



# 沢埋め盛土を対象とした簡易安定性評価手法の提案 とその検証事例

野並, 賢 ; 戎, 剛史 ; 片岡, 沙都紀 ; 澁谷, 啓 ; 谷, 和夫 ; 千野, 克浩

---

## (Citation)

地盤工学ジャーナル, 13(4):269-281

## (Issue Date)

2018-12-31

## (Resource Type)

journal article

## (Version)

Version of Record

## (Rights)

© 2018, 公益社団法人 地盤工学会

## (URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90007198>



## 沢埋め盛土を対象とした簡易安定性評価手法の提案とその検証事例

野並 賢<sup>1</sup>, 戎 剛史<sup>2</sup>, 片岡沙都紀<sup>3</sup>, 澁谷 啓<sup>3</sup>, 谷 和夫<sup>4</sup>, 千野克浩<sup>5</sup>

1 神戸市立工業高等専門学校・都市工学科

2 国土防災技術株式会社・技術本部

3 神戸大学大学院・工学研究科

4 東京海洋大学・学術研究院 海洋資源エネルギー学部門

5 応用地質株式会社・中部支社

### 概要

既設沢埋め盛土を対象に、経済的・簡易に盛土性状を把握し、安定性を評価して対策工法の概要と優先順位を設定するための調査フローを提案し、その適用性を検証した事例を通して課題を抽出した。提案した方法は物理探査とサウンディングを組合せ、具体的な判断項目を設けた調査フローとなっている。2箇所盛土を対象とした事例では、詳細調査で得られた安全率よりも提案法による安全率は若干小さかったが、スクリーニング手法として適切であることを確認した。また、安定性評価の精度を向上させるためには、盛土材料の強度と盛土内水位の評価精度を向上させることが重要であることも指摘した。

キーワード：盛土，耐震診断，物理探査，サウンディング，安定解析

### 1. はじめに

現存する既設沢埋め盛土の中には、盛土材料や締固めが不適切で、排水性能が不良なゆえに高含水状態にあるため、耐震性能が著しく低くて抜本的な対策が必要なものが数多くある。例えば、駿河湾地震（2009年，M6.5）による東名高速道路（静岡県牧之原）の盛土崩壊（幅約40m）は典型的な事例<sup>1)</sup>である。東北地方太平洋沖地震（2011年，M9.0）直後に公表された地盤工学会の提言には、「旧基準で設計・施工された道路施設の耐震診断・耐震補強・強化復旧とその他のための行政的配慮」として、「膨大なストックである道路盛土の危険箇所を素早く低廉で確度高く判定できる技術と、効率的・経済的に実施可能な補強工法開発」が喫緊の課題であると指摘されている<sup>2)</sup>。

一方、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震など、震度5強以上の地震動が作用した範囲の盛土被害に着目すると、被災盛土の数は被災しなかった盛土の数より少なく、すべての盛土構造物が一様に危険なわけではないことが確認されている<sup>3)</sup>。したがって、既設盛土の耐震化を進めるに当たり安定性の低い盛土を抽出するための簡易で経済的なスクリーニング手法が望まれている。現行の技術基準<sup>4)5)</sup>では、膨大な数に及ぶ既設盛土から安定性の低い盛土を、机上調査および現地踏査によって抽出する（以下、一次調査と称す）手法が採用されている。しかし、この作業で安定性が低いとして選ばれた盛土は多数であるため、

全てに対して力学的特性を詳細に把握し安定性を評価して対策工の設計までを行う調査（以下、詳細調査と称す）を実施するコストは過大である。そこで一次調査から詳細調査に移行する際に、低コストで盛土性状を把握し、簡易に安定性を評価して優先順位を付ける手法（以下、二次調査と称す）が検討されている。これまで、大規模宅地盛土においては、動的コーン貫入試験を援用した優先順位の設定手法例が示されている<sup>6)</sup>。一方、道路盛土では、盛土形状や地形情報を定量的に評価し、安定計算や変形量照査に基づいて優先順位をつける手法が提案されている<sup>7)8)</sup>。ただし、盛土の性状と現況の物性値は築造箇所ごとに異なるため、何らかの簡易な調査を行ってその結果を反映できる手法の開発が強く望まれている。

このような背景に基づき、既設沢埋め盛土の低コストで簡易な安定性評価手法の確立を目的に、物理探査とサウンディングの適切な組み合わせによる二次調査手法を提案した。まず、これまでの調査実績と地震被害を受けた盛土に関する知見に基づき、調査項目を選定し具体的な判断基準を設けた調査フローを検討した。そして道路盛土と宅地盛土に対して提案手法を適用し、課題を抽出した。なお、提案する二次調査は一次調査と詳細調査の間に行う調査に位置付けていることから、スクリーニング後に行う詳細調査時によって得られる安全率を上回らないことが望まれる。そこで紹介する2つの調査事例では、詳細調査の結果に基づいた安定性評価とも比較した。提案する手法は盛

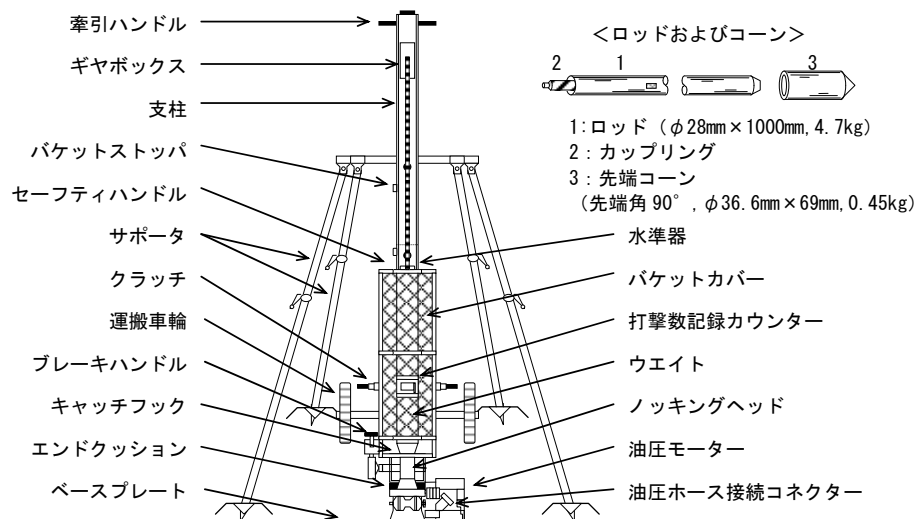


図1 動的コーン貫入試験装置

土の性状を反映して安定性を定量的に評価できるものであり、数多くある既設盛土の対策優先順位の設定など、スクリーニング手法として有効である。

## 2. 二次調査に関する検討

簡易に実施可能な震度法を用いた円弧すべり法による安定計算結果に基づいて優先順位を設定することを前提とし、必要な物性値を一般的な調査手法で簡易に得るためのフローを検討した。なお、道路盛土の耐震評価、特にレベル2地震動に対する照査は変形量照査を実施することとしており<sup>9)</sup>、実務ではニューマーク法が多く用いられている。しかし、検討する二次調査は概略的なものと位置づけていることから、円弧すべり解析のみを実施することとした。

### 2.1 調査内容の検討

盛土の安定性を評価するためには、a)地下水、b)盛土材料、c)締固め度を反映した物性値を設定しなければならない。一方、二次調査で対象となる盛土は、一次調査で抽出された変状のある盛土や被災履歴のある盛土が対象となるが、締固め度が低く地下水位の高いことが多い。これらを経済的に簡易に把握できる調査として、①表面波探査、②動的コーン貫入試験（ミニラムサウンディング）、③簡易動的コーン貫入試験（土研式簡易貫入試験）、④簡易サンプリング、⑤地下水位観測を採用し、安定性評価を⑥簡易安定計算によって行うこととした。以下に、調査内容の選定理由を示した。

#### (1) 表面波探査

盛土性状を簡易かつ広域に把握することができる非破壊調査として<sup>10)</sup>、東北地方太平洋沖地震で被災した宅地盛土の性状把握において実績がある<sup>例えは11)</sup>、①表面波探査を実施する。表面波探査は盛土内部の具体的な物性値を直接

測定することはできないものの、可能な限り実施することが望ましい。なお、適用限界が15m程度であることと、のり面横断方向のS波速度は縦断方向より大きめの値になる傾向<sup>12)</sup>があることを踏まえた結果の解釈が必要である。

#### (2) 動的コーン貫入試験

強度定数を簡易に得る手法として、標準貫入試験によるN値からの換算が一般に行われる<sup>13)</sup>。そこで、図1に示す同じ原理でより簡易な②動的コーン貫入試験<sup>14)</sup>に着目した。この試験は半日程度で仮設と試験が実施可能であり、礫分を多く含むN値30程度の地盤でも貫入可能なため、汎用性が高い。また、得られる $N_d$ 値は礫打ちによる過大評価を補正すれば、盛土においてもN値 $\approx N_d$ 値とみなせることが確認されており<sup>15)</sup>、フィルダム堤体での適用性も確認されている<sup>16)</sup>。そこで、N値と強度定数の換算式を $N_d$ 値にも適用する。

