

進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法
に関する研究

平成 27 年 3 月

大西一賢

進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法に関する研究

目 次

第 1 章 序 論	1
1.1 研究の目的	1
1.2 従来の研究	2
1.2.1 進行性破壊の従来の研究	2
1.2.2 補強土斜面の安定解析に関する従来の研究	3
1.3 本研究の位置づけ	5
1.4 本論文の構成	7
第 2 章 新しい斜面安定解析法の理論と解法の手順	9
2.1 概 説	9
2.2 進行性破壊と土の軟化現象	9
2.3 斜面安定解析法の理論	12
2.3.1 問題の静定化	12
2.3.2 解析法の定式化	19
2.3.3 土の軟化の取り扱い	21
2.3.4 全体安全率	21
2.4 解法の手順	23
2.4.1 荷重段階の定義	23
2.4.2 局所安全率の算出手順	24
2.4.3 ニュートン法（繰返し計算）	27
2.5 結 語	28
第 3 章 提案手法の検証と実際問題への適用事例	29
3.1 概 説	29
3.2 単純斜面による検証	29
3.3 盛土斜面に対する弾塑性有限要素法との比較	41
3.4 切土斜面に対する弾塑性有限要素法との比較	51
3.5 Seleset 地すべりへの適用事例	58
3.6 Northolt 地すべりへの適用事例	63
3.7 結 語	68
第 4 章 土圧及び支持力問題への適用	70
4.1 概 説	70
4.2 土圧問題への適用	70
4.3 支持力問題への適用	73
4.3.1 水平地盤の支持力問題	73
4.3.2 斜面上の支持力実験	78

4.4 結 語	88
第 5 章 補強土斜面の安定解析法に関する提案	89
5.1 概 説	89
5.2 安定解析法の理論	89
5.2.1 解析法の基本概念	89
5.2.2 解析法の定式化	91
5.3 必要補強材力の算定	92
5.3.1 必要補強材力について	92
5.3.2 必要補強材力の算定法	92
5.4 補強効果の検証	96
5.5 必要補強材力の算定例	100
5.6 従来設計法との比較	104
5.7 結 語	112
第 6 章 結論と考察	113
参考文献	115
謝 辞	120

第1章 序 論

1.1 研究の目的

斜面に対する設計において、全体の安定性は重要な課題であり、実務レベルでは解法の簡便性と評価基準の明確さから極限平衡法により検討されることが一般的である。盛土や切土斜面では地盤の成形条件により、局所的な破壊域やその進展、いわゆる進行性破壊の様相は異なるはずである。こうした現象をすべり面上のある要素について見るならば、各要素の局所安全率が場所ごとに変化しているといえる。さらに、対策工を検討する上で、(局所)破壊が斜面のどこから始まり、どのように拡がるかといったことは重要な要素である。しかしながら、従来の極限平衡法は一つの安全率によりすべり面全体の安定性を評価する単一安全率解析法(single value factor of safety analysis)¹⁾に基づいているため、実際斜面の破壊挙動を適切に表現することはできない。

極限平衡法を用いて斜面の進行性破壊を表現するためには、すべり面に沿う局所安全率を定義する必要がある。局所安全率の導入によって未知量の数が大幅に増加するので、問題の静定化は大変困難である。これまで極限平衡法の枠組みで局所安全率を扱った研究は幾つか提案されているが、いずれもスライス間力を無視したり、条件式の数が未知量の数と一致しなかったりするなどの問題点をはらんでいる¹⁾⁻²⁾。近年、山上ら¹⁾と山部ら²⁾は従来法としてのJanbu法³⁾とMorgenstern-Price法⁴⁾で個別に採用されている静定化のための仮定を同時に取り込むことにより、局所安全率の導入による高次の不静定問題を完全に静定化した解析法を提案した。しかし、この手法は局所安全率の計算にシンプレックス法等の最適化手法を用いる必要があるため、安定的な解を得られない場合がある。

そこで本研究の目的は、従来の研究の問題点を克服すべく、進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法を開発することにある。スライス底面ごとに局所安全率を定義することで未知量は大幅に増えるが、1つの新奇なアイデアを導入して問題を完全に静定化することに成功している⁵⁾⁻⁶⁾。

さらに、本研究では、上述した無補強斜面の進行性破壊解析法を発展させるべく、進行性破壊を考慮した補強土斜面の安定解析法に拡張した。補強土斜面における補強材の発揮する張力は本来的に未知量であるため、この張力の大きさを如何に考慮するかも問

題となるが、これを解決する一つの手法も提示した。

1.2 従来の研究

1.2.1 進行性破壊の従来の研究

斜面の安定問題に用いられている解析手法として大別すると、極限解析法、極限平衡法及び応力・変形解析法の3つに分類される。本論文で提案する解析手法は、極限平衡法に該当することになるため、極限平衡法に基づいた進行性破壊に関する従来の研究について述べる。

(1) 残留係数を用いる手法

Skempton⁷⁾ は残留係数を導入して、実際の平衡状態を説明できるせん断強度を逆算することで進行性破壊を表現した。この方法は、単一安全率解析法に基づいてすべり面全体の平均強度がピーク強度と残留強度の間にあると考えて計算されるため、残留係数はすべり面全体の何%が残留強度であるかを表現しているにすぎない。つまり、すべり面上のどの部分が残留強度となるかを限定することはできない。また、設計段階で残留係数を如何に設定するかは、技術者の判断によるという不確定性がある。

(2) 局所破壊を用いる方法

極限平衡法に基づき局所破壊を扱った研究としては、Law と Lumb⁸⁾、Srbulov⁹⁾⁻¹⁰⁾、Chugh¹¹⁾、山上ら¹⁾⁻²⁾の方法がある。

(a) Law と Lumb の方法

スライス分割法を用いて、スライス側面の垂直力、推力線の位置およびスライス間力の作用方向の3つを未知量とする力とモーメントの2つの釣り合い式を誘導している。局所破壊を考慮する段階で全てのスライス間力が無視されることから、釣り合い式に問題がある。また、条件式の数未知量より1つ少ないため、スライス間力の作用方向を試行錯誤的に仮定して釣り合い式が解かれる。

(b) Srbulov の方法

極限平衡法の釣り合い条件と塑性力学に基づくスライスの運動（上界法^{12) -13)}）を

結びつけて局所安全率を求めている。この方法では条件式の数が未知量の数より 1 つ多くなるため、解の唯一性が不明である。

(c) Chugh¹⁴⁾の方法

従来法の安全率に特性係数 $g(x)$ を導入してすべり面に沿って変化する安全率 $Tg(x)$ を規定している。特性係数の選択方法に汎用性がなく、その解決策が示されていないため、解析法を実用化するに至っていない。

(d) 山上ら^{1)・2)}の方法

スライス底面で局所安全率を定義することにより進行性破壊を考慮している。局所安全率を定義したため未知量がスライスの数だけ増加しているが、従来法としての Janbu 法³⁾と Morgenstern-Price 法⁴⁾で個別に採用されている静定化のための仮定を同時に取り込むことにより、局所安全率の導入で未知量の増加による高次の不静定問題を完全に静定化した解析法を提案している。しかし、この手法は局所安全率の計算にシンプレックス法等の最適化手法を用いる必要があり、多くの独立変数を扱うため、安定的な解を得ることが困難であるといわざるを得ない。

1.2.2 補強土斜面の安定解析に関する従来の研究

補強土斜面の安定解析を実施する場合、大きく分けて 2 つの方法がとられる。1 つは FEM を用いる方法であり、もう 1 つは極限平衡法に基づいた方法である。FEM により補強土斜面を安定解析する手法は、数多く研究されている。しかし、実務での設計や安定性の検討のために FEM を用いると手間と時間がかかるため、詳細な検討をしなければならない場合を除くとあまり利用されていない。実設計で最も多く用いられている手法は、極限平衡法に基づく手法である。本節では極限平衡法に基づく従来の研究について述べるとともに、我が国での補強土斜面の設計法について述べる。

Sabhahit ら¹⁵⁾は、切土斜面の補強を対象に Janbu 法に基づく手法を提案している。その手法は、無補強斜面のすべり面に対して、要求されている安全率を得るために必要な全補強材力が最小となる補強材の傾きを決定し、その補強材の張力と傾きを用いて計算した補強土斜面の安全率が、すべり面の位置に対して最小となるようにするものである。この時、補強材の張力は土—補強材間の付着強度と補強材と引張強度のうち小さい方の値としている。

Wright ら¹⁶⁾は、対数ら線法、Bishop 簡便法、Spencer 法に基づく手法を提案している。ただし、補強材の張力は既知量としている。

Lo と Xu¹⁷⁾は、すべり面を対数ら線とした手法を提案している。この時、スライス分割線は補強材と平行としているため、補強材がスライス分割線と交わらない。補強材の張力は Juran と Chen¹⁸⁾による有限要素解析結果に基づいて補強材の引張ひずみの関数として定式化を行うことにより算出している。

Bridle ら¹⁹⁾は、切土斜面の補強を対象にすべり面を対数ら線として提案している。補強材の張力は、補強材張力とすべり面上のせん断変位の関係式より算出している。せん断変位は、すべり面上のせん断力を補強材の剛性で除した値としている。

山上と山部ら²⁰⁾は、極限平衡法による局所破壊域を考慮した手法を開発しているが、その手法による局所破壊域の局所安全率が 1.0 となるための張力を算出することで補強材の張力を発揮する合理的な手法を開発している。

このように極限平衡法に基づく補強土斜面の安定解析法が種々提案されているが、山上と山部ら以外の手法は動員された補強材の張力を合理的に評価するに至っていない。

一方、日本における補強土斜面の設計法は、すべり面は円弧すべりあるいは直線すべりによるものがほとんどである。

日本道路公団では、切土補強土の設計には、円弧すべりあるいは直線すべりを用いるように規定されている²¹⁾。補強材に作用する張力は、引抜き試験による引抜き抵抗力と補強材の許容引張力のうち小さい方を許容補強材力とし、その値に低減係数を乗じたものを設計引張力としている。

運輸省鉄道局では、補強盛土の設計に対して、2 ウェッジ法あるいは簡便分割法により安定計算を行う²²⁾。用いる補強材張力は、周面摩擦により発揮される引抜き抵抗力、すなわち、砂質土では鉛直応力による拘束圧として増加した摩擦抵抗、粘性土では粘着力による付着力を引抜きに対する安全率で除した値としている。

土木研究センターと日本道路協会では、ジオテキスタイルの設計に対して円弧すべりにより安定計算を行うことを規定している²³⁾⁻²⁴⁾。安全率を 1.2 とした際のジオテキスタイルの必要引張力の合計が最大となるような円弧すべりを求めることにより、引張力の合計を算出している。

表-1.1 に村田²⁵⁾がまとめた補強土斜面の円弧すべりに対する極限平衡法による安定計算法における安全率の各種定義を示す。これまで、多くの方法が提案されてきているが、現在では「建設省土木研究所が用いている Fr4 式」と「JR が用いている Fr33 式」

の2つの方法に収斂している²⁵⁾。

これまで述べた我が国のいずれの設計法も任意形状のすべり面に対して安定解析を行うことはできない。補強材は、理論上発揮することが期待できる引抜き抵抗力に安全率を勘案した値、あるいは実際に引抜き試験を行って得られた値と補強材そのものの許容引張力を比較して小さい値を用いている。したがって、現状の設計法では合理的な補強材強度の決定方法が課題である。

以上、これまで行われてきた極限平衡法に基づく補強土斜面の安定解析法と我が国の補強土斜面の設計法を紹介したが、合理的な補強材の設計強度を決定する手法は、山上と山部らによる手法のみと考えられる。本手法も静定化のための仮定は異なるものの、手法の体系は同様であるため、山上と山部らによる考え方を採用し、局所安全率 $F_l=1.0$ となる補強材引張力が作用するとして必要補強材力を算出する手法に拡張する。

1.3 本研究の位置づけ

本手法は極限平衡法の枠組みで進行性破壊を表現することを目的としているが、極限平衡法とは異なる手法を用いて進行性破壊を扱う有力な方法に、有限要素法、個別要素法、不連続変形法などの数値解析法がある。これらは、材料の構成式が明確になっている場合は、実際の問題を扱う際の汎用性は高いものである。しかし、自然地山材料の構成則は十分に明らかにされていないこと、数多くのパラメータを必要とするため多くの土質試験を行う必要があること、解析法が複雑で計算にも多くの労力を必要とすること等を考慮すると、全ての実務設計に有限要素法などの数値解析法を適用することは困難である。

従来の有限要素法では、結果として得られる各要素の応力値によって、局所安全率(各要素の安全率)が求められるが、斜面全体の安定度の評価に必要な全体安全率は簡単に得られなかった。この難点を克服すべく、FEM 応力場の中で全体安全率を求めるための研究²⁶⁾がいくつか行われているが、いずれも本論文と同じ局所安全率の定義を用いており、全体安全率の定義・算出についても同様な仕組みを取っている。

近年、従来の有限要素法を斜面問題に適用する際の難点を解消すべく、斜面全体の安全率と臨界すべり面を一挙に獲得できる弾塑性強度低減有限要素法²⁷⁾が提案されている。強度低減有限要素法は従来の極限平衡法と同様、斜面全体の安定性を一つの安全率の値を用いて評価している。

表-1.1 補強土斜面の円弧すべり面に対する極限平衡法による安全率の各種定義法²⁵⁾

	安全率の定義式	最小安全率を求めるか?	補強材力の腕の長さ	補強材力による土の強度増加?	安全率の特徴
Fr1R	$\left\{ \frac{M_{RT1}}{\Delta M_{req}} \right\}_{\min}$ $= \left\{ \frac{\sum T_{avail_i} \times R_i}{M_{DW} + M_{DP} - M_{RW} - M_{RP}} \right\}_{\min}$	求める	R _i (半径)	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> 補強材力に対する安全率 無補強斜面で安定している場合($\Delta M_{req} < 0$)では定義できない。 補強材を横切らない円弧に対しては定義できない
Fr1H	$\left\{ \frac{M_{RT1}}{\Delta M_{req}} \right\}_{\min}$ $= \left\{ \frac{\sum T_{avail_i} \times h_i}{M_{DW} + M_{DP} - M_{RW} - M_{RP}} \right\}_{\min}$	求める	h _i (垂直距離)	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> Fr1Rと同じ 腕の長さの差により Fr1H ≤ Fr1R
Fr2R Fr2H	$\frac{M_{RT1,c}}{\Delta M_{req,c}} = \frac{\sum T_{avail_i} \times h_{i,c}}{(M_{DW} + M_{DP} - M_{RW} - M_{RP})_c}$ または、 $= \frac{\sum T_{avail_i} \times R_{i,c}}{(M_{DW} + M_{DP} - M_{RW} - M_{RP})_c}$	求めない	R _{i,c} または h _{i,c}	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> Fr1R, Fr1Hと同じ 無補強斜面の臨界すべり面のみで検討 Fr1R ≤ Fr2R Fr1H ≤ Fr2H
Fr3	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT1}}{M_{DW} + M_{DP}} \right\}_{\min}$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_i$	求める	h _i	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度と補強材力の両方に対する安全率 補強材力による土のせん断強度の増加を考えない点が不合理
Fr4	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT1}}{M_{DW} + M_{DP}} \right\}_{\min}$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times R_i$	求める	R _i	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> Fr3と同じ 腕の長さの差により Fr3 ≤ Fr4
Fr5	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT1}}{M_{DW} + M_{DP}} \right\}_c$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_{i,c}$	求めない	R _{i,c}	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> Fr3, Fr4と同じ 無補強斜面の臨界すべり面のみで検討 Fr4 ≤ Fr5
Fr6	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT1}}{M_{DW} + M_{DP}} \right\}_c$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times R_{i,c}$	求めない	h _{i,c}	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度と補強材力の両方に対する安全率 補強材力による土のせん断強度の増加を考えず不合理 無補強斜面の臨界すべり面のみで検討 Fr3 ≤ Fr6
Fr33	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT1} + M_{RT2}}{M_{DW} + M_{DP}} \right\}_{\min}$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_i$ $M_{RT2} = \sum T_{avail_i} \times \sin \alpha_i \times \tan \phi$	求める	h _i	増加する	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度と補強材力の両方に対する安全率 補強材力による土のせん断強度の増加を考える Fr3 ≤ Fr33
Fr7	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP}}{M_{DW} + M_{DP} - M_{RT1}} \right\}_{\min}$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_i$	求める	h _i	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度に対する安全率 補強材力による土のせん断強度の増加を考える 安全率の感度が大きい
Fr8	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP}}{M_{DW} + M_{DP} - M_{RT1}} \right\}_c$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_{i,c}$	求める	h _i	増加しない	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度に対する安全率 補強材力による土のせん断強度の増加を考えず不合理、安全率の感度が大きい 無補強斜面の臨界すべり面のみで検討 Fr7 ≤ Fr8
Fr9	$\left\{ \frac{M_{RW} + M_{RP} + M_{RT2}}{M_{DW} + M_{DP} - M_{RT1}} \right\}_{\min}$ $M_{RT1} = \sum T_{avail_i} \times h_i$ $M_{RT2} = \sum T_{avail_i} \times \sin \alpha_i \times \tan \phi$	求める	h _i	増加する	<ul style="list-style-type: none"> 土のせん断強度に対する安全率 補強材力による土のせん断強度増加を考える 安全率の感度が大きい

M_{DW}: 土の自重に基づく滑動モーメント
M_{DP}: 外力に基づく抵抗モーメント
M_{RW}: 土の自重に基づく土のせん断強度による抵抗モーメント
M_{RP}: 外力に基づく土のせん断強度による抵抗モーメント
min: 最小安全率を与えるすべり面を試行的に求める方法
c: 無補強に対して求めたすべり面に対してだけ計算する方法

M_{RT1}: 補強材力による抵抗モーメント
M_{RT2}: 補強材力による土のせん断強度の増加による抵抗モーメント
T_{avail}: 発揮できる補強材力

こうしたことから従来の極限平衡法(単一安全率解析法)は強度低減有限要素法の簡便法と見なすことができると考えれば,本提案法は従来の有限要素法の簡便法と位置付けることもできる.したがって,本提案法を検証するために従来の極限平衡法ではなく,有限要素法の解析結果と比較・検証する必要がある.

有限要素法に比べて本手法の最大の特徴は,実務の斜面設計によく使用されている(数少ない)パラメータで各スライス底面の局所安全率及び全体安全率を簡単に求めることができることである.実務者は斜面安定性評価や対策工設計を行う際に解析のミスをしていないことが重要なポイントの一つである.同一の問題に対し複数の解析手法や異なる解析ツールによる比較検討が解析ミスを避けるための有効手段になる.本手法はその際の選択肢の一つとして実務者に簡便で有用な解析ツールを提供できる.本手法が従来の有限要素法の解析結果と近いことが分かれば,まず斜面安定性の概略評価を本手法により行い,局所破壊が発生し全般破壊への進展が懸念されるような場合には,さらに有限要素法などの数値解析を用いて詳細設計を行うといった方策も考えられる.

1.4 本論文の構成

本論文は本章の序論と結論を含めて全6章よりなるが,各章についての内容と目的を要約すれば以下のようなものである.

<第2章 新しい斜面安定解析法の理論と解法の手順>

本研究の基本概念について説明し,従来の構造力学や剛体力学と異なる土質力学的なアプローチを導入することによって,局所安全率の導入による高次の不静定問題を完全に静定化する手法を確立する.さらに,荷重を増分的に載荷しつつ最終荷重に至るまで繰り返し計算を進める増分法を適用し,局所安全率および全体安全率を得るための手順について示す.

<第3章 提案手法の検証と実際問題への適用事例>

提案法を仮想の単純斜面に適用し,強度低減有限要素法との比較を行い,解析結果の検証を行う.また,実際に崩壊した盛土斜面や切土斜面に適用するとともに,有限要素法の結果と比較することで本解析法の妥当性・適用性について検証する.さらに実際の地すべり地への適用事例を示す.

< 第 4 章 土圧及び支持力問題への適用 >

提案法は、斜面問題を対象として開発した手法であるが、従来の極限平衡法と同様に土圧や支持力問題にも適用することも可能である。本手法を土圧及び支持力問題に適用するための方法論を示し、水平地盤上の支持力問題や斜面上の支持力模型実験に適用した結果を示す。

< 第 5 章 補強土斜面の安定解析法に関する提案 >

第 2 章から第 4 章に用いている提案法は無補強斜面を対象として開発した手法であるが、斜面の設計を行う上では局所破壊域を考慮した補強土斜面用の安定解析法が必要である。本章では提案法を補強斜面へ適用可能な解法に拡張するとともに、仮想斜面による必要補強材の算定や補強土斜面の設計手法の提案を行う。

< 第 6 章 結論と考察 >

本研究の結論をまとめ、今後の課題と展望について述べる。

第2章 新しい斜面安定解析法の理論と解法の手順

2.1 概説

本研究の目的は、極限平衡法で進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法を開発することである。極限平衡法を用いて斜面の進行性破壊を表現するためにはすべり面に沿う局所安全率を定義する必要があるが、既往の極限平衡法に基づく安定解析法においては、一般的に、1つの仮定すべり面に対して1つの安全率が定まる単一安全率解析法 (single value factor of safety analysis)^{1)・2)}に基づいている。しかし、実際の斜面崩壊は局所破壊域が徐々に拡大し、全般破壊に至る進行性破壊現象である。つまり、1つの安全率のみで安定性を表現する単一安全率解析法では実現象を表現することは不可能である。

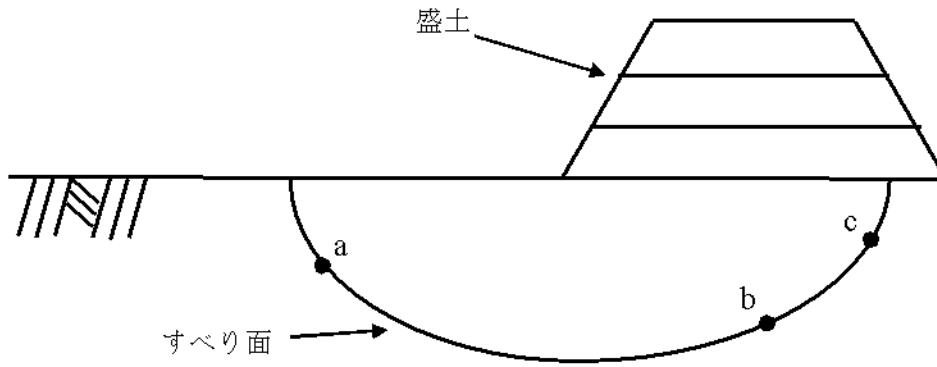
実現象を表現できない手法でありながら単一安全率解析法が用いられてきたのは、斜面安定問題が高次の不静定問題であるということである。場所ごとに異なる局所安全率を用いて進行性破壊を表現するのではなく、1つの安全率による全体の安定性のみを扱うことで、未知量の数を少なくし、静定化を行いやすくしてきたと解釈できる。

極限平衡法において静定化のための重要なポイントは、安全率の数が1つであろうが複数であろうが、如何にスライス間力とスライス間力の作用位置を合理的に仮定し算出するかということである。例えば、Fellenius法³⁾ではスライス間力の作用方向がすべり面と平行、Bishop法⁴⁾ではスライス間せん断力が作用しない、Janbu法⁵⁾ではスライス間力の作用位置（通常はスライス高さの1/3）をあらかじめ定める、Morgenstern-Price法⁶⁾ではスライス間垂直力とせん断力に対してある関数の関係がある等である。

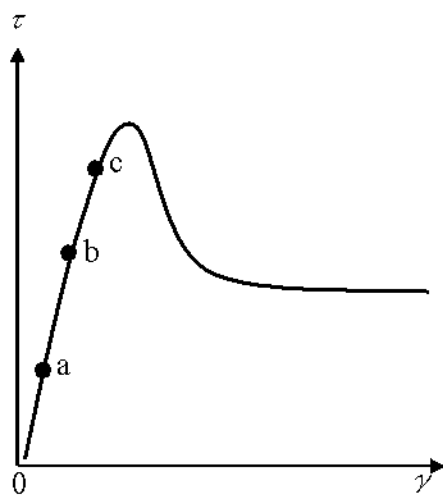
本研究では、すべり面（スライス底面）に作用する応力とスライス側面に作用する応力は独立したものではなく、モールの応力円によりそれぞれが関連することを活用し、局所安全率の導入による高次の不静定問題を完全に静定化している。

2.2 進行性破壊と土の軟化現象^{5)・7)}

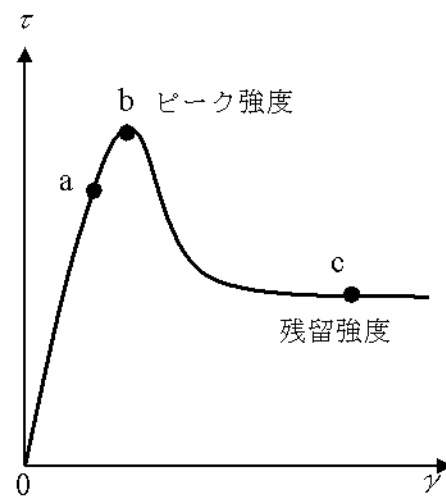
進行性破壊と土の軟化現象について、盛土施工を例にとって解説する。図-2.1は、盛



(a) すべり面上の3点 (a,b,c)



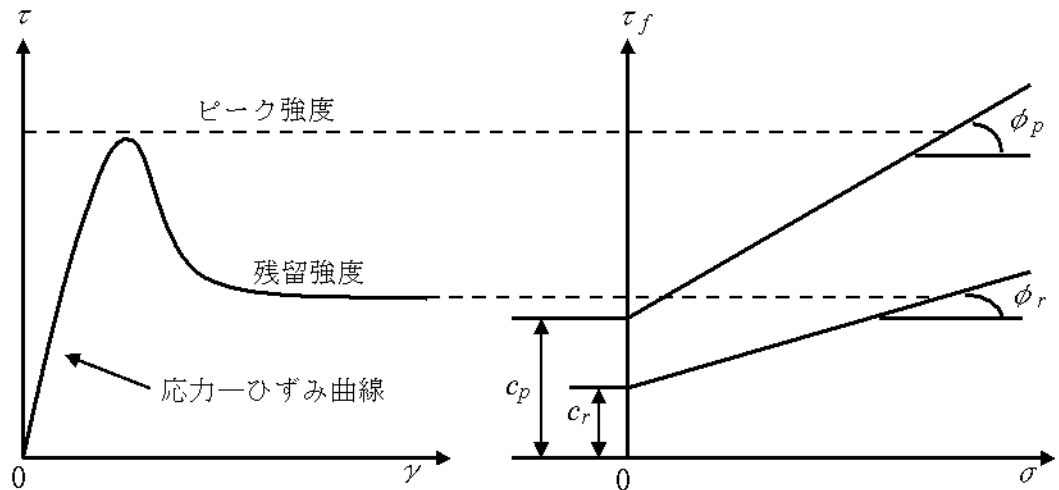
(b) 盛土初期 (小さな載荷荷重)



(c) 盛土完了時 (大きな載荷荷重)

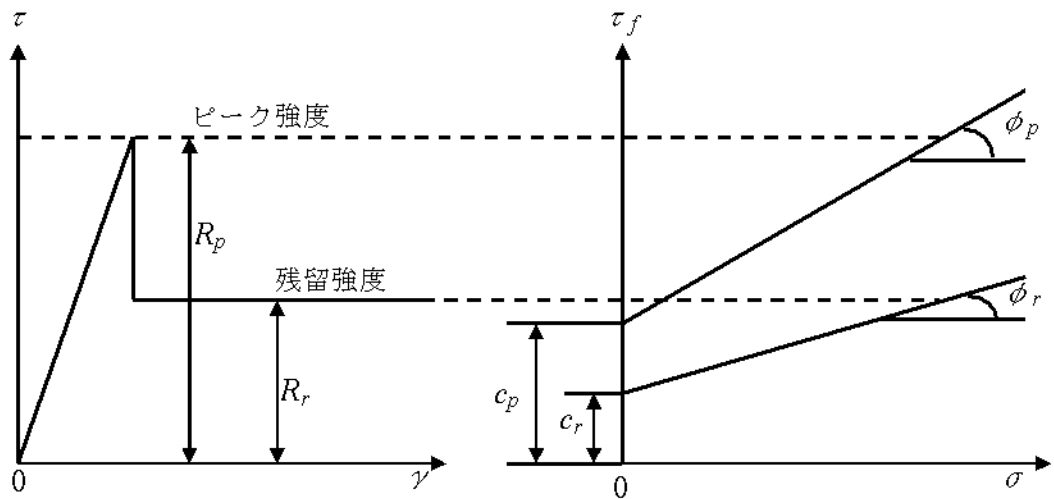
図-2.1 盛土施工時のすべり面に沿う応力状態の推移

土の施工により生じるすべり面上の3点 a, b, c の応力状態を模式的に表したものである。図 2.1(a)にすべり面と3点 (a, b, c) の位置を示す。盛土施工の初期の段階すなわち載荷荷重が小さい段階の応力状態を同図 (b) に、盛土施工完了時すなわち載荷荷重が大きい段階の応力状態を同図 (c) に示した。盛土荷重による応力伝搬の影響が最も大きい盛土直下の c 点が最もせん断ひずみが大きく、次いで載荷荷重からやや離れた b 点が大きく、載荷荷重外にある a 点が最もせん断ひずみが小さいことは明らかである。盛土荷重を載荷していくと最初に c 点において動員されたせん断力がせん断強度と等しくなり、その点での安全率が 1.0 となり、局所的な破壊が生じる。さらに荷重を増大



(a)せん断応力-せん断ひずみ関係 (b)垂直応力-せん断抵抗関係

図-2.2 実際の土の軟化現象のモデル図



(a)せん断応力-せん断ひずみ関係 (b)垂直応力-せん断抵抗関係

図-2.3 土の軟化現象のモデル図

させていくと、c、b、aの順に局所的な安全率が減少し、1.0に等しくなり、明確なすべり面が形成されていくと考えられる。このように局所的な破壊域が逐次拡がっていくことで、最終的に全体崩壊に至る現象が進行性破壊現象である。このような現象をすべり面上のある要素に着目すると、一般に、すべり面の各点で応力あるいはひずみレベルが非均一になっており、安全率が場所ごとに变化していることは明らかである。したがって、極限平衡法の枠組みで進行性破壊を表現するとすれば、すべり面に沿う局所安全

率を定義する必要がある。

一方、応力—ひずみ曲線において、ピーク時の強度をピーク強度、ピーク強度を超えて強度が十分減少した状態の最小強度を残留強度と呼ぶ。そして、ピーク強度から残留強度へ強度が減少する現象を軟化と言う。軟化はせん断ひずみの増加とともに強度が低下する現象ともいえるためひずみ軟化現象と呼ばれる。脆性材料や過圧密粘土などによくみられるように、せん断強度が軟化を呈する斜面では進行性破壊がより顕著になる（例えば、Bjerrum⁸⁾、Burland^{7),9)}）。したがって、進行性破壊を表現するためには、軟化現象も考慮できる解法が必要となる。

土のせん断応力とせん断ひずみの関係を図-2.2 および図-2.3 に示す。図中の記号の添え字のうち、 p はピーク強度 (peak strength)、 r は残留強度 (residual strength) を表している。土のせん断応力—せん断ひずみ関係は、一般的には図-2.2 に示すような曲線関係になる。つまり、軟化過程のせん断強度は、ピーク強度から残留強度に向かって徐々に減少している。ところが、本研究での解析法は、極限平衡法に基づいているため、軟化過程を変形量あるいはひずみ量で表すことはできない。そのため、図-2.3 に示すような単純なモデル化を行っている。この方法は Law と Lumb¹⁴⁾による方法を参考としたものであり、せん断強度がピーク強度を超えれば直ちに残留強度に低下すると仮定している。すなわち、始めはピーク強度で解析を行い、局所安全率が 1.0 を下回るスライスに対して残留強度に置き換えて解析を行う手順となる。

2.3 斜面安定解析法の理論

2.3.1 問題の静定化

本解析法は既往の研究¹⁾⁻²⁾と同様、進行性破壊現象を表現するために各スライス底面で局所安全率を定義する。そのため、未知量としての局所安全率の数はスライスの数と同じである。また、本手法では 2.3.4 節で後述するように全体安全率を定義して、全体的な安定性と進行性破壊の進展を表す。この全体安全率とは、すべり面に沿うせん断強度の総和と解析から得られる動員されているせん断力の総和の比から求めるものであり未知数ではない。したがって従来法(単一安全率解析法)に比べ、スライスの数より 1 個少ない数の未知量が加算される。これに対して、本手法では問題の静定化を合理的に

図るため、1つの新奇なアイデアを導入している。以下にこれについて説明する。

極限平衡法では、斜面の安定性が臨界すべり面つまり最小安全率を与えるすべり面に
基づき評価される。臨界すべり面を特定する手法は多数存在し^{10)・11)}、極限平衡法によ
る臨界すべり面はせん断強度低減有限要素法によるものと概ね一致することが分かっ
ている¹²⁾。そこで、臨界すべり面は別途、推定するものとし、筆者らは決まった臨界
すべり面上のすべり土塊について本解析法の基本概念を解説する。

スライス分割図と一つのスライスに作用する力を図-2.4に示し、スライス底面と側面
に作用する応力を図-2.5に示す。スライス底面(すべり面)の応力分布は不明であるため、
便宜上底面の応力を均等分布と見なし、スライス底面に作用する有効垂直応力 σ'_i とせん
断応力 τ_i は、 $\sigma'_i = N'_i/L_i$ 、 $\tau_i = S_i/L_i$ で求める。ここで、 N'_i と S_i はそれぞれスライス
底面の有効垂直力とせん断力であり、 L_i はスライス底面の長さである。

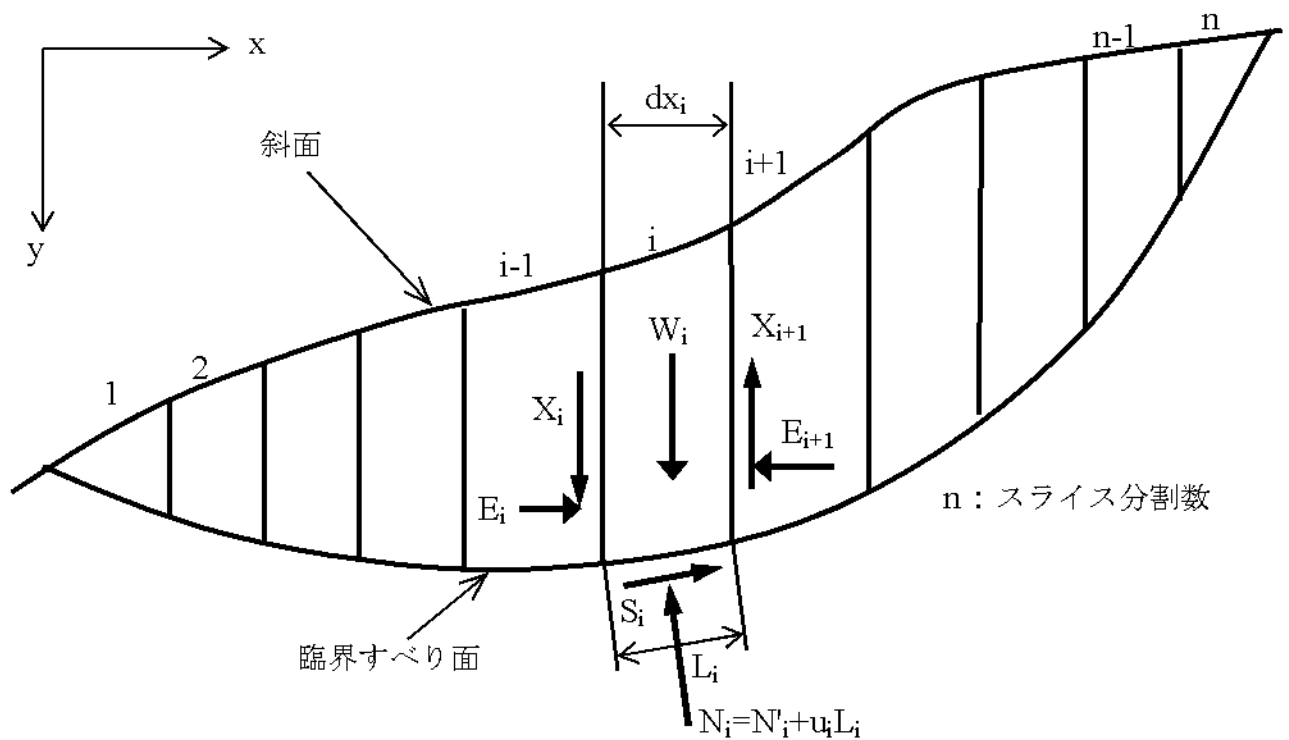
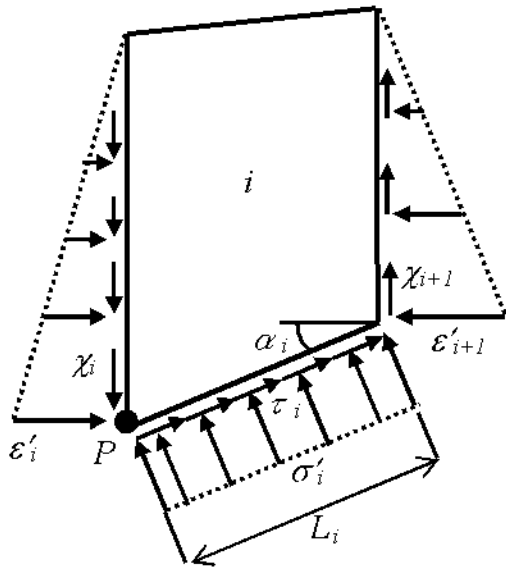
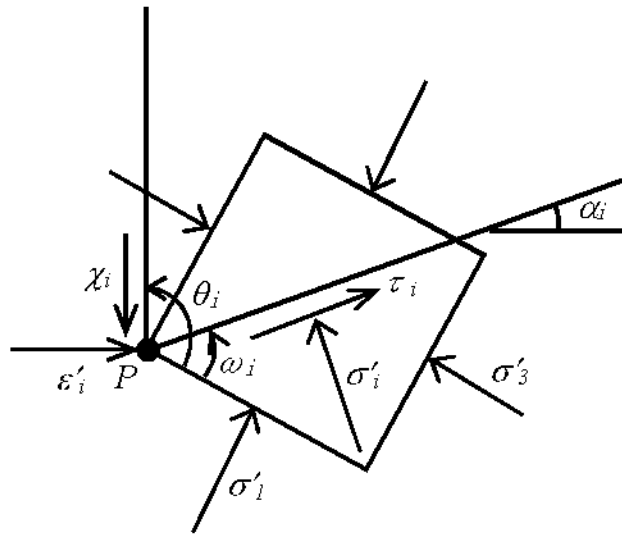


図-2.4 スライス分割およびスライスに作用する力



(a) スライスに作用する応力



(b) P 点の応力状態

図-2.5 スライス底面（すべり面）と側面に作用する応力

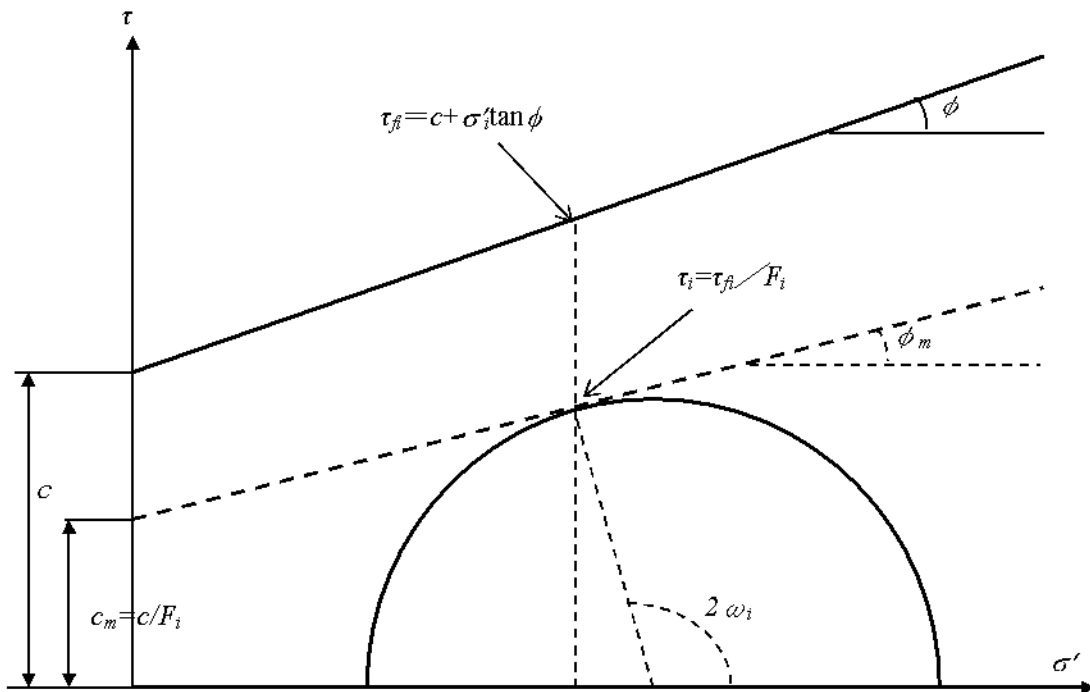


図-2.6 P 点におけるモール円とクーロンの強度包絡線

次に、スライス間力 E_i' 、 X_i を求めるため、スライス底面左端 P 点で定義する微小要素の応力状態 (図-2.5) に注目する。P 点の最大と最小有効主応力をそれぞれ σ'_1 、 σ'_3 とすると、P 点におけるすべり面上の応力 (σ'_i 、 τ_i) は次の式で表される。

$$\sigma'_i = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\omega_i \quad \cdots(2.1)$$

$$\tau_i = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\omega_i \quad \cdots(2.2)$$

ここで、 ω_i はすべり面 (スライス底面) と最大主応力面のなす角度である。

また、最大主応力面とスライス側面のなす角度を θ_i とすると、式(2.1)と(2.2)に倣って、P 点におけるスライス側面の垂直応力 ε'_i とせん断応力 χ_i は次式で表される。

$$\varepsilon'_i = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\theta_i \quad \cdots(2.3)$$

$$\chi_i = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\theta_i \quad \cdots(2.4)$$

式(2.1)～(2.4)より、次の関係が得られる。

$$\varepsilon'_i = \sigma'_i - \frac{\tau_i}{\sin 2\omega_i} (\cos 2\omega_i - \cos 2\theta_i) \quad \cdots(2.5)$$

$$\chi_i = \frac{\tau_i}{\sin 2\omega_i} \sin 2\theta_i \quad \cdots(2.6)$$

式中の θ_i はスライス底面の傾角 α_i と ω_i により次式で計算される (図-2.5 (b))。

$$\theta_i = 90 + \omega_i - \alpha_i \quad \cdots(2.7)$$

各スライスに局所安全率 F_i を定義すると、クーロンの破壊規準(図-2.6)からスライス底面のせん断応力は次式で表現できる。

$$\tau_i = \frac{\tau_f}{F_i} = \frac{c}{F_i} + \frac{\sigma_i \tan \phi}{F_i} = c_m + \sigma_i \tan \phi_m \quad \cdots(2.8)$$

ここで c は土の粘着力、 ϕ は土の内部摩擦角、 c_m は動員された粘着力、 ϕ_m は動員された内部摩擦角、 F_i は局所安全率である。

$$c_m = \frac{c}{F_i} \quad \phi_m = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F_i} \right) \quad \cdots(2.9)$$

スライス底面は臨界すべり面 (破壊面) であることに注意し、図-2.6 を参照すると

$$\omega_i = 45 + \frac{\phi_m}{2} \quad \cdots(2.10)$$

式(2.10)を式(2.7)に代入し、得られる θ_i をさらに式(2.5)～(2.6)に代入すると、P 点におけるスライス i の側面の応力 ε'_i と χ_i はスライス底面の応力 (σ'_i, τ_i) により算出可能となる。なお、P 点はスライス ($i-1$) の底面の右端にあり、スライス ($i-1$) 底面の応力 ($\sigma'_{i-1}, \tau_{i-1}$) から同様の方法で P 点の応力 ε'_{i-1} と χ_{i-1} を算出できる。底面の応力を均等分布としているため、P 点側面の応力が不連続 (つまり $\varepsilon'_i \neq \varepsilon'_{i-1}, \chi_i \neq \chi_{i-1}$) となる。これを解消するために P 点における側面の応力は両者の平均 ($\bar{\varepsilon}'_i, \bar{\chi}_i$) で表すこととした。

$$\bar{\varepsilon}'_i = \frac{\varepsilon'_i + \varepsilon'_{i-1}}{2}, \quad \bar{\chi}_i = \frac{\chi_i + \chi_{i-1}}{2} \quad \cdots(2.11)$$

次に P 点の応力 ($\bar{\varepsilon}'_i, \bar{\chi}_i$) からスライス間力 E'_i と X_i を求めるために、土圧理論の考え方に倣って、スライス間の応力を直線分布と仮定した。均質斜面 (図-2.7 (a)) の場合は、三角形分布となりスライス間垂直力は以下のようになる。

$$E'_i = \frac{1}{2} \bar{\varepsilon}'_i h_i \quad \cdots(2.12(a))$$

この場合の E'_i はスライス高さの 1/3 に作用することになる。

非均質斜面について、図-2.7 (b) に示されている 2 層斜面を例にして説明する。図中のスライス間の垂直応力の分布から、スライス間の垂直力 E'_i を求めると

$$E'_i = \frac{1}{2} \varepsilon'_{i1} (h_{i1} + h_{i2}) + \frac{1}{2} \bar{\varepsilon}'_i h_{i2} \quad \cdots(2.13(a))$$

ここで

$$\varepsilon'_{i1} = \frac{\bar{\varepsilon}'_i}{\gamma_{i1} h_{i1} + \gamma_{i2} h_{i2}} \gamma_{i1} h_{i1} \quad \cdots(2.14(a))$$

