

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法とその有用性に関する研究：地盤の代表的破壊問題に関する検討
Title(English)	
著者(和文)	近藤観慈
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3432号, 授与年月日:2000年4月30日, 学位の種別:論文博士, 審査員:日下部 治
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3432号, Conferred date:2000/4/30, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法と
その有用性に関する研究

- 地盤の代表的破壊問題に関する検討 -

近 藤 観 慈

スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法とその有用性に関する研究

- 地盤の代表的破壊問題に関する検討 -

本論文では、極限平衡法^{注1)}に基づいた斜面安定解析法における不静定内力^{注2)}が合理的に求められる斜面安定解析法として、「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(Slice Spring method; SS法)」を提案し、地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性を検討する。

極限平衡法に基づく斜面安定解析には、一般に変位場が考慮されていないため、力学的に与えることのできる条件数よりも、求める未知数が多い状態、つまり力学的不静定状態が生ずる。このため従来の解析法では、静定化のための力学的根拠の明確な条件を解析式に導入することができなかった。したがって、この方法から得られる解の妥当性は不明確となっている。このような状態を解決するためにいくつかの方法が提案された。しかし、それらの方法においても斜面の安定性が妥当性のある唯一解として算出され、同時に斜面崩壊と同種の現象を取り扱う地盤の支持力^{注3)}が、高い精度で求められる斜面安定解析法の開発にはいたっていない。これは、極限平衡法のもつ不静定問題が十分に解決されていないためである。

本論文で提案する「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法」では、不静定問題の合理的な解決のために、極限平衡法に基づく解析式に力学的根拠の明確な条件として応力 - ひずみ関係が導入されている。応力 - ひずみ関係を斜面安定の解析式に導入するために、斜面がいくつかに鉛直分割された各スライスの境界と底面に弾性バネ等を設定したモデルが用いられている。

この方法は、力学的不静定問題が適切に解決されているため、従来の極限平衡法に基づく解析では精度の高い解の得にくい支持力問題^{注4)}に対しても、精度の高い解を与える。同時に、斜面安定問題、土圧問題、支持力問題という 3

つの代表的な地盤のせん断破壊問題に対しても高い適用性が得られている。したがって、斜面安定解析法に対しても当然、妥当性のある解が求められる。この方法は、斜面にアンカー力の作用する場合や移動土塊内に間隙水圧の作用する場合にも適用可能である。また、すべり面と土塊内の土質強度条件が等しい崩壊現象の場合のほかに、両者の土質強度条件が異なる一般の地すべり現象に対しても取り扱うことが可能である。

SS法の適用例として、アンカー工を斜面の崩壊防止工法に用いる場合と、斜面上に築造される段切り基礎の支持力増加工法に用いる場合とにおける、アンカー工の効果等について検討する。

注1) 極限平衡法とは、破壊面上のせん断強度と重力や外力などによって生ずるせん断力とが等しいとして解析する方法をいう。

注2) 斜面をいくつかの帯片(スライス)に分割して解析する(分割法)斜面安定解析法(極限平衡法)には、スライス境界における内力が必要になる。ところが、この内力は力学的な不静定量であるため、これを特に不静定内力と呼んでいる。

注3) 支持力とは、地盤が上載荷重を支える能力をいい、地盤の破壊時の支持力を特に極限支持力という。

注4) 極限支持力によって破壊した土塊内部の応力状態は場所によって大きく変化する。このような現象を精度よく解析するためには、力学的な不静定問題の適切な解決が必要である。このため、極限支持力の解析は、解析法の妥当性の検証に適したものである。

目 次

第 章 序 論	(1)
1 概 説	3
2 研究の目的	5
3 本論文の構成	6
3.1 研究の概要	6
3.2 各章の構成	7
4 極限平衡法における既往の研究	10
4.1 不静定問題等の取り扱いの変遷	10
4.2 斜面安定解析法の解決すべき課題	12
5 省略表記と使用記号の説明	14
5.1 省略表記	14
5.2 使用記号	14
第 章 M&P法 と SP法の類似性と一般性	(21)
1 はじめに	23
2 M&P法の概要	25
2.1 不静定問題の取り扱い	25
2.2 力学的つり合い条件	25
2.2.1 力のつり合い条件	27
2.2.2 モーメントのつり合い条件	28
3 SP法の概要	29
3.1 不静定問題の取り扱い	29

3.2	力学的つり合い条件	-----	29
3.2.1	力のつり合い条件	-----	29
3.2.2	モーメントのつり合い条件	-----	31
4	M&P法とSP法の比較	-----	32
4.1	内力の仮定式の関係	-----	32
4.2	力のつり合い条件	-----	32
4.3	モーメントのつり合い条件	-----	34
4.4	数値解の収束法	-----	35
5	M&P法とSP法の解析例による比較	-----	36
5.1	M&P法とSP法のつり合い条件式に起因する解の特徴	-----	36
5.2	M&P法の安全率に対するSP法の精度	-----	39
6	内力の作用角仮定と作用位置仮定	-----	41
6.1	M&P法とSP法の一般性と独自性	-----	41
6.2	内力の作用位置仮定を用いた解析法	-----	42
6.2.1	内力の作用位置仮定	-----	42
6.2.2	解析例の検討	-----	44
7	ま と め	-----	47
第 章 スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(SS法)			(49)
1	はじめに	-----	52
2	SP法の収束計算法と分割法の静定化次数	-----	53
3	解析法	-----	54
3.1	内力の取り扱い	-----	54
3.2	安全率の定義	-----	54
3.3	力のつり合い条件	-----	56
3.4	モーメントのつり合い条件	-----	59
3.5	内力の作用角の決定法	-----	61
3.5.1	解析モデルの概要	-----	61
3.5.2	内力の作用角の決定法	-----	62
3.6	解析モデル	-----	64

3.6.1	ひずみの定義	-----	64
3.6.2	応力 - ひずみ関係	-----	65
3.6.3	スライス境界における軸変位量	-----	66
3.6.4	スライスの相対水平変位量	-----	66
3.6.5	スライスの水平変位量	-----	68
3.6.6	底面における軸変位量	-----	68
3.6.7	スライスの鉛直変位量	-----	69
3.6.8	隣接スライスの相対鉛直変位量	-----	70
3.6.9	内力の仮想せん断力と仮想作用角	-----	71
3.6.10	内力の作用角	-----	71
3.6.11	スライス境界の安全率	-----	72
3.7	i' の収束計算法	-----	73
4	解析例	-----	75
4.1	他の方法との比較	-----	75
4.2	ポアソン比が解析に与える影響	-----	78
4.3	安全率とすべり面形状の最適化	-----	79
4.4	SS法と剛体ばねモデルとの比較	-----	81
4.5	SS法による支持力計算	-----	83
5	ま と め	-----	85
第 章	地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性		(87)
1	はじめに	-----	89
2	SS法の解析特性	-----	91
2.1	内力の取り扱いと仮想作用角	-----	91
2.2	Scaling factor (k)	-----	92
2.3	底面反力の作用位置	-----	93
2.4	力学的つり合い条件式の仮想仕事の原理からの誘導	-----	94
2.4.1	安全率の定義と破壊規準	-----	94
2.4.2	力のつり合い条件	-----	95
2.4.3	モーメントのつり合い条件	-----	97

3	土圧問題	101
3.1	主働土圧係数 (K_a)	102
3.2	受働土圧係数 (K_p)	103
4	支持力問題	106
4.1	内力の状態	108
4.2	水平境界条件の有無と支持力	108
4.3	スライス数の増加と支持力の変化	109
4.4	バネ定数の比に対する支持力の変化	111
4.5	支持力係数 (N_c, N_q, N_r)	113
5	アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題	117
6	間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題	120
7	考 察	124
8	ま と め	126

第 章 SS法によるアンカー工の配置に関する検討 (127)

1	はじめに	129
2	アンカー力の解析と SS法	131
3	モデル斜面による解析	133
3.1	SS法とSP法の比較	133
3.2	アンカー工の配置等による必要力の変化	135
3.2.1	アンカー工の導入位置による変化	137
3.2.2	アンカー工の導入角による変化	137
4	考 察	139
4.1	アンカー力の導入角	139
4.2	アンカー工の導入位置と適用例	139
4.3	SS法とSP法の比較	141
4.4	アンカー力の荷重分布	142
4.5	適用上の課題	143
5	現場適用例	144
6	ま と め	150

第 章 SS法によるアンカー工併用段切り基礎の支持力に関する検討	(151)
1 はじめに	153
2 SS法の斜面上平坦基礎における解析精度の検討	156
2.1 境界条件を与えない場合の支持力	156
2.1.1 等分布荷重に対する検討	156
2.1.2 分布を考慮した荷重に対する検討	157
2.2 境界条件を与えた場合の支持力	158
2.2.1 受働部に関連する境界条件に対する支持力	159
2.2.2 主働部に関連する境界条件に対する支持力	160
2.2.3 境界条件のもとで解が得られない理由	160
2.3 考察	161
3 SS法の段切り基礎の支持力解析における適用性	163
3.1 SS法とSP法における解析方法	163
3.2 模型実験結果との比較	164
3.3 速度場法との比較(斜面傾斜角, 段切り高さ)	166
3.4 速度場法との比較(内部摩擦角, 粘着力)	167
4 段切り基礎におけるアンカー工の有用性と効果的な配置法	169
4.1 アンカー工の配置法	169
4.2 アンカー力 P_a による支持力増加効果	170
4.3 アンカー導入角 a に対する支持力の変化	173
5 斜面にアンカー工を併用する段切り基礎の支持力	176
5.1 アンカー力の大きさと導入角による支持力の変化	176
5.2 斜面傾斜角とアンカー工の効果	176
6 考 察	179
6.1 アンカー工がスライス境界の安全率に与える影響	179
6.2 段切り基礎における諸力のつり合いと段切り基礎の支持メカニズム	183
6.3 変位から見た各配置法の特徴とアンカー工の優位性	185
6.3.1 各配置法の変位の特徴	185
6.3.2 段切り基礎におけるアンカー工の優位性	187
7 ま と め	189

第 章 結 論	-----	191
謝 辞	-----	207
引 用 文 献	-----	213
付 録		(221)
付録1 極限平衡法における斜面安定解析法の既往の研究	-----	223
付録2 SS法のモデルの考え方	-----	231
付録3 SS法の仮想作用角を求める解析式の誘導過程	-----	235
3.1 式(3.37)の誘導	-----	235
3.2 式(3.38), 式(3.39)の誘導	-----	236
付録4 SS法のモデルと変位の適合条件	-----	238
4.1 SS法のモデル	-----	239
4.1.1 解析モデル	-----	239
4.1.2 本モデル要素の設定の目的	-----	239
4.1.3 各バネとスライダの発揮する機能	-----	240
4.2 各バネと各スライダーとによるスライス変位量	-----	241
4.2.1 スライス変位の求め方	-----	243
4.2.2 相対鉛直変位量 v_i の誘導	-----	244
4.3 変位の適合条件	-----	246
4.3.1 変位量の唯一性	-----	247
4.3.2 任意点の変位量の同一性	-----	248
付録5 準Newton法による斜面安定解析の最適化	-----	250
5.1 準Newton法の概要と斜面安定解析への適用	-----	250
5.2 斜面安定解析における最適化変数 x	-----	252
5.3 非線形計画法(準Newton法)と動的計画法の解の特徴	-----	253

付録6	剛体ばねモデルの概要と特徴	-----255
付録7	剛体ばねモデルにおける全体安全率	-----257
7.1	斜面安定解析における安全率	-----257
7.2	局所的な応力から求める剛体ばねモデルの全体安全率	-----258
7.3	すべり面全体に塑性状態を想定した剛体ばねモデルの全体安全率	----260
付録8	ダイレイタンシー角とSS法の解との関係	-----263
付録9	剛体ばねモデルにおける間隙水圧の解析法	-----266
9.1	間隙水圧の定式化	-----266
9.1.1	水没境界の間隙水圧による等価力	-----267
9.1.2	一部水没境界の間隙水圧による等価力	-----271
9.2	剛体要素境界辺に作用する間隙水圧パターン	-----271
付録10	アンカー工の設計に用いるすべり面	-----274
10.1	解析断面と解析条件	-----274
10.2	解析手順	-----275
10.3	解析結果	-----275
10.4	考 察	-----278
付録11	動的計画法による斜面安定解析の最適化	-----280
11.1	安全率関数	-----281
11.2	安全率関数の最小化	-----283
	付録引用文献	-----285
	関連公表論文	-----291
	Summary	-----295

第 章

序 論

第 章 序 論

Chapter Introduction

本章では，斜面の安定性評価の必要性を概説し，本論文の研究目的とこの論文の構成と概要を示す．さらに，斜面安定解析法に関する既往の研究を概観して，極限平衡法に基づく斜面安定解析のもつ力学的な不静定問題に対する研究の変遷について整理する．そして，既往の解析法の問題点を整理する．

1 概 説

斜面崩壊は，斜面を構成する地盤材料の発揮するせん断抵抗力が，重力等の作用によって生ずるせん断力より小さい場合に発生する．

斜面はその成因から，内的作用によって形づくられた地形が侵食などの作用によって形成された自然斜面と人為的に形成された人工斜面とに分けられる．自然斜面の崩壊は，国土の 75%が山地で占められるわが国においては比較的日常的に発生する現象である．斜面崩壊は，しばしば人的・物的被害をもたらす(たとえば，砂防・地すべり技術センター,1998)，大きな社会問題となることがある．また，わが国においては幹線交通路が自然斜面を基礎とする高架構造によって造られることが多く，このような斜面の崩壊は国民生活に多大な打撃を与える．海外においては，地域毎の地質的，地形的，気候的特性に起因して様々な形態の斜面崩壊が発生し，国内と同様に多くの被害を引き起こしている(たとえば，吉松ら,1992a，吉松ら,1992b)．一方，人工斜面は主に人為的な盛土や切土によって形成される．盛土や切土は，道路，鉄道，河川の堤防，フィルダム，造成地などの築造のために行われる．社会基盤施設の一部をなす人工斜面の崩壊は，我々の社会生活に直接的な被害を与えるものである．

以上のように自然斜面や人工斜面の崩壊は，災害を防止するうえで，また，社会機能を確保するうえで留意すべき自然現象である．このようなことから，崩壊に対する安定性の適正な評価が望まれている．

斜面の安定性の評価には，斜面を構成する地盤材料特性の把握，斜面崩壊現象に深く関わる地下水挙動の把握，斜面安定解析法の確立，などが必要である．本論文は，このうち，斜面安定解析法の確立を大きな目的としている．

斜面安定解析法の研究は，古くから取り組まれてきた土質力学上の課題の一つで，その原型を Coulomb(1773)の土楔論や円弧すべりを仮定した Collin(1846)，平面すべりを仮定した Culman(1866)の研究に見ることができる．現在用いられているような形の安定解析法に整備されたのは比較的新しく，Pettersen や Fellenius，Krey(1916 ~ 1930)，Terzaghi(1936)の研究によるところが大きい(土質工学会,1989a)．その後も Bishop法(Bishop,1954)，Janbu法(Janbu,1955)，Morgenstern-Price法(Morgenstern & Price,1965)(以下，M&P法という)，Spencer法(Spencer,1973)(以下，SP法という)などの多くの解析法が提案されている．最近では，極限平衡法に基づく三次元の斜面安定解析法(Hovland,1977)や三次元の臨界すべり面を求める解析法(鶴飼,1985，Leshchinskyら,1985，山上・蔣,1994)，有限要素法などの離散化モデルを用いた解析法(吉松,1983，藤田,1990，Kawai,1977)の研究も進められている．

斜面安定解析は，上述のように現在いくつかの方法によって行われている．このなかで極限平衡法に基づく方法は広く用いられているものの一つである．ところが，極限平衡法に基づく斜面安定解析法のもつ力学的な不静定問題のために，これまでの解析法から得られる解の妥当性は不明確であった．たとえば，斜面崩壊現象と同種の現象である地盤材料のせん断破壊に関する支持力問題を従来の斜面安定解析法によって解析すると，求められた支持力係数は正解値に対して大きな誤差をもつことが知られている(Hansen,1966)．このことは，従来の斜面安定解析法における力学的な不静定問題に対し，適切な解決法が必要なことを端的に示している．

極限平衡法における力学的な不静定問題が合理的に解決された斜面安定解析法は，斜面の安定性の適切な評価や安全で経済的な斜面安定対策工の検討に役立てることが可能である．

2 研究の目的

斜面の安定性を検討する斜面安定解析法には、極限平衡法による分割法、有限要素法などの離散化モデルによる方法、極限解析法(Chen,1975)、Kötter方程式によるすべり線法(土質工学会,1987b)、などがある。これらの方法はそれぞれ長所短所をもっているが、実務的には、極限平衡法による分割法の適用例が多い。その理由は、他の方法に対して極限平衡法に次のような長所があるためである。すなわち、離散化モデルによる方法と異なり、幾何学データの作成が簡単で、新たに材料構成式のうちの応力 - ひずみ関係式を用意する必要がないこと、極限解析法と異なり可容速度場や可容応力場を見いだす必要がないこと、極限解析法や Kötter方程式によるすべり線法と異なり任意の斜面形の解析が可能であり斜面の不均一性を考慮しやすいこと、などである。一方、極限平衡法による分割法の短所には、解析上の未知数が条件数より多い力学的不静定のために、解の妥当性が明確でないこと、極限解析法と異なり得られた解の正解に対する位置づけが不明確なこと、有限要素法などの離散化モデルによる方法と異なり斜面の変位が評価できないこと、などがある。

本論文の目的は、極限平衡法に基づく分割法の短所のうち、に示した極限平衡法における力学的不静定問題に関連して、この問題の合理的な解決により妥当な内力が求められる精度の高い斜面安定解析法を提案することである。

なお、本論文の提案する斜面安定解析法では、2次元断面の平面ひずみ状態を想定し、斜面の破壊を全般せん断破壊として取り扱う。

3 本論文の構成

3.1 研究の概要

第 1 章において、本研究の目的を明らかにし、次に、これまでに提案された斜面安定解析法を概観する。その結果より、解決しなければならない課題を整理する。第 2 章においては、SP法の力学的つり合い条件による解は、この条件が厳密に取り扱われている M&P法の解に対して十分な精度をもつことと、この条件に鉛直分割法としての一般性があることを示す。そして、M&P法とSP法の内力の仮定式はこれらの方法において独自のものであることを示す。この 2 つの事項から、SP法の力学的つり合い条件を用い、かつ内力に関する関係式の決定に新たな妥当性のある考え方を導入することによって、内力が適切に評価された方法が開発できるものと推論される。第 3 章では、第 2 章の検討結果を踏まえ、SP法の力学的つり合い条件に基づいて内力の作用角を合理的に求める方法を提案する。この方法は、解析式に応力 - ひずみ関係を導入し、この関係から求められるスライスの変位を用いることによって、内力の作用角を決定しようとするものである。この方法を「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(Slice Spring Method ; SS法)」と称している。第 4 章では、第 3 章で提案する SS法を正解値が明らかとなっている支持力問題などに適用することによって、地盤の代表的な破壊問題における SS法の有用性を示す。第 5 章では、SS法の応用例として、斜面の安定化に用いるアンカー工の効果的な配置等に関する基礎的な検討を行う。第 6 章では、SS法のもう一つの応用例として、斜面上に築造される段切り基礎の支持力について検討する。一般斜面の安定化工法として採用されているアンカー工が段切り基礎の支持力の増加工法として有効であることを示し、その効果のメカニズムを明らかにする。第 7 章では、第 2 章～第 6 章で得られた結論を総括するとともに、今後に残された課題等について整理する。

3.2 各章の構成

第 章 序論 では，前述のとおり，斜面崩壊に対する社会的背景と斜面安定解析の必要性について概説し，本論文の研究目的を示す．続いて，既往の解析法を概観して，これらの方法の解決しなければならない課題について整理する．

第 章 M&P法とSP法の類似性と一般性 では，M&P法とSP法の共通点と相違点を解析式上で明らかにする．そして，両者の解析式に起因して生ずる解の特徴を解析例によって示す．次いで，M&P法とSP法の力学的つり合い条件が鉛直分割法において一般性をもつことと，内力の仮定式が，これらの方法において独自性をもつことを論ずる．そして，解析例によって，これらの方法の一般性と独自性を明らかにする．つまり，力学的つり合い条件にSP法を用いれば，内力の仮定式に厳密 Janbu法と同様な仮定を採用しても解析が可能であることを示す．

第 章 スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 では，本論文の研究目的である力学的な不静定問題の解決された斜面安定解析法の一つとして，「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(SS法)」を提案する．第 章で示すように，SP法の力学的つり合い条件には一般性があり，また，内力の仮定式は，この方法に独自のものである．このため，本提案法(SS法)においては，力学的つり合い条件にはSP法と同じ条件を用い，かつ内力の仮定式にはスライスの変位から定まる内力の作用角を用いる．この作用角は，鉛直分割されたスライスの境界と底面にバネ等を設定することによって，バネの応力 - ひずみ関係式から求められるスライスの変位を用いて定められる．内力の作用角を求める解析式は，設定されたバネに平面ひずみの一軸状態を想定すると，結果的に弾性係数に依存せず，ポアソン比が解の決定因子となる．そして，SS法を用いたモデル斜面の解析結果を他の方法と比較することによって，SS法による安全率や内力状態の妥当性を検討する．

第 章 地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性 では，まず，第 章において提案したSS法の力学的つり合い条件式を別な観点から検証する．この条件には鉛直分割法において一般性をもつSP法の条件が用いられている．これを仮想仕事の原理から明解に誘導する．次いで，極限平衡法の分割法では，一般に精度の高い解の得にくい支持力問題に対しても，SS法によって精度の

高い解が得られることを示す。さらに，SS法を土圧問題に適用し，すべり線法から得られている土圧係数と近い値となることを示す。これらによって，地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性を示す。また，アンカー力や間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題においても，内力等が適切に評価されることを剛体ばねモデルの解析結果と比較することによって明らかにする。

第 章 SS法によるアンカー工の配置に関する検討 では，SS法を用いた応用例として，斜面の安定化に用いるアンカー工の配置等に関する検討を行う。M&P法やSP法では一般にスライス間内力の作用角を各スライスで一定(平行)として解析している。このため，アンカー力によって生ずる土塊の内力変化が適切に評価できない。一方，SS法はアンカー力の考慮されたスライスの変位から内力の作用角が求められるため，アンカー力による影響が適切に評価される。そこで，SS法の応用例として，斜面の安定化に用いるアンカー工の効果的な導入位置と導入角を明らかにする。

第 章 SS法によるアンカー工併用段切り基礎の支持力に関する検討 では，SS法のもう一つの応用例として，段切り基礎の支持力の増加工法にアンカー工を用いる場合について検討する。斜面上の基礎や段切り基礎の支持力の解析は，通常日本道路公団の方法(1979)や速度場法(日下部,1975，毛戸ら,1989)などによって行われているが，支持力の増加のためにアンカー工を用いる場合には，破壊メカニズムや応力状態の解明が難しいため，その設計法が確立されていない現状にある。このようなアンカー工の設計がSS法によって可能となることを示し，段切り基礎の支持力の増加にアンカー工を用いることの有効性とアンカー工による支持力増加効果を明らかにする。また，アンカー力が土塊の応力に与える影響と基礎荷重の支持メカニズムについて考察を加える。

第 章 結論 では，第 章から第 章の研究から得られた主な結論を総括する。そして，今後の課題等について整理する。

付録では，極限平衡法における斜面安定解析法の既往の研究を力学的つり合い条件の適用のしかたや内力の取り扱い方法に関連する特徴を中心にして示す。次に，SS法のモデルの考え方を示し，SS法の仮想作用角を求める解析式の誘導過程を示す。また，SS法のモデルと変位の適合条件を整理する。次に，SS法に用いる準Newton法による斜面安定解析の最適化の方法を示す。

SS法との比較のために用いる 剛体ばねモデルの概要と特徴を概説し，SS法の安全率との比較に用いる 剛体ばねモデルにおける全体安全率の算出法を示す．また，ダイレイタンシー角とSS法の解との関係を示す．さらに，間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題に対するSS法による解析結果との比較に用いる 剛体ばねモデルにおける間隙水圧の解析法の定式化を示す．また，アンカー工の設計に用いるすべり面の決定法について示し，最後に，安全率関数にSP法(Spencer,1973)を採用した 動的計画法による斜面安定解析の最適化の方法を示す．この方法は，における非線形計画法(準Newton法)によるSS法の最適化結果との比較に用いる．

4 極限平衡法における既往の研究

斜面安定解析は、2 研究の目的に示したように、極限平衡法による分割法、有限要素法などの離散化モデルによる方法、極限解析法、Kötter方程式によるすべり線法、などによって行われている。以下では、本論文の研究対象としている極限平衡法に基づく斜面安定解析法の不静定内力の取り扱い方法の変遷について整理する。そして、極限平衡法に基づく斜面安定解析法における課題について整理する。既往の各分割法の研究については、付録==に示されている。

4.1 不静定問題等の取り扱いの変遷

極限平衡法における斜面安定解析の力学的な不静定因子は、底面反力の作用位置とスライス間内力の作用角あるいは作用位置である。前者の底面反力の作用位置は、従来から、スライス底面の中央と仮定されてきた。この仮定は誤差発生の原因となるが、スライス幅を小さくすることによって、誤差の軽減を図ることが可能である。一方、後者のスライス間内力の取り扱いに関しては、スライス分割幅を小さくしても誤差の軽減を図ることができない。このスライス間内力の不静定問題の解決の研究には、大きく分けて2つの変遷があったと考えられる。第1には、不静定状態にあった解析法を静定化する研究、第2には、静定化条件を理論的に決定する研究、である。以下に第1と第2の変遷について概観する。

(1)第1の変遷(解析式の静定化)

分割法に基づく斜面安定解析の基礎を築いた Fellenius法 (Fellenius,1936) は、スライス間内力が考慮されておらず、力学的に過静定状態の解析法である。その後、スライス間内力を考慮した簡易 Bishop法 (Bishop,1954) が提案されたが、この解析法も同様に過静定状態となってる。この両者は円弧すべりを対象としている。解析対象を非円弧すべりに拡張するために、各スライスに対して力学的つり合い条件を採用した Janbu法 (Janbu,1955) が次に提案された。しかし、この方法も前出の2つの方法と同様、依然、過静定状態となっている。

これらの解析法が過静定状態であることに初めて目を向けたのは、Morgenstern N. R. と Price E. V. (1965) である。彼らは、各スライスの力学的つり

合い条件が満足されれば，斜面全体のつり合い条件は満足されることに着目した．つまり，彼らは，Janbu法(Janbu,1955)で採用されている斜面全体における内力の水平成分の力のつり合い条件を用いず，各スライスの力学的つり合い条件から解析式を誘導した．M&P法(Morgenstern & Price,1965)と呼ぶこの方法は，力学的つり合い条件式に，未知数が1つ付加された内力に関する仮定式を導入することによって，力学的に静定化されている．引き続き Spencer は，M&P法と同様な静定化手法を用いて，円弧すべりを対象とする Spencer法(Spencer, 1967)と，非円弧すべりにも適用可能な SP法(Spencer法)(Spence,1973)を提案した．M&P法とSP法の相違点は，M&P法が解析式の誘導に微分形式を採用している点である．M&P法とSP法の内力の作用角に関する仮定式には，内力の作用角を規定する定数が付加されており，これによって各内力の作用角の相対的な大きさを与えることができ，解析式がより一般性のあるものになっている．

M&P法と SP法によって，鉛直分割法における静定化された解析法は一つの完成をみた．ところが，M&P法と SP法では，各スライスの内力の作用角を規定する定数の決定法が明らかにされておらず，この定数を変えることによって複数の解が存在することになる．このため，斜面の安定性を唯一解として算出することができない方法となっている．一般には，各スライス間内力の作用角を一定として解析されているのが現状である．第2の変遷では，このような不静定内力の問題を理論的に解決するための研究がすすめられた．

(2)第2の変遷(理論的な内力の静定化)

不静定内力の理論的な決定法は，まず，Sarma によって試みられ，その後も多くの研究者によって検討されてきた．Sarma(1973)は，すべり面が極限平衡状態にある鉛直スライスに生ずる内部応力の鉛直成分をMohrの応力円から定めることによって，解析式の静定化を行った．引き続き，Sarma(1979)は，スライス形状を任意にとり，このスライス境界の安全率を1とする静定化条件を用いる方法を提案した．この方法は，土塊内部に塑性変形の存在を前提とする方法である．Chenら(1983)は，斜面両端部のスライス形状が三角形の場合，このスライスの内力の作用角が地表面勾配と等しくなることをMohrの応力円から導き，これを静定化条件の一部として利用する方法を示した．Fanら(1986)は，有限要素法の弾性解析結果から，斜面の形状等を決定要因に用い

て、M&P法の内力の作用角を規定する定数の関数化を行い、この関数から定まる定数を内力の静定化条件に用いる方法を提案した。望月ら(1986)は、スライス両側の内力の差として定義される余剰滑動力をスラストラインに作用させることによって、内力の作用角と作用位置を定める改良限界釣合法を提案した。改良限界釣合法よりわずかに先行して、井上は望月らと同様な余剰滑動力を用いた内力に関する仮定式による方法(非平行内力法)(井上,1986)を提案した。改良限界釣合法では余剰滑動力がスラストラインの方向に作用すると仮定しているのに対して、非平行内力法は、内力の鉛直方向の余剰滑動力が、内力の水平方向の余剰滑動力とスライスの底面傾斜角とに関係するとの考えから、内力に関する仮定式を定義しており、この仮定のもとで力学的つり合い条件を満足するように解析する方法である。Srbulov(1987)は、土塊のせん断ひずみとせん断応力との関係を仮定し、各スライスに共通する安全率に関する係数と力学的つり合い条件とから、各スライス境界の安全率とともに各スライス底面の安全率を算出する方法を提案した。榎ら(1990)は、スライス境界において力学的にとりうるせん断抵抗力に応じた内力の作用角の範囲によって、内力の静定化を行い、斜面がとりうる安定性の範囲を求める一般分割法を提案した。

このように、不静定内力を理論的に決定する方法が多くの研究者によって開発された。このなかで、解析式の妥当性が明確と考えられるものは、Sarma法(Sarma,1979)と榎ら(1990)の一般分割法を支持力問題に適用した場合である。しかし、この場合には、既に明らかとなっているスライス境界の安全率を用いており、スライス境界の安全率が一般に明らかでない斜面安定問題では、そのまま適用できないのが現状となっている。

SS法の研究は、この第2の変遷に位置づけられる。

4.2 斜面安定解析法の解決すべき課題

本章において、既往の極限平衡法に基づく斜面安定解析法を、不静定内力の取り扱い方を中心に概観した。そして、この問題の取り扱い方の変遷について整理した。本章の冒頭で述べたように、これまでに提案された極限平衡法に基づく斜面安定解析法は、

斜面の安定性が妥当性のある唯一な解として求められ
同時に、

正解値の明らかとなっている支持力問題に対して精度の高い解が得られる
方法でないのが現状である。これは、これまでに提案された方法によっても、
力学的に不静定なスライス間内力の評価が十分でないためである。

極限平衡法による解析では、変位場が考慮されていないため、力学的な不静
定状態がどうしても発生する。このような状態を解決するためには、スライス
間内力の静定化条件を別な考え方によって、解析式に導入しなければならない。
たとえば、地盤の破壊問題のうち地盤材料が均質で自重のない水平地盤におけ
る支持力問題に対しては、可容速度場がわかっているため、必要な静定化条件
が明らかである。このため、スライスの分割形状と分割位置を工夫すれば適切
な静定化が可能である (Sarma,1979, 榎ら,1991a)。ところが、斜面安定問題で
は現在のところ、このような条件が見いだされていない。

以上のように、斜面安定解析法における課題は、不静定内力の静定化のため
の条件を、どのような方法で適切に決定するかである。この決定法が妥当性を
もつためには、斜面安定問題と同種の地盤の破壊を取り扱う支持力問題、土圧
問題に対しても精度の高い解が得られることが必要である。

本論文で提案する SS法では、この課題の解決のために、極限平衡法による
斜面安定解析式に応力 - ひずみ関係が導入されている。

5 省略表記と使用記号の説明

5.1 省略表記

アンカー工の配置等：アンカー工の導入位置と導入角

境界：スライス境界

水平境界条件：中央境界における内力の方向を水平とする条件

底面：スライス底面

中央境界：主働(受働)くさび中央部の鉛直なスライス境界

中線：スライス底面の中点における鉛直線

内力：スライス間内力

力学的つり合い条件：力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件

DP法：動的計画法(Dynamic Programming Method)

DRFM：速度場法(Displacement Rate Field Method)

M&P法(MPM)：Morgenstern-Price法

QN法：準Newton法(Quasi-Newtonian Method)

RBSM：剛体ばねモデル(Rigid Body Spring Model)

SP法(SPM)：Spencer法(Spencer,1973)

SP2法：内力作用位置仮定法

SS法(SSM)：スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(Slice Spring Method)

5.2 使用記号

：スライス底面の傾斜角

i ： i 番目スライス底面の傾斜角

：段切り基礎における斜面傾斜角

a ：アンカー工の導入角

i ： i 番目スライス下側境界における地下水位の傾斜角

w ：地下水位の傾斜角

l ：段切り基礎の段切り部斜面傾斜角

：土の単位体積重量

：バネの単位長さ重量

DP_i : i 番目スライス底面におけるすべり遷移層のせん断ひずみ
 DV_i : i 番目スライス下側境界におけるすべり遷移層のせん断ひずみ
 V_i : i 番目スライス下側境界におけるバネ V のせん断ひずみ
 w : 地下水の単位体積重量
 i : i 番目スライス下側の全応力表示の内力の作用角
 i' : i 番目スライス下側の有効応力表示の内力 Z_i' の作用角
 D_i : i 番目スライスの変位より求められる内力の作用角 (内力の仮想作用角)
 L : i 番目スライス下側の内力 Z_L の水平に対する全応力表示の作用角
 R : i 番目スライス上側の内力 Z_R の水平に対する全応力表示の作用角
 s_i : SS法の収束計算における前段階の i'
 DH_i : i 番目スライス下側境界におけるすべり遷移層の軸ひずみ
 DN_i : i 番目スライス底面におけるすべり遷移層の軸ひずみ
 H_i : i 番目スライス下側境界におけるバネ H の軸ひずみ
 N : 土塊バネのひずみ
 N_i : i 番目スライス底面におけるバネ N の軸ひずみ
 i : i 番目スライス下側境界における塑性変形の有無を表す係数
: Spencer法におけるつり合い条件から定まる係数 (Scaling factor)
 $*$: 反時計回りを正とする仮想的な回転変位
: SP2法におけるつり合い条件から定まる係数 (Scaling factor)
: Morgenstern-Price法におけるつり合い条件から定まる係数 (Scaling factor)
: ポアソン比
 DB : スライス境界におけるダイレイタンシー角
 DS : スライス底面におけるダイレイタンシー角
 H_i' : i 番目スライス下側境界におけるバネ H の軸応力
 N : 土塊バネの下端軸応力
 N_i : i 番目スライス底面におけるバネ N の軸応力
 Q : 土塊バネ上端の軸応力
 Q_i : i 番目スライスの上面に作用する外力 Q_i による底面に垂直方向の軸応力
 V_i : i 番目スライス下側境界におけるバネ V のせん断応力
: スライス底面の全応力に関する内部摩擦角

α' : スライス底面の有効応力に関する内部摩擦角
 α'_i : i 番目スライス底面の有効応力に関する内部摩擦角
 α'_{mi} : i 番目スライス底面に動員される有効応力に関する内部摩擦角
 α'_{si} : i 番目スライス下側境界の内部摩擦角
 β_i : i 番目スライス上面に作用する外力 Q_i の水平に対する作用角
 d_{Pi} : i 番目スライス底面におけるすべり遷移層のせん断変位量
 d_{Vi} : i 番目スライスの水平変位に伴う鉛直変位量
 H_i : i 番目スライスの水平変位量
 V_i : i 番目スライスの鉛直変位量
 b : スライスの水平幅
 b_i : i 番目スライスの水平幅
 B : 支持力問題における荷重幅
 c : スライス底面の全応力に関する粘着力
 c' : スライス底面の有効応力に関する粘着力
 c'_i : i 番目スライス底面の有効応力に関する粘着力
 c'_{mi} : i 番目スライス底面に動員される有効応力に関する粘着力
 c'_{si} : i 番目スライス下側境界の粘着力
 d_i : i 番目スライスの水平幅の 2 分の 1 の長さ
 D_i : i 番目スライスの重心における鉛直長さの底面に垂直方向の距離
 e : 土塊の軸方向のバネ定数
 E : Morgenstern-Price法における全応力表示の内力の水平成分
 E' : Morgenstern-Price法における有効応力表示の内力の水平成分
 E : スライス土塊の弾性係数
 $f(x)$: Morgenstern-Price法における内力の作用角を規定する定数
 \mathbf{F} : スライスの力のつり合い条件ベクトル
 F_i : i 番目スライスの底面に平行な方向に発生する力
 F_s : 安全率
 F_{sb} : スライス境界のせん断方向の安全率
 F_{SD} : 計画安全率
 g : スライス底面の中点から底面に平行方向の P_b の作用位置までの距離(第 4 章)

g : 土塊のせん断方向のバネ定数(第 章)
 h : P_w の作用位置
 h_i : i 番目スライス下側の底面から地下水位までの鉛直高さ
 h_{Pi} : i 番目スライス下側境界における底面からスライス境界の間隙水圧の総和 P_i の作用位置までの鉛直高さ
 h_{Qi} : i 番目スライスの底面反力 N_i' の作用位置からスライス上面に作用する外力 Q_i の作用位置までの鉛直高さ
 H : スライス境界の鉛直長さ
 H_i : i 番目スライス下側境界の鉛直長さ
 i : 斜面上端スライスから順次付番したスライス番号
 k : SS法における D_i をつり合い条件に適合する i' に変換する係数(Scaling factor)
 k_i : Spencer法における内力の作用角を規定する定数
 K_a : 土圧問題における主動土圧係数
 K_p : 土圧問題における受働土圧係数
 l_i : i 番目スライス底面の長さ
 $l_{N'}$: 下側のスライス境界から底面反力 N_i' の作用位置までの水平距離
 l_Q : 下側のスライス境界からスライス上面に作用する外力 Q_i の作用位置までの水平距離
 l_U : 下側のスライス境界から底面に作用する間隙水圧の総和 U_i の作用位置までの水平距離
 l_w : 下側のスライス境界からスライス重心までの水平距離
 L : スライス境界における底面から内力の作用位置までの鉛直高さ
 L_i : i 番目スライス下側境界の底面から全応力表示の内力の作用位置までの鉛直高さ
 L_i' : i 番目スライス下側境界の底面から有効応力表示の内力の作用位置までの鉛直高さ
 L_L : スライス下側内力の底面から作用位置までの鉛直高さ
 L_R : スライス上側内力の底面から作用位置までの鉛直高さ
 m : 段切り基礎の底面幅に対する段切り高さの比
 M_i : i 番目のスライスに発生する底面反力の作用位置におけるモーメント
 M : スライスのモーメントのつり合い条件ベクトル

n : スライスの数
 n : 段切り基礎の底面幅に対する下段底面幅との比(第 章)
 N' : スライス底面の有効応力表示の反力の垂直成分
 N'_i : i 番目のスライス底面の有効応力表示の反力の垂直成分
 N_c : 支持力問題における粘着力に関する支持力係数
 N_{Pi} : P_i と P_{i-1} の総和の底面に垂直方向の成分
 N_q : 支持力問題における上載荷重に関する支持力係数
 N_{Qi} : Q_i の底面に垂直方向の成分
 N_r : 支持力問題における自重に関する支持力係数
 N_{Ui} : U_i の底面に垂直方向の成分
 N_{Wi} : W_i の底面に垂直方向の成分
 $N_{Zi'}$: Z_i' の底面に垂直方向の成分
 $N_{Zi-1'}$: Z_{i-1}' の底面に垂直方向の成分
 P_a : アンカー力
 P_b : スライス底面に作用する間隙水圧
 P_i : i 番目スライス下側のスライス境界における間隙水圧の総和
 P_w : スライス境界に作用する間隙水圧(M&P法)
 q_0 : 上載荷重
 Q_i : i 番目のスライス上面に作用する外力
 Q_{Vi} : i 番目スライスの上面に作用する上載荷重の鉛直成分
 r_i : SP2法における i 番目スライス下側の内力の作用位置を規定する定数
 r_u : 間隙水圧比
 S_i : i 番目スライスの底面に平行方向のせん断抵抗力
 S_{Ci} : i 番目スライス底面における粘着力によるせん断抵抗力
 S_{Cmi} : i 番目スライス底面に動員される粘着力によるせん断抵抗力
 S_m : スライス底面に動員されるせん断抵抗力
 S_{mi} : i 番目スライス底面に動員されるせん断抵抗力
 $S_{Ni'}$: i 番目スライス底面における内部摩擦角によるせん断抵抗力
 S_{Nmi} : i 番目スライス底面に動員される内部摩擦角によるせん断抵抗力
 t_B : スライス境界におけるすべり遷移層の厚さ

t_s : スライス底面におけるすべり遷移層の厚さ
 T_i : i 番目スライス底面における滑動力
 T_{Pi} : P_i と P_{i-1} の総和の底面に平行方向の成分
 T_{Qi} : Q_i の底面に平行方向の成分
 T_{Si} : i 番目スライス下側境界におけるせん断抵抗力
 T_{Wi} : W_i の底面に平行方向の成分
 $T_{Zi'}$: Z_i' の底面に平行方向の成分
 $T_{Zi-1'}$: Z_{i-1}' の底面に平行方向の成分
 u^* : i 番目スライスの回転のない仮想変位
 u_i : i 番目スライス下側のスライス境界と底面の交点における間隙水圧
 u_{DH_i} : i 番目スライス下側境界におけるすべり遷移層の軸変位量
 u_{DN_i} : i 番目スライス底面におけるすべり遷移層の軸変位量
 u_{Hi} : i 番目と $i+1$ 番目の 2 つのスライスの相対水平変位量
 u_{Ni} : i 番目スライスの底面に垂直方向のスライスの変位量(バネ N の軸変位量)
 u_{Si} : i 番目と $i+1$ 番目スライス中点間の土塊スライスの水平変位量(バネ H 軸変位量)
 U_i : i 番目スライスの底面に作用する間隙水圧の総和
 v_i : i 番目と $i+1$ 番目のスライスの相対鉛直変位量
 v_{Di} : i 番目スライス底面のすべり遷移層のせん断によって生ずるスライス境界における鉛直方向のせん断変位量
 W : スライスの土塊重量
 W_i : i 番目スライスの土塊重量
 W_{Fi}^* : i 番目スライスに作用する内力等が回転のない仮想変位によって行う仮想仕事の総和
 W_{Mi}^* : i 番目スライスに作用する内力等が仮想的な回転変位によって行う仮想仕事の総和
 X : スライス間内力の鉛直成分
 y_t : スライス境界に作用する全応力表示の内力の作用位置
 y_t' : スライス境界に作用する有効応力表示の内力の作用位置
 Z_i' : i 番目スライス下側に作用する有効応力表示の内力
 Z_{Dvi} : i 番目スライス下側の内力の仮想せん断力

Z_H : スライス境界における内力の水平成分

$Z_{Hi'}$: i 番目スライス下側境界の有効応力表示の内力の水平成分

Z_{HL} : スライス下側境界の全応力表示の内力の水平成分

Z_{HR} : スライス上側境界の全応力表示の内力の水平成分

Z_L : スライス下側境界に作用する全応力表示の内力

Z_R : スライス上側境界に作用する全応力表示の内力

Z_V : スライス境界における内力の鉛直成分

Z_{Vi} : i 番目スライス下側の内力の鉛直成分

Z_{VL} : スライス下側の内力の鉛直成分

Z_{VR} : スライス上側の内力の鉛直成分

第 章

M&P法と SP法の類似性と一般性

第 章 M&P法 と SP法の類似性と一般性

Chapter Similarity and Generality of the M&P and SP methods

第 章の 4.1 不静定問題等の取り扱いの変遷において示したように，M&P法とSP法によって，力学的つり合い条件の静定化された解析法が示され，斜面安定解析法は一つの完成をみるにいたった．本章では，内力の作用角が合理的に求められる斜面安定解析法を提案するにあたって，M&P法とSP法の2つの解析法の比較を行い，これらの方法に用いられている力学的つり合い条件と内力の仮定式について考察する(近藤・林,1997b)．

1 はじめに

極限平衡法である Janbu法 (Janbu,1955)，M&P法 (Morgenstern-Price法) (Morgenstern & Price,1965)，SP法 (Spencer 法) (Spencer,1973) は非円弧すべりを対象にした斜面安定解析法であり，よく利用されている(たとえば，中村,1979，古谷,1984，望月ら,1986，吉松・鈴木,1993b，植田・山上,1994)．非円弧すべりにいたる研究過程で Spencer は，当初 Bishop法(1954)に関連する円弧すべりを対象とした解析法 (Spencer,1967) を示したが，この方法は工夫すれば，非円弧すべりにも適用可能な方法であった (Nonveiller,1965，Anderson,1987，山口，1990c)．その後 Spencer は，以下で示すように，円弧・非円弧すべりを含む一般断面解析用のSP法 (Spencer,1973) を提案した．この方法は各スライスに対して力学的つり合い条件を適用した方法である．非円弧すべりに対するこれら3つの解析法 (Janbu法，M&P法，SP法) は，各スライスにおいて，力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が用いられている点で共通しているが，第章で述べたように Janbu法 (Janbu,1955) は，Sarma (1979)，今泉ら (1988) が示すように，力学的に過静定となっている．一方，M&P法とSP法は，力学的に静

定化された方法であり，それによって各スライスの力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が満足されている．ところが，両者の解析法の類似性・同義性の詳細な検討については，これまであまり行われていない．以下ではこのことについて報告する．

さて，内力の仮定式に，M&P法では式(2.1)，SP法では式(2.2)

$$X/E = f(x) \cdot \tan i \quad (2.1)$$

$$\tan i = k_i \cdot \tan \alpha \quad (2.2)$$

を用いているが，Spencerの文献(1973)にこの両者が類似していることが述べられている．ここに， X ：内力の鉛直成分， E ：全応力表示の内力の水平成分， i ：全応力表示の内力の作用角， $f(x)$ ， k_i ：内力の作用角を規定する定数， α ， $\tan \alpha$ ：つり合い条件から定まる係数(Scaling factor)(Anderson, 1987)，である．ところが，M&P法とSP法の内力の仮定式が類似し，ともに力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が用いられているにもかかわらず，Fredlundの文献(1977)の解析結果の比較から明らかなように，両者によって得られた解は厳密には同一でない．これは，力学的つり合い条件式(力のつり合い条件式とモーメントのつり合い条件式)の誘導に，M&P法では微小幅のスライスに作用する力として微分形式の力を用いているのに対して，SP法では十分小さい有限幅のスライスに作用する力を用いているためと考えられるが，これが何に起因しているかを解析式上で明らかにした報告はない．

そこで，本章では，まず，M&P法(Morgenstern & Price, 1965)とSP法(Spencer, 1973)の概要を示し，両者の力のつり合い条件式とモーメントのつり合い条件式の比較を解析式上で行って，M&P法で用いられる近似的な方法(Morgenstern & Price, 1967)とSP法が同義であることを明らかにし，両者がわずかに異なった解を与える理由を示す．続いて，両解析式の相違に起因する解の特徴を解析例をとおして検討する．さらに，SP法の内力の仮定式にJanbu法と同様の内力の作用位置に関する仮定式を用いても，SP法の力学的つり合い条件の満足された解析が可能となることを，解析法と解析例を示して明らかにする．このことによって，M&P法とSP法の力学的つり合い条件の一般性と両者の内力の仮定式の独自性が示される．

2 M&P法の概要

2.1 不静定問題の取り扱い

M&P法では、不静定問題の解決のため、有効応力表示の内力の水平成分 E' と X の間に $X/E' = f(x)$ の関係を仮定している。そして、つり合い条件式をより簡潔にするために、M&P法では、有効応力表示の内力の関係式を全応力表示に定義し直して、 E と X との関係に式(2.1)を用いている。 E と E' の間には、スライス境界に作用する間隙水圧を P_w とすると、式(2.3)

$$E = E' + P_w \quad (2.3)$$

の関係があり、全応力表示の内力の作用位置 y_t と有効応力表示の内力の作用位置 y_t' との間には、 P_w の作用位置を h とすると、式(2.4)の関係がある。

$$E \cdot y_t = E' \cdot y_t' + P_w \cdot h \quad (2.4)$$

この方法において、 $f(x)$ が与えられ、適当な境界条件が選択されると、と安全率 F_s が決定可能となり、力学的つり合い条件の静定化された解が求められる。

2.2 力学的つり合い条件

M&P法では、力学的つり合い条件式の誘導にあたり、水平方向(x 方向)、鉛直方向(y 方向)の座標を図-2.1のように与え、すべり面と地表面、有効応力表示の内力の作用位置、スライス境界に作用する間隙水圧の作用位置を、それぞれ、 $y=y(x)$ 、 $y=z(x)$ 、 $y=y_t'(x)$ 、 $y=h(x)$ で表す。また、図-2.2に示すように、内力等が作用している微小幅 dx の鉛直スライスを考え、具体的な問題に適用できるように、スライスのすべり面と地表面を直線と仮定している。この仮定から、すべり面の位置に式(2.5)、土塊重量 W に式(2.6)の関係を得る。

$$y = A \cdot x + B \quad (2.5)$$

$$dW/dx = p \cdot x + q \quad (2.6)$$

また、式(2.1)の $f(x)$ を x の線形関数として、式(2.7)を仮定している。

$$f(x) = k \cdot x + m \quad (2.7)$$

ここに、 A 、 B 、 p 、 q 、 k 、 m は、係数である。

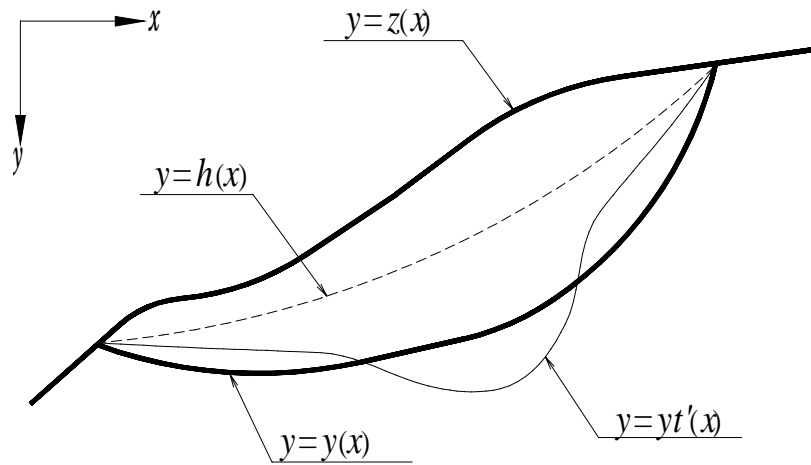


図-2.1 M&P法の斜面
 Fig. 2.1 Slope of the M&P method

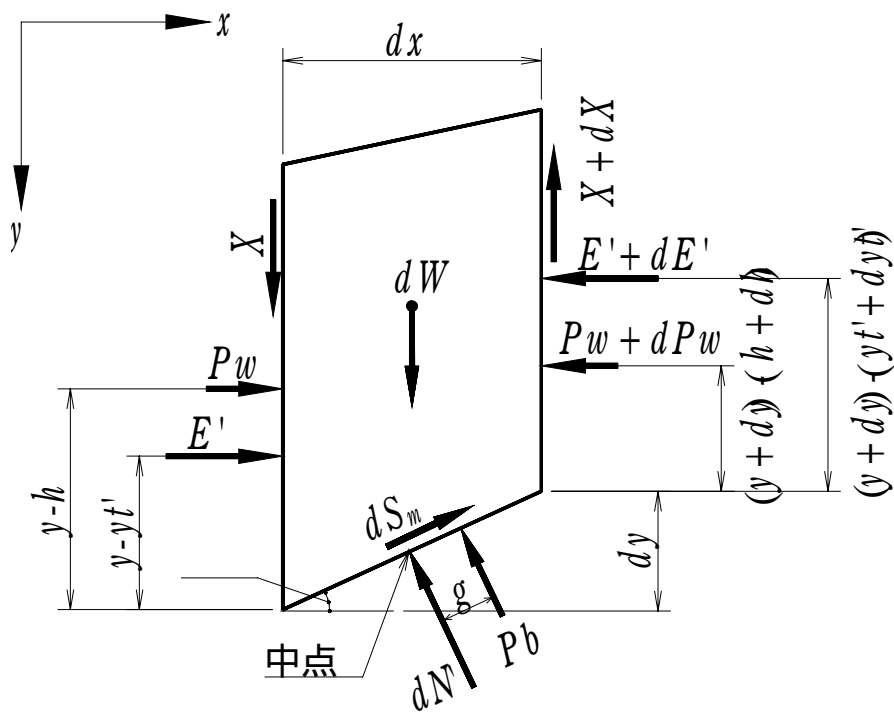


図-2.2 M&P法のスライスと諸力
 Fig. 2.2 Slice and forces of the M&P method

2.2.1 力のつり合い条件

力のつり合い条件式は，次に示す 3つの条件

すべり面に平行方向の力のつり合い条件

すべり面に垂直方向の力のつり合い条件

Mohr-Coulombの破壊規準

から，すべり面に動員されるせん断抵抗力 dS_m とすべり面に垂直な反力 dN' を消去して求められる．このとき，起点側の境界 ($x=0$) の内力の水平成分を E_i ，終点側 ($x=x$) の内力の水平成分を E とし，式(2.1)，式(2.3)，式(2.4)，および式(2.5)，式(2.6)，式(2.7) の関係を用いると，力のつり合い条件式として式(2.8)を得る．

$$E = \frac{1}{L + K \cdot x} \left(E_i \cdot L + \frac{N \cdot x^2}{2} + P \cdot x \right) \quad (2.8)$$

上式中の K, L, N, P は，それぞれ，次の式(2.9) ~ 式(2.12) のとおりである．

$$K = \gamma \cdot k \cdot \left(\frac{\tan \phi'}{F_s} + A \right) \quad (2.9)$$

$$L = \gamma \cdot m \cdot \left(\frac{\tan \phi'}{F_s} + A \right) + \left(1 - A \cdot \frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad (2.10)$$

$$N = p \cdot \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\tan \phi'}{F_s} \right\} \quad (2.11)$$

$$P = \frac{c'}{F_s} \cdot (1 + A^2) + q \cdot \left\{ \frac{\tan \phi'}{F_s} + A - r_u \cdot (1 + A^2) \cdot \frac{\tan \phi'}{F_s} \right\} \quad (2.12)$$

ここに， F_s ：安全率， c' ：有効応力に関する粘着力， ϕ' ：有効応力に関する内部摩擦角， A ： dy/dx ，であり， r_u は間隙水圧比と呼ばれるもので，スライス底面に作用する間隙水圧 P_b が， $dP_b = dW \cdot r_u \cdot \sec \alpha$ で表現される．式中の α はスライス底面の傾斜角である．

2.2.2 モーメントのつり合い条件

スライス底面の中心におけるモーメントのつり合い条件を用いて，微小項の積をゼロ， dW の作用位置をスライス水平方向の中心， P_b の作用位置をスライス底面の中心($g = 0$)とし，式(2.3)，式(2.4)の関係を用いると，モーメントのつり合い条件式として式(2.13)を得る．

$$X = \frac{d}{dx} (E \cdot y_t) - y \cdot \frac{dE}{dx} \quad (2.13)$$

ここに， g はスライス底面の中心からスライス底面に平行方向の P_b の作用位置までの距離である．

式(2.13)を具体的な問題に適用できる式に書き換えるために，式(2.13)を積分し，起点側($x=0$)の境界のモーメントを M_i ，終点側($x=x$)の境界のモーメントを M とすると，モーメントのつり合い条件式として式(2.14)を得る．

$$M = M_i + \int_0^x \left(X - E \cdot \frac{dy}{dx} \right) dx \quad (2.14)$$

ここに，モーメント M_i は次式で定義される．

$$M_i = E_i \cdot \{ y_t(0) - y(0) \}$$

上式に関する X ， E は，式(2.1)と式(2.8)の関係から定められる．

3 SP法の概要

3.1 不静定問題の取り扱い

SP法では，不静定問題の解決のために， i に式(2.2)の関係を仮定している．この仮定においても，M&P法と同様に， k_i が与えられ，適当な境界条件が与えられると， α と F_S が決定可能となり，力学的つり合い条件の静定化された解が求められる．

3.2 力学的つり合い条件

SP法では，力学的つり合い条件式の誘導にあたり，図-2.3に示すような斜面，および図-2.4に示すような幅が十分小さく，すべり面と地表面を直線とするスライスを考える．SP法の原論文(Spencer,1973)では，境界条件に斜面上端部の亀裂に作用する間隙水圧 T を用いているが，つり合い条件式には，間隙水圧が浸透によるものではないという前提のもとに，スライス境界に作用するこの力を考慮していない．以下では，原論文にしたがう．

3.2.1 力のつり合い条件

力のつり合い条件は，M&P法と同じ3つの条件(2.2.1)から，すべり面に動員されるせん断抵抗力 S_m とすべり面に垂直な反力 N' を消去して求められる．この方法により式を誘導すると，スライスの上側境界に作用する全応力表示の内力 Z_R として式(2.15)を得る(Spencer,1973)．

$$Z_R = \frac{1}{R} \{ Z_L \cdot L - W \cdot \sin \alpha + (W \cdot \cos \alpha - P_b) \cdot \tan \alpha' + c_m' \cdot b \cdot \sec \alpha \} \quad (2.15)$$

ここに， $\tan \alpha' = \tan \alpha / F_S$ ， $c_m' = c' / F_S$

$$L = \cos \alpha \cdot L \cdot (1 + \tan \alpha' \cdot \tan \alpha)$$

$$R = \cos \alpha \cdot R \cdot (1 + \tan \alpha' \cdot \tan \alpha)$$

$$L = \frac{Z_L}{\cos \alpha} \cdot \cos \alpha' \quad , \quad R = \frac{Z_R}{\cos \alpha} \cdot \cos \alpha'$$

であり，また， Z_L ：スライスの下側境界に作用する全応力表示の内力， α ： Z_L の水平に対する作用角， α' ： Z_R の水平に対する作用角， b ：スライス幅，である．

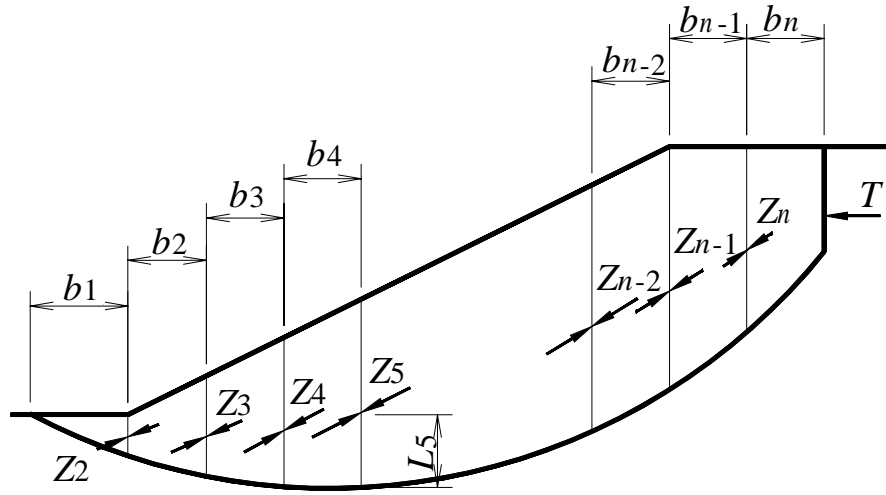


図-2.3 SP法の斜面
 Fig. 2.3 Slope of the SP method

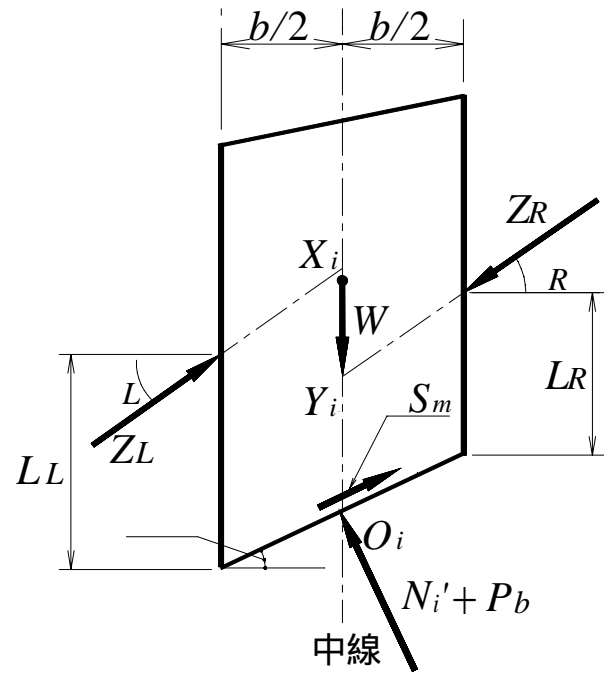


図-2.4 SP法のスライスと諸力
 Fig. 2.4 Slice and forces of the SP method

3.2.2 モーメントのつり合い条件

SP法では， W の作用位置をスライスの水平方向の midpoint ， N' と P_b の作用位置をスライス底面の midpoint (点 O_i) としたうえで，図-2.4 に示すように Z_L ， Z_R をスライス底面の midpoint における鉛直線(以下，中線という)まで延長して点 X_i ， Y_i を定める．このようにすると，スライス底面の midpoint におけるモーメントのつり合いから，スライス番号 i のモーメントのつり合い条件式として，式(2.16)が導かれる (Spencer,1973) ．

$$\overline{Y_i O_i} = \frac{Z_L \cdot \cos \alpha_L}{Z_R \cdot \cos \alpha_R} \cdot \overline{X_i O_i} \quad (2.16)$$

ここに， $\overline{X_i O_i}$: Z_L の延長線と中線との交点からスライス底面の midpoint までの距離，
 $\overline{Y_i O_i}$: Z_R の延長線と中線との交点からスライス底面の midpoint までの距離，である．

4 M&P法とSP法の比較

4.1 内力の仮定式の関係

M&P法とSP法の両者の内力の仮定式(式(2.1), 式(2.2))の間には, 式(2.17), 式(2.18), 式(2.19)の関係がある.

$$= -\tan \quad (2.17)$$

$$f(x) = k_i \quad (2.18)$$

$$X/E = -\tan \quad i \quad (2.19)$$

ここで, 水平幅 b のスライスを考えると, M&P法において, $x=0$ で $f(x)=k_i$, $x=b$ で $f(x)=k_{i+1}$ となる. したがって, 式(2.7)の $f(x)$ の k と m に, それぞれ式(2.20), 式(2.21)の関係を得る.

$$k = (k_{i+1} - k_i) / b \quad (2.20)$$

$$m = k_i \quad (2.21)$$

なお, 上式に示すように, M&P法の式(2.7)の k とここでの k_i とは, 異なる内容を意味している.

4.2 力のつり合い条件

M&P法とSP法の力のつり合い条件式が同義であることを示すために, 以下に, M&P法の力のつり合い条件式を変形して, SP法の力のつり合い条件式を誘導する.

式(2.17), 式(2.20), 式(2.21)を用い, $A = -\tan$ の関係に注意して, 式(2.9) ~ 式(2.12)に示す K, L, N, P を整理すると, それぞれ式(2.22) ~ 式(2.25)を得る.

$$K = -\tan \cdot \frac{k_{i+1} - k_i}{b} (\tan \quad m' - \tan \quad) \quad (2.22)$$

$$L = -\tan \cdot k_i \cdot (\tan \quad m' - \tan \quad) + (1 + \tan \quad \cdot \tan \quad m') \quad (2.23)$$

$$N = p \cdot (\tan \quad m' - \tan \quad - r_u \cdot \sec^2 \quad \cdot \tan \quad m') \quad (2.24)$$

$$P = c m' \cdot \sec^2 \quad + q \cdot (\tan \quad m' - \tan \quad - r_u \cdot \sec^2 \quad \cdot \tan \quad m') \quad (2.25)$$

次に，式(2.22)～式(2.25)をM&P法の力のつり合い条件式(式(2.8))に代入して整理するために，スライス幅を b ，終点側($x=b$)のスライス境界の内力の水平成分を E_{i+1} として，式(2.8)の両辺を $\cos \alpha_{i+1}$ で除し，右辺の分母分子に $\cos \alpha_{i+1}$ を乗ずると，式(2.26)を得る．

$$\frac{E_{i+1}}{\cos \alpha_{i+1}} = \frac{\cos \alpha_{i+1}}{(L+K \cdot b) \cdot \cos \alpha_{i+1} \cdot \cos \alpha_{i+1}} \cdot \left(E_i \cdot L + \frac{N \cdot b^2}{2} + P \cdot b \right) \quad (2.26)$$

式(2.26)の右辺の分母を，式(2.2)に基づく $\tan \alpha_{i+1} = k_{i+1} \cdot \tan \alpha_{i+1}$ の関係に注意して整理すると，式(2.27)を得る．

$$(L + K \cdot b) \cdot \cos \alpha_{i+1} \cdot \cos \alpha_{i+1} = \cos(\alpha_{i+1} - \alpha_{i+1}) \cdot \{1 + \tan(\alpha_{i+1} - \alpha_{i+1}) \cdot \tan \alpha_{i+1}'\} \quad (2.27)$$

式(2.26)中の右辺括弧内の第1項は， E_i と X_i の合力を Z_i によって表現すると，式(2.28)が得られる．

$$E_i \cdot L \cdot \cos \alpha_{i+1} = \frac{E_i}{\cos \alpha_i} \cdot L \cdot \cos \alpha_i \cdot \cos \alpha_{i+1} = Z_i \cdot \left[\cos(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \cdot \{1 + \tan(\alpha_{i+1} - \alpha_i) \cdot \tan \alpha_{i+1}'\} \right] \quad (2.28)$$

また，残りの第2項，第3項は，式(2.6)の区間(0～ b)での積分結果が

$$W = p \cdot b^2 / 2 + q \cdot b$$

であることと，底面の間隙水圧 P_b が

$$P_b = W \cdot r_u \cdot \sec \alpha_{i+1}$$

であることに注意すると，式(2.29)が得られる．

$$\left(\frac{N \cdot b^2}{2} + P \cdot b \right) \cdot \cos \alpha_{i+1} = c_m' \cdot b \cdot \sec \alpha_{i+1} + (W \cdot \cos \alpha_{i+1} - P_b) \cdot \tan \alpha_{i+1}' - W \cdot \sin \alpha_{i+1} \quad (2.29)$$

式(2.26)を式(2.27)～式(2.29)の関係を用いて整理し，式(2.26)の左辺の

$E_{i+1} / \cos \theta_{i+1}$ が Z_{i+1} であることと、各変数の添え字 i が SP法の L に、 $i+1$ が R に対応することに注意すると、式(2.26)は SP法の力のつり合い条件式(式(2.15))に一致することが分かる。したがって、M&P法と SP法の力のつり合い条件式は同義である。

4.3 モーメントのつり合い条件

M&P法のモーメントのつり合い条件式において、計算を効率的に実施するための近似的なモーメントのつり合い条件式(Morgenstern & Price, 1967)が、SP法のモーメントのつり合い条件式と同義であることを示す。

スライス幅を b 、終点側のスライス境界におけるモーメントを M_{i+1} とし、式(2.14)を近似的な方法である台形公式を用いて積分すると、モーメントのつり合い条件式として次の式(2.30)

$$M_{i+1} = M_i + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \{ (X_{i+1} - E_{i+1} \cdot A) + (X_i - E_i \cdot A) \} \quad (2.30)$$

を得る。この式(2.30)は、M&P法の効率的な計算のために近似式として用いているモーメントのつり合い条件式(Morgenstern & Price, 1967)である。

ここで、 M_i の定義($M_i = -E_i \cdot L_i$)と $A = -\tan \theta$ の関係に注意して、式(2.30)を整理すると式(2.31)を得る。

$$\begin{aligned} & E_i \cdot \left(L_i - \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta \right) \\ & = E_{i+1} \cdot \left(L_{i+1} + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta \right) + \frac{1}{2} \cdot b \cdot X_i + \frac{1}{2} \cdot b \cdot X_{i+1} \end{aligned} \quad (2.31)$$

ここに、 L_i は、スライス底面から E_i の作用位置までの鉛直長さ($y - y_i$)であり、式(2.23)の L とは異なる。一方、SP法のスライスにおける幾何学的関係などから、次式を得る。

$$\begin{aligned} \overline{X_i O_i} &= L_L - \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta_L + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta_L \\ \overline{Y_i O_i} &= L_R + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta_R - \frac{1}{2} \cdot b \cdot \tan \theta_R \end{aligned}$$

$$X_i / E_i = -\tan \theta_L$$

$$X_{i+1} / E_{i+1} = -\tan \theta_R$$

$$E_i = Z_L \cdot \cos \theta_L$$

$$E_{i+1} = Z_R \cdot \cos \theta_R$$

この関係を式(2.31)に代入して整理し、各変数の添え字 i が SP法の L に、 $i+1$ が R に対応することに注意すると、SP法のモーメントのつり合い条件式(式(2.16))を得る。したがって、SP法のモーメントのつり合い条件式は、M&P法の近似的な方法によるモーメントのつり合い条件式(Morgenstern & Price, 1967)と同義である。

つまり、4.2 で示したとおり力のつり合い条件式が両者で同義であることから、SP法の安全率と M&P法の安全率とのわずかな差は、M&P法のモーメントのつり合い条件式である式(2.14)の積分を M&P法では厳密に実施し、SP法では簡便的な台形公式により積分しているために生じていることになる。

4.4 数値解の収束法

M&P法と SP法とでは、数値解の収束法に違いがある。つまり、力のつり合い条件式とモーメントのつり合い条件式による連立非線形方程式の解析法として、M&P法では、全応力表示の内力の水平成分 E とモーメント M の各つり合い条件式中の F_s と α による微分量(E / F_s , E / α , M / F_s , M / α)を解析的に求めたうえで、Newton-Raphson法を用いて数値解を求めている。ここに、 F_s : 安全率, α : 係数である。一方、SP法では、初期値として適当な α の値を力のつり合い条件式に与え、得られた解 F_s と、もとの α をモーメントのつり合い条件式に代入して新たに α を求め、この計算を交互に繰り返して解を収束させる方法(逐次代入法)を用いている。この2つの安定解析法は収束計算法が異なるが、4.3で示したように M&P法のモーメントのつり合い条件に近似的な方法を用いた場合、両者の解析式が同義であるので、計算結果は同一となる。

5 M&P法とSP法の解析例による比較

前節の4 M&P法とSP法の比較において、M&P法のモーメントのつり合い条件式の積分に台形公式を用いた近似式がSP法のモーメントのつり合い条件式と同義であることを示した。本来のM&P法は、微分形式より求められたモーメントのつり合い条件式が厳密に積分されることによって、スライス内の内力に関するモーメントのつり合い条件が満足されている。このため、M&P法を用いて、すべり面が直線によって構成される断面の安定解析を行う場合、長い直線を区間とするスライスであっても複数のスライスに分割することなく、スライス内の内力に関するモーメントのつり合い条件の満足された解が求められるものと考えられる。一方、SP法を用いて同じ断面を解析すると、スライス内のこの条件が考慮されていないため、すべり面が直線区間のスライス分割数によって解が異なり、当然、M&P法と誤差が生ずることになる。M&P法との誤差はスライスの分割数、つまり分割幅の大きさによって異なり、幅を小さくすることによって、M&P法の解との誤差が小さくなると考えられる。このような両者のモーメントのつり合い条件式の相違に起因する解の特徴を解析例とおして考察する。

次いで、非直線すべり断面を用いてスライス分割数の増加に伴うM&P法の安全率の変化とSP法の安全率の変化を解析し、SP法とM&P法の安全率の違いが、スライス分割数の変化に伴うM&P法の安全率の変動に対して十分小さく、SP法の解がM&P法に対して十分な精度をもつことを示す。

5.1 M&P法とSP法のつり合い条件式に起因する解の特徴

解析に用いる直線すべり面によって構成された断面を図-2.5に示す。土質強度は、内部摩擦角 ϕ を 25° 、粘着力 c' を $9.81\text{kPa}(1.00\text{tf/m}^2)$ とし、土塊の単位体積重量を $19.6\text{kN/m}^3(2.00\text{tf/m}^3)$ とする。また、M&P法とSP法の力学的つり合い条件式の相違に起因する解の特徴を明らかにすることを目的としているため、両解析法に用いる式(2.1)の $f(x)$ と式(2.2)の k_i は、各スライス境界において $f(x)=1$ 、 $k_i=1$ とし、解析条件を同一にする。この断面でのスライス分割数を3から40に増加させた場合に対するM&P法の安全率の誤差とSP法の安全率の

誤差のそれぞれの変化を図-2.6 に示す．両解析法の各誤差は，40 スライスに分割したときの M&P法の安全率(1.378)に対する百分率で表現されている．分割にあたって，常にすべり面の折れ点にスライス分割線を設定した．

図-2.6 からわかるように，M&P法の安全率はスライス数の増減に対して同値であり，変化は生じていない．一方，SP法の M&P法に対する安全率の誤差は，スライス数が少ない(スライス幅が大きい)ときは，大きい(スライス数 3 のとき 0.52%)が，スライス数の増加に伴って小さくなり，スライス数 40 のときには 0.03% となっている．

以上の解析結果から，M&P法の解析によって，長い区間のスライスにおいてもモーメントのつり合い条件が厳密に満足されるため，直線すべり線で構成されたスライス内をさらに細分化したスライスに区分しなくても，力学的つり合い条件の厳密に満足された解が求められることがわかる．一方，SP法の M&P法に対する安全率の誤差はスライス数の増加に伴って小さくなり，M&P法の値に近づいていく．これは，スライス内をさらに細分化したスライスに区分して解析することにより，SP法の解にスライス内の内力に関するモーメントのつり合い条件が考慮されて，結果的にSP法による解析がM&P法のモーメントのつり合い条件式に近い計算内容となるためである．このように，M&P法とSP法の解析式の相違が解析例からも確認できる．

また，SP法のM&P法に対する安全率の誤差は，スライス数が 3 と少ない場合においても，0.5% 程度であり，実用上，問題となる誤差ではないと考えられる．

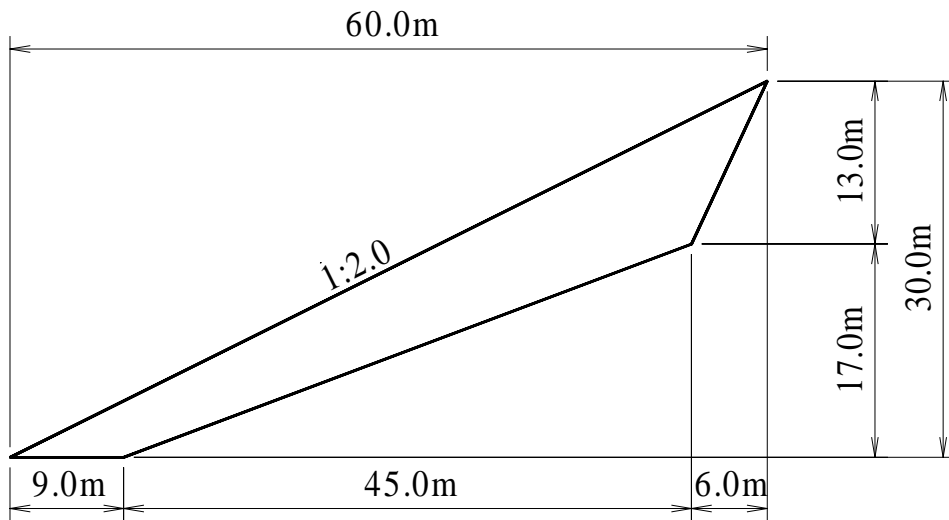


図-2.5 直線すべり断面
 Fig. 2.5 Section of the linear slip surface

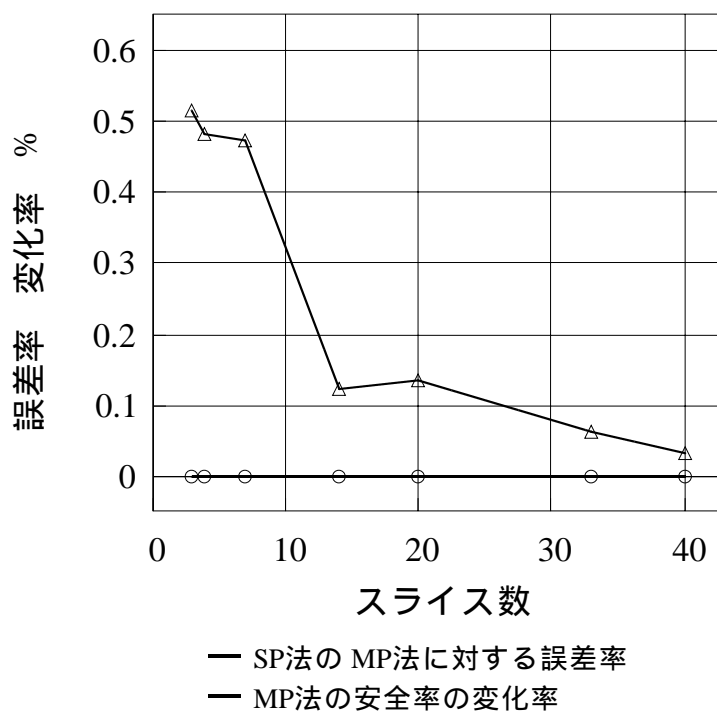


図-2.6 直線すべり断面の安全率の誤差変化
 Fig. 2.6 Variation of safety factor's error in the linear slip surface

5.2 M&P法の安全率に対するSP法の精度

解析に用いる非直線すべり(円弧すべり)断面を図-2.7に示す。土質強度は、直線すべり面と同様、内部摩擦角 ϕ を 25° 、粘着力 c' を $9.81\text{kPa}(1.00\text{tf/m}^2)$ とし、土塊の単位体積重量を $19.6\text{kN/m}^3(2.00\text{tf/m}^3)$ とする。また、各スライス境界とも $f(x)=1, k_i=1$ として解析する。この断面のスライス分割数を 3 から 44 に増加させたときのM&P法の安全率の誤差とSP法の安全率の誤差のそれぞれの変化を図-2.8に示す。各誤差は直線すべりの場合と同様、44 スライスに分割したときのM&P法の安全率(1.296)に対する百分率で表現されている。

図-2.8 からわかるように、各スライス数のM&P法の安全率と 44 スライスの場合のM&P法の安全率との誤差は、スライス数の増加に伴い小さくなっている。このときの分割数 3 における誤差は 4.21%である。一方、SP法の安全率の誤差も、M&P法と同様、スライス数の増加に伴って小さくなっており、分割数 3 で 3.67%、44 で 0.002%である。この誤差は M&P法の誤差の変化(4.21%~0%)と同程度であり、SP法とM&P法の安全率の誤差の違い(分割数 3 で 0.54%)がこの変化に比べて非常に小さいことがわかる。