さらに、試験終了後に引き上げたロッドの濡れ具合から地下水位の把握が可能である<sup>17)</sup>。

#### (3) 簡易動的コーン貫入試験

のり先領域での締固め度は盛土の安定性を左右するが、動的コーン貫入試験装置の搬入が困難な場合が多い。そこでより可搬性が高い③簡易動的コーン貫入試験<sup>18)</sup>を採用した。この試験で使用するハンマーの重さは5kgであり30kgの動的コーン貫入試験よりも貫入力がないため、動的コーン貫入試験の $N_d$ 値や盛土材料、表面波探査結果を参考に採用の可否を決める。また、周面摩擦の影響が大きいため、N値と $N_d$ 値の換算式を土質によって使い分けて適用する。

#### (4) 簡易サンプリング

N値と強度定数の関係式は土質によって異なる。また、詳細調査の必要性を $N_d$ 値の大小で評価しているが、2.3節で述べるように砂質土と粘性土とでしきい値を変えている。そこで、盛土材料を把握するため④サンプリングを実



写真1 簡易サンプリングの実施状況

施するとした。原則としてのり面からサンプリングをすればよいが、表層に盛土内部とは異なる盛土材が用いられている可能性がある場合には、写真1に示すパイプロサンプリングなどによる試料採取を行う。このサンプリングは動的コーン貫入試験のユニットを利用したものであり、サンプルチューブの内面に0.2mmの薄肉シートを内蔵し、先端にコアキャッチャーを取り付けて、試料が脱落しない構造となっている。

#### (5) 水位観測

簡易動的コーン貫入試験で確認した地下水位を評価するにあたり、季節変動や連続性に留意するため、⑤水位観測を行う。事例が少ないものの、動的コーン貫入試験孔を使った打ち込み式水位観測孔<sup>19),20)</sup>や、簡易動的コーン貫入試験孔を使った小型間隙水圧計<sup>21)</sup>などによる経済的で簡易な水位観測手法がいくつか提案されており、それらの適用性の検討が望まれる。

#### (6) 簡易安定計算

強度定数を  $N_d$  値から求め、地下水位を⑤水位観測結果に基づき設定し、切盛境界と盛土形状を道路台帳や電子地図データ、横断測量などにより設定して、簡易な震度法に基づく⑥円弧すべり解析による安定計算を実施する。

なお、簡易安定計算の結果は対策工を設定する際の詳細調査による安全率とは異なる値となるので、本研究では「安定性指数」と称する。

### 2.2 各調査を実施する位置に関する検討

図2に一般的な沢埋め道路盛土を想定した二次調査の内容と実施する位置を示した。沢埋め盛土では一般に、盛土厚が最も厚く地下水位が上昇しやすい沢沿いの盛土横断面が最も危険となる。その断面で安定性評価を行うこととし、縦断方向は表面波探査で評価することを前提として調査項目を配置した。

まず、盛土範囲と締固め度の概略を把握するために①表面波探査を縦断方向に実施する。S波速度が250m/s以上と締固め度が高い盛土であることが確認された場合には、盛土自体の安定性は高いと判断する。すなわち、変状原因は排水施設の不備や施設の老朽化などに起因していると考えられるため、その補修などを検討する。

S波速度  $V_s < 250\text{m/s}$  の盛土以外に対して、②動的コーン

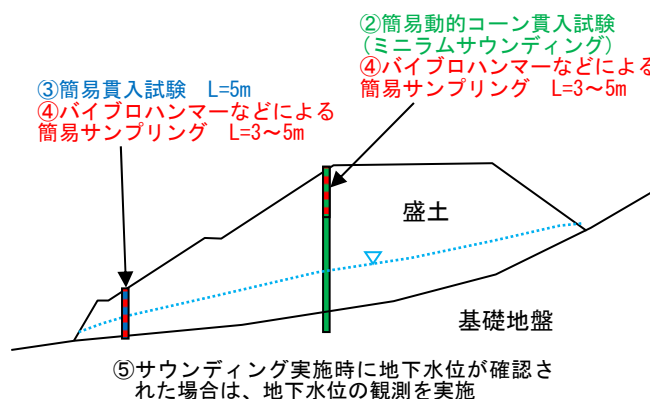


図2 二次調査の配列例

貫入試験を盛土厚が最も厚くなるのり肩付近で実施し、盛土の締固め度と盛土内水位を把握する。のり肩付近は多くの場合、舗装撤去・復旧作業が不要であるため、仮設作業の手間が少なく調査費用を抑えることができる。なお、動的コーン貫入試験の貫入能力が20m程度であることから、これ以深のすべりによる崩壊は対象外である。ただし、厚さ20m以上の盛土土塊が移動した被災事例は少ない。また、厚さ20mを超える盛土では動的コーン貫入試験を横断方向に複数箇所を実施する。

サウンディングは、のり肩に加えて、盛土安定性に大きな影響を与えるのり尻付近でも実施する。盛土層厚や作業性から(3)で述べたように③簡易動的コーン貫入試験の実施が好ましいが、礫質土が想定されたり、盛土が締まっている場合は②動的コーン貫入試験を実施する。

さらに、 $N_d$ 値が15以下の盛土については④簡易サンプリングを行い、盛土材料の把握を行う。 $N_d$ 値が15より大きい盛土については、a)締固め度が高く安全性が高いこと、b)礫質土である可能性が高く、パイプロハンマーによる試料採取が困難なことから、試料採取は盛土のり面のみとする。

地下水位が盛土内に確認された場合には、⑤水位観測孔の設置を検討する。なお、動的コーン貫入試験によって計測される水位は局所的な宙水である可能性があるため<sup>22)</sup>、複数深度において地下水位を観測することが望ましい。

### 2.3 二次調査の実施フローの提案

図3に二次調査実施フローをまとめた。以下に判断基準の具体的な設定根拠を示した。

#### (1) 盛土変状の評価

のり面からの漏水、排水施設の不良、のり尻に設置された擁壁のクラックなど、不具合が表面化した盛土の変状は進行的に推移する。特に、排水施設が不良である盛土は降雨時に盛土内部への浸透量が多くなるため、急速に安定性が低下する。そこで変状が認められる盛土は(4)で述べる  $N_d$  値および地下水位のしきい値を上げて評価する。