なお、図-2.7 (b) の分布形状より E'_i の作用位置を定めることができる。

図-2.7 において、地表面の土圧をゼロとして扱っているが、斜面の法肩部付近の地表面で引張応力が働く場合には、引張応力によるテンションクラックの深さ¹³⁾を求め、鉛直クラック面上の土圧をゼロとする。

上述した方法と同様、スライス間のせん断応力を直線分布に仮定すると、式(2.11)の $\bar{\chi}_i$ からスライス間のせん断力 X_i は以下のように求まる。

・均質斜面

$$X_i = \frac{1}{2} \chi_i h_i \quad \dots(2.12(b))$$

・非均質斜面 (2層斜面の場合)

$$X_i = \frac{1}{2} \chi_{i1}(h_{i1} + h_{i2}) + \frac{1}{2} \chi_i h_{i2} \quad \dots(2.13(b))$$

ここで

$$\chi_{i1} = \frac{\chi_i}{\gamma_{i1} h_{i1} + \gamma_{i2} h_{i2}} \gamma_{i1} h_{i1} \quad \dots(2.14(b))$$

これまでの内容を踏まえて、本解析法で扱う未知量と釣り合い式および仮定条件を対比したものを表-2.1 に示す。表-2.1 からわかるように、未知量と既知条件の総数はともに $7n - 3$ となり、静定化に成功している。

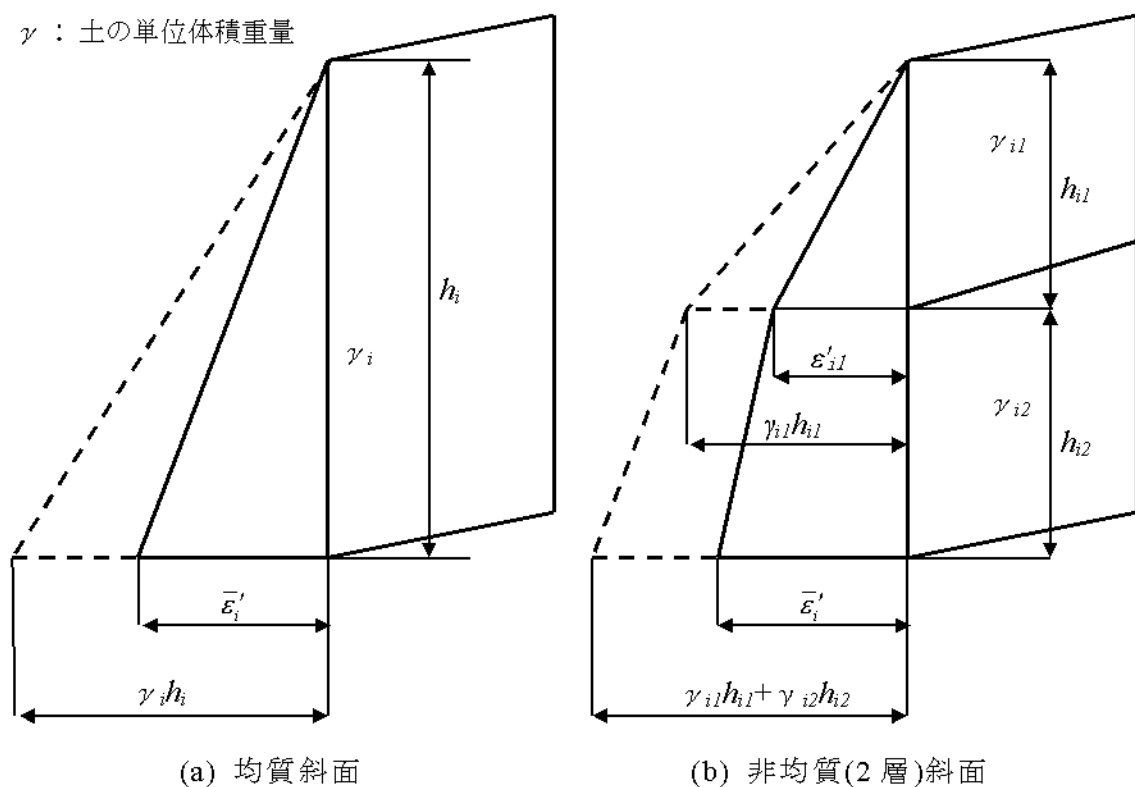


図-2.7 スライス間応力の分布形状

表-2.1 すべり土塊全体の未知量と条件式の数

未知力学量	未知量の数	釣り合い式と仮定条件	条件式の数
スライス底面の垂直力 N_i	n	水平方向の力の釣り合い条件式 $\Sigma H=0$	n
スライス底面のせん断力 S_i	n	垂直方向の力の釣り合い条件式 $\Sigma V=0$	n
E'_i の作用点 (推力線)	$n-1$	E'_i の作用点 (y_i)	$n-1$
スライス側面の有効垂直力 E'_i	$n-1$	スライス側面の有効垂直力 E'_i	$n-1$
スライス側面のせん断力 X_i	$n-1$	スライス側面のせん断力 X_i	$n-1$
スライス底面の局所安全率 F_i	n	局所安全率の定義式 $F_i=R_i/S_i$ (R_i :スライス底面で発揮されるせん断強さ)	n
N_i の作用点 l_{ni}	n	モーメントの釣り合い条件式 $\Sigma M=0$	n
合計	$7n-3$	合計	$7n-3$

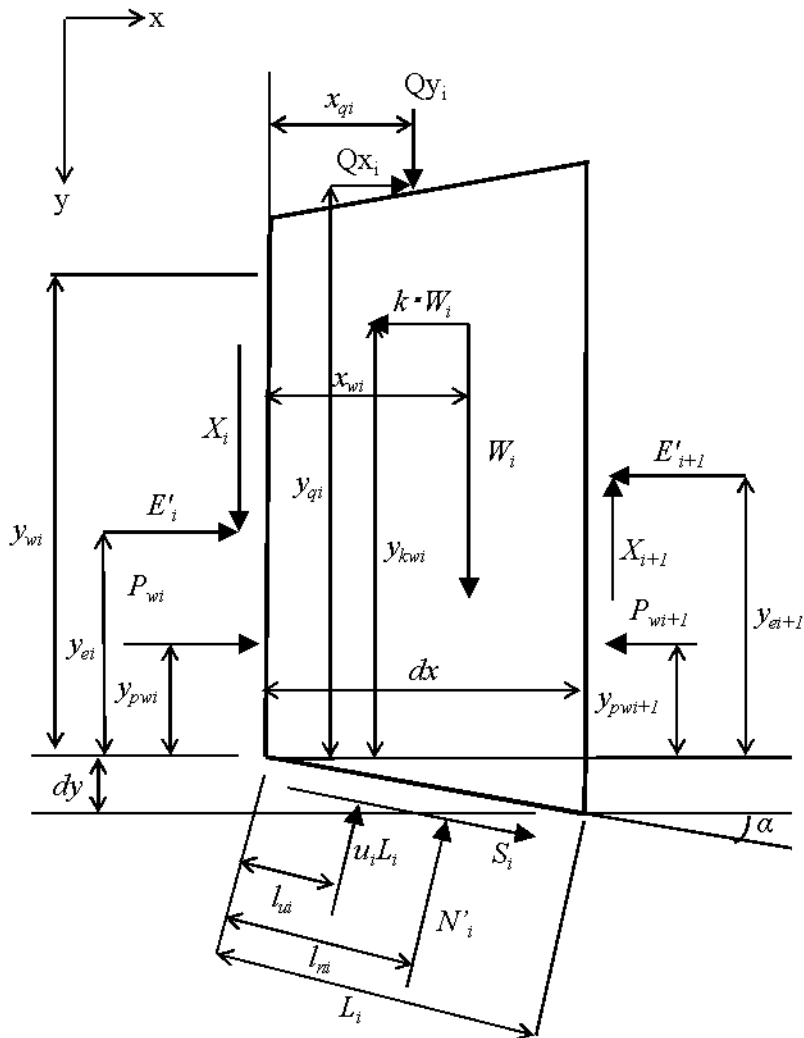


図-2.8 スライスに作用する力

2.3.2 解析法の定式化

本節では、与えられた臨界すべり面（潜在破壊面）に対し、局所安全率の算定式を誘導する。

図-2.8 にスライスに作用している力を示す。鉛直および水平方向の力の釣り合い式より以下の式が導かれる。

$$S_i = (E'_{i+1} - E'_i + P_{wi+1} - P_{wi} + kW_i - Qx_i) \cos \alpha + (X_{i+1} - X_i - W_i - Qy_i) \sin \alpha \quad \cdots(2.15)$$

$$N_i = (E'_{i+1} - E'_i + P_{wi+1} - P_{wi} + kW_i - Qx_i) \sin \alpha + (X_i - X_{i+1} + W_i + Qy_i) \cos \alpha \quad \cdots(2.16)$$

ここに、 W_i はスライス重量、 P_{wi} はスライス側面に作用する水圧である。

スライス左端を中心とするモーメントのつり合いからスライス底面の有効垂直力の作用位置が算出される。式(2.17)は、解の判定式として利用される。すなわち、 N_i' の作用点がスライス底面のなかにありモーメントの釣合条件が満たされていることを確認することができる。

$$l_{ni} = \frac{E_i \cdot y_{ei} - E_{i+1} \cdot y_{ei+1} - X_{i+1} \cdot dx_i + W_i \cdot x_{wi} - kW_i \cdot y_{kwi} + Qy_i \cdot x_{qi} + Qx_i \cdot y_{qi} + P_{wi} \cdot y_{pwi} - P_{wi+1} \cdot y_{pwi+1} - uL_i \cdot l_{ui}}{N_i - u_i \cdot L_i} \quad \cdots(2.17)$$

ここに、 l_{ni} : スライス底面有効垂直力の作用位置、 y_{ei} 、 y_{ei+1} : スライス間力の作用位置、 dx_i : スライス幅、 x_{wi} : スライス重量の作用位置、 y_{pwi} 、 y_{pwi+1} : スライス側面に作用する水圧の作用位置、 l_{ui} : スライス底面に作用する水圧の作用位置である。

式(2.15)、(2.16)および局所安全率の定義式(2.8)より、局所安全率の算定式が導かれる。

$$F_i = \frac{cL_i + \{(dE'_i + dP_{wi} + kW_i - Qx_i) \sin \alpha + (W_i + Qy_i - dX_i) \cos \alpha - u_i L_i\} \tan \phi}{(dE'_i + dP_{wi} + kW_i - Qx_i) \cos \alpha + (dX_i - W_i - Qy_i) \sin \alpha} \quad \cdots(2.18)$$

ここで、 $dE'_i = E'_{i+1} - E'_i$ 、 $dX_i = X_{i+1} - X_i$ 、 $dP_{wi} = P_{wi+1} - P_{wi}$ 、 u_i はスライス底面に作用する水圧である。

式(2.18)より局所安全率を算出することは可能となる。算出した局所安全率においてその値が 1.0 より小さいスライスが出現した場合、図-2.9 (b)に示すように当該スライス

底面のせん断力 S_i がせん断抵抗力 Sf_i を超えて作用することになる。これは事実上不可能であるため、適切な修正を行う必要がある。

式(2.18)により算出される局所安全率の値が 1.0 より小さい領域を局所破壊域と呼ぶ。局所的に破壊域が生じているとしても、すべり土塊全体としての釣り合い状態を保っているならば、局所破壊域のせん断力とせん断抵抗力は等しくなっていなければならない、局所破壊域の安全率は 1.0 である必要がある。そこで、局所破壊域 ($F_i \leq 1.0$) が存在する場合、せん断力を強制的にせん断抵抗力と等しくなる（つまり $F_i=1.0$ となる）ように修正する。そのために生じるせん断力 S_i とせん断抵抗力 Sf_i の差を残差力 R_i として定義し、式(2.19)により算出する。

$$R_i = S_i - Sf_i \quad \dots (2.19)$$

式 (2.19) により算出された残差力 R_i は、すべり土塊全体の釣り合いを保持できるように、隣接スライスにせん断力として均等に配分する。残差力が隣接スライスに作用することによって、新たな破壊域が生じているかどうか確認する必要があるが、その詳細については 2.3 節で詳述する。

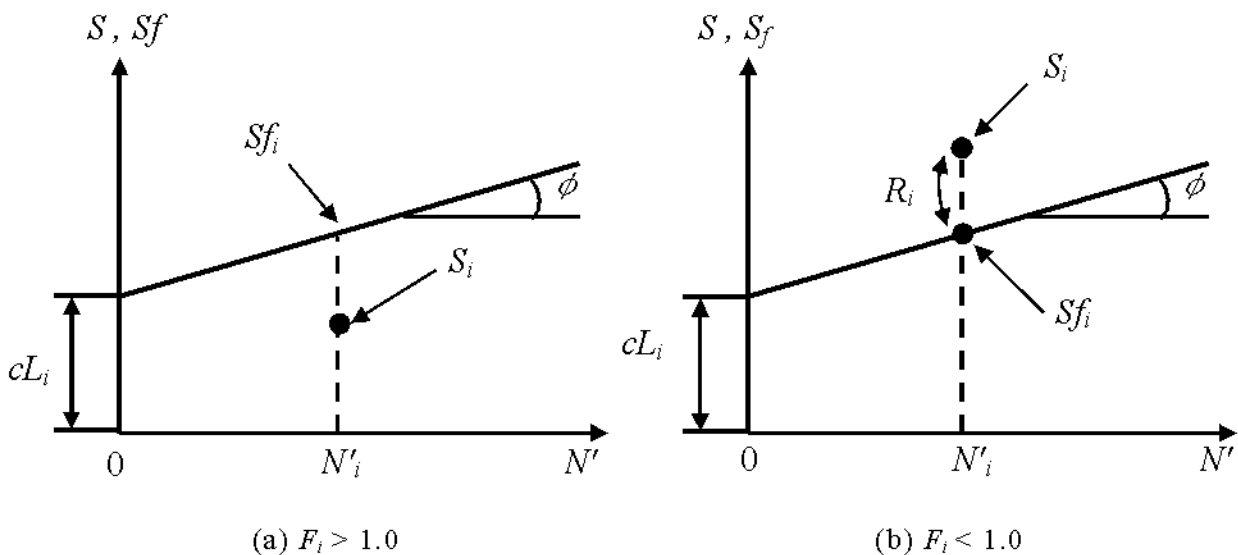


図-2.9 局所安全率の違いによるスライス底面のせん断力とせん断抵抗力

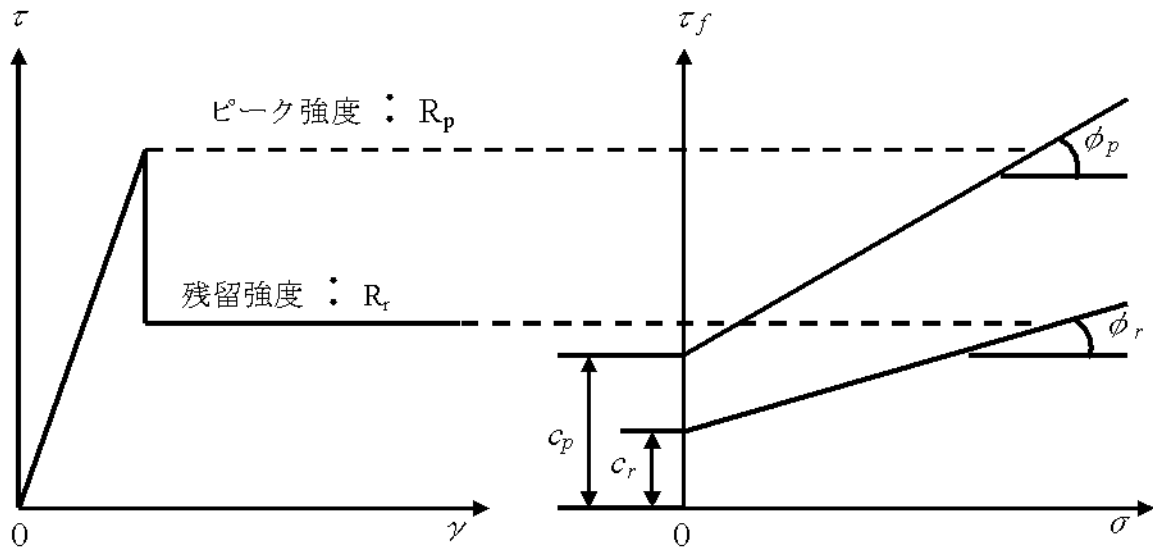


図-2.10 土の軟化過程のモデル

2.3.3 土の軟化の取り扱い

提案法は極限平衡法であるために変形やひずみで軟化を扱うことはできないが、計算過程で得られる局所安全率を用いることで土の軟化を簡単に扱うことができる。ローとラム(Law and Lumb)¹⁴⁾や山上ら¹⁾と山部ら²⁾はせん断力がピーク強度に達した後、土のせん断強さが残留強度へ一挙に低下すると仮定して土の軟化を扱っている(図-2.10)。本研究もこの手法を採用することとした。

ピーク強度 (R_p) と残留強度 (R_r) は次式のように表される。

$$R_p = c'_p l + N' \tan \phi_p \quad \cdots(2.20(a))$$

$$R_r = c'_r l + N' \tan \phi_r \quad \cdots(2.20(b))$$

2.3.4 全体安全率

斜面全体の安定性を評価するために、すべり面に沿って発揮し得るせん断強さの総和と動員されているせん断力の総和の比により全体安全率 $F_{overall}$ を定義する。

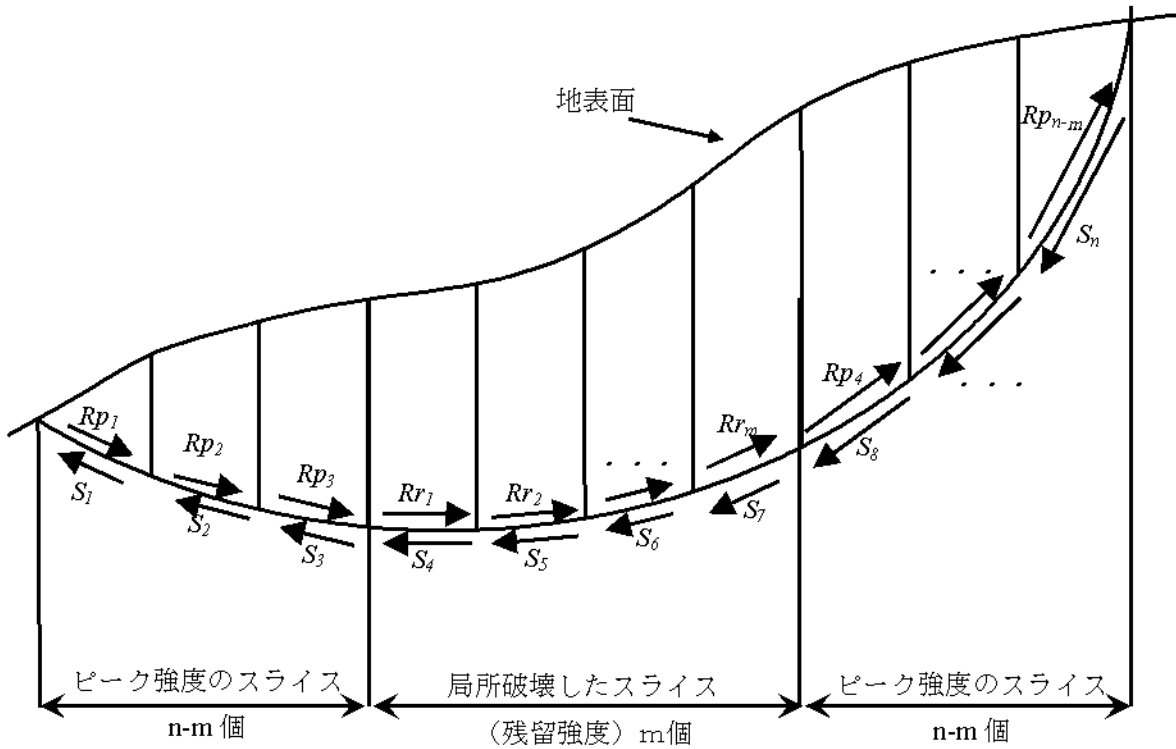


図-2.11 全体安全率の算定イメージ

$$F_{overall} = \frac{\sum_{n-m} Rp + \sum_m Rr}{\sum_n S} \quad \dots (2.21)$$

ここに、 R_p ：ピーク強度、 R_r ：残留強度、 S ：動員されているせん断力、 m ：残留強度に達しているスライス数である。

後述する解析手順(図-2.12)で説明するように $F_{overall}$ が 1 より小さい場合は、すべてのスライス底面が破壊して残留強度に達した状態であり、残余力の再配分が限界に達したことを示す。よって $F_{overall}$ は、増分法の終了を判定する指標としても用いる。

式(2.21)で定義する全体安全率と他の手法の安全率の相違と類似性を述べる。まず、弾塑性解析における安全率と比較する。せん断強度低減有限要素法 (SSRFEM¹⁵⁾) では、解がぎりぎり収束しなくなる時のせん断強度と与えられたせん断強度の比率を安全率としており、せん断強さの総和と動員されているせん断力の総和の比として定義される式(2.21)の全体安全率と異なる。一方、FEM 弾塑性計算ではすべり面要素毎の安全率を局所安全率として求め、すべり面に沿う各要素のせん断力の総和と抵抗力の総和の比を

Stability Index(SI)として求めている例¹⁶⁾もあり、本論文の全体安全率の定義に近い。

次に従来の極限平衡法の安全率と比較する。従来法では、任意のスライスの力の均衡式を誘導するにあたって、すべり面に沿って発揮し得るせん断強度を安全率で割って底面に動員されているせん断力を表している。安全率の値は一つなので、これは各スライスの安全率が等しいと仮定していることに相当する。また、全てのスライスの安全率が等しければ、安全率は発揮し得るせん断強度の総和と動員されているせん断力の総和の比として表すことができる。よって、本論文で提案する手法から得られるスライス毎の安全率が、均一であれば極限平衡法の安全率と同等となる。しかし、本手法で求める局所安全率は一般にスライス毎に異なるので、本論文の全体安全率は従来の極限平衡法の安全率と異なる指標として考える必要がある。

上述のように式(2.21)の全体安全率は、SSRFEM や従来の極限平衡法の安全率の定義と厳密には異なる。本論文の主眼は、局所安全率を使って進行性破壊が発生する場合の安定性を評価することにある。そこで、本論文における全体安全率は、進行性破壊の進展及び後述するように増分法の計算の終了を示す指標として位置付ける。斜面全体の安定性指標として本手法から得られる全体安全率は、SSRFEM や Janbu 法⁵⁾等による安全率と近い値を示しているが、定量的な差異については今後の検討課題である。

2.4 解法の手順

有限要素法などでは荷重の載荷方法により反復法や増分法といった手法が存在するが、本提案法では土の重量や外荷重を段階的に載荷し、局所安全率の分布を明らかにする増分法を基本とする。増分法を採用することで、局所破壊域の拡がりを近似的に表現することができるといったメリットがある。

2.4.1 荷重段階の定義

本手法は、FEM 非線形解析で言うところの増分法とは少し異なっている。与えられた斜面の自重と外荷重をそれぞれ W と Q とし、既往の研究と同様これらを次のように増分形の和の形で表現する。

$$W = \sum^n \Delta W_j, \quad Q = \sum^m \Delta Q_k \quad \dots(2.22)$$

また、次のような荷重状態を定義する。

$$W_1 = \Delta W_1$$

$$W_2 = \Delta W_1 + \Delta W_2$$

...

$$W_j = \Delta W_1 + \Delta W_2 + \dots + \Delta W_j$$

...

$$W_n = W$$

$$Q_1 = W + \Delta Q_1$$

$$Q_2 = W + \Delta Q_1 + \Delta Q_2$$

...

$$Q_k = W + \Delta Q_1 + \Delta Q_2 + \dots + \Delta Q_k$$

...

$$Q_m = W + Q$$

解析の手順としては、各荷重段階である $W_1, W_2, \dots, W_n, Q_1, Q_2, \dots, Q_m$ と順番に計算することで各荷重段階の局所安全率が算出される。

荷重段階を多くすることにより、破壊域の拡がりを詳細に表現することが可能となるが、自重の載荷のみを作用している場合には、荷重段階を 20 ステップ程度も分割すれば十分である。なお、荷重段階数を変えても局所破壊域の拡がり方や最終的に得られる解は大きく異なるものではない。

2.4.2 局所安全率の算出手順

ここでは図-2.12 のフローチャートを用いて、ある荷重段階における局所安全率の算出手順を述べる。

- ① 各スライス間の応力の初期値 $\bar{\sigma}_i^0, \bar{\chi}_i^0$ を設定し、式(2.12)～(2.14)より、スライス間力 E_i^0, X_i^0 を算出する。
- ② 式 (2.15), (2.16) 及び(2.18)より各スライスの N_i, S_i, F_i を算出する。
- ③ 式(2.5), (2.6)及び (2.11) に②で算出した N_i, S_i を代入することで、 $\bar{\sigma}_i^1, \bar{\chi}_i^1$ を算出する。

- ④ 各スライスについて $\bar{\varepsilon}_i^0 = \bar{\varepsilon}_i^1$, $\bar{\chi}_i^0 = \bar{\chi}_i^1$ であることを確認する．最初は $\bar{\varepsilon}_i^0$, $\bar{\chi}_i^0$ が仮定値であるため，この関係を満たさない．そこでニュートンラプソン法などの繰り返し計算の手法を活用し， $\bar{\varepsilon}_i^0 = \bar{\varepsilon}_i^1$, $\bar{\chi}_i^0 = \bar{\chi}_i^1$ が満たされるまで①～③の手順を繰り返す．
- ⑤ 局所破壊域 ($F_i \leq 1.0$) が存在するかどうかを確認する．
- ⑥ 局所破壊域が存在しない場合は，式(2.17)を用いて， l_{ni} を算出して終了する．
- ⑦ 局所破壊域 ($F_i \leq 1.0$) が存在する場合は，せん断力をせん断抵抗力と同様の値として $F_i=1.0$ とする．式 (2.19) から残差力 R_i を算出し，せん断力として隣接スライスに均等に配分する．
- ⑧ 残差力が隣接スライスに作用することにより，新たな破壊域が生じているかどうかを確認する．破壊域が生じている場合は⑦，⑧の手順を繰り返す．
- ⑨ 全ての破壊域の強度が残留強度かどうかを確認する．全ての破壊域の強度が残留強度に低下している場合は l_{ni} を算出して終了する．
- ⑩ 全ての破壊域の強度が残留強度に低下していない場合は，全体破壊 ($F_s < 1.0$) に至っているかどうかを確認する．全体破壊に至っている場合は l_{ni} を算出して終了する．
- ⑪ 残留強度に低下していない破壊域の強度を残留強度に低下させて，①～⑩の手順を繰り返す．

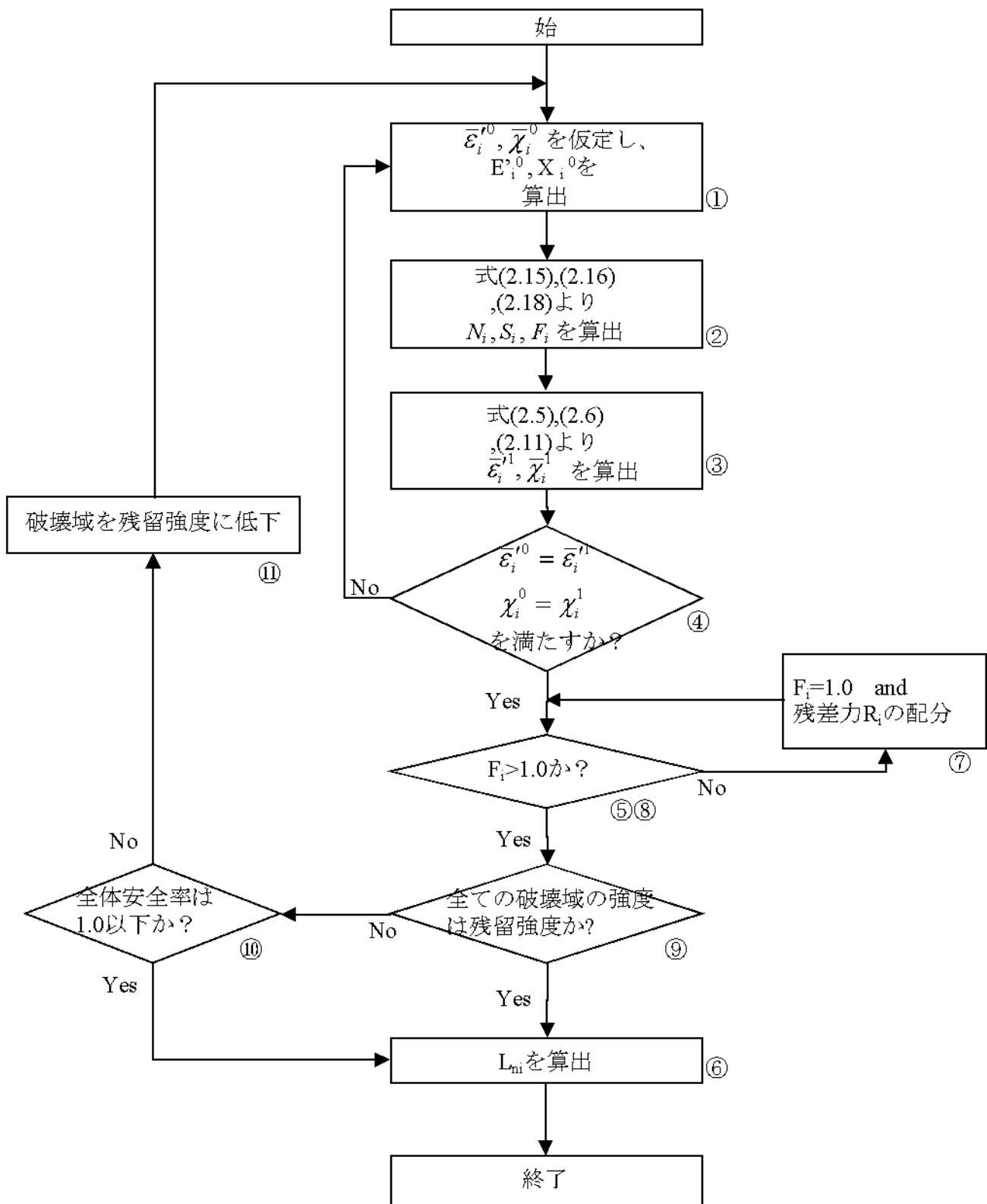


図-2.12 解析フロー

2.4.3 ニュートン法（繰返し計算）

ここでは図-2.12 のフローチャートの①～④の手順における繰返し計算手法について述べる。解を得るための繰返し計算の手法としては種々の手法が存在するが、本論文においては一般的な手法であるニュートン法を用いて解を得るものとする。

式 (2.23) に示す収束条件を設定する。

$$\sum_{i=1}^{2n-2} f_i \leq \varepsilon \quad \cdots(2.23)$$

ここに、

$$\begin{aligned} f_1(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_i, \dots, \varepsilon_{n-1}, \chi_1, \dots, \chi_i, \dots, \chi_{n-1}) &= \varepsilon_1^1 - \varepsilon_1^0 = 0 \\ \vdots \\ f_i(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_i, \dots, \varepsilon_{n-1}, \chi_1, \dots, \chi_i, \dots, \chi_{n-1}) &= \varepsilon_i^1 - \varepsilon_i^0 = 0 \\ \vdots \\ f_{n-1}(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_i, \dots, \varepsilon_{n-1}, \chi_1, \dots, \chi_i, \dots, \chi_{n-1}) &= \varepsilon_{n-1}^1 - \varepsilon_{n-1}^0 = 0 \\ f_n(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_i, \dots, \varepsilon_{n-1}, \chi_1, \dots, \chi_i, \dots, \chi_{n-1}) &= \chi_1^1 - \chi_1^0 = 0 \\ \vdots \\ f_{2n-2}(\varepsilon_1, \dots, \varepsilon_i, \dots, \varepsilon_{n-1}, \chi_1, \dots, \chi_i, \dots, \chi_{n-1}) &= \chi_{n-1}^1 - \chi_{n-1}^0 = 0 \end{aligned} \quad \cdots(2.24)$$

式 (2.24) の収束条件を満たすまで、式 (2.24) に示す関数を用いて、新たな各スライス間力の初期値を設定（式 (2.23)）し、繰返し計算を行う。

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= \varepsilon_i^0 - \left(\frac{\partial f}{\partial \varepsilon} \right)^{-1} f_i(x^0) \\ \chi_i &= \chi_i^0 - \left(\frac{\partial f}{\partial \chi} \right)^{-1} f_i(x^0) \end{aligned} \quad \cdots(2.25)$$

ここに、 $\frac{\partial f}{\partial \varepsilon}$ は以下に示す微分行列として扱う。

$$\frac{\partial f}{\partial \varepsilon} = \begin{bmatrix} \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_1} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial \varepsilon_{n-1}} & \frac{\partial f_1}{\partial \chi_1} & \dots & \frac{\partial f_1}{\partial \chi_{n-1}} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial f_i}{\partial \varepsilon_1} & \dots & \frac{\partial f_i}{\partial \varepsilon_{n-1}} & \frac{\partial f_i}{\partial \chi_1} & \dots & \frac{\partial f_i}{\partial \chi_{n-1}} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial f_{2n-2}}{\partial \varepsilon_1} & \dots & \frac{\partial f_{2n-2}}{\partial \varepsilon_{n-1}} & \frac{\partial f_{2n-2}}{\partial \chi_1} & \dots & \frac{\partial f_{2n-2}}{\partial \chi_{n-1}} \end{bmatrix} \quad \cdots(2.26)$$

2.5 結語

本章では、極限平衡法の枠組み内で進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法を開発した。以下に各節で得られた結果を述べる。

2.2 節では盛土施工を例にして土の軟化現象と進行性破壊現象の様相を解説し、これらの現象を極限平衡法の枠組みで表現するためには局所安全率を用いる必要があることを示した。

2.3 節では、問題の静定化を行い、解析法の定式化を行った。モールの応力円とクーロンの破壊基準を巧みに用いた新しい仮定条件により、不静定問題の静定化に成功している。本手法は力とモーメントの釣合条件を完全に満たしており、進行性破壊を規定するスライスごとの局所安全率を安定に求めることができる。また、得られた局所安全率を用いて軟化現象を簡単に扱うこともできることを示した。さらに全体の安定性を評価するために必要となる全体安全率についても定義した。

2.4 節では、解法の手順として、土の重量や外荷重を段階的に載荷し、局所安全率の分布を明らかにする増分法を基本とし、解析手順について示した。増分法を採用することで、局所破壊域の拡がりを近似的に表現することができるといったメリットがある。

第3章 提案手法の検証と実際問題への適用事例

3.1 概説

本章では、第2章で提案した解析法を様々な斜面問題と崩壊事例に適用し、有限要素法の結果と比較することによって、解法の精度と有用性を検証する。

本章で取り上げる事例は、下記の5つである。

(1)単純斜面による有限要素法との比較

単純の仮想斜面に対して解析を行うとともにせん断強度低減有限要素法¹⁾の解析結果と比較を行う。

(2) Carsington ダムを用いた有限要素法との比較

実際の崩壊事例として、イギリスの Carsington ダムについて本提案法を適用する。この事例に対し、Potts ら²⁾は軟化を考慮した有限要素解析法を用いて、築造から崩壊に至る過程をシミュレートしており、この破壊現象に対する解析を本手法により実施するとともに Potts らの FEM 結果との比較を行う。

(3) London clay を想定した仮想の切土斜面用いた有限要素法との比較

Potts ら³⁾により、London clay を想定した仮想の切土斜面に弾塑性有限要素法を適用した事例との比較を行う。

(4) Selset 地すべり⁴⁾への適用事例

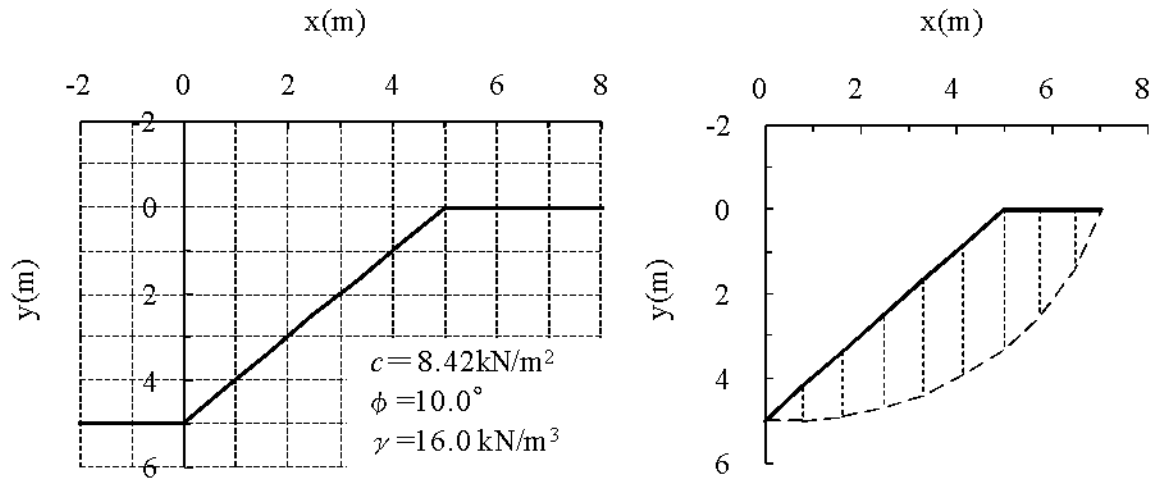
イギリスの Lune 川の上流で発生した実際の均質斜面の地すべり崩壊例⁴⁾への適用を行う。

(5) Northolt 地すべり⁵⁾適用事例

切土後の19年後に崩壊したイギリスの Northolt 地すべり⁵⁾への適用を行う。

3.2 単純斜面による検証

実際斜面の崩壊事例の適用例を示す前に、図-3.1に示す単純均質斜面（勾配1：1）についてせん断強度低減有限要素法（SSRFEM）¹⁾の最大せん断ひずみと本提案法の局所安全率と比較し、本提案法の検証を行う。



(a) 断面図

(b) すべり面(SSRFEM)とスライス分割

図-3.1 解析断面図

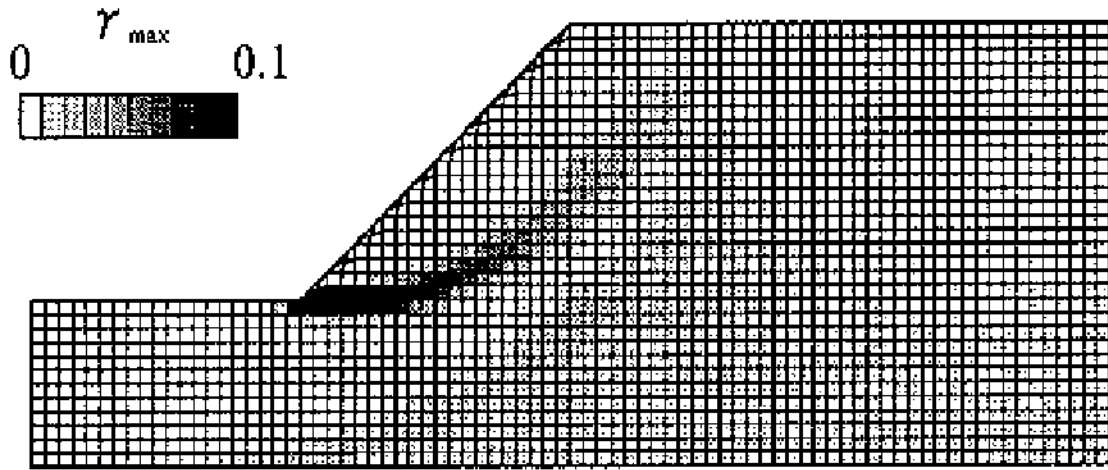


図-3.2 SSRFEM による最大せん断ひずみ¹⁾

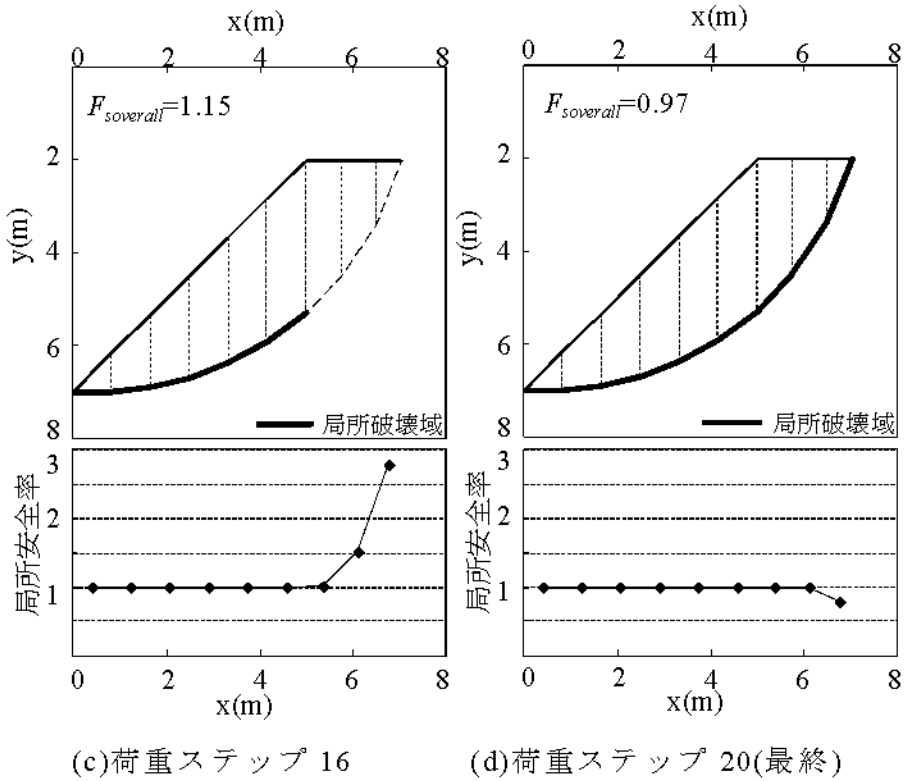
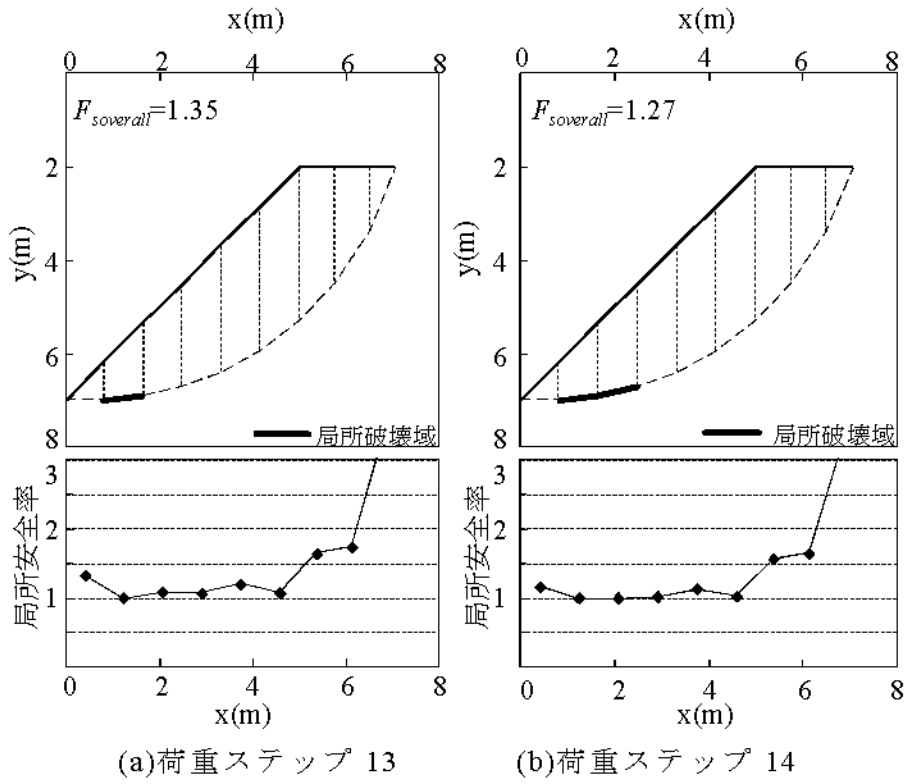


図-3.3 局所安全率の分布と破壊域

図-3.2 は SSRFEM による最大せん断ひずみの分布(文献 1)より引用)を示したものである。この分布は図-3.1(a)に示されている強度定数とヤング率 $E=5,000\text{kPa}$ 及びポアソン比 $\nu=0.3$ を用いて解析し、得られた結果¹⁾である。SSRFEM の最大せん断ひずみ分布は厚みをもっているが、帯状に分布する最大せん断ひずみの中央付近を通過するように描いたすべり面を臨界すべり面とした(図-3.1(b))。このように得られた臨界すべり面に対し、図-3.1(a)に示す SSRFEM と同様な土質定数を用い、本提案法による解析を実施した。局所破壊域の進展を詳しく表現するため、荷重段階を 20 ステップとした。

図-3.3 は各荷重段階のうち、局所破壊の始まった第 13 荷重ステップ、進行性破壊がある程度進展した第 14, 16 荷重ステップ及び全ての荷重が作用した最終状態の局所破壊域を示している。これらの図より、荷重ステップの増加と共に法先付近(スライス No.2)から局所破壊が斜面全体に拡がっていく様子が表現されていることが分かる。図-3.1 に示す SSRFEM の結果では最大せん断ひずみが法先に最も集中しており、法先から局所破壊が生じている傾向が示されている。図-3.1 と図-3.3 の結果を比較すると、本提案法による局所安全率が 1.0 になっている局所破壊域は SSRFEM による破壊域とほぼ一致していることが分かった。なお、全体安全率 F_{overall} は荷重ステップの増加と共に低下し、最終荷重ステップでは 0.97 である。一方、SSRFEM の安全率は 0.99 である。提案法の F_{overall} は破壊の進行及び斜面全体の安定性を示す指標として SSRFEM の安全率とは定義が異なるが、ほぼ同じ値になっている。

