

博士論文

目視観察と簡易動的コーン貫入試験を用いた既設道路盛土の簡易点検手法の研究

(Development of Simple Inspection of Aged Road Embankment Using Field Observations and Dynamic Cone Penetration Tests)

平成 26 年 9 月

野村 英雄

山口大学大学院理工学研究科

要 旨

近年、梅雨前線や台風がもたらす豪雨によって地盤災害が多発している。人工斜面である道路盛土の崩壊に着目すると、平成17年9月に山口県岩国市甘木地区で発生した山陽自動車道の盛土崩壊が記憶に新しいが、近年の既設盛土崩壊事例を鑑みると、次のことが言える。一般に、道路構造物の排水設備の設計では降雨確率年を定め、既存の観測結果から得られた確率降雨強度式から降雨強度を設定して雨水流出量を算定する。ところが近年、降雨強度の増加と共に、局所的な集中豪雨が多発する傾向にあり、既設の盛土は設計時に想定した雨量を上回る降雨外力を受ける可能性が高くなっている。一方、盛土の品質は主に基礎地盤処理、盛土材料、締固め工、排水設備等によって決まる。そのうち、盛土材料の力学特性は締固めによって飛躍的に向上し、締固め度の高い盛土は地震や降雨に対して強いことが実験的・経験的に明らかにされている。したがって、新設の盛土構造物に対しては、設計・施工管理における締固め基準の高度化とその適切な施工によって将来の豪雨や大地震に対して備えることが可能である。また、既設盛土に対しては、その品質や状態、排水設備の機能の点検を行って、不良箇所があれば部分的な改良で対応するのが現実的である。しかしながら、既設盛土の場合には、その多くにおいて設計図書や施工記録が残っていることは少ないことから、目視観察により対応せざるを得ないのが現状である。しかも盛土の箇所数は膨大である。既設盛土の防災面での安全性を向上させるには、簡便な方法により盛土の健全度を判定することが重要である。そこで、地域特有の盛土の形状や問題点、土質特性を考慮することで、従来より精度の高い、目視観察を中心とした1次点検の開発を行った。次に、1次点検で抽出された要注意盛土の内部状態を簡易に評価できる方法として、低コストかつ汎用的なサウンディングである簡易動的コーン貫入試験に着目して、これを用いた2次点検の開発を行った。対象とする盛土材は中国地方で使用頻度が高く、水に弱い特性を有すまさ土とした。なお、この方法においてまさ土特有の強度特性やそれに及ぼす浸水の影響を考慮することにより、結果の適合性が向上すると考えた。

論文では山口県の既設盛土を対象として、その形状や土質、潜在的な問題点を調べた上で、盛土の不安定化に与える影響因子を解析的に調べ、目視観察による1次点検手法として、盛土内水位を想定することで相対的な安全性を評価する手法を提案した。また、抽出された危険度が高い盛土の内部状態の評価方法として簡易動的コーン貫入試験に着目し、締固めエネルギーの異なる条件で造成されたまさ土盛土を原位置で評価するため、室内大型土槽を用いて密度管理した土層を作成してコーン貫入試験を行い、各締固めエネルギー下で締固め曲線上の相異なる状態点において造成された供試土層に対して実施した貫入試験結果を示すとともに、貫入抵抗とそのときの上載圧、締固め度の三者の関係を検討した結果を示した。次いで、これら試験結果に基づいて、ある深度で得られた貫入抵抗値と、想定される締固めエネルギーと締固め度から盛土内部状態を推定する方法について検討した。さらに地下水位が高くなった盛土の強度特性を明らかにするために検討した供試土層の浸水に伴う貫入抵抗の変化を検討した。これらの結果を基に、実際の既設盛土に対して簡易動的コーン貫入試験を行った結果、盛土内部の弱部を抽出することができ、提案する2次点検手法が有効であることが分かった。

summary

In recent years, torrential rains from typhoons or stationary fronts (Bai-u front) have been the frequent cause of serious geotechnical disasters. Most notably, the destruction of artificial slopes, such as road embankments, has been regarded as an important subject in geotechnical engineering. As an example, the destruction of the embankment of the San-yo Expressway in Iwakuni-city, Yamaguchi, in September 2005, is still fresh in our minds. Generally, in designing the drainage facility of road structures, the amount of rainwater runoff is calculated by a rainfall intensity formula based on existing observations of annual precipitation and intensity. Such destruction of established embankments indicate that recently, however, regional torrential rainfalls have become frequent. If this tendency continues, established embankments could be subject to external forces by rainfall in amounts beyond those expected when they were designed.

The quality of embankments is determined by foundation grouting, embankment materials, compaction, drainage facilities, etc. It has been empirically and experimentally demonstrated that the mechanical characteristics of embankment materials are dramatically improved by compaction and embankment, with a high degree of compaction able to endure damage from earthquakes and rainfall. So in constructing a new embankment, we can prepare against future torrential rains and large earthquakes by introducing a highly developed standard of compaction and appropriate construction by design and construction control.

On the other hand, for established embankments, it is practical to periodically check their quality, condition, and the functioning of their drainage facilities, and to remedy defects as much as possible. However, in the case of established embankments, few specification and construction records were kept, so that they can be checked only by appearance and observation. Worse still, there are an enormous number of such embankments. Therefore, simple methods are needed to determine degree of soundness of established embankments for disaster prevention.

In this study, we focused attention on a portable dynamic cone penetration test, which is a simple sounding test that can be conducted in the field at low cost and has broad versatility; we also sought to improve the method for evaluating the degree of compaction of embankments. We inspected decomposed granite, which is frequently used in the Chugoku region and is susceptible to water. By considering the intensity characteristics peculiar to decomposed granite and influence of submergence on it, fitness of result could be improved. Furthermore, as stated above, the characteristics of compacted soil are influenced by degree of compaction, so we evaluated degree of compaction of embankments.

For this study, we examined the characteristics of established embankments in Yamaguchi and investigated influential factors on embankment destabilization analytically. Thus, we proposed to improve the method to evaluate relative stability of embankments by observation and consideration of groundwater level. To evaluate the stability of embankments of decomposed granite created under a variety of compaction energies in situ, we created density managed soil layers in a large soil chamber in the laboratory, and conducted portable dynamic cone penetration tests on them. We were thus able to show the results of the tests on each soil layer created at each state point on curves of compaction given each compaction energy, as well as the tripartite relationship of penetration resistance,

overburden pressure on that point, and degree of compaction. On the basis of these results, we investigated the method to estimate the degree of compaction from penetration resistance at a given depth on that point. In addition, to estimate the strength property of embankment raised by the groundwater level, we investigated the changes of penetration resistance of tested soil layers due to submergence. Thus, we conducted portable dynamic cone penetration tests on the established embankments in the field to study the applicability of our proposal for figuring out whether embankments are in danger.

目 次

	頁
第1章 序論	1
1.1 研究の目的・背景	1
1.2 目視観察と簡易動的コーン貫入試験を用いた既設道路盛土の簡易点検手法	4
1.3 本論文の内容と構成	8
1章参考文献	9
第2章 盛土点検手法の現状と課題	10
2.1 道路盛土の点検手法	10
2.2 既設盛土の内部状況把握に関する既往の研究	40
2章参考文献	41
第3章 山口県の盛土の特徴	42
3.1 序言	42
3.2 平成17年度盛土緊急点検・詳細点検結果の概要	42
3.3 山口県内の盛土の特徴	54
3.4 点検対象盛土の土質	59
3.5 既設盛土の状態の観測例	64
3.6 簡易動的コーン貫入試験の適用結果	75
3.7 結語	81
3章参考文献	82
第4章 第4章 1次点検手法の検討	83
4.1 序言	83
4.2 盛土の安定性に影響する要因	83
4.3 山口県で主体となる盛土材料（マサ土）の土質定数	95
4.4 盛土における危険水位の推定	103
4.5 1次点検法の提案	108
4.6 結語	111
4章参考文献	112
第5章 2次点検手法（簡易動的コーン貫入試験を用いた盛土内部の状態把握）の検討	113
5.1 序言	113
5.2 実験方法	113
5.3 供試土層における簡易動的コーン貫入試験の再現性	121
5.4 低い締固めエネルギーで締め固めた土の貫入抵抗特性	125
5.5 標準～高い締固めエネルギーで締め固めた土の貫入抵抗特性	132
5.6 盛土内部の浸水に伴うコーン貫入抵抗の低下	138
5.7 現場における既設盛土のコーン貫入試験	141
5.8 結語	147
5章参考文献	148
第6章 結論	149
謝辞	151
付録	152

第1章 序論

1.1 研究の目的・背景

近年、梅雨前線や台風がもたらす豪雨によって地盤災害が多発している。なかでも人工斜面である道路盛土の崩壊が地盤工学上の重要なテーマとなっている。その一事例として、平成17年9月に山口県岩国市甘木地区で発生した山陽自動車道の盛土崩壊が挙げられる^{1), 2)}。この崩壊は台風14号による記録的豪雨という気象的要因が引き金になったと考えられるが、この盛土にはその背後に断層破碎帯が存在する地質構造的要因があったこと、また三つの沢を埋めるように構築されたため、法先部がボトルネックとなり、地下水・浸透水が排出されにくい地形的要因があったこと、さらに地下排水施設の集約排水構造と暗渠内有孔管の破損に伴って盛土内へ地下水が供給された可能性があることが指摘された¹⁾。これらの要因が複合的に作用した結果、この盛土が崩壊に至ったと考えられる。この盛土の崩壊は築造後十分な時間を経た時点で発生したことから、盛土構造物各部の点検・維持管理の重要性が提起された。また、平成18年4月には同様の盛土崩壊が山口県岩国市由宇町において発生している。県道銭壺山公園線の完成後間もない盛土が幅約50m、崩壊土量約3000立方メートルに渡って崩壊したもので、この崩壊は、例年の4月の1ヶ月分の降雨量に相当する雨量がおよそ1日で降るといふ集中豪雨が引き金となり、集水地形上に築造されたボトルネック形状の盛土、周辺に存在する断層からの地下水供給、地下排水溝を経路とした地表水の盛土内部への流入、擁壁による地下水のダムアップといった要因が複合的に作用して崩壊に至ったと考えられている³⁾。

以上の事例を鑑みると、次のことが言える。

一般に、道路構造物の排水設備の設計は、降雨確率年を定め、既存の観測結果から得られた確率降雨強度式から降雨強度を設定して雨水流出量を算定する。ところが、近年においては局所的な集中豪雨が多発する傾向があり、設計時に想定した雨量を上回る危険性がある。気象庁発表の気候変動監視レポート2008⁴⁾によると、1998年～2008年までの10年間における1時間降水量50mm以上の年間発生回数は1976年～1986年、1987年～1997年のそれに比べておよそ1.3～1.5倍に増加している。また同様に1時間降水量80mm以上の年間発生回数



写真-1 山陽自動車道の崩壊³⁾

はおよそ1.6～1.8倍に増加したと報告されており、以前よりも集中豪雨の発生が多くなってきている。したがって、現在の既存盛土は設計条件以上の降雨にさらされる可能性が高く、以前よりも崩壊の危険性が高まっているといえる。

一方、盛土の品質は主に基礎地盤処理、盛土材料、締固め工、排水設備等によって決まる。そのうち、盛土材料の力学特性は締固めによって飛躍的に向上し、締固め度の高い盛土は地震や降雨に対して強いことが実験的・経験的に明らかにされている。したがって、新設の盛土構造物に対しては、設計・施工管理における締固め基準の高度化とその適切な施工によって将来の豪雨や大地震に対して備えることが可能である。また、既設盛土に対しては、その品質や状態、排水設備の機能の点検を行って、不良箇所があれば部分的な改良で対応するのが現実的である。しかしながら、既設盛土の場合には、その多くにおいて設計図書や施工記録が残っていることは少ないことから、目視観察により対応せざるを得ないのが現状である。しかも盛土の箇所数は膨大である。既設盛土の防災面での安全性を向上させるには、簡便な方法により盛土の健全度を判定することが重要である。

既設盛土の代表的な点検手法としては「道路防災点検要領」⁵⁾が挙げられる。道路防災点検は、約5年に1回の頻度で実施される防災点検と、1～2年に1回の頻度で実施される定期点検によって構成されている。この点検は図1.1-1に示すように、盛土の変状、基礎地盤地形、盛土材の材質、地下水の状況、溪流と排水施設の状況、河川水や波浪の影響、といった項目を目視確認及び資料調査によって点数化して評価していくものである。この点検手法は、多くの崩壊パターンを網羅する充実した内容であるが、地域特有の土質特性を考慮することによってさらにその精度を向上することができると考えている。一方、中国地方では盛土材として水に弱い特性を持つまさ土が用いられることが多い。したがって、まさ土からなる既設盛土の安全性を評価するには、まさ土特有の力学特性を考慮した評価手法が必要である。また、現在の点検手法では盛土内部の部分的な締固め不良や飽和部の存在等の盛土品質に関する項目が存在しない。さらに、降雨による盛土の崩壊は盛土内部への浸透状況が大きく影響することから、想定される浸透経路と、その結果低下するすべり安全性を考慮することも必要である。

以上の点から筆者らは、地域特有の土質特性や浸透経路を考慮した簡易な点検手法の開発を目的に研究を行った。また、簡易点検で抽出した危険度の高い盛土をさらに詳しく評価する方法として現地で簡易に実施でき、低コストかつ汎用的なサウンディングの簡易動的コーン貫入試験に着目し、これを用いて盛土の内部状態を評価する方法の開発を行った。対象とする盛土材は中国地方で使用頻度が高く、水に弱い特性を有すまさ土とした。なお、この方法においてまさ土特有の強度特性やそれに及ぼす浸水の影響を考慮することにより、結果の適合性が向上すると考えた。

[要因(A)] 「道路防災点検要領」における安定度調査						
要因	評点区分	盛土区分毎の配点				各要点内の最高評点
		片切・片盛部	溪流横過部	傾斜地部	平坦地部 切盛境部	
変状	構造的なクラック・開口亀裂あり	2	2	2	2	2
	のり面下部の洗掘あり	3	3	3	3	3
	補修箇所多数あり	2	2	2	2	2
	のり面の肌落ちあり	1	1	1	1	1
	該当なし	0	0	0	0	0
安定地盤	地すべり・クレープ	2	2	2	2	2
	軟弱地盤	1	1	1	1	1
	崖錐	1	1	1	1	1
	安定地盤	0	0	0	0	0
盛土材	砂質土	1	1	1	1	1
	粘性土	0	0	0	0	0
	礫質土	0	0	0	0	0
	不明	1	1	1	1	1
水の影響 地下水・表面	のり面部分が湿潤	6	6	6	6	6
	盛土のり面に流水跡あり	6	6	6	6	6
	のり面・自然斜面に湧水あり	6	6	6	6	6
	周辺の土地利用が湿潤	-	2	2	2	-
	山側斜面に側溝なし	-	-	2	-	-
	側溝、縦排水溝断面が不十分	4	4	4	2	6
	該当なし	0	0	0	0	0
溪流の状況 横断排水施設	溪流内に土(石)の石流、流水あり	3	3	-	-	-
	上流側に崩壊地あり	2	2	-	-	-
	常時流水まなしか、ガリーがある	2	2	-	-	-
	排水工巻口部への集水が悪い	2	2	-	-	-
	該当なし	0	0	-	-	-
	排水工断面(φ、D)が不十分	6	6	-	-	-
波浪の影響 河川水・	排水工流末処理不十分	3	3	-	-	-
	盛土内部での排水工の屈曲・縮小あり	3	3	-	-	-
	横断排水施設がない*	6	6	-	-	-
	該当なし	0	0	-	-	-
波浪の影響	のり面が洪水、高潮時に冠水	2	2	2	2	2
	洪水、高潮時に排水工流末が冠水	2	2	2	-	-
	のり面部分が常時冠水(改善斜面)	1	1	1	2	2
	のり面部分が常時冠水	1	1	1	1	1
	該当なし	0	0	0	0	0
合計		(A)				点

安定度調査表の改善項目

中国地方特有の盛土材料の土質特性と、盛土の締固め度を考慮して評価に反映する

盛土への地下水の浸透経路を考慮して評価に反映する

盛土内の地下水面を考慮したすべり安全率を評価に反映する。

図 1.1-1 既設盛土点検における安定度調査手法の改善イメージ (財)道路保全技術センター：平成 8 年度道路防災点検要領(豪雨・豪雪等)，1996 に加筆)

1.2 目視観察と簡易動的コーン貫入試験を用いた既設道路盛土の簡易点検手法

(1) 提案する盛土簡易点検の流れ

図 1.2-1 に本研究で提案する、目視観察と簡易動的コーン貫入試験を用いた既設道路盛土の簡易点検の流れを示す。簡易点検は外観観察による 1 次点検と、簡易動的コーン貫入試験を用いた 2 次点検によって構成される。1 次点検では外観観察によって盛土材料や形状、変状の有無や湧水位置等を確認し、すべり安全率を算定することで相対的に危険度の高い盛土を抽出する。抽出された危険度の高い盛土は 2 次点検に進み、締固めエネルギーや締固め管理値を推定して適切な貫入抵抗値を算定し、簡易動的コーン貫入試験によって盛土の内部状態を評価する。この結果から、盛土内部の異常箇所を判定することで、より詳細な調査か、経過観察を選択する。

(2) 内部構造の評価フロー

図 1.2-2, 図 1.2-3 に簡易動的コーン貫入試験による既設盛土の内部構造の評価手順を模式的に示している。この方法の骨子は異なる締固めエネルギーにおいて締固め度および上載圧が貫入抵抗値に与える影響をあらかじめ室内試験で求めておき、既知の締固めエネルギー E に対する貫入抵抗値とそのときのの上載圧から、既設盛土が有する貫入抵抗値の正常な分布範囲を推定するものである。具体的には(1)土槽にて既知の締固めエネルギーで目標の締固め度 D_c^* (含水比 w) になる供試土層を造成する。(2)盛土高さに相当する上載圧 σ_v を供試土層の上面に作用させ、その状態で簡易動的コーン貫入試験を実施し、 σ_v 別に貫入抵抗の深度分布を取得する。(3)貫入抵抗値と σ_v の関係を整理する。(4)上記(3)の関係を D_c^* 別に求めて貫入抵抗値と上載圧 σ_v の関係として再整理する。(5)盛土施工時の締固め管理値(締固め度、含水比(湿潤側と乾燥側))から正常な盛土が有する貫入抵抗値の分布範囲を把握しておく。(6)現場で簡易動的コーン貫入試験を行い、(7)現場での貫入抵抗値深度分布を(5)の正常な分布範囲と比較することで盛土の締固め程度を評価するとともに異常箇所を検出する。

なお、簡易動的コーン貫入試験は盛土中の礫や岩に当たると貫入不能となったり、極度に大きな貫入値が得られ、締固め度の推定が困難となる。盛土材料に礫を多く含んだ土が用いられている場合には、簡易動的コーン貫入試験は適用外となり、盛土内部の土を直接採取できるボーリング等の手法が必要となる。また延長の長い既設盛土では表面波探査等によって相対的な弱部を抽出し、簡易動的コーン貫入試験によって評価を行うことが考えられる。

(3) 提案法により抽出される低品質盛土への対応

現在の道路盛土の点検方法では、盛土の安定性は変状の有無、集水地形、基礎地盤の状態、溪流の状況、排水設備の状態、片切・片盛や傾斜地盛土等の盛土区分、対策工の有無および被災履歴の有無等の項目を判定し、各結果を総合的に評価して、その後の対応を決定することが多い。本提案法によって締固め程度の低い盛土や締固め不良箇所を有す盛土あるいは地下水位が高い盛土が抽出されることになれば、より詳細な地盤調査・解析、更には対策工立案の方策をとることができ、安全管理が次の段階に導かれると考える。

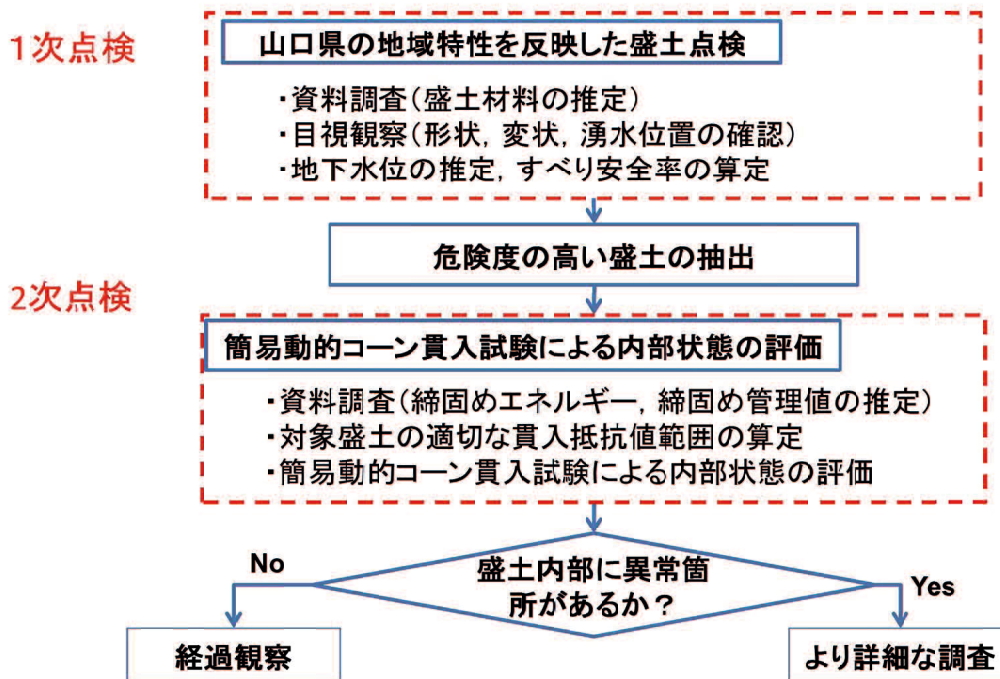


図 1.2-1 本研究で提案する盛土簡易点検の流れ

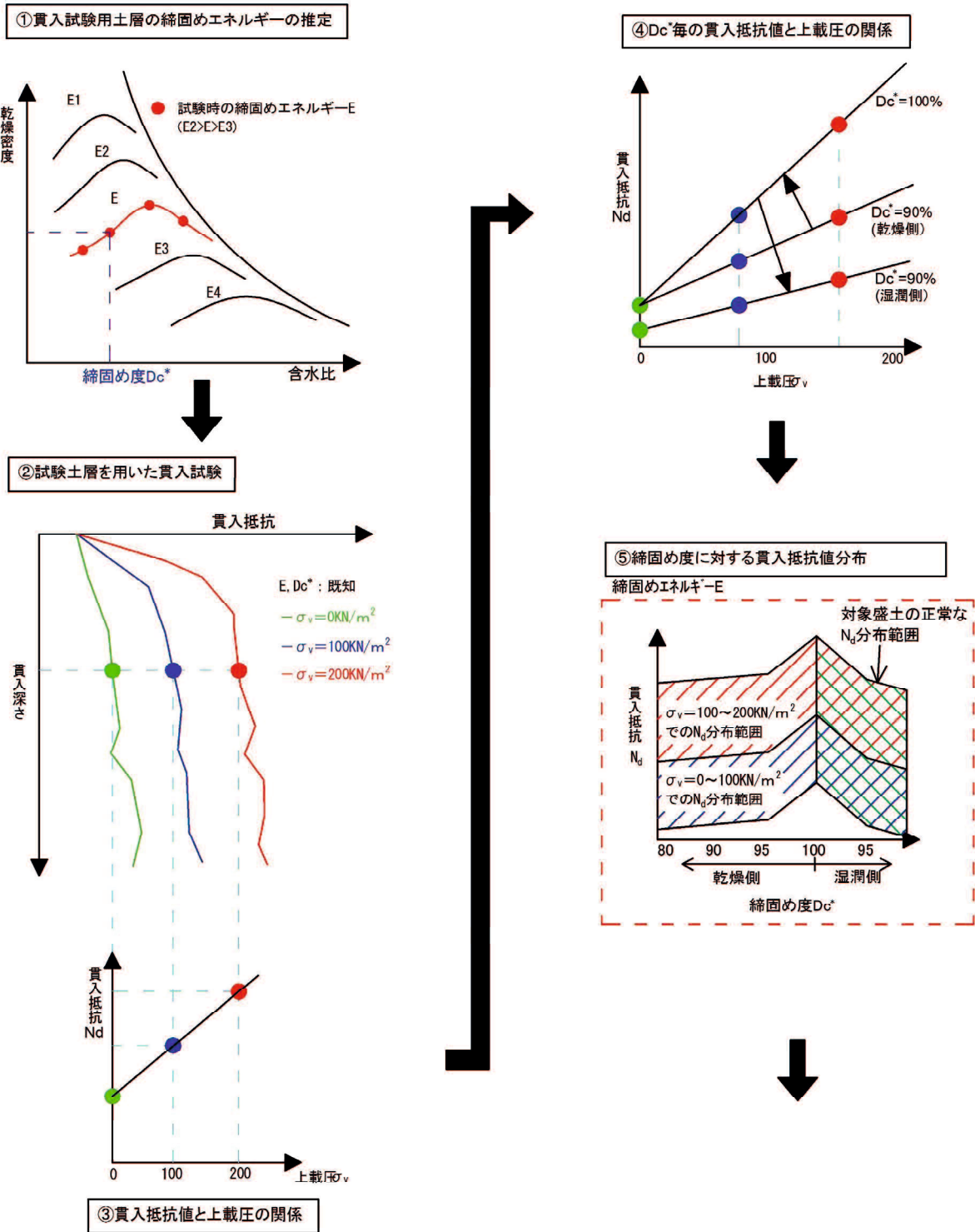


図 1.2-2 簡易動的コーン貫入試験による既設盛土の内部状態の評価手順 (1)

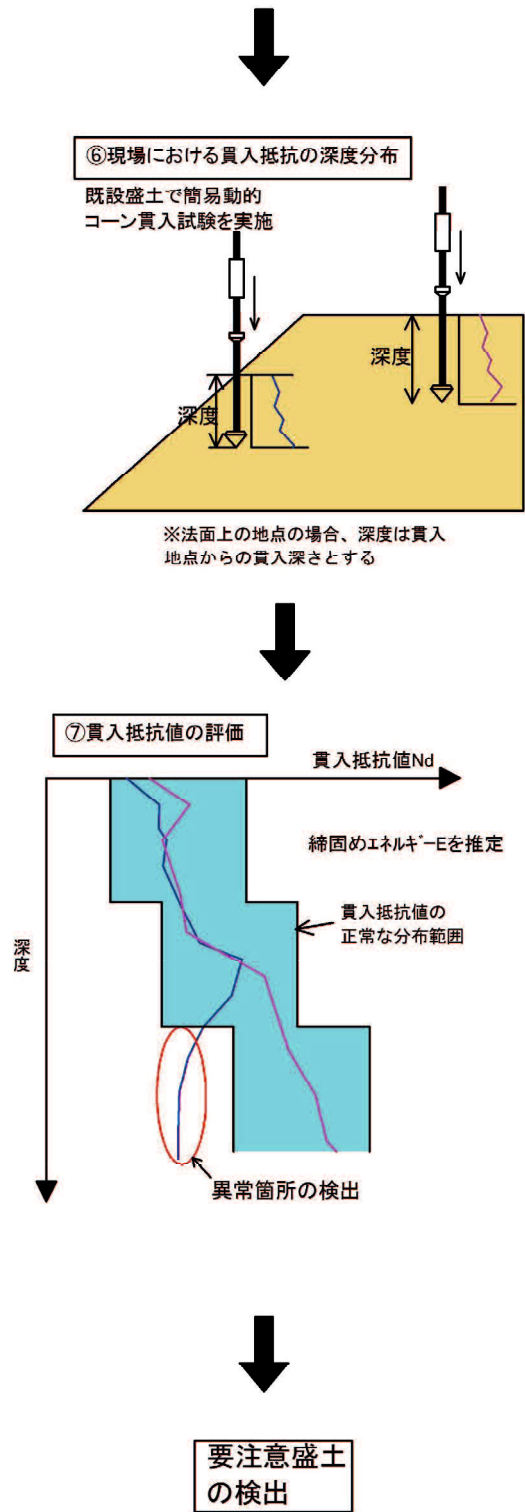


図 1.2-3 簡易動的コーン貫入試験による既設盛土の内部状態の評価手順 (2)

1.3 本論文の内容と構成

本論文は序論を含め6章で構成されている。

第1章 序論

本研究の目的と背景及び提案する点検手法を述べた。

第2章 盛土点検手法の現状と課題

現在行なわれている盛土点検法を紹介し、代表的な点検法とその背景となっている考え方について詳細を述べる。また既設盛土の内部状況把握に関する既往の研究についてまとめた。

第3章 山口県の盛土の特徴

平成17年に行なわれた盛土緊急点検の対象盛土より、山口県内の盛土の高さや勾配や盛土材などの特徴を整理する。また、盛土緊急点検の対象盛土より数箇所を選定し、現場踏査を行なった結果を示す。

第4章 1次点検手法の検討

外観観察による1次点検手法を検討するために、盛土の安定性への影響因子として、盛土基盤の傾斜角度、基盤からの湧水の発生位置と湧水の水頭、盛土表面からの降雨浸透をとりあげてモデル化し、盛土と地山のモデルを設定した浸透流解析と安定計算によって、それらの因子による地下水面の形成状況と安全率を求めて、各因子の安全率への影響の度合いを比較した。また、それらの結果を考慮した1次点検手法を提案した。

第5章 2次点検手法（簡易動的コーン貫入試験を用いた盛土内部の状態把握）の検討

室内大型土槽を用いて締固めエネルギーの異なる条件で造成されたまさ土盛土のコーン貫入特性を調べた。本文では、各締固めエネルギー下で締固め曲線上の相異なる状態点において造成された供試土層に対して実施した貫入試験結果を示すとともに、貫入抵抗とそのときの土上載圧、締固め度の三者の関係を検討した結果を述べた。さらに、地下水位が高くなった盛土の強度特性を明らかにするために供試土層の浸水に伴う貫入抵抗の変化を検討した。また、実存する既設の盛土に対して簡易動的コーン貫入試験を行い、盛土内部の状態把握に対する提案方法の適用性を検討した結果を示した。

第6章 結論

各章から得られた結論を示した。

1 章参考文献

- 1) 山陽自動車道災害調査検討委員会：山陽自動車道災害調査検討報告書，2006.
- 2) Sehara, Y., Suzuki, M., Yamamoto, T., Terayama, T., Tomokiyo, T. and Kochi, Y.: Slope disasters caused by Typhoon No. 14 of 2005 in Yamaguchi Prefecture, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 6, pp. 817-830, 2006.
- 3) 山口県土木建築部：県道銭壺山公園線災害調査検討委員会報告書，2006.
- 4) 気象庁：気候変動監視レポート 2008，pp.31-33，2009.
- 5) (財)道路保全技術センター：平成 8 年度道路防災点検要領（豪雨・豪雪等），1996.
- 6) 倉又章，森田義一：盛土施工の層厚化技術の検討，平成 15 年度北陸地方整備局管内技術研究，pp. 305-308, 2003.

第2章 盛土点検手法の現状と課題

2.1 道路盛土の点検手法

(1) 盛土点検手法の比較

盛土は土を用いた人工地盤構造であるため、締固め技術を用いた築造方法と品質管理基準は、盛土用途が異なってもほぼ同一である。ただし、その点検手法は管理基準によって若干の違いが見られる。これは各施設が蓄積した盛土変状の経験を反映して構築されているため、参考となる点が多い。表 2-1-1 および表 2-1-2 に、対象施設毎の盛土点検手法の比較を行った。なお表中に示した点検の着眼点について、着目すべき事項については赤字で、施設種別を跨いで共通して見られる着眼点は青字で示した。

各施設の点検体系としては以下のように構成されていることが分かる。

- ・ 点検の体系は日常点検と定期点検及び、異常気象・災害時の臨時点検で構成されている。
- ・ 日常・定期点検の基本情報として、築造時の初期点検情報や、ある時期に実施した詳細な点検情報を元としている場合が多い。

また、点検手法は盛土が抱えている不安定要因と現状の変状に着目したものが多く、その中で各点検手法の着眼点を抜き出してみると、現状での盛土状態の観点では、以下の4項目が共通していることが分かる。はらみだしや亀裂は盛土崩壊の前兆現象に着目し、湧水や排水設備については崩壊の原因となる地下水に着目している。

- ・ 法面のはらみだし・亀裂
- ・ 法面・法尻の湧水と湿潤化、流水跡
- ・ 天端・法肩の亀裂と陥没・沈下
- ・ 排水設備の損傷や詰まり

また注目すべき点としては、盛土内の地下水位の位置を推定する方法として親水性植物の有無や、冬季の植物の繁茂が挙げられていることである。これは、分かり難い地下水位の位置を推定する方法として有効な手法と考えられる。また、空港における手法では、降雨時又は降雨直後の排水状況の確認が挙げられている。集水地形における集水状況や排水設備の能力については、実際に降雨がないと分からないことも多いので、このような降雨時の観察は有効であると考えられる。さらに、ダムにおける手法では漏水の濁りが挙げられている。盛土において湧水が濁るということは土粒子が流出していることであるので、ミズミチの形成や陥没の誘発といった事象が考えられる。

盛土が抱える潜在的な不安定要因については、以下に示す8項目が共通しており、このような地形状況・地盤状況において災害が多く発生していることが推定される。

- ・ 片切片盛
- ・ 傾斜地盤上の盛土
- ・ 渓流通過部
- ・ 切盛境界
- ・ 基礎地盤（地滑り，軟弱地盤，崖錐）
- ・ 構造物接合部
- ・ 地下水・表面水
- ・ 渓流の状況（土石流の危険性，盛土横断部でのオーバーフローの可能性，排水設備の能力不足）

なお，注目すべき点としては，平成 17 年度盛土法面緊急点検において浸透水・地下水による盛土の高含水比化が注意すべき事項として挙げられており，これと同様に道路防災点検において盛土土質への注意が挙げられている．また，高速道路の点検においては，主要構造線・断層などの地質的弱線との位置関係が挙げられており被圧地下水の供給源に着目している．また，暫定 2 車線の未舗装盛土も要注意として挙げられており，天端未舗装部からの降雨浸透に着目していることも伺える．

以上に示したような盛土の不安定要因と現在の状況に関する着眼点は，目視観察による盛土 1 次点検手法の構築に当たって大いに参考となるといえる．

表2.1-1 盛土構造に関する点検手法の比較表1(講座「土構造物のメンテナンス」:「土と基礎」平成18年4月～9月掲載)を参考に編集)

対象施設	国産	国産	国産・高速度道路(平成17年盛土法面緊急点検・詳細点検)
点検の体系	<ul style="list-style-type: none"> 防災点検によって危険箇所を抽出・評価(要対策・カルテ対応・対策不要の3ランク) 防災点検結果を利用した日常点検・定期点検 臨時点検(異常時点検、緊急点検) 	<ul style="list-style-type: none"> 初期点検(初期状態の把握) 日常点検(現状安全性の確認、本線からの車内目視) 定期点検(老朽化状況の確認、本線外からの遠方目視) 詳細点検(健全性の把握、近接目視及び打音) 臨時点検(地震・異常気象時などの都度、実施) 	<p>平成17年9月の山陽自動車道の盛土崩壊事故を契機に実施された臨時点検。国管理の一般国道と高速度道路盛土を対象とした。山陽道盛土崩壊事故直後に緊急点検を実施し、崩壊の原因が明らかになった時点で詳細点検が行われた。</p>
点検の時期	<p>防災点検(5年に1度) 日常点検(1日1回) 定期点検(1～2年に1度) 異常時点検(豪雨・地震発生後) 緊急点検(災害発生後の類似箇所)</p>		<p>平成17年9月 平成17年11月</p>
点検の着目点 (要状況)	<p>法面の変状(クラック、洗掘跡、補修箇所数、法面の肌落ち) 路面の変状(陥没・亀裂) 地下水・表面水(法原部の湿潤化、冬季の植物の繁殖、法面の流水跡、湧水、周辺土地の湿潤)</p>	<p>法面部クラック・段差・はらみだし 法面のゴミ・土砂堆積 湧水 観水性植物 路面沈下・緑苔のクラック ガードレールの通りの乱れ 側溝の沈下・目地の開き・通りの乱れ 腰止めブロックの沈下・はらみだし 地下排水溝の目詰まり 構造物による法面保護工の変状 盛土の軟弱化</p>	<p>変状履歴 法面のはらみだし、路面の亀裂 法原部より浸透水が常時滲み出していないか 流水等により横断排水施設の呑み口を塞いでいないか。または塞ぐ恐れがないか。 制溝、ます、縦排水溝が変形したり、あるいはゴミ等の詰まりはないか。 排水施設の状況(排水施設の配置、通水断面の大きさ、流末処理等) 平常時・降雨時・降雨後の状況確認</p>
点検の着目点 (不安定要因)	<p>片切片盛 傾斜地盤上の盛土(路面表流水・上流側斜面の降雨処理) 埋流通過部(表流水の存在、ガリー・洗掘等の流水による痕跡) 切盛境界(切盛り境の側溝・流末処理の適切性) 基礎地盤(地滑り・クリーフ、軟弱地盤、崖壁) 盛土材 地下水・表面水(山地原部の側溝の有無、排水施設の能力) 渓流の状況(土石流の危険性、盛土横断部でのオーバーフローの可能性、排水設備の状況) 河川水・波浪の影響(法原の冠水、排水工流末の冠水) 擁壁(基礎地盤の状況、地下水、湧水の有無、排水設備の施設の機能低下、河床洗掘の可能性)</p>	<p>地質年代区分 主要構造線、断層などの地質的弱線との位置関係 地形発達過程上の特徴 原地形の地形特性(地滑り地形など) 傾斜地盤・谷地形 レベルバンク・片切片盛 暫定2車線の未舗装盛土</p>	<ul style="list-style-type: none"> 浸透水・地下水による盛土の高含水比化 沢からの集水による路面オーバーフローと法面の洗掘 隣接切土部からの表面水のオーバーフローと盛土の洗掘 降雨による盛土の安定性の概略検討 盛土及び地山での湧水 地下水が供給されやすい地質構造 地下排水施設の健全性
点検の対象	<p><防災点検箇所の抽出基準> 高さ5m以上の盛土で以下の条件に該当するもの 地滑り地形・真水地形・崖水地形・急斜面山・河川背後地 谷底低地・埋め立て地・干拓地などの人口造成地盤 軟弱地盤(旧河運・砂丘間低地・後背湿地・せき止め沼沢地・潟湖跡) 橋架取り付行部 排水施設に問題があるもの 変状が周囲に影響を及ぼす擁壁</p>		<p>以下の3点全てに該当する盛土 ・地山傾斜地で集水地形の盛土 ・盛土高さ10m以上 ・盛土法原近傍に民家や避難施設等がある</p>
異常気象時の対応	<p>連続雨量による通行規制</p>	<p>時間雨量と連続雨量による限界雨量由線の適用による運行停止</p>	
新技術	<p>変位計、傾斜計、土石流センサーなど</p>		<p>盛土土質・盛土高さ・法勾配・想定最高地下水位から盛土安全率を推定するチャートの採用</p>

※ 点検着目点の中で、注目すべき着目点は赤字を、共通する着目点は青字とした。

表2.1-2 盛土構造に関する点検手法の比較表2(講座「土構造物のメンテナンス」:「土と基礎」平成18年4月~9月掲載を参考に編集)

対象施設	鉄道	空港	河川堤防	フィルダム
点検の体系	<ul style="list-style-type: none"> ・初回検査(初期状態の把握) ・全般検査(全構造物に対して目視による性能低下箇所の抽出) ・個別検査(性能低下箇所に対して要因の推定や措置の必要性の判定を行う) ・随時検査(地震、大雨、異常出水などの場合に緊急的に行う) 		<ul style="list-style-type: none"> ・河川巡視(目視による河川状況の異常の点検) ・目視点検(毎週1回、出水期前後) ・詳細点検(毎半年、出水期前後) ・詳細点検(各区分に1回) 	<ul style="list-style-type: none"> ・計測機器による漏水量、変形量、浸透線の監視 ・目視での巡視により、計測機器だけでは分からないダム状態の把握 ・地震時・洪水時・豪雨時の臨時点検
点検の時期	全般検査(一定期間毎に実施) 個別検査(全般検査で詳細検査が必要と判断された場合) 随時検査(地震、大雨、異常出水などの場合)		河川巡視(毎日) 目視点検(毎年、出水期前後) 個別点検(平成8年に1回) 詳細点検(各区分に1回)	点検は初期湛水から安定期以後まで徐々に頻度を下げて行う 目視による巡視は初期の1回/週から、安定期の3回/年に変化する。 計測器による監視は初期の1回/週から、安定期の1回/3月に変化する。 なお、漏水量は初期の1回/日から、安定期の1回/月に変化する。
点検の着目点 (変状状況)	亀裂 変探・道路・宅地開発等による環境の変化 法面の湧水・湿潤化	法面部の集水状況の変化 法面部の地山状況の変化 法面での湧水状況の変化 構造物表面の塵埃や土砂の状況 降雨期あるいは降雨直後の 排水状況	<浸透> 天端・法面の亀裂 地盤の隆起・陥没 法面の湿潤化 <侵食> 法覆工の一部陥没 護岸ブロックの一部持ち上がり 根固めブロックの一部流出、垂れ下がり	<計測機器による監視> 間隙水圧・浸透量・浸透水の濁り 土圧・沈下量 地震計 <目視による巡視> 漏水量の変化、濁りの有無、新しい漏水箇所の発生 表面湛水層の表層の状態、縦目開きと食い違いの有無と発達、縦目 充填材の状態 フィルダムの法面状態
点検の着目点 (不安定要因)	片切占盛 切盛境界 腹付け盛土 落込み勾配点 谷渡り盛土 傾斜地盛土上の盛土 軟弱地盤、不安定地盤(崖壁、地滑り地) 橋台裏やカルバートとの接合部 排水設備の容量不足 付帯設備からの法面への雨水流入・流下		<浸透> 構造物接合部 治水地形(旧河道、旧落ち廻り) 埋防・基礎地盤土質 外力条件 被災履歴 築堤履歴 <侵食> 流速、河道形状、河床洗掘、堤体土質、植生	
点検の対象			浸透・侵食→全堤防 耐震→常時水位、津波、波浪を考慮した水位が堤内地盤高 を上回る箇所	
異常気象時の対応	時間雨量と連続雨量による限界雨量曲線の適用による運行停止		到達水位により、水防団待機・出動、避難勧告	
新技術	実効雨量指標の適用			地中無線によるワイヤレス埋設計器 GPSによる堤体挙動観測

※ 点検着視点の中で、注目すべき着眼点は赤字を、共通する着眼点は青字とした。

(2) 道路防災点検手法（盛土）

一般道路の道路盛土の点検は昭和 43 年より始まった「道路防災点検」によって実施されている。ここでは現時点で最新の点検要領である「道路防災点検要領；平成 19 年 9 月 財団法人 道路保全技術センター」に示された盛土の点検方法を紹介するとともに、点検手法上での課題を示す。

① 点検の流れ

点検は下図に示すように、点検対象区間を設定した後、机上調査と現地確認によって安定度調査箇所を決定する。安定度調査は個別箇所に対する詳細調査であり、この結果を用いて今後の対応（要対策・防災カルテ作成による対応・対策不要）を決定することとなる。

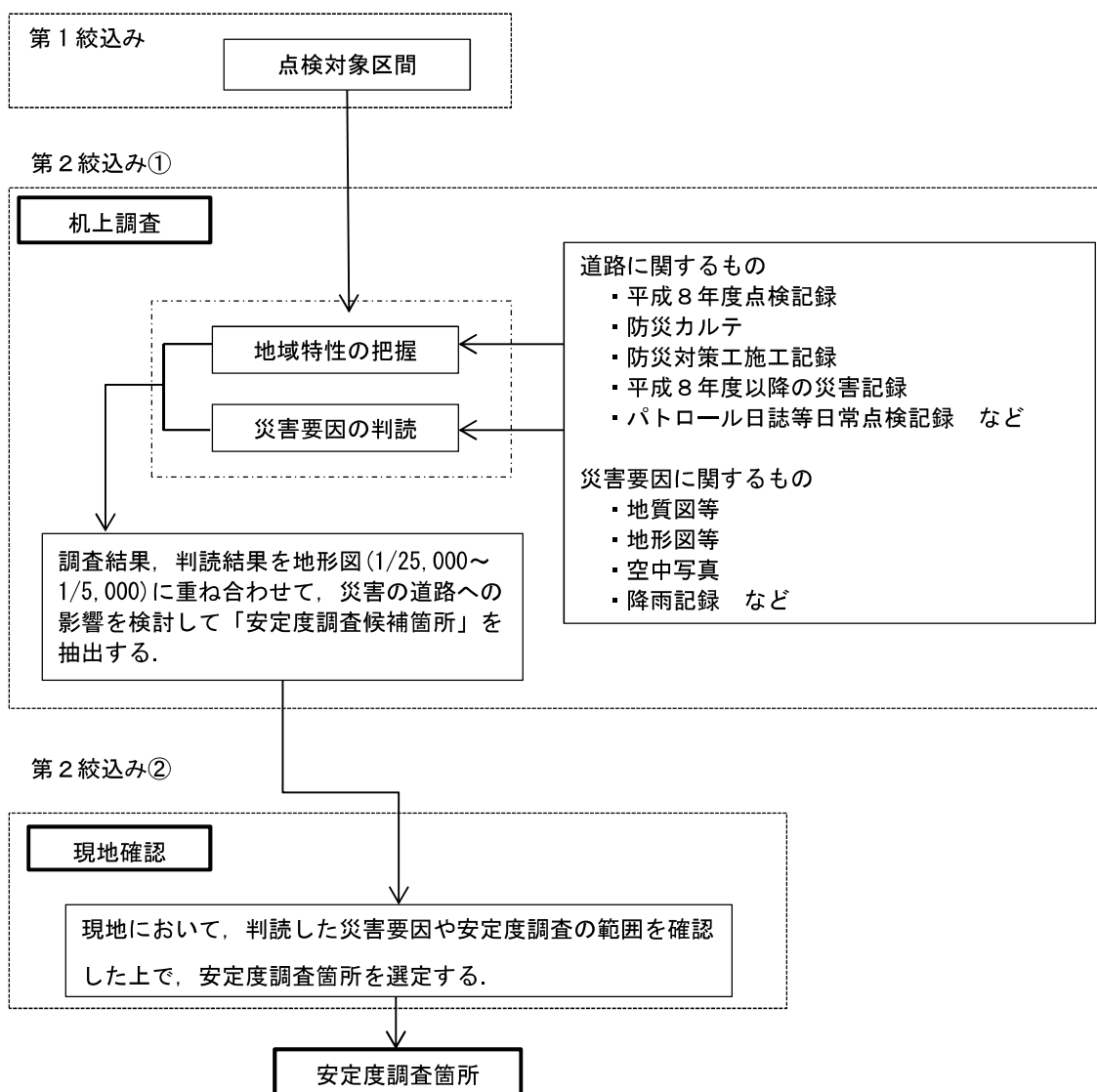


図 2.1-1 安定度調査箇所の選定の流れ¹⁾

②点検対象箇所

点検対象箇所は平成 8 年の防災点検において以下のように抽出された。

a) 高さ 5m以上の盛土で以下の条件に一つでも該当するもの

- ・ 地滑り地形
- ・ 集水地形
- ・ 崖水地形
- ・ 急斜面上
- ・ 河川背後地
- ・ 谷底低地
- ・ 埋め立て地
- ・ 干拓地などの人口造成地盤
- ・ 軟弱地盤（旧河道・砂丘間低地・後背湿地・せき止め沼沢地・潟湖跡）
- ・ 橋梁取り付け部

b) 排水施設に問題があるもの

この結果を受けて、平成 18 年度の点検においては対象箇所を以下のように限定している。これは平成 18 年度点検がフォローアップ点検としての意味合いを持つからである。

- ・ 平成 8 年度点検における要対策箇所のうち対策未了箇所
- ・ 平成 8 年度点検以降に道路災害の発生した箇所及び災害の兆候が認められる箇所
- ・ その他、道路管理者が防災管理上必要と認める箇所

③安定度調査箇所の絞り込み（机上調査）

安定度調査箇所の絞り込みは、机上調査において地域特性の把握と災害要因の判読を行う。地域特性の把握とは図 2.1-2 に示すように、対象地点の地形地質や災害履歴、防災対策工などの情報を収集整理する。また、次に地形図や空中写真を用いて災害要因の判読を行う。判読すべき災害地形要因は表 2.1-3 及び表 2.1-4 に示すものに対して行い、読み取った災害要因は図 2.1-3 に示すように整理する。

整理した地域特性情報と災害要因情報は地形図上に表記し、この結果を基に安定度調査の候補箇所を選出する。

点検対象区間について、災害の素因となる地形・地質の状況、災害発生状況、防災対策工の施工状況などの地域特性を既存資料等により把握する。

既存資料を収集し、下記の事項について整理する。

<過去の点検記録及び路線に関する情報>

- i) 点検位置に関する情報(位置図, 所在地)
- ii) 点検結果に関する情報(点検項目, 評価, 特記事項等)
- iii) 通行規制等に関する情報(規制の有無, 規制基準, 迂回路の有無)

<災害履歴及び対策工に関する情報>

把握し得る範囲で被災履歴及び対策工に関する情報を整理する。このとき、平成8年度点検時に整理した資料はできるだけ活用し、さらに他の資料があれば、これを追加する。

- i) 災害記録の基礎的情報(災害種別, 位置及び範囲, 発生年月日, 誘因等)
- ii) 被災状況に関する情報(被災規模, 被災状況図, 写真, 通行止実績等)
- iii) 対策工等に関する情報(対策年度, 工種, 工費)

収集した資料や上記の整理により把握した地域特性を1/25,000~1/5,000程度の地形図上に重ねて表記できる情報を記載する。ただし、重ねて記載すると煩雑になる場合には、同じ縮尺の複数の地形図上に示す。GISデータベースを活用しても良い。

