

不確実性を考慮した土構造物の
調査・設計・施工に関する研究

昭和 47 年 11 月

黒 田 勝 彦

謹呈

白

昭

治

郎

先生

不確実性を考慮した土構造物の 調査・設計・施工に関する研究

昭和 47 年 11 月

黒 田 勝 彦

序

近年、わが国の高度経済成長にともない、産業構造は複雑化をきわめている。その中にあって、土木構造物に与えられる任務も質的に高度化し、構造物自体が大型化、複雑化している。したがって、ひとたび構造物が破壊したり、あるいは何らかの原因でその機能を停止すると、国民生活に与える損害は重大なものとなってきた。また、新しい技術が開発され、新材料が使用されるにつれて、見すごされたり、未評価の分野が広がり、信頼性や不安全のもとになってきている。このことは、換言すれば、それだけ不確実な要素が増えてきていることを意味している。

ところで、上記のように土木構造物が国民生活に与える影響の大きさを考えるとき、このような不確実性を不確実だとして放置することは許されなくなってきた。これに対し、戦後、急速に発展してきた信頼性工学は、システム工学とともに、土木工学の分野に応用され、種々の構造物の信頼度分析がなされつつある。しかしながら、土構造物に関しては、土質力学の歴史が浅いことに加えて、土材料そのものを人間が作り出すことができないので、建設の都度に土質調査を行なって、対象となる土の性質を把握する必要がある。このことは、信頼度分析に必要なデータの集中的な解析を困難にしており、現在まで土構造物の信頼度分析はほとんどなされていない。

本研究は、土構造物の調査、設計、施工にともなう種々の不確実性に着目し、土構造物に関する信頼度分析の方法論と土質調査の方法論を提示し、数多くの実施例の解析を行なって方法論の妥当性を実証するとともに、各種の考察を加えた。本研究が、土木工学の分野を通じて、人類社会の発展のためにいささかなりとも寄与できるならば、著者の無上の幸いと言わざるをえない。

本論文を作成するにあたり、御指導と御鞭撻を賜りました京都大学教授 長尾義三先生、著者に本研究のテーマを与えられ、終始懇篤な御指導を賜りました名古屋大学助教授（元京都大学助教授）松尾稔先生、御協力戴いた京都大学工学部交通土木工学教室起終点施設学研究室の諸兄、土質調査その他のデータを快く提供して下さいました建設省、運輸省、日本道路公団、阪神高速道路公団、兵庫県、京都市、不動産建設株式会社の関係各位に対し、心から感謝の意を表する次第である。

総 目 次

第 1 編 土構造物の調査・設計・施工における基礎理論に関する研究

序 論	1
第 1 章 緒 論	4
第 2 章 土質諸係数のばらつきと確率モデル	5
第 3 章 設計係数と破壊確率	41
第 4 章 破壊確率と費用	70
第 5 章 結 論	83

第 2 編 土質調査の方法論と土構造物設計への適用に関する研究

第 1 章 緒 論	1
第 2 章 土質調査の手順と方法	2
第 3 章 土質調査のための地盤の分類とその取扱い	12
第 4 章 土質調査規模の決定法	31
第 5 章 軟弱地盤上の盛土の信頼度分析	48
第 6 章 自然地山における切盛土の信頼度分析	77
第 7 章 結 論	110

第 1 編

土構造物の調査・設計・施工における
基礎理論に関する研究

第 1 編 目 次

序 論	1
第 1 章 緒 論	4
第 2 章 土質諸係数のばらつきと確率モデル	5
2・1 概 説	5
2・2 土質諸係数のばらつきの要因	5
2・3 土質諸係数の確率分布モデル	9
2・3・1 統計的な整理に関する一般的な考察	9
2・3・2 飽和した粘土層の q_u の分布	11
2・3・3 砂質地盤の $\tan\phi$ の分布	17
2・3・4 不飽和土の c と $\tan\phi$ の分布	19
2・3・5 物理定数の分布	23
2・4 土質諸係数間の相関性	28
2・4・1 ϕ (あるいは $\tan\phi$) $\sim r_d$ 関係	28
2・4・2 ϕ (あるいは $\tan\phi$) $\sim w$ 関係	32
2・4・3 $\tan\phi \sim r_t$ 関係	34
2・4・4 $\tan\phi \sim c$ 関係	35
2・4・5 $c \sim w$ 関係	36
2・5 結 論	37
参考文献	39
第 3 章 設計係数と破壊確率	41
3・1 概 説	41
3・2 土構造物の設計における従来の安全率	41
3・2・1 支持力に対する安全率	41
3・2・2 沈下に対する安全率	42
3・2・3 すべりに対する安全率	43
3・3 安全率に対する著者の見解	44
3・3・1 安全率の概念	44
3・3・2 安全率に及ぼす要因とその数量化	45

3・4	設計係数の定義	48
3・5	設計係数と破壊確率	52
3・5・1	粘土系土質における設計係数と破壊確率	52
3・5・2	砂系土質における設計係数と破壊確率	57
3・5・3	シルト系土質における設計係数と破壊確率	59
3・5・4	数値計算による検討	60
3・5・5	実施例についての解析	65
3・6	結 論	67
	参考文献	68
第 4 章	破壊確率と費用	70
4・1	概 説	70
4・2	評価と評価の基準	71
4・2・1	評価の意味	71
4・2・2	評価項目とその関連	72
4・2・3	評価の基準	74
4・3	期待費用の概念	74
4・4	本研究での経済的評価モデル	76
4・5	破壊後の補償と再建法	77
4・5・1	破壊後の補償	77
4・5・2	破壊後の再建法	78
4・6	破壊確率を考慮すべき時点	78
4・7	結 論	80
	参考文献	81
第 5 章	結 論	83

不確実性を考慮した土構造物の調査・設計・施工に関する研究

序

論

土木構造物の調査、設計、施工を通じて整合性のある有体物形成の理論確立は有用性を求める工学の世界では強く要請されている。その中にあって、不確実性の存在は大きな障害となっている。それゆえに、不確実性を如何に評価するかは工学者にとって看過できない道程である。

古来、先人達は、この種の不確実性の1つの処理法として、“安全率”とか“余裕度”という概念を計画、設計、施工の分野に導入してきた。しかしながら、このような概念は、不確実性そのものを定量的に表現できなかったので、計画、設計、施工をシステムとしてとらえ、システム全体が整合性を保つよう設計する（システムデザイン）ための尺度としては不充分である。

不確実、不規則な問題は土木工学の分野に限らず、広く各分野に存在している。最初に、この種の問題を組織的に解明しようとしたのは、米国の国防省諮問グループ AGREE (Advisory Group on Reliability of Electronic Equipment) である。これは、1943 年ごろから、軍、学会、メーカーなどが一体となって開始した研究グループをまとめたもので、1957 年に出されたその報告によって、信頼性工学の方向が決定された。こゝでは、信頼度 (reliability) とは“システムや製品が規定の条件で、意図する（あるいは規定の）期間、規定どおりの機能を故障なく遂行する確率”と定義されている。¹⁾ この信頼性工学は、その後、電子工学、航空工学の分野に応用され著るしい発展を遂げたが、その理論体系は、土木工学の分野においてもきわめて有用である。このことは、上記の信頼度の定義において、“システムや土木構造物が規定の条件で、意図する期間、規定どおりの機能を故障なく遂行する確率”と置き替えることによって、そのまま、土木構造物やシステムの信頼度を表わすことになることからしても推察されるであろう。

さて、土木構造物、とくに土構造物の設計、施工においては、不確実な問題が多く存在していると同時に、前記の安全率の意味するところもきわめてあいまいである。著者は、この点に着目し、土構造物の信頼性解析が急務であると考えた。一般に、土木構造物の設計や施工における安全性とか信頼性とかを問題にすると、言うまでもなく実用しようとする、あるいはすでに実用に供されている構造物そのものについてであるから、もはやそれには反復性のない試験は許されない。このため、信頼性解析は同類のものについての破壊試験結果に立脚した、あるいは使用材料の強度と作用する応力に関するそれぞれの過去の資料に基づいた統計学的推定が唯一の方法となる。航空機、^{2),3)} 橋梁、^{4),5)} 建築構造物^{6),7)}などの構造工学の分野では、早くからこの種の資料が集められ、それにもとづいて信頼性解析が進められてきている。しかしながら、土構造物の分野においては、不確実性の処理という観点からこの種の資料を集めたり、分析するという研究