非直線すべり面の場合、M&P法のようにスライス内の内力に関するモーメントのつり合い条件を厳密に解析しても、土塊をスライスに分割することによって、本来非直線であるスライス内のすべり面を M&P法では直線として取り扱うため、5.1 の直線すべり面における M&P法の解と異なり、スライス分割数の増加に伴い安全率に変化が生ずる。また、この変化量が SP法と M&P法の安全率の誤差の違いよりかなり大きいことから、非直線すべり面の場合、SP法のようにスライス内のモーメントのつり合い条件を考慮せずに解析しても、M&P法の安全率に対して十分な精度の解が得られることがわかる。

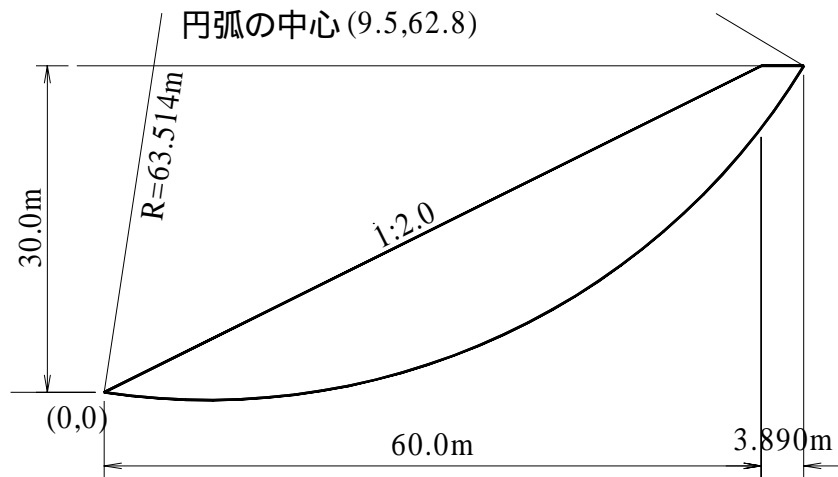


図-2.7 非直線すべり断面
 Fig. 2.7 Section of the nonlinear slip surface

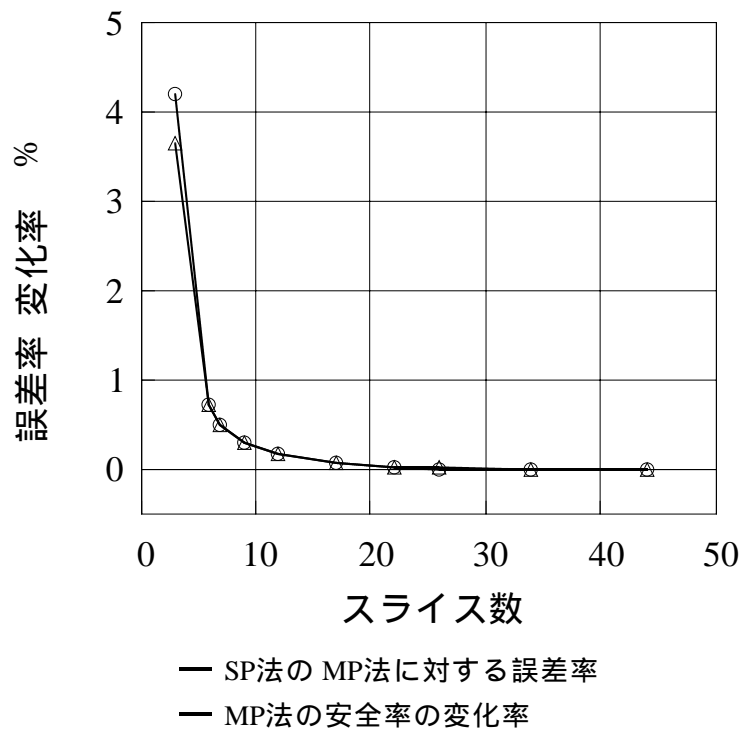


図-2.8 非直線すべり断面の安全率の誤差変化
 Fig. 2.8 Variation of safety factor's error in the nonlinear slip surface

6 内力の作用角仮定と作用位置仮定

6.1 M&P法とSP法の一般性と独自性

M&P法とSP法の解析法には，本章第4節で示したとおり，スライス内の内力に関するモーメントのつり合い条件の取り扱い方以外に異なる点はない．つまり，両者の解析式は，

各スライスの力のつり合い条件

各スライスのモーメントのつり合い条件

の2つの基本的な力学的つり合い条件を満足するように設定されている．そして，解析式の静定化条件に，

内力の作用角(内力の水平成分と鉛直成分の比)を規定する因子(α)

を仮定している． α と β は，斜面安定解析に特有な条件ではなく，まして，M&P法やSP法に特有のものでもない．この条件は力学的な系がつり合いを保つための普遍的な原理である．当然，M&P法やSP法以前に提案された Bishop 法や Janbu 法も，これらの条件を用いて解析式が誘導されているが，解析法が力学的に過静定であるため，結果として上記 α と β の条件が満足されない解を求めている．そこで，Morgenstern & Price(1965) や Spencer(1973)は，それまでの解析法が過静定であることを考慮して， α の因子を付加した M&P法 や SP法 を提案している．

M&P法とSP法における α の条件は，斜面安定解析を静定化したものとして，非常に重要であるが，静定化条件の因子に，内力の作用角(内力の水平成分と鉛直成分の比)を仮定したことは，これらの方法に独自なものである．M&P法の解が α と β の条件を厳密に満足しているため，しばしば，斜面安定解析法のなかで最も精度の高い解析法であると指摘されるが， α の内力の作用角を仮定することの妥当性が示されていないので，結論づけはできない．Sarma (1979)が指摘するように，静定化条件を満足するような内力に関する仮定式を適当に設定すれば，M&P法やSP法以外に α と β の条件を満足する斜面安定解析法の提案は可能である．したがって，これらの解の妥当性は静定化条件とし

ての内力に関する仮定の妥当性に依存する。

以上のように，M&P法とSP法の と の条件は，鉛直分割による斜面安定解析法において，一般性のある条件である。また， の条件も静定化因子を付加した点において同様である。ところが， の内力に関する静定化条件において，その因子に内力の作用角を用いている点は，M&P法とSP法の独自性といえることができる。この仮定をここでは，内力の作用角仮定ということにする。これに対して，非円弧すべり面に適用可能な Janbu法(Janbu,1955)は，内力の作用位置を一般にスライス境界の下から $1/3$ に設定して解析を行っており，このような仮定を，内力の作用位置仮定ということにする。つまり，M&P法やSP法においても，内力に関する静定化条件として先の の代わりに次の

’ 内力の作用位置を規定する因子

を仮定することが考えられる。前述のとおり，Janbu法は内力の作用位置を固定($1/3$)した力学的に過静定な解析法であるため， ， の条件を満足させる解を求めることは困難であるが，M&P法やSP法では，これらの方法の力学的つり合い条件が一般性をもつことから，静定化条件としての内力の仮定 のかわりに ’ の仮定を用いても静定化された解析が可能である。以下では，SP法にこの仮定を取り入れる場合の解析法と解析例を示す。

6.2 内力の作用位置仮定を用いた解析法

6.2.1 内力の作用位置仮定

SP法の力学的つり合い条件(，)を用い，内力に関する静定化条件として内力の作用位置(’)を仮定する解析法(以下，SP2法という)を以下に示す。

SP2法の内力の作用位置仮定は，内力の作用角仮定(M&P法，SP法)において用いた式(式(2.1)，式(2.2))を Janbu法の仮定と類似した次の式(2.32) で表す。

$$L_i = r_i \cdot \cdot H_i \quad (2.32)$$

ここに， L_i ：スライス境界の底面から内力の作用位置までの鉛直高さ， r_i ：内力の作用位置を規定する定数， ：静定化のために付加した力学的つり合い条件から定まる係数(Scaling factor)， H_i ：スライス境界の鉛直長さ，である。

力のつり合い条件式には，SP法と同じ式(2.15)を用いる．また，モーメントのつり合い計算では，モーメントのつり合い条件式(式(2.16))に式(2.32)から定める内力の作用位置(L_L, L_R)を代入して内力の鉛直成分 Z_{VR} を求める(図-2.9参照)．つまり， Z_{VR} はスライス底面の中心におけるモーメントのつり合い条件より，次の式(2.33)から求められる．

$$Z_{VR} = 2 \cdot \{ Z_{HR} \cdot (L_R + d) - Z_{HL} \cdot (L_L - d) \} / b - Z_{VL} \quad (2.33)$$

ここに， Z_{HL} ：スライス下側境界の全応力表示の内力の水平成分， Z_{HR} ：スライス上側境界の全応力表示の内力の水平成分， $d = (b \cdot \tan \alpha) / 2$ ， b ：スライス幅， α ：スライス底面傾斜角，である．具体的には，収束計算の前段階の力のつり合い条件式(式(2.15))から得られている Z_R, Z_L と，同様に前段階のモーメントのつり合い条件式から得られている M_R, M_L とを用いて Z_{HR}, Z_{HL}, Z_{VL} を求める．そして，新たな α をこの Z_{HR} と式(2.33)から得られる Z_{VR} から次の式(2.34)

$$\tan \alpha = Z_{VR} / Z_{HR} \quad (2.34)$$

によって定め，この作用角を力のつり合い条件式に再び与えて，力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件の満足される解を収束計算より求める．収束計算には，力のつり合い条件式(式(2.15))中の安全率 F_S とモーメントのつり合い条件式(式(2.33))中の Scaling factor()を未知数としたSP法と同様の逐次代入法を用い， F_S, α を同時に決定する．

M&P法，SP法の内力の作用角仮定法とSP2法の内力の作用位置仮定法には，6.1に示した力学的つり合い条件の α と r_i がともに用いられているため，SP法によって求められた内力の作用位置をSP2法の内力の仮定式(式(2.32))の r_i に与えてSP2法を用いて解析すると，SP法と全く同じ解(安全率，内力の状態)が得られる．同様に，SP2法によって求められた内力の作用角をSP法の内力の仮定式(式(2.2))の k_i に与えてSP法を用いて解析すると，SP2法と全く同じ解が得られる．

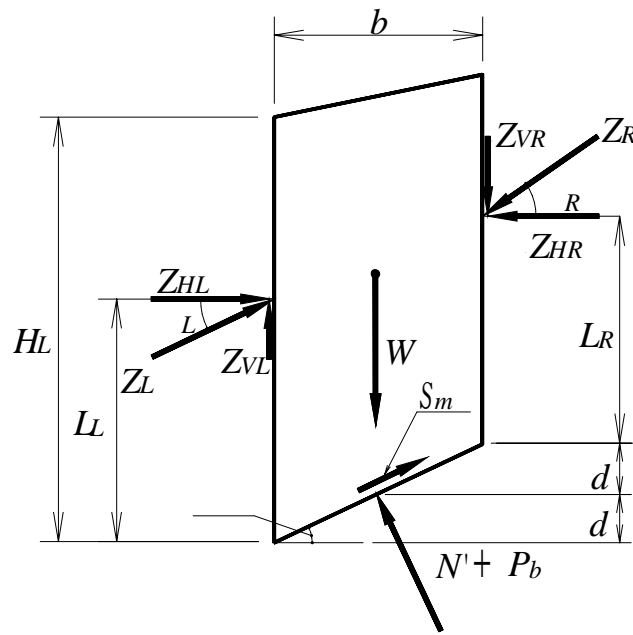


図-2.9 スライスに作用する諸力
 Fig. 2.9 Forces acting on the slice

6.2.2 解析例の検討

解析に用いる断面を図-2.10に示す。この断面を用いて、内力の作用角を仮定するSP法と内力の作用位置を仮定するSP2法に基づいて検討する。土質強度は、内部摩擦角 ϕ' を 15° 、粘着力 c' を 9.81kPa (1.00tf/m^2) とし、土塊の単位体積重量を 19.6kN/m^3 (2.00tf/m^3) とする。また、各スライス境界とも $k_i=1$ 、 $r_i=1$ として解析する。SP2法ではスライス間内力に引張力が発生すると収束計算時に解が振動するため、図-2.10の斜面上部の斜線で示したスライスを切り離して解析する。SP法も同様に切り離す。

今回のケースにおける両解析法の安全率 F_s は、図-2.10に示されているように、ほとんど差が生じていない。しかし、内力の作用角と内力の作用位置は図-2.11に示すように両解析法によって全く異なった傾向を示している。内力の作用角を一定(SP法)とすると内力の作用位置は右下がりとなるのに対して、内力の作用位置を一定(SP2法)とすると作用角は右上がりの傾向を示す。SP2法の場合、作用角は斜面左下でゼロであり、右上で約 45° となっている。また、SP2法の内力の作用位置は低い位置 ($L/H=0.033$) に発生しているが、SP法では、 L/H が $0.13 \sim 0.33$ に作用している。ここに、 H : スライス境界の鉛直長さ、 L :

スライス境界における底面から内力の作用位置までの鉛直高さである。SP2法から算出される内力の作用位置はスライス分割数によって大きく変化し、スライス数を増加させると低い位置に作用する傾向が認められる。内力の水平成分 Z_H と鉛直成分 Z_V については、図-2.12 に示すように両解析法によってそれほど違いはみられないが、鉛直成分 Z_V がSP2法の場合、斜面下方で小さく、斜面上方で大きくなる傾向を示している。

以上のように、SP法の静定化条件である内力の仮定に別の仮定を導入することによって、SP法と同じ力学的つり合い条件を用いた解析法(SP2法)の提案が可能である。この2つの解析法から求められた安全率の違いは、今回のケースにおいてわずかであり、内力の仮定式に与える数値(k_i, r_i)の解析結果への反映の相違とみることができる。SP法とSP2法には、6.1の、の力学的つり合い条件が用いられているため、内力の仮定式(式(2.2)、式(2.32))の k_i, r_i を規定することにより、全く同じ解を相互に導くことが可能である。

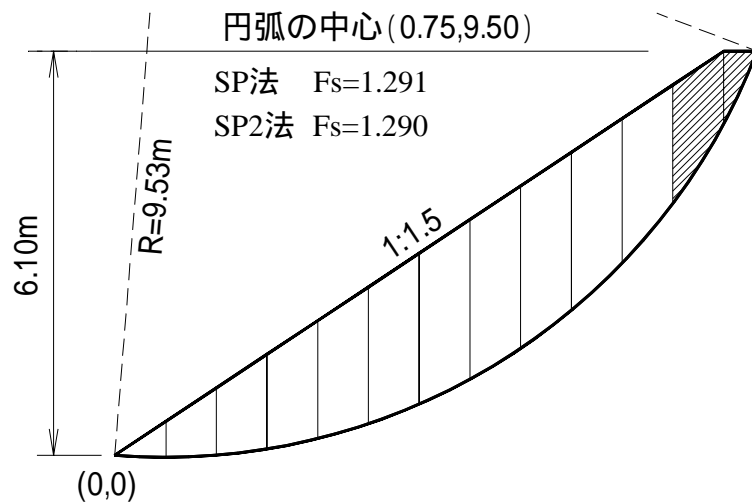


図-2.10 解析断面
 Fig. 2.10 Analysing section

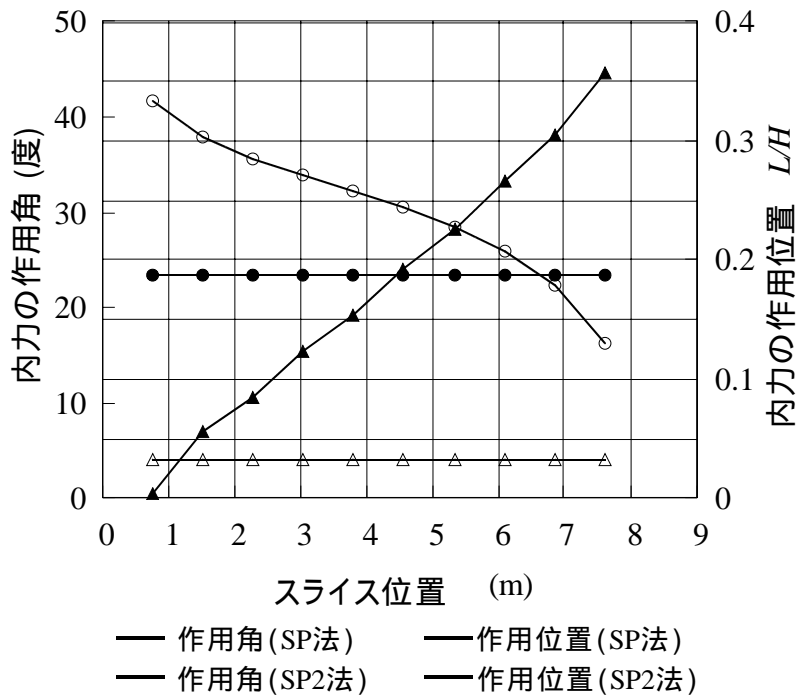


図-2.11 内力の作用位置と作用角の変化

Fig. 2.11 Variations of the acting locations and angles of the interslice forces

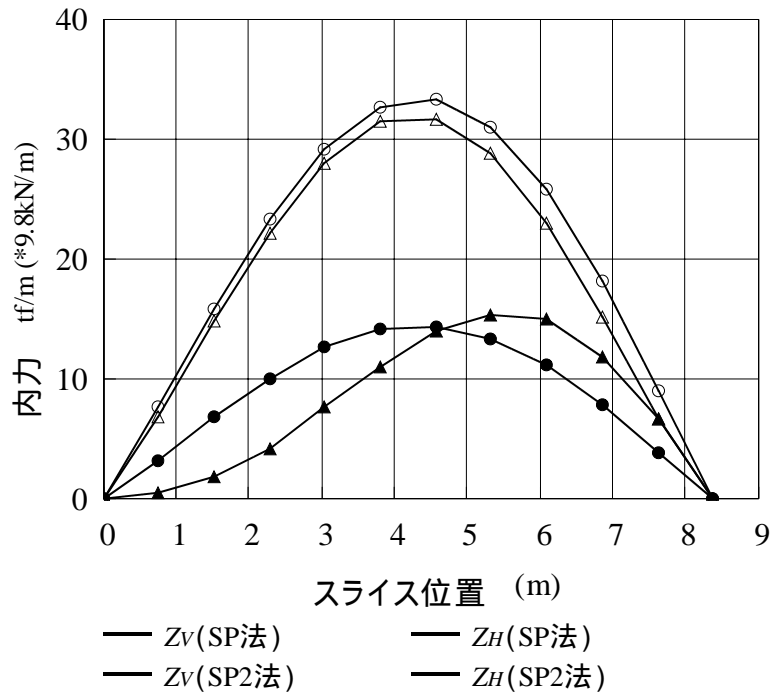


図-2.12 内力の変化状況

Fig. 2.12 Variations of the interslice forces

7 ま と め

M&P法は，斜面形状やすべり面形状等を水平長に対する関数で表現して解析式が誘導されているため，関係式の上からは，SP法に比べて一般性の高い方法と考えられる．しかしながら，実際の計算では，斜面を有限幅のスライスに鉛直分割し，かつ変化量(すべり面， $f(x)$)に線形関係を仮定しているため，上で示したように，M&P法の力のつり合い条件式がSP法と同義となり，M&P法におけるモーメントのつり合い条件式に式(2.30)を用いた近似解とSP法とが同義となる．さらに，M&P法とSP法に用いられる内力に関する静定化条件の仮定式(内力の作用角仮定)のかわりに，同様の静定化条件を満たす新たな仮定(内力の作用位置仮定)を用いた解析法によって，力学的つり合い条件の満足された解が求められることを適用事例より示した．このことから，ここで用いたM&P法とSP法の力学的つり合い条件は，斜面内部の各スライスのつり合い条件と同時に境界条件も満足する一般性の高い条件であり，鉛直分割法として普遍性を有しているとみることができる．また，両者の内力に関する仮定式は，これらの方法に独自なものであることが理解できる．したがって，スライス間内力の状態が明らかになり，適切な内力の仮定を行うことができれば，この力学的つり合い条件を用いて，より正確な斜面安定解析が可能となる．

M&P法のモーメントのつり合い計算に式(2.14)を用いた厳密解と式(2.30)による近似解(あるいは，SP法)との差は，5.1の解析例や Morgenstern & Price(1967)，Fredlundら(1977)の文献からわかるように，安全率にして 1×10^{-3} オーダー以下であり，その誤差は，実用的には十分小さいものと考えられる．したがって，精度がほぼ同一で，解析法が容易であるSP法による斜面安定解析法は，アンカー工(近藤，1996a)や杭工の設置された斜面の安定性などの応用問題に対する解析式の誘導が容易であることから，実用性のある方法ということができる．

第 章

スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 (S S 法)

第 章 スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(SS法)

Chapter A Slope Stability Analysis using Springs attached to Interslice Planes (SS method)

前の第 章では，M&P法(Morgenstern & Price,1965)とSP法(Spencer,1973)の相違点を解析式上で明らかにして，M&P法ではモーメントのつり合い条件式が厳密に取り扱われているのに対して，SP法では簡便的に取り扱われていることを示した．そして，両者から得られる安全率の誤差は小さく，実用上，SP法の解がM&P法に対して十分な精度をもつことを示した．次いで，M&P法とSP法の力学的つり合い条件は，鉛直分割法として一般性があり，スライス間内力(以下，内力という)の仮定式に静定化因子を付加した点も同様であるが，内力に関する仮定式の静定化因子に内力の作用角(内力の鉛直成分と水平成分の比)を採用した点は，これらの方法に独自のものを示した．

以上のことから，力学的な不静定問題を解決する斜面安定解析法として，

力学的つり合い条件式にSP法のような一般性のある条件式を用い
内力に関する仮定式に静定化因子を付加して
内力を求める方法に合理性をもたせる

を基本的な考えとして，新たな解析法を本章で提案する．この解析法では，内力を求める方法に合理性をもたせるために，スライス境界と底面にバネを設定したモデルが用いられる．

1 はじめに

極限平衡法による斜面の安定性は、分割されたスライスの力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件から得られる斜面全体の安全率(以下、特に説明がない限り安全率という)により評価されている。ところが、このような斜面安定の力学的解析には、一般に条件式が不足し、力の不静定問題が発生する。このため、内力に種々の仮定を設けることによって、第 3 章で示したようにいくつかの解析法が提案されている。第 3 章で既に示したように、M&P法では式(3.1)の内力の作用角の仮定式、SP法(Spencer,1973)では式(3.2)を用いている。

$$X / E = f(x) \cdot \tan \delta_i \quad (3.1)$$

$$\tan \delta_i = k_i \cdot \tan \delta \quad (3.2)$$

ここに、 X ：内力の鉛直成分、 E ：全応力表示の内力の水平成分、 δ_i ：左側に変位する斜面における内力の水平に対し反時計回りを正とする全応力表示の内力の作用角、添え字 i ：スライス番号、 $f(x)$ 、 k_i 、 δ ：パラメータ、である。これまでのところ上式中の $f(x)$ や k_i の決定法は明らかになっていない。このため、各スライスとも普通一定値(たとえば、 $f(x)=1$ 、 $k_i=1$)が用いられている(たとえば、植田・山上,1994)。この問題は M&P法以来の課題であり、 $f(x)$ や k_i の合理的な決定法が望まれていた。

本章で提案する解析法には、M&P法や SP法の内力の作用角に関する仮定式がこれらの方法に独自なものであることから、この作用角を適切に決定するための新たな考え方が導入されている。つまり、内力の作用角を決定するために、鉛直に分割したスライスを剛体と仮定して、スライス境界面とスライス底面(以後通常、底面という)に弾性バネとスライダーを設定する。このバネを用いることによって、応力 - ひずみ関係が導入され、内力の作用角を規定し、M&P法や SP法の $f(x)$ 、 k_i に相当する係数が求められる。第 3 章で示したように、極限平衡法である M&P法と SP法の力学的つり合い条件には鉛直分割法として一般性があることから、提案法においてはこれらの方法と同様の力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件を用いる。また、内力とその作用角に対する全体のつり合い収束計算に SP法(Spencer,1973)を適用する。

2 SP法の収束計算法と分割法の静定化次数

本解析法に用いる SP法のつり合い式の収束計算手順(逐次代入法)を以下に示す。まず、 α の初期値と定数 k_i を既知として式(3.2)から各スライスの α_i を求める。この α_i を用いて、力のつり合い条件より、内力を斜面上(下)端から下(上)端まで順次計算し、最終スライスに作用する内力が外力(通常はゼロ)に等しくなる安全率を求める。次に、この安全率を用いて、モーメントのつり合い条件を満足するように斜面上(下)端から下(上)端まで順次計算し、最終スライスのモーメントの条件(通常はゼロ)が満足される α を試算的に決定する。以上の力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が同時に満足されるように、交互に繰り返して、 α と安全率を決定する。同時に、内力の大きさ、方向、作用位置も得られる。

次に、分割法における静定化条件について考える。分割法において未知数と考えられるものは、スライス数を n 個とすると、一般に、すべり面のせん断応力と有効応力($2n$ 個)、内力の大きさと作用角($2n-2$ 個)、内力の作用位置($n-1$ 個)、安全率(1個)の総計 $5n-2$ 個である。これに対する条件式として、極限平衡状態式、鉛直方向および水平方向の力のつり合い条件式、モーメントのつり合い条件式の4つの式が、各スライスに与えられ、総計 $4n$ 個となる(今泉ら、1988)。したがって、斜面安定解析の力学的静定化には、条件式の不足数分($n-2$ 個)の付加条件が必要になる。

ところで、M&P法とSP法においては、付加条件として、式(3.1)、式(3.2)に示した内力の作用角を規定する定数 $f(x)$ 、 k_i を $n-1$ 個与えたうえで、過静定状態を避けるための変数(α 、あるいは β)を未知数として1個付加しており、これによって静定化を行っている。なお、作用位置を底面の中央と仮定する n 個の条件も、従来同様用いられている。

3 解析法

3.1 内力の取り扱い

本解析法(以下, SS法(Slice Spring Method; SSM)という)では, 内力をスライス境界の状態(塑性状態・弾性状態)に応じて取り扱う。

スライス境界に塑性状態が生じていないとき(弾性状態)には, M&P法やSP法の内力の仮定式(式(3.1), 式(3.2))を式(3.3)のように定義する(定義の意味については第 4章に述べる)。

$$\tan \frac{\alpha - \alpha'}{2} = k \cdot \tan \frac{\alpha - \alpha_D}{2} \quad (3.3)$$

ここに, α' : 有効応力表示の内力の作用角(図-3.1参照), α_D : スライスの変位より求められる内力の作用角である。 α_D を以下, 内力の仮想作用角という。 k は, α_D をつり合い条件に適合する α' に変換するための係数(Scaling factor)である。

一方, スライス境界が塑性状態のときには, 境界沿いに発揮することができるせん断抵抗力とせん断力が等しくなるため, 後述の式(3.45)より塑性時のせん断抵抗力と内力の水平成分を用いて内力の作用角 α' を定める。

SS法では, 力学的に静定化された解を求める。そのために, 前節で示した必要条件数($n-2$ 個)に対して, 付加条件として, 式(3.3)に示す内力の仮想作用角 α_D を $n-1$ 個与えたうえで, さらに Scaling factor(k)を未知数として1個付加する。最終的に, α' は, スライスの変位から求められる α_D を用い, k を未知数として決定される。

3.2 安全率の定義

安全率 F_s を, 斜面安定問題で一般的に用いられる式(3.4)により定義する。

$$F_s = S_i / T_i \quad (3.4)$$

ここに, T_i : すべり面における滑動力, S_i : すべり面におけるせん断抵抗力, である。この安全率は全体安全率として表現されており, 各スライスで安全率が同一であることから, 斜面の破壊現象が全般せん断破壊として取り扱われる。

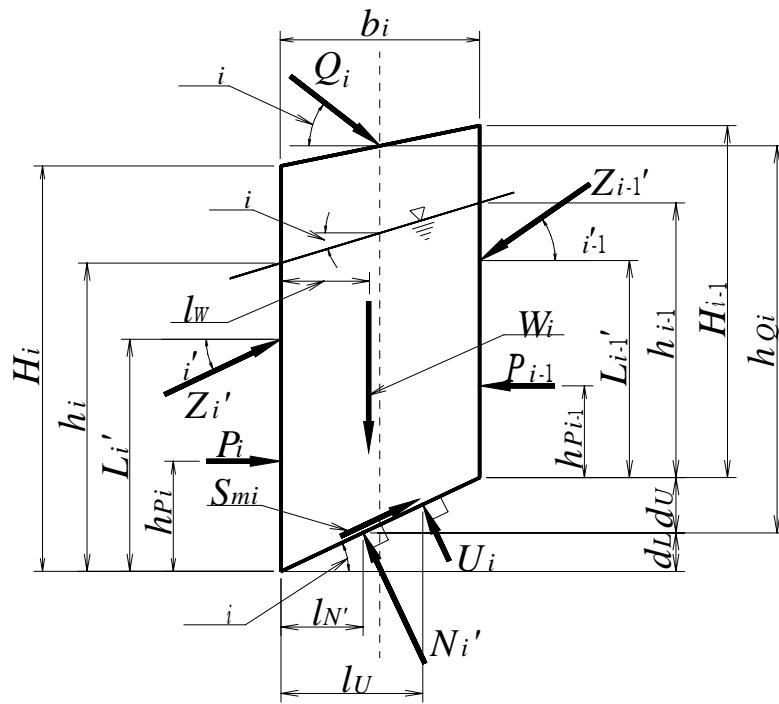


図-3.1 スライスに作用する力
 Fig. 3.1 Forces acting on the slice

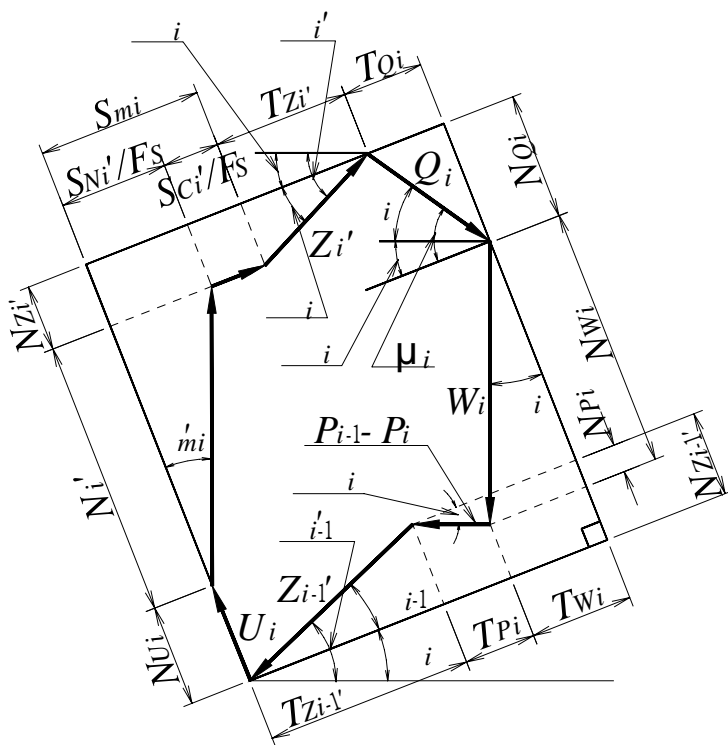


図-3.2 スライスに作用する力の連力図
 Fig. 3.2 Force polygon for slice

3.3 力のつり合い条件

スライスに作用する力と諸元を図-3.1に，その連力図を図-3.2に示す．ここで，スライス数を n 個として，斜面の上端から下端へ 1 から n まで順次付番する．

各スライスは，力のつり合い条件を満足する必要がある．このことによって，斜面全体の力のつり合い条件が保証される．また，内力の作用角を既知とすると，この力のつり合い条件から内力の大きさが求められる．スライスのつり合い条件式は，次に示す 3 つの条件

すべり面に垂直方向の力のつり合い条件

Mohr-Coulomb の破壊規準

すべり面に平行な方向の力のつり合い条件

から導く．

まず， の条件から， i 番目スライスの底面反力の有効応力表示の垂直成分 N_i' が式(3.5)で与えられる．

$$N_i' = N_{Z_i'} + N_{Z_{i-1}'} + N_{W_i} + N_{U_i} + N_{P_i} + N_{Q_i} \quad (3.5)$$

上式中の $N_{Z_i'}$ ， $N_{Z_{i-1}'}$ ， N_{W_i} ， N_{U_i} ， N_{P_i} ， N_{Q_i} は，それぞれ， Z_i' ， Z_{i-1}' ， W_i ， U_i ， P_i と P_{i-1} ， Q_i の底面に垂直方向の成分であり，次式で表される．

$$\begin{aligned} N_{Z_i'} &= -Z_i' \cdot \sin \alpha_i \\ N_{Z_{i-1}'} &= Z_{i-1}' \cdot \sin \alpha_{i-1} \\ N_{W_i} &= W_i \cdot \cos \alpha_i \\ N_{U_i} &= -U_i \\ N_{P_i} &= -(P_{i-1} - P_i) \cdot \sin \alpha_i \\ N_{Q_i} &= Q_i \cdot \sin \mu_i \end{aligned}$$

式中の各因子は以下のとおりである．

$$\begin{aligned} \alpha_{i-1} &= \alpha_{i-1}' - \alpha_i \\ \alpha_i &= \alpha_i' - \alpha_i \\ \mu_i &= \alpha_i + \alpha_i \end{aligned}$$

$$U_i = (u_i + u_{i-1}) \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i / 2$$

$$P_{i-1} = u_{i-1} \cdot h_{i-1} / 2$$

$$P_i = u_i \cdot h_i / 2$$

$$u_{i-1} = \gamma_w \cdot h_{i-1} \cdot \cos^2 \alpha_i$$

$$u_i = \gamma_w \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i$$

ここに， W_i ：スライス重量， α_i ：底面傾斜角， b_i ：スライス幅， Z_i' ： i 番目スライスの下側の有効応力表示の内力， α_i' ： Z_i' の水平に対する作用角， Q_i ： i 番目のスライス上面に作用する外力， α_i ： Q_i の水平に対する作用角， u_i ： i 番目スライス下側のスライス境界の底面における間隙水圧， P_i ： i 番目スライス下側のスライス境界における間隙水圧の総和， h_i ： i 番目スライス下側の底面から地下水位までの鉛直高さ， γ_w ：水の単位体積重量， α_i ： i 番目スライス下側のスライス境界の地下水位の傾斜角，である．間隙水圧の算定は，地下水位線と地下水の流線との方向を平行(地下水位線と等ポテンシャル線が直角)として行う．

次に，(3.5) の条件を用いて， i 番目スライスの底面に平行な方向のせん断抵抗力 S_i を式(3.6) で与える．

$$S_i = S_{Ni'} + S_{Ci'} \quad (3.6)$$

上式中の $S_{Ni'}$ 、 $S_{Ci'}$ は，内部摩擦角と粘着力による底面におけるせん断抵抗力で，それぞれ次式で表される．

$$S_{Ni'} = N_i' \cdot \tan \alpha_i'$$

$$S_{Ci'} = c_i' \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i$$

ここに， α_i' ：有効応力に関する内部摩擦角， c_i' ：有効応力に関する粘着力，である．ここで， i 番目スライスの底面に動員されるせん断抵抗力 S_{mi} を式(3.7)で定義する．

$$S_{mi} = S_i / F_s \quad (3.7)$$

最後に，(3.6) の条件から， i 番目のスライスの底面に平行な方向に発生する力

F_i は、底面における滑動力 T_i と底面に動員されるせん断抵抗力 S_{mi} を用いて式 (3.8) で与えられる。

$$F_i = T_i - S_{mi} \quad (3.8)$$

$$T_i = T_{Zi'} + T_{Zi-1'} + T_{Wi} + T_{Pi} + T_{Qi}$$

ここに、 $T_{Zi'}$ 、 $T_{Zi-1'}$ 、 T_{Wi} 、 T_{Pi} 、 T_{Qi} は、それぞれ、 Z_i' 、 Z_{i-1}' 、 W_i 、 P_i と P_{i-1} 、 Q_i による底面に平行な方向の成分で、次式で表される。

$$T_{Zi'} = -Z_i' \cdot \cos \alpha_i$$

$$T_{Zi-1'} = Z_{i-1}' \cdot \cos \alpha_{i-1}$$

$$T_{Wi} = W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$T_{Pi} = (P_{i-1} - P_i) \cdot \cos \alpha_i$$

$$T_{Qi} = -Q_i \cdot \cos \mu_i$$

ところで、底面の滑動力 T_i とそこに動員されるせん断抵抗力 S_{mi} とは、安全率の定義式(式(3.4))と式(3.7)から、式(3.9)の関係がある。

$$T_i = S_{mi} \quad (3.9)$$

したがって、式(3.9)と式(3.8)より、各スライスの力のつり合い式として式(3.10)を得る。

$$\mathbf{F} = 0 \quad (3.10)$$

$$\mathbf{F} = [F_1, F_2, F_3, \dots, F_{n-2}, F_{n-1}, F_n]^T$$

式(3.10)によって、各スライスの $F_i=0$ と同時に斜面全体の力のつり合いが確保される。

式(3.10)に式(3.5)、式(3.6)、式(3.7)、式(3.8)の關係を用いると、 i 番目スライス下側に作用する有効応力表示の内力 Z_i' は、式(3.11)で与えられる。

$$Z_i' = \frac{1}{L_i} \cdot \left\{ T_{Di} - \frac{1}{F_S} \cdot (S_{Ci'} + N_{Di'} \cdot \tan \alpha_i') \right\} \quad (3.11)$$

ここに、各変数は以下のとおりである。

$$T_{Di} = T_{Zi-1'} + T_{Wi} + T_{Pi} + T_{Qi}$$

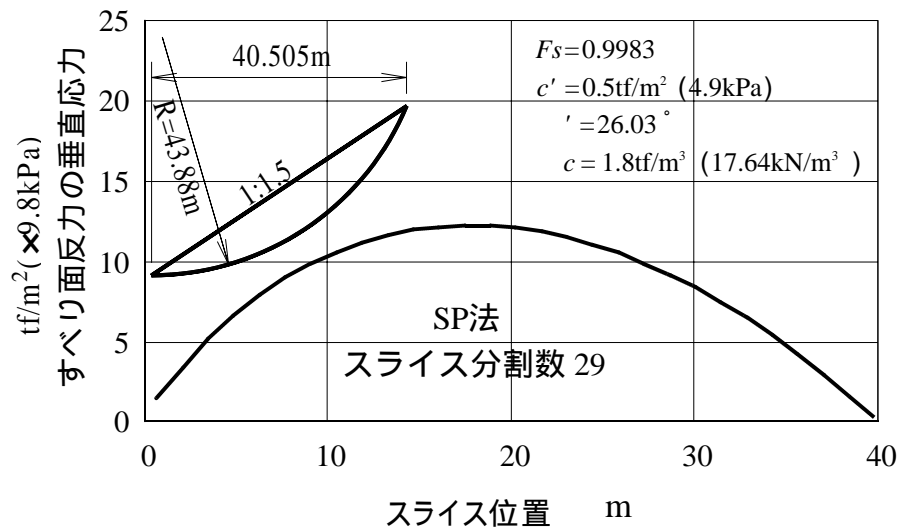


図-3.3 すべり面の垂直応力の変化

Fig. 3.3 Variation of the normal stress on the slip surface

$$N_{Di}' = N_{Zi-1}' + N_{Wi} + N_{Ui} + N_{Pi} + N_{Qi}$$

$$L_i = \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \cdot \tan \alpha_i' / F_s$$

また、内力の有効応力表示の水平成分 Z_{Hi}' は、式(3.12) で与えられる。

$$Z_{Hi}' = Z_i' \cdot \cos \alpha_i' \quad (3.12)$$

3.4 モーメントのつり合い条件

各スライスは、モーメントのつり合い条件を満足する必要がある。内力の大きさと作用角を既知とすると、この条件から内力の作用位置が求められる。また、各スライスのモーメントのつり合い条件が満足されることで、斜面全体のモーメントのつり合い条件が保証される。

解析精度の向上のため、モーメントのつり合い計算にあたっては、スライス重量と底面における間隙水圧の総和の作用位置を、スライスの中央とする従来の方法を用いず、以下のように与える。

第1に、スライス重量の作用位置はスライスの重心とする。間隙水圧の作用位置は、その分布が底面における両端部の間隙水圧値を直線で結んだ台形状の分布と仮定することによって求める。

第2に、底面反力の垂直成分 N_i' の作用位置は、一般に底面の中央としてい

る。スライス幅を十分小さくすれば，この仮定による誤差は無視できるまで小さくなるが，実用上，スライス幅を小さくすることには限界がある。このため，底面反力の分布が図-3.3に示すように連続的な変化を示すことに着目して，次のように定める。まず，反力が底面に等分布に作用すると考え，隣り合った2つのスライスの底面の等分布反力を平均して，スライス境界部の底面反力を求める。次に，各スライスの境界部の底面反力を直線で結んだ台形状分布を底面における反力分布と考えて，合力の作用位置を定める。

このような方法で定めたスライス重量，間隙水圧，底面反力の各作用位置を用いて，モーメントのつり合い条件を適用すると， i 番目のスライスに発生する底面反力の作用位置におけるモーメント M_i は，式(3.13) で与えられる。

$$M_i = M_{Ri} + M_{Li} + M_{Wi} + M_{Ui} + M_{Pi} + M_{Qi} \quad (3.13)$$

上式中の各モーメントは以下のとおりである。

$$M_{Ri} = Z_{i-1}' \cdot \{ (L_{i-1}' + dU) \cdot \cos \theta_{i-1}' - (b_i - l_{N'}) \cdot \sin \theta_{i-1}' \}$$

$$M_{Li} = -Z_i' \cdot \{ (L_i' - dL) \cdot \cos \theta_i' + l_{N'} \cdot \sin \theta_i' \}$$

$$M_{Wi} = -W_i \cdot (l_w - l_{N'})$$

$$M_{Ui} = U_i \cdot (l_u - l_{N'}) \cdot \sec \theta_i$$

$$M_{Pi} = P_{i-1} \cdot (h_{Pi-1} + dU) - P_i \cdot (h_{Pi} - dL)$$

$$M_{Qi} = -Q_i \cdot \{ h_{Qi} \cdot \cos \theta_i + (b_i/2 - l_{N'}) \cdot \sin \theta_i \}$$

式中の各因子は以下のとおりである。

$$h_{Pi-1} = h_{i-1}/3$$

$$h_{Pi} = h_i/3$$

$$dU = (b_i - l_{N'}) \cdot \tan \theta_i$$

$$dL = l_{N'} \cdot \tan \theta_i$$

ここに， l_w ：下側のスライス境界からスライス重心までの水平距離， $l_{N'}$ ：下側のスライス境界から底面反力の作用位置までの水平距離， h_{Qi} ： i 番目スライスの底面反力の作用位置からスライス上面に作用する外力の作用位置までの鉛直高さ， l_u ：下側のスライス境界から底面に作用する間隙水圧の総和の作用位置

までの水平距離， h_{pi} ： i 番目スライス下側のスライス境界における底面からスライス境界の間隙水圧の総和の作用位置までの高さ，である。

各スライスでモーメントのつり合い条件が満されるには，式(3.13)が式(3.14)のモーメントのつり合い条件式を満す必要がある。

$$M = 0 \quad (3.14)$$

$$M = [M_1, M_2, M_3, \dots, M_{n-2}, M_{n-1}, M_n]^T$$

式(3.14)によって，各スライスの $M_i=0$ と同時に，斜面全体のモーメントのつり合いが確保される。また，内力の作用角 i' を既知とすると， i 番目スライス下側のスライス境界における，底面から有効応力表示の内力の作用位置までの距離 L_i' は，式(3.15)より求められる。

$$L_i' = \frac{M_{Ri} + M_{Di} + M_{Wi} + M_{Ui} + M_{Pi} + M_{Qi}}{Z_i' \cdot \cos i'} + d_L \quad (3.15)$$

$$M_{Di} = - Z_i' \cdot l_N \cdot \sin i'$$

3.3 の式(3.10)と上の式(3.14)は，SS法において斜面からの上載荷重を考慮していることと底面反力の作用位置や土塊重量の作用位置の取り扱いが SP法と異なっていることを除いて，SP法と同一の式である。

3.5 内力の作用角の決定法

3.5.1 解析モデルの概要

斜面内の各スライスは，スライス境界に作用する水平方向と鉛直方向の内力，および底面に垂直方向の反力と平行方向のせん断抵抗力によって変位する。

斜面が極限平衡状態のとき，底面は塑性状態にあるので，スライスは，底面せん断抵抗力の大きさにかかわらず，底面に平行な方向(せん断方向)に自由な変位が可能である。したがって，スライスが力のつり合い条件を保っているとき，スライスの変位は，内力と底面反力の垂直成分とによって決定される。なお，間隙水圧が作用しているときには，これらの力の有効応力成分によってスライスは変位する。また，スライス境界では，内力によって，スライス境界の

せん断方向に塑性変形が発生することがある。

このようなスライスの変位を表現するために、次に示すような斜面を弾塑性体とした解析モデルを提案する。本解析モデルは、図-3.4 に示すようにスライスを剛体と仮定し、スライス境界面に、垂直な線形弾性バネ(以下、バネ H という)と、平行な弾完全塑性バネ(以下、バネ V という)を置き、スライス底面に、垂直な線形弾性バネ(以下、バネ N という)と、平行な剛完全塑性のスライダーを設けたモデルである(モデルの考え方は、付録2に示されている)。

解析モデルには、スライスの変位に関して以下の仮定を設定する。

スライスの変位は、底面とスライス境界とに平行な方向を基本とする。つまり、変位には水平方向と鉛直方向の2自由度を考え、回転変位は発生しないとする。

スライス境界が塑性状態に達したときのスライス変位の方向として、境界辺に対してダイレイタンシー角を与える。底面も同様とする。

地盤は等方均質地盤とする。

以上の変位の仮定のもとで、各スライスは変位の適合条件を満足しながら変位する(付録4参照)。

3.5.2 内力の作用角の決定法

内力の作用角 θ_i' の決定は、スライスの変位から求められる内力の仮想作用角 D_i を式(3.3)に代入し、SP法の収束計算法を用いて実施する。このとき必要となる D_i の決定法を以下に示す。

まず、解析モデルのバネに、内力の水平成分 Z_{Hi}' と底面反力の垂直成分 N_i' を作用させる。具体的には、バネ H に Z_{Hi}' 、バネ N に N_i' を作用させる。その結果、図-3.5に示すように、剛体スライスは、3.5.1 解析モデルの概要に示した、の仮定にしたがって変位し、変位前に同一点であった点 P は、隣接スライスでそれぞれ P1 と P2 に移動する。

求めるべき内力の仮想作用角 D_i は、変位後の隣接スライスの相対鉛直変位から定まる内力の鉛直成分 Z_{DVi} と、力のつり合い条件から得られる内力の水平成分 Z_{Hi}' から求められる。計算手順を以下に示す。

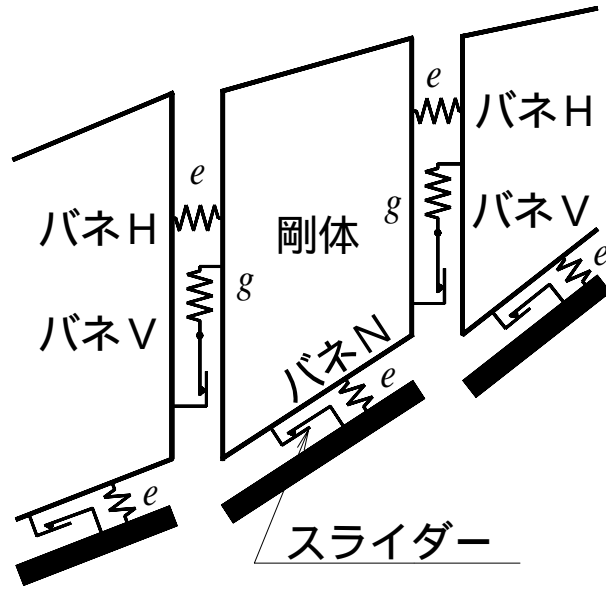
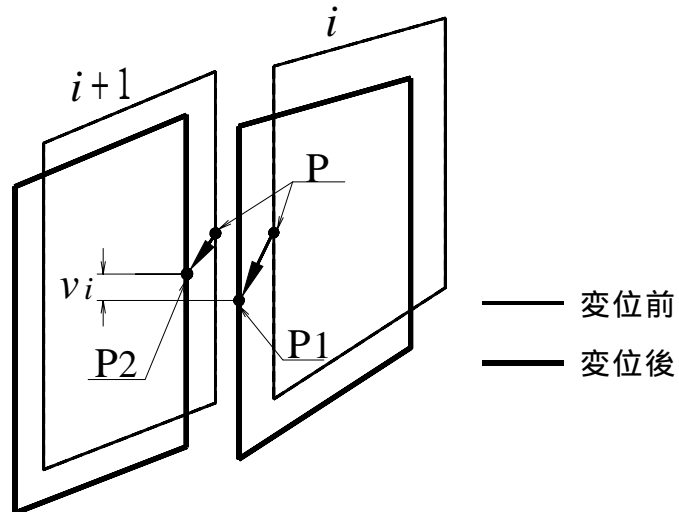


図-3.4 解析モデル
 Fig. 3.4 Model of the SS method



$P1, P2$: 変位前に同一な点 P の変位後の位置

図-3.5 スライスの変位
 Fig. 3.5 Displacement of slices

各スライスの内力の水平成分 Z_{Hi}' による水平変位量と，底面反力の垂直成分 N_i' による垂直変位量を，バネ H，バネ N の応力 - ひずみ関係から求める．

n 番目のスライス(末端スライス)の下側のスライス境界を固定し，このスライスから上側スライスに順次各スライスの変位量を累積して，各スライスの変位後の位置を求める．

各スライスの位置から隣接スライスの相対鉛直変位量を求める．

隣接スライスの相対鉛直変位量とバネ V の応力 - ひずみ関係から，内力の鉛直成分(以下，内力の仮想せん断力 Z_{DVi} という)を求める．

Z_{DVi} と，力のつり合い条件から求められている Z_{Hi}' から，内力の仮想作用角 D_i を求める．

3.6 解析モデル

3.6.1 ひずみの定義

ひずみは，スライスの形状を基準に定義する．すなわち，図-3.6 に示すように，スライス境界面に設置されたバネ(バネ H，バネ V)に対しては，隣接するスライス相互の midpoint 間の水平長さを基準長とする．スライス底面に設置されたバネ(バネ N)では，基準長を底面に垂直方向の長さとし，これをスライスの重心における鉛直長さをもってあてる．したがって，バネ H の軸ひずみ H_i ，バネ V のせん断ひずみ v_i ，バネ N の軸ひずみ N_i は，それぞれ式(3.16)，式(3.17)，式(3.18)で定義される．

$$H_i = u_{Si} / (d_i + d_{i+1}) \quad (3.16)$$

$$v_i = v_i / (d_i + d_{i+1}) \quad (3.17)$$

$$N_i = u_{Ni} / D_i \quad (3.18)$$

ここに， u_{Si} : i 番目と $i+1$ 番目スライス midpoint 間の土塊スライスの水平変位量，
 v_i : i 番目と $i+1$ 番目のスライスの相対鉛直変位量， u_{Ni} : i 番目スライスの底面に垂直方向のスライスの変位量， d_i : i 番目スライスの水平幅の 2 分の 1 の長さ，
 D_i : i 番目スライスの重心における鉛直長さの底面に垂直方向の距離である．

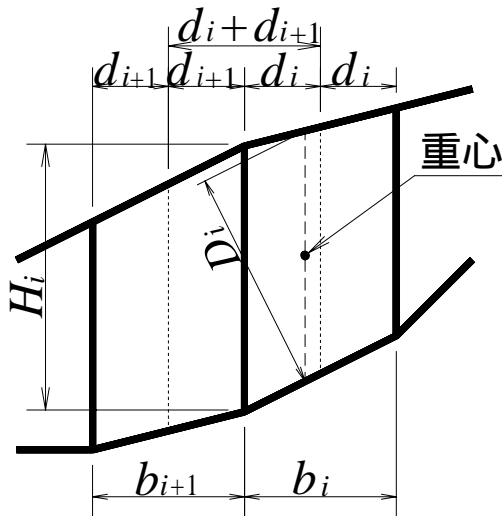


図-3.6 ひずみの定義
Fig. 3.6 Definition of the strain of slice

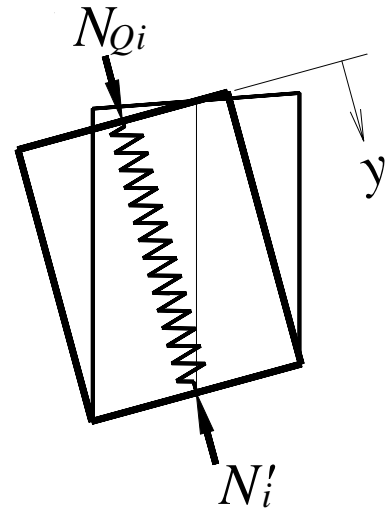


図-3.7 底面に垂直方向の変位
Fig. 3.7 Normal displacement on the base plane of slice

3.6.2 応力 - ひずみ関係

バネ H, バネ V の応力 - ひずみ関係は, フックの法則から, それぞれ式 (3.19), 式 (3.20) によって表すことができる.

$$H_i' = e \cdot H_i \quad (3.19)$$

$$V_i = g \cdot v_i \quad (3.20)$$

ここに, e, g : 土塊の軸およびせん断方向のバネ定数, H_i' : スライス境界の軸応力, v_i : スライス境界のせん断応力, である.

次に, 図-3.4のバネ N に関するひずみを定義する. 自重と上載荷重や内力などによるスライス底面に垂直方向の変位を表現するバネ N の応力 - ひずみ関係は, 以下のように取り扱う. まず, 図-3.6のようなひずみの基準長 D_i の区間に図-3.7のような下端が地盤に固定されたバネを考え, このバネに加わる応力のうち, 土塊の自重(バネの自重)と上載荷重のみが作用している場合を想定すると, このバネの変位量 l は式 (3.21) で表される.

$$dl / dy = (\cdot y \cdot \cos i + q) / e \quad (3.21)$$

ここに， q ：バネ上端の軸応力， ρ ：バネの単位長さ重量，である．このときのバネの応力 - ひずみ関係式は，バネのひずみを $N (= l / Di)$ ，バネの下端軸応力を N_1 ，とすると式(3.21)より

$$N = (N_1 + \rho) / (2 \cdot e)$$

となる．実際の底面の軸応力 N_i' は上載荷重や内力等を含む力のつり合い条件式(式(3.5))から決定することができるので，上式の N を N_i' で表し， q も上載荷重による底面に垂直方向の軸応力 q_i とすると，バネ N の応力 - ひずみ関係式として式(3.22)が得られる．

$$N_i = (N_i' + q_i) / (2 \cdot e) \quad (3.22)$$

上式は，結果的に図-3.4のバネ全体に作用する応力として，底面の軸応力 N_i' と上載荷重の底面に垂直方向の軸応力 q_i との平均値を採用した関係式となっている．

3.6.3 スライス境界における軸変位置

スライス境界におけるバネ H の軸変位置量 u_{Si} は，内力の水平成分 Z_{Hi}' によって発生する．ここで， H_i を図-3.6のような i 番目と $i+1$ 番目のスライスの境界長さとするとき， u_{Si} は， Z_{Hi}' とひずみの定義式(式(3.16))，応力 - ひずみ関係式(式(3.19))を用いて，式(3.23)で表すことができる．

$$u_{Si} = Z_{Hi}' \cdot m_{hi} / e \quad (3.23)$$

$$m_{hi} = (d_i + d_{i+1}) / H_i$$

なお， n 番目スライスでは，下側のスライス境界の内力 Z_n' がゼロであるので， $u_{Sn} = 0$ である．軸変位は圧縮方向を正とする．

3.6.4 スライスの相対水平変位置

スライスの相対水平変位置量 u_{Hi} は，スライス境界の軸変位置量 u_{Si} と，スライス境界に塑性変形が発生した場合のダイレイタンスの影響とによって定まる．

そこで、スライス境界に塑性変形の発生を想定して、スライス間に図-3.8の a)に示すようなすべり遷移層を考える(土質工学会,1987a)。

スライスの相対鉛直変位量 v_i によって、スライス境界に塑性変形が発生した場合、すべり遷移層に、軸ひずみ D_{Hi} とせん断ひずみ D_{Vi} が発生する。この2つのひずみとダイレイタンシー角 δ_B の間には、ダイレイタンシー角の定義から、式(3.24)の関係がある(土質工学会,1987a)。

$$\tan \delta_B = - D_{Hi} / D_{Vi} \quad (3.24)$$

各ひずみは式(3.25)、式(3.26)のとおりである。

$$D_{Hi} = u_{DH_i} / t_B \quad (3.25)$$

$$D_{Vi} = v_{Di} / t_B \quad (3.26)$$

ここに、 u_{DH_i} ：すべり遷移層の軸変位量、 v_{Di} ：すべり遷移層のせん断変位量、 t_B ：すべり遷移層の厚さ、である。塑性変形が関連流れ則(associate flow rule)(土質工学会,1987a)にしたがうものとする、 $\delta_B = \phi_i'$ であるが、ここでは、移動土塊とすべり面の土質強度が異なる地すべり現象も含めて取り扱うことができるように、スライス境界の内部摩擦角を ϕ_i' として、 $\delta_B = \phi_i'$ とする。

さて、すべり遷移層のせん断変位量は、隣接スライスの相対鉛直変位量に等しい($v_{Di} = v_i$)。したがって、 u_{DH_i} は、式(3.24)～式(3.26)を用いて、式(3.27)で表すことができる。

$$u_{DH_i} = -v_i \cdot \tan \phi_i' \quad (3.27)$$

n 番目のスライスの下側スライス境界では、塑性変形は発生しないと仮定して、 $u_{DH_n} = 0$ とする。

以上のことから、 i 番目と $i+1$ 番目の2つのスライスの相対水平変位量 u_{Hi} は、バネ H の軸変位量 u_{Si} と、塑性変形の有無を表す係数 α_i を付加した u_{DH_i} の和として、式(3.28)で表すことができる。

$$u_{Hi} = u_{Si} + \alpha_i \cdot u_{DH_i} \quad (3.28)$$

α_i の値としては、 i 番目と $i+1$ 番目のスライスの境界が塑性時に 1、弾性時に 0 とする。

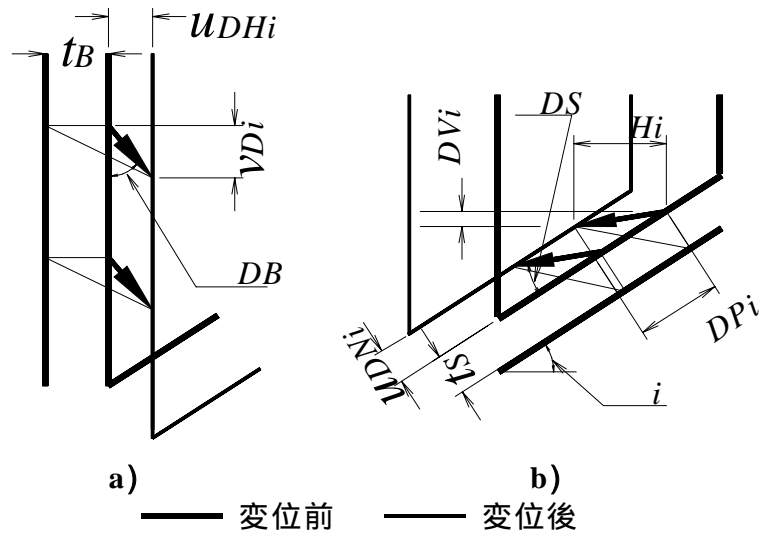


図-3.8 スライス境界と底面における変位
 Fig. 3.8 Displacement on the interslice and slice base plane

3.6.5 スライスの水平変位置

スライスの水平変位置 H_i は、 n 番目スライスの下側スライス境界を固定し、隣接スライスの相対水平変位置 u_{Hi} を斜面下端から上側斜面へ順次累積して求める。ここに、境界条件として $H_n=0$ とする。したがって、 H_i は、式(3.29)のように、 i 番目から $n-1$ 番目のスライスまで順次 u_{Hi} を累積して求められる。

$$H_i = \sum_{j=i}^{n-1} u_{Hj} \quad (3.29)$$

ここに、 $(1 \leq i \leq n-1)$ である。なお、水平変位は、斜面下向き方向を正とする。

3.6.6 底面における軸変位置

底面におけるバネ N の軸変位置 u_{Ni} は、底面反力と上載荷重によって発生する。したがって、 u_{Ni} は、ひずみの定義式(式(3.18))、応力 - ひずみ関係式(式(3.22))を用いて式(3.30)で表される。

$$u_{Ni} = (N_i' + N_{Qi}) \cdot m_{li} / (2 \cdot e) \quad (3.30)$$

$$m_{li} = D_i / l_i$$

ここに、 l_i ：底面の長さであり、 $N_{Qi} = Q_i \cdot l_i$ とする。底面における軸変位は、圧縮方向を正とする。

3.6.7 スライスの鉛直変位置

スライスの鉛直変位置 v_i は、スライスの水平変位に伴って生ずる鉛直方向の変位から求められる。このとき、変位の方向は、3.5.1 の、の仮定にしたがって与えられる。

極限平衡状態の底面は塑性状態にあるので、変位の方向は底面のダイレイタンスの影響を受ける。そこで、底面に図-3.8の b) に示すようなすべり遷移層を考える。スライスの水平変位置 H_i により、すべり遷移層には、せん断ひずみ DP_i と軸ひずみ DN_i が発生する。この 2 つのひずみはダイレイタンス角 DS を生じ、スライス境界の場合と同様、式(3.31)が得られる。

$$\tan DS = - DN_i / DP_i \quad (3.31)$$

各ひずみは、式(3.32)、式(3.33)のとおりである。

$$DN_i = u_{DNi} / ts \quad (3.32)$$

$$DP_i = DP_i / ts \quad (3.33)$$

ここに、 ts ：すべり遷移層の厚さ、 u_{DNi} ：すべり遷移層の軸変位置、 DP_i ：すべり遷移層のせん断変位置、である。

式(3.31)、式(3.32)、式(3.33) から、ダイレイタンスの影響によるすべり遷移層上のスライスの変位方向は、底面の勾配に対してダイレイタンス角分の上向き方向となることが分かる ($\tan DS = -u_{DNi} / DP_i$)。したがって、塑性変形が関連流れ則(土質工学会,1987a)にしたがうものとする、 $DS = m_i'$ であるので、スライスの水平変位置による鉛直変位置 DV_i は、幾何学的関係から式(3.34)で与えられる。

$$DV_i = H_i \cdot \tan(i - m_i') \quad (3.34)$$

以上のことから， i 番目スライスの鉛直変位量 v_i は， D_{Vi} と底面における軸変位量 u_{Ni} の鉛直成分の和として，式(3.35)によって表すことができる．

$$v_i = u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i + D_{Vi} \quad (3.35)$$

3.6.8 隣接スライスの相対鉛直変位量

図-3.5に示すように， i 番目と $i+1$ 番目の 2 つのスライスの相対鉛直変位量 v_i は，隣接スライスの鉛直変位量の差として，式(3.36)で表すことができる．

$$v_i = v_i - v_{i+1} \quad (3.36)$$

v_i は，左側に変位する斜面において，断面図でスライスの右ずれ(図で右側が沈み込む場合)を正とする．

この v_i を， u_{Ni} 等を用いて表すために，式(3.34)を式(3.35)に，式(3.35)を式(3.36)に代入して，式(3.29)から得られる関係($H_i = H_{i+1} + u_{Hi}$)を用いて整理し，式(3.27)を式(3.28)に代入した式を，先に整理した式に代入すると，式(3.37)が得られる(付録の 3.1 参照)．

$$v_i = \left\{ B_i \cdot H_{i+1} + u_{Si} \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}') + u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i - u_{Ni+1} \cdot \sec \alpha_{i+1} \right\} / A_i \quad (3.37)$$

$$A_i = 1 + \alpha_i \cdot \tan \alpha_{si}' \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}')$$

$$B_i = \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}') - \tan(\alpha_{i+1} - \alpha_{mi+1}')$$

ここに， $1 \leq i \leq n-1$ であり， $v_n=0$ とする．

ここで，式(3.37)の H_n はゼロであることを考慮して，隣接スライスの相対鉛直変位量 v_i を式(3.38)のように表す．

$$v_i = v_{Ti} / e \quad (3.38)$$

式中の v_{Ti} は，式(3.23)，式(3.27)～式(3.29)，式(3.30)を式(3.37)に代入し，式(3.38)の関係をjを用いて算出した式(3.39)で与えられる(付録の 3.2 参照)．

$$v_{Ti} = (C_{Hi} + C_{Ni}) / A_i \quad (3.39)$$

$$C_{Hi} = B_i \cdot \sum_{j=i+1}^{n-1} (m_{hj} \cdot Z_{Hj}' - \alpha_j \cdot v_{Tj} \cdot \tan \alpha_{sj}') + m_{hi} \cdot Z_{Hi}' \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}')$$

$$C_{Ni} = \left\{ m_{li} \cdot (N_i' + N_{Qi}) \cdot \sec \alpha_i - m_{li+1} \cdot (N_{i+1}' + N_{Qi+1}) \cdot \sec \alpha_{i+1} \right\} / 2$$

3.6.9 内力の仮想せん断力と仮想作用角

内力の仮想せん断力 Z_{DVi} は，相対鉛直変位量 v_i を表す式(3.17)と，バネ V の応力 - ひずみ関係(式(3.20))から式(3.40)で与えられる．

$$Z_{DVi} = g \cdot v_i / m_{hi} \quad (3.40)$$

上式で Z_{DVi} が求められると，スライスの変位から求められる内力の仮想作用角 D_i は，内力の水平成分 Z_{Hi}' と Z_{DVi} の比として式(3.41)で表される．

$$\tan D_i = Z_{DVi} / Z_{Hi}' \quad (3.41)$$

内力の仮想作用角 D_i は，式(3.39)を式(3.38)に代入し，その式を式(3.40)に，さらに式(3.41)に順次代入することによって，式(3.42)のようになる．

$$\tan D_i = \frac{g}{e} \cdot \frac{C_{Hi} + C_{Ni}}{m_{hi} \cdot A_i \cdot Z_{Hi}'} \quad (3.42)$$

3.6.10 内力の作用角

内力の作用角 i' は，式(3.42)の D_i を式(3.3)の内力の方向の仮定式に代入して定める．しかし，スライス境界が降伏状態のときには別な扱いが必要である．そこで，スライス境界の作用せん断力 Z_{Vi} ($= Z_i' \cdot \sin i'$)を求め，スライス境界の内部摩擦角 s_i' に関する力と粘着力 c_{s_i}' とによる抵抗力 T_{Si} ，つまり式(3.43)

$$T_{Si} = Z_{Hi}' \cdot \tan s_i' + c_{s_i}' \cdot H_i \quad (3.43)$$

より得られる T_{Si} と先の Z_{Vi} とを比較し，降伏・非降伏の判定を行う．まず，バネ V のスライダーが非降伏状態のとき ($T_{Si} > |Z_{Vi}|$) は，式(3.3)を変形した式(3.44)で i' を求める．

$$i' = \frac{\pi}{2} - 2 \cdot \tan^{-1} \left(k \cdot \tan \frac{\pi/2 - D_i}{2} \right) \quad (3.44)$$

次に，同スライダーが降伏状態のとき ($T_{Si} < |Z_{Vi}|$) には， i' に塑性時における値，すなわち式(3.45)の値を用いる．

$$\tan \delta' = (T_{Si} / Z_{Hi}') \cdot (Z_{Vi} / |Z_{Vi}|) \quad (3.45)$$

なお、式(3.43)は、地すべり現象も含めて表現したものであり、移動土塊とすべり面の土質強度が同じ斜面崩壊現象では、 $\delta' = \delta_m'$ 、 $c_{Si}' = c_{mi}'$ とする。

一方、 δ' を決定するために必要な D_i には、式(3.42)に示すように、せん断方向と軸方向のバネ定数比(g/e)が式に含まれている。したがって、式(3.44)から、 δ' はバネ定数比を含む因子によって決定されることがわかる。

ここで、軸方向バネ定数 e とせん断方向バネ定数 g は、平面ひずみの一軸状態を想定すると、式(3.46)、式(3.47)で表される。

$$e = \frac{(1 - \nu) \cdot E}{(1 - 2\nu) \cdot (1 + \nu)} \quad (3.46)$$

$$g = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.47)$$

したがって、バネ定数比(g/e)は、式(3.48)

$$\frac{g}{e} = \frac{1 - 2\nu}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.48)$$

に示すように弾性係数 E に依存しない。つまり、 δ' は、ポアソン比 ν を含む因子から決定されることがわかる。

3.6.11 スライス境界の安全率

スライス境界のせん断方向の安全率 F_{Sb} は、スライス境界のせん断抵抗力 T_{Si} と内力のせん断力 Z_{Vi} の絶対値との比として、式(3.49)で表される。

$$F_{Sb} = T_{Si} / |Z_{Vi}| \quad (3.49)$$

また、斜面崩壊問題のとき、つまり式(3.43)に $\delta' = \delta_m'$ 、 $c_{Si}' = c_{mi}'$ の関係を用いると、 F_{Sb} は、式(3.50)で表すことができる。

$$F_{Sb} = F_S \cdot T_{Si} / |Z_{Vi}| \quad (3.50)$$

3.7 i' の収束計算法

内力の作用角 i' の算出には、繰り返し計算が必要である。本 SS法の収束計算は SP法を基本とするが、モーメントのつり合い計算において、SP法では、式(3.2)の k_i を既知として、式(3.14)の M がゼロとなるような k を収束計算によって求めるのに対して、SS法では、各スライスの変位から求められる D_i に式(3.3)のように Scaling factor(k)を乗じて、 M がゼロとなるように k を定める。つまり、まず安全率 F_s や内力の作用角 i' に適当な初期値を与えて、内力の水平成分 Z_{Hi}' と底面反力の垂直成分 N_i' を求め、隣接スライスの相対変位量を決める。この値が求まれば、 D_i が決まり、式(3.44)から内力の作用角 i' が一時的に求められる。この式には Scaling factor(k)があり、 k を変化させることによって各スライスのつり合い条件に適合する Z_i' 、 i' 、安全率 F_s などが求められる。

具体的な計算手順を以下に示す(図-3.9 参照)。

内力の作用角を与える式(3.2)を用いて、各スライスの k_i を一定とする SP法から、安全率、内力、底面反力の垂直成分を求め、これらの値を初期値とする(図-3.9の [] に対応)。

モーメントのつり合い計算(、の計算)から求められる内力の作用角 i' を用いて、安全率 F_s を変化させながら、式(3.10)の F がゼロになるように力のつり合い計算を行い、安全率、内力、底面反力の垂直成分を求める(図-3.9の [FORCE] に対応)。

力のつり合い条件から得られる内力と底面反力の垂直成分を用いて、与えられた k に対する内力の作用角 i' を式(3.44)、式(3.45)から求める(図-3.9の [ANGLE] に対応)。

この i' を用いて式(3.14)のモーメント M がゼロになるように、モーメントのつり合い計算を繰り返し、 k を求める(図-3.9の [MOMENT] に対応)。なお、 k を変化させる毎に の計算を行う。

以上の計算ループ(~)において、安全率 F_s および、全てのスライス境界における内力の作用角 i' の誤差が、許容誤差の範囲内になったとき計算を終了する。許容範囲外的时候には、 に戻る(図-3.9の [] に対応)。

4 解析例

4.1 他の方法との比較

表-3.1に、望月ら(1986)の断面に対して本SS法より求めた各安全率を示す。表中の計算方法 1~4 による安全率の値は、Case を除いて望月らの文献(望月ら,1986)から引用した。Case の計算方法 1~4 の安全率は榎らの文献(榎ら, 1990)から引用した。計算方法 5 は、中村の文献(中村,1979)のプログラムを用いて著者らが算出した。このプログラムでは、モーメントのつり合い式の計算のための積分に、近似的な台形公式(Morgenstern & Price, 1967)が用いられている。計算方法 6 は、著者の解析によるものであり、計算方法 7 は、榎らの文献(榎ら,1990)から引用したものである。なお、Case では、最上部スライス境界辺に引張力が発生するため、このスライスを切り離して計算した。

SS法の安全率は、今回の計算方法の中では、M&P法とSP法に近い値を示し、榎らの提案した一般化分割法(榎ら,1990)における物理的に意味のある F_{Smin} と F_{Smed} の間にある。

次に、図-3.10に SS法による内力の方向と大きさ、スラストラインの位置を示す。同図には、塑性変形の発生したスライス境界も太線で示されている。M&P法やSP法では、各スライス境界辺に与える係数 $f(x)$ や k_i の決定法が明らかでなく、従来一定値とすることが多かったのに対して、SS法では、この係数に相当する D_i をスライス変位から定めているため、より合理的にスライス境界のせん断力と垂直力が決定できたものと考えられる。SS法は極限平衡法に基づいており、M&P法とSP法における $f(x)$ や k_i を決定する方法でもある。したがって、SS法によって決定された i' よりSP法の k_i を求めて算出したSP法の安全率は、SS法による安全率と同一の値となる。一方、内力の作用位置は、概ね土塊内に位置しているが、全体的に少し低く、Case の最上部スライスでは作用位置が底面の下になっている。この理由ははっきりとはわからないが、スライス底面の垂直方向の応力 - ひずみ関係が簡略なことがあげられる。

表-3.1 SS法(=0.3)と他の方法との安全率の比較

Table 3.1 Comparison of safety factors obtained from the SS(=0.3) and other methods

	他の方法							SS 法		
	1	2	3	4	5	6	7		<i>F_s</i>	<i>k</i>
							<i>min</i>	<i>med</i>		
				1.36	1.291	1.291	1.26	1.43	1.281	0.85
	1.43	1.54	1.63	1.63	1.554	1.554	1.41	1.57	1.539	0.81
	1.51	1.65	1.77	1.76	1.596	1.596	1.41	1.63	1.585	0.54
	1.19	1.28	1.36	1.34	1.269	1.269	1.17	1.32	1.264	0.27
	1.40	1.53	1.60	1.59	1.520	1.520	1.37	1.57	1.500	0.42

1: Fellenius法, 2: 簡易Bishop法, 3: Janbu1/3法, 4: 改良限界釣合法
 5: M&P法, 6: SP法, 7: 一般化分割法

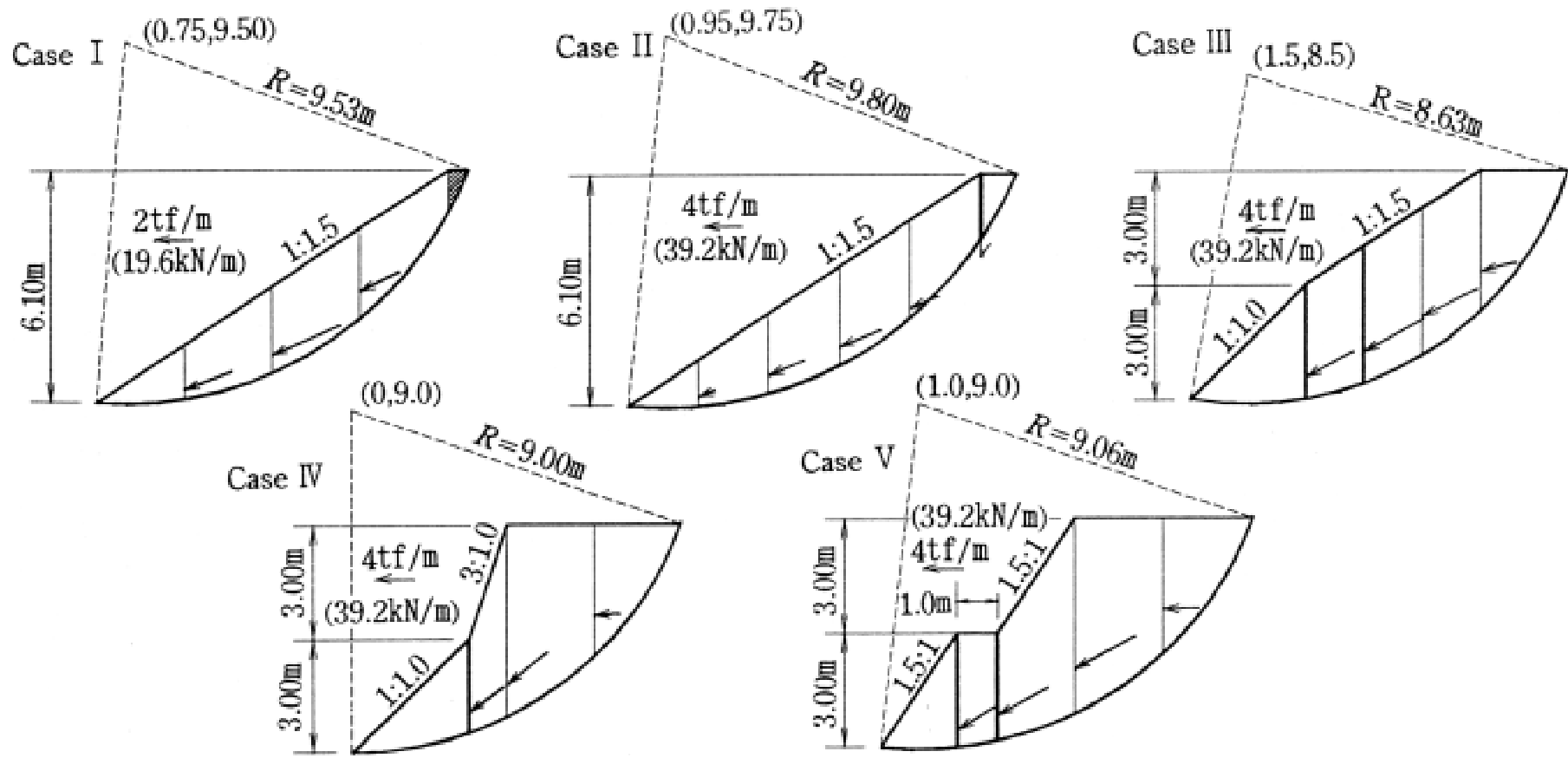


図-3.10 各ケースの内力
 Fig. 3.10 The interslice forces of the each case

4.2 ポアソン比が解析に与える影響

バネ定数の決定に平面ひずみの一軸状態を想定すると、3.6.10で示したように、 ν' は弾性係数 E に依存せずポアソン比の関数となる。そこで、4.1他の方法との比較で用いた断面を例に、ポアソン比 ν' の変化が解析に与える影響を検討したところ、先の5つの断面において、 ν' の変化量(0.1~0.4)に対する F_S の増減量は、0.1%以下とわずかであった。したがって、実用的な安全率の算定にあたっては、 ν' の値は必ずしも精度よく把握する必要がないことがわかる。

続いて、Case 1の断面を例に、 ν' の変化に対する Scaling factor(k)の値を調べると、図-3.11に示すように、 k の値は、 ν' の増加に対して大きくなる傾向がある。このことは、式(3.48)の g/e が ν' の増加に対して小さくなることと、図-3.11の関係とを併せて考えると、つり合い条件を満足させるために、 k の値が ν' の変化に対する式(3.44)の ν' への影響を緩和するように働くことを意味している。また、スライス方向に対する内力の作用角の変化量($\theta'_{\max} - \theta'_{\min}$)については、 ν' の増加に対して小さくなる傾向を示す。