#### (2) 表面波探査の実施の可否

表面波探査は通常は盛土天端で実施するが、通行規制の

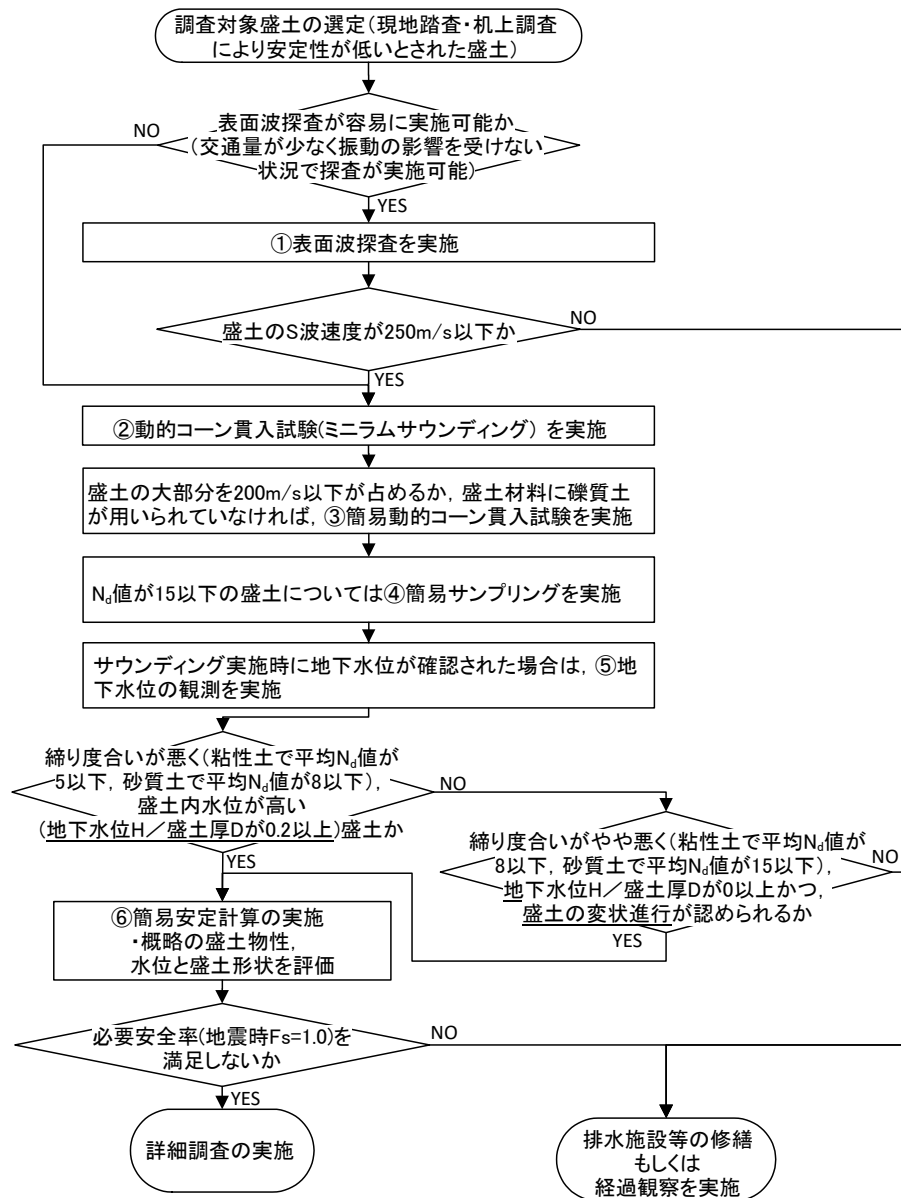


図3 二次調査の実施フロー

可否や現場の状況によっては実施が困難なこともある。

### (3) S波速度

表面波探査で盛土の平均的なS波速度が250m/s以下の場合に動的コーン貫入試験を実施する。これは、東北地方太平洋沖地震における仙台市の被災造成宅地のS波速度が概ね160～200m/sであったことから<sup>11)</sup>、これを大きく上回る盛土は十分な安定性を有すると判断されるためである。また、後述するように砂質土の $N_d$ 値が15以上、粘性土の $N_d$ 値が8以上あれば詳細調査は不要としているが、 $N$ 値と $V_s$ の換算式(砂質土： $V_s=80 \times N^{1/3}$ ，粘性土： $V_s=100 \times N^{1/3}$ )<sup>23)</sup>にこのしきい値を用いれば $V_s=200\text{m/s}$ に相当する。盛土にもこの換算式が適用可能であることが確認されており<sup>24)</sup>、 $V_s=250\text{m/s}$ はこの値より大きく、安全側といえる。なお、被災盛土の大半は砂質土～粘性土であったが、 $V_s=200\text{m/s}$ 以下の盛土は締固め度も悪く、礫分の混入量も少ないと想定されるため、のり尻では簡易動的コ

ーン貫入試験を実施する。

### (4) $N_d$ 値および地下水位

過去の被災盛土の傾向から、締固め度が悪く盛土内水位が高い盛土は簡易安定計算の対象とする。 $N_d$ 値のしきい値は粘性土で5、砂質土で8とする。これは、兵庫県南部地震で被災した盛土や二次堆積物の $N$ 値が0～6が主体であったこと<sup>25)</sup>、東北地方太平洋沖地震における仙台市の被災した宅地盛土の $N$ 値は砂質土で概ね $N \leq 10$ (ほとんどが $N \leq 5$ )、粘性土で $N \leq 4$ が多く分布したことに基づく<sup>26)</sup>。

また、地下水位のしきい値を地下水位 $H$ /盛土厚 $D$ が0.2とした。これは、兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震で被災した宅地盛土の $H/D=0.2 \sim 0.8$ であったことに基づく<sup>26)</sup>。なお、(1)で述べたように変状が進行している盛土は安定性が低いと考えられるため、しきい値を下げて粘性土で平均 $N_d$ 値が8、砂質土で平均 $N_d$ 値が15で、盛土内に地下水位がある場合(地下水位 $H$ /盛土厚 $D$



表 1 道路盛土の設計水平震度<sup>27)</sup>

	地盤種別毎の設定値		
	I 種	II 種	III 種
レベル 1 地震動	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

表 2 宅地盛土の設計水平震度<sup>28)</sup>

	設定値
中地震時	0.20
大地震時	0.25

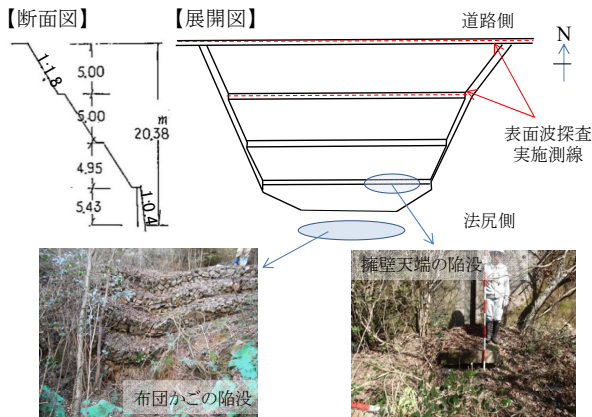


図 4 対象道路盛土全景および変状の状況

が 0 以上)には、簡易安定計算の対象とする。

#### (5) 簡易安定計算

地震時の設計水平震度は道路盛土と宅地盛土で値が異なるが、原則として対象施設の技術指針に従う。表 1、表 2 に道路土工指針<sup>27)</sup>と宅地防災マニュアルの解説<sup>28)</sup>に示された地震動のタイプと地盤種別ごとによる水平震度の一覧を示した。

詳細調査の実施の可否は安定計算の結果（安定性指数）に基づいて判断する。しきい値は技術基準に示された必要安全率、すなわち、道路、宅地共に地震時の安全率  $F_s=1.0$  とした。

### 3. 提案法を適用した事例

道路盛土と宅地盛土のそれぞれ 1 箇所を対象にした。道路盛土においては、盛土の物性値の精度が安定性評価に与える影響と、現地調査結果を反映させることの有効性について議論した。一方、宅地盛土においては、盛土の物性値の精度に加え、二次調査による地下水位の評価精度や過去の地震被害に着目した検討を行った。

#### 3.1 道路盛土での適用結果

##### 3.1.1 二次調査の選定理由

対象とした盛土は丘陵地形に 1993 年に築造された沢埋めの道路盛土であり、高さは約 20m である。図 4 に、盛土全景に合わせて、一次調査として実施した現地踏査により確認された変状を示している。イ)排水溝の破損やつまり、ロ)盛土のり面全体の湿潤化、ハ)のり尻部に設置しているふとんかごの基礎地盤の洗掘による陥没、二)擁壁天

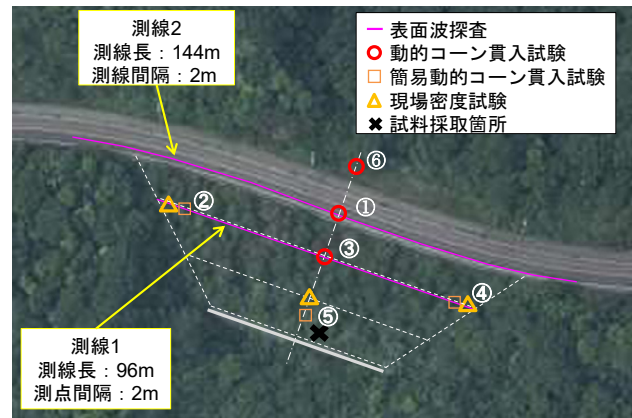


図 5 道路盛土の航空写真と調査位置

端部の沈下、などが確認されたことから、二次調査を実施することとした。基礎地盤表層は未固結な第四紀の大坂層群で、一部細粒土を挟在する礫混り細粒分質砂が主体であり、盛土材も同様であることが想定された。

##### 3.1.2 二次調査結果

図 5 に各種調査を実施した位置を示した。表面波探査は、天端(測線 2)および 1 段目小段(測線 1)において盛土縦断方向に実施しており、横断測線上に沿って各種貫入試験（動的コーン貫入試験、簡易動的コーン貫入試験）を実施した。

##### (1) 表面波探査

図 6(a), (b)に表面波探査より得られた S 波速度の分布を示す。図中の①～④は図 7 に示す貫入試験の位置である。これより、当該盛土は全体として天端および小段から 5m 程度、場所によっては 9m 付近まで S 波速度 250m/s 以下となっている。基礎地盤の大坂層群は未固結で盛土材料との差が明確に表れにくいため、盛土評価のしきい値である S 波速度 250m/s を地山と盛土の境界とした。このように領域を評価した盛土の S 波速度の平均値はおよそ 200m/s であり、この領域は  $N_d$  値が 10 以下の箇所と概ね整合している。

##### (2) 動的コーン貫入試験と簡易動的コーン貫入試験

試験結果と想定した地質断面を図 7 に示した。盛土と地山の境界は表面波探査の結果に基づいて設定した。横断面図は GPS による簡易測量で作成した。異なる深度の  $N_d$  値を比較するため有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算<sup>29)</sup>した値である  $N_{d1}$  値の盛土の平均値は最上部 12.1、のり肩部 7.5、小段部 9.5 であり、すべての平均値は 9.4 であった。動的コーン貫入試験時の地下水位は、測点 1 ののり肩部及び測点 3,5 の小段部では確認されず、盛土内に連続した地下水位はない。一方、天端の測点 6 では GL-2.64m に水位が確認された。 $N_d$  値の傾向と盛土前の地形図から地山表層付近の水位と判断したが、測点 1 は同深度に水位は認められなかった。これより、測点 6 でみられた地下水位は地層境界の透水性の違いによって発生した宙水であると判断される。