はほとんどなされていない。最近になって、2～3の研究^{8), 9), 10), 11)}が発表されているにすぎない。

本研究は、上述のように土構造物の調査、設計、施工を1つのシステムとしてとらえるとき、調査、設計、施工の各段階で存在する不確実性を、構造物の信頼度という観点からとらえれば、システム全体が一貫した一つのメジャーで結合されていることを明らかにするとともに、土質調査の新しい方法論を提案し、数種の土構造物に関して信頼度分析を実施して、幾多の実施例を用いて理論の妥当性を実証している。

「土構造物の調査、設計、施工における基礎理論に関する研究」と題する第1編においては、土に関する強度係数や物理係数のばらつきの性質を検討し、これらを確率変数とみなしたときの確率分布モデルや、諸係数間の相関性について分析を加えた研究結果を述べる。さらに土構造物のすべり破壊の確率や設計係数の定義と定式化を行ない、それらの関連について数値計算結果や実施例の解析結果に関する研究成果を述べ、設計信頼度決定のための経済的評価モデルに関する研究結果について論述する。

「土質調査の方法論と土構造物設計への適用に関する研究」と題する第2編においては、第1編で得られた成果に基づいて、土質調査の手順を標準化し、各手順において得られる情報の質とその流れを分析するとともに、設計、施工との関連を明らかにしている。さらに、すべり破壊を対象とした場合の地盤の分類法とその取扱いについて検討を加え、種々の地盤に対する調査の方法とその規模の決定法に関する研究成果を示している。最後に、以上の成果を土構造物の設計に適用した例を示している。すなわち、単一構造物の例として軟弱地盤上の盛土を、複合構造物の例として自然地山に対する切盛土を取上げている。そして、これらの信頼度分析を行ない、経済的評価モデルによる合理的な設計信頼度の決定法を示すとともに、解析結果と実施例とを比較しながら方法論の妥当性を実証している。

参 考 文 献

- 1) 堀見 弘著, 信頼性工学入門, 丸善株式会社, pp.1~3, 1970.
- 2) Hilton, H. and Feigen, M.: Minimum Weight Analysis Based on Structural Reliability, Journ. of the Aerospace Science, Vol. 27, No. 9, pp. 641~652, 1960.
- 3) Kalaba, R.: Design of Minimal-Weight Structures for Given Reliability and Cost, Journ of the Aerospace Science, Vol. 29, No. 3, pp. 355~356, 1962.
- 4) 西村 昭 : 不静定構造物の破壊確率について, 土木学会年次学術講演会, 1966.

- 5) 小西, 山田, 篠塚, 小堀 : 橋の衝撃係数に関する確率論的一考察, 土木学会論文集, 第62号, 1959.
- 6) Freudenthal, A.M.: The Safety of Structures, Proc. of ASCE., Vol. 71, pp.1157~1191, 1945.
- 7) Freudenthal, A.M.: Safety and the Probability of Structural Failure, Paper No. 2843, Trans. of ASCE, Vol. 121, pp.1337~1397, 1956.
- 8) Hooper, J.A. and Butler, F.G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, Geotechnique, Vol. 16, pp.282~304, 1966.
- 9) Lumb, P : The Variability of Natural Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No. 2, pp.74~97, 1966.
- 10) 松尾 稔, 黒田勝彦 : 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第196号, pp.75~86, 1971.
- 11) 松尾 稔, 黒田勝彦 : 不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第208号

第 1 章 緒 論

構造物の建設に際しては、調査、設計、施工を一貫したシステムとしてとらえ、合理的で有用な構造物を作り出すことが必要であるという指摘は繰返し行なわれてきている。このような指摘にもかかわらず、今日まで、調査、設計、施工を一貫したシステムとして取扱える論理が見出しえないのは、主に以下の理由によると考えられる。すなわち、調査、設計、施工の各段階で評価する項目が質的に異なるため、評価に用いられる尺度が相異していることと、これらの尺度間の関連がつけられていないことである。具体的にいうと、調査の段階では、設計、施工にとって、如何なる情報を（質の問題）、どれだけ（量の問題）、どのようにして（方法の問題）、どのくらいの費用で入手すればよいのかという評価項目がある。設計の段階では、所与の機能を発揮する構造物を作るためには、どのような構造型式で、どのような工法を考えて、どの程度の信頼度でどのくらいの費用をかければよいのかという評価項目がある。さらに、施工の段階では、設計通りの構造物を作るためには、如何なる施工法で、どの程度の精度を目標に、いつまでに、どのくらいの費用をかけて施工すればよいのかという評価項目がある。調査、設計、施工を一貫したシステムとして扱うためには、これらの各評価項目に関して、一定の尺度で表現し、つぎに、各尺度間の関連性を分析する必要がある。

そこで、著者は、土構造物を例にとり、上記の評価項目間の関連性を分析し、システムとして一貫したとらえ方をした上で、土質調査の方法論や構造物の設計や工法選択の方法論の提示を行なった。これらの具体的な方法論は、第2編において取扱う。

本編では、これらの方法論の基礎となるデータの解析結果や理論について述べる。

第2章においては、土質諸係数のばらつきの要因を分析し、数多くの土質調査データや室内実験の結果に検討を加え、各係数の確率分布モデルを提案している。また、諸係数間の相関性などについても検討を加え、諸係数間の相関式、相関係数などを分析している。

第3章においては、第2章の結果に基づき、新しく設計係数を定義し、従来用いられてきた安全率の意味について分析するとともに、設計係数と破壊確率に関する新しい知見を与えている。

第4章においては、土構造物の設計信頼度決定に関して評価と評価の基準について述べ、経済的評価モデルについての考え方を述べるとともに、土構造物の設計信頼度決定のために適用する場合の特殊な問題点について検討を加えている。また、破壊後の補償や再建の方法に関する著者の考え方を述べている。

第5章においては、第2章～第4章で得られた主要な成果について結論的に要約してある。

第2章 土質諸係数のばらつきと確率モデル

2・1 概 説

土に関する強度係数や物理係数が，かなりの範囲にわたってばらついている事実は古くから知られている。土構造物の場合，土自体が荷重となり，またその荷重（自重）によって土そのものの強度特性が左右されることは，他の構造物と異なる特質である。したがって，土の強度係数は物理係数とある種の相関があることが予想される。このことは，土の強度係数・物理係数のばらつきの性質を調べる上で特に注意しなければならない。すなわち，後の第3章で明らかにするように，強度係数と物理係数の相関性は，土構造物の設計係数や破壊確率に対し重要な意味をもっている。このことを念頭に入れつつ，本章では，ばらつきの要因，ばらつきの性質，諸係数間の相関性などについて検討を加える。

2・2 土質諸係数のばらつきの要因

一般に，土質調査や土質試験の結果がばらつく原因としては表（1・2・1）に掲げた要因が考えられる。すなわち人間の関与しない地盤の性質そのものの原因と人間の関与する問題とに大別して考えられる。

表－1・2・1 土質試験結果のばらつきの原因

地盤の性質	1) 地盤形成過程の不連続性 (discontinuity) 2) 常識的に“同一”とみなせる地層内における物理的，力学的性質の位置的不均一性 (non-homogeneity, isotropy) 3) 地下水位等の変動による物理的，力学的性質の変動 (variation)
技術上の問題	1) 実際には“同一”と考えにくい地層を“同一地層”とみなして扱う判断の問題 2) サンプラーの型の選択の問題 3) サンプリング技術の問題 4) 土質試験機の精度の問題 5) 試験者の技術的問題 6) 試験の方法の問題 7) 試験結果の整理法の問題

