

土 木 研 究 所 資 料

補強盛土の耐震性に関する実験報告書 (その2)

平成4年3月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

「Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted,
nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

補強盛土の耐震性に関する実験報告書 (その2)

動土質研究室 室長 古賀 泰之

鷺田 修三

研究員 伊藤 良弘*

* 現関東地方建設局甲府工事事務所建設監督官

要 旨

昭和60～63年度に、ジオテキスタイルを敷設した傾斜地盤上の補強盛土の耐震性を確かめるために模型振動台実験を行い、いくつかの模型については安定計算も行った。このうち、昭和60, 61に実施した実験についてはすでに取りまとめた。本報では、昭和62, 63に実施した実験については取りまとめるとともに、最近取りまとめた解析手法を適用して既往の実験結果も含めて解析を行い、それに基づく耐震設計法の考察を行った。

キーワード：盛土，耐震，補強盛土，模型実験，安定解析

目 次

1. まえがき	1
2. 本実験の全体研究計画における位置づけ	2
3. 第1報の概要	3
3.1 実験模型	3
3.2 加振条件	6
3.3 実験結果	6
(1) 盛土の被害状況と補強条件との関係	6
(2) 加振加速度～盛土天端沈下量関係	7
(3) 実験結果のまとめ	8
3.4 実験結果の安定解析	9
4. 本実験の目的	11
5. 実験方法と実験条件	12
5.1 実験装置	12
(1) 振動台	12
(2) 土槽	12
5.2 実験模型	12
(1) 実験模型の概要	12
(2) 地山及び盛土材料	14
(3) 補強材	15
(4) 実験模型の概要	17
(5) 実験模型における模型と原型の関係	18
5.3 加振条件及び測定方法	21
(1) 加振条件	21
(2) 測定方法	22
6. 実験結果及び考察	24
6.1 実験結果	24
(1) 加振条件と盛土の被害状況の概要	24
(2) 時刻歴	33
(3) 加速度分布	39
(4) ジオテキスタイルの引張力の分布	40
(5) 盛土の被害状況と補強条件の関係	41
6.2 実験結果のまとめ	46
7. 実験結果の解析	48

7.1	解析の目的	48
7.2	解析方法	48
(1)	一般	48
(2)	補強盛土の耐震設計法の分類	49
7.3	安定解析の内容	55
(1)	用いた安定解析の区分	55
(2)	解析条件	56
(3)	補強材の部分内的安定の検討	60
(4)	全体外的安定の検討	62
(5)	全体内的安定の検討	63
(6)	実験における加振条件と安定計算における震度の関係について	65
7.4	安定計算の結果	66
(1)	補強材の部分内的安定	66
(2)	全体外的安定の検討	82
(3)	全体内的安定の検討	85
7.5	補強盛土の耐震設計フロー	91
7.5.1	耐震設計法の区分	91
7.5.2	実験結果からの考察	91
8.	まとめ	94
9.	参考文献	95

付 録

1. 折線すべり面を用いた新しい安定計算法	99
1.1 計算法の概要	99
1.2 計算式の誘導	99
1.2.1 現象とモデル化	99
1.2.2 基本式	102
1.2.3 補強材張力の仮定	105
1.3 すべり安定 (A方式)	107
1.3.1 (A-I) 方式	107
1.3.2 (A-II-1) 方式	110
1.3.3 (A-II-2) 方式	112
1.4 滑動安定 (B方式)	114
1.4.1 (B-I) 方式	115
1.4.2 (B-II-1) 方式	118
1.4.3 (B-II-2) 方式	120
1.5 転倒安定 (C方式)	122
1.5.1 (C-I) 方式	124
1.5.2 (C-II-1) 方式	127
1.5.3 (C-II-2) 方式	127
1.6 A, B, C方式の関連	130
1.7 上載荷重を考慮した場合の安定計算式	131
1.7.1 考え方	131
1.7.2 各方式による式の展開	134
1.8 既往の安定計算式との関連	140
1.8.1 ジオグリッド・ガイドライン法	140
1.8.2 共同研究マニュアルにおける補強土壁の設計法	144
2. 折線すべり面を用いた新しい安定計算法による試算	145
2.1 試算条件	145
2.2 試算結果	146
3. 共同研究マニュアルで採用した補強盛土の安定計算法・設計法	152
3.1 設計法の概要	152
3.2 盛土と土留壁との区分 (盛土補強, 補強土壁)	154
3.3 盛土補強工法	156
3.3.1 盛土補強の地震時破壊モードとその検討方法	156

3.3.2	設計の基本及び設計手順	157
3.3.3	耐震設計に用いる許容安全率	165
3.4	補強土壁工法	165
3.4.1	補強土壁の地震時破壊モードとその検討方法	165
3.4.2	設計の基本及び設計手順	167
3.4.3	耐震設計に用いる許容安全率	186
3.5	上載荷重がある場合	187
3.5.1	盛土補強の場合	187
3.5.2	補強土壁の場合	188
3.6	補強盛土中の補強材の耐震設計に関する強度特性	191
3.6.1	基本的考え方	191
3.6.2	補強材の動的特性試験例	194
3.7	補強盛土の安定性に関するのり面勾配の影響	201
3.7.1	安定解析方法	201
3.7.2	計算条件	201
3.7.3	計算結果	202
3.8	補強盛土における補強材配置に及ぼす許容安全率の影響	212
3.8.1	盛土補強の場合	212
3.8.2	補強土壁の場合	215
3.9	補強土壁の耐震設計における補強材張力の仮定の影響	219
3.9.1	計算条件	219
3.9.2	計算結果	219
3.10	補強土壁の設計例	220
3.10.1	試算方法及び条件	220
3.10.2	試算結果	222
3.11	参考文献	226

1. ま え が き

盛土の耐震性は、盛土本体及び地盤の特性に大きく影響される。このうち、盛土本体の耐震性を高めるためには、盛土のり面を緩くすることや、擁壁などでのり面を抑えることなどが考えられる。一方、近年盛土内部にジオテキスタイルと呼ばれる土木用繊維材料を敷設して盛土を補強する工法が行われるようになってきた。このジオテキスタイルで補強した盛土はのり面勾配を急にすることも可能なことから用地が少なく済み、工費も安くなる可能性があり、耐震性に優れていれば有力な耐震補強工法となる。当研究室では、昭和60年度から、ジオテキスタイルを敷設した盛土の耐震性を確かめかつ耐震設計法を確立するための調査研究を実施している。その内、傾斜地盤上の盛土にジオテキスタイルを敷設した場合について、昭和60、61年度に実施した模型振動実験を実施した結果については既にとりまとめた¹⁾。本報では、その後昭和62、63年度に実施した模型振動実験の結果をとりまとめるとともに、既往の実験結果も含めて実施した解析とそれに基づく耐震設計法の考察を述べる。

2. 本実験の全体研究計画における位置づけ

本実験は、地震時における道路盛土区間の信頼性を高めるために実施している「道路盛土の耐震性向上に関する研究」（総合題目）の一部を成すものである。この研究の全体計画は、図2.1に示すとおりである。従来より、地震時に盛土区間が多く被害を受けている。この被害には、盛土の建設されている地盤条件が大きく影響することも分かってきており、特に被害が多く、また、被害が大きくなりがちなものは、平地における軟弱地盤上の盛土及び急勾配に傾斜した地山上の盛土（これは片切・片盛となることも多い）である。

本実験は、このうち、山岳部の傾斜地盤上の盛土を対象として、その耐震性安定解析法の確立並びに主として新設盛土の耐震対策工法として、最近多方面で研究の行われているジオテキスタイルによる補強盛土を取り上げ、その耐震性効果の把握及びその耐震性安定解析法の確立を目的としたものである。

一連の実験の内、昭和60、61年度に実施した分については前報にとりまとめている¹⁾。

本報告は、前報に引続いて昭和62、63年度に実施した傾斜地盤上の補強土盛土の振動台実験の結果をまとめたものであり、既報の実験結果も含めて安定計算を行った。それにより、設計法の方角を考察した。

なお、当研究室は、当該調査に関連して、建設省土木研究所と民間会社との間で実施してきた「ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究」（昭和60～62年度）及び「ジオテキスタイルを用いた補強盛土の合理的な設計法に関する研究」（昭和63～平成2年度）に参加し、その中で「盛土の耐震対策工法」について大成建設を相手方として、共同研究を行っている。

この共同研究においては、当研究室では、上述した傾斜地盤上のジオテキスタイル補強盛土について、大成建設は堅固な平地地盤上のジオテキスタイル補強土留めについてそれぞれ実験を実施し、結果について討議を行うという形で研究を進めてきた。

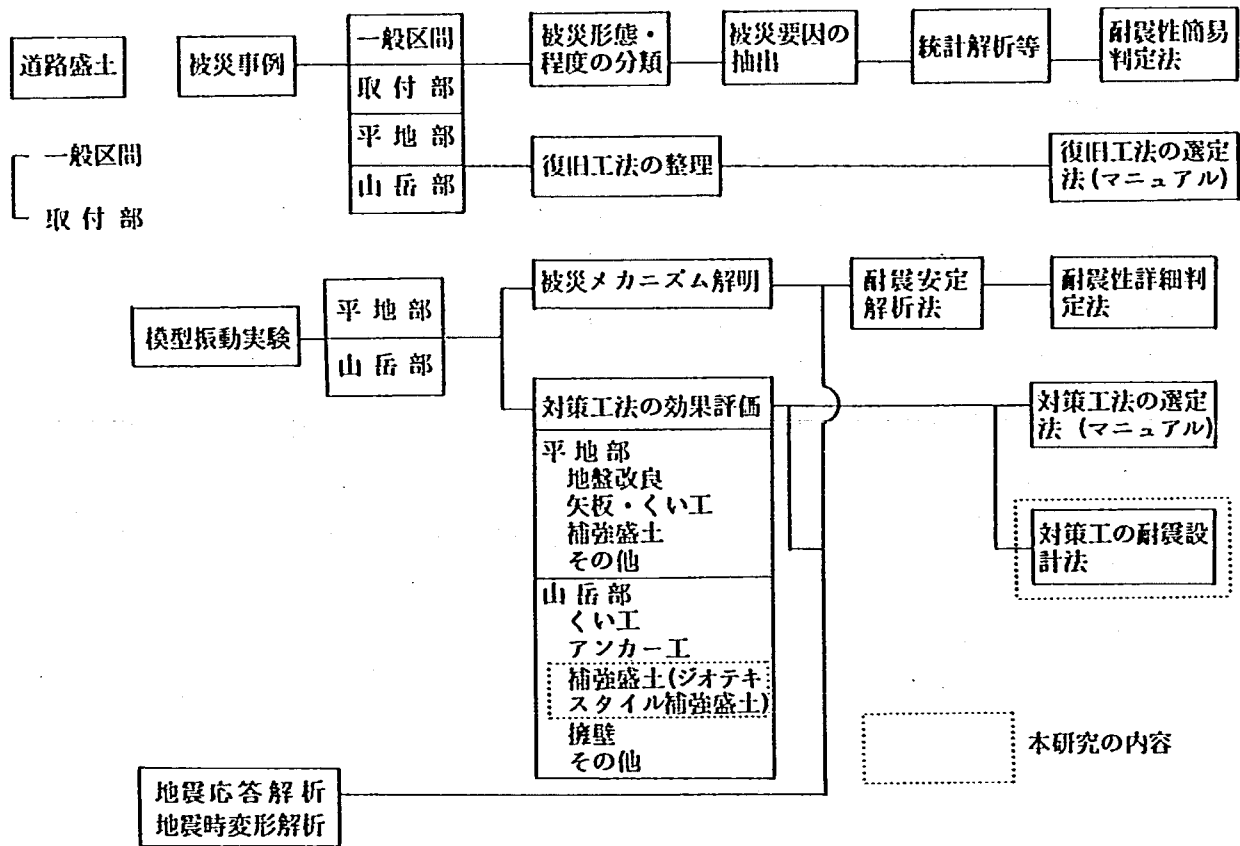


図2.1 道路盛土の耐震性向上に関する研究計画

3. 第1報¹⁾の概要

3.1 実験模型

実験模型は一つの模型の両側ののり面を一般に異なる条件で作リ、一つの模型で2ケースの条件の実験を行った。模型及び各ケースの概要は図3.1、表3.1に示すように5模型10ケースの実験を行った。各ケースでは、のり面勾配、地山の段切りの有無、補強材の種類・敷設間隔、補強材の地山への固定の有無、のり面保護等の条件を変えた。

実験では、傾斜地盤上の盛土を対象としたため、地山部分と盛土部分に異なった材料を用いた。地山部分はよく締固められかつ加振に対して安定であるように砂質シルトを、盛土部分には浅間山砂を用いた。

補強材は、不織布、ネット、鉄筋の3種類である。模型の補強材の選定にあたっては、次式で表される補強率 R^2 を、想定した実物と模型で合わせるようにした。

$$R = \frac{-\epsilon_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \quad (3.1)$$

ここに、 ϵ_{3R} : 補強土中の平均的な水平方向の伸びひずみ ($\epsilon_{3R} < 0$)

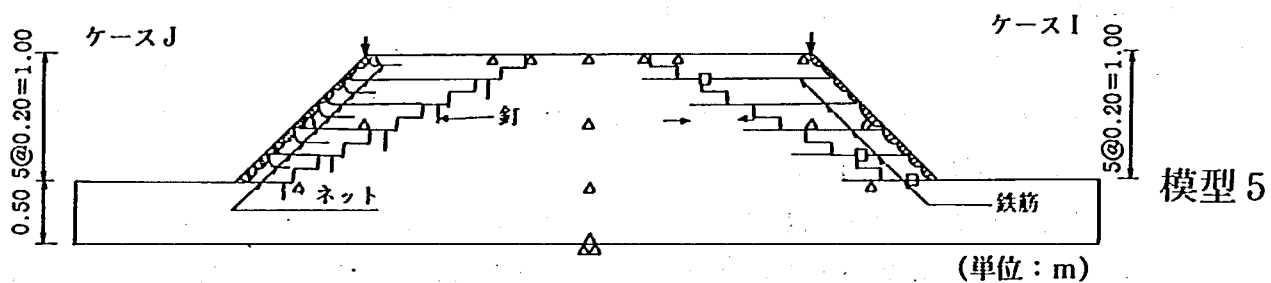
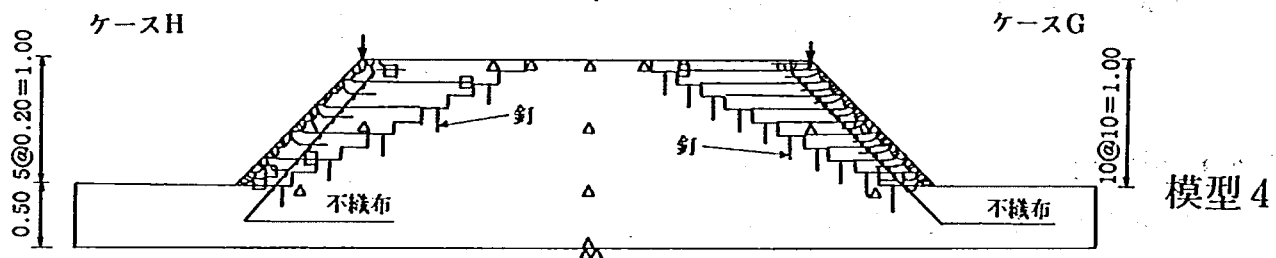
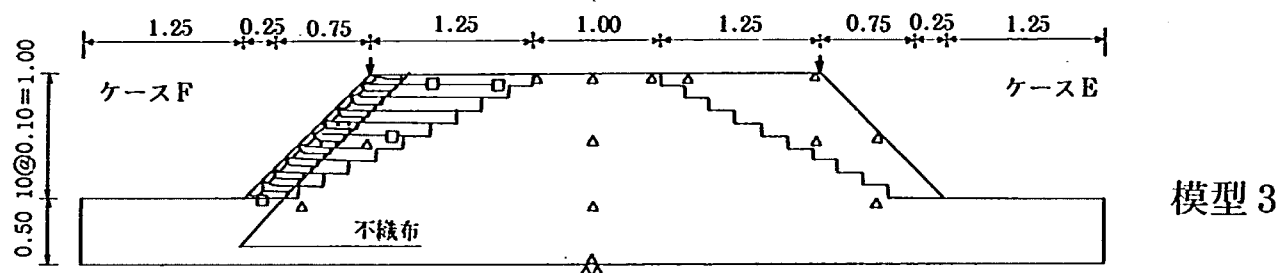
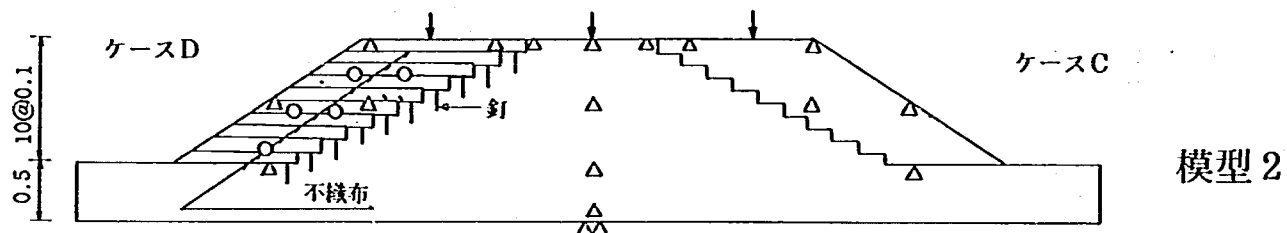
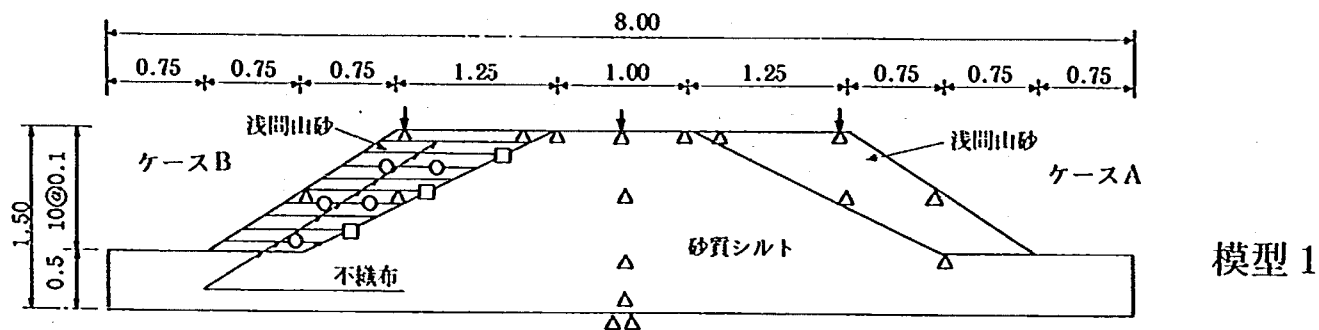
E : 補強材のヤング率

t : 補強材の厚さ

σ_{30} : 水平方向の拘束圧

ΔH : 補強材の間隔

実験においては、模型の縮尺を1/7として、模型の補強材の引張剛性を定めた。



土のう
 加速度計
 引張応力計
 変位計
 ○ ジオテキスタイルの変位計

図3.1 第1報の模型の形状

表3.1 第1報の実験盛土の概要

盛土名称	模型	のり面の勾配	盛土の高さ	補強材の種類	補強材の敷設間隔	補強材の敷設長さ	地山の段切りの有無	補強材の地山への固定方法	巻込みの有無	のり面の土のうの有無	含水比(%)
A	1	右	1:1.5	1.0m	無	——	無	——	——	——	11.5
B		左	1:1.5	1.0m	不織布A	10cmごと	〃	固定せず	無	無	11.3
C	2	右	1:1.5	1.0m	無	——	有	——	——	——	9.3
D		左	1:1.5	1.0m	不織布A	10cmごと	〃	釘により固定	無	無	10.1
E	3	右	1:1	1.0m	無	——	〃	——	——	——	8.1
F		左	1:1	1.0m	不織布A	10cmごと	〃	固定せず	有	有	7.8
G	4	右	1:1	1.0m	不織布A	10cmごと	〃	釘により固定	有	有	6.3
H		左	1:1	1.0m	不織布A	20cmごと	〃	釘により固定	有	有	6.5
I	5	右	1:1	1.0m	鉄筋	水平方向10cmごと 鉛直方向20cmごと	〃	鉄筋を地山に30cm挿入	——	——	6.3
J		左	1:1	1.0m	ネット	20cmごと	〃	釘により固定	有	有	6.5

不織布A：ナイロン70%，ポリエステル30%，厚さ0.2mm

ネット：ポリエチレン100%，目合い2.5×2.5mm

鉄筋：ピアノ線，径3.5mm

3.2 加振条件

加振は、振動数4Hz、加振時間10secの正弦波加振を、小さな加速度からある加振段階で行い、1回の加振ごとに振動台を停止させ、被害の進行を測定した。

3.3 実験結果

(1) 盛土の被害状況と補強条件との関係

実験より得られた各々の盛土の被害状況は次のとおりである。

1) 無補強のケースA、C、Eでは沈下量も大きく、相対的に大きなすべりを生じた。

地山に段切りをしていないケースAは、850gal加振により地山と盛土の境界ではほぼ直線状にすべりを生じており、盛土全体が一様に沈下している。また、ケースAは表層付近でもさらにすべり崩壊を生じている。

段切りをしているケースCは、ケースAのように一様に盛土が沈下するようなことはなかったが、やはり850galの加振によりケースAより浅いところでほぼ円弧状にすべり線がみられた。また、表層付近でもすべり崩壊が生じた。

ケースEは、ケースCとのり面勾配が異なるがほぼ同様なすべり線がみられた。ケースEでは700gal加振により表層の浅いすべりが生じ、さらに800gal加振ではより深いすべりが円弧状に生じているのが観察された。

なお、無補強盛土において、このように大きな加速度の加振に耐えたのは、盛土材が不飽和で、見かけの粘着力があり、この粘着力が今回のように小さい盛土に対しては安定に大きく寄与するためである。

- 2) 不織布を10枚敷設したケースB, D, F, Gでは、以下のような性状が見られた。

地山に段切りも固定もしなかったケースBでは、850gal加振により地山と盛土の境界及び下から2層目の不織布部に沿ってすべりを生じ、天端は一様に沈下した。この状況はメッシュの状況から明確に観察できた。

段切りを行ったケースD, F, Gの中で、不織布を地山に固定し、のり面に巻込みを行わなかったケースDでは、天端のり肩付近に小さな崩壊がみられ、盛土が全体的に多少沈下している。

地山に固定せずに巻込みを行ったケースFは、不織布を固定しているものより全体的に変形が大きかったが、他のもののようにすべり線があまり明確ではなく、せん断変形のような破壊状況であった。

不織布を地山に固定し、のり面に巻込みを行ったケースGは、ケースDとほぼ同様な変形であるがのり面に土のうがあったため、のり肩の崩壊は小さかった。また、不織布を地山に固定したケースD, Gについてのみ最上段の土塊が地山側に移動するような傾向がみられた。したがって地山境界付近では盛土が盛り上がるような状況もあった。

- 3) 不織布5枚を敷設したケースHでは、地山境界付近ですべりを生じ、最上段の不織布は700gal加振により巻込み部分が引抜けた。800gal加振ではのり面の巻込みが引抜けた部分から盛土の崩壊が進行し、原形をとどめぬほど大きく破壊した。

- 4) 鉄筋で補強したケースIでは、のり面の土のうを鉄筋と連結していなかったため、600gal加振により上部の土のうがすべり落ち、砂は鉄筋の間を抜け浅い盛土の崩壊が生じた。700gal, 800galの加振においても、盛土の破壊は進行したが、他のケースに比べて盛土の深いすべりはあまりなかった。したがって、鉄筋で補強する場合、今回程度の補強密度では、のり面保護工と鉄筋を連結させる必要があることがわかった。

- 5) ネットを5枚敷設したケースJでは、600gal, 700galの加振により上部の土のうがずれ始めたことにより天端にクラックが目立ち始めた。さらに、800gal加振により最上部の土のうは移動したが、巻込み部のネットは完全には引抜けなかった。しかし、盛土内には、浅いすべりと深いすべりがメッシュのずれにより確認された。

(2) 加振加速度～盛土天端沈下量関係

次に、これらの盛土の被害状況を定量的に比較するために盛土のり肩に設置した変位計と盛土天端の標点から求めた沈下の結果を述べる。

図3.2は加振後に盛土天端にあるすべての標点の沈下量を平均した累計沈下量と加振加速度の関係を示したものである。

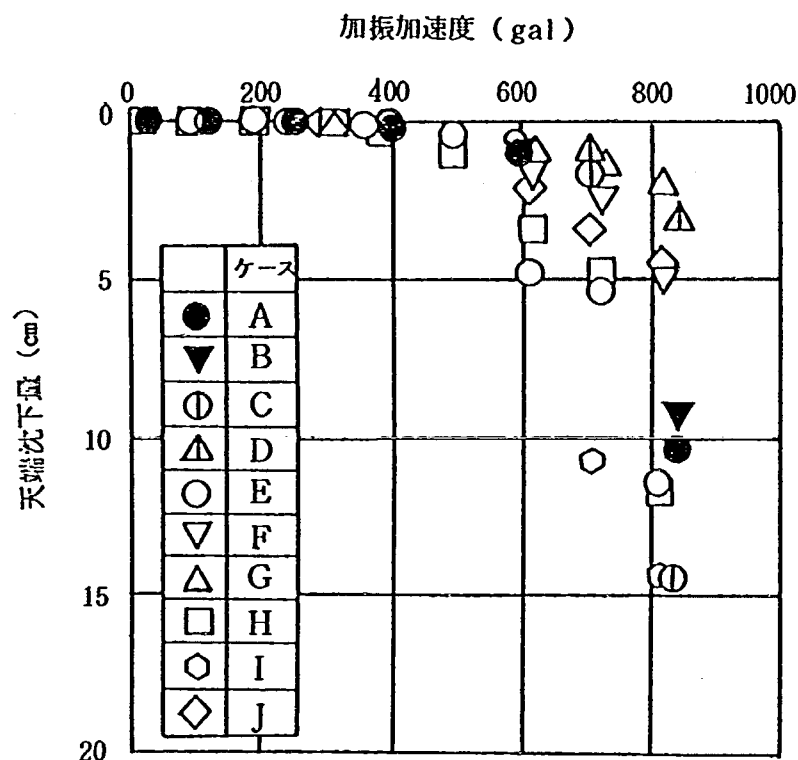


図3.2 加振加速度と天端沈下量の関係

これらの結果から、400gal程度の加振まではどの盛土においてもほとんど沈下がなく500gal以上の加振から盛土の沈下量に差がでてくることがわかる。600gal程度の加振ではのり面勾配が急な無補強の盛土（ケースE）が最も沈下量が大きかった。しかし、700gal加振後では鉄筋で補強した盛土（ケースI）が最も沈下量が大きくなった。これは、のり肩部分のすべりが大きかったためである。さらに、800gal程度の加振後の沈下量を見るとほぼ2つのグループに分けられるようである。累積沈下量5cm以下の比較的沈下量が小さかったものは地山に段切りを行って不織布10枚で補強した盛土（ケースD、F、G）とネットで補強した盛土（ケースJ）の4ケースであり、その他の無補強の盛土（ケースA、C、E）や不織布で補強したが地山に段切りをしていなかった盛土（ケースB）、不織布5枚で補強した盛土（ケースH）、鉄筋で補強した盛土（ケースI）は沈下量は大きかった。すべてのケース中で最も沈下量の小さかった盛土は地山に段切りを行い不織布10枚を地山に固定して補強した盛土（ケースG）であった。

(3) 実験結果のまとめ

今回の実験結果からつぎのことが言える。

- 1) 補強材を敷設または挿入した盛土は無補強の盛土に比べ沈下量は少ない。
- 2) 不織布の敷設間隔を狭くした盛土の方が沈下量は少ない。
- 3) 同じ敷設間隔であれば、不織布を敷設した盛土より、剛性の高いネットを敷設した盛土の方が沈下量は少ない。

- 4) 不織布を地山に固定した盛土と固定しない盛土を比較した場合には、固定した盛土の方が沈下量、盛土の変形のいずれも小さい。また、地山に段切りを行わず、かつ、地山に不織布を固定しない場合には、地山に沿ってすべることがある。
- 5) 不織布、ネットをのり面で折り返して巻込みを行った場合、巻込みを行わなかった盛土に比べ、変形が小さく、巻込み長が同一であれば、下段より上載圧の小さい上段の方が抜けやすい。
- 6) 鉄筋の挿入は盛土本体の沈下量を少なくする効果は認められるが、のり面保護を行わない場合には、のり面が崩壊するため、補強効果は小さい。したがって、鉄筋で補強する場合には、のり面保護工と鉄筋を連結させなければ効果的ではない。

3.4 実験結果の安定解析

今回の実験結果を定量的に解析する手法を検討するため、通常斜面安定解析によく用いられる修正 Fellenius法による円弧すべり面解析法を補強材がすべり面と交差する場合に拡張した次式を基本として安全率計算式を導き安定計算を行った。

$$F_s = \frac{\sum R \{ c \ell + (W \cos \alpha - k_h W \sin \alpha + T \sin \alpha) \tan \phi \}}{\sum (R W \sin \alpha + y k_h W - R T \cos \alpha)} \quad (3.2)$$

ここに、 R ：すべり円弧の半径、 c ：土の粘着力、 ϕ ：土の内部摩擦角、
 ℓ ：スライス円弧の長さ、 k_h ：水平震度、 α ：図3.3に示す値、
 T ：すべり面と交差する補強材に働く張力、
 y ：円弧の中心からスライス重心までの距離

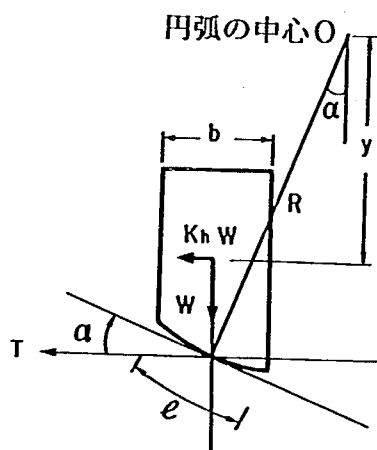


図3.3 円弧すべり計算のためのスライス

(3.2) 式中の分子、分母の T は安全率の誘導過程において厳密には少し異なった意味合いを持つと考え、それぞれどのような値をとるべきか考察をした。詳細は前報¹⁾を参照して頂きたい。

結局、最も簡単な式として、盛土が破壊状態に達するときの補強材ひずみに対応する補強材張力を用いることを考えた。この式による安全率と盛土の累積沈下量の関係を示したものが図3.4である。この図に見られるように、補強材の効果を(3.2)式の形で取り入れた安全率計算結果と盛土法肩の累積沈下量の関係は、のり勾配、補強材の種類、補強材の間隔によらず、ほぼ一義的な関係にあること、安全率が1.0となる付近から盛土沈下量が急増し始めることが分かった。なお、安定計算に用いた c は、盛土材の鉛直自立高さより、 ϕ は盛土材の三軸試験結果より定めた。また、 T は引張試験結果より伸びひずみ5%に対する値を用いた。

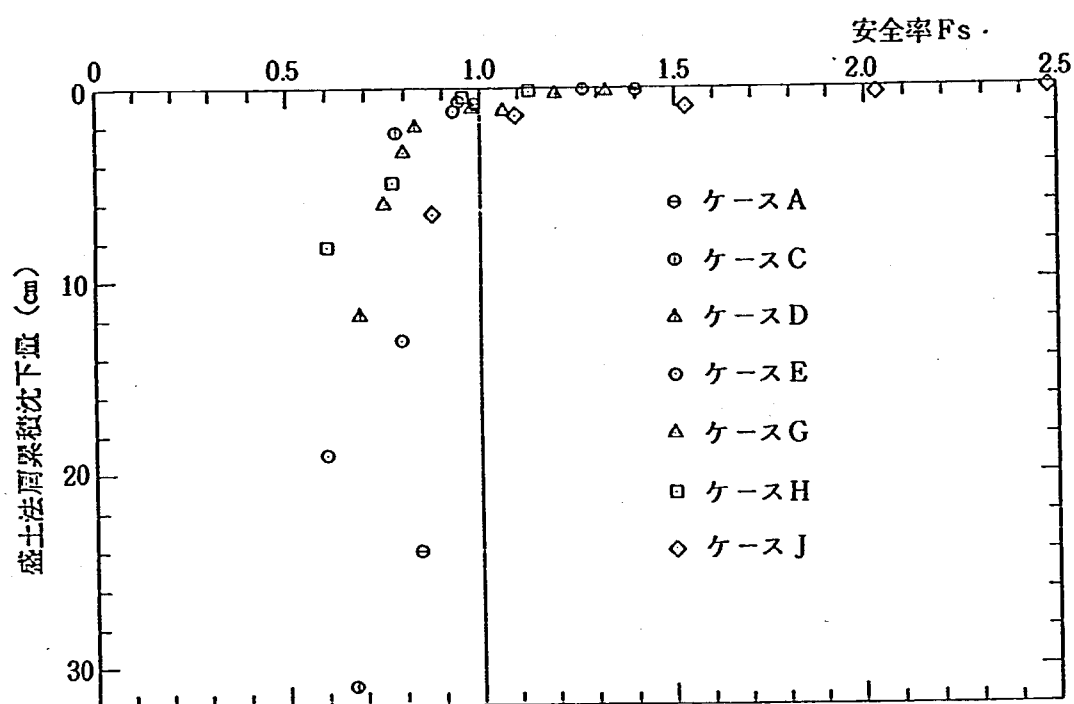


図3.4 安全率と盛土累積沈下量の関係 (安全率は補強材引張ひずみを仮定)

4. 本実験の目的

前報で報告した振動台実験の目的は、以下のような場合の耐震効果を把握することと、耐震安定解析に用いる基礎データを得ることであった。

- ① ジオテキスタイルを敷設する効果
- ② 地山に段切りがあるときの効果
- ③ ジオテキスタイルを地山に固定する効果
- ④ ジオテキスタイルの材質（剛性）の効果
- ⑤ 盛土のり勾配の緩急による効果
- ⑥ ジオテキスタイルの枚数による効果
- ⑦ のり面のジオテキスタイル巻込みの効果
- ⑧ 布状補強材と棒状補強材の効果

その後、追加して実施した実験の目的は以下のものである。

- ① のり面勾配が急な場合の効果
- ② 盛土材料が高含水比の場合の効果
- ③ 盛土寸法が大きい場合の効果
- ④ 巻込み効果と土のう効果の個別の評価
- ⑤ 実施したすべての条件に対して統一的に適用できる解析方法を確立するための基礎データを得ること

5. 実験方法と実験条件

5.1 実験装置

(1) 振動台

本実験は、土木研究所のダム耐震実験施設にある4 m×4 mの振動台を用いた。この振動台の主な諸元を表5.1に示す。

表5.1 振動台仕様

諸 元	仕 様
振 動 台 寸 法	4 m×4 m (自重 13.5 tf, 鋼板溶接箱構造)
最 大 載 荷 重 量	40 tf
最 大 変 位 振 巾	水平方向± 100 mm, 鉛直方向± 50 mm
最 大 加 速 度	水平方向± 980 cm/sec ² , 鉛直方向± 980 cm/sec ²
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式
加 振 波 形	正弦波, 三角波, 矩形波, 任意波形
加 振 方 向	水平一軸, 鉛直一軸, 水平鉛直二軸
最大転倒モーメント	ピッチング 70 t f m (18 t f 載荷時) ローリング 70 t f m (23 t f 載荷時)
最大回転モーメント	ヨーイング 20 t f m (23 t f 載荷時)
加 振 器	水平方向 59 t f (29.5 t f × 2 台) 鉛直方向 109.2 t f (27.3 t f × 4 台)
振 動 数 範 囲	起振可能周波数 100 Hz 追従可能周波数 水平 0.1 ~ 20 Hz 鉛直 0.1 ~ 25 Hz 正弦波制御可能周波数 水平 0.1 ~ 35 Hz 鉛直 0.1 ~ 50 Hz

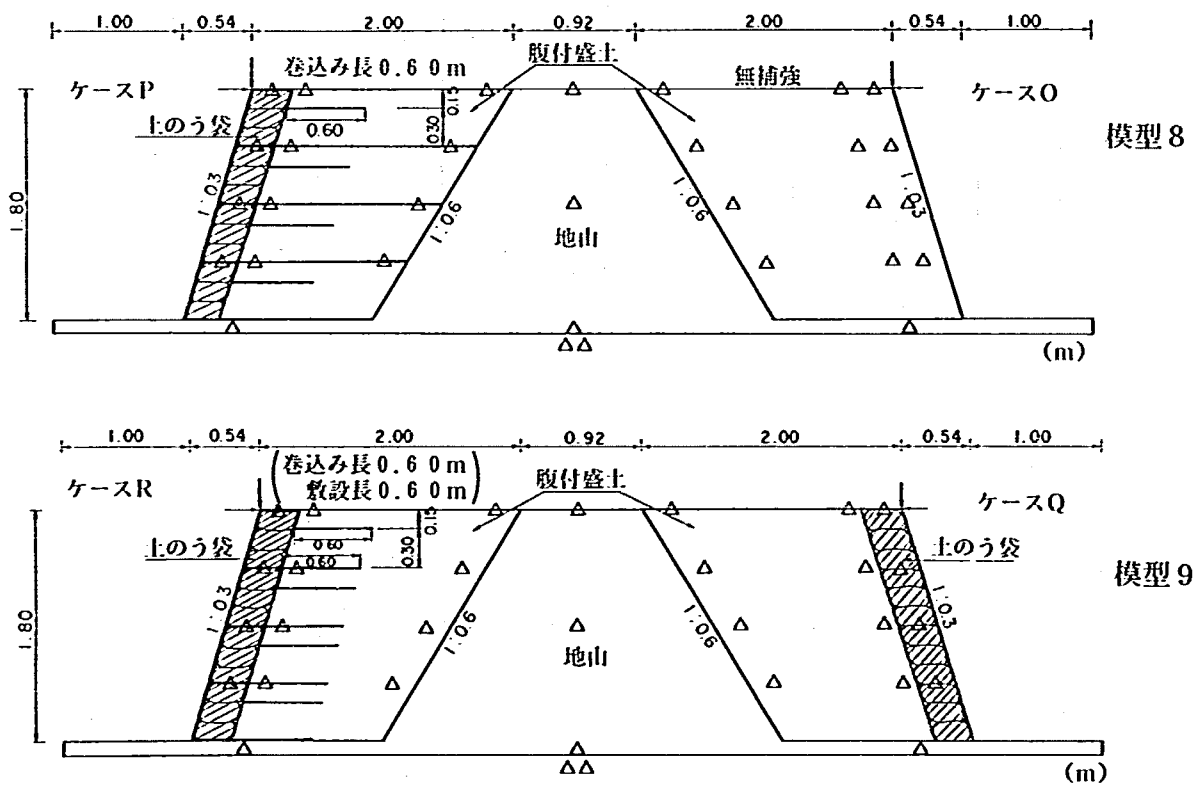
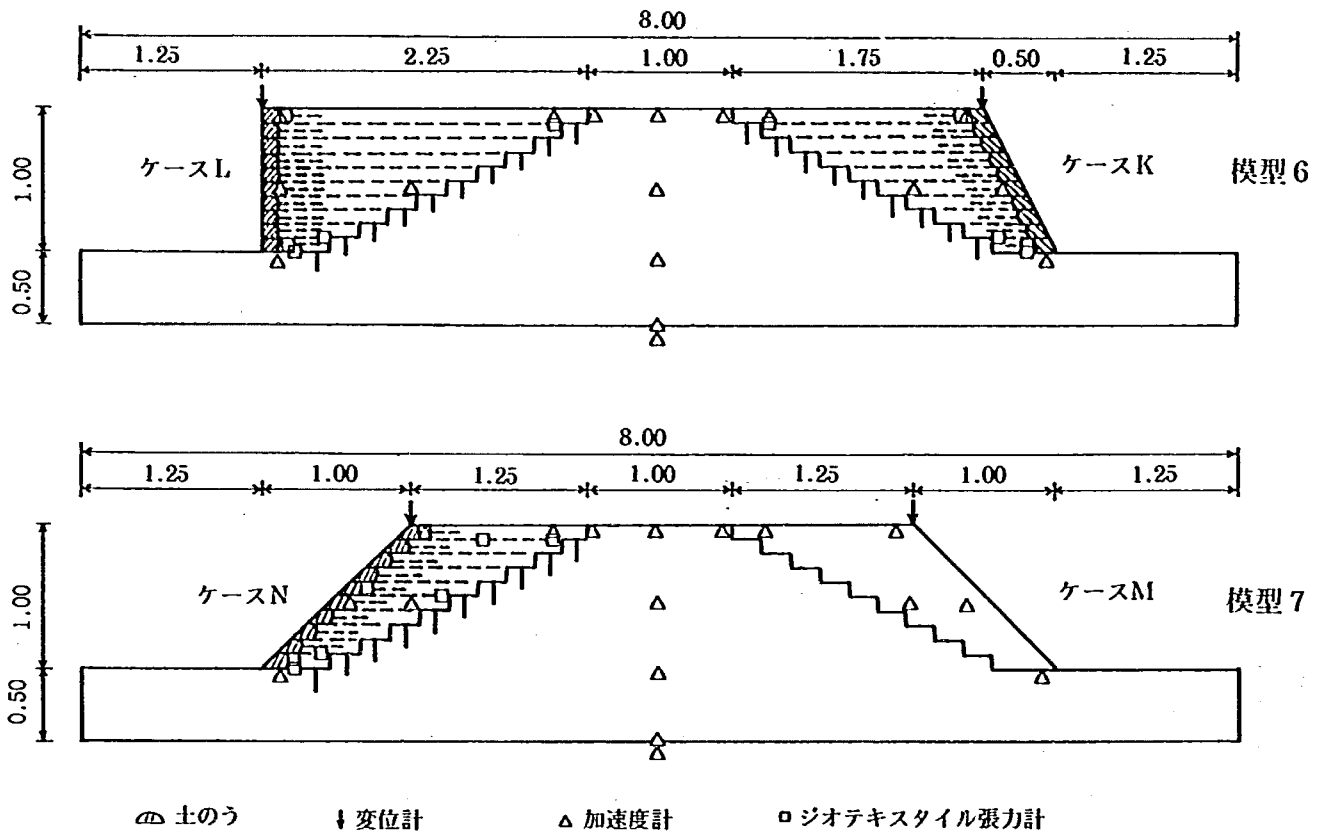
(2) 土 槽

本実験に用いた土槽は、内寸法が長さ8 m×高さ2 m×奥行き1 mの鋼製のものである。長手方向の一方の側面（正面）は透明アクリル板でできており、地盤・盛土の状況が観察できる。

5.2 実験模型

(1) 実験模型の概要

実験模型は1つの模型の両側ののり面を異なった条件で作成し、1つの模型で2ケースの条件の実験を行った。模型および各ケースの概要を図5.1、表5.2に示す。本報では、前報以降に実験を実施した模型6以降について述べる。各ケースでは、盛土の高さ、のり面勾配、地山の段切りの有無、補強材の種類・敷設間隔、補強材の地山への固定の有無、のり面保護等の条件を変えている。



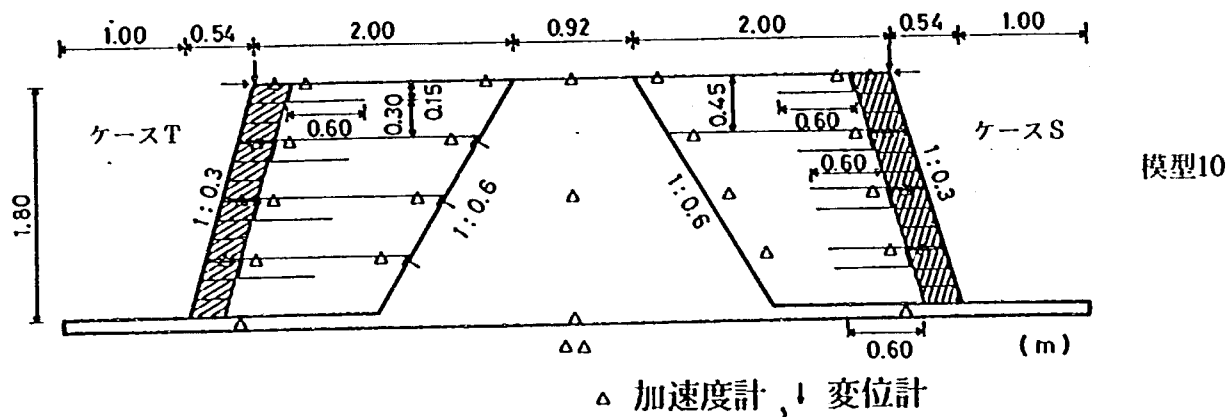


図5.1(b) 模型の形状 (盛土高さ1.8m) (つづき)

表5.2 実験盛土の概要

盛土名称	模型	のり面の勾配	盛土の高さ	補強材の種類	補強材の数・設間隔	補強材の数・設長さ	地山の段切りの有無	補強材の地山への固定方法	巻込みの有無	のり面の土のうの有無	含水比 (%)
K	6	右 1:0.5	1.0m	不織布A	10cmごと	盛土全幅	〃	釘により固定	有	有	8.3
L		左 鉛直	1.0m	不織布A	10cmごと	盛土全幅	〃	釘により固定	有	有	8.4
M	7	右 1:1	1.0m	無	——	——	〃	——	——	——	15.2
N		左 1:1	1.0m	不織布A	10cmごと	盛土全幅	〃	釘により固定	有	有	15.4
O	8	右 1:0.3	1.8m	無	——	——	無	——	——	無	10.6
P		左 1:0.3	1.8m	不織布B	30cmごと	盛土全幅	〃	固定せず	有	有	9.8
Q	9	右 1:0.3	1.8m	無	——	——	〃	——	——	有	9.3
R		左 1:0.3	1.8m	不織布B	30cmごと	60cm	〃	固定せず	有	有	8.8
S	10	右 1:0.3	1.8m	不織布B	30cmごと	最上段盛土全幅 それ以外60cm	〃	固定せず	有	有	8.5
T		左 1:0.3	1.8m	不織布B	30cmごと	盛土全幅	〃	釘により固定	有	有	8.4

不織布A：ナイロン70%，ポリエステル30%，厚さ0.2mm

不織布B：ポリエチレン33%，ポリプロピレン67%，厚さ0.7mm

(2) 地山及び盛土材料

実験では、傾斜地盤上での盛土を対象としているため地山部分と盛土部分に異なった材料を用いた。地山部分はよく締固められかつ加振に対して安定であるように砂質シルト、盛土部分には浅間山砂を用いた。砂質シルト、浅間山砂の物性値を表5.3に示す。

表5.3 地盤及び盛土材の特性

試験名		試料名	浅間山砂	砂質シルト
物理試験	粒度試験	レキ 分(%)	0.0	0.0
		砂 分(%)	97.62	47.0
		シルト 分(%)	2.38	31.0
		粘土 分(%)	—	22.0
		最大粒径(mm)	2.0	2.0
		均等係数	1.75	—
		曲率係数	1.16	—
	日本統一分類	比 重 GS	2.721	2.700
		自然含水比(%) w	—	19.0
		試験条件	CU	CU
力学試験	せん断抵抗角(°) ϕ	粘着力(kgf/cm ²) c	0.21	0.0
		せん断抵抗角(°) ϕ	33.5	29° 04'
		60 % 粒 径 (mm)	0.27	—
	60 % 粒 径 (mm)	50 % 粒 径 (mm)	0.25	—
		30 % 粒 径 (mm)	0.22	—
		10 % 粒 径 (mm)	0.16	—
	e _{max}	e _{max}	1.034	—
		e _{min}	0.640	—

(3) 補強材

今回の実験で用いた補強材は、不織布2種類(不織布A, B)である。補強材の物性を表5.4に示す。表5.4の補強材の強度定数を求めた試験法について以下に述べる。不織布の引張試験を、従来のJIS L1096によるストリップ法及びグラフ法で行うと、土中では考えられないネッキング現象(試験片の幅の狭さく化)が起こる問題があるため、試験片を広幅化することを考える。このような引張試験法として現在、円筒法、広幅試験法、ピン拘束法などが考えられているが、試験条件としての試験片の幅、長さ、引張速度等についてはまだ明確な規定はない。図5.2にこれらの試験方法の概略図を示す。表5.4に示した補強材の強度定数は、円筒法とピン拘束法によるもので円筒法による試験結果の詳細については前報⁹⁾を参照して頂きたい。図5.3に不織布Aのストリップ法とピン拘束法による引張試験結果を示す。図5.3に示すようにピン拘束法によってネッキング現象を抑制すると、従来のJISストリップ法に比べてかなり大きな引張力が得られることがわかる。

表5.4 補強材の概要

補強材	材 質	形 状	引張強度 T_y 1m当り (tf/m)	引張剛性 $E \cdot t$ 1m当り (tf/m)
不織布 A ¹⁾	ナイロン 70% ポリエステル 30%	厚さ 0.217mm	0.0063 ³⁾ 0.028 ⁵⁾	0.122 ⁴⁾ 0.533 ⁶⁾
不織布 B ²⁾	ナイロン 33% ポリエステル 67%	厚さ 0.7mm	0.357 ⁷⁾	

- 1) 日本バイリーン(株) #200
 2) テラム T1000
 3) 5%ひずみ時 (円筒法)
 4) 15%ひずみ時 (円筒法)
 5) 5%ひずみ時 (幅拘束法)
 6) 15%ひずみ時 (幅拘束法)
 7) 5%ひずみ時 (カタログより)

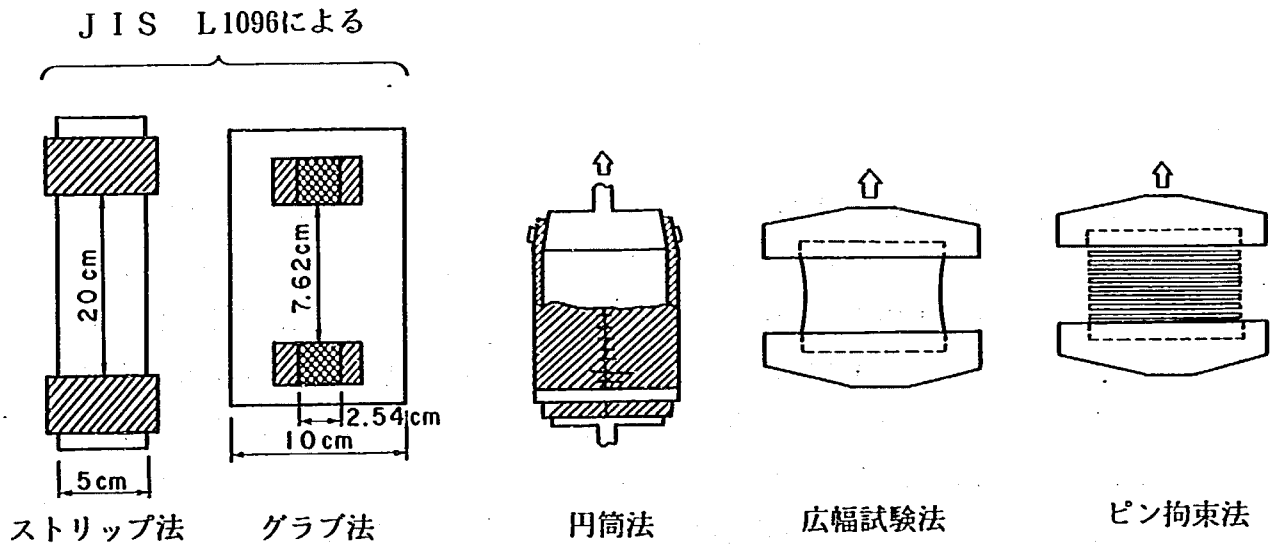


図5.2 ジオテキスタイルの各種引張試験方法

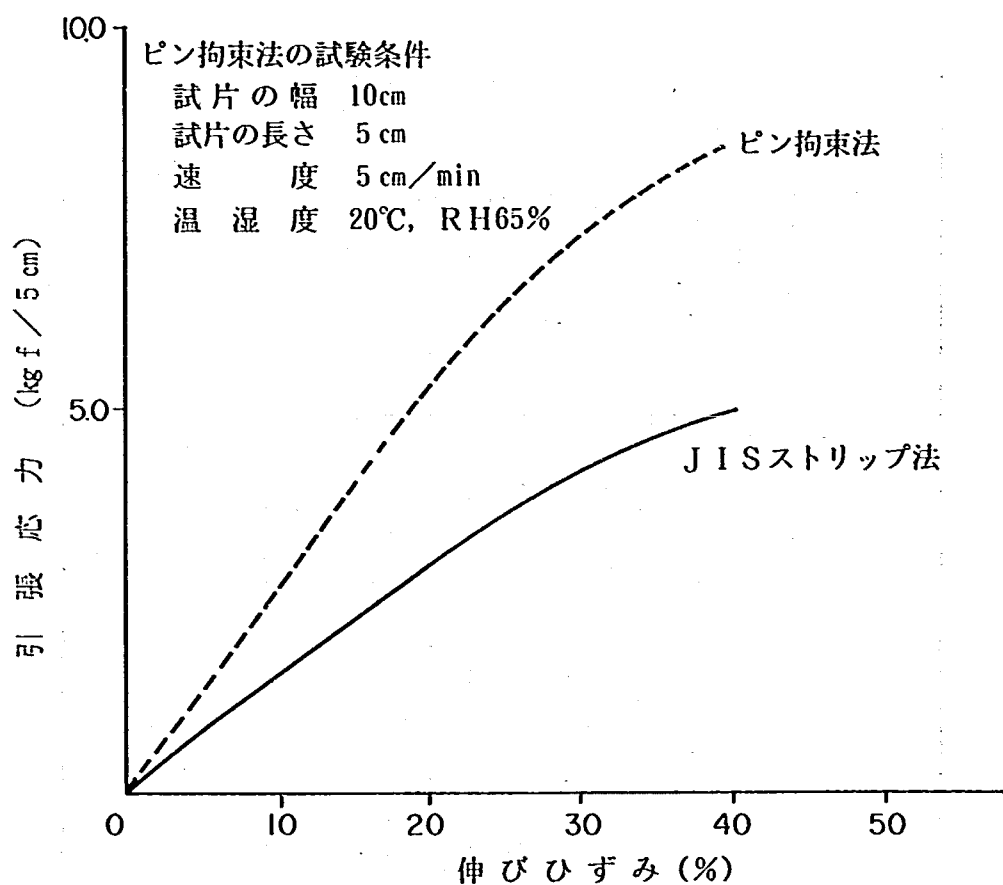


図5.3 不織布Aの応力-ひずみ特性

(4) 実験模型の作成

実験模型は、長さ8m×高さ2m×奥行き1mの鋼製土槽の中に作成した。地山部の砂質シルトは、加振に対して安定であるように、木ダコで十分に締固めて用いた。盛土は浅間山砂を用いて、相対密度が50%程度になるように足踏みで締固めた。盛土の密度及び含水比を測定するためにサンプリングを行った。表5.5にその結果を示す。

表5.5 模型の密度、相対密度、含水比

模 型	ケース	密 度 ρ_t (g/cm ³)	相 対 密 度 D_r (%)	含 水 比 w (%)
6	K	1.60 (1.53~1.67)	48.1 (28.9~69.5)	8.3 (7.4~9.7)
	L	1.59 (1.53~1.68)	45.3 (28.9~72.1)	8.4 (7.9~9.3)
7	M	1.84 (1.75~1.90)	84.8 (67.0~94.9)	15.2 (13.6~16.9)
	N	1.79 (1.71~1.92)	70.6 (41.6~88.6)	15.4 (13.7~18.9)
8	O	1.74 (1.70~1.79)	77.6 (70.4~83.4)	10.6 (8.6~12.3)
	P	1.71 (1.63~1.76)	73.2 (52.0~82.1)	9.8 (9.2~10.6)
9	Q	1.66 (1.57~1.73)	60.8 (48.2~69.0)	9.3 (8.7~10.0)
	R	1.66 (1.61~1.73)	63.0 (56.6~72.1)	8.8 (7.5~10.5)
10	S	1.61 (1.58~1.66)	51.6 (48.0~56.4)	8.5 (7.5~9.3)
	T	1.59 (1.52~1.65)	46.0 (37.8~51.5)	8.4 (8.0~9.2)

(5) 実験模型における模型と原型の関係

ここで、模型に用いた補強材及び敷設間隔の力学的意味を、対応する原型との関係について考察する。以下では補強材の強度・剛性及び敷設間隔（密度）を合わせて補強度と総称する。

模型実験の意味には、一般に以下の2通りの見方がある。

- 1) ある力学モデルの仮定に基づいて、原型と同じ特性を示す（小型）模型を作製し、原型と等しい外力条件を与えて模型の挙動を調べ、その結果から、原型の挙動を把握する。
- 2) 原型とある程度類似した模型について、ある外力条件を与えて模型の挙動を調べ、その挙動を説明する解析手法を見出し、その手法を媒介として原型の挙動を把握する。

既往の実験結果により、補強盛土は、無補強盛土のような壊滅的な崩壊を示すことはなく、加振終了後にある程度の変形で再び安定することが示されている。したがって、加振条件下の補強盛土の力学挙動は、安定・不安定の二者択一ではなく、その変形の程度によって評価するのが合理的と考えられる。しかし、現時点では、補強材を敷設した補強盛土の変形を簡易な方法で算出することは容易でない。したがって、ここでは、以下の2通りの方法により、模型と原型における補強度の関係を評価することを考える。

- 1) 前報又は後出の設計法に用いられている円弧すべり等の安定解析を用いる方法

この方法は、全体安定解析に基づくものがほとんどで、補強度の評価は算出される唯一

の指標である安全率によってなされる。この解析において、補強材の特性は、引抜けがないものとすれば、ある伸びひずみに対応する補強材張力として取込まれる。したがって、盛土の変形は、安定計算に用いる補強材張力を求める補強材ひずみの大きさにより、ある程度反映されると見ることもできる。言い換えれば、模型・原型とも、同一のひずみレベルに対応する補強材張力を用いて両者が同じ安全率になれば、模型・原型の変形は同程度（両者の寸法に比例）になると考えられるというのが第一の近似である。

この方法によれば、このような状態は、剛性の小さい補強材を数多く敷設するか、または、剛性の大きい補強材を少なく敷設することにより達成できるが、実際には、この両者により変形は異なるものと想定される。これは、実際の補強盛土の変形が、ここで想定しているような剛体土塊のすべりだけでなく、補強材間の土の移動・変形も全体としての変形に寄与していると想定されるためである。

2) 単純な荷重条件下で補強土の変形が補強材の剛性により拘束されるものとして、補強度を評価する方法

これは、3.1に述べた方法である。すなわち、式(3.1)で定義される補強率 R が模型・原型で等しければ、補強度が両者で等しく、一定の荷重条件下で両者の変形が等しくなると考えるものである。模型・原型に対する量を添字 m 、 p で表す。

$$\left. \begin{aligned} R_m &= \left(\frac{-\epsilon_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_m \\ R_p &= \left(\frac{-\epsilon_{3R} \cdot E \cdot t}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_p \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

補強土中の平均的な水平伸びひずみ ϵ_{3R} を補強材の伸びひずみとし、その時の補強材張力 $E \cdot t$ を T と表す。補強材の伸びひずみを模型・原型で等しくすると、

$$\frac{R_m}{R_p} = \left(\frac{T}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_m \bigg/ \left(\frac{T}{\sigma_{30} \cdot \Delta H} \right)_p \quad (5.2)$$

模型の縮尺を λ 、敷設間隔 ΔH の模型・原型間の比を μ とする。

$$\frac{R_m}{R_p} = \frac{1}{\lambda \mu} \cdot \frac{T_m}{T_p} \quad (5.3)$$

最も普通に原型をモデル化すると、補強材の敷設枚数は原型・模型において同一であり、 $\mu = \lambda$ となる。そして、模型と原型の補強度を等しくして両者の挙動を同一にするために、補強率について $R_m = R_p$ とする。したがって、

$$T_m = \lambda^2 \cdot T_p \quad (5.4)$$

となるように模型に用いる補強材のモデルを選ぶことになる。

これ以外にも、 $R_m = R_p$ とすれば、補強度が模型・原型において等しくなるものと仮定すると、

$$T_m = \lambda \mu \cdot T_p \quad (5.5)$$

となるように模型に用いる補強材のモデルを選ぶことになる。

模型振動実験を行った模型には種々のものがあるが、ここでは不織布Aを用いたケースL、不織布Bを用いたケースTについて、対応する原型を考えてみる。

ケースLでは、 $H_m = 1\text{ m}$ 、 $\Delta H_m = 0.1\text{ m}$ 、 $T_m = 0.028\text{ tf/m}$ である。今、原型の補強材としてジオグリッドSR2を想定して、 $T_p = 0.72\text{ tf/m}$ ($T_{\max} = 1.8\text{ tf/m}$)とする。この模型が原型と同一配置とすると $\lambda = \mu$ となり、式(5.4)を用いることができる。したがって、

$$0.028 = \lambda^2 \cdot 0.72$$

となり、 $1/\lambda = 5.07$ となり、この模型は原型の約1/5の寸法に相当することになる。すなわち、 $H_p = 5\text{ m}$ 、 $\Delta H_p = 0.5\text{ m}$ である。この原型に対して、全体内的安全率を算定すると($c = 0.3\text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$)、

$$k_h = 0.0 \text{ のとき, } F_{\min} = 1.33$$

$$k_h = 0.15 \text{ のとき, } F_{\min} = 1.06$$

$$k_h = 0.20 \text{ のとき, } F_{\min} = 0.98$$

となる。

次に、ケースTでは、 $H_m = 1.8\text{ m}$ 、 $\Delta H_m = 0.45\text{ m}$ 、 $T_m = 0.357\text{ tf/m}$ である。ここで原型の補強材としてジオグリッドSR55を想定して、 $T_p = 2.2\text{ tf/m}$ ($T_{\max} = 5.5\text{ tf/m}$)とする。この模型は、通常想定される原型よりも敷設間隔は疎であるから $\lambda \neq \mu$ であり、式(5.5)を適用することになる。原型において $\Delta H_p = 1.0\text{ m}$ とすると、

$$\mu = \Delta H_m / \Delta H_p = 0.45 / 1.0 = 0.45$$

となる。したがって、

$$0.357 = \lambda \times 0.45 \times 2.2$$

となり、 $1/\lambda = 2.77$ となり、この模型に対応する原型として、

$$\text{盛土高 } H_p = 1/\lambda \cdot H_m = 2.77 \times 1.8 = 4.99 \div 5\text{ m,}$$

$$\text{敷設間隔 } \Delta H_p = 1.0\text{ m}$$

に大略相当するものと見ることができる。

また、原型において $\Delta H_p = 0.5\text{ m}$ とすると、

$$\mu = \Delta H_m / \Delta H_p = 0.45 / 0.5 = 0.9$$

となる。したがって、

$$0.357 = \lambda \times 0.9 \times 2.2$$

となり、 $1/\lambda = 5.55$ となり、この模型に対応する原型として、

$$\text{盛土高 } H_p = 1/\lambda \cdot H_m = 5.55 \times 1.8 = 9.99 \div 10\text{m},$$

$$\text{敷設間隔 } \Delta H_p = 0.5\text{m}$$

に大略相当するものと見ることができる。

それぞれに対して、全体的安全率を計算すると($c = 0.3 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 33^\circ$),

盛土高 $H_p = 5 \text{ m}$, 敷設間隔 $\Delta H_p = 1.0\text{m}$ の場合,

$$k_h = 0.0 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 2.35$$

$$k_h = 0.15 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 1.81$$

$$k_h = 0.20 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 1.64$$

盛土高 $H_p = 10\text{m}$, 敷設間隔 $\Delta H_p = 0.5\text{m}$ の場合,

$$k_h = 0.0 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 2.59$$

$$k_h = 0.15 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 2.00$$

$$k_h = 0.20 \text{ のとき, } F_{\text{min}} = 1.79$$

となる。

5.3 加振条件及び測定方法

(1) 加振条件

実験は表5.6に示す加振条件で行った。加振は小さな加速度から行い、1回の加振ごとに振動台を停止させ、盛土の状況を確認した。

表5.6 加振条件

振動数	4 Hz				
加振時間	10 sec				
加 振 加 速 度 (gal)					
目標値	模 型 番 号				
	6	7	8	9	1 0
20	21	20	20	20	21
100	94	105	105	103	105
200	204	204	208	203	207
300	291	294	312	304	331
400	391	412	400	413	398
500	535	495	512	518	503
600	602	670	622	632	614
700	—	—	—	696	678

(2) 測定方法

計測は、加速度、盛土の沈下量、不織布のひずみ（ケースK、L）を測定するための計測器を図5.1に示す位置に設置した。各計測器の仕様は表5.7のとおりである。この中で、不織布のひずみは、図5.4に示すような装置で計測した。さらに、盛土の変形をみるために模型の正面に着色した砂によりメッシュを設け加振中に写真撮影を行った。測定はデジタルデータレコーダで行い、実験後に電算機で再生図化した。

表5.7 計測器仕様

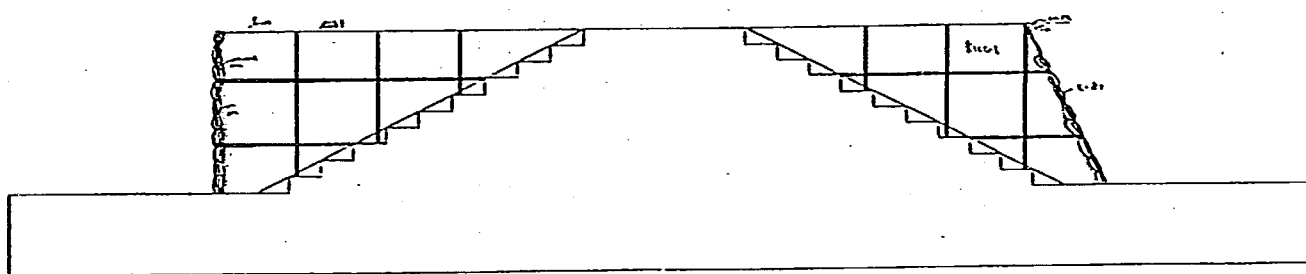
計 測 器 名	容 量	仕 様
加速度計	1G, 2G	ひずみゲージ型
変位計（天端用）	±100mm	インダクタンス型
変位計（天端用）	200mm	ポテンショメータ（可変抵抗型）
張力計（ジオテキスタイル用）		ひずみゲージをプラスチックに貼る。2ゲージ法

6. 実験結果及び考察

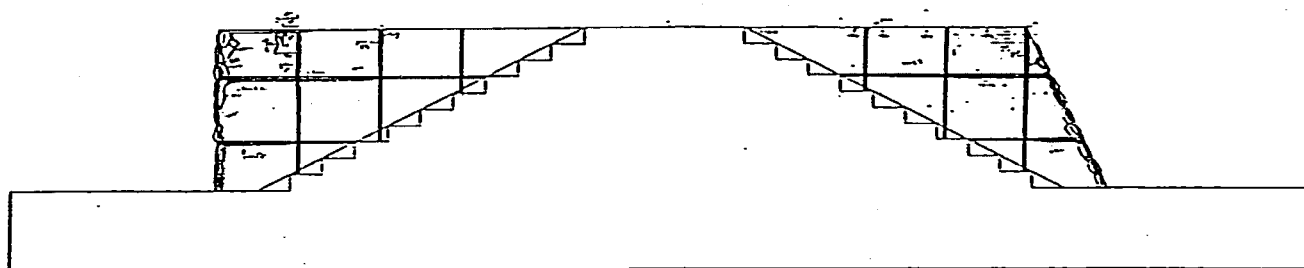
6.1 実験結果

(1) 加振条件と盛土の被害状況の概要

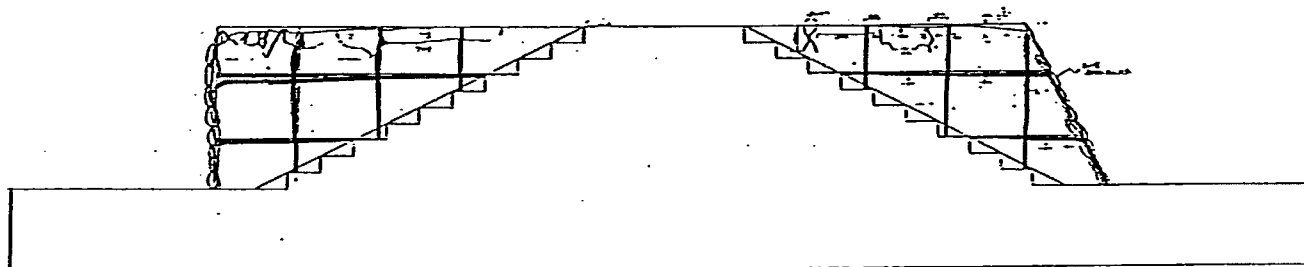
実験結果として各模型について加振終了後の盛土の変形（外形及びメッシュのずれ）を図6.1に示す。また、表6.1に各加振に対する盛土の被害状況をまとめる。



(1) 模型6 300gal

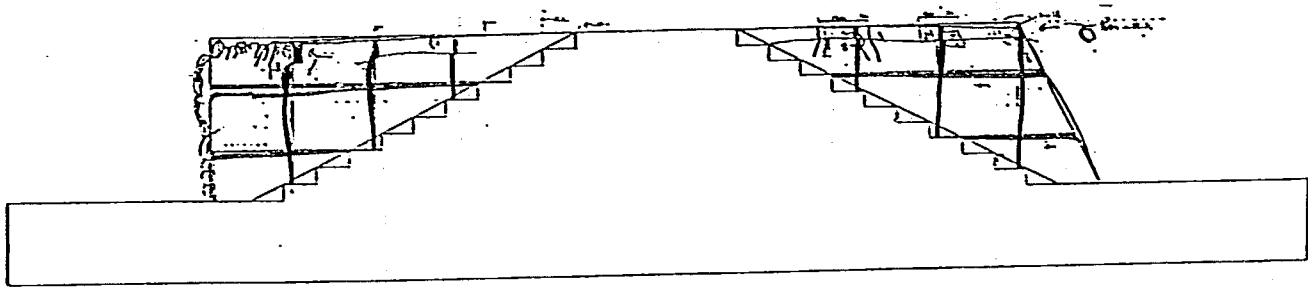


(2) 模型6 400gal

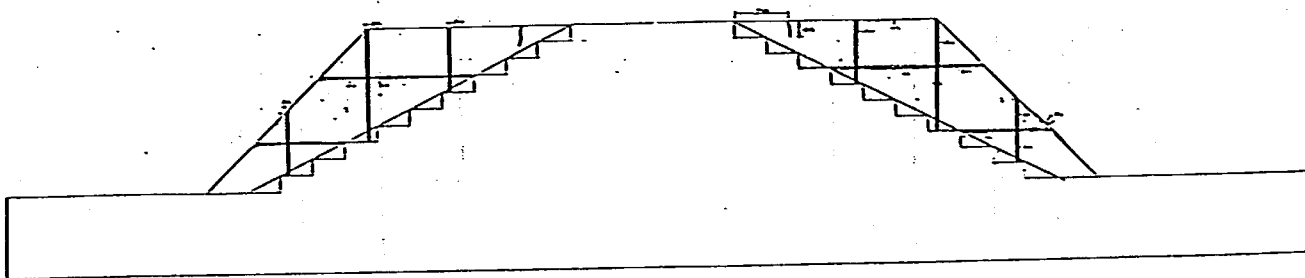


(3) 模型6 500gal

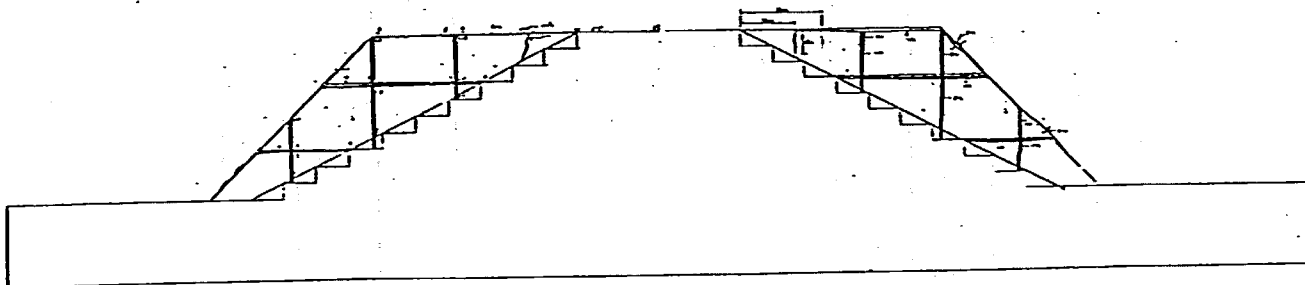
図6.1 模型の加振後の変形



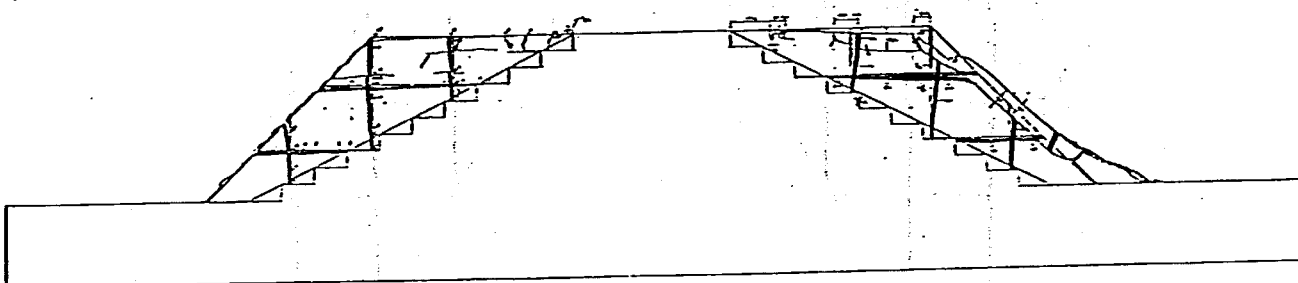
(4) 模型 6 600gal



(5) 模型 7 400gal

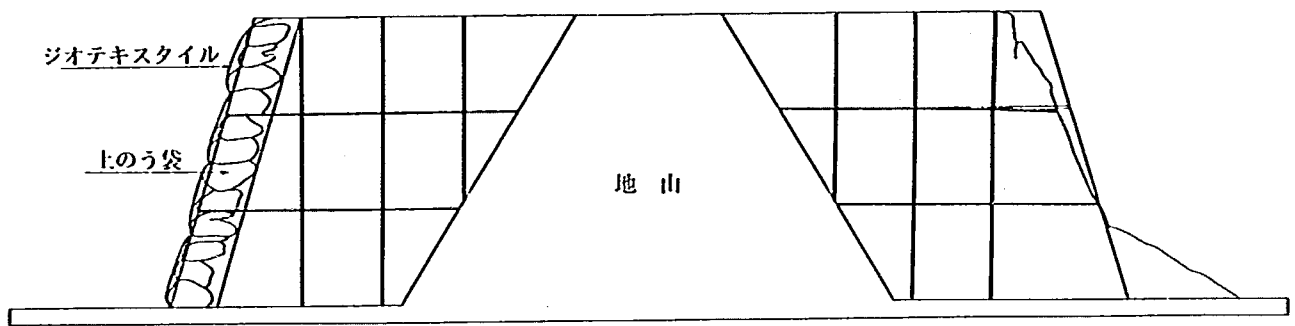


(6) 模型 7 500gal

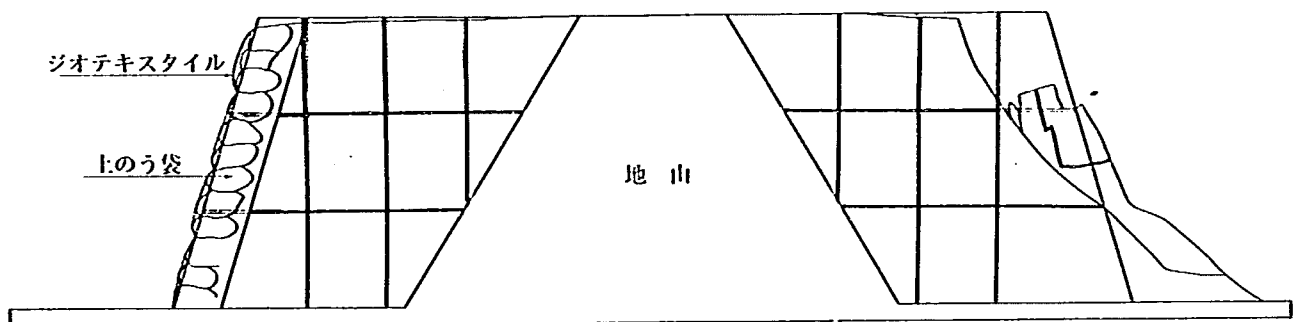


(7) 模型 7 600gal

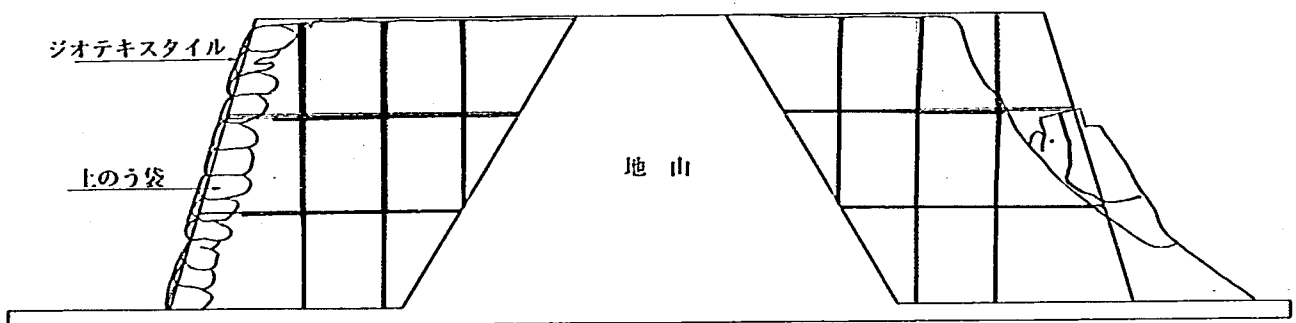
図6.1 模型の加振後の変形



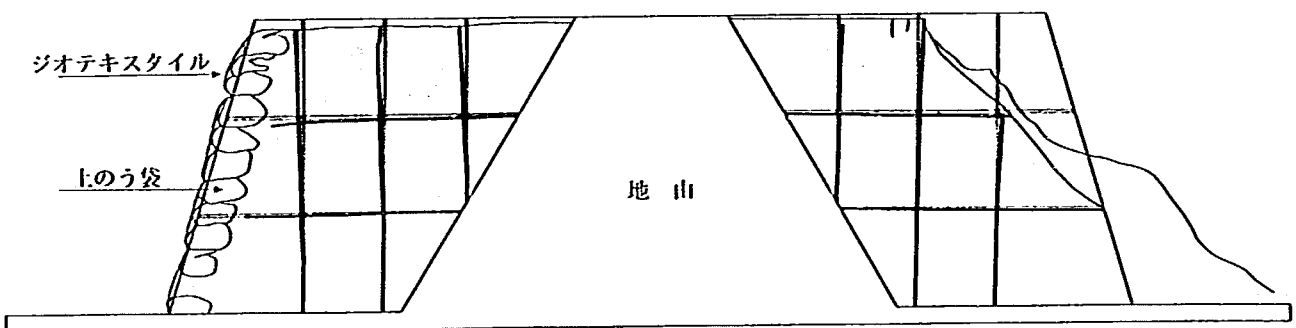
(8) 模型 8 200gal



(9) 模型 8 300gal

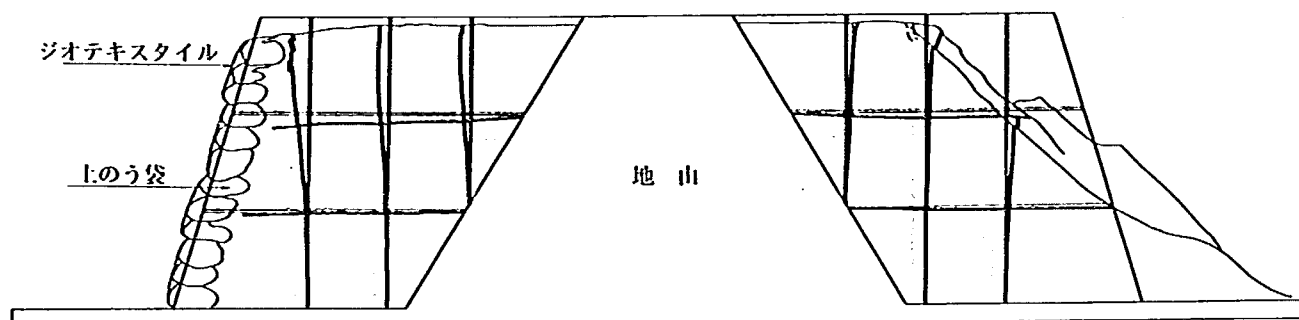


(10) 模型 8 400gal

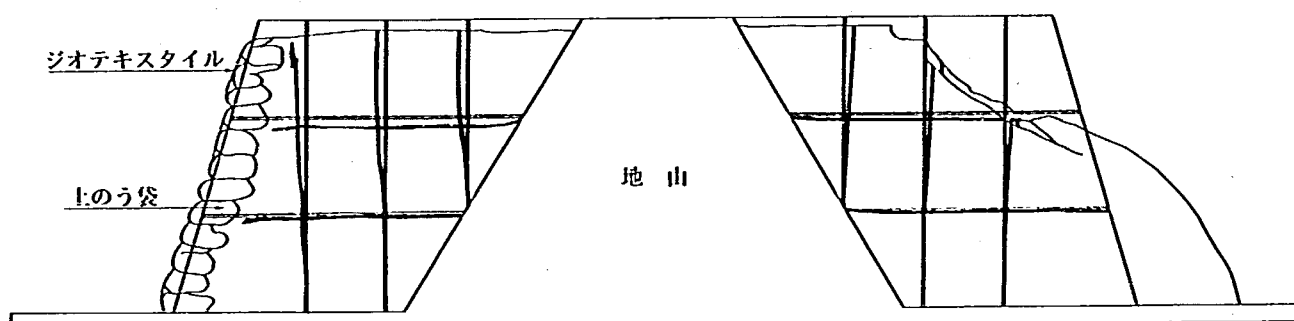


(11) 模型 8 500gal

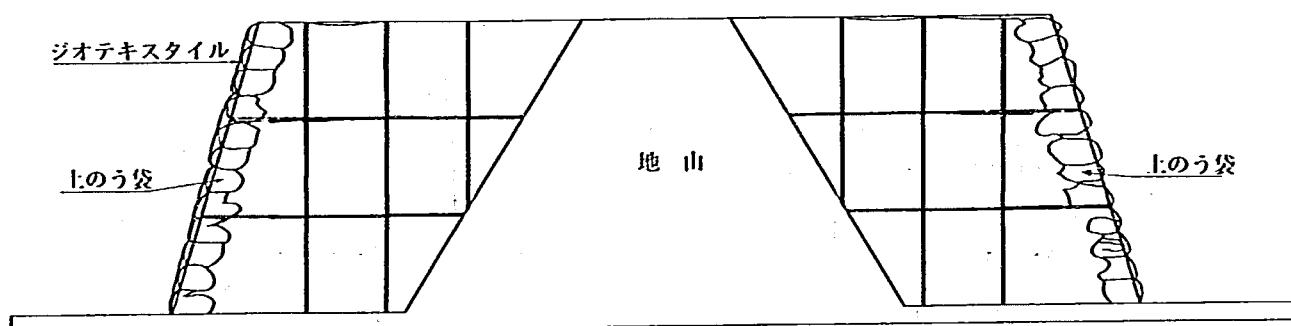
図6.1 模型の加振後の変形



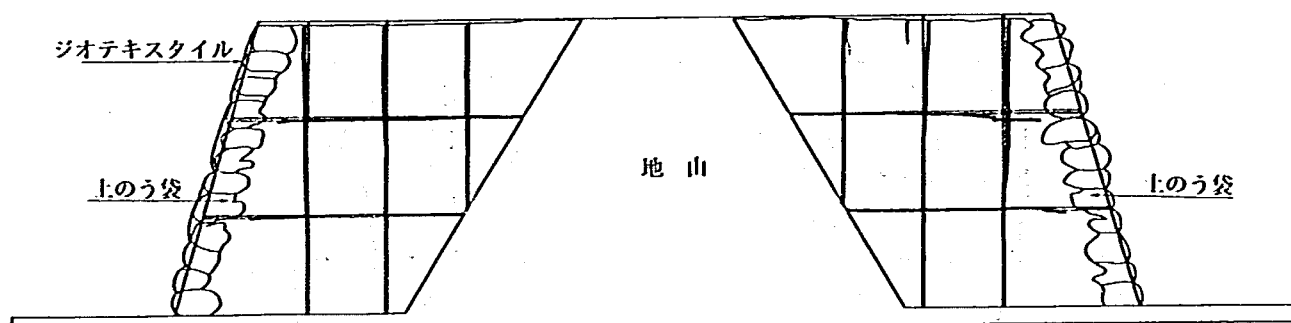
(12) 模型 8 600gal



(13) 模型 8 700gal

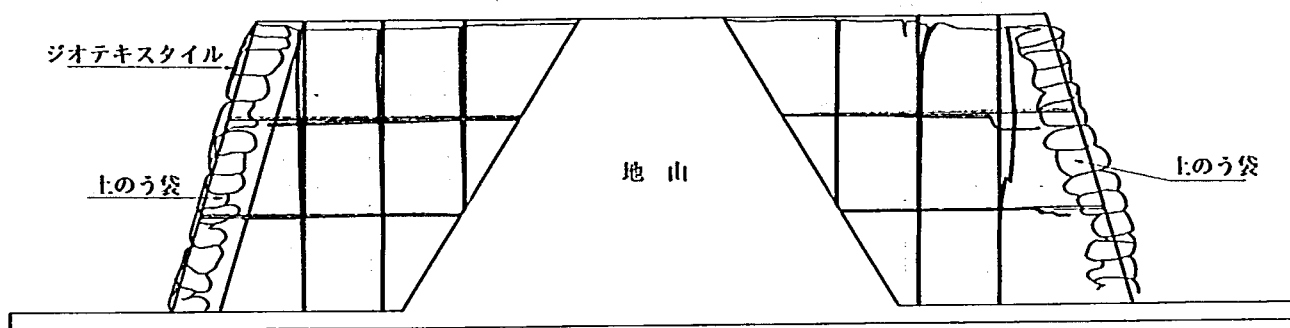


(14) 模型 9 200gal

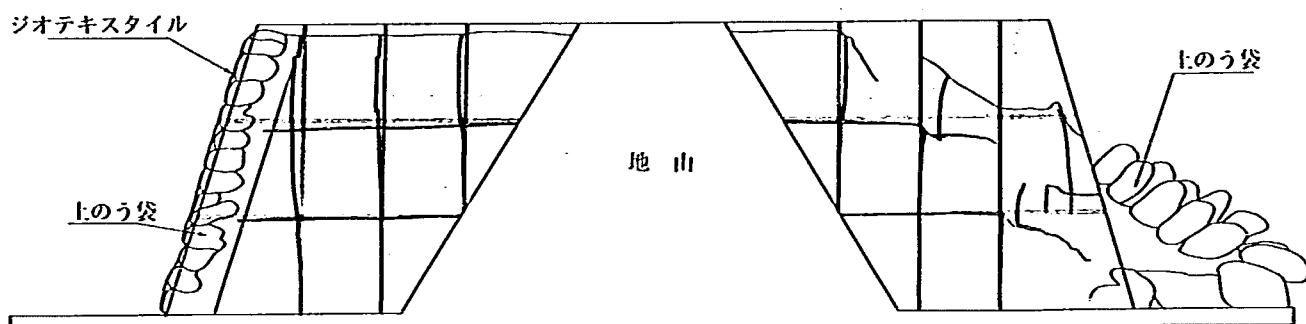


(15) 模型 9 300gal

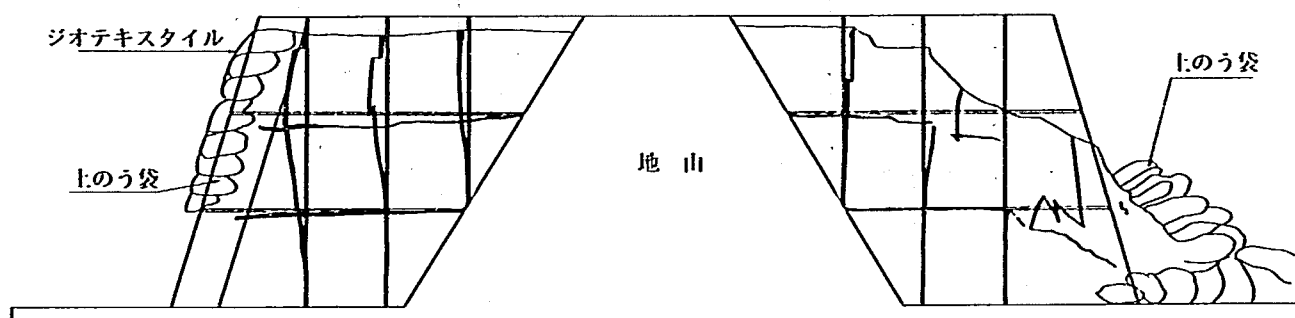
図6.1 模型の加振後の変形



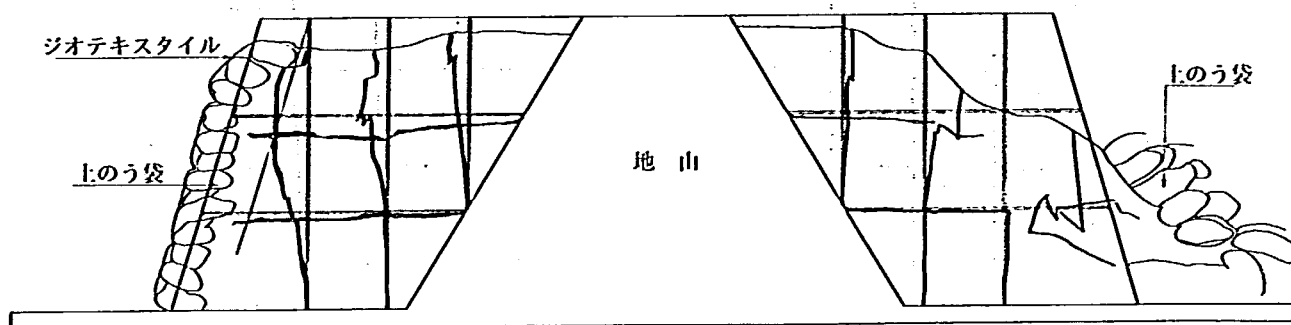
(16) 模型 9 400gal



(17) 模型 9 500gal

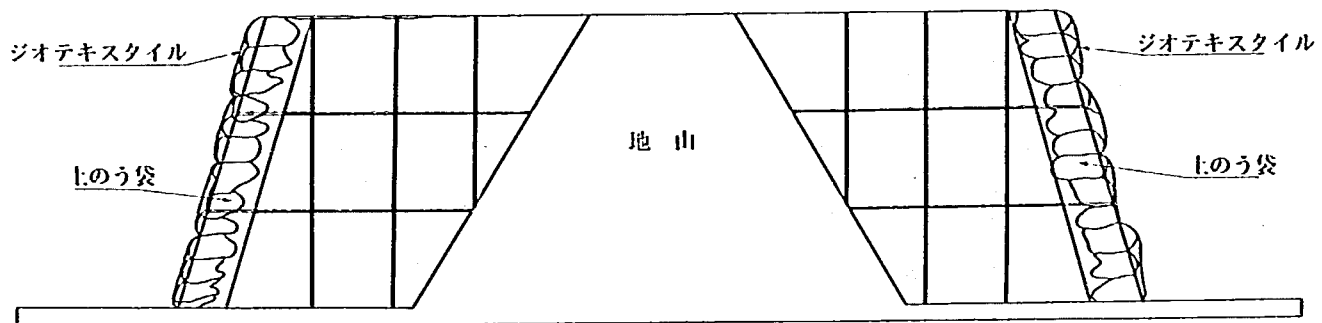


(18) 模型 9 600gal

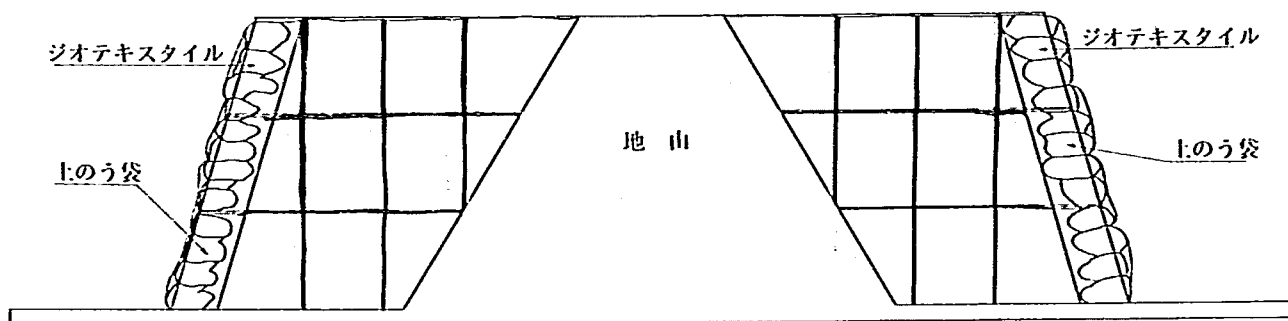


(19) 模型 9 700gal

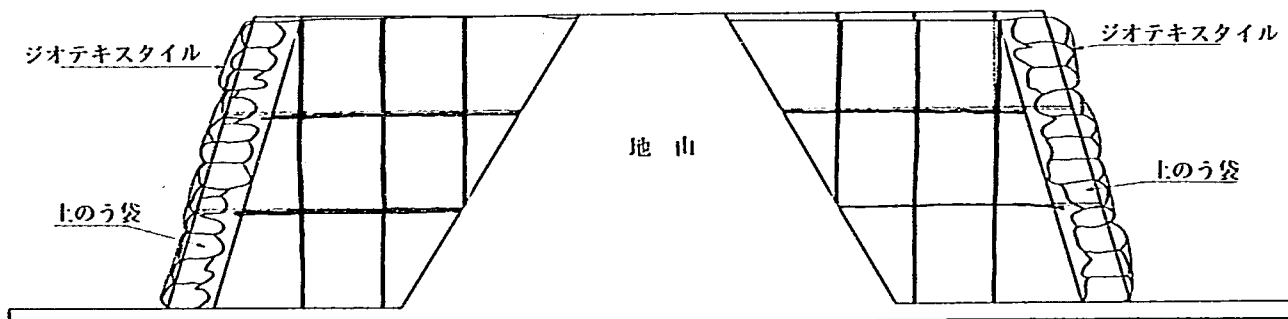
図6.1 模型の加振後の変形



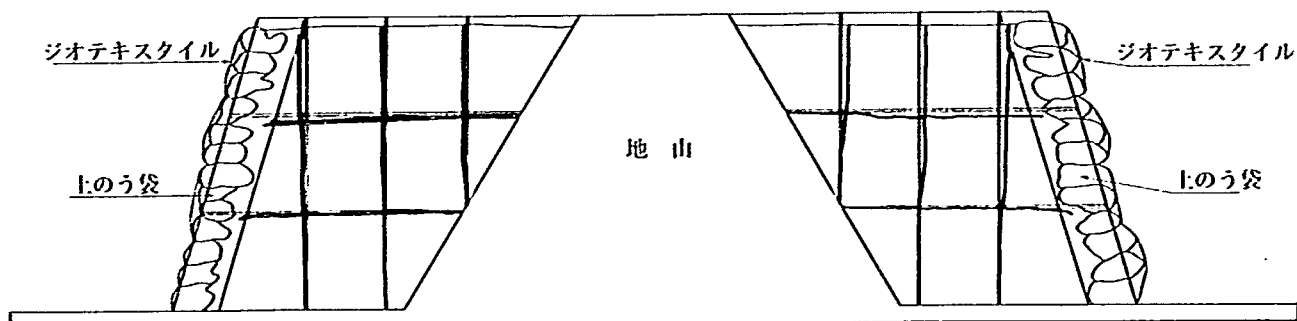
㊦ 模型10 200gal



㊧ 模型10 300gal

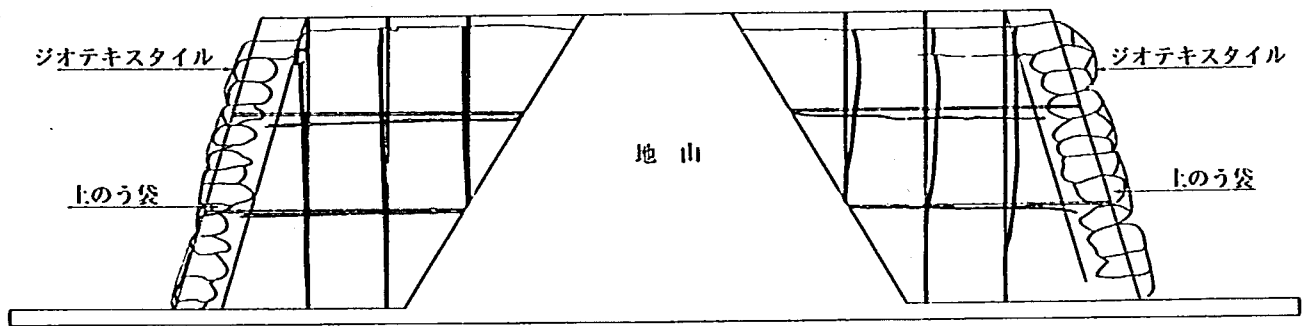


㊨ 模型10 400gal

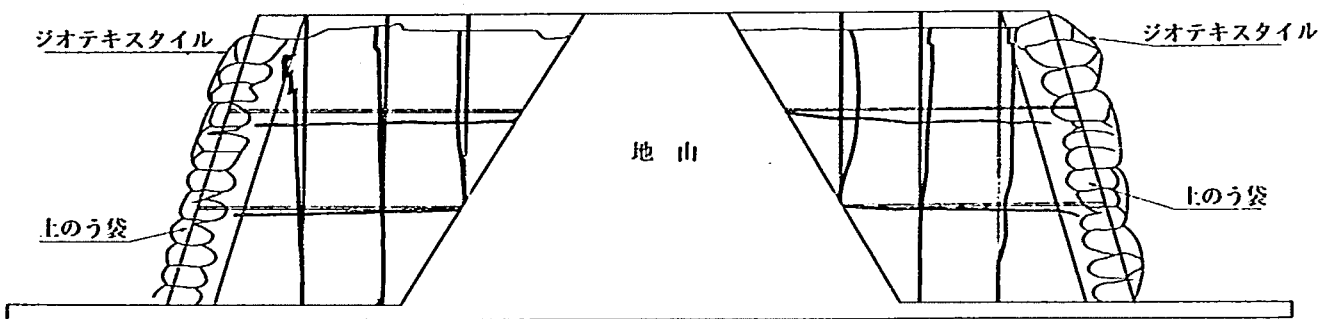


㊩ 模型10 500gal

図6.1 模型の加振後の変形



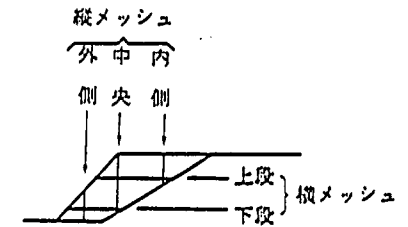
24 模型10 600gal



25 模型10 700gal

図6.1 模型の加振後の変形

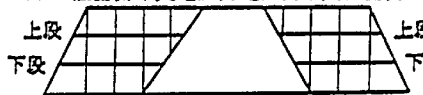
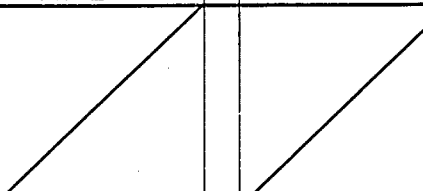
表6.1(a) 盛土の被害状況 (盛土高さ1 m)