図-3.4～図-3.5 に最終的に得られたスライス底面の応力とスライス間力の分布を示している。提案法では荷重を徐々に増やしていく段階でせん断応力 τ がせん断強度 f を超過した時に発生していた不平衡応力を、その時点で再配分しているため、より実態に近い滑らかな応力とスライス間力の分布が得られている。

参考に、スライス間力を用いてスライス側面に作用する土圧係数 k (図-3.6) と摩擦係数 $f(x)$ (図-3.7) を示す。ここに、 $k=2E/\gamma h^2$ 、 $f(x)=-X/E$ として算出したものである。図-3.6 に示すように法先ほど土圧が大きくなっており、法尻ほど小さい値となっている。ヤーキーの式により静止土圧係数 ($k_0=1-\sin\phi$) を算出すると 0.8 程度である。一般的に法先部は受働領域、法尻部は主働領域であるが、その様相がうまく表現できている。 $f(x)$ については、Morgenstern-Price 法の仮定などで用いられ、代表的な関数として一定や半正弦、台形などがあるが、本ケースのように単純な斜面であっても図-3.7 に示すように一定勾配ではないことが分かる。

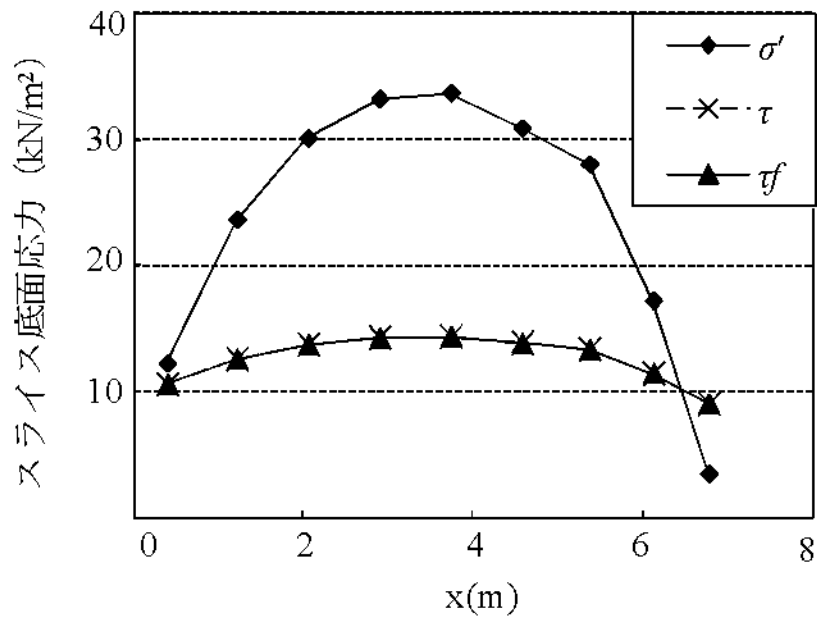


図-3.4 スライス底面に作用する応力の分布

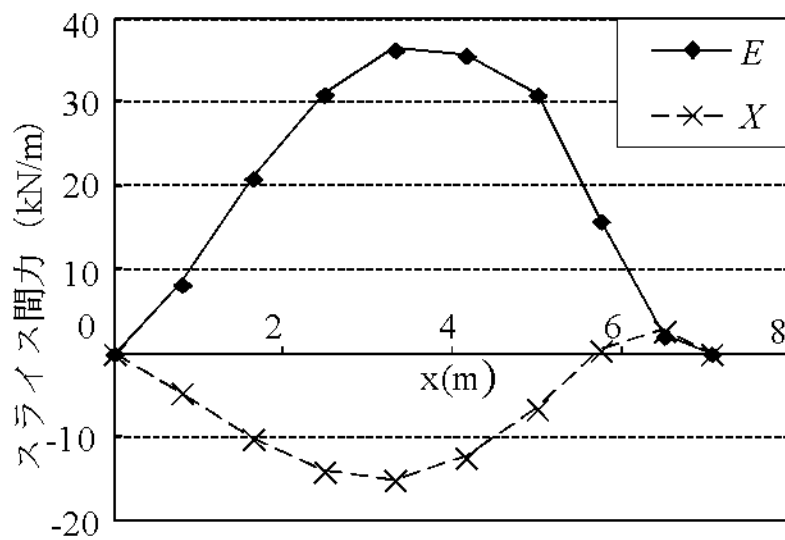


図-3.5 スライス底面と側面に作用する力(応力)の分布

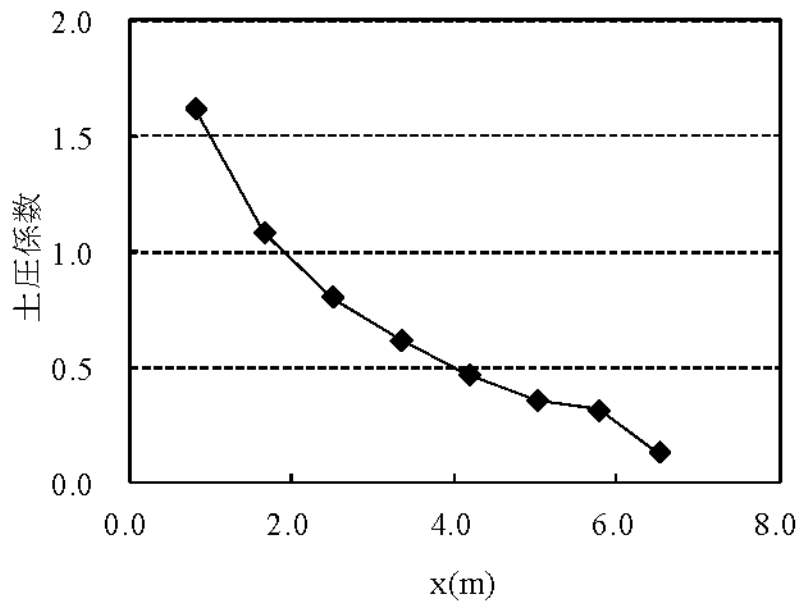


図-3.6 スライス側面の土圧係数

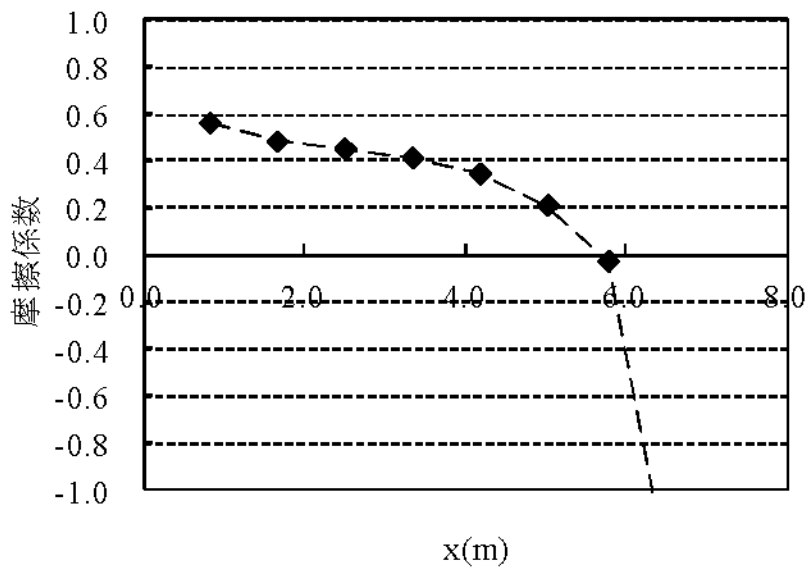


図-3.7 スライス側面の $f(x)$ 関数

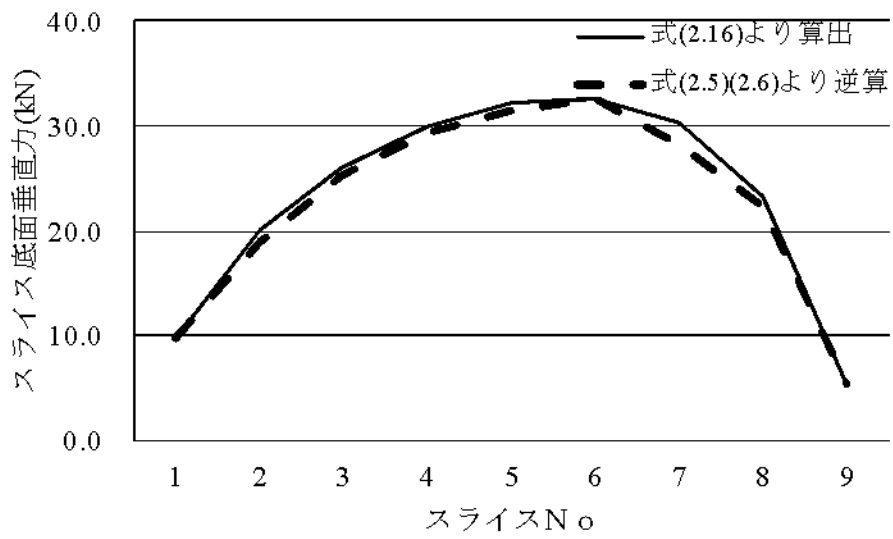


図-3.8 スライス底面垂直力の比較

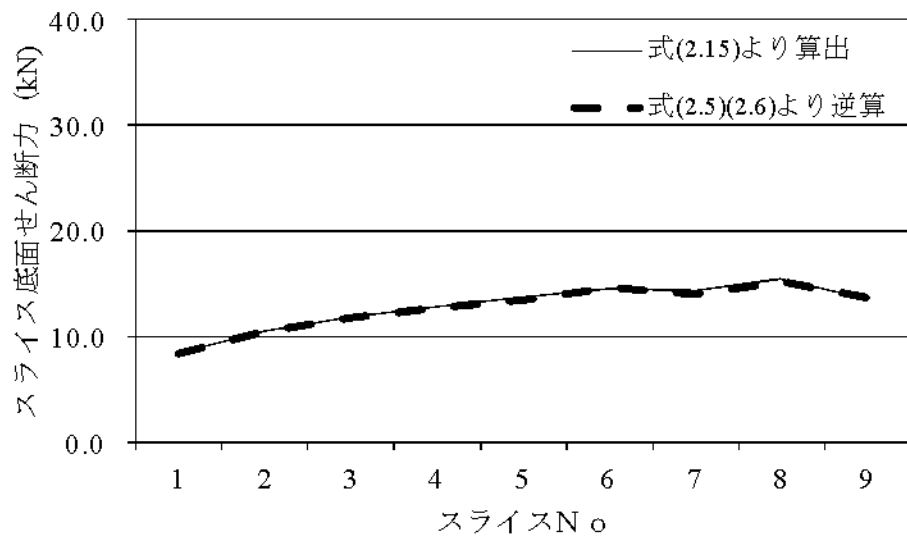


図-3.9 スライス底面せん断力の比較

さらに、解が収束した段階で式(2.15),(2.16)から算出される N と S 、スライス間応力 (ε, χ) を用いて式(2.5),(2.6)から逆算して得られた N と S を図-3.8～図-3.9 に示す。両者は概ね一致しており、第 2 章において、 P 点まわりのスライス間応力を平均して算出 (式-2.11) しているが、この手法の合理性を示すものである。

次に、図-3.1(a)の断面に対し、極限平衡法による臨界すべり面を求め、本提案法で得られる破壊域と全体安全率を SSRFEM のすべり面における解析結果と比較する。図-3.1(a)は単純均質斜面であるため、Bishop 法と Fellenius 法で円形臨界すべり面の探索を行った。その結果、Fellenius 法の臨界すべり面が SSRFEM のすべり面により近いことが分かった。図-3.10 に Fellenius 法と SSRFEM による臨界すべり面を示し、図-3.11 に両者の臨界すべり面に対し、本手法による破壊域の拡がりや局所安全率の分布を示す。これらの図より、局所破壊の拡がり方、局所安全率の分布および全体安全率について同様の結果が得られていることが分かる。

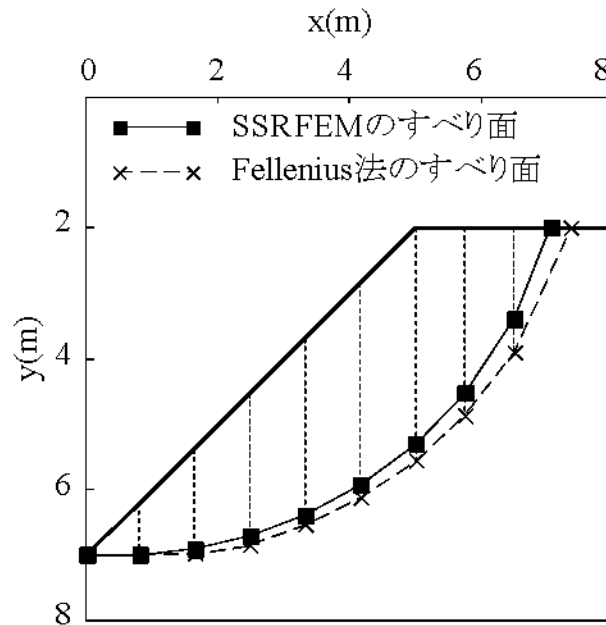


図-3.10 Fellenius 法と SSRFEM による臨界すべり面

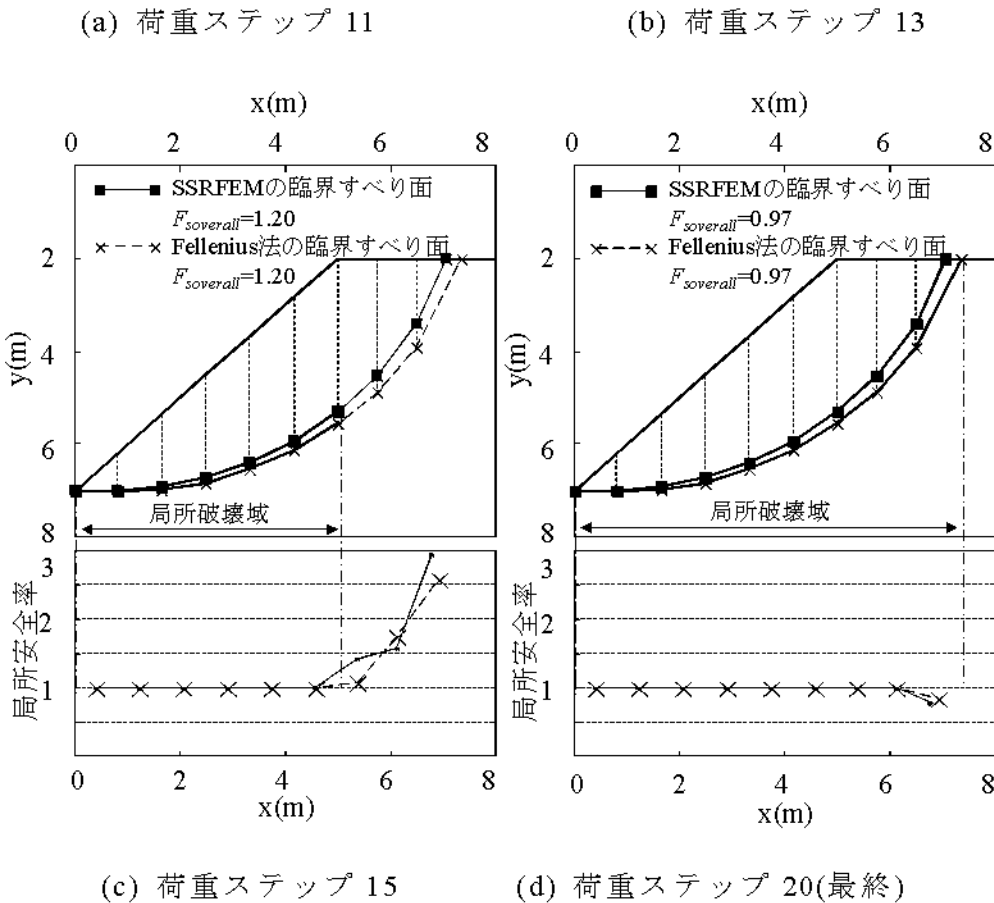
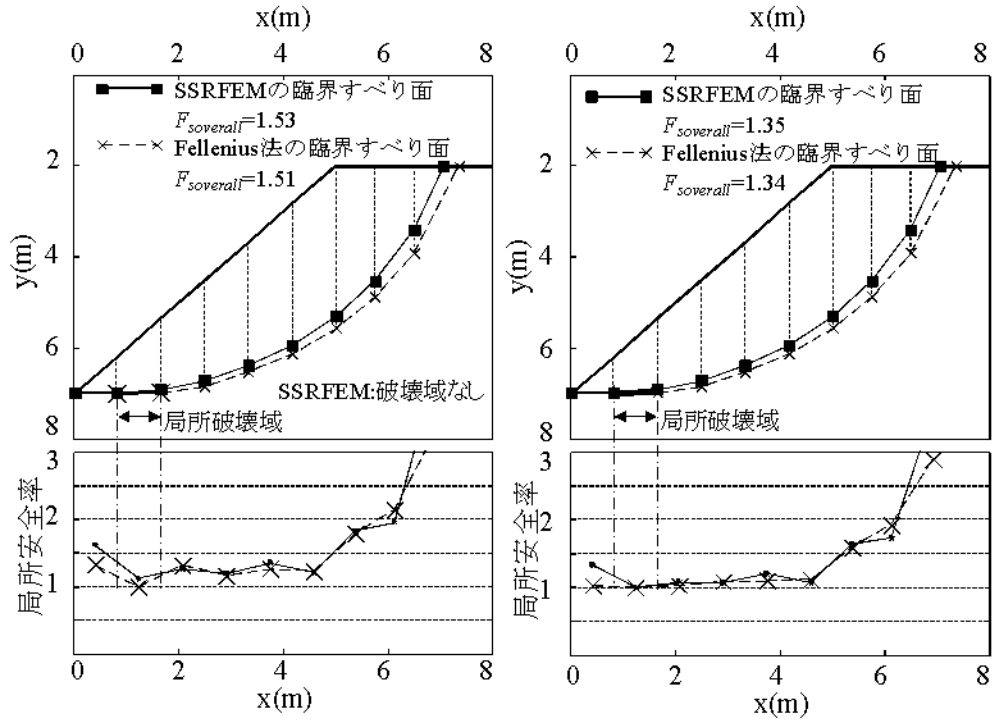
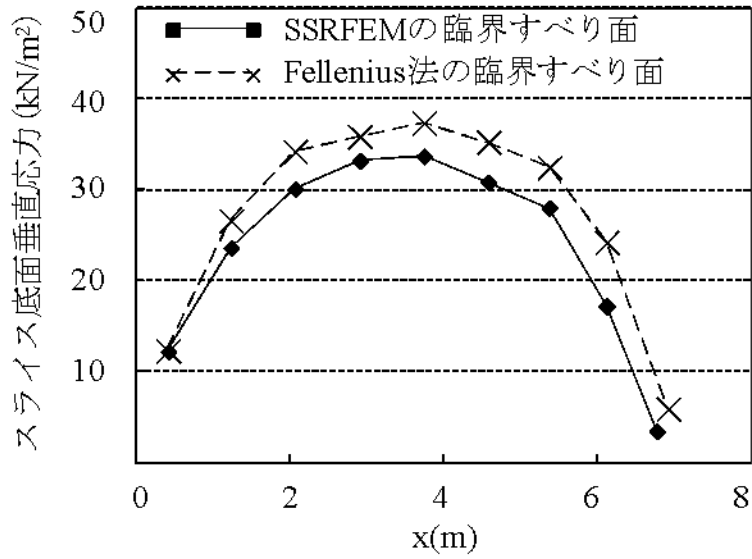
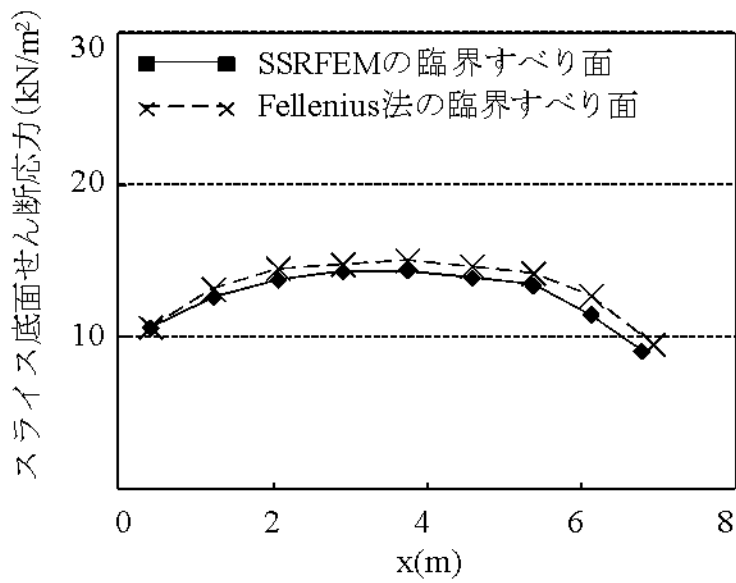


図 3.11 Fellenius 法及び SSRFEM で求めた 2 つの臨界すべり面について
得られた局所安全率の分布と破壊域

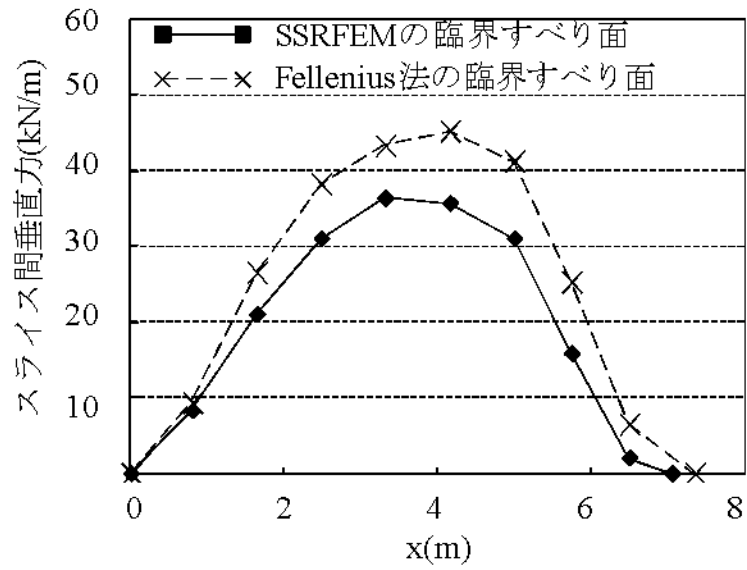


(a) 垂直応力

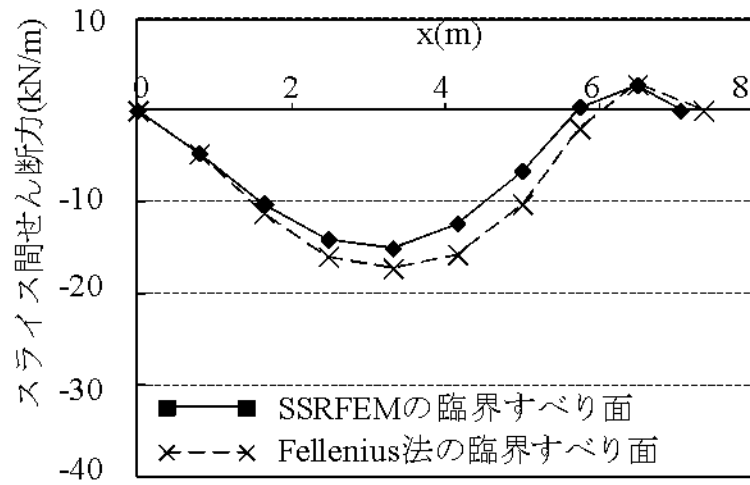


(b) せん断応力

図-3.12 Fellenius 法及び SSRFEM で求めた 2つの臨界すべり面について
得られたスライス底面応力



(a) 垂直力



(b) せん断力

図-3.13 Fellenius 法及び SSRFEM で求めた 2 つの臨界すべり面について得られたスライス間力の分布

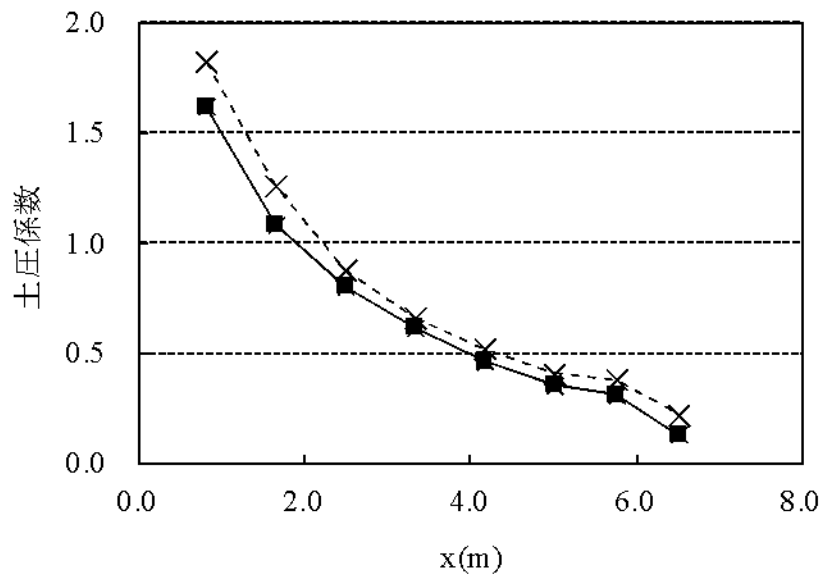


図-3.14 スライス側面の土圧係数

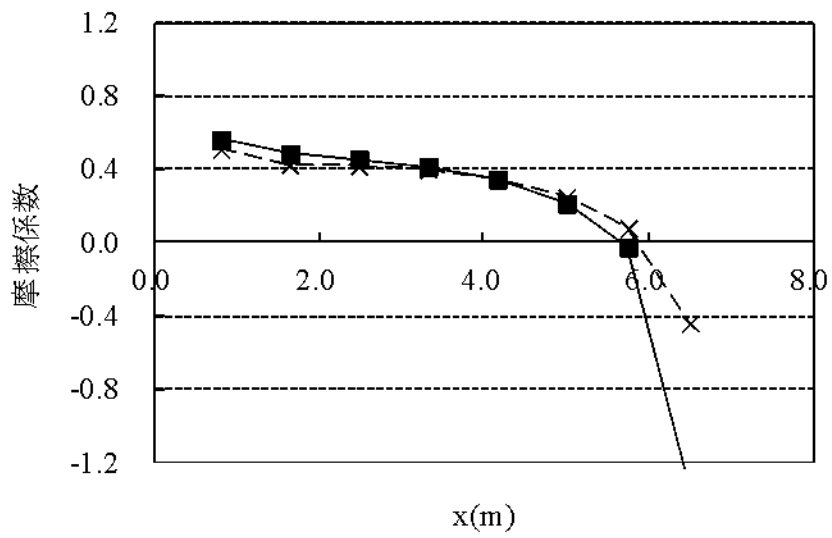


図-3.15 スライス側面の $f(x)$ 関数

図-3.12と図-3.13に最終的に得られたスライス底面応力やスライス間力の分布を示しているが、両者とも滑らかに求まっている。Fellenius法の臨界すべり面がSSRFEMのそれより少し深いため、前者におけるすべり面上の応力やスライス間力は後者のそれよりやや大きい値になっていると考えられる。

以上のことから、Fellenius法による臨界すべり面の位置はSSRFEMのすべり面と少し異なっているが、従来の極限平衡法の臨界すべり面に本手法を適用すれば、SSRFEMのすべり面の場合とほぼ同等な解析結果（局所破壊域と全体安全率）が得られることが分かった。

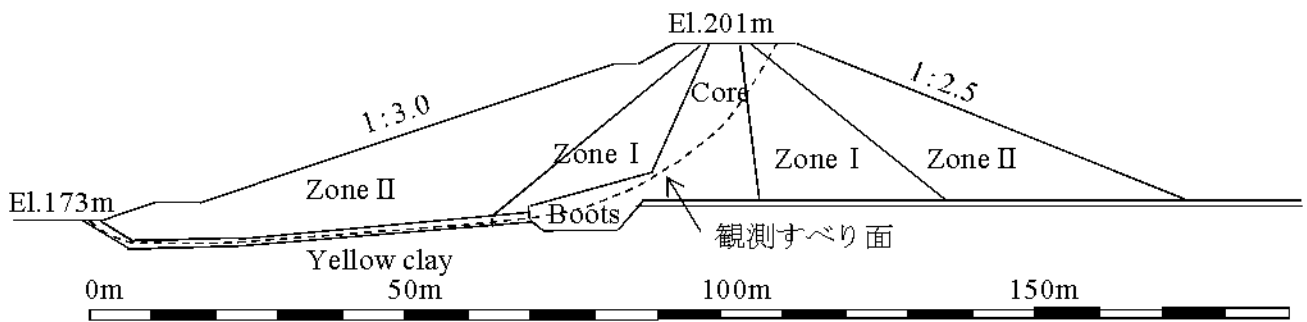
両手法のスライス間力を用いてスライス側面に作用する土圧係数 k (図-3.14)と $f(x)$ (図-3.15)を示す。両者とも同様の傾向が得られている。

3.3 盛土斜面に対する弾塑性有限要素法との比較

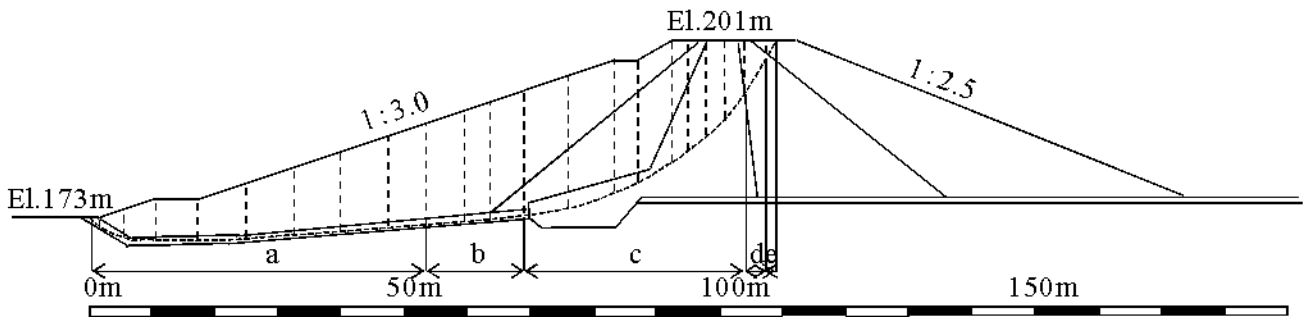
本節では、イギリスのCarsingtonダムについて本提案法を適用する。ダムの上流側斜面が、最高高さに達する直前の1984年に崩壊した事例でSkemptonら⁶⁾⁷⁾により詳細に調査されている。この事例に対し、Pottsら²⁾は軟化を考慮した有限要素解析法を用いて、築造から崩壊に至る過程をシミュレートしている。この破壊現象に対する解析を本手法により実施するとともにPottsらのFEM結果との比較を行なった。

本事例では、Skemptonら⁷⁾により報告されている1番最初に崩壊が確認された断面の観測すべり面を用いて解析を実施した。図-3.16に観測されたすべり面とすべり土塊のスライス分割を示す。

解析に用いる土質定数を表-3.1に示す。これらの強度定数はPottsら²⁾の解析において、圧密による強度増加を無視して設定された非排水せん断強度である。そこで、本提案法でも間隙水圧を設定せずに全応力解析とした。また、強度の軟化条件として、PottsらのFEM解析では偏差ひずみ5%まではピーク強度、その後ひずみ増加に応じて強度が低下し、35%で最終の残留強度に達するとしているが、FEM解析による崩壊直前の偏差ひずみ(図-3.17)から、土の強度が最終的な残留強度に至る前にダムが崩壊していることが分かる。よって図-3.17の偏差ひずみの大きさに応じ、すべり面を5つの領域：a領域(軟化なし)、b領域(15%ひずみ)、c領域(15%ひずみ)、d領域(軟化なし)、e領域(軟化なし)に分け(図-3.16(b))、それぞれの領域にFEM解析と同じ



(a) 観測されたすべり面



(b) スライス分割図

図-3.16 Carsington ダムの解析断面とスライス分割

表-3.1 土質定数 (FEM の軟化領域を考慮)

領域	土の種類	単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力(kN/m ²)		内部摩擦角(°)		ダイレイタンシー角
			ピーク	残留	ピーク	残留	
a	Yellow clay	—	6.0	6.0 (0.0)	19.0	19.0 (12.0)	0.0
b	Yellow clay	—	6.0	4.0 (0.0)	19.0	16.7 (12.0)	0.0
c	Core and boot	18.5	42.0	38.0 (30.0)	0.0	0.0	0.0
d	Zone I mudstone fill	20.6	10.0	10.0 (0.0)	22.0	22.0 (14.5)	0.0
e	Zone II mudstone fill	22	15.0	15.0 (0.0)	25.0	25.0 (14.5)	0.0

()内は最終の残留強度を記載している。

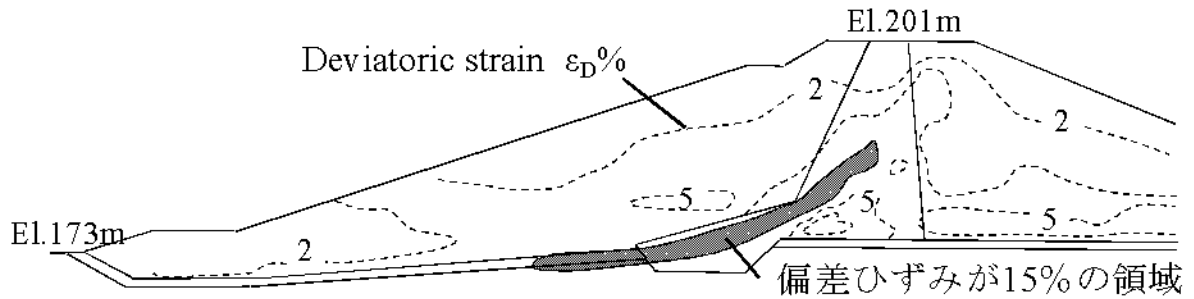


図-3.17 有限要素法による破壊直前の偏差ひずみ²⁾

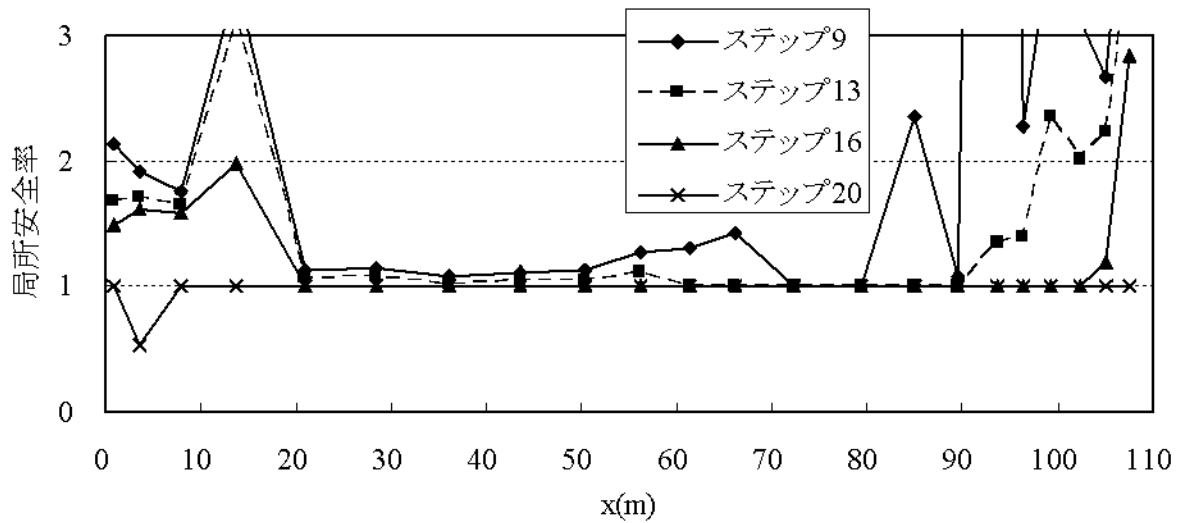


図-3.18 荷重ステップにおける局所安全率分布の推移

残留強度(表-2)を設定し、本手法による解析を実施した。なお、Pottsらの最終残留強度(括弧内の数値)も表-2に併記した。PottsらのFEM解析ではダイレイタンスー特性を考慮しているが、本提案法(極限平衡法)は、ひずみを直接に扱えないためダイレイ

タンシー特性を考慮できない。そこで、Potts らの結果と比較するため、ダイレイタンシー特性を考慮した土のせん断強度式（式(3.1-3.2)）を本提案法に導入した。

$$\tau_f = \frac{c \cos \phi \cos \nu + \sigma \sin \phi \cos \nu}{1 - \sin \nu \sin \phi} \quad \dots (3.1)$$

ここに、 ν はダイレイタンシー角である。式(3.1)は式(3.2)に書き改めることができる。

$$\begin{aligned} \tau_f &= c^* + \sigma \tan \phi^* \\ c^* &= \frac{c \cos \phi \cos \nu}{1 - \sin \nu \sin \phi} \\ \phi^* &= \tan^{-1} \left(\frac{\sin \phi \cos \nu}{1 - \sin \nu \sin \phi} \right) \end{aligned} \quad \dots (3.2)$$

つまり、この場合の強度定数は、 ν と ϕ の効果を考慮した見かけの粘着力 c^* と内部摩擦角 ϕ^* として表現できる。破壊基準についてのみであるが、これらの強度定数を用いることでダイレイタンシー特性を近似的に考慮した。

荷重段階を 20 ステップとし、本提案法による解析を行った。図-3.18 に各荷重段階のうち、局所破壊の始まった第 9 荷重ステップ、進行性破壊がある程度進展した第 13、16 荷重ステップおよび全ての荷重が作用した最終状態における局所安全率の分布を示し、図-3.19 にこれらの荷重段階における破壊域 ($F_i=1.0$) の分布を示す。荷重ステップ 9 から Core の底部より局所破壊が始まり、荷重の増加と共に破壊域が徐々に広がっている様子が表現できている。図-3.17 に Potts らの解析による偏差ひずみを示したが、有限要素法による偏差ひずみも Core の底部を中心として広がっており、本提案法による局所破壊域の広がり方とほぼ同様である。

全体安全率は、図 - 3.19 に示されているように荷重ステップの進展に伴い低下しており、進行破壊の進展を示している。最終ステップでの値は 0.98 となった。これは Potts らの FEM で最終的に得られる安全率(1.0)とほぼ同じである。

図-3.20、図-3.21 に最終荷重ステップで得られたスライス底面応力 (σ' , τ , τ_f)、スライス間力 (E , X) を示す。各値とも大きな乱れなく算出されていて、荷重増加段階でせん断応力がせん断強度を超過した時に発生していた不平衡応力を再配分した状態を反映している。

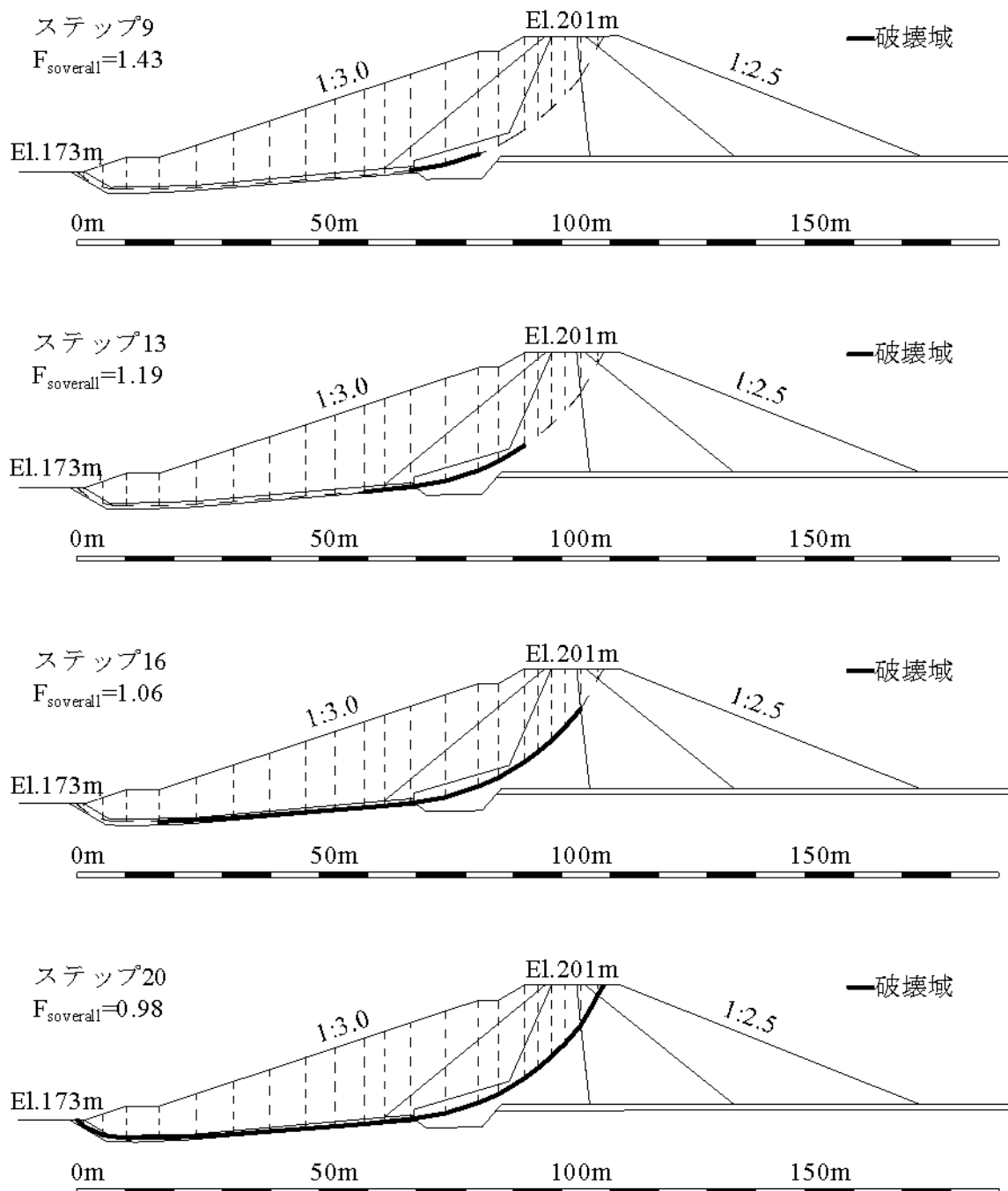


図-3.19 荷重ステップの増加に伴う破壊域の拡がり

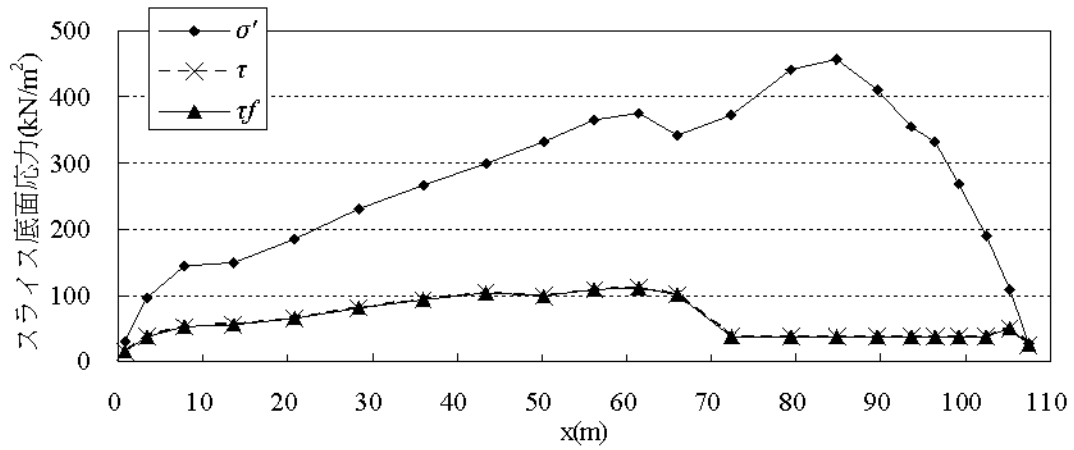


図-3.20 最終荷重ステップにおけるスライス底面応力

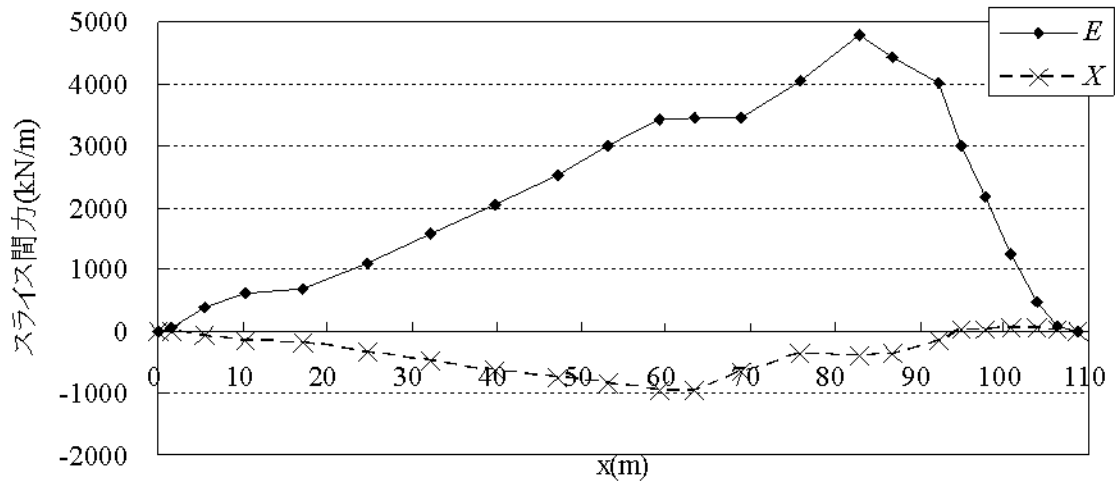


図-3.21 最終荷重ステップにおけるスライス間力

FEM と同じ強度定数による解析結果を以上に示したが，通常の設計では崩壊する際の土の強度が(最終の) 残留強度まで低下することが考えられる．そこで表-1 に示す Potts らの最終の残留強度(括弧内の数値)を用い，本手法による解析を行った．局所安全率の分布や破壊域の拡がり方については，図-3.22～図-3.25 に示すように，図-3.18～図-3.21 とほぼ同様の結果が得られている．最終荷重ステップで計算された全体安全率は 0.82 となり，用いた残留強度が小さいことから当然の結果である．