地盤の性質そのものに起因するばらつきとは、以下のようなものである。まず第1に地盤の形成過程において、侵食、堆積、降起、沈下などの作用に基づき、例えば堆積された粘土層が連続的に形成されているとは限らないという点である。この顕著な例は、過圧密された粘土層と正規圧密された粘土層の諸性質の差異である。これらの粘土層は、同じ粘土層とはいえ、形成された過程が連続的でないために、それらの力学的・物理的性質は著しく異なっている。第2に、連続的に形成された土質力学上の同一層であっても（工学上、同一として取扱わざるを得ない層）、位置的に不均一なため、力学的、物理的性質が変動する。このことは、本編3・5で示すように、すべり破壊確率などに与える影響が大きい。第3に地下水位などの変動による土の性質の変化である。このことは設計を行なう際にどのような状態を考慮すべきかという重要な問題と関連している。

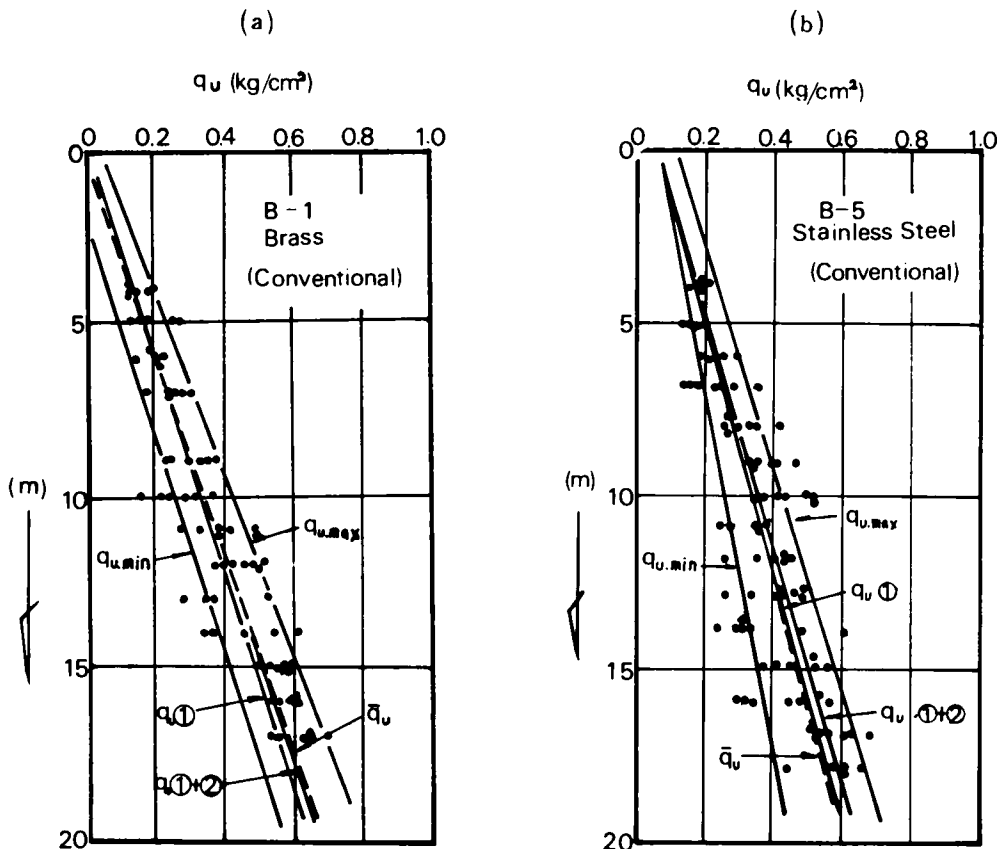


図-1・2・1 サンプラーとチューブ内の供試体の位置の差による q_u のばらつき
(中瀬による)⁶⁾

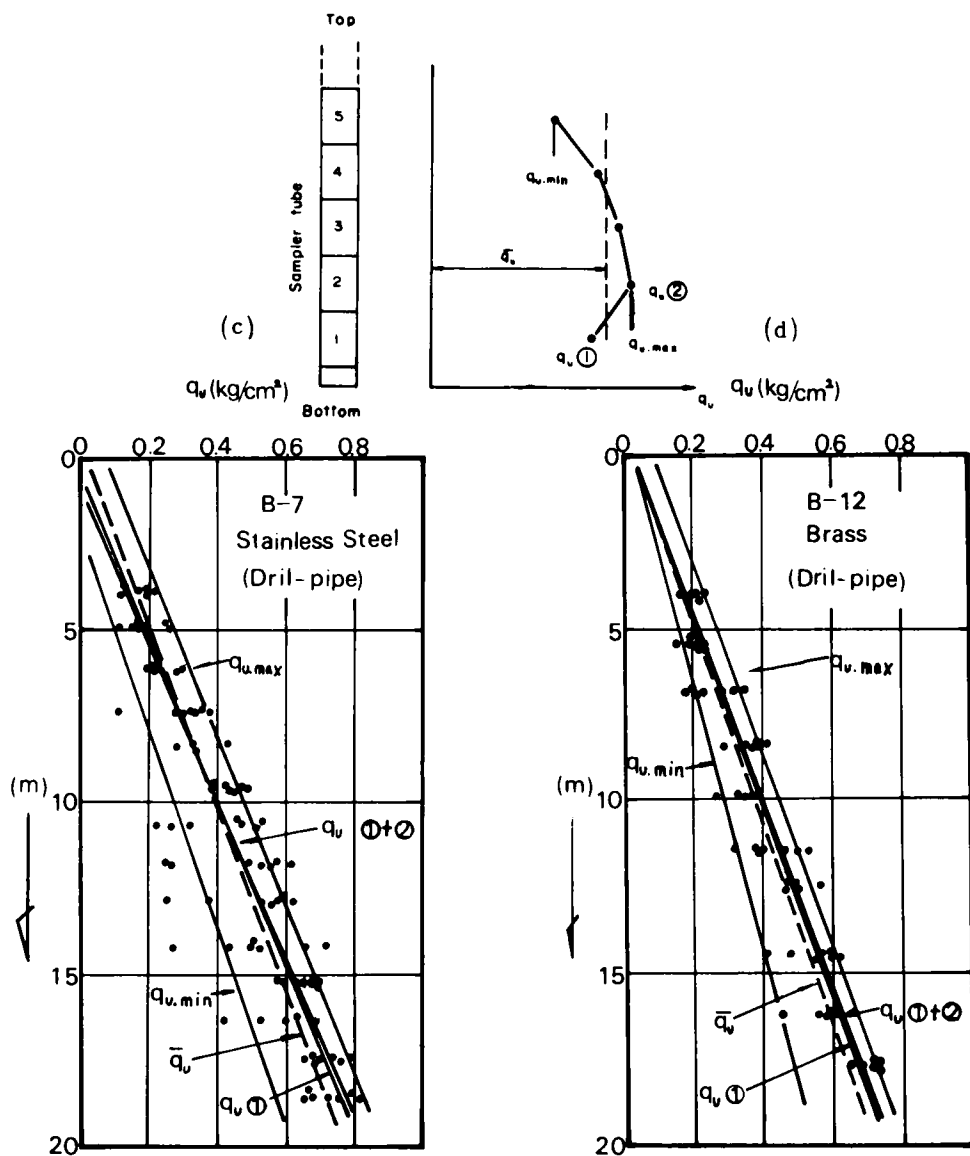


図-1・2・1 サンプラーとチューブ内の供試体の位置の差による q_u のばらつき
(中瀬による) 6)

つぎに技術上の問題に起因するばらつきについて述べる。第1に、工学的な意味で“同一”として取扱いにくい地層を“同一地層”とみなして取扱う場合の技術者の判断の差異によるばらつきである。これは、構造物の設計法と密接な関連があり、種々の場合に対して現在のベストを尽して判断すべき問題で各場合に対して判断の基準を客観化していく必要がある。第2に、サンプラーの型とかサンプリング技術の問題である。この種の問題は地盤の性質を判断する上できわめて重要な意味を持っている。