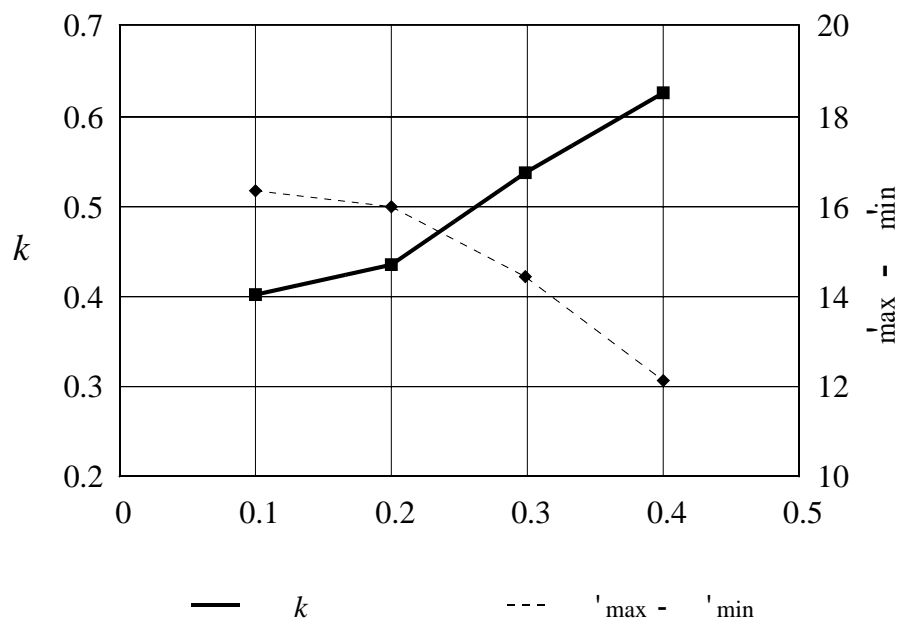


図-3.11 ν' の変化に対する k と θ' の変化
 Fig. 3.11 k and θ' depending on

4.3 安全率とすべり面形状の最適化

SS法は非円弧すべりに対しても適用可能な解析法である．ここで，榎らを用いた断面(榎ら,1990)に対して，安全率とすべり面形状の最適化を，荒井らの方法(荒井・田行,1985)と同じ非線形計画法である準Newton法(付録5 参照)によって実施し，他の方法との比較を行う．

最適化結果を図-3.12に示す．同図には簡易Janbu法(Janbu,1955)と一般化分割法の最適化結果(榎ら,1990)も示されている．この場合のSS法の安全率およびすべり面形状は，一般化分割法(榎ら,1990)の F_{Smin} と F_{Smed} の間にあり，安全率は簡易Janbu法に近い値を示す．また，斜面形状と土質定数が同じ4.1他の方法との比較で用いた Case と比較すると最適化の結果，安全率が 1.281 から 1.201 になることがわかる．

次に，SS法を用いた最適化断面に対する，内力の水平成分と鉛直成分，スライス境界の安全率を図-3.13に示す．内力の水平成分と鉛直成分は，各方法の内力の仮定にしたがった値を示している．SS法によるスライス境界の安全率は，当然，すべり面の安全率(1.201)より大きな値を示している．

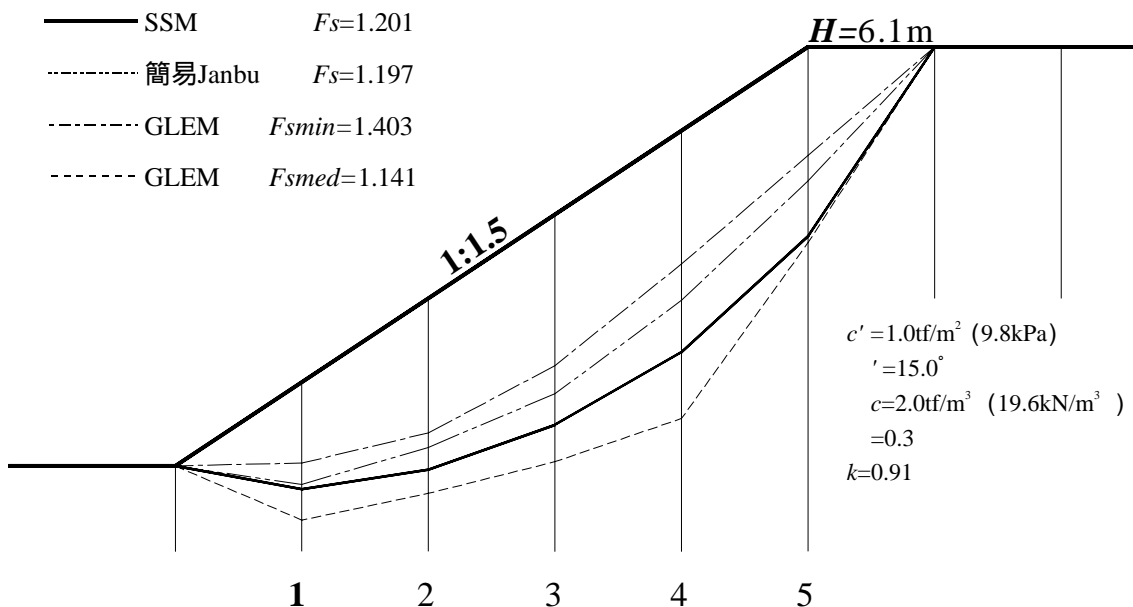


図-3.12 最適化すべり面
Fig. 3.12 Optimum slip surface

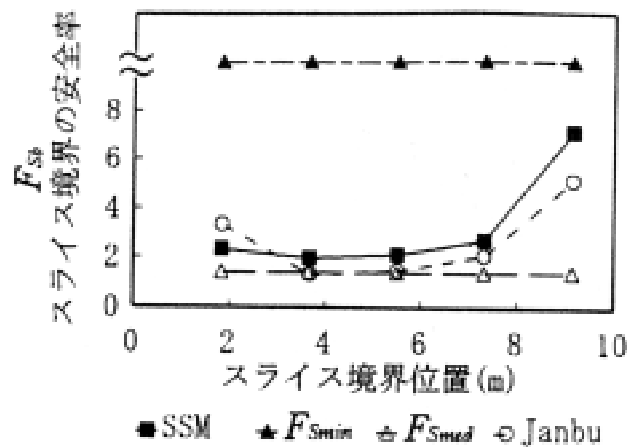
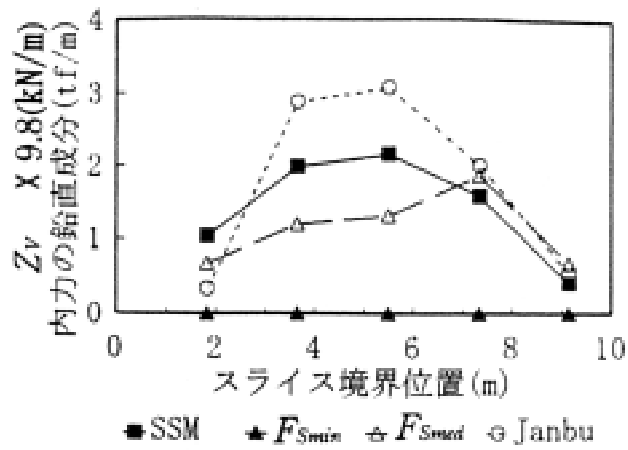
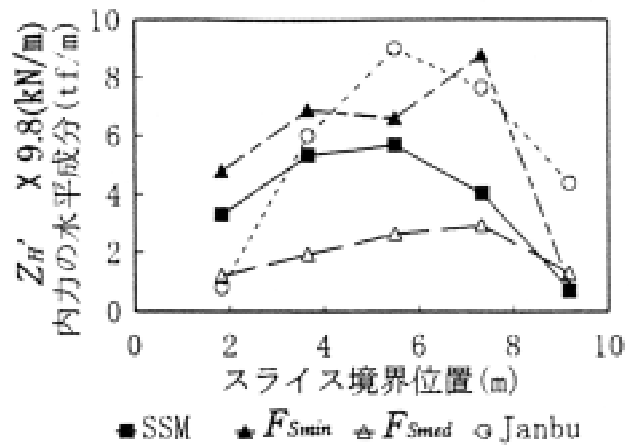


図-3.13 各最適化すべり面に対する内力の状況
 Fig. 3.13 Interslice forces of the each optimum slip surface

4.4 SS法と剛体ばねモデルとの比較

ここでは，4.3において算出された最適化断面に対するSS法と剛体ばねモデル(Kawai,1977)(以下，RBSM という)の解析結果を比較検討する．離散化された極限解析法の中では，RBSM は上界値を与える計算方法として位置づけられている(付録6 参照)．安全率の算定は，弾塑性有限要素法でしばしば用いられる「せん断強度低減法」(Zienkiewicz, Humpheson & Lewis, 1975，小林,1984，松井・San,1988，鵜飼,1989)の考え方を RBSM に適用した方法(近藤,1994)が用いられている(付録7 参照)．この断面の RBSM の要素として，図-3.14に示す要素分割を用い，土塊の弾性係数として $1.0 \cdot 10^4 \text{ tf/m}^2$ ($9.8 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$)，ポアソン比として 0.3 を用いる．

2つの方法による解析結果を図-3.15に示す．同図には，内力の作用角 i' ，スライス境界のせん断方向の安全率 F_{sb} ，内力の作用位置(底面から作用位置までの距離 / スライス境界の高さ)，内力の水平成分と鉛直成分の関係を示した．

RBSM の安全率は 1.203 であり，SS法の値 1.201 によく一致している．図-3.15から，両者においては内力の作用角 i' が比較的一致していて，スライス方向の変化傾向が類似していることがわかる．さらに，スライス境界の安全率 F_{sb} に関しては，2つの解析結果が精度よく一致している．内力の作用位置については，RBSM の結果がSS法より高い位置にあるが，変化傾向は類似している．内力の水平成分 Z_H と鉛直成分 Z_V については，2つの解析結果が精度よく一致している．

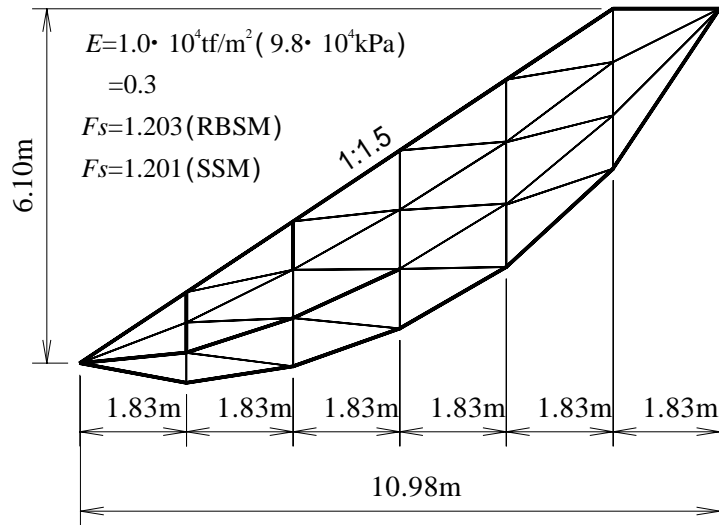


図-3.14 剛体ばねモデルに対する解析要素図
 Fig. 3.14 The mesh division of the RBSM

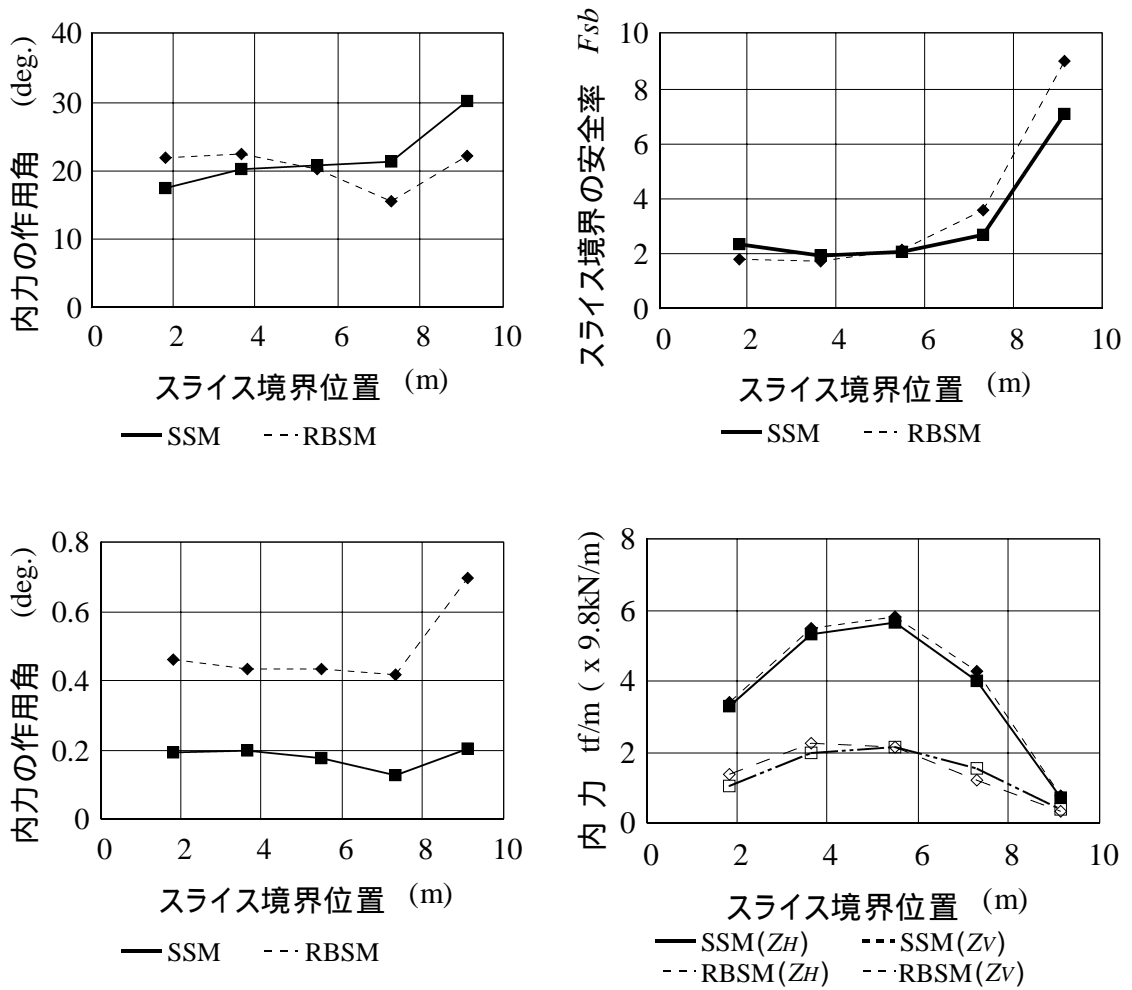


図-3.15 SS法(SSM)と剛体ばねモデル(RBSM)の内力の比較
 Fig. 3.15 Comparison of the interslice forces obtained from the SSM and RBSM

4.5 SS法による支持力計算

内部摩擦角 $\delta = 30^\circ$ の地盤に対して上載荷重が作用するときの支持力係数 N_q について以下に述べる．図-3.16のように地盤を5つのスライスに分割し，支持力の最適化に4.3安全率とすべり面形状の最適化と同じ方法(準Newton法)を用いる．このときの最適化断面の決定は，スライスの鉛直境界を上下に移動させて行い，主働・受働くさび中央部の境界では，くさびの破壊線沿いにスライス鉛直境界線における破壊線位置を変化させて行う．破壊線の先端位置(荷重と反対側)は地表面沿いに動かし，荷重面の端部(左側に破壊するときの荷重面右端)は固定して最適化を行う．

SS法による解析結果を図-3.16に示す．この図には，Hansen(1966)，榎ら(1991a)の示した他の方法による結果とともに，新たにSP法(Spencer,1973)を用いた支持力解析によって得られた結果も示されている．SS法による N_q の値は19.6であり，Prandtlの正解値(18.4)に対して6.5%の誤差となっている．この誤差はGLEM(榎ら,1991a)と同程度であり，正解値に近い値である．また，このときの破壊形状もPrandtlの正解に比較的一致している．一方，SP法の値(9.5)は，力学的に静定化されているにもかかわらず，正解値に対して48%の誤差をもっている．SP法は，第3章の第5節で示したように，斜面安定解析法のなかで精度の高い方法と言われているM&P法と同精度の解を与える方法である．しかしながら，内力の作用各を規定する式(3.2)の k_i の決定法が明らかでないため，通常 $k_i = 1$ を採用している．このことが原因してSP法による解にこのように大きな誤差が発生し，すべり面形状も正解に対して大きく異なっている．このことから不静定内力の決め方の重要性を確認することができる．

ところで， N_q などの土塊に自重のない支持力問題では，主働・受働くさびの中央部スライス境界で内力の方向は水平となるが，この条件を与えると N_q の値は17.9となる．この値は，正解値に対して-2.7%の誤差となり，非常によく一致している．

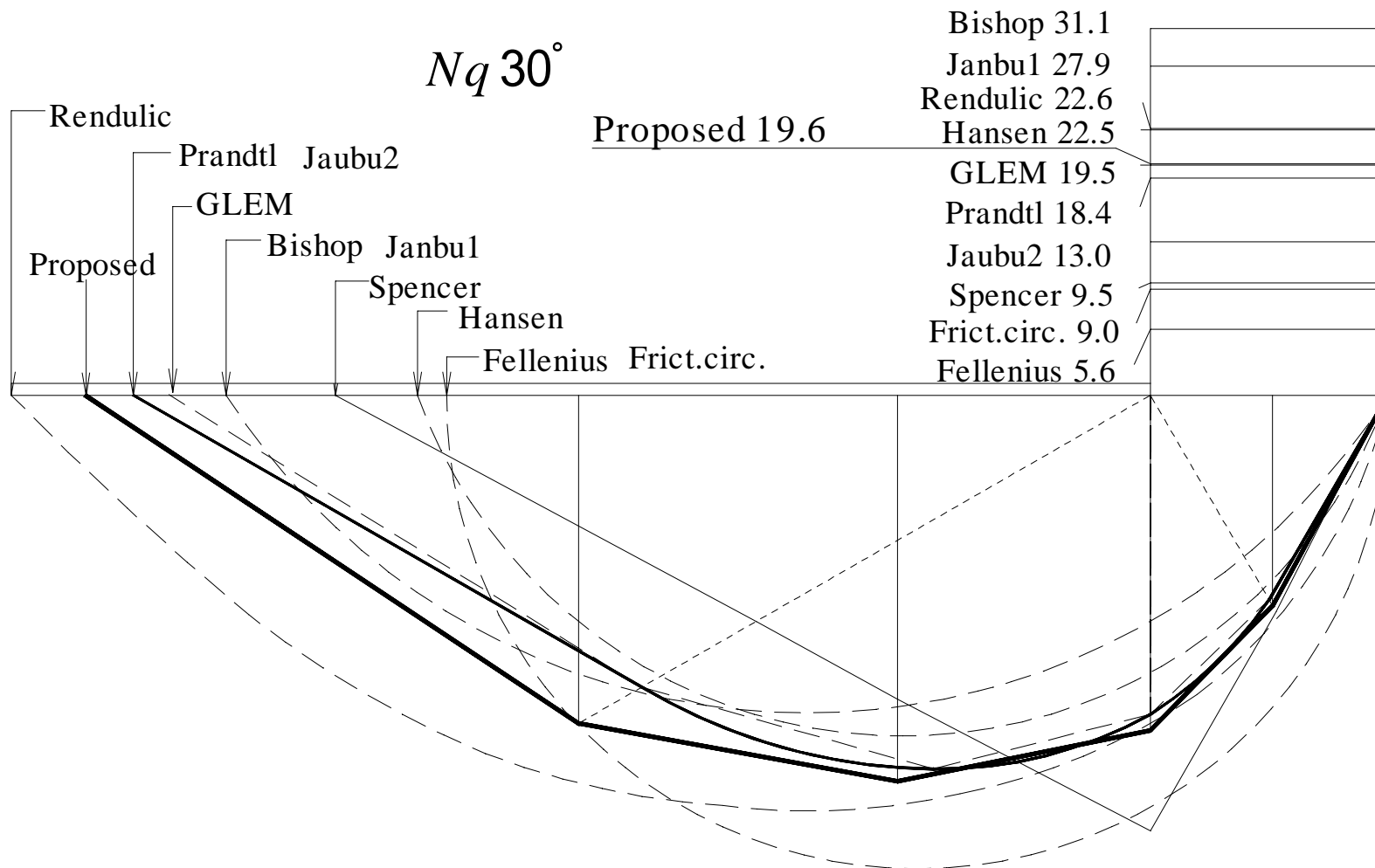


圖-3.16 支持力解析結果 ($Nq\ 30^\circ$)
 Fig. 3.16 Results of bearing capacity ($Nq\ 30^\circ$)

5 ま と め

極限平衡法における斜面安定解析では，従来より内力の作用角の決定法が課題となっていた．本章では，内力の作用角をスライスの変位から求める方法(SS法)を提案した．SS法には以下に示す特徴がある．

力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件を適合させるために，SP法のような一般性のある条件を用いる．

スライスを剛体と仮定して，スライス境界面と底面にバネとスライダークを考え，応力 - ひずみ関係を導入して，内力の作用角をスライスの変位から決定する．

内力の方向は，土塊の軸方向(水平方向)とせん断方向のバネ定数を含む因子に関係し，結局安全率もこの因子の影響を受ける．

いくつかの断面に対して，SS法を適用した結果から次のことが明らかとなった．平面ひずみの一軸状態を想定してバネ定数を与えた場合，SS法の解析に必要なポアソン比の値の変化に対して安全率の変化はわずかであり，実用的な解析に対しては，ポアソン比の値を必ずしも精度よく把握する必要がない．また，剛体ばねモデルとSS法では，安全率，内力(作用位置以外)がよく一致する．SS法の安全率は，一般化分割法(榎ら,1990)でいう物理的に意味のある F_{Smin} と F_{Smed} の間にある．

以上，本SS法によって，M&P法やSP法では求められない内力の作用角が決定でき，安全率や内力を唯一の解とする斜面安定解析が可能となった．本SS法は，移動土塊とすべり面の土質定数の異なる地すべり斜面の安定解析にも適用することができる．次章では，さらに，土圧問題や支持力問題等を解析し，地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性を明らかにする．

第 章

地盤の代表的破壊問題における SS法の有用性

第 章 地盤の代表的破壊問題における SS法の有用性

Chapter Evaluation of the SS Method on Typical Soil Failure Problems

本章では，第 章で提案した「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 (SS法)」を土圧問題，支持力問題，アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題，間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題に適用し，地盤の代表的破壊問題における SS法の有用性を検討する．

1 はじめに

地盤に外力等が作用する場合の破壊形態は，せん断破壊によるものが大部分である．このような破壊現象に対する力学的な取り扱い方は，大別すると，

裏込め土のせん断破壊によって生ずる擁壁土圧

載荷された地盤のせん断抵抗力によって定まる支持力

人工盛土や自然斜面の破壊に対する安定性の評価

の3つの課題に分けられる(山口,1990a)．

このうち土圧と支持力は，破壊面上のせん断強度と外力等によって生ずるせん断力とが等しいとして求められており，両者には解析上の本質的な差異はない．一方，斜面の安定性は，破壊面上のせん断強度が自重等によって発生するせん断力より大きいため，安全率の加味されたせん断強度と作用するせん断力とが等しいものとして評価される．したがって，斜面の安定性の評価も土圧や支持力の評価と本質的な違いはない．これらの破壊問題の解析法は，別々に発展してきたが，力学的には同じ地盤の破壊現象と考えることができる．このため，上記3つの問題に対しては，同一の解析法によって取り扱われることが望

まれ，適用例が報告されている(土質工学会,1987c，今泉・山口,1986)。

筆者は，極限平衡法の分割法の枠内で工学的に実用的な方法として，第 3 章で示したように，スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(以下，SS法(Slice Spring Method)という)を提案している(近藤・林,1997a)。この方法は，鉛直スライスの形状と内力に基づく応力 - ひずみ関係から，隣接スライスの相対的な鉛直変位を求め，この変位からスライス境界の内力(以下，内力という)の作用角を決定して斜面の安定性を解析するものである。このような解析上の特徴をもっているために，SS法は，地盤の代表的な先の 3 つの破壊問題に対して有用な方法と考えられる。

本章では，SS法を用いて，

土圧問題における主動土圧係数 K_a と受働土圧係数 K_p

支持力問題における粘着力に関する支持力係数 N_c ，上載荷重に関する支持力係数 N_q ，荷重面が滑らかなときの自重に関する支持力係数 N_r

を解析し，地盤工学における代表的破壊問題に対するSS法の到達精度を明らかにして，これらの問題に対する本法の有用性を考察する。さらに，

アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題

間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題

における内力の発生状況を検討する。

2 SS法の解析特性

SS法の解析式については前章で詳述した。本節では、SS法に用いられている内力の作用角に関する仮定式のもつ意味について述べ、この仮定式に含まれている係数 k (Scaling factor) とスライス境界における安全率について論考する。最後に、末端と上端スライスの底面反力の作用位置の決定法について特徴を説明する。

SS法の基本式は、斜面を鉛直分割した各スライスの変位が、スライス境界(以下、境界という)に作用する水平方向の内力とスライス底面(以下、底面という)に作用する垂直方向の反力とによって決まり、変位の方向としては、底面と境界に平行方向を基本とする考え方から誘導されている。この考え方から、スライスの変位を求めるためのモデルとして、SS法では、図-3.4に示すモデルが用いられている。このモデルによるスライスの変位は、付録 に示すように変位の適合条件を満足している。

2.1 内力の取り扱いと仮想作用角

SS法では、M&P法(Morgenstern-Price法)(Morgenstern & Price, 1965)やSP法(Spencer法)(Spencer,1973)における内力の作用角 i' に関する仮定式を式(4.1)で定義している(図-4.1 参照)。

$$\tan \frac{1/2 - i'}{2} = k \cdot \tan \frac{1/2 - D_i}{2} \quad (4.1)$$

ここに、 D_i は、スライスの変位より求められる内力の作用角で、これを内力の仮想作用角(以下、仮想作用角という)と呼んでいる。係数 k は、力学的な静定化のために付加されたものであり、 D_i をつり合い条件に適合する i' に変換するための係数(Scaling factor)である。添え字 i はスライス番号である。この仮定式では、 i' の決定のために収束計算上の理由から i' と D_i のそれぞれの余角の2分の1を用いている。これは、図-4.2に示すような内力の仮想作用角 D_i に正と負(水平に対して上向きと下向き)が混在する場合においても、1つの変数 k を変化させることによって収束解が得られるようにするためである。

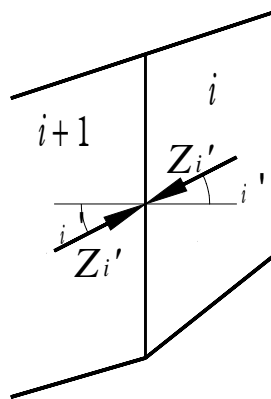


図-4.1 内力の作用角

Fig. 4.1 Application angle of the interslice force

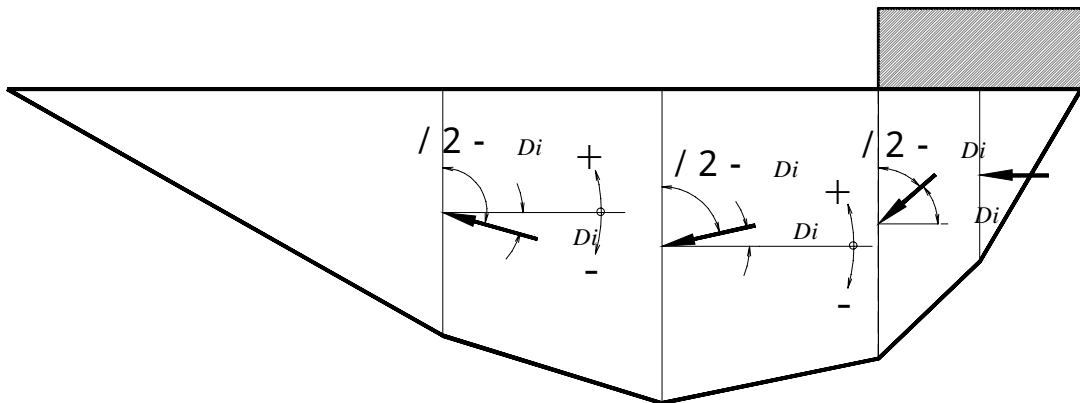


図-4.2 仮想作用角の方向

Fig. 4.2 Virtual direction of inter-slice force angles

内力の作用角 i' は、仮想作用角 D_i を用いて、力学的つり合い条件式と式 (4.1) が満足されるように、 k と安全率 F_s を未知数とする SP 法の収束計算法 (逐次代入法) によって決定される。SS 法では、内力とスライス境界に設置されたバネの応力 - ひずみ関係から i' が求められるが、 i' を決定することは、スライス境界の安全率を決定することと同義である。

2.2 Scaling factor (k)

SS 法の解析結果において、 $k = 1$ のときには、スライスの変位から求められるスライス境界のせん断力と斜面全体の力学的つり合い条件から得られるせん断力とが一致し、斜面全体の力学的つり合い条件が確保される。一方、 $k \neq 1$ のときには、 D_i を式 (4.1) の関係にしたがって i' に変化させるため、スライ

ス境界ではスライスの変位によるせん断力と斜面全体の力学的つり合い条件によるせん断力が一致しないが，SS法は各境界の D_i を同じ重み(k)によって変化させて，斜面全体の力学的つり合い条件を確保しているため，たとえ $k = 1$ でも，後述するように精度の高い解を与える．

こうしてSS法では， k によって各スライスが力学的に静定化され，それから定まる i' によって，力学的つり合い条件の満足された解が得られる．

2.3 底面反力の作用位置

分割法の斜面安定解析は，一般に，条件数が未知数より少ないため，これを補うための静定化条件として，スライス間内力の方向(Morgenstern & Price,1965, Spencer,1967, Spencer,1973, Bishop,1954)または作用位置(Janbu,1955)，それに底面反力の作用位置が仮定されている．スライスが1つで，底面反力以外のスライスに作用する力の大きさ，方向，作用位置が境界条件として与えられていれば，底面反力の作用位置は求められるが，スライスが複数のときは，スライス間内力が不静定量となるため，これを理論的には決定できない．このため，通常，底面反力の作用位置は，底面の中央と仮定されているが，解析精度の向上には，より適切な底面反力の作用位置を決定しておく必要がある．

一般に，斜面安定解析の底面反力の分布は，第 3 章の 3.4 で示したように，連続的な変化を示す．このような底面反力の変化傾向から，求めたいスライスの両側に隣接するスライスの底面反力を用いて，中間部のスライスの作用位置を推定することが可能である(近藤・林,1997a)．ところが，両端部のスライスでは，片側だけにスライスが存在し，このような推定ができないため，別の方法が必要である．特に支持力問題のような両端部のスライスに上載荷重が作用するときには，解析結果に大きく影響する．底面反力の作用位置は，スライス重量，スライス間内力，上載荷重などの影響を受けるが，SS法では従来の方法に比べてより合理的に以下の方法によって定めている．つまり，底面反力の作用位置を，図-4.3 に示すように，スライスの上面に作用する上載荷重の鉛直成分 Q_{vi} とスライスの自重 W_i とによって定まるものとして，式(4.2)によって求める．

$$l_{v'} = (Q_{vi} \cdot l_Q + W_i \cdot l_w) / (Q_{vi} + W_i) \quad (4.2)$$

式(4.2)にしたがえば，例えば，端部のスライス形状が三角形で自重がなく，上載荷重が等分布のときは，底面の midpoint が作用位置となる．また，スライス形状が同様に三角形で自重をもち，上載荷重のないときは，底面 3 分の 1 が作用位置となる．

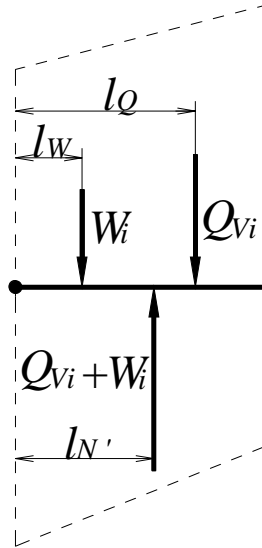


図-4.3 端部スライスの底面反力の作用位置の決め方

Fig. 4.3 Acting position of normal force on the base plane of the edge slices

2.4 力学的つり合い条件式の仮想仕事の原理からの誘導

SS法に用いられている分割法の力学的なつり合い条件は，仮想仕事の原理から以下のように明解に誘導することが可能である．

2.4.1 安全率の定義と破壊規準

安全率 F_s を強度に対する安定性として次の式(4.3)，式(4.4)によって定義する．

$$c_{mi}' = c_i' / F_s \quad (4.3)$$

$$\tan \phi_{mi}' = \tan \phi_i' / F_s \quad (4.4)$$

ここに， c_i' ：有効応力表示の粘着力， c_{mi}' ：底面に動員される有効応力表示の粘着力， ϕ_i' ：有効応力表示の内部摩擦角， ϕ_{mi}' ：底面に動員される有効応力表示の内部摩擦角，である．

底面における破壊規準として式(4.5)～式(4.7)に示す Mohr-Coulomb則を用いる。

$$S_{mi} = S_{Cmi} + S_{Nmi} \quad (4.5)$$

上式中の S_{Cmi} , S_{Nmi} は , 底面に動員される粘着力によるせん断抵抗力と内部摩擦角によるせん断抵抗力であり , 次の式(4.6) , 式(4.7)で与えられる。

$$S_{Cmi} = c_{mi}' \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i \quad (4.6)$$

$$S_{Nmi} = N_i' \cdot \tan \alpha_{mi}' \quad (4.7)$$

ここに , b_i : スライス幅 , α_i : 底面傾斜角 , N_i' : 底面に垂直方向の有効応力表示の反力 , である。

2.4.2 力のつり合い条件

斜面安定解析の力学的なつり合い条件のうち , 力のつり合い条件式は , 仮想仕事の原理より , スライスに回転のない仮想変位を考えることによって求められる。

図-4.4に示すように , 斜面を鉛直に分割した i 番目のスライスに作用する力として , 以下のものが考えられる。つまり , 内力(Z_i' , Z_{i-1}') , スライス重量 W_i , 底面における垂直方向の反力 N_i' , 底面に動員される粘着力によるせん断抵抗力 S_{Cmi} と内部摩擦角によるせん断抵抗力 S_{Nmi} , 底面の間隙水圧の総和 U_i , 境界の間隙水圧の総和(P_i , P_{i-1}) , スライス上面の上載荷重 Q_i , である。

仮想仕事の原理に用いる仮想変位の方法は , 境界条件を破らない範囲で任意である。ここでは , 図-4.4に示すように , 底面に対してすべり面に動員される内部摩擦角 α_{mi}' 分の上向き方向に仮想変位 u^* を考える。こうすると , i 番目スライスに作用する内力等が仮想変位 u^* によって行う仮想仕事の総和 W_{Fi}^* は , 式(4.8)で与えられる。

$$W_{Fi}^* = u^* \cdot F_i \quad (4.8)$$

$$F_i = P_i \cdot R_{Fi} \quad (4.9)$$

上式中の P_i , R_{Fi} は , 式(4.10) , 式(4.11)のとおりである。

$$P_i = [Z_i', Z_{i-1}', W_i, SCmi, U_i, P_i, P_{i-1}, Q_i] \quad (4.10)$$

$$R_{Fi} = \begin{pmatrix} -\cos(\alpha_i + \alpha_i') \\ \cos(\alpha_i + \alpha_{i-1}') \\ -\sin \alpha_i \\ -\cos \alpha_{mi}' \\ \sin \alpha_{mi}' \\ -\cos \alpha_i \\ \cos \alpha_i \\ -\cos(\alpha_i - \alpha_i) \end{pmatrix} \quad (4.11)$$

上式中の α_i は以下のとおりである .

$$\alpha_i = \alpha_{mi}' - \alpha_i$$

ここに , Z_i' : i 番目スライスの下側境界における有効応力表示の内力 , P_i : i 番目スライスの下側境界における間隙水圧の総和 , α_i' : Z_i' の水平に対する作用角 , α_i : Q_i の水平に対する作用角 , である .

仮想仕事の原理から , 式(4.8)には式(4.12) の関係が成立する .

$$W_{Fi}^* = 0 \quad (4.12)$$

$u^* = 0$ であるので , i 番目スライスの力のつり合い条件式として式(4.13) を得る .

$$F_i = 0 \quad (4.13)$$

さらに , 斜面全体で力のつり合い条件が確保されるには , すべてのスライスにおいて , 式(4.13)の関係が成立する必要がある . したがって , 斜面全体の力のつり合い条件式として式(4.14) を得る .

$$F = 0 \quad (4.14)$$

$$F = [F_1, F_2, F_3, \dots, F_{n-2}, F_{n-1}, F_n]^T$$

ここに , n はスライス数である .

式(4.14)は , 式(4.10)の上載荷重 Q_i の項を無視すれば , 第 4 章 4.2 で示したように , SP法やM&P法の力のつり合い条件式 , つまり , 第 3 章の式(3.10)と同義となる . また , 一般に , 力のつり合い条件式は , 底面に平行方向の力のつり

合い条件とこの面に垂直方向の力のつり合い条件とから，底面反力 N_i' を消去して求められる(たとえば，Morgenstern & Price,1965，Spencer,1973)が，仮想仕事の原理を用いると，上に示したようにこの条件式が簡単に求められる．

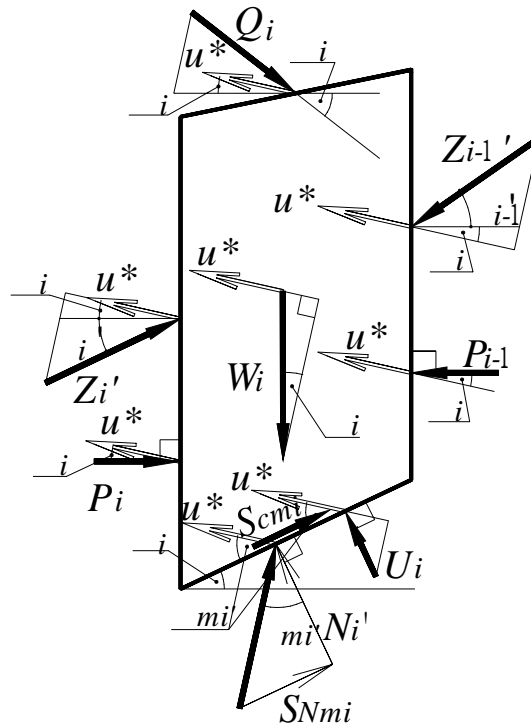


図-4.4 力のつり合い条件に用いる仮想変位

Fig. 4.4 Virtual displacement of the force equilibrium condition

2.4.3 モーメントのつり合い条件

斜面安定解析の力学的なつり合い条件のうち，モーメントのつり合い条件式は，仮想仕事の原理より，スライスに仮想的な回転変位を考えることによって求められる．

底面反力の作用位置を直角座標の原点とし，図-4.5のようにスライスに作用する内力等の作用位置を座標で表す．図において各力の作用位置を， $Z_i' : (x_{ZL}, y_{ZL})$ ， $Z_{i-1}' : (x_{ZR}, y_{ZR})$ ， $W_i : (x_w, y_w)$ ， $S_{Cmi} : (x_s, y_s)$ ， $U_i : (x_u, y_u)$ ， $P_i : (x_{PL}, y_{PL})$ ， $P_{i-1} : (x_{PR}, y_{PR})$ ， $Q_i : (x_Q, y_Q)$ ，とする．

さて，図-4.6 に示す直角座標面上のある点 $p(x,y)$ に力 $P(P_H, P_V)$ が作用しているとき，原点における反時計回りを正とする仮想的な回転変位 θ^* によって，

P が行う仮想仕事 W^* は式(4.15)で与えられる .

$$W^* = \delta^* \cdot [P_H, P_V] \cdot \begin{pmatrix} -y \\ x \end{pmatrix} \quad (4.15)$$

式(4.15)の関係を用いると , 底面反力の作用位置における仮想的な回転変位 δ^* によって , 図-4.5に示す i 番目スライスに作用する内力等が行う仮想仕事の総和 W_{Mi}^* は , 式(4.16) で求められる .

$$W_{Mi}^* = \delta^* \cdot M_i \quad (4.16)$$

$$M_i = \mathbf{P}_i \cdot \mathbf{R}_{Mi} \quad (4.17)$$

上式中の \mathbf{R}_{Mi} は式(4.18)のとおりである .

$$\mathbf{R}_{Mi} = \begin{pmatrix} -\cos \delta_{i-1}' \cdot y_{ZL} + \sin \delta_{i-1}' \cdot x_{ZL} \\ \cos \delta_{i-1}' \cdot y_{ZR} - \sin \delta_{i-1}' \cdot x_{ZR} \\ -x_W \\ -\cos \delta_i \cdot y_S + \sin \delta_i \cdot x_S \\ \sin \delta_i \cdot y_U + \cos \delta_i \cdot x_U \\ -y_{PL} \\ y_{PR} \\ -\cos \delta_i \cdot y_Q - \sin \delta_i \cdot x_Q \end{pmatrix} \quad (4.18)$$

各座標値は以下のとおりである .

$$\begin{aligned} (x_{ZL}, y_{ZL}) &= (-l_{N'} \quad , L_i' - d_L) \\ (x_{ZR}, y_{ZR}) &= (b_i - l_{N'} \quad , L_{i-1}' + d_U) \\ (x_W, y_W) &= (l_W - l_{N'} \quad , y_W) \\ (x_S, y_S) &= (b_i/2 - l_{N'} \quad , (b_i/2 - l_{N'}) \cdot \tan \delta_i) \\ (x_U, y_U) &= (l_U - l_{N'} \quad , (l_U - l_{N'}) \cdot \tan \delta_i) \\ (x_{PL}, y_{PL}) &= (x_{PL} \quad , h_{Pi} - d_L) \\ (x_{PR}, y_{PR}) &= (x_{PR} \quad , h_{Pi-1} + d_U) \\ (x_Q, y_Q) &= (l_Q - l_{N'} \quad , h_Q) \end{aligned}$$

上式中の各因子を以下に示す .

$$\begin{aligned} d_U &= (b_i - l_{N'}) \cdot \tan \delta_i \\ d_L &= l_{N'} \cdot \tan \delta_i \end{aligned}$$

ここに、 L_i' ：下側境界の底面から Z_i' の作用位置までの鉛直高さ、 l_w ：下側境界からスライス重心までの水平距離、 $l_{N'}$ ：下側境界から N_i' の作用位置までの水平距離、 $h_{Q'}$ ： N_i' の作用位置から Q_i の作用位置までの鉛直高さ、 $l_{Q'}$ ：下側境界から Q_i の作用位置までの水平距離、 l_u ：下側境界から U_i の作用位置までの水平距離、 h_{P_i} ：下側境界における底面から P_i の作用位置までの鉛直高さ、である。

仮想仕事の原理から、式(4.16)には式(4.19)の関係が成立する。

$$W_{M_i}^* = 0 \quad (4.19)$$

* 0 であるので、 i 番目スライスのモーメントのつり合い条件式として式(4.20)を得る。

$$M_i = 0 \quad (4.20)$$

さらに、斜面全体でモーメントのつり合い条件が確保されるには、すべてのスライスにおいて式(4.20)の関係が成立する必要がある。したがって、斜面全体のモーメントのつり合い条件式として次の式(4.21)を得る。

$$\mathbf{M} = 0 \quad (4.21)$$

$$\mathbf{M} = [M_1, M_2, M_3, \dots, M_{n-2}, M_{n-1}, M_n]^T$$

式(4.21)は、式(4.10)の上載荷重 Q_i の項を無視し、底面反力の作用位置を底面中央とすると、当然のことながら SP法のモーメントのつり合い条件式、つまり、第 3 章の式(3.14)と同義となる。同様に、第 4 章 4.3 で示したように、M&P法の効率的な収束計算を行うために用いられるモーメントのつり合い条件式(Morgenstern & Price,1967)とも同義となる。

鉛直分割法の力学的つり合い条件である式(4.21)と式(4.14)が仮想仕事の原理から明解に求められることから、今後、鉛直分割法の一般式として利用することが可能である。

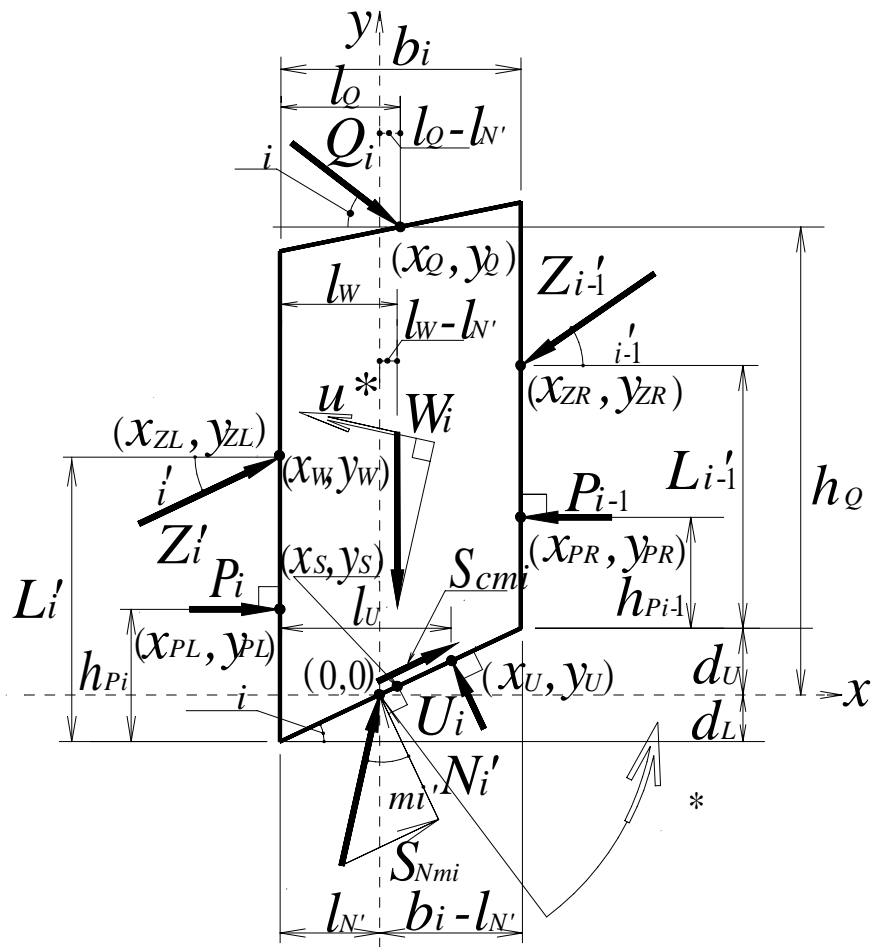


図-4.5 スライスに作用する力の作用位置
 Fig. 4.5 Acting location of the force acting on the slice

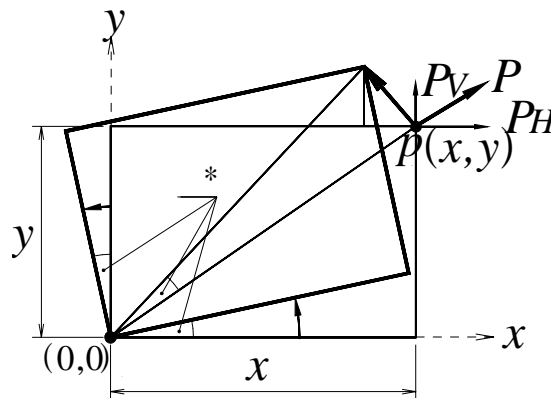


図-4.6 仮想な回転変位
 Fig. 4.6 Virtual rotatory displacement

3 土圧問題

擁壁の背面(地盤側)が滑らかなときの土圧は、半無限地盤内の塑性応力として算出される Rankine 土圧 によって取り扱いが可能である。一方、背面が粗いときの土圧の算出には、破壊線を直線と考え、剛体状土くさびの力のつり合い条件から算出される Coulomb 土圧がしばしば用いられる。ところが、背面が粗いときの実際の破壊形状は、主働(受働)くさびと曲線状の塑性領域とによって構成され、破壊線が直線とはならないため、Coulomb 土圧では誤差が生ずる。特に受働土圧においてはこの誤差が大きくなることが知られている(たとえば、山口,1990d)。このような土圧に対して Kötter 式を逐次解いて算出する方法などがあるが、分割法を適用した例は少ない。

ここでは、内部摩擦角(δ) 30° の水平な地表面の地盤に対して、SS法を用いて主働土圧係数 K_a と受働土圧係数 K_p とを算出する。この値と Sokolovsky (1958) および、Chen(1975)の解とを比較することによって、SS法の土圧問題における有用性を考察する。土圧の解析は、壁面摩擦角として、 30° 、 15° の2ケースについて実施する。

解の最適化には、荒井らの文献(荒井・田行,1985)の方法と同様な非線形計画法を用いる(付録 参照)。最適化断面の決定は、スライスの鉛直分割線の位置をあらかじめ与えたうえで、スライス境界における破壊線位置を変えながら行う。主働(受働)くさび中央部の境界では、くさび部を鉛直スライスで2分割し、擁壁上端をとる水平に対する角 $45^\circ + \delta/2$ ($45^\circ - \delta/2$) の主働(受働)くさびの破壊線沿いにスライス鉛直境界線における破壊線位置を変化させて行う。擁壁と反対側の破壊線の地表面先端部は、地表面沿いに最適化を行う。ポアソン比には 0.3 を用いる。

さらに境界条件として、主働(受働)くさび中央部の鉛直なスライス境界(以下、中央境界という)の内力の方向が、Rankine の塑性応力場から水平であることが明らかであるため、この部分の内力を水平とする境界条件(以下、水平境界条件という)が与えられたときの解を同時に求める。

3.2 受働土圧係数 (K_p)

受働土圧係数については、まず壁面摩擦角を 30° とし、地盤を 4 ~ 8 つのスライスに分割して、最適化した破壊形状と受働土圧係数 K_p の変化を考察する。

図-4.8 に受働くさび中央境界に水平境界条件の無い場合と有る場合の破壊形状と内力の状態を示す。図-4.8から、スライス数が増加すると、SS法の破壊形状が Sokolovsky (1958) の破壊形状に徐々に接近することがわかる。水平境界条件を与えると、この条件が無い場合に比べて Sokolovsky の破壊形状にさらに近づくことがわかる。この場合、特に受働部直線の破壊形状がよく適合する。

一方、スライス数を増加させた場合の K_p の変化については、図-4.9に示すように、スライス数の増加に伴い、各 K_p が一定値に漸近することがわかる。水平境界条件を与えない場合の漸近値(6.83)は、Sokolovsky (1958) の値(6.55)に対して、4.3%の誤差である。これに対して水平境界条件を与えた場合の漸近値(6.57)は、Sokolovsky の値に接近し、0.3%の誤差となっている。なお、Chen の値(7.10)に対しては、-7.5%の誤差が生じている。

次に、壁面摩擦角を 15° とし、地盤を 5 つのスライスに分割した SS法に対する水平境界条件の無い場合の結果を図-4.10に示す。得られた K_p (4.63)は、Sokolovsky の値(4.62)にほぼ一致しており、0.2%の誤差である。また、破壊形状もよく合っている。なお、Chen(1975)の値(4.71)に対しては、-1.9%の誤差が生じている。

以上のことから、SS法による受働土圧の解は Sokolovsky の解とほぼ一致しており、主働土圧問題と同様、受働土圧問題に対する SS法の解析結果は高精度であり、この方法の有用性が認められる。

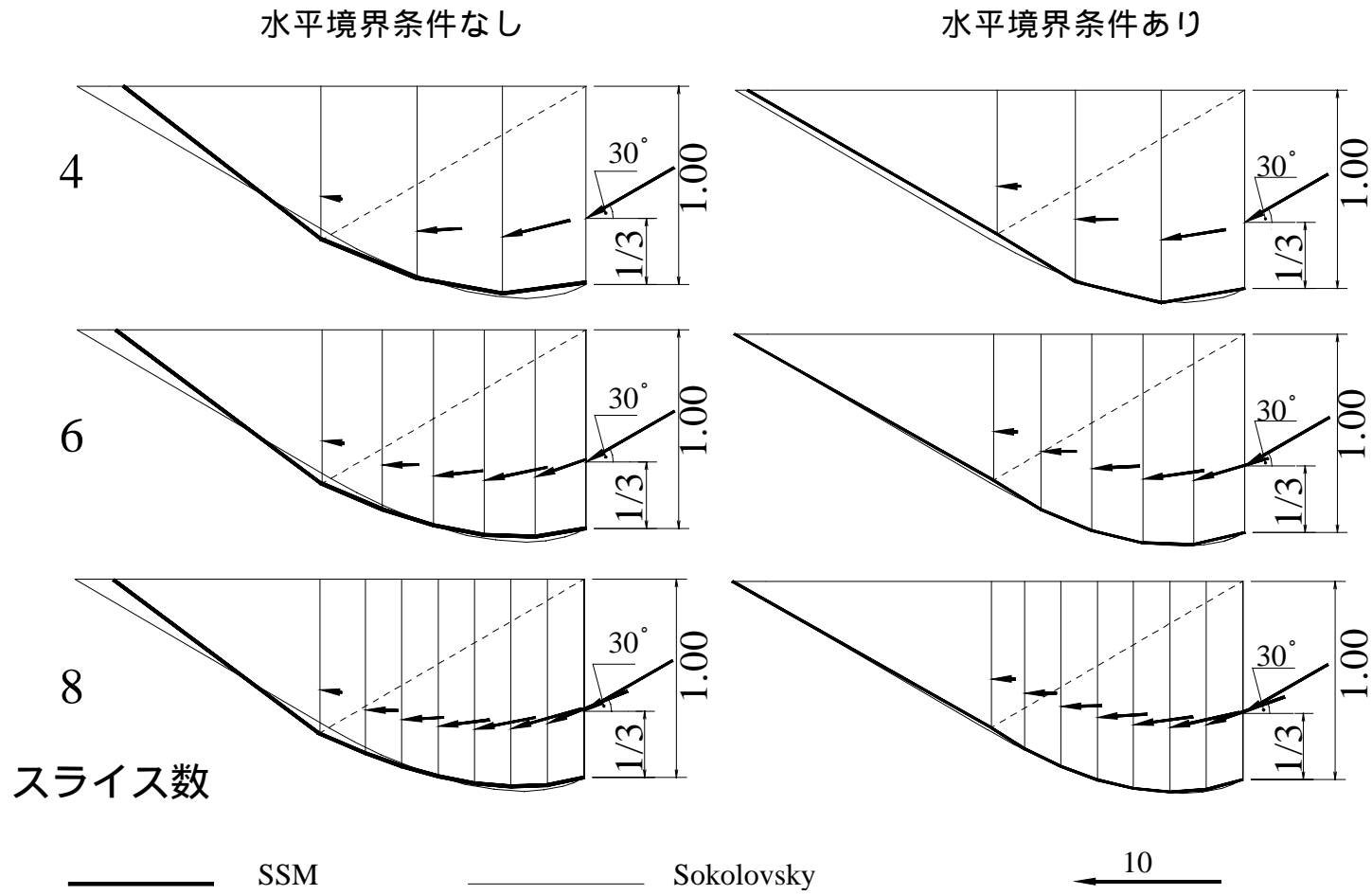


図-4.8 受働土圧の破壊形状の変化($\delta = 30^\circ$)
Fig. 4.8 The rupture shapes of the passive earth pressures depending on the number of slices

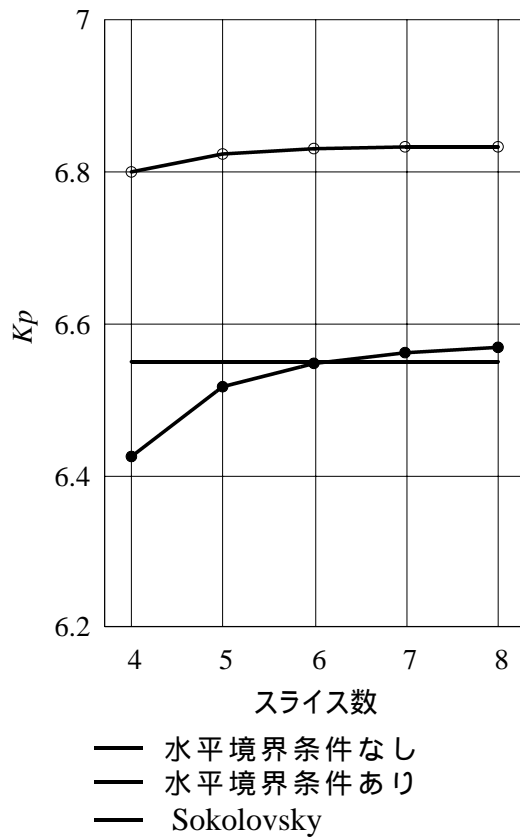


図-4.9 受働土圧係数 K_p の変化(壁面摩擦角 30°)
 Fig. 4.9 The coefficient of the passive earth pressure depending on the number of slice

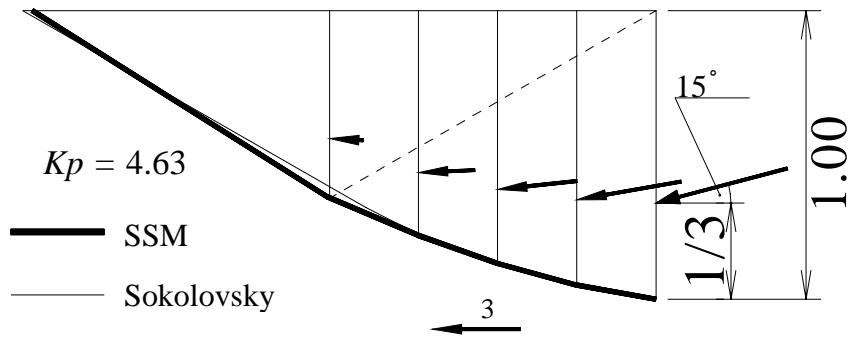


図-4.10 受働土圧の破壊形状 ($\alpha = 30^\circ$, 壁面摩擦角 15°)
 Fig. 4.10 Rupture shape of the passive earth pressure

4 支持力問題

均一水平地盤上の浅い基礎の極限支持力 q は、通常 Terzaghi(1943)の提案した次の式(4.22)の支持力公式に基づいて算出されている。

$$q = N_c \cdot c + N_q \cdot q_0 + N_r \cdot \gamma \cdot B/2 \quad (4.22)$$

ここに、 c ：粘着力、 q_0 ：上載荷重、 γ ：土の単位体積重量、 B ：荷重幅、である。粘着力に関する支持力係数 N_c 、上載荷重に関する支持力係数 N_q は、それぞれ Reissner(1925)、Prandtl(1921)によって正解値とその破壊形状が明らかにされている。また、荷重面が滑らかなときの自重に関する支持力係数 N_r は、Sokolovsky(1958)、Davisら(1971)によって求められている。 N_c は、荷重面が粗いときと滑らかなときとにかかわらず等しいが、破壊形状は相違する。 N_q に関しても同様である。一方、 N_r に関しては、荷重面が粗いときと滑らかなときとは破壊形状とともに値も異なる。

ここでは、SS法を用いて N_c と N_q 、荷重面が滑らかなときの N_r を算出し、 N_c 、 N_q に対しては Reissner、Prandtl の解、 N_r に対しては Sokolovsky(1958)、Davisら(1971)、Grahamら(1971)の解と比較検討する。検討にあたり、まず、 N_c を例にSS法による内力の状態を示す。同時に、 N_c 、 N_q の破壊断面に発生する主働・受働くさび中央境界で内力が水平となる条件を用い、この境界条件(以下、土圧問題と同様、水平境界条件という)の有無に対する解析結果を比較する。荷重面が滑らかなときの N_r に対しては、左右対称の主働くさびが発生しないため、受働くさび部だけに水平境界条件を与える。さらに、スライス数とバネ定数の比の変化に対する解の性質を明らかにするため、これらの因子の変化が解に与える影響を検討する。

N_c 、 N_q の荷重分布としては、等分布荷重を用い、 N_r では載荷面中央が凸な三角形の分布荷重(Davis & Booker,1971、Larkin,1968)を用いる。支持力の最適化には、3土圧問題の場合と同じ方法を用いる。このときの最適化断面の決定は、通常、スライスの鉛直境界を上下に移動させて行い、主働・受働くさび中央境界では、 N_c 、 N_q の場合、3土圧問題と同様くさびの破壊線沿いに行う。 N_r の場合は滑面を対象としているため、主働くさび中央境界では通常鉛直スライスと同様に行う。破壊線の先端位置(荷重と反対側)は地表面沿いに、荷重面の端部(左側に破壊するときの荷重面右端)は固定して最適化を行う。

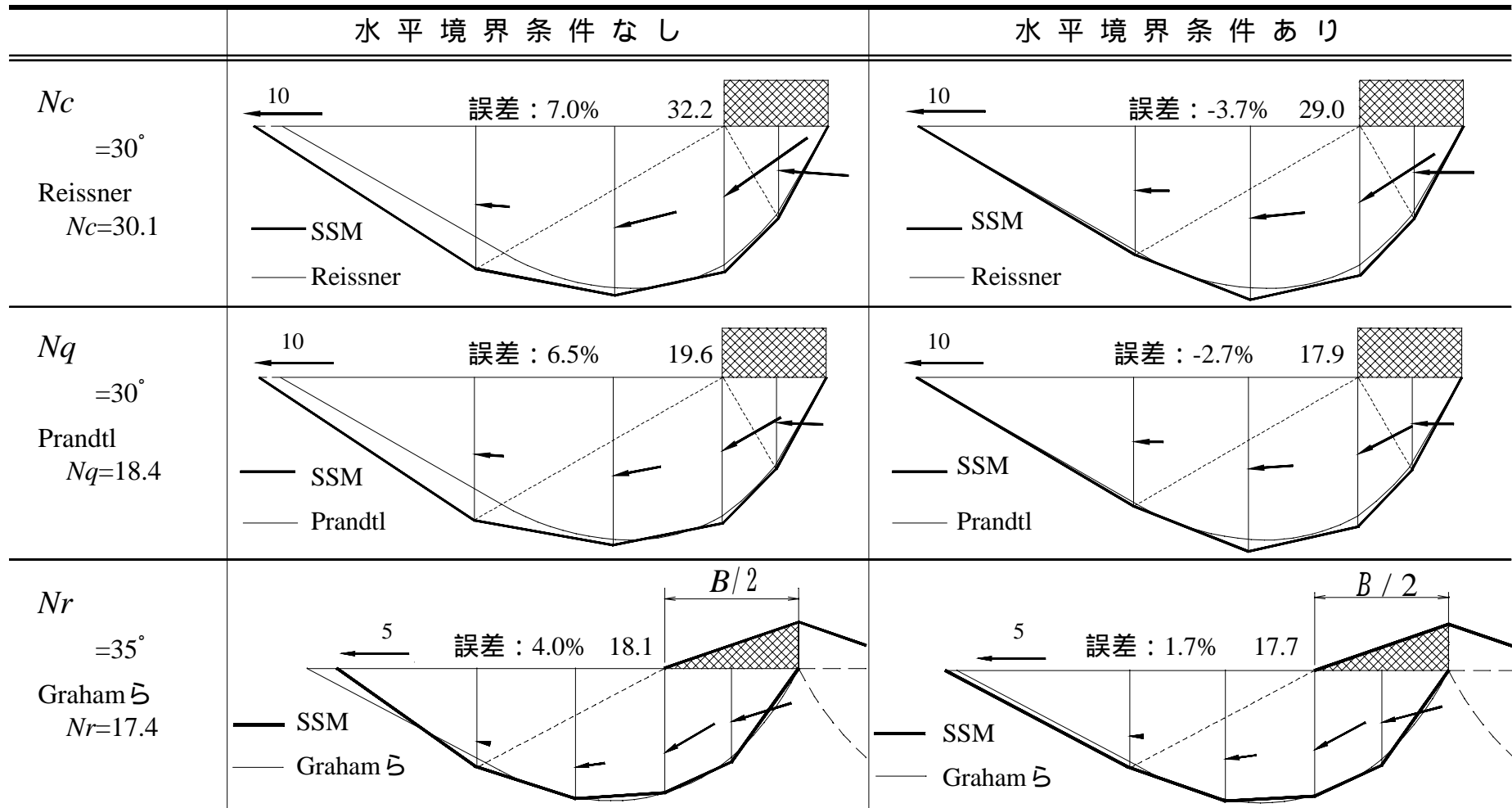


図-4.11 水平境界条件の有無による破壊形状と支持力係数の比較
 Fig. 4.11 Comparison of the rupture shapes and the coefficients of the bearing capacities depending on whether the boundary condition or not

4.1 内力の状態

支持力問題における内力の状態を考察するため、 N_c 、 N_q について内部摩擦角 (δ) 30° の地盤を 5 つのスライスに分割して解析する。このときの内力の状態を図-4.11の左側の N_c 、 N_q 図中に示す。前述のとおり、主働部中央と受働部中央の鉛直なスライス境界では、内力は水平となることが知られている。図-4.11の左側の N_c の図より、SS法から算出された内力が、この部分でほぼ水平(主働部： $\delta' = -4.2^\circ$ 、受働部： $\delta' = -4.0^\circ$)となっていることがわかる。また、自重が無い場合の荷重面左端のスライス鉛直境界は、可容な速度場(山口、1976)となり、ここで塑性変形することが知られているが、SS法においてもこの境界に塑性変形をもたらす作用角が算出されている。なお、SS法では、スライス境界のせん断力が土質強度に基づくせん断抵抗力を上回った場合、せん断強度に対応した内力の作用角を与えている。 N_q についても N_c と同様、合理的な内力が算出されている。

このように、SS法による内力は支持力問題においても合理的な傾向を示している。

4.2 水平境界条件の有無と支持力

N_c 、 N_q については、内部摩擦角 (δ) 30° の地盤を 5 つのスライスに分割し、主働部と受働部に水平境界条件の無い場合と有る場合に対して比較検討する。 N_r については、Grahamら(1971)が $\delta = 35^\circ$ に対する破壊形状を示しているので、この地盤に対して受働部に水平境界条件の無い場合と有る場合を解析し、比較検討する。ポアソン比には 0.3 を用いる。

図-4.11は水平境界条件の有無による荷重の支持状態の相違を比較した結果である。同図には、このときのSS法による各支持力係数と Reissner($N_c=30.1$)、Prandtl($N_q=18.4$)、Grahamら($N_r=17.4$)に対する誤差も示されている。図より、水平境界条件の無い場合の N_c 、 N_q 、 N_r の各破壊形状が、Reissner、Prandtl、Grahamらの破壊形状に比較的合っていることがわかる。一方、水平境界条件の有る場合の破壊形状は、さらによく合っている。特に、受働土圧問題と同様、受働部直線の破壊線はよく適合している。水平境界条件を与えた場合は、与えない場合に比べて各支持力係数も Reissner、Prandtl、Grahamらの値によく適合

していることがわかる。

このように，SS法では，既に明らかとなっているスライス間内力の作用角を境界条件として与えて，より精度の高い解を求めることが可能である。

4.3 スライス数の増加と支持力の変化

内部摩擦角(δ) 30° の地盤を想定し，スライス数を変えて支持力を解析する。この解析は，受働くさび中央境界から荷重面左端境界までの間のスライス分割数を増加させて行う。また，水平境界条件は与えずに行い，ポアソン比には0.3を用いる。

図-4.12にスライス数を増加させた場合の N_q に対する破壊形状の変化と，そのときの内力の状態を示す。同図からわかるように，3.2 受働土圧係数での解析と同様，スライス数を増加させると N_q の破壊形状が，正解であるPrandtlの破壊形状に徐々に接近することがわかる。また，図-4.13から各支持力係数がReissner($\delta=30^\circ$)，Prandtl($\delta=30^\circ$)，Grahamら($\delta=35^\circ$)の解に近い値に漸近することがわかる。このように，SS法の支持力係数は，受働土圧問題と同様に，支持力問題においても，スライス数を増加させると一定値に漸近し，その値には妥当性が認められる。

スライス数

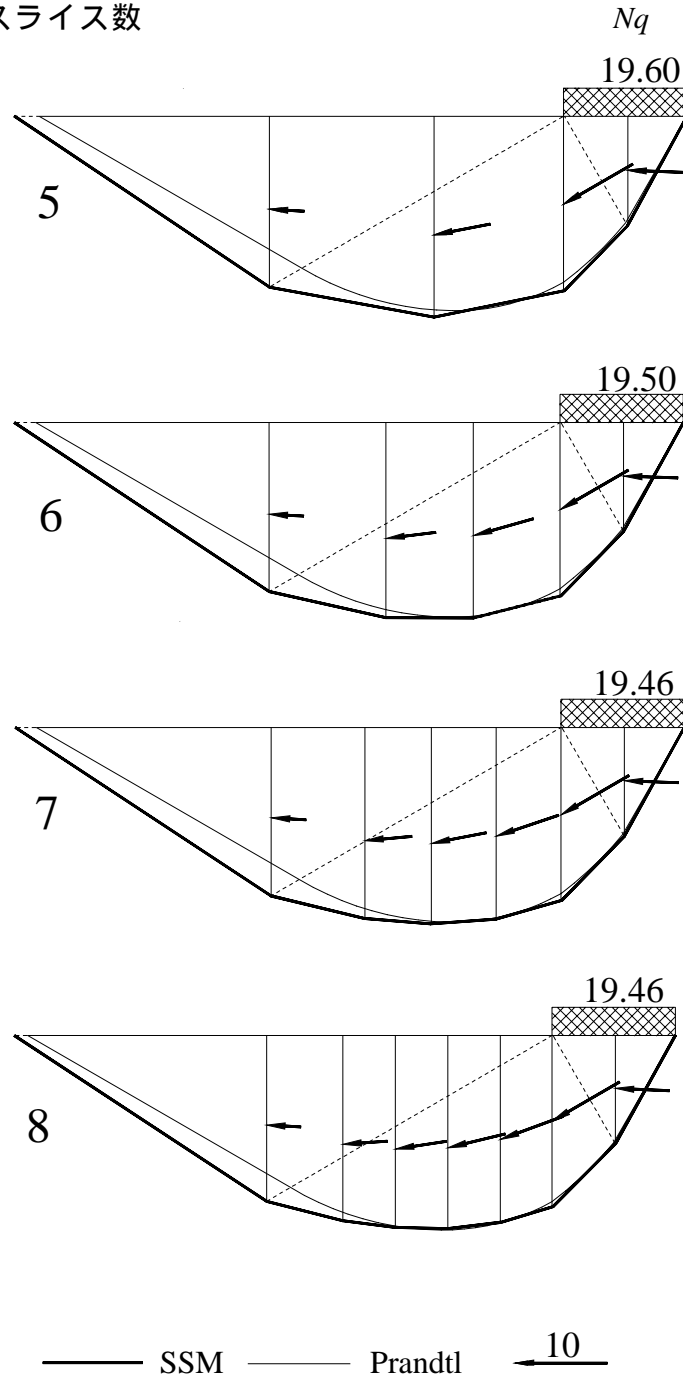


図-4.12 Nq の破壊形状の変化 ($\phi = 30^\circ$)

Fig. 4.12 The rupture shapes of Nq depending on the number of slice ($\phi = 30^\circ$)

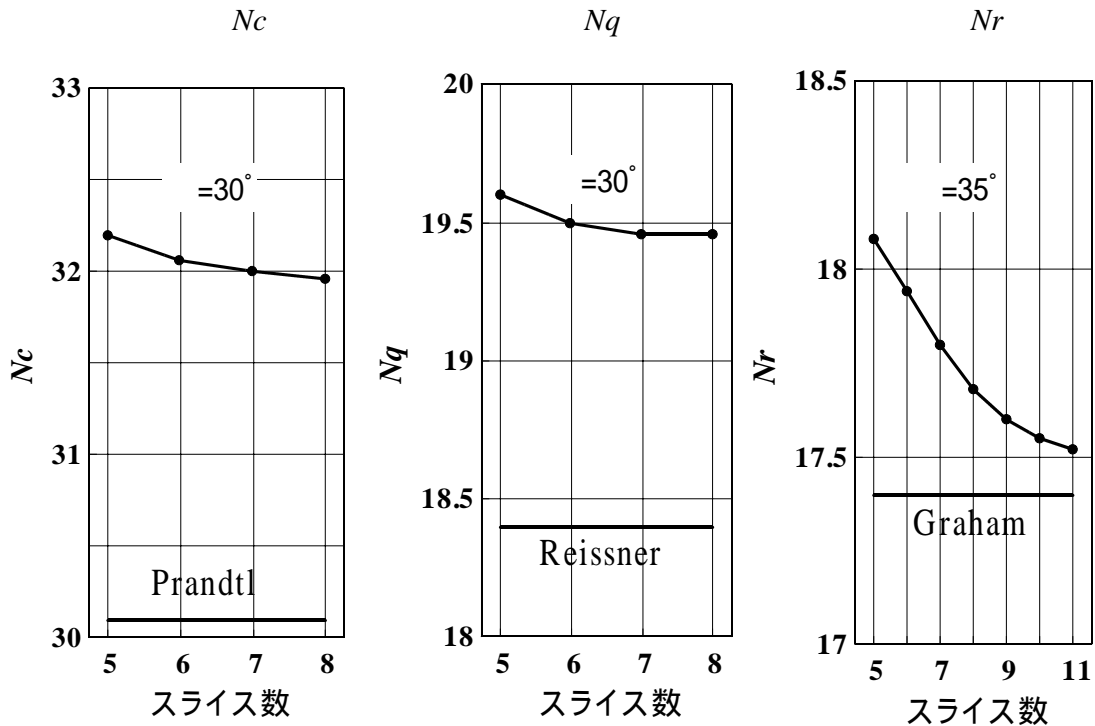


図-4.13 スライス数による支持力係数の変化
 Fig. 4.13 The coefficients of bearing capacities depending on number of slice

4.4 バネ定数の比に対する支持力の変化

地盤に均質等方性が仮定されているSS法では，スライス境界と底面に設定されているバネの軸方向とせん断方向のバネ定数の比が解の決定因子となる(近藤・林，1997a)．このバネ定数の比に対するSS法の解の性質を明らかにするため，地盤を5つのスライスに分割して解析する．バネ定数に平面ひずみの一軸状態を想定するとバネ定数の比は弾性係数に依存せず，結果的にポアソン比が解の決定因子となる(近藤・林,1997a)．そこで，バネ定数の比の変化をポアソン比の値の変化によって表現する．条件としては，4.2と同様に N_c ， N_q に対しては，内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ ， N_r に対しては $\phi=35^\circ$ の地盤を想定して，主働・受働くさび中央境界の水平境界条件を与えずに解析を行う．このときの支持力係数と式(4.1)の k を図-4.14に示す．図中， N_c ， N_q はポアソン比を増加させると減少し， N_r は，ポアソン比 0.3 を頂点とする凸型形状の変化を示す．また， N_c ， N_q は，ポアソン比が 0.38 付近で急に減少するが，これは，ポアソン比を

増加させると k の増加に伴って内力の作用角が小さくなり，荷重面左端のスライス境界で塑性変形が発生しなくなるためと考えられる．

係数 k については， N_r ではポアソン比の増加に伴って k が減少するのに対して， N_c ， N_q では増加しており， N_r の場合が異なった傾向を示す．

なお，ダイレイタンシー角の変化に対する支持力係数，土圧係数等の変化については，付録 に示されている．

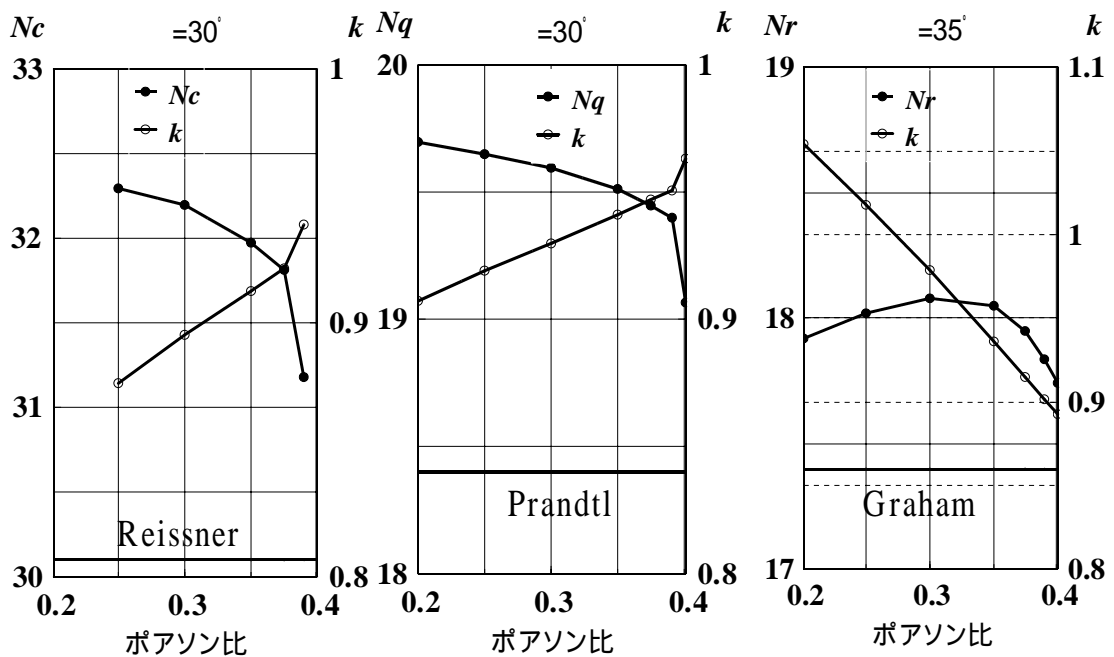


図-4.14 バネ定数の比をポアソン比によって表した支持力係数の変化
 Fig. 4.14 The coefficients of bearing capacities depending on the poisson's ratio instead of the ratio of spring constants

4.5 支持力係数 (N_c , N_q , N_r)

地盤を6つのスライスに分割して、各内部摩擦角に対する支持力係数を求める。条件としては、ポアソン比を0.3とし、主働・受働くさび中央境界に水平境界条件を与えない場合と与えた場合の解析を行う。