※ この表の中で出てくる縦メッシュの外側・中央・内側という表現や横メッシュの下段・上段という表現は上図の通りである。

ケース	模型	補強材	20~200gal	300gal	400gal	500gal	600gal
K	6	右	5分勾配 不織布A 10枚 (固定)	変化なし	○盛土天端の部分的縦メッシュが3mmずれた。	○盛土天端で2~5mmの沈下 ○下段横メッシュが3mm、上段で5mmの沈下 ○縦メッシュは2~5mm外側へ移動	○盛土天端は14mm程度沈下している。 ○横メッシュは上段で5~10mmの沈下、下段で8~10mmの沈下がみられる。 ○縦メッシュは外側で10mm、中央で10mm、内側で5mmの変位が生じている。 ○クラックは中央の地山より40cm・80cm・120cmの位置で10~15cmの深さである。
L	6	左	鉛直勾配 不織布A 10枚 (固定)	変化なし	○盛土天端より30cm・40cm・70cmの位置にヘアークラック(1~2mm)が発生した。 ○盛土天端約5mm程度沈下している。	○クラックは一面に広がった。 ○盛土天端で5~13mmの沈下 ○下段横メッシュ10mmの沈下 ○上段横メッシュ15mmの沈下 ○縦メッシュは外側で1.0cmずれている。 ○中央の縦メッシュは5mmずれている。 ○土のう袋にかなり変形が生じた。	○盛土天端は24mm程度沈下している。 ○横メッシュは上段で20mm、下段で15mmの沈下が認められる。 ○縦メッシュは外側で2cm、中央で1.5cm、内側で1.0cmの変位が生じている。また、盛土天端より10cm下の位置で不織布の引張りのため縦メッシュが不連続にきられている。
M	7	右	無補強 高含水 盛土 1割勾配	変化なし	○盛土天端は4mm程度沈下している。 ○横メッシュは上段で3~4mm、下段で3mmの沈下が生じている。 ○縦メッシュは外側で2mm、内側と中央で3mmの変位が生じている。 ○クラックは地山との境界部より34cmの位置にあり深さは10cmである。	○盛土天端は1cmの沈下が生じている。 ○横メッシュは上段で10mm、下段で5mm沈下し曲がっている。 ○縦メッシュは外側で5mm、中央で8mm、内側で6~7mmの側方変位が生じている。 ○クラックの深さは15cmに拡大している。	○盛土は崩壊した。 ○横メッシュは上段で2~3cm沈下、法面より10cmの位置でスベリ面が現れた。下段では10mmの沈下を生じている。 ○縦メッシュは大きく曲がり、外側が2cm、中央が3cm、内側が2cmの変位を生じている。
N	7	左	不織布A 10枚 高含水 盛土 1割勾配	変化なし	○盛土天端は2mm程度の沈下が発生している。 ○横メッシュは上段で2~3mmの沈下 ○縦メッシュは外側・中央・内側で3mmの変位が生じている。 ○クラックは地山との境界より30cmの位置で深さ10cm程度である。	○盛土天端は5~8mmの沈下が生じている。 ○横メッシュは上段で3~10mm、下段で2mmの沈下が生じている。 ○縦メッシュは外側・中央・内側の3本とも10mmの変位が生じている。 ○クラックは拡大して深さも18cmと深くなっている。	○盛土天端は10~20cmの沈下が生じている。 ○横メッシュは上段で10~25mm、下段で10mmの沈下が生じている。 ○縦メッシュは外側で20mm、中央で10~20mm、内側で10~20mmの側方変位をしており、内側と中央の縦メッシュは盛土天端40cm下でセン断面ができた。

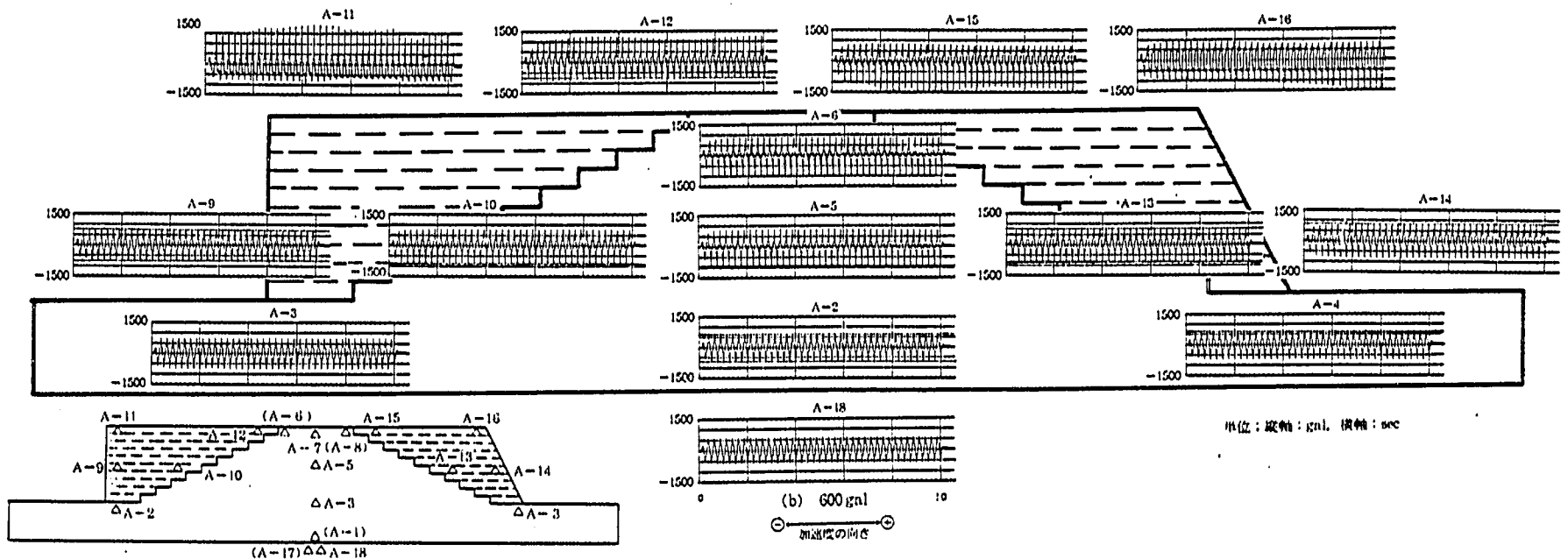
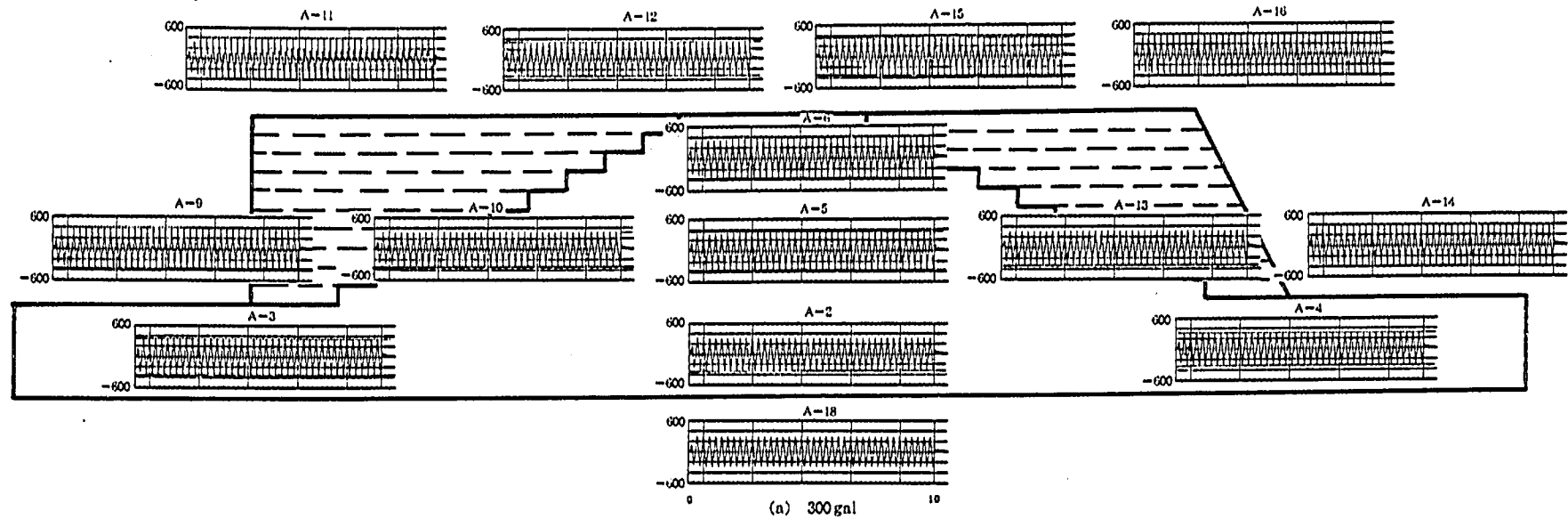
表6.1(b) 盛土の被害状況 (盛土高さ1.8m)

ケース	横型	補強材	20~100gal	200gal	300gal	400gal	500gal	600gal	700gal
O	右側	無補強	変化なし	法面から17cmの位置から崩壊した。 横メッシュ(上段)が法面付近で1cm沈下している。	(1)中央の縦メッシュが右側へ1cmずれている。 (2)法面から45cmの位置で横メッシュ上段が円弧すべりにより切断されている。 (3)法面から55cmの位置に円弧すべりが発生している。	(1)縦メッシュは中央部で2cm、地山側で2cm右側へ移動している。 (2)横メッシュは上段で最大2.5cmの沈下 (3)もとの法面から80cmの位置より円弧が生じている。	(1)縦メッシュは中央で3cm、地山側で2cm右側へ移動。 (2)横メッシュは上段で最大2.5cmの沈下 (3)もとの法面から80cmの位置より円弧が生じている。	左側—法面側 中央地山側 地山側 中央法面側—右側 	
P	右側	補強材を4段に全面敷設・巻き込み長60g	変化なし	法面側の縦メッシュが左側へ0.8cmずれている。 法面で85mmの沈下が生じている。	(1)中央と地山側の縦メッシュが1cm、法面側の縦メッシュが2cm左側へずれている。 (2)法面付近の横メッシュ(上段)が0.8cm沈下。 (3)覆付盛土は平均1.2cmの沈下が生じている。	(1)縦メッシュは法面側で最大3cm、中央・地山側は2cmの移動 (2)横メッシュ(上段)が0.8~2cm沈下、(下段)では0.2~0.8cmの沈下 (3)覆付盛土天端の平均沈下量は3cmである。	(1)縦メッシュは地山側と盛土側で4cm、中央で3cm左側へ移動。中央の縦メッシュは天端より10cmで切断される。 (2)横メッシュは最大4cmである。 (3)天端は4cmの沈下が生じている。	(1)縦メッシュは法面側で12cm、中央で8cm、地山側で8cm左側へ移動。中央のは10cm、地山側は5cmの位置で切断 (2)横メッシュは上段で最大沈下は5cmである。 (3)天端の最大沈下量は土のう段の位置で10cm程度	(1)縦メッシュは法面側で13cm、中央で8cm、地山側で8cm左側へ移動している。 (2)横メッシュ上段の最大沈下量は5cm、下段は23cmである。 (3)天端の最大沈下量は土のう段の位置で15cm程度
Q	右側	法面保護(土のう段)	変化なし	(1)縦メッシュは法面側・中央で右側へ1cm移動している。 (2)横メッシュは最大で1cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は0.5~1cm沈下している。	(1)縦メッシュは地山側で0.5cm、中央で3cm、法面側で3cm右側へ移動しており、法面側は天端より80cmの位置で切断。 (2)横メッシュは最大で4cmの沈下が生じている。 (3)天端の沈下量は0.5~4cmである。	(1)法面側の縦メッシュは横メッシュ下段の位置から折れ曲がっている。 (2)横メッシュは法面から60cmの所から急激に10cm程度沈下している。 (3)天端の沈下量は2~15cmである。	盛土の半分位(縦横メッシュの交点)を円弧すべりによりもっていかれる。		
R	左側	補強材を4段に60cm敷設・巻き込み長60cm	変化なし	(1)縦メッシュは法面側で最大1cm、中央で0.4cm左側へ移動している。 (2)横メッシュ上段は最大で0.6cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は0.5cmの沈下が生じている。	(1)縦メッシュは法面側で2.8cm、中央で1.8cm、地山側で1cm左側へ移動 (2)横メッシュ上段は最大で2cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は1.5cmである。	(1)縦メッシュは法面側で4cm、中央で3cm、地山側で3cm左側へ移動している。 (2)横メッシュ上段は最大で4cmの沈下、下段で1cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は0.3~5cm	(1)縦メッシュは法面側で最大9cm、中央で6cm、地山側で5cm左へ移動。天端より15cmの位置で法面側と中央の縦メッシュが切断。 (2)横メッシュは3~6cmの沈下 (3)天端沈下量は4.5~6cm	(1)縦メッシュは横メッシュ下段から左側へ部み法面側最大で15cm、中央12cm、地山側7cmの移動。中央の縦メッシュは横メッシュ上段付境で切断されている。 (2)天端沈下量は7~10cmの沈下が生じている。	(1)法面側中央の縦メッシュは波打つように左側へ部み液状化のような形状を示す。 (2)横メッシュは最大で15cm程度沈下し波打った形をしている。 (3)天端沈下量は最大20cm程度生じている。
S	右側	下から3段まで補強材の敷設・巻き込み60cm、最上段は全面に敷設し、巻き込み60cm	変化なし	(1)縦メッシュは法面側で0.2cm右側へ移動。 (2)横メッシュは上段で0.3~0.5cm沈下。 (3)天端沈下量は0.5cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大2cm、中央で1cm、地山側で1cm右側へ移動。 (2)横メッシュは上段で1cm、下段で0.2cm沈下。 (3)天端沈下量は平均して1cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大3cm、中央と地山側で2cm右側へ移動。 (2)横メッシュは上段で1~2cm、下段で1cm沈下 (3)天端沈下量は4~5cmの沈下である。	(1)縦メッシュは法面側で5cm、中央・地山は4cm右側へ移動している。 (2)横メッシュは上段で1~5cmの沈下、下段で最大2cmの沈下を生じる。 (3)天端沈下量は平均して8cmの沈下である。	(1)縦メッシュは右側に曲線を描いて変形している。法面側で6cm、中央・地山側で5cm右側へ移動。 (2)横メッシュは上段で4~5cmの沈下、下段で1~2cmの沈下を生じる。 (3)天端沈下量は平均して10cmの沈下が生じている。	(1)法面側の縦メッシュが右側へ波打ち変形。移動量は法面側で7cm、中央で7cm、地山側で6cmである。 (2)横メッシュは上段で5~7cm、下段で2~4cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は平均して10cm程度の沈下
T	左側	補強材4段を全て地山に固定・巻き込み長60cm	変化なし	(1)縦メッシュは法面側で最大0.3cm左側へ移動している。 (2)横メッシュ上段で0.5cm、下段で0.3cmの沈下 (3)天端沈下量は0.7cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大1cm、中央で0.8cm、地山側で0.5cm左側へ移動している。 (2)横メッシュは上段で0.5~1cm沈下、下段で0.2~0.6cm沈下している。 (3)天端沈下量は0.5~1cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大2.3cm、中央で2cm、地山側で1.5cm左側へ移動している。 (2)横メッシュは上段で0.7~2cm、下段で0.3~1cm沈下している。 (3)天端沈下量は1~3cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大5cm、中央で3cm、地山側で2.8cm左側へ移動している。 (2)横メッシュは上段で2~4.5cmの沈下、下段で2.2cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は4~10cmである。	(1)縦メッシュは法面側で最大7cm、中央で4.5cm、地山側で4cm左側移動。 (2)横メッシュは上段で3~5cm、下段で0.3~2.5cmの沈下が生じている。 (3)天端沈下量は土のう段の位置で15cm、盛土部で6~8cmの沈下。	(1)縦メッシュは法面側で天端より20~50cm間で切断され、移動量は10cm、中央は7cm、地山側は5cm左側へ移動。 (2)横メッシュ上段で6~10cm沈下、下段では1~4cm沈下している。 (3)天端沈下量は7~15cm

(2) 時刻歴

1) 加速度の時刻歴

図6.2に加速度の時刻歴の例（模型6：ケースK，L）を示す。300gal加振では，加振に対してほぼ定常な応答を示しているが，600gal加振では，特に盛土の上部でのり面方向への加速度応答が大きいことがわかる。これは，盛土のり面が地山側よりも振動しやすいことによると考えられる。



加速度計位置図 ()はこの図に用いなかったもの

図6.2 加速度の時刻歴の例 (ケース K, L)

2) 変位の時刻歴

図6.3に変位計の時刻歴の例を示す。この図は、盛土のり肩の破壊前後の加振段階における鉛直変位の様子を表している。この図より、盛土のり肩が破壊に至るまでの鉛直変位の推移は、加振のある段階まで徐々に沈下していくが、破壊し始めるとほぼ瞬間的に変形していくものがあることがわかる。この傾向は、無補強の盛土（ケースM, O），補強盛土でのり面勾配が急なとき（ケースL）に顕著であることがわかる。

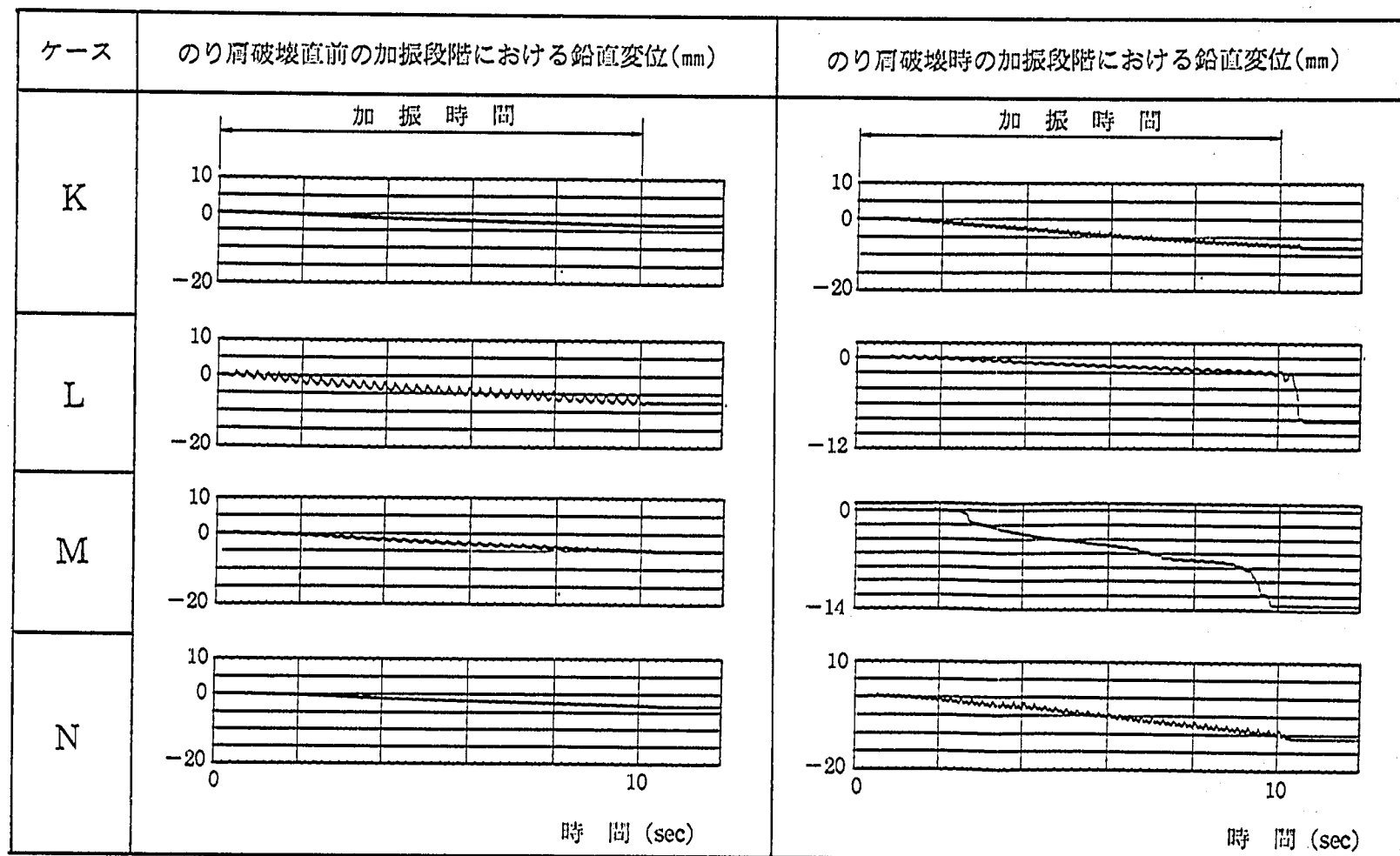


図6.3(a) のり肩の鉛直変位の時刻歴（盛土高さ 1 m）

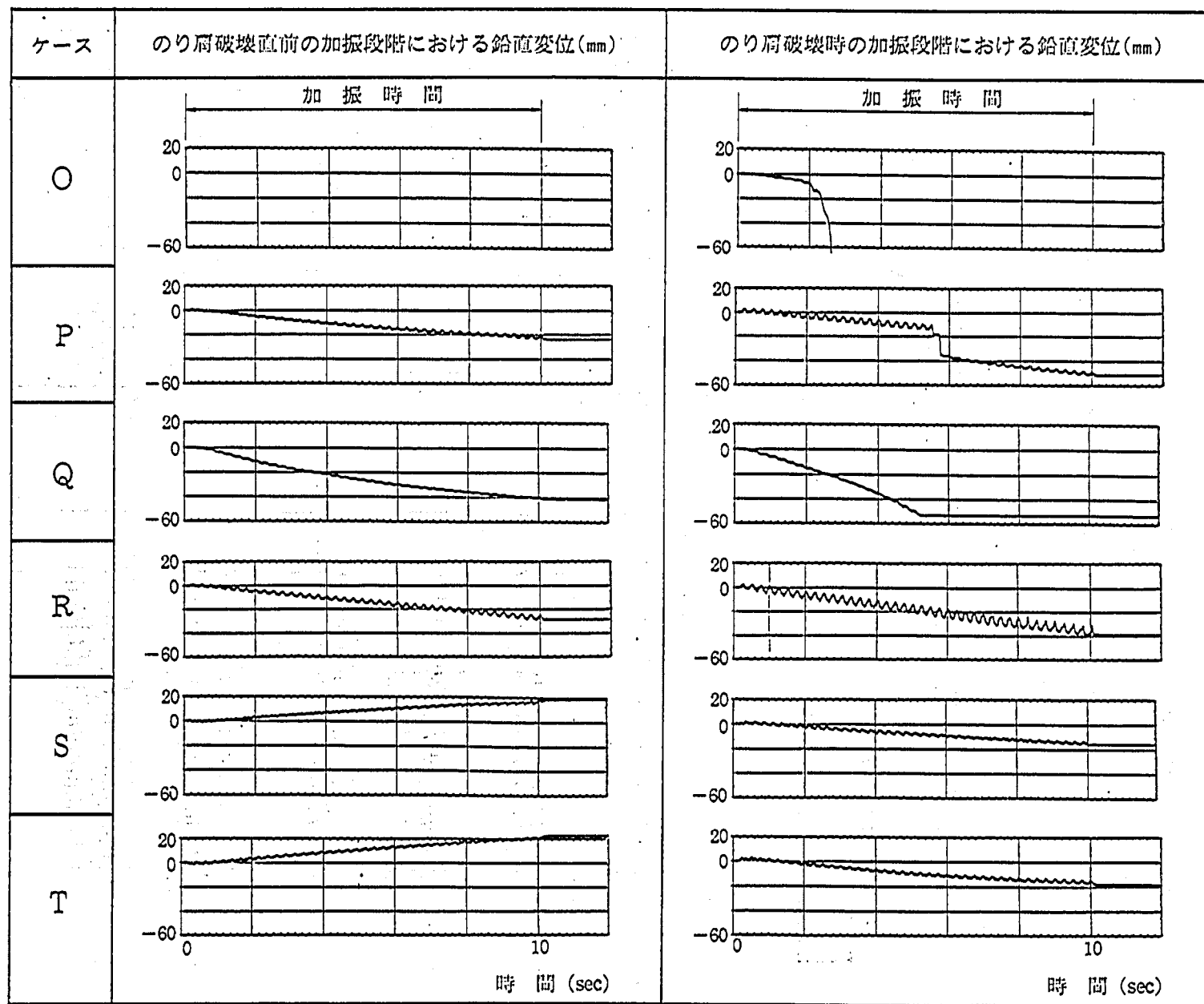


図6.3(b) のり肩の鉛直変位の時刻歴 (盛土高さ1.8m)

3) ジオテキスタイルの引張力の時刻歴

図6.4にジオテキスタイルの引張力の時刻歴の例を示す（模型6：ケースK，L）。この図より，加振加速度が大きくなるにしたがってジオテキスタイルの引張力の振幅が大きくなって行くことがわかる。またケースL（T-8）では，加振時に正負の振幅が出ていることから盛土盛立て中に既にジオテキスタイルに引張力が働いていると考えられる。

ところで，加振前後では，ジオテキスタイルの引張力が同じ値を示していないが，これは，加振によって盛土が残留変形し，ジオテキスタイルにかかる引張力が変化したためと考えられる。

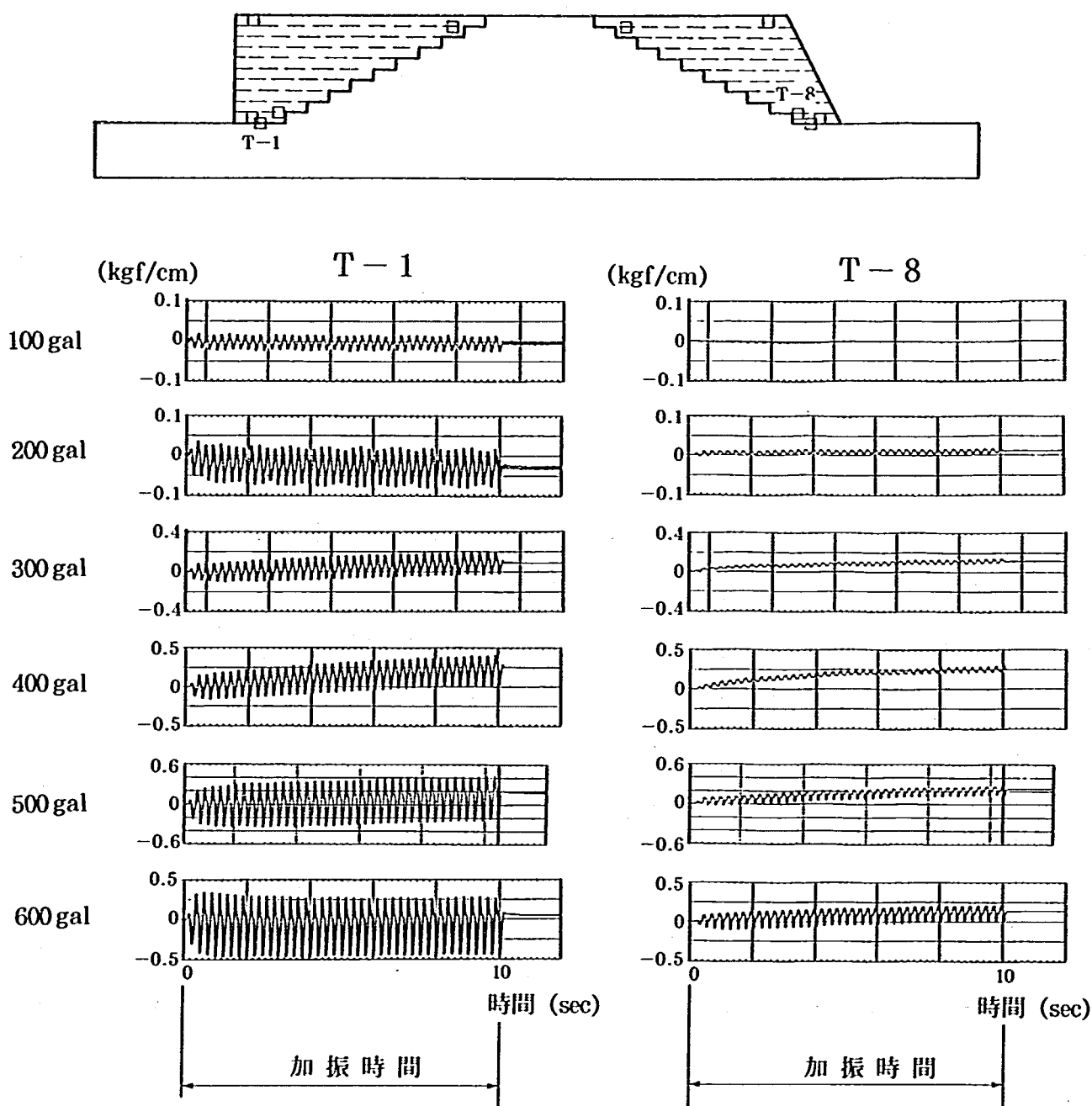


図6.4 ジオテキスタイルの引張力の時刻歴の例（模型6）

(3) 加速度分布

図6.5に加速度倍率の鉛直分布の例を示す（模型6：ケースK，L）。加振加速度が大きくなるにしたがって盛土上部の加速度倍率が大きくくなっているのがわかる。

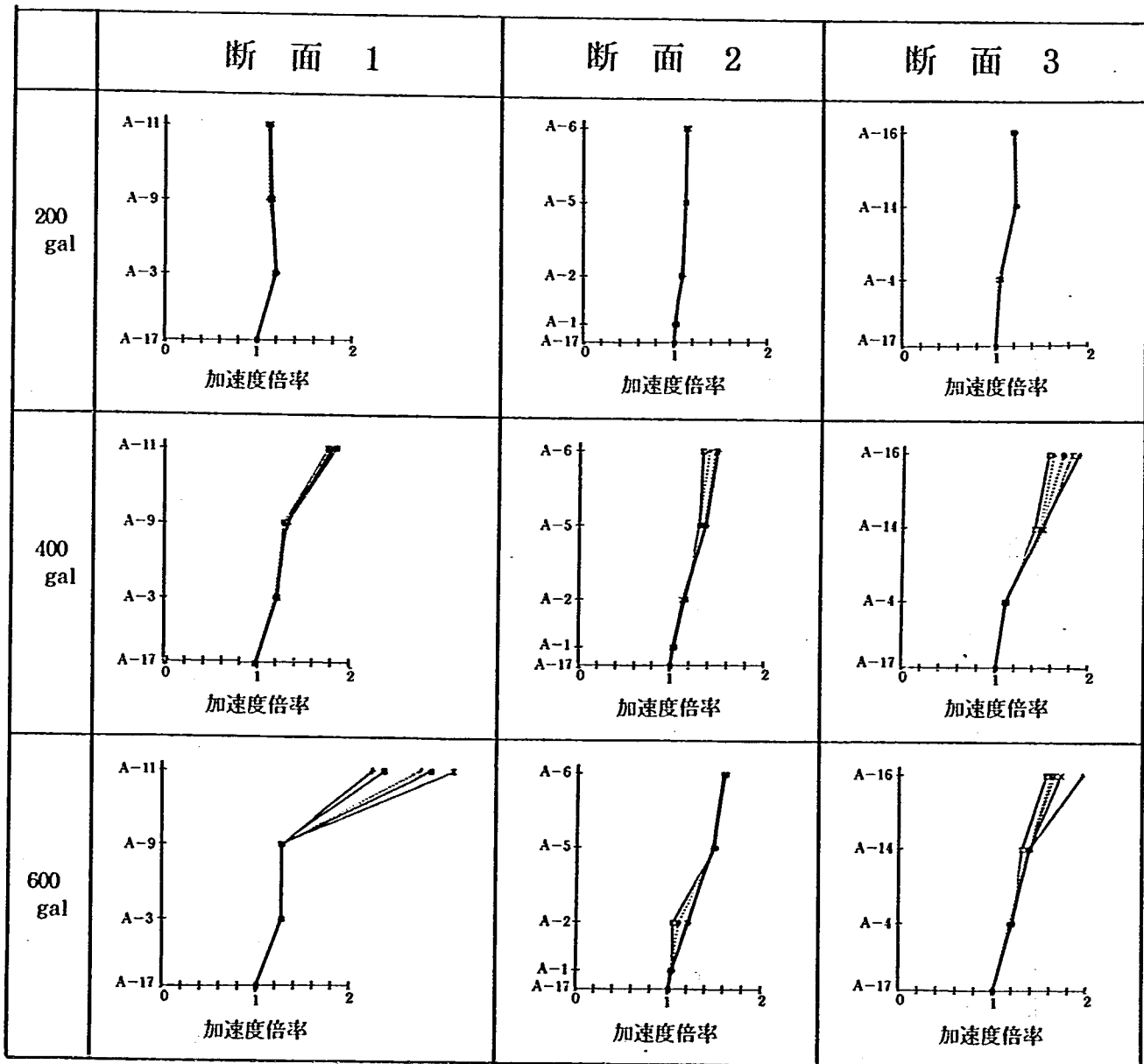
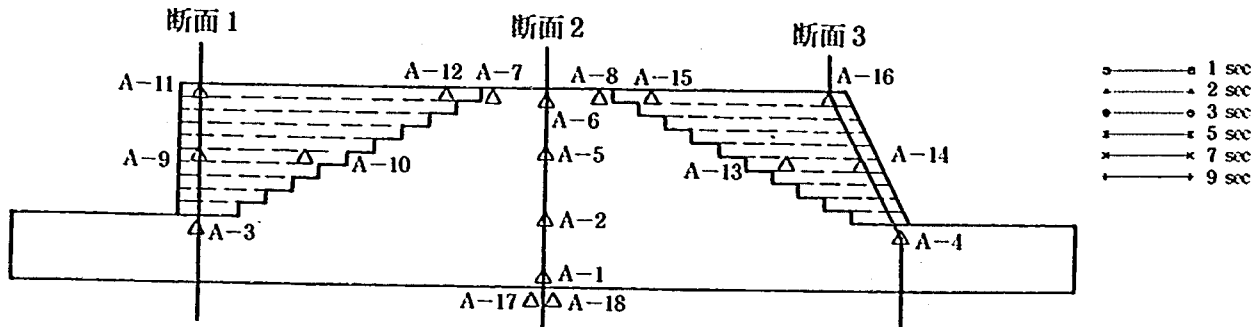
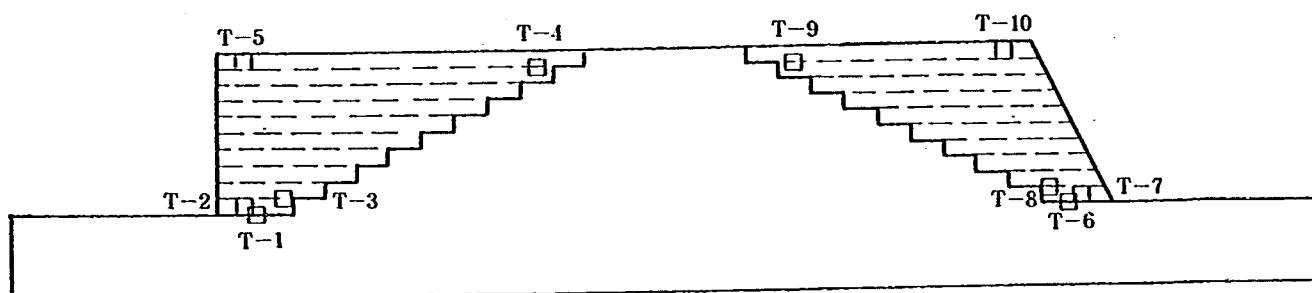


図6.5 加速度分布（模型6）

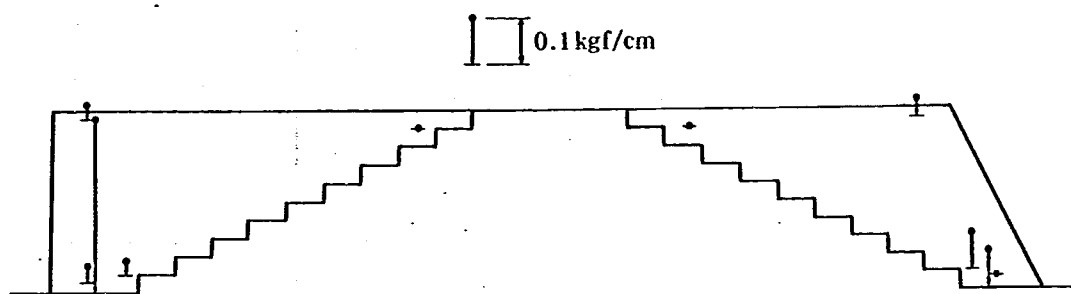
(4) ジオテキスタイルの引張力の分布

図6.6にジオテキスタイルの引張力の分布の例を示す。また、表6.2に各加振加速度における引張力の値を示す。図6.6 b), c)は、加振中におけるジオテキスタイルの引張力の両振幅を示したものである。これより、盛土のり尻での引張力の振幅が大きいことがわかる。

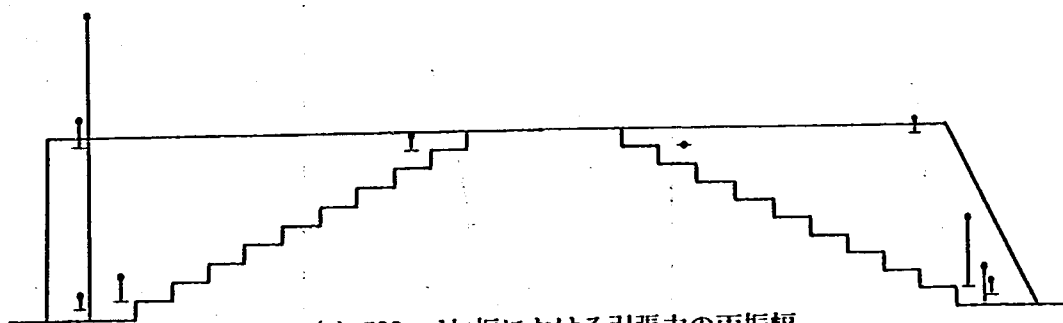
図6.6 d)は、600gal加振までの加振による引張力の累積分布について示したものである。これより、盛土のり尻での引張力の累積が大きいことがわかる。



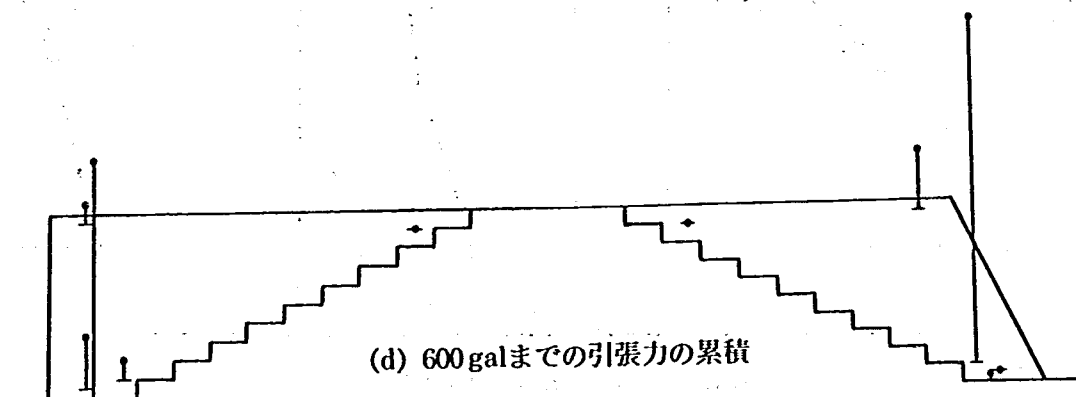
(a) 引張力計の位置



(b) 400gal加振における引張力の両振幅



(c) 500gal加振における引張力の両振幅



(d) 600galまでの引張力の累積

図6.6 ジオテキスタイルの引張力分布 (模型6)

表6.2 ジオテキスタイルの引張力 (模型6)

		T-1 kgf/cm	T-2 kgf/cm	T-3 kgf/cm	T-4 kgf/cm	T-5 kgf/cm	T-6 kgf/cm	T-7 kgf/cm	T-8 kgf/cm	T-9 kgf/cm	T-10 kgf/cm
100 gal	振幅	0.04	0	0	0	0.01	0	0	0	0	0.01
	残留	-0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	累積	-0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
200 gal	振幅	0.09	0	0	0	0.02	0.01	0	0.01	0	0.02
	残留	-0.03	0	0	0	0.01	0	0	0.01	0	0.01
	累積	-0.04	0	0	0	0.01	0	0	0.01	0	0.01
300 gal	振幅	0.22	0	0	0	0	0.04	0	0.04	0	0.02
	残留	0.09	0.02	0	0	0	0	0	0.12	0	0
	累積	0.05	0.02	0	0	0.01	0	0	0.13	0	0.01
400 gal	振幅	0.38	0.03	0.03	0	0.03	0.08	0	0.08	0	0.04
	残留	0.24	0.04	0.02	0	0	0	0	0.25	0	0.03
	累積	0.29	0.06	0.02	0	0.01	0	0	0.38	0	0.04
500 gal	振幅	0.66	0.03	0.05	0.03	0.06	0.08	0.03	0.15	0	0.03
	残留	0.17	0.03	0.02	0	0	0.01	0	0.24	0	0.01
	累積	0.46	0.09	0.04	0	0.01	0.01	0	0.62	0	0.05
600 gal	振幅	0.73	0.01	0.05	0	0.08	0.10	0.03	0.23	0	0.20
	残留	0.05	0.02	0	0	0.03	0	0	0.13	0	0.08
	累積	0.51	0.11	0.04	0	0.04	0.01	0	0.75	0	0.13

注：この表の累積値は加振開始前を0として計算している

(5) 盛土の被害状況と補強条件との関係

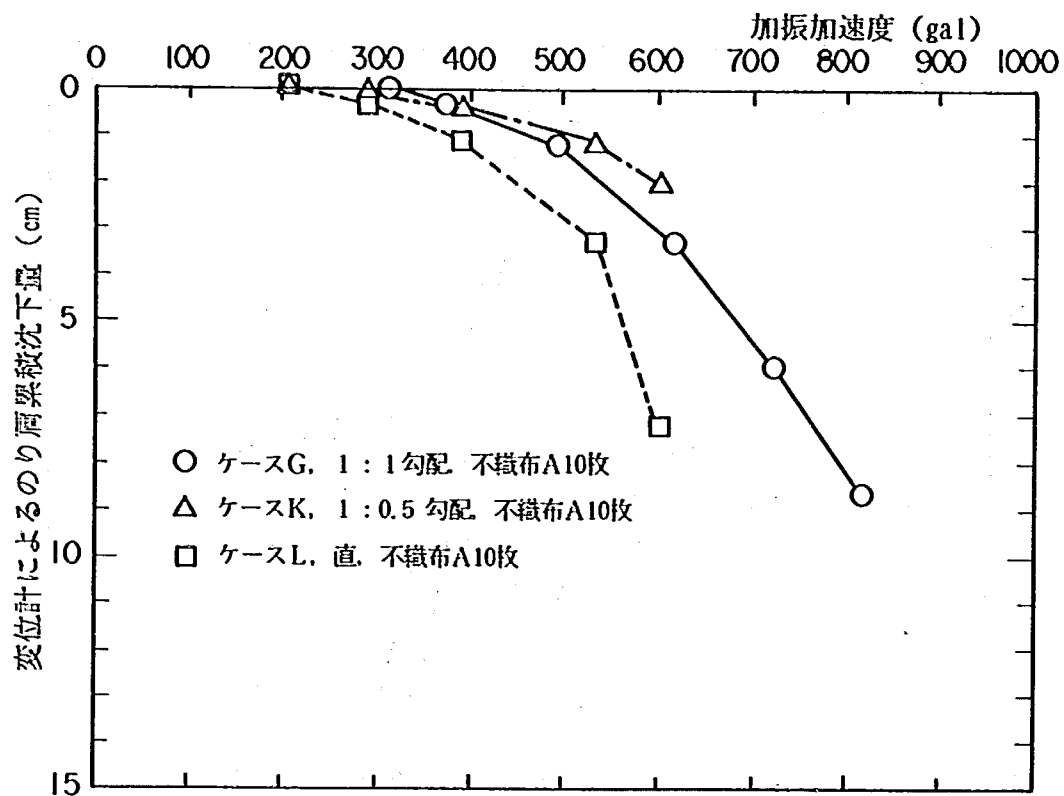
表6.3に、盛土のり肩に設置した変位計と盛土天端の標点から求めた盛土の累積沈下量を示す。図6.7は、求めた累積沈下量と加振加速度の関係を示したものである。この図や、図6.1による変形の状況を基に今回の実験結果についてまとめてみると以下のようなものである。

表6.3 盛土の累積沈下量

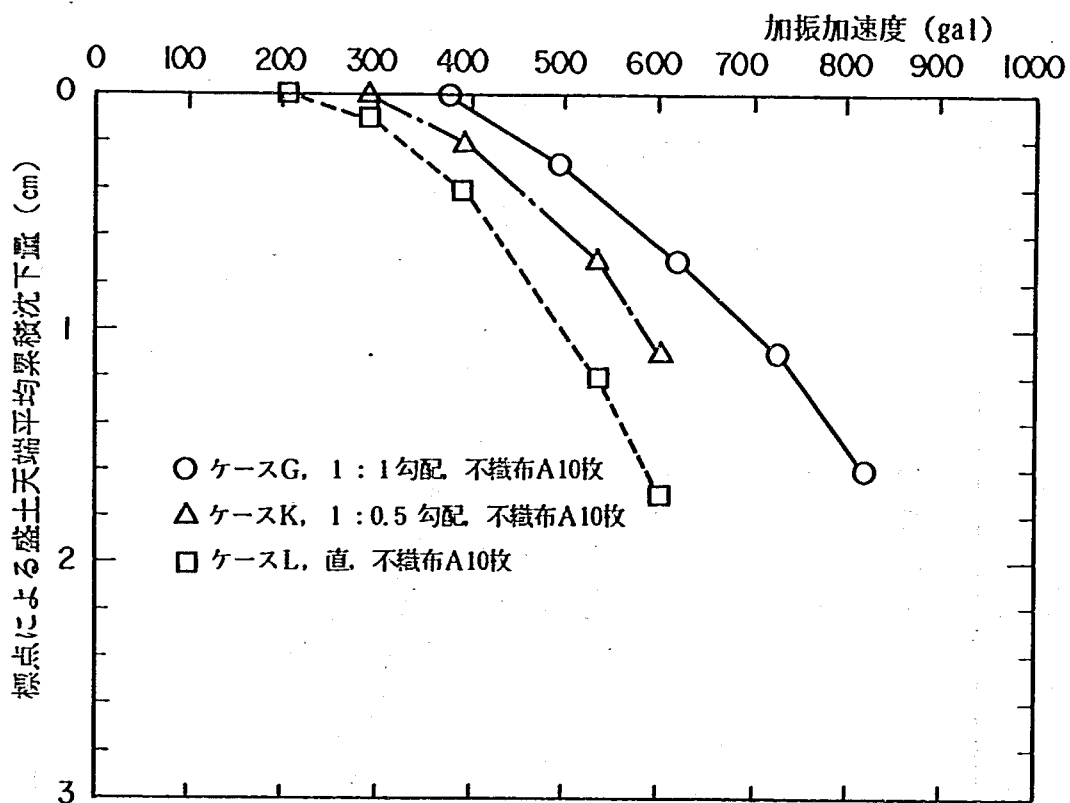
ケース	測定位置	100gal	200gal	300gal	400gal	500gal	600gal	700gal
K	変位計(cm)			0.1	0.4	1.2	2.0	
	標点(cm)				0.2	0.7	1.1	
L	変位計(cm)			0.3	1.1	3.3	7.4	
	標点(cm)			0.1	0.4	1.2		
M	変位計(cm)				0.2	0.7		
	標点(cm)				0.7	0.7		
N	変位計(cm)				0.2	0.5	1.5	
	標点(cm)			0.1	0.2	0.5	1.3	
O	変位計(cm)	0	崩壊					
	標点(cm)	0	〃					
P	変位計(cm)		0.2	1.1	2.5	4.9	10.1	10.9
	標点(cm)		0.4	1.0	2.3	4.6	7.4	9.4
Q	変位計(cm)		0.6	3.0	7.2			
	標点(cm)		0.6	2.7	6.3			
R	変位計(cm)		0.3	1.3	3.0	5.4	8.2	12.0
	標点(cm)		0.4	1.4	3.6	5.7	10.5	14.2
S	変位計(cm)		0.4	1.4	3.0	5.0		
	標点(cm)		0.3	1.3	2.9	5.2	7.4	9.8
T	変位計(cm)		0.2	1.0	2.4	4.6		
	標点(cm)		0.2	0.8	2.2	4.0	6.0	8.2

注) 変位計：変位計による盛土のり肩の累積沈下量

標点：標点による盛土天端の平均累積沈下量

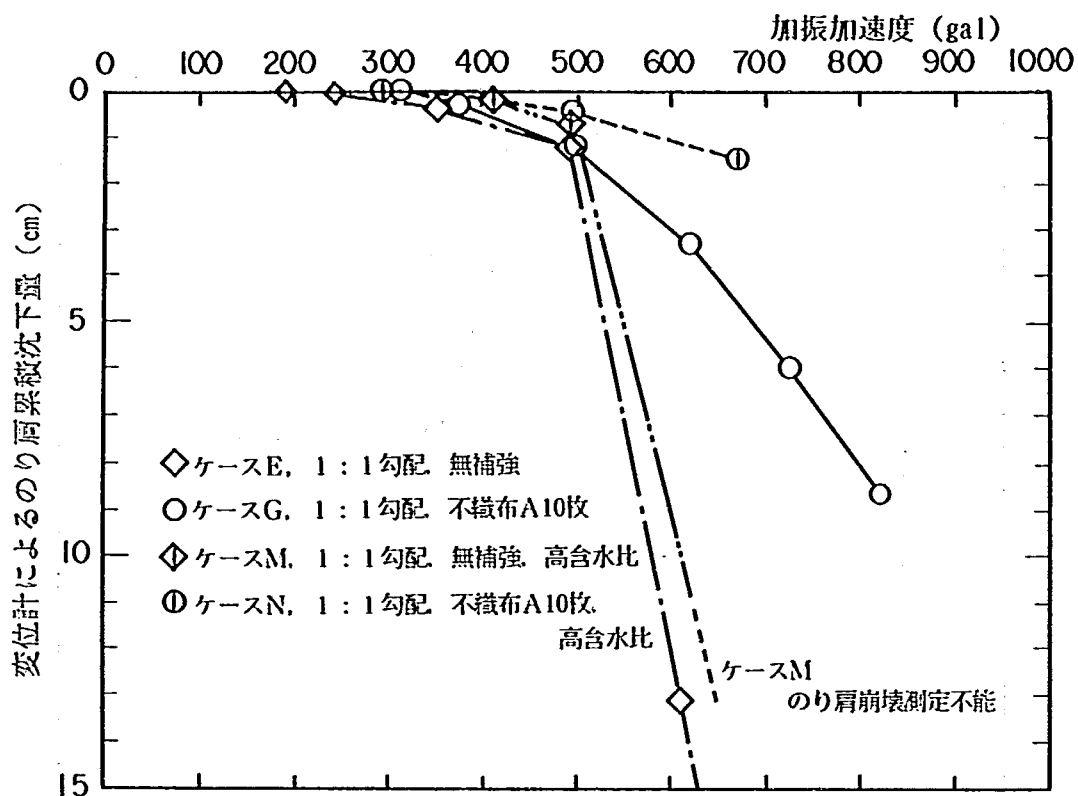


(a) のり肩累積沈下量 (不織布 A)

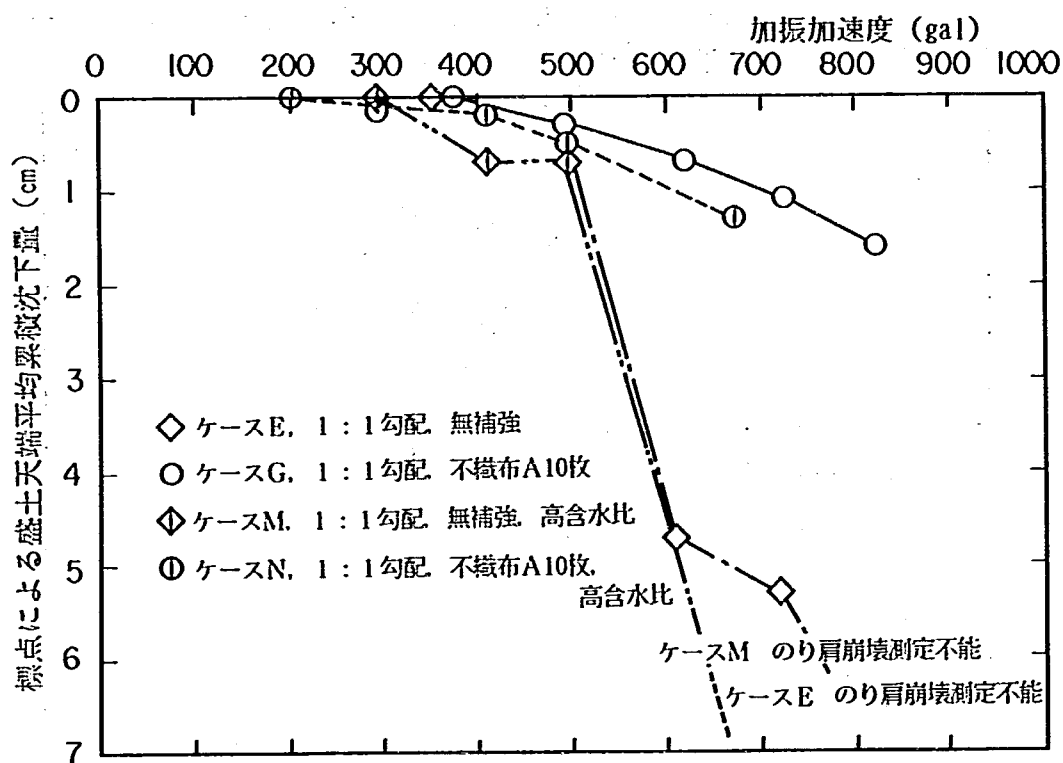


(b) 天端平均累積沈下量 (不織布 A)

図6.7 盛土の累積沈下量と加振加速度の関係

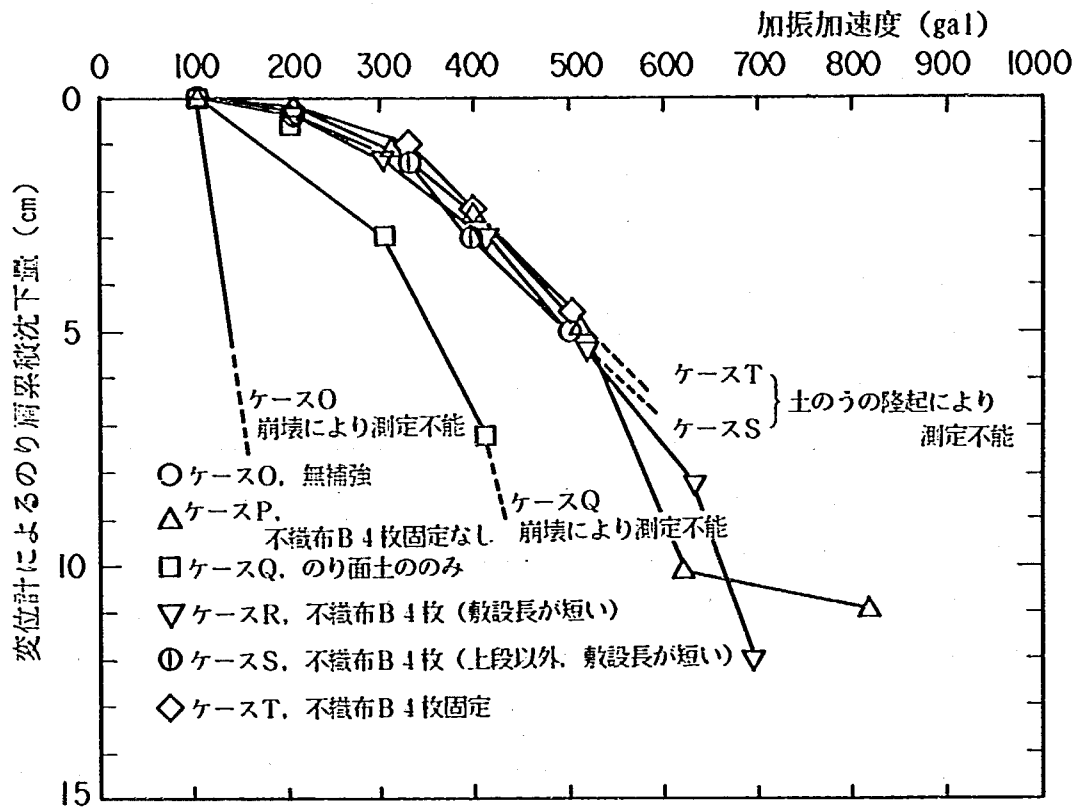


(c) のり層累積沈下量 (高含水比)

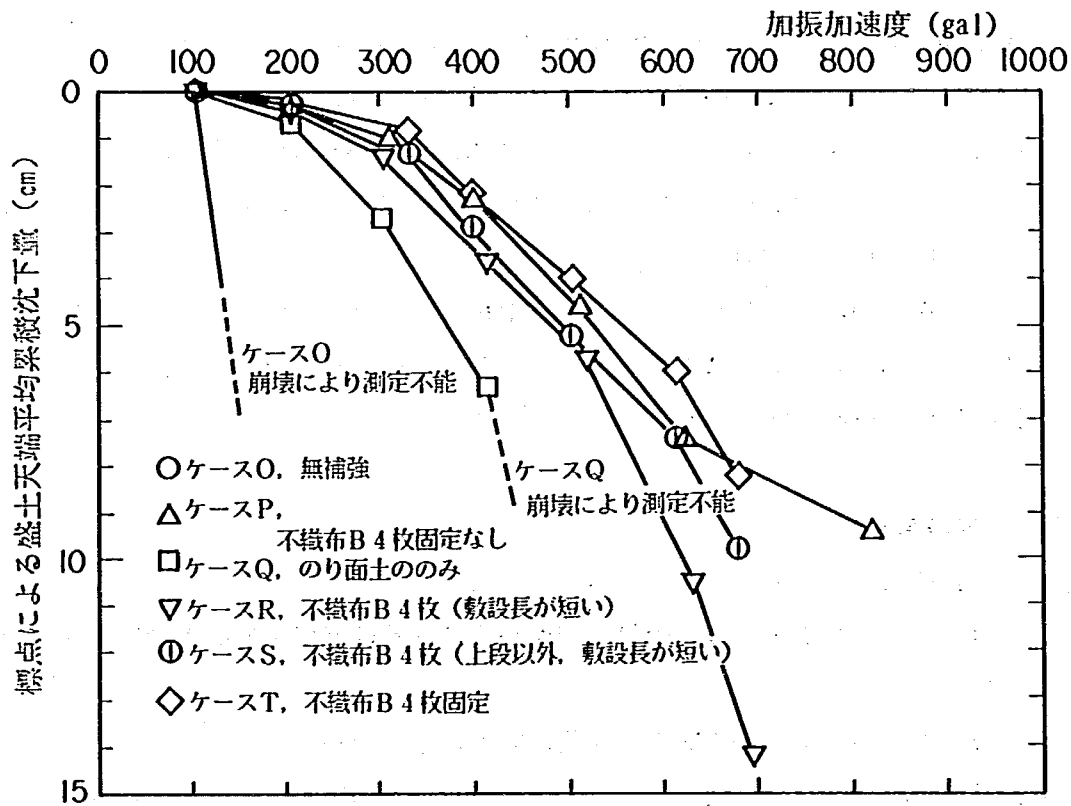


(d) 天端平均累積沈下量 (高含水比)

図6.7 盛土の累積沈下量と加振加速度の関係



(e) のり肩累積沈下量 (盛土高1.8m)



(f) 天端平均累積沈下量 (盛土高1.8m)

図6.7 盛土の累積沈下量と加振加速度の関係

- 1) 模型6のケースK, Lは, 前報¹⁾のケースGとのり面勾配が異なる以外条件が同一の盛土で, ケースK (のり面勾配 1 : 0.5) の破壊形態は, ケースG (のり面勾配 1 : 1) と同様に最上層で若干ずれが生じ沈下しているものの大きな変形は生じておらず, 天端の平坦性は保たれている。一方, 盛土L (のり面勾配鉛直) では, のり面全体が張り出しており, 特に中程から上の部分が大きく張り出している。そのため天端ののり面付近では, 天端の表面に亀裂が発生しているが, 地山に近づくにつれ亀裂がなくなり天端の半分以上は平坦性を保っている。(図6.1(1)~(4))
- 2) 不織布で補強した盛土では, のり面勾配が急になるほど累積沈下量が大きくなっていることがわかるが, それほど顕著な差ではない。このことは, のり面勾配が急, 特に直になると, 無補強盛土の安定性は極端に低くなるから, のり面勾配が急になるほど不織布による補強効果が相対的に大きくなることを示しているとも言える。(図6.7(a), (b))
- 3) 模型7のケースM, Nは, 盛土の含水比を大きくしたものであるが, 補強, 無補強のいずれにおいても, 今回の実験における程度の含水比の差では, 盛土の変形について含水比の影響はほとんどみられなかった。(図6.1(5)~(7), 図6.7(c), (d))
- 4) 補強材を敷設せず, 土のうのみをのり面に設置したケースQ (模型9) は, 補強対策を全くしなかったケースO (模型8) に比べてのり面が崩壊した加振加速度が, 200gal~300galに上がり, 土のうのみをのり面に設置しても崩壊防止に効果があることがわかった。(図6.1(8)~(19), 図6.7(e), (f))
- 5) 不織布を敷設すると, 沈下や崩壊防止に効果があり, 不織布の敷設長が短いケースR (模型9) よりも敷設長の長いケースP (模型8) の方が沈下は少なくなる。また, 不織布の最上段のみを長くしたケースS (模型10) でも500gal付近までは, 敷設長を全面に長くしたケースPと変形状況はほとんど変わらず, 盛土の上部を補強することの優位性が現れた。(図6.1(8)~(25), 図6.7(e), (f))
- 6) 不織布を地山に固定したケースT (模型10) と固定しないケースP (模型8) では, 累積沈下量は固定したケースTの方が小さいが, 定性的な変形状況はほとんど変わらない。(図6.1(8)~(13), (20)~(25), 図6.7(e), (f))

6.2 実験結果のまとめ

今回の実験結果から次のことが言える。

- 1) 不織布を敷設した盛土では, のり面勾配が急になるほど盛土の沈下量は大きくなるが, 顕著なものではない。
- 2) 盛土の含水比の大小による盛土の変状に顕著な差はなかった。
- 3) 補強材を敷設せず, のり面に土のうのみ敷設しても崩壊防止に効果がある。
- 4) 不織布の敷設長は, 短いものより長いものの方が盛土の沈下量は少なくなる。また, 不織布の最上段のみを長くした場合でも全面に長くしたものと変形状況はほとんど変わらず, 盛

土の上部を補強することの有用性が認められた。

5) 不織布の地山固定の有無による定性的な変形状況の差は認められなかった。

7. 実験結果の解析

7.1 解析の目的

前報及び本報において、盛土・補強材・のり面表面の条件が様々に異なる補強盛土の模型振動実験結果を述べた。それらの多様な条件下の盛土の破壊現象に対して、統一的な解析法により判定することができれば、その方法により実験を行っていない他の条件下の補強盛土の地震時挙動の予測が行うことができる。また、その解析法が簡易なものであれば、実用的な設計法として利用される。すなわち本章での解析の目的は、実験結果の代表的なものについて挙動の判定が可能な解析法を探すために、いくつかの解析を行い、それらの適用性を調べることにある。

7.2 解析方法

(1) 一般

前報において、補強盛土の安定計算法のまとめを試みた時点では、ジオテキスタイル補強盛土の地震時安定計算法を提案した既往の研究はほとんど皆無に等しかった。したがって、そこでは、このような計算法に関連する多種の補強材も含めた補強盛土の安定計算法（基本的には常時）を整理した。このような状況は、現時点でも基本的に変わらず、また、補強盛土の耐震効果を体系的に示す実験的研究は未だ十分ではない。しかし、そのような限られた実験結果や既往の知識等を組合わせることによって、補強盛土の安定計算法・設計法が組立てられつつある。

従来 of 土構造物の地震時安定解析法には、極限つりあい法に基づく方法、有限要素解析法に基づく方法があるが、通常 of 設計法においては、極限つりあい法に基づくすべり面解析法が用いられる。また、地震力は静的な慣性力に置き換えた震度法によって考慮される。

このように、震度法とすべり面解析法とを組合わせれば、地震時安定解析は静的問題に置き換えられ、基本的には、常時安定解析を拡張することにより、地震時安定解析法が導かれる。補強盛土の場合にも、同様の方法が用いられる。

なお、補強盛土は、土と補強材の複合体であるから、検討すべき破壊モードには、表7.1のように多様なものがあり³⁾、検討すべき項目は多い。

ここに、全体安定検討とは補強全体としての外力の抵抗とそれぞれの合力から安定検討を行うものであり、部分安定検討とは個々の補強材または土の局部に作用する力とそれらに対する抵抗から各部分での安定検討を行うものである。一方、外的安定とは補強領域の外側を通る破壊形態の安定検討を行うものであり、内的安定とは補強領域を切る破壊形態の安定検討を行うものである。

このように補強土の安定解析に多くの検討項目があるのは、補強土が土と補強材の複合体であることにより、その破壊モードが多種にわたることによる。

前報では、上表の内、全体安定としてのすべり安定の検討のみを行った。また、すべり面

表7.1 補強盛土の安定解析法の概要⁹⁾

I — 全体安定検討	I — A	補強領域を剛体と見なす外的安定検討	内的安定検討
	I — B	補強領域を剛体とみなさず、補強領域の内部にもすべり面が通過しうるとして全体の安定性の検討	
II — 部分安定検討	II — A	個々の補強材に作用する力を補強材周辺の部分的な力のつりあいから求め、個々の補強材の安定性の検討	
	II — B	土の局所的大変形や破壊に対する検討	

形状は円弧として、Fellenius法による安定計算法に対して補強材の引張力の影響を加える形の式により検討した。一方、今回実施した実験条件の中には、のり面勾配が急なものもあるため、従来より擁壁に対して検討されている転倒・滑動モードに関する検討も必要となると考えられる。

又、前報では取扱わなかった部分安定についても検討を行う必要がある。

(2) 補強盛土の耐震設計法の分類

補強盛土の通常的设计計算法は、上述したように極限つりあい法（すべり面法）に基づくものであるが、各種の設計計算法について、以下のような項目に対する考え方により、様々なものがある。

1) 補強領域が一体化（安定化・剛体化）していると思なすかどうか。

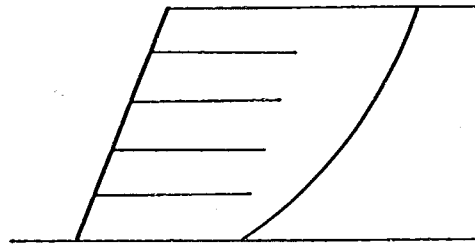
補強領域が一体化していると考えれば（あるいは、そのチェックが別途十分に行われれば）、補強領域の内部を大きく通るすべり面に対する安定検討は不要であり（終了しており）、外的安定の検討のみが必要となる（図7.1(a)）。または、一部の補強材がすべり面と交差し安定な背面地盤に定着しておれば土塊は安定していることになり、逆に言えば、全ての補強材が安定な背面地盤に定着する必要はない（図7.1(b)）。

次に、補強領域が一体化しないと考え、無補強の場合に不安定となるすべり面に対して、すべての補強材をそのすべり面と交差し、背面地盤に定着することにより、すべり土塊を安定させるという考えもある（図7.1(c)）。

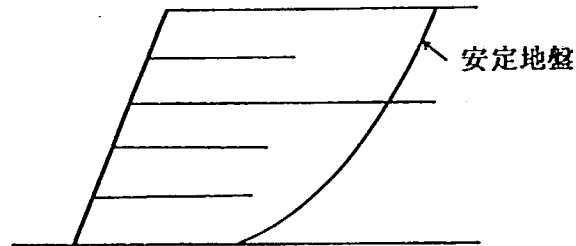
両者の方法は、補強土の考え方の基本に関わるもので、実際の補強材配置にも大きく影響する。一般的に言って、前者によれば、補強材の長さは短く（または、極く一部だけ長くすればよく）、後者によれば、補強材の長さは長くなる。

前者の考え方は、鉄道建造物設計標準解説〔土構造物〕⁹⁾において用いられている。ただし、補強領域の一体化のために、短めの補強材を密に配置することと合わせて前面に剛性のある壁面を配置することを前提としている。

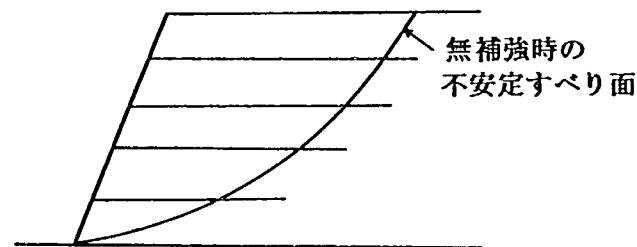
後者の考え方は、従来よりテール・アルメ⁹⁾の設計に用いられており、さらに、ジオグリッド工法ガイドライン⁶⁾、共同研究マニュアル⁷⁾に取り入れられている。



(a) 補強領域が一体化している場合の外的安定検討



(b) 補強領域が一体化している場合の安定化



(c) 不安定土塊をすべての補強材で安定化

図7.1 補強領域の安定の考え方

2) どのような破壊モードを考えるか。

極限つりあい法で、通常想定する破壊モードは、すべり・滑動・転倒・支持力破壊である。それに対して、原理的には、内的安定・外的安定の検討が必要である。現実には、各考え方において、全ての組合せに対する検討を行うわけではない。

3) すべり面形状の考え方

すべり面形状は、2)の想定破壊モードとも関連するが、一般的に、円弧すべり・直線すべり・2直線すべりが用いられている。

4) 安全率の定義・計算法

補強盛土の安定には、補強材の安定が不可欠であり、安全率の計算に当たって、補強材のみに注目した安全率（補強材抵抗と引張力の比）を算定する場合と、通常安定解析に用いられる安全率（土のせん断抵抗と滑動力との比）に補強材の効果とを合わせて安全率を算定する場合とがある。

前者の考え方によるとき、補強材盛土における補強材の効果は、基本的にその張力によるものであり、次式により安全率SFが定義される。

$$SF = \frac{\text{盛土内で発生しうる補強材張力（抵抗力）}}{\text{盛土の安定に必要な補強材張力}T_{req}} \quad (7.1)$$

分母を求めるために、例えば、すべり面形状として、図7.2のように、2直線すべりを想定した背面土塊から水平方向に作用する土圧Pが作用する前面土塊の滑動を補強材が引止めると考えると(A1.4.10)式から次式が成立する。ここでは、 $c = 0$ 、 $k_h = 0$ としている。

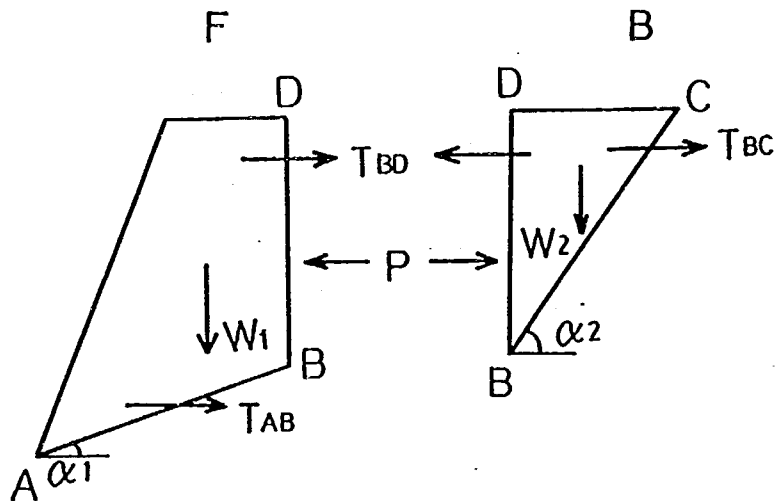


図7.2 2直線すべりの考え方

$$SF = \frac{\{(W_1 \cdot \cos \alpha_1 - P \cdot \sin \alpha_1 + (T_{AB} + T_{BD}) \cdot \sin \alpha_1\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \sin \alpha_1 + P \cdot \cos \alpha_1 - (T_{AB} + T_{BD}) \cdot \cos \alpha_1} \quad (7.2)$$

ここに、 $P = W_2 \cdot \tan(\alpha_2 - \phi) + T_{BD} - T_{BC}$

SF = 1 のとき、

$$\begin{aligned} T_{AB} + T_{BD} &= P + W_1 \cdot \tan(\alpha_1 - \phi) \\ &= W_2 \cdot \tan(\alpha_2 - \phi) + T_{BD} - T_{BC} + W_1 \cdot \tan(\alpha_1 - \phi) \end{aligned}$$

$$\therefore T_{req} = T_{AB} + T_{BC} = W_1 \cdot \tan(\alpha_1 - \phi) + W_2 \cdot \tan(\alpha_2 - \phi) \quad (7.4)$$

後者の考え方によるとき、通常安定解析式自体が多様であり、さらに、補強材の張力の効果の取入れ方にもいくつかの考え方がある。例えば、安定解析式として円弧すべりを考える。この場合にも、すべり面に交差する補強材の力の作用方向の考え方、補強材効果の考え方により、以下のような式が提案されている。

$$SF = \frac{R \Sigma \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \Sigma T}{\Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (7.5)$$

$$SF = \frac{R \Sigma \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \Sigma T \cdot \sin \alpha \cdot \tan \phi}{\Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \Sigma T \cdot \cos \alpha} \quad (7.6)$$

$$SF = \frac{R \Sigma \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \Sigma T \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{\Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)} \quad (7.7)$$

筆者らは、前報¹⁾において円弧すべりとして、Fellenius法を採用した場合には(7.6)式の分母における補強材張力Tの項は、原理的に土塊の滑動を抑制する負の作用力であること、したがって最大引張抵抗力を用いることは、本来的に不合理であることを述べた。また、このTに大きな引張抵抗力を代入すると滑動力を全体として負と評価し安全率も負になることがあることを示した。これに反し、(7.7)式は、安全率の分母・分子のとりえ方に力学的な一貫性がないものの、Tに引張抵抗力を代入しても、安全率は負になることがなく、通常的安全率と同様の指標となり得ることを述べた。

これらのようにすべり安全率に多様な式があることは、円弧すべりに限らず、2直線すべりを想定した場合も同様である。既に、付録1.4.3で導いたように、背面土塊が極限つりあい状態、全面土塊が滑動に対して安全率SFの状態にあるとすると、

$$SF = \frac{c \ell + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + \Sigma T \cdot \sin \alpha_1 \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - \Sigma T \cdot \cos \alpha_1} \quad (7.8)$$

と表せる。これは、前述の(7.6)式に相当する。これからも、考え方を少し変えれば、(7.5)、(7.7)式に相当する式に書換えられる。

5) 補強材張力の分布

盛土内の補強材張力は、個々の補強材と周辺の土の相対的な変形に依存するから、補強材の深さ方向の位置、注目点ののり面からの位置、補強材の長さ、補強材の剛性等により複雑に変化する。

極限つりあい法に基づく通常的设计法では、すべり土塊に対して外力となるすべり面の位置での補強材張力が必要であるが、上のようなメカニズムから、その補強材を推定することは容易でない。筆者らは、円弧すべり面に沿って一様せん断ひずみのせん断層が生ずるものとして、補強材張力を算定する簡単な方法を提案した¹⁸⁾が、この方法では、のり面勾配によらず、すべり面の位置での各層の補強材張力はほぼ一定に近く、実測的に得られているのり面勾配による補強材張力の特性の差は適切に表現できない。

以上のように、安定計算法には、全述した1~5)等、多様な側面があるが、中でも重要な分岐点は1)であると考え。したがって、すべり面解析に基づく地震時の補強盛土解析法・設計法においては、常時解析法・設計法におけるのと同じく、以下のような基本的に

異なる二つの考え方がある。

(I) 補強領域の全体安定（外的・内的）及び補強材の部分安定とを照査する方法

(II) 補強領域の全体安定（外的・内的）のみを照査する方法

(I)の方法では、全体安定（内的）検討においては、全ての補強材がそれぞれ最大発揮可能な張力で抵抗するものとして安定検討を行うと同時に、盛土特性に応じて個々の補強材に発生し得る張力分布を想定して個々の補強材が安定である（補強材の部分安定）ようにする。したがって、全体内的安定検討においては、全ての補強材がそれぞれの最大発揮可能な張力までの抵抗するという仮定に立っているから、どれかの補強材が先に破断を生じたり、引抜けたりしないものと考えていることになる。

このことは、補強材に発生し得る張力分布を盛土特性ごとに想定することとは完全に整合せず、あくまで検討を行うための便宜的な手段と考えるべきであろう。なお、後述するように、補強材の部分安定を考えるすべり面と全体安定を考えるすべり面とは同一ではない。

(II)の方法では、(I)の方法の内、全体安定検討のみを行う。

この場合にも、(I)と同じく、内的安定検討時には、全ての補強材がそれぞれ最大発揮可能な張力で抵抗するものとして検討を行う。

したがって、(I)(II)の両方法における差異は、(I)の方法において補強材の部分安定をも検討する点にあり、両者において用いられる全体安定検討は同一である。

(I)(II)の方法を、再度、それぞれの作業手順によって書き下せば以下ようになる。

(I)補強材の部分安定から出発する方法

- (1) 無補強盛土を安定にするために必要な水平外力の合力の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ を求める。
- (2) (1)に求めた必要外力を全補強材の引張力で発揮させるとして、補強材の引張力の深さ方向の分布の仮定から、各補強材毎の必要引張材力 T_{req} を算定する。
- (3) (2)に求めた T_{req} に対して、補強材が安定であるように材料強度及び定着長を確保する。
- (4) 以上は、補強材に関する部分内的安定である。この条件から、補強材の配置が定まる。
- (5) 次に、補強領域の全体外的安定（すべり・滑動・転倒）の照査を行う。
- (6) 最後に ΣT_{req} の最大値を与えたすべり面以外について、全体内的安定の照査を行う。

(II)補強領域の全体内的安定から出発する方法

- (1) 補強材強度・配置を仮定する。
- (2) 補強領域を様々に切るすべり面について全体内的安定を検討することにより補強領域の一体化を照査する。
- (3) 次に、補強領域の全体外的安定（すべり・滑動・転倒）の照査を行う。

(I)の方法は、定着部以外において補強材と地盤の間のせん断力を無視した安全側の設計法と考えられる。この代表的な方法が、テール・アルメ工法⁵⁾であり、Jewellの方法⁹⁾や、ジオグリッド・ガイドラインの方法⁶⁾、共同研究マニュアルの方法⁷⁾もこの方法に属する。

