

平成 17 年度

谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法  
に関する検討業務

報告書

平成 18 年 3 月 17 日

社団法人 日本地すべり学会

## はじめに

近年、過去に造成された盛土造成地、特に谷や沢を埋めた大規模盛土造成地が地震により地すべり的な変状をきたし、広範囲に被害を与える事例がみられる。

平成16年に発生した新潟県中越地震でも、谷埋め盛土により造成された大規模団地の盛土部分が選択的に被害を受けている。

当学会では全国に分布する谷埋め盛土造成地の分布を調べその危険度を評価する方法と安定解析手法および安定化対策手法について、既往の文献を収集するとともに、既往の調査データを用いた解析および検討を行い、第1回委員会および第2回委員会において審議を行った。

それらの解析および検討結果について報告する

平成18年3月17日

社団法人 日本地すべり学会

## 目次

はじめに

1. 委員会	1
2. 業務目的および業務内容	3
2.1 業務目的	3
2.2 業務概要	3
2.3 計画準備	4
2.4 谷埋め盛土造成地の危険度判定手法の検討	4
2.5 谷埋め盛土造成地の安定解析手法の検討	4
3. 定義	4
4. 委員会からの意見の要約	5
5. 調査・解析の流れと概要	6
6. 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法	10
6.1 評価対象盛土	10
6.2 盛土抽出方法の検討	12
6.2.1 盛土抽出資料の選定	14
6.2.2 盛土の抽出	17
6.2.3 宅地盛土の評価ブロックの区分	19
7. 宅地谷埋め盛土の危険度評価手法	25
7.1 想定する災害	25
7.2 危険性の定義	26
7.3 谷埋め盛土危険度判定手法	26
7.3.1 手法の概要	26
7.4 谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図（仮）の表現方法	28
8. 宅地谷埋め盛土の安定解析手法	29
8.1 安定解析のための調査手法	29
8.2 2次元安定解析と3次元安定解析の安全率の違い	31
8.3 検証に用いた安定解析モデル	33
8.3.1 通常の2次元安定解析モデル	34
8.3.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデル	35
8.3.3 側方抵抗モデル	36
8.3.4 3次元安定解析モデル（D-1式）	39
8.4 釜井ほか（2004）の調査結果に関する検証結果	40

8.4.1 通常の2次元安定解析モデルによる検証結果.....	42
8.4.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデルによる検証結果.....	43
8.4.3 側方抵抗モデルによる検証結果.....	44
8.5 平成8年度国交省調査報告書の被災事例に関する検証.....	45
8.6 三陸南地震の被災事例に関する検証.....	52
8.7 宮城県北部地震の被災事例に関する検証.....	56
8.8 谷埋め盛土地盤への動的解析手法の適用性の検討.....	59
8.9 安定解析手法の検証結果のとりまとめ.....	62
8.10 信頼性設計手法による評価.....	65

参考資料 参考文献一覧

- 添付資料-1 第1回委員会資料
- 添付資料-2 第1回委員会議事録
- 添付資料-3 第2回委員会資料
- 添付資料-4 第2回委員会議事録

## 1. 委員会

### 宅地谷埋め盛土の地震時地すべりに関する検討委員会 設立趣意書（案）

平成 17 年 11 月 18 日  
(社)日本地すべり学会

平成 7 年の兵庫県南部地震時に仁川地すべりをはじめ、谷埋め盛土が液状化を起し、土砂流動（地すべり）が発生しています。移動速度が早いため人命をも奪う災害となり、社会的にも注目された土砂災害でした。この地盤災害に対し、(社)日本地すべり学会や(社)地盤工学会の会員が中心となり研究を進めた結果、以下のような事実が判明しつつあります。

谷埋め盛土が地震時に土砂流動（地すべり）を起こす主な要因

- ① 震度 6 以上の地震
- ② 盛土厚  $H$  と谷埋め幅  $W$  の関係が  $W/H > 10$  の場合

平成 16 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震により、長岡市の高町団地・鶴ヶ丘団地など 5 箇所の団地においても、谷埋め盛土の地すべりが発生し、兵庫県南部地震災害との共通性もあることが判明しています。

今後発生が予測されている東海、東南海および南海地震や発生が切迫していると予想されている宮城県沖地震に際しても、谷埋め盛土の液状化による地すべりが発生する可能性は極めて高く、このままでは再び尊い人命が失われることも予測されます。したがって、社会に貢献する役割も担っている学会としても、地震時の谷埋め盛土の地すべり発生メカニズム解明とハザードマップの作成は急務と思われます。

このため、地震時の谷埋め盛土の地すべりメカニズム解明と防止工法の検討およびハザードマップ作成手法の検討を行い、これらの成果をもって国土交通省の都市計画課をはじめ、宅地防災に関わるすべての省庁・地方公共団体の危機管理に資することを目的として、学識経験者からなる「宅地谷埋め盛土の地震時地すべりに関する検討委員会」を(社)日本地すべり学会内に設置することになりました。

第 1 回委員会を次のように実施した。

- (1) 日時：平成 17 年 11 月 24 日（木）14：00～17：00
- (2) 場所：日本工営（株）本社 3 階 B 会議室（千代田区麴町 5-4）

第 2 回委員会を次のように実施した。

- (1) 日時：平成 18 年 3 月 2 日（木）14：00～17：00
- (2) 場所：日本工営（株）本社 3 階 B 会議室（千代田区麴町 5-4）

### (3) 委員会の構成

委員会の構成は以下のとおりである。

委員長	沖村 孝	神戸大学教授
委員	土屋 智	静岡大学教授
	二木幹夫	(財)ベターリビング筑波建築試験センター所長
	釜井俊孝	京都大学助教授
	宮城豊彦	東北学院大学教授
幹事	山田雅一	日本大学理工学部建築学科
	太田英将	(社)日本地すべり学会 (太田ジオリサーチ)
	大角恒雄	(社)日本地すべり学会 (日本工営)
	濱崎英作	(社)日本地すべり学会 (アドバンテクノロジー)
	笠原亮一	(社)日本地すべり学会 (日本工営)
	榎田充哉	(社)日本地すべり学会 (国土防災技術)
事務局	山崎孝成	(社)日本地すべり学会 研究調査部
国土交通省	渋谷和久	国土交通省都市地方整備局都市計画課開発企画調整室長
	廣野一道	国土交通省都市地方整備局都市計画課開発企画調整室課長補佐

## 2. 業務目的および業務内容

### 2.1 業務目的

近年、過去に造成された盛土造成地、特に谷や沢を埋めた大規模盛土造成地が地震により地すべり的な変状をきたし、広範囲に被害を与える事例がみられる。

平成16年に発生した新潟県中越地震でも、谷埋め盛土により造成された大規模団地の盛土部分が選択的に被害を受けている。

このような谷埋め盛土造成地は全国に大量に存在すること、全国どこでもいつでも地震が発生しうることが明確になったこと、地震時の谷埋め盛土造成地の被害が公共インフラ等に甚大な被害を与えること、から、来年度の国土交通省の重点課題として総合的な宅地防災対策に取り組むこととされたところである。

よって、本業務では谷埋め盛土造成地の危険度評価手法並びに安定解析手法を検討し、総合的な宅地防災対策に資することを目的とする。

### 2.2 業務概要

#### (1) 業務名

谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法に関する検討業務

#### (2) 業務期間

契約締結日の翌日から平成18年3月17日まで

#### (3) 委託者

国土交通省都市・地域整備局

#### (4) 受託者

社団法人 日本地すべり学会

〒105-0004 東京都港区新橋5-30-7 TEL 03-3422-1878

管理技術者： ██████████

担当技術者： ██████████

██████████ (研究調査部)

██████████ (研究調査部)

██████████ (研究調査部)

██████████ (研究調査部)

██████████ (研究調査部)

#### (5) 業務受託料

¥3,870,000-

## 2.3 計画準備

本業務の業務計画書を作成するとともに、業務の全体構想を検討し、業務全体工程の調整を図る。

## 2.4 谷埋め盛土造成地の危険度判定手法の検討

過去の地震による谷埋め盛土造成地の被害状況等から、被害を受けるおそれのある谷埋め盛土造成地の危険度判定手法を検討し、併せて分布を把握し図化する際の手法について検討する。

## 2.5 谷埋め盛土造成地の安定解析手法の検討

谷埋め盛土造成地の地震時における安定解析手法を検討し、既往の盛土に対する耐震対策や盛土を新規造成する際の耐震基準を提案する。

## 3. 定義

本報告書に用いる用語を以下のように定義する。

No	用語	定義
1	谷埋め盛土	1/10,000 程度の地形図において谷口の幅と谷の長さの比 (幅/長さ) が 1.0 以上の地形を谷地形とする。谷埋め盛土は谷地形において盛土の中心部の幅と盛土の長さの比 (盛土幅/盛土長さ) が 0.75 以上の範囲にわたり埋め立てた盛土を谷埋め盛土とする。 ただし、ボトルネック型の凹地の盛土および池埋め盛土はこれに含まない。 片盛土および腹付け盛土は上記基準に含まれない盛土であることから、これを含めない。
2	側方流動	地震に伴う谷埋め盛土の底面の液状化や過剰間隙水圧の発生等による底面のせん断強度の低下によって、谷埋め盛土の1つの移動ユニット全体が、側方へ変位する現象。
3	側方抵抗を考慮した2次元安定解析	通常の2次元安定解析式の分子項に側方抵抗力の項目を追加した安定解析
4	側方抵抗モデル	通常の単位幅に対する2次元安定解析を、谷幅 W に対する安定解析式に拡張し、側面でのせん断抵抗を側方抵抗力として付加した簡易三次元安定解析。
5	側方抵抗を考慮した安定解析手法	“側方抵抗を考慮した2次元安定解析”と“側方抵抗モデル”の総称。



## 4. 委員会からの意見の要約

第1回委員会および第2回委員会での意見内容を要約して以下に示す。

### (1) 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法について

- 1-1 谷埋め盛土抽出においては利用する資料の精度が重要であり、1/1万の地形図と同等か、それより精度の高い資料が必要である。精度については水平方向のみでなく、深さ方向の精度についても考慮する必要がある。適切な資料としてはデジタルマップデータ、空中写真、地形図などがあるが、精度の高いデジタルマップデータが最適で、次に精度の高い空中写真がより適している(6.2.1項参照)。
- 1-2 必要な精度の資料がない場合で、既存の資料や地形条件などから谷埋め盛土である可能性の高い地域については、必要に応じて現地調査で確認することが望ましい。
- 1-3 谷埋め盛土の解析対象ユニットの抽出は、抽出規則に従って行うものとする。

### (2) 宅地谷埋め盛土の危険度判定手法について

- 2-1 対象地区全体に分布する谷埋め盛土の危険度に関する1次スクリーニングの手法は、釜井ら(2004)が提案しているニューラルネットワークによる方法(盛土の形状に関するパラメータの他に、造成年代、地下水の有無、断層面からの最短距離、モーメントマグニチュードなどのパラメータを使用)が、現在公表されている手法の中で最も実用的である。
- 2-2 危険度判定の対象する谷埋め盛土は、盛土中央部の幅30m以上、盛土の水平長さ40m以上である。谷埋め盛土の定義に含まれない盛土および厚さ30m以上の高盛土はこれに含まない。
- 2-3 1次スクリーニングの結果のみをもって、谷埋め盛土の危険性を評価することにはリスクが大きいことから、現地調査及び安定解析による2次スクリーニング結果と合わせて、最終的な危険度判定を行う必要がある。
- 2-4 危険度判定結果をハザードマップとして表示する場合は、谷埋め盛土の詳細地形を示す方法より50mメッシュ程度での表示が望ましい。

### (3) 宅地谷埋め盛土の安定解析手法について

- 3-1 従来の2次元安定解析手法では、3次元的な解析より安全率が小さな値となることから、地震時に変動しない事例での安定度評価は難しい。このことから地震時に変動する事例の安全率の信頼性も低いと考えられる。
- 3-2 地震時に発生する谷埋め盛土の側方流動現象を説明するモデルとして、今回比較検証した4つの事例の検証の範囲では“側方抵抗を考慮した安定解析手法”の検証結果がより良い結果となった。
- 3-3 “側方抵抗を考慮した安定解析手法”として、“側方抵抗を考慮した2次元安定解析”と簡易三次元的な“側方抵抗モデル”の2つについて検証を行ったが、どちらも良い検証結果を得た。
- 3-4 安定解析手法に関する検証は、限られた検証データの中で実施したものであり、十分な検証ができたとは断言することはできない。今後、谷埋め盛土の詳細な調査事例をもとにした数多くの事例検証を行う必要がある。
- 3-5 谷埋め盛土の地震時の安定性にはさまざまな要因が関与していると考えられることから、安定解析式による安全率のみで地震時の安定度を評価することは難しい。信頼性設計などの考え方を取り入れ、安定解析式による安全率と信頼性設計の破壊確率を組み合わせ、安定性を評価することが望ましい。
- 3-6 より詳細な解析方法として動的解析手法が有効であるが、今回は検証を実施していない。既往文献では谷埋め盛土およびそれに近い地盤条件にある地盤の動的挙動解析を実際の設計に利用し、その検証を行った事例は確認できていない。この既往文献の内容で判断する範囲では、一般の技術者が設計に利用できるレベルではなく研究レベルのものが多くと判断される。(8.8節参照)

## 5. 調査・解析の流れと概要

地震による地盤災害は、1964年6月16日に発生した新潟地震(M7.5)による沖積平野の液状化被害などで研究が行われてきた。人工地盤（主に盛土地盤）に関しては、1968年5月16日に発生した十勝沖地震(M7.9)で東北本線盛岡～青森間を中心として盛土構造物に大きな被害が発生したため、当時の国鉄鉄道技術研究所が主体となって盛土の震害対策に対して研究を行っている。

地震による丘陵地の宅地盛土の変動が注目されるようになったのは1978年6月12日に発生した宮城県沖地震においてである。この時には、仙台市緑ヶ丘などで谷埋め盛土が地すべり的な変動を発生したが、多くの被害は仙台市南光台など切土と盛土の境界部で発生した盛土の沈下によるものであった。

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、阪神間の谷埋め盛土が数多く被災し、これを契機として谷埋め盛土の地震時変動の研究が本格的に始まった。

釜井ほか(1996)“平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動”（地質調査月報）は、阪神間の丘陵斜面上に発生した斜面変動を約200箇所調査し、宅造地の人工谷埋め盛土の地すべりがその過半数を占めていることを明らかにした。

小林(2000)“都市域における宅地盛土斜面における地震災害予測図の作成”（平成11年度日本大学理工学部修士論文）は、現地調査データから地震時における宅地盛土地盤の変動要素の解析を行ったところ、「幅/深さ比」が支配的であることを明らかにした。

釜井ほか(2000)“都市域における地震時斜面災害のハザードマップ—宅地盛土斜面の変動予測—”（日本応用地質学会平成12年度シンポジウム予稿集）では、図5.1.1に示すように阪神地域の谷埋め盛土129箇所を対象に数量化Ⅱ類による

項目	カテゴリー	カテゴリースコア	レンジ	偏相関
幅/深さ比	0-5	0.5	1.786	0.737
	5-7.5	0.25		
	7.5-10.0	0		
	10.0-12.5	-0.25		
	12.5-15.0	-0.5		
	15.0-20.0	-0.75		
20.0以上	-1.0			
造成年代	昭和50年以後	0.5	0.346	0.243
	昭和50年以前	0		
底面からの地下水頭 (≒間隙水圧)	なし	0.5	0.823	0.374
	0-3.0	0		
	3.0-4.0	-0.5		
	4.0以上	-1.0		

注) カテゴリースコアが大きい(正に)ほど安全側

図5.1.1 谷埋め盛土の数量化Ⅱ類による解析結果  
(釜井ほか2000より)

解析を行った。その結果、地震時の谷埋め盛土の安定性に支配的だったのは、「幅/深さ比」であり、続いて地下水位、盛土形成年代の順に寄与率が低下することを示した。従来、斜面の安定に対して支配的と考えられてきた縦断形状や地盤強度は、変動・非変動に対して相関が認められなかった。

これをさらに検討し、釜井ほか(2004)“地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測”では、ニューラルネットワークによる予測モデルが提案された。入力層としては、

断層面からの最短距離、マグニチュード、断層面に対する方向、盛土の厚さ、盛土の幅、盛土の幅/深さ比、盛土の底面傾斜、地下水の量、造成年代という9つの項目、出力層としては変動、非変動の2つの項目とした。この研究成果により、丘陵地谷埋め盛土のハザードマップの作成が可能となった。

太田(2005)“宅地地盤の地震時盛土スベリのメカニズムと対策方法”(平成17年度日本地すべり学会研究発表会)では、現地調査で得られるデータを用いて安定解析的に説明するモデルを示した。「幅/深さ比」が変動・非変動を区分するための支配要因であることは、強震動を受けた際に、底面は液状化等により不安定化し、側部摩擦強度が土塊の滑動に対して抵抗するという「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」である(図5.1.2)。この方法は、

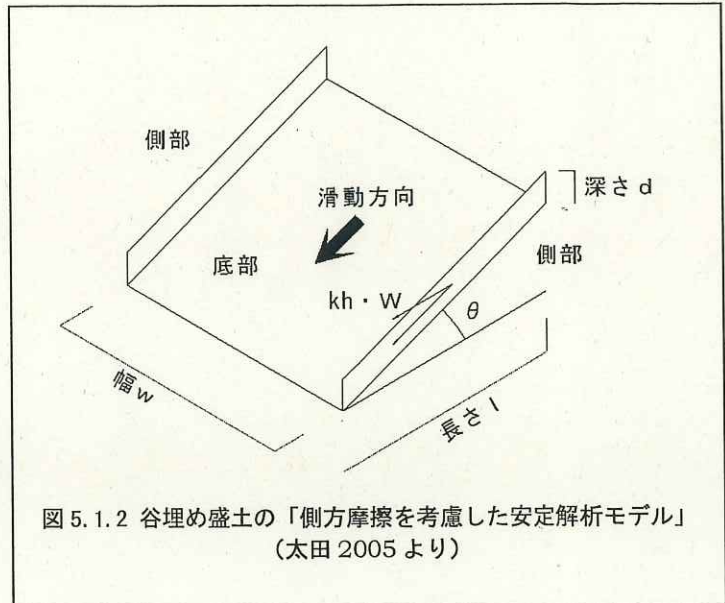


図5.1.3に示すように、従来用いられていた2次元安定解析モデルが無限幅を持つと仮定しているのに対し、有限幅でかつ側面に摩擦抵抗を組み入れるという考え方に基づいたものである。

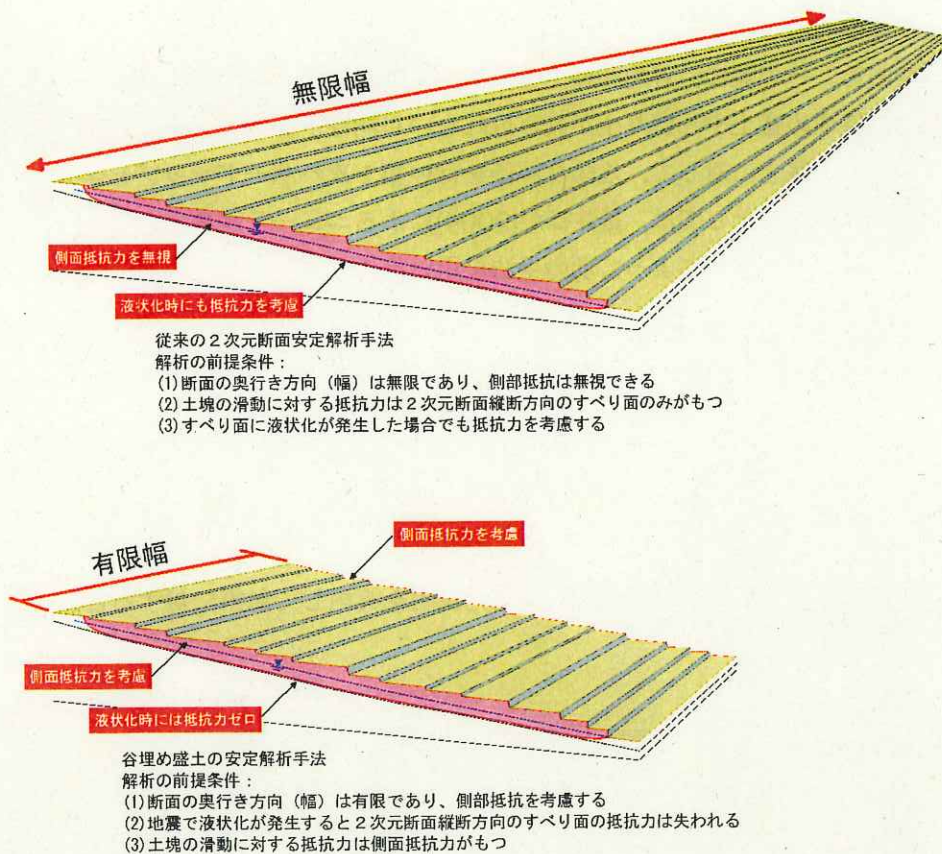


図5.1.3 無限幅を仮定した従来モデルと、有限幅を仮定した谷埋め盛土型モデルの模式図

今回の業務では、釜井ほか(2004)で用いられた兵庫県南部地震被災地域における谷埋め盛土 238箇所のデータを用いて、どの解析モデルが変動・非変動を明確に区分でき、かつ対策工の設計に用いることができるかということを検討する。検討を行うモデルは、従来から用いられている「2次元安定解析モデル」と「側方摩擦を考慮した安定解析モデル」の2種類である。

谷埋め盛土の地震時の変動機構について徐々に分かってきているが、地震時の側方抵抗発生メカニズムなど未だ未解明の点も数多く残されており、地震時の現象を検証可能で、かつ既往理論で明快に説明できるモデルを示すことは現時点では困難である。このため今後もデータ等の蓄積により詳細に解明していく必要がある。しかし、地震の活動期に入ったといわれている現在の日本において、ある程度の確からしさが評価できる手法があれば、事前に対策を行うことによって減災を実現することができると思われる。

幸いにも、1995年兵庫県南部地震による谷埋め盛土の詳細な調査結果が存在するので、その貴重なデータを用いて現時点で最善と考えられる安定解析手法や対策手法を提案し、出来るかぎりの事前対策を行うことにより地震による宅地谷埋め盛土の被災を最小限にする努力をすることが地盤技術者に課せられた課題である。

調査・解析のフローは、図5.1.4に示すように1次スクリーニングと2次スクリーニングおよび対策の3段階が考えられる。1次スクリーニングは、谷埋め盛土を抽出し、そこで読み取られた条件(幅・深さ・範囲・地山勾配・土地利用状況から地下水の有無の推定など)から、谷埋め盛土の危険度評価を行うものである。その際に、谷埋め盛土を抽出した条件(比較した時期、抽出の際の精度等)を表記し、小規模な谷埋め盛土や片盛り土が読み取れない可能性があることを示しておく必要がある。

抽出された谷埋め盛土に対して、危険度評価を行い第1次ハザードマップを作成する。現時点で利用可能な危険度評価手法としては、釜井ほか(2004)によるニューラルネットワークによる予測手法が有力であるが、今後の研究等によって別の手法を用いることの可能性も否定しない。

次に第1次ハザードマップにおいて「変動可能性が高い」と判定された盛土に対して、2次スクリーニングを行う。2次スクリーニングは現地調査により1次スクリーニングの妥当性を検証するとともに、より詳細な谷埋め盛土の条件(幅・深さ・範囲・地山勾配・土地利用状況から地下水の有無の推定など)を明らかにして、安定計算により安定度評価を行うものである。安定度評価により、優先的な対策工が必要(緊急度大)、対策が必要(緊急度中)、および変動可能性が小さいという評価区分を行って第2次ハザードマップ(公開用ハザードマップ)を作成する。そして、対策が必要と評価された谷埋め盛土に対して、情報公開を行い、地元説明を実施して対策に対する合意形成を行い、対策工の設計・施工を行う。

なお、ハザードマップにおける危険度評価や、安定計算で「安全」と評価された地点であっても、地震時に側方流動する可能性がゼロではないことに留意する必要がある。また、今回の評価は、地震時の宅地谷埋め盛土の側方流動に対して検討しているが、地震時の谷埋め盛土に起きる変動は側方流動のみではない。切土盛土の境に発生しやすい不同沈下や、強震動により締まりの緩い盛土が側方流動を伴わずに変形することもあり得る。現段階で想定できることは、実際に現象として研究者・技術者が把握し、解析に十分なデータがそろっているものに限定されるということである。

