工法に関する研究
Author(s)	中村, 洋丈
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第6921号
Issue Date	2014-03-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.r6921
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/55610
Type	doctoral thesis
File Information	Hirotake_Nakamura.pdf



高速道路における高性能盛土の
設計施工法に関する研究

Design and construction of high-performance embankments on expressways

中 村 洋 丈

目 次

第1章 序 論.....	1
1.1 研究背景と目的.....	2
1.2 既往研究のまとめ.....	5
1.2.1 強度・変形性能が求められる盛土地盤の設計施工.....	5
1.2.2 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価.....	7
1.2.3 地震災害時を想定した既設盛土の簡易耐震性評価.....	9
1.3 本論文の構成.....	11
参考文献.....	14
第2章 強度・変形性能が求められる盛土地盤の設計施工.....	17
2.1 概説.....	18
2.2 盛土地盤の構造と品質管理の現状.....	19
2.2.1 盛土地盤の構造と施工手順.....	19
2.2.2 盛土地盤内の杭の照査.....	20
2.2.3 盛土地盤に求められる変形係数.....	21
2.2.4 盛土地盤の品質管理手法の現状.....	21
2.3 盛土地盤の沈下挙動.....	22
2.3.1 現場施工による沈下挙動.....	22
2.3.2 盛土地盤の圧縮沈下特性.....	23
2.3.3 将来沈下挙動の予測.....	27
2.4 盛土地盤の強度・変形特性.....	29
2.4.1 現場施工による強度特性.....	29
2.4.2 材料と強度・変形特性.....	30
2.4.3 盛土地盤の地震時変形特性.....	35
2.4.4 盛土地盤の地震時安定性.....	40
2.5 盛土地盤の設計・施工基準の構築.....	42
2.5.1 盛土地盤に必要な材料基準の構築.....	42
2.5.2 施工時の品質管理基準の構築.....	42
2.5.3 施工時に必要な品質管理及び動態観測.....	44
2.6 まとめ.....	46
参考文献.....	48
第3章 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価.....	49
3.1 概説.....	50
3.2 駿河湾地震における東名牧之原地区の盛土被災事例.....	50
3.2.1 盛土被災の概要.....	50
3.2.2 被災盛土の調査結果.....	51

3.2.3	被災の要因推定	52
3.2.4	解析による被災の再現	53
3.2.5	東名牧之原の事例のまとめ	59
3.3	泥岩盛土材料によるジオテキスタイル補強土壁の変状事例	59
3.3.1	変状の状況	59
3.3.2	施工時の工事記録	62
3.3.3	補強土壁の内部状態の調査	63
3.3.4	補強材の敷設高さ計測	69
3.3.5	盛土材の状態	70
3.3.6	ジオテキスタイル補強材の引抜き試験	73
3.3.7	変状メカニズムの推察	74
3.4	スレーキング性材料を用いた盛土の内部状態	76
3.4.1	調査分析の概要	76
3.4.2	盛土の調査方法	76
3.4.3	各盛土のボーリング調査結果	79
3.4.4	盛土内部の物理特性	90
3.4.5	盛土強度状態の評価	100
3.4.6	法面表層部の評価	109
3.4.7	盛土状態の経年変化	112
3.4.8	盛土の内部状態のまとめ	119
3.5	強度低下を推定した盛土の安定性評価	120
3.5.1	対象とした材料と検討概要	120
3.5.2	スレーキング性材料の物理特性	122
3.5.3	盛土内状態を再現したスレーキング試験	123
3.5.4	せん断強さの推定	135
3.5.5	安定性評価方法の検討	142
3.5.6	解析手法に応じた強度定数の設定	145
3.5.7	強度低下を推定した盛土の安定検討	150
3.5.8	強度低下した高盛土の対策工	151
3.6	まとめ	153
	参考文献	154
第4章	地震災害時を想定した既設盛土の簡易耐震性評価	155
4.1	概説	156
4.2	地震時における盛土の復旧目標と要求性能	158
4.3	本耐震性評価手法の手順	158
4.4	対象となる重点盛土抽出方法（一次評価手法）の検討	160
4.5	盛土の基本条件による一次評価手法の検討	161
4.5.1	検討方法	161

4.5.2	数量化理論によるデータ分析方法	165
4.5.3	数量化理論によるデータ分析結果	167
4.6	一次評価手法の適用性検証	171
4.7	耐震性能照査法（二次評価手法）の検討	172
4.7.1	耐震性能照査法の基本方針	172
4.7.2	簡易予測図による残留変形量の算出	172
4.7.3	簡易予測図による残留変形量の割増し	173
4.8	許容残留変形量の設定方法	176
4.8.1	許容残留変形量設定の基本方針	176
4.8.2	目標復旧時間を達成可能な変形量の許容値	177
4.8.3	過去の被災事例から想定する許容値	180
4.9	モデル路線における適用	182
4.9.1	対象路線	182
4.9.2	重点盛土の抽出（一次評価手法）	182
4.9.3	残留変形量の算出（二次評価手法）	184
4.9.4	変形量を満足しない場合の対策の考え方	185
4.10	まとめ	187
	参考文献	188
第5章	結 論	191
5.1	本研究で得られた結論	192
5.2	今後の課題	195
	謝 辞	197

第 1 章 序 論

第1章 序 論

1.1 研究背景と目的

我が国の道路盛土は、国土の多様性を考慮し、地震や降雨等の風水害に対して安定であることや、供用性が確保される機能を有することを基本に設計施工される。盛土工の実施にあたって配慮すべき特性は、地形・地質の多様性、盛土材料・性質の多様性、盛土の安定性の支配要因（例えば、地盤処理、盛土材の品質、締固め、排水処理）である¹⁾。したがって、本来盛土には「沈下抑制」「安定性」「強度・変形性」が求められるが、従来、このような多様性のある盛土においては、盛土材料の選定、締固めや排水処理を十分に行うことを前提に、標準的な法面勾配で設計施工されれば盛土に必要な性能が確保できるとされてきた。

一方、昨今の新東名高速道路の建設に代表されるように、急峻な地形や滑らかな線形で通過している路線では、切土が長大化し、トンネル延長の比率が増加し発生土量が多くなる。そして、コスト縮減及び建設副産物抑制の観点から、大量の発生土の有効利用が求められる。これに対応するために、橋梁等に代わって盛土構造を採用し、経済性向上や発生土の有効活用が図られるが、これまでに経験のないような大規模・高盛土や、新たな盛土構造の採用が必要になってきた。新東名高速道路のとりわけサービスエリア等の盛土では、1箇所当たり100～1000万 m^3 もの土量で、最大盛土高さは約90mとなった²⁾。このように経済性や発生土の有効利用の観点から、従来の盛土の利用に留まらず盛土構造の適用範囲は拡大している。一方、最近の大規模地震においては高速道路盛土が崩壊するような大きな被害が発生している。従来、盛土では大規模地震時に被災を受けたとしても比較的修復性がよいことから耐震性能について積極的には検討されてこなかった。しかし、これらの地震では橋梁等の被害が比較的軽微であったにもかかわらず盛土に大きな被害が生じたこと、盛土であっても被災規模が大きくなると復旧が容易でないこと、高速道路は地震被災時には緊急交通路として機能することが期待されること等から、盛土においても耐震性の確保の必要性が議論されている。こうした背景をうけて、本研究では、これらの従来盛土では考慮されてこなかった“強度、変形性、安定性”の性能照査が必要な盛土を対象とし、これらの性能が必要な盛土を、従来の締固め管理や標準勾配に基づく経験的な手法による盛土と区分して“高性能盛土”と定義した。本研究ではこれらの高性能盛土のなかでも、採用事例が増加しているもの、社会的な影響度が大きいもの、設計施工法や検討法が実務で適用するにあたって未確立な盛土のうち、以下の3つを対象とした。

第一に土と橋台・基礎が一体化した強度・変形性能が求められる新たな盛土構造物である。この構造は図-1.1.1のように盛土により人工的な地盤（以下、「盛土地盤」という。）を構築し、その上に橋台を構築、橋台には杭が設けられる構造で「盛りこぼし橋台」と呼ばれる。図-1.1.2に示すよう盛土の高さがそれほど高くなければ、一般的な盛土構造と同様の外観である。盛りこぼし橋台を適用した場合のメリットは、図-1.1.1に図示したように橋梁延長を短くできことや、土が余る場合は土量配分計画のバランスを取ることができることである。この構造は、コスト縮減、事業計画の上で採用される事例は増加しており、今後の新東名高速道路や新名神高速道路の建設

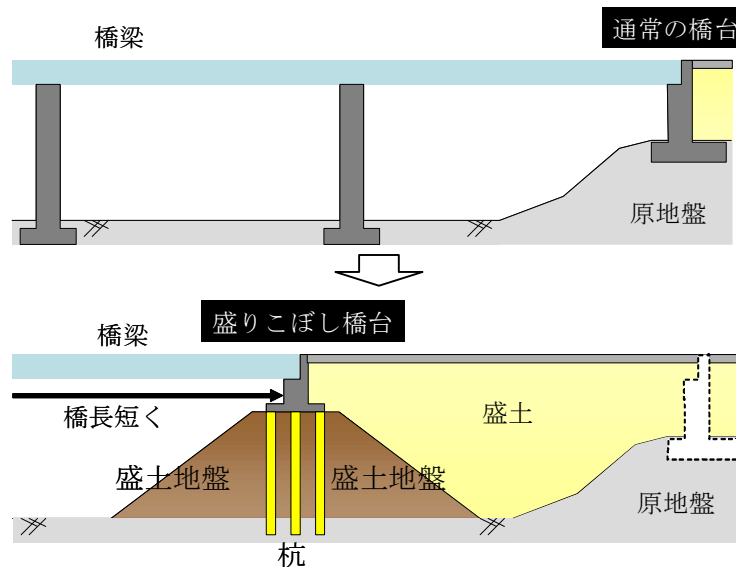


図-1.1.1 一般の橋台と盛りこぼし橋台の構造比較



図-1.1.2 盛りこぼし橋台の外観

においても橋台のうち約2割程度に採用される予定である。一方、土構造物である盛土地盤は杭基礎の横方向の抵抗地盤となり、従来盛土よりも厳しい沈下の抑制、従来盛土にはない強度・変形性能が求められる。しかしながら、採用事例が増加しているにも関わらず、盛土地盤の性能を担保できる設計施工法が明確にされていないのが現状である。このような背景から、本研究の目的は、この盛土地盤に沈下、強度変形特性の観点から検証を行い、その結果より、実務として必要な盛土地盤の設計施工方法を構築することにある。

第二はスレーキングによる強度低下の検討が必要となる盛土である。平成21年8月に発生した駿河湾沖の地震では、図-1.1.3(a)のように東名高速道路のスレーキング性材料を用いた盛土が崩落した³⁾。従来盛土は、盛土完了後、徐々に強度が増加し時間とともに安定化するといわれてきたが、地震崩落時の調査結果から、図の(b)のような崩積土の粘性土化が確認され、スレーキング性材料では時間とともに強度低下する懸念があることが推定された⁴⁾。しかしながら、このような盛土材料の強度低下を見込んだ検討手法は確立されていないのが現状である。本研究の目的



(a) 東名牧之原の盛土被災全景



(b) 崩積土の状況

図-1.1.3 東名牧之原の盛土被災状況

は、スレーキング性材料を用いた盛土の内部状態がどのようなになっているかを解明し、従来の盛土に強度低下という観点を取り入れた設計法（強度定数の設定）を構築することにある。

第三は耐震性評価が必要な既存盛土である。地震の大きな外力に対して盛土は、橋梁等の構造物に比べて修復性がよく、ある程度の地震被災においても早期復旧が可能であるという特長がある。これまでの地震についても、構造物の取付部の段差、切り盛り境部における舗装のクラック、盛土路肩部の陥没等、比較的軽微な被害に止まっているため、地震時の安定性はある程度確保されていると考えられる。しかしながら、平成 16 年に発生した新潟県中越地震では図-1.1.4 に示すような盛土被災があり、また、平成 19 年に発生した新潟県中越沖地震、高速道路の被害ではないが能登半島地震では、大きな地震力や降雨の影響があったことも一因ではあるが、他の構造物に比べて盛土の被害は顕著であった。大規模地震発生時には高速道路は緊急交通路としての機能が必要であり、耐震性は盛土にも求められる機能であるが、既供用路線の盛土の耐震性評価については、盛土量が膨大にあることや、評価手法が明確でなかったこと等から、積極的に検討、対策はされてこなかった。また、既設盛土の評価手法は、全延長にわたって 1 箇所毎に安定性を計算手法によって評価するのは現実的ではないが、これまでに道路では多くの盛土から対象盛土をスクリーニングする方法や安定性の簡易評価法はいくつか提案されているのみで、対象盛土の選定、安定性の評価手法、許容値の設定等を体系的に定めた手法はなかった。このような背景から、本研究の目的は、盛土の地震被災を分析した上で、対象とする盛土を選定する方法、地震時の変形量算出、復旧時間から算出する許容変形量の設定等の一連を体系化し、効率的で簡易な耐震性評価手法の構築にある。

このように、本論文の対象とする盛土構造は、盛土地盤のように従来盛土にはない構造物と一体となった複合構造として強度・変形性能が求められるもの、スレーキング性材料を用いた盛土のように長期的な強度低下を想定する必要があるもの、及び耐震性の評価が必要な盛土の簡易評価法であり、これらは従来盛土では考えられていなかった“強度、変形性、安定性”が必要な“高性能盛土”である。本研究では、これまでに施工された盛土地盤の沈下計測や盛土強度等を調査・分析、スレーキング性材料を用いた盛土の強度状態等を調査・分析、既存盛土の地震被災分析をすることによって、これらを実務で用いる設計・施工法へフィードバックした。



図-1.1.4 中越地震における高速道路の盛土被災

1.2 既往研究のまとめ

1.2.1 強度・変形性能が求められる盛土地盤の設計施工

(1) 盛りこぼし橋台の設計法

近年、高速道路における盛りこぼし橋台の適用事例が増加している。盛りこぼし橋台を適用するメリットは、大きく二つある。一つは、現地発生材料を、盛土を構築することによって有効に活用できるという点。もう一つは、盛土構造との複合構造の橋台となるため、図-1.1.1 に示したように本来の直接基礎等での基礎位置よりも前面に橋台を配することが可能となり、結果的に橋梁延長が短くなることで全体の工費が削減できるという点である。そのため、これまでに新東名高速道路をはじめ 100 橋台以上の盛りこぼし橋台が施工されており、今後も建設される橋台のうち 2 割程度が盛りこぼし橋台として計画されている。一方、盛土地盤が杭を支える構造となり、盛土地盤には杭を支えるだけの地盤としての抵抗が求められ、一般の盛土以上の品質管理が必要となる。従来の盛りこぼし橋台に関する設計基準⁵⁾は、日本道路公団(現在の東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)、以下、「NEXCO」という。)において昭和 63 年から平成元年に検討されたもの^{6), 7)}で、レベル 2 地震に関する照査法は平成 9 年から 12 年に検討されたもの^{8), 9), 10), 11)}である。

(2) 従来の盛土地盤の設計施工法

盛りこぼし橋台の構造は、盛土で構築された地盤上に橋台を設け、地盤内に杭を設けて橋台を支持するものである(図-1.2.1)。したがって、盛土地盤は、橋台及び基礎を支持する地盤として重要な役割を担う。つまり、盛土地盤の構築にあたっては、盛りこぼし橋台に施工される杭を支持できる地盤抵抗を有することが必要である。しかしながら、盛土地盤の抵抗を確保できる施工方法や品質管理手法は以下に示すとおり明確でなかった。

従来、高速道路における盛りこぼし橋台の盛土地盤の構築にあたっては、路床相当の品質¹²⁾とされており、各現場において路床相当程度の施工管理のもと施工されてきた。路床の品質管理基準は、CBR の材料規定があり良質材のみを扱うこと、盛土施工層厚が 20cm 以下で薄いこと、締

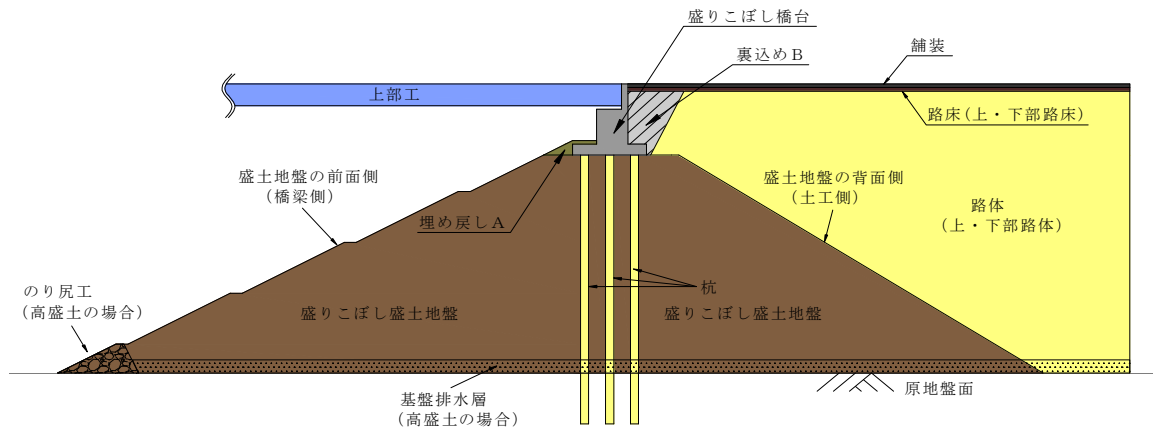


図-1.2.1 盛りこぼし橋台の構造

表-1.2.1 路床の施工管理基準¹³⁾

施工部位	材料に関する規定			施工に関する規定		
	最大 粒径 (mm)	修正 CBR (%)	その他	施工 層厚 (cm)	転圧 起振力 (kN)	管理※2 基準値 (%)
上部路床	100 以下	10 以上	※1	20	200	97 以上
下部路床	150 以下	5 以上	—			92 以上

※1 スレーキング率 50%以上、または塑性指数(PI)≧10 以上でかつ 75μm ふり通過率≧25%の場合は原則として使用不可

※2 RI 計器による現場密度測定から得られる締固め度（計測点 15 点の平均値）

固め度は JIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」における E 法で締固めエネルギーが大きなものに対する基準であり、従来の盛土品質管理では最も品質の高い品質管理・施工方法である。したがって、構造物の人工的な基礎地盤となる盛土地盤に対する品質管理手法としても、従来の盛土における最高レベルの施工管理手法・施工基準である路床相当の品質としたものである。

しかし、本来、路床とは舗装の支持地盤となる土構造物の一部を構成するもので、橋台や杭を支持する地盤として検討されているものではない。また、求められる品質の路床は、表-1.2.1 にあるように上部路床では CBR10%以上、締固め度 97%以上、下部路床では CBR5%以上、締固め度 92%以上¹³⁾と様々で、盛土地盤としては統一的な品質管理手法の確立がされていなかった。したがって、各現場においては施工に合わせて、盛土地盤の沈下量の動態観測、盛土地盤構築後に孔内水平載荷試験や標準貫入試験等を実施し、設計で想定する杭に必要とされる地盤抵抗が確保されるか確認が必要である。鈴木ら¹⁴⁾は、現場施工された盛りこぼし橋台盛土 20 箇所において、施工後の確認試験を実施した結果をまとめている。その結果、上部路床相当で施工された盛土地盤の強度特性のうち、N 値は礫質土では 25～44 程度の範囲、安定処理を行った砂質土及び粘性土は 19～29 程度を示しており、設計で想定している N 値 15 以上を満足したとしている。また、盛土材と孔内水平載荷試験の変形係数 E_{sp} の関係では、礫質土及び安定処理をした砂質土及び粘性土

は、 $10\sim 30(\text{MN/m}^2)$ に分布し、いずれの盛土も設計で想定する $E_{sp} \geq 10(\text{MN/m}^2)$ 以上を確保できたとしている。しかしながら、このような調査事例はあるもの調査文献は新東名高速道路で行われたこの事例のみで、事例数も 20 箇所程度であり、様々な土質による施工事例の検証という観点では十分ではない。

以上のように、盛りこぼし橋台は今後も多くの施工が計画されているが、盛土地盤における統一された設計手法や、施工管理手法は確立されていない。

1.2.2 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価

(1) スレーキング性材料の評価に関する既往研究

スレーキング性材料の細粒化を評価する試みは、板橋ら^{15),16),17)}が室内スレーキング試験や暴露試験による細粒化を評価しており、室内試験と暴露試験の比較を粒度分布の代表値 (50%径, 2mm 通過率) の移動量に基づく方法や粒度分布を負の二項分布で近似しその移動法則に基づく方法を提案し、さらに、5 種類の軟岩の室内スレーキングサイクル数と暴露日数との関係を明らかにしている。また、山口ら¹⁸⁾は新第三紀泥岩を対象として乾湿繰り返し室内スレーキング試験によって細粒化の進展度合いや岩片の空隙分布を測定しスレーキング特性に関する基本的な事項に考察を加えている。

スレーキング性材料の沈下を評価する試みは、村上ら^{19),20)}が締固めた泥岩材料の水浸沈下特性に関する基礎研究や圧縮沈下の結果を踏まえて、臨界空気間隙率を締め固め基準とする提案をしている。また、板橋ら²¹⁾は暴露試験と室内スレーキング試験による軟岩の沈下挙動と細粒化に関して、細粒化指標や液塑性限界等と圧縮沈下量との対応関係を示した。加登ら²²⁾は泥岩性材料の細粒化と一次元圧縮特性に関して、泥岩性材料は乾燥状態に比べ水浸状態では、細粒化の影響で沈下量が大きくなり、圧縮降伏応力が小さくなることや、載荷途中で水浸した場合、水浸後の一次元圧縮挙動は初期間隙比や水浸時の応力によらず、同じ挙動となることが明らかにした。

スレーキング性材料の強度低下を評価する試みは、前川ら^{23),24)}が盛土材料として現実的な課題になる締固め後の水浸条件や劣化・スレーキングに伴う強度への影響を、一軸圧縮試験及び三軸圧縮試験を行うことにより明らかにしている。締固めた泥岩を水浸させた後の破壊規準は、締固め降伏応力によって過圧密と正規圧密領域に区分することが可能であり、締固め降伏応力は乾燥密度で評価できることを示した。また、乾燥した珪藻泥岩に拘束圧 (側圧) を与えて湿潤状態にした圧縮試験を実施し、その結果、水浸によって湿潤状態にした場合とほぼ同等な強度低下し、湿潤時の強度低下は、膨張の有無に関係なく起こり、その低下量は乾燥過程における乾燥の程度に依存することを明らかにした。

このようにスレーキング性材料の評価は、乾湿繰り返しによる細粒化や沈下、強度について行われている。強度低下に関して前川らの研究²³⁾では結論として、締固め土の一軸圧縮強さと乾燥密度の関係は、締固め曲線のように、最大乾燥密度を境にして Dry 側と Wet 側に区分され、同一乾燥密度でもメニスカス効果や岩片の細粒化、軟質化、粘土化によって、強度は大きく変化することを挙げている。しかしながら、これらの研究は強度低下を実際の盛土の強度と結びつけたものではなく、本研究では実際の盛土の調査結果を基に、強度低下を評価することに主眼をおいている。

(2) スレーキング性材料の設計・施工基準

泥岩をはじめとする新第三紀の堆積岩は、ほとんどがスレーキングしやすい軟岩であり、スレーキングにより細粒化することが知られている。高速道路の設計基準²⁵⁾では、盛土材として適用する場合の問題点と着眼点を以下のように示している。

- ・ほとんどが脆弱な軟岩であり、丘陵地や台地に多い。
- ・自然地盤では固結している地層か、岩石であり、自然含水比は乾燥側にあり、施工性はよい。
- ・混礫率 $\geq 30\%$ になれば、盛土は空隙の多い圧縮沈下のしやすい盛土になる。そのため、3本つめによるリッパ掘削やロードヘッダーによる掘削、岩塊の取り除き、破碎転圧、材料分離しない敷き均しなどがポイント。
- ・締固めは大型振動ローラなどによる破碎転圧が良く行われる。

高速道路におけるスレーキング性材料を用いた盛土の圧縮沈下は島ら²⁶⁾の研究成果により、スレーキングによる圧縮沈下の対策としては、締固めを空気間隙率 15%以下にすることや、材料をなるべく薄層で敷き均し、大型振動ローラなどで破碎転圧するとしている。また、盛土内への地下水・湧水の浸透を防ぐため、適切な排水が必要としている。

また、スレーキング性材料の圧縮沈下対策の区分として、図-1.2.2 のようにスレーキング率²⁷⁾と破碎率²⁷⁾で分類している。図に示すスレーキング率が 30%以上かつ破碎率が 50%以下の範囲にある材料は(3)材という名称で分類し、該当する盛土材料は下記の箇所には適用をできる限り控えるものとしている。

- ・地下水、湧水等が多い 10m～15m 以上の高盛土
- ・維持管理時に、補修を伴う交通規制が困難なインターチェンジ付近の 10～15m 以上の高盛土
- ・盛土上に擁壁やカルバート等、構造物を構築する箇所

スレーキング性材料を用いた場合の盛土の安定検討方法は、一般の盛土材料と基本的に同様である。安定検討（設計）に用いる場合、盛土材料の土質定数が必要である。高速道路の設計基準²⁸⁾では設計に用いる土質定数は、土質試験結果等に基づいて定めることを原則としている。

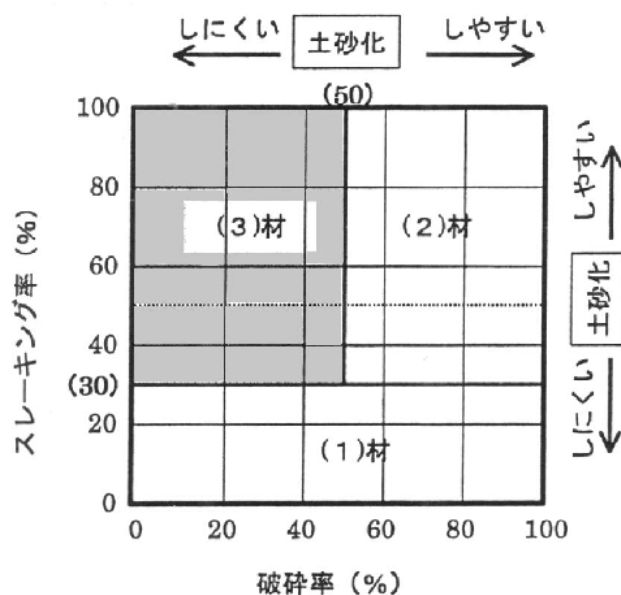


図-1.2.2 スレーキング性材料の区分²⁵⁾

表-1.2.2 設計で用いる土質定数²⁸⁾

種 類		状 態		せん断 抵抗角 (抗角)	粘着力 (kN/m ²)	工学的 土質分類
盛土	礫及び 礫まじり砂	締め固めたもの		40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	粒径幅の広いもの	35	0	{S}
			分級されたもの	30	0	
	砂質土	締め固めたもの		25	30 以下	{SF}
	粘性土	締め固めたもの		15	50 以下	{M}, {C}
	関東ローム	締め固めたもの		20	10 以下	{V}

ただし、現地状況等により土質試験を行うことができない場合や概略的な検討を行う場合には、土質定数の目安を示している（表-1.2.2）。盛土材料の場合、締め固めた礫及び礫まじり砂ではせん断抵抗角 40°、粘着力 0(kN/m²)、締め固めた粘性土ではせん断抵抗角 15°、粘着力 50(kN/m²)以下としている。スレーキング性材料の場合の安定検討は、スレーキングによって土が細粒化し盛土が沈下・変状したりすることにより安定性が低下することもあるので、土質に応じた安定検討を行う必要があるとしている。

スレーキング性材料を用いた盛土を検討する場合、安定検討の留意事項は示されているが、土質定数を決めるにあたっての具体的な方法はない。加藤ら²⁹⁾はスレーキング性材料の細粒化によるせん断定数の変化やせん断強度の低下に言及しているが、実施工ではスレーキング性材料を路体盛土で用いられる場合に安定検討する事例は少ない。また、せん断強度の低下を評価する試験法は基準として制定されている具体的な方法はなく、現場において適宜決定しているのが現状である。

このように盛土におけるスレーキング性材料の使用にあたっての設計基準は、主に圧縮沈下対策であり、安定検討に関しては具体的な材料の評価方法や設計法はない。

1.2.3 地震災害時を想定した既設盛土の簡易耐震性評価

(1) 盛土の耐震性能照査法

これまでの盛土の耐震性能の議論では、平成 12 年の「土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言（土木学会）³⁰⁾」において、土構造物についてもこれまで以上に耐震性の確保が必要なこと、大規模地震動（レベル 2 地震動）を想定した設計を考慮する必要があること等が提言されている。また、鉄道施設では、平成 11 年に大規模地震動の設計を取り入れた鉄道構造物等設計標準（耐震設計）³¹⁾が策定され、港湾施設³²⁾、河川堤防³³⁾、ダム³⁴⁾といった施設においても、耐震設計に関する手法が定められている。高速道路では平成 21 年に高盛土・大規模盛土を対象として、地震時における安定検討手法が基準化³⁵⁾されている。このように、個々の盛土に対する安定検討手法は各機関において基準化されている。

(2) 宅地造成における対象盛土スクリーニング方法

個々の盛土照査法は基準化されているが、既設盛土の評価手法を検討する場合は、全延長にわたって1箇所毎に安定性を計算手法によって評価するのは現実的ではない。このような数多くある既設盛土の場合、大規模盛土造成地では、安定検討を行う箇所を選定するスクリーニングという手法を用いて、対象とする箇所を選択している³⁶⁾。

宅地を造成する場合、切土と盛土を組み合わせる手法が一般的である。谷や沢を埋めたため、盛土内に水の浸入を受け易く、形状的に盛土側面に谷部の斜面が存在することが多い谷埋め盛土、また傾斜地盤上の高さの高い腹付け盛土等を盛土造成地と定義している。そのうち、大規模盛土造成地は盛土の面積が3,000m²以上のもの、盛土する前の地盤面の角度が20度以上でかつ高さが5m以上のものとしている。これらの盛土をスクリーニングする目的は、宅地造成等規制法施行令の勧告に該当する防災区域の指定等を行うための変動予測の手段として用いるためである。変動予測の手段は下記による。

- 1) 調査対象地域の設定と、盛土造成地の位置と規模の把握を行い、大規模盛土造成地を抽出する。(第一次スクリーニング)
- 2) 大規模盛土造成地マップ(いわゆる宅地ハザードマップ)を作成し、住民等への周知・普及を図る。
- 3) 第二次スクリーニング計画を作成する。
- 4) 第二次スクリーニング計画に基づき、盛土造成地の現地調査を行い、地形や土質等を把握した上で、安定計算を行う。(第二次スクリーニング)
- 5) 第二次スクリーニングの結果をもとに、宅地造成に伴う災害で相当数の居住者その他の者に危害を生ずるものの発生のおそれ大きいと判断された大規模盛土造成地について、防災区域の指定等を行う。

一次スクリーニングでは、市街化の動向や土地利用状況を考慮し調査対象地域を設定した上で、宅地造成前後の地形図や空中写真等の資料、造成年代、地下水位、災害により危害が生じるおそれのある住宅等の対象を確認できる資料を収集する。収集資料による盛土造成地の位置や高さ、規模や地盤勾配を把握する。これらの結果より大規模盛土造成地を抽出する。したがって、一次スクリーニングは既存資料を用いて盛土構造から対象を抽出する手法である。

二次スクリーニングでは、一次スクリーニングにおける大規模盛土造成地の抽出結果に基づき、基礎資料整理、滑動崩落の危険評価と被害規模の想定、必要に応じて現地踏査及び滑動崩落の危険度と想定被害規模の再評価、優先度の判定を行う。この場合、滑動崩落の危険度評価は、造成地の規模、造成年代などを勘案して評価する。また、点数方式や安定解析等により評価することもできるとしている。したがって、二次スクリーニングでは、既存資料から想定される滑動崩落の危険評価が主であるが、点数手法や安定解析等による評価も行うものである。

また、橋本³⁷⁾は大規模盛土造成地の評価手法に関連して、腹付け型の大規模盛土造成地について、安定解析と平成7年兵庫県南部地震の被災事例により変動予測手法を提案している。

(3) 道路盛土における対象スクリーニング方法

道路盛土ではスクリーニング方法がいくつか提案されている。常田ら³⁸⁾は中山間部の道路盛土に関する地震危険度について、既存文献と現地調査により重みつけた点数評価で行うマクロ評

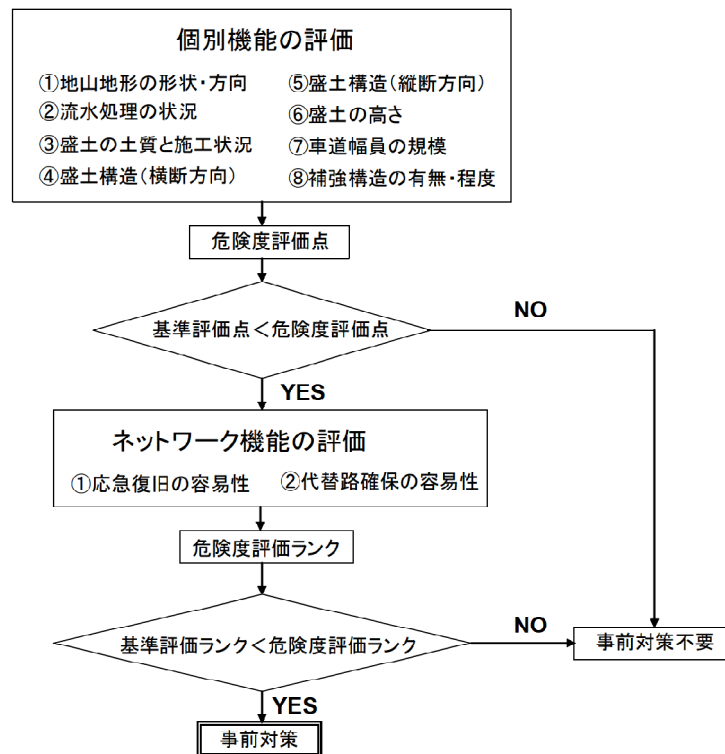


図-1.2.3 道路盛土の耐震・防災機能のマクロ評価の流れ⁴⁰⁾

価法について提案している。また、秦ら³⁹⁾は、高速道路のインターチェンジ間の盛土について、各盛土の地震時残留変位量を求め、耐震診断をしている。この検討では残留変位量が許容値に収まるかの判断まで行っているが、検討延長が莫大になった場合に変位量を算出する対象盛土のスクリーニングや復旧体制等を考慮した許容変形量の検討は行っていない。

また、常田らの研究レポート⁴⁰⁾では、道路盛土の耐震機能を図-1.2.3に示すようなマクロ評価を行うことを試みている。図の個別機能の評価は、盛土構造や現地状況から判断できる項目により、項目ごとの点数と重みを設けて危険度評価点として評価する。次にネットワーク機能の評価として代替機能や復旧性を評価する手法である。また、耐震性能の基準としては車両の物理的な走行可否から判断する基準案を示した。

このようにマクロ評価の事例はあるものの、対象盛土のスクリーニング、実際の路線での適用や変形量の算出、許容変形量の設定を体系的に行ったものはない。

1.3 本論文の構成

本論文は、次の5つの章で構成されている。各章の構成を図-1.3.1に示す。

第1章 序論

第2章 強度・変形性能が求められる盛土地盤の設計施工

第3章 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価

第4章 地震災害時を想定した既設盛土の簡易耐震性評価

第5章 結論

第1章では、盛りこぼし橋台盛土地盤、スレーキング性材料を用いた盛土、及び既設盛土の耐震性評価における検討事項を明らかにするために、研究の背景と既往の研究について調査した。

第2章では、強度・変形特性が求められる盛土地盤の設計施工法を目的として、盛りこぼし橋台盛土地盤を対象にこれまでの現場施工について整理分析した。まず沈下抑制が求められる盛土の挙動を把握するために、これまでに施工された盛土地盤の品質管理記録や動態観測結果を整理分析した。次に将来の沈下量を予測して盛土地盤の残留沈下が杭に影響を与えない程度に収まることを確認し、沈下抑制に必要な盛土材料の材料基準や締固め度等の品質管理手法の知見を得た。次に盛土の強度変形特性・安定性の評価は品質管理記録や強度確認試験の結果を用いて、盛土材料や施工手法と強度変形に関する整理分析をした。また実際に施工された盛土地盤をモデルに地震時における盛土地盤の変形性能と安定性を検討し、これらの結果から変形性能と安定性確保に必要な材料基準や品質管理手法の知見を得て、実務で適用する際の設計施工手法を構築した。

第3章では、スレーキングによる強度低下が生じる盛土の検討をした。まず盛土被災事例の詳細調査分析や、既設盛土の調査試験により、盛土内の物理特性、強度特性を明らかにした。次に新鮮岩を用いたスレーキング試験、三軸試験等により盛土で生じる強度低下を室内試験で再現する試験方法を構築し、スレーキング性材料の強度低下特性の知見を得た。これらの結果から、建設時で予め強度低下を考慮する安定検討手法を構築した。

第4章では、既設盛土の耐震性評価を目的として、比較的簡易な評価手法を検討した。まず中越地震の盛土被災要因を分析し、耐震性評価を行う盛土を選定するスクリーニング手法を検討した。次にスクリーニングされた盛土に対して残留変形量の算出を行う耐震性照査の簡易方法の検討、復旧時間を達成できる許容変形量の設定方法に関する検討し、検討した簡易耐震性評価手法を実際のモデル路線にあてはめて適用性を確認した。これらの結果から、現場技術者でも利用可能な簡易手法を構築した。

第5章は結論である。併せて、各章で得られた知見を総括し、今後の展望と課題を述べている。

高速道路における高性能盛土の設計施工法

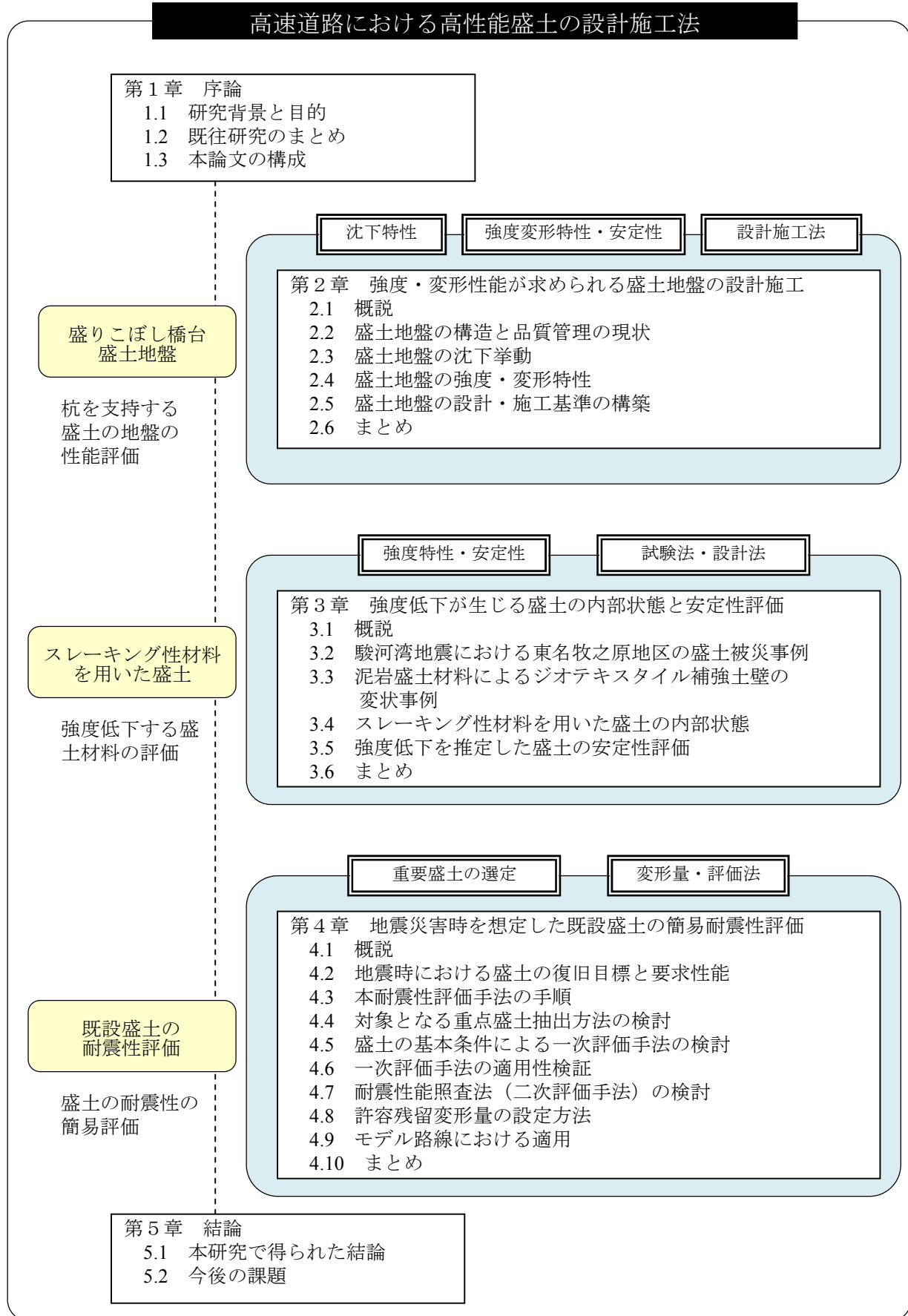


図-1.3.1 本論文における各章の構成

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工 盛土工指針，pp.16-18，2010.
- 2) 川井田実，横田聖哉，中村洋丈：新東名高速道路における高盛土および大規模盛土の設計・施工，基礎工 Vol.40, No.7，pp.9-14，2012.
- 3) 高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，第 55 回地盤工学シンポジウム平成 22 年度論文集，pp.193-196，2010.
- 4) 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会：第 1～3 回委員会資料，2009.
- 5) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁建設編，pp.4-44-4-52，2013.
- 6) (財)高速道路技術センター：昭和 63 年度 高盛土部の橋台形式に関する検討 報告書（日本道路公団広島建設局委託），1988.
- 7) (財)高速道路技術センター：平成元年度 高盛土部の橋台形式に関する検討(その 2) 報告書（日本道路公団広島建設局委託），1989.
- 8) (財)高速道路技術センター：平成 9 年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書（日本道路公団中国支社委託），1997.
- 9) (財)高速道路技術センター：平成 10 年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書（日本道路公団中国支社委託），1998.
- 10) (財)高速道路技術センター：平成 11 年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書（日本道路公団中国支社委託），1999.
- 11) (財)高速道路技術センター：平成 12 年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書（日本道路公団中国支社委託），2000.
- 12) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領第二集橋梁建設編，p.4-44，2013.
- 13) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，p.2-49，2013.
- 14) 鈴木昭彦，瓦川善三，江口和義：盛りこぼし橋台盛土における品質と強度特性の検証，第 59 回土木学会年次学術講演概要集，第 3 部門，pp.45-46，2004.
- 15) 板橋一雄，佐藤健，森富雄，和田英孝：軟岩の室内スレーキング試験に伴う細粒化の表現法，土木学会論文集 Vol.1994, No.505，pp.181-190，1994.
- 16) 板橋一雄，佐藤健，森富雄，岩田賢：軟岩の暴露試験と細粒化の表現法，土木学会論文集 Vol.1995, No.523，pp.19-29，1995.
- 17) 板橋一雄，佐藤健，森富雄，岩田賢：軟岩の暴露試験と室内スレーキング試験による粒子破砕量の比較手法の提案，土木学会論文集 Vol.1996, No.535，pp.115-125，1996.
- 18) 山口晴幸，吉田廣太郎，黒島一郎，福田誠：泥岩のスレーキング特性，土木学会論文集 Vol.1989, No.406，pp.17-26，1989.
- 19) 村上幸利：締固めた泥岩材料の水浸沈下特性に関する基礎的研究，土木学会論文集 Vol.1998, No.589，pp.287-294，1998.
- 20) 村上幸利：変形安定性からみた泥岩材料の締固め基準の検討，土木学会論文集 Vol.2004, No.

- 771, pp.309-313, 2004.
- 21) 板橋一雄, 佐藤健, 和田英孝, 岩田賢: 暴露試験と室内スレーキング試験による軟岩供試体の沈下挙動と細粒化, 土木学会論文集Vol.1997, No.561, pp.99-108, 1997.
 - 22) 加登文学, 森尾敏, 堤哲平: 泥岩性材料の細粒化と一次元圧縮特性, 土木学会論文集C, Vol.65, No.1, pp.266-274, 2009.
 - 23) 前川晴義, 亀井健史, 高橋丈夫, 松田哲夫, 和泉聡: 盛土材料としての泥岩岩砕の力学特性, 土木学会論文集Vol.2004, No.771, pp. 61-70, 2004.
 - 24) 前川晴義, 宮北啓: 乾燥した珪藻泥岩の湿潤時における吸水膨張と強度低下の関係, 土木学会論文集Vol.2001, No.680, pp.295-300, 2001.
 - 25) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, pp.2-24-2-25, 2013.
 - 26) 島博保, 今川史郎: スレーキング材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下と対応策, 土と基礎Vol.28, No.7, pp.45-52, 1980.
 - 27) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): NEXCO試験方法第1編土質関係試験方法, pp.68-75, 2013.
 - 28) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, p.1-47, 2013.
 - 29) 加藤陽一: 締固めたスレーキング性材料の強度低下について, 日本道路公団試験研究所試験研究概要集, pp.127-128, 1998.
 - 30) 土木学会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言, 2000.
 - 31) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.
 - 32) 港湾空港技術研究所: 港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について, 港湾空港技術研究所資料1018, 2002.
 - 33) 国土交通省河川局治水課: 河川構造物の耐震性能照査指針(案), 2007.
 - 34) 国土交通省河川局: 大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説, 2005.
 - 35) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, pp.6-20-6-27, 2013.
 - 36) 国土交通省都市・地域整備局: 大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説, 2012.
 - 37) 橋本隆雄: 宅地耐震化促進事業に伴う腹付け型大規模盛土造成地の変動予測評価手法の提案, 土木学会論文集F, Vol.65, No.1, pp.50-58, 2009.
 - 38) 例えば, 常田賢一, 林健二: 道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討, 第43回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1927-1928, 2008.
 - 39) 秦吉弥, 一井康二, 加納誠二, 土田孝, 今村孝志: 盛土の耐震診断に基づく高速道路の通行機能の耐震性評価, 土木学会論文集F, Vol.65, No.1, pp.50-58, 2009.
 - 40) 国土交通省新道路技術会議: 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4, 2008.

第2章 強度・変形性能が求められる盛土地盤 の設計施工

第2章 強度・変形性能が求められる盛土地盤の設計施工

2.1 概説

盛りこぼし橋台盛土地盤は、橋台や杭との複合構造物で人工的に造られた地盤である(図-1.2.1)。この盛土地盤には、一般の盛土とは異なり杭の設計で想定されている地盤の変形係数や安定性が求められる。この点でこれまでの締固め度のみの品質管理で施工される盛土とは大きく異なるが、盛土地盤に必要な変形係数や沈下性能を満足するための品質管理手法は明確ではない。

盛土地盤の杭の設計では、裏込め施工時の作用による盛土地盤構造の沈下及び変位に対して検討するとしており、その照査では、裏込め施工に伴う施工時変位荷重を考慮した杭基礎の照査を行う¹⁾。しかし、事前に余盛りによるプレロードを実施して、十分な沈下促進が行える場合は、施工時の地盤変位による杭基礎に生じる断面力が十分小さく、施工時変位荷重は考えなくてもよいとしているため、盛土地盤の残留沈下が発生しないことが杭設計の前提条件である。また、盛土地盤は施工される橋台を安定的に支持することや、杭の横方向の地盤抵抗としての変形性能が求められる。これは地震時においても安定性が保てることや、杭体等が破壊するような過度な変形が生じないことである。

このような性能が必要な盛土地盤であるが、新東名高速道路等の現場施工では、品質管理手法は盛土の締固め度等で行われており、施工時には動態観測による沈下収束の確認や、盛土完了後には変形係数や変形係数相当の N 値をチェックボーリングや孔内水平載荷試験、橋台床付け面における地盤の平板載荷試験により確認する事後チェックであった。このようにこれまでの現場施工では、本来必要な性能はある品質管理を想定して施工し、その後のチェックによって得られた強度等で確認していたが、本章ではこれまでに行った現場施工の結果^{2),3),4)}を集約して、盛土地盤の沈下挙動、強度変形特性を整理分析し、その結果から盛土地盤の性能が確保できる設計施工法を構築したものである。

具体的には、沈下挙動は動態観測の沈下観測データより、余盛りによる沈下促進と動態観測の併用による工法が盛土地盤の要求性能を満たしているか、また将来的な残留沈下量を算出し、将来にわたっても沈下が生じないことを確認した。また、施工基準ごとに沈下挙動を整理し、施工方法による沈下抑制の優位性を確認した。強度変形特性は、施工後の標準貫入試験による N 値、地盤の平板載荷試験や孔内水平載荷試験で得られた変形係数の結果を盛土材料の土質分類や、材料規定であるCBRの関係で整理した。また、実際に施工された盛土地盤箇所をモデルに地震時の応答解析と安定解析をして地震時の変形性能について確認した。これらの分析によって得られた知見により、盛土地盤の施工の各段階における必要な基準を定めた。

2.2 盛土地盤の構造と品質管理の現状

2.2.1 盛土地盤の構造と施工手順

盛りこぼし橋台は、盛土地盤に設置され原則として杭基礎に支持される橋台である。盛土地盤は、盛りこぼし橋台を構成する一部として盛土構築され、橋台の基礎となると同時に、杭の水平方向の地盤抵抗部分となる。したがって、盛土地盤に潜在的な沈下要因を残すと杭に過大な負担がかかるおそれがあり、施工上の大きな手戻りや補強が必要になる可能性もある。盛土地盤の構築には一般の盛土に比べて、より慎重かつ丁寧な施工が必要となる。また、盛土高さが高くなるにつれ、その影響度合いは著しく大きくなる。

盛りこぼし橋台は、図-2.2.1 に示すように以下の施工手順で構築される。

a) 盛土材料の選定

盛土地盤に用いる盛土材料の選定を行う。盛土材料の物理試験及び CBR 試験、突固め試験等の強度試験を実施する。

b) 試験施工の実施

実施工に先立ち、選定された盛土地盤材料を用いた試験施工を行う。試験施工では、用いた材料での施工管理手法や、施工機械の選定を行う。

c) 原地盤の処理及び排水施設の設置

盛土地盤の施工に先立ち、原地盤の表土や局所的な軟弱部の除去等の原地盤の処理や、地山からの湧水等を処理する地下排水施設を設置し、盛土の欠陥となる可能性を排除する。

d) 盛土地盤の施工

試験施工で決定された品質管理手法に基づき、盛土地盤を施工する。施工過程で平板載荷試験等の確認試験を行う。

e) 余盛りの施工

構築された盛土地盤の上に、さらに路床高さ付近まで余盛りを行う。余盛りは盛土地盤の沈下促進のために行うもので、通常、余盛り施工後 6 ヶ月程度の存置期間を置き、その期間中沈下量等の動態観測を行う。

f) 盛土地盤の沈下収束確認

動態観測により盛土地盤の沈下収束確認を行う。

g) 余盛り部の局部掘削

杭及び橋台施工のために、余盛り部分の局部掘削（構造物掘削と同様）を行う。

h) 杭基礎の施工

局部掘削後に、橋台の床付け面から杭基礎を施工する。

i) 橋台の施工

杭基礎施工後に、杭頭処理を行い、橋台を施工する。

j) 橋台の裏込め・埋戻し

橋台施工後に、所定の品質の盛土材料で橋台背面の裏込め及び前面の埋戻しを行う。

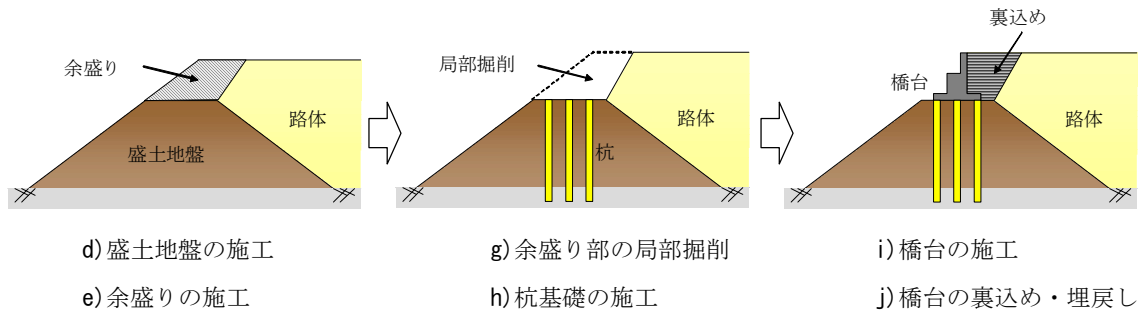


図-2.2.1 盛りこぼし橋台の施工手順

2.2.2 盛土地盤内の杭の照査

盛りこぼし橋台の杭基礎の照査は、通常の杭基礎の照査に加えて、盛りこぼし橋台で想定している特有の事象について照査を行う¹⁾。特有の事象とその照査は以下の3点である。(i)常時、地震時に対する盛土地盤構造自体のすべりや沈下の事象について検討する。その照査では、比較的良好な原地盤に十分安定な盛土地盤構造を構築すれば、安全性は確保できているとみなしている。(ii)裏込め施工時の作用による盛土地盤構造の沈下及び変位に対して検討する。その照査では、裏込め施工に伴う施工時変位荷重を考慮した基礎の照査を行う。一方、事前に余盛りによるプレロードを実施して、十分な沈下促進が行える場合は、地盤変位が小さくなることが確認されている。したがって、プレロードを実施する場合は、施工時の地盤変位による杭基礎に生じる断面力が十分小さいため、施工時変位荷重は考えなくてもよいとしている。(iii)原地盤に設置される杭の場合、地震時における地盤変位の影響は考慮されないが、盛土地盤は原地盤とは異なり短期間に盛土施工された人工地盤であるので、地震動の影響をより受けやすいと考えられる。したがって、盛土地盤の場合、地震動による地盤変位が杭の安定性に与える影響を検討し、その照査は、地震時地盤変位荷重を考慮した設計を行うこととしている。

杭の地震時挙動は、土構造である盛土地盤に支配される。高速道路の設計基準¹⁾では地震時の地盤変位を算出し、その変位に盛土地盤構造の水平地盤反力係数を乗じて地盤変位荷重を算出している。レベル2地震時の地盤変位の算出式は応答スペクトルによる手法としており、これまでの検討結果^{5), 6), 7), 8)}では、大規模地震時における盛土の剛性低下、オンライン実験で計測された最大変位量と計算式による変位量との整合、斜面を有する盛土形状の影響が検討されている。杭の照査における照査指標は、レベル2地震時に盛土地盤構造の天端において残留沈下が生じても交通機能を確保するために、杭基礎が鉛直支持を損なわない程度の損傷に留めることとしている。杭の鉛直支持は杭体の曲げ変形による塑性化が許容値以下になることを照査することにより、所定の性能を満足できるとみなしている。なお、水平支持については、橋台の挙動が盛土地盤構造に支配されることから、盛土地盤構造の安定性を確保することにより所定の性能を満足できるとみなしている。このように杭基礎の照査では、盛土地盤は地震時に安定性が確保できないような過度な変形は生じないとしており、このような盛土地盤をどのような設計施工手法で構築できるかが課題である。したがって、本論文では実際に盛土地盤が構築された後に実施した原位置試験で得られた地盤の変形係数等を用いて、盛土地盤の地震時の変形特性を検討している。

2.2.3 盛土地盤に求められる変形係数

盛土地盤の構築にあたっては、比較的良好な原地盤上に設置され、適切な排水対策や品質管理を行うことが前提である。高速道路の設計基準では、こうして施工される盛土地盤は、事前の土質調査ができない場合、 N 値が 15 程度の盛土地盤が構築されることとして、杭の地盤反力係数算定用の変形係数（孔内水平載荷試験相当）は $E_{sp}=10,000(\text{kN/m}^2)$ としている。また、地盤の平板載荷試験では、繰返し曲線から求められる変形係数の 1/2 を E_0 として、 $E_0=42(\text{MN/m}^2)$ が必要である（表-2.2.1）。これまでの盛土地盤の施工では、盛土地盤構築後に調査ボーリングを実施して、孔内水平載荷試験、地盤の平板載荷試験、標準貫入試験等により、盛土地盤に必要な変形係数や N 値の確認試験をしている。

表-2.2.1 盛土地盤に求められる変形係数

確認試験項目	確認する盛土地盤の変形係数等
標準貫入試験	N 値 15 程度
孔内水平載荷試験	杭の地盤反力係数算定用の変形係数 E_{sp} $E_{sp} \simeq 700 N \simeq 10000 (\text{kN/m}^2)$
地盤の平板載荷試験	$E_0 = 4 \times E_{sp} = 4 \times 700 N = 2800 N (\text{kN/m}^2)$ $= 2800 \times 15 (\text{kN/m}^2) = 42 (\text{MN/m}^2)$

ここに、 E_0 ：盛土地盤に求められる変形係数で、直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求められた変形係数の 1/2

2.2.4 盛土地盤の品質管理手法の現状

盛土地盤の品質は、これまでの基準では路床相当¹⁾とされている。しかしながら、その具体的な適用範囲、材料基準、品質管理基準等は明確でなく、各現場で適宜運用されてきた。その運用実態を分類したのが表-2.2.2 である。上部路床や下部路床の路床相当の品質（以下、「基準 A」という。）と、新東名等に適用された基準（以下、「基準 B」という。）に大別される。

基準 A は、路床相当ではあるが、現場によって下部路床または上部路床の基準が適宜判断されている。上部路床の基準では、材料規定として最大粒径 100mm、修正 CBR10%以上、施工に関する規定として施工層厚 20cm、締固めの密度比（JIS A 1210 突固めによる土の締固め試験方法 呼び名 E 法から求められる最大乾燥密度と現場測定した乾燥密度との比）が計測点 15 点の平均で 97%以上、地盤抵抗に関する規定として N 値 15 以上または平板載荷による変形係数 $42(\text{MN/m}^2)$ 以上、孔内水平載荷による変形係数 $10(\text{MN/m}^2)$ 以上としている。

基準 B は基準 A と比較して、材料規定の修正 CBR が 15%以上、施工に関する規定は施工機械では 320kN 級振動ローラーを用いて施工層厚 30cm 施工としており、良質材の使用と締固め向上を図っているのが特徴である。

表-2.2.2 従来の盛土地盤の施工管理基準

運用 基準	材料に関する規定			施工に関する規定			地盤抵抗に関する規定		備考		
	最大 粒径 (mm)	修正 CBR (%)	その他	施工 層厚 (cm)	転圧 起振力 (kN)	管理※ ² 基準値 (%)	<i>N</i> 値	変形係数 <i>E</i> ※ ³ (MN/m ²)			
基準 A 路床 相当	100 以下	10 以上	※ ¹	20	200	97 以上	<i>N</i> ≥ 15	<i>E</i> ₀ ≥ 42 <i>E</i> _{sp} ≥ 10	上部路床相当		
	150 以下	5 以上	—			92 以上			下部路床相当		
基準 B 新東名	100 以下	15 以上	※ ¹	30	320	97 以上			<i>N</i> ≥ 15	<i>E</i> ₀ ≥ 42 <i>E</i> _{sp} ≥ 10	構造物床付け面 から 20m 以内
	150 以下	15 以上	※ ¹			97 以上					構造物床付け面 から 20m 以深

※¹ スレーキング率 50%以上，または塑性指数(PI) ≥ 10 以上でかつ 75 μm ふるい通過率 $\geq 25\%$ の場合は原則として使用不可

※² RI 計器による現場密度測定から得られる締固め度（計測点 15 点の平均値）

※³ E_0 ：地盤の平板載荷試験による変形係数， E_{sp} ：孔内水平載荷試験による変形係数

2.3 盛土地盤の沈下挙動

2.3.1 現場施工による沈下挙動

(1) 対象箇所

対象とした盛りこぼし橋台の概略位置を図-2.3.1に示す．図中の各○●印は，各施工位置の代表的な地域を表す．全107箇所（橋台）を対象としているが，盛土地盤の圧縮沈下特性は，79橋台の盛土地盤の動態観測データが得られている．ここでは，盛土地盤の圧縮沈下特性について実態把握を行い，施工基準の違いや材料特性を整理した．

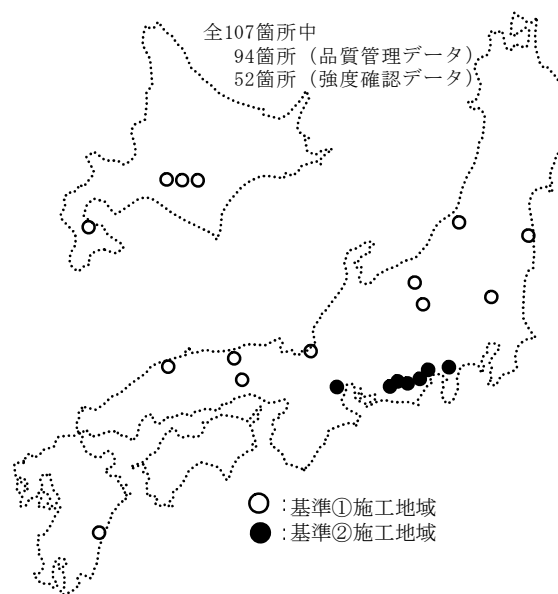


図-2.3.1 調査対象とした盛りこぼし橋台の施工地域

(2) 調査項目

盛土地盤の施工では、盛土材料選定時の各種土質試験、施工中の動態観測、施工後の確認試験等が行われている。表-2.3.1に施工で行われた各試験及び計測項目を示す。盛土材料の選定はCBR試験、動態観測は主に沈下板による沈下量の計測が行われている。

表-2.3.1 盛土地盤の試験・計測項目

項目	試験内容・計測項目	備 考
盛土材料	物理試験	
	CBR 試験	95%修正 CBR 値
動態観測	沈下板による沈下測定	盛土施工中及び余盛り存置期間に測定
	変位杭による変位測定	余盛り完了後に測定
	水位計による盛土内水位測定	

2.3.2 盛土地盤の圧縮沈下特性

(1) 盛土地盤の圧縮沈下率

図-2.3.2に盛土地盤の模式図を示す。図-2.3.3に動態観測による沈下計測結果の模式図を示す。図-2.3.2における盛土地盤高さ(H)については、原地盤から橋台床付け面までの高さとしている。また、余盛り高は橋台床付け面から土工仕上り面までの高さ(h)としている。沈下量は、沈下板またはクロスアーム式沈下計を用いて計測し、設置位置は、計測箇所ごとに多少異なるが、通常は原地盤との盛土地盤の境界部及び盛土地盤内に高さ約10m間隔で設置した。

図-2.3.3の動態観測結果模式図に示すように、「盛立て完了時」は余盛りを含む盛土施工完了日、「盛立て完了後」は盛土施工完了日から動態観測最終日までとしている。また、盛土の施工状態を評価するため、次の2種類の圧縮率を定義した。

- ・ 盛立て完了時の圧縮率 = 盛立て完了時の沈下量 S_{01} / 盛土高 H
- ・ 盛立て完了後の圧縮率 = 盛立て完了後の沈下量 S_{02} / 盛土高 H

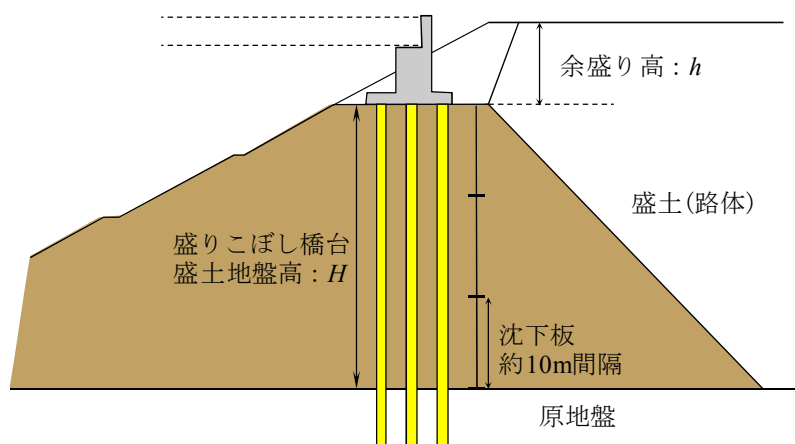


図-2.3.2 盛土地盤の沈下計測

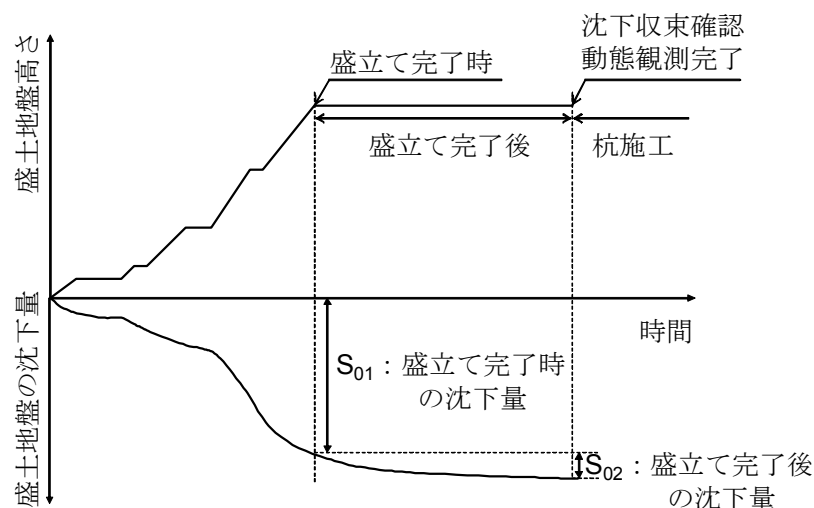


図-2.3.3 動態観測結果の模式図

(2) 盛立て完了時と完了後の圧縮沈下率

盛土地盤の圧縮沈下特性を把握するため、79地点の動態観測結果により盛立て完了時（施工時）と盛立て完了後（施工後の残留沈下）の圧縮率を整理した。図-2.3.4にその頻度分布を示す。上図は盛立て完了時、下図は盛立て完了後の圧縮沈下率の頻度分布と累計割合を示している。盛立て完了時の圧縮沈下率は、概ね3%程度以下であるが、大きいところで5%を超えるものがある。この箇所の盛土材料や施工状況を確認したが、材料は、細粒分砂質礫(GFS)、礫(G)、細粒分砂まじり礫であり締固め度は100%前後で、特に材料の特徴や締固め度が低いといった特徴はない。また、盛立て完了後の圧縮沈下では、0.2～1.4%となっており、大きな残留沈下は生じていない。

盛立て完了後の圧縮沈下率は、全体的にみてほぼ2%未満の小さな値であり、その中でも圧縮率が0.5%未満となる地点が約70%を占めている状況がわかる。盛立完了時の圧縮率に比べても大幅に小さくなっていることがわかる。過去の高速道路での高盛土の施工場合、盛土材料ごとの盛土高さに応じた圧縮率は、盛土立上り時には、土砂で1～8%、礫質土で0.2～3.5%程度である。また、盛土完成から1年経過以降の残留圧縮率の目標値は0.5%としている⁹⁾。図-2.3.4の結果では、盛土立て完了時（盛土立上がり時）は3.5%以下が全体の約90%、盛立て完了後（残留沈下）は0.5%以下が全体の約70%となり、沈下軽減が必要な高盛土と同程度の圧縮率であるといえる。

以上から対象とした盛土地盤は、様々な盛土材料が含まれるほか、施工管理基準も異なるにもかかわらず、路床相当もしくはそれ以上の基準で構築された盛土地盤は、極めて小さな圧縮特性を示している。

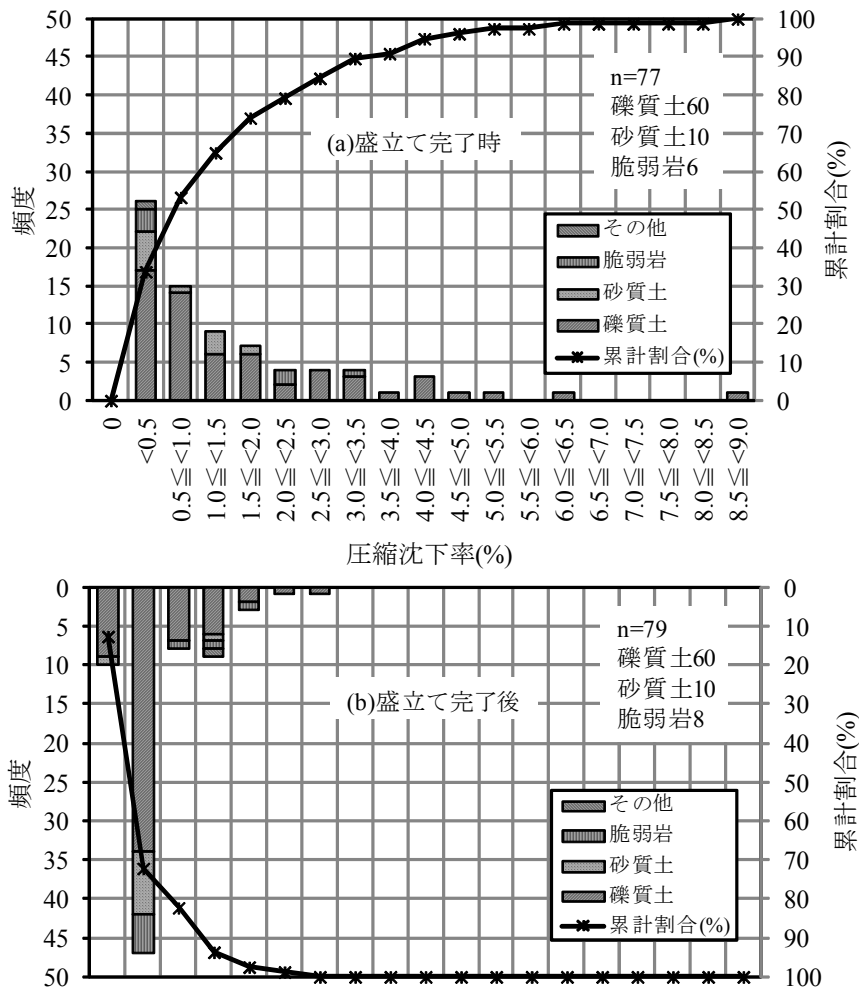


図-2.3.4 盛土盛立て完了時及び完了後の圧縮沈下率

(3) 施工基準ごとの圧縮沈下特性

図-2.3.5, 図-2.3.6に路床相当による基準「基準A」と新東名施工基準「基準B」による盛立て完了後の圧縮沈下率と締固め度との関係を示す。図-2.3.5には締固め度との関係を圧縮沈下率別に、図-2.3.6には土質材料別に示している。上図が基準A, 下図は基準Bによるものである。基準Bによる施工はほとんどが礫質土を対象としており、概ね締固め度97%以上で中でも100%前後の結果が多く、盛立て完了後の圧縮沈下率は0~2.5%程度であり多くは0.5%以下である。基準Aによる施工は礫質土、砂質土、脆弱岩を対象としており、締固め度95%以上が確保され、圧縮率は0~2.5%であり大半は1%以下である。一部の材料で圧縮率が2~3%で若干大きいものもあるが、これは他の箇所と比べて、盛立ての施工速度が速かったためで、動態観測期間も圧縮沈下が収束するまでの十分な期間が確保されていなかった事例である。また、一般的には締固め度と圧縮率に相関があると考えられるが、今回のような締固め度が95%以上の十分高い値の範囲では、全体的に圧縮率も小さく、この締固め度の範囲ではその傾向は明瞭にはみられないと考えられる。

施工基準を比較すると、締固めや材料基準が厳しい基準Bでは、締固め度100%付近に、圧縮率がほぼない箇所が集中的に分布しており、より圧縮率が小さい傾向である。したがって、圧縮沈下の抑制には基準Bの施工管理がより有効であるといえる。

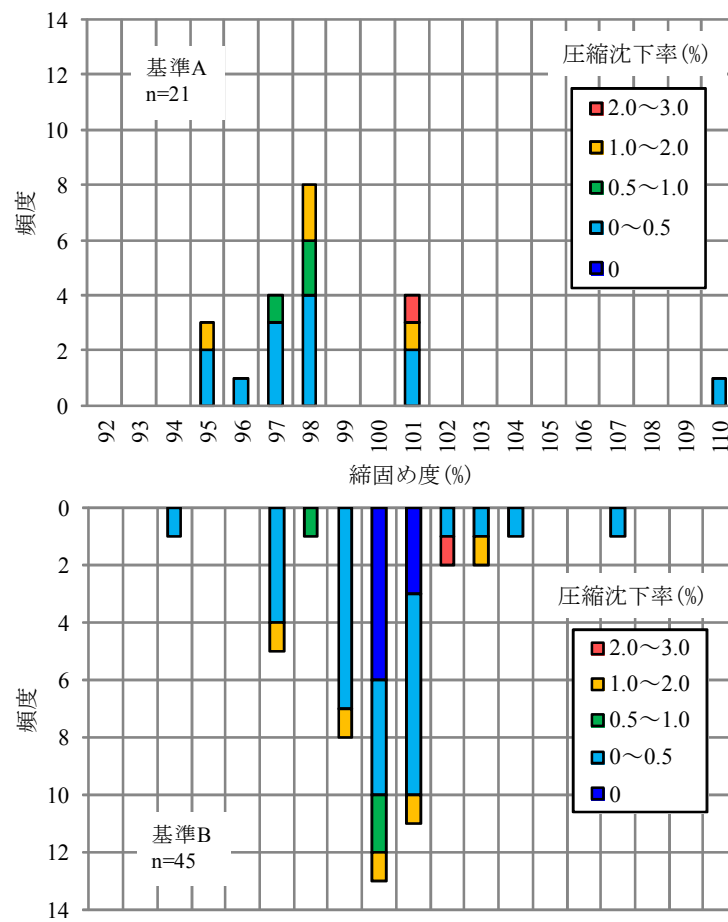


図-2.3.5 施工基準ごとの締固め度と圧縮率

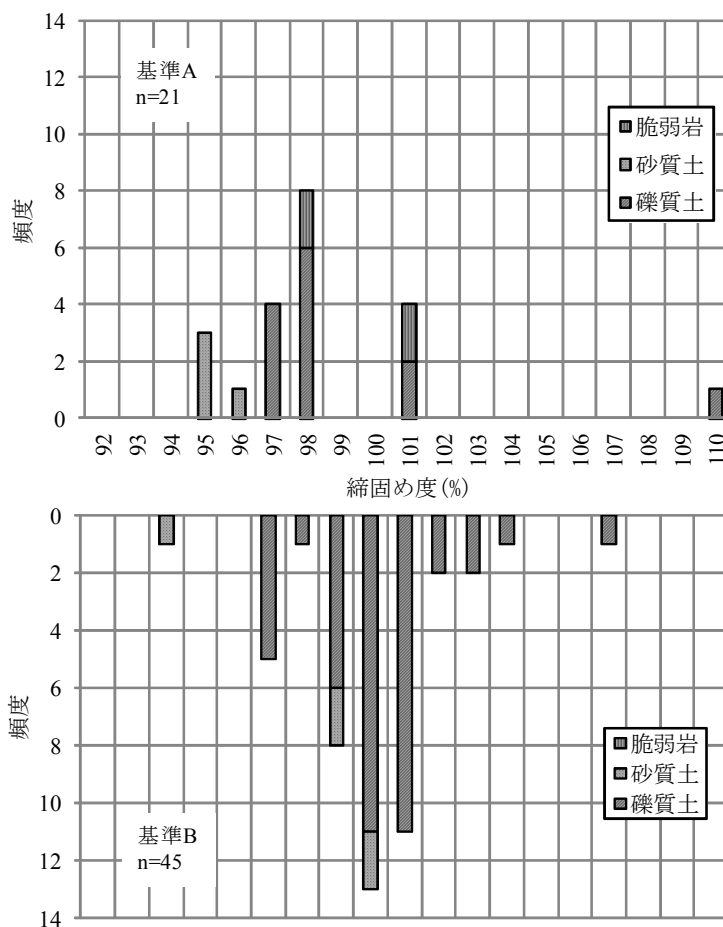


図-2.3.6 施工基準ごとの締固め度と土質材料

2.3.3 将来沈下挙動の予測

動態観測における沈下量の計測は、盛土地盤施工中から杭基礎の施工までの期間である。盛土地盤が将来にわたってどの程度沈下が生じるかを分析するため、盛土地盤32箇所を対象として、沈下量の計測結果を基に、双曲線法で沈下量の予測をした。双曲線法を式(2.3.1)に示す。

$$S = S_0 + \frac{t}{a + bt} \quad (2.3.1)$$

ここに、 S ：将来沈下量(cm)

S_0 ：初期沈下量(cm)

a ：実測沈下曲線から求まる定数(1/cm)

b ：実測沈下曲線から求まる定数(1/cm・day)

t ：将来沈下量の予測時点の経過日数(day)

t_0 ：盛土完了時の経過日数(day)

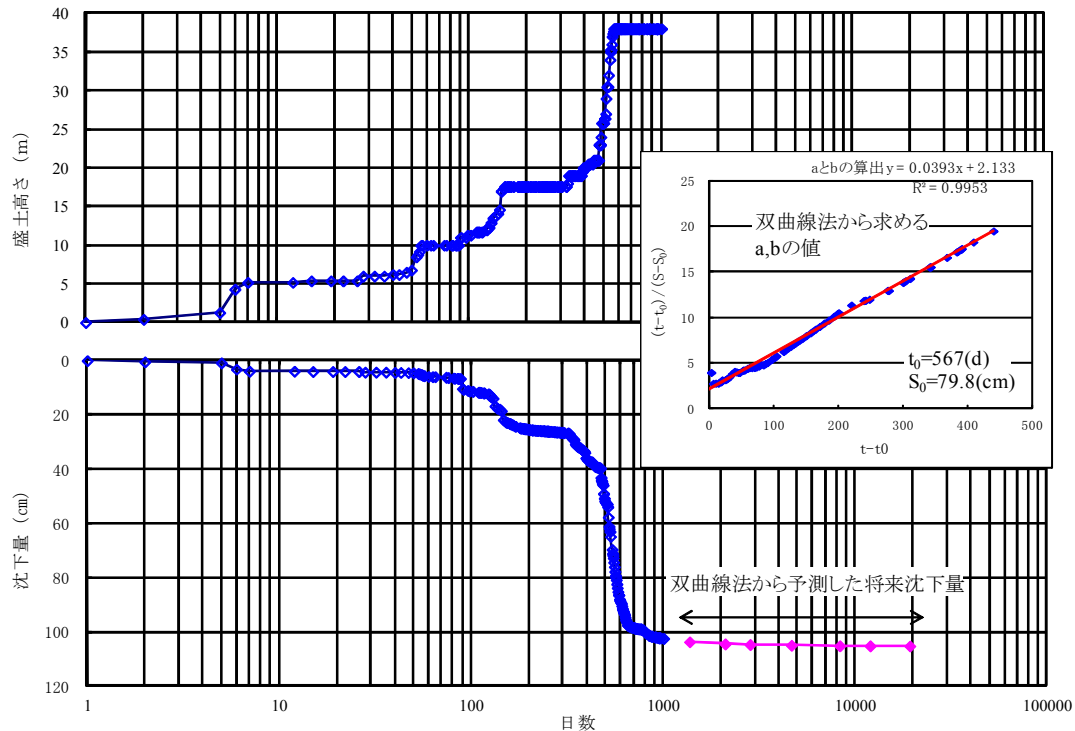


図-2.3.7 沈下量計測を基にした将来沈下量の予測例

図-2.3.7に示すように実測の沈下曲線から、 a 、 b の定数を算出し、1,3,5,10,20,30,50年後の沈下量を予測した。図-2.3.8に1,10,50年後の将来予測沈下率別の盛土地盤箇所数を示す。1年後をみると全体の約7割はほとんど沈下がなく(沈下率0%)、0.1%の沈下量が約2割を占めている。10,50年後をみても1年後とその傾向は変わらない。図-2.3.9には、盛土地盤高さと予測沈下量との関係を示す。この図の凡例は、1箇所の盛土地盤を示し、予測沈下量の小さいほうから、1,3,5,10,20,30,50年後のプロットである。したがって、プロットを結んだ線が長いほど、将来にわたって沈下が残留するといえる。この図をみると、一部の盛土地盤で50年後までの沈下量は3～7cm程度生じているが、大半の箇所は1cm以下の沈下量に収まっている。したがって、ほとんどの盛土地盤では、施工完了後から杭基礎を施工するまでの間に沈下が収束しており、将来の沈下はほとんど生じない。将来にわたる残留沈下は、杭基礎に負の摩擦力を生じさせ、当初設計時に想定されていない力が働くこととなるが、この程度の残留沈下による杭との相対沈下量はほとんど生じないため、将来にわたって杭基礎に大きな負の摩擦力は生じないと考えられる。盛土地盤においては、沈下量の収束確認が最も重要な計測項目であり、施工中の収束確認ができれば、将来にわたっても残留沈下は生じないと考えられる。

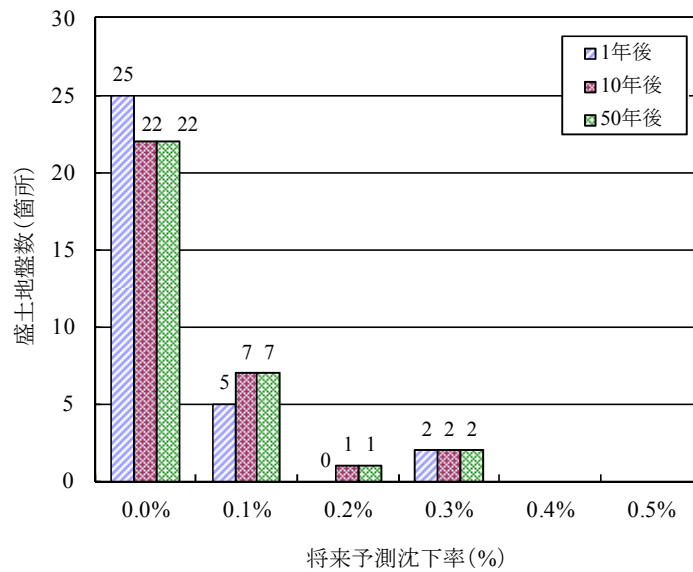


図-2.3.8 将来の予測沈下率

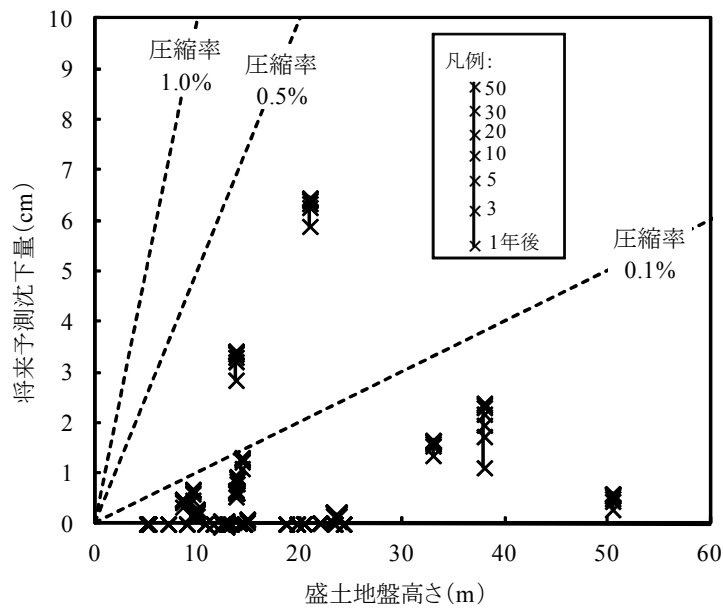


図-2.3.9 盛土地盤高さと将来の予測沈下量

2.4 盛土地盤の強度・変形特性

2.4.1 現場施工による強度特性

(1) 対象箇所

対象とした盛りこぼし橋台の概略位置は図-2.3.1と同様である。全107箇所（橋台）を対象としているが、品質管理手法の記録があった箇所で、基準Aによる盛土が40箇所、基準Bによる盛土が54箇所の合計94箇所である。また、確認試験の記録があった箇所が52箇所である。