(II)の方法は、補強材の敷設された領域が一体化していることを積極的に利用するものであり、この一体化のために補強材のみならず、剛性のあるのり面処理を行うことを前提として、鉄道建造物の補強土マニュアル⁸⁾に用いられている。

我国において最近、上にも引用した補強盛土の実用的手引^{6,7)}が相次いで公開された。それぞれの手引の中には、すべり面解析・震度法に基づく地震時設計法が述べられているが、上述したような常時の安定解析・設計法の考え方の違いを反映して、地震時設計法もそれぞれ異なったものとなっている。

補強盛土の設計法の種類に関わる因子の内、上述した設計法の基本的考え方、すべり面の形状によって、最近取りまとめられた設計の手引を位置づけると表7.2 のようになる。

さらに、当研究室が、現在までに開発をした補強盛土の安定計算法・設計法を一覧すると表7.3のようになる。

表7.2 最近の設計手引の分類

すべり面形状 基本的考え方	円 弧	折 線
補強材領域の全体安定及び 補強材の部分安定を照査する 方法	ジオテキスタイルを用いた補強土の 設計施工マニュアル（共同研究マニ ュアル）（建設省土木研究所、他、 1991）	「ジオグリッド工法」ガイドライン （ジオグリッド研究会、1990）
補強領域の全体安定のみを 照査する方法		鉄道建造物設計標準解説 「土構造物」（案）（鉄道総合技 術研究所、1991）

表7.3 当研究室で開発した安定計算法・設計法

計算法の種別	すべり面の形状	破壊モード	解説資料	備 考
全体安定計算法	円弧	すべり (内・外的)	前報告書	内的安定の安全率の計算式は、共同研究のものとは異なる
	折線 (2直線 2wedge 2block)	すべり (内・外的) 滑 動 (内・外的) 転 倒 (内・外的)	本報告書付録1	すべり線は任意の位置
	折線	滑 動 (外的) 転 倒 (外的)	共同研究マニュアル	すべり線は補強領域を一体化しているとした場合のみ
	円弧	すべり (内・外的)	本報告書付録3	内的安定の安全率の計算式は、緩勾配盛土と急勾配盛土とで異なる
補強材部分安定計算法	円弧	すべり (内・外的)		

すべり面については、円弧及び折線の場合がある。円弧の場合は、無補強時の場合の安全率との比較がし易いこと、現行の円弧すべり安全率計算プログラムを基に計算プログラムが作成し易いといった特徴がある。折線の場合は、補強材の間を通るすべり面や背面に安定な地山がある場合等にすべり面が制約される場合に対応し易い、補強領域を一体化した外的安定は通常の擁壁と同様に扱われるが、その場合のすべり面と連続性がある等の特徴がある。すべり面が補強材と交差する内的安定時には、補強材張力の考え方は単純でないこと、補強材張力の効果の安全率への取入れ方が様々であること等から、同一のすべり面形状に対しても様々な安全率計算式がある。円弧すべり面を採用した場合の様々な安全率については、前報告書で述べた。折線すべり面を用いた場合の安全率計算式については、本報告書付録1.4で考察する。

7.3 安定解析の内容

(1) 用いた安定解析の区分

7.2で述べたように、解析方法には様々な方法がある。それぞれは、変形と直接関係づけられるわけではないが、それぞれ安定に対する異なった仮定に基づいており、ある安全率以下になると構造として不安定になる（変形が大きくなる）ことを想定している。以下に実施した安定解析では、各方法により模型補強盛土の各加振段階に対する安全率を算定し、それから予測される盛土の挙動と実際の挙動（変形の大小）とを比較し、どの方法が妥当性があるかを検討している。

適用した方法は、次の3通りである。

(I) 補強材の部分安定を検討する方法

- (1) 共同研究マニュアルの盛土補強の方法
- (2) 共同研究マニュアルの補強土壁の方法

(II) 全体安定を検討する方法

- (1) 外的安定に対して
 - (1a) 共同研究マニュアルの盛土補強の方法 ————— 円弧すべり
 - (1b) 共同研究マニュアルの補強土壁の方法 ————— 滑動・転倒
- (2) 内的安定に対して
 - (2a) 共同研究マニュアルの盛土補強の方法 ————— 円弧すべり (方法1)
 - (2b) 共同研究マニュアルの補強土壁の方法 ————— 円弧すべり (方法2)
 - (2c) 前報告書の方法 ————— 円弧すべり (方法3)

以下では、上記の方法に基づいて以下の内容で記述する。

- (I) 補強材の部分内的安定の検討
- (II) (1) 全体外的安定の検討
- (III) (2) 全体内的安定の検討

(2) 解析条件

解析対象とした実験ケースを、表7.4に示す。この中には、補強材を地山に固定し、定着が十分であることを想定したケースがあるが、これに対しては、外的安定を検討することは無意味であるので、以下の外的安定計算からは除外している。

表7.4 解析対象とした実験ケースと検討項目

実験ケース	盛土高さの勾配	補強材条件	検討項目			
			補強材の部分内的安定	補強領域の全体外的安定 (円弧すべり 滑動・転倒)	補強領域の全体内的安定 (円弧すべり)	無補強盛土の全体安定 (円弧すべり)
E	1 ■ 1:1	無補強	————	————	————	○
G	1 ■ 1:1	地山固定	○	————	○	————
K	1 ■ 1:0.5	地山固定	○	————	○	————
L	1 ■ 1:0 (直)	地山固定	○	————	○	————
O	1.8 ■ 1:0.3	無補強	————	————	————	○
R	1.8 ■ 1:0.3	地山非固定 (一定長さ)	○	○	○	————
S	1.8 ■ 1:0.3	地山非固定	○	————	○	————
T	1.8 ■ 1:0.3	地山固定	○	————	○	————

ここで、ケースE, G, K, Lの盛土高さHは1m, ケースO, R, S, Tの盛土高さHは1.8mである。また、ケースG, K, Lはのり面勾配がそれぞれ1:1, 1:0.5, 1:0(直)で補強材として不織布Aを釘により地山に固定し10段敷設した。ケースR, S, Tはいずれものり面勾配が1:0.3で、補強材として不織布Bを敷設長を変えて4段敷設した。ケースRでは、補強材の敷設長をすべてののり面から0.9mとした。ケースSでは、最上層の補強材のみを地山まで敷設し(固定はしていない)、その他は敷設長をのり面から0.9mとした。ケースTは全ての補強材を釘により地山に固定した。このため、ケースG, K, L, Tについては各補強材毎の破断に対する検討のみを行い、ケースR, Sについては引き抜けに対する検討も行った。ケースE, Oは、共に無補強の場合で、補強効果を評価するための参考としたものである。

計算に用いた盛土材の単位体積重量 γ は模型地盤からのサンプリング結果を、内部摩擦角は三軸圧縮試験より $\phi=33^\circ$ を、粘着力は模型と同じ含水比に作成した地盤の直立のり面の自立高さ試験より $c=0.3\text{tf/m}^2$ を用いた。

また、実験において実測された応答加速度は盛土の上部ほど大きくなる分布傾向を示したが、補強材の部分内的安定を検討するための最大必要補強材張力の合計 $\Sigma T_{\text{req(max)}}$ の計算のための水平震度 k_h はこの分布から求めた平均値を用いた。

また、補強領域の全体外的安定の検討のための水平震度 k_h は、盛土補強の方法(円弧すべり)の場合、平均値を用いる、実際の分布をそのまま考慮するの2種類とした。一方、補強土壁の方法(滑動・転倒)による全体外的安定の検討のための水平震度 k_h は平均値を用いた。

補強領域の全体内的安定(円弧すべり)を検討のための水平震度 k_h は、盛土補強、補強土壁の方法の場合とも、平均値を用いた。また、前報告書の方法による全体内的安定を検討のための水平震度 k_h は、実際の分布をそのまま考慮したものとした。表7.5にこの分布を考慮した水平震度と $\Sigma T_{\text{req(max)}}$ の計算に用いたその平均値の一覧を示す。

表7.5(a) 計算に用いた水平震度 k_h 一覧（盛土高さ 1 m）

ケースE

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600	700	800
実測加振加速度(gal)	90	189	242	355	490	610	720	813
層 No. 10	0.12	0.24	0.38	0.57	0.80	0.96	1.39	1.48
層 No. 9	0.11	0.24	0.38	0.57	0.78	0.94	1.33	1.43
層 No. 8	0.11	0.24	0.38	0.57	0.76	0.92	1.26	1.38
層 No. 7	0.11	0.24	0.38	0.57	0.75	0.90	1.19	1.33
層 No. 6	0.11	0.24	0.37	0.56	0.73	0.88	1.12	1.28
層 No. 5	0.11	0.24	0.37	0.56	0.71	0.86	1.07	1.22
層 No. 4	0.11	0.23	0.36	0.53	0.69	0.84	1.04	1.20
層 No. 3	0.11	0.23	0.34	0.50	0.67	0.82	1.02	1.18
層 No. 2	0.10	0.22	0.33	0.47	0.65	0.80	0.99	1.15
層 No. 1	0.10	0.22	0.32	0.44	0.63	0.78	0.96	1.13
層 No. 0 (地山)	0.10	0.21	0.30	0.41	0.56	0.70	0.85	1.10
平均 (層 No. 1~10)	0.11	0.23	0.36	0.53	0.72	0.87	1.14	1.28

ケースG

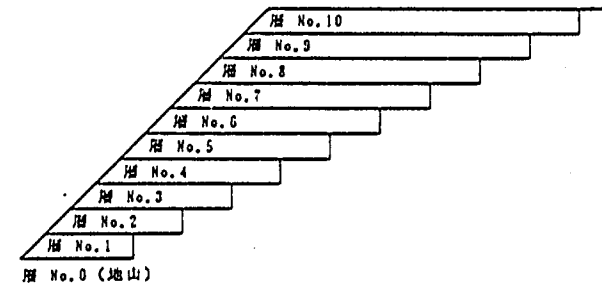
目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600	700	800
実測加振加速度(gal)	91	198	310	373	495	618	725	820
層 No. 10	0.11	0.24	0.37	0.66	0.79	1.07	1.09	1.53
層 No. 9	0.11	0.24	0.37	0.64	0.75	1.03	1.07	1.49
層 No. 8	0.11	0.24	0.37	0.61	0.72	1.00	1.04	1.45
層 No. 7	0.11	0.24	0.36	0.59	0.68	0.96	1.02	1.41
層 No. 6	0.11	0.24	0.36	0.57	0.64	0.92	0.99	1.37
層 No. 5	0.11	0.23	0.35	0.55	0.62	0.89	0.98	1.33
層 No. 4	0.11	0.23	0.35	0.53	0.62	0.88	0.97	1.27
層 No. 3	0.11	0.23	0.35	0.50	0.62	0.86	0.96	1.21
層 No. 2	0.11	0.22	0.34	0.48	0.62	0.84	0.95	1.15
層 No. 1	0.11	0.22	0.34	0.46	0.62	0.83	0.94	1.09
層 No. 0 (地山)	0.10	0.21	0.31	0.41	0.56	0.74	0.85	1.03
平均 (層 No. 1~10)	0.11	0.23	0.36	0.56	0.67	0.93	1.00	1.33

ケースK

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600
実測加振加速度(gal)	94	204	291	391	535	602
層 No. 10	0.11	0.24	0.41	0.65	0.85	1.10
層 No. 9	0.11	0.24	0.40	0.63	0.82	1.04
層 No. 8	0.11	0.24	0.39	0.60	0.79	0.98
層 No. 7	0.11	0.24	0.39	0.58	0.76	0.92
層 No. 6	0.11	0.24	0.38	0.56	0.73	0.87
層 No. 5	0.11	0.23	0.37	0.43	0.70	0.83
層 No. 4	0.11	0.23	0.36	0.46	0.68	0.80
層 No. 3	0.10	0.23	0.35	0.49	0.66	0.78
層 No. 2	0.10	0.23	0.34	0.47	0.63	0.75
層 No. 1	0.10	0.22	0.33	0.45	0.61	0.73
層 No. 0 (地山)	0.10	0.22	0.33	0.44	0.60	0.72
平均 (層 No. 1~10)	0.11	0.23	0.37	0.53	0.72	0.88

ケースL

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600
実測加振加速度(gal)	94	204	291	391	535	602
層 No. 10	0.10	0.23	0.39	0.63	1.22	1.37
層 No. 9	0.10	0.23	0.38	0.60	1.10	1.24
層 No. 8	0.10	0.23	0.38	0.58	0.98	1.11
層 No. 7	0.10	0.23	0.37	0.55	0.87	0.99
層 No. 6	0.10	0.23	0.37	0.52	0.77	0.88
層 No. 5	0.10	0.23	0.37	0.51	0.70	0.81
層 No. 4	0.10	0.23	0.37	0.51	0.68	0.80
層 No. 3	0.11	0.24	0.37	0.50	0.67	0.79
層 No. 2	0.11	0.24	0.37	0.50	0.66	0.79
層 No. 1	0.11	0.25	0.37	0.50	0.65	0.78
層 No. 0 (地山)	0.11	0.25	0.37	0.49	0.64	0.78
平均 (層 No. 1~10)	0.10	0.23	0.37	0.54	0.83	0.96



層 No. の付け方

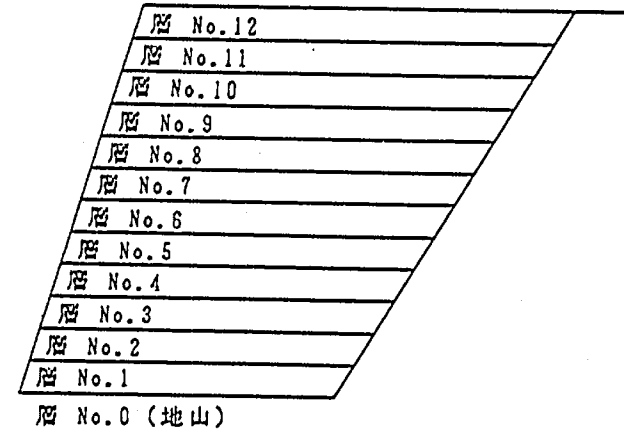
表7.5(b) 計算に用いた水平震度 k_h 一覧（盛土高さ1.8m）

ケースO

目標加振加速度(gal)	100	200
実測加振加速度(gal)	105	208
層 No.12	0.13	0.27
層 No.11	0.13	0.26
層 No.10	0.12	0.26
層 No. 9	0.12	0.25
層 No. 8	0.12	0.25
層 No. 7	0.13	0.25
層 No. 6	0.13	0.25
層 No. 5	0.12	0.24
層 No. 4	0.12	0.24
層 No. 3	0.12	0.23
層 No. 2	0.12	0.22
層 No. 1	0.11	0.22
層 No. 0 (地山)	0.11	0.21
平均 (層 No. 1~12)	0.12	0.25

ケースR

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600
実測加振加速度(gal)	103	203	304	413	518	632
層 No.12	0.13	0.29	0.50	0.71	0.80	1.05
層 No.11	0.12	0.28	0.47	0.66	0.79	1.00
層 No.10	0.12	0.27	0.44	0.62	0.78	0.95
層 No. 9	0.12	0.26	0.41	0.58	0.77	0.89
層 No. 8	0.12	0.25	0.39	0.56	0.73	0.85
層 No. 7	0.12	0.25	0.37	0.53	0.70	0.80
層 No. 6	0.12	0.24	0.36	0.50	0.66	0.76
層 No. 5	0.12	0.23	0.35	0.49	0.63	0.73
層 No. 4	0.11	0.23	0.34	0.47	0.60	0.71
層 No. 3	0.11	0.22	0.34	0.46	0.58	0.68
層 No. 2	0.11	0.22	0.32	0.44	0.56	0.66
層 No. 1	0.11	0.21	0.31	0.43	0.54	0.65
層 No. 0 (地山)	0.10	0.21	0.30	0.41	0.53	0.63
平均 (層 No. 1~12)	0.12	0.25	0.38	0.54	0.68	0.81



層 No.の付け方

ケースS

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600	700
実測加振加速度(gal)	105	207	331	398	503	614	678
層 No.12	0.12	0.30	0.48	0.74	0.87	1.16	1.21
層 No.11	0.12	0.29	0.46	0.69	0.84	1.07	1.15
層 No.10	0.12	0.28	0.43	0.63	0.81	0.98	1.09
層 No. 9	0.12	0.28	0.41	0.58	0.78	0.90	1.03
層 No. 8	0.12	0.27	0.40	0.56	0.74	0.85	0.98
層 No. 7	0.12	0.26	0.39	0.54	0.70	0.80	0.93
層 No. 6	0.12	0.26	0.38	0.52	0.66	0.76	0.87
層 No. 5	0.12	0.25	0.37	0.51	0.64	0.74	0.85
層 No. 4	0.11	0.25	0.36	0.50	0.62	0.73	0.83
層 No. 3	0.11	0.25	0.36	0.48	0.60	0.71	0.80
層 No. 2	0.11	0.23	0.34	0.46	0.58	0.68	0.77
層 No. 1	0.11	0.22	0.32	0.44	0.56	0.65	0.74
層 No. 0 (地山)	0.11	0.21	0.31	0.42	0.53	0.62	0.70
平均 (層 No. 1~12)	0.12	0.26	0.39	0.55	0.70	0.84	0.94

ケースT

目標加振加速度(gal)	100	200	300	400	500	600	700
実測加振加速度(gal)	105	207	331	398	503	614	678
層 No.12	0.12	0.29	0.52	0.71	0.85	1.07	1.28
層 No.11	0.12	0.29	0.49	0.67	0.83	1.04	1.21
層 No.10	0.12	0.28	0.46	0.64	0.81	1.00	1.14
層 No. 9	0.12	0.28	0.44	0.60	0.79	0.96	1.06
層 No. 8	0.12	0.27	0.41	0.57	0.75	0.91	1.01
層 No. 7	0.12	0.26	0.39	0.54	0.71	0.85	0.95
層 No. 6	0.12	0.25	0.37	0.51	0.67	0.80	0.90
層 No. 5	0.12	0.25	0.37	0.50	0.64	0.77	0.87
層 No. 4	0.11	0.24	0.36	0.48	0.61	0.73	0.83
層 No. 3	0.11	0.24	0.35	0.47	0.59	0.70	0.80
層 No. 2	0.11	0.23	0.34	0.45	0.57	0.67	0.77
層 No. 1	0.11	0.22	0.33	0.43	0.55	0.65	0.73
層 No. 0 (地山)	0.11	0.21	0.31	0.42	0.53	0.62	0.70
平均 (層 No. 1~12)	0.12	0.26	0.40	0.55	0.70	0.85	0.96

(3) 補強材の部分内的安定の検討

ここでは、模型振動台実験のうち不織布で補強されたケースG, K, L (H=1m), R, S, T (H=1.8m)を対象に、共同研究マニュアルの、盛土補強（緩勾配盛土）及び補強土壁（急勾配盛土）の設計法（付録3参照）に基づき、無補強時に盛土が安定を保つために必要な補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ を計算し、それぞれの設計法の補強材張力の分布の仮定に基づき各補強材毎の必要補強材力を求め、破断及び引抜け（補強材の部分内的安定）に対する検討を行った。

以下に、今回実施した補強材の破断及び引抜けに対する検討の具体的方法について述べる。

まず、共同研究マニュアルの設計法に基づき、ケースG, K, L, R, S, Tが各加振加速度レベルにおいて無補強時に盛土が安定を保つために必要な補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ を計算する。共同研究マニュアルの設計法に基づく必要補強材張力の合計 ΣT_{req} の計算式は、盛土補強（緩勾配盛土）の場合、式(A3.3.3)（付録3.3）で与えられ、この式で与えられる最大値を求める。式(A3.3.3)は地震時の ΣT_{req} の計算式を示しているが、常時の場合もこれと同様に水平震度 $k_h = 0$ とし、補強盛土に対する常時の許容安全率 F_{sa} を用いることによって式(A3.3.4)によって計算できる。一方、補強土壁（急勾配盛土）の場合、地震時 ΣT_{req} の計算式は式(A3.4.4)、常時 ΣT_{req} の計算式は式(A3.4.9)（付録3.4）で与えられ、この式で与えられる最大値を求める。表7.6に必要補強材張力の合計の最大 $\Sigma T_{req(max)}$ の計算条件を示す。

表7.6 最大必要補強材張力 $\Sigma T_{req(max)}$ の計算条件一覧

計 算 No.	実 験 ケース	盛土材の 単位体積 重量 γ (tf/m ³)	ΣT_{req} 計算式		備 考
			常 時	地震時	
1	G	1.58	式(A3.3.4)	式(A3.3.3)	共同研究マニュアル 盛土補強の方法
2	K	1.60	〃	〃	
3	L	1.59	〃	〃	
4	R	1.66	〃	〃	
5	S	1.61	〃	〃	
6	T	1.59	〃	〃	
7	G	1.58	式(A3.4.9)	式(A3.4.4)	共同研究マニュアル 補強土壁の方法
8	K	1.60	〃	〃	
9	L	1.59	〃	〃	
10	R	1.66	〃	〃	
11	S	1.61	〃	〃	
12	T	1.59	〃	〃	

注) 盛土材の粘着力 $c=0.3 \text{ tf/m}^2$
 盛土材の内部摩擦角 $\phi=33^\circ$
 水平震度 k_h は平均値（表7.5 参照）を用いた

次に、計算された必要補強材張力の合計の最大 $\Sigma T_{req}(\max)$ より、共同研究マニュアルの設計法の補強材張力の分布の仮定に基づき敷設した各補強材毎の最大必要補強材力 T_{req} を計算する。

共同研究マニュアルの盛土補強（緩勾配盛土）の設計の考え方によれば補強材張力の分布は常時・地震時とも深さ方向に一樣である。これに対し、補強土壁（急勾配盛土）の設計の考え方によれば補強材張力の分布は常時の場合、盛土天端からの深さに比例して大きくなり、地震時は常時の分布に深さ方向に対して一樣な地震力の項を加えたものとなっている（付録3参照）。このような共同研究マニュアルの考え方による各補強材毎の必要補強材力 T_{req} の計算式は、盛土補強（緩勾配盛土）の場合、式(A3.3.5)で、補強土壁（急勾配盛土）の場合、式(A3.4.12)で与えられる。

次に計算された各補強材毎の必要補強材力 T_{req} に対して、実際の実験で敷設した補強材の強度が十分であるか判定する（補強材の部分安定検討）。判定は以下のように行う。

$T_{avail} > T_{req}$ …… 補強材の部分安定に対して安定である

$T_{avail} < T_{req}$ …… 補強材の部分安定に対して不安定である

ここで、 T_{avail} は、 $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さである。発揮可能強さ T_{avail} は、補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ及び引抜き抵抗力の小さい方の値であり、次式で与えられる。

$$T_{avail} = \min(T_{\epsilon}, T_p) \quad (7.8)$$

ここに、 T_{avail} ：補強材の発揮可能強さ

T_{ϵ} ：補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ

T_p ：補強材の引抜き抵抗力

ただし、前述したようにケースG、K、L、Tは、補強材を釘により地山に固定したため T_p は十分大きいと考え、 $T_{avail} = T_{\epsilon}$ として各補強材毎の破断に対する検討のみを行った。ケースR、Sについては、補強材を地山に固定していないので $T_{avail} = \min(T_{\epsilon}, T_p)$ として引き抜けに対する検討も行った。

なお、今回の計算では、補強材の引張強さ T_{ϵ} は引張ひずみ5%に対する値を採用し、不織布A（ケースG、K、L）では、0.028 tf/m、不織布B（ケースR、S、T）では、0.357 tf/m（表5.4参照）とした。

(4) 全体外的安定の検討

ここでは、模型振動台実験のうち不織布Bで補強されたケースRを対象に、共同研究マニュアルの、盛土補強（緩勾配盛土）、補強土壁（急勾配盛土）の設計法に基づき、補強領域の全体外的安定の検討を行った。

共同研究マニュアルの、盛土補強（緩勾配盛土）の設計法に基づく補強領域の全体外的安定検討の方法では、円弧すべり法を用いて補強領域の外側を通る円弧に対する安全率を計算する。計算には式(A3.3.1)を用いる。計算に用いた水平震度 k_h は、盛土の高さ方向の分布を考慮した場合と、高さ方向の分布を考慮しないでその平均値を用いた場合の2種類とした。

共同研究マニュアルの、補強土壁（急勾配盛土）の設計法に基づく補強領域の全体外的安定検討の方法では、補強領域を擬似擁壁と見なし、補強領域の滑動・転倒に対する検討を行う。滑動に対する検討は式(A3.4.15)により、滑動に対する安全率を計算して評価する。転倒に対する検討は式(A3.4.16)により、転倒に対する安全率を計算して評価する。または、式(A3.4.17)～(A3.4.19)により、擬似擁壁と見なした補強領域に作用する合力の作用点の、補強領域の底面中央からの偏心距離により評価する。

また、滑動・転倒の検討を行うとき、補強領域の背面に作用する土圧Pを計算する必要がある。共同研究マニュアルでは、試行くさび法またはこれに等価な方法で計算するとなっている。今回の計算では、試行くさび法により土圧Pが補強領域の背面に水平に作用するものと仮定して計算した。また、土圧Pの計算は盛土材の粘着力 c を考慮した場合と考慮しなかった場合の2通りで計算し、滑動・転倒の検討もこの2種類の土圧Pを用いて行った。

滑動・転倒の検討に用いた水平震度 k_h は、盛土の高さ方向の分布を考慮しないでその平均値を用いた。

表7.7にケースRの全体外的安定検討の計算条件を示す。

表7.7 全体外的安定検討の計算条件（ケースR）

計算 No.	検討項目	計算式	水 平 震 度 k_h	土圧P の計算	備 考
1 2	円弧すべり "	式(A3.3.1) "	分 布 平均値	—	共同研究マニュアル 盛土補強の方法
3 4	滑 動 "	式(A3.4.15) "	平均値 "	$c \neq 0$ $c = 0$	共同研究マニュアル 補強土壁の方法
5 6	転 倒 "	式(A3.4.16) "	平均値 "	$c \neq 0$ $c = 0$	
7	"	式(A3.4.18)	"	$c \neq 0$	
8	"	"	"	$c = 0$	

注) $c \neq 0$ は土圧Pの計算において盛土材の粘着力 c を考慮しなかった場合
 $c = 0$ は土圧Pの計算において盛土材の粘着力 c を考慮した場合
 盛土材の単位体積重量 $\gamma = 1.66 \text{ tf/m}^3$
 盛土材の粘着力 $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$
 盛土材の内部摩擦角 $\phi = 33^\circ$
 水平震度 k_h (表7.5 参照)

(5) 全体内的安定の検討

ここでは、模型振動台実験のうち不織布で補強されたケースG, K, L, R, S, Tを対象に、円弧すべり安定計算による補強領域の全体内的安定検討を行った。さらに、比較のため、無補強のケースE, Oについても円弧すべり安定計算をおこなった。ここで、ケースE, Oの盛土高さHはそれぞれ1 m, 1.8mである。また、ケースE, Oはのり面勾配はそれぞれ1 : 1, 1 : 0.3である。

円弧すべりを用いた補強盛土の安全率の計算には補強材による張力をどの様に計算式に取り込むかによりいくつかの方法があるが、今回の計算では以下に示す3式を用いた。

- 1) 共同研究マニュアルの盛土補強（緩勾配盛土）の式(A3.3.2)を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)}$$

$$= \frac{MR + R \sum T}{MD} \quad (7.9)(7.5bis)$$

- 2) 共同研究マニュアルの補強土壁（急配盛土）の式(A3.4.2)を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)}$$

$$= \frac{MR + R \sum T (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)}{MD} \quad (7.10)(7.7bis)$$

- 3) 前報告書の計算式を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T \sin \alpha \cdot \tan \phi}{\sum (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y) - R \sum T \cos \alpha}$$

$$= \frac{MR + R \sum T \sin \alpha \cdot \tan \phi}{MD - R \sum T \cos \alpha} \quad (7.11)(7.6bis)$$

ここに、R : すべり円弧の半径(m)

ℓ : 分割片のすべり線の長さ(m)

c : 土の粘着力(tf/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角(度)

W : 分割片の重量(tf/m)

k_h : 水平震度

y : 円弧中心から分割片重心までの距離(m)

α : 分割片のすべり面が水平となす角度(度)

T : 補強材による張力(tf/m)

MR : 土塊による抵抗モーメント（無補強時の抵抗モーメント）(tf・m/m)

MD : 土塊による滑動モーメント（無補強時の滑動モーメント）(tf・m/m)

計算に用いた水平震度 k_h は、式(7.11)の場合は実験において実測された応答加速度を基に高さ方向に分布を考慮し、式(7.9),(7.10)の場合はその平均値を用いた(表7.5参照)。

今回の計算においては、補強材による張力 T はすべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さ T_{avail} とした。発揮可能強さ T_{avail} は、補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ及び引抜き抵抗力の小さい方の値であり、前述した式(7.8)で与えられる。

ただし、不織布を地山に固定ケースG、K、L、Tは引抜きを考慮しないで、引張強さをそのまま用いた。補強材の引張強さは引張ひずみ5%に対する値を採用し、不織布Aでは、0.028 tf/m (ケースG、K、L)、不織布Bでは、0.357 tf/m (ケースR、S、T)とした。

表7.8に円弧すべり安定計算による補強領域の全体内的安定検討の計算条件一覧を示す。

表7.8 全体内的安定検討(円弧すべり)の計算条件一覧

計 算 No.	実 験 ケース	盛土材の 単位体積 重量 γ (tf/m ³)	補 強 材			水 平 度 k_h	安 全 率 計 算 式	備 考
			種 類	引張強さ T_ε (tf/m)	計算に用 いた張力			
1	G	1.58	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.9)	共同研究マニュアル 盛土補強の方法
2	K	1.60	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.9)	
3	L	1.59	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.9)	
4	R	1.66	不織布B	0.357	T_{avail}	平均値	式(7.9)	
5	S	1.61	不織布B	0.357	T_{avail}	平均値	式(7.9)	
6	T	1.59	不織布B	0.357	T_ε	平均値	式(7.9)	
7	G	1.58	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.10)	共同研究マニュアル 補強土壁の方法
8	K	1.60	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.10)	
9	L	1.59	不織布A	0.028	T_ε	平均値	式(7.10)	
10	R	1.66	不織布B	0.357	T_{avail}	平均値	式(7.10)	
11	S	1.61	不織布B	0.357	T_{avail}	平均値	式(7.10)	
12	T	1.59	不織布B	0.357	T_ε	平均値	式(7.10)	
13	G	1.58	不織布A	0.028	T_ε	分 布	式(7.11)	前報告書の方法
14	K	1.60	不織布A	0.028	T_ε	分 布	式(7.11)	
15	L	1.59	不織布A	0.028	T_ε	分 布	式(7.11)	
16	R	1.66	不織布B	0.357	T_{avail}	分 布	式(7.11)	
17	S	1.61	不織布B	0.357	T_{avail}	分 布	式(7.11)	
18	T	1.59	不織布B	0.357	T_ε	分 布	式(7.11)	
19	E	1.59	無補強			平均値	式(A3.3.1)	無補強盛土の全体安 定検討
10	O	1.74	無補強			平均値	式(A3.3.1)	
21	E	1.59	無補強			分 布	式(A3.3.1)	
21	O	1.74	無補強			分 布	式(A3.3.1)	

注) 盛土材の粘着力 $c=0.3 \text{ tf/m}^2$

盛土材の内部摩擦角 $\phi=33^\circ$

補強材の引張強さ T_ε は引張ひずみ5%に対する値

$T_{avail} = \min(T_\varepsilon, T_p)$ (T_p : 引抜き抵抗力)

(6) 実験における加振条件と安定計算における震度の関係について

(1)で述べたように、ここで実施した安定解析では、各加振段階に対して算出した安全率と、実験で生じた変形の大きさを比較し、安定解析法の妥当性や変形量に対応する許容安全率を検討するものである。

この場合に、以下のような問題がある。実験的に生ずる盛土の変形は、加振中に連続的に生ずるものであったから、盛土の変形は、加振加速度の大きさのみならず、加振の繰返し回数にも依存することになる。一方、通常行われる安定解析では、解析に用いる震度は正弦波加振ならば定常応答加速度値を用いることが多く、繰返し回数の影響は特に考慮しないことが多い。したがって、実験では繰返し回数の影響が含まれた結果となっているのに対し、解析では繰返し回数の影響が含まれていないものとなっており、このまま対比するのはやや不合理である。

このことに関連した検討は、不規則地震動に対する砂地盤の液状化あるいはそのような地盤上の盛土の地震時安定に対して行われている⁹⁾。検討内容は、不規則地震動（せん断応力）によって生ずる影響（ひずみや盛土の変形）と等しくなる一定振幅、一定回数の地震動（せん断応力）を求めるものであり、両者を以下のような関係式で結びつけるものである。

〔最大値 $\tau_{\max}$ の不規則せん断応力過程の影響〕

＝〔一定振幅 τ_{eq} 、繰返し回数 N_{eq} の定常せん断応力過程の影響〕

とするとき

$$\text{等価化係数 } C_{eq} = \frac{\tau_{eq}}{\tau_{\max}} \quad (7.9)$$

砂地盤の液状化を対象とした場合には、 N_{eq} として20程度をとることが多く、又、係数 C_{eq} は累積損傷度理論によって求めることが可能で、これは実験的にも妥当性があることが示されている。 C_{eq} は、不規則波の不規則さの程度や継続時間により異なるが、0.5～0.8程度の値となるようである。液状化性砂地盤上の盛土の安定検討にも同様の方法が適用できることが示されており、その場合には、安定計算に用いる震度 k_h は次式で求められる。

$$k_h = C_{eq} \times \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.10)$$

ここに、 $a_{\max}$ ：加振加速度または盛土の応答加速度の最大値

この場合にも、 C_{eq} は、上述したものと同様の値が適合すると考えられる。なお、繰返すが、 C_{eq} は、原不規則波の特性とともに、等価化するための繰返し回数 N_{eq} にも依存することであることを留意する必要がある。

そして、安定計算に用いる土のせん断強度も、繰返し回数 N_{eq} に対する一定繰返し強度を用いるものとする。

同様の考えを補強盛土に対しても適用すると、加振又は応答加速度の最大値が $a_{\max}$ であるときに、安定計算に用いる震度 k_h は(7.10)式で与えられる。ここに、 C_{eq} は N_{eq} の関数

である。又、安定計算に用いるせん断強度も、繰返し回数 N_{eq} に対するものであるが、不飽和盛土材の繰返し載荷時の強度はよく分かっていないので、 N_{eq} に無関係に静的強度が用いられるものとする。

今回の補強盛土の模型振動実験では、振動数4 Hz、加振時間10secの正弦波加振を行っているため、繰返し回数は40回となり、上述した液状化において通常用いられる20回よりは多くなっている。

実験では、一定震度振幅 k_h 、繰返し回数40回であるから、(7.10)式を逆に用いると、実際の地震動として、

$$a_{max} = \frac{k_h}{C_{eq} (N_{eq}=40)} \times g \quad (7.11)$$

の最大加速度を有する地震動を想定した実験を行ったものと見ることができる。

対応する現実の想定地震動をこのように考えれば、実験の各加振段階で得られた変形はその地震動に対して生じたであろう値となり、実験結果と安定計算結果との対比が意味を持つことになる。ただし、(7.11)式に必要な $C_{eq} (N_{eq}=40)$ の値は不飽和盛土材については現時点では不明である。

7.4 安定解析の結果

(1) 補強材の部分内的安定

1) 加振加速度と必要補強材張力

図7.3に、ケースG, K, L, R, S, Tに対する共同研究マニュアルの盛土補強（緩勾配盛土）の設計法に基づく必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ と加振加速度の関係を示す。同図(a)は盛土高が1mのケースを、同図(b)は盛土高が1.8mのケースを示す。同様に図7.4に、補強土壁（急勾配盛土）の設計法に基づく必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ と加振加速度の関係を示す。同図(a)は盛土高が1mのケースを、同図(b)は盛土高が1.8mのケースを示す。

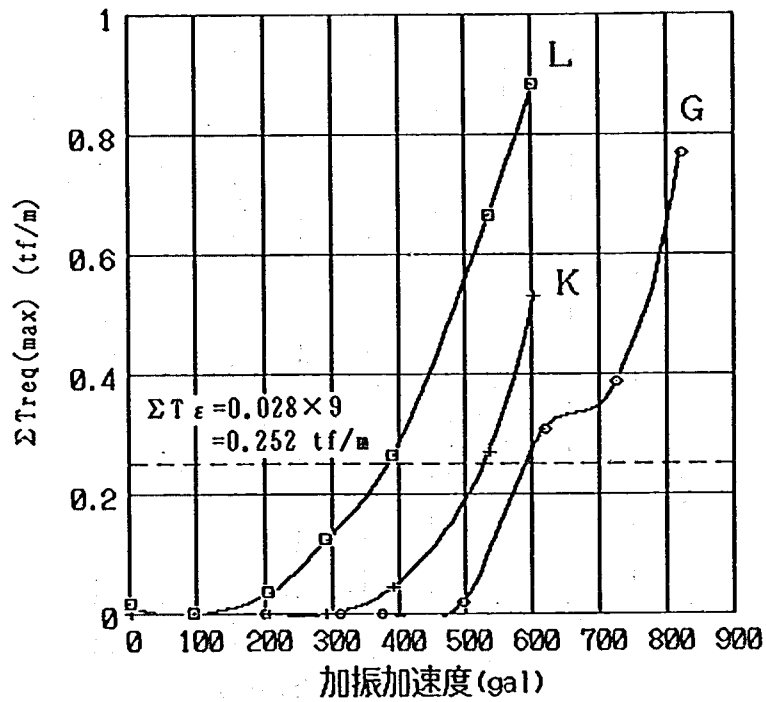


図7.3(a) 必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ と加振加速度の関係
(盛土高 1 m のケース, 盛土補強 (緩勾配盛土) の設計法による)

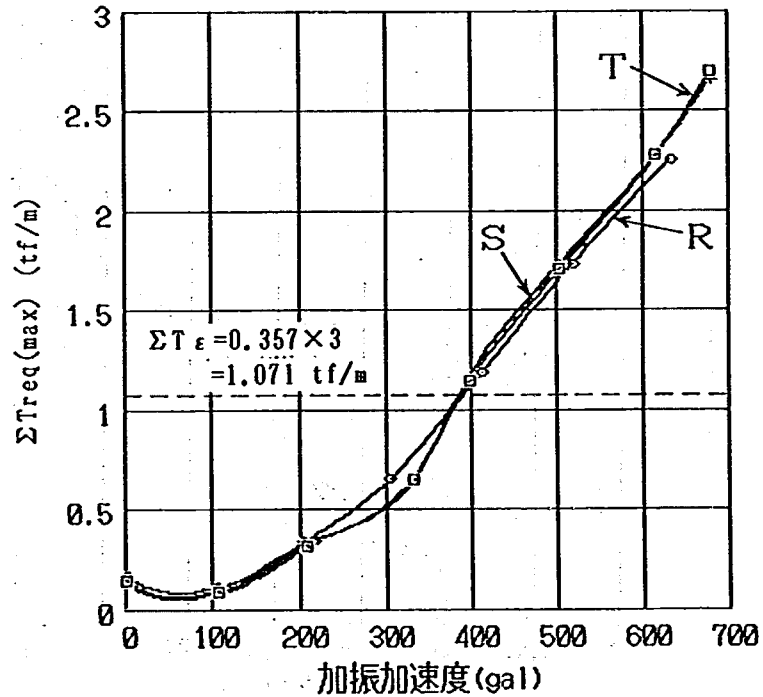


図7.3(b) 必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ と加振加速度の関係
(盛土高 1.8 m のケース, 盛土補強 (緩勾配盛土) の設計法による)

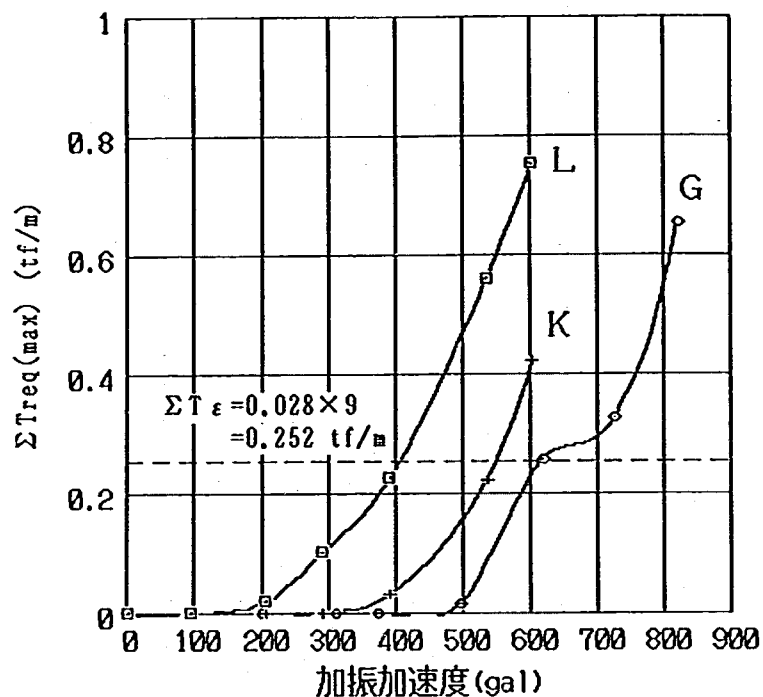


図7.4(a)必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ と加振加速度の関係
(盛土高 1 m のケース, 補強土壁 (急勾配盛土) の設計法による)

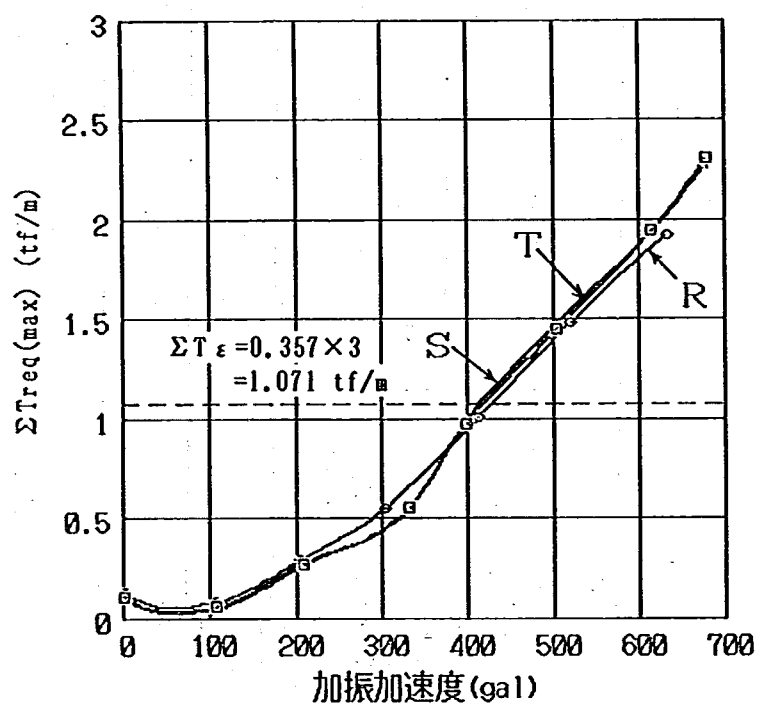


図7.4(b)必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ と加振加速度の関係
(盛土高 1.8 m のケース, 補強土壁 (急勾配盛土) の設計法による)

図7.3, 7.4より, どちらの方法によっても, また, どのケースにおいても, 加振加速度が増加するにしたがって, 必要補強材張力の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ が増加することを示している。ケースGの場合に, 増加傾向が一様でないのは加振加速度が600galと700galのときの盛土の応答加速度がほとんど同じためである(表7.5参照)。また, ケースG(1:1勾配), K(1:0.5勾配), L(直)を比較すると勾配が急になるほど必要補強材張力の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ が大きくなることがわかる。ケースR, S, Tは, 盛土ののり面勾配が全て1:0.3であるため, $\Sigma T_{req}(max)$ の計算結果にほとんど差がない。

また, 同じ加振加速度レベルに対する必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ の大きさは, 補強土壁の設計法よりも盛土補強の設計法に基づく場合の方が幾分大きいことがわかるが, これは, 補強盛土の安全率計算式において, 両方法において補強材張力の効果の考え方が異なることを反映して, 必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ の計算式が異なるためである。

また, 図7.3, 7.4に盛土の安定に寄与すると考えられる補強材(共同研究マニュアルの考え方によれば十分堅固な基礎地盤上に敷設した最下層の補強材は盛土の安定に寄与しない)の発揮可能強さの合計として補強材の引張強さ $T \epsilon$ の合計 $\Sigma T \epsilon$ を示した(前述したようにケースR, Sについては, 補強材の敷設長が短く, 地山に固定していないため, $\Sigma T_{req}(max)$ を与えるすべり面において各補強材が $T \epsilon$ を発揮していない可能性もある)。

2) 必要補強材張力の合計と盛土の安定

図7.3, 7.4より $\Sigma T_{req}(max) > \Sigma T \epsilon$, すなわち, 各補強材の発揮可能強さの合計よりも盛土を安定させるのに必要な補強材力が大きくなる(すなわち, 計算上盛土が不安定となる)加振加速度レベルは盛土高が1mのケースGで600gal, ケースKで530~550gal, ケースLで400gal, 盛土高が1.8mのケースR, S, Tで400galであることがわかる。これを実際の実験結果である盛土の累積沈下量(図6.7)と対比すると, 沈下が生じ始める加振加速度レベルよりかなり大きい, 逆に言えば, $\Sigma T_{req}(max) < \Sigma T \epsilon$ であっても盛土の沈下が生じていることがわかる。

一方, $\Sigma T_{req}(max) > 0$ となる加振加速度レベルはケースGで480gal, ケースKで300gal, ケースLで200gal, ケースR, S, Tで0~100galであることがわかる。これを実際の実験結果である盛土の累積沈下量(図6.7)と対比すると, 沈下が生じ始める加振加速度レベルとかなり対応していることがわかる。図6.7によると盛土が沈下し始める加振加速度レベルは, ケースGで400gal, ケースKで300gal, ケースLで200gal, ケースTで100galであることがわかる。

ここで, 盛土の沈下量が, 実用的な意味で破壊と見なすレベルにあるか否かを考えるために, 例として, 図7.5に実験結果より得られた盛土天端の平均累積沈下量と補強土壁(急勾配盛土)の設計法による必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ の関係を示す。

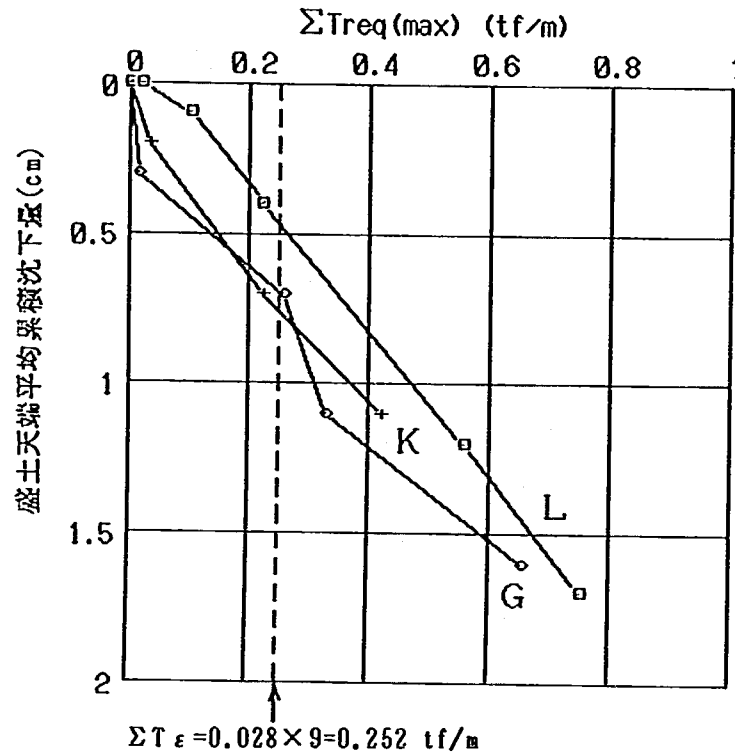


図7.5(a) 盛土天端平均累積沈下量と必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ の関係（盛土高1mのケース，補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）

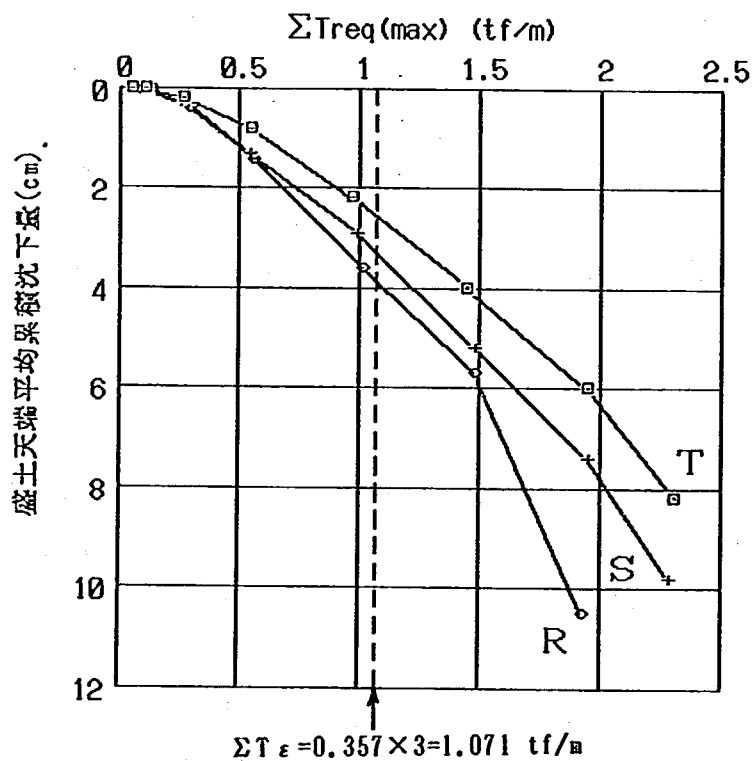


図7.5(b) 盛土天端平均累積沈下量と必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ の関係（盛土高1.8mのケース，補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）

ここで、補強材の発揮可能強さとして、伸びひずみ $\epsilon = 5\%$ に対する張力 $T\epsilon$ を用いたが、 $\Sigma T_{req}(max) = \Sigma T\epsilon$ となった時点で各ケースの盛土の沈下量は盛土高 1 m のケース G で 0.7 cm、ケース K で 0.7 cm、ケース L で 0.5 cm、盛土高 1.8 m のケース R で 4 cm、ケース S で 3 cm、ケース T で 2.5 cm であり、また、実験的には、盛土天端はほぼ一様に保たれており、道路盛土としては使用可能な状態が保持された（安定であった）と見ることができる。

以上のことから、今回の実験及び安定計算によると不織布のように比較的剛でない補強材により補強した盛土の変形は、 $\Sigma T_{req}(max) > \Sigma T\epsilon$ （無補強時に盛土が安定するために必要な力が補強材の発揮可能強さより大きい状態）に達してから生じ始めるのではなく、 $\Sigma T_{req}(max) > 0$ （無補強時に盛土が安定するために補強材張力が必要な状態）に達するのとほぼ同時に生じ始めたことになる。

このことは、加振に対して盛土が安定を保つために、補強材張力が必要な状態になると、必然的に補強材張力が生じ、その結果として補強材に伸びが生じ、結果として盛土にも変形が生じたと見ることができる。ただし、実験結果によれば、一定加振に対しても盛土の沈下変形はほぼ一定に進行しているから、盛土の変形及びそれに伴う補強材の伸び変形は、一定繰返し荷重に対して累積する傾向を示すことになる。このような傾向がより多くの繰返し回数に対しても成立し、ついには破壊的な変形にまで至るものであるかは不明である。

このように、繰返し回数にも依存する盛土の変形を、動的荷重を静的荷重に置換えて算定する唯一の指標である安全率や必要補強材張力のみによって関連づけることは難しいが、加振レベルの増大に伴う必要補強材力の増加と一定の繰返し回数に対する盛土の沈下とはかなり密接な関係があるようである。ここで、7.3(6)に述べたような考え方に基いて、今回の実験における加振が、ある地震動を一定振幅の加振に置換したものとして、盛土の変形もその地震動に対応して生じたものと考えたとすれば、以上のことをまとめて再述すると、補強盛土は $\Sigma T_{req}(max) > 0$ で沈下を生じ始めるが、 $\Sigma T_{req}(max) > \Sigma T\epsilon$ （ $\epsilon = 5\%$ ）のときに生じた盛土沈下量は過大なものでなく、実用的には安定な状態にあると見ることができる。

3) 各補強材の必要補強材張力と盛土の安定

補強材の部分内的安定に対する検討は深さ方向の各補強材毎に行う必要がある。そこで、計算された最大必要補強材張力の合計 $\Sigma T_{req}(max)$ より、共同研究マニュアルの設計法の補強材張力の分布の仮定に基づき、各ケースの深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} を計算し、部分内的安定の検討を行う。

3-1) T_{req} , $T\epsilon$, TP と加振加速度の関係

図 7.6(a)～(f) にケース G, K, L, R, S, T に対する共同研究マニュアルの盛土補強（緩勾配盛土）の設計法に基づく深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係を示す。盛土補強（緩勾配盛土）の設計の考え方によれば補強材張力

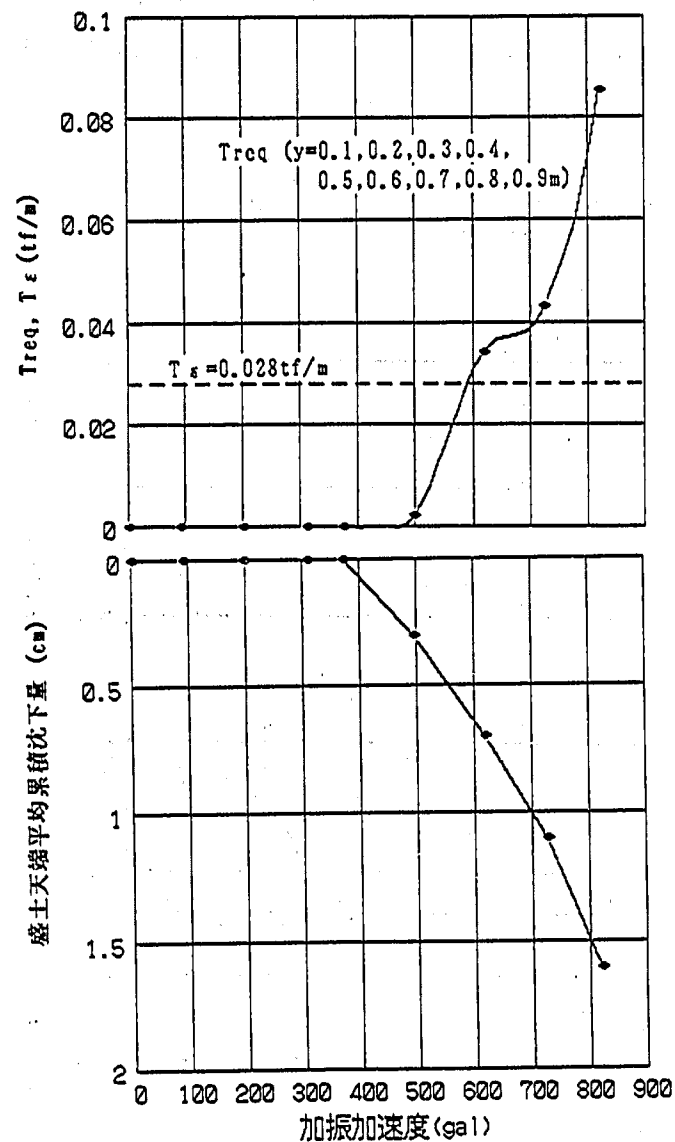
の分布は常時・地震時とも深さ方向に一樣であるため、図7.6では同一加振加速度レベルにおける各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} はすべて同じとなる。

同様に図7.7(a)～(f)に、ケースG, K, L, R, S, Tに対する共同研究マニュアルの補強土壁（急勾配盛土）の設計法に基づく深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係を示す。図7.7では、補強材毎の必要補強材張力 T_{req} が2種類しかないが、これは常時に盛土が安定であるため、各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} が深さ方向に対して一樣な地震力の項だけであることを示している。また、最上部と最下部の補強材の T_{req} がその間の補強材より大きいのは、補強材張力の影響が及ぶ層厚が上・下部において中央部より大きいためである。

また、両図には補強材の引張強さ T_{ϵ} （不織布A： $T_{\epsilon}=0.028\text{ tf/m}$ ，不織布B： $T_{\epsilon}=0.357\text{ tf/m}$ ）を示した。さらに、ケースR, Sについては補強材を地山に固定していないために補強材の引抜けも考慮しなければならない。そこで、ケースR, Sについては図7.6, 7.7中にそれぞれの $\Sigma T_{req}(\text{max})$ を与えるすべり面に対する各補強材毎の引抜き抵抗 T_p も示した。なお、実際の実験結果との比較のために、両図に実験結果より得られた盛土天端の平均累積沈下量を示した。

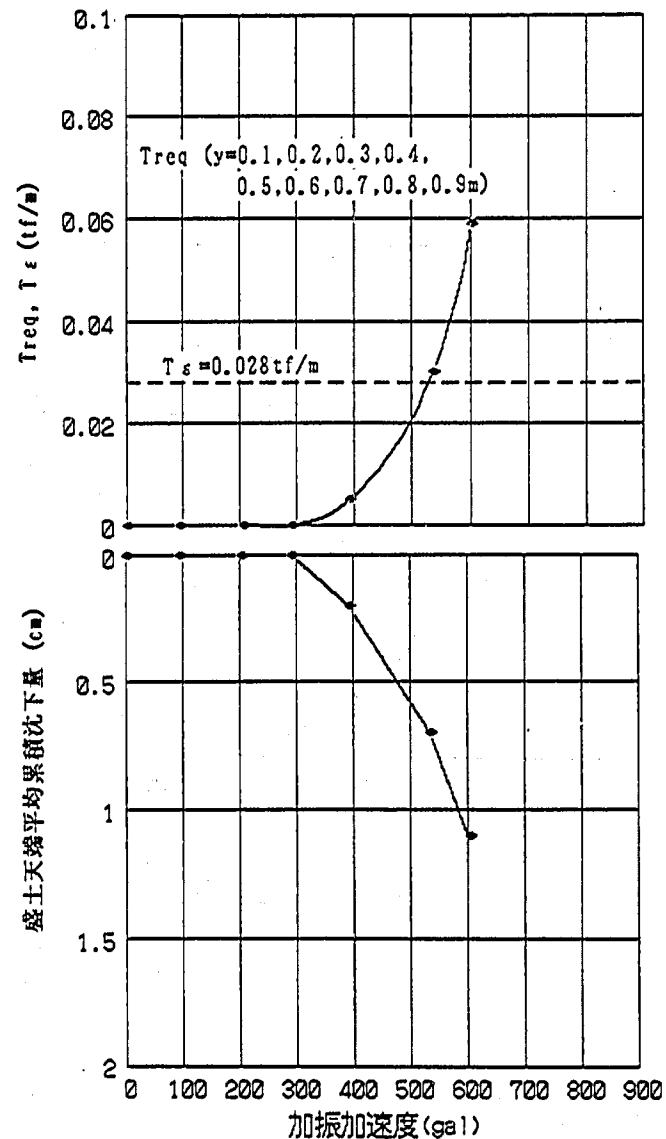
3-2) T_{req} , T_{ϵ} , T_p の深さ方向の分布

さらに、図7.7の結果の内、ケースR, Sについて、必要補強材張力 T_{req} の深さ方向の分布を T_{ϵ} , T_p と合わせて図7.8に示す。図7.8によるとケースR, Sの場合、同一加振加速度レベルにおける深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} が盛土天端からの深さ y に関係なく概ねほぼ同じ大きさであることがわかるが、これは、常時に盛土が安定であるため、各補強材毎の必要補強材力 T_{req} が深さ方向に対して一樣な地震力の項だけであるためである。ただし、最上部と最下部の補強材（ $y=0.45, 1.35\text{m}$ ）の T_{req} がその間の補強材（ $y=0.90\text{m}$ ）より大きいのは、補強材張力の影響が及ぶ層厚が上・下部において中央部より大きいためである。



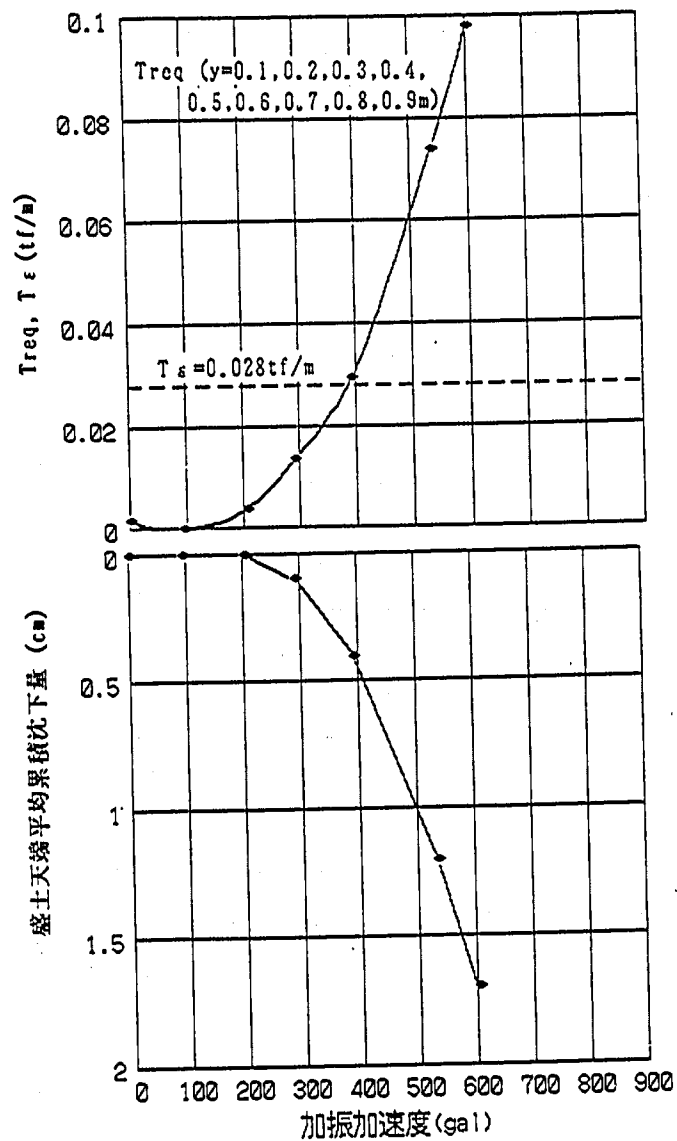
(a) ケースG

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（盛土補強（緩勾配盛土）の設計法による）



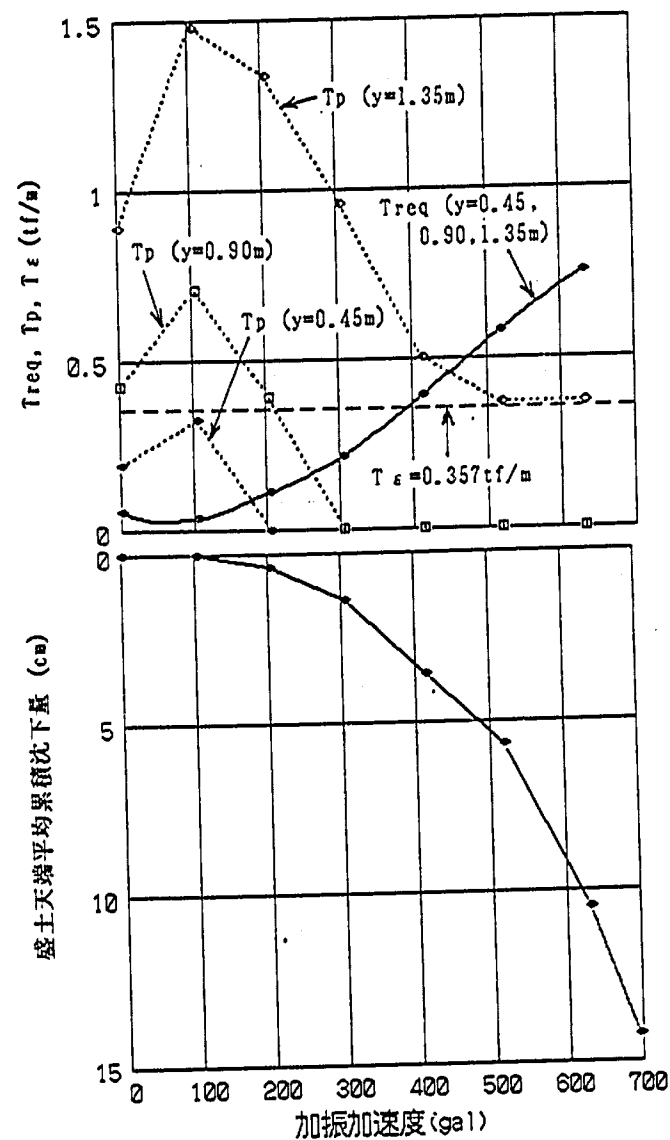
(b) ケースK

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（盛土補強（緩勾配盛土）の設計法による）



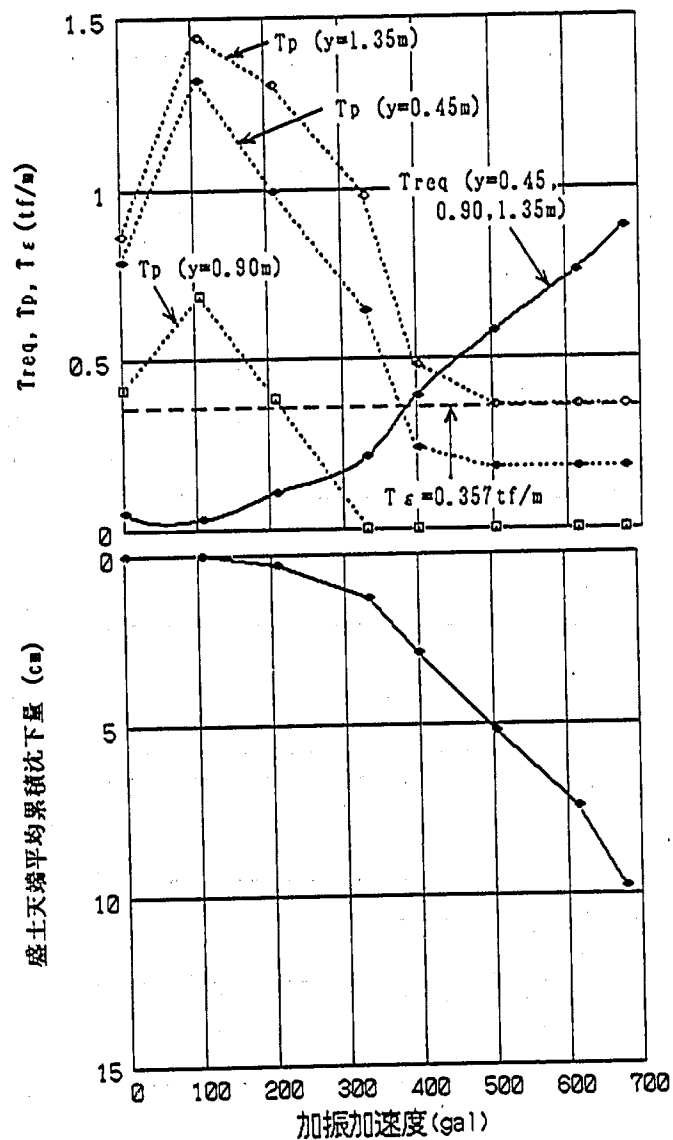
(c) ケース L

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（盛土補強（緩勾配盛土）の設計法による）



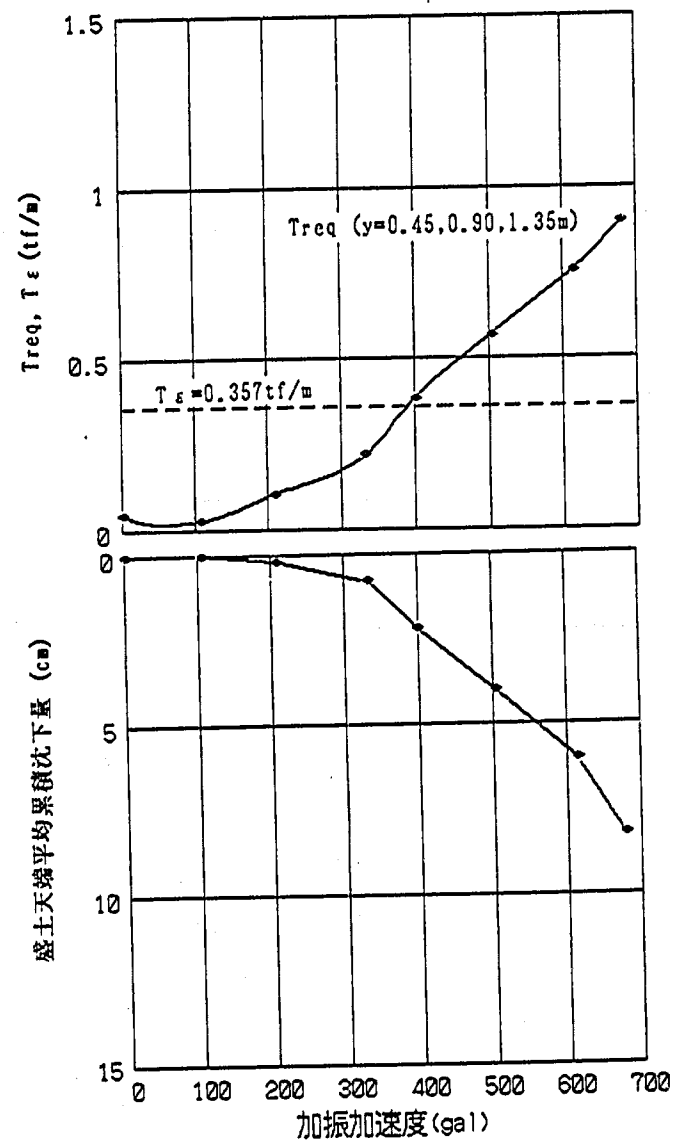
(d) ケース R

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（盛土補強（緩勾配盛土）の設計法による）



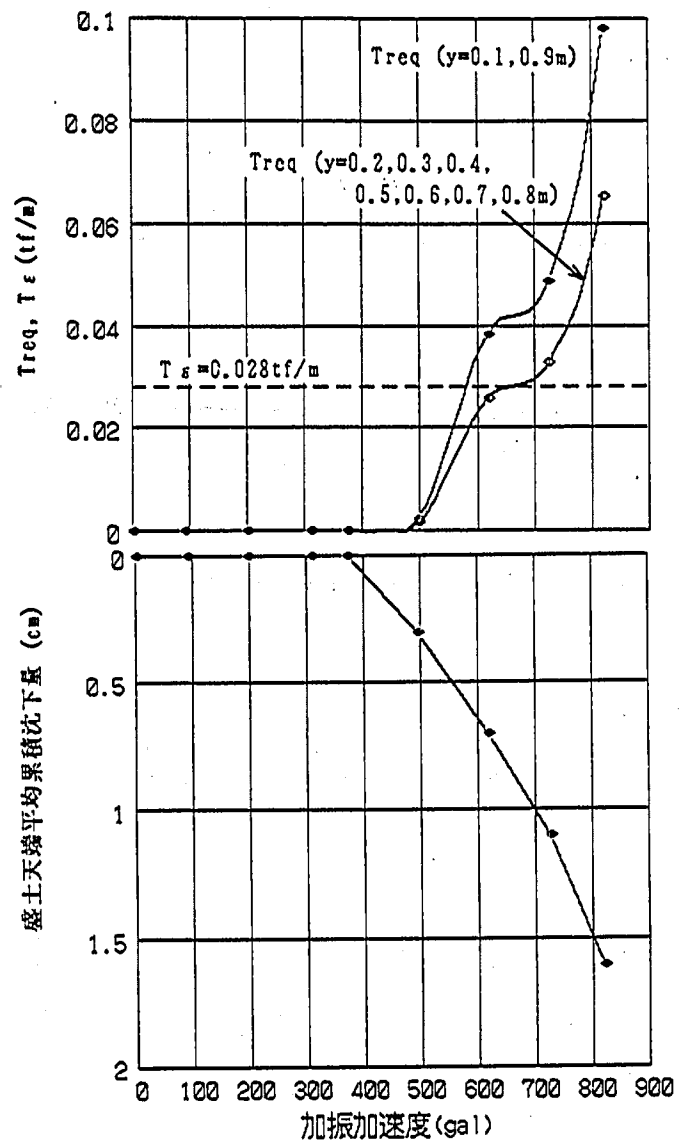
(e) ケース S

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係 (盛土補強 (緩勾配盛土) の設計法による)



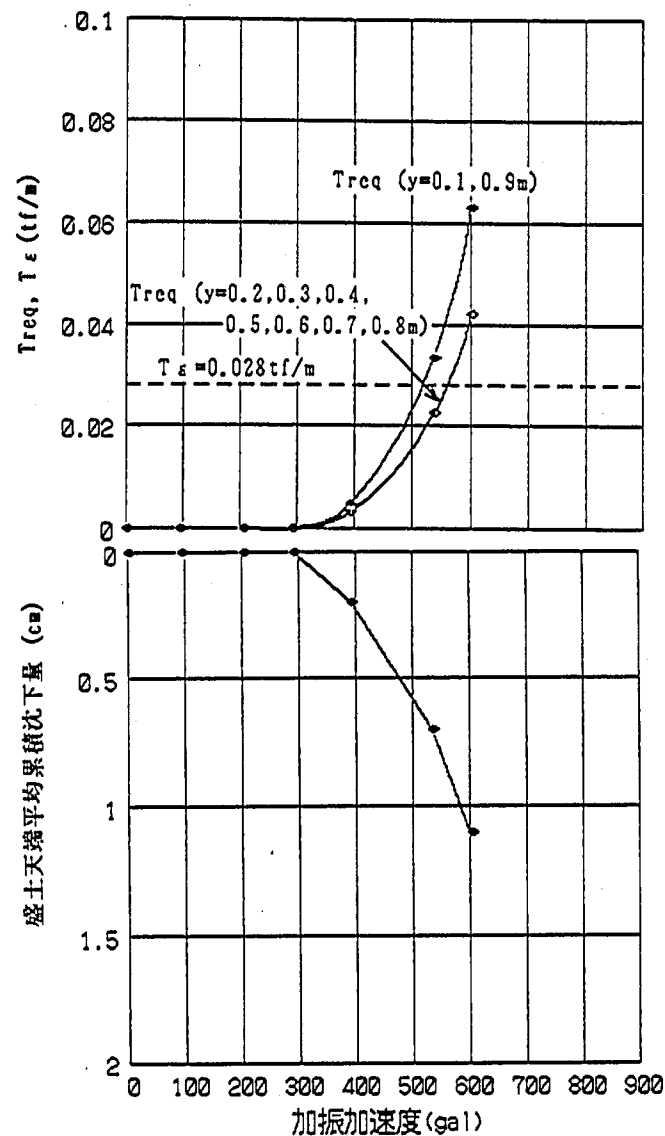
(f) ケース T

図7.6 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係 (盛土補強 (緩勾配盛土) の設計法による)



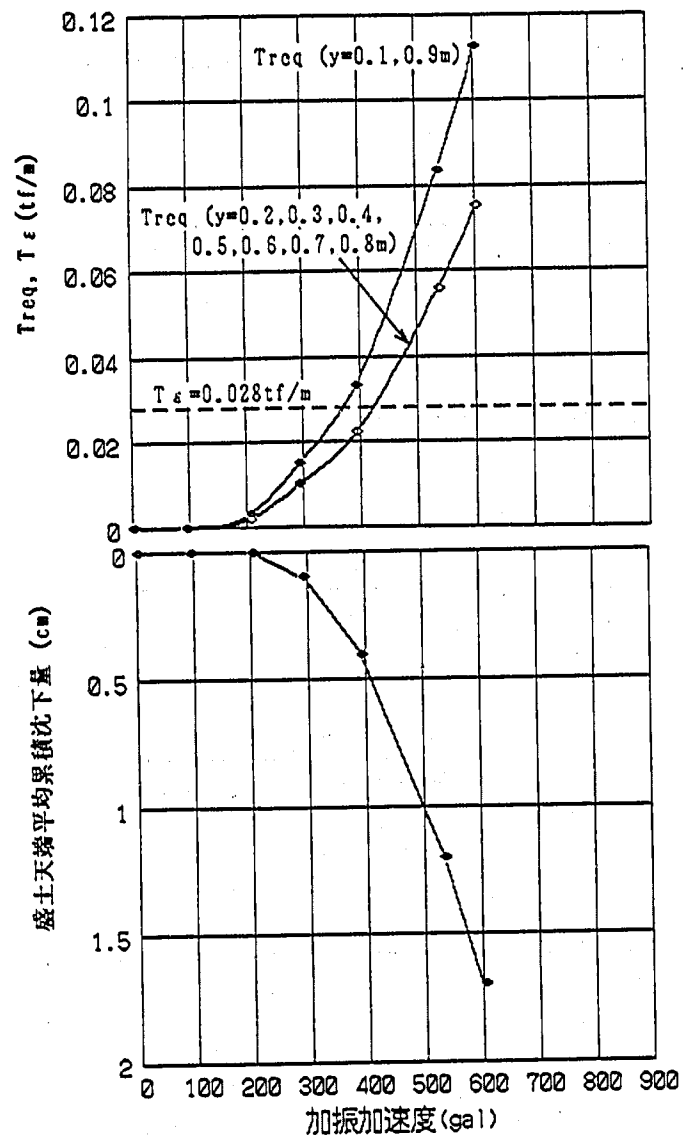
(a) ケース G

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）



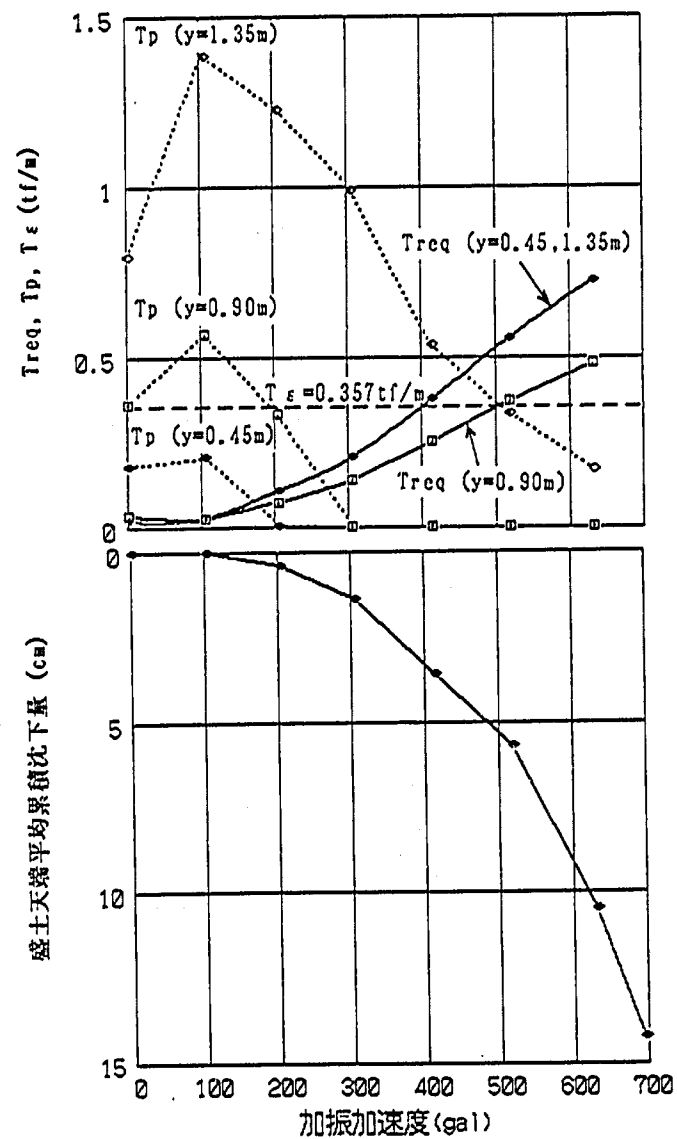
(b) ケース K

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）



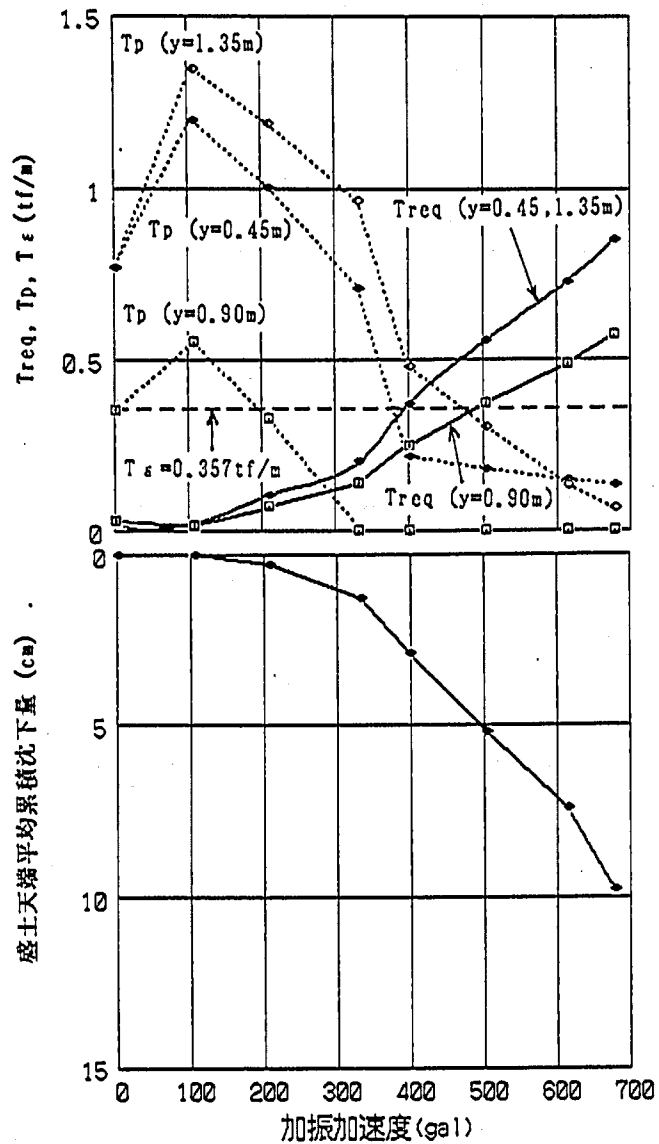
(c) ケース L

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）



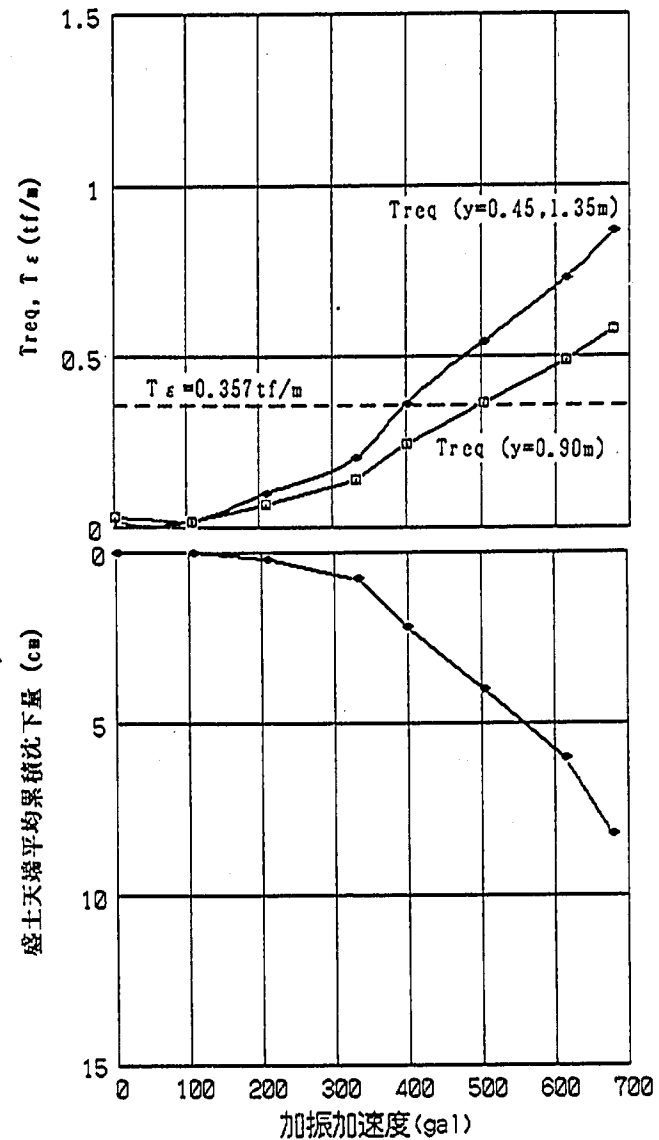
(d) ケース R

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係（補強土壁（急勾配盛土）の設計法による）



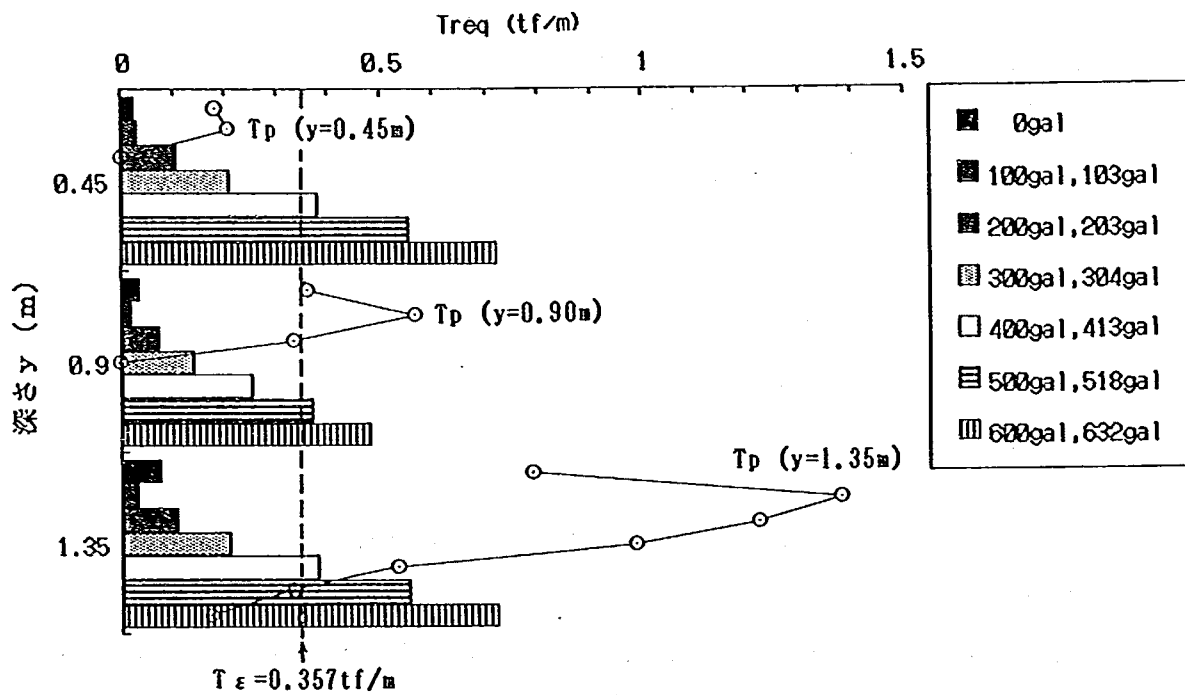
(e) ケース S

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係 (補強土壁 (急勾配盛土) の設計法による)

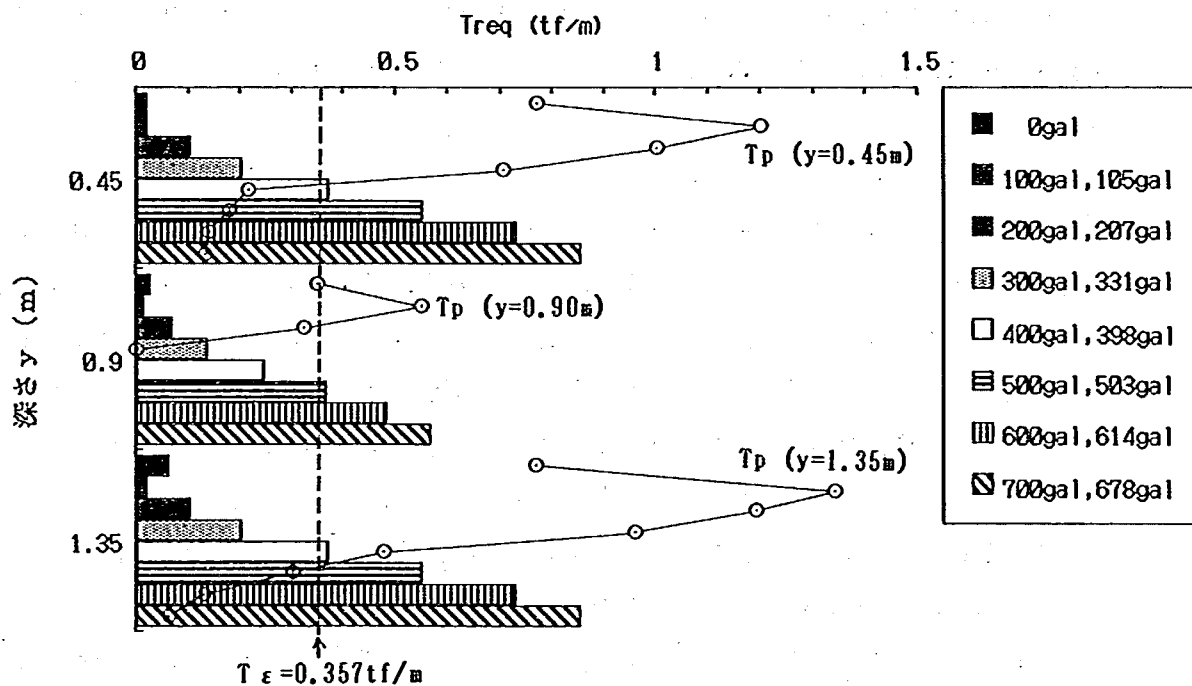


(f) ケース T

図7.7 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req} と加振加速度の関係 (補強土壁 (急勾配盛土) の設計法による)