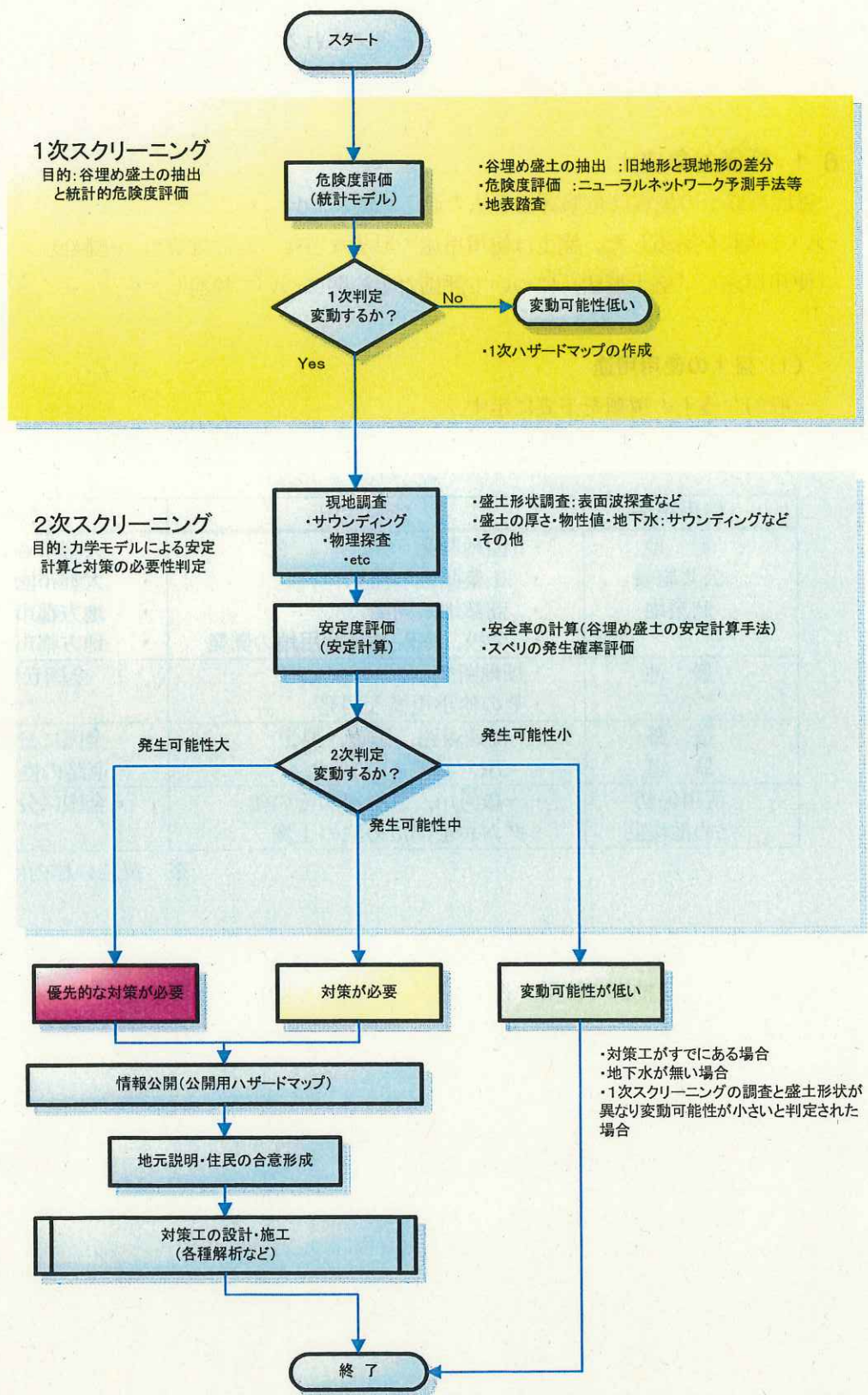


図 5.1.4 調査・解析のフローチャート

## 6. 谷埋め盛土造成宅地の分布状況把握手法

ここでは、日本全国に無数に分布すると考えられる谷埋め盛土の抽出を適切かつ効率的に抽出するための方法について述べる。

### 6.1 評価対象盛土

谷埋め盛土の地震時危険評価手法の適応範囲について検討するにあたり、危険度評価の対象盛土について検討を実施した。盛土は使用用途や形状など細分し、地震時の危険度評価の対象となる盛土を「使用用途」、「盛土形状」について評価対象範囲について検討した。

#### (1) 盛土の使用用途

一般的な盛土の種類を下表に示す。

表 6.1.1 盛土の使用用途と分布

使用用途	開発状況	分布その他
宅地 公共施設 商業地	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 団地開発</li> <li>・ 工業団地の開発</li> <li>・ 商業地の開発</li> <li>・ 学校, 病院等公共用地の開発</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 大都市圏内部</li> <li>・ 大都市圏郊外</li> <li>・ 地方都市内部</li> <li>・ 地方都市郊外</li> </ul>
農地	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 畑地開発</li> <li>・ その他小規模な開発</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 全国丘陵地に分布する</li> </ul>
道路 鉄道	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 高速道路, 国道, 県道</li> <li>・ JR, 私鉄各線</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 全国に分布する</li> <li>・ 道路の性格上, 細長く分布</li> </ul>
河川堤防 ため池堤防	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 一級河川, 二級河川その他</li> <li>・ ダムおよびため池の土堤</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 全国に分布する</li> </ul>

※ 黄色い枠内は本業務の検討範囲内

本検討の地震時危険度評価の対象範囲は、宅地および学校等公共施設などに限定する。土地使用状況は、谷埋め盛土抽出で使用する地形図および空中写真から判断する。

農地、道路・鉄道および河川堤防等は、管理者が明確であるため評価対象から除外した。

## (2) 盛土の形状

盛土は改変を行う地形によって数種類の盛土に細分することが出来る。本検討では、比較的抽出が容易であり、よう壁などの構造物の影響が小さいと考えられる谷部に対する盛土を評価の対象とする。

表 6.1.2 盛土の形状タイプ

盛土タイプ	改変前の地形	想定される地震災害
谷埋め盛土型	谷部	地すべり
腹付け型	斜面部	地すべり, 擁壁の崩壊, はらみだし
大規模 谷埋め盛土	谷部	不同沈下, 亀裂, 地すべり, 末端部, 擁壁崩壊
よう壁型	斜面部, 谷部入口	擁壁崩壊, はらみだし

## (3) 谷埋め盛土の定義

1/10000 程度の地形図において谷口の幅と谷の長さの比 (幅/長さ) が 1.0 以上の地形を谷地形とする。谷埋め盛土は谷地形において盛土の中心部の幅と盛土の長さの比 (盛土幅/盛土長さ) が **0.75** 以上の範囲にわたり埋め立てた盛土を谷埋め盛土とする。盛土の形状比 0.75 は兵庫県南部地震における変動実績と非変動実績のデータに基づき判断した。

ここで対象とする谷埋め盛土は、旧谷地形の谷の出口が開放されているものが対象であり、谷の出口が閉塞しているような窪地状の地形への盛土はこれに含まない。

## (4) 盛土の大きさ

兵庫県南部地震 (1995) による盛土の変動事例と非変動事例を参考に抽出すべき盛土の大きさについて「盛土中央部の幅」と「盛土の水平長さ」について検討を行った。兵庫県南部地震の変動事例は、釜井 (1996) の調査結果を基に判断している。なお、変動と判断された盛土は、クラックの分布が盛土の分布域と重なり、クラックの応力場が地すべりの (頭部: 引っ張り, 末端部: 圧縮, 側部: 横ずれ) である場合を変動としている。

兵庫県南部地震の盛土の変動事例から判断すると地すべりのような変動をした盛土の形状は、以下の特徴がある。

- ① 盛土の中央部の幅は 30m 以上である。
- ② 盛土の水平長さは 40m 以上である。
- ③ 盛土の中央部の深さは、1m から 27m である。

面積については変動事例と非変動事例の明確な傾向はないが、面積 6000m<sup>2</sup> 未満では変動事例より非変動事例の比率が多く、面積 6000m<sup>2</sup> を越えると逆に変動の事例の比率が多く変動率が高くなる傾向にある。

本検討では、上記の事例を参考に幅 30m 以上、水平長さ 40m 以上、厚さ 30m 未満の盛土について抽出を行う。

## 6.2 盛土抽出方法の検討

谷埋め盛土抽出は、宅地谷埋め盛土の地震時危険度評価のなかでも重要な検討事項のひとつである。盛土の抽出手法は、評価対象の面積の大きさなどから以下に挙げる二つの手法が考えられる。

- ① 改変前後の数値標高モデルを使用した差分図を使用した抽出方法（広域的な範囲で実施可能）
- ② 既往資料と現地調査結果から盛土を抽出する方法（限定的な範囲で実施可能）

本節では、盛土抽出に関する資料収集から評価ユニットの設定基準案などの要点を示し、上記に挙げた改変前後の数値標高モデルを利用して盛土を抽出する方法と既往資料と現地調査結果から盛土を抽出する方法について取りまとめた。



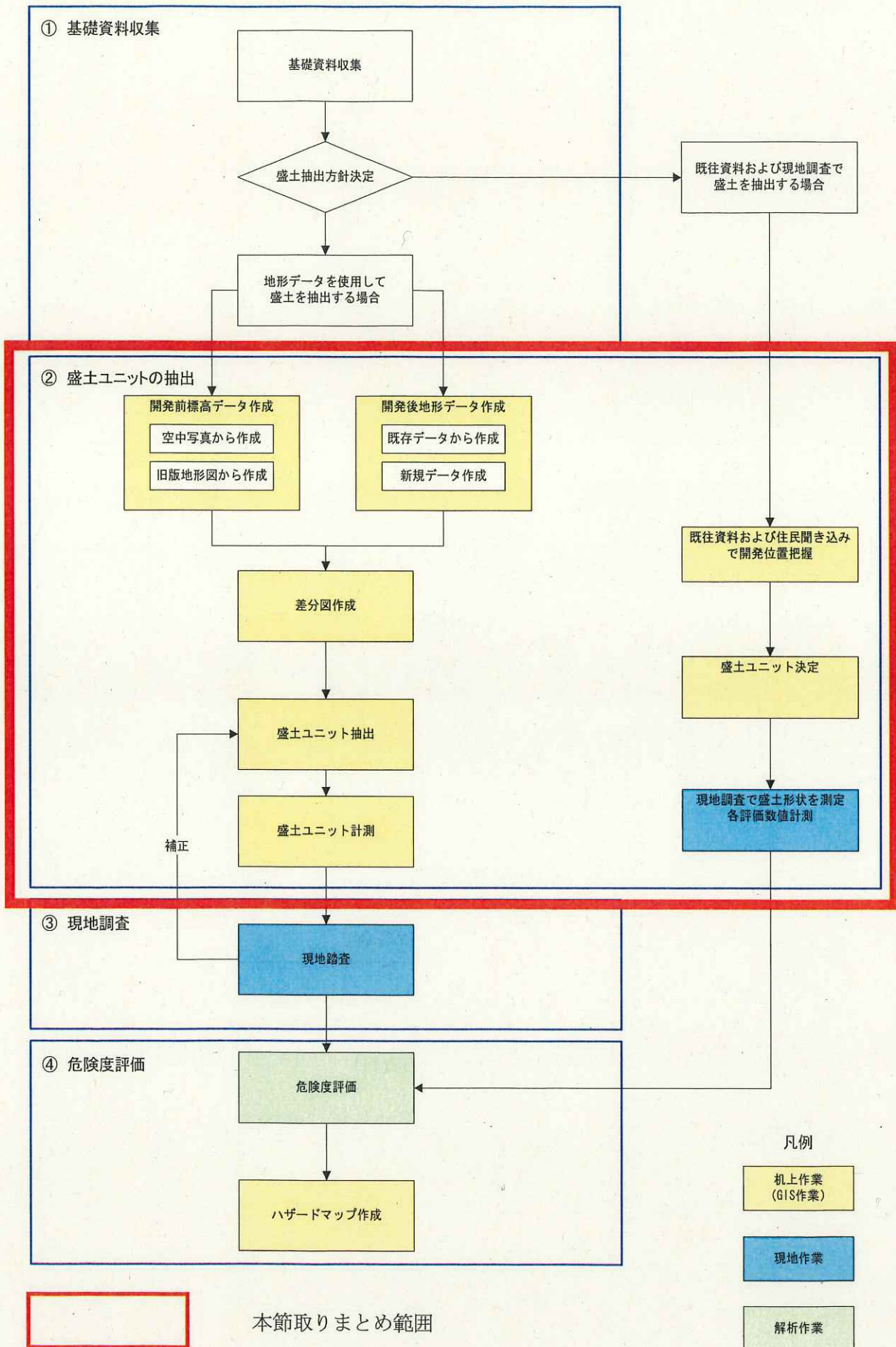


図 6.2.1 宅地盛土全体の評価フローチャート

### 6.2.1 盛土抽出資料の選定

谷埋め盛土の危険度評価に必要な資料は、以下のとおりである。そのうち盛土の抽出に必要な資料は、改変前の地形を把握するための資料と改変後の地形を把握するための資料である。ここで収集される資料によって、抽出できる盛土の精度が決定される。

表 6.2.1 収集資料一覧

収集目的	資料名	位置づけ
開発前の地形（標高値） データ作成	空中写真（1/10000～1/40000）	◎
	旧版都市計画図（1/2500～1/5000）	○
	旧版地形図（1/10000）	△
開発後の地形（標高値） データ作成	DM（デジタルマップ）データ （1/2500～1/5000）	◎
	空中写真（1/10000～1/40000）	○
	レーザープロファイル測量結果	※1
	地形図（1/10000）	△
構成地質把握	地質図、地質調査報告書	◎
地下水位状況の把握	既往ボーリングデータ	◎
	井戸・湧水地点分布	○
	植生情報	△
開発年代把握	旧版地形図（昭和50年ごろ）	◎
	空中写真（昭和50年ごろ）	○
変動予測図基本図	数値地図1/25000	◎

#### 位置づけについて

- ◎ 基本資料（本検討において基本的に使用する資料）
- 代用資料（基本資料が存在しない場合）
- △ 使用可能資料（基本資料代用資料が入手できない場合に使用することが可能）

※1 すでに測量が行われ、測量成果がある場合のみ

### (1) 改変前の地形資料

改変前の地形把握に使用する資料は、下表に挙げるものが想定される。

谷埋め盛土の危険度評価は、住宅地で行われるため、可能な限り精度を高める必要がある。改変前の地形を再現するために必要な資料は、下表に挙げる空中写真や旧版地形図が考えられる。

改変前の地形を広域的に再現する方法として空中写真を用いた数値地形モデル作成手法が挙げられる。現在の写真測量精度は、高性能コンピューターの普及により飛躍的に向上しており、この手法を用いることで、全国的に同様の精度が期待される。後述する地形図の等高線のデジタル化から DEM を作成する場合と比較するとコストがややかかる部分が課題である。

旧版の都市計画図も空中写真と同様に広域的に改変前の地形を把握することができる資料である。旧版地形図の等高線をデジタル化することで、改変前の地形を再現することが可能である。ただし、古い時代の旧版都市計画図は、地図職人が作成していたため、必ずしも同じ精度が期待できるものではないことを留意する必要がある。また、地図化されることで発生する誤差も地図に含まれる。これらの事項に十分留意し使用することが望ましい。旧版都市計画図は、入手可能な地形図としては、最も縮尺が大きいいため、地形図から DEM を作成する場合、高い精度が得られる。しかし、旧版の都市計画図は、各自治体が保存していない場合も想定される。数値標高モデルを使用しない方法で盛土を抽出する場合は、入手可能な大縮尺の地図で改変前の地形を把握する必要がある。

表 6.2.2 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較 (改変前)

	種類	スケール	優先順位	DEM 精度	コスト	発行機関	入手可能地域	メリット	デメリット
改変前 地形図	空中写真	1/10000	A	◎	△	国土地理院 ・林野庁	ほぼ全国	・ほぼ全国のデータ が入手可能	単位面積あたりのコ ストが地形図 (1/10000)よりも高い
		1/12500	A	◎				・比較的精度がよい	
		1/30000 1/40000	B	○				・地域差に寄らない 精度が得られる。	
	都市計画図	1/5000以下	B	○	△	各自治体	実態は不明	大縮尺の図面の場合 精度がよい	・整備状況が不明
		1/10000以下	C	同				・単位面積あたりのコ ストが地形図 (1/10000)よりも高い	
	地形図	1/10000	C	基準	基準	国土地理院	全国都市部	単位面積あたりのコ ストが空中写真より も安く、危険度評価 に使用できる。	・地形図の誤差をそ のまま含む ・都市域周辺のみ入 手可能である。
1/25000		本検討には 使用不可	×	◎	国土地理院	全国	・単位面積あたりのコ ストが最安 ・全国のデータが入 手可能	・地すべりを引き起こ す盛土の抽出は不可 能 ・精度が比較資料の うち最も低い	

表の見方

#### 1. 優先順位

- A 最優先資料 (可能な限りこの資料を使用する)
- B 優先資料 (A が入手できない場合)
- C 使用可能資料 (A,B いずれも入手不能の場合)

#### 2. DEM 精度, コスト

地形図 (1/10000) を基準とした場合の相対評価

- ◎ 非常に優れている。
- 優れている。
- 同 基準と同様
- △ 劣っている
- × かなり劣っている。

(2) 改変後の地形資料

改変後（現在）の地形把握に使用する資料は、費用の面から判断すると基本的に既往資料を使用することが望ましい。例えば、各自治体は、都市計画図などを作成するために空中写真の撮影およびDM（デジタルマップ）の作成を行っている。DMは、現在の標高値を把握するのに適した大縮尺の地図であるためDEMを作成するのに最適な資料である。

一方、現在は航空レーザー測量など精密な地形図の作製が技術的に可能になっている。航空レーザー測量成果は、本検討においても使用することが可能である。

表 6.2.3 谷埋め盛土抽出に用いる資料の比較（改変後）

	種類		優先順位	DEM精度	コスト	発行機関	入手可能地域	メリット	デメリット
改変後地形図	DM (デジタルマップ)	1/2500	A	◎	○	各自治体	全国都市域	・既存データを使用できる ・安価に作成できる	・整備年代によっては標高値がない場合がある。
		1/5000以下	B						
	空中写真	1/10000以下	B	◎	△	国土地理院 ・林野庁	ほぼ全国	・ほぼ全国のデータが入手可能 ・比較的精度がよい	・単位あたりのコストがやや高い
		1/30000以下	B						
	航空レーザー測量	-	A※1	◎	×	各自治体	-	・精度が最もよい ・現況の状況を把握することが可能	・単位面積あたりの単価が高い
	地形図	1/10000	C	基準	基準	国土地理院	全国都市部	・兵庫県南部地震の事例と同じ精度 ・単位面積あたりのコストが安い	・地形図の誤差をそのまま含む ・都市域周辺のみ入手可能である。
1/25000		本検討には 使用不可	×	◎	国土地理院	全国	・単位面積あたりのコストが最安 ・全国のデータが入手可能	・地すべりを引き起こす盛土の抽出は不可能 ・精度が比較資料のうち最も低い	

表の見方

1.優先順位

- A 最優先資料（可能な限りこの資料を使用する）
- B 優先資料（Aが入手できない場合）
- C 使用可能資料（A,Bいずれも入手不能の場合のみ）

2.DEM精度, コスト

地形図（1/10000）を基準とした場合の相対評価

- ◎ 非常に優れている。
- 優れている。
- 同 基準と同様
- △ 劣っている
- × かなり劣っている。

※1 航空レーザー測量はどんなに高精度であっても改変前の地形に精度は依存するので、新規で測量を実施することは、薦めることはできない。

## 6.2.2 盛土の抽出

### (1) 数値標高モデルを用いて盛土を抽出する手法

数値標高モデルを利用した盛土の抽出方法は、改変前の地形図と改変後の地形図から数値標高モデルを作成し、改変前後の標高差を計算することで、盛土の位置や評価に必要な諸元を把握することが可能である。数値標高モデルを用いて盛土を抽出する場合、広域的にデータを処理することが可能であり、改変前の標高値と改変後の標高値の差分から盛土の位置を抽出するのが一般的な手法である(図6.2.2)。

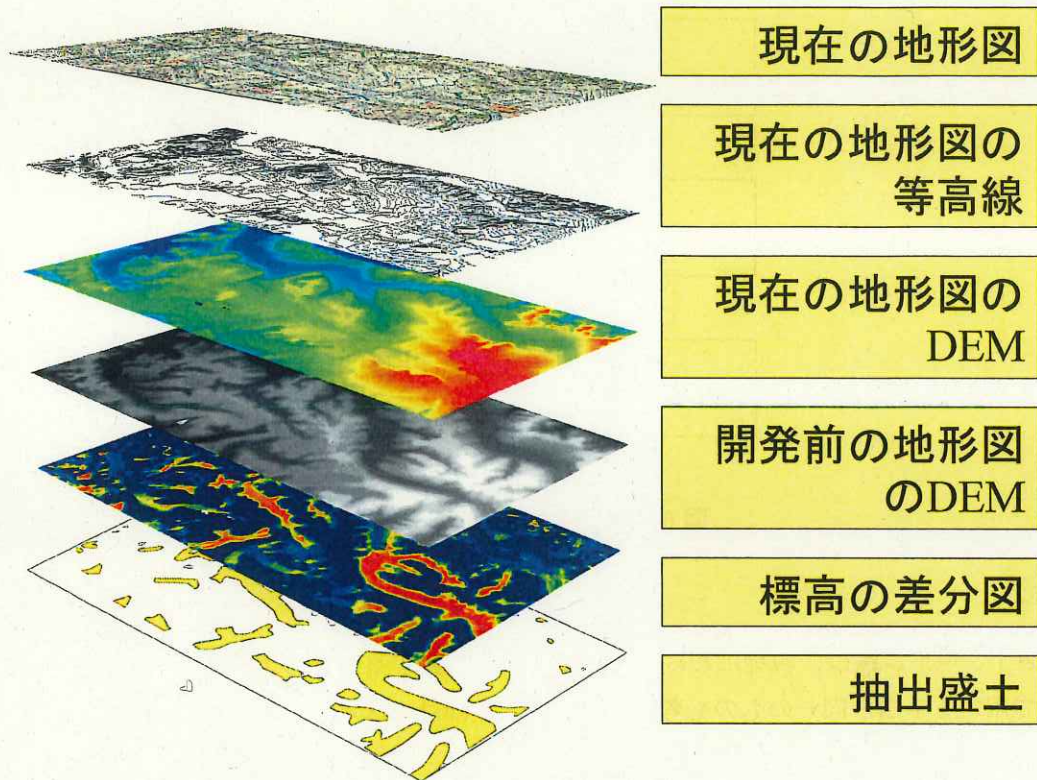


図 6.2.2 重ね合わせ図の概念

改変後の標高が高くなっている場所は盛土であると考えられる。ただし、差分図には、様々な誤差を含んでいるため、“盛土である”と決定するために以下の事項に注意する必要がある。

- ・ 改変前の地形
- ・ 改変前の土地利用状況
- ・ 現在の地形

盛土抽出の際は、差分図に頼りすぎず、地質・地形的な考えに基づき盛土を抽出する必要がある。

## (2) 既往資料と現地調査で盛土を抽出する方法

評価対象地域が狭い範囲である場合や、盛土の位置が把握しやすい場合は、投射台等を使用した新旧版地形図の重ね合わせで、盛土の位置をある程度把握することができる。そして、表面波探査やボーリングなどの現地調査で盛土の横断面形状と範囲を決定する手法である。主な流れは以下の通りである。

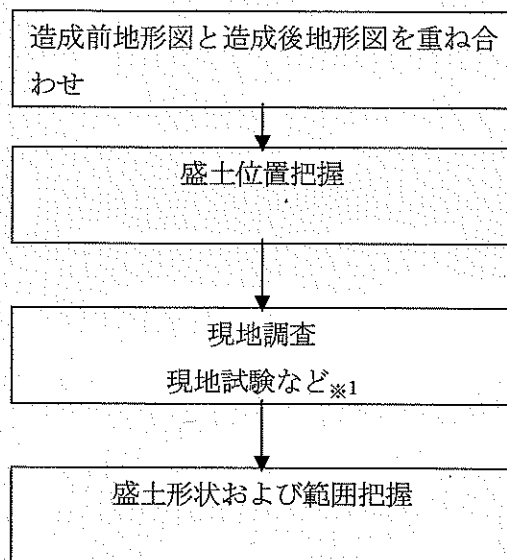


図 6.2.3 狭い範囲で盛土を抽出する場合

※1 現地試験は、現地における盛土の形状を把握する試験を実施する。なお、二次スクリーニングで用いる手法と同一のものも考えられるが、今回は一次スクリーニングで使用する目的のものであるので、必ずしも同一の手法でなくてもよい。

### 6.2.3 宅地盛土の評価ブロックの区分

盛土のブロック区分は、兵庫県南部地震の変動事例を参考に決定した。兵庫県南部地震のデータは、現地調査で確認された変動したブロック（クラックの応力場などから判断）が示されている。

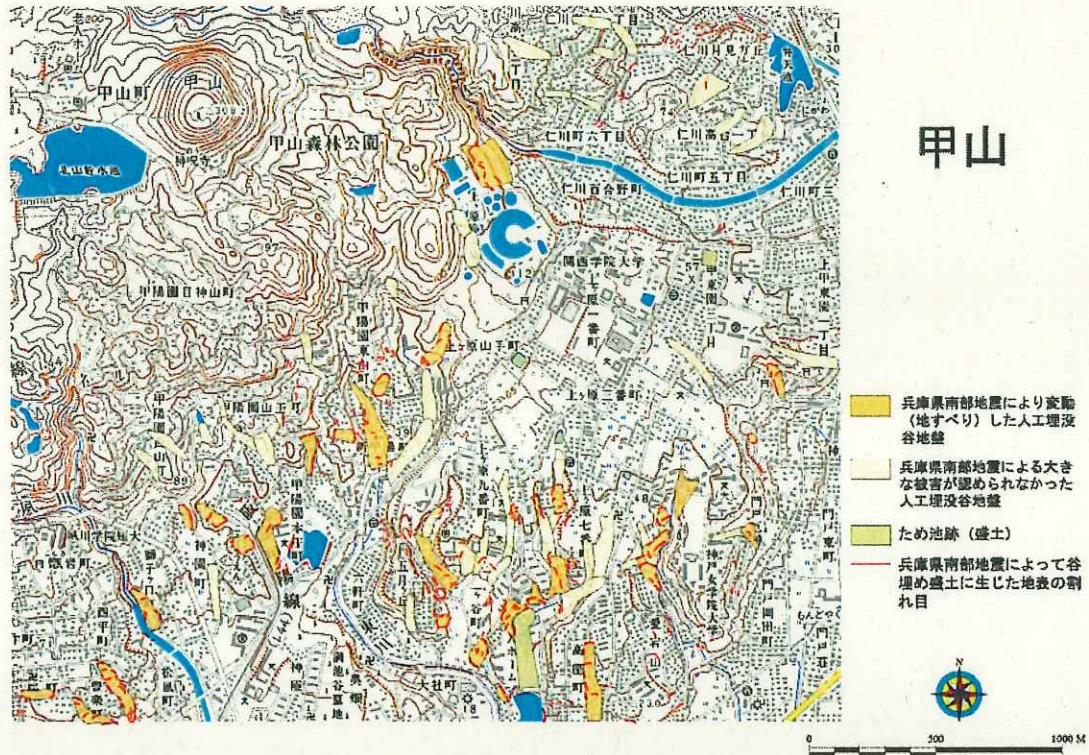


図 6.2.4 兵庫県南部地震調査結果（釜井, 1995 を改変）

盛土の評価ブロック区分の基準は、以下のとおりとした。基本的に下記のルールに従うが、現地調査や資料調査など地質・地形的な知識を用いて区分を修正し、評価ブロックを決定すべきである。