解析によって得られた N_c , N_q の値を Reissner, Prandtl の正解値とともに表-4.1に示す。表には正解値に対する N_c , N_q の誤差も示す。また, N_c , N_q , N_r の解析結果をグラフ化したものを図-4.15に示す。図には, N_r に対する Sokolovsky(1958), Davisら(1971)の解を合わせて示す。荷重面が滑らかなときの N_r の値は, 粗いときのほぼ2分の1になることが知られている(土質工学会, 1982b)ので, 参考に, 荷重面が粗いときの N_r を SS法の滑らかなときの値の2倍として, Vesic(1973), Davisらの N_r とともに示す。なお, 内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ の N_c , N_q の水平境界条件を与えない場合の解析では, 収束解が得られなかったため, 主働くさび中央境界の内力を水平として算出している。SS法では, スライスの形状に基づく応力-ひずみ関係からスライスの変位を求めている。内部摩擦角が大きくなると, 主働くさびの底面傾斜角が増大して, 主働くさび中央境界の右側三角形スライスと左側の台形状スライスとでは, ひずみの基準長さの差が大きくなり, 内力の作用角が, 本来水平となる主働くさび中央境界で大きな作用角が算出される。これが原因となって収束解が得られないものと考えられる。

図-4.15からわかるように, N_c , N_q , N_r の値は, とともに Reissner, Prandtl, Sokolovsky, Davisらの値とよく合っている。表-4.1からわかるように, N_c と N_q とは精度が同程度であり, 水平境界条件を与えない場合, $\phi=10^\circ$ で1%程度, $\phi=40^\circ$ で10%程度の誤差が生じている。この場合, 誤差は内部摩擦角の増加に伴って大きくなっている。これに対して, 水平境界条件を与えた場合は, 内部摩擦角の変化に対する誤差の増減が小さく, 正解に対する誤差の大きさの絶対値が全体において4%程度以下となっている。内部摩擦角が小さい場合は, 水平境界条件を与えない方が精度が高いが, 全体的には, この条件を与えることによって精度の高い解が得られることがわかる。一方, 図-4.15(c)から, N_r は Davisらや Sokolovsky の値とよく合っていることがわかる。また, この図から SS法の値が Davisらの値より Sokolovsky の値により適合していることがわか

る。荷重面が滑らかなときの N_r を 2 倍にして求めた粗面に対する N_r の値も、Davisらの値に精度よく合っている。 N_r の場合、水平境界条件の有無による差は、ほとんど発生していないことが、表-4.1の N_r の欄と図-4.15(c)よりわかる。

以上より、SS法の支持力問題に対する適用結果には、極限平衡法の分割法としての妥当性が認められる。また、斜面安定解析法として開発されたSS法が、通常の方法で精度の高い解の得にくい支持力問題に対して高い精度をもつことから、SS法が斜面安定問題に対しても十分妥当性をもつ方法であることがわかる。以下では、アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題、間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題、について適用した結果を示す。

表-4.1 SS法による支持力係数(N_c , N_q , N_r)

Table 4.1 The coefficients of bearing capacities obtained from the SS method

N_c		スライス数6								
'		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
Reissner		5.14	6.52	8.34	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3
S	無	5.15	6.53	8.45	11.2	15.3	21.7	32.1	50.2	82.6
	誤差	0.2	0.2	1.3	1.8	3.4	4.8	6.6	8.9	9.7
法	有	4.97	6.27	8.05	10.6	14.3	20.0	29.1	44.6	72.8
	誤差	-3.3	-3.8	-3.5	-3.6	-3.4	-3.4	-3.3	-3.3	-3.3

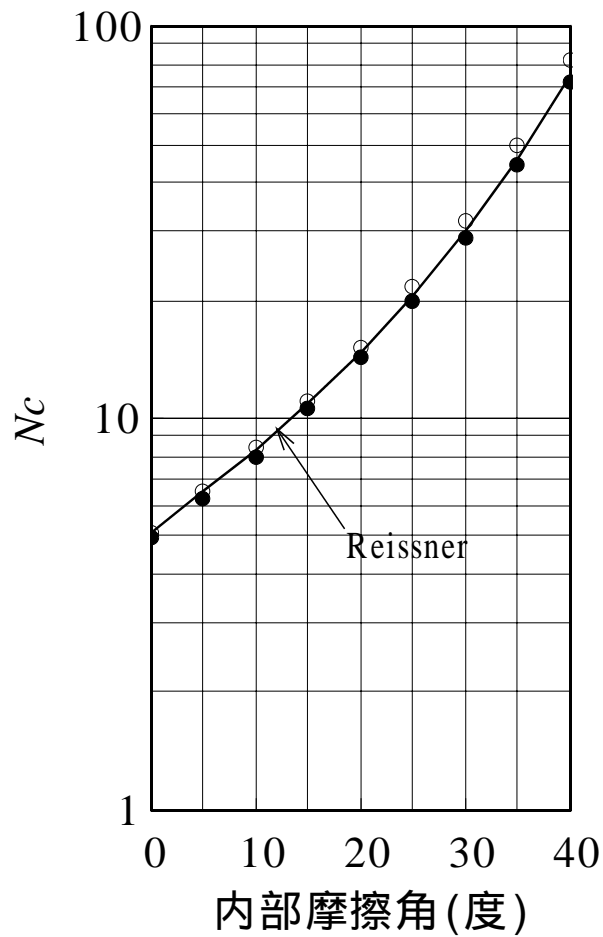
N_q		スライス数6						
'		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
Prandtl		2.47	3.94	6.40	10.7	18.4	33.3	64.2
S	無	2.44	3.97	6.53	11.1	19.5	36.2	70.7
	誤差	-1.2	0.8	2.0	3.7	6.0	8.7	9.2
法	有	2.43	3.84	6.21	10.3	17.9	32.3	62.3
	誤差	-1.6	-2.5	-3.0	-3.7	-2.7	-3.0	-3.0

N_r		スライス数6				
'		20°	25°	30°	35°	40°
Sokolovsky		1.58	3.46	7.66	17.6	43.2
SS法	無	1.60	3.50	7.79	17.9	44.7
	差	1.3	1.2	1.7	1.7	3.5
	有	1.60	3.48	7.70	17.6	43.3
	差	1.3	0.6	0.5	0	0.2

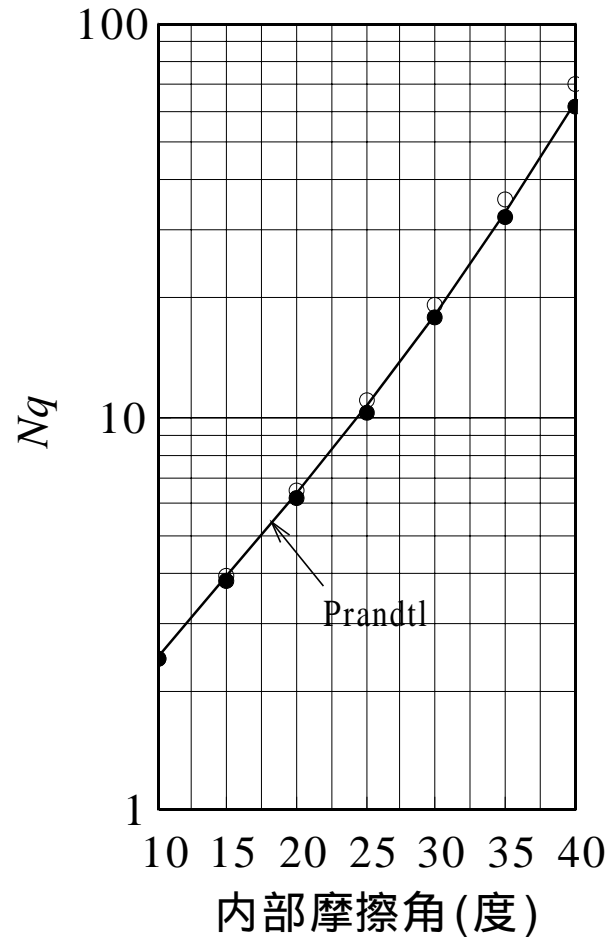
無：水平境界条件無しの場合の解

有：水平境界条件有りの場合の解

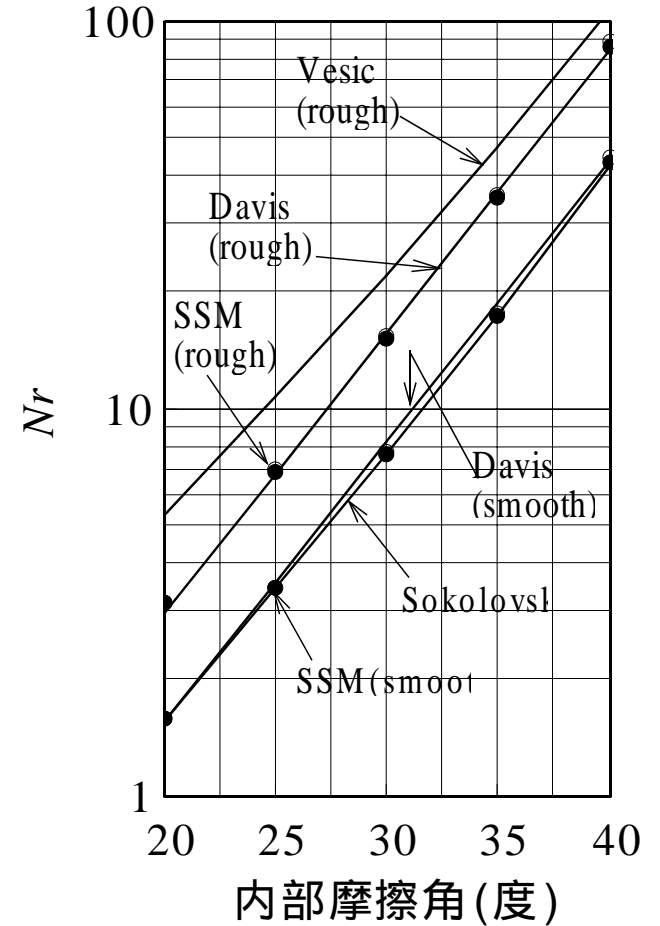
誤差，差：正解値（Reissner，Prandtl），Sokolovskyの値に対する誤差(差)（%）



(a)



(b)



(c)

水平境界条件なし 水平境界条件あり

図-4.15 SS法による支持力係数 (N_c , N_q , N_r)

Fig. 4.15 The coefficients of bearing capacity obtained from the SS method

5 アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題

地すべり斜面の安定化を行うためのアンカー工の設計には、極限平衡法による解析法(日本道路協会,1994, 山上・山川, 1990)がよく用いられる。これらの方法では、前述のとおり通常の斜面安定解析と同様、力学的な静定化条件として、内力の決定に関する合理的な仮定が導入されていないため、アンカー力による内力の変化が適切に評価されない。一方、SS法ではアンカー力を考慮したスライスの変位に基づいて内力が評価される。そこで、SS法をアンカー力の作用する地すべり斜面安定問題に適用し、モデル斜面の解析をとおしてアンカー力が内力の作用角におよぼす影響を検討する。

SS法による内力等と比較するための解析法として、離散化された極限解析法に位置づけられる剛体ばねモデル(RBSM)(Kawai,1977)を用いる。同時に、各境界の内力の作用角を一定と仮定するSP法(Spencer,1973)の解析結果とも比較する。RBSMの全体安全率(以下、安全率という)の算出には、近藤の提案した方法(近藤,1994)(付録)を用い、SS法とRBSMの解析には、ポアソン比に0.3、地盤の単位体積重量に 17.64kN/m^3 、を採用する。典型的な地すべりは、土塊内とすべり面の土質強度が異なっている。そこで、内部摩擦角として、すべり面に $\phi=19.955^\circ$ 、土塊に $\phi=25.0^\circ$ 、粘着力として、すべり面に $c'=4.9\text{kN/m}^2$ 、土塊に $c'=24.5\text{kN/m}^2$ を用い、RBSMの解析では、地盤の弾性係数に $9.8\cdot 10^4\text{kN/m}^2$ 、すべり面の弾性係数に $19.6\cdot 10^3\text{kN/m}^2$ 、を用いる。SP法における土質強度も同様である。

解析に用いる斜面形状とRBSM解析に用いる要素分割線、および各解析法から得られた安全率を図-4.16に示す。RBSMのアンカー力は図に破線で示すスライス境界の上端に作用させる。SS法とSP法ではこの境界に隣接する両側のスライスにアンカー力を同荷重に分けて作用させる。SS法とSP法の解析では、最上部スライスの内力に引張力が発生するため、このスライス(図-4.16の幅2.50mのスライス)を切り離した。図-4.17には各解析から得られた内力の作用角 θ をアンカー力の導入前と後とで比較して示す。図-4.16からわかるように、各解析から得られた安全率に大きな差はないが、図-4.17からSP法による θ がこの方法の仮定にしたがって各スライスにおいて一定値になっているの

に対して，SS法とRBSMでは，アンカー力の導入位置の前後で変化していることがわかる．また，SS法とRBSMによって得られた θ は，アンカー力導入位置付近より上方側でよく合っている．

次に，図-4.18にアンカー力が導入されたスライスに生ずるSS法による内力の状況を，アンカー力の導入の前と比較して示す．スライスにアンカー力が導入されると，このスライスの両側境界に上向きせん断抵抗力が生ずるため，下側境界では内力の作用角 θ が増加し，上側で減少すると考えられる．その状況が図-4.18から理解できる．内力の大きさは，下側境界で減少，上側境界で増加しており，アンカー力の効果がスライス間内力の大きさからも理解できる．また，アンカー力の導入によって，内力の作用位置が図中の右側境界で上昇している．

斜面安定問題において内力の正解を明らかにする方法は，現在のところ提案されていないが，SS法は支持力問題において妥当性をもつことが示されている．このことと，SS法の結果がRBSMと比較的適合し，アンカー力の導入によって説明できる内力の変化を示していることから，SS法はアンカー力の作用する地すべり斜面安定問題に対して有用な方法であり，求められた内力は妥当性があるものと考えられる．つまり，内力の作用角はアンカー力の作用するスライスの上側で緩く，下側で急となり，このスライスから離れるにしたがって徐々にアンカー力のない状態にもどることが再現された．

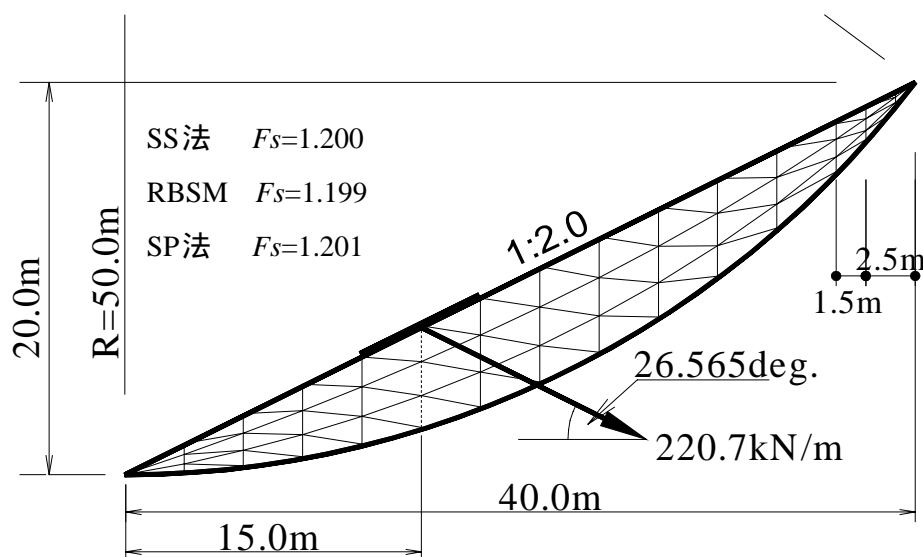


図-4.16 アンカー力の作用するモデル斜面
Fig. 4.16 Model slope acted anchor force

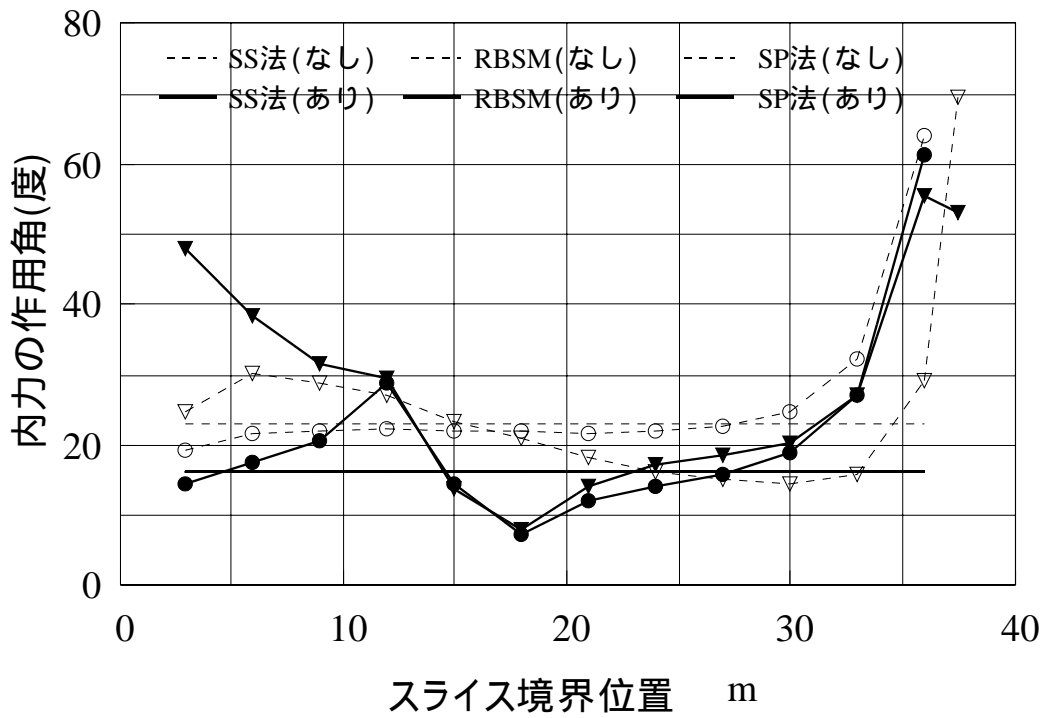


図-4.17 アンカー力の導入による各境界の内力の変化
 Fig. 4.17 Interslice forces depending on anchor force

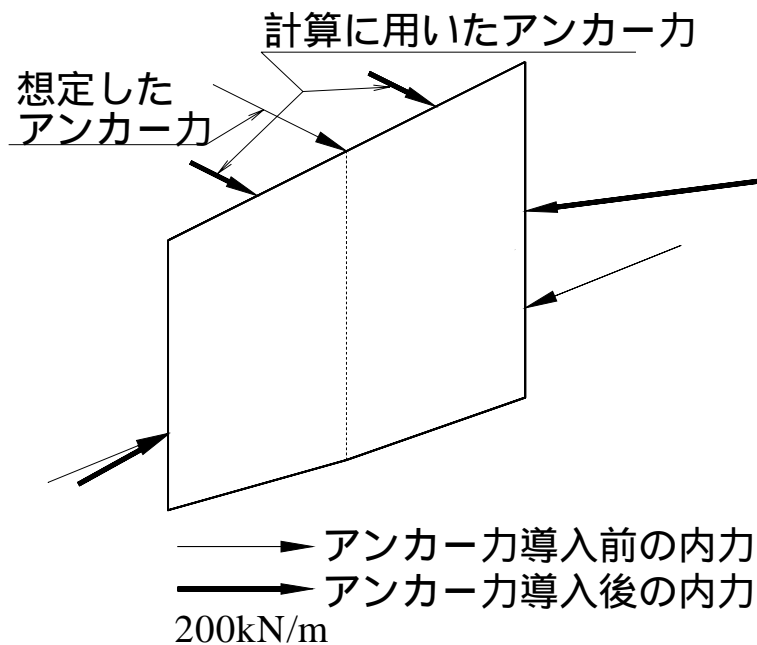


図-4.18 アンカー力の導入によるSS法による内力の変化
 Fig. 4.18 Interslice forces depending on anchor force using the SS method

6 間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題

地すべり斜面の滑動には，降雨，融雪，ダム の 築造等による湛水などによって生ずる地下水位(間隙水圧)の変動が大きく関与する．このため，降雨量と地下水位の変動との関係(たとえば，近藤ら,1991，近藤ら,1992)や，地下水位の上昇と地すべり滑動との関係(たとえば，渡・小橋,1987)について，これまで多くの研究が行われている．また，地すべり斜面の定量的な安定性の評価のためには，地下水位によって生ずる間隙水圧の影響が適切に評価される斜面安定解析法が必要であり，このような斜面の安定性の評価法についても多く報告されている(たとえば，山上・植田,1982，川上,1987)．

SS法の解析式には，図-4.4，図-4.5に示されているように，スライス底面と境界に，地下水位からの水頭差としての間隙水圧が導入されている．ということは，SS法においては地下水による浸透流の影響が，水圧法(土質工学会，1989b)で考慮されていることになる．ところで，M&P法においては，力学的に不静定な内力に関する仮定式に含まれている水平成分を，スライス境界の間隙水圧を含めた全応力として取り扱っている．しかし，スライス境界に作用する間隙水圧は，力学的には静定値であるため，SS法では，この間隙水圧を内力の水平成分と分離して，内力を有効応力として取り扱っており，よりの確に評価することができる．

本節においては，間隙水圧の作用する場合においても，SS法によって地すべり斜面の安定解析が可能であることと，SS法による解析によって妥当性のある内力が算出されることを，剛体ばねモデル(RBSM)の解析結果と比較することによって明らかにする．また，比較のためにSP法の解析も同時に行う．比較に用いる剛体ばねモデルにおける間隙水圧は，三角形要素の境界辺に地下水位による水圧が作用するとして取り扱う．間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルの解析式の詳細については，近藤の文献(近藤,1996b)，および付録 に示されている．

解析に用いる断面と地下水位の位置を図-4.19に示す．剛体ばねモデルの全体安全率(以下，安全率という)の算出には近藤の提案した方法(近藤,1994)(付録)を用い，SS法とRBSMの解析では，ポアソン比を0.3，地盤の単位体積重

量を 17.64kN/m^3 とし，RBSM の解析では，地盤の弾性係数を $9.8 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ ，すべり面の弾性係数を $19.6 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$ とする．この他に，内部摩擦角として，すべり面に $\phi=28.0^\circ$ ，土塊に $\phi=30.0^\circ$ ，粘着力として，すべり面に $c'=9.8\text{kN/m}^2$ ，土塊に $c'=24.5\text{kN/m}^2$ を用いる．ダイレイタンシー角は内部摩擦角と同値とする．SP法に用いる土質強度等についても同様である．

剛体ばねモデルから得られた安全率 F_s は 1.222，SS法では $F_s=1.221$ ，SP法では $F_s=1.222$ であり，安全率にほとんど違いがみられない．各解析法による内力の有効応力表示の水平成分 Z_H' と鉛直成分 Z_V の変化を図-4.20に示す．この図から各内力についても大きな相違がないことがわかる．一方，図-4.21から内力の作用角の変化傾向に関しては，SP法ではこの方法の内力の仮定にしたがって，内力の作用角が各スライスで一定値 ($\phi=25.45^\circ$) となっているが，RBSM とSS法では，斜面の上部で内力の作用角が大きくなっていることがわかる．また，両者の変化傾向が類似していることがわかる．

以上のように，RBSM の解析結果との比較から，間隙水圧が作用する地すべり斜面安定問題に対するSS法による解は高精度であり，この方法に有用性が認められる．

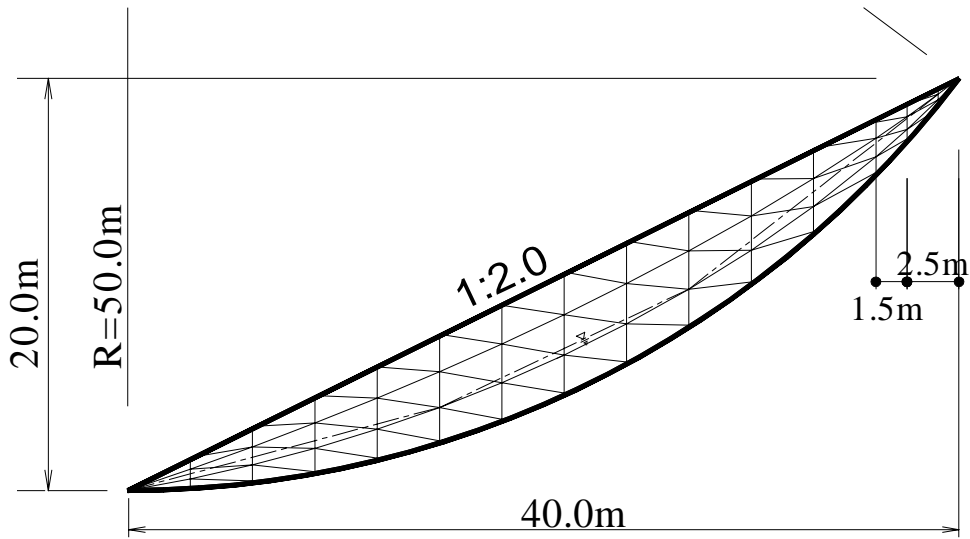


図-4.19 間隙水圧の作用する解析断面
 Fig. 4.19 Analysing section acted pore water pressure

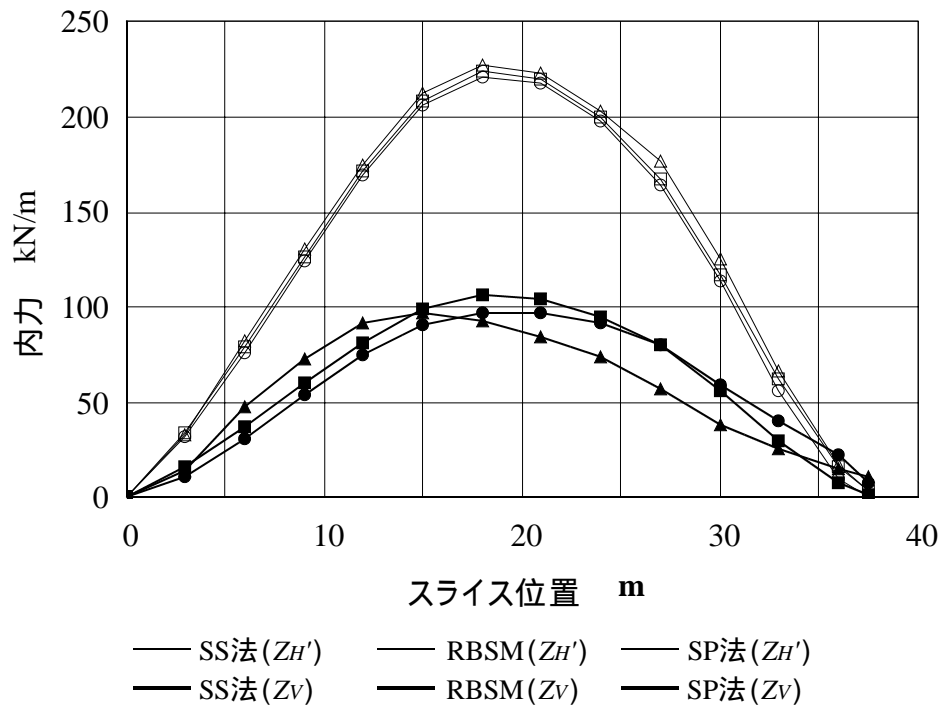


図-4.20 解析結果(内力の状況)
 Fig. 4.20 Computed results of the interslice forces

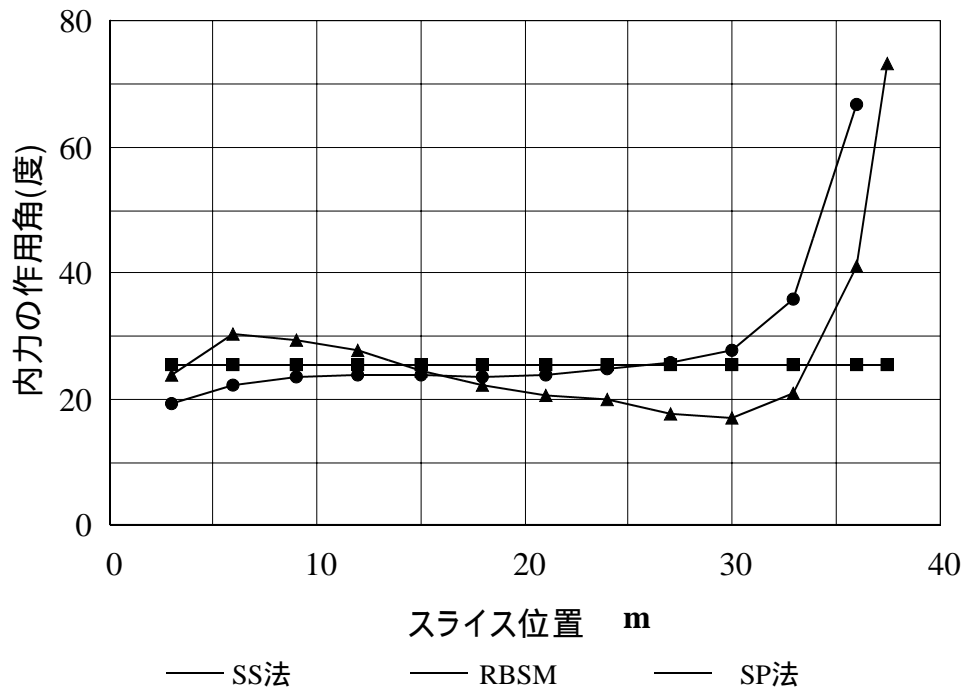


図-4.21 解析結果(内力の作用角の状況)

Fig. 4.21 Computed results of the application angles of interslice forces

7 考 察

地盤の破壊問題に対してしばしば用いられる方法として、極限平衡法に基づく方法のほかに解の工学的な位置付けが明確な極限解析法がある。この方法に含まれる上界法や下界法は、可容速度場や可容応力場が見いだされたときに適用される方法であり、自重のない一様材料の水平地盤における土圧問題、支持力問題では、可容な速度場や応力場が見いだされているためこの方法を適用することができる。ところが、斜面安定問題では、一般に、斜面内に可容な速度場を見いだし難いため、地盤の内部エネルギー消散を無視した方法(山口, 1976)や適当なスライス境界を可容速度場と仮定する方法(大塚,1991)によって行われているのが現状である。実際の地盤の破壊問題では、当然地盤に自重があり、また、地表面形状が一様ではない場合もあるため、一般に、極限解析法を適用することが難しい。

一方、従来の極限平衡法に基づく分割法では、種々の地盤条件に対応した解析が容易であるが、力学的な不静定問題の解決のために内力に関する不明確な仮定が導入されている。このため、例えば分割法を用いて支持力問題を解析すると、内力の決め方が不適切なため、一般に誤差が大きなものになる(Hansen, 1966)。ところが、榎ら(1991a)は、支持力問題において地盤を三角形に分割し、三角形ブロックの境界のせん断力に対する安全率を1とする方法によって精度の高い解を導いている。これは、自重のないときは、三角形のブロック分割が可容速度場と一致し、ブロック境界の安全率を1とすることによって適切な内力の方向が定められるためである。

分割法としてのSS法は、応力 - ひずみ関係の導入によって適切な内力の作用角、つまりスライス境界の安全率が算出されるため、これまで見てきたように地盤の破壊問題に対して精度の高い解を与える。第 3 章の 3.6.1 に示したように、SS法はスライスの形状に基づくひずみの定義に近似的な取り扱いがなされている(近藤・林,1997a)ことと、力学的な静定化のための係数 k が 1 つ付加されていることから、微少な不確定な誤差の入る可能性があるものの、極限解析法などでは取り扱いにくい地形等の条件の破壊問題に対しても妥当な解を与えるものと考えられる。上で述べたひずみの定義の近似的な取り扱いに

については、この定義方法をさらに検討することによって、より精度の高い解が求められることが考えられる。

ところで、SS法は、地盤を等方均質と考え、剛性スライスと弾性バネ等の組み合わせによってモデル化されており、そのバネの定数に平面ひずみの一軸状態を想定したときの値が与えられているため、結果的に解は弾性係数に依存せずポアソン比が解の決定因子になっている。このため、解析結果の解釈にあたっては、このモデルの特性に留意する必要がある。しかしながら、SS法は、有限要素法のような要素分割を必要とせず、極限平衡法の分割法の解析に必要な地形、地盤材料データに応力 - ひずみ関係を与えることによって、精度の高い安定解析が可能である。また、SS法は、任意の地形条件での解析が可能であるため、地盤問題に対して適用範囲の広い方法である。さらに、スライス間内力の作用角の一部が既知であれば、この条件を与えて解析することができ、この方法によって、より精度の高い解を求めることが可能である。

8 ま と め

SS法を用いた土圧問題，支持力問題，アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題，間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題，のモデル解析から明らかとなったことを以下に整理する．

SS法は，土圧問題，支持力問題，アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題，間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題，に対して有用性が高く，内力についても，より合理性の高いものが算出されている．

土圧問題では，SS法の解が Sokolovsky の土圧係数と破壊形状に比較的適合し，主働(受働)くさび中央境界に水平境界条件を与えると土圧係数がさらに近づき，破壊形状がほぼ全面的に一致する．

支持力問題では，SS法による結果が， N_c ， N_q に対して Reissner や Prandtl の支持力係数と破壊形状に比較的合っている． N_r に対しては，支持力係数は Sokolovsky，Davisらの値によく適合し，破壊形状は Grahamらの形状によく合っている．また，主働・受働くさび中央境界に水平境界条件を与えると支持力係数はさらに近づき，破壊形状はほぼ全面的に一致する．

SS法の解は，スライス数の増加に伴って一定値に漸近する．破壊形状も土圧問題では Sokolovsky の形状に，支持力問題の N_c ， N_q ， N_r では，Reissner や Prandtl，Grahamらの形状に接近する．

SS法の解は，内部摩擦角 30° (N_c ， N_q)と 35° (N_r)の場合，バネ定数に平面ひずみの一軸状態を想定したときのポアソン比の値が $0.2 \sim 0.35$ の間で最大 1%程度変化する．

地盤を 6 つのスライスに分割したときの SS法による支持力係数と，既に提案されている値との比較から，SS法が精度のよい解を与えることが示された．

以上のことから，地盤の代表的な破壊問題に対して，SS法の有用性が認められ，これらの破壊問題を統一的に取り扱うことの見通しが示された．

第 章

SS法によるアンカー工の配置に関する検討

第 章 SS法によるアンカー工の配置に関する検討

Chapter Examination on the Location of Anchor Forces using the SS method

本章では，第 章で提案した「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(SS法)」の応用例として，この方法を用いて，斜面の安定化に用いるアンカー工の効果的な導入位置と導入角を明らかにする．

1 はじめに

斜面の安定化のためにアンカー工を用いる場合の設計法については，道路土工指針(日本道路協会,1994)に，想定すべり面を既知としたうえで，アンカー力が直接このすべり面に抵抗力として作用すると考えた方法，が示されている．ところが，アンカー力が実際には地表面に作用していることから，山上・山川(1990)は，この方法の問題点を指摘し，実際の状態に合った解析法を提案している．また，崩壊を防止するためのアンカー工の設計に用いるすべり面については，近藤(1996a)が，斜面にアンカー力の導入された状態において安全率が最小となるすべり面を用いる必要があることを示した(付録 □□ 参照)．

ところで，アンカー工の設計においては，崩壊の想定されるすべり面形状とともに，図-5.1の模式図のようにアンカー力の導入位置と導入角(以下，アンカー工の配置等という)を決定したうえで必要アンカー力を求めなければならない．アンカー工の配置等に関しては，川崎ら(1986)，山上・山川(1990)，吉松・中山(1993a)が，すべり面を既知とした状態において検討しているが，斜面崩壊のようにあらかじめすべり面が明らかとなっていない場合のそれに関しては，これまでほとんど検討されていない．そこで，本章では，崩壊の想定さ

れる斜面の安定化のために用いるアンカー工の導入位置や導入角に焦点をあてて、アンカー力の配置等の違いによる斜面の安定性への影響を、第 5 章で提案した SS法 (Slice Spring Method) (近藤・林,1997a) によって解析的に求め、その結果からアンカー工の効率的な配置等について考察する。

解析に用いる斜面安定解析法には、SS法とともに、比較のため SP法 (Spencer 法) (Spencer,1973) による解析も同時に行う。また、すべり面の最適化 (安全率の最小化) に第 3 章、第 4 章と同様、非線形計画法の一つである準Newton法 (quasi-Newtonian method ; QN 法) を用いる (付録 2 参照)。

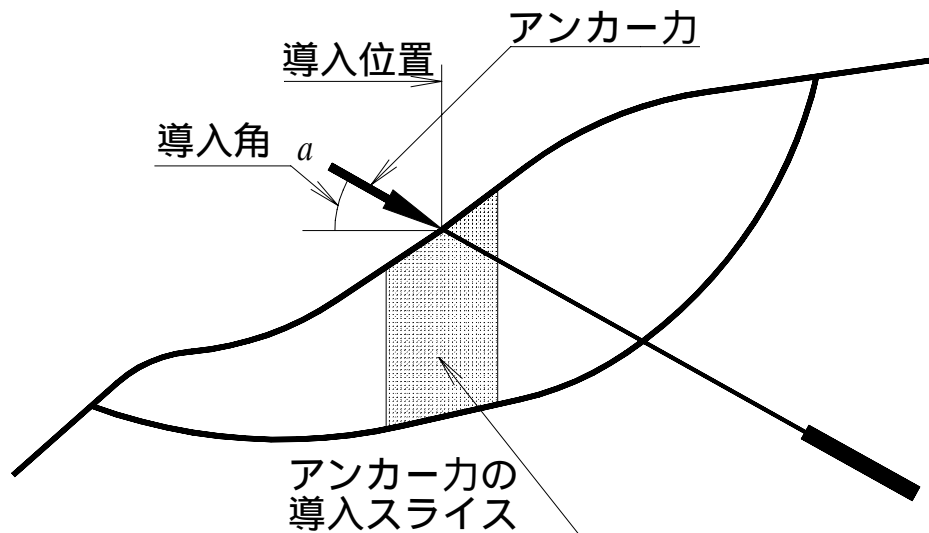


図-5.1 アンカー力の作用する模式斜面
Fig. 5.1 Model slope acted anchor force

2 アンカー力の解析とSS法

第 章で詳論したように M&P法(Morgenstern & Price, 1965)と SP法(Spencer, 1973)は, 力学的に静定化されており, 力学的つり合い条件の確保された方法である. ところが, 第 章で既に示したように, M&P法とSP法では解析式を静定化するために, 内力に関する次の式(5.1), 式(5.2)

$$X / E = f(x) \cdot \quad (5.1)$$

$$\tan i = k_i \cdot \tan \quad (5.2)$$

の仮定が用いられている. ここに, X : 内力の鉛直成分, E : 内力の全応力表示の水平成分, i : 内力の水平に対して反時計回りを正とする全応力表示の作用角, $f(x)$, k_i : 内力の作用角を規定する定数, \quad , $\tan \quad$: 力学的な静定化のために付加された係数(Scaling factor), である. アンカー工が導入された場合にも, M&P法とSP法では式(5.1)の $f(x)$ や式(5.2)の k_i の決定法が明らかになっていないため, 各スライスにおいて $f(x)$ や k_i を通常一定として解析を行っている. このようにして得られる内力の作用角は, 各スライス境界において全て同じになる.

ところで, アンカー力が斜面に導入されると, 導入されたスライスやその周辺スライスでは, 図-5.2に示すように内力の作用角が局部的に大きく変化すると考えられる. 吉松・中山(1993a)の行った剛体ばねモデルによる解析からも, このことは明らかである. M&P法やSP法による解析法では, 上述のように各スライスの内力の作用角を通常全て同じにするため, アンカー力による内力のこのような変化を適切に考慮することができない. このため, アンカー工のような問題に対しては, 安全率, 内力, 最適化されたすべり面等の評価が不適切となる可能性がある. そこで, 解析に用いる斜面安定解析法として第 章で示した近藤・林の提案による SS 法(近藤・林,1997a)を用いる.

SS法は, SP法と同様な力学的つり合い条件と収束計算法が採用された極限平衡法に基づく方法である. SS法では各スライスの変位から求められる仮想作用角 D_i を次の式(5.3)

$$\tan \frac{\sqrt{2} - i'}{2} = k \cdot \tan \frac{\sqrt{2} - D_i}{2} \quad (5.3)$$

の内力に関する仮定式に与え，力学的つり合い条件が満足されるように係数 k を変化させることによって，内力の作用角が決定される．SS法は，スライスの変位を用いることによって内力が合理的に決定されるため，第 4 章で示したように従来法では精度の高い解が得にくい支持力問題や土圧問題に対しても，高精度の解を与える(近藤・林，1997c)．したがって，SS法は地盤の破壊問題に対して適用性が高く，この方法によって，斜面に導入されたアンカー力の影響が適切に評価されるものと考えられる(近藤・林・川邊，1998)．

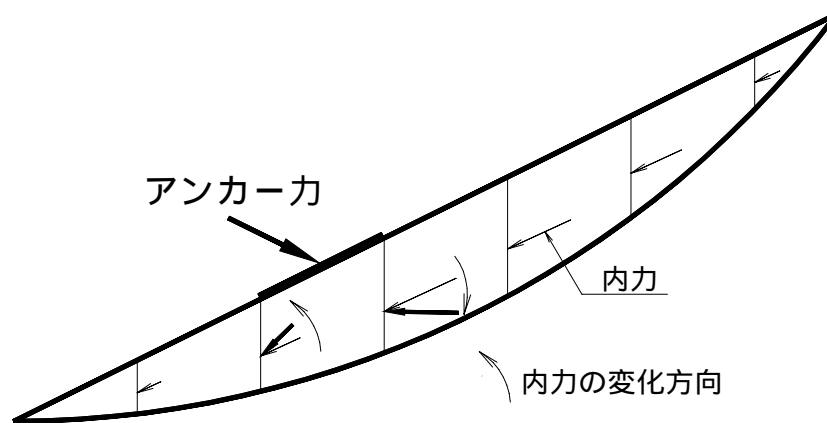


図-5.2 アンカー力による内力の変化

Fig. 5.2 Inter-slice forces depending on the anchor force

3 モデル斜面による解析

3.1 SS法とSP法の比較

図-5.3の斜面に対して、アンカー力の導入された状態でSS法とSP法によって解析し、その結果を比較する。土質強度には、内部摩擦角 ϕ' を 25.0° 、粘着力 c' を 1.019tf/m^2 (9.982kN/m^2)、土塊の単位体積重量 γ を 1.80tf/m^3 (17.64kN/m^3) とする。SS法の解析に用いるポアソン比を 0.3 、ダイレイタンシー角を内部摩擦角と同値とする。

解析によって求められたすべり面形状を図-5.4に、このときの内力の作用角を図-5.5に示す。同図には、内力の作用位置をスライス境界高さに対する比として同時に示した。得られた安全率は、SS法で 1.511 、SP法では 1.475 であり、SS法のほうが大きくなっている。図-5.4から、全体的にはSS法とSP法とですべり面形状に大きな違いはないが、すべり面の末端部と上端部で若干の違いがあることがわかる。また、斜面末端から水平方向に 5m の距離にあるスライス境界で、SP法のすべり面形状が少し上に凸となっているのに対して、SS法ではこのような状況がみられていない。

一方、図-5.5から、SP法では内力の作用角が一定 (14.3°) になっているが、SS法には変化がみられ、アンカー力の作用するスライスと上部の作用していないスライスとの境界部に明瞭な変化点がみられることがわかる。末端部のスライス境界では、ここに受働くさびが発生すると考えられる。このくさびの中央スライス鉛直境界(斜面末端から水平左側方向に 1m の位置の鉛直境界)では、内力の作用角 θ' が水平となることが知られているが、SS法によって水平に近い -1.8° が得られている。以上のことから、SS法による解析によって、アンカー力の影響がスライス間内力に反映されているものと考えられる。

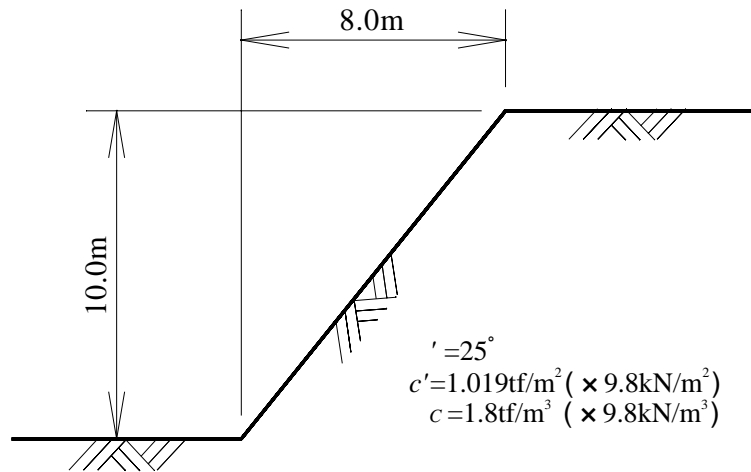


図-5.3 解析断面
 Fig. 5.3 Analysing section

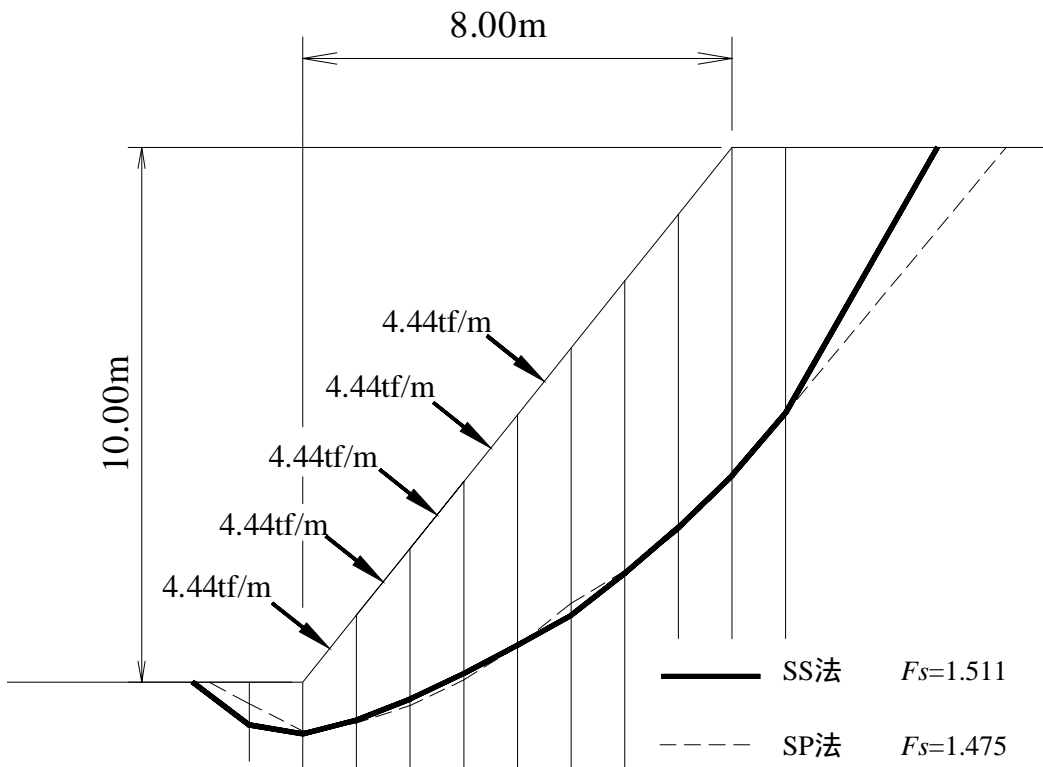


図-5.4 SS法とSP法のすべり面の比較
 Fig. 5.4 Comparison of the slip surfaces obtained from the SS and SP methods

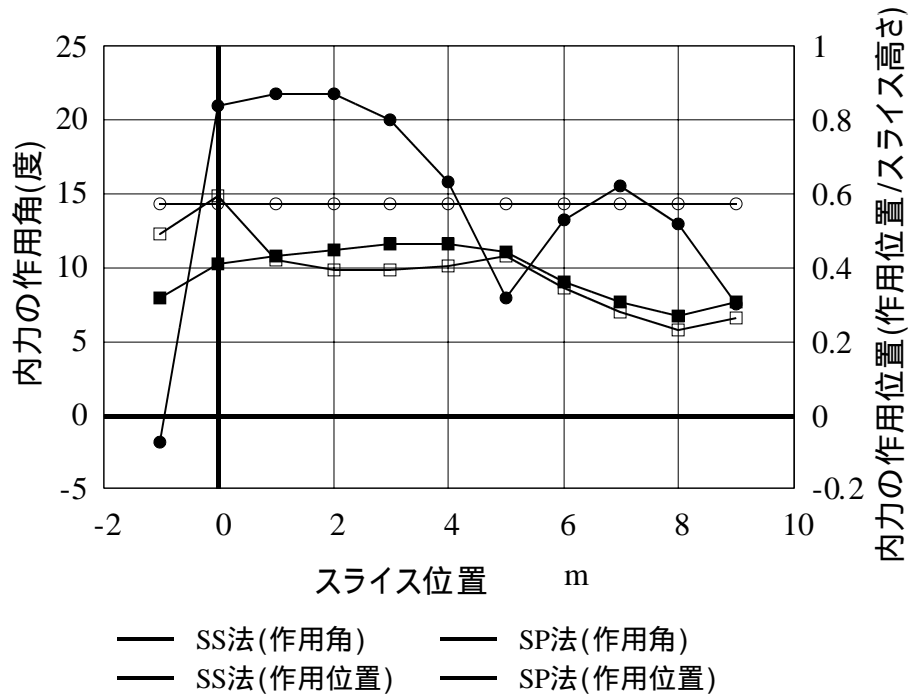


図-5.5 SS法とSP法による内力の比較

Fig. 5.5 Comparison of the interslice forces obtained from the SS and SP methods

3.2 アンカー工の配置等による必要力の変化

アンカー力の導入位置と導入角を変えることによって生ずる必要アンカー力の変化の基本的性質を，モデル斜面の解析例をとおして明らかにする．モデル斜面にはこれまでと同様の斜面を用いる．土質強度等も同様とする．解析にはSS法を用いるが，比較のためSP法の解析も同時に行う．ただし，スライス分割については後述の図-5.6のように，斜面部(水平長 8.0m)を4つのスライスに分割し，さらに末端と上端にそれぞれ1つのスライスを考える．すべり面末端部と上端部の最適化は付録□の5.2に示す方法を用いる．

斜面には5箇所のそれぞれ同荷重のアンカー力を想定して，計画安全率 $F_{SD}=1.500$ が得られる全アンカー力を求め，必要全アンカー力の変化を調べる．1つのスライスに2つのアンカー力が作用する場合には，2つの力の合力の重心にアンカー力が作用しているものとして解析する．SS法の解析に用いるポアソン比を0.3とし，ダイレイタンシー角を内部摩擦角と同値とする．

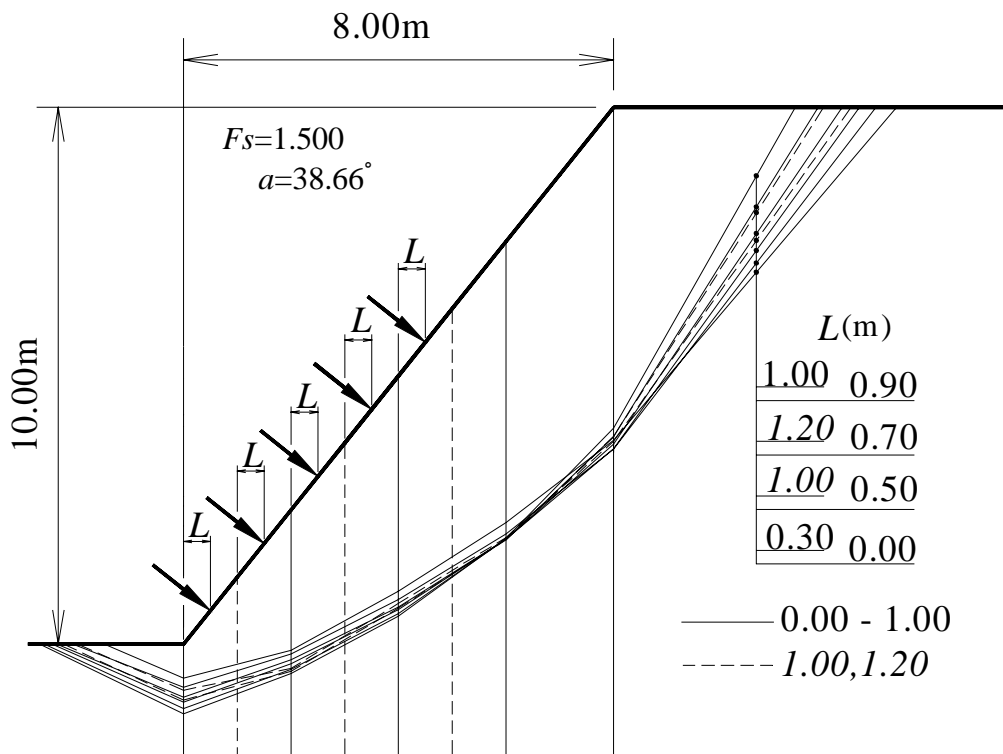


図-5.6 アンカー導入位置によるSS法のすべり面
 Fig. 5.6 Slip surfaces depending on the acting positions of the anchor forces using the SS method

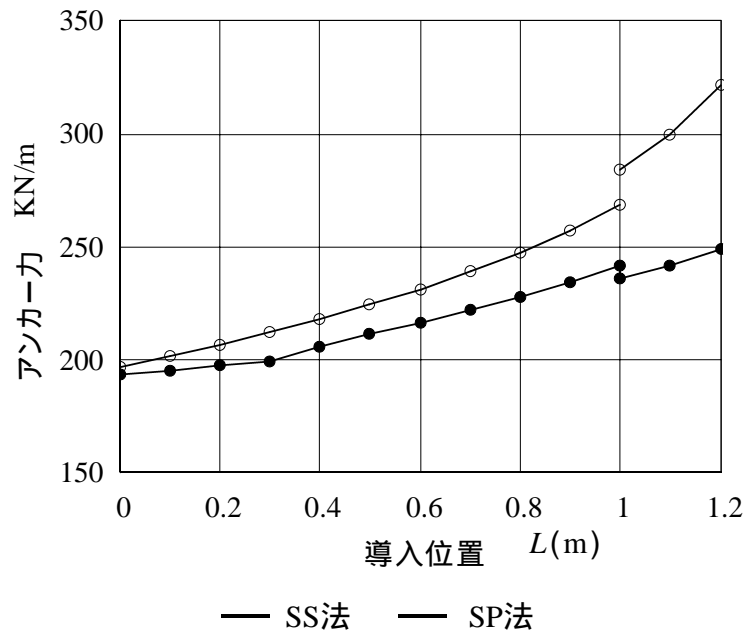


図-5.7 アンカー力の導入位置による変化
 Fig. 5.7 Anchor forces depending on acting positions of the anchor forces

3.2.1 アンカー工の導入位置による変化

斜面に直角方向のアンカー力を想定し、5箇所アンカー力の導入位置 L を全スライスで同時に変化させながら解析する。導入位置 L は、アンカー力の作用するスライス左側境界からの水平距離で表し、これを全スライス同一として、その位置を変化させる。こうして得られるSS法のすべり面形状を図-5.6に示す。SS法によるすべり面は、アンカー力の導入位置 L の増大に伴ってすべり面上端が中央斜面寄りに変化し、末端は中央斜面と反対側に変化している。

さて、SS法とSP法によって得られた必要全アンカー力の変化を示す図-5.7から、両解析法とも導入位置 L が斜面の上側に移動するにしたがって、必要アンカー力が増加していることがわかる。その傾向は、SS法では $L=0.3\text{m}$ に変化点が見られるが、 L の変化に対してほぼ直線的である。一方、SP法では若干下に凸な曲線状を示している。 $L=1.0\text{m}$ において表示が不連続となっているが、これは、各アンカー力の作用スライスが L の増大によって上側スライスに変わったことが原因であり、スライス分割位置に基づくことによる違いである。SP法の必要アンカー力はSS法に比べて大きい値をとる。その差は、 L の増大に伴って大きくなっており、SS法に対する百分率で $L=0.0\text{m}$ のとき 2%であり、 $L=1.2\text{m}$ のとき 29%に拡大する。

以上のように、アンカー力の導入位置を斜面の下側に移動させることによって、より小さなアンカー力で所定の安全率を確保することができる。

3.2.2 アンカー工の導入角による変化

各アンカー力の導入位置を $L=0.50\text{m}$ に固定し、アンカー力の導入角 a を変化させて解析する。こうして得られるSS法のすべり面形状を図-5.8に示す。

a の変化に対するSS法のすべり面は、 a の増大に伴ってすべり面上端が中央斜面寄りに変化し、末端は中央斜面と反対側に若干変化している。

さて、SS法とSP法によって得られた必要全アンカー力の変化を示す図-5.9から、両解析法とも導入角 a の増大に伴って、必要アンカー力が増加していることがわかる。その傾向は、 a の増大に伴って必要アンカー力の増加程度が大きくなっており、下に凸な曲線状である。SP法の必要アンカー力はSS法に比べて大きい値をとる。その差は、 a の増大に伴って大きくなっており、SS法に対する百分率で $a=13.66^\circ$ のとき 5%であり、 $a=52.00^\circ$ のとき 16%に拡大する。

以上のように、アンカー力の導入角 a を小さくすることによって、より小さなアンカー力で所定の安全率を確保することができる。

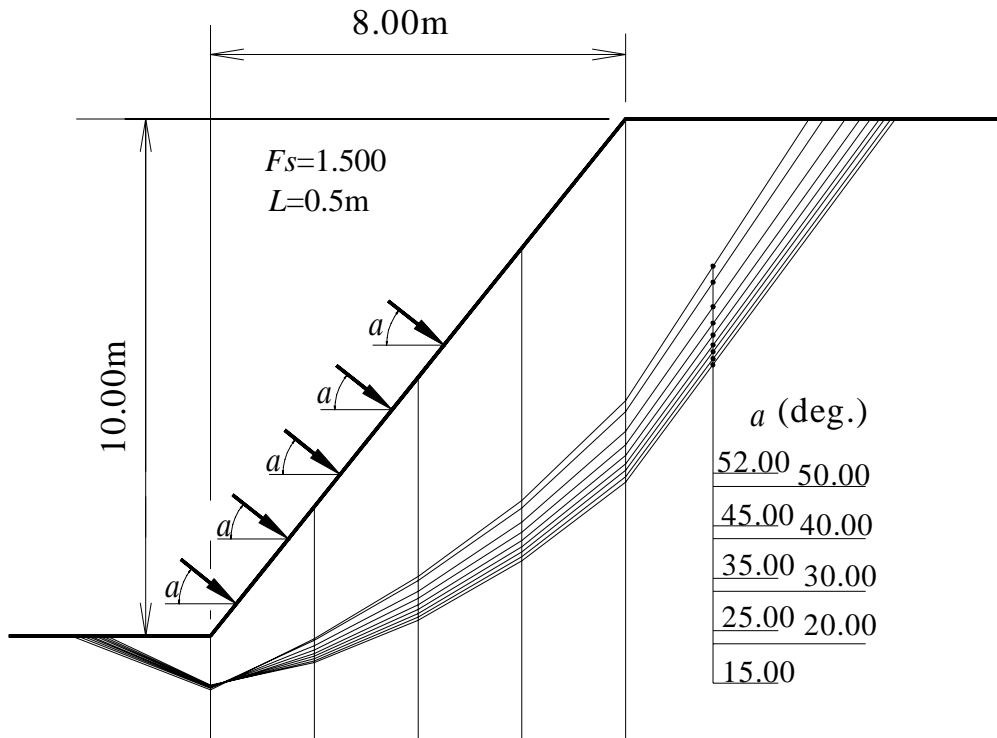


図-5.8 アンカー導入角によるSS法のすべり面
 Fig. 5.8 Slip surfaces depending on the application angles of the anchor forces obtained from SS method

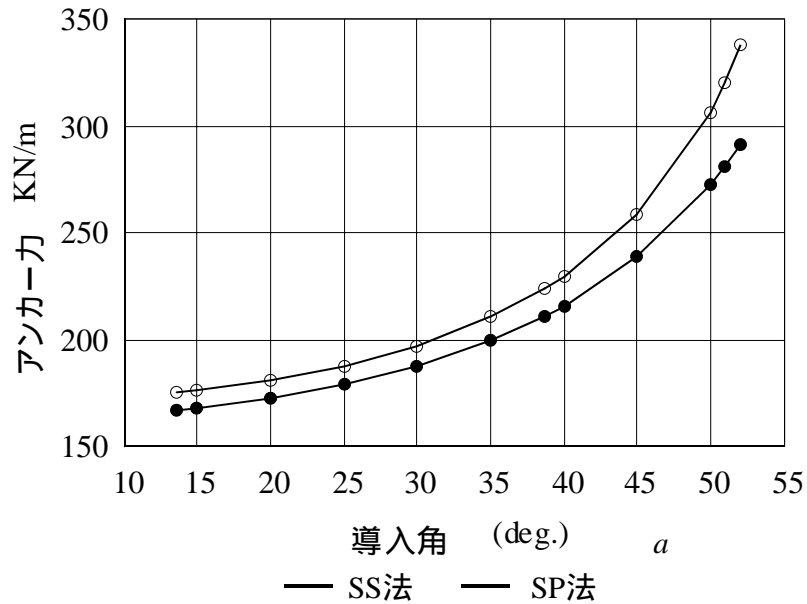


図-5.9 アンカー導入角による変化
 Fig. 5.9 Anchor forces depending on the application angles of the anchor forces

4 考 察

前節の検討によって、アンカー力の導入位置と導入角の違いによる斜面の安定性の変化傾向が明らかとなった。以下では、この検討結果を踏まえて、まず、アンカー力の導入角について考察し、この考察結果に基づいた適用例によって導入位置について検討する。

4.1 アンカー力の導入角

アンカー力の導入角に関する基本的な考え方について考察する。アンカー力を斜面に導入する場合には、通常、アンカー力を確実に斜面の土塊に伝達させるために、斜面沿いに枠形状や版形状の構造物が設置される。アンカー力を効果的に用いるためには、前節の検討結果からわかるように導入角 a を小さく(水平に近い角に)する必要があるが、アンカー力や導入角によっては、構造物と土塊との接触面において塑性変形が発生し、与えられたアンカー力が土塊に完全に伝達されないばかりか、構造物を持ち上げる力として作用することがある。したがって、アンカー力が斜面により有効に作用するように導入角 a を小さくする場合においても、構造物の重量を無視する場合、斜面直角方向に対する導入角が、構造物と土塊の摩擦角以下になるまで a を大きくする必要がある。

4.2 アンカー工の導入位置と適用例

アンカー力の導入位置に関する基本的な考え方について、前節で用いた図-5.3に示す斜面を例に、斜面安定解析式にSS法を用いて以下で考察する。計画安全率 F_{SD} には 1.500 を用い、アンカー力の導入角には、斜面沿いに設置された構造物と土塊との摩擦角を 25.0° として、4.1の結果を踏まえ、斜面直角方向に対して、この摩擦角だけ水平側に傾けた角 ($a = 13.66^\circ$) を用いる。実際には、摩擦角にある程度の余裕をもたせて導入角を決めることが望まれるが、便宜上、解析例にはこの値を用いる。SS法の解析に用いるポアソン比は前節と同様に 0.3 とし、ダイレイタンシー角も内部摩擦角と同値とする。

斜面崩壊現象を想定する場合、この斜面が計画上の安定性をもつためには、

地表面上の任意の点を末端とする任意のすべり面に対して、計画安全率が確保される必要がある。そこでまず、図-5.10のスライス境界線番号 6 の境界線と地表面の交点(以下、境界点 6 という)を末端とする任意のすべりに対する最適化計算を行う。その結果、計画安全率より大きな $F_s=1.642$ が得られた。このため、この点より上側斜面にアンカー力を導入する必要がないことがわかる。つまり、境界点 6 より上側の境界点 7 ~ 9 を末端とする任意のすべりに対しては、斜面が一様な勾配で斜面高さが低くなるため、計画安全率が確保されていることが明らかである。境界点 6 より上側にアンカー力を導入すると斜面全体の安全率は向上するが、このアンカー力を斜面の下側に導入することによって、斜面全体の安定性に対して、アンカー力がより効果的に利用されることが前節の検討結果からわかる。

次に、1 つ下の境界点 5 において、上記と同様の最適化計算を行う。その結果、計画安全率 $F_{SD}=1.500$ 以下の安全率 $F_s=1.388$ が得られたため、境界点 5 と 6 の間にアンカー力の導入が必要である。そこで、境界点 5 を末端とするすべりに対して計画安全率 1.500 が得られるように最適化計算を行い、境界点 5 と 6 の間に導入する必要があるアンカー力を求める。その結果、 0.737tf/m (7.22kN/m) が得られた。このアンカー力によって境界点 5 より上側の斜面上の任意の点を末端とするすべりに対して、 $F_{SD}=1.500$ が確保されたことになる。ところで、境界点 5 と 6 の間にこのアンカー力(0.737tf/m)より大きなアンカー力を想定して計画安全率 1.500 以上の安全率が確保される場合においては、アンカー力を計画安全率に対応する値(0.737tf/m)にまで小さくし、削減分のアンカー力を斜面の下側に用いることによって、アンカー力がより有効に利用されることが前節の検討結果からわかる。

境界点 5 より下側の斜面上の点を末端とする任意のすべり面に対しては、斜面高さの増大によって、安全率が $F_{SD}=1.500$ より低下する。このため、上側スライスですでに求められたアンカー力を導入した状態で、上記と同様に各境界毎の必要アンカー力を順次算出する。

最後に、斜面の末端スライスに導入するアンカー力は、このスライスの前面(水平地盤面)にアンカー力を導入しない場合、斜面末端の下をとおり、水平地盤面に達するすべり面に対しても、計画安全率が確保できるように算出される

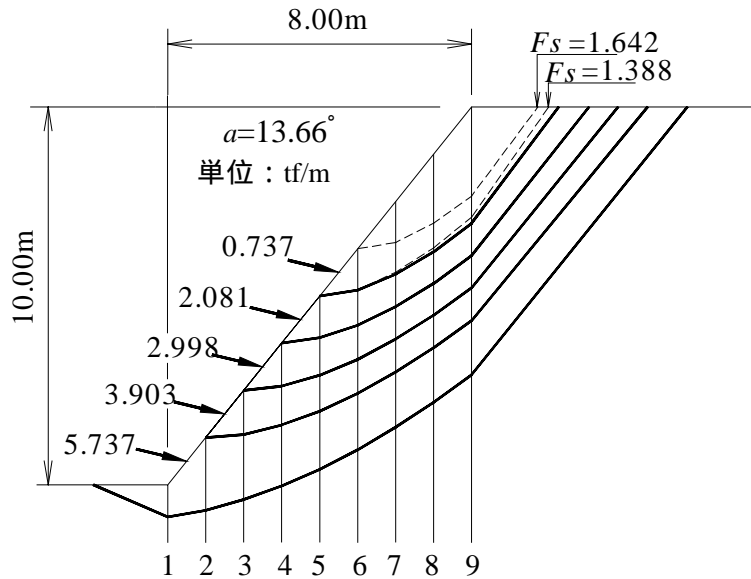


図-5.10 合理的な設計法に基づいたSS法のすべり面
Fig. 5.10 Slip surfaces based on the rational method using the SS method

必要がある．このため，必要アンカー力を求めるための最適化計算では，すべり面の末端位置を水平地盤上に変化させて行う．

以上のようにして得られたアンカー力とそのときのすべり面形状を図-5.10に示す．求められたアンカー力の合計値は 15.456tf/m(151.47kN/m)である．この値は，各アンカー力の導入角を斜面に対して直角とし，各アンカー力を同値(等分布)としたときの合計アンカー力 20.850tf/m(204.33kN/m)に対して 35%の削減が図られている．また，同様に各アンカー力を同値とし，アンカー力の導入角を図-5.10と同様に $a=13.66^\circ$ としたときの必要アンカー力 17.300tf/m(169.54kN/m)に対しては 12%の削減が図られている．このように，この方法によって効果的なアンカー工の設計が可能となる．

4.3 SS法とSP法の比較

斜面安定解析式にSP法を用いて，4.2と同様な計算法によって求めたアンカー力とSS法による値との比較を表-5.1に示す．SP法の合計アンカー力はSS法に比べて若干大きい値が得られている．個別に見ると，下から 2~5 段目のSP法の値はSS法より若干大きくなっている．これは前節での検討結果から容易

に理解される。ところが、1 段目では反対に、SP法の値がSS法より若干小さくなっている。この原因は明らかではないが、支持力問題をこれまでの極限平衡法に基づく斜面安定解析を用いて解析すると大きな誤差が生ずることが知られているが、今回のケースにおいてもSP法による解析では内力の取り扱いが簡易で不正確なため、斜面前面の水平部分の受働破壊部において誤差が生じたことが考えられる。

このように、ここで示した考え方をを用いた今回の解析例においては、SS法とSP法の誤差は小さくなっている。

4.4 アンカー力の荷重分布

上記のアンカー工に関する基本的考え方によって求めた各アンカー力の分担荷重(分布荷重)は、図-5.11に示すように、土圧分布と同様、概ね三角形状となっているが、最下段のアンカー力は、他のアンカー力の変化傾向から考えた値より少し大きくなっている。これは、斜面末端の下をとるすべり面に対しても計画安全率を確保するために、大きなアンカー力が算出されたためである。

表-5.1 SS法とSP法による各アンカー力
Table 5.1 Anchor forces obtained from the SS and SP methods
単位：tf/m(× 9.8kN/m)

	1 段目	2 段目	3 段目	4 段目	5 段目	合計
SS法	5.737 (56.22)	3.903 (38.25)	2.998 (29.38)	2.081 (20.39)	0.737 (7.22)	15.456 (151.47)
SP法	5.679 (55.65)	3.952 (38.73)	3.029 (29.68)	2.098 (20.56)	0.806 (7.90)	15.564 (152.53)

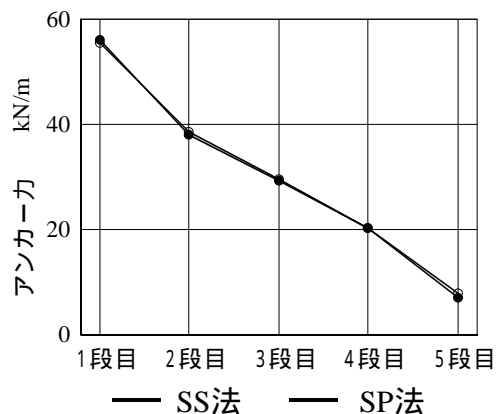


図-5.11 アンカー力の荷重分布

Fig. 5.11 Distribution of the anchor force

4.5 適用上の課題

本章では、通常の斜面崩壊のような全般せん断破壊を前提とする極限平衡法に基づいた斜面安定解析法を用いて検討を行っている。特殊な斜面崩壊現象には、進行性破壊を伴うものもあり、特に初生的な地すべりのような、すべり面の形成から滑動にいたるまでの過程で塑性軟化したすべり面の拡大現象が生ずると考えられるものにおいては、斜面の上部や下部など、斜面の位置によって土塊内の応力状態に差異が生じ、アンカー力が計画どおりの効果を発揮しない場合も想定される。このような場合には、初期緊張力に設計アンカー力を用いて、あらかじめ設計力を導入しておくことが考えられるが、特に複雑な土層構造の斜面では、地山の応力に対して極端に応力の相違するアンカー力を斜面に導入することによって、初期地山の応力と相乗した進行性破壊が予想外に誘発されることも考えられる。このような現象を前もって予測するためには、斜面の土質力学的性質を把握することと進行性破壊のメカニズムの解明が当然重要であるが、この的確な把握には多くの困難を伴う場合もあり、進行性破壊の想定される斜面のアンカー力の決め方については、今後検討を要する課題と考えられる。

一方、経済的なアンカー工の実際の配置については、現場の地形・地物、アンカー工の部材、斜面沿いに設置する構造物の構造などとも関係するものであり、現場の設計・施工上の問題として、これらの点には留意する必要がある。

5 現場適用例

実際の斜面を例として、図-5.12に示すような斜面の安定性を向上させる対策工の設計にSS法(SSM)を適用する。また、SP法(SPM)を用いて同様に設計した場合の結果と比較することによって、SS法の特徴を明らかにする。最小安全率の算定法に準Newton法(QN法)を用い(付録 □ 参照)、SS法の解析に必要なポアソン比 ν に 0.3 を用いる。

この斜面の地質は中生代白亜紀の伊奈川花崗岩(粗粒黒雲母花崗岩)である。その性状は地表から 10m 程度の深部まで達する深層風化によってマサ化しており、ハンマーを用いずに斜面を崩すことができる。土質強度として内部摩擦角 ϕ' に 30° 、粘着力 c' に 6.37kPa が推定されており、ボーリングの標準貫入試験 N 値の結果から、強度は深部まで同程度と推定される。斜面の傾斜角は 45° 程度であり、図-5.12に示すように表面には小さな凹凸が見られる。斜面背後の平坦部に家屋、斜面下部前面に道路が存在する。

現状斜面全体の安定率(最小安全率)として、SS法によって 1.020、SP法によっても同程度の 1.018 が得られており、両者のすべり面は、図-5.13に示すようにほとんど違いが見られない。

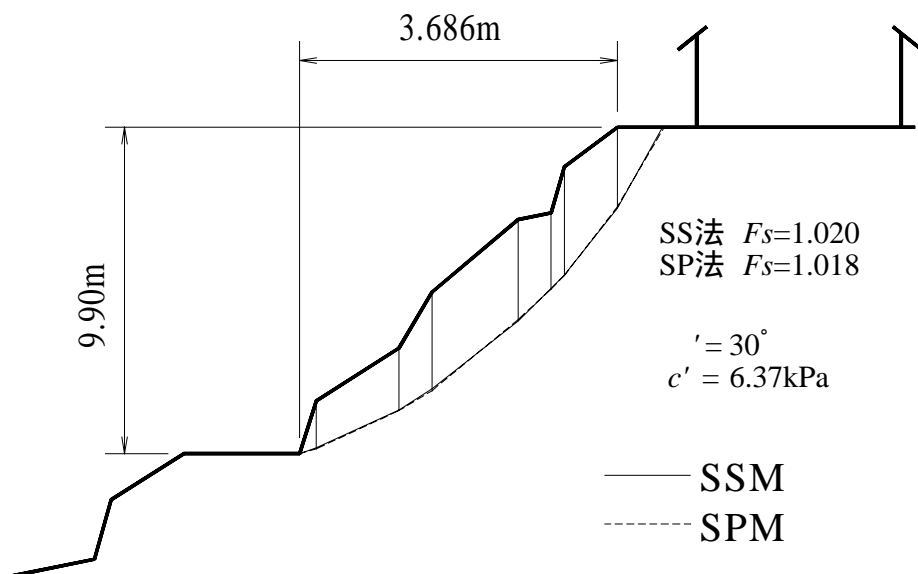


図-5.12 解析斜面
Fig. 5.12 Analysis section

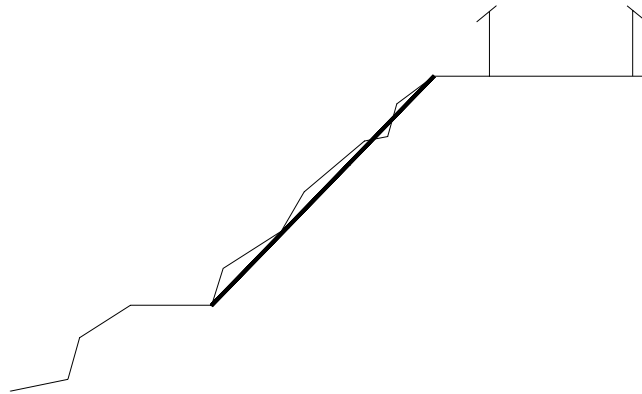


図-5.13 切土した斜面
Fig. 5.13 Cut slope

斜面上下部の家屋と道路を斜面崩壊による被害から守るために，斜面上部と下部位置を固定した状態で，斜面全体の安全率を 1.500 まで向上させる対策工を検討する．

斜面の安定性を高める代表的工法に，斜面が安定するように切土や盛土をする方法があるが，この斜面では斜面上下部の地物を考慮して，アンカー工法を採用することにする．また，施工性を考えて，図-5.13に示すように斜面上部と下部を結ぶ直線によって切土を行う．2 種類の方法を考えて，アンカー力算定法には，斜面上の各段のアンカーに同荷重を導入する方法(以下，同荷重方式という)と，各段の高さに応じたアンカー力を導入する方法(以下，段階荷重方式という)の 2 つの方法を採用する．斜面背後の家屋の影響は，9.807kPa の鉛直下向きの荷重を地盤に作用させて表現する．なお，アンカー力の導入方向は斜面に直角方向とする．

まず，同荷重方式によって解析する．切土した斜面に一边の長さが 3.448m の受圧版を 4 段に設置し，その中心にアンカー力を与える．各段に同荷重のアンカー力を与えたときに斜面全体の安全率が 1.500 となるアンカー力は，SS法で 1 段当たり $t = 65.8\text{kN/m}$ (総アンカー力 $T=263.2\text{kN/m}$)，SP法では $t = 71.0\text{kN/m}$ ($T=284.0\text{kN/m}$)となる．この解析結果から，SS 法によるアンカー力は SP法に対して 8% 程度小さくなることがわかる．また，このときの両者のすべり面には図-5.14に示すように若干の相違が見られ，SP法によって得られた斜面上部のすべり面形状が現実では考えにくい上に凸状を示すのに対し，SS法では滑ら

かな下に凸状を示している。

スライスに作用する SS法 と SP法 による内力 (Z_H : 内力の水平成分, Z_V : 内力の鉛直成分) の大きさと内力の作用角の状況を図-5.15に示す。この図から内力の水平成分と鉛直成分に関して全体的な相違が認められるとともに、特に斜面上部のアンカー力を与えたスライスと与えないスライスの間で大きな違いがみられる。また、内力の作用角に関しては、SP法では、この方法の内力の仮定にしたがって一定値(5.5deg.)が得られているが、SS法では斜面上部にアンカー力の影響によって内力の変化が見られる。

次に、段階荷重方式によって解析する。同荷重方式から求めたアンカー力によって斜面全体の安全率は 1.500 になっているが、斜面の表面が末端となる局部的なすべりの最小安全率は 1.500 を上回っていることが容易に推定される。つまり、図-5.16に示す上から 3番目のスライス左側のスライス境界と斜面の交点を末端とするすべりの最小安全率は、SS法で 1.837(SP法で 1.823)であり、アンカー力を導入しなくても、この点より上部斜面で目標とする安全率 1.500 が確保されている。一方、同図の上から 5番目のスライス左側のスライス境界を末端とするすべりの最小安全率は、SS法で 1.313(SP法で 1.309)であり、目標とする安全率 1.500 が満足されていないため、この点より上部にアンカー力を導入する必要がある。