##### (3) サンプリング

図 8 はパイプロサンプリングで採取した試料の粒径加積曲線である。施工履歴から、使用された盛土材料は地山

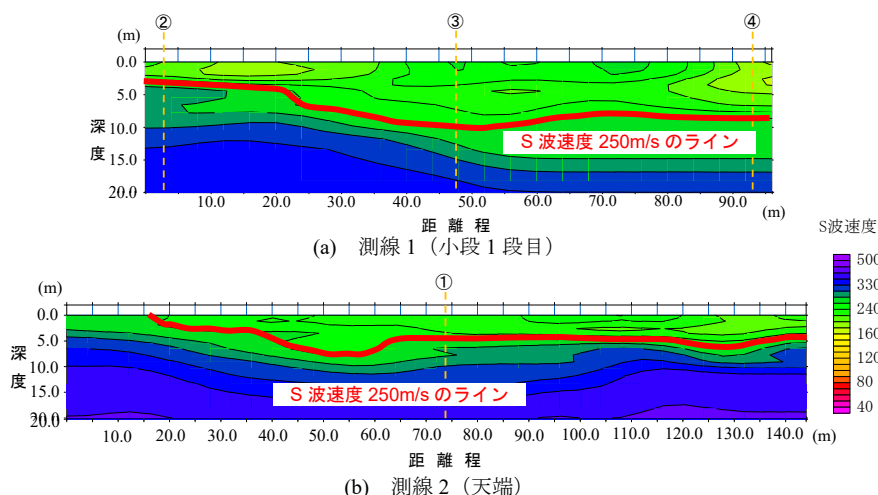


図 6 道路盛土の表面波探査結果

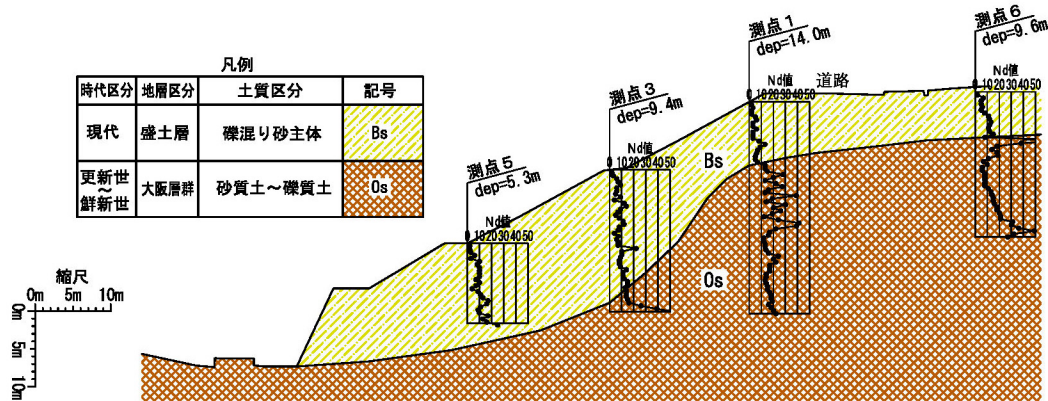


図 7 道路盛土の想定地質断面図 (S=1:500)

表層から得られたものと判明したため、近傍の土取場で採取した試料の粒径加積曲線も併せて示している。GL-2.4～2.6m の試料は細粒土であるのに対し、GL-0.1～0.3m, GL-1.2～1.4m, GL-1.5～1.7m の試料は礫質土である。

最大粒径は土取場採取試料の方が大きい、その理由はパイロハンマーサンプラーの内径は 3cm と小さいためと考えられ、ばらつきはあるものの盛土材料と土取場採取試料は類似の粒度となっている。一方、GL-2.4～2.6m の細粒土は大阪層群の砂礫土に狭在する細粒土と考えられる。このような層は透水性が低く排水施設の状況によっては宙水の原因となり得るので、注意が必要である。

#### (4) 簡易安定計算

調査結果を図 3 のフローに適用すると、簡易安定計算によって安定性を評価すべき盛土となる。一般に粘着力が小さい場合、すべり土塊がうすいほど安全率は小さくなる傾向があることを踏まえ、照査対象によって円弧の形状を変えて計算を行った。レベル 1 地震動では性能 1 (通常の維持管理で機能確保) に対する照査とし、変状が現れやすく盛土の安定性が最も低くなる傾向のあるのり尻を通るすべりとした。ただし、擁壁には円弧が入らないように設定した。レベル 2 地震動では性能 2 (応急復旧で機能確保) に対する照査とするため、天端の道路面を通り小段 2 段以上のすべりとした。設計水平震度は表 1 を参考に II 種地盤としてレベル 1 地震動 0.10, レベル 2 地震動 0.20 とした。

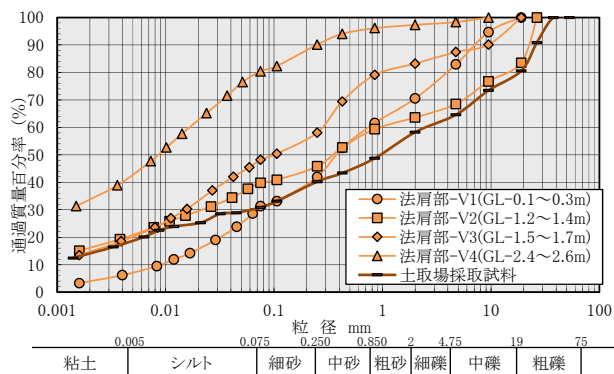


図 8 道路盛土層の粒径加積曲線

盛土層の強度定数は  $N_d$  値からの換算値とし、道路橋示方書の式  $\phi = 4.8 \log N_d + 21$  <sup>29)</sup> を用いて  $\phi = 31.8^\circ$  とした。砂質土であり安全側として粘着力  $c$  は 0 とした。湿潤単位体積重量は道路土工盛土工指針に示されている値  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  を用いた。基礎地盤についても盛土工指針の一般値 <sup>30)</sup> 「自然地盤—砂—密実なものまたは粒径幅が広いもの」の値を参考に、 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $c = 0$  とした。図 9(a), (b) にそれぞれレベル 1 地震動, レベル 2 地震動の円弧すべり形状を示した。表 3 に示す安定性指数は、レベル 1, レベル 2 地震動ともに安全率は 1.0 未満となった。

盛土内に地下水がない条件であったにも拘らず安全率が低く評価された理由として、換算式で求めたせん断抵抗

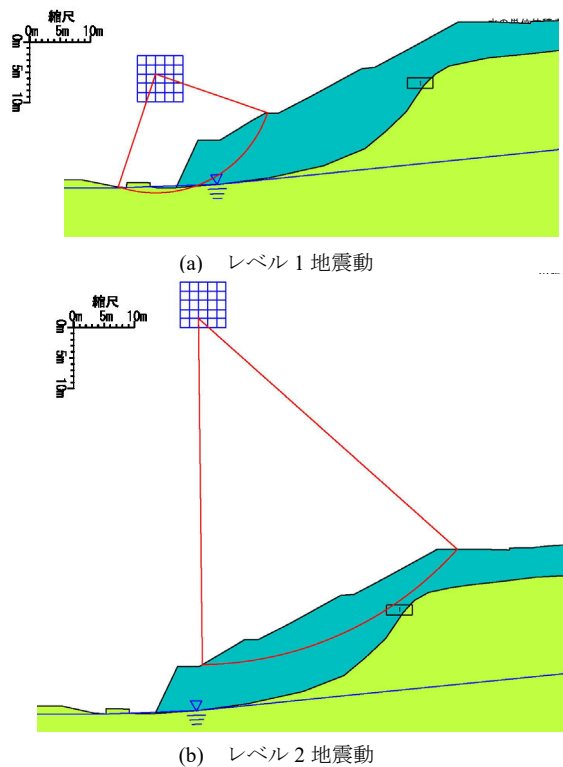


図9 道路盛土の簡易安定計算の円弧形状 (S=1:800)

表3 簡易安定計算による道路盛土の安定性指数 ( $\phi$ はN値からの換算値)