(1) 評価ブロックの基本区分

盛土の評価ブロック区分の基本は、兵庫県南部地震の事例などから判断し、地形的な変換点がない限り、谷口から直線的なブロックを想定する。

測線は、改変前の谷筋などから盛土の滑動方向を推定し決定する。評価に使用する盛土の幅や厚さは、測線の中央部で測定するものとする。

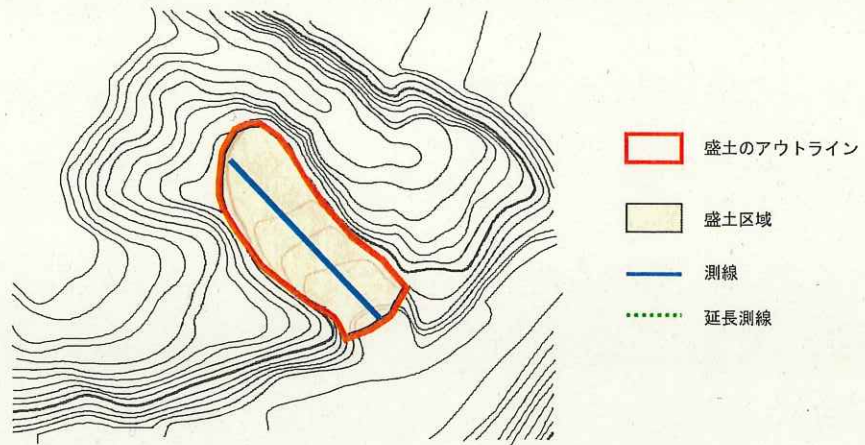


図 6.2.5 盛土ブロックの基本区分 (平面図)

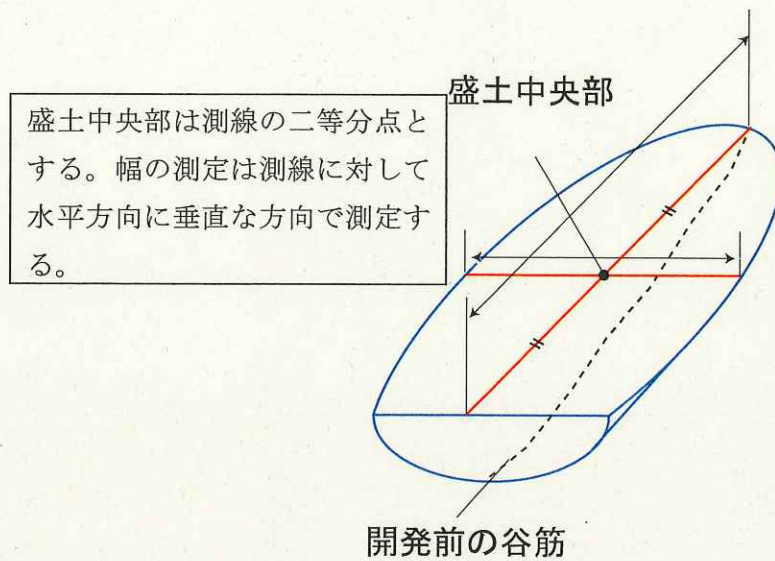


図 6.2.6 測線の決定方法



(2) 谷埋め盛土が屈曲している場合

谷埋め盛土が 30 度以上屈曲している場合は，下流側のブロックの直線性を優先し，2 つのブロックに分割する。

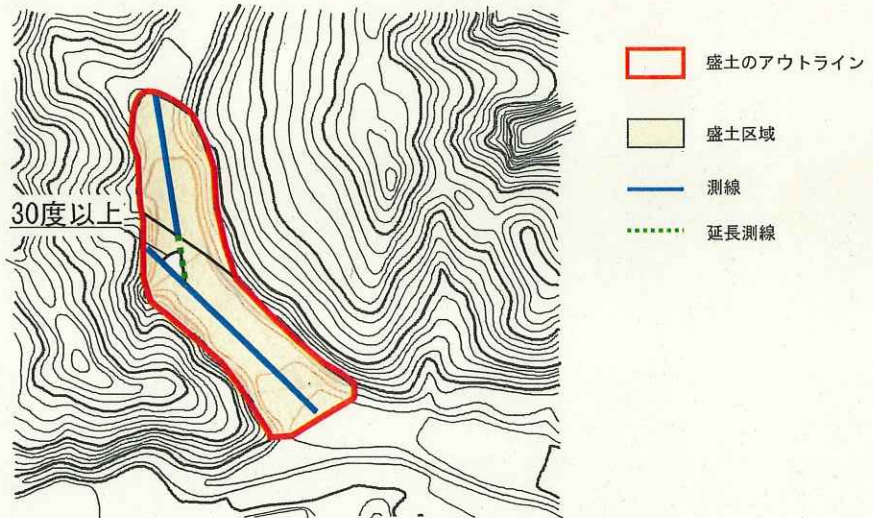


図 6.2.7 屈曲した盛土ブロックの区分 (平面図)

(3) 谷が分岐する場合

谷が分岐する場合，分岐地点で盛土を区分する。盛土ブロックは，下流側の盛土の直線性を優先的に確保し，支流の盛土を決定する。

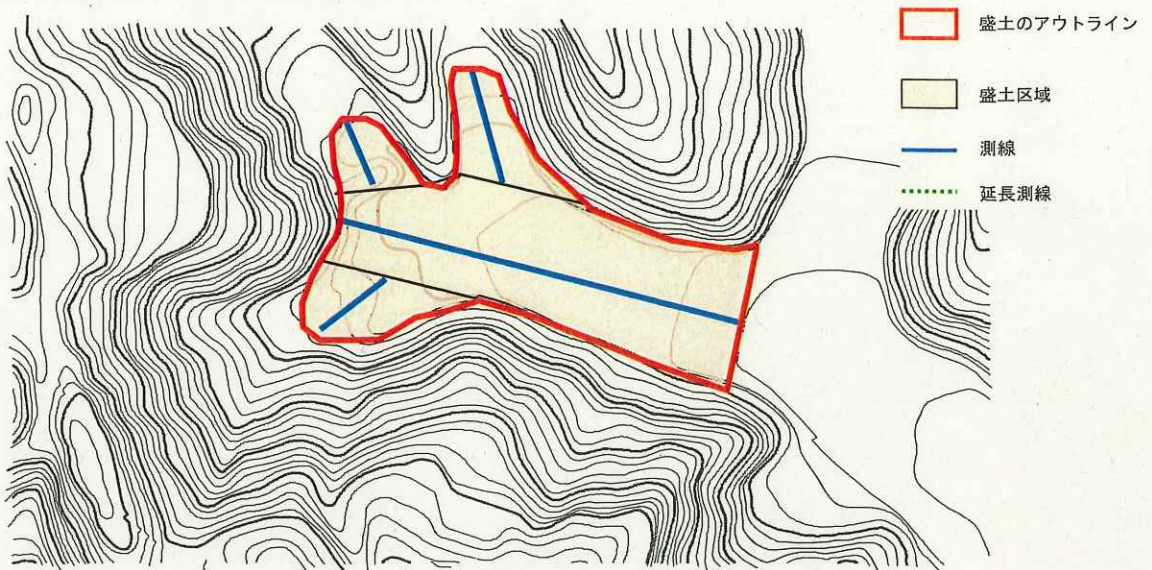


図 6.2.8 谷が分岐する場合の盛土ブロックの区分 (平面図)

(4) 尾根まで埋没した盛土を有している場合

大規模な開発が行われている地域では、改変前の尾根が埋没している場合がある。そのような場合の盛土の区分方法は、改変前の尾根をもとにブロックを区分する。ブロックの区分は、谷が分岐している場合のルールも考慮する。

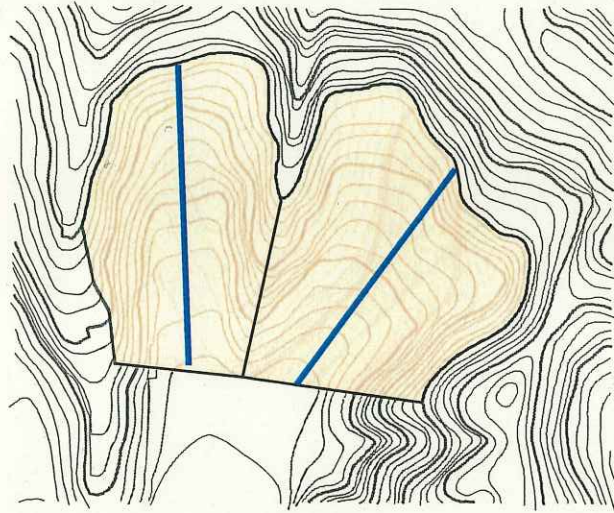


図 6.2.9 尾根が埋没した盛土ブロックの区分（平面図）

(5) 盛土地形変換点を有している場合

改変前の地形の谷幅が著しく狭くなる場所や傾斜が変換点を有する場合は、地形が変化する場所で盛土を区分する。盛土を区分するときは、谷口に近い盛土の直線性を優先的に確保する。

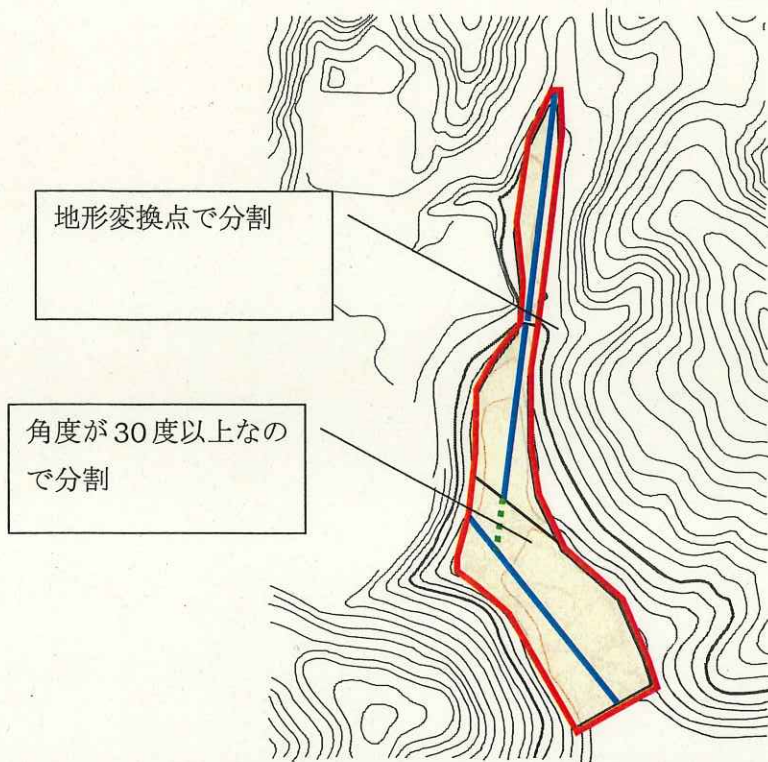


図 6.2.10 地形変換点における盛土ブロックの区分（平面図）

(6) 不連続部分を有する盛土

ひな壇盛土のような不連続部分を有する盛土は、1m以上の盛土毎にブロックを区分する。評価ブロックとして扱うことが出来る大きさは、1000m<sup>2</sup>を目安に決定する。

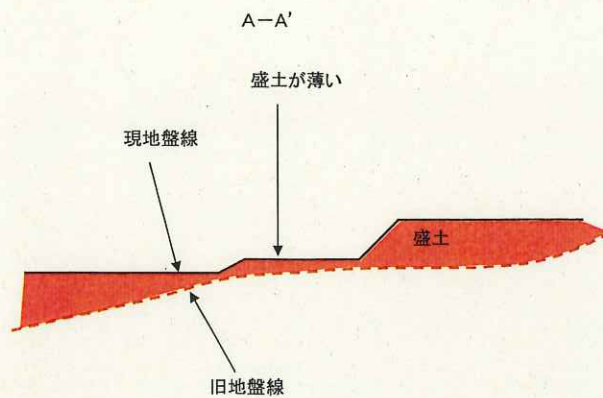


図 6.2.11 不連続部分を有する盛土ブロックの区分（縦断面図）

(7) ボトルネック構造を有する盛土

ボトルネック構造とは、砂時計のくびれ部分のように物質の動きを妨げる構造を呈している状況が考えられる。つまり、盛土の器部分にあたる基盤部において、平面的には狭窄部を埋め立てたような構造で、縦断面的にも凸地形を形成している構造である。

ボトルネック構造を示す地すべりは、新潟県青ぬけ地すべり、茶臼山地すべりなどが事例として挙げられる。いずれのケースも複雑な基盤構造となるため、移動体が分化するなどブロックの設定が困難である。したがって、盛土がボトルネック構造を有する基盤にある場合は、今回の検討で示した評価方法以外にも調査を行うことが望ましい。

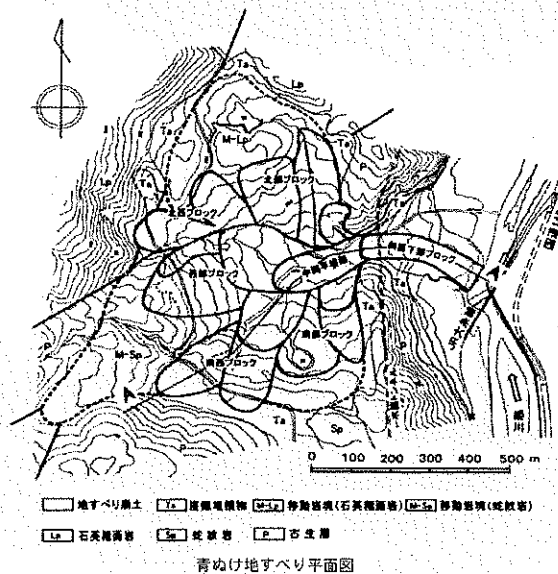


図 6.2.12 青ぬけ山地すべり（新潟県）のボトルネック構造

出典：日本地すべり学会新潟支部（1993）

## 7. 宅地谷埋め盛土の危険度評価手法

ここでは、地震時における谷埋め盛土の変動に関する危険性の評価手法についての検討を行う。

### 7.1 想定する災害

本検討業務では、地震に伴う谷埋め盛土の側方流動現象を評価の対象とした。地震による宅地盛土における災害は、地震に伴う沈下現象も想定されるが、本検討では含まない。

谷埋め盛土など盛土が地震時に引き起こす可能性がある災害は、「〔改訂版〕宅地防災マニュアルの解説」(1998)によると下記に挙げるとおりである(図7.1.1)。本検討業務では、想定する災害はタイプc(谷部の盛土が地すべりの変形する)によるものとする。以下にタイプの特徴を述べる。

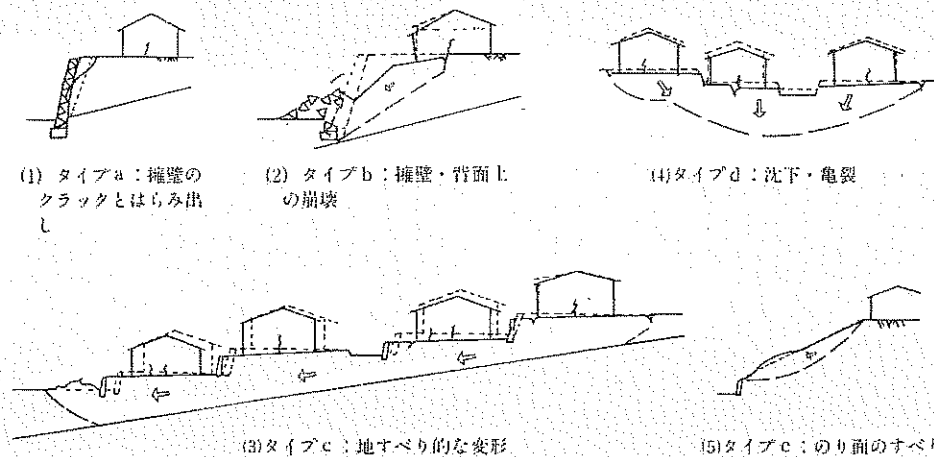


図 7.1.1 宅地盛土の被災形態 (宅地防災マニュアルの解説 I P151 より)

- タイプ a : 擁壁にクラックが生じたり、擁壁と裏込め土が変形・崩壊する。
- タイプ b : 擁壁が背面の盛土を伴って転倒・崩壊する。
- タイプ c : 谷部の盛土地盤が下方に移動する。
- タイプ d : 盛土地盤が揺り込まれて不同沈下する。
- タイプ e : 盛土のり面に表層すべりを生じる。

タイプ a および b については、古い石積み擁壁で発生しており、裏込めコンクリートを有する練り石積み型擁壁はクラックが生じる程度である。L型や重力式 RC 擁壁の被災は軽微である。これらのタイプの崩壊は、都市域に影響を与える地震が発生するたびに報告されている(新潟県中越地震, 2004 など)。タイプ c および d は、丘陵地における盛土の典型である、タイプ c のような地すべりの変形は 1-2m 下流側に移動している事例があるが、その後継して変形するものは少ない(兵庫県南部地震, 1995 など)。タイプ d は大規模な造成地に多く見られる災害である。谷を埋め立てた部分で発生するが、埋め立てる規模がタイプ c で発生する盛土よりも大きい(宮城県沖地震, 1978 など)。最後にタイプ e は比較的大規模に造成された宅地の一部に生じている(兵庫県南部地震, 1995 など)。

## 7.2 危険性の定義

本検討における危険性とは、地震によって谷埋め盛土が地すべりの変動を引き起こす危険性とする。

## 7.3 谷埋め盛土危険度判定手法

### 7.3.1 手法の概要

#### (1) ニューラルネットワーク

ニューラルネットワークを利用した手法の特徴は、危険度評価要因として、地震の強さなどの誘引と改変前の地形などの素因を入力条件として使用している点にある。この手法を用いればハザードマップ作成が容易になると考えられる。

危険度評価の要素として入力する情報は、改変前の地形と改変後の地形に関する情報のみとなり、現地で測定が必要な要素が無い。従って、ハザードマップや事業計画のための優先順位決定の材料として利用しやすい。

現況では、学習データは宮城県沖地震（1978）兵庫県南部地震（1995）が中心である。

表 7.3.1 ニューラルネットワークを使用した危険度評価手法の概要

項目	内容
評価対象	丘陵地造成地の谷埋め盛土
危険度評価要因	<p><b>誘 因</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1.断層面からの最短距離</li> <li>2.モーメントマグニチュード</li> <li>3.断層面に対する方向</li> </ol> <p><b>素 因</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1.盛土中央部の厚さ</li> <li>2.盛土中央部の幅</li> <li>3.幅/厚さ</li> <li>4.盛土の底面傾斜角</li> <li>5.造成年代</li> <li>6.地下水の有無</li> </ol> <p>など</p>
手法	兵庫県南部地震および宮城県沖地震の変動事例と非変動事例を学習材料としたニューラルネットワークモデルから変動の有無を予測する手法
出力値	谷埋め盛土の変動，非変動
メリット	誘引となる地震を考慮することが可能であり，近年の災害における検証において正解率が80%程度確保されている。
デメリット	計算方法が複雑であり，計算過程がブラックボックスである。 学習データが兵庫県南部地震と宮城県沖地震であり，データの偏りがある。

## (2) 兵庫県南部地震の事例から判断した地形量による区分

谷埋め盛土が地すべりの変動を引き起こした事例は、想定すべり面は主として盛土と旧表層土との境界付近で、かつ地下水位が高い場合に出現していることが多いことが報告されている(例えば「宅地地盤被害の分布と特徴」(沖村他, 1997))。一般にすべり面の傾斜角が急勾配を呈している場合、緩やかな傾斜よりも移動距離が長くなったり、移動しやすくなったりと危険性が高いことが予想されるため、改変前の谷の傾斜角などを用いて簡易的に危険性を評価する手法が考えられる。また、W/Dなどの変動実績に基づいた区分を行うことで、相対的な変動の起こりやすさが評価できる。

ニューラルネットワークのように誘因を考慮することはできないが、防災科学研究所が公開している「地震ハザードステーション」では震度6弱以上の地震はどこでも起こりうる結果となっていることを考えると相対的な変動のしやすさは、ある意味地震を考慮しているものとして考えられる。

表 7.3.2 地形量を使用した簡易危険度評価手法の概要

項目	内容
評価対象	谷埋め盛土
危険度評価要因	誘 因 特になし  素 因 1. 谷底の傾斜角など地形要素
手法	変動事例のヒストグラムを作成し、危険性を評価する。
出力値	谷埋め盛土の危険性 (相対的關係)
メリット	シンプルな手法であり、相対的な危険性を簡易的に評価することができる。
デメリット	ニューラルネットワークと比較すると的中率は低い。 他地域への適用に関して検討が必要

## 7.4 谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図（仮）の表現方法

谷埋め盛土の危険度の評価結果を公表する手法として最も考えられるのが、ハザードマップとしての公表する方法である。谷埋め盛土の地震に対するリスクの公表は、評価対象のほぼ全てが、民間の所有者がいる状況であり、公表に当たっては、様々な検討が必要であると考えられる。ここでは、谷埋め盛土すべりに関する地震時危険度予測図（仮）（ハザードマップ）の公開に関する問題点の抽出を行った。

### (1) 形状の表現方法

ハザードマップの谷埋め盛土部分の表記については、形状をそのまま表現する方法とメッシュを用いて境界線をあいまいにする方法が考えられる。谷埋め盛土の境界は、抽出段階で生じる誤差などを含むため、谷埋め盛土上あるいは周辺の住民に危険に対する対策の必要性を知らせるには、メッシュを用いた手法がよいと考えられる。

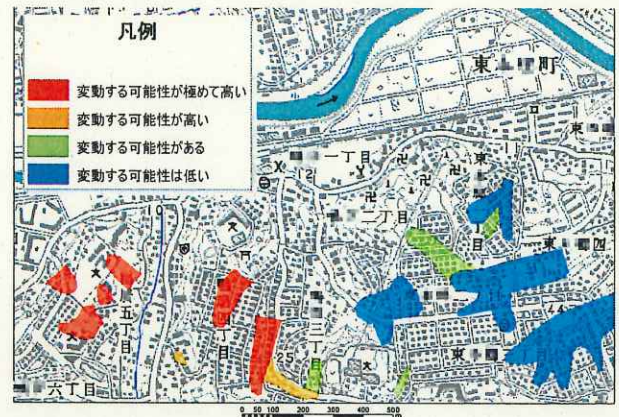
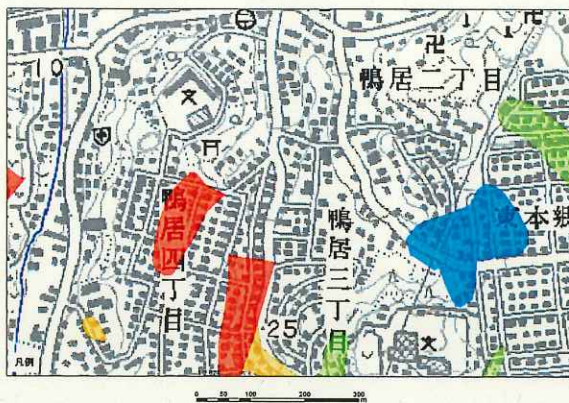


図 7.4.1 谷埋め盛土をそのまま表現したマップ

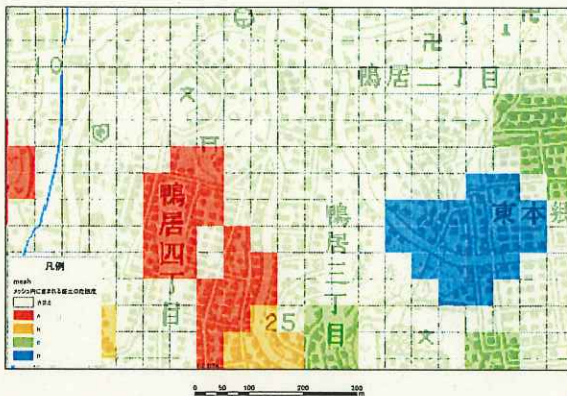


図 7.4.2(a) 50m メッシュ表現のマップ

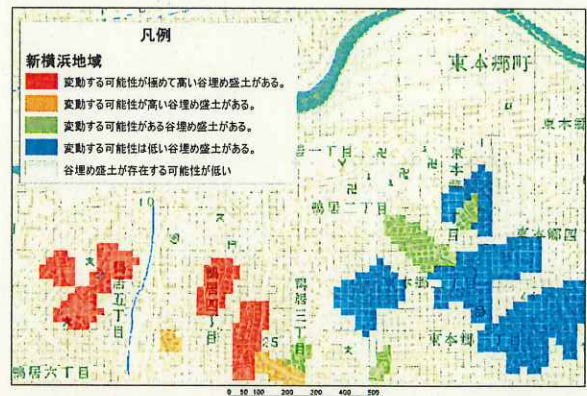


図 7.4.2(b) 25m メッシュ表現のマップ

なお、図 7.4.1 右図と 7.4.2(b)は地名を明記しないための処理を施し、25m メッシュで表現した事例である。メッシュ表示は盛土周縁部の推定誤差を考慮して境界を鮮明にしない工夫の 1 つであるがその他に境界線を太くするなどの工夫も必要である。



## 8. 宅地谷埋め盛土の安定解析手法

### 8.1 安定解析のための調査手法

宅地谷埋め盛土地盤の調査は、宅地地盤の安定度評価のために必要な調査を行う。調査項目としては、以下の通りとする。

形状要素：盛土の幅、盛土の深さ、盛土の長さ、盛土底面の傾斜角

地下水要素：飽和地下水の賦存状況

盛土の性質：盛土の土質および強度

#### (1) 調査項目

谷埋め盛土地盤の地震時安定性に関する詳細なメカニズムには未解明な点も残されており、その研究・解明のための調査項目は別途検討して行う必要があるが、ここでは宅地谷埋め盛土地盤の安定度を評価し、対策工の策定に利用できる項目に絞って説明を行う。