サンプリングにともなう強度の変動に関しては貴重な研究がいくつかなされている。スケンプトン (Skempton) とソーワ (Sowa)⁴⁾ は低鋭敏度の粘土に対する三軸試験の結果から、サンプリングにともなう応力緩和による非排水強度の減少率は1～2%であると報告しており、ノラニー (Noorany) とシード (Seed)⁵⁾ は中程度の鋭敏比を持つ粘土に対する三軸試験の結果から、応力緩和によって非排水強度は6%程度減少すると報告している。上記の報告はいずれもサンプリングの際に生じる応力緩和の影響を検討した結果であるが、中瀬⁶⁾ はサンプラーの材質と、サンプリング・チューブ内の位置の差異による非排水強度の差について報告している。図1・2・1 (a)～(b) はその結果である。これらの結果から明らかなように、真ちゅう製のサンプラーに比べてステンレス製のサンプラーの方がはるかにばらつきが大きく、また、サンプラーを引抜く際に負圧を減少させるよう考案されたドリル・パイプ法の方が従来の方法より平均強度が正確に把握できる。以上の報告からもわかるように、サンプラーの型やサンプリング方法によって、地盤の評価がかなり異なってくる。このことは、1つの技術目標を示すものである。すなわち、人間の技能の優劣による結果の差異をできる限り解消しようとする方向に技術目標が向けられるべきことを教える。さて、第3にはらつきの原因としては、上にも触れたように、採用した試験機の精度と試験者の技術、試験結果の整理の際に生じる問題である。試験機の差によるばらつきの影響を調べたものとして、例えば

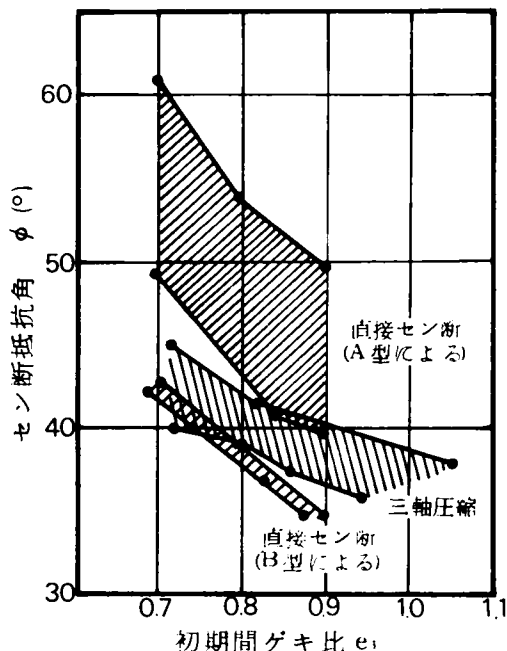


図-1・2・2 試験機の差によるばらつき⁷⁾
(土質工学会、土のせん断試験法委員会による)

土質工学会・土のせん断試験法委員会による全国一斉試験⁷⁾がある。図1・2・2は小名浜砂、木更津砂、豊浦標準砂を用いてなされた試験結果である。A型直接せん断とはせん断箱の上半部を固定し下半部を水平方向に移動させてせん断応力を加える型で、B型直接せん断とは下半部を固定した状態で上半部を移動させる形式である。この結果から砂のせん断に関しては、試験機の選定によって大きく結果が異なってくることがわかる。また、試験者の個人差によるばらつきについても、同委員会によって検討されている。図1・2・3はその1例である。図中プロットした記号の違いは試験を実施した機関の違いを示しており、試験は木

更津砂の三軸圧縮試験で、すべて同一の試験機を用いて同じ整理方法をとった結果である。この図からも、個人の技術差によってばらついてくることが明らかである。

以上に述べたように、種々のばらつきの原因を一つ一つ解明し、真に偶然誤差のみを残すよう努力することはきわめて重要である。しかしながら、将来、研究や技術がさらに進み、熟練した技術者が工学的に同一とみなさざるを得ない地盤から慎重にサンプリングを行ない、これを適切な処置のもとに試験した場合であっても、なおかつ試験の結果はばらついてくるに違いない。したがって、

土の強度や諸係数の偶然的な変動を定量化するには、これを確率変数とみなして確率モデルを適用することが、現在のところ有効な方法と考えられる。

次節では、この観点から種々の土に関する力学係数や物理係数の確率モデルについて検討する。

2.3 土質諸係数の確率分布モデル

2.3.1 統計的な整理に関する一般的な考察

一般に力学現象に関する諸性質を確率、統計の立場から眺めるとき、留意しなければならない事項がいくつかある。そこで、ここでは、個々の土に関する諸性質の確率、統計的な検討に入る前に、一般的に留意しなければならない事項について述べる。

すべての科学は、必ず“現場”をもっている。実践という現場で有効性を発揮したとき、はじめて、その真理性を獲得したことになる。⁸⁾ このことは、実用学としての工学の分野では、特に基本的に重要なこととして認識されなければならない。設計や施工という分野で土質力学をながめるとき、冒頭に述べたように多くの不確実性を内包していることを認めざるをえない。しかし、そうであるからといって、設計、施工をしないでおくわけにはいかない。多くの不確実性を含みながらも、これらの分野においては、現時点でのベストが尽されなければならない。この観点が、設計、施工の分野における基本的に重要な姿勢である。この場合、われわれは、それが根本的な解決でないことを認識しつつも、その不確実性の処理に対して、確率、統計的手法を用いる方向に向う。そして、その目的は、既知の事実を説明することと未知のことがらを推測することの2

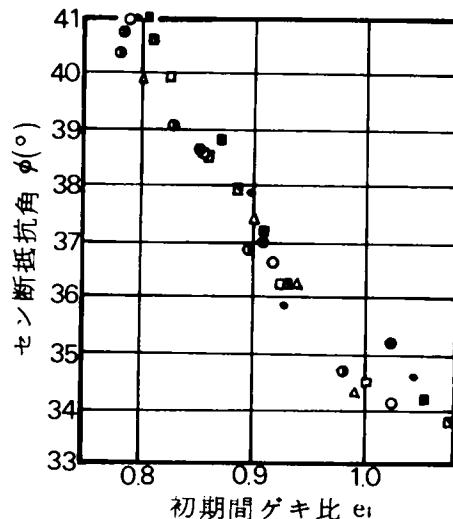


図-1.2.3 個人差による試験結果のばらつき
(土質工学会、土のせん断試験法委員会による)⁷⁾

点に要約される。

ところで、いうまでもなく統計は、集団的理解が許される現象を対象にして、その実験からの帰納を扱う基本的な方法である。また、確率論は推測の確からしさの理論であり、その性質を表わすストカスティックという概念は、非決定論的であることと、それにもかかわらず集団の規則性の存在することの2点によって規定される。⁹⁾したがって、統計や確率に不可欠の性格は、集団の把握と数量的表現である。こゝでわれわれは数量化に際して、土に関する種々の性質の中からある限定された性質だけしか取出していないこと、さらにその上、本来、“性質”であるものを“数”に抽象化していることを十分認識することが重要である。そうでなければ、いつのまにか数の遊戯に陥り、土質そのもの、あるいは土の工学そのものから離反していることに気付かなくなってしまうであろう。

はじめに、数量化しようとする土の“性質”が問題となる。含水比や間げき比、あるいは単位体積重量のように、状態を表わす量（物理的性質）は真の地盤内の性質を表わす量として比較的受入れやすい。しかし、種々の力学的性質、例えば一軸圧縮強度などは、われわれが便宜的に定めたある特定の手順、方法、拘束条件に従って試験した結果に過ぎない。すなわち、工学的な便宜さのために、地盤の性質を顕在化する量として仮定したものに過ぎない。この意味で、本研究において“母集団”と呼ぶのは、あくまでも、ある特定の条件に従って試験した結果の集合であり、例えば、一軸圧縮強度という性質が実際の地盤の強度を表わすのに最適の尺度である、ということとは根本的に異なる。

さて、上述のような意味でのある性質を数量化して統計的に考える場合、まずその頻度分布を考えることになる。このとき、階級の数や幅をどのようにするかという問題が生じるが、経験的に10～20くらいの階級数がよいとされている以外、一般的な理論はない。ただ、われわれの場合、その決定は種々の土の性質に関して、工学的意味を失わないように考慮しなければならない。また、頻度分布や母集団を正規分布で近似するような場合、 $-\infty$ から $+\infty$ までの範囲に分布する正規分布の数学的性質と、実際問題として物理的に有限とみなされる性質との対応に矛盾が生じる。しかし、後にも示すように、著者が工学的な見地から主題としているのは破壊確率、裏返せば破壊に対する信頼度