図 2.1-2 地域特性の把握¹⁾

表 2.1-3 判読する地形情報¹⁾

分類	項目	内容
斜面	斜面境界及び集水範囲の境界	安定度調査の単位となる斜面及び集水範囲の境界
点検対象項目に関連した災害要因	岩盤崩壊	露岩部、壁岩、急崖（土砂や植生に覆われた斜面で45°以上、岩盤斜面で60°以上）、オーバーハング
	落石	転石やガレ場（大きなものや群をなすもの。災害履歴がある場合はこの情報も付加する）
	崩壊	明瞭な遷急線 （浸食や崩壊が発生していると判断できるもの）
		遷緩線
		崩壊地、崩壊跡地
		明瞭な谷頭斜面ないし0次谷（集水地形）
		段差地形や亀裂
		裸地や植生の貧弱な領域等
	土石流	勾配の急な小溪流（10°以上）やガリー
		水系 溪床堆積物
	地すべり	地すべり地形
		溝状凹地、二重山稜
		窪地
離れ山		

表 2.1-4 判読する地形情報¹⁾

分類	項目	内容
点検対象項目に関連した災害要因	崩壊 沖積錐	崩積土（崩壊土砂。災害履歴がある場合はこの情報も付加する）
		崖錐・岩屑
	沖積錐、 土石流堆積物	扇状地、沖積地、土石流錐、土石流段丘
	上記以外の 斜面上の堆積物	その他の山麓堆積地形 （原因不明も含む）
	氾濫源 （軟弱地盤、湿地）	河川氾濫源堆積物
（必要に応じて道路施設記載）	道路	幅員
	盛土	盛土区間、勾配
	切土のり面 対策工等	工種は台帳等で調査する
その他（必要に応じて記載）	段丘	段丘面として面区分をする必要がある場合
	大規模土工斜面	大規模な地形変化が見られる場合
	リニアメント	断層、地層境界等の線状模様
		断層、地層境界等の線状模様で、図面の縮尺によって、帯として表現する場合
	判読不能部	地形図の不備による判読不能部 空中写真の不備による判読不能部 陰による判読不能部（空中写真の場合）
	判読範囲	判読範囲の明示が必要な場合

⑥評点の考え方

道路盛土の崩壊は降雨や地下水の浸透，流水による洗掘，局所的な集水によるものが支配的である．そのため点検はそのような集水の可能性について調べることとされている．そのために，盛土の条件を図 2.1-6 に示すように区分する．また，実際の点検時には図 2.1-7 に示すフローチャートに従って盛土区分を設定する．

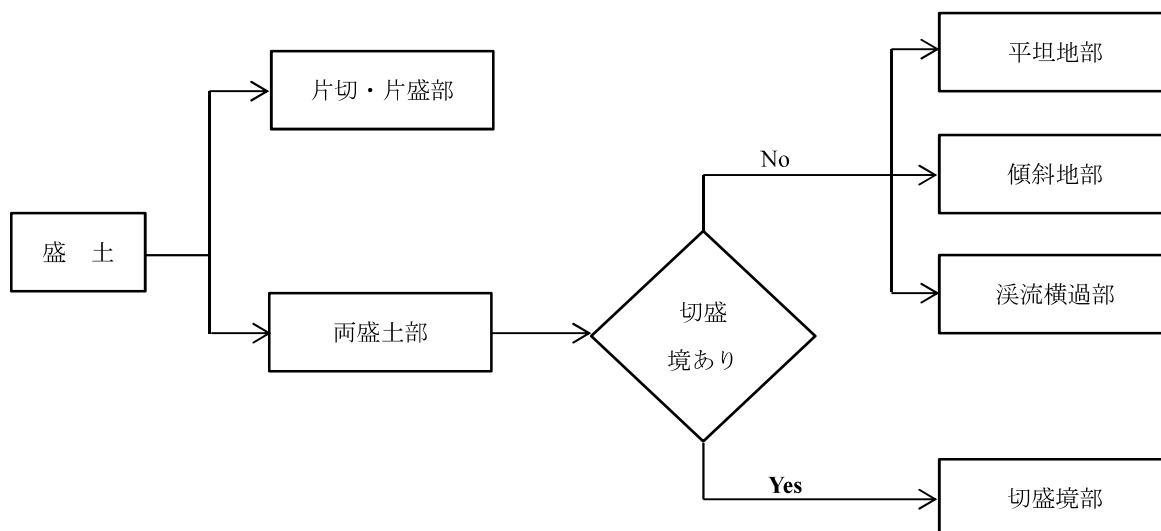


図 2.1-6 盛土条件の区分¹⁾

このようにして区分された盛土は集水が誘因となり崩壊を生ずる可能性と災害記録の2つの観点から盛土の安定性を評価する．崩壊を生じる可能性はその発生要因に基づいた評点に対策工の効果を加えて安定度の評点を決定する．

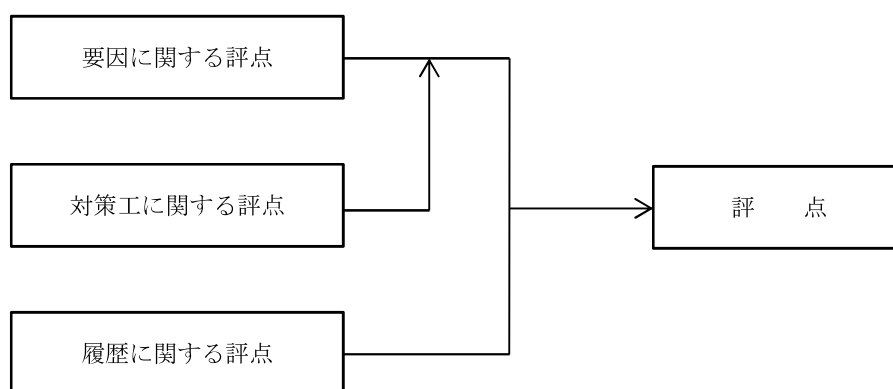


図 2.1-7 盛土の安定度評点の考え方¹⁾

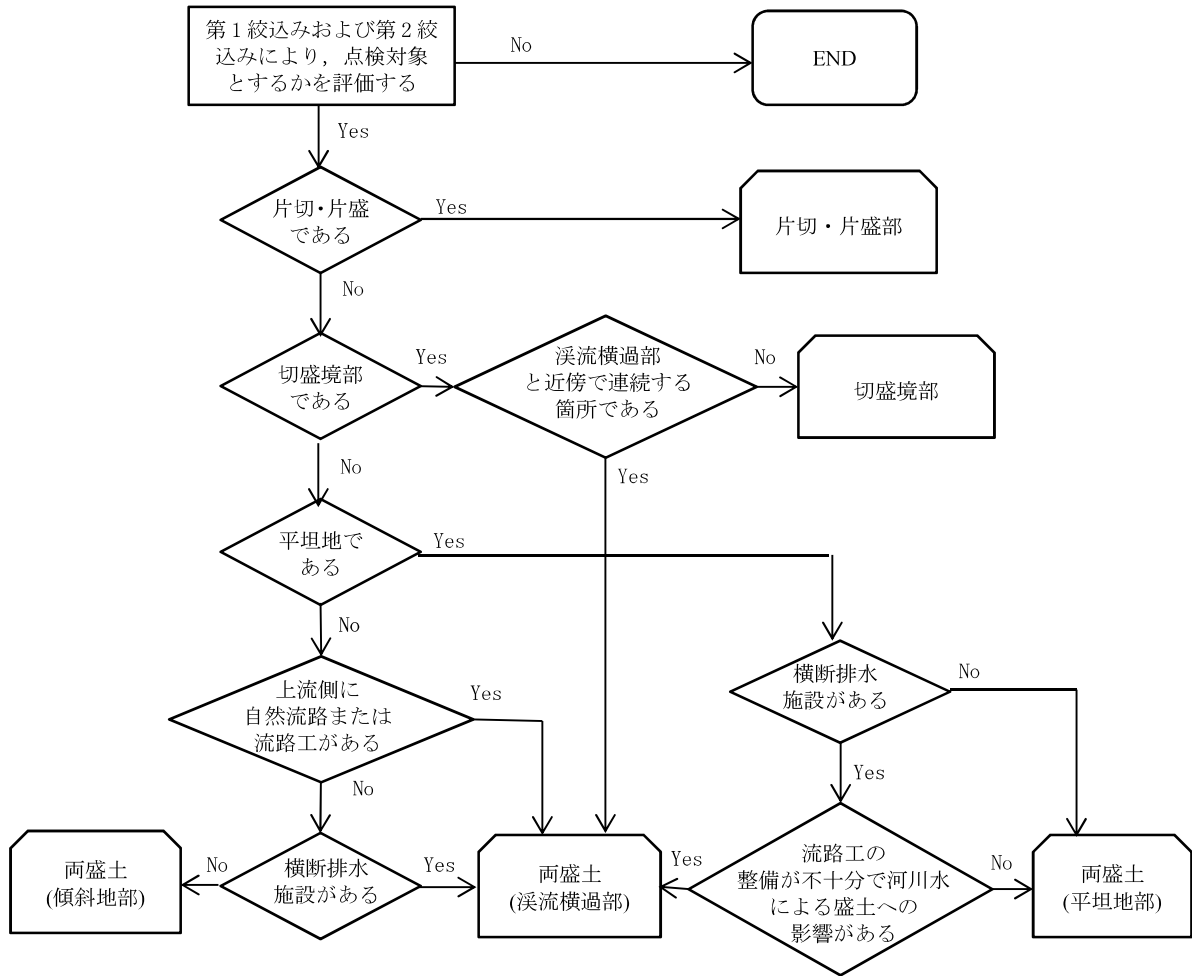


図 2.1-8 盛土区分のフローチャート¹⁾

⑦安定度評点に考慮する要因

安定度の評点は以下のような要因を考慮して評点をつけることとなっている。

a) 変状

変状の発生箇所は、盛土本体に限らず(谷側)のり面下部の自然斜面の洗掘等、盛土体に影響のある範囲すべてを対象とする。

構造的な変状は特に重要な指標となる。構造的なクラック・開口亀裂には、土留擁壁のはらみ等も含むものとする。

b) 基礎地盤

不安定地盤（移動土塊、崖錐等）である場合には、豪雨時や長雨時に盛土体を変形させる地盤の滑動を生じることがある。

- ・地すべり　・表層クリープ　・表層風化層の厚い（急）傾斜地
- ・沖積低地　・埋立地　・田園　・谷底平野　・砂丘、砂堆
- ・岩盤　・良く締まったローム層段丘礫層、扇状地礫層

c) 盛土材

盛土材は、その性質により、雨水の浸食を受けやすいものや、浸透水により粘土化しやすいものがある。風化の進行の速い盛土材や吸水すると強度の低下しやすい盛土材が用いられていないかどうかを評価する。

なお、盛土のり面の被覆を盛土材と土質の異なる材料で行うことがあるため、施工時の資料を利用することが望ましい。

d) 地下水・表面水の盛土への影響

地下水・表面水が盛土体へ浸透し、盛土のり肩部のすべりが発生することがある。また、表面水（上流側自然斜面や路面を流下した水）が盛土のり面を洗掘することがある。点検に際しては、盛土部分のみでなく周辺部の土地利用状況、路線の線形による路面水の集中箇所も含めた排水系統を点検し、箇所別記録表に平面図やスケッチなどで表示する。

e) 溪流の状況

盛土を横断する溪流が存在する場合、溪流内に土石流の痕跡（流域内の崩壊地や堆砂や流木）があるかどうか、横断排水施設の呑口部へ集中しやすい地形、施設であるかどうか、また、横断排水施設は十分であるかどうかを評価する。

盛土の横断排水管に水だけでなく土砂が流入する可能性がある場合には安定度調査表の右下のチェック欄に記載する。

f) 河川水・波浪の影響

盛土のり尻（擁壁の脚部、盛土のり面）が、平常時、異常時（洪水時、高潮時）の冠水時に、水衝による浸食を受けることがある。また、盛土の横断排水施設の吐口が冠水する場合には、横断排水施設の排水能力を低下させ、呑口部のオーバーフローにより盛土を被災させることがある。

<既設対策工に関する評価>

対策工がある場合には、以下の工種に応じて安定度を向上させる方向に補正を行う。

- a) 変状対策
 - ・ 構造的な対策
 - ・ 抑制工
 - b) 基礎地盤対策
 - ・ 地盤対策工
 - ・ 基礎の補強
 - c) 地下水・表面水対策
 - ・ 地下水排除工
 - ・ アンカー付きのり砕工
 - ・ のり砕工
 - ・ 表面被覆工
 - ・ のり面排水工
 - ・ 植生張り工
- 側溝、表面排水工は効果を期待しないで「その他・なし」と評価する。
- d) 溪流対策
 - ・ 堰堤
 - ・ 谷止工
 - ・ 流路工
 - ・ 土留擁壁

<被災の履歴に関する評価>

被災履歴の評価は、被災の有無、その被災の規模、その対策の効果に基づいて評価を行う。

降雨・集水によってもたらされる災害は、地形条件が大幅に変化しない限り反復性があると考えられるため、盛土設置以前の災害記録についても資料を収集し、複数回の被災履歴がある場合や災害規模の大きい履歴がある場合で、かつ十分な対策が行われていない場合には、履歴に関する評価が低くなるように評価する。

⑧点検の注意点

点検に際し、以下に該当する盛土は特に注意が必要とされている。特にこの3項目全てに該当する盛土についてはカメラなどを使って横断排水管を点検する必要があるとされている。

- a) 地山傾斜地で集水地形上に造成された盛土
- b) 盛土のり尻から測った盛土高が10m程度を上回る盛土
- c) 盛土のり尻近傍に民家や避難施設が存在する盛土

また、盛土点検時には以下の点に着目する必要があるとされている。

- ・ 湧水（無降雨時）や変状の有無
- ・ 水路の沈下、変形、目地の開きの有無
- ・ のり留め擁壁、のり尻の擁壁などの変形の有無および排水性の良否
- ・ 横断排水管に土砂流入する可能性
- ・ 豪雨時を想定して、雨水の流下経路と排水施設的能力や健全性を点検（想定外の水量が排水溝に集中することに注意）
- ・ 盛土材料や、原地形、周辺の地形、構造物で間隙水圧が上昇しやすい箇所は注意

⑨点検手法の課題

以上のような手順によって点検対象箇所安定度調査表を作成して評点を付け、総合評価として今後の対応（要対策、カルテ対応、対応不要）を決定していく。しかし評点と、今後の対応の選択にはその関連性を示す基準が用意されていない。このため今後の対応の決定は点検技術者の主観に基づくところが大きくならざるを得なくなり、評点は点検技術者が点検した対象斜面群の中での相対評価にすぎなくなる。そもそも、斜面の安定性評価自体が主観に頼る部分が多いという一面もあるが、客観的評価という観点からは、評点と今後の対応の関係にある程度決めることが望ましく、この点は今後の課題であるといえる。

(3) 盛土のり面緊急点検要領・盛土のり面詳細点検要領

平成 17 年 9 月に発生した山陽自動車道の盛土崩壊事故を契機に、一般国道や高速道路盛土を対象とした盛土法面緊急点検および盛土法面詳細点検が平成 17 年末に実施された。ここではこの点検の手法を紹介し、その特徴と問題点について述べる。なお盛土のり面緊急点検要領と盛土のり面詳細点検要領はそれぞれ 9 月と 11 月にそれぞれ提示されたものであるが、ここではこの両者を合わせて紹介する。

①対象道路

- ・ 国管理の一般国道
- ・ 日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，本州四国連絡橋公団の管理する有料道路

②対象盛土

以下の全てに該当する箇所

- ・ 地山傾斜地で集水地形上の盛土
- ・ 盛土高さ 10m 以上
- ・ 盛土法尻近傍に民家や避難施設等がある盛土

③点検の着眼点

緊急点検要領における点検着眼点は以下のように整理されている。

- ・ 浸透水・地下水による盛土の高含水比化
- ・ 沢からの集水による路面オーバーフローと法面の洗掘
- ・ 隣接切土部からの表面水のオーバーフローと盛土の洗掘

また，詳細点検要領における点検着眼点は次のように整理されている。

- ・ 降雨による盛土の安定性の概略検討
- ・ 地下水の供給を受けやすい地質・地形構造の確認
- ・ 湧水の存在及び湧水のおそれの確認
- ・ 地下排水施設の健全性の確認

④点検の流れ

盛土のり面緊急点検，盛土のり面詳細点検は次頁に示すフローに従って実施する。

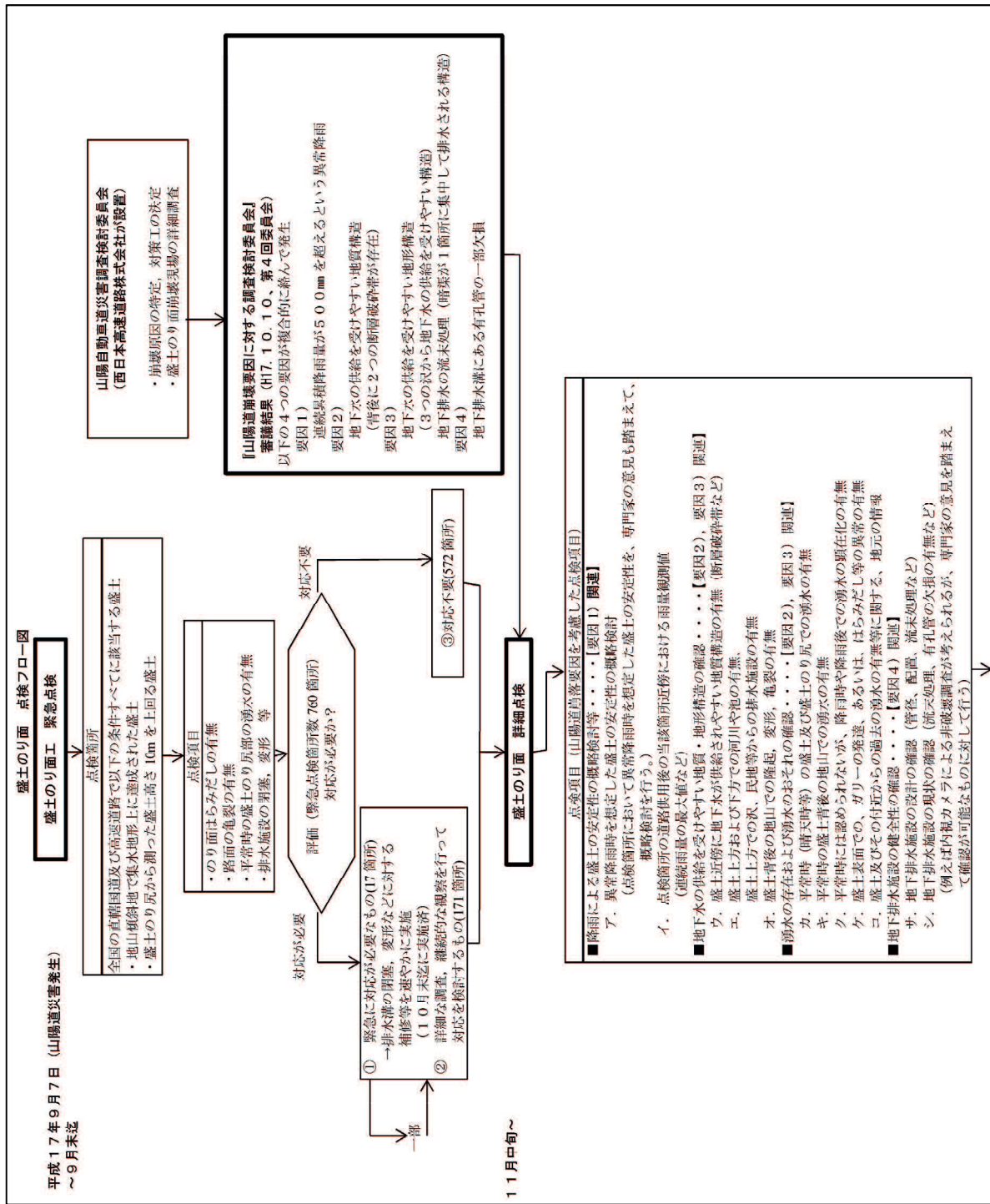


図 2.1-9 盛土法面緊急点検・詳細点検の実施手順(1)³⁾

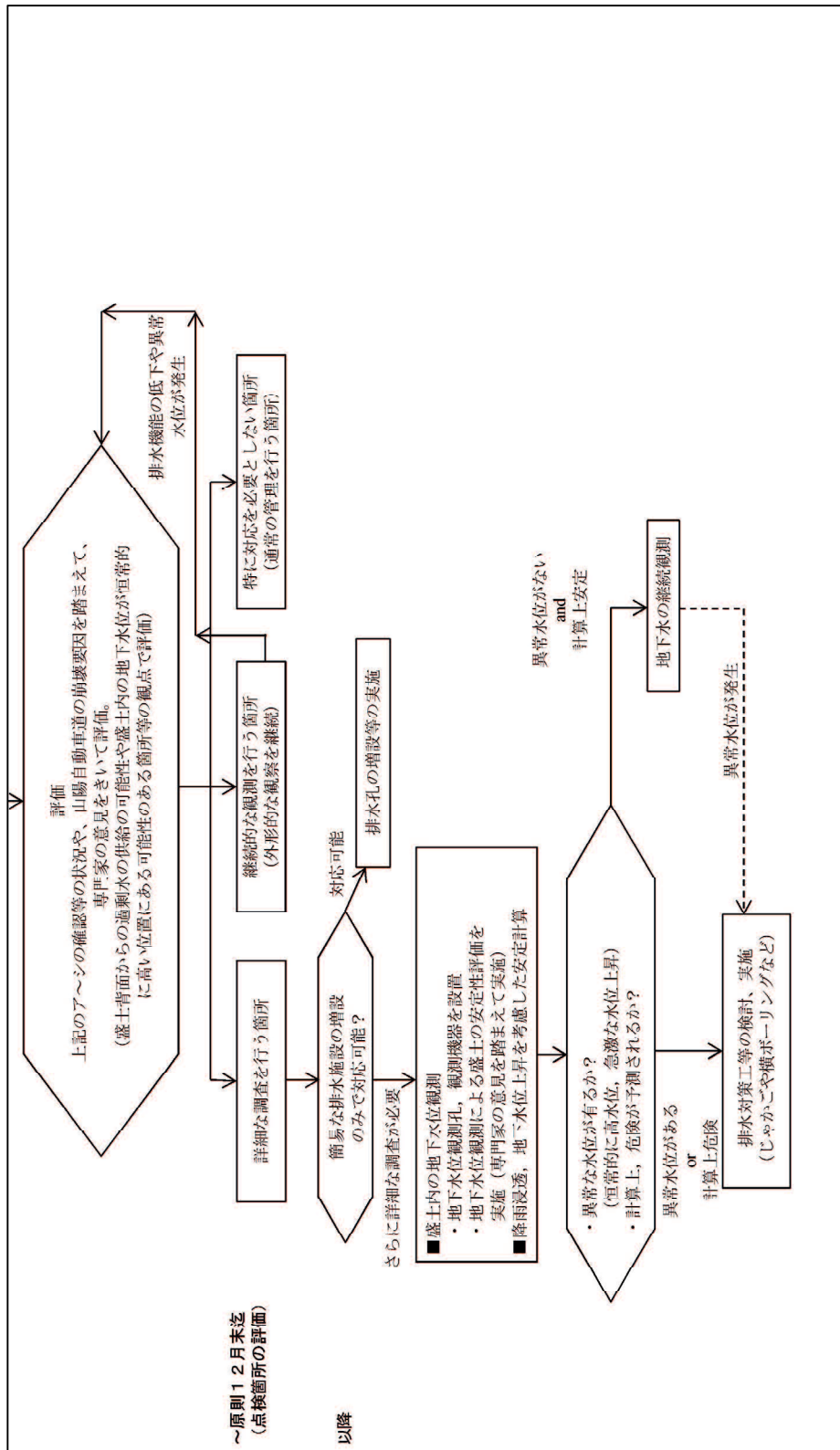


図 2.1-10 盛土法面緊急点検・詳細点検の実施手順(2) ³⁾

⑤点検手法

点検の手法は過去の防災点検記録から変状履歴を確認した上で、以下の点について現地踏査によって直接確認し、次頁の様式のように整理するものとされている。

<緊急点検>

- ・ 法面のはらみだし、路面の亀裂
- ・ 法尻部からの浸透水の常時の滲み出し
- ・ 流木等による横断排水施設の呑み口の閉塞、あるいは閉塞の恐れ
- ・ 側溝、ます、縦排水溝の変形、ゴミの詰まり
- ・ 排水施設の現況（排水施設の配置、通水断面の大きさ、流末処理）

<詳細点検>

○降雨による盛土の安定性の概略検討等【山陽道 要因1) 関連】

ア. 異常降雨時を想定した盛土の安定性の概略検討

（点検箇所において異常降雨時を想定した盛土の安定性を、専門家の意見も踏まえて、概略検討を行う。概略検討にあたっての参考資料を別添に示す。）

イ. 点検箇所の道路供用後の当該箇所近傍における雨量観測値（連続雨量の最大値など）

○地下水の供給を受けやすい地質・地形構造の確認【山陽道 要因2), 3) 関連】

ウ. 盛土近傍での、地下水が供給されやすい地質構造の有無（断層破碎帯など）

エ. 盛土上方及び下方での河川や池の有無

盛土上方での沢、民地等からの排水施設の有無

オ. 盛土背後の地山での隆起、変形、亀裂の有無

○湧水の存在および湧水のおそれの確認【山陽道 要因2), 3) 関連】

カ. 平常時（晴天時等）の盛土及び盛土のり尻での湧水の有無

キ. 平常時の盛土背後の地山での湧水の有無

ク. 平常時には認められないが、降雨時や降雨後での湧水の顕在化の有無

ケ. 盛土表面での、ガリーの発達、あるいは、はらみだし等の異常の有無

コ. 盛土及びその付近からの過去の湧水の有無等に関する、地元の情報

○地下排水施設の健全性の確認

サ. 地下排水施設の設計の確認（管径、配置、流末処理など）

シ. 地下排水施設の現状の確認（流末処理、有孔管の欠損の有無など）

（例えば、内視カメラによる非破壊調査が考えられるが、専門家の意見を踏まえて、確認が可能なものに対して行う）

表 2.1-5 盛土のり面緊急点検の整理様式²⁾

盛土点検票							様式 1	
機関名		調査 年月日	平成17年9月 日		整理 番号			
路線名		所在地			距離 標			
完成年	年	民家等の 状況						
盛土高	m	盛土延長	m	法勾配	1	:		
H8点検 総合評価								
点検状況								
対象項目	チェックポイント			チェ ック	備考			
のり面	のり面がはらみ出していないか。			Y/N				
亀裂	路線に亀裂がないか。			Y/N				
湧水	のり尻部より浸透水が常時 にじみだしていないか。			Y/N				
排水施設	沢上流部に横断排水施設の 呑み口を塞ぐ可能性のある 流木などはないか。			Y/N				
	側溝、ます、縦排水溝が変形したり、 あるいはゴミ等の詰まりはないか。			Y/N				
	排水施設の現況（排水施設の 配置、通水断面の大きさ、 流末処理等）			Y/N				
対応	①緊急に対応 ②詳細な調査、継続観察 ③対応不要							
現地 点検者	所属			氏名			連絡 先	

表 2.1-6 盛土のり面詳細点検の整理様式³⁾

様式 3

盛土詳細点検票

機関名		調査 年月日	平成17年 月 日	整理 番号	
路線名		所在地		距離 標	
完成年	年	民家等の 状況			
盛土高	m	盛土延長	m	法勾配	1 :
H8点検 総合評価		H17緊急 点検結果			
点 検 状 況					
点検項目			チェック	状況等 (必要に応じて記入)	
ア. 異常降雨時を想定した盛土の安定性の概略検討					
イ. 点検箇所道路供用後の当該箇所近傍における雨量観測値 (連続雨量の最大値など)					
ウ. 盛土近傍での、地下水が供給されやすい地質構造の有無 (断層破碎帯など)			有/無		
エ. 盛土上方及び下方での河川や池の有無、盛土上方での沢、民地等からの排水施設の有無			有/無		
オ. 盛土背後の地山での隆起、変形、亀裂の有無			有/無		
カ. 平常時 (晴天時等) の盛土及び盛土のり尻での湧水の有無			有/無		
キ. 平常時の盛土背後の地山での湧水の有無			有/無		
ク. 平常時には認められないが、降雨時や降雨後での湧水の顕在化の有無			有/無		
ケ. 盛土表面での、ガリーの発達、あるいは、はらみだし等の異常の有無			有/無		
コ. 盛土及びその付近からの過去の湧水の有無等に関する、地元の情報					
サ. 地下排水施設の設計の確認 (管径、配置、流末処理など)					
シ. 地下排水施設の現状の確認 (流末処理、有孔管の欠損の有無など)					
評価	①詳細な調査を行う、②継続的な観察を行う、③特に対応を必要としない				
現地 点検者	所属		氏名		連絡 先

⑥盛土安定性の概略検討

盛土の安定性概略検討は、傾斜地盤上の盛土を想定し、土質から推定される強度定数と、想定される最大地下水位からチャートを用いて安全率を推定するものである。概略検討の手法を以下に示す。

異常降雨時を想定した盛土の安定性の概略検討

<目的>

点検箇所において異常降雨時を想定した盛土の安定性を円弧すべり安全率により概略検討するものである。

異常降雨時の盛土の安定性は、厳密には、盛土形状、地山形状、土質、降雨浸透量、地下水流入量、盛土の排水性能（土質・地下排水施設の性能）などの影響を受けるが、計算上でこれらをモデル化することは必ずしも容易ではない。そのため、以下に示すような単純化されたモデルに対する円弧すべり安全率を求めることで安定性を概略検討するものとする。

<早見表による円弧すべり安全率 F_s の算定>

1) 想定モデル

本検討では、図-1に示すような盛土条件、浸透条件を想定する。

- ・地山と盛土との接合高さに地下水位が存在するような極めて水位の高い条件を設定する。
- ・すべり線はのり肩から車道側に8mの位置（2車線相当）を通り、のり尻付近を切るものを想定する。
- ・問題の単純化のための、地下排水施設、擁壁やアンカー、のり面保護工などは考慮しない状態で検討する。

したがって、上記のような特異な条件のもとで算定される安全率 F_s は、あくまでも参考値であることに留意する必要がある。

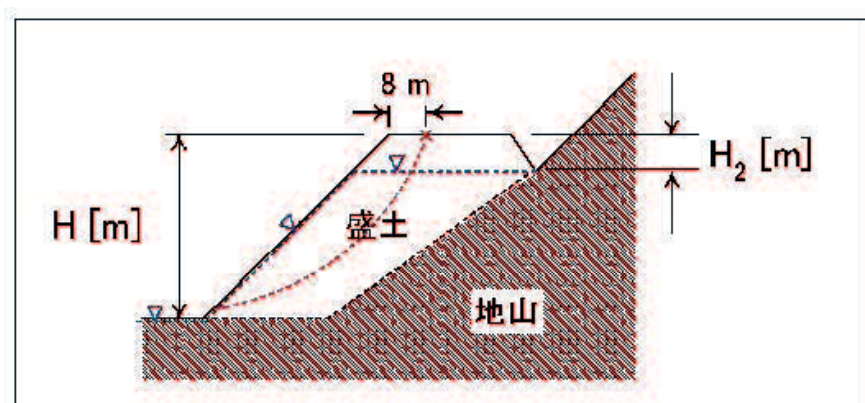
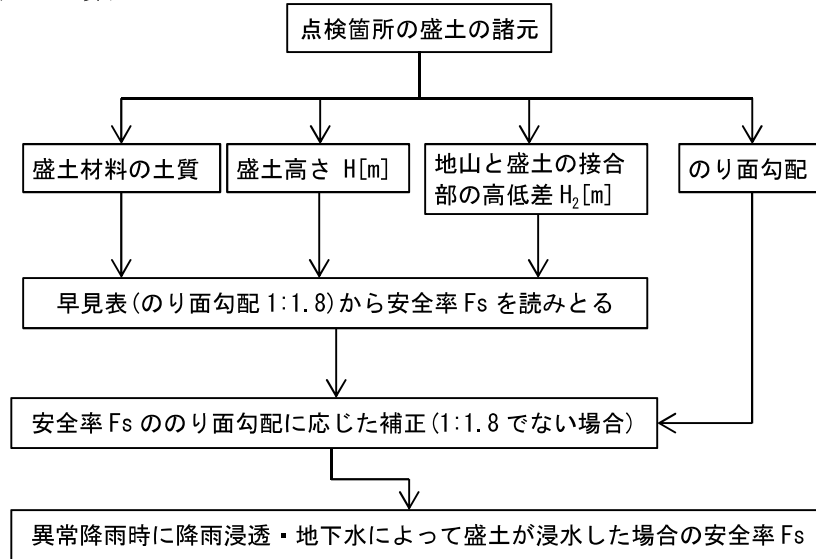


図 2.1-11 盛土安全性概略検討の手法³⁾

2) 安全率 F_s の算定フロー



早見表による盛土浸水時の円弧すべり安全率 F_s の算定フロー

3) 安全率 F_s の算定手法

① 盛土材料の土質

盛土材料の土質は、地盤工学会による工学的分類に基づいて、表-1 の4種（土質1～4）に区分する。地盤工学会による工学的分類の記号は、図-3 に示すとおり。

表-1 盛土材料の土質区分

土質区分	地盤工学会による工学的分類	γ_t [kN/m ²]	c [kN/m ²]	ϕ [°]
土質1	G, G-S, GS G-F, G-FS, GS-F ^{※1} 硬岩ずり(剥離性弱)	20	3	45
土質2	S-F, S-FG, SG-F ^{※2} S, S-G, SG ^{※3} 脆弱岩ずり(粘性化, 泥岩化, 風化の進行のおそれがあるものは除く)	19	3	40
土質3	GF, GF-S, GFS SF, SF-G, SFG ^{※4}	18	3	35
土質4	ML, CL, MH, CH 脆弱岩ずり(粘性化, 泥土化するもの) OL, OH, OV, Pt, Mk L, VH1, VH2	15	10	25

※ γ_t : 土の湿潤単位体積重量, c : 粘着力, ϕ : 内部摩擦角

※1 G-F, G-FS, GS-F は細粒分が有機質であれば、土質2の ϕ , c を用いる。

※2 S-F, S-FG, SG-F は細粒分が有機質または火山灰でなければ土質1とする。

※3 S, S-G, SG は粒度が良好 ($U_c \geq 10$) であれば土質1, 分級 ($U_c < 10$) されていれば土質2。

※4 SF, SF-G, SFG は細粒分が有機質であれば、土質4の ϕ , c を用いる。

図 2.1-12 盛土安全性概略検討の手法³⁾

②盛土高さH

盛土高さはのり尻から測った高さとする。

③地山と盛土の接合部の高低差 H_2

図-1 に示すように、地山側の盛土天端から地山の接合部までの高さを H_2 とする。異常降雨の時にはこの H_2 までの盛土内の水位が上昇すると仮定する。

④のり面勾配

本検討でのり面勾配は、のり尻とのり肩を結んだ直線の勾配を用いてよい。

⑤早見表(のり面勾配 1:1.8)からの安全率 F_s の読みとり

各土質区分、盛土高さH、地山と盛土との接合部の高低差 H_2 に対して円弧すべり計算を行った結果を図-4～図-7に早見表として示す。この早見表は、のり面勾配 1:1.8 の場合の結果である。

上述①～③で求めた点検箇所盛土の諸元を早見表に当てはめて、のり面勾配が 1:1.8 の場合の安全率を求める。

例えば、盛土材料が細粒分まじり砂質礫（地盤工学会による工学的分類：GS-F）で盛土高さが25mの腹付け盛土（ $H_2=0m$ ）の場合には、表-1より土質区分＝土質1であるから、図-4の $H=25m$ 、 $H_2=0m$ のところを見ると、安全率は $F_s=1.1$ であることが読みとれる。

⑥安全率 F_s ののり面勾配に応じた補正

⑤で求めた点検箇所盛土ののり面勾配が 1:1.8 でない場合には安全率を補正する。補正には、盛土材料の上質区分に応じて表-2を用いてよい。

表-2 のり面勾配に応じた安全率の補正量

土質区分	補正量 (0.1の勾配差に対する補正量)		【補正例】 土質1, $H=25m$, $H_2=0m$ の盛土の場合、図-4よりのり面勾配1:1.8の場合の安全率 $F_s=1.10$ である。 実際ののり面勾配が1:2.2の場合には、勾配差0.4 (=2.2-1.8)の緩勾配であるから、左表より補正後の安全率は $F_s=1.10+0.05 \times 4=1.30$ 。 同様に1:1.6の場合には、勾配差0.2 (=1.8-1.6)の急勾配であるから、補正後の安全率は $F_s=1.10-0.05 \times 2=1.00$ 。
	急勾配側	緩勾配側	
土質1	-0.05	+0.05	
土質2	-0.04	+0.04	
土質3	-0.03	+0.03	
土質4	-0.02	+0.02	

図 2.1-13 盛土安全性概略検討の手法³⁾

⑦点検結果の評価

これらの点検結果を踏まえて各々の点検箇所について、緊急の対応が必要なもの、詳細な調査を行うもの、継続的な観察を行うもの、対応不要なもの、のいずれに該当するかを判断することとされている。

また、詳細な調査を行うものに対しては以下のような盛土内の地下水位観測や詳細な安定計算を行い、蛇カゴや横ボーリングなどの排水機能を持った対策工の検討・設置を行うこととされている。

a)盛土内の地下水位観測

ア) 盛土の適切な位置（のり肩～のり肩より高さの1/3程度の箇所等）に、地下水位観測孔を設ける。なお、地下水位観測孔を設ける際には、既設の排水施設（表面排水・地下排水）を破損しないように、設計図書等によりその状況（排水施設の有無と配置、構造、材料や仕様（断面等）など）を確認する。

イ) 地下水位観測等により盛土の排水機能を確認する。

- ・ 盛土の安定解析（観測孔削孔時の試料から、せん断強度を把握）により、許容浸潤面を推定する。
- ・ 平常時の地下水位並びに降雨時及び降雨後の地下水位上昇について調査を行い、排水機能を確認する。
- ・ 降雨時及び降雨後の地下水位上昇がある場合は、近傍の地点における連続雨量、時間雨量も併せて確認する。

ウ) 必要に応じて、平常時並びに降雨時及び降雨後の地下水位を、継続的に観測する。

b)降雨浸透及び地下水位上昇を考慮した盛土の詳細な安定計算

図 2.1-14 詳細な調査を行う箇所への対応方法³⁾

⑧点検手法の特徴

この点検方法の特徴は以下のようにまとめられる。

- ・ 二次災害の防止の観点から、盛土高さと近傍民家の有無によって点検対象を限定している。
- ・ 点検対象盛土を山陽自動車道の崩壊に類似した条件（地山傾斜地で集水地形）に限定している。
- ・ 緊急点検ではその位置付けから、点検対象を変状については亀裂とはらみだしに、不安定要素については湧水と排水設備に限定している。
- ・ 山陽道崩壊事故の原因をフィードバックして点検項目としている。
- ・ 点検手法が法面の目視のみであるので、比較的簡易に実施できる。
- ・ 盛土土質、盛土高さ、法勾配、想定最大地下水位に基づいた安全性の算出チャートを設定しているため、客観的な評価が可能である。

(4) 供用済み道路盛土点検要領について

平成 18 年 4 月に発生した県道銭壺山公園線盛土の崩壊事故を契機に、山口県内の道路盛土に対する緊急点検が実施された。この緊急点検手法は平成 19 年 6 月に制度化され、山口県内の盛土は継続的な点検がなされることとなった。ここではこの「供用済み道路盛土点検要領」について紹介し、その特徴と問題点について述べる。

①対象路線

- ・ 供用済みの県管理道路

②対象盛土

以下の全てに該当する箇所

- ・ 地山傾斜地で集水地形上の盛土
- ・ 盛土高さ 10m 以上
- ・ 盛土法尻から 150m 以内に民家や避難施設がある盛土

③点検時期

- ・ 梅雨入り前
- ・ 梅雨及び台風等異常降雨後

④点検の内容

点検の手法は以下の点について現地踏査して直接確認し、次頁の様式のように整理するものとされている。

- ・ 法面のはらみだし
- ・ 路面（天端）の亀裂
- ・ 法面，法尻部からの浸透水の滲み出し
- ・ 流木等による横断排水施設の呑み口の閉塞，あるいは閉塞の恐れ
- ・ 側溝，ます，縦排水溝の変形，ゴミの詰まり
- ・ 排水施設の現況（排水施設の配置，通水断面の大きさ，流末処理）

また，これらの点検結果を踏まえ，各々の点検箇所について，**a** 緊急の対応が必要なもの，**b** 詳細な調査が必要なもの，**c** 継続観察が必要なもの，のいずれに該当するかを判断し，**a** と **b** については当面の対応方法を決定することとされている。

表 2.1-7 盛土点検表（供用済み道路盛土点検要領）⁴⁾

盛土点検表							整理番号	
路線名		所在地		事務所名				
施工年度		法尻の民家等 施設状況						
盛土高	m	盛土延長	m	法勾配	1 :	調査日	平成 年 月 日	
点検状況								
対象項目	チェックポイント				チェック	備考		
法面	法面がはらみ出していないか。				有/無			
亀裂	路面（盛土天）に亀裂がないか。				有/無			
湧水	法面及び法尻部より浸透水がにじみだしていないか。				有/無			
排水施設	横断施設の呑み口が塞がれていないか。沢上流部に塞ぐ可能性のある流木などはないか。				有/無			
	側溝、ます、縦排水溝が変形したり、あるいはゴミ等の詰まりはないか。				有/無			
	排水施設の現況に問題はないか。（排水施設の配置、通水断面の大きさ、流末処理等）				有/無			
点検結果	① 緊急に対応が必要 ② 詳細な調査が必要 ③ 継続観察が必要							
現地点検者								

⑤点検手法の特徴と改善すべき点

この点検方法の特徴は以下のようにまとめられる。

なお、この手法は「盛土のり面緊急点検要領」を基本として若干の修正が加えられたものである。特徴も「盛土のり面緊急点検要領」に酷似している。

- ・ 二次災害の防止の観点から、盛土高さと近傍民家の有無によって点検対象を限定している。
- ・ 点検対象盛土を山陽自動車道・県道銭壺山公園線盛土の崩壊に類似した条件（地山傾斜地で集水地形）に限定している。
- ・ 緊急点検という位置付けであるため、点検対象が変状については亀裂とはらみだしに、不安定要素については湧水と排水設備に限定している。

- ・ 点検手法が法面の目視のみであるので、比較的簡易に実施できる。したがって、時間が限定された条件での点検（緊急点検や簡易点検）に適している。
- ・ 毎年梅雨入り前には点検が実施されるので、経年変化に対応した新しい情報に毎年更新することができる。

また、改善が必要と考えられる点は以下の点である。

- ・ 対応種別（緊急対応、詳細調査又は継続観察、対応不要）の判定基準が無いため、対応を決定し難い。

(5) 点検手法の比較と提案する1次点検の方向性

前節までに、「道路防災点検要領」、「盛土のり面緊急点検要領・盛土のり面詳細点検要領」、「供用済み道路盛土点検要領」について紹介した。これらの点検要領を比較すると、以下のことがいえる。

- ・ 「供用済み道路盛土点検」は毎年梅雨入り前には点検が実施されるので、経年変化に対応した新しい情報に更新することができる。地下水が豊富になる時期に合わせて点検を行うことは非常に合理的であり、毎年の情報更新は防災の観点から現実的かつ合理的な手法である。これは点検手法が簡便であるため可能になっている面があると考えられることから、提案する1次点検はこの簡便性を維持する必要がある。
- ・ 「道路防災点検要領」はあらゆる崩壊パターンを考えた、充実した内容であるが、管理対象盛土が多い山口県内盛土に対して、毎年実施することは現実的ではない。したがって、山口県盛土の特徴に合致する着目点を適用するなどによって、「供用済み道路盛土点検要領」を改善・充実し、1次点検を構築することが適切であろう。
- ・ 「盛土のり面詳細点検要領」は山陽道崩壊事故の原因を強く意識して構成されたと考えられるが、その点検対象・項目は、一般的に危険と考えられる盛土に共通するものが多く、「供用済み道路盛土点検要領」の改善に取り入れられる項目もある。ただし、構成が点数制になっていないので、対応種別（緊急対応、詳細調査又は継続観察、対応不要）の決定が難しい一面もある。

以上の考察から提案する1次点検は、現況の「供用済み道路盛土点検要領」の簡便な点検方法を維持しつつ、「道路防災点検要領」や「盛土のり面詳細点検要領」の中の、山口県盛土の特徴に合致する着目点・点検項目を適用することが望ましい。また、対応種別（緊急対応、詳細調査又は継続観察、対応不要）を決定できる点数表があれば理想的である、といえる。

2.2 既設盛土の内部状態把握に関する既往の研究

従来の研究では既設盛土の内部状態を把握する方法として簡便に測定できる表面波探査が多く適用されている。八嶋ら⁵⁾は既設の宅地盛土に対して表面波探査と動的貫入試験(DP)を併用し、盛土の外部変状箇所から想定される緩み領域と表面波探査結果および貫入試験結果がよく合うと報告している。中山ら⁶⁾は高盛土に対して表面波探査を実施し、PS 検層結果やS波トモグラフィとよく合う結果を得たと報告している。三浦ら⁷⁾は宅地盛土に対して表面波探査を行い、盛土と原地形の境界の把握に有効であるものの、盛土の局所的な弱部は分解能の影響のため、把握できなかつたと報告している。広い範囲の盛土の品質を把握する手法として、測定領域を広くとれる物理探査は有効である。しかし、電気探査は築造直後の盛土の施工不良箇所の抽出には有効⁸⁾とされているが、含水比変化の影響を強く受けるため既設盛土では適用が難しい。また弾性波探査は側線の設置や震源の準備等が煩雑であるため既設盛土に適用された事例は無い。三浦ら⁷⁾の報告にあるように探査はその分解能の問題から局所的な弱部を把握することは難しく、他の調査方法との併用が必要である。小林ら⁹⁾は既設の高速道路盛土に対して動的貫入試験と不飽和三軸試験を行い、貫入抵抗値と飽和度から間隙比および強度を推定する方法を提案している。小林ら⁹⁾の研究で用いられたサウンディングは秦ら¹⁰⁾が提案する盛土の簡易耐震診断手法の中で盛土強度を把握する手法として位置づけられている。この簡易耐震診断では広域的な盛土の特性は主に盛土形状を基に評価されている。林ら¹¹⁾は国土交通省が実施した盛土法面緊急点検結果に対する危険度評価手法を提案しているが、この手法は目視による外観点検結果を基にしているため、盛土の内部構造は考慮されていない。既設盛土の点検方法としては道路防災点検の他、上記のような手法が提案されているが、盛土の弱部とその内部状態を考慮した方法は皆無である。

一方、盛土を構成する締固めた土の特性を簡易に把握する手法としてはサウンディングの適用が研究されてきた。谷口¹²⁾は締固めた回数を変えた種々の土に対して静的コーン貫入試験を行った結果、コーン支持力は飽和度と密度の影響を受けることを述べている。北園ら¹³⁾は盛土表面に重さ4.5kgのランマーを落下させた際の衝撃加速度と乾燥密度がよく合うと報告している。横田ら¹⁴⁾は火山灰質粘性土の盛土に対してオランダ式二重管コーン貫入試験を行い、盛土の強度増加と貫入抵抗値に相関があると報告している。久楽・石塚¹⁵⁾は関東ロームを用いた盛土模型における散水実験において飽和度と静的コーン指数の関係を調べ、飽和度が60%から80%に上昇すると静的コーン指数がほぼ半減することを報告している。これらの研究は施工管理手法としてサウンディングの適用性を検討したものがほとんどであり、現在では土の密度・含水比の測定、強度や剛性、変形性の計測による盛土の施工管理の技術が開発・実用化されている¹⁶⁾。しかし、供用後の盛土の内部状態を力学的に確認する方法はほとんど確立されていないことが現状である¹⁷⁾。

2 章参考文献

- 1) 財団法人 道路保全技術センター：道路防災点検要領，2007.
- 2) 国土交通省道路局国道・防災課：盛土のり面の緊急点検について，2005.
- 3) 国土交通省道路局国道・防災課：盛土のり面の詳細点検について，2005.
- 4) 山口県土木建築部：県道銭壺山公園線災害調査検討委員会報告書，2006.
- 5) 八嶋厚，佐藤健，沢田和秀，村田芳信，末松治：既設盛土内部の現況機能を把握するための各種調査，第19回中部地盤工学シンポジウム論文集，2007.
- 6) 中山文也，林宏一，石田章司：高盛土のS波速度構造把握への表面波探査の適用，第36回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 143-144, 2001.
- 7) 三浦均也，森政信吾，吉田望，千野克浩，村田芳信：地下水浸透流を有する住宅高盛土の地震時安定性評価のための調査と解析，日本地震工学会論文集，第9巻，第5号，pp. 58-78, 2009.
- 8) 植野修昌，新美孝之介，片岡昌裕，松井保：見かけ比抵抗を用いた広範囲盛土の品質不良部検出に関する研究，第37回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 83-84, 2002.
- 9) 小村尚，加納誠二，土田孝，今村孝志：高速道路の盛土斜面における強度定数推定法についての検討，土木学会中国支部研究発表会概要集，2008.
- 10) 秦吉弥，一井康二，加納誠二，土田孝：高速道路盛土における簡易耐震診断手法の提案，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1921-1922, 2008.
- 11) 林健二，常田賢一，上出定幸：道路盛土の現地点検における地震危険度マクロ評価法の適用性，第46回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1779-1780, 2011.
- 12) 谷口秀男：土の締固め最適領域における密度，コーン強さの変化について，土と基礎，Vol. 26, No. 9, pp. 35-40, 1978.
- 13) 北園芳人，丸山繁，着杉清吾：衝撃加速度を用いた盛土の品質管理に関する研究，第35回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1617-1618, 2000.
- 14) 横田聖哉，三嶋信雄，星野克之：火山灰質粘性土を用いた高盛土の施工事例，火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集，pp. 271-278, 1995.
- 15) 久楽勝行，石塚広史：雨水の浸透と盛土の安定性，土と基礎，Vol. 30, No. 9, pp. 37-43, 1982.
- 16) 国土交通省東北地方整備局東北技術事務所品質調査課品質検査係：貫入棒による締固め度(D_c)の簡易判定手法，地質と調査，第2号，pp. 57-59, 2010.
- 17) 地盤工学会土の締固め編集委員会：土の締固め，地盤工学・実務シリーズ30，地盤工学会，2012.