主に1995年1月に発生した兵庫県南部地震による阪神間の谷埋め盛土被害の研究結果から、被災谷埋め宅地盛土の安定性に関して、盛土の幅/深さ比、地下水賦存状況、および造成年代（宅地造成法による規制前後）に関係が深いことがわかっている。また、1995年兵庫県南部地震の調査では調査データの分布域が狭かったため明確な相関は得られていないが、谷埋め盛土底面の傾斜角も地震時の安定性には関連すると考えられる。

谷埋め盛土の土質および地盤強度に関しては、阪神間の被災データから明瞭な相関は得られていないが、基礎的情報であるとともに、安定度に大きく関与する側面摩擦の大きさにも関連すると考えられるため、調査の対象とする。

#### (2) 調査方法

##### (2)-1 形状要素の調査

谷埋め盛土と地山は物理的性質が異なるため、比較的容易に判別することが可能である。手法としては、サウンディングにより直接地山位置を確かめる方法と、物理探査により間接的に盛土・地山境界線を検出する方法がある。

サウンディング手法としては、スウェーデン式サウンディング試験（日本工業規格 JIS A1221）や、簡易動的コーン貫入試験（地盤工学会基準 JGS 1433）、あるいはボーリング調査孔を利用した土の標準貫入試験（日本工業規格 JIS A1219）がある。スウェーデン式サウンディング試験・簡易動的コーン貫入試験は連続的に盛土の強度を計測できる利点があることや、試験装置が簡易であることから比較的浅い谷埋め盛土の調査手法として適している。土の標準貫入試験は、ボーリング調査時に行われる原位試験法であり、サンプリングが可能であるという利点がある。

物理探査手法としては、表面波探査、弾性波探査、電気探査などがある。表面波探査は、カケヤ等による起振により表面波（レイリー波）を発生させ、それを多点で受振してその伝播速度から地盤のS波構造を解析する手法である。地盤のS波構造は材料（地盤）の強度特性を反映しており、盛土と地山といった物理的性質が大きく異なる場合には高い解像度を持つ。また、アスファルトやコンクリートで被覆された場所での探査が可能であり、宅地化された造成地内での調査に適した手法である。

弾性波探査は人工的に発生させたP波の伝播速度を利用した手法である。この手法は、主に地盤の硬さを区分するのに適しており、地盤調査でよく利用される。短所として、浅い場所に硬い層が存在するとそれ以深の探査が困難になることであり、宅地盛土の表層部が一般に深部に比べて締固度が高いことや、アスファルト・コンクリートなどによる被覆の影響を受けることなどから、宅地化された造成地での適用が難しい。

電気探査は、地盤の比抵抗値の違いを探査する手法であり、地盤の層区分が可能である。飽和地下水

が存在する場合、水の比抵抗値が検出されるが、この性質を逆に利用して飽和地下水面の位置を推定することも可能である。

## (2) -2 地下水要素

飽和地下水の存在は、谷埋め盛土が強震動を受けた際に過剰間隙水圧が発生し有効応力が低下する原因となる。過剰間隙水圧と有効土被り圧が等しくなると、いわゆる液状化が発生する。このため、飽和地下水の把握は、安定性評価の上でもまた対策工設計の上でも重要である。

飽和地下水位の把握には、サウンディングによる方法と、ボーリング調査による方法がある。

サウンディングによる方法では、サウンディングのロットを引き抜いた際のロットの乾燥湿潤境界深度をもって飽和地下水面の位置と評価する場合や、ロットを引き抜いたあとで孔の中の地下水位面を触針式水位測定装置で計測するなどの方法がある。

ボーリング調査による場合には、ボーリング孔内水位を計測することにより飽和地下水面を把握する。この場合には、有孔保孔管を挿入することによって、対策工施工前後の継続的な地下水位観測により対策工（地下水排除工）の効果判定にも利用できる。

## (2) -3 盛土の性質

盛土の性質は、サウンディングによる方法と、物理探査による方法により把握する。

サウンディングによる方法では、スウェーデン式サウンディング試験の場合は  $N_{sw}$  値、簡易動的コーン貫入試験の場合は  $N_d$  値、土の標準貫入試験の場合は  $N$  値が得られる。それらの値は、これまでの研究成果により  $N$  値、一軸圧縮強度など他の物性値に換算可能である。

物理探査による物性値の推定は、 $S$  波速度により他の物理量への換算が可能である。

## 8.2 2次元安定解析と3次元安定解析の安全率の違い

地すべりなどの斜面の“すべり”現象は、三次元的な土塊の滑動現象であることから、一般に、2次元安定解析による安全率は、3次元安定解析より小さくなることが知られている。

Leshchinsky (1982) は左右対象斜面におけるすべり破壊の形状およびその安全率を理論的に導き、厳密な3次元安全率を算出する方法を提案している。

表 8.2.1 は Leshchinsky (1982) が鉛直法面について、2次元安定解析の安全率と3次元安定解析の安全率を比較したものである。ここでの2次元安定解析は、2次元安定解析手法の中では厳密解を与える手法の1つとして知られている、Baker&Garber 法を用いている。

表の中では、簡便な3次元安定解析手法である Hovland 法との安全率の対比も行っている。

この試算例では、3次元安全率は2次元安全率の 1.19 倍から 1.36 倍となっている。

表 8.2.1 2次元安全率と3次元安全率の違い (Leshchinsky, 1982)

$\phi^\circ$	$N$	Hovland ( $l_c/H=0, l/H=2$ )			Leshchinsky		
		2- $DF_s$	3- $DF_s$	$\frac{3-DF_s}{2-DF_s}$	2- $DF_s$	3- $DF_s$	$\frac{3-DF_s}{2-DF_s}$
0	0.2610	0.019	0.027	1.44	1.00	1.36	1.36
10	0.2182	0.365	0.364	0.95	1.00	1.30	1.30
30	0.1495	1.155	1.076	0.93	1.00	1.22	1.22
50	0.0911	2.367	2.198	0.93	1.00	1.19	1.19

(  $N=c'/(γtH)$ ,  $H$ : 斜面高さ,  $l_c$ : 円筒部分の幅,  $l$ : すべり幅×0.5 )

Hovland 法の3次元安全率が2次元安全率より小さくなる場合があるが、これは Hovland 法が2次元の Fellenius 法を単純に3次元に拡張したものであり、Fellenius 法の計算誤差の影響が拡大していることによる。

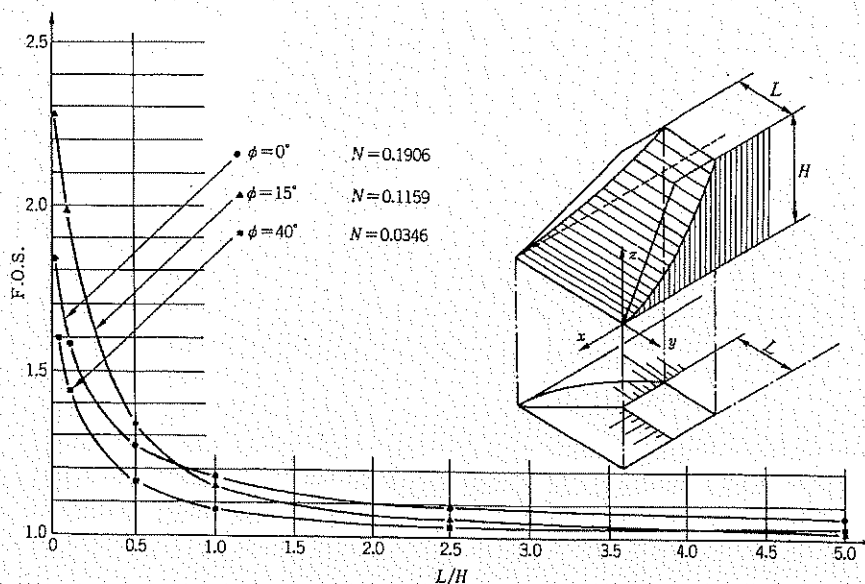


図 8.2.1 地すべりの幅と安全率比の関係 (Leshchinsky, 1982)

Leshchinsky (1982) は地すべりの3次元形状をスプーン状のものと中央が円筒状で左右の側面部がスプーン状のもの2種類があるとしている。図 8.2.1 は Leshchinsky (1982) が地すべりの円筒部分の幅が3次元安全率にどのように影響するかを試算したものである。のり面勾配  $60^\circ$  で2次元安

全率  $F_2$  が  $F_2=1.0$  となるのり面において、3次元安全率を算出したものである。円筒分がない場合の3次元安全率は2次元安全率の1.6倍から2.3倍となり、円筒部分が長くなるに従って、2次元安全率と近い値となっている。

これは、2次元安定解析が、地すべり幅が無限大である場合の安定解析式であり、有限幅の場合の幅が小さいものほど、3次元安全率との違いが大きくなる事を示している。

一方、図8.2.2はBishop(1955)が2次元安定解析式のFellenius法の誤差について試算した結果である。これによるとFellenius法の計算誤差は、中心角が大きいほど大きくない、また、間隙水圧が高いほど大きくなる。最大で厳密解の0.4倍程度の値となることがわかる。

LeshchinskyとBishopの試算結果を総合すると、厳密な3次元安全率と厳密な2次元安全率の比が1.6倍から2.3倍で、更に、厳密な2次元安全率と簡易な2次元安全率の比が最大で2倍程度になるということであり、それらを組み合わせると、厳密な3次元安全率と簡易な2次元安全率の比は3倍から5倍程度に達することもあり得るということになる。

<まとめ>

地すべりの3次元安全率と2次元安全率の比は、最大で5倍程度となることがある。

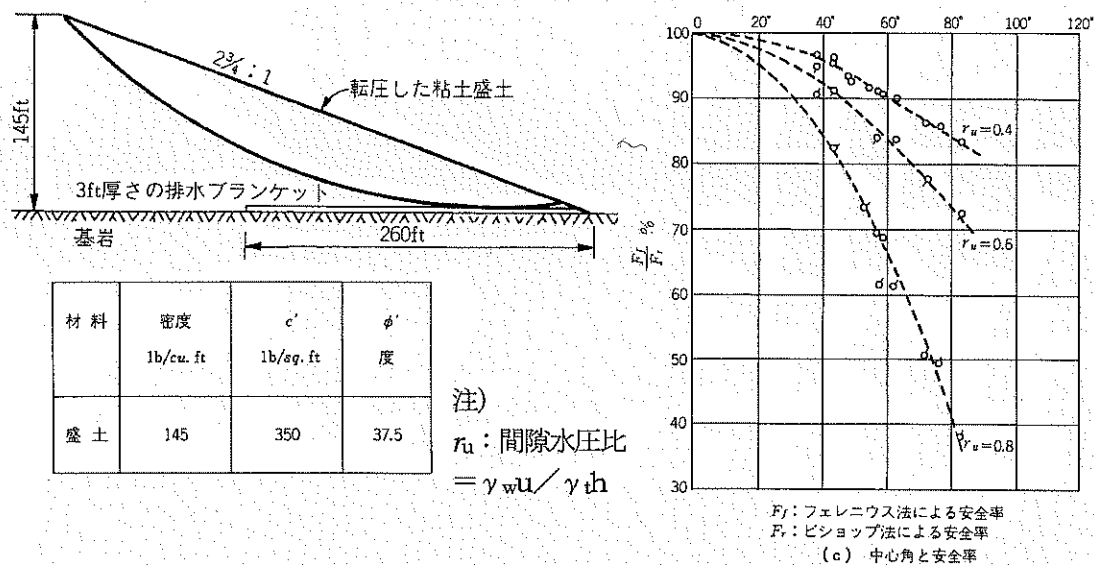


図8.2.2 地すべりの幅と安全率比の関係 (Bishop, 1955)

<参考文献>

Bishop, A.W.(1955) : The use of the slip circle in the stability analysis of slope, Geotechnique V , No.1, pp.7-17.

Leshchinsky, D.(1982) : Theoretical analysis of the stability of three-dimensional slopes, Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Philosophy in Materials Engineering, University of Illinois at Chicago Circle, Chicago, Illinois.

申潤植 (1989) : 地すべり工学—理論と実践, 山海堂, pp.544-648.

### 8.3 検証に用いた安定解析モデル

検証に用いた安定解析モデルとそれに対応した安定解析式の一覧を表 8.3.1 に示す。

表 8.3.1 検証に用いた安定解析モデルと安定解析式

安定解析モデル	安定解析式	安定解析式番号
通常の 2 次元安定解析モデル	平面すべり対応式	A-1
	複合すべり対応式	A-2
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析モデル	平面すべり対応式	B-1
	複合すべり対応式	B-2
側方抵抗モデル	平面すべり対応式	C-1
	複合すべり対応式	C-2
3 次元安定解析モデル	簡易 Hovland 式	D-1

この中の平面すべり対応式は、谷埋め盛土の地中の形状に関する十分な情報がない場合に用いる簡易計算のためのものであり、谷埋め盛土の縦断面形状の情報が得られる場合は複合すべり対応式を用いて検証を行った。

簡易 Hovland 式は、上記と同様に谷埋め盛土の地中の形状に関する十分な情報がない場合に、その 3 次元形状を単純化して Hovland 法を適用したものである。ただし、水圧に関しては修正 Fellenius 式に準拠して浮力的な水圧として与えている。

以下にそれぞれの解析モデル毎に用いた安定解析式を説明する。

### 8.3.1 通常の2次元安定解析モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (A-1式)

用いた安定解析式は修正 Fellenius 式対応の式である。

$$F = \frac{c' L / \cos \theta + (W_t - U - U_s) \cos \theta \tan \phi' - W_t K_h \sin \theta \tan \phi'}{W_t \sin \theta + W_t K_h \cos \theta}$$

ここに,  $c'$ ,  $\phi'$ : すべり面の粘着力とせん断抵抗角 (kPa, 度)

$L$ : 盛土の水平長 (m)

$\theta$ : すべり面の傾斜角 (度)

$W_t$ : 単位幅当たりの土塊重量 (kN/m)

$U$ : 単位幅当たりの常時の水圧 (kN/m)

$U_s$ : 単位幅当たりの過剰間隙水圧 (kN/m)

$K_h$ : 水平震度

#### (2) 複合すべり対応式 (A-2式)

用いた2次元安定解析式は, 末端部と頭部に円弧すべりを有する以下の安定解析式である。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに,  $r_1$ ,  $r_2$ : 末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1$ ,  $a_2$ : 末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$ : 末端円弧部, 頭部円弧部, 直線部のせん断抵抗力(kN/m)

{  $= c' \cdot l + (W_t - u \cdot b) \cos \theta \tan \phi'$  }

$l$ : 各スライスのすべり面長(m),  $u$ : すべり面の平均水圧(kPa),  $b$ : スライス幅(m)

### 8.3.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (B-1式)

本式は、縦断面形状に関する詳細な調査結果がない場合に用いる、試算用の簡易計算式である。

$$F = \frac{c' L / \cos \theta + (W_t - U - U_s) \cos \theta \tan \phi' + \xi_a W_t D / W - W_t K_h \sin \theta \tan \phi'}{W_t \sin \theta + W_t K_h \cos \theta}$$

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：すべり面の粘着力とせん断抵抗角 (kPa, 度)

$L$ ：盛土の水平長 (m)

$\theta$ ：すべり面の傾斜角 (度)

$W_t$ ：単位幅当たりの土塊重量 (kN/m)

$U$ ：単位幅当たりの常時の水圧 (kN/m)

$U_s$ ：単位幅当たりの過剰間隙水圧 (kN/m)

$W$ ：盛土の幅 (m)

$D$ ：盛土の深さ (m)

$K_h$ ：水平震度

$\xi_a$ ： $W/D$ 比に関する側方抵抗係数

#### (2) 複合すべり対応式 (B-2式)

用いた2次元安定解析式は、末端部と頭部に円弧すべりを有する複合すべり対応の以下の安定解析式である。

本式は、縦断面形状に関する詳細な調査結果がある通常の調査に適用する式となる。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1$ 、 $r_2$ ：末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1$ 、 $a_2$ ：末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1$ 、 $R_2$ 、 $R_3$ ：末端円弧部、頭部円弧部、直線部のせん断抵抗力(kN/m)

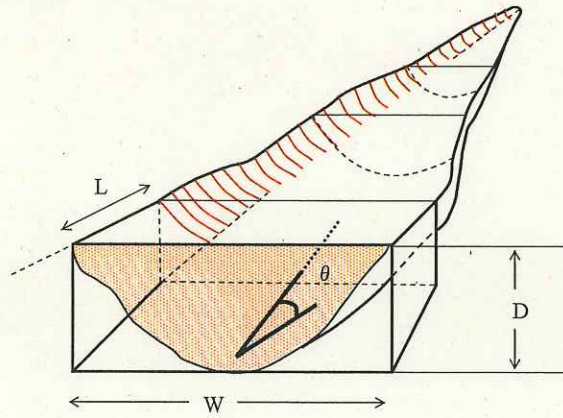
{  $= c' \cdot l + (W_t - u \cdot b) \cos \theta \tan \phi' + \xi_a \cdot W_t \cdot h / W$  }

$l$ ：各スライスのすべり面長(m)， $u$ ：すべり面の平均水圧(kPa)， $b$ ：スライス幅(m)

$h$ ：スライスの平均高さ(m)， $W$ ：盛土の幅 (m)

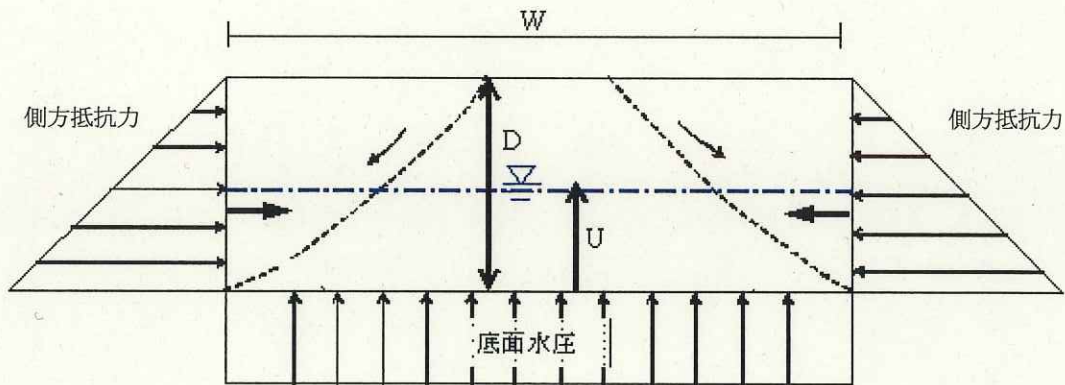
### 8.3.3 側方抵抗モデル

#### (1) 平面すべり対応式 (C-1 式)



$L_0$  : 単位長さ,  $L$  : 全体長,  $W$  : 幅,  $D$  : 厚さ,  $\theta$  : 斜面の傾斜角

図 8.3.1 谷埋め盛土のモデル図



底面は、常時には粘着力及び内部摩擦角によるせん断抵抗力 (R) が働いているが、地震時は、液状化～流動化または、過剰間隙水圧の発生等によりせん断抵抗力が低下し、いわゆるローラーズライドのような状況に陥ると考える。

図 8.3.2 荷重・土圧のモデル概念図



$$F_s = R/T \quad \text{安全率}$$

$$T = W_t \cdot \sin \theta \quad \text{滑動力 (kN)}$$

$$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{抵抗力 (kN)}$$

$$R_s = c'_1 \cdot A_s + P \cdot \tan \phi'_1 \quad \text{側方抵抗力}$$

$$R_b = c'_2 \cdot A_b + (W_t - U_b - U_s) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{底面抵抗力 (kN)}$$

ここに、 $W_t = \gamma_t \cdot V_t$  重量 (kN)

$$A_s = 2 \cdot D \cdot L \quad \text{側面積 (m}^2\text{)}$$

$$P = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot D^2 \cdot L \quad \text{側方土圧 (kN)}$$

$$A_b = A_t / \cos \theta \quad \text{底面積 (m}^2\text{)}$$

$$U_b = \gamma_w \cdot u \cdot A_t \quad \text{底面水圧 (kN)}$$

$$A_t = V_t / D \quad \text{換算平面積 (m}^2\text{)}$$

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_t$ : 移動体の体積 (kN)

{ ( $V_t = A \cdot D \cdot (2/3)$  または  $V_t = W \cdot L \cdot D$  ) }

$L$ : 盛土全体の水平長さ (m)

$W$ : 盛土の幅 (m)

$A$ : 調査結果による平面図上の盛土の面積 (m<sup>2</sup>)

$c'_1, c'_2$  : 側面および底面の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi'_1, \phi'_2$  : 側面および底面の内部摩擦角 (度)

$u$  : 水位高さ (m)

$K$  : 側方土圧係数

$U_s$  : 過剰間隙水圧 (kN) {  $= \gamma_w \cdot A_t \cdot u_s$  }

$k_h$  : 水平震度 (最大 0.25 とする)

$u_s$  : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)

なお、このC-1式は8.3節の冒頭で説明したように、主断面の断面形状などに関する詳細な調査結果が得られなかった場合の試算用の解析式である。移動体の体積  $V_t$  について、2つの計算式があるのは両方の試算結果を行い、調査結果との適合度を比較したことを意味している。

(2) 複合すべり対応式 (C-2 式)

下記の式が、主断面の断面形状が末端と頭部に円弧すべりを有し、中腹部が直線的なすべり面形状をしめす谷埋め盛土に対する、複合すべり安定解析式対応の側方抵抗モデルの一般式である。

前述の C-1 式は縦断面形状に関する詳細な調査結果がない場合に用いる、試算用の簡易計算式であり、本 C-2 式が通常の調査に適用する式となる。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_i \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_i \sin \theta + W_i \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1, r_2$  : 末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1, a_2$  : 末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1, R_2, R_3$  : 末端円弧部, 頭部円弧部, 直線部のせん断抵抗力(kN/m)

{  $= c' \cdot A_b + (W_t - u \cdot A_t - u_s \cdot A_t) \cos \theta \tan \phi' + R_s$  }

$A_b$  : スライスのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$A_t$  : スライス平面積(m<sup>2</sup>)

$u$  : すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$u_s$  : すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$R_s$  : 側方抵抗力 (kN) {  $= c_1' \cdot A_s + P \cdot \tan \phi_1'$  }

$c_1', \phi_1'$  : 側面の粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$A_s$  : スライス面積 (m<sup>2</sup>)

$P$  : 側方土圧 (kN) {  $= 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot b$  }

$h$  : スライスの平均高さ(m)

$b$  : スライス幅 (m)

$K$  : 側方土圧係数

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_i$  : 盛土幅  $W$  に対するスライスの重量 (kN)

$\theta$  : すべり面の傾斜角 (°)

$k_h$  : 水平震度

### 8.3.4 3次元安定解析モデル (D-1式)

盛土形状を以下のような簡易な3次元形状と仮定して Hovland 式を適用した。地下水圧の取り扱いには若干修正し修正 Fellenius 的に与えた。

図 3.3.3 に3次元形状の模式図を示す。すべり面のせん断強度パラメータは、コラム No.1 と No.4 のすべり面を側面部、コラム No.2 と No.3 のすべり面を底面部として、別途に与えた。

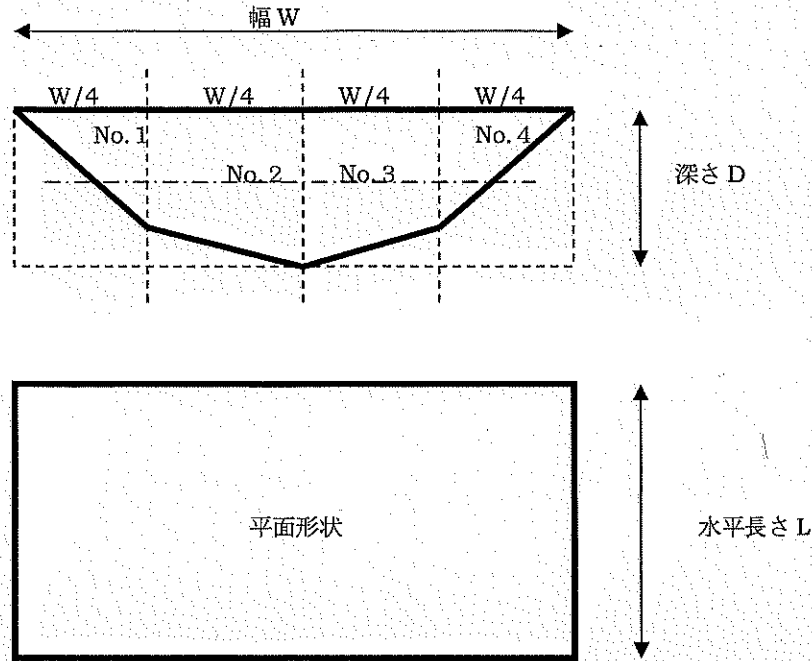


図 8.3.3 簡易3次元安定解析モデル

$$F_3 = \frac{\sum_x \sum_y [c' A_b + (W_t - u \cdot A_t - u_s \cdot A_t) \cos DIP \cdot \tan \phi' - k_h \cos \beta \tan \phi']}{\sum_x \sum_y [W_t \sin \theta_{yz} + k_h \cdot W_t \cos \theta_{yz}]}$$

ここに、 $c'$ 、 $\phi'$ ：粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$W_t$ ：コラムの重量 (kN)

$A_b$ ：コラムのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$A_t$ ：コラムの平面積(m<sup>2</sup>)

$u$ ：すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$u_s$ ：すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$DIP$ ：すべり面の最大傾斜角 (°)

$\beta$ ：すべり面の法線方向と移動方向の水平軸がなす角 (°)

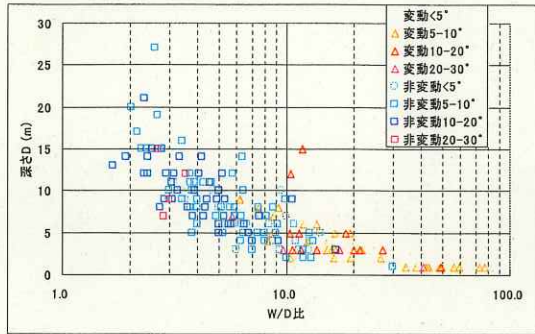
$\theta_{yz}$ ：縦断測線方向のすべり面傾斜角 (°)