そこで、斜面上に設置する受圧版の一辺の長さを同荷重方式と同様 3.448m とし、受圧版と受圧版の境界を末端とするすべりに対して目標安全率 1.500 が満足されるようにアンカー力を上部の版から順次算定する方法(段階荷重方式)を用いると、図-5.17に示すように SS法によって最下段で $t = 101.2\text{kN/m}$ 、2 段目で $t = 54.8\text{kN/m}$ 、3 段目で $t = 15.6\text{kN/m}$ (総アンカー力 $T = 171.6\text{kN/m}$)、SP法では最下段から 101.3kN/m 、 56.0kN/m 、 16.0kN/m ($T = 173.3\text{kN/m}$)となる。この方式を用いた場合は、SS法とSP法によるアンカー力の差が小さく、SS法の総アンカー力 T は、SP法より約 1%小さな値にとどまっている。また、すべり面形状も図-5.17に示すように両者で大きな違いがないことがわかる。同荷重方式と同様に表現した内力の状況を図-5.18に示す。この図から、斜面上部において SP法の内力の作用角(一定値 21.9deg.)と SS法とで若干の違いが見られるが、両者の内力の状況に大きな違いは認められない。

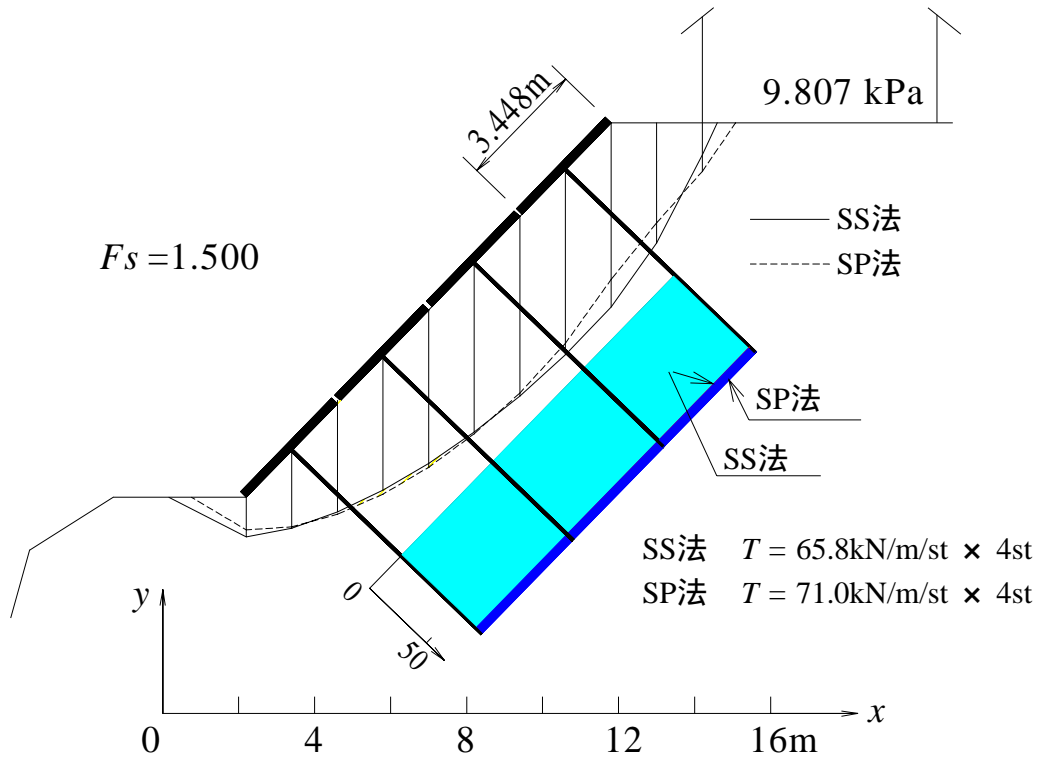


図-5.14 同荷重方式による解析結果

Fig. 5.14 Computed results using the method acted same anchor force

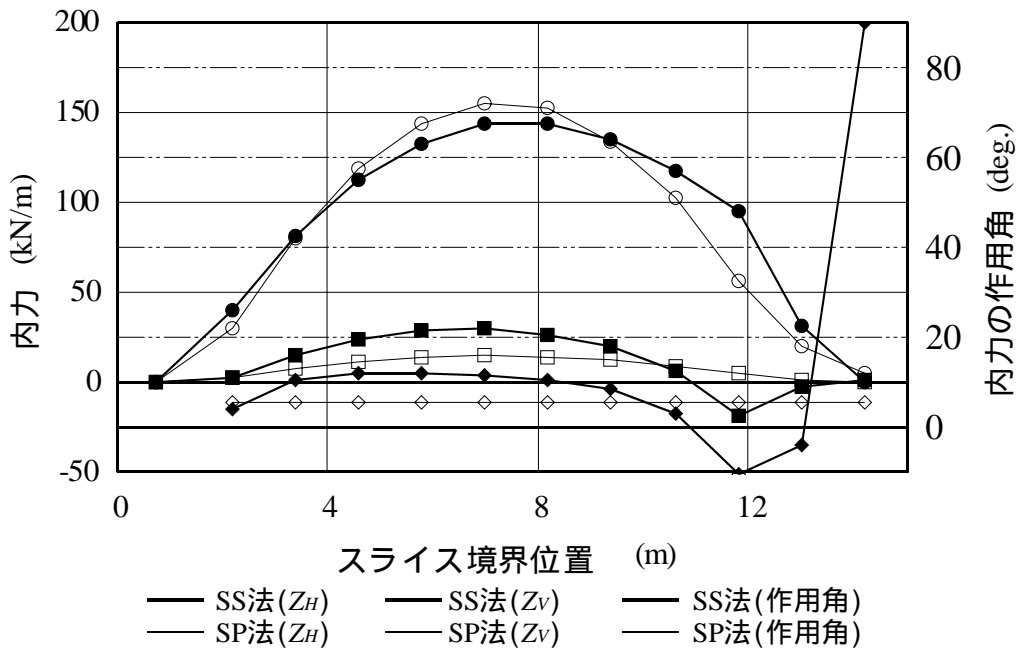


図-5.15 同荷重方式の内力の状況

Fig. 5.15 Interslice forces using the method acted same force

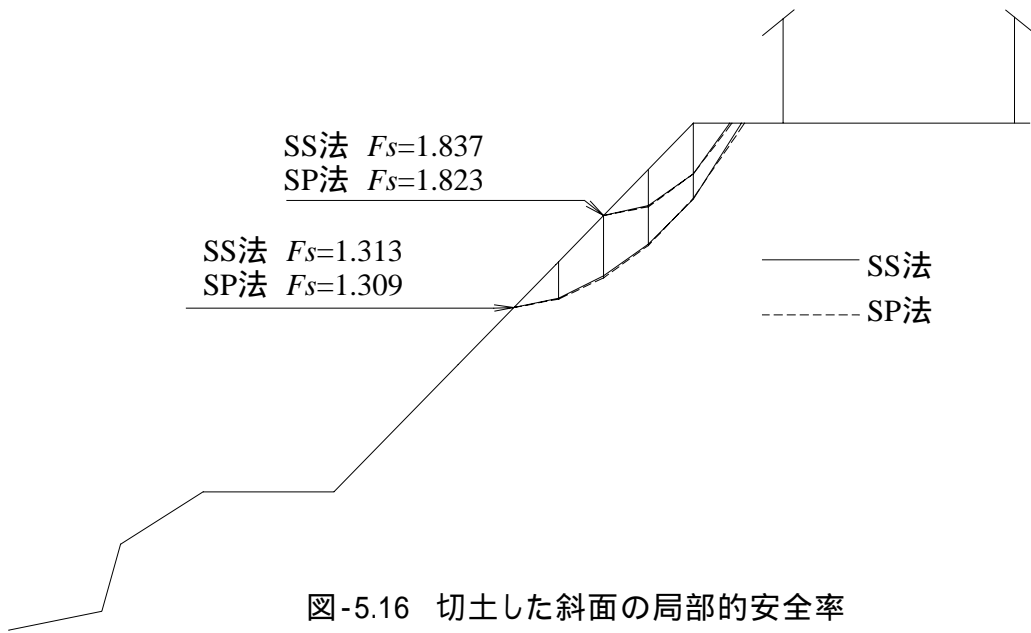


図-5.16 切土した斜面の局部的安全率
Fig. 5.16 Local safety factors of the cut slope

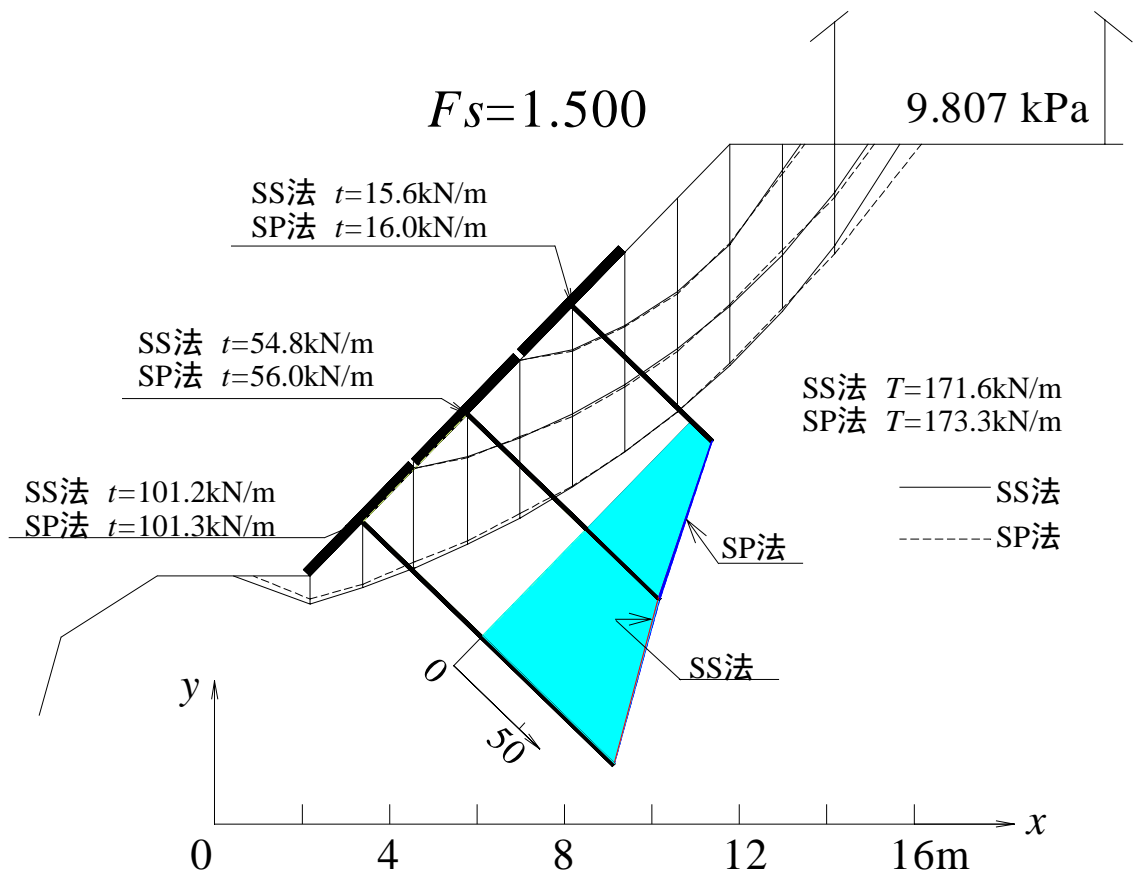


図-5.17 段階荷重方式による解析結果
Fig. 5.17 Computed results using the method acted staging force

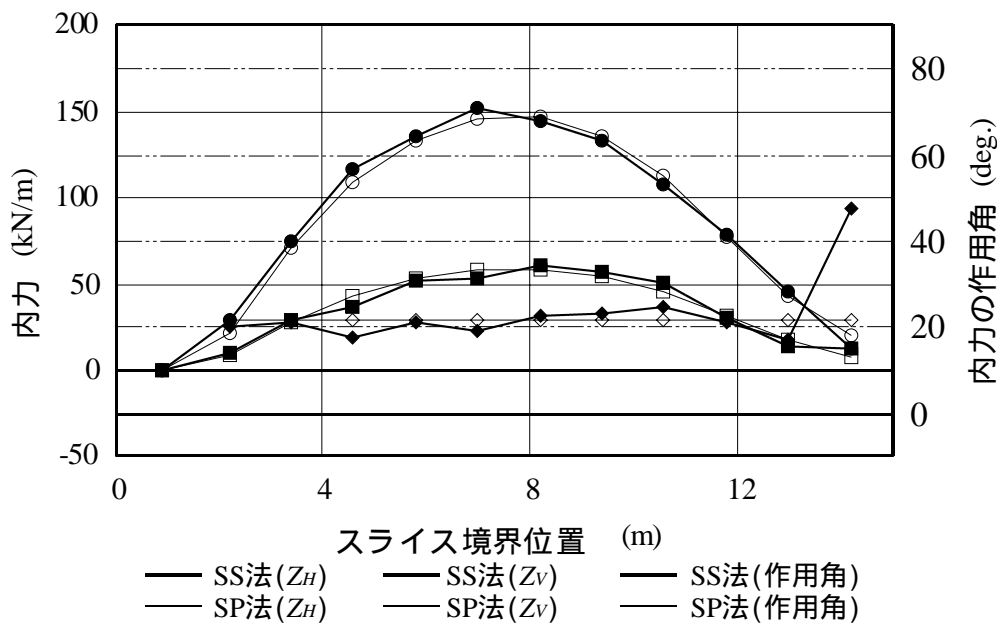


図-5.18 段階荷重方式の内力の状況
 Fig. 5.18 Interslice forces using the method acted staging force

SS法では，スライス間内力が合理的に決定されており，支持力問題においてもSP法に対して精度の高い解を与える．したがって，SS法によるアンカー力はSP法に対してより精度の高い解を示すと考えられる．ところで，本章3.2.1の検討結果からわかるように，斜面上部にアンカー力を作用させると，SS法とSP法の間アンカー力の差が大きくなり，SP法のアンカー力が過大に算定される．このため同荷重方式を用いると，上部斜面にも下部と同じ大きさのアンカー力が作用するため，SS法とSP法の差が大きくなり，SP法による算定に問題が生ずる．

一方，段階荷重方式は，同荷重方式より経済的な設計が可能であり，今回の斜面では，SS法で約 37%，SP法で 39%のアンカー力が削減されている．また，通常，段階荷重方式では，主に斜面下部にアンカー力を作用させることになる．この場合には，SP法を用いても十分な精度のアンカー力の算定が可能である．一方，同荷重方式や次章で示すような斜面の上部に大きなアンカー力や大きな上載荷重などが作用する場合には，SP法のような内力を合理的に決定できない方法では，誤差が大きくなるため，SS法のような内力を合理的に決定できる方法を採用する必要がある．

6 ま と め

本章では，SS法の適用例として，アンカー力の導入位置と導入角の違いが斜面の安定性に与える影響をモデル斜面の解析例を用いて調べ，この結果を踏まえてアンカー工の効率的な配置等に関する基礎的な検討を行った．

検討に用いたSS法は，スライス間内力が適切に評価される方法であり，前章において妥当性が支持力問題などによって確かめられていることから，アンカー工の設計のように土塊内の内力の変化が大きい問題に対して有効な方法である．このSS法から求められた必要アンカー力は，SP法 (Spencer,1973) に比べて小さく，両者の差は，アンカー力が斜面の上側に作用するにしたがって大きくなる傾向を示した．同様に，アンカー力の導入角についてもその角が大きくなる(鉛直に近い角に)なるにしたがって，両者の差が大きくなる傾向を示した．

アンカー工の配置等の違いによるモデル斜面の解析から得られた必要アンカー力の変化は以下のとおりである．

アンカー力の導入位置を斜面の下側にすることによって，より小さなアンカー力で所定の安全率を確保することが可能となる．

アンカー力の導入角を水平に近い角にすることによって，より小さなアンカー力で所定の安全率を確保することが可能となる．

上記の結果を踏まえて示したアンカー工に関する基本的考え方によって，経済的なアンカー工の設計が可能となる．この方法によって算出される各アンカー力の荷重分布は，土圧分布と同様，概ね三角形を示す．

第 章

SS法によるアンカー工併用段切り基礎の 支持力に関する検討

第 章 SS法によるアンカー工併用段切り基礎の支持力に関する検討

Chapter Examination on the Bearing Capacity of the Footing with a Stepping Base acting Anchor Force using the SS method

本章では、アンカー工が併用された段切り基礎の支持力を、第 章で提案した「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法(SS法)」を用いて解析し、段切り基礎の支持力を増加させる工法としてのアンカー工の有用性と支持力の増加効果について検討する。このことにより、段切り基礎の支持力解析におけるSS法の有用性を示す。

1 はじめに

国土の 75%が山地であるわが国においては、道路、鉄道、発電所などの重要土木構造物は山地に造られることが多く、その場合、基礎も山地の斜面上に築造されることになる。このとき、経済設計や斜面の環境保全上の観点から、基礎底面は斜面に沿って段切り形状に掘削することが望まれ、段切り基礎設置に対する意義付けと解析の必要性が生ずる。斜面上の基礎底面が平坦な場合の設計は、通常日本道路公団の方法(日本道路公団, 1979)、速度場による方法(日下部, 1975)などによって行われている。底面が段切り形状の基礎(以下、段切り基礎という)の設計法には、日本道路公団の方法によって求められる底面が平坦な場合の支持力を段切り基礎における支持力に補正する方法(毛戸ら, 1988)や速度場による方法(前田, 1991)がある。

さらに最近では、構造物の大型化に対応するためや段切り基礎をいっそう経済的なものにするために、基礎の支持力を増加させるためのアンカー工の活用

が期待されるようになってきた。ところが、アンカー力の作用する斜面の破壊メカニズムや応力状態の解明が難しいため、底面が平坦な場合を含めたアンカー工を併用する斜面上の基礎の設計法は、確立されていないのが現状である。また、アンカー工を併用する斜面上の基礎が支持力を発揮するメカニズムやアンカー工による土塊内の応力変化についても明らかにされていない。ここでは、これまで知られていないアンカー工を併用する場合の斜面上の基礎の設計法やアンカー工による土塊への影響等、さらに、このような基礎の支持メカニズムをSS法を用いて検討する。

SS法は、斜面安定解析用に開発されたものであるが、第 4 章に示したように斜面崩壊と同様の地盤の破壊問題である土圧問題、支持力問題においても、精度の高い解を与え、斜面安定問題と支持力問題の複合する段切り基礎の支持力解析にも適用性が高いと考えられる。また、内力の作用角の決定に必要なスライス変位を、スライスに作用する外力も考慮して定めるため、第 4 章に示したように斜面にアンカー力の作用する問題に対しても高い適用性を有している。したがって、斜面肩に構造物基礎の作用荷重があって、かつ地盤にアンカー力が作用する段切り基礎の支持力解析においても、SS法は有用な方法と考えられる。

アンカー工を併用した段切り基礎の支持力の適切な評価が可能になれば、構造物の大型化への対応、経済的な設計、自然斜面における環境への影響軽減などが可能となり、この工法の利用価値は高くなるものと考えられる。

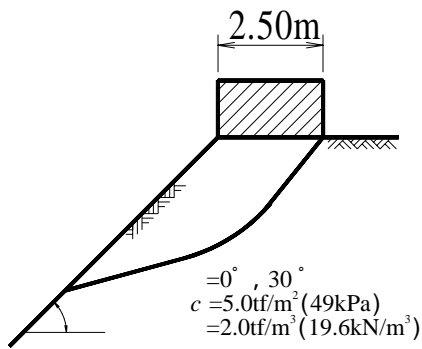


図-6.1 解析に用いる斜面上平坦基礎の諸元

Fig. 6.1 Scheme of the footing with a plain base

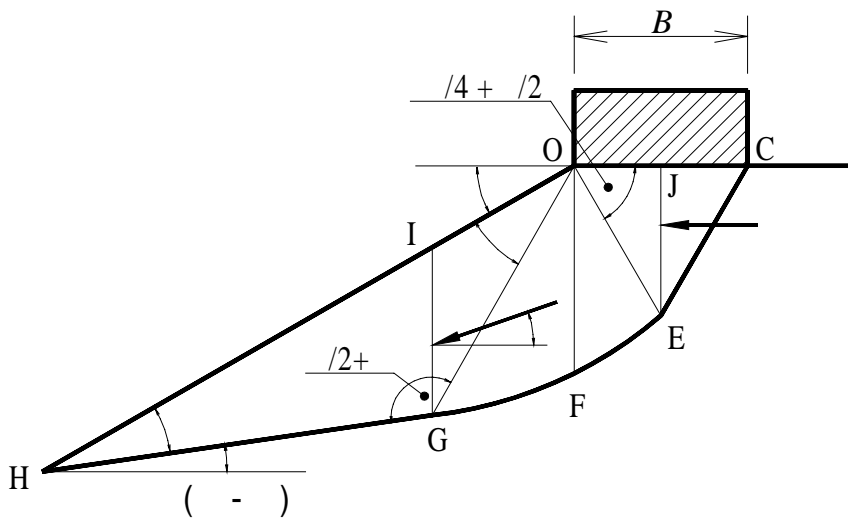


図-6.2 一般に用いられている斜面上平坦基礎の破壊メカニズムと内力の作用角

Fig. 6.2 Ordinary failure mechanism and internal angles in the footing with a plain base

表-6.1 斜面上平坦基礎の支持力の比較 単位：tf/m² (×9.8kPa)

Table 6.1 Comparison of bearing capacities in the footing with a plain base

		日本 道路 公団 の 方法	速 度 場 法	R B S M	す べ り 線 法	S S 法							
						等 分 布				分 布 考 慮			
						なし	受	受内	主受	なし	受	受内	主受
0°	30°	19.2	19.2	19.4	19.8	19.3	19.4	19.8	19.4	19.5	19.7	19.9	19.6
	45°	16.1	16.0	16.2	—	15.6	16.0	16.4	16.1	15.9	16.3	16.5	16.3
	60°	13.1	13.0	12.9	—	12.4	—	—	—	12.6	—	—	—
30°	30°	91.7	91.2	93.7	90.5	95.2	95.8	96.0	95.5	93.8	94.4	—	94.4
	45°	57.5	57.0	57.6	57.0	59.0	59.5	—	59.5	58.9	59.4	—	59.4
	60°	35.8	35.3	35.6	—	35.4	—	—	—	35.9	—	—	—

なし：境界条件なしの場合

受：受働クサビの点Gの角を [/2+] とした場合

受内：受働クサビの点Gの角を [/2+] とし、点Gにおける鉛直スライス境界の内力の作用角を [+ -(/4- /2)] とした場合

主受：主働クサビの点Oの角を [/4 + /2] とし、受働クサビの点Gの角を [/2+] とした場合

2 SS法の斜面上平坦基礎における解析精度の検討

SS法による斜面上基礎における支持力の解析精度を確認するため，SS法によって求めた斜面上の平坦な基礎の支持力を日本道路公団の方法(1979)，速度場法(日下部,1975)，剛体ばねモデル(RBSM)，すべり線法(前田，1991)による支持力値と比較検討する．比較は主働部と受働部に関する境界条件を考慮した場合についても行う．検討に用いる解析断面に，速度場法による支持力と他の解析法による値の比較に毛戸ら(1989)が用いた図-6.1に示す斜面を採用する．解析条件は，毛戸らの用いた断面と同様，荷重幅 B を 2.50m，内部摩擦角 ϕ を 0° と 30° ，粘着力 c を $5.0\text{tf/m}^2(49\text{kPa})$ ，土の単位体積重量 γ を $2.0\text{tf/m}^3(19.6\text{kN/m}^3)$ とし，SS法の解析に必要なポアソン比 ν を 0.3 とする．

SS法による支持力は，支持力が最小となるすべり面形状を最適化することによって求める．最適化法には第 4章から前章(第 3章)の解の最適化に用いた準Newton法(たとえば，茨木ら，1993)を採用し，最適化の変数にスライス境界の鉛直方向のすべり面位置を用いる(付録5 参照)．

2.1 境界条件を与えない場合の支持力

境界条件を与えない場合のスライスの分割方法は，荷重真下において土塊を鉛直に 2 分割するとともに，斜面部に対しては，分割法による一様斜面部に対する安定解析と同様，幅がほぼ等しくなるように鉛直分割する(スライス分割数 4 ~ 5)．

2.1.1 等分布荷重に対する検討

荷重条件として図-6.1に示す断面の斜面上平坦部に等分布を考え，境界条件を与えずにSS法により支持力を求める．このときの支持力を表-6.1の「等分布」「なし」に示す．SS法の支持力は，日本道路公団の方法，速度場法，RBSM，すべり線法の値と比較的一致しているが，内部摩擦角 ϕ が 0° のとき，SS法は他の解析法に対して，斜面傾斜角 α が 30° の場合を除いて，若干小さな値が得られ，解の信頼性の高い速度場法に対して，最大-5%程度の差が生じている． ϕ が 30° のときは，他の解析法に対して若干大きな値が得られ，速度場

法に対して，最大 4%程度の差が生じている．また，すべり線法に対しては，最大-5%程度の差が生じている．

ところで，支持荷重の分布は，地盤に自重がある場合，一般に等分布とならない．そこで，分布を考慮した荷重による支持力について次に検討する．

2.1.2 分布を考慮した荷重に対する検討

支持荷重の分布は，地盤に粘着力がなく基礎底面が滑で基礎前面に上載荷重のない場合は，三角形状を示す(Larkin,1968, Grahamら,1971)が，斜面上に基礎が設置される自然斜面は，粘着力をもつことが多く，荷重基礎の底面も一般に滑ではなく粗であるため，荷重分布を一律に決めることができない．

そこで，SS法による支持力解析に荷重分布を考慮するために，荷重幅を 3 段階に変えて支持力を求める．つまり，第 1 段階では，荷重幅 2.50m の 1/4 の幅(0.625m)の等分布荷重が法肩に設置された状態を想定して幅 0.625m の支持力を求め，第 2 段階では，荷重幅 2.50m の 1/2 の幅(1.25m)の荷重が法肩に設置された状態を想定して，第 1 段階で求めた支持力を法肩側の幅 0.625m に与えたうえで，残りの 0.625m の幅に等分布荷重を与えて幅 1.25m が支持しうる荷重を求める．最終の第 3 段階では，第 2 段階で求めた支持力を法肩側の水平幅 1.25m に与え，同時に残りの 1.25m の幅に等分布荷重を与えて，幅 2.50m 全体が支持しうる荷重を算定する．

このように荷重分布を考慮し，境界条件を考慮しない場合の SS法による支持力を表-6.1の「分布考慮」「なし」に示す．SS法による荷重分布を考慮した支持力と等分布荷重の支持力との差は，2%未満と小さい．荷重分布を考慮した支持力は，日本道路公団の方法，速度場法，RBSM，すべり線法の値と比較的一致しており，等分布荷重を用いたときと同様，内部摩擦角 δ が 0° のとき，SS法は他の解析法に対して， δ が 30° の場合を除いて，若干小さな値が得られているが，速度場法に対する差は等分布荷重のときより小さく，最大-3%程度である． δ が 30° の場合は，荷重分布を考慮すると速度場法との差は拡大するが，すべり線法との差は小さくなっている． δ が 30° のときは，等分布荷重を用いたときと同様，他の解析法に対して若干大きな値が得られているが，速度場法，すべり線法に対する差は等分布荷重のときより小さく，速度場法に対して最大

3%になっている。

以上の荷重分布を考慮した解析法によって，解析精度は若干向上したものと考えられる．次に，解析精度をさらに向上させるために，受働部，主働部の境界条件について検討する．

2.2 境界条件を与えた場合の支持力

SS法は，これまでみてきたように，地盤に作用するアンカー工等の荷重によって，地盤の応力状態が局部的に変化したり，通常の破壊メカニズムが変わる場合においても，極限解析法に必要な地盤の応力状態(下界法)や破壊メカニズム(上界法)を把握することなく，通常の斜面安定解析における分割法と同じように地盤をいくつかの鉛直スライスに分割することによって，地盤の破壊現象を精度よく解析することができるという特徴をもっている．しかしながら，斜面形状や地盤材料，作用荷重の状況から，地盤の応力状態(スライス境界の内力の作用角)や破壊メカニズムがわかっている場合には，この状態を境界条件としてSS法に与えることによって，第 4章の支持力問題の解析で示したように，解析精度はさらに向上する．そこで，SS法の解析精度の向上を図るために，境界条件について検討する．

図-6.2に示すような一様勾配斜面の支持力関係において，粘着力がなく斜面傾斜角 α が内部摩擦角 ϕ より小さいとき，図-6.2の点 G の角が $[\alpha/2 + \phi/2]$ となる地表面 \overline{OH} と直線 \overline{OG} ， \overline{GH} とによって囲まれる受働クサビが発生する．一方，粘着力をもつ斜面や傾斜角 α が内部摩擦角 ϕ より大きな斜面では，受働クサビが曲線状となることが知られている(赤井，1970)．斜面上に基礎が設置されるような自然斜面は，前述のとおり粘着力をもつことが多く，このような地盤に生ずる曲線状の受働クサビを厳密に評価することは難しいため，地盤の破壊問題においては，通常，実用的な観点から直線状の受働クサビを想定して解析している(日下部,1975，前田ら 1991)．この受働クサビを想定すると，点 G における鉛直スライス境界 \overline{IG} の内力の作用角 θ は，受働クサビの主応力方向と同じ $[\alpha + \phi - (\phi/4 - \alpha/2)]$ となる(図-6.2参照)．

一方，地盤に自重がない場合，基礎真下には図-6.2に示すような点 O の角が $[\alpha/4 + \phi/2]$ となる主働クサビが発生する．地盤に自重がある場合，主働ク

サビの形状は曲線状となるが，地盤の破壊問題を取り扱うには，前述の受働部と同様の理由により，実用的な観点から，クサビ角を $[\alpha/4 + \beta/2]$ とする主働クサビを想定して解析することが多い(日下部,1975，山下ら,1981)．図-6.2に示す主働クサビを想定すると，その中央の鉛直スライス境界 \overline{JE} の内力の作用角は水平となる．

以上のような境界条件を与えた場合に対するSS法による支持力を等分布荷重と分布の考慮された荷重との2つの条件に対して求める．境界条件の与え方として，以下に示す3種類の方法を採用し，そのときの支持力を先の4つの解析法による支持力と比較する．

図-6.2の点 O から下がる斜面と角 α によって挟まれた点 G の角が $[\alpha/2 + \beta]$ となる受働クサビ(OGH)を設定し，受働クサビの角 α を変化させてすべり面位置の点 G を最適化する(表-6.1の「受」)．

の境界条件とともに，点 G における鉛直スライス境界 \overline{IG} の内力の作用角 α に受働クサビの主応力方向と同じ $[\alpha + \beta - (\alpha/4 - \beta/2)]$ を境界条件として与えて最適化する(表-6.1の「受内」)．

の境界条件とともに，主働クサビ部の点 O の角が $[\alpha/4 + \beta/2]$ となるように \overline{OE} の長さを変えてすべり面位置の点 E を最適化する(表-6.1の「主受」)．

は受働部に関連する境界条件，は主働部に関連する境界条件である．

2.2.1 受働部に関連する境界条件に対する支持力

受働部に関連する境界条件を付加した場合の支持力を表-6.1の「受」に示す．この方法による支持力は境界条件「なし」の値より若干大きく，その差は「分布考慮」「等分布」とも3%未満と小さいが，速度場法との差に関しては，「なし」のときより拡大している．また，斜面傾斜角 α が 60° の場合は，最適解が得られていない．

次に，受働部に関する境界条件を付加した場合の支持力を表-6.1の「受内」に示す．この方法による支持力値は境界条件のときの値よりさらに大きい．「なし」のときの支持力との差は「分布考慮」，「等分布」において，最大4%，5%程度となり，速度場法との差も，「なし」「受」のときより拡大し

ている． $\alpha = 0^\circ$ ， $\alpha = 30^\circ$ のすべり線法の解とは良い一致を示すが ， $\alpha = 30^\circ$ ， $\alpha = 30^\circ$ (等分布)のすべり線法の解とは ，「なし」のときの解に比べ差が拡大している．この条件による内部摩擦角 β が大きい場合や斜面傾斜角 θ が大きい場合の最適解は得られていない．

受働部に関連する境界条件 β の付加によって ， $\alpha = 30^\circ$ の場合 ，他の解析法による支持力値との差は拡大する傾向にあり ，この条件の付加によって解析精度の向上が図られるとの判断にいたらない．

2.2.2 主働部に関連する境界条件に対する支持力

主働部に関連する境界条件 β を付加した場合の支持力を表-6.1の「主受」に示す．この方法による支持力は境界条件 β の値とほとんど変化がなく ，その差は「分布考慮」「等分布」とも 1%未満である．したがって ，主働部に関連するこの境界条件が解に与える影響は小さいものと考えられる．また ，境界条件 β の場合と同様 ，支持力の速度場法に対する差は ，「なし」の場合より拡大している．

斜面傾斜角 θ が 60° の場合は ，最適解が得られていない．また ，図-6.2に示す主働クサビを想定すると ，その中央の鉛直スライス境界 \overline{JE} の内力の作用角は水平となるため ，さらにこれを境界条件として与えて最適化を行ったが ，ほとんどの場合において解が得られていない．

2.2.3 境界条件のもとで解が得られない理由

β の境界条件を与えると解が得られない場合がある．その理由は ，SS法モデルにおける応力 - ひずみ関係の定義が不十分なことも考えられるが ，水平地盤の支持力解析(第 4章)において ，これらと同類の境界条件のもとで最適解が得られていることを考えると ，むしろ粘着力をもち斜面傾斜角 θ が内部摩擦角 β より大きく ，地盤に自重のある斜面に対しても ，実際の地盤内に生ずる応力状態や破壊メカニズムに合致しない条件 ，つまり受働クサビや主働クサビを直線によって近似したことや ，直線状の受働クサビと主働クサビを想定したときの主応力方向を内力の作用角として与えたことが ，主な原因と考えられる．

2.3 考察

斜面上の平坦部における基礎の支持力が、地盤を幅がほぼ等しいスライスに分割し、支持荷重として等分布を与えた場合においても、SS法によって精度よく解析できることがわかった。続いて、さらに支持力が精度よく求められる解析条件について検討した。荷重分布を考慮した方法により、等分布荷重を用いた方法に対して、解析精度は向上したものと考えられたが、両者の支持力の差は2%未満の小さなものであった。斜面傾斜角 α が内部摩擦角 ϕ より大きな今回の解析断面に対して、主働クサビと受働クサビに関する図-6.2に示す境界条件の全てを与えた場合、SS法では最適解が求められなかった。これらの条件の一部を付加した場合には最適解が得られたが、境界条件を与えることにより他の解析法による支持力との差が拡大する傾向にあることから、これらの条件の付加によって解析精度の向上が図られるとの判断にはいたらなかった。

受働クサビの点 G におけるスライス境界の内力の作用角 θ を固定値(境界条件)として解析したところ、 θ の値によって、解析可能範囲において支持力値に10%程度の違いが発生することを確認している。このことから、精度の高い解を得るためには境界条件 θ の設定が重要なことがわかるが、 α がより大きな場合の主働クサビと受働クサビに関する境界条件が明らかでない現状にある。一般的な斜面安定解析法において、斜面傾斜角 α が緩くなると、内力の作用角 θ の設定が難しくなり、誤差が拡大する傾向にある。SS法においては、水平地盤(斜面勾配が水平)に対しても、受働部と主働部に関する境界条件を与えると、第 4章に示したように、支持力係数(N_c , N_q)が正解値に対して誤差4%未満の精度で解析することができ、自重に関する支持力係数 N_r について、受働部に関連する境界条件を与えて得られる解は、Sokolovsky の解に対して、1%程度以下の差となる。したがって、 α がより大きな場合の主働クサビと受働クサビに関する境界条件が明らかになれば、水平地盤の支持力解析の場合よりさらに精度の高い解が得られるものと考えられる。

以上の結果より、SS法の解析に上述の境界条件を付加しても精度の向上が図られないと考えられた。仮にこの条件が有意としても、境界条件の一部を付加した「受」と「主受」の解に対し、分割法による斜面安定解析と同様に、境界条件を付加しないでスライス幅がほぼ等しくなるように斜面部を鉛直分割し

た場合の解(「なし」との差は、3%程度以下と小さい。本章で扱うアンカー工併用段切り基礎の支持力においても、受圧版下側の斜面上の点をクサビの発生位置(図-6.2における点 O)とした受働クサビに関する境界条件の有無が解に与える影響は、ほとんどのケースにおいて1%未満と小さなものであることを確認している。さらに、主働クサビに関連する境界条件については、斜面上基礎の支持力を向上させるアンカー工の配置法として、後述するようにアンカー力を基礎部と基礎直下の斜面から導入する方法が考えられ、この場合、荷重真下の主働クサビがアンカー力の影響を受けるため、主働部では精度向上につながる境界条件を見いだすことが一層難しくなる。以上のことから、本章における段切り基礎の支持力の検討は、主働クサビと受働クサビに関連する境界条件を与えない方法を用いて行う。

3 SS法の段切り基礎の支持力解析における適用性

SS法の段切り基礎の支持力解析における適用性を検討するため，SS法による段切り基礎の支持力値を毛戸らが実施した模型実験の結果(毛戸ら，1988)，毛戸らの提案する支持力評価式(毛戸ら，1989)，および前田(1991)が速度場法(上界法)によって求めた値と比較する．また，Spencer法(Spencer,1973)(以下，SP法という)による値と比較し，SP法のこの問題における特徴を明らかにする．

前田ら(1991)の方法は，段切り基礎の大型模型実験によって確認した破壊メカニズムを基に，速度場法により誘導されたものである．また，SP法は，鉛直分割されたスライスの境界内力の決定に合理的な根拠をもたず，一般に各スライス境界の内力の作用角に一定値を用いているが，この条件のもとで各スライスと斜面全体の力学的つり合い条件の満足された斜面安定解析法である(近藤・林，1997b)．今回の解析に用いるSP法は，根拠が不明確なまま通常スライス底面の中央に設定している底面反力の作用位置を，SS法と同様，第 3.4 章に示したように，簡便的ではあるが，すべり面全体の底面反力の分布から定めており，解の精度向上が図られている．

3.1 SS法とSP法における解析方法

SS法(SSM)とSP法(SPM)の支持力は，支持力が最小となるすべり面形状を最適化することによって求める．最適化法には前節と同じ準Newton法を採用し，最適化の変数にスライス境界の鉛直方向のすべり面位置を用いる．段切り基礎面の真下のスライスの切り方は，図-6.3に示すように，スライス境界線を基礎底面の変化点(図中の点 o, a, b)に設定して，3つのスライスに分割する．段切り下部の a 点におけるスライス境界線のすべり面位置は， b 点におけるすべり面位置と o 点におけるすべり面位置を直線で結んだ線上に設定する．

以下の解析に用いる記号は，図-6.3に示すように，荷重幅を B ，段切り基礎の下段底面幅($n \cdot B$)と B との比を n ，段切り高さ($m \cdot B$)と B との比を m ，斜面の傾斜角を θ とする．

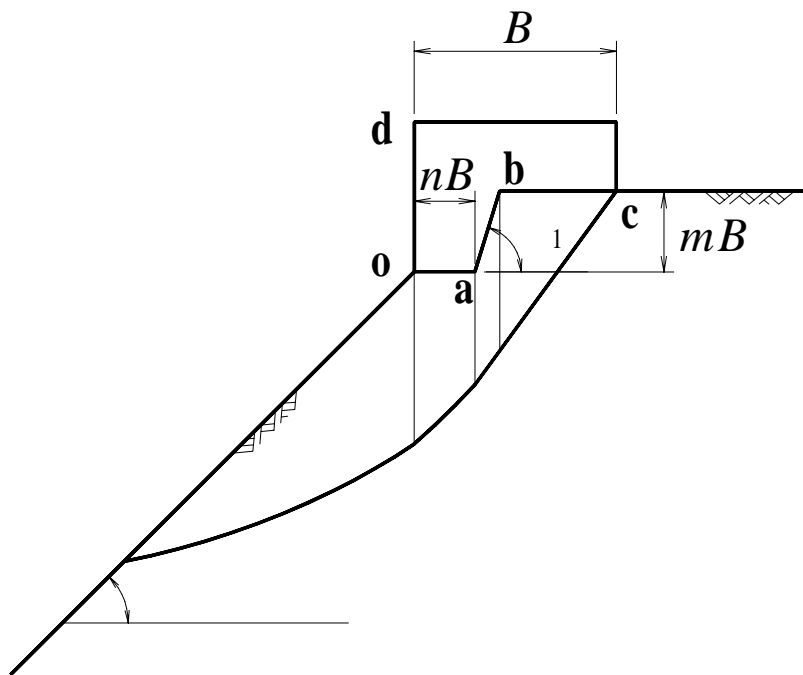


図-6.3 段切り基礎の模式図

Fig. 6.3 Scheme of the footing with a stepping base

3.2 模型実験結果との比較

毛戸ら(1988)がしらす斜面上で実施した大型模型載荷実験と遠心模型載荷実験から得られた支持力とSS法による支持力とを比較する。この大型模型載荷実験は、斜面傾斜角 α を 45° 、段切り基礎の幅 B を 60cm 、段切り傾斜角 β を 73° 、基礎下段底面幅を $18\text{cm}(n=0.3)$ として、基礎の段切り高さ $(m \cdot B)$ を変えて実施されており、遠心模型載荷実験は、実物の $1/20$ の縮尺で実施されている。

斜面および段切りの形状は実験と同様とし、土質定数は、実験値との比較に採用した毛戸らの提案する方法(1989)における値、すなわち内部摩擦角 ϕ を 43.2° 、粘着力 c を $2.2\text{tf/m}^2(21.56\text{kPa})$ 、土の単位体積重量 γ を $1.4\text{tf/m}^3(13.72\text{kN/m}^3)$ とする。この定数はしらすの強度異方性を考慮して定められたものである(毛戸ら, 1988)。SS法の解析に必要なポアソン比 ν に地盤の一般的な値として 0.3 を用いる。土塊に自重がある場合の支持力の荷重分布は、粘着力と上載荷重がなく、基礎底面が滑の場合、三角形状を示す(Larkin, 1968, Grahamら, 1971)が、今回の場合は、自重と粘着力をもつ地盤を対象にしているため、荷重分布が明らかでない。このため、底面が平坦なときの荷重幅 B を

60cm, 30cm, 15cm に変化させたときの支持力を SS法を用いて求めた。その結果, 荷重幅 60cm における支持力度を 1.0 としたときの各幅の支持力度が, 幅 30cm のとき 0.95, 15cm のとき 0.91 を示し, ほぼ荷重は等分布であることを確認している。そこで, 以下の解析においては, 基礎底面の荷重は等分布と仮定して取り扱う。

図-6.4に大型模型載荷実験と遠心模型載荷実験から得られた支持力(毛戸ら, 1988)とともに, SS法による支持力と毛戸らの提案する支持力評価式(毛戸ら, 1989)による支持力を比較して示す。SS法による支持力度(太線)は, 毛戸らの評価式(細線)に対して, 段切り高さが小さいとき若干大きく, 段切り高さが大きいとき小さくなるが, 毛戸らの提案した評価式と同様, 実験による支持力度とその変化傾向とが一致しており, SS法による解の段切り基礎における妥当性が確認できる。

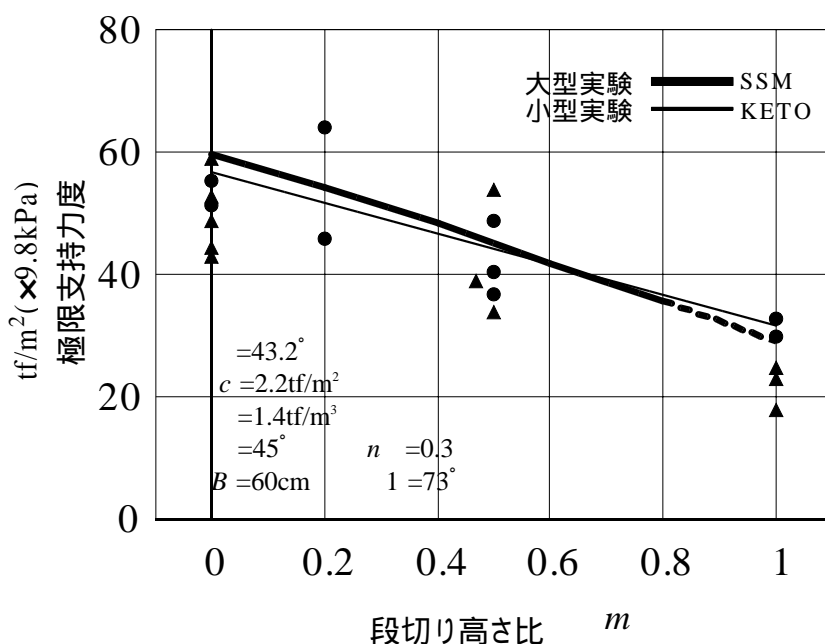


図-6.4 模型載荷実験との比較

Fig. 6.4 Comparison of the bearing capacity with the experiment results

3.3 速度場法との比較(斜面傾斜角, 段切り高さ)

斜面傾斜角 α と段切り高さ ($m \cdot B$) の変化に対するSS法による支持力を, 前田らが提案する速度場法(前田ら, 1991)による支持力(前田, 1991)と比較する. 参考としてSP法による解析も行う.

さて, 図-6.3において斜面傾斜角 α を $15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ とし, 斜面肩の水平幅 B を 5.0m, 基礎底面における下段底面幅 ($n \cdot B$) (辺 \overline{oa}) を $1.5m (n=0.3)$, 段切り斜面部傾斜角 α_1 を 73° とする段切り基礎を設定する. こうした条件のもとで, 段切り高さ ($m \cdot B$) を変化させたときの支持力の変化を解析する. 土質定数は, 内部摩擦角 ϕ を 30° , 粘着力 c を $10.0 \text{tf/m}^2 (98.0 \text{kPa})$, 土の単位体積重量 γ を $2.0 \text{tf/m}^3 (19.6 \text{kN/m}^3)$, 土のポアソン比 ν を 0.3 とする. SS法とSP法による解析は, 地盤を 4~6 つの鉛直スライスに分割して実施する. 既に述べたように土塊に自重がある場合の支持力の荷重分布は, 三角形状を示すが, 3.2と同様に, 斜面傾斜角 α が 45° の斜面において, 基礎底面が平坦なときの荷重幅 B を 5.0m, 2.5m, 1.25m, 0.625m に変化させたときの支持力を SS法を用いて求めた結果, 荷重幅 5.0m のときの支持力度を 1.0 としたときの各幅の支持力度が, 幅 2.5m のとき 0.993, 1.25m のとき 0.987, 0.625m のとき 0.984 を示し, ほぼ荷重は等分布であることを確認している. そこで, 本節の3.2と同様以下の解析においても, 基礎底面の荷重は等分布と仮定して取り扱う.

段切り高さ比 m に対する SS法による支持力を速度場法(前田, 1991)とSP法による結果と比較して図-6.5に示す. 段切り高さが大きい $m=0.6 \sim 0.8$ 以上については, すべり面の最適化において段切り基礎の下段基礎部内(図-6.3の点 a の左上)に最小すべり面が発生しようとするため, SS法による取り扱いができない.

SS法とSP法による支持力は, 速度場法 (DRFM; Displacement Rate Field Method) の解と同様, 段切り高さ比 m が大きくなるにしたがって低下する. SS法の解は, α が 60° の場合を除いて, 速度場法の解に比べて, $m=0.2 \sim 0.3$ 付近を境に m が小さい場合大きな値となり, m が大きい場合小さな値となる. SP法の値は全体にSS法と速度場法に対して小さな値を示し, SP法の解と速度場法の解との差は, SS法の解と速度場法の解との差に比べて大きい. その違いは, 斜面傾斜角 α が小さくなると増大する.

斜面傾斜角 が 15° のときのSP法による支持力は，速度場法に対して， $m=0$ のとき-28%， $m=0.5$ のとき-29%の差をもち， が 60° で $m=0$ のとき-8%， $m=0.5$ のとき-4%の差をもつ．一方，SS法による支持力は，速度場法による支持力に対して， が 15° で $m=0$ のとき 6%， $m=0.5$ のとき-9%， が 60° で $m=0$ のとき-3%， $m=0.5$ のとき 2%の差にとどまっており，速度場法の結果に近い値となっている．

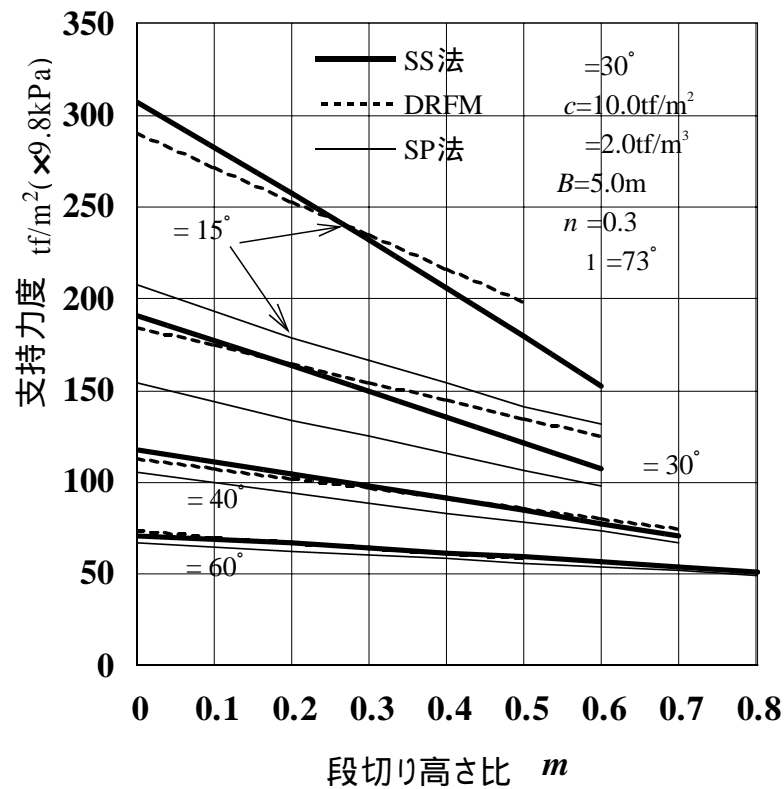


図-6.5 段切り高さ比による支持力の変化

Fig. 6.5 The bearing capacities depending on the ratio of the stepping height

3.4 速度場法との比較(内部摩擦角，粘着力)

斜面傾斜角 を 45° ，内部摩擦角 を 30° と 40° とする斜面に対して，地盤の粘着力 c を $5 \sim 60 \text{tf/m}^2$ ($49.0 \sim 588 \text{kPa}$) に変化させたときの段切り基礎の支持力の変化を，SS法を用いて解析し，速度場法(前田，1991)とSP法による支持力と比較する．ここに，段切り高さは 1.5m ($m=0.3$) とし，他の条件は本節の3.3

と同じとする。

解析結果を図-6.6に示す。3つの方法による各支持力は、粘着力の増加に伴って、ともに直線的に増大する。SS法による支持力は速度場法(DRFM)に対して若干大きい値を示し、その差は粘着力の増加に伴って大きくなる。一方、SP法の値は、速度場法に対して小さな値を示し、 ϕ が大きくなると支持力は増大するが、速度場法との差は拡大する。

粘着力 $c=60\text{tf/m}^2$ (588kPa) のときのSS法の速度場法に対する支持力の差は、 $\phi=40^\circ$ で 4%、 $\phi=30^\circ$ で 2%であり、全体的によい一致を示すが、SP法の結果は、速度場法に対して-14%、-10%という大きな差が生じている。

以上の本節における段切り高さ ($m \cdot B$) と粘着力 c のそれぞれの変化に対するSS法による解析結果から、SS法の段切り基礎における支持力は、実験値と比較的一致するとともに、速度場法から得られる解と同程度であり、この問題におけるSS法による解の妥当性が認められる。一方、SP法による支持力は、一般に大きな誤差をもつが、斜面傾斜角が小さい場合や粘着力、内部摩擦角の小さい場合、誤差は比較的小さい傾向にある。

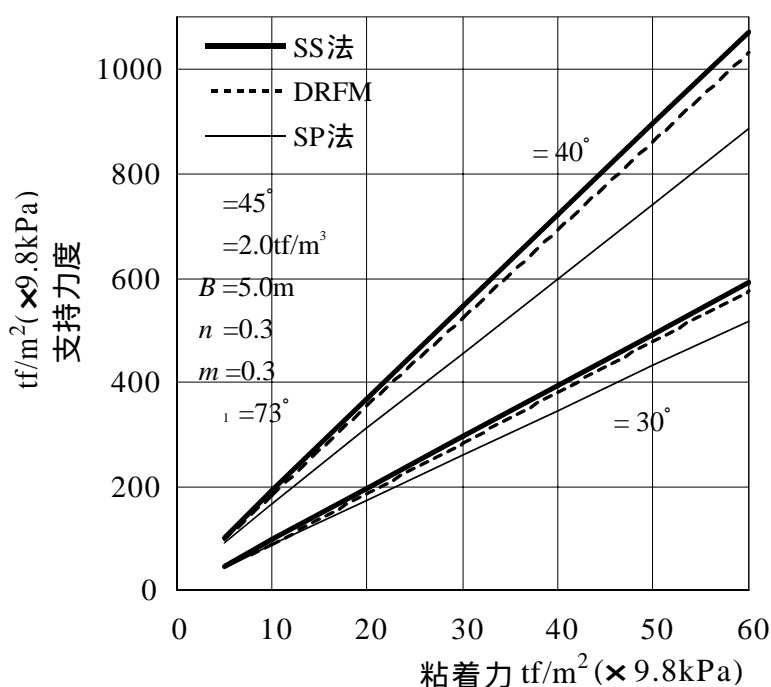


図-6.6 粘着力による支持力の変化

Fig. 6.6 Bearing capacities depending on the cohesion

4 段切り基礎におけるアンカー工の有用性と効果的な配置法

本節では，SS法を用いて支持力を増加させるためのアンカー工の配置に関する特徴について考察し，アンカー工の有効性とアンカー工の効果的な配置法について検討する．

4.1 アンカー工の配置法

支持力を増加させるアンカー工の配置法として，

図-6.7に示すように，段切り基礎を設置する前の掘削段階において，掘削した段切り斜面(辺 \overline{ab})からアンカー力を導入する方法(以下，A1法という)

図-6.8に示すように，段切り基礎を設置した後に基礎自体(辺 \overline{do})にアンカー力を導入して段切り基礎を受圧版として兼用する方法(以下，A2法という)

図-6.7に示すように，段切り基礎直下の斜面部(辺 \overline{oe})からアンカー力を導入する方法(以下，B法という)

の3つが考えられる．

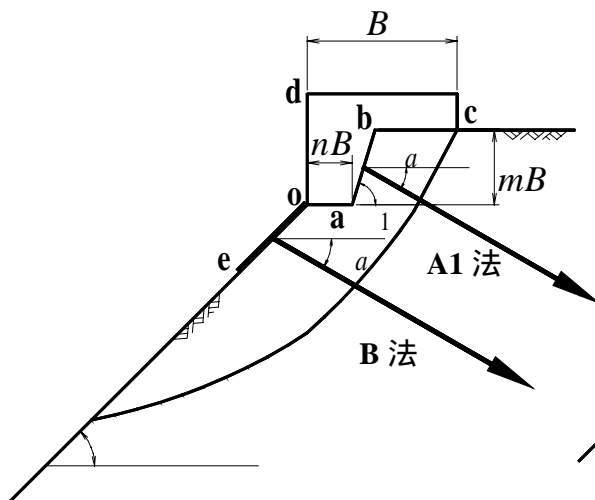


図-6.7 アンカー工のA1法とB法の配置
Fig. 6.7 Location of the anchor work of the A1 and B methods

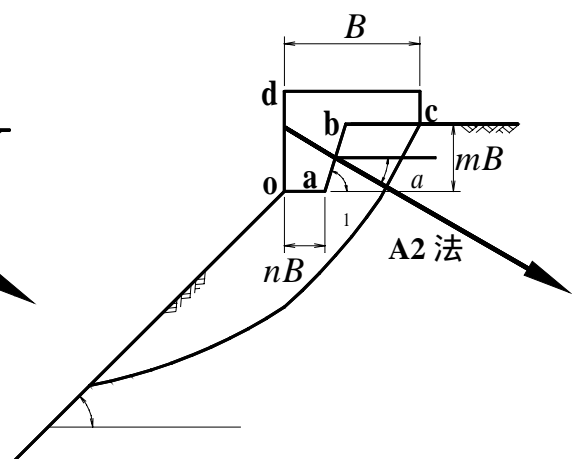


図-6.8 アンカー工のA2法の配置
Fig.6.8 Location of the anchor work of the A2 method

A1法では，アンカー工の受圧版が露出しないため，受圧版自体の構造が簡易なものになる可能性があるが，アンカー頭部が基礎内に埋め込まれるため，基礎施工後のアンカー工の維持管理が困難となる．

A2法は，段切り基礎の前面(辺 \overline{do})からアンカー力を導入するため，アンカー工の維持管理がA1法に比べて容易な方法である．支持力破壊に伴う地盤の破壊形状は平面的な広がりをもつため，A1法とA2法においては，周辺地盤(周辺斜面)において，新たに受圧版を設置してアンカー力を導入する必要がある．

B法は，底面が段切り状でない基礎に対しても適用可能な方法である．B法は A1法やA2法と異なり，斜面に通常の受圧版を設置する必要があるが，周辺地盤におけるアンカー工を基礎直下の斜面に導入するアンカー工と一連構造として施工することができる．アンカー力が斜面の安定に効率的に作用する導入位置は，一般に想定される斜面崩壊の末端部である(近藤・林，1998)が，的確に想定しにくい地質構造などの影響によって，破壊時のすべり面が想定より小さくなり，アンカー力の導入位置より上部にすべり面の末端が発生する可能性もある．このため，アンカー力は，段切り基礎の支持力破壊時に同時に必ず破壊する基礎直下の斜面に導入することが安全設計の観点から必要となる．

以下では，アンカー力 Pa の大きさ，アンカー力の導入角 a を変えたときの A1法，A2法，B法における支持力の変化をSS法を用いて解析して，アンカー工による支持力の増加効果を比較検討する．

4.2 アンカー力 Pa による支持力増加効果

各配置法(A1，A2，B)に対して，傾斜角 $=45^\circ$ の斜面を対象に，導入角 $a = 30^\circ$ のアンカー力 Pa を変化させたときの支持力の増加効果をSS法を用いて解析する．A1法におけるアンカー力の作用位置は，段切り斜面の中央とする．A2法においてアンカー力は，段切り基礎底面をアンカー導入方向に対して直角方向に投影した面の全体に，等分布に作用すると仮定する．B法においては，基礎前面から図の左へ水平に 1.0m の斜面上にアンカー力を作用させる．基礎形状は，基礎幅 B を 5.0m，下段底面幅を 1.5m($n=0.3$)，段切り斜面部傾斜角 α_1 を 73° ，段切り高さ比 m を 0.5 とし，土質定数は，土の単位体積重量 γ を

2.0tf/m³(19.6kN/m³)，内部摩擦角 ϕ を 30°，粘着力 c を 10.0tf/m²(98kPa)，ポアソン比 ν を 0.3 とする．基礎からの荷重分布は，本章の3.3で示したここでの解析条件と等しい荷重分布の検討から，等分布とする．解析方法は本章の3.1と同様とする．

解析結果を図-6.9に示す．この図においてSS法による支持力はいずれの方法においてもアンカー力 P_a が大きくなると増大する．SP法によるA1法とA2法の支持力は上に凸の変化傾向を示している．また，A1法とA2法による支持力の増加効果に大きな差は認められないが，SS法の結果において，A2法の方が A1法に対して若干小さな値を示す．アンカー力がない場合に対するSS法による支持力の増加量を表-6.2に示す．図-6.9と表-6.2から明らかなように，B法は，A1法とA2法に対して，アンカー工による支持力の増加効果が高い．SS法とSP法による支持力の差は，アンカー力が増大すると拡大する傾向を示し，特にA1法とA2法において， $P_a=60\text{tf/m}$ (588kN/m)におけるSP法の支持力増加量はSS法の増加効果量の約40%にすぎない．このときのSS法による内力の作用位置は，すべり土塊内にあるのに対して，SP法の内力の作用位置はすべり土塊の下に大きく外れていることを確認している．これはSP法がスライス間内力の作用角を各スライスで一定(平行)としていることに起因している．

図-6.10および図-6.11にA2法とB法によるアンカー導入角 $\alpha=30^\circ$ ，アンカー力 $P_a=0\text{tf/m}$ ， 50tf/m (490kN/m)， 100tf/m (980kN/m)のときのSS法による最適化すべり面を示す．この図において，両法ともアンカー力の増加に伴ってすべり面形状は大きくなっている．また，A2法に比べてB法による最適化すべり面の形状は大きい．

表-6.2 各法のアンカー力による支持力の増加(SS法)

Table 6.2 Increase of the bearing capacities depending on the anchor force on each locational method (SSM)

配置法	P_a	支持力増加量	増加率
A1	50 tf/m	71 tf/m ²	17 %
	100 tf/m	130 tf/m ²	31 %
A2	50 tf/m	67 tf/m ²	16 %
	100 tf/m	115 tf/m ²	27 %
B	50 tf/m	121 tf/m ²	29 %
	100 tf/m	193 tf/m ²	46 %

1tf=9.8kN

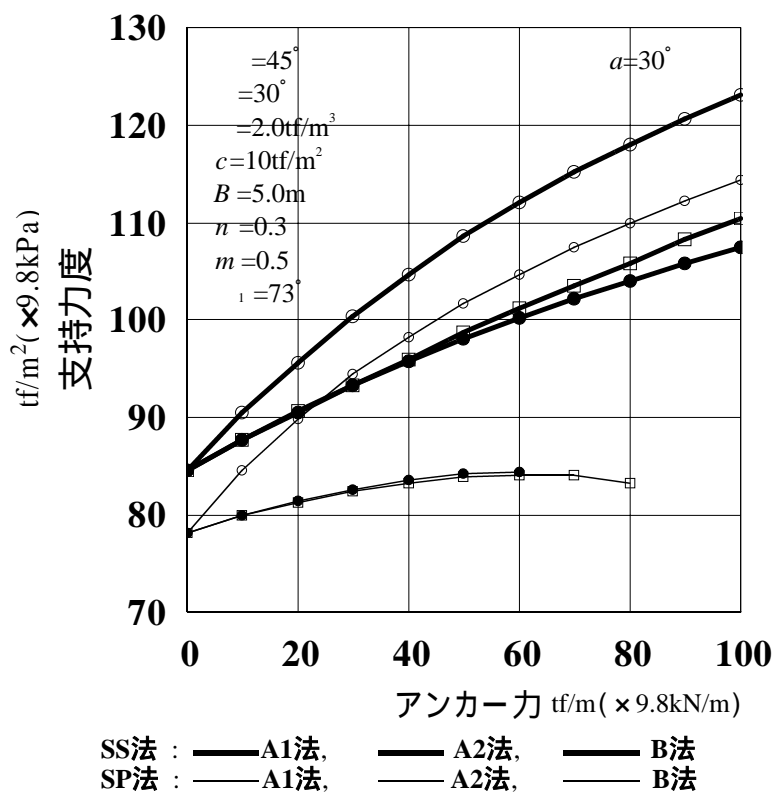


図-6.9 各配置法における支持力の変化(アンカー力)
 Fig. 6.9 Variations of the bearing capacities on each method depending on the anchor force

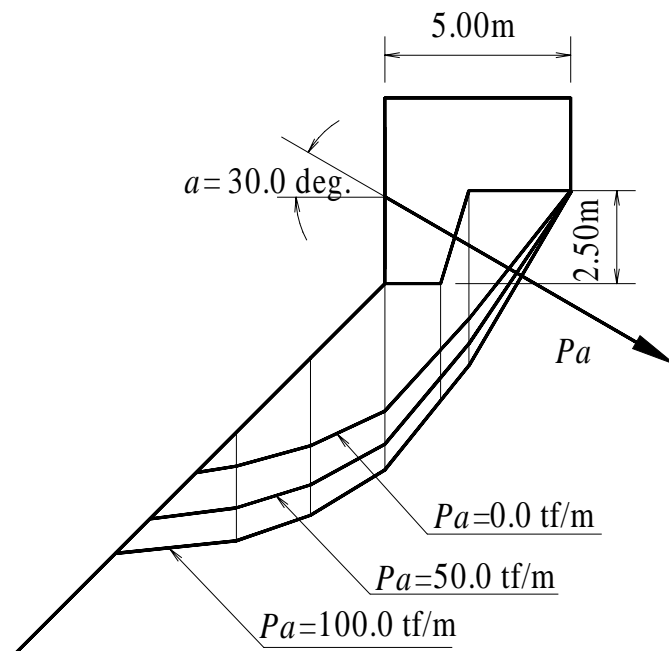


図-6.10 A2法によるすべり面形状(アンカー力)
 Fig. 6.10 Shapes of slip surface using the A2 method (anchor force)

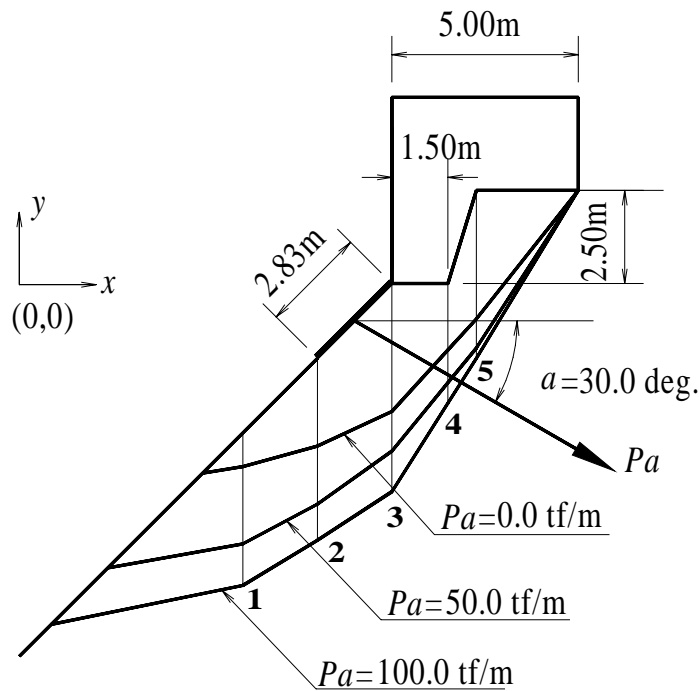


図-6.11 B法によるすべり面形状(アンカー力)
 Fig. 6.11 Shapes of slip surface using the B method (anchor force)

4.3 アンカー導入角 a に対する支持力の変化

各配置法(A1, A2, B)に対して、傾斜角 $=45^\circ$ の斜面を対象に、アンカー力 $Pa=50\text{tf/m}$ (490kN/m) の導入角 a が変化することによる支持力の変化をSS法を用いて解析する。その他の解析条件は4.2と同様とする。

解析結果を図-6.12に示す。この図において支持力は、各配置法ともアンカー導入角が増大すると低下する。4.2と同様A1法とA2法の支持力の差は小さい。アンカー導入角 a の増加による支持力の相対的な低下量は、SS法において各配置法(A1, A2, B)とも同程度である。具体的には、導入角 $a=0^\circ$ のときの支持力に対する $a=90^\circ$ のときの支持力の低下率は、A1法で約28%，A2法で約29%，B法で約25%である。B法は、A1法とA2法に比べて、 $0^\circ \sim 90^\circ$ の導入角のいずれの場合においても、アンカー力が効率的に作用する。導入角 a が 0° と 90° において、A1法、A2法によるSS法の支持力はそれぞれ約 105tf/m^2 ($1,029\text{kPa}$)、約 75tf/m^2 (735kPa) であるのに対して、B法では、それぞれ約1.08倍の 113tf/m^2 ($1,107\text{kPa}$)、約1.15倍の 86tf/m^2 (843kPa) を示す。

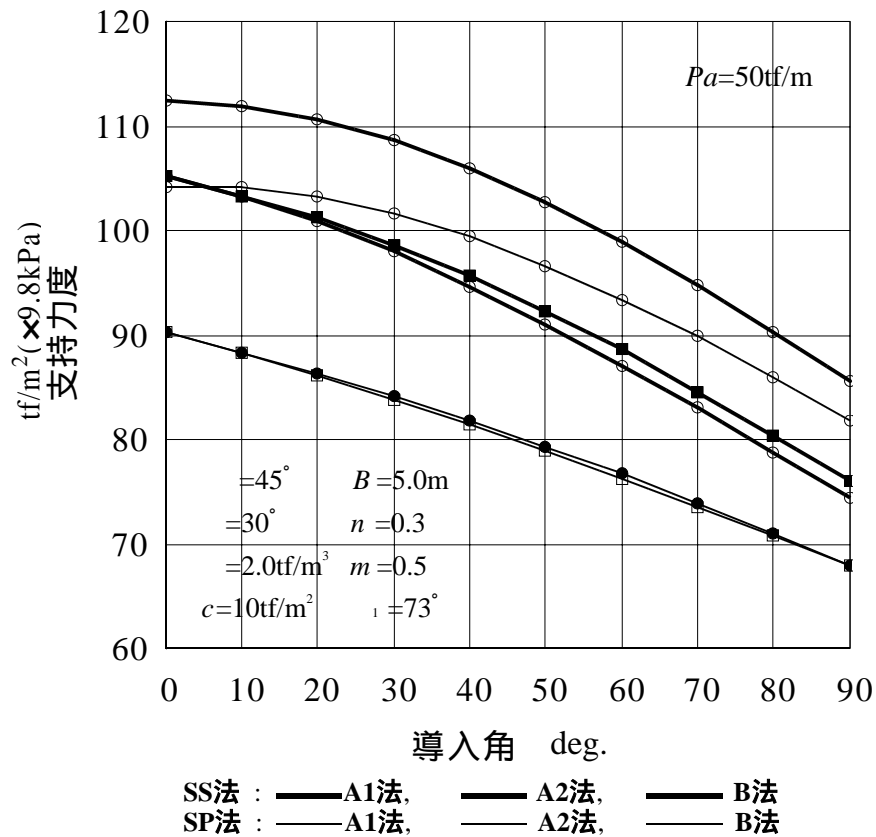


図-6.12 各配置法における支持力の変化(導入角)
 Fig. 6.12 Variations of the bearing capacities on each locational method depending on the anchor force angles

図-6.13に、B法によるアンカー力 $Pa=50\text{tf/m}$ (490kN/m)、導入角 $a=0^\circ$ と 90° のときのSS法による最適化すべり面を示す。 $a=0^\circ$ による最適化すべり面の形状は $a=90^\circ$ の形状より大きい。

以上の4.2, 4.3の検討から、段切り基礎の支持力増加工法として、アンカー工に有用性が認められる。また、段切り基礎の支持力を効率的に増加させるアンカー工の配置法として、アンカー力を基礎部に配置するA1法, A2法に比べ、基礎直下の斜面に配置するB法に優位性が認められる。

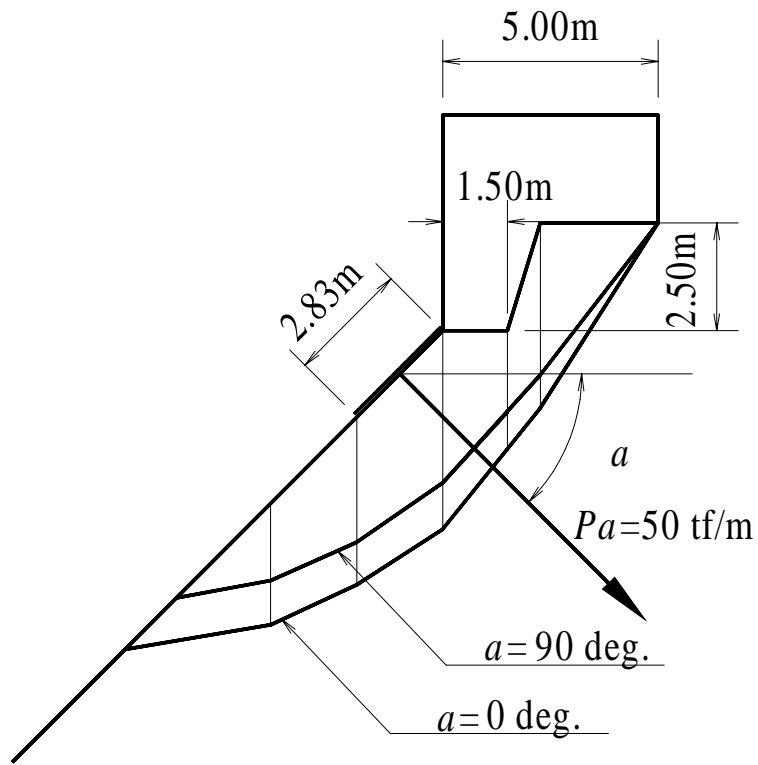


図-6.13 B法によるすべり面形状(導入角)
 Fig. 6.13 Shapes of the slip surface obtaining from the B method
 (acting angles of anchor force)

5 斜面にアンカー工を併用する段切り基礎の支持力

前節の4の検討において、段切り基礎の支持力を効果的に増加させるアンカー工の配置は、基礎直下の斜面にアンカー力を導入するB法であることを明らかにした。以下では、この配置法を用いたアンカー工による支持力の増加効果の特徴をSS法を用いて検討する。

5.1 アンカー力の大きさと導入角による支持力の変化

基礎直下の斜面にアンカー力を導入するB法において、アンカー力 Pa を変えた場合と導入角 a を変えた場合に対するそれぞれの支持力の変化を、SS法によって解析する。解析断面は、斜面傾斜角 θ を 45° 、内部摩擦角 ϕ を 30° と 40° とする2種類の斜面 ($c=10\text{tf/m}^2(98\text{kPa})$) とする。SP法の解析も参考として行う。解析条件は、段切り高さ比 m を 0.5 とし、他の条件と解析方法は前節の4.2と同じとする。解析は、 a を 30° としたときの Pa を $0\sim 100\text{tf/m}(980\text{kN/m})$ に変化させたときと、 Pa を $50\text{tf/m}(490\text{kN/m})$ としたときの a を $0^\circ\sim 90^\circ$ に変化させたときについて行う。

解析結果を図-6.14に示す。図の横軸は、アンカー力の値と導入角の値を共有している。上段の4本の線は $\theta=40^\circ$ における結果であり、下段の4本の線は $\theta=30^\circ$ における結果である。各因子 (Pa , a) の変化に対して支持力は、前節と同様、アンカー力 Pa の増加によって増大し、導入角 a の増加によって低下する。内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ における支持力に対して $\theta=40^\circ$ のときの支持力は、アンカー力 $Pa=50\text{tf/m}(490\text{kN/m})$ 、導入角 $a=30^\circ$ において約1.9倍を示し、土塊の内部摩擦角が大きくなると支持力が増大する。

5.2 斜面傾斜角とアンカー工の効果

傾斜角 θ が 30° , 45° , 60° の斜面に対して、 $a=30^\circ$ のアンカー工の導入による支持力の増加効果の違いをSS法を用いて検討する。SP法の解析も参考として行う。土質定数は、地盤の内部摩擦角 ϕ を 30° 、粘着力 c を $10\text{tf/m}^2(98\text{kPa})$ とする。段切り基礎の形状は、下段底面幅を $1.5\text{m}(n=0.3)$ とし、段切り

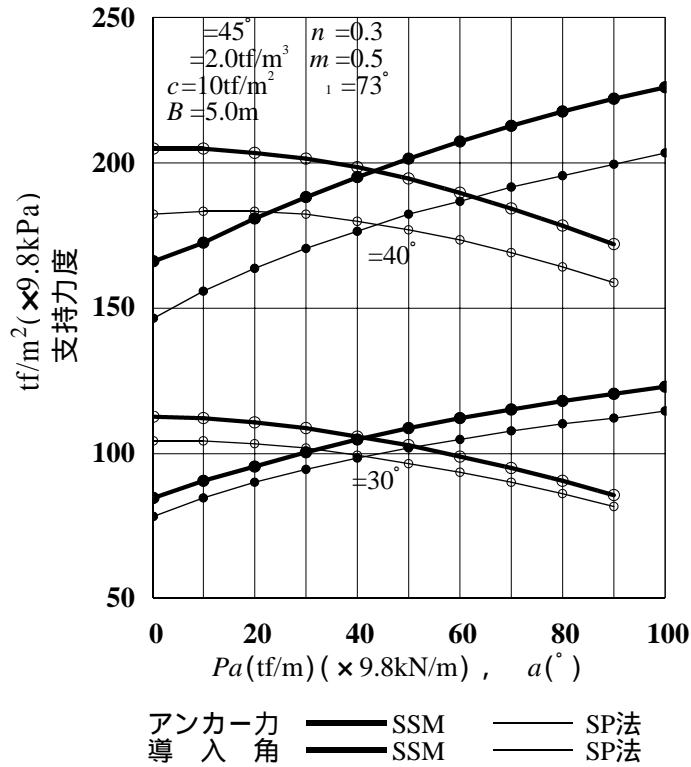


図-6.14 B法による支持力の変化

Fig. 6.14 Variations of the bearing capacities of the B method

高さ比 m は、斜面傾斜角 が 30° のとき 0.3 、 が 45° のとき $m=0.5$ 、 が 60° のとき $m=0.7$ とする。他の条件と解析方法は前節の4.2と同様とする。

解析結果を図-6.15に示す。図には求められた支持力が各斜面傾斜角 におけるアンカー力のない場合の支持力度に対する比によって示されている。SP法の結果は、斜面傾斜角が同一でアンカー力のない場合のSS法による支持力度に対する比によって示されている。

この図において、これまでの検討結果と同様、全ての傾斜角 の斜面において、アンカー力が増加すると支持力が増大する。SP法による支持力はSS法に対して小さい。SS法の支持力とSP法の支持力の差は、斜面傾斜角 が小さくなると拡大する。斜面傾斜角 が増加すると、アンカー力がないときの支持力に対するアンカー工による支持力の増加効果は増大し、 が 30° 、 Pa が 50tf/m (490kN/m) の場合のSS法による支持力は、アンカー力がないときの支持力に対

して約 1.20 倍であるのに対して，アンカー力 Pa が等しく，傾斜角 が 30° より大きな 60° のときは約 1.34 倍となる．この効果程度は，アンカー力の増加に対して増大する．3.3の検討からわかるように，斜面傾斜角 が大きくなると，支持力は小さくなるが，アンカー工による支持力の増加比は，斜面傾斜角が増加すると大きくなることがわかる．

以上，本節の検討において，基礎直下の斜面にアンカー力を導入する段切り基礎の支持力は，内部摩擦角が大きくなると増大する．また，アンカー力が増加すると支持力も増大し，導入角が大きくなると支持力は低下する．SP法の支持力はSS法に対して小さく，両法の差は，内部摩擦角が大きくなると大きくなり，斜面傾斜角が小さくなると大きくなる．斜面傾斜角に対しては，傾斜角が大きくなるとアンカー工による支持力の増加比が大きくなり，急斜面においてアンカー工が支持力の増加に効果的に作用することがわかる．