円弧	常時	地震時
レベル1地震対象	1.10	0.89
レベル2地震対象	1.37	0.88

角 $\phi$ が小さいこと、盛土材料が不飽和状態で細粒分を30%程度含んでいるにも拘らず粘着力 $c$ を見込まなかったことなどが挙げられる。一方、安定性指数の信頼性は簡易調査で得られる強度定数の精度に依存するが、盛土材の状態の違いで取り得る強度差が調査精度の違いによる強度差と考え、これが計算結果に与える影響を把握するため、レベル1地震対応の円弧で試算を行った。3.1.3項で述べるように、当箇所の盛土材は締固め度10%の違いで $\phi$ は約 $4^\circ$ 、 $c$ は約 $7\text{ kN/m}^2$ 変化し、飽和度が変わると $c$ は約 $25\text{ kN/m}^2$ 変化する。この結果を参考に、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=0\text{ kN/m}^2$ から $\phi=35^\circ$ 、 $c=0\text{ kN/m}^2$ とした場合と、 $\phi=30^\circ$ 、 $c=15\text{ kN/m}^2$ とした計算を行った。その結果、安定性指数は前者で $0.86 \rightarrow 0.98$ と $0.12$ 上昇したのに対し、後者で $0.86 \rightarrow 1.27$ と $0.41$ 上昇した。したがって、せん断抵抗角の精度は計算結果に影響を与えるが、それより粘着力の評価、特に水分量の違いによる粘着力の精度の方が影響は大きいといえる。

### 3.1.3 詳細調査結果

#### (1) 盛土材の締固め特性

詳細調査として盛土層の物性を把握するための室内試験を実施した。図10に締固め曲線を示した。一面せん断試験用の供試体を作製することを考慮し、2mmせん頭粒度試料も示している。図5中の②、④、⑤の盛土法尻を段切りして実施した砂置換法による現場密度試験では $\rho_d=1.58\sim 1.64\text{ g/cm}^3$ の範囲にあり、締固め曲線より得られた

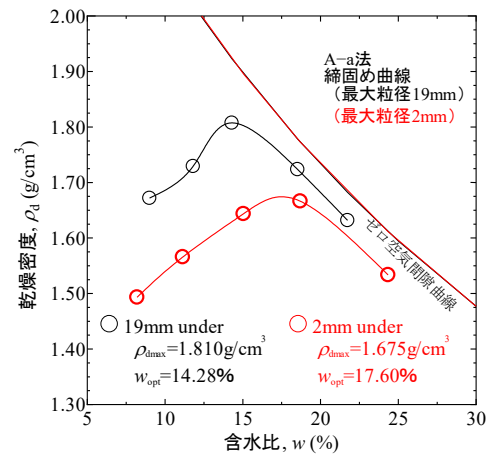


図10 道路盛土材の締固め試験結果 (19mm以下, 2mm以下)

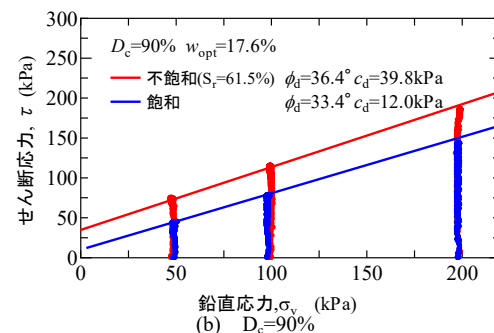
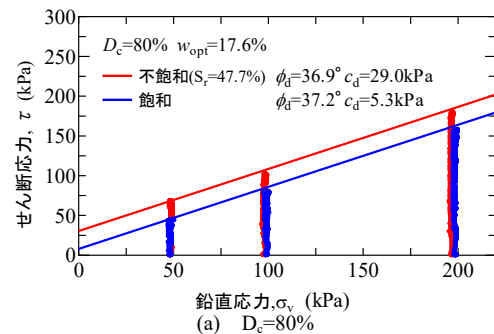


図11 道路盛土材の定圧一面せん断試験結果

最大乾燥密度( $\rho_{dmax}=1.81\text{ g/cm}^3$ )から締固め度 $D_c$ は88~91%の範囲に分布し、比較的ばらつきは小さい。また、道路盛土の品質管理基準が $D_c \geq 90\%$ であることから、当該盛土は施工基準を満足していない部分のあることが確認された。

#### (2) 盛土材の透水性

盛土材料の締固め度の違いが透水性にどの程度影響するのかを評価するために、定水位透水試験を実施した。供試体は直径100mm、高さ127mmで、最大粒径19mmの試料を用い、締固め度は $D_c=80, 90\%$ とした。供試体の初期含水比は最適含水比( $w_{opt}=17.6\%$ )とした。この結果、透水係数 $k$ は、 $D_c=80\%$ で $k=1.4 \times 10^{-5}\text{ m/s}$ 、 $D_c=90\%$ で $k=2.4 \times 10^{-6}\text{ m/s}$ となり、締固め度が10%向上すると透水係数は1オーダー低下することが確認できた。

#### (3) 盛土材の強度特性

締固め度を変化させた際の不飽和および飽和条件における排水排気条件下での強度特性を把握することを目的として、定圧一面せん断試験を実施した。供試体は直径60mm、高さ40mm、最大粒径2mmであり、初期含水比と



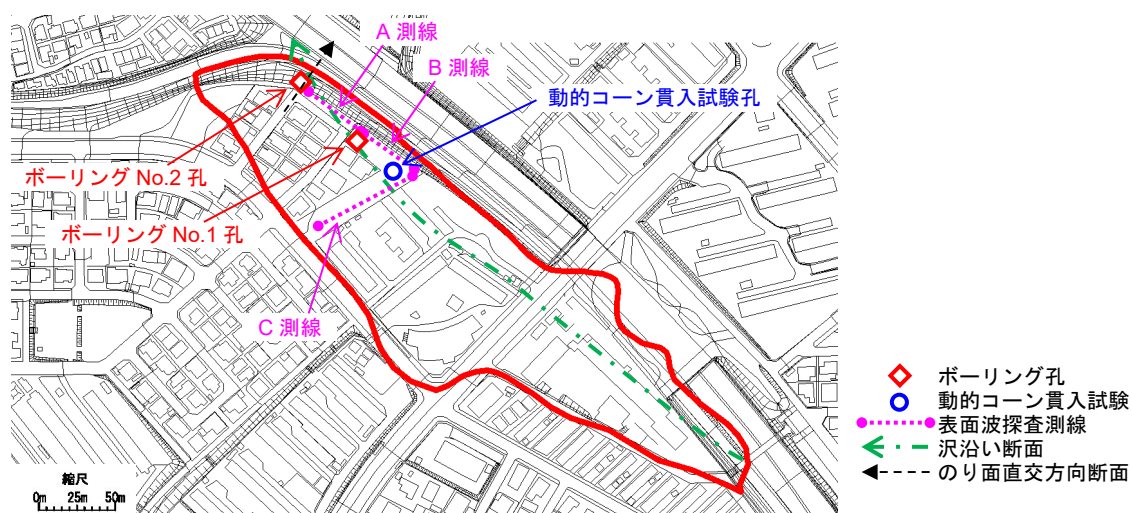


図 12 対象大規模宅地盛土平面図と調査位置 (S=1:5,000)

表 4 不飽和状態の一面せん断試験による試験値を用いた  
道路盛土の安定計算の安全率

円弧	常時	地震時
レベル 1 地震対象	1.61	1.27
レベル 2 地震対象	1.61	1.04

締固め度は透水試験と合わせて  $w_{opt}=17.6\%$ 、 $D_c=80,90\%$ とした。試験結果を図 11 に示す。鉛直応力が同じ条件下においては、 $D_c=80\%$ 、 $90\%$ ともに飽和化に伴いせん断強度が小さくなっている。飽和・不飽和条件によるせん断抵抗角  $\phi$  は概ね等しいことから、粘着力  $c_d$  が低下していることがわかる。これより、飽和によるサクシジョンの消失によって、見かけ上の粘着力が低下したものと考えられる。また、 $D_c$ が増加すると主に粘着力  $c_d$ が大きくなることが確認できた。

#### (4) 安定計算

表 4 に  $D_c=90\%$ の不飽和状態の一面せん断試験による試験値を用いた安定計算の結果を示した。これより、詳細調査によって得られた盛土材の強度定数は二次調査の値より大きいため、レベル 1、レベル 2 地震動共に安全率が 1.0 を超えることが確認できた。このことより、提案する二次調査フローが安全側の検討結果、言い換えれば安定性の低い盛土の抽出漏れを防ぐことのできる手法であることが確認できた。また、安定解析の精度を向上させるためには、盛土層の物性評価の精度を向上させることが重要であることが示された。

#### 3.1.4 当該盛土の安定性評価

本項ではこれまでの検討結果に基づく当盛土の耐震性能の評価を行った。詳細調査に基づく安定計算の結果、必要安全率を満足することから当面の盛土の安定性は問題ない。このため 3.1.1 項で挙げた変状は排水溝が経年劣化や植生の管理不足等により機能不全となった結果、のり面の湿潤化や水浸沈下、洗堀をもたらしたと考えられる。現状を放置すると表層水による盛土のり面の侵食(短期的災害)や、盛土内に継続して水が浸透し、飽和化することによる強度低下(長期的災害)が懸念され、将来的には崩壊を招く可能性がある。したがって、路面排水およびのり面