$k_h$ ：水平震度

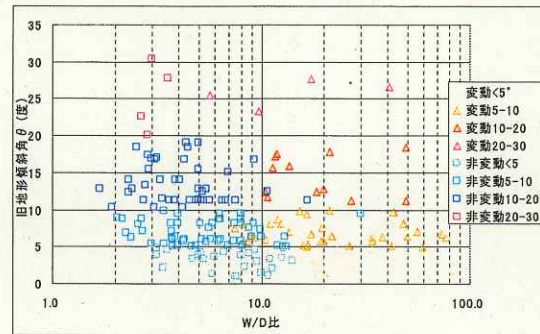
## 8.4 釜井ほか（2004）の調査結果に関する検証結果

釜井ほか（2004）の調査データを整理した結果，解析対象地点は，変動事例 89 事例，非変動事例 130 事例，計 219 事例となった。

(a) 深さと W/D 比



(b) 傾斜角と W/D 比



(c) L/D 比と W/D 比

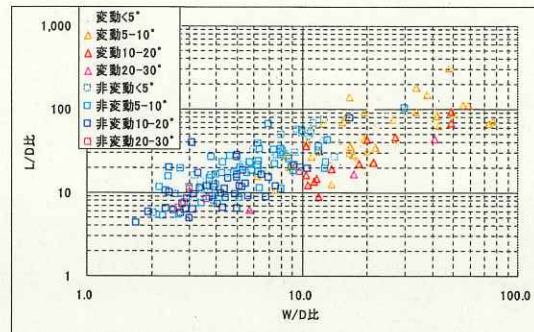


図 8.4.1 対象データの各種対比の関係

各調査位置での土質強度などのデータがないことから，常時の安全率  $F_s$  が概ね  $F_s > 1.0$  となることを前提として，以下の 3 つの方法による比較検討を行った。

### ＜せん断強度パラメータの推定方法＞

推定方法①：せん断強度パラメータを同一値とする方法

推定方法②：常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して， $c'$  を推定して， $\phi'$  を逆算する方法

推定方法③：常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して， $\phi'$  を推定して， $c'$  を逆算する方法

なお，推定方法②および推定方法③による試算結果のグラフで，常時の安全率が一定とならないものは，逆算値が負となる事例で，その場合の逆算値が負となる場合は，それをゼロと置き換える処理を行ったために，与えた常時の安全率より大きな安全率となっていることによる。

<検証の目的と主旨>

- ①釜井ほか(2004)に関する検証は最適なパラメータ値を検証するものではない。4つの安定解析モデルの適用可能性を比較検証するものである。
- ②釜井ほか(2004)の213事例は、それぞれ特有のパラメータ値を有しているが、実際の値は不明である。しかし、事例数が213事例と多いことから、統計的な手法による検証が可能である。上述の検討方法①～③の組合せと、底面の過剰間隙水圧の組合せによって得られる地震時安全率と調査結果での変動の有無の整合性に着目し、変動・非変動事例共に、統計的に有意である正答率(安全率と変動・非変動の一致率)が確認されれば、その安定解析モデルの適用可能性を否定できない。逆に、各種検証条件の組合せの検証結果の全部で、変動・非変動事例の両方の正答率が同時に統計的に有意な値を示すことがない場合、その安定解析モデルの適用可能性が著しく低いと評価できる。
- ③統計的に有意である整合性の最低値は、本検証の本質から、変動・非変動事例共に70%を越える正答率とした。変動・非変動事例共に50%程度の正答率は、確率論から判断すれば、当該現象と無関係な計算式でも達成可能であり、その解析モデルの有効性や適用可能性は著しく低いと評価できる。ここでの正答率がより高いものは相対的に統計的優位性は高くなり、安定解析モデルの適用性もより高いと評価できる。しかし、この検証方法の本質からくる限界により、正答率の多少の大小関係は、安定解析モデルの適用性の高低と直結しないと考えるべきである。

谷埋め盛土の地下水位は釜井・守随(2002)による以下の関係式から推定して与えた。推定した地下水位がすべり面深度より深い場合は、すべり面上に高さ10cmの地下水位が形成しているとして解析を行った。

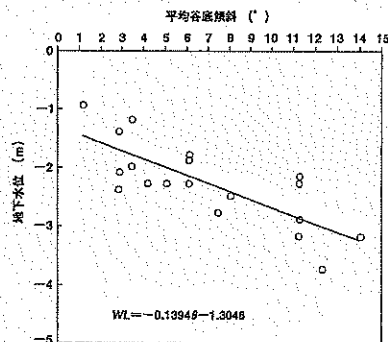


図 8.4.2 谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の関係(釜井・守随, 2002)

なお、試算においては以下のような土質パラメータの制限の中で適合性について比較検証した。

<土質パラメータに関する試算上の制限>

粘着力  $c' \leq 50 \text{ kPa}$  ( $0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ), せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$

<参考文献>

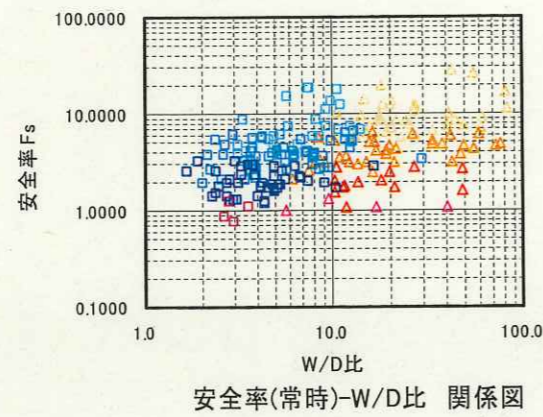
釜井俊孝, 守随治雄 (2002): 斜面防災都市一都市における斜面防災の予測と対策, 理工図書

釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之 (2004): 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 地すべり, Vol.40, No.5, pp.29-39

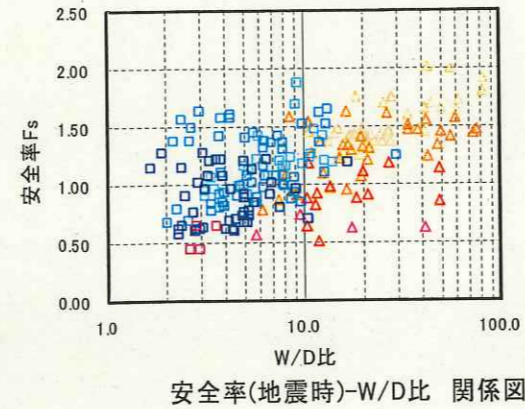
8.4.1 通常の2次元安定解析モデルによる検証結果

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c=0\text{ kPa}$ ,  
 $\phi=30^\circ$ , 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  
 =谷底傾斜からの推定値  
 = $h-(0.13940+1.3046)$   
 <解析結果>  
 変動&F<1の割合=98.9%,  
 非変動&F $\geq 1$ の割合=13.8%,  
 これの全体の正答率=48.4%

(a) 常時



(b) 地震時  
(過剰間隙水圧なし)



(c) 地震時  
(過剰間隙水圧高さ 1.5m)

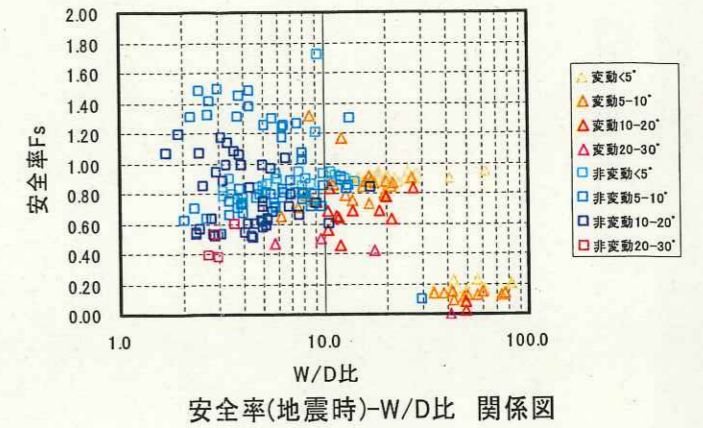
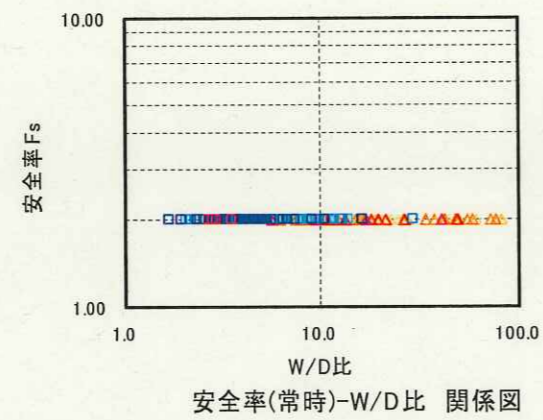


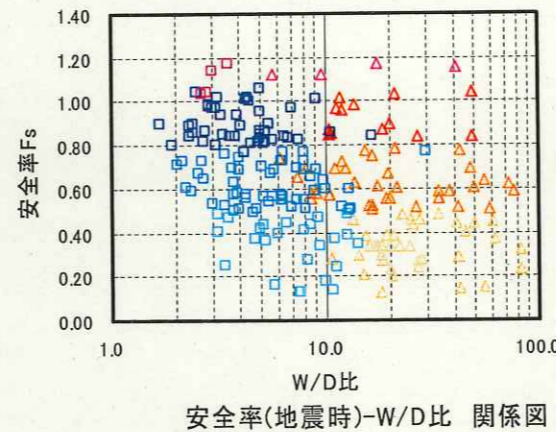
図 8.4.3 通常の2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法①)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=2.0$ ,  
 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ , として  $\phi$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  
 =谷底傾斜からの推定値  
 = $h-(0.13940+1.3046)$

(a) 常時



(b) 地震時  
(過剰間隙水圧なし)



(c) 地震時  
(過剰間隙水圧高さ 1.5m)

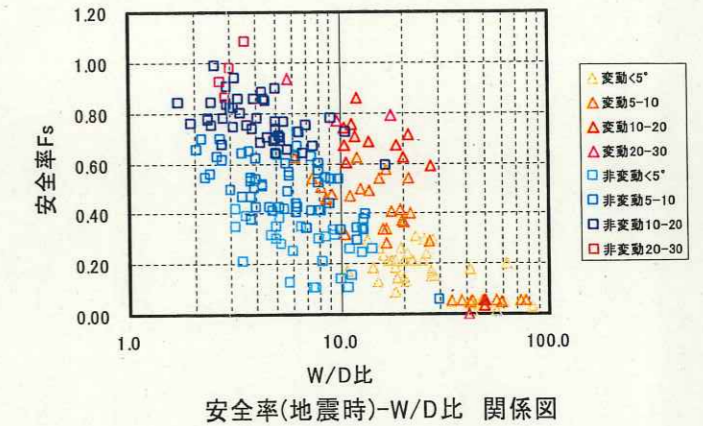
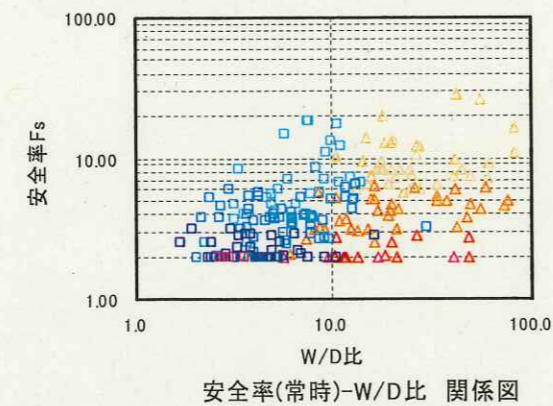


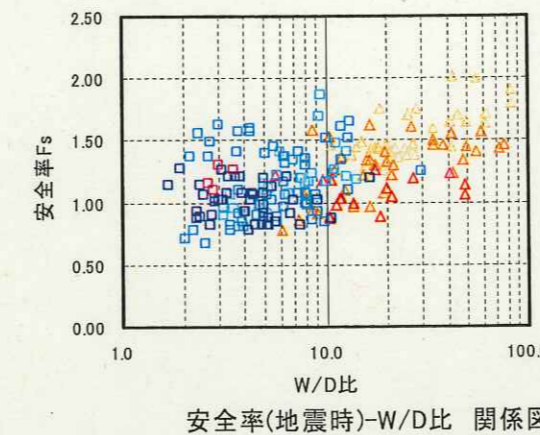
図 8.4.4 通常の2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法②)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=2.0$ ,  
 底面の  $\phi'=30^\circ$ , として  $c'$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  
 =谷底傾斜からの推定値  
 = $h-(0.13940+1.3046)$

(a) 常時



(b) 地震時  
(過剰間隙水圧なし)



(c) 地震時  
(過剰間隙水圧高さ 1.5m)

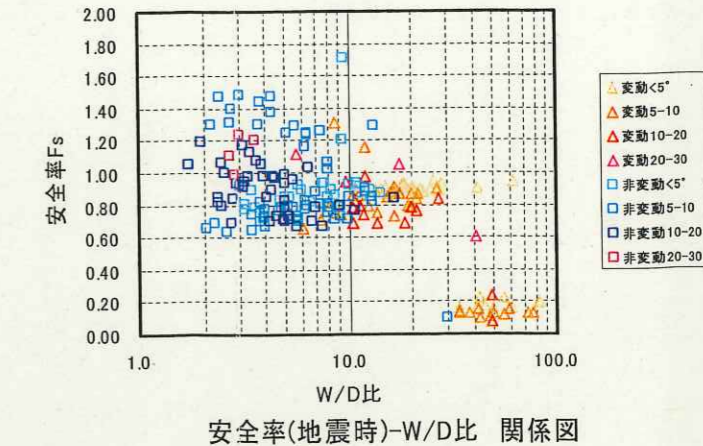


図 8.4.5 通常の2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法③)

8.4.2 側方抵抗を考慮した2次元安定解析モデルによる検証結果

<感度分析結果で採用した設計条件>  
 単位体積重量  $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ ,  
 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  
 水平震度  $kh=0.25$   
 常時水圧高さ=調査結果に基づく回帰式による換算値,  
 側方抵抗係数  $\xi_a=2.0$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$   
 <解析結果>  
 → 変動&F<1の割合=91.0%,  
 非変動&F $\geq 1$ の割合=90.8%,  
 これの全体の正答率=90.9%

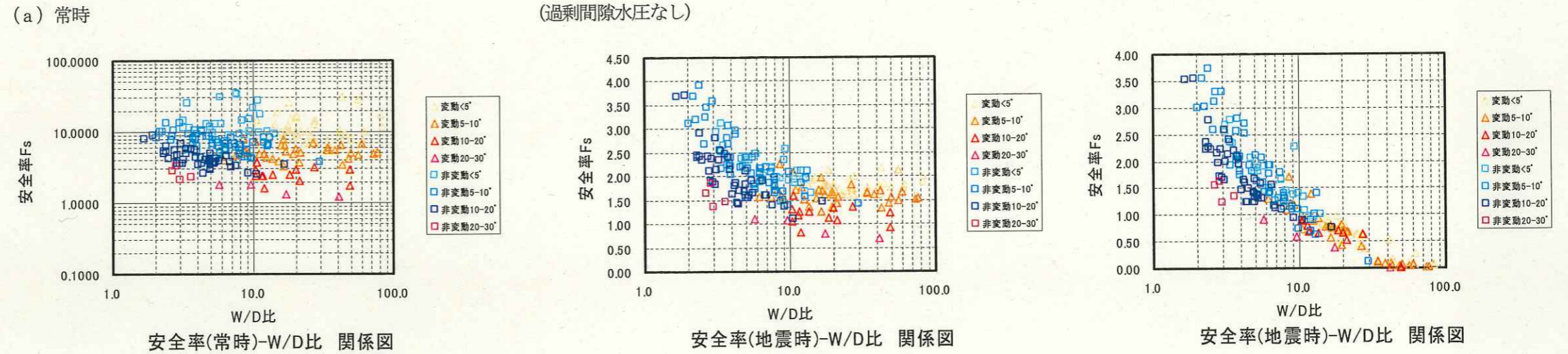


図 8.4.6 側方抵抗を考慮した2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法①)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=2.0$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ , として  $\phi$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  $=h \cdot (0.13940+1.3046)$   
 =谷底傾斜からの推定値  
 側方抵抗係数  $\xi_a=2.0$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$

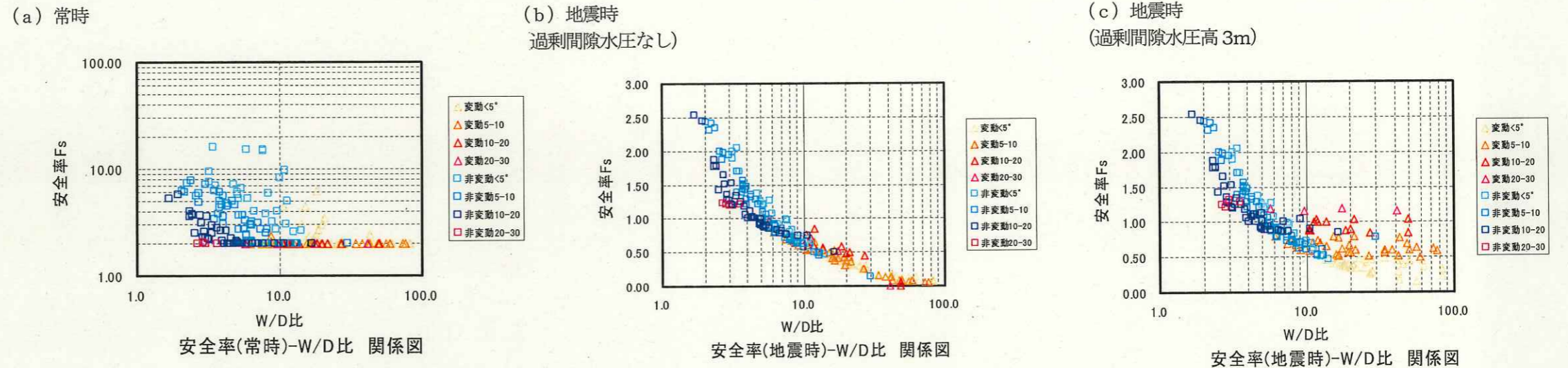


図 8.4.7 側方抵抗を考慮した2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法②)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=2.0$ , 底面の  $\phi'=30^\circ$ , として  $c'$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  $=h \cdot (0.13940+1.3046)$   
 =谷底傾斜からの推定値  
 側方抵抗係数  $\xi_a=2.0$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$

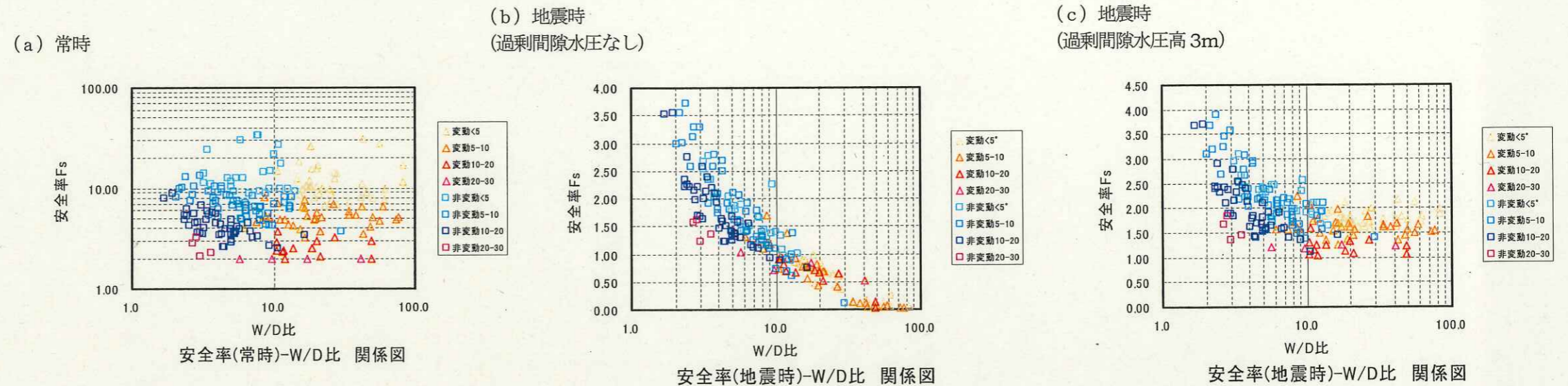


図 8.4.8 側方抵抗を考慮した2次元安定解析による安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法③)

8.4.3 側方抵抗モデルによる検証結果

<感度分析結果で採用した設計条件>  
 単位体積重量  $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ,  $\phi'=25^\circ$ , 側面の  $c'=39\text{kPa}$ ,  $\phi'=35^\circ$   
 水平震度  $kh=0.25$   
 常時水圧高さ=調査結果に基づく回帰式による換算値,  
 土圧係数  $K=0.5$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$ ,  
 <解析結果>  
 → 変動& $F<1$  の割合=88.8%,  
 非変動& $F\geq 1$  の割合=88.5%,  
 これの全体の正答率=88.6%

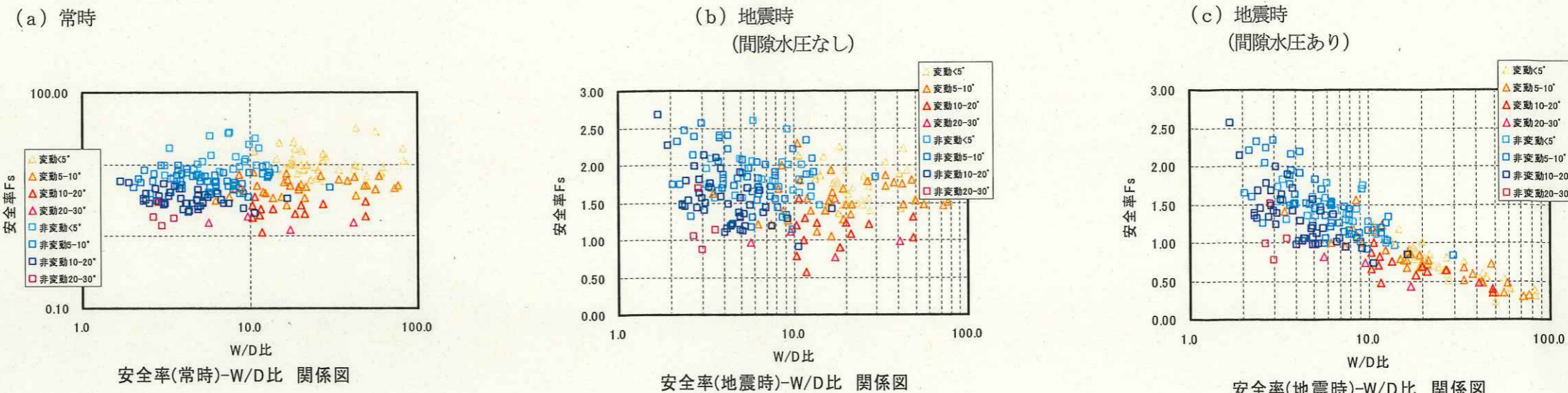


図 8.4.9 側方抵抗モデルによる安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法①)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=3.0$ , 底面の  $c'=0\text{ kPa}$ , として  $\phi'$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  $=h-(0.13940+1.3046)$   
 =谷底傾斜からの推定値  
 土圧係数  $K=0.5$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$

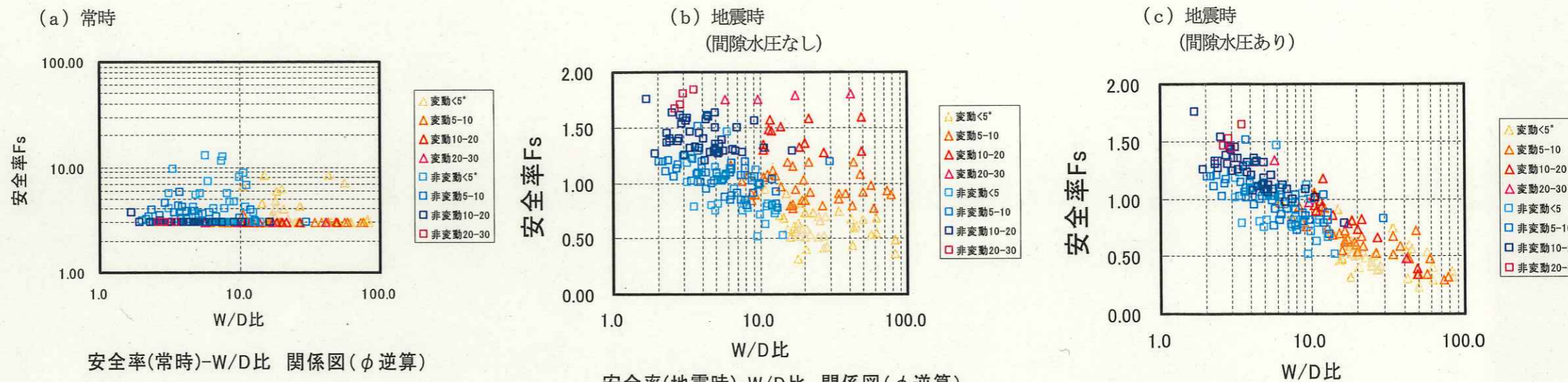


図 8.4.10 側方抵抗モデルによる安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法②)

<解析条件>  
 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ , 常時  $F=3.0$ , 底面の  $\phi'=30^\circ$ , として  $c'$  を逆算,  
 水平震度  $kh=0.25$ ,  
 常時水圧高さ  $=h-(0.13940+1.3046)$   
 =谷底傾斜からの推定値  
 土圧係数  $K=0.5$   
 過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$