第3章 山口県の既設道路盛土の特徴

3.1 序言

本章では、平成17年に山陽自動車道の盛土崩壊事故を契機に行なわれた、盛土のり面緊急点検および盛土のり面詳細点検結果¹⁾を再整理し、県内の既設道路盛土の特徴を推測した。

また、この点検の対象盛土より数箇所を選定し、現場踏査を行なった結果を示す。さらに、より詳細な点検に必要な簡易な現場測定手法として簡易動的コーン貫入試験を実際の既設盛土へ適用した例を示した。

3.2 平成17年度盛土のり面緊急点検・詳細点検結果の概要

平成17年9月7日に山陽自動車道にて盛土崩壊が発生したことを受け、国土交通省道路局の指導により、盛土のり面緊急点検が行なわれた。その後、追加点検として盛土のり面詳細点検が実施され、判定結果により対応が取られている。対象道路、対象盛土、および点検着眼点は以下の通りである。

(1) 対象道路

- ・ 国管理の一般国道
- ・ 日本道路公団，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，本州四国連絡橋公団の管理する有料道路

(2) 対象盛土

以下の全てに該当する箇所

- ・ 地山傾斜地で集水地形上の盛土
- ・ 盛土高さ10m以上
- ・ 盛土法尻近傍に民家や避難施設等がある盛土

(3) 点検の着眼点

緊急点検要領における点検着眼点は以下のように整理されている。

- ・ 浸透水・地下水による盛土の高含水比化
- ・ 沢からの集水による路面オーバーフローと法面の洗掘
- ・ 隣接切土部からの表面水のオーバーフローと盛土の洗掘

また、詳細点検要領における点検着眼点は次のように整理されている。

- ・ 降雨による盛土の安定性の概略検討
- ・ 地下水の供給を受けやすい地質・地形構造の確認
- ・ 湧水の存在および湧水のおそれの確認
- ・ 地下排水施設の健全性の確認

図3.2-1に点検対象盛土を、表3.2-1(1)～(3)に点検結果の概要を示す。

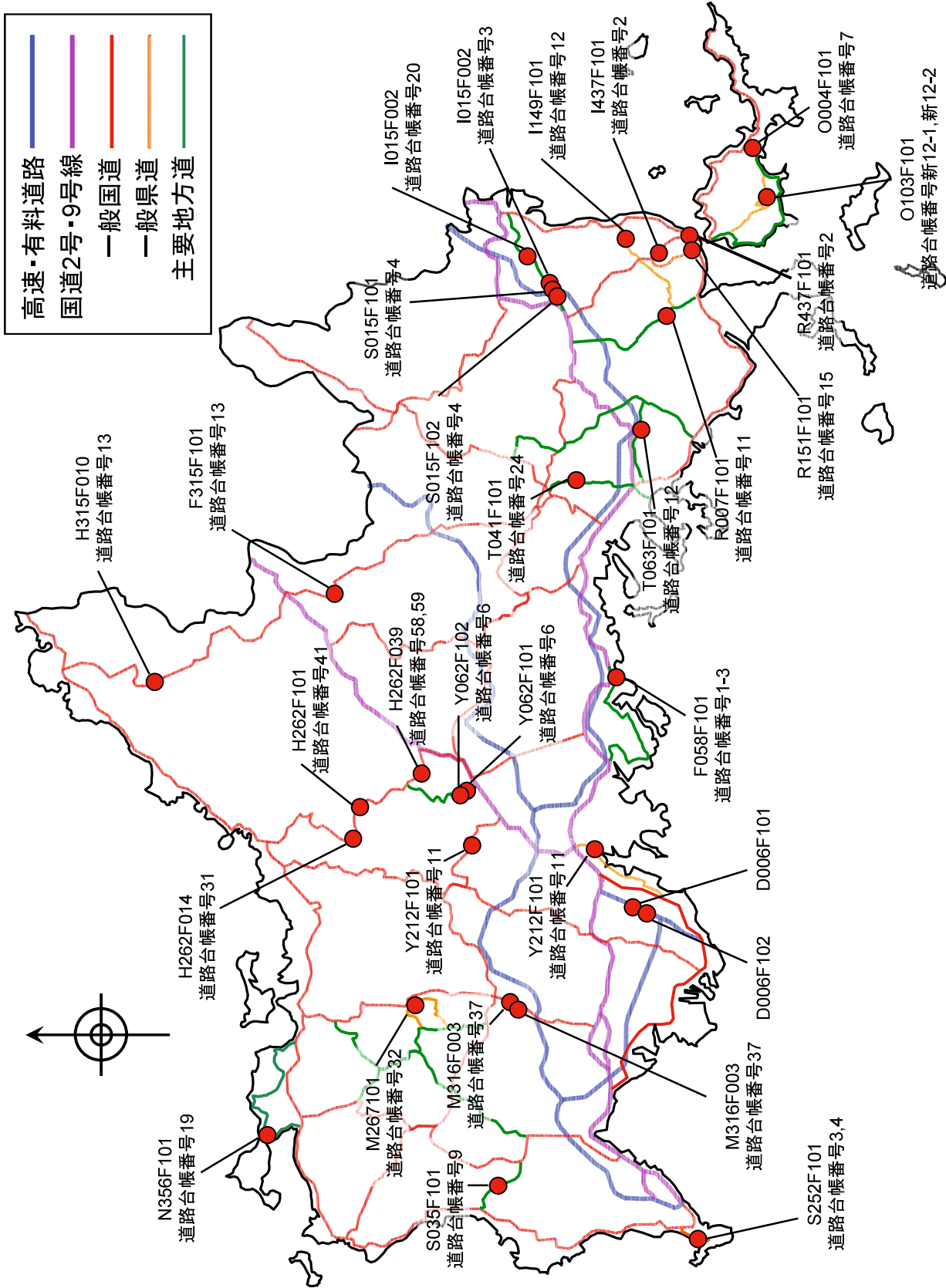


図 3.2-1 平成17年盛土のり面緊急点検・盛土のり面詳細点検対象盛土

表 3.2-1(1) 盛土緊急点検結果概要(1)

盛土情報											平成17年点検結果			
施設管理番号	道路台帳番号	管轄事務所	路線名	道路種別	所在地	延長 [m]	盛土高さ [m]	分類記号	災害履歴	H17年点検所見概要	H17 評点	H17 ランク	予想改善措置	
I437F101	2	岩国	437号線	一般国道	玖珂郡由宇町	96	17.53	SFG	H8年度以降無し	盛土に変状無し。地山対策工も完備(溝穴)	20	3		
I015F002	20	岩国	岩国玖珂線	主要地方道	岩国市柱野	143	28.81	SFG	H8年度以降無し	擁壁補修の必要性和、排水系等の整備の検討	40	2	擁壁の変状の進行、排水工の破壊	
I149F101	12	岩国	柳井由宇線	一般県道	玖珂郡由宇町	66	11.43	SFG	H8年度以降無し	路面の変状多く、排水施設も機能していない	40	2	路面(切盛り境)からの雨水浸透による盛土崩壊	
K015F002	3	玖珂	岩国玖珂線	主要地方道	玖珂郡玖珂町 欽明路	76	18.37	GFS	H8年度以降無し	構断は雨水施設に変状あり。呑口に水がのらない。民家裏の湧水については、原因究明が必要。	40	2	湧水により擁壁基礎が軟弱化。擁壁変状、構断水路の機能損失による盛土基礎地盤の軟弱化。	
K015F101	4	玖珂	岩国玖珂線	主要地方道	玖珂郡玖珂町 欽明路	92	9.97	SFG	H8年度以降無し	盛土に変状無し。法面内に排水施設が無いので法反削溝設置などあるとよい	0	3		
K015F102	4	玖珂	岩国玖珂線	主要地方道	玖珂郡玖珂町 欽明路	150	9.88	GFS	H8年度以降無し	排水施設も十分	0	3		
R437F101	2	柳井	437号線	一般国道	柳井市神代	90	16.15	GS-F	H8年度以降無し	排水施設も十分	20	3		
R007F101	11	柳井	柳井周東線	主要地方道	柳井市大字柳井	68	13.69	SG-F	H8年度以降無し	法面に湧水多く、擁壁前面が湿地化。排水施設が設置されておらず、基礎地盤への影響が懸念される。	60	1	湧水による基礎地盤の軟弱化、擁壁前傾、盛土変状	
R151F101	15	柳井	伊陸大島港線	一般県道	柳井市神代	43	9.75	SFG	H8年度以降無し	変状も特になし。	0	3		
O004F101	7	大島	大島環状線	主要地方道	東安下佐字安高	283	9.67	SG-F	有(詳細不明)	おそらく基礎地盤が軟弱なため、盛土の変状がところどころある。ただし、保全対象(桁橋試験場)への距離が離れるため、影響はほとんどない。	20	3		
O103F101	新12-1、 新12-2	大島	大島橋線	一般県道	東屋代字煉畑	182	9.48	SFG	有(詳細不明)	バインダ、陥没、崩落多数。暗渠排水からの排水が水路に乗らず盛土内に侵入	60	1	法面の小崩壊の頻発等	
T041F101	24	周南	下松鹿野線	主要地方道	下松市大字下谷	351	29.52	SFG	H8年度以降無し	盛土部崩壊箇所多数、対策方針の検討要する。	60	1	盛土法面への雨水流出、浸透、盛土法面内の崩壊拡大	

表3.2-1(2) 盛土緊急点検結果概要(2)

盛土情報											平成17年点検結果		
施設管理番号	道路台帳番号	管轄事務所	路線名	道路種別	所在地	延長 [m]	盛土高さ [m]	分類記号	災害履歴	H17年点検所見概要	H17 評点	H17 ランク	予想災害規模
T063F101	12	周南	下松田布施線	主要地方道	下松市大字来巻	146	10.74	SF	有(詳細不明) ※反対側盛土法面 小崩壊(復旧済)	盛土部崩壊箇所多数、部分的な補修を要する。	30	2	洗掘の拡大、盛土の変状、盛土内の小崩壊
F315F101	13	防府	315号線 (民家近傍)	一般国道	佐波郡徳地町 大字大藤	295	13.08	GFS	H8年度以降無し	盛土自体は健全であるが、コルゲートの補修が必要	0	3	
F315F101	13	防府	315号線 (最大法高付近)	一般国道	—	—	16.18	GFS	—	—	—	—	
F068F101	1-3	防府	防府環状線	主要地方道	防府市大字富海	166	—	—	H8年度以降無し	保全対象がJRのため除外するが、法尻からの湧水の原因説明と基礎地盤への影響を把握する必要あり。(本来は2ランク)	30※	3(保全対象がJRのため がJR以外の で)	※保全対象がJRのため 詳細調査は対象外一
Y435F008	14	山口	435号線	一般国道	山口市大字吉敷	546	42.24	GS-F	H8年度以降無し	ごく一部に小規模の崩壊、破壊あり。長大法面ため、定期的な点検が望まれる。	30	2	排水溝土砂詰まりの進行、排水機能の低下
Y062F101	6	山口	山口旭線	主要地方道	山口市大字上野野令	28	12.51	GFS	H8年度以降無し	路面のクラックのシールは必要。	20	3	
Y062F102	6	山口	山口旭線 (民家近傍)	主要地方道	山口市大字上野野令	138	14.67	GFS	H8年度以降無し	側溝の掃除などは必要(ゴミ詰まりは認められる)	20	3	
Y062F102	6	山口	山口旭線 (最大法高付近)	主要地方道	—	—	21.58	GFS	—	—	—	—	
Y212F101	11	山口	山口阿知須宇部線	一般県道	山口市大字嘉川	135	22.87	SFG	H8年度以降無し	盛土に変状はないが、BOX床版縦断方向にクラックあり(盛土中央部)、補修必要。	0	3	
M316F003	37	美祿	316号線	一般国道	美祿市大字山中	30	18.06	GFS	H8年度以降無し	路面開口クラック多く補修検討要する。	40	2	クラックからの雨水浸入、盛土法面から浸入した雨水による盛土の軟弱化、変状、小崩壊
M316F007	39	美祿	316号線	一般国道	美祿市大字山中	100	11.82	GFS	H8年度以降無し	沢筋方向が民家と若干ずれるため、直接影響はない。	20	3	
M267F101	32	美祿	中ノ川於福停車場線	一般県道	美祿市於福町上	64	16.46	SFG	H8年度以降無し	民家との距離200m近く離れること、盛土自体に特に損傷は認められない。	20	3	

表 3.2-1(3) 盛土緊急点検結果概要(3)

盛土情報										平成17年点検結果			
施設管理番号	道路台帳番号	管轄事務所	路線名	道路種別	所在地	延長 [m]	盛土高さ [m]	分類記号	災害履歴	H17年点検所見概要	H17 評点	H17 ランク	予想災害規模
S035F101	9	下関	豊浦菊川線	一般県道	豊浦町大字台	81	12.78	SF-G	H8年度以降無し	盛土表面が緩く、災害履歴(表層崩壊程度?)があるようなので、定期的な維持点検は必要	10	3	
S252F101	3.4	下関	福浦港金比羅線	一般県道	下関市本村長崎～菊川	278	18.57	GFS	有(詳細不明)	排水系統、擁壁、法砂等、コンクリート構造物すべてにクラック、樹木除去などのメンテナンス対策は必要。	30	2	植生(雑木)の成長による法面、排水工の損傷拡大、雨水浸透による法砂工などの崩壊、擁壁
N356F101	19	長門	久津小田線(民家近傍)	一般県道	長門市油谷上小田	112	18.79	SF-G	H8年度以降無し	盛土構造物としては問題ないが、小段排水がすべてに土砂詰まりで竹が繁茂、完全に機能喪失。排水できず各小段は溜溜状態。早急に土砂除去などを行なう必要あり。	60	1	排水機能喪失による法面内への水の流入、法面浸食、小崩壊、土砂流出
N356F101	19	長門	久津小田線(兼大法高付近)	一般県道	—	—	21.76	SF-G	—	—	—	—	—
H262F014	31	萩	262号線	一般国道	旧旭町大字角力場	92	24.60	GFS	H8年度以降無し	構造物の変状多数、補修の必要あり。	40	2	プレキャスト法砂と小段は構部から盛土内に浸入する水により盛土のはらみだし、小崩壊
H262F101	41	萩	262号線	一般国道	旧旭町大字明木	118	16.86	SFG	有(詳細不明)	排水系統の破壊や、小段の湿潤化など、排水処理に問題あり。	40	2	湧水による盛土軟弱化、バイピングや盛土内小崩壊
H262F039	58.59	萩	262号線	一般国道	旧旭町大字佐々並	115	8.47	SF-G	H8年度以降無し	特に崩壊要因なし。	20	3	
H315F010	13	萩	315号線	一般国道	阿武郡阿武町大字福田上	94	28.25	GFS	有(災害履歴記録表参照)	H9に被災後、完全に復旧修復されている。排水施設も十分完備されており、問題ない。	10	3	
D006F101		公社	山口宇部線	一般県道(有料)	山口市大字佐山	148	16.10	SFG	H8年度以降無し	特に変状なし。	0	3	
D006F102		公社	山口宇部線	一般県道(有料)	吉敷郡阿知須町	125	12.90	SFG	有(詳細不明)	盛土自体は健全。ただしBOXに変状多く、点検もされている形跡あり。補修は必要。	10	3	

最終点検結果は評点によって、3段階のランクに判定されている。

- ランク1：緊急の対策が必要・・・・・・・・・・31箇所中4箇所(12.9%)
- ランク2：詳細な調査・継続観測が必要・・・・・・・・31箇所中9箇所(32.3%)
- ランク3：対策の必要無し・・・・・・・・・・31箇所中18箇所(54.8%)

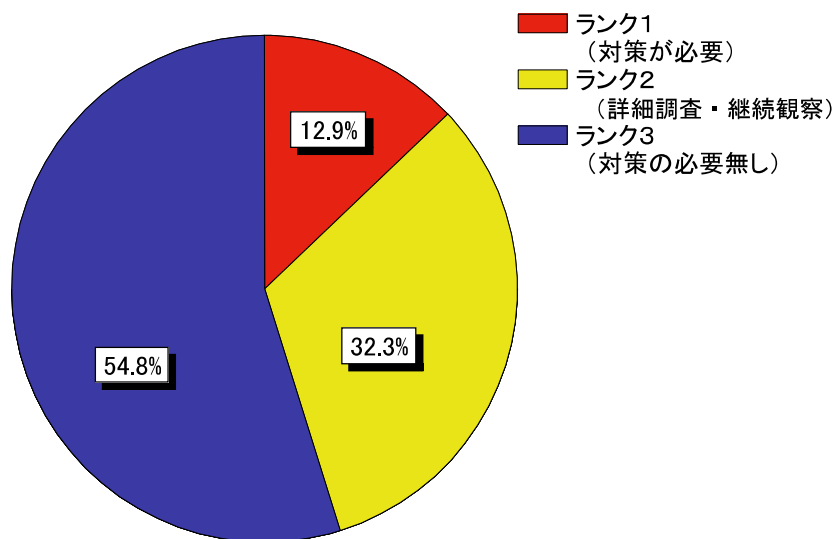


図 3. 2-2 最終点検結果ランクの割合

これによると 12.9%の盛土で緊急に対策が必要とされている。詳細調査・経過観察と判断された盛土まで含めると 45%を超え、これだけの盛土に対策や調査などを費やす必要があると判断されたことになる。

この結果は点検対象となる盛土がある程度絞り込まれたものであり、無作為に選ばれた盛土を対象とするものではないため、全ての盛土を対象としてこの割合を当てはめることはできない。しかしながら、実際に大規模崩壊を生じた事例に類似した盛土として考えた場合、半数弱の盛土が安全であるとは判断できない状態であったということになる。

点検所見の記述を再確認し、目立った記述として①湧水の問題に関する記述、②排水施設の問題に関する記述、③路面変状に関する記述の3点の記述の有無を調べた。

確認したものを図 3. 2-3 に示す。

① 湧水の問題に関する記述

点検所見内の湧水関連の記述の有無を確認した。湧水関連の記述であれば、規模の大小を問わず、“記述有り”として分類した。その結果、全 31 盛土中 10 盛土の所見中に記述が見られた。湧水関連の所見の抜粋を表 3. 2-2 に示す。

表 3.2-2 点検所見の湧水関連記述の抜粋

施設管理 番号	台帳 番号	所見抜粋	湧水 評点
I437F101	2	4 段目法尻より約 7m ピッチで水抜きボーリングが設置されており、流水もある。4 段目個段は湧水により湿った状態。集水地形にある盛土。	6
I015F002	20	上流側平盛部には水たまりがあり、擁壁下の崖錐からの湧水が確認され、湿潤な地盤条件であることが伺える。	6
K015F002	3	民家裏に点検時（晴れ）湧水が確認された。この湧水の発生源は不明。原因確認が必要。（地形地質の問題か、民家裏地盤からのものか、横断水路構造に起因するものか、盛土側溝からの漏水か）	6
R437F101	2	盛土脇の地山からは湧水が多く湿地化している。	6
R007F101	11	終点側擁壁の水抜きより湧水が多量に流出し、概ね 10 ㎧/min 程度と想定される。当該盛土には排水施設が完備されておらず、ゆえに擁壁法尻はこの湧水により湿潤化し、軟質な泥土状となる（足がくるぶしまで埋まる）。	6
O103F101	新 12-1, 新 12-2	近隣に集水井が確認されていることや、法尻の擁壁水抜き工からの出水も認められるため、付近は集水しやすい地形と判断。	6
F058F101	1 月 3 日	法尻付近が湿潤化するが、緊急点検時には盛土基礎地盤の湧水は確認されていないため、隣接する切土法面から出る湧水と判断。基礎地盤状況がふめいのためこれが構造物基礎部の軟弱化につながるかは不明。この水は常時市道の路面勾配に沿って流下している。法面縦排水の流末整備が不十分であることを併せて、将来的には側溝設置など望まれる。	4
S252F101	3, 4	擁壁水抜き孔より湧水、擁壁打ち継ぎ目からの湧水。	6
N356F101	19	盛土上から 2 段目の法尻より以下、各段に湧水のしみだしが認められる。全体に法面表面が緩く、表面土砂が法尻へ流出し、法面排水を埋めている状態。	6
H262F101	41	水抜き工からの湧水多く、小段はやや湿潤となる。	6
D006F102	—	終点側橋台付近に簡易水道跡があり、現在は使用されていない様子。湧水が多量に噴出し付近は湿潤化。ただしこの水は敷地内の側溝に乗り場外へ流出している様子で、盛土への影響は少ないと考えられる。	6

本確認では、所見中に記述があるが、評点では0点となり、点検結果に影響を及ぼさなかった湧水問題の洗い出しを目的としたが、記述のある現場では評点からは除外されている箇所は存在しなかった。逆に、評点が付けられていたが、所見に記述の無い箇所は存在した。

湧水に関しては、安定度調査票（盛土）の中では「地下水・表面水の盛土への影響」として要因の評点（最大23点）のうち最大6点という大きな要因として付けられており、所見で湧水に関する記述のある盛土はいずれも評点が与えられていた。表3.2-3に安定度調査表からの抜粋を示す。表中の湧水に係る部分は「のり尻部が湿潤」「盛土のり面に流水跡」「のり面、自然斜面に湧水」「周辺の土地利用が湿潤」の上から4行の評点区分である。

表 3.2-3 安定度調査表 地下水・表面水の盛土への影響

要因	評点区分	片切片盛	両盛土部			
			溪流横過部	傾斜地部	平坦部	切盛境部
地下水・表面水の盛土への影響	のり尻部が湿潤	A1	A2	A3	A4	A5
	盛土のり面に流水跡	B1	B2	B3	B4	B5
	のり面、自然斜面に湧水あり	C1	C2	C3	C4	C5
	周辺の土地利用が湿潤	(D1)	D2	D3	D4	(D5)
	山側尻部に側溝無し	(e1)	(e2)	e3	(e4)	(e5)
	側溝、縦排側溝断面不十分	f1	f2	f3	f4	f5
	該当無し	g1	g2	g3	g4	g5

※表中、赤は6点、橙4点、黄2点、白0点で色分けした。

「地下水・表面水の盛土への影響」の要因のうち、これら4行の評点が与えられている盛土は、全31盛土中16盛土に上った。この中には、前述した所見中に湧水関連の記述があった箇所も含まれており、半数を超える(51.6%)現場で、湧水関連の問題を抱えていることとなる。全現場の「地下水・表面水の盛土への影響」の結果一覧を表3.2-4に示す。

- ※ F058F101 は評点部では「f1」となり、直接湧水関連の点数では無い。表3.2-2中の記述では、法尻が湿潤化しているが、隣接する切土法面からの湧水と判断されているためと思われる。盛土からの直接的な湧水ではないが、結果として法尻が湿潤するなど盛土への水分の供給源となりうるため、“問題有り”と分類した。
- ※ D006F102 の現場では終点側橋台付近の簡易水道跡から多量に湧水があるが、この水は敷地内の側溝により流れ出しているため、盛土への影響は少ないとされており、評点も与えられていないため、“湧水の問題無し”と分類した。

表 3.2-4 点検対象盛土の地下水・表面水の影響評点一覧

	点数	評点部	所見中の 記述
I437F101	6	A3	記述あり
I015F002	6	A3	記述あり
I149F101	4	f1	
K015F002	6	A3	記述あり
K015F101	0	g2	
K015F102	0	g2	
R437F101	6	C2	記述有り
R007F101	6	A2	記述あり
R151F101	0	g2	
O004F101	0	g3	
O103F101	6	B3	
T041F101	6	B2	
T063F101	6	B2	
F315F101	0	g2	
F058F101	4	f1	記述あり
Y435F008	6	B1	
Y062F101	0	g1	
Y062F102	0	g1	
Y212F101	0	g2	
M316F003	4	f1	
M316F007	2	D2	
M267F101	0	g2	
S035F101	0	g1	
S252F101	6	A1, B1, C1	記述あり
N356F101	6	A2	記述あり
H262F014	6	C2	
H262F101	6	A2	記述あり
H262F039	0	g2	
H315F010	6	A1	
D006F101	0	g2	
D006F102	0	g2	記述あり※

②排水施設の問題

排水施設に関しては、安定度調査表では「地下水・表面水の盛土への影響」の項目で縦断排水、「溪流の状況」で横断排水関連の評点が設けられているが、排水関連の評点が確認できた現場は、I149F101、F058F101、M316F003 の3箇所のみであった。

所見中には排水施設関連の記述が多く見られ、排水施設の破損からゴミ・土砂の詰まりなど軽微なものまで様々であった。異状の規模を問わず、記述の有無により分類すると、対象盛土のうち、排水施設関連の記述があるものは31盛土中18盛土あり、評点には半数を超える現場(58.1%)で何らかの排水施設の問題を抱えているということになる。

※施設管理番号 Y062F101 の盛土では、排水施設自体が無いという記述であったが、湧水の記述等は見られず、盛土全体で痛みが少なく、安定度は高いと判断されているため、“記述無し”と判断した。

③路面変状

路面変状に関しては「構造的なクラックや開口亀裂がある」は2点の評点が与えられているが、今回の所見中の記述の確認では、評点の与えられていない現場でも記述を確認できた。記述の内容では微細なクラック、轍、波うちがほとんどである。また切り盛り境部にクラックが確認される現場が多く見られた。

路面変状に関しても、排水施設の問題と同様に、変状の大小問わず記述の有無により分類し、対象盛土のうち31盛土中26盛土に路面変状に関する所見がみられ、80.6%の現場で路面変状が確認されたということになる。また、変状の認められなかった6現場のうちH262F039とD006F102の2現場は既にオーバーレイが済んでおり、以前は変状があった可能性もあると考えられる。

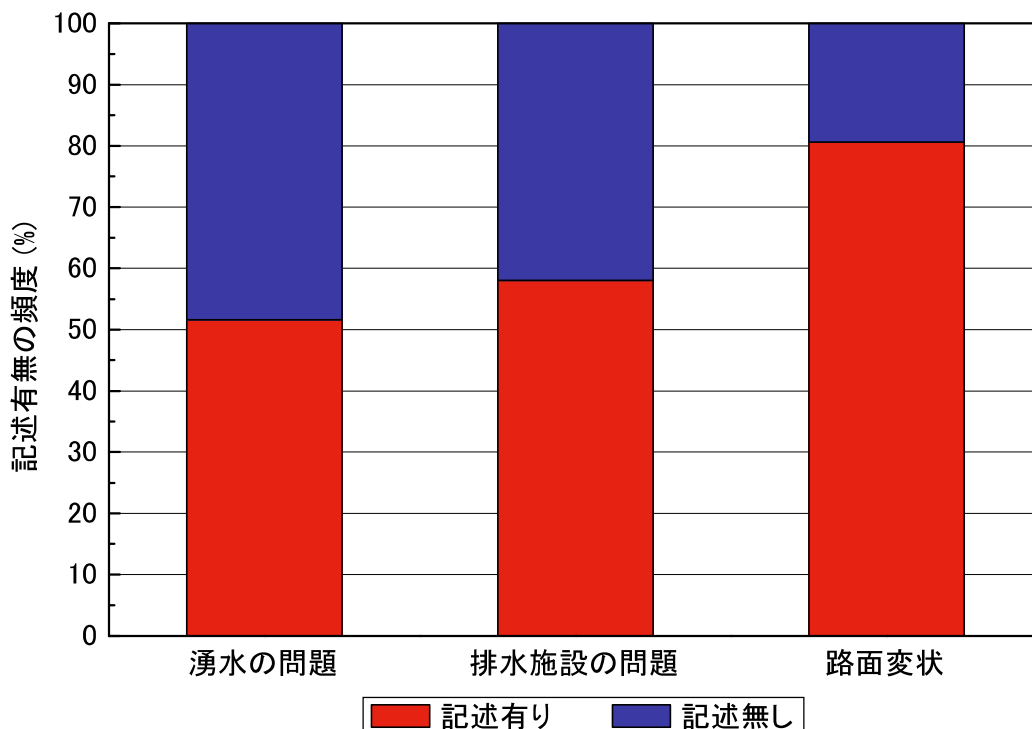


図 3.2-3 所見中の各異状の記述の有無

これらの結果をまとめると、所見中に湧水・排水施設・路面変状の記述はそれぞれ、32.3%(10現場)、58.1%(18現場)、80.6%(25現場)に存在した。

図 3.2-4 に、31 盛土中、湧水の記述・排水施設の問題に関する記述・路面変状に関する記述の割合の分布を示す。

- 3 項目該当 31 現場中 13 現場(41.9%)
- 2 項目該当 (湧水問題+排水問題) . . . 31 現場中 1 現場(3.2%)
- 2 項目該当 (湧水問題+路面変状) . . . 31 現場中 2 現場(6.5%)
- 2 項目該当 (排水問題+路面変状) . . . 31 現場中 4 現場(12.9%)
- 1 項目該当 (湧水問題) 31 現場中 0 現場(0%)
- 1 項目該当 (排水問題) 31 現場中 0 現場(0%)
- 1 項目該当 (路面変状) 31 現場中 6 現場(16.4%)
- 該当記述無し 31 現場中 5 現場(16.1%)

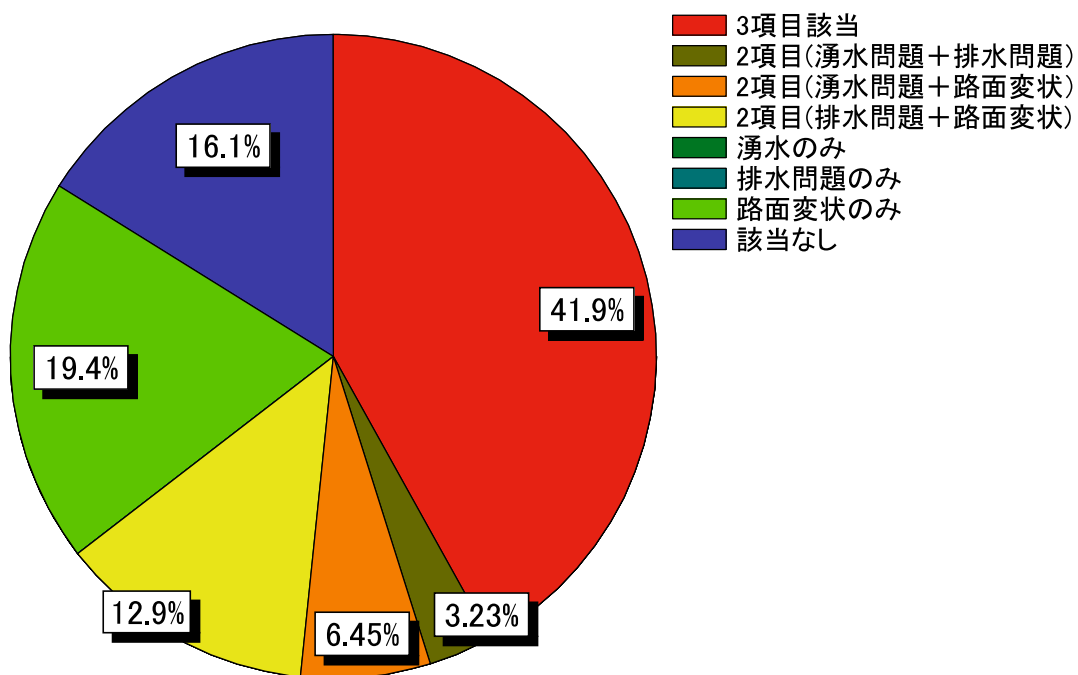


図 3.2-4 点検所見の記述の割合

今回注目した3項目が所見の中に全く見られなかった現場は全31盛土中5盛土のみであり、その他26盛土は何らかの異常が見られた。また全体の内、約半数の盛土が湧水に関する問題を抱えていることが分かる。

3.3 山口県内の盛土の特徴

(1) 盛土高さ

対象盛土31箇所の盛土高の最高は42.24m，最低は8.47m，平均は16.83mである。

本点検は「盛土高が10m以上」の盛土を対象に行われが，実際は10mをわずかに下回る盛土高も点検対象となっている。ただし，5m以下など盛土高が10mを大きく下回る盛土は，対象とされていない。

今回の集計では8割が20m以下の盛土高であった。

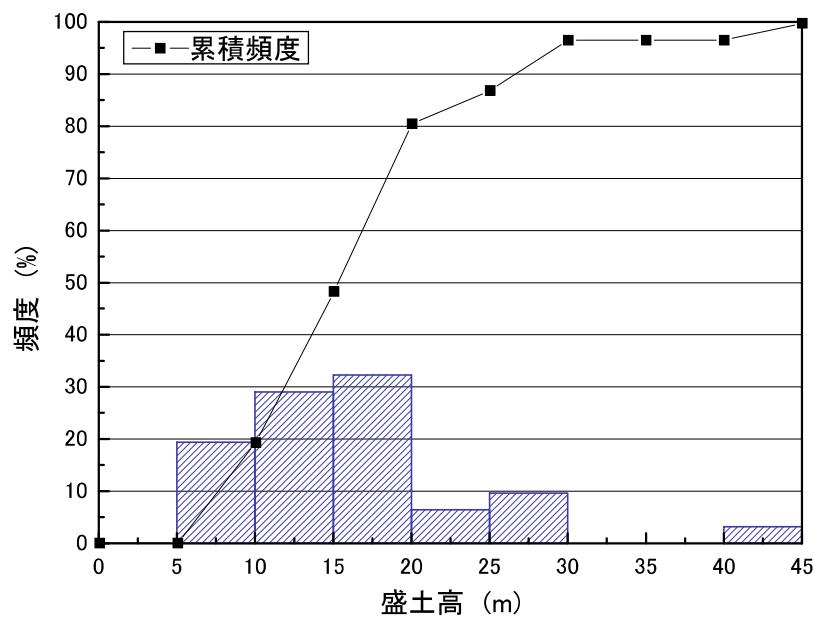


図3.3-1 盛土高のヒストグラム

今回の対象盛土では，1箇所のみ盛土高さ40mを超える高盛土となっていた。この盛土は，高さ42.24mの一般国道435号線の山口市大字吉敷の現場であり，法面全体がプレキャストの法枠工，地山部はふとん籠によって保護されている。

法面勾配は，後述する3種類の法面勾配が1:2.2以上の緩勾配となっている。

(2) 法面勾配, 盛土勾配, 平均法面勾配

表3.3-1に道路土工指針²⁾³⁾の盛土の標準法面勾配を示す。それぞれ材料と盛土高に応じた経験的な標準値が一般的に用いられている。

ここでの法面勾配は、法面部分の勾配を指している。しかし道路土工指針の中では盛土法面では5~7mごとに1~2m幅の小段を設けることが望ましいとされており、盛土全体としての勾配を考える際には勾配が異なる。

表3.3-1 盛土材料および盛土高に対する標準法面勾配³⁾

盛土材料	盛土高(m)	勾配	摘要
粒度の良い砂(SW), 砂利および砂利まじり砂 (GM)(GC)(GW)(GP)	5m 以下	1:1.5~1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり, 浸透水に影響のない盛土に適用する。 ()の統一分類は代表的なものを参考にする。
	5~15m	1:1.8~1:2.0	
粒度の悪い砂(SP)	10m 以下	1:1.8~1:2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m 以下	1:1.5~1:1.8	
	10~20m	1:1.8~1:2.0	
砂質土(SM)(SC), かたい粘質土, かたい粘土(洪積層のかたい粘質土, 粘土関東ロームなど)	5m 以下	1:1.5~1:1.8	
	5~10m	1:1.8~1:2.0	
やわらかい粘性土(VH ₂)	5m 以下	1:1.8~1:2.0	

平成17年度盛土のり面緊急点検および詳細点検の対象現場の法面を、図3.3-2に示す3種類の勾配を定義し再整理した。

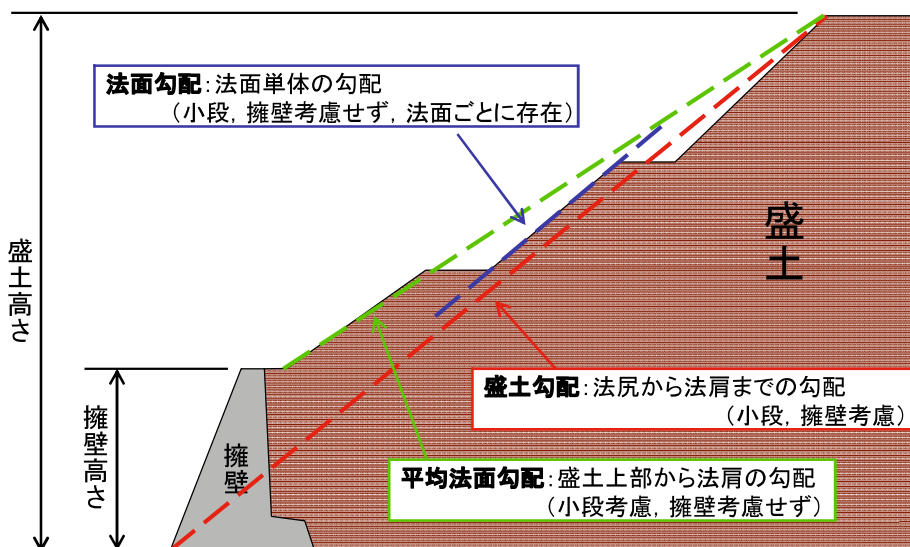


図3.3-2 法面勾配, 盛土勾配, 平均法面勾配の概念図

a) 法面勾配

前述の標準法面勾配と同様に、法面部分の勾配を「法面勾配」とする。小段で隔てられ、法面勾配が変化している場合は、一番頻度が高い勾配を選択した。

法面勾配の判明した30現場のヒストグラムを図3.3-3に示す。最急勾配法面が1:1.0、最緩勾配法面が1:2.2、平均は1:1.53となっている。

標準的な法面勾配としてとしてよく用いられる1:1.5, 1:1.8が多くみられ、特に1:1.5は半数以上の盛土で用いられている。

点検結果の中で最急勾配となった1:1.0の現場は2箇所見られた。

1箇所目は施設管理番号O103F101（一般県道大島橋線）の盛土である。この盛土は盛土高さ9.48mであり、盛土下には高さ約5.1mの擁壁が存在する。盛土高さに対して擁壁の高さが53.8%にも上り、純粋に法面となる高さが低いため、急勾配で作られたものと思われる。

2箇所目は施設管理番号H262F014（一般国道262号線）の盛土である。この盛土は盛土高さ24.6mで盛土下には高さ約8.4mの垂直擁壁が存在する。盛土高さに対する擁壁高さの比は34.2%となっている。またこの盛土は全体がコンクリート構造物で被覆されているため、この勾配で作られたと思われる。

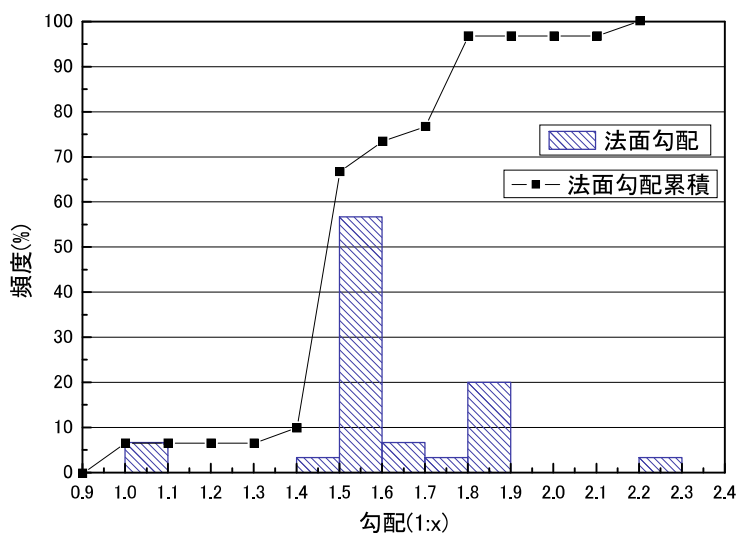


図3.3-3 法面勾配のヒストグラム

b) 盛土勾配

法尻から法肩までの勾配を「盛土勾配」とする。上記の法面勾配では考慮されていなかった、小段や法面下の擁壁も全て含めている。

盛土勾配のヒストグラムを図3.3-4に示す。盛土勾配は、最急勾配1:0.9、最緩勾配1:2.2、平均は1:5.6となっている。

小段が考慮され水平距離が加算されているため、全体的に勾配は緩くなる傾向にある。また、小段は盛土高に応じて設けられる数が異なるため、法面勾配の分布に比べ、分布もばらついている。

全体的には勾配は緩くなっているが、最急勾配は1:1.0から1:0.9へと急になっている。

これは盛土下の擁壁の影響である。全31箇所 of 盛土の内、擁壁が存在する盛土は20箇所である。最も低い擁壁は約0.38m（施設管理番号H262F039）、最も高い擁壁は約9m（施設管理番号S252F101）であった。盛土高さに対する擁壁の高さは平均で23.4%に達し、最大では60.3%（施設管理番号R151F101）に上った。

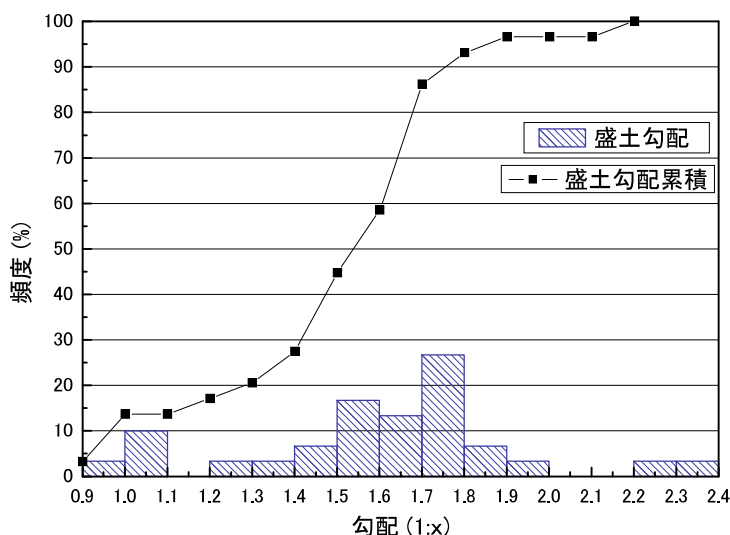


図3.3-4 盛土勾配のヒストグラム

c) 平均法面勾配

法面+小段の勾配の勾配を「平均法面勾配」とする。法面下の擁壁は含まず、法肩から擁壁直上までの勾配を考えた。(擁壁が存在しない盛土では、盛土勾配と同じである。)

上記の通り、盛土勾配では小段、擁壁まで考慮したが、擁壁を考慮する場合としない場合で盛土高が大きく変わり勾配が大きく変化する。また、盛土斜面の崩壊を考えた際、法面は斜面・小段問わず崩壊すると考えられるが、盛土下の擁壁も同様に崩壊することは考えにくい。また、盛土高に対する擁壁の高さの割合が大きい場合、法面勾配と盛土勾配の差が大きくなってしまったため、擁壁の高さを除いた。

平均法面勾配のヒストグラムを図3.3-5に示す。最急勾配1:1.4,最緩勾配1:2.3,平均は1:1.73となっている。

全体として、分布はさらにまとまり、1:1.4から1:2.0の間に9割以上が入る。盛土の崩壊対象となる部分(斜面+小段)の勾配は、この範囲に入る可能性が高いと考えられる。

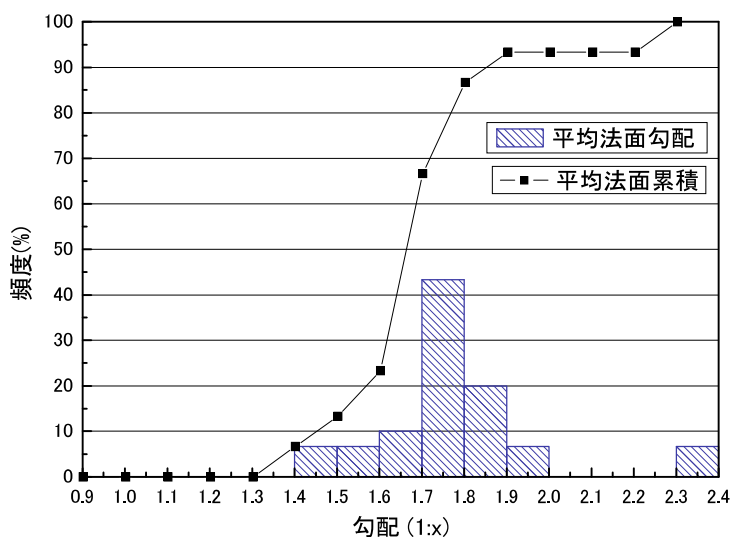


図3.3-5 平均法面勾配のヒストグラム

3.4 点検対象盛土の土質

対象盛土のうち30箇所について粒度試験が実施され、土質分類がされている。図3.4-1に示すとおり、SFG(粘性土質礫質砂)が40%を占めており、次いでGFS(粘性土質砂質礫)が33.3%と多くなっている。

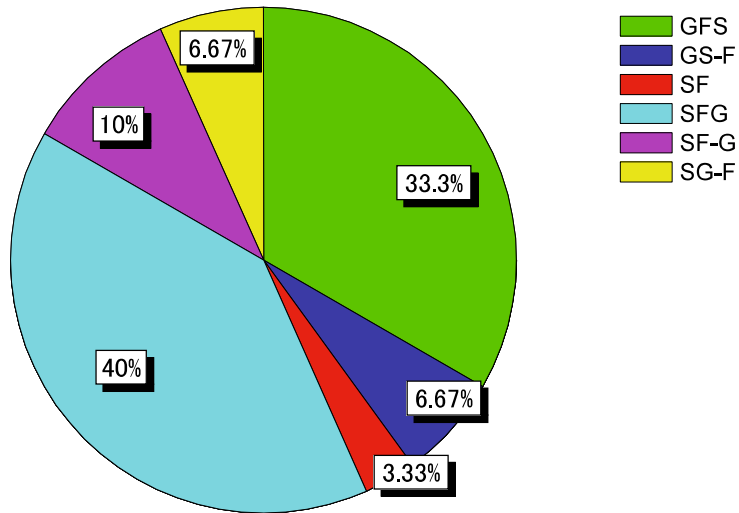


図3.4-1 点検対象盛土の土質割合(地盤工学会による工学的分類)

点検の中で、第2章で示す盛土の安定性の概略検討が行なわれ、土質分類により円弧すべり安全率 F_s が算定された。この中で土質区分は表3.4-1に示すとおり4区分に分けられており、今回の対象盛土は図3.4-2の通り86.7%が土質3と区分され、非常に多くの盛土で類似した強度定数の土質が用いられたということになる。一方、4区分の中で強度の低い土質4に該当する盛土は見られなかった。

表3.4-1 盛土材料の土質区分

土質区分	地盤工学会による工学的分類	γ_t [kN/m ³]	c[kN/m ²]	ϕ [°]
土質1	G,G-S,GS G-F,G-FS,GS-F 硬岩ずり(剥離性弱)	20	3	45
土質2	S-F,S-FG,SG-F S,S-G,SG 脆弱岩ずり(粘性化, 泥岩化, 風化の進行の 恐れがあるものは除く)	19	3	40
土質3	GF,GF-S,GFS SF,SF-G,SFG	18	3	35
土質4	ML,CL,MH,CH 脆弱岩ずり(粘土化, 泥土化するもの) OL,OH,OV,Pt,Mk L,VH1,VH2	15	10	25

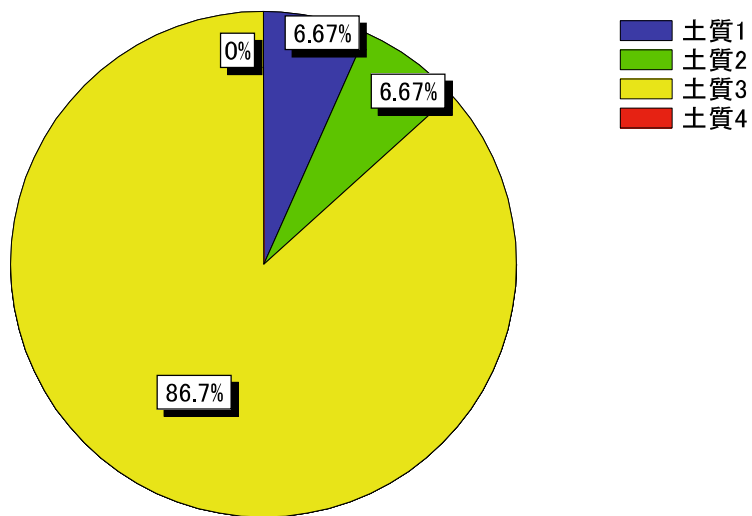


図3.4-2 点検対象盛土の土質割合（盛土のり面詳細点検の分類）

平成17年度の緊急点検の対象盛土は図3.2-1の通り，県内全域に分布している．図3.4-3に15万分の1の地質図に対象盛土をプロットしたものを示す．⁴⁾

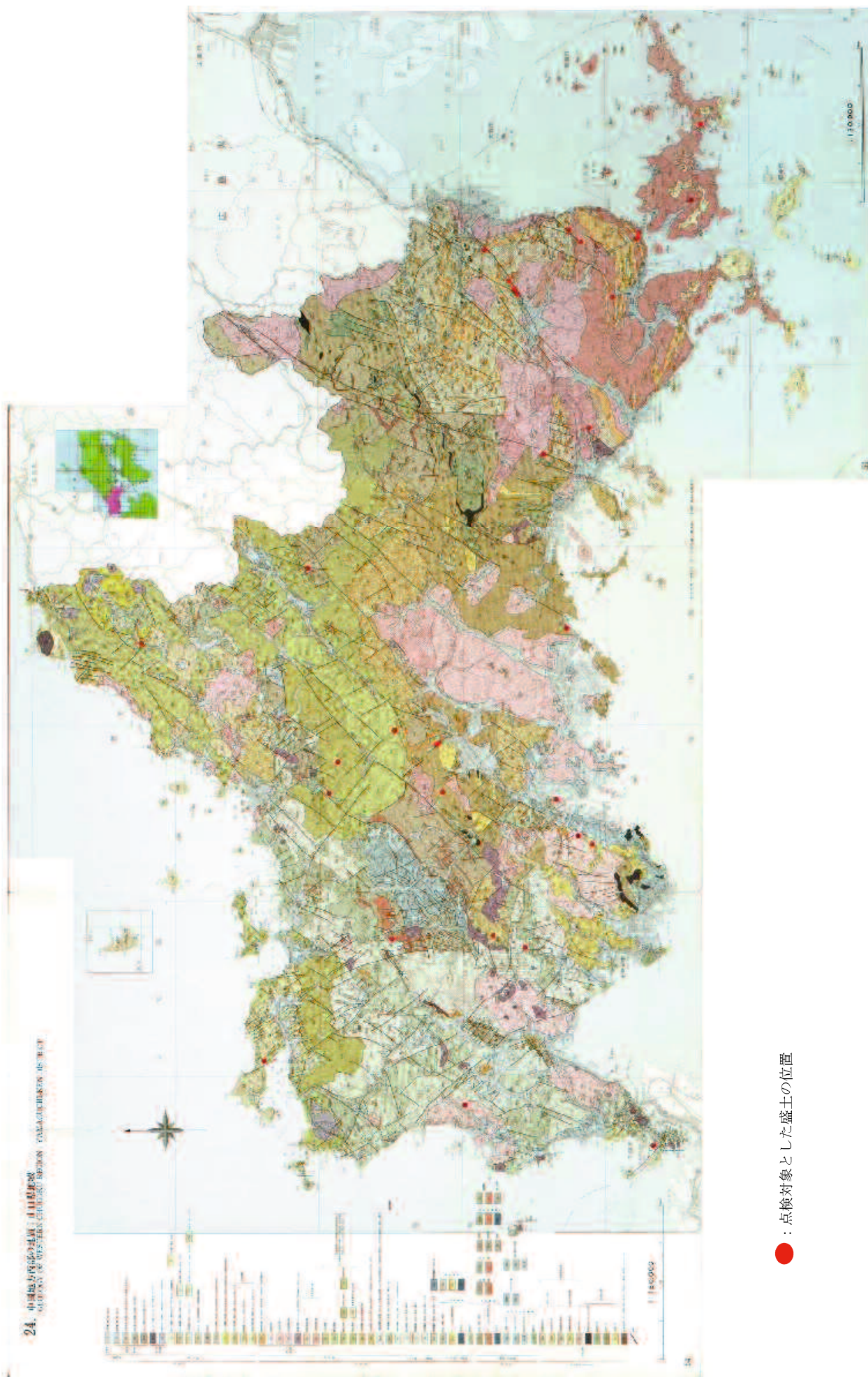
盛土材はできるだけ切土工等の流用土を用いる．すべての盛土で流用土を用いることはできないので，推定された地質の全てがそのまま盛土材と断言できないが，盛土の位置する場所の地質を調べることにより，盛土材の目安とすることができると考えた．