排水対策を十分に行う必要があると考えられる。

### 3.2 宅地盛土での適用結果

#### 3.2.1 二次調査の選定理由

対象は、昭和 30 年代に丘陵地を造成したニュータウン内にある高さ約 15m、面積約 3.2ha の沢埋め型の大規模盛土である。兵庫県南部地震(震源より約 8km)では盛土範囲にある家屋の多くが被災宅地危険度判定による危険宅地と判断されたほか、道路面や擁壁にもクラックを生じたため、二次調査の対象とした。ただし現況では、のり尻付近に漏水、変状は見られない。基礎地盤表層は 3.1 節で取り上げた道路盛土と同じく第四紀の大阪層群であり、盛土材料は細粒分が混じる砂質土～礫質土である。また、対象盛土とは連続していないものの、同じニュータウン内で同時期に造成され、盛土内の家屋の一部が危険宅地と判定されるに留まった近傍の盛土に対しても、比較検討のため動的コーン貫入試験を行った。

#### 3.2.2 二次調査結果

図 12 に対象となる盛土の平面図と原位置試験を実施した位置を示した。表面波探査は道路に沿って実施し、盛土が厚くなる旧地形の谷部に沿って動的コーン貫入試験を実施した。のり尻付近での調査は現地状況の制約により実施していない。同図には詳細調査で実施したボーリング箇所も示している。なお、被害の小さかった盛土は本図の範囲外にある。

##### (1) 表面波探査

図 13 に表面波探査より得られた S 波速度の分布を示した。3.1.2 項での検討結果と同様、S 波速度 250m/s を切盛境界とした場合、盛土の S 波速度の平均値はおよそ 200m/s と、一般的な値であった。C 測線の GL-3.0m 付近に S 波速度が 160m/s 程度の低速度部が見られるが、明確な盛土の弱部は把握できなかった。

##### (2) 地震時被害に着目した動的コーン貫入試験結果

図 14 に盛土内部で実施した動的コーン貫入試験の結果を示した。(a)が対象盛土、(b)が被害の小さかった盛土で

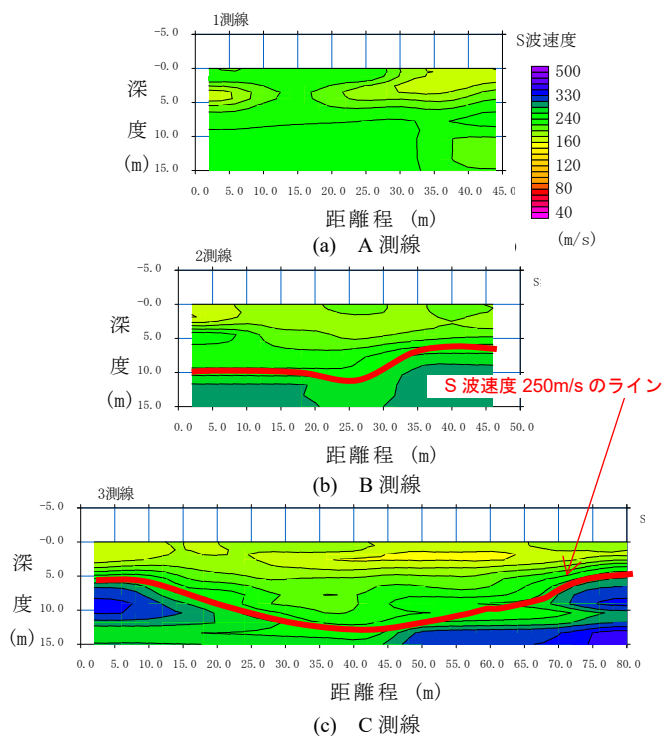


図 13 宅地盛土の表面波探査結果

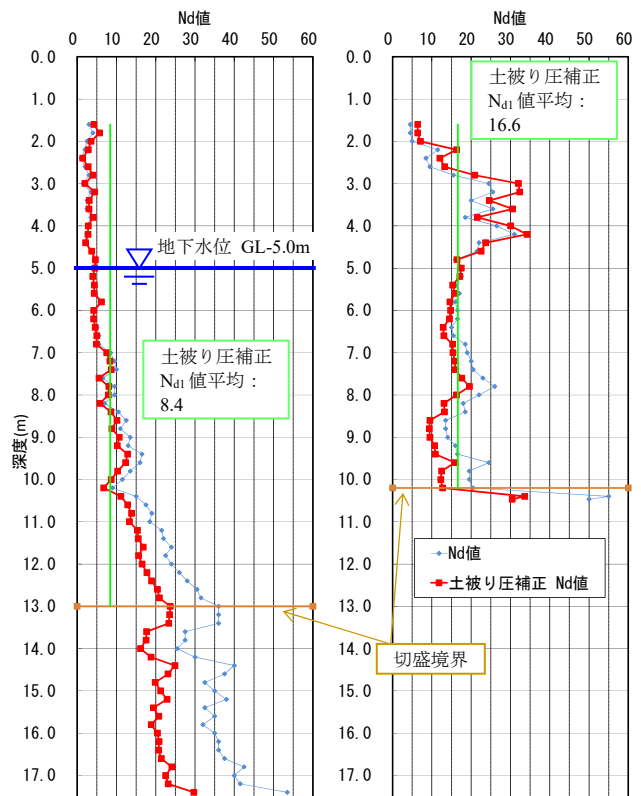
表 5 簡易安定計算による宅地盛土の安定性指数  
( $\phi$  は N 値からの換算値)

常時	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
1.29	0.80	0.77

ある。切盛り境界は、新旧地形図の標高の変化から盛土厚を推定し、 $N_d$  値の変化を踏まえて設定している。これより、被害が小さかった盛土の平均  $N_{d1}$  値は 16.6 で地下水位も確認されなかったのに対し、対象盛土の平均  $N_{d1}$  値は 8.4 で締固め度が低く、地下水位が GL-5.0m (地山との境界からの地下水位  $H/\text{盛土厚 } D=0.77$ ) と高い結果となった。両者は盛土材料に大きな差はないため、締固め度と地下水位の違いが地震時の被害の程度に現れたと考えられる。なお、地下水位はロッドの濡れ具合から判断したが、一旦ロッドに水分が付着するとその地層より下部の含水状態の評価ができないため、宙水なのか基礎地盤から連続した水位であるかの判断が困難である。

### (3) 簡易安定計算

これらの調査結果を図 3 のフローに適用すると、簡易安定解析によって安定性を評価すべき盛土となり、安定計算を実施した。設計水平震度は表 2 を参考にレベル 1 地震動  $k_h=0.20$ 、レベル 2 地震動  $k_h=0.25$  とした。宅盤には家屋の荷重として  $10\text{kN/m}^2$  を一様に作用させ、宅盤を通る円弧を対象とした。盛土層および基礎地盤の物性値の設定手法は 3.1.2 項で示したものと同一であり、盛土の  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=31.5^\circ$ 、 $c=0$ 、基礎地盤の  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=0$  とした。地下水位は調査地点での  $H/D$  が盛土内で一定であると仮定して設定した。なお、地質断面図は横断測量結果に基づいて盛土沢沿いの断面で作成したが、安定計算はもっとも不利となるのり面直交方向の断面に対して、地下水



(a) 対象盛土(地震時被害あり) (b) 比較盛土(地震時被害小)

図 14 宅地盛土の動的コーン貫入試験結果

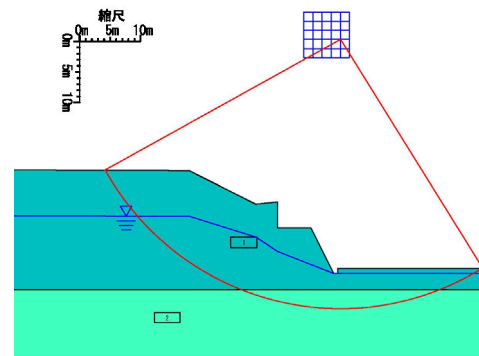


図 15 宅地盛土の簡易安定計算の円弧形状 (S=1:800)

位や地層を投影して実施した。

表 5 に計算結果を、図 15 に安定計算の円弧形状をそれぞれ示している。これより、レベル 1 地震動でも安定性指数は 0.80 と非常に低い結果となった。しかし、当盛土はレベル 1 地震動に相当する震度 6 の揺れを経験しても崩壊には至っていないことから、安定計算の結果は安全性を過小評価している可能性が高い。

### 3.2.3 詳細調査結果

詳細調査では盛土材の強度定数に加え、盛土材料の不均質性の把握と地下水位の評価精度を向上させることとし、ボーリング調査と地下水位観測孔の設置、盛土材料の強度試験を行った。

#### (1) ボーリング調査

図 16 に沢沿い断面の地質断面図を、図 17 に盛土層の粒径加積曲線を示した。ボーリング調査は 2 箇所を実施し、盛土の不均質性を詳しく把握するため、50cm ピッチで標