(a) ケース R



(b) ケース S

図7.8 深さ方向の各補強材毎の必要補強材張力 T_{req}

3-3) T_{avail} と T_{ϵ} , T_p

図7.6, 7.7の補強材を地山に固定したケースG, K, L, Tの補強材の発揮可能強さ T_{avail} は補強材の引張強さ T_{ϵ} ($T_{avail}=T_{\epsilon}$) で与えられる。

一方, 図7.6, 7.7, 7.8の補強材を地山に固定しなかったケースR, Sの場合には, $T_{avail}=\min(T_{\epsilon}, T_p)$ で与えられる。したがって各補強材について $T_{\epsilon}<T_p$ の場合に, 補強材の発揮可能強さ T_{avail} が補強材の引張強さ T_{ϵ} で与えられ, $T_{\epsilon}>T_p$ の場合は, 補強材の発揮可能強さ T_{avail} が引抜き抵抗力 T_p で与えられる。さらに, 特に, $T_p=0$ は $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面と補強材に交点がない状態を示し, 敷設した補強材の敷設長が不足していることを意味する。

また, 図7.6, 7.7, 7.8について $T_{avail}<T_{req}$ の状態は T_{avail} を与えるモードに対してその補強材が不安定(補強材の部分内的安定に対して不安定)であることを意味する。

3-4) T_p と加振加速度

図7.6, 7.7, 7.8のケースR, Sについて, T_p の特性に注目すると, 加振加速度の増加にともなって補強材の引抜き抵抗力 T_p が小さくなっていることがわかる。これは, 加振加速度の増加にともなって $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面が盛土の奥に入るため, すべり面より地山側の補強材の定着長 L_e が小さくなるためである。補強材の引抜き抵抗力は, 上層の補強材ほど, 補強材への上載圧 σ_v , $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面に対して補強材の定着長 L_e が小さくなるために引抜けに対してきびしい条件となる。

常時(加振加速度0)の場合における引抜き抵抗力 T_p が加振加速度100galのときより小さいのは, 常時の引き抜けに対する安全率(常時2.0, 地震時1.2)が大きいためである。

3-5) ケースR, Sにおける T_{avail}

ケースR, Sに関して, 補強材の発揮可能強さ T_{avail} を与える補強材の引張強さ T_{ϵ} , 引抜き抵抗力 T_p に注目すると, 図7.7(補強土壁の設計法による計算結果)によれば, ケースRの場合, 最上部(盛土天端からの深さ $y=0.45\text{m}$)の補強材は常に $T_{\epsilon}>T_p$ であり, 補強材の発揮可能強さが補強材の伸びよりも補強材の引抜きで決まることになる。また, 最上部の補強材は加振加速度200galでは, $T_p=0$ であり, 敷設した補強材の敷設長が不足していることがわかる。一方, 中央部, 下部では加振加速度レベルが小さいときには $T_{\epsilon}<T_p$ であり, 補強材の発揮可能強さが補強材の伸びで決まることになる。

これに対し, ケースSの場合, 最上層の補強材においても加振加速度レベルが400galまでは $T_{\epsilon}<T_p$ となっているが, これはケースSの最上部の補強材の敷設長をケースRより長くしたためである。中央部下部の補強材の傾向はケースRの場合と変わらない。

3-6) T_{avail} と T_{req} の比較及び限界加速度

次に, 補強材の発揮可能強さ T_{avail} と補強材毎の必要補強材張力 T_{req} に注目する。

補強材を地山に固定して補強材の発揮可能強さ T_{avail} が補強材の引張強さ T_{ϵ} で与え

られるケースG, K, L, Tで $T_{\text{avail}} < T_{\text{req}}$ (補強材の部分安定に対して不安定)となる加振加速度レベルは図7.6, 7.7よりケースGで600gal, ケースKで500gal, ケースLで400gal, ケースTで400galであることがわかる。

また, 補強材を地山に固定しなかったケースRでは, $T_{\text{avail}} < T_{\text{req}}$ となる加振加速度レベルは $z = 0.45\text{m}$ (最上層)の補強材で200gal, $y = 0.90\text{m}$ で300gal, $y = 1.35\text{m}$ で400galである。この加振加速度レベルにおける補強材の發揮可能強さ T_{avail} は $y = 0.45, 0.90\text{m}$ の補強材については $T_{\text{avail}} = T_p = 0$ ($\Sigma T_{\text{req}}(\text{max})$ を与えるすべり面と補強材に交点がない), $y = 1.35\text{m}$ の補強材については補強材の發揮可能強 $T_{\text{avail}} = T_p$ となった。

これに対して, 最上層の補強材だけを長く敷設したケースSでは, $T_{\text{avail}} < T_{\text{req}}$ となる加振加速度レベルは $y = 0.45\text{m}$ (最上層)の補強材で400gal, $y = 0.90\text{m}$ で300gal, $y = 1.35\text{m}$ で400galである。この加振加速度レベルにおける補強材の發揮可能強さ T_{avail} は $y = 0.45\text{m}$ の補強材については $T_{\text{avail}} = T_p$, $y = 0.90\text{m}$ の補強材については $T_{\text{avail}} = T_p = 0$ ($\Sigma T_{\text{req}}(\text{max})$ を与えるすべり面と補強材に交点がない), $y = 1.35\text{m}$ の補強材については補強材の發揮可能強 $T_{\text{avail}} = T_p$ となった。

3-7) 計算と実験における限界加速度の比較

これらを図7.6, 7.7に示した実際の実験結果である盛土の累積沈下量と対比すると, 盛土が実際に沈下し始める加振加速度レベルよりかなり大きいことがわかる。実験結果によれば, 盛土が沈下し始める加振加速度レベルは, 補強材を地山に固定したケースGで400gal, ケースKで300gal, ケースLで200gal, ケースTで100gal, 補強材を地山に固定しなかったケースR, Sは100galである。

以上をまとめると, 実験的には盛土は, 補強材について $T_{\text{req}} < T_{\text{avail}}$ の段階から変形をし始めることになる。しかしその一方, いずれのケースも $T_{\text{avail}} < T_{\text{req}}$ となる加振加速度レベルにおける盛土の沈下量は図7.6, 7.7より, 盛土高1mの場合, ケースGで0.7cm (加振加速度600gal), ケースKで0.7cm (加振加速度530gal), ケースLで0.4cm (加振加速度400gal), 盛土高1.8mの場合, ケースRで4cm (加振加速度400gal), ケースSで3cm (加振加速度400gal), ケースTで2cm (加振加速度400gal)であり, また, 実験的には, 盛土天端はほぼ一様に保たれており, 道路盛土としては使用可能な状態が保持された (安定であった) と見ることができる。言い換えれば, 計算上, 補強材の部分安定の限界状態において補強盛土全体としては, 実験上安定を保っていたことになる。

また, 図7.6, 7.7によると, ケースRでは, 加振加速度レベルが300galより大きくなると $\Sigma T_{\text{req}}(\text{max})$ を与えるすべり面と交わる補強材が $y = 1.35\text{m}$ だけになる。これに対し, ケースSでは, 加振加速度レベルが300galより大きくなると $\Sigma T_{\text{req}}(\text{max})$ を与えるすべり面と交わる補強材が $y = 0.45, 1.35\text{m}$ の2本になる。これを実際の実験結果で

ある盛土の累積沈下量（図6.7）と対比すると、加振加速度レベルが500galを越えるとケースRの沈下量がケースSの沈下量より大きくなることに定性的には対応しているといえることができる。

(2) 全体外的安定の検討

1) 共同研究マニュアル盛土補強（緩勾配盛土）の設計法に基づく補強領域の全体外的安定検討

図7.9にケースRの補強領域の外側を通る円弧すべり最小安全率と加振加速度の関係を示す。図7.9には安全率の計算に水平震度として高さ方向の分布を考慮した場合とその平均値を用いた場合の両方を示す。この場合には、両者による差はほとんどない。

図7.9によると加振加速度が200galより大きくなると最小安全率が1.0（地震時許容安全率 $F_{da}=1.0$ ）より小さくなるのがわかる。

これを、実験結果と比較すると盛土が沈下し始める加振加速度レベルは図6.7によるとケースRは100galであるが、図6.1の加振後の盛土の変形によると加振加速度200galの加振の後（図6.1(14)左側）でもほとんど変形は確認できない。したがって、計算上、外的安定に対して許容安全率の状態、変形は許容し得る程度であったことになる。

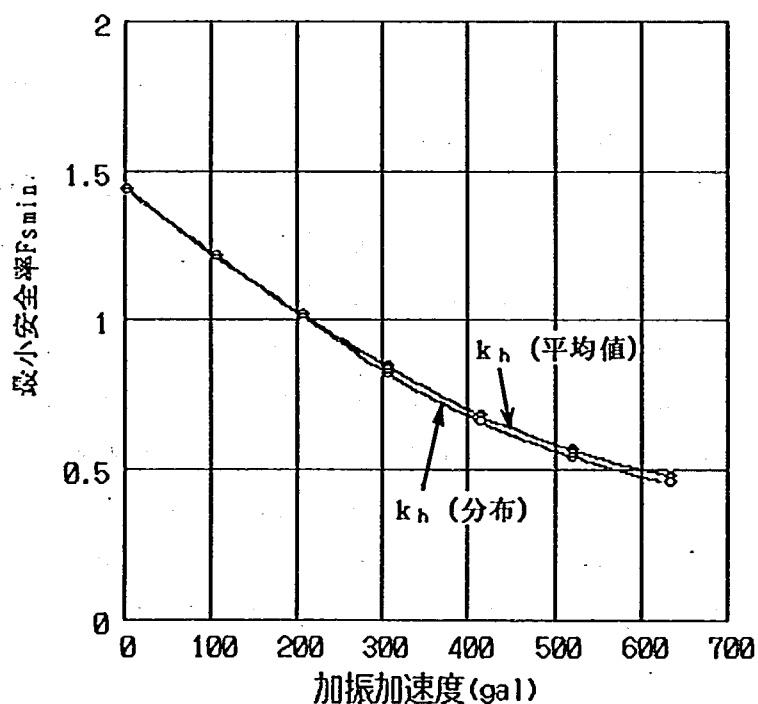


図7.9 円弧すべり最小安全率（外的安定）と加振加速度（ケースR）

2) 共同研究マニュアル補強土壁（急勾配盛土）の設計法に基づく補強領域の全体外的安定検討

図7.10にケースRの滑動に対する最小安全率と加振加速度の関係を示す。図7.11にケースRの転倒に対する最小安全率と加振加速度の関係を示す。また、図7.12には図7.10の転倒に対する最小安全率を与える条件の合力の作用点の補強領域の底面中央からの偏心距離 e と加振加速度の関係を示す。図7.12中には共同研究マニュアルの転倒に対する安定条件を示した（常時 $e = L/6$ ，地震時 $e = L/3$ ）。

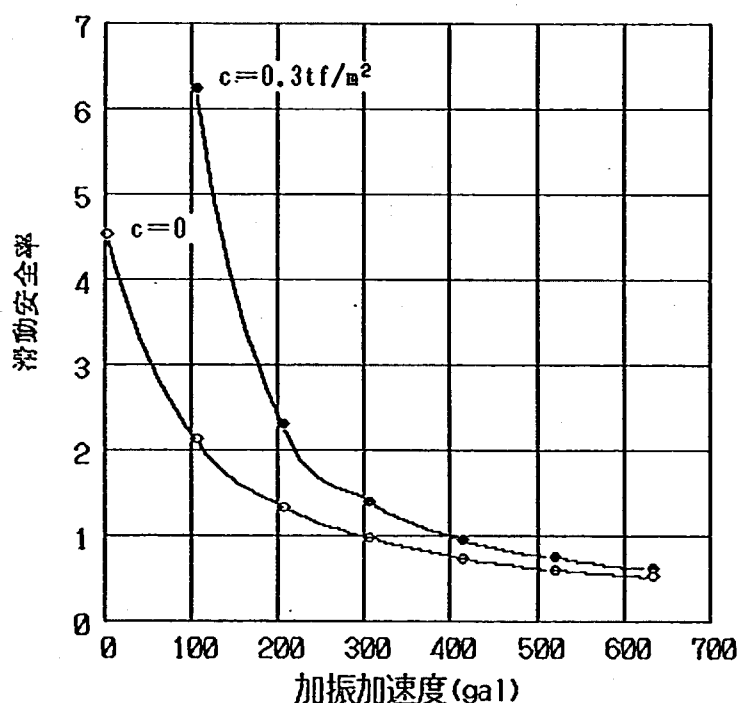


図7.10 滑動安全率（外的安定）と加振加速度（ケースR）

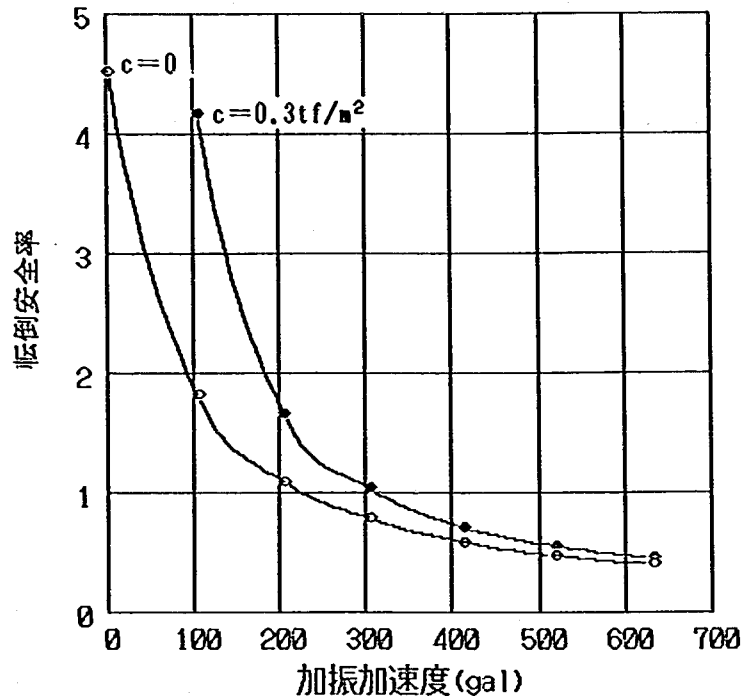


図7.11 転倒安全率（外的安定）と加振加速度（ケースR）

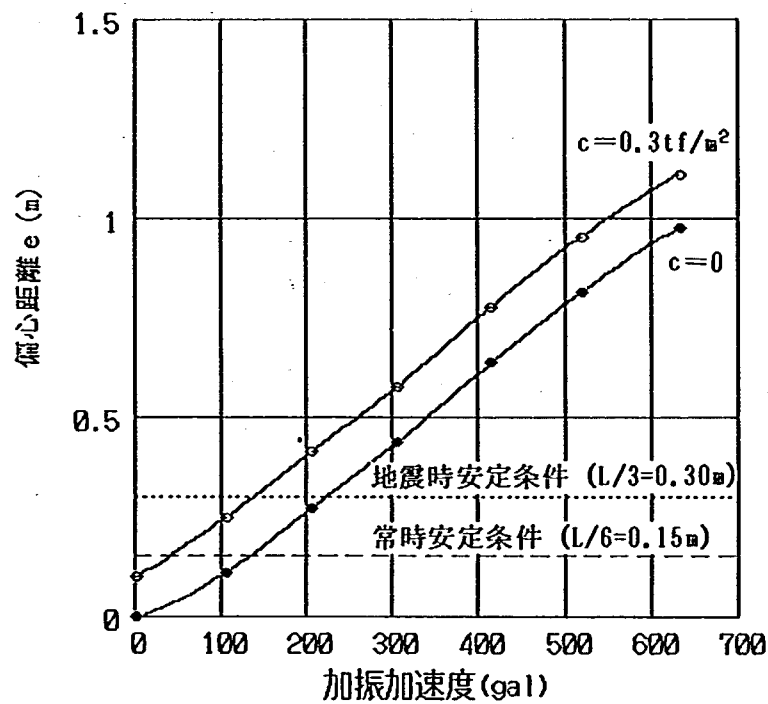


図7.12 偏心距離と加振加速度（ケースR）

なお、図7.10～7.12には、補強領域の背面に作用する土圧Pを計算するとき盛土材の粘着力を考慮した場合（ $c = 0.3 \text{ tf/m}^2$ ）と考慮しない（ $c = 0$ ）場合の2つを示す。

図7.10, 7.11によると加振加速度が増加することによって滑動及び転倒安全率がかなり

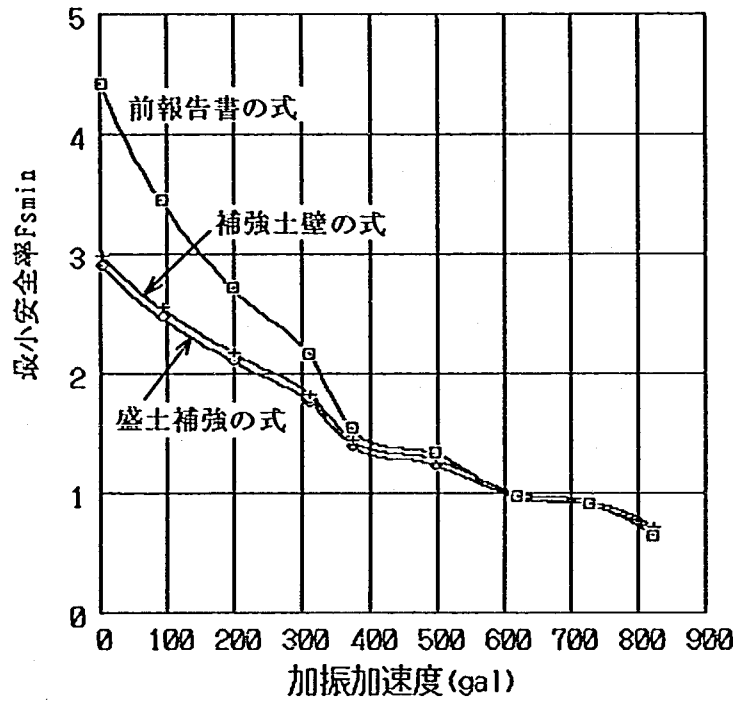
急激に小さくなることがわかる。これは安全率計算式で補強領域自身の慣性力が加わるためである。また、図7.10, 7.11によると特に加振加速度が小さい領域で粘着力を考慮した場合 ($c \neq 0$) の方が考慮しない ($c = 0$) 場合に比べて滑動・転倒安全率が大きくなる。なお、盛土材の粘着力を考慮した場合、加振加速度 0 においては土圧 $P = 0$ 、水平震度による慣性力 $= 0$ となるため滑動・転倒安全率とも計算できなくなる (無限大)。

図7.10によると滑動安全率が1.0より小さくなる加振加速度は粘着力を考慮した場合で400gal、考慮しない場合で300galである。図7.11によると転倒安全率が1.0より小さくなる加振加速度は粘着力を考慮した場合で300gal、考慮しない場合で200galである。また、図7.12によると、加振加速度 0 においては粘着力を考慮した場合、考慮しない場合とも常時安全条件 $e \leq L/6$ を満足している。また、地震時安全条件 $e = L/3$ を満足しなくなる加振加速度は粘着力を考慮した場合で220gal、考慮しない場合で130galである。いずれも、滑動より転倒に対して盛土が不安定であることがわかる。

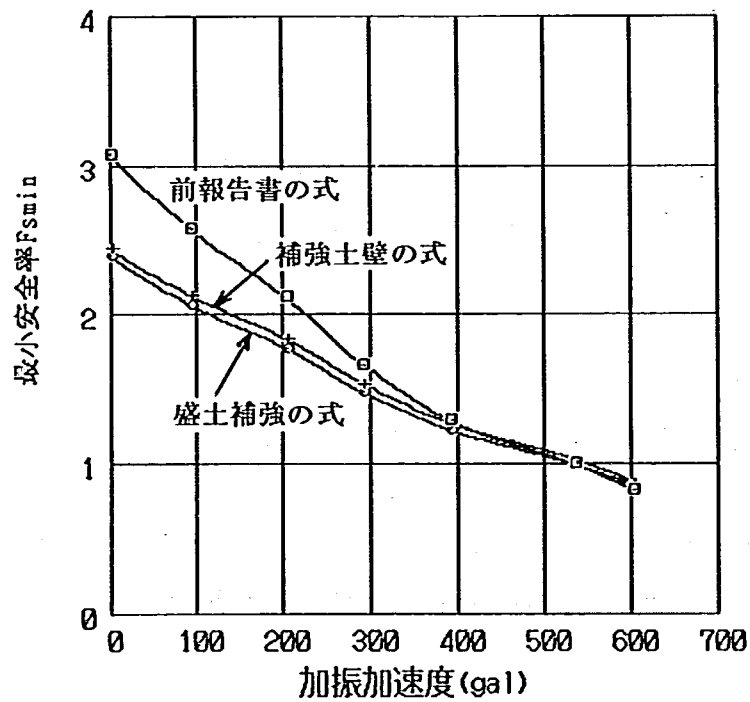
これを、実験結果と比較すると盛土が沈下し始める加振加速度レベルは図6.7によるとケースRは100galであるが、図6.1の加振後の盛土の変形によると加振加速度200galの加振の後 (図6.1(14)左側) でもほとんど変形は確認できない。加振加速度300galの加振の後 (図6.1(15)左側) でようやく盛土天端の沈下及びメッシュの変形が確認できる。したがって、この場合にも、計算上、外的安定 (滑動・転倒) に対して許容安全率の状態、まだ、変形は許容し得る程度であった。この後の盛土の変形を見ると、加振加速度700galの加振の後 (図6.1(19)左側) のケースRの盛土の変形図によると、破壊形態は補強部分自体の変形と補強部の転倒と考えられる。このことから、実験と解析では加振加速度レベルの違いはあるものの、転倒に対して先に不安定になるということについては解析結果は実験結果とよく整合していると考えられる。一方、図6.1の盛土の変形図によると補強領域底面の滑動破壊は見受けられない。

(3) 全体内的安定の検討

図7.13(a)～(f)に式(7.10), (7.11), (7.12)の3種類の方法で計算したケースG, K, L, R, S, Tの補強領域の中を通る円弧すべり最小安全率と加振加速度の関係を示す。また、図7.13(g), (h)に無補強との比較のために計算したケースE, Oについて安全率の計算に水平震度として高さ方向の分布を考慮した場合とその平均値を用いた場合の両方を示す。

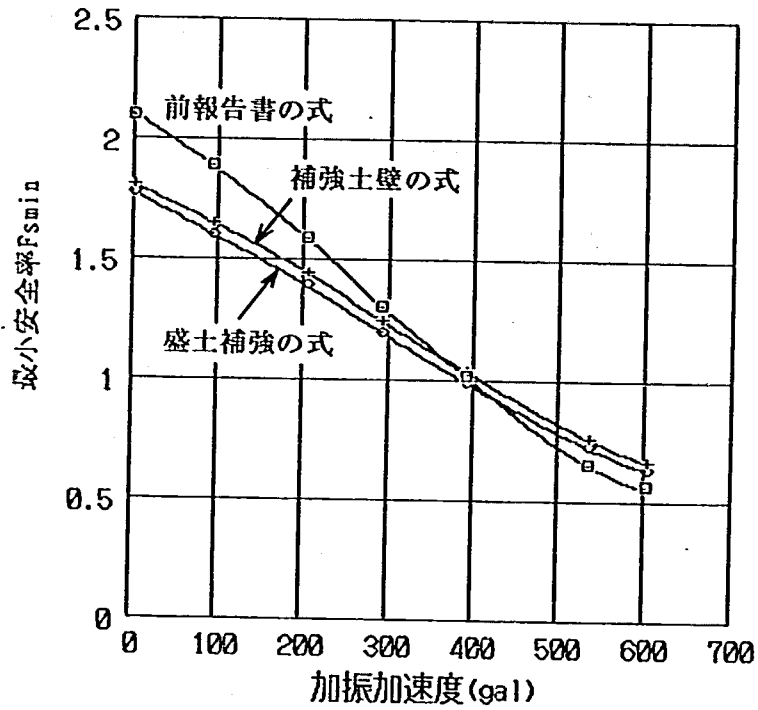


(a) ケース G

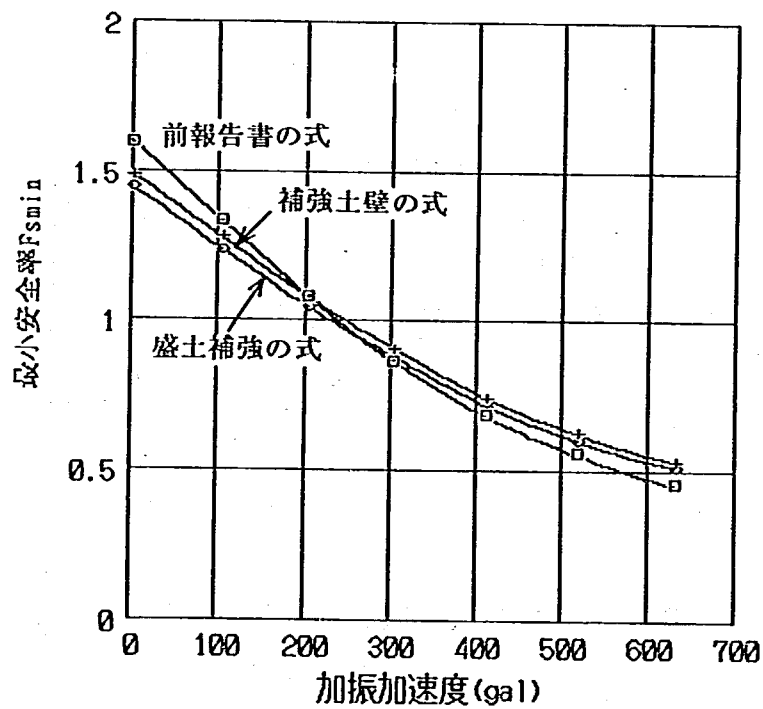


(b) ケース K

図7.13 円弧すべり最小安全率と加振加速度

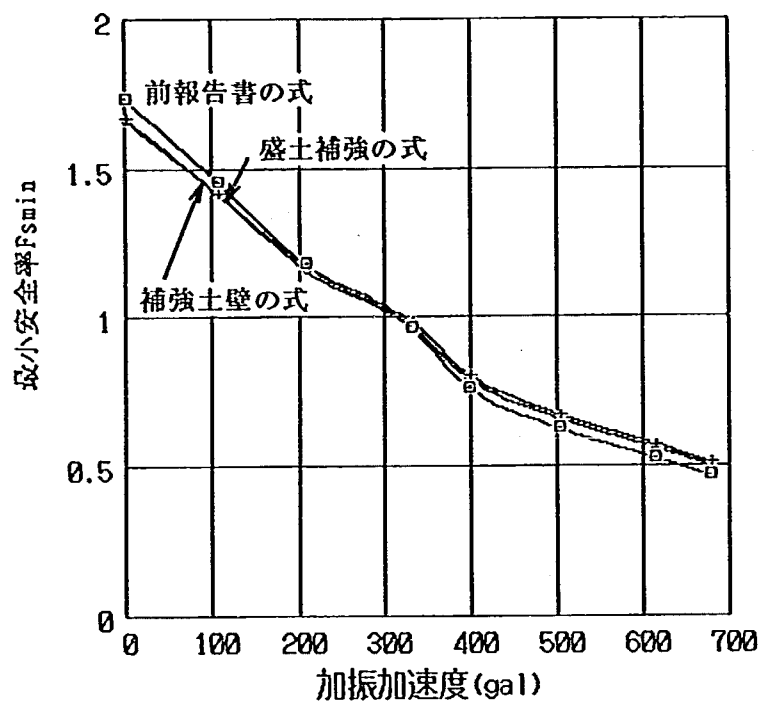


(c) ケース L

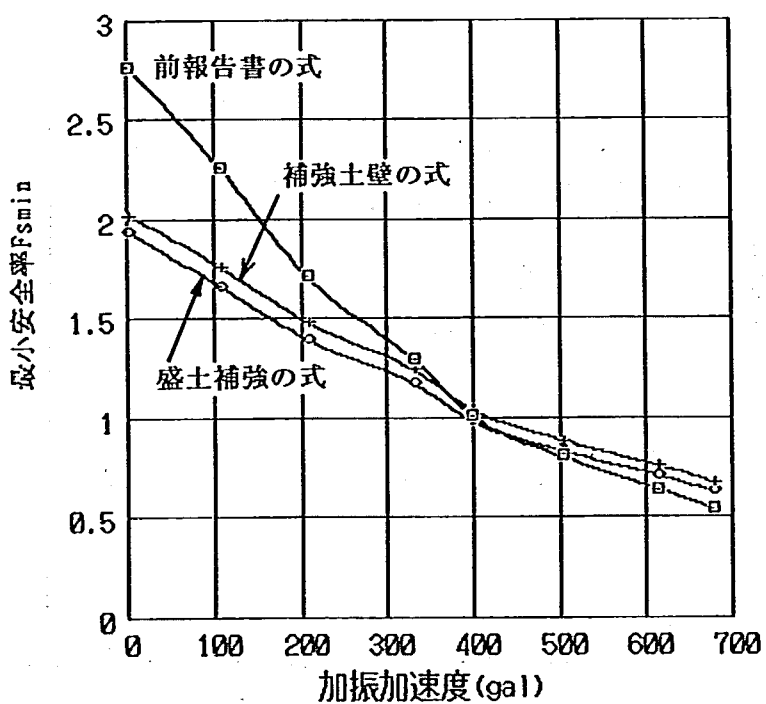


(d) ケース R (内的)

図7.13 円弧すべり最小安全率と加振加速度

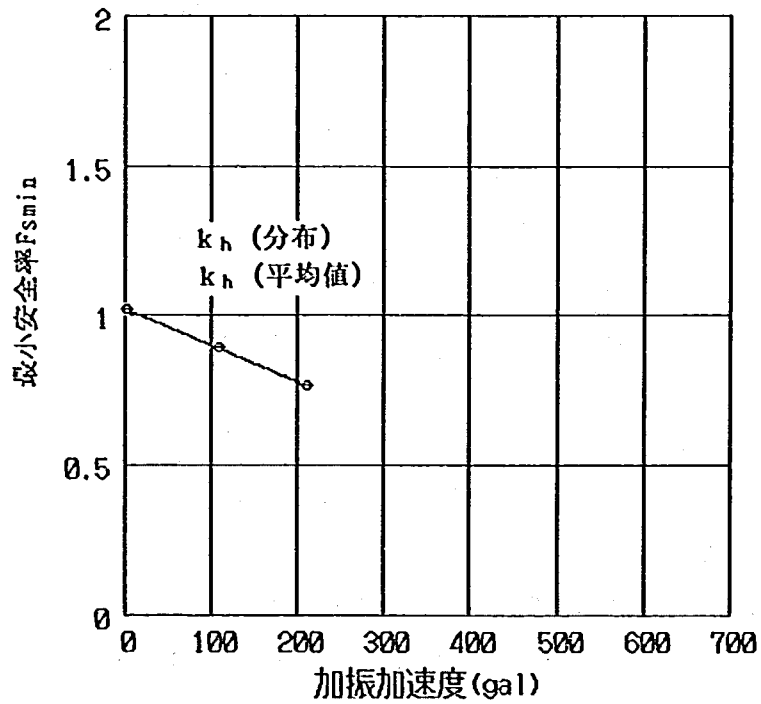


(e) ケース S

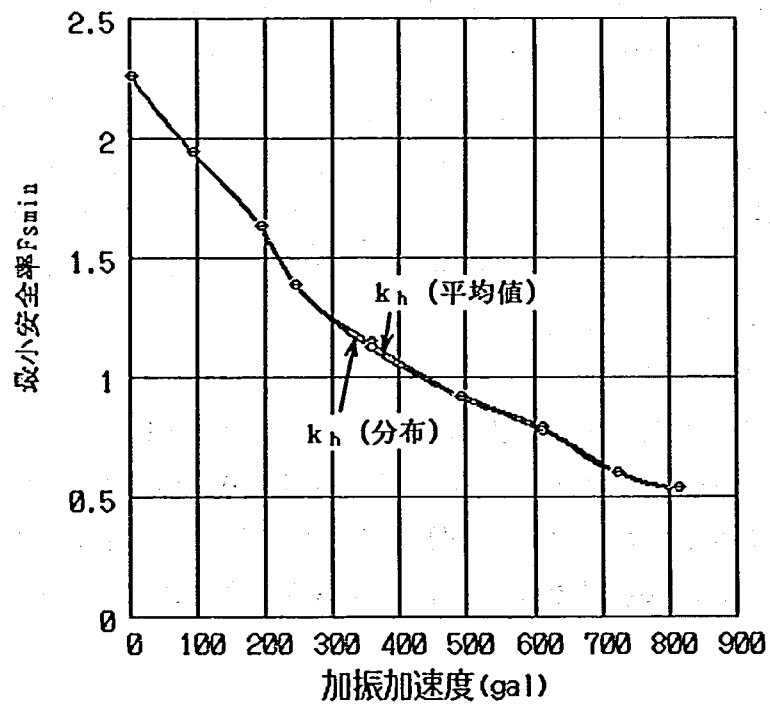


(f) ケース T

図7.13 円弧すべり最小安全率と加振加速度



(g) ケース E



(h) ケース O

図7.13 円弧すべり最小安全率と加振加速度

図7.13(a)～(f)より、式(7.12)（前報告書の式）で計算した最小安全率が加振加速度が小さいときに比較的大きめの安全率を与えること、式(7.11)（盛土補強）、式(7.12)（補強土壁）で計算される安全率にはほとんど差がないことがわかる。

ケースG, K, L, R, S, Tはいずれも常時（加振加速度0）には円弧すべりに対する常時許容安全率 $F_{sa}=1.2$ を満足している。また、地震時許容安全率 $F_{da}=1.0$ を満足しなくなる加振加速度レベルは、ケースGで600gal, ケースKで530gal, ケースLで400gal, ケースRで230gal, ケースSで300gal, ケースTで400galである。これを実際の実験結果である盛土の累積沈下量（図6.7）と対比すると、盛土が沈下し始める加振加速度レベルよりかなり大きいことがわかる。

しかし、 $F_{da}=1.0$ となる上述の加振加速度レベルにおける盛土の沈下量は、盛土高1mの場合、図6.7(b)より、ケースGで0.7cm（加振加速度600gal）、ケースKで0.7cm（加振加速度530gal）、ケースLで0.4cm（加振加速度400gal）、盛土高1.8mの場合、図6.7(f)より、ケースRで1cm（加振加速度230gal）、ケースSで1.5cm（加振加速度300gal）、ケースTで2cm（加振加速度400gal）であり、それぞれ盛土天端はほぼ一様に保たれており、構造物としては安定であったと見ることができる。言い換えれば、計算上、補強盛土の全体内的安定が満たされていなくとも補強盛土全体としては実験上安定を保っていないことになる。

また、これを補強材の部分内的安定の結果と比較すると、ケースG, K, L, Tでは $T_{avail} < T_{req}$ （補強材の部分安定に対して不安定）となる加振加速度レベルとほぼ同じであることがわかる。これは補強材の部分内的安定の計算式が本来全体内的安定の円弧すべり計算式に基づいていること、ケースG, K, L, Tは補強材を地山に固定していたため補強材の引き抜けを考慮しなくてよいことによる。これに対して補強材の引き抜けを考慮しなければならないケースR, Tでは補強材の一部がこれより小さい加振加速度レベルで部分安定を満足しなくなる場合がわかる。

また、無補強との比較のために計算したケースE, Oについてみると、地震時許容安全率 $F_{da}=1.0$ を満足しなくなる加振加速度レベルは、ケースEで430gal, ケースOで200galであることがわかる。ケースOは、常時（加振加速度0）の円弧すべりに対する常時許容安全率 $F_{sa}=1.2$ も満足していないことがわかる。実験結果では、図6.7によると、ケースEは加振加速度レベルが500galを越えると盛土の沈下量が急激に増加する。ケースOは200galで盛土のり肩が崩壊した。

(4) まとめ

今回、共同研究マニュアルの設計法に基づき振動台実験の解析を行った結果以下のことがわかった。

1) 今回の解析対象とした模型に対して、共同研究マニュアルの盛土補強、補強土壁それぞ

れの設計法は、計算安全率が許容値に等しくなる限界加速度はほぼ同様の結果を与えた。
また、盛土の粘着力を考慮すると、盛土は常時安定であったものと見なされ、必要補強材張力の分布は深さ方向に概ね一様となった。

- 2) 補強材の部分内的安定検討によると、補強材について $0 < T_{avail} < T_{req}$ の段階から、実験的には盛土は変形を始めた。しかし、 $T_{avail} = T_{req}$ 段階での変形は実験的には、いずれも小さいものであり、また、盛土天端はほぼ一様に保たれており、道路盛土としては使用可能な状態が保持された（安定であった）と見ることができる。
- 3) 補強材を地山に固定しなかったケース R の全体外的安定検討によると、計算上許容安全率に至る加振加速度レベルは、実験において実際に盛土の変形が大きくなる加振加速度レベルよりは小さいが、2) と同じく、その時点での変形は実際上の許容限界内であった。
- 4) 全体内的安定検討の結果は、補強材の部分内的安定検討とほぼ同じとなったが、これは、補強材の部分内的安定の計算式が全体内的安定の円弧すべり計算式に基づいていること、ケース G、K、L、T は補強材を地山に固定していたため補強材の引抜きを考慮しなくてよいことによる。
- 5) 2)3)4) から全体として、共同研究マニュアルの耐震設計計算法は、実際の補強盛土の性状よりも安全側の結果を与え、現時点ではほぼ妥当なものを見なされる。ただし、今後、より経済的な設計法の研究も課題として残される。

7.5 補強盛土の耐震設計フロー

7.5.1 耐震設計法の区分

これまでに述べたことから、補強盛土の耐震設計の考え方には次の二通りがある。

- (1) 補強材の部分安定と補強領域の全体内的・外的安定の検討を行う方法。

この方法においては、以下の仮定をおいている。

- 1) 補強材の部分安定検討のために、補強材張力の鉛直方向分布を仮定する。具体的な内容に即して言えば、補強材の部分安定が保たれる（すべての補強材が安定である）ものとして、補強材張力の鉛直方向分布を仮定して、必要補強材張力の最大値を与える補強領域の全体内的安定を満たすようにする。
 - 2) 補強領域の全体内的安定検討のために、補強材は、各補強材ごとに発揮可能な引張力（補強材の引張強度及び引抜き抵抗から決まる）が作用するものと仮定する。すなわち、どれかの補強材が引張力の集中により先に破断・引抜きを生ずることはないと仮定している。この全体内的安定は、1) で対象とするすべり面を含む全すべり面について検討をする。
- (2) 補強領域全体内的・外的安定の検討を行う方法。

ここで行う全体内的安定では、1) 2) の仮定と同じ仮定が用いられている。

7.5.2 実験結果からの考察

上述の2つの設計の考え方では、条件が多い分だけ、方法(1)部分安定をも検討する方法の方が、安全側の設計になっている。実験結果の解析では、補強材の部分安定、内的全体安定、外的全体安定とも実験より安全側の結果を与えた。ただし、暫定的に設定した許容安全率よりも大きい安全率の状態でも盛土の変形は開始しており、現時点で、例えば、補強材の部分安定を省略してよいとはいえない。したがって、現時点では、耐震設計フローとしては、図7.14に示すようなフローになる。

実験的には、設計による補強材の部分内的安定はある程度安全側であるため、この条件をどこまで緩和できるかは今後の課題として残されている。

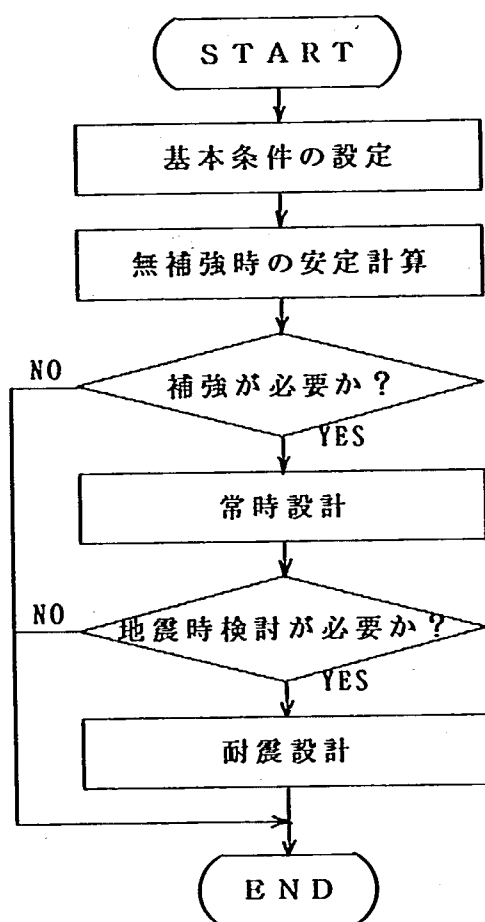


図7.14(a) 耐震設計の位置づけ

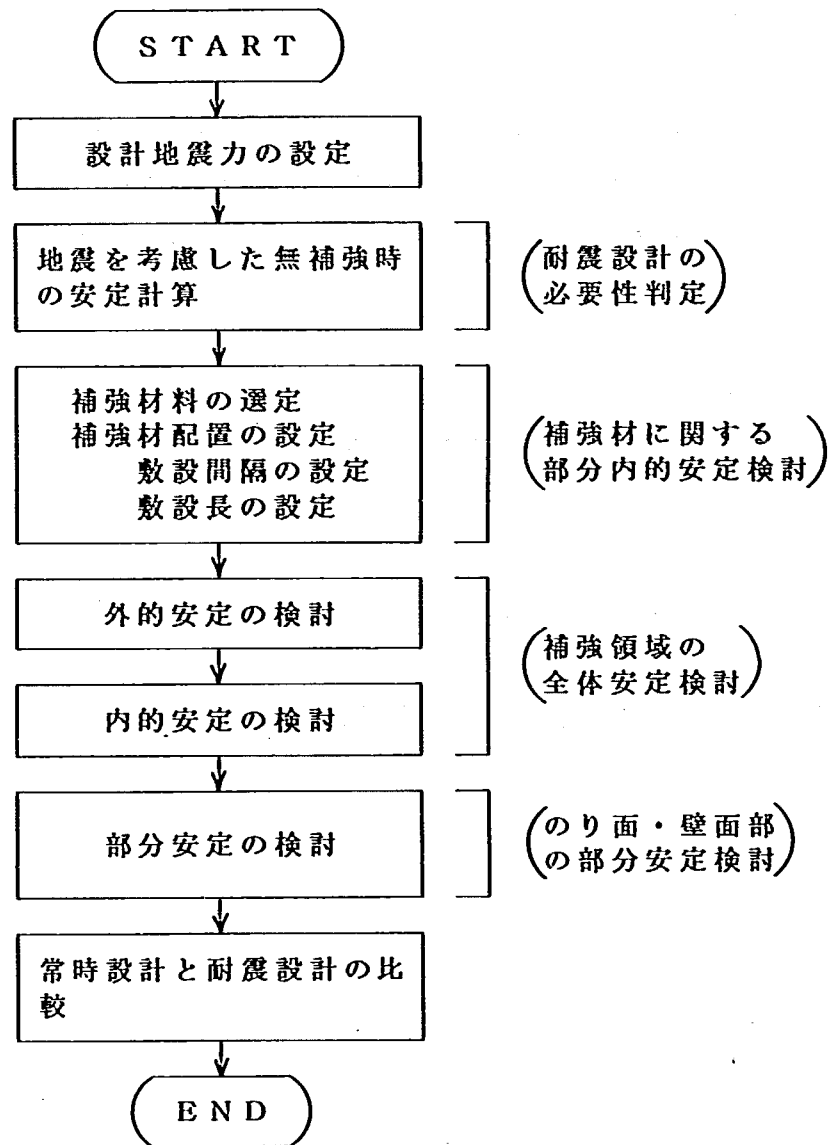


図7.14(b) 耐震設計の基本的手順

8. ま と め

- (1) ジオテキスタイル等の補強材を適切に盛土中に敷設することにより、盛土が急激に崩壊することがないという意味において、盛土に耐震性を持たせることができる。
- (2) 補強盛土の耐震設計には、円弧すべり、または、折線すべりに補強材の引張抵抗力を考慮した安全率計算を用いることができる。
- (3) (2)に基づいて、補強盛土の耐震設計手順を整理した。
- (4) 補強盛土は、加振加速度の小さい段階から実用上余り問題とならないある程度の変形を生ずるが、現在設定されている計算上の許容限界値（安全率）は、実験結果から見て安全側である。

今後の課題として、以下の事項があげられる。

- (1) より経済的な設計法のために、全体安定検討法並びに部分安定検討法、各々の適用性を明確にする。
- (2) 動的荷重下の補強材の引張特性限界を明らかにすること。

9. 参考文献

- 1) 古賀, 伊藤, 島津, 鷺田: 補強盛土の耐震性に関する実験報告書, 土木研究所資料第2540号, 昭和63年2月.
- 2) 龍岡文夫ほか: 不織布による粘性土盛土の補強, 土と基礎, Vol.33, No.5, pp.15~20, 1985. 5.
- 3) 土質工学会: 補強土工法, p.85, 1986.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道建造物設計標準解説〔土構造物〕(案), 第5編補強土, 第3章補強盛土, 平成3年3月.
- 5) 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル, 昭和57年8月.
- 6) ジオグリッド研究会: 「ジオグリッド工法」ガイドライン, 1990年7月.
- 7) 建設省土木研究所, 他: ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書(その2)—ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工法マニュアル—, 平成4年3月.
- 8) 古賀, 伊藤, 鷺田, 島津: 傾斜地盤上のジオテキスタイル補強盛土の耐震性, 土木技術資料, 30-4, 1988.
- 9) Jewell, R. A. et al: Design Methods for Steep Reinforced Embankments: Proc. of Symp. on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, 1984.

関連発表文献

- 1) 古賀, 伊藤, 島津: ジオテキスタイルにより補強した山岳盛土の振動台実験, 第21回土質工学研究発表会, 昭和61年6月.
- 2) 古賀, 伊藤, 島津: 傾斜地盤上の補強盛土の耐震性について, 第22回土質工学研究発表会, 昭和62年6月.
- 3) 古賀, 伊藤, 鷺田, 島津: 傾斜地盤上の補強盛土の振動台実験及び安定計算法, 第2回ジオテキスタイルシンポジウム, 昭和62年12月.
- 4) 古賀, 伊藤, 島津, 鷺田: 補強盛土の耐震性に関する模型振動実験(その2), 第20回U J N R(Washington), 昭和63年5月.
- 5) 伊藤, 島津, 鷺田, 古賀: 傾斜地盤上の補強盛土の耐震性について(その2), 第23回土質工学研究発表会, 昭和63年6月.
- 6) 古賀, 伊藤, 鷺田, 島津: Seismic resistance of reinforced embankment by model shaking table tests, I.S. Kyusyu'88, 昭和63年10月.
- 7) 伊藤, 古賀, 鷺田, 島津: ジオテキスタイルを用いた補強盛土の耐震性について, 土木学会第44回年次学術講演会, 平成元年10月.
- 8) 古賀, 鷺田, 谷: 補強盛土の耐震安定解析法について, 第25回土質工学研究発表会, 平成2年6月.

付 録

1. 折線すべり面を用いた新しい安定計算法

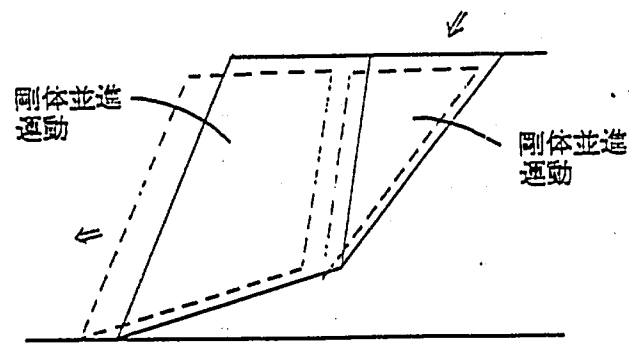
1.1 計算法の概要

補強盛土の安定検討として、全体安定検討と部分安定検討がある。全体安定検討においては、すべり面を想定した極限つりあい法が用いられるが、計算においてはすべり面の形状並びに補強材張力の効果の考慮の方法が問題となる。すべり面の形状としては、従来より2直線すべり面（折線すべり面、2ウェッジ又は2ブロック）又は円弧すべり面等が用いられている。どのようなすべり面形状を用いるかの判断は、実際に生じ得るすべり面の形状や計算法の簡便さ等に対する考え方によるが、全体安定検討の中に、補強材に沿うすべりを考えるとすれば、これは円弧すべりによっては表現されず、2直線すべり面の方が対応し易い。また、片切片盛のように盛土背面に安定な地山がある場合にも、2直線すべりの方が適当な場合がある。このような観点から、ここでは2直線すべり（以下では折線すべりと呼ぶ）に基いた（全体）安定計算法を導く。

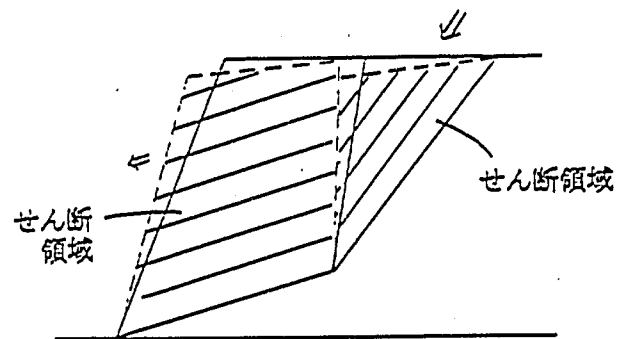
1.2 計算式の誘導

1.2.1 現象とモデル化

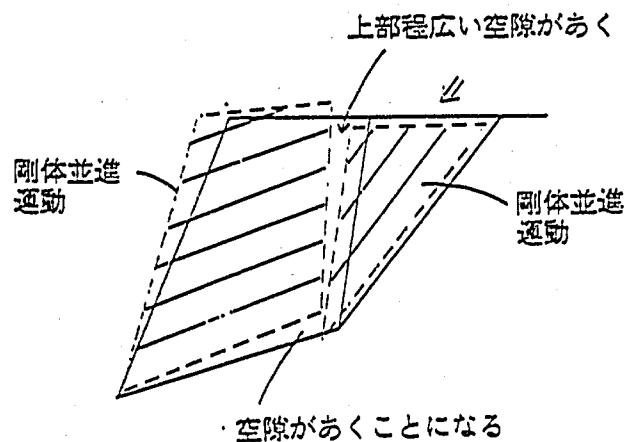
以下では、全体安定検討に対して、従来用いてきた円弧すべり面に代えて、2本の折線すべり面を用いる。すべり面を用いるということは、土塊の変形が剛体的な運動であると単純化していることになる。全体安定に用いられる運動モードは、並進（すべり）と回転（転倒）とに大別される。折線すべり面を想定した場合、両者のモードは、付図1.2.1のように模式化される。同図(a)の場合、後部土塊と前部土塊とが接しつつ、それぞれ異なった2方向にすべり出す現象を表す。これに近い現象は実際に生じ得ようし、また、これに近い実現象として、付図1.2.2(a)に示すような後部土塊及び前部土塊がそれぞれのすべり面に平行に内部的にもせん断されるモードがあると考えられる。この場合、両土塊の底面すべり面に沿ってはすべりは生じないが、両土塊の接する部分においては、すべりが生じていると見ることができ、結局は付図1.2.1(a)の単純化されたすべりモードの検討の中に含まれると考えてよからう。次に、付図1.2.1(b)の場合前部土塊が剛体的回転をすれば底面後部に空隙が生じ、さらに後部土塊が剛体的すべりをすれば、両土塊の上部程大きな空隙が生ずることになり、実現象とは合致しない。したがって、この単純化された変形モード（転倒）は、前述した付図1.2.2(a)のような現実のモードを置き換えたものと見ることがもできる。さらに、付図1.2.2(b)に示すように、さらに前部土塊の前面のり先部に圧縮が生ずるようなモードを置き換えたものと見ることがもできる。



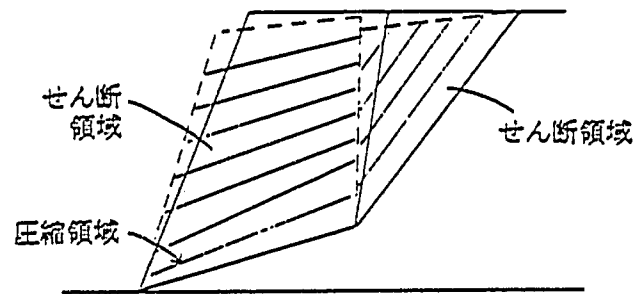
(a) すべり



(a) 両土塊内にせん断領域が生ずる変形モード



(b) 転倒



(b) 後部土塊内にせん断領域、前部土塊内にせん断領域及び圧縮領域が生ずる変形モード

付図1.2.1 すべり面解析で想定する変形モード

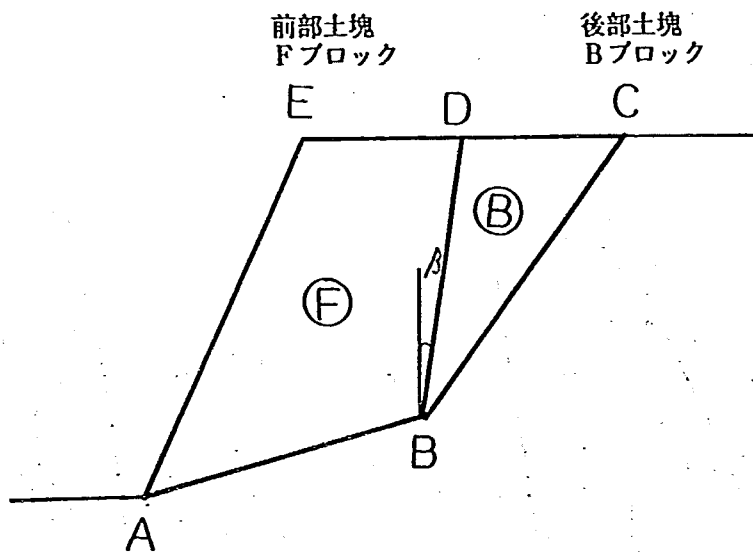
付図1.2.2 実現象で生ずる変形モード (近似)

結局、全体安定に含まれるモードとして、解析においては、1)すべり、2)滑動、3)転倒の3つのモードを考える。それぞれの意味を付図1.2.3を用いて説明する。

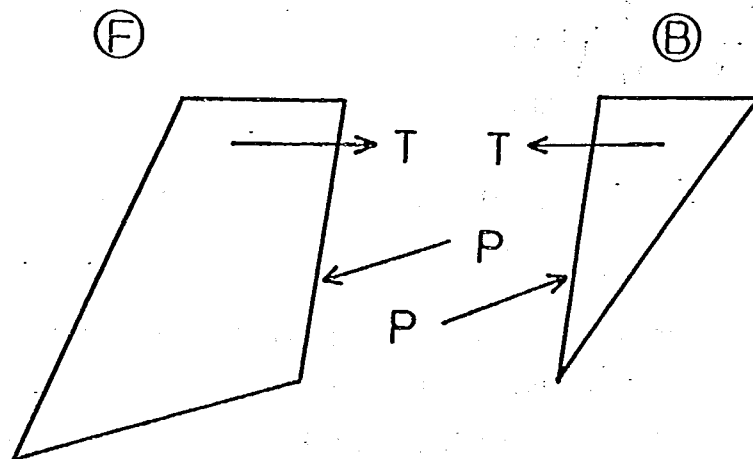
2本の折線すべり面を考えた場合、前述したことから明らかなようにすべり土塊全体が一体となった運動は生じないから（上部、下部のすべり方向が同じでないから）、図に示したように2つのすべり面の交点（折点）Bを通り一般に鉛直から傾いた境界面を考え、その境界面においてもすべりが生じるものとして、すべり土塊を2つのブロックに分けて取り扱う。

この二つのすべり土塊を付図1.2.3(a)のように前部土塊（フロント・ブロック、ブロックF）と後部土塊（バック・ブロック、ブロックB）と呼ぶ。

通常の検討では、ブロックFとブロックB間のすべり面BDは、鉛直（ $\beta = 0^\circ$ ）とすることが多いが、このすべり面BDに交差する補強材の影響を考えると、すべり面BDは必ずしも鉛直とは限らない。そこで、以下の解析では、このことを考慮して β を変化させて計算を行っている。



(a) すべり面の位置



(b) 両ブロック間の相互作用力

付図1.2.3 折線すべり（2ブロック）の説明図

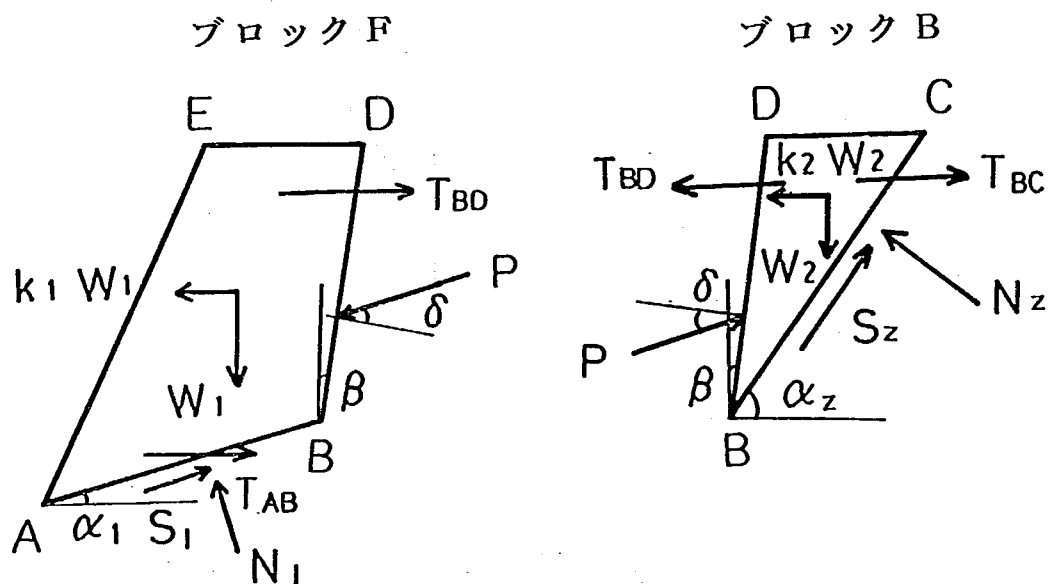
1.2.2 基本式

安全率計算式は、以下の2つに大別される。

- 1) すべり土塊を前部、後部とを区別しないで一体として考え、全土塊の底面すべり面に沿う安全率を一定の F_s と考える場合。これは、通常のすべり面解析における考え方で、本報では、すべり安全率と呼ぶ。
- 2) すべり土塊を前部、後部と区別して考え、後部土塊が極限つりあい状態にあるとして、そのために必要な土圧 P を求め、その反力として土圧 P が前部土塊に作用するときの前部土塊安全率 F_s を計算する場合（付図1.2.3(b)）。これは、前部土塊を一種の擁壁と見なし、土圧計算をするものである。前部土塊には、通常の擁壁と同じく、前部土塊の底面すべり面に沿って移動する滑動モードと、前部土塊の底面すべり面ののり面との交点回りに回転する転倒モードの破壊モードがあるものとする。それぞれに対して、滑動安全率と転倒安全率とを定義する。

以上を数式で表示すると以下になる。

ブロックF、ブロックBへ作用する力を付図1.2.4に示す。



付図1.2.4 両ブロックへの作用力

ここに、

N_1, S_1 : すべり面ABを介して土を通じて地山からブロックFに作用する力

P : すべり面BDを介して土を通じてブロックFとブロックB間に作用する力

T_{AB} : すべり面ABを横切る補強材を通じて地山からブロックFに作用する力
(引張を正) (水平と仮定)

T_{BD} : すべり面BDを横切る補強材を通じてブロックFとブロックB間に作用する

力（引張を正）（水平と仮定）

N_2, S_2 : すべり面 BC を介して土を通じて地山からブロック B に作用する力

T_{BC} : すべり面 BC を横切る補強材を通じて地山からブロック B に作用する力

（引張を正）（水平と仮定）

基本式は以下のようである。

ブロック F に対する力のつりあい式

$$k_1 W_1 + P \cdot \cos(\delta - \beta) = S_1 \cdot \cos \alpha_1 - N_1 \cdot \sin \alpha_1 + T_{BD} + T_{AB} \quad (A1.2.1)$$

$$W_1 + P \cdot \sin(\delta - \beta) = S_1 \cdot \sin \alpha_1 + N_1 \cdot \cos \alpha_1 \quad (A1.2.2)$$

ブロック B に対する力のつりあい式

$$k_2 W_2 + T_{BD} - T_{BC} = P \cdot \cos(\delta - \beta) + S_2 \cdot \cos \alpha_2 - N_2 \cdot \sin \alpha_2 \quad (A1.2.3)$$

$$W_2 = P \cdot \sin(\delta - \beta) + S_2 \cdot \sin \alpha_2 + N_2 \cdot \cos \alpha_2 \quad (A1.2.4)$$

すべり面 AB, BC に関する安全率式

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + N_1 \cdot \tan \phi_1}{S_1} \quad (A1.2.5)$$

$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + N_2 \cdot \tan \phi_2}{S_2} \quad (A1.2.6)$$

さらに、BD もすべり面とすると

$$SF_{BD} = \frac{(c\ell)_3 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi_3}{P \cdot \sin \delta - T_{BD} \cdot \sin \beta} \quad (A1.2.7)$$

ここに、

$(c\ell)_1, (c\ell)_2, (c\ell)_3$: すべり面 AB, BC, BD に沿う粘着力による抵抗

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : すべり面 AB, BC, BD に沿う内部摩擦角

上記の基本式においては、各土塊の極限つりあい（動員された土の強度定数を用いると、各土塊が力のつりあい状態にある）にあることを想定している。したがって、安全率の計算のためには、各土塊の極限つりあい状態に対応して補強材張力の許容値又は安定計算に適した抵抗力を用いる必要がある。これについては、後に考察する。

(A1.2.1), (A1.2.2) 式から、以下のようになる。

(A1.2.1) $\times \cos \alpha_1$ + (A1.2.2) $\times \sin \alpha_1$ とする。

$$W_1 \cdot (k_1 \cdot \cos \alpha_1 + \sin \alpha_1) + P \cdot \{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos \alpha_1 + \sin(\delta - \beta) \cdot \sin \alpha_1\} \\ = S_1 + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1$$

$$\therefore S_1 = W_1 \cdot (\sin \alpha_1 + k_1 \cdot \cos \alpha_1) + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 \\ = W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 \quad (A1.2.8)$$

ここに, $k_1 = \tan \theta_1$

次に, (A1.2.1) $\times \sin \alpha_1$ - (A1.2.2) $\times \cos \alpha_1$ とすると

$$W_1 \cdot (k_1 \cdot \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1) + P \cdot \{\cos(\delta - \beta) \cdot \sin \alpha_1 - \sin(\delta - \beta) \cdot \cos \alpha_1\} \\ = -N_1 + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1$$

$$\therefore N_1 = W_1 \cdot (\cos \alpha_1 - k_1 \cdot \sin \alpha_1) + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \\ = W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \quad (A1.2.9)$$

同様に, (A1.2.3), (A1.2.4) 式から

$$S_2 = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2 \quad (A1.2.10)$$

$$N_2 = W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 \quad (A1.2.11)$$

ここに, $k_2 = \tan \theta_2$

これらを用いて安全率式を書下すと以下のとおりである。

(A1.2.5) 式に (A1.2.8), (A1.2.9) 式を代入する。

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \right\} \cdot \tan \phi_1}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1} \quad (A1.2.12)$$

(A1.2.6) 式に (A1.2.10), (A1.2.11) 式を代入する。

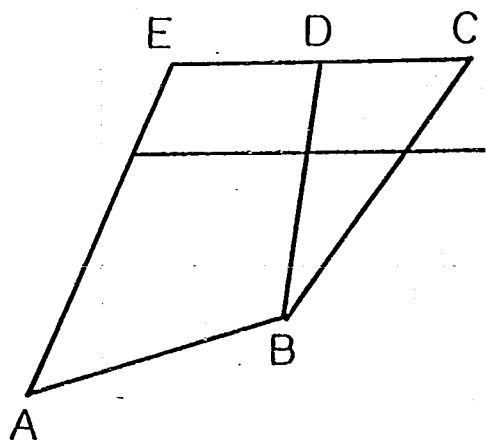
$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 \right\} \cdot \tan \phi_2}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2} \quad (A1.2.13)$$

なお,

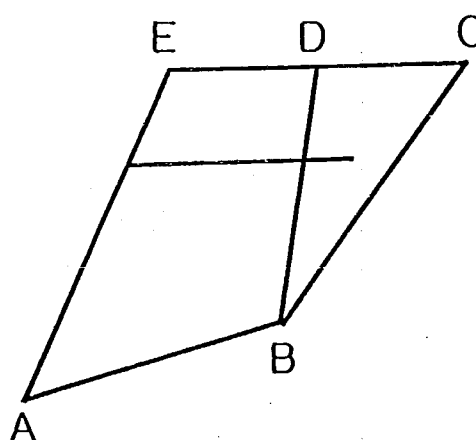
$$SF_{BDD} = \frac{(c\ell)_3 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi_3}{P \cdot \sin \delta - T_{BD} \cdot \sin \beta} \quad (A1.2.7 \text{ bis})$$

1.2.3 補強材張力の仮定

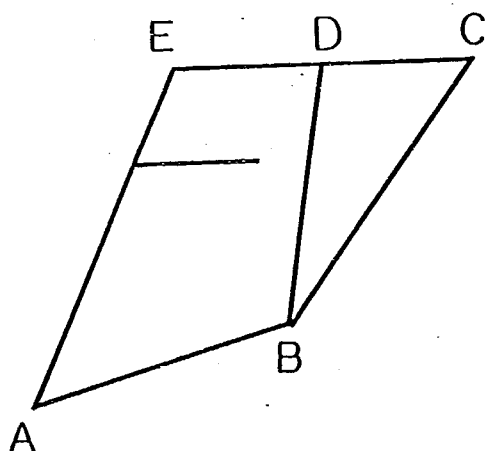
付図1.2.4において、補強材張力 T_{BD} 、 T_{BC} を考えている補強材の位置（長さ）とすべり面 BD 、 BC との関係は付図1.2.5のように分類されよう。



(a) すべり面 BD 、 BC と交差する場合



(b) すべり面 BD のみと交差する場合



(c) すべり面 BD 、 BC とも交差しない場合

付図1.2.5 補強材の位置とすべり面との関係の場合分け

図中のそれぞれの場合について、補強材張力 T_{BD} 、 T_{BC} の状態を想定する。まず、一般には下記の状態にあると言える。

a)の場合 $T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} \neq 0$

b)の場合 $T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} = 0$

c)の場合 $T_{BD} = 0$ $T_{BC} = 0$

ここで、 $\neq 0$ となっている値は、考えているすべり面での、すべり面に沿う、又はすべり面に垂直方向の相接する土塊の相対変位（又はひずみ）に影響されるもので、定量的な予測を簡単に行うことはできない。ここでは、 P ならびに安全率両方を算定する上で付表1.2.1のように仮定をした。

付表1.2.1 補強材張力の仮定

	すべりモード	滑 動モード	転 倒モード
(a)の場合	$T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} = T_{avail}$	$T_{BD} \neq T_{BC}$ $= T_{avail}$ または、 $T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} = T_{avail}$	$T_{BD} \neq T_{BC}$ $= T_{avail}$
(b)の場合	$T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} = 0$	$T_{BD} \neq T_{avail}$ $T_{BC} = 0$ または、 $T_{BD} = 0$ $T_{BC} = 0$	$T_{BD} \neq T_{avail}$ $T_{BC} = 0$ または、 $T_{BD} \neq 0$ $T_{BC} = 0$
(c)の場合	$T_{BD} = 0$ $T_{BC} = 0$	$T_{BD} = 0$ $T_{BC} = 0$	$T_{BD} = 0$ $T_{BC} = 0$

このように仮定した背景としては以下のようなことがある。

- ① すべりモードでは、BDに沿うすべりは2次的（相対変位は小さい）と考えている→
 $T_{BD} = 0$
- ② 滑動モードでは、BDに沿うすべりを重視すれば $T_{BD} \neq 0$ （仮定の上段）。すべりモード的に考えれば、 $T_{BD} = 0$ （仮定の下段）
- ③ 転倒モードでは、BDにおいて剝離が生ずるため、b)の場合でも張力が発生すると考えられる。

以下では、これらの内、以下の仮定により、プログラム作成を行う。

滑動モードではa)の場合、 $T_{BD} \neq 0$ 、 $T_{BC} = T_{avail}$ 、b)の場合、 $T_{BD} = 0$ 、 $T_{BC} = 0$ すなわち、すべりモードと同じ仮定をした。転倒モードではb)の場合、 $T_{BD} \neq T_{avail}$ 、 $T_{BC} = 0$ とした。

また、 T_{avail} は以下の考え方にもとづき求めるものとする。

引張設計強度 T_1 と引抜き強度 T_2 のいずれか小さい方を T_{avail} として採用する。

T_2 は以下の式で示される。

$$\begin{aligned}
 T_2 &= 2 \cdot \mu \cdot \sigma_v' \cdot B \cdot L_2 \\
 &= 2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot B \cdot L_2
 \end{aligned}$$

ここで、 μ ：摩擦係数

B ：奥行き巾（=1.0m）

L_2 ：有効長

1.3 すべり安定 (A方式)

すべり安全率を求める場合には、ブロック F, B が共に同一の安全率にあると仮定して、 $SF_{AB}=SF_{BC}=SF$ を求める。この場合にも、ブロック F, B 間の力 P , δ , すなわち SF_{BD} の考え方により、いくつかの安全率計算式がある。

(A-I) $SF_{AB}=SF_{BC}=SF_{BD}=SF$ として、 P , δ を求め、 SF を求める考え方。

(A-II) $SF_{AB}=SF_{BC}=SF$ と考え、 SF_{BD} については制限を設けず δ を与えて P を求め、 SF を求める考え方。

(A-II-1) δ を一定に仮定する場合

(A-II-2) δ を Fellenius 法の仮定に準拠して、すべり面底面の方向に一致させる場合

通常の Fellenius 法を導く場合の仮定では、あるスライスに作用する側面合力の方向は、スライス底面に平行であるとされる。これを、2つのブロック F, B に適用すると、

ブロック F について $\delta = \alpha_1$

ブロック B について $\delta = \alpha_2$

となる。(折線すべりの場合には、この考え方は $\delta = \alpha_1 = \alpha_2$ となり、やや不合理ではある)

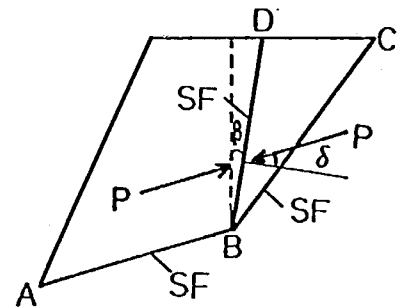
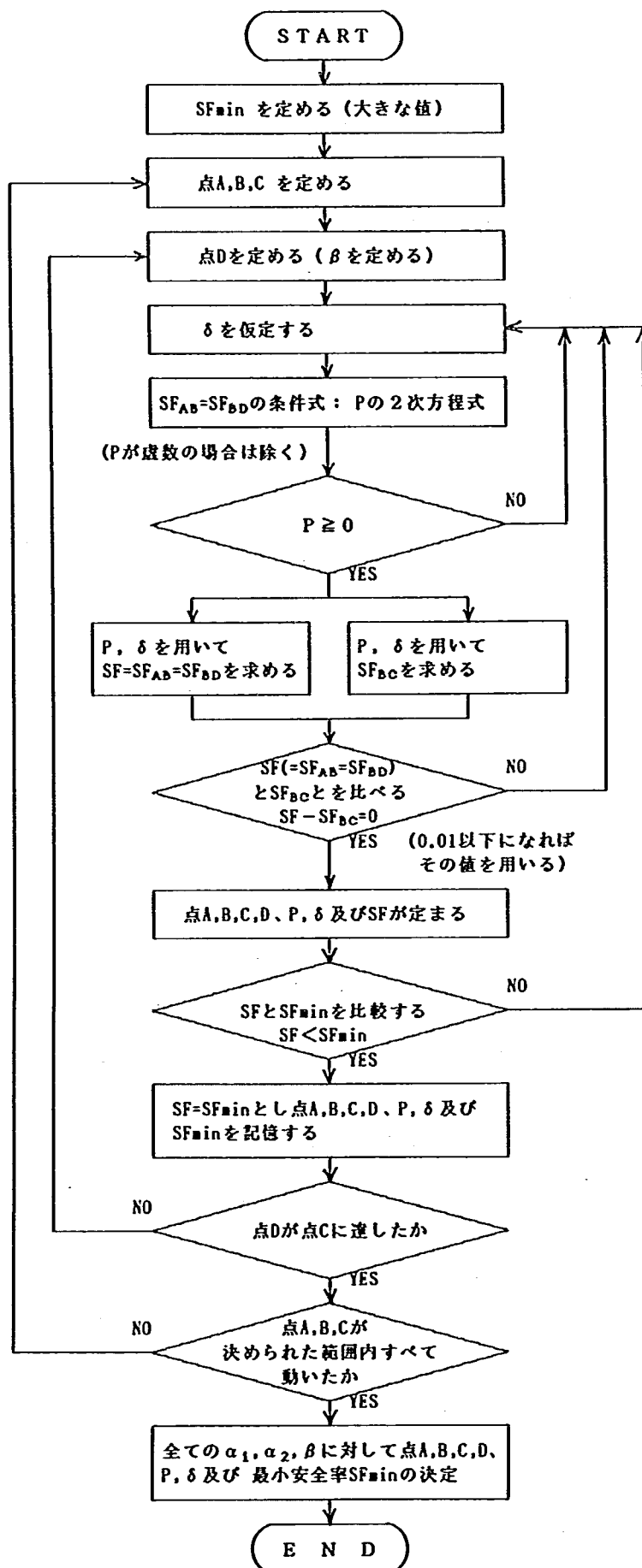
以下では、初めに T_{BD} , T_{BC} を含めた形で各種の安全率算定法を示すが、計算プログラムにおいては T_{BC} , T_{BD} の考え方は付図 1.2.5(a) の場合 (補強材がすべり面 BC, BD 共に交差する場合) は $T_{BD} = 0$, $T_{BC} = T_{avail}$, (b) の場合 (補強材がすべり面 BD のみ交差する場合) は $T_{BD} = T_{BC} = 0$, c) の場合 (補強材が交差しない場合) は $T_{BD} = T_{BC} = 0$ と考えた。さらに、盛土材料は均一、盛土定数は一定とする。($c_1 = c_2 = c_3 = c$, $\phi_1 = \phi_2 = \phi_3 = \phi$)

1.3.1 (A-I) 方式

1) 考え方

ブロック F, B において、すべり面 AB, BC, BD のそれぞれの安全率が共に等しいとして、そのために必要な土圧 P および δ を求める。すなわち $SF_{AB}=SF_{BC}=SF_{BD}=SF$ となる P , δ を求め、安全率 SF を求める。

計算の流れは付図 1.3.1 のフローチャートにもとづく。



付図1.3.1 フローチャート (A-I) 方式

2) 式の展開

(A1.2.12), (A1.2.13), (A1.2.7)式について

$$SF_{AB}=SF_{BC}=SF_{BD}=SF$$

が成り立つ。書き下すと

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)+(T_{BD}+T_{AB})\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-(T_{BD}+T_{AB})\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.3.1)$$

$$SF_{BC}=SF=\frac{(c\ell)_2+\left\{W_2\cdot\frac{\cos(\alpha_2+\theta_2)}{\cos\theta_2}-P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_2)-(T_{BD}-T_{BC})\cdot\sin\alpha_2\right\}\cdot\tan\phi}{W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2)}{\cos\theta_2}-P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_2)+(T_{BD}-T_{BC})\cdot\cos\alpha_2} \quad (A1.3.2)$$

$$SF_{BD}=SF=\frac{(c\ell)_3+P\cdot\cos\delta\cdot\tan\phi}{P\cdot\sin\delta-T_{BD}\cdot\sin\beta} \quad (A1.3.3)$$

ここで、すべりモードを考えているから $T_{BD}=0$ と仮定すると

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)+T_{AB}\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-T_{AB}\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.3.4)$$

$$SF_{BC}=SF=\frac{(c\ell)_2+\left\{W_2\cdot\frac{\cos(\alpha_2+\theta_2)}{\cos\theta_2}-P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_2)+T_{BC}\cdot\sin\alpha_2\right\}\cdot\tan\phi}{W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2)}{\cos\theta_2}-P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_2)-T_{BC}\cdot\cos\alpha_2} \quad (A1.3.5)$$

$$SF_{BD}=SF=\frac{(c\ell)_3+P\cdot\cos\delta\cdot\tan\phi}{P\cdot\sin\delta} \quad (A1.3.6)$$

(A1.3.4), (A1.3.5), (A1.3.6)式において、未知数は、 SF , P , δ であり、3つの方程式から求まることになる。具体的には以下の通りである。

まず、(A1.3.4), (A1.3.5), (A1.3.6)式の関係を満たすように P , δ を求める。(A1.3.4), (A1.3.6)式より SF を消去する。

$$\begin{aligned} & P\cdot(c\ell)_1\cdot\sin\delta+P\cdot W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}\cdot\sin\delta\cdot\tan\phi \\ & +P^2\cdot\sin\delta\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)\cdot\tan\phi+P\cdot T_{AB}\cdot\sin\delta\cdot\sin\alpha_1\cdot\tan\phi \\ & =(c\ell)_1\cdot W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+(c\ell)_3\cdot P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-(c\ell)_3\cdot T_{AB}\cdot\cos\alpha_1 \\ & +P\cdot W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}\cdot\cos\delta\cdot\tan\phi+P^2\cdot\cos\delta\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)\cdot\tan\phi \\ & -P\cdot T_{AB}\cdot\cos\delta\cdot\cos\alpha_1\cdot\tan\phi \end{aligned}$$

Pについて整理する。

$$\begin{aligned}
 & \{\cos \delta \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - \sin \delta \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1)\} \cdot \tan \phi \cdot P^2 \\
 & + \left\{ (c\ell)_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) + W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi - T_{AB} \cdot \cos \delta \cdot \cos \alpha_1 \cdot \tan \phi \right. \\
 & \left. - (c\ell)_1 \cdot \sin \delta - W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} \cdot \sin \delta \cdot \tan \phi - T_{AB} \cdot \sin \delta \cdot \sin \alpha_1 \cdot \tan \phi \right\} \cdot P \\
 & + \left\{ (c\ell)_1 \cdot W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - (c\ell)_1 \cdot T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 \right\} = 0
 \end{aligned}$$

よって

$$\begin{aligned}
 & \left\{ \tan \phi \cdot \cos(2\delta - \beta - \alpha_1) \right\} \cdot P^2 + \left\{ \frac{1}{\cos \theta_1 \cdot \cos \phi} \cdot \left\{ W_1 \cdot \sin \phi \cdot \sin(\alpha_1 + \theta_1 - \delta) \right. \right. \\
 & \left. \left. + (c\ell)_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \phi \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (c\ell)_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \phi \cdot \sin \delta \right. \right. \\
 & \left. \left. - T_{AB} \cdot \cos \theta_1 \cdot \sin \phi \cdot \cos(\delta - \alpha_1) \right\} \right\} \cdot P + \left\{ (c\ell)_1 \cdot W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} \right. \\
 & \left. - (c\ell)_1 \cdot T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 \right\} = 0
 \end{aligned} \tag{A1.3.7}$$

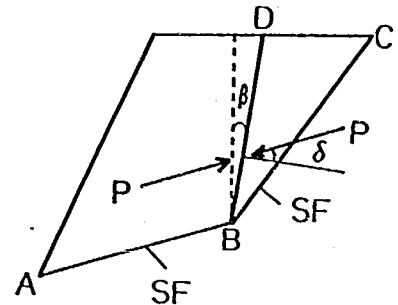
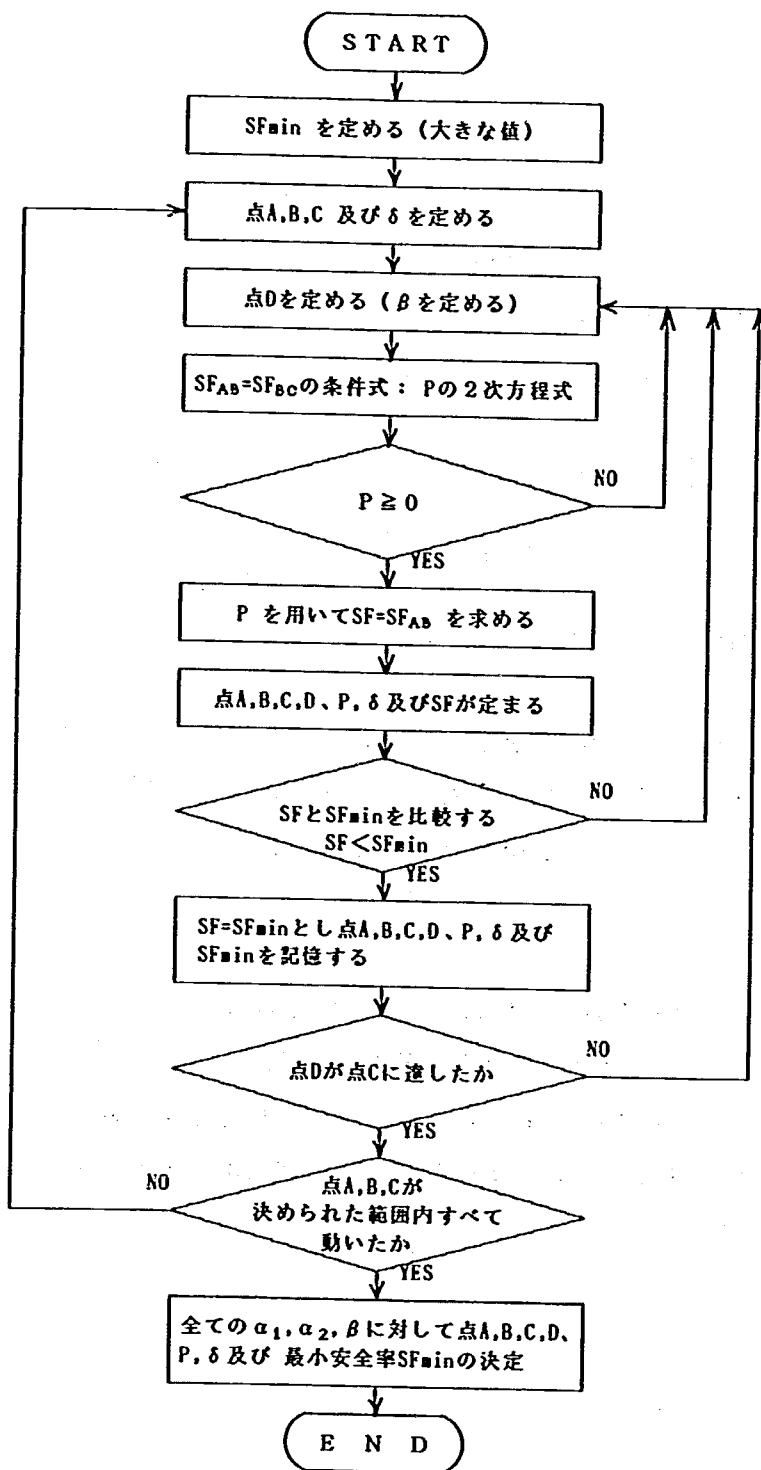
点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), さらに, δ を $0^\circ \leq \delta < 90^\circ$ の範囲で変化させて, (A1.3.7)式からPを求める。これらのP, δ の値を(A1.3.4), (A1.3.5)式に代入し SF_{AB} , SF_{BC} を求め, $|SF_{AB} - SF_{BC}| \doteq 0$ となる δ を得るようにし, その時の $SF_{AB} \doteq SF_{BC}$ をSFとする(付図1.3.1参照)。さらにすべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰り返し, 最小安全率SFminを求める。

1.3.2 (A-II-1) 方式

1) 考え方

すべり面AB, BCの安全率だけに着目し, それぞれでの安全率 SF_{AB} , SF_{BC} が等しくなるPを求め, 安全率SFを求める。この場合の δ は仮定値を与える。

T_{BD} の考え方は(A-I)方式と同様である。計算の流れは付図1.3.2のフローチャートにもとづく。



付図1.3.2 フローチャート (A-II-1) 方式

2) 式の展開

(A1.3.4), (A1.3.5)式について

$$SF_{AB}=SF_{BC}=SF$$

が成り立つ。SF_{BD}については制限を設けない。この場合、 δ は所与となり、残る未知数はSF、Pであり2つの方程式から求まることになる。

(A1.3.4), (A1.3.5)式よりSFを消去すると、次式が導かれる。

$$\begin{aligned} & \left\{ \tan \phi \cdot \sin(\alpha_1 - \alpha_2) \right\} \cdot P - \left\{ \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 \theta_1 + \delta - \beta - \alpha_2)}{\cos \theta_1} + W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 \theta_2 + \delta - \beta - \alpha_1)}{\cos \theta_2} \right. \right. \\ & \left. \left. + T_{AB} \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2 + \alpha_1) + T_{BC} \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1 + \alpha_2) \right\} - \left\{ (c\ell)_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (c\ell)_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) \right\} \right\} \cdot P \\ & + \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1 - \theta_1)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \theta_2} + W_2 \cdot T_{AB} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1)}{\cos \theta_2} - W_1 \cdot T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2)}{\cos \theta_1} + T_{AB} \cdot T_{BC} \cdot \sin(\alpha_2 - \alpha_1) \right\} \\ & + (c\ell)_1 \cdot \left\{ W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - T_{BC} \cdot \cos \alpha_2 \right\} + (c\ell)_2 \cdot \left\{ T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 - W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} \right\} = 0 \end{aligned} \quad (A1.3.8)$$

点A、B、C及びDの位置を決め(α_1 , α_2 , β が定まる), さらに、与えられた δ を用いて(A1.3.8)式からPを求め、(A1.3.4)式に代入しSFを求める。さらに、すべての α_1 , α_2 , β に対して同様の計算を繰返し、最小安全率SF_{min}を求める。

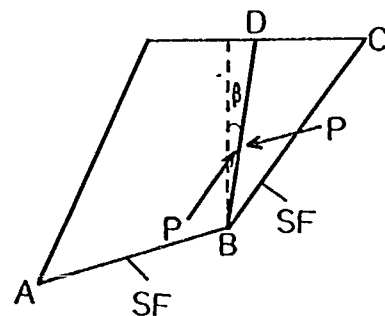
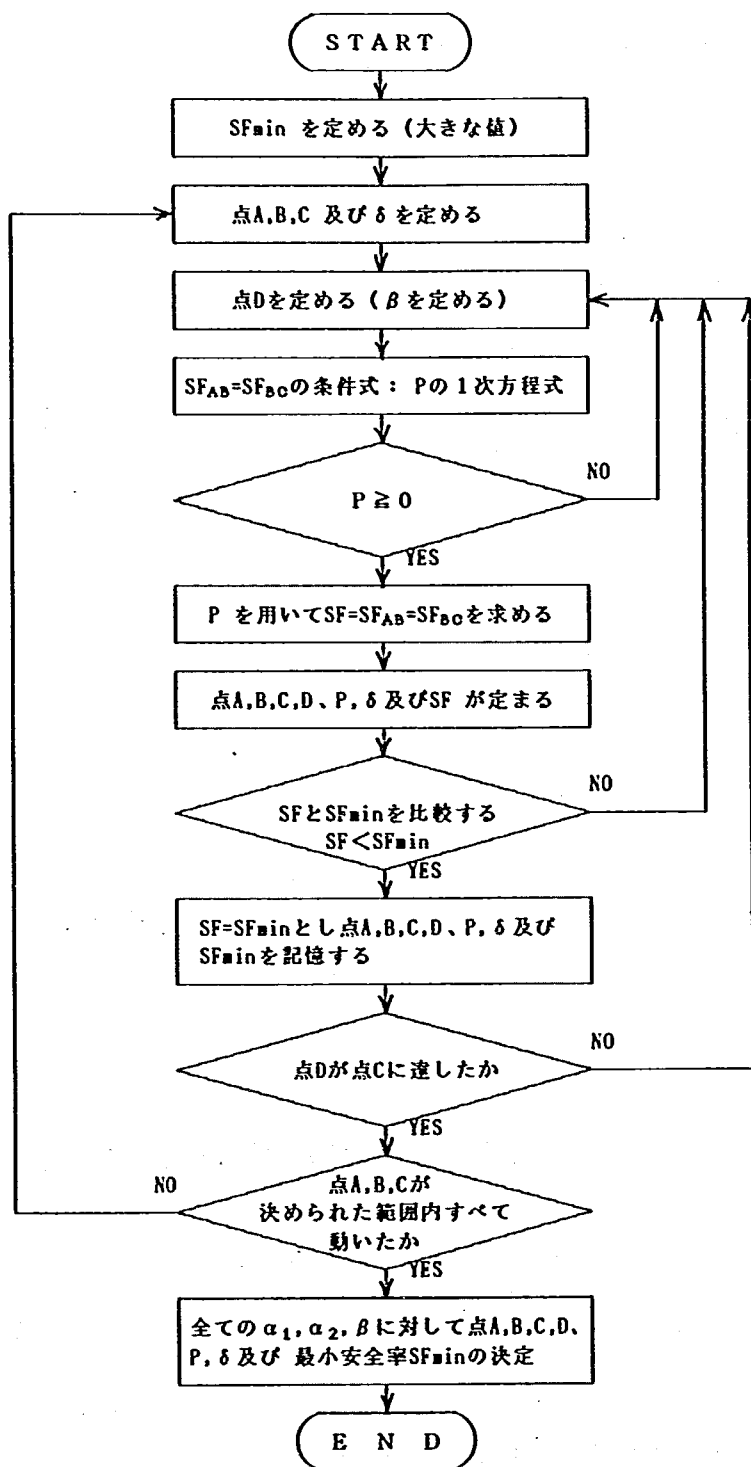
1.3.3 (A-II-2)方式