(2) 調査項目

盛土地盤の施工では、盛土材料選定時の各種土質試験、施工中の動態観測、施工後の確認試験等が行われている。表-2.4.1 に施工で行われた各試験及び計測項目を示す。盛土材料の選定は CBR 試験、盛土地盤の強度・変形特性の確認試験は、盛土地盤の施工完了後に標準貫入試験による N 値の確認、または孔内水平載荷試験による変形係数(E_{sp})、あるいは平板載荷試験による変形係数(E_0)の確認が行われている。

表-2.4.1 盛土地盤の確認試験

項目	試験内容・計測項目	備考
盛土材料	物理試験	
	CBR 試験	95%修正 CBR 値
確認試験	標準貫入試験	選択して実施
	孔内水平載荷試験	
	地盤の平板載荷試験	
	原位置せん断摩擦試験	

2.4.2 材料と強度・変形特性

(1) 盛土材料と N 値及び変形係数

ここでは、標準貫入試験による N 値、孔内水平載荷試験による変形係数(E_{sp})、あるいは施工基面等での平板載荷試験による変形係数(E_0)が得られている52地点の盛土地盤について分析した。

盛土材料と換算 N 値(平均値)の関係を図-2.4.1 に示す。ここでいう換算 N 値とは、標準貫入試験で打撃回数が上限 50 回を超えた場合、その時の貫入量で基準貫入量 30cm を除した割合によって補正したものである。礫(G)材料については $N=20\sim60$ 、砂質礫(GS)では $N=20\sim95$ 、細粒分質礫(GF)では $N=15\sim40$ 、砂質材料(SG, S, SF)では $N=15\sim25$ 、脆弱岩では $N=15\sim40$ の範囲にあり、いずれも盛土地盤に求められる $N=15$ 程度は確保されている。礫、砂質礫の平均値は他の材料と比較して相対的に大きな値である。一方、礫質土の個々の調査結果は、砂質土等に比べて、箇所によっては最大値が平均値に比べて大きいものがある。これは標準貫入試験での礫たたきの影響も考えられるが、本整理においては、 N 値が大きいものを除くといった処理はしていない。現地発生材を利用する盛土においては、層全体にわたって原位置試験の結果が一様であることはほとんどないが、盛土地盤では材料の最大粒径を 100mm または 150mm 以下としているため、巨石による影響で連続的に大きな値がでていたのではないと考えられることや、他の試験法でも礫を含めた結果となっており、礫の影響を排除できないことから、試験結果の除外せずに試験値そのままの平均値により各試験値の関係をまとめることとした。また、 N 値の最小値が 15 未満の箇所があるが、比較的深度が浅い 1~3m 付近で N 値が 1 点 15 未満である場合や、中間層で 2~3 点 15 未満であった事例である。必要とする N 値は全層の平均的なもので、試験値の数点が 15 未満であっても平均的な値が満たされていればよいと判断している。

盛土材料と変形係数(平均値)の関係を図-2.4.1にまとめた。平板載荷試験による変形係数は、礫(G)では $E_0=45\sim105(\text{MN/m}^2)$ 、砂質礫(GS)では $E_0=45\sim110(\text{MN/m}^2)$ 、細粒分質礫(GF)では $E_0=45\sim50(\text{MN/m}^2)$ であり、いずれも盛土地盤に求められる $E_0=42(\text{MN/m}^2)$ を満足していることが確認され

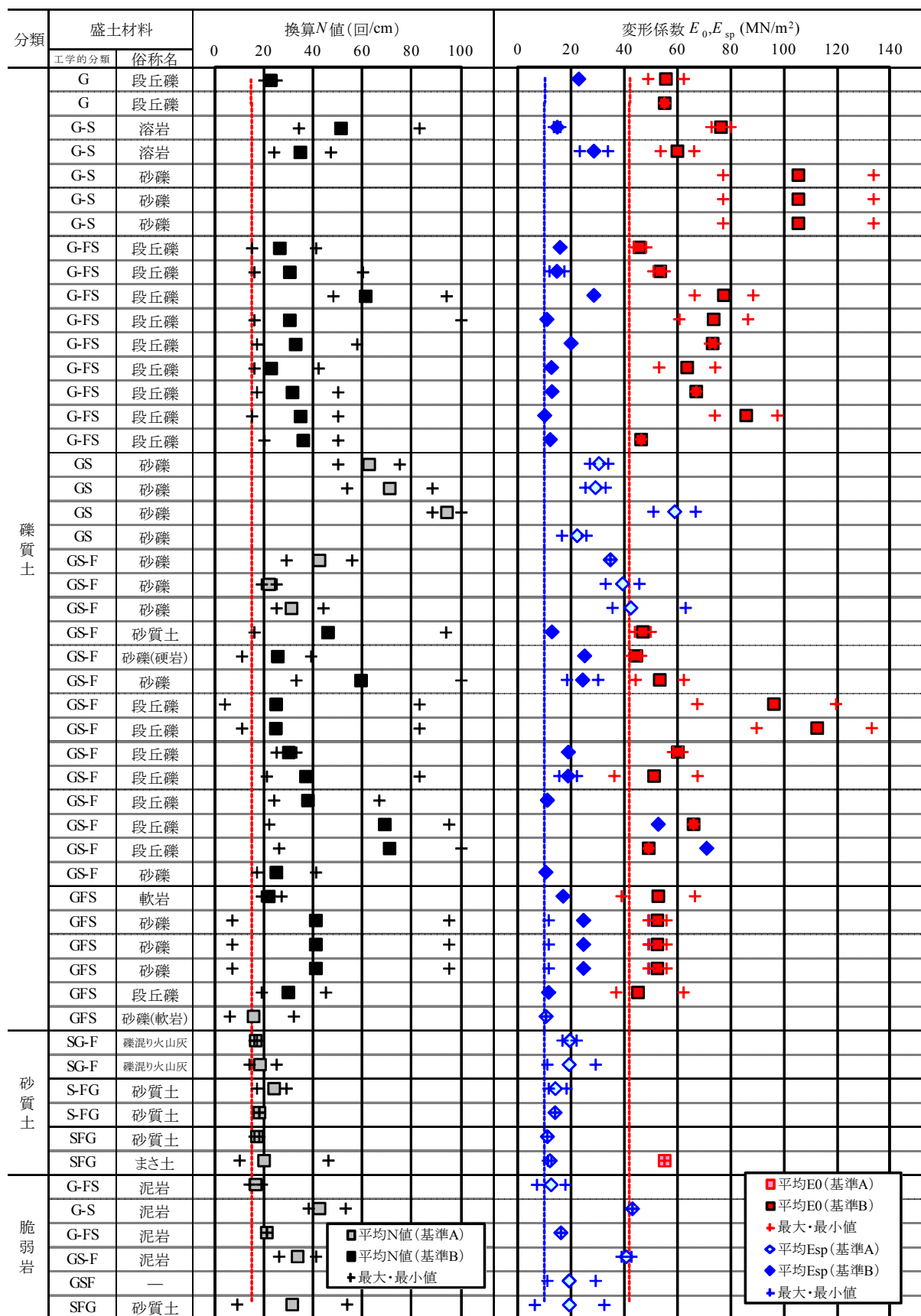


図-2.4.1 盛土地盤材料別の換算 N 値と変形係数

た．一方，孔内水平載荷試験による変形係数(E_{sp})については，礫(G)では $E_{sp}=10\sim30(\text{MN}/\text{m}^2)$ ，砂質礫(GS)では $E_{sp}=10\sim70(\text{MN}/\text{m}^2)$ ，細粒分質礫(GF)では $E_{sp}=10\sim25(\text{MN}/\text{m}^2)$ ，砂質材料(SG, S, SF)では $E_{sp}=10\sim20(\text{MN}/\text{m}^2)$ ，脆弱岩では $E_{sp}=10\sim40(\text{MN}/\text{m}^2)$ が得られており，いずれも盛土地盤に求められる $E_{sp}=10(\text{MN}/\text{m}^2)$ を確保している．材料別には N 値と同様に礫，砂質礫は他の材料より大きな値を示している．なお， N 値と同様に試験最小値の数が基準値より小さい場合があるが，平均的な変形係数が満たされていればよいと判断している．

図-2.4.2～図-2.4.4 には平均 N 値と変形係数の関係等の各試験結果の関係をまとめた．なお，この関係に用いた値は施工箇所の各試験結果の平均値である．これまでの検討結果^{10), 11)}によると，盛土地盤の杭の設計では層ごとの土質定数の変化による杭への影響は比較的小さい．したがって，本論文における試験結果の整理・分析においては，盛土地盤全体の平均値を用いることとした．

盛土地盤材料の室内試験における修正 CBR と平均 N 値との関係を図-2.4.2 に示す．相関はそれほど高くないが，材料としての修正 CBR が高くなるほど，盛土地盤の平均 N 値も高くなる傾向があり，CBR が 15%以上あればどの材料でも N 値 15 以上確保可能である．

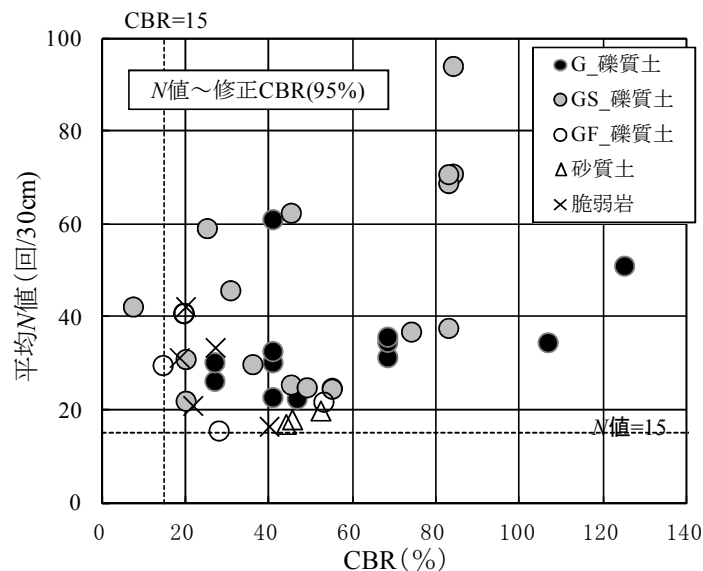


図-2.4.2 修正 CBR と平均 N 値の関係

平均 N 値と変形係数の関係を図-2.4.3，図-2.4.4 に示す．孔内水平載荷試験結果(E_{sp})と N 値は，ばらつきは大きい一般的な関係($E=0.7N$)の傾向を示し，平板載荷試験結果(E_0)については一般的な関係($E=2.8N$)より低めに分布する．これは平板載荷試験が，施工面の上面で行われるため土被り圧による拘束効果がないことや，直径 30cm 程度の狭い範囲の板載荷であることが影響していると考えられる．強度・変形特性値としては，盛土地盤に必要とされる N 値， E_0 ， E_{sp} ともに規定値以上を示す結果である．

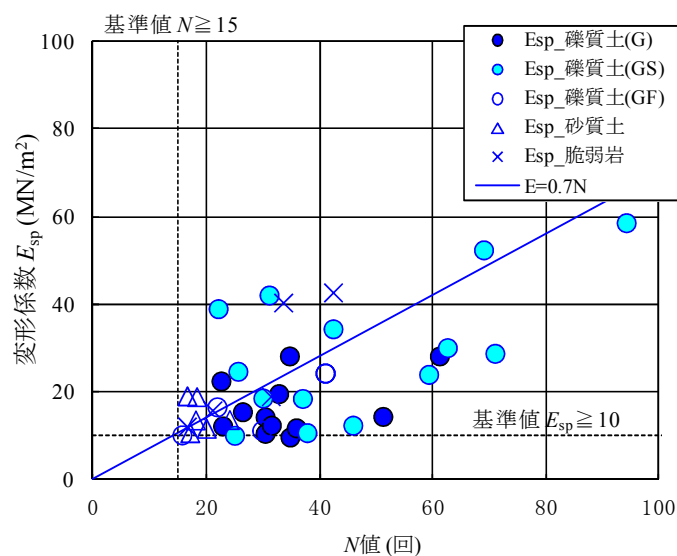


図-2.4.3 N 値と変形係数(E_{sp})の関係

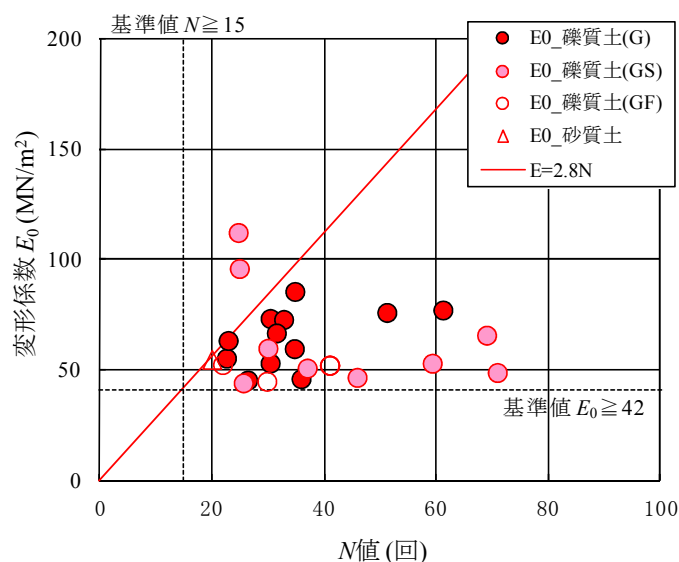


図-2.4.4 N 値と変形係数(E_0)の関係

(2) 施工法と強度・変形特性

平均 N 値と締固め度の関係を施工基準及び材料別に図-2.4.5 に示す。基準 B による施工はすべて礫質土を対象としているが、締固め度 97% 以上、 N 値は 20～70 でいずれも規定値(締固め度 97% 以上、 $N=15$) を満足する結果が得られた。基準 A による施工では礫質土、砂質土、脆弱岩が含まれているが、締固め度の多くは 95% 以上、 N 値は 15～95 を示しており、いずれの材料においても規定値($N=15$)を満たす。一方、平板載荷試験による変形係数(E_0)、孔内水平載荷試験による変形係数($4E_{sp}$)と締固め度の関係を図-2.4.6 に示す。孔内水平載荷試験による変形係数を 4 倍の E_{sp} としたのは、道路橋示方書¹²⁾における地盤反力係数の推定に用いる係数を用いて、平板載荷試験による変形係数と同等に比較するためである。基準 A、基準 B による施工のいずれの材料においても、規定値($E_0=42\text{MN/m}^2$)を満たしていることが確認された。施工基準の相違による強度・変形特性の大きな違いはみられず、変形特性としてはともに規定している値は満足するといえる。な

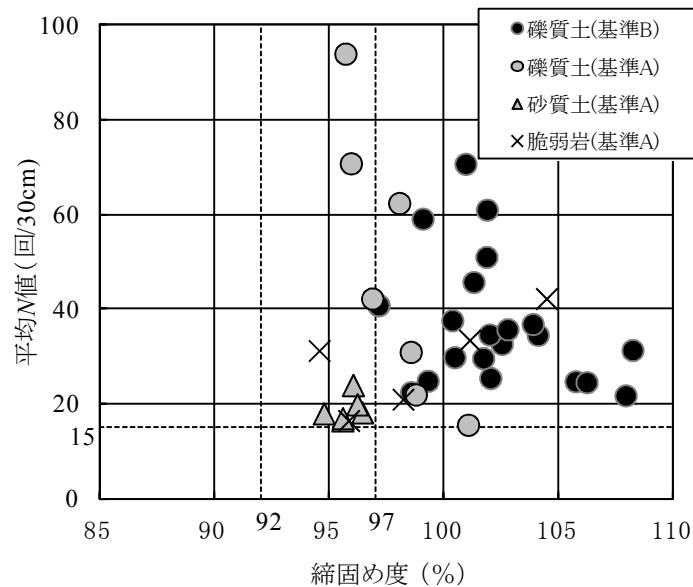


図-2.4.5 盛土地盤の平均 N 値と締固め度

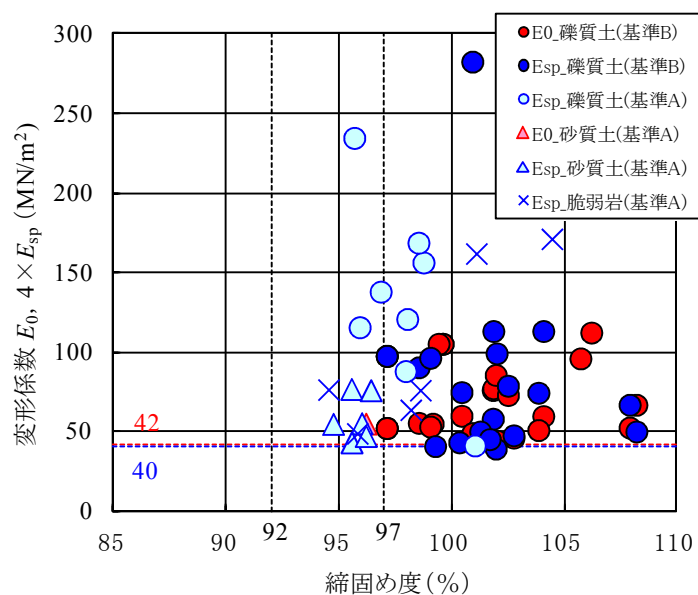


図-2.4.6 盛土地盤の変形係数(E_0)と締固め度

お、盛土地盤の本施工に先立ち、盛土材料、施工層厚、施工機械、転圧回数等の施工方法、品質管理方法を選定するために試験施工が行われる。試験施工では締固め度の確認や平板載荷試験による地盤の変形係数を確認する。したがって、本調査で扱った本施工の記録においては、地盤の変形係数の基準を満たさないものはなかった。仮に基準を満たない場合は、盛土地盤の再構築は困難な場合が多いので、例えば、杭の設計計算・構造の確認や場合によっては杭の再設計が必要である。

盛りこぼし橋台構築における盛土地盤は、地盤として所定の変形係数が求められており、実務的には路床相当もしくはそれ以上の施工基準で施工されているのが実態である。施工データ分析の結果、締固め度 92%以上の基準による施工（基準 A）、また近年の新東名建設における締固め度

97%以上の基準（基準B）による施工とも、平均 N 値が 15 程度、平板載荷試験による変形係数(E_0)が $42(\text{MN}/\text{m}^2)$ 程度、孔内水平載荷試験による変形係数(E_{sp})が $10(\text{MN}/\text{m}^2)$ 程度という規定値を満たしていることが確認できた。

2.4.3 盛土地盤の地震時変形特性

(1) 解析手法及びモデル

盛りこぼし橋台盛土地盤について、レベル2地震時の挙動を把握することを目的として二次元地震応答解析を実施した。検討対象は2.3の検討結果で残留沈下がより小さかった基準Bの施工箇所のうち、盛土地盤高さが約40mの高さ最大級の箇所を選定した。対象選定にあたっては、沈下が小さい基準Bを基に盛土地盤の基準構築を念頭においたため、地震時変形性能は基準Bの施工箇所のみを対象とし、基準B施工箇所のうちでも盛土地盤高さが最大のものを選定すれば、地震時変位についても最大となり、施工箇所全体の地震時変形性能の評価について代表できると考えたためである。

検討モデルは盛土地盤と杭基礎橋台構造物を含むモデルであり、盛土地盤及び杭体構造物については非線形解析による時刻歴逐次計算を実施した。地震時解析に際しては、自重解析の応力(構造物の自重による内部断面力)を引き継ぎ地震時解析を実施した。盛土地盤、基礎地盤、橋台はソリッド要素、杭はビーム要素としてモデル化し、盛土要素と杭要素は非線形部材、基礎地盤要素及び橋台躯体要素は線形部材とした。図-2.4.7にモデル概念図を示す。ビーム要素と周辺要素はバネ支承とし、杭～地盤間バネ値として剛バネを採用した。側方端及び下方端からの反射波を無くす目的としてモデル側方粘性境界、下方粘性境界を設置した。なお、橋台の場合は橋台背面の裏込め土からの影響を受け、橋台前面は抵抗がないことから、橋軸方向の作用が大きくなるため、ここでは橋軸方向のみの検討を行った。

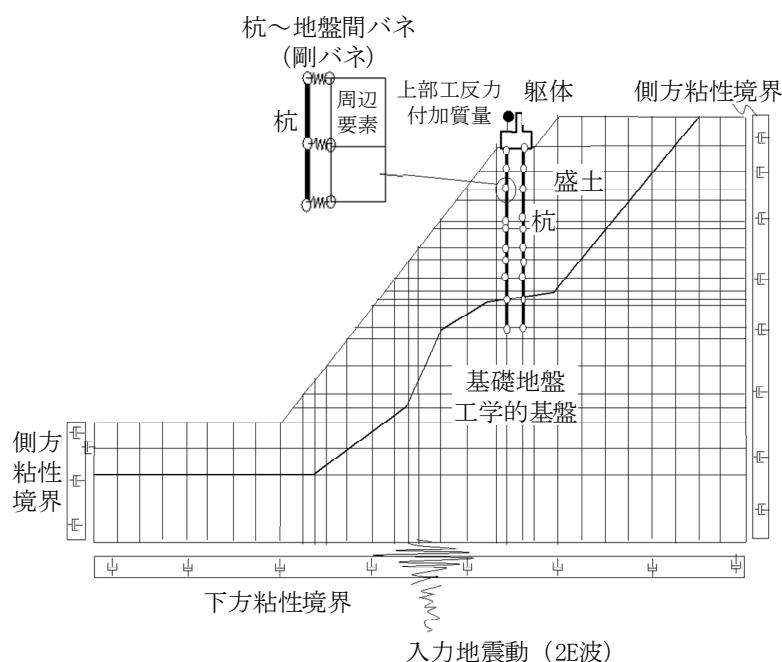


図-2.4.7 地震応答解析のモデル概念図

a) 検討ケース

表-2.4.2 検討ケース

case	種別	項目
1	同一材料を	測定した V_s で剛性設定
2	用いた箇所	N 値 15 として剛性設定

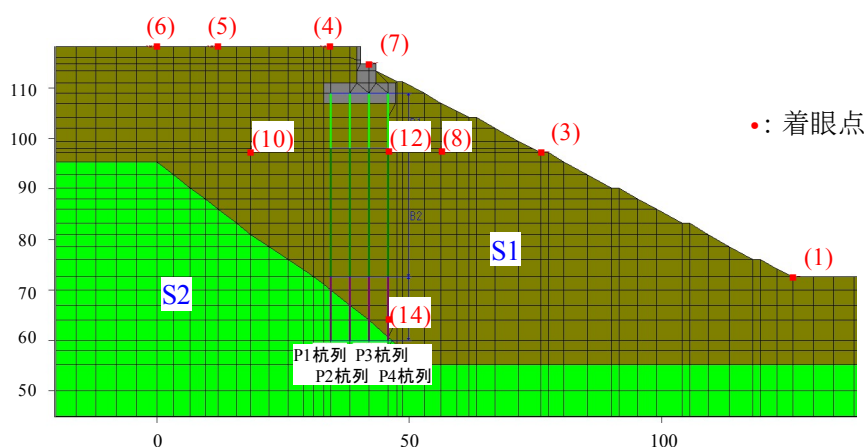


図-2.4.8 解析モデル図と着目点

入力地震動は、モデル最下端に地震動を2E波形として入力し、道路橋示方書¹⁴⁾で示されるレベル1地震動、レベル2地震動について検討した。ここではレベル2タイプII地震動（以下、「L2T2」という。）の検討結果について述べる。

土質定数を表-2.4.3に示す．せん断剛性はCase-1では原位置のPS検層から求めたせん断波速度 V_s を用い，Case-2は N 値15から求めたせん断波速度 V_s を用いて設定した．ポアソン比は一般値を用いた．原地盤はせん断波速度 $V_s=1000\text{m/s}$ の工学的基盤としてみなし，盛土地盤材料の非線形特性は安田・山口¹⁵⁾が提案した動的せん断定数比～せん断ひずみ関係，及び減衰比～せん断ひずみ関係を用いた．

表-2.4.3 検討に用いた土質定数

Case	区分	材料 No.	湿潤 密度 (t/m ³)	せん断 波速度 V_s (m/s)	せん断 剛性 (kN/m ²)	ポアソン比		ヤング率 (kN/m ²)		ひずみ 依存 特性	備考
						静的	動的	静的	動的		
1	盛土 地盤材	S1	2.14	430	395686	0.30	0.45	5.22×10^4	1.15×10^6	非線形※1	原位置の V_s から設定
	工学的 基盤	S2	2.46	1000	2460000	0.25	0.25	2.34×10^5	6.15×10^6	線形	
2	盛土 地盤材	S1	2.14	227	110272	0.30	0.45	5.22×10^4	3.20×10^5	非線形※1	N 値 15 として設定
	工学的 基盤	S2	2.46	1000	2460000	0.25	0.25	2.34×10^5	6.15×10^6	線形	

※1：安田・山口¹⁵⁾による礫特性の修正 RO モデル（基準ひずみ 9.0×10^{-4} ， $h_{\max}=0.35$ ）

d) 橋台部及び杭の諸元

橋台の壁部，フーチング部，杭の諸元を表-2.4.4 に，設計定数を表-2.4.5 に示す．杭の非線形性は，道路橋示方書¹⁶⁾の動的解析における鉄筋コンクリート部材の復元モデルである Takeda モデルの曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線と除荷時剛性を用いた．

表-2.4.4 橋台及び杭の諸元

区分	橋台	杭	上部工
Case-1,2	壁部：幅 3.85m 高さ 3.394m 奥幅 23.8m フーチング：幅 14.25m 高さ 4m 奥幅 23.8m	杭径 1.5m，杭長 47m 橋軸方向 4 本 橋軸直角方向 6 本	上部工反力 (死荷重) 8050kN

表-2.4.5 橋台及び杭の設計定数

区分	コンクリート				鉄筋			ひずみ 依存 特性
	密度 (t/m ³)	ポアソン 比	ヤング率 (kN/m ²)	σ_{ck} (kN/m ²)	材質	ヤング率 (kN/m ²)	σ_y (N/mm ²)	
橋台 (壁)	2.067	0.167	2.50×10^7	24	SD345	2.00×10^8	350	線形
橋台 (フーチ ング)	2.500	0.167	2.50×10^7	24	SD345	2.00×10^8	350	線形
杭	2.500	0.167	2.50×10^7	24	SD345	2.00×10^8	350	非線形※1

※1：道路橋示方書¹⁶⁾の動的解析における鉄筋コンクリート部材の復元モデルである Takeda モデルを用いた．

(3) 検討結果

a) 変位モード

L2T2を作用させた場合，橋台前面側に最大変位を生ずる際の変位モードを図-2.4.9，図-2.4.10 に示す．図-2.4.9，図-2.4.10において，最大変位モードは類似しており橋台前面側に変位するような傾向にあった．

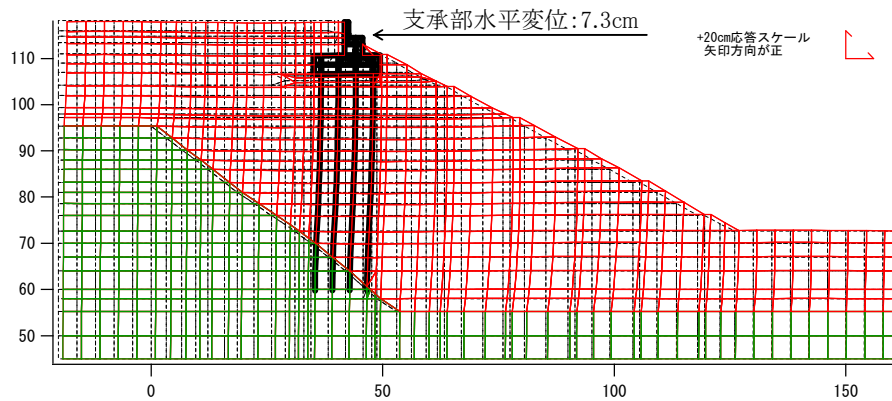


図-2.4.9 Case-1 の最大変位図

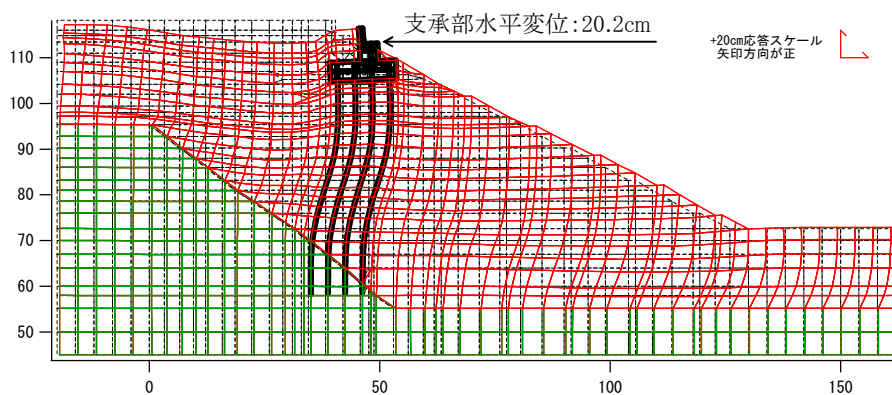


図-2.4.10 Case-2 の最大変位図

b) 解析による最大変位

橋台前面側に変形するモードの最大水平変位はいずれも支承部（図-2.4.8における着目点(7)）で発生している。

Case-1では最大変位は7.3cm，Case-2では最大変位は20.2cmとなった。

c) 基礎杭の耐力照査

基礎杭の曲げ耐力及びせん断耐力の照査を行った。照査はL2T2地震動における作用モーメント及びせん断力と限界モーメント及びせん断力との比較を行っている。照査結果のうちCase-2の杭部材の曲げモーメント M ～曲率 ϕ の履歴図を図-2.4.11に示す。 M ～ ϕ 図の要素番号は、杭要素図の各要素番号に対応しており、杭要素図の丸囲み部の要素の結果を示している。また、縦軸 M は横断方向にある杭6本当りの値である。断面力の大きくなる橋台フーチング下部の杭頭付近、盛土地盤と原地盤の境界付近ともに、L2T2地震動でも杭体は限界耐力までには十分に余裕があると確認できた。

各ケースの基礎杭の断面力照査結果を表-2.4.6にまとめた。表-2.4.6は作用モーメントまたはせん断力と、限界モーメントまたはせん断力の比を断面力比とし、各杭の中で最も断面力比の大きい要素の結果である。Case-1では、曲げ耐力の断面力比が杭列P1では0.18，杭列P4では0.19，せん断耐力の断面力比が0.35，0.36となり十分に小さい。盛土地盤の設計で想定している N 値とした場

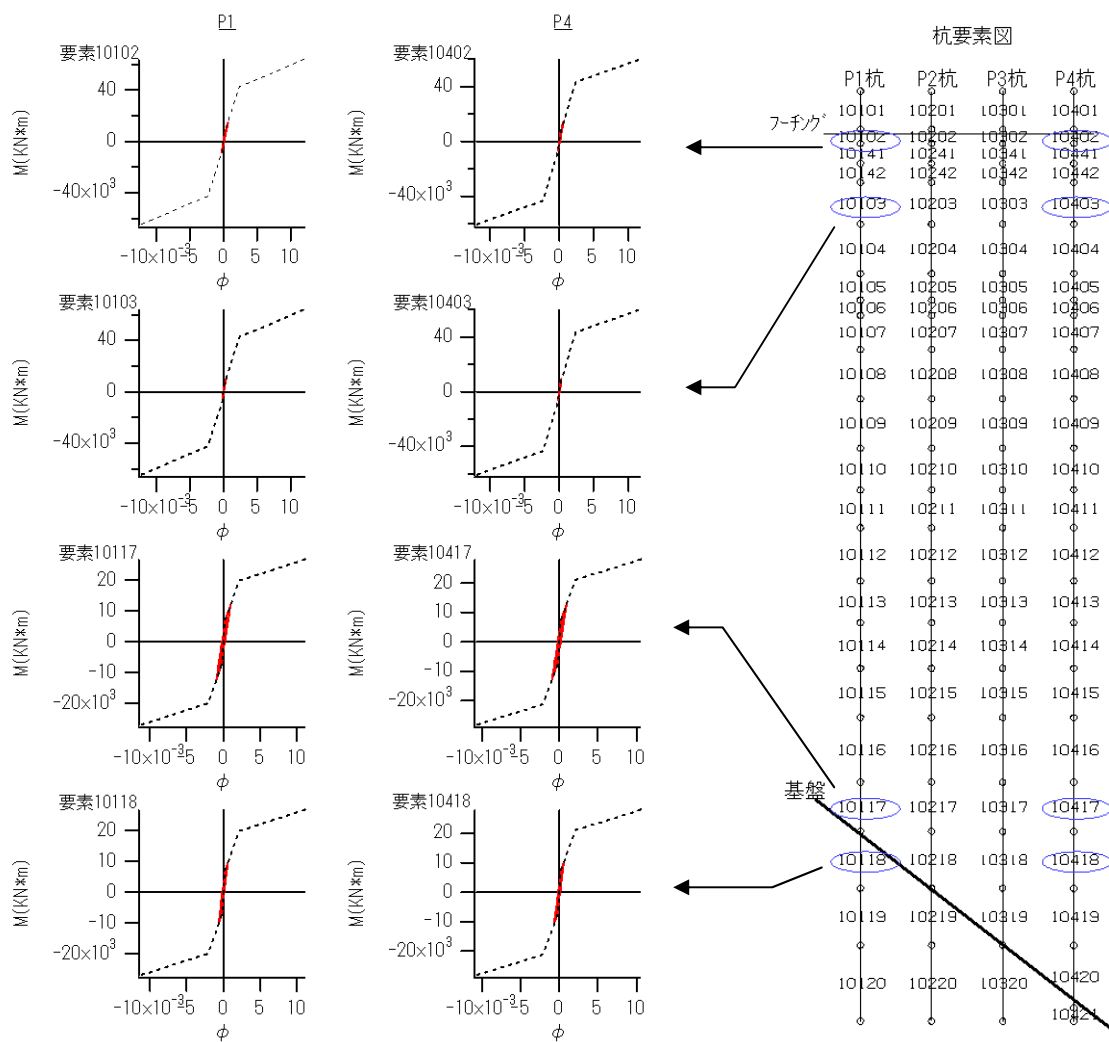


図-2.4.11 Case-2 の杭部材の曲げモーメント M ～曲率 ϕ 履歴図

合のCase-2においても、曲げ耐力の断面力比が杭列P1では0.70、杭列P4では0.56、せん断耐力の断面力比が0.73、0.82となり十分な耐力を有する。

基準Bで施工した箇所において、現場施工で確認された盛土地盤のせん断剛性を用いた Case-1、設計で想定している盛土地盤の N 値 15 とした場合の Case-2 は、L2T2 地震に対して最大断面力比は 1.0 を下回っており、限界耐力以内にあることが確認された。したがって、これらの基準や品質管理で施工された盛土地盤はレベル 2 地震動の杭体の必要とする耐力を有することを確認した。

表-2.4.6 基礎杭の耐力照査結果

Case	杭列	曲げ耐力照査			せん断耐力照査		
		作用 モーメント M (kNm)	限界 モーメント M_u (kNm)	断面力比 M/M_u	作用 せん断力 Q (kN)	限界 せん断力 Q_u (kN)	断面力比 Q/Q_u
1	P1	773	4218	0.18	865	2456	0.35
	P4	1047	5598	0.19	354	991	0.36
2	P1	568	809	0.70	1804	2456	0.73
	P4	1645	2950	0.56	2016	2456	0.82

2.4.4 盛土地盤の地震時安定性

盛土地盤自体の地震安定性を確認するため、レベル2地震動の設計水平震度¹⁷⁾を用いて、円弧すべり面を仮定した震度法による安定解析を行った。解析に用いたモデル図を図-2.4.12に示す。表-2.4.7には解析で用いた土質定数を示す。土質定数は変形解析時のCase-2を対象としている。盛土地盤部は設計で想定する N 値15として、 N 値と ϕ との関係式である大崎の式¹⁸⁾ $\phi = \sqrt{20N+15}(\circ)$ を用いて $\phi = 32(\circ)$ に設定した。また、粘着力 C の設定は設計基準¹⁹⁾の土質定数の代表値を参考に設定することとした。設計基準では礫質土 $\phi = 40^\circ$ 、 $C = 0(\text{kN/m}^2)$ 、砂質土 $\phi = 25^\circ$ 、 $C = 30(\text{kN/m}^2)$ である。本対象の盛土材料は $\phi = 32(\circ)$ であるため、礫質土と砂質土の中間的な材料と判断し、両者の粘着力の中間値である $C = 15(\text{kN/m}^2)$ で設定した。

安定検討結果を図-2.4.13、表-2.4.8に示す。常時の安全率は1.543、地震時の安全率は1.008となり、盛土地盤自体の安定性も確保できることを確認した。

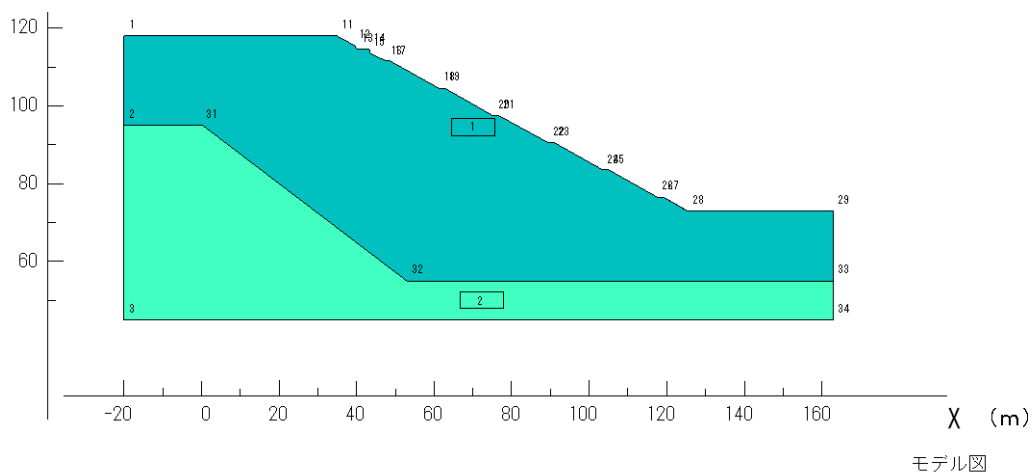


図-2.4.12 安定検討の解析モデル図

表-2.4.7 安定検討に用いた土質定数と設計水平震度

層番号	区分	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	粘着力 C (kN/m ²)	設計水平震度 k_h
1	盛土地盤	21.0	32.0	15.0	0.2
2	原地盤	24.1	0	1000.0	0.2

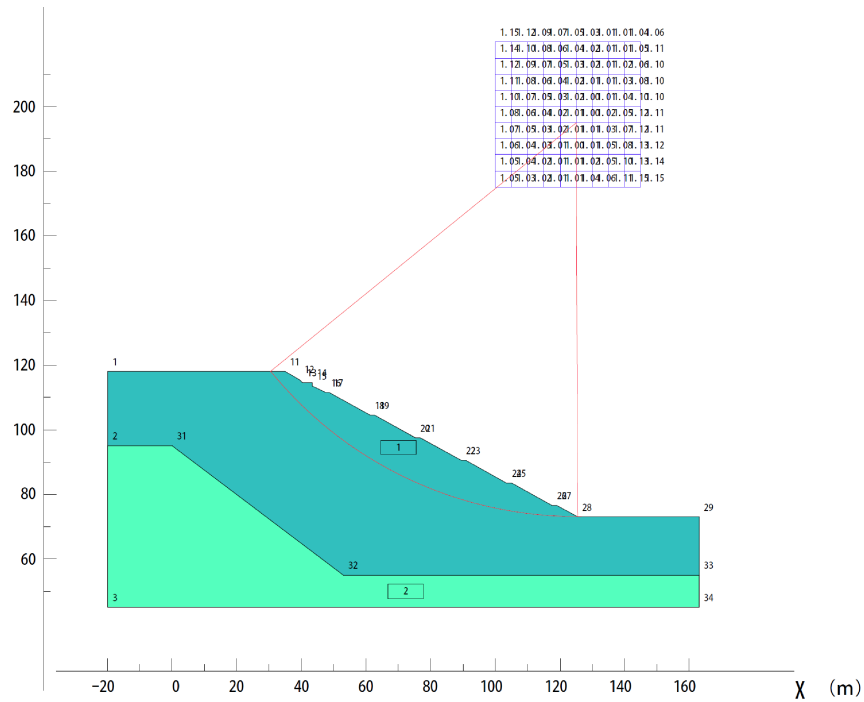


図-2.4.13 安定検討の最小安全率の円弧図

表-2.4.8 安定検討の結果

ケース	最小安全率 F_{smin}	目標安全率
常時	1.543 >	1.25
地震時	1.008 >	1.0

2.5 盛土地盤の設計・施工基準の構築

2.5.1 盛土地盤に必要な材料基準の構築

(1) 修正 CBR と平均 N 値の関係

盛土地盤を施工する前には、盛土材料の選定が必要である。2.4 の結果より、盛土材料の修正 CBR と平均 N 値との関係において、本分析の対象箇所では路床相当以上の品質管理が行われ、修正 CBR が 15 以上あれば、施工基準や材料の相違に関わらず、盛土地盤の設計で想定されている N 値 15 以上を満足した。この分析結果は、材料選定の際の規定において、修正 CBR の規定を 15% 以上と設ければ、路床相当以上の品質管理を行うことにより、完成した盛土地盤も概ね N 値 15 以上が確保できることを示している。ただし、完成後には設計で期待している N 値や変形係数が確保されているかを確認する必要がある。その確認のために行う品質管理や動態観測については 2.5.3 で述べる。

(2) 盛土地盤材の材料基準

表-2.5.1 には設定した盛土地盤材の材料基準を示す。表中の修正 CBR の項目に下線を記しており、下線の項目は今回の整理・分析を基に設定したものである。修正 CBR の規定は 15%以上とした。それ以外の最大寸法やスレーキング率は、既往の上部路床材の材料基準²⁰⁾を準用している。盛土地盤材の品質管理は上部路床と同等としているので、施工層厚 20cm で施工可能な材料の最大寸法を 100mm とし、スレーキング率の高い脆弱岩を用いると、沈下が収束しないことが想定されるため、スレーキング率の規定を 50%以下とした。また、塑性指数 I_p が 10 以上でかつ細粒分含有率が 25%以上の材料は、原則として使用しないこととした。

表-2.5.1 盛土地盤材の材料基準

項目	基準値	備考
最大寸法	100mm	
<u>修正 CBR</u> ^{※1}	15%以上	JIS A 1211 ^{※2} (NEXCO 試験法条件)
スレーキング率	50%以下	NEXCO 試験法 110

※1：仕様最小密度における修正 CBR で、この場合締固め度 95%における値

※2：CBR 試験の供試体含水比は、 w_n が w_{opt} 以上の場合は w_n 、 w_n が w_{opt} 未満の場合は w_{opt} とする。

ただし、盛土地盤材で塑性指数(I_p) ≥ 10 で、かつ 75 μ m ふり通過質量百分率(F_c) $\geq 25\%$ の場合は原則として使用しない。

2.5.2 施工時の品質管理基準の構築

(1) 盛土地盤の盛立て完了後の残留沈下

2.3 の結果より、盛土地盤の盛立て完了後の盛土地盤高さに対する圧縮率は 2%程度以下であり、圧縮率が 0.5%未満となる地点が大半を占める。路床相当以上の品質管理が行われれば、施工基準や材料の相違に関わらず、小さな圧縮率に留まる。

盛土地盤の動態観測結果により将来圧縮率を予測すると、1 年後における圧縮率は全体の約 7

割ではほとんど沈下がなく、0.1%の沈下率が約2割である。50年後の圧縮率においても大半の箇所が1cm以下の沈下量に収まっている。したがって、路床相当以上の品質管理が行われれば、将来の残留沈下はほとんど生じない。

施工基準別の分析において、締固めや材料基準が厳しい基準Bでは、締固め度100%付近に圧縮率がほぼない箇所が集中して分布しており、より圧縮率が小さい傾向である。したがって、圧縮沈下の抑制には基準Bの施工管理がより有効であるといえる。

(2) 盛土地盤の強度・変形特性

2.4.2の結果では、盛土材料とN値の関係から、施工された盛土地盤は、礫質土の場合 $N=15\sim40$ 程度、砂質土の場合 $N=15\sim25$ 程度、脆弱岩の場合 $N=15\sim40$ 程度ある。相対的には礫質土では大きな値が確保されている。路床相当以上の品質管理が行われれば、本分析の対象箇所では施工基準や材料の相違に関わらず、盛土地盤の設計で想定されているN値15以上を満足した。

N値15以上確保された盛土地盤は、路床相当以上の品質管理が行われれば、施工基準や材料の相違に関わらず、盛土地盤の設計で用いられる地盤の変形係数（孔内水平載荷試験の場合であれば $E_{sp}\geq 10(\text{MN/m}^2)$ 、平板載荷試験の場合であれば $E_0\geq 42(\text{MN/m}^2)$ ）を満足した。

(3) 盛土地盤の地震時変形特性

2.4.3の結果では、基準Bで施工された箇所において、現場で確認された盛土地盤のせん断剛性や、設計で想定するせん断剛性を用いてレベル2地震時の変形特性を分析した。その結果、盛土地盤の変位は最大のケースで橋梁側に水平変位20cm程度であり、杭体の曲げ耐力、せん断耐力は限界耐力との断面力比で0.2~0.9程度である。したがって、路床相当以上の品質管理が行われれば、レベル2地震動に対して、盛土地盤の必要な変形性能や、杭基礎の耐力は確保可能である。

(4) 盛土地盤の品質管理基準

表-2.5.2には規定した盛土地盤の品質管理基準を示す。表中の項目や基準値に下線を記しており、下線の項目は今回の整理・分析を基に設定したものである。品質管理基準は、残留沈下の抑制がより効果的である基準Bの基準と、盛土として必要な基準は既往の上部路床の品質基準²⁰⁾を準用して定めた。

締固め度は、基準Bの規定と同様に密度比 D_c は97%以上とした。一方、既往の上部路床の規定²⁰⁾では、盛土材料の細粒分の含有率により、密度比 D_c 管理と、空気間隙率 V_a 管理で行っている。盛土地盤材では、細粒分が多いような材料は、材料規定の修正CBRの規定を満足できない場合が多く、適用できる場合が少ないと考えられるが、既往の上部路床の規定を準用して、空気間隙率 V_a 管理の規定も設けた。施工含水比は、上記の締固め度を満足できる含水比範囲とした。施工層厚は基準Bの規定と同様に層厚20cm以下とした。なお、転圧力が大きい320kN級振動ローラーを用いた場合は30cm以下とした。杭の設計において必要な地盤反力係数算定用の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって求める変形係数で $42(\text{MN/m}^2)$ 以上とした。

本施工を実施する前には、材料基準を満足した材料を用いて、所定の締固め度や変形係数等の品質基準を満足できるか、施工層厚、振動ローラー等の施工機械、転圧回数等の施工方法を決定する試験施工を実施する。実施工においては本施工前に品質管理基準をすべて満たすかどうかの

チェックを行い、本施工段階で品質基準を満足できず、大きな手戻りが生じることをないように行われる。

表-2.5.2 盛土地盤の品質管理基準

項目	基準値	備考
締固め度	$-75\mu\text{m}^{※1} < 20\%$ $20\% \leq -75\mu\text{m}^{※1} < 50\%$ $50\% \leq -75\mu\text{m}^{※1}$ $\frac{D_c^{※2}}{V_a^{※2}} \geq 97\%$ $\frac{V_a^{※2}}{V_a^{※2}} \leq 13\%$ $\frac{V_a^{※2}}{V_a^{※2}} \leq 8\%$	JIS A 1210 (NEXCO 試験法条件)E 法
施工時の含水比	締固め度を満足する含水比 ^{※3}	JIS A 1210(NEXCO 試験法条件) JIS A 1211(NEXCO 試験法条件)
施工層厚	20cm 以下 [30cm 以下] ^{※4}	一層の仕上り厚さ
地盤の変形係数	42MN/m ² 以上	JGS 1521

※1：75 μm ふるい通過質量百分率(%)を示す。

※2： D_c は密度比管理で、突固め試験から得られる最大乾燥密度に対する現場密度の比を示す。

V_a は空気間隙率管理の場合の空気間隙率を示す。基準値は RI 計器で測定した 15 点の平均値を示す。

※3：JIS A 1210 による試験で得られる締固め曲線における、締固め度を満足できる含水比範囲が目安となる。

※4：転圧力 320kN 級振動ローラーでの施工の場合。

2.5.3 施工時に必要な品質管理及び動態観測

盛土地盤施工中の品質管理及び動態観測項目を表-2.5.3 に示す。表中の下線がある項目は、本論文で整理・分析した項目である。

品質管理において、密度比または空気間隙率は、既往の上部路床の品質管理と同様に、施工層厚 1 層ごとまたは日々の施工後に RI 計器を用いて現場密度測定 15 点を行うこととした。管理基準値としては測定点の平均値である。地盤の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって確認する。盛土地盤施工前の基礎地盤(原地盤)部で 1 点、盛土地盤施工中は盛土地盤高さ 10m ごとに 1 点、最終的には盛土地盤完了後の橋台の床付け面で 2 点実施する。変形係数は、従来は盛土地盤完了後のみの確認としている場合が多かったが、盛土地盤の品質として本来必要な変形係数を施工途中の日常管理段階で高さ 10m ごとに確認することとした (図-2.5.1)。

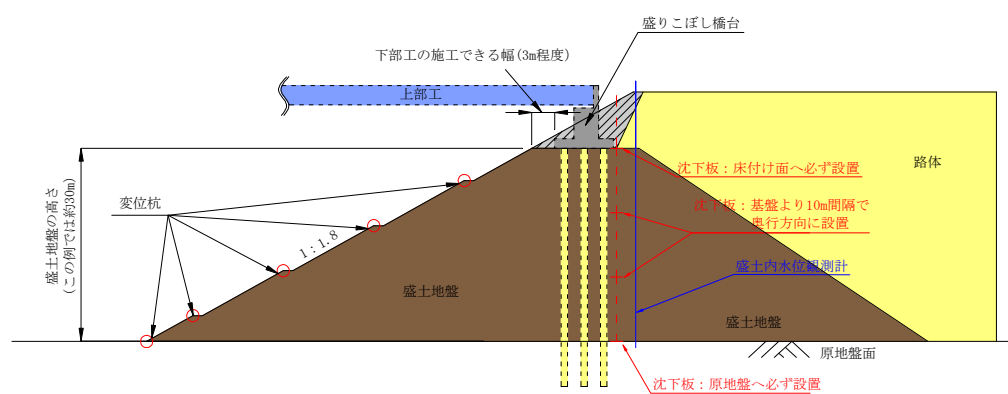
動態観測では、従来の計測方法と同様に沈下板等を盛土地盤高さ 10m 間隔で設置することとした。また、盛土地盤の安定性の確認のために、のり面部の小段 1 段ごとに変位杭を設けてのり面変位の計測を行い、盛土の安定性に最も影響を与えと考えられる盛土内水位も観測孔を設けて計測することとした。

盛土地盤の強度・変形特性の確認は、従来、標準貫入試験や孔内水平載荷試験、平板載荷試験が行われてきたが、盛土施工途中段階で容易に試験が可能な平板載荷試験を行うこととした。よって標準貫入試験、孔内水平載荷試験、原位置せん断摩擦試験は、施工状況や動態観測の結果を鑑みて、必要に応じて行う試験とした。

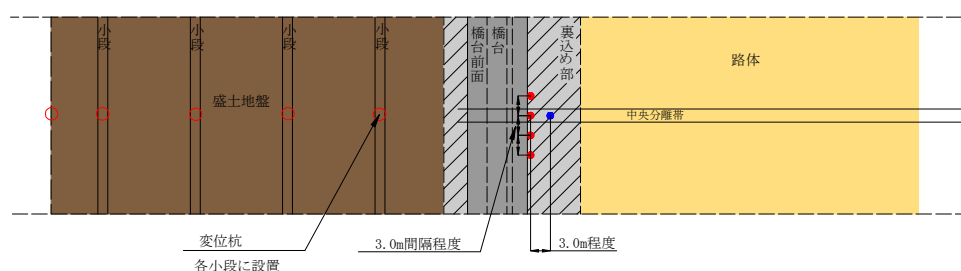
上述の材料選定時の材料基準、本施工前の試験施工、盛土地盤施工中の品質管理、動態観測による確認等を行うことにより、施工の各段階でのチェックを行い、必要な盛土地盤の品質が確保できるような設計施工体系としたものである。

表-2.5.3 盛土地盤の品質管理及び動態観測項目

	項目	内容
品質管理	密度比または 空気間隙率	施工層厚 1 層ごとまたは，日施工後に RI 計器で 15 点測定
	地盤の 変形係数	地盤の平板載荷試験を，基礎地盤部 1 点，盛土地盤高 10m ごとに 1 点，橋台床付け面 2 点の実施
動態観測	沈下量	沈下板などで橋台背面に盛土地盤高さ 10m 間隔で 1 箇所設置し，沈下量の観測
	のり面変位	のり面部の小段 1 段ごとに変位杭を設け，のり面変位の観測
	盛土内水位	施工中の水位観測孔を設け，水位計等により盛土内水位の観測
必要に応じて 行う試験	標準貫入試験	盛土地盤完了後の N 値の確認
	孔内水平載荷試験	盛土地盤完了後の横方向の地盤の変形係数の確認
	原位置せん断摩擦試験	盛土地盤完了後の横方向の地盤の変形係数の確認



(a) 側面図



(b) 平面図

図-2.5.1 盛土地盤の動態観測の配置例

2.6 まとめ

(1) 沈下挙動

- 1) 盛土地盤の圧縮沈下特性を把握するため、これまでに施工された79地点の動態観測結果を用いて整理分析した。盛土地盤の盛立て完了時の圧縮沈下率は概ね3%程度以下で、大きいところでは5%程度である。盛立て完了後の圧縮沈下率は、全体的にみてほぼ2%程度未満の小さな値であり、その中でも圧縮率が0.5%未満となる箇所が全体の約7割になる。過去の高速道路の盛土の圧縮沈下量の計測結果と比較しても十分に小さく、一般盛土に比べて沈下軽減が必要な高盛土の圧縮沈下率の目標値の0.5%と同程度である。以上から、路床相当かそれ以上の基準で構築された盛土地盤は様々な材料で施工されても、極めて小さな圧縮率に抑制できることを示した。
- 2) 従来路床の基準と新東名での施工基準で行った盛土地盤の圧縮沈下率を比較すると、締固めや材料基準がより厳しい新東名での施工基準では、締固め度による密度比は100%付近で施工され、また、盛立て完了後の圧縮沈下量はほぼゼロの箇所に集中している。したがって、新東名での施工基準を適用すると、より圧縮率が小さな傾向になり、沈下の抑制効果が大きい。
- 3) 盛土地盤の将来沈下量を予測した。予測は、盛立て完了後までの観測記録から双曲線法で予測した。その結果、盛立て完了後から50年後においても大半の箇所は1cm以下の沈下量に収まる結果となった。したがって、ほとんどの盛土地盤では施工時に余盛りを行い存置させて沈下の促進をすれば、施工完了時から杭を施工するまでの間に沈下が収束しており、将来の沈下はほとんど生じないことが確認できた。したがって、将来的にも杭の耐力に影響を与えるような負の摩擦力は生じないと考えられる。

(2) 強度・変形特性

- 1) 施工後に N 値や変形係数の確認試験をした箇所を整理分析した。その結果、盛土材料別の N 値は、礫(G)材料については $N=20\sim60$ 、砂質礫(GS)では $N=20\sim95$ 、細粒分質礫(GF)では $N=15\sim40$ 、砂質材料(SG, S, SF)では $N=15\sim25$ 、脆弱岩では $N=15\sim40$ の範囲にあり、いずれも盛土地盤に求められる $N=15$ 程度は確保されていた。したがって、盛土地盤の材料基準を満足して、路床相当の施工が行われれば、材料によらず設計で想定する N 値が確保できる。
- 2) 盛土材料と変形係数の関係を整理した。礫(G)では $E_0=45\sim105(\text{MN/m}^2)$ 、砂質礫(GS)では $E_0=45\sim110(\text{MN/m}^2)$ 、細粒分質礫(GF)では $E_0=45\sim50(\text{MN/m}^2)$ であり、いずれも盛土地盤に求められる $E_0=42(\text{MN/m}^2)$ を満足していることが確認された。一方、孔内水平載荷試験による変形係数(E_{sp})については、礫(G)では $E_{sp}=10\sim30(\text{MN/m}^2)$ 、砂質礫(GS)では $E_{sp}=10\sim70(\text{MN/m}^2)$ 、細粒分質礫(GF)では $E_{sp}=10\sim25(\text{MN/m}^2)$ 、砂質材料(SG, S, SF)では $E_{sp}=10\sim20(\text{MN/m}^2)$ 、脆弱岩では $E_{sp}=10\sim40(\text{MN/m}^2)$ が得られており、いずれも盛土地盤に求められる $E_{sp}=10(\text{MN/m}^2)$ を確保している。したがって、 N 値の結果と同様に変形係数においても路床相当の施工が行われれば、材料によらず設計で想定する変形係数が確保できる。
- 3) 締固め度と N 値、変形係数の関係を整理した。基準Bによる施工はすべて礫質土を対象としているが、締固め度97%以上、 N 値は20~70でいずれも規定値(締固め度97%以上、 $N=15$)

を満足する結果が得られた。基準 A による施工では礫質土、砂質土、脆弱岩が含まれているが、締固め度の多くは 95%以上、 N 値は 15~95 を示しており、いずれの材料においても規定値($N=15$)を満たす。また、変形係数は、基準 A、基準 B による施工のいずれの材料においても、規定値($E_0=42\text{MN/m}^2$)を満たしていることが確認された。施工基準の相違による強度・変形特性の大きな違いはみられず、変形特性としてはともに規定している値は満足するといえる。

- 4) 高速道路における橋の耐震性能は、レベル2地震動において地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能としている²¹⁾。一方、盛土地盤の要求性能は、盛土地盤の変形によって杭に大きな損傷が生じず鉛直支持は確保されること、盛土地盤自体は塑性変形をある程度許容し、地震後に短期間で車両の通行が可能であることである。高速道路の中越地震での盛土被害事例では、盛土の構造物との段差が概ね100cm以下の場合、短期間で修復可能であった²²⁾。これらの要求性能と実際のレベル2地震相当の被害事例に照らすと、本解析で得られたCase-1における最大変位の7.3cmは、使用限界程度に収まる小さい変位と考えられる。また、Case-2における最大変位の20.2cmであった。また、安定性確認のために、設計水平震度を用いた円弧すべり面を仮定した安定解析を行い、地震時の盛土地盤自体の安定性も確認した。したがって、レベル2地震時においても盛土地盤としては大きな崩壊に至らない程度で、早期修復が可能であるレベルと考えられる。

(3) 設計施工基準の構築

- 1) 盛土地盤材の材料基準は修正 CBR の規定は 15%以上とした。それ以外の最大寸法やスレーキング率は、既往の上部路床材の材料基準を準用した。
- 2) 盛土地盤の品質管理基準は、残留沈下の抑制がより効果的である基準Bの基準と、盛土として必要な基準は既往の上部路床の品質基準を準用して定めた。締固め度は、基準B の規定と同様に密度比 D_c において97%以上とした。地盤の変形係数は、杭の設計において必要な地盤反力係数算定用の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって求める変形係数で $42(\text{MN/m}^2)$ 以上とした。また、本施工を実施する前には、材料基準を満足した材料を用いて、所定の締固め度や変形係数等の品質基準を満足できるか、施工層厚、振動ローラー等の施工機械、転圧回数等の施工方法を決定する試験施工を実施することとした。
- 3) 品質管理において、密度比または空気間隙率は、既往の上部路床の品質管理と同様に、施工層厚1層ごとまたは日々の施工後にRI計器を用いて現場密度測定15点を行うこととした。管理基準値としては測定点の平均値である。地盤の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって確認する。盛土地盤施工前の基礎地盤(原地盤)部で1点、盛土地盤施工中は盛土地盤高さ10mごとに1点、最終的には盛土地盤完了後の橋台の床付け面で2点実施する。動態観測では、従来の計測方法と同様に沈下板等を盛土地盤高さ10m間隔で設置することとした。また、盛土地盤の安定性の確認のために、のり面部の小段1段ごとに変位杭を設けてのり面変位の計測を行い、盛土の安定性に最も影響を与えられとされる盛土内水位も観測孔を設けて計測することとした。

参考文献

- 1) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第二集 橋梁建設編, pp.4-44-4-52, 2013.
- 2) 高木宗男, 中村洋丈, 山辺晋, 三嶋信雄: 盛りこぼし橋台構築における盛土地盤の強度・変形特性, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1025-1026, 2010.
- 3) 山辺晋, 中村洋丈, 高木宗男, 三嶋信雄: 盛りこぼし橋台構築における盛土地盤の圧縮沈下特性, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1023-1024, 2010.
- 4) 西岡吉彦, 中村洋丈, 高木宗男, 黛廣志: 盛りこぼし橋台盛土地盤の地震時変形特性, 第45回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1021-1022, 2010.
- 5) (財)高速道路技術センター: 平成9年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書(日本道路公団中国支社委託), 1997.
- 6) (財)高速道路技術センター: 平成10年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書(日本道路公団中国支社委託), 1998.
- 7) (財)高速道路技術センター: 平成11年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書(日本道路公団中国支社委託), 1999.
- 8) (財)高速道路技術センター: 平成12年度 高盛土部の橋台形式に関する技術検討 報告書(日本道路公団中国支社委託), 2000.
- 9) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, pp.6-56, 2013.
- 10) (財)高速道路技術センター: 昭和63年度 高盛土部の橋台形式に関する検討 報告書(日本道路公団広島建設局委託), 1988
- 11) (財)高速道路技術センター: 平成元年度 高盛土部の橋台形式に関する検討(その2) 報告書(日本道路公団広島建設局委託), 1989
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, pp.254-257, 2002.
- 13) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, p.86, 2004.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.304-310, 2002.
- 15) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第20回土質工学研究発表会発表講演集, pp.539-540, 1985.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.333-335, 2002.
- 17) 日本道路協会: 道路土工-盛土工指針, p.125, 2010.
- 18) N 値および $C \cdot \phi$ 編集委員会編: N 値および $C \cdot \phi$ —考え方と利用法, 1998.
- 19) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, p.1-47, 2013.
- 20) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, pp.2-49-2-51, 2013.
- 21) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.5-8, 2002.
- 22) 松本真吾, 安田進, 藤岡一頼, 横田聖哉, 白鳥翔太郎: 新潟県中越地震・中越沖地震における水平地盤上の盛土の沈下と地震動, 第44回地盤工学研究発表講演集, pp.1387-1388, 2009.

第 3 章 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価

第3章 強度低下が生じる盛土の内部状態と安定性評価

3.1 概説

スレーキング性材料を用いた盛土は、従来は圧縮沈下に注意が必要であるとされており、NEXCO の設計基準¹⁾においても圧縮沈下が生じないような留意事項が述べられている。しかしながら、平成 21 年に起きた地震では東名牧之原において供用後 40 年近く経過した盛土災害の例から、通常の盛土であれば、施工後、徐々に安定化すると考えられている盛土とは異なり、スレーキング作用により強度低下が生じたと考えられる盛土もある。従来盛土の設計では、路床等の施工を除いて強度が必要という観点での検討はなく、特別な高盛土や大規模盛土でなければ、標準的な法面勾配で施工すれば安定性は確保されるとしている。しかしながら、東名牧之原の盛土材のようなスレーキング性材料では、将来にわたって盛土の安定性が確保できるかどうか不明確である。現在の基準ではスレーキング性材料の評価としては、盛土材の施工前に用いる土質材料のスレーキング程度を確認する乾湿繰返しの試験²⁾は行われているが、強度低下を評価する試験はない。これまでに、スレーキング性材料を用いた盛土は多く施工されてきているが、圧縮沈下の観点で材料選定時の注意や施工上の留意はされているが、それら盛土が現在どのような物理特性や強度特性を有しているか、多くの地点における詳細な調査がされた事例はない。

このような現状を踏まえて、本章では、まずスレーキング性材料の強度低下について着目することになった契機である二つの崩壊・不具合事例を取り上げる。一つ目の事例は平成 21 年 8 月に発生した静岡沖地震による東名牧之原の地震災害事例である。二つ目の事例はスレーキング性材料を用いたジオテキスタイル補強土壁の変状事例である。これらの次に、供用から数年から数十年経過した盛土で行った調査結果をもとに、スレーキング性材料を用いた盛土の現況評価を行う。

また、スレーキング性材料を用いた盛土では、将来の盛土の内部状態を推定し、建設時には強度低下を考慮した検討が必要となる。既設盛土においても現在の盛土状態の安定性を適切に評価できる手法が望まれている。このような現況から、本章では供用後の既設盛土内の内部状態をボーリング調査や土質試験によって明らかにするとともに、新鮮な露頭材料の乾湿繰返し試験を行い、強度に影響する物理特性を把握した上で、乾湿繰返し後の現況盛土内の強度状態を再現できるか評価した。これらの結果と安定検討の試算により、建設時の設計段階に用いる強度低下を考慮した試験法の構築、及び強度定数の算定方法を構築した。

3.2 駿河湾地震における東名牧之原地区の盛土被災事例

3.2.1 盛土被災の概要

平成 21 年 8 月 11 日に駿河湾沖を震源（震源深さ 23km）としてマグニチュード 6.5 の地震が発生した。この地震によって東名高速道路牧之原 SA 付近(191.6KP)上り線の盛土が高さ約 28m、長さ約 80m、延長約 40m にわたり崩落した（図-3.2.1）。計測震度は、静岡県牧之原市等では震度 6 弱を観

測しており、東名高速道路の菊川 IC においても計測震度 5.9、最大加速度 488gal(EW 方向)が計測された。この盛土崩落に対して、「東名高速道路牧之原地区災害検討委員会」が設置され、崩落箇所の調査、原因分析が検討された³⁾。委員会の調査では、当該盛土のボーリング等の現地での地盤調査、盛土材料調査や室内土質試験等が実施されている。その結果、崩落の要因の一つは、盛土材であるスレーキング性材料が長年のスレーキング作用によって細粒化し、強度低下したことであるとされた。



図-3.2.1 盛土の崩壊状況

3.2.2 被災盛土の調査結果

崩壊盛土の土層構成は図-3.2.2 に示すように、原地盤は地質年代が新第三紀上部中新世相良層群の泥岩層、地形は横断方向に凸型の特殊な形状であり、その上に谷床堆積物の粘土層がある。盛土材は 2 種類用いられており、盛土上部は段丘礫の砂質土、盛土下部は泥岩が用いられているが、粘性化が進んだ状態であった(図-3.2.3)。調査によると、崩積土は牧之原段丘砂礫を多量に含む粘性土からなり、最小 N 値は 3 程度。崩落を免れた路体は礫混り粘土で $\phi 5 \sim 50\text{mm}$ 程度の礫や一部泥岩礫が混入し最小 N 値は 5 程度で相対的に粘性化していた。地下水位は崩積土の高い位置まで上昇したことが確認された。

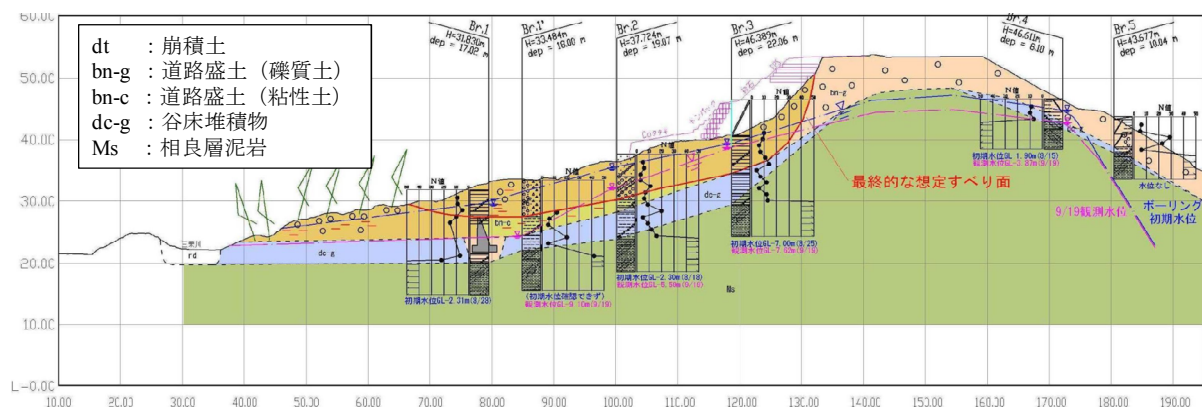


図-3.2.2 盛土の崩壊断面と土層構成³⁾



図-3.2.3 粘土化した泥岩盛土材の崩積土

3.2.3 被災の要因推定

(1) 盛土材の物性

崩落箇所の盛土土塊から試料採取し、各物性試験を行った結果を表-3.2.1 に示す。段丘礫は、自然含水比 11～14%，礫分 68%であった。周辺地山の露頭部で採取した泥岩は、自然含水比 13%，スレーキング率 96%，破碎率 54%であった。崩落箇所の風化した盛土材泥岩（以下「風化泥岩」という。）は、自然含水比 19～26%，細粒分 66%であり、施工後約 40 年であるが、かなり粘土化が進行している状態であった。一部の風化泥岩塊の深部には新鮮な泥岩が残っているのが確認でき、時間の経過とともにスレーキングしたことをうかがわせる。

表-3.2.1 盛土材料の物性

項目		段丘礫	風化泥岩 ^{※1}
地盤材料の工学的分類		(CS-CL)	(CLSG)
自然含水比 w_n (%)		11.1～14.2	19.4～25.9
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.692	2.682
粒度組成	最大粒径 (mm)	190	53
	礫分 2.00mm 以上 (%)	67.6	30.0
	砂分 2.00mm～75 μ m (%)	21.7	17.5
	細粒分 75 μ m 以下 (%)	10.7	52.5
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	35.7	43.2
	塑性限界 w_p (%)	18.6	17.0
	塑性指数 I_p	17.1	26.2
透水係数 k (m/s)		3.67×10^{-6}	7.99×10^{-11}
岩の破碎率 (%)		—	54.2 ^{※2}
岩のスレーキング率 (%)		—	95.7 ^{※2}

※1 崩落箇所の盛土土塊よりコアカッター法で採取

※2 NEXCO 試験法による（周辺地山から採取した新鮮岩での試験）

(2) 被災要因の推定

現地調査等の結果、1)のり面の崩落は、盛土内で発生した、2)当該箇所は、道路横断方向に凸・道路縦断方向に凹の地山形状で水が集まりやすい地形・地質条件であった、3)崩落箇所の地下水位は

当時高かった、4)盛土の下部には風化しやすい泥岩が、上部には良質な砂礫が使用されていた、5)建設時には、規定どおりに盛土は施工されていた。以上のことが判明した。図-3.2.4 にまとめるようにこれらより崩落の原因は、盛土下部に使用された泥岩が長年の水の作用により強度低下するとともに透水性が低下し、その結果盛土内の地下水位が上昇し、今回の地震が誘因となり崩落が発生したものと推定された。

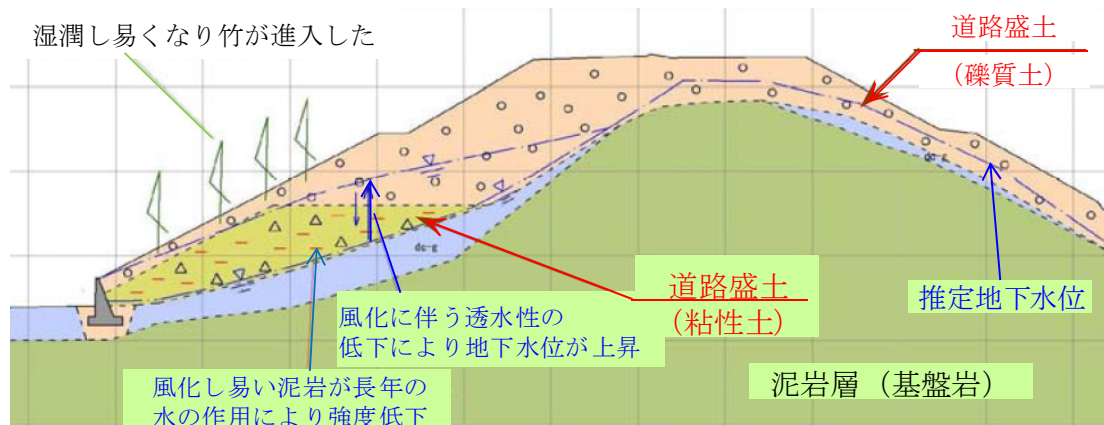


図-3.2.4 盛土の崩壊断面と土層構成¹⁾

3.2.4 解析による被災の再現

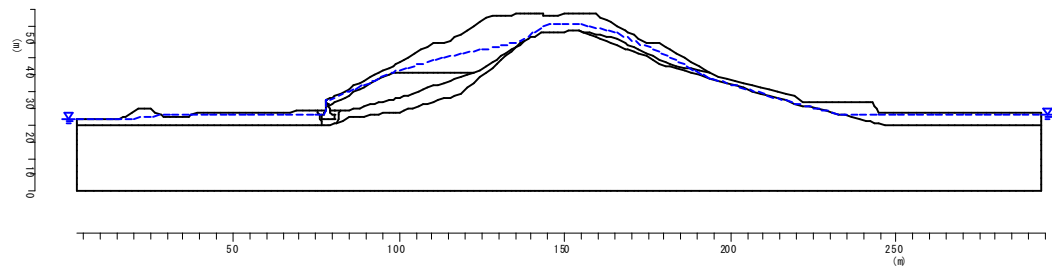
(1) 検討ケース

この要因のうち、盛土材料の強度低下による盛土の地震時の安定性や崩壊への影響度を確認するため、調査結果を用いて崩壊の再現解析及び強度低下しなかった場合を解析した。表-3.2.2 に示すようにケース1は被災原因を究明する目的で、被災前の断面に対して今回の地震動のもとでの挙動を再現解析した。なお、盛土にあたって設けられた擁壁が盛土のり尻部に存在していた。この擁壁は地震時にも崩壊しなかったことが、地震後の調査で分かっている。地下水位はこの擁壁の上を通るように分布していたものと仮定した。ケース2は泥岩塊の盛土材が風化した影響を調べるために行った。このため、地下水位は盛土下面にあったと仮定し、泥岩塊の盛土材の部分が砂礫と同様の強度であったと仮定して解析を行った。

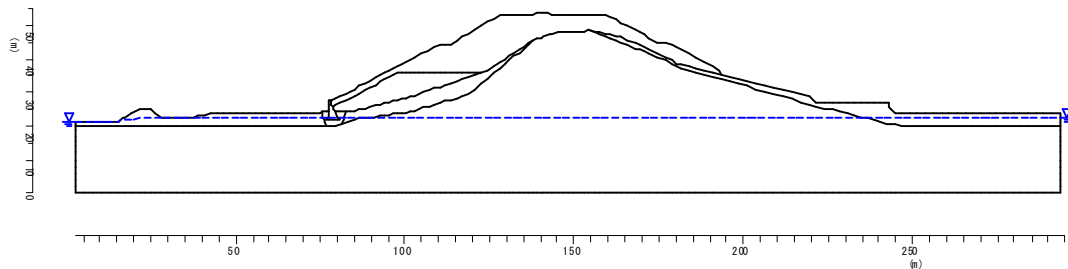
解析は2次元地震応答解析及びすべり変位量の解析を行い、被災個所の地震時の揺れ及びすべり変位量の比較を行った。図-3.2.5 に各ケースのモデル図を示す。

表-3.2.2 検討ケース

case	目的	内容	検討断面	地盤形状	泥岩	水位	地震動
1	崩壊の再現	被災箇所の条件を再現し、断面内の地震時における揺れ及びすべり変位量を検証	被災前横断	被災箇所と同じ凸型	風化状態	観測水位(高水位)	今回の地震動
2	泥岩風化の影響検討	被災箇所の断面ではあるが、地下水位が盛土下面あり、泥岩が新鮮な状態の場合の地震時における揺れ及びすべり変位量の検討	被災前横断	被災箇所と同じ凸型	新鮮な状態	盛土下面(低水位)	今回の地震動



(a) case-1 崩落箇所の再現解析



(b) case-2 泥岩が新鮮であった場合

図-3.2.5 解析モデルにおける地下水位の位置

(2) 入力条件

入力地震動は、高速道路にて計測された地震記録のうち、最も被災箇所に近いものは被災箇所から西へ約 10km 離れた菊川インターチェンジの地表で記録されたものである。その地表水平最大加速度は、 $488(\text{cm/s}^2)$ (EW 方向)である。この地点は表層に 2m の厚さで N 値が 4 の砂質ロームが堆積し、その下部に N 値が 5 の 2.1m の厚さのシルト質ローム、 N 値が 30 の 2.1m の厚さの砂礫が続き、GL-6.2m からは泥岩の基盤となっている。そこで、菊川の地表で記録された波形を用いて、1 次元地震応答解析によって、GL-6.2m の基盤に波を引き戻したものとした。最大加速度は $434(\text{cm/s}^2)$ となった。菊川 IC 観測波の基盤引き戻し波を図-3.2.6 に示す。

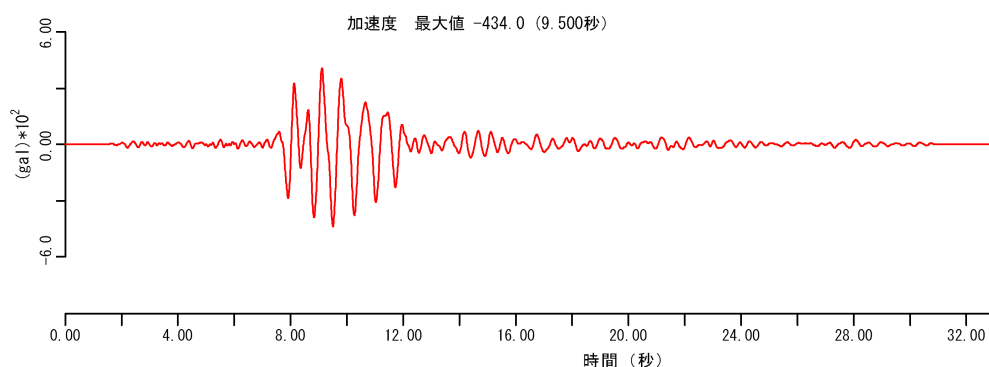


図-3.2.6 菊川 IC 観測波の基盤引き戻し波

各ケースの解析用に設定した土質定数等の一覧を表-3.2.3 に示す。単位体積重量は被災後の調査において室内試験を行った試料に関してはその値を用い、現場で RI 計器により密度試験を行ったものに関してはその試験値を用いた。

地震応答解析に必要な泥岩盛土材の動的変形特性は別途試験した。用いた試験装置は繰返しねじ

りせん断試験装置である。被災後に現存した盛土からサンプリングした土塊の試料を外径 7cm，内径 3cm，高さ 7cm の中空円筒状の供試体に整形し，15 時間通水して飽和させ，50kPa の拘束圧 σ_0' を加えて試験を行った。

動的変形特性試験では 11 波の繰返しせん断力を非排水状態で載荷し，この繰返しせん断応力を段階的に上げていった。各段階の間は一旦排水した。そして，各段階の 10 波目のヒステリシスループからせん断剛性 G と減衰定数 h を求めた。風化泥岩では， $\gamma=10^{-6}$ 程度の微小ひずみ時の G_0 は 30MPa 程度であり，粘土化していたがそれほど小さな G_0 ではなかった。一般の粘土では $\gamma=10^{-3}$ における G は G_0 の半分程度以上はあることが多いが，この試料では G/G_0 が 0.3 程度であった。

表-3.2.3 解析に用いた土質定数

項目	単位 体積 重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	せん断 抵抗角 (°)	せん断 波速度 (m/s)	せん断 剛性 (kN/m ²)	ポア ソン 比	塑性 指数	平均 粒径 (mm)	G, h 特性 曲線
泥岩 (基盤)	20.00	200	0	680	944000	0.3	-	-	線形弾性
谷床堆積物 (粘性土)	19.60	55	0	280	157000	0.33	18	-	風化泥岩 試験値
盛土(風化泥岩)・ 地下水位上	19.55	0	25	210	88000	0.33	25	-	風化泥岩 試験値
盛土(風化泥岩)・ 地下水位下	19.55	40	0	210	88000	0.33	25	-	風化泥岩 試験値
盛土(砂礫，風化前 の泥岩)	19.85	50	25	220	98000	0.33	-	0.2	安田/山口 ⁵⁾ モデル

(3) 検討手順

検討手順は，まず，地震発生前に断面内に加わっていた初期応力を有限要素法により解析した。初期応力解析では表-3.2.3 の単位体積重量，せん断剛性，ポアソン比の値を用いた。一方，表中のせん断剛性 G は PS 検層の結果から求めているが，これは微小ひずみ時のせん断剛性 G_0 であり，初期応力解析では盛土及び谷底堆積物である程度のひずみが発生するため 10^{-3} 程度のひずみを想定したせん断剛性を用いる必要がある。通常微小ひずみ時のせん断剛性に比べて 10^{-3} 程度のひずみでの G は 1/2 程度である。そこで，基盤の泥岩を除く地盤及び盛土材に関しては表中のせん断剛性を 1/2 にし，さらに弾性係数 E に変換して初期応力解析に用いた。基盤の泥岩に関しては表に示すせん断剛性そのものを弾性係数に変換して解析に用いた。なお，ポアソン比に関しては，試験を行っていないため一般的な値を用いた。

初期応力解析を行ったものと同じ有限要素モデルに対し，2 次元地震応答解析を行った。この解析では Lysmer ら⁴⁾と同じように土の応力～ひずみ関係は等価線形化法によって表し，イテレーションによって適切なひずみの等価せん断剛性と減衰比を考慮することとした。そして，各要素に地震時に加わる応力の時刻歴を求めた。

G, h 特性は盛土材(風化泥岩)については，繰返しねじりせん断試験結果を用いた。盛土材(砂礫，風化前の泥岩)に関しては，種々の土に対して繰返しねじりせん断試験を行って提案されている安田・山口の式⁵⁾で推定した(図-3.2.7)。また，基盤の泥岩では大きなひずみは発生しないため，せん

断剛性そのものを用いて線形弾性材料として扱った。

すべり変位量の解析は，初めに求めた断面内各メッシュにおける地震前応力に，地震応答解析で求めた地震によってさらに加わる応力の時刻歴を加え合わせた。そして，すべり面を設定し，そのすべり面に時々刻々加わる応力を求め，Newmark の方法⁶⁾ですべり面に沿った変位量を求めた。