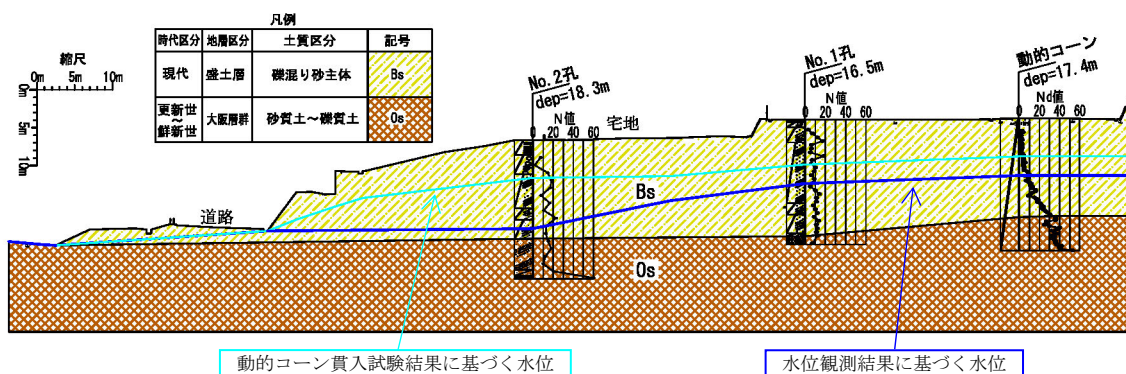


図 16 宅地盛土の地質断面図 (S=1:1,000)

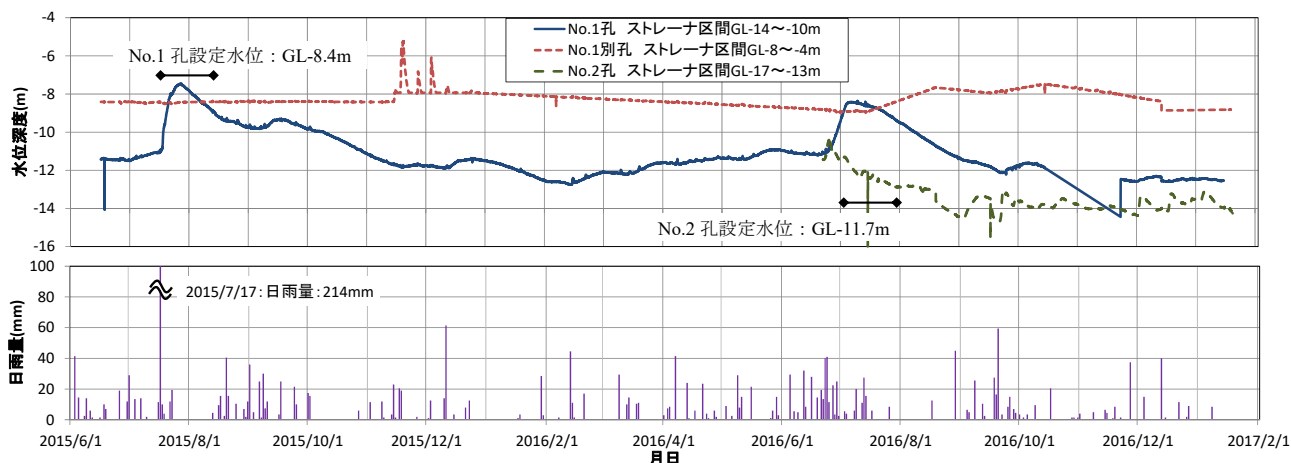


図 18 宅地盛土層の水位観測結果

準貫入試験を実施した。盛土内の N 値の平均は、No.1 孔は 9 前後、No.2 孔は 12 前後であった。粒度特性に着目すると、No.1 孔の GL-13.5～-15.5m で細粒土が確認された。それ以外の試料は細粒分含有率が 10%～40%とややばらつきが見られ、不均質な盛土である。また、GL-5m 付近に木片の混入が見られたことから、施工管理が不十分であった可能性がある。

## (2) 水位観測

ボーリング孔を用いて自記式水位計による水位観測を行った。No.1 地点では基礎地盤からの連続した水位の有無を確認するため、ストレーナ区間を GL-14.0～-10.0m に設けたものと動的コーン貫入試験で確認した水位を包括する GL-8.0～-4.0m にストレーナ区間を設けた水位観測孔を設置した。No.2 地点は GL-17.0～-13.0m にストレーナ区間を設けて、基礎地盤からの水位把握を行った。

結果を図 18 に示した。基礎地盤との境界付近にストレーナを設けた水位観測孔に着目すると、No.1 地点の水位は 2015 年 7 月に近傍の雨量計で日雨量 214mm を観測したのち 1 週間程度をかけて水位が上昇しており、その後は自然地盤の常時水位の季節変動が見られる。したがって、観測された水位は地表面もしくは基礎地盤から浸入した水によって形成された基礎地盤より連続した水位であると考えられる。No.2 地点は切盛り深度付近の水位にとどまっていたことから、盛土内水位はのり尻に向かって低下している。なお安定計算で設定する水位は、地震と豪雨による地下水位上昇は同時に発生しないとの考えに基づき、年

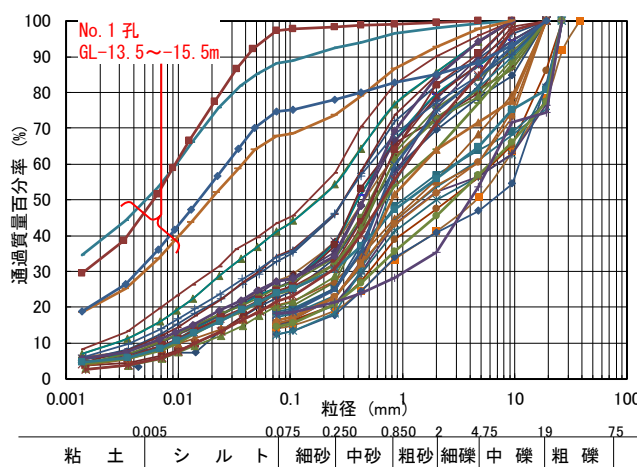


図 17 宅地盛土層の粒径加積曲線

間変動の範囲でやや高めの値を採用することとした。すなわち、各水位観測孔より得られた水位の 1 ヶ月間の連続平均を求め、その最大値を盛土内水位として設定した。

一方、No.1 地点のストレーナ区間 GL-4.0～-8.0m は 2015 年 11 月前後の原因不明の局所的な水位上昇以外に水位は観測されず、横断方向の連続した水位は観測されなかった。したがって、動的コーン貫入試験で観測された水位は局所的な宙水であると判断された。この一因として、施工管理の不十分さが盛土材、締固め度のばらつきにつながり、盛土内部の透水性・保水性が一律でなく、宙水が発生したことが指摘される。横断面図には動的コーン貫入試験結果に基づく水位と、水位観測結果に基づく水位を合わせて示した



表6 宅地盛土層の三軸圧縮試験による強度定数

試料採取深度(m)	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi'$ (°)
GL-4.5~-4.0	0	39.2
GL-10.8~-10.0	8.6	33.0
GL-18.3~-17.6 (基礎地盤)	14.6	34.5

採用値：盛土  $c=4.3$ (kN/m<sup>2</sup>),  $\phi=36.1$ (°)

表7 宅地盛土層の安定計算による安全率

(a) 常時		
強度定数 水位	N 値の換算式に よる強度定数	三軸圧縮試験に 基づく強度定数
動的コーン貫入試 験に基づく水位	1.29	1.70
水位観測に基づく 水位	1.60	2.06

(b) レベル2 地震時 ( $k_h=0.25$ )		
強度定数 水位	N 値の換算式に よる強度定数	三軸圧縮試験に 基づく強度定数
動的コーン貫入試 験に基づく水位	0.77	0.96
水位観測に基づく 水位	0.92	1.18

が、前者の方法では宙水以深の地下水分布の評価ができないため、宙水の深度以下は飽和条件で安定性評価を行うこととなる。このため水位が高く、安全側の設定になって不安定な盛土の抽出漏れを防ぐことができると考えられる。

### (3) 盛土材の強度特性および安定計算結果

No.2 孔の別孔でトリプルサンプラーを用いて採取した試料を用いて三軸圧縮試験を実施した。採取試料を乱さない状態で成型し試験を行うのが困難であったため、乾燥密度が一致するよう再成型した供試体を用いた。排水条件は圧密非排水 (CU) 条件として間隙水圧を計測し、表6に示す有効応力表示の強度定数を得た。計算に用いた盛土層の強度定数は平均値を用いた。

安定計算は簡易安定計算と同じ断面で行った。今回、地下水位と強度定数が計算結果に与える影響を把握するため、強度定数と水位を変えて計算を行った。また、レベル2地震動は必ずレベル1地震動よりも安全率が小さくなるため、前者のみを検討対象とした。