1) 考え方

(A-II-1)方式と同様にすべり面AB、BCの安全率だけに着目し、それぞれの安全率SF_{AB}, SF_{BC}が等しくなるようなPを求め、安全率SFを求める。

この場合の δ は、Fブロックに対しては $\delta = \alpha_1$, Bブロックに対しては $\delta = \alpha_2$ とする。

T_{BD}の考え方は(A-I)方式と同様である。計算の流れは付図1.3.3のフローチャートにもとづく。



付図1.3.3 フローチャート (A-II-2) 方式

2) 式の展開

(A1.3.4)式において $\delta = \alpha_1$, (A1.3.5)式において $\delta = \alpha_2$ と仮定する。さらに,

$$SF_{AB} = SF_{BC} = SF$$

が成り立つ。したがって,

$$SF_{AB} = SF = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - P \cdot \sin \beta + T_{AB} \cdot \sin \alpha_1 \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos \beta - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1} \quad (A1.3.9)$$

$$SF_{BC} = SF = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \sin \beta + T_{BC} \cdot \sin \alpha_2 \right\} \cdot \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos \beta - T_{BC} \cdot \cos \alpha_2} \quad (A1.3.10)$$

(A1.3.9), (A1.3.10)式から

$$SF = \frac{\sum (c\ell)_i + \left\{ \sum W_i \cdot \frac{\cos(\alpha_i + \theta_i)}{\cos \theta_i} + \sum T_i \cdot \sin \alpha_i \right\} \cdot \tan \phi}{\sum W_i \cdot \frac{\sin(\alpha_i + \theta_i)}{\cos \theta_i} - \sum T_i \cdot \cos \alpha_i} \quad (A1.3.11)$$

ここに, $\Sigma \equiv \sum_{i=1}^2$, $T_1 = T_{AB}$, $T_2 = T_{BC}$ である。

SFを与える(A1.3.11)式ではPの影響がない形になっているが, Pの値が負の場合には, 安全率SFが極端に小さくなることもあるのでPも算定する必要がある。以下にPを求める式を導く。

(A1.3.9), (A1.3.10) 式からSFを消去すると次式が導かれる。

$$P = \frac{\tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2 - \theta_2)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \theta_2} + W_1 \cdot T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2)}{\cos \theta_1} - W_2 \cdot T_{AB} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1)}{\cos \theta_2} + T_{AB} \cdot T_{BC} \cdot \sin(\alpha_1 - \alpha_2) \right\} + (c\ell)_1 \cdot \left\{ T_{BC} \cdot \cos \alpha_2 - W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} \right\} + (c\ell)_2 \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 \right\}}{-\cos \beta \cdot \{(c\ell)_1 + (c\ell)_2\} - \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \beta)}{\cos \theta_1} + W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \beta)}{\cos \theta_2} - T_{AB} \cdot \sin(\beta - \alpha_1) - T_{BC} \cdot \sin(\beta - \alpha_2) \right\}} \quad (A1.3.12)$$

(この場合, P^2 の係数は消去され, Pに関する1次式となる)

点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.3.12)式でPを求め, $P > 0$ の時のみ(A1.3.11)式でSFを求める。さらに, すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰り返し, 最小安全SFminを求める。

1.4 滑動安定 (B方式)

ブロックF, Bへ作用する力, 基本式は, 付図1.2.4, (A1.2.1)~(A1.2.7)式と同一である。滑動安全率SFを求める場合には, ブロックBが極限つりあい状態にあると仮定して(SF_{BC}

= 1), ブロック F, B間の相互作用力 P を求め, $SF_{AB}=SF$ を求める。この場合にも, ブロック F, B間の力 P, δ , すなわち SF_{BD} の考え方により, いくつかの安全率計算式がある。

(B-I) $SF_{BC}=SF_{BD}=1$ として, P, δ を求め, $SF_{AB}=SF$ を求める考え方。

(B-II) $SF_{BC}=1$ として, SF_{BD} については制限を設けず δ を与えて P を求め, $SF_{AB}=SF$ を求める考え方。

(B-II-1) δ を一定に仮定する場合

(B-II-2) P の作用方向を水平, すなわち $\delta = \beta$ と仮定する場合

T_{BC} , T_{BD} の考え方は p.105~106 に述べたようにすべり方式と同様である。

まず, ブロック B が BC 面に対して極限つりあいにあるとして (A1.2.13) 式において, $SF_{BC}=1$ とすると,

$$W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2$$

$$= (c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 \right\} \cdot \tan \phi$$

これから

$$P = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)}$$

(A1.4.1)

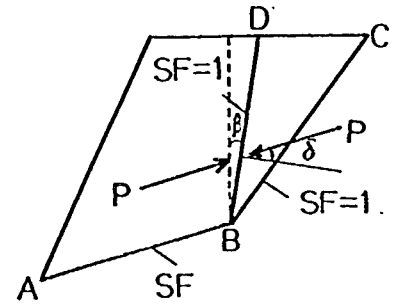
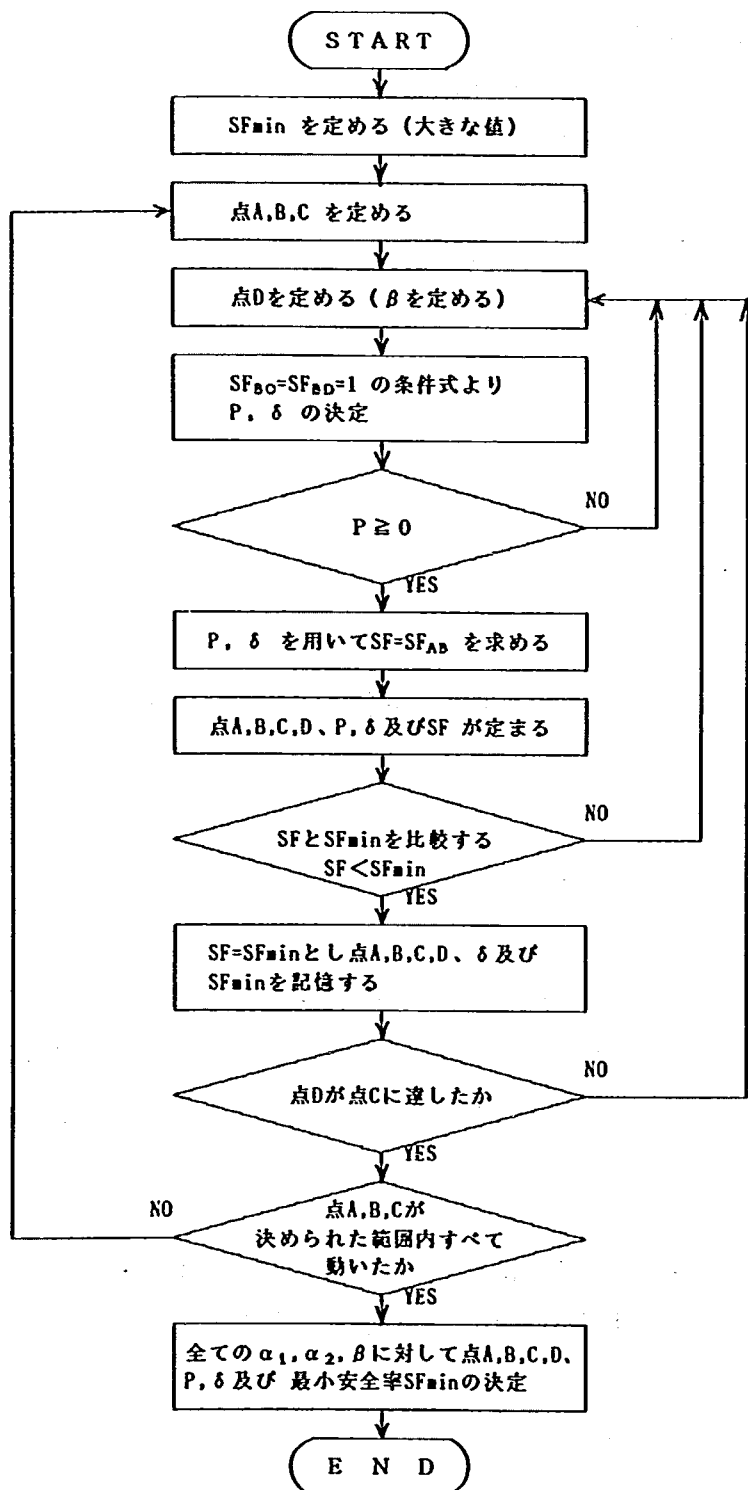
となる。したがって, ブロック B が極限つりあい状態にあるときのブロック F, B間の力 P は, ブロック B に作用する補強材張力 T_{BD} , T_{BC} の影響を受けることになる。なお, ブロック B に作用する補強材張力 T_{BD} , T_{BC} の影響は考慮しない考え方もある。

1.4.1 (B-I) 方式

1) 考え方

ブロック B が, すべり面 BC, BD に対して極限つりあい状態にあるとして, そのために必要な土圧 P および δ を求める。すなわち, $SF_{BC} = SF_{BD} = 1$ となる P, δ を求め, $SF_{AB}=SF$ を求める。

計算の流れは付図1.4.1のフローチャートにもとづく。



付図1.4.1 フローチャート (B-I) 方式

2) 式の展開

(A1.2.12), (A1.2.13), (A1.2.7)式について

$$SF_{AB}=SF, SF_{BC}=SF_{BD}=1$$

が成り立つ。 $SF_{AB}=SF$ から

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)+(T_{BD}+T_{AB})\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-(T_{BD}+T_{AB})\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.4.2)$$

$SF_{BD}=1$ から

$$P\cdot\sin\delta-T_{BD}\cdot\sin\delta=(c\ell)_3+P\cdot\cos\delta\cdot\tan\phi$$

これから

$$P=\frac{(c\ell)_3+T_{BD}\cdot\sin\delta}{\sin\delta-\cos\delta\cdot\tan\phi} \quad (A1.4.3)$$

となる。

この場合、(A1.4.1), (A1.4.3)式から P, δ を求め、次いで(A1.4.2)式を用いて $SF (=SF_{AB})$ を求める。

前述したように、滑動においては $T_{BD}=0$ であるから、(A1.4.2), (A1.4.1), (A1.4.3) 式はそれぞれ以下の様になる。

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)+T_{AB}\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-T_{AB}\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.4.4)$$

$$P=W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2-\phi)}{\cos\theta_2\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-T_{BC}\cdot\frac{\cos(\alpha_2-\phi)}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-\frac{(c\ell)_2\cdot\cos\phi}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)} \quad (A1.4.5)$$

$$P=\frac{(c\ell)_3}{\sin\delta-\cos\delta\cdot\tan\phi} \quad (A1.4.6)$$

(A1.4.5), (A1.4.6)式から P を消去する。

$$\begin{aligned} & W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2-\phi)}{\cos\theta_2\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-T_{BC}\cdot\frac{\cos(\alpha_2-\phi)}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-\frac{(c\ell)_2\cdot\cos\phi}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)} \\ & = \frac{(c\ell)_3}{\sin\delta-\cos\delta\cdot\tan\phi} \end{aligned}$$

これを書換えて

$$\frac{W_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \phi}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)}$$

$$= \frac{(c\ell)_2}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi}$$

$$A = W_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \phi$$

とにおいて、上式をさらに書換える。

$$\frac{A}{\cos \delta \cdot \cos(\beta + \alpha_2 - \phi) + \sin \delta \cdot \sin(\beta + \alpha_2 - \phi)} = \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi}$$

これから次式を得る。

$$\tan \delta = \frac{A \cdot \tan \phi + (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\beta + \alpha_2 - \phi)}{A - (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \sin(\beta + \alpha_2 - \phi)}$$

したがって

$$\delta = \tan^{-1} \left[\frac{\{W_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \phi\} \cdot \sin \phi + (c\ell)_2 \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\phi - \beta - \alpha_2)}{\{W_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \phi\} \cdot \cos \phi + (c\ell)_2 \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta_2 \cdot \sin(\phi - \beta - \alpha_2)} \right] \quad (A1.4.7)$$

となる。

点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.4.7) 式により δ を求め、次いで、この δ を(A1.4.6)式に代入しPを求め、さらにP, δ を(A1.4.5)式に代入しSFを求める。

さらに、すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し、最小安全率SFminを求める。

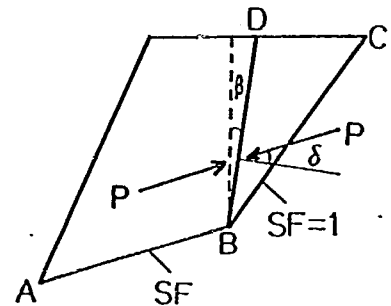
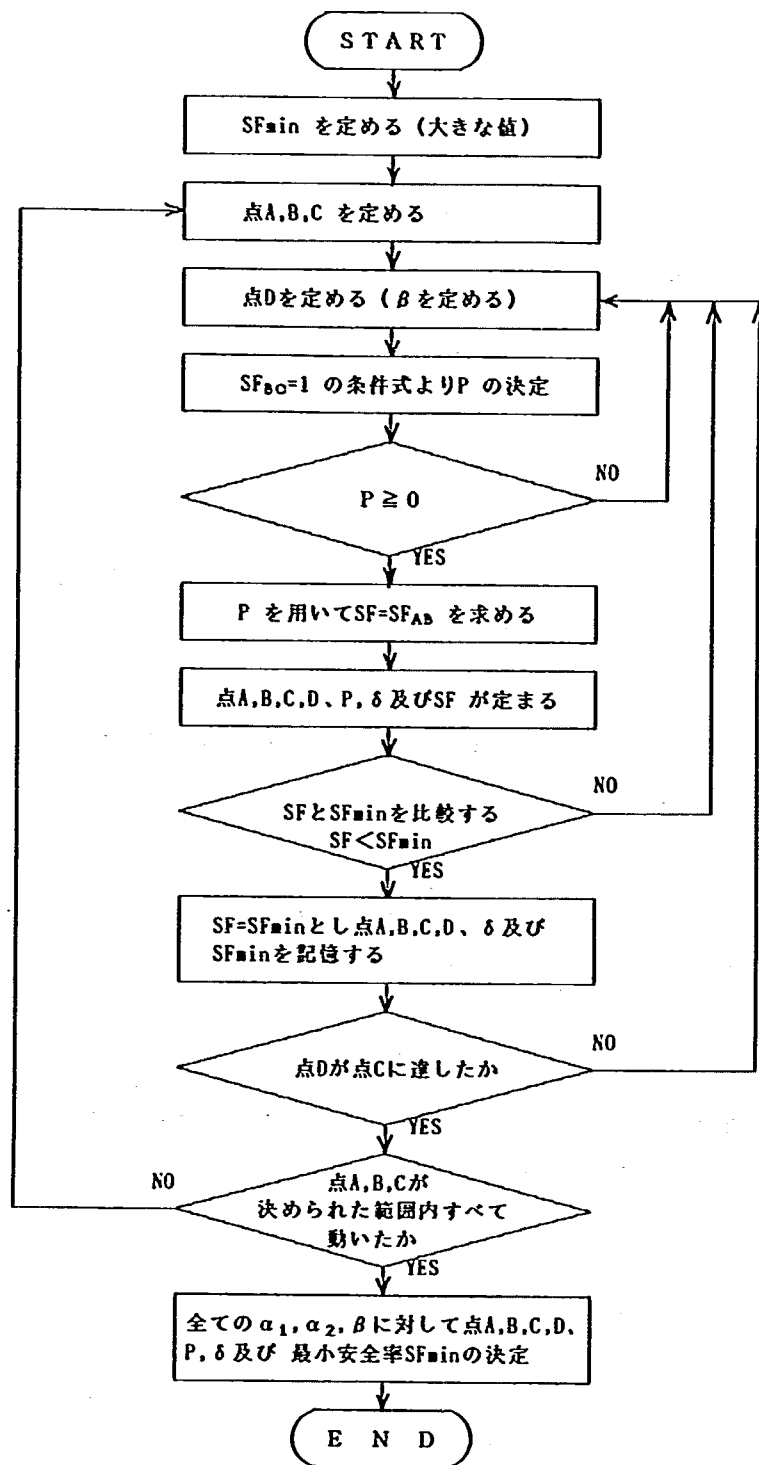
1.4.2 (B-II-1) 方式

1) 考え方

ブロックBが、すべり面BCに対してのみ極限つりあい状態にあるとして(すべり面BDの安全率は考えず、仮定した δ を与える), そのために必要な土圧Pを求める。

すなわち $SF_{BC} = 1$ となるPを求め、 $SF_{AB} = SF$ を求める。この場合の δ は(A-II-1)方式と同様に仮定値を与える。

計算の流れは付図1.4.2のフローチャートにもとづく。



付図1.4.2 フローチャート (B-II-1) 方式

2) 式の展開

(A1.2.12), (A1.2.13)式について

$$SF_{AB}=SF, SF_{BC}=1$$

が成り立つ。したがって, (A1.4.4), (A1.4.5)式が成り立つ。すなわち,

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\sin(\delta-\beta-\alpha_1)+T_{AB}\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_1)-T_{AB}\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.4.8)(A1.4.4bis)$$

$$P=W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2-\phi)}{\cos\theta_2\cdot\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-T_{BC}\cdot\frac{\cos(\alpha_2-\phi)}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)}-\frac{(c\ell)_2\cdot\cos\phi}{\cos(\delta-\beta-\alpha_2+\phi)} \quad (A1.4.9)(A1.4.5bis)$$

点A, B, C及びDの位値を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.4.9)式よりPを求め, Pを(A1.4.8)式に代入してSFを求める。

さらに, すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し最小安全率SFminを求める。

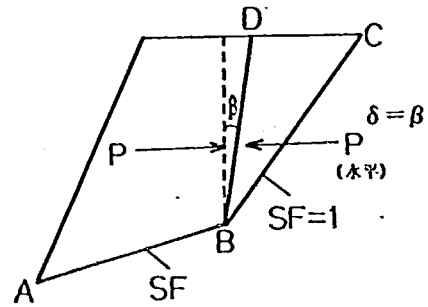
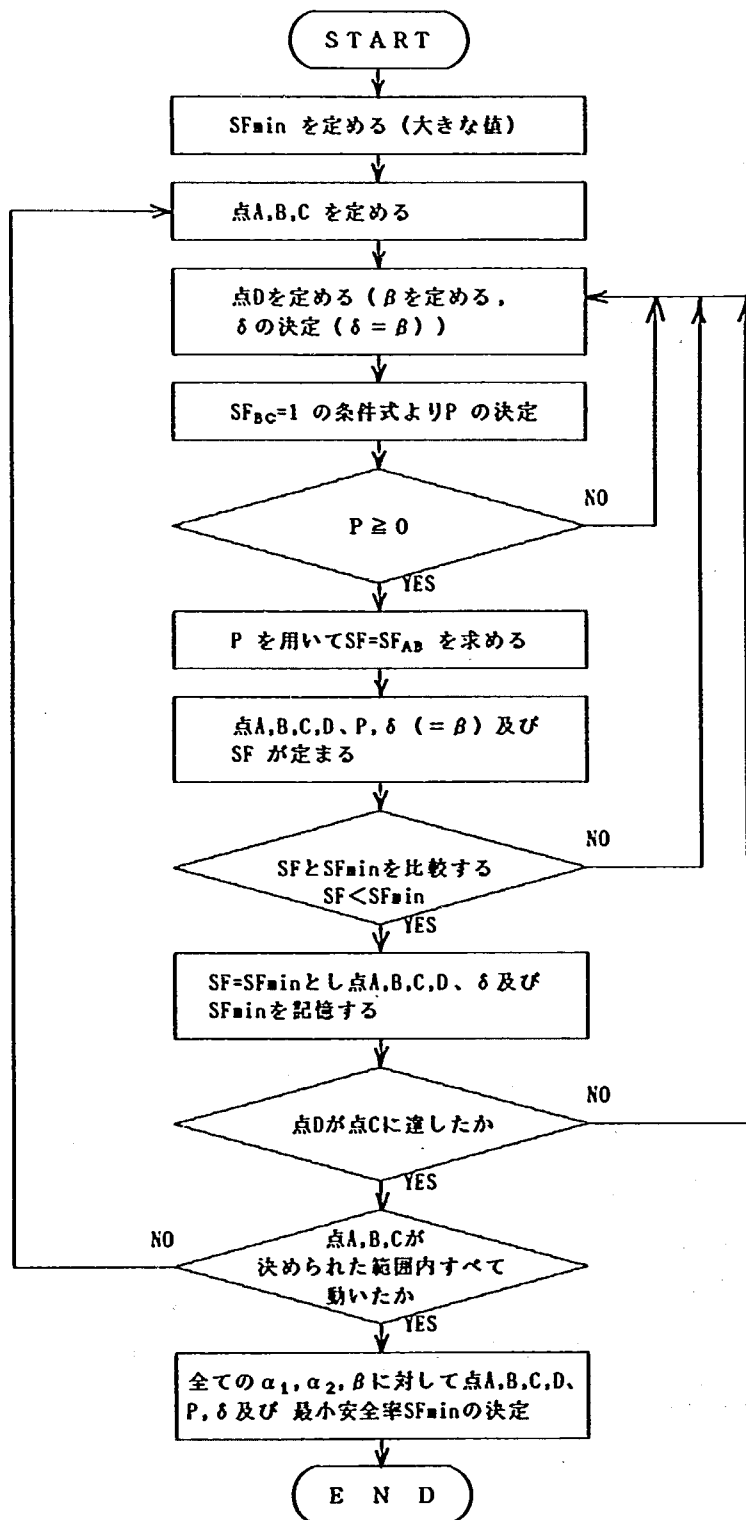
1.4.3 (B-II-2) 方式

1) 考え方

(B-II-1)方式と同様に, ブロックBが, すべり面BCに対してのみ極限つりあい状態にあるとして (すべり面BDの安全率は考えず, 仮定した δ を与える), そのために必要な土圧Pを求める。

すなわち $SF_{BC}=1$ としてPを求め, $SF_{AB}=SF$ を求める。ただし, この場合の δ は, $\delta=\beta$, すなわちPの作用方向は水平とする。

計算の流れは付図1.4.3のフローチャートにもとづく。



付図1.4.3 フローチャート (B-II-2) 方式

2) 式の展開

(A1.2.12), (A1.2.13)式について

$$SF_{AB}=SF, SF_{BC}=1$$

が成り立つ。したがって, (A1.4.4), (A1.4.5)式が成り立つ。さらに, 両式において $\delta = \beta$ とする。

(A1.4.4)式から

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}-P\cdot\sin\alpha_1+(T_{BD}+T_{AB})\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P\cdot\cos\alpha_1-(T_{BD}+T_{AB})\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.4.10)$$

(A1.4.5)式から

$$P=W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2-\phi)}{\cos\theta_2\cdot\cos(\alpha_2-\phi)}+T_{BD}-T_{BC}-\frac{(c\ell)_2\cos\phi}{\cos(\alpha_2-\phi)} \quad (A1.4.11)$$

$T_{BD}=0$ と仮定してもよいが, 又は,

$$P^*\equiv P-T_{BD}$$

とおくと (A1.4.10), (A1.4.11)式から

$$SF_{AB}=SF=\frac{(c\ell)_1+\left\{W_1\cdot\frac{\cos(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}-P^*\cdot\sin\alpha_1+T_{AB}\cdot\sin\alpha_1\right\}\cdot\tan\phi}{W_1\cdot\frac{\sin(\alpha_1+\theta_1)}{\cos\theta_1}+P^*\cdot\cos\alpha_1-T_{AB}\cdot\cos\alpha_1} \quad (A1.4.12)$$

$$P^*=W_2\cdot\frac{\sin(\alpha_2+\theta_2-\phi)}{\cos\theta_2\cdot\cos(\alpha_2-\phi)}-T_{BC}-\frac{(c\ell)_2\cos\phi}{\cos(\alpha_2-\phi)} \quad (A1.4.13)$$

したがって, T_{BD} に関わりなく (A1.4.13)式により P^* は一義的に定まる。また, SF は (A1.4.12)式により T_{BD} に関わりなく P^* により一義的に定まる。すなわち, SF は T_{BD} の仮定の影響を受けない。 ($\delta = \beta$ と仮定すると)

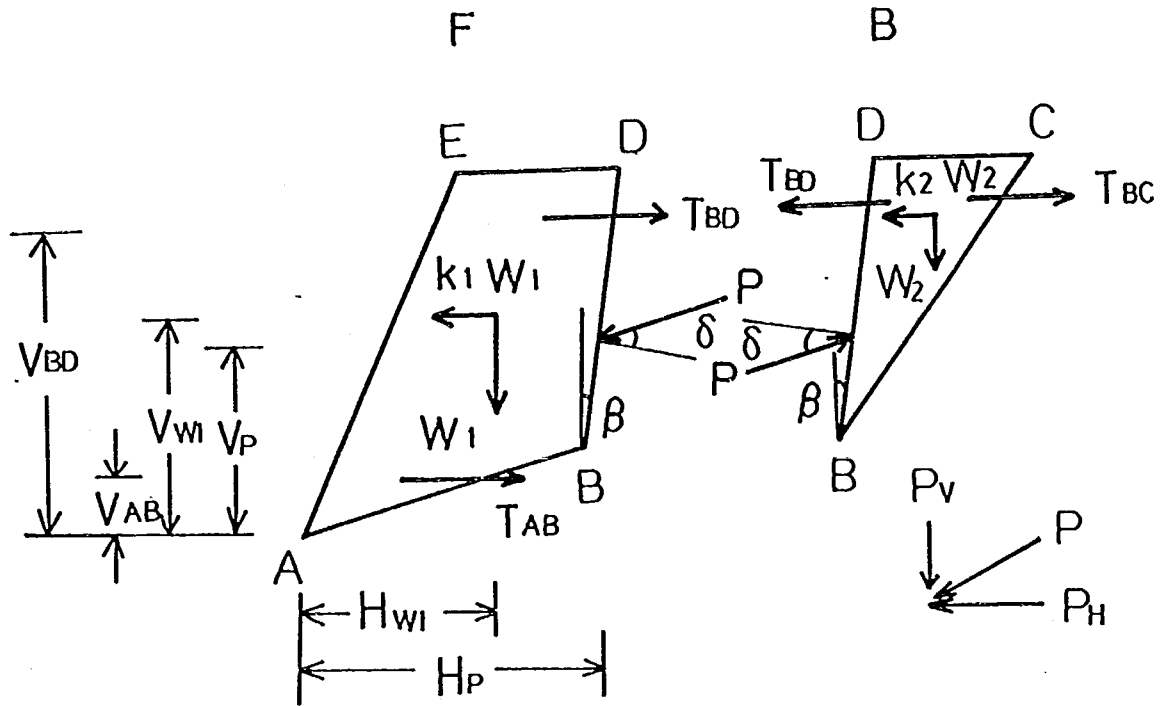
今, $T_{BD}=0$ と仮定すれば, $P^*\equiv P$ である。

点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ から定まる), (A1.4.13)式より P^* を求め, P^* を (A1.4.12)式に代入して SF を求める。さらに, すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し, 最小安全率 SF_{min} を求める。

1.5 転倒安定 (C方式)

ブロックF, Bへ作用する力, 基本式は, 付図1.2.4, (A1.2.1)~(A1.2.7)式と同一である。転倒安全率 SF を導く場合には, 滑動安全率と同じく, ブロックBが極限つりあい状態にあると仮定して ($SF_{BC}=1$), ブロックF, B間の相互作用力 P を求め, ブロックFののり先A点回りのモーメントから定義した転倒安全率 OSF_A を求める。

ブロックF, Bへ作用する力を図示した付図1.2.4を作用力の腕の長さを含めて付図1.5.1に書き換える。



付図1.5.1 両ブロックへの作用力

ここに,

P_H, P_V : ブロック F, B間の相互作用力 P の水平方向及び鉛直方向成分

$$P_H = P \cdot \cos(\delta - \beta) \quad P_V = P \cdot \sin(\delta - \beta)$$

H_{W1} : W_1 の作用点の A 点からの水平距離

H_P : P (P_V) の作用点の A 点からの水平距離

V_{W1} : $k_1 W_1$ の作用点の A 点からの鉛直距離

V_P : P (P_H) の作用点の A 点からの鉛直距離

V_{AB}, V_{BD} : 補強材力 T_{AB}, T_{BD} の作用点の A 点からの鉛直距離

その他の記号: 付図1.2.4と同じ

ブロック F の A 点回りの転倒モーメントを用いた転倒に対する安全率 OSF_A を次式のように定義する。

$$OSF_A = \frac{W_1 \cdot H_{W1} + P_V \cdot H_P + T_{AB} \cdot V_{AB} + T_{BD} \cdot V_{BD}}{P_H \cdot V_P + k_1 W_1 \cdot V_{W1}} \quad (A1.5.1)$$

この式に用いる P_V, P_H は, 前述のように P, δ, β から算定する。さらに, P は (A1.4.1) 式から求める。

この場合にも, ブロック F, B間の力 P, δ , すなわち OSF_{BD} の考え方により, いくつかの安全率計算式がある。

(C-I) $SF_{BC} = SF_{BD} = 1$ として, P, δ を求め, $OSF_A = SF$ を求める。

(C-II) $SF_{BC} = 1$ として, SF_{BD} については制限を設けず, δ を与えて P を求め, OSF_A

=SFを求める。

(C-II-1) δ を一定に仮定する場合

(C-II-2) Pの作用方向を水平, すなわち $\delta = \beta$ と仮定する場合

このように基本的には (B-I) 方式と同じ考え方であるが, T_{BC} , T_{BD} の考え方は, 図1.2.5 a)の場合 $T_{BD}=T_{BC}=T_{avail}$, b)の場合 $T_{BD}=T_{avail}$, $T_{BC}=0$, c)の場合 $T_{BD}=T_{BC}=0$ とした。

どの場合も $SF_{BC}=1$ の条件は共通で, これから (A1.4.1)式でPが与えられる。(C-I), (C-II-1), (C-II-2) 方式は, 基本的には (B-I), (B-II-1), (B-II-2) 方式と同じである。ただし $SF_{AB}=SF$ ではなく (A1.5.1)式で与えられる $OSF_A=S F$ となる。

まず, ブロックBがBC面に対して極限つりあいにあるとして (A1.2.13)式において $SF_{BC}=1$ とすると, 次式が導かれる。

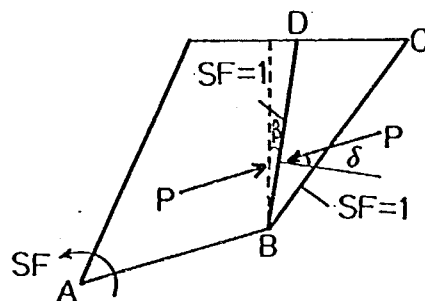
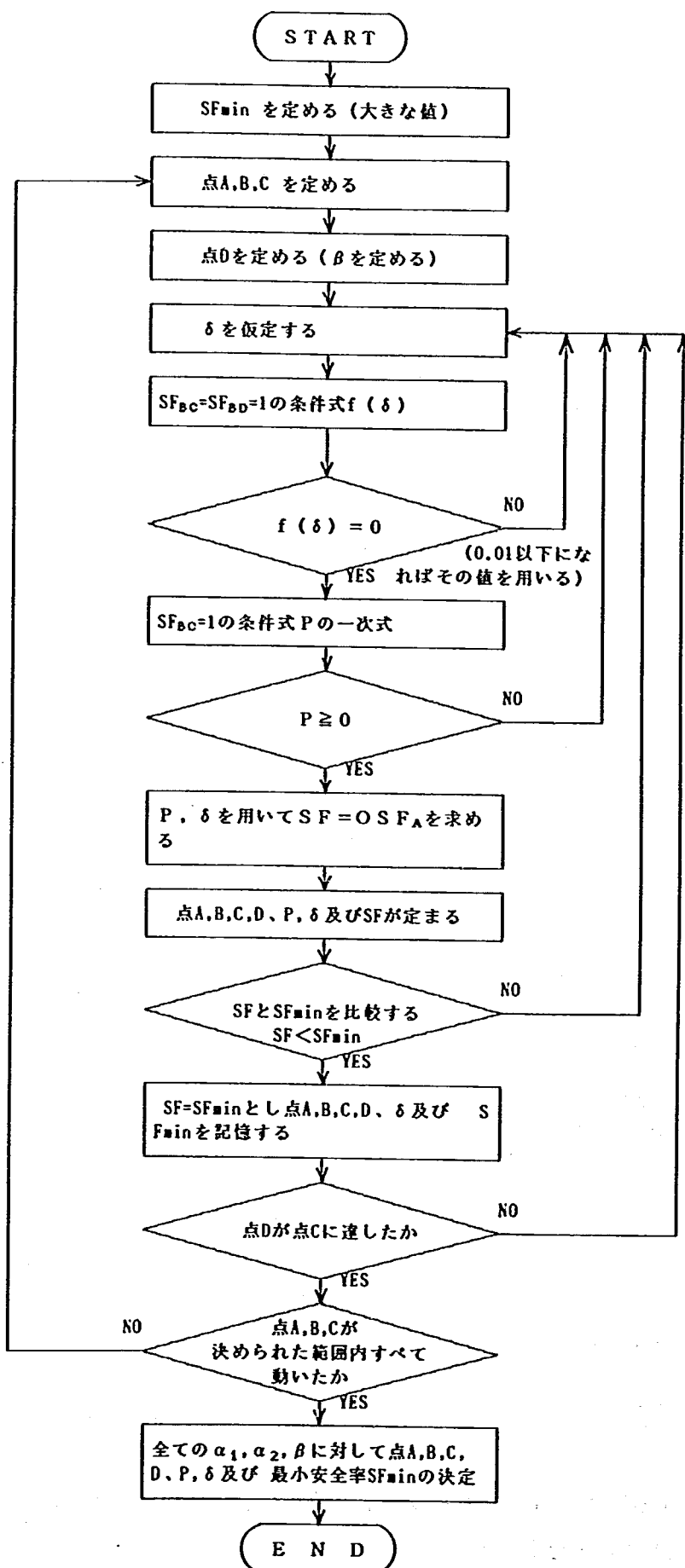
$$P=W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - \frac{(c \ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \quad (A1.5.2)(A1.4.1bis)$$

1.5.1 (C-I) 方式

1) 考え方

基本的に T_{BD} の考え方を除いて (B-I) 方式と同じ考え方である。すなわち, すべり面BC, BDに対してBブロックが極限つりあい状態にあるとして, そのために必要な土圧P及び δ を求める。 $SF_{BC}=SF_{BD}=1$ としてP, δ を求め, $OSF_A=S F$ を求める。

計算の流れは付図1.5.2のフローチャートにもとづく。



付図1.5.2 フローチャート (C-I) 方式

2) 式の展開

(A1.2.13), (A1.2.7)式について

$$SF_{BC}=SF_{BD}=1$$

が成り立つ。又, (A1.5.1)式から $OSF_A=SF$ とする。

$SF_{BD}=1$ から

$$P = \frac{(c\ell)_3 + T_{BD} \cdot \sin \delta}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi} \quad (A1.5.3)$$

となる。この場合, (A1.5.2), (A1.5.3)式から P , δ を求め, 次いで, (A1.5.1)式を用いて $SF (=OSF_A)$ を求める。

(A1.5.2), (A1.5.3)式から P を消去する。

$$\begin{aligned} W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \\ = \frac{(c\ell)_3 + T_{BD} \cdot \sin \delta}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi} \end{aligned}$$

これを書換えて

$$\begin{aligned} \frac{W_1 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \delta \cdot \cos \phi}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \\ = \frac{(c\ell)_3 + T_{BD} \cdot \sin \delta}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi} \end{aligned}$$

$$A^* = W_1 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \delta \cdot \cos \phi$$

において, 上式をさらに書換える

$$\begin{aligned} \frac{A^*}{\cos \theta_2 \cdot \{\cos \delta \cdot \cos(\beta + \alpha_2 - \phi) + \sin \delta \cdot \sin(\beta + \alpha_2 - \phi)\}} \\ = \frac{(c\ell)_3 + T_{BD} \cdot \sin \delta}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi} \end{aligned}$$

これから次式を得る。

$$\begin{aligned} f(\delta) = \{(c\ell)_3 + T_{BD} \cdot \sin \delta\} \cdot \{1 + \tan \delta \cdot \tan(\beta - \alpha_2 + \phi)\} \\ - \frac{A^* \cdot (\tan \delta - \tan \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\beta - \alpha_2 + \phi)} = 0 \quad (A1.5.4) \end{aligned}$$

この式より δ を求めるが, 転倒の場合 $T_{BD} \neq 0$ であるので(A1.4.7)式のように $\delta = \text{定数}$ という形にならないため収束計算で δ を求める。

ここで (A-1) 方式と同様に $0^\circ \leq \delta < 90^\circ$ の範囲で計算し $f(\delta) = 0$ なる δ を求める。

点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.5.4)式により δ を求め、次いでこの δ を(A1.5.3)式に代入しPを求め、さらにP, δ を(A1.5.1)式に代入してSF (=OSF_A) を求める。さらに、すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し最小安全率SFminを求める。

1.5.2 (C-II-1) 方式

1) 考え方

基本的にはT_{BD}の考え方を除いて (B-II-1) 方式と同じ考え方である。ブロックBが、すべり面BCに対してのみ極限つりあい状態にあるとして (すべりBDの安全率は考えず、仮定した δ を与える) そのために必要な土圧Pを求める。すなわちSF_{BC}=1となるPを求め、OSF_A=SFを求める。この場合の δ は (B-II-1) 方式と同じく仮定値を与える。

計算の流れは付図1.5.3のフローチャートにもとづく。

2) 式の展開

(A1.2.13)式について

$$SF_{BC}=1$$

が成り立つ。また、(A1.5.1)式からOSF_A=SFを求める。すなわち、Pは(A1.5.2)式で与えられる。

$$P=W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi)}{\cos \theta_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} - \frac{(cl)_1 \cdot \cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} \quad (A1.5.5)(A1.5.2bis)$$

となる。

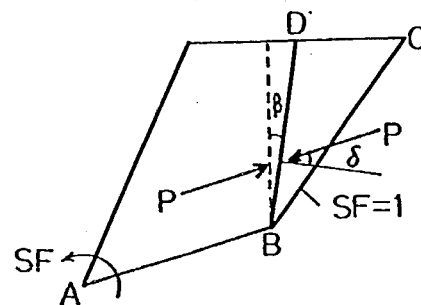
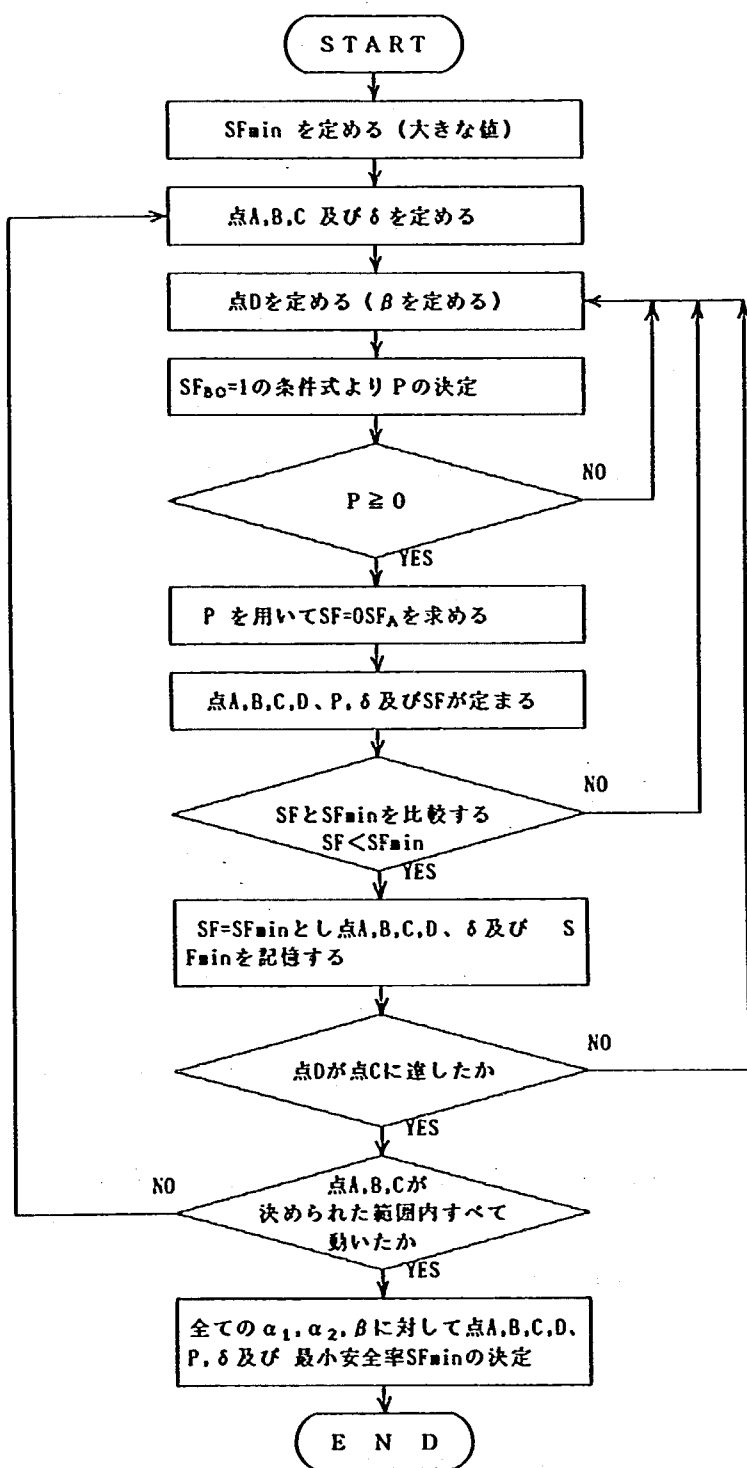
点A, B, C及びDの位置を決め ($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.5.5)式からPを求め、Pを(A1.5.1)式に代入してSF=OSF_Aを求める。さらに、すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し、最小安全率SFminを求める。

1.5.3 (C-II-2) 方式

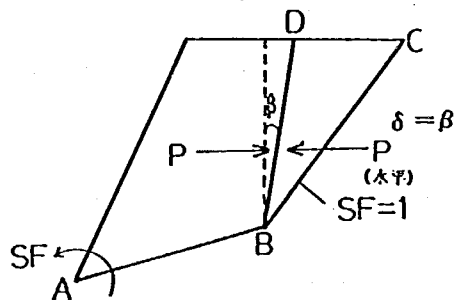
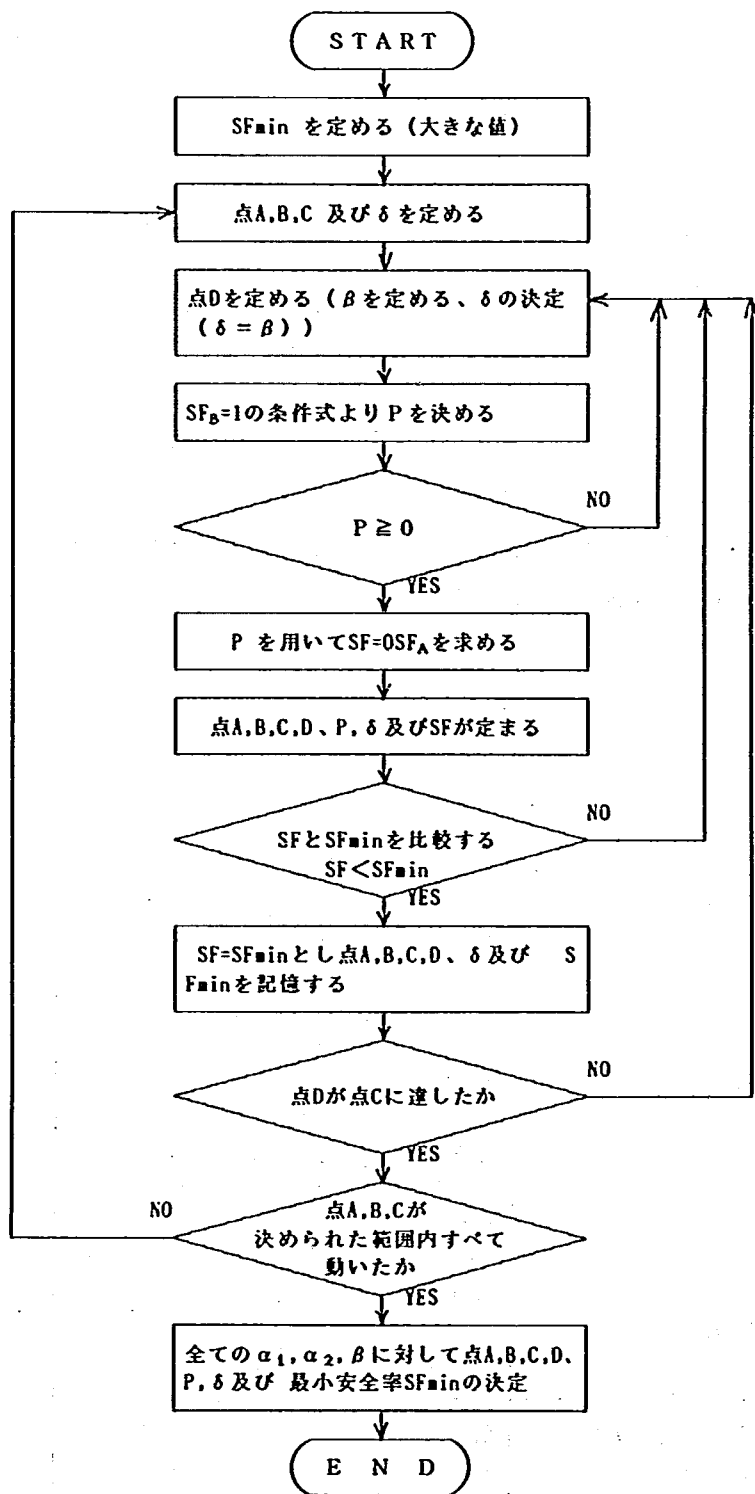
1) 考え方

基本的にはT_{BD}の考え方を除いて (B-II-2) 方式と同じ考え方である。ブロックBが、すべり面BCに対してのみ極限つりあいにあるとして (すべり面BDの安全率は考えずそのために必要な土圧Pを求める。) すなわちSF_{BC}=1としてPを求め、OSF_A=SFを求める。ただし、この場合の δ は $\delta = \beta$, すなわちPの作用方向は水平とする。

計算の流れは付図1.5.4のフローチャートにもとづく。



付図1.5.3 フローチャート (C-II-1) 方式



付図1.5.4 フローチャート (C-II-2) 方式

2) 式の展開

(A1.2.13)式について

$$SF_{BC} = 1$$

が成り立つ。又、(A1.5.1)式から $OSF_A = SF$ を求める。したがってPは(A1.5.5)式で与えられる。さらに、 $\delta = \beta$ と仮定すると

$$P = W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 - \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) - \frac{(c \ell)_1 \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha_1 - \phi)} \quad (A1.5.6)$$

となる。

点A, B, C及びDの位置を決め($\alpha_1, \alpha_2, \beta$ が定まる), (A1.5.6)式からPを求め、Pを求め、Pを(A1.5.1)式に代入して $SF = OSF_A$ を求める。さらに、すべての $\alpha_1, \alpha_2, \beta$ に対して同様の計算を繰返し、最小安全率 SF_{min} を求める。

1.6 A, B, C, 方式の関連

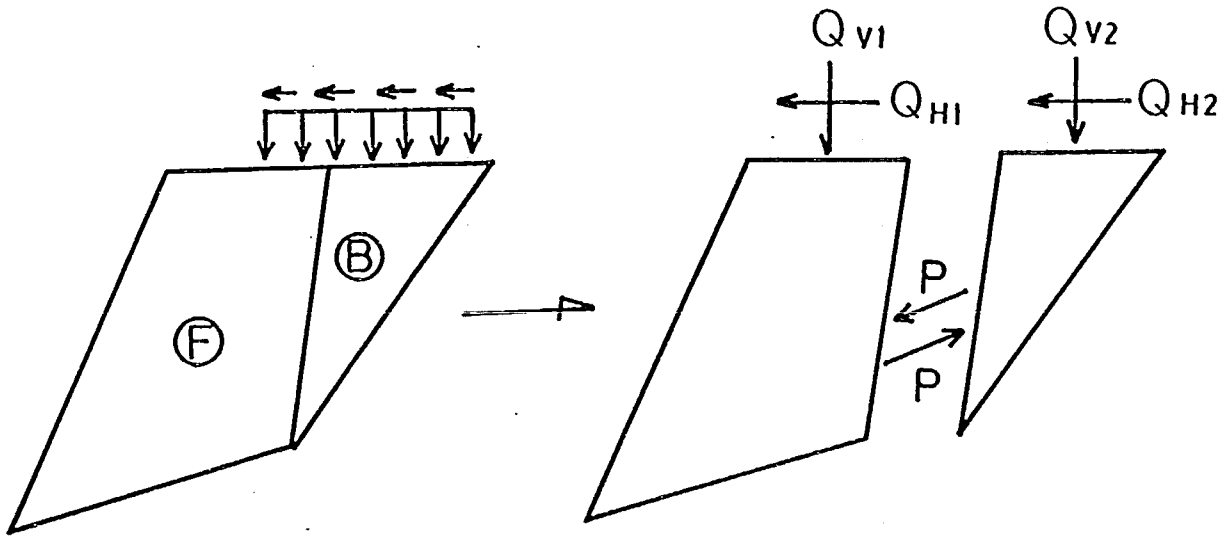
ここで、A, B, C各方式において用いられている仮定を付表1.6.1にまとめる。

付表1.6.1 A, B, C各方式において用いられている仮定

方 式		破壊モード	力 学 条 件	
A	A-I	すべり	$SF_{AB} = SF_{BC} = SF$	$SF_{AB} = SF_{BC} = SF_{BD} \rightarrow P, \delta$ の制約
	A-II-1			δ を任意に与える
	A-II-2			δ を α_1, α_2 と連動させる
B	B-I	滑 動	$SF = SF_{AB}$ $SF_{BC} = 1$	$SF_{BC} = SF_{BD} = 1 \rightarrow P, \delta$ の制約
	B-II-1			δ を任意に与える
	B-II-2			$\delta = \beta$ (Pを水平とする)
C	C-I	転 倒	OSF=A点回りの ブロックFの 抵抗モーメント及び 回転モーメントの比 $SF_{BC} = 1$	$SF_{BC} = SF_{BD} = 1 \rightarrow P, \delta$ の制約
	C-II-1			δ を任意に与える
	C-II-2			$\delta = \beta$ (Pを水平とする)

1.7 上載荷重を考慮した式の展開

1.7.1 考え方



付図1.7.1 上載荷重の考え方

1.2で示した基本式では、各スライスごとの和として計算された W_1 、 W_2 等を両ブロックにそれぞれ合力として作用させている。この考え方に基づき、上載荷重についても両ブロックに対して合力として評価することとした。すなわちブロックF側は Q_{v1} 、 Q_{H1} で評価し、ブロックB側は、 Q_{v2} 、 Q_{H2} で評価する。したがって、1.2で示された基本式本式(A1.2.1)～(A1.2.7)式に Q_{v1} 、 Q_{H1} 、 Q_{v2} 、 Q_{H2} を付加すれば良いことになる。

よって基本式(A1.2.1)～(A1.2.7)式は以下の様書き換えられる。

(A1.2.1)式

$$\rightarrow Q_{H1} + k_1 W_1 + P \cdot \cos(\delta - \beta) = S_1 \cdot \cos \alpha_1 - N_1 \cdot \sin \alpha_1 + T_{BD} + T_{AB} \quad (A1.7.1)$$

(A1.2.2)式

$$\rightarrow Q_{v1} + W_1 + P \cdot \sin(\delta - \beta) = S_1 \cdot \sin \alpha_1 + N_1 \cdot \cos \alpha_1 \quad (A1.7.2)$$

(A1.2.3)式

$$\rightarrow Q_{H2} + k_2 W_2 + T_{BD} - T_{BC} = P \cdot \cos(\delta - \beta) + S_2 \cdot \cos \alpha_2 - N_2 \cdot \sin \alpha_2 \quad (A1.7.3)$$

(A1.2.4)式

$$\rightarrow Q_{v2} + W_2 = P \cdot \sin(\delta - \beta) + S_2 \cdot \sin \alpha_2 + N_2 \cdot \cos \alpha_2 \quad (A1.7.4)$$

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + N_1 \cdot \tan \phi}{S_1} \quad (A1.7.5)(A1.2.5bis)$$

$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + N_2 \cdot \tan \phi}{S_2} \quad (A1.7.6)(A1.2.6bis)$$

$$SF_{BD} = \frac{(c\ell)_3 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi}{P \cdot \sin \delta - T_{BD} \cdot \sin \beta} \quad (A1.7.7)(A1.2.7bis)$$

(A1.7.5), (A1.7.6), (A1.7.7)式の中にQの効果は直接現れていないが, Qの影響は, N_1, N_2, P の中に含まれている。

p.103にならって

(A1.7.1) $\times \cos \alpha_1 + (A1.7.2) \times \sin \alpha_1$ とすると,

$$\begin{aligned} & Q_{H1} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \sin \alpha_1 + W_1 \cdot (k_1 \cdot \cos \alpha + \sin \alpha) + P \cdot \{\cos(\delta - \beta) \cdot \cos \alpha_1 + \sin(\delta - \beta) \cdot \sin \alpha_1\} \\ & = S_1 + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 \\ \therefore S_1 &= W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 + Q_{H1} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \sin \alpha_1 \end{aligned} \quad (A1.7.8)$$

ここに $k_1 = \tan \theta_1$

次に (A1.7.1) $\times \sin \alpha_1 - (A1.7.2) \times \cos \alpha_1$ とすると

$$\begin{aligned} & Q_{H1} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \cos \alpha_1 + W_1 \cdot (k_1 \cdot \sin \alpha_1 - \cos \alpha_1) \\ & + P \cdot \{\cos(\delta - \beta) \cdot \sin \alpha_1 - \sin(\delta - \beta) \cdot \cos \alpha_1\} = -N_1 + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \\ \therefore N_1 &= W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \\ & - Q_{H1} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \cos \alpha_1 \end{aligned} \quad (A1.7.9)$$

同様に, (A1.7.3), (A1.7.4)式から

$$\begin{aligned} S_2 &= W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2 \\ & + Q_{H2} \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \sin \alpha_2 \end{aligned} \quad (A1.7.10)$$

$$\begin{aligned} N_2 &= W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 \\ & - Q_{H2} \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \cos \alpha_2 \end{aligned} \quad (A1.7.11)$$

ここに $k_2 = \tan \theta_2$

これらを用いて安全率を書下すと以下のとおりである。

(A1.7.5)式に(A1.7.8), (A1.7.9)式を代入する。

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 - Q_{H1} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \cos \alpha_1 \right\} \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 + Q_{H1} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \sin \alpha_1} \quad (A1.7.12)$$

(A1.7.6)式に(A1.7.10), (A1.7.11)式を代入する。

$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 - Q_{H2} \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \cos \alpha_2 \right\} \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2 + Q_{H2} \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \sin \alpha_2} \quad (A1.7.13)$$

ここで, Q_{H1} , Q_{V1} , Q_{H2} , Q_{V2} を従来の W_1 , $K_1 W_1$, W_2 , $K_2 W_2$ の中に取り入れることを考える。

$$\frac{Q_{H1}}{Q_{V1}} = \tan \omega_1 \text{ とおくと}$$

$$\begin{aligned} -Q_{H1} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \cos \alpha_1 &= -Q_{V1} \cdot \tan \omega_1 \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \cos \alpha_1 \\ &= Q_{V1} (-\sin \alpha_1 \cdot \tan \omega_1 + \cos \alpha_1) = Q_{V1} \left(\cos \alpha_1 - \frac{\sin \omega_1}{\cos \omega_1} \cdot \sin \alpha_1 \right) \\ &= Q_{V1} \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \end{aligned} \quad (A1.7.14)$$

同様に

$$Q_{H1} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \sin \alpha_1 = Q_{V1} \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \quad (A1.7.15)$$

$$\text{また } \frac{Q_{H2}}{Q_{V2}} = \tan \omega_2 \text{ とおくと}$$

$$-Q_{H2} \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \cos \alpha_2 = Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \quad (A1.7.16)$$

同様に

$$Q_{H2} \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \sin \alpha_2 = Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \quad (A1.7.17)$$

これら(A1.7.14), (A1.7.15), (A1.7.16), (A1.7.17)式を用いると安全率式(A1.7.12), (A1.7.13)式は以下の様になる。

(A1.7.12)式に(A1.7.14), (A1.7.15)式を代入すると

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1}} \quad (A1.7.18)$$

(A1.7.13)式に(A1.7.17), (A1.7.18)式を代入すると

$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \right\} \cdot \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2}} \quad (A1.7.19)$$

なお,

$$SF_{BD} = \frac{(c\ell)_3 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi}{P \cdot \sin \delta - T_{BD} \cdot \sin \beta} \quad (A1.7.20)$$

1.7.2 各方式による式の展開

考え方は、1.3, 1.4及び1.5で述べているので、ここでは式の展開だけを行なう。

1) (A-I) 方式

$SF_{AB}=SF_{BC}=SF_{BD}=SF$ となる P , δ を用いて, SF を求める。

(A1.7.18), (A1.7.19), (A1.7.20)式において $T_{BD}=0$ として

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + T_{AB} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1}} \quad (A1.7.21)$$

$$SF_{BC} = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) + T_{AB} \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \right\} \cdot \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) - T_{AB} \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2}} \quad (A1.7.22)$$

$$SF_{BD} = \frac{(c\ell)_3 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi}{P \cdot \sin \delta} \quad (A1.7.23)$$

$SF_{AB}=SF_{BD}=SF$ で(A1.7.21), (A1.7.23)式より SF を消去して P に関する2次式を導くと次のようになる。

$$\begin{aligned} & \left\{ \tan \phi \cdot \cos(2\delta - \beta - \alpha_1) \right\} \cdot P^2 + \left\{ \frac{1}{\cos \theta_1 \cdot \cos \phi} \cdot \left\{ W_1 \cdot \sin \phi \cdot \sin(\alpha_1 + \theta_1 - \delta) \right. \right. \\ & + (c\ell)_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \phi \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - (c\ell)_1 \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos \phi \cdot \sin \delta - \\ & \left. \left. T_{AB} \cdot \cos \theta_1 \cdot \sin \phi \cdot \cos(\delta - \alpha_1) + \frac{Q_{V1} \cdot \tan \phi}{\cos \omega_1} \cdot \sin(\alpha_1 + \omega_1 - \delta) \right\} \cdot P \right. \\ & \left. + \left\{ (c\ell)_1 \cdot W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - (c\ell)_1 \cdot T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 + (c\ell)_1 \cdot Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \right\} = 0 \quad (A1.7.24) \end{aligned}$$

δ を変化させ(A1.7.24)式より P を求める。この P , δ を(A1.7.21), (A1.7.22)式に代入し SF_{AB} , SF_{BC} を求め, $|SF_{AB} - SF_{BC}| \doteq 0$ となる δ を得るようにし, その時の $SF_{AB} \doteq SF_{BC}$ を SF とする(付図1.3.1参照)。

2) (A-II-I) 方式

δ を与えて, $SF_{AB}=SF_{BC}=SF$ となる P を用いて SF を求める。(A1.7.21), (A1.7.22)式より, SF を消去して P に関する2次式を導くと以下の様になる。

$$\left\{ \tan \phi \cdot \sin(\alpha_2 - \alpha_1) \right\} \cdot P^2 + \left\{ \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 + \delta - \beta - \alpha_1)}{\cos \theta_1} \right. \right.$$

$$\begin{aligned}
& +W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 + \delta - \beta - \alpha_1)}{\cos \theta_2} + T_{AB} \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2 + \alpha_1) + T_{BC} \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1 + \alpha_2) \Big\} \\
& + \{(c\ell)_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (c\ell)_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1)\} \\
& + \tan \phi \cdot \left\{ Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} + Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot P \\
& - \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1 - \theta_1)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \theta_2} + W_2 \cdot T_{AB} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1)}{\cos \theta_2} \right. \\
& - W_1 \cdot T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2)}{\cos \theta_1} + T_{AB} \cdot T_{BC} \cdot \sin(\alpha_2 - \alpha_1) \Big\} \\
& - (c\ell)_1 \cdot \left\{ W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - T_{BC} \cdot \cos \alpha_2 \right\} + (c\ell)_2 \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 \right\} \\
& - \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2 - \alpha_1 - \theta_1)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \omega_2} + W_2 \cdot Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 - \omega_1 - \alpha_1 + \theta_2)}{\cos \theta_2 \cdot \cos \omega_1} \right\} \\
& + T_{AB} \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2 - \alpha_1)}{\cos \omega_2} - T_{BC} \cdot Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1 - \alpha_2)}{\cos \omega_1} + Q_{V1} \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2 - \alpha_1 - \omega_1)}{\cos \omega_1 \cdot \cos \omega_2} \\
& - (c\ell)_1 \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} + (c\ell)_2 \cdot Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \tag{A1.7.25}
\end{aligned}$$

(A1.7.25)式よりPを求め、(A1.7.21)式にPを代入しSFを求める。(P<0の場合は計算しない)。(付図1.3.2参照)

3) (A-II-2) 方式

(A1.7.21)式で $\delta = \alpha_1$ 、(A1.7.22)式で $\delta = \alpha_2$ と仮定して、 $SF_{AB}=SF_{BC}=SF$ となるPを用いてSFを求める。

(A1.7.21), (A1.7.22)式から

$$SF = \frac{\sum (c\ell)_i + \left\{ \sum W_i \cdot \frac{\cos(\alpha_i + \theta_i)}{\cos \theta_i} + \sum T_i \cdot \sin \alpha_i + \sum Q_{Vi} \cdot \frac{\cos(\alpha_i + \omega_i)}{\cos \omega_i} \right\} \cdot \tan \phi}{\sum W_i \cdot \frac{\sin(\alpha_i + \theta_i)}{\cos \theta_i} - \sum T_i \cdot \cos \alpha_i + \sum Q_{Vi} \cdot \frac{\sin(\alpha_i + \omega_i)}{\cos \omega_i}} \tag{A1.7.26}$$

ここに $\Sigma \equiv \sum_{i=1}^2$ である。

また (A1.7.21), (A1.7.22)式から、SF (=SF_{AB}=SF_{BC}) を消去すると次式が導かれる。

$$\begin{aligned}
& \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2 - \theta_2)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \theta_2} + W_1 \cdot T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2)}{\cos \theta_1} \right. \\
& \left. - W_2 \cdot T_{AB} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \alpha_1)}{\cos \theta_2} + T_{AB} \cdot T_{BC} \cdot \sin(\alpha_1 - \alpha_2) \right\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + (c\ell)_1 \cdot \left\{ T_{BC} \cdot \cos \alpha_2 - W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \right\} \\
& + (c\ell)_2 \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \\
& + \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \alpha_2 - \omega_2)}{\cos \theta_1 \cdot \cos \omega_2} + W_2 \cdot Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1 - \alpha_2 - \theta_2)}{\cos \theta_2 \cdot \cos \omega_1} \right. \\
& \left. - Q_{V2} \cdot T_{AB} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2 - \alpha_1)}{\cos \omega_2} + Q_{V1} \cdot T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1 - \alpha_2)}{\cos \omega_1} + Q_{V1} \cdot Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1 - \alpha_2 - \omega_2)}{\cos \omega_1 \cdot \cos \omega_2} \right\} \\
P = & \frac{-\cos \beta \cdot \{(c\ell)_1 + (c\ell)_2\}}{ \\
& - \tan \phi \cdot \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1 - \beta)}{\cos \theta_1} + W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2 - \beta)}{\cos \theta_2} - T_{AB} \cdot \sin(\beta - \alpha_1) - T_{BC} \cdot \sin(\beta - \alpha_2) \right\} \\
& - \tan \phi \cdot \left\{ Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1 - \beta)}{\cos \omega_1} + Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2 - \beta)}{\cos \omega_2} \right\} \tag{A1.7.27}
\end{aligned}$$

(A1.7.27)式よりPを求め、 $P > 0$ の時のみ(A1.7.26)式よりSFを求める（付図1.3.3参照）。

4) (B-I)方式

$SF_{BC} = SF_{BD} = 1$ となるP、 δ を用いて、 $SF_{AB} = SF$ を求める。

(A-I)方式と同じく $T_{BD} = 0$ であるから、(A1.7.18)、(A1.7.19)、(A1.7.20)式において

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_1) + T_{AB} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1) - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1}} \tag{A1.7.28}$$

$$SF_{BC} = 1 = \frac{(c\ell)_2 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) + T_{AB} \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \right\} \cdot \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) - T_{AB} \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2}} \tag{A1.7.29}$$

$$SF_{BD} = 1 = \frac{(c\ell)_2 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi}{P \cdot \sin \delta} \tag{A1.7.30}$$

(A1.7.29)式より

$$\begin{aligned}
P = & W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \\
& - (c\ell)_2 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2 - \phi)}{\cos \omega_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \tag{A1.7.31}
\end{aligned}$$

(A1.7.30)式より

$$P = \frac{(c\ell)_2}{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi} \quad (\text{A1.7.32})$$

(A1.7.31), (A1.7.32)式から P を消去すると次式を得る。

$$\delta = \tan^{-1} \left[\frac{\left\{ W_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos \theta_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \omega_1 - \phi)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot \tan \phi + (c\ell)_2 \cdot \cos(\phi - \beta - \alpha_1) \cdot \cos \theta_1}{\left\{ W_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi) - T_{BC} \cdot \cos \theta_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi) - (c\ell)_2 \cdot \cos \phi \cdot \cos \theta_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos \theta_1 \cdot \sin(\alpha_1 + \omega_1 - \phi)}{\cos \omega_1} \right\} + (c\ell)_2 \cdot \sin(\phi - \beta - \alpha_1) \cdot \cos \theta_1} \right] \quad (\text{A1.7.33})$$

(A1.7.33)式から δ を求め、この δ を (A1.7.31)式に代入して P を求め、さらに P, δ を (A1.7.28)式に代入して S F を求める。(付図1.4.1参照)

5) (B-II-1) 方式

δ を与えて、 $SF_{BC} = 1$ となる P を用いて、 $SF_{AB} = SF$ を求める。

(A1.7.31)式を再記する。

$$P = W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi)}{\cos \theta_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} - T_{BC} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} - (c\ell)_2 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1 - \phi)}{\cos \omega_1 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_1 + \phi)} \quad (\text{A1.7.34})(\text{A1.7.31bis})$$

(A1.7.34)式より P を求めて、この P を (A1.7.28)式に代入して S F を求める (付図1.4.2参照)。

6) (B-II-2) 方式

$\delta = \beta$ として $SF_{BC} = 1$ となる P を用いて、 $SF_{AB} = SF$ を求める。

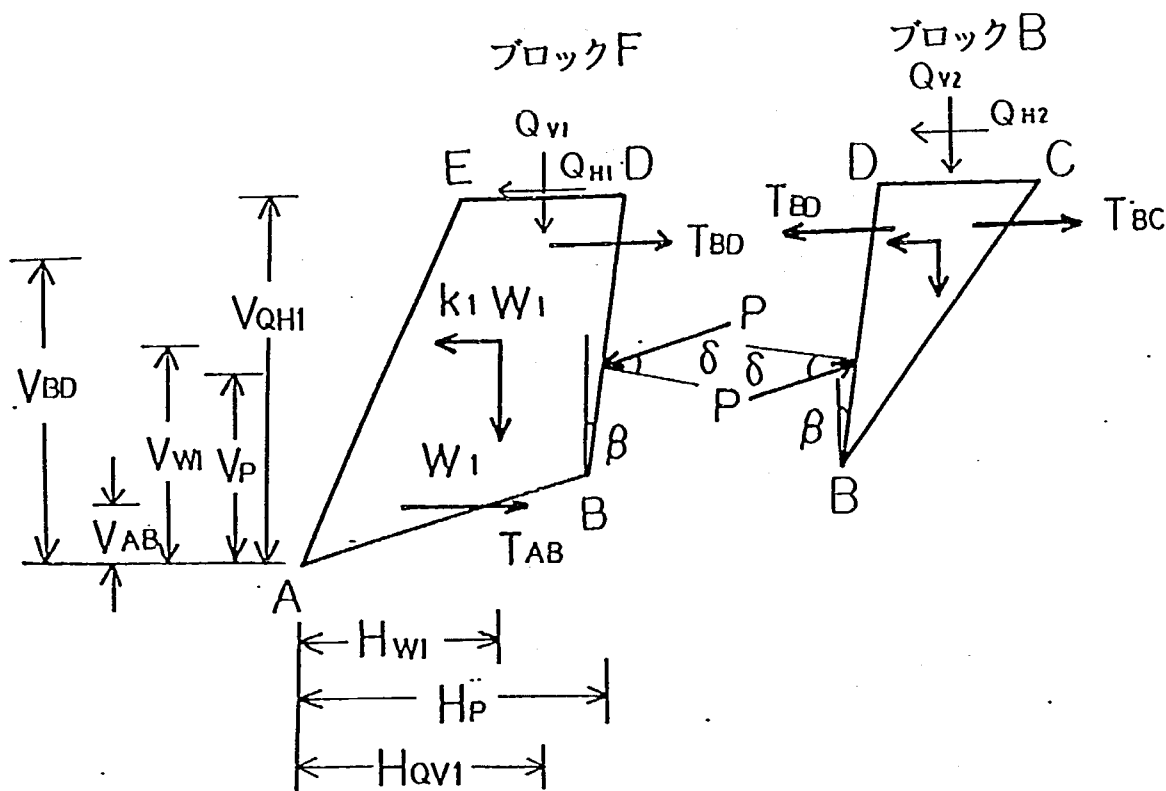
(A1.7.28), (A1.7.34)式で $\delta = \beta$ とするとそれぞれ以下の様になる。

$$SF_{AB} = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} - P \cdot \sin \alpha_1 + T_{AB} \cdot \sin \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1} \right\} \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1)}{\cos \theta_1} + P \cdot \cos \alpha_1 - T_{AB} \cdot \cos \alpha_1 + Q_{V1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1)}{\cos \omega_1}} \quad (\text{A1.7.35})$$

$$P = W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi)}{\cos \theta_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi)} - T_{BC} - (c \ell)_1 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\alpha_1 - \phi)} + Q_{v1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1 - \phi)}{\cos \omega_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi)} \quad (A1.7.36)$$

(A1.7.36)式よりPを求めて、(A1.7.34)式にこのPを代入してSFを求める(付図1.4.3参照)。

7) (C-I)方式



付図1.7.2 両ブロックへの作用力

ここに、

P_H, P_V : ブロックF, B間の総相互作用力Pの水平方向及び鉛直方向成分

$$P_H = P \cdot \cos(\delta - \beta) \quad P_V = P \cdot \sin(\delta - \beta)$$

H_{W1} : W_1 の作用点のA点からの水平距離

H_P : P (P_V)の作用点のA点からの水平距離

V_{W1} : $K_1 W_1$ の作用点のAからの鉛直距離

V_P : P (P_H)の作用点のAからの鉛直距離

V_{AB}, V_{BD} : 補強材力 T_{AB}, T_{BD} の作用点のAからの鉛直力距離

Q_{v1} : ブロックFに作用する上載荷重の鉛直方向合力

H_{Qv1} : Q_{v1} の作用点のA点からの水平距離

Q_{H1} : ブロックFに作用する上載荷重の水平方向合力

V_{QH1} : Q_{H1} の作用点のA点からの鉛直距離

$$\text{OSF}_A = \frac{W_1 \cdot H_{W1} + P_V \cdot H_P + T_{AB} \cdot V_{AB} + T_{BD} \cdot V_{BD} + Q_{V1} \cdot H_{QV1}}{P_H \cdot V_P + k_1 W_1 \cdot V_{W1} + Q_{H1} \cdot V_{QH1}} \quad (\text{A1.7.37})$$

$\text{SF}_{BC} = \text{SF}_{BD} = 1$ となる P , δ を用いて $\text{OSF}_A = \text{SF}$ を求める。(A1.7.19), (A1.7.20) 式を求める。

$$\text{SF}_{BC}=1 = \frac{(c\ell)_1 + \left\{ W_2 \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} - P \cdot \sin(\delta - \beta - \alpha_2) - (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \sin \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\cos(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2} \right\} \cdot \tan \phi}{W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2)}{\cos \theta_2} + P \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2) + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \alpha_2 + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2)}{\cos \omega_2}} \quad (\text{A1.7.38})$$

$$\text{SF}_{BD}=1 = \frac{(c\ell)_1 + P \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi}{P \cdot \sin \delta - T_{BD} \cdot \sin \beta} \quad (\text{A1.7.39})$$

(1.7.38) 式より

$$P = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - (c\ell)_1 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2 - \phi)}{\cos \omega_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \quad (\text{A1.7.40})$$

(A1.7.38), (A1.7.39) 式より P を消去すると δ を導く式が得られる。

$$\begin{aligned} & \{(c\ell)_1 + T_{BD} \cdot \sin \delta\} \cdot \{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi) \cdot \cos \omega_2\} \\ & - \{\sin \delta - \cos \delta \cdot \tan \phi\} \cdot \{W_2 \cdot \sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi) \cdot \cos \omega_2 \\ & + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos(\alpha_2 - \phi) \cdot \cos \omega_2 - (c\ell)_1 \cdot \cos \theta_2 \cdot \cos \phi \cdot \cos \omega_2 \\ & + Q_{V2} \cdot \sin(\alpha_2 + \omega_2 - \phi) \cdot \cos \theta_2\} = 0 \end{aligned} \quad (\text{A1.7.41})$$

(A1.7.41) 式から δ を収束計算で求め, (A1.7.40) 式に代入して P を求め, さらに P , δ を (A1.7.37) 式に代入して SF を求める (付図1.5.1参照)。

8) (C-II-1) 方式

δ を与えて, $\text{SF}_{BC} = 1$ となる P を用いて $\text{OSF}_A = \text{SF}$ を求める。

(A1.7.40) 式を再記する。

$$P = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta_2 - \phi)}{\cos \theta_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) \cdot \frac{\cos(\alpha_2 - \phi)}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} - (c\ell)_1 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} + Q_{V2} \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \omega_2 - \phi)}{\cos \omega_2 \cdot \cos(\delta - \beta - \alpha_2 + \phi)} \quad (\text{A1.7.42}) (\text{A1.7.40bis})$$

(A1.7.42)式よりPを求めて、このPを(A1.7.37)式に代入してSFを求める(付図A1.5.2参照)。

9) (C-II-2) 方式

$\delta = \beta$ として $SF_{BC} = 1$ となるPを用いて、 $OSF_A = SF$ を求める。

(A1.7.42)式で $\delta = \beta$ とすると以下の様になる。

$$P = W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta_1 - \phi)}{\cos \theta_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi)} + (T_{BD} - T_{BC}) - (c \ell)_1 \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\alpha_1 - \phi)} \\ + Q_{v1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \omega_1 - \phi)}{\cos \omega_1 \cdot \cos(\alpha_1 - \phi)} \quad (A1.7.43)$$

(A1.7.43)式よりPを求めて、このPを(A1.7.37)式に代入してSFを求める(付図A1.5.3参照)。

1.8 既往の安定計算式との関係

既往の折線すべり面を用いた安定計算式並びに後出の共同研究マニュアルに採用された折線すべり(補強土壁の滑動・転倒)による計算式との関連について述べる。

既往の折線すべり面を用いた安定計算式として「ジオグリッド工法」ガイドラインにおける急勾配補強盛土の安定計算法(以下、ジオグリッド・ガイドライン法と略称)を対象とする。

この安定計算法は、ジオグリッドを用いた急勾配盛土に対して従来より広く用いられてきたJewellらの設計法に対し、その基本的考え方を明らかにしたものである。

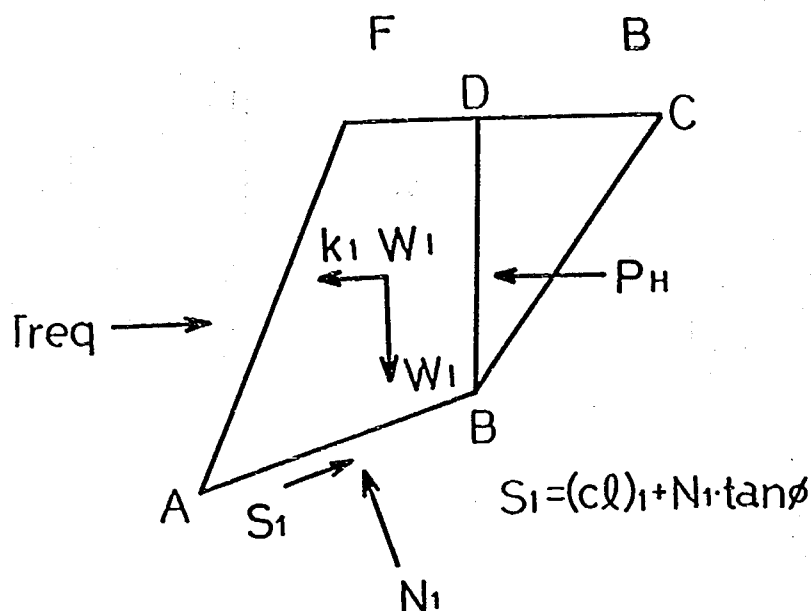
この設計法においては、内的安定(補強材の引抜け・破断)及び外的安定(滑動・転倒・支持力)について折線すべり(2直線すべり)を採用している。

また、共同研究マニュアルにおいては、のり勾配が1:1よりも急な補強盛土を補強土壁と呼び、1:1より緩勾配のものと区別をしている。補強土壁に対する設計法においては、内的安定(補強材の引抜け・破断)に対しては、円弧すべりを採用する一方、外的安定(滑動・転倒)については、補強部分を一体(擬似擁壁)と考え、主動崩壊の直線すべりを採用している。

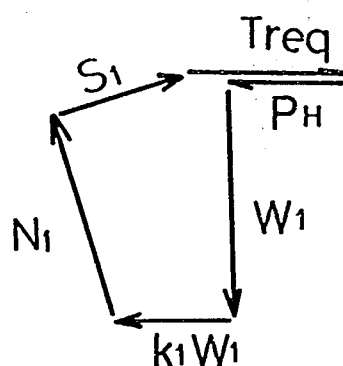
1.8.1 ジオグリッド・ガイドライン法

この方法においては、通常、付図1.8.1のような力の説明図が用いられる。

ここにおける考え方は、以下のようである。



(a) 無補強盛土のブロックF, Bへの作用力

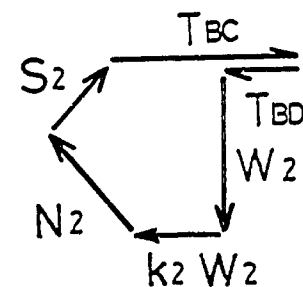
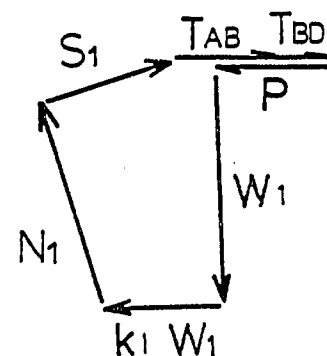
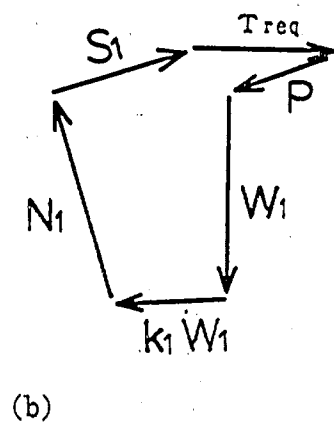
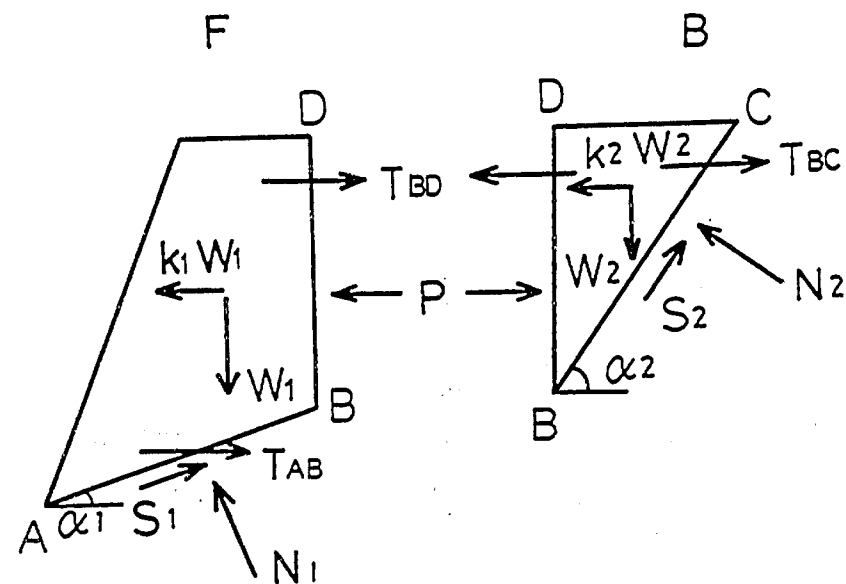
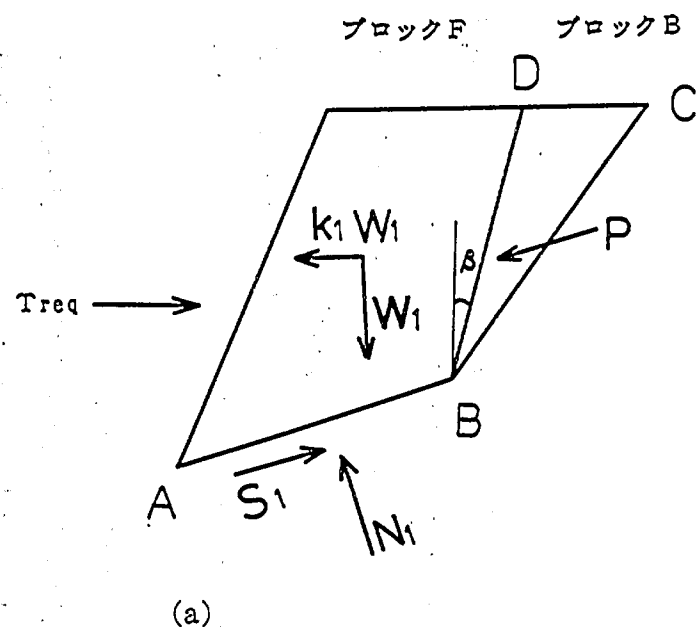


(b) ブロックFへの連力図

付図1.8.1 ジオグリッド・ガイドライン法における力の説明図

- 1) 基本的に、無補強時の力のつりあいから、つりあいに必要なブロックFへの作用力 T_{req} を求める。そして、補強材がこの T_{req} を発揮できるように配置する。
- 2) 2つのブロック間の作用力（土圧 P_H ）は、ブロックBが極限つりあいにあるものとして求めるが、1)の基本的考え方により、補強材による効果は考慮しない。
- 3) ブロックFも極限つりあいにあるものとして、つりあいに不足する水平力 T_{req} を求める。ここにおいても、1)により、補強材による効果は考慮しない。以上のようにして求めた P_H を補強材により発揮させるものとする。
- 4) 2つのブロック間の境界面は、鉛直で、かつ滑らかとする。

一方、今回の折線すべり法においては、付図1.8.1になぞらえて、力の説明図を描くと、付図1.8.2のようになる。さらに、付図1.8.1との対比の便のために、両ブロック間の境界面を鉛直で、かつ滑らかとすると、付図1.8.3のようになる。



付図1.8.2 今回の方法における力の説明図

付図1.8.3 今回の方法における力の説明図（ブロック境界面を鉛直、滑らかとした場合）

これらに基いて、両者の対比を数式的に行うと以下のようなのである。

今回の方法において、ブロック B、F の力のつりあいの基本式は、(A1.2.1)～(A1.2.7) 式に示したとおりである。付図1.8.3に対応する場合は、前述した(B-II-2)方式に相当する。

$SF_{BC} = 1$ から、ブロック B、F 間の作用土圧 P が、(A1.4.1) 式により与えられる。

さらに、上述した付図1.8.3に至る仮定を用いる ($\beta = \delta = 0$) 。

$$P = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos(\alpha_2 - \phi)} + T_{BD} - T_{BC} - \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha_2 - \phi)} \quad (A1.8.1)$$

又、その P を用いて、(A1.4.2) 式により、ブロック F の AB に沿う滑動安全率 $SF = SF_{AB}$ が求まる。

$$SF = \frac{(c\ell)_1 + W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta)}{\cos \theta} - P \cdot \sin \alpha_1 + (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \sin \alpha_1 \cdot \tan \phi}{W_1 \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \theta)}{\cos \theta} + P \cdot \cos \alpha_1 - (T_{BD} + T_{AB}) \cdot \cos \alpha_1} \quad (A1.8.2)$$

既往の折線すべり法を、これらの式を基に述べると以下のようなになる。

前述したようにブロック B の力のつりあいには、補強材張力 T_{BC} 、 T_{BD} は考慮しない。したがって、ブロック B、F 間の作用土圧 P は次式で与えられる。

$$P' = W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos(\alpha_2 - \phi)} - \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha_2 - \phi)} \quad (A1.8.3)$$

次に、ブロック F が、極限つりあいにあるとして、補強材張力を求める。 $SF = 1$ とすることにより (A1.8.2) 式から次式が導かれる。

$$T_{AB} + T_{BD} = P - \frac{(c\ell)_1}{\cos(1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \phi)} + W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 - \theta)}{\cos \alpha_1 \cdot \cos \theta} \cdot \frac{\tan(\alpha_1 + \theta) - \tan \phi}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \phi} \quad (A1.8.4)$$

さらに、(A1.8.3) 式を用いると

$$\begin{aligned} \Sigma T_{req} = T_{AB} + T_{BD} = & - \frac{(c\ell)_1}{\cos(1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \phi)} - \frac{(c\ell)_2 \cdot \cos \phi}{\cos(\alpha_2 - \phi)} \\ & + W_1 \cdot \frac{\cos(\alpha_1 + \theta)}{\cos \alpha_1 \cdot \cos \theta} \cdot \frac{\tan(\alpha_1 + \theta) - \tan \phi}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \phi} \\ & + W_2 \cdot \frac{\sin(\alpha_2 + \theta - \phi)}{\cos \theta \cdot \cos(\alpha_2 - \phi)} \end{aligned} \quad (A1.8.5)$$

ここに、 ΣT_{req} は、B ブロックから P の作用を受ける F ブロックをつりあわせるのに必要な補強材力である。

この場合の内的安全率 SF は、各ブロックのすべりの点からは $SF = 1$ であり、安全度を表す上で適切な指標とならない。したがって、補強材の安定に注目して次の安全率 SF

を用いる。

$$SF = \frac{\Sigma T_{avail}}{\Sigma T_{req}} = \frac{\Sigma (T_{ABavail} + T_{BCavail})}{\Sigma T_{req}} \quad (A1.8.6)$$

と表わす。 ΣT_{avail} は(1.8.5)式により与えられる。

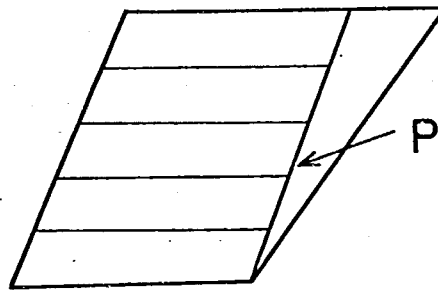
1.8.2 共同研究マニュアルにおける補強土壁の設計法

この方法においては、付図1.8.4のように補強材領域に対する外的安定についてのみ背面に主働崩壊の直線すべりを採用している（固定すべり面）。

この方法における考え方は、以下のようである。

- (1) 補強領域背面土が主働状態にあるとして土圧Pを求める。
- (2) 補強領域背面境界は、一般的に傾斜し、土圧Pは、ある壁面摩擦角を有するものとする。
- (3) 土圧Pが補強領域に作用するときの、補強領域の滑動・転倒に対する安定をチェックする。

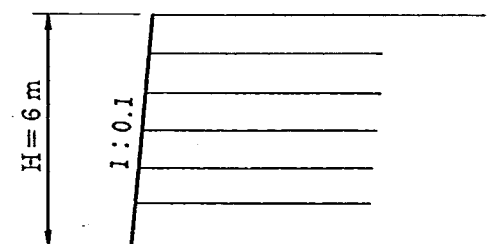
この考え方は、今回の折線すべり法における（B-II-1）（滑動），（C-II-1）（転倒）法と同一である。外的安定ゆえ、補強材張力の考え方には無関係である。