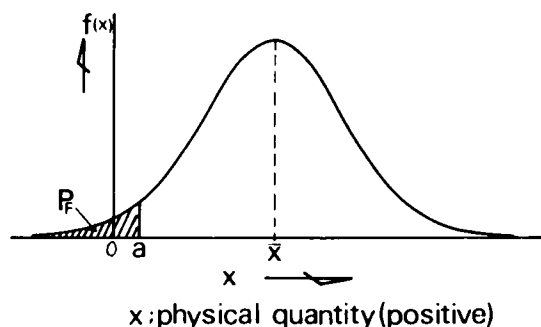


図-1・2・4 物理量と分布形

である。航空機のように、破壊確率 P_F の極小の領域が問題とされる場合に無限範囲で定義される分布形をあてはめるならば、明らかに、実際の現象として起りえないような事象を計算上取扱ってしまう危険がある。いま、図 1・2・4 の曲線を強度を無限範囲で定義される分布形であてはめたものとし、荷重の位置を α 点としよう。このようにすると、図の斜線部は P_F を表わしている。 $-\infty$ に漸近していくような小さな強度は物理的に実存しないにもかかわらず、計算上は、 P_F はある有限値として算出される。論理的に P_F の極小領域を対象にしなければならない問題では、この計算上の P_F がたとえ非常に小さくてもおろそかにすることはできない。この理由により、例えば、有限区間で定義される β 関数などを用いた方がより適切であるかも知れない。しかし、土に関する問題では、後の 3・5 節で示すように、対象となる P_F がかなり大きい。したがって、無限範囲の正規分布の仮定が十分なる妥当性を有することが判断される。

つぎに、分布形の適合度検定である。しばしば χ^2 - 検定が用いられるし、著者もこれを用いる。いうまでもなく適合度検定とは、帰無仮説の棄却を通じて行なう統計的操作であるから、その性格上、あくまでも“……でないとはいえない。”ということがいえるだけである。したがって、有意水準 α というパラメータも、値をいくらにすべきかという問題ではなく、むしろ統計を用いる者の思想を反映したものであり、そこには用いる際の一貫した態度が必要である。例えば、5% で有意であっても 1% で有意ではない、ということはしばしば経験するところである。土質工学の現状を考え、著者は以下の議論において、 $\alpha = 5\%$ を用いるが、これはまた、統計量に対する信頼度として習慣的に用いられている標準値であることはいうまでもない。¹⁰⁾ なお、 χ^2 - 検定の場合、階級の数に直接検定法と関連してくることに注意しておく必要がある。

最後に、当然のことながら、線形相関の尺度でしかない相関係数の大小が、力学的な因果関係の強弱とは何ら関係しない点にも注意を払うべきであろう。

2・3・2 飽和した粘土層の q_u の分布

基礎構造物の破壊を考える場合、飽和土の非排水強度が重要な問題である。ここでは、まず飽和した粘土層の一軸圧縮強度 q_u の分布形について検討を加える。

図 1・2・5 は q_u の頻度分布の一例である。図 (a) は千葉県木更津における調査結果¹¹⁾であり、著者が整理した多数のデータはほとんどすべてこの程度のきれいな分布形となっている。図 (b) は兵庫県豊岡市内の堀川橋の架設計画の際に実施された調査結果¹²⁾を頻度分布の形にまとめたものである。このようになめらかでない分布をする例は、きわめてまれであるが、このケースですら正規分布に近似できることを示す意味で、ここでは、あえてこの例で検討する。さて、サンプルは図 1・2・6 に示すような 9 つの採取地点から合計 35 個採取され、119 個の一軸圧縮試験が行なわれた。調査地域の地層構成は図 1・2・6 に示すとおりであり、上記の結果は地表面下 -7 m から -3.5 m の間に存在する軟弱な冲積粘土層 ($N < 4$) に関するものである。

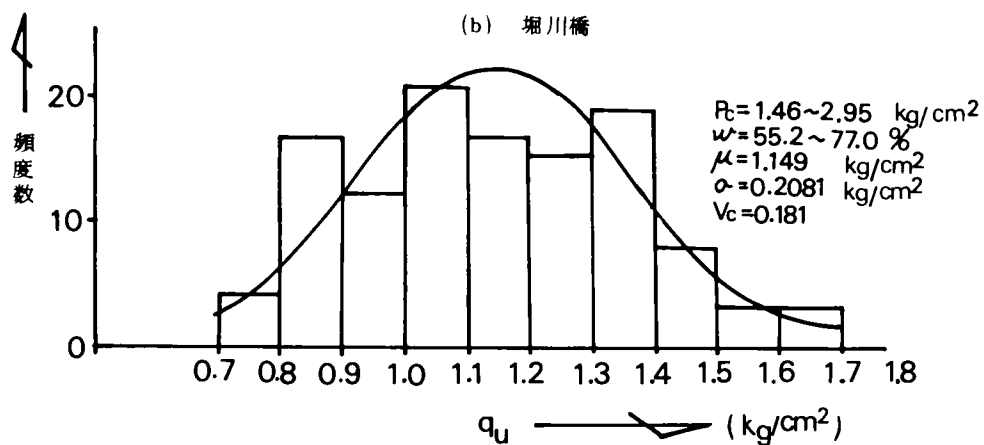
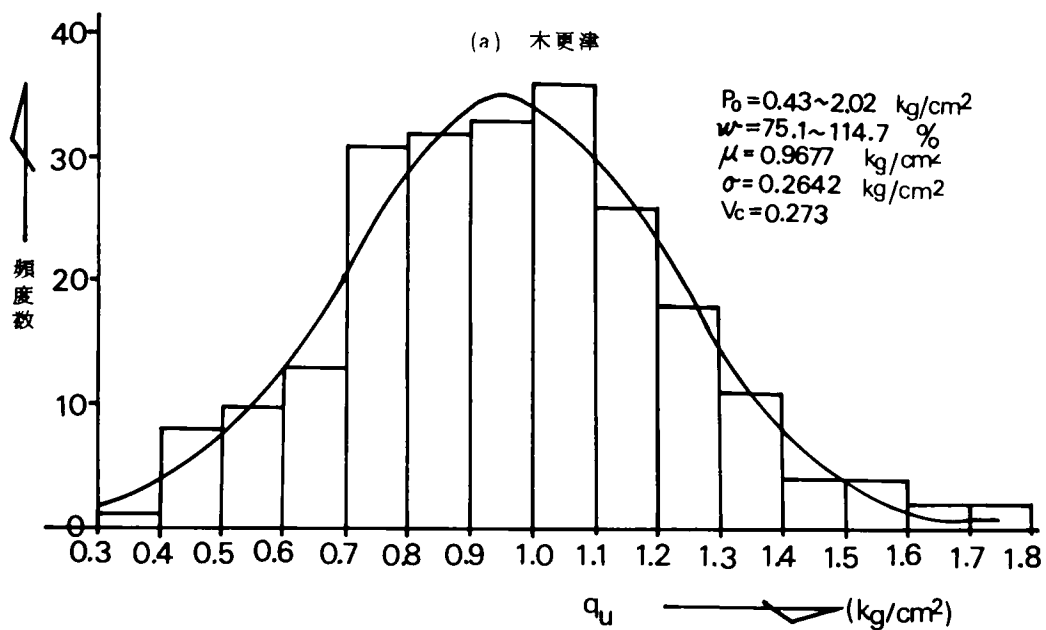