山口県には様々な地質時代の堆積岩が存在している。火山岩類や変成岩類も広く分布し、種類も多く、非常に複雑な地質構造をしている。中でも広く分布しているものとして、花崗岩類、三郡変成岩などが挙げられる。⁵⁾⁶⁾⁷⁾

花崗岩類は中生代深成岩、新生代深成岩に分類され、山口県内の分布面積は23.2%に上る。三郡変成岩類は、中生代高圧型変成岩に分類され、県内の分布面積は10.7%に上る。

花崗岩類と三郡変成岩類のうち、三郡変成岩は風化が進むと粘性土に変質し盛土材として適さないことが多い。一方で花崗岩は風化すると「まさ土」となり、盛土材としての適性は高く、良く用いられている。また販売されていることも多いため、購入土で盛土を構築する際に用いられている場合も多い。

図3.4-1では、GFS(粘性土質砂質礫)またはSFG(粘性土質礫質砂)が非常に高い割合で見られたが、まさ土は風化の度合いによりどちらにも分類される可能性がある。図3.4-2の分類によれば、まさ土は86.7%という高い割合で見られた土質3となり、流用土や購入土などで盛土材としてまさ土が多く利用された可能性が高い。



● : 点検対象とした盛土の位置

図 3. 4-3 点検対象盛土と山口県の地質⁴⁾

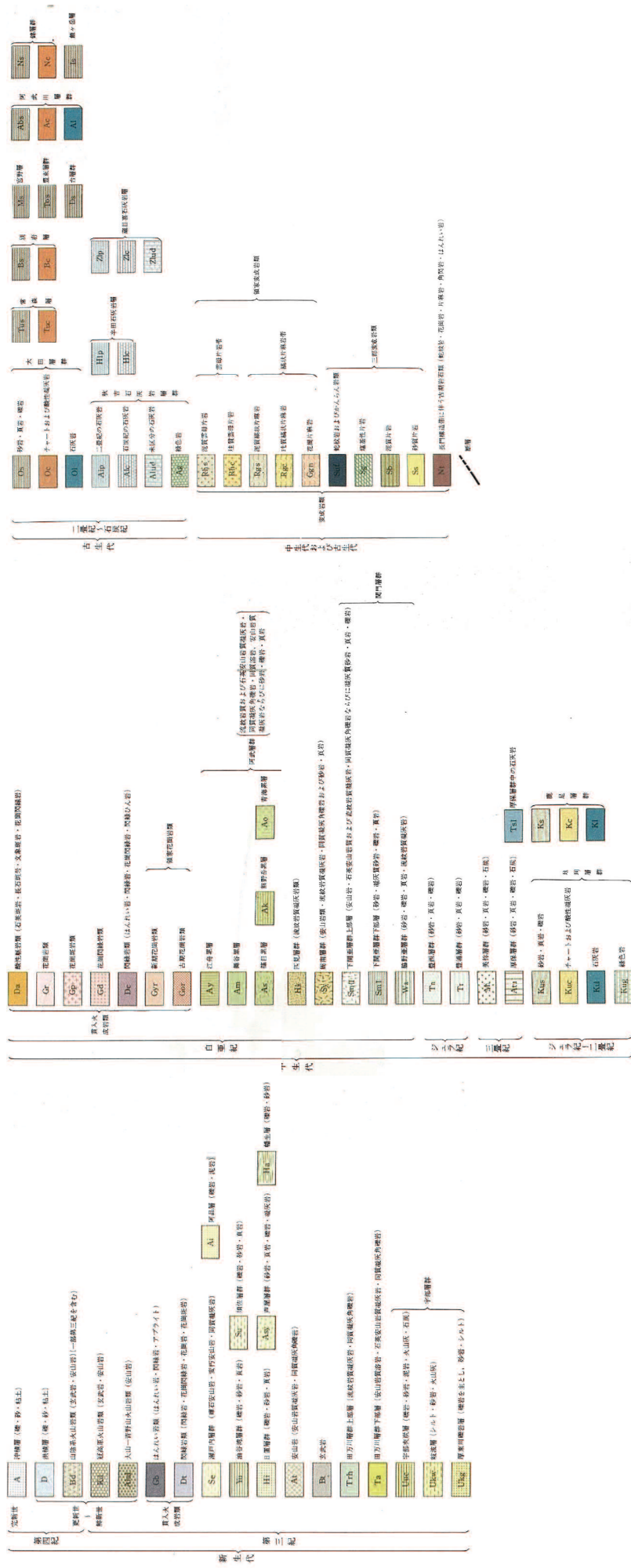


図 3.4-4 点検対象盛土と山口県の地質 (地質凡例)

3.5 既設盛土の状態の観測例

本章では山口県内の盛土の観測例として4現場を選定し、現場踏査、採取試料による物理試験を行い、一部現場で簡易動的コーン貫入試験を行なった結果を示す。

(1) 施設管理番号 I437F101 国道437号線（対象盛土は岩国市由宇町、長田大橋南側）

平成18年4月11日、大雨洪水警報が発令中の集中豪雨により、県道銭壺山公園線の盛土が崩壊し土砂が流出し、民家一戸を崩壊させた。

この現場は銭壺山に近く、性質の近い盛土材で構成されている可能性があり、対象現場に選定した。

また、平成17年の緊急点検の対象現場のなかで銭壺山に最も近い県道岩国由宇線の盛土は報告書より法面に蛇籠工が施されていることから、法面の観察や試料採取に適さないことから対象外とした。



図 3.5-1 国道437号線対象盛土の周辺地形図

2008年(平成20年)2月15日に、現地踏査・盛土堤体土の試料採取を行なった。

民家のすぐ裏が擁壁付きの4段盛土法面となっている。盛土の北側には盛土上の歩道へ直接通じる歩行者道があり、周辺の住民が盛土下から上るように利用していると考えられる。盛土の南側の道路は車両の通行量が比較的多く、大型車両の割合が目立った。

盛土上道路は、写真3.5-1のように2斜線の直線路である。路面アスファルトに目立った損傷は確認できなかった。図3.5-2の上から二段目法面の中央付近に比較的大きなほらみ出しが認められた。(写真3.5-5参照)

本現場では、上から一段目の法面(小段直上)から試料を採取した。



写真 3.5-1 盛土天端道路



写真 3.5-2 盛土上から民家を望む



写真 3.5-3 盛土全景



写真 3.5-4 民家との位置関係



図 3.5-2 盛土断面図



写真 3.5-5 ①法面のはらみ出し

採取試料より、土粒子の密度試験、最大最小密度試験、自然含水比試験、粒度試験を行った。結果を表 3.5-1、表 3.5-2、図 3.5-3 に示す。

粒度試験の結果より、土質分類は[GS-F](細粒分まじり砂質礫)となった。採取試料の外見的特長からは「まさ土」の可能性が高く、本現場の地質は「新期花崗岩類」に分類され、建設時に近隣現場からの流用土を用いた可能性もある。(図 3.4-3 参照)

表 3.5-1 国道 437 号線 物理試験結果

自然含水比 w_n (%)	15.66
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.638
最大間隙比 e_{max}	1.623
最小間隙比 e_{min}	0.934

表 3.5-2 国道 437 号線 粒度試験結果

粒度分布 (%)

粒度指標 (単位 : mm)

礫分	粗礫分	0
	中礫分	4.9
	細礫分	13.4
砂分	粗砂分	35.5
	細砂分	20.9
細粒分		25.3

最大粒径	14.15
D ₆₀	0.850
D ₅₀	0.514
D ₃₀	0.133
D ₁₀	0.004

土質分類 : **GS-F** (細粒分まじり砂質礫)

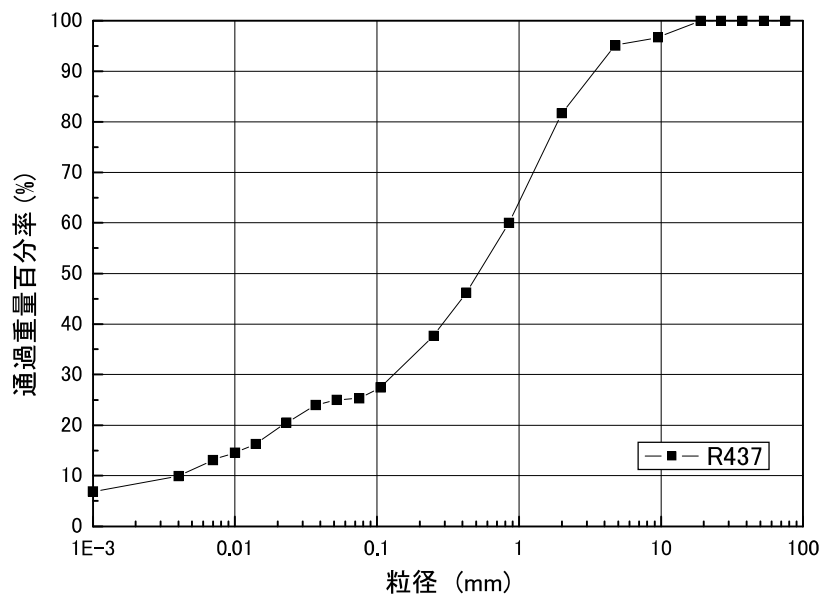


図 3.5-3 国道 437 号線 粒径加積曲線

(2) 施設管理番号 M316F003 国道 316 号線(対象盛土は美祢市大字山中, 美祢トンネルの南側)

国道 316 号線は山陽小野田市から美祢市を経て長門市へ続き、山口県内を縦断する主要な基幹道路である。対象の現場は平均交通量が平日約 6200 台、休日 5200 台と比較的多く、周辺に迂回路となり得る道路も存在しない。

平成 17 年の緊急点検の結果では、詳細調査・継続観測箇所とされ、雨水浸入による変状や小崩壊が予想されるため選定した。

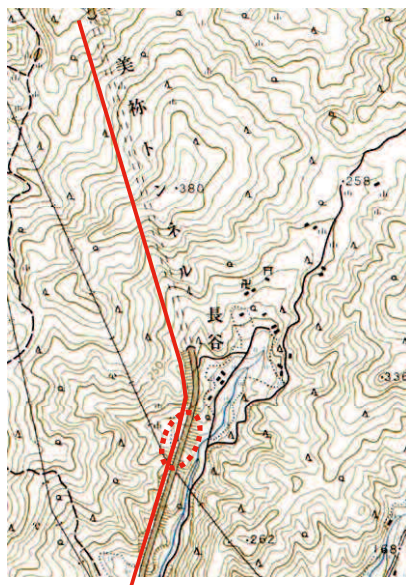


図 3.5-4 国道 316 号線対象盛土の周辺地形図

2007 年(平成 19 年)12 月 18 日に、現地踏査と盛土堤体の試料採取を行なった。

盛土上の車道には比較的広い範囲でのクラックが認められ、轍も形成されていた。写真 3.5-7 のようにクラックの多くは補修済みであったが、写真 3.5-8 の補修後にさらに開口したと見られるクラックも歩道で認められた。国道 316 号線は山陽小野田市と美祢市を結ぶ主要路線で交通量も多く、特定大型自動車などの重量車両が通行する割合も高い、今後は輪荷重の影響も考慮しなければならいと考えられる。

盛土の下部(民地との境界)には重力式と見られる擁壁が設置されている。擁壁の排水孔の幾つかから排水の跡が確認できた(写真 3.5-9)。擁壁上は防水シートで覆われているが、一部でめくれなどが起きており、正常に機能しているか疑問が残る。また擁壁も各所で写真 3.5-10 のようにずれ・ひび割れ等が確認できた。

本現場では、盛土法面中央付近から試料を採取した。採取の様子を写真 3.5-11 に示す。



写真 3.5-6 盛土上から民家を望む



写真 3.5-7 車道のクラックと轍



写真 3.5-8 歩道の開口クラック



写真 3.5-9 盛土下擁壁排水孔

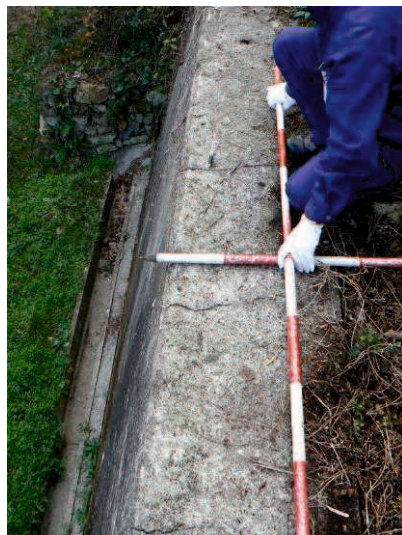


写真 3.5-10 擁壁上部のひび割れ



写真 3.5-11 試料採取の様子

採取試料より、土粒子の密度試験、液性限界試験・塑性限界試験、自然含水比試験、粒度試験を行なった。結果を表 3.5-3、表 3.5-4、図 3.5-5 に示す。

粒度試験の結果より、土質分類は[GF-S](砂まじり細粒分質礫)となった

表 3.5-3 国道 316 号線 物理試験結果

自然含水比 w_n (%)	22.8
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.687
液性限界 w_L (%)	49.7
塑性限界 w_p (%)	32.9
塑性指数 I_p	16.8

表 3.5-4 国道 316 号線 粒度試験結果

粒度分布 (%)			粒度指標 (単位: mm)	
礫分	粗礫分	24	最大粒径	44.8
	中礫分	16.0	D ₆₀	4.750
	細礫分	8.5	D ₅₀	1.543
砂分	粗砂分	10.6	D ₃₀	0.073
	細砂分	10.6	D ₁₀	0.003
細粒分		30.3		

土質分類 : **GF-S** (砂まじり細粒分質礫)

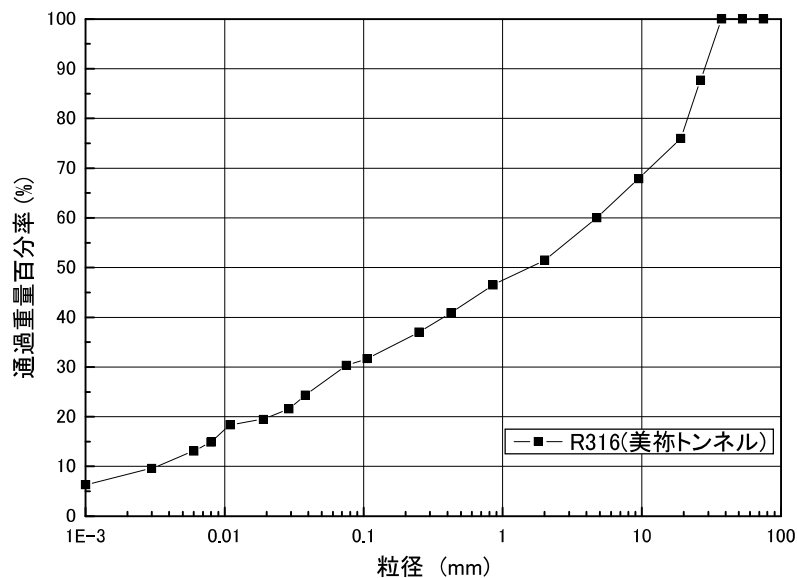


図 3.5-5 国道 316 号線 粒径加積曲線

(3) 施設管理番号 D006F102 山口宇部線（宇部有料道路）（対象盛土は山口市阿知須，由宇 IC と阿知須 IC との間付近）

山口宇部線（宇部有料道路）は山口県内で数少ない地域高規格道路であり，最高制限速度 80km/h を実現するため，直線区間の多い道路となっている．地理的にも宇部市郊外を通り，標高 100m 以下程度の低い山々の横を通るため切土・盛土が非常に多く，盛土には現地で発生した流用土が用いられている可能性が高いとみられる．

また，山口方面では国道 2 号線と繋がり，将来的には中国自動車道とも直結する予定である．重要港湾である宇部港や山口宇部空港と県庁所在地である山口市を最短で結ぶ道路であり，地震などの災害時には基幹道路となりうる．

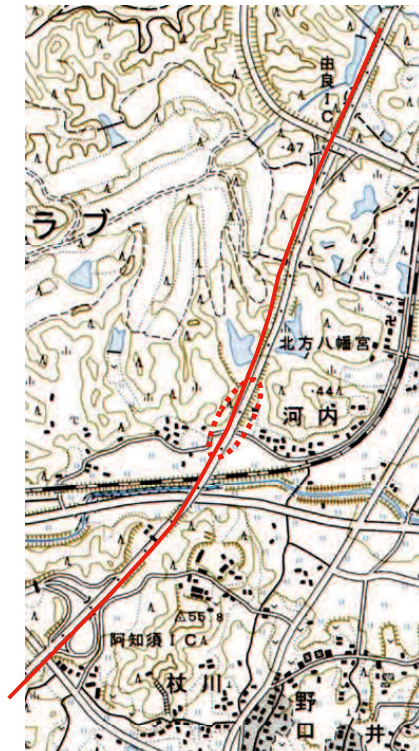


図 3.5-6 山口宇部線対象盛土の周辺地形図

2007 年(平成 19 年)12 月 18 日に現地踏査を行なった．由良 IC と阿知須 IC のほぼ中間に位置し，盛土の南側は山陽本線・県道 213 号線・土路石川と交差するため橋梁となっている(写真 3.5-12)．対象盛土の両側が橋梁となっているが，橋梁と盛土の端の部分では大きなずれが生じ，盛土側が沈下していることが確認できた(写真 3.5-13，写真 3.5-14)．

また，写真 3.5-14 で示すとおり，道路標識等の柱のケーソン部分，ガードレールなど多くの場所でひび割れ，ずれ等が見られ，盛土の沈下が広い範囲で発生していると考えられる．

法面は写真 3.5-15 のように蛇籠に覆われている部分が多く，法面下部の一部のみしか盛土材を確認することが出来なかった．そのため，本現場では，盛土材試料の採取は行っていない．



写真 3.5-12 対象盛土の位置



写真 3.5-13 盛土部と橋梁部のずれ①



写真 3.5-14 盛土部と橋梁部とのずれ②



写真 3.5-14 道路標識の沈下



写真 3.5-15 蛇籠の様子(斜面上より)



写真 3.5-16 蛇籠より散乱した礫

(4) 山口阿知須宇部線 相原大橋南側盛土

対象盛土は山口市深溝に位置する、平成 13 年に整備された山口市小郡下郷～山口市阿知須間の高規格道路の一部である。

当該盛土は基礎地盤に地盤改良を施した後、まさ土によって盛土を築造したため、山口県内に広く分布するまさ土を材料として用いた盛土のモデルケースとなり得るため選定した。ただし、保全対象となる民家等が盛土近くには存在しないため、平成 17 年の緊急点検では対象外であった。

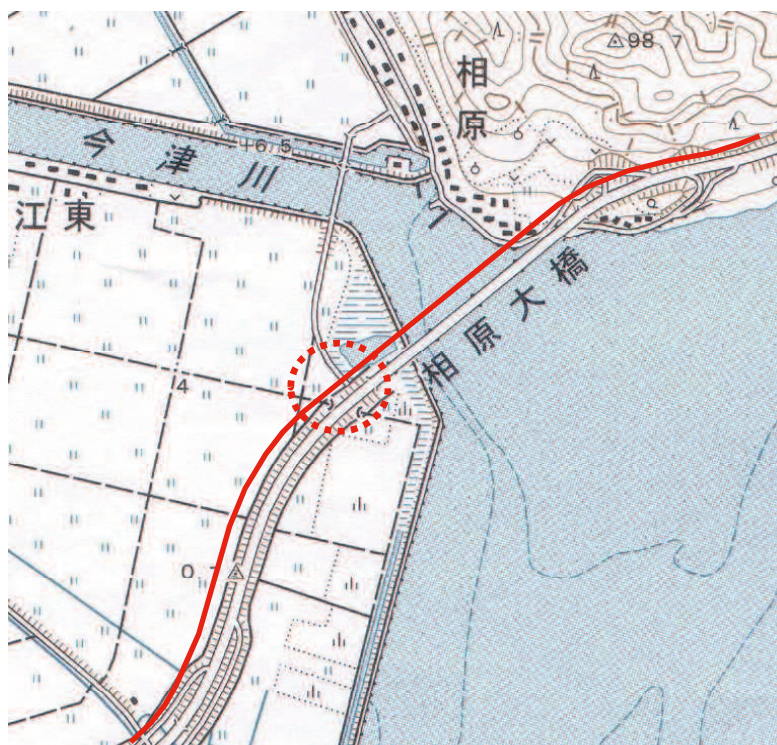


図 3.5-7 山口阿知須宇部線盛土の周辺地形図

2007 年(平成 19 年)12 月 18 日に、現地踏査を行なった。

盛土の周りが水田、畑で開けており、様々な方向から盛土の全体像を確認できた(図 3.5-7, 写真 3.5-17, 写真 3.5-18, 写真 3.5-19)。

盛土南側天端は舗装が敷設されず暫定 2 車線となっており、写真 3.5-20 に見られるように天端が土羽の状態で放置された場所が比較的広く存在する。盛土上の様子は、路面にはクラックなどは確認されなかったが、写真 3.5-21 のようにガードレールや路肩のずれが多く見られ、北側のガードレールは写真 3.5-21 のように縦断方向の波打が確認できた。また、路面の一部で大きな凹凸があり修復された跡が確認できた(写真 3.5-21 の赤丸に示す部分)。ここは BOX カルバートとの接合部であるため、盛土と BOX との沈下量の差に起因していると考えられる。

盛土部は相原大橋の橋台部と繋がっており、橋台取付部の補強土壁の一部がはらみ出し、壁材のめくれが確認された(写真 3.5-22)。



写真 3.5-17 全体像(南側から撮影)



写真 3.5-18 全体像(相原大橋方面南より)



写真 3.5-19 全体像(相原大橋方面北より)



写真 3.5-20 盛土天端(相原大橋方面より)



写真 3.5-21 路肩部のずれ



写真 3.5-21 ガードレール波打と路面補修跡



写真 3.5-22 橋台のはらみ出し

盛土小段より試料を採取し、土粒子の密度試験、最大最小密度試験、自然含水比試験、粒度試験を行なった。結果を表 3.5-5、表 3.5-6、図 3.5-8 に示す。

粒度試験の結果より、土質分類は[GS-F](細粒分まじり砂質礫)となった。本現場の採取試料も外見的特長からは「まさ土」の可能性が高い。管理者へのヒアリングにより、改良された地盤上に購入まさ土を約 0.5m 敷設し、その上に相原大橋対岸の切土工の流用土（まさ土）を用いて盛土を築造したことが判明した。

表 3.5-5 山口阿知須宇部線 物理試験結果

自然含水比 w_n (%)	6.9
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.667
最大間隙比 e_{max}	1.256
最小間隙比 e_{min}	0.684

表 3.5-6 山口阿知須宇部線 粒度試験結果

粒度分布 (%)		粒度指標 (単位: mm)		
礫分	粗礫分	0	最大粒径	17.4
	中礫分	21.4	D ₆₀	2.527
	細礫分	25.6	D ₅₀	1.752
砂分	粗砂分	28.4	D ₃₀	0.653
	細砂分	13.4	D ₁₀	0.047
細粒分		11.3		

土質分類 : **GS-F** (細粒分まじり砂質礫)

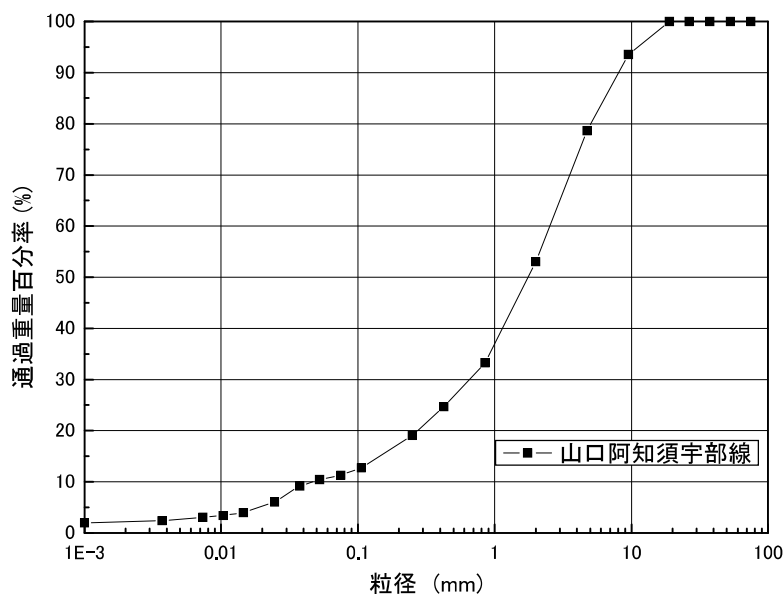


図 3.5-8 山口阿知須宇部線 粒径加積曲線

3.6 簡易動的コーン貫入試験の適用結果

盛土内部の状態を把握する手法として簡易動的コーン貫入試験を適用した。対象現場は周辺が水田や畑で民家は無く、試験実施に際し近隣住民への配慮の必要がないこと、盛土上に現場の確保が容易なことから、山口阿知須宇部線とした。

また本現場は、3.5節で示したとおり、まさ土で構築された盛土であり、山口県内で多くみられるまさ土の盛土の一つのモデルとすることができると考えた。

試験地点を図3.6-1に示す。対象盛土のアスファルトの敷設されていない天場をSE0、SE0から南側の法肩をS1、さらに南側の小段をS2とした。

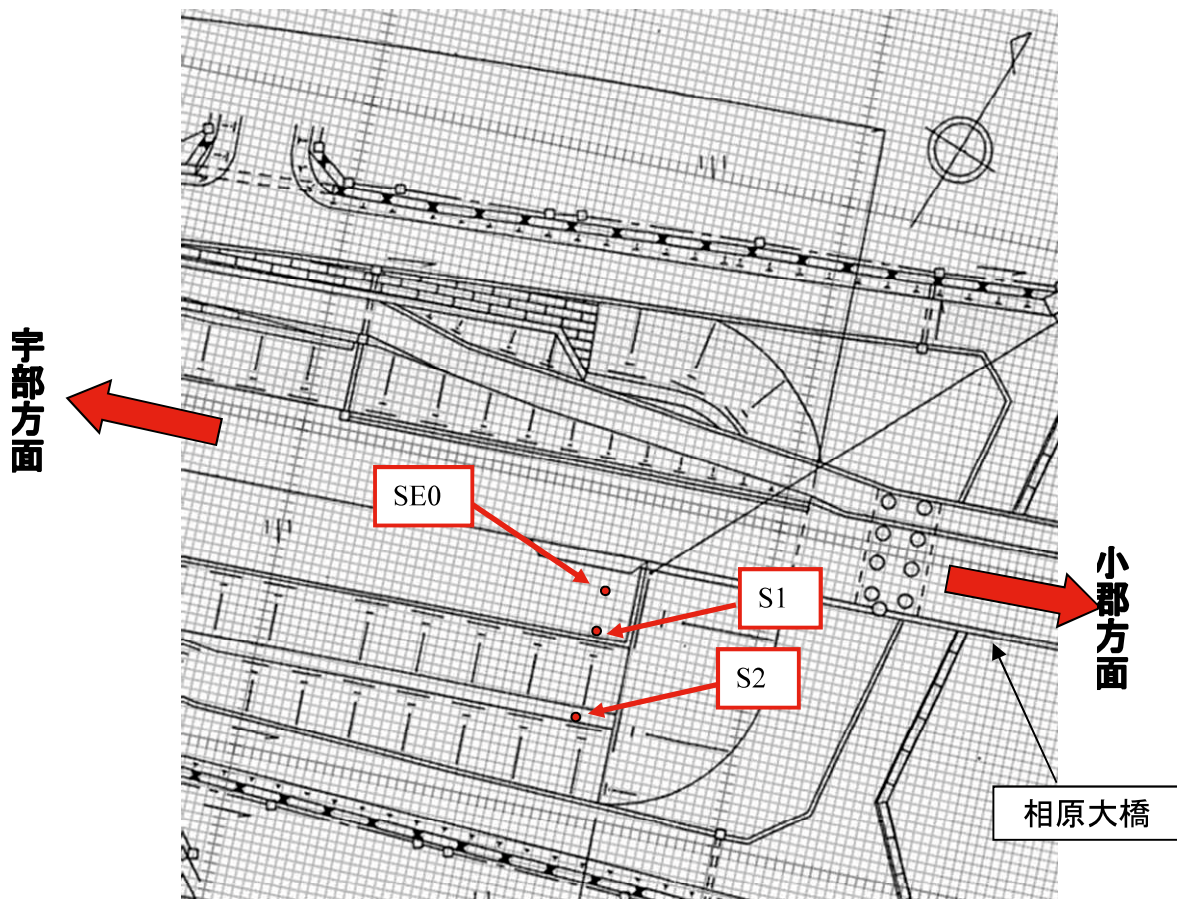


図 3.6-1 簡易貫入試験実施位置

まず、平成20年2月14日に乾燥時期のデータ取得を目的として第1回測定を行った。次に、降雨後のデータを取得するために平成20年6月2日に第2回測定を、平成20年10月1日と2日に第3回測定を行なった。このうち6月2日は雨天の中での調査となり、SE0のみ試験を実施した。

(1) 試験前の降雨データ

試験前1ヶ月前までの降雨データを示す。データは気象庁公表のアメダスデータの中から、現場と最も近い宇部のデータを用いた。

第1回測定である2月14日は図3.6-2で示すように、当日の降水量は0mmである。試験前1ヶ月間の累計降水量は59mmであり、2月4日から降水の確認された日は無く、乾燥していた状態であった。

第2回測定日である6月2日は当日も5.5mmの降雨が記録されている。図3.6-3で示すように試験前1ヶ月間の累計降雨量は154mmであり、試験前1週間の累計降雨は53.5mmであり、盛土が比較的湿潤な状態と考えられる条件で測定を実施した。

第3回測定日である10月1日、2日は9月中盤より雨の日が断続的に続いた。10月1日の試験前1ヶ月間の累計降水量は159.5mmであり試験前1週間の累計降水量は105mmであり、盛土は第2回測定時と同等かそれ以上湿潤な状態と考えられる条件で測定を実施した。

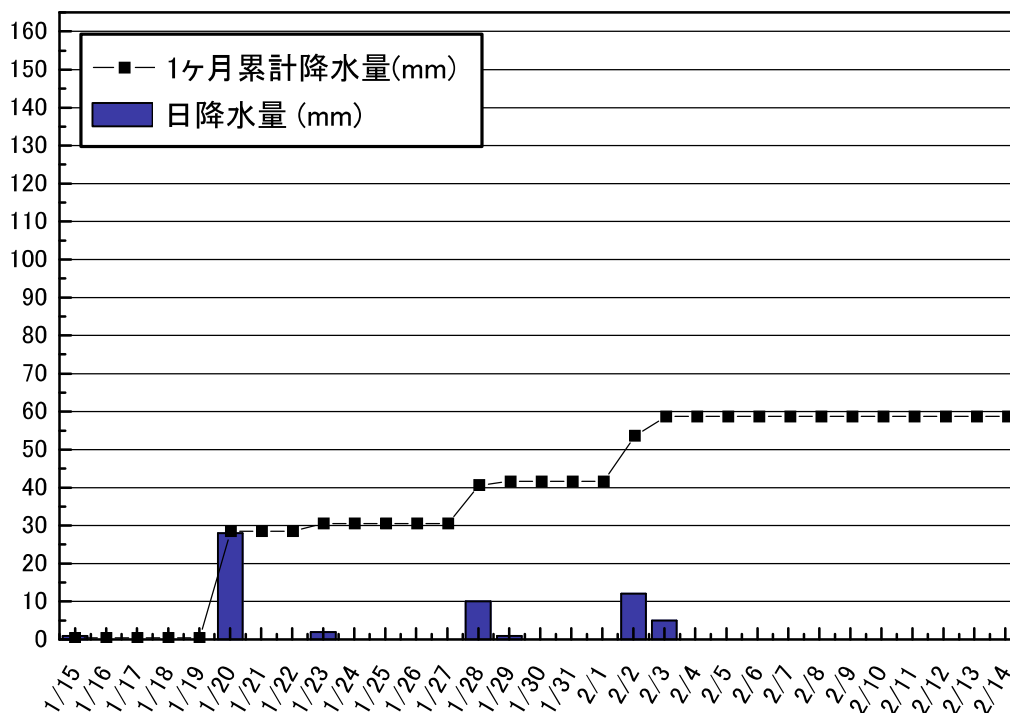


図 3.6-2 第1回測定前1ヶ月の降水量ハイトグラフ

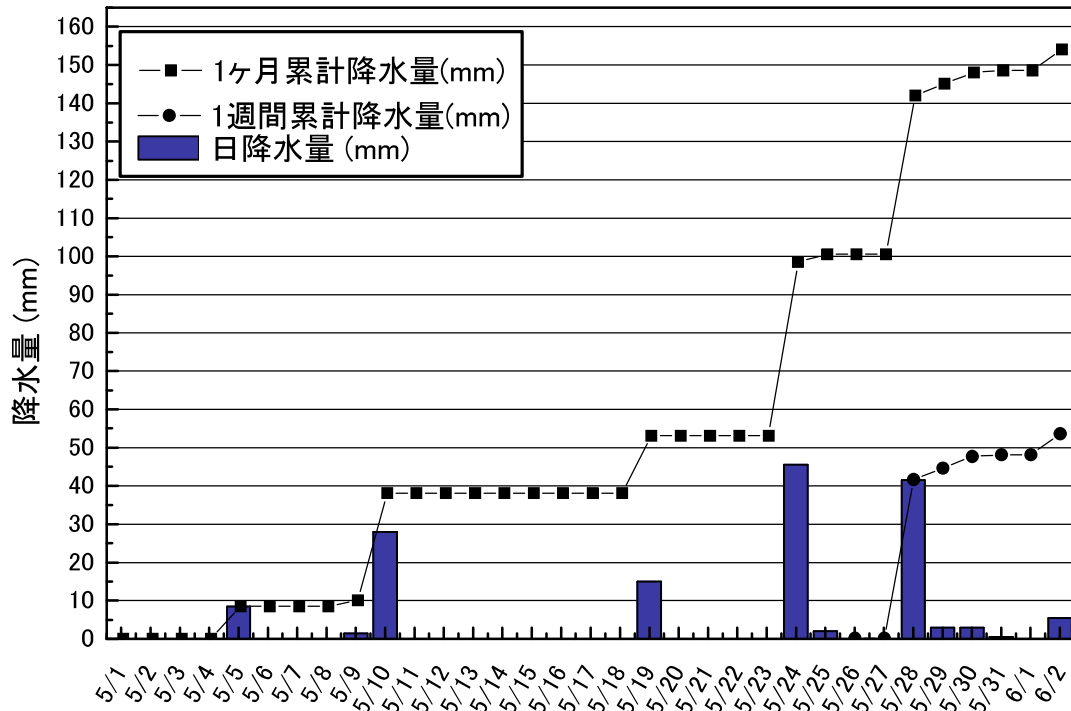


図 3.6-3 第 2 回測定前 1 ヶ月の降水量ハイトグラフ

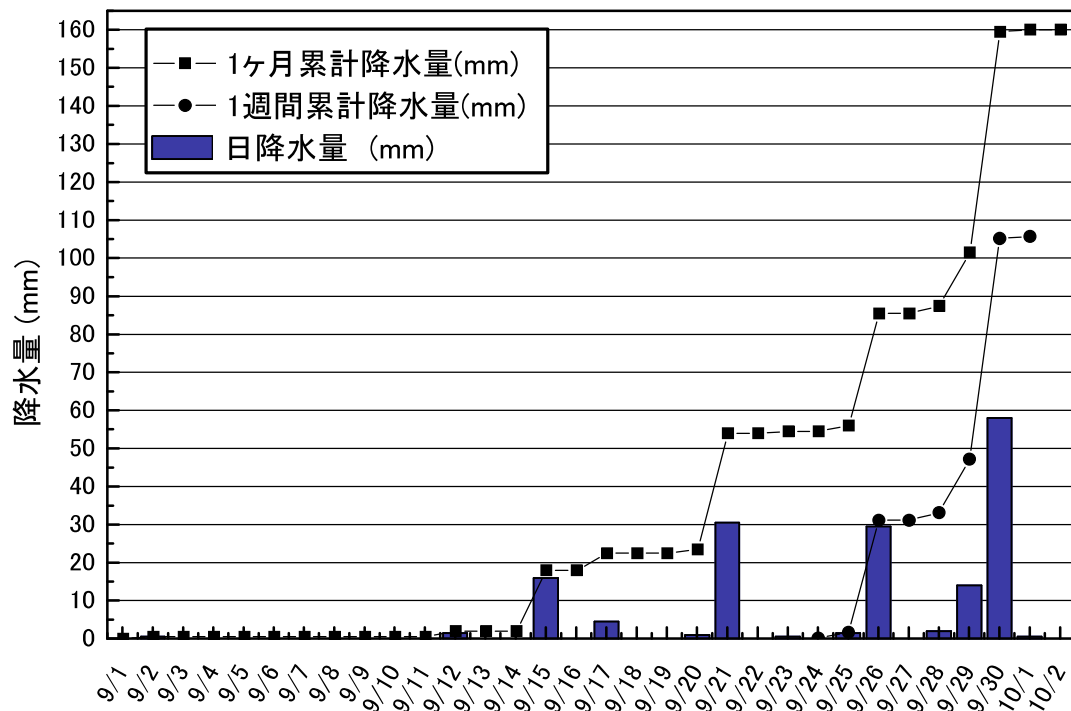


図 3.6-4 第 3 回測定前 1 ヶ月の降水量ハイトグラフ

(2) 簡易動的コーン貫入試験結果

試験結果を地点ごとに、図 3.6-5、図 3.6-6、図 3.6-7 に示す。また、横断面を図 3.6-8 に示す。

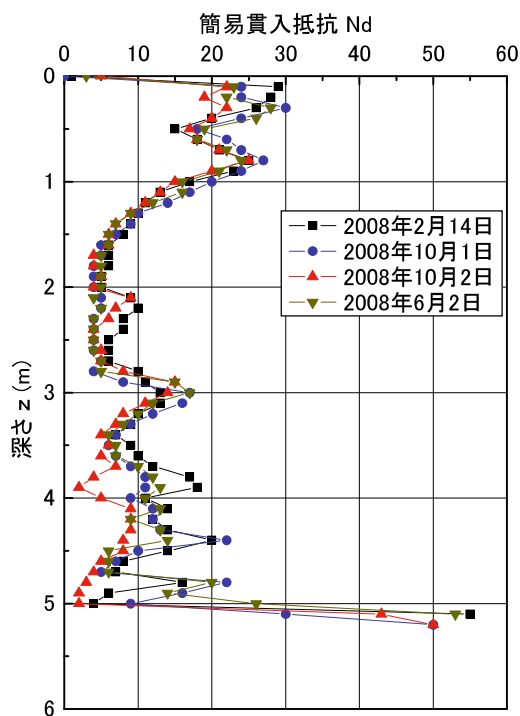


図 3.6-5 SE0(天場)の試験結果

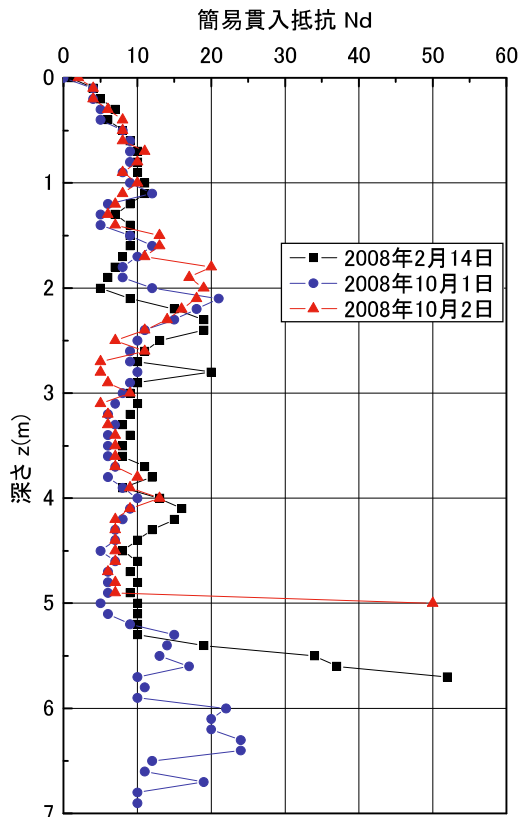


図 3.6-6 S1(法肩)の試験結果

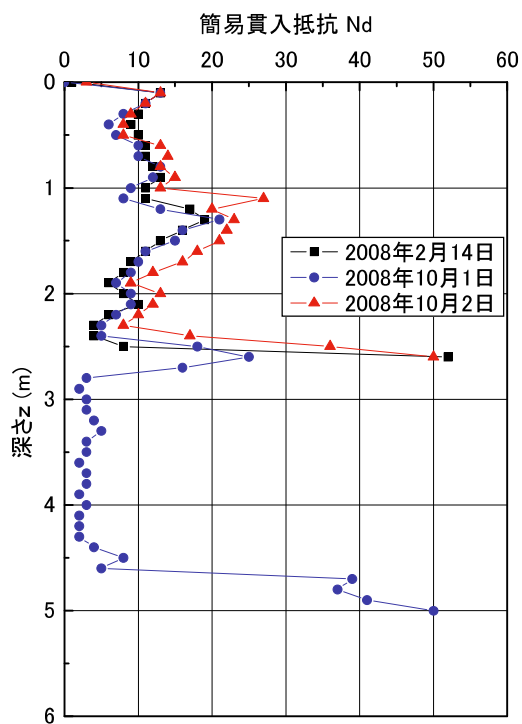


図 3.6-7 S2(小段)の試験結果

(3) 考察

簡易動的コーン貫入試験結果から盛土内部の状態把握手法としての適用性を考察すると以下のようにまとめられる。

- ・ 貫入抵抗値の深度分布は，実施時期に関わらず，概ね同様の傾向を示す．特に貫入不能となる標高は実施地点に関わらずに共通している．これは礫の密集や良好な転圧等に起因する硬質な領域を示していると考えられる．したがって簡易動的コーン貫入試験にはある程度の再現性が見込めるといえる．
- ・ 乾燥期と湿潤期では貫入抵抗値に共通した変化は見られない．湿潤期の試験において乾燥期よりも深部まで貫入している結果があるが，これは礫の密集や良好な転圧等に起因する硬質な領域を偶然に突破できたためと考えられる．
- ・ しかし，このような深部での試験結果では他の貫入抵抗値よりも低い値を示している．盛土における貫入抵抗値に影響する因子としては，締固め度等に起因する盛土の硬軟や上載圧，飽和度等が挙げられる．この貫入抵抗値から盛土を簡易に評価するためには，貫入抵抗値と締固め度，上載圧，飽和度等の関係を明らかにする必要がある．

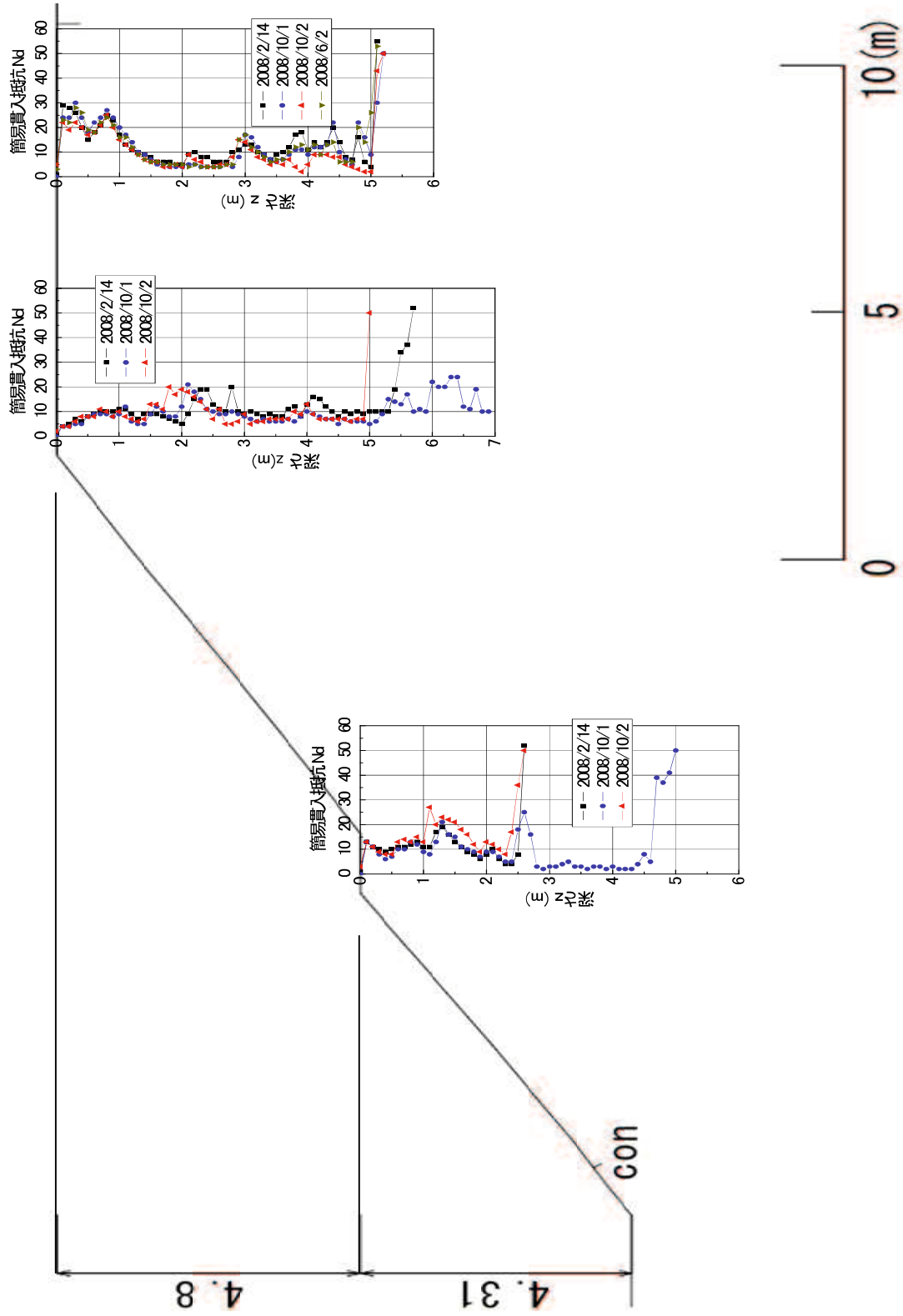


図 3.6-8 簡易動的コーン貫入試験結果

3.7 結語

前節までに示した検討結果から、以下のような結論を得ることができた。

- 1) 既存点検資料を整理することにより、山口県内の代表的な盛土形状、土質特性、大半の盛土が抱えている問題点を把握することができた。
- 2) 山口県の代表的な盛土の点検結果では約 65%の盛土で湧水や排水設備に何らかの問題を抱えていることが分かった。
- 3) 山口県内の代表的な盛土の土質は約 73%が SFG(粘性土質礫質砂)～GFS(粘性土質砂質礫)であり、まさ土を使用している可能性が高いことが分かった。
- 4) 既設盛土における簡易動的コーン貫入試験にはある程度の再現性が見込める。
- 5) 既設盛土の内部状態の把握手法として簡易動的コーン貫入試験を適用するには、貫入抵抗値と締固め度、上載圧、飽和度等の関係を明らかにする必要がある。

3 章参考文献

- 1) 山口県土木建築部道路整備課：平成 17 年度単独道路防災(地方特定)工事に伴う盛土緊急点検業務委託 第一工区 報告書，2006.
- 2) 日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，1999 .
- 3) 日本道路協会：道路土工要綱，1990.
- 4) 通商産業省工業技術院地質調査所：「日本地質図体系」中国・四国地方，1991.
- 5) 山口県立山口博物館：山口県の地質，1975.
- 6) 山口地学会：山口県の岩石図鑑，第一学習社，1991.
- 7) 山口県：山口県地質図 5 万分の 1，1968.