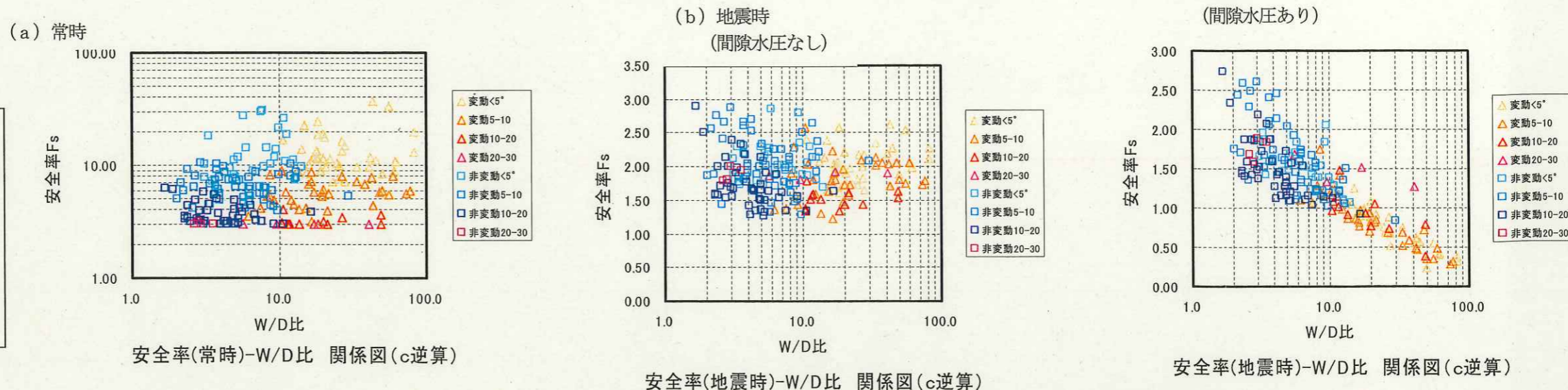


図 8.4.11 側方抵抗モデルによる安全率と変動の有無の関係 ( $c'$ ,  $\phi'$  推定方法③)



## 8.5 平成8年度国交省調査報告書の被災事例に関する検証

報告書に記載されている谷埋め盛土の事例は以下の24事例であるが、このうち、番号30aと番号44は凹地の盛土、番号36は池埋め盛土、番号52は断面図無であることから、これらを除外すると20事例である。

	地点	長さL	幅W	深さD	W/D
1	番号2	400	130	6	21.67
2	番号24	230	120	2.8	42.86
3	番号26	270	80	11	7.27
4	番号27a	180	50	12	4.17
5	番号27b	100	40	7.5	5.33
6	番号28	130	70	3.9	17.95
7	番号29a	80	55	3	18.33
8	番号29b	110	40	4	10.00
9	番号29c	140	70	3.3	21.21
10	番号30a	90	60	5	12.00
11	番号30b	90	60	3.5	17.14
12	番号31	280	50	3.3	15.15
13	番号32	220	45	3.3	13.64
14	番号34	80	40	3.8	10.53
15	番号36	100	25	3.3	7.58
16	番号37	190	90	6.6	13.64
17	番号40	90	25	10	2.50
18	番号44	400	90	8	11.25
19	番号45	120	90	4.5	20.00
20	番号46	110	200	6.3	31.75
21	番号48	100	45	10	4.50
22	番号49	160	70	7.7	9.09
23	番号50	63	55	6	9.17
24	番号52	200	100		

- 番号2 神戸市東灘区森北町7丁目
- 番号24 神戸市長田区上池田4,5丁目
- 番号26 神戸市垂水区多聞台1丁目a
- 番号27a 神戸市垂水区多聞台2丁目a
- 番号27b 神戸市垂水区多聞台2丁目b
- 番号28 西宮市殿山町2番
- 番号29a 西宮市殿山町6番a
- 番号29b 西宮市殿山町6番b
- 番号29c 西宮市殿山町6番c
- 番号30a 西宮市木津山町a
- 番号30b 西宮市木津山町b
- 番号31 西宮市豊楽町11番
- 番号32 西宮市豊楽町8番
- 番号34 西宮市高塚町
- 番号36 西宮市雲井町1番
- 番号37 西宮市雲井町2番
- 番号40 西宮市高座町7番
- 番号44 西宮市城山
- 番号45 西宮市仁川3丁目
- 番号46 西宮市上ヶ原4番町
- 番号48 西宮市甲陽園若江町a
- 番号49 西宮市上甲東園4丁目
- 番号50 西宮市愛宕山5番
- 番号52 芦屋市三条

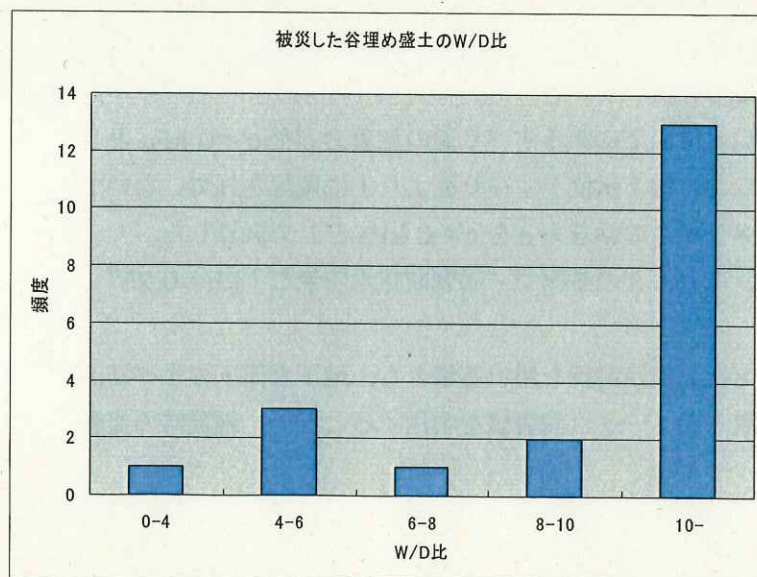


図 8.5.1 W/D 比の分布

中央位置での深さを D として、W/D 比の分布を調べたものが図 8.5.1 である。  
W/D < 6 が 4 事例、6 ≤ W/D < 10 が 3 事例、W/D ≥ 10 が 13 事例となっている。

報告書内に掲載されている 1/1,000 スケール程度の断面図より断面座標を読みとり、解析を行ったため、用いたスライスデータの精度は高いものではない。

報告書に記載されている地層別の土質パラメータを使用して 2次元安定解析（複合すべり対応式 A-2 式）を実施した結果を表 8.5.1 に示す。

各調査地点の断面図を図 8.5.2～図 8.5.6 に示す。

表 8.5.1 通常の 2次元安定解析結果

（報告書記載の地層別土質パラメータを使用：地層毎の値を図 8.5.2～図 8.5.6 に記述）

地点名	常時安全率	地震時安全率（水平震度 $K_h=0.25$ ）		$F \leq 1.0$ 対応の過剰間隙水圧高さ $us$ (m)	限界水平震度 $kh$
		過剰間隙水圧高さ $us=0$ m	過剰間隙水圧高さ $us=3$ m		
番号 27a	F=3.667	F=1.250	F=1.090	4.71	$kh=0.342$
番号 30b	F=3.844	F=1.101	F=0.803	1.02	$kh=0.284$
番号 40	F=5.014	F=1.512	F=1.329	9.0	$kh=0.429$
番号 49	F=3.179	F=0.905	F=0.692	0	$kh=0.218$
番号 50	F=3.898	F=1.216	F=0.840	1.71	$kh=0.327$

過剰間隙水圧を考慮せず、水平震度  $kh=0.25$  のみを与えた場合、No.49 地点以外の 4 事例では地震時安全率  $F$  が  $F > 1.0$  となる。地震時過剰間隙水圧の水圧高さ  $us$  を  $us=3$ m とした場合でも、No.27a と No.40 の 2 つの事例では、地震時安全率  $F$  が  $F > 1.0$  となる。これらの 2 の事例では地震時に変動が生じるためには地震時の過剰間隙水圧の水圧高さ  $u$  がそれぞれ  $us=4.71$ m（盛土深さ 12m）、 $us=9$ m（盛土深さ 10m）となることがわかる。

つまり、調査結果による土質パラメータを用いた通常の 2次元安定解析では、地震時の変動を検証することが難しい。

表 8.5.2 は水位面下にあるすべり面の粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa とし、2次元安定解析を実施した結果である。なお、地下水位がすべり面より上に確認されていない No.40 と No.50 の 2 事例については、全てのスライスの粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa とし試算した。

この場合、ほとんどの事例で“過剰間隙水圧無し+ $kh=0.25$ ”の条件で、地震時安全率は 1.0 未満となる。

つまり、2次元安定解析を用いる場合も、地下水面下のすべり面の粘着力  $c'$  を  $c'=0$  kPa とし、その他の土質パラメータは調査値を利用することで、地震時の変動を検証できることがわかる。

神戸市垂水区多聞台2丁目a No. 27 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No.27-a kh=0.0

層番号	飽和重量 ( $t f / m^3$ )	湿潤重量 ( $t f / m^3$ )	水平震度	粘着力 ( $t f / m^2$ )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.800	1.800	0.000	3.00	0.00	15.00
2	1.800	1.800	0.000	3.00	0.00	15.00
3	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	30.00
4	2.000	2.000	0.000	99.00	0.00	0.00

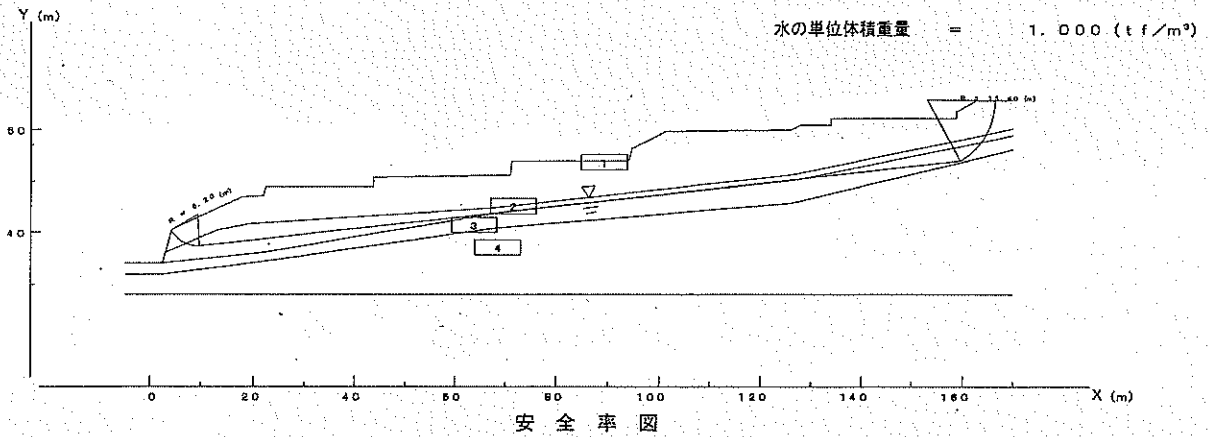


図 8.5.2 断面図 (番号 27a)

西宮市木津山町b No. 30 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No.30 kh=0.0

層番号	飽和重量 ( $t f / m^3$ )	湿潤重量 ( $t f / m^3$ )	水平震度	粘着力 ( $t f / m^2$ )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	25.00
2	1.900	1.900	0.000	0.00	0.00	25.00
3	1.900	1.900	0.000	2.00	0.00	25.00
4	1.900	1.900	0.000	0.00	0.00	25.00
5	2.000	2.000	0.000	99.00	0.00	0.00

水の単位体積重量 = 1.000 ( $t f / m^3$ )

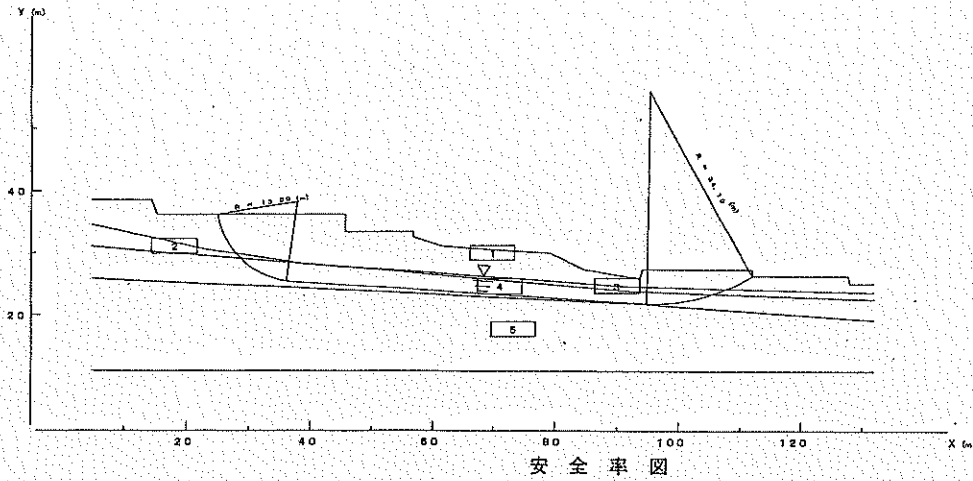


図 8.5.3 断面図 (番号 30b)

西宮市高座町7番 No. 40 (kh=0.00)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A1 検討断面 No. 40 kh=0.0

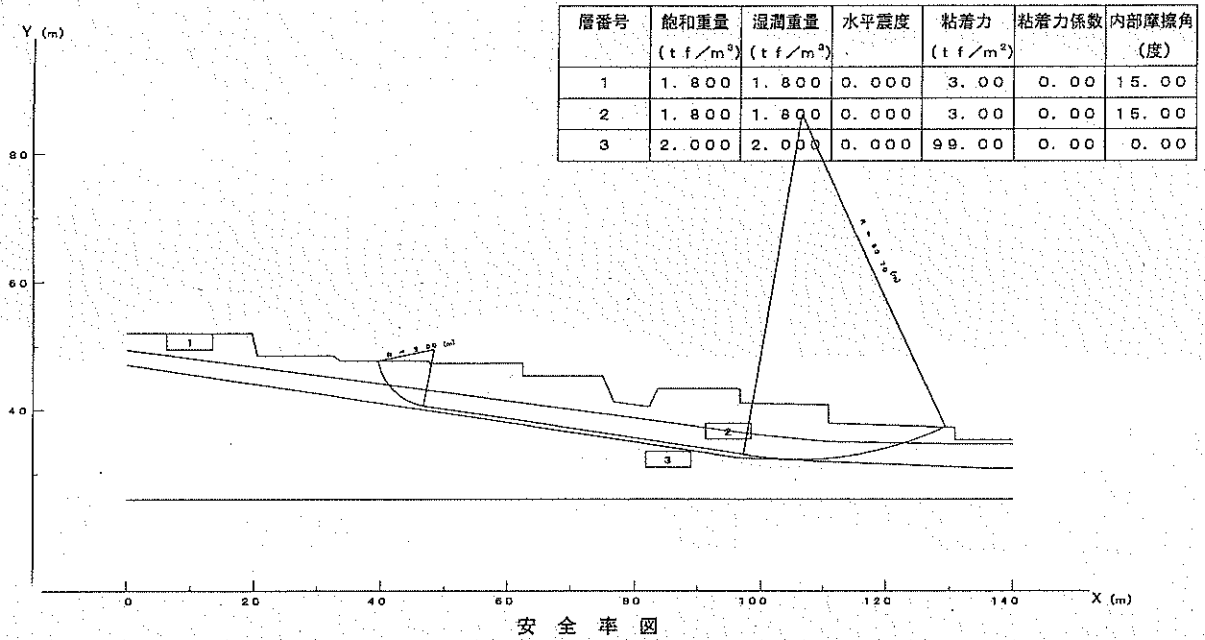


図 8.5.4 断面図 (番号 40)

西宮市上甲東園4丁目 No. 49 (kh=0.10)  
 c) 複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A2 検討断面 No. 49 kh=0.1

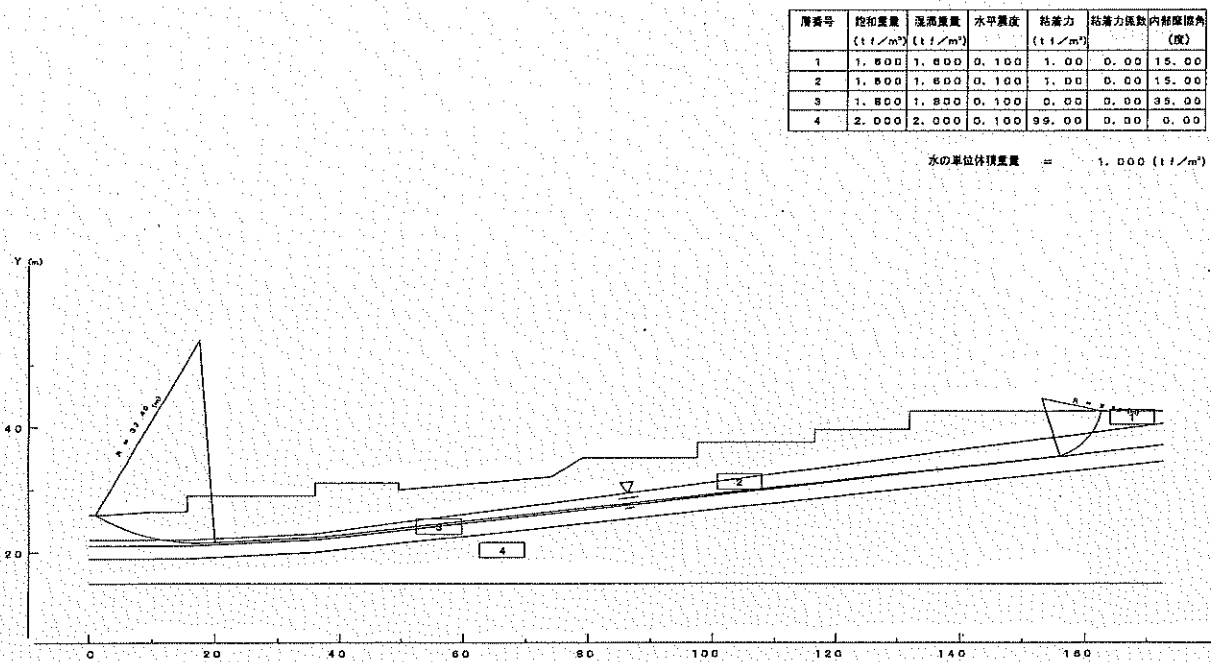


図 8.5.5 断面図 (番号 49)

西宮市岩愛宕山5番 No. 50 (kh=0.20)  
 c)複合すべり (簡便法)  
 被害タイプ A2 検討断面 No.50 kh=0.2

層番号	飽和重量 ( $t f / m^3$ )	湿潤重量 ( $t f / m^3$ )	水平震度	粘着力 ( $t f / m^2$ )	粘着力係数	内部摩擦角 (度)
1	1.600	1.600	0.200	1.00	0.00	15.00
2	2.000	2.000	0.200	99.00	0.00	0.00

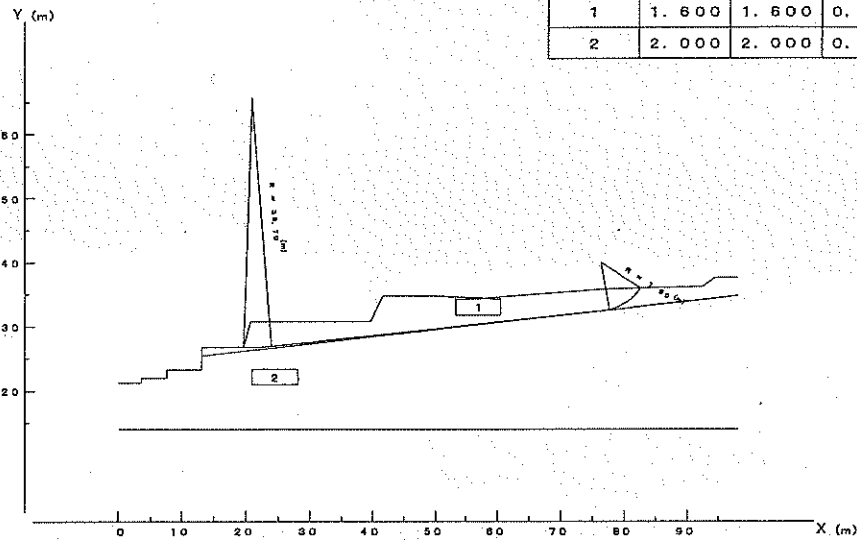


図 8.5.6 断面図 (番号 50)

表 8.5.2 通常の2次元安定解析結果 ( $c' = 0$ ,  $\phi' =$ 報告書記載の地層別値土質パラメータを使用)

地点名	常時安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s = 0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s = 3$ m	
番号 27a	F=2.361	F=0.793	F=0.633	0
番号 30b	F=3.720	F=1.064	F=0.766	0.648
番号 40	F=2.436	F=0.724	F=0.541	0
番号 49	F=2.271	F=0.641	F=0.429	0
番号 50	F=2.305	F=0.710	F=0.334	0

同様に、水位面下にあるすべり面の粘着力  $c'$  を  $c' = 0$  kPa として、側方抵抗モデル (C-2 式) および  $W/D$  比を考慮した2次元安定解析モデル (B-2 式) の両方で試算した。その結果を表 8.5.3, 表 8.5.4 に示す。

側方抵抗モデルで用いた側面のせん断強度パラメータは H8 報告書における各地点の盛土層の値を用いた (図 8.5.2~図 8.5.6 に記述)。土圧係数は、釜井らの調査結果の検証に用いたものと同じ値 ( $K = 0.5$ ) を採用している。

側方抵抗モデルでは、 $kh = 0.25$  に対して、過剰間隙水圧高さが発生しない場合でも地震時に  $F < 1.0$  となる事例が3例で、その他は最大で  $u_s = 2$  m の過剰間隙水圧高さが発生すれば、地震時の変動を検証できることがわかる。

$W/D$  を考慮した2次元安定解析では  $W/D$  に関する係数  $\xi_a = 1.0$  として解析したが、かなり大きめの過剰間隙水圧が発生しないと、地震時の変動が検証できない。

表 8.5.3 側方抵抗モデル (C-2 式) による解析結果

$c' = 0$ ,  $\phi' =$ 報告書記載の地層別値土質パラメータを使用)

地点名	常時安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s = 0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s = 3$ m	
番号 27a	F=2.803	F=0.948	F=0.787	0
番号 30b	F=4.166	F=1.196	F=0.898	1.97
番号 40	F=3.415	F=1.023	F=0.841	0.37
番号 49	F=2.598	F=0.736	F=0.524	0
番号 50	F=2.512	F=0.776	F=0.400	0

表 8.5.4 側方抵抗を考慮した2次元安定解析 (B-2式) による解析結果  
 ( $c' = 0$ ,  $\phi'$  = 報告書記載の地層別値土質パラメータを使用,  $\xi = 1.0$ )

地点名	常時 安全率	地震時安全率 (水平震度 $K_h=0.25$ )		$F \leq 1.0$ 対応の 過剰間隙水圧高さ $u_s$ (m)
		過剰間隙水圧高さ $u_s = 0$ m	過剰間隙水圧高さ $u_s = 3$ m	
番号 27a	F=3.752	F=1.280	F=1.120	4.71
番号 30b	F=4.897	F=1.412	F=1.114	4.18
番号 40	F=5.056	F=1.525	F=1.342	9.27
番号 49	F=3.603	F=1.028	F=0.816	0.39
番号 50	F=2.952	F=0.916	F=0.539	0

H8年度報告書事例の検証結果のまとめ

- (1) 土質パラメータの調査結果を用いた通常の複合すべり対応2次元安定解析 (A-2式) では、地震時の谷埋め盛土の変動を検証することはできない。
- (2) 地下水位面下のすべり面における粘着力  $c'$  を、 $c'=0$  として解析すれば、複合すべり対応2次元安定解析で、地震時の谷埋め盛土の変動を検証することができる。
- (3) 上記(2)と同様の手法用いれば、側方抵抗モデル (C-2式) でも地震時の谷埋め盛土の変動を検証することができる。

## 8.6 三陸南地震の被災事例に関する検証

平成 15 年 5 月 26 日に発生した M7.0 の三陸南地震による谷埋め盛土の被災事例について検証を行った。図 8.6.1 は被災状況写真と隣接する盛土での貫入試験の結果である（釜井,2003）図 8.6.2 は近隣の地形図と対岸にある谷埋め盛土の状況写真である（釜井, 2003）。