図-1.2.5 一軸圧縮強度の分布

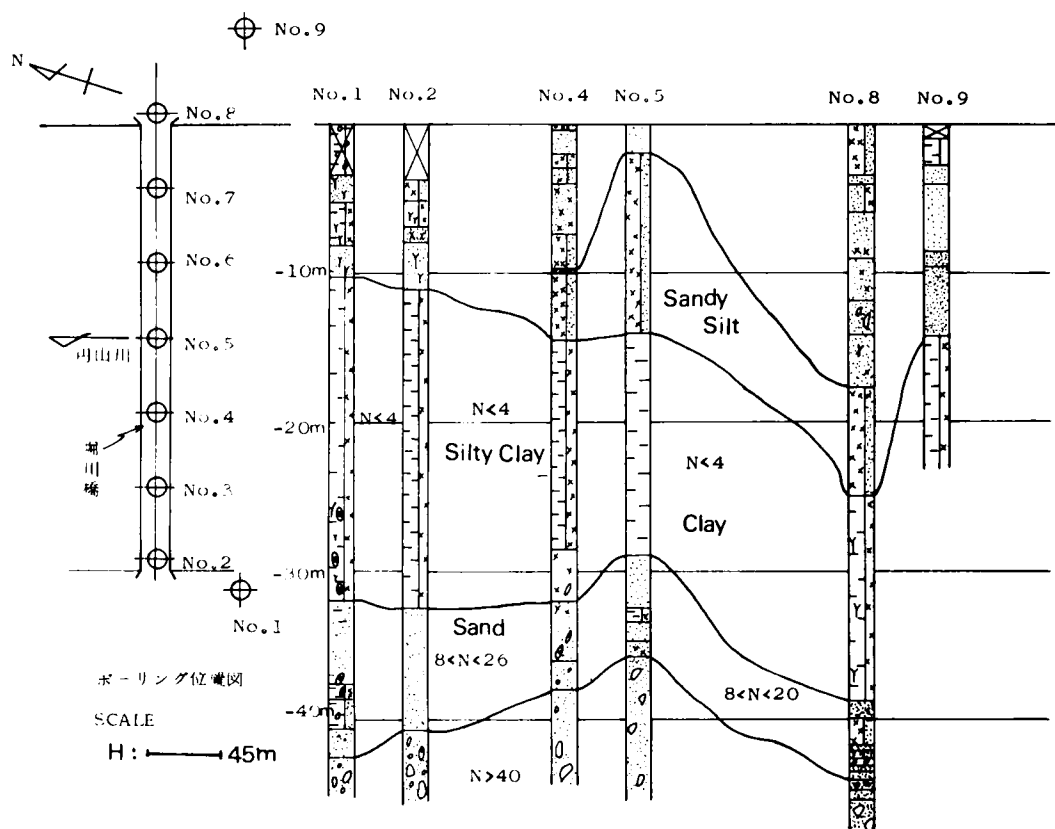


図-1・2・6 堀川橋における土質断面図

この粘土層は、粘土またはシルト質粘土に分類され、やや過圧密の状態にある（過圧密比 $\tau=1.1\sim 2.4$ ）。また図1・2・5（b）に示したように、含水比 w の幅は55.2%～77.0%、先行圧密荷重 p_0 の幅は $1.46\text{ Kg/cm}^2\sim 2.95\text{ Kg/cm}^2$ に達している。しかし、 w 、 r_t 、 q_u 、 p_0 の深度方向の分布を一括して示した図1・2・7からわかるように、この粘土層を性質が顕著に異なる2つ以上の地層に分離することは不可能であり、現在の工学的な意味においては同一の地層とみなして取扱わざるを得ない。 q_u が深度方向に漸増するような場合には、図-1・2・8の点線（ $q_u = \alpha + \beta z + \sigma_u$ ）で示す強度をもつ地層として評価するのではなく、実線内の範囲の各部分を工学的な意味で同一の強度を有する地層として取扱うのである。このような取扱いの妥当性および工学的に“同一の地層”として取扱わざるを得ない地層の判定法に関しては、第2編3・2および3・3において土質調査法との関連において述べる。

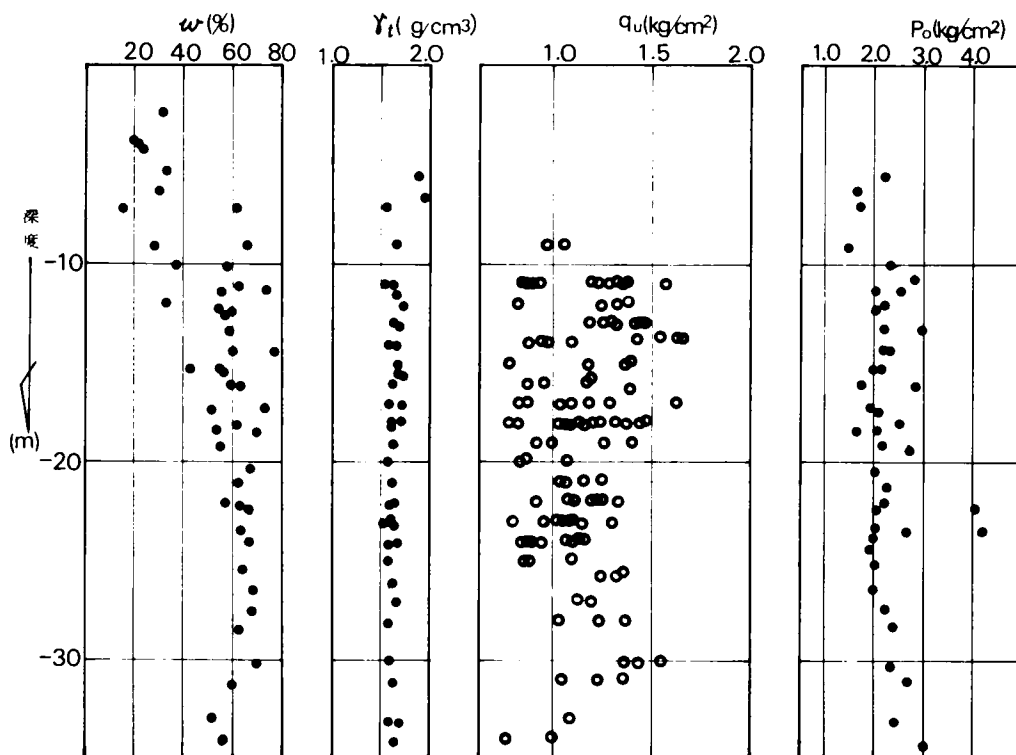


図-1.2.7 堀川橋における w , γ , q_u , P_o の深度方向の分布

表-1.2.2 一軸圧縮試験結果の統計量

調査地点	N_B	N_S	N_{qu}	μ_{qu} (Kg/cm ²)	σ_{qu} (Kg/cm ²)	V_c	B (Kg/cm ²)	χ^2	n
堀川橋	9	35	119	1.1490	0.2081	0.181	0.10	16.1034	7
木更津	15	58	231	0.9677	0.2642	0.273	0.10	8.0743	12
寝屋川(1)	14	35	86	0.8547	0.2023	0.237	0.10	8.5055	7
寝屋川(2)	22	44	98	0.8694	0.2253	0.259	0.10	12.4698	7
安浦	23	184	538	0.6520	0.2667	0.409	0.10	17.6745	12
京浜	9	76	271	0.6600	0.2172	0.320	0.10	9.0946	10
市場	5	27	72	0.3181	0.1764	0.366	0.10	10.7103	4
千葉	14	48	192	0.6297	0.1407	0.222	0.10	6.3492	4
衣浦	16	74	127	0.2870	0.1070	0.373	0.10	8.8760	4

記号	σ_{qu} : qu の標準偏差	危険率 5 % 検定不適合例…… 1 例
N_B : ボーリング本数	V_c : qu の変動係数	
N_S : サンプル個数	B : 区分幅	
N_{qu} : 一軸圧縮試験個数	χ^2 : 分布の χ^2 一値	
μ_{qu} : qu の平均値	n : 自由度	