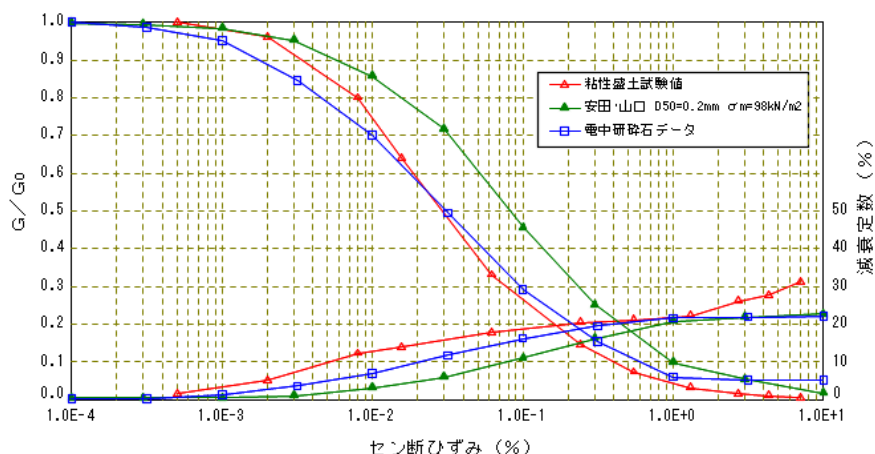
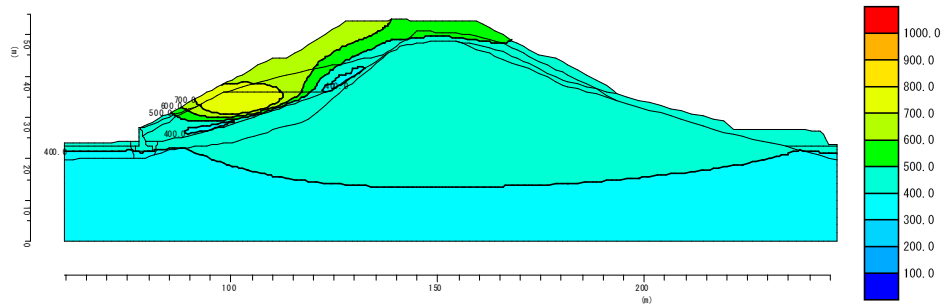


図-3.2.7 各盛土材料の動的変形特性

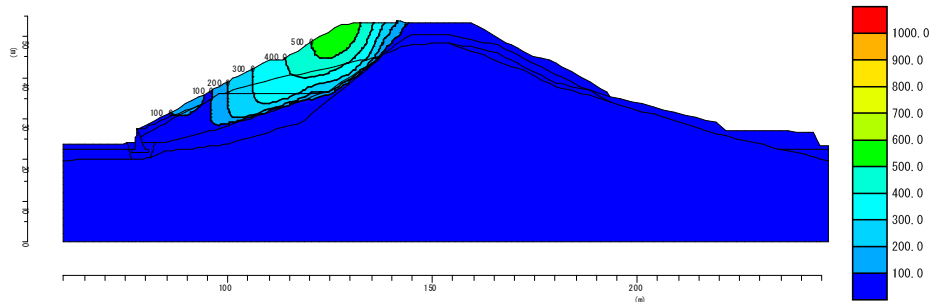
(4) 崩壊箇所の再現解析結果（ケース 1）

図-3.2.8(a), (b)にケース 1 の地震応答解析結果を示す。まず，最大水平加速度分布を見ると，盛土内下部で大きく増幅しており，最大で $770(\text{cm/s}^2)$ の加速度が発生していたとの結果になった。最大鉛直加速度は盛土法肩部で特に大きく，最大で $570(\text{cm/s}^2)$ となった。基盤を水平方向に揺すっているにも関わらずこのように大きな鉛直加速度が発生するのは，硬い泥岩の凸状基盤上に盛土されており，水平方向に揺すられても盛土内には鉛直方向の揺れが発生したものと考えられる。この鉛直加速度はいわゆる P 波の入力によって生じたものではなく，基盤入力 S 波の地表境界部における複雑な屈折と反射の結果(特殊境界波)として生じており，S 波と同様の周期を有しているので，盛土のすべりに与える影響は大きいのではないかと考えられる。

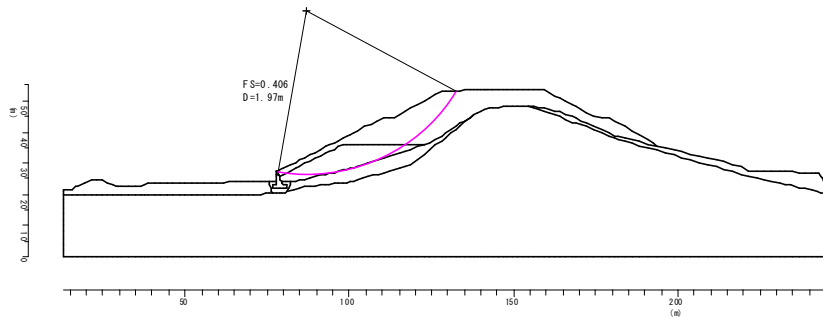
ケース 1 では実際に滑ったすべり面(想定すべり面)に沿ってすべり変位量を計算してみた。図-3.2.8(c),(d)にすべり面の形状，変位量の時刻歴を示す。安全率は 3.5 秒を過ぎたところから 7 回ほど 1 を下回った。そのたびに変位が発生し，最終的にその累積は 1.98m との結果となった。これだけ大きな変位量が出たということは，盛土が滑ってしまったということになり，実際に大きく滑った現象を説明することができた。



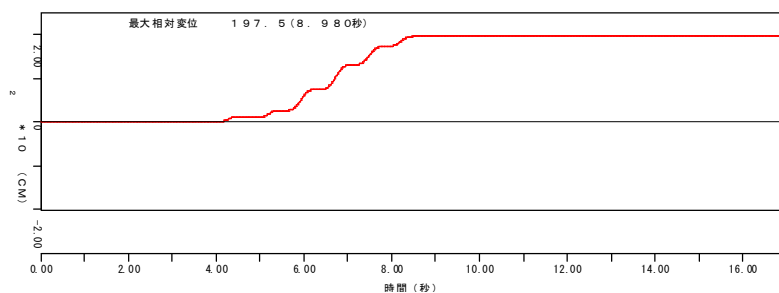
(a) 水平加速度分布



(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面



(d) すべり変位量

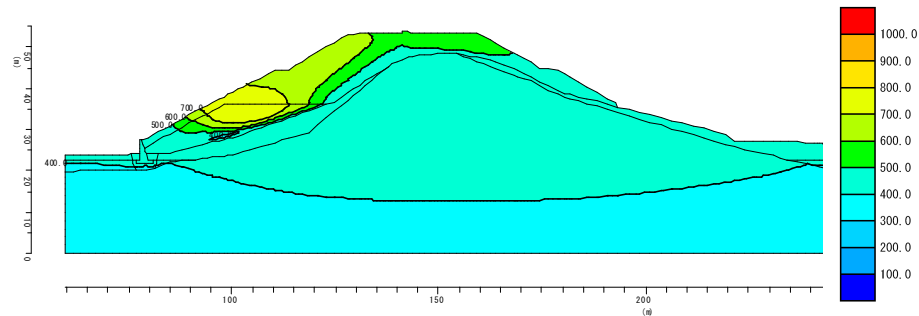
図-3.2.8 case-1 崩壊の再現解析結果

(5) 泥岩が新鮮であった場合の解析結果（ケース 2）

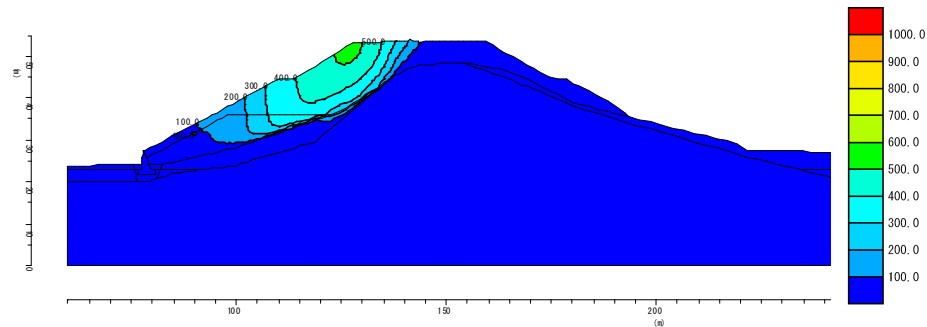
ケース 1 では地下水位が盛土内にあつて泥岩の盛土材が風化していた場合を設定しているのに対し、ケース 2 では地下水位が盛土下面にあつて泥岩の盛土材も風化していない場合を想定した。図-3.2.9(a),(b)に地震応答解析結果を示す。地震応答は図-3.2.8(a), (b)に示したケース 1 の結果とほぼ似た結果となり、最大水平加速度では盛土内下部で大きく増幅し、最大で $750(\text{cm/s}^2)$ となった。ま

た，最大鉛直加速度も盛土法肩部で大きくなり，最大で $520(\text{cm/s}^2)$ となった。

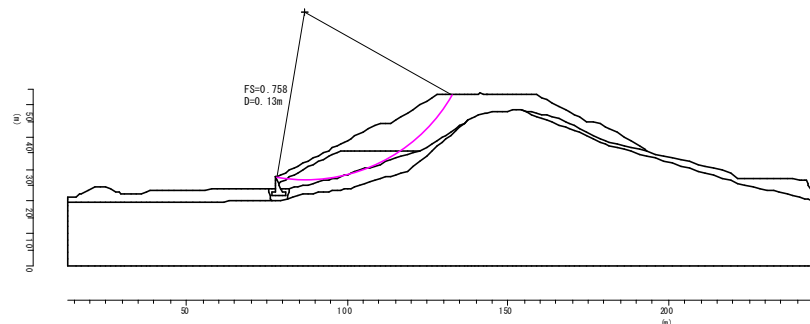
このように地震時の揺れはケース 1 と同程度になったにも関わらず，すべり変位量は大きく異なった．図-3.2.9(c), (d)に解析結果を示すが，すべり変位量は 13cm に留まった．したがって，泥岩の盛土材が風化していなく地下水位が低ければ，今回の地震動程度ではほとんど変状は発生しなかったのではないかと推測される．



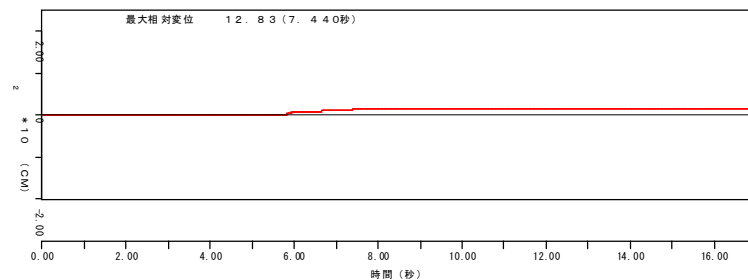
(a) 水平加速度分布



(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面



(d) すべり変位量

図-3.2.9 case-2 泥岩風化の影響検討の結果

3.2.5 東名牧之原の事例のまとめ

盛土材料が風化した状態の泥岩と新鮮な泥岩との比較を行い、盛土材料の状態の違いによるすべり変位量を評価した。評価の方法は近傍の IC で計測された地震動を用いて、崩壊した盛土位置における地震動を再現したものを用いた。凸型の原地盤の影響もあり、盛土内部での地震動の増幅が大きい結果となった。地震時の変位量は新鮮な泥岩ではほとんど変位が生じないにも関わらず、泥岩が風化したと想定した場合は、崩壊するような大きな変位量が生じた。このように、今まで時間が経過するにつれて安定化すると考えられてきた盛土であっても、脆弱岩の場合は逆に強度が低下し、特に大規模地震時には崩壊するようなことも考えられる。またこの災害では東名高速道路という物流・交通の大動脈であったことや、発生時期が夏期の繁忙期と重なったことで早期復旧が望まれた事例である。このような社会的に要請も鑑みれば、今まで考慮されてこなかったスレーキング性材料の強度低下についても検討する必要がある。

3.3 泥岩盛土材料によるジオテキスタイル補強土壁の変状事例

3.3.1 変状の状況

(1) 変状調査の概要

本研究の対象とした補強土壁は、ジオテキスタイル補強土壁工法で施工されたものである。ジオテキスタイル補強材はアラミド繊維を高密度ポリエチレンで被覆したものを使用している。本補強土壁の構築には、周辺の切土から発生した現地発生材を盛土材として使用している。盛土材はスレーキング性材料である新第三紀の泥岩である。

工事しゅん功から約 1 年経過後に、路床面の縦断方向に複数の亀裂が確認された。その後も補強土壁の変状は進行し続けて最大壁面変位が約 60cm になり、動態観測を続けたが、変状が収束しなかったため補強土壁を再構築することとなった。この補強土壁の撤去にあわせて、補強土壁の盛土部分における各種調査及び補強材の調査を行った。

(2) 補強土壁の構造

図-3.3.1 に補強土壁施工箇所の平面図を示す。図に示すように、橋梁部と切土部に挟まれた片切り片盛り構造の盛土部で、谷部を埋める形で構築されている。谷部は大きく 2 つあり、最大壁高 10m の箇所（以下、「箇所 1」という。）と最大壁高 15m の箇所（以下、「箇所 2」という。）の 2 つの補強土壁が連続して構築されている。壁面勾配は 1 : 0.3、延長約 160m、壁面積は約 1200m²である。

最大高さ部の横断図を図-3.3.2 に示す。箇所 1 は壁高が 10m あり、補強材が 10 段敷設されている。補強材は最下部では高さ 50cm 間隔、それ以外は高さ 100cm 間隔で敷設、最下部の補強材の長さは 5.4m、最上段の補強材の長さは 9.5m ある。補強材の強度の種類は 3 種類用いられており、上段は品質管理強度が 50(kN/m)、中段は 100(kN/m)、下段は 120(kN/m)の補強材である。

箇所 2 は壁高が 15m あり、ジオテキスタイル補強材が 19 段敷設されている。補強材は下段部では高さ 50cm 間隔、中上段部は高さ 100cm 間隔で敷設、再下段部の補強材の長さは 6m、最上段の補強材の長さは 15m ある。補強材の種類は 3 種類用いられており、上段は品質管理強度が 80(kN/m)、

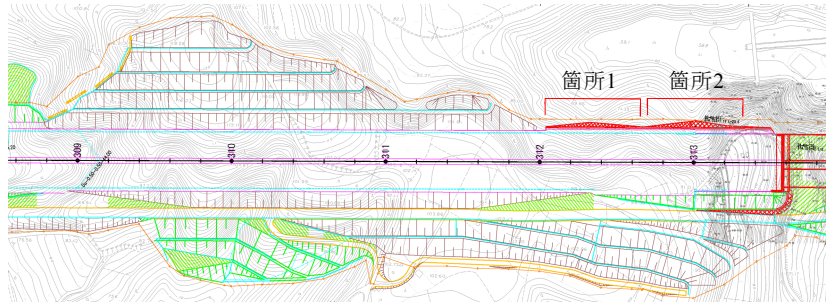


図-3.3.1 平面図

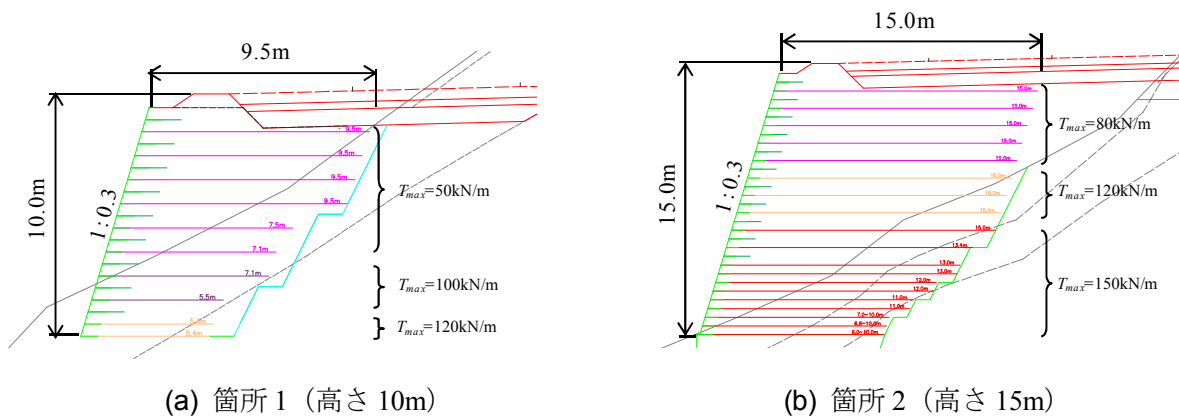


図-3.3.2 補強土壁工の横断面図

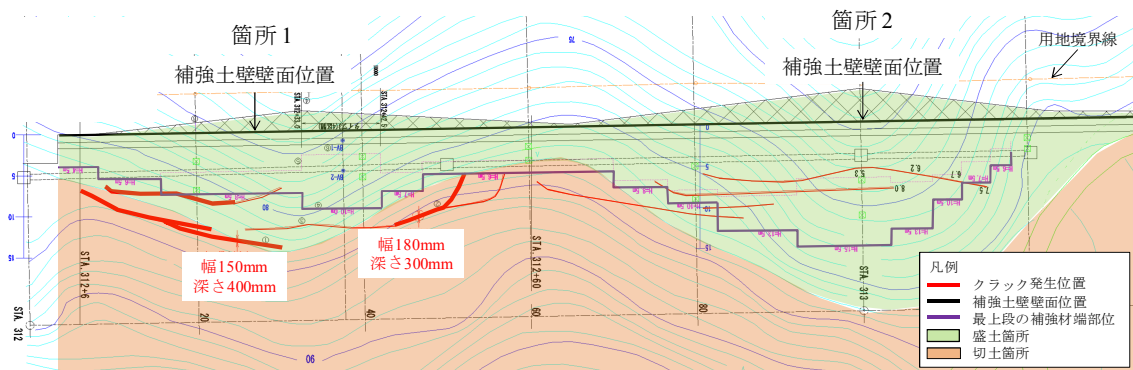


図-3.3.3 路床面の亀裂発生位置

中段は $120(\text{kN/m})$ 、下段は $150(\text{kN/m})$ の補強材である。この2箇所の補強土壁の壁面材は鋼製枠タイプの格子状エキスパンドメタルで、ジオテキスタイルとは結合材で直接連結されている。また、鋼製枠には座屈防止のための斜タイ材、土のこぼれ出し防止及び緑化のために鋼製枠の裏面には、不織布と植生シートを設けている。

これら補強土壁の設計は、NEXCO の設計基準⁷⁾及びジオテキスタイルマニュアル⁸⁾に従っている。

設計における盛土材土質条件は、粘着力 $C=60.6(\text{kN/m}^2)$ 、せん断抵抗角 $\phi=18.6(^{\circ})$ 、土の単位体積重量 $\gamma=19(\text{kN/m}^3)$ である。なお、内的安定の検討時にはジオテキスタイルマニュアルに従って $C=10(\text{kN/m}^2)$ としている。また、高速本線部になる重要度の高い箇所であるので、レベル2地震動相当の設計水平震度 0.16 を用いて、地震時の検討を行っている。安定検討の結果、常時の全体安定時が最も厳しい条件となり、補強材の配置は全体安定の結果で決まっている。

(3) 補強土壁に生じた変状の状況

a) 路床面の亀裂

補強土壁工事のしゅん功後、約1年が経過した後に、路床面の縦断方向に複数の亀裂が確認された。図-3.3.4はその時の路床面の亀裂の状況である。亀裂は大きいもので幅15cm、深さ40cmにもなり、図-3.3.3に示すように大きいものから小さいものまで含めて補強土壁施工部のほぼ全延長にわたっている。

なお、施工時には路床面はセメント安定処理が施されていたが、亀裂発生確認後には亀裂面をアスファルト乳剤により補修し、路床面はシート養生により表面水の浸入が遮断されている。

b) 壁面の変位

施工後約5年経過した時点で計測された補強土壁の変状は補強土壁が前倒れする傾向にあり、箇所1ではしゅん功時に比べて壁面前面上部の沈下量：318mm、水平変位：632mm、箇所2では沈下量：406mm、水平変位：521mmの変形量が計測されている。

補強土壁の壁面の状況を図-3.3.4に示す。壁面には緑化タイプの鋼製枠が用いられているが、シダ類やコケ類等の親水性植物が繁茂しており、晴天時でもかなり湿潤な状態であった。また、壁面部に出ている水平排水材からは水の滴りがあり、付近では盛土材料の細粒分が流出していることが確認された。



(a) 路床面の亀裂発生状況



(b) 壁面状態（箇所1）



(c) 壁面材からの細粒分流出状況

図-3.3.4 補強土壁の変状状況

3.3.2 施工時の工事記録

(1) 基礎地盤及び排水処理

施工時の基礎地盤処理は、基礎地盤の支持力確保及び沈下対策として、補強土壁の底面には置換えコンクリートが施工されている。また、大型振動ローラーで転圧が可能な箇所ではセメント改良による地盤安定処理が行われている。今回の調査において基礎部には変状はないことが確認されている。

補強土壁施工時の排水対策として、補強土壁裏込め部と原地盤との切り盛り境には図-3.3.5 に示すような有孔管（ $\phi 150$ ）と単粒度砕石を使用した地下排水工が設置されている。また、補強土壁の内部には、図-3.3.6 に示すように、水平排水材（板状排水材）が敷設されている。

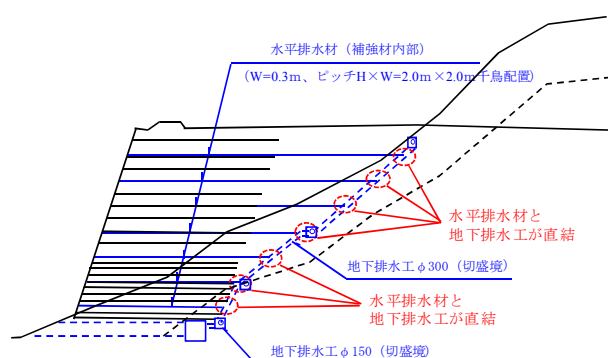


図-3.3.5 裏込め部及び地山部の排水施設



図-3.3.6 施工時の水平排水材設置状況

(2) 裏込め部の盛土

a) 盛土材料

補強土壁の盛土材料は、施工箇所近傍の切土からの現地発生土である新第三紀の泥岩を使用している。箇所1の盛土材は隣の切土からの発生土で、箇所2の盛土材は高さ6mより上部では隣の切土からの発生土、6mより下部では向かいの切土からの発生土を使用している。盛土材料の土質試験結果を表-3.3.1に示す。地盤材料の工学的分類では砂まじり細粒分質礫(GF-S)、自然含水比 $w_n=14.4\%$ 、粒度は礫分67.8%、砂分15.1%、細粒分17.1%である。また、岩の破砕率72.6%、スレーキング率100%である。突固め試験はJIS A 1210の呼び名B-c法により最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.789(g/cm^3)$ 、最適含水比 $w_{opt}=15.4\%$ である。三軸圧縮試験はUU条件において粘着力 $C=60.6(kN/m^2)$ 、せん断抵抗角 $\phi=18.5(^{\circ})$ である。補強土壁の盛土材料の設計定数は、この三軸圧縮試験の結果を用いている。なお、内的安定時の検討では粘着力 $C=10(kN/m^2)$ としている。

b) 品質管理方法

転圧機械は200kN級振動ローラー、仕上り厚1層30cm、転圧回数8回、品質管理方法は、試験施工である現場転圧試験において得られた最大乾燥密度を基準とする密度比 D_s 管理⁹⁾かつ、空気間隙率管理の併用としている。なお、現場転圧試験で得られた最大乾燥密度は $1.819(g/cm^3)$ で、この密度の92%以上が D_s 管理の基準である。

表-3.3.1 盛土材料の土質試験結果

項目		内容	備考
地盤材料の工学的分類		砂まじり細粒分質礫	(GF-S)
自然含水比 w_n		14.4 (%)	
土粒子密度 ρ_s		2.716 (g/cm ³)	
粒度組成	礫分	67.8 (%)	2mm 以上
	砂分	15.1 (%)	0.075～2mm
	細粒分	17.1 (%)	0.075mm 以下
コンシステンシー	液性限界 w_L	36.2 (%)	
	塑性限界 w_p	18.3 (%)	
	塑性指数 I_p	17.9	
岩の破碎率		72.6 (%)※	NEXCO 試験法 109 ²⁾
岩のスレーキング率		100.0 (%)※	NEXCO 試験法 110 ²⁾
突固め試験	試験法	B-c	
	最大乾燥密度	1.789 (g/cm ³)	
	最適含水比	15.4 (%)	
転圧試験最大乾燥密度		1.819 (g/cm ³)	
三軸圧縮試験	試験方法	UU	供試作製
	粘着力 C	60.6 (kN/m ²)	含水比 13.5%
	せん断抵抗角 ϕ	18.5 (°)	1.673 (g/cm ³)

※スレーキング率・破碎率は同工事の裏込め材の試験結果

(3) 品質管理の記録

補強土壁の盛土部の日常品質管理の記録を図-3.3.7 に示す。図は現場の日常管理記録を室内の締固め試験結果と併せて示したものである。箇所1の日常管理記録は含水比13～18%付近、乾燥密度1.7～1.8(g/cm³)に集中していることが分かる。箇所2の盛土上部は箇所1と同様に含水比13～19%付近、乾燥密度1.7～1.8(g/cm³)に集中している。一方、箇所2の盛土中下部は含水比10～15%付近、乾燥密度1.8～2.0(g/cm³)に集中しており、他の箇所よりも含水比が低く、乾燥密度が高いことがわかる。箇所1、箇所2のいずれも密度比 D_s は92%以上、空気間隙率 v_a は13%以下で管理基準を満たし、特に箇所2の中下部は密度比100%を超えている。

これらの結果より同じ箇所の盛土でも乾燥密度が高い部分と若干低い部分があり、それは施工時の含水比が乾燥側の時に乾燥密度が高く、湿潤側では低い傾向になることがわかる。乾燥密度が高い箇所2の中下部は、盛土材の掘削位置が箇所1、箇所2の上部と異なる。

3.3.3 補強土壁の内部状態の調査

(1) 調査・試験の概要

補強土壁の内部状態を把握するため、表-3.3.2 に示す各調査・試験を実施した。今回は補強土壁の再構築を行ったので、その過程で各種試験を実施した。まず、補強土壁撤去前に表面波探査を行い盛土内のS波速度の分布を調査した。その後、補強土壁の撤去に合わせて、盛土各層でRI計器を用いた現場密度測定、試料採取を行い粒度試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を実施した。また、補強材の状態は、測量による補強材の敷設高さ確認、補強材の引張試験、補強材と現場盛土との引抜き抵抗を確認するための室内引抜き試験を実施した。

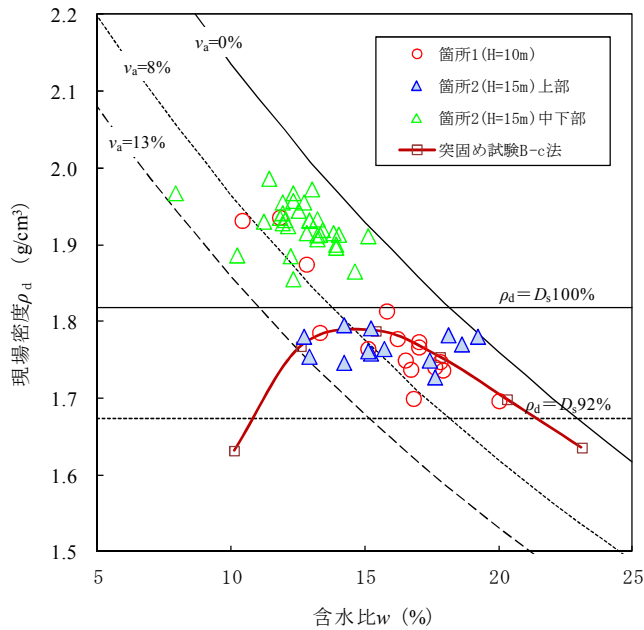


図-3.3.7 施工時の含水比及び乾燥密度と締め固め曲線

表-3.3.2 調査・試験項目と内容

試験項目	確認内容	備考
表面波探査	S波速度	多チャンネル式
現場密度測定	密度, 含水比, 飽和度	RI計器
粒度試験	粒度分布	水洗いなし
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ	φ100mm
三軸圧縮試験	粘着力, せん断抵抗角	φ200×h400mm
補強材の敷設状況	補強材敷設高さ	
補強材引抜き試験	引抜き抵抗力	室内試験

(2) 表面波探査

a) 探査方法

表面波探査は図-3.3.8に示すように、高速道路本線に沿った縦断測線を2測線、各施工箇所の最大壁高で横断測線を2測線、壁面部で1測線の計5測線で行った。縦断測線は壁面から8.5mの位置と15.5mの位置としており、壁面部測線は地盤から高さ約2mの位置とした。表面波探査は多チャンネル式表面波探査で行い、受振器には、平地の場合は鉛直指向性の4.5Hzの速度型ジオフォンを用いた。一方、壁面では振動の卓越する壁面に垂直な方向の計測が可能な28Hzの速度型ジオフォンを用いた。起振は2m間隔でカケヤを用いて行い、一つの起振点において起振を終了したら、起振点と受振点をそれぞれ2m移動して同様に測定を行った。この移動方法は、障害物や地表面の凹凸が多い縦断No.1測線はCDPスイッチにより移動展開する方法を、比較的地表面が平坦な縦断No.2測線はあらかじめ24個の受振点を1m間隔で連結した測線を2mずつ牽引移動する方法を用いた。

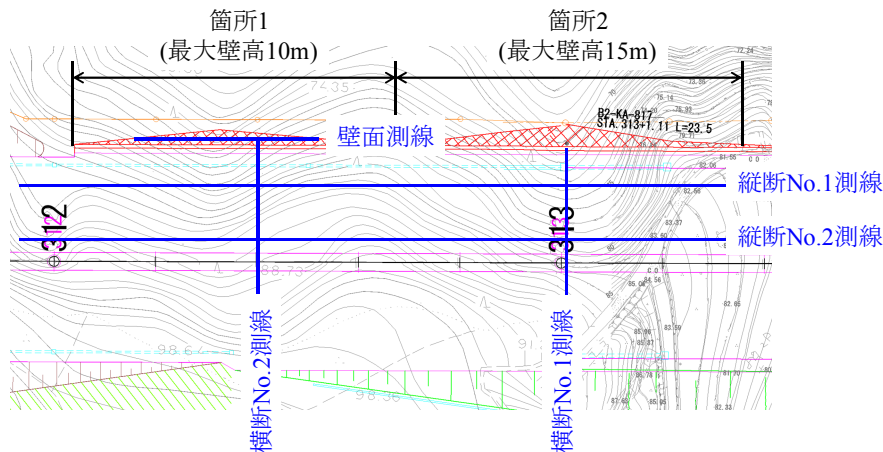


図-3.3.8 表面波探査実施位置

b) 探査結果

表面波探査で得られた縦横断方向の S 波速度分布結果を図-3.3.9 に示す。地山の新鮮な泥岩部分は、図中の S 波速度が 300(m/s)以上の青色部分の速度域である。既往調査によれば、河川堤防を対象として表面波探査を行った結果、緩い状態の砂質土の S 波速度は 180(m/s)以下であることが報告されている¹⁰⁾。この調査と本調査は、調査条件や対象が完全に一致しているわけではないが、本調査の結果では、原地盤部分(新鮮な泥岩層)の S 波速度が 300(m/s)以上を示している。したがって、ここでは S 波速度 300(m/s)程度以上は、地山と同程度の速度域であり健全な領域とし、200(m/s)程度以下の領域が緩み領域であると判断することとした。

縦断 No.1 測線において測線距離 40m と 100m 付近を谷底とする凹形速度分布がみられるが、縦断測線始点側に分布すると考えられる地山の凸形速度分布が確認されなかった。このことは、補強土壁の背面に当たる縦断 No.2 側線の結果からもわかる。一方補強土壁部は、縦横断方向ともに、補強土壁の地表面から深さ 3m 付近に低速度域（図中の黄色、オレンジ色）が分布しており、その S 波速度の最小値は 100(m/s)に達することから脆弱な状態であると考えられる。この低速度層は深さ 2～4m 付近並びに、補強土壁の壁面側に集中している。

箇所 1 の壁面からの計測結果を図-3.3.9 の右下図に示す。この図は、壁面から奥行方向の速度分布を示し、図中の深度は壁からの奥行方向の距離である。なお、壁面が僅かに勾配をもつことから、厳密には奥行き斜め下方向の速度分布を表すものと考えられる。計測結果は、始点から測線距離 25m 付近の区域では壁面より奥行き 2m ほどの位置の盛土の S 波速度が最も低く、200(m/s)以下の低速度となっている。また、表層に比較的高い速度層が覆うように分布しており、補強土壁の鋼製枠の影響と考えられる。3.5m より奥は S 波速度が 300(m/s)を超える速度層となっており、ほぼ一様に分布することから補強土壁下部のコンクリート基礎の影響と考えられる。

図-3.3.10 には横断測線の S 波速度を、補強土壁の施工断面に投影して示した。横断 No.2 測線（箇所 1）では補強土壁上部に S 波速度が 100～200(m/s)程度の低速度域があり、特に壁面側の補強土壁上部から深さ 1～2m 付近が、S 波速度 100(m/s)程度の緩み部である。また、深さ 2～4m 付近では、補強領域の背面部の 20m 付近まで低速度域があることがわかる。その他の補強土壁下部やその他の地山との境界部の盛土は、S 波速度 200～300(m/s)程度で、他の範囲に比べて健全な部分であると判

断できる。

横断 No.1 測線（箇所 2）では、箇所 1 と同様に補強土壁上部に S 波速度が 100～200(m/s)程度の低速度域があり、特に壁面側から 5～10m 付近の領域が速度 150(m/s)程度以下の緩み部である。また、深さ 1～3m 付近では、補強領域の背面部の 20 数 m 付近まで低速度域があることがわかる。その他の補強土壁下部やその他の地山との境界部の盛土は、S 波速度 200～300(m/s)程度で、健全な部分であると判断できる。

以上より、箇所 1、箇所 2 とともに補強土壁上部の高さ 1～4m 付近、かつ壁面から比較的近い部分の S 波速度がかなり低く、この低い領域は部分的には補強領域の背面 20m 近くまで及んでいることがわかった。

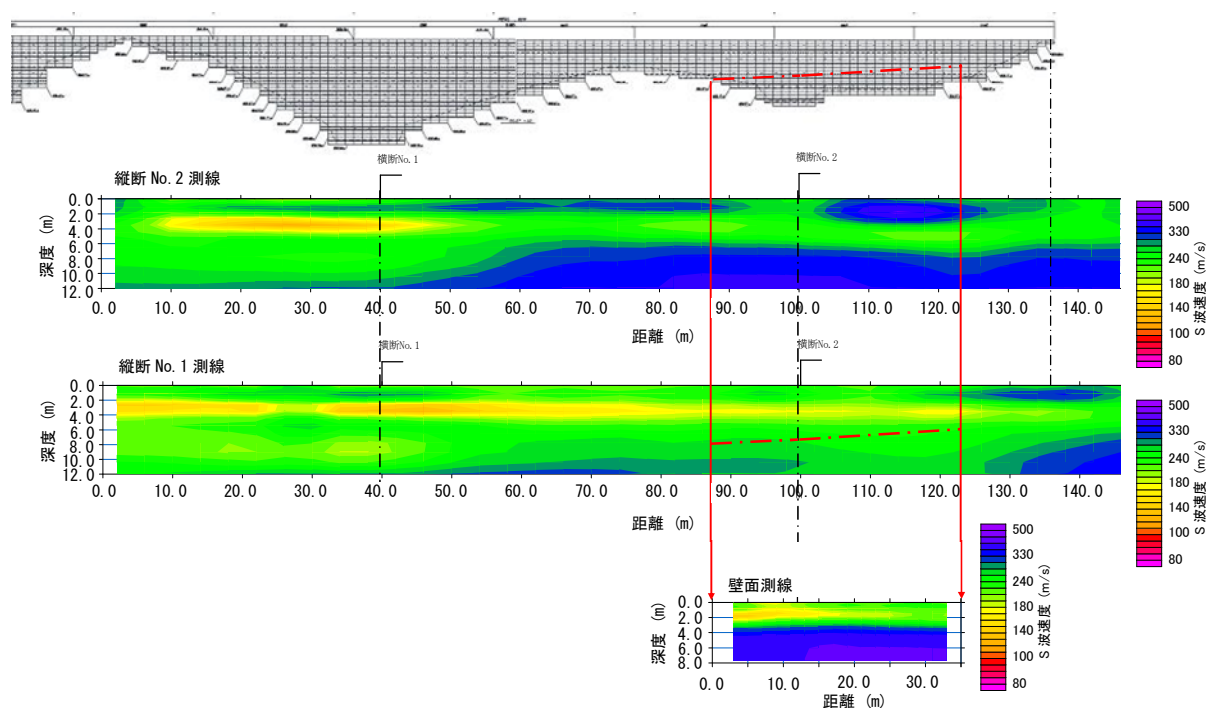


図-3.3.9 各測線の表面波探査結果

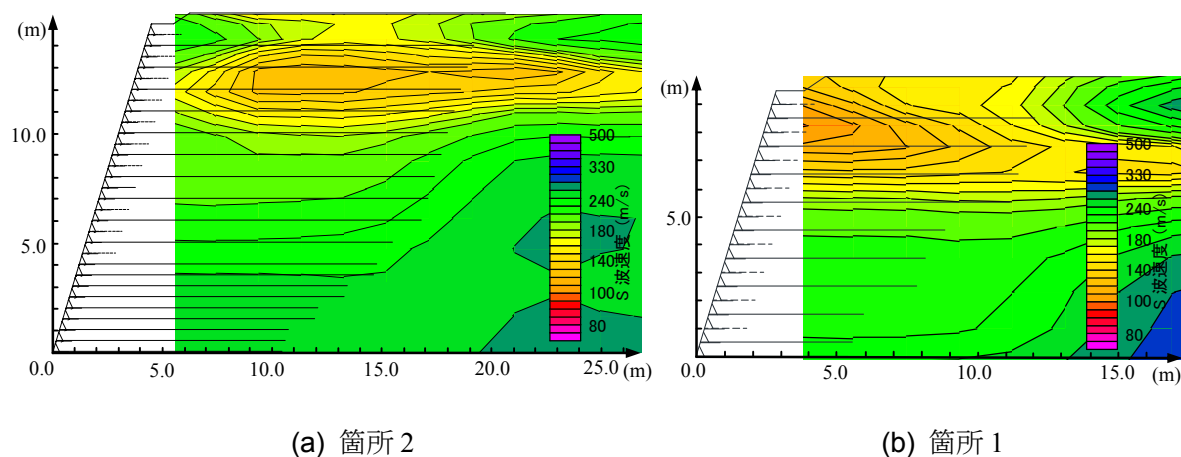


図-3.3.10 補強材の位置と表面波探査結果

(3) 現場密度測定

a) 測定方法

補強土壁の撤去に合わせて、補強土壁が敷設されている各層において、RI 計器を用いた密度測定を行った。測定は横断面の高さ方向に行い、1 層当たりの測定位置は、壁面側から 0.5m, 5m, …15m の位置等で補強材の長さに合わせて 1~3m 程度の間隔で 6 点測定した。

b) 測定結果

RI 計器で測定した密度、含水比、飽和度を補強土壁の高さ、壁面からの位置関係でコンター図にまとめたのが、図-3.3.11~図-3.3.13 である。ここでは代表して箇所 1 のみ記す。

測定結果から得られた含水比の分布を図-3.3.11 に示す。補強土壁上部から深さ 1~3m 付近でかつ壁面から 2m 付近の含水比が 20~23%で、補強領域内部の他区域が 13~17%であるのに比べて大きい。全体的に壁面側の含水比がやや高い状況であるが、壁面部で比較しても上部の含水比は高くなっている。

乾燥密度の分布を図-3.3.12 に示す。補強土壁上部から深さ 1~3m 付近でかつ壁面から 2m 付近の乾燥密度が $1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度で、補強領域内部の他区域が $1.8\sim1.9(\text{g}/\text{cm}^3)$ であるのに比べて小さい。全体的に壁面側の乾燥密度がやや低い状況であるが、壁面部で比較しても上部の壁面上部は低くなっている。これらの全体的な傾向は、含水比と同様な傾向を示しており、含水比が高い箇所の乾燥密度は低い。

飽和度の分布を図-3.3.13 に示す。補強土壁上部から深さ 1~3m 付近かつ壁面から 2~4m 付近、深さ 6~8m 付近の飽和度が 100%近く最も高い。他の区域においても 80~90%程度であり、全体的に高い傾向にある。

本調査時の現場密度測定結果と、施工時の測定結果を比較したのが図-3.3.14 である。施工時の測定は、補強土壁の盛土部で測定した 15 点の平均値である。したがって、具体的に壁面から何 m という位置ではなく、あくまでも盛土の平均的な値である。一方、図の本調査の測定は、補強土壁壁面から 0.5m の位置測定結果である。したがって、全くの同一位置ではないので、一概にその結果の大小を比較することはできないが、変化の傾向を確認するため比較することにした。

含水比は本調査では路床からの深さ 1~3m 付近で同様に 20 数%近くに増加している。施工時の盛土平均が 10~15%程度であるので、本調査の壁面側の含水比はかなり高いといえる。乾燥密度は含水比と同様な傾向で、路床からの深さ 1~3m の位置で、施工時との相違がある。本調査時では乾燥密度が $1.65\sim1.75(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度で、施工時の盛土平均と比較して小さい。飽和度は含水比と同様な傾向を示し、本調査では路床からの深さ 1.5m 付近で 90%程度であり、全体的にもかなり高い。施工時の盛土平均はばらつきが大きいものの、50~90%程度であることから、本調査位置の壁面側の飽和度は高いといえる。

補強土壁の上部で壁面側~内部にかけての含水比が高い箇所や、乾燥密度が低い箇所は、表面波探査で確認した低速度域と概ね一致している。

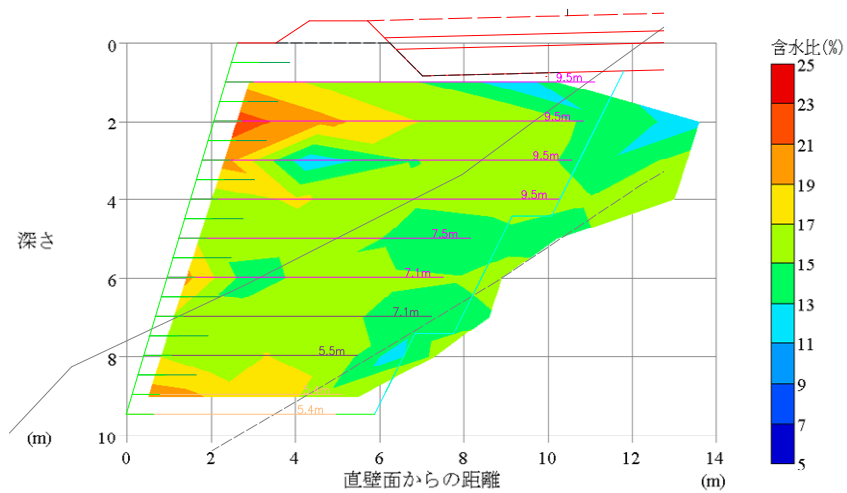


図-3.3.11 含水比の分布

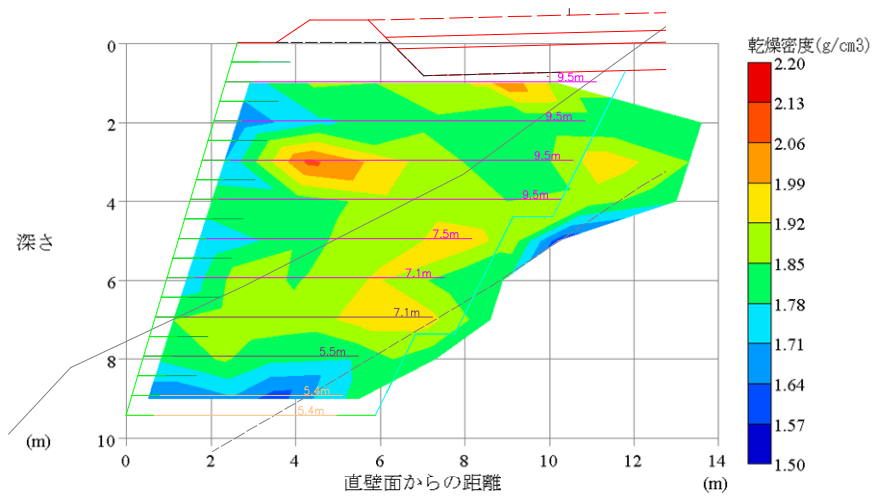


図-3.3.12 乾燥密度の分布

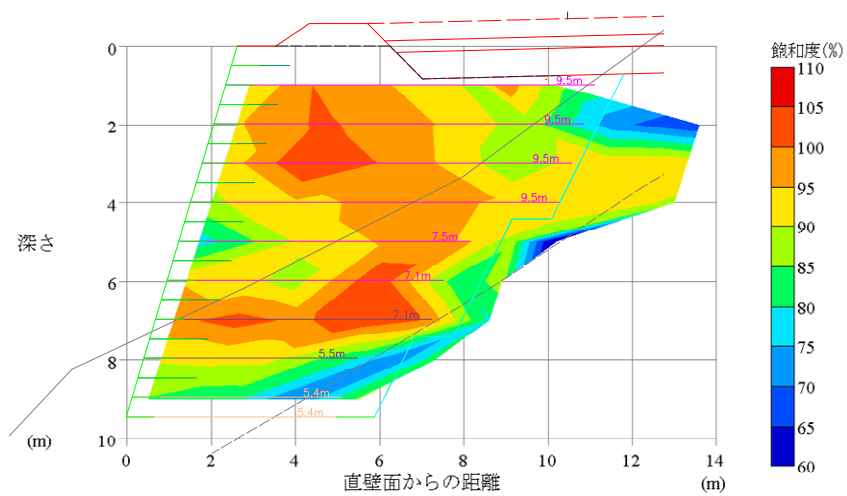


図-3.3.13 飽和度の分布

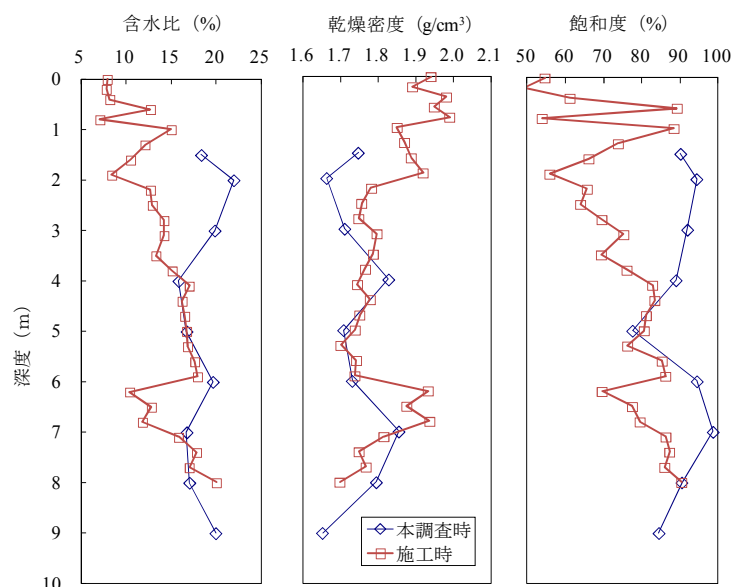


図-3.3.14 密度測定の実施時との比較

3.3.4 補強材の敷設高さ計測

(1) 計測方法

ジオテキスタイル補強材の敷設状況を確認するために、盛土材を撤去した状態で、補強材の敷設面の高さを計測した。また、計測時には高さ計測と同時に、補強材の破断や異常な伸びがないかを目視で確認した。

(2) 計測結果

図-3.3.15 にジオテキスタイル補強材の高さ計測結果と表面波探査の結果を併せて示す。図は設計時の補強材の敷設高さも併記しており、本調査での計測値は、補強材の背面側端部の高さが施工時と同一と仮定して、その位置に原点をとっている。箇所1では補強土壁上部壁面側の補強材が、背面に比べて最大で 29cm 下がっている。壁面側の補強材が下がっている傾向は、補強土壁全体にみられるが、特に補強土壁上部が顕著であり、下部はほとんど高さ変化がない。これらの補強材の壁面側の下がりの傾向は、表面波探査の低速度域や、現場密度試験で確認した高含水域、低乾燥密度域と一致している。

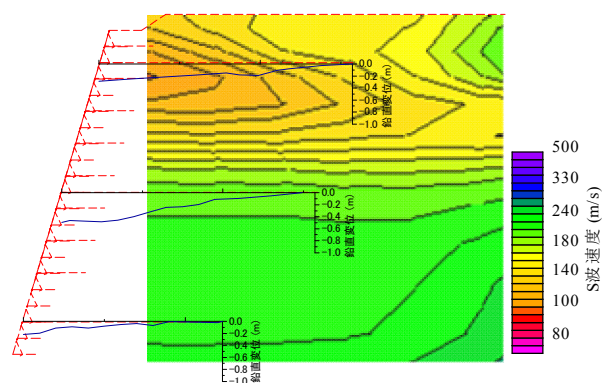


図-3.3.15 補強材の敷設状況（箇所1）

3.3.5 盛土材の状態

(1) 盛土材の状態

現場の盛土材の状況を図-3.3.16に示す。図-3.3.16(a)は箇所1の深さ1m壁面から1.5mまでの状況である。壁面材は鋼製枠形式で緑化のためのシートが壁面裏にあることが確認された。壁面付近の盛土材も泥岩が用いられているが、壁面から1m付近までの色調は、補強土壁内部の灰色ではなく黄褐色であった。壁面付近の盛土材の状態は、内部とは明らかに異なり、細粒化が顕著で粘性が高かった。図-3.3.16(b)は取り出した補強材の状況である。採取箇所は図-3.3.16(a)と同箇所の箇所1の深さ1mである。補強材の外観は、破断や大きな伸び、変形はみられなかった。採取した位置の補強材は、補強材上に板状の水平排水材が敷設されていた。写真からもわかるように、水平排水材が敷設されていた箇所と、壁面材が敷設されていた前部分の補強材には粘土化した泥岩の付着がみられた。図-3.3.16(c)と図-3.3.16(d)は採取した盛土材の塊である。細粒化が進んでおり、施工当初にあったであろう粒径の大きな礫はあまりみられなかったが、図-3.3.16(d)にみられるように細粒分のなかにも数cm程度の礫が残っているのが確認できた。また、不攪乱土採取のためにシンウォールサンプリングを行ったが、特に補強土壁内部では貫入がかなり困難であった。



(a) 壁面付近の状況（箇所1 深さ1m）



(b) 補強材取り出し状況（箇所1 深さ1m）



(c) 盛土材料の状態（箇所1 深さ1m）



(d) 盛土材料の状況（箇所1 深さ1m 壁面側）

図-3.3.16 盛土材料の状況

(2) 盛土材の粒度

補強土壁から採取した盛土材粒度試験の結果を図-3.3.17に示す。図は箇所2の深度1mの位置の壁面側と盛土中央部の結果である。また、施工箇所の地山から採取した材料の結果も併記している。粒度試験は水洗いをするため、水洗いなしで行っている。壁面から0.5m位置と9.5m位置の粒度は特に礫分の粒度が異なり、粒径9.5mmふるい通過質量百分率は約30%ほど0.5m位置の方が多い。また、壁面から9.5mと地山を比較するとほとんど変化がないので、盛土中央付近は材料の細粒化が進んでなく、壁面側は礫分が細粒化している傾向にある。

図-3.3.18は箇所1の盛土中央部の深度方向の粒度分布を示す。細粒分、砂分の粒度には変化は小さく、深度方向の粒度は変わらない。

(3) 盛土材の強度

図-3.3.19～図-3.3.22に物理特性と一軸圧縮強さの関係図を示す。一軸圧縮強さは現場で計測した乾燥密度と含水比に合わせて、計測した位置の盛土材料を用いて再構成した試料である。含水比、乾燥密度、飽和度、0.075mm通過質量百分率と一軸圧縮強さの関係を示す。含水比が高くなるほど一軸圧縮強さは小さくなり、乾燥密度が高くなるほど一軸圧縮強さは大きくなる傾向が確認できる。飽和度と一軸圧縮強さの関係は明確でない。0.075mm通過質量百分率と一軸圧縮強さの関係は明確な傾向はない。したがって、一軸圧縮強さの大小は施工時の乾燥密度、施工後の含水状態に大きく左右されるといえる。

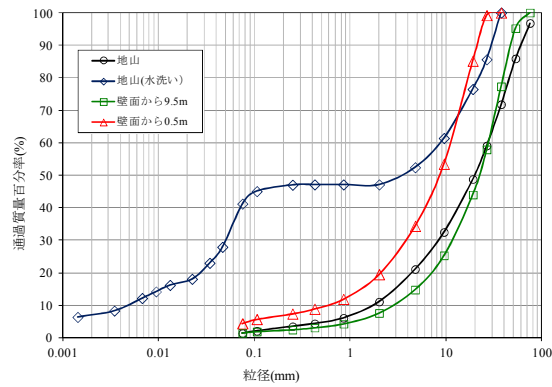


図-3.3.17 盛土材料の粒度

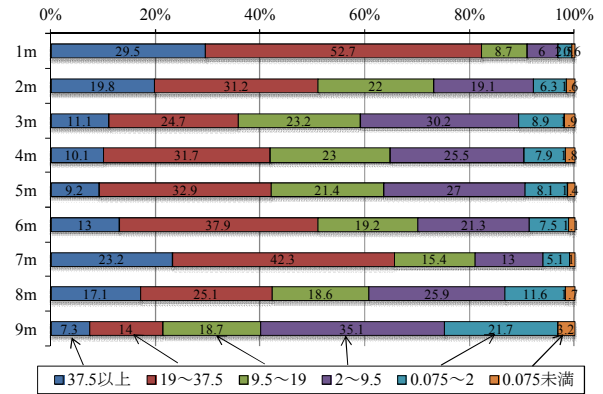


図-3.3.18 盛土中央部の深度方向の粒度

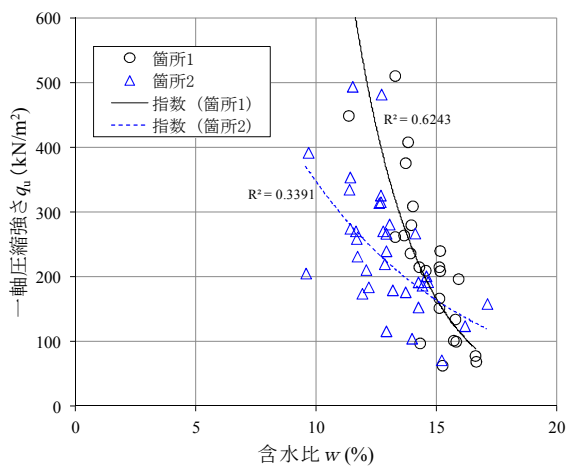


図-3.3.19 含水比と一軸圧縮強さ

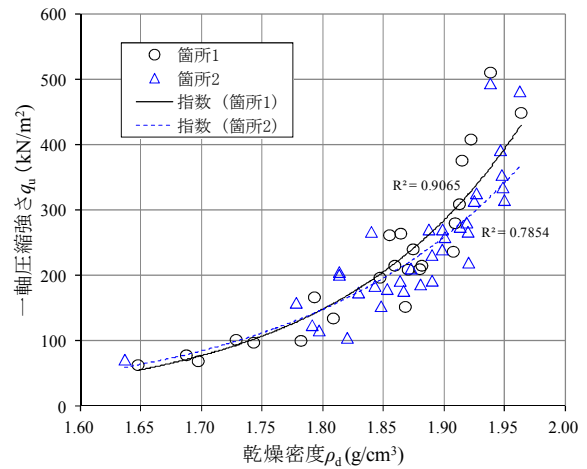


図-3.3.20 乾燥密度と一軸圧縮強さ

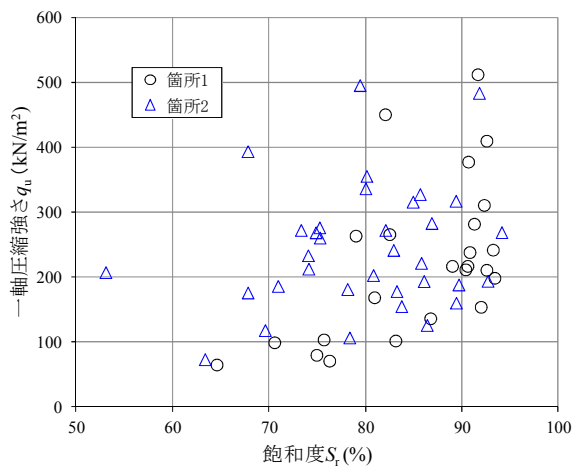


図-3.3.21 飽和度と一軸圧縮強さ

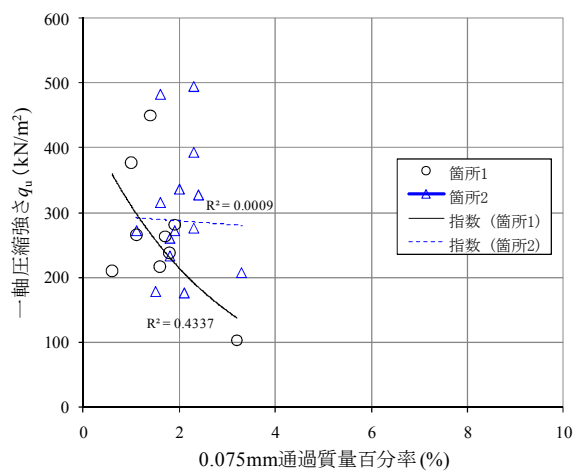


図-3.3.22 0.075mm 通過質量百分率と一軸圧縮強さ

3.3.6 ジオテキスタイル補強材の引抜き試験

(1) 試験方法

ジオテキスタイル補強材の引抜き抵抗を確認するため、現場盛土材を使用した室内の土中引抜き試験を行った。なお、試験は JGS0942-2009 に準拠した。試験装置の土層の大きさは長さ 500mm×幅 300mm×高さ 200mm、土層内に土を締め固めて土層中央部に、定着長が 450mm となるように 280mm 幅の補強材をセットした。土層内の盛土材は自然含水比で、現場で得られた平均的な乾燥密度を目標に 1 層約 3.3cm 小型のランマーで締め固めた。試験では補強材の引抜き力、引抜き量、土中の変位を計測した。使用した補強材は品質管理強度が 150(kN/m) の新材で、引抜き速度を 1mm/min、鉛直応力を 25,50,100,150(kN/m²) とした。

(2) 試験結果

土中引抜き試験において、最大せん断応力は、次式より求めた。

$$\tau_{p\max} = \frac{F_{\max}}{2 \cdot L \cdot B} \quad (3.3.1)$$

ここに、 $F_{\max}$ ：最大引抜き力、 L ：引抜き抵抗長(450mm)、 B ：供試体幅(280mm)

土中引抜き試験で得られた鉛直応力と最大せん断応力の関係を図-3.3.23 に示す。試験 No.1～4 (鉛直応力：25～100kN/m²) は、ジオテキスタイルが土中から引抜ける状態であった。試験 No.5, 6 (鉛直応力：150kN/m²) は、チャック部でジオテキスタイルが破断した。また、試験 No.7, 8 (鉛直応力：150～200kN/m²) は、土中でジオテキスタイルが破断した。このため、ジオテキスタイルが破断した試験については、破断時の引張力から最大せん断応力を求めることとした。同図には、補強材の引抜け検討時の設計計算に用いた値を併記している。設計時のせん断定数は粘着力 $C=60.6$ (kN/m²)、せん断抵抗角 $\phi=18.5(^{\circ})$ である。引抜き試験の結果は、鉛直応力が 100(kN/m²) 以下の場合には、引抜きによるせん断強さが 100(kN/m²) でほぼ一定の値を示している。また、鉛直応力が 150(kN/m²) 以上ではジオテキスタイルの破断強度に対応するせん断強さが得られている。これは、盛土材料を所定の密度になるように突固めて模型地盤を作製したため、模型地盤が過圧密状態になっているためと考えられる。しかし、ジオテキスタイルと土の摩擦抵抗としては、設計時の引抜き抵抗以上あることが確認できた。

なお、補強土壁で実際に使われた盛土材料の土質定数は、盛土内 6 箇所から採取した $\phi 100$ mm の

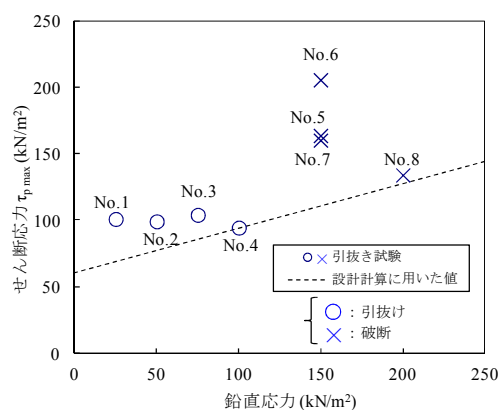


図-3.3.23 引抜き試験の結果

不攪乱試料の三軸圧縮試験を行って確認した。不攪乱試料のせん断定数は $C=90\sim480(\text{kN/m}^2)$, $\phi=10\sim50(^{\circ})$ が得られ、せん断定数は設計定数以上あることを確認した。

3.3.7 変状メカニズムの推察

補強土壁の盛土材料はスレーキング率の高い泥岩が使用されていた。今回の変状の素因としてスレーキング率が高い材料の使用があるが、誘因としてはスレーキングを生じさせる水の介在にある。これらの項目を詳述すると下記のとおりである。

- 1) 盛土材料は新第三紀層のスレーキング率 100%の泥岩が使用されていた。
- 2) 補強土壁上部は、未舗装の路床面仕上りの状態で、路面水が浸透し易い状況にあった。上部路床はセメント安定処理を施していたが、路床面から雨水等が浸透した可能性がある。
- 3) 路床面の路面排水勾配が、補強土壁のり肩部方法に下り勾配で、のり肩付近に路面水が集中し易い状況にあった。補強土壁のり肩部に仮排水溝が設置されていたが、十分に機能せずに逆に路面排水を集約した後に、水の供給源になっていた可能性がある。
- 4) 地山からの湧水処理は、有孔管の地下排水管と碎石層で構成される地下排水工が設置されており、地山からの湧水は処理できていた(図-3.3.5)。
- 5) 補強土壁裏込め部に設置した水平排水材は、本来、裏込め部のみに設置するものであるが、地山湧水処理等のための地下排水工と直結して施工された(図-3.3.5)。地下排水工は切り盛り境の地山からの湧水を処理できるように設置されていた。ただし、湧水が地下排水工で集水され、集水された水が地下排水工から水平排水材に導水された可能性がある。水平排水材は壁面部に排水されるが、壁面部では水平排水材から水の滴りや付近には苔やシダ類の繁茂があり、壁面部から細粒分の流出があった。また、図-3.3.16 に示すように、水平排水材の周りには粘土化した盛土材が付着しており、水平排水材への導水が相当量あったと想定される。
- 6) 工事しゅん功 1 年間、路床面の状態で降雨にさらされた。

このような要因を図-3.3.24、図-3.3.25 に今回の変状のメカニズムとして示す。工事しゅん功後、路床面の状態で 1 年程度経過し、その期間には路床面から雨水等の供給や、補強土壁のり肩部に排水が集中する構造であった。そのため、路床面から補強土壁内部へ水の浸透があったと考えられる。また、水平排水材と地山からの湧水処理のための地下排水工が直結していたため、地山からの湧水等が水平排水材を通して補強土壁裏込め内部に浸透した。これらの浸透水が複合して、特に補強土壁上部、上部前面に影響を与えたと考えられる。また、調査結果をまとめると、図-3.3.25 に示すように補強土壁の上部及び上部前面側が、含水比：高、S 波速度：小、密度：低、変形：大の状況であることから、不健全領域であるといえる。それ以外の補強土壁内部状態は比較的健全な状態であったといえる。このことから、路面及び地山からの浸透水によって、補強土壁上部及び上部前面側が高含水状態となった。さらに、スレーキング性材料である盛土材を使用していたことによって、盛土材料の細粒化が進み、密度の低下、緩みの発生、また壁面から細粒分の流出によって裏込め部分が沈下して壁面の変形が生じた。盛土材の沈下や壁面変位による補強材の下がりが生じたと想定される。このように泥岩を用いて盛土する場合、強度低下が生じる場合があるので、施工時の強度評価や施工後の含水状態については注意が必要である。

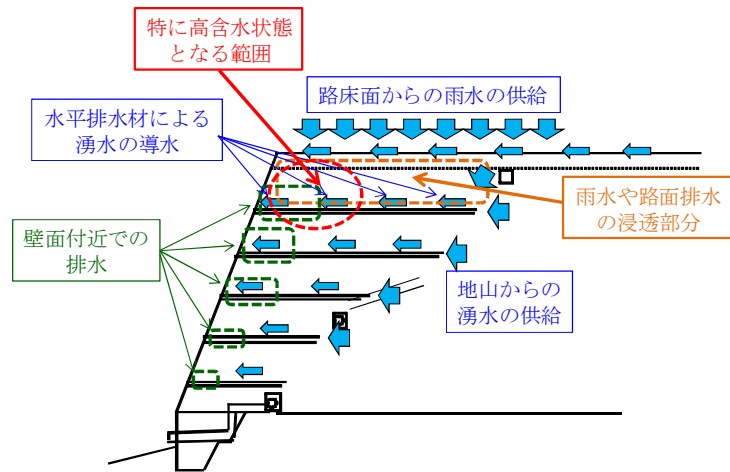


図-3.3.24 変状のメカニズム（排水施設）

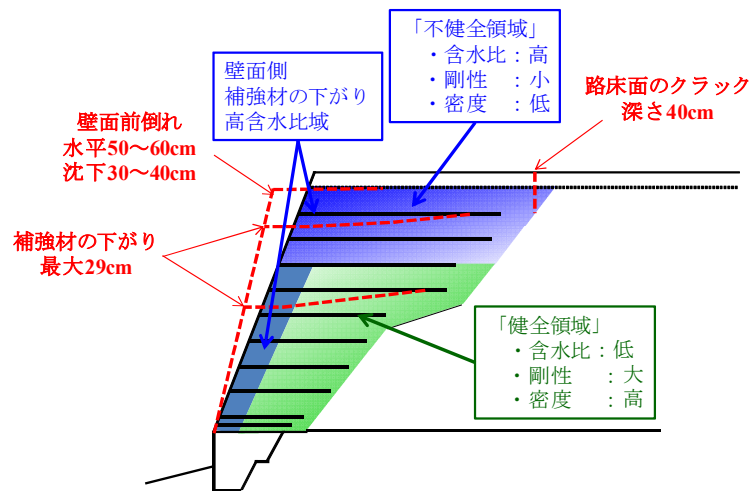


図-3.3.25 変状状況と盛土内部状況のまとめ

3.4 スレーキング性材料を用いた盛土の内部状態

3.4.1 調査分析の概要

3.3 及び 3.4 ではスレーキング性材料を用いた盛土が、地震時や降雨によって崩壊や変状が生じた事例を示した。このような事例からスレーキング性材料を用いた盛土は、スレーキングによる細粒化や強度低下が生じて盛土自体の安定性が低下する可能性があると考えられる。しかしながら、現在供用している高速道路盛土の内部状態を詳しく調査した事例はなく、実際に内部状態がどのようになっているか解明されていない。そこで、スレーキング性材料を用いた盛土の内部状態を把握するため、供用中の高速道路盛土を対象として、各地でボーリング調査を実施した。調査の対象とした盛土は経年変化が把握可能な過去に調査を実施した箇所、供用年数や調査地域に偏りがでないように全国の高速道路から選定した。調査時点の供用年数は1年～41年の範囲である。

ボーリング調査では標準貫入試験や物理試験のための先行ボーリングと、三軸圧縮試験に供する供試体をサンプリングするボーリングを同位置で実施した。また土質試験により粒度、含水比、液塑性等をはじめとする物理特性、三軸圧縮試験によりせん断定数やせん断強さについて整理分析した。また、過去に調査した箇所については、過去の調査結果と併せて物理特性や強度特性の経年的な変化を整理分析した。

表-3.4.1 盛土調査箇所の一覧

No	調査 路線	調査 地区	所在地	供用 年数	盛土 材料	盛土 構造	盛土高 (m)	地質
1	道東道	帯広	北海道 占冠村	1	頁岩・泥岩	両盛り 傾斜地盤	16,18	白亜紀 蝦夷層群中川層
2	関越道	嵐山	埼玉県 小川町	31	泥岩主体	両盛り 水平地盤	9,8	新第三紀中新世 比企層群
3	上信越道	高崎	群馬県 藤岡市	18	泥岩主体	両盛り 水平地盤	8	新第三紀中新世 吉井層
4	上信越道	上越	新潟県 上越市	12	泥岩主体	両盛り 傾斜地盤	18	新第三紀鮮新世 寺泊層群等
5	北陸道	能生	新潟県 上越市	23	泥岩主体	両盛り 水平地盤	10	新第三紀鮮新世 名立層
6	東名	掛川1	静岡県 掛川市	41	泥岩主体	片切片盛り 傾斜地盤	11,14	新第三紀鮮新世 掛川層群土方層
7	東名	掛川2	静岡県 掛川市	41	泥岩主体	両盛り 水平地盤	16,14	新第三紀鮮新世 掛川層群土方層
8	山陽道	神戸1	兵庫県 三木市	14	凝灰質砂岩・ 泥岩	両盛り 傾斜地盤	27,28	古第三紀後期始新 世～前期漸新世 神戸層群吉川累層
9	中国道	神戸2	兵庫県 西宮市	36	泥岩主体	両盛り 水平地盤	7,8	古第三紀後期始新 世～前期漸新世 神戸層群吉川累層
10	東名 ³⁾	牧之原	静岡県 牧之原市	40	泥岩主体	両盛り 傾斜地盤	28	新第三紀 上部中新世相良層群

※盛土高さが2つ記載の箇所は、2断面各々の高さ

3.4.2 盛土の調査方法

(1) 調査位置

スレーキング性材料を用いた盛土内の内部状態を把握するため、供用されている高速道路の盛土でボーリング調査を実施した。調査箇所を表-3.4.1 に示す。調査路線の調査時点の供用年数は 1～41 年で供用年数に偏りがないように選定し、全 9 地区の調査をした。なお、No.10 は平成 21 年に発生した東名牧之原地区の調査結果³⁾による。

調査盛土の材料は No.2,3,4,5,6,7,9,10 は泥岩主体である。No.1 は頁岩・泥岩が混在し、No.8 は凝灰質砂岩・泥岩が混在している。盛土高さは 7～28m で盛土小段の段数では 1 段～4 段となる。また、盛土が構築されている地盤は、水平地盤や傾斜地盤であり、盛土の構造も地盤傾斜により両盛土や片切り片盛りの盛土である。盛土材料が掘削された地山の地質年代は白亜紀、新第三紀、古第三紀である。中でも No.2,3,4,5,6,7,10 の箇所は新第三紀の地質で調査箇所の中で最も多い。

表-3.4.2 には対象盛土の平面位置と断面図を示す。

表-3.4.2 調査盛土の平面位置と概略断面図(1)

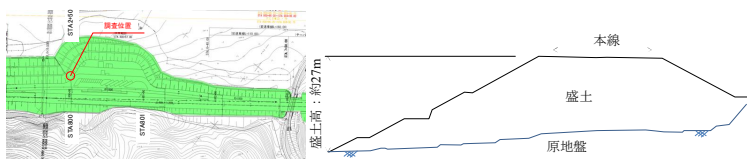
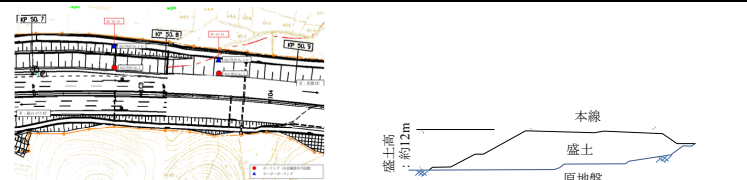
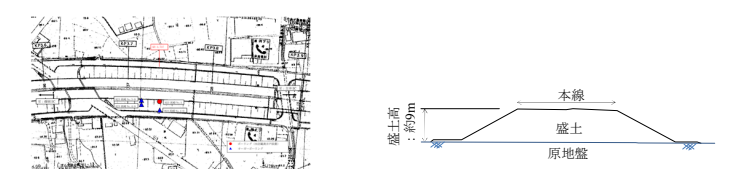
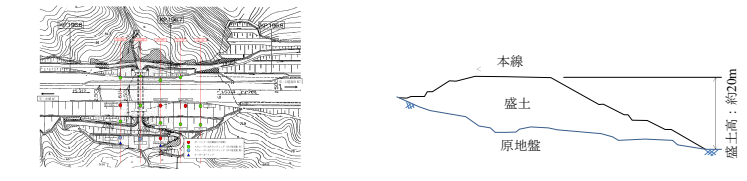
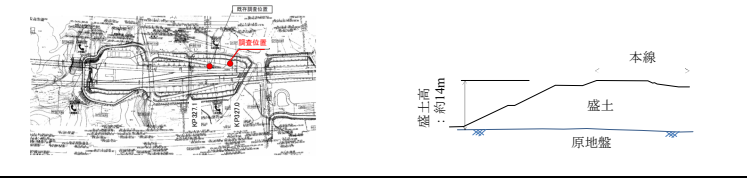
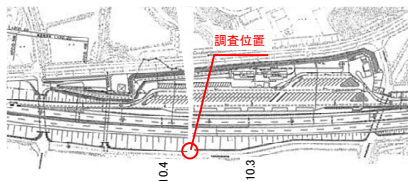
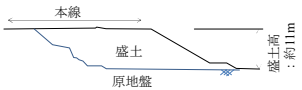
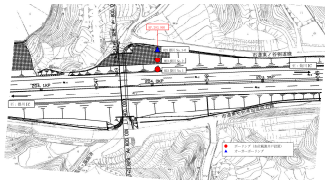
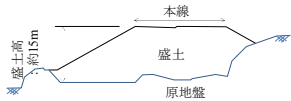
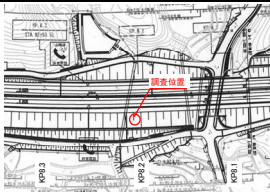
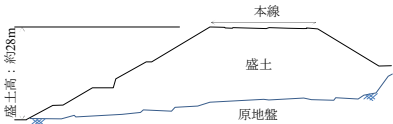
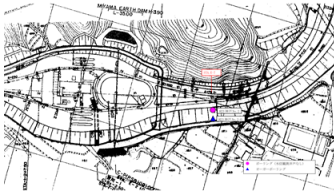
No	調査 路線	調査 地区	盛土 材料	盛土平面図と概略断面図
1	道東道	帯広	頁岩・ 泥岩	
2	関越道	嵐山	泥岩 主体	
3	上信越 道	高崎	泥岩 主体	
4	上信越 道	上越	泥岩 主体	
5	北陸道	能生	泥岩 主体	

表-3.4.2 調査盛土の平面位置と概略断面図(2)

No	調査 路線	調査 地区	盛土 材料	盛土平面図と概略断面図	
6	東名	掛川 1	泥岩 主体		
7	東名	掛川 2	泥岩 主体		
8	山陽道	神戸 1	凝灰質 砂岩・ 泥岩		
9	中国道	神戸 2	泥岩 主体		

(2) 調査・試験方法

調査試験方法を表-3.4.3 に示す。調査ボーリングはロータリー式ボーリングマシンを使用し、先行してコアボーリングを行い地層状況及び N 値を確認した。その後、三軸圧縮試験等の土質試験に供する試料採取用のサンプリングをした。先行コアボーリングの削孔径は $\phi 86\text{mm}$ 、サンプリングはロータリー式三重管サンプラーに準拠し削孔径は $\phi 116\text{mm}$ で行った。調査各地点の標準貫入試験の試料やサンプリングの試料により、土粒子の密度試験、土の含水比試験、土の粒度試験、土の液性限界・塑性限界試験、土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験を実施した。なお、表-3.4.2 の調査 No.4 の上信越道上越地区では、スウェーデン式サウンディングで盛土表面部のサウンディングを実施した。また、盛土全体のせん断剛性を把握するため高密度表面波探査を実施した。

表-3.4.3 調査試験項目と方法

調査・試験項目	試験方法
調査ボーリング	・ロータリー式ボーリングマシンを使用 ・調査ボーリングはコアボーリングを先行実施して地層状況及び N 値等を確認したうえで、土質試験に供する試料採取用のコアボーリングを実施 ・掘削孔径は、先行コアボーリングが $\phi 86\text{mm}$、試料採取用ボーリングは $\phi 116\text{mm}$
標準貫入試験	・ JIS A 1219
サンプリング	・ロータリー式三重管サンプラー JGS 1223 に準拠
スウェーデン式 サウンディング	・ JIS A 1221
高密度表面波探査	・収録器に McSEIS-SXW(OYO)、ジオフォン（上下動速度計）を受振器使用 ・受振器は 2m 間隔で測線上に配置し、震源は測線上に 2m 間隔でハンマーヒットイングにより鉛直方向に起振
土粒子の密度試験	・ JIS A 1202 1 シリーズ 3 ケ
土の含水比試験	・ JIS A 1203 1 シリーズ 3 ケ
土の粒度試験	・ JIS A 1204 1 シリーズ 1 ケ ふるい分析 に準拠。ただし、水洗いは実施しない
土の液性限界・ 塑性限界試験	・ JIS A 1205 液性限界 1 シリーズ 4 ケ、塑性限界 1 シリーズ 3 ケ
土の非圧密非排水 (UU) 三軸圧縮試験	・ JGS 0521 1 シリーズ 3 ケ

3.4.3 各盛土のボーリング調査結果

各盛土のボーリング調査結果を(1)～(9)に示す。

(1) 道東道帯広地区

道東道帯広地区の調査断面の土性図を図-3.4.1 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.2 に示す。盛土は深度 0m～12.6m である。全体に粘土質砂礫～礫混じり粘土状を呈する。母岩は頁岩または泥岩主体で、これらの岩砕の弱風化状の材料のほか、砂礫や玉石等複数の材料よりなり不均質である。 N 値は $N=9\sim 21$ を示す。

調査深度 0～2.35m では暗灰～暗褐灰～茶褐色を呈する泥岩（頁岩）屑主体の粘土混じり砂礫状を呈する。含水量は少ない。深度 1.5m まで $\phi 10\sim 50\text{mm}$ 位の泥岩礫を多量混入する。 N 値は $N=18\sim 11$ を示す。深度 2.35～5.9m では茶褐～暗褐色の礫混じり粘土状の盛土である。部分的に礫や岩屑を多く混入する。3.8m 付近で $\phi 70\text{mm}$ 位の円礫を混入する。含水量は少ない。粘性中位を示す。5.0～5.9m 間は礫の混入が多く砂礫状を呈する。 N 値は $N=10\sim 13$ である。深度 5.9～8.5m では暗灰色の風化岩砕または粘土まじり岩砕状を呈する。岩砕の一部が粘土化して粘土混じり砂礫状であり、この礫部分が泥岩または頁岩よりなる。材料として比較的均質である。含水量は少ない。 N 値は $N=12\sim 38$ を示す。深度 8.5～10.9m では上部が礫、岩屑を多く含む粘土混じり砂礫状、9.8m 以深は礫混じり粘土状である。おもに暗褐色を呈する。 N 値は $N=9\sim 12$ を示す。深度 10.9～12.0m では暗灰色の風化岩砕状である。泥岩または頁岩主体で一部粘土化している状態である。 N 値は $N=21$ を示す。含水量は少ない。深度 12.0～12.6m では暗褐色の粘土混じり砂礫よりなる。 N 値は $N=11$ を示す。施工時のサンドマットの可能性がある。

地下水位は、無水掘削にて深度 12.67m で確認した。地山との境界付近である。

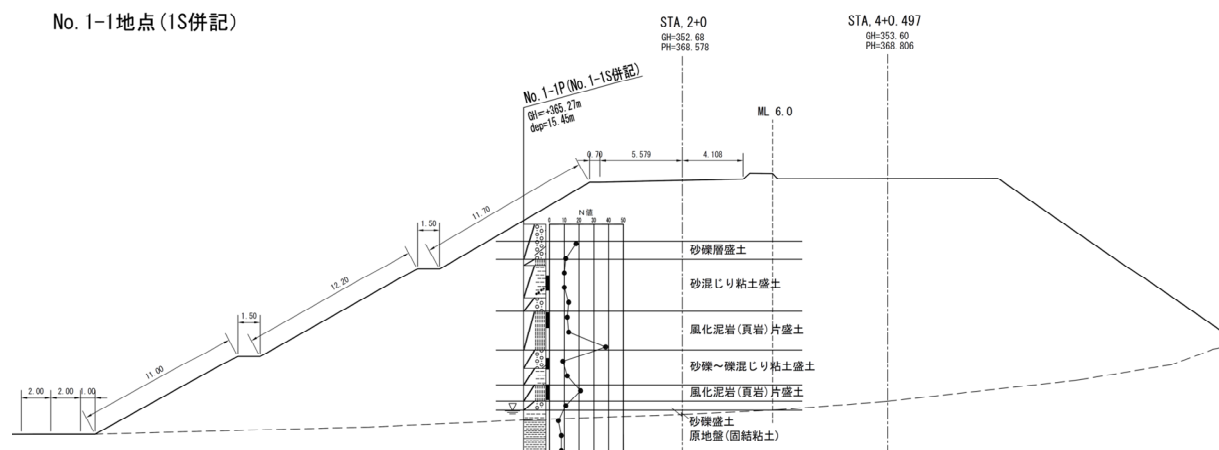


図-3.4.1 調査断面の土性図 (道東道帯広地区)

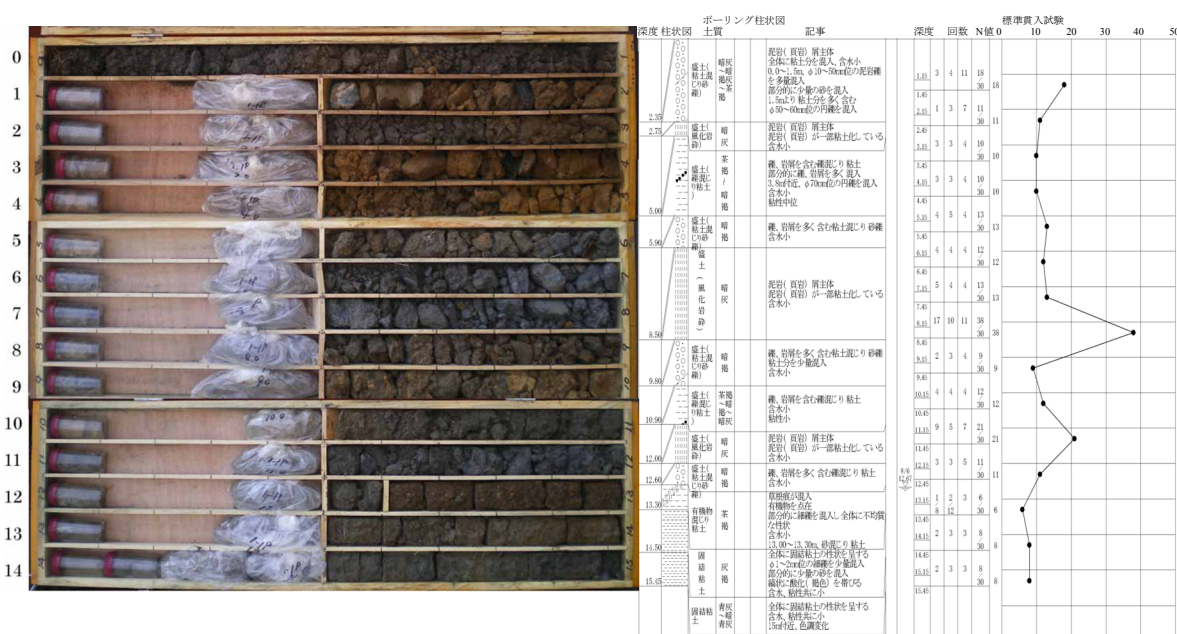


図-3.4.2 ボーリングコアとボーリング調査結果 (道東道帯広地区)