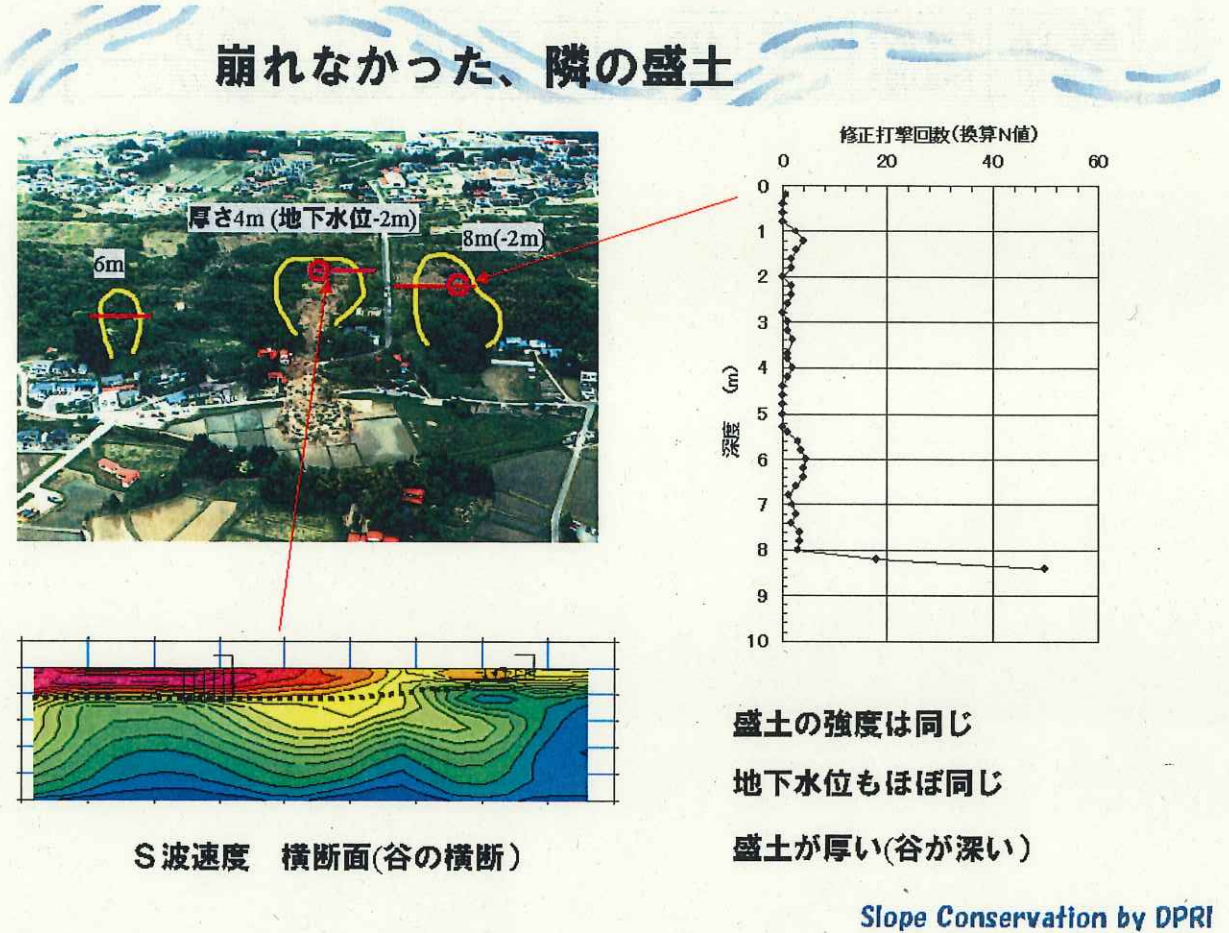


図 8.6.1 築館町における被災状況（釜井, 2003）

図 8.6.2 に示す、この地区の 4 地点の谷埋め盛土について検証を行った。4 地点の谷埋め盛土形状等に関する情報は表 8.6.1 の通りである。変動が確認された地点は Tuki2 でその他の地点では変動は認められていない。

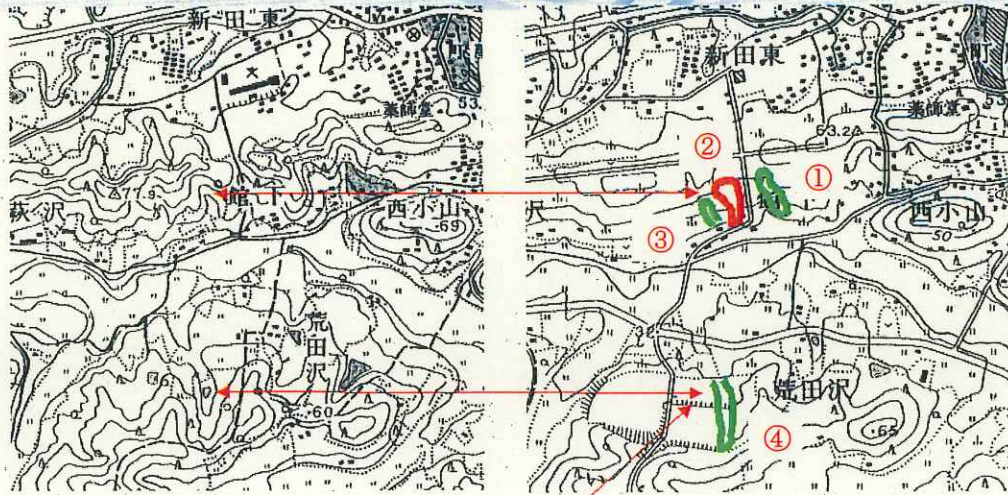
また、Tuki1 や Tuki2 は地下水位が GL-2m 付近に確認されたが、対岸の Tuki4 については盛土内に地下水は確認されなかった。

表 8.6.1 各調査地点の盛土形状（築館町）

調査地点	水平長さL	幅W	深さD	W/D比	底面傾斜角 $\theta$	地下水位 (GL-m)	変動の有・無
Tuki1	110	35	8	4.4	6	2	無
Tuki2	150	44	4	11.0	6	2	有
Tuki3	100	35	6	5.8	7.5	2	無
Tuki4	190	35	6.5	5.4	4	7	無



## 崩れなかった、正面の盛土



旧谷底以下に切り込まれた造成地

地下水位が低い

盛土が大規模で厚い

盛土の強度がやや高い

Slope Conservation by DPRI

図 8.6.2 築館町における被災状況 (釜井, 2003)

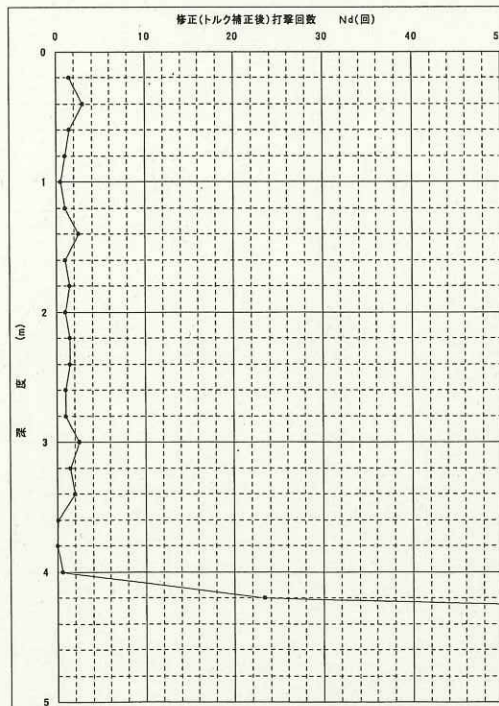


図 8.6.3 Tuki2 地点上部の貫入試験結果 (釜井, 2003)

当地域では貫入試験および表面波探査が実施されているが、変動した Tuki2 地点の上部の残留盛土部分での貫入試験の結果を図 8.6.3 に示す。これによると盛土内の N 値はほとんど  $N \leq 2$  となっており、深度 4m 付近はほぼゼロとなっている。図 8.6.1 に示した隣接する谷埋め盛土でも盛土部分の N 値は同様に小さくほとんど  $N \leq 2$  となっている。また、4m 付近には Tuki2 の地点と同様に N がほぼゼロの区間があるが、盛土の深さは 8m 程度と深くなっている。

対岸の Tuki4 の地点の盛土の強度は、Tuki1 や Tuki2 と比べてやや強度が高く、N 値は  $N=6$  程度であった。Tuki3 については貫入試験を実施していないため、近隣の非変動地点である Tuki1 と同じ値を採用した。

これらの調査結果から得られた各調査地点のすべり面付近の N 値をもとに、せん断強度パラメータを推定した。地下水位は何れの地点でも GL-2m 程度と高い地下水位を形成している。そのためすべり面の粘着力  $c'$  は  $c'=0$  kPa としている。なお、Tuki2 の地点での貫入試験結果では上述のようにすべり面付近の N 値がほぼゼロであったが、N 値がゼロであれば安全率もゼロとなることや、地質の不均質性を考慮して  $N=1$  と設定した。

表 8.6.2 各調査地点のせん断強度パラメータ推定値 (築館町)

三陸南地震(築館町)		採用			
調査地点	換算N値	道路橋示方書 $\phi=15+\sqrt{15N}$ ( $N>5$ )	道路橋示方書等 $\phi=(20N)^{0.5}+20$ ( $3.5 \leq N \leq 20$ ) $N \geq 20$ は $\phi=40$	大崎の式 建築基礎指針で 引用 $\phi=15+\sqrt{20N}$	備考
Tuki1	2	20.5	26.3	21.3	
Tuki2	1	18.9	24.5	19.5	
Tuki3	2	20.5	26.3	21.3	N値は推定
Tuki4	6	24.5	31.0	26.0	

これらの調査データに基づいて、通常の 2 次元安定解析 (A-1 式)、側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析 (B-1 式)、側方抵抗モデル (C-1 式) の 3 つの方法で安全率を試算し、変動状況との整合性を調べた。

表 8.6.3 は通常の 2 次元安定解析による試算結果であるが、地震力 ( $kh=0.25$ ) を考慮した段階で、Tuki4 以外の 3 地点の安全率が 1.0 を大きく下回り、地震時には滑動するという結果となった。変動事例に対する正答率は 100% であるが、非変動事例の中の 2 事例について変動するという解析結果となった。

表 8.6.4 は側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析による試算結果である。側方抵抗係数  $\xi_a$  は、神戸の事例で適用した値と同じ値  $\xi_a=2.0$  を採用した。表に示すように、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが 2m 程度であれば、正答率は 100% となる。

表 8.6.5 は側方抵抗モデルによる試算結果である。側方抵抗に関する側面のせん断強度パラメータのせん断抵抗角は各地点の調査結果による値（表 8.6.2）を採用し底面と同じ値とした。側面の粘着力は  $c'=30\text{kPa}(0.3\text{kgf}/\text{cm}^2)$  とした。側方抵抗に関する土圧係数は神戸の事例で適用した値と同じ値 ( $K=0.5$ ) を採用した。表に示すように、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが無い場合は Tuki3 以外は現象と安全率が一致するが、1m 程度とすれば Tuki1 も一致しなくなる。Tuki3 については貫入試験を実施していないため、Tuki1 での試験値の N 値を採用していることから、この値の信頼性の影響も考えられる。

これらの3つの解析方法による試算結果をまとめると以下のような内容となる。

<試算結果のまとめ>

- ①2次元安定解析では地震時に非変動となることを評価することが困難である。  
 ②側方抵抗を考慮した2次元安定解析や側方抵抗モデルでは、地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを1~2m程度であると仮定することによって、変動事例および非変動事例の地震時の安定性を評価することができた。

表 8.6.3 通常の2次元安定解析(A-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 ( $kh=0.25, us=0m$ )	地震時安全率 ( $kh=0.25, us=1m$ )	整合性
Tuki1	2.16	0.61	0.54	×
Tuki2	2.43	0.69	0.56	○
Tuki3	1.86	0.61	0.51	×
Tuki4	6.97	1.50	1.37	○

表 8.6.4 側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 ( $kh=0.25$ )			整合性
		$us=0m$	$us=1m$	$us=2m$	
Tuki1	6.54	1.91	1.83	1.75	○
Tuki2	4.17	1.21	1.07	0.93	○
Tuki3	4.49	1.52	1.42	1.33	○
Tuki4	12.30	2.66	2.53	2.40	○

表 8.6.5 側方抵抗モデル(C-1式)による安全率(築館町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 ( $kh=0.25, us=0m$ )	地震時安全率 ( $kh=0.25, us=1m$ )	整合性
Tuki1	3.50	1.01	0.93	△
Tuki2	3.31	0.95	0.82	○
Tuki3	2.85	0.95	0.86	×
Tuki4	8.99	1.94	1.81	○

## 8.7 宮城県北部地震の被災事例に関する検証

次に、平成 15 年 7 月 26 日に発生した M5.5 の宮城県北部南地震による谷埋め盛土の被災事例について検証を行った。

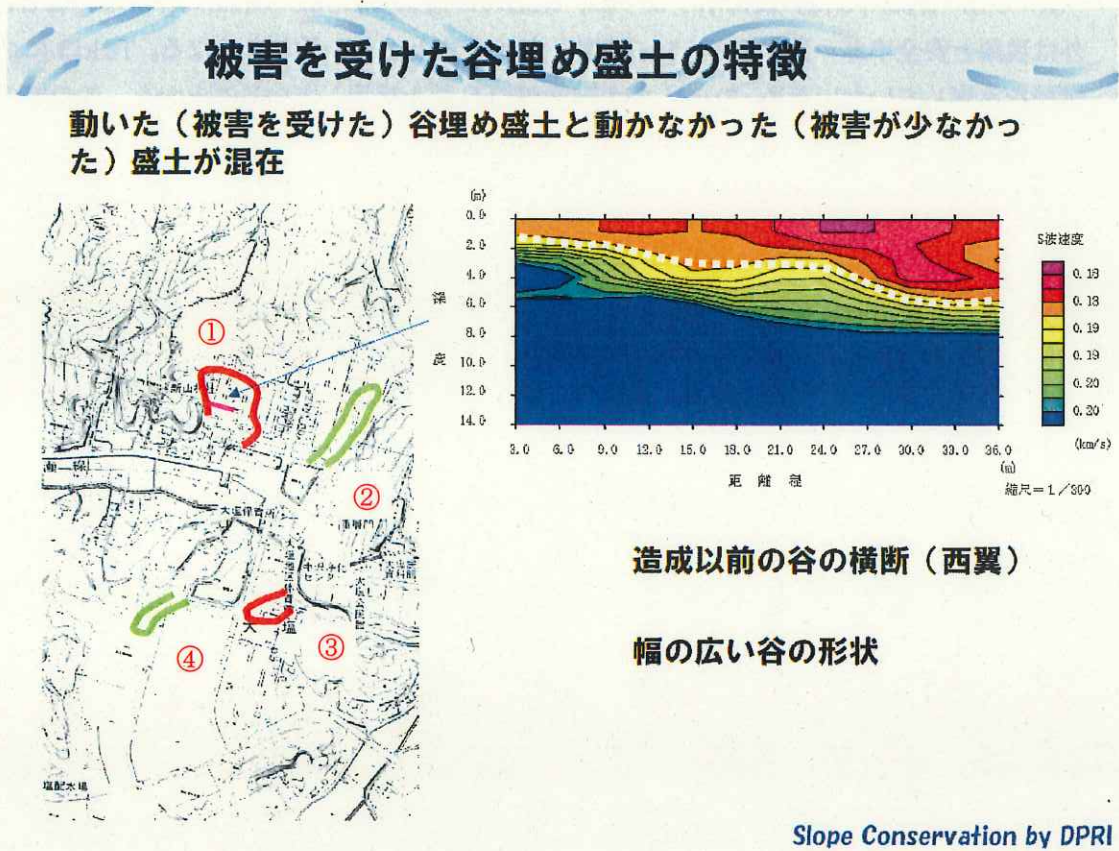


図 8.7.1 大塩町における被災状況（釜井による）

当該地域には図 8.7.1 に示すように 4 地点に谷埋め盛土が確認されている。谷埋め盛土の形状等に関する情報を表 8.7.1 に示すが、変動が確認されたのは Oshi1 と Oshi3 の 2 つの地点である。なお、地下水については Oshi1 の末端擁壁からの地下水流出が確認されているのみで、地下水位に関する調査結果はない。GL-2m は推定値である。

表 8.7.1 各調査地点の盛土形状（大塩町）

宮城県北部地震(大塩町)

調査地点	水平長さL	幅W	深さD	W/D比	底面傾斜角 $\theta$	地下水位 (GL-m)	変動の有・無
Oshi1	125	90	8	11.3	2.5	2	有
Oshi2	225	30	6.5	4.6	2.5	2	無
Oshi3	100	40	4	10.0	6.5	2	有
Oshi4	175	50	8	6.3	3	2	無

当該地域で実施されている表面波探査の結果からすべり面付近の S 波速度を求め、それによって N 値の推定を行った。また、地下水位が形成されていることから、すべり面の粘着力  $c'$  は  $c'=0\text{kPa}$  とし解析を行った。

表 8.7.2 各調査地点のせん断強度パラメータ推定値 (大塩町)

宮城県北部地震(大塩町)

採用

調査地点	S波速度 Vs (km/s)	換算N値	道路橋示方書 $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ (N>5)	道路橋示方書等 $\phi = (20N)^{0.5} + 20$ ( $3.5 \leq N \leq 20$ ) N $\geq 20$ は $\phi = 40$	大崎の式 建築基礎指針で引 用 $\phi = 15 + \sqrt{20N}$	備考
Oshi1	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi2	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi3	0.2	6.4	24.8	31.3	26.3	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>
Oshi4	0.18	5.2	23.8	30.2	25.2	N値はVsから推定 <sup>注)</sup>

注)  $\nu = 0.4$ ,  $\rho = 1.6t/m^3$  として Vs から動弾性係数  $E_d$  を推定し,  $E_s/E_d = 1/10$  として, 静弾性係数  $E_s$  を推定,  $E_s = 2800 \cdot N$  の関係から, N 値を推定した。

これらの調査データに基づいて, 通常の2次元安定解析 (A-1 式), 側方抵抗を考慮した2次元安定解析 (B-1 式), 側方抵抗モデル (C-1 式) の3つの方法で安全率を試算し, 変動状況との整合性を調べた。

表 8.7.3 は通常の2次元安定解析による試算結果であるが, 地震力 ( $kh = 0.25$ ) を考慮した段階で, 4地点すべての地点の安全率が 1.0 を大きく下回り, すべての地点が地震時には滑動するという結果となった。ここでも, 変動事例に対する正答率は 100% であるが, 非変動事例に対する正答率はゼロ% となった。

表 8.7.4 は側方抵抗を考慮した2次元安定解析による試算結果である。側方抵抗係数  $\xi_a$  は, 神戸の事例で適用した値と同じ値  $\xi_a = 2.0$  を採用した。表に示すように, Oshi1 地点では過剰感水厚を 4m としても安全率が 1.0 を下回らない結果となった。地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが 3m 程度での, 正答率は, 変動で 50%, 非変動で 100% となった。

表 8.7.5 は側方抵抗モデルによる試算結果である。側方抵抗に関する側面のせん断強度パラメータのせん断抵抗角は各地点の調査結果による値 (表 8.7.2) を採用し底面と同じ値とした。側面の粘着力は  $c' = 30kPa (0.3kgf/cm^2)$  とした。側方抵抗に関する土圧係数は神戸の事例で適用した値と同じ値 ( $K = 0.5$ ) を採用した。表に示すように, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さが 1.5m 程度であれば, 正答率は 100% となる。

これらの3つの解析方法による試算結果をまとめると以下のような内容となる。

<試算結果のまとめ>

- ①2次元安定解析では地震時に非変動となることを評価することが困難である。
- ②側方抵抗を考慮した2次元安定解析では, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを 3m 程度であると仮定することによって, 変動事例および非変動事例の地震時の安定性をある程度正確に評価することができた。
- ③側方抵抗モデルでは, 地震時の過剰間隙水圧の水圧高さを 1.5m 程度であると仮定することによって, 変動事例および非変動事例の地震時の安定性を評価することができた。

表 8.7.3 通常の2次元安定解析(A-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率 (us=0m)	地震時安全率 (us=1m)	整合性
Oshi1	6.29	0.92	0.81	○
Oshi2	6.63	0.97	0.83	×
Oshi3	3.13	0.94	0.75	○
Oshi4	5.24	0.89	0.78	×

表 8.7.4 側方抵抗を考慮した2次元安定解析(B-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率			整合性
		us=0m	us=3m	us=4m	
Oshi1	10.36	1.52	1.19	1.08	×
Oshi2	16.57	2.45	2.03	1.90	○
Oshi3	4.90	1.50	0.93	0.74	○
Oshi4	11.35	1.95	1.61	1.51	○

表 8.7.5 側方抵抗モデル(C-1式)による安全率(大塩町)

調査地点	常時安全率	地震時安全率			整合性
		us=0m	us=1.5m	us=2m	
Oshi1	7.62	1.11	0.95	0.89	○
Oshi2	10.36	1.52	1.32	1.25	○
Oshi3	4.09	1.24	0.96	0.86	○
Oshi4	7.23	1.23	1.07	1.02	○

## 8.8 谷埋め盛土地盤への動的解析手法の適用性の検討

谷埋め盛土地盤への動的解析を適用するにあたり、解析のモデル化、解析手法の選定、使用する物性の問題が生じる。

### (1) 解析モデルの問題

地盤構造に不整形性が認められる場合には、地盤構造の2次元、3次元的变化を考慮した地盤全体での動的解析を実施する必要がある。

#### 1) 2次元モデル

地盤の不整合をモデル化するのに一般的なモデルで、多くの検証実験、設計に用いられている。ただし、土砂移動方向に対し、横断面で考慮するモデルと縦断面で考慮するモデルとで考慮することとなるが、側方抵抗の問題や土粒子の杭間のすり抜け等はモデル化できない。

#### 2) 3次元モデル

3次元的变化を考慮した検討が理想的であるが、膨大な計算時間を要し、解析目的を把握し選定する必要がある。また、地盤の非線形解析の検証を扱った事例がほとんど無い。さらに3次元有効応力解析の場合、適合するプログラムがまだ研究段階である。

### (2) 解析手法の選定

地盤が含む水の影響を評価するか否かで、全応力解析か有効応力解析かの選定を検討する必要がある。

#### 1) 全応力解析

FLUSH に代表される等価線形手法は兵庫県南部地震(1995)以前は、原子力関連で多く実績を有する。ただし、加振終了後、変形が戻ってしまうので、別途、応力状態をポストプログラムに移行し、2次元有限要素解析では馬場・渡辺法等により、潜在すべり線の設定した土塊の移動を算定する。3次元解析プログラムも存在するが実証は不十分である。

#### 2) 有効応力解析

地盤に作用する応力(全応力)は、有効応力解析と間隙水圧の和で表されることから、液状化の解析では有効応力が必須となる。地震が発生した後に、ダイラタンシーによる過剰間隙水圧が発生し、浸透によりその値が変わるとされている。有効応力 LIQCA では過剰間隙水圧の上昇から消散まで考慮できる。3次元解析プログラムは存在するがまだ研究段階で未公開のものが多い。

### (3) 解析物性

兵庫県南部地震(1995)以降、設計用入力地震動が大きくなり、発生するひずみも大きくなった。動の変形特性試験で得られる最大ひずみは0.1%程度であるのに対し、その影響を考慮したモデル化が要求されるが現在そのレベルに多くに課題を残す分野である。また、液状化強度試験も一定応力加振振幅化の材料の強度で、地震のランダム波に対する精度等に問題が残るが今のところこれに代わる試験法は存在しない<sup>1)</sup>。

表 8.8.1 解析に使用する物性の試験

	全応力解析	有効応力解析	解析物性
ボーリング	○	○	地層区分, 平均有効応力
PS 検層	○	○	せん断波速度: $V_s$ , 動ポアソン比: $\nu$
密度試験	○	○	密度: $\rho$ , 初期間隙比: $e_0$
粒度試験	○	○	粒度分布
圧密試験	—	○	圧縮指数: $\lambda$ , 膨張指数: $\kappa$
せん断試験	○	○	粘着力: $C$ , 内部摩擦角: $\phi$
動的変形試験	○	○	動的変形特性: $G/G_0 \cdot h \sim \gamma$ ,
液状化強度試験	—	○	液状化強度曲線: $\tau / p \sim N$
透水試験	—	○	透水係数: $k$

#### (4) 液状化による変状が生じる時刻

地盤の変状は地震の揺れが収まってから移動することが、幾つか報告されている<sup>2)</sup>。新潟地震(1964)の昭和大橋を走行していた車両が橋梁を渡り終わって運転者がパンクと思い車外にでたところ、上部工がばたばたと倒れてゆくのが見えたことがわかっている。また、宮城県北部地震(2003)では、斜面崩壊を目撃した住民状況のヒアリングでは、地震直後0歳の子供をかかえて車に乗ろうとしたら土砂災害に遭遇を目撃した。震発生後、1から2分後であったこととなる。この現象を再現するには、盛土部の飽和層の過剰間隙水圧が上昇する有効応力解析が重要となる。

#### 参考文献

- 1)例えば, 土木学会編, 動的解析と耐震設計-第2巻-動的解析の方法, 技報堂出版, 1997.
- 2)例えば竹中博士, 不整系地盤における波動伝播の数値計算法, 地震, 第2輯, 第46巻, 191-205, 1993.
- 3)吉田望, 東畑郁生, 「Yusa-yusa2 理論と解説」, 1991
- 4)Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T., Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soil and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 5) Oka F., Yashima A., Tateishi A., Taguchi Y., and Yamashita S., : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique* 49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 6) Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B., SHAKE, Report No. EERC 72-12., University of California, Berkeley, 1972.
- 7) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F. and Seed, H. B., FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 8)Hardin, B. O., and Drnevich, V. P., Shear Modulus and Damping in Soils, *Design Equations and Curves*, Proc. ASCE, SM7, pp.667-692, 1972.
- 9)杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫, 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する



る一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.49-58, 1994.6.

10)吉田望, 辻野修一, 石原研而, 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.1634-1640, 1990

11)吉田望, 田蔵隆, 鈴木英世, 地盤の非線形地震応答解析手法の比較, 第23回地震工学研究発表会, (社)土木学会, pp.49-52, 1995.

12)吉田望, 1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土と基礎, Vol.43, No.10, pp.49-54, 1995.