計算結果を表7に示した。これより、精度が高い室内試験による強度定数と水位観測孔による水位の組み合わせが最も安全率は大きくなり、このケースのみがレベル2地震時に安全率1.0を超えた。したがって、地震時に確認された家屋の変状の主な原因は、家屋自体の耐震性が宅地盛土の耐震基準を下回っていたことに起因する可能性が考えられる。

## 4. おわりに

既設盛土を対象として、盛土性状を把握し安定性を評価するための簡易で経済的な地盤調査フローの提案と、適用に際しての課題の抽出を行った。さらに、2つの既存盛土を対象とした事例により検証を行った。得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 事前情報に基づいて物理探査と簡易なサウンディングの最適な組合せ内容の検討を行った。あわせて、調査項目の標準的な配列や具体的な判断項目を設けることにより、低コストで盛土安定性を評価可能な調査フローを提案した。
- 2) 既設盛土を対象に提案手法を適用して盛土の安定性評価を実施したところ、得られた安全率は現行の詳細調査結果で得られた値よりも小さく、スクリーニング手法として適切であることを示した。
- 3) 調査フローを宅地盛土で適用したところ、盛土の不均質性や測定水位の基礎地盤からの連続性についての評価に課題のあることを確認した。
- 4) 詳細調査結果との比較により、盛土の安定性評価の精度を向上させるためには、盛土材料の強度定数と、盛土内水位の評価精度を向上させることが重要であることを示した。

4)で示した課題に対し、二次調査での強度定数の推定手法を、自然地盤を対象とし、実務での使用実績が多いN値～せん断抵抗角 $\phi$ の換算式を用いた。しかし本来は、盛土の施工管理基準である締固め度を原位置で評価し、盛土の粒度特性などに応じた締固め度～強度定数の関係を用いることが望ましい。特に締固め度が大きくなると粘着力が発揮される盛土材では、 $\phi$ のみで強度定数を評価すると実際との乖離が大きくなる。今後、両者の定量的な関係を得ることが期待される。

また、観測された水位が宙水であるかどうかの判断を、ストレーナ区間の深度を分けた水位観測孔や、横断方向の水位観測孔の設置により行った。ただし、その判断は安定性評価上重要であることから、今後はより簡易な宙水の計測手法の開発が望まれる。

## 謝辞

本研究は国土交通省道路局の道路政策の質の向上に資する技術研究開発で採択された、「沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発」(研究代表者 神戸大学 澁谷啓)の委託研究の一環で行ったものである。関係者各位に深く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について、道路行政セミナー09年11月号 No.014, pp.1-9, 2009.
- 2) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策 -2011年東日本大震災の教訓と提言-, 2012.
- 3) 沖村 孝・二木幹夫・岡本 敦・南部光広：兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析, 土木学会論文集, No.623/VI-43, pp.259-270, 1999.
- 4) (財)道路保全技術センター：道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等), 2007.
- 5) 国土交通省都市局：大規模盛土造成地の活動崩落対策推進ガイドライン及び同解説 変動予測調査編, 2015.
- 6) 木場綾乃, 岡野 靖, 野並 賢：動的コーン貫入試験と簡易安定計算を援用した大規模盛土造成地評価基準(案)の検討例, 全地連「技術フォーラム2016」熊本発表講演集, 2016.



- 7) 中村洋丈・横田聖哉・吉村雅宏：高速道路盛土の地震災害マネジメントにおける耐震性評価手法の構築，土木学会論文集 F4, Vol.69, No.2, pp.156-175, 2013.
- 8) 秦 吉弥，一井康二，加納誠二，土田 孝，今村孝志：盛土の耐震診断に基づく高速道路の通行機能の耐震性評価，土木学会論文集 F, Vol.65, No.1, pp.50-58, 2009.
- 9) 高速道路株式会社：設計要領第1集 土工建設編 4. 高盛土・大規模盛土，pp.4-1 - 4-57, 2016.
- 10) 松下 克也，藤井 衛，森 友宏，風間 基樹，林 宏一：造成宅地地盤の地形把握手法とその適用性に関する事例研究，地盤工学ジャーナル Vol. 5, No. 1, pp.89-101, 2010.
- 11) 門田浩一，佐藤真吾，三嶋昭二，比留間誠之：東北地方太平洋沖地震における仙台市の被災造成宅地の復旧及び耐震対策，地盤工学会誌，Vol.61, No.4, Ser.No.663, pp.26-29, 2013.
- 12) 一井康二，河野真弓：擁壁や盛土の健全度診断への地盤震動計測，物理探査 Vol.68, No.2, pp.101-117, 2015.
- 13) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 第2章 標準貫入試験，pp.279-315, 2013.
- 14) 地盤工学会：地盤工学会基準・同解説 動的コーン貫入試験方法（JGS 1437-2014），2014.
- 15) 沖村 孝，岡野 靖，野並 賢，網野功輔，前坂 巖，門田浩一，片浦正雄：関西一部地域で実施された盛土の  $N_a$  値と  $N$  値の関係に関する検討，建設工学研究所論文報告集第56号，pp.123-144, 2014.
- 16) 福島伸二，北島 明：小型動的貫入試験のフィルダムやため池の既設堤体調査への適用性，地盤工学ジャーナル Vol.7, No.3, pp.467-478, 2012.
- 17) 沖村 孝，門田浩一，片浦正雄，網野功輔，前坂 巖，中川 渉，野並 賢：関西一部地域の盛土諸元と動的コーン貫入試験結果の関係—大規模盛土造成地変動予測調査を活用して（中間報告）—，建設工学研究所論文報告集第56号，pp.85-121, 2014.
- 18) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説 第3章 簡易動的コーン貫入試験，pp.317-324, 2013.
- 19) 独立行政法人 土木研究所：整理番号第377号 堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書「河川堤防における堤体内水位観測マニュアル(案)」〔第1編 河川堤防における堤体内水位観測マニュアル(案)〕，pp.1-56, 2008.
- 20) NETIS 新技術情報提供システム，登録 No.TH-110007-A，打ち込み式水位観測井，2011.
- 21) 伊藤義行，矢部 満，酒井康紀：斜面で簡単に設置できる小型間隙水圧計の開発—その1，フィルターが目詰まりに関する検証実験結果，第48回地盤工学研究発表会講演集，pp.1991-1992, 2013.
- 22) 肥後 陽介，南野 佑貴，加藤 亮輔，片岡 沙都紀，甲斐 誠士：道路盛土内の宙水の原位置調査および再現解析，Kansai Geo-Symposium 2016 論文集—地下水地盤環境・防災・計測技術に関するシンポジウム—，pp.183-188, 2016.
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.32-33, 2012.
- 24) 加藤喜則，長尾和之，北村佳則，藤岡一頼，三嶋信雄，黛 廣志，山辺 晋：原位置試験から推定される高速道路盛土の力学特性～ $N$  値と  $V_s$ ～，第39回地盤工学研究発表会，pp.1313-1314, 2004.
- 25) 地盤工学会，阪神大震災調査委員会編：阪神・淡路大震災調査報告書，pp.266-273, 1996.
- 26) 上野誠，本橋あずさ，門田浩一，吉田桂治：東日本大震災において被災した盛土造成地の滑動崩落による被害要因に関する一考察，土木学会第69回年次学術講演会，III-251, pp.501-502, 2014.
- 27) 日本道路協会：道路土工 盛土工指針，p.125, 2010.
- 28) ぎょうせい：宅地防災マニュアルの解説 第二次改訂版，p.341, 2012.
- 29) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，pp.604-606, 2012.
- 30) 日本道路協会：道路土工 盛土工指針，p.101, 2010.

(2017.10.31 受付)

---

---

## Proposal and application of simplified method for evaluating stability of existing valley-filling embankment

Satoshi NONAMI<sup>1</sup>, Takeshi EBISU<sup>2</sup>, Satsuki KATAOKA<sup>3</sup>, Satoru SHIBUYA<sup>3</sup>,  
Kazuo TANI<sup>4</sup> and Katsuhiro CHINO<sup>5</sup>

1 Department of Civil Engineering, Kobe City College of Technology

2 Technical Headquarters, Japan Conservation Engineers & Co., Ltd.

3 Graduate School of Engineering, Kobe University

4 School of Marine Resources and Environment, Tokyo University of Marine Science and Technology

5 Chubu Branch, Oyo Corporation

### Abstract

In this paper, a simple cost-effective method for evaluating the stability of existing embankment is proposed. This proposed method would facilitate engineers to identify unstable embankments, and also to provide valuable information to select an appropriate countermeasure. This proposed method is comprised of surface geological exploration, dynamic cone penetration test, vibro-cone sampling, and simple stability analysis. Based on a couple of case studies, it is manifested that the proposed method provides a factor of safety, being slightly lower than that from the conventional method for detailed investigation, implying the adequacy when using the proposed method for screening aseismic stability of embankments. It is also suggested that the application of the proposed method would be greatly enhanced when the strength of fill material as well as the water level in the fill are both properly estimated.

Key words: embankment, aseismic assessment, geophysical exploration, sounding, stability analysis