(2) 関越道嵐山地区

関越道嵐山地区の調査断面の土性図を図-3.4.3 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.4 に示す。

盛土は深度 0m~8.95m である。N 値は $N=6\sim18$ を示す。深度 0m~4m までは泥岩片混じり粘土状を呈する。全体に泥岩片を混入し、泥岩片は風化しているが、指圧で潰せない。色調は、黄褐灰が主体であるが、不均一である。N 値は $N=6\sim18$ を示す。深度 4m~7.5m 間は粘土混じり泥岩状である。泥岩片は指圧では潰せず硬質である。所々非常に硬くなる。色調は暗灰色を主体とするが、粘土状の部分は黄褐灰色を呈する。N 値は $N=10\sim14$ を示す。深度 7.5m~8.95m 間は礫混じり粘土状である。N 値は $N=18$ を示す。礫は $\phi 5\sim40\text{mm}$ 程度の泥岩片及び碎石を混入する。色調は暗灰色を主体とするが、不均一である。深度 8.95m 以深は粘性土が分布する。土質は、シルト、粘土質シ

ルト、凝灰質粘土であり、礫や泥岩礫を混入する。腐植物を混入する。色調は暗灰、黒灰、緑灰色を呈する。N値はN=5~18を示す。

地下水位が確認され、盛土ののり尻付近の高さと同程度である。

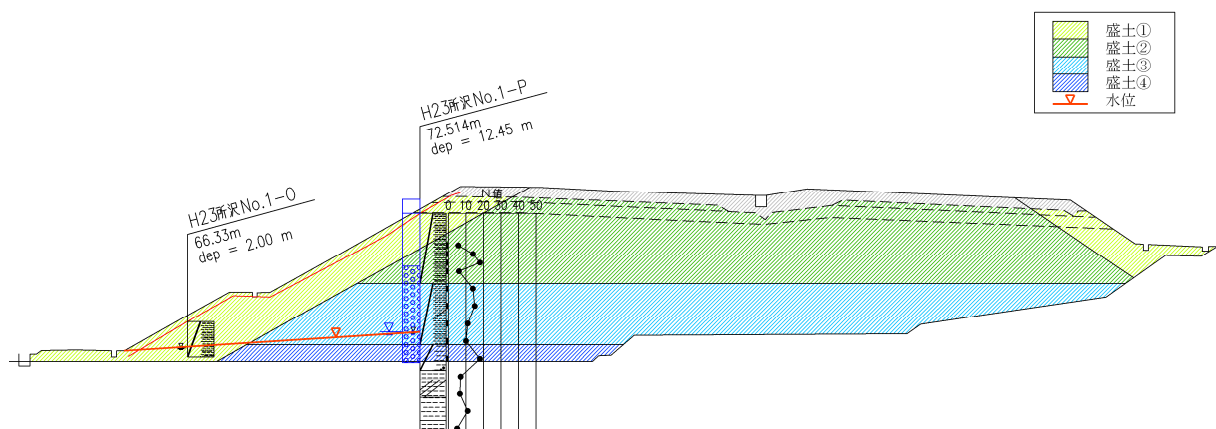


図-3.4.3 調査断面の土性図（関越道嵐山地区）

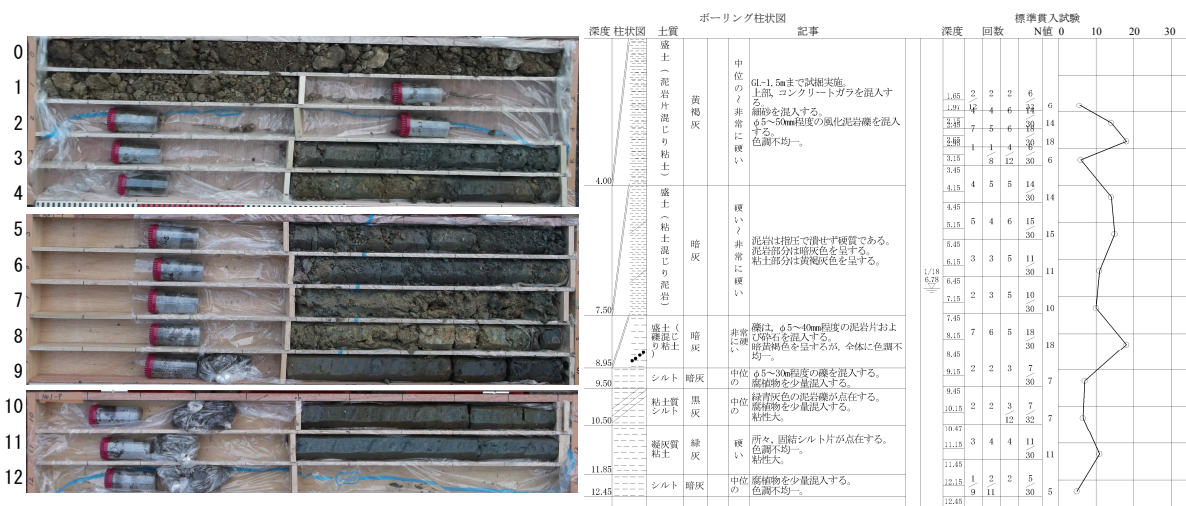


図-3.4.4 ボーリングコアとボーリング調査結果（関越道嵐山地区）

(3) 上信越道高崎地区

上信越道高崎地区の調査断面の土性図を図-3.4.5 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.6 に示す。

盛土は深度0m~6.7mである。N値はN=5~18を示す。深度0m~0.8mまでは礫混じり粘土である。φ5~200mm程度の垂円礫を混入する。全体に細砂を混入する。深度0.8m~3.4m間は泥岩片混じり粘土状を呈する。泥岩片は褐灰色を呈し、風化状である。細礫が点在する。色調は暗黄褐色を呈する。N値はN=5~14を示す。深度3.4m~6.7m間は粘土混じり泥岩状を呈する。泥岩片は指圧で潰せず硬質である。色調は暗灰色が主体であるが、所々黄褐灰色を呈し、不均一である。N値はN=6~18を示す。深度6.7m~8.8m間は粘性土が分布する。上部0.8m程度は礫混じりシルトであり、φ5~30mm程度の礫を混入する。腐植物を少量混入し、色調は黒褐灰色を呈する。下部は凝灰質粘土で、細礫が点在する。色調は黄褐灰色を呈する。N値はN=5~6を示す。深度8.8m以深

は砂礫が分布する。上部 0.5m 程度は細砂であり、細礫が点在する。礫は $\phi 5\sim 20\text{mm}$ 程度の亜円、亜角礫を主体とし、所々に細砂を薄層状に挟む。N 値は $N=33\sim 50$ を示す。

盛土内に地下水位が確認されず、地山に達しても確認されない。

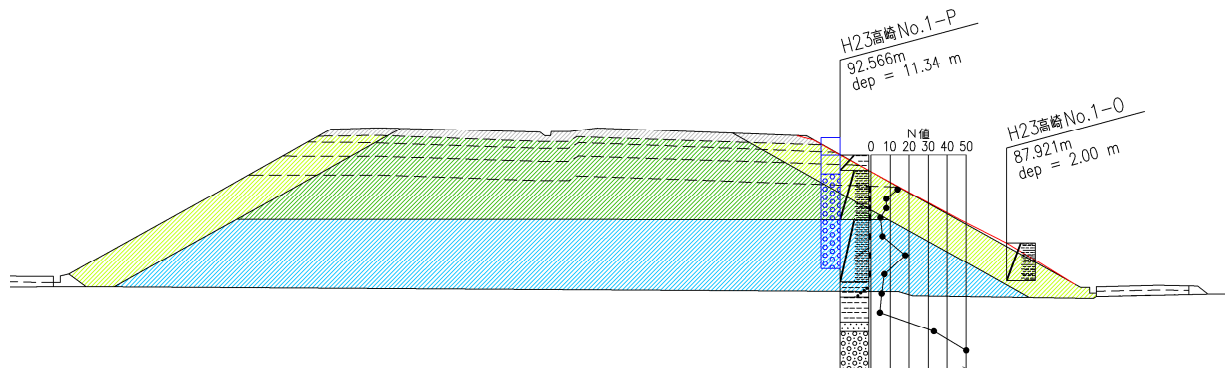


図-3.4.5 調査断面の土性図（上信越道高崎地区）

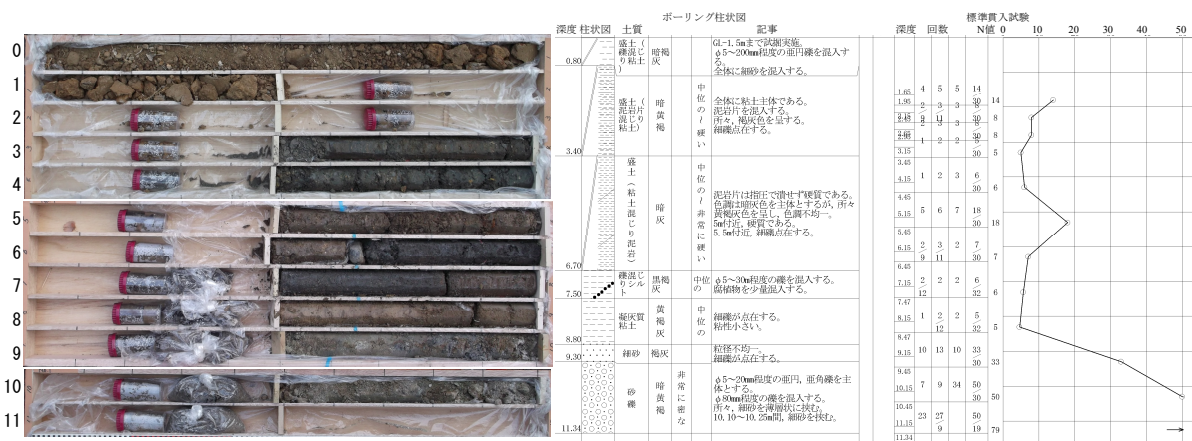


図-3.4.6 ボーリングコアとボーリング調査結果（上信越道高崎地区）

(4) 上信越道上越地区

上信越道上越地区の調査断面と土性図を図-3.4.7 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.8 に示す。

盛土は深度 0m~12.6m である。盛土は泥岩片混じり粘土状を呈する。泥岩片を混入し、地表面付近では風化した泥岩片が多い。泥岩片は指圧で潰れず硬質なものが多い。部分的に粘土状を呈し軟らかくなる。上部では腐植物、植物片を混入する。色調は、黄茶灰、暗灰色が主体である。N 値は $N=5\sim 17$ を示す。深度 12.6m 以深は粘性土が分布する。深度 12.6m~13.6m 間は粘土であり、腐植物、細礫を混入する。色調は、暗灰色を主体とするが、不均一である。N 値は $N=5$ を示す。深度 13.6m 以深は砂混じり粘土であり、全体に不規則に砂分を混入する。腐植物を少量混入する。色調は、黄茶灰色を主体とするが、不均一である。N 値は $N=11\sim 20$ を示す。

水位は C-Box の上位に帯水している浸透水と、のり肩部で地山+5m 付近に位置している沢が主たる浸透水の供給源と考えられる水位がある。

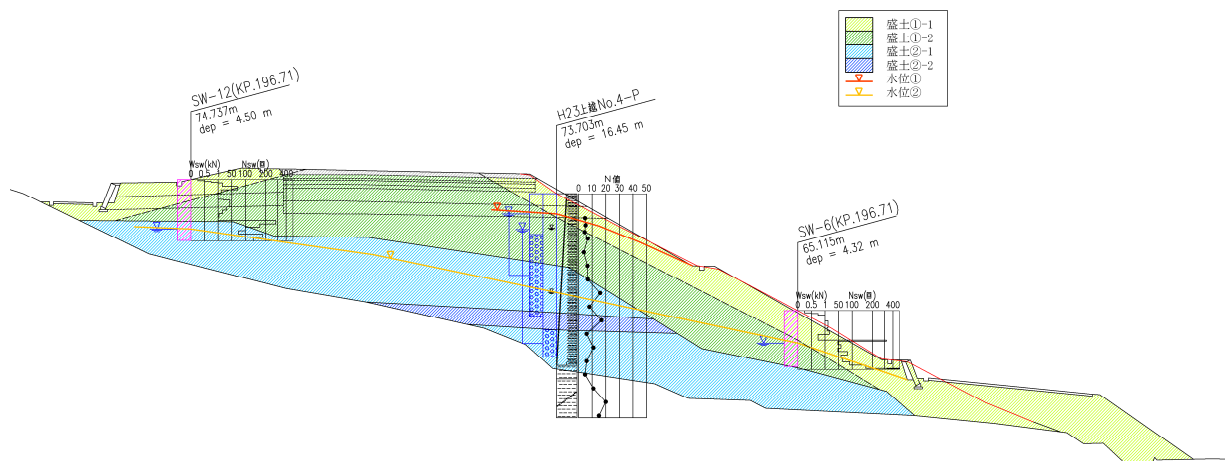


図-3.4.7 調査断面の土性図（上信越道上越地区）



図-3.4.8 ボーリングコアとボーリング調査結果（上信越道上越地区）

(5) 北陸道能生地区

北陸道能生地区の調査断面の土性図を図-3.4.9 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.10 に示す。

盛土は深度 0m～11.15m である。泥岩主体の盛土であり、盛土材料の泥岩は指圧で潰れる岩芯がやや残るものの全体に粘土化が進行し軟らかい。N 値は 4～9 を示す。深度 0.0～1.35m では盛土の表土で茶褐色を呈する岩片混じりシルトよりなる。含水量少ない。深度 1.35～11.15m では泥岩が不規則に粘土化した状態である。暗灰色を呈する。材料は同一の母岩(泥岩)と思われるが、全体にスレーキングの程度が一樣でなく不均質である。完全に粘土化して指圧で容易にへこむのが 60% ほどである。残りは岩芯が残っているが指圧でつぶせる程度の硬さである。含水量も一定でない。粘性中位である。9m 付近、岩芯が硬く指圧でつぶれない。N 値は、全体では $N=4\sim15$ であるが、9m の $N=15$ (硬い岩芯部の結果)を除くと $N=4\sim9$ であり軟らかい。深度 11.15～12.00m では灰褐～暗青灰色を呈する礫混じり細砂やシルト混じり砂礫よりなる。盛土の最下部と考えられる。礫混じり細砂には $\phi 3\sim10\text{mm}$ の亜円～亜角礫を所々混入する。またシルト混じり砂礫では $\phi 10\sim50\text{mm}$ の亜角礫を混入する。N 値は 25 を示す。

地下水位は、4m まで無水掘削した際に GL-3.64m で確認した。その後も無水掘進を継続し貫入試験後毎に水位を確認したところ、盛土内の深度 12m までの掘削では、水位は深度 4m 前後に賦存する。その後、原地盤の砂礫層まで掘削した際には、水位が深度 12m 付近まで低下する。地形地質の特徴として、盛土は段丘面や切土面に接している地形境界面に位置し、これらの地形から盛土内に地下水位が供給されている可能性が考えられる。

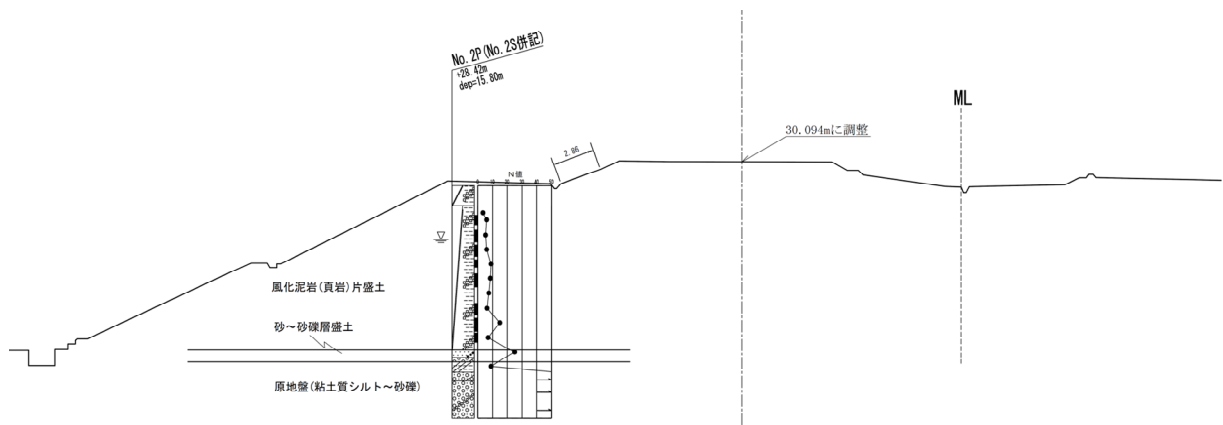


図-3.4.9 調査断面の土性図（北陸道能生地区）



図-3.4.10 ボーリングコアとボーリング調査結果（北陸道能生地区）

(6) 東名掛川1地区

東名掛川1地区の調査断面の土性図を図-3.4.11にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.12に示す。

盛土は深度0m～10.3mである。深度0.0～1.50mでは泥岩片が風化乾燥しパサパサしている。φ2～50mmの円礫を混入する。部分的に岩片を混入する。深度1.50～10.30mでは泥岩片が粘土化した風化泥岩片で不均質な粘土状を呈する。色調は茶褐～暗灰色である。ただし打込みパックのコアでは岩片の境界は確認できず、一連の不均質な粘土状を呈する。10cm間にφ20～30mmの岩芯が1ヶ程度残っている。含水量は少ない。深度1.5～3.3m間、岩塊状の亀裂や塊外周に酸化色(褐変)を呈するが、岩片で残るところは暗灰色を呈する。深度3.65mで円礫を混入するが岩塊の境界は確認できない(粘土化している)。深度4.7mで貝殻片を混入する。深度5～6mで含水量がやや多いが7mは少ない。深度5～7mで部分的に酸化色を呈する(母岩が風化していた可能性も考えられる)。深度9mより含水量中位であり指圧でへこむ硬さで岩芯もない。深度9.8mより褐灰色(有機質土)を塊状に混入する。N値はN=4～17を示す。

水位状況については、深度5m付近に水位が認められる。

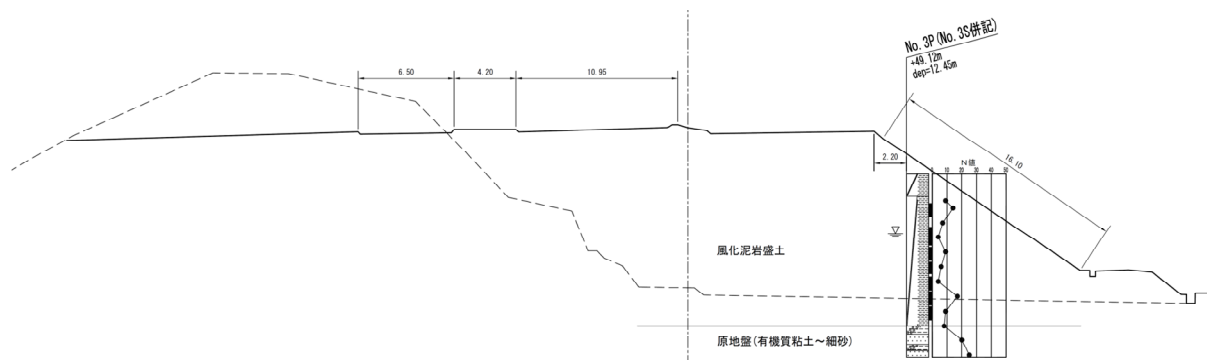


図-3.4.11 調査断面の土性図（東名掛川1地区）



図-3.4.12 ボーリングコアとボーリング調査結果（東名掛川1地区）

(7) 東名掛川 2 地区

東名掛川 2 地区の調査断面の土性図を図-3.4.13 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.14 に示す。

盛土は深度 0m～13.7m である。N 値は $N=6\sim36$ を示す。深度 0m～2.4m までは泥岩片混じり粘土状を呈する。泥岩片は風化しているが、固結状を呈する。所々、暗灰色の泥岩を混入する。色調は、黄褐灰色が主体である。N 値は $N=14$ を示す。深度 2.4m～10.0m 間は粘土混じり泥岩状を呈する。全体に泥岩を主体とし、泥岩片は指圧では潰せず硬質である。色調は、暗灰色が主体であるが、所々色調不均一となる。N 値は $N=8\sim36$ を示す。深度 10.0m～13.7m 間は泥岩片混じり粘土状を呈する。全体に粘土状主体で、上位に比べて軟らかい。泥岩片は全体に風化状を呈する。GL-12.3m 付近で地下水を確認した。色調は不均一で、黄褐灰、暗灰、黄茶灰色を呈する。深度 13.7m 以深は粘性土が分布する。全体に均質なシルトが主体で、所々に泥岩片を混入する。少量の腐植物を混入する。色調は暗灰色を呈する。N 値は $N=6\sim22$ を示す。

地下水位は、盛土のり尻付近の高さと同程度である。

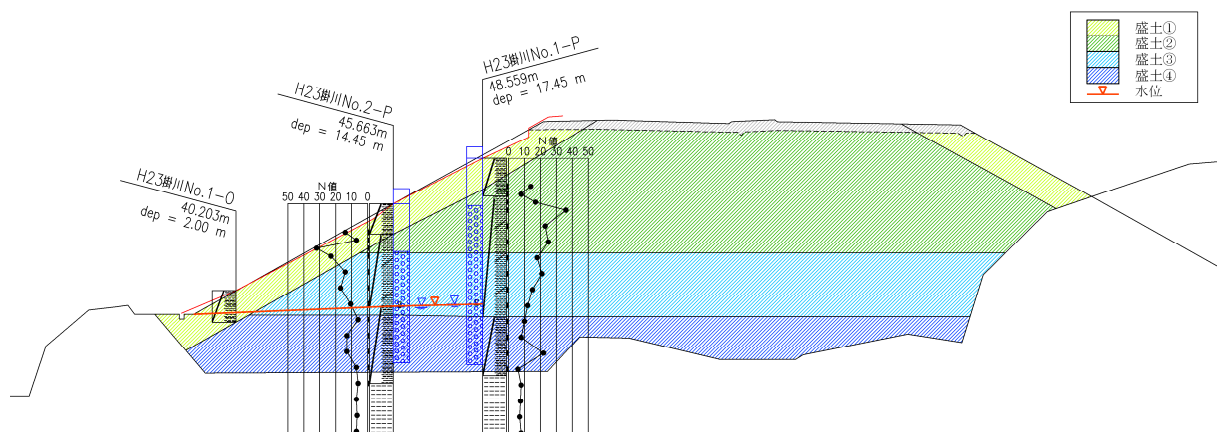


図-3.4.13 調査断面の土性図（東名掛川2地区）

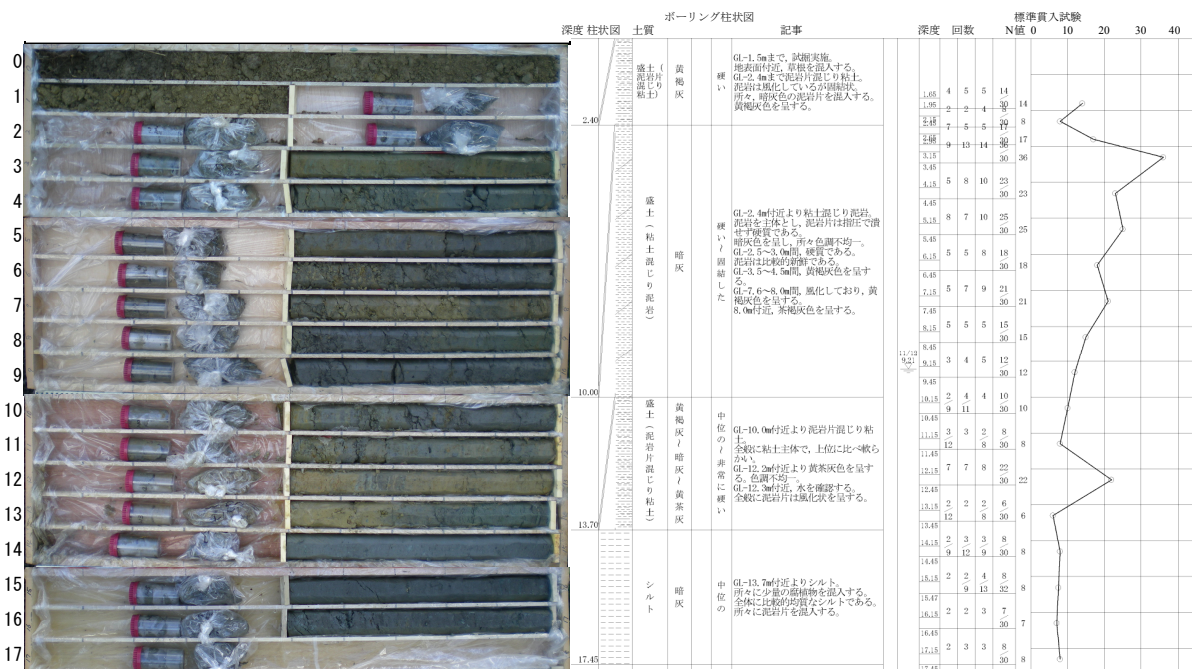


図-3.4.14 ボーリングコアとボーリング調査結果（東名掛川2地区）

(8) 山陽道神戸1地区

山陽道神戸1地区の調査断面の土性図を図-3.4.15 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.16 に示す。

盛土は深度0m~10.9mである。凝灰岩、凝灰質砂岩、泥岩のほか砂礫等の複数の材料よりなり不均質である。また岩芯以外の玉石も混入する。N値はN=4~22を示す。深度0.0~1.00mでは暗灰色を呈する砂礫よりなる。φ20~50mm位の円礫のほか岩片を混入する。含水量は少ない。深度1.0~10.90mでは凝灰岩の風化した盛土であり非常に不均質。風化凝灰岩を使用したか凝灰岩が盛土後に風化したのかは不明である。深度1.0mで火山灰を認める。深度2.6mで頁岩片を混入する。深度3.6~3.7mでは円礫を混入する。深度4m付近よりやや含水量が多く、にぎると塊状になる。深度5.95

～6.65mで粘土化した黒灰色の頁岩を混入する。深度 6.8～7.0mで白色の火山灰を混入する。深度 8.0～9.6m 間は 礫や岩片を多く含む砂礫状を呈する。深度 9.6～9.8m 間は黄褐色の凝灰質砂よりなるほか、所々、花崗岩片も混入する。深度 9.8m 付近、粘土化した泥岩（頁岩）を混入する。N 値は $N=4\sim22$ を示す。深度 10.90～11.70mでは原地盤の凝灰質礫岩と考えられる。暗灰色～茶褐色を呈する。所々粘土分を挟む。含水量は中位である。深度 11.5m 付近より、掘削水が逃げる。N 値は 50 以上である。深度 11.70～12.45mでは黄褐色の 凝灰質砂岩で、固結した凝灰質砂状を呈する。N 値は $N=33$ を示す。深度 12.45～13.45mでは茶褐色の砂礫状（礫岩か）を呈する。凝灰質砂を所々混入する。N 値は $N=20$ を示す。

地下水位は、無水掘削した際に深度 8.7mで確認する。

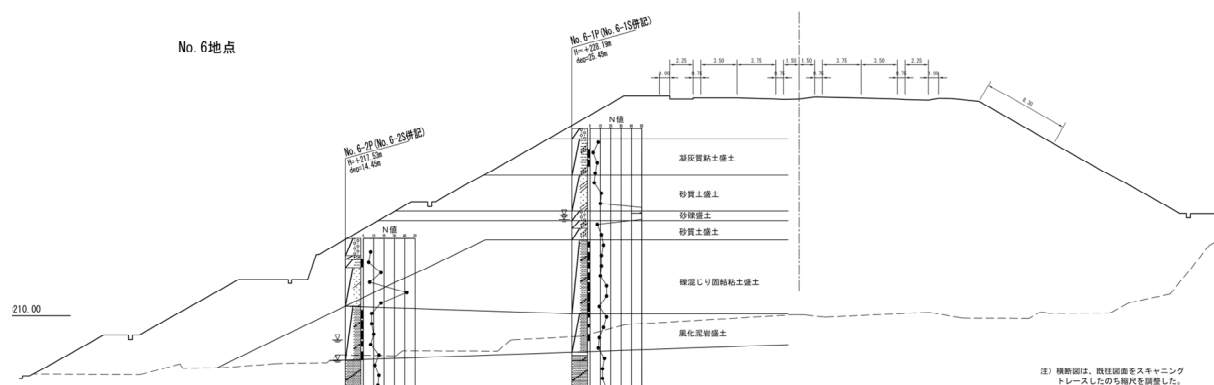


図-3.4.15 調査断面の土性図（山陽道神戸 1 地区）



図-3.4.16 ボーリングコアとボーリング調査結果（山陽道神戸 1 地区）

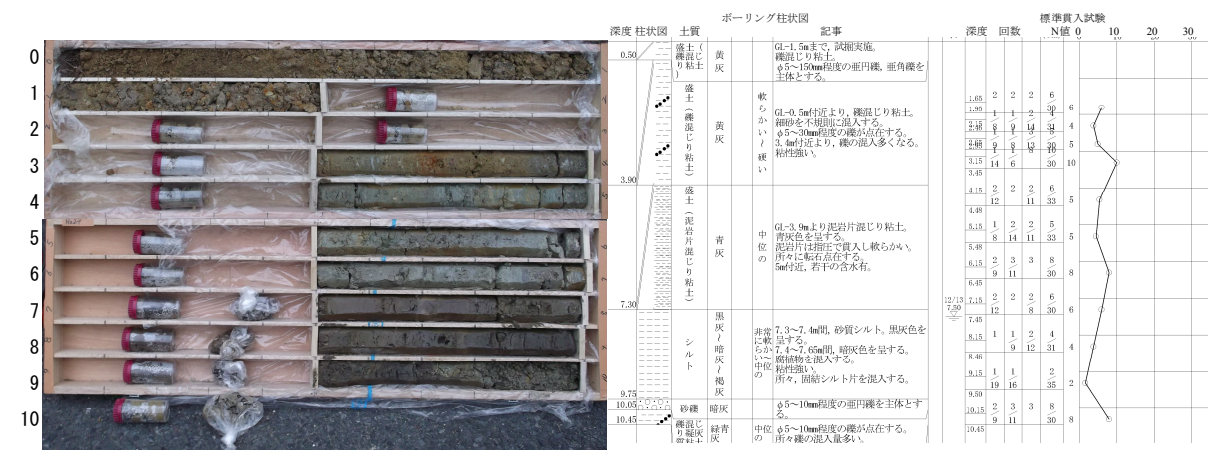
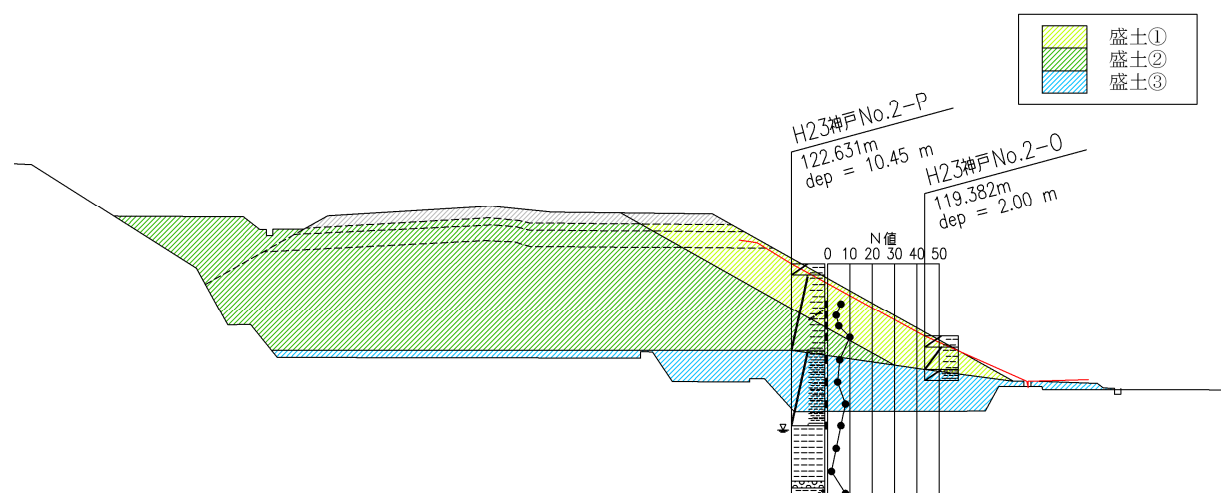
(9) 中国道神戸 2 地区

中国道神戸 2 地区の調査断面の土性図を図-3.4.17 にボーリングコアとボーリング調査結果を図-3.4.18 に示す。

盛土は深度 0m～7.3m である。深度 0m～0.5m までは礫混じり粘土である。φ5～150mm 程度の珪

円礫，亜角礫を混入する．深度 0.5m～3.9m までは礫混じり粘土状を呈する．粘土状主体である．礫は泥岩片，亜円礫，亜角礫を混入する．所々，指圧で潰せない硬質な泥岩片を混入する．色調は黄灰色を呈する． N 値は $N=4\sim10$ を示す．深度 3.9m～7.3m 間は泥岩片混じり粘土状を呈する．全体に粘土状が主体であり，泥岩片は指圧で貫入し軟らかい．所々，指圧で潰せない泥岩片を混入する．色調は，青灰色を呈する． N 値は $N=5\sim8$ を示す．深度 7.3m 以深は粘性土が分布する．深度 10.05m から 30cm 程度，砂礫を挟む．腐植物を混入する．礫は $\phi 5\sim10\text{mm}$ 程度の亜円礫を多く混入する．色調は黒灰，暗灰，褐灰，緑青灰色を呈する． N 値は $N=2\sim8$ を示す．

水位は地山に達してから確認する．



(10) ボーリング調査結果のまとめ

各調査箇所のボーリング調査結果を表-3.4.4 にまとめる．ほとんどの箇所の盛土は，泥岩片は粘土状を呈しており，全体的に粘土状となっている．泥岩片は風化しており，指圧でつぶせる程度まで軟質化したものと，つぶせない硬質の状態がある．色調は黄褐灰，黄灰色が主体の場合が多い．

表-3.4.4 ボーリング調査結果まとめ

No	調査 路線	調査 地区	盛土 材料	盛土平面図と概略断面図
1	道東道	帯広	頁岩・ 泥岩	全体に粘土質砂礫～礫混じり粘土状を呈する。母岩は頁岩または泥岩主体で、これらの岩砕の弱風化状の材料のほか、これら以外の岩よりなる砂礫や玉石等複数の材料よりなり不均質である。N 値は $N=9\sim 21$ を示す。
2	関越道	嵐山	泥岩 主体	土質は泥岩片混じり粘土状を呈し、全体に粘土状主体である。泥岩片は風化しているが、指圧で潰せず硬質である。色調は黄褐灰、褐色を呈する。N 値は $N=6\sim 18$ を示す。
3	上信越道	高崎	泥岩 主体	土質は泥岩片混じり粘土状を呈し、粘土状主体である。全体に軟質である。色調は暗黄褐色を呈する。N 値は $N=5\sim 18$ を示す。
4	上信越道	上越	泥岩 主体	土質は泥岩片混じり粘土状を呈するが、粘土状主体で部分的に指圧で貫入し軟質である。色調は黄褐灰、黄灰色が主体である。N 値は $N=5\sim 17$ を示す。
5	北陸道	能生	泥岩 主体	脆弱な泥岩主体の盛土。指圧で潰れる岩芯がやや残るものの全体に粘土化が進行し軟らかい。N 値は $N=4\sim 9$ を示す。
6	東名	掛川 1	泥岩 主体	脆弱な泥岩主体の盛土。岩芯がまれに残るものの全体に粘土化が進行し軟らかい。N 値は $N=4\sim 14$ を示す。
7	東名	掛川 2	泥岩 主体	土質は粘土混じり泥岩状を呈する。泥岩片は、黄褐灰色を呈するものが多く、指圧で貫入する軟質なものもある。色調は黄褐灰色が主体である。N 値は $N=6\sim 22$ を示す。
8	山陽道	神戸 1	凝灰質 砂岩・ 泥岩	凝灰岩、凝灰質砂岩、泥岩のほか砂礫等の複数の材料よりなり不均質。また岩芯以外の玉石も混入する。N 値は $N=4\sim 22$ を示す。
9	中国道	神戸 2	泥岩 主体	土質は礫混じり粘土状を呈する。粘土状主体である。礫は、泥岩片、垂円礫、垂角礫を混入する。所々、指圧で潰せない硬質な泥岩片を混入する。色調は黄灰を呈する。N 値は $N=4\sim 10$ を示す。

3.4.4 盛土内部の物理特性

(1) 物理試験

既設盛土の内部状況の各地の物理特性をまとめたものを表-3.4.5 に示す。また代表的な箇所の結果を図化したものを図-3.4.21 に示す。図には試験結果の最大値、最小値及び平均値を示している。なお、表中の牧之原災害は、平成 21 年の牧之原盛土被災箇所の試験結果である。土粒子の密度の平均は $2.7(\text{g}/\text{cm}^3)$ 付近で、平均としてばらつきは小さい。自然含水比の平均はばらつきが大きく $10\sim 45\%$ であり平均 25%前後である。粒度は礫分が $50\sim 80\%$ 程度、砂分は $5\sim 50\%$ 程度、細粒分は $0\sim 30\%$ 程度である。コア観察をすると盛土材はかなり細粒化が進んでいるようにみえるが、よく観察する

と岩芯と思われる礫分もかなり混入している（図-3.4.19，図-3.4.20）。粒度試験でも礫分がかなり多いことが確認できた。ただし、泥岩の場合、礫片は指圧程度でつぶれる軟化が進んだものである。乾燥密度は $1.5\sim 1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度である。飽和度はどの調査箇所も $85\sim 95(\%)$ 程度で盛土としてはかなり高いといえる。

NEXCO の現在の施工基準¹¹⁾では、スレーキング性材料の場合、締固め管理は密度比と空気間隙率の併用管理を行っている。一般的に礫質土では空気間隙率が数 10% 程度で施工されているが、スレーキング性材料の場合は破碎転圧を行い 15% 以下で施工することとしている。したがって、一般的な礫質土盛土よりは飽和度は高めと考えられるが、供用中盛土内の飽和度はそれ以上に高く、水の浸入、スレーキングや沈下によって飽和度が、飽和状態近くまで上昇している。これはスレーキング性材料盛土の代表的な特徴のひとつであると考えられる。間隙比は 0.7 程度である。塑性指数は 30% 程度である。北陸道能生地区の結果は、他の箇所と粒度や液塑性限界で異なる傾向となっている。



図-3.4.19 ボーリングコア内の礫の混入状況（北陸道能生地区）



(a) 北陸道能生



(b) 東名掛川

図-3.4.20 三軸圧縮試験後の供試体内部状況

表-3.4.5 盛土内材料の物理特性

項 目	1.道東道 帯広 (頁岩・泥岩)	2.関越道 嵐山 (泥岩)	3.上信越道 高崎 (泥岩)	4.上信越道 上越 (泥岩)	5.北陸道 能生 (泥岩)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.68～2.73 (2.72)	2.67～2.80 (2.75)	2.60～2.73 (2.68)	2.65～2.74 (2.69)	2.69～2.70 (2.69)
含水比 w_n (%)	13.3～32.2 (20.0)	10.8～36.6 (23.7)	15.9～43.1 (27.7)	11.3～40.0 (25.7)	17.7～38.3 (25.6)
粒度 礫分 (%)	60.6～89.2 (77.8)	40.6～91.9 (73.8)	27.0～87.3 (60.3)	5.8～86.1 (51.6)	29.4～87.8 (67.8)
粒度 砂分 (%)	2.5～13.3 (6.4)	7.5～57.3 (24.8)	12.0～68.0 (36.9)	13.4～93.4 (46.4)	1.5～13.5 (6.6)
粒度 細粒分 (%)	8.3～31.9 (15.8)	0.6～2.6 (1.5)	0.7～5.4 (2.8)	0～10.4 (1.9)	9.5～57.1 (25.6)
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.45～1.93 (1.76)	1.49～1.65 (1.58)	1.20～1.67 (1.43)	1.28～1.87 (1.56)	1.32～1.73 (1.57)
飽和度 S_r (%)	80.8～100.6 (96.0)	79.2～99.1 (91.0)	87.9～99.5 (94.2)	86.9～100.5 (95.1)	85.7～98.3 (94.5)
間隙比 e	0.42～0.87 (0.56)	0.67～0.87 (0.74)	0.63～1.26 (0.90)	0.46～1.07 (0.75)	0.56～1.05 (0.73)
液性限界 w_L (%)	48.1～53.5 (50.1)	49.3～58.7 (54.8)	51.0～77.3 (66.7)	41.2～71.2 (50.7)	58.6～114.4 (93.0)
塑性限界 w_p (%)	17.4～33.6 (23.3)	22.8～26.0 (24.0)	25.8～31.2 (28.1)	15.9～34.3 (22.0)	16.9～21.7 (18.9)
塑性指数 I_p	19.8～33.0 (28.8)	26.1～35.9 (30.9)	24.9～50.9 (38.6)	20.0～40.1 (28.6)	41.1～96.9 (74.2)
項 目	6.東名 掛川 1 (泥岩)	7.東名 掛川 2 (泥岩)	8.山陽道 神戸 1 (砂岩・泥岩)	9.中国道 神戸 2 (泥岩)	東名 牧之原災害 (泥岩)
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.67～2.71 (2.70)	2.62～2.72 (2.70)	2.57～2.69 (2.62)	2.66～2.70 (2.68)	2.68
含水比 w_n (%)	10.8～44.8 (28.6)	9.1～37.3 (24.7)	16.5～54.9 (27.1)	11.2～37.1 (24.0)	19.4～25.9 (22.5)
粒度 礫分 (%)	62.0～97.7 (78.7)	10.5～85.0 (55.9)	0.0～86.1 (56.6)	44.2～75.5 (63.0)	0.0
粒度 砂分 (%)	0.6～33.4 (7.5)	12.4～79.6 (39.09)	1.4～43.8 (14.9)	23.7～52.2 (35.4)	33.8
粒度 細粒分 (%)	0.0～27.2 (12.0)	0.3～14.7 (5.0)	8.8～96.0 (29.6)	0.6～4.6 (1.6)	66.2
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.20～1.86 (1.50)	1.37～1.73 (1.56)	1.06～1.84 (1.50)	1.42～1.84 (1.60)	1.51～1.75 (1.60)
飽和度 S_r (%)	64.1～100.8 (94.3)	86.2～102.9 (96.5)	58.0～100.6 (91.7)	78.2～98.6 (93.4)	63.1～101.4 (87.4)
間隙比 e	0.46～1.22 (0.83)	0.57～0.98 (0.73)	0.43～1.48 (0.76)	0.46～0.88 (0.69)	0.53～0.78 (0.70)
液性限界 w_L (%)	35.5～52.8 (43.7)	40.6～59.8 (46.6)	39.4～128.0 (50.4)	46.8～71.4 (57.7)	43.2
塑性限界 w_p (%)	16.8～24.0 (19.6)	18.2～30.4 (23.7)	15.9～28.2 (19.4)	19.4～30.1 (23.4)	17.0
塑性指数 I_p	18.7～28.8 (24.2)	14.6～30.1 (22.9)	18.0～101.1 (30.9)	25.9～41.3 (34.3)	26.2

※赤字着色は他の地域よりも高い値を示す項目

青字着色は他の地域よりも低い値を示す項目

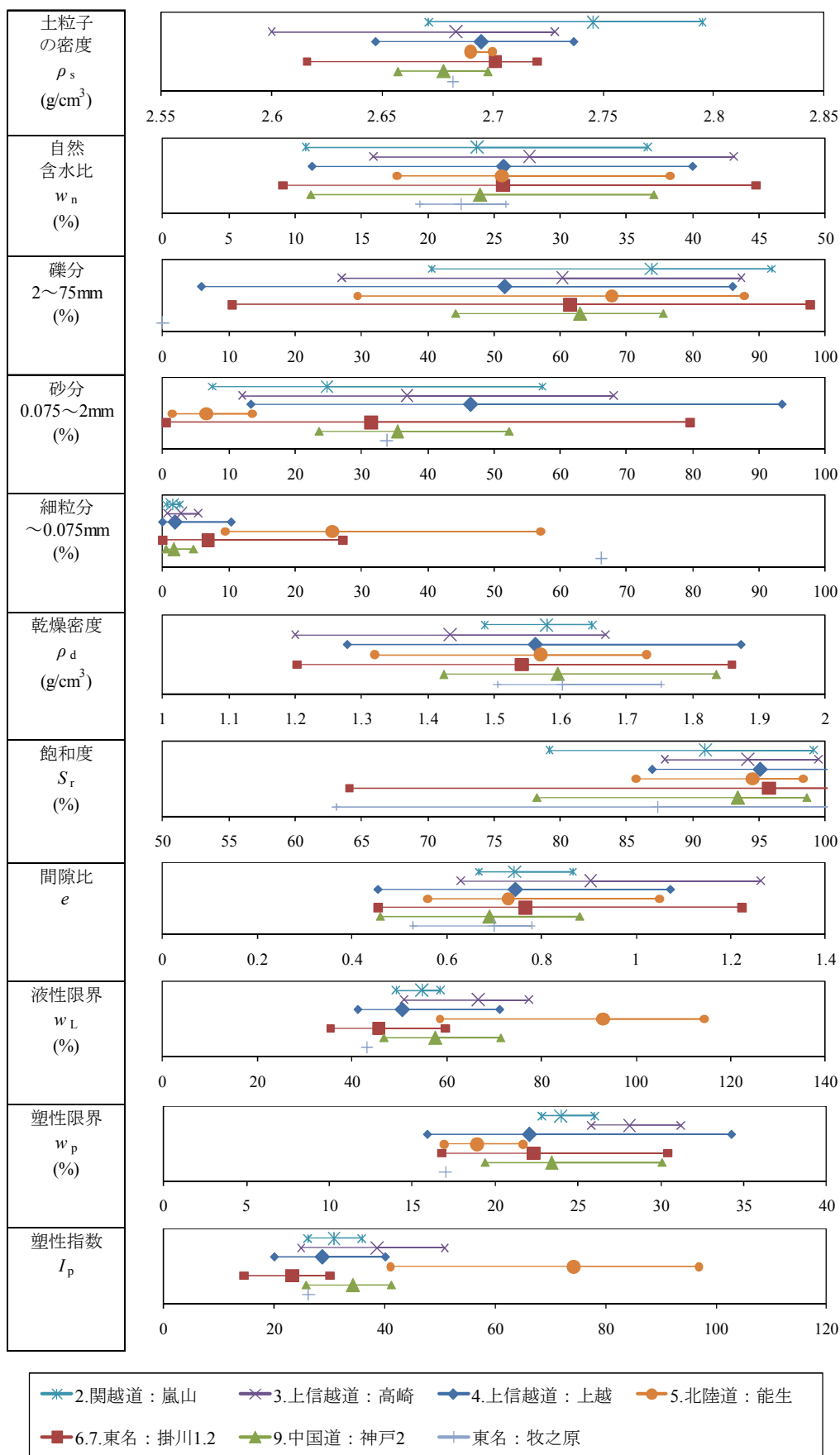


図-3.4.21 盛土内材料の物理特性のまとめ（泥岩抜粋）

(2) 粒度組成

盛土調査箇所のサンプリングを用いて粒度試験を実施した。粒度試験は JIS A 1204 に準拠したが、スレーキング性材料のため、水洗いにより細粒化するのを防止するため水洗いは実施していない。粒度試験の結果を図-3.4.22 に示す。各地の盛土の粒度範囲は異なるが、比較的大きい粒径のもの、粒度組成のばらつきがあるものなどがある。比較的大きい粒径が多く、試験のばらつきが小さい箇所は、帯広、高崎、掛川 1、神戸 2 である。ばらつきが大きい箇所は嵐山、上越、能生、掛川 2、神戸 1 である。細粒分をみるとほとんどの箇所が 10% 程度以下で少なく、盛土内のボーリングコアからはスレーキングが進んでいる状態が確認されたが、細粒分は多くない。ただし能生、掛川 1、神戸 1 など箇所によっては細粒分が多い結果も見受けられる。3.5.3 に記す露頭材料のスレーキング試験の結果をみると、これらの地区の材料は乾湿繰返しにより細粒化が進みやすい材料である。

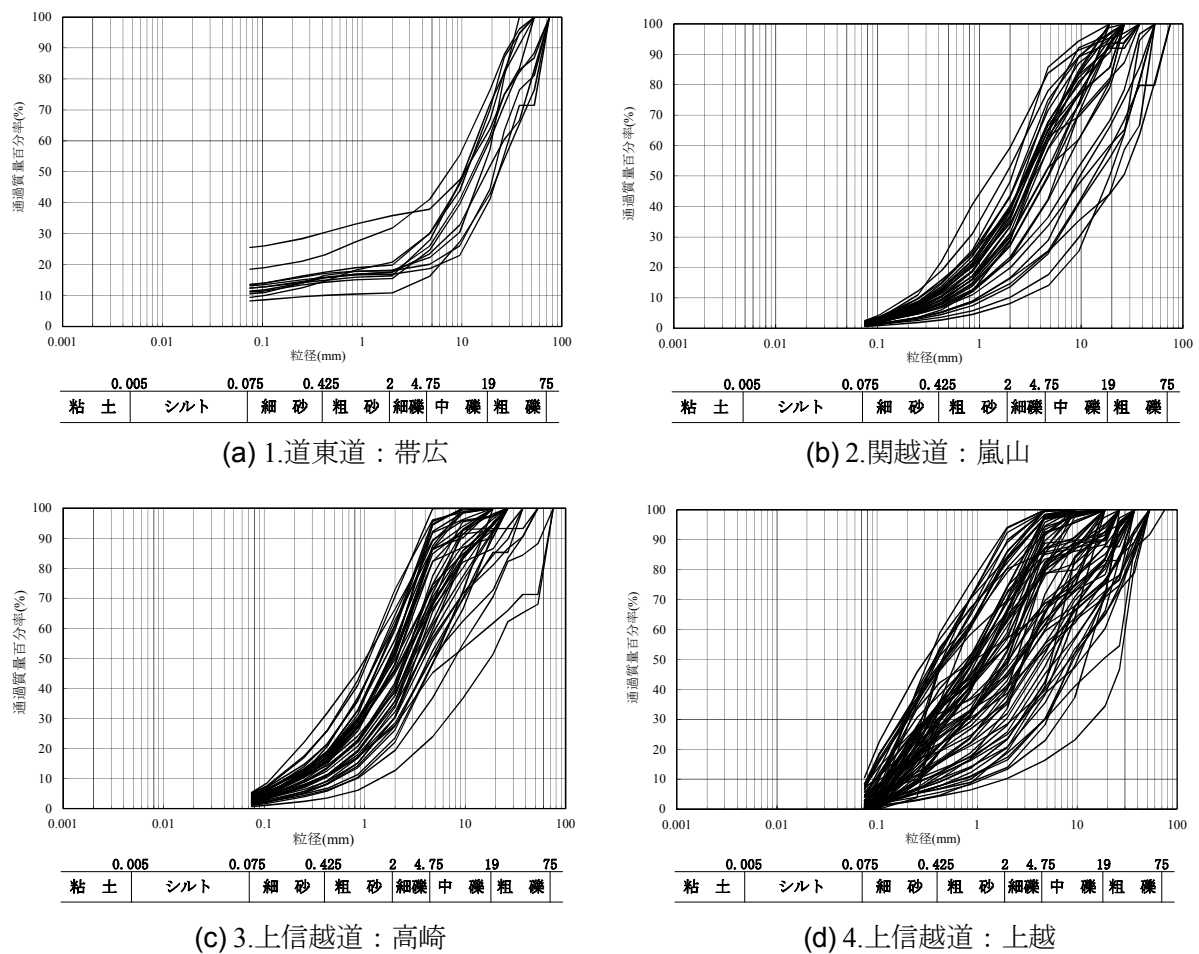
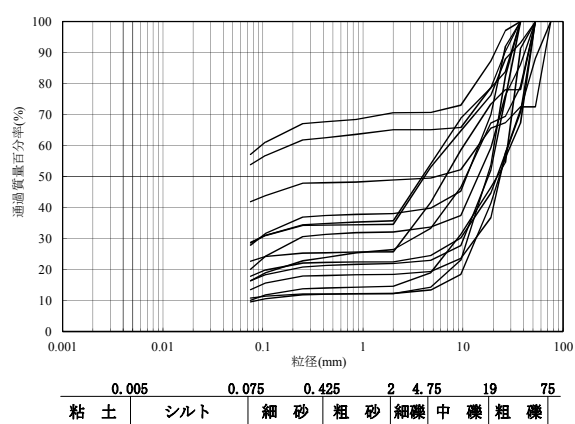
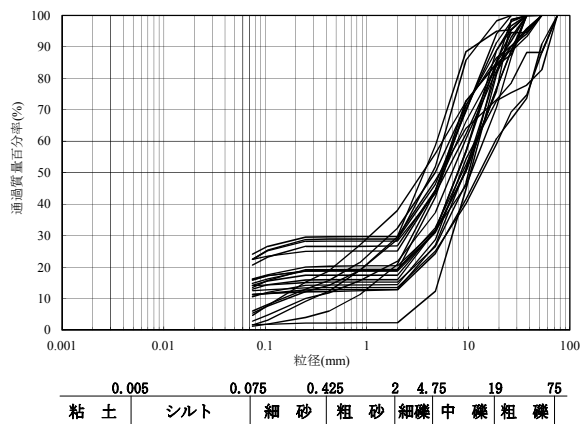


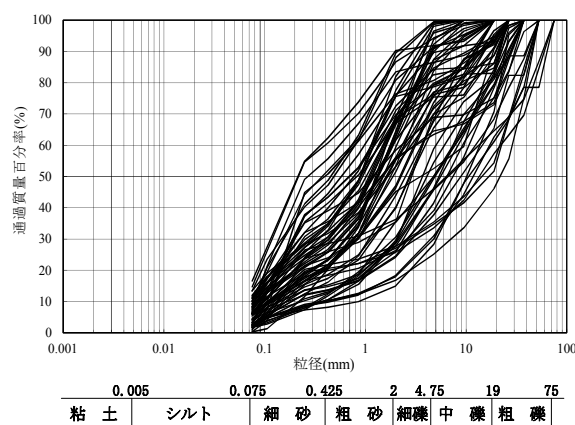
図-3.4.22 盛土内の粒度組成(1)



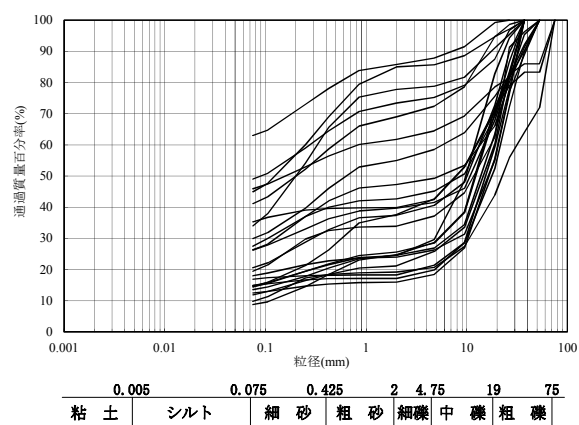
(e) 5.北陸道：能生



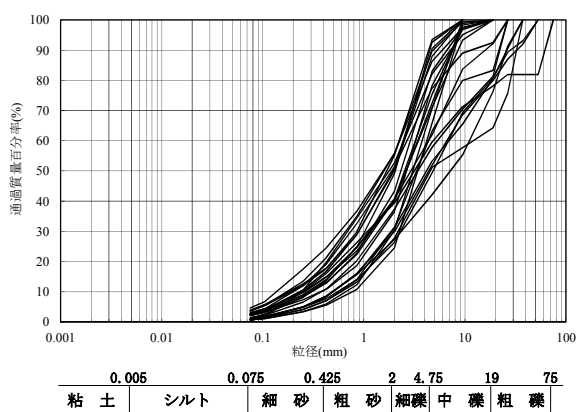
(f) 6.東名：掛川 1



(g) 7.東名：掛川 2



(h) 8.山陽道：神戸 1



(i) 9.中国道：神戸 2

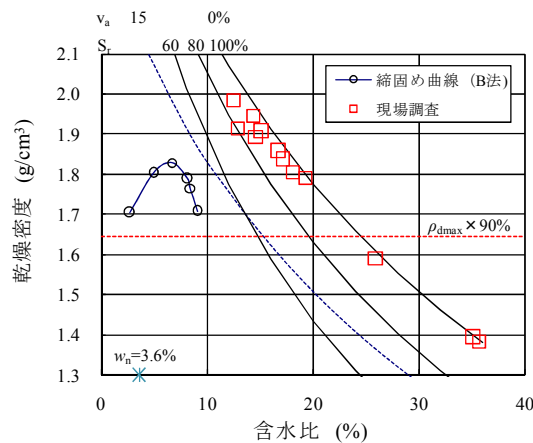
図-3.4.22 盛土内の粒度組成(2)

(3) 含水比と乾燥密度

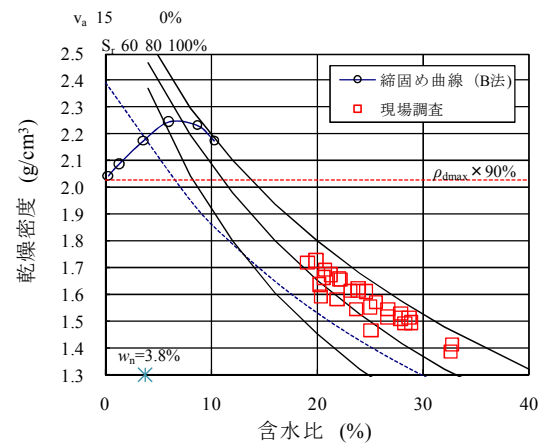
図-3.4.23 に各地の盛土内の含水比，乾燥密度，JIS A 1210 による締固め曲線及び空気間隙率 0%,15%線，飽和度曲線 60,80,100%線を示す．掛川 1 地区の調査結果を例にとると大半は含水比が 20～30%程度，乾燥密度は $1.4\sim 1.7(\text{g}/\text{cm}^3)$ の範囲にあり，盛土内の状態はかなりのばらつきがある．

上越地区においても含水比が 15~40%、乾燥密度は 1.3~1.9(g/cm³)の範囲にあり、同じ盛土内でも含水状態と密度の状態はかなり異なることがわかる。また各図の*印は盛土調査箇所の近傍から、盛土に使用された材料と同一と思われる露頭材料の自然含水比である。自然含水比は採取時の降雨をうけた状況により異なると考えられ、調査した盛土内材料と一概に比較することはできないが、含水比の傾向をみると、盛土内の現場調査の自然含水比は露頭材料の自然含水比よりもかなり高くなっている。

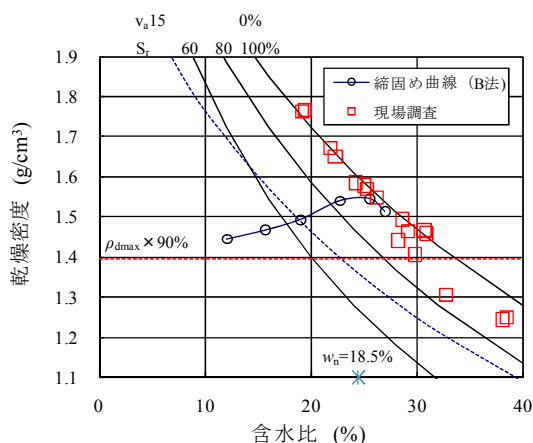
また、盛土内の飽和度をみると、多くの箇所の飽和度は 85%以上になっている。調査箇所をまとめると図-3.4.24 であるが、どの箇所においても 85~95%の飽和度になっている。東名掛川地区の過去の調査では施工時(42 年前)の飽和度は 67~95%(平均 72%)であり、施工から約 10 年後には飽和度は 90%を超えている。これらの結果から、盛土内の飽和度はかなり高く、また、比較的早い段階で含水比や飽和度は高い状態になると推測される。なお、帯広、嵐山、神戸 1 の露頭材料は物理試験の結果やスレーキング試験の結果から盛土内とは異なる材料と考えられ、締固め曲線と現場密度に差異がある。



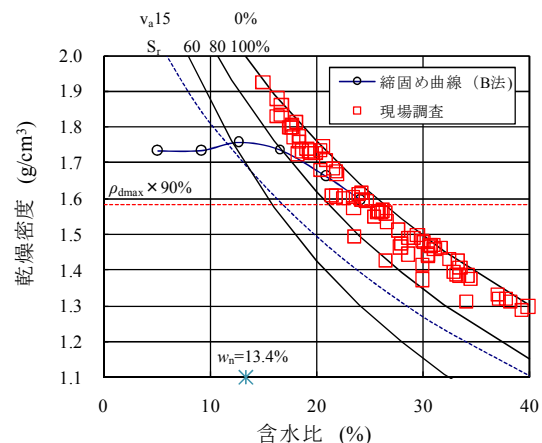
(a) 1.道東道：帯広



(b) 2.関越道：嵐山

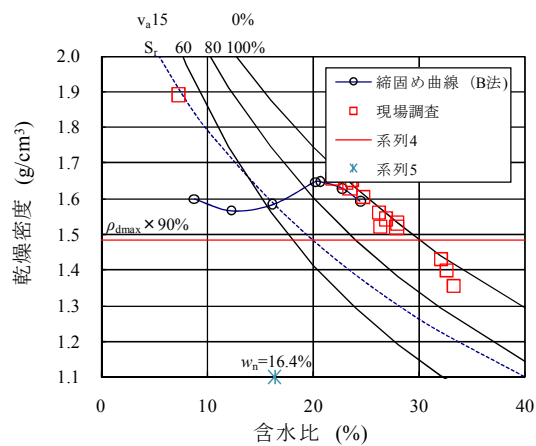


(c) 3.上信越道：高崎

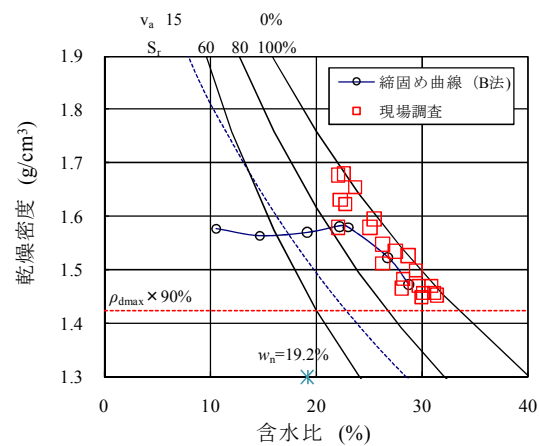


(d) 4.上信越道：上越

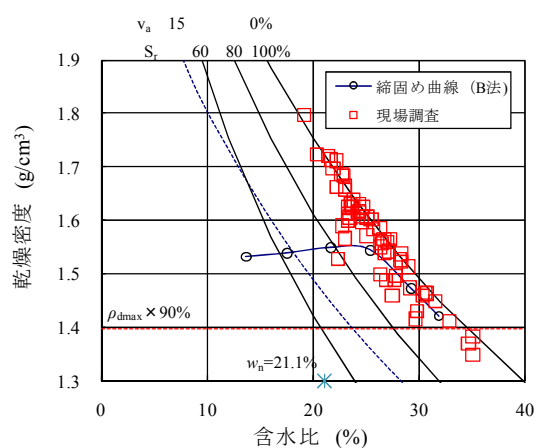
図-3.4.23 盛土内の含水比と乾燥密度(1)



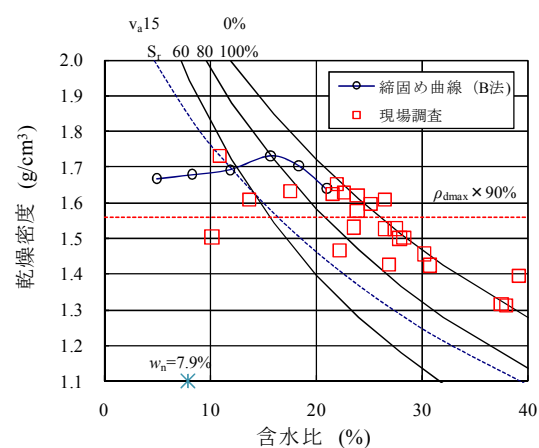
(e) 5.北陸道：能生



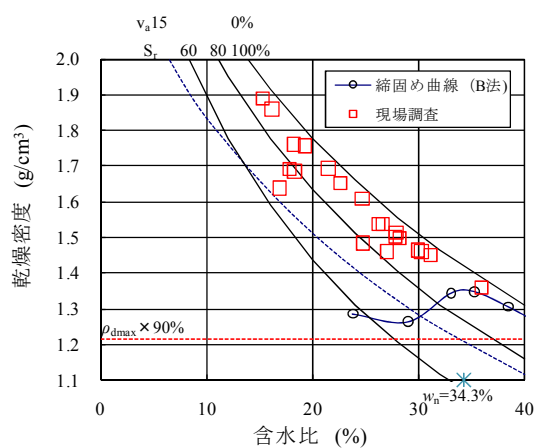
(f) 6.東名：掛川 1



(g) 7.東名：掛川 2



(h) 8.山陽道：神戸 1



(i) 9.中国道：神戸 2

図-3.4.23 盛土内の含水比と乾燥密度(2)

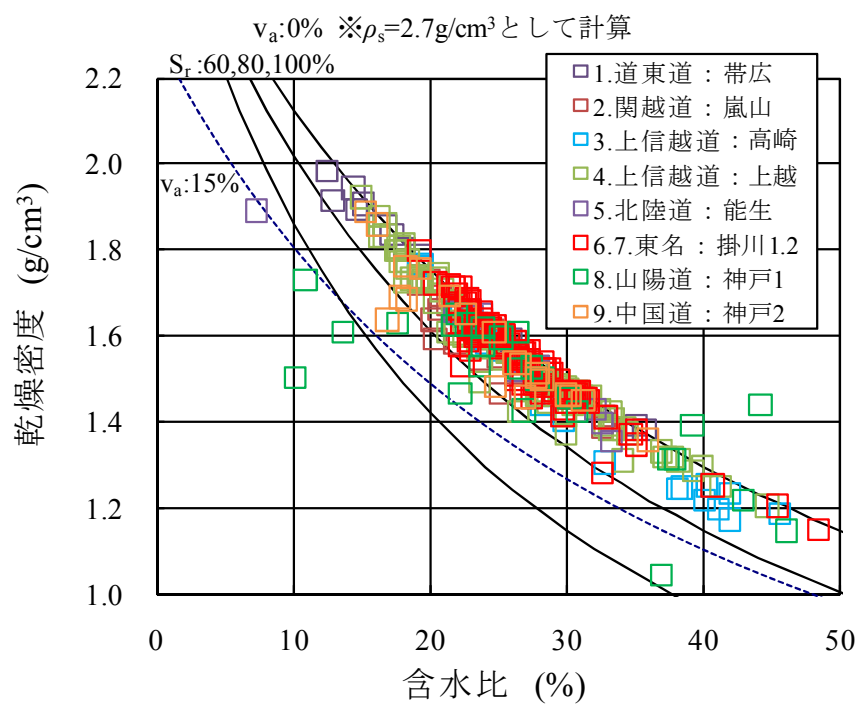


図-3.4.24 盛土内の含水比と乾燥密度のまとめ

(4) N 値分布

図-3.4.25 に泥岩で盛土された代表的な調査地点の N 値の分布を示す。図の横軸は N 値，縦軸は度数を示している。ボーリング孔が複数ある場合は，すべての孔の結果を併せている。図には礫打撃等を考慮して， N 値が連続して分布する範囲の平均値を示す。各地点の N 値の分布は，全体では $N=2\sim15$ ，平均で $6\sim11$ である。加藤ら¹²⁾の報告によるとスレーキング性材料の盛土の N 値は $5\sim11$ 程度であるので，報告と同程度の結果である。また，図には盛土表層部と盛土内部を分けて示しているが，表層部は盛土内部に比べて N 値は小さい傾向にある。表層部と内部の状態は異なり，内部は比較的状态が良いことが推測され，他に実施したサウンディングでもその傾向は確認されている。東名：牧之原災害は H21 年に被災した東名牧之原盛土の結果である。この箇所の結果は盛土内部のみであるが，他地点と異なり盛土内部でも N 値が $2\sim5$ で小さい。

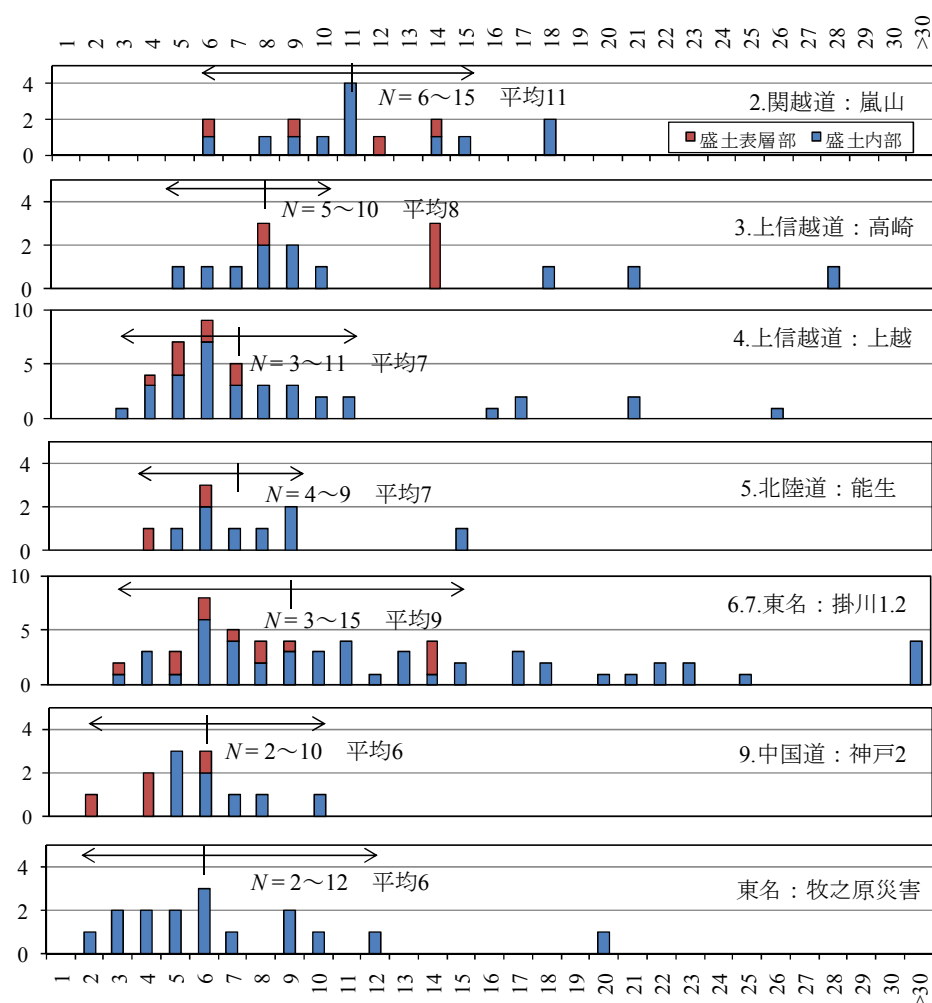


図-3.4.25 盛土内の N 値分布

3.4.5 盛土強度状態の評価

(1) 物理特性と圧縮強さ

盛土調査でサンプリングした試料は、JGS0521 土の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験に従って試験した。調査地点の盛土材料を用いて現況盛土を評価する場合の試験条件は、現在の盛土内の強度を評価し、また盛土内が不飽和状態であるため、圧密をせず不飽和の状態で試験をする非圧密非排水(UU)条件とした。図-3.4.26～図-3.4.28 に試験における拘束圧別に、乾燥密度、含水比、飽和度、粒度試験の各粒径のふるい通過質量百分率と圧縮強さの関係を整理した。試験をした供試

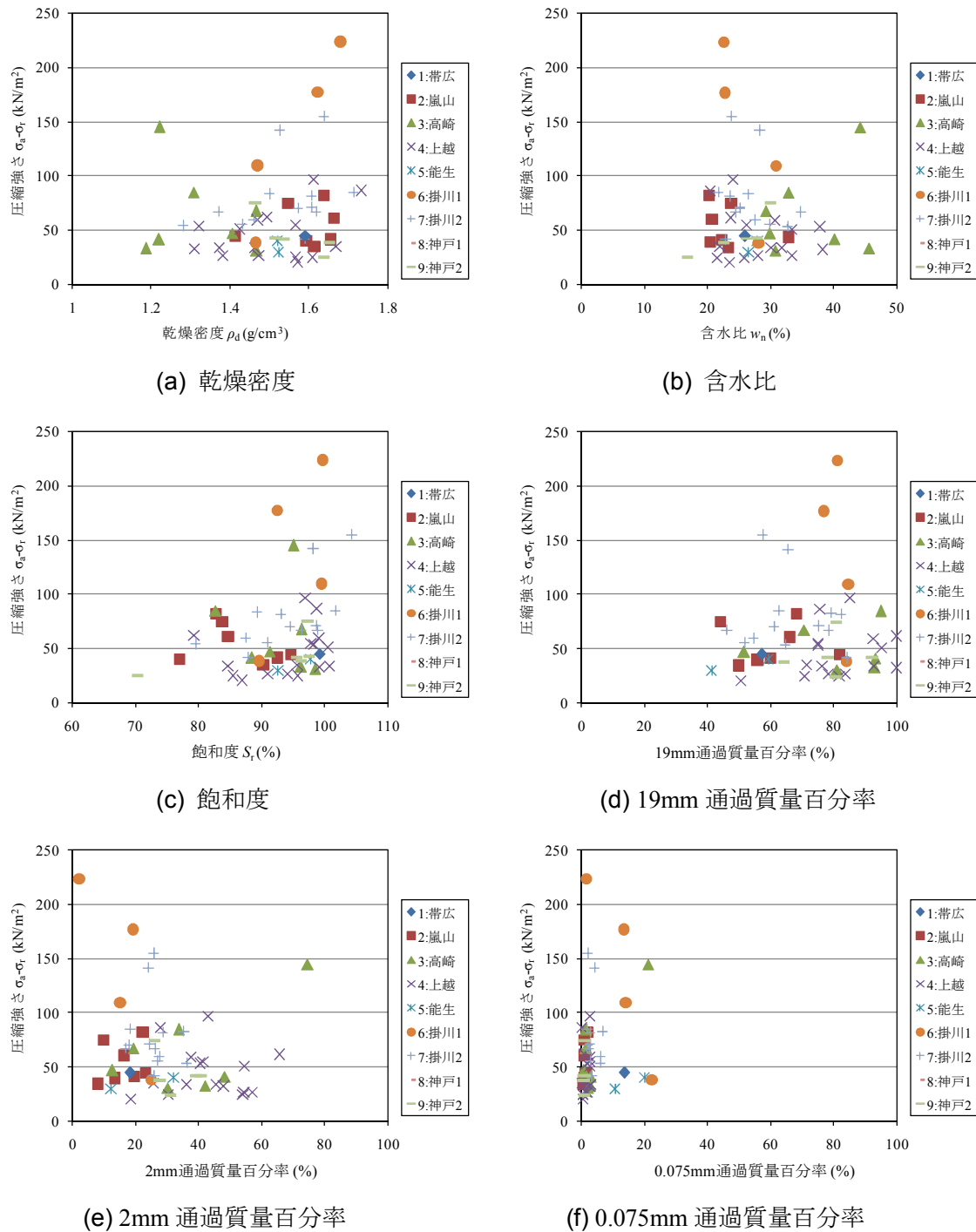
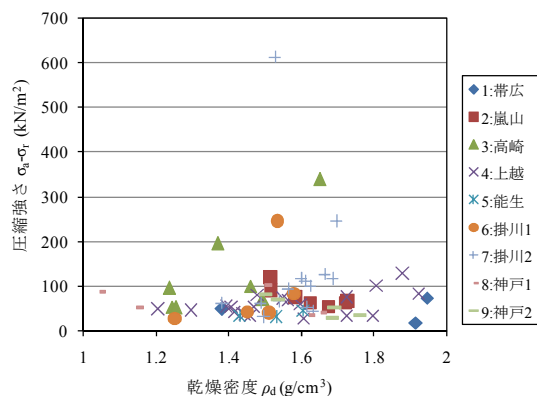


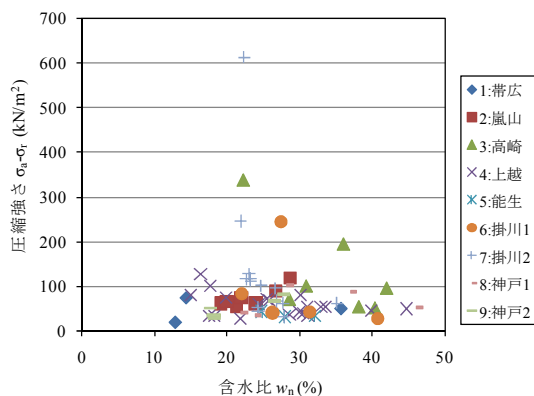
図-3.4.26 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 50(kN/m²)

体の物理特性では乾燥密度は $1.2 \sim 1.8(\text{g}/\text{cm}^3)$ の範囲、含水比は $20 \sim 50\%$ 程度の範囲、飽和度は $70 \sim 100\%$ 程度の範囲である。また粒度は 19mm 通過質量百分率では $40 \sim 100\%$ 、 2mm 通過質量百分率は $0 \sim 60\%$ 程度、 0.075mm 通過質量百分率は $0 \sim 20\%$ 程度である。

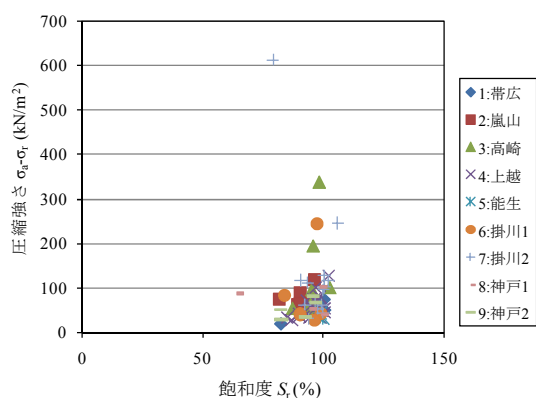
各物理特性と三軸圧縮試験の圧縮強さの傾向を以下に示す。拘束圧 $50(\text{kN}/\text{m}^2)$ の圧縮強さの範囲は $20 \sim 230(\text{kN}/\text{m}^2)$ であるが多くは $100(\text{kN}/\text{m}^2)$ 以下に集中している。乾燥密度は大きくなるほど圧縮強さも大きくなっている傾向はあるが、調査箇所によってその増加の程度は異なる。神戸2のように増加傾向が顕著にみられないものもある。含水比は大きくなるほど圧縮強さは小さくなっ



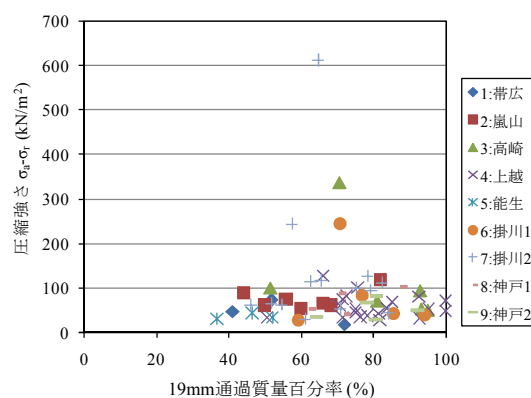
(a) 乾燥密度



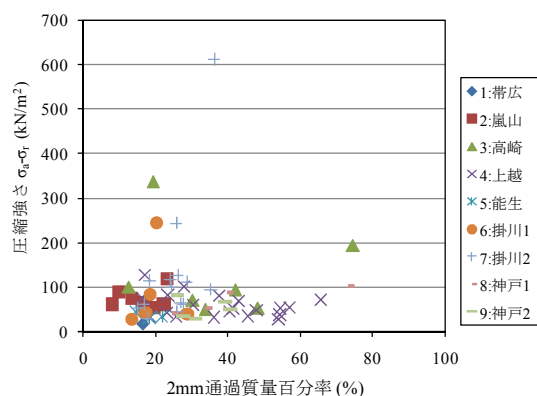
(b) 含水比



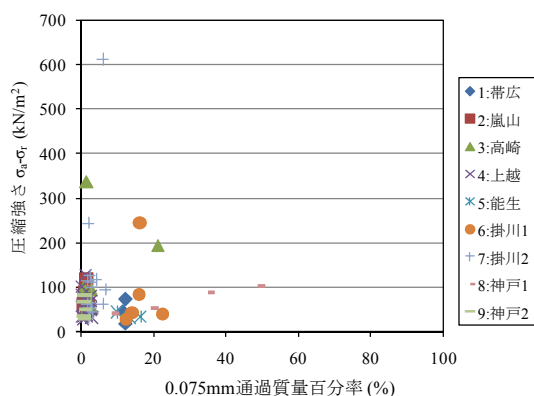
(c) 飽和度



(d) 19mm 通過質量百分率

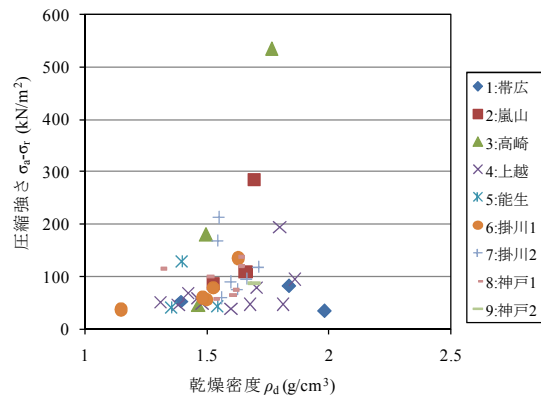


(e) 2mm 通過質量百分率

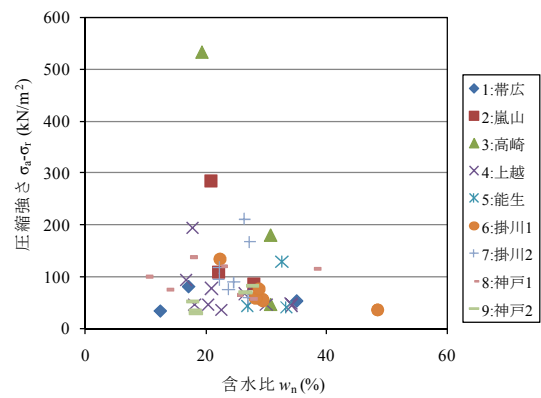


(f) 0.075mm 通過質量百分率

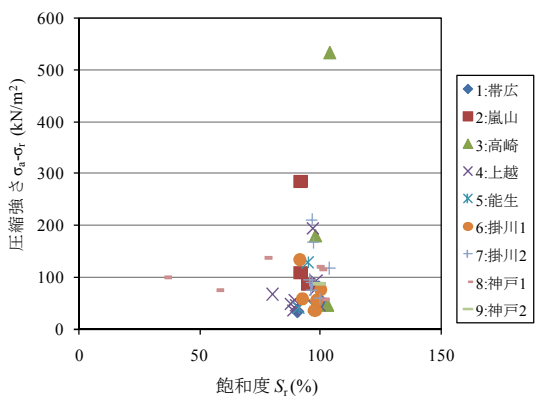
図-3.4.27 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 $100(\text{kN}/\text{m}^2)$