13)安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89, 1999

## 8.9 安定解析手法の検証結果のとりまとめ

各安定解析手法について4つ調査事例をもとに検証（検証A～検証D）を行った。  
それぞれの検証条件は以下の通りである。

### <検証A：釜井ほか(2004)の調査データによる検証>

- 各地点の土質パラメータは未知。
- 最適なパラメータを調べる検証ではなく、それらの組合せを複数設定し、変動・非変動の実績と地震時安全率の整合性から、各安定解析モデルの適用可能性を判断するための検証。
- 変動・非変動事例の各正答率が両者共に70%以上となることを適用可能性判定の目安とした。
- 土質パラメータに関する試算上の制限  
粘着力  $c' \leq 50 \text{kPa}$  ( $0.5 \text{kgf/cm}^2$ )，せん断抵抗角  $\phi' \leq 35^\circ$ ，側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$   
水平震度  $k_h=0.25$ ，地震時過剰間隙水圧高さ  $\leq 3\text{m}$

### <検証B：H8 国土交通省報告書の調査データによる検証>

- <検証条件>
- 土質パラメータはH8 報告書内の各地点の調査結果を使用
  - 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータもH8 報告書の値を使用
  - 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
  - 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
  - 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 3\text{m}$  で比較検証。

### <検証C：三陸南地震の被災事例に関する検証>

- <検証条件>
- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
  - 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし，粘着力  $c'=30 \text{kPa}$  ( $0.3 \text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
  - 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
  - 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
  - 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 2\text{m}$  で比較検証。

### <検証D：宮城県北部地震の被災事例に関する検証>

- <検証条件>
- 土質パラメータはの各地点の調査結果を使用
  - 側方抵抗モデルの側方の土質パラメータも各地点の調査結果を使用。ただし，粘着力  $c'=30 \text{kPa}$  ( $0.3 \text{kgf/cm}^2$ ) に固定。
  - 側方抵抗モデルの土圧係数  $K=0.5$  を使用。
  - 側方抵抗を考慮した2次元安定解析式の  $\xi a=2$  を使用。
  - 地震時過剰間隙水圧は水圧高さは  $0\text{m} \sim 4\text{m}$  で比較検証。

4つの検証結果を総合的に判定は表 8.3.1 のようになる。

表 8.9.1 各安定解析モデルの検証結果のとりまとめ

安定解析手法	総合評価
通常の 2 次元安定解析	①今回の一連の検証では、非変動事例に関する有効性がほとんど示されなかった。 ②変動事例については、ほとんどの事例で安全率が $F < 1.0$ となったが、上記①のように非変動事例でもほとんどの場合、 $F < 1.0$ となる。
側方抵抗を考慮した 2 次元安定解析	①検証 B においてはあまり良い結果とならなかったが、その他の検証事例では良い検証結果を示した。 ②今回の検証の範囲では、地震時の安定性評価が可能であると判断できる。
側方抵抗モデル	①全体的に良い検証結果を示し、今回比較した安定解析手法の中では、最も良い結果となった。 ②今回の検証の範囲では、地震時の安定性評価が可能であると判断できる。
簡易 3 次元安定解析	①検証 A 以外には谷埋め盛土の 3 次元形状を判断する調査値が全くなかったため十分な検証ができなかった。 ②検証 A では谷埋め盛土の 3 次元形状を極端に単純化したためか、あまり良い結果は得られなかった。 ③検証不十分であるため、現時点では、このモデルの適用性に関する判断は不能である。

今回検証した 4 つの検証結果に関するとりまとめを表 8.9.1 に示す。

表 8.9.1 は、今回の 4 つの検証の範囲における判断であり、これで十分な検証ができたと言断することはできない。

今後は、谷埋め盛土のより詳細な調査事例について、数多くの事例を収集し、検証を重ねる必要がある。これまでの事例調査では、非変動事例に関する調査が特に不足している。既往の被災地周辺における変動事例および非変動事例の詳細な調査が必要である。特に、谷埋め盛土の 3 次元形状および土質パラメータの不均質性を必要十分な精度で調査する必要がある。

検証 B では調査結果である地層毎の土質パラメータが不適切であるという問題が明らかとなった。今後の詳細調査においては、土質パラメータの詳細な調査方法の確立とその調査結果の信頼性向上も課題である。

今回検証した安定解析手法は谷埋め盛土の安定度を評価するための簡易法である。安定性をより高い信頼性で評価するためには、より詳細な解析を行う詳細法を導入する必要がある。

しかし、詳細法については 3 次元動的解析など研究レベルのものも多く、設計の手段として利用できるレベルに達するまでには、更なる研究および技術の向上が必要である。

地震時の地盤の変形問題は、対象とする地点の地盤の不均質性を考慮して、如何にモデル化するかが重要である。

FEM を用いて地盤の通常の変形解析を行う場合、解析対象地点の変形量に関する調査結果をもとに、逆解析によってパラメータを設定することが多い。また、逆解析を全く実施しない場合、解析値と実測値に大きな差が生じることが多いのが現状である。これは対象地点の地盤の不均質性を正確にモデル化することの難しさが大きく影響していると考えられる。

このように通常の FEM 解析などで行われている、逆解析によってパラメータを設定する手法は、解析対象地点での教師データがない地震時の谷埋め盛土の変形予測には適さない。演繹的な手法で適

切なパラメータを決定する技術を確立することが重要となる。そして、モデルの構築からパラメータの設定までの手法を、研究者ではなく通常の設計技術者が取り扱える、いわゆる設計レベルの技術に向上させて行く必要がある。

## 8.10 信頼性設計手法による評価

### 1) 目的

通常の確定論的な斜面安定計算では、設計示方書で定められた安定照査式に対して材料定数パラメータを調査・試験値もしくは経験値などから設定し、安全率を算定した後、その値が許容値あるいは設計基準の計画安全率を満足しているかのチェックを行う。

しかし、この手法では、荷重と盛り土構造系に介在している様々な不確定要因を合理的、かつ定量的に取り扱うことができない。

他方、信頼性設計の手法を用いれば、与えられる計算式は同じでも使われる変数は確率変数として取り扱われ、それらの有する統計確率論的な特性、すなわち変数の平均値やばらつき、また変数間の相関特性などを考慮して破壊確率  $P_f$  (あるいは安全性指標  $\beta$ ) に基づいて安定度を評価する。

ここでは、この信頼性設計の手法を取り入れて安定計算式のせん断強度パラメータである粘着力  $C$ 、内部摩擦角  $\phi$  などの土性値を様々な条件に左右されてばらつく確率変数とみなし、また発生する過剰間隙水圧  $U$  もある想定範囲を中心とした確率変数として考える。それらの確率変数の取りうる範囲は平均値と分散から与えられる正規分布とし、モンテカルロ法を用いて計算を行うことで、破壊確率  $P_f$  を導くことができる。また、ここでは許容破壊確率をどのように与えるべきかについて述べるとともに、宅地谷埋め盛土の安全性に関する終局限界状態と機能性に関する使用限界状態などについて考察するものである。

### 2) 方法

先に検討された安定解析式 (8.3 項 側方抵抗モデル平面すべり対応式 C-1 式) の安全率を  $F_s$  とすると、性能関数  $Z$  は、

$$Z = F_s - 1$$

で表すことができる。

これは式から  $Z \leq 0$  を破壊、 $Z > 0$  を非破壊と見なすことができる。

次に確率変数として底面の粘着力を  $C_2$ 、内部摩擦角を  $\phi_2$ 、および過剰間隙水圧  $U$  を与え、それぞれ平均値 ( $\mu$ ) と標準偏差 ( $\sigma$ ) によって決定される正規分布をなすものと仮定する。なお、側方の粘着力、内部摩擦角をそれぞれ  $C_1$ 、 $\phi_1$  とすると、これらの強度を下記のように設定する。

$$C_1 = m_c \cdot C_2 \quad \tan \phi_1 = m_\phi \cdot \tan \phi_2$$

ここに

$$m_c = C_{1\mu} / C_{2\mu}$$

$$m_\phi = \tan \phi_{1\mu} / \tan \phi_{2\mu}$$

$$C_{1\mu} = 30 \text{ kpa} \quad , \quad C_{2\mu} = 11.91 \text{ kpa} \quad (\text{地震時安全率 } F_s = 1 \text{ から逆算して求めた値})$$

$$\phi_{1\mu} = 35^\circ \quad , \quad \phi_{2\mu} = 15^\circ$$

なおこれらの変数は、

$C_1 \geq 0 \text{ kpa}$ ,  $C_2 \geq 0 \text{ kpa}$ ,  $\phi_1 \geq 0^\circ$ ,  $\phi_2 \geq 0^\circ$ ,  $U \geq 0 \text{ kpa}$   
である

ここで、確率変数間に相関がないとし、モンテカルロ法に従い、与えられた正規分布にそって独立した乱数値を発生させ、所定の安定解析を実施する。ここでは正規乱数を 30,000 回発生させた。

計算によって得られる性能関数値  $Z$  の分布関数を  $f(\beta)$  とすると、信頼度  $\phi(\beta)$  は下記の確率密度関数として与えられる。

$$\phi(\beta) = \int_{-\infty}^{\beta} f(\beta) \cdot d\beta$$

なお、入力確率変数の平均値は  $F_s = 1$  となるように与えられており、結果的に性能関数の平均値 ( $\mu_z$ ) は 0 付近に存在する。ここで、対策工付加の上昇を  $\alpha$  とすると、性能関数は  $\alpha$  分スライドするので、従来の計画安全率に相当する  $P F_s$  は  $P F_s = 1 + \alpha$  と同等となる。

計算に用いる固定条件と、確率変数に与える  $\sigma$  については表 8.10.1、表 8.10.2 に示す。

表 8.10.1 固定条件

固定データ			
幅	W	m	50.0
単位長さ	L	m	1.0
単体重量	$\gamma t$	$\text{kN/m}^3$	18.0
水単体重量	$\gamma_w$	$\text{kN/m}^3$	9.8
斜面角度	$\theta$	( $^\circ$ )	20.0
水平震度	Kh		0.25
側方静止土圧係数 $K_0$			0.5
モンテカルロ	繰り返し計算数		30,000

表 8.10.2 基本入力情報

確率変数データ						
ケース	底面粘着力 $C_2$		底面内部摩擦角 $\phi_2$		過剰間隙水圧 $U$	
	平均値 $\mu$	$\sigma$	平均値 $\mu$	$\sigma$	平均値 $\mu$	$\sigma$
1	11.91	0.50	15.00	1.00	3.00	0.50
2	11.91	1.00	15.00	2.00	3.00	0.50
3	11.91	2.00	15.00	5.00	3.00	0.50
4	11.91	2.50	15.00	5.00	3.00	0.50
5	11.91	2.50	15.00	5.00	3.00	1.00
6	11.91	3.00	15.00	5.00	3.00	1.00
7	11.91	5.00	15.00	5.00	3.00	1.00



### 3) 結果

表 8.10.2 に示される条件に対してそれぞれの安全率、破壊確率を表 8.10.3 に示す。  
この結果より、以下のことが言えよう。

- ・ 常時では、安全率の平均が  $F_s > 1.3$  であるが、標準偏差  $\sigma$  が大きくなるに従い破壊確率が増し、ケース 4 では常時においても 10% を超える。
- ・ 他方、地震時はケース 5 のように  $C_2 = 11.91 \pm 2.5$ ,  $\phi_2 = 15 \pm 5$ ,  $U = 3 \pm 1$  の精度のデータバラツキがあるとして、対策工による 20 ポイント割増 ( $F_s = 1.2$ ) があつた場合でも破壊確率 Pf は 15% ほどある、ということが出来る。また、すべてのケースで破壊確率が 10% を割るのは  $P_{Fs} = 1.4$  (40 ポイントの対策工割り増し) が必要ということになる。
- ・ なお、常時で破壊確率が 10% 未満となっているケース 1, 2 のような土質パラメータに関する調査精度があれば、地すべりでもつぱら用いられている計画安全率  $P_{Fs} = 1.2$  (20% 割り増し対策工事) あれば地震時での破壊確率も 10% 未満となる。

表 8.10.3 検討結果 (計画安全率と破壊確率)

入力 データ	常時		地震時									
	FS	Pf 破壊確率	FS	Pf 破壊確率								
				$P_{Fs}=1.0$	$P_{Fs}=1.1$	$P_{Fs}=1.2$	$P_{Fs}=1.3$	$P_{Fs}=1.4$	$P_{Fs}=1.5$	$P_{Fs}=1.6$	$P_{Fs}=1.7$	
1	1.308	0.0%	1.000	50.8%	3.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
2	1.308	0.3%	1.000	51.0%	11.8%	0.7%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
3	1.306	12.4%	0.999	50.7%	29.4%	13.4%	4.6%	1.1%	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%
4	1.308	13.4%	1.000	50.5%	30.5%	14.8%	5.9%	1.7%	0.4%	0.1%	0.0%	0.0%
5	1.311	13.0%	1.002	51.0%	31.6%	16.0%	6.4%	1.9%	0.4%	0.1%	0.0%	0.0%
6	1.305	14.5%	0.999	51.6%	33.6%	18.6%	8.1%	2.9%	0.7%	0.1%	0.0%	0.0%
7	1.312	17.7%	1.004	50.3%	36.2%	24.1%	14.1%	7.2%	3.0%	1.1%	0.2%	0.2%



#### 4) 考察

一般に、地震時に破壊確率0にすることは非常に大きな経済的な負担が生じる。このようなことは現実的ではなく、通常許容破壊確率を設定することが肝要である。

信頼性設計法の流れを示すと、図 8.10.1 (参考文献<sup>1)</sup>) のようになる。この図で示すように「許容破壊確率」を設置し、それを満足する設計代替案の中から、何らかの目標評価関数 (例えば、建設コスト) を最小とする設計最適案を導くフローなどが一般的手法となる。

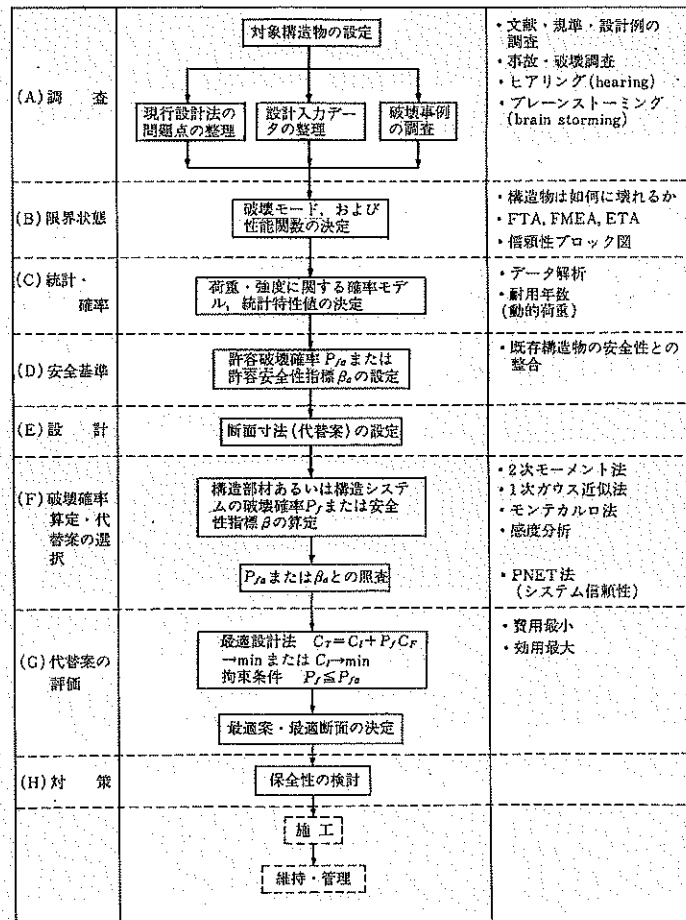


図 8.10.1 信頼性設計法の解析フロー

ここで、用いられる許容破壊確率  $P_{fs}$  (あるいは、許容安全性指標  $\beta_a$ ) を設定する一般的な方法は、現行の設計示方書や慣用法に従って設計施工された解析対象と同種で、ほぼ同じ解析条件を有する実在構造物の破壊確率を算定して、この値をもとに  $P_{fs}$  あるいは  $\beta_a$  を設定する方法である。ここでは、例えば阪神淡路の事例を使って設定する方法もありえる。

図 8.10.2 はアメリカを中心として設計示方書に対するキャリブレーションの結果から得られた安全性指標  $\beta$  の値、または実際に設定された許容安全性指標  $\beta_a$  を示している。

構造物の種類		$P_f$ or $P_{fo}$	$\beta$ or $\beta_o$					備考 (参考文献)		
		$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$		$10^{-7}$	$10^{-8}$
一般 構造 物	(米 国)	構造物設計荷重 (ANSI-A58)			●	●				(29) 第8章参照
		鋼構造物 (AISC -LRFD 示方書)		●	●	●				(30)
		コンクリート 構造物			├──●──┘	├──●──┘				(31)
		道 路 橋			├──●──┘	├──●──┘				(32)
	鋼構造物 (カナダ) (CSA S 16.1-1974)			├──●──┘	├──●──┘				(33), (34)	
	鋼構造物 (日本)(建築 学会LRFD指針(原案))		●	●	●				(35)	
	原子力	コンクリート製原子炉 格納容器 (米国試案)						├──●──┘	?	(36) $P_{fo}$ を $10^{-5} \sim 10^{-7}$ で設定する (?)
	海 洋 構 造 物	鋼製はり受け型プラットフォーム (メキシコ湾)			├──┘					(37) API 規 準 に よる 設 計
		鋼製はり受け型プラットフォーム (アラスカ)			├──┘					
		固定式プラットフォーム (米国 API)			├──┘	├──┘				(38)~(40)
鋼製固定式プラットフォーム (デンマーク DOR)				├──┘						

L, S, W, E はそれぞれ積載荷重, 雪荷重, 風荷重, 地震荷重の組み合わせ荷重を表わす(第8章参照), また, ●印は許容値を表わし, 破線はキャリブレーションによる値である.  
図中の値は耐用期間を考慮した値である(一般には50年)

図 8. 10. 2 構造物の許容破壊確率

ここでわかることは, 一般の構造物(建物・道路・橋)では, 許容破壊確率  $P_{fa} = 2.27 \times 10^{-2} \sim 2.33 \times 10^{-4}$  の範囲にある。表-8. 10. 4 はノルウェーの建設構造物の許容破壊確率を示している。

表 8. 10. 4 ノルウェーの建築構造物設計示方書の許容破壊確率

破壊の結果(重大さ)	破 壊 モ ー ド		
	I	II	III
重 大 で な い	$10^{-3}$ (3.09)	$10^{-4}$ (3.71)	$10^{-5}$ (4.26)
重 大	$10^{-4}$ (3.71)	$10^{-5}$ (4.26)	$10^{-6}$ (4.75)
大 変 に 重 大	$10^{-5}$ (4.26)	$10^{-6}$ (4.75)	$10^{-7}$ (5.20)

I: ひずみ硬化により耐力を保つ破壊モード II: 耐力を保たない破壊モード  
III: ぜい性破壊および不安定 ( ) 内は  $\beta_o$  値。

尚, 表 8. 10. 3 の結果から見て前述の  $P_{fa} \leq 2.27 \times 10^{-2}$  の破壊確率とするには, ケース 5 の確率変数値が一般的とした場合, 従来手法から考えて  $P_{Fs} \geq 1.3$  以上の安全率の上昇が必要とされる。

<参考文献>

- 1) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, pp137-pp145

## 参考資料

参考文献一覧(1)

整理番号	資料タイトル	作成時期	作成機関	資料収集方法	資料の内容
	地震動関連				
司・翠川	断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式	日本建築学会構造系論文集, 第523号, pp.63-70, 1999.	司宏俊・翠川三郎	CD	震源特性、伝播特性、地盤特性の影響をより正確に評価することで、震源域にも適用できる最大加速度、最大速度の距離減衰式を提案。
翠川・松岡	Site Effects on Strong-Motion Records Observed During The 1987 Chiba-ken-toho-oki, Japan	第9回日本地震工学シンポジウム, 1994	Midorikawa, S., Matsuoka M., Sakugawa,		
翠川・大竹	震源深さによる距離減衰特性の違いを考慮した地震動最大加速度・最大速度の距離減衰式	第11回地震工学シンポジウム, pp.609-614, 2002.11	翠川三郎・大竹雄	CD	
森川式	東北日本の異常震域に対応するための距離減衰式の補正係数	日本地震工学会論文集, 第3巻, 第4号, 2003	森川信之・神野達夫・成田章・藤原広行・福島美光		距離減衰式の補正を実施し、海溝軸からの距離を考慮することで、日本海側よりも太平洋側の地域において地震動が大きくなる効果を反映。
設計震度と水平慣性力の関係					
野田式	重力式岸壁の震度と地盤加速度	重刀式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第14巻第4号, pp.67-111, 1975	野田節夫・上部達生・千葉忠樹		野田・上部の式の原著論文
港湾技研資料・野津	距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係	港湾技術研究所資料, No.893, 1997.	野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧		1995年兵庫県南部地震以後、この設計震度と地盤加速度の関係が再検討。従来の関係式(野田式)の妥当性を確認。
内田式	地震時の斜面崩壊危険度評価手法の検討	土木技術資料, Vol.47, No.4, 2005.	内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹		地震による斜面崩壊の危険度を斜面ごとに判別する手法を開発。1995年兵庫県南部地震による斜面崩壊分布に関するデータを解析することで、斜面崩壊分布を基に、斜面勾配I, 斜面の均曲率c, 地震動の最大加速度Aを説明変数とし、斜面崩壊の相対的な発生危険度を評価。
2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響					
No. 164	2003年宮城県北部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響	第39回地震工学研究発表会, 1047, E-08, 2004.7.	渦岡良介, 市橋慧, 仙頭紀明, 風間基樹	CD	西猿田地区の斜面崩壊には崩壊部で液状化が発生した可能性があり、有効応力解析を用いて、斜面崩壊のメカニズムを考察している。
渦岡先生論文JGS	Landslides During the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan,	Soils and Foundations, Japan Geotechnical Society, Vol.45, No.4, pp.149-	Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M and Unno, T,		

参考文献一覧(2)

整理番号	資料タイトル	作成時期	作成機関	資料収集方法	資料の内容
	液状化地盤における水膜流動に与える影響				
No. 165	間隙の再配分による水膜現象が側方流動メカニズムに及ぼす影響	第11回地震工学シンポジウム, pp.863-868, 2002.11	樺澤和宏, 國生剛治		
No. 131	Slope Failure Evaluation by energy approach in hydraulic fill dams due to liquefaction-induced water films	13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper	Takaji Kokusho, Kazuhiro Kabasawa	CD	
No. 340	Model test and energy analysis on lateral flow by water film effect in liquefied sand slope including silt seam	13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper	Kazuhiro Kabasawa, Takaji	CD	
JA-63	Energy approach for earthquake induced slope failure evaluation	16th ICSMGE-2005	T. Ishizawa, T. Kokusho, T. Harada & S. Nemoto	CD	
JA-64	Energy analysis and model tests on lateral flow induced by water film effect in liquefied ground	16th ICSMGE-2005	K. Kabasawa & T. Kokusho	CD	
US-69	Void redistribution research with 1-g and centrifuge modeling	16th ICSMGE-2005	E.J. Malvick, B.L. Kutter & R.W. Boulanger	CD	
No. 1028	斜面の地震時変形量のエネルギー的評価手法の検討(その1)	38th JGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史	CD	
No. 1029	斜面の地震時変形量のエネルギー的評価手法の検討(その2)	38th JGS-2003	石澤友浩, 國生剛治, 原田朋史	CD	
No. 956	斜面形状の違いが水膜現象による側方流動に及ぼす影響	39th JGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平	CD	
No. 957	加速度と初期傾斜勾配の違いが水膜による側方流動に及ぼす影響	39th JGS-2003	國生剛治, 吉川陽輝, 樺澤和宏, 清水愛子	CD	
No. 958	水膜現象による流動時の低透水シームより下部における砂の体積変化	39th JGS-2003	國生剛治, 樺澤和宏, 清水愛子, 吉川陽	CD	
No. 989	エネルギー法による斜面の地震時変形量評価のための模型実験(その1)	39th JGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平	CD	
No. 990	エネルギー法による斜面の地震時変形量評価のための模型実験(その2)	39th JGS-2003	國生剛治, 石澤友浩, 原田朋史, 根本進平	CD	

参考文献一覧 (3)

整理番号	資料タイトル	作成時期	作成機関	資料収集方法	資料の内容
	谷埋め盛土に関する被害予測および被害事例				
kamai_01	地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測	地すべり学会誌, Vol.40, No.5, 2004.1, pp.389-399.	釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之		1978年宮城県沖地震, 1993年釧路沖地震, 1995年兵庫県南部地震における素因(盛土の厚さ, 幅等)と誘因(断層からの距離・方向, M)から, ニューラルネットワークで不安定化予測。
kamai_02	平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動	地質調査月報, 第47巻, 第2/3号, pp.175-200.	釜井俊孝, 鈴木清文, 磯部一洋		1995年兵庫県南部地震における宝塚市から神戸市にかけての丘陵斜面上の変動を4種に分類し, 分布, 代表例および今後の課題を整理。
kamai_03	都市域における地震時斜面災害のハザードマップ—宅地盛土斜面の変動予測—	日本都市地質学会, 平成12年度シンポジウム予稿集, 「斜面ハザードマップの現状と課題」, 2005.6	釜井俊孝, 守随治雄, 太田英将, 原口強		東京西南部, 横浜市にかけて多く分布する人工地形改変地の地震による都市型斜面災害の危険性地域を抽出し, 災害予測地図を作成。
kamai_04	阪神間で右往左往—都市と斜面の巡検—	日本土木学会, 斜面工学小委員会, 維持管理WG, 2003.10			1995年兵庫県南部地震において変動した谷埋め盛土の分と特徴を整理。
kamai_05	大型振動台模型実験による谷埋め盛土斜面の変形挙動の検討	地すべり学会誌, Vol.40, No.5, 2004.1, pp.400-407.	郷隆之, 笠原亮一, 釜井俊孝		地震時谷埋め盛土の崩壊を盛土形状に着目して振動大実験で正弦波加振を実施し, 横断断面方向形状比と横断面形状が模型盛土地盤の変形に与える影響を側方摩擦力の存在を示唆する実験結果とともに示した。
scan30	釜井研究室文献、都市域における宅地盛土斜面における以深災害予測図の作成	2000年	日本大学院 小林慶之	筆者より提供	釜井俊孝先生の指導の元で、日本大学の小林慶之氏が執筆した修士論文。兵庫県南部地震で被災した谷埋め盛土の原因を究明し、幅/深さ比が重要なファクターであることをはじめて明らかにしたものである。
scan31	日本道路公団中越地震の文献	2005年	日本道路公団	「ハイウェイ技術」より	(1) 土構造物における被災状況。盛土に崩壊や沈下の変状が発生した。切土法面には崩落は確認されていない。土構造物は地下水で飽和状態にあったことが確認されている。 (2) 災害応急復旧工事。盛土の車線部に至る大規模な崩壊は傾斜地盤、沢部及び切盛境などの盛土上流部が集水地形である箇所が発生した。被災要因は地震動のほか地下水などの水の影響が考えられるため、工事に当たっては盛土内の排水性を考慮し、盛土材および土嚢の中詰め材は砕石を使用した。沢部の盛土崩壊箇所については湧水が多かったことから水抜ボーリング・大型地下水排水工を設置し盛土内の排水対策をした。
JR_s47	盛土の耐震設計に関する研究報告書	(社)日本鉄道協会, 昭和47年			盛土破壊型式の理論的計算, 振動台実験い破壊機構の実証と対策工の有効性を提案。