第4章 1次点検手法の検討

4.1 序言

本章では、盛土の安定性への影響因子として盛土基盤の傾斜角度、基盤からの湧水の発生位置と湧水の水頭、盛土表面からの降雨浸透をとりあげてモデル化し、盛土と地山のモデルを設定した浸透流解析と安定計算によって、それらの因子による地下水面の形成状況と安全率を求め、各因子の安全率への影響の度合いを比較した結果を述べた。また、それらの結果や既往の研究結果を用いて代表的な盛土の地盤定数を設定し、既存盛土の1次点検手法について検討した。

4.2 盛土の安定性に影響する因子

(1) 豪雨時の安全性

既設盛土が豪雨を受けた場合に、盛土の安定性に影響する因子を解析的に調べた。盛土崩壊の大きな誘因となる地下水については、浸透流解析・安定解析を用い、浸透経路や基盤傾斜が安全性に与える影響を調べた。検討は、図4.2-1に示す傾斜基盤上の盛土を想定し、安定性への影響要因を変化させて安定計算を行って、すべり安全率の変化を調べた。影響要因としては以下の項目を対象とした。

- ・ 基盤傾斜角度
- ・ 天端の亀裂
- ・ 基盤からの湧水の位置と湧水水頭
- ・ 天端からの表流水の浸透
- ・ 法面からの降雨浸透

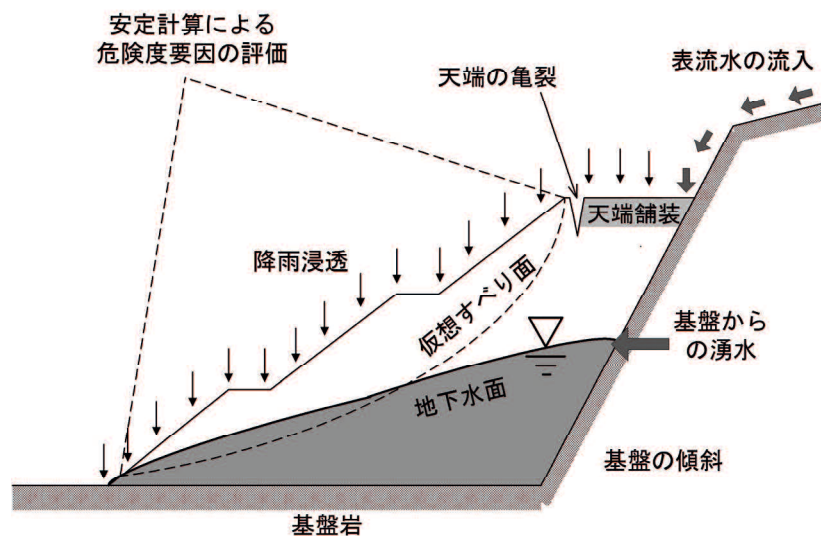


図4.2-1 検討モデルの概略図

なお、安定計算に用いる地下水面の形状は二次元浸透流解析によって求めたが、湧水と表面水浸透による地下水面は定常計算によって、降雨浸透による地下水面は非定常計算を行って求めた。浸透流計算に用いた解析プログラムは、大西・西垣ら¹⁾によって開発された UNSAF である。非定常の飽和・不飽和浸透流解析における支配方程式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \psi}{\partial z} + K \right) = (C + \alpha \cdot Ss) \frac{\partial \psi}{\partial t}$$

ここに、x：盛土横断面の水平方向の座標軸

z：盛土横断面の鉛直方向の座標軸

k：透水係数 (m/hr)

ψ：圧力水頭(m)

C：比水分容量 (1/m)

α：1 の場合は飽和領域，0 の場合は不飽和領域

Ss：比貯留係数 (1/m)

t：時間 (hour)

浸透流解析における境界条件は既知流量境界と既知水頭境界の2種類がある。本検討における境界条件は以下のように設定した。

- | | |
|----------|-------------------------------------|
| 湧水箇所 | ：水位固定境界（既知水頭境界） |
| 地表面 | ：降雨浸透境界（既知水頭境界と既知流量境界を浸透能に応じて切替える。） |
| 解析領域の側端部 | ：不透水境界（既知流量境界） |
| 解析領域の下端部 | ：不透水境界（既知流量境界） |

浸透流解析における解析領域サイズは、解を求めたい領域（盛土部とその近傍）の解析結果に影響を与えないような大きさを設定する必要がある。ただし、あまり大きな領域をとると計算時間が長くなり、場合によっては結果が収束しないこともあるため、適切な領域サイズの設定が必要である。本検討では、モデル底面および側面は盛土に較べて2オーダー程度透水性の小さい岩盤層としているため、盛土部に対する解析領域サイズの影響は小さいと思われる。そこで、解析領域は盛土部から外側水平方向には30m以上、盛土部から鉛直下方には20mとした。

また、解析モデルは要素方程式を組み立てるために小要素に分割する必要があるが、要素分割の度合いは解析結果に影響を与える。本検討では解を求めたい盛土部については細かく、岩盤部については粗く要素分割することとし、以下のように設定した。図4.2-2にメッシュ図を示す。

鉛直方向分割幅：降雨浸透が発生する盛土地表面部は 0.2m，盛土内部は 1.0m 以下

基盤岩部は 2～5m（深部になるほど粗くなる）

水平方向分割幅：盛土部は 1.0m 以下，基盤岩部は 1～10m（盛土部は細かく，盛土から離れると粗くなる）

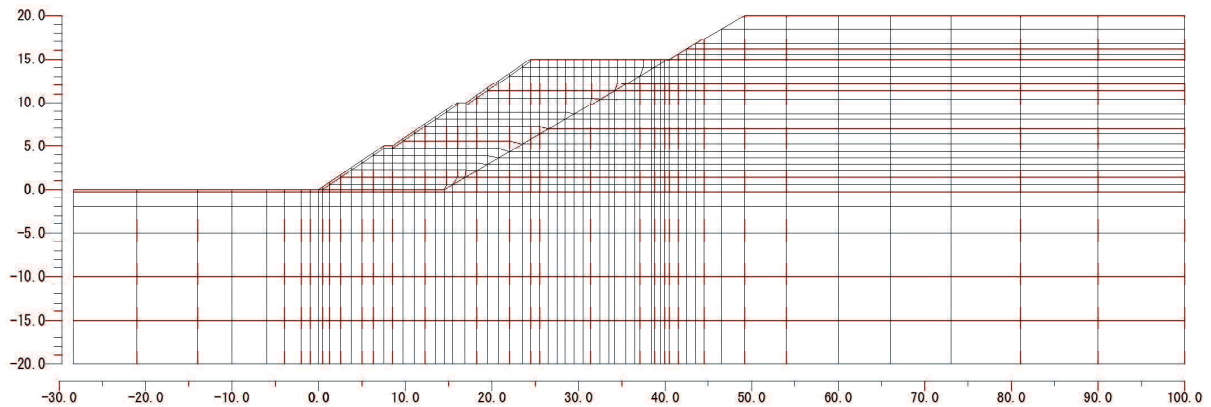


図 4.2-2 メッシュ図（基盤傾斜角度 30 度の例）

解析モデルはまさ土による盛土部，基盤岩部によって構成した。また，盛土の天端は舗装を仮定した。盛土の透水係数は $1 \times 10^{-3} \text{m/sec}$ ，基盤岩と舗装は難透水性であるため $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ とした。負の圧力水頭と体積含水率，相対透水係数を規定する水分特性曲線については，まさ土については竹下・河野ら（敬称略）がまさ土に対して Van Genuchten モデルを適用した結果²⁾を参考に設定した。基盤岩と舗装については，河川堤防構造検討の手引き³⁾に示される粘性土の曲線を用いた。図 4.2-3，図 4.2-4 に水分特性曲線を示す。

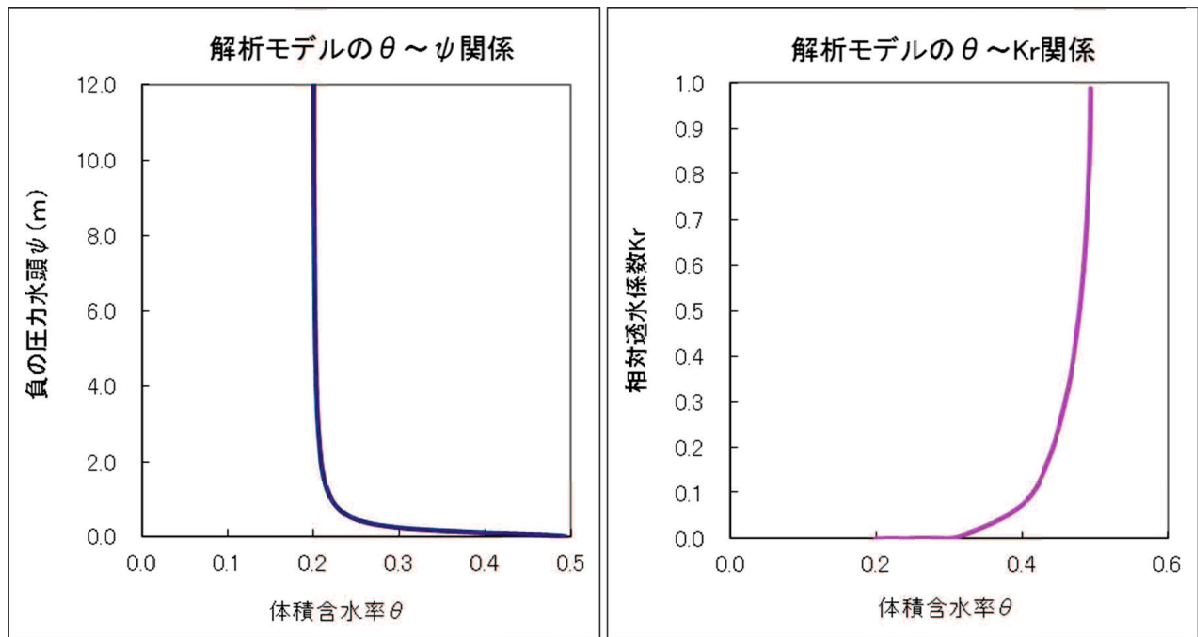


図 4.2-3 水分特性曲線（まさ土）

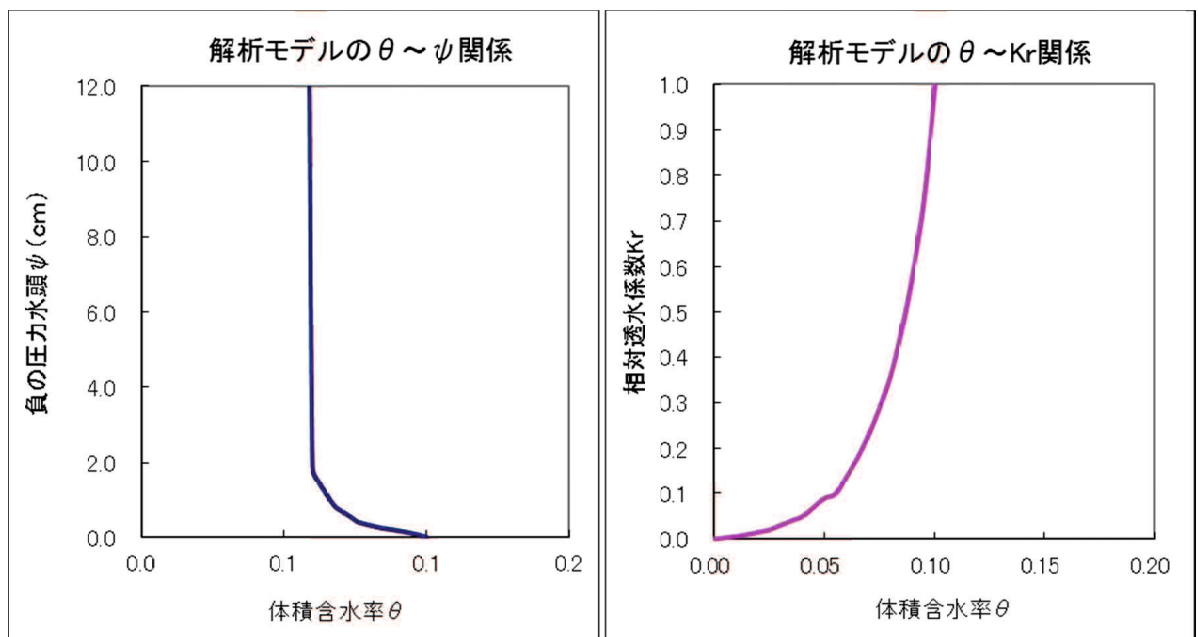
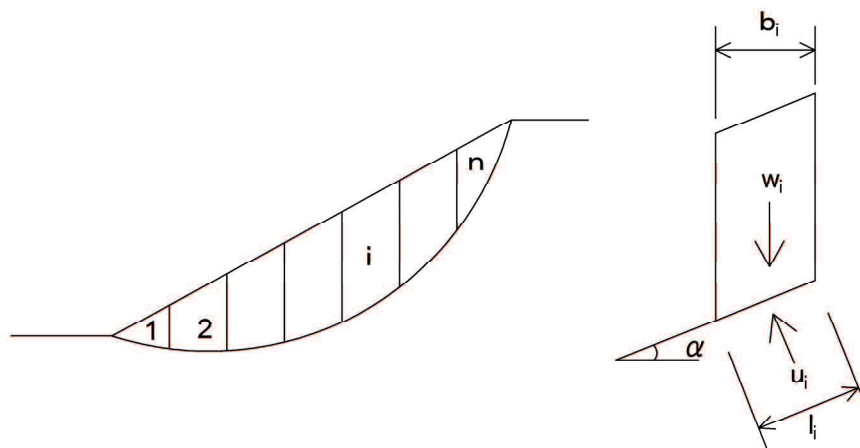


図 4.2-4 水分特性曲線（基盤岩・舗装）

浸透流解析で得られた浸潤面を用いて、安定解析によってすべり安全率を求めた。安定解析は修正フェレニウス法を用いて行った。修正フェレニウス法の計算式を以下に示す。



$$F_s = \frac{\sum \{c_i l_i + (w_i - u_i b_i) \cos \alpha_i \tan \phi_i\}}{\sum w_i \sin \alpha_i}$$

ここに、 F_s : すべり安全率

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

l_i : 分割スライス i の底面長さ

w_i : 分割スライス i の重量

u_i : 分割スライス i の底面に働く水圧

b_i : 分割スライス i の幅

α_i : 分割スライス i の底面が水平面となす角

検討モデルの形状および物性値を表 4.2-1 に示す。盛土形状は標準的な一割五分勾配の法面とし、盛土材料はまさ土を想定して地盤定数を設定した。なお、不飽和時のまさ土の強度は飽和時のそれに比べて高いことが考えられるが、想定される豪雨時には盛土内部の飽和度は上昇し、不飽和時の強度増加の原因となるサクションも低下していると考え、検討に用いる強度定数は飽和時の強度を想定して設定した。

表 4.2-1 検討モデルの形状と物性値

盛土形状	天端幅	16m
	盛土高さ	15m
	法面勾配	1割5分
	小段	2段, 幅1m
基盤岩	基盤勾配	10° ~ 80°
	透水性	1×10^{-5} cm/sec
盛土	単位体積重量	18kN/m ³
	粘着力 c	0kN/m ³
	内部摩擦角	35°
	透水性	1×10^{-3} cm/sec

図 4.2-5 に浸透流解析より求めた浸潤面と流速ベクトル図および、その浸潤面を用いた安定計算結果の例を示す。同図は基盤傾斜角度 30 度、基盤の上部からの湧水時のものである。盛土の地盤定数は粘着力を 0 としてあるため、円弧すべりを想定した安定計算では法面表層のすべり円弧が最少安全率円弧となりやすい。図 4.2-5 の例では法尻部の法面をかすめる円弧が最少安全率円弧となるが、ここでは盛土全体の安全性に着目しているため、すべり円弧は最低限法肩を通る大きさ以上のものを対象とした。なお本検討では基盤の傾斜角度を変えて計算したが、基盤岩と盛土境界部のすべりではなく、盛土内部の円弧形状のすべりを計算している。このため基盤の傾斜角度の影響は図 4.2-6 に示すように、すべり面形状には直接影響せず、浸潤面形状が変わることで安全率が変化する結果となった。

0.1 × 10⁻²

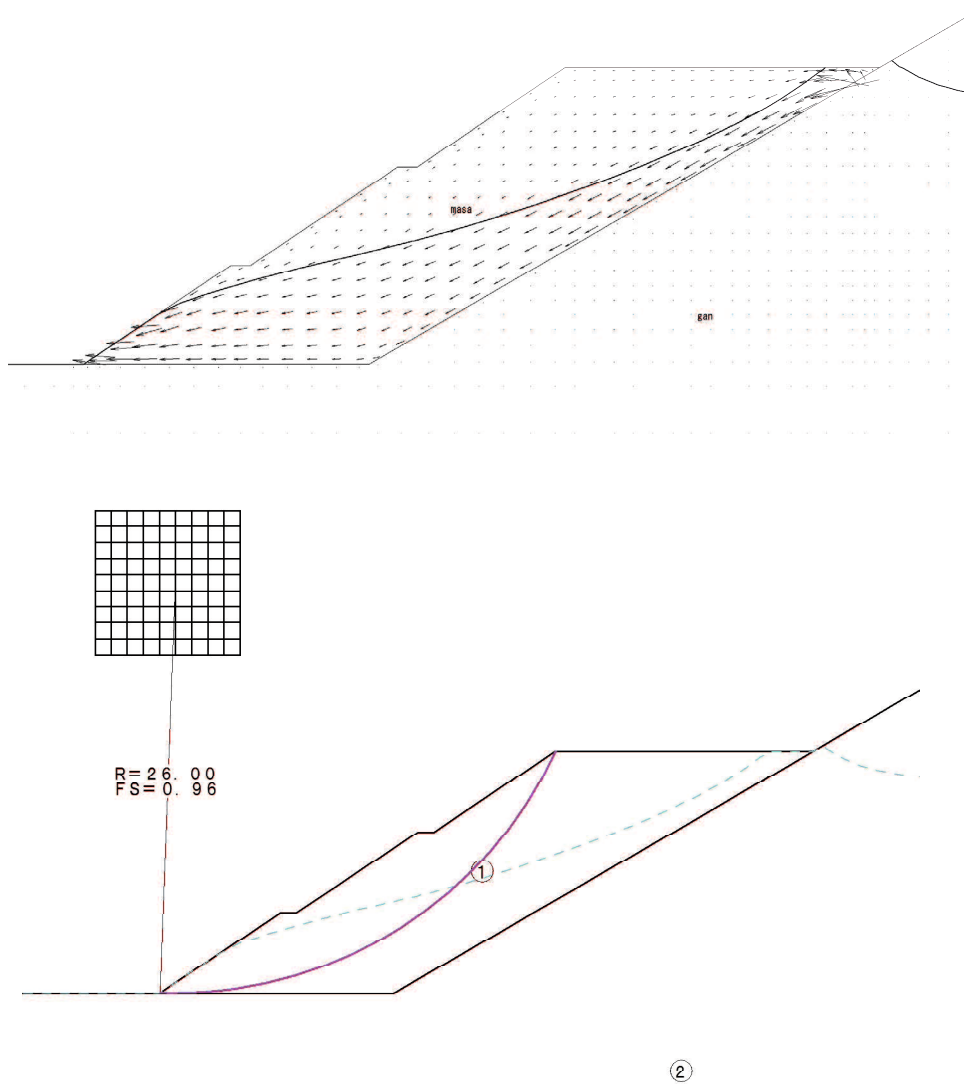


図 4.2-5 浸透流解析による浸潤面と流速ベクトル，安定解析の結果図
(基盤傾斜角度 30°，基盤上部からの湧水の例)

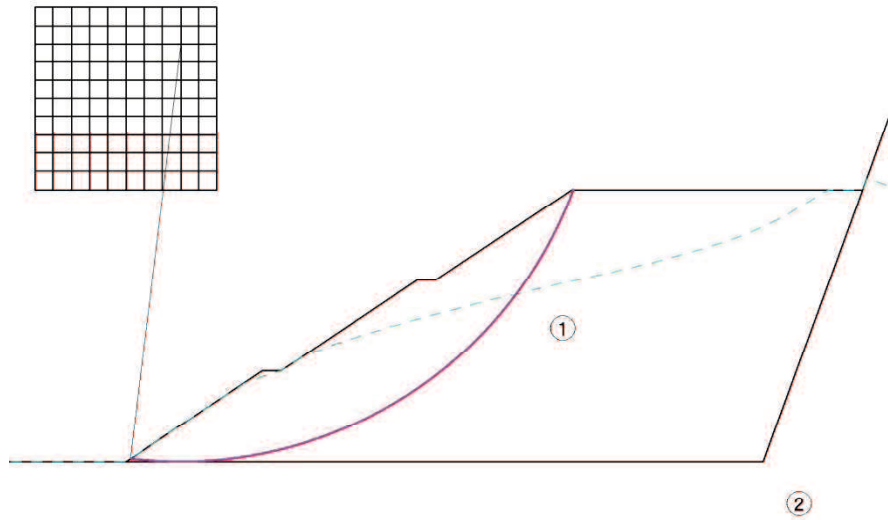


図 4.2-6 浸透流解析による浸潤面・安定解析の結果図
(基盤傾斜角度 70°, 基盤上部からの湧水の例)

図 4.2-7 に基盤岩の傾斜角度とすべり安全率の関係を基盤岩からの湧水がある場合と無い場合に分けて示す。なお湧水の発生位置は地下水面が高くなりやすい基盤岩上部に設定してある。基盤岩に湧水が無く地下水面が存在しない場合には安全率は基盤傾斜角度に関わらずほぼ一定である。しかし基盤からの湧水がある場合、基盤傾斜角度が大きいほど地下水面が高く形成され、それに伴い安全率は低下する。これは基盤傾斜角度が大きくなることで盛土断面積が増加して、盛土底部における地下水流速の低下が大きくなるために地下水位が高くなることが原因である。

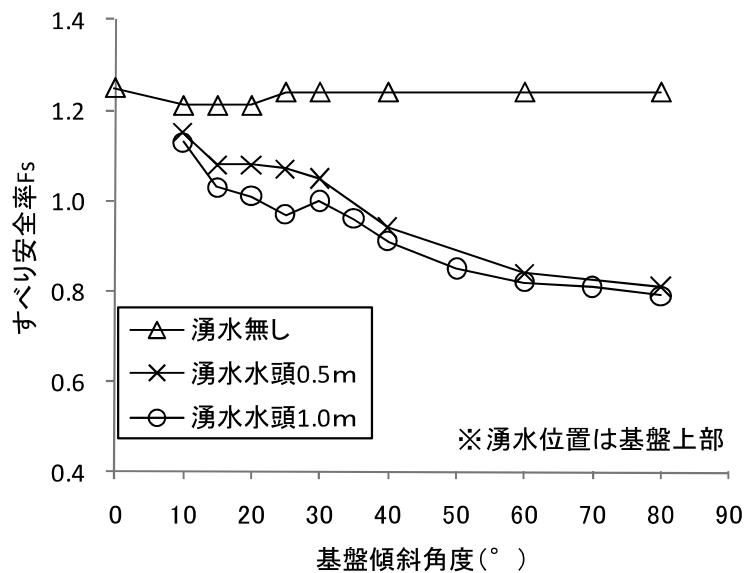


図 4.2-7 基盤傾斜角度の影響

図 4. 2-8 に湧水水頭と安全率の関係を示す。湧水があることによって安全率は大きく低下するが、水頭値による低下はあまり大きくないことから、盛土の安全性には湧水水頭の大きさよりも、湧水の有無の方が重要であることが分かる。

次に、天端に亀裂が発生した場合の影響を検討した。亀裂がある場合の安全率は、亀裂深度までの強度をゼロとした安定計算によって求めた。図 4. 2-9 に検討結果を示すが、亀裂の有無と深さに関わらず安全率はほぼ一定である。これは今回検討した盛土の強度定数を粘着力 $c=0$ としたためであり、粘着力を持つ盛土材料の場合には安全率への影響があるものと考えられる。また、天端に亀裂がある場合には表流水が盛土内部に流入して地下水面を形成して、崩壊を誘発することも考えられる。

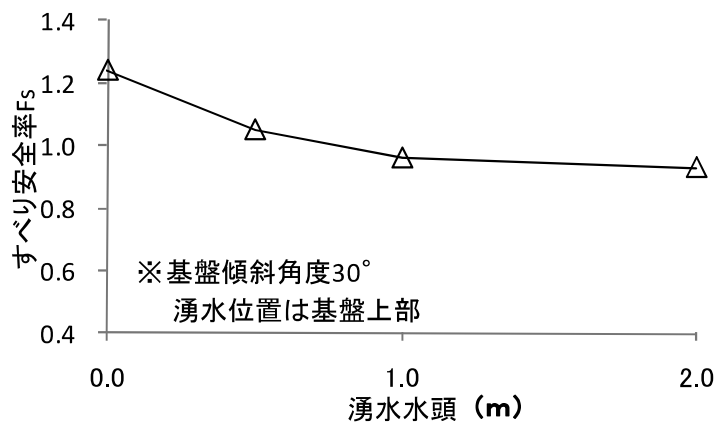


図 4. 2-8 湧水水頭の影響

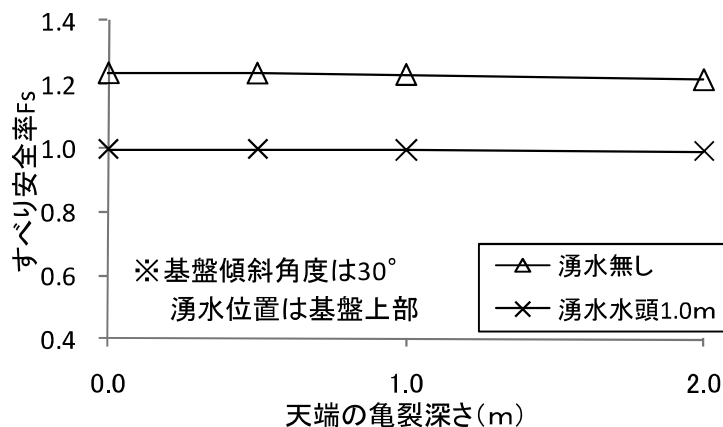


図 4. 2-9 天端亀裂深さの影響

次に降雨浸透によって生じる地下水の影響を調べた。検討は飽和不飽和浸透流解析を用い、**図 4.2-10** に示す平成 21 年山口県豪雨災害時の真尾地点における降雨波形を盛土モデルに与え、得られた地下水面を用いた安定計算を行った。なお、浸透流解析時には天端舗装による遮水性を考慮している。基盤の傾斜角度は 30° とした。**図 4.2-11** に降雨浸透によって盛土に発生した地下水面を示す。地下水面は法面の表面と盛土底部に薄く形成される。これは盛土の透水性が比較的低いために、盛土深部まで雨水が浸透し難く、表面付近が先に飽和したためと考えられる。**図 4.2-12** にすべり安全率の経時変化を示す。降雨強度が小さくなる土石流発生時刻以降も安全率は低下し続けているが、これは盛土内部の不飽和領域における浸透水が盛土底部の飽和領域に到達して、地下水面を押し上げ続けているためである。このような場合には、降雨ピークを過ぎた後に盛土が崩壊する可能性も考えられる。なお、降雨浸透時に発生するすべりは盛土法尻部の小さなすべりに限定されることから、盛土全体に及ぶような大きなすべりは発生し難いと考えられる。

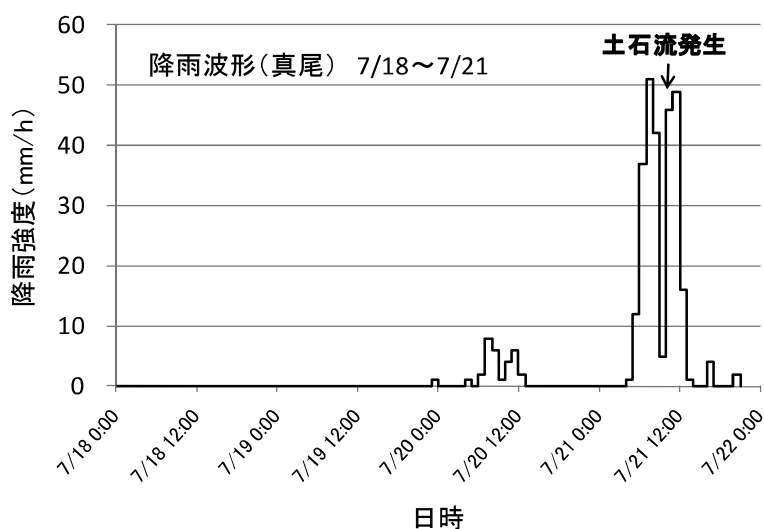


図 4.2-10 降雨波形

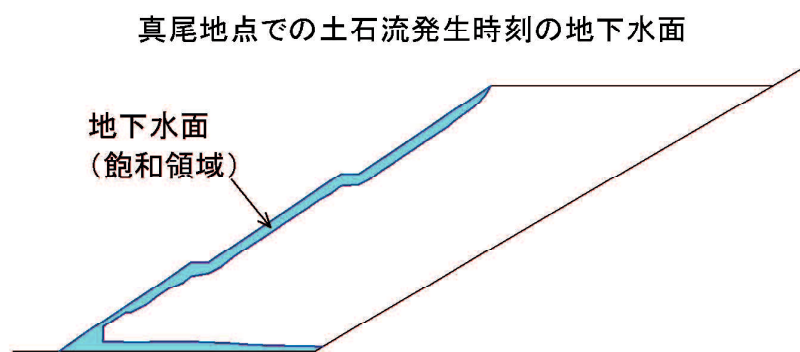


図 4.2-11 降雨浸透によって発生した地下水面（基盤傾斜角度 30° ）

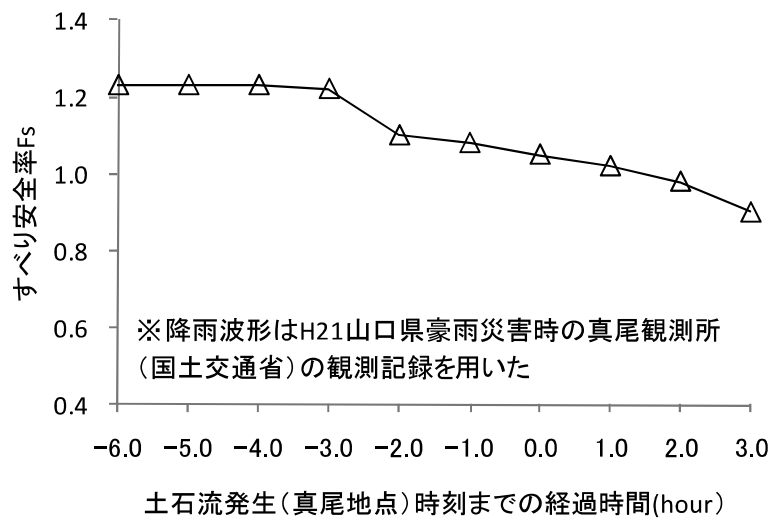


図 4.2-12 降雨浸透時のすべり安全率の経時変化

以上の結果をまとめ、図 4.2-13 に同一基盤傾斜角度における地下水の発生原因毎のすべり安全率を比較した。なお比較の条件は、基盤傾斜角度は 30°に固定し、湧水水頭は 0.5m とした。また、降雨浸透は前述した平成 21 年山口県豪雨災害時の真尾地点における降雨波形を盛土モデルに与えた結果を用い、表流水の流入は盛土上部において地表面から盛土内部に浸透させる条件で計算した。湧水や表流水の浸透、降雨浸透によって安全率は地下水が無い場合の 1.25 から 1.0 付近まで低下する。ただし、基盤底部（盛土底部）から発生する湧水は安全率の低下が小さく、影響が小さいことが分かる。図 4.2-14 に地下水が無い状態に対する安全率の低下の度合いを要因毎に示した。この結果、基盤傾斜角度が大きくて基盤上部から湧水が発生する盛土が崩壊しやすいことが推測され、この場合には、地下水が無い場合に較べて 60%程度まで安全率が低下することが分かる。

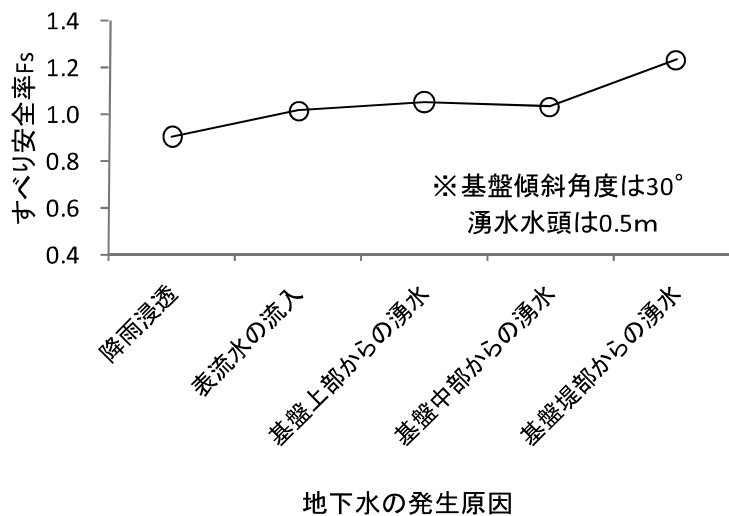


図 4.2-13 同一基盤傾斜角度での安全率の比較

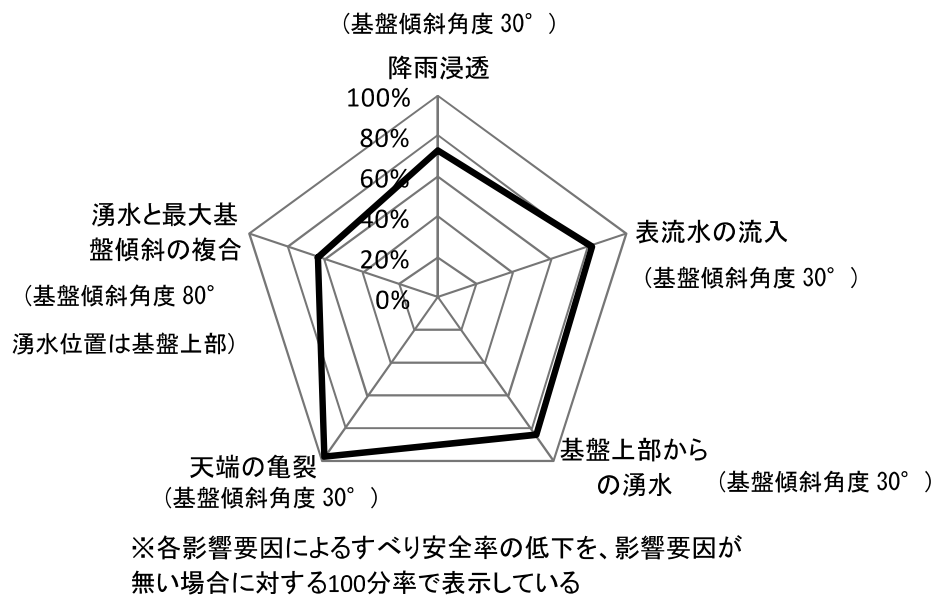


図 4.2-14 地下水が無い状態に対する安全率の低下の度合い

以上の結果から、盛土の安定性に対しては、法面表面からの浸透よりも盛土内部からの浸透の方が大きな影響を与えることが分かった。この盛土内部からの浸透原因としては基盤岩からの湧水や、暗渠排水の破損等が考えられる。また、基盤の傾斜角度についても結果的に浸潤面の高さに影響して安全率を左右することから、盛土の安定性については浸潤面の高さや形状が支配的要因であることが分かる。既設盛土の1次点検法としてはこの盛土内部からの浸透を評価することが重要であるが、簡易的な外観観察からこれを評価するには、法面部の親水植物や湧水跡などから内部水位を推定して盛土形状と合わせて安全性を評価する方法が適切と考えられる。

4.3 山口県で主体となる盛土材料（まさ土）の土質定数

山口県は出現地質が比較的多様であるため、切土工事などの流用土も多様な性質を持ったものが出現すると考えられる。ただし盛土としての利用の有無は、CBR 値や最適含水比等の道路盛土としての適性と、自然含水比等のワーカビリティを考慮して決定されるため、既存盛土で使用されている流用土は砂質土等の良質土がほとんどである。また、道路盛土として適さない場合には購入土が使用されるが、購入土は花崗岩風化土であるまさ土を販売しているところが多いため、購入土による盛土はまさ土で形成されることが多いと推察される。ここで、中国地方で材料土として用いられることの多いまさ土における土質定数の測定例を示す⁴⁾。(出典：「平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書；平成 12 年 3 月 28 日 (社)地盤工学会調査部 平成 11 年広島県豪雨災害緊急調査委員会、(社)地盤工学会・中国支部」)なお、この報告は自然斜面における風化残積土としてのまさ土を主に扱っているので注意を要する。

この報告書では土質定数は以下のようにまとめられている(表 4.3-3, 図 4.3-1 参照)。

湿潤密度： $\rho_t=1.529\sim 2.023\text{g/cm}^3$ の範囲にあり、平均は 1.736g/cm^3

間隙比： $e=0.526\sim 0.916$ の範囲にあり、平均は 0.720

粘着力： 正規圧密領域では $c'=0\sim 8.8\text{kN/m}^2$ の範囲にあるが、 0kN/m^2 のものが全体の 75% を占める

過圧密領域においては $c'=3.9\sim 20.6\text{kN/m}^2$ の範囲に分布している。

なお、この報告では供試体状態が不攪乱か攪乱か不明なものも多く、CU 試験の際の飽和化操作によって試料が乱されている可能性もあるため、粘着力の値は再検討が必要とされている。

内部摩擦角： $\phi'=28.8\sim 38.2$ の間に分布し、平均は 32.9°

透水係数： 透水係数は広島地区・呉地区を合わせると $k=7.6\times 10^{-5}\sim 7.2\times 10^{-2}(\text{cm/sec})$ の範囲にある。

一方、山口県の盛土緊急点検報告書によると、緊急点検の対象となった盛土は表 4.3-1 に示すように、細粒分を 20%程度混入した砂質土～砂礫で構成されている。ちなみに、3 章に示した「盛土詳細点検要領」における盛土安全性概略検討での土質区分に照らし合わせると、殆どの盛土が「土質 3」に該当した。また、一般的な盛土の土質定数値（旧 JH 設計要領第 1 集）と照らし合わせると、「締固めた粒度の良い砂」あるいは「締固めた礫、および礫混じり砂」に該当する。

表 4.3-1 緊急点検対象の全盛土の粒度組成

	礫分(%)	砂分(%)	細粒分(%)
最大	57.0	69.7	38.1
最小	3.8	23.9	10.8
平均	33.5	42.3	23.2

表 4.3-2 一般的な土質定数 (旧 JH 設計要領第 1 集より)

種類	状態		単位体積重量 (t/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (t/m^2)	摘要 (統一分類)	
盛土	礫および礫混じり砂	締固めたもの	2.0	40	0	(GW), (GP)	
		砂	締固めたもの 粒度の良いもの	2.0	35	0	(SW), (SP)
			粒度の悪いもの	1.9	30	0	
	砂質土	締固めたもの	1.9	25	3 以下	(SM), (SC)	
	粘性土	〃	1.8	15	5 以下	(ML), (CL) (MH), (CH)	
	関東ローム	〃	1.4	20	1 以下	(VH)	
自然地盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの	2.0	40	0	(GW), (GP)	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	1.8	35	0		
	礫混じり砂	密実なもの	2.1	40	0	〃	
		密実でないもの	1.9	35	0		
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの	2.0	35	0	(SW), (SP)	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	1.8	30	0		
	砂質土	密実なもの	1.9	30	3 以下	(SM), (SC)	
		密実でないもの	1.7	25	0		
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ)	1.8	25	5 以下	(ML), (CL)	
		やや軟いもの (指の中程度の力で貫入)	1.7	20	3 以下		
		軟いもの (指が容易に貫入)	1.6	15	1.5 以下		
	粘土およびシルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ)	1.7	20	5 以下	(CH), (MH), (ML)	
		やや軟いもの (指の中程度の力で貫入)	1.6	15	3 以下		
軟いもの (指が容易に貫入)		1.4	10	1.5 以下			
関東ローム		1.4	5	3 以下	(VH)		

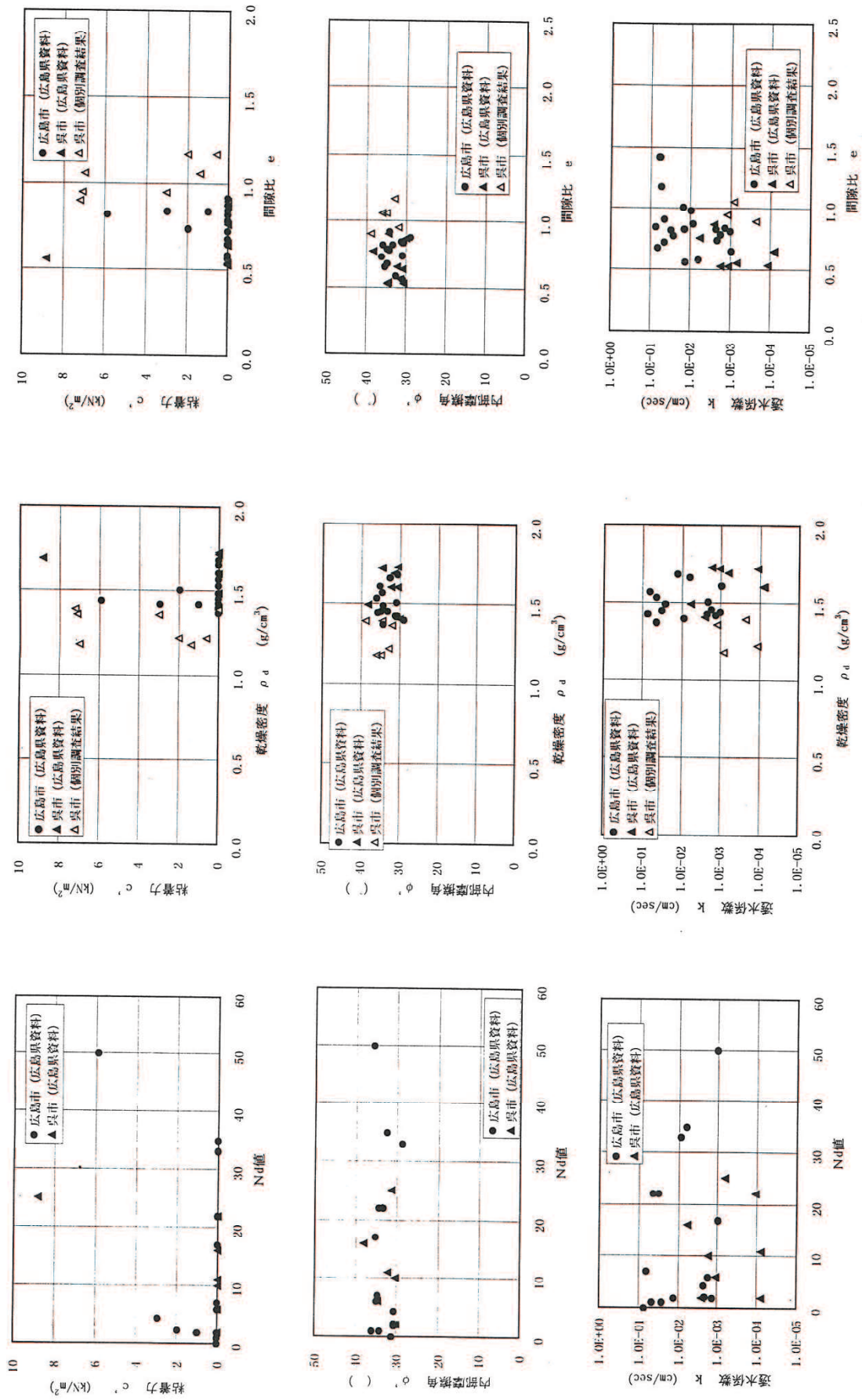


図 4.3-1 まさ土の強度定数の測定例⁴⁾

ここで盛土の安定性に大きく影響する強度特性について、既存の研究⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾から考察する。

a) 風化の度合い

一般的に取り扱われるまさ土の間隙比は0.5~1.2付近であるが、このちがいによってその性質は岩~砂~粘土に変化するといわれている。これは強度定数に如実に表れる。すなわち、間隙比と強度定数の関係を描くと、風化が進み間隙比が大きくなるにつれて、内部摩擦角が低下し、粘着力が増加する傾向がある。ただし盛土としての材料特性を考えた場合、ワーカビリティに劣るような著しく粘土化した土を用いるケースは少ないと考えられることから、砂および礫が主体となるまさ土の盛土が点検対象となると推定される。したがって、強度定数としては内部摩擦角を主体と考えるべきであり、過大な粘着力を期待することは危険であろう。

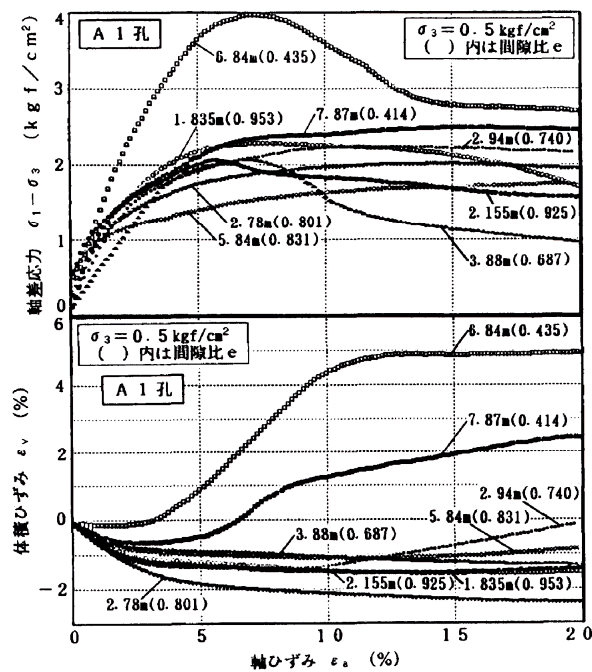


図 4.3-2 乱さないまさ土の深度別の応力~ひずみ曲線⁶⁾

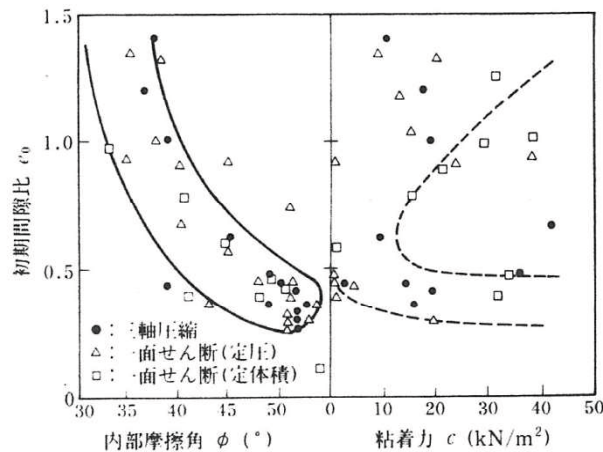


図 4.3-3 初期間隙比と強度定数の関係⁷⁾

b) 応力履歴

締固めによって築造されたまさ土盛土は過圧密効果が働くため、盛土上部の拘束圧が小さい領域においては粘着力を発揮し、盛土底部の拘束圧が大きい領域においては粘着力の発揮は小さくなる。なおこの特性は盛土形状と盛土高さが強く影響すると考えられ、盛土高さが高くなるにつれて摩擦系材料としての特性が強くなる。

ここで、盛土の崩壊メカニズムを考えると、豪雨による盛土破壊は地下水による影響箇所が崩壊する。したがって、地下水が溜まりやすく、浸潤面が最初に形成される盛土底部における崩壊が支配的になると考えられることから、強度特性としては摩擦系材料として捉えることが適切と考えられる。また実務的な面から見た場合、盛土高さが高い方が被害が大きくなりやすいことから、盛土材料特性としては摩擦系材料とすることが現実的であろう。

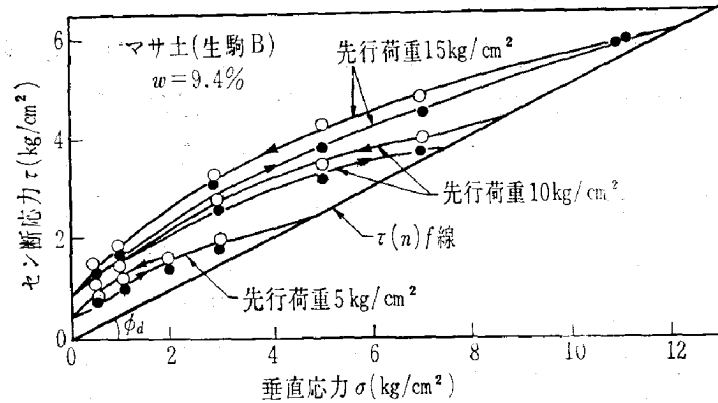


図 4.3-4 締固めたまさ土の応力履歴と最大せん断応力⁸⁾

c) 浸水の影響

まさ土は浸水による強度低下が大きい土として知られている。これは飽和度の上昇にともなうサクシヨンの低下が原因とされており、強度の低下程度は間隙比の大きいまさ土ほど激しいことが報告されている。なお下図に示すように、浸水による強度低下は内部摩擦角にはあまり影響せず、もっぱら粘着力の低下という形で現れる。豪雨によって盛土が崩壊する際には、地下水の浸透によって飽和化が進んでいると推察されることから、粘着力が喪失した状態で破壊すると考えられる。したがって、まさ土の盛土の強度定数として粘着力は考慮しないことが適切と考えられる。

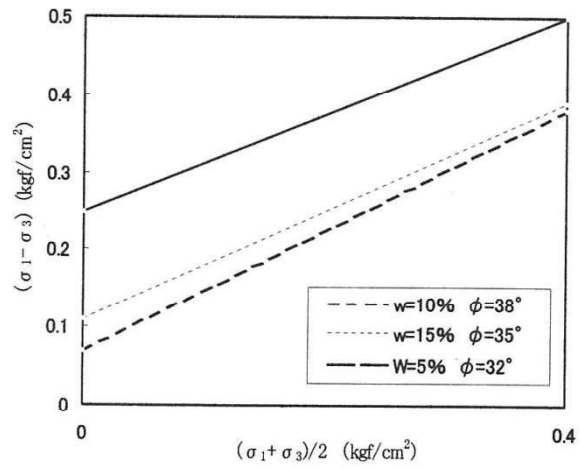


図 4.3-5 水浸したまさ土の強度定数の変化⁹⁾

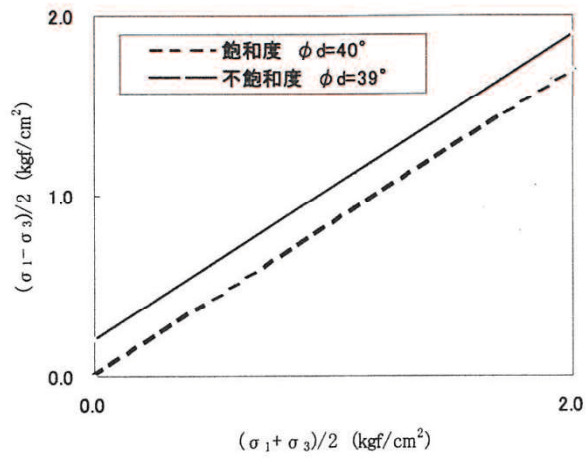


図 4.3-6 水浸したまさ土の強度定数の変化⁹⁾

以上の考察から、まさ土による盛土の土質定数は以下のように設定した。なおこの土質定数はまさ土に関する既往資料を用いて設定したものであるが、表 4.3-1 に示した緊急点検盛土の粒度組成に該当する一般的な土質定数（表 4.3-2 参照）に近い値であることから、まさ土以外の盛土材料であっても適用性は高いものと判断できる。

湿潤密度 : $\rho_t=1.8\text{g/cm}^3$ (参考資料⁴⁾ のデータを参考にし、締固めた盛土であるので多少高めに設定した。「盛土詳細点検要領」に示される「土質 3」の単位体積重量と同一値.)