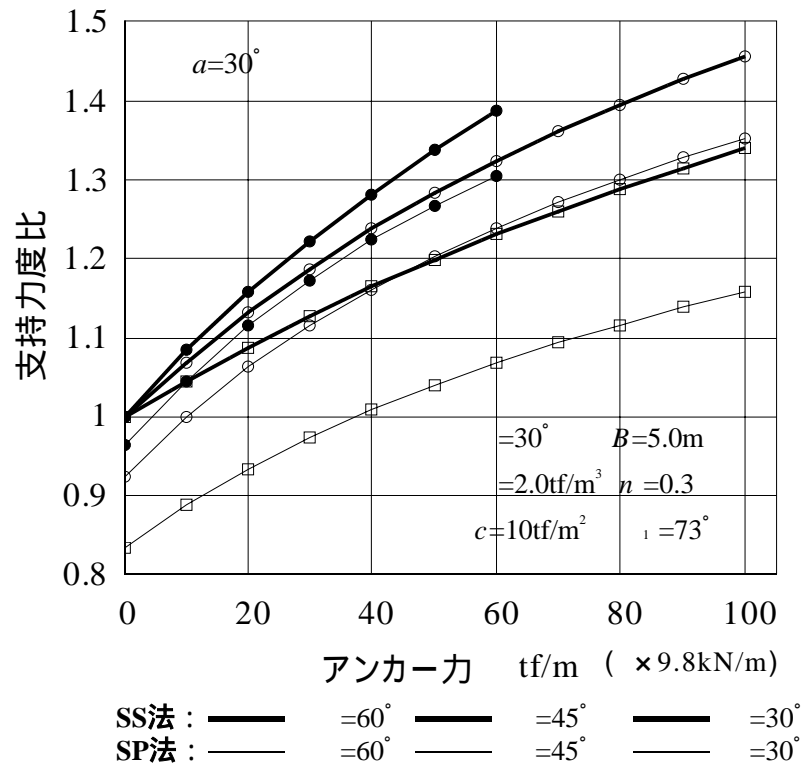


図-6.15 B法による支持力の変化(アンカー力)
Fig. 6.15 Variations of the bearing capacities of the B method

6 考 察

本節では、段切り基礎の支持力のアンカー力による増加効果が土塊内の応力状態や破壊メカニズムに与える影響を、SS法から得られるスライス境界の安全率によって考察するとともに、諸力のつり合いからアンカー工併用段切り基礎が支持力を発揮するメカニズムについて考察する。

6.1 アンカー力がスライス境界の安全率に与える影響

段切り基礎の設置された斜面にB法によるアンカー力を与えることによって生ずるスライス境界に沿ったせん断方向の安全率 F_{sb} (以下、本節において安全率という)の変化を求め、この変化からB法によるアンカー工が地盤に与える影響について考察する。解析に用いる斜面の傾斜角を 45° 、段切り高さ比 m を0.5とし、他の解析条件は、5.2と同じとする。SP法の解析も参考として行う。

こうした条件のもとで、アンカー力 P_a を0tf/mと50tf/m(490kN/m)としたときのスライス境界の安全率 F_{sb} について比較検討する。この場合のすべり面形状は、解析条件の等しい4.2で検討した図-6.11に示されている。各スライス境界の安全率の変化状況を図-6.16に示す。SS法の場合、荷重左端のスライス境界位置(図の横軸10mの位置)の安全率 F_{sb} はアンカー力の有無にかかわらず1.0を示す。アンカー力がない場合、安全率はこの境界の左側で $F_{sb}=1.5\sim 2.0$ 、右側で $F_{sb}=1.2\sim 2.5$ の変化を示す。この場合の各境界の内力の作用角は $28^\circ\sim 48^\circ$ の範囲で推移する。そしてアンカー力 $P_a=50\text{tf/m}$ (490kN/m)が作用すると、安全率 F_{sb} は荷重左端のスライス境界の左側でアンカー力のない場合に対して低下傾向($F_{sb}=1.1\sim 2.1$)を示すが、右側で増加傾向($F_{sb}=1.5\sim 2.8$)を示す。アンカー力の導入によって、基礎真下のスライス境界におけるせん断方向の危険性が分散されていることがわかる。このときの各内力の作用角は $20^\circ\sim 47^\circ$ の範囲で推移する。

SP法の安全率 F_{sb} の変化は小さく、アンカー力のない場合 $F_{sb}=1.3\sim 1.8$ 、アンカー力 $P_a=50\text{tf/m}$ (490kN/m)が作用してもアンカー力のない場合と同程度の $F_{sb}=1.3\sim 2.0$ の範囲で推移する。このときの各境界の内力の作用角は、 $P_a=0\text{tf/m}$ の場合 33.4° 、 $P_a=50\text{tf/m}$ (490kN/m)の場合 37.6° を示す。

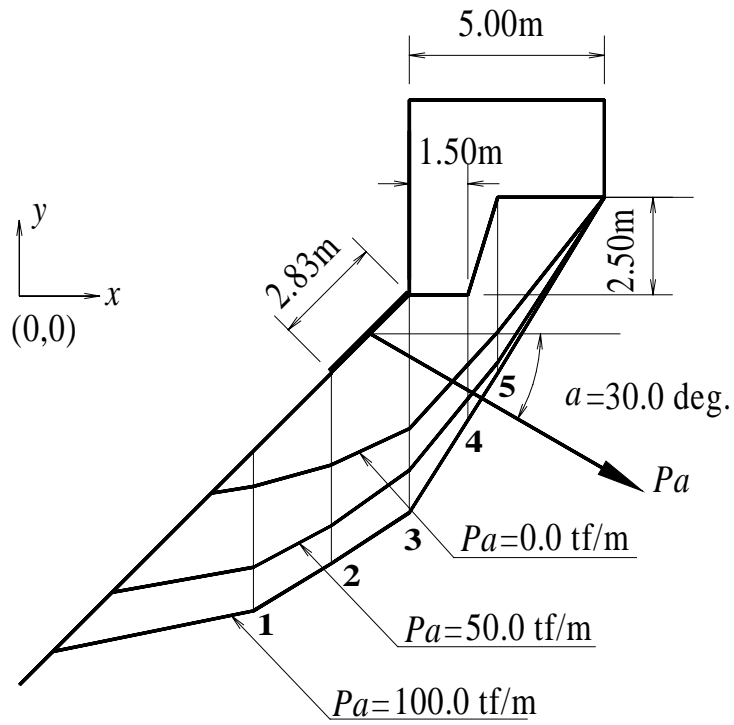


図-6.11 B法によるすべり面形状(アンカー力)
 Fig. 6.11 Shapes of slip surface using the B method(anchor force)

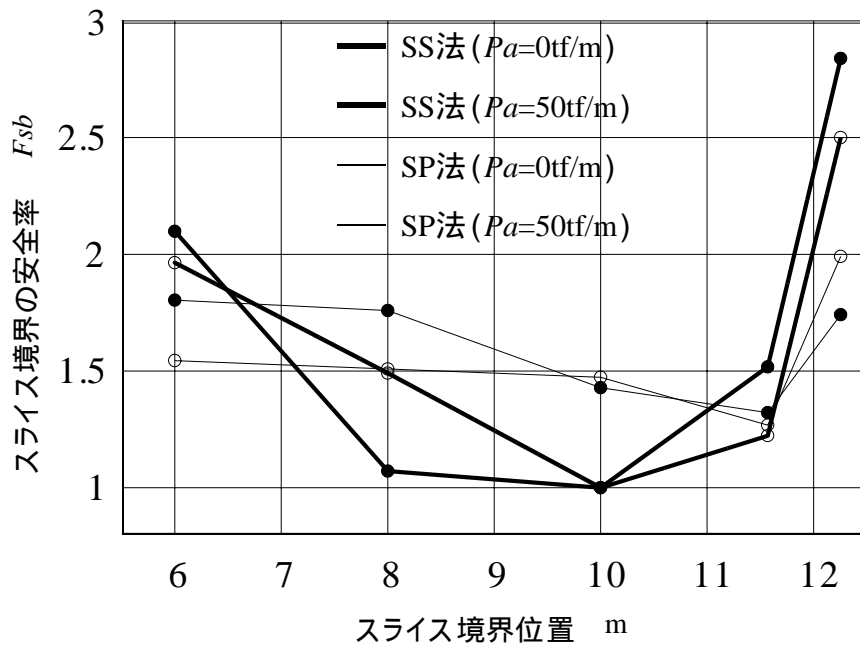


図-6.16 スライス境界における安全率の変化
 Fig. 6.16 Variations of the safety factor along the interslice planes

次に、アンカー力 Pa が増加した場合の安全率 Fsb の変化状況を図-6.17に示す。図に示す凡例の番号は、斜面下から付番されており、同じ条件で解析された図-6.11の断面に示すスライス境界の番号に対応する。

アンカー力はスライス境界番号 2 と 3 の間のスライスに作用している。このスライスの上側境界(境界番号 3)に沿ったせん断方向の安全率 Fsb は、アンカー力 $Pa=0 \sim 60\text{tf/m}$ (588kN/m) において塑性状態 ($Fsb=1$) にあるが、 60tf/m (588kN/m) を越えると Fsb は上昇しはじめ、 $Pa=100\text{tf/m}$ (980kN/m) において $Fsb=1.38$ に達する。一方、アンカー力の作用するスライスの下側境界(境界番号 2)の安全率 Fsb は、アンカー力がないとき $Fsb=1.49$ であったものが、 Pa の増加に伴ってしだいに低下し、 $Pa=60\text{tf/m}$ (588kN/m) を越えた段階で塑性状態 ($Fsb=1$) に達して、以後、この状態で推移する。導入角 $\alpha=30^\circ$ のアンカー力の増加は、上側スライス境界における軸応力を増大させるため、この境界におけるせん断抵抗力を増大させる作用をもつ。逆に、下側境界において、アンカー力の増加は、上側スライスから伝達される内力の水平成分を減少させるとともに、アンカー力の鉛直成分によって境界におけるせん断力を増大させる作用をもつ。

このようにアンカー力がスライス境界に及ぼす作用によって、上側境界は塑性状態を脱し、逆に下側境界は塑性状態に移行するものと考えられる。このことは、アンカー力のないときの土塊の破壊メカニズムが、アンカー力の導入によって変化することを意味する。

この破壊メカニズムの変化に対応して、上昇傾向にあった末端部 1 番の境界における安全率 Fsb は下降に転じ、同様に基礎下の 5 番の境界においても下降に転じている。これは、破壊メカニズムの変化が原因して、土塊内での応力の再配分が行われた結果と考えられる。4 番の境界の Fsb の変化は、3 番の境界が塑性状態において一様な上昇を示し ($Pa=0 \sim 60\text{tf/m}$ (588kN/m))、その後、上昇勾配がゆるくなるという特徴をもつ。この境界(4番)の安全率が破壊メカニズムの変化後も下降に転じないのは、アンカー力が 4 番のスライス境界の軸応力を増加させていることが関係しているものと考えられる。基礎真下の 3 番、4 番、5 番の境界の安全率 Fsb は、アンカー力のない場合に対して大きくなっている。つまり、アンカー力を基礎直下の斜面に導入することによって、基礎真

下の境界の安全率 F_{sb} は増加する傾向にある。

SP法におけるスライス境界の安全率 F_{sb} は、5番以外の境界において、アンカー力の増加に伴って増大している。アンカー力の作用するスライスの下側の境界(1, 2)の相互に異なった変化傾向は認められない。上側境界(3, 4)も同様である。また、 F_{sb} の値のとり範囲はSS法に比べて狭く、相互に大きな差をもたずに推移している。これは、SP法が各スライス境界の内力作用角に同一の値を採用していることが原因している。

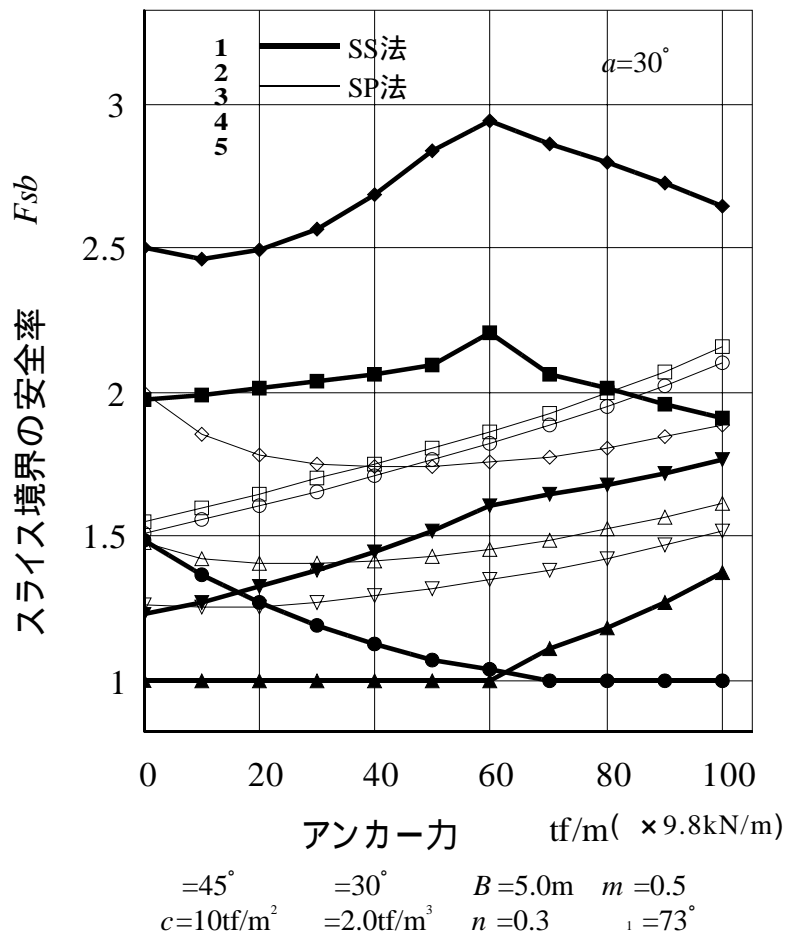


図-6.17 アンカー力によるスライス境界における安全率の変化
 Fig. 6.17 Variations of the safety factor along the interslice planes depending on the anchor force

6.2 段切り基礎における諸力のつり合いと段切り基礎の支持メカニズム

土塊の破壊現象において、基礎荷重やアンカー力などの外力と移動土塊の物体力との総和は、土塊内に生ずる内力が土塊内で力学的につり合っているため、安定地盤からもたらされるせん断抵抗反力とすべり面に垂直方向の反力との総和と等しくなければならない。

SS法はSP法の力学的つり合い条件を採用している。この条件は、第 4 章で示したように、各スライスと斜面全体で力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件を満足している。SS法による解析から得られる支持力は、移動土塊に作用する他の外力等との力学的つり合いを満足しながら算定される。このことをSS法の解析結果から確認し、基礎荷重の支持メカニズムを考察する。

検討に用いる解析断面は、斜面傾斜角 α を 45° 、土の単位体積重量 γ を 2.0tf/m^3 (19.6kN/m^3)、内部摩擦角 ϕ を 30° 、粘着力 c を 10tf/m^2 (98kPa) とし、段切り基礎幅 B を 5.0m 、段切り高さ比 m を 0.5 、段切り下段底面幅を 1.5m ($n=0.3$)、アンカー力 Pa を 50tf/m (490kN/m)、導入角 a を 30° とする。荷重分布は前節と同様の分布(等分布)とする。解析方法は、3.1と同様とする。

SS法による解析結果を図-6.18に示す。この図には、底面反力の分布、スライス間内力、内部摩擦角と粘着力とに基づくせん断抵抗力が示されている。底面反力に関しては、SS法(SSM)とSP法(SPM)とによる分布が併記されている。図に示すSS法の内力の作用角は、スライス境界の応力状態に応じた作用角を示している。これに対して、SP法の内力の作用角は、各スライスにおいて一定値 34.9° が得られている。

SS法によって求められるスライスに作用する諸力は、力のつり合い条件を満足している。このことを確認するため、諸力を水平成分と鉛直成分に分解して各成分の総和を求める。算定結果を表-6.3に示す。この表において、水平方向、鉛直方向の各成分の合計が 0 であることから、SS法から求められた諸力は、力のつり合い条件を満足していることがわかる。次に、諸力によるモーメントを基礎前面下端の座標を $(10\text{m}, 0\text{m})$ としたときの座標原点に対し、右回りを正として求めると、表-6.3の右欄に示すようにモーメントの合計は 0 となり、モーメントのつり合い条件も満足されている。表-6.3において、スライス間内力が土塊全体の力学的つり合いに関係していないことに留意したい。つまり、

底面反力の分布とすべり面におけるせん断抵抗力が決定できれば，移動土塊全体を一つの系とする力学的つり合い条件から，必要な諸力が求められることになる．

ところで，SP法は内力の作用角を各スライスで一定と仮定している．SP法もSS法と同じ力学的つり合い条件を用いているため，土塊全体を一つの系とする力学的つり合い条件は満足されている．ところが，支持力問題等におけるSP法の解の信頼性は低い．その理由は，底面反力(底面反力の垂直成分，底面におけるせん断抵抗力)は内力の関数であるため，内力が適切に評価できなければ，得られた解の信頼性は低くなるためである．別な言い方をすれば，極限平衡法の斜面安定解析において決定が難しい内力の作用角を適切に求めることは，底面反力の適切な分布を求めることと同義である．図-6.18に破線で示すSP法による底面反力の分布は，SS法に比べて凹凸が多く，内力が適切に評価されていないことが想定される．一方，SS法による底面反力の分布は，なめらかな変化を示し，内力が適切に評価されていることがわかる．

SS法の底面反力は，斜面最上部の荷重の真下が最も大きく，斜面の下側へ漸減する分布状況を示している．つまり，斜面上部に作用する荷重は，載荷荷重の真下の安定地盤から最も大きな支持を得て，力学的なつり合いを保っていることがわかる．

以上，SS法によるスライス境界の安全率の変化に関する考察と底面反力の状況による考察から，これまで知られていなかったアンカー工併用段切り基礎の支持力発揮による土塊への影響や支持のメカニズムが明らかとなった．また，SS法により諸力の変化や支持メカニズムの説明が可能であり，本考察からも，アンカー工を併用した段切り基礎において，SS法の妥当性と有用性が確認できる．

表-6.3 移動土塊全体のつり合い(単位 tf,m)
Table 6.3 Whole equilibrium of the sliding mass (1tf=9.8kN)

力の種類	水平成分	鉛直成分	モーメント
W	0	-69.0	630
Q	0	-543.4	6,793
Pa	-43.3	-25.0	182
N'	359.3	328.7	-2,917
$N' \cdot \tan$	-189.8	207.5	-3,017
$c \cdot l$	-126.2	101.2	-1,671
計	0	0	0

W : 土塊自重， Q : 基礎からの荷重， Pa : アンカー力
 N' : 底面反力の垂直成分， $N' \cdot \tan$: 内部摩擦角によるせん断抵抗力，
 $c \cdot l$: 粘着力によるせん断抵抗力

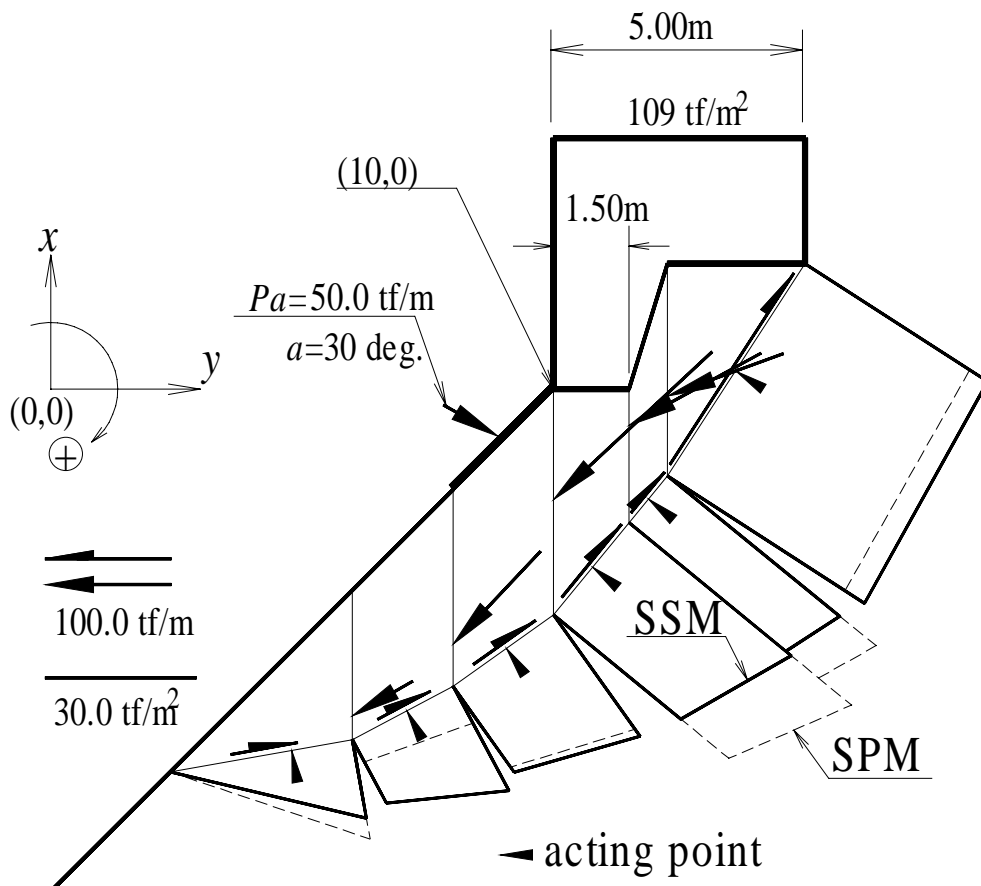


図-6.18 スライス間内力と底面反力の状況
 Fig. 6.18 Situation of the interslice forces and the normal forces on the base planes

6.3 変位から見た各配置法の特徴とアンカー工の優位性

6.3.1 各配置法の変位の特徴

各配置法による土塊の変位状況を把握するため、アンカー力を基礎に導入する方法(A2法)とアンカー力を基礎直下の斜面部に導入する方法(B法)を用いたときの荷重支持状態における土塊の変位状況をSS法を用いて解析する。基礎の段切り斜面にアンカー工を導入する方法(A1法)とA2法には、4.2と4.3において検討したように、支持力の増加効果に大差がなく、アンカー工の維持管理の観点からA2法に優位性が認められる。そこで、以下ではA2法とB法について検討する。

SS法は、極限平衡法では決定できない内力の作用角をスライスの変位から求めるものである。本来、変位を求めるために開発されたものではないが、弾性係数を与えることによって各スライスの変位が求められる。以下の検討にこの変位を用いる。

SS法におけるスライスは、変位の適合条件を満足しながら(付録4参照)、スライスに設定されたバネとスライス間内力の水平成分 Z_H' 、底面反力の垂直成分 N' とに基づいて変位する。このように変位したスライスと隣接するスライスの変位との相対的な鉛直変位 v を、スライス間に設定した鉛直弾塑性バネに与えて、スライス間内力の仮想的なせん断力 Z_{DV} を応力 - ひずみ関係から求める。次に Z_{DV} を力学的つり合い条件の満足する内力の鉛直成分(せん断力) Z_V に変換して最終的な解を得る(第 章参照)。したがって、SS法は、力学的つり合い条件を満足し、得られる変位も Z_H' と N' に関して応力 - ひずみ関係を満足しているが、内力の鉛直成分 Z_V に関して応力 - ひずみ関係を満足していない。これは、鉛直分割されたスライスに関する応力 - ひずみ関係の決め方が確立されておらず、SS法においてはひずみの定義と応力 - ひずみ関係を第 章の3.6.2に示したように簡便的に取り扱っているためであるが、大局的なスライスの変位を把握することはできる。また、SS法は、土塊のダイレイタンシーによる影響を関連流れ則にしたがって考慮している。スライスは、底面と境界が塑性時にせん断面に対してダイレイタンシー角をもって変位するが、その方向は変位量が増加しても一定として取り扱われている。

土塊の変位状況について、段切り高さ比 m を 0.5、アンカー力 Pa を 50tf/m (490kN/m)、導入角 a を 30° として算定する。アンカー工の配置法に A2法と B法を用いる。ここに、弾性係数 E を 10,000tf/m² (98,000kN/m²)、他の解析条件等を4.3と同様とする。

A2法におけるスライスの変位を図-6.19に、B法のスライスの変位を図-6.20に示す。スライスの変位量は、図の縮尺に対して 50 倍に拡大して示されている。両法のすべり面形状の大きさの違いは、支持荷重の大きさの違いによるものである。基礎真下の 3 つのスライスの鉛直変位量は、A2法とB法において大きな差が認められないが、水平変位量は、A2法ではアンカー力が基礎に導入されているため、B法に対して小さい。一方、B法は基礎直下の斜面にアンカ

一力が導入されているため，導入されている斜面に若干の沈み込みが見られる．一方，A2法ではこの斜面で若干の膨れ上がりが見られる．

4.2と4.3の検討において，支持力を増加させるアンカー工の配置法として，B法がA2法に対して効率的に作用することを示した．A2法とB法とにおける基礎真下のスライスの水平変位量の違いは，今回の解析ケースにおいて，4mm (A2法；2mm，B法；6mm)と大きくないが，A2法は，水平変位が小さく，基礎のわずかな水平変位も問題となる構造物の場合，効果的な方法となりうる可能性をもっているといえる．

6.3.2 段切り基礎におけるアンカー工の優位性

斜面を安定化する代表的な抑止工法としてアンカー工法の他に杭工法を挙げることができる．杭工法は，あらかじめ斜面内に打設された杭を介して，土塊の移動に伴う安定地盤からの反力を移動土塊に伝え，斜面を安定化する抑止工法である．このとき発揮される抑止力は，杭の変位量に応じたものとなる．アンカー工は，安定した地盤に定着されたアンカー体における反力が，受圧版を介して移動土塊に伝達されることによって，土塊の移動を抑止する工法である．

ところで，基礎に許容できる変位量は，上部に築造する構造物の性質によって決まる．通常，道路，鉄道などの基礎は大きな変位を避けなければならない．アンカー工法と杭工法における土塊の変位量は，使用する材料によって異なるが，一般に，抑止力が土塊の変位(杭の変位)によって生ずる杭工法が大きいので，基礎の変位量も大きくなる．一方，アンカー工法は，あらかじめ設計上必要なアンカー力を地盤に与えておくことによって，受圧版部の変位量を小さくすることができ，基礎の変位量も小さくすることが可能である．したがって，許容変位量の小さな構造物の基礎の支持力の増加工法として，アンカー工は適した方法といえる．

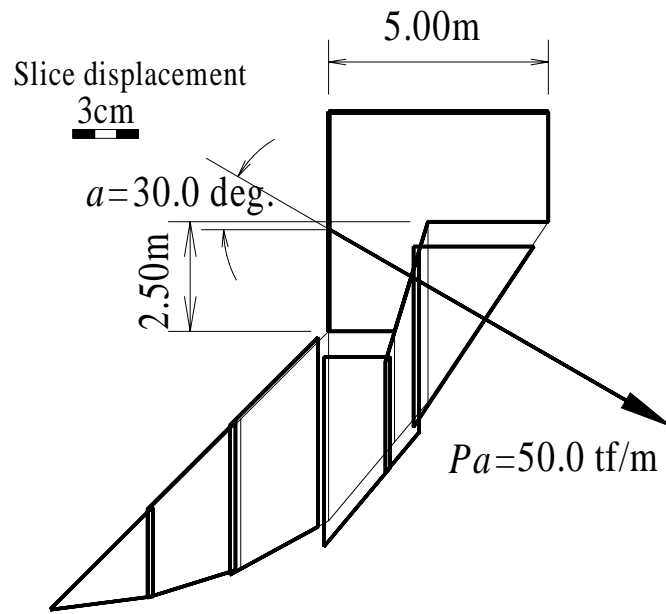


図-6.19 A2法によるスライスの変位
 Fig. 6.19 Slice displacement of the A2 method

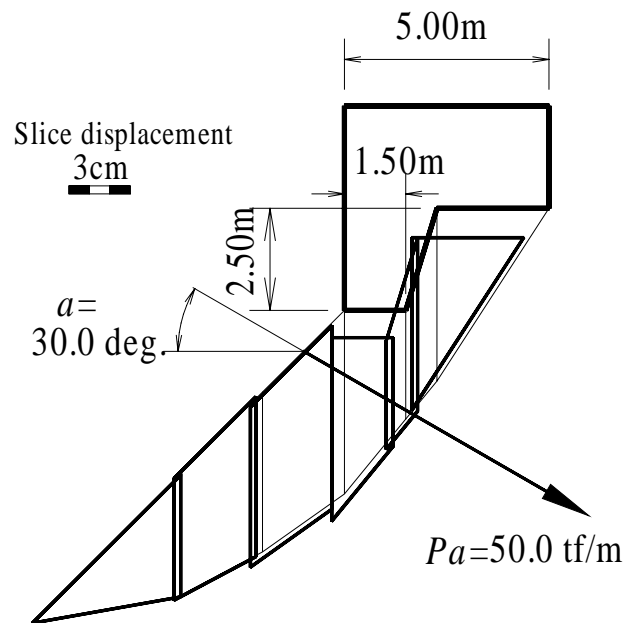


図-6.20 B法によるスライスの変位
 Fig. 6.20 Slice displacement of the B method

7 まとめ

SS法による段切り基礎の支持力は、毛戸ら(1988)の実施した模型載荷実験から得られた支持力、毛戸ら(1989)の提案する評価式による支持力、前田ら(1991)の提案する速度場法による支持力(前田ら, 1991)と比較的一致し、SS法が段切り基礎の支持力解析に対して適用性と有用性をもつことが示された。

アンカー工を併用した段切り基礎の支持力の検討に先立ち、斜面上平坦基礎におけるSS法の解析精度について検討した。この検討から、荷重分布を考慮した解析法により解析精度がわずかではあるが向上すると考えられた。また、土塊に粘着力と自重がなく斜面傾斜角が内部摩擦角より緩い場合の支持力に関する主動部と受働部の一般的な境界条件は、支持力の解析精度を向上させる条件にならないと判断された。

次に、アンカー工を併用した段切り基礎の支持力を求めることにより、支持力を効果的に増加させるアンカー工の配置法やアンカー工による支持力の増加効果などの特徴について検討した。その結果から、各項目に関して以下の結論を得た。

アンカー工の役割に関して；

アンカー工は、段切り基礎の支持力増強に効果的である。

アンカー工の配置法に関して；

支持力は、アンカー力を段切り基礎の基礎部や基礎直下の斜面部に導入すると増加する。

アンカー力による支持力の増大効果は、アンカー力を段切り基礎の基礎部に導入する場合に比べ、同荷重のアンカー力を基礎直下の斜面部に導入する場合の方が大きい。

基礎真下の土塊の水平方向変位は、段切り基礎自体にアンカー力を導入すると、段切り基礎直下の斜面部にアンカー力を導入する場合に比べて、小さくなる。

支持力の増加効果に関して；

支持力は、同荷重のアンカー力においてアンカー力の導入角を小さく(緩く)すると大きくなる。

アンカー工による段切り基礎の支持力の増加比は，斜面傾斜角が大きくなると増大する．

SP法による支持力は，速度場法とSS法による支持力に対して誤差の大きい小さな値を示すが，斜面傾斜角が大きい場合や土質強度(内部摩擦角，粘着力)が小さい場合には，誤差は小さくなる．

最後に，SS法によるスライス境界の安全率の変化と底面反力の状況から，段切り基礎における，アンカー工による土塊への影響と地盤の支持メカニズムを明らかにした．

本章で検討した斜面上基礎の支持力を増加させるためのアンカー工は，底面が平坦な基礎に対しても採用できる有用な工法である．この工法は，既に設置された底面が平坦な基礎や段切り状の基礎の耐震対策等の補強としても活用することができ，今後の活用が期待される．

SS法は，斜面土塊に作用する外力などが複雑で，破壊メカニズムの把握が難しく解析上取り扱いにくい土塊のせん断現象にも適用が可能である．具体的には，荷重が傾斜している場合，あるいは他に作用荷重のある場合においても適用が可能である．地震力を静的な力と考えれば，スライスの変位が求められ，地震時の解析も可能となる．また，第 4 章の 6 に示したように，土塊内の間隙水圧も考慮することができる．このように SS法は，正解値を与えないが，様々な荷重条件での解析が可能な方法であり，第 4 章の 5 で実施したように地形条件も任意に設定することができるため，個別問題に対して実用的に精度の高い解を与え，また応用範囲の広い方法といえる．

第 章

結 論

第 章 結 論

Chapter Conclusion

本論文では，極限平衡法に基づく斜面安定解析法の確立のために，スライス間内力の不静定問題を解決する一つの方法として「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 (Slice Spring Method ; SS 法)」を提案し，その妥当性と有用性について検討した．

斜面安定解析法の研究の歴史は古く，その原型は Coulomb の土楔論が発表された 1773 年にまでさかのぼるといわれており (土質工学会,1989a)，それ以降，多くの斜面安定解析法が提案されてきた．当初は円弧すべりに対する解析法が研究対象となっていたが，引き続き，非円弧すべりへの拡張の研究が進められた．非円弧すべりに適用可能な解析法が開発された段階から，次には，極限平衡法のもつ力学的な不静定問題の解決法が着目された．この問題に一つの解決を与えたのは，Morgenstern,N.R.と Price,E.V.(1965)の方法(M&P法)である．彼らの方法は，現在においても評価の高い方法である．この方法によって，力学的に静定化された斜面安定解析法は一つの完成をみるにいたった．

M&P法とこの方法にきわめて類似したSP法 (Spencer) (Spencer,1973)とは，スライス間内力(以下，内力という)に関する仮定式を導入している．これらの方法の仮定式は，各内力の作用角を規定する定数をもっているが，決定法には不明な点が多く，適切な求め方が明らかになっていなかった．したがって，M&P法とSP法は，定数を変えることによって複数の解が存在するため，一般に各スライス間内力の作用角を一定(平行)とする定数(通常 1)を用いて解析しているのが現状であった．

このような内力の作用角を，適切に決定するための研究が，Sarma(1973, 1979)，Chen(1983)，望月ら(1986)，Fan(1986)，Srbulov(1987)，榎ら(1990)によって行われた．Sarma(1973)，Fan，Srbulov の研究は，既に正解値の明らか

となっている支持力問題等による検証が示されていないものであった。また、望月ら(1986)の方法は力学的根拠が明確でないのが現状である。Sarma(1979)と榎らの方法は、支持力問題等のようにスライス境界における安全率が明らかでない問題に対しては、精度の高い解を与える方法である。ところが、斜面安定解析のようなスライス境界の安全率が明らかでない問題に対しては、解を唯一なものとして算出するにはさらに工夫が必要である。このような現状から、合理性をもったスライス間内力の算出が可能な方法としてSS法を提案した。

SS法は、スライスの変位に基づいて内力の作用角が合理的に決定される。そして、求められた作用角によって力学的つり合い条件の満足された解を与える。SS法の力学的つり合い条件には、SP法(Spencer法)の条件、つまり各スライスに対して力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が用いられている。SS法にSP法の力学的条件を用いた理由は、この条件が鉛直分割法の条件として一般性をもっていることと、この条件を厳密に取り扱っているM&P法に対して、十分な精度を有していることを確認したからである。

斜面安定問題と同様の地盤の破壊現象を取り扱う支持力問題においては、土塊内の内力の作用角が場所によって大きく変化する。このため、従来の極限平衡法による斜面安定解析法では、一般に大きな誤差が発生する(Hansen,1966)。ところが、SS法を用いると、支持力問題に対しても精度よく解析することができる。その理由は、スライスの変位を考えて内力の作用角を決定することによって、合理性のある内力の作用角が算出されるためである。

従来は、斜面安定問題、土圧問題、支持力問題の3つの地盤の破壊問題を別々の解析手段によって取り扱わざるを得なかった。しかし、SS法を用いることによって、これらの3つの問題を同一の解析法によって取り扱うことが可能となった。このことから、SS法が地盤の破壊問題に対し高い有用性をもち、また斜面安定問題にも有効な方法であることがわかる。SS法によって、極限平衡法による斜面安定解析の課題であった不静定問題の適切な解決が可能となり、M&P法とSP法の内力の仮定式に含まれていた不確定の定数 $f(x)$ 、 k_i の決定が可能となった。以下、論点を整理して結論とする。

1) 不静定問題の解決法の不十分性

不静定問題の解決のための研究の変遷は大きく分けると2つある。第1は力学的に不静定状態にあった解析法を静定化する研究であり、第2は静定化条件を合理的に決定するための研究である。第1の研究では、M&P法やSP法によって一つの完成をみるにいたった。一方、第2の研究では、スライス間内力を鉛直スライス内の応力状態から決定する方法(Sarma,1979)や有限要素法の解析結果を利用する方法(Fanら,1986)などが提案された。ところが、これらの方法では、問題の解決が十分とはいえない状況にあることを示した。

今回の研究は第2の変遷に位置づけられるものである。

2) SP法の合理性

新たな斜面安定解析法を提案するにあたり、第1章のM&P法とSP法の類似性と一般性において、M&P法とSP法に用いられている力学的つり合い条件と内力に関する仮定式のもつ意味について考察し、SP法の合理性を示した。

M&P法やSP法が提案される前に開発された斜面安定解析法は、いずれも力学的に不静定な状態であったが、この2つの方法において、静定化された。M&P法とSP法では、解析式を静定化するために、内力に関する仮定式に未知数を1つ付加して、条件数と未知数の数を合わせている。そして、ともに各スライスに対して力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が用いられている。

M&P法の力のつり合い条件は、この方法が微分形式を用いて誘導されているが、結果的にSP法の力のつり合い条件と同義であることを示した。モーメントのつり合い条件については、M&P法のモーメントのつり合い条件式の積分に台形公式を用いた近似式(Morgenstern & Price, 1967)と、SP法のモーメントのつり合い条件式とが同義であることを示した。両解析式の力学的つり合い条件の類似性と、M&P法とSP法の内力の仮定式と同義性から、両者の解に差が生じる原因は、M&P法ではモーメントのつり合い条件式が厳密に積分されているのに対して、SP法では近似的な台形公式が用いられている点にあることが明らかとなった。これまで、M&P法とSP法の両者が類似した方法であると指摘されてきた(Fredlundら,1981)。ところが、両者の解析式がどのように類似し、何が異なっているかを明らかにした報告はなかった。第1章の検討によっ

て、これらの議論に対する一つの解答が与えられた。

M&P法では、すべり面などを水平長に対する関数で表現して厳密に解析式が誘導されている。ところが、式を簡単にするため、スライス底面を直線とする仮定が導入されている。そこで、「すべり面が直線で構成される断面」に対して、M&P法とSP法を用いてすべり面の直線部のスライス分割数を変化させて数値解析を行った。その結果、M&P法ではスライス数の増減に対して解が一定であることがわかった。一方、SP法ではモーメントのつり合い条件が一部近似的に取り扱われているため、直線部のスライス分割数によって解に変化が発生した。以上の解析例による検討からも、M&P法とSP法の力学的つり合い条件の違いが示された。さらに、M&P法を「非直線すべりの断面」に用いた場合は、「すべり面が直線で構成される断面」の場合と異なり、スライス分割数の増減によってどうしても解に変化が発生する。そこで、この変化量をM&P法とSP法によって求めた結果、M&P法とSP法との解の差は、スライス数の増減によるM&P法の解の変化に比べて、非常に小さいことがわかった。このことから、「非直線すべり断面」に対して、SP法の解は、M&P法に対して十分な精度をもつことが示された。

ところで、M&P法とSP法に用いられている力学的つり合い条件は、斜面安定解析に特有のものではない。この条件は、ある物体が力学的につり合うための普遍的な原理と同じ原理である。このことから、両者の力学的つり合い条件には、斜面安定解析式として一般性を認めることができる。一方、力学的な静定化のために導入された内力の仮定式は、M&P法やSP法に独自のものである。したがって、一般性のあるSP法の力学的なつり合い条件を用いながら、内力に関してSP法以外の他の仮定を導入しても斜面安定解析が可能であることが推論された。そこで、この推論を実証するため、内力の作用角に関する係数を未知数とする方法(SP法)のかわりに、内力の作用位置に関する係数を未知数とする解析法によっても、SP法の力学的つり合い条件の満足された解が得られることを示した。このことから、SP法の力学的つり合い条件の一般性と、SP法の内力の仮定式の独自性が示された。

以上の検討結果から、力学的つり合い条件に、M&P法に対しても十分な精度があり、かつ力学的条件として一般性のあるSP法を用い、内力に関し

ては、これを合理的に決定するための新たな考え方をを用いることの2つによって、これまでの方法に比べてより合理的な斜面安定解析法の開発の可能性が示された。

3) SS法による内力の決定

スライス間内力の合理的な決定のために、第 4 章スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法において、「スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 (Slice Spring Method ; SS法)」と称する新たな方法を提案した。この方法は、第 4 章の検討結果を踏まえて、力学的つり合い条件にSP法を用い、内力の作用角を新たな考え方によって決定している。この方法の内力の作用角は、スライス境界と底面に弾性バネ等を設置したモデルを用いてスライスの変位から決定される。

内力の作用角を求めるために、土塊を弾塑性体と仮定した。このような物体の変位が表現できるように、スライスを剛体としたうえで、スライス境界に垂直な線形弾性バネと平行な弾完全塑性バネを置き、スライス底面に線形弾性バネと平行なスライダを設けたモデルを提案した。この方法では、スライスに取り付けられたバネに、力のつり合い条件から得られる内力と底面反力とを与える。すると、バネの作用によってスライスが移動し、隣接スライスに相対的な鉛直方向の変位が生ずる。この変位から、内力の仮想作用角と呼ぶものを求める。このときのスライスの変位はスライス底面と境界面に平行方向を基本としている。スライスの変位から求められる内力の作用角(仮想作用角)は、必ずしも力学的つり合い条件の満足されたものとはならない。このため、内力に関する仮定式に導入された係数 k を力学的つり合い条件が満足されるように定めることによって、仮想作用角を内力の作用角に変換する。この係数 k は別な表現を使えば、力学的な静定化のための係数(Scaling factor)といえる。このようにして求められた内力の作用角は、力学的つり合い条件の満足されたものとなる。

内力の作用角を求める式を誘導した結果、バネ定数に平面ひずみの一軸状態を想定すると、この式は弾性係数に依存せず、結果的に内力の作用角がポアソン比を含む因子から決定される。

SS法においては、解析精度向上のために底面反力の作用位置について新た

な考えを導入した。SP法では、底面反力の作用位置を底面の midpoint と仮定している。しかし、厳密には midpoint でないことは明らかである。一般に底面反力の大きさは、すべり面沿いに連続的な変化を示す。そこで、SS法では底面反力の変化の連続性に着目して、この変化傾向から想定される底面反力の分布荷重を用いて底面反力の作用位置を決定する方法を導入した。ところが、この方法では、末端や上端スライスに対しては、片側の隣接スライスが存在しないことから、作用位置を決定することができない。斜面安定問題では、末端や上端のスライスの底面反力の作用位置の違いによる解への影響は小さい。しかし、末端や上端スライスに上載荷重の作用する問題、たとえば支持力問題では、上載荷重の作用するスライスの底面反力の作用位置は解析結果に大きな影響を与える。このため、SS法においては、底面反力の作用位置が、内力の作用角や作用位置と同様、不静定量であることから、末端と上端のスライスの底面反力の作用位置をより妥当と考えられる便宜的な方法で決定している。そして、第 3 章、第 4 章の解析結果から、この方法によって、妥当性のある解が求められることが示された。

4) SS法の高い有用性

SS法の高い有用性を示すために、第 3 章スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法の第 4 節、および第 4 章地盤の代表的破壊問題におけるSS法の有用性において、斜面安定問題、土圧問題、支持力問題、アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題、間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題、へ SS法を適用した。その結果、上の地盤問題の代表的破壊現象を解析する方法としてSS法に有用性があることが示された。

第 3 章前半においては、SS法の有用性の検討に先だち、SS法に用いられている力学的つり合い条件が仮想仕事の原理から誘導されることを示した。SS法の力学的つり合い条件はSP法の条件を基本としている。この条件のうちのSP法の力のつり合い条件式が、スライスに回転のない仮想変位を想定することによって求められることを示した。次いで、この条件のうちのSP法のモーメントのつり合い条件式が、スライスに回転だけを想定した仮想変位によって求められることを示した。SS法の力学的つり合い条件が、仮想仕事の原理から求められることから、この条件には一般性を認めることができる。この方法

によって、斜面安定解析式の力学的つり合い条件が明解に誘導されるため、今後、斜面安定解析式の一般形として利用することができる。

SS法の有用性については、まず第 3 章の第 4 節において、望月ら(1986)が用いた断面に対し、SS法によって妥当と考えられる内力が求められることを示した。また、このときの安全率は、榎らの提案した一般分割法(榎ら,1990)の理論的にとりうる範囲内にあり、M&P法に近い値となった。次に、榎らが解析した断面(榎ら,1990)を用いて、一般分割法によって算出された理論的にとりうるすべり面形状の範囲内に、SS法のすべり面が存在することを示した。そして、この解析から得られた断面に対する剛体ばねモデルによる解析結果から、内力の作用位置以外の内力の鉛直成分と水平成分、内力の作用角、スライス境界の安全率について、SS法の結果と剛体ばねモデルとがよく一致することを示した。

次に、第 4 章において、地盤の代表的破壊問題である土圧問題に対する SS法の有用性を検討した。内部摩擦角 30° の地盤を対象に主働土圧係数 K_a と受働土圧係数 K_p を求めた。その結果、Sokolovsky(1958)の示した壁面摩擦角 30° の土圧係数との誤差が、 K_a で -1.3% 、 K_p で 4.3% となり、Sokolovsky の値とよく一致した。さらに、主働くさびと受働くさびのそれぞれの中央の鉛直スライス境界で、内力の作用角が水平になる境界条件を与えて解析した。その結果、誤差は K_a で -0.3% 、 K_p で 0.3% であった。スライス分割数を増加させると、土圧係数は漸近値をもち、その値に妥当性が認められた。

次いで、支持力問題に対する SS法の有用性を検討した。粘着力に関する支持力係数 N_c 、上載荷重に関する支持力係数 N_q 、滑面を対象とする自重に関する支持力係数 N_r の解析を、 N_c 、 N_q に対しては内部摩擦角 30° の地盤を想定し、 N_r に対しては 35° の地盤を想定して行った。SS法による N_c 、 N_q の解析結果から、主働くさびと受働くさびの鉛直中央スライス境界の内力の作用角が水平に近く、理論上求められる角に近い作用角が求められることを示した。同様に、 N_r の解析結果から、受働くさびの鉛直中央スライス境界の内力の作用角が水平に近い角であることを示した。さらに、土塊が破壊する側の支持力荷重端部における鉛直境界では塑性変形することが知られているが、SS法によって同じ現象が発生することを示した。以上の支持力問題における内力状態の検

討によって、SS法から算出される内力の作用角に妥当性があることが示された。また、このときに得られた支持力係数が、 N_c に対しては Reissner(1925)、 N_q に対しては Prandtl(1921)、 N_r に対しては Grahamら(1971)の算出した支持力係数によく一致し、それぞれの誤差が、 N_c で 7.0%、 N_q で 6.5%、 N_r で 4.0%となった。ここで、土圧問題と同様に、主働くさびと受働くさび中央鉛直境界で内力を水平とする境界条件を与えて解析した。その結果、この条件がないときに比べて支持力係数 N_c 、 N_q 、 N_r がそれぞれ Reissner、Prandtl、Grahamらの算出した支持力係数にさらに近づき、それぞれの誤差が、 N_c で -3.7%、 N_q で -2.7%、 N_r で 1.7%となった。また、各支持力係数はスライスを増加させることによって漸近値をもち、その値に妥当性が認められた。

さらに、各内部摩擦角の地盤に対する支持力係数をSS法によって解析し、得られた支持力係数 N_c 、 N_q が正解値である Reissner、Prandtl の支持力係数、 N_r が Sokolovsky(1958)、Davisら(1971)の値とよく一致することがわかった。一般に極限平衡法による斜面安定解析法を用いて支持力問題を解析すると大きな誤差が発生することが知られている。SS法の解が、正解値である Reissner、Prandtl の支持力係数とよく一致していることから、この方法の有用性が示された。

最後に、アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題、間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題にSS法を適用した。まず、SS法による解析結果からアンカー力の導入による内力の変化が、土塊の変位から想定される内力の変化傾向と一致することを示した。そして、剛体ばねモデルとSS法の解析結果を比較して、求められた内力の作用角のスライス毎の変化傾向が両方で類似していることを示した。同様に、間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題に対しても、剛体ばねモデルとSS法の解析結果が類似していることを示した。

以上、斜面安定問題、土圧問題、支持力問題、アンカー力の作用する地すべり斜面安定問題、間隙水圧の作用する地すべり斜面安定問題、に対する解析結果から、SS法の地盤の代表的破壊問題全般に対する有用性が認められた。

地盤の破壊問題を取り扱う代表的な方法として、この他に極限解析法(Limit Analysis Method)がある。この方法では、可容速度場(上界法)や可容応力場(下界法)を見いだす必要がある。ところが、一般に斜面安定問題ではこれらを見

いだすことが難しいため、極限解析法は斜面安定問題に適用し難いものである。さらに、土圧問題や支持力問題に対しても、土塊に自重のある場合には、可容速度場や可容応力場を見いだすことが一般に難しいため、極限解析法は適用しにくいものとなっている。これに対して、SS法では、通常の極限平衡法と同様な解析データによって解が求められる。さらに、SS法は任意の地形条件においても解析が可能であるため、地盤の破壊問題に対して適用範囲の広い方法といえる。また、スライス間内力の作用角の一部が既知であれば、この条件を与えることによって、より精度の高い解を求めることが可能である。

5) アンカー工の合理的な配置法

SS法を用いた応用例として、斜面の安定化のために用いられるアンカー工の効率的な配置等に関する基礎的な検討を、第 4 章 SS法によるアンカー工の配置に関する検討において行った。M&P法やSP法では、内力の仮定式に含まれている $f(x)$ 、 k_i の値に通常 1 を用いているため、この方法による内力の作用角は各スライスで平行となり、アンカー力の影響が十分に評価されない。一方、内力が合理的に求められるSS法においては、アンカー力のより適切な評価が可能であり、解の信頼性が高い。そこで、SS法を用いた解析例によって、アンカー工の合理的な配置に関する基本的考え方を示した。

まず、アンカー力の作用によって生ずるスライス間内力の変化が、SS法による解析によって表現されることと、SS法の安全率がSP法に対して大きくなることを示した。続いて、アンカー力の導入位置と導入角の違いが必要アンカー力に与える影響についてSS法を用いて検討し、その検討結果から、導入位置を斜面上部に移動させることによって必要アンカー力が大きくなることと、導入角を大きく(鉛直に近い角に)することによって必要アンカー力が大きくなり、その力の増大傾向も大きくなることを示した。

上述の検討から、アンカー力の導入位置を下部斜面にすることによって、アンカー力が効率的に利用できることがわかる。ところが、斜面全体が所定の安定性を保つためには、任意のすべり面に対して所定の安全率が確保される必要がある。そこで、各スライス境界と地表面の交点をすべり面の末端とする最適化計算によって、順次、斜面上部のスライスから下部へ、境界線と地表面の交点を末端とする各すべりにおいて所定の安全率が確保されるようにアンカー力

を求める方法を提案した。この方法では、下部のスライスに対する最適化計算において、上部のスライスで求められているアンカー力を導入した状態で、必要アンカー力を求めていく。この方法によって、アンカー工の効率的な配置が可能となる。

先の検討から、導入角を小さくすることによって、アンカー力が効率的に利用可能であるが、アンカー工の導入角を小さくしすぎると、アンカー力を土塊に確実に伝達させるために設置される枠形状等の構造物と斜面の地表面との境界面において、塑性変形が発生する。このような状況になると、アンカー力が効果的に作用しないばかりか、枠形状等の構造物に悪影響を与えることになる。したがって、導入角には塑性変形の生じない範囲内の角で、より小さな値を採用する必要がある。

以上のアンカー工に関する導入位置、導入角の基本的な考察によって、経済的なアンカー工の設計が可能である。このことを、モデル斜面の解析例から示すとともに、得られる各アンカー力の分担荷重(荷重分布)が、土圧分布と同様、概ね三角形形状となることを示した。最後に、SS法を用いて実際の斜面を対象にしたアンカー工による斜面安定対策工の設計例を示した。

斜面の安定化のために用いられるアンカー工の設計法は、道路土工指針(日本道路協会,1994)にすべり面がすでに明らかとなっていることを前提として示されている。ところが、崩壊現象の場合、設計時にはすべり面の位置は明らかになっていない。このため、筆者(近藤,1996a)は、斜面崩壊を対象とする場合には、最小安全率を与えるすべり面に対してアンカー力を決定する必要があると考えている。これまでアンカー力の導入位置や導入角については、すべり面を既知とし、アンカー力による内力の変化が考慮されない解析法によって検討されていた(たとえば、山上・山川,1990)。内力が合理的に決定されるSS法を用いた今回の検討によって、すべり面の明らかとなっていない土塊移動現象、つまり斜面崩壊の防止のために用いるアンカー工の効率的な配置等の基本的な考え方が示された。

6) アンカー工併用段切り基礎におけるSS法の有用性

SS法を用いたもうひとつの応用例として、これまで設計法が確立されていなかった段切り基礎の支持力を増加させるために用いるアンカー工の設計が、

SS法によって可能となることを示した。

国土の75%が山地であるわが国においては、道路、鉄道、発電所等の重要構造物は斜面上に造られることが多く、その場合基礎は掘削量を削減するために斜面を段切り状に掘削して設置されることが多い。このような段切り基礎の設計は、日本道路公団による方法(日本道路公団, 1979)、速度場による方法(日下部, 1975)によって行われている。最近では、構造物の大型化や経済設計、斜面への影響緩和の観点から、段切り基礎の支持力を増加させる工法としてアンカー工が期待されるが、その設計法は確立されていないのが現状である。これは、段切り基礎において、アンカー力が作用するときの破壊メカニズムや地盤の応力状態の解明が難しいためである。SS法は第 4 章, 第 5 章における土圧問題や支持力問題への適用によって、特に、破壊メカニズムや応力状態を考えなくても精度の高い解を与えることが示されているため、アンカー工併用段切り基礎の支持力解析においても精度の高い解が得られると考えられた。

通常段切り基礎に対する毛戸ら(1988)の模型実験の支持力とSS法による支持力との比較から、SS法の支持力が実験値に近いことを示した。また、前田ら(1991)の提案する速度場法による支持力に対するSS法による支持力の差が、内部摩擦角 30° 、粘着力 $10\text{tf/m}^2(98\text{kPa})$ 、斜面傾斜角 15° 、土塊の単位体積重量 $2.0\text{tf/m}^3(19.6\text{kN/m}^3)$ 、段切り高さ比(段切り高さ/基礎幅)0.5 において-9%、斜面傾斜角 60° 、段切り高さ比 0.5 において 2%となり、速度場法による支持力に近い値を示した。以上の検討から、段切り基礎におけるSS法の解の妥当性が示された。

段切り基礎の支持力を効果的に増加させるアンカー力の導入位置は、SS法を用いた検討などから、段切り基礎直下の斜面であることを示した。また、水平方向のわずかな変位が問題になる基礎の場合は、基礎自体にアンカー力を導入する方法に優位性があることを、SS法のスライスの変位から示した。斜面直下にアンカー力を導入する配置法を用いることによって、上記と同じ土質定数の傾斜角 45° の斜面において段切り高さ比 0.5、アンカー力 $50\text{tf/m}(490\text{kN/m})$ 、アンカー導入角 30° とした場合、アンカー力のない場合に対して約 29%の支持力増加効果があることが明らかとなり、段切り基礎の支持力増加工法としてアンカー工が有効なことが示された。

アンカー工を基礎直下の斜面に配置する方法において，アンカー力の変化とアンカー導入角の変化が支持力に与える影響をSS法を用いて検討し，アンカー力が増加すると支持力が増加し，導入角を小さく(緩く)すると支持力が増加することを示した．また，斜面傾斜角が大きくなると支持力は低下するが，アンカー工がない場合に対するアンカー工の支持力増加効果は，斜面傾斜角が大きいほど大きくなることを示した．以上の検討から，アンカー力が段切り基礎の支持力に与える影響が示された．

基礎直下の斜面にアンカー力を導入した段切り基礎において，導入角 30° のアンカー力が土塊に与える応力変化を，SS法によるスライス境界のせん断方向の安全率によって考察した．その結果，アンカー力の作用として，導入位置より上側のスライス境界の安全率を増加させ，下側のスライス境界の安全率を低下させる働きがあることが示めされ，支持荷重による土塊の破壊メカニズムがアンカー力によって変化することが明らかにされた．このようなアンカー力が土塊内の応力状態に与える影響は，アンカー工の導入角から考えて容易に理解できるものである．次に，SS法による底面反力や内力の状況から，基礎荷重などの外力と土塊自重との総和が，底面反力(底面におけるせん断抵抗力と底面に垂直な反力)の総和と力学的につり合っていることを示した．また，SS法による底面反力の垂直成分が斜面末端へ漸減していく状況から，SP法の解に対して本SS法の解に妥当性が認められた．段切り基礎の支持力メカニズムについては，基礎荷重が基礎真下の土塊で多く支持されていることがSS法の底面反力の分布から明らかとなった．以上の考察によって，SS法の妥当性と有用性が示された．

7) 今後の課題等

SS法では，スライスの変位から求められる仮想作用角を，Scaling factor(k)を用いて，力学的つり合い条件の確保された作用角に変化させている．別な言い方をすれば，SS法は力学的つり合い条件の確保のために，スライスの変位から求められた内力の鉛直成分を変化させる方法といえる．したがって，隣接スライスの相対鉛直変位量と最終的に求められた内力の鉛直成分との間には，スライス境界に平行に設置された弾完全塑性バネの応力 - ひずみ関係式が成立していない．しかし，スライスに作用する他の力，つまり内力の水平成分と底面

反力の垂直成分は、応力 - ひずみ関係と力学的つり合い条件が確保されている。スライスの変位はこれらの力から算出されており、この変位状況は土塊の大局的な動きを理解するうえで参考になものとする。

SS法の応力 - ひずみ関係式は、スライスの変位を決定する重要な因子であり、SS法の解に影響を与える。ところが、この関係式に用いられているひずみの基準長は、スライスの形状を基に簡便的に定められている。本論文で用いている応力 - ひずみ関係式によって、妥当性のある解析結果が得られているが、より精度の高い解が求められる応力 - ひずみ関係式を見いだす余地は残されている。

ところで、本論文で提案したSS法は均質地盤を前提としたものである。極限平衡法による解析の特徴の一つに地盤の不均質性を考慮しやすい点がある。ところが、SS法ではこの特徴が生かされていない。今後、不均質地盤の取り扱いが可能な方法への拡張が望まれる。SS法の本質はスライスの変位を求めることにあるため、不均質な斜面のスライスの変位を求める新たな考え方が見いだされれば、このような材料に対する斜面安定解析法の提案の可能性があるものと考えられる。

最後に、SS法の解析に要する時間は、繰り返し計算が多いため、他の極限平衡法に基づく解析法に比べて長くなっている。今後も計算機の性能は向上すると考えられるが、より実用的なものとするためには、さらに効率的な収束計算アルゴリズムの開発が望まれる。

謝 辭

謝 辞

Acknowledgments

筆者が本研究を行うようになったきっかけは、1990年から2年間建設省土木研究所地すべり研究室に勤務したことである。地すべり研究室在職中の2年間には、地すべり現象一般に関する研究に携わることができた。この間の研究が基礎となって、本研究をとりまとめることができたと考えている。その後の愛知県土木部砂防課、同豊田土木事務所では、土砂災害防止に関する業務にも携わることができた。仕事のなかで斜面崩壊防止工法、地すべり対策工法に関する種々の疑問点や問題点が生じ、これらのことが本研究を行う大きな原動力ともなった。

本研究は、三重大学生物資源学部森林環境砂防学研究室教授 林 拙郎博士の指導のもとで実施されたものである。同教授からは、終始変わることのない情熱をもって、親身に筆者のご指導をしていただくとともに、研究の方向を示していただいた。東京工業大学土木工学科教授の日下部 治博士からは、工学的な観点から多くのご指導、ご指摘を賜るとともに、SS法を段切り基礎に適用することをお勧めいただき、多くの成果をあげることができた。両先生のご指導がなければ、本論文をとりまとめることはできなかった。

本論文の審査にあたり、主査を務めていただいた東京工業大学工学部土木工学科教授の日下部 治博士をはじめ、同国際開発工学専攻土木工学コース教授の太田秀樹博士、同大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻教授の大町達夫博士、同土木工学科助教授の桑野二郎博士、同助教授の竹村次朗博士には、お忙しいところ貴重な時間を割いていただき、有益なご指導を賜るとともに、審査を行っていただいた。深く感謝するしだいである。

三重大学生物資源学部教授の川邊 洋博士からは、多くの有益なご助言をいただくとともに、励ましの言葉をいただいた。当時、同学部教官の本多 潔博

士からは、多くのご示唆をいただいた。また、三重県林業技術センターの野々田稔郎氏、元同学部山地保全学研究室の江上 泰氏、石橋博光氏、古田昭二氏、梅村善信氏をはじめとする研究室の方々からは、ご意見をいただくとともに、OS の設定にご協力をいただいた。大学の後輩で現在(株)クボタに勤務している河端俊典博士には大変お世話になった。

建設省土木研究所地すべり研究室の元室長で、現在東京農工大学教授の中村浩之博士からは、筆者に斜面崩壊に関する研究機会をお与えいただいた。同室の前室長で、現在(財)砂防地すべり技術センター勤務の吉松弘行博士からは、斜面安定全般にわたる多くのご指導を賜った。現在の地すべり研究室の室長である綱木亮介博士、ならびに同室元主任研究員で現在弘前大学農学生命科学部の檜垣大助博士の二人からは、何も知らない筆者に多くのご助言をお与えいただいた。また、同室の元研究員で現在、同研究所新潟試験所主任研究員の丸山清輝氏からは、地すべり一般に関するご助言をいただいた。同室部外研究員で、現在日栄地質測量設計(株)の鈴木昌明氏からは、Morgenstern-Price法の解析法に関するご助言をいただき、同室部外研究員で、現在日特建設(株)に勤務の中山守人氏からは剛体ばねモデルに関するご助言をいただいた。また、同室部外研究員で、現在復建調査設計(株)の山田琢哉氏、同室部外研究員で現在日本基礎技術(株)の栗原 誠氏の二人からは、多くのご助言をいただき、同室の元研究員で現在建設省中部地方建設局勤務の植野利康氏、同室の元研究員で現在同土木研究所新潟試験所勤務の吉田克美氏、同室の元研究員で現在同省関東地方建設局勤務の石濱 茂氏、同省土木研究所急傾斜地崩壊研究室の小嶋伸一氏の諸氏からは、多くのご意見をいただいた。

本研究は、愛知県土木部砂防課(現在の建設部砂防課)、同豊田土木事務所および同土木部河川課(現在の建設部河川課)在勤中に実施したものである。勤務しながらの研究をお許しいただいた元同砂防課長で、現在鈴中工業(株)勤務の杉浦博之氏に深く感謝するしだいである。また、元愛知県豊田土木事務所長で、現在(株)間組に勤務し、砂防・地すべり技術センター理事も務める松武義聡氏、元同所長で現在太啓建設(株)勤務の加藤 聡氏、元同所長で現在小原建設(株)勤務の近藤 満氏、前同所長で現在朝日工業(株)勤務の笹原四郎氏の諸氏には、忙しい実務のある現場事務所での研究をお認めいただき深くお礼を申し上げる。

同豊田土木事務所建設第二課の元課長で現在司開発(株)勤務の近藤俊一郎氏，前同課長で現在一宮土木事務所事業調整監の岩田栄一氏，元同課課長補佐で現在岡崎土木事務所建設第一課長の小方昭義氏からは，実務でいろいろご迷惑をおかけしているにもかかわらずご声援をいただいた．同所で同僚であつた元同所建設第二課主査で現在建設部砂防課主査の丹羽康博氏には研究期間中，公私両面にわたり大変お世話になった．元同建設第二課の野口 実氏，入江和弘氏には，仕事上で多大なご迷惑をおかけした．また，この三月まで勤務していた愛知県土木部河川課(現在の建設部河川課)の前課長で現在同津島土木事務所長の本守眞人氏，前河川課主幹で現在同河川工事事務所長の高山重之氏，元河川課課長補佐で現在河川工事事務所工事課長の櫻井多喜雄氏，現在の河川課長である大内忠臣氏，同課主幹の曾我憲明氏，前同課課長補佐で現在一宮土木事務所建設第二課長の宮嶋秀昭氏，河川課課長補佐の中山博好氏，さらに同課の佐藤忠氏，前同課の寺西億人氏，下市幸平氏，柴田頼之氏，佐野正嗣氏をはじめとする当時の河川課の諸氏にも，大変お世話になるとともに，ご迷惑もおかけした．

以上の方々のご指導，ご助言，ご支援のもとで本論文はとりまとめられた．この他にも多くの方々のご支援をいただいた．ここに記して，深甚なる感謝の意を表すのである．また，研究中の筆者の行った公私にわたる数々のいたらぬ点を深く陳謝するものである．

最後に，筆者のわがママを許してくれた妻里美，支援してくれた両親義明・ゆか，ならびに親戚一同，親のわがママを押しつけられた佐織，恵美，久美子に感謝する．

2000年7月吉日

近 藤 観 慈

引 用 文 献

引用文献

References

- 赤井浩一, 1970 : 土質力学 . 朝倉書店 - 朝倉土木工学講座 5 - , pp.149 ~ 154 .
- Arai, K. and Tagyo, K., 1985 : Determination of noncircular slip surface giving the minimum factor of safety in slope stability analysis . *Soils and Foundations*, Vol.25, No.1, pp.43 ~ 51 .
- Anderson, M.G. and Richards, K.S., 1987 : Slope stability . *John Wiley & Sons Ltd.*, pp.46 .
- Bishop, A.W., 1954 : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes . *Geotechnique*, 5, No.1, pp.7 ~ 17 .
- Chen, W.F., 1975 : Limit analysis and soil plasticity . *Elsevier Scientific Publishing Company*, pp.341 ~ 398 .
- Chen, Z.Y. and Morgenstern, N.R., 1983 : Extensions to the generalized method of slices for stability analysis . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, pp.104 ~ 119 .
- Davis, E.H. and Booker, J.R., 1971 : The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plastic theory . *Proc. 1st Australia-New Zealand conf. Geotechnique*, pp.276 ~ 282 .
- 土質工学会編, 1982b : 土質工学ハンドブック 1982年版 . pp.323 ~ 324 .
- 土質工学会編, 1987a : 土の強さと地盤の破壊入門 . pp.285 ~ 291 .
- 土質工学会編, 1987b : 土の強さと地盤の破壊入門 . pp.312 ~ 331 .
- 土質工学会編, 1987c : 土の強さと地盤の破壊入門 . pp.354 ~ 359 .
- 土質工学会編, 1989a : 斜面安定解析入門 . pp.38 ~ 39 .
- 土質工学会編, 1989b : 斜面安定解析入門 . pp.40 ~ 43 .
- 土質工学会編, 1994 : 土質工学用語辞典 . pp.129 ~ 130 .
- Enoki, M., Yagi, N. and Yatabe, R., 1990 : Generalized slice method for slope stability analysis . *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.1 ~ 13 .
- Enoki, M., Yagi, N., Yatabe, R. and Ichimoto, E., 1991a : Generalized limit equilibrium method and its relation to slip line method . *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.1 ~ 13 .
- Fan, K., Fredlund, D.G. and Wilson, G.W., 1986 : An interslice force function for limit equilibrium slope stability analysis . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.23, pp.287 ~ 296 .

- Fredlund, D.G. and Krahn, J., 1977 : Comparison of slope stability methods of analysis . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.14, pp.429 ~ 439 .
- Fredlund, D.G. and Krahn, J., Pufahl, D.E., 1981 : The relationship between limit equilibrium slope stability methods . *Soil Mechanics and Foundation Engineering Tenth International Conference*, Vol.3, pp.409 ~ 416 .
- Fellenius, W., 1936 : Calculation of the stability of earth dams . *Second Congress on Large Dams*, pp.445 ~ 462 .
- 藤田壽雄, 1990 : 有限要素法による地すべり斜面安定解析と対策工の設計 , 地すべり, Vol.27, No.1, pp.19 ~ 26 .
- 古谷 保, 1984 : 厳密な一般分割法のやさしい解き方 . 地すべり, Vol.21, No.1, pp.26 ~ 32 .
- Graham, J. and Stuart J.G., 1971 : Scale and boundary effects in foundation analysis . *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.97, No.SM11, pp.1533 ~ 1548 .
- Hansen, J.B., 1966 : Comparison of methods for stability analysis . *Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, No.21, pp.5 ~ 9 .
- Hovland, H.J., 1977 : Three-dimensional slope stability analysis method . *Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.103, No.GT.9, pp.971 ~ 986 .
- 井上宗治, 1986 : 不静定内力を考慮した円弧すべり面解析 . 土と基礎, Vol.34, No.4, pp.35 ~ 39 .
- 今泉繁良, 山口柏樹, 1986 : 分割法による地盤の支持力計算 . 土質工学会論文報告集, Vol.26, No.2, pp.143 ~ 150 .
- 今泉繁良, 山口柏樹, 大橋健二, 1988 : 一般分割法による斜面の安定解析 . 土と基礎, Vol.36, No.5, pp.55 ~ 60 .
- Janbu, N., 1955 : Application of composite slip surfaces for stability analysis . *European Conference on Stability of Earth Slopes*, Vol.3, pp.43 ~ 49 .
- Kawai, T., 1977 : New element model in discrete structural analysis . 日本造船学会論文集第 141 号, pp.174 ~ 180 .
- 川上 浩, 1987 : 自然斜面の安定性を評価する上での 2, 3 の問題 . 土と基礎, Vol.35, No.11, pp.3 ~ 8 .
- 川崎宏二, 中西 章, 橋本 功, 1986 : 斜面安定工に於けるアンカー工法の一考察 . 第 21 回土質工学研究発表会, pp.1489 ~ 1490 .
- 毛戸秀幸, 前田良刀, 上原精治, 日下部治, 1988 : しらす斜面上の段切り基礎の大型模型載荷実験 . 土木学会論文集, No.397 / -9, pp.75 ~ 84 .
- 毛戸秀幸, 前田良刀, 上原精治, 日下部治, 1989 : 斜面上直接基礎の実用的な支持力評価法の提案 . 土木学会論文集, No.403 / -10, pp.147 ~ 156 .

- 小林正樹, 1984 : 有限要素法による地盤の安定解析 . 港湾技術研究所報告, 第 23 巻, 第 1 号, pp.83 ~ 101 .
- 近藤観慈, 吉松弘行, 吉田克美, 1991 : 地すべり地における水収支 - 谷の内地すべりを対象にして - . 地すべり学会関西支部現地討論会, pp.17 ~ 31 .
- 近藤観慈, 吉松弘行, 吉田克美, 1992 : 破碎帯地すべりにおける地下水位の挙動特性 . 地すべり, Vol.29, No.2, pp.39 ~ 45 .
- 近藤観慈, 1994 : 弾塑性 RBSM による地すべり斜面の全体安全率 . 第 29 回土質工学研究発表会, pp.1823 ~ 1824 .
- 近藤観慈, 1996a : アンカー工による斜面安定の解析的研究 . 砂防学会誌 (新砂防), Vol.49, No.3, pp.3 ~ 10 .
- 近藤観慈, 林 拙郎, 1997a : スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法 . 土木学会論文集, No.561/ -38, pp.33 ~ 46 .
- 近藤観慈, 林 拙郎, 1997b : Morgenstern-Price法と Spencer法の類似性と一般性 . 地すべり, Vol.34, No.1, pp.15 ~ 23 .
- 近藤観慈, 林 拙郎, 1997c : 地盤の代表的破壊問題における SS法の有用性 . 土木学会論文集, No.582/ -41, pp.137 ~ 149 .
- 近藤観慈, 林 拙郎, 川邊 洋, 1998 : 斜面安定に用いるアンカー工の配置に関する解析的研究 . 砂防学会誌 (新砂防), Vol.50, No.5, pp.12 ~ 20 .
- Kondo, K. and Hayashi, S., 1999 : Slope Stability Analysis Using A Spring Attached To The Inter-Slice Planes, *International Symposium on Slope Stability Engineering, Matsuyama Shikoku Japan*, Vol.1, pp.271 ~ 276 .
- 日下部治, 1975 : Studies on the stability of analysis under strip loads on the top surfaces . 東京工業大学修士論文 .
- Larkin, L.A., 1968 : Theoretical bearing capacity of very shallow footing . *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.94, No.SM6, pp.1347 ~ 1357 .
- Leshchinsky, D., Baker, R. and Sliver, M.L., 1985 : Three dimensional analysis of slope stability . *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.9, pp.199 ~ 223 .
- 前田良刀, 日下部治, 落合英俊 1991 : 段切り形状を考慮した斜面上の直接基礎の支持力評価式 . 橋梁と基礎, Vol.25, No.5, pp.19-26 .
- 前田良刀, 1991 : 斜面上の直接基礎の支持力評価に関する研究 . 九州大学博士論文 .
- Matsui, T. and San, K.C., 1988 : Finite element stability analysis method for reinforced slope cutting . *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, pp.317 ~ 322 .

- Morgenstern, N.R. and Price, V.E., 1965 : The analysis of the stability of general slip surfaces . *Geotechnique*, Vol.15, pp.79 ~ 93 .
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E., 1967 : A numerical method for solving the equations stability of general slip surfaces . *The British Computer Journal*, Vol.9, pp.388 ~ 393 .
- 望月秋利, 三笠正人, 勝田守文, 1986 : 2 つの斜面安定解析法の提案 . 土木学会論文集, No.370 / -5, pp.261 ~ 270 .
- 中村浩之, 1979 : Morgenstern and Price法による地すべり斜面の安定解析法 . 土木研究所資料, 第 1510号 .
- 日本道路公団 , 1979 : 設計要領第 2 集(昭和 61 年 10 月一部改定) . pp.6-63 ~ 6-69 .
- (社)日本道路協会, 1994 : 道路土工 - のり面工・斜面安定工指針 - . pp.213 .
- Nonveiller, E., 1965 : The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape . *Proceedings of the Sixth International Conference on soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.2, pp.522 ~ 525 .
- 大塚 悟, 松尾 稔, 1991 : 分割法による斜面安定解析法の塑性力学的考察 . 第 36 回土質工学シンポジウム平成 3 年度発表論文集, pp.13 ~ 18 .
- Prandtl, L., 1921 : Uber die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die gestigkeit von schneiden . *Z. Angew. Math. Mech.*, Vol.1, No.1, pp.15 ~ 20 .
- Reissner, H., 1925 : Zum erddruck problem . *Proc. 1st Conf. App. Mech.*, pp.295 .
- (財)砂防・地すべり技術センター, 1998 : 平成 10 年度土砂災害の実態 .
- Sarma, S.K., 1973 : Stability analysis of embankment and slopes . *Geotechnique*, Vol.23, No.3, pp.423 ~ 433 .
- Sarma, S.K., 1979 : Stability analysis of embankments and slopes . *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, pp.1511 ~ 1524 .
- Spencer, E., 1967 : A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces . *Geotechnique*, Vol.17, pp.11 ~ 26 .
- Spencer, E., 1973 : Thrust line criterion in embankment stability analysis . *Geotechnique*, 23, No.1, pp.85 ~ 100 .
- Sokolovsky(星埜和 , 佐藤健吉共訳), 1958 : 土のような粒状体の力学 . オーム社 , pp.229 ~ 242 .
- Srbulov, M.M., 1987 : Limit equilibrium method with local factors of safety for slope stability . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.652 ~ 656 .
- Talesnick, M. and Baker, R., 1984 : Comparison of observed and calculated slip surface in slope stability calculations . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.21, pp.713 ~

719 .

- 植田康宏, 山上拓男, 1994 : Morgenstern-Price法に基づく地すべり地強度定数 c , の逆算法 . 土木学会論文集, No.487 / -26 , pp.149 ~ 156 .
- 鵜飼恵三, 1985 : 粘性土斜面の三次元安定解析 . 土木学会論文集, 第 364号 / -4, pp.153 ~ 159 .
- 鵜飼恵三, 1989 : 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法 . 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2 , pp.190 ~ 195 .
- Vesic, A.S., 1973 : Analysis of ultimate loads of shallow foundations . *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.99, No.SM1, pp.45 ~ 61 .
- 渡 正亮, 小橋澄治, 1987 : 地すべり・斜面崩壊の予知と対策 . 山海堂, pp.55 ~ 56 .
- 山下 清, 加倉井正昭, 川井忠彦, 竹内則雄, 1981 : 新離散化モデルによる斜面の支持力の解析 . 第 16 回土質工学研究発表会 , E-3, pp.853 ~ 856 .
- 吉松弘行, 1983 : 有限要素法による地すべり斜面の安定解析について . 地すべり, Vol.20, No.1, pp.1 ~ 9 .
- 吉松弘行, 綱木亮介, 近藤観慈, 山田琢哉, 1992a : 中国の地すべり現地調査報告書(主に黄土地帯の地すべりについて) . 土木研究所資料第 3046号 .
- 吉松弘行, 近藤観慈, 丸山清輝, 1992b : スウェーデンの地すべり . 土木研究所資料第 3122号 .
- 吉松弘行, 中山守人, 1993a : 離散化モデル解析によるアンカー工の抑止効果 . 地すべり, Vol.30, No.1, pp.36 ~ 44 .
- 吉松弘行, 鈴木昌明, 1993b : Morgenstern-Price法による必要抑止力の算定 - 地すべり抑止杭の解析 - . 土木研究所資料第 3178号 .
- 山上拓男, 植田康宏, 1982 : 水中にある斜面の安定解析に関する考察 . 土と基礎, Vol.30, No.12, pp.19 ~ 25 .
- 山上拓男, 山川 治, 1990 : 斜面安定工におけるアンカー力の新しい算定法 . 土と基礎 38-5, pp.51 ~ 56 .
- 山上拓男, 蔣 景彩, 1994 : 三次元臨界すべり面探索について . 第 29 回土質工学研究発表会, pp.1831 ~ 1832 .
- 山口柏樹, 1976 : 土の力学 . 共立出版 , pp.110 ~ 116 .
- 山口柏樹, 1990a : 土質力学(全改訂) . 技報堂出版, p.197 .
- 山口柏樹, 1990c : 土質力学(全改訂) . 技報堂出版, pp.209 .
- 山口柏樹, 1990d : 土質力学(全改訂) . 技報堂出版, pp.220 ~ 236 .