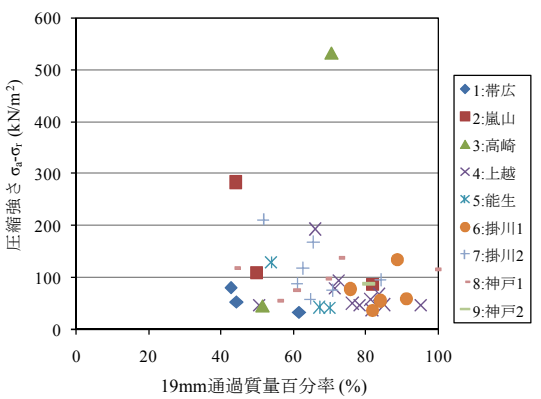
(a) 乾燥密度



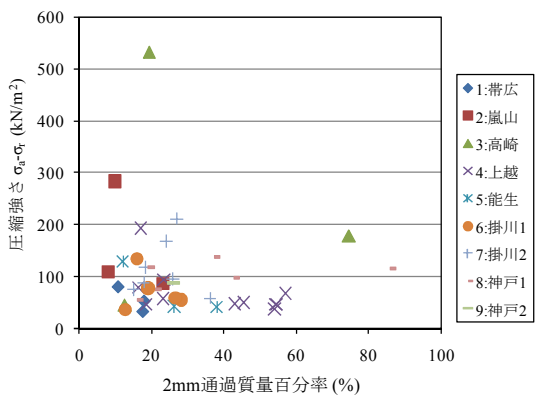
(b) 含水比



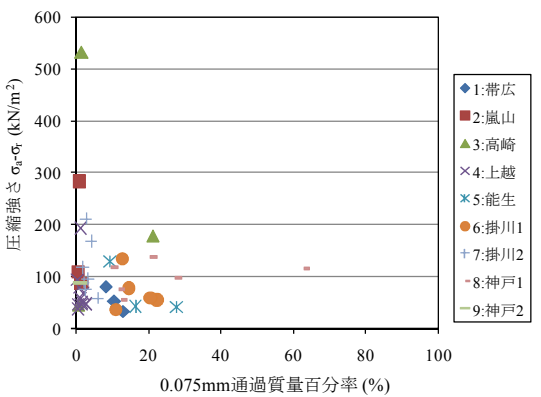
(c) 飽和度



(d) 19mm 通過質量百分率



(e) 2mm 通過質量百分率



(f) 0.075mm 通過質量百分率

図-3.4.28 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 200(kN/m²)

ている傾向がある。ただし乾燥密度と同様にその傾向が顕著なものもあれば、神戸 2 のように明確な傾向がないものもある。飽和度は大きくなるほど圧縮強さは小さくなることが想定されるが、逆に増加しているものもあり、明確な傾向はみられない。19mm 通過質量百分率は 40%から増加すると圧縮強さは大きくなる傾向がある。三軸圧縮試験の中で比較的大きな礫が多く含まれる供試体の場合は、19mm を通過する粒径が多いと圧縮強さは大きくなる。2mm 通過質量百分率は 0%から増加すると圧縮強さはやや減少する傾向にある。粒径のうち 2mm を通過するすなわち砂分以下が多くなると圧縮強さは減少する傾向である。0.075mm 通過質量百分率はほとんどが 0%付近で

あるので、傾向を読み取ることはできなかった。

拘束圧 100 (kN/m²)の圧縮強さの範囲は 20～600(kN/m²)である。ただし、1 点のみが 600(kN/m²)付近であるが、全体では 300(kN/m²)までである。また多くは 100(kN/m²)以下に集中している。乾燥密度は大きくなるほど圧縮強さも大きくなっている傾向のものもあるが、明確な傾向はみられない。含水比は調査箇所の一部は大きくなるほど圧縮強さは小さくなっている傾向があるが、明確な傾向がないものもある。飽和度は大きくなるほど圧縮強さは小さくなることが想定されるが、逆に増加しているものもあり、明確な傾向はみられない。19mm 通過質量百分率は 40%から増加すると圧縮強さは大きくなるものもあるが、明確な傾向はみられない。2mm 通過質量百分率は 0%から増加すると圧縮強さはやや減少する傾向にある。粒径のうち 2mm を通過するすなわち砂分以下が多くなると圧縮強さは減少する傾向がややみられる。0.075mm 通過質量百分率はほとんどが 0%付近であるが 10～20%程度に多くなると圧縮強さは減少している。

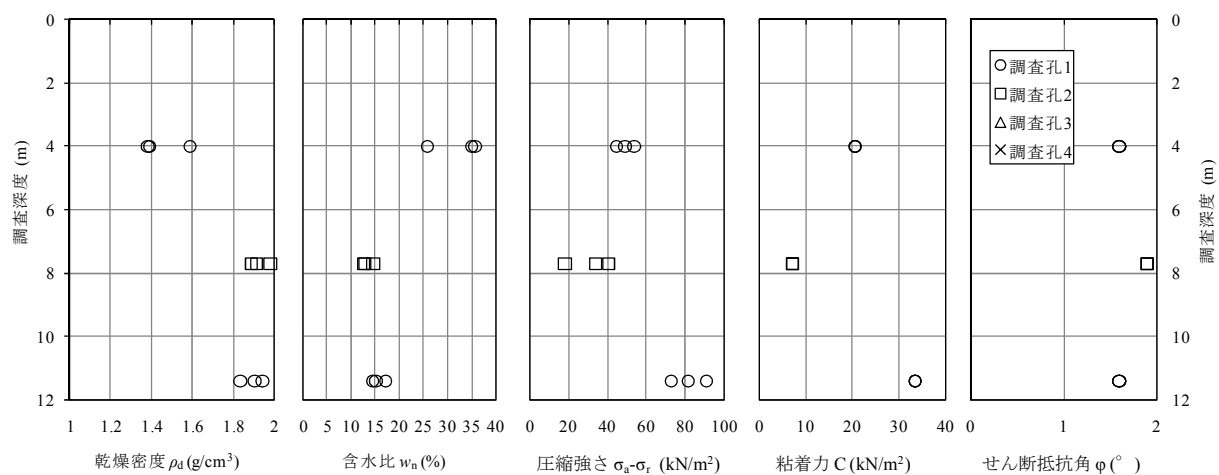
拘束圧 200 (kN/m²)の圧縮強さの範囲は 20～500(kN/m²)である。ただし、1 点のみが 500(kN/m²)付近であるが、全体では 300(kN/m²)までである。また多くは 200(kN/m²)以下に集中している。乾燥密度は大きくなるほど圧縮強さも大きくなっている傾向のものもある。含水比は調査箇所の一部は大きくなるほど圧縮強さは小さくなっている傾向がある。飽和度は大きくなるほど圧縮強さは小さくなることが想定されるが、逆に増加しているものあり、明確な傾向はみられない。19mm 通過質量百分率は 40%から増加すると圧縮強さは小さくなっているものもあり、明確な傾向はみられない。2mm 通過質量百分率は 0%から増加すると圧縮強さはやや減少する傾向にある。粒径のうち 2mm を通過するすなわち砂分以下が多くなると圧縮強さは減少する傾向がみられる。0.075mm 通過質量百分率はほとんどが 0%付近であるが 10～20%程度に多くなると圧縮強さは減少している。

各物理指標と圧縮強さの明確な傾向はみられなかった。これは盛土内の物性のばらつきが大きいため各物理指標の一指標のみで圧縮強さの傾向をみることはできず、例えば乾燥密度と含水比の組み合わせで評価するなどが必要であることを示唆していると考えられる。なお、3.5 では露頭材料を用いて物理特性を合わせた供試体を作製した三軸圧縮試験を実施した結果を示す。

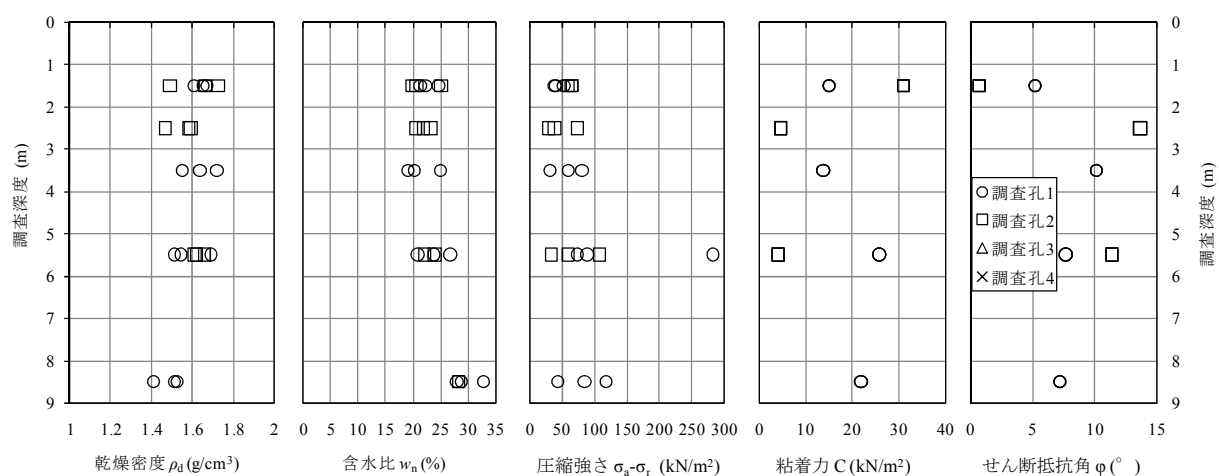
(2) 供試体の物理特性のばらつき

三軸圧縮試験に供した供試体の物理性状のばらつきを確認するため、各調査地点の調査深度ごとに、三軸圧縮試験の試験供試体の物性を示したものが図-3.4.29 である。

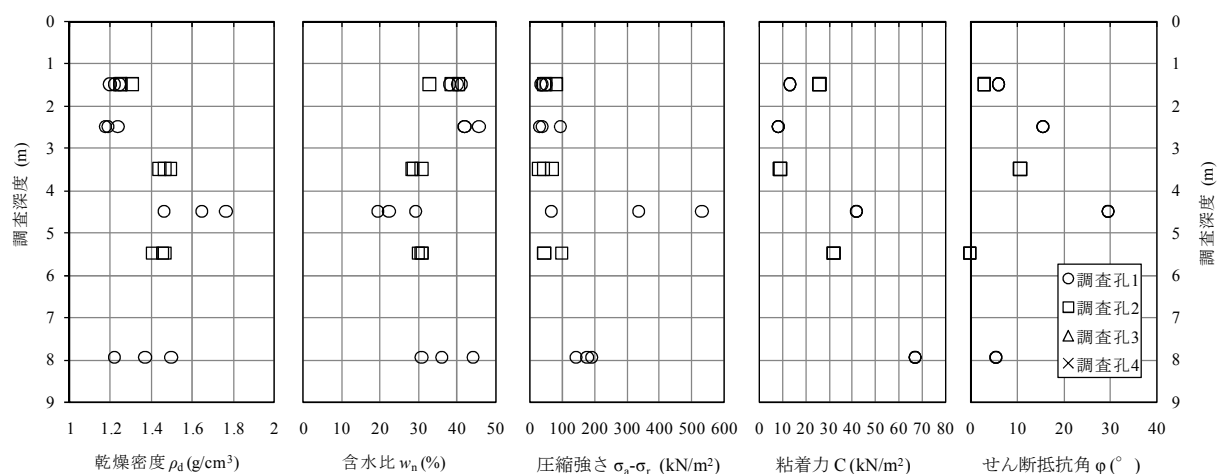
この図をみると各調査地点ともに、同じ深度で採取したサンプリングにも関わらず、物性が大きくことなっているものがある。通常サンプリングは 1m 程度の長さで採取し、そのサンプリング長さから三軸圧縮試験用の供試体を 3～4 供試体程度整形し試験をする。一方で盛土は層厚 30cm 程度を 1 層として盛土する場合が多く、サンプリングの中には 3～4 層が含まれることになる。このようなサンプリング方法や盛土施工方法、また盛土材料の不均一により物性の相違が生じると考えられる。これを改善するには全くの同一深度でサンプリングするために、同地点に調査孔を何本も掘ることも考えられるが、経済性を考えると現実的ではない。このため、データの整理にあたっては、調査・試験したものから、同一の物性とみなせるものを抽出して評価することにした。



(a) 1.道東道：帯広

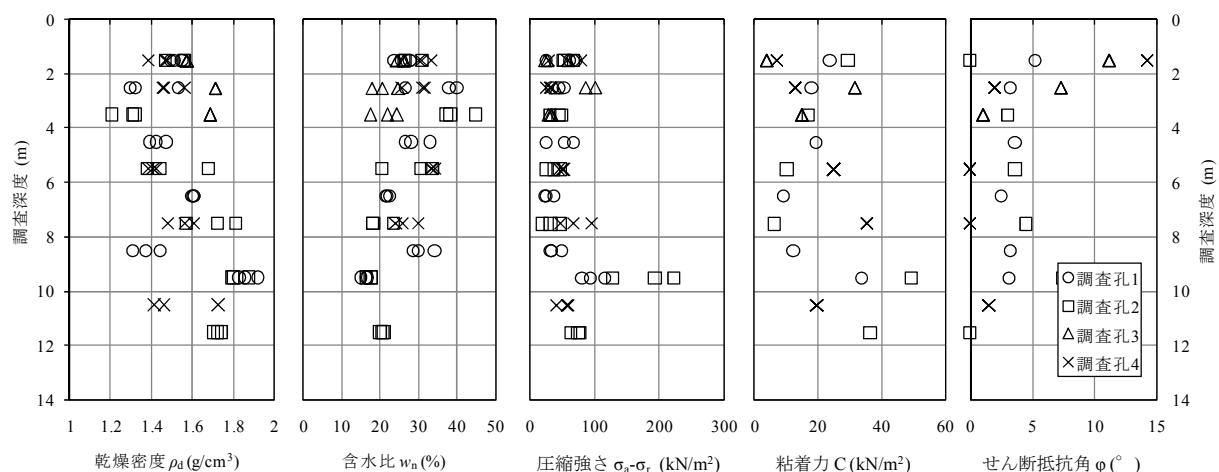


(b) 2.関越道：嵐山

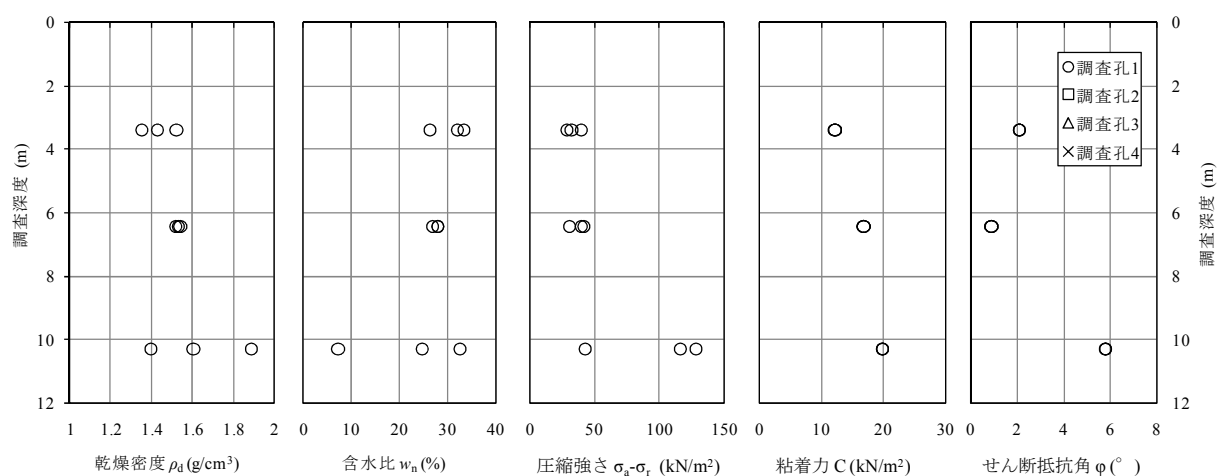


(c) 3.上信越道：高崎

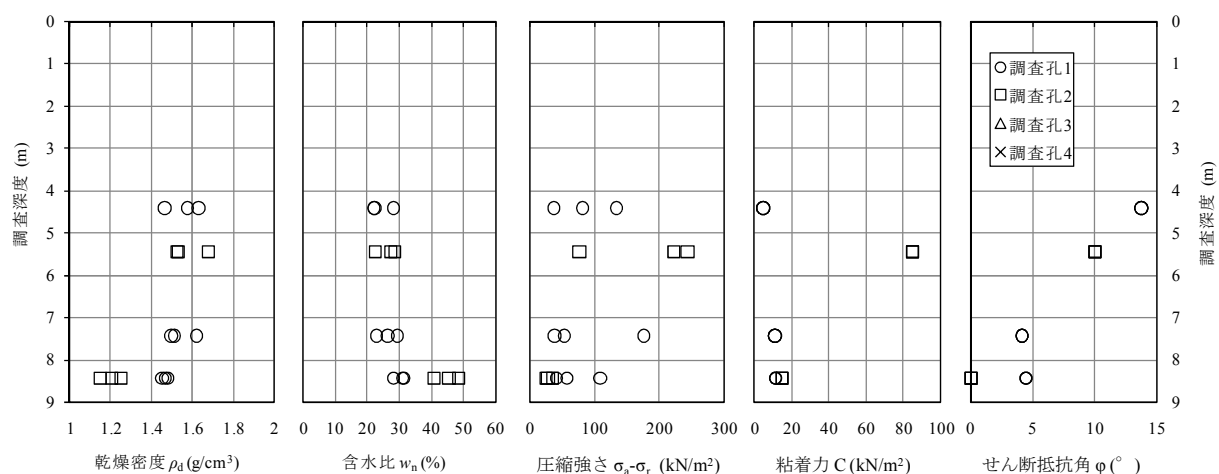
図-3.4.29 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 100(kN/m²)(1)



(d) 4. 上信越道：上越

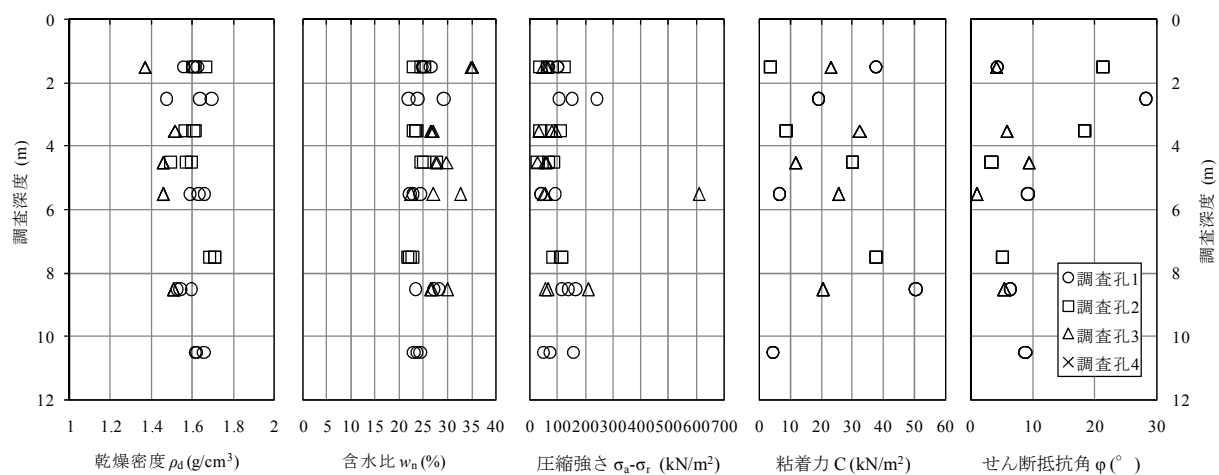


(e) 5. 北陸道：能生

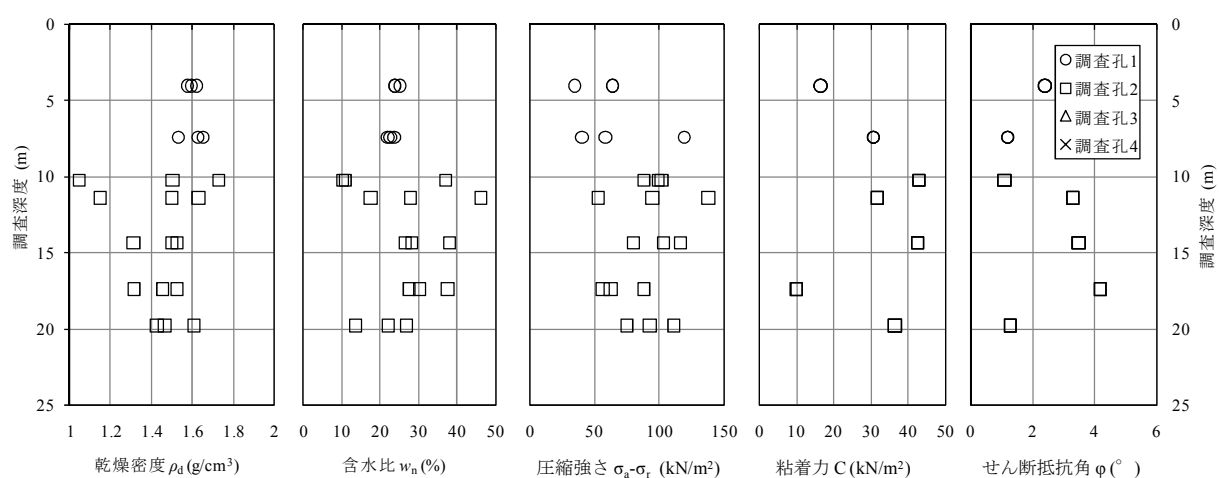


(f) 6. 東名：掛川 1

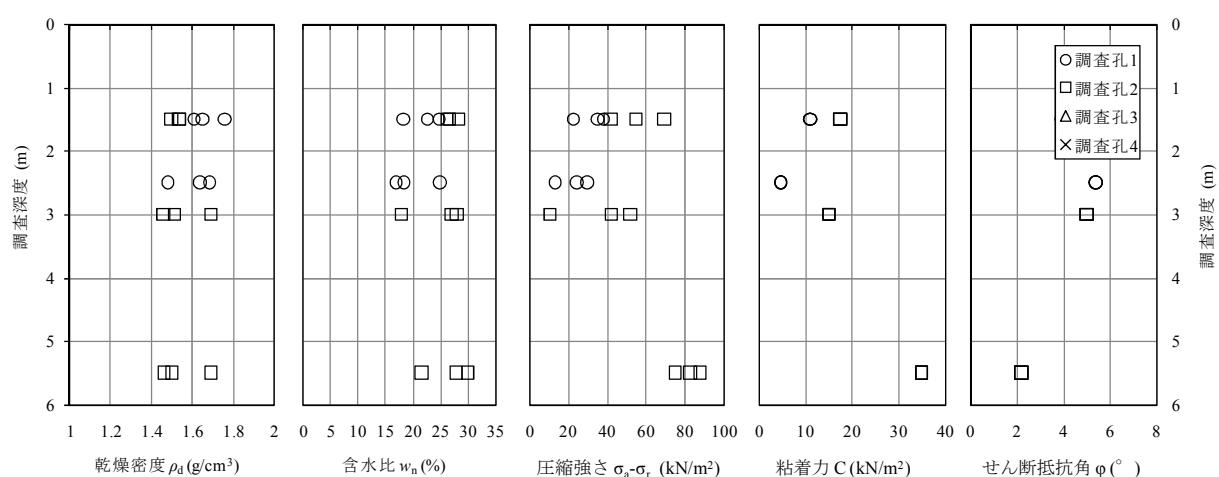
図-3.4.29 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 100(kN/m²)(2)



(g) 7.東名: 掛川 2



(h) 8.山陽道: 神戸 1



(i) 9.中国道: 神戸 2

図-3.4.29 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 100(kN/m²)(3)

(3) 物理特性とせん断定数

物理特性のばらつきと圧縮強さの関係は(2)でふれたが、ここでは三軸圧縮試験で評価する3つの供試体の乾燥密度の範囲が $0.05(\text{g}/\text{cm}^3)$ 未満のものを抽出し、物理特性とせん断定数との関係を整理した。図-3.4.30には物理特性とせん断抵抗角 ϕ の関係を示す。凡例は各調査地点の三軸圧縮試験(UU 条件)の結果であるが、プロットは各拘束圧の供試体ごとのものであり、3つの供試体から得られる三軸圧縮試験のせん断抵抗角を示している。したがって、図中では同じせん断抵抗角に平行に3点ならぶ形となる。このならびの幅が狭ければ、物理特性が同条件の供試体である。

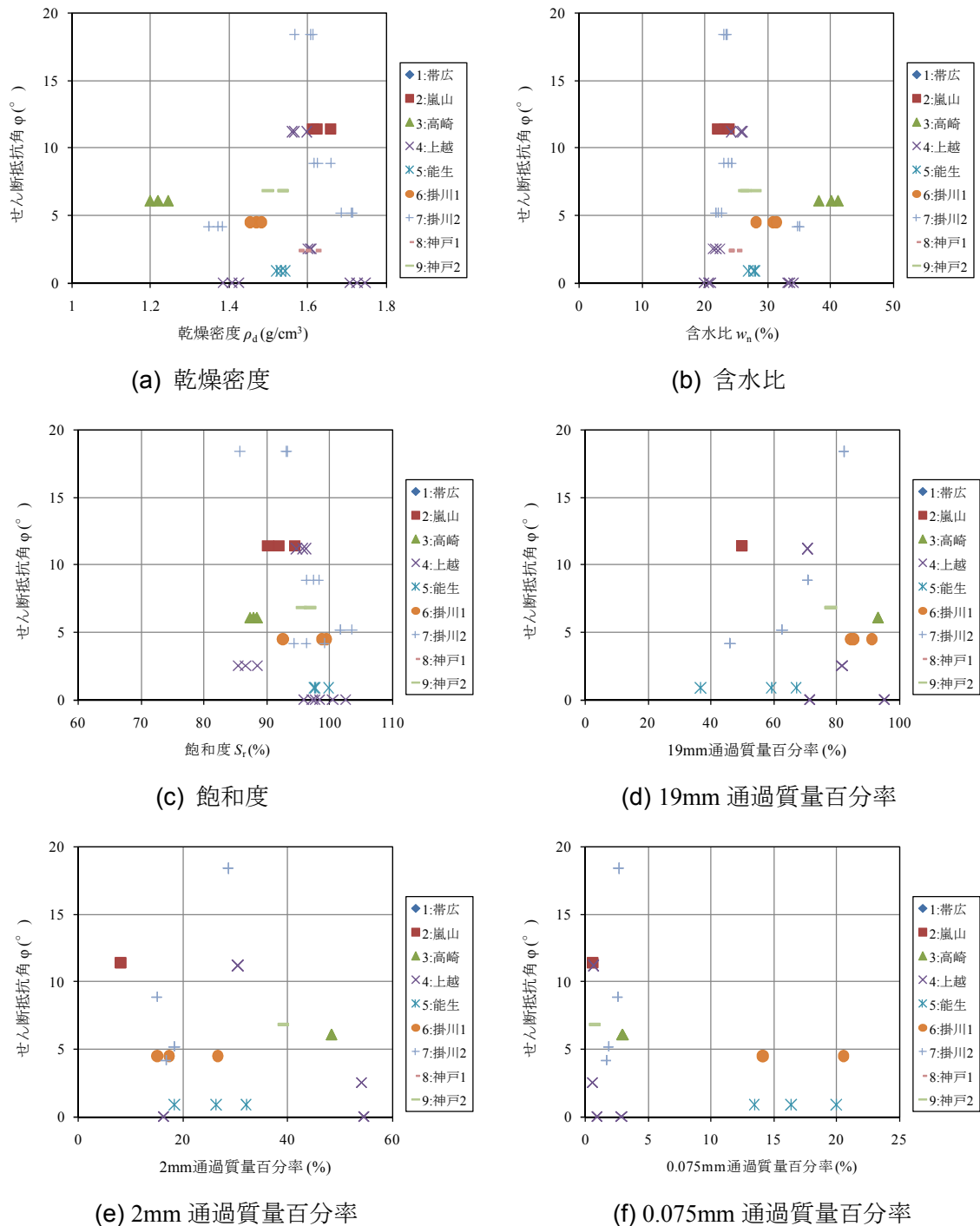


図-3.4.30 物理特性とせん断抵抗角

乾燥密度は大きくなるにつれて、せん断抵抗角も大きくなっている。含水比は高くなるにつれて、せん断抵抗角は小さくなっている。飽和度が大きいほど、せん断抵抗角は小さくなる。19mm 通過質量百分率は大きくなるほどせん断抵抗角は大きくなる。2mm 通過質量百分率は大きくなるほどせん断抵抗角は小さくなる。0.075mm 通過質量百分率は大きいほどせん断抵抗角は小さくなる。ばらつきのあるすべての試験結果の場合、明確な傾向はなかったが、乾燥密度が同じものでまとめたこの図の場合、物理特性とせん断抵抗角の関係には傾向がみられる。

次に図-3.4.31 に物理特性と粘着力の関係を示す。粘着力は $0 \sim 40(\text{kN/m}^2)$ の範囲で値と

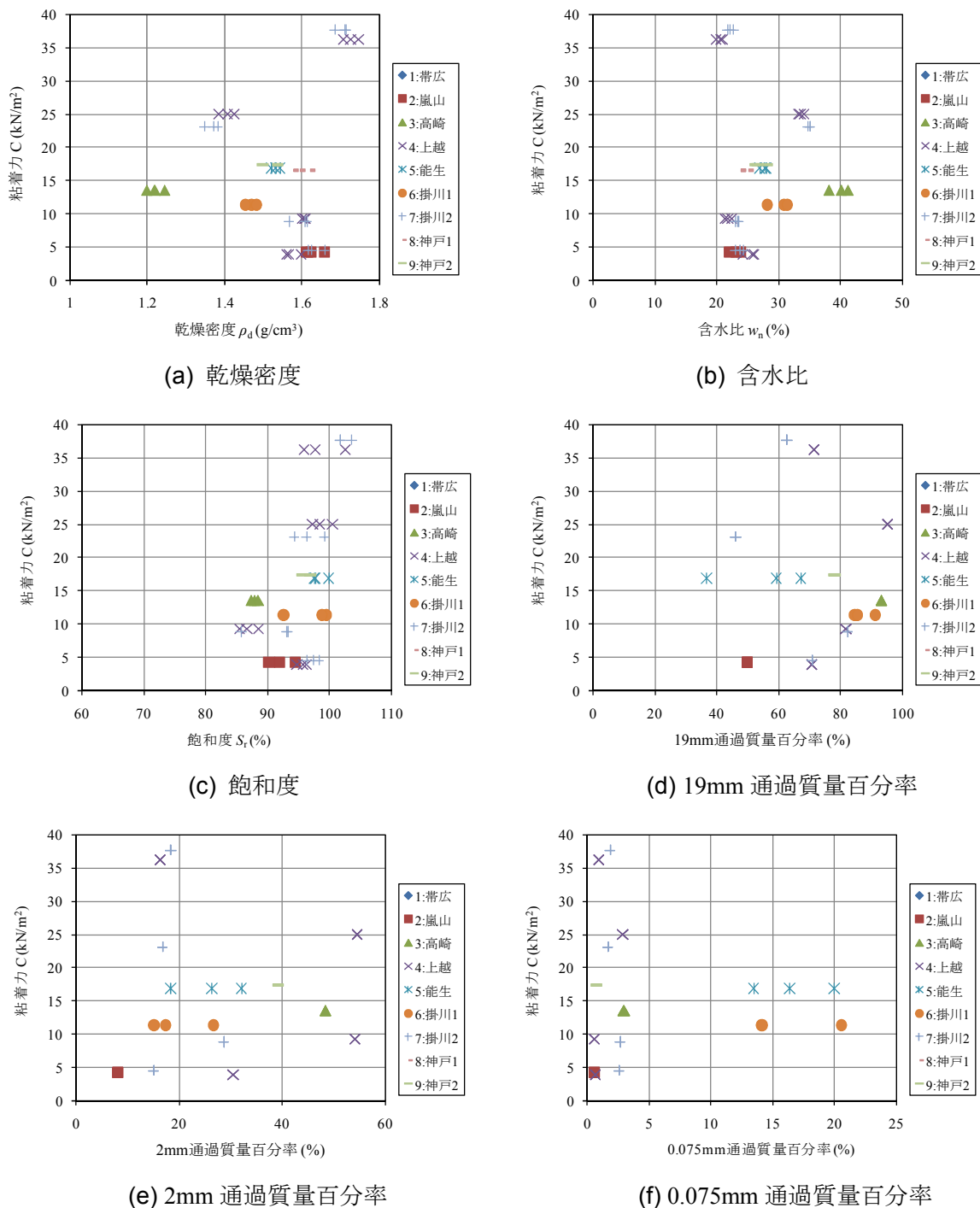


図-3.4.31 物理特性と粘着力

しては小さい。傾向としては乾燥密度が大きいほど粘着力は小さくなり、含水比が大きくなるほど粘着力は大きくなる、飽和度が大きくなるほど粘着力は大きくなる。また粒度では 19mm 通過質量百分率、2mm 通過質量百分率、0.075mm 通過質量百分率と粘着力の明確な傾向はみられなかった。

図-3.4.32 には乾燥密度の範囲が $0.05(\text{g}/\text{cm}^3)$ 未満のものを抜粋した三軸圧縮試験(UU)のせん断定数を示す。粘着力が大きくなるとせん断抵抗角が小さくなり、逆に粘着力が小さくなるとせん断抵抗角が小さくなる傾向となった。せん断抵抗角が比較的大きい材料は少なく、粘着力が大きい C 材で評価できる材料がほとんどである。

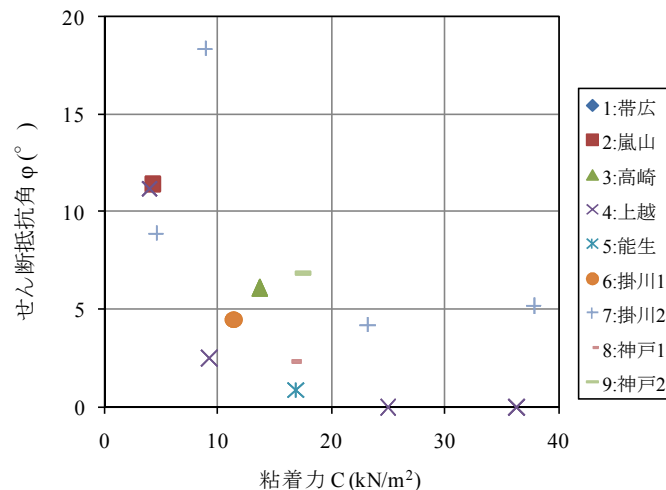


図-3.4.32 同程度の乾燥密度の試料による三軸圧縮試験(UU)の C, φ

3.4.6 法面表層部の評価

表層部の状態を確認するため、上信越道上越地区では高密度表面波探査を実施した。図-3.4.33 に結果を示す。GL-2.5mより上部が低速度となっており、特にボーリング No.4 付近では $V_s=100 \sim 120\text{m/s}$ の低い速度帯がみられる。同じ盛土のスウェーデン式サウンディングの代表的な結果を図-3.4.34 に示す。表層 0.8~3m 程度の換算 N 値は深度方向の増加がみられず、小さな値を示している。換算 N 値が小さい深度の平均層厚は 2m 程度である。この表面波探査結果や、スウェーデン式サウンディングの結果より、概ね表層 2m 程度までが表層部の弱層部であることが確認できた。したがって、強度評価を行う場合、表層部と盛土内部とを区分することができる。

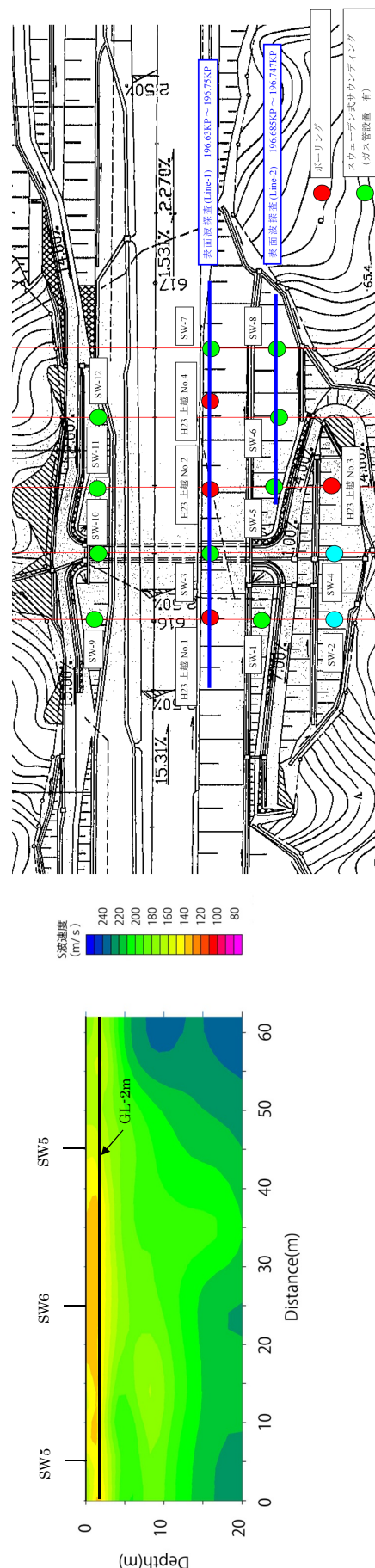
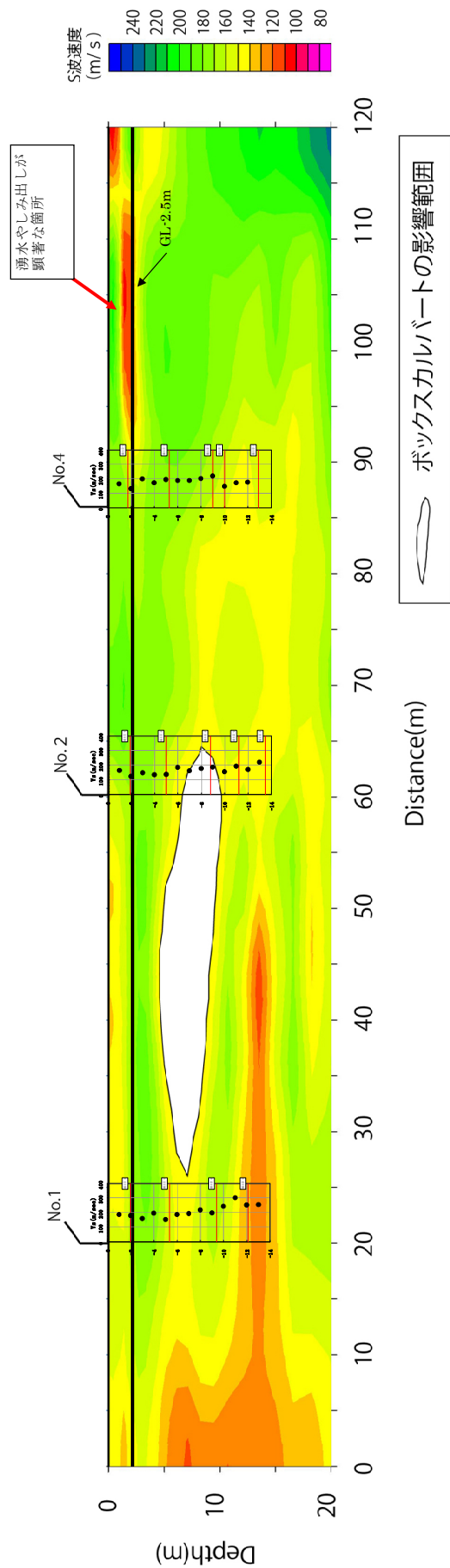


図-3.4.33 高密度表面波探査による S 波速度の分布（上信越道上越地区）

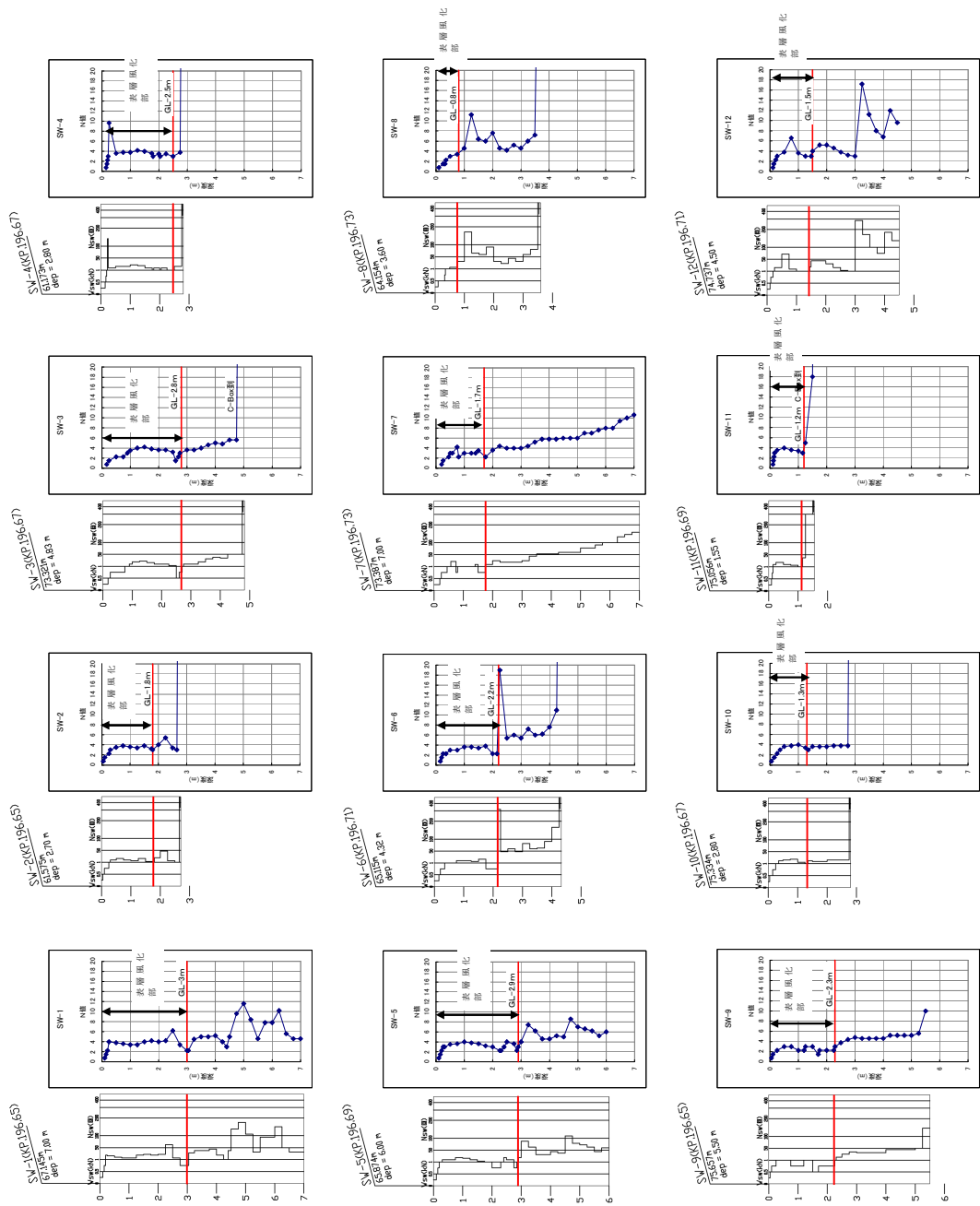


図-3.4.34 スウェーデン式サウンディングによる換算 N 値の深度方向分布（上信越道上越地区）

3.4.7 盛土状態の経年変化

(1) 東名掛川地区の調査結果

盛土状態の経年的な変化を評価するため、過去に行われた既存調査と比較した。物理試験の結果比較を図-3.4.35に示す。施工時からH22年までの乾燥密度は、露頭試料の締固め試験から得られる $D_c=95\sim100\%$ の範囲内が大部分であり、乾燥密度の変化は小さい。施工時に飽和度が90%以上である標高44~45m付近では、施工時~H22までの含水比、飽和度の変化は小さいが、施工時の飽和度が80%程度である標高43m付近と標高47m付近では、施工時からH7年及びH22ま

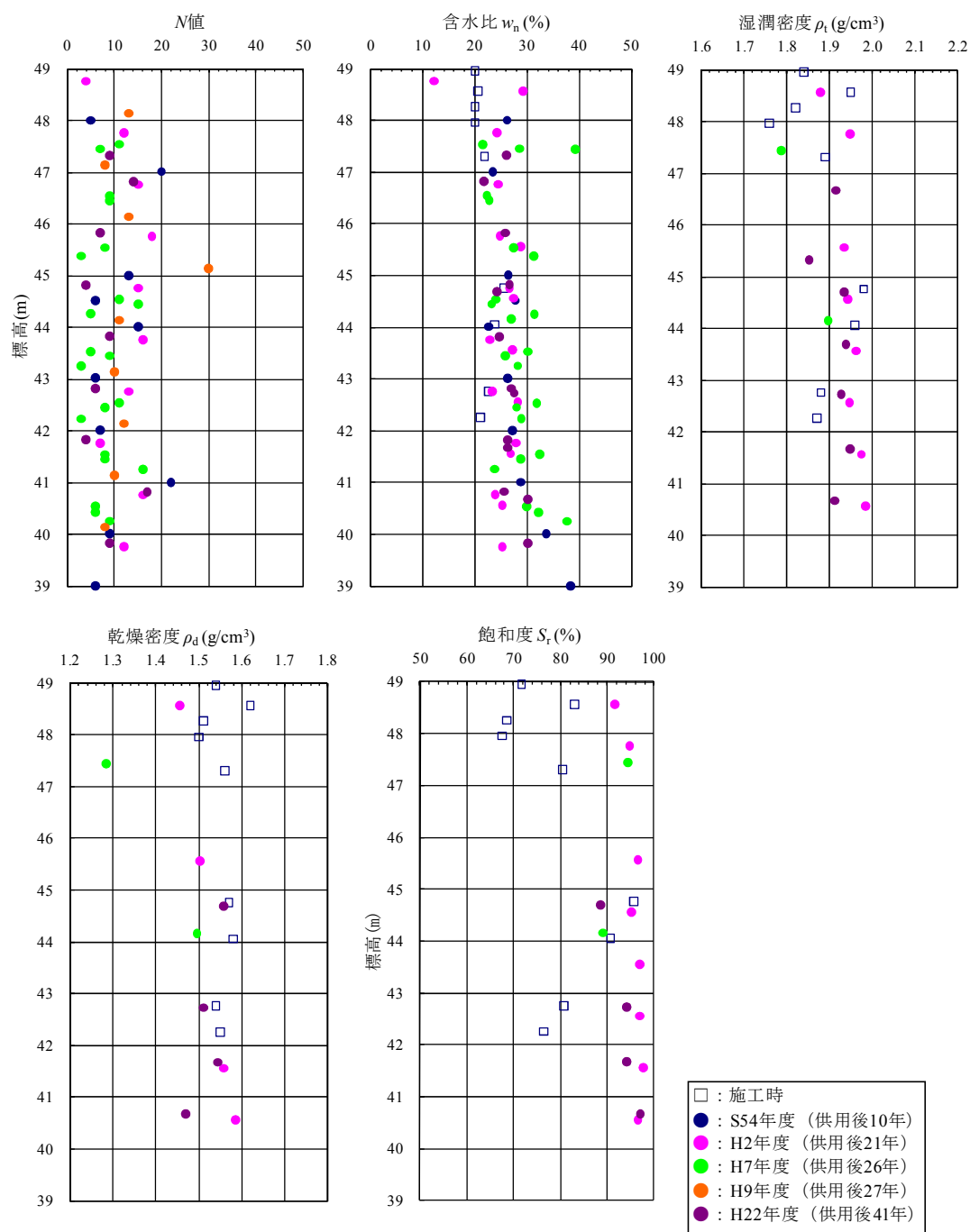


図-3.4.35 盛土内の状態変化（東名掛川地区）

でに含水比と飽和度が増加している．現況盛土の飽和度は全体に 90%以上を示すことから，施工時から湿潤側への変化が進行していると考えられる．

図-3.4.36 に東名掛川地区の盛土内の粒度分布と，過年度の調査結果，施工時を想定して新鮮な岩を用いた現場転圧試験の結果を示す．現場転圧試験は施工時の粒度記録がなかったため，供用後の盛土調査時に近傍から採取した新鮮岩を用いて，施工時の条件を再現して試験をしたものである．粒度組成は現場転圧試験と H7 年の粒度分布は相似しており，現況盛土のばらつきを考慮すると，スレーキングによる顕著な細粒化は生じていないと考えられる．H7 年に対して H22 年の細粒分（75 μm 以下）も増加していない．なお，H2 年の結果は粒度試験で水洗いをしており，他の年の試験と条件が異なるため粒度分布の傾向も異なっている．

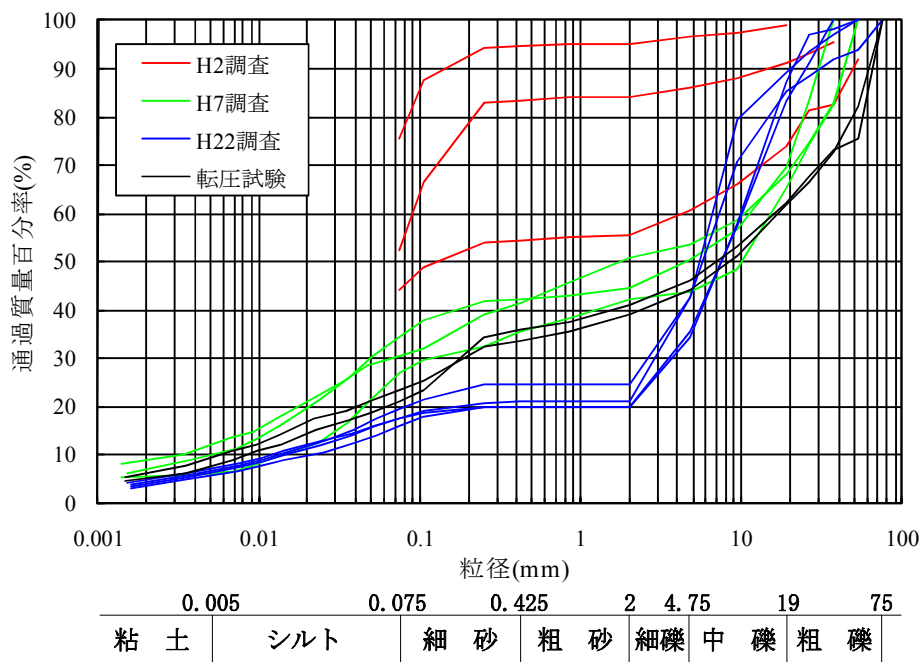


図-3.4.36 盛土内の粒度組成の経年変化（東名掛川地区）

(2) 北陸道能生地区の調査結果

北陸道能生地区の結果を図-3.4.37に示す。H2年からH22年まで N 値はほぼ同程度であり変化は小さい。含水比は標高24m以深でH9年以後の値がH2年よりやや小さい傾向がある。湿潤密度及び乾燥密度はH9年以後の値がH2年よりやや大きい傾向がある。飽和度については、変化はみられない。

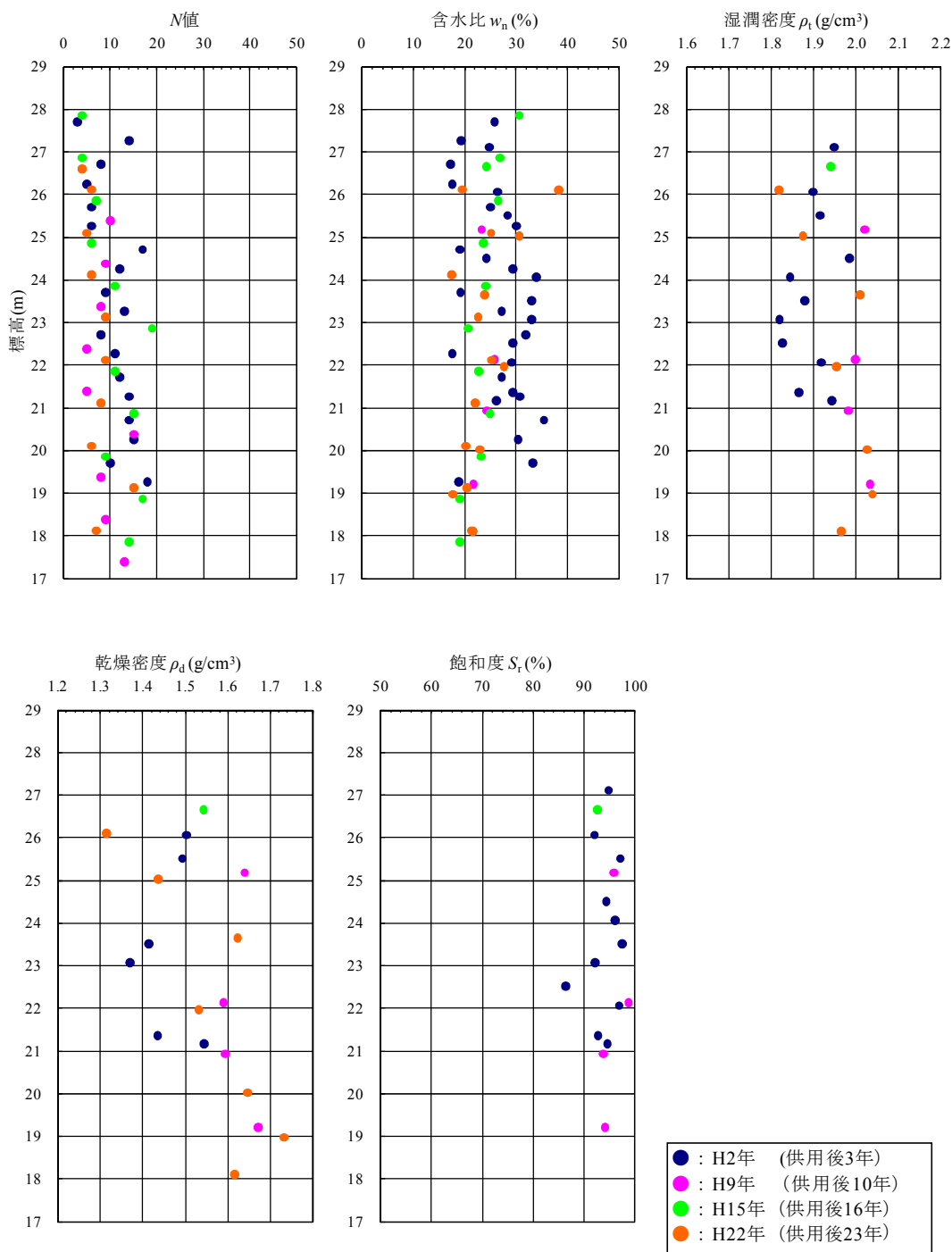


図-3.4.37 盛土内の状態変化（北陸道能生地区）

(3) 盛土の経年変化

盛土内の物性の経年変化をまとめた図が図-3.4.38 である。

自然含水比の経年変化は北陸道能生地区では、各年度の自然含水比の分布範囲に大きな変化は認められない。東名掛川地区では、施工時の平均値が 21.7% に対して、施工後 13 年以降の平均値は 23.6~29.1% を示し、施工後に含水比が増加している傾向がみられる。施工後 13 年以降を見ると、各年度の自然含水比の分布範囲に大きな変化はなく、自然含水比に明瞭な変化は認められない。

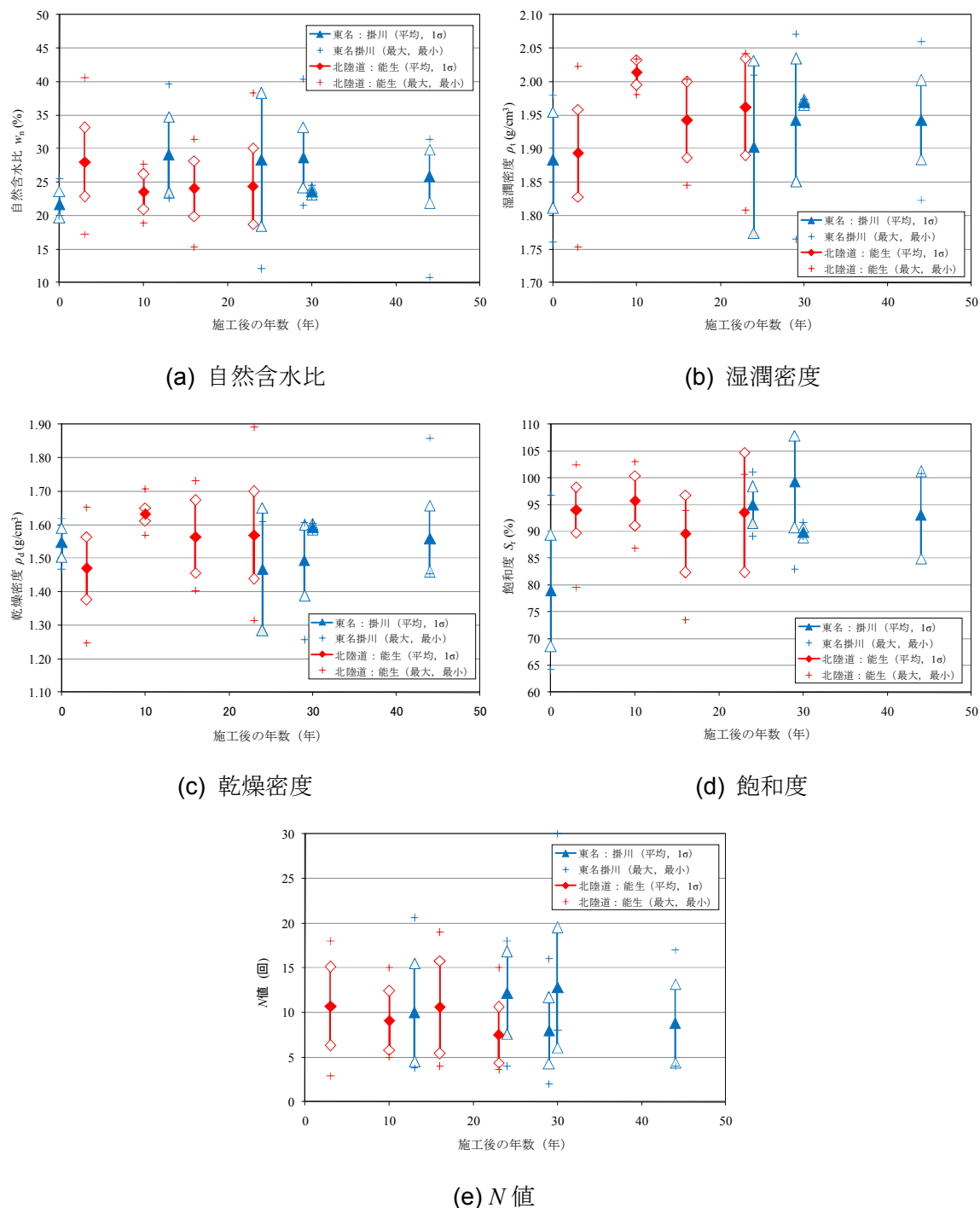


図-3.4.38 盛土内の物理特性の経年変化

湿潤密度の経年変化は北陸道能生地区では、施工後 10 年を除いて、各年度の湿潤密度のばらつきが大きい。施工後 10 年以降は $2.0(\text{g}/\text{cm}^3)$ 前後のまとまった値を示している。これは、サンプリング深度や試験数の違いによる影響が考えられる。東名掛川地区では、施工時の平均値が $1.883(\text{g}/\text{cm}^3)$ に対して、施工後 24 年以降の平均値は、 $1.902\sim 1.969(\text{g}/\text{cm}^3)$ を示し、施工後に湿潤密度が増加している傾向がみられる。施工後 24 年以降を見ると湿潤密度は $1.85\sim 2.05(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度の範囲に集中しており、湿潤密度に明瞭な変化は認められない。

乾燥密度の経年変化は北陸道能生地区では、施工後 10 年を除いて、各年度の乾燥密度のばらつきが大きい、その分布範囲は、概ね $1.3\sim 1.7(\text{g}/\text{cm}^3)$ の範囲にある。施工後 3 年以降の乾燥密度と経年変化との関係は明確ではない。東名掛川地区では、施工時の平均値は $1.548(\text{g}/\text{cm}^3)$ を示し、施工後 24 年以降の平均値の分布範囲である $1.468\sim 1.593(\text{g}/\text{cm}^3)$ の中間的な値にある。施工後 24 年以降を見ると各年度の乾燥密度は $1.45\sim 1.65(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度の範囲に集中しており、乾燥密度に明瞭な変化は認められない。

飽和度の経年変化は北陸道能生地区では、施工後 16 年の飽和度が低い傾向にあるが、サンプリング位置の違いによる影響が考えられる。その他の年度の分布範囲に大きな変化はないことから、施工後 3 年以降の飽和度に明瞭な変化は認められない。東名掛川地区では、施工時の平均値が

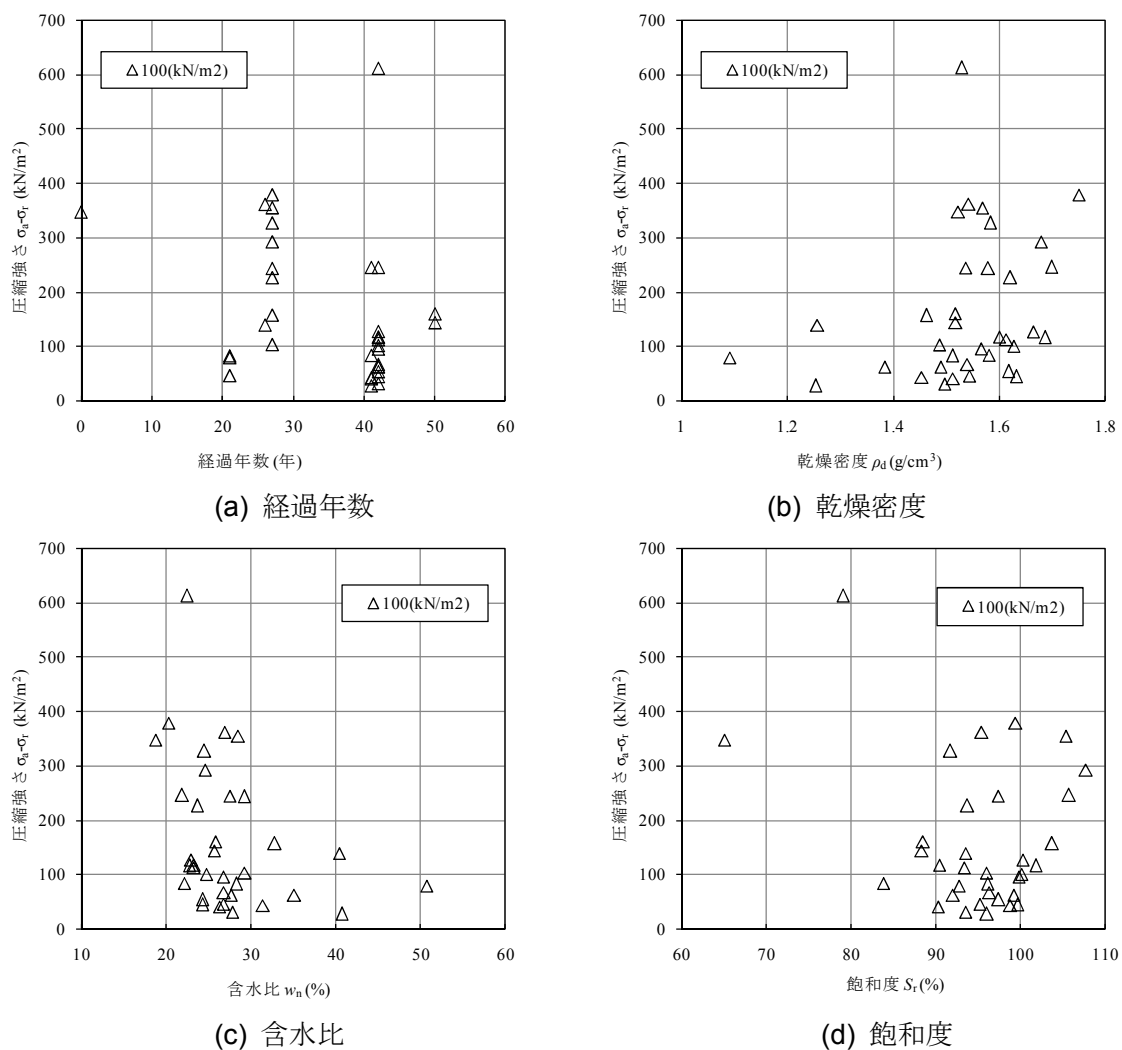


図-3.4.39 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 $100(\text{kN}/\text{m}^2)$ (東名掛川地区)

78.9%に対して、施工後 24 年以降の平均値は 89.9～99.3%を示し、施工後に飽和度が増加している傾向がみられる。施工後 24 年以降をみると、施工後 30 年を除いて、各年度の分布範囲に大きな変化はみられない。施工後 30 年が他の年に比較して低い値を示すのは、サンプリング位置の違いによる影響と考えられる。以上から、施工後 24 年以降の飽和度に明瞭な変化は認められない。

N 値の経年変化は北陸道能生地区では、施工 3 年以降の N 値の分布範囲に大きな変化は認められないが、施工後 23 年の平均値は施工後 16 年に比較して 3 程度小さい値を示している。東名掛川地区では、施工後 13 年以降の N 値の分布範囲、平均値に経年変化による低下はみられず、不均質性に起因するばらつきの範囲と考えられる。

以上から、スレーキング性材料の盛土は施工後の盛土内への降雨浸透等により、盛土内の含水比、飽和度が上昇することにより、乾燥密度の変化は小さいが、湿潤密度が増加している傾向がみられる。また、現況盛土の追跡調査の初期以降は、明瞭な物性値の変化がみられないことから、盛土内の湿潤化は施工後の早い段階で生じていると考えられる。

図-3.4.39 は東名掛川地区の三軸圧縮試験(UU)の圧縮強さの経年変化と、各物理特性と圧縮強さを比較したものである。図は拘束圧 $100(\text{kN/m}^2)$ のものであるが、その時の圧縮強さは $50 \sim 400(\text{kN/m}^2)$ 程度である。なお、経過年数 0 年は盛土近傍から採取した新鮮岩の試験結果である。

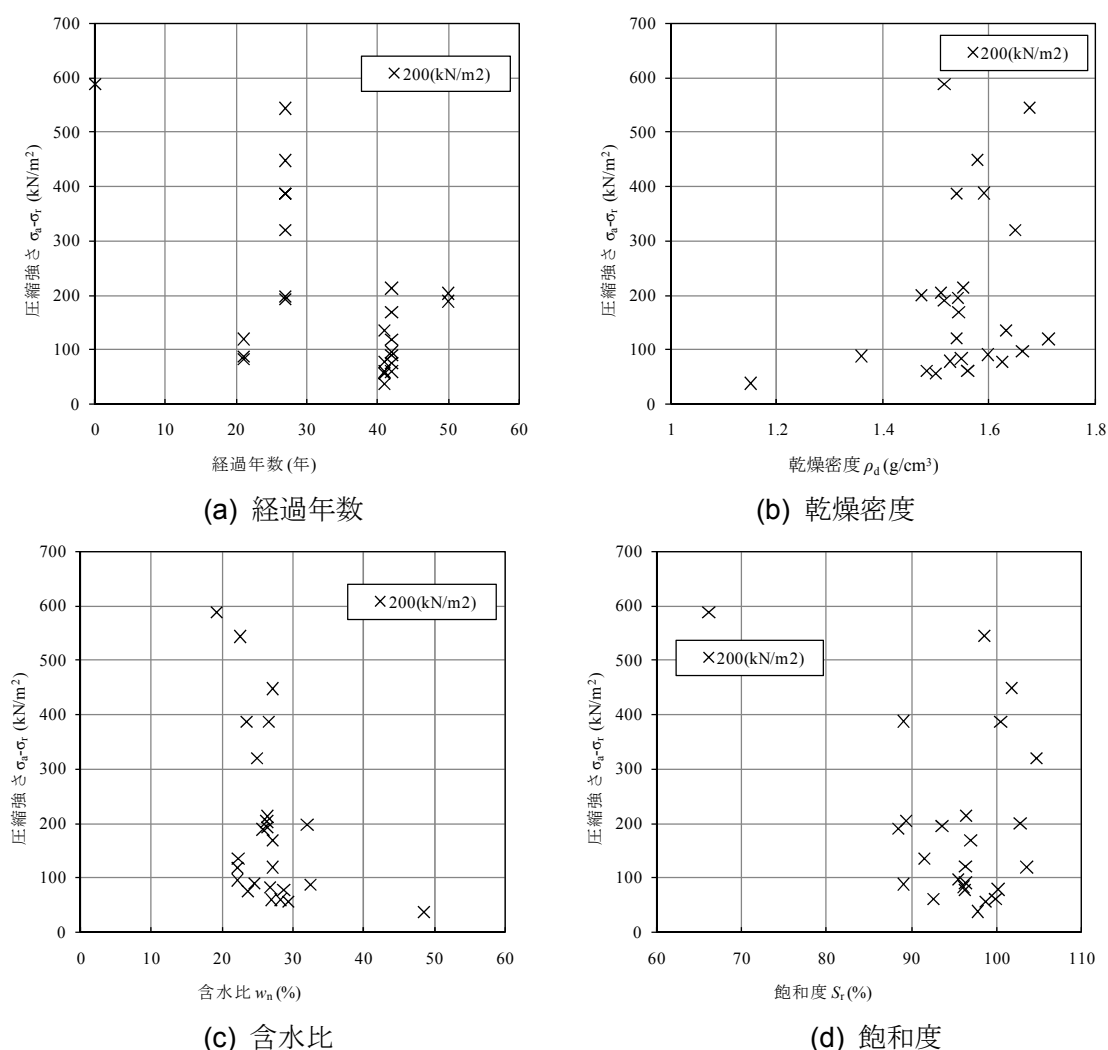


図-3.4.40 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 $200(\text{kN/m}^2)$ (東名掛川地区)

経過年数 50 年は新鮮岩を乾湿繰返し 5 サイクルした状態で再構成により作製した供試体の試験結果である。図をみると供用後 27 年後の圧縮強さが若干高いものがあるが、これは乾燥密度や含水比が低いものである。41 年 42 年後の調査では圧縮強さが $100(\text{kN/m}^2)$ 程度まで低下しており、これは新鮮岩の圧縮強さが $350(\text{kN/m}^2)$ 程度であるのに比べて小さい。また 21 年後にはすでに小さな値がみられているので、供用から 21 年時点で強度低下がすでに進行しており、その後の変化はそれほど大きくないと考えられる。図-3.4.40 は拘束圧 $200(\text{kN/m}^2)$ のものである。その時の圧縮強さは $50 \sim 600(\text{kN/m}^2)$ 程度である。圧縮強さの低いほうは、 $100(\text{kN/m}^2)$ 程度以下であり、拘束圧 $100(\text{kN/m}^2)$ の結果とほとんど変わらない。圧縮強さの経年変化の傾向も拘束圧 $100(\text{kN/m}^2)$ と同様で供用から 21 年時点で強度低下がすでに進行しており、その後の変化はそれほど大きくないと考えられる。

図-3.4.41 は北陸道能生地区の三軸圧縮試験(UU)の圧縮強さの経年変化と、各物理特性と圧縮強さを比較したものである。図は拘束圧 $100(\text{kN/m}^2)$ のものであるが、その時の圧縮強さは $10 \sim 300(\text{kN/m}^2)$ 程度である。また経過年数 0 年は盛土近傍から採取した新鮮岩の試験結果である。経過年数 50 年は新鮮岩を乾湿繰返し 5 サイクルした状態で再構成により作製した供試体の試験結果である。図をみると供用後 3 年後の時点で圧縮強さが著しく小さくなっている。その後の調査の

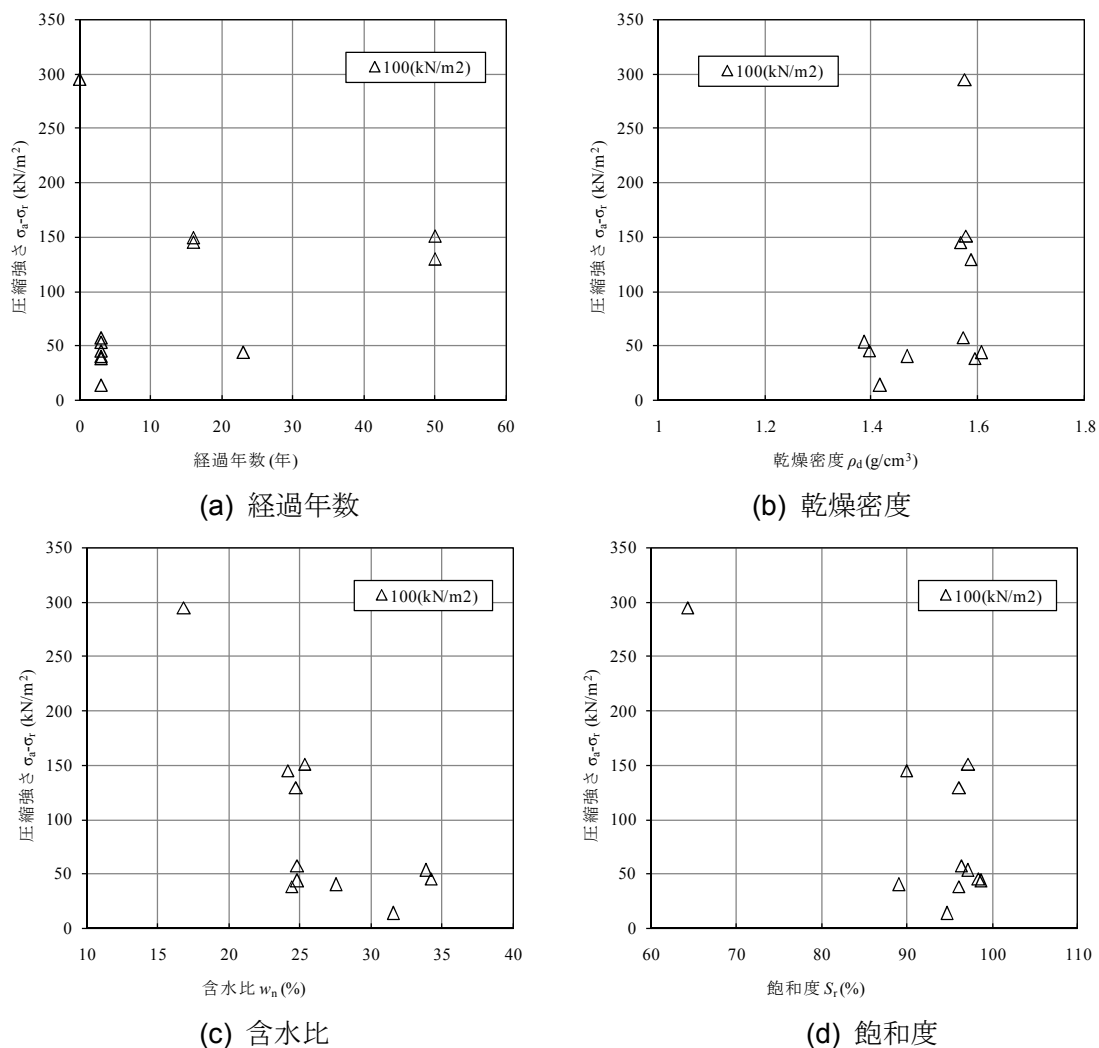


図-3.4.41 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 $100(\text{kN/m}^2)$ (北陸道能生地区)

供用後 16 年は若干高くなっているが 23 年後の調査の圧縮強さは $50(\text{kN/m}^2)$ 程度である。各試験の乾燥密度をみると、圧縮強さが低いものの乾燥密度が低いという傾向ではないので、経年変化の傾向は盛土内の状態を示していると考えられる。この結果から、盛土内の強度低下は比較的早い段階で生じて、その後の変化は小さいと考えられる。図-3.4.42 には拘束圧 $200(\text{kN/m}^2)$ の結果を示す。この結果は拘束圧 $100(\text{kN/m}^2)$ の傾向と同様であり、供用後比較的早い段階で強度低下していると考えられる。

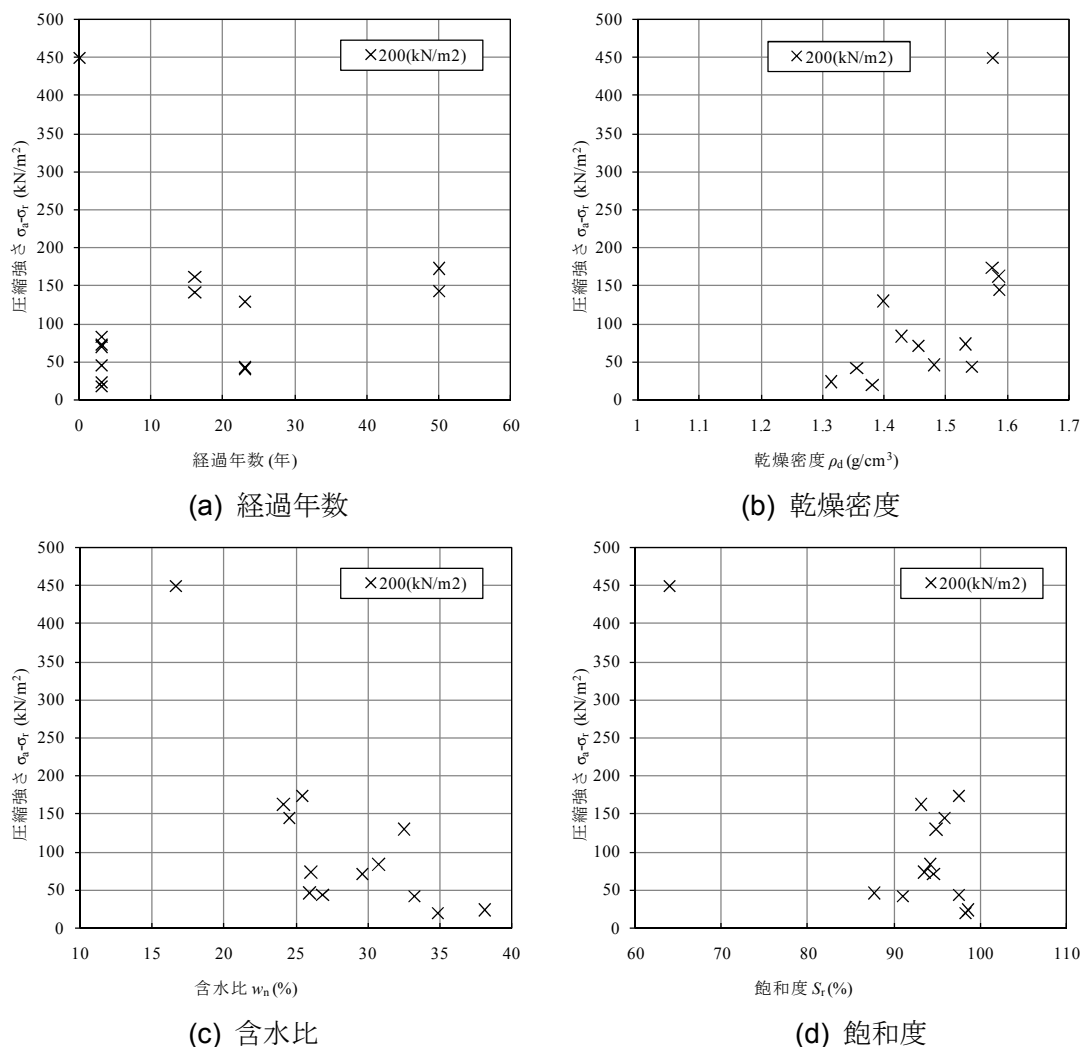


図-3.4.42 三軸圧縮試験(UU 条件)側圧 $200(\text{kN/m}^2)$ (北陸道能生地区)

3.4.8 盛土の内部状態のまとめ

盛土の内部状態のまとめを以下に示す。

- 1) 盛土の N 値の分布は、全体では $N=2\sim 15$ 、平均で $6\sim 11$ であった。法面から約 2m 程度の表層部は盛土内部に比べて N 値は小さい傾向にある。表層部と内部の状態は異なり、内部は比較的状态が良いことが推測され、他に実施したサウンディングでもその傾向は確認されている。H21 年に被災した東名牧之原盛土の結果は他地点と異なり盛土内部でも N 値が $2\sim 5$ と小さかった。
- 2) 盛土内の含水比の多くは $20\sim 30\%$ 程度、乾燥密度は $1.4\sim 1.7(\text{g/cm}^3)$ 程度の範囲にあり、盛土内の状態はかなりのばらつきがある。また、飽和度はどの盛土も 85% 以上となっており、ある箇

所の施工時の飽和度平均が 72%であったことに比べるとかなり高い。

- 3) 開通後 41 年(H22 年)経過した盛土の N 値は 4~17 に分布しており平均では 9 であった。過去に施工時,S54(10 年後),H2(21 年後),H7,H8 年(27 年後),にも調査をしているが, 経年変化に伴う N 値の低下と含水比の増加は施工後, 数年~10 年程度の比較的早い段階で進行しており, その後の変化は小さかった。
- 4) 粒度分布は礫分が 60~90%程度(平均 78%)で多く, 砂分が平均 7%程度, 残りの細粒分が平均 15%程度であり, 砂分の粒度が少なく細粒分もそれほど多くないのが特徴であった。ボーリングコアを観察すると, 細粒化していない数 cm の岩芯の礫分と粘性化した部分が混在しており, 空隙はなくかなり密実な状態であった。ただし, 岩芯の礫は残っているが, 指圧で簡単につぶれる程度の強度であり, 粒度としては礫状であるが, かなり軟化した礫であった。
- 5) セン断強さは含水比の増加によって低下している傾向が確認できた。また, ある程度含水比(あるいは飽和度)が高くなるとセン断強さが著しく低下する傾向にあった。強度が高いものは含水比も比較的小さく, 細粒化や軟化の程度が小さいものと考えられた。H2(供用後 21 年後),H7,H8,H22 年の各年の強度を比較すると, どの調査年もほぼ同程度の強度であり供用後 21 年後から現在までの間の強度変化は小さい。

以上より盛土材料の細粒化や強度低下は, 施工後の早い段階で生じており, その後の変化は小さいと考えられる。

3.5 強度低下を推定した盛土の安定性評価

3.5.1 対象とした材料と検討概要

ここでは 3.4 で調査した盛土内の状態を室内試験で再現し, 建設段階で将来の強度低下を推定した試験法と土質定数の設定法について検討した。検討にあたっては, まず盛土調査箇所の近傍や高速道路沿線から露頭材料を採取し, その材料を用いて乾湿繰返し試験をして 3.4 の調査結果である盛土内状態を再現できるか検証した。さらにその試験法を用いて, 三軸圧縮試験の供試体作製条件を設定し, 強度低下を再現した三軸圧縮試験を実施した。さらに三軸圧縮試験の結果から得られる土質定数を用いてモデル盛土の安定検討までを実施した。