粘着力 : $c'=0$ (砂質材料・飽和状態・高盛土の条件を考慮して 0 とした。「盛土詳細点検要領」に示される「土質 3」の粘着力よりも低い値.)

内部摩擦角 : $\phi'=35^\circ$ (参考資料⁴⁾ のデータを参考にし、締固めた盛土であるので多少高めに設定した「盛土詳細点検要領」に示される「土質 3」の内部摩擦角と同一値.)

4.4 盛土における危険水位の推定

前節までに検討した、盛土の不安定化要因と山口県における代表的な盛土の地盤定数を用いて盛土における危険水位の推定を行った。推定方法は2章において示した、「盛土のり面詳細点検詳細点検要領」における安定性の概略検討手法を参考に行った。

(1) 安定計算の方法

「盛土のり面詳細点検詳細点検要領」においては、下図に示すようなモデルと条件によって盛土のすべり安全率を求めている。この手法には以下のような特徴がある。

- ・ 地下水位高さを地山と盛土の接合高さに設定している。これは比較的高めの地下水面を想定しているが、被圧した湧水などによって、盛土全体が飽和化するような状態は想定していない。
- ・ すべり線は法肩から8mの位置（2車線相当）を通り、のり尻付近を切るものを想定している。
- ・ すべり線の形状を限定することで、地山の傾斜や盛土の厚さによる影響を無視し、問題を簡略化することができる。
- ・ 盛土材の土質定数は、土質分類によって4種類の代表的な定数を採用している。

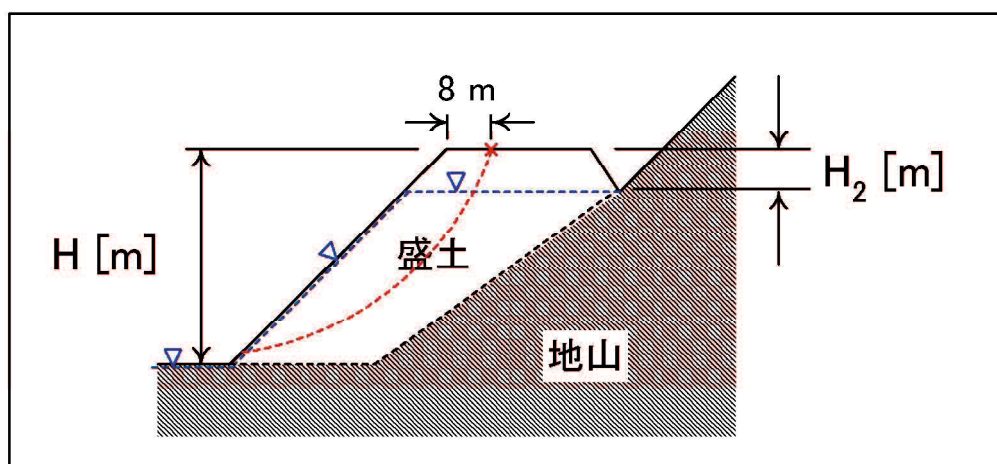


図-1 盛土とその浸水状況のモデル化
(地山と盛土の接合部の高さに水位を想定)

この手法を参考にして、以下のような方法で安定計算を行った。

- ・ 土質定数は山口県で出現する可能性が高いまさ土の定数を用いる（4.3節参照）。なおこの定数は、供用済み道路盛土点検の対象となっている既存盛土の土質に対しても適用性が高いことを確認してある。
- ・ すべり線の形状は、法尻付近を通るものとするが、天端の通過位置は限定しない。これは、すべり線が車道部を通過しなくても、法面が崩壊することで二次的な崩壊を引

き起こす可能性があるからである。

- ・ 浸透経路は考慮せず，安全側となる地下水位を用いる．すなわち，地下水位線は「盛土のり面詳細点検詳細点検要領」の手法と同様に，水平な地下水位とする．
- ・ 盛土高さ，法面勾配を変えてそれぞれの条件における危険水位を求める．危険水位の条件は，すべり安全率が 1.2 を切る状態（道路盛土で採用されることが多い設計安全率を下回る状態），すべり安全率が 1.0 となる状態（すべりが発生する状態）とする．
- ・ 地山の傾斜や盛土厚さは規定しない．これは土質条件を粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$ としているため，最小安全率を示すすべり線は法面に沿った薄いすべり線となることが想定されるからである．

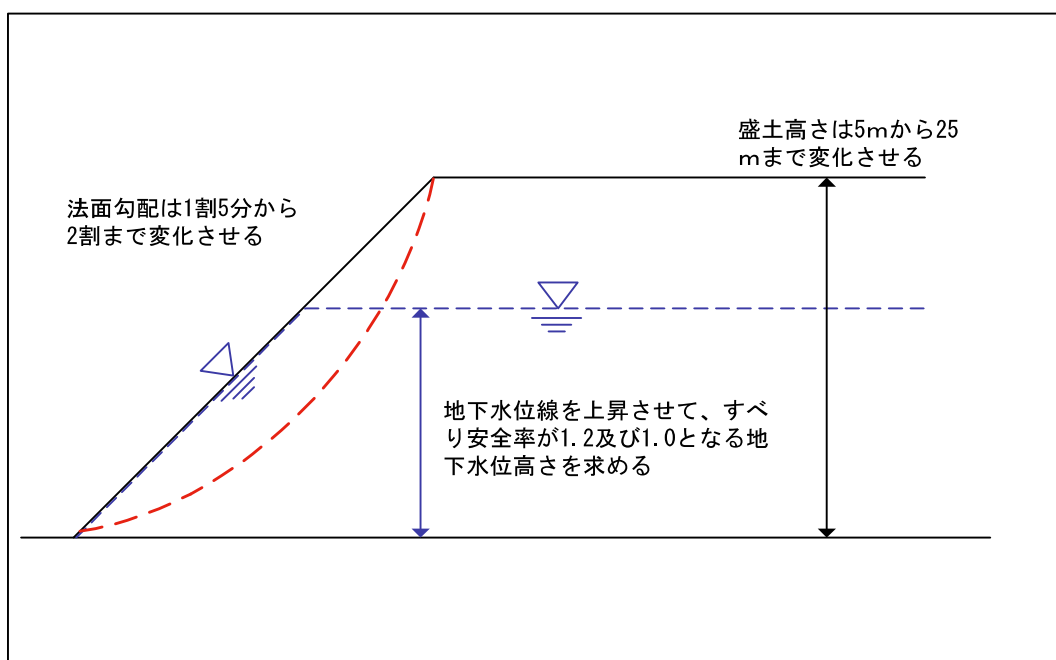


図 4.4-1 危険水位の推定に用いる安定計算の方法

(2) 安定計算結果

図 4.4-2 に、地下水位高さとすべり安全率の関係を示す。また、図 4.4-3 に盛土高さ
とすべり安全率 1.2, 1.0 となる限界地下水位高さの関係を示す。この図を用いることによ
って、山口県内の盛土の限界地下水位高さを推定することができる。また、盛土点検時の
湧水跡や浸食跡、親水性植物の繁茂、冬枯れ時期における植物の繁茂などから地下水位位
置を推定し、図 4.4-3 と照らし合わせることによって、現状の安全率を推定することがで
き、今後の対応（緊急対応、詳細調査、継続観察）を決定する上で有力な材料となると考
えられる。

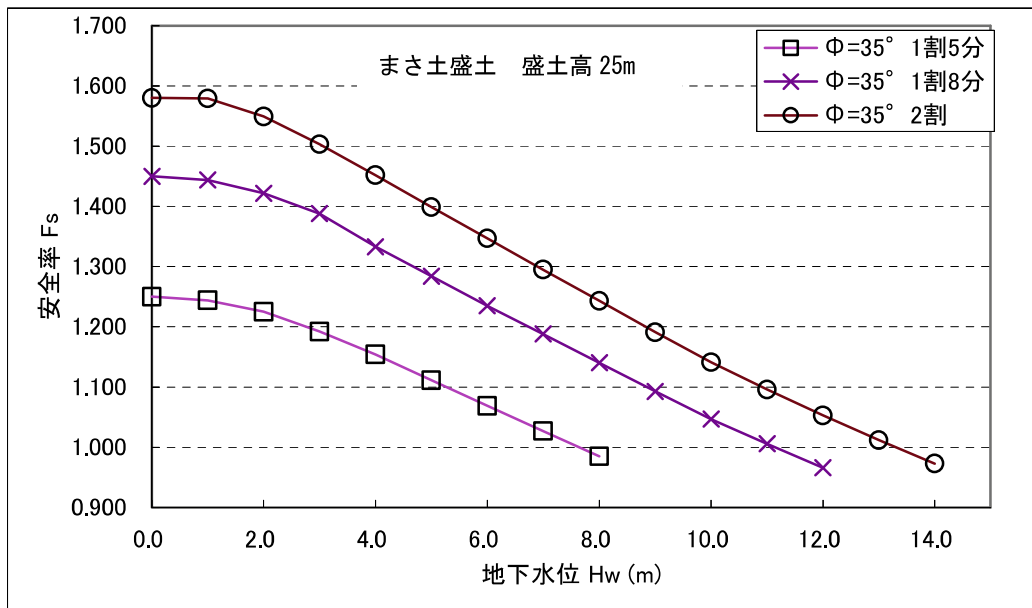
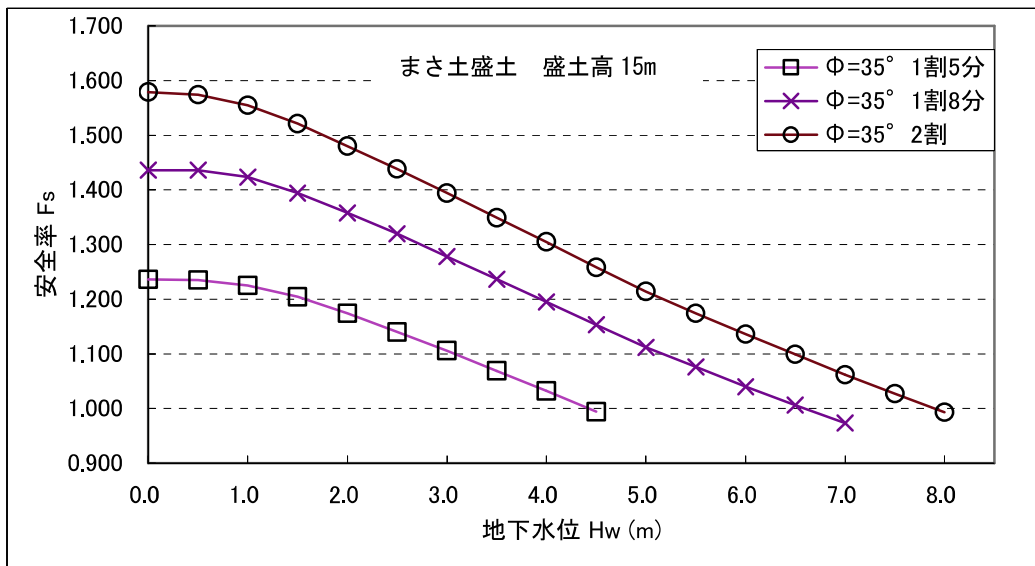
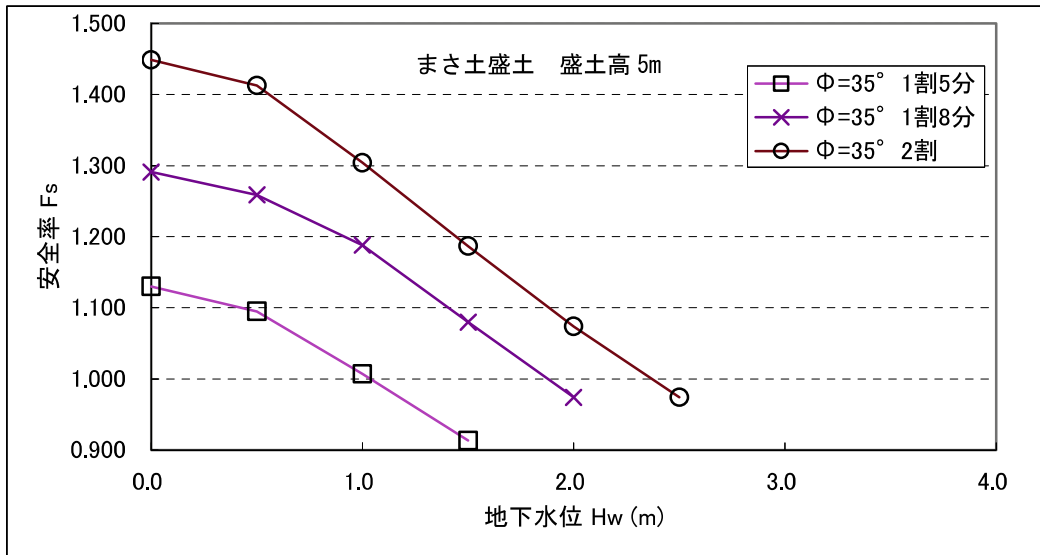


図 4.4-2 すべり安全率と地下水位の関係

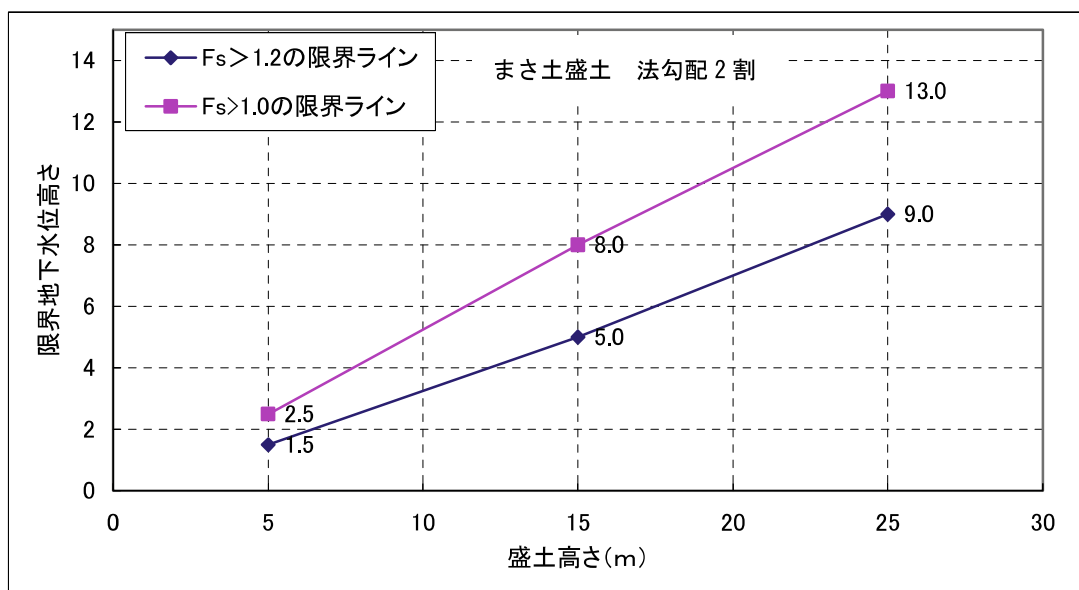
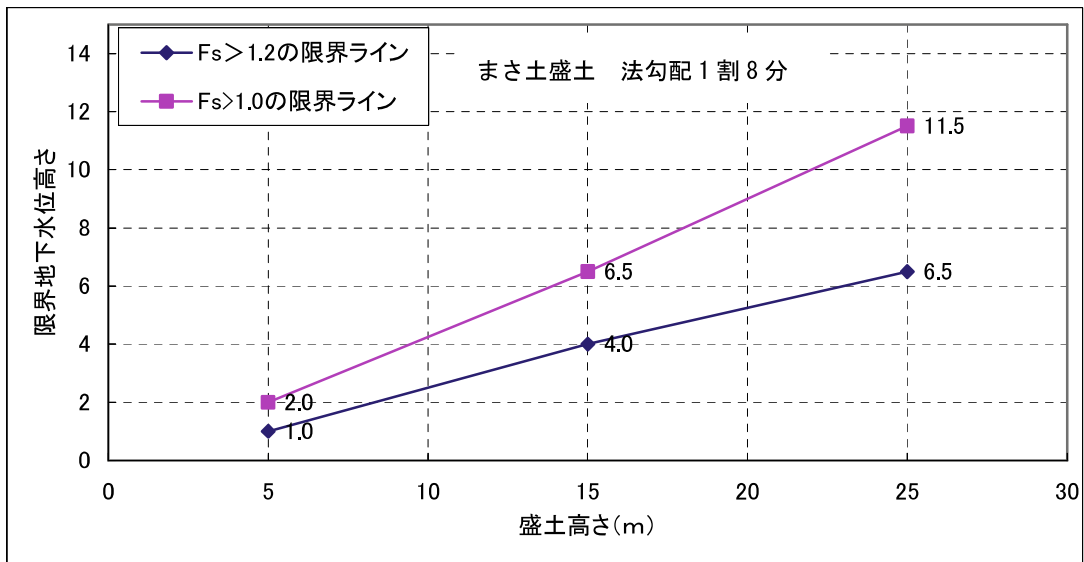
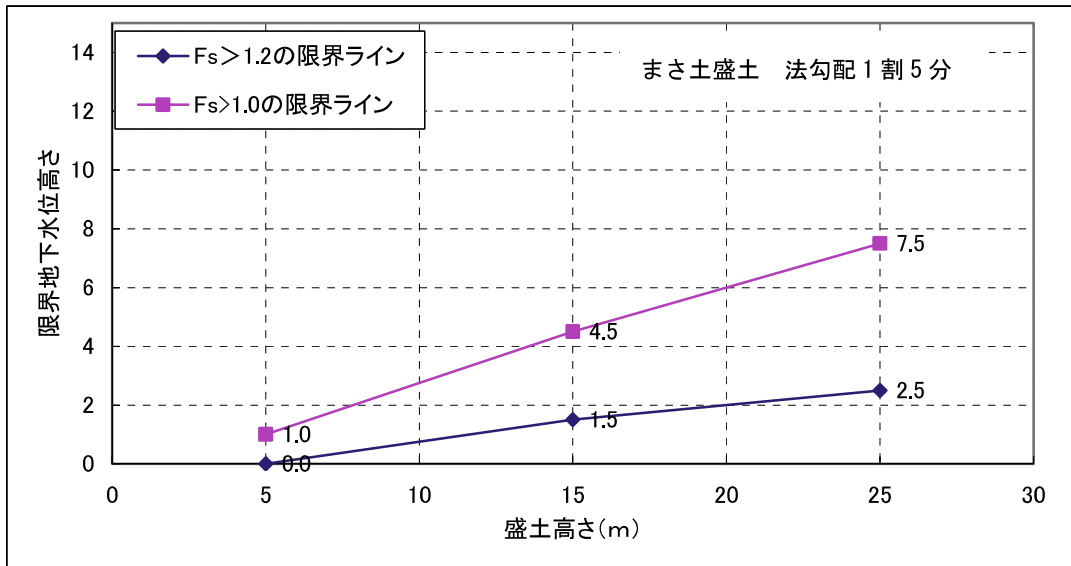


図 4.4-3 盛土高さと限界水位高さの関係

4.5 1次点検法の提案

4.4 節に示したように盛土が危険となる地下水位が事前に分かっている場合、現状の地下水位を調べることで、複数の管理対象盛土の中において相対的に危険な盛土を把握することができる。また、個別の盛土においても現状での危険度合いや多雨季における危険度合いを判定することができ、詳細調査や対策工事、要監視といった対応策が立てやすくなる。そこで、**図 4.5-1** に示す、外観観察による地下水位想定と安全率の算定を組み合わせた1次点検法を提案する。これは現地において外観観察を行い、**図 4.5-2** に示す盛土高さ・地下水位・すべり安全率の関係図に観察結果を参照することで、盛土の安全率を算定することができるものである。この点検結果を**図 4.5-3** に示す点検票にとりまとめて比較することで、危険度の高い盛土を抽出することができる。抽出された危険度の高い盛土は第5章で述べる2次点検によって盛土内部状態を評価し、詳細調査や経過観察等の対応を決定する。

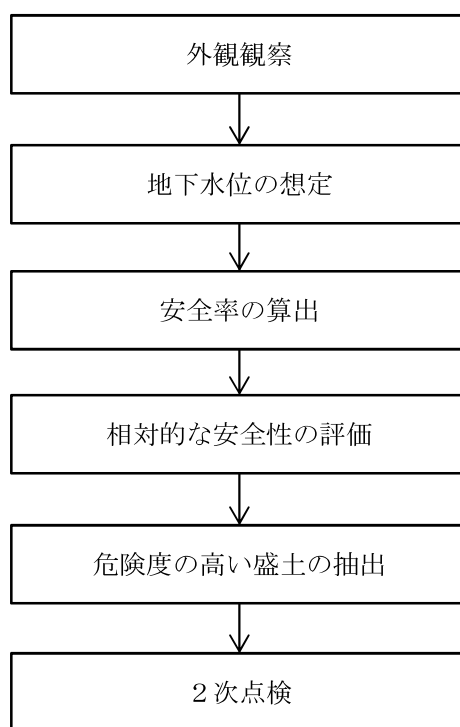


図 4.5-1 1次点検の流れ

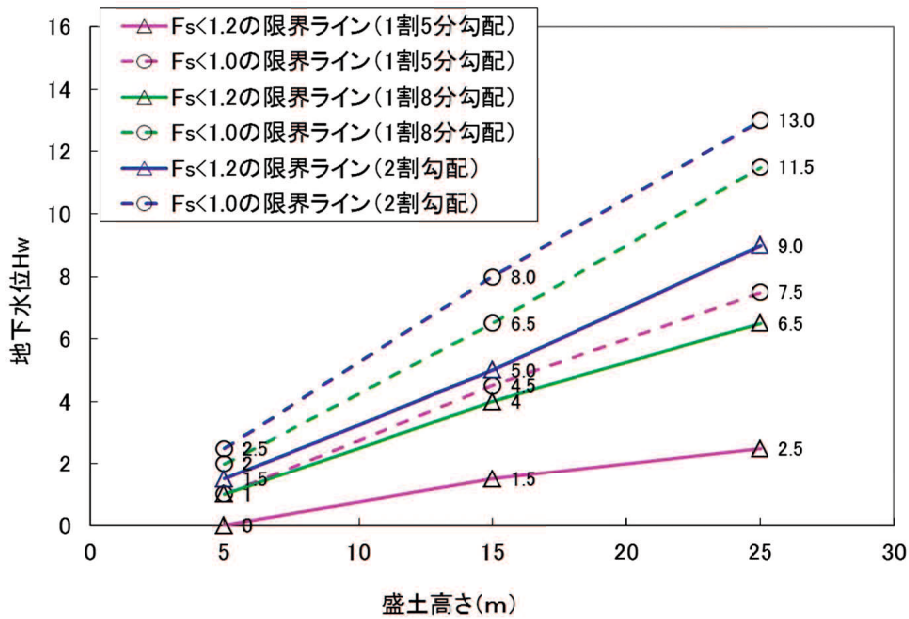


図 4.5-2 盛土高さ・地下水位・法面勾配と安全率の関係図

盛土点検表				
機関名		調査年月日	年 月 日	整理番号
路線名		所在地		距離標
完成年		年	民家等の状況	
盛土高	m	盛土延長		法勾配 1 :
H18点検総合評価		盛土材の種類		
点検状況				
対象項目	チェックポイント	チェック	備考	
のり面	のり面がはらみ出していないか。	Y/N		
亀裂	路面に亀裂がないか。	Y/N		
湧水	法尻部より浸透水が常時にじみだしていないか。	Y/N		
排水施設	沢上流部に横断排水施設の呑み口を塞ぐ可能性のある流木などはないか。	Y	追加項目	
	側溝、ます、縦排水溝が変形したり、あるいはゴミ等の詰まりはないか。	Y/N		
	排水施設の現況に問題はないか。(排水施設の配置、通水断面の大きさ、流末処理等)	Y/N		
地下水位の推定	常時あるいは豪雨時の地下水位の法尻からの高さは？	m		
すべり安全率の算定	すべり安全率の分布範囲は？	1.2以上 1.0~1.2 1.0未満		
対応	①緊急に対応 ②詳細な調査、継続観察 ③対応不要			
現地点検者	所属	氏名	連絡先	

図 4.5-3 1次点検票

この1次点検は山口県において実施されている供用済道路盛土点検（2章参照）に変えて実施することが望ましい。この供用済道路盛土点検は梅雨入り前、梅雨期および台風等の異常気象後に実施するものであるが、各々の時期において地下水位の推定を行うことで、水位が上昇しやすい盛土の発見にもつながることが考えられる。また、年に2回以上の定期点検となるため、防災点検よりも高い頻度で盛土状態の確認を行うことができるため、周辺地の開発等に伴う盛土の状態変化の早期発見につながると考えられる。なお、地下水位の位置は盛土のすべり安全率に直接影響する重要な項目であるが、簡易的な点検方法としては、地下水位の推定に費用・手間のかかる調査法を用いることは望ましくない。そこで地下水位の推定には目視による法面観察によって行うこととした。法面観察における観察項目の内、地下水位と関連する可能性が高い項目は以下のように挙げられる。

- ・ 法面における親水性植物（アシ、ヨシを代表とする湿性植物）の繁茂とその位置（地下水位が浅いため、法面の土砂が湿潤化していると考えられ、地下水位は繁茂位置付近にあることが推定される）
- ・ 湧水付近に発生し易いコケ類の繁茂とその位置（法面から定期的に湧水が発生し、その箇所にコケ類が繁茂している可能性がある。このため地下水位は繁茂位置と同じかそれよりも高い位置まで上昇することが推定される）
- ・ 植生の冬枯れ時における、部分的な植物の繁茂とその位置（部分的に地下水が供給されているため、冬季でも植物が繁茂していることが考えられ、地下水位は繁茂位置付近にあることが推定される）
- ・ 法面における湧水（常時、降雨時）（地下水位は湧水箇所と同じかそれよりも高い位置にあることが推定される）
- ・ ガリ侵食跡（地下水上昇時に法面に湧水が発生して、侵食が起こったことが考えられる。地下水位は侵食跡と同じかそれよりも高い位置まで上昇することが推定される）
- ・ 降雨時の排水設備の観察による排水機能の効果（排水能力を確認することで、排水設備から溢れた水の浸透に伴う地下水位の押し上げの可能性が考えられる。直接地下水位を推定することはできないが、豪雨時の地下水位上昇量の推定材料となる。）
- ・ 降雨後の排水設備周辺の排水状況（周辺の排水状況を確認することで、排水設備に土砂や流木が流れ込んで詰まらせる可能性を判定できる。直接地下水位を推定することはできないが、豪雨時の地下水位上昇量の推定材料となる。）

また、地下水位位置が判定し難い場合には、検土杖やハンドオーガ等によって実際に土を採取して地下水位を判定する方法も考えられる。すなわち、採取した土の含水状況が高く地下水の存在が想定されれば、検土杖やハンドオーガで削孔した孔に、触芯式水位計を挿入して水位を観測するものである。

4.6 結語

本章では、盛土の安定性への影響因子を検討した上で、盛土点検資料、既往文献、安定計算を用いて地域性を考慮した盛土の1次点検法を提案した。本論文で得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 盛土の安定性に対する要因として、基盤傾斜角度が大きくて基盤上部から湧水が発生する盛土が崩壊しやすいことが推測される。この場合には、常時の60%程度まで安全率が低下すると推測される。
- 2) 盛土強度を設定し、地下水位とすべり安全率の関係を求めた。これに点検対象盛土の想定水位を照らすことで豪雨時の盛土の安全性を把握する簡易な1次点検法を構築できた。
- 3) 本章で提案する方法を降雨期前後の定期点検として実施していくことで、既存の点検手法では把握していなかった盛土内部の地下水位の経年変化を知ることができ、盛土の安全性をより詳細に把握できると考える。

4 章参考文献

- 1) 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和 - 不飽和領域の三次元浸透解析, 第 12 回土質工学研究発表会, 1977.
- 2) 竹下祐二, 河野伊一郎: 不飽和浸透特性の推定方法とその適用について, 地盤と建設, Vol.11, No1, 1993.
- 3) 財団法人 国土技術研究センター: 河川堤防構造検討の手引き, pp54-55, 2002.
- 4) 社団法人 地盤工学会調査部 平成 11 年広島県豪雨災害緊急調査委員会, (社)地盤工学会・中国支部:平成 11 年の広島県豪雨災害調査報告書, 2000.
- 5) 社団法人 地盤工学会 中国支部 まさ土地帯の風化及び降雨浸透特性と斜面災害に関する研究委員会:まさ土地帯の風化及び降雨浸透特性と斜面災害に関する研究報告書, 2003.
- 6) 風化残積土地盤の物理・力学的性質研究委員会: サンプルングと採取試料の品質評価, 風化残積土に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-14, 1988.
- 7) 西田一彦, 青山千景: 物理強度特性からみた乱さないまさ土の分類, 土木学会論文集, No.352/Ⅲ-2,pp.159-168,1984.
- 8) 福田護: 火成岩系風化砂質土の工学的性質について, 土と基礎, Vol.23, No.2, pp.13-18, 1975.
- 9) 小堀慈久: まさ土地盤における原位置力学試験と降雨による斜面災害の時系列特性に関する研究, 愛媛大学学位請求論文, 1997.

第5章 2次点検手法（簡易動的コーン貫入試験を用いた盛土内部の状態把握）の検討

5.1 序言

本章では、室内大型土槽を用いて密度管理した土層から得られるコーン貫入抵抗をもとに、締固めエネルギーの異なる条件で造成されたまさ土盛土の内部状態を把握する方法の開発を行った結果を示した。本文では、各締固めエネルギー下で締固め曲線上の相異なる状態点において造成された供試土層に対して実施した貫入試験結果を示すとともに、貫入抵抗とそのときの上載圧、締固め度の三者の関係を検討した結果を述べた。次いで、地下水位が高くなった盛土の強度特性を明らかにするために供試土層の浸水に伴う貫入抵抗の変化を検討した。さらに、実存する既設の盛土に対して簡易動的コーン貫入試験を行い、盛土内部状態の把握に対する提案方法の適用性を検討した結果を示した。

5.2 実験方法

(1) 供試土層の造成

a) 締固め土槽

図 5.2-1、表 5.2-1 および表 5.2-2 にそれぞれ室内大型締固め土槽の概要、大型ペロフラムシリンダーの仕様を示す。土槽底面の内寸は幅 50 cm、奥行 50 cm であり、高さ 100 cm 程度まで土を締め固めることができる。また、土層の状態を観察できるように、側面はアクリル板とした。土槽に土試料を撒き出した後、静的あるいは動的に締固めて 10 cm 程度の厚さの土層を造成し、これを繰り返して、複数の土層からなる供試土層を完成させ、これに対して簡易動的コーン貫入試験を実施した。なお土層の静的な締固めはペロフラムシリンダーによって、載荷板を介して 200kPa の上載圧を約 10 分間載荷することで行った。また、動的な締固めは写真 5.2-1 の振動タンパーによって行った。

b) 上載圧の載荷方法

供試土層全体に均等に荷重が加わるように供試土層の上面を平坦に敷き均し、ペロフラムシリンダーによって載荷板を介してその上面に上載圧を載荷し、その状態で簡易動的コーン貫入試験を行った。なお、土槽壁面と供試土層の間の摩擦を軽減するために、土槽壁面にはシリコングリースを塗布した。

c) 鉛直土圧と飽和度の測定

載荷重の供試土層中での伝播状態を調べるために、供試土層の中央部に写真 5.2-2 に示す埋設型小型土圧計を設置して鉛直土圧を計測した。それと同様に、写真 5.2-3 に示す TDR 型土壌水分計を埋設して供試土層の飽和度 S_r を計測した。

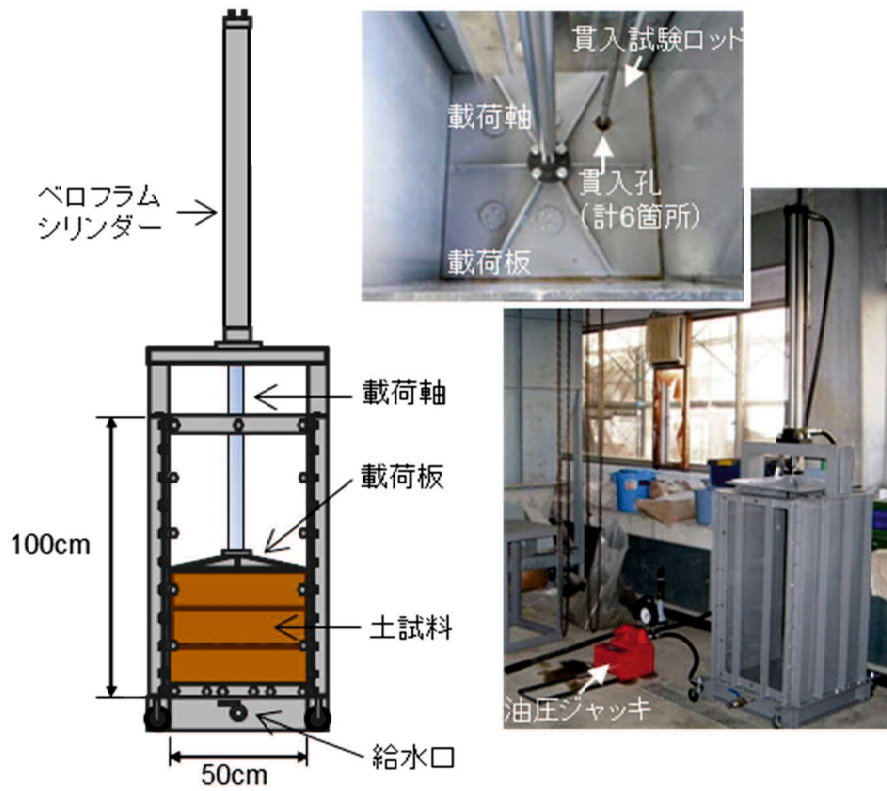


図 5.2-1 締固めに用いた室内大型土槽

表 5.2-1 室内大型締固め土槽の寸法

高さ (cm)	100
底面断面積 (cm ²)	2500

表 5.2-2 大型ベロフラムシリンダーの仕様

直径 (mm)	63.0
有効断面積 (cm ²)	31.2
最大圧力 (kN/m ²)	260

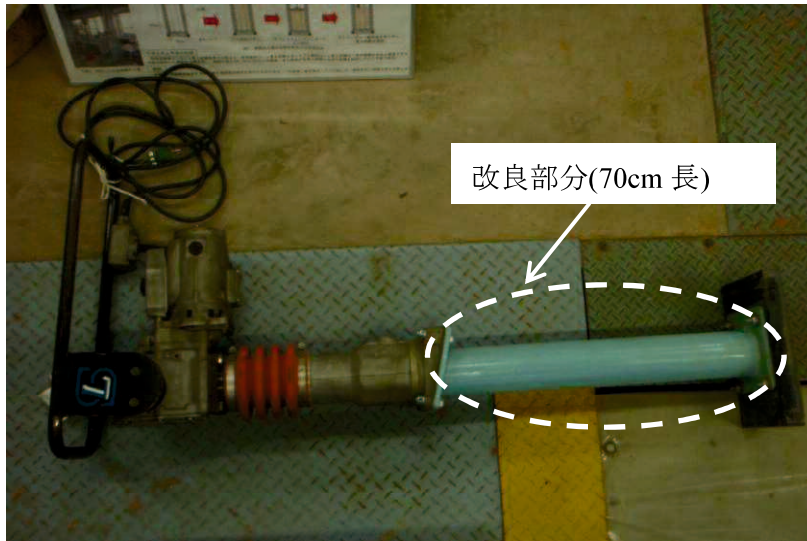


写真 5.2-1 振動タンパーの概要

表 5.2-3 振動タンパーの仕様

ランマー寸法 (mm)	(長)660×(幅)312×(高)1580
衝撃板寸法 (mm)	(幅)220×(長)340
衝撃数 (毎分)	650~750
打撃ストローク (mm)	45~65
使用モーター	100V 14.5A
回転数	13000~15000
重量 (kg)	61.74



写真 5.2-2 土圧計

表 5.2-4 土圧計の仕様

容量 (kgf/cm ²)	0.5
許容温度範囲 (°C)	-20~80
定格出力	627×10 ⁻⁶
入出力抵抗 (Ω)	(入力)120.7 (出力)120.6
絶縁抵抗 (MΩ)	10000 以上
較正係数 (kgf/cm ² /μ)	0.00797

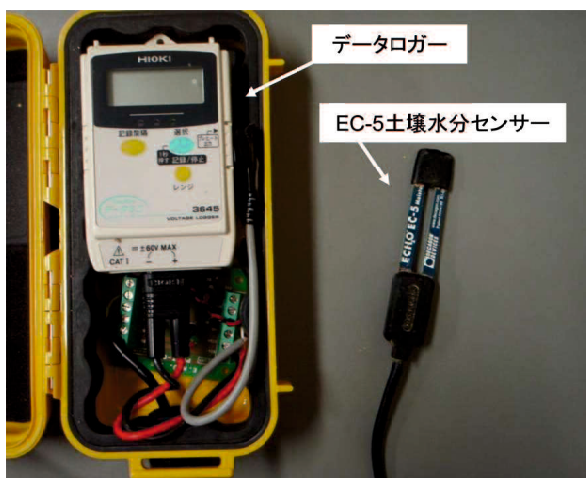


写真 5.2-3 土壤水分計の概要

表 5.2-5 土壤水分計の仕様

精度	±3%
仕様電源	2.5~5VDC@10mV
出力	250~1000mV@2500mV
測定時間	10ms
動作環境	-40~50°C
測定範囲	0~100%VWC
サイズ	8.9×1.8×0.7cm

(2) 簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験は、写真 5.2-4 および図 5.2-3 に示すように締固め土層を築造した大型土槽内で、上載圧を載荷した状態で行った。

表 5.2-6、図 5.2-2 に簡易動的コーン貫入試験機の概要を示す。地盤工学会基準に示されている簡易動的コーン貫入試験の方法では、質量 5 kg のハンマーを 50 cm の高さから自由落下させ、コーンを 10 cm 貫入するのに要するハンマーの打撃回数 N_d 値の測定を行う。本研究では、土層厚が薄いことから、 N_d 値の代用として、各打撃時の貫入量を測定して、1 回の貫入量を 10 cm に換算することにより求めた打撃数を N_d' 値として用いた。次式に N_d' 値の換算式を示す。

$$N_d' = N \times \frac{10}{d} \quad (5.1)$$

ここに、

N_d' : N 回の貫入量を 10 cm 換算した打撃回数

N : ハンマーの打撃回数 (通常は $N=1$)

d : N 回の打撃による貫入量 (cm)

また、供試土層の各層毎に N_d' 値を平均した値を平均 N_d' 値と定義して、 N_d' 値と平均 N_d' 値を用いて測定結果の整理を行った。ただし、平均 N_d' 値を求める際には、各層の境界を通るデータは除外した。

表 5.2-6 簡易動的コーン貫入試験装置の仕様

コーン先端角 (°)	60
コーン底面積 (cm ²)	4.9
ロッド径 (mm)	16
ハンマー (kg)	5.0

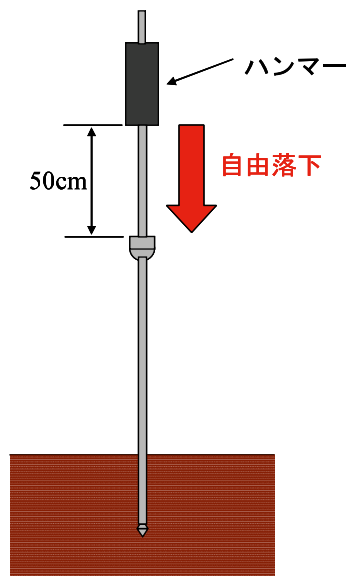


図 5.2-2 簡易動的コーン貫入試験の概要



写真 5.2-4 土槽実験の様子

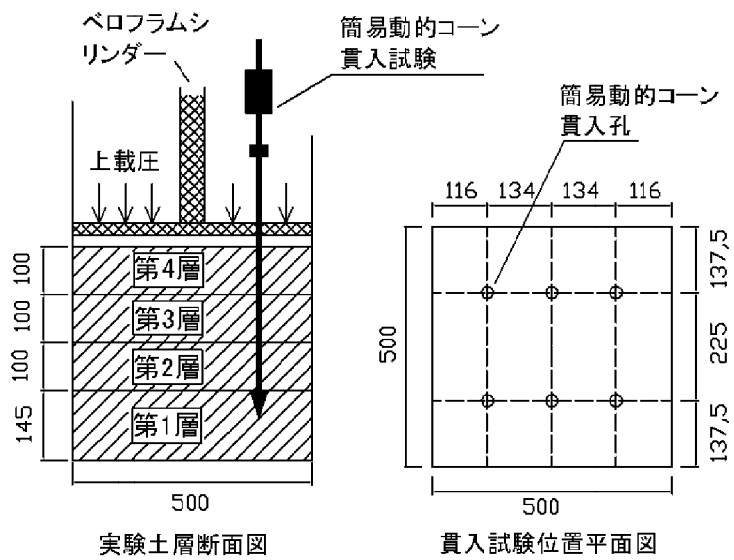


図 5.2-3 土槽の模式図 単位：mm

(3) 土試料の物理および締固め特性

a) 物理特性

実験に用いた土試料は実際の盛土材料として使われることの多い山口県宇部市で採取したまさ土から、簡易動的コーン貫入試験に影響を与える礫分を除去するために 10 mm ふるいで粒度調整したものを用いた(以下、宇部まさ土と称す)。宇部まさ土の土粒子の密度 ρ_s は 2.620 g/cm^3 である。表 5.2-7 および図 5.2-4 に土の粒度試験結果を示す。また、図 5.2-4 には土槽における締固め前後の粒径加積曲線を示しているが、粒径加積曲線の形状に大きな変化はみられず、土槽実験による粒子破碎の影響は大きくはないと判断した。

表 5.2-7 宇部まさ土の粒度試験結果

礫分含有率 (%)	36.6
砂分含有率 (%)	50.4
細粒分含有率 (%)	13.0
D_{60} (mm)	1.75
D_{50} (mm)	1.19
D_{30} (mm)	0.48
D_{10} (mm)	0.31
土質分類	細粒分まじり礫質砂 (SG-F)

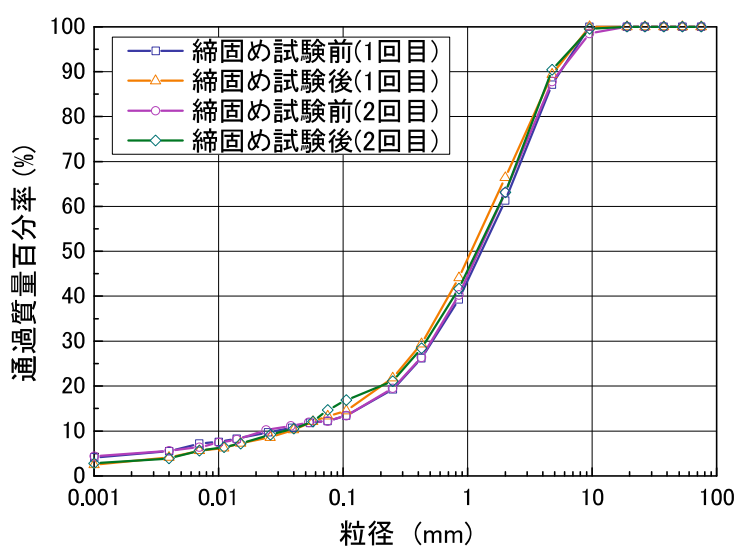


図 5.2-4 宇部まさ土の粒径加積曲線

b) 締固め特性

本研究では異なる締固めエネルギーで締め固めた土のコーン貫入抵抗特性を調べることを目的としている。そこで、土槽で締め固めた土の締固めエネルギーを推定するため「突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)」において突固め回数を変えて締固めエネルギー E_c を 110 kJ/m^3 から 1014 kJ/m^3 まで変化させた試験を行った。図 5.2-5 に E_c 別の突固めによる締固め曲線を示している。 $E_c=550 \text{ kJ/m}^3$ における最適含水比 w_{opt} は 11.7% 、また最大乾燥密度 $\rho_{d\text{max}}$ は 1.938 g/cm^3 となった。

表 5.2-8 突固めのパターン

突固め回数	締固めエネルギー (kJ/m^3)
3層 × 5回	110
3層 × 20回	220
3層 × 25回	550
3層 × 34回	750
3層 × 46回	1014

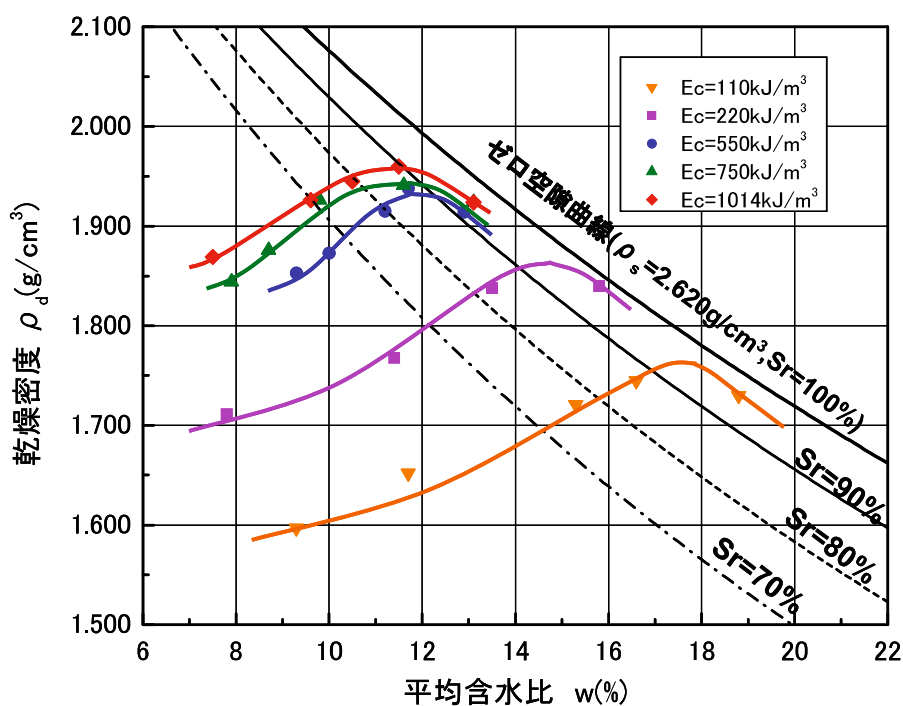


図 5.2-5 異なる締固めエネルギーにおける締固め曲線群

5.3 供試土層における簡易動的コーン貫入試験の再現性

貫入抵抗値に対する土槽底面や側壁，既存貫入孔の影響と，4層に分けて作成した土層のバラツキ，簡易動的コーン貫入試験の再現性などを確認するための予備的な実験を行った。この実験では図 5.3-1 に示すように，側壁の近接の影響を見るため，締め固めた土層に対して平面的な位置を変えて貫入を行っている。また貫入試験に際して上載圧は与えていない。

図 5.3-1 において，No.1，No.2，No.3 はそれぞれ第1層，第2層，第3層作製後に貫入試験を実施し，No.4，No.5 および No.1'，No.2'，No.3' は第4層を作製した後に貫入試験を実施した。これは4層に分けて土層を締め固めた影響を見るためである。

図 5.3-2 にすべての貫入試験の N_d 値の深度分布図を示す。土槽の底板や側壁の周辺の領域の土には摩擦が働き，せん断変形が拘束される。したがって，これらの領域では N_d 値が増加すると推定される。図 5.3-2 において，土槽底面に近接した領域では N_d 値が急激に増加していることが分かる。これは土槽底板の摩擦の影響と考えられ，この影響範囲は底板から概ね 5 cm までであると考えられる。そこで，底板から 5 cm までの範囲の N_d 値はデータ整理に用いないこととした。