付図1.8.4

2. 折線すべり面を用いた新しい安定計算法による試算

2.1 試算条件



付図2.1.1

① 盛土の土質定数

$$\alpha = 1.8 \text{ tf/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 1.0 \text{ tf/m}^2$$

② 盛土高 $H = 6.0 \text{ m}$

③ 補強材引張強度 $= 1.68 \text{ tf/m}$

④ 地震時 $k_h = 0.2$

⑤ 壁面摩擦角 δ の考え方：

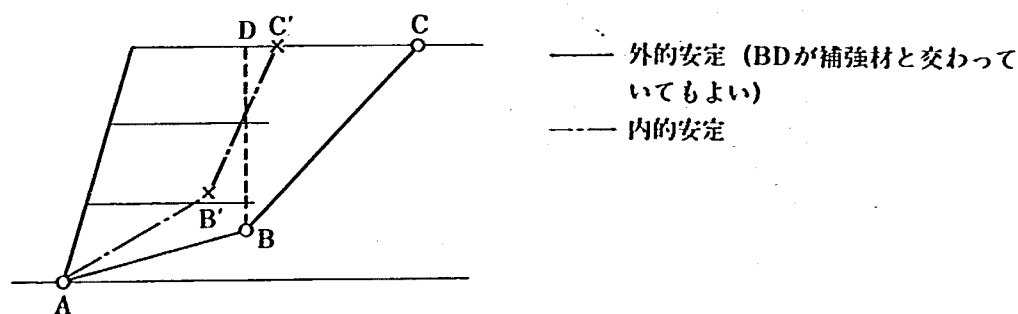
I 方式 → つりあい式により求める。

II-1 方式 → 土工指針，擁壁編（道路協会）に基づく。

II-2 方式 → A-II-2 方式は， $\delta_1 = \alpha_1$ （ABの角度）， $\delta_2 = \alpha_2$ （BCの角度）。

B-II-2，C-II-2 方式では $\delta = \beta$ 。

本試算の中でとりあげる外的安定（補強材との交点なし）と内的安定（補強材との交点あり）は下図の通りである。



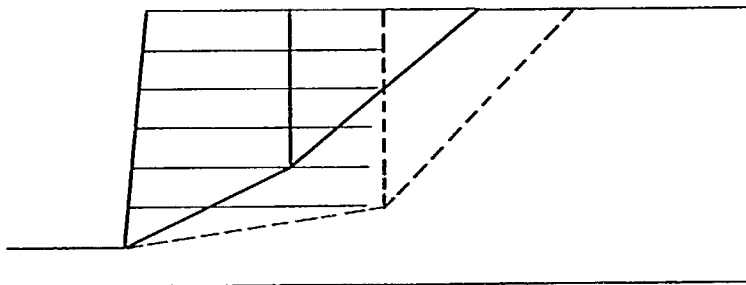
2.2 試算結果

(1) すべり安定計算による試算

各方式による結果のモード図，安全率などを付図2.2.1，付表2.2.1に示す。なお，局部破壊に近いモードは除く。

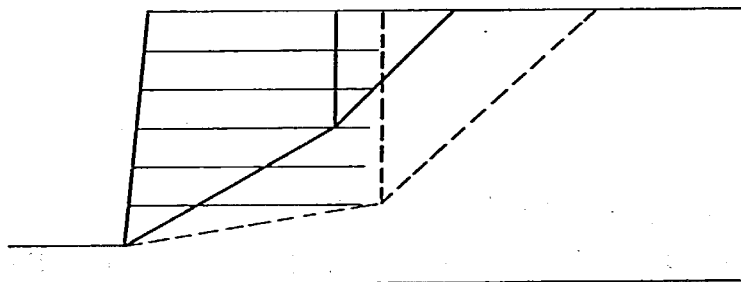
(A-1) 方式

— 交点あり $F_s=1.19$, $P=3.54$, $\delta=85^\circ$
 --- " なし $F_s=1.51$, $P=9.15$, $\delta=41^\circ$



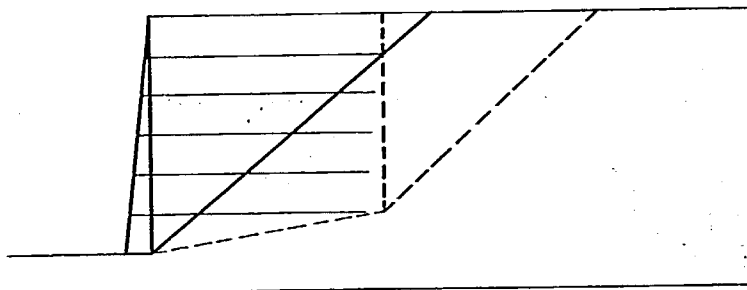
(A-II-2) 方式

— 交点あり $F_s=1.09$, $P=1.62$, $\delta_1=0^\circ$, $\delta_2=40^\circ$
 --- " なし $F_s=1.36$, $P=3.53$, $\delta_1=9^\circ$, $\delta_2=43^\circ$



(B-1) 方式

— 交点あり $F_s=1.36$, $P=4.32$, $\delta=83^\circ$
 --- " なし $F_s=1.78$, $P=6.88$, $\delta=69^\circ$



付図2.2.1 各方式による F_{smin} とモード（すべり）

付表2.2.1 各方式の最小安全率 F_s , 土圧 P ,
壁面摩擦角 δ (すべり計算)

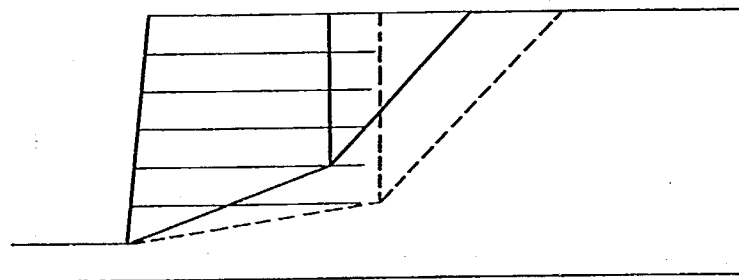
		A-I	A-II-1	A-II-2
内 的	F_s	1.19	1.12	1.09
	P (tf)	3.54	0.65	1.62
	δ (度)	85	26	$\delta_1=0$ $\delta_2=40$
外 的	F_s	1.51	1.43	1.36
	P (tf)	9.15	8.45	8.53
	δ (度)	41	26	$\delta_1=9$ $\delta_2=43$

- ① (A-I) 方式と (A-II) 方式とは考え方が大きく異なるため土圧 P 及び δ は大きく異なるが, 安全率の差は余り大きくない。
 - ② 各方式における内的, 外式安全率はほぼ10%程度の差であり, かつモードは各方式とも同様である。 β はいずれも0 (鉛直) である。
 - ③ (A-I) 方式の δ は他方式に比べかなり大きい。この理由は, 盛土材料に粘着力 c ($=1\text{ tf/m}^2$) を考慮しているためと考えられる。詳細は省略するが, 補強材も粘着力もない場合 $\delta=32^\circ$ である。
- (2) 滑動安定計算による試算
- 各方による結果のモード図, 安全率などを付図2.2.2, 付表2.2.2に示す。

(A-II-1) 方式

—— 交点あり $F_s=1.12$, $P=0.65$, $\delta=26^\circ$

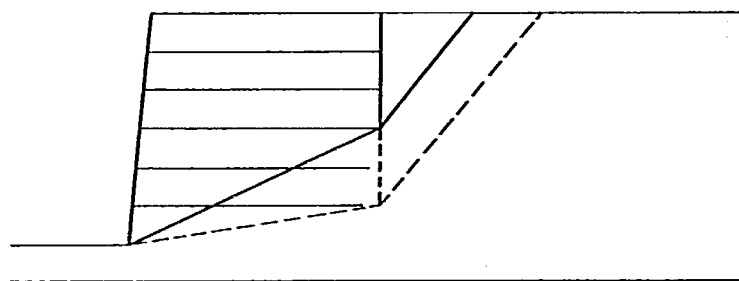
----- " なし $F_s=1.43$, $P=3.45$, $\delta=26^\circ$



(B-II-1) 方式

—— 交点あり $F_s=1.18$, $P=0.24$, $\delta=26^\circ$

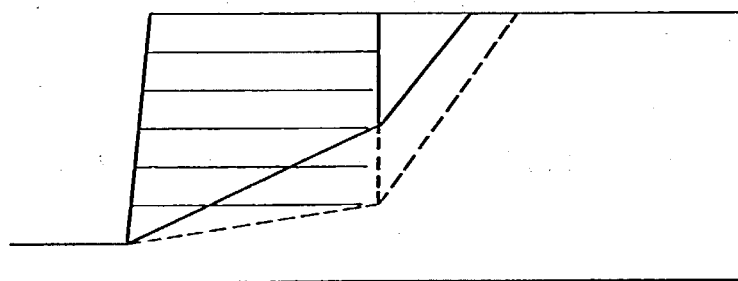
----- " なし $F_s=1.62$, $P=4.37$, $\delta=26^\circ$



(B-II-2) 方式

—— 交点あり $F_s=1.18$, $P=0.26$, $\delta=0^\circ$

----- " なし $F_s=1.55$, $P=4.68$, $\delta=0^\circ$



付図2.2.2 各方式による F_{smin} とモード（滑動）

付表2.2.2 各方式の最小安全率Fs, 土圧P,
壁面摩擦角 δ (滑動計算)

		B-I	B-II-1	B-II-2
内 的	Fs	1.36	1.18	1.18
	P(tf)	4.32	0.24	0.26
	δ (度)	83	26	0
外 的	Fs	1.78	1.62	1.55
	P(tf)	6.88	4.37	4.68
	δ (度)	69	26	0

① (B-I)方式と(B-II)方式では考え方が大きく異なるため土圧P及び δ は大きく異なるが、安全率の差は余り大きくない。しかし、(B-II-1)方式と(B-II-2)方式では内的、外的ともに大きな差はない。

② (B-I)方式の δ が他方式に比べ大きい理由は、すべり((A-I)方式)の場合と同様である。

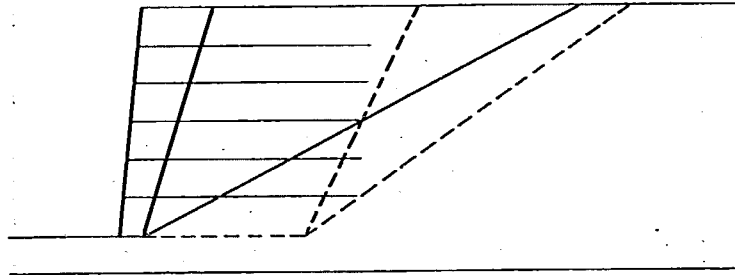
(3) 転倒安定計算による試算

各方式による結果のモード図, 安全率などを付図2.2.3, 付表2.2.3に示す。

(C-I) 方式

—— 交点あり $F_s=2.36$, $P=16.43$, $\delta=80^\circ$

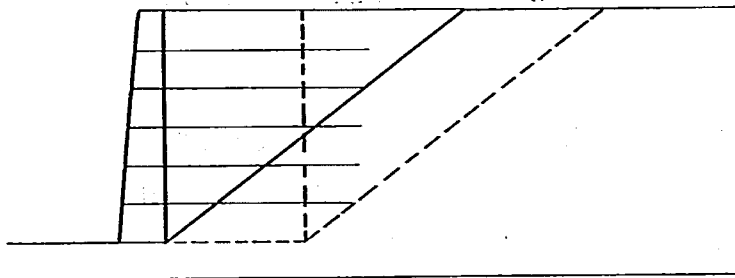
--- " なし $F_s=4.72$, $P=14.45$, $\delta=73^\circ$



(C-II-1) 方式

—— 交点あり $F_s=1.72$, $P=9.16$, $\delta=26^\circ$

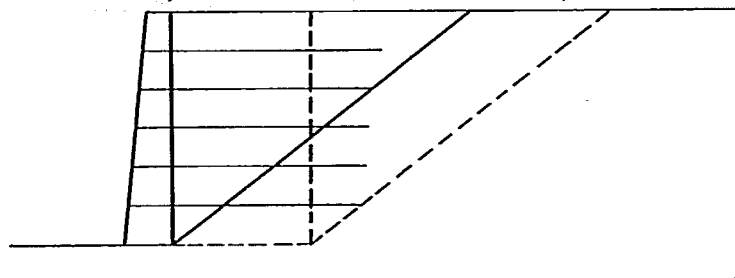
--- " なし $F_s=3.30$, $P=14.42$, $\delta=26^\circ$



(C-II-2) 方式

—— 交点あり $F_s=1.43$, $P=8.78$, $\delta=0^\circ$

--- " なし $F_s=2.66$, $P=13.82$, $\delta=0^\circ$



付図2.2.3 各方式による F_{smin} とモード (転倒)

付表2.2.3 各方式の最小安全率 F_s , 土圧 P ,
壁面摩擦角 δ (転倒計算)

		C-I	C-II-1	C-II-2
内 的	F_s	2.36	1.72	1.43
	P (tf)	6.00	9.16	8.78
	δ (度)	80	26	0
外 的	F_s	4.72	3.30	2.66
	P (tf)	6.00	14.42	13.82
	δ (度)	73	26	0

① (C-I) 方式と (C-II) 方式では考え方が大きく異なるため δ は大きく異なる。しかし、土圧 P はすべり・滑動の場合では (B-II-1) 方式と (B-II-2) 方式は δ が異なっても大きな差はなかったが、転倒の場合は作用力だけでなく、アーム長が関係するため δ の違いが大きく影響しているものと考えられる。

② (C-II-1) 方式と (C-II-2) 方式では内的、外的ともに20%程度異なり、いずれも (C-II-2) 方式が小さい。これは以下のような理由によるものと考えられる。

(C-II-1) 方式と (C-II-2) 方式の土圧 P は、内的9t、外的で14tとほぼ同様であるが、 δ は前者が26°、後者が0°と異なる。後者は転倒側のモーメントのみに作用するが、前者は抵抗側にも寄与するため (C-II-2) 方式のほうが安全率が小さい。

③ (C-I) 方式の δ が他方式に比べ大きい理由は、すべり ((A-I) 方式), 滑動 ((B-I) 方式) の場合と同様である。

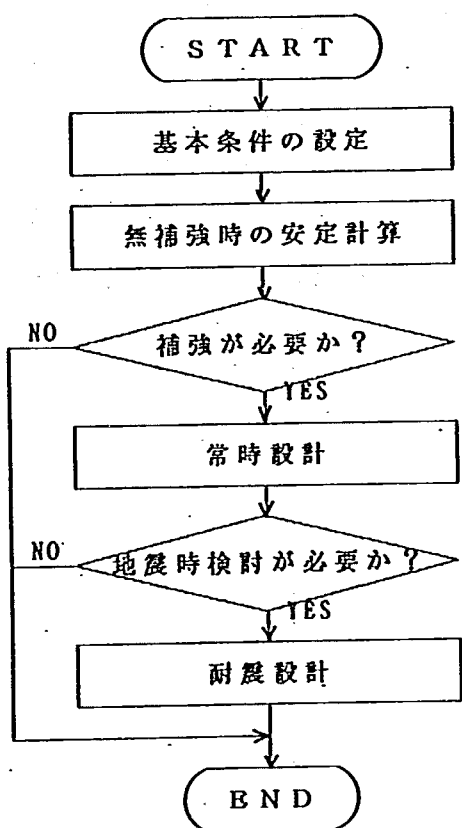
3. 共同研究マニュアルで採用した安定計算法・設計法

この方法自体は共同研究報告書¹⁾に述べられているので、本資料では、その記述に関連する考えの背景等を少し追加して述べる。

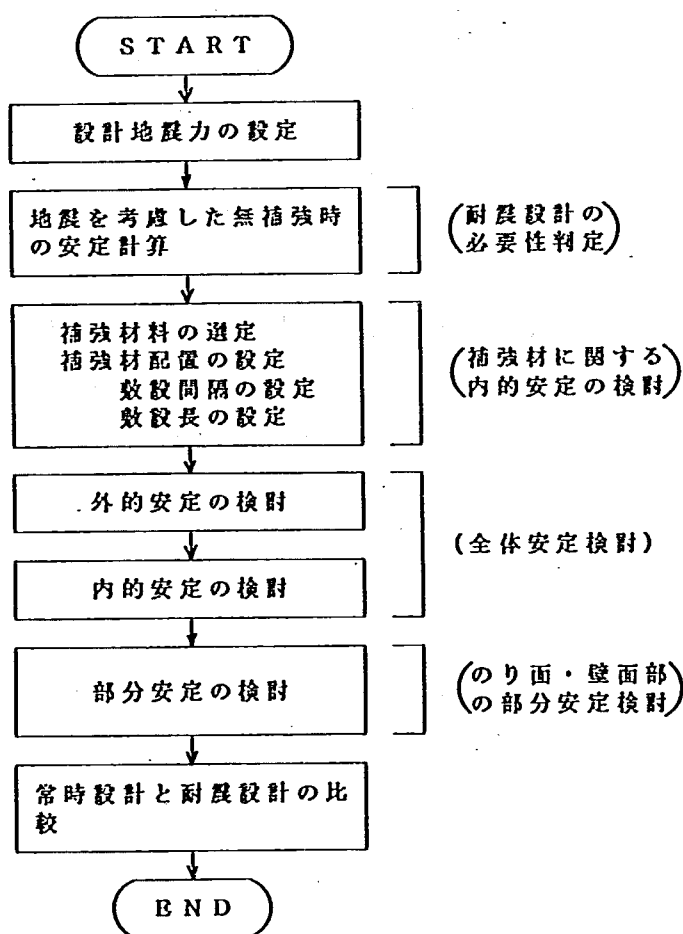
3.1 設計法の概要

補強盛土の安定計算法は、本文7.2に述べたように、内的・外的、全体・部分各々の安定検討といったように、多様な側面がある。これらの内、どの側面を重視するか、どの安定検討からスタートするかによって、設計法の性格が異なってくる。設計法の分類は、本文7.2に述べたので、ここでは、共同研究マニュアル（本章では、本マニュアルと呼ぶ）で採用した補強盛土の計算法・設計法の概要を述べる。

本設計法の基本的流れは、付図3.1.1に示すとおりである。なお、本マニュアルでは、のり面勾配が1:1より緩勾配の盛土補強と、1:1より急勾配の補強土壁において、設計の考え方を少し変えているが、この図の手順は両者の場合を合わせて説明している。



付図3.1.1(a) 耐震設計の位置づけ



付図3.1.1(b) 耐震設計の基本的手順

(1) 地震時の検討が必要か

従来、通常規模の盛土・擁壁については、各種の指針に述べられた常時の設計や構造規定によって構築しておくことが一般に行われており、地震力を考慮した設計を行うことは稀であった（高さ8 m以上の擁壁を除く）。しかし、最近においては、各種の盛土に対して、場合により地震時の安定を検討する必要があることが認識されてきた。例えば、道路土工の「り面工・斜面安定工指針³⁾」の考え方によれば、以下のような場合に地震時の安定の検討を行うものとしている。

(a) 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合

(b) 万一崩壊すると復旧に長時間を要し、道路機能を著しく阻害する場合

補強盛土に対しても、基本的には同様に考えて耐震検討を行うものとなろう。ただし、補強盛土は、通常の構造物に比べ、現実の地震条件下での挙動に関する経験ははるかに少ないので、地震時の検討はより慎重に行うことが望まれる。

(2) 設計地震力の設定

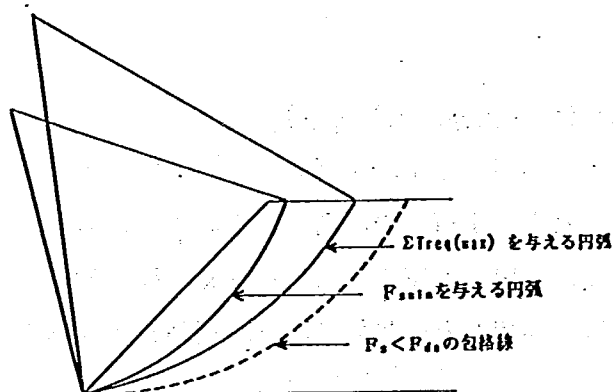
耐震設計を行う場合において設計に用いる地震力は、当該盛土構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する。

(3) 地震を考慮した無補強盛土の安定計算

地震を考慮した無補強盛土のすべり安定計算（震度法を用いた円弧すべり面法による安定計算）を行い、安全率が地震時の許容安全率を満足しているかどうかを判定する。

(4) 必要補強材張力の合計の算定

無補強盛土を安定にするために必要な補強材張力による水平外力の合力の最大値 $\Sigma T_{req}(\max)$ を求める。この場合、破壊モードは円弧すべりとし、すべての補強材はこのすべり面と交わるものとする。 $\Sigma T_{req}(\max)$ は、補強材の配置（敷設間隔）及び補強材張力の分布を与えることによって算出できる。なお、この $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面は、必ずしも安全率最小のすべり面ではないことに留意する。付図3.1.2には、無補強盛土において最小安全率を与える円弧、上述した $\Sigma T_{req}(\max)$ を与える円弧、安全率が地震時許容安全率 F_{da} より小さい領域の包絡線の一般的な位置関係を示す。



付図3.1.2 $\Sigma T_{req}(\max)$ を与える円弧

(5) 各補強材の必要引張力の算定

(4)に求めた必要外力を補強材の引張力で発揮させるとして、補強材の引張力の深さ方向の分布をのり面勾配の緩急によって単純に仮定をし、鉛直方向の敷設位置を設定して、各補強材の必要引張力 T_{req} を算定する。なお、これらの仮定・設定は、(4)の算定にも必要である。

(6) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定

(5)に求めた T_{req} に対して、個々の補強材が安定であるために、所定の安全率を満たすように、材料強度又は補強材料の敷設間隔及び定着長を設定する。

(7) 上記の考え方は、個々の補強材張力を張力分布の仮定から求めるとともに、その補強材が個々に安定であるようにするという補強材に関する部分内的安定に相当するものである。この条件から、補強材の配置が定まる。

(8) 補強領域の外的安定

次に、補強材の敷設された領域（補強領域）を一体と見なして、その部分が全体的に安定しているかどうかを照査する。この場合、破壊モードは、のり面が緩勾配のときは補強領域全体を含む円弧すべり、急勾配の時は、補強領域背面のすべり面を主働直線すべりとする滑動・転倒ならびに補強領域全体を含む円弧すべりとする。安定が保たれない場合は、敷設長を長くする。

(9) (8)は、補強領域の全体外的安定である。

(10) 補強領域の全体内的安定

(4)～(7)において、補強材の配置は ΣT_{req} が最大値となるすべり面に対して、補強材が全て交差し安定となるように定められたものであるが、さらに、このすべり面以外のすべり面に対しても安定であるかどうかを照査する。この場合、破壊モードは、円弧すべりとし、一部の補強材はこの円弧すべり面と交差しないこともある。安定が保たれない場合は、敷設長を長くするか、材料強度を増す。

(11) (10)は、補強領域の全体内的安定である。

(12) 部分安定の検討

残る部分安定として、のり面土のはらみ出し・抜け出し又は壁面工に対する安定検討がある。

3.2 盛土と土留壁との区分（盛土補強、補強土壁）

土留めの役割は、土留めに作用する土圧を反力として、盛土の全体又は部分安定を保持することにある。したがって、盛土と土留めの区別は以下のように考える。

盛土の場合、のり面表面に一般に土留め構造物がなく、構造物があっても、軽微（侵食や劣化の防止程度）または土圧が作用しない状態にある。補強材の巻込みがあっても、それには土圧が作用しない。

土留めの場合、のり面表面に抗土圧構造物があり、一般に構造物に土圧が作用し、構造物が

それに対して抵抗している。補強材の巻込みがあってその巻込みが土圧に抵抗している場合は、それより表側にある構造物には土圧が作用しないこともありうる。

すなわち、補強盛土が“盛土”であるためには、のり面勾配がある程度より緩いことが必要であり、逆に“土留め”であるためには、のり面勾配がある程度より急であることが必要である。

また、土塊の全体安定（剛体としての破壊）を考えた場合、破壊モードとして、すべり・滑動・転倒を通常考える。ここに、“すべり”とはすべりを考える対象土塊がすべり面に沿って一様の安全率を有すると考えるものである。また、“滑動”・“転倒”はすべりを考える対象土塊を前面土塊及び背面土塊の二つに区分し、背面土塊がすべり安全率＝1の極限つりあい状態にあるものとし、そのつりあいに必要な前面土塊からの力を逆に前面土塊に作用させたときに、前面土塊の安全率を求めるものである。したがって、この場合には、前面土塊と背面土塊の安全率は異なる。これらの破壊モードは、与えられた荷重条件に対して各々異なった値の安全率を有する。のり面勾配がゆるい場合には（盛土の場合）、すべり安全率が最も低く、転倒モードの安全率は高いと考えられ、盛土の場合には転倒の安定検討は通常行わない。逆に、のり面勾配が急な場合には（土留めの場合）、各々の安全率が同程度になりうると考えられ、すべてのモードの検討を行うのが一般である。

なお、土留構造に土圧が作用するかどうか、破壊モードとしてどのようなものを考えるべきかは、のり面勾配のみならず、盛土材の強度定数や地震外力の大きさにも依存し、盛土と土留とを単純にのり面勾配により一義的には区別することは不合理であり、のり面勾配のみによる盛土と土留の区分は一応の目安と考えるべきである。また、土圧の作用の有無並びに、どのような破壊モードが卓越するかを区切る限界となるのり面勾配は一般には一致せず、今後、理論的検討、ケース・スタディを積むことによって、適切な限界値を定めることができよう。なお、後述するような解析法による試算の例（後出3.7参照）として、付図3.7.1のような結果が得られており、震度 $k_h = 0.2$ 程度を想定した場合、のり面勾配が1:1程度より緩い場合には、無補強であっても、転倒に対する安全率は十分大きく、転倒モードの検討は省略してよいと考えられる。なお、この計算は、前述した付1.の方法を若干変更して行ったものである。

以上を要約すると付表3.2.1のようである。

付表3.2.1 盛土と土留の区分

要 因	盛 土	土 留
のり面勾配	緩	急
のり面保護構造物 への土圧	作用しない	作用する
全体破壊モード	すべりが卓越	すべり以外に転倒 等もありうる
部分破壊モード	共に補強材・土の部分破壊について検討 が必要	

3.3 盛土補強工法

3.3.1 盛土補強の地震時破壊モードとその検討方法

盛土補強の耐震設計として、以下に示す破壊モードについてそれぞれ検討する。

(1) 内的安定（付図3.3.1）

- 1) 補強材の破断または降伏
 - 2) 補強材の引抜け（背面、前面、巻込み部）
 - 3) 一部または全部の補強材を切るすべり面に対する安定
 - 4) すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する安定
- 1) 2)は補強材の部分安定であり、3) 4)は全体安定である。

耐震設計においては常時設計と同様に、1) 2)の破壊モードの検討から補強材の配置を基本的に定める。

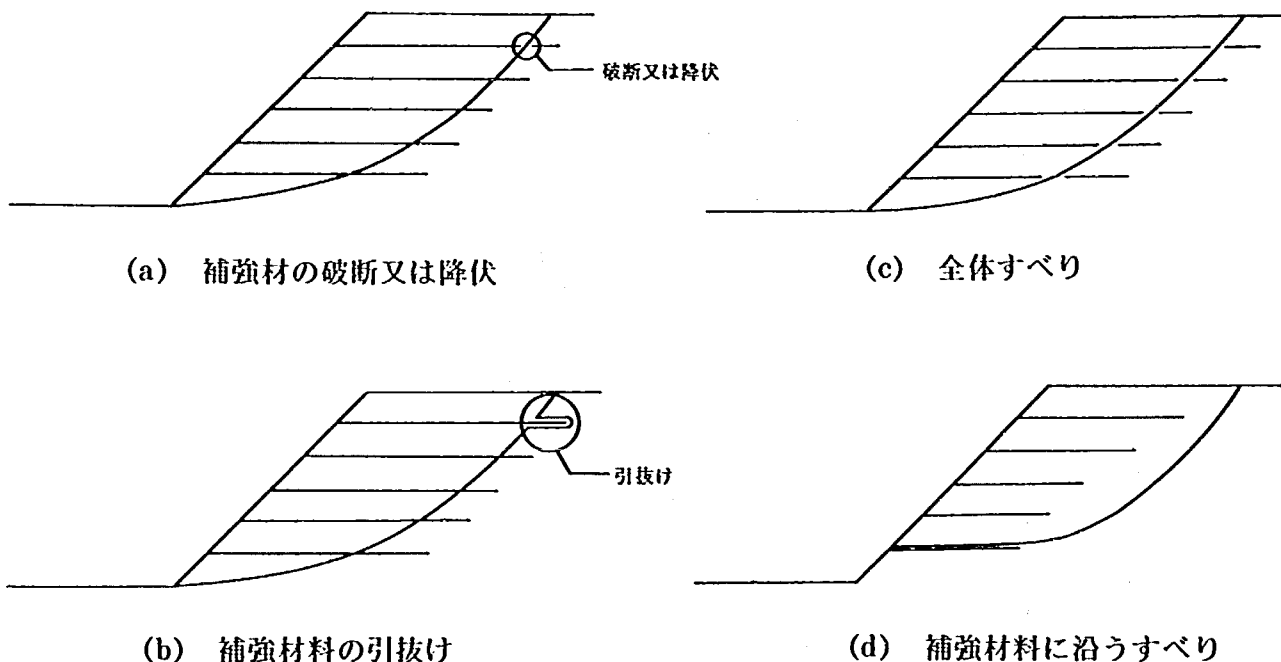
1)の破壊モードに対して、各層の必要補強材張力の算定、補強材料の選定、補強材の敷設間隔（敷設枚数）の設定を行う。

2)の破壊モードに対して、補強材が引き抜けないような定着長を確保し補強材の敷設長の設定を行う。

1) 2)により補強材の基本配置が定まる。なお、本マニュアルでは、補強材は同一材料、一定長とすることを原則とする。

3)の破壊モードに対して、設定された補強材配置に対して震度法及び補強材の効果を考慮した円弧すべり法による安定計算を行い、補強材料、敷設間隔（敷設枚数）、敷設長のチェックを行う。

4)の破壊モードに対しては、常時設計では検討を行っていないが、耐震設計においては設定された補強材配置に対してこのモードに対する検討を行い、補強材料及び補強材の敷設長のチェックを行う。すべり面の一部が補強材に沿う、すなわち一部のすべり面が直線となるすべりに対しては、3)において基本となっている円弧すべり面では表すことはできないので、別途複合すべり面（2直線すべり等）法により検討する必要がある。これに対しては、付1.



で述べた計算法又は試行くさび法を用いることができる。

(2) 外的安定（付図3.3.1）

補強材を切らない（補強領域の外側を通る）すべり面に対する安定

耐震設計においては常時設計と同様に、この破壊モードに対して、設定された補強材配置に対して震度法を用いた円弧すべり法による安定計算を行い、補強材の敷設長のチェックを行う。この場合もすべり面の一部が補強材に沿うすべりに対しては、円弧すべりではなく、2直線すべり等の複合すべり面法により検討する。

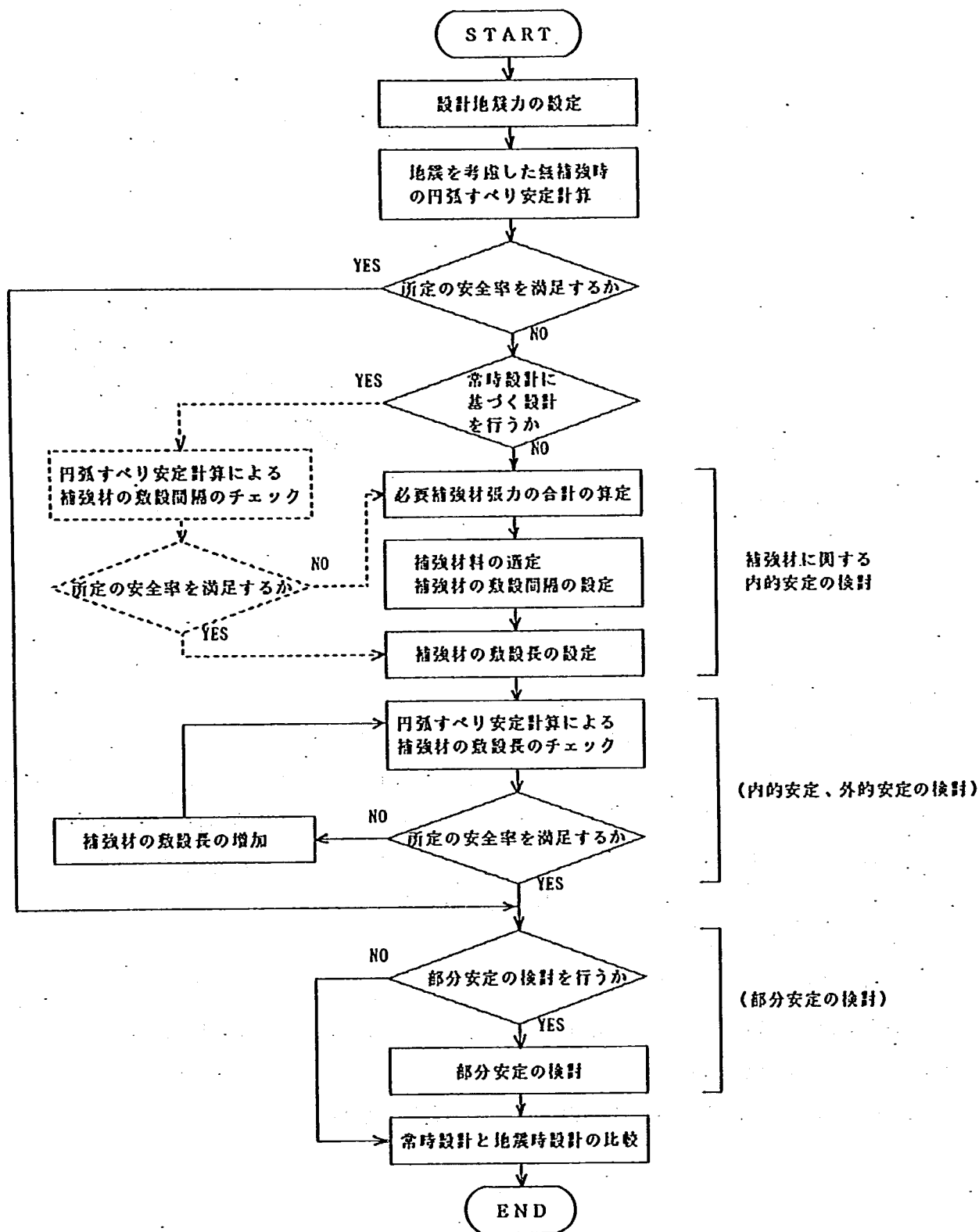
(3) 部分安定（付図3.3.1）

のり面土のはらみ出し・抜け出し

耐震設計においては、この破壊モードに対して、常時設計と同様な検討を行う。

3.3.2 設計の基本及び設計手順

盛土補強の耐震設計の基本的手順のフロー図を付図3.3.2に示す。



付図3.3.2 盛土補強の耐震設計の手順

(1) 設計地震力の設定

耐震設計を行う場合に設計に用いる地震力は、当該構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する。

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強盛土について、震度法により地震力を考慮した安定計算を行い、計算された最小安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足しているかどうかを判定し、耐震設計を行うかどうかを判定する。安定計算に用いる計算式を以下に示す。

盛土を対象にした場合、無補強時の安定性は、通常円弧すべり面法により安全率を計算して評価する。本マニュアルでは次式を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum_x \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\}}{\sum_x (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)} = \frac{M_R}{M_D} \quad (A3.3.1)$$

ここに、 R : すべり円弧の半径

ℓ : 分割片のすべり線の長さ

W : 分割片の重量

k_h : 水平震度

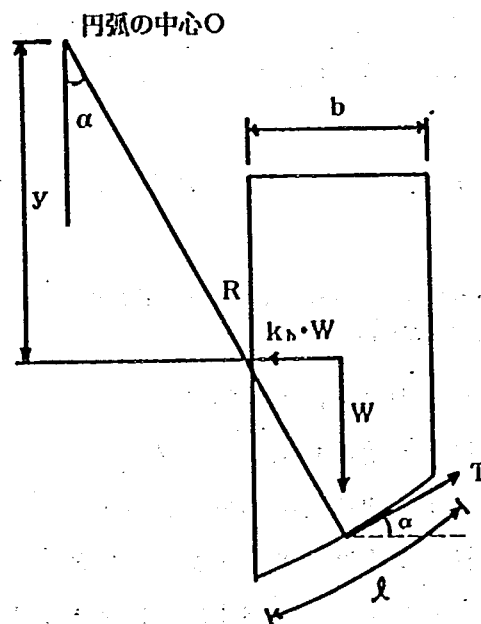
y, α : 付図3.3.3参照（注：付図3.3.3の T は補強時の補強材張力を示している）

M_R : 土塊による抵抗モーメント

M_D : 土塊による滑動モーメント

$\sum_x$: 鉛直に分割された各細片について水平方向（ x 方向）に加え合わせること

を意味する。



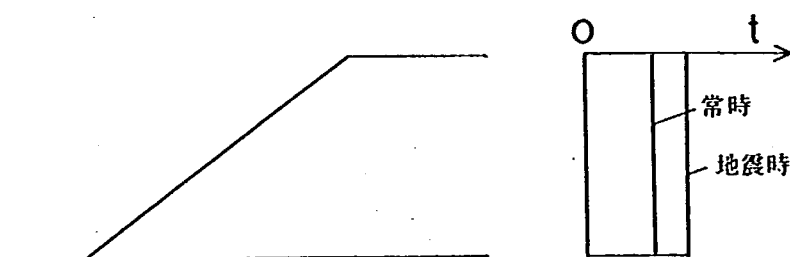
付図3.3.3 円弧すべり計算のためのスライス

無補強盛土の地震時許容安全率は、道路土工指針に準じて1.0とする。

(3) 必要補強材張力の合計の算定

盛土の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計の最大値を算定する。

補強材張力を考慮した円弧すべり計算を行うためには、各層の補強材張力がどのように分布しているかを仮定する必要がある。実際の補強材張力の分布は、補強領域の土と補強材の複合体が荷重に対してどのように変形してつりあうかに帰するが、このことに関する明瞭な実験結果は未だ少ない。本マニュアルでは、常時の設計法を準用して、常時・地震時共に単位層厚当りの補強材には付図3.3.4に示すように一定の張力が作用すると仮定する。また、最大必要補強材張力の合計の算定にあたっては、補強盛土の安定を保つために全ての補強材の引張力が寄与するものとする。さらに、この最大必要補強材張力の合計から個々の補強材の引張力を算定し、補強材に関する部分安定の検討を行う。



付図3.3.4 補強材張力の分布（盛土補強の場合）

(2)の結果、計算された安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足しない場合は、上述した仮定に基づき、安全率が地震時許容安全率 F_{da} を満足するのに必要な補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ の最大値 $\sum_y T_{req(max)}$ を円弧を様々に変えて算定する。算定方法は以下になる。

地震時の盛土補強の安全率計算式として、次式のような常時設計の計算式を準用した円弧すべり計算式を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum_x \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum_y T}{\sum_x (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)} = \frac{MR + \Delta MR}{MD} \quad (A3.3.2)$$

ここに、 T : 補強材張力（付図3.3.3参照）

MR : 土塊による地震時抵抗モーメント

MD : 土塊による地震時滑動モーメント

ΔMR : 補強材による抵抗モーメントの増加

$\sum_x$: 鉛直に分割された各細片について水平方向（ x 方向）に加え合わせることを意味する。

$\sum_y$: 各補強材ごとに鉛直方向（ y 方向）に加え合わせることを意味する。

盛土に対する地震時の許容安全率を F_{da} とすると、地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ は、式(A3.3.2)より以下のように導かれる。

$$F_{da} = \frac{MR + R \sum_y T_{req}}{MD}$$

$$\therefore \sum_y T_{req} = \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R} \quad (A3.3.3)$$

式(A3.3.3)で与えられる $\sum_y T_{req}$ の最大値 $\sum_y T_{req}(\max)$ を円弧を変えて探す。

盛土補強に対する地震時の許容安全率 F_{da} は、道路土工指針に準じて1.0とする。

なお、常時の場合、安全率計算式は、式(A3.3.2)において $k_h = 0$ とおいたものである。したがって、常時に許容安全率 F_{sa} を満足するのに必要な補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ は、式(A3.3.3)と同様に次式で与えられる。

$$\sum_y T_{req} = \frac{F_{sa} \cdot MD_0 - MR_0}{R} \quad (A3.3.4)$$

ここに、 MD_0 ：土塊による常時滑動モーメント

MR_0 ：土塊による常時抵抗モーメント

すべり円弧を換えて、式(A3.3.4)で与えられる $\sum_y T_{req}(\max)$ を求める。

(4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する部分的安定の検討）

(4)において計算された必要補強材張力の合計の最大値 $\sum_y T_{req}(\max)$ より(3)で前述した盛土補強の補強材張力の分布の仮定（各層で一定）に応じて、補強材料の選定、補強材の敷設間隔の設定を行う。盛土補強の常時設計で用いている補強材張力が一定分布という仮定は、1種類の補強材を使用して補強材の敷設間隔を均等配置（敷設間隔一定）とした場合に成立すると考えているものである。耐震設計でもこれを準用すると、補強材料の選定、補強材の敷設間隔の設定の具体的な手順として以下の2つの場合が考えられる。

1) 補強材の敷設間隔を先に定めた場合

このときは、補強材の敷設枚数 N が先に定まるから、次式を満たすような補強材料を選定する。

$$T_{AE} \geq T_{req} = \frac{\sum_y T_{req}(\max)}{N} \quad (A3.3.5)$$

ここに、 T_{AE} ：補強材の耐震設計用引張強さ

T_{req} ：補強材1枚当りの必要引張力

2) 補強材料を先に選定した場合

このときは、補強材の耐震設計用引張強さ T_{AE} が先に定まるから、次式を満たすような補強材の敷設枚数 N を選定し、敷設間隔を定める。

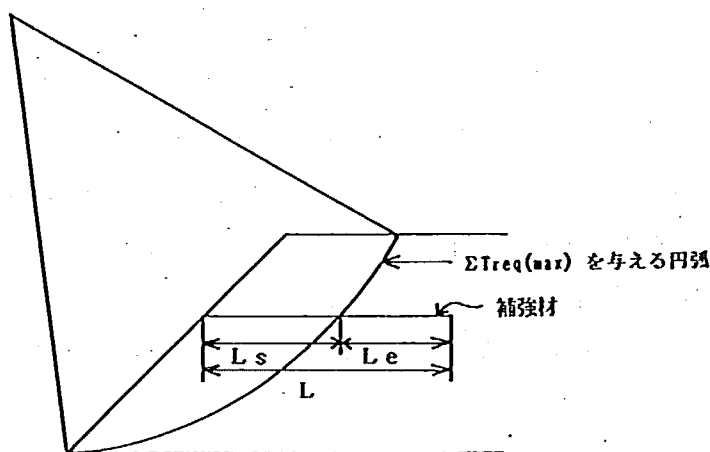
$$N \geq \frac{\sum_y T_{req}(\max)}{T_{AE}} \quad (A3.3.6)$$

補強材の耐震設計用引張強さは、補強材が高分子材料であることから、載荷速度や載荷時間の影響を受け、緩速かつ長期載荷の常時設計用引張強度よりも大きくなるのが、既往のいくつかの実験結果より示されている（文献3）、4）、後出付3.6参照）。しかし、本マニュアルでは、多様な補強材を対象としていることや耐震設計用引張強さを求める試験方法が確立していないこと等から、耐震設計用引張強さは常時設計用引張強さに等しいものとしている。なお、常時設計用引張強さは、標準速度の引張試験から求める引張強さに対して、クリープ特性を考慮してかなり割引いて用いることになっている。

(5) 補強材の敷設長の設定（補強材に関する部分内的安定の検討）

補強材の敷設長は、必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ を与えるすべり面に対して補強材の張力が十分に発揮できる定着長を確保するものとする。そのために、付図3.3.5に示すように各層の補強材の敷設長 L は、必ず盛土のり面から $\Sigma T_{req(max)}$ を与えるすべり面までの長さ L_s を確保し、さらに各補強材に T_{req} が作用しても定着できる長さ L_e を確保する。また、施工上の便を考慮し、補強材の敷設長 $L(=L_s+L_e)$ は各層ですべて一定にすることを標準とする。補強材の引抜け抵抗は常時設計と同じ摩擦係数を用いて求める。

なお、地震時の引き抜き抵抗に関する安全率 F_{da} は1.2とする。



付図3.3.5 補強材の敷設長の設定

(6) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（外的安定の検討）

(4)(5)において設定された補強材配置に対して、補強領域を一体と仮定した外的安定の検討を行い、補強材の敷設長のチェックを行う。検討には式(A3.3.1)を用いる。地震時許容安全率は1.0とする。この許容安全率を満足しない場合には補強材の敷設長を長くして繰り返し安定計算を行う。

(7) 安定計算による補強材の材料、敷設間隔、敷設長のチェック（内的安定の検討）

1) 一部または全部の補強材を切る円弧すべり面に対する内的安定の検討

(4)(5)において設定された補強盛土に対して、一部または全部の補強材を切る円弧すべり面に対する内的安定の検討を行い、補強材料、敷設間隔、敷設長のチェックを行う。検討には式(A3.3.2)を用いる。地震時許容安全率は1.0とする。

ここに、全体安定検討に用いる補強材による張力 T は、すべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さ T_{avail} である。発揮可能強さ T_{avail} は、補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ T_{AE} 及び引抜き抵抗力の小さい方の値である。

この許容安全率を満足しない場合は以下のように対処して、繰り返し安定計算を行うものとする。

(a) 全ての補強材がすべり面と交わっている場合

- ・補強材の敷設枚数を増やす（敷設間隔を小さくする）。
- ・補強材の材料を強度の大きいものに変更する。

なお、補強材の材料を変更した場合には、設計を(4)の敷設間隔の設定からやり直す。

(b) 一部の補強材がすべり面と交わっている場合

- ・すべり面と交わっていない補強材がすべり面と交わるように補強材の敷設長を長くする

2) すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する内的安定

土との摩擦係数が小さい材料を補強材として用いた場合には、(4)(5)において設定された補強盛土に対して、すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する内的安定の検討を行い、補強材料、敷設長のチェックを複合すべり面法により行う。

また、この許容安全率を満足しない場合は、補強材の材料を土との摩擦係数が大きいものに変更する。補強材の材料を変更した場合には、設計を(4)補強材の敷設間隔の設定からやり直す。

なお、(3)必要補強材張力の合計の算定、および(7)安定計算による補強材の材料、敷設間隔、敷設長のチェックにおいては、共に式(A3.3.2)を用いている。このことから、耐震設計に先立って常時設計による補強材の配置が定まっている場合には、次のような検討の流れもありうる。式(A3.3.2)において、補強材の引張強度 T_{AE} を用いて、(7)の全体的内的安定を検討する。この結果、すべてのすべり面に対して全体的安全率 F_s が $F_s \geq F_{da}$ （地震時許容安全率）となれば、

$$F_s = \frac{MR + R \sum T_{AE}}{MD} \geq F_{da}$$

である。したがって、

$$\sum T_{AE} \geq \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R} = \sum T_{req}$$

$$\therefore \sum T_{AE} \geq \sum T_{req(max)}$$

$$\therefore T_{AE} \geq T_{req(max)}$$

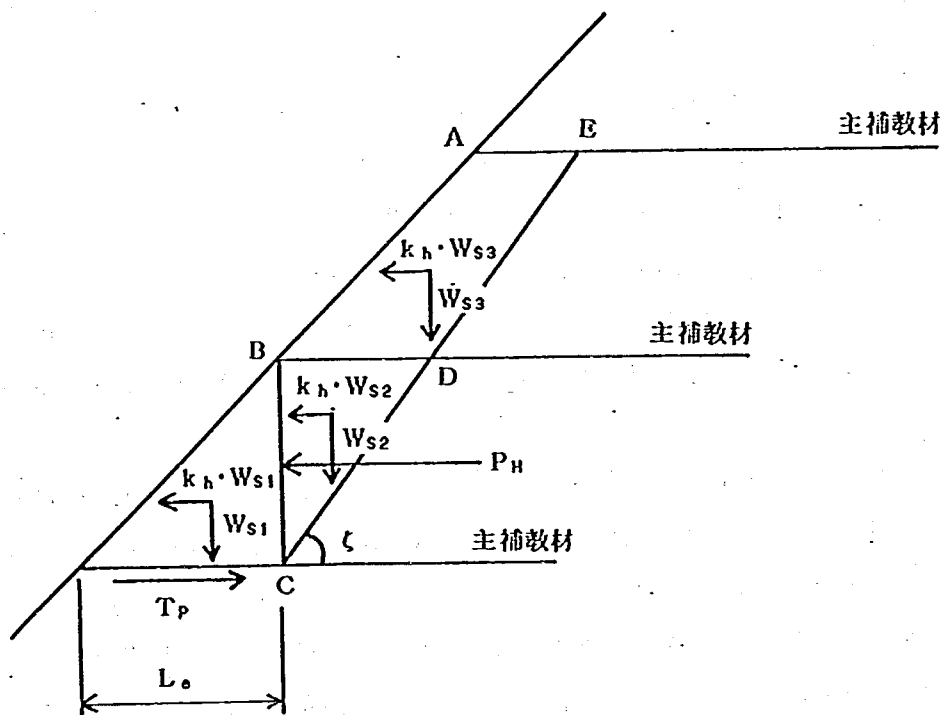
となり、各補強材の必要補強材力は補強材の引張強度以下であり常時設計で定めた補強材料、敷設間隔が耐震設計の場合にも、そのまま用いられることを示している。ただし、敷設長は、 $\Sigma T_{req} = \Sigma T_{req(max)}$ となるすべり面から、各補強材に T_{req} が作用しても定着できる長さを確保する。

(8) 部分安定の検討

ここでは、盛土のり面の部分安定として補強材にはさまれたのり面土の安定の検討を行う。

補強材の敷設間隔が広くなる場合には、補強材にはさまれたのり面部分の安定を検討する。検討項目及び方法は、補強盛土の常時設計に準ずる（付図3.3.6参照）。

ただし、付図3.3.6の仮想背面に作用する水平土圧は地震時土圧を用いる。地震時土圧は試行くさび法又はこれに等価な方法で算定する。以下に地震時土圧算定法の1例を示す。地震時の主働崩壊角 ζ は次式により計算する。



付図3.3.6 部分安定の検討

$$\cot \zeta = -\tan \phi + \sec \phi \sqrt{\frac{\cos \theta \cdot \sin \phi}{\sin(\phi - \theta)}} \quad (A3.3.7)$$

ここに、 ζ ：背面土塊の崩壊面が水平面となす角度(°)

ϕ ：土の内部摩擦角(°)

θ ：地震合成角($=\tan^{-1}k_h$)

k_h ：震度

この計算式は、擁壁に作用する地震時の主働土圧⁹⁾を以下の仮定に基づき導いたものである。

- ① 土の粘着力 $c = 0$
- ② 背面土鬼の天端が水平
- ③ 壁面が鉛直
- ④ 壁面摩擦角 $\delta = 0$

部分安定の検討に用いる地震時土圧 Ph は次式で求める。

$$Ph = (W_{S2} + W_{S3}) \cdot \{\tan(\zeta - \phi) + \tan \theta\} \quad (A3.3.8)$$

ここに、 W_{S2} 、 W_{S3} ：付図3.3.6参照。

(9) 常時設計と耐震設計の比較

通常、常時設計と耐震設計による設計断面は異なるものとなる。そこで、常時設計と耐震設計による設計断面の比較を行い、補強材配置の決定を行う必要がある。比較の結果、きびしい条件を与える設計の設計断面を採用する。具体的には、補強材の敷設枚数が多い方、敷設長が長い方を採用する。

3.3.3 耐震設計に用いる許容安全率

付表3.3.1に常時及び耐震設計に用いる許容安全率の一覧表を示す。本マニュアルにおける安全率は、他のマニュアルの例、道路土工指針⁶⁾の例等を参考に定めた。許容安全率による補強材配置の差異について後出付3.8に示した。

付表3.3.1 盛土補強の耐震設計に用いる許容安全率

安全率の種類	許容安全率	
	常 時	地震時
円弧すべりに対する安全率	1.2	1.0
補強材の設計引張強さ	低減率 μ (3.1.3参照)	割増率 λ (6.1.3参照)
補強材の引き抜き	2.0	1.2
のり面の抜け出し	1.2	1.0

注) 低減率 μ は補強材の破断強さ T_{max} に対する値

割増率 λ は補強材の常時設計引張強さ T_d に対する値

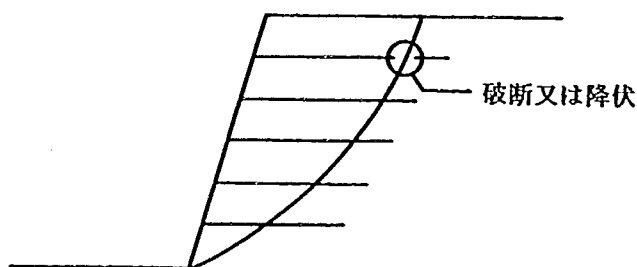
3.4 補強土壁工法

3.4.1 補強土壁の地震時破壊モードとその検討方法

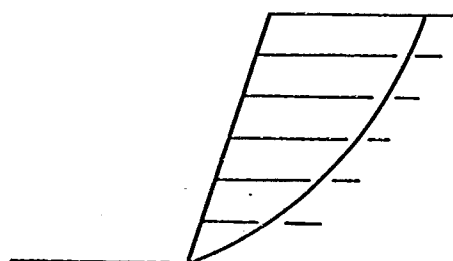
補強土壁の耐震設計として、以下に示す破壊モードについてそれぞれ検討する。

(1) 内的安定 (付図3.4.1)

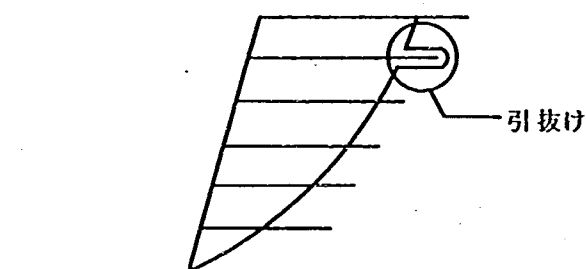
- 1) 補強材の破断または降伏
- 2) 補強材の引抜け（背面、前面、巻込み部）
- 3) 一部または全部の補強材を切るすべり面に対する安定
- 4) すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する安定



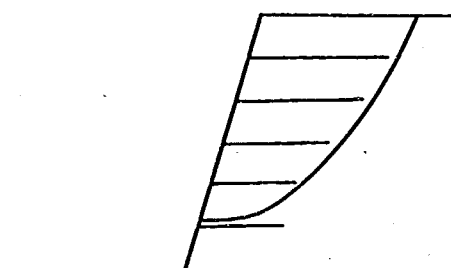
(a) 補強材の破断又は降伏



(c) 全体すべり



(b) 補強材の引抜け



(d) 補強材料に沿うすべり

付図3.4.1 補強土壁の地震時破壊モード

1) 2)は補強材の部分安定であり、3) 4)は全体安定である。

耐震設計においては常時設計と同様に、1)2)の破壊モードの検討から補強材の配置を基本的に定める。

1)の破壊モードに対して、各層の必要補強材張力の算定、補強材料の選定、補強材の敷設間隔（敷設枚数）の設定を行う。

2)の破壊モードに対して、補強材が引き抜けないような定着長を確保し補強材の敷設長の設定を行う。

1)2)により補強材の基本配置が定まる。なお、本マニュアルでは、補強材は同一材料、一定長とすることを原則とする。

3)の破壊モードに対して、設定された補強材配置に対して震度法及び補強材の効果を考慮した円弧すべり法による安定計算を行い、補強材料、敷設間隔（敷設枚数）、敷設長のチェックを行う。

4)の破壊モードに対しては、常時設計では検討を行っていないが、耐震設計においては設定された補強材配置に対してこのモードに対する検討を行い、補強材料及び補強材の敷設長のチェックを行う。すべり面の一部が補強材に沿うすなわち一部のすべり面が直線となるすべりに対しては、3)において基本となっている円弧すべり面では表すことはできないので、別途複合すべり面（2直線すべり等）法により検討する必要がある。これに対しては、付1.で述べた計算法又は試行くさび法を用いることができる。

(2) 外的安定（付図3.4.1）

補強材を切らない（補強領域の外側を通る）すべり面に対する安定耐震設計においては常時設計と同様に、この破壊モードに対して、設定された補強材配置について震度法を用いて補強領域を一体と仮定した円弧すべり・滑動及び転倒に対する安定計算を行い、補強材の敷設長のチェックを行う。

(3) 部分安定（付図3.4.1）

壁面工の安定

耐震設計においては、この破壊モードに対して、常時設計と同様な検討を行う。壁面工の安定は、壁面工自体の圧縮・曲げ破壊、壁面工と補強材の接続部の破断を検討する。

3.4.2 設計の基本及び設計手順

補強土壁の耐震設計の基本的手順のフロー図を付図3.4.2に示す。

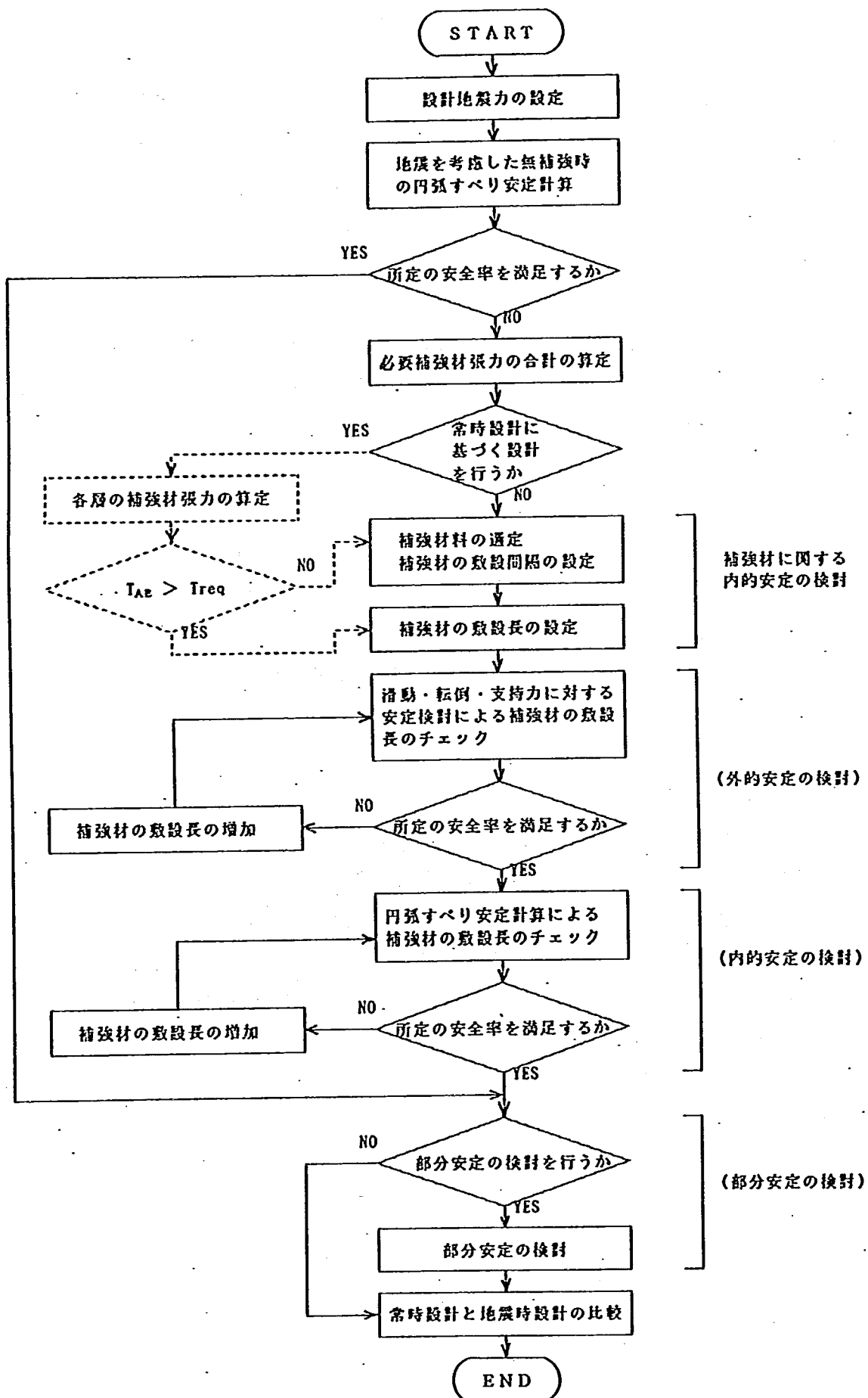
(1) 設計地震力の設定

耐震設計を行う場合に設計に用いる地震力は、当該構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する。

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強盛土について、震度法により地震力を考慮した安定計算を行い、計算された最小安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足しているかどうかを判定し、耐震設計を行うかどうかを判断する。安定計算に用いる計算式を以下に示す。

盛土を対象にした場合、無補強時の安定性は、通常円弧すべり面法により安全率を計算して評価する。本マニュアルでは次式を用いる。



付図3.4.2 補強土壁の耐震設計の手順

$$F_s = \frac{R \Sigma \{c \ell + (W \cdot \cos \alpha - k_h W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\}}{\Sigma (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_h W \cdot y)} = \frac{MR}{MD} \quad (A.3.4.1)$$

ここに, R : すべり円弧の半径

ℓ : 分割片のすべり線の長さ

W : 分割片の重量

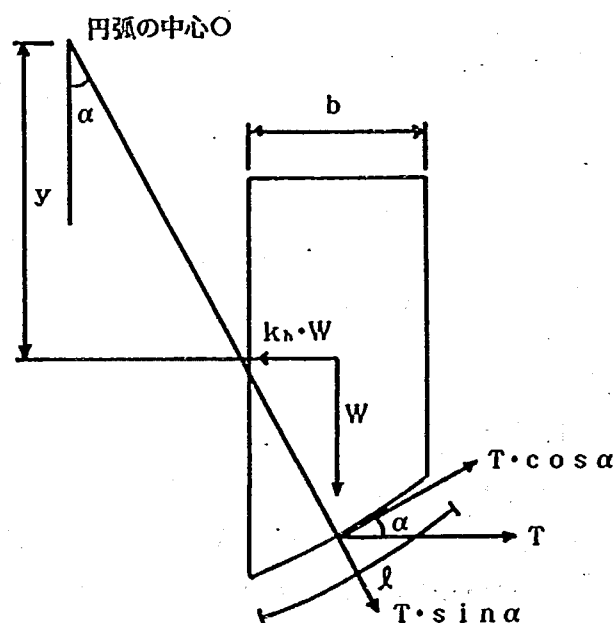
k_h : 水平震度

y, α : 付図3.4.3参照 (注: 付図3.4.3の T は補強時の補強材張力を示している)

MR : 土塊による抵抗モーメント

MD : 土塊による滑動モーメント

Σ : 鉛直に分割された各細片について水平方向 (x 方向) に加え合わせることを意味する。



付図3.4.3 円弧すべり計算のためのスライス

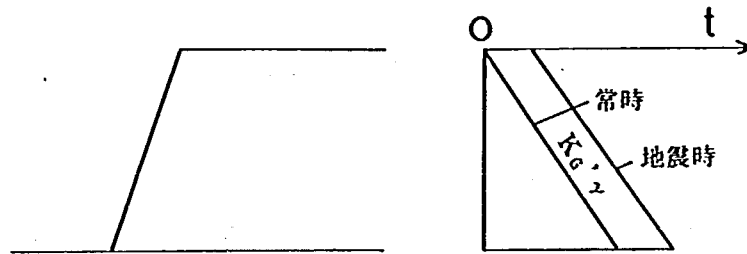
この計算式は3.3盛土補強工法の式(A3.3.1)と同じである。無補強盛土の地震時許容安全率は、道路土工指針に準じて1.0とする。

(3) 各層の必要補強材張力の算定

盛土の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計の最大値を算定する。

補強材張力を考慮した円弧すべり計算を行うためには、各層の補強材張力がどのように分布しているかを仮定する必要がある。実際の補強材張力の分布は、補強領域の土と補強材の複合体が荷重に対してどのように変形してつりあうかに帰するが、このことに関する明瞭な実験結果は未だ少ない。本マニュアルでは、常時の設計法を準用して、補強土壁に

においては、各層の補強材張力の分布に関して付図3.4.4に示すような特性があると仮定する。また、最大必要補強材張力の合計の算定にあたっては、補強盛土の安定を保つために全ての補強材の引張力が寄与するものとする。さらに、この最大必要補強材張力の合計から個々の補強材の引張力を算定し、補強材に関する部分安定の検討を行う。



付図3.4.4 補強材張力の分布（補強土壁の場合）

常時における補強材張力の特性

- 1) のり面勾配が急勾配の場合、盛土過程において、下部の補強材には引張力が累積する。
- 2) 補強材の敷設長が十分長く、1)ののり面の変形の拘束を一樣に行う場合には、のり面安定に必要な拘束応力（単位層厚当りの張力 t ）は、のり面深さ方向に対して直線的に増加する。すなわち、各層の単位層厚当りの張力はのり面深さ方向に比例的に大きくなるものとした。

地震時における補強材張力の特性

- 1) 地震時には、のり面の応答および前方への変形は一般にのり面上部ほど大きい。
- 2) 補強材の敷設長が十分長く、1)の地震時ののり面の変形の拘束を一樣に行うためには、常時のようにのり面深さ方向に増加するというパターンではないであろう。
- 3) 1), 2)の考察, Richardson, Lee のテールアルメに関する振動実験の結果⁷⁾, 擁壁に作用する地震時土圧の分布⁸⁾, 有限要素法による補強盛土の解析結果等に基づき、地震力による各層の単位層当りの張力はのり面深さ方向に一定とした。

(2)の結果、計算された安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足しない場合は、上述した仮定に基づき、安全率が地震時許容安全率 F_{da} を満足するのに必要な補強材張力の合計 ΣT_{req} の最大値 $\Sigma T_{req}(\max)$ を円弧を様々に変化させて算定し、さらに、各層の必要補強材張力の算定に必要な係数 K_G' 、地震力による引張力増分 Δt を求める。算定方法は以下の方法による。

地震時の補強土壁の安全率計算式として、次式のような常時設計の計算式を準用した円弧すべり計算式を用いる。

$$F_s = \frac{R \sum_x \{cl + (W \cdot \cos \alpha - k_b W \cdot \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum_y \{T(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)\}}{\sum_x (R \cdot W \cdot \sin \alpha + k_b W \cdot y)}$$

$$= \frac{MR + \Delta MR}{MD} \quad (A3.4.2)$$

ここに、T : 補強材張力（付図3.4.3参照）

MR : 土塊による抵抗モーメント

MD : 土塊による滑動モーメント

ΔMR : 補強材による抵抗モーメントの増加

$\sum_x$: 鉛直に分割された各細片について水平方向（x方向）に加え合わせることを意味する。

$\sum_y$: 各補強材ごとに鉛直方向（y方向）に加え合わせることを意味する。

盛土天端より深さ y における単位層厚当りの張力 t を、次式で表す。

$$t = K_G' \sigma_v + \Delta t = K_G' \gamma y + \Delta t \quad (A3.4.3)$$

ここに、 Δt : 地震力による単位層厚当りの張力の増分であり、深さ方向に一定とする

$K_G' \gamma y$: 地震力がないときの単位層厚当りの張力であり、深さ方向に直線的に増加するものとする

地震時の必要補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ は、式(A3.4.3)より次のように与えられる。

$$\sum_y T_{req} = \int_0^H t dy = \frac{1}{2} K_G' \gamma H^2 + \Delta t \cdot H = \sum_y T_{req}' + \Delta t \cdot H \quad (A3.4.4)$$

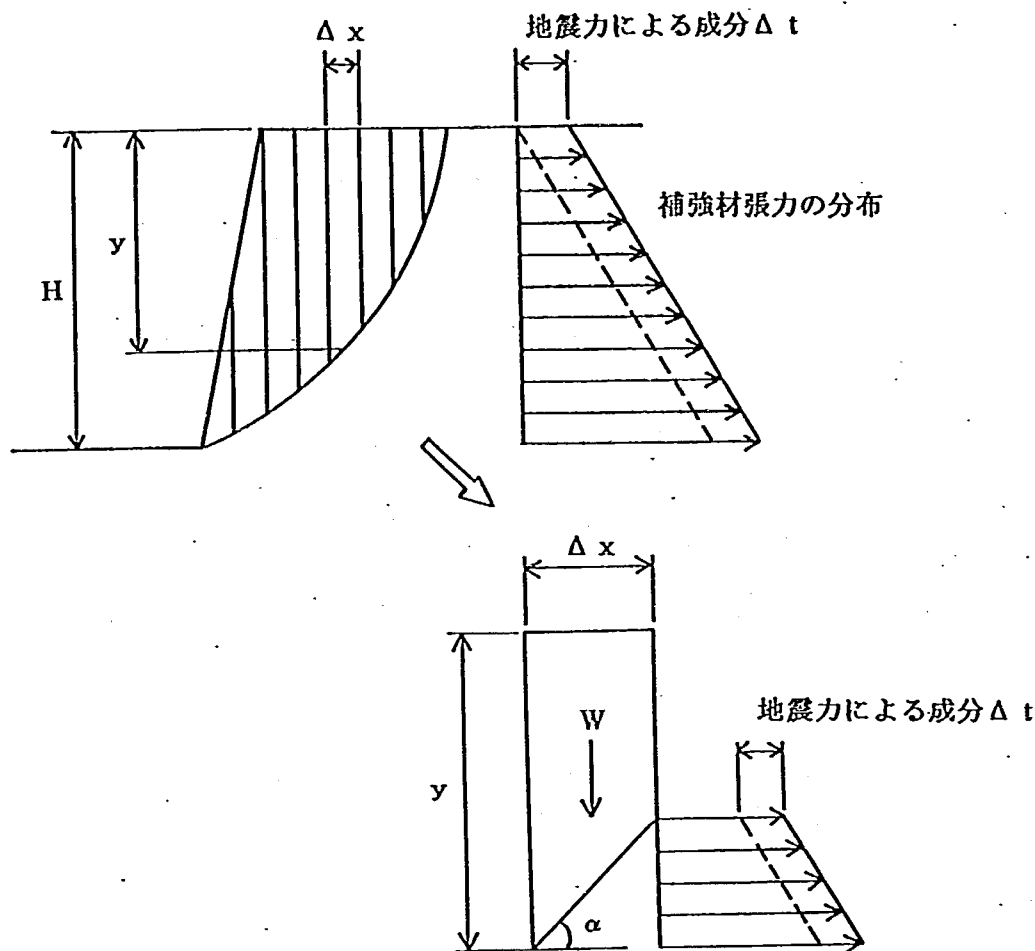
ここに、 $\sum_y T_{req}'$: 地震力を考慮して設定されたすべり面に対して地震力がないときの必要補強材張力の合計

これより、

$$\Delta t = \frac{\sum_y T_{req} - \sum_y T_{req}'}{H} \quad (A3.4.5)$$

付図3.4.5において $T = t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha$ （ Δx : 分割片の幅）を用いて、式(A3.4.2)を書き換えると、次式のようなになる。

$$F_s = \frac{MR + R \sum_y \{(t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha)(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)\}}{MD}$$



付図3.4.5 補強材引張力の分布の仮定

次に、 $A = \Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)$ とおいて式(A3.4.3)を用いると

$$F_s = \frac{MR + R \sum_y \{(K_G' r y + \Delta t) A\}}{MD}$$

地震時の内的すべり安定に対する許容安全率をFdaとすると、次式のようになる。

$$F_{da} = \frac{MR + R \sum_y \{(K_G' r y + \Delta t) \cdot A\}}{MD} \quad (A3.4.6)$$

$$\therefore \Delta t = \frac{F_{da} \cdot MD - MR - RK_G' r \sum_y (y \cdot A)}{R \cdot \sum_y A} \quad (A3.4.7)$$

式(A3.4.4)から

$$\therefore \sum_y T_{req} = \left(\frac{F_{da} \cdot MD - MR - RK_G' r \sum_y (y \cdot A)}{R \cdot \sum_y A} \right) H + \frac{1}{2} K_G' r H^2 \quad (A3.4.8)$$

すべり円弧を変え、その円弧に対するMD, MR, K_G' を算定し、式(A3.4.8)で与えられる $\sum_y T_{req}$ の最大値を与えるすべり円弧およびその最大値 $\sum_y T_{req}(\max)$ 、滑動モーメントMD、抵抗モーメントMRを求め、そのときに式(A3.4.7)で与えられる地震時引張力増分 Δt を計算する。

補強土壁に対する地震時の許容安全率 F_{sa} は、道路土工指針に準じて1.0とする。

なお、常時の場合、安全率計算式は、式(A3.4.2)において $k_h = 0$ とおいたものである。
常時の場合、盛土天端より深さ y における単位層厚当りの張力 t は次式で表される。

$$t = K_G \sigma_v = K_G \gamma y$$

したがって、常時の必要補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ は、上式より次のように与えられる。

$$\sum_y T_{req} = \int_0^H t \, dy = \frac{1}{2} K_G \gamma H^2$$

$$\therefore K_G = \frac{2 \sum_y T_{req}}{\gamma H^2}$$

$$\therefore t = \frac{2 \sum_y T_{req}}{H^2} y$$

付図3.4.5において、地震時と同じく $T = t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha$ を用いて、 $k_h = 0$ とおいた式(A3.4.2)を書き換えると次式のようになる。

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{MR_0 + R \sum_y \{(t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha)(\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \alpha)\}}{MD_0} \\ &= \frac{MR_0 + R \sum_y (K_G \gamma y \cdot A)}{MD_0} \\ &= \frac{MR_0 + R \sum_y \left(\frac{2 \sum_y T_{req}}{H^2} y \cdot A \right)}{MD_0} \\ &= \frac{MR_0 + R \frac{2 \sum_y T_{req}}{H^2} \cdot \sum_y (y \cdot A)}{MD_0} \end{aligned}$$

ここに、 MR_0 ：土塊による常時抵抗モーメント

MD_0 ：土塊による常時滑動モーメント

A ： $\Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \alpha)$ （前出）

上式から、常時に許容安全率 F_{sa} を満足するのに必要な補強材張力の合計 $\sum_y T_{req}$ は、次式で与えられる。

$$\sum_y T_{req} = \frac{F_{sa} \cdot MD_0 - MR_0}{\frac{2R}{H^2} \sum_y (y \cdot A)} \quad (A3.4.9)$$

すべり円弧を換えて、式(A3.4.9)で与えられる $\sum T_{req}$ の最大値 $\sum T_{req}(\max)$ を求める。
そして、この値から単位層厚当りの補強材張力を以下のように求める。

$$\Sigma T_{req}(\max) = \frac{1}{2} K_G \gamma H^2 \quad (A3.4.10)$$

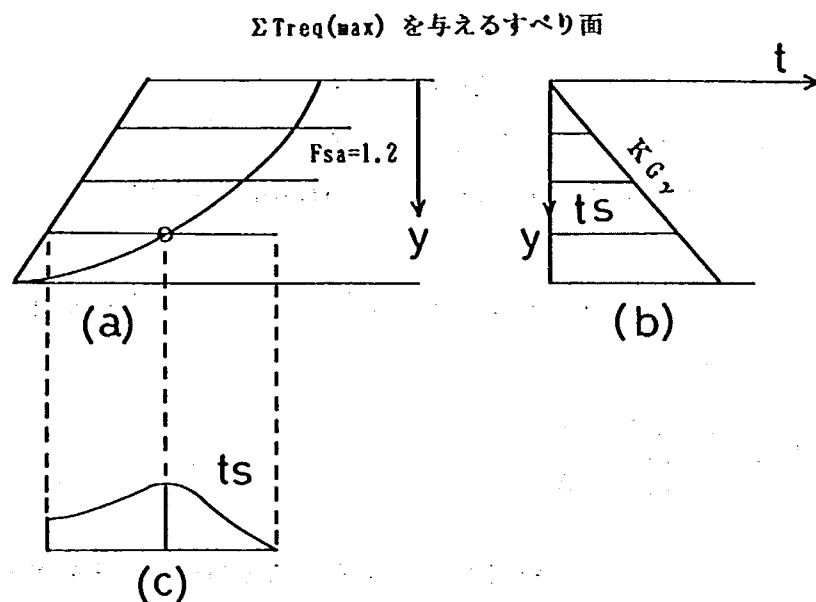
$$t_s = K_G \gamma y = \frac{2 \Sigma T_{req}(\max)}{H^2} y \quad (A3.4.11)$$

式(A3.4.7)(A3.4.8)が、それぞれ地震力による単位層厚当りの張力の増分 Δt および地震時の必要補強材張力の合計 ΣT_{req} を与える式である。これらの式又は、付図3.4.4から明らかなように、 Δt および ΣT_{req} は、地震力がないときの単位層厚当りの張力 $K_G' \gamma y$ に依存する。ここで、常時設計と耐震設計における補強材の基本配置の設定方法の概略を再述する。

常時

常時の必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(\max)$ は付図3.4.6(a)に示すように、 $F_{sa} = 1.2$ に対して求められる。そして、この値から、式(A3.4.11)により、単位層厚当りの補強材張力 t_s を求める。

この t_s は、本来 $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり土塊を安定化するために補強材がすべり面と交差する所で生ずるものと考えられる(付図3.4.6(b))。すべり面の位置を変えて同様の計算を行えば、 ΣT_{req} は $\Sigma T_{req}(\max)$ より小さく、したがって K_G より小さい係数 K が得られ、単位層厚当りの補強材張力 t は上述の値より小さくなる。実際このような計算を行うまでもなく、既往の補強材張力測定結果によると、補強材張力は特定のすべり面との交差部にのみ生ずるのではなく、付図3.4.6(c)のように補強材の全長にわたって生ずる。設計上は、この t_s から各補強材に作用する引張力を算定し、その値よりも大きい引張強度の材料及び定着長を確保するようにする。

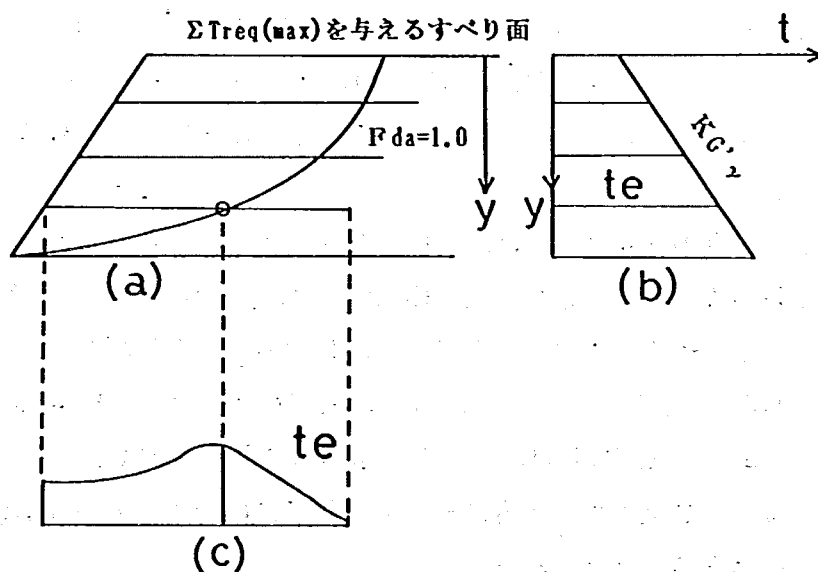


付図3.4.6 補強材引張力分布(常時)

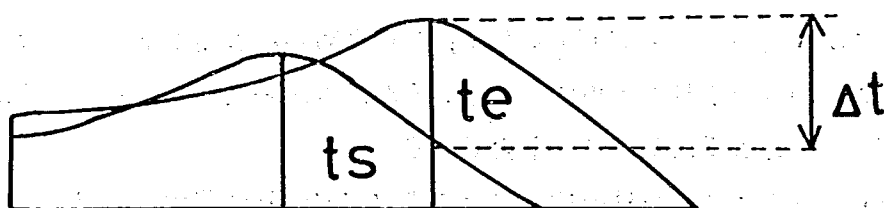
地震時

地震時の必要補強材張力の最大 $\Sigma T_{req}(\max)$ は、付図3.4.7(a)に示すように $F_{da}=1.0$ に対して求められる。 $\Sigma T_{req}(\max)$ を与えるすべり面は、地震時には一般に常時よりもり面から深くなる。そして、この値から単位層厚当りの補強材張力 t_e は付図3.4.7(b)のように求める。補強材張力は、常時の場合の付図3.4.6(c)と同様に付図3.4.7(c)のようになる。

ここで、付図3.4.6(c)の t_s と付図3.4.7(c)の t_e を重ね合わせて考えると付図3.4.8(a)のようになる。 t_s および t_e を与えるすべり円の位置は、常時・地震時の許容安全率（それぞれ1.2, 1.0）の違いや震度の大きさに依存し、両者は一般に異なる。又、同じ理由により、 t_e の方が必ずしも t_s よりも大きいとは限らない。言うまでもなく、常時・地震時の許容安全率を等しくすると、 t_e は必ず t_s より大きい。許容安全率がこのような異なる場合、付図3.4.8(a)のように計算上、地震時張力が常時張力よりも小さいという結果になることもある。これは、やや分かりにくいことであるが、これに対して、以下のような対応の仕方がありえよう。



付図3.4.7 補強材引張力分布（地震時）



付図3.4.8 常時（必要）引張力 t_s と地震時（必要）引張力 t_e の比較

- 1) 地震時張力を常時張力と切離して考え、あくまで地震時の必要補強材力が確保されれば地震時の安定が確保できると考え、地震時の補強材配置を定め、最終的に常時の補強材配置と比較し、両者を包含する配置とする。この場合には、上述した方法により、地震時の最大必要補強材力を求めるが、そこにおいて用いる K_G' は、この地震時の最大必要補強材力を与えるすべり面において地震力がない場合の必要補強材力を与えるものであり、常時の設計に用いる K_G よりも小さい。この場合の、計算フローは、付図3.4.9のようになる。なお、この方法によると、のり面勾配が緩く、震度が大きくなると、最大必要補強材力を与えるすべり面がのり面から深く（緩く）なり、 K_G' は極端に小さく、地震時張力成分としては深さ方向に一定の Δt の成分が大きくなる。
- 2) 常時の必要補強材力を常時作用力と見なし、地震時張力はこれを下回ることはないを考える。すなわち、地震時の補強材力 t_e を

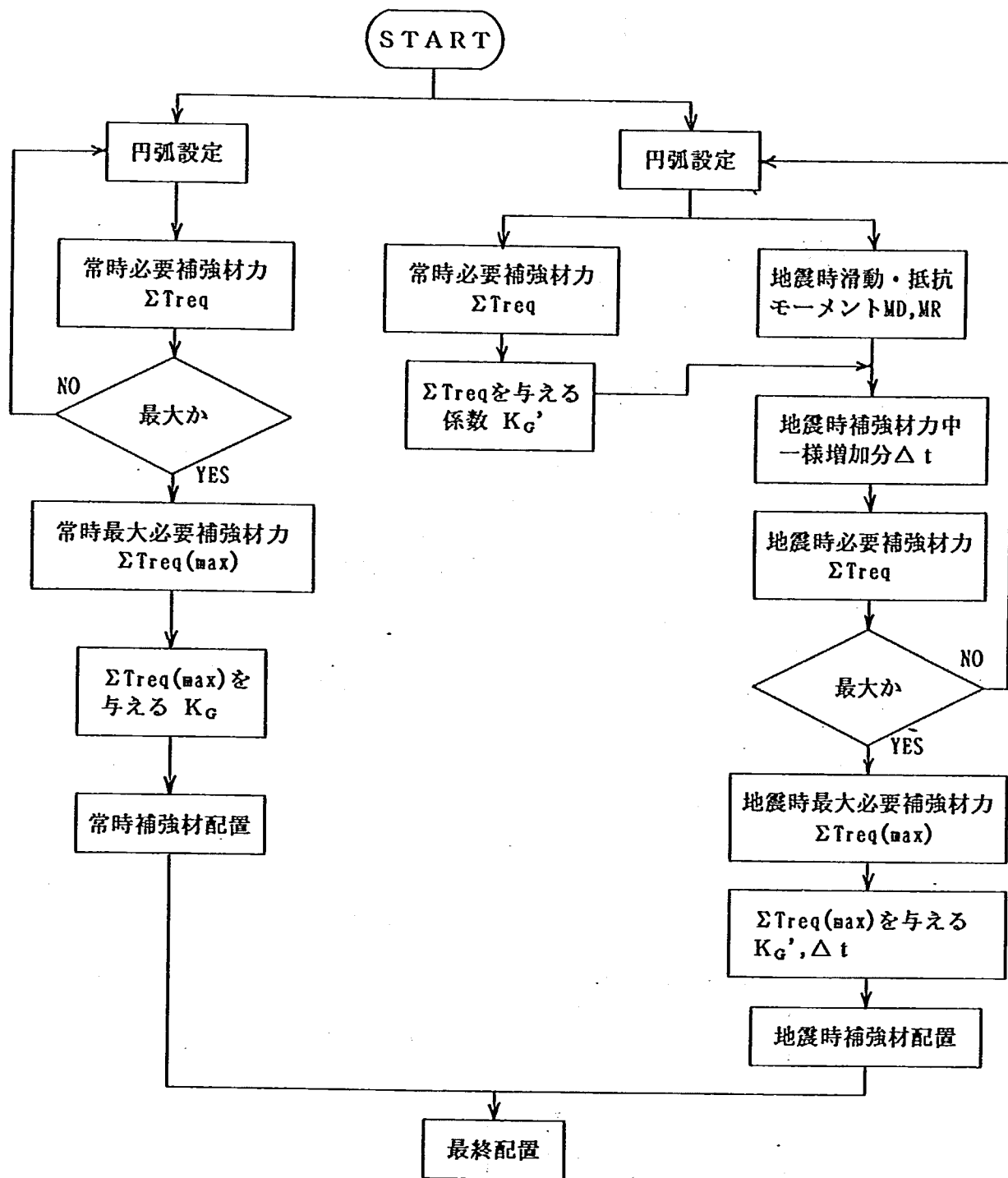
$$t_e = t_s + \Delta t = K_G \gamma y + \Delta t$$

と考える。この場合には、式(A3.4.8)において $\Sigma K_G' = K_G$ において $\Sigma_y T_{req}$ が求まる。そして、すべり円弧を様々に変えて $\Sigma_y T_{req}$ の最大値 $\Sigma_y T_{req}(\max)$ を求める。さらに、式(A3.4.7)において $K_G' = K_G$ において Δt を求める。この方法によると震度が小さい場合には、 $\Delta t \leq 0$ となることもあるが、その場合には、 $\Delta t = 0$ と見なし $t_e = t_s$ とする。

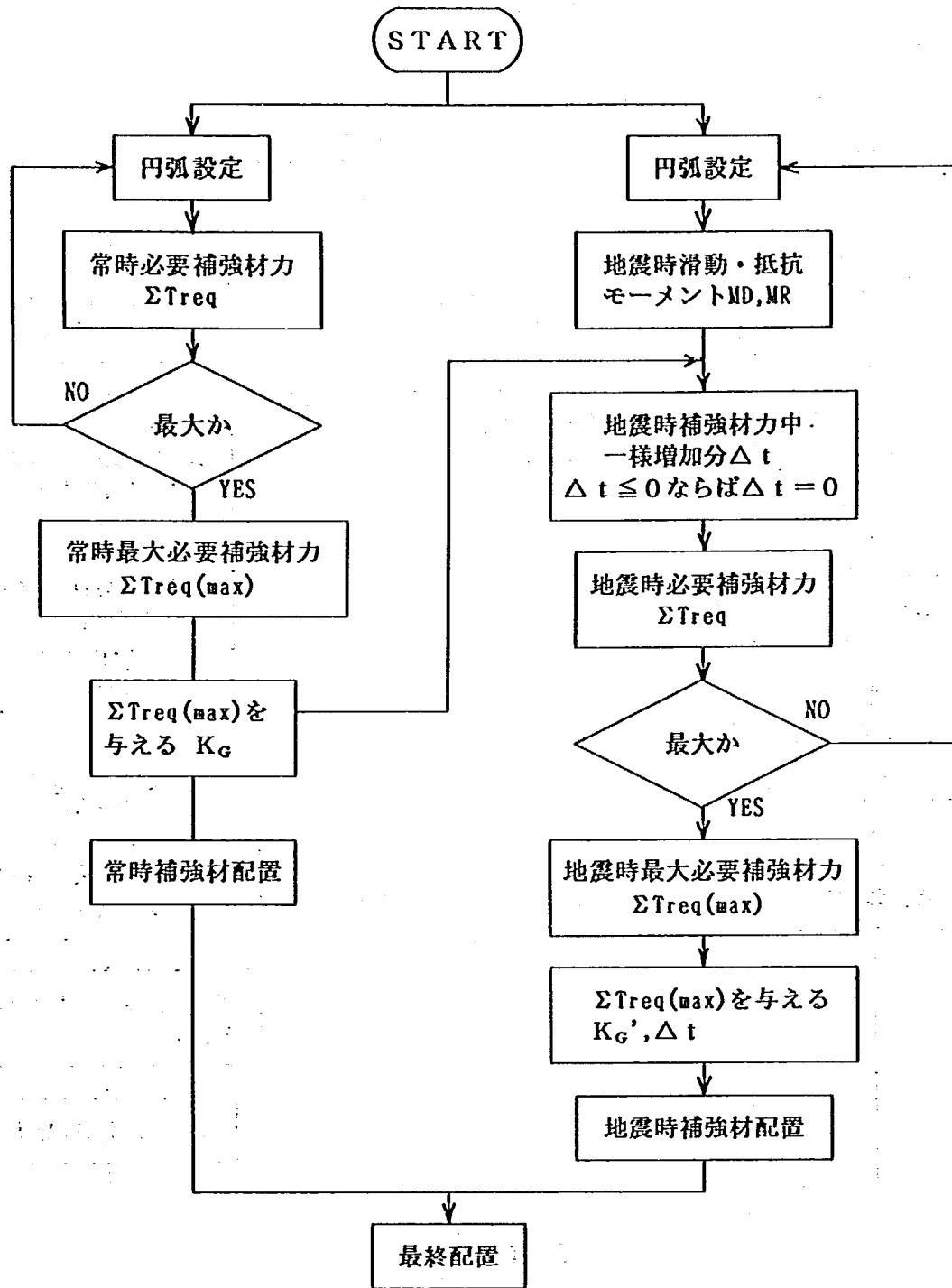
この場合の計算フローは、付図3.4.10のようになる。なお、この方法によると、地震時の張力成分として一定の $K_G \gamma y$ の成分がかなり大きなウェイトを占める。以上の考えの内、本マニュアルでは、1)の考え方を採用した。検討過程の計算例を後出付3.9に示した。ただし、盛土の天端が水平で土の粘着力 $C = 0$ の場合には、 K_G' 、 Δt は付図3.4.11、4.12から求めることができる。