付 録

付 録

Appendix

付録1 極限平衡法における斜面安定解析法の既往の研究

極限平衡法に基づく斜面の安定性の評価には、全般せん断破壊を前提とした斜面全体の安全率が用いられる(土質工学会,1994)。この安全率は、斜面をいくつかのスライスに分割した各スライスの力学的つり合い条件(力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件)から算出される。斜面安定解析法の研究は、当初の円弧すべりを対象とする解析法の開発から、非円弧すべりを対象とする解析法へと発展している。一方、これまでに提案された解析法の力学的相違点は、力学的つり合い条件を用いて解析するときに導入する内力に関する仮定の違いが主である。以下に、これまでに提案された主な斜面安定解析法の特徴、特に、力学的つり合い条件の適用のしかたや内力の取り扱い方法に関連する特徴を中心に示す。

1) Fellenius 法 (Fellenius,1936)

Fellenius法は、Sweden法とも呼ばれ、斜面安定解析法による分割法の基礎を築いた方法として、当時としては画期的なものであり、現在においても多く用いられている。この方法は、円弧すべり面の円弧の中心に関するモーメントのつり合い条件から解析式が誘導されており、円弧すべりを解析対象としている。Fellenius法は、各スライス両側のスライス境界に作用する内力の大きさが等しく、その方向がともにすべり面に平行と仮定された方法である(山口,1990b)。ところが、斜面の上端と下端に作用外力がないという境界条件から、結果的にこの方法は、各スライスの内力が考慮されていない解析法といえることができる。簡便分割法とか USBR(米国開拓局)法と呼ばれている分割法は、この方法を由来としており、Fellenius法に間隙水圧の影響を取り入れたものである(土質工学会,1982a)。

2) 簡易 Bishop 法 (Bishop,1954)

簡易 Bishop 法は，Fellenius 法と同様の円弧すべりに対する解析法であり，力のつり合い条件と，円弧の中心に関するモーメントのつり合い条件とから誘導されている．この方法の安全率は，モーメントのつり合い条件に着目して定義されている．簡易 Bishop 法には，Fellenius 法では考慮されていなかったスライス間内力が考えられている．この方法のスライス間内力には，各スライス両側の境界に作用する内力の鉛直成分が等しいという仮定が設定されている．ところが，この方法は，斜面の上端と下端に作用外力がないという境界条件から，各内力の鉛直成分をゼロとする解析法といえる．つまり，この方法の安全率は，スライス間内力の作用角を水平とする条件の基でモーメントのつり合い条件から求められる．この安全率は，後述する Spencer 法 (Spencer,1967) の内力の作用角を水平としたときのモーメントのつり合い条件に基づく安全率と一致する (Fredlund & Krahn,1977) が，力のつり合い条件は満足されていない．また，この条件による解析式は力学的に過静定であり，力のつり合い条件も考慮された厳密 Bishop 法も同様に過静定な解析法である．今泉ら (1988) は，厳密 Bishop 法を静定化する一つの方法を提案している．

3) Spencer 法 (Spencer,1967)

Spencer 法は，力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件を用いて誘導されている方法である．スライス間内力に関しては，内力の作用角を各スライスで一定とする仮定が設定されている．この方法のモーメントのつり合い条件式の誘導には，Fellenius 法や簡易 Bishop 法と同様，円弧すべりの円弧の中心に関するモーメントのつり合い条件が用いられており，これら 2 つの方法と同様，円弧すべりを解析対象としている．この方法の内力に関する仮定式には，未知数が 1 つ付加されている．これによって従来力学的に過静定であった解析式が静定化されている．

4) 平行内力法 (井上,1974)

井上は Spencer 法 (Spencer,1967) と同様の内力の仮定式を用いた平行内力法という方法を提案した．平行内力法は，内力の作用角を各スライスで一定とする Spencer 法と異なり，スライス両側の内力の差を各スライスで平行としているが，結果的に Spencer 法と同様な仮定となっている．この方法のモーメントの

つり合い条件式の誘導には円弧すべりの円弧の中心に関する条件が用いられており、円弧すべりを解析対象としている。Spencer法が安全率と内力の作用角の2つの未知数を逐次代入法を用いて解くのに対して、平行内力法はNewton-Raphson法を用いている。また、内力に関する仮定式には未知数が1つ付加されており力学的に静定化されている。

5) Janbu法 (Janbu,1955)

Janbu法は円弧すべりとともに非円弧すべりにも適用可能な解析法である。Fellenius法、簡易Bishop法、Spencer法 (Spencer,1967)の3つは円弧すべりを解析対象としていたが、Janbu法では解析対象断面が拡張されている。簡易Bishop法やSpencer法 (Spencer,1967)では、円弧すべりの円弧の中心に関するモーメントのつり合い条件が用いられているが、Janbu法では、非円弧すべりにも適用可能な解析法とするため、各スライスに対してモーメントのつり合い条件が用いられている。Fellenius法、簡易Bishop法ではモーメントのつり合い条件に着目して安全率が求められているが、Janbu法では、土塊全体の内力の水平成分の力のつり合い条件に着目して算出されている。内力の取り扱いについては、Janbu法では、スライス間内力の作用位置を仮定している。これに対して、厳密Bishop法では内力の鉛直成分を仮定し、Spencer法ではスライス間内力の作用角を仮定している。この違いがJanbu法の特徴の一つといえる。Janbu法は、最終スライスにおいてモーメントのつり合い条件が満足されておらず、簡易Bishop法と同様、解析式が力学的に過静定である。このため、これを静定化する方法が今泉ら (1988)によって提案されている。Janbu法の内力を簡便的に取り扱った方法を簡易Janbu法と呼び、Janbu法におけるスライス両側に作用する内力の鉛直成分を等しいと仮定している。この仮定は簡易Bishop法と同様に斜面上端と下端に作用外力がないという境界条件を考えると、内力の作用角を水平とする条件と同じになる。この仮定を導入することによって解に誤差が生ずるため、この方法では、安全率に係数を乗ずる補正が行われる。補正を行う前の安全率は、後述するSP法 (Spencer法) (Spencer,1973)の内力の作用角を水平としたときの力のつり合い条件に基づく安全率と一致する (Fredlund & Krahn,1977)。

6) Nonveiller法 (Nonveiller,1965)

Nonveiller は、Bishop法を非円弧すべり断面にも適用可能な方法に拡張した。この方法は、簡易Bishop法のモーメントのつり合い条件式の誘導に工夫を加えたものである。つまり、簡易Bishop法では、安全率の算出にあたって、円弧すべりの円弧の中心におけるモーメントのつり合い条件を用いているが、Nonveiller法では、各スライスのモーメントのつり合い条件を満足させるために、モーメントの中心として各スライスで共通な任意の1点を取り、この点における各スライスの力に対するモーメントの作用長を求めてモーメントのつり合い条件式を算出する方法を採用している。このようなモーメントのつり合い条件の算出法は、円弧すべりを対象とする他の解析法に対しても適用できるものである(たとえば、Baker,1980)。

7) M&P法 (Morgenstern-Price法) (Morgenstern & Price, 1965)

Janbu法によって、スライス間内力の考慮された非円弧すべりに適用可能な解析法が提案された。M&P法も同様であるが、Janbu法の解析式は力学的に過静定であるのに対して、M&P法は静定化されている点が両者の大きな違いである。M&P法は、Janbu法と同様、力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件を用いて解析式が誘導されているが、解析法を力学的に静定化するため、未知数が1つ付加された内力に関する仮定式が解析式に導入されている。また、力学的つり合い条件式は、微分形式が用いられて厳密に誘導されている。

8) Madej (1971)の方法

力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件が同時に満足されるM&P法(あるいは、同様な方法)の解析には、当時、多くの時間を要したことから、Madej は、M&P法に近い解が得られる簡便的な方法について検討した。そこで、彼は、まず Janbu法のモーメントのつり合い条件の誤りを指摘し、これを修正する方法を提案した。そして、この方法とM&P法とによって得られる安全率を比較して、提案法がM&P法とよく一致することから、この方法の有効性を論じた。しかし、Madej(1971)は Janbu法の力学的な過静定状態については言及していない。

9) SP法 (Spencer法) (Spencer,1973)

SP法は M&P法ときわめて類似した方法である。両者の違いは、M&P法は力学的つり合い条件式の誘導に微分形式が用いられているのに対して、SP法は十分小さい有限幅のスライスに作用する力が用いられている点である。両者に用いられている内力に関する仮定式は基本的に同じである。また、両者の力のつり合い条件式は同義であり、モーメントのつり合い条件の積分に台形公式を用いた M&P法の近似式(Morgenstern & Price, 1967)が、SP法のモーメントのつり合い条件式と同義である。このため、両者から得られる解の誤差は非常に小さく、SP法はM&P法にきわめて類似した方法といえる。第 4章に両者の解析法の類似性が詳述されている。

10) GLE法 (Fredlundら,1981)

Fredlund,D.G.らは、SP法やM&P法の取り扱いと異なり、内力に関する仮定をあらかじめ導入せずに、力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件から求める GLE法(General Limit Equilibrium method)を提案した。この方法の力学的つり合い条件は、SP法と同義である。つまり、内力の作用角を各スライスで一定とする条件による GLE法の解は、SP法の同様な条件による解と一致する。また、簡易Bishop法の解は、GLE法のモーメントのつり合い条件式において、内力の作用角を水平とする条件を与えた解と一致し、補正を行う前の簡易Janbu法の解は、GLE法の力のつり合い条件式において、内力の作用角を水平とする条件を与えた解と一致する。GLE法は、新たな考え方の導入された解析法というものではないが、既に提案されている解析法を GLE法の特別なケースとして位置づけた点に意義がある。GLE法は極限平衡法による分割法の一般形の一つとすることができる。

11) Sarma法 (Sarma,1973)

Sarma は、不静定内力を Mohr の応力円から求める Sarma法を提案した。この方法では、まず、スライス底面が極限平衡状態にある鉛直スライス内の鉛直応力と水平応力の関係を、Mohrの応力円から求める。この関係と、土塊重量から近似的に定めた鉛直応力とを用いて内力の水平成分を決定する。次に、求められた水平成分とスライス境界でのせん断に対する安全率の逆数から内力の鉛直成分を求める。この係数は、M&P法やSP法の内力に関する係数と同様、静定

化条件として用いられている。この安全率の逆数は、同時にスライス両側の内力の鉛直成分の差を規定する係数に用いられる。Sarma法ではM&P法やSP法の解析法と異なり、解析の未知数にすべり面における全体安全率が用いられていない。そのかわりに、極限的水平震度が未知数として採用されている。力のつり合い条件は、各スライスに対して適用され、同時に、Janbu法と同様、土塊全体の内力の水平成分に対しても適用される。また、モーメントのつり合い条件には、斜面全体の土塊の重心におけるモーメントのつり合い条件が用いられている。一方、内力の作用位置の算出には、各スライスにおけるモーメントのつり合い条件式が利用される。この方法では、極限的水平震度(すべり面での安全率が 1)の算出には繰り返し計算を必要としない。極限的水平震度を 0 にするような計算によって、すべり面での全体安全率の算出も可能な方法である。Sarma法によって得られる最終的な内力は、Mohrの応力円から解析過程の初期に定めた内力と一般には一致しない。

12) Sarma 法 (Sarma,1979)

引き続き、Sarma は Wedge法を拡張した方法を提案した。これまでに提案された解析法が鉛直なスライス分割を前提としているのに対して、この方法は、任意のスライス形状を前提としている。この方法は、スライス境界のせん断に対する安全率を 1 としていることから、土塊内の塑性変形を前提とした解析法といえる。解析は、力のつり合い条件を用いて、Sarma法 (Sarma,1973) で用いられたものと同様の極限的水平震度が 0 となるように、スライス分割線の位置を変えて行われる。Sarma はこの方法を用いて、スライス分割形状を三角形とすることによって、上載荷重に関する支持力係数が精度よく算出されることを示した。また、斜面安定問題に適用し、M&P法やSarma法 (Sarma,1973) では合理的なスラストラインが得られない問題に対しても合理性のある解が求められることから、この方法の妥当性を論じている。

13) 有限要素法を併用する方法

極限平衡法に基づく解析では、力学的な未知数に対して条件数が不足する不静定問題のために、スライス間内力を唯一解として算出することが一般に難しい。そこで、Fanら (1986) は、応力 - ひずみ関係の導入によって静定化されている有限要素法によって内力を算出する方法を考えた。つまり、有限要素法を

用いて，M&P法と同様な内力の作用角に関する仮定式中の定数を関数化し，この関数式を極限平衡法の解析式に導入する方法を提案した．彼らは，定数の関数化のために，いくつかの断面に対する有限要素法の弾性解析から，スライス間内力の鉛直成分と水平成分の分布状態を調べた．この関数式は，斜面の傾斜角などの断面形状や土塊のポアソン比等によって規定されるものである．Fanらは，この関数式を用いることによって，内力の作用位置が概ねスライス境界の下から $1/3$ に作用することを示した．これによって，本法の妥当性を論じている．しかしながら，有限要素法の解析において，極限平衡状態がすべり面全体には発生していないため，この状態から算定された関数は，厳密には，極限平衡法の計算条件と相違したものとなっている．

14) 改良限界釣合法 (望月ら,1986)

Sarma法 (Sarma,1973) によって不静定内力を求める一つの方法が示された．改良限界釣合法も同様に，不静定内力が決定できる方法である．この方法では，スライス両側の内力の差として定義される余剰滑動力をスラストラインの方向に作用させることが最も自然であるとして，Janbu法を用いて解析している．ところが，この最も自然であるとする力学的根拠が明解になっていないのが現状である．斜面安定問題の場合，一般に内力の変化傾向が斜面の中央部付近で極大値を示す．このとき，この頂点部分において，スライス両側の内力の水平成分が等しくなるようなスライス分割が可能である．このような位置にスライス分割した場合，余剰滑動力は，水平成分の無い鉛直方向の力となり，この現象に対応して，スラストラインが鉛直となる不合理な状態が生ずることになる．

15) 非平行内力法 (井上,1986)

改良限界釣合法 (望月ら,1986) よりわずかに先行して，井上は望月らと同様な余剰滑動力を用いた内力に関する仮定式による方法 (非平行内力法) (井上, 1986) を提案した．改良限界釣合法では余剰滑動力がスラストラインの方向に作用すると仮定しているのに対して，非平行内力法は，内力の鉛直方向の余剰滑動力が，内力の水平方向の余剰滑動力とスライスの底面傾斜角とに関係するとの考えから内力に関する仮定式を定義している．この方法は，この仮定のもとで力学的つり合い条件を満足するように解析する円弧すべりを対象にした方法である．

16) Srbulov の方法 (1987)

Srbulov の方法も，Sarma法 (Sarma,1973)や改良限界釣合法 (望月ら,1986)と同様に，不静定内力の求められる方法である．スライス境界の不静定内力は，この境界におけるせん断に対する安全率が求められれば決定可能となる．Srbulovはこの点に着目して，土塊のせん断ひずみとせん断応力との関係を仮定し，各スライスに共通する安全率に関する係数と力学的つり合い条件とから，各スライス境界の安全率とともに各スライス底面の安全率を算出する方法を提案した．この方法における斜面全体の安全率は，スライス境界の安全率と底面の安全率の荷重平均として算出される．ところが，この方法から得られる解の妥当性については，十分な検証がなされていないのが現状である．

17) 一般化分割法 (榎ら,1990)

榎らは，一般化分割法という解析法を提案した．この方法は，スライス間内力の作用角がスライス境界の安全率を無限大としたときの角とすべり面の安全率としたときの角との間にあるとして，力のつり合い条件のみを用いて解析するものである．この方法は，スライス境界において力学的に発揮することのできるせん断抵抗力に応じた内力の作用角(安全率)の範囲から，斜面の安定性の範囲を示すもので，静定化された解を与える．この方法では，スライスの分割形状を任意にとることができるように一般化されている．このため，土塊内のせん断破壊に対する安全率が明らかなきは，このせん断破壊面沿いにスライス分割し，その境界(せん断破壊面)に明らかとなっている安全率を与えることによって，精度の高い解を求めることが可能である．たとえば，可容速度場が見いだされている支持力問題では，この可容速度場沿いにスライス分割し，スライス境界の安全率を1とすることによって，精度の高い解を得ることができ(榎ら,1991a)．したがって，このような問題に対しては非常に有効な方法といえる．支持力問題への適用は，既に Sarma(1979)によって同様な方法を用いて実施されているが，榎らは，スライス境界の安全率を1とすることによって，精度の高い解が得られる物理的な意味を明確にしている(榎ら,1991b)．ところが，斜面安定問題においては，可容速度場を見いだすことが困難なため，この方法によって唯一解を算出することが難しい．

付録2 SS法のモデルの考え方

SS法では、前提条件として土塊を弾塑性体とし、土塊を鉛直スライスに分割して解析する。斜面が崩壊するとき土塊は移動する。このとき斜面上部の変位量は斜面下部より大きい。土塊の変位は、土塊自体が圧縮変形やせん断変形を起こすことによって生ずる。

土塊の変形を表現するため、SS法では水平方向の変位のモデル化にあたって、図-8.1に示すように、スライス土塊を弾性体として次の2つの仮定を設ける。

各スライスの水平変位は、スライス中央間に設定された水平なバネ H によって変位する。

スライス内部の変形は考えない。つまり、スライス内部を剛体とする。この2つの仮定より、バネが縮めば剛体としての2つのスライスは重なることになる。ところが、土塊を弾塑性体とする前提条件との仮定によってスライスは同じ場所で重なる(竹内, 1991b)。このようにして、剛体としてのスライスに作用する水平内力によってバネの圧縮量が求められ、スライス中央の相互の水平方向の位置関係が求められる。

移動土塊内の鉛直方向に対して、スライス土塊は、小さなせん断応力のもとで弾性状態にあるが、応力の増加によって塑性状態に移行する。このような土塊のせん断応力による弾塑性的性質を表現するため、次の仮定を設ける。

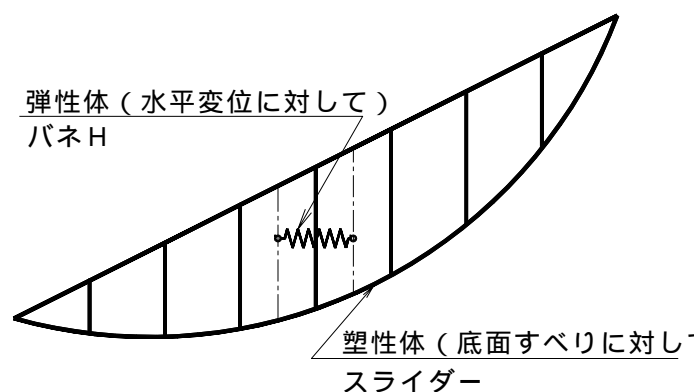


図-8.1 土塊の水平方向の変位モデル
Fig. 8.1 Soil displacement model in the horizontal direction

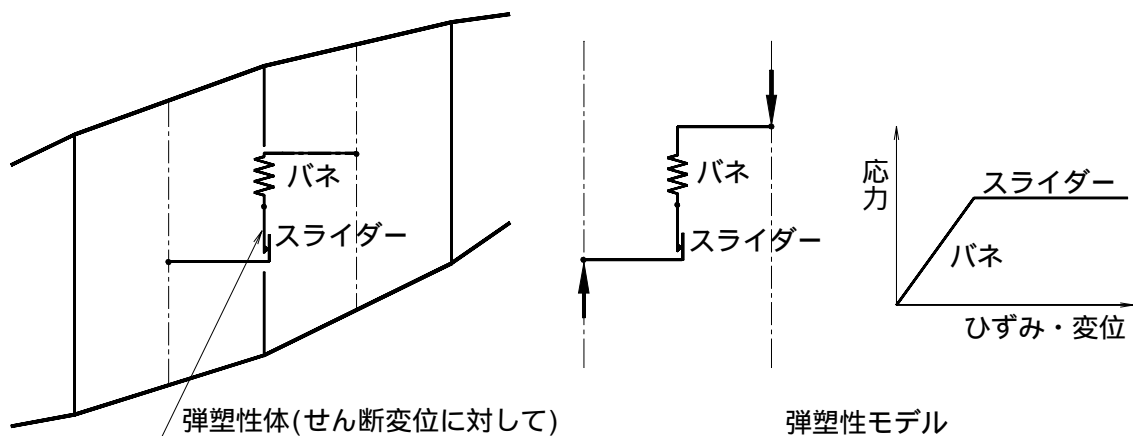


図-8.2 土塊の鉛直方向の変位モデル
 Fig. 8.2 Soil displacement model of the vertical direction

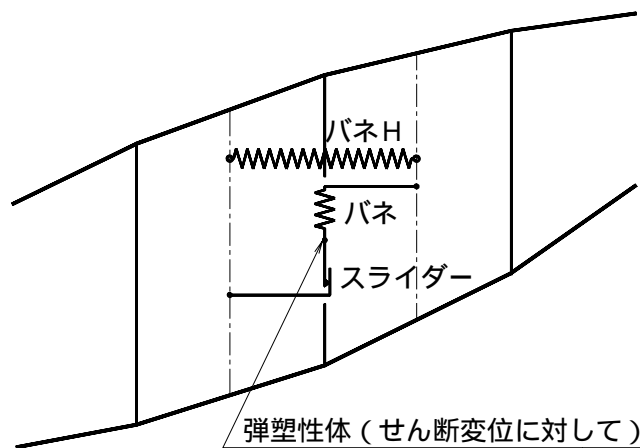


図-8.3 土塊の水平方向と鉛直方向の変位モデル
 Fig. 8.3 Soil displacement model of the horizontal and vertical direction

各スライスの鉛直変位は、図-8.2の左側に示すように、スライス中央間に設定された鉛直方向の弾塑性バネによって変位する。

この仮定は水平方向のバネの場合のと同様である。

以上で示したバネ H と弾塑性バネ(バネ V)を用いた図-8.3のモデルによって、土塊内の内力の水平力と鉛直力による土塊の変位が表現される。

一方、すべり面上にあるスライス土塊は、上載荷重に自重などを加えた荷重とこれらの荷重によって生ずるすべり面に垂直方向の反力によって、すべり面に垂直方向の圧縮変形が生ずる。このようなスライス土塊の変位のモデル化にあたって、次の2つの仮定を設ける。

各スライスの底面に垂直方向の変位は、図-8.4のバネ N に示すように、すべり面とスライス上面の間に設けた底面に垂直方向の弾性バネによって変位する。

この仮定は水平方向のバネの場合のと同様である。

土塊を弾塑性体とする前提条件と上記の仮定より、バネが縮めば剛体としてのスライスとすべり面とは同じ場所で重なることになる(竹内, 1991b)。このようにして、剛体としてのスライスに作用する底面反力と上載荷重・自重などによってバネの圧縮量が求められ、スライス底面に垂直方向のスライスの位置関係が求められる。

スライス底面に平行な方向には、すべり面が極限平衡状態にあるため、これを表現するために塑性を表すスライダーを設定する。

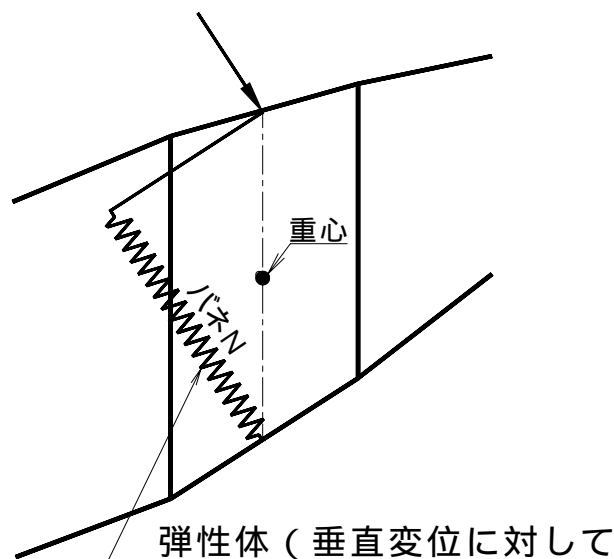


図-8.4 底面に垂直方向の土塊の変位モデル

Fig. 8.4 Soil displacement model of normal direction on the base plane

さて、回転を含めた問題に対処するためには、スライスの変位を求める点をあらかじめ定めておくことが必要である(川井,竹内, 1990)が、本SS法では回転変位を考慮しておらず、平行変位のみ考えるために、剛体の移動位置の算定には必ずしも特定の点を定める必要がなく、スライス境界における水平と鉛直の変位を用いている。

スライスの変位後の位置は、斜面末端部を固定して、斜面上部側へスライス土塊のバネ変位を順次累積して求める。このときのスライスは、基本的に地盤上の固定されたすべり面上を移動することによって変位する。これによって、スライス変位の連続性が確保される。

以上で示した土塊スライスを弾塑性体とする前提条件とそれぞれの仮定のもとで、本SS法の解析モデルを図-8.5のような固定されたすべり面上の剛体スライスとその境界にバネを設けたもので表現する。スライス境界にバネを設定する考え方は剛体バネモデル(RBSM)に類似している(川井・竹内, 1990)。

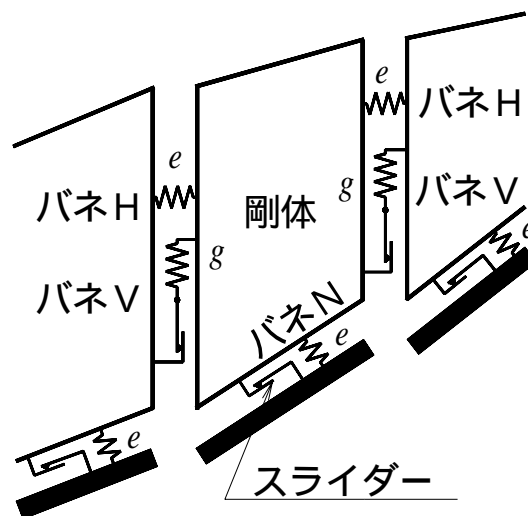


図-8.5 SS法のモデル
Fig. 8.5 Model of the SS method

付録3 SS法の仮想作用角を求める解析式の誘導過程

3.1 式(3.37)の誘導

式(3.36)に各式を順次代入して、 v_i を u_{Ni} , u_{Si} , H_i の変位から求められる式に誘導する。まず、式(3.34)を式(3.35)に代入すると、式(8.1)を得る。

$$v_i = u_{Ni} \cdot \sec \theta_i + H_i \cdot \tan(\theta_i - \theta_{mi}') \quad (8.1)$$

次に、式(8.1)を式(3.36)に代入すると式(8.2)を得る。

$$v_i = H_i \cdot \tan(\theta_i - \theta_{mi}') + u_{Ni} \cdot \sec \theta_i - H_{i+1} \cdot \tan(\theta_{i+1} - \theta_{mi+1}') - u_{Ni+1} \cdot \sec \theta_{i+1} \quad (8.2)$$

ところで、式(3.29)から得られる式(8.3)

$$H_i = H_{i+1} + u_{Hi} \quad (8.3)$$

の関係を用いて、式(8.2)を整理すると、式(8.4)を得る。

$$v_i = B_i \cdot H_{i+1} + u_{Hi} \cdot \tan(\theta_i - \theta_{mi}') + u_{Ni} \cdot \sec \theta_i - u_{Ni+1} \cdot \sec \theta_{i+1} \quad (8.4)$$

$$B_i = \tan(\theta_i - \theta_{mi}') - \tan(\theta_{i+1} - \theta_{mi+1}')$$

一方、式(3.27)を式(3.28)に代入すると式(8.5)の関係が得られる。

$$u_{Hi} = u_{Si} - \theta_i \cdot v_i \cdot \tan \theta_{Si}' \quad (8.5)$$

この式(8.5)を式(8.4)に代入すると、式(8.6)を得る。

$$v_i = B_i \cdot H_{i+1} + u_{Si} \cdot \tan(\theta_i - \theta_{mi}') - \theta_i \cdot v_i \cdot \tan \theta_{Si}' \cdot \tan(\theta_i - \theta_{mi}') + u_{Ni} \cdot \sec \theta_i - u_{Ni+1} \cdot \sec \theta_{i+1} \quad (8.6)$$

式(8.6)を整理すると本文中の式(3.37)が得られる。

3.2 式(3.38), 式(3.39)の誘導

式(3.37)中の u_{Ni} , u_{Si} , H_i を内力の水平成分 Z_{Hi}' , 底面反力 N_i' , 上載荷重の底面に垂直な成分 N_{Qi} によって表現して, 式を誘導する. 上の式(3.37)において, v_{n-1} の算出に必要な H_n は $H_n=0$ であるので, v_{n-1} には, 式(3.37)の関係と式(3.23), 式(3.30)とから, 式(8.7)の関係が得られる.

$$v_{n-1} = \left[m_{h\ n-1} \cdot Z_{Hn-1}' \cdot \tan(\alpha_{n-1} - \beta_{mn-1}') \right. \\ \left. + \left\{ m_{l\ n-1} \cdot (N_{n-1}' + N_{Qn-1}) \cdot \sec \alpha_{n-1} \right. \right. \\ \left. \left. - m_{l\ n} \cdot (N_n' + N_{Qn}) \cdot \sec \alpha_n \right\} / 2 \right] / (e \cdot A_{n-1}) \quad (8.7)$$

式(8.7)を, $1/e$ の関数として, 式(8.8)で表す.

$$v_{n-1} = v_{Tn-1} / e \quad (8.8)$$

$$v_{Tn-1} = \left[m_{h\ n-1} \cdot Z_{Hn-1}' \cdot \tan(\alpha_{n-1} - \beta_{mn-1}') \right. \\ \left. + \left\{ m_{l\ n-1} \cdot (N_{n-1}' + N_{Qn-1}) \cdot \sec \alpha_{n-1} \right. \right. \\ \left. \left. - m_{l\ n} \cdot (N_n' + N_{Qn}) \cdot \sec \alpha_n \right\} / 2 \right] / A_{n-1}$$

さらに, v_{n-2} の算出に必要な式(3.37)の H_{n-1} は, 式(3.23)と式(3.27)を式(3.28)に代入し, この式を式(3.29)に代入すると式(8.9)で与えられる.

$$H_{n-1} = \sum_{j=n-1}^{n-1} (Z_{Hj}' \cdot m_{h\ j} - v_{Tj} \cdot \tan \beta_{sj}') / e \quad (8.9)$$

したがって, v_{n-2} は, 上式と式(3.23), 式(3.30)とを式(3.37)に代入すると, 式(8.10)で表すことができる.

$$v_{n-2} = \left[B_{n-2} \cdot \sum_{j=n-1}^{n-1} (Z_{Hj}' \cdot m_{h\ j} - v_{Tj} \cdot \tan \beta_{sj}') \right. \\ \left. + Z_{Hn-2}' \cdot m_{h\ n-2} \cdot \tan(\alpha_{n-2} - \beta_{mn-2}') \right. \\ \left. + \left\{ m_{l\ n-2} \cdot (N_{n-2}' + N_{Qn-2}) \cdot \sec \alpha_{n-2} \right. \right. \\ \left. \left. - m_{l\ n-1} \cdot (N_{n-1}' + N_{Qn-1}) \cdot \sec \alpha_{n-1} \right\} / 2 \right] / (e \cdot A_{n-2}) \quad (8.10)$$

つまり， v_{n-2} も v_{n-1} と同様に

$$v_{n-2} = v_{Tn-2} / e$$

と表現できる．結局， i 番目のスライスの相対鉛直変位量は，より一般的に式(3.38)のように与えられる．

$$v_i = v_{Ti} / e \tag{3.38}$$

式中の v_{Ti} は，本文中の式(3.29)のとおりである．

付録4 SS法のモデルと変位の適合条件

SS法の内力の作用角は，剛体と仮定したスライスの変位から求められる．本付録4では，変位前に剛体と仮定したスライスが境界および底面のバネとスライダーの作用によって変位し，変位した後もスライスが同一形状のまま平行移動して保たれること，つまりスライスが剛体として振るまうことを示す．そしてそのことによって，SS法が変位の適合条件を満足していることを明らかにする．

SS法のモデルは，剛体スライスと弾性バネ，スライダーを組み合わせることで土塊の弾塑性的性質を表現したものであり，第 3 章に記載した内容は次のようにまとめられる．「本解析モデルは，図-8.6に示すようにスライスを剛体と仮定し，スライス境界面に垂直な線形弾性バネ(以下，バネ H という)と，平行な弾完全塑性バネ(以下，バネ V という)を置き，スライス底面に，垂直な線形弾性バネ(以下，バネ N という)と，平行な剛完全塑性のスライダーを設けたモデルである」．

SS法のモデルは，式(3.37)によって求められる隣接スライスとの相対鉛直変位量 v_i を求めるものである．この v_i を式(3.36)に代入して定まる鉛直変位量 v_i ，式(3.29)に代入して求められるスライスの水平変位量 H_i によって，スライスの水平と鉛直の変位量が求められる．

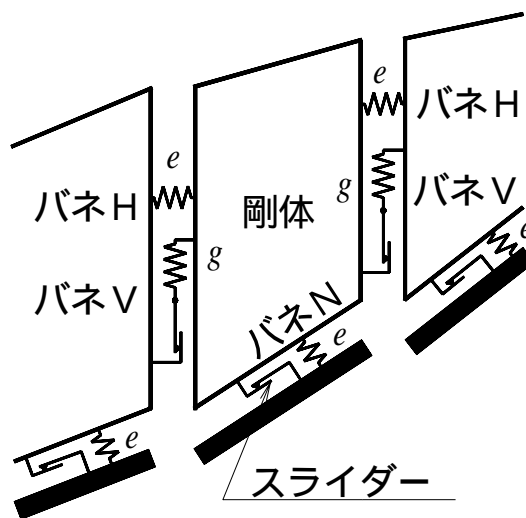


図-8.6 SS法のモデル
Fig. 8.6 Model of the SS method

$$v_i = \{ B_i \cdot H_{i+1} + u_{si} \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}') + u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i - u_{Ni+1} \cdot \sec \alpha_{i+1} \} / A_i \quad (3.37)$$

$$A_i = 1 + \alpha_i \cdot \tan \alpha_{si}' \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}') \\ B_i = \tan(\alpha_i - \alpha_{mi}') - \tan(\alpha_{i+1} - \alpha_{mi+1}')$$

$$v_i = v_i - v_{i+1} \quad (3.36)$$

$$H_i = \sum_{j=i}^{n-1} u_{Hj} \quad (3.29)$$

これらの式は，SS法のモデルに設定されているスライスの剛体仮定と，このスライスに設定された各バネとスライダーの作用によって求められたものであり，本付録4では，各バネとスライダーの機能を直接用いて，これらの機能を損なうことなく剛体スライスの変位によって上式が得られることを示す．

4.1 SS法のモデル

4.1.1 解析モデル

SS法の解析モデルを説明するために，各バネとスライダーの作用について述べる．

バネ H，バネ V の弾性バネ，バネ N は，土塊の弾性的性質を表現するためのものであり，バネ V のスライダー(以下，境界スライダーという)と底面のスライダー(以下，底面スライダーという)は，土塊の塑性的性質を表現するためのものである．このモデルでは，塑性的性質がスライス境界と底面に想定されているのみであり，スライス内には想定されていない．境界スライダーと底面スライダーは，この部分で土塊が塑性状態に達したときに作用する．SS法は底面に塑性状態を想定する極限平衡法に基づいているため，スライスの底面は常に塑性状態に達している．両スライダーはスライスの境界と底面が塑性状態のときに，それぞれダイレイタンシーの影響を受けながら塑性変位する．

4.1.2 本モデル要素の設定の目的

SS法は，スライス境界の鉛直方向の作用力(せん断力)をスライスの変位から求めるためのモデルである．モデルの目的は，スライス境界における内力の

作用角を決めるために必要な弾性バネ V の作用力，つまりスライス境界のせん断力を求めるために，バネ H，バネ N の土塊の弾性変位と，境界と底面の塑性変位，とによって得られる弾性バネ V の変位を求めることにある．

土塊の弾性的性質による変位を表現するバネ H の変位量 u_{Si} とバネ N の変位量 u_{Ni} とは，土塊を弾性体と考えたときの土塊の変位を，剛体スライスの変位として表現するために用いられる．このモデルでは，剛体スライスに設けられた各弾性バネの変位はスライスの弾性体としての変位を意味し，これらのバネによる変位量に応じてスライスを変位させることによって，スライスの弾性的性質を表現する．バネ H の変位量 u_{Si} とバネ N の変位量 u_{Ni} が与えられれば，変位前に剛体と仮定したスライスの変位量が求められ，このモデルの目的である弾性バネ V の変位量が求められることになる．

4.1.3 各バネとスライダの発揮する機能

土塊の水平方向と鉛直方向の弾性変位は，スライス境界に垂直な弾性変位と底面に垂直な弾性変位として発生する．一方，スライス境界や底面の塑性時のダイレイタンスの影響を受けた変位は，それぞれのすべり遷移層に生ずる変位である．これらは別々に独立して発生する現象であるため，その変位も独立している．したがって，バネ H と境界スライダーは変位に関して互いに独立しており，バネ N と底面スライダーに関しても互いに独立して作用する．

以下に各バネやスライダーの発揮する機能をまとめて示す．

1) バネ H

バネ H はスライス境界に水平に設定された弾性バネである．このバネは，水平方向の軸力による土塊の弾性変位を表現するもので，鉛直方向の変位を規定せず，バネ V のスライダーによる水平変位量 u_{DHi} に対して独立に作用する．

2) バネ V

バネ V はスライス境界に鉛直に設定された弾塑性バネである．弾性バネ V は，スライス境界において弾性バネ V 以外のバネ等によって求められた隣接スライスとの相対鉛直変位量 v_i を用いて，スライスに作用するせん断力を土塊の応力 - ひずみ関係から求めるためのものであり，スライスの変位量を全く

規定しない。

バネ V に付属するスライダー(境界スライダー)は、スライス境界が塑性状態に達した場合($i = 1$)に、ダイレイタンスーによる変位の方を規定するものであり、バネ H のところで述べたようにバネ H の変位に対して独立に作用する。バネ V が弾性状態の場合($i = 0$)は、境界スライダーの機能が發揮されないで、鉛直方向に変位する。

弾性バネ V と境界スライダーの鉛直変位量は、隣接スライスとの相対鉛直変位量 v_i によって決定される。相対鉛直変位量 v_i が求められると、バネ V が弾性状態の場合、弾性バネ V の応力 - ひずみ関係から弾性バネに作用する力(スライスのせん断力)が求められ、塑性状態の場合、境界スライダーの機能(ダイレイタンスーの影響)より境界スライダーの水平変位量 u_{DH_i} が決定される。塑性状態の場合の弾性バネ V には塑性時のせん断力が与えられる。

3) バネ N

バネ N は、スライス底面に垂直に設定された弾性バネである。このバネはスライス底面に垂直方向の軸力による土塊の弾性変位を規定するものであるが、スライスの変位に対しては、鉛直方向の変位を規定する。また、底面スライダーの変位に対して独立に作用する。

4) 底面スライダー

底面のスライダーは、極限平衡状態(塑性状態)にある底面におけるダイレイタンスーによる変位の方を規定するものであり、バネ N のところで述べたようにバネ N の変位に対して独立に作用する。底面スライダーの変位量は、スライスの水平変位量 H_i によって規定される。

4.2 各バネと各スライダーとによるスライス変位量

スライスの変位量(水平変位量 H_i 、鉛直変位量 v_i)の算定に必要な隣接スライスとの相対鉛直変位量 v_i を求める式(3.37)は、各バネと各スライダーの機能から求められる。図-8.7は i 番目スライスの変位状況を示したものである。図中の右側破線のスライスは i 番目スライスの変位前の位置であり、 P_1 はこのスライスの下側スライスとの境界上の点を示す。実線のスライスは、下側($i+1$ 番目)スライスが変位した後にバネ H とバネ N の機能が發揮していない段階に

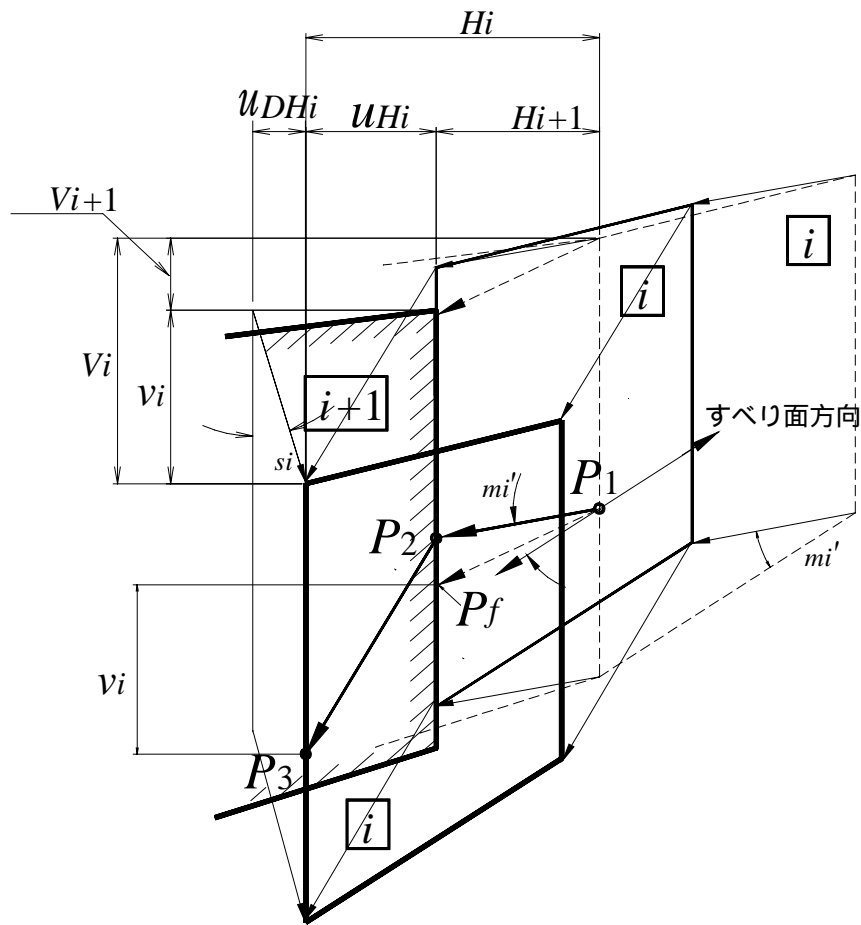


図-8.7 SS法におけるスライスの変位
 Fig. 8.7 Slice displacement of the SS method

における i 番目のスライスの変位位置 (P_2 に対応) を示し、太実線のスライスは i 番目のスライスの変位後の位置 (P_3 に対応) を示す。また、斜線付き太実線は、下側 ($i+1$ 番目) スライスの変位後の位置を示す。

さて、 i 番目スライス下側のスライス境界上の点 P_1 は、 $i+1$ 番目のスライスが移動すると底面スライダの作用によって P_2 に移動し、スライス境界が塑性状態の場合 ($i=1$) も含めて考えると、 i 番目スライスの内力等による底面バネ N 、境界バネ H 、境界スライダの作用によって最終的に P_3 に移動する。 P_1 から P_3 への移動状況を図-8.8に示す。また、弾性状態 ($i=0$) の場合は、 $u_{DHi}=0$ となる。移動量の各成分等の算定方法等は本付録4の注1に示されている。

4.2.1 スライス変位の求め方

変位前に同一位置にあった $i+1$ 番目と i 番目のスライスの下側境界上の点 P_1 が、図-8.7に示すように下側隣接スライス ($i+1$ 番目)の変位によって P_f へ移動し、それとともに、 i 番目スライス境界上の点 P_1 は P_3 へそれぞれ別々に変位する。このような隣接する 2 つのスライスの変位の違いから相対鉛直変位量 v_i が生ずる。相対鉛直変位量 v_i は、以下に示す各バネが発揮する機能より求められる。

バネ H の作用によって、土塊の弾性変位によって生ずる P_2 からの水平方向変位量 u_{si} が求められる。

底面スライダは、その作用にしたがってバネ N (鉛直方向変位 $u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i$) がない場合の変位の方向を規定し、その変位量は、 $i+1$ 番目スライスの水平変位量 H_{i+1} とバネ H、境界スライダの作用によって定まる u_{Hi} との和 (H_i)によって決まる。

境界スライダは、隣接スライスとの相対鉛直変位 v_i によってスライス境界が塑性状態 ($\alpha_i = 1$) の場合に機能を発揮する。このとき、境界スライダはダイレイタンシーの影響を受けて最終的な変位位置 P_3 への変位方向を規定する。この場合の鉛直変位量は相対鉛直変位量 v_i であり、水平変位量は境界スライダのダイレイタンシーの影響による水平変位量 u_{DHi} となる。この u_{DHi} を用いて H_i が定まり ($H_i = H_{i+1} + u_{si} - u_{DHi}$)、この値が底面スライダの変位量を規定する。

バネ N はすべり面に垂直方向の変位量を規定し、変位方向は、底面が極限平衡状態にあるので、底面スライダの影響により水平変位量 H_i に反しないように鉛直方向に変位する。

隣接スライス ($i+1$ 番目)との相対鉛直変位量 v_i は、上に示した各バネとスライダの発揮する機能によって算定される。したがって、 v_i から求められるスライスの水平変位量 H_i と鉛直変位量 v_i は、各バネが発揮する機能によって求められる。

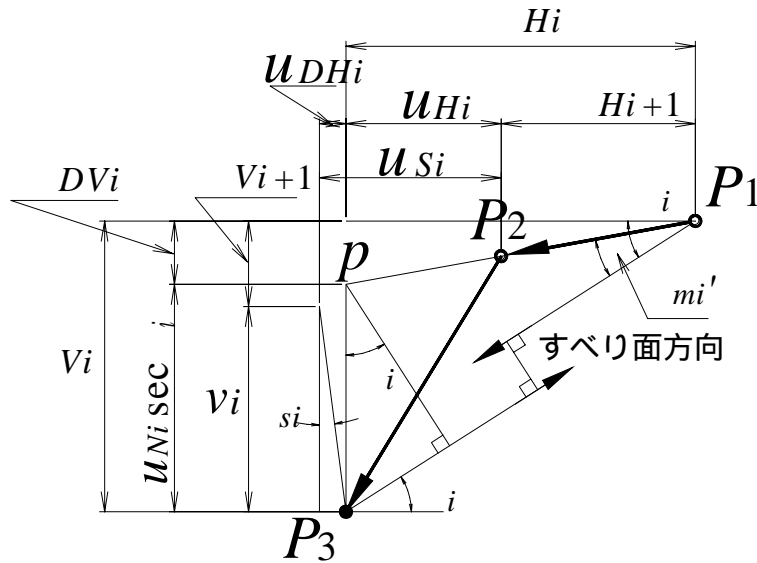


図-8.8 スライス境界上の点 P_1 の変位

Fig. 8.8 Displacement of P_1 located on the interslice plane

4.2.2 相対鉛直変位置 v_i の誘導

以上の各バネとスライダーが発揮する機能より求められる v_i の誘導を以下に示す。ここで、式(3.37)の v_i は、スライスの変位過程から各バネと各スライダーの機能を損なうことなく求められる。

図-8.8は、 i 番目スライスの下側スライス境界上の点 P_1 について、変位状況を示したものである。まず P_1 の水平変位成分に関して、 u_{Hi} は、 u_{DH} が定められれば u_{Si} (バネ H の変位置) が既知であるので式(3.28)によって決まり、そして H_{i+1} は既知であるので、式(3.29)'によって H_i が決定する。

$$u_{Hi} = u_{Si} + i \cdot u_{DH} \quad (i=1) \quad (3.28)$$

$$H_i = H_{i+1} + u_{Hi} \quad (3.29)'$$

この H_i が定めれば、 i 、 mi' 、 u_{Ni} は既知であるので、式(3.34)によって DVi が決まり、式(3.35)から P_1 の鉛直変位成分である Vi が決定する。

$$DV_i = H_i \cdot \tan(i - mi') \quad (3.34)$$

$$V_i = u_{Ni} \cdot \sec i + DV_i \quad (3.35)$$

さらに Vi が定めれば、 $Vi+1$ は既知であるので式(3.36)によって隣接スライスとの相対鉛直変位 vi が決まることになる。

$$v_i = V_i - V_{i+1} \quad (3.36)$$

したがって， v_i は， u_{DH_i} が定めれば求められることになるが，図-8.8や次の式(3.27)

$$u_{DH_i} = -v_i \cdot \tan \alpha_i' \quad (3.27)$$

からわかるように， u_{DH_i} も v_i の関数である．そこで，図-8.8の幾何学的な関係や式(3.36)に式(3.35)を代入することによって得られる次式の関係を導き，

$$v_i = DV_i + u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i - V_{i+1} \quad (8.11)$$

次に，この式において， V_{i+1} と u_{Ni} ， $\sec \alpha_i$ は既知であるので，

$$C_1 = u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i - V_{i+1}$$

とすると，式(8.11)は，

$$v_i = DV_i + C_1 \quad (8.12)$$

となる．上式中の DV_i は，式(8.12)あるいは式(3.27)～(3.29)，式(3.34)の関係から

$$DV_i = (u_{Si} + H_{i+1} - v_i \cdot \tan \alpha_i') \cdot \tan(\alpha_i - \alpha_i') \quad (8.13)$$

となる．さらに， α_i ， α_i' も既知であるので，

$$C_2 = \tan(\alpha_i - \alpha_i')，\quad C_3 = u_{Si} + H_{i+1}，\quad C_4 = \tan \alpha_i'$$

とすると，式(8.12)と式(8.13)から，

$$v_i = (C_1 + C_2 \cdot C_3) / (1 + C_2 \cdot C_4) \quad (8.14)$$

となり， v_i が決まる．そして，式(3.29)'と式(3.35)から P_1 の水平変位 H_i と鉛直変位 v_i が決まって， P_3 の位置が唯一解として定まる．ここで，式(8.14)は C_1 の V_{i+1} を式(3.34)と式(3.35)の関係を用いて変形して整理すると， v_i を求める式(3.37)と同義となる．以上の誘導過程は，図-8.8と対応させて求めたものであり，式(8.14)の v_i は，各バネ，スライダの機能を損なうことなく求められたものである．

このように，SS法のモデルは，速度場法のようにひずみ速度から解析式を誘導するのではなく，スライスの変位量からスライス変位を求める式(3.37)が誘導される．この変位量を用いることによって，スライスは剛体のままで変位することが可能となる．

以上のことを再度要約する．境界スライダのダイレイタンシーによる水平変位は，土塊の弾性的性質を表現したバネ H の変位量と独立に定まるので，

剛体スライスの水平変位 H_i は、

境界スライダのダイレイタンシーによる水平変位 u_{DH_i} 、と

スライスの弾性的性質を表現したバネ H の変位量 u_{Si}

の 2 つの変位の和によって基本的に決まる(式(3.28))。上側スライスには、下側スライスの変位に追随し、上側スライスの水平変位量 H_i は、さらにこの変位量 H_{i+1} を加えたものになる。

一方、スライスの鉛直変位量は、上記のスライスの水平変位量を破ることなく定まる。つまり、スライスの鉛直変位量 v_i は、

底面スライダによるダイレイタンシー角 α_{mi}' 方向に上記のスライスの水平変位量 H_i 分だけ移動し、このときに発生する鉛直変位量 Dv_i と、

土塊の弾性的性質を表現したバネ N の変位量 u_{Ni} が上記のスライスの水平変位量を破ることなく変位することによる鉛直変位量 $u_{Ni} \cdot \sec \alpha_{mi}'$

の 2 つの変位の和によって定まる(式(3.35))。

ところで、ここで求められたスライスの鉛直変位量 v_i は、下側のスライスの鉛直変位量との差によって求められる相対鉛直変位量 v_i を規定し(式(3.36))、この v_i は、スライスの水平変位量 H_i の一部であるスライダの水平変位量 u_{DH_i} を規定している(式(3.27))。つまり、 H_i と v_i は v_i の関数であることがわかる。ここで、変位の鉛直方向の条件式である式(3.37)を用いて唯一の v_i が定まり、 v_i によってスライスの水平変位量 H_i と鉛直変位量 v_i が求まる。この 2 つの変位量、つまり H_i と v_i は独立した方向であるので、境界スライダと底面スライダのダイレイタンシーによる変位方向が異なっても、この両者の変位方向に矛盾することなくスライスの変位の発生が可能となる。

4.3 変位の適合条件

SS法においては、以下に示す 2 つの条件、すなわち

スライスの変位量が唯一解として定まる(変位量の唯一性)

同スライス内の任意の点における変位量は同一である(任意点の変位量の同一性)

が満足されていることから、SS法のスライスは剛体のままで変位することが保証され、変位の適合条件を満足している。つまり、変位前に剛体と仮定した

スライス内の任意の点の移動量が唯一解として求められるのであれば，スライス内の任意の2点の変位前の位置関係は変位後も変わることがない．この関係はスライス内の全ての位置(点)に対して同様であるので，スライスは剛体のまま変位することになる．以下，各条件について検討する．

4.3.1 変位置の唯一性

スライスの水平変位置量 H_i と鉛直変位置量 v_i が，各スライスにおいて唯一解として算定されることを示す． v_i の算定式である式(3.37)が唯一解を与えることは，既に4.2.2で $i=1$ とした v_i の誘導から明らかにしたが，ここでは，式(3.37)の唯一性を示す．

スライスの変位は，末端スライス(n 番目)から順次上端スライス(1番目)へと求める．いま，下側($i+1$ 番目)スライスの変位置量が既に求められているとすると， i 番目スライスの相対鉛直変位置量 v_i を求める先の式(3.37)において， $i+1$ 番目スライスの水平変位置量 H_{i+1} は既知となる．スライス境界のバネ H と底面のバネ N に与える内力の水平成分と底面反力は，力学的つり合い条件から既に求められているため，これを既知とすると u_{Si} と u_{Ni} ， u_{Ni+1} も既知となる．すべり面傾斜角 α_i ， α_{i+1} ，土の内部摩擦角 β_i' ， β_{i+1}' は与えられた条件であるので既知である．また， λ_i はスライス境界の塑性状態の有無を示す係数(弾性時0，塑性時1)であり，変位と内力の収束計算のなかで決定されるもので既知である．したがって， i 番目スライスの相対鉛直変位 v_i を求める式(3.37)は，下側スライス($i+1$ 番目)の変位が求められた段階で，式(3.37)の右辺が既知となり，唯一の解を与える．

一方，末端スライス(n 番目)の変位 v_n は，境界条件 $H_n=0$ を式(3.34)に与えることによって得られる $Dv_i=0$ から式(3.35)によって求められる．したがって，求められた末端スライスの変位置量を初期値に用いることによって，順次上側に相対鉛直変位 v_i が求められるため，全ての各スライスにおいて唯一の解が得られる．スライスの水平変位置量 H_i と鉛直変位置量 v_i は，この v_i を根拠にして式(3.29)，式(3.35)によって決定されるので，これらの変位置量は唯一解として定まる．

4.3.2 任意点の変位量の同一性

スライス内の任意の 2 点 Pa_1, Pb_1 の位置座標を図-8.9のようにそれぞれ, Pa_1 を $(0,0)$, Pb_1 を (x,y) とする. 変位前にスライスを剛体と仮定していることと, 変位量が唯一の解として求められた4.3.1の結論より, Pa_1 の変位後の位置 (Pa_3)座標は, 式(3.37)によって求められた v_i と式(3.29), 式(3.36)を用いると, スライス境界上の点 P_1 の変位量と同じ変位量によって求められる座標 $(-H_i, -v_i)$ となる. 一方, P_1 と同じスライス内にある Pb_1 は, 同様に変位前にスライスを剛体と仮定し, かつ同一スライスで同じ変位量が求められる4.3.1の結論から, Pa_1 と同じ水平方向 $(-H_i)$, 鉛直方向 $(-v_i)$ の変位を生じ, その座標は $(-H_i+x, -v_i+y)$ となる. したがって, 変位前の相対的な位置座標の差 (x,y) と変位後の相対的な位置座標の差 (x,y) は同じであるので, スライス内の Pa_1 と Pb_1 の 2 点間の位置関係は変わることなく変位する.

変位前の Pa_1 と Pb_1 の位置関係は, 変位前の剛体スライス内の全ての位置 (点)において成立し, その変位量は全て同じであるため, スライス内部は位置関係を変えないことなく変位する. つまり, スライス内の 2 点の位置関係は変位後も同じであり, スライスが剛体として変位したことと同義である.

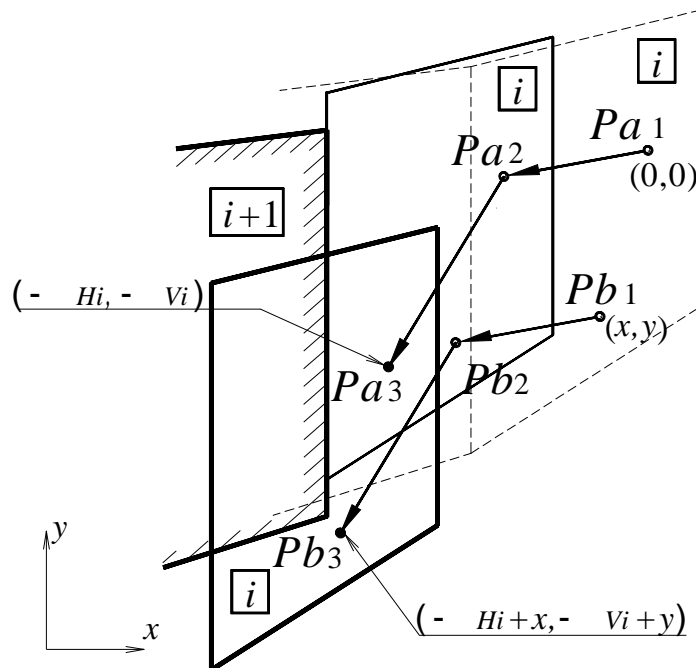


図-8.9 スライス内の任意の点 Pa_1, Pb_1 の変位

Fig. 8.9 Displacement of arbitrary point Pa_1, Pb_1 located in the slice

注1 図-8.8 の各成分の算定法

$\overline{P_1P_2}$ の水平成分 : H_{i+1} は、下側($i+1$ 番目)スライスの水平変位に伴って変位する i 番目のスライスの水平変位量であり、式(3.29)によって与えられる。 i 番目スライスの変位量の算定時においては既知である。

$\overline{P_1p}$ の水平成分 : H_i は i 番目スライスの水平変位量であり、式(3.29)によって与えられる。 i 番目スライスの変位量の算定時には当然未知である。

$\overline{P_1p}$ の鉛直成分 : DV_i は i 番目スライスの水平変位量 H_i (未知量)に伴ってすべり面沿いにダイレイタンスの影響を受けて変位したときの i 番目スライスの鉛直変位量であり、式(3.34)によって与えられる。この量は i 番目スライスの変位量の算定時には未知である。

$\overline{P_2P_3}$ の水平成分 : u_{Hi} はバネ H による土塊の水平軸変位量 u_{Si} とスライス境界のダイレイタンスの影響による軸変位量 u_{DHi} との和であり、それぞれ式(3.23)、式(3.27)によって与えられる。この値は i 番目スライスの変位量の算定時には未知である。

$\overline{pP_3}$ の鉛直成分 : $u_{Ni} \cdot \sec \alpha_i$ はバネ N による底面に垂直方向の土塊の変位を示す既知量である。 $\overline{P_1p}$ の鉛直成分 DV_i との和によって、式(3.35)の鉛直変位量 v_i が表現される。

v_i : 隣接スライスの相対鉛直変位量を示し、式(3.37)によって与えられる未知量である。

V_{i+1} : 下側($i+1$ 番目)スライスの鉛直変位量であり、式(3.35)によって与えられる。この量は i 番目スライスの変位量の算定時には既知である。

$\overline{P_1P_3}$ の鉛直成分 : v_i は i 番目スライスの鉛直変位量であり、式(3.35)によって与えられる未知量である。

u_{DHi} : スライス境界のスライダーによる水平方向の変位量であり、式(3.27)によって与えられる未知量である。

付録5 準 Newton 法による斜面安定解析の最適化

斜面安定解析の最適化法には、組み合わせによる最適化方法の一つである動的計画法(dynamic programming method, 以下, DP法という)(Baker,1980, Talesnick, 1984, 山上・植田,1986, 久保田・中村,1991)や非線形計画法の一つである共役勾配法(conjugate gradient method)(荒井・田行,1985)など(Celestino,1981, 山上・植田,1987, Baker,1978)を用いた方法が提案されている。Fellenius法やJanbu法では目的関数(安全率)を加法性関数で表すことができるため, DP法の適用が可能である(山上・植田,1986, 久保田・中村,1991)。SP法(Spencer法)(Spencer, 1973)においても, 内力の作用角を各スライスで一定とする場合, 適用することが可能である(近藤,1996a)。

ところが, SS法においては, 各内力の作用角をスライスの変位から求めるため, 目的関数(安全率)を加法性関数で表現することが困難である。このため, SS法の最適化には非線形関数の最適化が可能な非線形計画法の一つである準Newton法(Quasi-Newtonian method)を用いている。この方法は荒井・田行(1985)が斜面安定解析の最適化に適用した共役勾配法と同様な方法である。

5.1 準 Newton 法の概要と斜面安定解析への適用

準Newton法(以下, QN法という)は, 非線形計画法のうち制約のない最適化問題に対する代表的な方法の一つである(茨木・福島,1993)。斜面安定解析の最適化は最小安全率を求めることであり, そのときのすべり面が最適化されたすべり面(臨界すべり面)となる。したがって, 斜面安定解析の最適化は, 目的関数に安全率 F_s を用いて, 次の式(8.15)で表すことができる。

$$\min F_s(\mathbf{x}) \quad (\mathbf{x} \in R^m) \quad (8.15)$$

ここに, $F_s(\mathbf{x})$ は安全率 F_s が \mathbf{x} の関数であることを意味し, \mathbf{x} はすべり面の位置を表す m 次元の変数ベクトルである。 R^m は実数を成分とする m 次元ベクトル全体の集合を表し, 2 回連続的微分可能とする。ベクトル \mathbf{x} はすべて列ベクトル, すなわち $\mathbf{x} = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_m)^T$ とし, ベクトルの列は上付き添字を用いて $\{\mathbf{x}^{(j)}\}$ のように表す。 j は反復計算回数に対応する。ここで, 斜面安定解析の

最適化は、式(8.15)の F_S を最小化するすべり面位置(変数ベクトル \mathbf{x})を決定することである。

さて、次式

$$F_S(\mathbf{x}) = F_S(\mathbf{x}) / x_i \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (8.16)$$

で表される勾配ベクトル $F_S(\mathbf{x})$ は、 \mathbf{x} における関数 F_S の増加率が最大となる方向であるから、 F_S の最小化に有用なベクトルである。QN法は、この $F_S(x)$ とともに探索方向ベクトル \mathbf{d} の決定に用いられる行列 $\mathbf{H}^{(j)}$ を、目的関数のヘッセ行列 $F_S^2(\mathbf{x})$ の逆行列の近似となるように、目的関数に関する情報を用いて逐次更新して、最適解を求める方法である。 $\mathbf{H}^{(j)}$ の更新にはいくつかの方法が提案されているが、ここでは、Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno(BFGS)公式を用いる。

QN法の計算手順を以下に示す。

- 1) 適当な初期点 $\mathbf{x}^{(0)} \in R^m$ (すべり面位置を規定する \mathbf{x} ベクトル)を選び、
 $\mathbf{H}^{(0)} = I, j=0$ とおく。ここに、 I は単位ベクトルである。
- 2) 探索方向ベクトル $\mathbf{d}^{(j)}$ を次式

$$\mathbf{d}^{(j)} = -\mathbf{H}^{(j)} \cdot F_S(\mathbf{x}^{(j)}) \quad (8.17)$$

を用いて計算する。ここにおいて、 $F_S(\mathbf{x}^{(j)})=0$ ならば計算を終了する。

- 3) 式(8.17)から得られた $\mathbf{d}^{(j)}$ の探索方向へ \mathbf{x} を変化させたときに目的関数(安全率)が最小となるステップ幅 $t=t^{(j)}$ を次式の

$$\min_t F_S(\mathbf{x}^{(j)} + t \cdot \mathbf{d}^{(j)}) \quad (8.18)$$

一次元の最適化問題を解いて求め、目的関数(安全率)がより小さな値になる $\mathbf{x}^{(j+1)}$ を次式によって決定する。

$$\mathbf{x}^{(j+1)} = \mathbf{x}^{(j)} + t^{(j)} \cdot \mathbf{d}^{(j)} \quad (8.19)$$

- 4) 点 $\mathbf{x}^{(j)}$ から $\mathbf{x}^{(j+1)}$ への勾配ベクトルの変化に基づいて行列 $\mathbf{H}^{(j)}$ を BFGS 公式により更新し、 $\mathbf{H}^{(j+1)}$ を定め、 $j=j+1$ とおいて 2)へ戻る。

5.3 非線形計画法(準 Newton 法)と動的計画法の解の特徴

斜面安定解析法にSS法を用いた最適化計算では，前述のとおりDP法の適用が難しい．このため，SS法では，非線形計画法による最適化法を用いているが，この方法は DP法に比べて最適化精度が高いという特徴をもっている．このことを斜面安定解析法に式(5.2)の k_i を各スライスで一定とする SP法を用いた解析例によって示す．

図-8.11に示す斜面を用いてDP法とQN法の最適化の比較を行う．土質強度には，内部摩擦角 $\phi'=25.0^\circ$ ，粘着力 $c'=1.019\text{tf/m}^2$ (9.982kN/m^2)，土塊の単位体積重量 $\gamma_c=1.80\text{tf/m}^3$ (17.64kN/m^3)を用いる．この斜面のDP法による最適化結果は付録 10 および近藤の文献(近藤,1996a)に示されている．同図には，DP法の最適化結果と，スライス分割位置を DP法と同一としたときのQN法による最適化結果が示されている．このほか図-8.11には，斜面にアンカー力 ($4.44\text{tf/段}\cdot\text{m}$ ($43.51\text{kN/段}\cdot\text{m}$)) が導入された状態の最適化結果も示されている．この結果は図の下側の2つのすべり線として描かれている．

解析の結果，アンカー力のない場合とある場合の両者において，QN法によって最適化された安全率が DP法に比べて小さな値となった．つまり，アンカー力のない場合には，DP法で $F_s=1.000$ に対して，QN法ではこの値より小さい $F_s=0.975$ が求められ，アンカー力のある場合においても，DP法で $F_s=1.500$ に対して，QN法ではこの値より小さい $F_s=1.466$ が求められている．両者の解析式にはともに SP法が用いられ，スライス境界位置を同一にして解析していることから，この安全率の違いは，QN法によって，より精度の高い最適化が行われた結果であることがわかる．また，QN法によって最適化されたすべり面は，DP法に比べて，なめらかな形状となっている．なめらかな形状の度合いはアンカー工のない場合に特に顕著である．アンカー工がある場合は，斜面末端から水平方向に 5m の距離にあるスライス境界で少し上に凸な傾向がみられるが，これは SP法によるアンカー力の影響によるものと考えられる．

このような違いが生ずる理由は，DP法ではスライス境界上の不可算な点を有限個の候補点に離散化し，最適化されたすべり面が各境界のこの点の組み合わせの中から求められるのに対して，QN法ではスライス境界上の不可算な候補点の中から必要な精度で最適化されたすべり面位置が求められているため

ある．また，DP法では，すべり面となりうるスライス境界上の候補点の位置によって，すべり面がとりうる形状の自由性が限定されることも原因として考えられる．以上のように，QN法は DP法に比べて，すべり面の位置決定にあたっての自由性が大きいいため，より精度の高い最適化が可能であり，斜面安定解析の最適化におけるQN法などの非線形計画法の有効性を認めることができる．

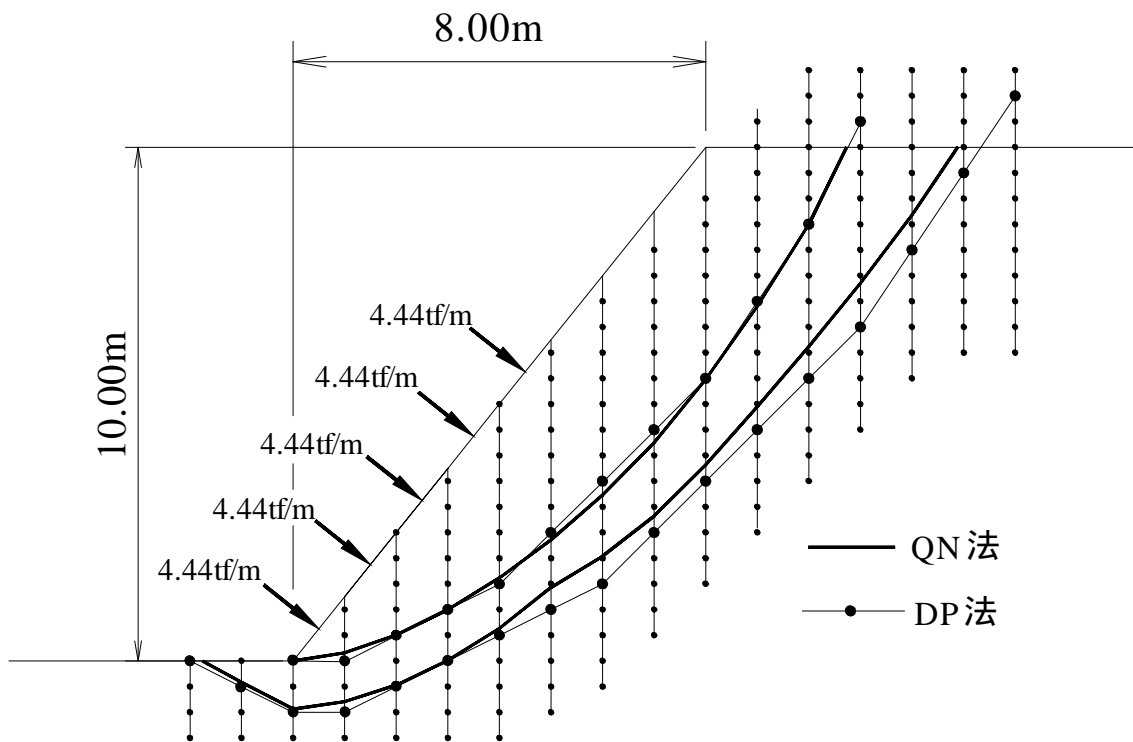


図-8.11 QN法とDP法による最適化の比較(SP法による)

Fig. 8.11 Comparison of optimum results obtained from the QN and DP methods using the SP method

付録6 剛体ばねモデルの概要と特徴

川井(1977)は、固体の塑性変形の本質は「すべり」であり、载荷の極限状態で、固体はいくつかの剛体ブロックからなるリンク機構を形成し、不安定となっていく実験事実に基づいて、剛体ばねモデル(Rigid Body Spring Method; RBSM)と称するモデルを提案した(鷲津ら,1992, 竹内,1991a)。

このモデルでは、対象物を図-8.12に示すように有限個の微小剛体要素の集合体と見なしている。各要素どうしは、その接触境界面上に連続的に分布しているバネによって連結されて、これらのバネの変形によって固体の変形や内力の伝達が行われると仮定している。すなわち、要素境界边上に、体積変化とせん断変形に抵抗する2種類のバネをもうけて、要素境界辺に分布した応力をバネの仕事により集中化されたエネルギーとして評価する。そうすると、各要素の変位はその内部の1点(たとえば重心)の変位で表すことになり、塑性変形や接触問題の本質である境界面上のすべりの表現が可能となる。また、要素の剛体マトリックスの大きさが、1次元、2次元、3次元体のいかにかわらず、最大(6 × 6)であり、しかも陽形式に公式化されるので、一般に全体の計算時間が短縮される可能性がある。この方法は、要素内応力は考えられていないが、崩壊機構条件と要素境界边上の表面力のつり合い条件が満足されているため、崩壊荷重に対する上界値を与える。したがって、剛体ばねモデルは、一般化された離散化極限解析用のモデルに位置づけられる。

地盤力学が対象にする土や岩盤は、相対的にずれる「すべり」の性質や、引っ張りに弱く亀裂が入りやすい性質をもっている。したがって、土や岩盤などの解析にあたっては、不連続体としての取り扱いが必要になる。有限要素法では、不連続性の概念を導入するため、定ひずみ要素の間に Goodmanら(1968)などの「ジョイント要素」と呼ばれる不連続要素を導入する方法が提案されている。ところが、一般に、すべりや引っ張り破壊の生ずる位置をあらかじめ想定しておくことが難しいため、この方法では、ジョイント要素以外の箇所の破壊によって、得られる解が定ひずみ要素の性質に依存することも考えられる。一方、剛体ばねモデルでは、変位パラメーターを剛体要素内に設定するため、土塊のすべりや亀裂の導入、さらに亀裂の再接触現象に対する取り扱いが比較的

簡単である．したがって，剛体ばねモデルは地盤問題に対して適応性が高いモデルであるといえる．

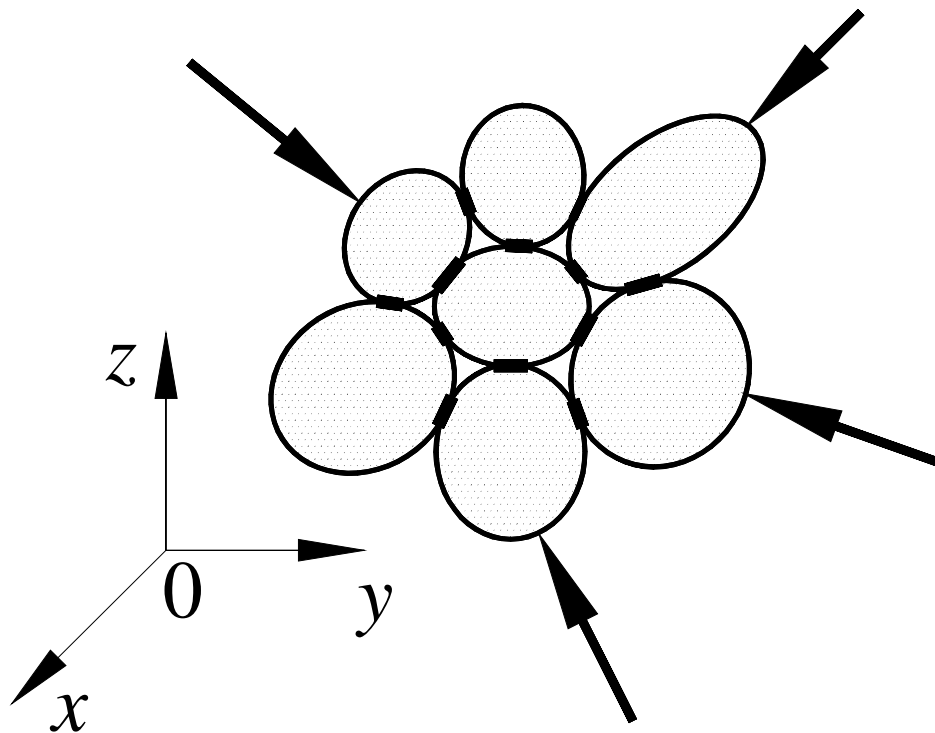


図-8.12 剛体ばねモデル
Fig. 8.12 Rigid Body Spring Model

付録7 剛体ばねモデルにおける全体安全率

7.1 斜面安定解析における安全率

地盤を弾塑性体とする剛体ばねモデルを用いて、斜面土塊のすべり現象を解析すると、すべり面での局所安全率は、位置によって異なった値を示す。すべり面の全体にわたって土質強度の等しい円弧すべりを例にとれば、斜面の上部が活動域、斜面下部が抵抗域となるため、局所的な安全率は上部で低く下部で高い値を示す(矢田,1989)。つまり、崩壊やすべりの発生していない斜面の安定解析では、すべり面にせん断抵抗力が滑動力より大きい弾性域をもつ現象を取り扱うことになる。

このような現象に対して、剛体ばねモデルのような応力 - ひずみ関係の導入された離散化モデルを用いて解析すると、局所的な安全率とともに土塊の変位を把握することができる。このような情報は実際の土塊のすべり現象を理解するうえで有用なものとなる。この方法は、局所的な安全率の把握は可能であるが、その反面、斜面全体の安定性を一つの指標で表すことが難しい方法といえる。これに対して、極限平衡法のような全般せん断破壊を前提とする方法は、土塊の変位状況を把握することはできないが、斜面の安定性を全体安全率として一つの指標によって表現できる特徴をもっている。このため、斜面の安定性の評価に極限平衡法による安全率が多用されている。

極限平衡法に基づく斜面安定解析の安全率 F_S には、主として次の 2 つの表現法が用いられている。一つは、円弧すべりの円弧の中心における、滑動モーメント M_D と抵抗モーメント M_R の比として、次の式(8.20)

$$F_S = M_R / M_D \quad (8.20)$$

で定義されるものである。たとえば、Fellenius法(Fellenius,1936)における安全率がこれにあたる。この表現法は、非円弧すべりには適用しにくい。

もう一つは、Bishop法(Bishop,1954)、Janbu法(Janbu,1955)、M&P法(Morgenstern-Price法)(Morgenstern & Price, 1965)、SP法(Spencer法)(Spencer,1973)などの代表的な斜面安定解析法で用いられているもので、すべり面に沿って発揮される Mohr-Coulomb の破壊規準に基づくせん断抵抗力と、すべり面に沿う滑動力

との比として，次の式(8.21)

$$F_s = \frac{\sigma' \cdot \tan \phi' + c'}{\sigma'} \quad (8.21)$$

で定義されるものである．ここに， F_s ：安全率， ϕ' ：有効応力に関する内部摩擦角， c' ：有効応力に関する粘着力， σ' ：すべり面における有効垂直応力， τ' ：単位面積当たりの滑動力(せん断力)である．式(8.21)を次に示す式(8.22)

$$F_s = \frac{\tau'}{\sigma' \cdot \tan \phi'} + \frac{c'}{\sigma'} \quad (8.22)$$

のように変形すると，この安全率が土質定数の低減率として表現されることがわかる．つまり，この安全率は，滑動時の土質定数に対する現況の土質定数の安全性(以下，強度安全率という)を示すものといえる．

強度安全率は，材料力学における安全率と概念的に同じで，物理的な意味が明確である．また，実際の崩壊や地すべり現象を観察すると，円弧すべりとは判断できないものもしばしば見受けられるが，強度安全率を用いれば，非円弧すべりに対しても適用可能である．したがって，式(8.21)の安全率は式(8.20)に比べて，より一般性をもつ表現法と考えられる．このため，この表現法は斜面安定問題や地すべり斜面安定問題に多く用いられている．

以上のように，斜面安定解析に用いる安全率に全般せん断破壊を前提とした全体安全率を採用することにより，剛体ばねモデルでは表しにくい斜面全体の安定性を，一つの指標によって表現することが可能となる．また，安全率に強度安全率を採用することによって，非円弧すべりに対する安全率の表現が容易になり，より一般性が生ずるといえる．

7.2 局所的な応力から求める剛体ばねモデルの全体安全率

剛体ばねモデルの全体安全率の算出法には，すべり面における局所的な応力を用いて求める次の方法がすでに提案されている．すなわち，解析によって滑動にいたらない場合($F_s > 1$)において，すべり面に隣接する要素境界辺における積分点の垂直応力 σ'_R ，せん断応力 τ_R ，要素境界辺長 l から，次の式(8.23)

で求める方法(矢田,1989)である .

$$F_S = \frac{\{ (R' \cdot \tan \theta' + c') \cdot l \}}{(R \cdot l)} \quad (8.23)$$

ここで、この式(8.23)による全体安全率と、極限平衡法における強度安全率の違いについて考える。式(8.23)から得られる斜面全体の安全率を強度安全率と考えると、この式を次の式(8.24)

$$(R \cdot l) = \left\{ \left(R' \cdot \frac{\tan \theta'}{F_S} + \frac{c'}{F_S} \right) \cdot l \right\} \quad (8.24)$$