図 5.3-3 に，各層の築造毎に行った貫入試験結果を示す。この結果は側壁からの距離が同一の位置で貫入を行い，No.1 は第1層築造後に，No.2 は第2層築造後に，という順で貫入試験を行ったものである。なお前述したように底板から 5 cm の範囲のデータは摩擦の影響を受けていると考えられるので図 5.3-3 では除外している。図 5.3-3 から，第1層から第4層にかけて上部土層の作成に伴って貫入値が増加していることが分かる。これは上部土層の締め固めによる下層部の密度増加によるものと考えられる。

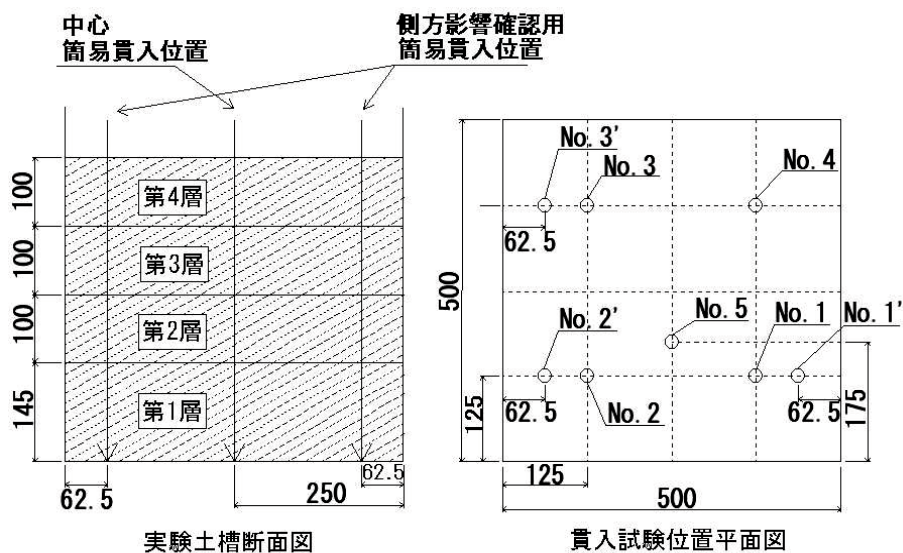


図 5.3-1 予備実験における貫入位置 単位：mm

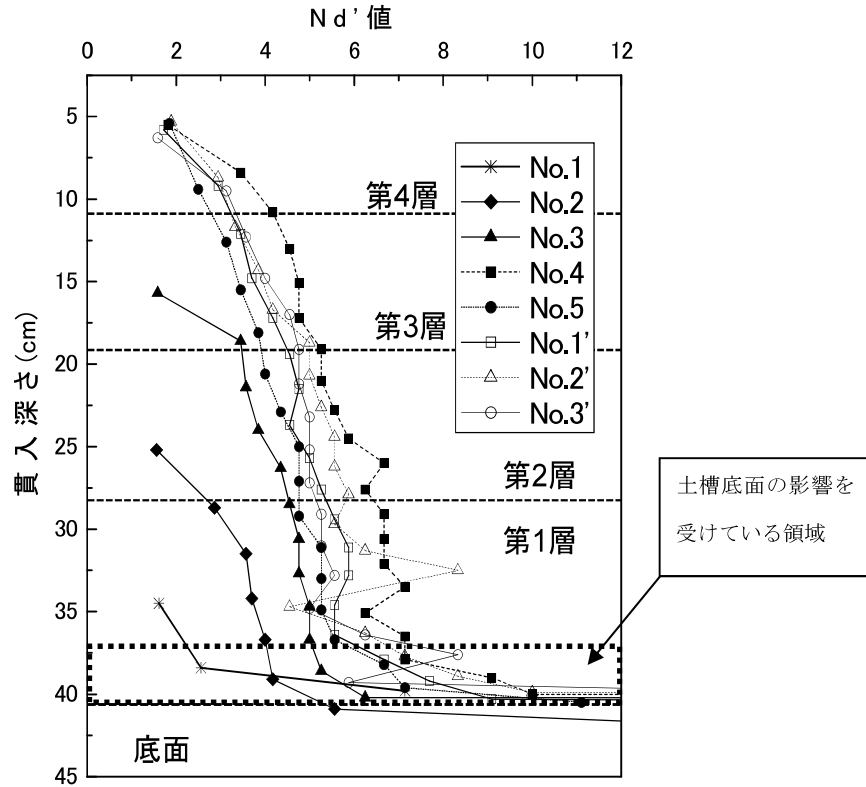


図 5.3-2 N_d' 値の深度分布

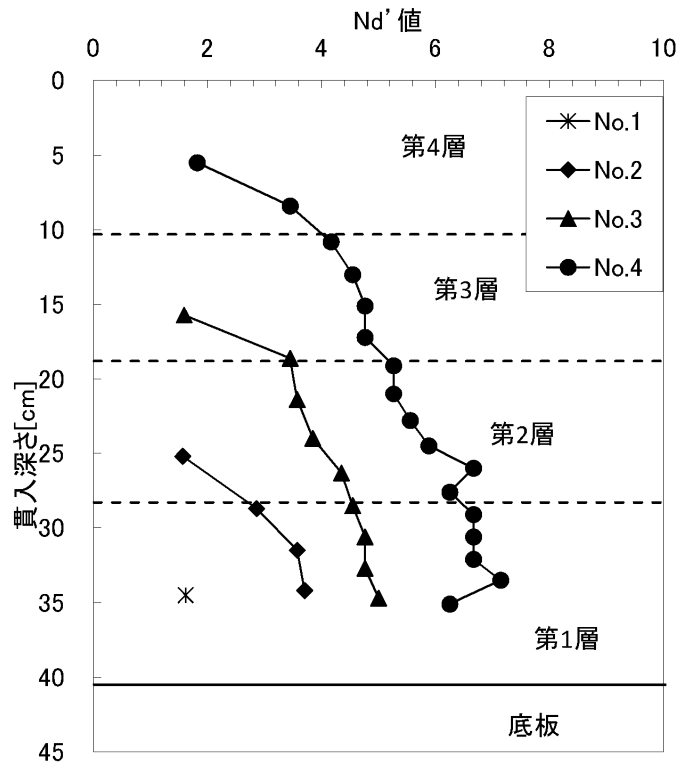


図 5.3-3 土層の築造による N_d' 値の変化

図 5.3-4 に第 4 層築造後に貫入試験を行った結果のみを示す。これらは各層の築造途中から貫入した No.1, No.2, No.3 と異なり、段階的に土層を築造した影響を受けていないので純粋に側壁の影響を見ることができる。

側壁から 62.5mm 離れた No.1', No.2', No.3', 側壁から 125mm 離れた No.4, 側壁から 175mm 離れた No.5 を比較すると、側壁に近接したことによる N_d ' 値の増加の傾向は見られない。したがって側壁から 62.5mm 以上離れれば側壁の摩擦の影響を受けないものと考えられる。また No.1', No.2', No.3' は土層築造途中に貫入を行った No.1, No.2, No.3 の貫入孔跡から 62.5mm の位置にある。貫入孔跡に近接して新たに貫入を行った場合、土の変形が容易で N_d ' 値が低下することが考えられる。そこで貫入孔跡から 125~250mm ほど離れた位置にある No.4, No.5 と No.1', No.2', No.3' を比較してみると、 N_d ' 値が低下する傾向が見られないことから、貫入孔跡から 62.5mm 以上離れれば貫入孔跡の影響を受けないものと考えられる。図 5.3-5 に近接した貫入孔である No.2 と No.2', No.3 と No.3' を比較した結果を示す。これらの試験結果は例えば No.2 は第 2 層築造直後に、No.2' は第 4 層築造後に実施したものであるため、 N_d ' 値は上部層の築造による影響を受けている。そこで土層築造の影響を除去するため、貫入時の土層表面からの深度で整理して表示した。このように整理すると N_d ' 値は非常に近い値を示す。これは貫入位置が近いことによる平面的な土質のバラツキが小さいことに起因している。逆に、貫入を行った土層は異なることから深度方向の土質のバラツキは小さいこと、上部層の築造が N_d ' 値に与える影響が大きいことが分かる。また、既存の貫入孔跡に近接しているが、貫入孔跡の影響を受けていないことも分かる。

以上のことを踏まえて図 5.3-4 を見ると、No.1' ~ No.5 間の N_d ' 値は概ね 2 程度のバラツキが見られる。これは土槽内で平面的に分布するバラツキであり、この原因は材料土の敷き均し時の偏りや、上載圧の不均一な分布が考えられる。本実験で用いた大型土層ではこの程度の N_d ' 値のバラツキを内在していると考えられる。

なお、土層の均質性については、土層供試体内の含水比のバラツキは深度方向および水平方向で最大 1% 程度であった。

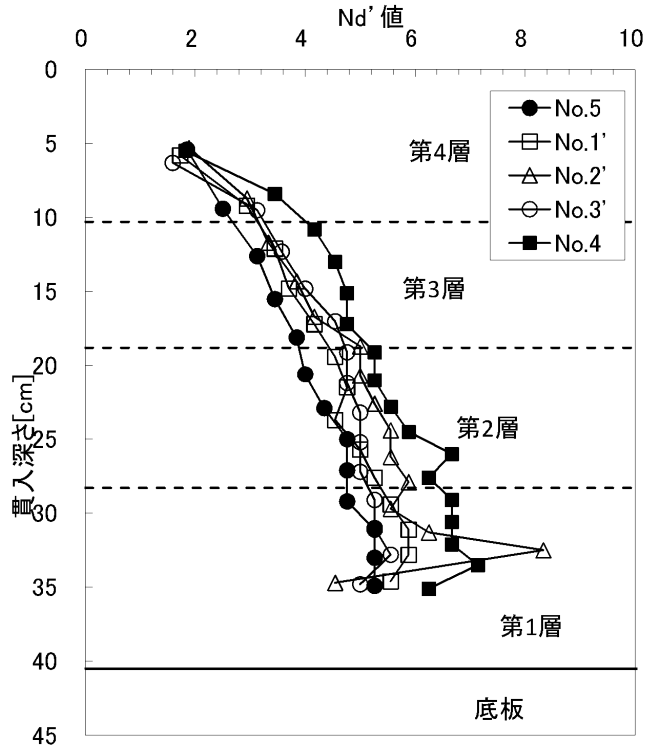


図 5.3-4 N_d' 値の比較 (第 4 層築造後の貫入結果)

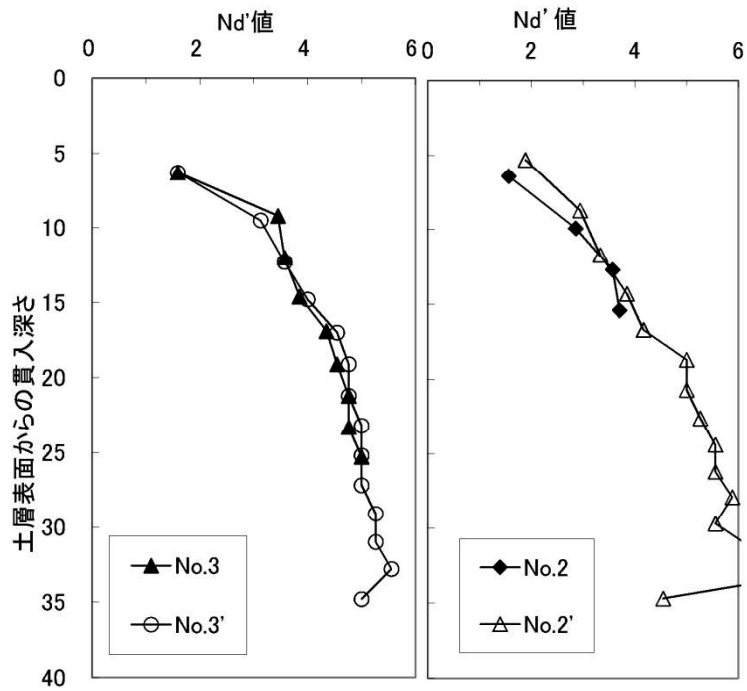


図 5.3-5 N_d' 値の比較 (近接した貫入孔)

5.4 低い締固めエネルギーで締め固めた土の貫入抵抗特性

(1) 上載圧による静的締固めと締固めエネルギーの推定

低い締固めエネルギーで締め固めた土層は、ベロフラムシリンダーによって載荷板を介して土槽に撒き出した土の上面に上載荷重を与え、静的に締め固めることにより造成した。与えた上載圧は 200 kN/m^2 であり、土層は各層の仕上がり厚さが 10 cm 以下となるように4層に分けて撒き出し、静的締固めを繰り返して造成した。このような方法で締固めを行った場合、締固めエネルギーの算定は困難である。そこで、含水比を変えた複数の土試料を用いて静的締固め曲線を描き、図 5.4-1 に示した E_c 別の突固め法 (JIS A 1210) による締固め曲線と比較した。特徴的な点として、突固めによる締固め試験 (以後、動的締固めと略記) では締固めエネルギー毎に相似形の締固め曲線を示すが、静的な締固めによる締固め曲線の形状は動的締固めのそれとは異なることである。上載圧 200 kN/m^2 で静的締固めを行った場合の締固め曲線は $E_c=110$ および 220 kJ/m^3 の場合の突固めによる締固め曲線の間の領域に位置することから、この静的締固めによる締固めエネルギーは $E_c=110\sim 220 \text{ kJ/m}^3$ と推定される。このような傾向は既往の研究^リでも報告されている。この理由として、ランマーによる動的な締固めでは土の変形が容易であるため、土粒子配列が変化しやすく、密な状態になりやすいことが考えられる。一方、上載圧による静的な締固めでは土の変形方向が鉛直下方に拘束されているため土粒子配列が変化し難いこと、さらに含水比の増加による土粒子間摩擦の低減やサクションの低下が土粒子配列の変化に大きく影響しているためと考えられる。

現場施工における盛土の締固め機構は、動的締固めと考えられる振動ローラー系の締固め機械や静的締固めと考えられるタイヤローラーやロードローラーのいずれも用いられる。今回の大型土槽での静的締固めにより造成した供試土層は静的な低い締固めエネルギーで築造された盛土に相当し、例えば締固め管理がなされなかった古い宅地盛土や土の自重や運搬車両の重量のみで締め固めた古い河川堤防、河川の流水による運搬作用によって自然に堆積した自然堤防の盛土が該当すると考えられる。

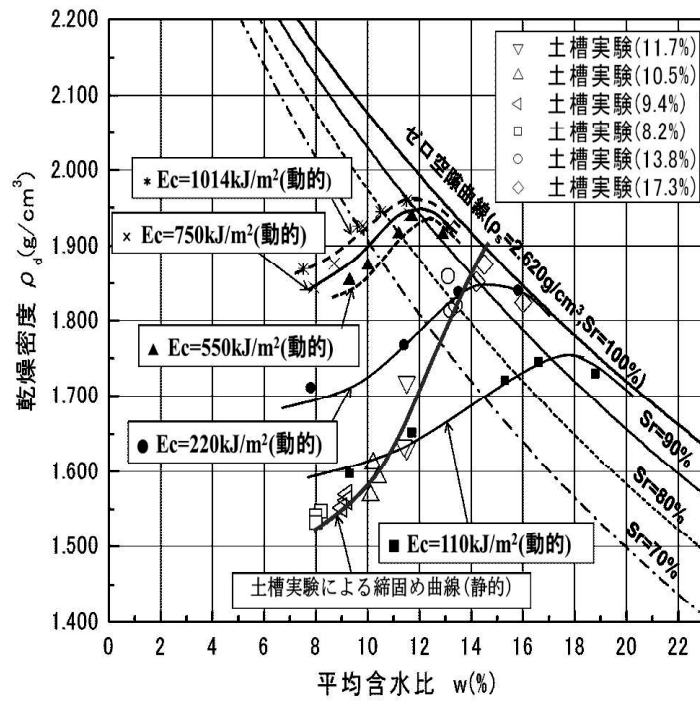


図 5. 4-1 本研究における静的な締固め曲線，異なる締固めエネルギーにおける締固め曲線群

(2) 貫入抵抗に及ぼす上載圧と飽和度の影響

大型土槽における簡易動的コーン貫入試験は、図 5.4-2 に示すように、ベロフラムシリンダーに連結した載荷板の貫入孔を通して上載圧をかけた状態で実施した。図 5.4-3 に典型的な貫入抵抗値 N_d' の深度分布を示す。現場ではサウンディングの試験値に上載圧が影響を及ぼすことは Gibbs & Holtz が示した標準貫入試験と上載圧の関係²⁾が広く知られている。図 5.4-3 においても σ_v の増加に伴って N_d' 値が増加していることが分かる。したがって、現場において簡易動的コーン貫入試験を実施して得られる貫入抵抗値には、盛土荷重による上載圧の増加に伴う貫入抵抗の増加分が含まれていると考えられる。しかし、貫入試験結果から原位置の締固め度を求めるには、試験結果から上載圧の影響を除去する必要がある。そこで、上載圧の影響を調べるために、上載圧と貫入抵抗の関係を整理した。なお、前述のとおり、層毎に N_d' 値を平均した値である平均 N_d' 値を用いて測定結果の整理を行った。

図 5.4-4 に σ_v と平均 N_d' 値の相関を示す。平均 N_d' 値は上載圧の増加に対してほぼ線形に増加しているのがわかる。これまでに標準貫入試験における上載圧補正式が幾つか示されており、代表的なものが道路橋示方書³⁾および港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁾にそれぞれ式(5.2)および式(5.3)として示されている。

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma_v + 70} \quad (5.2)$$

ここに、

- N_1 : $\sigma_v' = 100 \text{ kN/m}^2$ に換算した N 値
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- σ_v' : 有効上載圧 (kN/m^2)

$$N_{0.66} = \frac{N - 1.828 (\sigma_v' - 0.66)}{0.399 (\sigma_v' - 0.66) + 1} \quad (5.3)$$

ここに、

- $N_{0.66}$: $\sigma_v' = 64.7 \text{ kN/m}^2$ に換算した N 値
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- σ_v' : 有効上載圧 (kN/m^2)

式(5.2)はもともとは N 値と Dr の関係に関する Meyerhof⁵⁾ の提案式で用いられたものであり、乾燥砂に対して定義されたものであるが、道路橋示方書や鉄道標準⁶⁾においても採用されている。式(5.3)は $0 \leq \sigma_v' \leq 294.3 \text{ kN/m}^2$ の範囲において、概ね細粒分が 20%未満の均等係数の小さな砂に対して定義されたものである⁷⁾。

図 5.4-4 には上記の上載圧補正式と土槽実験結果を比較した結果を示している。ここで、平均 N_d' 値を $N_{d, ave}'$ と表記した。図中の式では不飽和状態である含水比 8.2%~13.8%

($S_r = 30.1\% \sim 80.5\%$) の平均 N_d' 値と σ_v の関係を直線近似させると、近似直線の傾きは 0.016~0.021 (相関係数は 0.64~0.83) であり、式(2)や式(3)の傾き 0.047 と異なる値を示した。しかし、飽和状態である含水比 17.3% の場合の試験結果では、近似直線の傾きは 0.039 (相関

係数は 0.91) であり，道路橋式や港湾式の傾きと比較的近い値を示した．この一因として，道路橋式や港湾式が主に地下水位以下の飽和土に対する適用を前提としているためと推察される．そこで，図 5.4-5 に平均 N_d' 値と S_r との関係をも σ_v 毎に整理した結果を示す．なお，同図は異なる締固め度の供試体のデータを σ_v 毎に整理している．図 5.4-1 に示したように，低い締固めエネルギーで締め固めた場合の締固め曲線は右肩上がりの形状でゼロ空隙曲線に到達し，最適含水比付近での乾燥密度の低下は見られない．したがって，図 5.4-5 では飽和度の増加⇨締固め度と乾燥密度の増加を意味する．一般的には密度の増加は強度の増加と直結するが，図 5.4-5 では貫入抵抗値はむしろ低下している．図 5.4-5 において $S_r=100\%$ のデータを除いて整理すると， S_r の増加に伴って平均 N_d' 値は減少し，その勾配は各 σ_v においてほぼ同じようである．そこで，各 S_r において平均 N_d' 値と σ_v の関係を直線近似し， S_r と近似直線の N_d' 切片 ($\sigma_v=0 \text{ kN/m}^2$ における平均 N_d' 値) の関係を整理すると図 5.4-6 のようになる． N_d' 切片は S_r の関数として表される．この N_d' 切片と図 5.4-4 に示した近似直線の勾配を用いると，平均 N_d' 値， σ_v および S_r の関係は式(5.4)のように表すことができる．

$$N_{d,ave}' = 0.0183\sigma_v - 6.96S_r + 9.03 \quad (5.4)$$

ここに，

- $N_{d,ave}'$: 平均 N_d' 値
- σ_v : 上載圧 (kN/m²)
- S_r : 飽和度 (%)

以上のように，低いエネルギーで締固めたまま土では貫入抵抗値は飽和度の影響を強く受けることが判明した．

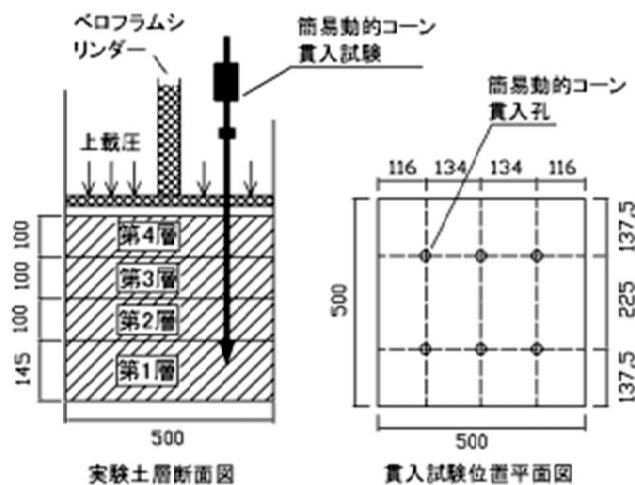


図 5.4-2 土槽における簡易動的コーン貫入試験の実施位置図 (単位: mm)

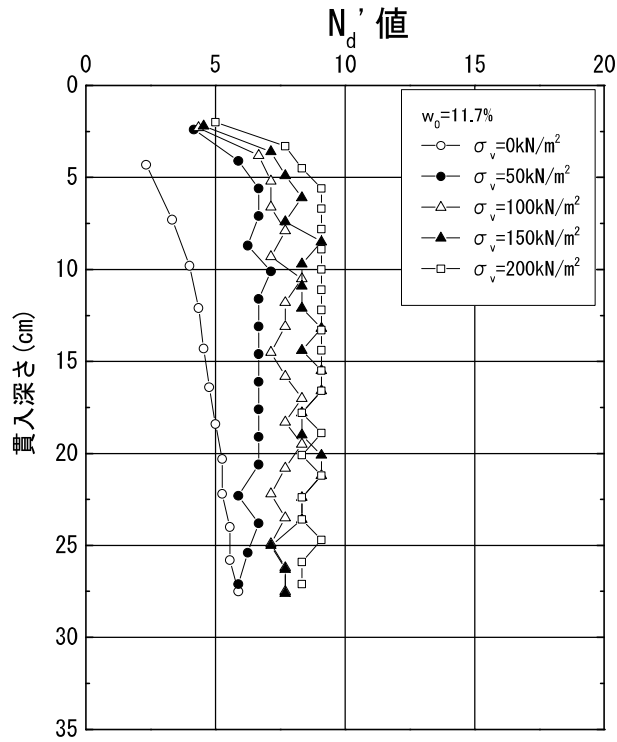


図 5.4-3 含水比 11.7% の貫入試験結果

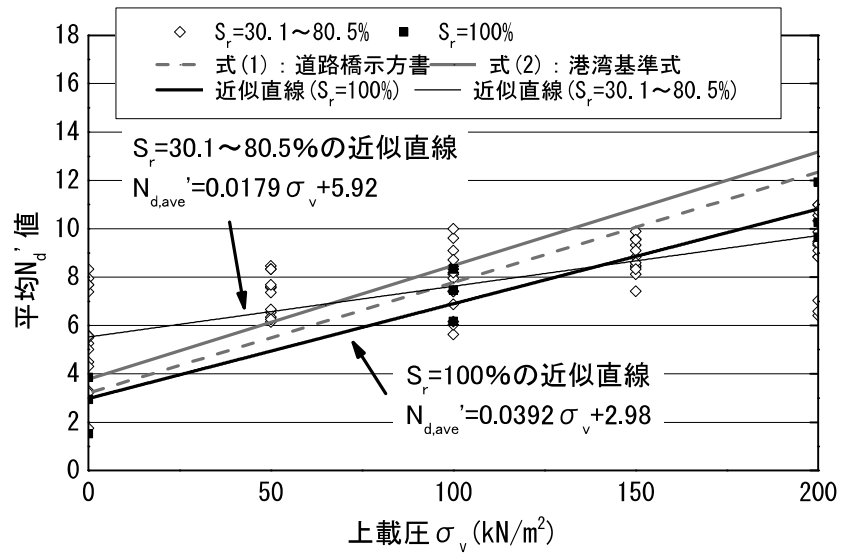


図 5.4-4 平均 N_d' 値と上載圧 σ_v の関係

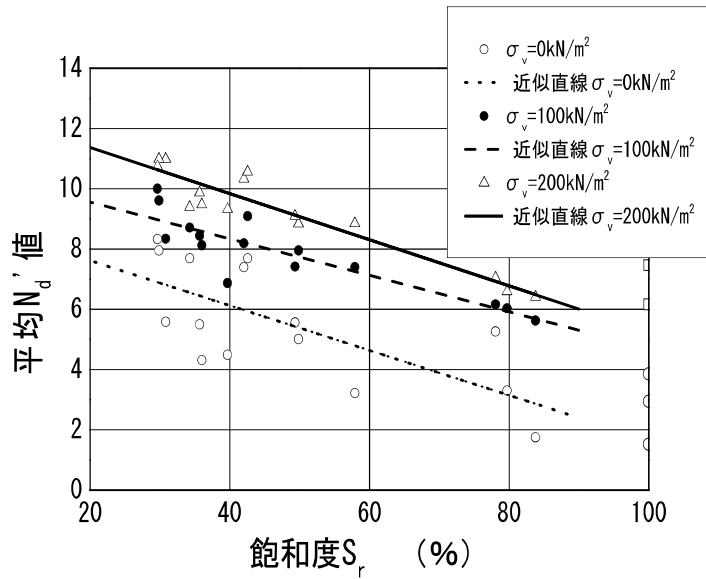


図 5.4-5 平均 N_d' 値と飽和度 S_r の関係

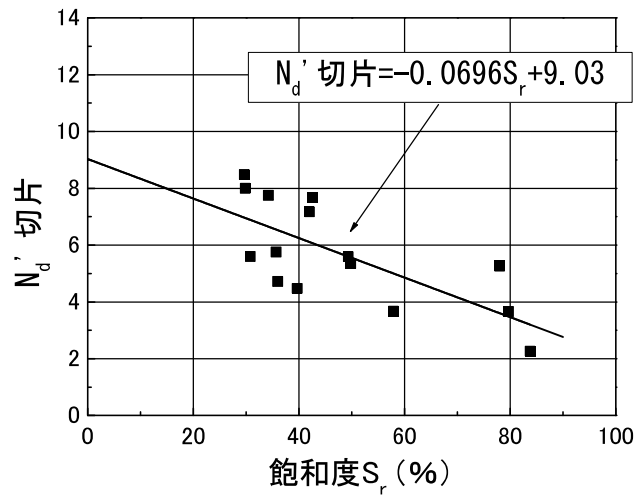


図 5.4-6 近似直線の N_d' 切片と飽和度 S_r の関係

(3) 締固め度と貫入抵抗の関係

図 5.4-7 に締固め度と平均 N_d' 値の関係を示す。なお、標準 Proctor 以外の締固めエネルギーにおける締固め度は、式(5.5)に示すように D_c^* と定義した。本実験のように静的な方法で低い締固めエネルギーによって締め固めたまき土の場合には D_c^* と平均 N_d' 値は正比例しない。これは、乾燥密度の増加に伴う強度増加よりも、飽和度の増加に伴う強度低下がまさっているためと考えられる。なお、このような締固めの場合、ある含水比を超えると、締固め中に供試土層から水が絞り出され、 $S_r=100\%$ となる現象が発生する。このような状態では現場における締固めは不可能であることから、実用上は $D_c^*=100\%$ となる含水比すなわち最適含水比のときは $S_r=100\%$ と考えてもよいと判断した。したがって、静的な方法で低いエネルギーによる締め固めの場合には湿潤側の状態は存在しない。そのため、ここまでに示した飽和度、締固め度、貫入抵抗の関係は全て乾燥側の条件で得られたものであることに注意する必要がある。

$$D_c^* = \frac{\rho_d^*}{\rho_{d\max}^*} \times 100(\%) \quad (5.5)$$

ここに、

D_c^* : ある締固めエネルギーにおける締固め度

ρ_d^* : 乾燥密度

$\rho_{d\max}^*$: 最大乾燥密度

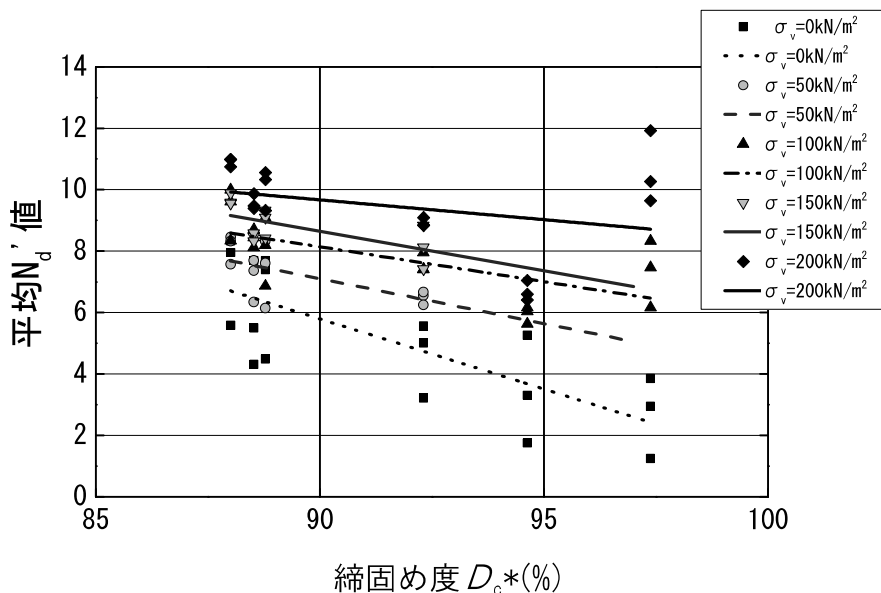


図 5.4-7 平均 N_d' 値と締固め度 D_c^* の関係 (低いエネルギーによって締め固めた土の場合)

5.5 標準～高い締固めエネルギーで締め固めた土の貫入抵抗特性

(1) 振動タンパーによる動的締固めと締固めエネルギーの算定

500～1000 kJ/m³の標準的なレベルの締固めエネルギーとそれ以上の高いレベルの締固めエネルギーによって締め固めた供試土層を、振動タンパーを用いた動的締固めによって造成した。この方法では、前述の静的締固めと同様に、**図 5.2-1**に示した土槽において、含水比を調整した試料を土槽に投入し、**写真 5.2-1**の振動タンパーを用いて締め固めた。

供試土層内部には、静的締固め時と同様に、土圧計と土壌水分計を設置して土層内部の鉛直土圧と飽和度の測定を行った。締固めが完了した供試土層には大型ベロフラムシリンダーを用いて上載圧を載荷し、その状態で簡易動的コーン貫入試験を実施した。**図 5.5-1**には土槽での振動タンパーによる締固め曲線を併記している。ここで、振動タンパーを用いた締固めエネルギー E_C は Proctor の規定した締固め仕事量をもとに次式によって算定した。

$$E_C = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \quad (5.6)$$

ここに、

E_C : 締固めエネルギー (kJ/m³)

W_R : 振動タンパーの重量 (kN)

H : 振動タンパーのストローク長 (m)

N_B : 1層当りのタンピング回数

N_L : 層数, V : 土層体積 (m³)

上式で規定される締固めエネルギーにおいて、振動タンパーを使用する場合、ランマーの重量を振動タンパーの重量、ランマーの落下高さをタンパーのストローク長、1層当たりの突固め回数を転圧時間中のタンピング回数とした。本研究では、振動タンパーの使用条件の中で転圧時間を管理して締固めエネルギー E_C を2通りに変化させた。この方法による2通りの E_C をそれぞれ算定すると、概ね1200および2400 kJ/m³となった。**図 5.5-1**において $E_C=1014$ kJ/m³のときの突固めによる締固め曲線と振動タンパーによる締固め曲線を比較しても、式(5.6)より算定した締固めエネルギーは概ね妥当であると考えられる。一般的な道路盛土の路体における E_C は500～1000 kJ/m³であることを考慮すると、本実験は標準～高いエネルギーで締め固めた盛土に相当すると考えられる。

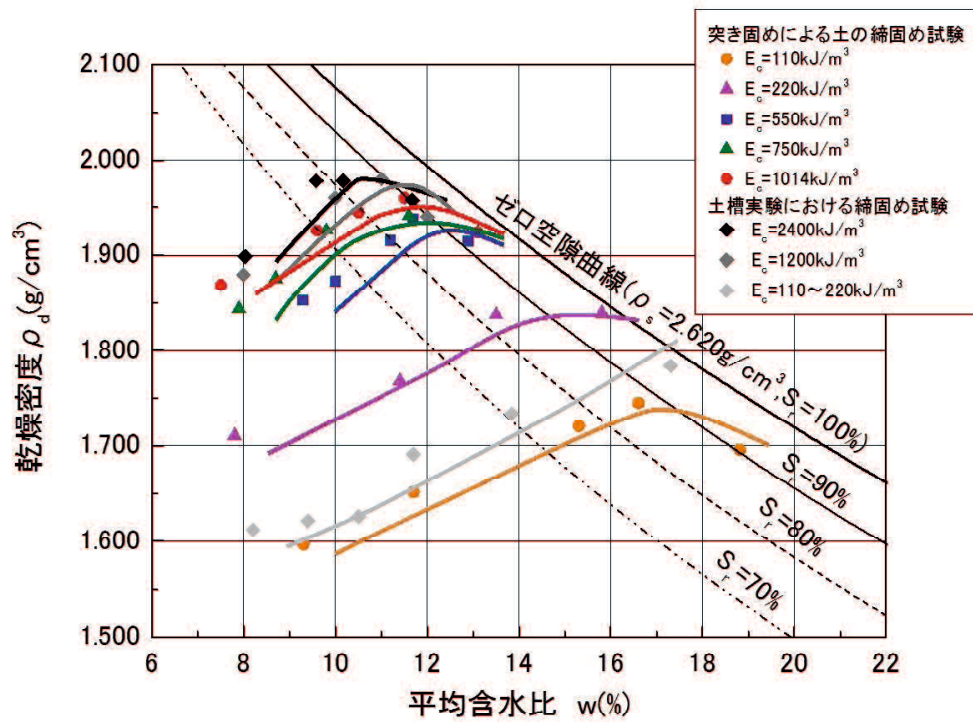


図 5.5-1 静的および動的締固め曲線，異なる締固めエネルギーにおける締固め曲線群

(2) 動的に締め固めた土のコーン貫入抵抗特性

図 5.5-2 に現場施工における標準的な締め固めエネルギー ($E_c=1200 \text{ kJ/m}^3$) で造成した供試土層における N_d' 値の典型的な深度分布を示す。 N_d' 値は E_c が低い場合と同様に σ_v の増加に伴って上昇する傾向がみられる。 また、図 5.5-3 に高い締め固めエネルギー ($E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$) で造成した供試土層における N_d' 値の典型的な深度分布を示す。 この場合も E_c がそれより低い場合と同様に N_d' 値が σ_v の増加に伴って上昇する傾向がみられる。 次に、図 5.5-4 および図 5.5-5 にそれぞれ $E_c=1200$ および $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ における締め固め度 D_c^* と平均 N_d' 値の関係を示す。 同図では w_{opt} よりも低い乾燥側から w_{opt} を過ぎて湿潤側に至るまで締め固め度 D_c^* の変化に伴う平均 N_d' 値の変化を連続的に描いている。 図 5.5-5 に示した $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ では $D_c^*=100\%$ 付近で平均 N_d' 値が急激に増加した後、急激に減少していることが分かる。 これに対して、図 5.5-4 に示した $E_c=1200 \text{ kJ/m}^3$ では、 $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ と同様に、 $D_c^*=100\%$ 付近で平均 N_d' 値が急増した後に急減に転じるものと、平均 N_d' 値がほとんど増加しないまま $D_c^*=100\%$ 付近から減少するものがあった。 標準～高いエネルギーで締め固めたまき土は $D_c^*=100\%$ 付近を境界にその強度特性が急激に変化することが分かった。 両図より、貫入抵抗値から最も強度が高くなる締め固め度を推定することが可能であると考えられる。 なお、 N_d' 値は他のサウンディング値との換算式から取得することも可能である⁸⁾。 図 5.5-6 に $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ の場合の平均 N_d' 値と σ_v の関係を示す。 ただし、 σ_v は土槽中央で土圧計により計測した鉛直土圧である。 平均 N_d' 値と σ_v の間には直線関係が認められ、その傾き α と切片 β はともに D_c^* によって変化することが分かる。 そこで、図 5.5-7 および図 5.5-8 にそれぞれ α 、 β および D_c^* の関係を示す。 両図より、 α は $D_c^*=100\%$ 付近で急増し、湿潤側に入って急減すること、 β は $D_c^*=100\%$ 付近に至るまで僅かに増加し、 $D_c^*=100\%$ を過ぎて急減することが分かる。 コーン貫入抵抗はせん断強さに概略対応するものとすれば、 α はせん断強さの拘束圧による依存する成分であることから、内部摩擦角に相当し、 β は拘束圧に依存しない成分であることから、粘着力に相当すると考えることができる。 すなわち、標準～高いエネルギーで締め固めたまき土は $D_c^*=100\%$ 直前の乾燥側の領域で急激に締め固められ、それに伴って内部摩擦角が急増する。 その後、湿潤側の領域に入ると飽和度の増加によって内部摩擦角、粘着力ともに低下するといえる。 他方、図 5.5-9 に低いエネルギーに対して同様の整理を行った結果を示す。 低いエネルギーの場合には D_c^* の増加に伴う内部摩擦角の増加はみられず、飽和度の増加によって粘着力が低下していると考えられる。

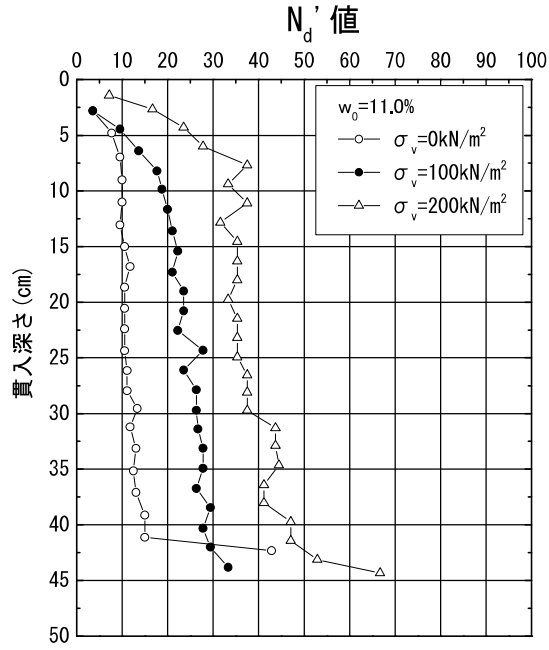


図 5.5-2 標準的な締固めエネルギー ($E_C=1200 \text{ kJ/m}^3$) における N_d' 値の深度分布

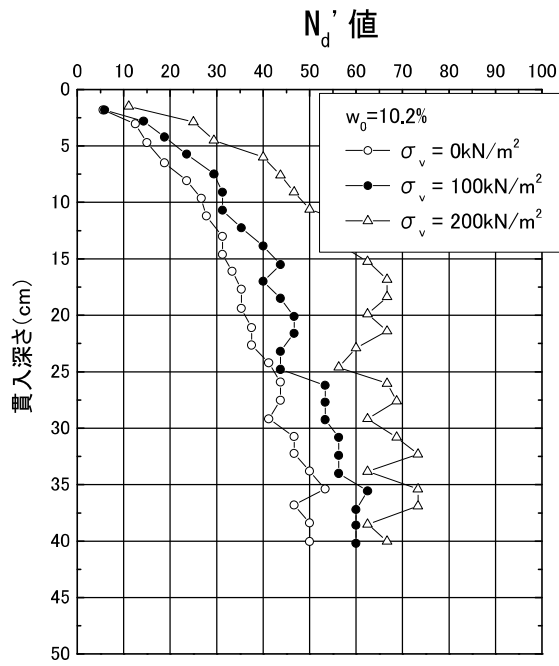


図 5.5-3 高い締固めエネルギー ($E_C=2400 \text{ kJ/m}^3$) における N_d' 値の深度分布

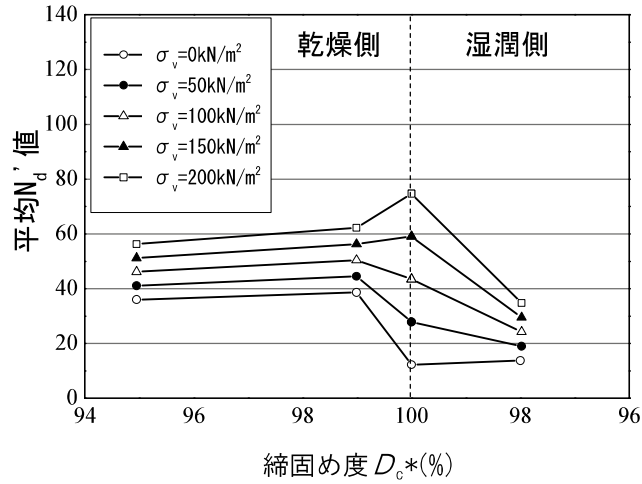


図 5.5-4 $E_c=1200 \text{ kJ/m}^3$ で締め固めた土の場合の締め固め度 D_c^* と平均 N_d' 値

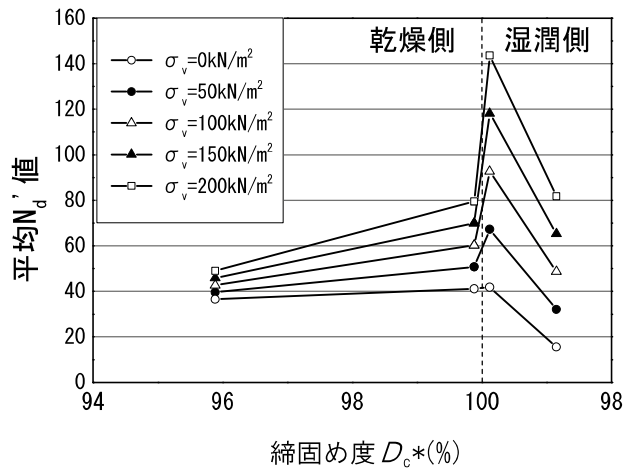


図 5.5-5 $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ で締め固めた土の場合の締め固め度 D_c^* と平均 N_d' 値

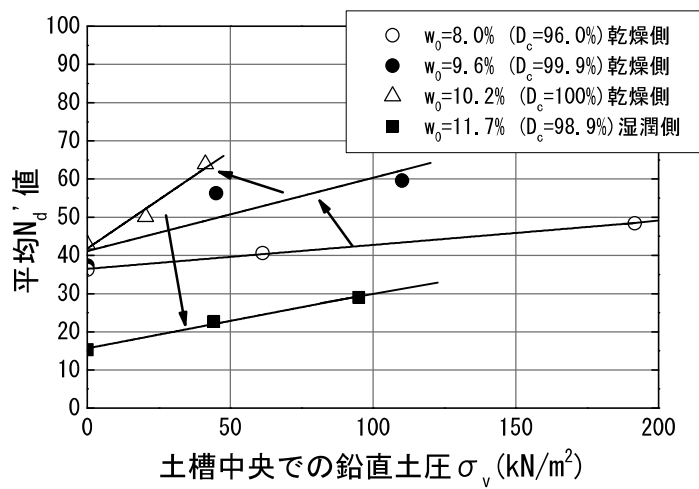


図 5.5-6 $E_c=2400 \text{ kJ/m}^3$ の場合の平均 N_d' 値と上載圧 σ_v の関係

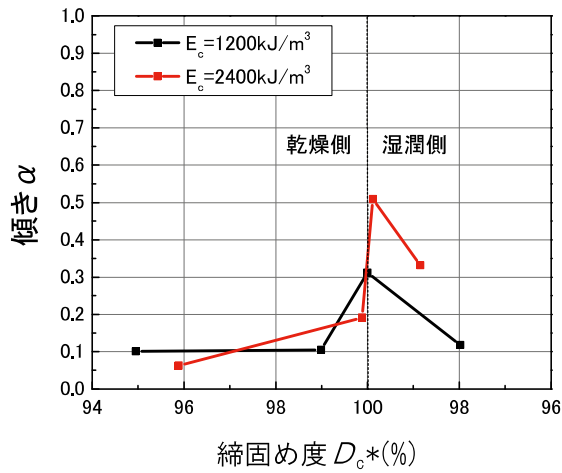


図 5.5-7 平均 N_d' 値 $\sim \sigma_v$ 関係における傾き α と締固め度 D_c^* の関係 (標準～高いエネルギー)

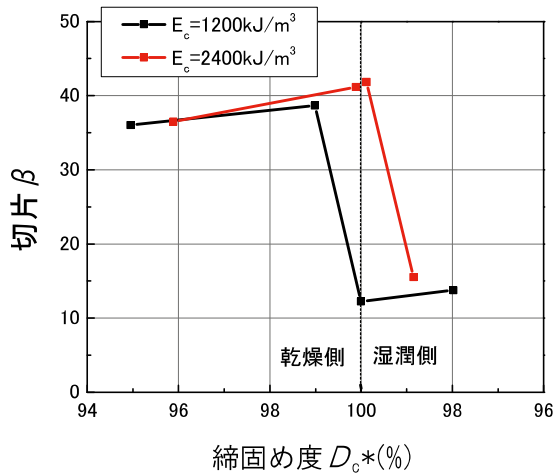


図 5.5-8 平均 N_d' 値 $\sim \sigma_v$ 関係における切片 β と締固め度 D_c^* の関係 (標準～高いエネルギー)

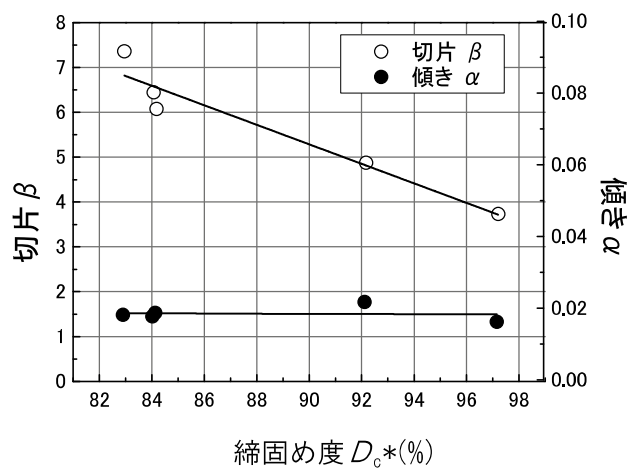


図 5.5-9 平均 N_d' 値 $\sim \sigma_v$ 関係における傾き α および切片 β と締固め度 D_c^* の関係 (低いエネルギー)

5.6 盛土内部の浸水に伴うコーン貫入抵抗の低下

盛土内部への水の浸透によって地下水面が形成された場合を想定し、土層造成後に浸水させた状態で簡易動的コーン貫入試験を実施し、 S_r の変化が N_d' 値に与える影響について調べた。図 5.6-1 に供試土層を浸水させた状態での簡易動的コーン貫入試験の実施手順を示しているが、貫入試験は非浸水状態、土層の下部 2 層を浸水させた状態、土層全層を浸水させた状態の 3 ケース (No.1~3) 実施した。供試土層は上載圧 200 kN/m^2 の静的締固めによって造成し、前述のように締固めエネルギーは $E_c=110\sim 220 \text{ kJ/m}^3$ と推定した。なお、貫入試験時の σ_v は 100 kN/m^2 とした。図 5.6-2 に浸水に伴う N_d' 値の変化を示す。浸水に伴って N_d' 値はほぼ半減するが、土層下部 2 層を浸水させた場合と土層全層を浸水させた場合では N_d' 値に大きな変化はみられなかった。そこで、図 5.6-3 に前掲の図 5.4-7 に示した供試土層造成時の平均 N_d' 値と S_r の関係において浸水過程での S_r と平均 N_d' 値の変化をプロットしたものを示す。一連の実験では $\sigma_v=100 \text{ kN/m}^2$ としているので、非浸水の場合の $\sigma_v=100 \text{ kN/m}^2$ の近似直線と比較すると、浸水時の平均 N_d' 値が総じて低いことが分かる。すなわち、現在の飽和度に至るまでの経路の違いによって、平均 N_d' 値が異なることが分かる。また、盛土築造後、外部から盛土内に水が供給されて飽和度が変化する場合には、ある飽和度を境として盛土の強度は急激に変化することが示唆され、低いエネルギーで締め固めた土の浸水時の脆弱性を裏付けている。