さて、図1・2・5 (a) は上記の意味での同一粘土層内からのサンプルの結果である。図に示した曲線は頻度分布に正規分布曲線をあてはめたもので、この妥当性は危険率5%の χ^2 - 検定により証明された。なお、他地域についても、上と同様の考察のもとに結果を求めた。図1・2・9はその一例で、合計9地域についての一軸圧縮試験結果^{11)~16)}を正規確率紙に示したものである。図からも判断されるように、いずれも正規分布で近似できる。これらについて χ^2 - 検定した結果と主要な統計量を表1・2・2に示した。この表からわかるように、 q_u に関する変動係数 V_c は $V_c = 0.2 \sim 0.4$ 程度であり、マイヤー・ホッフ (meyerhof, 1970)¹⁷⁾の報告している $V_c = 0.1 \sim 0.2$ (正規分布を仮定した場合) および $V_c = 0.1 \sim 0.3$ (対数正規分布を仮定した場合) とほぼ等しい値を示している。

以上に検討したように、飽和粘土の一軸圧縮強度が正規分布で近似できることは、フーパーとバトラー (Hooper and Butler, 1966)¹⁸⁾、ラム (Lumb, 1966)¹⁹⁾ およびウーとクラフト (Wu and Kraft, 1967)²⁰⁾らによっても報告されている。これらの報告の結果とも考えあわせて通常の沖積粘土層では $V_c = 0.2 \sim 0.3$ 程度と考えてよく、 $V_c > 0.35$ となると、 q_u の分散がかなり大きい粘土層と考えられる。

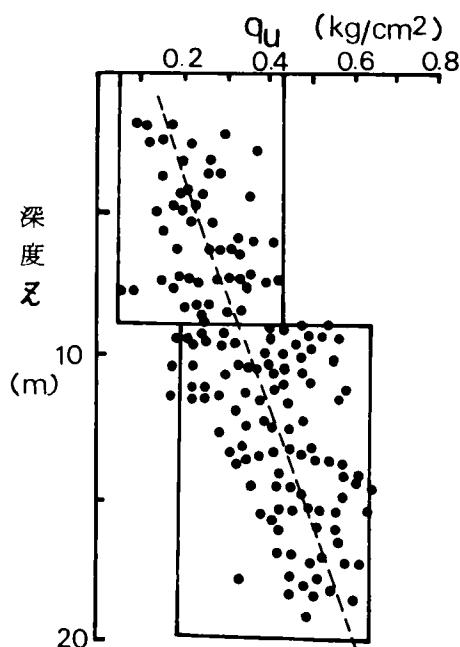


図-1・2・8 強度が深度方向に増大する場合

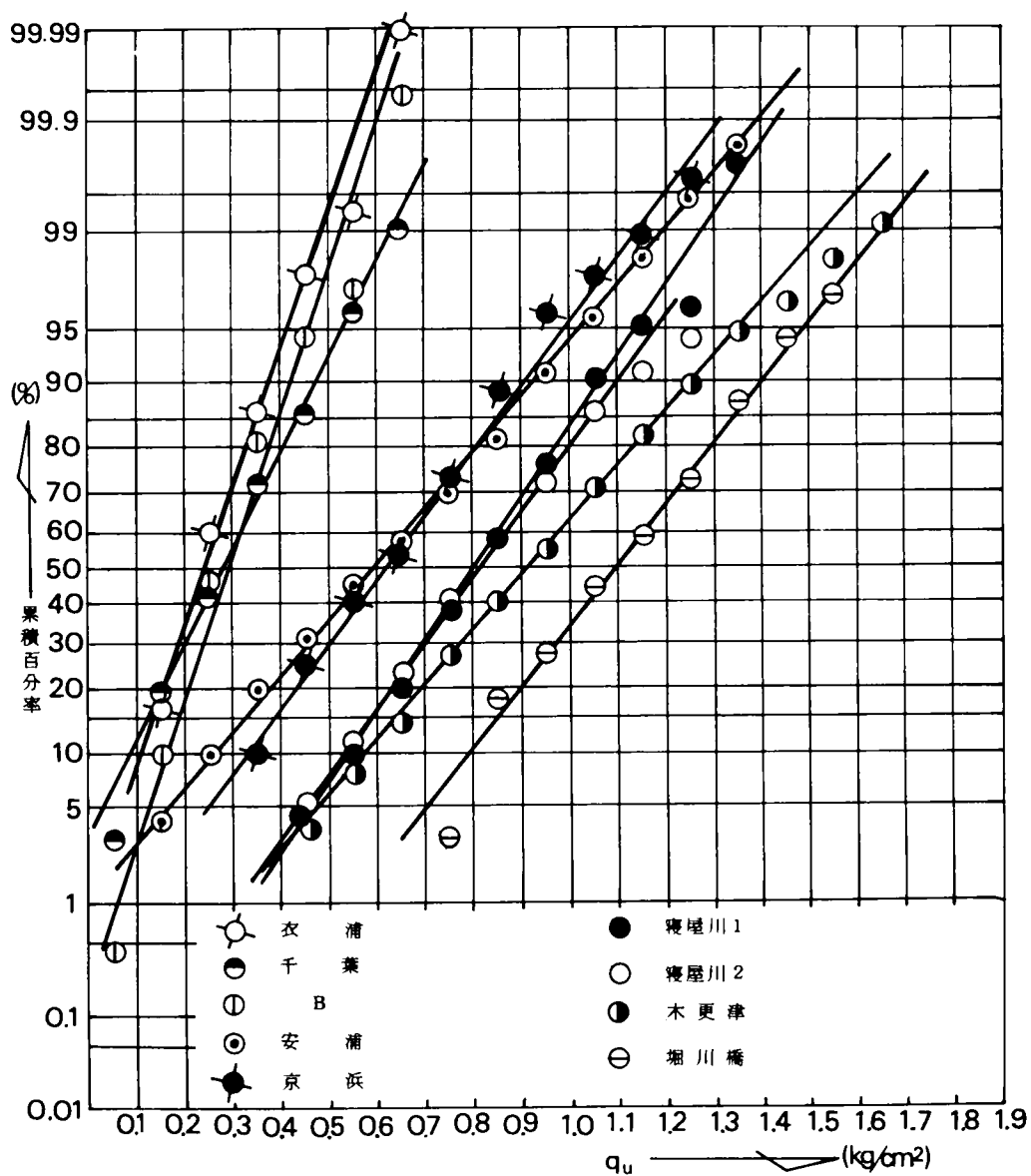


図-1.2.9 飽和粘土層の一軸圧縮強度の分布

2・3・3 砂質地盤の $\tan \phi$ の分布

粘性土地盤と異なり、ほとんど土の粘性が期待できない場合には、せん断抵抗力としては、 $\tan \phi$ なる強度係数が重要である。ここでは、砂質地盤の $\tan \phi$ の分布について検討を加える。