のように変形する。こうしたとき、式(8.23)の安全率が強度安全率としての意味をもつためには、すべり面のある要素境界辺 A の垂直応力 R_A' とせん断応力 R_A に、次の式(8.25)

$$R_A = R_A' \cdot \frac{\tan \theta'}{F_S} + \frac{c'}{F_S} \quad (8.25)$$

の関係が成立する必要がある。一方、剛体ばねモデルによる解析において、要素境界辺 A が塑性状態、つまり局所安全率が 1 の場合を想定すると、この要素境界辺 A の応力 (R_A' , R_A') には、次の式(8.26)

$$R_A' = R_A' \cdot \tan \theta' + c' \quad (8.26)$$

の関係が成立している。この式(8.25)と式(8.26)の 2 つの式の形からわかるように、式(8.26)の R_A と式(8.25)の R_A' の値は異なっている。 R_A には R_A' に比べて、強度安全率にしたがって小さなせん断力 R が算出される。つまり、剛体ばねモデルでは、せん断抵抗力 R を発揮される土質定数が、そのまません断抵抗力に役立てられているが、極限平衡法では、安全率にしたがって低減された土質定数に基づくせん断抵抗力 R しか発揮されない。このため、式(8.26)に用いられる R_A' の値は、安全率を強度安全率と考えたときの式(8.25)のせん断力 R_A の値と異なり、式(8.23)の全体安全率は強度安全率としての意味をもっていないことになる。式(8.23)の全体安全率は $F_S=1$ のとき、すなわ

ち， $F_{RA} = F_{RA'}$ のときに強度安全率としての意味をもつことになる。

ところで，局所的な応力から求める式(8.23)の全体安全率は，式(8.23)を次の式(8.27)

$$(F_{RA} \cdot l) = \left\{ (F_{RA'} \cdot \tan \phi' + c') \cdot \frac{l}{F_S} \right\} \quad (8.27)$$

のように変形すると，物理的な意味が明らかになる。つまり，式(8.23)の全体安全率は，滑動力に対して，せん断抵抗力を受けもつすべり面長さの低減率として定義されていることがわかる。

以上のことから，式(8.23)の安全率 F_S は，極限平衡法の全体安全率と対比できないことがわかる。

7.3 すべり面全体に塑性状態を想定した剛体ばねモデルの全体安全率

付録7.1，付録7.2の検討結果を踏まえ，剛体ばねモデルによる全体安全率の算出に，以下の方法を提案する(近藤,1994，近藤,1996b)。提案法は，弾塑性有限要素法における「せん断強度低減法」を剛体ばねモデルに適用したものである。別な言い方をすれば，この方法には斜面の全体安全率として，強度安全率が採用された方法といえる。この方法では，すべり面全体が塑性状態，すなわち極限平衡状態のすべり面強度を，土質強度の低減率として求めるものである。この方法によって，現在多く用いられている極限平衡法の強度安全率(全体安全率)との対比が可能となる。

現在，弾塑性有限要素法による斜面問題の解明が試みられている。この方法から得られる安全率も，一般に局所安全率であるため，極限平衡法の全体安全率との関係が剛体ばねモデルと同様，明確でない。このため，弾塑性有限要素法から斜面の全体安全率を求める方法として，前述の「せん断強度低減法」が提案されている(Zienkiewicz, Humpheson & Lewis,1975，小林,1984，松井・San,1988，鵜飼,1989)。この方法は，せん断強度を順次低減することによって生ずる解の発散を，破壊と定義し，そのときの低減率を全体安全率にするというものである。

先にも述べたように，剛体ばねモデルは離散化された極限解析用のモデルに

位置づけられる。つまり、本来この方法は、ある構造体の破壊荷重と破壊機構を解析するものである。したがって、この解析法では、構造体の破壊時までの解析が可能であり、斜面安定解析においては、すべり面のすべてのバネが塑性状態、つまり滑動状態まで解析することができる。このため、この方法による解は、弾塑性有限要素法における「せん断強度低減法」による解と違って、発散という数値計算上の現象に依存しない。

ここで提案する剛体ばねモデルの全体安全率は、次の式(8.28)

$$v = \tau' \cdot \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{c'}{F} \quad (8.28)$$

に示すような、土質定数($\tan \phi'$; c')を定数 F で除して求めた仮想的なせん断強度 v を、すべり面におけるせん断抵抗力と考慮して算出される。そして、すべり面の全体が塑性化する最小の F を、全体安全率にするという方法で全体安全率が求められる。この F は、式(8.28)からわかるように、式(8.22)の強度安全率として定義されている全体安全率 F_s と概念が同じである。したがって、提案法の全体安全率は、極限平衡法の全体安全率と対比することが可能である。

具体的には、非線形解析に荷重増分法を用いる場合、ある F に対して、予定の負荷が未完了の段階で、すべり面のすべてのバネが塑性化した場合には、式(8.28)における F を低減し、仮想的なせん断強度を増加させる。一方、予定の負荷が完了した段階で、すべり面のバネに弾性状態が残っている場合には、 F を増加させて、仮想的なせん断強度を減少させる。このような計算を繰り返して、すべり面のすべてのバネが塑性化する仮想的なせん断強度の最大値を、ある定められた精度内で収束計算により求める。そして、このときの F を全体安全率 F_s にする。概略の流れを図-8.13に示す。ここに、「すべてのバネ」とは、土塊(スライス境界)に引っ張り破壊が発生したところから、斜面上部のすべり面を除いた部分である。

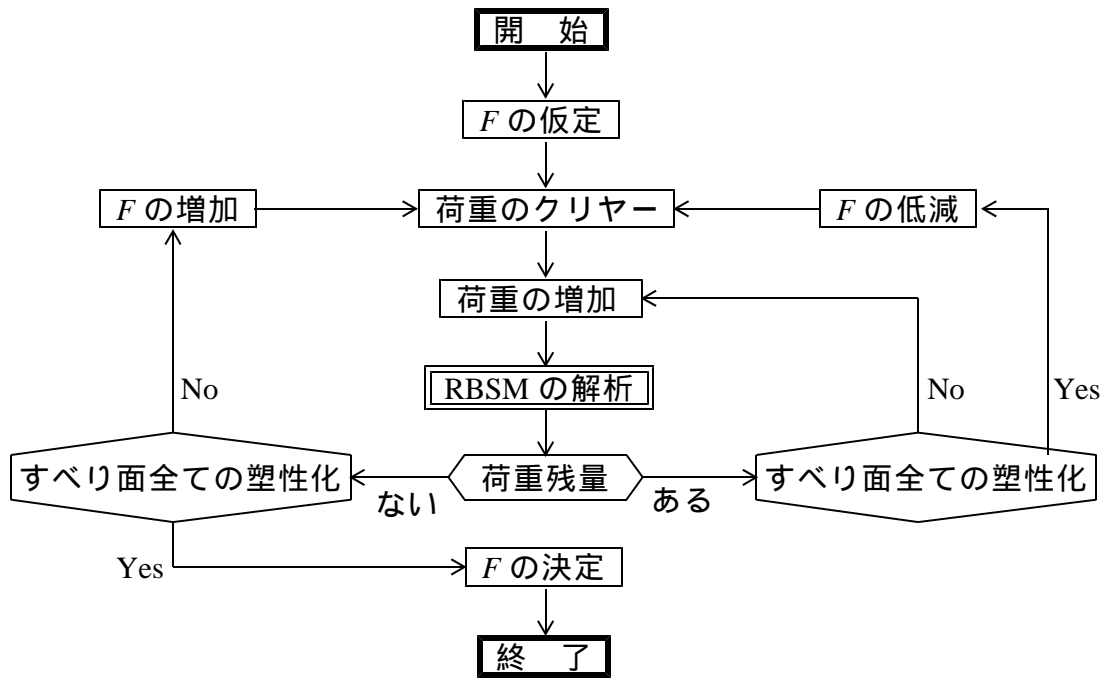


図-8.13 全体安全率算出の概略流れ図
 Fig. 8.13 General flow chart used for the analysis of the overall safety factor

付録8 ダイレイタンシー角とSS法の解との関係

SS法は、内力の作用角を決定するためにスライスの変位を求めるが、この変位にはダイレイタンシー角の影響が考慮されている(この影響を考慮しないことも可能である)。SS法の解析式は、ダイレイタンシー角を内部摩擦角と同値とする関連流れ則に基づいて誘導されるが、ダイレイタンシー角に与える値を変えることによって、非関連流れ則に基づく解析も可能である。

SS法の解は、スライス変位を規定する一因子であるダイレイタンシー角を変えることによって変化すると推定される。そこで、ダイレイタンシー角が解に与える影響を支持力問題、土圧問題を例にして検討する。支持力問題の解析条件としては、第 4 章の 4.2 と同様に N_c 、 N_q に対しては、内部摩擦角 $\delta = 30^\circ$ 、 N_r に対しては $\delta = 35^\circ$ の地盤を想定し、主働・受働くさびの中央境界に水平境界条件を与えず、地盤を 5 つのスライスに分割して解析を行う。また、主働・受働土圧問題の解析には、内部摩擦角 $\delta = 30^\circ$ 、壁面摩擦角 30° を想定し、支持力問題と同様、主働・受働くさびの中央境界に水平境界条件を与えない。主働土圧に対しては、地盤を 3 つのスライス、受働土圧に対しては、6 つのスライスにそれぞれ分割して解析を行う。

解析によって得られた支持力係数(N_c 、 N_q 、 N_r)と第 4 章の式(4.1)の k を図-8.14に示す。各解析とも、ダイレイタンシー角が小さくなるにしたがって、支持力係数も小さくなり、これとは反対に、 k は大きくなる傾向を示す。 N_c (正解値 30.1)は、ダイレイタンシー角 $0^\circ \sim 30^\circ$ に対して、29.7~32.2(変化量 7.8%)の変化を示し、 N_q (正解値 18.4)は、同様に 17.6~19.6(変化量 10.2%)の変化を示す。 N_r (Grahamら 17.4)は、ダイレイタンシー角 $0^\circ \sim 35^\circ$ に対して、17.4~18.1(変化量 3.9%)の変化を示す。このときに最適化されたすべり面形状の変化について、 N_q を例に図-8.15に示す。すべり面形状は、ダイレイタンシー角が小さくなるにしたがって、下への凸傾向が増大し、 0° のときには円弧に近い形状を示す。

次に、主働・受働土圧問題の解析結果を図-8.16に示す。両者の土圧係数の変化量は支持力の場合と比較して小さい。また、受働土圧係数 K_p は、支持力の場合の変化傾向と同様に、ダイレイタンシー角が小さくなるにしたがって、小さくなる傾向を示す。 K_p は、ダイレイタンシー角 $0^\circ \sim 30^\circ$ に対して、6.785

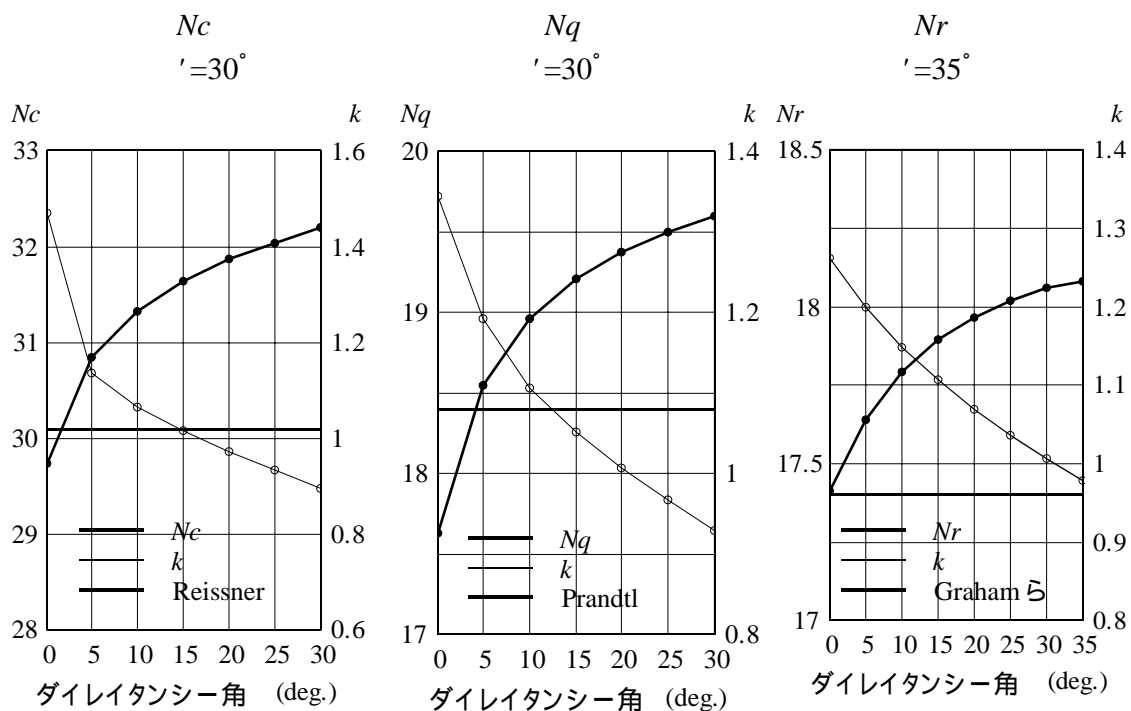


図-8.14 ダイレイタンシー角に対する支持力係数の変化
Fig. 8.14 The coefficients of the bearing capacities depending on the angle of dilatancy

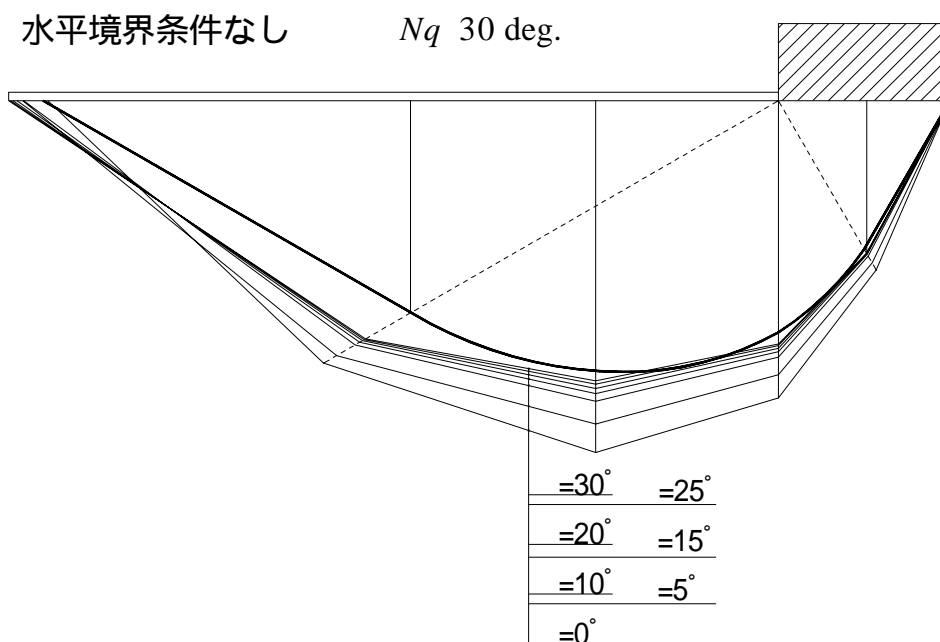


図-8.15 ダイレイタンシー角に対する支持力破壊形状の変化
Fig. 8.15 The rupture shapes of the bearing capacities depending on the angle of dilatancy

~6.831(変化量 0.7%)の変化を示す。一方，主働土圧係数 K_a は，ダイレイタンシー角 $0^\circ \sim 30^\circ$ に対して， $0.3062 \sim 0.3059$ (変化量 -0.1%)の変化を示し，わずかな変化量であるが， K_p と反対の傾向を示す。 k の値は，主働・受働土圧ともに，ダイレイタンシー角が小さくなるにしたがって，大きくなる傾向を示す。この傾向は支持力問題の解析の場合と同様である。主働・受働土圧のすべり面形状は，ダイレイタンシー角の変化に対して，非常に小さいことを確認している。

以上のように，ダイレイタンシー角の違いがSS法の解に与える影響を検討した。SS法の解はダイレイタンシー角の影響を受け，その影響は支持力係数に比べて土圧係数において小さく，今回の検討ケースにおける支持力問題($Nc30^\circ$ ， $Nq30^\circ$ ， $Nr35^\circ$)では，支持力係数の変化はそれぞれ 8%，10%，4% 程度を示したが，主働・受働土圧係数 K_{a30° ， K_{p30° では 1%未満のわずかな変化であった。

この問題は柴田・関口(1995)によって詳論されているように，非常に複雑であり，本論文においては，通常，剛体ばねモデル(川井・竹内,1990)で行われているのと同様，関連流れ則を仮定するが，上に示したように，SS法は非関連流れ則に基づく解析も可能である。

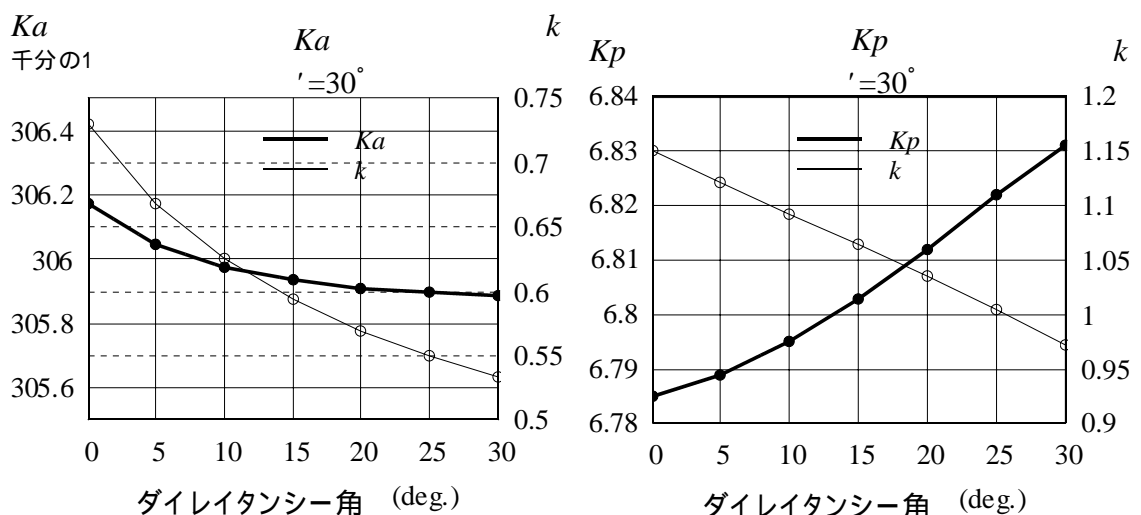


図-8.16 ダイレイタンシー角に対する土圧係数の変化

Fig. 8.16 The coefficients of the earth pressures depending on the angle of dilatancy

付録9 剛体ばねモデルにおける間隙水圧の解析法

剛体ばねモデルによる間隙水圧の解析法としては、剛体要素境界辺の midpoint における間隙水圧を、その境界辺の平均的な値として計算する近似的な方法(波田ら,1980, 千葉ら,1986)が提案されている。この方法においては、この方法の近似性から境界辺が長い場合や境界の一部が地下水位以下に没している場合に、誤差の発生が考えられる。ここでは、上記のような近似的な方法ではなく、地下水位からの深さに対応した間隙水圧が境界辺全体において評価される方法を提案する。

解析プログラムは、川井らの文献(1990)に示されているプログラムに追加変更して作成している。地盤の引っ張り破壊に対しては、文献(竹内・川井,1987, 竹内・川井,1988)をもとに定式化を行い、プログラムを作成している。

9.1 間隙水圧の定式化

定式化にあたっては、間隙水圧値を地下水位からの水頭差によって表現する。そして、この水圧が剛体要素境界辺に作用すると考える。

解析は以下に示す方法で行う。まず、要素境界辺上に作用する間隙水圧を剛体要素の自由度の設定点における等価な力(等価力)に変換する。次に、各境界辺に作用する間隙水圧に基づく等価力を合計し、さらにこの要素に作用する自重等の荷重と併せて荷重項に加算する。そして、この荷重項とバネ剛性行列を用いて斜面全体の解析を行う。以上のような解析法を用いると浸透流の影響が水圧法によって考慮されることになる。

要素境界辺は、境界辺と地下水位の位置関係から、次の2つの状態に分けられる。つまり、境界辺全体が地下水に没する境界(以下、水没境界という)と、境界辺の一部が地下水に没する境界(以下、一部水没境界という)の2つである。このような状態を適切に評価するためには、要素境界辺の水没部分に間隙水圧を作用させる必要がある。

定式化にあたっては、以下の2点に留意する。

剛体要素境界辺に作用する間隙水圧を境界辺沿いに線積分して、等価力を

求める。

一部水没境界に対しては，要素境界辺の地下水位より低い部分に間隙水圧を作用させて，等価力を求める。

なお，ここでは，剛体要素を二次元の三角形とし，自由度を要素の重心に置く。したがって，等価力は要素重心において評価される。また，以降に示す式において， x_{ij} は $(x_i - x_j)$ を， y_{ij} は $(y_i - y_j)$ を意味する。

9.1.1 水没境界の間隙水圧による等価力

等価力の算定にあたって，図-8.17のような水没境界をもつ要素を考える。ここに，三角形(3-4-5)は剛体要素，点 7 と 8 で結ばれた線は地下水位線である。間隙水圧の解析式は，水没する境界辺上の点に作用する間隙水圧を，要素重心に作用する等価力に変換した式で表現し，次に，この式を境界辺上で線積分することによって求められる。以下に，具体的な定式化を示す。

要素境界辺(3-5)に着目する。この境界辺上の点 P に作用する局所座標系の間隙水圧を p とすると， p の直交全体座標系の間隙水圧(p_x と p_y)は，次の式(8.29)で求められる。

$$\begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} l_1 \\ -l_2 \end{pmatrix} \cdot p \quad (8.29)$$

ここに， l_1 ， l_2 は方向余弦で次式のとおりである。

$$l_1 = y_{35} / l_{35}$$

$$l_2 = x_{35} / l_{35}$$

また， p_x ： p の x 方向成分， p_y ： p の y 方向成分， l_{35} ：要素境界辺(3-5)の長さ，である。

式(8.29)によって境界辺上の点 P に作用する間隙水圧 p の x 方向， y 方向の成分が求められた。次に，点 P における間隙水圧の x 方向と y 方向の成分を用いて，要素重心における間隙水圧と等価な力(等価力)を求める。点 P に作用する間隙水圧 p (p_x と p_y)による等価力 df_p (df_{px1} ， df_{py1} ， df_{pM1})は，要素重心の座標を (x_1, y_1) ，点 P の座標を (x, y) とすると，次の式(8.30)で求められる。

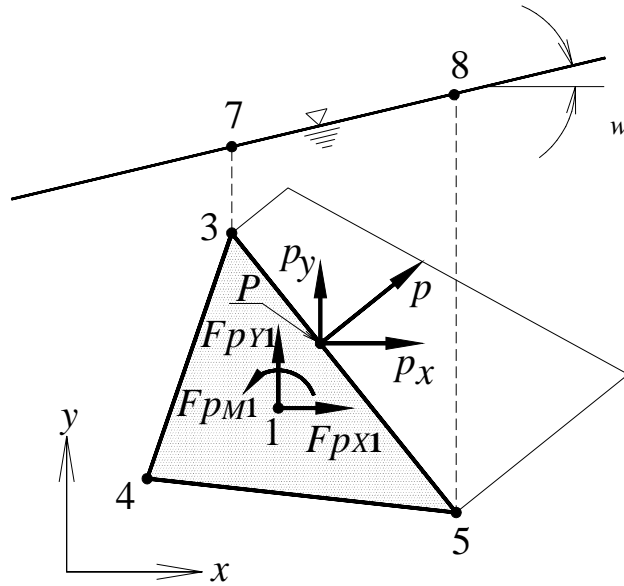


図-8.17 水没境界をもつ要素

Fig. 8.17 Element including the boundary under the ground water level

$$\begin{Bmatrix} df_{pX1} \\ df_{pY1} \\ df_{pM1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -(y - y_1) & (x - x_1) \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \end{Bmatrix} \quad (8.30)$$

ここに， df_{pX1} ： df_p の x 方向成分， df_{pY1} ： df_p の y 方向成分， df_{pM1} ： df_p の回転方向成分(反時計回りを正とする)である．また，間隙水圧の作用する方向を負とする．したがって， p によって生ずる要素重心における等価力は，式(8.30)に式(8.29)を代入した次の式(8.31)で表される．

$$\begin{Bmatrix} df_{pX1} \\ df_{pY1} \\ df_{pM1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_1 \\ -l_2 \\ -l_1 \cdot (y - y_1) - l_2 \cdot (x - x_1) \end{bmatrix} \cdot p \quad (8.31)$$

一方，点 P に作用する間隙水圧 p は，点 P における地下水位からの水頭差によって表される．また，この間隙水圧は流線の影響を受ける．要素境界の x 方向区間内の地下水位線を直線とすると，点 P に作用する間隙水圧 p は，式(8.32)で求められる．

$$p = \left\{ \frac{1}{2} \cdot (x - x_3) + (y_3 - y) + y_{73} \right\} \cdot \quad (8.32)$$

$$= \frac{y_{87}}{x_{87}}$$

$$= w \cdot \cos^2 \theta$$

ここに， (x_3, y_3) ：境界辺の一方の端点 3 の座標， (x_5, y_5) ：もう一方の端点 5 の座標， (x_7, y_7) ： x 座標 x_3 における地下水位線上の点 7 の座標， (x_8, y_8) ： x 座標 x_5 における地下水位線上の点 8 の座標， w ：地下水の水面勾配， θ ：地下水の単位体積重量，であり，上の解析式は，間隙水圧をもたらす地下水の流線と地下水位線とを平行(等ポテンシャル線が地下水位線に直角)として求められている。

以上のことから，要素境界辺(3-5)に作用する間隙水圧をもたらす要素重心における等価力が，式(8.31)に式(8.32)を代入して，境界辺(3-5)沿いに線積分することによって求められる。

まず，等価力の x 方向成分 F_{PX1} は，次の式(8.33)によって求められる。

$$\begin{aligned} F_{PX1} &= \int_{l_{35}} (df_{PX1}) dl = \int_{l_{35}} (l_1 \cdot p) dl \\ &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot y_{35} \cdot (x_{35} - y_{35} - 2 \cdot y_{73}) \end{aligned} \quad (8.33)$$

ここに， l は境界辺の長さ方向を表現する積分範囲の変数である。

次に， y 方向成分 F_{PY1} は，同様に境界辺(3-5)沿いに線積分して次の式(8.34)で求められる。

$$\begin{aligned} F_{PY1} &= \int_{l_{35}} (df_{PY1}) dl = \int_{l_{35}} (l_2 \cdot p) dl \\ &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot x_{35} \cdot (x_{35} - y_{35} - 2 \cdot y_{73}) \end{aligned} \quad (8.34)$$

最後に，回転方向成分 F_{PM1} は，次の式(8.35)によって求められる．

$$\begin{aligned}
 F_{PM1} &= \int_{l_{35}} (df_{PM1}) dl \\
 &= - \cdot \int_{l_{35}} (A+B+C+D+E+F) dl \tag{8.35}
 \end{aligned}$$

ここに， $A \sim F$ は以下のとおりである．

$$\left(\begin{array}{l}
 A = l_1 \cdot (y-y_1) \cdot (x-x_3) \cdot \\
 B = l_1 \cdot (y-y_1) \cdot (y_3-y) \\
 C = l_1 \cdot (y-y_1) \cdot y_7 \\
 D = l_2 \cdot (x-x_1) \cdot (x-x_3) \cdot \\
 E = l_2 \cdot (x-x_1) \cdot (y_3-y) \\
 F = l_2 \cdot (x-x_1) \cdot y_7
 \end{array} \right)$$

等価力の回転方向成分は，式(8.35)を線積分し，式を整理すると，次の式(8.36)によって求められる．

$$\begin{aligned}
 F_{PM1} = - \frac{1}{6} [&x_{35} \cdot \{ (x_{13} + 2 \cdot x_{15}) \cdot (\cdot x_{35} - y_{35}) - 3 \cdot y_{73} \cdot (x_{13} + x_{15}) \} \\
 &+ y_{35} \cdot \{ (y_{13} + 2 \cdot y_{15}) \cdot (\cdot x_{35} - y_{35}) - y_{73} \cdot (y_{13} + y_{15}) \}] \tag{8.36}
 \end{aligned}$$

このようにして求められた等価力の各成分の式の表現を簡単にするため，
 $\cdot x, \cdot y, \cdot x_7, \cdot y_7$ をそれぞれ式(8.37)

$$\left(\begin{array}{l}
 = \cdot x_{35} - y_{35} \\
 6 \cdot x = x_{35} \cdot (x_{13} + 2 \cdot x_{15}) \\
 6 \cdot y = y_{35} \cdot (y_{13} + 2 \cdot y_{15}) \\
 2 \cdot x_7 = x_{35} \cdot y_{73} \cdot (x_{13} + x_{15}) \\
 2 \cdot y_7 = y_{35} \cdot y_{73} \cdot (y_{13} + y_{15})
 \end{array} \right) \tag{8.37}$$

のように定義する．こうすると，等価力 $F_{P1}(F_{PX1}, F_{PY1}, F_{PM1})$ の x 方向， y 方向，回転方向の各成分は，式(3.38)のそれぞれの式となる．

$$\left. \begin{aligned}
 F_{Px1} &= -\frac{1}{2} \cdot \dots \cdot y_{35} \cdot (-2 \cdot y_{73}) \\
 F_{Py1} &= \frac{1}{2} \cdot \dots \cdot x_{35} \cdot (-2 \cdot y_{73}) \\
 F_{PM1} &= -\dots \cdot \{ \dots \cdot (x + y) - (\dots x_7 + \dots y_7) \}
 \end{aligned} \right\} \quad (8.38)$$

9.1.2 一部水没境界の間隙水圧による等価力

一部水没境界に作用する間隙水圧の状況を図-8.18に示す。図-8.18から明らかなように、一部水没境界の等価力は、図-8.17における境界辺端点 3 の位置を、境界辺と地下水位線との交点に置き換えるとともに、その交点における間隙水圧をゼロにすることによって、式(8.38)と同様な計算により求められる。

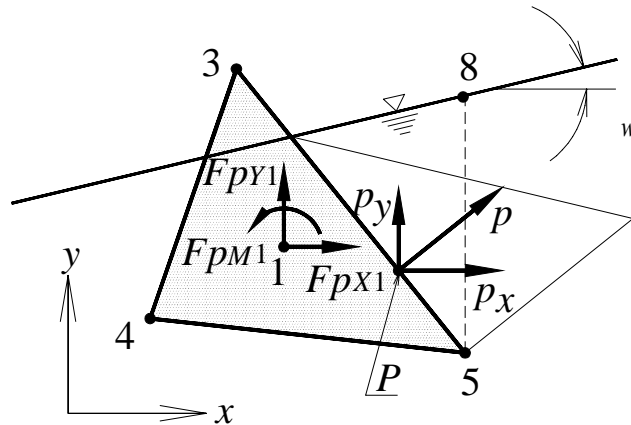


図-8.18 一部水没境界をもつ要素

Fig. 8.18 Element including the boundary partially under the ground water level

9.2 剛体要素境界辺に作用する間隙水圧パターン

付録9.1 間隙水圧の定式化において、境界辺の間隙水圧がもたらす要素重心における等価力を定式化した。ここでは、地下水データが次の ~ の規則にしたがうものとして、間隙水圧のパターンを整理する。

解析に用いる地下水位は、要素境界辺の 2 つの端点の x 座標が同一な地下水位上の 2 点を、直線で結んだ線として表現されるものとする。

地下水位変化点は、剛体要素境界辺の x 座標(水平)方向内に存在しないか、存在しても 1 点とする。

要素境界辺と地下水位線との交点が 2 点存在する場合は，その境界辺に間隙水圧は作用しないものとする．

こうすると，要素境界辺と地下水位の位置関係から，数値計算上必要となる間隙水圧の分布パターンが以下に示すように整理される．

剛体要素境界辺は，境界辺(3-5)と地下水位変化点(a, b, c)との位置関係から，図-8.19に示すパターンA とパターンB の 2 つに分類される．パターンA は，要素境界辺の x 座標方向内に水位変化点が存在しない場合である．パターンB は，水位変化点が 1 点存在する場合である．パターンA の境界辺における間隙水圧の分布状況は，要素境界辺端点と地下水位との y 方向の差圧(y_{73} と y_{85})を用いて，表-8.1のように整理される．ここに， y_{ij} は($y_i - y_j$)を意味する．一方，パターンB は要素境界辺と地下水位変化点との y 方向の位置関係から，さらにパターン ($y_{bd} > 0$)とパターン ($y_{bd} = 0$)に分類される．このように分類すると，パターン とパターン の間隙水圧の分布は，それぞれ表-8.2と表-8.3のように整理される．ここに，点 d は点 b と x 座標が同一な要素境界辺上の点を示す．

要素境界辺と地下水位線の位置関係から，要素境界を上述したように表-8.1～表-8.3の各パターンに分類することによって，式(8.38)により間隙水圧による等価力の算定が可能となる．

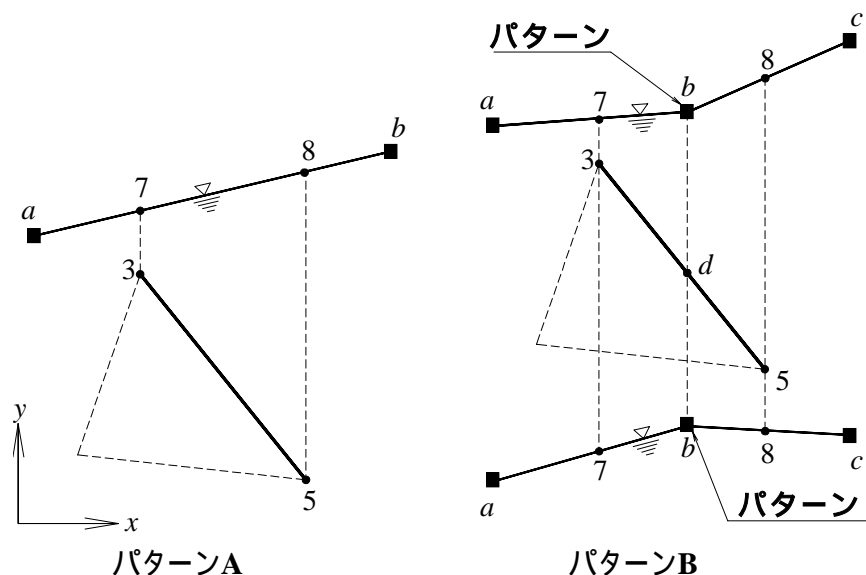


図-8.19 要素境界辺と地下水位変化点の位置関係
Fig. 8.19 Local relationship between the boundary of element and turning point of ground water level

表-8.1 パターン A の間隙水圧の分布
Table 8.1 Pattern A of pore water pressure

		y73	
		正	負
y85	正	水没状態	境界辺端点5 側に間隙水圧
	負	境界辺端点3 に間隙水圧	間隙水圧 作用せず

表-8.2 パターン (パターン B)
Table 8.2 Pattern (Pattern B)

		y73	
		正	負
y85	正	水没状態	境界辺端点5 側に間隙水圧
	負	境界辺端点3 側に間隙水圧	間隙水圧 作用せず*)

表-8.3 パターン (パターン B)
Table 8.3 Pattern (Pattern B)

		y73	
		正	負
y85	正	間隙水圧 作用せず*)	境界辺端点5 側に間隙水圧
	負	境界辺端点3 側に間隙水圧	間隙水圧 作用せず

*)境界辺と地下水位線の交点が2点存在するため、の規則にしたがい、
 間隙水圧は作用しないものとする。

付録10 アンカー工の設計に用いるすべり面

アンカー工の設計に用いるすべり面は，アンカー力を斜面に導入した状態で決定する必要がある．このことを，付録==に示す斜面安定解析式にSP法 (Spencer法) (Spencer,1973)を用い，最適化手法に動的計画法(DP法)を採用した方法によって，モデル斜面の解析例から明らかにする(近藤,1996a)．

10.1 解析断面と解析条件

図-8.20に示す 2 つのモデル的な断面を用いて，アンカー工の施工による斜面の安定に関する検討を行う．断面 には一様な地質構造を想定する．また，断面 には地下水を有し，地盤内の下部に上部に比べ土質強度の大きい地質構造を想定する．

解析に用いる土質強度を表-8.4に示す．両断面の第 1 層(上部)の粘着力は，以下の方法で定めた値である．すなわち，表-8.4に示す内部摩擦角を用いて，アンカー工施工前の状態で斜面の安全率が 1.00 となるように，動的計画法(DP法)の逆解析で粘着力が定められている．

なお，今回の解析には，所定のアンカー力の 100%の初期緊張力が導入された状態を想定する．また，断面 のアンカー力導入後の臨界すべり面を求めるときには，上に凸なすべり面を排除する．

表-8.4 解析に用いる土塊の物性値
Table 8.4 Soil parameters used for the analysis 単位：tf,m

断 面	第1層			第2層		
	c	c'	ϕ	c	c'	ϕ
断面	1.80	1.019	25°	-	-	-
断面	1.80	0.846	30°	1.80	1.50	35°

c ：土塊の単位体積重量，(1tf/m = 9.8kN/m)

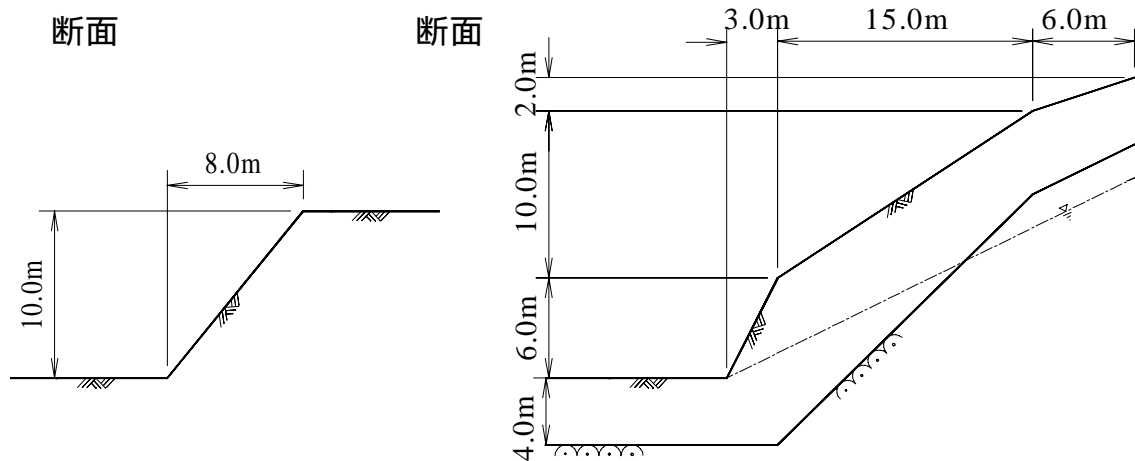


図-8.20 解析断面
Fig. 8.20 Analysing section

10.2 解析手順

解析はまずアンカー工の施工されていない状態で付録==の動的計画法を用いた斜面安定解析の最適化によって臨界すべり面を求める。このときの安全率は、付録10.1の解析断面、解析条件で示したように、1.00である。

次に、この斜面に対して、計画安全率が断面 では 1.50、断面 では 1.20 になるようなアンカー力を、先に求めた臨界すべり面に対して求める。このときのアンカー力は、断面 では斜面の下部に 5 段に各々同荷重で、断面 では最下部の 6m の斜面部に 3 段に同荷重で打設されたとして求める。なお、アンカー力の導入角は両断面ともに斜面に垂直方向とする。次に、このようにして求められたアンカー力を斜面に与えた状態で、斜面の最小安全率とそのときの臨界すべり面を求める。

さらに、アンカー力の導入位置と導入角を同一として、所定の計画安全率 (断面 では 1.50、断面 では 1.20) を確保するために必要なアンカー力とそのときの臨界すべり面を求める。

以上のような手順で計算を行い、各計算で得られる安全率やアンカー力、臨界すべり面位置等を比較検討する。

10.3 解析結果

解析結果を図-8.21および表-8.5に示す。断面 において、アンカー工施工前の臨界すべり面に対する安全率が 1.50 となるアンカー力は、3.59tf/段・m

(35.2kN/段・m)になった。一方、同じアンカー力を斜面に与えたときの臨界すべり面は、アンカー工施工前より約0.5～2.5m 深い位置に発生した。このときの最小安全率は計画安全率である 1.50 に満たない 1.421 になった。また、アンカー力の導入位置と導入角を同一としたときの計画安全率 1.50 が得られるアンカー力を求めたところ、4.44tf/段・m(43.5kN/段・m)となり、当初の 1.24 倍のアンカー力が必要になった。また、このときの臨界すべり面は、アンカー工施工前より約1.0～3.5m 深い位置に発生した。

断面 において、アンカー工施工前の臨界すべり面に対する安全率が 1.20 となるアンカー力は、1.64tf/段・m(16.1kN/段・m) になった。一方、同じアンカー力を斜面に与えたときの臨界すべり面は、アンカー工施工前より約0.0～5.0m 深い位置に発生した。このときの最小安全率は計画安全率 1.20 に満たない 1.119 になった。また、アンカー導入位置と導入角を同一としたときの計画安全率 1.50 が得られるアンカー力は 4.20tf/段・m(41.2kN/段・m)となり、当初の 2.56 倍のアンカー力が必要になった。また、このときの臨界すべり面は、アンカー工施工前より約1.0～7.0m 深い位置に発生した。

以上の解析結果を以下に要約する。

アンカー工施工前の臨界すべり面に対して計画安全率が確保されるために必要となるアンカー力と、アンカー工施工後の臨界すべり面に対して必要となる値とは異なり、後者の方が大きい。

アンカー工の施工前と施工後とでは臨界すべり面の位置が異なり、後者の方が深い。

表-8.5 解析結果
Table 8.5 Computed results (1tf/m = 9.8kN/m)

断面	F_{SD}	アンカー力1 tf/m	F_{SA}	アンカー力2 tf/m
	1.50	3.59 x 5 段	1.421	4.44 x 5 段
	1.20	1.64 x 3 段	1.119	4.20 x 3 段

F_{SD} : 計画安全率

F_{SA} : アンカー力 1 による臨界すべり面の安全率

アンカー力 1 : 現況臨界すべり面における計画安全率のアンカー力

アンカー力 2 : アンカー打設後の計画安全率のアンカー力

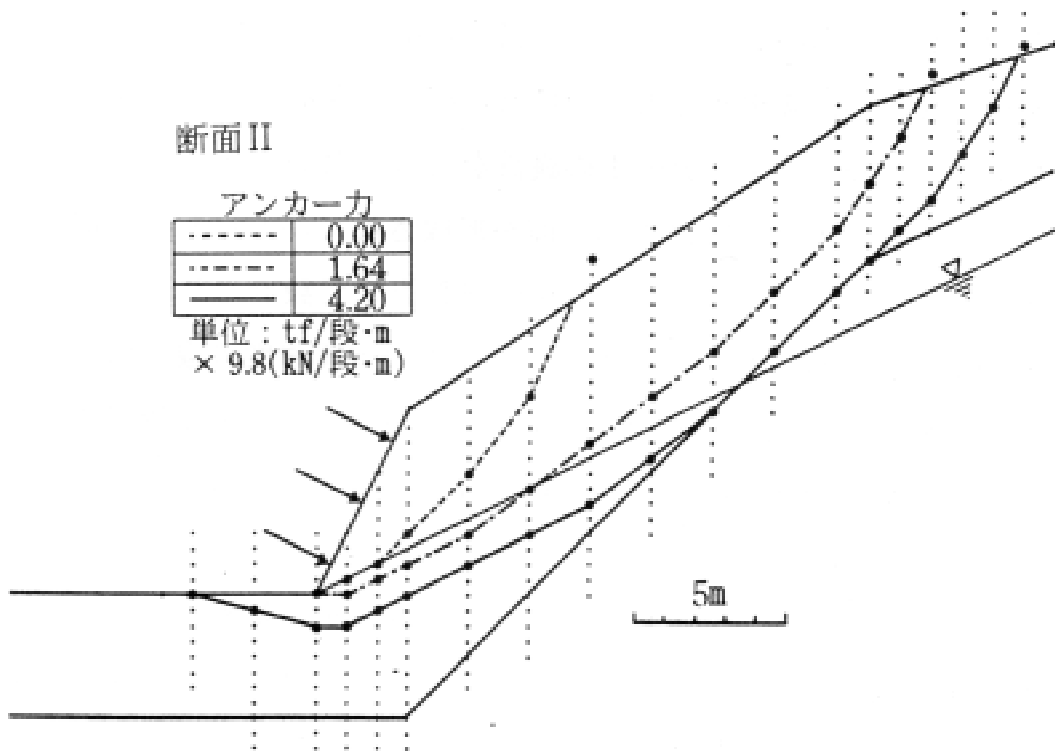
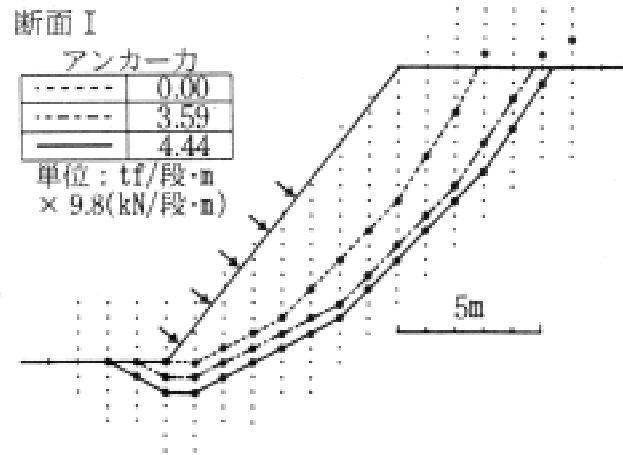


図-8.21 解析結果
Fig. 8.21 Computed results

10.4 考 察

付録10.3の解析結果の要約 から，崩壊が想定される斜面の安定化のためにアンカー工を用いるときには，アンカー力が斜面に導入された状態で，計画安全率に対応したアンカー力を決定する必要があることがわかる．また，要約 から，アンカー体の定着位置も，同様に斜面にアンカー力が導入された状態で決定する必要があることがわかる．さらに，要約 から，アンカー力を導入していないときの臨界すべり面を用いてアンカー力や定着位置を決定すると，危険側の設計になることがわかる．

アンカー工の設計時に，アンカー力やアンカー体の定着位置をアンカー力が斜面に導入された状態で検討する必要があるのは，臨界すべり面がアンカー力導入前後で異なるためである．したがって，アンカー工施工後の臨界すべり面が明らかな場合，たとえば，比較的新鮮な岩盤の上に崖錘堆積物や崩積土が薄く被覆した斜面では，崩壊時のすべり面が堆積物と岩盤の境界に想定されるが，このようにアンカー力の導入によって地盤内の応力状態が変化しても臨界すべり面が変化しないか，変化してもその位置が明らかな場合には，今回のような検討を加えることなく，アンカー工の設計を行うことができる．

一方，地すべりのように既にすべり面が形成されている斜面の安定化にアンカー工を用いる場合は，一般にすべり面を既知として設計されている．しかし，すべり面の土質強度(残留強度)とすべり面以外の土質強度の違いによっては，アンカー力が斜面に導入されることによって，臨界すべり面が現在のすべり面とは異なった位置に発生することが今回の検討から考えられ，この点に留意して設計する必要がある．

ところで，今回は，100%の所定のアンカー力が初期緊張力として斜面に導入された状態を想定したが，初期緊張力を所定のアンカー力より低減した場合の臨界すべり面は，この緊張力に対応したものとなる．ところが，吉松ら(1993a)は，初期緊張力の解析的検討から，すべり面(塑性領域)形成後のアンカー力は，変位量が大きくなるものの，初期緊張力の大小に影響されないことを明らかにした．したがって，すべり面に塑性軟化がないとすると，初期緊張力を低減して施工しても，この初期緊張力に見合う臨界すべり面が塑性域を形成した場合は，アンカー力は増加し，斜面に初期緊張力より大きなアンカー力

が作用して、新たな臨界すべり面が発生することになる。このことは、結局、初期緊張力を低減して施工しても、斜面を所定の安全率まで安定化するためには、必要なアンカー力を斜面に与えてアンカー力や定着位置を決定する必要があることを意味している。

付録11 動的計画法による斜面安定解析の最適化

斜面安定解析式に SP法 (Spencer法) (Spencer,1973) を用いた場合の動的計画法による最適化方法を示す (近藤,1996a) .

動的計画法を用いた臨界すべり面の算定は, Baker (1980) によって提案された. Baker は斜面安定解析法に SP法を用いた. その後, 簡易Janbu法への適用が論ぜられている (山上・植田,1986, 久保田・中村,1991) .

動的計画法 (dynamic programming method ; DP法) は, 1950 年代後半に R. Bellman によって開発された方法で, 離散的最適化 (組合わせ最適化) が可能な方法である. つまり, 有限集合あるいは可算無限個の要素をもつ離散集合の組合わせによって定義される関数の最小化 (最大化) が可能な方法である. この方法の本質は最適性の原理 (principle of optimality) を利用して計算効率を高める点にある.

ところで, すべり面の位置や形状 (以下, すべり面の位置等という) は探索域内に無限に想定される. このような不可算集合であるすべり面の中から臨界すべり面を求める方法は, 任意の斜面形状に対して未だ提案されていない. ところが, 想定すべり面を可算集合の組合わせによって表現できるように離散化すると, 想定されるすべり面が限定されて最適化が可能となる. そして, 最適化に動的計画法を用いると, このように離散化された想定すべり面の中から, 効率的に臨界すべり面が求められる.

具体的には, 斜面安定解析の最適化 (臨界すべり面の推定) にあたって, 図-8.22に示すように, すべり面になりうる領域を含む計算範囲 (以下, 探索域という) を多段ネットワークに離散化する. このように探索域を可算集合に置き換え, 斜面安定解析式を加法性関数で表現することによって, 臨界すべり面計算が, ネットワークの最短路問題と同義となり, この問題の解法に動的計画法を用いると, 前述のとおり計算効率が高められる. なお, 可算集合の組合わせによって決定される臨界すべり面は, 当然のことながら, すべり面の離散化の方法 (後述する節点の位置の決め方) に依存するため, 離散化にあたっては組み合わせによって表現されるすべり面の位置等の自由度を小さくしないように留意する必要がある.

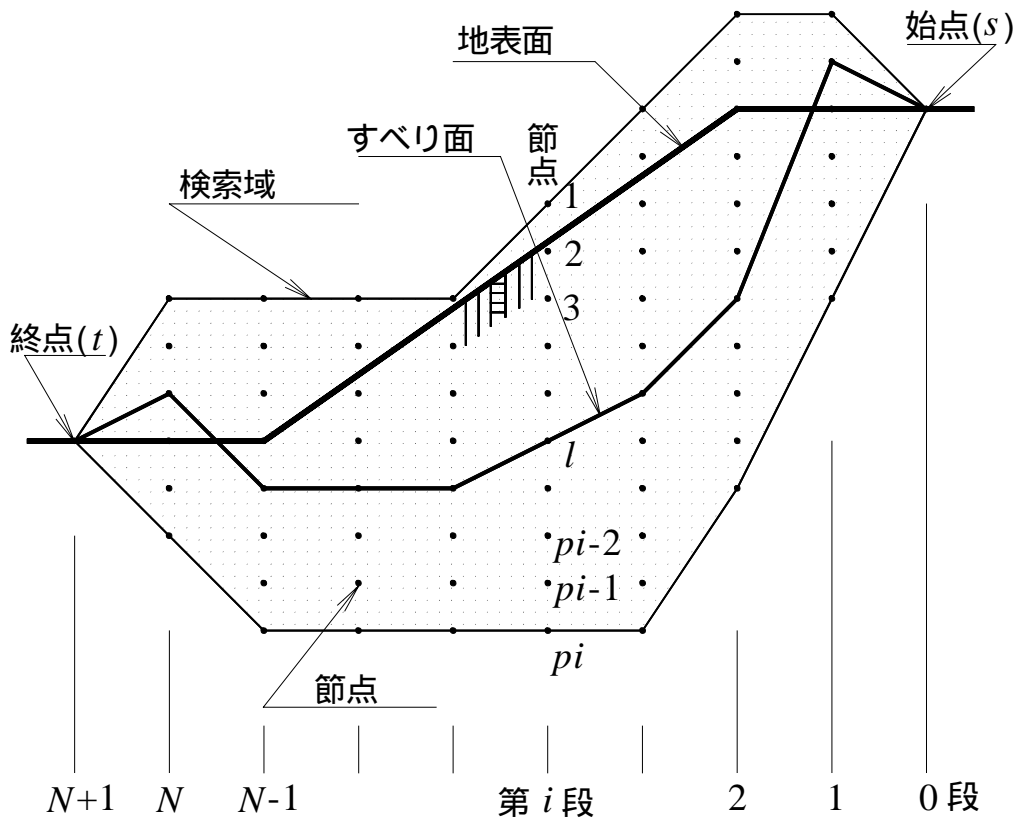


図-8.22 離散化した模式斜面
 Fig. 8.22 Discretization scheme

11.1 安全率関数

動的計画法(DP法)では、最適化を行う関数を定義する必要がある。臨界すべり面は最小安全率を与えるすべり面であるので、臨界すべり面を求めることは、安全率を最小化することと同義である。そこで、最小安全率と臨界すべり面を求める(最適化)ための目的関数として安全率を用いる。

Baker(1980)が提案したときに用いた斜面安定計算法は円弧すべりを対象にした Spencerの方法(Spencer,1967)である。ところが、臨界すべり面には非円弧すべりが想定されることが望まれる。そこで、Baker は、モーメントのつり合い計算時に、モーメントの中心に対する半径を各スライス毎に変化させて、非円弧すべりに適用できるようにしている(Nonveiller, 1965)。ここでは、非円弧すべりを解析対象にする SP法(Spencer,1973)を基本に考えるので、Bakerの方法と違って任意に定めているモーメントの中心を与える必要がない。

また，Baker は，力のつり合い条件とモーメントのつり合い条件から定まる安全率を各々に定義し，臨界すべり面計算の安全率関数には，どちらを用いても同じ結果が得られるとしたうえで，モーメントのつり合い条件に基づく安全率を目的関数として用いている．ところが，いま非円弧すべりを解析対象にする SP法を基本に考えるので，モーメントのつり合い条件に基づく安全率を定義することが難しい．このため，力のつり合い条件から得られる安全率を目的関数とする．

さて，安全率関数を求めるために，まず，SP法の力のつり合い条件式(式(3.8)あるいは式(4.13))の F_i をゼロとして式(8.39)を導く．

$$Z_i' - Z_{i-1}' = \frac{1}{L_i} \cdot \left(\frac{S_{Zi} + S_{Ci}'}{F_S} + T_{Wi} + T_{Pi} + T_{Qi} \right) + Z_{i-1}' \cdot \left(\frac{R_i}{L_i} - 1 \right) \quad (8.39)$$

$$R_i = \cos \alpha_{i-1} \cdot (1 - \tan \alpha_{mi}' \cdot \tan \alpha_{i-1})$$

$$L_i = \cos \alpha_i \cdot (1 - \tan \alpha_{mi}' \cdot \tan \alpha_i)$$

$$S_{Zi} = (N_{Wi} + N_{Ui} + N_{Pi} + N_{Qi}) \cdot \tan \alpha_i'$$

ここに， L_i : i 番目スライスの下側内力をすべり面に平行方向に変換する係数， R_i : i 番目スライスの上側内力を同様に変換する係数，である．また， α_{mi}' ， c_{mi}' は，それぞれ，すべり面に動員される内部摩擦角と粘着力であり，式(8.40)，式(8.41)で表される．

$$\tan \alpha_{mi}' = \tan \alpha_i' / F_S \quad (8.40)$$

$$c_{mi}' = c_i' / F_S \quad (8.41)$$

ところで，スライス間内力の作用角を規定する第 3 章の式(3.2)の定数 k_i の決定法は，これまでのところ明らかにされていない．このため，一般には各スライス境界に一定な値を仮定している．今回の解析においてもこの仮定，つまり $\alpha_i' = \alpha_{i-1}'$ ($\alpha_i = \alpha_{i-1}$) を採用して，式(8.39)において $L_i = R_i$ とする．この場合，各スライス間内力の作用角は平行となるので，斜面全体の力のつり合い条件として式(8.42)の関係が成立する．

$$\sum_{i=1}^n (Z_i' - Z_{i-1}') = 0 \quad (8.42)$$

したがって、式(8.39)と式(8.42)とから、安全率関数 F_s として式(8.43)を得る。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n B_i} \quad (8.43)$$

$$A_i = (S_{Zi} + S_{Ci'}) / L_i$$

$$B_i = -(T_{Wi} + T_{Pi} + T_{Qi}) / L_i$$

11.2 安全率関数の最小化

安全率関数の最小化(臨界すべり面計算)に動的計画法を適用するためには、前述のとおり探索域を多段ネットワークに離散化する必要がある。そこで、図-8.22に示したように、探索域に N 段のネットワークを考える。ネットワークには第 i 段に p_i 個の節点と、ネットワークの起点 s と終点 t に各々 1 個の節点を考える。すべり面は隣接した段の節点を結んだ線で表現される。

ところで、安全率関数の最小化に動的計画法(DP法)を用いる場合には、式(8.43)を最適性の原理の適用できる関数に置き換える必要がある。代表的なものに加法性関数がある。そこで、新たに汎関数 G を式(8.44)のように定義する。

$$G = \sum_{i=1}^N (A_i - F_s \cdot B_i) \quad (8.44)$$

このように定義すると、安全率関数 F_s の最小化が、 G の最小化と同義となるので(Baker,1980)、動的計画法による G の最小化によって、安全率関数の最小化が可能となる。

次に、式(8.44)を加法性関数で表現するため、第 i 段の第 l 節点と第 $i+1$ 段の第 j 節点とで定義されるネットワークの最短路問題の枝の長さに相当する $d_i(l,j)$ (利得値)を式(8.45)のように表現する。

$$d_i(l,j) = A_i - F_s \cdot B_i \quad (8.45)$$

ここに、 i : 段番号、 l : 第 i 段の節点番号、 j : 第 $i+1$ 段の節点番号、である。そこで、式(8.45)を用いて、動的計画法理論に基づき、加法性の漸化式で表現される補助関数(H)を次の式(8.46)

$$H_{i+1}(j) = \min_{1 \leq l \leq p_i} [H_i(l) + d_i(l,j)] \quad (8.46)$$

(0 ≤ i ≤ N, 1 ≤ j ≤ p_{i+1})

で定義し，境界条件として次の式(8.47)

$$H_0(s) = 0 \quad (8.47)$$

を与えると， $H_{i+1}(j)$ によって，始点から第 $i+1$ 段の第 j 節点に至る経路の利得値合計のうち，最小利得合計値が与えられる．したがって，始点 $s(i=0)$ から終点 $t(i=N+1)$ までの $H_{N+1}(t)$ によって，目的関数の最小化が可能となる．以上の関係は式(8.48)で表現される．

$$\min G = H_{N+1}(t) \quad (8.48)$$

図-8.23に解析の概略流れ図を示す．なお，プログラムは，斜面安定解析法に簡易Janbu法が用いられている中村の文献(中村,1987)のプログラムをSP法に変更して作成されている．

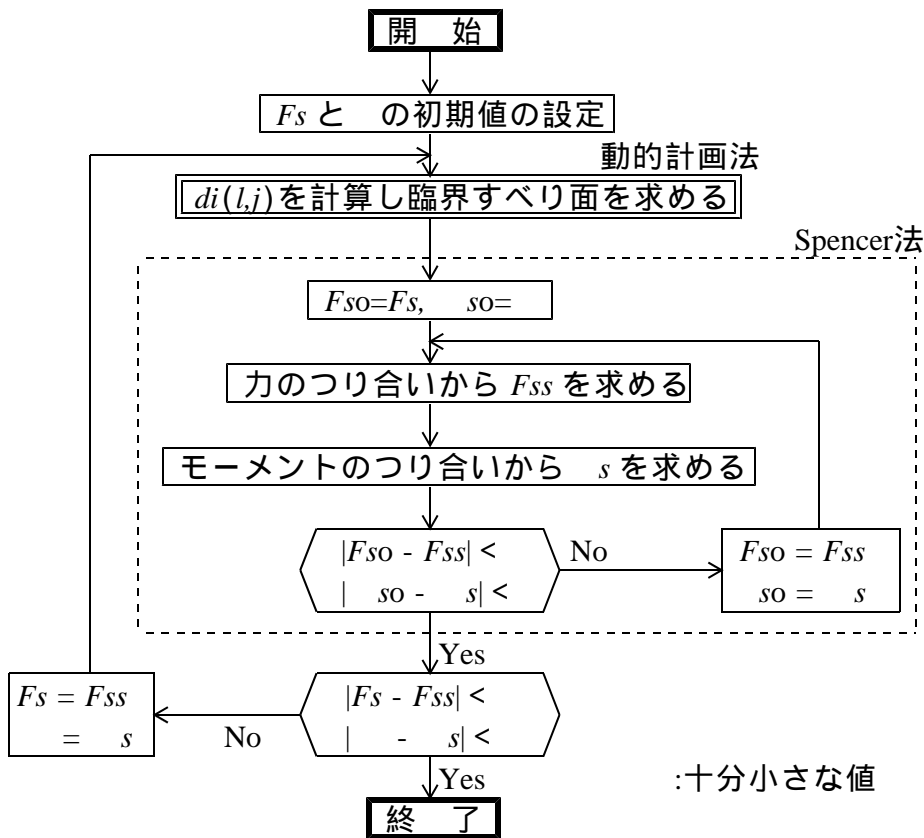


図-8.23 解析の概略流れ図

Fig. 8.23 General flow chart for the DP analysis

付録引用文献

付 録 引 用 文 献

References

- Arai, K. and Tagyo, K., 1985 : Determination of noncircular slip surface giving the minimum factor of safety in slope stability analysis . *Soils and Foundations*, Vol.25, No.1, pp.43 ~ 51 .
- Anderson, M.G. and Richards, K.S., 1987 : Slope stability . *John Wiley & Sons Ltd.*, pp.46 .
- Baker, R. and Garber, M., 1978 : Theoretical analysis of the stability of slope . *Geotechnique*, Vol.28, No.4, pp.395 ~ 411 .
- Baker, R., 1980 : Determination of the critical slip surface in slope stability computations . *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.4, pp.333 ~ 359 .
- Bishop, A.W., 1954 : The use of the slip circle in the stability analysis of slopes . *Geotechnique*, Vol.5, No.1, pp.7 ~ 17 .
- Celestino, T.B. and Duncan, J.M., 1981 : Simplified search for noncircular slip surfaces . *Soil Mechanics and Foundation Engineering Tenth International Conference*, Vol.3, pp.391 ~ 394 .
- 千葉 淳, 波田光敬, 鎌田正孝, 田口善文, 1986 : 川井モデルによる降雨時の斜面安定解析例 . 第 21 回土質工学研究発表会, pp.1541 ~ 1542 .
- 土質工学会編, 1982a : 土質工学ハンドブック 1982 年版 . p.225 .
- 土質工学会編, 1994 : 土質工学用語辞典 . pp.129 ~ 130 .
- Enoki, M., Yagi, N. and Yatabe, R., 1990 : Generalized slice method for slope stability analysis . *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.1 ~ 13 .
- Enoki, M., Yagi, N., Yatabe, R. and Ichimoto, E., 1991a : Generalized limit equilibrium method and its relation to slip line method . *Soils and Foundations*, Vol.31, No.2, pp.1 ~ 13 .
- Enoki, M., Yagi, N., Yatabe, R. and Ichimoto, E., 1991b : Relation of limit equilibrium method to limit analysis method . *Soils and Foundations*, Vol.31, No.4, pp.37 ~ 47 .
- Fan, K., Fredlund, D.G. and Wilson, G.W., 1986 : An interslice force function for limit equilibrium slope stability analysis . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.23, pp.287 ~ 296 .

- Fredlund, D.G. and Krahn, J., 1977 : Comparison of slope stability methods of analysis . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.14, pp.429 ~ 439 .
- Fredlund, D.G., Krahn, J. and Pufahl, D.E., 1981 : The relationship between limit equilibrium slope stability methods . *Soil Mechanics and Foundation Engineering Tenth International Conference*, Vol.3, pp.409 ~ 416 .
- Fellenius, W., 1936 : Calculation of the stability of earth dams . *Second Congress on Large Dams*, pp.445 ~ 462 .
- 古谷 保, 1985 : 極限平衡法を利用した斜面安定解析 - Spencer-Q法と他方法との比較 - . 農業土木学会論文集, 第 120 号, pp.55 ~ 60 .
- Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T. L., 1968 : A model for the mechanics of jointed rock . *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.94, No.SM3, pp.637 ~ 659 .
- 波田光敬, 石井武美, 川井忠彦, 竹内則雄, 1980 : 川井モデルによる水没斜面の安定解析について . 第 17 回土質工学研究発表会, pp.1101 ~ 1104 .
- 井上宗治, 1974 : フィルダムの安定計算に関する一考察 . 三重大学農学部学術報告, No.47, pp.171 ~ 188 .
- 井上宗治, 1986 : 不静定内力を考慮した円弧すべり面解析 . 土と基礎, Vol.34, No.4, pp.35 ~ 39 .
- 茨木俊秀, 福島雅夫, 1993 : 最適化の手法 . 共立出版株式会社 - 情報数学講座 14 - , pp.118 ~ 122 .
- 今泉繁良, 山口柏樹, 大橋健二, 1988 : 一般分割法による斜面の安定解析 . 土と基礎, Vol.36, No.5, pp.55 ~ 60 .
- Janbu, N., 1955 : Application of composite slip surfaces for stability analysis . *European Conference on Stability of Earth Slopes*, Vol.3, pp.43 ~ 49 .
- Kawai, T., 1977 : New element model in discrete structural analysis . 日本造船学会論文集第 141 号, pp.174 ~ 180 .
- 川井忠彦, 竹内則雄, 1990 : 離散化極限解析プログラミング . 培風館 .
- 小林正樹, 1984 : 有限要素法による地盤の安定解析 . 港湾技術研究所報告, 第 23 巻, 第 1 号, pp.83 ~ 101 .
- 近藤観慈, 1996a : アンカー工による斜面安定の解析的研究 . 砂防学会誌 (新砂防), Vol.49, No.3, pp.3 ~ 10 .
- 近藤観慈, 1996b : 間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルによる地すべり斜面安定解析と全体安全率 . 地すべり, Vol.33, No.2, pp.1 ~ 9 .
- 久保田哲也, 中村浩之, 1991 : 臨界すべり面解析と信頼性解析を応用した地すべり・崩壊危険度の判定法 . 地すべり, Vol.27, No.4, pp.18 ~ 25 .

- Madej, J., 1971 : On the accuracy of simplified methods for the slope stability analysis. *Archwm. Hydrotech.* Vol.18, No.4, pp.581 ~ 595 .
- Matsui, T. and San, K.C., 1988 : Finite element stability analysis method for reinforced slope cutting . *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, pp.317 ~ 322 .
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E., 1965 : The analysis of the stability of general slip surfaces . *Geotechnique*, Vol.15, pp.79 ~ 93 .
- Morgenstern, N.R. and Price, V.E., 1967 : A numerical method for solving the equations stability of general slip surfaces . *The British Computer Journal*, Vol.9, pp.388 ~ 393 .
- 望月秋利, 三笠正人, 勝田守文, 1986 : 2 つの斜面安定解析法の提案 . 土木学会論文集, No.370 / -5, pp.261 ~ 270 .
- 中村浩之, 久保田哲也, 1987 : 動的計画法を用いた臨界すべり面解析法 . 土木研究所資料, 第 2425 号 .
- Nonveiller, E., 1965 : The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape . *Proceedings of the Sixth International Conference on soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vol.2, pp.522 ~ 525 .
- Sarma, S.K., 1973 : Stability analysis of embankment and slopes . *Geotechnique*, Vol.23, No.3, pp.423 ~ 433 .
- Sarma, S.K., 1979 : Stability analysis of embankments and slopes . *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers*, pp.1511 ~ 1524 .
- 柴田徹 , 関口秀雄 , 1995 : 地盤の支持力 . 鹿島出版会 .
- Spencer, E., 1967 : A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces . *Geotechnique*, Vol.17, pp.11 ~ 26 .
- Spencer, E., 1973 : Thrust line criterion in embankment stability analysis . *Geotechnique*, Vol.23, No.1, pp.85 ~ 100 .
- Srbulov, M.M., 1987 : Limit equilibrium method with local factors of safety for slope stability . *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.652 ~ 656 .
- 竹内則雄, 川井忠彦, 1987 : 引張り破壊を考慮した離散化極限解析法について . 日本シミュレーション学会, pp.89 ~ 94 .
- Takeuchi, N. and Kawai, T., 1988 : A discrete limit analysis of granular materials including effects of the solid contact . *Micromechanics of Granular Materials, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam*, pp.103 ~ 112 .
- 竹内則雄 , 1991a : 地盤力学における離散化極限解析 . 培風館, pp.1 ~ 3 .

- 竹内則雄, 1991b: 地盤力学における離散化極限解析. 培風館, pp.134 ~ 137, pp.143 ~ 152 .
- Talesnick, M. and Baker, R., 1984: Comparison of observed and calculated slip surface in slope stability calculations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.21, pp.713 ~ 719 .
- 鵜飼恵三, 1989: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法. 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190 ~ 195 .
- 鷺津久一郎, 宮本博, 山田嘉昭, 山本善之, 川井忠彦, 1992: 有限要素法ハンドブック 基礎編. 培風館, pp.425 ~ 427 .
- 吉松弘行, 中山守人, 1993a: 離散化モデル解析によるアンカー工の抑止効果. 地すべり, Vol.30, No.1, pp.36 ~ 44 .
- Yamagami, T. and Ueta, Y., 1986: Noncircular slip surface analysis of the stability of slopes. *Journal of Japan Landslide Society*, Vol.22, No.4, pp.8 ~ 16 .
- 山上拓男, 植田康宏, 1987: シンプレックス法を用いた Morgenstern-Price法に基づく斜面安定解析. 第 22 回土質工学研究発表会, pp.1467 ~ 1468 .
- 山口柏樹, 1990b: 土質力学(全改訂). 技報堂出版, pp.206 ~ 207 .
- 矢田 敬, 竹内則雄, 川井忠彦, 1989: 川井モデルによる簡易斜面安定解析法について. 第 24 回土質工学研究発表会, pp.1575 ~ 1576 .
- Zienkiewicz O.C., Humpheson C. and Lewis R.W., 1975: Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanic. *Geotechnique*, Vol.25, No.4, pp.671 ~ 689 .

關 連 公 表 論 文

関連公表論文

The published papers associated with this paper

近藤観慈,吉松弘行,植野利康,吉田克美, 1992: Spencer法によるアンカー工の設計. 第31回地すべり学会研究発表講演集, pp.315 ~ 318.

近藤観慈, 1994: 弾塑性 RBSMによる地すべり斜面の全体安全率. 第29回土質工学研究発表会, pp.1823 ~ 1824.

近藤観慈, 1994: 間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルによる地すべり斜面安定解析. 第33回地すべり学会研究発表会, pp.341 ~ 342.

近藤観慈, 1995: アンカー工による斜面安定の動的計画法による検討. 平成7年度砂防学会研究発表会概要集, pp.275 ~ 278.

近藤観慈, 林 拙郎, 1995: スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法. 土木学会第50回年次学術講演会第3部(A), pp.808 ~ 809.

近藤観慈, 林 拙郎, 1996: スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法と適用事例. 土木学会中部支部平成7年度研究発表会, pp.389 ~ 390.

近藤観慈, 林 拙郎, 1996: スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法の支持力・アンカー工への適用. 第31回地盤工学研究発表会, pp.2031 ~ 2032.

近藤観慈, 林 拙郎, 1996: スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法の受働土圧・支持力への適用. 土木学会第51回年次学術講演会第3部(A), pp.440 ~ 441.

近藤観慈，1996：間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルによる地すべり斜面安定解析と全体安全率．地すべり, Vol.33, No.2 , pp.1 ~ 9 .

近藤観慈，1996：アンカー工による斜面安定の解析的研究．砂防学会誌(新砂防) , Vol.49, No.3, pp.3 ~ 10 .

近藤観慈，林 拙郎，1997：スライス境界にバネを用いた斜面安定解析法．土木学会論文集, No.561/ -38, pp.33 ~ 46 .

近藤観慈，林 拙郎，1997：Morgenstern-Price法と Spencer法の類似性と一般性．地すべり, Vol.34, No.1, pp.15 ~ 23 .

近藤観慈，林 拙郎，1997：斜面安定に用いるアンカー工の配置に関する解析的研究．平成 9年度砂防学会研究発表会概要集 , pp.80 ~ 81 .

近藤観慈，林 拙郎，1997：地盤の代表的破壊問題における SS法の有用性．土木学会論文集, No.582/ -41, pp.137 ~ 149 .

近藤観慈，林 拙郎，川邊 洋，1998：斜面安定に用いるアンカー工の配置に関する解析的研究．砂防学会誌(新砂防) , Vol.50, No.5, pp.12 ~ 20 .

Kondo, K. and Hayashi, S., 1999 : Slope Stability Analysis Using A Spring Attached To The Inter-Slice Planes, *International Symposium on Slope Stability Engineering, Matsuyama Shikoku Japan*, Vol.1, pp.271 ~ 276 .

Summary

Study on a Slope Stability Analysis using a Springs Attached to the Interslice Planes and its Evaluation

— **Examination on Typical Soil Failure Problems** —

Summary

In this paper, the author has developed a 'Slope Stability Analysis using Springs Attached to Interslice Planes.' This method can solve the mechanic statically indeterminate problem adequately caused by the slope stability analysis based on the principle of the limit equilibrium.

The slope stability analysis based on the principle of the limit equilibrium, because of not giving proper consideration to the kinematic field, causes a state in which a number of unknown quantities are great in comparison to the number of mechanic known conditions being able to be given. Therefore, the formulas of the conventional analysis methods can not have a dynamically reliable condition. Consequently, the propriety of the results obtained from these methods are not clear. For the purpose of solving this condition, several methods have been proposed. However, at present, the slope stability methods, which are capable of solving reliably both the stability of the slope as a result and also the bearing capacity of the ground dealt with phenomena similar to a slope failure, have been not proposed yet.

The 'Slope Stability Analysis using Springs Attached to the Interslice planes' is called the 'Slice Spring Method (in short SS method).' In the SS method proposed in this paper, owing to an adequate solution of the statically indeterminate problem, its formula which based on the principle of the limit equilibrium is involved a stress and strain relationship as a dynamically reliable condition. In order to be introduced as a stress and strain relationship to its formula, this method adopts a model in which the elastic springs, etc.

are attached to the interslice and base planes of each slice divided the slope vertically.

Using this method, because of the adequate solution to the statically indeterminate problem, the accuracy of the results can be brought us even on the bearing capacity which is difficult for the analysis method using the limit equilibrium to solve accurately. Therefore, this method has a plenty of applications for the following three typical problems of soil shear failure; slope stability, earth pressure and bearing capacity. Of course, it seems that this method also has a propriety as a slope stability method. This method is able to deal with not only slope failure whose soil strength parameters of slip surface and sliding mass are same but also the landslide whose soil strength parameters of these are different.

A summary of each chapter is as follows:

Chapter (Introduction) describes the background on the slope failure and states the purpose of this study. Then, the author surveys the former analysis methods and puts in order the subject of these methods.

In Chapter (Similarity and generality of the M&P and SP methods), the common points and differences of the M&P(Morgenstern-Price, 1965) and SP(Spencer, 1973) methods are clear by a comparison of the formulas of the two methods. In addition, the author discusses that the mechanic equilibrium conditions of these two methods have a generality as the vertical slice method and that the both of these assumed formulas associated with the interslice forces have originality. These generalities and originalities are checked against the analytical examples. Namely, it is shown that by using of the mechanic equilibrium condition of the SP method, it is possible to analyze even using an interslice force assumption which is similar to Janbu assumption.

In Chapter (Slope Stability Analysis using Springs Attached to Interslice planes), the author comes up with the SS method which is one of the analytical methods solving adequately the mechanic statically indeterminate problem which is the main purpose of this study. As mentioned above, the mechanic equilibrium condition of the SP method has generality and the assumed function associated with the interslice forces of this method has originality. Therefore, while using this mechanic equilibrium condition, the

SS method uses the application angles of the interslice forces determined reliably by the deformation of the slices. These application angles are determined by the deformation of slices obtained from a stress and strain relationship of the springs attached to the interslice and base planes of the slices divided the slope vertically. The formula calculating the application angles is independent of the modulus of elasticity, so this can be determined by the Poisson's ratio, assuming that the soil material is homogeneous and isotropy. Finally, the author discusses the proprieties of the safety factors and the situations of the interslice forces obtained from the SS method through an analytical comparison with other methods regarding the model slopes.

In Chapter (Evaluation of SS method on typical soil failure problems), first, the mechanic equilibrium formula of the SS method proposed in Chapter is looked at from an another point of view. The SS method adopts the mechanic equilibrium condition of the SP method, which has generality as the vertical slice method. This condition is derived simply and clearly from the principle of virtual works. Next, it is shown that by using of the SS method the accuracy of the results can bring us even on the bearing capacity which is difficult to be solved accurately by the limit equilibrium method. From applications to problems of earth pressure, it is also shown that the coefficients of earth pressure obtained from the SS method agree approximately with the coefficients obtained from other methods. Through these examinations, the good results by the SS method are obtained conforming to known values. In addition, regarding the following two problems; the stability analysis of the slope acted as anchor forces, the stability analysis of the slope acted on the pore water pressure, the propriety of interslice forces, etc. obtained from the SS method has been also clarified from a comparison with the results of the rigid body spring method.

In Chapter (Examination of the location of anchor forces using the SS method), the author examines the effective locations of the anchor forces to stabilize the slope as the exercise examples of the SS method. Usually, the M&P and SP methods are assumed that application angles of interslice forces of each slice are the same. Therefore, these methods are not able to analyze the local changes of the application angle caused by acting anchor forces. However, the SS method is able to analyze the effects and the

influences reliably with the anchor forces, because of the application angles are determined by the deformation of slices considered anchor forces. Therefore, the effective locations and angles of the anchor forces to stabilize the slope are clarified as exercise examples of the SS method.

In Chapter , the bearing capacity of the footing with a stepping base acting anchor force is examined using the SS method. From the points of view of economical design of civil works structures, it is expected that the anchor works increase the bearing capacity of the footing with a stepping base. However, its design method has not been established yet because of difficulty in analyzing the failure mechanism and stress state of the ground reinforced by anchors. It is shown that the SS method is useful method for analyzing the bearing capacity of this type of footing. The effective locations of the anchor force examined. Then various factors influencing the bearing capacity of footing, such as stepping height, inclination angle of the slope surface, soil strength, magnitude and acting angle of the anchor force are investigated and the bearing mechanism of this type of footing is clarified using the SS method.

In Chapter (Conclusion), the results from Chapter to are summarized. After this, the future subjects of the SS method are put in order.