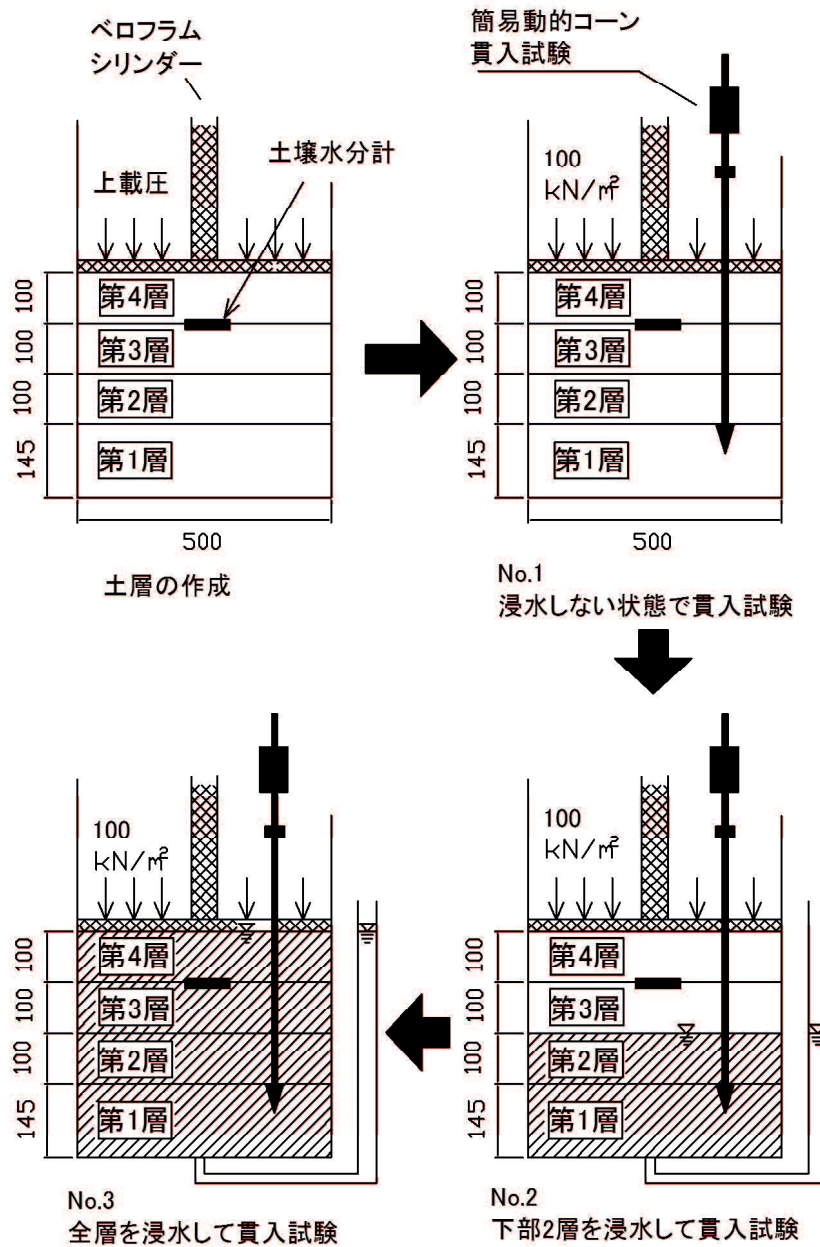


図 5.6-1 供試土層を浸水させた状態での簡易動的コーン貫入試験の実施手順

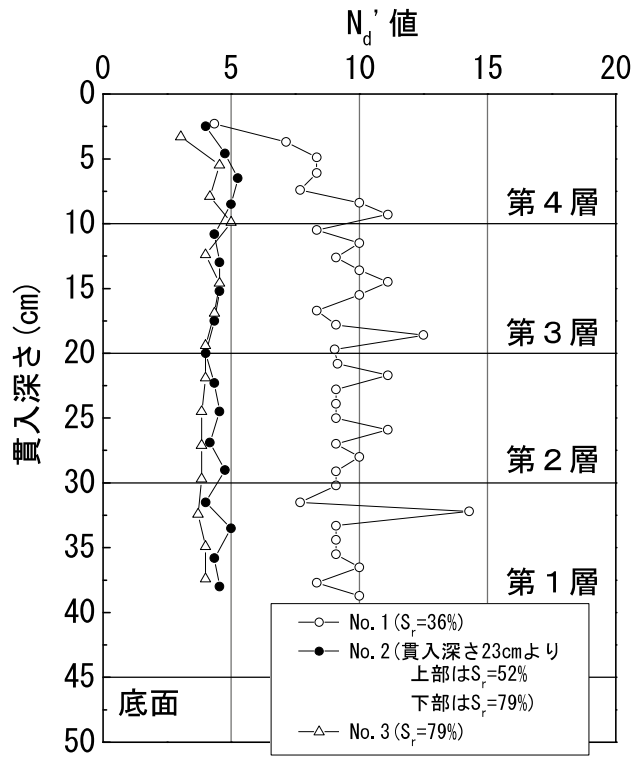


図 5.6-2 N'_d の深度分布

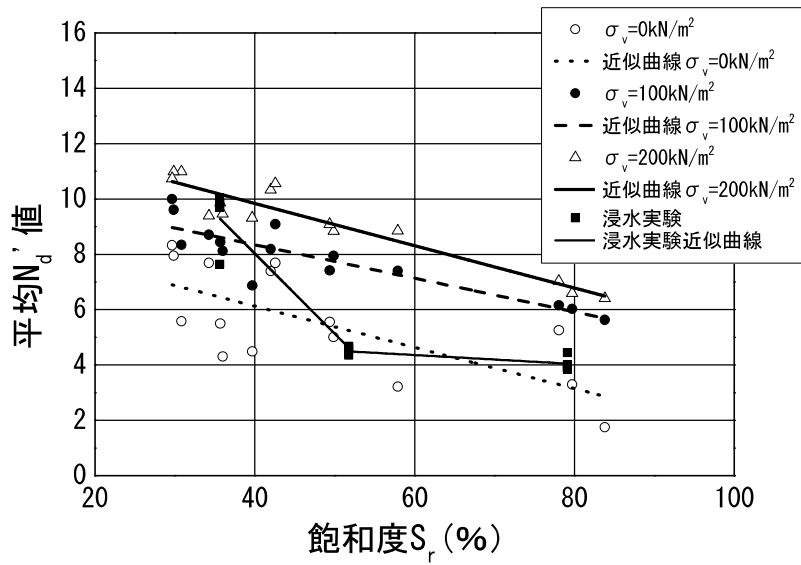


図 5.6-3 平均 N'_d 値と飽和度 S_r と関係

5.7 現場における既設盛土のコーン貫入試験

まさ土で構築された既設盛土に対して実施した簡易動的コーン貫入試験結果を用いて、盛土の内部状態の把握に対する適用性を検討した。対象とした盛土と簡易動的コーン貫入試験結果は 3.6 節に示した山口阿知須宇部線の盛土で実施した試験である。この盛土はまさ土を材料として平成 13 年に施工した比較的新しい道路盛土である。施工記録が無いため詳細は不明であるが、道路盛土であるため施工時の締固め度の管理値は 90%以上であり、含水比は w_{opt} 以上の Wet 側で管理されている。盛土材料がまさ土であるため、転圧機械としては主にタイヤローラーが使われたものと推定されるが⁹⁾、タイヤローラーの締固めエネルギーについては小橋ら¹⁰⁾が江戸崎砂に対する 10t タイヤローラーによる 16 回の転圧によって標準プロクターに対して約 $1.1E_c$ まで締め固められたと報告している。したがって、当該盛土の締固めエネルギーは $1E_c$ (550 kJ/m^3) 程度であると推定した。図 5.7-1 に示すように、コーン貫入試験は盛土の天端部、法肩部、小段部の 3 箇所において実施した。試験は、表 5.7-1 に示すように、降雨の影響を考慮して時期を変えて実施した。前述のように盛土の土質はまさ土であり、図 5.7-2 に示すように室内試験に用いたまさ土とほぼ同様の粒度特性を有していることを確認した。図 5.7-5 に N_d 値の分布を示す。 N_d 値にはバラツキに起因する値の違いが見られるが、試験実施時期による変化は見られない。図 5.7-3 に同一地点・同一深度で測定された N_d 値のバラツキを示す。同図に見られるように 5~6 程度の N_d 値のバラツキが全データの約 8 割を占めていることから、現場における N_d 値の解釈にはこの程度の誤差を考慮する必要がある。また、同一地点においても N_d 値の最終深度が異なっているが、これは当該深度付近において礫分が多く、コーン先端が礫当たりすることによって貫入不能になったものと考えられる。 N_d 値の深度分布から盛土の内部構造を推定すると、図 5.7-5 に示すように上部層では平均 N_d 値は 9.1、中間層では平均 N_d 値は 12.4 である。この両層では N_d 値の差は小さいが境界付近で貫入不能となっているデータが多いことと、上載圧が小さい小段部でも N_d 値が比較的大きいことを考慮すれば、この両層では盛土材料が異なっている可能性が考えられる。室内で供試体土層を用いて得られた E_c と N_d 値の関係を Wet 側のデータを用いて整理すると図 5.7-4 の関係を得る。この関係図から当該盛土の締固めエネルギーである $E_c=550 \text{ kJ/m}^3$ かつ締固め度 $D_c \geq 90\%$ となる N_d 値を推定することができる。なお盛土施工現場における締固めは、標準プロクター (締固めエネルギー $E_c=550 \text{ kJ/m}^3$) における最大乾燥密度を指標として、現場締固めの乾燥密度/標準プロクターの最大乾燥密度を、締固め度として管理している。したがって室内試験で得られる E_c と N_d 値の関係から現場における標準的な N_d 値を推定するためには、用いる室内 N_d 値は標準プロクターに対する密度比が施工管理値に合致したデータとする必要がある。しかし一方、実際の施工現場で締固めエネルギーが高い場合には、標準プロクターの締固め曲線の Wet 側の含水比では含水比が高すぎて施工できない場合があり、このような場合には管理する含水比範囲を下げて仕上がりの乾燥密度を主体として管理する。本研究における室内での締固め曲線においても同様の傾向が見られたため、図 5.7-4 で用いたデータは、それぞれの締固めエネルギーでこれ以上含水比が増加すると締固めに伴って水分が浸出するため施工できなくなる直前の、限界の含水比における N_d 値のデータを用いた。

当該盛土の上部では σ_v が $0\sim 100\text{ kN/m}^2$ に該当しそのとき $N_d=7.6\sim 13.5$ 、盛土下部では σ_v が $100\sim 200\text{ kN/m}^2$ に該当しそのとき $N_d=13.5\sim 18.6$ である。なお、現場における上載圧の算定は簡易動的コーン貫入位置からの深度を用いている。このため図 5.7-5 における天端部の貫入試験結果の深度 5m の範囲および、小段部における貫入試験結果の深度 5m までの範囲は、上載圧 σ_v は $0\sim 100\text{ kN/m}^2$ に該当する。したがって、この範囲の適正な貫入抵抗値は $N_d=7.6\sim 13.5$ になる。これは図 5.7-5 と比較しても近い値であり、当該盛土は概ね適切な締固めがなされたことが分かる。しかし、小段部の貫入試験結果における深度 3.0~4.5m の範囲では室内試験結果と比較して明らかに小さい N_d 値が得られている。この原因として降雨の多い時期の試験であり、法尻部は降雨によって飽和度が上昇しやすい¹¹⁾ ことから高飽和度領域の値を検出したか、当該箇所にも弱層が存在したことが考えられる。いずれにしても、この盛土の中で最も注意すべき弱部であることが分かった。

以上の結果から、室内において事前に、締め固めたまさ土の貫入特性を把握しておき、既設盛土において簡易動的コーン貫入試験を実施することで、既設盛土の内部状態を把握することができることが分かった。



写真 5.7-1 測定状況

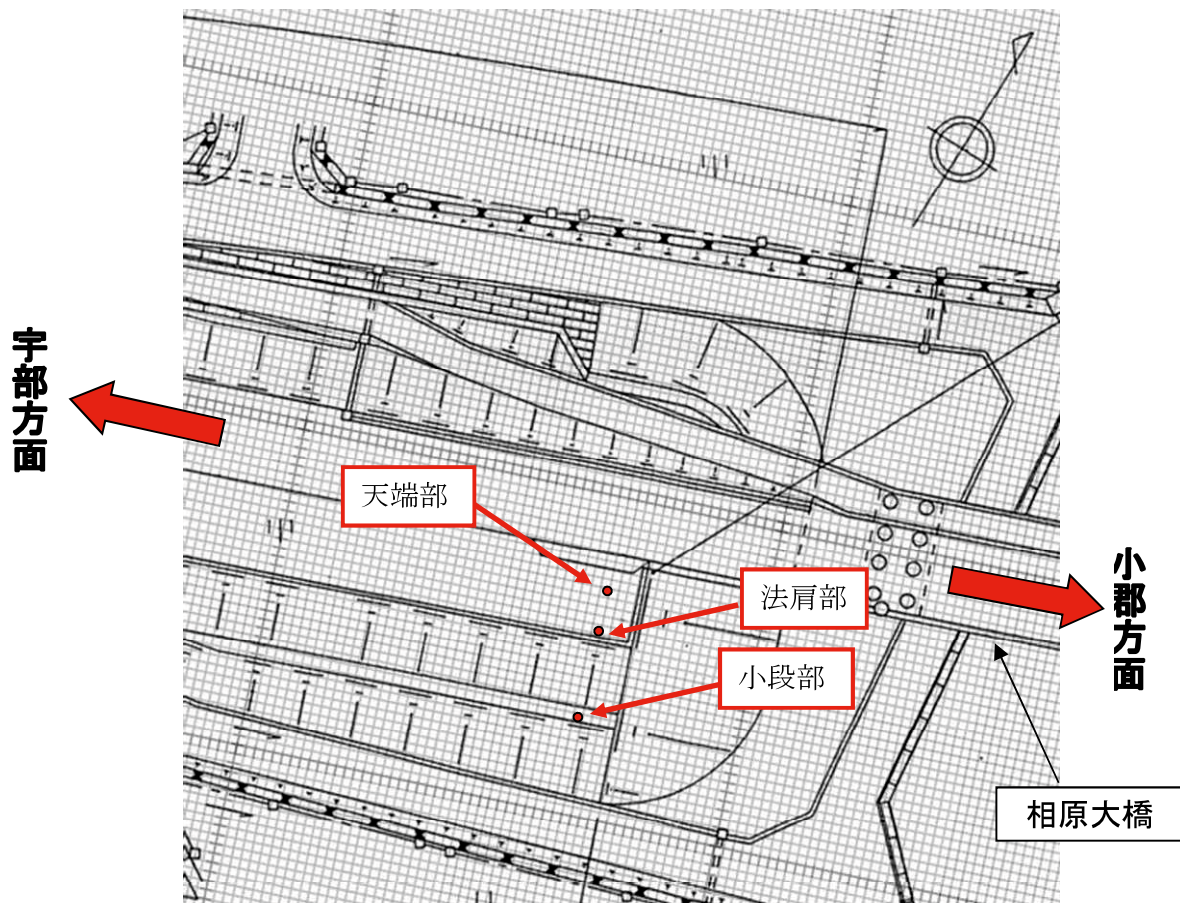


図 5.7-1 簡易動的コーン貫入試験実施位置

表 5.7-1 簡易動的コーン貫入試験の条件

試験実施月	試験前1週間の 累計雨量(mm)	試験前1ヶ月の 累計雨量(mm)
2月	0	59
6月	54	154
10月	105	160

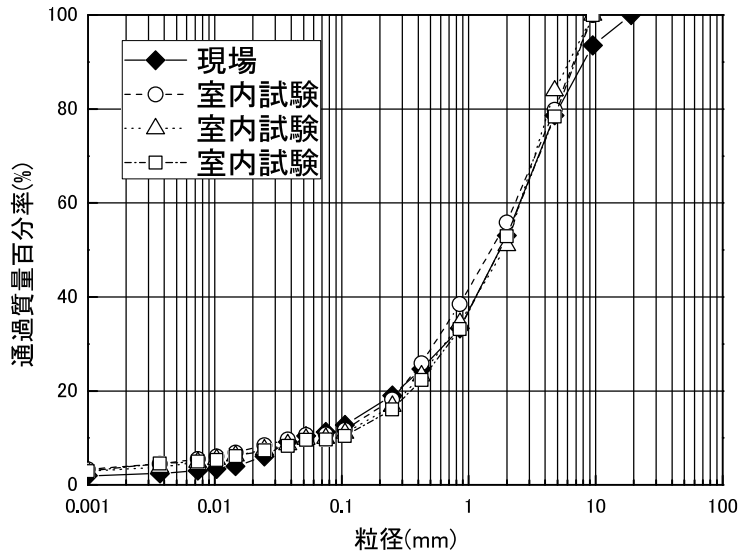


図 5.7-2 粒径加積曲線の比較

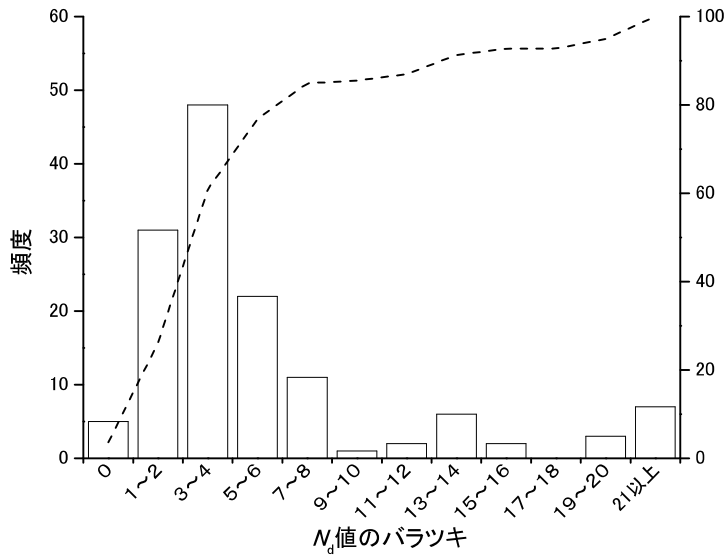


図 5.7-3 N_d 値のバラツキ

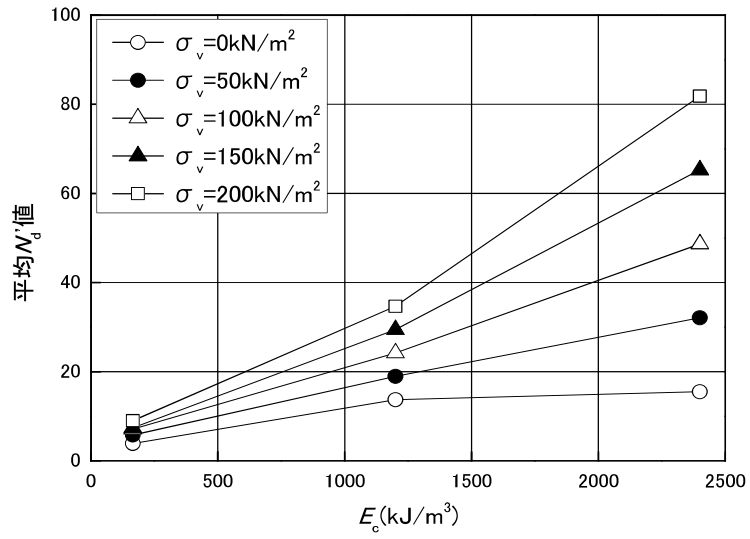


図 5.7-4 E_c と N_d 値の関係

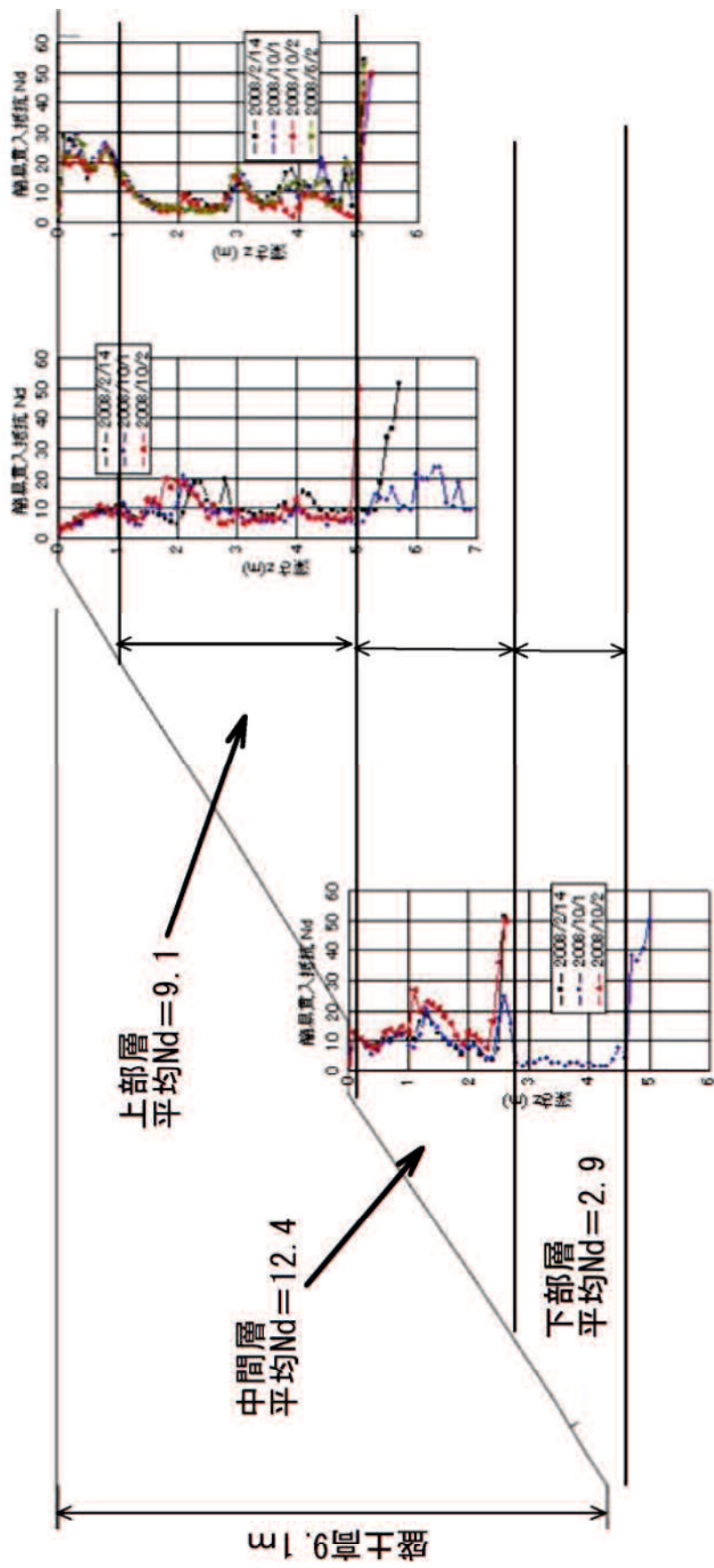


図 5.7-5 簡易動的コーン貫入試験横断面図

5.8 結語

本章では以下の結論を得ることができた。

- 1) 締め固めエネルギーが $110\sim 220 \text{ kJ/m}^3$ 程度の低いエネルギーで締め固めたまさ土において、コーン貫入抵抗は飽和度の影響を強く受けることが分かった。
- 2) 低い締め固めエネルギーによって締め固めたまさ土においては、盛土築造後に盛土内部に地下水が供給されると、地下水位以浅の領域においても、ある飽和度を境として急激に強度低下を生じる可能性がある。
- 3) 締め固めエネルギーが 1200 および 2400 kJ/m^3 程度の高いエネルギーで締め固めたまさ土においては、締め固め度が 100% 付近の狭い領域において強度が急激に増減することが分かった。また、その変化の度合いは乾燥側と湿潤側で著しく異なり、強度は乾燥側で急増し、湿潤側では急減する。
- 4) 上記の低～標準～高エネルギーで締め固めたまさ土におけるコーン貫入抵抗値から、現場に置いて内部状態を調べようとする既設盛土に対し、想定される締め固めエネルギーと締め固め管理時の密度比から、対象盛土が有するコーン貫入抵抗の分布幅を推定する関係図を作成することができる。
- 5) 上記(4)の関係図と既設盛土に対する簡易動的コーン貫入試験結果を比較することによって、盛土の内部状態を調べ、危険箇所を推定することができた。
- 6) 以上のことから、外観観察による1次点検結果で抽出された要注意盛土に対して、簡易動的コーン貫入試験を用いた2次点検によって、盛土の内部状態を把握し危険度の評価を行うことが可能となった。

5 章参考文献

- 1) 平川修士, 西原晃, 太田秀樹, 大野嘉彦: マサ土の静的・動的締固め特性, 第 20 回土質工学研究発表会, pp. 1569-1572, 1985.
- 2) Gibbs, H. J. and Holtz, W. G.: Research on Determining Density of Sand by spoon Penetration Test, Proc. of 4th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, 1957.
- 3) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, IV 下部構造編, p. 564, 2002.
- 4) (公社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上), pp.320-322, 2007.
- 5) Meyerhof, G. G.: Discussion on soil properties and their measurement, Discussion 2, Proc. of the 6th ICSMFE, Vol. 3, p. 110, 1957.
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物, 1997.
- 7) 井合進, 小泉勝彦, 土田肇: 粒度の N 値による新しい液状化予測法, 港湾技術研究所報告, 第 25 巻, 第 3 号, 1986.
- 8) Okada, K., Sugiyama, T., Muraishi, H., Noguchi, T. and Samizo, M.: Correlations between soil strength of embankment surface using different sounding tests, Soils and Foundations, Vol. 36, No. 3, pp. 43-50, 1996.
- 9) (公社)日本道路協会: 道路土工—盛土工指針, p.228, 2010.
- 10) 小橋英俊, 藪雅行, 堤祥一: 盛土施工の効率化と品質管理向上技術に関する研究, 土木研究所, 平成 21 年度重点プロジェクト研究報告書, 戦略研究, No. 戦.2, 2009.
- 11) 久楽勝行, 石塚広史: 雨水の浸透と盛土の安定性, 土と基礎, Vol. 30, No. 9, pp. 37-43, 1982.
- 12) 横田聖哉, 中村洋丈: 高速道路における小型施工機械を用いた締固め特性, 建設の施工企画, No. 717, 11 月号, pp.14-19, 2009.

第6章 結論

山口県の盛土の特徴と安定性への影響因子を検討し、締め固めたまさ土のコーン貫入特性を調べた上で、外観観察と安定性評価からなる既設道路盛土の1次点検と、1次点検で抽出された要注意盛土の内部状態を簡易動的コーン貫入試験によって評価する2次点検で構成される、既設道路盛土の簡易点検法を提案した。この過程で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 山口県の代表的な盛土の点検結果では約 65%の盛土で湧水や排水設備に何らかの問題を抱えていることが分かった。
- 2) 山口県内の代表的な盛土の土質は約 73%が SFG(粘性土質礫質砂)~GFS(粘性土質砂質礫)であり、まさ土を使用している可能性が高いことが分かった。
- 3) 盛土の安定性に対する要因として、基盤傾斜角度が大きくて基盤上部から湧水が発生する盛土が崩壊しやすいことが推測される。この場合には、常時の 60%程度まで安全率が低下すると推測される。
- 4) 盛土強度を設定し、地下水位とすべり安全率の関係を求めた。これに点検対象盛土の想定水位を照らすことで豪雨時の盛土の安全性を把握する簡易な1次点検法を構築できた。
- 5) 提案する1次点検を降雨期前後の定期点検として実施していくことで、既存の点検手法では把握していなかった盛土内部の地下水位の経年変化を知ることができ、盛土の安全性をより詳細に把握できると考える。

上記の1次点検の結果、抽出された要注意盛土に対する内部状態の把握手法として、簡易動的コーン貫入試験の適用性を検討した結果、以下の結論を得た。

- 6) 締め固めエネルギーが $110\sim 220 \text{ kJ/m}^3$ 程度の低いエネルギーで締め固めたまさ土において、コーン貫入抵抗は飽和度の影響を強く受けることが分かった。
- 7) 低い締め固めエネルギーによって締め固めたまさ土においては、盛土築造後、盛土内部に地下水が供給されると、ある飽和度を境として急激に強度低下を生じる可能性がある。
- 8) 締め固めエネルギーが 1200 および 2400 kJ/m^3 で各々締め固めたまさ土においては、締め固め度が 100 %付近の狭い領域において強度が急激に増減することが分かった。また、その変化の度合いは乾燥側と湿潤側で著しく異なり、強度は乾燥側で急増し、湿潤側では急減する。
- 9) 上記の低～標準～高エネルギーで締め固めたまさ土におけるコーン貫入抵抗値から、現場において内部状態を調べようとする既設盛土に対し、想定される締め固めエネルギーと締め固め管理時の密度比から、対象盛土が有するコーン貫入抵抗の分布幅を推定する関係図を作成することができる。
- 10) 上記9)の関係図と既設盛土に対する簡易動的コーン貫入試験結果を比較することによって、盛土の内部状態を調べ、危険箇所を推定することができた。

以上のことから、目視観察による1次点検結果で抽出された要注意盛土に対して、簡易動的コーン貫入試験を用いた2次点検によって、盛土の内部状態を把握し危険度の評価を行うことが可能となった。

謝辞

本研究に当たり、山口大学 鈴木素之准教授には、長期に渡り多大なる御指導をいただきました。鈴木先生の御指導がなければ、論文を完成することはできませんでした。感謝の意は言葉にはし尽せません。ありがとうございました。

故 山本哲朗教授には多大なる御指導を頂きました。先生に論文の完成を見ていただけなかったことが残念です。ここに深甚の謝意を表するとともに、先生の御冥福を御祈りします。

兵動正幸教授、松田博教授、中田幸男教授、吉本憲正助教には論文の審査において多大なる御指導を頂きました。感謝いたします。

東海旅客鉄道株式会社 大畑俊輔氏とは盛土点検資料の整理、盛土の浸透流解析と安定計算、現場での調査や簡易動的コーン貫入試験を共同で実施した。彼の真摯な研究姿勢に感銘を受けるとともに、深夜に渡る助力に大いに感謝しています。

株式会社大林組 今岡洋輔氏、戸田建設株式会社 杉下裕輔氏とは主に室内土槽実験とそのとりまとめを共同で実施した。今岡氏の明るい性格と杉下氏の真面目な姿勢には大いに助けられた。感謝します。

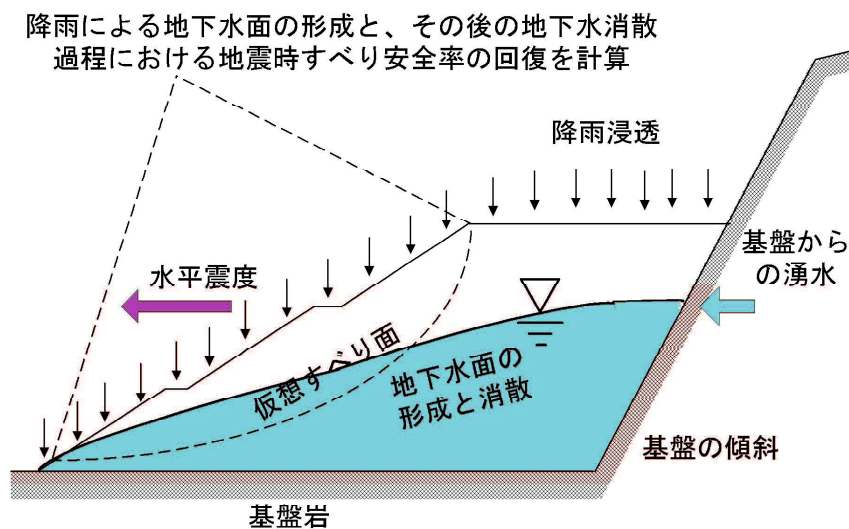
株式会社竹中土木 杉村尚樹氏、山口大学大学院 大谷直毅君には室内土槽実験と論文のとりまとめを手伝っていただいた。感謝します。

最後に、本研究は公益財団法人鹿島学術振興財団研究助成金支援、一般社団法人中国建設弘済会平成 20 年度技術開発支援制度助成および山口県官学共同研究の支援を受けて実施した。関係各位に深く感謝します。

(1) 盛土内の浸透水の残留と地震時の安定性

豪雨によって発生した盛土内の浸透水について、その残留浸透水が地震時に与える影響について調べるため、浸透流解析・安定解析を用いて、盛土内に形成された地下水面の消散と地震時のすべり安全率の経時変化を検討した。

検討は参考図 1-1 に示す傾斜基盤上の盛土を想定し、基盤傾斜角度と盛土の透水性を変化させた二次元浸透流解析を行って、地下水面の消散過程における経時変化を求め、地震時のすべり安全率の変化を調べた。地下水面の形成要因は本文第 4 章に示した検討結果より、最も地下水面が高くなりやすい基盤上部からの湧水を設定した。また降雨浸透によって形成される地下水面の変化を検討するため、平成 21 年山口県豪雨災害時の真尾地点における降雨波形を盛土モデルに与えて、地下水面の形成～消散に至る安全率の経時変化を求めた。なお二次元浸透流解析は、湧水による地下水面は定常計算によって、その後の地下水の消散過程と降雨浸透による地下水面変化は非定常計算を行って求めた。浸透流解析の解析モデル・メッシュ及び、水分特性曲線は本文第 4 章第 4.2 節に示したものと同一である。安定解析は水平震度を考慮した修正フェレニウス法を用いて行った。検討モデルの形状及び物性値を参考表 1-1 に示す。盛土形状は標準的な一割五分勾配の法面とし、盛土材料はまさ土を想定して地盤定数を設定した。また水平震度は山口県におけるレベル 1 地震を想定して 0.11 とした。また地震時の動的せん断強度は常時のすべり安全率を参考に静的強度の 1.2 倍とした。

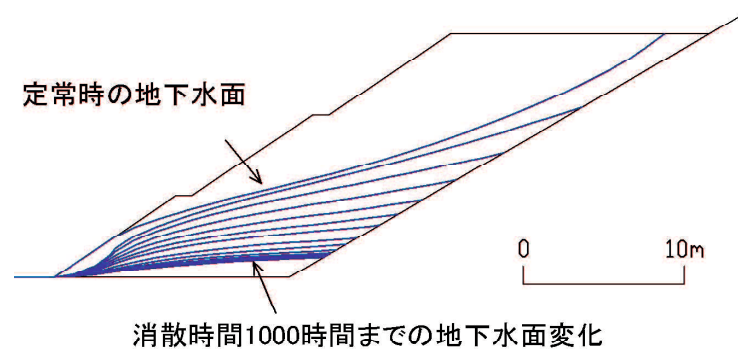


参考図 1-1 検討モデルの概略図

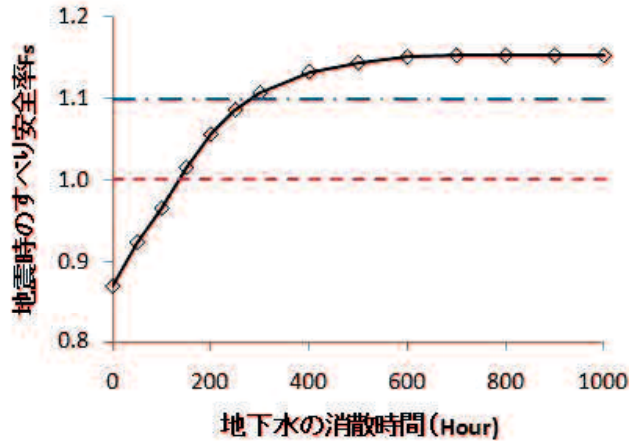
参考表 1-1 検討モデルの形状と物性値

盛土 形状	天端幅	16m
	盛土高さ	15m
	法面勾配	1割5分
	小段	2段, 幅1m
基盤岩	基盤勾配	10° ~ 70°
	透水性	1×10^{-5} cm/sec
盛土	単位体積重量	18kN/m ³
	粘着力c	0kN/m ²
	内部摩擦角	35°
	透水性	$1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-5}$ cm/sec
水平震度		0.11
動的せん断強度		静的強度の1.2倍

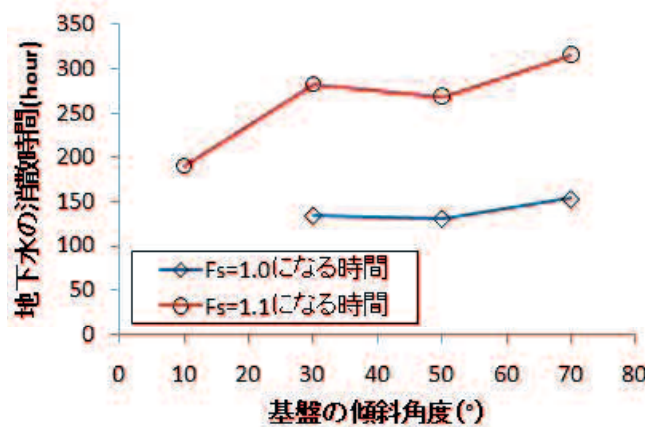
基盤湧水によって盛土内に形成される地下水面と、湧水が停止した後の地下水面の変化を参考図 1-2 に示す。また、地下水面変化に伴う地震時のすべり安全率の変化を参考図 1-3 に示す。これは基盤傾斜角度 30°、盛土の透水係数が 1×10^{-3} cm/sec のケースであるが、安全率が 1.0 まで回復するには湧水停止から約 135 時間を要している。また同様に安全率が 1.1 まで回復するには約 283 時間を必要とし、降雨によって基盤湧水が発生した後、約 12 日間は地震に対して危険な状態が継続することが分かる。参考図 1-4 に基盤傾斜角度と、地震時のすべり安全率の回復に要する時間の関係を示す。基盤傾斜角度が大きいほど、すべり安全率の回復に要する時間が長くなり、地震に対して危険な期間が長くなる傾向が見られる。これは本文第 4 章第 4.2 節に示したように、基盤傾斜角度が大きくなるほど形成される地下水面も高くなるため、浸透水の消散に時間がかかることが原因と考えられる。



参考図 1-2 地下水面の変化



参考図 1-3 地下水の消散時間とすべり安全率の変化



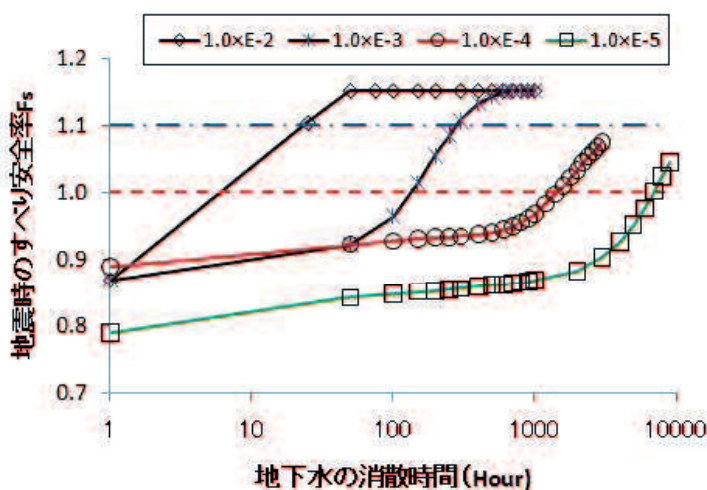
参考図 1-4 基盤傾斜角度と安全性の回復に必要な時間

次に盛土の透水係数が安全率の回復時間に与える影響を調べた。参考図 1-5 に安全率の経時変化を盛土透水係数毎に示す。盛土の透水係数が $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ である場合、湧水停止後約 14 時間で安全率は 1.0 を超え、約 25 時間後には 1.1 まで回復し、地震に対して危険な状態は約 1 日で脱する。しかし安全率の回復に要する時間は透水性の低下とともに飛躍的に長くなり、盛土の透水係数が $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ である場合、安全率が 1.0 まで回復するのに約 1400 時間、盛土の透水係数が $1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ である場合には約 7000 時間を要している。透水性の低い盛土では地下水面は発達し難いと考えられるが、一旦地下水面が形成されると、浸透水の消散に時間がかかるため、地震に対して危険な期間が長期間に亘って継続することが分かる。

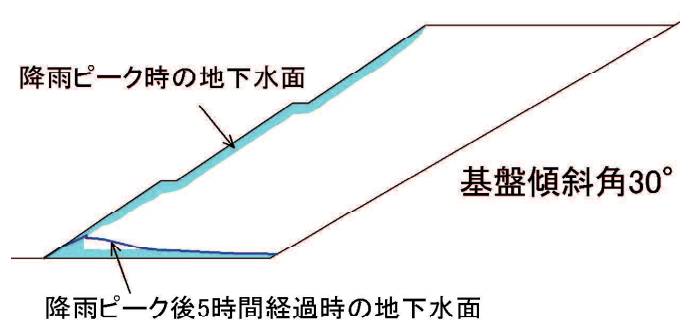
次に降雨浸透による地下水面と安全率の変化を調べた。なお降雨浸透を考慮した浸透流解析時には天端舗装による遮水性を考慮している。また盛土の透水係数は $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ とした。

降雨ピーク時とピークから5時間経過時の地下水面を参考図 1-6 に示す。また地震時のすべり安全率の変化を参考図 1-7 に示す。降雨ピーク時の地下水面は法面の表面と盛土底部に薄く形成され、その後浸透水が盛土下部へ低下し、盛土底面へ地下水が滞留する。この地下水面形状の変化に伴ってすべり安全率は大きく上下する。ただし安全率の回復は早く、降雨ピーク後約 14 時間で安全率は 1.0 に、約 24 時間で 1.1 まで回復する。したがって、降雨浸透のみによる安全率の低下は降雨終了後短時間で回復することから、地震の影響は受け難いことが推測される。

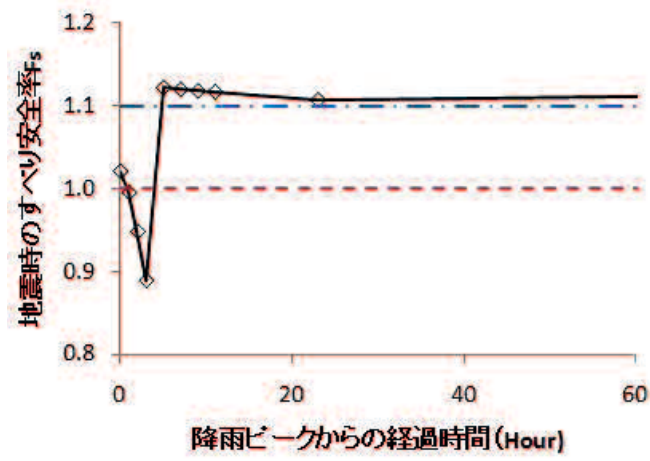
以上の結果より、傾斜地盛土の基盤からの湧水によって形成される地下水の消散には時間がかかり、特に透水性の低い盛土では地震に対して危険な期間が長期に亘って継続することが分かった。このことは、従来考慮してこなかった地震と豪雨の同時生起について、一考を必要とすることを示唆すると考えられる。



参考図 1-5 盛土の透水係数と安全率の経時変化



参考図 1-6 降雨浸透によって発生した地下水面



参考図 1-7 降雨ピークからのすべり安全率の経時変化

(2) 簡易動的コーン貫入抵抗値からの強度への換算

本文第5章第5.7節に示したように、既設盛土に対して実施した簡易動的コーン貫入試験によって判定した盛土の弱部については、通常より頻度を上げた外観観察による監視や、ボーリングやサンプリング・水位観測などの詳細な調査を行うことが考えられる。一方、現場で得られた N_d 値から強度を推定することも可能である。サウンディングと強度の関係式は標準貫入試験において数多く提案されていることから、簡易動的コーン貫入試験から得られる N_d 値を標準貫入試験から得られる N 値に換算した後、強度に換算する方法が考えられる。 N_d 値と N 値の関係については以下のような提案がある。

$$\text{大久保・上坂}^{1)} \quad N_d = (1 \sim 3)N \quad (1)$$

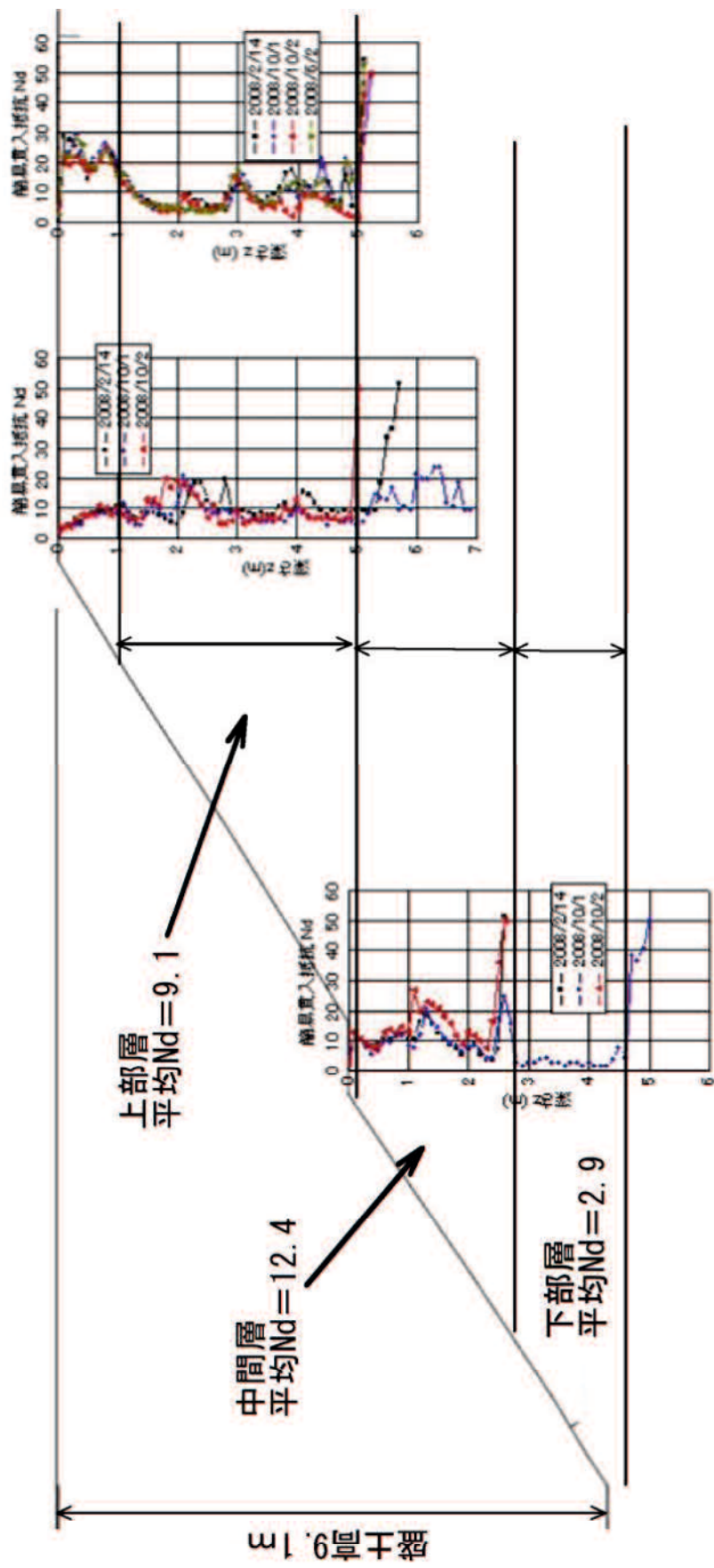
$$\text{新}^{2)} \quad N_d = 1.5N \quad (2)$$

$$\text{岡田ら}^{3)} \quad N_d \leq 4$$
$$N = 0.66N_d \quad (\text{砂質土}) \quad (3)$$

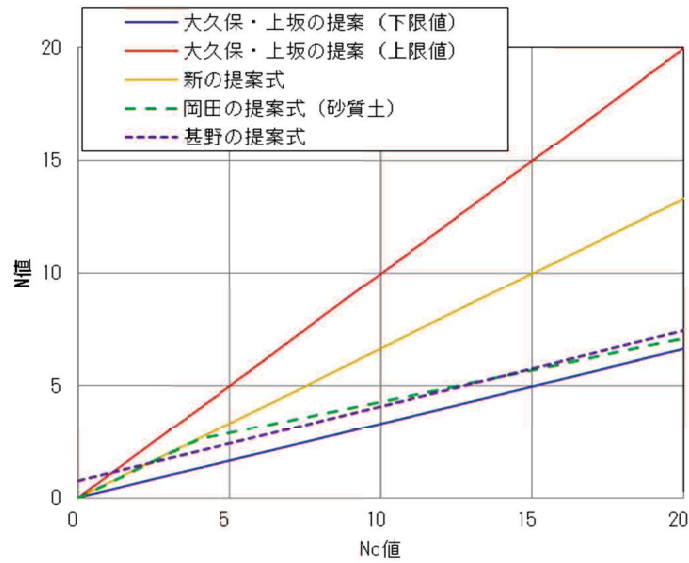
$$N_d > 4$$
$$N = 1.1 + 0.3N_d \quad (\text{砂質土}) \quad (4)$$

$$\text{甚野ら}^{4)} \quad N = 1.5\sqrt{N_d} + 0.75 \quad (5)$$

これらの提案式は参考図 2-2 に示すような関係となる。ここで、現場において得られた N_d 値にこれらの関係式を適用すると、参考表 2-1 のような N 値に換算できる。



参考図 2-1 簡易動的コーン貫入試験横断面図



参考図 2-2 N_d 値と N 値の換算式の関係

参考表 2-1 N_d 値と換算した N 値

	平均 N_d	換算した N 値
上部層	9.1	3~9.1
中間層	12.4	4.1~12.4
下部層	2.9	1~3.3

道路橋示方書⁵⁾には次のような N 値と内部摩擦角の関係式が示されている。これを用いて内部摩擦角を推定した結果が参考表 2-2 である。なお、当該式は N 値 5 以下は適用外とされているが、ここでは便宜的に適用した。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (6)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma_v' + 70}$$

ここに、

ϕ : 内部摩擦角 (°)

N_1 : $\sigma_v' = 100 \text{ kN/m}^2$ に換算した N 値

N : 標準貫入試験から得られる N 値

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m^2)

参考表 2-2 内部摩擦角の推定結果

	平均Nd	換算したN値	中心深度の $\sigma v'$	推定した内部摩擦角 (°)
上部層	9.1	3~9.1	50	27.9~33.2
中間層	12.4	4.1~12.4	140	26.8~32.1
下部層	2.9	1~3.3	190	19~24.7

このように、現場における簡易動的コーン貫入試験結果から強度を推定することで当該盛土の安定性を検討することも可能となる。

参考文献

- 1) 大久保駿，上坂利幸：簡易貫入試験による地盤調査，土木技術資料，Vol. 13, No. 2, pp. 31-35, 1971.
- 2) 新任修，既存資料の重要性と面的調査，地質と調査，第1号, pp. 73-76, 1986.
- 3) 岡田勝也，杉山友康，村石尚，野口達雄：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎，Vol. 40, No. 411, pp. 11-16, 1992.
- 4) 甚野慶右，野田信也，城戸博彦：住宅等小建築物の地盤調査について，第18回土質工学研究発表会，pp. 65-68, 1983.
- 5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I 共通編，IV 下部構造編，p. 564, 2002.