採取した試料を表-3.5.1 に示す。なお, 牧之原泥岩は, 平成 21 年に盛土被災した盛土箇所から採取した露頭材料の試験結果である。各地の物理試験の結果は, 土粒子の密度は $2.62\sim 2.81(\text{g}/\text{cm}^3)$ 値の幅は広く, 試料によって $2.7\sim 2.8(\text{g}/\text{cm}^3)$ であるので高めである。自然含水比は 3~34%で, 各地の試料によってかなり異なる。粒度組成は 60~90%程度が礫分である。礫の積比重は 1.7~2.6 程度であり, これも試料によってかなり異なる。岩のスレーキング率は 30~100%程度である。締固めは最適含水比が 7~34%程度, 最大乾燥密度は $1.3\sim 2.2(\text{g}/\text{cm}^3)$ まででかなり幅広い。

表-3.5.1 スレーキング性材料（新鮮な露頭試料）の物理特性

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
名称	帯広頁岩	秋田泥岩	嵐山砂岩	高崎泥岩	上越泥岩	能生泥岩	清水泥岩	掛川泥岩	掛川2泥岩	藤枝泥岩	納鹿泥岩	神戸1砂岩	神戸2泥岩	神戸3泥岩	宮崎泥岩	沖縄泥岩
	1:帯広		2:嵐山	3:高崎	4:上越	5:能生		6:掛川1	7:掛川2			8:神戸1	9:神戸2			
地層名	蝦夷層群 中川層	天徳寺層	比企層群 石墨片岩	吉井層	寺泊層等	名立層	浜石岳層群	掛川層群 土方層	掛川層群 土方層	大井川層群 中ノ合累層	奄芸層群 桜付類層	神戸層群 吉川累層	神戸層群 吉川累層	神戸層群 古第3紀 後期始新世～ 前期漸新世	宮崎層群 吉川累層	島尻層群 与那原層
地質年代	白亜紀	新第3紀 鮮新世	新第3紀 中新世	新第3紀 中新世	新第3紀 鮮新世	新第3紀 鮮新世	新第3紀 中新鮮～ 鮮新世	新第3紀 鮮新世	新第3紀 鮮新世	新第3紀 中新世	新第3紀 鮮新世	古第3紀 後期始新世～ 前期漸新世	古第3紀 後期始新世～ 前期漸新世	古第3紀 後期始新世～ 前期漸新世	新第3紀 後期中鮮～ 鮮新世	新第3紀 鮮新世
自然含水比	w_n (%)	3.6	48.6	18.5	13.4	16.4	6.0	19.2	21.1	4.8	17.1	7.9	34.3	17.0	17.6	23.6
土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.752	2.585	2.626	2.716	2.678	2.707	2.716	2.701	2.74	2.670	2.621	2.76	2.642	2.668	2.756
礫の積比重(9.5～37.5mm)	G_b (g/cm ³)	2.54	1.13	1.75	1.91	1.85	2.41	1.71	1.71	2.46	1.76	2.04	1.45	1.81	1.75	1.62
礫の積比重(37.5～75.0mm)	G_b (g/cm ³)	2.56	1.13	1.75	1.94	1.87	2.43	1.71	1.70	2.46	1.74	2.08	1.27	1.82	1.73	1.49
礫の吸水率(9.5～37.5mm)	(%)	2.6	50.3	19.3	16.3	17.1	4.9	22	22.3	4.4	20.3	11	33.5	18.4	20.3	25.5
礫の吸水率(37.5～75.0mm)	(%)	2.1	49.4	19.2	15.0	16.5	4.1	21.7	21.9	4.2	20.3	9.8	43.8	17.8	20.4	31
スレーキング率	(%)	28.7	77.3	92.3	99.5	100	57.2	99.9	98.4	94.4	73.4	66.4	98.3	99.9	86.7	96.8
破碎率	(%)	20.9	45	45.4	59.5	47.4	38.5	52.8	43.3	59	49.4	37	59.4	55.9	43.2	51.4
液性限界	w_L (%)	26.5	80.5	56.1	54.4	51	NP	40.6	44.2	25.1	30.9	39.7	74.8	40.2	35	63.8
塑性限界	w_p (%)	16.4	43	30.5	16.2	21	NP	25.3	26.1	15.2	20.3	29.4	34.3	22	21.1	29.5
塑性指数	I_p	10.1	37.5	25.6	38.2	30		15.3	18.1	9.9	10.6	10.3	40.5	18.2	13.9	34.3
最大乾燥密度(ρ_{dmax})	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.828	1.031	1.552	1.759	1.647	1.902	1.582	1.553	2.14	1.729	1.731	1.351	1.639	1.614	1.450
最適含水比	w_{opt} (%)	6.9	51.3	24.5	13.3	20.7	10.0	22.2	23.6	9.1	17.6	15.8	34.4	19.4	19.9	30.2
材料区分	(1)材	(3)材	(2)材	(3)材	(2)材	(3)材	(3)材	(2)材	(3)材	(2)材	(3)材	(3)材	(2)材	(2)材	(3)材	(2)材
す 粒 り 度 つ 試 験 し	礫分	8.7	10.6	0	0	0	38.8	0	0	2.6	0	0	0.2	0	4.5	4.5
	砂分	69.8	12.3	66.4	47.9	25.1	48.7	26.4	17.1	53.6	29.6	72.3	21.4	34.2	17.9	17.9
	シルト分	7.4	39.2	15	32.2	54.2	9.7	55.5	55.5	27.3	52.7	18.8	40.9	46.4	47.1	47.1
	粘土分	6.2	39.8	8	19.9	20.7	2.8	18.1	27.4	16.5	17.7	8.9	37.5	19.4	30.5	30.5
細粒分含有率 P_c	(%)	13.6	79.0	23.0	52.1	74.9	12.5	73.6	82.9	43.8	70.4	27.7	78.4	65.8	77.6	77.6

3.5.2 スレーキング性材料の物理特性

様々なスレーキング性材料のスレーキング率や破砕率を把握するために、NEXCO の工事管理で用いられている工事管理支援システムを用いて、盛土材料試験データからスレーキング性材料の試験結果を整理した。データは2004年11月～2010年2月（5年4ヶ月）の下部路体の材料試験結果1224データである。

図-3.5.1 に下部路体の材料試験のうちスレーキング性材料の割合を示す。全体のうちスレーキング試験²⁾を行っていないものは全体の46%，スレーキング試験を行ったもので、NEXCO 設計基準¹⁾に示された(1)材に該当するものが44%，(2)材に該当するものが2%，(3)材に該当するものが8%である。

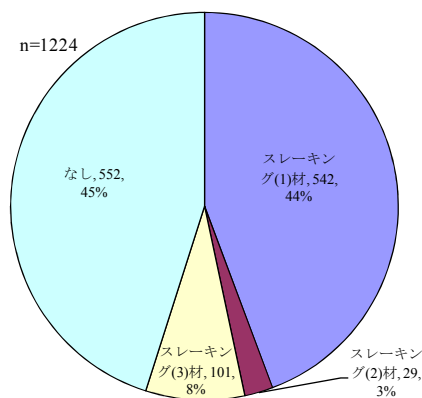


図-3.5.1 スレーキング性材料の割合

図-3.5.2 に設計要領のスレーキング性材料の区分と同じように整理した結果を示す。スレーキング率が30%以上の(3)材，(2)材の全体量は少ない。破砕率とスレーキング率の関係では様々な範囲に分布しているが、破砕率は20%～60%程度の範囲に分布している。なお、図中には本研究で採取した各地のスレーキング性材料の試験結果も併記している。

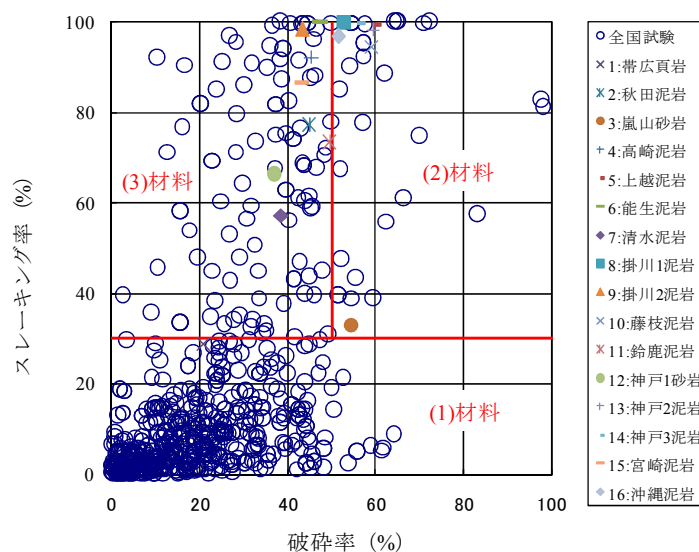


図-3.5.2 破砕率とスレーキング率

3.5.3 盛土内状態を再現したスレーキング試験

(1) 試験条件

NEXCO 試験法のスレーキング試験²⁾は、バットに入れてほぐれた状態の粒径 9.5~37.5mm の礫に対して行う乾湿繰返し試験であることから、礫は拘束がない状態で礫単体が乾湿繰返しを受ける非常に厳しい条件の試験である。一方、盛土内は締め固められた状態であるので、NEXCO 試験法のようにある粒度の礫が単独で存在することはない。そこで、モールド内であらかじめ静的に突き固めた状態の供試体を作製して、乾湿繰返し試験を行った。この試験結果を現場盛土内の状態と比較して盛土内の状態が試験により再現可能かを確認した。

供試体作製は、 $\phi 150\text{mm}$ のモールドに品質管理基準の乾燥密度で締め固めた状態に合わせて、静的に締め固めた供試体を作製し、それを乾湿繰返しのスレーキング試験を行うことにした（図-3.5.3）。作製条件は掘削粒度の粒度から 37.5mm 以下のせん頭粒度にして、締め固め曲線（B 法による）において、自然含水比、 $v_a=15\%$ となる乾燥密度で、静的に締め固めた。乾湿繰返しは、モールドに入れたまま乾燥 48h（乾燥機 110℃）、水浸 24h を 1 サイクルとして 5 サイクルまで繰り返した。

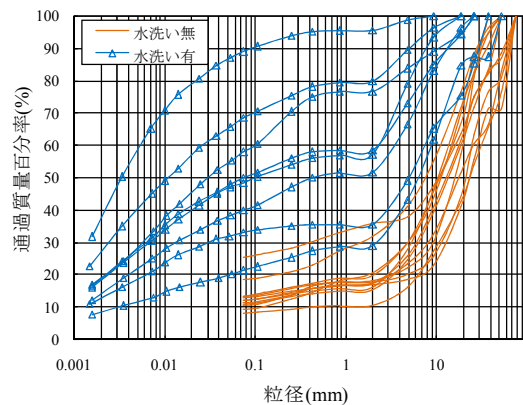


(a) NEXCO 試験法の初期状態

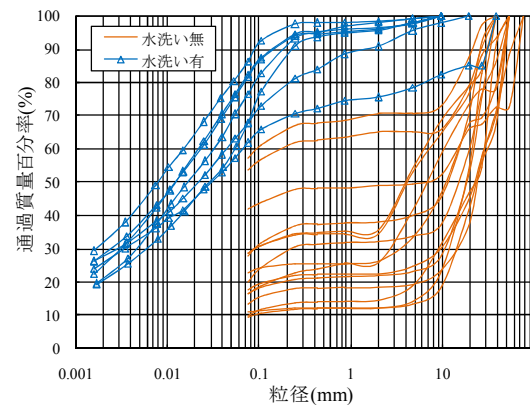
(b) モールド内で締め固めた試験の初期状態

図-3.5.3 各スレーキング試験の状態

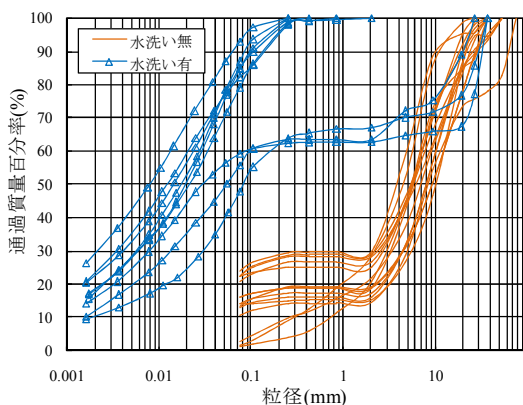
一般的に行われる粒度試験「土の粒度試験方法 JIS A 1204」によると、ふるい分け時に水洗いを行うが、スレーキング性材料の場合は、岩塊の形状によらず水洗いの影響が大きい。図-3.5.4 は水洗いをした場合と水洗いをしない場合の両試験を比較した結果である。水洗いしない場合は、空气中乾燥させて水洗いなしで実施した。水洗いすると礫自体の細粒化が進み、0.075mm 以下の粒径は 60~90%程度ある。一方、水洗い無しでほぐしながら空气中乾燥させた場合は 10~60%程度である。水洗いをしない場合、礫に付着した細粒分など十分にふるい分けできない可能性もあるが、スレーキングを進行させずに岩塊のままの粒度組成を把握することができる。スレーキング試験のようにスレーキング性材料は礫分や砂分等、比較的大きな粒径の変化で細粒化を捉えることが多いことや、軟化していたとしても礫形状をしたものの組成が重要であるという観点から、水洗いしない試験法にした。図より水洗いしない場合は、粒度組成(礫分)の混入にばらつきのあるが、軟化はしても細片化しないで礫分で留まった岩片が多数あることが考えられる。



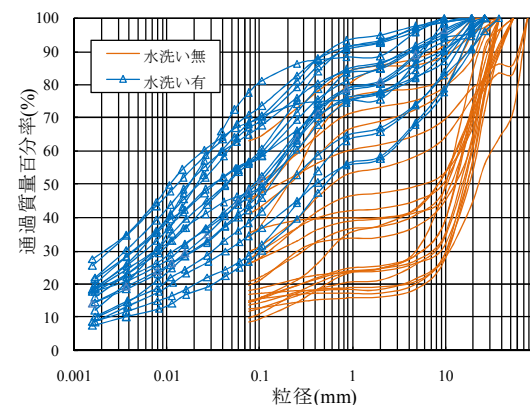
(a) 道東道帯広地区



(b) 北陸道能生地区



(c) 東名掛川1地区



(d) 山陽道神戸1地区

図-3.5.4 土の粒度試験の水洗い有無の影響

(2) 屋外養生したスレーキング試験

(1)の試験条件で行うスレーキング試験の前に自然状態におけるスレーキング程度を把握するため、藤枝地区の泥岩試料を用いて屋外養生試験を行った。試験状態を図-3.5.5に示す。養生状態別の試験結果を図-3.5.6に示す。1サイクル後の9.5mmふるい通過率は(a)NEXCO試験法では95%程度であるが、(b)乾燥炉のモールド締固めでは87%程度である。また、1サイクル後の2mmふるい通過率は(a)NEXCO試験法では60%であるが、(b)乾燥炉のモールド締固めでは46%程度である。また5サイクル後の2mmふるい通過率は(a)では90%程度に対して、(b)では70%程度である。他の粒径の結果をみても(b)モールドで締め固めた状態の場合は、(a)のバットでの試験に比べて乾湿繰返しによる粒度の変化は小さい。

また、(b)はモールドで締め固めたものを室内で炉乾燥し水浸する乾湿繰返しであるが、(c)は同じ条件でモールド内に締め固めたものを屋外に存置し自然状態で乾湿繰返したものである。(d)は両者を比べたものであるが、屋外6カ月後の状態が室内1サイクル程度の状態、屋外12カ月後の状態が室内2サイクル程度の状態、屋外24カ月後の状態が室内5サイクル程度の状態となった。今回の養生期間はそれほど長くないが、盛土の表面付近は降雨と乾燥による自然状態の乾湿のみでもスレーキングが進行する可能性があると考えられる。盛土の深部については、拘束圧や降雨による水浸と乾燥がどの程度進むのか未解明な部分があり、今回の試験と同じことがいえるかは、今後確認する必要がある。

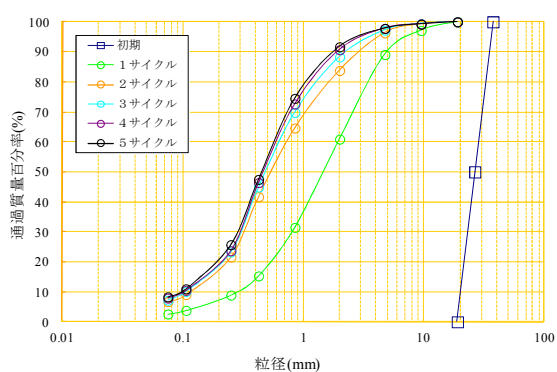


(a) 室内の乾燥炉での乾湿繰返し

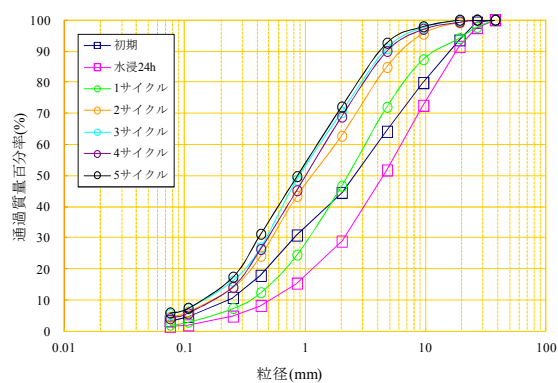


(b) 屋外の自然状態での乾湿繰返し

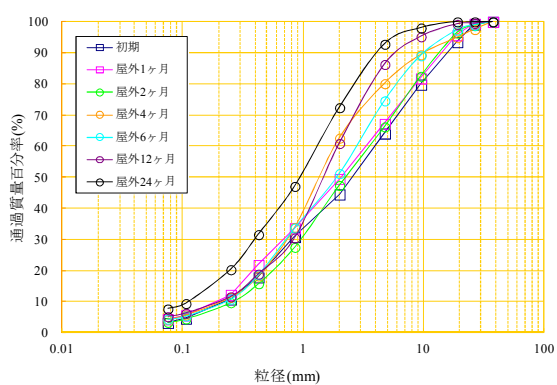
図-3.5.5 モールドを用いたスレーキング試験の乾湿繰返し方法



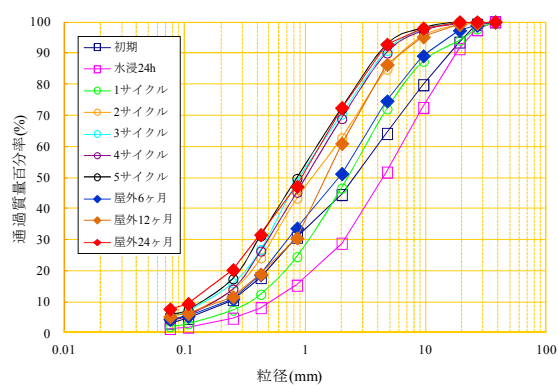
(a) NEXCO 試験法



(b) モールド締固め（室内炉乾燥水浸）



(c) モールド締固め（屋外乾湿繰返し）

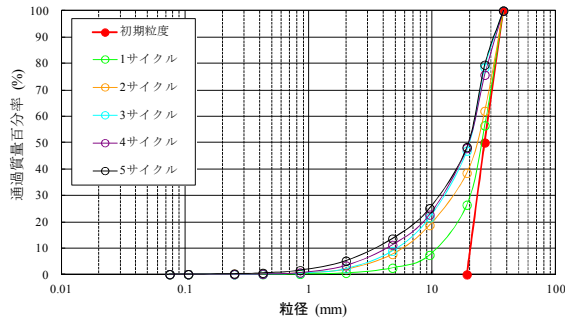


(d) 室内と屋外試験の比較

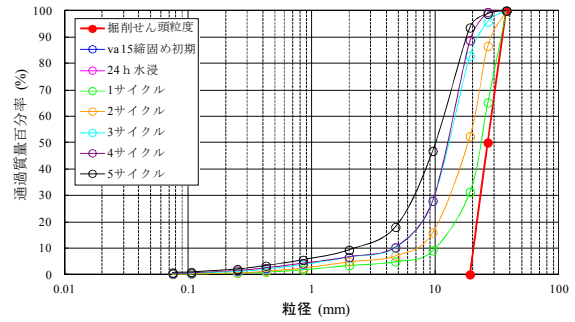
図-3.5.6 各状態におけるスレーキング試験結果

(3) 礫のスレーキング試験結果

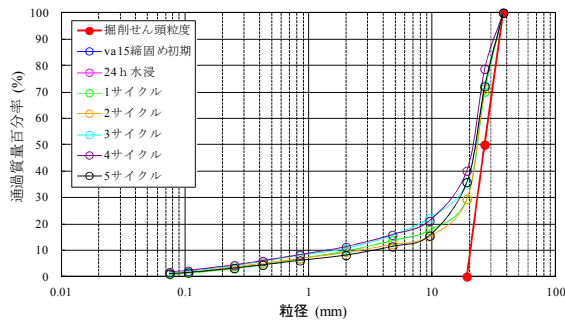
NEXCO 試験法 110²⁾に準じて実施したスレーキング試験結果を図-3.5.7 に示す。試験法では 5 サイクル後の粒度のみを得るが、ここでは各サイクルごとに粒度試験をした。試験法では当初は 19~37.5mm の粒径のみの礫を用いて、バットに入れてそれを 110℃の炉乾燥 24h、水浸 24h を 1 サイクルとして 5 サイクルまで繰り返し、5 サイクル後の粒度における 9.5mm の通過質量百分率をスレーキング率(%)として評価している。図-3.5.2 の結果のようにスレーキング率は様々であるが、スレーキング率 100%のもので同じスレーキング率であっても、乾湿繰返し途中のサイクルに



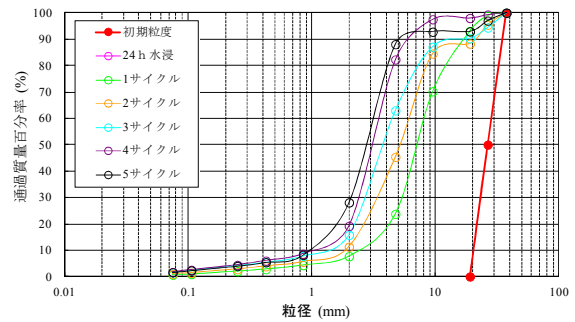
(a) 1.帯広頁岩



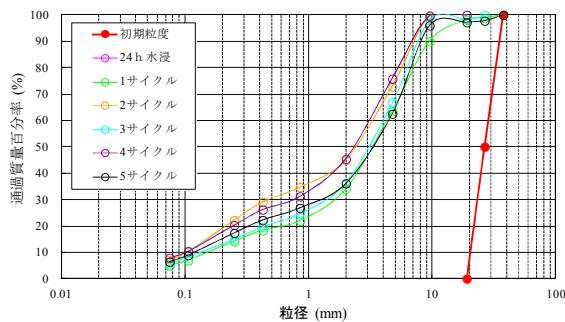
(b) 2.秋田泥岩



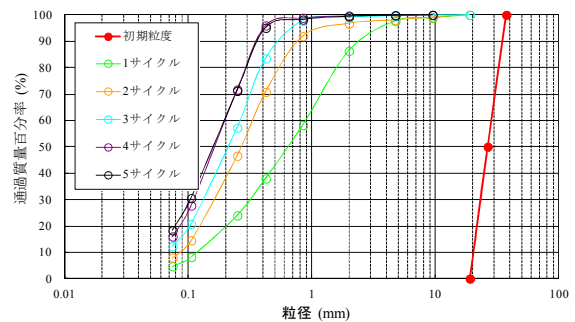
(c) 3.嵐山砂岩



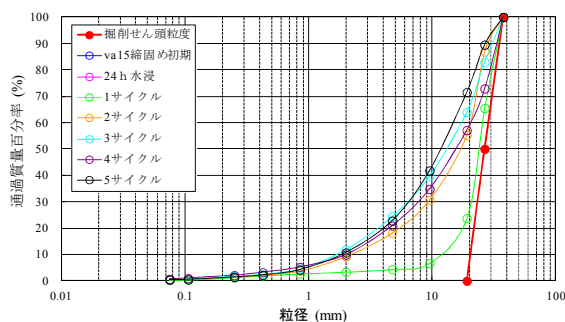
(d) 4.高崎泥岩



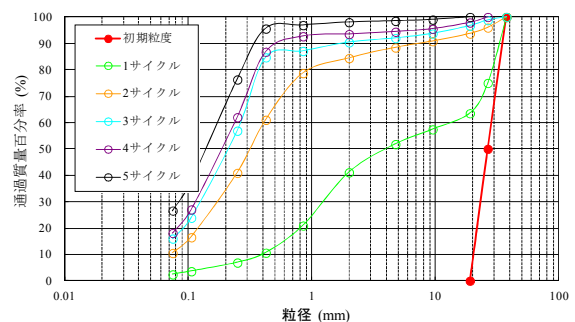
(e) 5.上越泥岩



(f) 6.能生泥岩



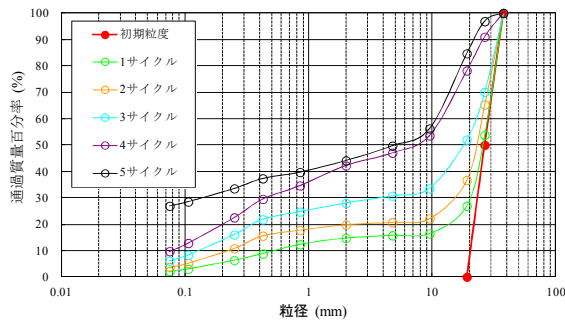
(g) 7.清水泥岩



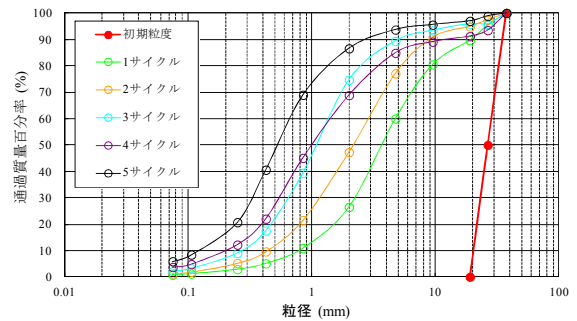
(h) 8.掛川1泥岩

図-3.5.7 NEXCO 試験法のスレーキング試験の結果(1)

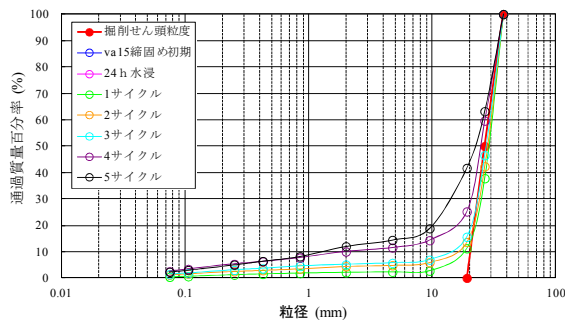
おける粒度組成はかなり異なる。図-3.5.2 に示したように高崎，上越，能生，掛川 1，掛川 2，藤枝，神戸 2，神戸 3，沖縄のスレーキング率は 100%近いが，高崎，藤枝，沖縄のように各サイクルごとに徐々に細粒化が進むものもあれば，それ以外の能生や神戸 1,2 のように乾湿繰返し 1 サイクルでほとんどスレーキング率 100%近くに達するものもある。このように同じスレーキング率 100%でも進行程度は異なる。



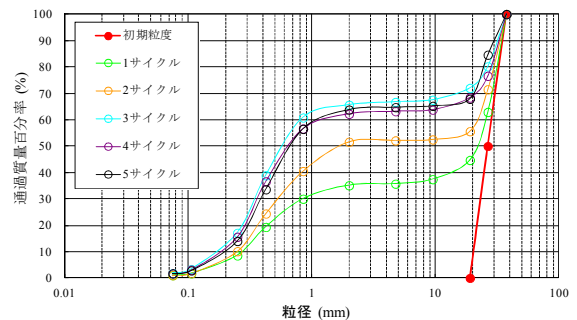
(i) 9. 掛川 2 泥岩



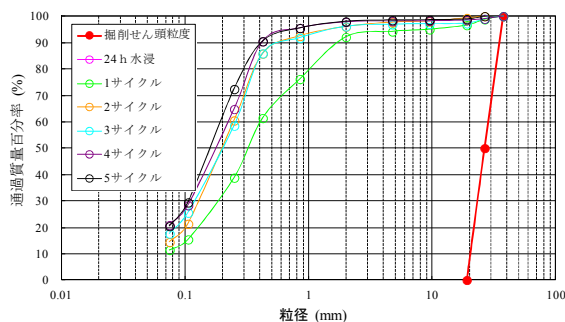
(j) 10. 藤枝泥岩



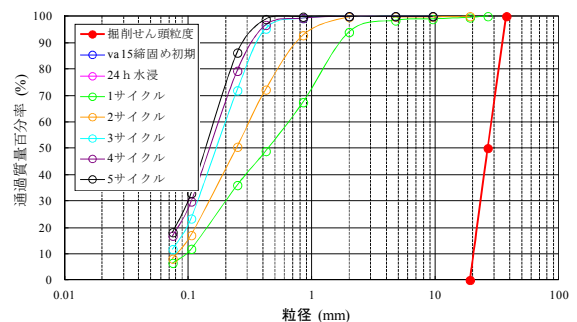
(k) 11. 鈴鹿砂岩



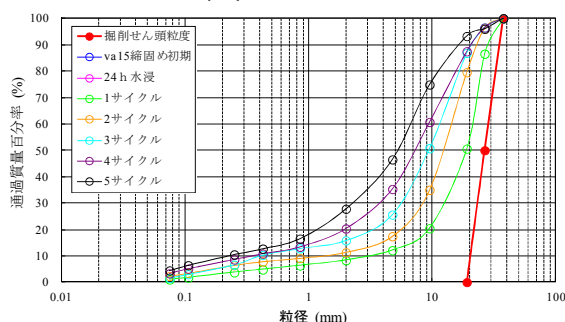
(l) 12. 神戸 1 砂岩



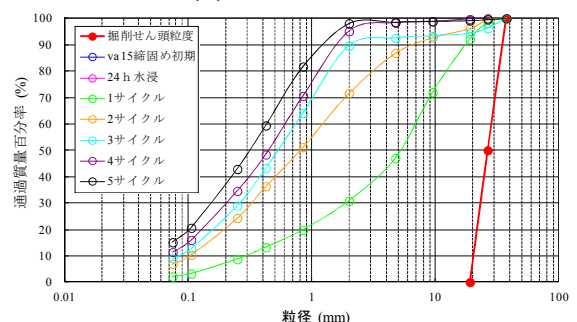
(m) 13. 神戸 2 泥岩



(n) 14. 神戸 3 泥岩



(o) 15. 宮崎泥岩

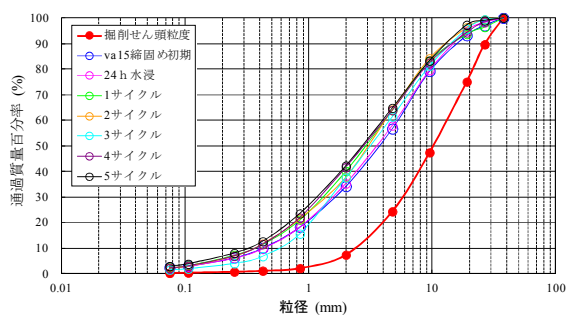


(p) 16. 沖縄泥岩

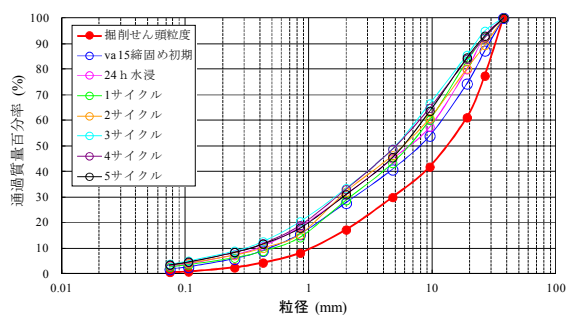
図-3.5.7 NEXCO 試験法のスレーキング試験の結果(2)

(4) 締固めた土のスレーキング試験結果

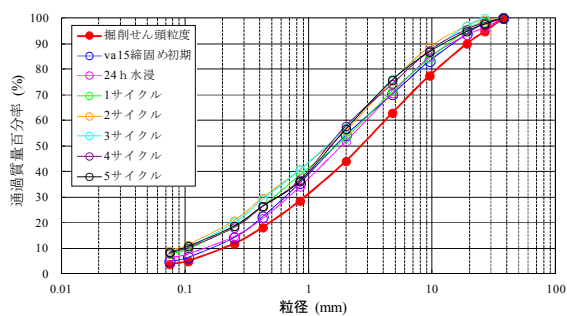
モールド内に静的締め固めた状態における乾湿繰返し試験結果を図-3.5.8 に示す。図中の掘削せん頭粒度は露頭材料を掘削したものを 37.5mm 以下のせん頭粒度にしたものである。va15 締固め初期は 37.5mm 以下のせん頭粒度のものを、3.5.3 に示したモールド内で静的に締固めた初期状態の粒度である。24h 水浸は va15 締固め初期のものを 24h 水浸したものである。1 サイクル～5 サイクルは 24h 水浸した後に、乾燥 48h、水浸 24h を 1 サイクルとして 5 サイクルまで繰返し、



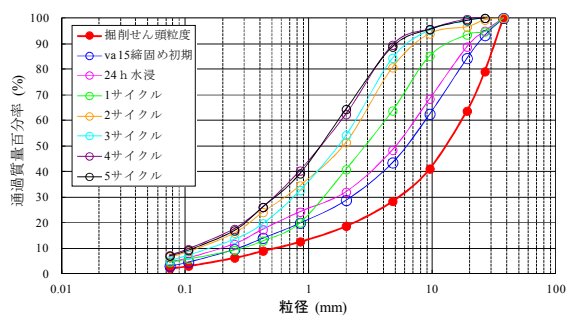
(a) 1.帯広頁岩



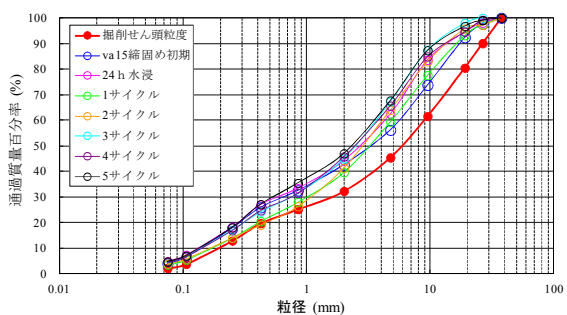
(b) 2.秋田泥岩



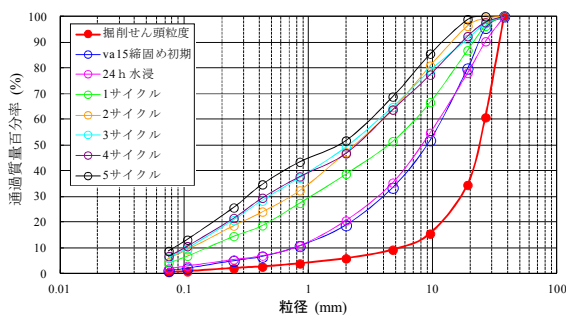
(c) 3.嵐山砂岩



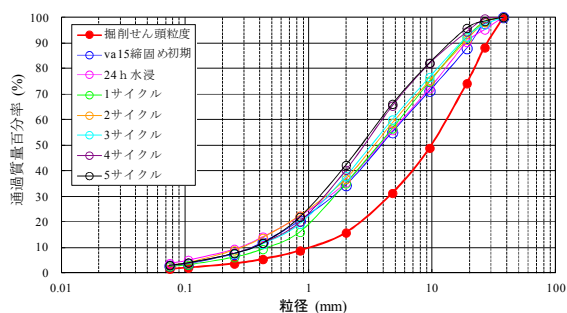
(d) 4.高崎泥岩



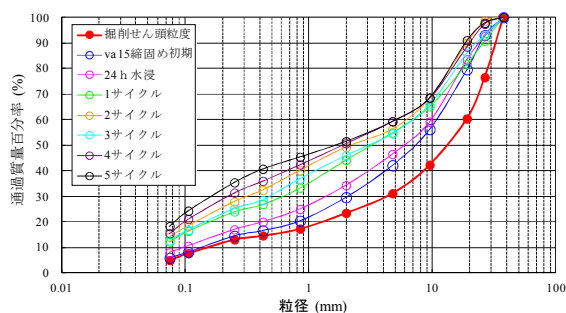
(e) 5.上越泥岩



(f) 6.能生泥岩



(g) 7.清水泥岩

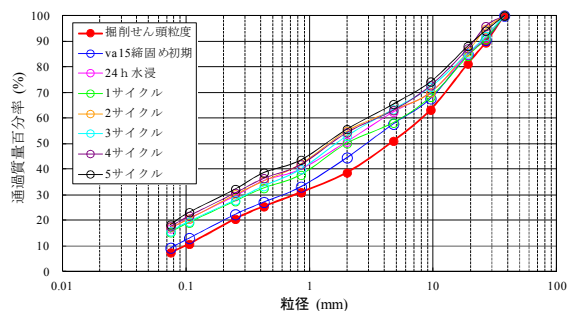


(h) 8.掛川1泥岩

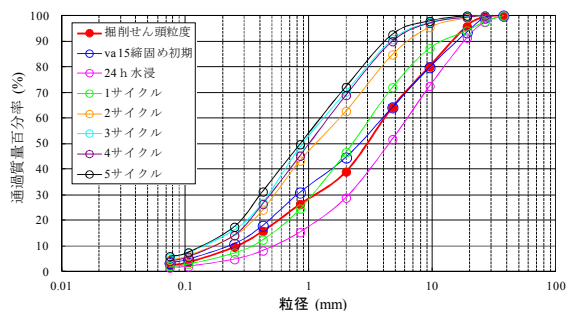
図-3.5.8 締固めた状態のスレーキング試験の結果(1)

各サイクル後の粒度試験結果である。

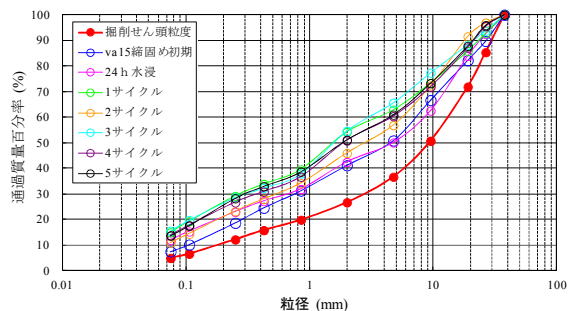
NEXCO 試験法では 9.5mm ふり通過率でスレーキング率を算出しているため、締固めた状態の試験も同様に 9.5mm ふり通過率で比較すると、5 サイクル後の結果はふるい通過率が 100% 近いものがあるが、能生（泥岩）や藤枝（泥岩）、高崎（泥岩）、神戸 2（泥岩）のように、乾湿繰返しにより細粒化が速く細粒化の程度が大きいものと、あまり変化がないものとに大別できる。この結果は NEXCO 試験法の礫の状態からのスレーキング試験の傾向と同様である。また、この



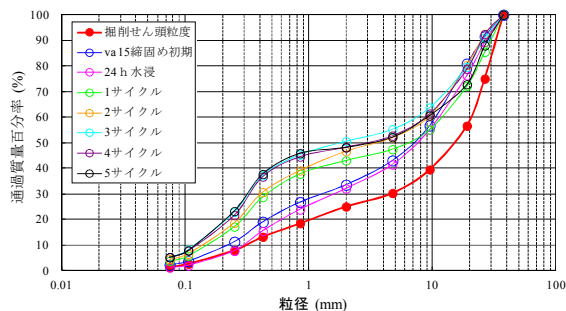
(i) 9. 掛川 2 泥岩



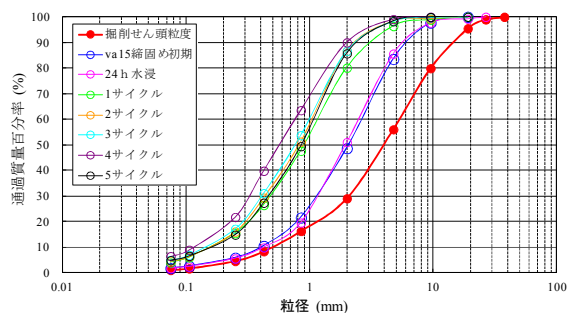
(j) 10. 藤枝泥岩



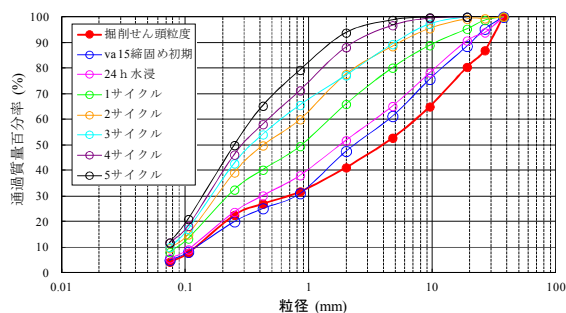
(k) 11. 鈴鹿砂岩



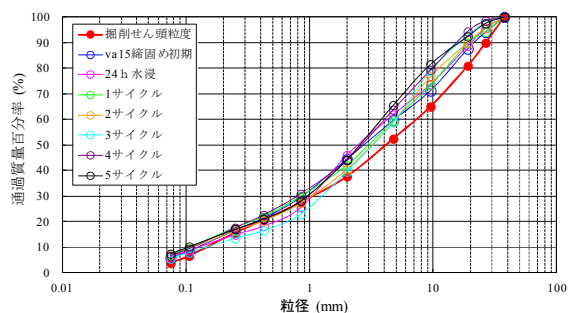
(l) 12. 神戸 1 砂岩



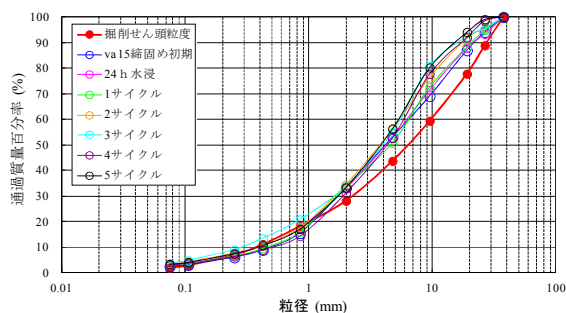
(m) 13. 神戸 2 泥岩



(n) 14. 神戸 3 泥岩



(o) 15. 宮崎泥岩



(p) 16. 沖縄泥岩

図-3.5.8 締固めた状態のスレーキング試験の結果(2)

各地の試験結果をみると、粒度の変化はあるサイクルを境に上限があることがわかる。この上限は材料によって様々であるが、粒度変化が大きい材料であっても 2 サイクル程度までの粒度変化は大きいがそれ以降の変化は小さい。

図-3.5.9 に JIS A 1210 突固めによる土の締固め試験の B 法による試験結果を示す。図中の v_a は土粒子の密度を $\rho_s=2.7(\text{g}/\text{cm}^3)$ として算出している。乾燥密度が高く、含水比が低い嵐山砂岩や帯広頁岩のような材料もあるが、同じ泥岩に分類したものであっても、藤枝泥岩のように乾燥密度が高く含水比が低いもの、神戸 2 泥岩や秋田泥岩のように含水比が高く、乾燥密度も低いものがある。この結果とスレーキング試験の結果をみると、神戸 2 のように密度が低く含水比が高いものはスレーキング率も高く、各サイクル後の細粒化の進行も早いものがあるが、全体的には締固め曲線の位置とスレーキングのし易さは必ずしも一致していない。

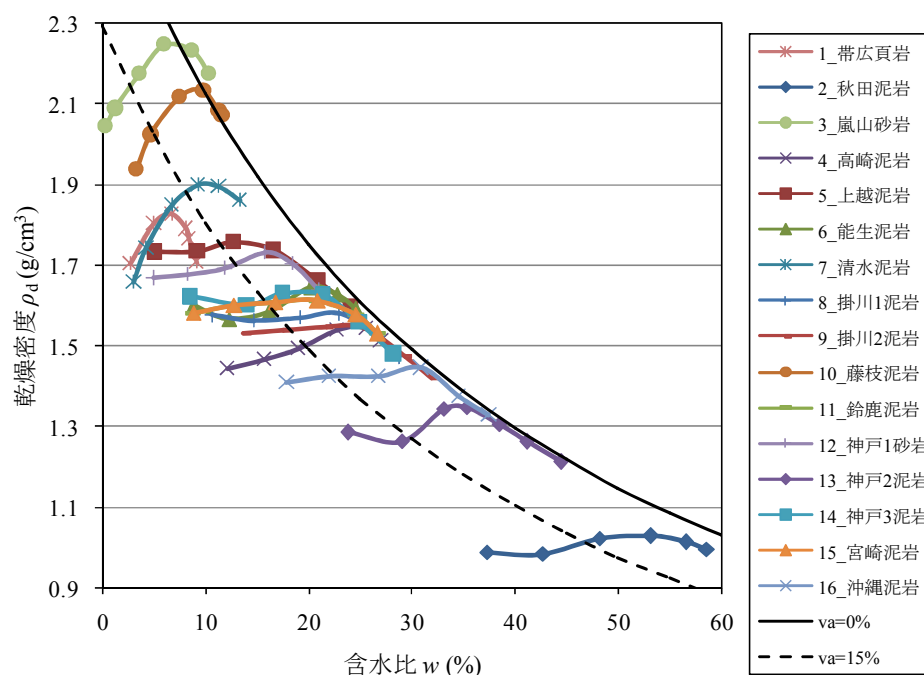


図-3.5.9 各スレーキング性材料の締固め曲線

(5) 盛土内状態とスレーキング試験結果の比較

表-3.5.2 に調査箇所の盛土材料と新鮮な露頭材料の物性を示す。盛土材料は、調査した盛土内のサンプリング試料、露頭材料は盛土材料と同じである周辺地山から採取したものである。東名掛川地区は供用から 41 年後、北陸道能生地区は 23 年後、上信越道高崎地区は 18 年後の調査結果である。能生地区の露頭材料は液性限界が大きい、概ね盛土材料の結果の範囲にあるので、同じ材料と判断して以後の検討を行った。土粒子密度はどの地区も概ね $2.7(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度、含水比 w_n の平均は 23~27% 程度、スレーキング率は 92~100% 程度と高い。塑性指数 I_p の平均は他の材料に比べて能生地区の盛土が 74 と高い。

表-3.5.2 露頭材料及び盛土材料の物性値

土質試験項目	東名掛川		北陸道能生		上信越道高崎	
	露頭	盛土	露頭	盛土	露頭	盛土
土粒子の密度 $\rho_s (\text{g}/\text{cm}^3)$	2.701	2.62~2.72 (2.70)	2.678	2.69~2.70 (2.69)	2.626	2.60~2.73 (2.68)
含水比 $w_n (\%)$	21.1 27.9	16.2~30.5 (23.6)	16.4 25.4	17.7~38.3 (25.6)	18.5 26.1	15.9~43.1 (27.7)
液性限界 $w_L (\%)$	44.2	40.6~55.3 (46.8)	51.0	58.6~114.4 (93.0)	56.1	51.0~77.3 (66.7)
塑性限界 $w_p (\%)$	26.1	18.2~25.2 (22.0)	21.0	16.9~21.7 (18.9)	30.5	25.8~31.2 (28.1)
塑性指数 I_p	18.1	20.0~30.1 (24.8)	30.0	41.1~96.9 (74.2)	25.6	24.9~50.9 (38.6)
礫の積比重 G_b	1.71	—	1.85	—	1.75	—
スレーキング率 (%)	98.4	—	100.0	—	92.3	—
乾燥密度 $\rho_d (\text{g}/\text{cm}^3)$	1.462 1.465	1.49~1.73 (1.61)	1.578 1.577	1.32~1.73 (1.57)	1.499 1.497	1.20~1.67 (1.42)
飽和度 $S_r (\%)$	67.2 89.3	90.7~102.9 (97.8)	63.0 97.4	85.7~98.3 (94.5)	64.6 90.9	87.9~99.5 (94.2)

※スレーキング率は NEXCO 試験方法 110 による

※表中の括弧は平均値を示す

※露頭材料の含水比、乾燥密度、飽和度は、新鮮状態の値（上段）と乾湿繰返し 5 サイクルの値（下段）を示す

図-3.5.10 は含水比と乾燥密度の関係である。図には露頭材料の締固め試験（JIS A 1210 B 法）の結果、盛土内からのサンプリング試料の現場密度の結果、及び露頭材料の新鮮な状態と現場内状態を模擬した乾湿繰返し試験による結果を併記している。露頭材料の乾湿繰返し試験とは、建設時の盛土内状態と、供用後に変化する将来の盛土内状態を模擬したものである。供試体作製・試験方法は(6)に示す方法とした。図-3.5.10 の「▲△印」は乾湿繰返し試験結果である。凡例の△白抜きは、新鮮岩の当初状態、▲塗り潰しは 5 サイクル後の状態である。例えば、高崎地区をみると乾湿繰返し後（将来の盛土状態を模擬した結果）の含水比と乾燥密度は、現場密度（実施の盛土内調査の結果：□印緑色）の平均的な値になっている。

図-3.5.11 は露頭材料の乾湿繰返し試験の各サイクルの粒度と、盛土内試料の粒度を比較したものである。盛土内の粒度にばらつきがある箇所もあるが、高崎、上越、掛川 1、神戸 1 では概ね乾湿繰返し後の粒度は、盛土内状態の平均的な粒度分布に近いことがわかる。これらの結果から、盛土内の含水比や乾燥密度、粒度の状態はばらつきは大きいですが、上述した乾湿繰返し試験を行えば、将来の盛土の平均的な状態をある程度再現することが可能であると考えられる。

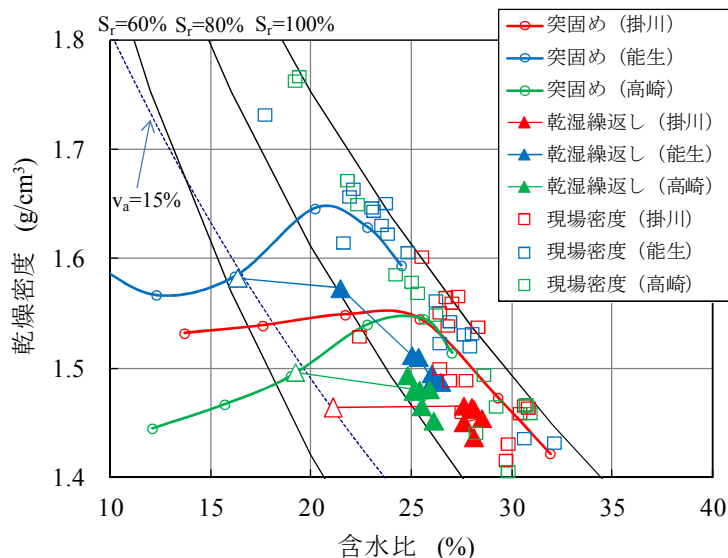
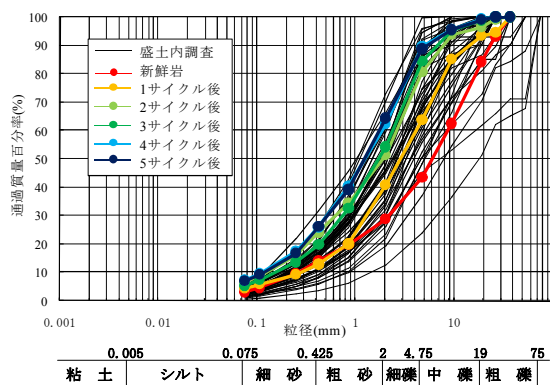
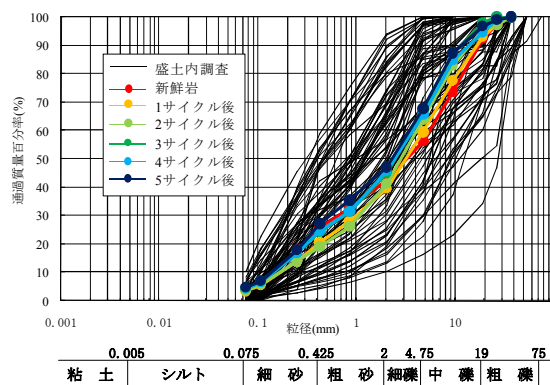


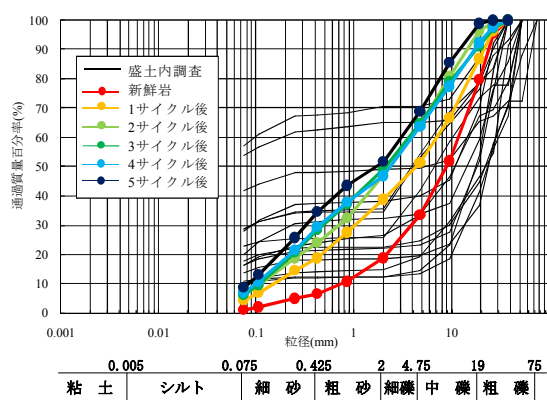
図-3.5.10 乾湿繰返し供試体と盛土内調査の含水比及び乾燥密度



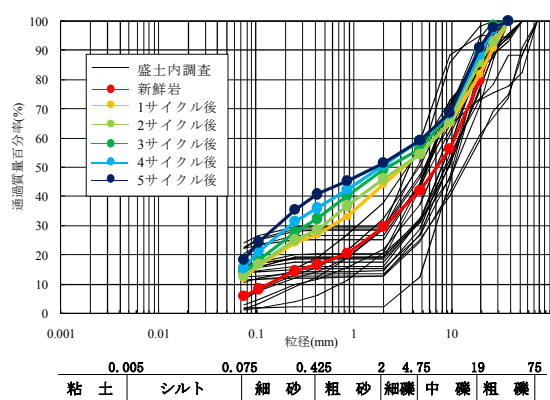
(a) 3.上信越道：高崎



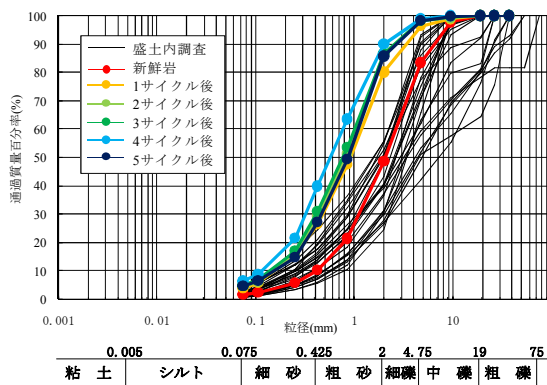
(b) 4.上信越道：上越



(c) 5.北陸道：能生



(d) 6.東名：掛川 1



(e) 9.中国道：神戸 2

図-3.5.11 乾湿繰返し試験の粒度と盛土内粒度

(6) 強度低下を推定したスレーキング試験方法

スレーキング性材料の場合、建設時には新鮮な状態の岩が、将来どの程度強度低下するのかを評価する必要がある。強度定数は一般的には三軸圧縮試験によって求めるので、将来の強度低下をした盛土内状態を模擬した供試体を作製し、それを三軸圧縮試験することにより強度低下を推定することを試みた。図-3.5.12にはスレーキング性材料の強度低下を考慮する三軸圧縮試験の供試体作製のフローを示す。前述した締固めた状態の乾湿繰返し試験により、盛土内部の含水比や乾燥密度、粒度をある程度再現できることが確認できたため、供試体作製にあたっては、事前に乾湿繰返しの試験を行った上で、その結果を基に三軸圧縮試験の供試体作製条件を決定することにした。以下にフローに沿った試験条件や内容を示す。

- 1) 供試体の大きさ：φ 15cm，高さ 12.5cm 粒度：掘削土 37.5mm 以下のせん頭粒度
- 2) 作製方法：まず締固め試験と土粒子の密度試験を行う。JIS A 1210 により得られた締固め曲線から、盛土の品質管理基準（下部路体では密度比 90%以上かつ空気間隙率 15%以下）の乾燥密度に合せて、自然含水比で静的に締め固めて乾湿繰返し用の供試体を作製する。
- 3) 乾湿繰返し：作製した供試体を、炉乾燥 110℃を 48 時間，水浸 24 時間を 1 サイクルとして，乾湿繰返す。
- 4) 三軸圧縮試験用の供試体作製：5 サイクル後の含水比，粒度を求めて三軸圧縮試験用の供試体を作製する。

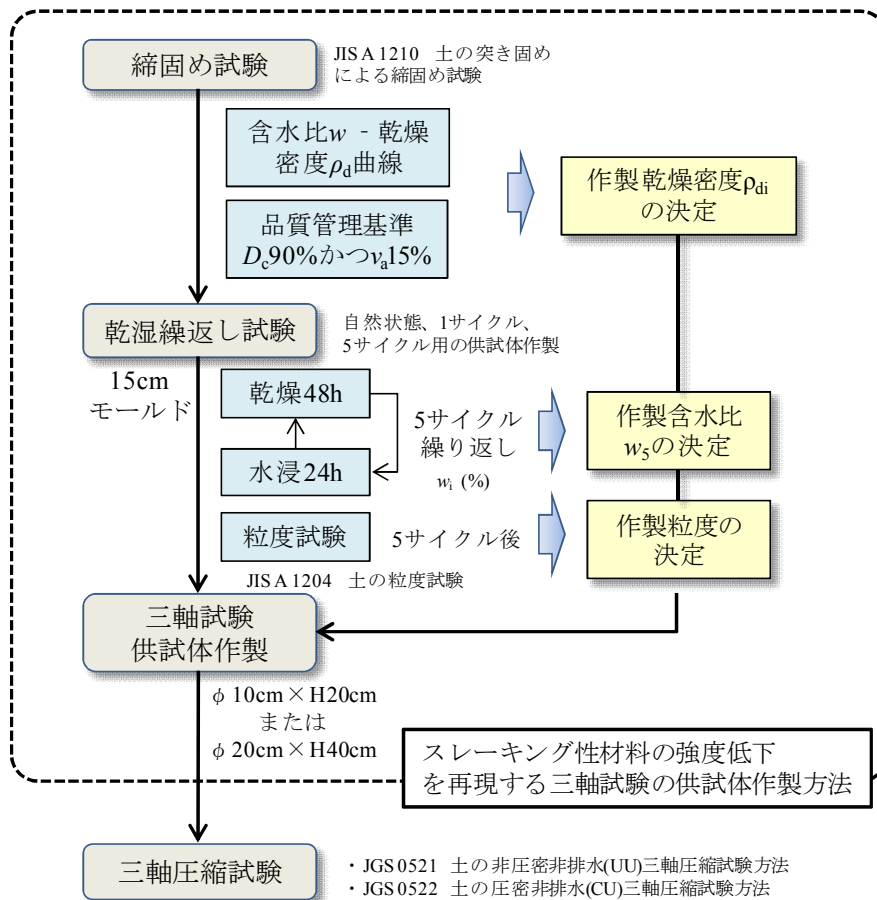


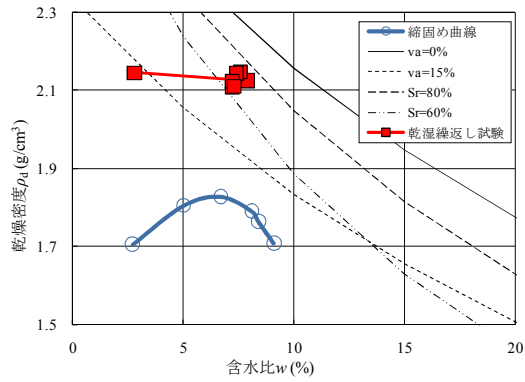
図-3.5.12 強度低下を考慮した三軸圧縮試験の供試体作製方法

3.5.4 セン断強さの推定

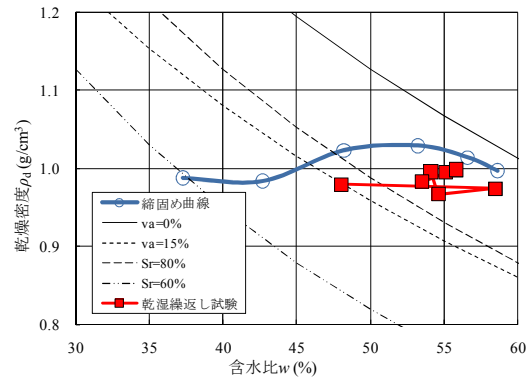
ここでは 3.5.3 の締め固めた乾湿繰返しスレーキング試験を実施し、その条件で作製した供試体の三軸圧縮試験を実施することにより、スレーキングによる強度低下の影響評価と試験によって盛土内のせん断強さを推定するために結果整理をした。

供試体の作製条件を決定するための締め固めた状態のスレーキング試験の結果と、JIS A 1210 突固めによる土の締め固め試験の B 法による結果を示したのが図-3.5.13 である。供試体作製条件の初期の乾燥密度は、盛土の品質管理基準である $D_c \geq 90\%$ 以上かつ $v_a \leq 15\%$ を満足する密度とした。材料の自然含水比が最適含水比よりも乾燥側の場合は、 $v_a \leq 15\%$ の基準で決定される場合が多く、本対象ではこの基準により乾燥密度が決まっている。逆に自然含水比が最適含水比よりも湿潤側で決定される場合は、 $D_c \geq 90\%$ の基準で決定されることが多く、この場合の乾燥密度は最大乾燥密度の 90% 以上となる。なお、乾燥密度が締め固め曲線よりも大きくなっているものは、帯広頁岩、清水泥岩、神戸 1 砂岩であり、泥岩ではない材料か、スレーキング率が低い材料である。

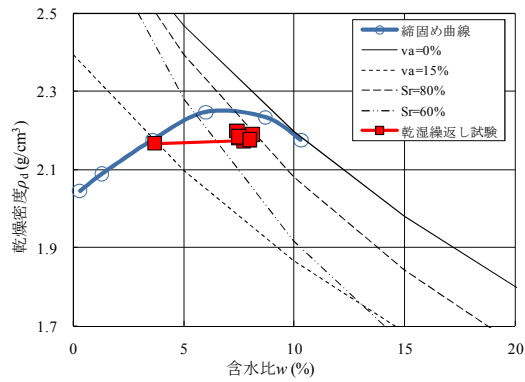
スレーキングによる強度低下の影響確認の場合は、三軸圧縮試験の試験条件を次のように設定した。まず、盛土内を想定して締め固めた新鮮な岩を乾湿繰返し、品質管理基準の密度、乾湿繰返し後の粒度、含水比に合わせた供試体を作製した。その供試体を用いて三軸圧縮試験を実施した。現況盛土の調査結果より不飽和状態を想定して、三軸圧縮試験の試験条件は非圧密非排水(UU)条件とした。



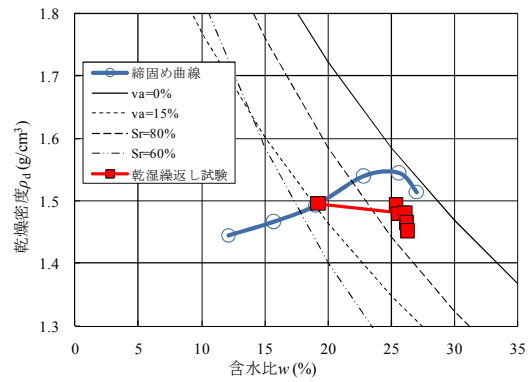
(a) 1. 帯広頁岩



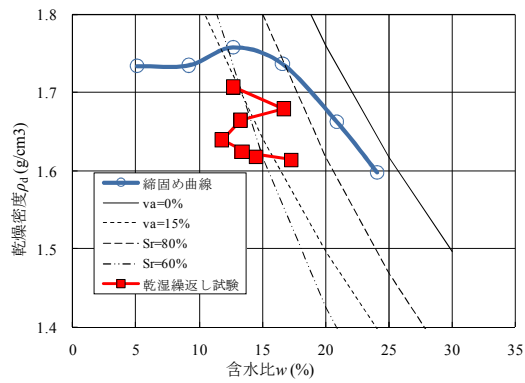
(b) 2. 秋田泥岩



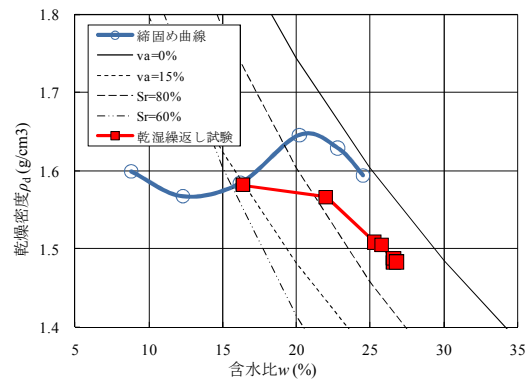
(c) 3. 嵐山砂岩



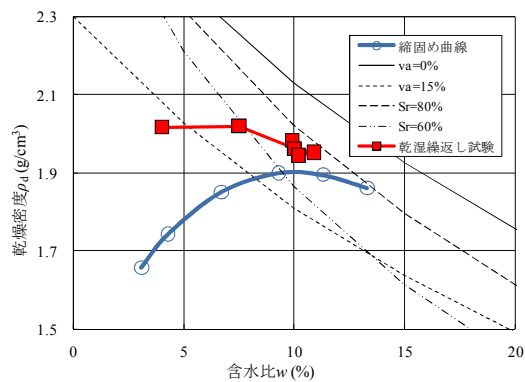
(d) 4. 高崎泥岩



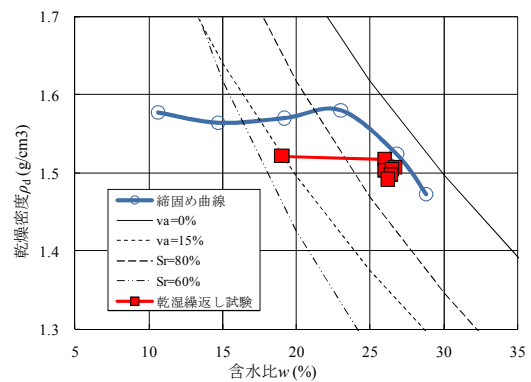
(e) 5. 上越泥岩



(f) 6. 能生泥岩

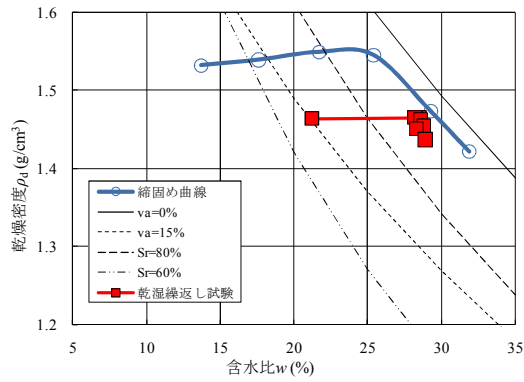


(g) 7. 清水泥岩

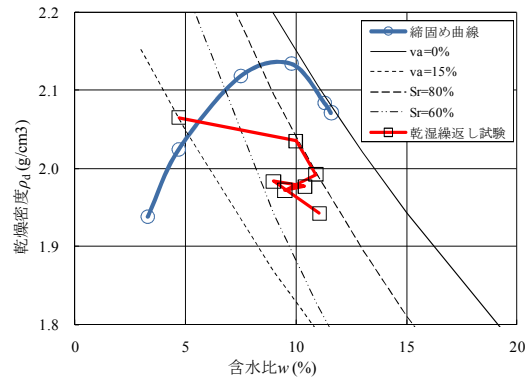


(h) 8. 掛川 1 泥岩

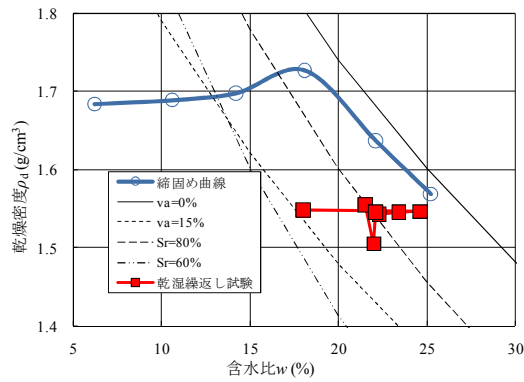
図-3.5.13 乾湿繰返し試験の含水比と乾燥密度(1)



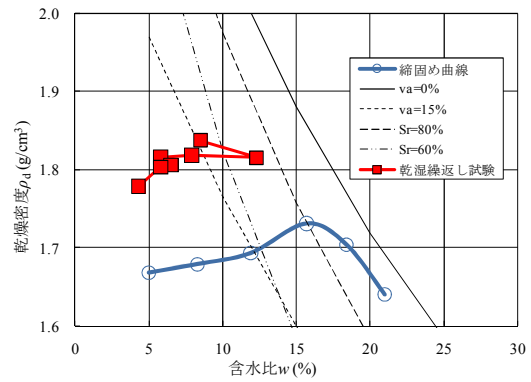
(i) 9. 掛川 2 泥岩



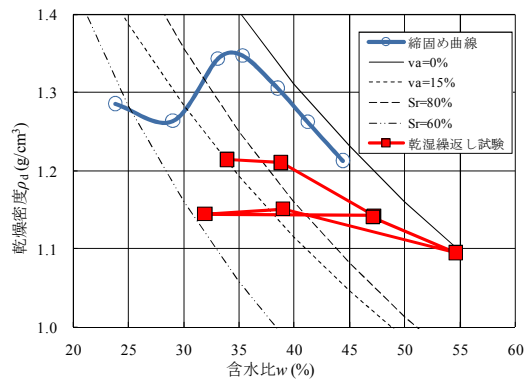
(j) 10. 藤枝 泥岩



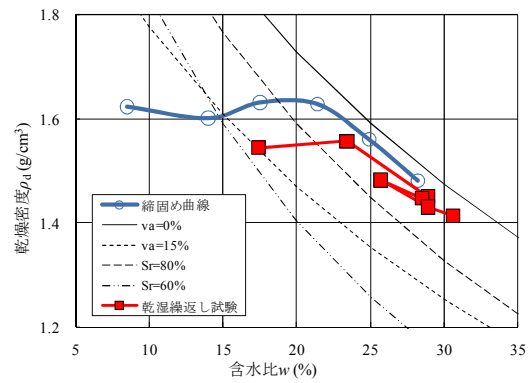
(k) 11. 鈴鹿 泥岩



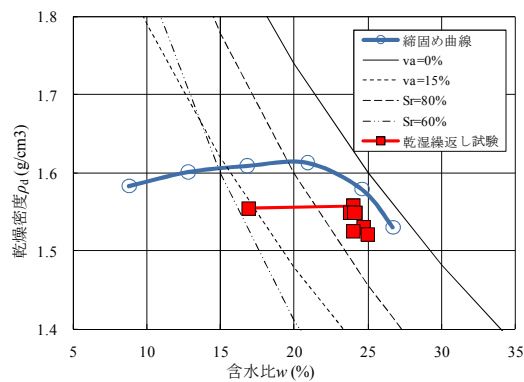
(l) 12. 神戸 1 砂岩



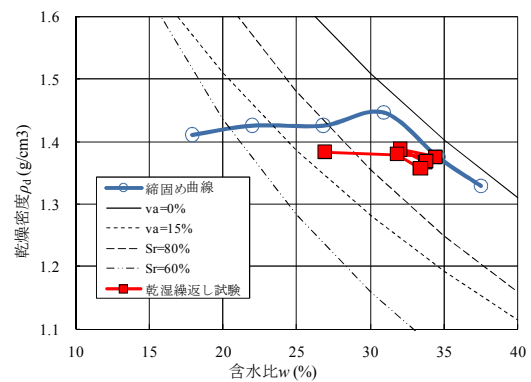
(m) 13. 神戸 2 泥岩



(n) 14. 神戸 3 泥岩



(o) 15. 宮崎 泥岩



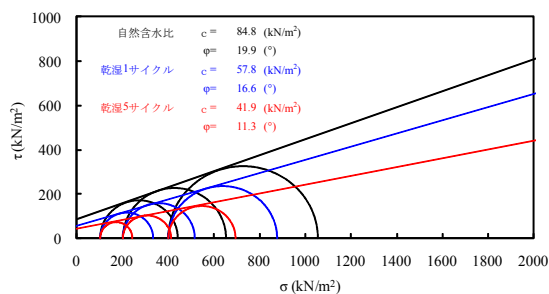
(p) 16. 沖縄 泥岩

図-3.5.13 乾湿繰返し試験の含水比と乾燥密度(2)

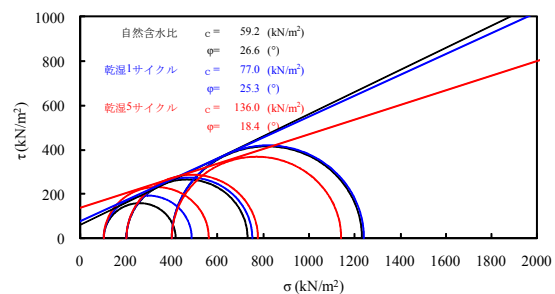
図-3.5.14～図-3.5.16 には三軸圧縮試験(UU 条件)の結果を示す。この図は後述するスレーキング性材料を分類するために、塑性指数 I_p で区分した。

図-3.5.14 は塑性指数 $I_p \geq 30$ の材料である。他の材料と比較してスレーキングしやすい材料である。黒線が自然含水比（新鮮な岩の状態）、青線が乾湿繰返し 1 サイクル後の含水比、粒度を用いた試験結果、赤線が乾湿繰返し 5 サイクル後の含水比、粒度を用いた試験結果である。これらの材料はスレーキング後（乾湿繰返し後）の強度低下が大きい。せん断定数では、当初新鮮な状態ではせん断抵抗角 ϕ がある材料であるが、スレーキング後はせん断抵抗角 ϕ がほとんどなく、粘着力 C のみの材料となっている。1 サイクルと 5 サイクルの結果を比較すると、5 サイクル後の強度低下がさらに大きくなっている。なお、上越泥岩の乾湿繰返しによる強度低下は小さいが、これは乾湿繰返しスレーキング試験時に、供試体の上部等に粘性部分が形成され、水浸過程で十分に水浸されなかったため、スレーキングが進まなかったためである。

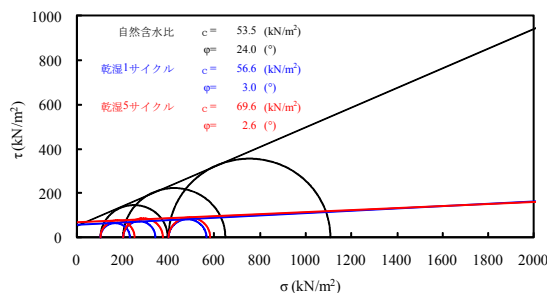
図-3.5.15 は塑性指数 $I_p < 30$ の材料である。 $I_p \geq 30$ の材料よりは細粒化の進行が進まない材料である。三軸圧縮試験の結果のせん断定数では、当初新鮮な状態ではせん断抵抗角 ϕ がある材料



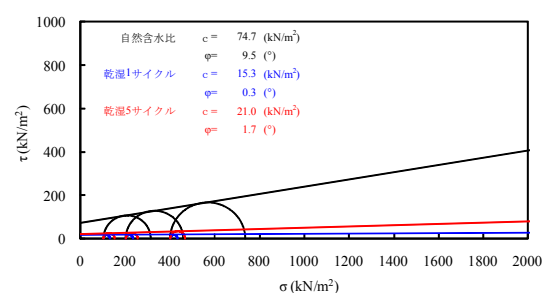
(a) 2.秋田泥岩



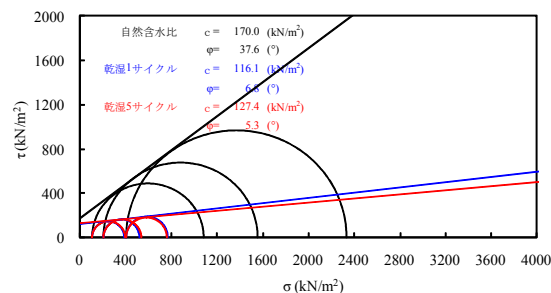
(b) 5.上越泥岩



(c) 6.能生泥岩



(d) 13.神戸2泥岩



(e) 16.沖縄泥岩

図-3.5.14 三軸圧縮試験(UU 条件)の結果 ($I_p \geq 30$)

であるが、スレーキング後はせん断抵抗角 ϕ が小さくなり、粘着力 C の材料となっている。1 サイクルと 5 サイクルの結果を比較すると、5 サイクル後の強度低下がさらに大きい。ただし高崎泥岩や鈴鹿泥岩のように 1 サイクルの強度低下が大きいものもあり、1 サイクルと 5 サイクルの強度低下の差はあまりないと考えられる。

図-3.5.16 は泥岩以外の材料と塑性指数 $I_p=NP$ の材料である。これらは泥岩や塑性指数が NP ではないものに比べて、乾湿繰返しによる強度低下がほとんど生じていない。

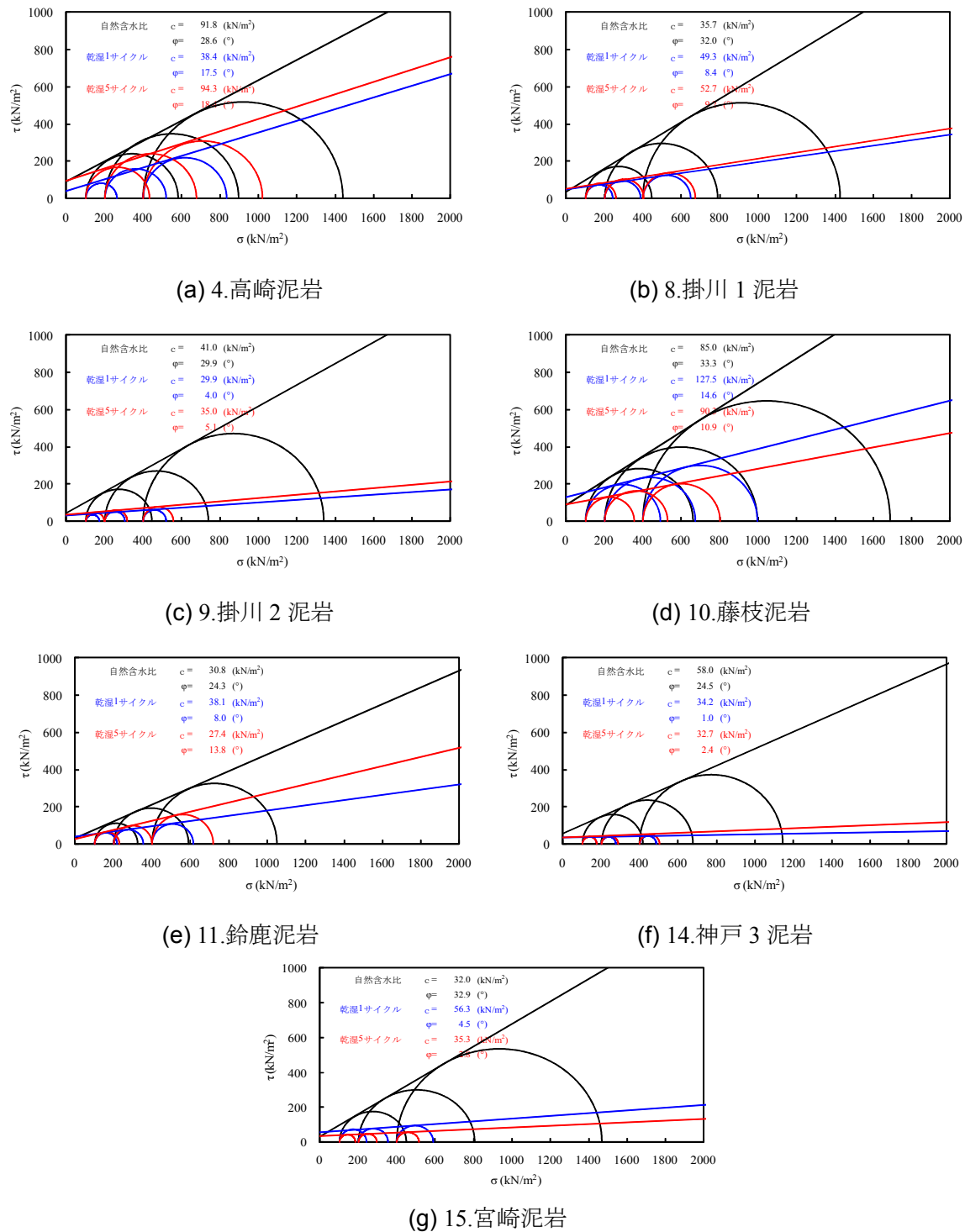
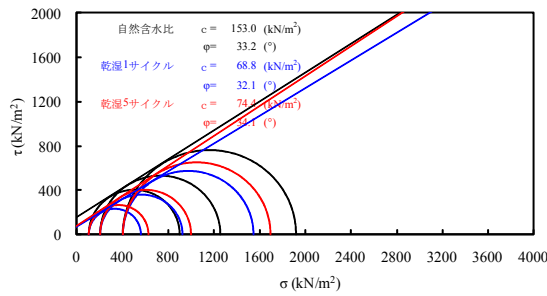
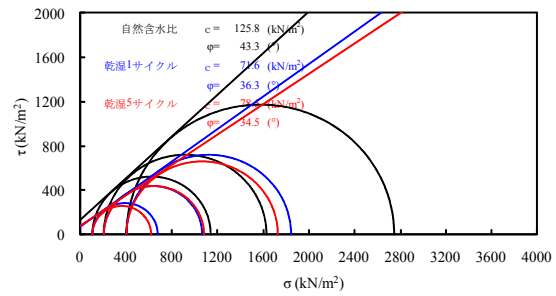


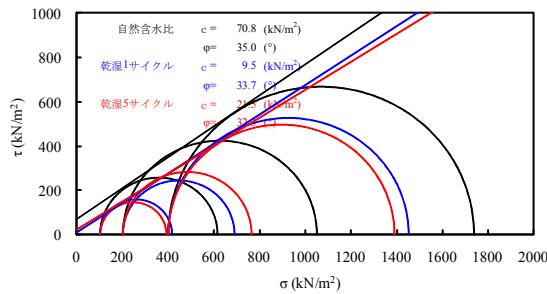
図-3.5.15 三軸圧縮試験(UU 条件)の結果 ($I_p < 30$)



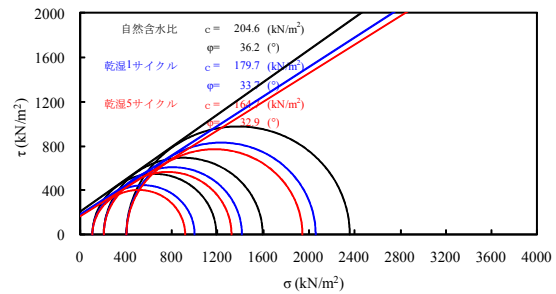
(a) 7.清水泥岩 ($I_p=NP$)



(b) 1.帯広頁岩



(c) 3.嵐山砂岩



(d) 12.神戸 1 砂岩

図-3.5.16 三軸圧縮試験(UU 条件)の結果 (泥岩以外)