最後に，提案法で得られたピーク強度から残留強度に低下している領域及び Potts らにより求められている塑性領域をそれぞれ図-3.26 及び図-3.27 と図-3.28 に示す．これらを比べると，これらの領域はほぼ同じであることが分かった．

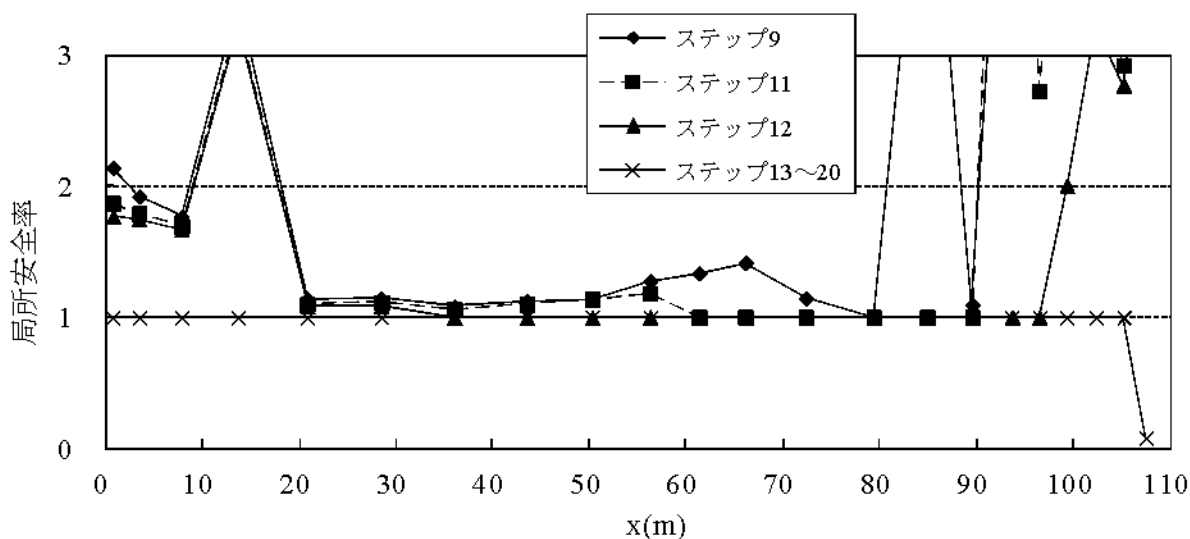


図-3.22 荷重ステップにおける局所安全率分布の推移 (最終残留強度)

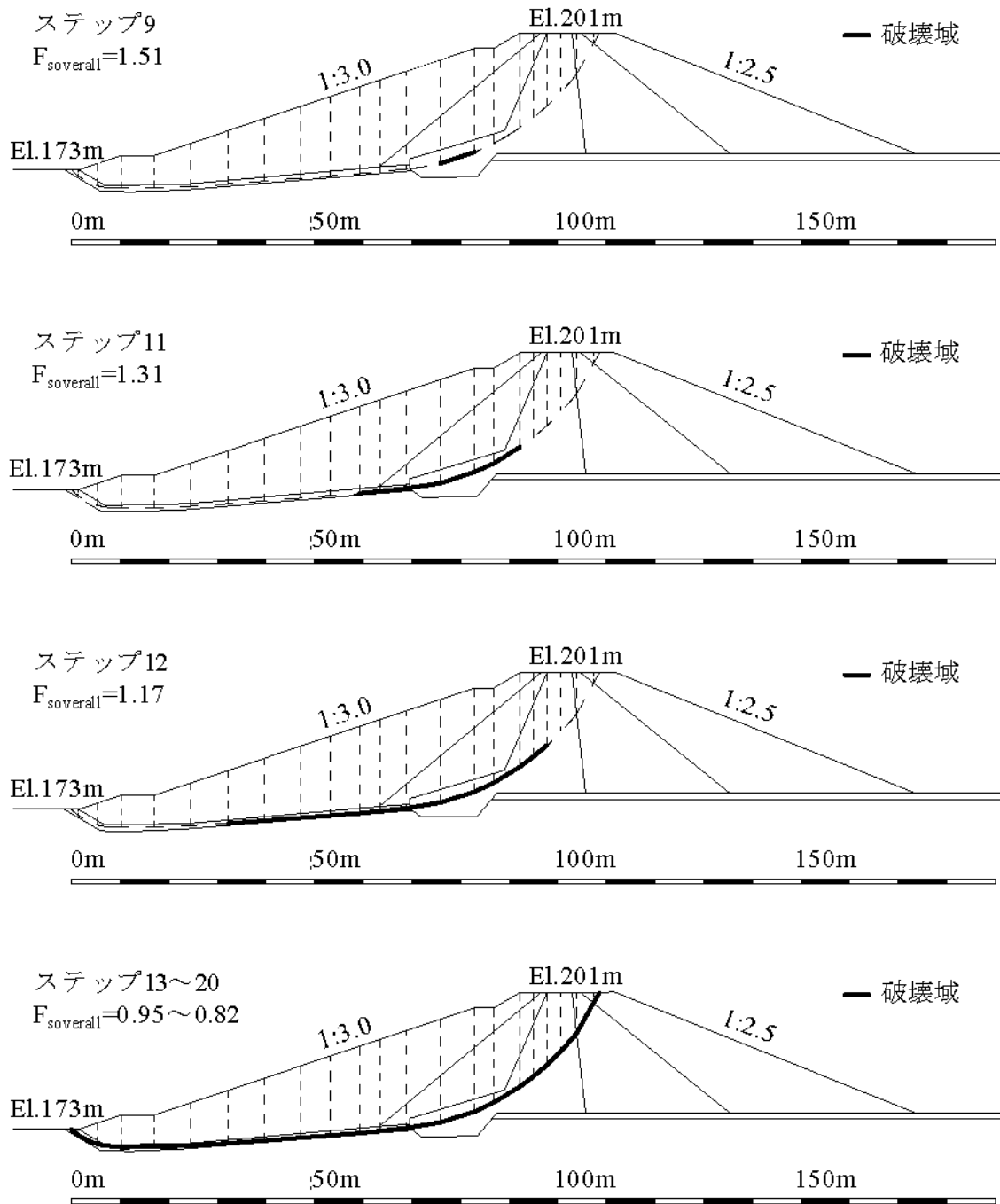


図-3.23 荷重ステップの増加に伴う破壊域の拡がり（最終残留強度）

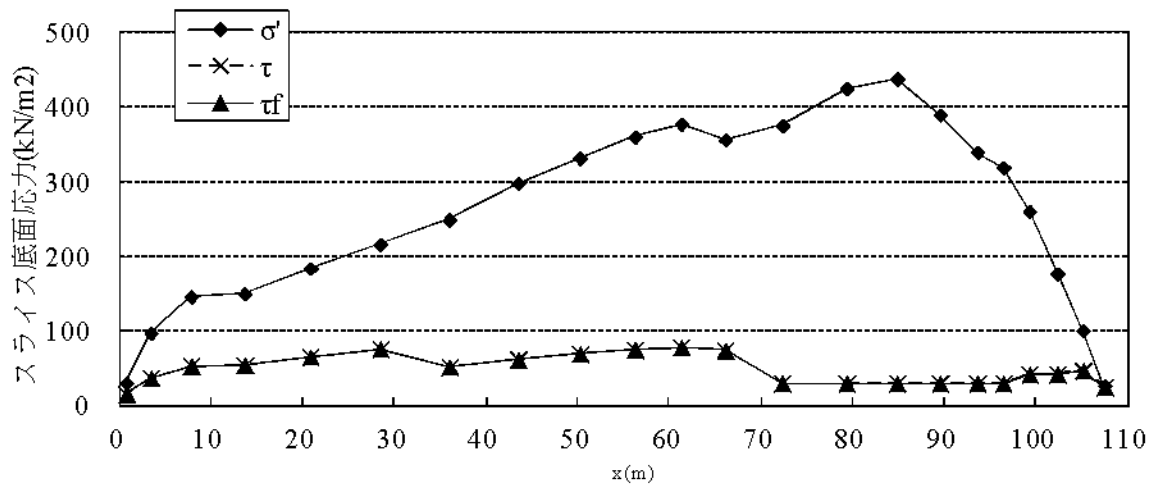


図-3.24 最終荷重ステップにおけるスライスにおける底面応力（最終残留強度）

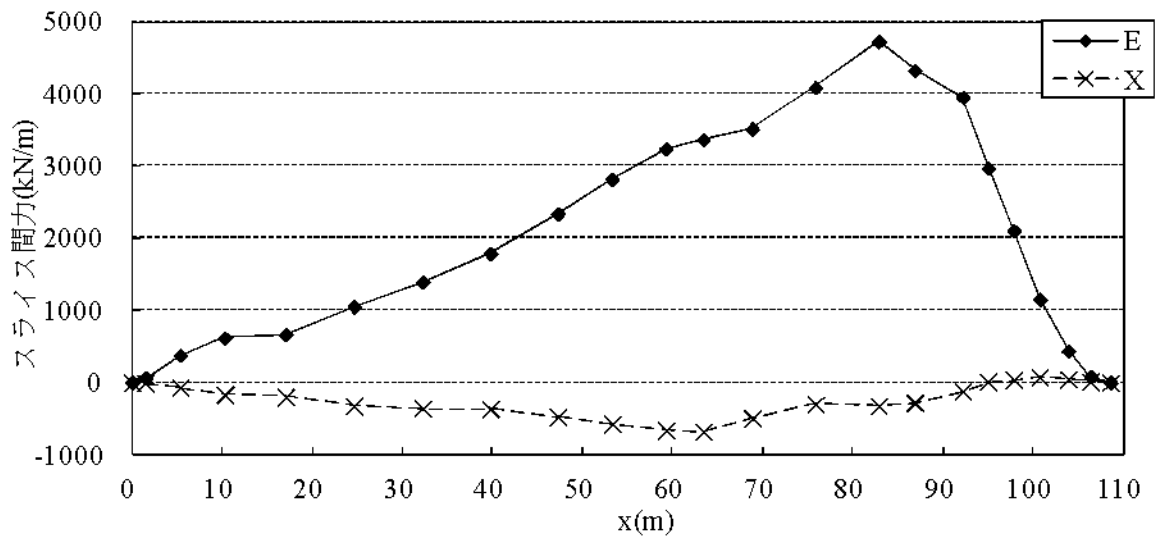


図-3.25 最終荷重ステップスライス間力（最終残留強度）

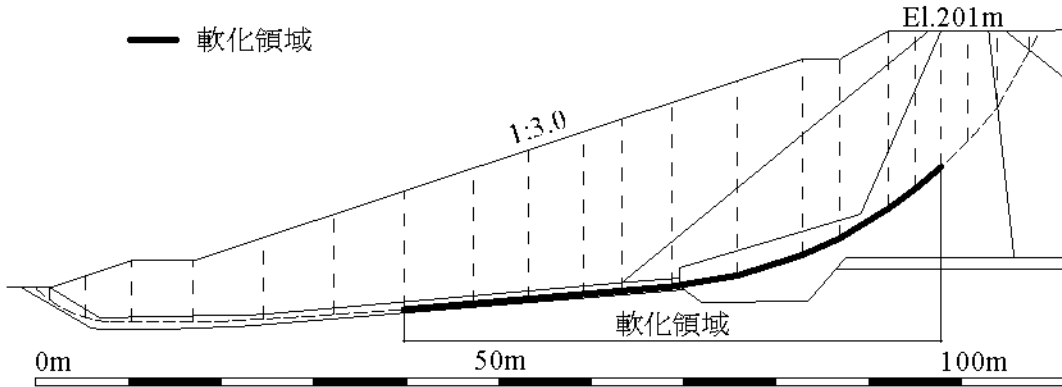


図-3.26 提案法による軟化領域

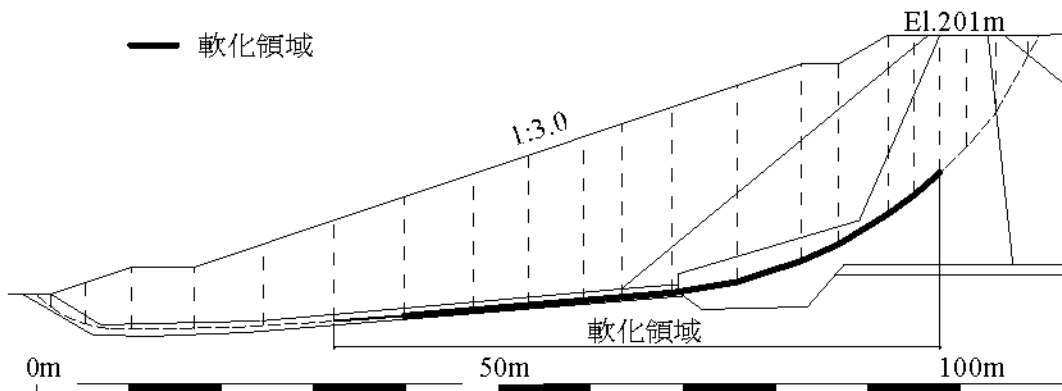


図-3.27 提案法による軟化領域（最終残留強度）

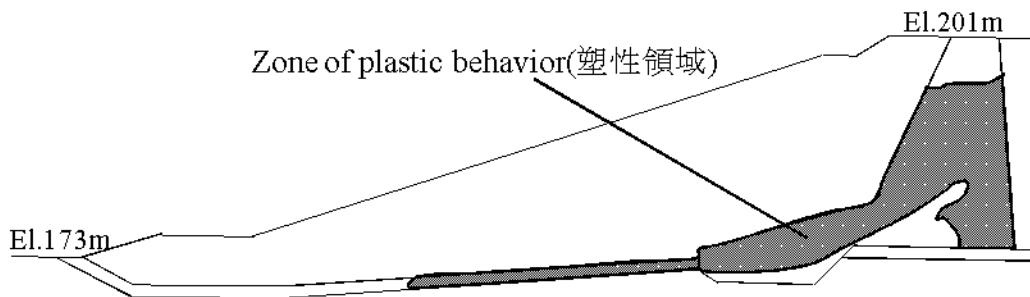


図-3.28 FEMによる塑性領域²⁾

3.4 切土斜面に対する弾塑性有限要素法との比較

Potts ら³⁾により、London clay を想定した仮想の切土斜面に弾塑性有限要素法を適用した事例が報告されている。Potts らの論文の中では様々な条件で検討が行われているが、詳細な結果が示されている図-3.29、表-2 のケースについて本手法と比較する。

始めに、弾塑性有限要素法により得られた最終崩壊時のすべり面と間隙水圧を用いて解析する。荷重ステップを 20 段階として設定する。局所崩壊はステップ 10 の時に表れ、図-3.30 のような局所安全率の分布となり、最終的には全スライスについて安全率は 1.0 となり、斜面が崩壊することになる。図-3.31 に破壊域 ($F_i=1.0$) の拡がり、図-3.32 に FEM による塑性ひずみ分布を示す ($\epsilon \geq 5\%$ が破壊域)。FEM により得られた結果は、斜面下端の斜面中のすべり面（法先付近）にひずみが集中していることが分かる。本手法によると斜面下端の斜面中のすべり面から法先に破壊域が拡がり、法肩へと破壊域が進展しているを示している。

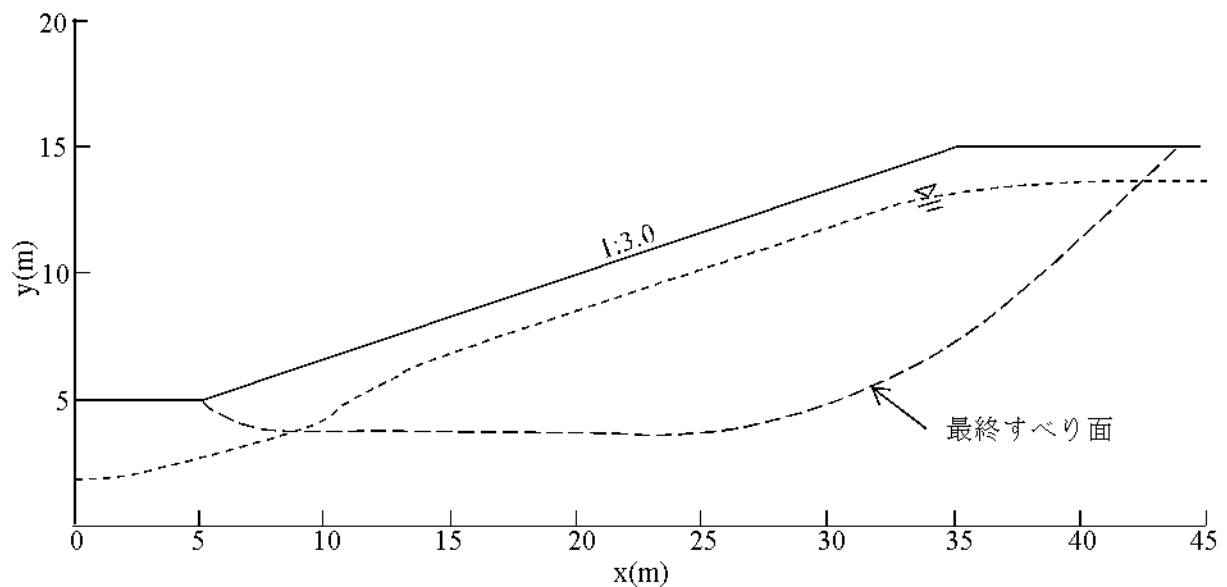


図- 3.29 解析断面（最終形状，最終水位）³⁾

表-3.2 土質定数

	有限要素法	本手法
単位体積重量	18.8kN/m ³	18.8kN/m ³
ピーク強度	$c_p=7\text{kN/m}^2$, $\phi_p=20^\circ$	$c_p=7\text{kN/m}^2$, $\phi_p=20^\circ$
残留強度	$c_p=2\text{kN/m}^2$, $\phi_p=13^\circ$	$c_p=2\text{kN/m}^2$, $\phi_p=13^\circ$
ピーク時の塑性ひずみ	$\varepsilon^p=5\%$	$\varepsilon^p=5\%$
残留強度時の塑性ひずみ	$\varepsilon^r=20\%$	$\varepsilon^r=20\%$
ヤング係数	25(p'+100)	—
ダイレイタンシー角	0°	0°
透水係数	深さにより設定	—
土圧係数	$K_\sigma=1.5$	—

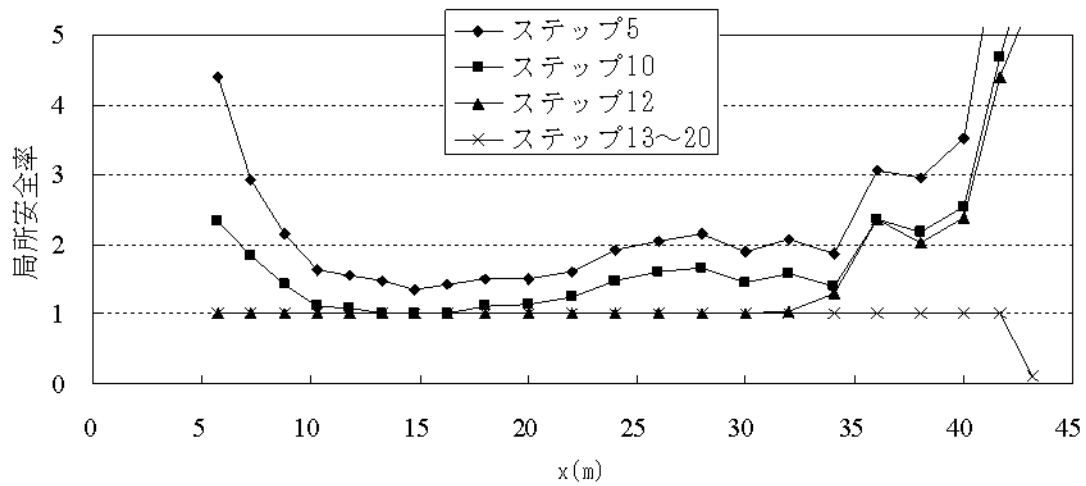
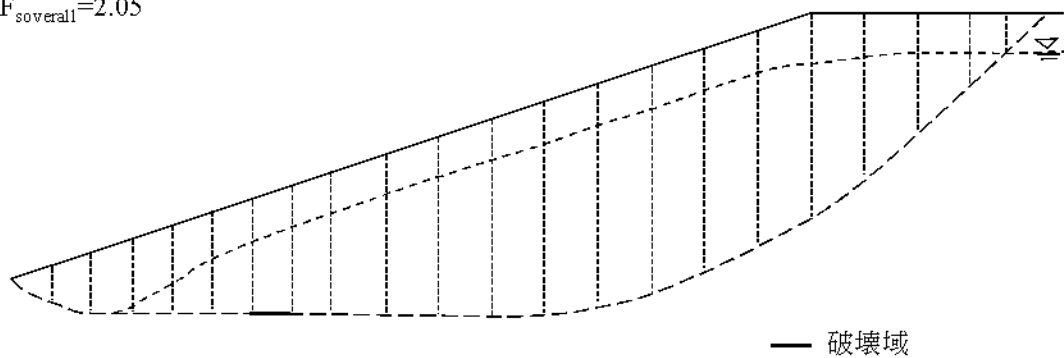
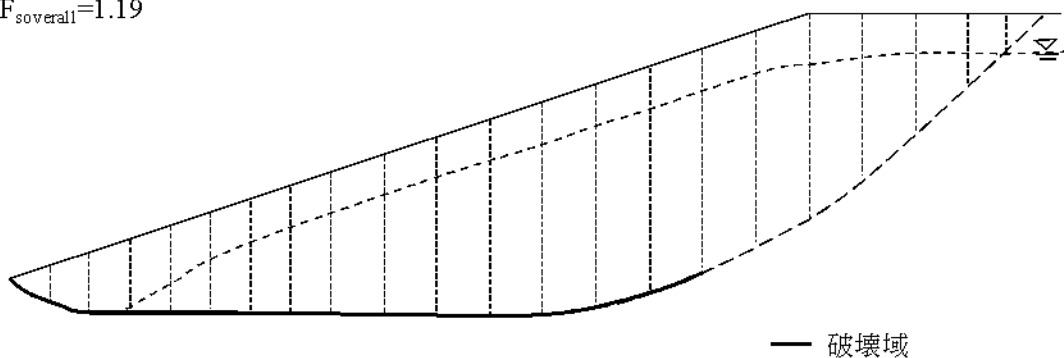


図-3.30 荷重ステップにおける局所安全率分布の推移

ステップ10
 $F_{\text{soverall}}=2.05$



ステップ12
 $F_{\text{soverall}}=1.19$



ステップ13～最終
 $F_{\text{soverall}}=0.85$

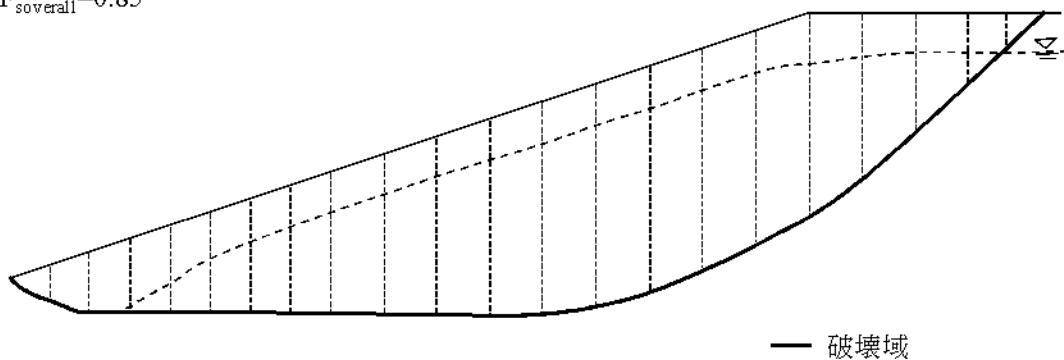


図-3.31 荷重ステップの増加に伴う破壊域の拡がり

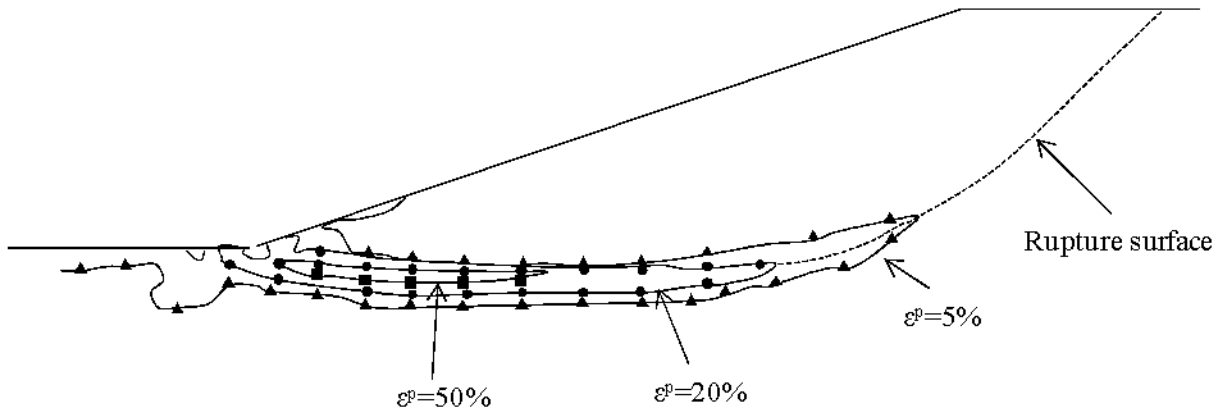


図-3.32 有限要素法による破壊直前の塑性ひずみ³⁾

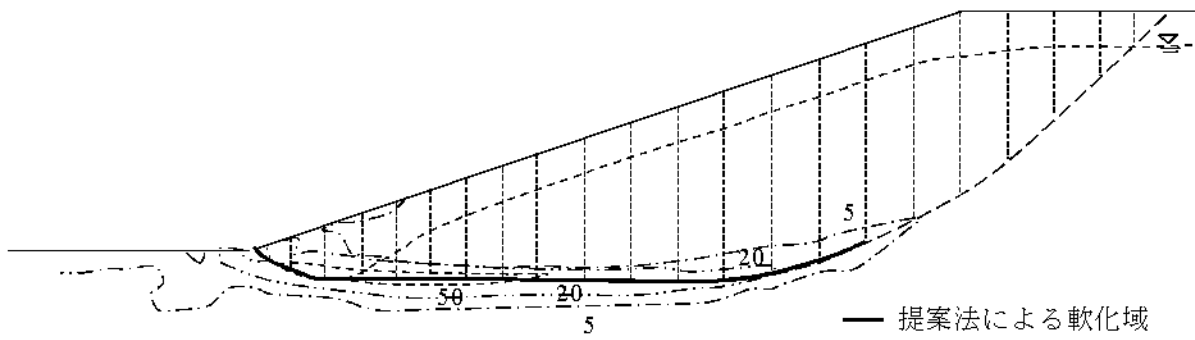


図-3.33 軟化域の比較

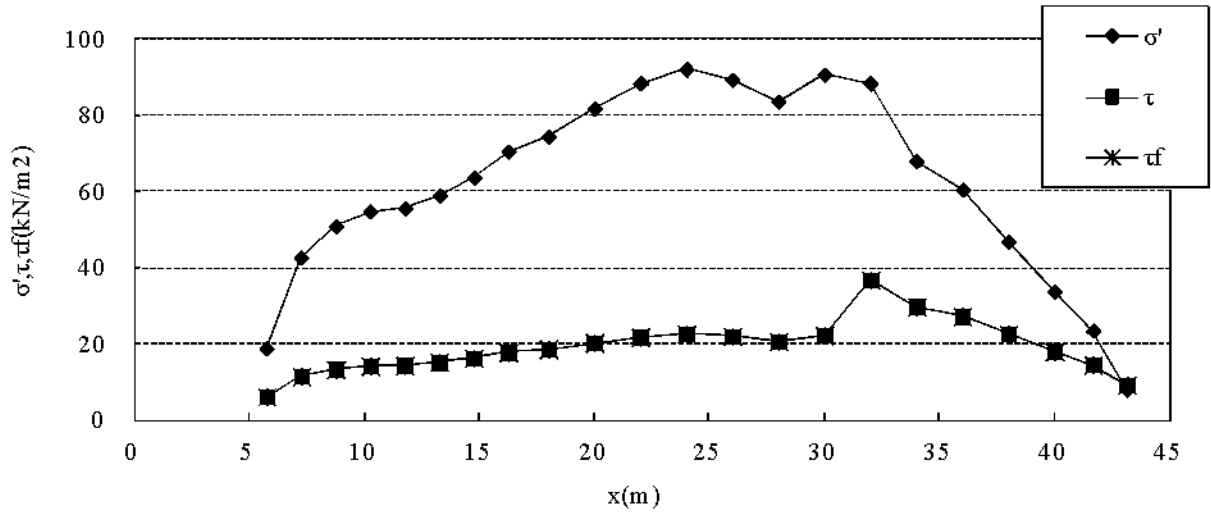


図-3.34 最終荷重ステップにおけるスライス底面応力

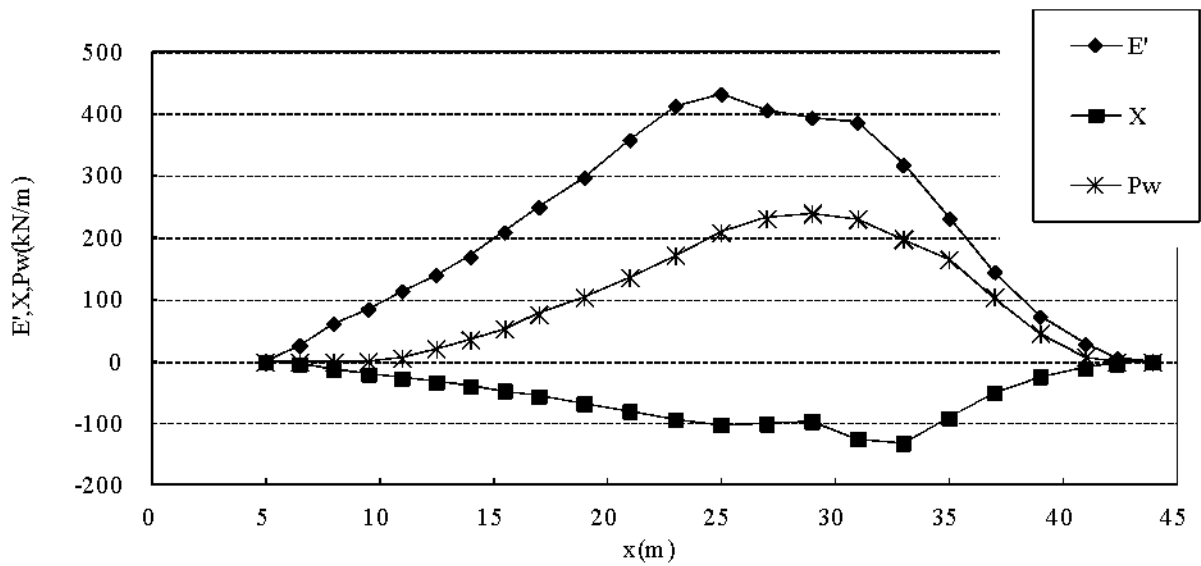


図-3.35 最終荷重ステップにおけるスライス間力

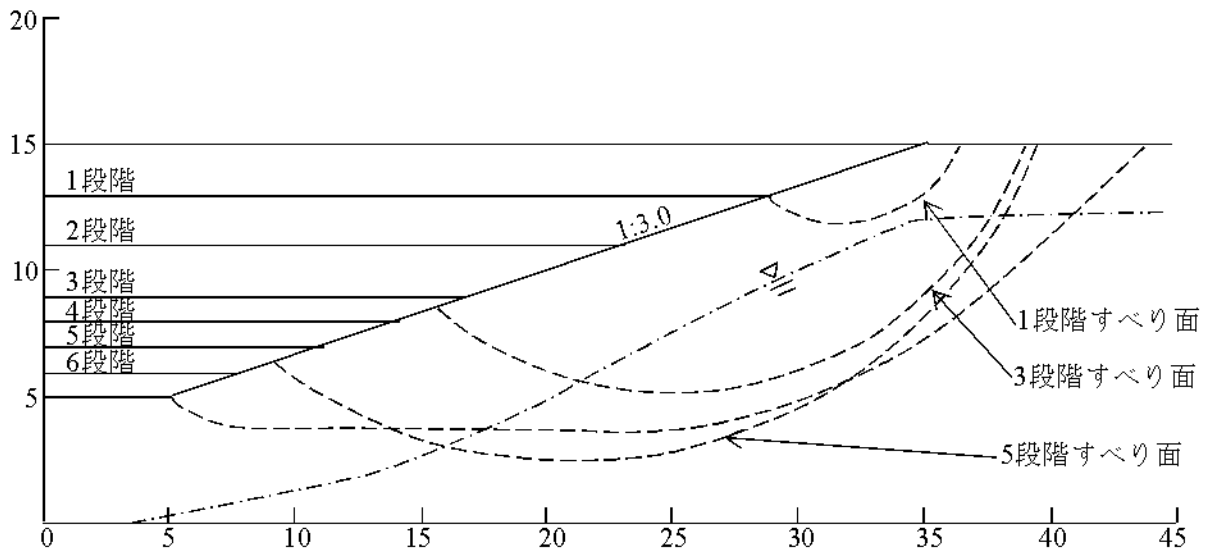


図-3.36 解析断面（各施工段階，水位）

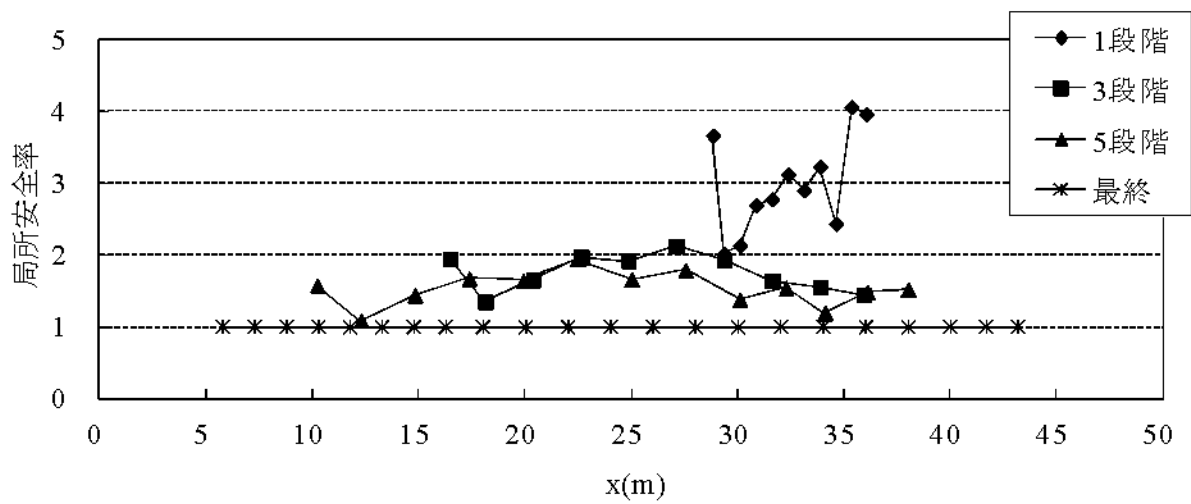


図-3.37 各施工段階における局所安全率の推移

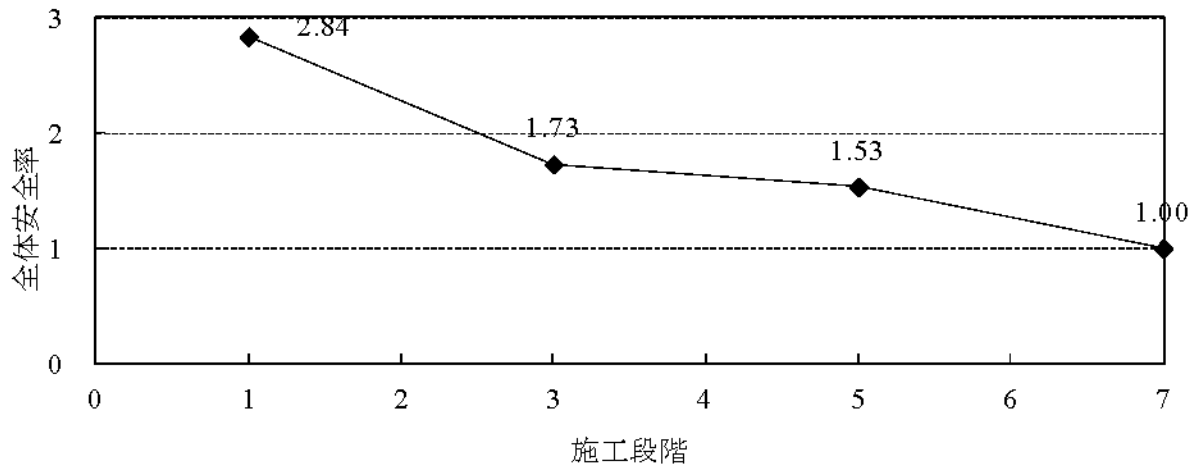


図-3.38 各段階における全体安全率の推移

次に、図-3.33 に最終荷重で残留強度となっている軟化域を FEM のひずみ分布の比較を行うために重ね合わせた図を示す。本手法で得られた軟化域と FEM における塑性域 ($\epsilon \geq 20\%$) は同様の範囲に生じている。

以上のことより、本提案法で得られる破壊域は、FEM のひずみの集中している領域とほぼ一致している。また、最終的に得られている軟化域についても、FEM の塑性域と同様の傾向が得られている。

図-3.34～図-3.35 に最終荷重ステップで得られたスライス底面応力 (σ' , τ , τf)、スライス間力 (E , X , P_w) を示す。各値とも大きな乱れなく算出されている。 τ と τf は局所安全率が 1.0 であることから当然であるが同じ値となっている。

次に、各施工段階における局所安全率について表現する。本手法で、局所安全率を算出するためには何らかのすべり面を必要とする。そこで、各施工段階において臨界すべり面を算出し解析する。ただし、臨界すべり面の探索については本手法により実施するのが望ましいが、現在は理論が構築できていない。そこで、簡単に扱える上、比較的合理的な解が得られる Bishop 法を用いて臨界すべり面を探索する。

図-3.36 に各施工段階の臨界すべり面を示す。図-3.37 に各施工段階における局所安全率の推移を示す。今回の斜面に関しては最終施工段階まで局所崩壊は生じていないが、有限要素法による検討でも途中段階での破壊はなく同様である。

3.5 Selset 地すべりへの適用

本節では、Selset 地すべりに適用する。Selset 地すべりは、イギリスの Lune 川にある Selset ダムの上流側約 180m の南側斜面で発生した地すべりである。地すべりは巨礫粘土の均質斜面で長い放置期間を経て生じたもので、Skempton と Brown による詳細な報告⁴⁾がなされている。図-3.39 に地すべり前の斜面の状態を示す。巨礫粘土の物性値は、単位重量が $\gamma = 21.8\text{kN/m}^3$ 、ピーク強度が $c'_p = 8.6\text{kPa}$ 、 $\phi'_p = 32^\circ$ 、残留強度が $c'_r = 0\text{kPa}$ 、 $\phi'_r = 32^\circ$ であった。解析にあたっては、荷重ステップの単位体積重量を各段階 2.18kN/m^3 ずつ増加させ、10 段階で載荷した。

図-3.40 に解析断面図を、また図-3.41 に荷重ステップごとの局所安全率の分布と図-3.42 に破壊域の拡がり方と全体安全率を示す。局所破壊は法先より発生し、徐々に広がっていく様相が表現できている。

図-3.43～図-3.44 に最終荷重ステップで得られたスライス底面応力 (σ' , τ , τ_f)、スライス間力 (E , X) を示す。各値とも大きな乱れなく算出されている。次に、本事例は、山上らによる極限平衡法に基づく進行性破壊解析法により解析が行われているため、山上らの手法⁸⁾と破壊域の拡がりについて比較する (図-3.45(b))。