このように設定した考え方に対して、計算には含まれていない以下のような安全性が現実にはあると考えられる。

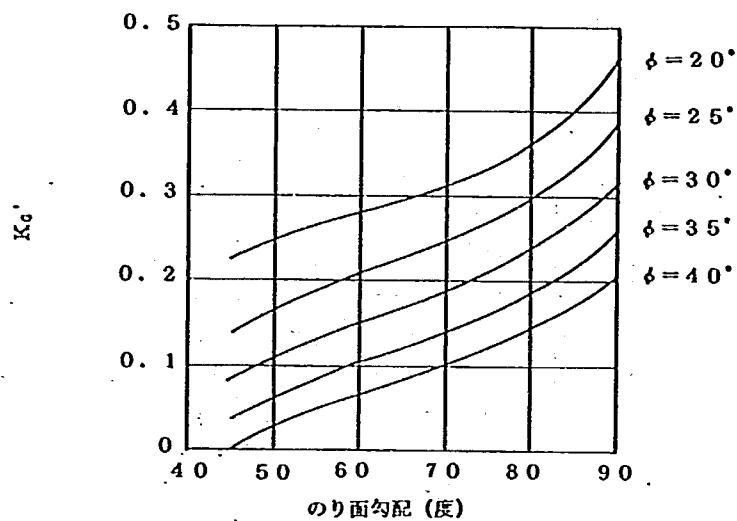
- 1) 補強材の引張強度は、高分子材料であることにより、緩速載荷時よりも地震のような急速載荷時には強度・剛性が大きい。本マニュアルでは、この速度効果は考慮していない。
- 2) この考え方によって算定した K_G' から求められる盛土下部における引張力は、他の仮定の場合より小さめになっているが、敷設長を一定にしているために、すべり面からの定着長はかなり安全側である。
- (4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する局部安定の検討）
 - (3)において計算された地震力がないときの必要補強材張力 $\Sigma_y T_{req}'$ に対する比例定数 K_G' 及び式(A3.4.7)より求められる地震力に起因する補強材の単位層厚当りの張力 Δt と、



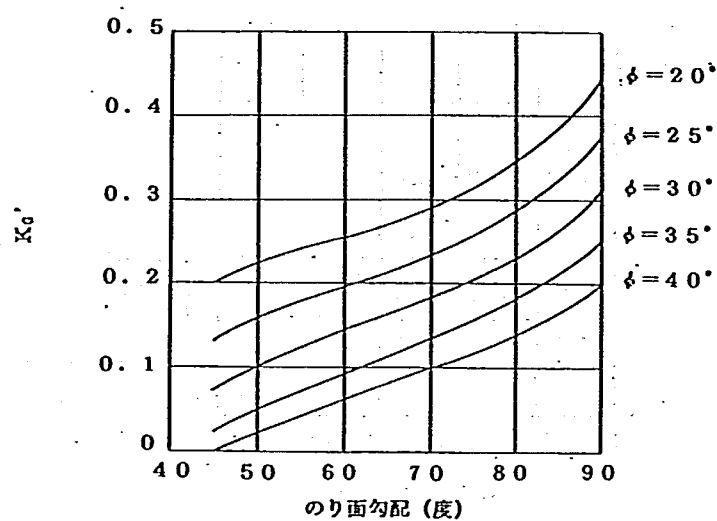
付図3.4.9



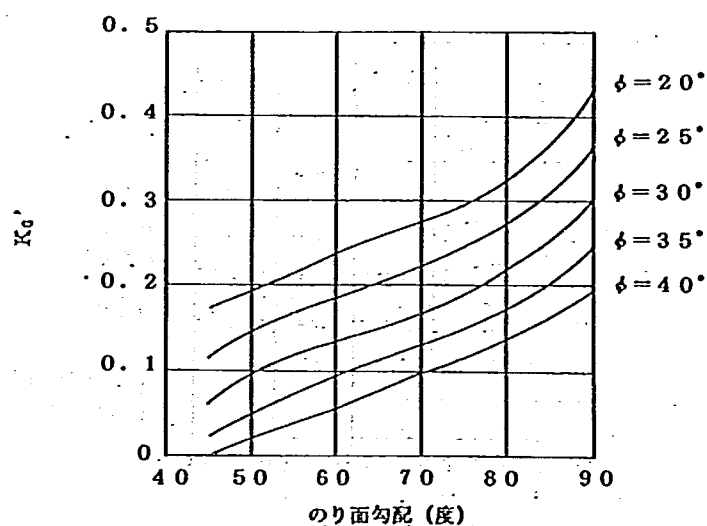
付図3.4.10



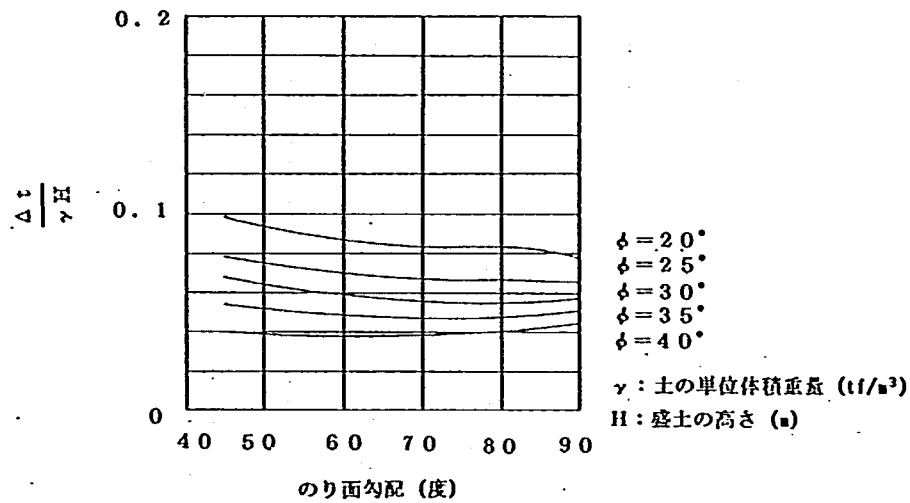
付図3.4.11(a) K_G' とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.15$)



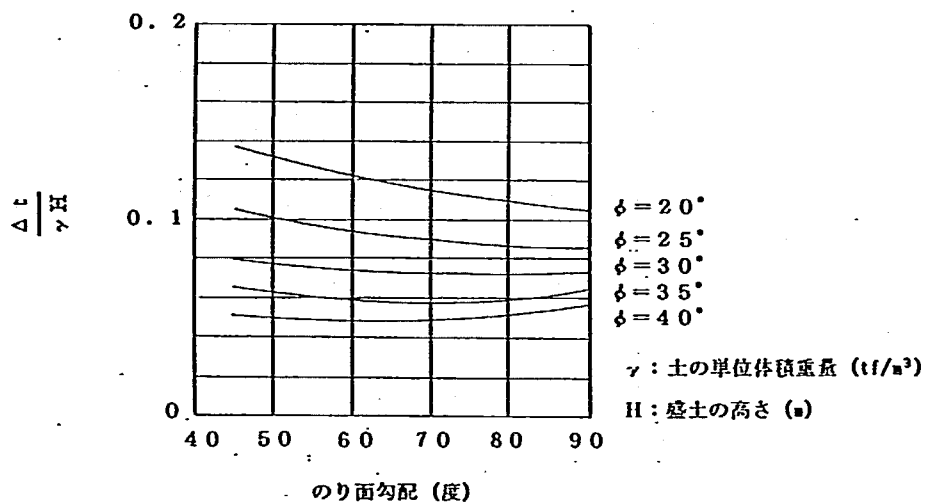
付図3.4.11(b) K_G' とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.18$)



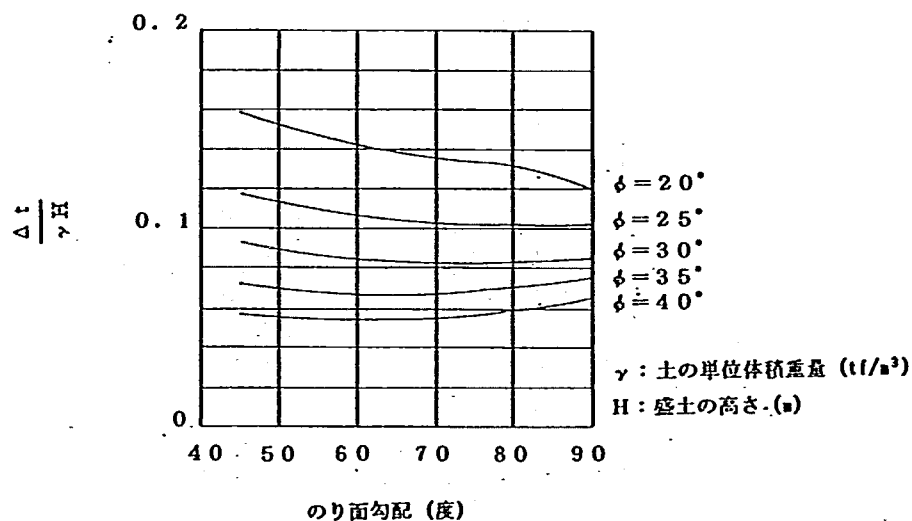
付図3.4.11(c) K_G' とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.20$)



付図3.4.12(a) Δt とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.15$)



付図3.4.12(b) Δt とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.18$)



付図3.4.12(c) Δt とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h = 0.20$)

式(A3.4.3)による補強材張力の分布の仮定に応じて、補強材料の選定、補強材の敷設間隔の設定を以下のように行う。

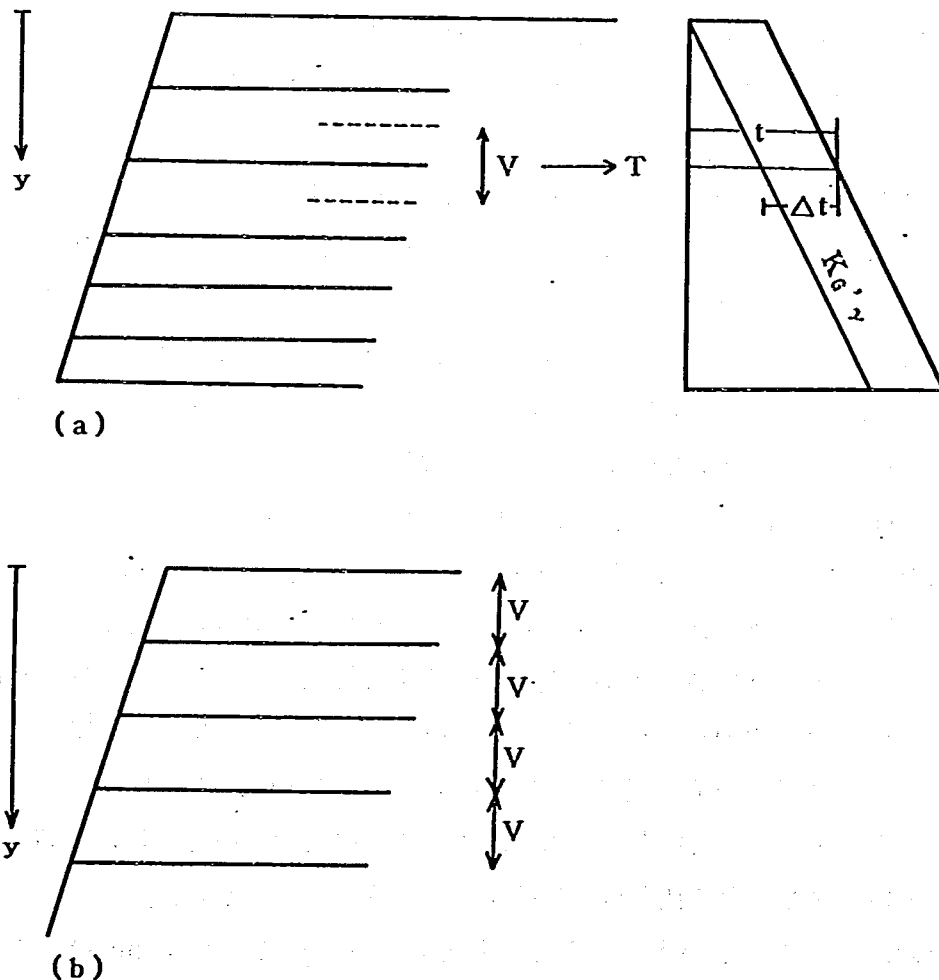
付図3.4.13(a)に示すように深さ y にある補強材には、単位層厚当り張力 t がその補強材の上下層の各1/2の層厚の和 V についての合力が作用すると考えると、その補強材に作用する張力 T は、式(A3.4.3)より次式で求められる。

$$T = t \cdot V = (K_G' r y + \Delta t) \cdot V \quad (\text{A3.4.12})$$

この T について、

$$T \leq T_{AE} \quad (\text{A3.4.13})$$

でなければならない。ここに、 T_{AE} ：補強材の耐震設計用引張強さである。



付図3.4.13

この関係が成立するように補強材の材料 (T_{AE}) 及び敷設間隔 V を定める。この考えによれば、一定の補強材を使用する場合に補強材の敷設は下層になるにしたがって (y が大きくなるにしたがって) 敷設間隔が密となる (V を小さくする) ような配置とするとよいことになる。具体的な手順を以下に示す。

設計用引張強さ T_{AE} の補強材を一定の敷設間隔 V で敷設した場合 (付図3.4.13(b)) にその間隔で補強材が安定である盛土天端からの最大距離 y は、式(A3.4.12)(A3.4.13)によって以下の式で求めることができる。

$$y = \frac{\frac{T_{AE}}{V} - \Delta t}{K_G' \gamma} \quad (A3.4.14)$$

ここに、 y : 間隔 V で敷設可能となる盛土天端からの最大距離

T_{AE} : 補強材の耐震設計用引張強さ

V : 補強材の敷設間隔

Δt : 地震力に起因する補強材の単位層厚当りの張力

K_G' : 地震力がないときの必要補強材張力 $\Sigma T_{req}'$ に対する比例定数

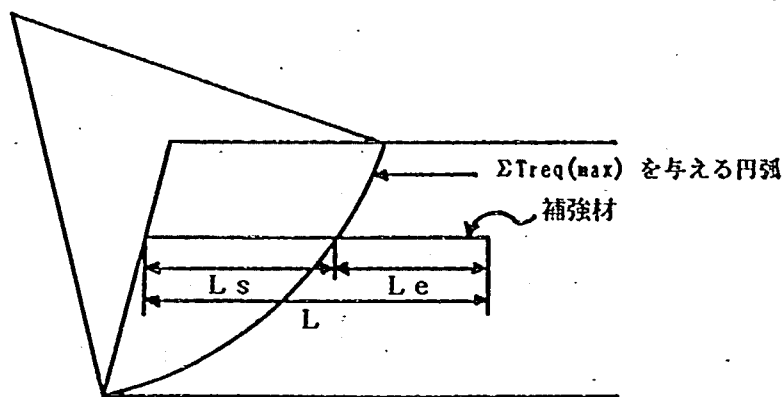
γ : 土の単位体積重量

この式は、盛土天端からの深さ y における補強材に作用する張力が耐震設計用引張強さ T_{AE} と等しくなると仮定して求めた式である。したがって、各補強材の敷設位置からの盛土高さが式(A3.4.11)以下となるように各補強材に対する V を定めればよいことになる。ただし、補強材の敷設間隔 V の設定においては、全体の安定性から考慮して $V \leq 1.0\text{m}$ となるようにするのが望ましい。さらに実際の盛土工事を考慮して、敷設間隔をあらかじめ想定される締固め層厚の整数倍にすると都合がよい。

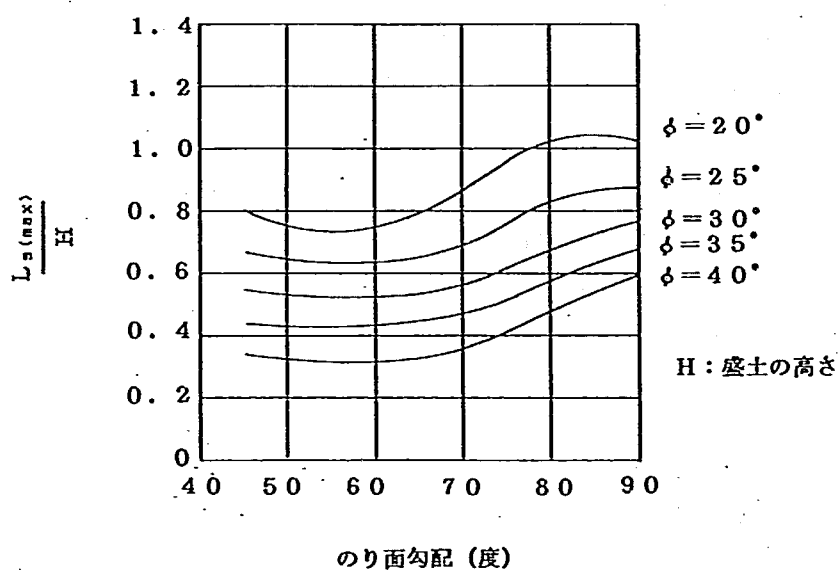
(5) 補強材の敷設長の設定 (補強材に関する部分安定の検討)

補強材の敷設長は、必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(\text{max})$ を与えるすべり面に対して補強材の張力が十分に発揮できる定着長を確保するものとする。そのために、付図3.4.14に示すように各層の補強材の敷設長 L は、必ず盛土のり面から $\Sigma T_{req}(\text{max})$ を与えるすべり面までの長さ L_s を確保し、さらに各補強材に T_{req} が作用しても定着できる長さ L_e を確保する。また、施工上の便を考慮し、補強材の敷設長 $L (= L_s + L_e)$ は各層ですべて一定にすることを標準とする。地震時の補強材の引抜き抵抗は常時設計と同じ摩擦係数を用い、また、引き抜き抵抗に関する安全率 FS は 1.2 とする。

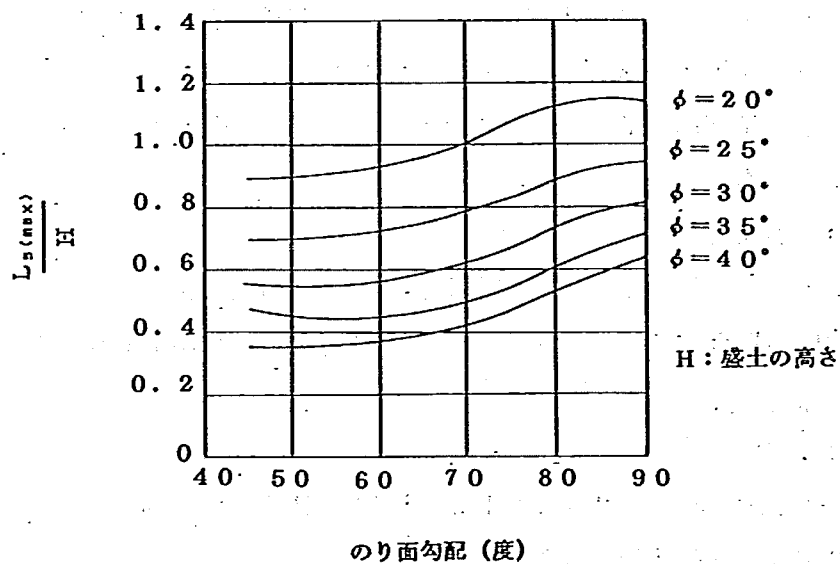
なお、盛土の天端が水平で土の粘着力 $c = 0$ の場合の $L_s(\text{max})$ (盛土のり面から $\Sigma T_{req}(\text{max})$ を与えるすべり面までの長さの最大値) は、付図3.4.15から求めることができる。



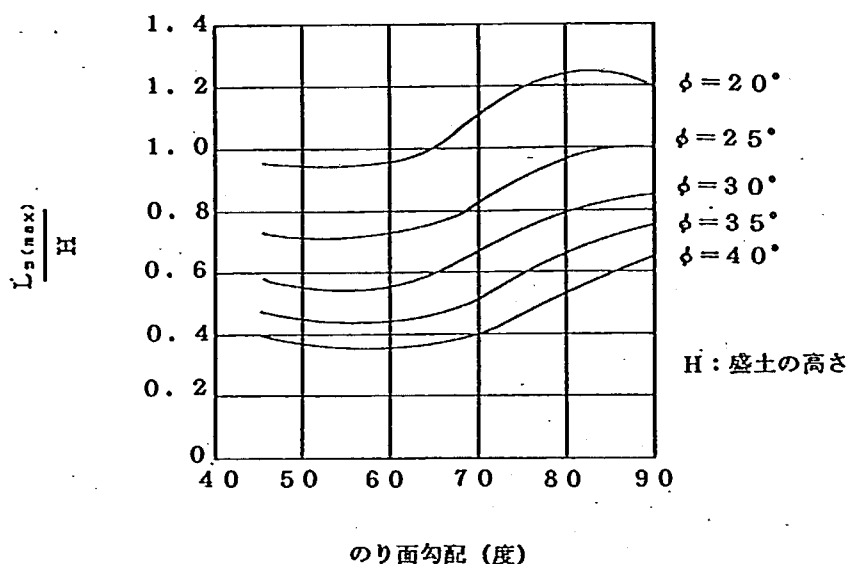
付図3.4.14 補強材の敷設長の設定



付図3.4.15(a) $L_s(max)$ とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h=0.15$)



付図3.4.15(b) $L_s(max)$ とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h=0.18$)



付図3.4.15(c) $L_s(\max)$ とのり面勾配の関係 (水平震度 $k_h=0.20$)

(6) 安定計算による補強材の敷設長のチェック (外的安定の検討)

(4)(5)において設定された補強材配置に対して、補強領域を一体と仮定した外的安定の検討を行い、補強材の敷設長のチェックを行う。検討する破壊モードは滑動と転倒で、検討に用いる計算式はそれぞれ以下のようなものである。

1) 滑動に対する検討

折線滑動の式から滑動に対する安全率 F_s を次式より求める (付図3.4.16参照)。

$$F_s = \frac{cL + \mu \{W_1 + P_v\}}{k_h W_1 + P_H} \quad (A3.4.15)$$

ここに、 P_v : P の鉛直方向成分 ($=P \cdot \sin(\delta - \beta)$)

P_H : P の水平方向成分 ($=P \cdot \cos(\delta - \beta)$)

δ : 補強領域の土塊に働く土圧が補強領域背面と成す角度

β : 補強領域背面が鉛直と成す角度

滑動に対する地震時許容安全率は1.2とする。 P は2直線すべり面法または試行くさび法等により求める。

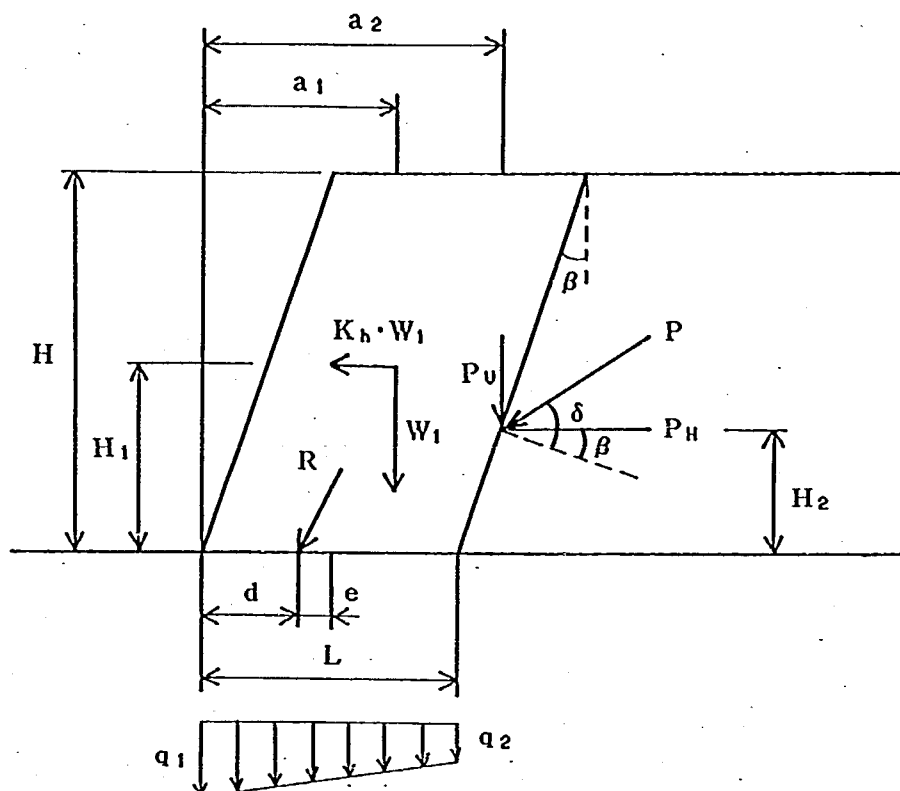
2) 転倒に対する検討

折線転倒の式から転倒に対する安全率 F_s を以下の式により求めるか、又は、道路土工指針の擁壁の場合に基いて、偏心距離 e を算定する (付図3.4.16参照)。

$$F_s = \frac{W_1 a_1 + P_v a_1}{k_h W_1 H_1 + P_H H_1} \quad (A3.4.16)$$

転倒に対する地震時許容安全率は1.2とする⁹⁾。 P は、1)滑動と同じく、2直線すべり面法または試行くさび法等により求める。

偏心距離 e を用いる場合は以下の方法による。



付図3.4.16 滑動・転倒・支持力に関する検討

のり先から合力Rの作用点までの距離dを次式で計算する。

$$d = \frac{W_1 a_1 + P_v a_2 - k_h W_1 H_1 - P_H H_2}{W_1 + P_v} \quad (\text{A3.4.17})$$

合力Rの作用点の補強領域の底面中央からの偏心距離eは、次式で計算される。

$$e = \frac{L}{2} - d \quad (\text{A3.4.18})$$

転倒に対する安全条件として、地震時には次式による⁹⁾。

$$e \leq \frac{L}{3} \quad (\text{A3.4.19})$$

許容安全率を満足しない場合は、補強材の敷設長を長くして繰り返し安定計算を行うものとする。

(7) 安定計算による補強材の材料、敷設間隔、敷設長のチェック（内的安定の検討）

1) 一部または全部の補強材を切るすべり面に対する内的安定の検討

(4)(5)において設定された補強土壁に対して、一部または全部の補強材を切る円弧すべり面に対する内的安定の検討を行い、補強材料、敷設間隔、敷設長のチェックを行う。検討には式(A3.4.2)を用いる。地震時許容安全率は1.0とする。

ここに、全体安定検討に用いる補強材による張力Tは、すべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さTavailである。発揮可能強さTavailは、補強材の許容引張ひず

みを考慮した引張強さ T_{AE} 及び引抜き抵抗力の小さい方の値である。

また、この許容安全率を満足しない場合は以下のように対処して、繰り返し安定計算を行うものとする。

(a) 全ての補強材がすべり面と交わっている場合

- ・補強材の敷設枚数を増やす（敷設間隔を小さくする）。
- ・補強材の材料を強度の大きいものに変更する。

なお、補強材の材料を変更した場合には、設計を(4)の敷設間隔の設定からやり直す。

(b) 一部の補強材がすべり面と交わっている場合

- ・すべり面と交わっていない補強材がすべり面と交わるように補強材の敷設長を長くする

2) すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する内的安定

土との摩擦係数が小さい材料を補強材として用いた場合には、(5)(6)において設定された補強土壁に対して、すべり面の一部が補強材に沿うすべり面に対する内的安定の検討を行い、補強材料、敷設長のチェックを複合すべり面法により行う。

また、この許容安全率を満足しない場合は、補強材の材料を土との摩擦係数が大きいものに変更する。補強材の材料を変更した場合には、設計を(4)補強材の敷設間隔の設定からやり直す。

(8) 部分安定の検討

ここでは、補強土壁の部分安定の検討として壁面工の安定の検討を行う。補強土壁の壁面工は各種のものが考えられ、各々の壁面工のタイプに応じた安定検討を行う必要がある。壁面工のタイプとしては以下のようなものが考えられる。

- 1) 蛇かご、土のうを補強材で巻き込んだタイプ
- 2) コンクリートパネル等に補強材を接合したタイプ

補強土壁の壁面工の安定の検討項目及び方法は常時設計に準ずる。

(9) 常時設計と耐震設計の比較

通常、常時設計と耐震設計による設計断面が異なるものとなる。そこで、常時設計と耐震設計による設計断面の比較を行い、補強断面の決定を行う必要がある。比較の結果、きびしい条件を与える設計の設計断面を採用するようにする。具体的には、補強材の敷設枚数が多い方、敷設長が長い方を採用する。

3.4.3 耐震設計に用いる許容安全率

付表3.4.1に常時及び耐震設計に用いる許容安全率の一覧表を示す。本マニュアルにおける安全率は、他のマニュアルの例、道路土工指針の例等を参考に定めた。許容安全率による補強材配置の差異について後出3.8に示した。

付表3.4.1 補強土壁の耐震設計に用いる許容安全率

安全率の種類		許容安全率	
		常 時	地震時
内的安定	円弧すべりに対する安全率 補強材の設計引張強さ 補強材の引き抜き	1.2	1.0
		低減率 μ (3.1.3参照) 2.0	割増率 λ (6.1.3参照) 1.2
外的安定	滑・動 転 倒 支持力 基礎地盤を含むすべり	1.5	1.2
		$e \leq B/6$	$e \leq B/3$
		3.0	2.0
		1.2	1.0

注) 低減率 μ は補強材の破断強さ T_{max} に対する値

割増率 λ は補強材の常時設計引張強さ T_d に対する値

3.5 上載荷重がある場合

本節では、補強領域上に上載荷重がある場合の解析法について述べる。

上載荷重としては、無補強盛土、建築物等の異種構造物、交通荷重等が考えられる。

(1) 無補強盛土の場合

盛土上部について、のり肩付近までの載荷を避ける、全体としての安定度・経済性を向上させる等のために、下図のように補強領域よりも一般に緩勾配ののり面を有する盛土を設けることがある。このような場合には、盛土の自重及び地震時慣性力を考慮する必要がある。

(2) 建築物等の場合

補強材が敷設されたところには、杭基礎等を有する構造物等を構築することは考えらず、可能性としては、ある程度広い盛土部ののり面部を補強材で補強してのり面安定をはかり、そしてのり面から離れた盛土本体部に構造物を構築する場合があろう。このような場合には、盛土（のり面）の安定に対して、構造物の影響は省略してよいと考えられる。

(3) 交通荷重のように一時的な荷重は、通常静的な分布荷重に置換して常時設計を行うが、一方、地震時設計に対しては、この荷重は省略するのが通常である。

以上のことから、以下では、1)の場合のみを想定した解析法について述べる。

3.5.1 盛土補強の場合

盛土補強の場合は、各補強材に作用する張力が等しいとした全体安定検討によって設計が行われる。上載荷重がある場合にも、この仮定を適用すれば3. 3の記述がそのまま用いられる。

すなわち、上載荷重を各スライスのWに取込めば、(A.3.3)式により、必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ が求まる。

次いで、(A.3.4)式又は(A.3.5)式により、補強材料及び敷設間隔を定める。

補強材の敷設長は、 $\Sigma T_{req(max)}$ を与えるすべり面に対して補強材張力が十分発揮できる定着長を確保するものとする。

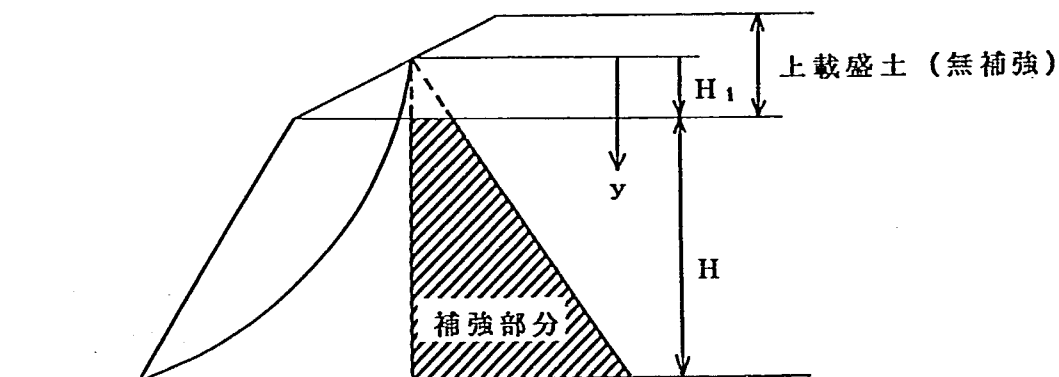
次いで、円弧すべり安定計算により、全体内的・外的安定の照査を行う。

3.5.2 補強土壁の場合

上載盛土がある補強土壁の場合は、補強材に作用する張力の分布の仮定が必要である。ここでは、常時、地震時の両方について述べる。

(1) 常時

常時の場合、付図3.5.1において以下のように仮定する。



付図3.5.1 上載盛土がある場合の補強材張力の分布の仮定（常時）

任意に設定されたすべり面に対して、式(A3.4.2)において水平震度 $k_h = 0$ として計算される安全率が常時の許容安全率 F_{sa} を満足するのに必要な、すべり円弧と上載盛土の交点より深さ y における補強材の単位層厚当りの張力 t は、次式で表されると仮定する。

$$t = K_G \sigma_v = K_G \gamma y \quad (A3.5.1)$$

深さ H_1 から $H_1 + H$ の範囲を補強するとすると、必要補強材張力の合計 ΣT_{req} は、式(A3.5.1)より次のように求められる。

$$\begin{aligned} \Sigma T_{req} &= \int_{H_1}^{H_1+H} t dy \\ &= \frac{1}{2} K_G \gamma H (2H_1 + H) \end{aligned} \quad (A3.5.2)$$

$$\therefore K_G = \frac{2 \Sigma T_{req}}{\gamma H(2H_1 + H)} y$$

$$\therefore t = \frac{2 \Sigma T_{req}}{H(2H_1 + H)} y \quad (A3.5.3)$$

常時の円弧すべりに対する許容安全率をFsaとして、 $T = t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha$ 、式(A3.5.3)を用いて、式(A3.4.2)を書き換えると、常時時の許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計 ΣT_{req} は、以下のように導かれる。

$$\begin{aligned} F_{sa} &= \frac{MR_0 + \frac{2R}{H(2H_1 + H)} \Sigma T_{req} \Sigma \{y \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)\}}{MD_0} \\ &= \frac{MR_0 + \frac{2R}{H(2H_1 + H)} \Sigma T_{req} \Sigma (y \cdot A)}{MD_0} \end{aligned} \quad (A3.5.4)$$

$$\therefore \Sigma T_{req} = \frac{F_{sa} \cdot MD_0 - MR_0}{\frac{2R}{H(2H_1 + H)} \Sigma (y \cdot A)} \quad (A3.5.5)$$

ここに、 MR_0 ：土塊の常時抵抗モーメント

MD_0 ：土塊の常時滑動モーメント

Δx ：分割片の幅(m)

$A = \Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)$

式(A3.5.5)で与えられる ΣT_{req} の最大値 $T_{req}(\max)$ を求める。

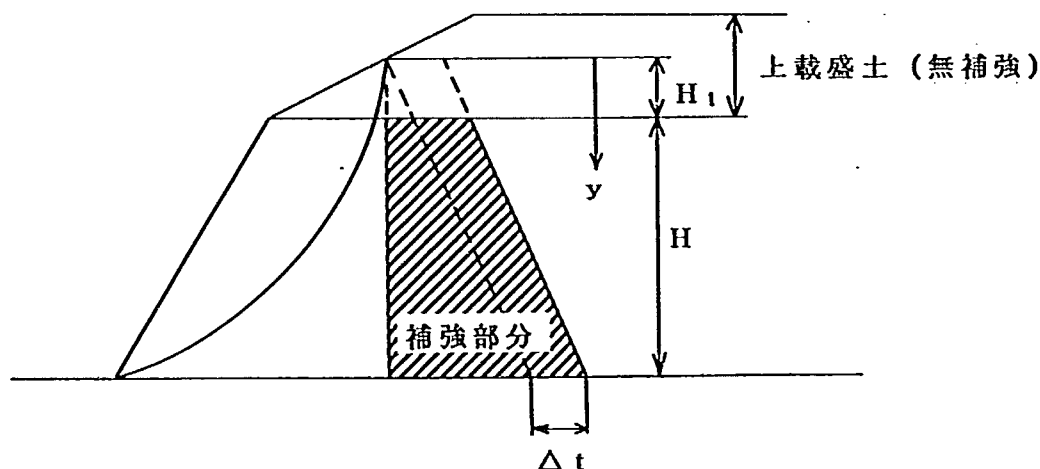
式(A3.5.2)より、 $T_{req}(\max)$ に対する係数 K_G は以下のように導かれる。

$$\Sigma T_{req}(\max) = \frac{1}{2} K_G \gamma H(2H_1 + H) \quad (A3.5.6)$$

$$\therefore K_G = \frac{2 \Sigma T_{req}(\max)}{\gamma H(2H_1 + H)} \quad (A3.5.7)$$

(2) 地震時（耐震設計）

地震時の場合付、付図3.5.2において以下のように仮定する。



付図3.5.2 上載盛土がある場合の補強材張力の分布の仮定 (地震時)

任意に設定されたすべり面に対して、式(A3.4.2)で計算される安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足するのに必要な、すべり円弧と上載盛土の交点より深さ y における補強材の単位層厚当りの張力 t は、次式で表されると仮定する。

$$t = K_G' \sigma_v + \Delta t = K_G' \gamma y + \Delta t \quad (\text{A3.5.8})$$

深さ H_1 から $H_1 + H$ の範囲を補強するとすると、必要補強材張力の合計 ΣT_{req} は、式(A3.5.8)より次のように求められる。

$$\begin{aligned} \Sigma T_{req} &= \int_{H_1}^{H_1+H} t dy \\ &= \frac{1}{2} K_G' \gamma H(2H_1 + H) + \Delta t \cdot H \\ &= \Sigma T_{req}' + \Delta t \cdot H \end{aligned} \quad (\text{A3.5.9})$$

ここに、 $\Sigma T_{req}'$: 設定されたすべり面に対して地震力がない時の必要補強材張力の合計
(式(A3.5.5)参照) (tf/m)

K_G' : 設定されたすべり面に対して地震力がない時の必要補強材張力の合計
 $\Sigma T_{req}'$ に対する比例定数 (式(A3.5.2)参照)

Δt : 地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 (tf/m/m)

ここで、式(A3.5.9)は、見かけは上載盛土の無い場合の式(A3.4.4)と同じであるが、上載盛土の有無により $\Sigma T_{req}'$ の計算式が異なる。同様に、以下の計算式も、見かけは上載盛土の無い場合の計算式と同じであるが、上載盛土の有無により $\Sigma T_{req}'$ の計算式が異なる。

ただし、 $\Sigma T_{req}'$ は設定されたすべり面に対して、式(A3.5.5)において F_{sa} として地震時許容安全率 (=1.0) を用いて計算される値を用いる。

式(A3.5.9)より,

$$\Delta t = \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H} \quad (A3.5.10)$$

地震時の円弧すべりに対する許容安全率を F_{da} として, $T = t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha$, 式(A3.5.8), (A3.5.10)を用いて, 式(A3.4.2)を書き換えると, 地震時の許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計 ΣT_{req} は, 以下のように導かれる。

$$\begin{aligned} F_{da} &= \frac{MR + R \Sigma \{t \cdot \Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)\}}{MD} \\ &= \frac{MR + R \Sigma \left\{ \left(K_G' r_y + \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H} \right) \cdot A \right\}}{MD} \end{aligned} \quad (A3.5.11)$$

$$\therefore \Sigma T_{req} = \left\{ \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R \Sigma A} - \frac{K_G' r_y \Sigma (y \cdot A)}{\Sigma A} \right\} H + \Sigma T_{req}' \quad (A3.5.12)$$

ここに, Δx : 分割片の幅(m)

$$A = \Delta x \cdot \tan \alpha (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi)$$

式(A3.5.12)を用いて, 式(A3.5.10)を書き換えると,

$$\therefore \Delta t = \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R \Sigma A} - \frac{K_G' r_y \Sigma (y \cdot A)}{\Sigma A} \quad (A3.5.13)$$

よって実際の耐震設計計算では, 地震力が作用しない場合の必要補強材張力の合計 $\Sigma T_{req}'$ に対する比例定数 K_G' を求めてから, 式(A3.5.12)で与えられる ΣT_{req} の最大値 $\Sigma T_{req}(\max)$ を探し, 式(A3.5.10)または, 式(A3.5.13)で与えられる地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 Δt を計算する。

これ以降の設計法は, 上載盛土が無い場合と同じである。

3.6 補強盛土中の補強材の耐震設計に関する強度特性

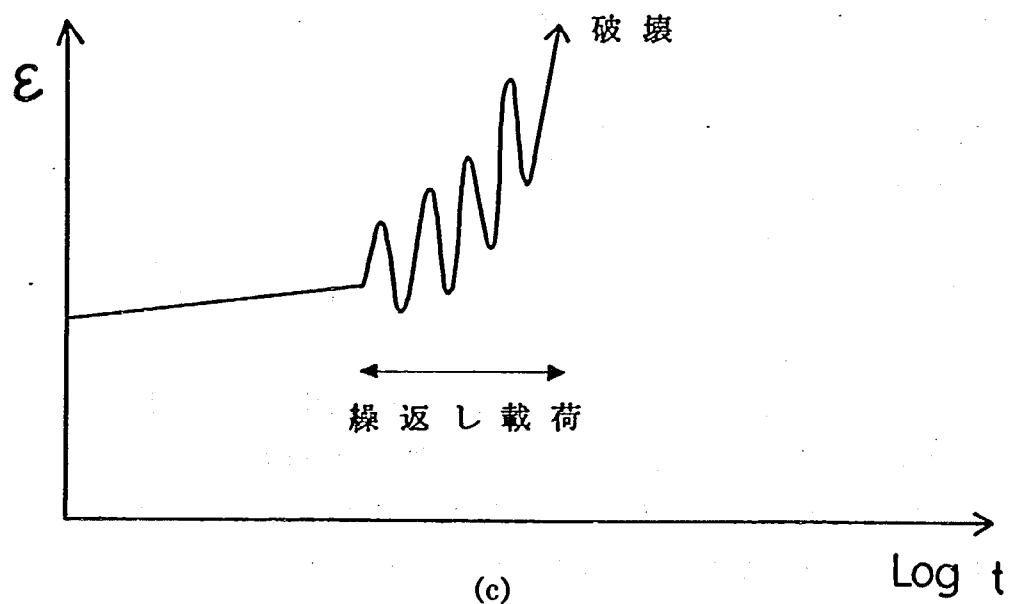
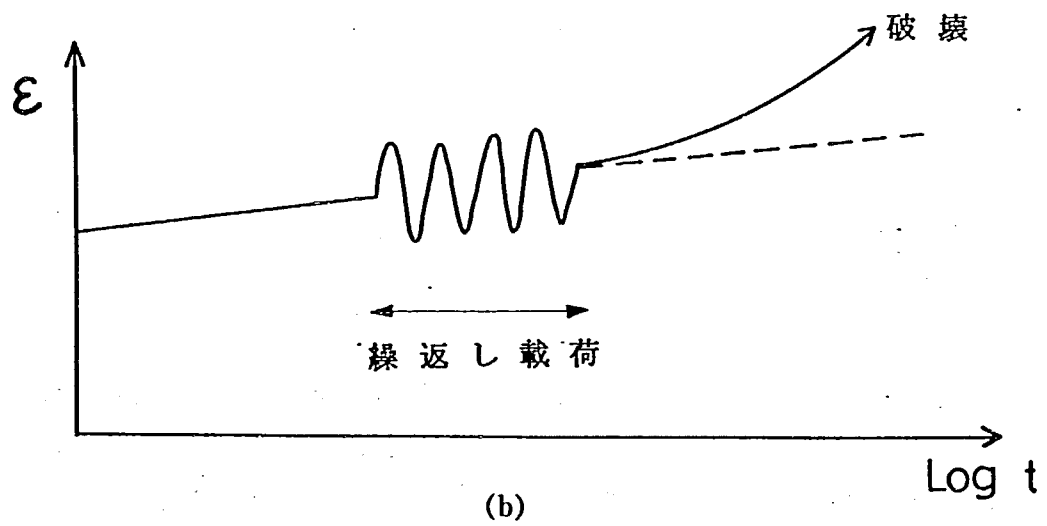
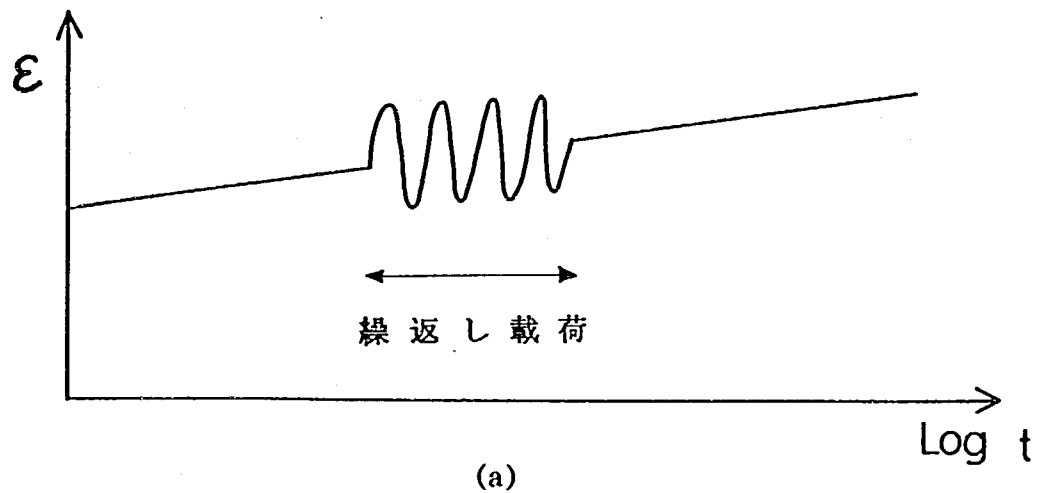
3.6.1 基本的考え方

補強盛土中の補強材の耐震設計強度を考える場合, 以下の事項に留意する必要がある。

- 1) 地震力によって補強材に作用する力は, 通常の静的載荷試験条件よりも速く, 繰返し荷重として作用する。
- 2) 補強材には, 地震時以前に, 盛土の自重による変形により静的引張力が作用している。
- 3) 補強材に作用する力は, 盛土に拘束された状態で作用する。また, 通常設計に対する補強材強度は, 供用期間を考慮して, 一定作用荷重の下での変形が過大にならないように, クリープ特性を考慮して定めるものとなっている。

地震荷重を一定振幅の繰返し荷重で表したとき, 補強材の変形特性 (伸びひずみ ε で表す)

のパターンは付図3.6.1のように分類されよう。



付図3.6.1 繰返し载荷に伴う補強材の変形特性

(a)は、繰返し載荷によって生ずる変形が小さく、かつ、地震後も安定している（長期的に許容し得る変形に留まる）場合である。

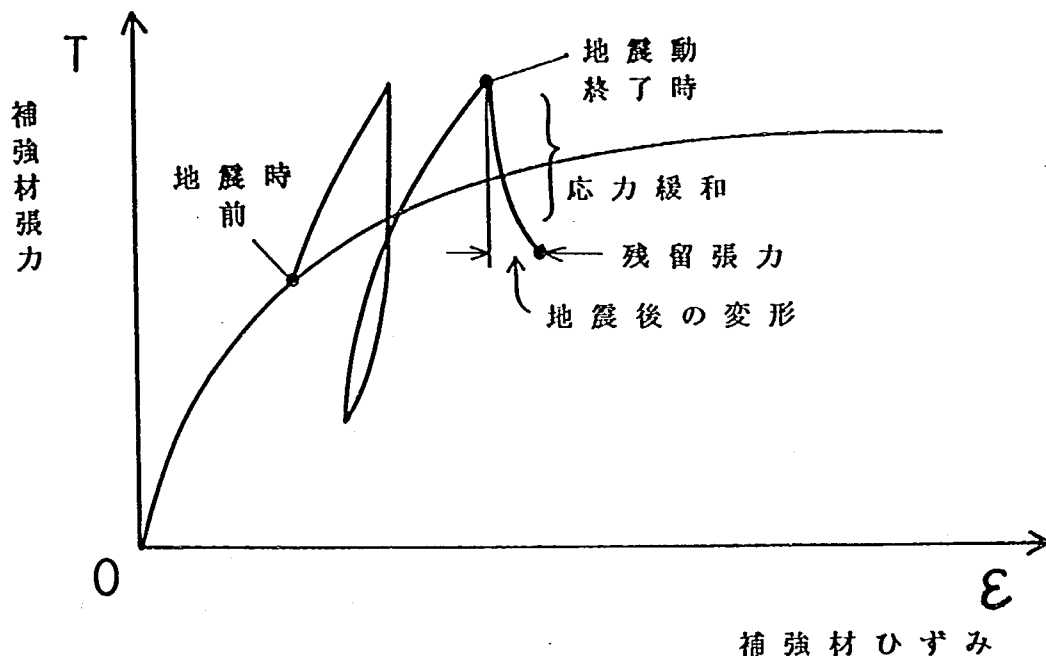
(b)は、繰返し載荷によって生ずる変形は小さいが、地震後に変形が進行し、供用期間内に過大な変形が生ずる場合である。この現象の原因としては、繰返し載荷履歴により材料特性が変化したか、又は、盛土中の補強材に作用する張力が地震後に地震前より増加することが考えられる。

(c)は、繰返し載荷によって生ずる変形が大きく許容変形量を越える場合である。

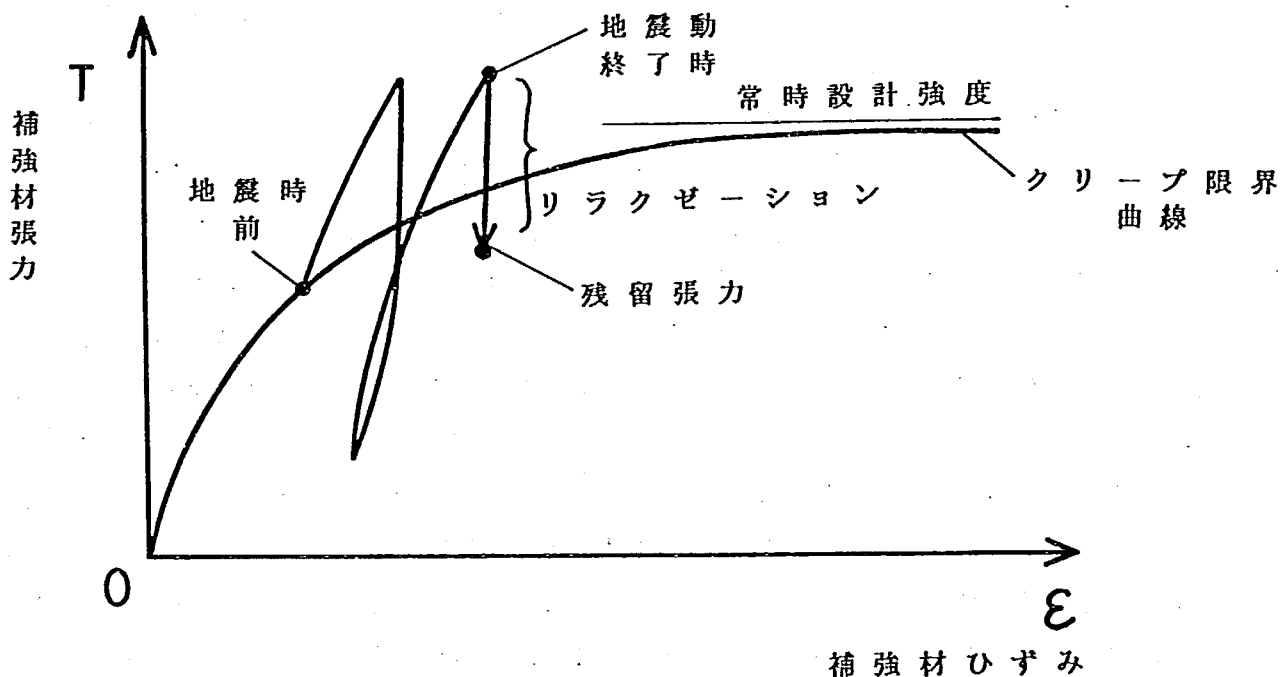
各状態に対する繰返し荷重振幅は(a)(b)(c)の順に大きくなる。耐震設計に用いる強度を定めるためには、(b)の状態を与える最も小さい繰返し荷重振幅を定めることが必要になる。補強材単体の特性を調べるためには、以下のような方法が考えられる。

- 1) 一つの供試体に一定荷重を加え、ひずみの長期的時間変化を調べる。
- 2) 次に、又、別の供試体に同一の荷重を一定時間載荷した後に、繰返し載荷を行い、その後、元の一定荷重を保ってひずみの時間変化を調べ、繰返し載荷履歴のないものと比べる。
- 3) 2)と同様の実験を繰返し荷重振幅、さらには初期荷重を変えて行い、一定時間内に過大な変形に至る荷重条件を見出す。

次に、補強材は盛土内にあたって地震荷重を受けるため、その変形は盛土の変形に拘束される。盛土材は、繰返し外力に対して履歴性のある特性を有し、又、除荷時に回復されるひずみ量は載荷時のものに比べてはるかに小さい。したがって、補強材は地震動終了時には、その直前の繰返し載荷ピーク時のひずみが保存された状態になると考えられる。この状態から、補強材内部応力は緩和をする。この過程で盛土材と補強材の間に受け持つ力の分担が変化する。外力を一定として、補強材張力が減少すると、盛土材への作用外力が増加し、盛土材、したがって補強材も変形が進行すると考えられる（付図3.6.2(a)）。今、この変形量を見捨てる（無視すると、補強材は、変形一定のままリラクゼーションの状態にある。変形が一定に保たれたままとすると、地震終了後に何ら異状は示さないわけであるが、ここで、一つの評価基準として、リラクゼーション後に残留する補強材張力のレベルに注目し、この値が、常時設計に用いる強度よりも小さければ、クリープ破壊に至らないものと見なすことができよう（付図3.6.2(b)）。また、このときひずみレベルが許容限界より小さいことは当然の条件である。



(a) 盛土中における挙動 (推定)



(b) 単純化された挙動 (地震終了後一定ひずみ)

付図3.6.2 盛土中において繰返し荷重を受ける補強材の挙動

3.6.2 補強材の動的特性試験例

この試験例は「ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究」の一環として、三井石油化学工業㈱において実施したものである。

ここで示す補強材はSR-55である。

試験条件は以下の種類である。

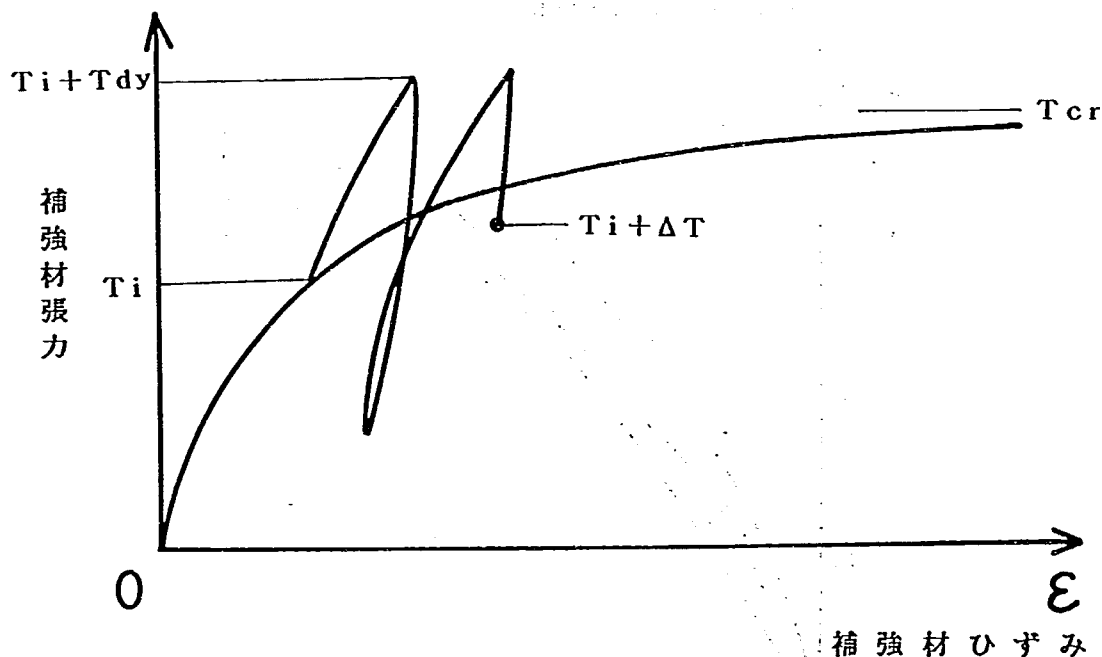
- 1) 標準速度単調引張試験 (1%/min)

- 2) 緩速単調引張試験 (0.1%/min)
- 3) 超緩速単調引張試験 (0.011%/min)
- 4) 緩速単調引張後、急速繰返し载荷試験 ($\pm 5\%/min$)、及びその後リラクゼーション試験
- 5) 参考として、クリープ試験

試験結果は以下のように整理した。

- 1) 単調引張試験の試験条件 (载荷速度) の影響の比較
- 2) 繰返し载荷に対する強度割増係数の算定

3.6.1に述べた評価基準により、残留応力レベルがクリープ破壊に至らないと見なされる初期張力 T_i 及び繰返し張力 $\pm T_{dy}$ が求まったとする (一定繰返し回数 N_c に対して、ここでは $N_c = 20$ とする)。常時設計に用いる強度を T_{cr} とする。付図3.6.3参照。



付図3.6.3

動的载荷に対する強度割増係数 $\beta = \frac{T_i + T_{dy}}{T_{cr}}$ として求める。

ここに、 $T_{cr}/T_i = F_s$ は、常時安全率。

繰返し载荷後の残留張力を $T_i + \Delta T$ とすると、繰返し载荷後の安全率 $F_s' = T_{cr}/(T_i + \Delta T)$ に対して、 $1 < F_s' < F_s$ となる。したがって、 $F_s' \geq F_{sa}$ とするためには、 $F_s > F_{sa}$ としておく必要がある。

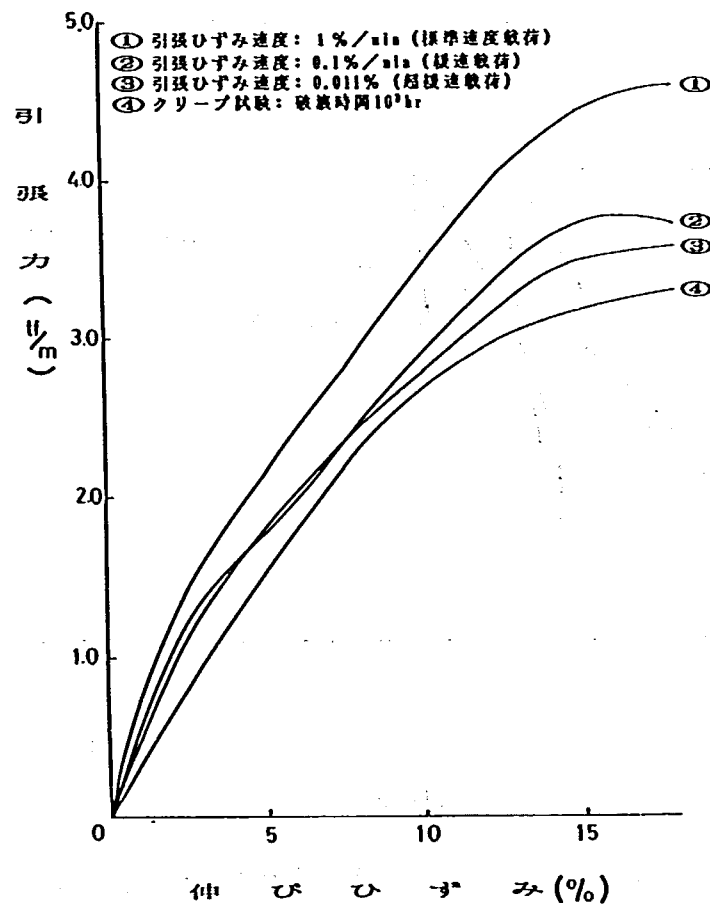
付図3.6.4に、静的引張試験の結果を示す。この図により標準速度試験はより緩速の試験に比べ、やや強度が高く出ること、ここで言う緩速、超緩速試験はクリープ試験結果と余り差はないことが分かる。以下の試験結果の整理では $T_{cr} = (\text{標準速度試験強度}) \times 0.4 \div 5.4 \times 0.4 = 2.16 \text{ tf/m}$ とした。なお、標準試験による10サンプルの平均強度として5.2

～5.4 tf/mであった。実際のクリープ試験の結果からは、 $T_{cr} \approx 3.0 \text{ tf/m}$ であった。

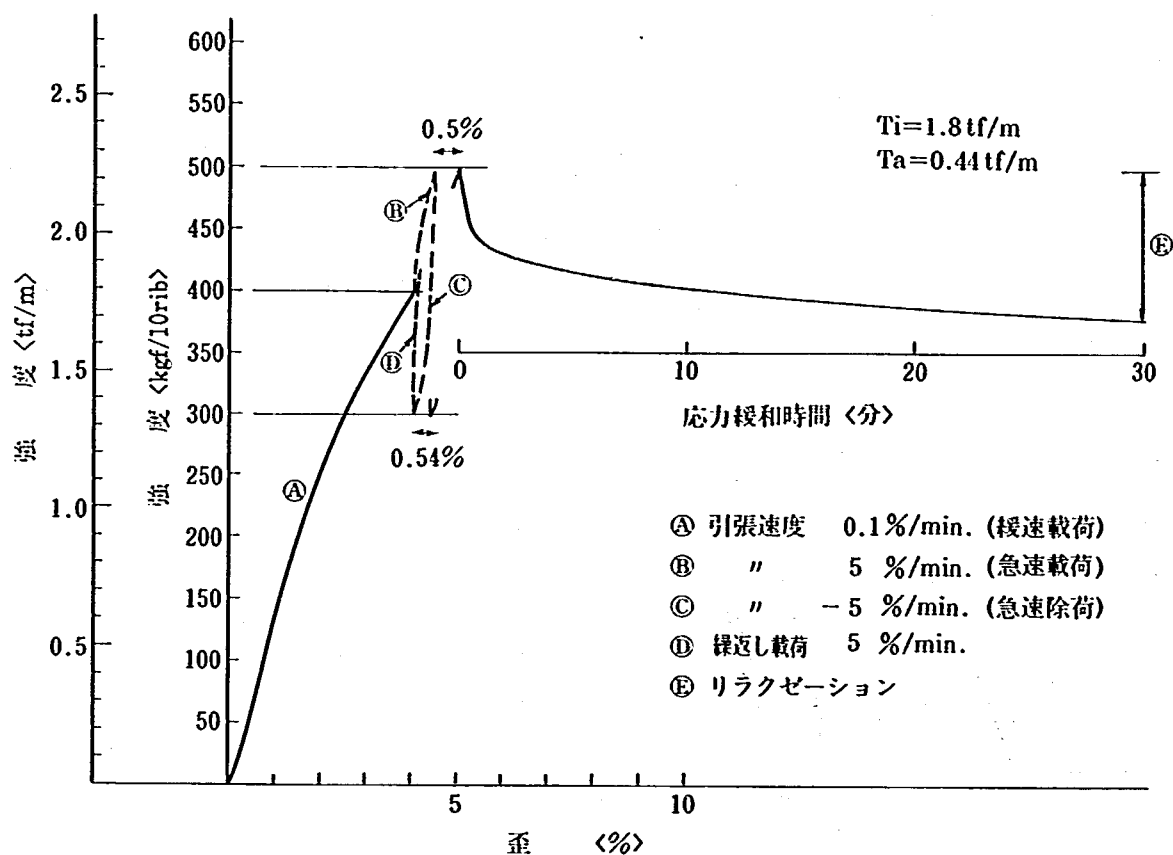
付図3.6.5に、繰返し載荷試験結果を示す。又、これらの試験条件及び結果の概要を付表3.6.1に一覧する。

付図3.6.5から、繰返し載荷試験後の残留張力が $T_{cr} = 2.16 \text{ tf/m}$ を上回るのは、ケース3であり、それ以外は下回っている。したがって、今回の試験条件の範囲内で得られた割増係数 β は、ケース2の1.25であり、これ以上の値を動的強度割増係数とすることができる。

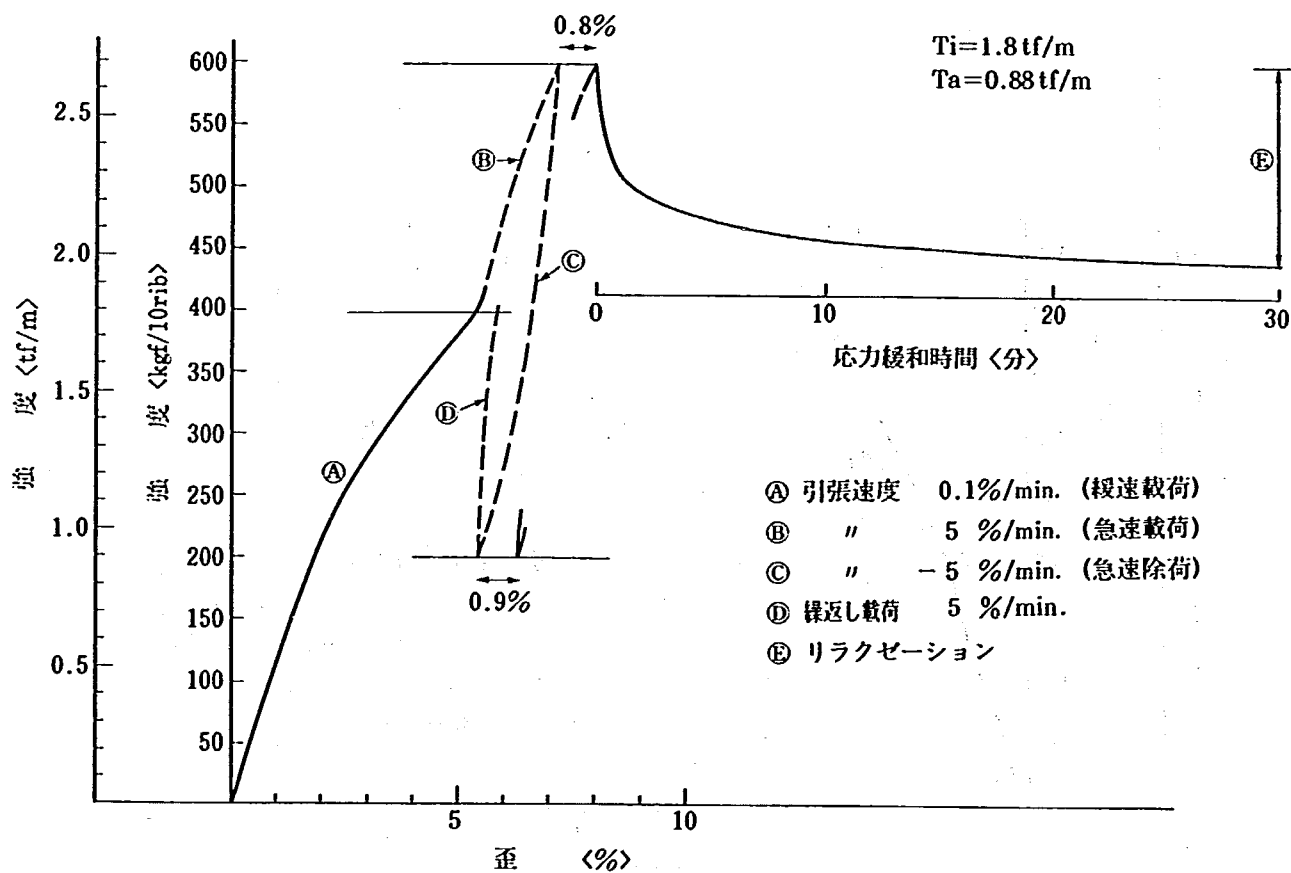
実際には、 $T_{cr} \approx 3.0 \text{ tf/m}$ であること等を考慮したより適切な範囲の試験計画が必要であった。



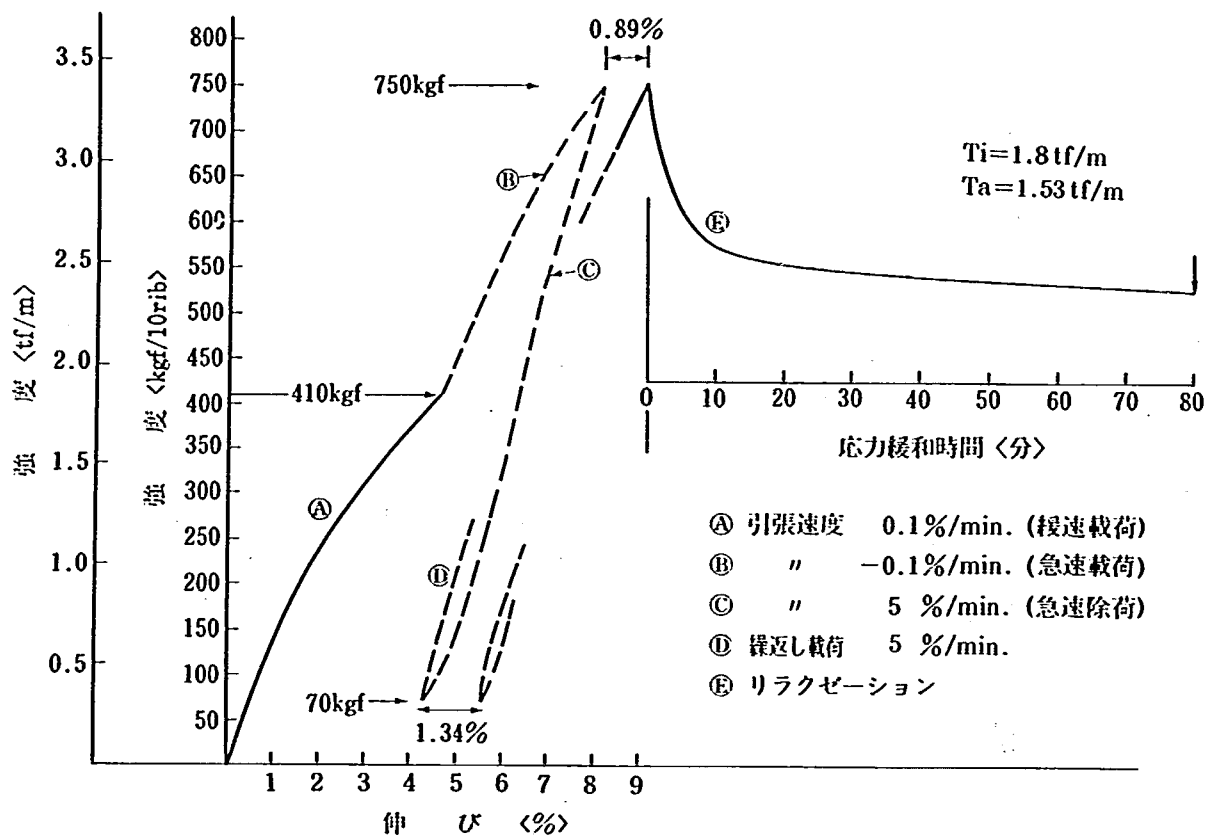
付図3.6.4



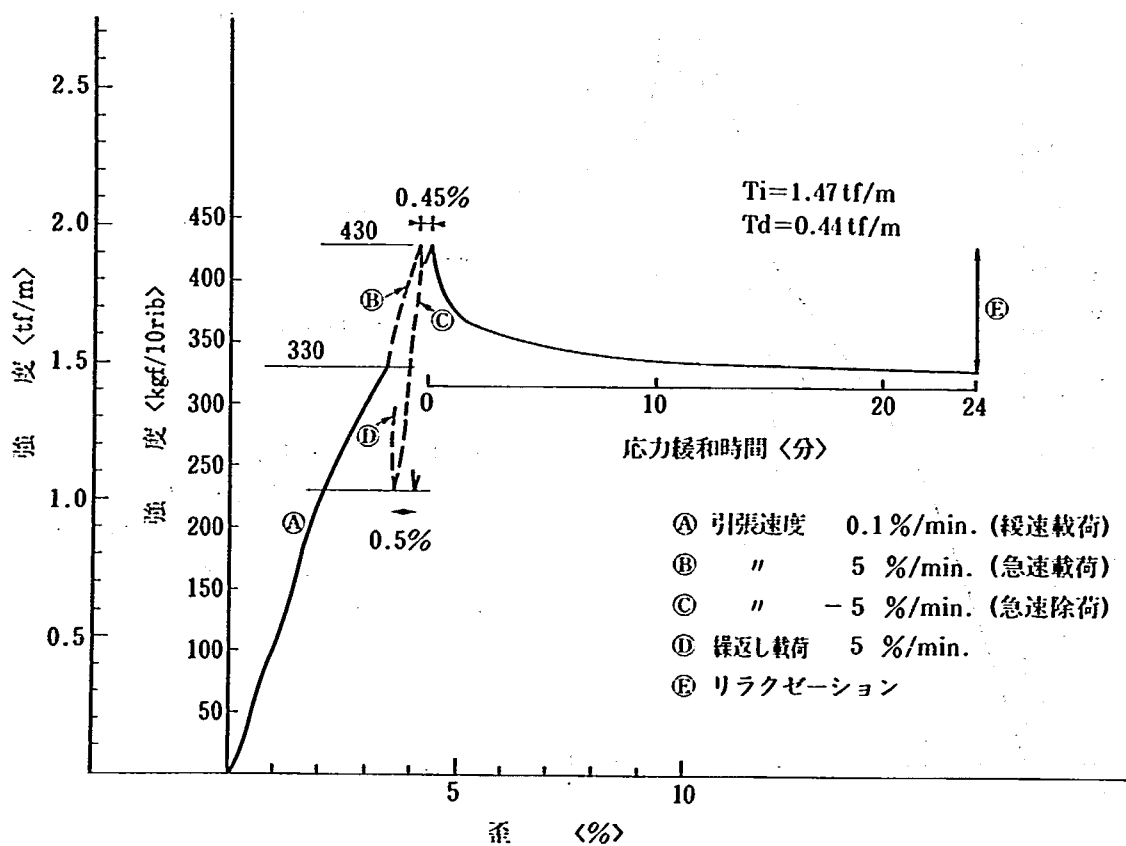
付図3.6.5(a)



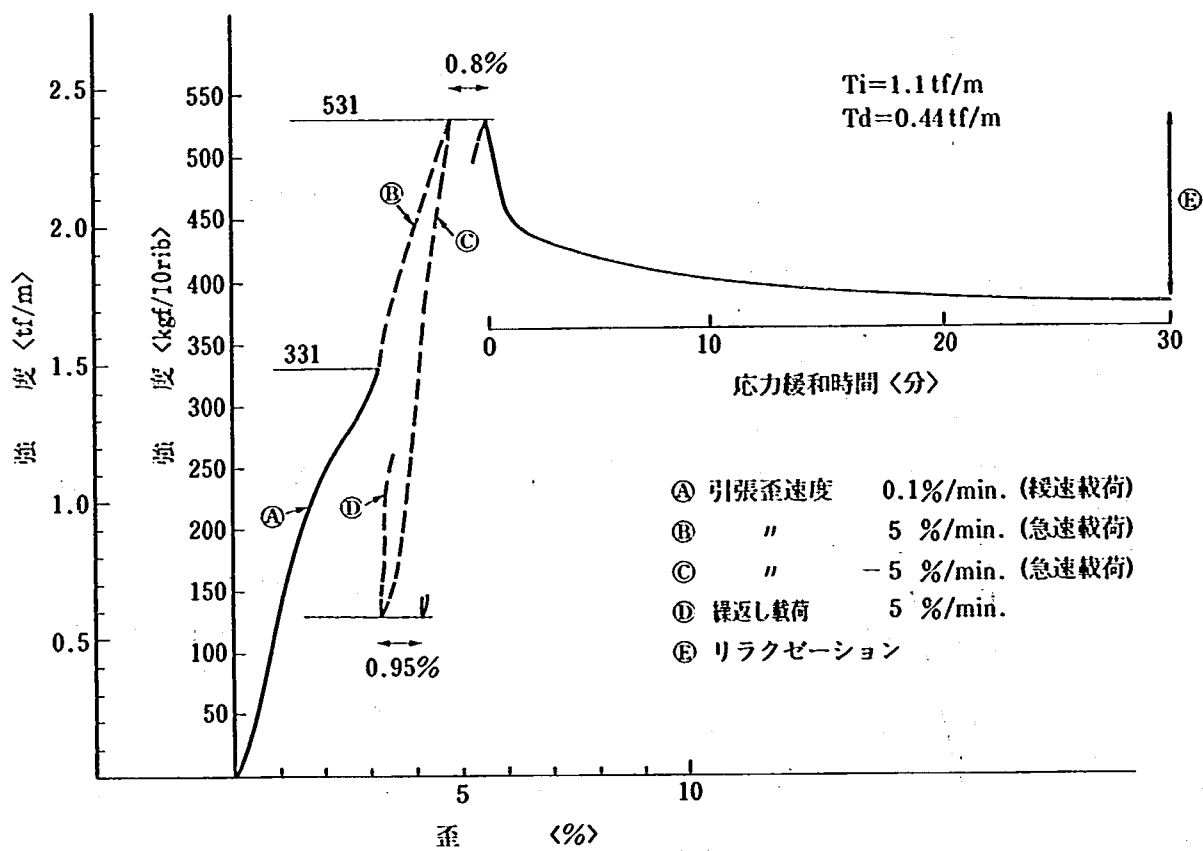
付図3.6.5(b)



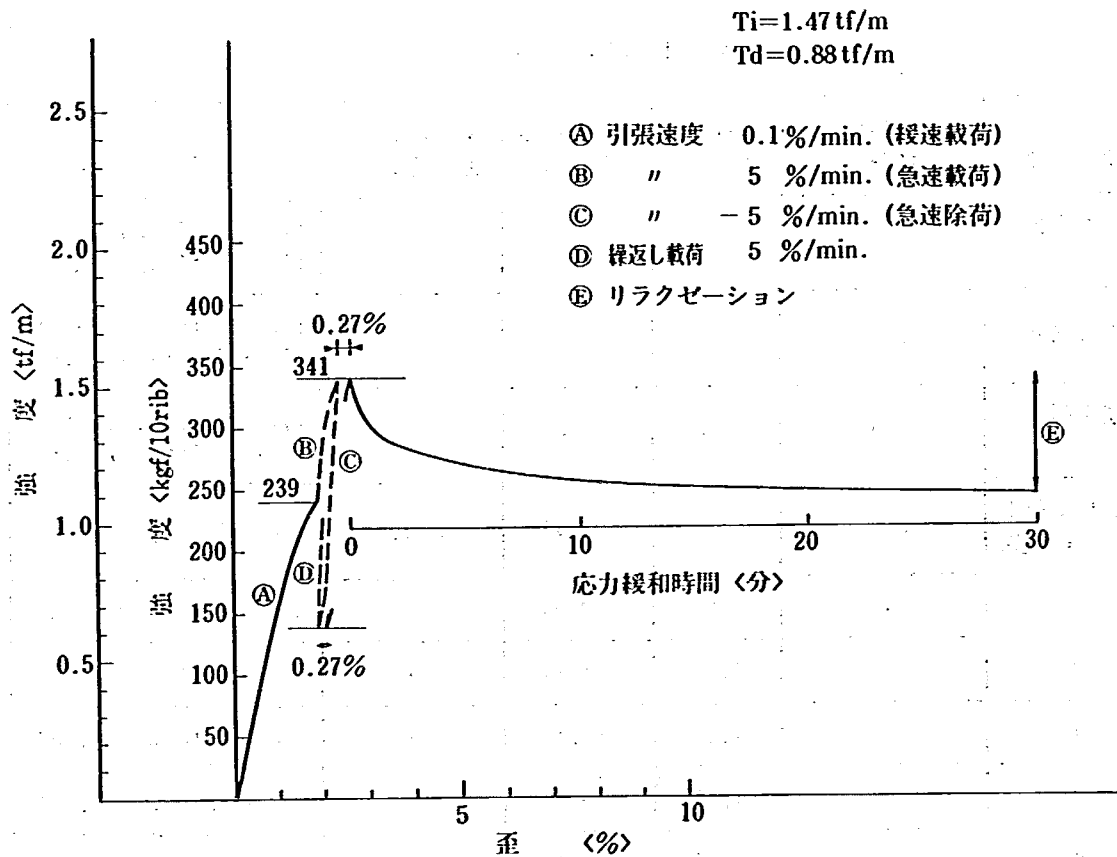
付図3.6.5(c)



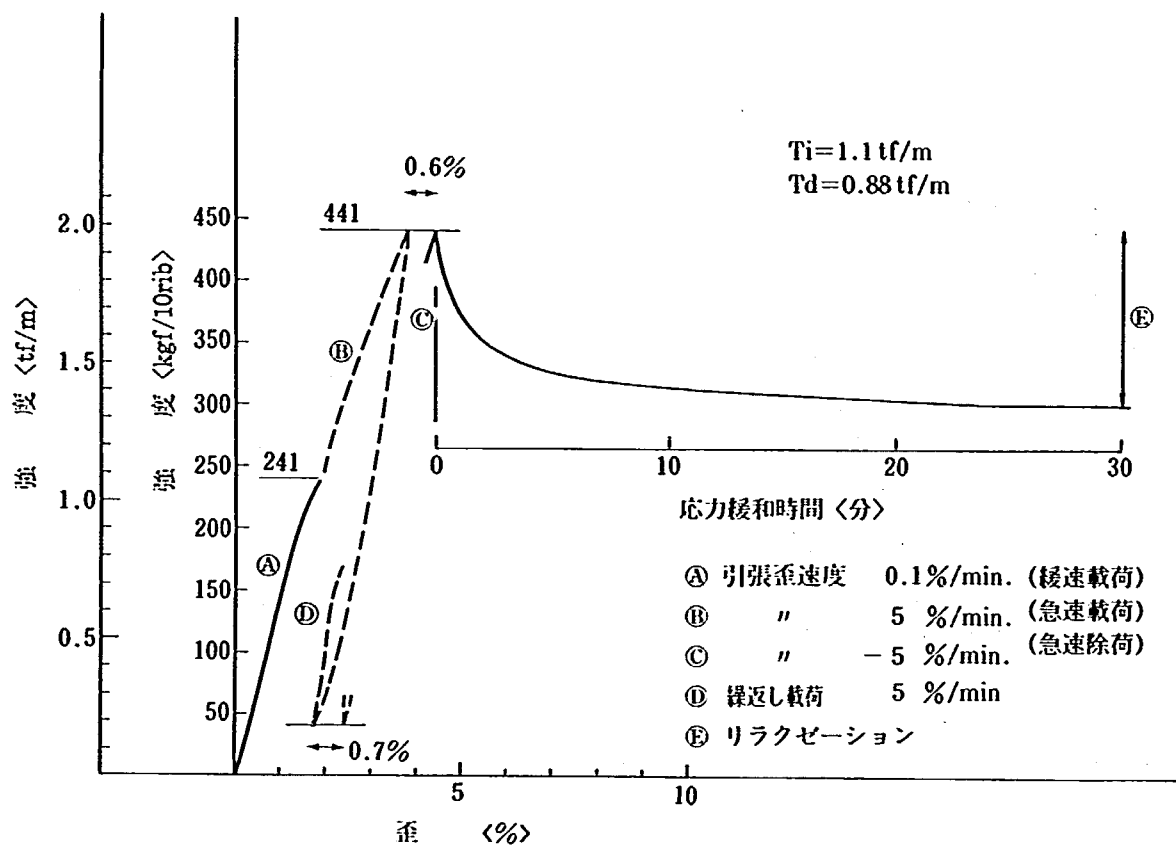
付図3.6.5(d)



付図3.6.5(e)



付図3.6.5(f)



付図3.6.5(g)

付表3.6.1 試験・結果一覧

試験種類	静的引張ひずみ速度(%/min)	静的荷重(tf/m)	繰返し荷重(tf/m)	繰返しひずみ速度(%/min)	試験結果
標準速度引張試験	1.0	—	—	—	$T_{max} = 4.6 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 20\%$ $T_f = 4.5 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 24\%$
緩速引張試験	0.1	—	—	—	$T_{max} = 3.8 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 16.5\%$ $T_f = 3.78 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 17.0\%$
超緩速引張試験	0.011	—	—	—	$T_{max} = 3.67 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 20\%$ $T_f = 3.55 \text{ tf/m}$, $\epsilon = 21\%$
1 繰返し载荷+リラクゼーション試験	0.1	1.8	± 0.45	± 5.0	$\epsilon_r = 5\%$ $\beta = 1.04$
2 "	"	"	± 0.90	"	$\epsilon_r = 8\%$ $\beta = 1.25$
3 "	"	1.845	± 1.53	"	$\epsilon_r = 9.2\%$ $\beta = 1.56$
4 "	"	1.485	± 0.45	"	$\epsilon_r = 4.4\%$ $\beta = 0.896$
5 "	"	1.485	± 0.90	"	$\epsilon_r = 5.6\%$ $\beta = 1.104$
6 "	"	1.076	± 0.45	"	$\epsilon_r = 2.6\%$ $\beta = 1.107$
7 "	"	1.845	± 0.90	"	$\epsilon_r = 4.4\%$ $\beta = 0.919$

3.7 補強盛土の安定性に関するのり面勾配の影響

共同研究マニュアル等では、のり面勾配の緩急により補強材張力分布の考え方や、検討すべき破壊モードを変えている。すなわち、破壊モードとして、緩勾配の場合にはすべりのみを、急勾配の場合には滑動・転倒を考慮する。共同研究マニュアルでは、この両者の境界を、のり面勾配 45° としている。以下では、のり面勾配により各破壊モード毎の安全率がどのように変化するかを安定解析により検討する。

3.7.1 安定解析方法

ここで用いた安定解析手法には、基本的に付録1において展開した方法である。ただし、以下のような点において若干異なっている。

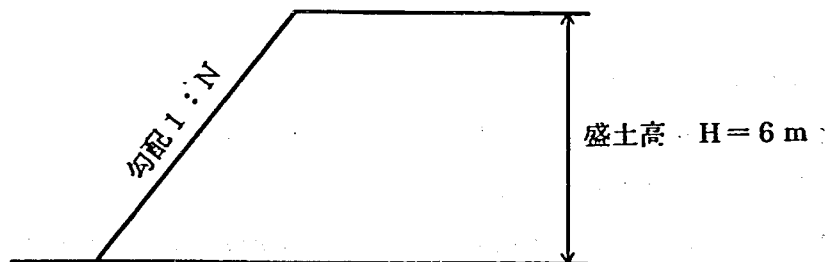
- (1) 前面土塊と背面土塊の間の境界面を鉛直に固定、すなわち $\beta = 0^\circ$ とする。
- (2) 土塊の安定に寄与する有効な補強材引張力の考え方。
- (3) 滑動や転倒の検討をする場合の背面土塊へ作用する土圧への補強材張力の寄与の考え方
(この計算では、土圧に対して補強材の影響がないものとしている。)

詳細は省略するが、背面土塊から前面土塊への作用土圧の方向を水平とすると、付録1の方法とここで用いた方法は一致することが示される。

3.7.2 計算条件

計算条件は以下のようである。

(1) 盛土の形状



付図3.7.1 盛土の形状

(2) 材料および強度

1) 盛土材

単位重量 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

粘着力 $c = 1.0 \text{ tf/m}^2$

2) 補強材

引張設計強度 $T_1 = 1.68 \text{ tf/m}$

$$\begin{aligned} \text{引抜き強度 } T_2 &= 2 \mu \sigma_v' B L_2 \\ &= 2 \mu \gamma h B L_2 \end{aligned}$$

ここで、 μ ：摩擦係数=0.9

B：奥行き巾=1.0m

L_z ：有効長 (m)

安定計算では T_1 、 T_2 のいずれか小さい方を採用することとした。

層間隔=1.0m

盛土下端～天端より1.0m下まで6枚

3) 計算ケース

1) 常時 ($kh=0$)，地震時 ($kh=0.2$)

2) のり面勾配 $N=0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0$

3) 補強材長 $L=0$ (無補強)，2，4，6，8，10，12m

4) 外的安定 (補強材との交点なし) と内的安定 (補強材との交点あり)