これらの試験結果から乾湿繰返し後のせん断強さを，含水比，乾燥密度，飽和度で整理したものが図-3.5.17である．この試験結果により乾湿繰返し後のせん断強さについて，物理特性のみである程度推定できるか試みた．図-3.5.17は露頭材料の新鮮，乾湿繰返した状態の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験の拘束圧 $200(\text{kN/m}^2)$ の結果である．材料は全国各地(藤枝,掛川,能生,帯広,牧之原,高崎,上越,神戸,嵐山地区)の新鮮岩，乾湿繰返し1サイクル，5サイクルの合計34試料である．この図は含水比と乾燥密度，飽和度とせん断強さの関係図で，各プロットはせん断強さを範囲別に示している．せん断強さの全体的な傾向は含水比が高くなるにつれ，また乾燥密度が小さくなるにつれて小さくなっている．ただし同じ範囲の強度でも含水比と乾燥密度の幅がある．一方，図中に破線で示した飽和度(左下から飽和度 $S_r=60,70,80,90,100\%$ の線)でみると，せん断強さ τ は飽和度 S_r に依存していることがわかる． $S_r=90\sim100\%$ では $\tau=0\sim100(\text{kN/m}^2)$ ， $S_r=80\%$ 程度では $\tau=100\sim200(\text{kN/m}^2)$ ， $S_r=70\sim80\%$ では $\tau=200\sim300(\text{kN/m}^2)$ ， $S_r=70\%$ 以下では $\tau=300(\text{kN/m}^2)$ 以上である．なお，図-3.4.28に示した掛川地区の盛土内調査によると，飽和度は $85.7\sim98.3\%$ の範囲で平均 94.5% ，同じ材料のせん断強さは $15\sim122(\text{kN/m}^2)$ の範囲で平均 $49(\text{kN/m}^2)$ であり，図では現場のせん断強さも概ね表現することができる．

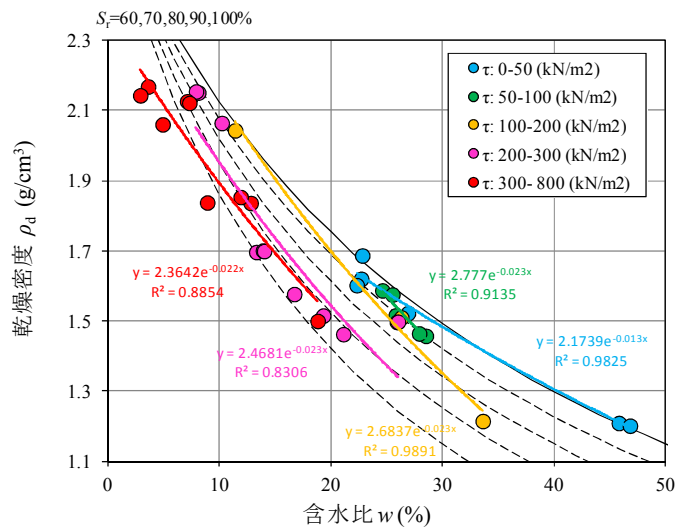


図-3.5.17 含水比及び乾燥密度とせん断強さ

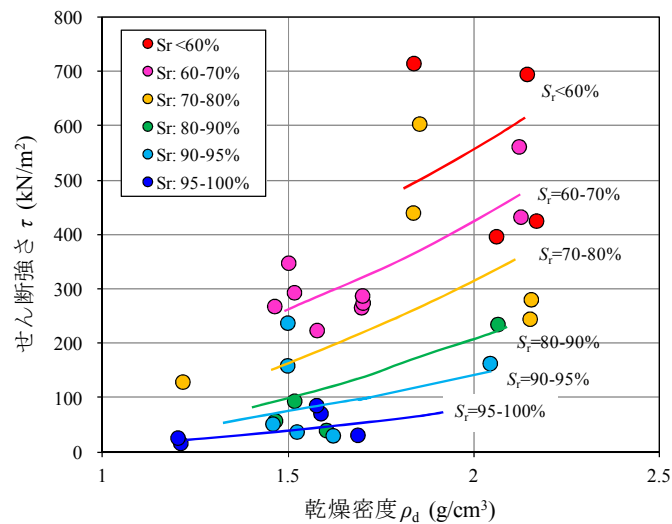


図-3.5.18 乾燥密度及び飽和度とせん断強さ

図-3.5.18 は図-3.5.17 の結果を飽和度 S_r 別にプロットしたものである。 S_r 別になると乾燥密度に対してせん断強さの傾向を飽和度ごとの曲線で表すことができる。この結果は乾燥密度と飽和度が分かれば、ある程度せん断強さを推測できることを示している。盛土の状態を考えると、施工完了時の乾燥密度は盛土が大きく変形しない限り供用後も変わらない。また、盛土内部は通常は不飽和状態であるので、施工時の不飽和状態からその後の盛土内への湧水等による浸透水や盛土内水位によって飽和状態に近づくと、せん断強さも大きく低下することがわかる。図-3.4.24 に示したように既設盛土の調査結果では、いずれの箇所の盛土も飽和度が 85%以上になっている。スレーキング性材料の場合の強度低下は、スレーキングによる細粒化や礫の吸水による盛土内の含水比の上昇、飽和度の上昇によるものと考えられる。したがって、強度低下を防止するには、飽和度が上昇しないようにすること、強度を回復するには飽和度を低下させることが必要であると考えられる。

3.5.5 安定性評価方法の検討

3.5.3 の盛土内状態を再現したスレーキング試験法を用いて、強度低下を考慮した三軸圧縮試験より求められるせん断定数を用いて安定性評価方法を検討した。表-3.5.3 に設計の各検討段階におけるスレーキング性材料の強度定数の設定概念を示す。

概略検討時は、まだ計画段階で十分な土質調査が行えず物理試験程度の結果のみがあると想定されるため、これまでの調査試験結果を用いて一般的な(2)に示すように強度増加率を設定ことにした。

詳細検討時には建設段階である程度試料も採取できる状態が想定されるため、三軸圧縮試験を実施し強度増加率を求めて設定する方法とした。三軸圧縮試験では、将来の強度低下を再現するため乾湿繰返し試験をし、品質管理基準の密度、乾湿繰返し後の粒度、含水比に合わせた供試体を作製して試験をする。三軸圧縮試験の試験条件は、スレーキング性材料が将来的には粘性土に近い状態になること、また、安全側の定数設定をするために飽和状態である圧密非排水(CU)条件とした。

現況検討は既設盛土から試料をサンプリングし、そのままの状態を評価するため不飽和で圧密も行わない非圧密非排水(UU)条件とした。

(1) 材料区分に用いる指標

図-3.5.19 に試験した露頭材料の破砕率とスレーキング率の関係図を示す。NEXCO の設計基準¹¹⁾による(2)材や(3)材に位置する材料が多い。スレーキング率は 100%に近く、破砕率は 40～60%の範囲に多い。

3.5.3 のスレーキング試験結果ではスレーキング率が同じ 100%近くであっても乾湿繰返しによる細粒化の程度が異なることがわかっている。そこで、スレーキング率以外の物性で材料を区分できないか検討した。その結果、図-3.5.20 に示すように細粒分含有率により自然含水比、スレーキング率の大小を区分できた。ここでいう細粒分含有率は礫を細かく破砕した後に粒径 0.075mm 以下の含有率を示したものである。しかしながら、この方法は礫の粉碎には個人差が生じることなどから、試験が規格化されている塑性指数で同じように材料を区分できないか整理した。図-3.5.21 に示すように塑性指数と細粒分含有率は正の相関があることが認められた。

表-3.5.3 スレーキング性材料の強度定数の設定概念

検討段階	定数設定	試験方法	備考
概略検討	これまでの試験結果による強度増加率	物理試験	計画時
詳細検討	三軸圧縮試験により強度増加率を設定	三軸 CU 試験	建設時
現況検討	サンプリング試料で三軸圧縮試験による	三軸 UU 試験	既設盛土

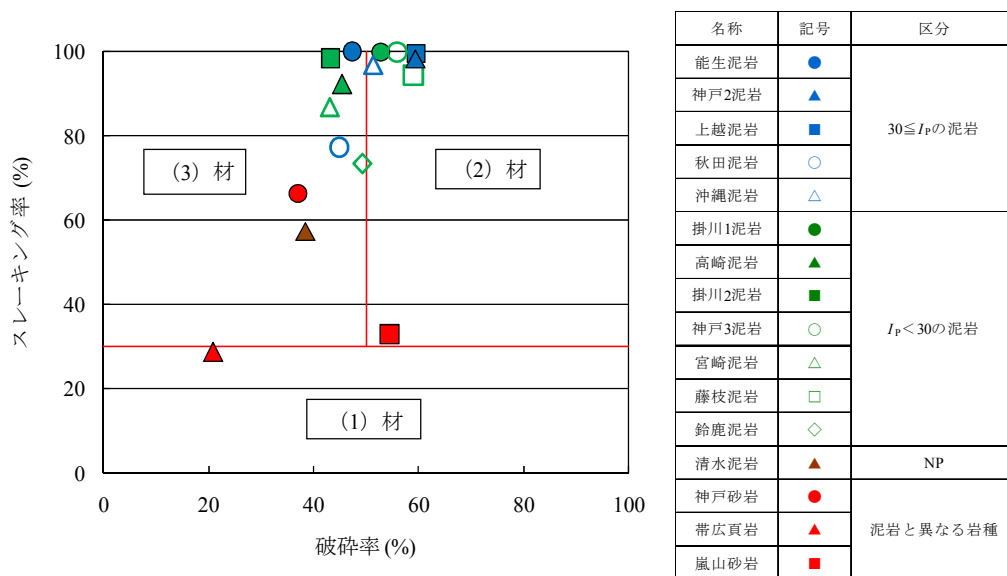


図-3.5.19 露頭材料の破砕率とスレーキング率

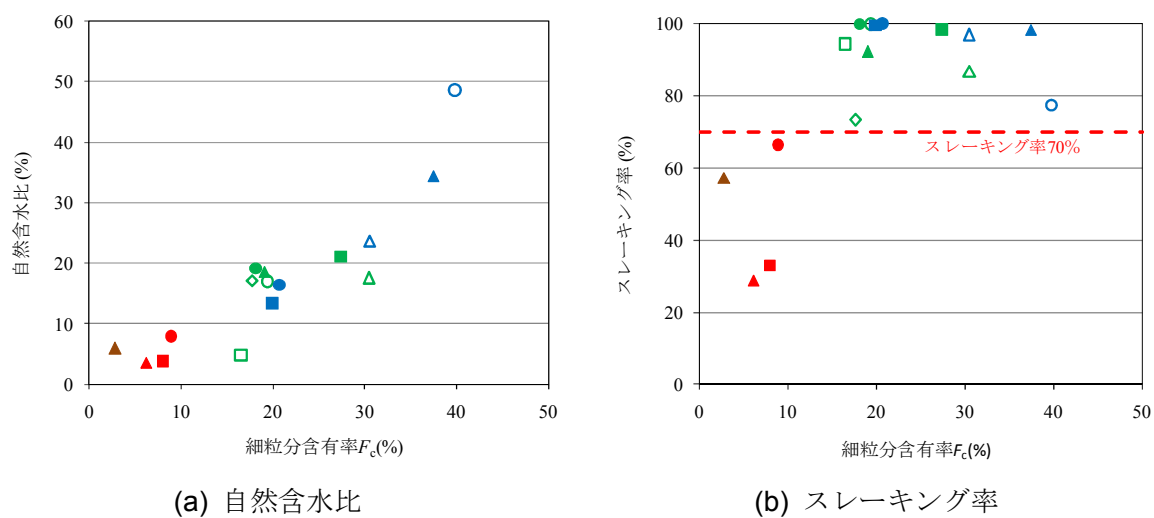


図-3.5.20 細粒分含有率と自然含水比及びスレーキング率

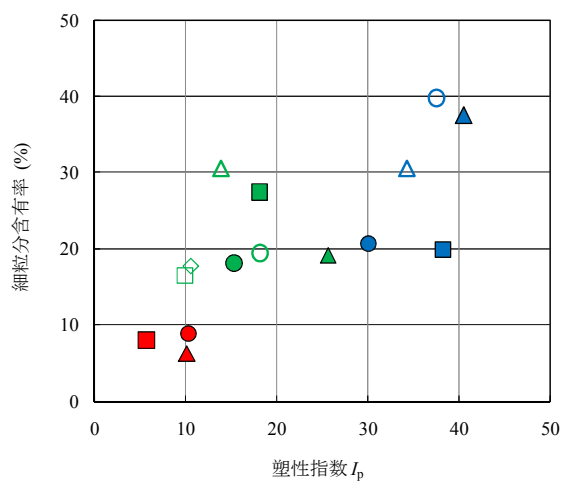


図-3.5.21 塑性指数と細粒分含有率

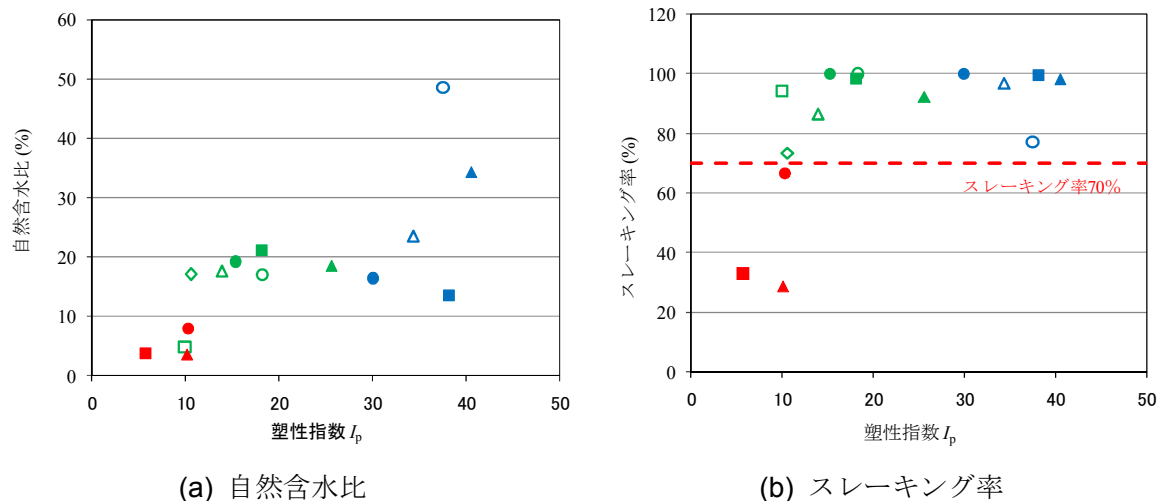


図-3.5.22 塑性指数とスレーキング率

図-3.5.22 に塑性指数と含水比，スレーキング率の関係を示す．図の(a)より塑性指数が高ければ自然含水比も高い傾向がみられる．材料の区分は塑性指数 I_p を用いた場合，3.5.4 で示したように，三軸圧縮試験の強度低下の傾向は $I_p=30$ で区分できる．これは，同じ乾燥密度であれば，自然含水比が高いほうが圧縮強さは低下すること，自然含水比と I_p の両者には正の相関があることを考えれば，塑性指数である程度，強度低下の状態についても区分できると考えられる．

図の(b)より塑性指数が 10%程度の位置でスレーキング率が 70%以上のものと，それ未満のものとを区分できる．スレーキング率が 70%未満の材料は，3.5.4 で整理したように泥岩と異なる材料である．これらの材料はスレーキングを再現した三軸圧縮試験の結果では，強度低下がほとんど生じていない．したがって，スレーキング率 70%未満の材料については，強度低下を考慮するせん断定数の設定は必要ないと考えられる．後述する図-3.5.26 の強度設定方法の手順では対象としていない．

(2) 塑性指数と強度増加率

既設盛土調査では，盛土内の密度や含水状態のばらつきは大きいため，3.5.4 で示したように，種々の材料の同程度の乾燥密度試料の三軸圧縮試験結果を整理すると，せん断抵抗角 ϕ は $5(^{\circ})$ 程度で粘着力 c は $40(\text{kN/m}^2)$ 程度であった．これは拘束圧によるせん断強さの変化は小さく粘性土に近い結果である．そこで，粘性土と同様に圧密による強度増加を考慮することが可能であるとして，NEXCO の設計基準¹³⁾を準用して，図-3.5.23 に示す強度増加率 m により評価することとした．ここでいう強度増加率は，新鮮なスレーキング性材料を用いて図-3.5.12 に示す方法で乾湿繰返しを受けて強度低下した状態の供試体を作製し，その供試体を圧密非排水(CU)三軸圧縮試験で求めるものである．ゆえに新鮮岩が強度低下した状態における有効土被り圧に対しての強度の増加程度を示すものである．

図-3.5.24 は各地の露頭材料を乾湿繰返して供試体を作製し，それを圧密非排水(CU)三軸圧縮試験して強度増加率を整理した結果である．露頭材料の物理特性のうち塑性指数 I_p で強度増加率の傾向が異なるので $I_p=30$ で区分した．試験結果より各段階の強度設定方法は以下のとおりとした．

1) 概略検討時には十分な物理試験が実施できないことも考えられるため， I_p の区分はせずに一般

的な値として強度増加率 $m=0.4$ とする。

- 2) 詳細検討時には物理試験や三軸圧縮試験が実施できることも想定されるので、強度増加率は圧密非排水(CU)三軸圧縮試験で求めることとした。ただし、これまでの試験結果によれば、強度増加率の範囲は概ね $I_p < 30$ では $m=0.4 \sim 0.6$ 、 $I_p \geq 30$ では $m=0.35 \sim 0.5$ であったので、試験結果からこの範囲の m を設定する。
- 3) 現況検討ではサンプリング試料の非圧密非排水(UU)三軸圧縮試験をして、せん断定数を求める。ただし、サンプリング状態や材料のばらつきにより、三軸圧縮試験から求めたせん断強さが著しく小さい場合がある。このような場合もあるので、安定検討により定数設定の妥当性の確認や、他の指標(例えば N 値等)を用いた定数設定も必要になる。

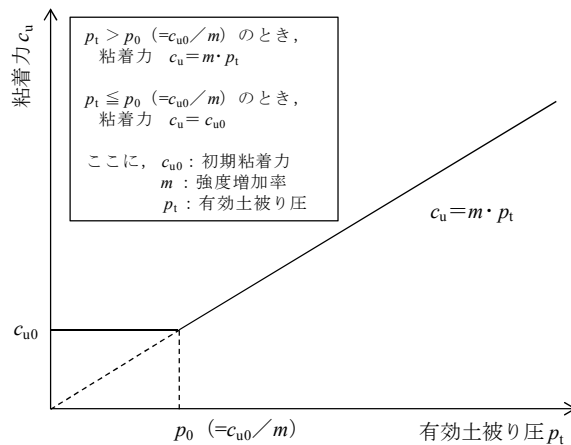


図-3.5.23 強度増加率の概念図

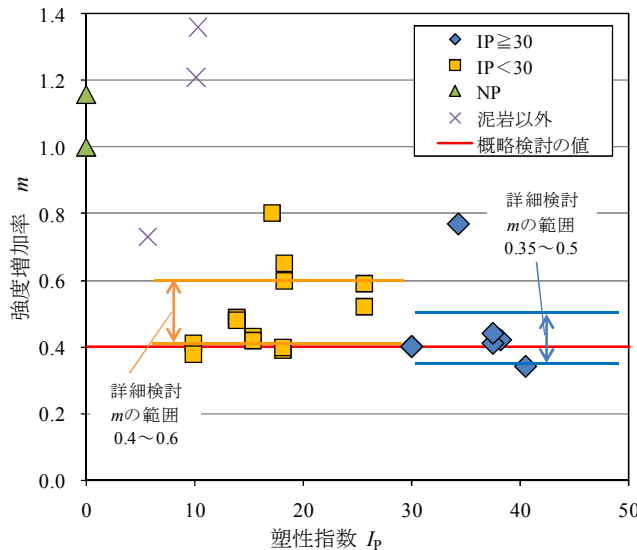


図-3.5.24 塑性指数と強度増加率

3.5.6 解析手法に応じた強度定数の設定

(1) ピーク強度と残留強度の設定

常時・レベル 1 地震時を対象とした円弧すべり解析（震度法）と、レベル 2 地震時を対象としたニューマーク法による変形解析では、解析手法が異なるため、解析手法に応じた強度定数の設

定が必要である。円弧すべり解析では、通常、三軸圧縮試験の圧縮ひずみが 15%以内の最大圧縮強さをを用いて強度設定を行う。ニューマーク法では、地震動によるひずみ量変化が生じる地盤の強度低下を考慮して、ピーク強度と残留強度を設定する。本試験で対象とした盛土内から採取したスレーキング性材料は、これまでの三軸圧縮試験(UU 条件)結果では、図-3.5.25 のようにピーク強度が明瞭に現れずにひずみ 15%まで圧縮強さは増加するか、もしくは横ばいとなる特性が確認された。このような強度特性の場合に、圧縮ひずみ 15%の最大圧縮強さをピーク強度＝残留強度とすることは、ニューマーク法による残留変位量の解析を行ううえで、残留強度を過大に設定する可能性がある。したがって、図のような応力とひずみの関係から各三軸圧縮試験の結果を整理し、ピーク強度の補正率を設定した。補正率は弾性限界ひずみとひずみ 15%の中間のひずみの応力を読み取り、ひずみ 15%の応力との比率で設定した。整理の結果、補正率 0.9(平均値 0.86→0.9)を乗じた値をピーク強度とし、ピーク強度＝残留強度と設定することにした。表-3.5.4 に解析手法別のせん断強さの設定方法を示す。

表-3.5.4 解析手法別のせん断強さの設定方法

解析区分	解析手法	せん断強度(C_u)の設定方法		備考
常時 レベル 1 地震時	円弧すべり法 (震度法)	現況評価	三軸圧縮試験(UU 条件)	サンプリング試料の 試験による
			$6.25 \times N$ 値	標準貫入試験の N 値 から設定する場合
		概略・詳細設計	三軸圧縮試験(CUB 条件) $m \times p_t$	
レベル 2 地震時	ニューマーク 法	現況評価	三軸圧縮試験(UU 条件)	ピーク強度＝ 残留強度
			$6.25 \times N$ 値 $\times 0.9$	
		概略・詳細設計	三軸圧縮試験(CUB 条件) $m \times p_t \times 0.9$	

ここに、 m :強度増加率、 p_t :土被り圧

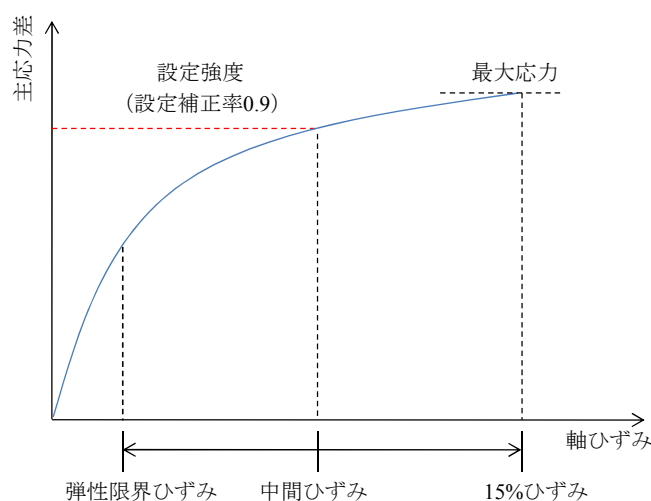


図-3.5.25 レベル 2 地震時検討に用いるピーク強度の補正

(2) 初期せん断強さ c_{u0} の設定

初期せん断強さは、表-3.5.5 に示す現況盛土の低土被り部（2m以浅）の UU 三軸圧縮試験結果及び N 値による推定せん断強さをもとに表-3.5.6 のように設定した。なお、塑性指数 I_p が 30 以上のスレーキング性材料には強度低下が大きい試料が多くみられることから、塑性指数 I_p を指標として、 $30 \leq$ 塑性指数 I_p の試料と塑性指数 $I_p < 30$ に区分して土質定数設定を設定することにした。初期せん断強さの設定は、以下の点を考慮して設定した。レベル 2 地震時に対応する初期せん断強さは、 $30 \leq$ 塑性指数 I_p のスレーキング性材料の場合に、 N 値による推定値 $\times 0.9$ の平均値である $24.2(\text{kN/m}^2)$ から $25(\text{kN/m}^2)$ を設定した。塑性指数 $I_p < 30$ のスレーキング性材料の N 値による推定

表-3.5.5 低土被り部の N 値による推定せん断強さ

区分	地区名	低土被り部の平均 N 値	低土被り部の N 値による推定せん断強さ			
			常時・レベル 1 地震時		レベル 2 地震時	
			$C_{u0}=6.25 \times N$ 値 (kN/m^2)	平均値 (kN/m^2)	$C_{u0}=6.25 \times N$ 値 $\times 0.9$ (kN/m^2)	平均値 (kN/m^2)
$I_p \geq 30$	能生	3.6	22.5	26.9	20.3	24.2
	上越	5.5	34.4		30.9	
	神戸 2	3.8	23.8		21.4	
$I_p < 30$	掛川 1	9.0	56.3	64.4	50.6	57.9
	掛川 2	10.9	68.1		61.3	
	高崎	14.0	87.5		78.8	
	嵐山	7.3	45.6		41.1	

表-3.5.6 低土被り部のせん断定数の設定

区分			強度低下の 大きなスレーキング 性材料	一般の スレーキング性材料
塑性指数			$I_p \geq 30$	$I_p < 30$
地区名			能生, 上越, 神戸 2	掛川 2, 高崎, 嵐山
常時 レベル 1 地震時 (円弧すべり法)	表面 2m 以浅の せん断強さ (kN/m^2)	圧縮強さの 1/2	16.1~25.8 (平均 21.0)	26.4~38.2 (平均 30.6)
		N 値による推定値	22.5~34.4 (平均 26.9)	45.6~87.5 (平均 64.4)
	初期せん断強度 C_{u0} (kN/m^2)		30	35
レベル 2 地震時 (ニューマーク法)	表面 2m 以浅の せん断強さ (kN/m^2)	圧縮強さの 1/2	14.2~22.7 (平均 18.5)	23.0~32.7 (平均 26.4)
		N 値による推定値 $\times 0.9$	20.3~30.9 (平均 24.2)	41.1~78.8 (平均 57.9)
	初期せん断強度 C_{u0} (kN/m^2)		25	30

せん断強さは、平均値で $64.4(\text{kN/m}^2)$ を示し、 $30 \leq$ 塑性指数 I_p のスレーキング性材料に比較して、大きな値を示している。この値を初期せん断強さに設定すると過大な強度定数となる可能性があるため、圧縮強さの $1/2$ から得られるせん断強さの分布範囲の中庸値を設定することとし、常時、レベル1地震時に対応する場合に $c_{u0}=35(\text{kN/m}^2)$ 、レベル2地震時に対応する場合に $c_{u0}=30(\text{kN/m}^2)$ を設定した。

(3) 強度増加率 m の設定

強度増加率 m は、図-3.5.24 と表-3.5.7 に示す現況盛土データ及び露頭試料の CU 三軸圧縮試験結果、露頭試料の CU 三軸圧縮試験から求めた強度増加率と塑性指数 I_p の関係、現況盛土データから算出した強度増加率の整理結果をもとに以下のように設定した。

概略設計時： $m=0.4$

詳細設計時： $30 \leq$ 塑性指数 I_p $m=0.35 \sim 0.50$

塑性指数 $I_p < 30$ $m=0.40 \sim 0.60$

強度増加率の設定の考えを以下に示す。

- 1) 概略検討段階の強度増加率は、露頭試料の乾湿繰返し後の試料による CU 三軸圧縮試験から得られた強度増加率の平均値 $m=0.45$ 程度よりも低い $m=0.40$ を設定した。これは、概略設計段階では、強度を過大に評価することのないように配慮したものであり、概略検討段階で対策工が必要と判断される場合には、詳細検討において盛土材を用いて土質試験を行うことにより強度増加率の設定を行うことを前提とするためである。
- 2) 詳細検討段階の強度増加率は、 $30 <$ 塑性指数 I_p のスレーキング性材料の CU 三軸圧縮試験から得られた強度増加率の分布が $0.4 \sim 0.6$ の範囲が多いことから、試験を実施したうえで適用できる範囲として $m=0.4 \sim 0.6$ を設定した。塑性指数 $I_p \geq 30$ の泥岩の強度増加率は、 $0.34 \sim 0.44$ の範囲に分布する試料が多い。そのため、試験を実施したうえで適用できる範囲の下限値には $m=0.35$ を設定した。一方の上限値については、現時点で得られている試験値よりも高い値を有するスレーキング性材料がある可能性があるため、 $30 <$ 塑性指数 I_p の試験値も考慮して、 $m=0.50$ までを適用できる範囲とした。

表-3.5.7 各試験の強度増加率結果と詳細検討時の強度増加率の設定

区分	試験・検討	強度増加率 m			
		現況盛土試験結果		露頭試料試験結果	
		UU 三軸圧縮試験の C_u から算出	N 値から推定した C_u から算出	自然含水比 の試料	乾湿繰返し後 の試料
$I_p \geq 30$	試験範囲	0.15～0.37	0.45～0.58	0.25～0.69	0.34～0.77
	試験平均値	0.26	0.50	0.43	0.45
	詳細検討時	0.35～0.50			
$I_p < 30$	試験範囲	0.43～0.68	0.47～0.94	0.36～0.71	0.38～0.80
	試験平均値	0.52	0.76	0.48	0.50
	詳細検討時	0.40～0.60			

概略・詳細検討の方法をまとめると図-3.5.26 の流れになる．なお，図-3.5.22 に示したように強度低下を考慮するスレーキング性材料はスレーキング率 70%で区分できる．

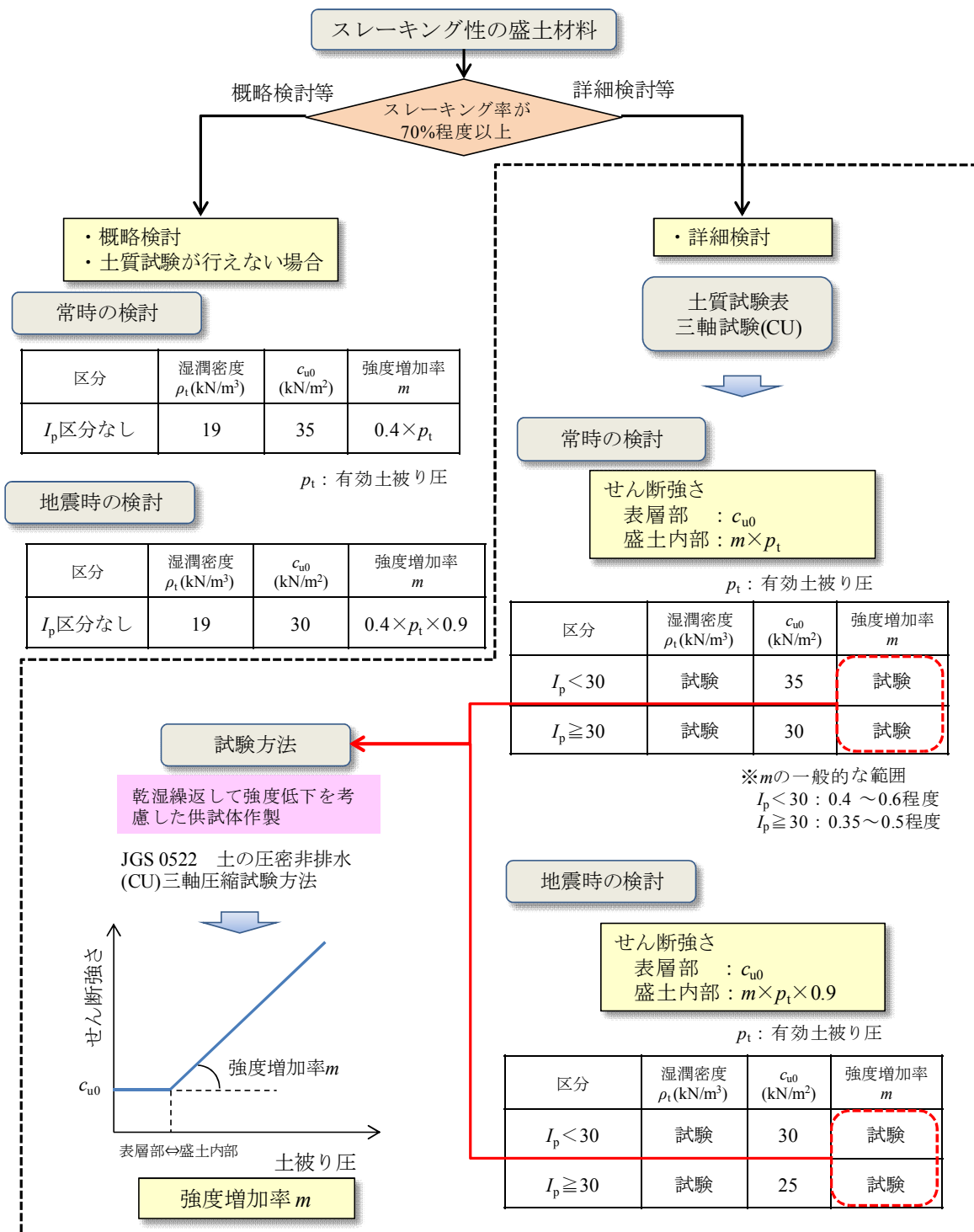


図-3.5.26 スレーキング性材料の強度設定方法の手順

3.5.7 強度低下を推定した盛土の安定検討

3.5.6 で設定した強度増加率等の定数を用いて、モデル盛土を対象として安定検討を行った。モデル盛土は水平地盤上の盛土高さが 5m, 8m, 11m, 14m, 17m, 20m の両盛土、法面勾配は 1:1.8、高さが 11m 以上の場合は幅 1.5m の小段を設けた形状とした。各高さの盛土に対して安定検討は常時、レベル 1 地震時、レベル 2 地震時を行った。土質定数は図-3.5.26 に示した強度設定の方法のうち、単位体積質量は $19(\text{kN/m}^3)$ 、粘着力 c_{u0} は 25, 30, 35(kN/m^2)、強度増加率 m は 0.4, 0.5 を用いた。地震時の検討の場合、これまでの三軸圧縮試験結果では、ひずみ 15%においても残留強度が生じていないため、三軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線から読み取り、破壊強度はひずみ 15%の強度に 0.9 を乗じ、ピーク強度と残留強度は同値を用いることとした。なお地震時検討はレベル 1 地震時は震度法により II 種地盤相当の設計水平震度 0.10 を用い、レベル 2 地震時はニューマーク法により道路橋示方書のレベル 2 地震時のタイプ II 地震動を用いた。

図-3.5.27 にモデル盛土の安定検討試算結果を示す。この図の縦軸右は常時・レベル 1 地震時の震度法により算出した安全率 F_s 、縦軸左はレベル 2 地震時のニューマーク法による円弧滑動量である残留変形量を示している。また図には安全率 $F_s=1.0$ 、レベル 2 地震時の許容変形量の目安を 1.0m として赤破線で記している。 m の値が小さい場合は、レベル 2 地震時の残留変形量は大きくなるため、三軸圧縮試験における m の値の確認は重要であるといえる。図中の凡例「●○」の緑色は、概略検討時の定数設定である。概略検討のレベル 2 地震時では盛土高さ 10m で残留変形量が 1.0m に達している。その時の常時安全率は 1.6 程度、レベル 1 地震時安全率は 1.3 程度である。スレーキング性材料の場合、 C_{u0} 及び強度増加率も大きな値ではないため、レベル 2 地震時の検討では残留変形量も大きめに算出され、建設時の高盛土においては何らかの対策が必要と考えられる。

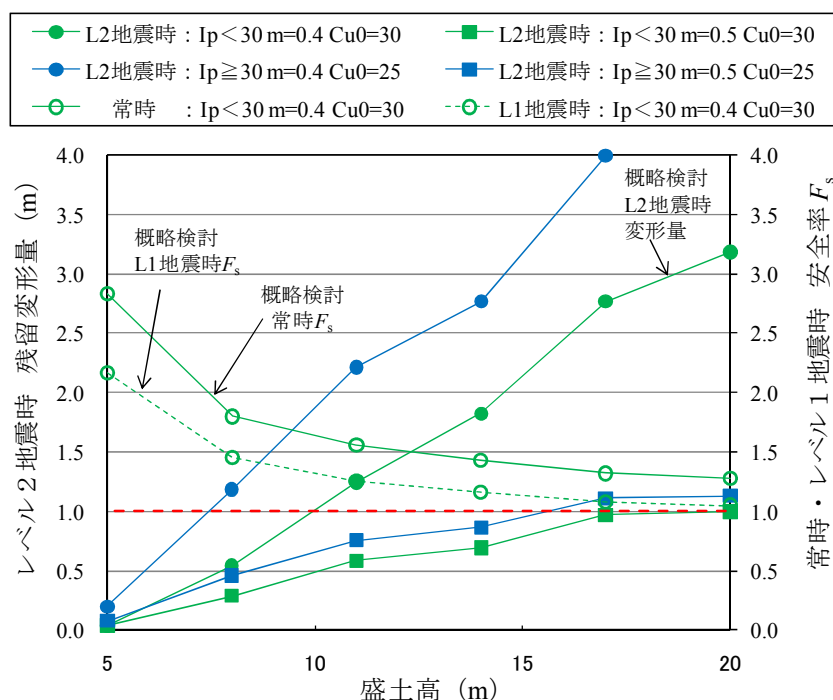
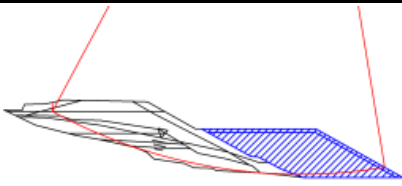
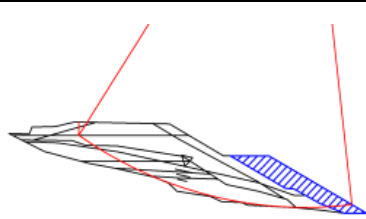
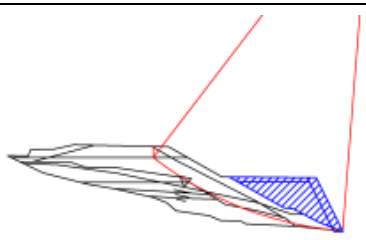
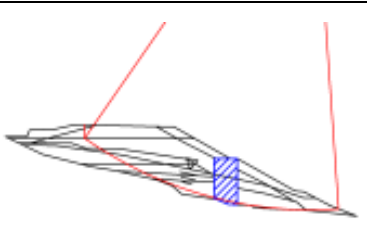
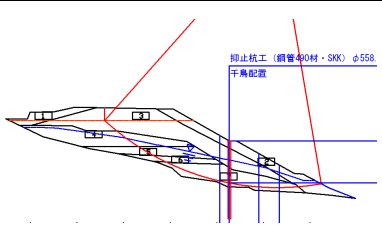


図-3.5.27 モデル盛土の安定検討試算結果

3.5.8 強度低下した高盛土の対策工

表-3.5.8 に法尻からの盛土高さ 21m の高盛土を対象に、レベル 2 地震時に残留変形量が 0.5m 以内に収まる対策工を検討した結果を示す。対策工の種類は既設盛土を対象に想定される対策工である押え盛土、ふとんかご、地盤改良、抑止杭を対象とした。礫材を用いた押え盛土は安定性が向上するが、レベル 2 地震計算では押え盛土幅が 25m になりかなり大規模となる。改良土では押さえ盛土幅 5m となり用地が確保できれば比較的対策可能である。ふとんかごは安定計算では安全率が小さく対策不可となった。本検討では法尻部に張り付けている形状となっているので、ふとんかごで有効に対策するには、既設盛土部分がある程度良質材で置換えて排水効果と押さえ盛土効果を発揮する形状とする必要がある。地盤改良や抑止杭では比較的狭い範囲で対策が可能である。しかし盛土上からの対策となるので、施工性やヤード確保等に課題がある。この対策の検討例では、安定計算の結果によっているので、法尻部の土被りが小さいところにせん断抵抗角の大きい材料で対策する工法は優位な結果とはならなかったが、実際の検討にあたっては盛土個別に調査結果を吟味しどの対策が有効か逐一判断していく必要がある。また、建設時の高盛土の場合は施工と同時に対策が可能であるので、施工に用いるスレーキング性材料の盛土材料に対して強度低下を考慮した安定検討をして、必要な強度で安定処理して使用することも一案である。

表-3.5.8 高盛土の対策工検討例

対策工	対策図と検討円弧位置	レベル2 地震時 残留変形量
押え盛土	岩石質材料  押え盛土幅 25m, 高さ 12m	0.44m OK
	改良土 $\gamma_t=19(\text{kN/m}^3)$ $c=350(\text{kN/m}^2)$ $\phi=0(^{\circ})$  押え盛土幅 5m, 高さ 12m	0.42m OK
ふとんかご	$H=0.5\text{m}, W=2.0\text{m}$ 勾配 1:0.5 $\gamma_t=20(\text{kN/m}^3)$ $c=0(\text{kN/m}^2)$ $\phi=55(^{\circ})$ 背面盛土材：礫  ふとんかご高さ 12m	算定不能 OUT
地盤改良	改良土 $\gamma_t=19(\text{kN/m}^3)$ $c=350(\text{kN/m}^2)$ $\phi=0(^{\circ})$  改良幅 5m	0.48m OK
抑止杭	鋼管杭 基礎地盤 N 値=40 必要抑止力 436.6(kN)  鋼管 490 材 $L=16.5\text{m}@1.5\text{m}$	地震時 $F_s 1.0$ を確保 OK

3.6 まとめ

本章の結果を以下にまとめる。

- 1) 既設盛土の内部状態は 9 箇所ではボーリング調査や土質試験を実施して確認した。その結果、盛土の自然含水比の平均は 10～45%程度であった。粒度は礫分が 50～80%程度、砂分は 5～50%、細粒分は 0～30%程度であった。細粒分が比較的少なく、粒径 2mm 以上の礫分が主体であった。コア観察では一見盛土材はかなり細粒化が進んでいるようにもみえるが、よく観察するとスレーキング性材料の岩芯と思われる礫分もかなり混入していた。ただし、泥岩の場合の礫片は指圧程度でつぶれる軟化した状態であった。乾燥密度は $1.5\sim 1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度であった。飽和度はどの調査箇所でも 85～95%程度であり、盛土としてはかなり高い状態であった。スレーキング性材料の締固め基準では密度比と併用して、空気間隙率 15%以下の管理を行っているが、その場合の飽和度は乾燥密度にもよるが 70%程度以下であった。初期の飽和度が 70%程度以下のものが、施工後又は供用後の盛土内の含水状態の変化で飽和度は 85%以上に上昇していると考えられる。調査箇所は両盛土の箇所もあるので、どの調査箇所も 85%以上であることは、含水状態の上昇は、地山からの湧水の影響のみならず、降雨等による盛土法面部からの浸透水の影響を受けている可能性がある。また、供用年数に関わらず、飽和度が高い状態は同様であるので、施工後に比較的早い段階で浸透水の影響を受けていると考えられる。

各盛土の N 値は、全体では $N=2\sim 15$ の範囲にあり、平均では 6～11 程度であった。これは、過去に調査した砂質土を使用した盛土や、スレーキング性材料の盛土の結果と同程度であった。表層部と盛土内部を比較すると表層部の N 値は小さい傾向にあった。また、H21 年に被災した東名牧之原盛土の結果では、盛土内部にも関わらず N 値が 2～5 程度であった。したがって、スレーキング性材料を用いた盛土の全てが、牧之原で災害のあった盛土のように N 値が小さい状態ではなく、表層部には脆弱部があるが、盛土内部は他の盛土と遜色ない状態であるといえる。

- 2) 盛土内の強度状態は、現況盛土においてサンプリングした不攪乱試料と、盛土近くの露頭材料をモールド内で乾湿繰返し試験を実施した結果を用いて再構成した試料の三軸圧縮試験で確認した。現況盛土の状態は非圧密非排水(UU)条件で評価した。盛土内のサンプリング試料の乾燥密度のばらつきは大きく、ばらつきが少ない試料のせん断定数の結果は、せん断抵抗角 ϕ は $0\sim 5(^{\circ})$ 程度、粘着力 C は $10\sim 50(\text{kN}/\text{m}^2)$ 程度であった。したがって、せん断定数としては、粘性土のように粘着力のみを考えればよい材料と同様に扱える。
- 3) 強度低下を想定した露頭材料の三軸圧縮試験では、盛土内の状態を再現した供試体作製方法を検討した。その結果、施工後長期間経過した状態を想定して、拘束圧が有る状態（モールド使用）での露頭試料の乾湿繰返し試験により、現況盛土の粒度、含水比を再現可能であった。したがって、供試体作製方法は、強度低下を考慮した三軸圧縮試験の場合、モールドで行ったスレーキング試験の結果を用いて供試体作製条件を決定可能である。モールドで行ったスレーキング試験では、初期状態では粒度は新鮮な状態での盛土材料で供試体作製の大きさに合わせたせん断粒度、強度低下後は乾湿繰返し 5 サイクル後の粒度分布を用いる。含水比は強度低下後のモールドでのスレーキング試験の乾湿繰返し 5 サイクル後の含水比に合わせればよい。
- 4) 建設時の設計段階では、強度低下後の強度は圧密非排水条件の三軸圧縮試験により盛土の土被り圧の増加による強度増加を評価できる。

参考文献

- 1) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工編, pp.2-24-2-25, 2013.
- 2) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): NEXCO 試験方法第 1 編土質関係試験方法, pp.68-75, 2013.
- 3) 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.
- 4) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B.: FLUSH-A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No.EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 5) 安田進, 山口勇: 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会発表講演集, pp.539-540, 1985.
- 6) Newmark, N. M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, 5th Rankin Lecture, Geotechnique, No.2, 1965.
- 7) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第二集擁壁編, pp.50-89, 2013.
- 8) (財)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・施工マニュアル改訂版, 2000.
- 9) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 土工施工管理要領, p.2-41, 2013.
- 10) 田中敏彦, 阿部知之, 林宏一, 小西千里: 河川堤防における非破壊調査手法の研究-開削調査による物理探査手法の適用性検証-, 応用地質技術年報, No.27, pp.29-54, 2007.
- 11) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集土工編, p.2-24, 2013.
- 12) 加藤喜則, 長尾和之, 北村佳則, 藤岡一頼, 三嶋信雄: 原位置試験から推定される高速道路盛土の力学性能- N 値と V_s -, 第 39 回地盤工学研究発表講演集, pp.1313-1314, 2004.
- 13) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第一集土工編, pp.5-30-5-32, 2012.

第4章 地震災害時を想定した既設盛土の 簡易耐震性評価

第4章 地震災害時を想定した既設盛土の簡易耐震性評価

4.1 概説

高速道路における盛土の設計は、建設発生土を有効利用し、降雨や交通荷重等の厳しい外的作用に対し、十分な安定性を有し、恒久的かつ経済的なものとするを基本としている。この設計方針で施工された盛土は、これまでの経験をもとにした標準法面勾配や盛土材料の締固め基準の設定¹⁾を行い、これらを踏まえた適切な排水処理や良好な品質・施工管理を行うことにより安定性が確保できる。

地震の大きな外力に対して盛土は、橋梁等の構造物に比べて修復性がよく、ある程度の地震被災においても早期復旧が可能であるという特長がある。また、平成7年に発生した兵庫県南部地震における盛土の被害²⁾についても、構造物の取付部の段差、切り盛り境部における舗装のクラック、盛土路肩部の陥没等、比較的軽微な被害に止まっているため、地震時の安定性はある程度確保されていると考えられる。

しかしながら、平成16年に発生した新潟県中越地震（図-4.1.1）、平成19年に発生した新潟県中越沖地震、高速道路の被害ではないが能登半島地震では、大きな地震力や降雨の影響があったことも一因ではあるが、他の構造物に比べて盛土の被害が顕著であった^{3), 4), 5)}。また、平成21年に静岡県駿河湾沖で発生した地震では、東名高速道路の牧之原SA近くの泥岩を盛土材料に用いた盛土が被災した⁶⁾。当該箇所の復旧には5日間を要し、お盆直前の交通規制が利用者を与える影響は多大であった。この地震での大きな盛土崩壊は一箇所ではあったが、高速道路は、橋梁や土工等を含めて“線”として機能が必要で、それには、盛土においても早期に交通が確保できることの重要性が再認識された。さらに平成23年の東北地方太平洋沖地震では、地震の規模の大きさもあって、高速道路の被害は盛土部が多くかつ広範囲であったが、そのほとんどが軽微な路面のひび割れ、段差程度であった。NEXCOは地震発生約20時間後には利用者の誘導、保護、道路点検、応急の簡易補修を終え緊急車両を通行可能にした。高速道路が被害の甚大な被災地への救助、復



図-4.1.1 中越地震における高速道路の盛土被災

旧等の支援路として東日本地区への動脈を確保した⁷⁾。しかしながら、すべての路線が一般車も通行できる高速道路としての利用上の機能を確保するまでは21日間を要した。

このような被害実態に対し盛土の耐震性能の議論は、平成12年に「土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言（土木学会）⁸⁾」では、土構造物についてもこれまで以上に耐震性の確保が必要なこと、大規模地震動（レベル2地震動）を想定した設計を考慮する必要があること等が提言されている。また、鉄道施設では、平成11年に大規模地震動の設計を取り入れた鉄道構造物等設計標準（耐震設計）⁹⁾が策定され、港湾施設¹⁰⁾、河川堤防¹¹⁾、ダム¹²⁾といった施設においても、耐震設計に関する手法が定められている。高速道路あり方検討有識者委員会では「東日本大震災を踏まえた緊急提言¹³⁾」を提言し、より高い盛土の耐震性が課題であるとした。これらとNEXCOの事業継続計画¹⁴⁾の必要性等とあいまって、盛土においても地震時に早期の機能確保が求められている。地震災害時の緊急交通路の確保、早期開通は復旧、経済の観点からも社会の要請であり、このような災害時の対応においても盛土の耐震性能が必要である。

地震災害の想定では災害想定、事前対策、災害後対策、時間軸を持った復旧対策の各段階での対応が必要となる。ソフト面の対応は、防災訓練による情報収集や復旧検討のための組織行動訓練や、関連行政機関等との災害協定の締結、災害時の事業継続計画の策定を行っている。ハード面の対応は、橋梁では耐震補強対策を行って効果をあげている。他方で、高速道路としては“線”としての機能が必要であり、このような耐震性は盛土にも求められる機能である。NEXCOの盛土の耐震性評価については、平成11年度から平成15年度にかけて検討してきた¹⁵⁾。この中で、地震時における土構造物の安定性を変形量で評価する設計体系を提起し、変形量を照査する耐震性評価手法を基本とした。この評価手法の内容は、その後の新東名建設で検証し^{16), 17)}、平成21年に高速道路建設時の高盛土における耐震設計として基準化した¹⁸⁾。

一方、高速道路の既供用路線の盛土の耐震性評価については、管理する盛土延長が路線の約4割（約3,000km）で膨大にあることや、評価手法が明確でなかったこと等から、積極的に検討、対策工はされてこなかった。しかしながら、前述したように盛土の耐震評価の必要性は高まっており、盛土を何らかの方法で評価するといったことが重要であり、これまでに幾つかの検討を行ってきた^{19), 20)}。

本章は、高速道路の既設盛土を対象としてその耐震性評価手法について述べるものである。既設盛土の地震災害マネジメントは、復旧目標（復旧レベルや復旧時間等）の設定、盛土の耐震性能の評価、被害に対して復旧に要する人員や資材・機材を想定し復旧目標を達成できるかの評価、達成できない場合はその対策、また、盛土に必要な耐震性を機能保持するための日常的・定期的な点検や排水施設等も含めた補修等から成る。さらに、これに加えて災害時の組織体制や日常的な管理段階での点検体制や維持補修等の災害事前事後の組織対応があるが、これらのうち、本章では復旧目標の設定から復旧目標を達成できるかの評価までを対象としている。

既設盛土の評価手法を検討するにあたり、全延長にわたって1箇所毎に安定性を計算手法によって評価するのは現実的ではない。宅地造成等では、安定検討を行う箇所を選定するスクリーニングという手法を用いて、対象とする箇所を選択している²¹⁾。道路盛土ではスクリーニングの方法等いくつか提案²²⁾されているが、対象盛土の選定、安定性の評価手法、許容値の設定等を体系的に定めた手法はない。そのため、本章での手法は下記を基本的な考えとし、それらを実現するための課題に対して検討した。

- 1) 延長約3,000kmもの盛土に適用できる比較的簡易な手法であること。
- 2) 対象盛土の選定，許容値の設定，安定性の評価に至る一連を体系的にまとめた手法であること。
- 3) 評価手法を利用するのは，現場事務所の実務の技術者を想定する．土工に関する一般的な技術を要する者であれば，誰でも実施できる合理的かつ簡便な方法であること。
- 4) 対象盛土の選定では，評価者でのばらつきがでないように，既存の盛土の高さや地形条件等の基本条件を基に点数化すること。
- 5) 耐震性照査は変形量での照査を行うこととし，許容残留変形量は，復旧可能作業量を考慮した復旧シナリオに基づくものであること。

以上のように，既に供用している高速道路盛土が，地震発生後にきわめて早期に機能復旧できることを念頭に，実務性を考慮した検討を行ったものである．これらの具体的な検討を行い，既設盛土の耐震性評価手法を構築し，また，この手法を実際の路線をモデルに適用して，その能力を検証した．

4.2 地震時における盛土の復旧目標と要求性能

地震時における盛土災害の影響度を評価する上では，第一に災害時の復旧時間及び目標復旧レベルを設定する必要がある．これは事業継続計画を策定していくにあたっての前提を設定することである²³⁾．国土交通省では首都直下地震応急対策業務において，広域支援部隊の進出ための緊急輸送ルートである最低限の緊急輸送基盤の確保を1日間としている²⁴⁾．したがって，本検討においても高速道路の緊急復旧まで期間は，1日以内であると設定した．

地震における盛土に必要な性能は，想定される地震動に対して，高速道路に求められる機能，安全性，供用性，修復性の観点から設定した．したがって，供用期間内に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）に対しては，地震後に軽微な補修程度で速やかに機能回復が可能となるような耐震性能（具体には，路面クラックや段差等速やかに修復可能な軽微な損傷）を設定した．また，供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）においては，盛土を軽微な損傷に留めることは困難な場合もあることから，地震後に残留する塑性変形をある程度許容し，短期間に修復可能となるような耐震性能を設定した．

4.3 本耐震性評価手法の手順

道路盛土の調査・点検や対策後の評価等は道路防災総点検等で，実施手順が示されているものの，耐震性も含めた評価を体系化したものはない．そこで本耐震性評価手法では，従来の調査・点検に耐震検討箇所の抽出と変形量の確認を含めて図-4.3.1に示す手順で行うこととした．

手順は，道路延長に対して相当量の盛土箇所があることから，盛土形状，現地条件，人家や土地利用等の周辺条件及び，地盤条件を考慮し，重点盛土の抽出（耐震性一次評価）を行った上で，耐震計算等により残留変形量を算定し耐震性能照査（耐震性二次評価）を実施し評価する手順と

した。この時、道路周辺施設への影響の有無、目標とする復旧レベル、事前・事後対策の仕分け等について勘案した上で、総合的な耐震性の評価を行うこととした。以下各手順の要旨を示す。

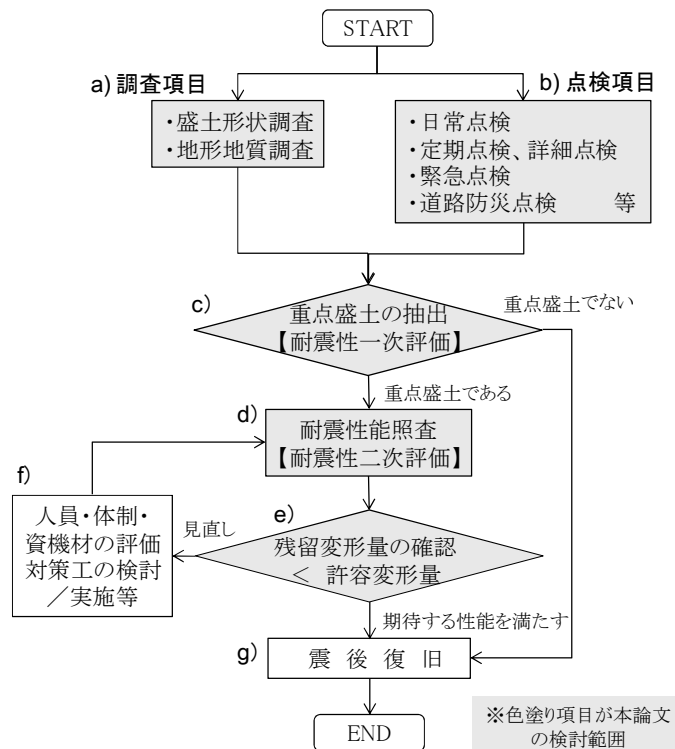


図-4.3.1 本耐震性評価法の手順

a) 既存資料による机上調査の項目

平面図や横断面図，地形図，地質図等の各図面，各土質調査報告書，施工時の工事品質管理データ等の資料より，机上で対象盛土の抽出に必要なデータの整理を行う。

b) 点検結果等による現地調査の項目

日常点検や定期点検，詳細点検，道路防災点検等，現場の点検結果等の資料より，対象盛土の抽出に必要な情報を得る。

c) 重点盛土の抽出【耐震性一次評価】

a), b)の既存資料や点検結果から，調査項目を整理し，その項目を評価することによって重点盛土の抽出を行う。

d) 耐震性能照査【耐震性二次評価】

c)で抽出された重点盛土に対して，安定計算等の手法により耐震性能の照査を行う。

e) 残留変形量の確認

地震時における盛土の残留変形量を算出し，設定した許容変形量との比較を行う。総合的な判断により期待する性能を満たしているか確認する。

f) 人員・体制・資機材の評価，対策工

e)で見直しが必要となった場合，対象とする路線での復旧体制（人員・資機材等）の評価を行い，場合によっては体制強化等の対策を講ずる。また，詳細調査の実施，詳細手法による安定性評価，水抜き工等の対策工を実施し，再度d)耐震性能照査を行う。

g) 震後復旧

地震発生時には事前に想定した比較的軽微な損傷の復旧を行う。

なお、図-4.3.1には本論文における検討範囲を着色で示している。a)～c)については4.5及び4.6、d)については4.7、e)については4.8、a)～e)までの手法の検証を4.9に示す。

4.4 対象となる重点盛土抽出方法（一次評価手法）の検討

既設盛土の耐震性を検討する場合、路線全域の個々の断面に対して検討することは、盛土箇所が膨大な量のため、検討に要する時間や経済性の観点から現実的ではない。したがって、まずは路線の数ある盛土の中から、耐震性評価の対象となる重点盛土の抽出方法を検討した。この重点盛土の抽出をここでは「耐震性一次評価」と位置づけした。

耐震性一次評価は、図-4.4.1に示すように図面等から判断できる机上調査と、現地の点検結果等から判断される現地調査に大別できる。ここでは、耐震性の一次評価は、既往文献等^{25), 26), 27)}の評価項目等を整理し、比較的簡便な手法を検討する上で有効であると判断した項目とし（表-4.4.1）、それぞれを評価した上で総合的な評価により抽出する方法とした。以下に本手法の評価項目を示す。

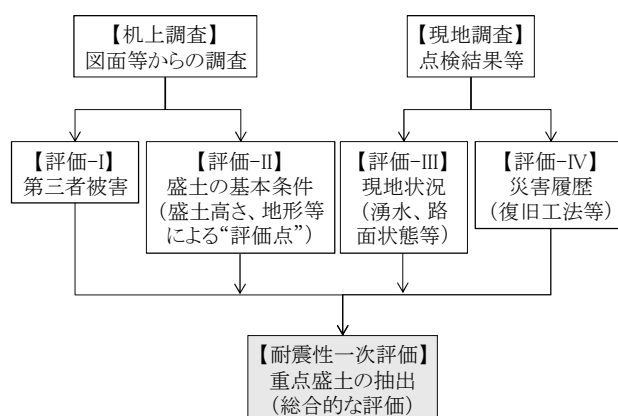


図-4.4.1 重点盛土の抽出（耐震性一次評価）の概念

a) 第三者被害に関する項目【評価-I】

災害が発生した場合の第三者への被害可能性の有無で評価する項目。これに該当する箇所は、崩壊の可能性がそれほど高くない箇所でも、被害が発生した時の影響の大きさから、対策検討の優先度が高い箇所と判断し、盛土構造や現地条件に関わらず重点盛土として抽出するように設定した。

b) 盛土の基本条件に関する項目【評価-II】

盛土の構造や地形・地質等の盛土基本条件により分類する項目。これらは、既存の図面等、管理用の資料から抽出整理できる情報（机上の情報から抽出整理できる情報）である。盛土の基本条件から、潜在的に地震の被害を受けやすいと想定される盛土箇所を、“点数化”により抽出する手法とした。

c) 現地条件に関する項目【評価-III】

盛土における湧水、法面・路面の変状及び排水施設の状態により評価する項目。常時の点検等で変状等が見られる箇所は、地震時にも不安定となる可能性が高いものと判断し、評価対象として設定した。現地状況としては、日常点検、定期点検、詳細点検、緊急点検等の各点検結果を活用する。

d) 災害履歴や復旧履歴に関する項目【評価-IV】

過去の災害履歴や復旧工の実施有無により評価する項目。過去の災害履歴がある箇所は、今後発生する地震時にも不安定となる可能性が高いものと判断し、災害履歴の有無を評価対象とした。ただし、強化復旧等対策を講じている箇所は除く。

「評価-II 盛土の基本条件」については、現場技術者が効率的、特別な技術的な判断を必要としない、かつ評価者によってのばらつきが生じないように、評価点を設けて評価する「評価点法」を採用した。この評価点法は、技術者の経験による重み配分ではなく、重み付けの根拠が明確になるように、客観的かつ定量的なデータを用いて、既往の震災経験を統計分析した簡易判定法である。この判定法の詳細は4.5、4.6に述べる。

表-4.4.1 各評価手法と本手法における評価項目

評価手法	地形条件	地盤条件	盛土条件	変状履歴	現地条件
道路震災対策便覧 (震前対策編) ²⁵⁾	地山勾配 集水地形	軟弱性 地下水位	盛土材 のり面勾配 橋梁取付	被災履歴 改良復旧	—
盛土のり面の緊急 点検要領(案) ²⁶⁾	集水地形	—	盛土材 盛土高	—	湧水 路面変状 のり面変状
国土交通省新道路 技術会議 ²⁷⁾	地山の形状	—	土質 施工 盛土構造 盛土高 車線幅	補強構造	排水処理
本手法に おける項目	盛土の基本条件に 関する項目 【評価-II】			現地条件に 関する項目 【評価-III】	災害履歴や復旧履歴 に関する項目 【評価-IV】

4.5 盛土の基本条件による一次評価手法の検討

4.5.1 検討方法

(1) 検討の基本

「盛土の基本条件」の検討にあたっては、高速道路の盛土被害が顕著であった新潟県中越地震の関越自動車道の被災箇所の図面や被災記録を基に行った。この事例を対象としたのは、これまでの大規模地震で高速道路の盛土が何か所も崩壊するような事例が中越地震のみであったためである。なお、一般道路における盛土被害は他の地震でも報告されているが⁵⁾、高速道路と盛土品質管理基準や施工機械が異なるので対象としていない。したがって、他地域の場合での適用性や

海溝型地震の場合の事例を検討していないが、高速道路の建設当初から初めて大きな盛土被災を受けた地震としては中越地震の事例は重要で、本手法ではこの事例を対象とした検討を進めるととした。

検討手順を図-4.5.1 に示す。各種図面や被災記録から盛土基本情報をデータベース化、また、各評価項目のデータ分析し、数量化理論による分析を行った。

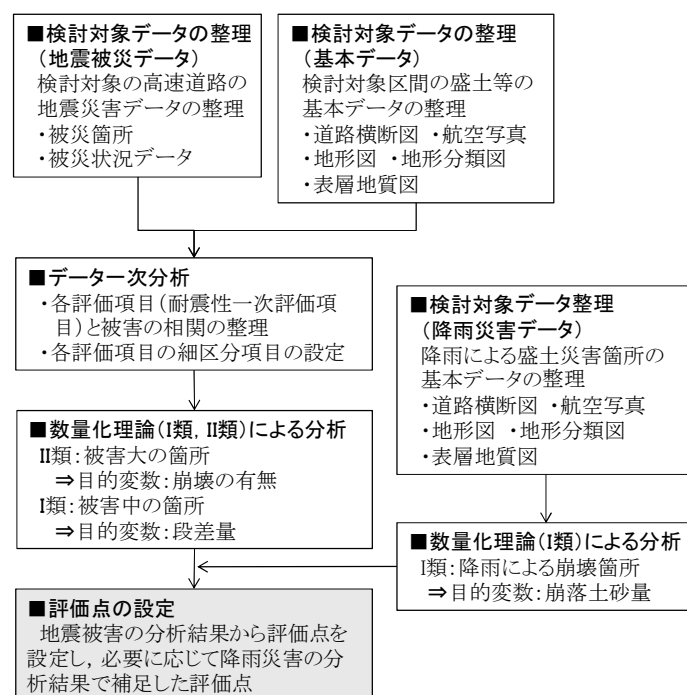


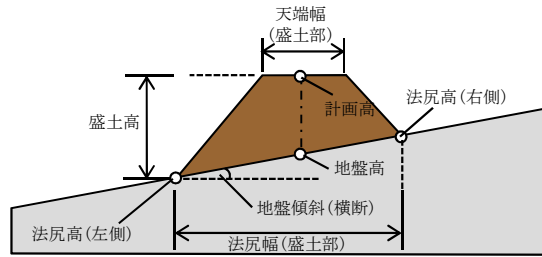
図-4.5.1 盛土の基本条件による一次評価法検討の流れ

(2) 検討の対象

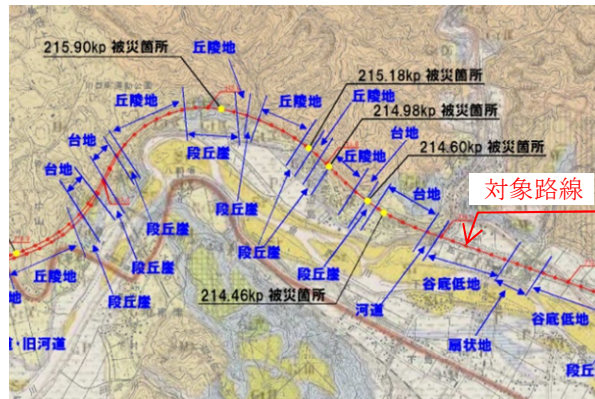
本検討では新潟県中越地震時の関越自動車道の地震被害データを基に、地震被害に関連する要因の程度を定量的に分析するため、数量化理論を用いて各項目(要因)別に評価点の設定を行った。また、この評価点は降雨災害データの分析結果も考慮して設定した。検討対象は、2004年新潟県中越地震において被災した関越自動車道の盛土区間(堀之内IC～長岡IC間延長約32km)とした。本区間において、道路の横断面図が作成されている20m間隔ごとに盛土基本条件(盛土高・地盤傾斜角・構造物の有無等)のデータベースを作成し、このデータベースを用いて被災の程度を記入し各要因の評価点を設定した。ここでいう構造物の有無とは、対象とする横断面にボックスカルバート等の構造物が含まれているかをいう。このように、被災事例の分析には、「数量化理論I類、II類」を用いた数値的な根拠を基に、地震被害に影響を与える各項目の評価点を設定した。

(3) 盛土基本情報のデータベース化

20m間隔の盛土の横断面図から図-4.5.2に示すように基本条件(盛土高、地盤傾斜角等)及び地形分類、表層地質分類を読み取り、表-4.5.1のように路線全体のデータベース化を行った。このとき、地形・表層地質の読み取りには、国土交通省のHPより入手できる1/50,000地形分類図、表層地質分類図²⁸⁾を用いた。対象区間では1,106箇所(断面)の盛土をデータベース化した。



(a) 横断面図からのデータ読み取り



(b) 地形分類図からのデータ読み取り

図-4.5.2 各図面からの盛土の基本情報の読み取り

表-4.5.1 データベース化した盛土基本情報

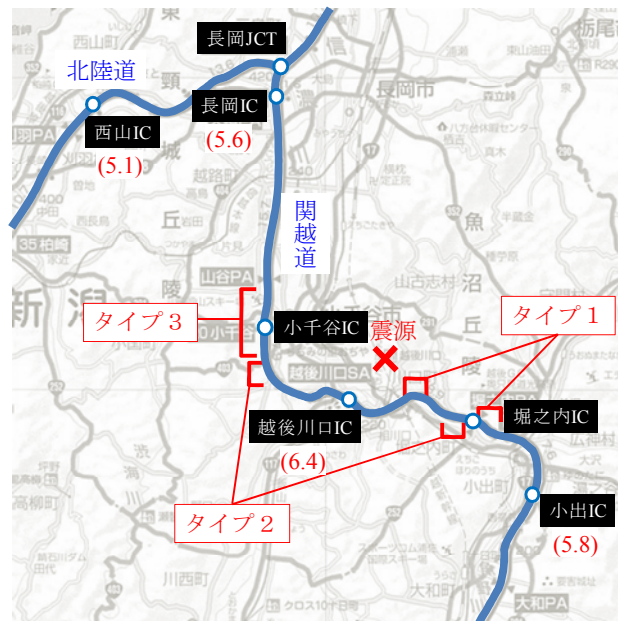
項目	基本情報
盛土諸元	盛土高，地盤傾斜（横断方向），地盤傾斜（縦断方向）
盛土形式	両盛土，片盛土，片切片盛土等
地形分類	台地，段丘崖，扇状地，谷底低地等
表層地質	段丘堆積物，扇状地堆積物，河床堆積物等

(4) 被災状況と被災程度

中越地震の関越自動車の被害は、図-4.5.3 に示す区間で 3 つの形態に分類できる²⁹⁾。タイプ 1 は山間部における緩やかな傾斜地盤上の盛土崩壊等の被災，タイプ 2 は比較的良好な地盤上のボックスカルバート部等での段差被害，タイプ 3 は軟弱な地盤上のボックスカルバート周辺の盛土の被災である。

本検討ではこのような被災状況をさらに詳細に測点ごとに整理し，データベース上では同範囲内での被災箇所の被災程度を大，中，小の 3 つに区分した。被災度[大]は盛土のすべり崩壊が走行車線にまで達している状況で，このような盛土の崩壊が生じた場合は，想定する復旧期間内での緊急交通路の確保が困難と考えられる事象である。被災度[中]はボックスカルバート等の構造物背面の盛土が沈下し，路面の横断方向に段差が生じている状況で，このような段差の場合，段差の大きさと段差発生箇所数や発生箇所数で，復旧作業における作業量や作業時間が増減し，1 日以内という目標時間内に復旧できるかの判断に影響する事象である。被災度[小]は損傷箇所が法面又は

法肩までに止まり走行車線まで達していないもので、緊急車両の通行には支障のない程度の損傷である。



※図中の()は本震のIC地震計の計測震度

図-4.5.3 中越地震における関越道の主な被災区間とタイプ

ここでは、一次評価において抽出すべき盛土は、図-4.5.4 に示すような車両の通行性に支障をきたすと考えられる被災程度[大]もしくは[中]の箇所であると判断し、これらの被災箇所を分析の対象とした。検討では横断面 20m 間隔にデータベース化をしているので、被災箇所数は被災断面数としている。被災度[大]は 23 箇所（崩壊箇所：6 箇所）、被災度[中]は 68 箇所であった。

なお、図-4.5.3 の括弧内の数字は、高速道路 IC に設置された地震計の本震の計測震度である。震源に最も近い越後川口 IC では計測震度 6.4、小出 IC は 5.8、長岡 IC は 5.6 である。被災箇所の地震動は、震源からの距離や地形、地質等により異なり、一般的には地震被害分析においては、地震動の大きさも被害要因になると考えられる。しかしながら、本検討では、計測震度が 5.5 以上の大きな地震動が観測された範囲で特に被害が大きかった範囲を対象としているので、地震動の大小による被害の大きさの影響は小さいと想定されることや、評価する盛土の基本情報（地形分類や表層地質）により、ある程度盛土個々の位置の地震による揺れ易さは評価できていると考え、地震動の大きさの項目は設けていない。



(a) 被災度大：走行車線まで及ぶ盛土崩壊



(b) 被災度中：走行支障を生じる構造物と土工部との段差

図-4.5.4 検討の対象とした被災程度

4.5.2 数量化理論によるデータ分析方法

(1) カテゴリー区分のための基本分析

数量化理論での分析を行う前に、数量化に用いるカテゴリーの区分を決定するために、被災状況と盛土高、地盤傾斜角、地形等の各検討項目の関係を整理した。図-4.5.5 に盛土高さと地盤傾斜角の関係を示す。ここでいう地盤傾斜角とは横断方向の傾斜と縦断方向の傾斜を合計したものである。ここで、地盤傾斜を合計したことにより横断方向のみの関係よりも被災との関係が明確になったため、以後の整理では縦断傾斜との合計で示すこととした。

被災度[大]の箇所は、盛土高さでは4～18m付近に分布しており、4m未満には被災がない。地盤傾斜角は3～17°程度に分布して、そのほとんどが5°以上に分布している。被災度[中]は盛土高さでは2～14m付近に分布し、地盤傾斜角は0～9°付近に分布している。被災度[大]と比較して、地盤傾斜角が小さく、そのほとんどは5°以下に分布している。なお、盛土高さ1段(高さ7m程度)とすれば、4車線道路の盛土幅は約50mであるので、横断傾斜5°であれば盛土両端の法尻高低差は約4mである。この結果より盛土が崩壊するような被災度[大]と段差被害の被災度[中]は、地盤傾斜角5°を境に区分し、地盤傾斜角5°を境に、被災形態が異なることから地盤傾斜の分類をして分析を行うこととした。

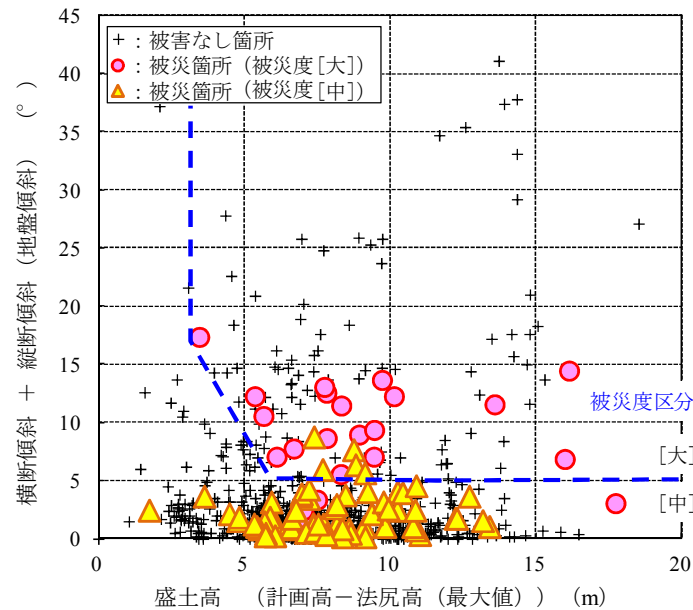


図-4.5.5 盛土高と地盤傾斜角

なお，地盤傾斜角の整理と同様に，地形分類と表層地質分類についても整理したが，被災の程度との相関は小さかったため，要因として区分するが，細かいカテゴリーの分類はせずに，3 程度に分類することとした．盛土高さのカテゴリーについては，高速道路の盛土 1 段高さは標準では 7m であるので，盛土 1 段程度として 10m 未満の区分を設けた．また，図-4.5.5 に示のように高さ 15m までのものが大半を占めることや，高速道路の設計基準¹⁾では盛土高さ 15m 以上を高盛土として分類し，排水処理や安定検討手法を区分していること，さらに 30m 以上は高さによる地震応答の影響が大きくなるとしているため，盛土高さ 15m 及び 30m の区分を設けた．

(2) 数量化理論のデータ分析方針

カテゴリー区分のための基本分析によって，地盤傾斜角で区分可能であることが確認できた．したがって，数量化理論に用いる場合，全データを「平坦地盤上の盛土」と「傾斜地盤上の盛土」とに区分した上で，分析を行うこととした．また被災形態が被災度[大]と被災度[中]では異なるため，表-4.5.2 のような数量化理論の分類を適用した．被災程度[大]については，車線内に影響がある崩落といった大きな損傷である．そのため，被災の程度ではなく，被災の有無を目的変数とした．被災の有無は質的な基準で示されるものであるから，数量化理論Ⅱ類により分析した．被災程度[中]については，路面段差の被害である．段差の場合，その発生箇所数と段差の大きさが復旧時間に影響を与える要素であることから，量的な基準である段差量を目的変数として数量化理論Ⅰ類を用いて分析した．

表-4.5.2 数量化理論による区分

項目	基本情報
数量化理論 第Ⅰ類	外的基準が“量的”である。相関関係を最大、又は予測誤差の2乗平均を最小にする数量化。 被災度[中]は土工と構造物の段差被害である。段差被害の大小により復旧時間も異なるため、 量で被害要因を区分する必要がある。したがって、路面段差量を外的基準にできるため、数量 化Ⅰ類を用いる。
数量化理論 第Ⅱ類	外的基準が“質的”である。相対比を最大にする数量化。 被災度[大]の場合は、盛土が崩壊するような事例で、盛土被災の有無で区分できる。したが って、外的基準は質的になることから、数量化Ⅱ類を用いる。

4.5.3 数量化理論によるデータ分析結果

(1) 平坦地盤上の盛土の分析

被災程度[中]を対象として、目的変数を路面段差量とした数量化Ⅰ類での分析を行った。その結果を図-4.5.6に示す。変数として使用した要因（アイテム）は、盛土高、地形分類、表層地質、地盤傾斜、構造物の有無である。各アイテムのカテゴリのスコアが高いほど、被災に関する要因項目であることを示している。各カテゴリをみると、表層地質では、スコアの絶対数値は他のアイテムに比べて小さいが、カテゴリ内の分類では相対的に固結度が低い地質ほどスコアが高くなっている。表層地質がやわらかいと、地震動の影響も受けやすく被災も大きくなると考えられるので、被害傾向を適切に示している。構造物の有無では、構造物有りの場合のカテゴリスコアが大きくなっており、これは他のアイテムに比べても大きい。図-4.5.3に示した被害分類でも平坦地盤は、構造物部の被害が多くなっており、被害傾向を適切に示しているといえる。一方、盛土高さや地盤傾斜は盛土高さが高くなるほど、地盤傾斜が大きくなるほど、盛土被害が大きくなると考えられるが、その傾向とは異なっている。そこで、地震被害データを補足するために、盛土被害としては同種の事象であると考えられる降雨災害データを用いて、同様に数量化理論によって要因影響度の傾向を確認した。降雨災害データによる分析は(3)で述べる。

(2) 傾斜地盤上の盛土の分析

被災程度[大]を対象として、目的変数を災害の有無とした数量化Ⅱ類での分析を行った。その結果を図-4.5.7に示す。アイテムのカテゴリのスコアが高いほど、被災に関する要因項目であることを示している。各カテゴリをみると、数量化Ⅰ類での平坦地盤の分析と同様に、表層地質、構造物の有無は、表層地質がやわらかいほど、構造物が有るほど、カテゴリスコアが大きくなっており、影響が大きい。ただし、盛土高さや地盤傾斜は傾向が考えられる傾向と異なるため、a)と同様に降雨災害データを用いてその傾向を確認した。

(3) 降雨災害データによる分析

平坦地盤上の盛土及び傾斜地盤上の盛土で、数量化理論による分析の補完として降雨災害データを用いた分析を行った。地震災害は湧水等が発生しやすい地形条件や盛土内水位等の水に起因

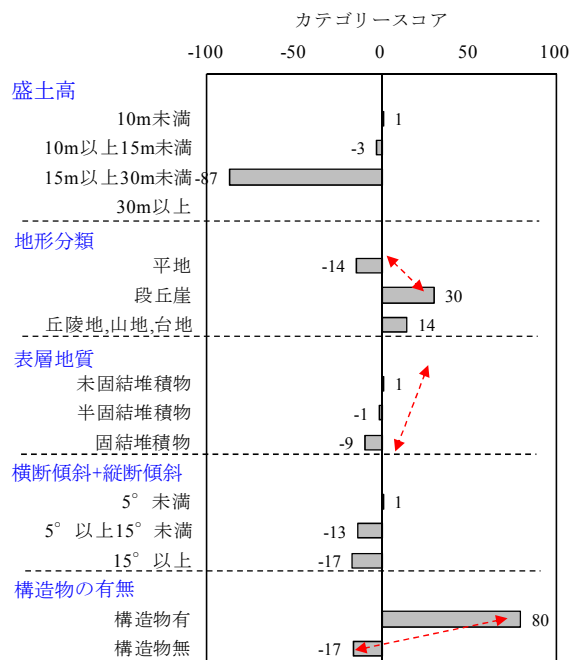


図-4.5.6 数量化理論I類による被災度[中]の分析結果

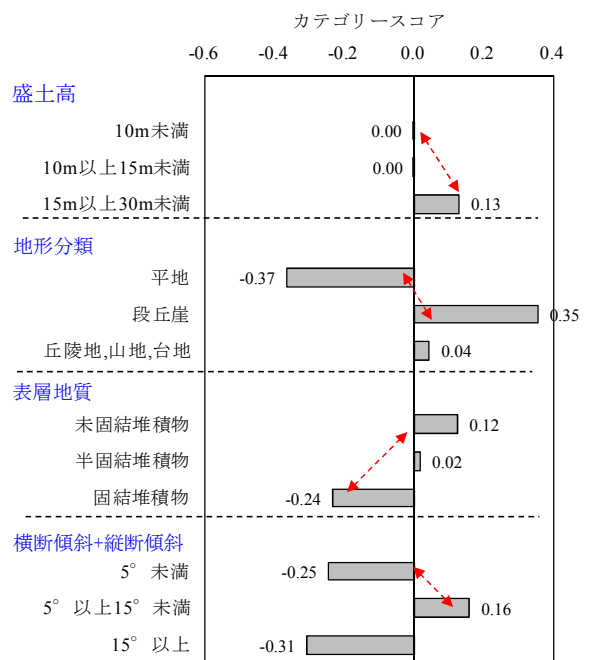


図-4.5.7 数量化理論II類による被災度[大]の分析結果

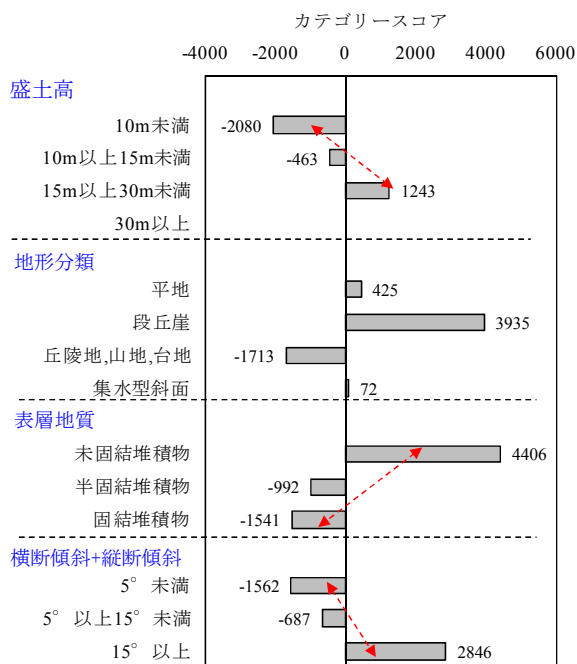


図-4.5.8 数量化理論I類による降雨災害の分析結果

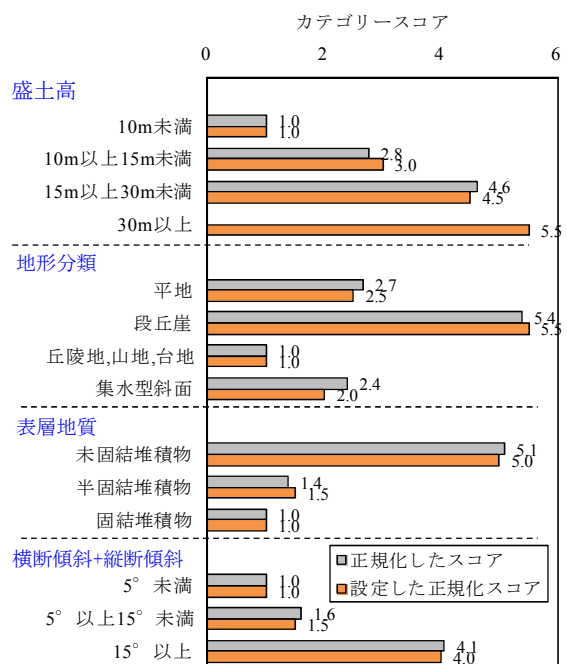


図-4.5.9 降雨災害の分析結果を正規化したスコア

するものが災害の一因になっているといわれている。同じく水に起因する災害として降雨災害は、地震災害と同じような盛土の弱点箇所で発生すると考えられる。このため、盛土の弱点という意味では、同様に扱えるものと判断し、降雨災害データについて同様の分析（被災土量を目的変数とした数量化理論I類）を行い、補足データとして活用することとした。