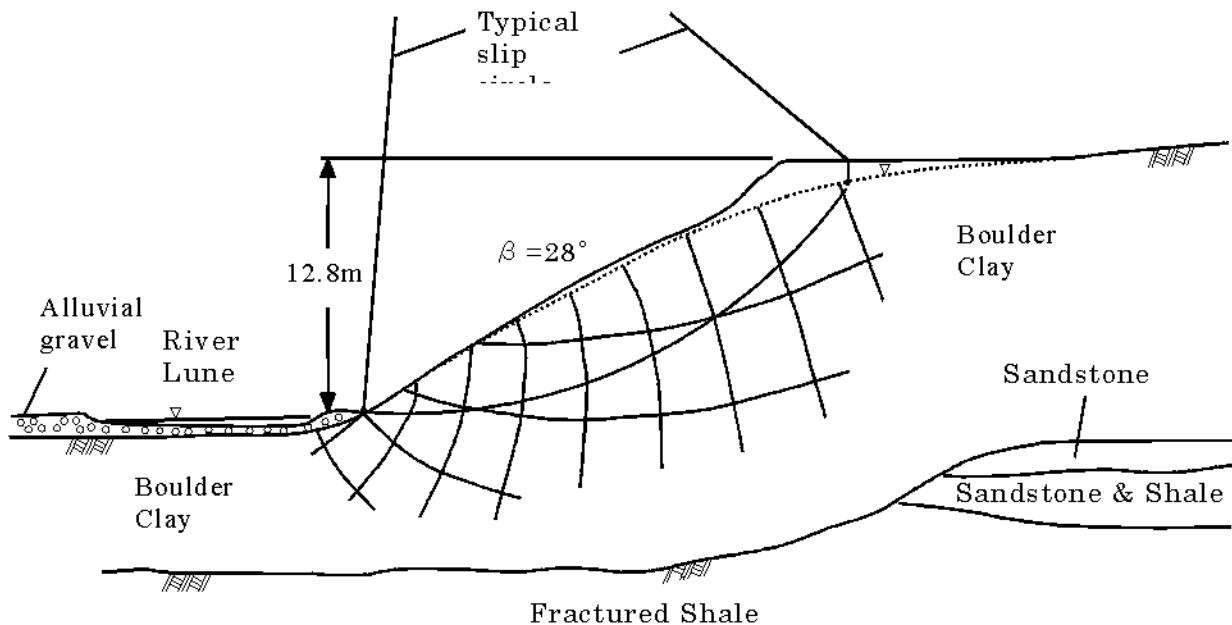


図-3.39 Selset 地すべり概要⁴⁾

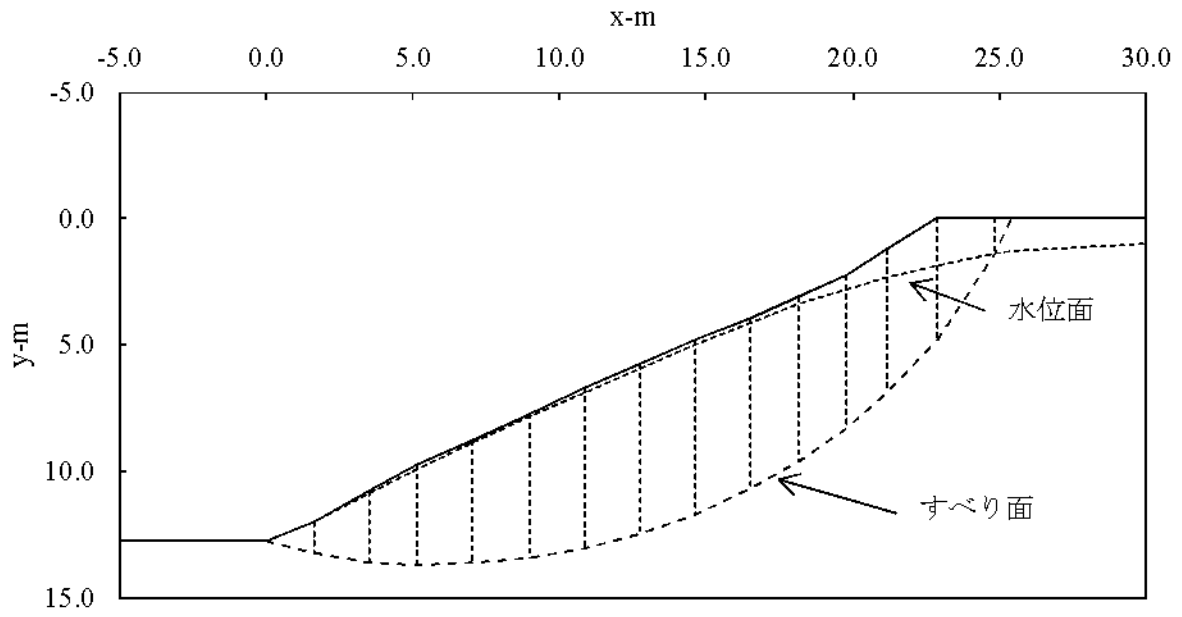


図-3.40 解析断面図

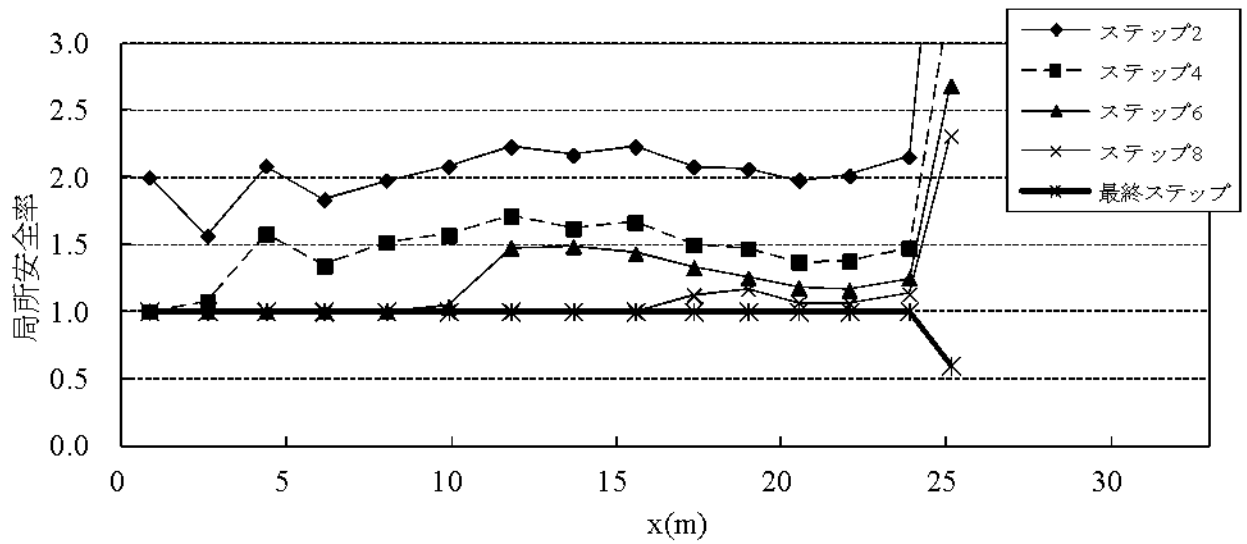


図-3.41 各荷重ステップの局所安全率の分布

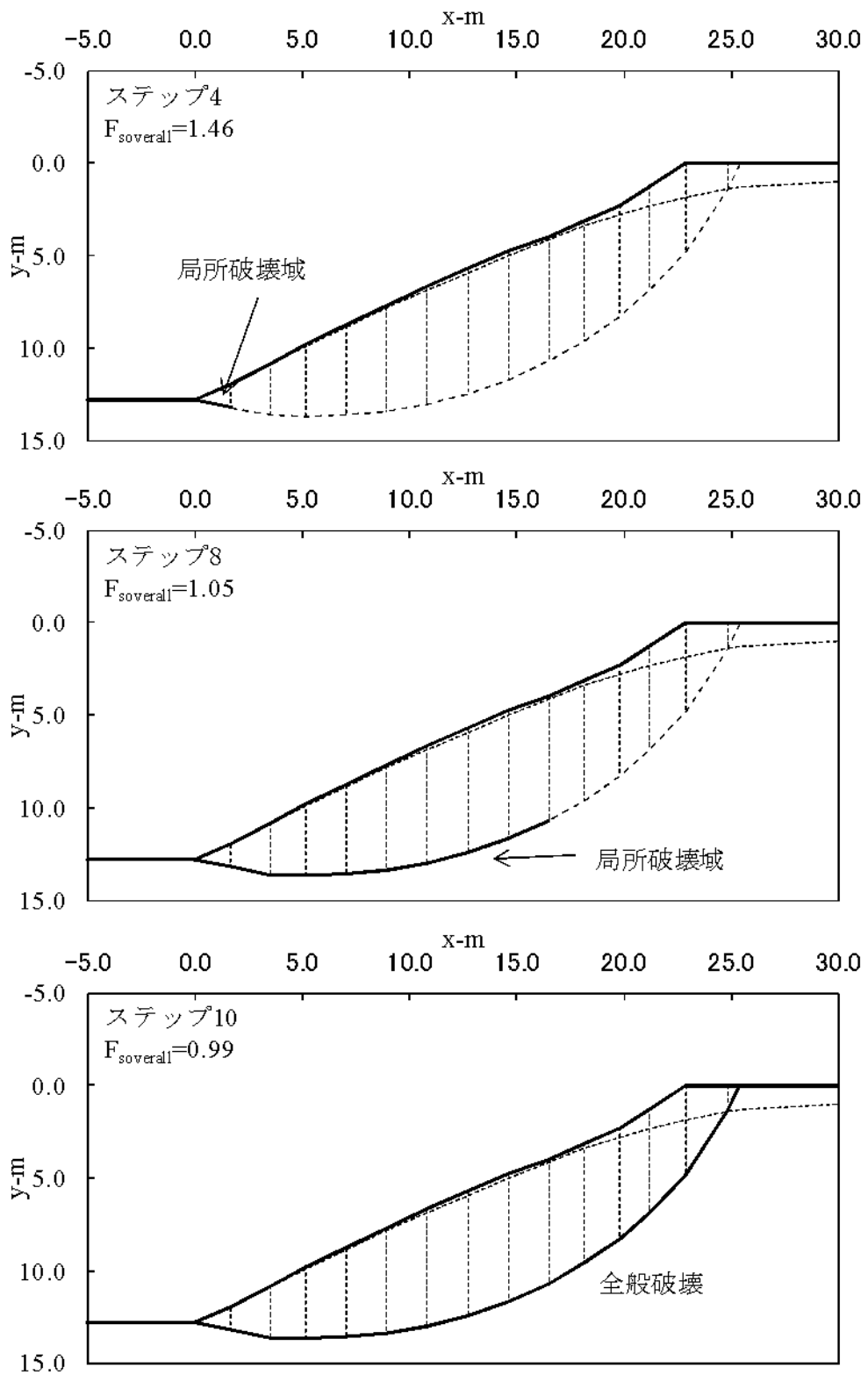


図-3.42 破壊域の拡がり

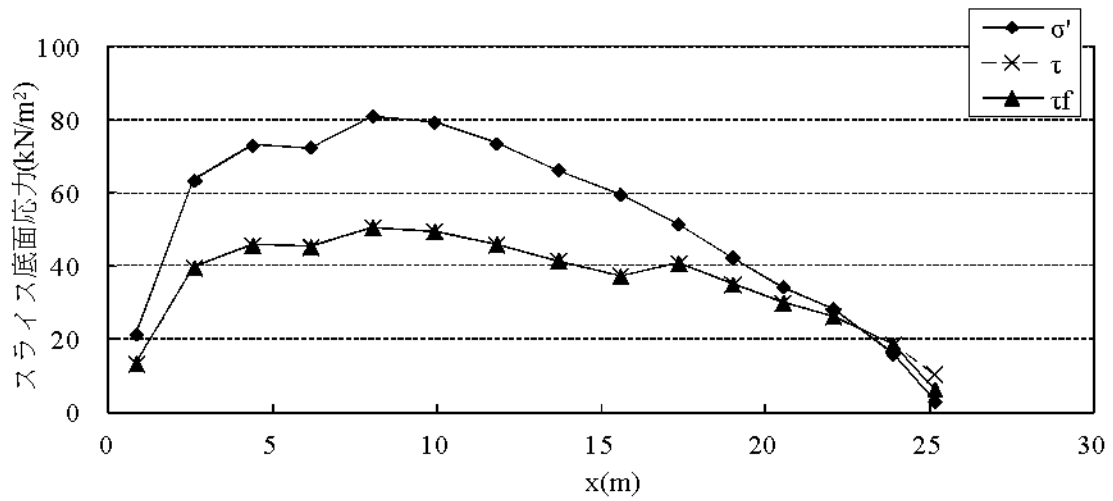


図-3.43 最終ステップのスライス底面応力

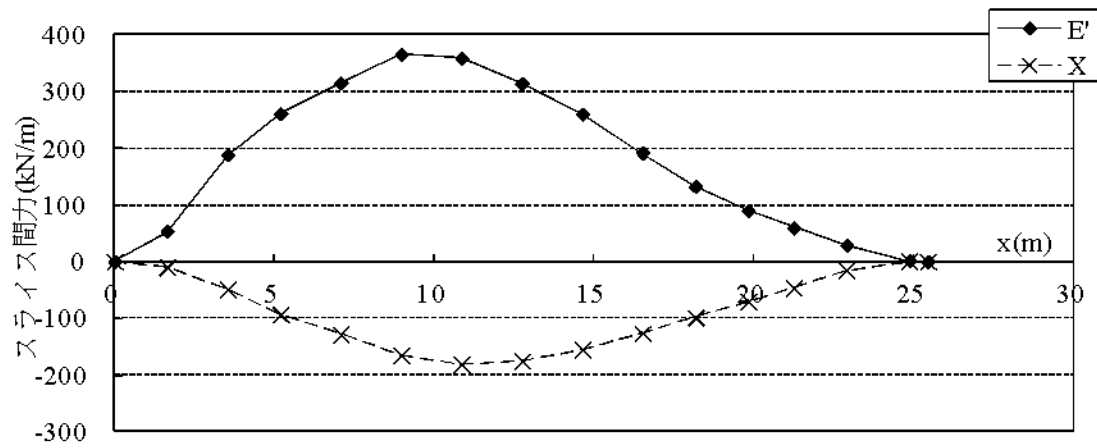


図-3.44 最終ステップのスライス間力

これによると本手法は、法先から破壊が拡がり全般破壊となるのに対して、山上らの手法は、法肩付近の中腹すべり面より破壊が発生し、法肩に伝搬し、法先に破壊が進展していく様相であるため、破壊域の拡がりとは異なっている。本事例における実際の破壊の進展については不明であるため、どちらの手法が正しいかについては判断できないが、結果が異なることに留意する必要がある。

また全体安全率は本手法が $F_{overall}=0.99$ 、山上らが $F_{overall}=1.01$ であることから、近い結果であることが分かる。

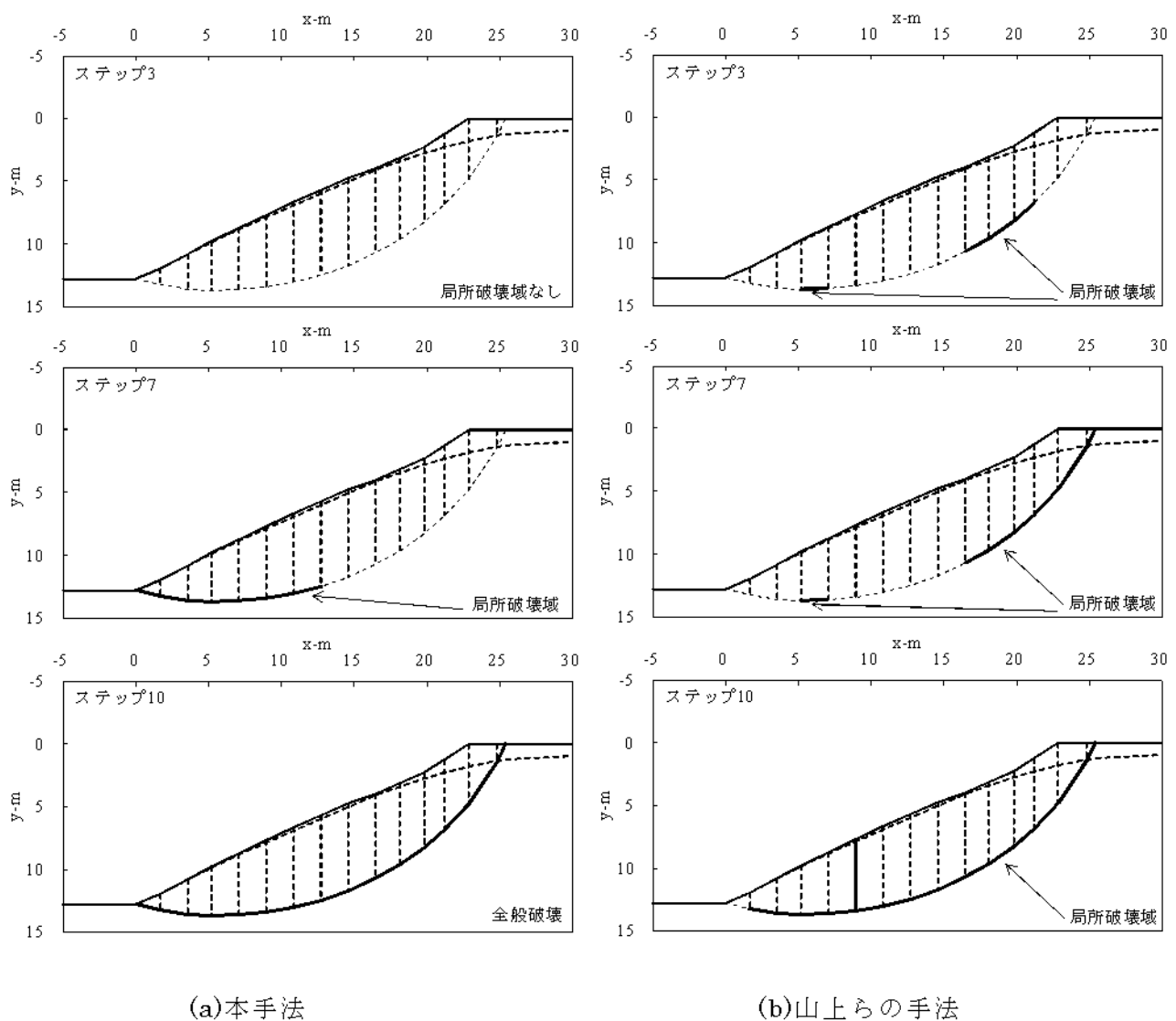


図-3.45 破壊域の拡がりの比較

3.6 Northolt 地すべりへの適用

本節では Northolt 地すべりに本手法を適用した。Northolt 地すべりは、1936年に切土され19年後の1955年に崩壊した地すべりである。土質としては London clay であり、物性値は単位体積重量が 18.8kN/m^3 、ピーク強度が $c'_p=15.3\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=20^\circ$ 、残留強度が $c'_r=0.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=16^\circ$ である。Skemptonら⁵⁾の研究によればピーク強度と残留強度の間の $c'=6.7\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=18^\circ$ で崩壊したと報告されている。また、蔣ら⁹⁾の観測すべり面による逆解析によると、 $c'=6.04\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=18.2^\circ$ で崩壊することが報告されている。しかしながら、どのように破壊が進展したかについては不明である。解析すべり面として、Skemptonらの報告に示されている観測されたすべり面(図-3.46～図-3.47)を用い、荷重ステップは10段階で載荷する。

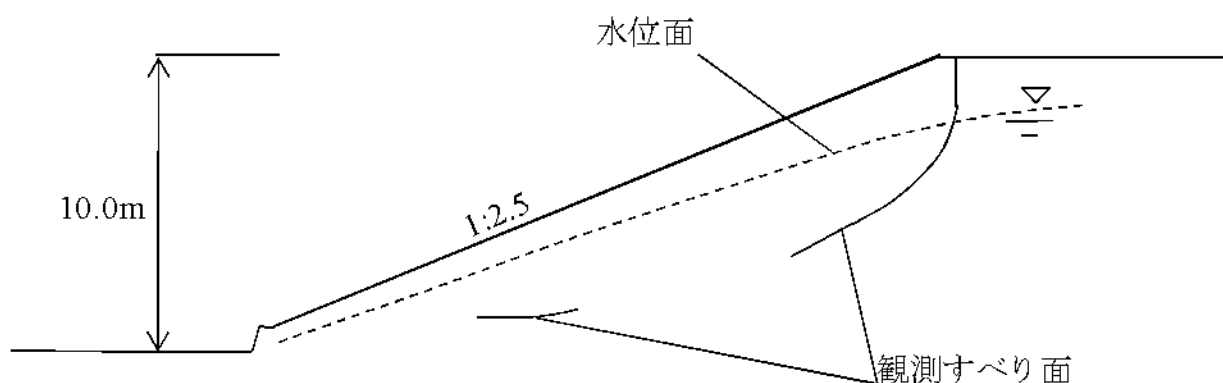


図-3.46 観測すべり面⁵⁾

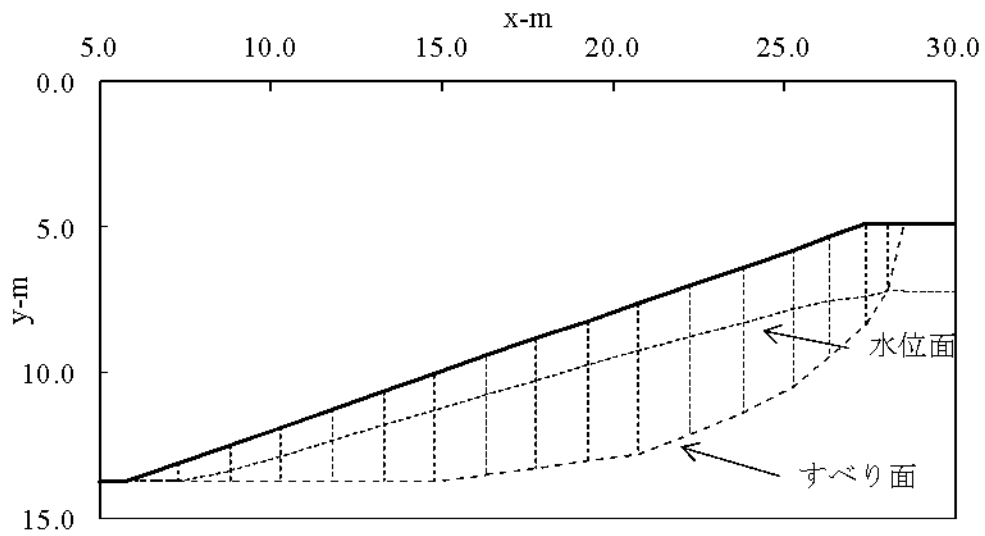


図-3.47 解析断面図

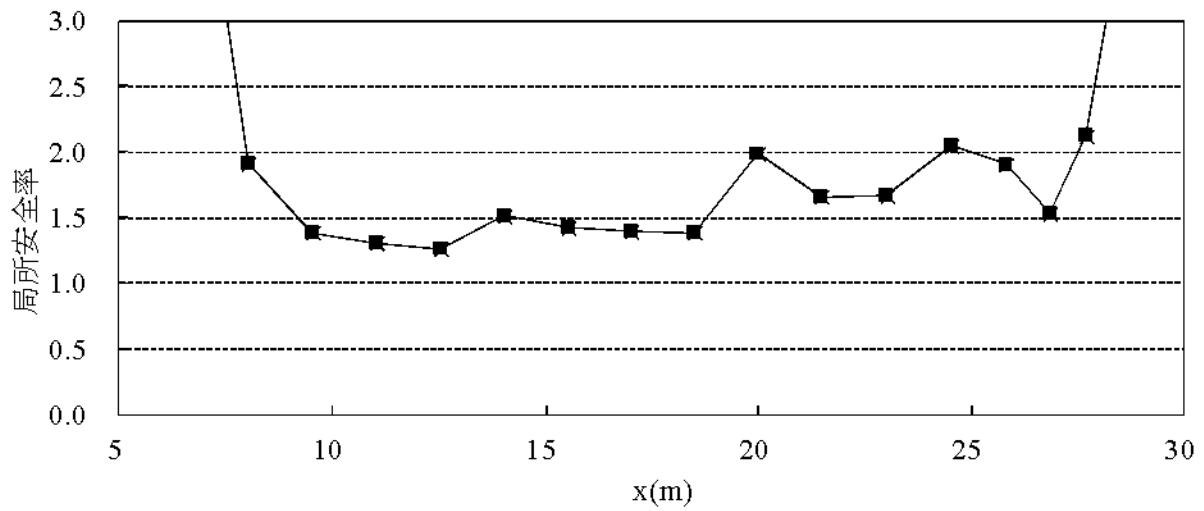


図-3.48 局所安全率の分布

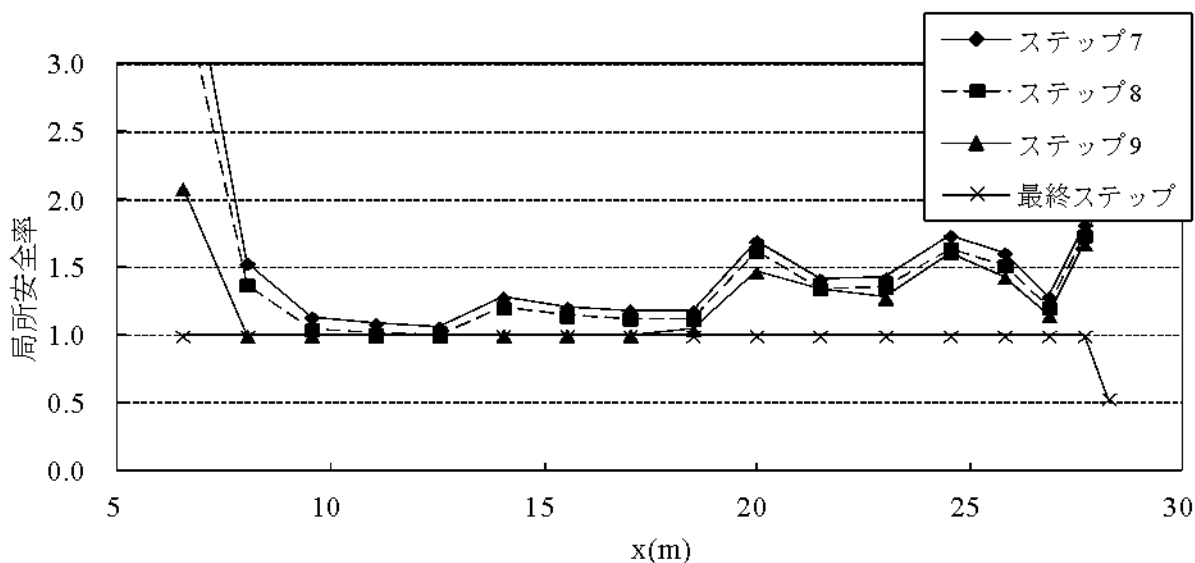


図-3.49 各荷重ステップの局所安全率の分布

まず、本手法によりピーク強度 ($c'_p = 15.3 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 20^\circ$) を用いて解析した結果を図-3.48に示す。図-3.48の局所安全率の分布に示すように、破壊域は表れていない。全体安全率も 1.67 であり、崩壊しない解析結果が得られており実現象と異なる。そこで、局所破壊域が表れるまで、粘着力と内部摩擦角を段階的に低下させることとする。

$$\Delta c = \frac{c'_p - c'_r}{20} = 0.765 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \phi = \frac{\phi_p - \phi_r}{20} = 0.2 \text{ }^\circ$$

その結果、 $c' = 7.6 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 18.2^\circ$ の場合に局所破壊域が表れる。図-3.49に各荷重ステップにおける局所安全率の分布を、また図-3.50に全体安全率の推移と局所破壊域の拡がりを示す。図-3.49~3.50から分かるように局所破壊域が全体に及ぶことで全体安全率が 1.0 となっていることが分かる。

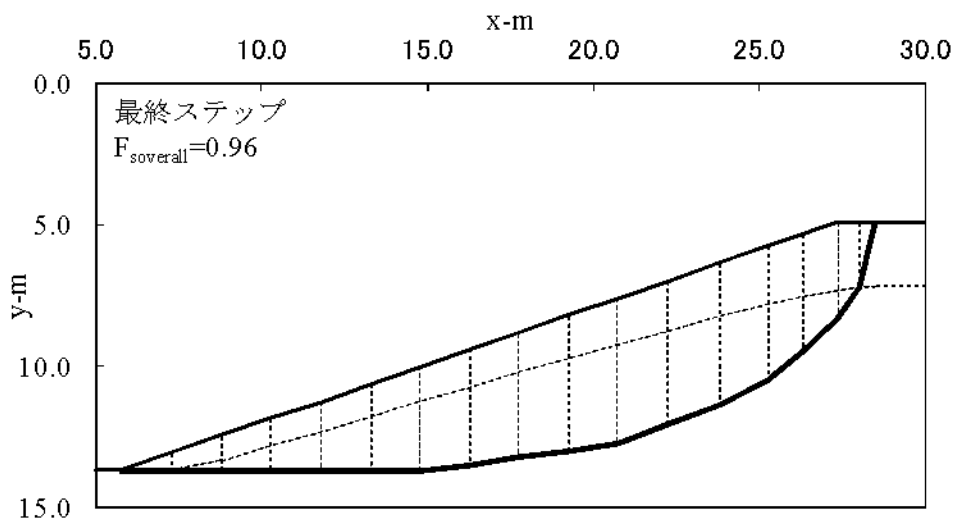
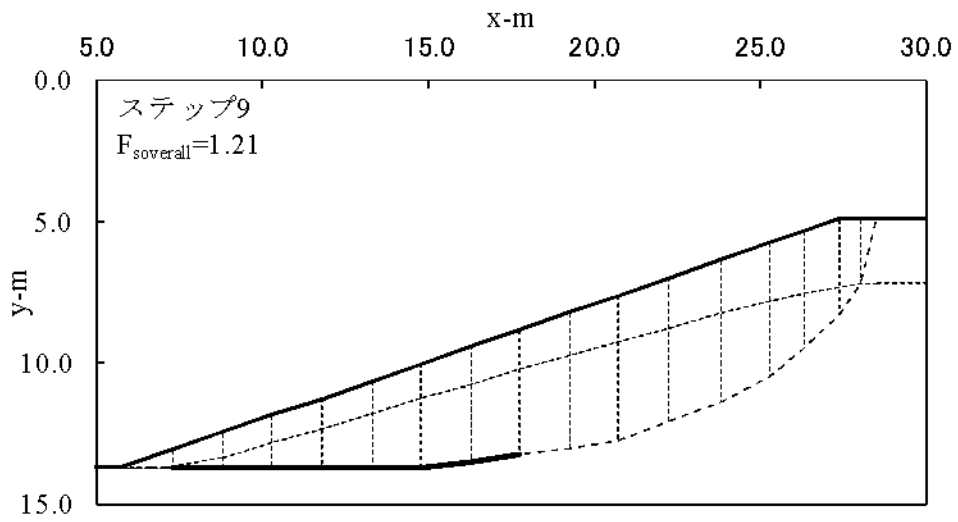
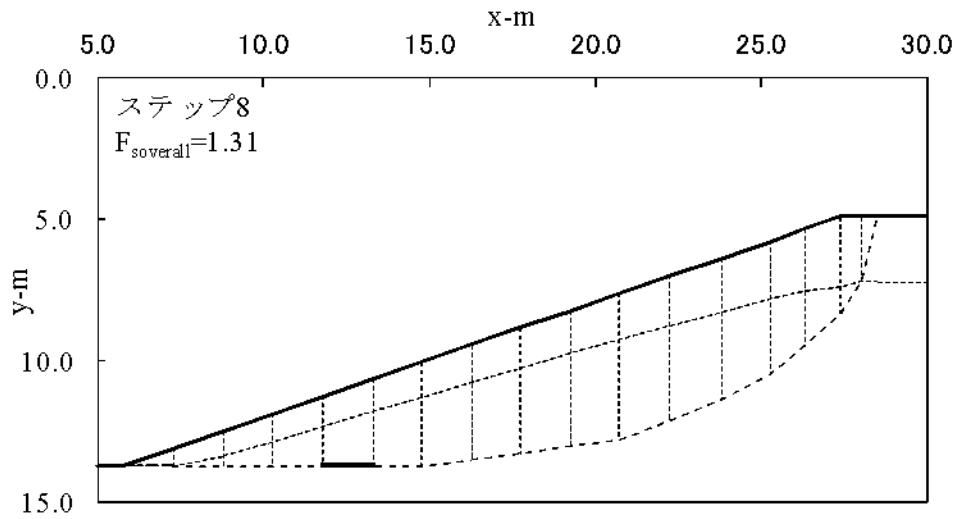


図-3.50 各荷重ステップの全体安全率と局所破壊域

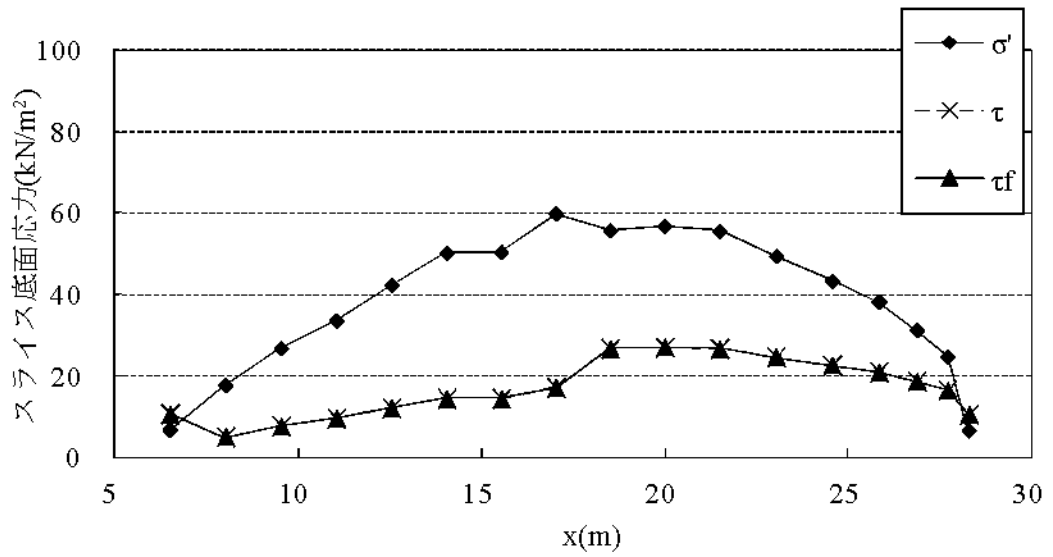


図-3.51 スライス底面応力

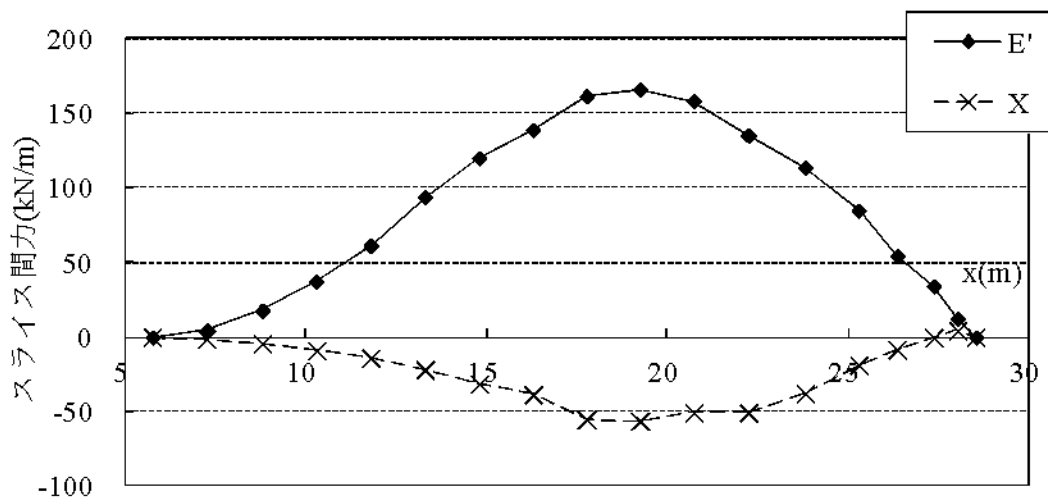


図-3.52 スライス間力

図-3.51～図-3.52 に最終荷重ステップで得られたスライス底面応力 (σ' , τ , τ_f), スライス間力 (E , X) を示す. 各値とも大きな乱れなく算出されている.

当初の筆者らの目論見としては, ピーク強度による解析時点で局所破壊域が表れ, ピーク強度から残留強度への低下により最終的な崩壊に至ると予測していた. しかし, ピーク強度では局所破壊域が崩壊せず, Skempton ら⁵⁾の研究で示されるような, ピーク強度と残留強度の間での強度で破壊が始まった. もちろん, Skempton ら⁵⁾や Jiang ら⁹⁾の研究で示される強度より大きい強度で破壊が始まり最終崩壊に至っている.

Northolt 地すべりの崩壊シナリオは, 始めに水的作用や風化により徐々に強度が低下し, せん断に伴う局所破壊を発生することで応力作用による強度低下が重なることで, 崩壊への速度が進展したものと想定される.

3.7 結語

本章では, 第2章で提案した提案法を斜面問題に適用するとともに, 有限要素法との結果を用いて検証を行った. 本手法は, 極限平衡法の枠組みであり, 有限要素法に比べて簡便な手法であるにもかかわらず, 進行性破壊の挙動を再現できるため, 実務の設計において有用な解法であるといえる. 以下に各節で得られた結果を述べる.

3.2 節では, 単純均質斜面についてせん断強度低減有限要素法 (SSRFEM) の最大せん断ひずみと本提案法の局所安全率をと比較し, 本提案法の検証を行った. その結果, SSRFEM の結果の最大せん断ひずみの集中している箇所と本提案法による局所安全率が 1.0 になっている局所破壊域は法先から開始しており, SSRFEM による破壊域とほぼ一致していることが分かった. また, 全体安全率についてもほぼ等しい結果が得られている.

3.3 節では, イギリスの Carsington ダムについて本提案法を適用するとともに Potts らの FEM 結果との比較を行なった. その結果, 有限要素法による偏差ひずみと本提案法による局所破壊域は Core の底部を中心として広がっており, 同様の結果が得られている. また, 全体安全率についてもほぼ等しい結果が得られている.

3.4 節では, Potts らにより, London clay を想定した仮想の切土斜面に弾塑性有限要素法を適用した事例に適用し, Potts らの結果と比較した. その結果, 本提案法で得られる破壊域と FEM のひずみが集中している領域はほぼ一致している. また, 最終的

に得られる軟化域についても、FEMの塑性域と同様の傾向が得られている。

3.5節では、適用事例として Selset 地すべりに本手法を適用し、結果を示した。また、本事例については、山上らの手法においても解析が行われていることから、局所安全率と破壊域や全体安全率について比較を行った。その結果、局所安全率や破壊域については異なる結果であったが、全体安全率については同様の値が得られている。

3.6節では、適用事例として Northolt 地すべりに本手法を適用し、結果を示した。その結果、Skemptonらの研究によるピーク強度と残留強度を用いた場合では局所破壊が発生せず、斜面崩壊が発生しない結果となった。そこで、局所破壊域が表れるまで粘着力と内部摩擦角を段階的に低下させる解析を行い、局所安全率の分布や破壊域の進展について示した。また、得られた土質定数は、Skemptonらの研究や蔣らの逆解析により求められた土質定数に近い結果であった。

第4章 土圧及び支持力問題への適用

4.1 概説

第3章では、第2章で示した提案法を用いて斜面問題への適用を行い提案法の有用性を示した。本章では、斜面問題だけでなく、土圧問題や支持力問題に提案法を適用する。

土圧問題や支持力問題に対して極限平衡法を適用すること自体は難しいことではない。一般的に土圧問題や支持力問題は、壁面や地盤面が耐えうる最大の荷重を算出することを目的としており、極限平衡法における全体安全率が1.0の荷重状態が主働土圧や受働土圧であり極限支持力である。

これまでの研究の中でもこうした土圧や支持力問題に対して極限平衡法を適用した研究は存在するが、単一安全率解析法に分類される手法であり、極限状態の荷重を調べる研究であった。土圧問題や支持力問題は、施工段階などの荷重により破壊域が広がっていく問題であるため、提案法を用いて地盤の破壊域を簡便に予測することは、施工段階に応じた対策を検討するうえで有意義な研究である。

4.2 土圧問題への適用

土圧問題の検証事例としては、図-4.1に示す受働問題について適用を行う。すべり面はGLEMを用いて求めた受働土圧状態のすべり面であり、GLEM¹⁾による水平方向の受働土圧は $P_{ph}=538.2\text{kN}$ 、鉛直方向の受働土圧は $P_{pv}=310.7\text{kN}$ である。なお、GLEMによる解はすべり線法の近似解法として位置づけられており、理論解としては相当の精度であることが分かっている。

解析としては、壁面に作用する土圧係数を逐次増加し、解析を行うものとする。

図-4.2に各土圧係数における局所安全率の分布を示す。土圧が上昇するごとに側壁側より局所破壊域($F_l=1.0$)が広がっている。図-4.3に各土圧係数における全体安全率の推移を示すが、土圧が上昇するごとに全体安全率は低下していることが分かる。

最終的に本提案法で得られた受働土圧は、水平方向の受働土圧 $P_{ph}=541.1\text{kN}$ 、鉛直

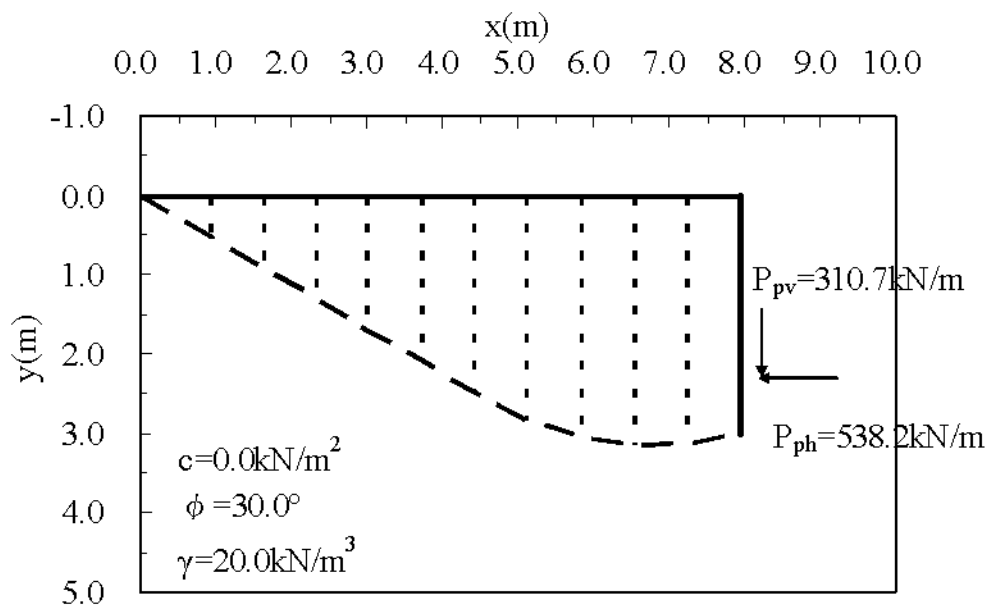


図-4.1 土圧問題の概要

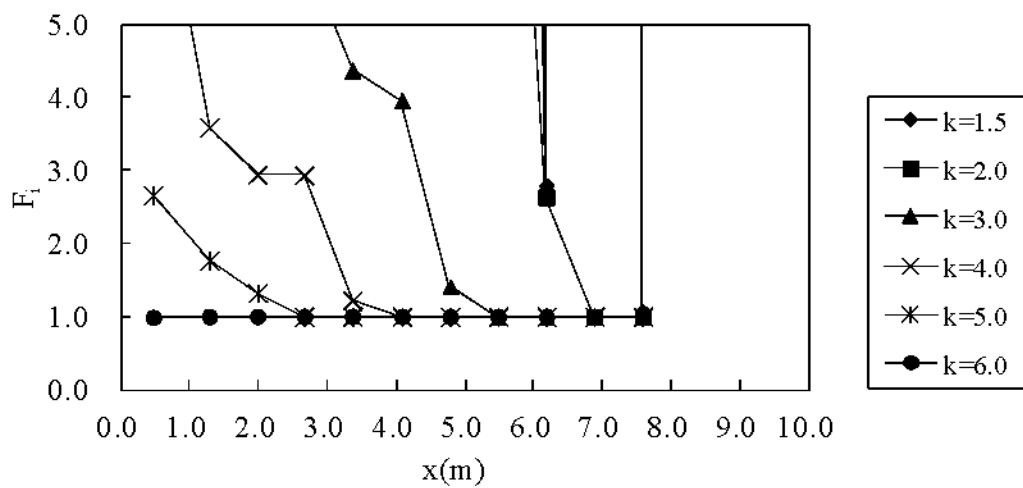


図-4.2 各土圧係数における局所安全率の分布の推移

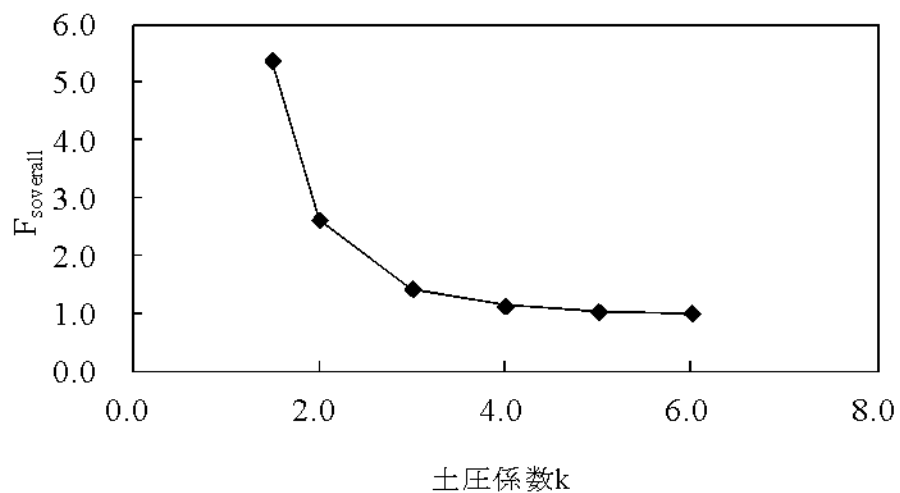


図-4.3 各土圧係数における全体安全率の推移

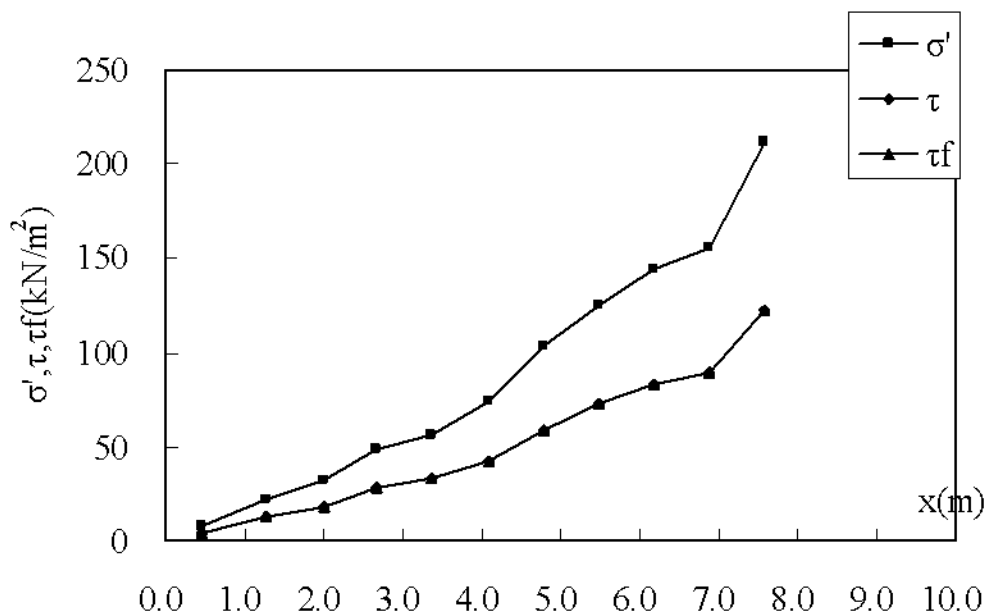


図-4.4 スライス底面に作用する応力 ($F_{Overall}=1.0$)

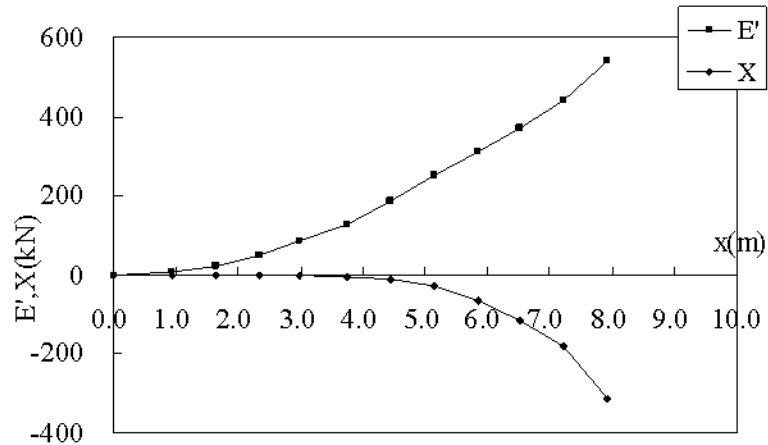


図-4.5 スライス間力 ($F_{overall}=1.0$)

方向の受働土圧は $P_{pv}=312.2\text{kN}$ であり, GLEM により算出した受働土圧とほぼ等しい結果が得られた。

図-4.4 に最終的に得られたスライス底面の応力とスライス間力の分布を示す。図-4.5 に最終的に得られたスライス間力を示す。いずれの結果も滑らかな曲線分布が得られており、合理的な結果が得られている。

4.3 支持力問題への適用

支持力問題では、水平地盤の支持力問題と斜面上の支持力実験に対して解析法を適用し検証する。

4.3.1 水平地盤の支持力問題

支持力問題の適用例としては、始めに図-4.6 に示す水平地盤の支持力問題について解析を行う。すべり面はプランドル²⁾により示されているすべり面であり、プランドルの解による極限支持力は $Qd=18.4\text{kN/m}^2$ である。