なお，細片巾およびすべり線を構成するA，B，C点のピッチは，のり面勾配 $N=0, 0.5, 1.0$ の場合，0.5m， $N=0.1, 0.2, 0.3$ の場合0.6mとした。

さらに，予備的計算により，背面土塊が前面土塊に与える土圧 P は， $P<0$ のとき， $P=0$ とした。又，のり面部の巾 (のり面肩からのり尻までの水平距離) が細片巾の整数倍となることが必要と考えられたため，以下の計算では細片巾を以下のように設定することとした。

のり面勾配 $N=0, 0.5, 1.0 \rightarrow$ 細片巾0.5m

のり面勾配 $N=0.1, 0.2, 0.3 \rightarrow$ 細片巾0.6m

3.7.3 計算結果

(1) 補強材長と最小安全率

補強材長と最小安全率の関係の例を付図3.7.2～5に示す。

これから以下のことが見られる。

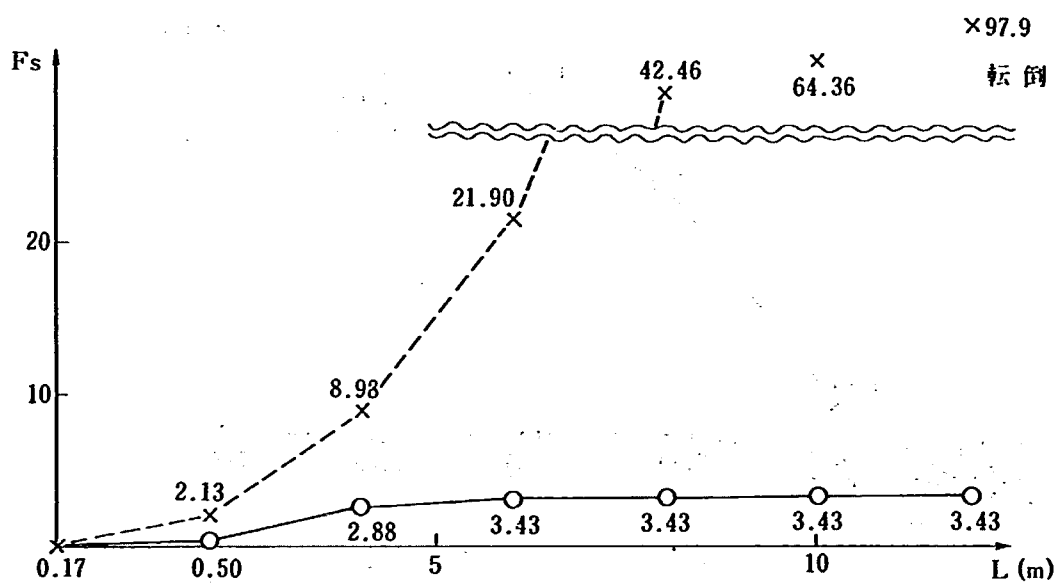
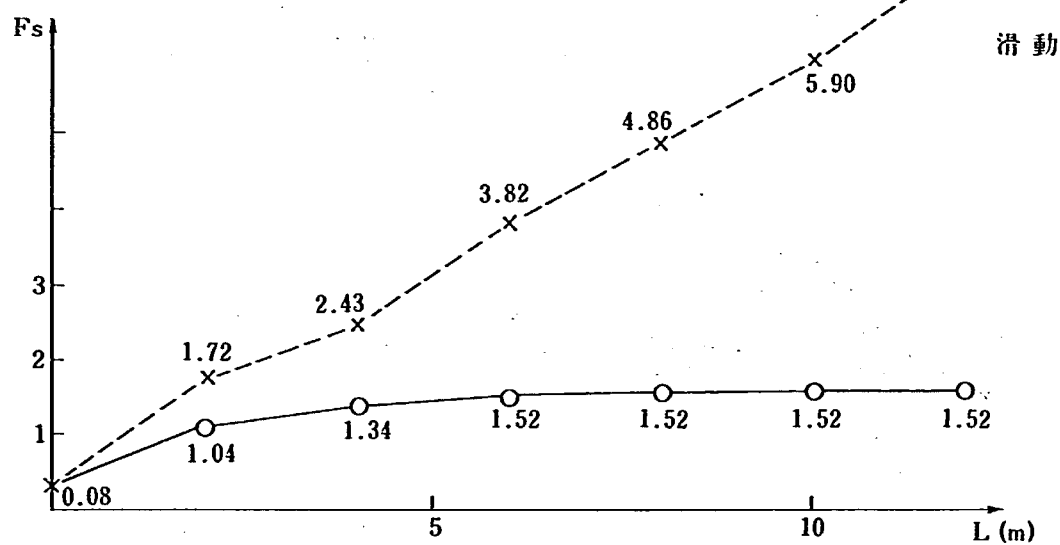
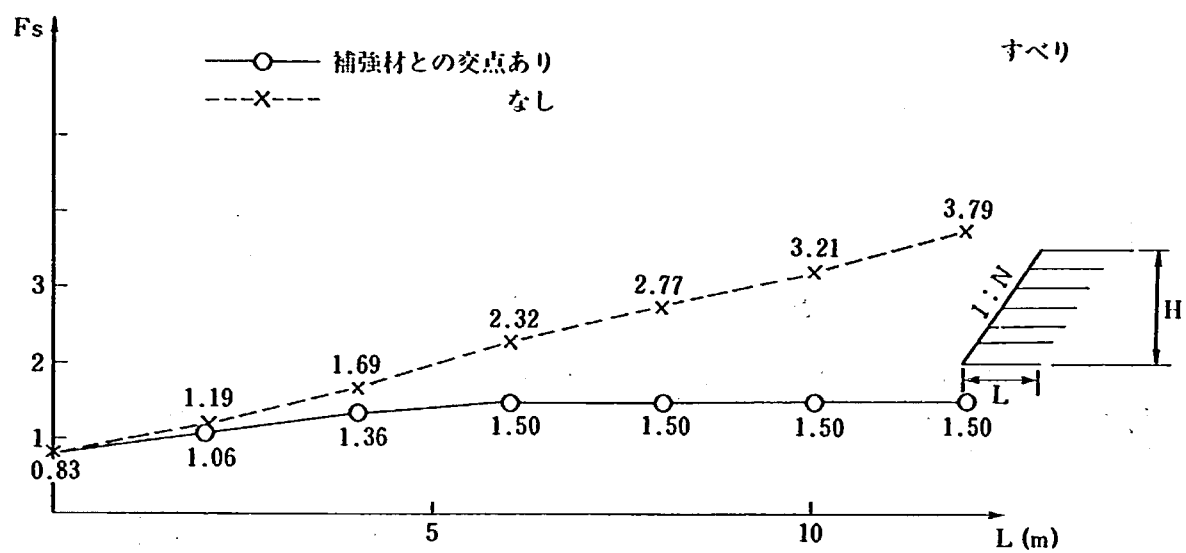
- 1) 外的な安全率は，すべり・滑動・転倒とも補強材長が長くなると増加する。
- 2) 内的安全率は，すべり・滑動・転倒とも補強材長がある長さ以上になると一定値になる。
- 3) 外的及び内的，どちらの安全率が大きいかは条件によって異なる。
- 4) 常時の場合，各モード，特に転倒に対する外的安全率は，補強材長の長さに対して安全率が急増するが，地震時の場合は，それほど著しくない。
- 5) 内的転倒安全率は， $N=0.1$ の場合，常時で， $L=2$ mでは $F_s < 1$ ，地震時で $L=4$ mでは $F_s < 1$ である。

(2) のり面勾配と最小安全率

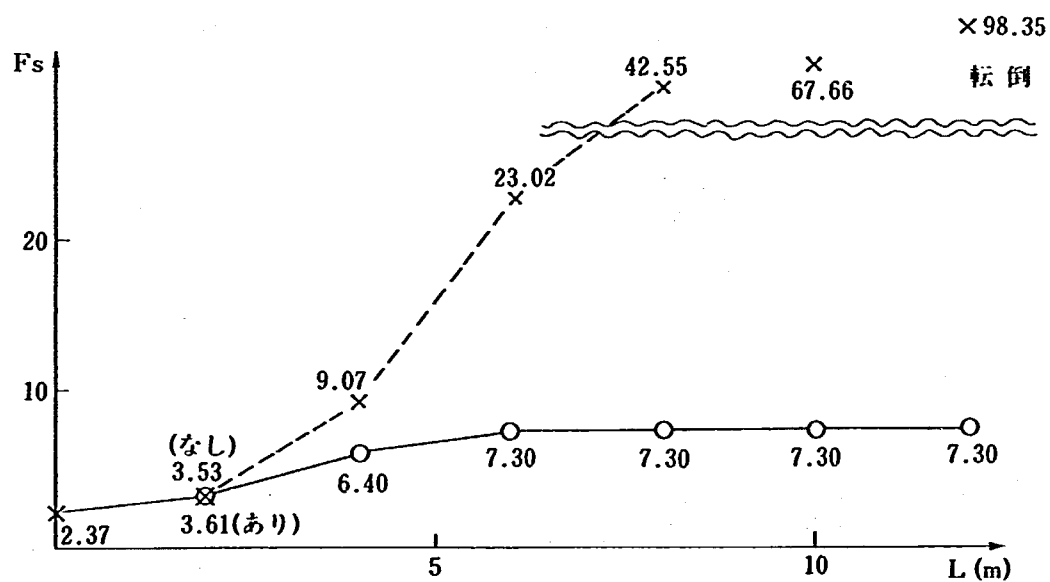
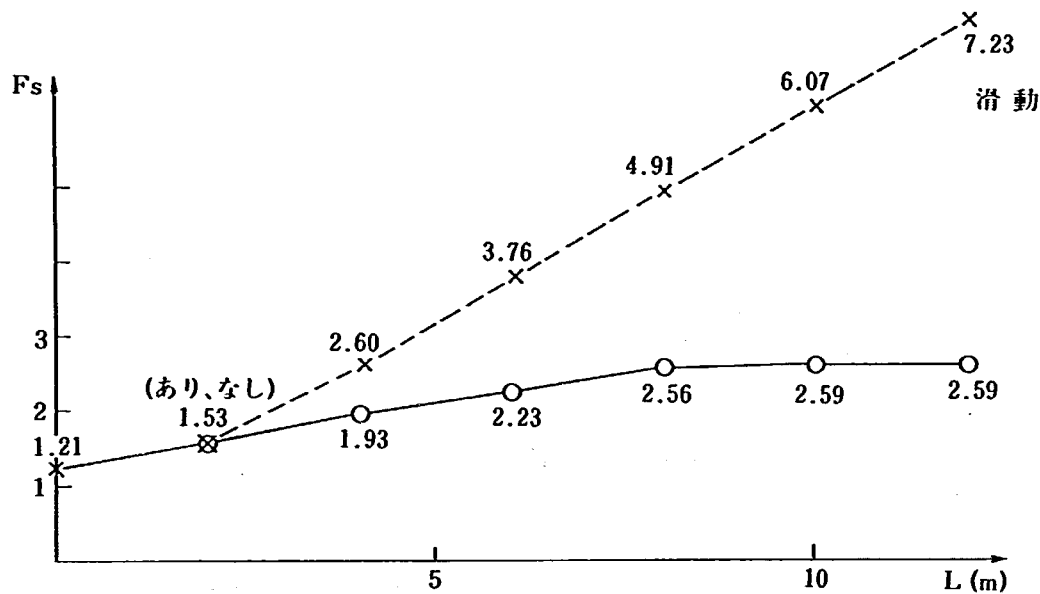
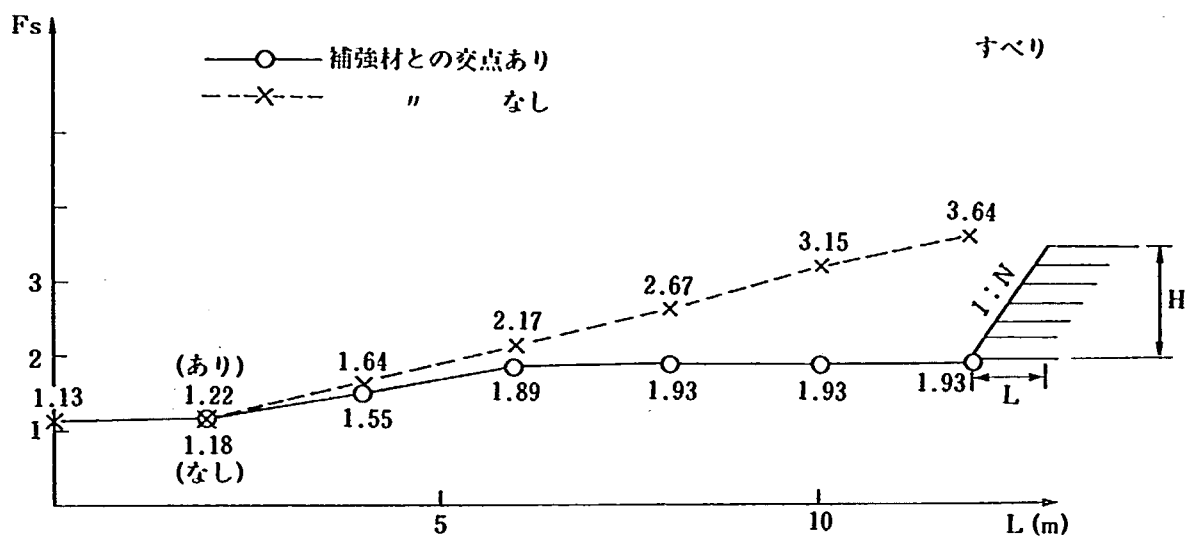
のり面勾配と最小安全率の関係の例を付図3.7.6，7に示す。

これから以下のことが見られる。

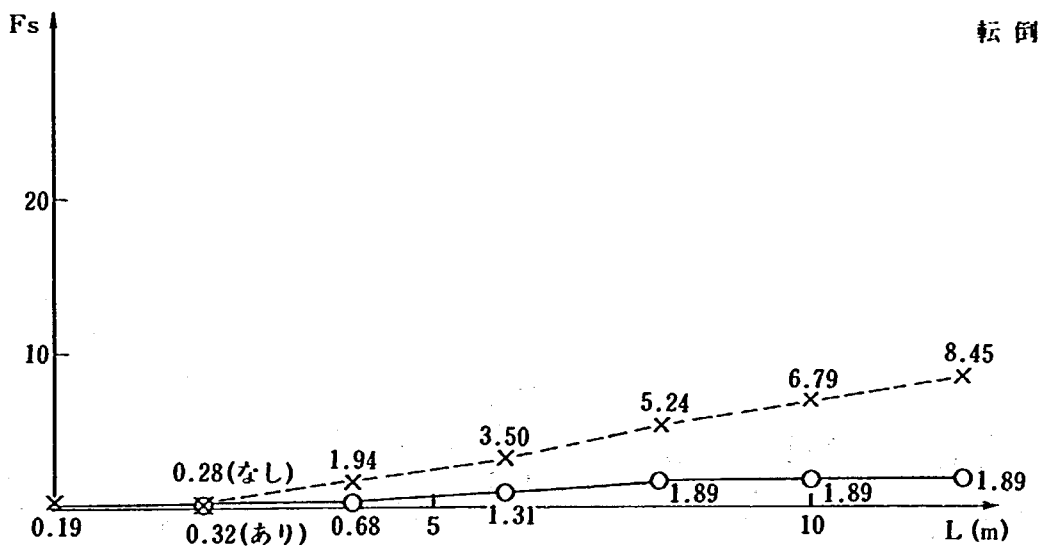
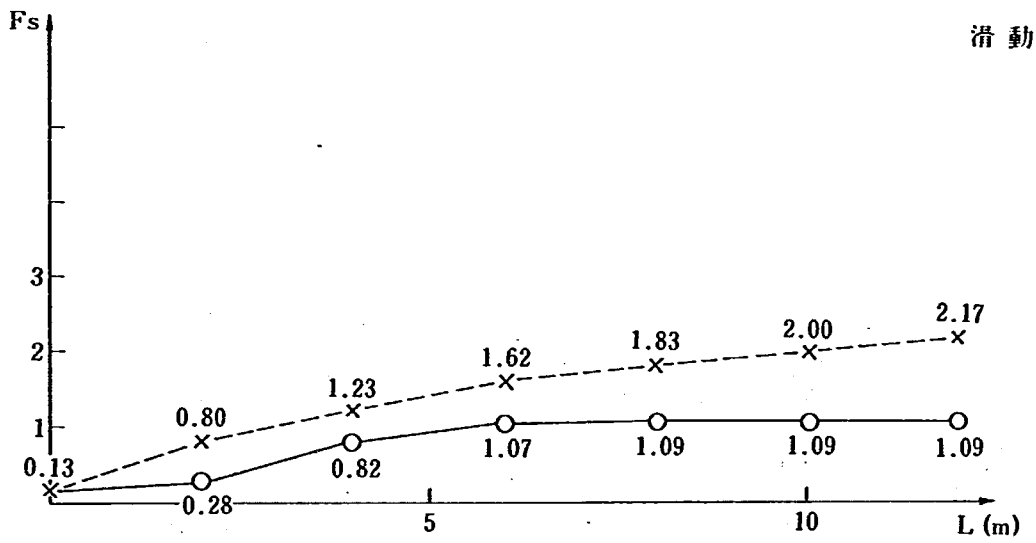
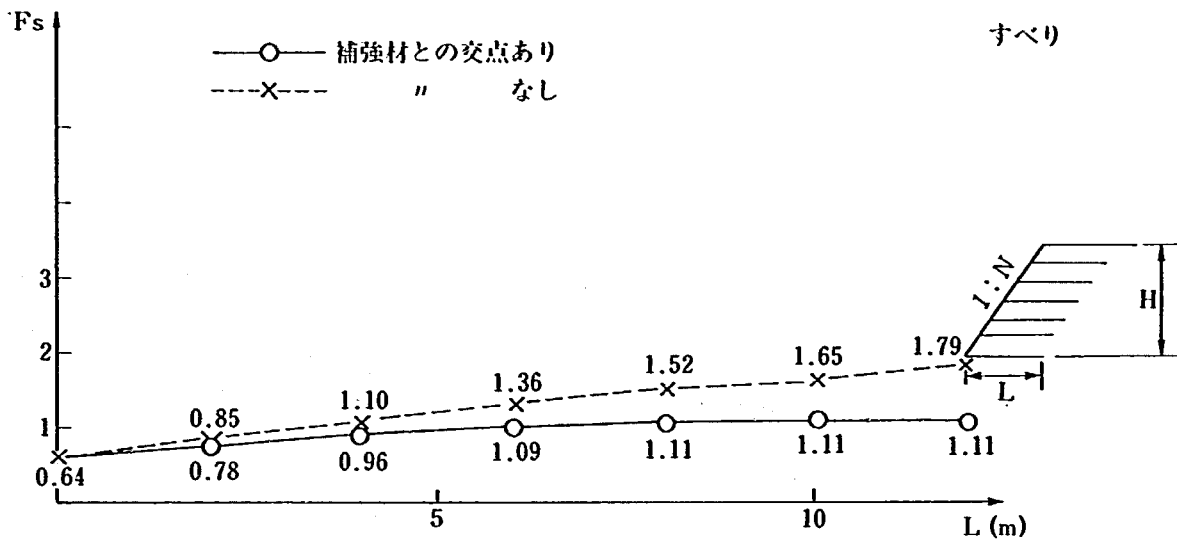
$K_H = 0$ $N = 0.1$



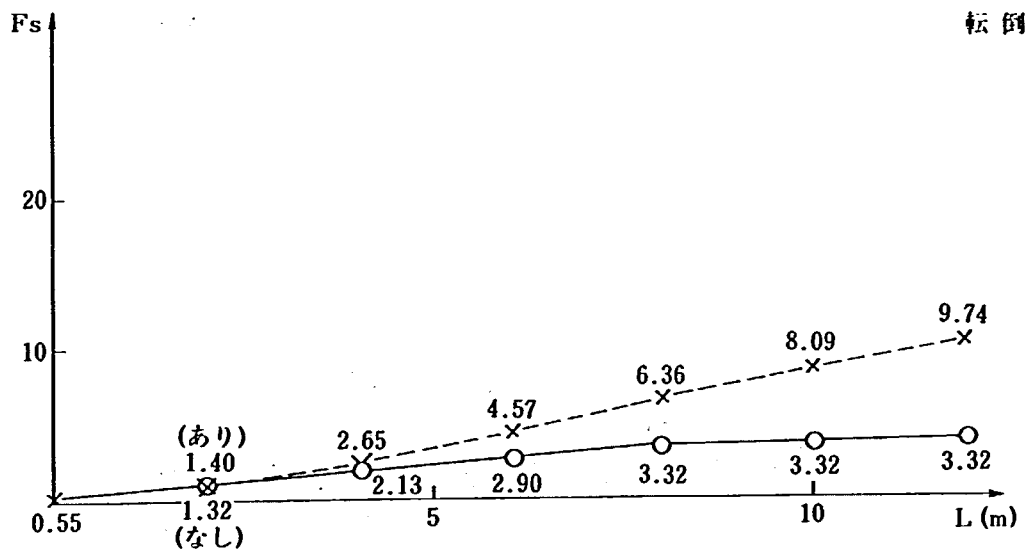
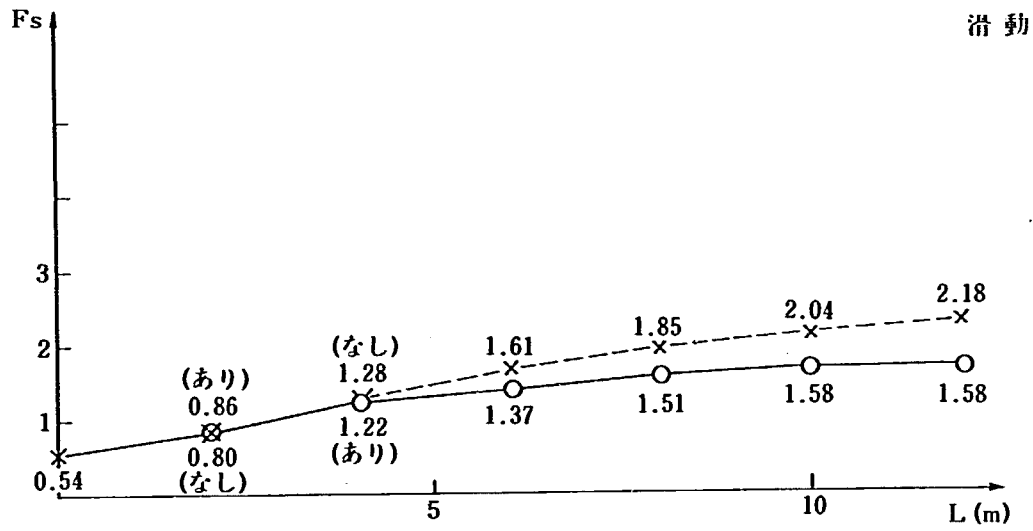
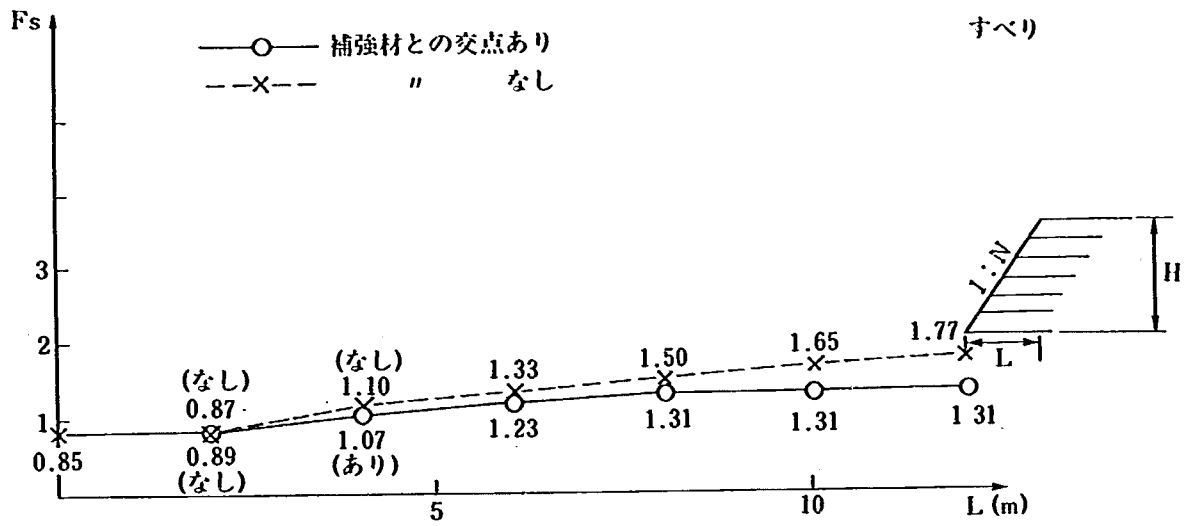
付図3.7.2

$K_H = 0$
 $N = 0.5$


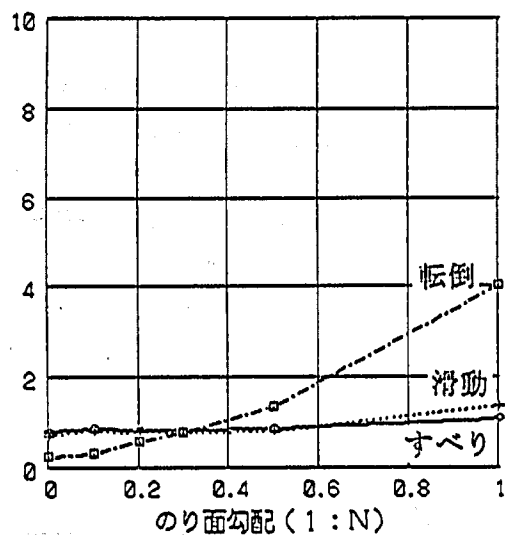
付図3.7.3

$K_H=0.2$
 $N=0.1$


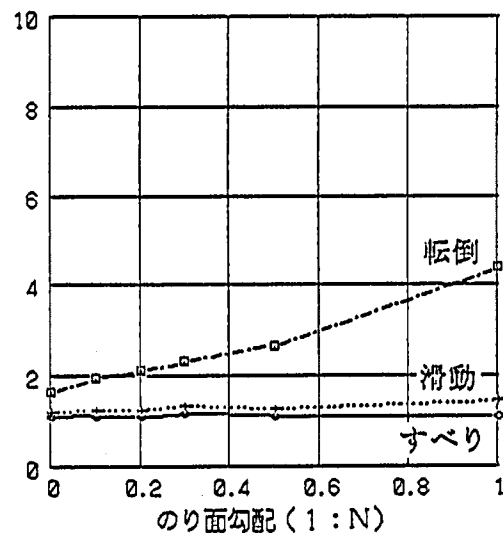
付図3.7.4

$K_H=0.2$
 $N=0.5$


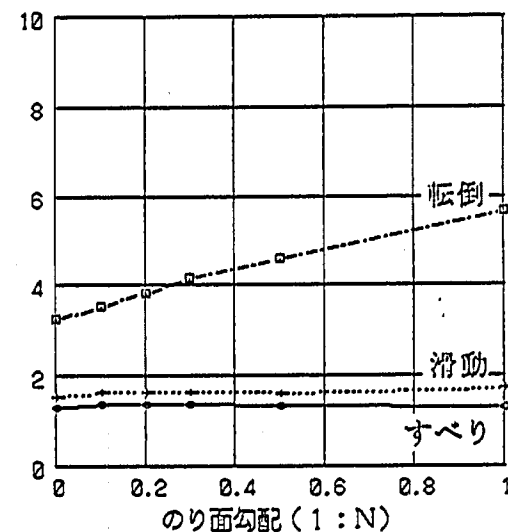
付図3.7.5



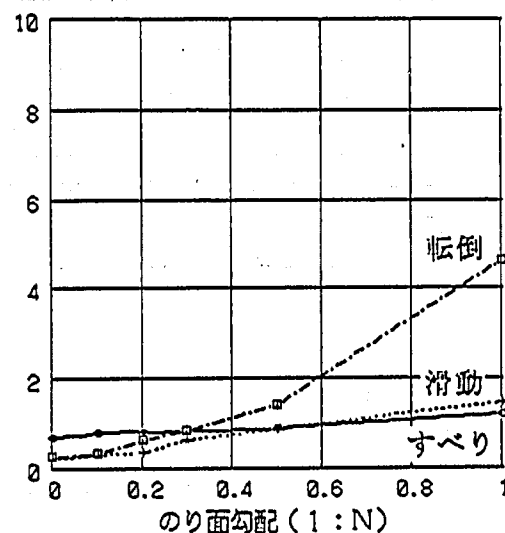
(a) 敷設長 $L=2\text{m}$, 外的安定



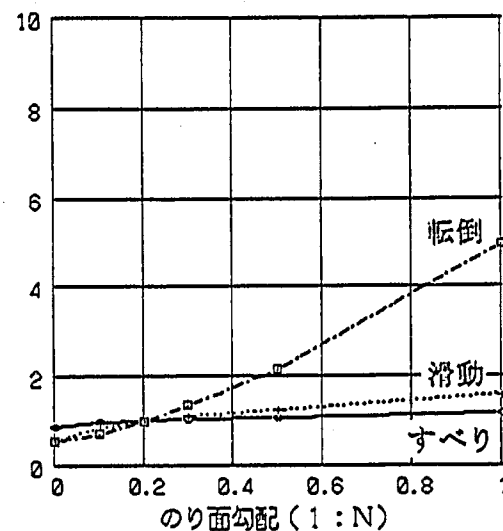
(b) 敷設長 $L=4\text{m}$, 外的安定



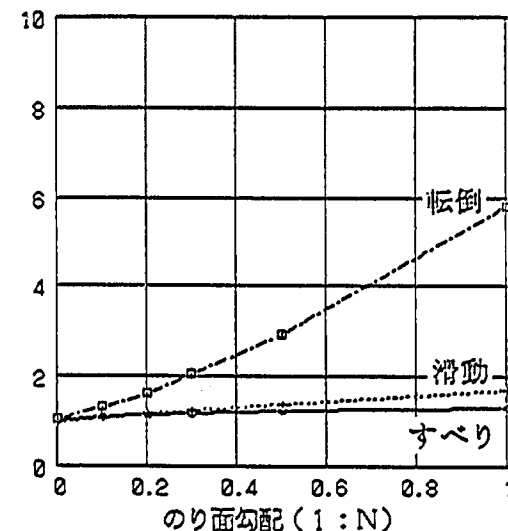
(c) 敷設長 $L=6\text{m}$, 外的安定



(d) 敷設長 $L=2\text{m}$, 内的安定

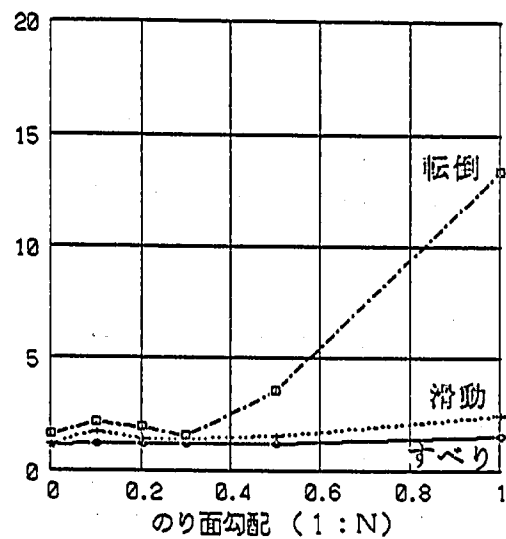


(e) 敷設長 $L=4\text{m}$, 内的安定

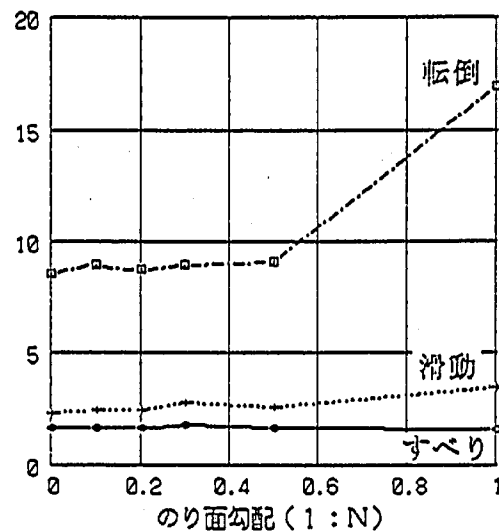


(f) 敷設長 $L=6\text{m}$, 内的安定

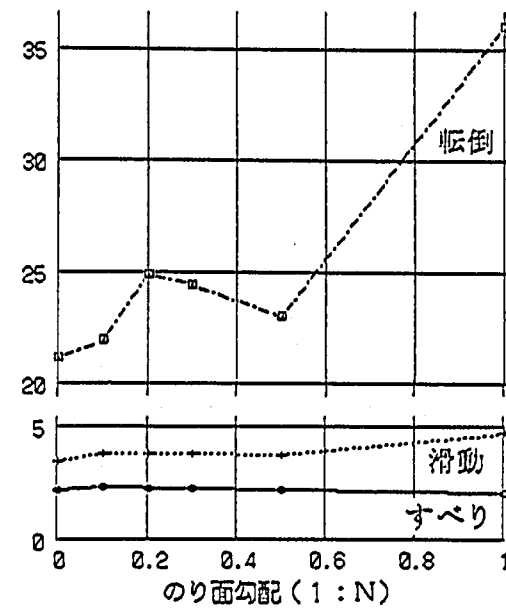
付図3.7.6 最小安全率とのり面勾配の関係 (常時, $k_h = 0$)



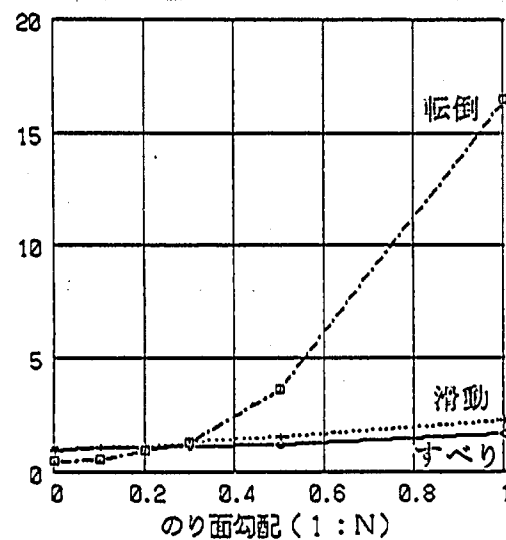
(a) 敷設長 $L=2\text{m}$, 外的安定



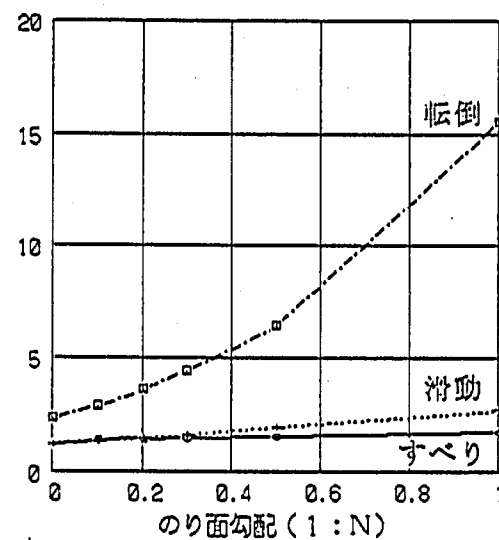
(b) 敷設長 $L=4\text{m}$, 外的安定



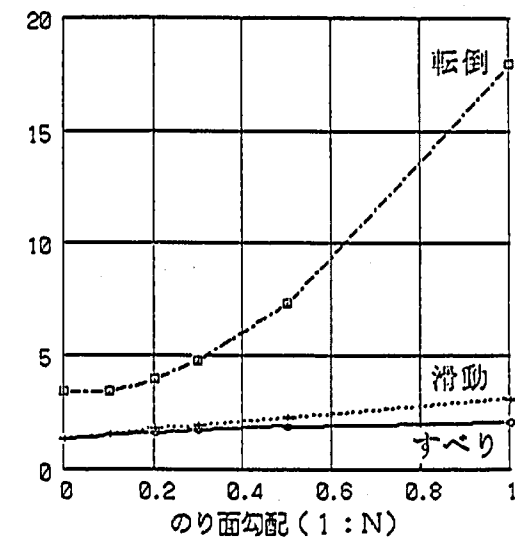
(c) 敷設長 $L=6\text{m}$, 外的安定



(d) 敷設長 $L=2\text{m}$, 内的安定



(e) 敷設長 $L=4\text{m}$, 内的安定



(f) 敷設長 $L=6\text{m}$, 内的安定

付図3.7.7 最小安全率とのり面勾配の関係 (地震時, $k_h=0.2$)

常時

1) 外的安定

- ① 転倒モードについてLが2 m以下の場合、のり面勾配Nが0.3をより緩くなると急激にF sが増加する。Lが4 m以上になるとF sが5を越える。
- ② すべり安全率F sはのり面勾配Nが緩くなっても増加は小さい。
- ③ 無補強のとき、のり面勾配がNが0.3以内ではF sがすべり>滑動>転倒の順となる。しかし、これが緩くなると転倒が最大の値を示す。

2) 内的安定

- ① 転倒安定ではのり面勾配Nが0.2より緩くなると急激にF sが増加する。
- ② すべり安全率F sはのり面勾配Nが緩くなってもその増加は小さい。

地震時

1) 外的安定

- ① 転倒安定の安全率F sは無補強の場合を除いて、Lの長さに比例して増加している。
- ② すべりと滑動安全率F sはLが長くなっても増加は小さい。
- ③ Lが2 m以内では転倒安全率が全モードの中で最も小さい。

2) 内的安定

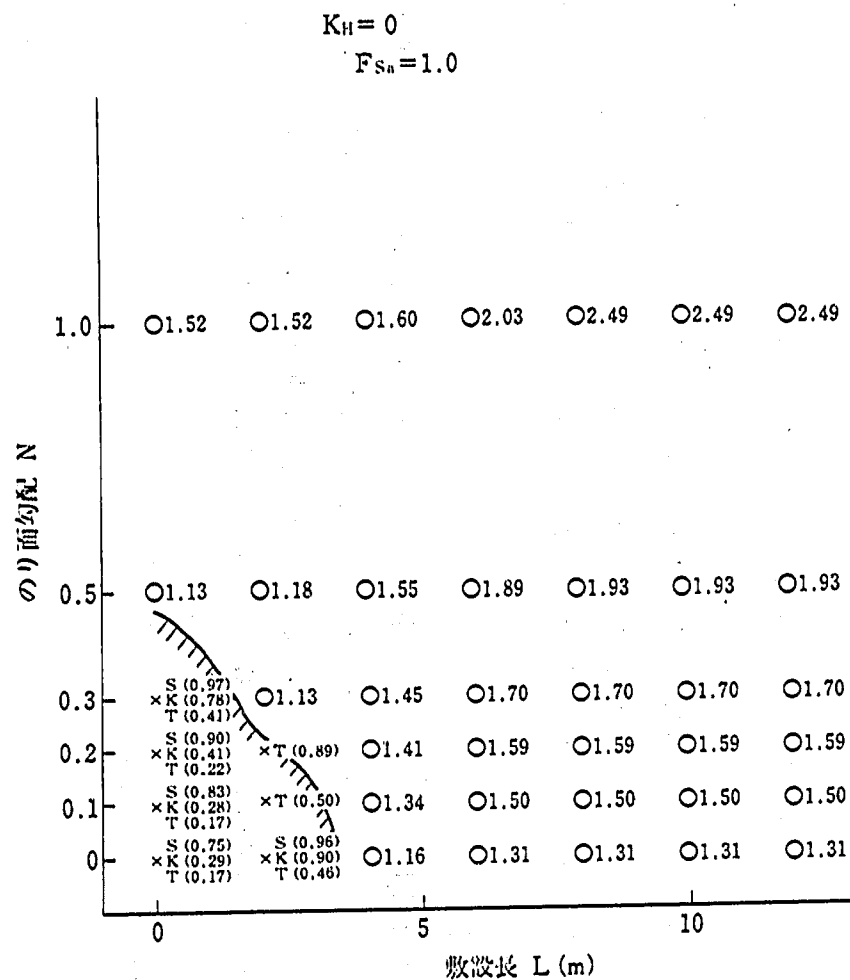
- ① 転倒安定の安全率F sは無補強の場合を除いて、Lの長さに比例して増加している。
- ② すべりと滑動安全率F sはLが長くなってもその増加は小さい。

以上から、今回の計算条件では、のり面勾配が0.5より緩ければ、転倒に対する安全率は、すべり・滑動モード安全率よりも大きくなる。これらのことは、共同マニュアルで転倒モードの検討の必要の有無の目安をのり面勾配1 : 1 (45°) で区別していることの裏付けとなる。

(3) のり面勾配、補強材長と破壊モード

(1)(2)で述べたように、各モードの最小安全率のはのり面勾配、補強材長によって変化する。また、許容安全率によっても安定・不安定の判定結果は異なる。付図3.7.8~11に補強材長とのり面勾配の関係の図の上に安全率を示す。又、同図においては、すべてのモードが許容安全率を上回る所では最小安全率のみを、どれかのモードが許容安全率を下回る場合には、各モードごとの安全率を記した。

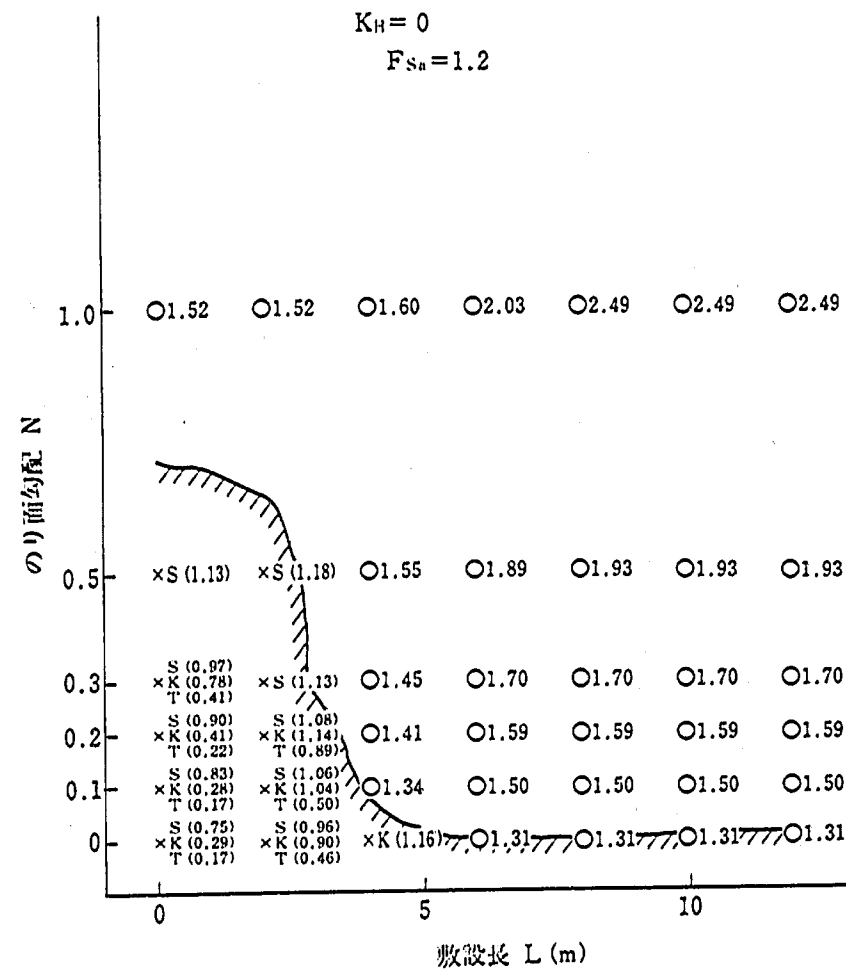
これから、以下のことが分る。



S: すべり
K: 滑動
T: 転倒

: どれかのモードが F_{Sa} を満たさない

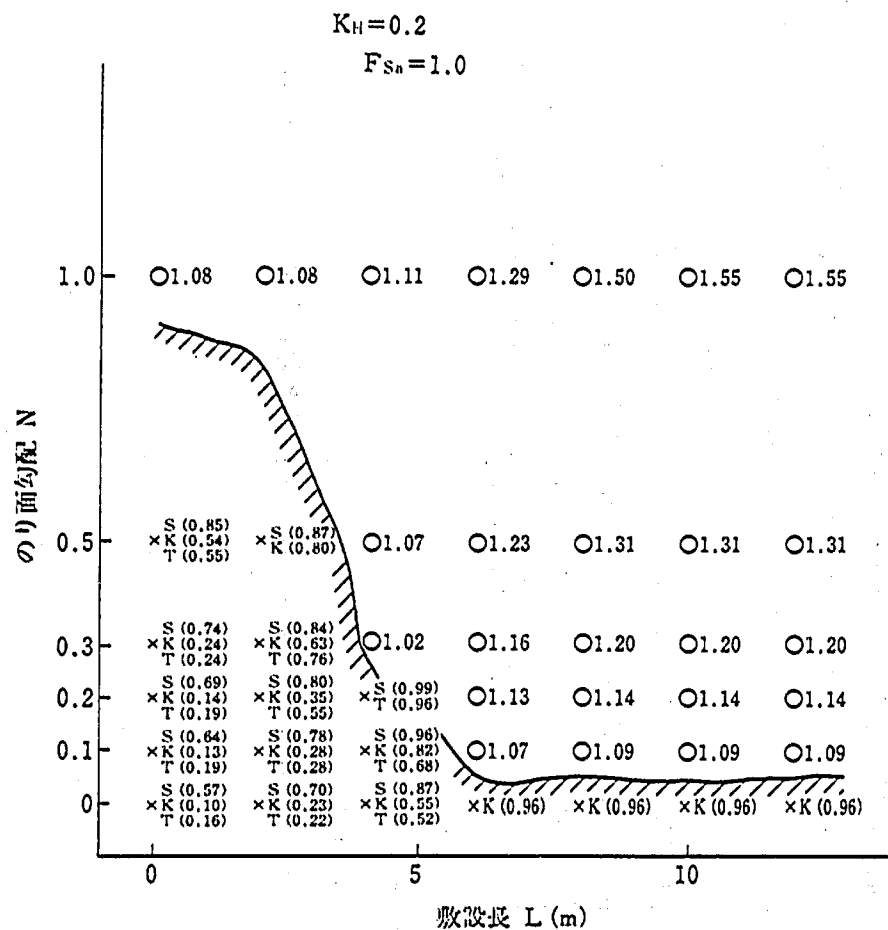
付図3.7.8



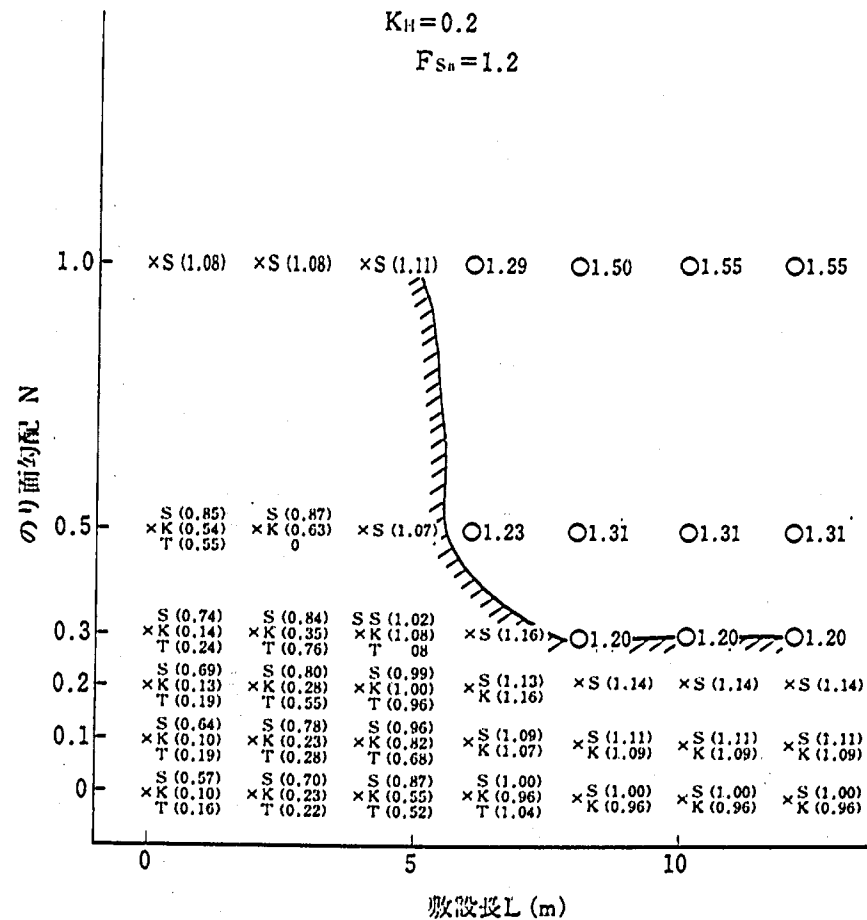
S: すべり
K: 滑動
T: 転倒

: どれかのモードが F_{Sa} を満たさない

付図3.7.9



付図3.7.10



付図3.7.11

常時

$F_{sa}=1.0$ の場合

- ① のり面勾配 N が0.5より緩やかか又は補強材長 L が4 m以上であれば、許容値を満足する。
- ② 無補強で F_{sa} を満足しない場合、すべり・滑動・転倒の3モードとも F_{sa} 未満となる。

$F_{sa}=1.2$ の場合

- ① のり面勾配 N が1.0より緩やかか又は補強材長 L が6 m以上であれば、許容値を満足する。

地震時

$F_{sa}=1.0$ の場合

- ① のり面勾配 N が1.0より緩やかであれば許容値を満足する。
- ② のり面勾配 N が直(=0.0)の場合、補強材を長くしても許容値を満足しない。

$F_{sa}=1.2$ の場合

- ① のり面勾配 N が0.2より急になると補強材を長くしても許容値を満足しない。
- ② のり面勾配 N が0.3よりも緩く、かつ補強材が8 m以上であれば許容値を満足する。

3.8 補強盛土における補強材配置に及ぼす許容安全率の影響

構造物設計における安全率は、設計法、荷重、物性等の様々な不確定要因を踏まえて、構造物を安全に構築・供用するための工学上の指標であり、理論解析のみならず、完成後の挙動等の経験の集積によって、その妥当性が検証される。

補強盛土の場合、それ自体新しい構造物であるから、未だ、経験の集積は十分と言えない。したがって、多くの指針類では、従来の盛土工・擁壁工への安全率を参考にして設定していることが多いようである。共同研究マニュアルでは、道路土工指針に準拠した部分が多い。以下では、いくつかの安全率設定によって補強材配置がどのように変わるかを検討した結果を述べる。

3.8.1 盛土補強の場合

(1) 設計法及び許容安全率

共同研究マニュアルにおける安全率を道路土工指針と対比して示すと、付表3.8.1のようである。

付表3.8.1 共同研究マニュアル盛土補強の設計安全率

指 針 モード	道 路 土 工 指 針 (盛 土)		共同研究マニュアル (盛 土 補 強)	
	常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
外的安定円弧すべり	1.2~1.3	1.0	1.2~1.3	1.0
内的安定円弧すべり	—————		1.2~1.3	1.0 ^{*)}

*) 補強土の地震時内的安定に用いる補強材強度は、常時設計に用いるものと同一とする。

道路土工指針においては、地震時（外的）安定に対する安全率を1.0としても設計地震動に対して、盛土の大きな崩壊には至らないと見なしている。

補強盛土の外的安定についても、上記と同様に考えて、同一の許容安全率を設定している。

補強盛土の内的安定についても、許容安全率を1.0としているが、内的安定の多くは、補強材の引抜けよりも、材料の引張強度から定まる。そして、材料の引張強度は常時のものより、ある程度割増をはかることができることは確かなので、この安全率1.0は、若干安全側になっていると見なされる。

(2) 検討条件

(1)では、マニュアルで採用した付表3.8.1の安全率の妥当性を述べた。しかし、必要安全率、または補強材の動的強度等を考慮すると、付表3.8.1の条件と合わせて付表3.8.2のような安全率設定も考えられる。ケース1，2は上述した共同研究マニュアルの常時及び地震時の方法である。ケース3～5はいずれも地震時で、ケース3は、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮し、内的・外的すべりに対する必要安全率を1.0とした場合、ケース4は、補強材の動的強度割増(1.0)を考慮しないで、内的・外的すべりに対する必要安全率を1.2とした場合、ケース5は、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮すると同時に、内的・外的すべりに対する必要安全率も1.2と増加させた場合である。

盛土及び補強材の計算条件は、以下のようなものである。

盛土高さ $H = 6 \text{ m}$ ，のり面勾配 $1 : 1.2$ ，

盛土材：単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ ，内部摩擦角 $\phi = 38^\circ$ ，粘着力 $c = 0$ ，

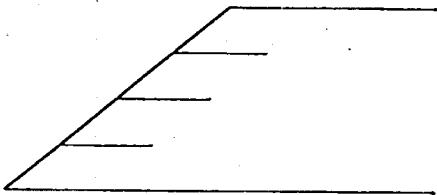
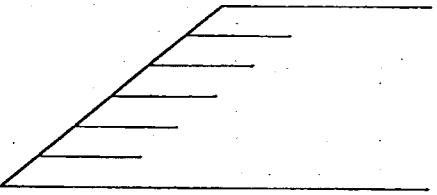
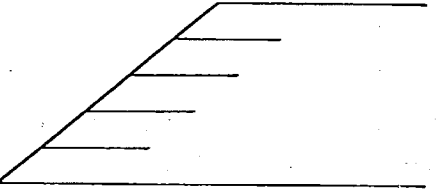
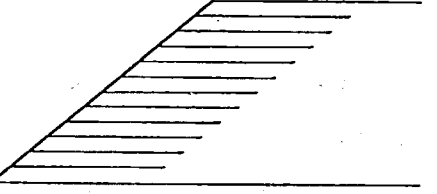
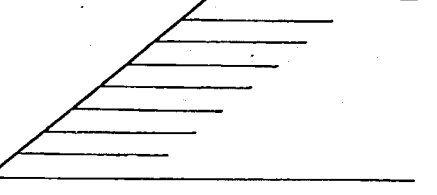
補強材：常時設計引張強さ $T_A = 0.6 \text{ tf/m}$

付表3.8.2 比較計算ケース（盛土補強）

モード	ケース	共同研究マニュアル		ケース 3	ケース 4	ケース 5
		ケース 1	ケース 2			
		常 時	地 震 時	地 震 時	地 震 時	地 震 時
外的安定円弧すべり		1.2~1.3	1.0	1.0	1.2	1.2
内的安定円弧すべり		1.2~1.3	1.0	1.0	1.2	1.2
補強材の動的強度割増係数		——	1.0	1.4	1.0	1.4

(3) 検討結果

ケース 1～5 の検討条件に対する補強材配置を付図3.8.1に示す。付図3.8.1より、常時設計のケース 1 と地震時設計のケース 2, 3, 4, 5 を比較すると地震時設計による補強材配置は常時設計に比べて敷設枚数も多く、敷設長も長い。また、ケース 2 に対して、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮して地震時設計で最も緩やかな（危険側）条件を与えるケース 3 では、ケース 2 に比べて補強材の敷設長は変わらないが敷設枚数が少なくなる。ケース 2 に対して内的・外的すべりに対する必要安全率を1.2として地震時設計で最も厳しい（安全側）条件を与えるケース 4 では、他の地震時設計に比べて補強材の敷設枚数が最も多く、敷設長も長くなる。ケース 2 に対して、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮すると同時に、内的・外的すべりに対する必要安全率も1.2と増加させたケース 5 は、ケース 2 に比べて補強材の敷設枚数も多く、敷設長も長くなる。

ケース 1	$n=3, L=3.0\text{ m}$ 
ケース 2	$n=5, L=3.5\text{ m}$ 
ケース 3	$n=4, L=3.5\text{ m}$ 
ケース 4	$n=11, L=5.0\text{ m}$ 
ケース 5	$n=7, L=5.0\text{ m}$ 

n : 敷設枚数 L : 敷設長

付図3.8.1 比較計算結果（盛土補強）

3.8.2 補強土壁の場合

(1) 設計法及び許容安全率

共同研究マニュアルにおける安全率を道路土工指針と対比して示すと付表3.8.3のようである。同表において、すべりに対する安全率は、3.8.1盛土補強の場合と同じである。

付表3.8.3 共同研究マニュアル補強土壁の設計安全率

指 針 モード		道路土工指針 (擁 壁)		共同研究マニュアル (補強土壁)	
		常 時	地 震 時	常 時	地 震 時
外 的 安 定	すべり	1.2~1.3	1.0	1.2	1.0
	滑 動	1.5	1.2	1.5	1.2
	転 倒	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$
	支持力	3.0	2.0	3.0	2.0
内 的 安 定	すべり	—————		1.2	1.0 *)
	破 断			1.0	1.0 *)
	引抜け			2.0	1.2

*) 補強土の地震時内的安定 (すべり・破断) に用いる補強材強度は、常時設計に用いるものと同一とする。

(2) 検討条件

3.8.1と同様に、付表3.8.3と合わせて、付表3.8.4のような安全率に対する補強材配置を算定する。ケース1, 2は上述した共同研究マニュアルの常時及び地震時の方法である。ケース3~5はいずれも地震時で、ケース3は、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮し、内的・外的すべりに対する必要安全率を1.0とした場合、ケース4は、補強材の動的強度割増(1.0)を考慮しないで、内的・外的すべりに対する必要安全率を1.2とした場合、ケース5は、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮すると同時に、内的・外的すべりに対する必要安全率も1.2と増加させた場合である。

盛土及び補強材の計算条件は、以下のようなものである。

盛土高さ $H = 6 \text{ m}$, のり面勾配 $1 : 0.2$,

盛土材：単位体積重量 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$, 内部摩擦角 $\phi = 38^\circ$, 粘着力 $c = 0$,

補強材：常時設計引張強さ $T_A = 2.2 \text{ tf/m}$

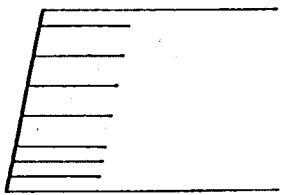
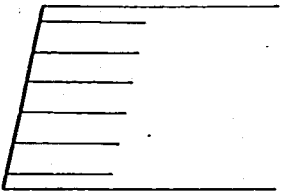
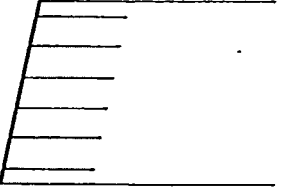
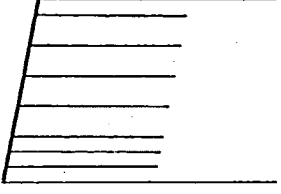
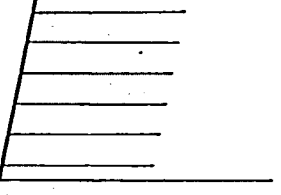
付表3.8.4 比較計算ケース（補強土壁）

ケース モード		共同研究マニュアル				
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5
		常 時	地 震 時	地 震 時	地 震 時	地 震 時
外的安定	すべり	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2
	滑 動	1.5	1.2	1.2	1.2	1.2
	転 倒	$e \leq B/6$	$e \leq B/3$	$e \leq B/3$	$e \leq B/3$	$e \leq B/3$
内的安定	すべり	1.2	1.0	1.0	1.2	1.2
補強材の動的強度 割増係数		——	1.0	1.4	1.0	1.4

(3) 検討結果

ケース 1～5 の検討条件に対する補強材配置を付図3.8.2に示す。付図3.8.2より、常時設計のケース 1 と地震時設計のケース 2, 3, 4, 5 を比較すると地震時による補強材配置は常時設計に比べて敷設枚数は、ケース 4 を除いていずれも少なくなっている。これは、補強土壁の地震時設計において最下層における必要補強材力が常時より小さくなるためである。また、敷設長は地震時の方が長くなる。

また、ケース 2 に対して、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮して地震時設計で最も緩やかな（危険側）条件を与えるケース 3 では、ケース 2 に比べて補強材の敷設枚数は変わらないが、敷設長が短くなる。ケース 2 に対して内的・外的すべりに対する必要安全率を 1.2 として地震時設計で最も厳しい（安全側）条件を与えるケース 4 では、他の地震時設計に比べて補強材の敷設枚数も多く、敷設長も長くなる。ケース 2 に対して、補強材の動的強度割増(1.4)を考慮すると同時に、内的・外的すべりに対する必要安全率も 1.2 と増加させたケース 5 は、ケース 2 に比べて補強材の敷設枚数は変わらないが、敷設長が長くなる。

ケース 1	$n = 7, L = 3.0 \text{ m}$ 
ケース 2	$n = 6, L = 3.5 \text{ m}$ 
ケース 3	$n = 6, L = 3.0 \text{ m}$ 
ケース 4	$n = 7, L = 5.0 \text{ m}$ 
ケース 5	$n = 6, L = 5.0 \text{ m}$ 

n : 敷設枚数 L : 敷設長

付図3.8.2 比較計算結果（補強土壁）

3.9 補強土壁の耐震設計における補強材張力の仮定の影響

補強土壁の耐震設計においては、無補強盛土の地震時安全率を目標安全率（共同研究マニュアルでは1.0）にするために必要な補強材張力が最大となる円弧について、地震力が作用しない場合の補強材張力を深さ方向に三角形分布、地震力によって付加される補強材張力を深さ方向に一定とする仮定をとっている。

また、地震時の補強材張力の分布を常時と同様に三角形分布とする方法もある。ここでは、設計のために仮定する地震時補強材張力の分布を変化させた場合の特性に関する検討結果を述べる。

3.9.1 計算条件

検討を行った条件は付表3.9.1のようである。計算は付表3.9.1に示す3つの条件で盛土高さが10m、のり面勾配が1：1.0と1：0（直）の盛土（単位体積重量 $\gamma=1.8\text{ tf/m}^3$ 、粘着力 $c=0$ 、内部摩擦角 $\phi=20^\circ$ ）について行った。

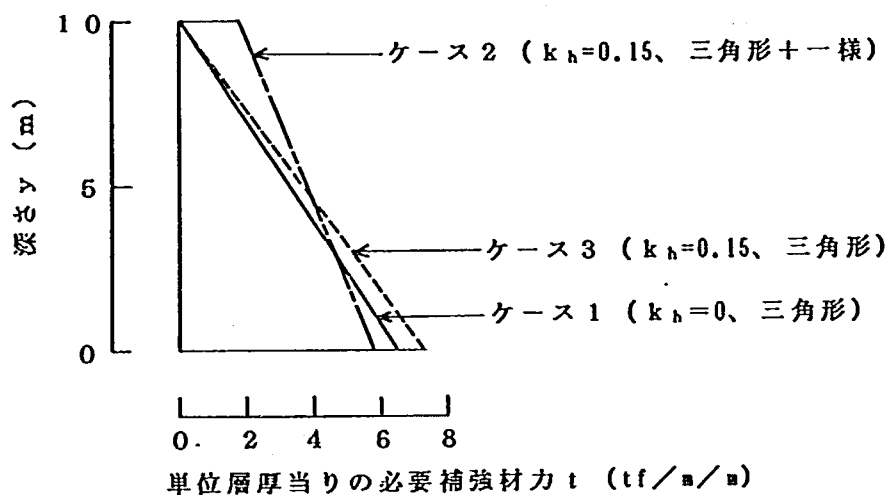
付表3.9.1 補強土壁における張力分布の仮定の影響の検討ケース

ケース	補強材張力の分布	水平震度	許容安全率	方 法	計算結果
1	三角形	0	1.2	共同研究マニュアル常時設計	K_G
2	三角形＋一様	0.15	1.0	共同研究マニュアル耐震設計	K_G' , Δt
3	三角形	0.15	1.0	ケース1を耐震設計に転用	K_G

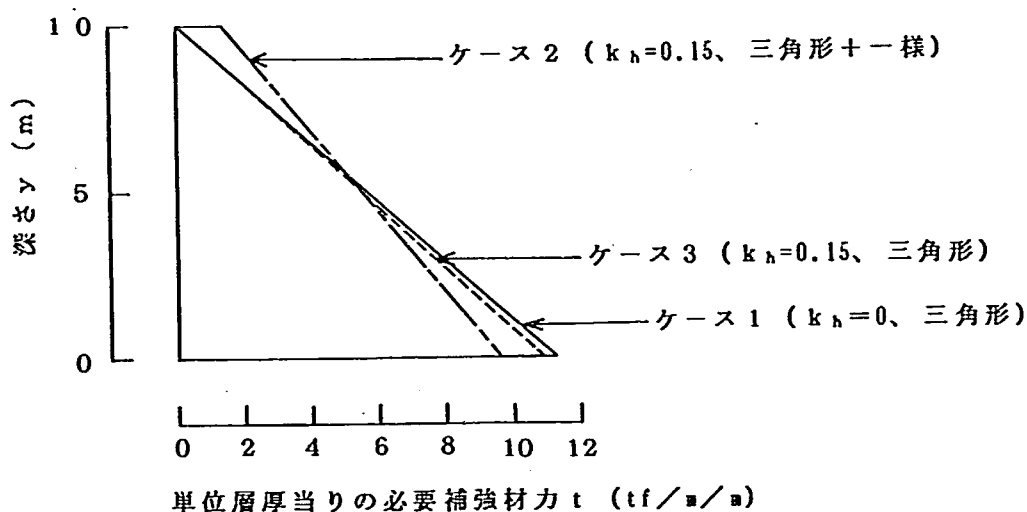
3.9.2 計算結果

計算の結果得られる深さ方向の単位層厚当りの必要補強材力 t を付図3.9.1に示す。付図3.9.1より、ケース2の場合、深さ y が大きくなると、ケース1、3より単位層厚当りの必要補強材力 t が小さいことがわかる。これは、ケース2いは深さ y が大きい位置では、ケース1、3より補強材の敷設間隔が大きくてもよいということを示している。

また、付図3.9.1のケース1、3の三角形、ケース2の台形の面積が必要補強材力の合計を示している。ケース2、3（水平震度 $k_h=0.15$ ）を比較すると、必要補強材力の合計はほぼ等しいことがわかる。



(a) のり面勾配1:1.0



(b) のり面勾配1:0 (直)

付図3.9.1 補強土壁の耐震設計における補強材張力の仮定の影響

3.10 補強土壁の設計計算例

3.4の補強土壁の設計法に基づき、任意に与えられた盛土条件に対する補強材配置の概略を把握することを目的として、いくつかの盛土条件に対する試算を行った結果について述べる。

3.10.1 試算方法及び条件

(1) 試算方法

設計法の詳細は3.4で述べたのでここでは試算方法の概略だけを述べる。今回の試算では無補強時の安定検討と部分安定検討（壁面工の安定検討）は省略する。また、耐震設計は常時設計とは独立に（共同研究マニュアル（II）の方法）行う。
以下に試算方法の概略を示す。

1) 設計法の図より以下のデータを読み取る。

常時設計の場合

K_G : 共同研究マニュアル図-4.2.26

L_s : 共同研究マニュアル図-4.2.27

耐震設計

K_G' : 付図3.4.10 (共同研究マニュアル図-6.3.4)

Δt : 付図3.4.11 (共同研究マニュアル図-6.3.5)

L_s : 付図3.4.14 (共同研究マニュアル図-6.3.8)

2) 補強材の配置 (敷設間隔, 敷設長) の設定 (手計算)

3) 外的安定 (転倒・滑動) の検討 (手計算)

4) 円弧すべりによる全体的安定の検討 (電算)

(2) 試算条件

試算を行った条件は付表3.10.1のようである。

付表3.10.1 補強土壁の設計条件

計算 No.	盛土材の 内部摩擦角 ϕ (度)	水平震度 k_h	盛土のり面 勾配 (1:N)
1	20	0	0.1
2	20	0	0.3
3	20	0	0.5
4	20	0	1.0
5	20	0.15	0.1
6	20	0.15	0.3
7	20	0.15	0.5
8	20	0.15	1.0
9	20	0.20	0.1
10	20	0.20	0.3
11	20	0.20	0.5
12	20	0.20	1.0
13	30	0	0.1
14	30	0	0.3
15	30	0	0.5
16	30	0	1.0
17	30	0.15	0.1
18	30	0.15	0.3
19	30	0.15	0.5
20	30	0.15	1.0
21	30	0.20	0.1
22	30	0.20	0.3
23	30	0.20	0.5
24	30	0.20	1.0
25	40	0	0.1
26	40	0	0.3
27	40	0	0.5
28	40	0	1.0
29	40	0.15	0.1
30	40	0.15	0.3
31	40	0.15	0.5
32	40	0.15	1.0
33	40	0.20	0.1
34	40	0.20	0.3
35	40	0.20	0.5
36	40	0.20	1.0

注) 盛土高さ $H=10\text{m}$
 盛土材の粘着力 $c=0$
 補強材料: SR2 (ジオグリッド)
 補強材強度:
 $T_R=T_{RE}=3.2 \text{ tf/m}$ ($T_{\max} = 8.0 \text{ tf/m}$)

その他の条件は以下のである。

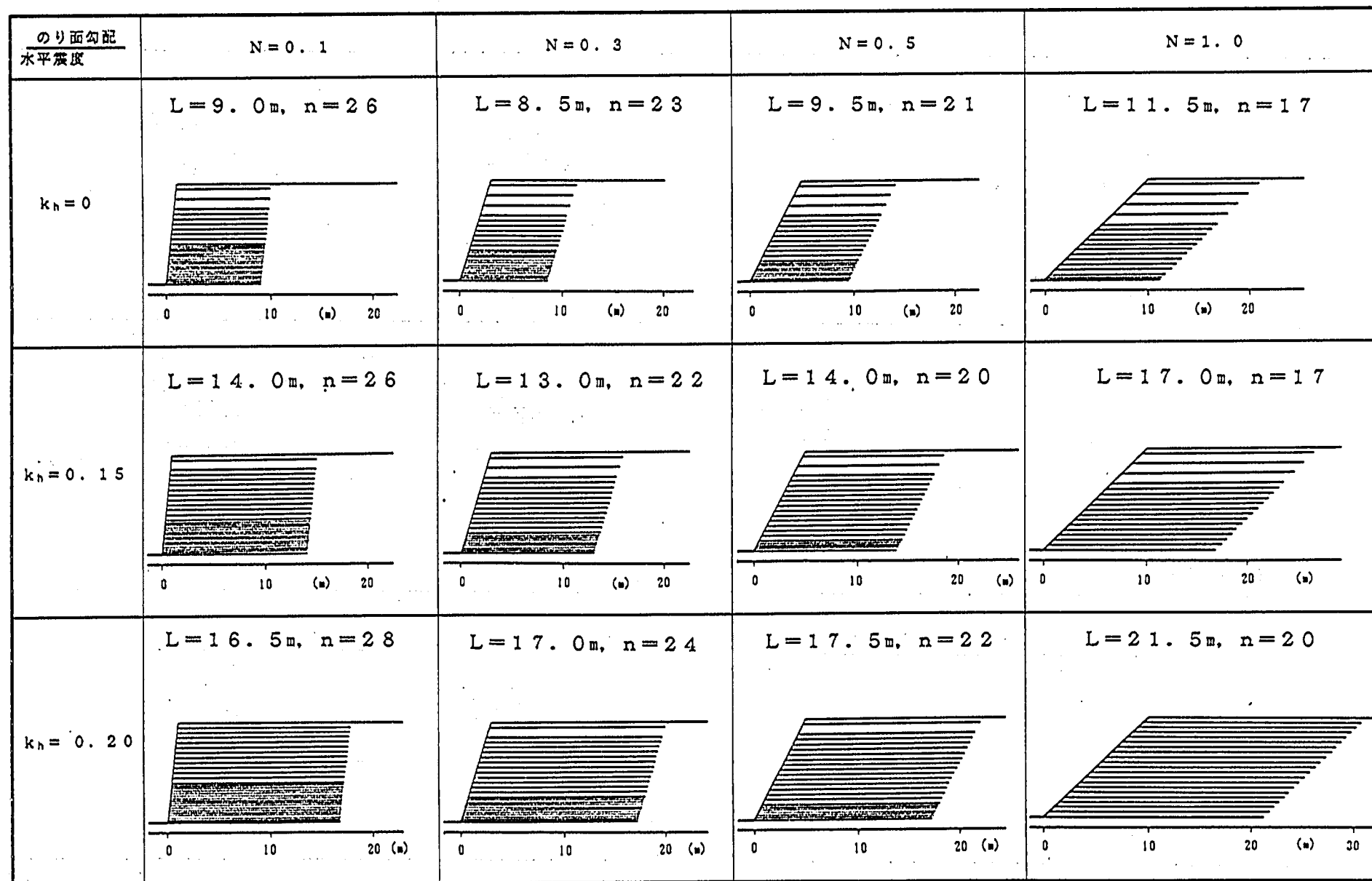
- 1) 補強材の敷設間隔は、0.25, 0.5, 1.0mの3種類より設定する。
- 2) 円弧すべり計算の細片分割幅は0.5mとする。
- 3) 外的安定（滑動・転倒）の検討に用いる土圧は「港湾の施設等の技術上の基準・同解説」の土圧計算式を用いる。

3.10.2 試算結果

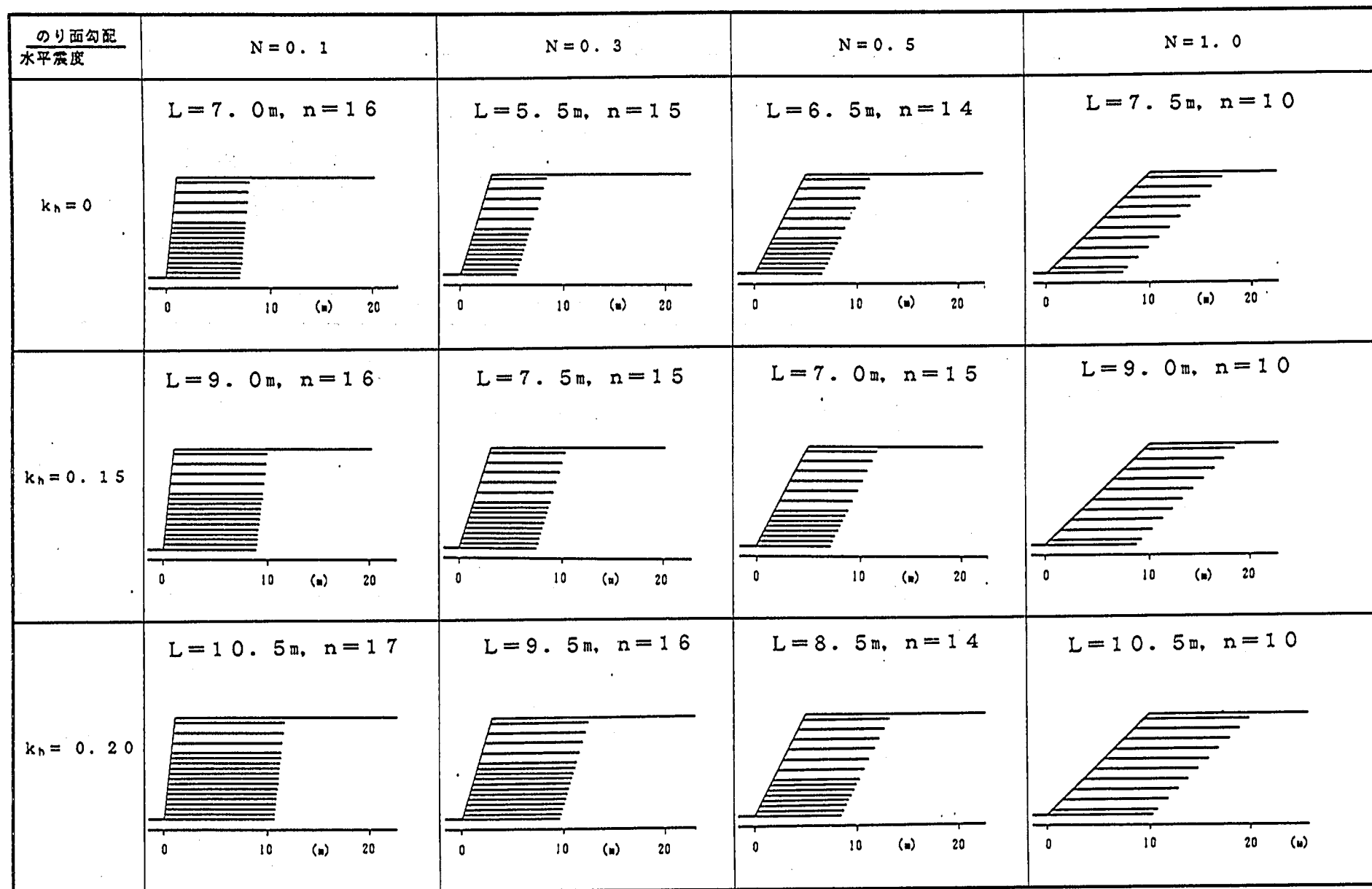
試算による補強材配置の設計計算経過経過を付表3.10.2に示す。また、試算により得られた補強材配置の一覧を付図3.10.1(a)(b)(c)に示す。

付表3.10.2 補強土壁の設計結果一覧

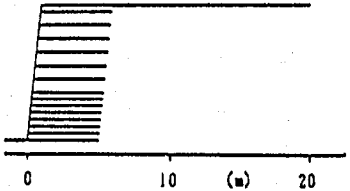
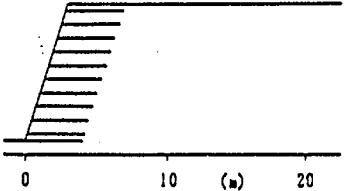
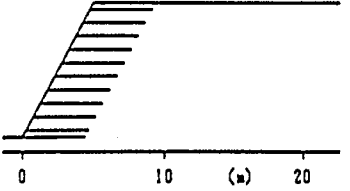
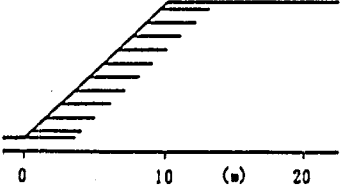
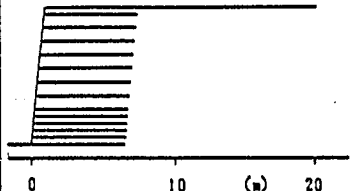
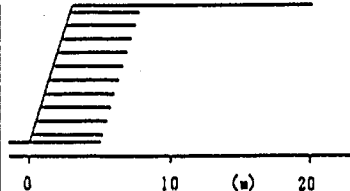
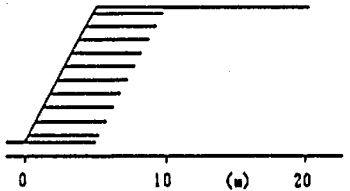
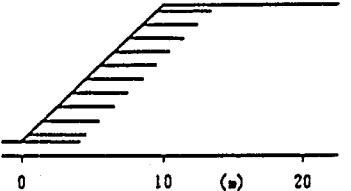
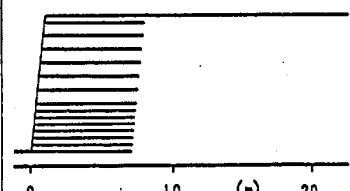
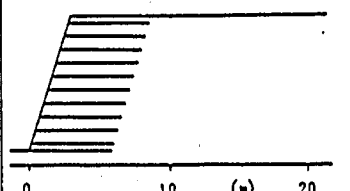
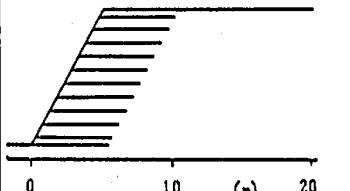
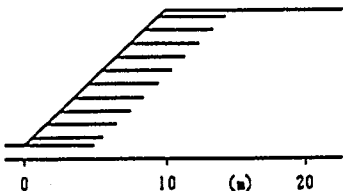
計算 No.	内 部 摩擦角 φ(度)	水 平 度 k _h	のり面 勾 配 (1:N)	検 討 項 目					備 考
				部分内的安定	全体外的安定		全体内的安定（円弧すべり）		
				敷設長L(m) 枚数 n(枚)	滑 動 安 全 率	転 倒 傾心距離 e	1 回 目 (安全率)	最終（敷設長L(m), 安全率）	
1	20	0	0.1	L= 9.0, n=26	7.18 OK	e=-0.31 OK	1.39 OK	_____	常時許容安全率 (k _h =0) 滑 動 1.5 転 倒 e<L/6 円弧すべり 1.2
2	20	0	0.3	L= 8.0, n=23	7.54 OK	e=-1.29 OK	1.02 OUT	L= 8.5, 1.25 OK	
3	20	0	0.5	L= 7.5, n=21	8.65 OK	e=-2.30 OK	1.07 OUT	L= 9.5, 1.28 OK	
4	20	0	1.0	L= 7.5, n=17	16.46 OK	e=-4.88 OK	0.88 OUT	L=11.5, 1.24 OK	
5	20	0.15	0.1	L=14.0, n=26	1.95 OK	e= 0.33 OK	1.12 OK	_____	地震時許容安全率 (k _h ≠0) 滑 動 1.2 転 倒 e<L/3 円弧すべり 1.0
6	20	0.15	0.3	L=13.0, n=22	1.95 OK	e=-0.62 OK	1.05 OK	_____	
7	20	0.15	0.5	L=11.0, n=20	1.92 OK	e=-1.58 OK	0.92 OUT	L=14.0, 1.00 OK	
8	20	0.15	1.0	L=12.0, n=17	2.06 OK	e=-4.10 OK	0.82 OUT	L=17.0, 1.01 OK	
9	20	0.20	0.1	L=16.5, n=28	1.56 OK	e= 0.55 OK	1.06 OK	_____	
10	20	0.20	0.3	L=17.0, n=24	1.57 OK	e=-0.40 OK	1.03 OK	_____	
11	20	0.20	0.5	L=15.0, n=22	1.56 OK	e=-1.36 OK	0.93 OUT	L=17.5, 1.00 OK	
12	20	0.20	1.0	L=14.0, n=20	1.60 OK	e=-3.83 OK	0.97 OUT	L=21.5, 1.00 OK	
13	30	0	0.1	L= 7.0, n=16	13.64 OK	e=-0.34 OK	1.57 OK	_____	
14	30	0	0.3	L= 5.5, n=15	14.17 OK	e=-1.34 OK	1.26 OK	_____	
15	30	0	0.5	L= 5.0, n=14	18.20 OK	e=-2.37 OK	1.17 OUT	L= 6.5, 1.25 OK	
16	30	0	1.0	L= 5.5, n=10	68.49 OK	e=-4.96 OK	1.10 OUT	L= 7.5, 1.26 OK	
17	30	0.15	0.1	L= 9.0, n=16	3.09 OK	e= 0.32 OK	1.16 OK	_____	
18	30	0.15	0.3	L= 7.5, n=15	3.07 OK	e=-0.64 OK	1.07 OK	_____	
19	30	0.15	0.5	L= 7.0, n=15	3.15 OK	e=-1.63 OK	1.01 OK	_____	
20	30	0.15	1.0	L= 7.0, n=10	3.45 OK	e=-4.18 OK	0.89 OUT	L= 9.0, 1.00 OK	
21	30	0.20	0.1	L=10.5, n=17	2.47 OK	e= 0.54 OK	1.13 OK	_____	
22	30	0.20	0.3	L= 9.5, n=16	2.48 OK	e=-0.41 OK	1.10 OK	_____	
23	30	0.20	0.5	L= 8.0, n=14	2.47 OK	e=-1.39 OK	0.98 OUT	L= 8.5, 1.01 OK	
24	30	0.20	1.0	L= 8.0, n=10	2.63 OK	e=-3.92 OK	0.88 OUT	L=10.5, 1.00 OK	
25	40	0	0.1	L= 5.0, n=14	23.00 OK	e=-0.37 OK	1.61 OK	_____	
26	40	0	0.3	L= 4.0, n=11	28.27 OK	e=-1.39 OK	1.20 OK	_____	
27	40	0	0.5	L= 3.5, n=10	43.46 OK	e=-2.43 OK	1.16 OUT	L= 4.5, 1.27 OK	
28	40	0	1.0	L= 3.5, n=10	703.67OK	e=-5.00 OK	1.38 OK	_____	
29	40	0.15	0.1	L= 6.5, n=13	4.62 OK	e= 0.30 OK	1.23 OK	_____	
30	40	0.15	0.3	L= 5.0, n=10	4.60 OK	e=-0.66 OK	1.03 OK	_____	
31	40	0.15	0.5	L= 4.0, n=10	4.68 OK	e=-1.66 OK	0.95 OUT	L= 5.0, 1.06 OK	
32	40	0.15	1.0	L= 4.0, n=10	5.30 OK	e=-4.22 OK	1.14 OK	_____	
33	40	0.20	0.1	L= 7.0, n=14	3.63 OK	e= 0.53 OK	1.23 OK	_____	
34	40	0.20	0.3	L= 5.5, n=10	3.60 OK	e=-0.42 OK	0.99 OUT	L= 6.0, 1.04 OK	
35	40	0.20	0.5	L= 4.5, n=10	3.64 OK	e=-1.41 OK	0.94 OUT	L= 5.5, 1.03 OK	
36	40	0.20	1.0	L= 5.0, n=10	4.00 OK	e=-3.96 OK	1.24 OK	_____	



付図3.10.1(a) 補強材配置の一覧（内部摩擦角 $\phi=20^\circ$ ）



付図3.10.1(b) 補強材配置の一覧 (内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$)

のり面勾配 水平震度	$N=0.1$	$N=0.3$	$N=0.5$	$N=1.0$
$k_h=0$	$L=5.0\text{m}, n=14$ 	$L=4.0\text{m}, n=11$ 	$L=4.5\text{m}, n=10$ 	$L=3.5\text{m}, n=10$ 
$k_h=0.15$	$L=6.5\text{m}, n=13$ 	$L=5.0\text{m}, n=10$ 	$L=5.0\text{m}, n=10$ 	$L=4.0\text{m}, n=10$ 
$k_h=0.20$	$L=7.0\text{m}, n=14$ 	$L=6.0\text{m}, n=10$ 	$L=5.5\text{m}, n=10$ 	$L=5.0\text{m}, n=10$ 

付図3.10.1(c) 補強材配置の一覧 (内部摩擦角 $\phi=40^\circ$)

付表3.10.2に示した設計計算経過、付図3.10.1に示した試算結果より得られた知見を以下に述べる。

- 1) のり面勾配 N 、内部摩擦角 ϕ が同一な場合、水平震度 k_h が大きいほど補強材の敷設長は長くなる。
- 2) のり面勾配 N 、水平震度 k_h が同一な場合、内部摩擦角 ϕ が大きいほど補強材の敷設長は短くなる。
- 3) のり面勾配 N が緩やかになるほど補強材の敷設間隔が大きくなる。
- 4) 盛土中央より下層側は上層側に比べて、補強材の敷設間隔が小さくなる。
- 5) のり面勾配 N が0.1から0.3へと緩くなると補強材の敷設長は短くなるが、さらにのり面勾配 N が緩くなる(0.5~1.0)と一概に補強材の敷設長が短くならない。

ただし、内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ の場合はのり面勾配 N が緩やかになるほど補強材の敷設長も短くなる傾向にある。

- 6) $\phi=23, 30^\circ$ 、のり面勾配 $N=1.0$ の場合、他ののり面勾配($N=0.5\sim 1.0$)に比べ補強材の敷設長が長くなる傾向がある。これは、のり面勾配 $N=1.0$ の場合、盛土下層の補強材の敷設間隔が大きくなるため、盛土下層で全体内的安定の円弧すべり面と交差する補強材が少なくなるためであると考えられる。
- 7) 補強材の敷設長は補強材に関する部分内的安定で決まらない場合、全体内的安定(円弧すべり)により決定され、滑動・転倒では決定されない。

3.11 参考文献

- 1) 建設省土木研究所、他：ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書(その2)ージオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工法マニュアルー、第6章耐震設計、平成4年3月。
- 2) 日本道路協会：道路土工ーのり面工・斜面安定工指針、p.154、昭和61年11月。
- 3) 山内豊聡、他：ポリマーグリッドの設計強度の評価試験、第30回土質工学シンポジウム、1985。
- 4) 梅沢俊雄、他：盛土補強用繊維ネットのクリープ特性、第24回土質工学研究発表会、1989。
- 5) 社団法人日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.210~218、平成元年6月。
- 6) 古賀泰之、鷺田修三：補強土工法の現場への適用ー補強土工法の耐震性、土木技術資料33-12、1991。
- 7) Richardson, G. N. and Lee, K. L. : Seismic Design of Reinforced Earth Walls, Jour. of GTED, Proc. ASCE, vol.101, No.GT2, 1975。
- 8) 土質工学会：土と構造物の動的相互作用、p.113、昭和48年。
- 9) 日本道路協会：道路土工ー擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、p.55、昭和62年5月。

補強盛土の耐震性に関する
実験報告書（その2）

I S S N 0386 - 5878
土木研究所資料第3066号
平成4年3月

動土質研究室 室長 古賀 泰之
鷺田 修三
伊藤 良弘

要 旨

昭和60～63年度に、ジオテキスタイルを敷設した傾斜地盤上の補強盛土の耐震性を確かめるために模型振動台実験を行い、いくつかの模型については安定計算も行った。このうち、昭和60、61に実施した実験についてはすでに取りまとめた。本報では、昭和62、63に実施した実験については取りまとめるとともに、最近取りまとめた解析手法を適用して既往の実験結果も含めて解析を行い、それに基づく耐震設計法の考察を行った。

キーワード：盛土、耐震、補強盛土、模型実験、安定解析



郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十一門切
手をはって
下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

機械施工部動土質研究室

御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



○

土木研究所資料第3066号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

土木研究所資料第3066号
補強盛土の耐震性に関する実験報告書（その2）

○