検討に用いる降雨災害データは、NEXCO が保有する平成 5 年～平成 16 年の高速道路における災害発生時に通行止等の車線規制が伴うもので、そのうち比較的災害規模の大きなものを対象とした。本分析では、今回必要とする地形・地質データや図面が揃っている 31 箇所の災害データを用いた。なお、降雨災害の場合、降雨量、時期、地域は被災箇所各々で異なるが、地震災害に比べてある一定の区間で多数の被害が生じるというよりは、特定の箇所での被災であると想定される。したがって、ある豪雨による降雨量の条件よりも、降雨や地山からの湧水に対しての盛土構造や地質や地形の影響が大きいと考えたため、降雨強度の区分はしていない。また、被災データは通行規制が伴う交通に影響が大きいものを抽出しており、地震被災のような被災程度の大中の区分はしていない。

降雨災害データの数量化Ⅰ類による分析結果を図-4.5.8 に示す。カテゴリースコアの大小はあるが、各アイテムとも、盛土高さが高くなる、表層地質がやわらかくなる、地盤傾斜が大きくなると、被災の影響度も大きくなっている。なお、災害データでは盛土高さが 30m を超える高盛土が少なかったため、盛土高さ 30m 未満までの分類とした。しかしながら、山岳部の路線等では 30m 以上の高盛土も数多く存在するので区分が必要である。そのためデータ数や数量化理論としての検証に課題を残すが、ここでは図-4.5.9 に示すように 30m 以上の高盛土は、30m 未満のスコアを基に、カテゴリースコアを比例配分することとした。

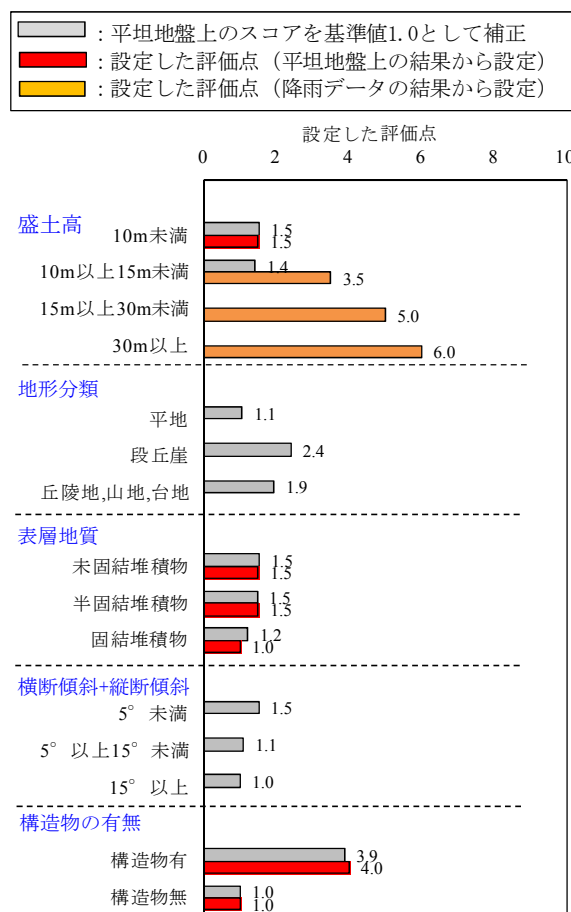


図-4.5.10 平坦地盤上の盛土の評価点

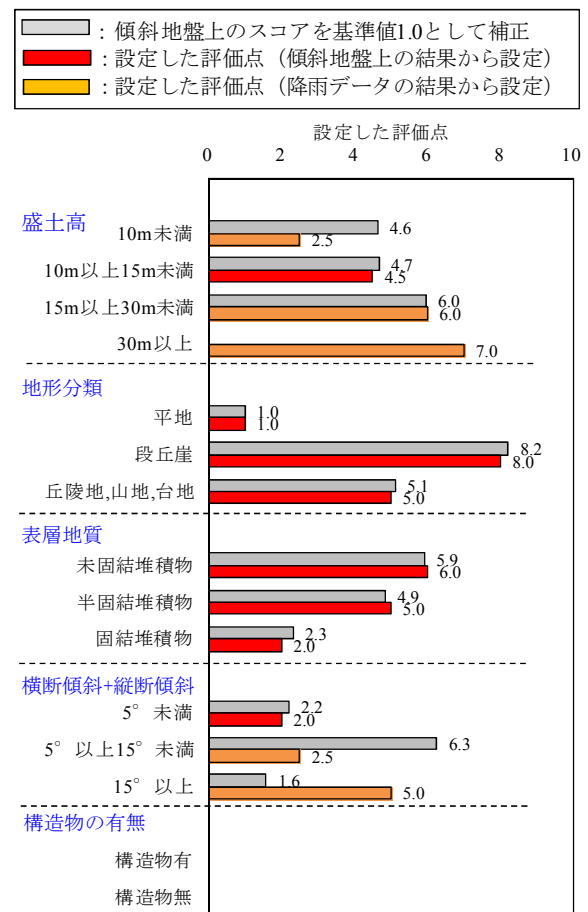


図-4.5.11 傾斜地盤上の盛土の評価点

(4) 各項目の評価点の設定

図-4.5.6, 図-4.5.7 の結果を各アイテム（盛土高など）ごとに、カテゴリー（10m 未満など）を相対的に比較し易いように補正した。補正の方法は各カテゴリースコアの最小値を 1.0 として、その他の値は、最小値を分母としてスコアの値に応じて正規化した。降雨災害データの結果も考慮して補正した結果が図-4.5.10, 図-4.5.11 である。この図の評価点をさらに、各評価項目の最大評価点の合計が 100 となるように配点し、最終的に表-4.5.3 のように各評価点を設定した。評価としては、各項目における評価点を合計し、その合計値が大きい程、被害が予測される盛土で、耐震性を考慮する上での重点盛土となる。

なお、平坦地盤上の盛土における「地盤傾斜角」の項目については、元々地盤傾斜角の小さい箇所のデータに対する分析であるため、評価点の設定はしていない。また、傾斜地盤上の盛土における「構造物の有無」の項目については、ターゲットとした被災を被災度[大]の盛土崩壊としたので、被災はすべり破壊と考えられ被災モードに対して影響度が小さいものと判断し、評価点は設定していない。

表-4.5.3 最終的に設定した各項目の評価点

項目	区分	区分の目安	平坦地盤	傾斜地盤
盛土高	10m 未満		12	10
	10m 以上 15m 未満		28	18
	15m 以上 30m 未満		40	24
	30m 以上		52	28
地形分類	平地	・自然堤防, 河原, 旧河道, 扇状地, 谷底平野	—	4
	段丘崖	・段丘崖, 傾斜地盤, 沢横断部等	—	30
	丘陵地,山地,台地		—	20
表層地質	未固結堆積物	・河床堆積物, 扇状地堆積物他	12	24
	半固結堆積物	・段丘堆積物, 崖錘地, 風化岩, 軟岩(D 級)等	12	20
	固結堆積物	・軟岩～中硬岩, 硬岩等	8	8
横断傾斜+ 縦断傾斜	5°未満		—	8
	5°以上 15°未満		—	10
	15°以上		—	18
構造物の 有無	構造物有		36	—
	構造物無		8	—

4.6 一次評価手法の適用性検証

4.5で検討した盛土基本条件による一次評価手法の適用性を検証するため、検討した関越道の同区間で、同手法を用いて、盛土区間20mごとの評価点を算出した。評価点の頻度分布を図-4.6.1、図-4.6.2に示す。図には被災の有無を分類しているが、平坦地盤上及び傾斜地盤上ともに、60点以上であればほとんどの被災箇所を抽出できる結果となった。したがって、評価点から対象盛土を抽出する閾値は60点と設定した。一部被災箇所であったにも関わらず抽出できていない箇所が7箇所あるが、この箇所は崩壊箇所の端部に位置する盛土であったり、揺すり込み沈下により路面に波打ちが生じたが走行に支障のない程度の事例である。したがって、評価点を用いた一次評価は、閾値を60点とすることで地震時に大きな被害が発生する可能性のある盛土を抽出できていると判断できる。なお、図-4.6.2の傾斜地盤上の盛土で抽出される盛土は、被災していない箇所も多く抽出される課題を残すが、対象盛土を抽出する一次評価としては見落としのないように、安全側の抽出になっているため、本検討では閾値60点以上とした。

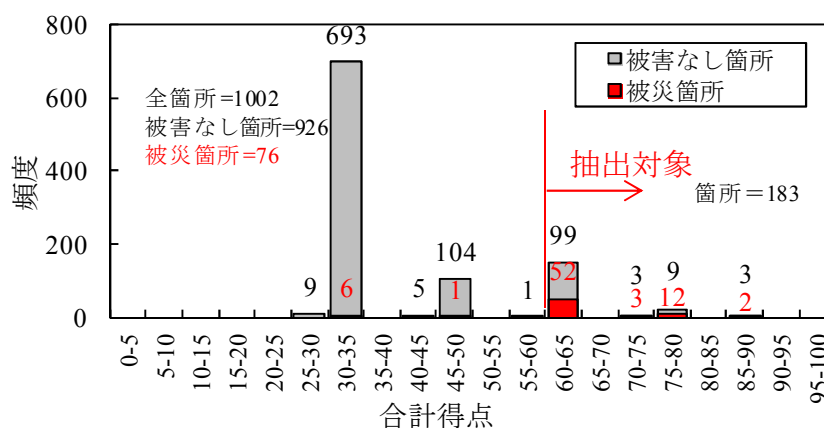


図-4.6.1 平坦地盤上の盛土の評価点頻度分布

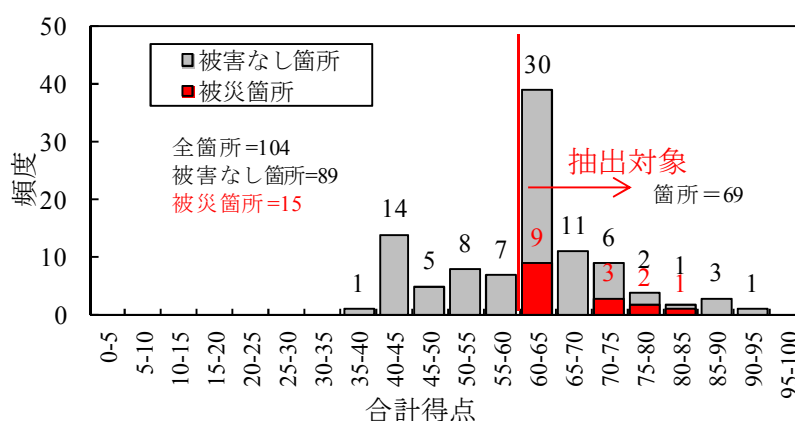


図-4.6.2 傾斜地盤上の盛土の評価点頻度分布

図-4.6.3に路線図に抽出された箇所と被災があった箇所を示す。平坦地盤でボックスカルバート等の構造物が連続する小千谷IC付近での抽出と、山間部で傾斜地盤の多い越後川口IC～堀之内IC間の抽出が多くなっている。総断面数が1106断面に対して抽出断面数は252断面となり抽出割合は23%となった。また、検討した評価点によって、概ね全ての被災箇所を抽出できている（被災箇所

所全91箇所のうち84箇所を抽出するため92%の抽出) ことが確認でき、ほぼ全ての被災箇所が抽出されることが確認できた。

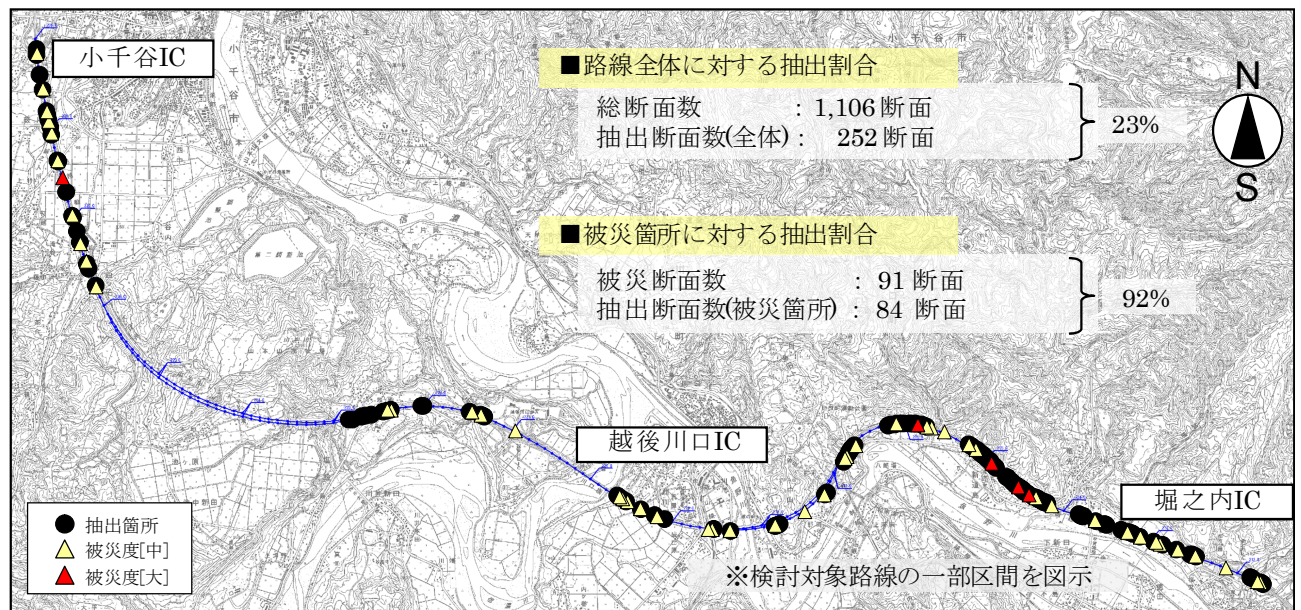


図-4.6.3 被災箇所と抽出箇所の位置

4.7 耐震性能照査法（二次評価手法）の検討

4.7.1 耐震性能照査法の基本方針

耐震性能照査（耐震性二次評価）は、一次評価で重点盛土として抽出された盛土に対し、適切な手法により変位・変形量（残留変形量）を算定し、被災規模を想定した上で、耐震性の総合評価を行う。耐震計算を実施する上では、一次評価で抽出された重点盛土箇所に対し、すべてを詳細な解析により変形量を求めることは現実的ではない。したがって、得られている盛土の情報（盛土材や地盤状況）や、万一崩壊した場合の周辺施設への影響等、盛土が変形した時の重要性に応じて、適切な手法により変形量を算定することが合理的であると考えられる。変形量であれば、ニューマーク法³⁰⁾による変形量の算出や、残留変形量解析に移行していく。

4.7.2 簡易予測図による残留変形量の算出

簡易的に盛土の地震時の残留変形量を算出する方法は、図-4.7.1に示す簡易予測図により算出する。この簡易予測図は、盛土内水位のない高さ30m以下の平坦地盤上の法面勾配が1:1.8である盛土を対象に、設計基準¹⁸⁾に示される砂質土の土質定数の場合に、レベル2地震動を入力地震動³¹⁾としてニューマーク法³⁰⁾により変形量を算出した結果である。なお、レベル2の地震動としたのは、一次評価手法を構築した中越地震の対象範囲が、図-4.5.3に示したようにレベル2と見なせるような大きな計測震度であったことや、4.2に示したように、変形量を許容する盛土の要求性能としてはレベル2地震動の場合であることによる。

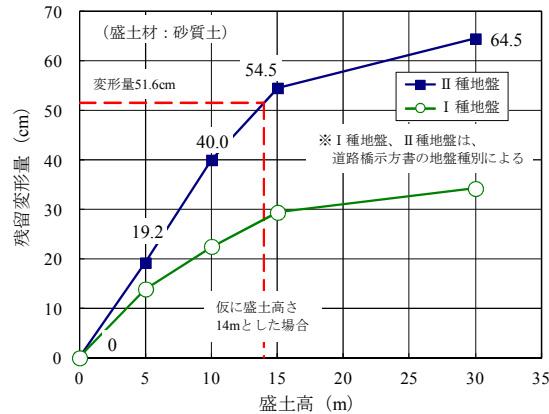


図-4.7.1 平坦地盤上盛土の盛土高に応じた残留変形量

4.7.3 簡易予測図による残留変形量の割増し

簡易予測図は平坦地盤上の水位のない盛土を対象としているため、地盤傾斜がある場合や盛土内水位がある場合で、簡易予測図を用いて評価を行う場合は、それらの影響を考慮した変形量の算出が必要である。したがって、地盤傾斜や盛土内水位がある場合は、別途地震応答解析や水位を考慮した解析を行い、その結果で簡易予測図の変形量を割増しすることとした。

(1) 地盤傾斜による補正

傾斜地盤の場合、平坦地盤の盛土に比べて地震動が増幅され、盛土の残留変形量も大きくなることが考えられる。したがって、図-4.7.2 に示すモデル地盤で地盤傾斜の影響を確認し、簡易予測図で得られる変形量の割増しを検討した。傾斜地盤では盛土が谷地形や沢地部にあるため高盛土になることが多い。そこで盛土高さは盛土小段2段以上を想定して平坦地盤上での高さ20mを基本とした。また、同じ盛土高さで地盤傾斜を変えると盛土厚が薄くなることによる地震動増幅の影響が大きくなる。そのため、本モデルでは地盤傾斜の影響のみをみるため、盛土厚さは20m、盛土高さは30mに固定して地盤傾斜を 10° 、 20° の2ケース設定した。なお、すべりの対象とする円弧は、道路本線に影響がない盛土法面表層部の小崩壊は対象とせず、加速度の増幅の影響

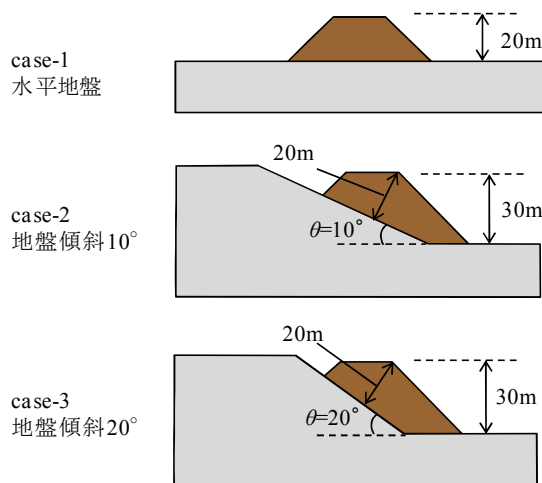


図-4.7.2 地盤傾斜の影響検討のモデル図

が大きくかつ本線車線部まで影響が及ぶと考えられる盛土上部を対象とし、地盤傾斜の相対的な変化確認が目的であるので、円弧高は法肩から 15m の高さで固定して検討した。

残留変形量の算出は、高速道路の設計基準³⁰⁾にあるように、地震動の地表面波(ここでは能登有料道路の盛土をモデルにしたので、能登半島地震の K-NET 富来の観測波を用いた)を基盤に入力し、地盤を含めた盛土の地震応答解析を行って、盛土すべり土塊の等価加速度波形を求め、この加速度波形を用いてニューマーク法で残留変形量を算出した。

解析に用いた地盤定数は能登有料道路で被災した縦-38 盛土³²⁾をモデルにした。なお、この盛土は盛土内水位が表層にあり大規模崩落した箇所である。盛土材料をロームとして湿潤単位体積重量 $14(\text{kN/m}^3)$ 、粘着力 $c=12(\text{kN/m}^2)$ 、内部摩擦角 $\phi=23^\circ$ で設定した。また、盛土の変形特性や剛性は設計基準にしたがって設定した。

検討結果を図-4.7.3 に示す。平坦地盤の場合、等価加速度波形の最大値は $482(\text{cm/s}^2)$ で残留変形量は 60mm となった。 10° 傾斜地盤の場合は等価加速度の最大値は $535(\text{cm/s}^2)$ で残留変形は 140mm、 20° 傾斜の場合は $581(\text{cm/s}^2)$ で 202mm となった。 10° 傾斜の場合の残留変形は平坦地盤の 2.3 倍、 20° 傾斜の場合は 3.4 倍となった。なお、同様のモデルで静的自重解析¹⁵⁾でも検討している。静的自重解析は 2 次元液状化流動解析プログラム(ALID)を使用した。解析に用いた物性は、 N 値=10 として $E=2800N$ の関係からせん断剛性 $G=5200(\text{kN/m}^2)$ を求め、縦-38 の盛土材料の繰り返し非排水三軸試験の結果から液状化強度比 $R=0.43$ 、地震時応答解析の結果から地震時せん断応力比 $L=0.61$ を求め $F_L=0.6$ とした。その結果においても平坦地盤と傾斜地盤の残留変形量の比率は、 10° 傾斜地盤で 2.6 倍、 20° 傾斜地盤で 3.3 倍となることを確認している。この結果の $10^\circ \sim 20^\circ$ の中間的な値を用いて、本検討では傾斜地盤上の盛土は地盤傾斜の影響に対する割増しとして、平坦地盤上の盛土において算出した残留変形量を 3 倍することとした。なお、一次評価手法における平坦地盤と傾斜地盤の区分は、傾斜 5° を境にしており、対象盛土の抽出方法も平坦地盤と傾斜地盤の 2 区分で行っている。上記検討では $10^\circ \sim 20^\circ$ の結果で変形量を 3 倍としており、傾斜 5° の区分では傾斜角が $5 \sim 10^\circ$ 程度の場合、変形量は大きくなるが、ここでは、変形量は安全側の評価になり、検討も簡便化できるために地盤傾斜による補正の区分も傾斜 5° を境に設定した。

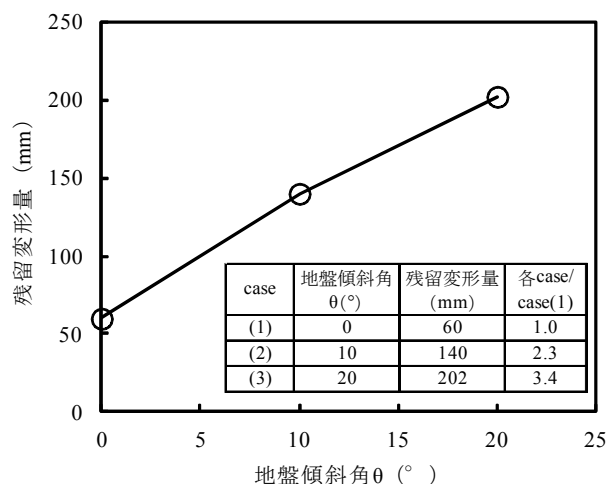


図-4.7.3 地盤傾斜角度と残留変形量

(2) 盛土内水位による補正

地盤傾斜と同様に、盛土内水位が有る場合の検討は能登有料道路で被災した縦-38 盛土をモデルにした。図-4.7.4 にモデルを示す。法尻部で 2.5m と 5.0m の 2 水位を設定し、地盤からの地震応答解析を行った加速度波形を用いて各々の残留変形量を算出した。結果を図-4.7.5 に示す。盛土水位がない場合残留変形量は 170mm、水位 2.5m では 304mm、水位 5.0m では 565mm となり、水位 5.0m の残留変形量は、水位なしの場合の 3.3 倍となった。この結果の中間的な値を用いて、本検討では盛土内に水位がある場合は、水位の影響に対する割増しとして、水位がない盛土において算出した残留変形量を 3 倍することとした。(1),(2)の結果より、簡易予測図の残留変形量の割増しは、表-4.7.1 のとおりとした。なお、この表の割増し率は図-4.7.2、図-4.7.4 の特定な盛土条件の結果であるので、条件が大きく異なる場合は割増し率の再考が必要である。

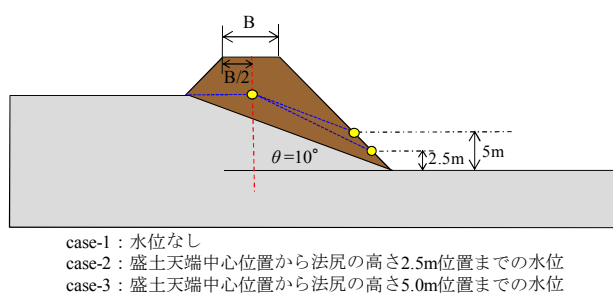


図-4.7.4 盛土内水位の影響検討のモデル図

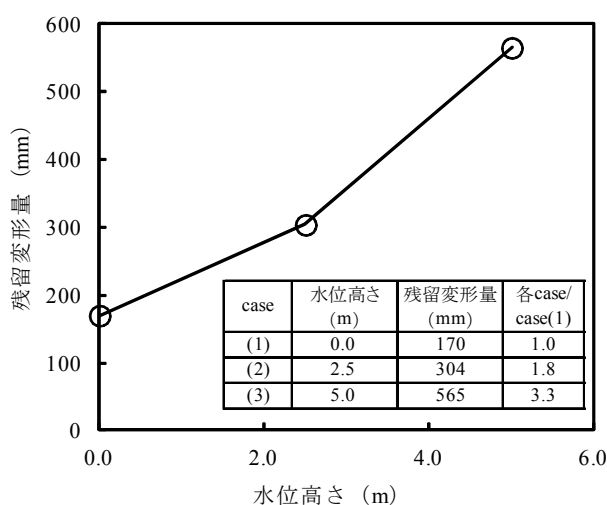


図-4.7.5 盛土内水位と残留変形量

表-4.7.1 地盤傾斜や水位がある場合の残留変形量割増し

項目	区分	割増し率	摘 要
地盤の 傾斜角	5°未満	1.0	左記の結果は、特定の盛土条件で検討した結果であるので、盛土条件が大きく異なる場合は割増し率を再考する必要がある。
	5°以上	3.0	
盛土内 水位	無し	1.0	
	有り	3.0	

4.8 許容残留変形量の設定方法

4.8.1 許容残留変形量設定の基本方針

許容残留変形量は、高速道路の高盛土設計基準¹⁸⁾では、“高盛土の現地条件、路線全体を考慮した地震後における復旧体制や車両通行の機能等を総合的に勘案して設定する必要がある”としている。このように、修復性の高い道路盛土は、本来は盛土に必要な交通機能と、それを復旧できる体制等から許容変形量を設定すべきである。

一方、既存の許容変形量に関する考え方が示されている例を表-4.8.1 に示す。許容変形量の考え方は、どの例も復旧シナリオを想定（具体的な対象路線に対して被災程度・被災規模を想定）して設定されたものではなく、復旧体制や復旧時間に基づく許容変形量の考え方は示されていない。

したがって、本検討では耐震性能照査における許容変形量は、盛土の変形が周辺施設に及ぼす影響や、変形に伴う復旧に要する時間等から決定する新たな視点で、現地状況や路線の特徴等から適切な許容変形量の設定法を選択することとした。

表-4.8.1 各基準における許容残留変形量

基準類	許容残留変形量	内容
道路土工軟弱地盤対策工指針 ³³⁾	10～30cm	舗装後3年間の許容残留沈下量の目標値 橋梁・高架の接続盛土部
鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計 ⁹⁾	沈下量 20cm以上 50cm未満	レベル2地震時の盛土被害と沈下量の目安で、応急処理で復旧が可能な被害の場合（変形レベル2）
土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案) ³⁴⁾	亀裂幅 30cm以下又は段差量 50cm以下	被災パターンⅡ型で、盛土のすべり崩壊又は亀裂、段差の発生が道路車線まで及ぶもの

具体的な許容変形量の設定は以下の方法が考えられる。

a) 盛土周辺の施設への影響を考慮した許容値

盛土周辺の施設への影響が想定される場合には、周辺の施設へ影響を及ぼさないよう、盛土が崩壊しない程度の変形にとどめる必要がある。このため、b)のような復旧シナリオを想定した上で残留変形量の許容値を想定するのではなく一律の許容値とする。例えば、過去の震災において崩壊はせず、段差被害に止まっている変形量として50cmと設定すること等が考えられる。

b) 目標復旧時間を達成可能な変形量の許容値

災害時に復旧に要する目標時間を設定し、路線全体の被害（変形量）が目標とする時間内に復旧できる変形量を許容値とするやり方（復旧シナリオを策定し、被害の程度が目標とする時間内に収まるかどうかで設定）。

c) 過去の被災事例から想定する許容値

新潟県中越地震等の過去の地震被災事例から、その時に要した復旧時間と被害状況（変形量）により、復旧可能な被害程度を想定し許容値とするもの。新潟県中越地震では、地震発生から 19 時間で工事車両や緊急車両が通行可能になっている²⁹⁾。

d) 緊急車両の通行性から設定する許容値

緊急車両が構造物との境界に発生した段差を、物理的に通行可能であるかどうかでその段差量を許容値とする考え方である。橋台背面部に長さ 5m の踏掛版がある場合、車両諸元から低床トレーラの場合の通行可能な段差量は約 20cm、乗用車の場合約 70cm 程度となる¹⁵⁾。

4.8.2 目標復旧時間を達成可能な変形量の許容値

ここでは、4.8.1 b)で示した目標復旧時間を達成可能な復旧量から算定する許容変形量の設定方法について検討する。

(1) 復旧シナリオに基づく許容残留変形量の設定手順

復旧シナリオに基づく許容残留変形量の設定手順を図-4.8.1 に示す。以下の手順で検討する。

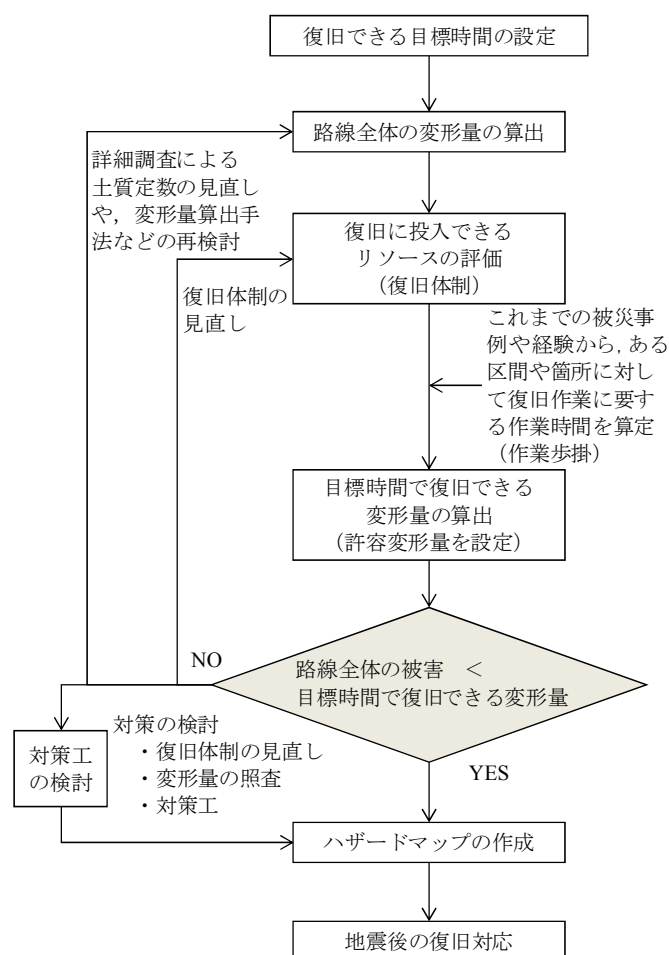


図-4.8.1 復旧シナリオに基づく耐震性能照査法の流れ

1) 許容残留変形量を仮定した上で、復旧総量を想定

耐震性二次評価において算定された残留変形量を用い、許容残留変形量を仮定した上で、復

旧に必要となる総土量を算定する。このとき、仮定した許容残留変形量を上回る範囲の盛土は、震前対策が実施され、計算値のような大きな変形が発生しないものと仮定する。

2) 復旧方法等を仮定，リソースを評価した上で，復旧速度の算定

緊急措置，緊急復旧方法を仮定した上で，復旧に投入できるリソース（労働力，資材等）を評価し，復旧速度（復旧土量あたりの必要復旧時間）を算定する。

3) 必要となる復旧時間を算定

復旧総量と復旧速度から，必要となる復旧時間を算定する。

4) 目標とする復旧時間の範囲内であることを確認

算定された必要復旧時間が，目標とする復旧時間の範囲内であることを確認し，許容残留変形量を決定する。なお，目標とする範囲内を超えている場合，許容残留変形量を再仮定する，もしくは，リソースの再評価を行った上で，許容残留変形量を決定する。

(2) 目標復旧時間の設定

事業継続計画（BCP:Business Continuity Plan）の考え方は，災害時に重要業務が中断しない，万一中断しても目標復旧時間内に再開させ，リスクを最低限に抑えるために平常時に戦略的に準備する計画である。この BCP は高速道路事業等の公共事業者にも必要とされている³⁵⁾。高速道路盛土における地震災害に置き換えると，盛土が万一損傷しても，目標とする復旧時間内に，ある程度交通を確保することにある。したがって，検討の前段で，事業者が社会的なコンセンサスを得られる範囲で目標とする復旧時間を設定する必要がある，高速道路盛土では，災害後，緊急車両に限っては1日以内に通行可能な程度の損傷に止めるという考えで行っている¹⁴⁾。

(3) 復旧作業に要する作業時間の算出

新潟県中越地震での復旧事例によると，全体の被災量に対して復旧作業班が作業をして，緊急車両が通行可能となる緊急交通路の確保は，19時間以内に完了している。ここでの検討は緊急車両が通行可能となる地震時の復旧目標時間を1日以内とする。

中越地震における関越道全体の被災状況を図-4.8.2に示す。この被災量に対して，実際の応急復旧工事における作業体制，現場到着時間，作業完了時間等の作業状況を表-4.8.2，表-4.8.3に示す。表中に示すように，いずれの事務所管内においても応急復旧が終了するまでに，参集時間を含めて19時間以内であった。大規模な地震災害時には，復旧作業に取り掛かるまでの，参集連絡時間，現場事務所までの参集時間，現場事務所から被災現場までの移動時間がかかなりの時間必要で，実際の復旧作業時間はそれほど長くない。表-4.8.3のB社のように，作業時間は半日程度ほどで集中的に行われる場合もある。

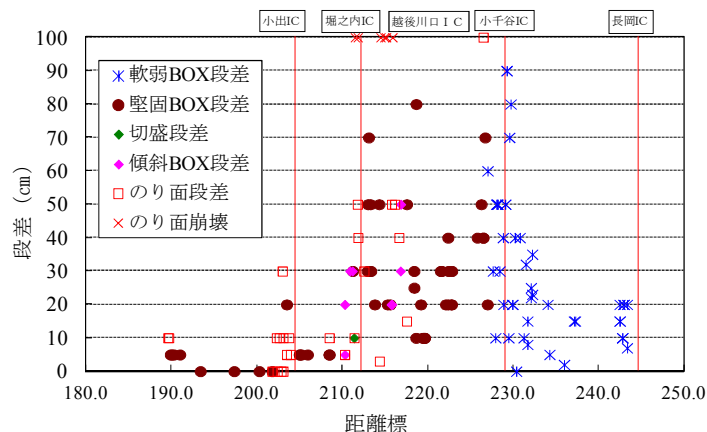


図-4.8.2 中越地震における関越道の変形量と位置

表-4.8.2 中越地震における復旧作業体制と作業時間

管理区分	作業会社	作業内容	参集時間 (hr)	到着時間 (hr)		作業時間 (hr)		作業人員等
				参集完了 ～ 現場到着	地震発生 ～ 現場到着	現場到着 ～ 作業完了	地震発生 ～ 作業完了	
A事務所管内	A社	・土のう作製 ・段差箇所土のう、砕石で段差すり付け	2	1	3	16	19	職員:7～12名 作業員:32名 4tトラック:3台 2tトラック:9台
B事務所管内	B社	・土のう作製 ・段差箇所土のう、砕石で段差すり付け	9.5	3	12.5	6.5	19	職員4名 作業員15名

表-4.8.3 中越地震における応急復旧時間

管理区分	作業会社	10月23日		10月24日				
		17:56 (地震発生)	0:00 (6時間後)	6:00 (12時間後)	12:00 (18時間後)	18:00 (24時間後)		
A事務所管内	A社	2～3時間 ・参集		復旧作業				
B事務所管内	B社	・参集 ・施工体制準備 ・舗装プラント準備			復旧作業			19時間後 緊急交通路確保

(4) 復旧可能土量の算定

応急復旧段階では、図-4.8.3 のように幅 3m、勾配 1:8 程度の復旧形状で段差部の応急的なすり付けがされている。このような復旧形状を仮定して、図-4.8.2 の実測段差量を基に全体の復旧土量を算定すると、被災 96 箇所約 173m³となった。全体土量から作業 1 班当りの復旧可能土量を

算出すると、以下のように算定できる。

1 班当たりの復旧速度 =

$$19 \text{ 時間} / (\text{復旧総土量 } 173\text{m}^3 / 3 \text{ 班}) = \text{約 } 20 \text{ 分/m}^3$$

24 時間当たりの復旧可能土量 =

$$24 \text{ 時間} / 20 \text{ 分} / \text{m}^3 = \text{約 } 70\text{m}^3$$

となる。1 作業班が参集時間も含めて 24 時間に作業できる復旧土量の 70m^3 を復旧作業量（作業歩掛）とした。

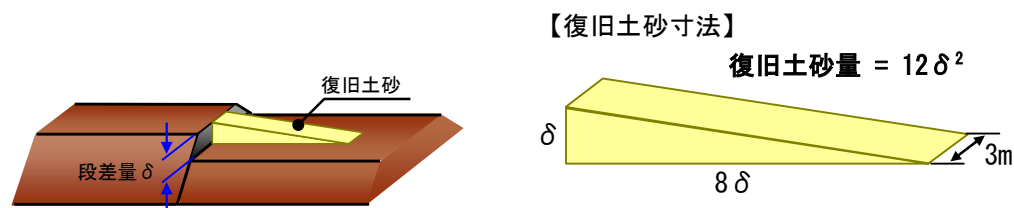


図-4.8.3 段差被害の応急復旧形状

(5) 許容残留変形量の算出

復旧に要する期間で算出する許容残留変形量は、耐震性二次評価で算出した路線全体の残留変形量と復旧可能作業量の関係で算出する。図-4.8.4 にその概念を示す。横軸には残留変形量を小さい順に並べ、縦軸は箇所数とその箇所で算出される土量を累積した累積復旧土量とする。

(4)で算定した復旧可能土量を縦軸にとり、それに対応する残留変形量が許容残留変形量となる。

この結果、累積復旧土量が復旧可能土量を下回る場合は、特に対策を講じなくても 24 時間以内に応急復旧可能な程度の被災であると判断できる。一方、累積復旧土量が復旧可能土量を上回る場合、許容変形量以上の箇所に、震前対策を実施すれば復旧の目標時間を達成することができる。

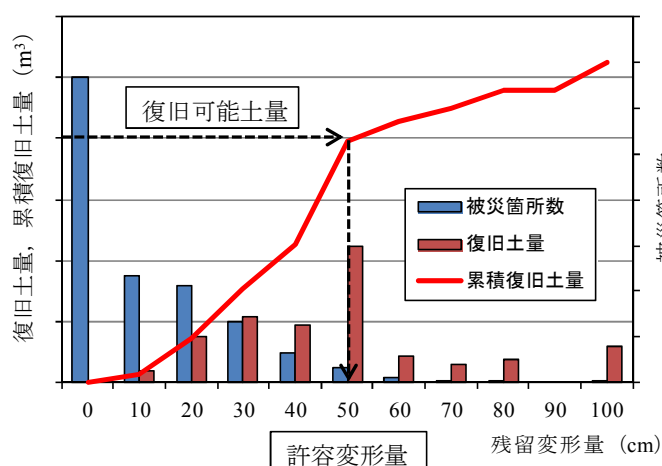


図-4.8.4 累積復旧土量と許容残留変形量の概念図

4.8.3 過去の被災事例から想定する許容値

新潟県中越地震等の過去の地震被災事例から、その時に要した復旧時間と被害状況（変形量）により、復旧可能な被害程度を想定し許容値とするものである。表-4.8.4 に盛土被害の大きかつ

た地震災害と緊急車両が通行可能になるまでの時間をまとめた。新潟県中越地震では地震発生から 19 時間で、中越沖地震では発生から 4 時間で工事車両や緊急車両が通行可能になっている。図-4.8.5 は新潟県中越地震での被害状況の分布と、段差被害等の程度と箇所数をまとめたものである。これによれば、被害全体の 9 割近くが変形量 70cm 程度である。この結果からは、過去の地震と同程度の被災状況や、路線状況を想定した場合、緊急車両が通行可能となる地震時の復旧目標時間を仮に 1 日以内とすると、変形量 70cm 程度であれば、目標を達成可能と想定できる。

表-4.8.4 主な地震における盛土被害と応急復旧時間

発災年	地震	路線	IC/JCT 区間	被害概要	復旧に要した時間	
					緊急車両通行可能まで	一般車両通行可能まで
1978	宮城県沖地震	東北道	泉～大和 福島飯坂～国見	盛土の沈下 (30cm 以下程度) 橋台との路面段差 (30cm 程度)	— —	約 62 時間 約 47 時間
2004	新潟県中越地震	関越道	六日町～小出 小出～長岡	最大路面段差 50cm 盛土部分崩壊以上 5 箇所, 最大路面段差 100cm (平均 30cm, 概ね 50cm 以下程度)	約 19 時間 約 19 時間	約 138 時間 約 13 日
		北陸道	柏崎～長岡 J	最大路面段差 60cm (平均 10cm, 概ね 20cm 以下)	約 19 時間	約 76 時間
2007	新潟県中越沖地震	北陸道	長岡 J～柏崎	最大路面段差 50cm (平均 10cm, 概ね 30cm 以下)	4 時間	26 時間 26 時間 26 時間 26 時間
			柏崎～米山 (上り)	最大路面段差 40cm (平均 10cm, 概ね 30cm 以下)	4 時間	
			柏崎～米山 (下り)	最大路面段差 30cm (平均 10cm, 概ね 30cm 以下)	4 時間	
			米山～柿崎	最大路面段差 30cm (平均 15cm, 概ね 30cm 以下)	4 時間	

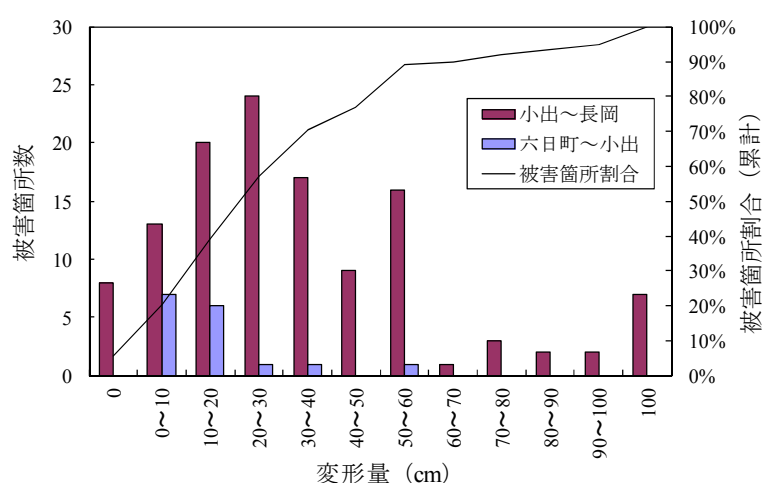


図-4.8.5 中越地震における変形量とその割合

4.9 モデル路線における適用

4.9.1 対象路線

これまでに検討した盛土の耐震性評価手法を用いて、実際の路線をモデルにして適用した。対象路線は10IC間、延長約71kmである。

4.9.2 重点盛土の抽出（一次評価手法）

(1) 盛土の基本条件による抽出（評価-II）

IC間の各地点の評価点のうち、代表的なIC間の結果が図-4.9.1、図-4.9.2である。図の青塗りは平坦地盤上の箇所、青斜線は傾斜地盤上の箇所である。ここでは抽出の評価点の閾値は60点以上とした。抽出した箇所の評価点の分布を図-4.9.3、図-4.9.4に示す。図-4.9.3は平坦地盤上の盛土の抽出結果で、対象断面数1765断面に対して、閾値を上回る抽出箇所は146断面(8%)となった。また、図-4.9.4は傾斜地盤上の盛土抽出結果で、対象断面数283断面に対して、抽出箇所は138断面(49%)となった。全体では対象2048断面に対して、抽出されたのが284断面で全体の14%となった。傾斜地盤上の抽出割合が多いが、全体としては14%となり、実務で対策を検討する上では現実的な抽出割合と考えられる。

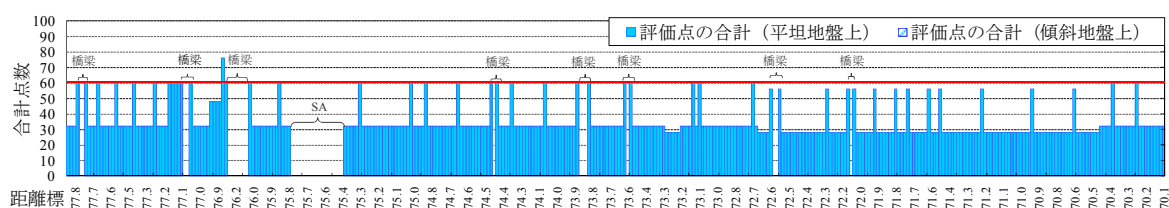


図-4.9.1 評価-IIによる平坦地盤上の重点盛土抽出結果（平坦部の代表IC間）

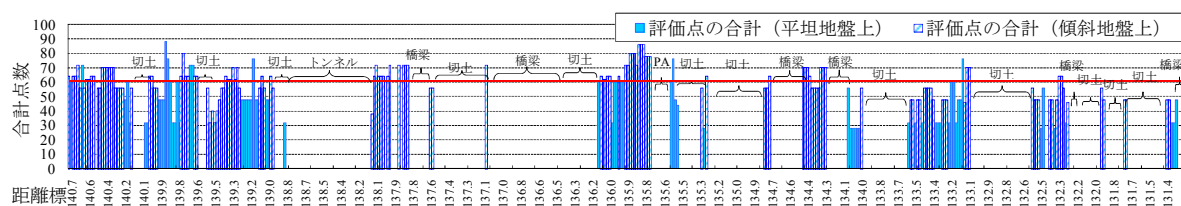


図-4.9.2 評価-IIによる傾斜地盤上の重点盛土抽出結果（山岳部の代表IC間）

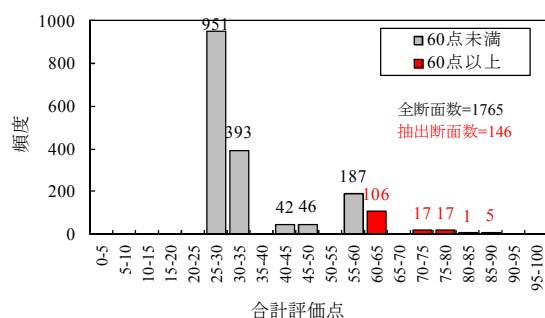


図-4.9.3 評価-IIによる平坦地盤上の評価点

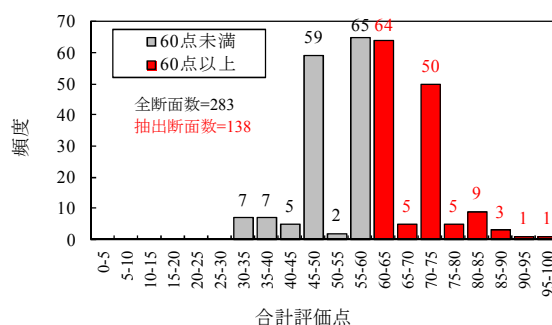
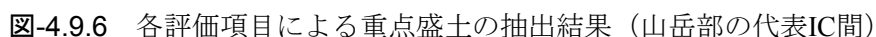
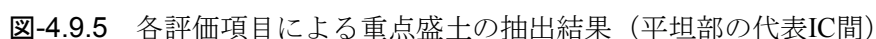


図-4.9.4 評価-IIによる傾斜地盤上の評価点

図-4.4.1に示した評価項目ごとの抽出箇所を図-4.9.5、図-4.9.6に示す。第三者被害の有無による重要度による評価-Iは、第三者の安全確保を第一優先として設定する項目である。その範囲は過去の盛土崩壊の崩壊土砂の到達距離から、盛土高さと同じ高さまでの距離にある側道、公共施設、住宅等を対象とした。図には近接幹線道路と近接家屋があるため抽出している箇所を示している。評価-IIは盛土の基本情報による点数化の抽出結果である。図-4.9.1、図-4.9.2で抽出した箇所を示している。評価-IIIは点検結果等の現地状況による抽出箇所である。図には現場事務所の点検結果による要注意箇所として、防災カルテ作成箇所、安全度調査実施箇所、重点点検箇所を示している。住宅地を両盛土で通過する区間の図-4.9.5では、評価-Iによる抽出が多くなっている。逆に、山岳部を片切り片盛り構造で通過する区間の図-4.9.6では、評価-IIIによる抽出が多くなっている。



4.9.3 残留変形量の算出（二次評価手法）

図-4.9.7、図-4.9.8に図-4.7.1に例を示した簡易予測図による残留変形量の算出結果を示す。図-4.9.7は平坦部の代表IC間の結果である。ほとんどの箇所が20～30cm程度の残留変形量となった。図-4.9.8は山岳部の代表IC間の結果である。残留変形量は20～140cm程度で、箇所によっては大きな変形量となっている。100cmを超える変形量が予測される箇所は、傾斜地盤の盛土である箇所がほとんどである。また、本検討では盛土横断20mピッチごとに変形量を算出しているが、図をみると変形量が大きい箇所が連続している。ほとんどの連続している断面は一つの盛土であるため、一つの盛土箇所とみた場合、変形量の大きい盛土箇所はそれほど多くはない。

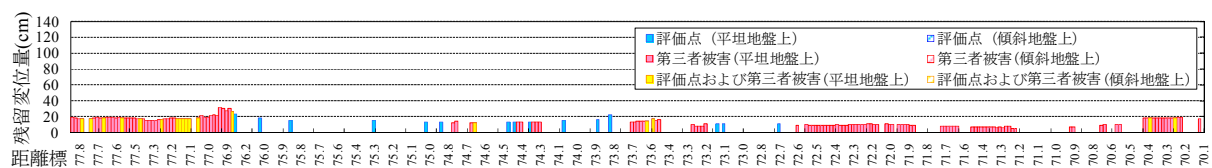


図-4.9.7 簡易予測図による残留変形量の算出結果（平坦部の代表IC間）

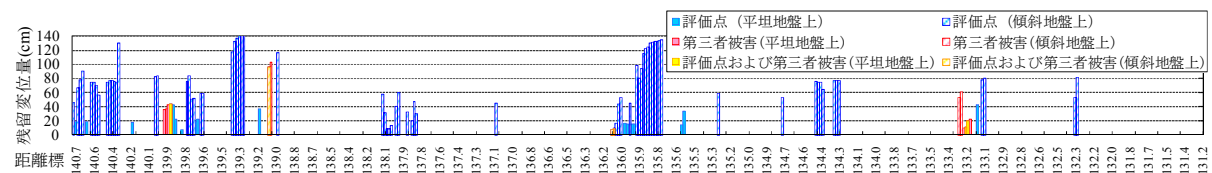


図-4.9.8 簡易予測図による残留変形量の算出結果（山岳部の代表IC間）

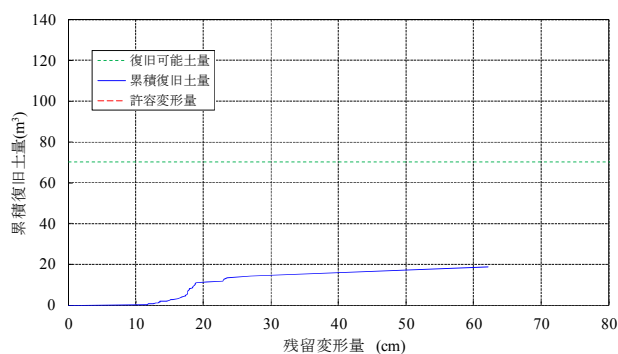


図-4.9.9 許容残留変形量の設定（平坦部の代表IC間）

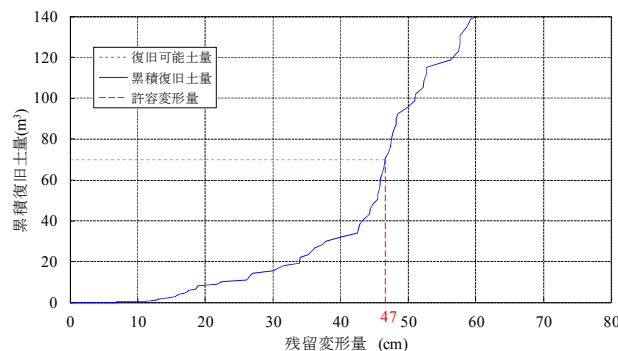


図-4.9.10 許容残留変形量の設定（山岳部の代表IC間）

図-4.9.9, 図-4.9.10は残留変形量から復旧土量を算出し, 累積復旧土量対して, 復旧可能土量を70m³として許容残留変形量を設定した結果である。図-4.9.9の平坦部の区間では, 累積復旧土量が復旧可能土量を下回っているため, すべての被害に対して復旧可能である。この場合, 図-4.9.11に示すように, このIC区間の各盛土箇所の耐震性能は確保されており, 特に対策を行う必要はないと判断できる。図-4.9.10の山岳部の区間では, 累積復旧土量による許容残留変形量は47cmとなった。この場合, 図-4.9.12に示すように, この区間の幾つかの盛土で許容残留変形量を超える箇所がある。路線の全断面2048断面のうち, (2)で抽出された重点盛土は284断面(全断面のうち14%), さらに耐震性二次評価で, 許容残留変形量を上回る盛土は118断面(全断面のうち6%)となった。許容残留変形量を上回る場合は, これら箇所に何らかの対策が必要であると判断できる。なお, 今回の検討では図-4.9.10の山岳地の区間の復旧作業班を1班として, 許容残留変形量を47cmと算出したが, 復旧体制を強化し, 仮に2班体制で復旧作業を行うとすれば, 復旧作業土量が2倍になり許容残留変形量は60cmとなる。このように復旧体制を強化することによって, 許容残留変形量を上回る箇所を少なくすることができ, 体制強化も耐震性向上の対策として評価することができた。



図-4.9.11 残留変形量と許容残留変形量 (平坦部の代表IC間)

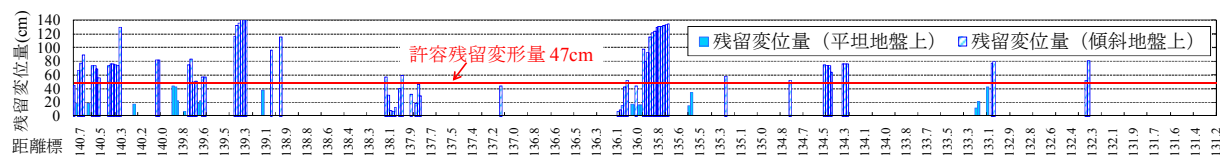


図-4.9.12 残留変形量と許容残留変形量 (山岳部の代表IC間)

4.9.4 変形量を満足しない場合の対策の考え方

耐震性能照査の結果, 想定する復旧の目標時間や変形量を満足しない場合, 図-4.9.13に示すように, 変形量算出の見直しや, 復旧体制の見直し, 対策工の検討等の対応を検討する。対応の検討にあたっては, 現地条件や路線の特徴を踏まえ, 合理的な対策を選択する必要がある。以下, 対策の考え方を示す。

(1) 土質定数の見直し, 変形量算出手法の見直し

建設時の土質調査結果や, 土質試験結果, 工事施工記録から, 変形量算出に用いる土質強度定数や, 土質構成, 原地盤の状況等の再精査を行い, 土質条件等の設計条件の精度を向上させる。また, 必要に応じて, 現場盛土の詳細調査(ボーリングでの土質構成の確認, 土質試験での盛土材料の強度定数の確認, 盛土内水位の確認等)を行い, 設計条件の見直しを行う。

簡易予測図等を用いて, 変形量を算出している場合, 土質情報等が十分でないという前提から, 比較的安全側の算定量となっている。したがって, 土質情報等を明確にした上で, 変形量算出手法についても, 簡易的な手法を用いている場合, より詳細な手法を用いて変形量を精査する。

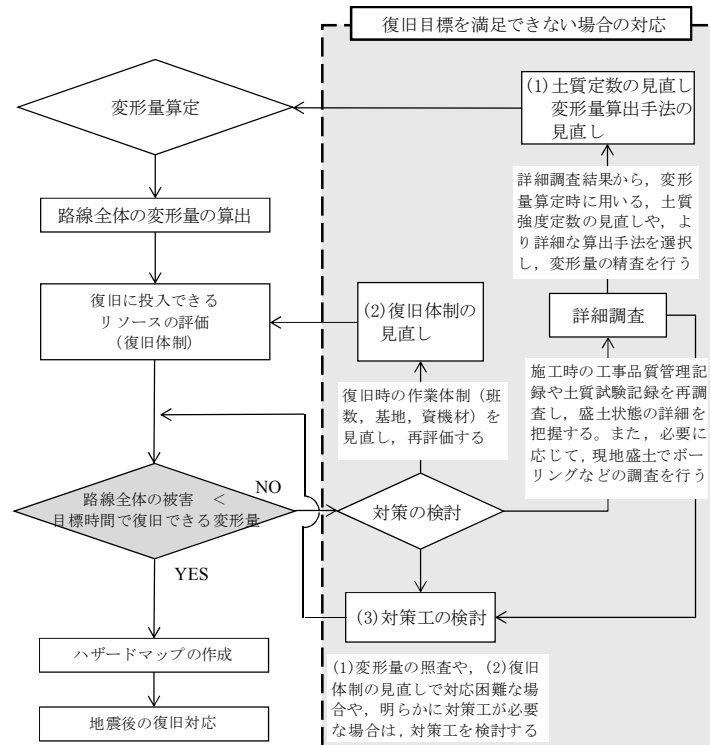


図-4.9.13 復旧目標を満足できない場合の流れ

(2) 復旧体制の見直し

変形に伴う復旧に要する期間等により許容値を設定した場合、目標とする復旧時間を満足できない場合において、復旧体制の見直しで対応する考え方である。復旧作業における作業量を復旧方法や作業機械、作業体制等を見直して、単位時間内に復旧できる作業量が多くなるよう体制強化する方法（作業効率を高める方法）と、体制人員や班体制を多くし全体の作業量を多くなるような方法（作業量を高める方法）が考えられる。

(3) 対策工の検討

上記の(1)、(2)で対応できない場合や、盛土から著しい湧水の発生や、盛土内水位が高い場合、安定性に懸念が生じる変状がみられる場合は、対策工の検討を行う。対策工の選定にあたっては、盛土状態を適切に評価することが重要であるので、必要に応じて、詳細点検、詳細調査をもとに検討することが必要である。

4.10 まとめ

既設盛土の耐震性評価は、その対象が膨大であるため比較的簡易な評価手法が必要であった。検討では評価手順として、まず検討対象となる盛土の抽出方法である耐震性一次評価手法を行い、その次に残留変形量を算定する耐震性二次評価手法を行う評価手順を示した。以下に本章の結論をまとめる。

- 1) 一次評価手法は、対象盛土の選定は評価者でばらつきのでないように、盛土の基本情報を基に点数化して評価することを試みた。一般的に入手可能な平面・横断図や地形・地質図の図面類により、盛土の基本情報をデータベース化し、その盛土条件と中越地震における盛土被災実態から評価する項目を分析した。評価する項目は、盛土高さ、地形分類、表層地質分類、地盤傾斜角、構造物の有無を設定し、評価する項目ごとの点数の重みは、可能な限り定量的なものから設定するため、数量化理論によって重み分析を行った。その結果、被災状況と地盤傾斜角の関係から、平坦地盤上の盛土と、傾斜地盤上の盛土の評価項目を分けることとした。評価点の設定は、評価項目の合計が100点となるように設定した。その手法を中越地震の被災区間に適用すると、閾値を60点とすると被災箇所91か所のうち、84箇所を抽出できることが確認できた。
- 2) 二次評価手法における残留変形量の算出では、あらかじめ残留変形解析であるニューマーク法を用いて、盛土材料ごとに盛土高さと残留変形量の関係をチャート化した簡易予測図を作成した。この図を作成すれば対象箇所個々に詳細な計算をする必要がなく、誰でも簡便に変形量が算出できることを示した。なお、本章で示した変形量はある特定の盛土構造、材料などの条件で算出したものであるため、すべての条件を網羅したものではない。したがって、盛土条件が異なる場合は、条件にあった簡易予測図を作成すればよい。
- 3) 災害時における緊急交通路の確保は、高速道路事業者にとって、最も重要な社会的な責務である。緊急交通路を確保する上では、時間的な概念が必要で、復旧目標時間という形で具現化されている。この復旧目標時間はNEXCOにおいても1日以内としており、災害マネジメント、或いは災害発生時の災害復旧のプロジェクトマネジメントでは、共通の目標となる復旧方針の柱である。今回、盛土の耐震性を評価する上で、復旧目標時間を考慮した復旧シナリオに基づく許容残留変形量の考え方をまとめた。具体には、中越地震における応急復旧作業を事例に、段差被害の復旧形状を基に作業1班が24時間で可能な復旧可能土量として70m³を算出し、耐震性二次評価で算出される路線各箇所の残留変形量の復旧土量を合計して残留変形量と累積復旧土量から許容残留変形量を算出する方法とした。なお、作業1班の復旧可能土量は対象とする路線における復旧体制（作業基地の位置、班体制、作業機械等）によって異なるので、路線ごとに設定するのが望ましい。この方法によって、従来の画一的な許容変形量の設定ではなく、現場の復旧体制から設定する路線あるいはIC間ごとの許容変形量、すなわち盛土の性能を設定することが可能となった。これは、高速道路における災害時の事業継続計画の根幹となるものである。また、この検討によって震前対策において、復旧に関わる作業員の確保、現場基地の位置、復旧に必要な備蓄資材等の適切な準備が可能となった。さらに、また路線の重要度や走行車線数等加味する場合の、より現実的な盛土耐震性評価の基礎検討となった。
- 4) 検討した耐震性評価手法を用いて、実際の供用路線をモデル路線とした検証を行った。その

結果、重点盛土を抽出する耐震性一次評価では、路線の全断面2048断面のうち284断面(全断面のうち14%)が抽出され、耐震性二次評価では、許容残留変形量を上回る盛土は118断面(全断面のうち6%)となった。許容残留変形量は、山岳地のIC区間の作業班を1班とすると47cmとなった。仮に復旧体制を2班に強化した場合、許容残留変形量を上回る箇所を少なくすることができ、体制強化も耐震性向上の対策として評価することができた。

本章で構築した盛土耐震性評価手法によって、効率的に耐震対策の必要箇所を抽出することが可能になり、かつ合理的な対策工の優先度をつけられた。このことは一連のシナリオに基づく作業を行うことによって、実務的な盛土耐震対策を行うことを示したものである。

参考文献

- 1) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，2010.
- 2) 水嶋忠雄・牧浦信一：J H・高速自動車道等の被災状況と応急復旧等，道路，652号(平成7年6月号)，pp27-35,1995.
- 3) 地盤工学会：2004年新潟県中越地震災害調査報告書，2007.
- 4) 地盤工学会：2007年新潟県中越沖地震災害調査報告書，2009.
- 5) 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.
- 6) 高木宗男・横田聖哉・菅浩一・安田進・太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，第55回地盤工学シンポジウム平成22年度論文集，pp.193-196，2010.
- 7) 安部哲生・横田聖哉・金田和男・長尾和之：東北地方太平洋沖地震における高速道路の被害及び復旧状況について，地盤工学ジャーナルVol.7(2012)No.1，pp.117-125，2012.
- 8) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言，2000.
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.
- 10) 港湾空港技術研究所：港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について，港湾空港技術研究所資料1018，2002.
- 11) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)，2007.
- 12) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説，2005.
- 13) 国土交通省高速道路のあり方検討有識者委員会：東日本大震災を踏まえた緊急提言，2011.
- 14) 中日本高速道路(株)：CSR報告書2013，2013.
- 15) 高速道路調査会：平成15年度土構造物の耐震設計に関する検討報告書，2004.
- 16) 大窪克己・浜崎智洋・北村佳則・稲垣太浩・佐伯宗大・濱野雅裕・龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その1)～盛土材のせん断強度の検討～，第39回地盤工学研究発表会講演集，pp.1759-1760，2004.
- 17) 大窪克己・浜崎智洋・北村佳則・稲垣太浩・濱野雅裕・佐伯宗大・龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その2)～変位量による耐震性能評価法の検討～，第39回地盤工学研究発表会講演集，pp.1761-1762，2004.
- 18) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，

- pp.6-1-6-57, 2010.
- 19) 土谷基大・横田聖哉・高木宗男・中村洋丈・濱野雅裕・佐伯宗大：高速道路盛土の震災事例による簡易耐震性評価手法の検討，第55回地盤工学シンポジウム平成22年度論文集，pp.167-172, 2010.
 - 20) 佐伯宗大・横田聖哉・高木宗男・中村洋丈・濱野雅裕・土谷基大：高速道路盛土の震後復旧シナリオを想定した許容残留変形量の検討，第55回地盤工学シンポジウム平成22年度論文集，pp.173-178, 2010.
 - 21) 国土交通省都市・地域整備局：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン（案）の解説，2008.
 - 22) 例えば，常田賢一・林健二：道路盛土の地震時危険度のマクロ評価に関する検討，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1927-1928, 2008.
 - 23) 事業継続計画策定促進方策に関する検討会・内閣府：事業継続ガイドライン 第二版，2009.
 - 24) 国土交通省：国土交通省業務継続計画，2007.
 - 25) 日本道路協会：道路震災対策便覧(震前対策編)，2006.
 - 26) 国土交通省：盛土のり面の緊急点検要領(案)，2008.
 - 27) 国土交通省新道路技術会議：道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4, 2008.
 - 28) 国土交通省HP：<http://www.mlit.go.jp/>
 - 29) 地盤工学会：2004年新潟県中越地震災害調査報告書，pp.187-204, 2007.
 - 30) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，pp.6-19-6-26, 2010.
 - 31) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，pp.304-310, 2002.
 - 32) 佐々木哲也・杉田秀樹・大川寛・水橋正典：2007年能登半島地震で被災した盛土における地盤調査，土木学会第63回年次学術講演概要集，pp.67-68, 2008.
 - 33) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，1986.
 - 34) 土木研究センター：土木構造物の震災復旧技術 マニュアル(案)，1986.
 - 35) 内閣府：事業継続ガイドライン 第一版，2005.

第 5 章 結 論

第5章 結 論

5.1 本研究で得られた結論

本論文では、盛土地盤のような従来盛土にはない構造物と一体となった複合構造として強度・変形性能が求められるもの、スレーキング性材料を用いた盛土のように強度低下を考慮する必要があるもの、及び地震時の耐震性評価が必要な盛土といった、従来盛土では考えられていなかった“強度、変形性、安定性”が必要な“高性能盛土”を対象とした。しかし、これらの強度や変形性能が必要な盛土の評価方法や設計施工法は確立されていないのが実情である。したがって、これらについて実務における適用を念頭に、盛土の沈下性能、盛土の強度変形特性・安定性の観点で整理し、各現場計測結果とその分析やこれまでの事例分析を行い設計施工法の構築を行ったものである。本章は各章で得られたまとめを記しているが、設計施工法の検証など今後の課題についても示して全体を総括する。

第1章では、盛りこぼし橋台盛土地盤、スレーキング性材料を用いた盛土、及び既設盛土の耐震性評価における検討事項を明らかにするために、研究の背景と既往の研究について示した。盛土地盤については、設計方法と関連する既往研究はほとんどなく、本研究では現場施工の結果を整理分析することによって盛土地盤の沈下性能や強度・安定性を評価すること、実務の盛土施工や設計に用いることが可能な設計施工手法の必要性を指摘した。スレーキング性材料を用いた盛土については、既往の研究ではスレーキングする材料の試験等についての研究はあるが、強度低下を考慮したものはない。したがって、盛土内状態を明らかにし、その実態に合わせた試験法や強度設定方法、安定性の評価について建設時の設計段階等で用いる手法の構築の必要性を指摘した。地震時の盛土の耐震性評価は、既往の研究では、点数評価等の定量的なマクロ分析の取り組みはいくつかされているものの、分析により対象盛土の選定、対象盛土の変形量の照査、復旧体制をもとにした許容変形量の考え方を示したものがなかった。既設盛土を対象とした場合、その資産量が膨大であること、十分な調査が行えないこと、詳細な安定解析手法の現場適用は困難なこと等により、耐震性を評価するための対象箇所の選定から変位量の算出まで、体系的でかつ簡易な手法が必要であることを指摘した。

第2章では、強度・変形特性を評価する盛土地盤の設計施工法を目的として、盛りこぼし橋台盛土地盤を対象にこれまでの現場施工について整理分析した。その結果、沈下挙動としては、工事における動態観測結果を用いて、盛立て完了後までの観測記録から双曲線法で予測し、盛立て完了後から50年後においても大半の箇所は1cm以下の沈下量に収まる結果であった。ほとんどの盛土地盤では施工時に余盛りを行い存置させて沈下の促進をすれば、施工完了時から杭を施工するまでの間に沈下が収束しており、将来の沈下はほとんど生じないことを確認した。施工ではCBR=15%以上の盛土地盤材を選定し、上部路床相当の施工を着実に実施し、余盛りによる沈下促進する工法を採用すれば、将来的にも杭の耐力に影響を与えるような負の摩擦力は生じなく、盛土地盤に求められる沈下抑制が可能であると確認した。また、地震時の盛土地盤自体の安定性、レベル2地震時の変形性の照査によって、地震時の安定率は確保され変形性も最大変位は20cm程度であり盛土地盤としては大きな崩壊に至らない程度で、早期修復が可能であるレベルで構築が

可能であることを確認し、強度・変形特性においても盛土地盤に求められる変形係数を満たす品質が確保できることを明らかにした。これらの結果を基に、橋台との複合構造である盛土地盤が必要とする性能を確保でき、実務で適用する設計方法、及び施工方法の基準を明らかにし以下の基準を示した。

- 1) 盛土地盤材の材料基準は修正 CBR の規定は 15%以上とした。それ以外の最大寸法やスレーキング率は、既往の上部路床材の材料基準を準用した。
- 2) 盛土地盤の品質管理基準は、残留沈下の抑制がより効果的である基準Bの基準と、盛土として必要な基準は既往の上部路床の品質基準を準用して定めた。締固め度は、基準B の規定と同様に密度比 D_r において97%以上とした。杭の設計において必要な地盤反力係数算定用の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって求める変形係数で $42(\text{MN}/\text{m}^2)$ 以上とした。また、本施工を実施する前には、材料基準を満足した材料を用いて、所定の締固め度や変形係数等の品質基準を満足できるか、施工層厚、振動ローラー等の施工機械、転圧回数等の施工方法を決定する試験施工を実施することとした。
- 3) 品質管理において、密度比または空気間隙率は、既往の上部路床の品質管理と同様に、施工層厚1層ごとまたは日々の施工後にRI計器を用いて現場密度測定15点を行うこととした。管理基準値としては測定点の平均値である。地盤の変形係数は、地盤の平板載荷試験によって確認する。盛土地盤施工前の基礎地盤(原地盤)部で1点、盛土地盤施工中は盛土地盤高さ10mごとに1点、最終的には盛土地盤完了後の橋台の床付け面で2点実施する。動態観測では、従来の計測方法と同様に沈下板等を盛土地盤高さ10m間隔で設置することとした。また、盛土地盤の安定性の確認のために、のり面部の小段1段ごとに変位杭を設けてのり面変位の計測を行い、盛土の安定性に最も影響を与えと考えられる盛土内水位も観測孔を設けて計測することとした。

第3章では、スレーキング性材料を用いた盛土の場合、スレーキングによる細粒化により強度低下し盛土自体の安定性も低下することが災害事例で示されたため、現地調査により盛土内部の状態を明らかにするとともに、新鮮岩を用いた各試験により強度低下を推定した設計法の構築を検討した。その結果、盛土内部の状態は自然含水比の平均は10~45%程度、粒度は礫分が50~80%程度、砂分は5~50%程度、細粒分は0~30%程度、細粒分が比較的少なく、粒径2mm以上の礫分が主体であった。コア観察では一見盛土材はかなり細粒化が進んでいるようにもみえるが、よく観察するとスレーキング性材料の岩芯と思われる礫分もかなり混入しているが、泥岩の場合の礫片は指圧程度でつぶれる軟化した状態であった。乾燥密度は $1.5\sim 1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ 程度、飽和度はどの調査箇所でも85~95%程度であり、盛土としてはかなり高い状態であることを確認した。盛土内部の強度は、礫は比較的残存している状況であるが、その礫は軟化しており三軸試験のせん断強さとしては、粘土のような粘着力で評価できる材料であることを明らかにした。また、強度定数を設定する際の三軸試験の非圧密非排水状態の試験結果では、飽和度は強度に与える影響度が大きいことを明らかにした。一方でこのような盛土内部の状態を建設時に評価することを目的に、盛土内部状態を再現できる試験方法、及び設計時に強度低下を見込んだ土質定数の設定について検討した。その結果、設計時に将来の強度低下を考慮して設定する土質定数は、品質管理基準の乾燥密度、粒度でモールドに突き固めた供試体で乾湿繰返し試験を行い、三軸試験はその試験結果を用いて供試体作製条件を決定すれば、現況の盛土内状態を再現可能な試験ができることを確

認した。この条件で作製した試験を行い、建設時の設計段階では、強度低下後の強度は圧密非排水条件の三軸圧縮試験により盛土の土被り圧の増加による強度増加を評価することを示し、これらの試験方法と強度設定方法を合わせて、強度低下が生じる盛土材の設計法の構築を行った。

第4章では、既設盛土の耐震性評価を目的として、比較的簡易な評価手法を検討した。評価手法は、まず検討対象となる盛土の抽出方法である耐震性一次評価手法を行い、その次に残留変形量を算定する耐震性二次評価手法を行う手順を示した。一次評価手法では、対象盛土の選定は評価者でばらつきのでないように、盛土の基本情報を基に点数化して評価することを試みた。盛土条件と中越地震における盛土被災実態から評価する項目を分析し、評価項目として盛土高さ、地形分類、表層地質分類、地盤傾斜角、構造物の有無を設定し、数量化理論によって重み分析を行った。その結果、被災状況と地盤傾斜角の関係から、平坦地盤上の盛土と、傾斜地盤上の盛土の評価項目を分けることとした。評価点の設定は、評価項目の合計が100点となるように設定した。その手法を中越地震の被災区間に適用し、閾値を60点とすると被災箇所91か所のうち、84箇所を抽出できることが確認できた。二次評価手法では、中越地震における応急復旧作業を事例に、段差被害の復旧形状を基に作業1班が24時間で可能な復旧可能土量として 70m^3 を算出し、耐震性二次評価で算出される路線各箇所の残留変形量の復旧土量を合計して残留変形量と累積復旧土量から許容残留変形量を算出した。これにより従来の画一的な許容変形量の設定ではなく、現場の復旧体制から設定する路線あるいはIC間ごとの許容変形量、すなわち盛土の性能を設定することが可能となった。また、この検討によって震前対策において、復旧に関わる作業員の確保、現場基地の位置、復旧に必要な備蓄資材等の適切な準備が可能となった。さらに、検討した耐震性評価手法を用いて、実際の供用路線をモデル路線とした検証を行った。その結果、重点盛土を抽出する耐震性一次評価では、路線の全断面2048断面のうち284断面(全断面のうち14%)が抽出され、二次評価では、許容残留変形量を上回る盛土は118断面(全断面のうち6%)となった。許容残留変形量は、山岳地のIC区間の作業班を1班とすると47cmとなった。これらの一連の手法により、既設盛土の耐震性を比較的簡単な方法で評価できることを示した。

以上の成果から、高速道路における高性能盛土のうち、盛りこぼし橋台盛土地盤に関する設計施工基準を構築、スレーキング性材料の強度低下を推定した安定性評価方法を構築、既設盛土の簡易的な耐震性評価手法を構築した。

5.2 今後の課題

高性能盛土とは従来型の締固め度のみなし規定によって経験的に性能が確保されている盛土ではなく、変形性や安定性に基づく性能を確保できる設計施工方法により構築された盛土である。この高性能盛土のうち、本研究では橋台や杭の支持地盤を人工的に構築する盛りこぼし橋台盛土地盤の構築、スレーキング性材料を用いた盛土の強度低下を推定した安定性評価、既設盛土の耐震性の評価の3つを対象として、設計施工法を中心に必要な基準等を明らかにした。高性能盛土という概念では、この研究の対象はごく一部分にあたり、例えば、盛土の耐震性解析手法等の性能評価手法等にも課題はある。ここでは、本研究の範囲内での今後の課題について示す。

(1) 盛りこぼし橋台盛土地盤

盛土の強度変形特性は、施工時、供用時の状態は確認可能であるが、大規模地震時の性能について、実際の盛土で確認できた事例は少ない。レベル2相当の地震力が作用した時の、杭体の状態については、表面的に大きな変状（例えば、橋台の沈下や傾き、崩壊等）が生じていないため、所定の性能が発揮されていると考えられている。しかしながら、杭体の内部状態を詳細に調査した事例はなく、杭体の内部破壊や盛土地盤の状態はわかっていない。したがって、今後発生するであろう大規模地震時には、杭体の掘り起こし等が可能であれば、地震発生後に掘り起こし調査等の詳細調査を行い、実際の事例で耐震を確認する必要がある。

(2) スレーキング性材料を用いた盛土

スレーキング性材料を用いた盛土の現況評価では、せん断強さは低く、安定性も低いことが確認された。したがって、レベル2相当の地震に対しても盛土が早期に復旧できる性能を確保するには、対策工を実施しなければならないものがある。対策工を検討する場合、従来盛土では、盛土内水位を低下させることを目的に、水抜きボーリングの施工等が行われるが、スレーキング性材料が細粒化した状態で、有効に水抜き工が効果を発揮するか不明である。また、水位低下をしたとしても安定性が確保できない場合、盛土自体を押さえる剛の対策が必要であるが、経済的で効率的な合理的対策工が確立していない。通常盛土の耐震対策と併せて、対策工の検討が課題である。

(3) 既設盛土の耐震性評価

既設盛土の耐震性評価は、変形量を算出し対策が必要な箇所を工学的に検討するものである。このような評価法と事業者の事業継続計画との整合が十分でなく、例えば、目標復旧時間は定めているが、具体的な許容変形量を決めたものがない。また、対策工では変形量は耐震対策に直結するが、変形量を評価できる対策工の照査方法が十分に確立していない。これらの許容変形量の設定方法や、変形量で評価する対策工の照査方法は課題である。

本評価法は既設盛土を対象とし、既設盛土の点数評価では点数が低い潜在的な危険箇所を抽出したが、既設盛土では地盤や盛土構造等の地形・地質的に起因する潜在的な危険性は排除できない。一方、新規建設の場合はこのようなリスクを計画段階のルート選定や事前の対策工で回避できる可能性がある。したがって新規建設時における耐震性評価への適用は今後の課題である。

(4) 盛土の調査

盛土によりパフォーマンスを求める場合、現在の盛土状態をより全体的に把握すること必要がある。この場合、実務で適用できる盛土状態を非破壊検査等で簡易的にかつ全体的に調査する方法の確立が課題である。

謝 辞

本論文は、北海道大学大学院工学研究院の石川達也教授のご指導のもと、筆者が(株)高速道路総合技術研究所に研究員として在籍した5年4カ間に取組んだ、高速道路の盛土に関する研究を取りまとめたものです。石川教授には高速道路の実務で培った研究という観点でご理解頂き、論文の取りまとめをはじめ論文全体にわたっての熱心なご指導を頂き深く感謝致します。

三浦清一名誉教授には、論文のとりまとめ方針や論文の骨子の一つとなりました盛りこぼし橋台盛土地盤の研究に対する的確なご指導を頂きました。誠にありがとうございました。

また、横浜勝司助教には本論文の他にも火山灰質粘性土の研究ご一緒させて頂き、本論文のとりまとめ時には大変お世話になりました。本当にありがとうございました。

盛りこぼし橋台盛土地盤の取りまとめでは、川崎地質(株)の三嶋氏、黛氏にデータの整理や解釈でご協力を頂きました。スレーキング性材料の盛土評価では、(株)ダイヤコンサルタントの新井氏、大賀氏に現場調査試験、解析検討でお世話になりました。既設盛土の耐震性評価手法の検討では、(株)エイト日本技術開発の佐伯氏にデータの整理や解析でご協力を頂きました。ご協力ご助言頂きました皆様には重ねてお礼申し上げます。

本論文では、(株)高速道路総合技術研究所で調査したものや、東日本高速道路(株)、中日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)の各現場における工事施工記録や災害時の被災記録が用いられています。盛土調査で現場を提供頂いた事務所の方々、また各現場の工事記録を提供頂いた方々、多くの方のご協力で成り立っています。あらためてお礼申し上げます。

私は新東名高速道路の現場から(株)高速道路総合技術研究所土工研究室に異動し本格的な研究者の道に足を踏み入れたわけですが、その私に横田聖哉前室長は技術者としての熱い想いや研究に対する姿勢を指導して頂きました。また本論文を取りまとめることの動機を与えて頂きました。本当に感謝の念に堪えません。藤岡一頼室長、吉村雅宏総括研究主幹、田山聡部長には研究にご理解、ご支援を頂きました。小林一氏、池田一成氏には土質試験や現場調査、データ整理など共に研究をさせて頂きました。また土工研究室の上司、諸先輩、同僚にもご助言や激励を頂きました。この論文を取りまとめることができたのも、土工研究室皆様のご支援があったからで大変感謝しております。

論文取りまとめ段階で私は中日本高速道路(株)金沢支社環境・技術管理部に異動となりました。新たな部署となりましたが、水上秀夫部長をはじめ部内の皆様にご理解とご支援頂き心から感謝しております。

本論文は研究の区切りではありますが、新たなスタートでもあると感じています。この研究成果や技術者としての力量を高速道路に関わる業務やそれをとおして社会に還元することが私の使命であると思っています。今後も技術者としての志を忘れず、精進していきます。

最後に、妻と娘3人の理解と協力、そして笑顔がこころの支えとなりました。ありがとう。