解析としては、上載荷重 qd (kN/m^2) を逐次増加し、解析を行うものとする。

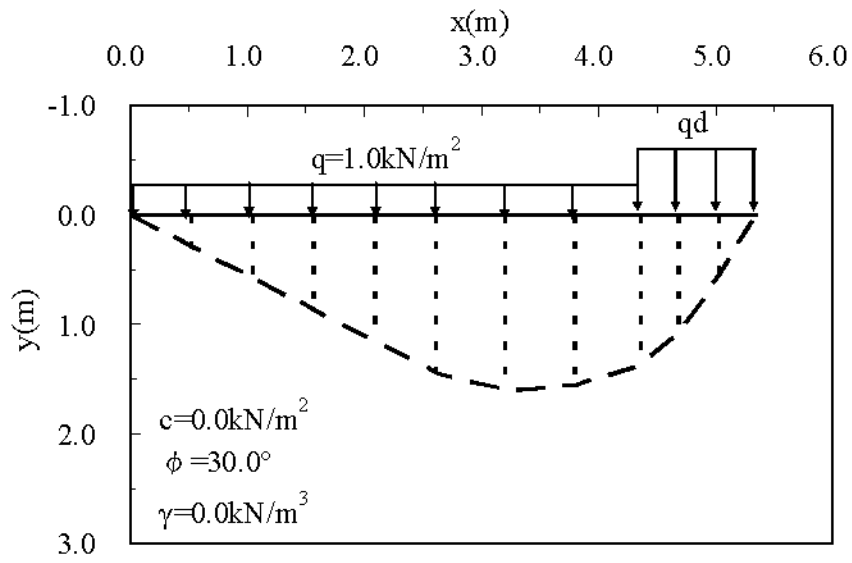


図-4.6 支持力問題の概要

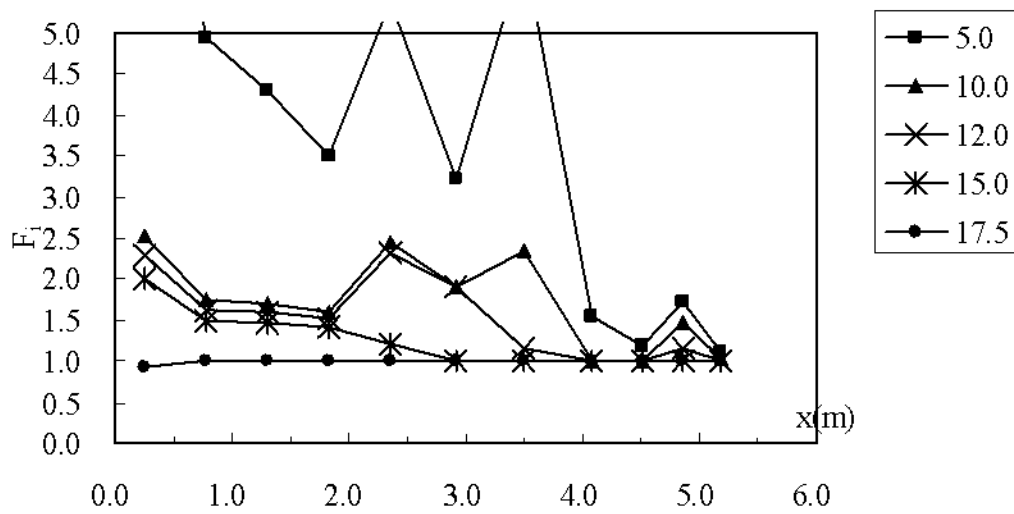


図-4.7 各荷重における局所安全率の分布の推移

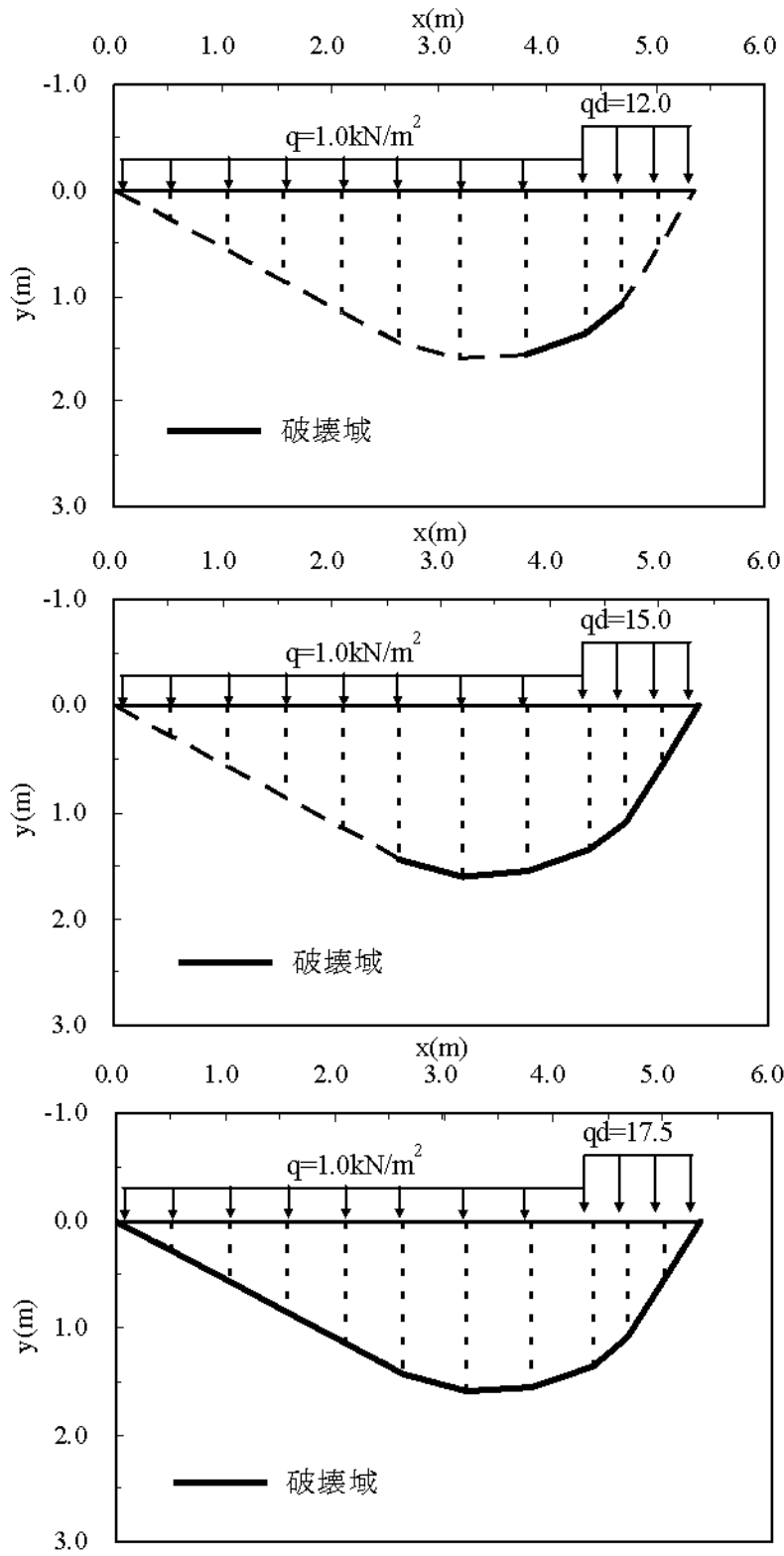


図 - 4.8 局所破壊域の拡がり

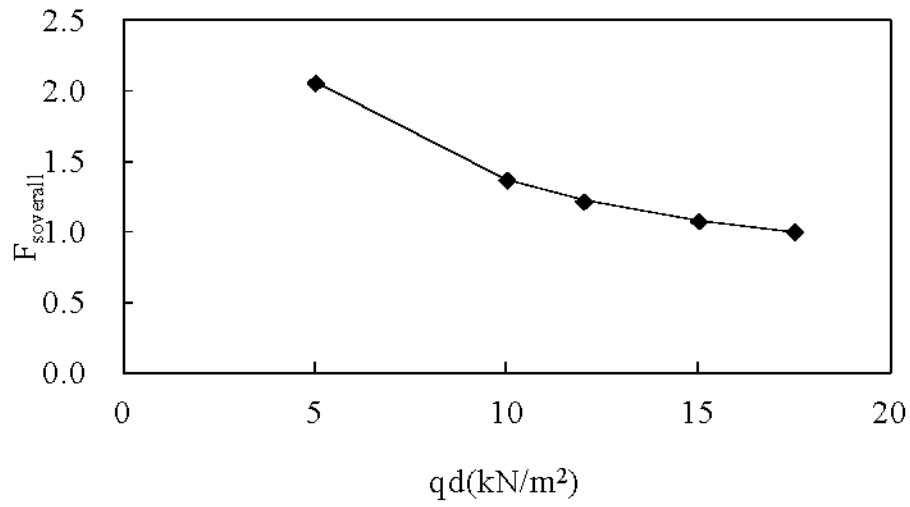


図-4.9 各荷重における全体安全率の推移

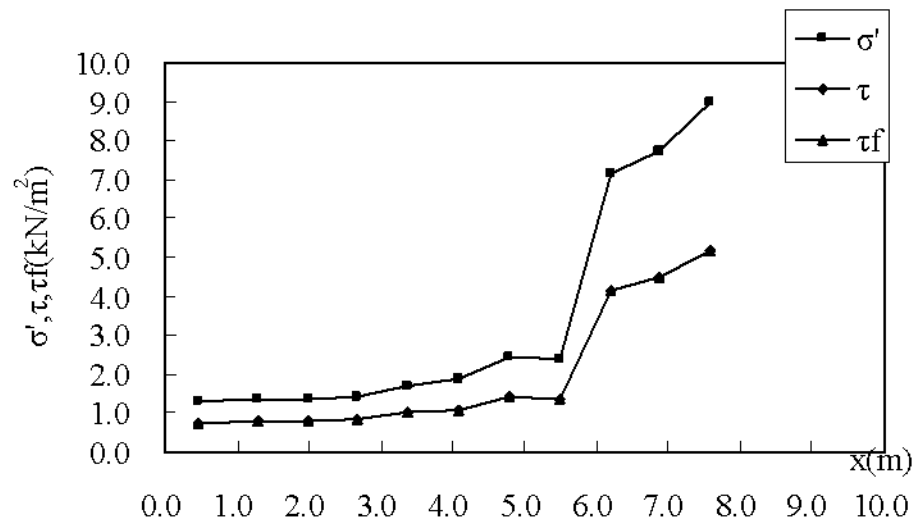


図-4.10 スライス底面に作用する応力 ($F_{overall}=1.0$)

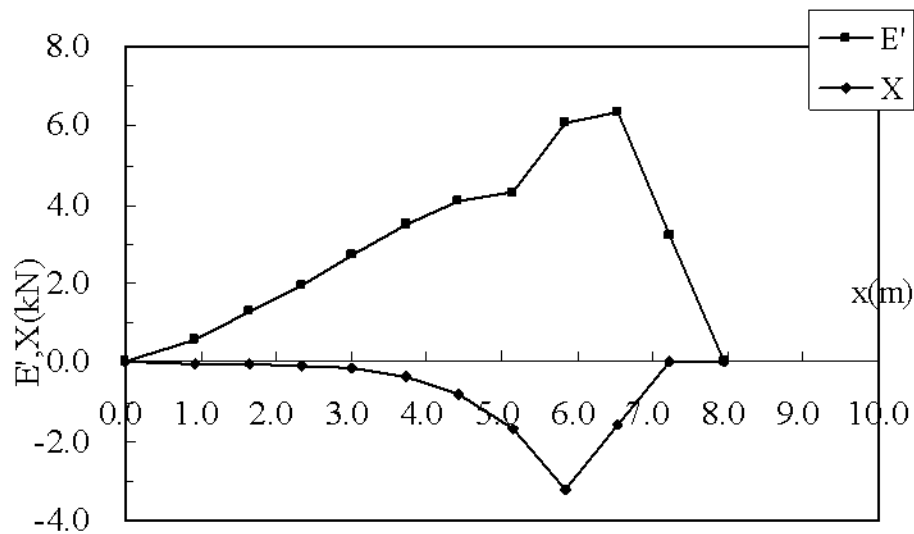


図- 4.11 スライス間力 ($F_{soverall}=1.0$)

図- 4.7 に各荷重における局所安全率の分布を示す．荷重が上昇するごとに局所破壊域 ($F_i=1.0$) が広がっている．また，図- 4.9 に示すように，荷重が上昇するごとに全体安全率が低下していることが分かる．

筆者の想定として破壊域はすべり土塊の左端より徐々に広がっていくものと想定していたが，図- 4.8 に示すような広がりとなった．この原因としては，本提案法は最終的に表われるすべり面を既知として扱っているが，支持力問題においては最終的に表われるすべり面と荷重の途中段階における支持力を発揮しているすべり面形状が大きく異なっており，すべり面の形状の成り立ちが影響しているのではないかと考えている．この点については，水平地盤の実験結果や FEM などの数値解析などの実際のすべり面の発達を用いて，検証していく必要があると考えている．

最終的に本提案法で得られた極限支持力度は， $qd=17.5\text{kN/m}^2$ であり，プランドルにより算出された極限支持力度とほぼ等しい結果が得られた．

図- 4.10 に極限支持力時 ($F_{soverall}=1.0$) に得られたスライス底面の応力とスライス間力の分布を示している．図- 4.11 に極限支持力時 ($F_{soverall}=1.0$) に得られたスライス間力を示す．

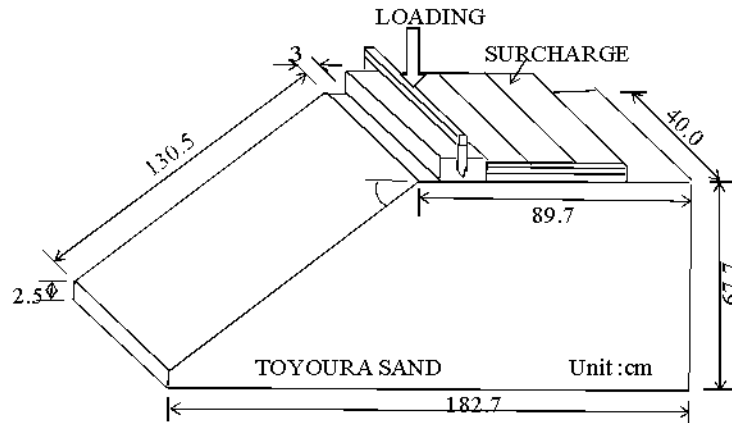
4.3.2 斜面上の支持力実験

Hung ら³⁾⁻⁵⁾は、室内の小型土槽に乾燥砂を用いて盛土斜面を作製し、その天端にフーチングで載荷する支持力実験を行っている。彼らの研究は補強土地盤の支持力を評価することを目的としているが、無補強のケースについての実験結果も報告されている。本節では、彼らの実験ケースの無補強盛土に鉛直載荷したケースを取り上げて解析し、彼らの観測した進行性破壊との比較を行う。

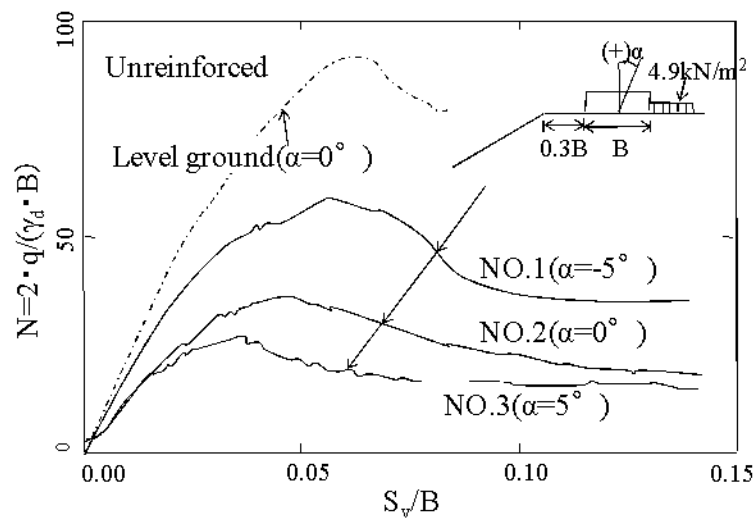
図-4.12(a)～(c)に実験概要を示す。盛土斜面は乾燥した豊浦標準砂により作製され、(a)図に示すような上端面におかれたフーチングで部分荷重が負荷された。また、荷重制御方式によりピーク荷重から残留荷重に至るまでの荷重と沈下量の関係を得ている。(b)図に荷重 - 沈下量関係、(c)図にピーク荷重時 ($qu=27.8kPa$) のせん断ひずみ分布とすべり面の形状が与えられている。解析はこれらの図を基に実施する。解析断面を図-4.13 に示す。

盛土の物性値は、単位体積重量 $15.48kN/m^3$ 、 $c_p=c_r=0kN/m^2$ 、 $\phi_p=48.7^\circ$ (せん断ひずみ $\gamma_p=5\%$)、 $\phi_r=35.1^\circ$ ($\gamma_r>40\%$) である。なお、図-4.12(c)に示したようにフーチング直下のすべり面でせん断ひずみは 5～10% であり、図-4.14 に示す Tatsuoka らが平面ひずみ圧縮試験 (PSCtest) により得た応力 (図中では動員されたせん断抵抗角 ϕ_{mob}) - せん断ひずみ関係から分かるように、せん断ひずみ約 5% を超えた領域は軟化現象である。しかし、この軟化領域間のせん断ひずみの増分量が ϕ_r の 40% に比べ非常に小さな値であり、結果的に軟化の領域間の低下量が ϕ_p に対して 1～2% と小さな値である。したがって、提案法の解析ではこの軟化域のせん断抵抗角 ϕ_r は実測のせん断ひずみ量に対して図-4.14 から定まる値 $\phi_r=46.5^\circ\sim 48.2^\circ$ であるため、残留強度としては 46.5° を採用する。

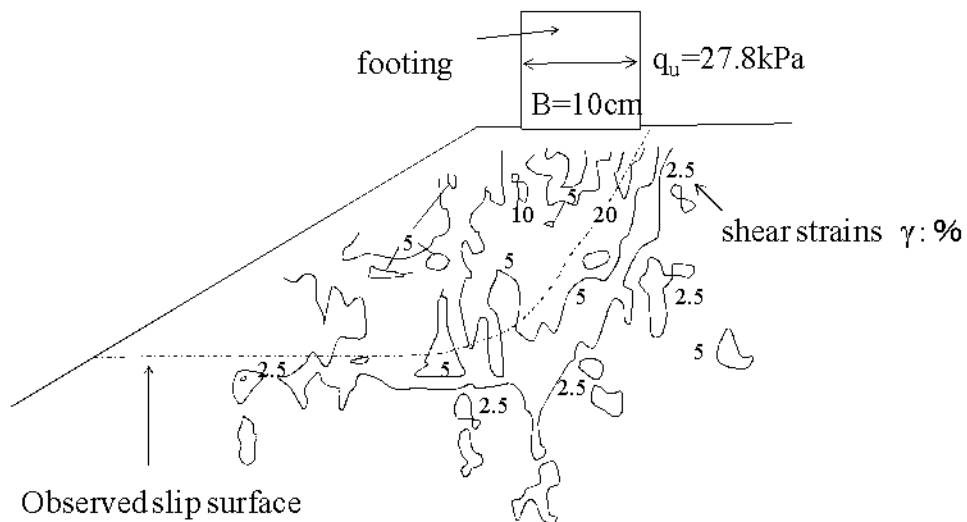
図-4.12 に示す実験により計測された分布荷重 qu (kN/m^2) を荷重ステップとして 10 段階で載荷する。図-4.15 に各荷重ステップの局所安全率を示す。図-4.15 から分かるように始めに法先から破壊が始まり、荷重ステップが進むとフーチング直下で始まることとなり、解析結果としては疑問の残る結果である。そこで、フーチングの載荷荷重がないものとして解析を行う。載荷荷重がない場合と載荷時の荷重ステップ 1 の場合の局所安全率を図-4.16 に示す。フーチングの載荷荷重がない状態であっても、法先から破壊を起こしている結果が得られている。斜面上であるため、潜在的な破壊があることも想定できるが、用いている盛土の物性値について再考する。



(a) 荷重実験モデルの概要



(b) 荷重強度と沈下の関係



(c) ピーク荷重時のせん断歪みとすべり線

図-4.12 支持力実験の概要³⁾⁻⁵⁾

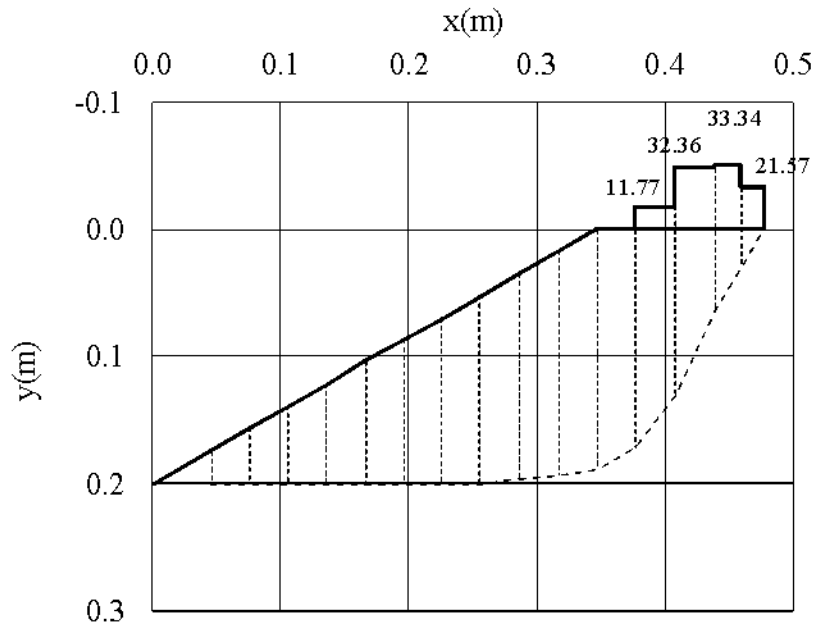


図-4.13 解析断面図

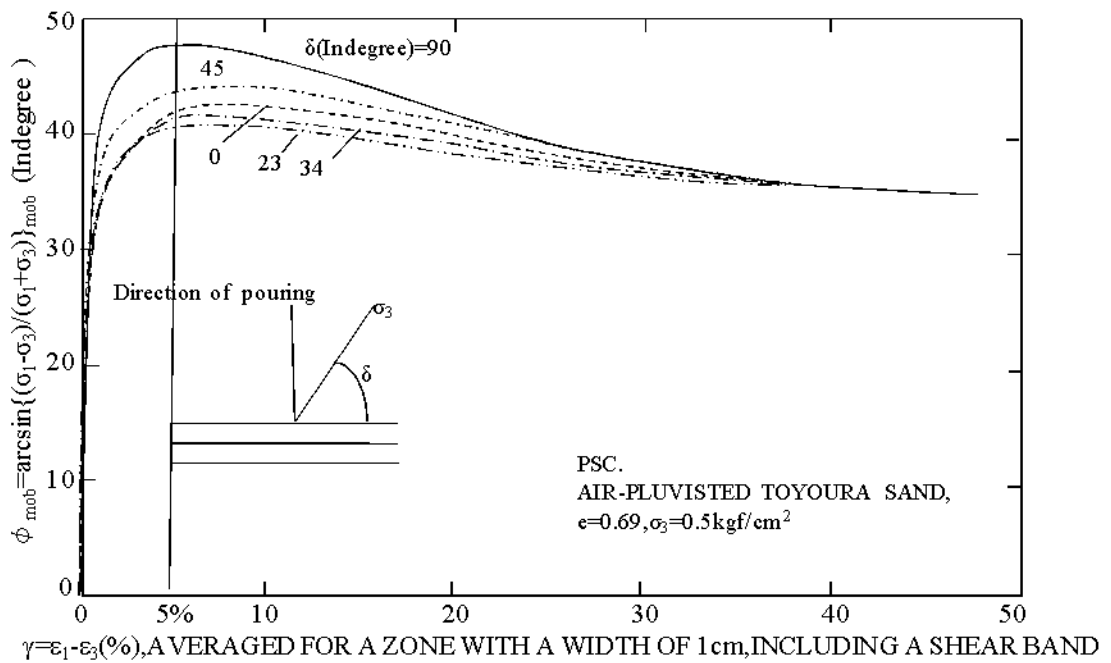


図-4.14 豊浦標準砂の応力-ひずみ関係 (平面ひずみ圧縮試験) ⁶⁾

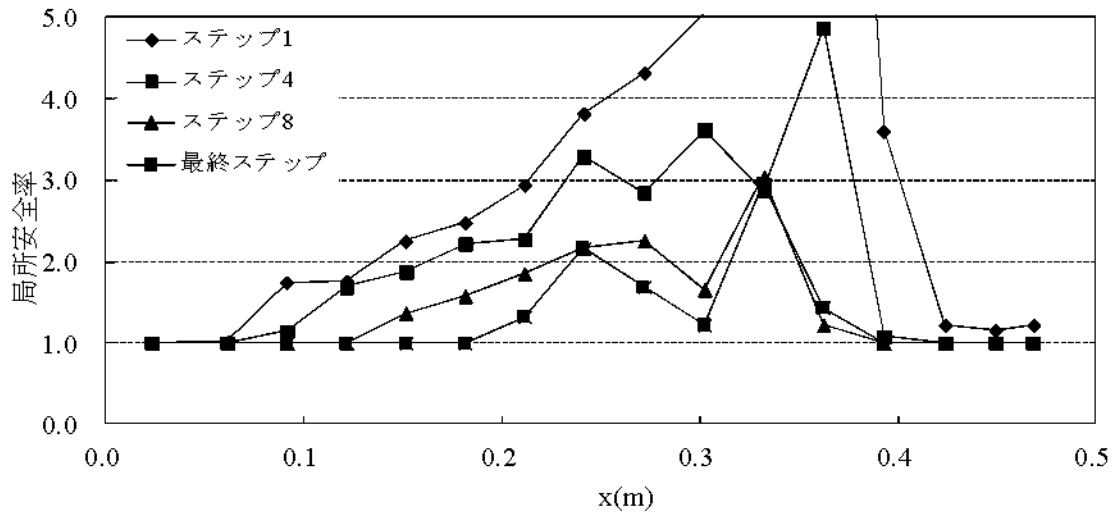


図-4.15 局所安全率の分布（載荷時）

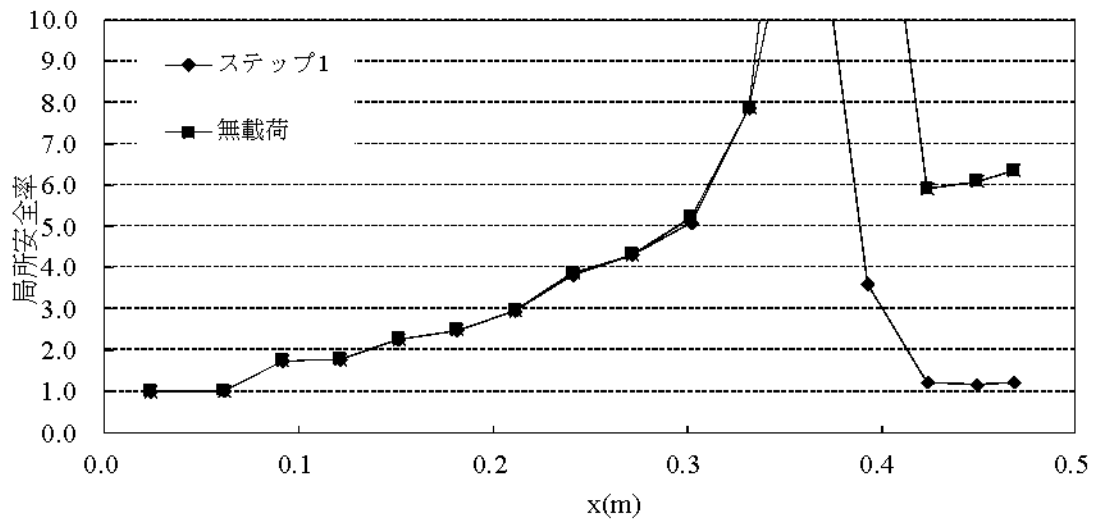


図-4.16 局所安全率の分布（無載荷と荷重ステップ1）

表-4.1 土質定数

	ピーク強度		残留強度	
	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)
実験値	0.0	48.7	0.0	46.5
解析値	0.5	45.0	0.2	45.0

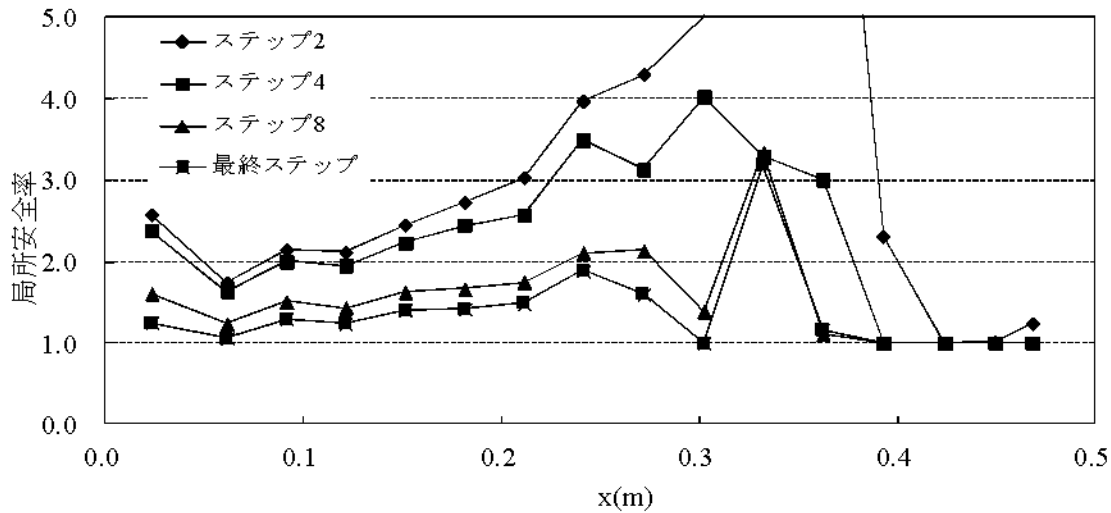


図-4.17 各荷重ステップの局所安全率

豊浦標準砂のように砂質系の土では、粘着力がない土質として扱われる。ピーク強度の内部摩擦角は $\phi_p = 48.7^\circ$ であるが、内部摩擦角が 45° を超えるような状態が果たして存在するだろうか。ここで、クーロンの破壊基準にあてはめてせん断抵抗を考えてみると、 $\tau_f = \sigma \tan \phi = 1.14\sigma$ となり、自重よりも大きい抵抗力を発揮できることになる。つまり、 $\phi_p = 48.7^\circ$ の中には土粒子のかみ合わせの効果といった重量がなくても抵抗できる力、見かけの粘着力が含まれていると考えられる。そこで、今回のケースでは内部摩擦角を $\phi_p = 45^\circ$ として、見かけの粘着力を与えることで計算を行うものとする。

見かけの粘着力の算出方法であるが、内部摩擦角によるせん断抵抗は作用する応力の大きさにより値が異なる。そこで、図-4.13 のすべり面を用いて、 $\phi_p = 48.7^\circ$ で全体安全率を算出し、 $\phi_p = 45^\circ$ として全体安全率が等しくなるように見かけの粘着力を算出した結果、 $c_p = 0.5 \text{ kN/m}^2$ が得られた。残留強度についても $\phi_r = 46.5^\circ$ を $\phi_p = 45^\circ$ として同様に算出すると $c_p = 0.2 \text{ kN/m}^2$ が得られた。(表-4.1 参照)

表-4.1 に示す解析値を用いた解析結果として図-4.17 に各荷重ステップの局所安全率の分布、図-4.18 に各荷重ステップの全体安全率と破壊域の拡がりを示す。

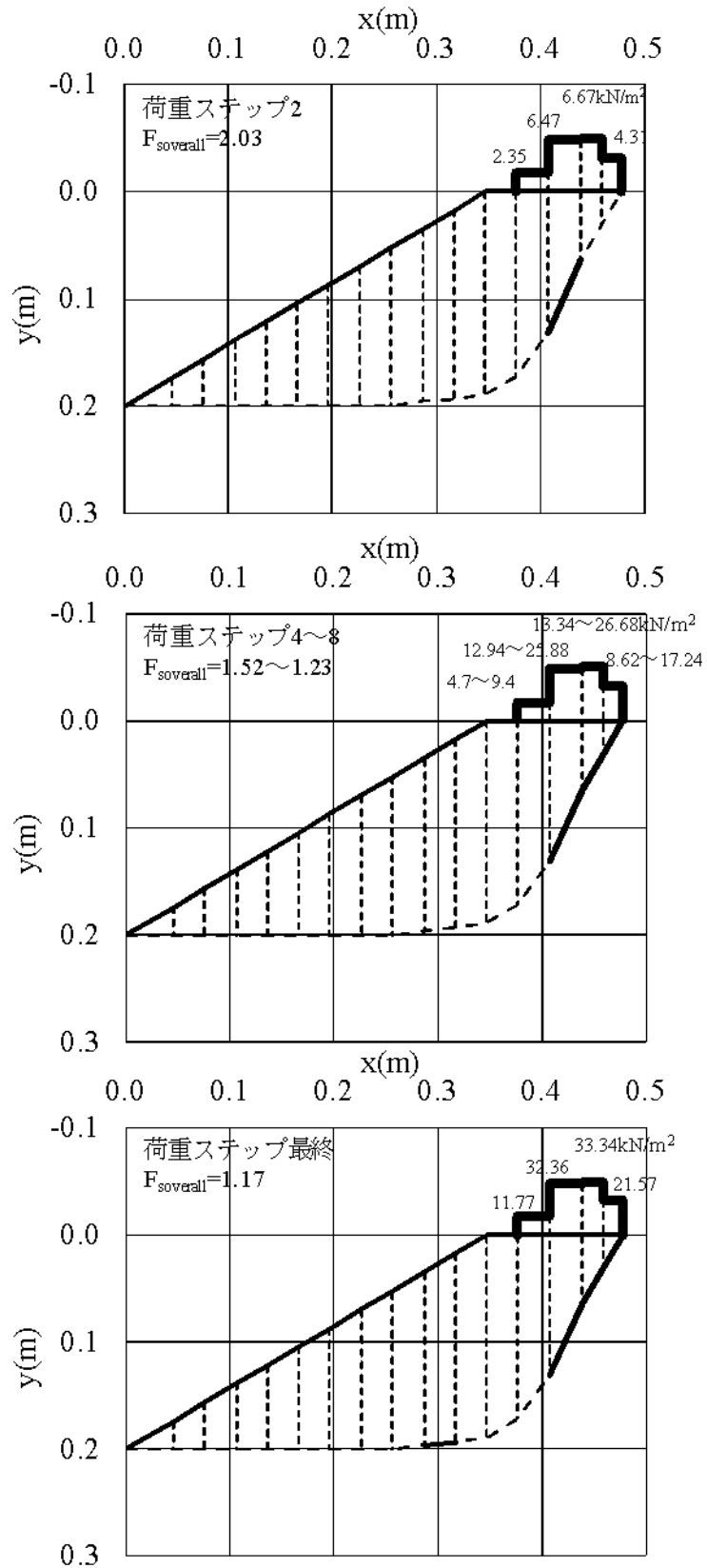


図-4.18 各荷重ステップの全体安全率と破壊域の拡がり

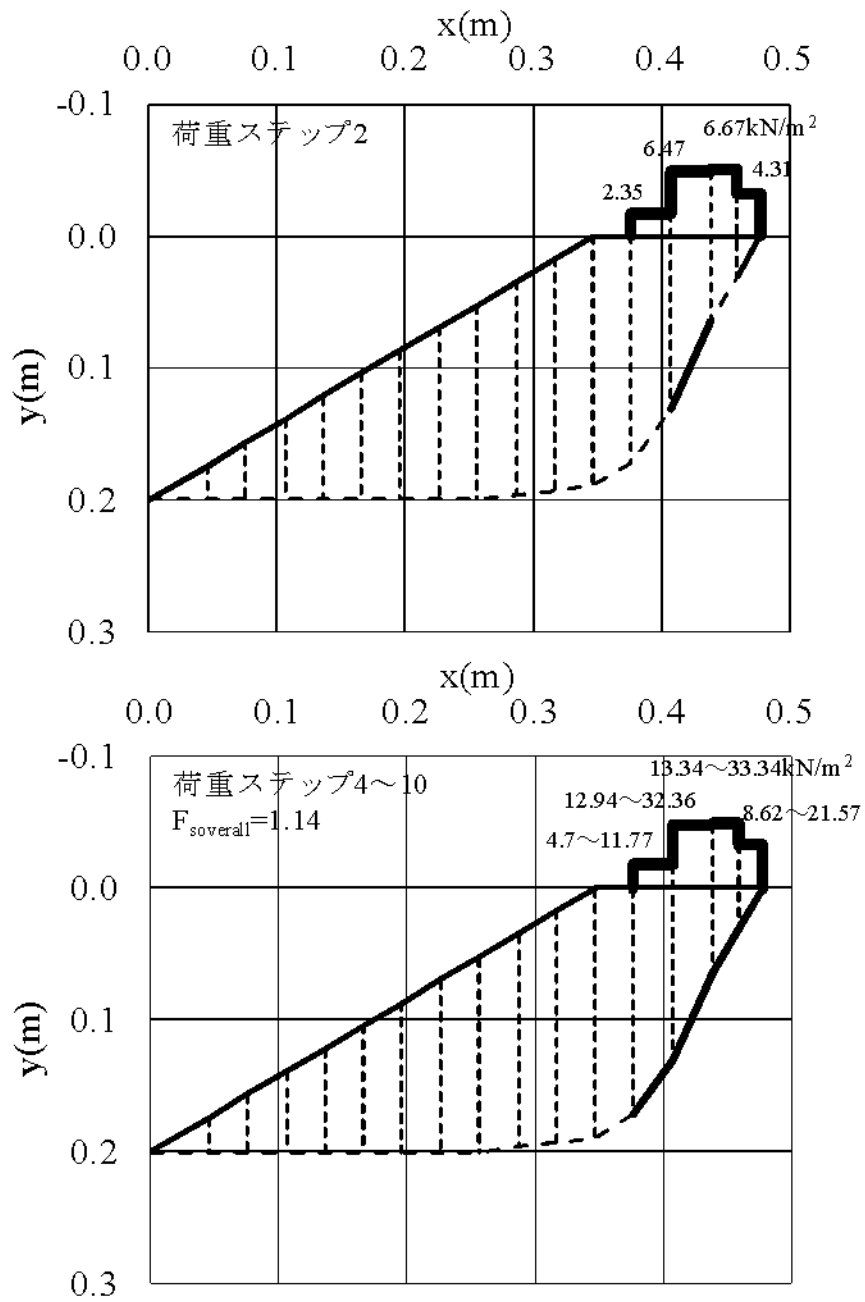


図-4.19 山上らによる手法の破壊域の拡がり⁷⁾

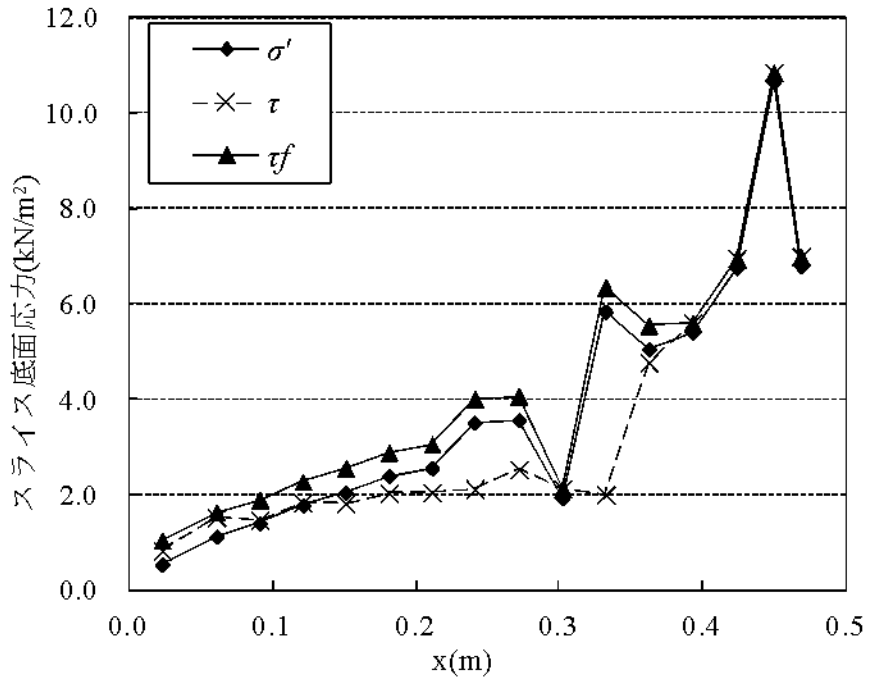


図-4.20 スライス底面に作用する応力

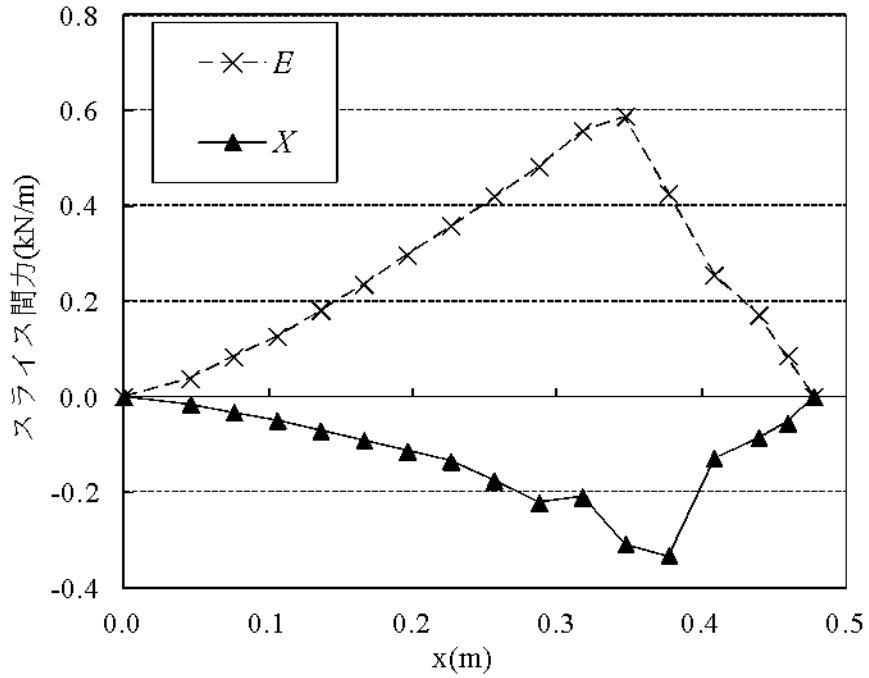


図-4.21 スライス間力

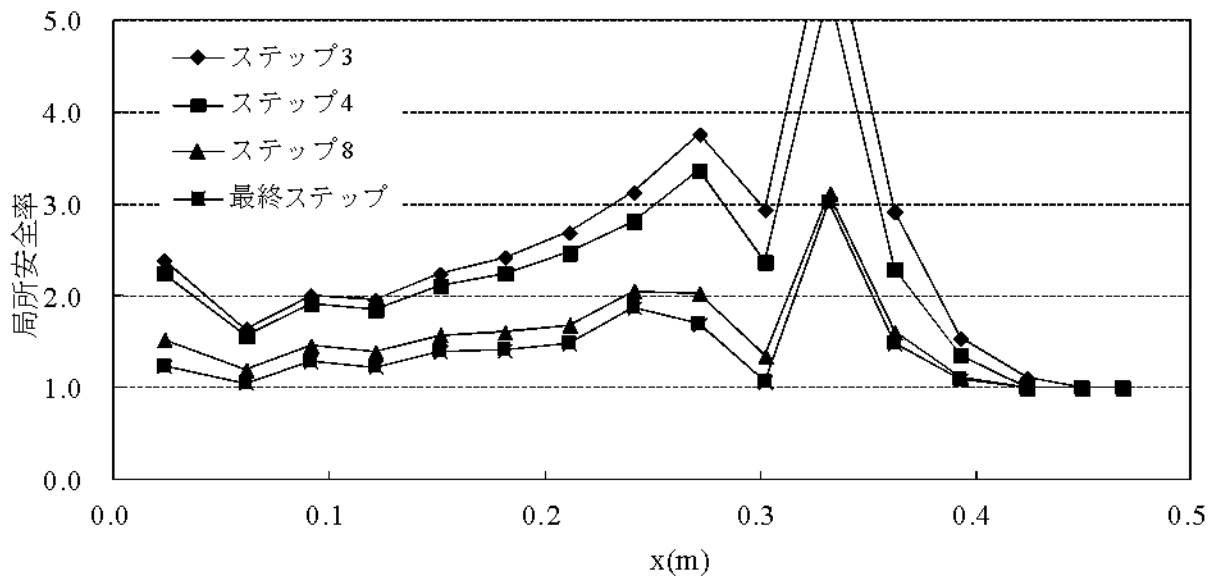


図-4.22 各荷重ステップの局所安全率(等分布)

破壊域が徐々に広がっていくことを示している。また、最終的に得られた破壊域と図-4.12(c)の実験結果から得られている破壊域(せん断歪み $>5\%$)はよく対応していることが分かる。また、参考に、山上ら⁷⁾の手法による破壊域の広がりを図-4.19に示す。(ただし、 $\phi_p=48.7^\circ$ として算出された結果)近い傾向が得られていることが分かる。最終的に得られる全体安全率も本手法が $F_{soverall}=1.17$ であり、山上らの手法は $F_{soverall}=1.14$ であることから同様の結果である。図-4.20～図-4.21にスライス底面応力、スライス間力を示している。

次に、地盤上の計測荷重などの詳細なデータ存在しない状態である実際の設計を想定して、載荷荷重は実験結果のフーチング直下の計測荷重ではなく、等分布荷重($q_u=27.8\text{kN/m}^2$)として解析を行い、荷重ステップとしては10段階で載荷する。図-4.22に各荷重ステップの局所安全率、図-4.23に各荷重ステップの全体安全率と破壊域の広がりを示す。本ケースにおいても、破壊域の広がりや全体安全率に大きな違いがない結果が得られている。

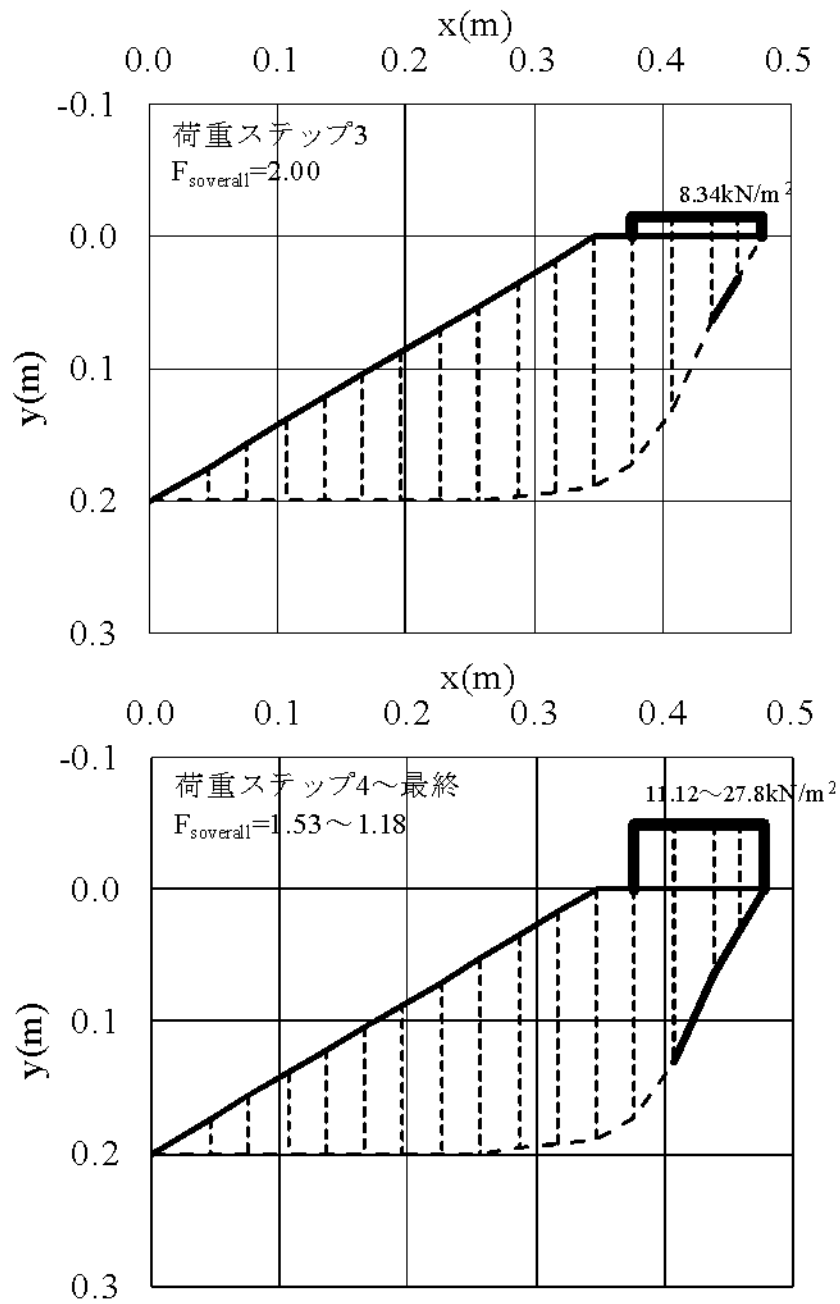


図-4.23 各荷重ステップの全体安全率と破壊域の拡がり（等分布）

4.4 結語

本章では、斜面問題だけでなく、土圧問題や支持力問題への適用性を検証した。その結果、算出した土圧や支持力は、従来法の理論解や実験に近い結果を得ることができた。また、従来法では表現できなかつた破壊域の拡がり表現できるという点で従来法よりも有用性が高いといえる。以下に各節で得られた結果を述べる。

4.1 節では、土圧問題を対象として仮想の受働問題について適用を行った。GLEMにより算出された土圧とほぼ等しい結果が得られている。

4.2 節では、支持力問題を対象として、水平地盤の支持力問題と斜面上の支持力実験に対して解析法を適用し、検証を行った。その結果、水平の支持力問題において荷重が上昇するごとに局所破壊域 ($F_r=1.0$) が拡がっており、破壊域を表現することができている。しかしながら、破壊域の拡がりは一般的には載荷箇所の上より土塊の端より徐々に拡がっていくものと想定できるが、載荷箇所の直下付近ではあるが、端部からではなかつた。

斜面上の支持力実験について、適用を行い実験結果と比較するとともに山上らの手法とも比較を行った。その結果、実験結果や山上らの手法から分かっている破壊域とほぼ等しい結果が得られた。また、山上らの手法の全体安全率ともほぼ等しい結果が得られている。

第5章 補強土斜面の安定解析法に関する提案

5.1 概説

斜面の設計を行う上では、現在（一般的には無補強）の斜面の安全率を算出し、必要安全率を満たすように様々な対策を行うことになる。対策工は、大きく2つに分けると抑制工と抑止工に分類される。抑制工に分類される排水ボーリングは斜面内の地下水を低下させることにより、斜面の安全率の低下を防ぐ工法であるため、排水ボーリング後の水位を予測することができれば、前章までに示してきた手法を用いて進行性破壊を考慮した安定解析が可能である。しかしながら、斜面の設計を行う上では、抑止工に代表されるアンカー工や鉄筋挿入工などの抑止力を考慮した補強土安定解析法が必要不可欠である。

本章では、前章までの手法を拡張し、補強土斜面に対応した安定解析法を開発し、仮定の単純斜面を用いて補強効果及び必要補強材力の算出について適用例を示す。

5.2 安定解析法の理論

5.2.1 解析法の基本概念

本解析法は前章までの手法を補強土斜面に対応した安定解析法へ拡張する。基本的な概念はこれまでと同様であるが、図-5.1 に示すスライスに作用している力を用いて概念を解説する。

ここに、 T_i ：補強材に作用する張力、 β ：補強材の挿入方向と水平方向の成す角である。補強材力 T_i を既知量として扱うこととすれば、本解析法で扱う未知量と釣り合い式および仮定条件は表-2.1 と等しくなり、未知量と既知条件の総数はともに $7n-3$ となり、静定化に成功していることになる。

しかしながら、鉄筋挿入工や補強盛土工のように、すべり土塊の変位により補強材に張力が生じることにより、抵抗する受動的な工法においては、張力をあらかじめ既知として扱うことは、適切な設計法とはいえない。本解析法は極限平衡法の枠組みであるためすべり土塊の変位について合理的に算定することは難しい。こうした問題に対して山上と山部ら¹⁾は、

補強材を挿入するスライスの局所安全率を目標安全率（一般的には $F_i=1.0$ ）として扱うことにより，それを満たす必要補強材力を算出する手法を開発している．本手法も静定化のための仮定は異なるものの，手法の体系は同様であるため，山上と山部らによる考え方を参考にし，目標安全率を満たす必要補強材力を算出する．

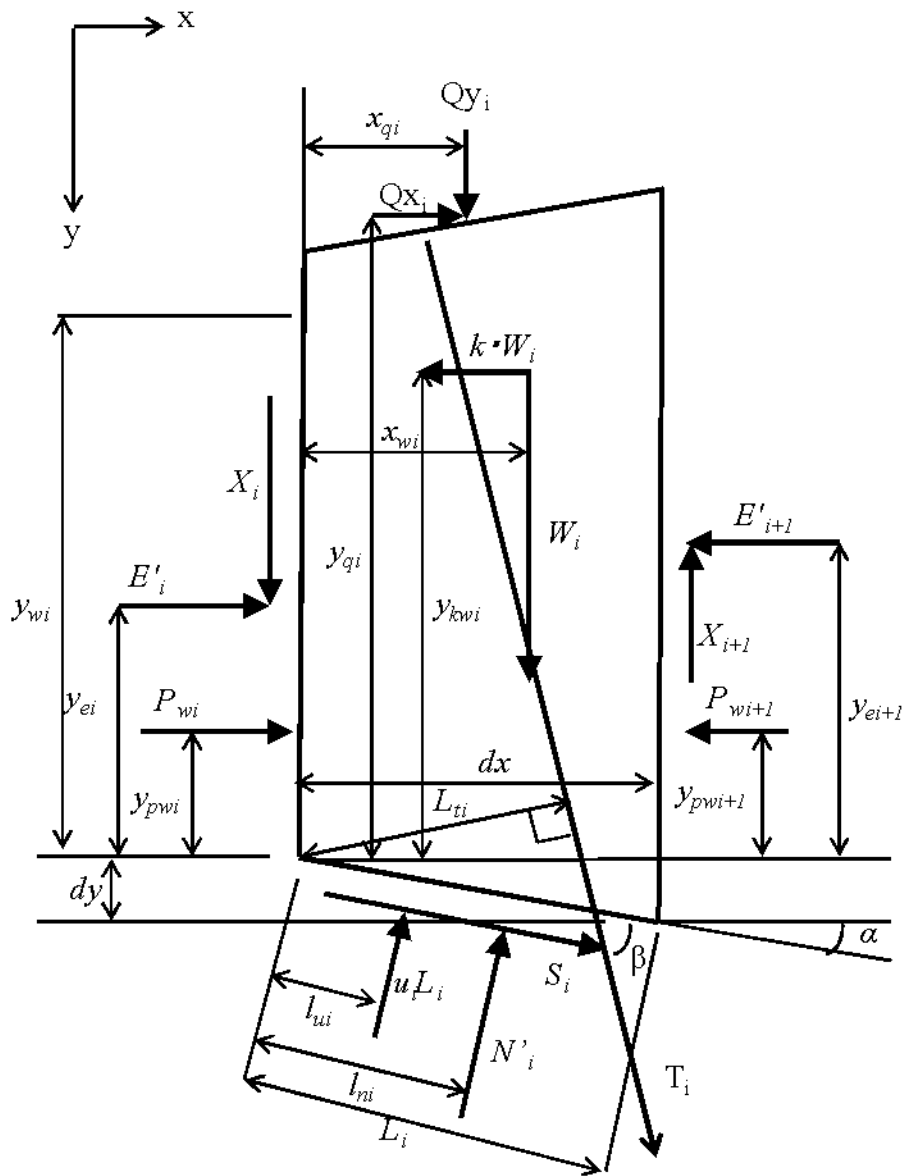


図-5.1 スライスに作用する力

5.2.2 解析法の定式化

図-5.1 に示すスライスに作用している力を用いて、鉛直および水平方向の力の釣り合い式より以下の式が導かれる。

$$S_i = (E'_{i+1} - E'_i + P_{wi+1} - P_{wi} + kW_i - Qx_i) \cos \alpha + (X_{i-1} - X_i - W_i - Qy_i) \sin \alpha - T_i \cos(\beta - \alpha) \quad \dots(5.1)$$

$$N_i = (E'_{i-1} - E'_i + P_{wi-1} - P_{wi} + kW_i - Qx_i) \sin \alpha + (X_i - X_{i-1} + W_i + Qy_i) \cos \alpha + T_i \sin(\beta - \alpha) \quad \dots(5.2)$$

スライス左端を中心とするモーメントのつり合いからスライス底面の有効垂直力の作用位置が算出される。式(5.3)は、解の判定式として利用される。すなわち、 N_i' の作用点がスライス底面の中にありモーメントの釣合条件が満たされていることを確認することができる。

$$l_{ni} = \frac{dE_i dy_{ei} - X_{i-1} \cdot dx_i + W_i \cdot x_{wi} - kW_i \cdot y_{kwi} + Qy_i \cdot x_{qi} + Qx_i \cdot y_{qi} + dP_{wi} dy_{pwi} - uL_i \cdot l_{ui} + T_i \cdot L_{ti}}{N_i - u_i \cdot L_i} \quad \dots(5.3)$$

ここで、 $dE_i dy_{ei} = E_i \cdot y_{ei} - E_{i+1} \cdot y_{ei-1}$ 、 $dP_{wi} dy_{pwi} = P_{wi} \cdot y_{pwi} - P_{wi-1} \cdot y_{pwi-1}$ 、 l_{ni} はスライス左端P点から張力までの距離である。

式(5.1)、(5.2)および局所安全率の定義式(2.8)より、補強材力を考慮した局所安全率の算定式(5.4)が導かれる。

$$F_i = \frac{cL_i + \{(dE'_i + dP_{wi} + kW_i - Qx_i) \sin \alpha + (W_i + Qy_i - dX_i) \cos \alpha + T_i \sin(\beta - \alpha) - u_i L_i\} \tan \phi}{(dE'_i + dP_{wi} + kW_i - Qx_i) \cos \alpha + (dX_i - W_i - Qy_i) \sin \alpha - T_i \cos(\beta - \alpha)} \quad \dots(5.4)$$

補強材力を考慮した局所安全率の算定式(5.4)を誘導したことにより、補強材力を既知として扱う場合においては図-2.12 に示す解析フローにより安全率を算出することが可能となる。

5.3 必要補強材力の算定

5.3.1 必要補強材力について

前節に示すように、補強材力を考慮した安定解析法を誘導したことにより、補強土斜面の進行性破壊を考慮した安定解析が可能となった。しかしながら、式(5.4)は補強材張力を既知として扱う必要がある。つまり、アンカー工法のように能動的に張力をあらかじめ与える工法であればそのまま適用することが可能である。

しかしながら、鉄筋挿入工や補強盛土工のように、すべり土塊の変位により補強材に張力が生じることにより、抵抗する受動的な工法においては、張力をあらかじめ既知として扱うことは、適切な設計法とはいえない。つまり鉄筋挿入工のような受動的な工法を $F_i > 1.0$ である局所破壊していないスライスに配置を行っても効果的な補強効果をえることができない。

そこで、補強材が効果的に機能するための補強材を算出するための手法について述べる。

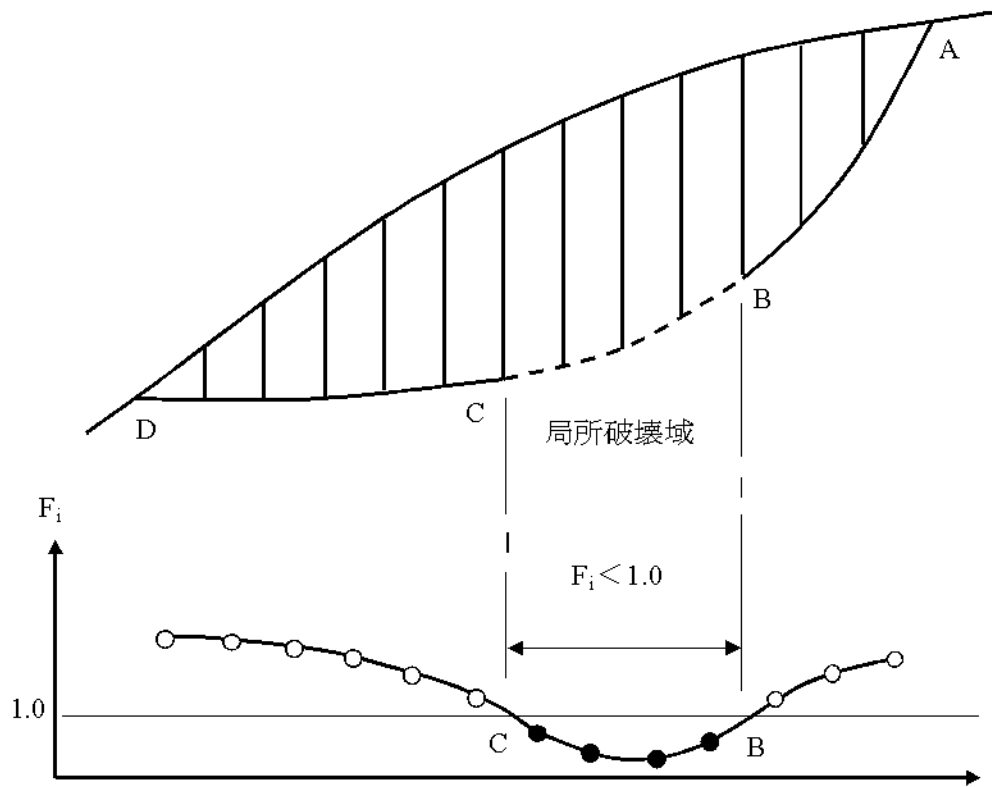
5.3.2 必要補強材力の算定法

鉄筋挿入工や補強土工ように受動的な工法は、すべり土塊の変位により補強材に張力が生じることにより、補強効果を発揮することになる。本手法は斜面の局所破壊域を予測することはできても、極限平衡法の枠組みであるため、変位を予測することはできない。しかしながら、本手法は局所的な破壊を評価することができるので、局所破壊の安全率を利用して補強材に作用する張力（必要補強材力）を算出する。

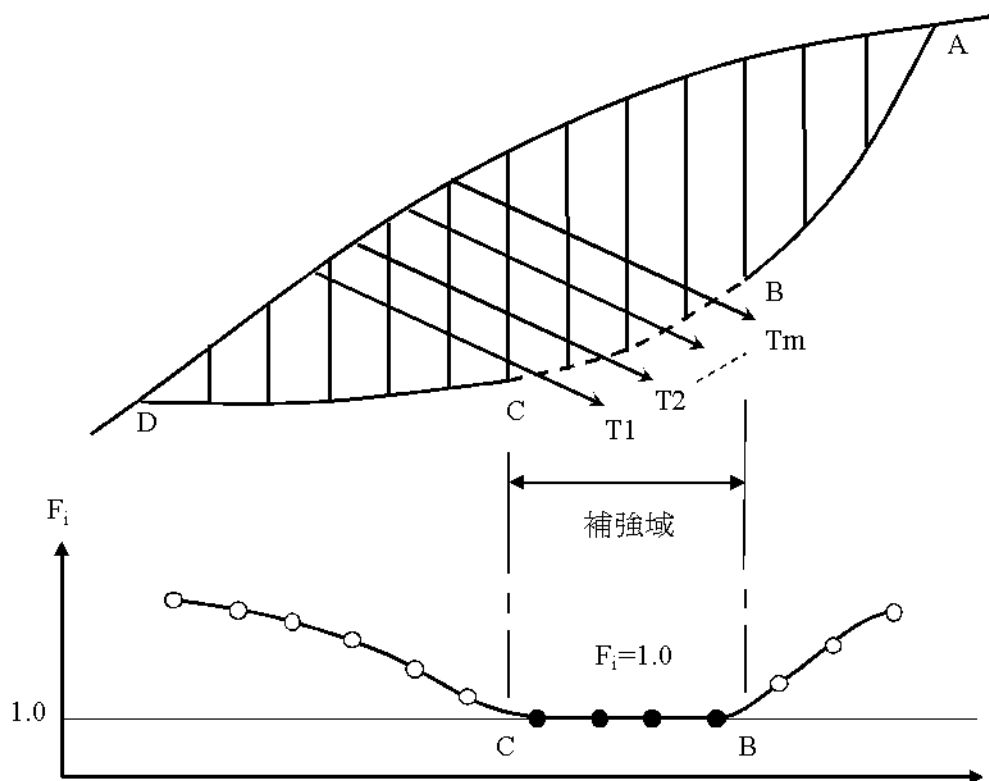
図-5.2(a)は無補強斜面において局所破壊がある場合の局所安全率の分布の概念を示したものである。これは、局所破壊域の安全率を 1.0 に修正する前であり、残差力が発生していない状態である。この局所破壊域に十分な強度の補強材を配置した場合、図-5.2(b)に示すように補強域の安全率は 1.0 を保持することになる。つまり、必要補強材力を算出する際の局所安全率は $F_i = 1.0$ であることから、式(5.4)に代入して展開すると式(5.5)が誘導される。

$$T_i = \frac{G_i \cos \alpha + (dX_i - W_i - Qy_i) \sin \alpha - cL_i - \{G_i \sin \alpha + (W_i + Qy_i - dX_i) \cos \alpha - u_i L_i\} \tan \phi}{\cos(\beta - \alpha) + \sin(\beta - \alpha) \tan \phi} \cdots(5.5)$$

ここで、 $G_i = dE'_i + dP_{wi} + kW_i - Qx_i$ である。



(a) 無補強斜面



(b) 補強斜面

図-5.2 補強材と局所安全率の関係

ただし、この式で算出した張力を式(5.4)に入力しても、スライス底面の垂直力やせん断力に影響を与えるために、たちまち $F_i=1.0$ とはならないため、関係を満たすためには、何らかの繰り返し計算を必要とすることになる。

また、これまでに紹介してきた無補強斜面の進行性破壊解析法における局所破壊域は、 $F_i=1.0$ であることを前提としている。しかしながら、必要補強材力を算出するためには局所破壊域の安全率が $F_i < 1.0$ である計算を可能とする手法が必要となるが、新たな定式化が必要となるわけではない。山上らの手法で AILC と呼ばれるような $F_i < 1.0$ となる解析法が存在しているが、本手法においても、2.3 節の解法の手順に示すように、局所安全率を式(2.18)及び式(5.4)を用いて算出すると局所破壊域は、 $F_i < 1.0$ として算出されるが、 $F_i=1.0$ となるように修正性計算を行っている。つまり、 $F_i=1.0$ となる修正計算を行わないような解析手順が必要となる。図-5.3 に必要補強材を算出するための解析フローを示す。

従来の極限平衡法は、単一の安全率により評価されるために、補強材の張力によるせん断抵抗力の上昇を評価することはできても、実際に補強材に作用する張力を合理的に算出することはできない。しかし、本節で示した局所安全率を考慮した手法を用いることで極限平衡法であっても合理的な張力の算出が可能となる。

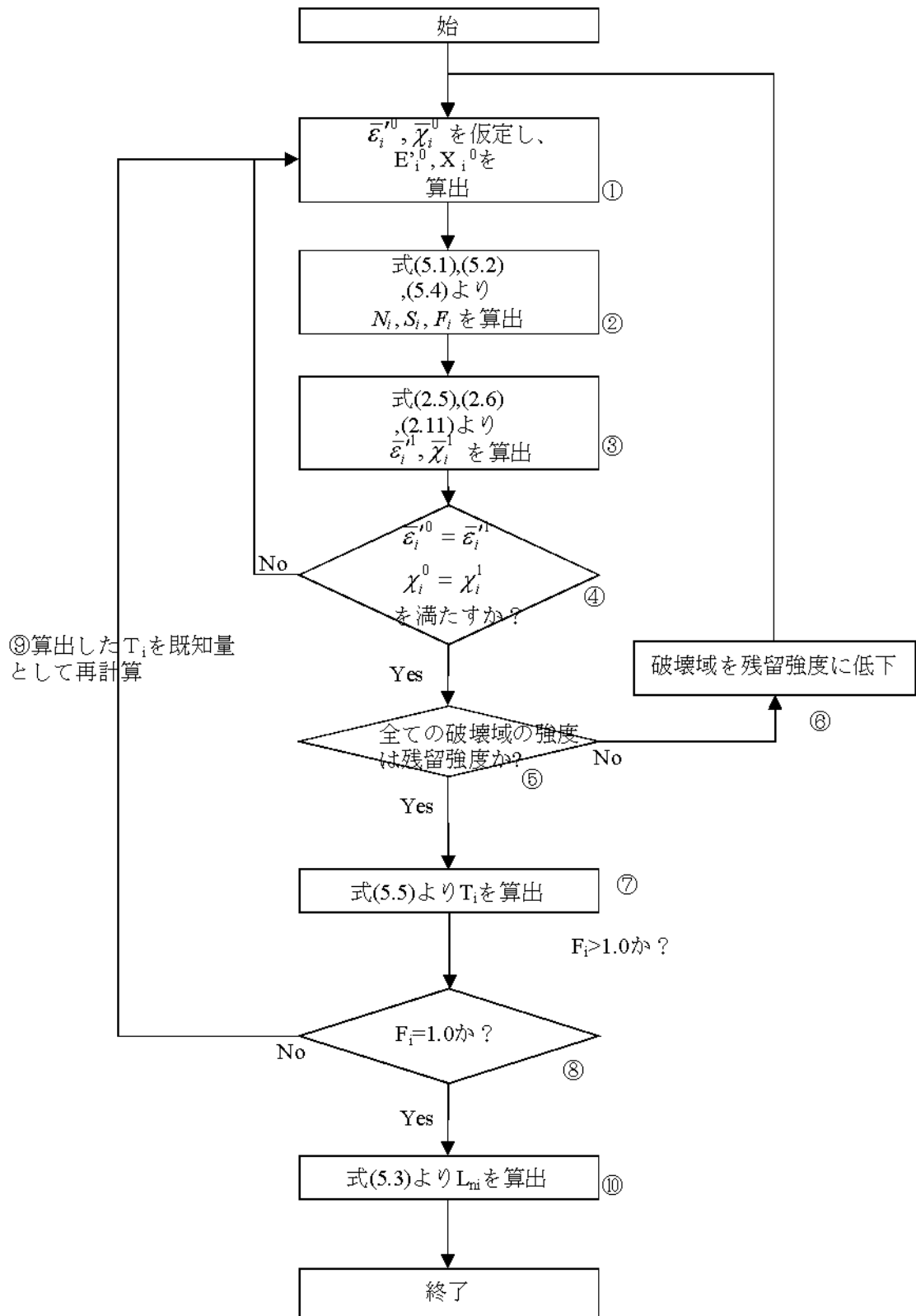


図-5.3 必要補強材力の算出フロー

5.4 補強効果の検証

補強斜面の安定解析法により、補強材張力を既知量として扱い、斜面にどのような効果が表れるかを検証する。図-5.4 に示す単純斜面を用いて解析を行う。この斜面は第3章で用いた仮想斜面と同様の斜面である。

図-5.5 に無補強の場合の局所安全率の分布を示す。なお、本ケースにおいては、補強効果を検証するために、局所破壊域については $F_l < 1.0$ として表現している。この際の全体安全率は、 $F_{overall} = 0.99$ である。

図-5.6 に示すよう位置に、 $T=10\text{kN/本}$ 、 $\beta=30^\circ$ として打設するものとして、解析を行う。図-5.7 に無補強の場合と補強を行った場合の局所安全率の比較を示す。補強材の挿入により、挿入したスライスを中心として、局所安全率が上昇しており、補強効果が表れている。補強後の全体安全率も、 $F_{overall} = 1.13$ であり補強効果が表れている。図-5.8～図-5.11 に無補強斜面と補強斜面のスライス底面応力とスライス間力の比較を示す。何れの結果も、滑らかな分布が得られていること、補強材の挿入による効果が表れていることが分かる。

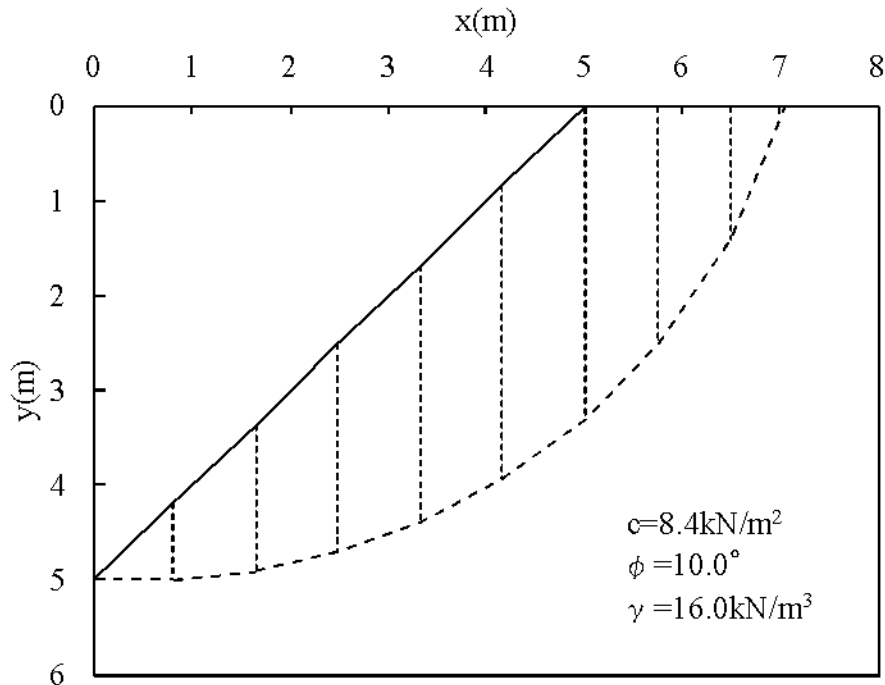


図-5.4 解析断面の概要（無補強）

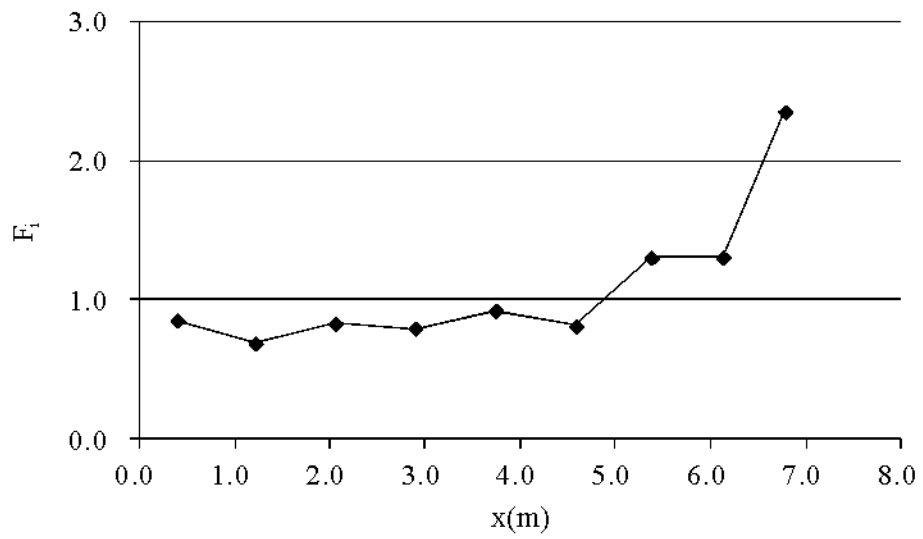


図-5.5 無補強斜面における局所安全率 ($F_1 < 1.0$ を許容)

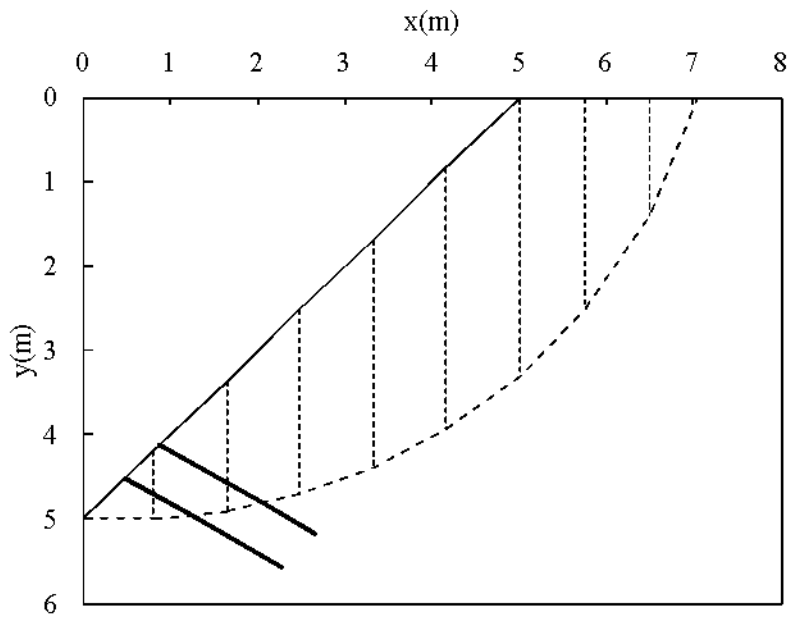


図-5.6 解析断面 (補強材挿入 2 本)

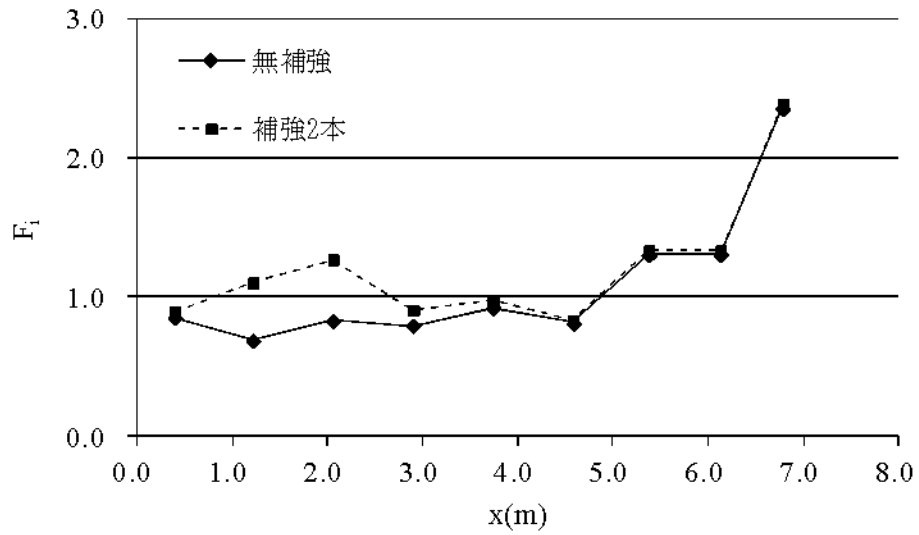


図-5.7 局所安全率の比較

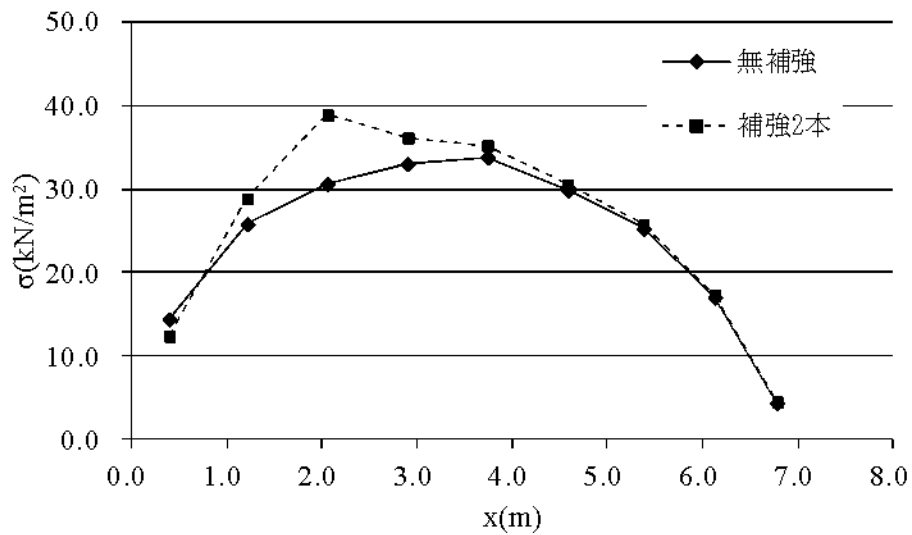


図-5.8 スライス底面垂直応力の比較

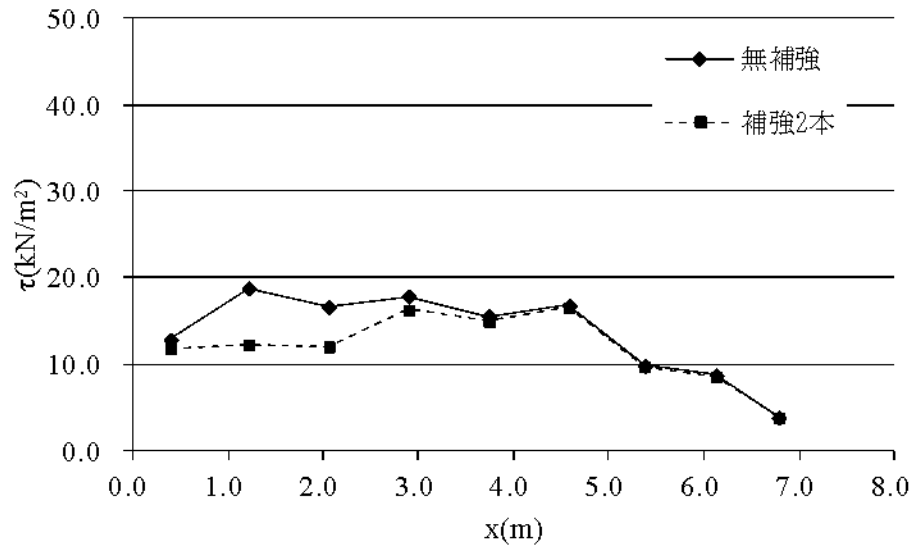


図- 5.9 スライス底面せん断応力の比較

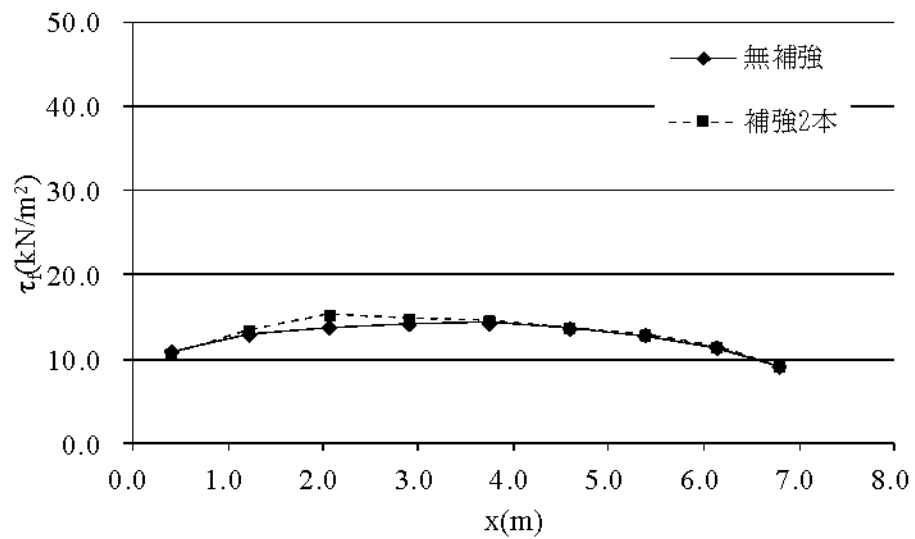


図- 5.10 スライス底面せん断抵抗応力の比較

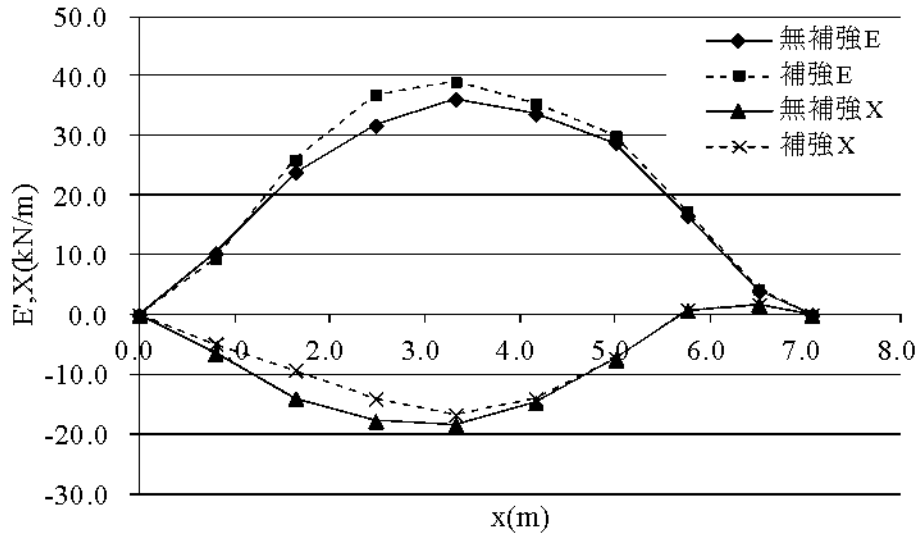


図- 5.11 スライス間力（垂直力，せん断力）の比較

5.5 必要補強材力の算定例

5.4 節において，拡張した提案法により，補強材の効果を考慮した安定解析が可能であることを示した．5.3 節で述べたように，鉄筋挿入工や補強土工のように受動的な工法においては，補強材張力は未知量として扱う必要がある．そこで，図-5.12 に示す位置に補強材を打設したとして補強材張力の算出を行う．なお，打設位置としては，図- 5.5 の解析において局所破壊域 ($F_l < 1.0$) として表れた箇所に打設を行うこととしている．（打設角 β はすべての補強材で 30° としている．）

図- 5.13 に局所安全率を示す．局所破壊域の局所安全率は， $F_l = 1.0$ として表現できていることが分かる．また，この際の補強材に作用する張力を表-5.1 に示す．補強後の全体安全率は， $F_{s\text{overall}} = 1.21$ であり全体安全率にも補強効果が表れている．

図-5.14～図-5.17 に無補強斜面と補強斜面のスライス底面応力とスライス間力の比較を示す．何れの結果も，滑らかな分布が得られていること，補強材の挿入による効果が表れていることが分かる．

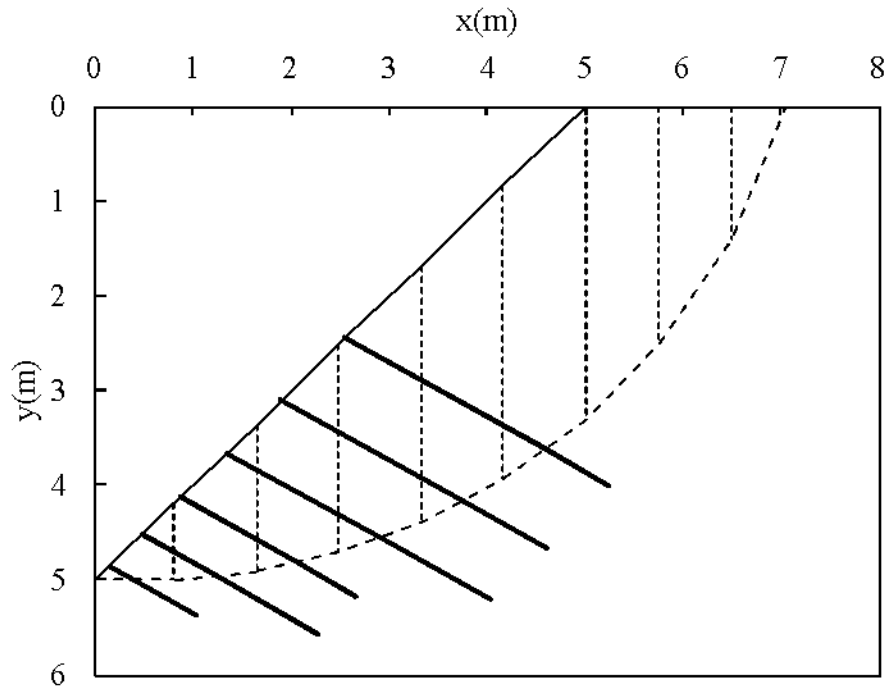


図- 5.12 解析断面（局所破壊域を補強）

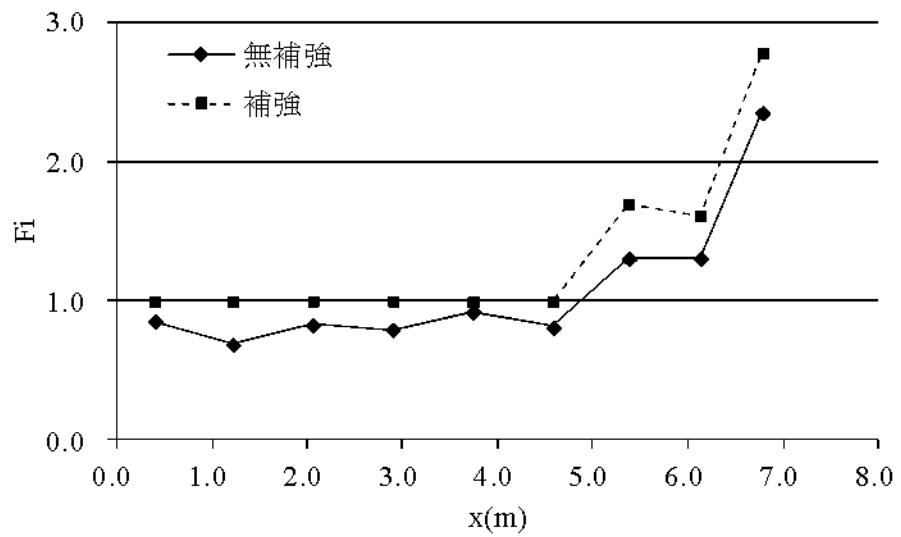


図- 5.13 局所安全率の比較

表- 5.1 必要補強力

スライスNo.	T(kN/本)
1	1.228
2	7.728
3	7.042
4	6.091
5	5.513
6	8.235

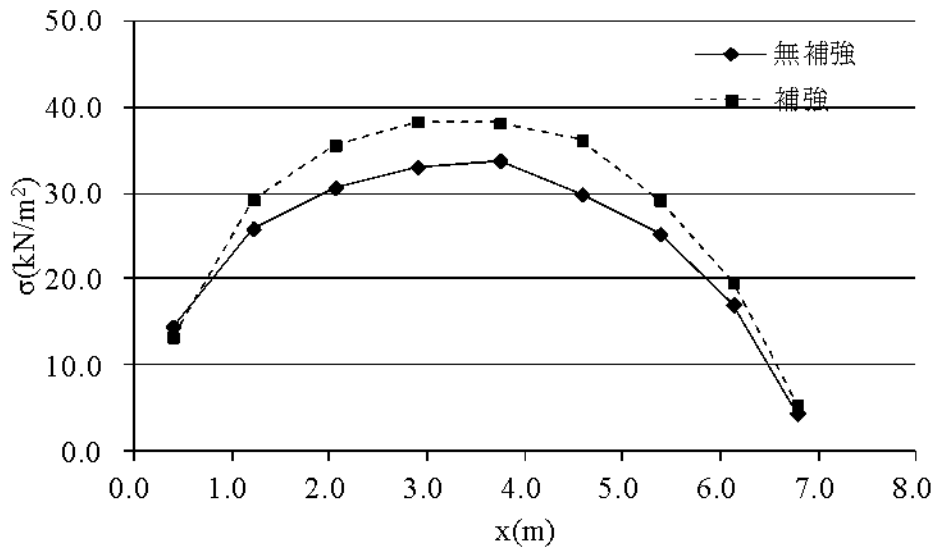


図- 5.14 スライス底面垂直応力の比較

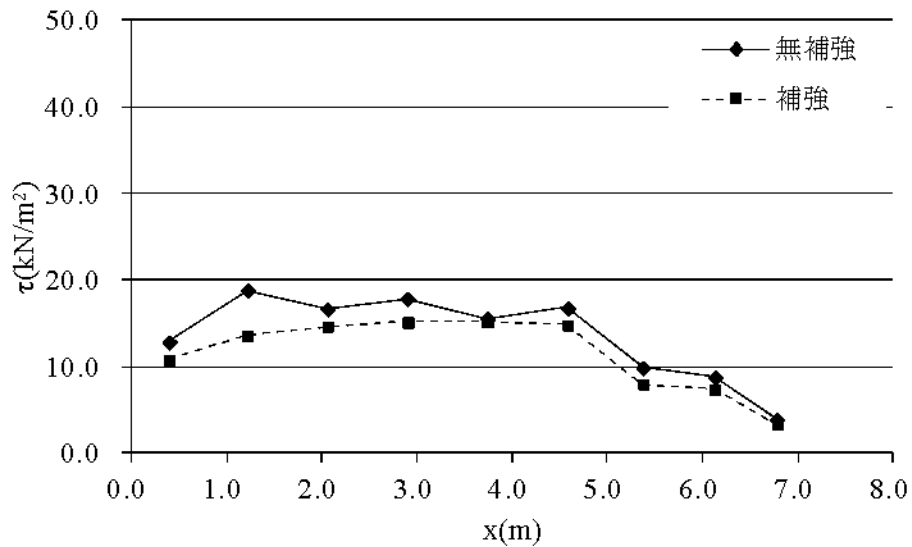


図- 5.15 スライス底面せん断応力の比較

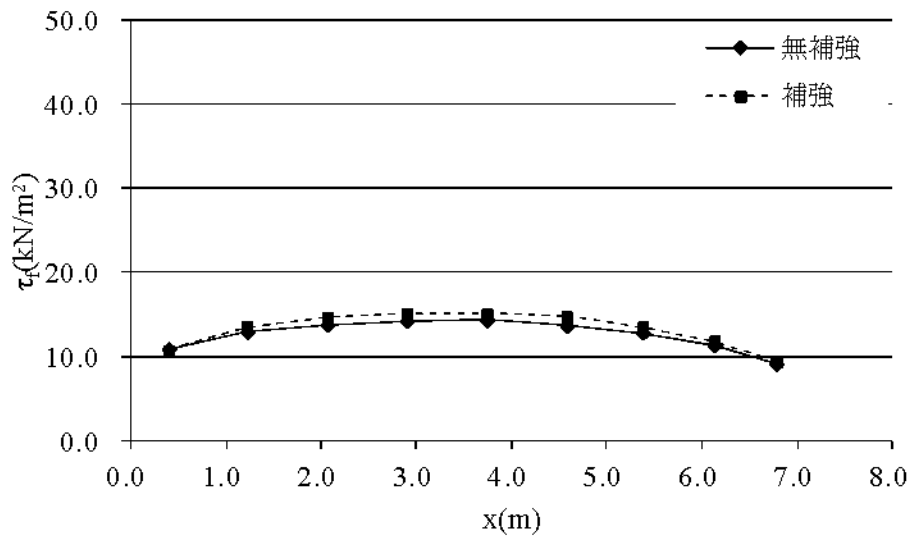


図-5.16 スライス底面せん断抵抗応力の比較

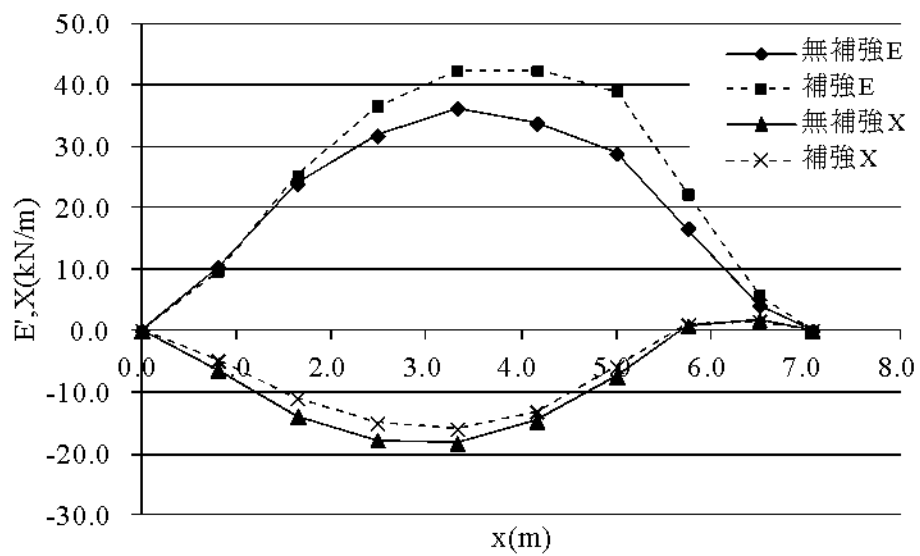


図-5.17 スライス間力（垂直力，せん断力）の比較

5.6 従来設計法との比較

ジオテキスタイルで補強された盛土の設計事例²⁾を本手法で設計することにより、従来法との比較を行う。設計を実施した盛土形状を図-5.18に示す。盛土の物性値は、単位体積重量 $\gamma = 18.6\text{kN/m}^3$ 、 $c=0.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ である。

まず、従来から行われてきている手法による設計法を示す。円弧すべりに対する目標安全率は $F_s=1.20$ である。無補強時の盛土の安全率を簡便分割法により計算し、その結果、図-5.19に示す円弧が最小安全率となり、その値は $F_s=0.91$ である。潜在すべり面と必要引張力 ΣT

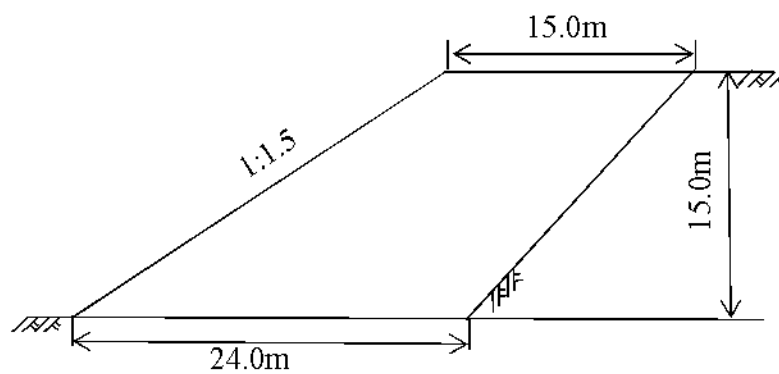


図-5.18 盛土形状²⁾

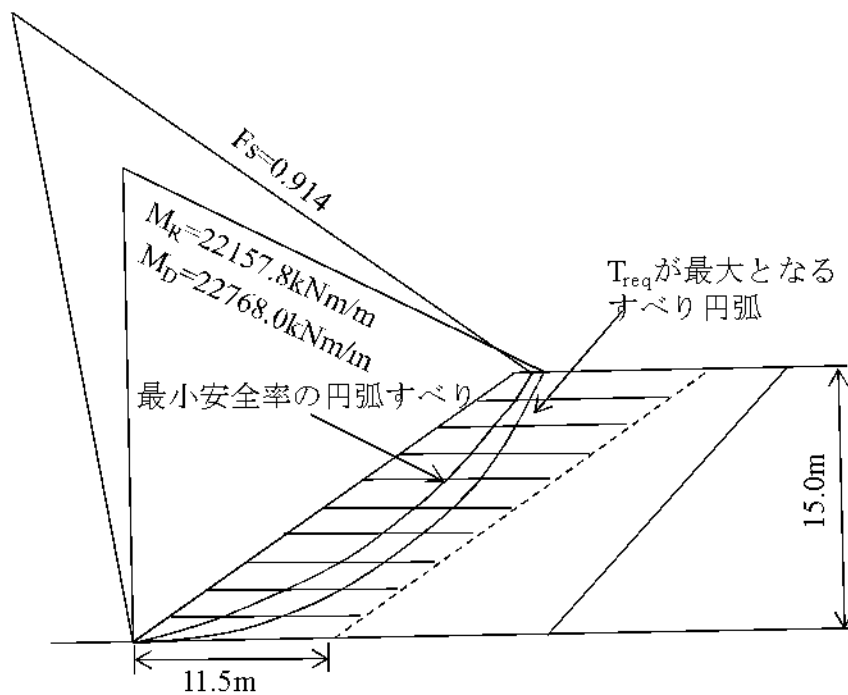


図-5.19 従来法における敷設形状²⁾

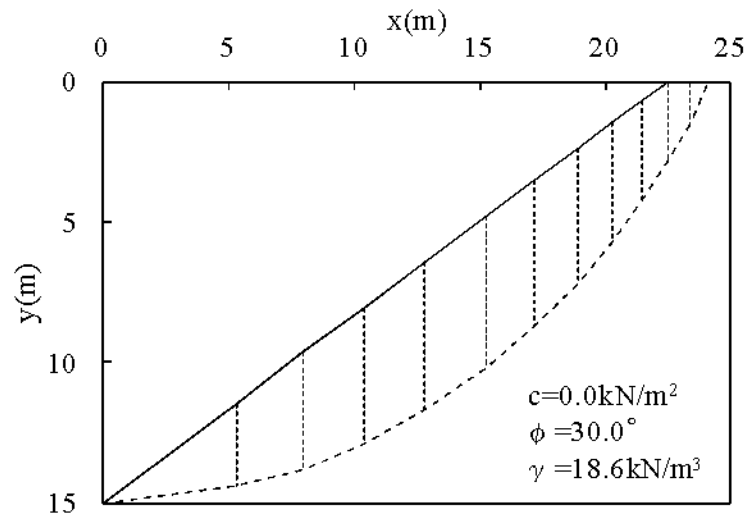


図-5.20 解析断面図

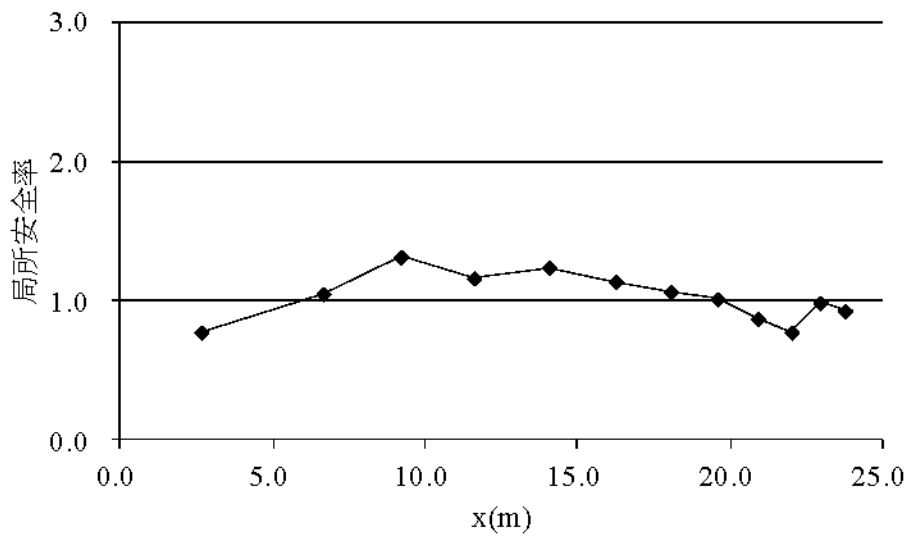


図-5.21 局所安全率の分布 (無補強)

より安全率 1.20 を満たすために補強材が負担すべき抵抗モーメント ΔM_R は、

$$\Delta M_R = F_s \cdot MD - M_R = 1.20 \times 22768.0 - 22157.8 = 5163.8 \text{ k Nm/m}$$

を算定する。図-5.18 に示す円弧が必要引張力の最大となる円弧であり、この時の抵抗モーメント $M_R = 22157.8 \text{ kNm/m}$ 、起動モーメント $M_D = 22768.0 \text{ k Nm/m}$ 、円弧すべりの半径 27.0 m となる。したがって、必要引張力 ΣT は、

$$\Sigma T = \Delta M_R / R = 5163.8 / 27.0 = 191.3 \text{ k N}$$

となる。締め固めの仕上がり層厚は 30 cm であるため、150 cm ピッチにジオテキスタイルを敷設する計画とすると、ジオテキスタイルは 9 層敷設することになる。1 枚当たりのジオテキスタイルの必要引張力 T は、

$$T = \Sigma T / N = 21.3 \text{ k N / 本}$$

となる。

次に、提案法で同じ補強盛土を設計する。図-5.20 に解析断面を示す。スライス断面が法先で荒く、法尻で細かくなっているが、これは補強材の敷設ピッチ等の関係を考慮してスライス断面を決定している。なお、均等となるスライス分割で解析を行っても、全体安全率、局所安全率の分布に大きな違いがないことを確認している。

無補強の解析の結果、図-5.21 に示すとおり、局所破壊を生じている結果が得られた。全体安全率は 1.05 である。補強するスライスの安全率を 1.0 となるような補強材力を算出し、局所安全率を求める。図-5.22 に示すスライスに補強材を必要とし、図-5.23 に示す局所安全率の分布が得られる。また、必要とする補強材力は表-5.2 に示す値となる。このときの全体安全率は 1.11 である。全てのスライスについて安全率が 1.0 を上回る結果が得られている。また必要とする引張力 ΣT は 43.0 kN であり、従来法に比べて格段に小さい。しかしながら、全体安全率が 1.20 より少ないことから、同様の安全性を有した斜面とはいえない。

そこで、全体安全率が 1.20 を満たすように補強材強度を決定することとする。補強材強度の算出方法として、無補強の際に局所破壊を起こしていたスライスに補強材を敷設することを基本とし、ここでは、必要とする補強材力 ($F_r=1.0$) 以上の補強材の強度が補強材力として発揮すると仮定して、全体安全率が 1.20 以上となるように計算を行う。その結果、図-5.24 に示すような敷設計画となり、図-5.25 に示す局所安全率の分布、表-5.3 に示すような補強材力が算出される。全体安全率としては、1.25 となり、目標の安全率 1.20 を満たすこととなる。必要とする補強材強度 ΣT は 135.0 kN であり、従来法に比べても小さくなっている。従来法で算出した補強材力は $\Sigma T = 191.3 \text{ k N}$ であり、提案法はそれと比べて 30% 程度低減できている。従来法は、斜面全体に均等に敷設するしかできないが、提案法であれば、局所破壊域に

集中的に補強材を配置することができるため、効率的な設計となっている。

最後に各解析（無補強，補強材 4 本，補強材 7 本）のスライス間底面応力とスライス間力を図-5.26～図 5.29 に示す。補強材効果の違いにより値は異なっているが、いずれも滑らかに求まっている。

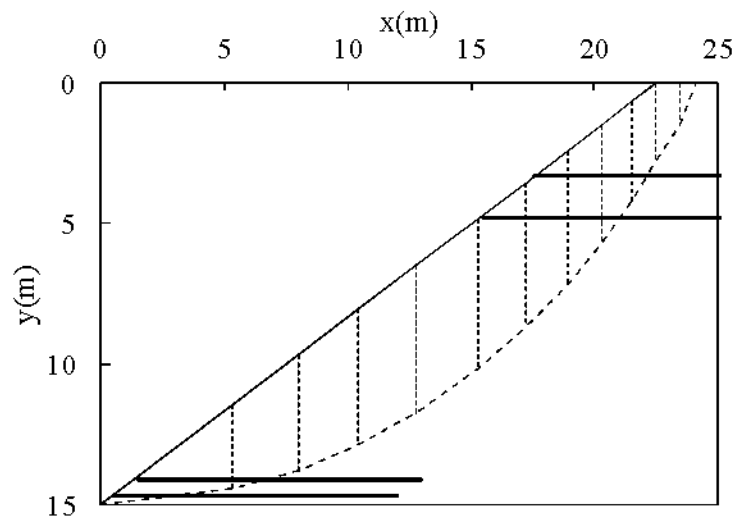


図-5.22 解析断面図（補強材 T=4 本）

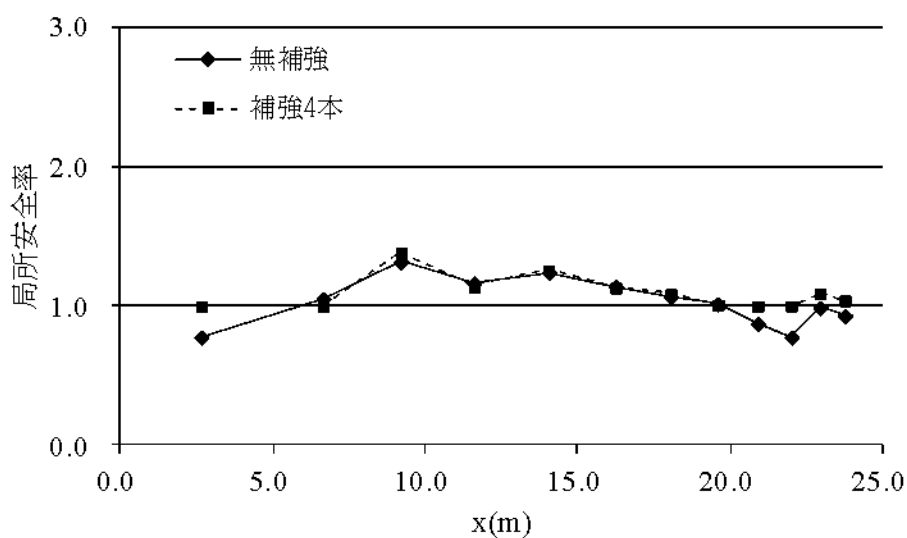


図-5.23 局所安全率の分布（補強材 T=4 本）

表-5.2 補強材力 (T=4 本)

スライスNo.	T(kN/本)
1	23.7
2	3.4
3	0.0
4	0.0
5	0.0
6	0.0
7	0.0
8	0.0
9	8.1
10	7.9
11	0.0
12	0.0
合計	43.0

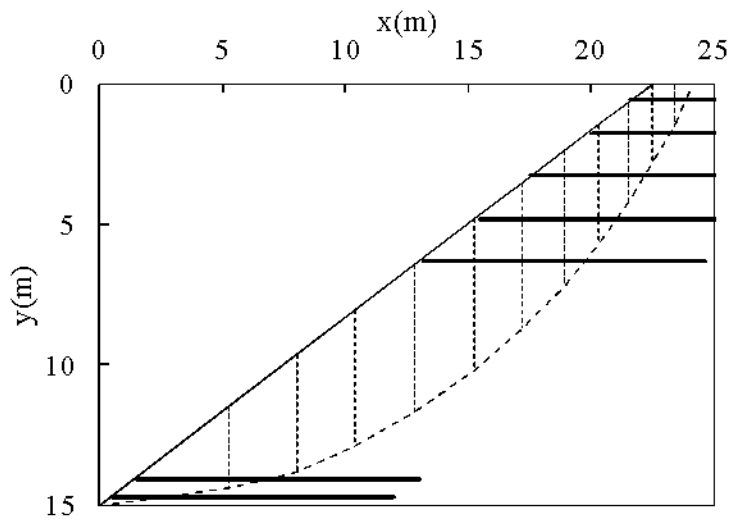


図-5.24 解析断面図 (補強材 T=7 本)

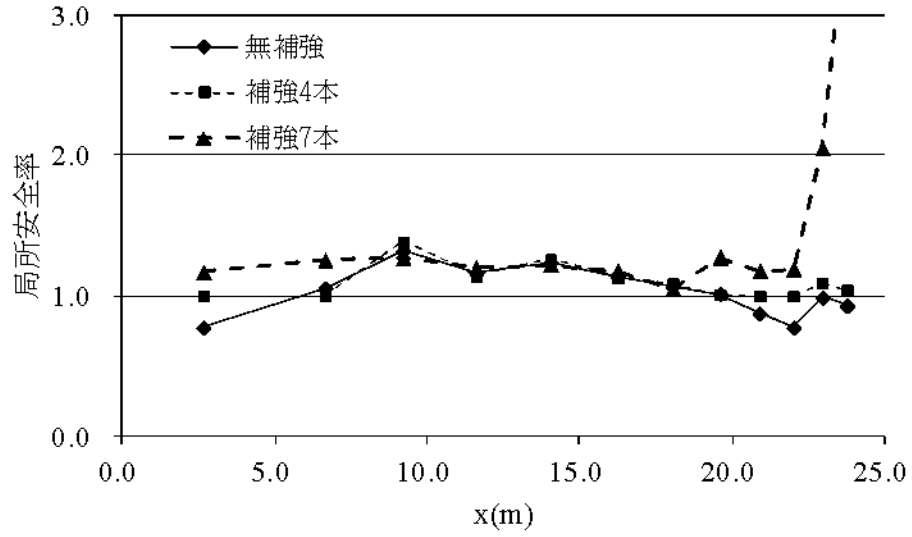


図-5.25 局所安全率の分布 (補強材 T=7 本)

表-5.3 補強材力 (T=7 本)

スライスNo.	T(kN/本)
1	30.0
2	30.0
3	0.0
4	0.0
5	0.0
6	0.0
7	0.0
8	15.0
9	15.0
10	15.0
11	15.0
12	15.0
合計	135.0

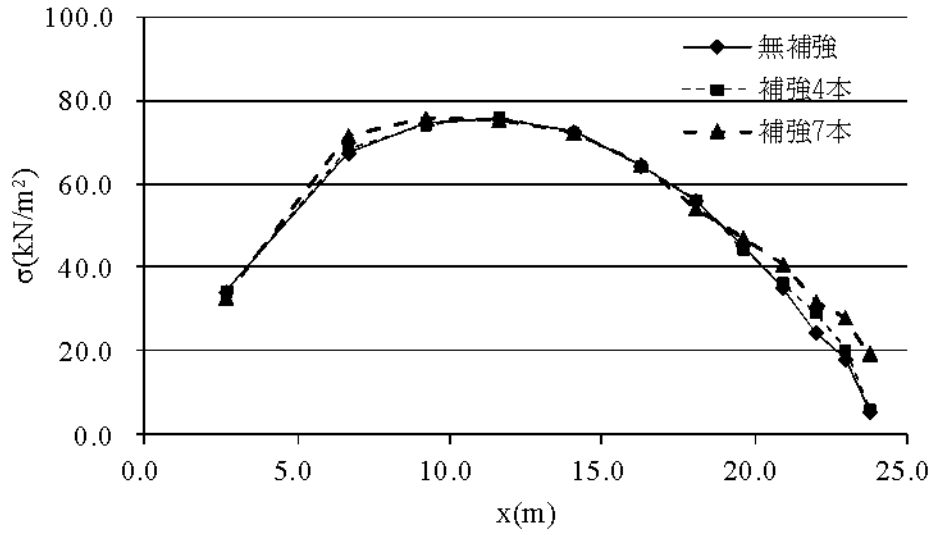


図-5.26 スライス底面垂直応力の比較

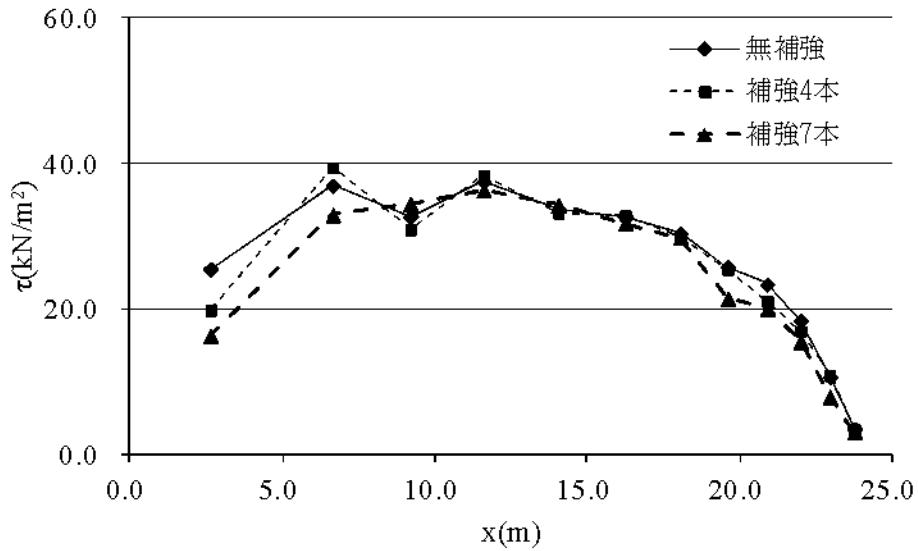


図-5.27 スライス底面せん断応力の比較

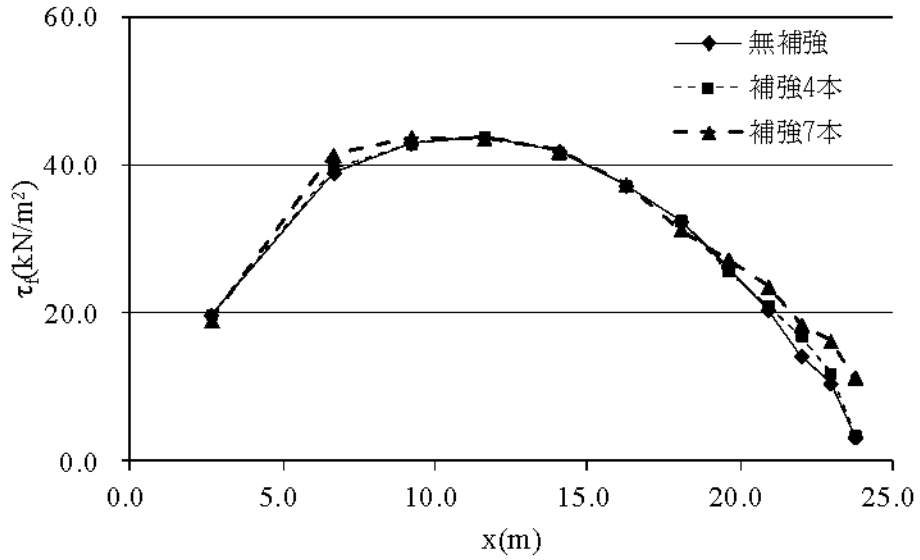


図-5.28 スライス底面せん断抵抗応力の比較

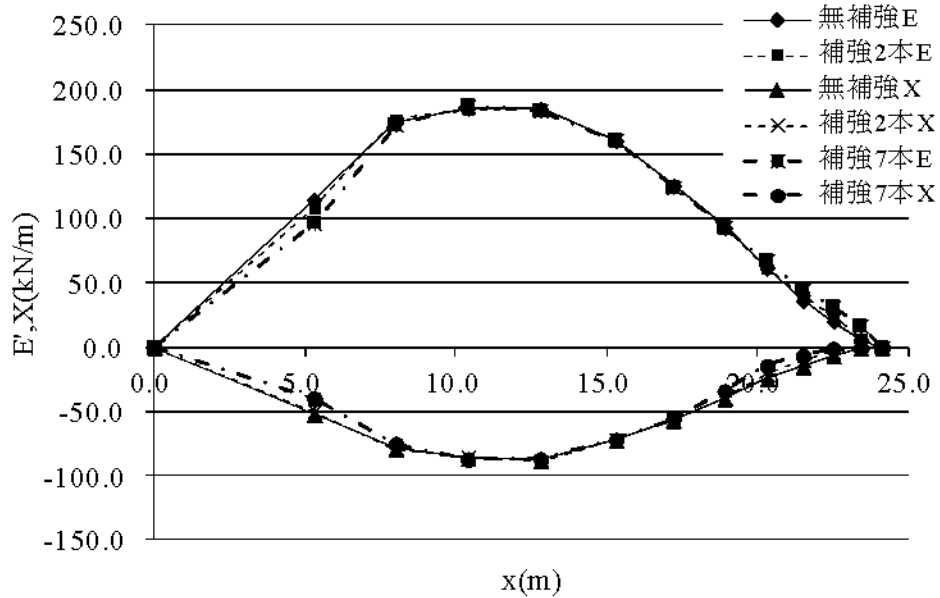


図-5.29 スライス間力 (E,X) の比較

5.7 結語

本章では、前章までの手法について、補強材張力を考慮した局所安全率の算出が可能となる安定解析法に拡張し検証を行った。その結果、単純斜面を用いた検証ではあるが、提案法により補強材(鉄筋)の補強効果を明確に示す結果が得られており、補強斜面に対する本解析法への適用が可能であることが確かめられた。今後は、補強材に作用する張力についてFEMなどの数値解析と比較検証することや従来法(単一安全率法)で設計をした場合の補強材強度や補強材本数と比較するといった研究が必要である。以下に各節で得られた結果を述べる。

5.2 節では、補強材張力を考慮した局所安全率の算出が可能となる安定解析法に拡張した。

5.3 節では、鉄筋挿入工や補強盛土工などの受動的な工法においては、本来的には未知量である補強材の張力を極限平衡法の枠組みで合理的に算出する手法に拡張した。

5.4 節と 5.5 節では、提案した補強斜面の安定解析法を用いて、局所安全率の算出と必要補強材力の算出を行った。単純斜面を用いた検証ではあるが、提案法により補強材(鉄筋)の補強効果を明確に示す結果が得られており、補強斜面に対する本解析法への適用が可能であることが確かめられた。

5.6 節では、ジオテキスタイルで補強された盛土の設計事例を本手法で設計することにより、従来法との比較を行った。その結果、従来法で算出した補強材力よりも提案法は 30%程度低減できる結果であった。従来の設計法は、斜面全体に均等に敷設する手法であるが、提案法であれば、局所破壊域に集中的に補強材を配置することができるため、効率的な設計を行えることを示唆している。

第6章 結論と考察

本研究は極限平衡法の枠組み内で進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法を開発したものである。提案した解析法をダム盛土、切土斜面の崩壊事例に適用すると共に、土圧及び支持力問題への適用を試み、補強土斜面の安定解析及び補強材強度の決定に拡張した。本研究で得られる結論は以下のとおりである。

1. 極限平衡法の枠組み内で進行性破壊や土の軟化現象を表現しようとするならば、すべり面に沿う局所安全率を定義する必要がある。局所安全率の導入により未知量が大幅に増加するが、本研究ではモールの応力円とクーロンの破壊基準を巧みに用いてスライス底面及び側面に作用する応力の関係を導き、土圧分布と同様な仮定条件を導入することにより、不静定問題の静定化に成功している。

2. 力とモーメントの釣合条件を完全に満たすように、進行性破壊を規定するスライスごとの局所安全率の算定式を誘導した。解法としては、土の重量や外荷重を段階的に載荷する増分法を採用し、各荷重段階における局所安全率の分布を安定的に求めることができた。また、得られた局所安全率を用いて軟化現象を簡単に扱うこともできる。

3. 増分法を採用することにより、盛土や切土斜面の施工段階をも考慮し、本提案法による斜面の進行性破壊解析を行うことが可能となった。また、荷重の増分幅を必要に応じていくらかでも小さく設定し得るので、常に安定して解を求めることができる。

4. 斜面問題の適用事例として、仮想斜面とダム盛土、切土斜面の崩壊事例などに適用し、有限要素法と比較した結果、進行性破壊の挙動を表現できることが明らかになり、すべり面に沿う破壊域の進展や全体安全率は、有限要素法の結果と一致することが分かった。また、斜面問題だけでなく土圧や支持力問題などに対して適用し、従来法と同様の土圧や支持力が算出されることが分かった。また、本手法の強みである局所破壊域の拡がりについても表現できることを確認した。

5. 提案法を補強斜面に対応させるために、補強材張力を考慮した局所安全率を算出できる安定解析法に拡張した。また、鉄筋挿入工や補強盛土工などの受動的な工法の場合に本来的には未知量である補強材の張力を極限平衡法の枠組みで合理的に算出する手法を提案した。単純斜面を用いた検証ではあるが、補強土斜面に対する本解析法への適用が可能であることが確かめられた。

近年、土の構成則に関する研究の蓄積とコンピュータの発達により、有限要素法に代表される数値解析法の斜面安定解析への応用事例が増えているが、極限平衡法は斜面の安定性評価や対策工設計の実務において依然として広く用いられている手法である。従来の有限要素法では、結果として得られる各要素の応力値によって、局所安全率（各要素の安全率）が求められるが、斜面全体の安定度の評価に必要な全体安全率は簡単に得られなかった。この難点を克服すべく、FEM 応力場の中で全体安全率を求めるための研究がいくつか行われているが、いずれも本論文と同じ局所安全率の定義を用いており、全体安全率の定義・算出についても同様な仕組みを取っている。よって、本提案法を従来の有限要素法の簡便法と位置付けることができる。有限要素法に比べて、本手法の最大の特徴は実務の斜面設計によく使用されている（数少ない）パラメータで各スライス底面の局所安全率及び全体安全率を簡単に得られることである。したがって、本手法は実務の設計に大いに活用できると期待される。また、実務者は斜面安定性評価や対策工設計を行う際に解析のミスをしなことが重要なポイントの一つであり、同一問題に対し複数の解析手法や異なる解析ツールによる比較検討が解析ミスを避けるための有効手段になる。本手法はその際の選択肢の一つとして実務者に簡便で有用な解析ツールを提供できると考えられる。

今後検討すべき課題として筆者らが重視している事項は、3 点ある。一つ目はスライス間力の分布を直線で近似しているために、風化岩などで構成している自然斜面や弱層を有する斜面等に適用困難な点である。土圧が直線以外の分布形状が想定される場合の再定式化を行う必要がある。二つ目は、様々な非円弧すべり面の斜面や地下水のある斜面に対し、従来の安定計算手法（Janbu 法、M-P 法、FEM など）との比較検討を行い、本手法の適用範囲と限界を明らかにする必要がある。三番目の課題は補強土斜面に対し、補強材に働く張力を算出する手法について、有限要素法等の数値解析結果と比較し、提案手法の計算精度や適用性等を検証することである。

参考文献

【第1章】

- 1) 山上拓男・滝昌和・蔣景彩(1999): 極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した斜面安定解析, 土と基礎, Vol. 47, pp.9-12.
- 2) 山部哲・山上拓男(2001): 極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した斜面安定評価, 地すべり, Vol.38, pp. 20-26.
- 3) Janbu, N. (1957): Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 2, pp.207-212.
- 4) Morgenstern, N.R. and Price, V. E. (1965): The analysis of the stability of general slip surface. Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.79-93.
- 5) K, Onishi and Jing, J.-C.(2014): A new stability analysis method of slopes considering progressive failure. Proceedings of the 14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, USB-Drive, pp.181-186.
- 6) 大西一賢・蔣景彩(2015): 進行性破壊を考慮した新しい斜面安定解析法. 地すべり, Vol.52, No.3, 掲載予定.
- 7) Skempton, A. W. (1964): Long-term stability of clay slopes. 4th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.14, No.2, pp.77-102.
- 8) Law, K. T. and Lumb, P. (1978): A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes. Canadian Geotechnical Journal, Vol.15, pp.113-122.
- 9) Srbulov, M. (1987): Limit equilibrium method with local factors of safety for slope stability. Canadian Geotechnical Journal, Vol.24, pp.652-656. (note)
- 10) Srbulov, M. (1995): A simple method for the analysis of stability of slopes in brittle soil. Soils and Foundations, Vol.35, No.4, pp.123-127.
- 11) Chugh, A.K.(1986): Variable factor of safety in slope stability analysis. Geotechnique, Vol.36, No.1, pp.719-724
- 12) Karel, K.(1977a): Application of energy method. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.103, No.GT5, pp381-397.
- 13) Karel, K.(1977b): Energy method for soil stability analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.103, No.GT5, pp431-445.

- 14) Chugh, A.K.(1986):Variable factor of safety in slope stability analysis. *Geotechnique*, Vol.36, No.1, pp57-64.
- 15) Sabhahit, N., Basudhar, P.K. and Madhav M.R.(1995):A generalized procedure for the optimum design of nailed soil slopes. *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.19, pp437-452.
- 16) Wright, S. G., Duncan, J. M. (1998) : Limit equilibrium stability analyses for reinforced slopes. *Transportation Research Record* 1330, pp40-46.
- 17) Lo, S-C. R. and Xu, D-W. (1992): A strain-based design method for the collapse limit state of reinforced soil walls or slopes. *Canasian Geotechnical Journal*, Vol.29, pp.832-842.
- 18) Juran, I. and Chen ,C. L.(1989): Strain compatibility design method for reinforced earth walls. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.115, pp.435-455.
- 19) Bridle, R. J. and Dvis, M. C. R.(1997) : Analysis of soil nailing using tension and shear : experimental observations and assessment. *Proc. Instn. Civ. ENgrs Geotechnical Engng*, Vol.125, pp.155-167.
- 20) Takuo Yamagami, Jing-Cai Jiang and Satoru Yamabe(2002):LEM-based progressive failure analysis and its application to nail-reinforced slopes, *Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and The Safety of Infra-Structures*, pp.83-96,
- 21) 日本道路公団編(1998) : 切土補強土工法設計・施工要領, pp.28-69,
- 22) 運輸省鉄道局監修(2000):鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 丸善, pp.137-162
- 23) 社団法人日本道路協会編(1999) : 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, pp180-186, pp273-378.
- 24) 財団法人土木研究センター編(1996) : 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, pp.51-112.
- 25) 村田修(1992):短い面状補強材と剛な壁面工を有する補強盛土工に関する研究, 東京大学博士論文.
- 26) Zou, J. Z., Williams, D. J., and Xiong, W. L.(1995): Search for critical slip surfaces based on finite element method, *Canadian Geotechnical Journal*, 32 (2), 233-246.
- 27) 鷓飼恵三・若井明彦・石井武士・萩迫栄治(2003) : 地盤技術者のための FEM シリーズ①「はじめて学ぶ有限要素法」, 地盤工学会, pp.156-157.

【第2章】

- 1) 山上拓男・滝昌和・蔣景彩(1999)：極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した斜面安定解析，土と基礎，Vol. 47, pp.9-12.
- 2) 山部哲・山上拓男(2001)：極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した斜面安定評価，地すべり，Vol.38, pp. 20-26.
- 3) Fellenius W.(1936)：Calculation of the stability of earth dams, 2nd Congress on Large Dams , pp445-462.
- 4) Bishop, A.W.(1955):The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17.
- 5) Janbu, N. (1957): Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 2, pp.207-212.
- 6) Morgenstern,N.R.and Price, V. E. (1965): The analysis of the stability of general slip surface. Geotechnique, Vol.15, No.1, pp.79-93.
- 7) 土質工学編(1986)：土の強さと地盤の破壊入門，入門シリーズ 13, pp.29-35, pp.153-154.
- 8) Bjerrum, L.(1967) :Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clays. 3rd Terzaghi Lecture, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.93, No.SM5, pp.3-49.
- 9) Burland, J. B.(1990) :On the compressibility and shear strength of natural clays. 30th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.40, No.3, pp.327-378.
- 10) Yamagami, T. and Ueta, Y. (1988): Search for noncircular slip surfaces by the Morgenstern-Price method, Proc. 6th Int. Conf. Numer. Methods in Geomech, pp.1335-1340.
- 11) Greco, V. R. (1996): Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface, J. Geotech. Engrg, ASCE, Vol.122, No.7, pp.517-525.
- 12) 蔡飛・鵜飼恵三(2003)：斜面安定性の評価－極限平衡法と弾塑性 FEM との比較，地すべり，Vol.39, No.4. pp.9-16
- 13) 道路土工 軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版)，(社) 日本道路協会， p150
- 14) Law, K. T. and Lumb, P. (1978): A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp.113-122.
- 15) 鵜飼恵三・若井明彦・石井武士・萩迫栄治(2003)：地盤技術者のための FEM シリーズ ①「はじめて学ぶ有限要素法」，地盤工学会， pp.156-157.
- 16) Y. Ishii, K. Ota, S. Kuraoka, and R. Tsunaki(2012): Evaluation of slope stability by finite element method using observed displacement of landslide, Landslides, Vol.9, No.3, p.335-348.

【第3章】

- 1) 鵜飼恵三・若井明彦・石井武士・萩迫栄治(2003)：地盤技術者のための FEM シリーズ①「はじめて学ぶ有限要素法」，地盤工学会，pp.156-157.
- 2) Potts D. M., Dounias G. T. and Vaughan P. R. (1990)：Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment, *Geotechnique*, Vol. 40, No.1, pp.79-101.
- 3) Potts D. M., et al (1997)：Delayed collapse of cut slopes in stiff clay, *Geotechnique*, Vol. 47, No.5, pp.953-982.
- 4) Skempton, A.W. and Brown, J.D.(1961): A landslide in boulder clay at Selset, Yorkshire. *Geotechnique*, Vol.11, pp.280-293.
- 5) Skempton, A.W.(1964): Long-term stability of clay slopes. 4th Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol.14, No.2, pp.77-102.
- 6) Skempton, A.W. (1985): Geotechnical aspects of the Carsington Dam failure. Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.5, pp. 2581-2591.
- 7) Skempton, A. W. and Vaughan, P. R. (1993): The failure of Carsington Dam. *Geotechnique*, Vol.43, No.1, pp.151-173.
- 8) 山部哲・山上拓男(2001)：極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した斜面安定評価，*地すべり*，Vol.38, pp. 20-26.
- 9) Jing-Cai Jiang and Takuo Yamagami (2006): Charts for estimating strength parameters from slips in homogeneous slopes, *Computers and Geotechnics*, Vol.33, pp.294-304.

【第4章】

- 1) Enoki, M, et al(1991): Generalized Limit Equilibrium Method and Its Relation Analysis Method, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp. 1-13.
- 2) L. Prandtl(1921): Uber die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden, *Z. A. M. M. Bdl* pp.15-20.
- 3) Hung, C.C., Tatsuoka, F. and Sato, Y. (1994): Failure mechanisms of reinforced sand slopes loaded with a footing. *Soils and Foundations*, Vol.34, No.2, pp.27-40.
- 4) Hung, C.C., Tatsuoka, F. (1994): Stability analysis for footings on reinforced sand slopes. *Soils and Foundations*, Vol.34, No.3, pp.21-37.

- 5) Hung, C.C. (1990): Failure mechanisms and limit equilibrium analysis of reinforced sandy slopes.Ph.D.thesis,University of Tokyo.
- 6) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tnaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, S.A.(1991) : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of footing on Sand. Proc. Geotech. Engrg. Congress 1991-ASCE, Special Publication No.27, ASCE, Vol.2, pp788-802.
- 7) 山部哲(2002): 極限平衡法に基づく進行性破壊を考慮した補強土斜面の安定解析法に関する研究,徳島大学学位論文,pp.64-70.

【第5章】

- 1) Takuo Yamagami, Jing-Cai Jiang and Satoru Yamabe(2002):LEM-based progressive failure analysis and its application to nail-reinforced slopes,Proceedings of the 3rd International Conference on Landslides, Slope Stability and The Safety of Infra-Structures, pp.83-96,
- 2) 財団法人 土木研究センター編(1994) : 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,pp.78-82.

謝辞

本論文は、筆者の徳島大学大学院博士後期課程在学6年間における研究成果を徳島大学工学部 蔣景彩 准教授のご指導のもとにまとめたものです。

まず、徳島大学工学部 蔣景彩 准教授には、研究の遂行から本論文の作成に至るまで、終始丁寧なご指導、暖かいご鞭撻を賜りました。思えば、学生時代の研究室のころから明るく、適切なお助言をいただきました。本研究を行う上でも、常に内容の確認をしていただき、研究の方向性を示していただきました。研究がうまくいかず焦燥している際でも議論をして、考え方を引き出していただきました。先生の研究に対する取り組みや知識は筆者の模範とするところであります。ここに深く感謝の意を表します。

本論文の作成にあたっては、徳島大学工学部 渦岡良介 教授、長尾文明 教授、中野 晋 教授には、論文の審査をとおして研究内容に関する数々の貴重なご助言とご指導を賜りました。ここに深く感謝いたします。

徳島大学工学部 山上拓男 名誉教授には、筆者が学生時代からご指導、ご鞭撻をいただいた上、社会人大学院生となる機会を与えていただきました。また、本研究の極限平衡法の枠組みで進行性破壊を表現する手法は先生の研究の集大成であり、この手法がなければ筆者の研究は仕上がることはありませんでした。ここに深く感謝の意を表します。

滝昌和 博士、山部哲 博士には、研究室や本研究の先輩として、学生時代のころからの的確なお助言と励ましの言葉をいただきました。その礎があったからこそ、本研究に取り組むことができたと思います。ここに深く感謝の意を表します。

細谷芳照 元香川県土木部長には、入庁したての筆者が社会人大学院生として博士後期課程に入学することを快く許可していただきました。その上、機会があるごとに的確なお助言と励ましの言葉をいただきました。ここに心からお礼を申し上げます。

香川県庁の職場の方々には、業務を適切に遂行できるような的確なお助言や研究を続けていけるよう励ましの言葉をいただきました。ここに心からお礼を申し上げます。

最後に、研究活動に集中できるように協力し、励まし支えてくれた妻 美紀、いつも笑顔で支えてくれた息子 巧真、そして筆者が在学することを応援してくれた両親に感謝いたします。