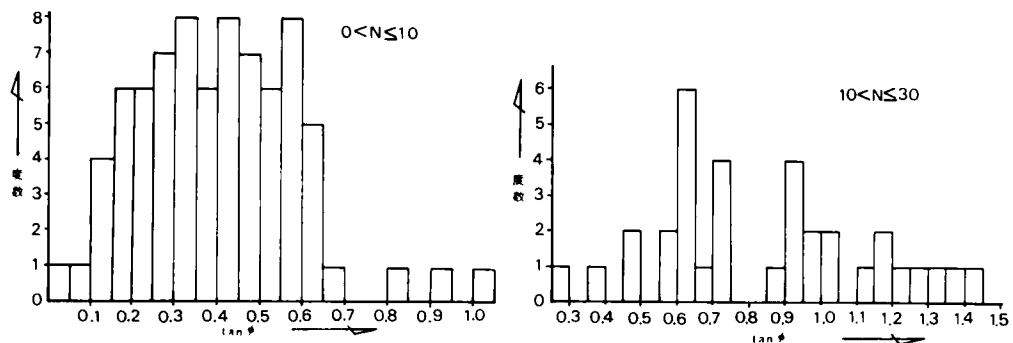


図-1・2・10 (a) 砂質地盤の $\tan \phi$ の分布 (東京地盤図より)²¹⁾

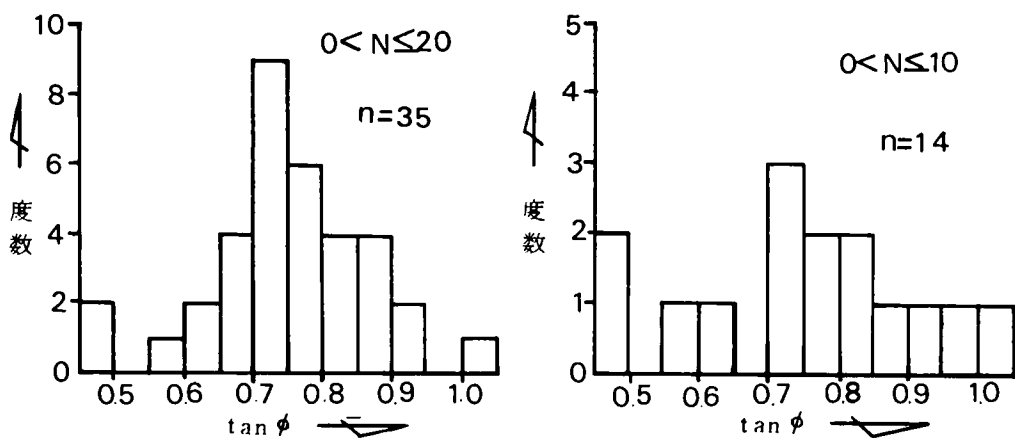


図-1・2・10 (b) 砂質地盤の $\tan \phi$ の分布 (渡良瀬)

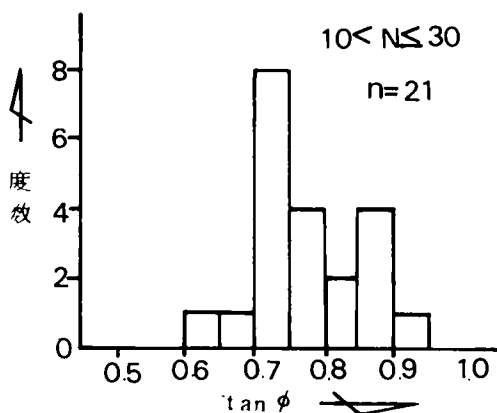


図-1・2・10 (b)

砂質地盤の $\tan \phi$ の分布 (渡良瀬)

図1・2・10 (a) は、文献21)より ϕ の値を読みとり、 $\tan \phi$ の頻度分布の形に整理したものである。図中、 N 値の範囲で区別した理由は、第2編3・2で述べるように、砂系の地層で工学的に同一として取扱える N 値の範囲に限界があるからである。また、図1・2・10 (b) は渡良瀬川のある地域で調査した結果を同じく $\tan \phi$ の頻度分布に整理したものである。資料数が少ないが、これらによると、図中に示した N 値の範囲に入る (同一地層内に入る) $\tan \phi$ は、一応正規分布で近似できるとしてよいであろう。

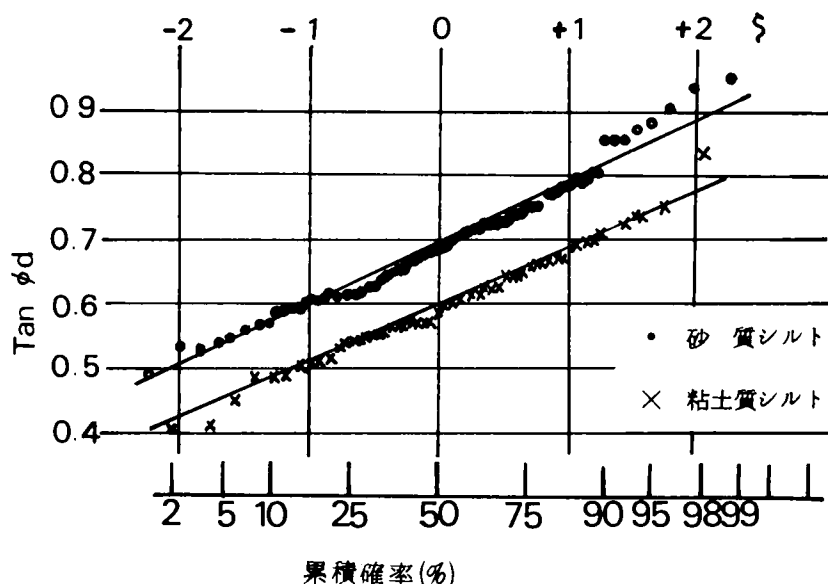


図-1・2・11 $\tan \phi_d$ の分布 (Lumb, 1966¹⁹)による)

なお、 ϕ でなく、 $\tan \phi$ の分布を問題にするのは、実際の設計計算においては、のちにも示すように、 ϕ 自体のばらつきよりも $\tan \phi$ のばらつきが直接問題となるからである。また、図1・2・10は、多くの地点の、種々異なる砂層に関する結果を、資料数が少ないために一括して表わしたものである。同一地点における、粒度組成がほぼ同一の砂層を対象にしたならば、 $\tan \phi$ が正規分布することはもちろんのこと、その分散が図1・2・10の場合よりもかなり小さくなると推論してよいであろう。実際、前記ラム(Lumb)¹⁹⁾の報告によると、砂質シルトおよび粘土質シルトの排水三軸試験結果の $\tan \phi_d$ を例にあげて、砂質土の $\tan \phi_d$ は正規分布すると結論されている。図1・2・11は、その結果を正規化して示したものである。この図で横軸 ξ は以下のようにして求められる。すなわち、 $\tan \phi_d$ が正規分布すると仮定すると、その平均値 μ 、標準偏差 σ に対して、 $\tan \phi_d$ は式(1・2・1)で与えられる確率密度関数をもつ。

$$f(\tan \phi_d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\tan \phi_d - \mu}{\sigma} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 2 \cdot 1)$$

$$\text{ここで、} \quad \xi = \frac{\tan \phi_d - \mu}{\sigma} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 2 \cdot 2)$$

とおけば、 ξ と $\tan \phi_d$ は直線関係にある。

このとき ξ は

$$f(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \xi^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 2 \cdot 3)$$

で与えられる標準正規分布に従う。 ξ の任意の値に対し累積確率は求まっているから、 ξ の値を示すことは累積確率を示すことに等しい。したがって、 $\xi \sim \tan \phi_d$ が図中の直線に近いほど $\tan \phi_d$ の正規分布に対する適合度が高いといえる。この図からも、 $\tan \phi_d$ が正規分布で近似できることがわかる。

2・3・4 不飽和土の c と $\tan \phi$ の分布

土の強度特性として問題となるケースは、前述の2つのケースの他に、不飽和土のせん断強度係数である c 、 $\tan \phi$ である。こゝでは、渡良瀬川流域の不飽和度に関する調査結果と著者が行なった一面せん断試験結果に基づいて c 、 $\tan \phi$ の分布形についての検討を加える。

(a) 土試料と実験の方法

用いた土試料は表1・2・3に示されている。soil - 1, soil - 2は渡良瀬川周辺から採取されたもの、また soil - 3は著者が一面せん断試験に用いた土で、いづれも不飽和土である。

さて、本章2・1において述べたように、著者の基本的な立場は、現時点での設計、施工とい

表-1・2・3 土 試 料

	分 類
soil-1	粘土, シルト質粘土
soil-2	シルト, 砂質シルト, 粘土質シルト, シルト質砂
soil-3	シルト質砂

う見地から室内の実験結果をながめることである。このことは、とりまなおさず“試験結果の設計へのよりよい適用”と

いう立場であり、これについては松尾らのすぐれた研究²²⁾がある。松尾らも述べているように、小さな土の供試体そのものの精密な力学的因果関係を、物性的な立場から究明しようというのではない。したがって、特別に精度の高い機械を用いて、特別に精度の高い方法によって試験することはむしろ適切ではなく、設計、施工の見地から現時点での最善を尽す、という立場をとらなければならない。この意味で、不飽和土に関して一般に行なわれている非圧密非排水せん断試験の結果を整理し直してみるとともに、一面せん断試験を実施した。soil-1, 2を用いた試験は過去の試験報告書から抜出したもので、直径3.5 cm, 高さ8 cmの供試体に関する非圧密非排水三軸圧縮試験である。せん断速度は1%/minである。ただ、側圧の大きさや変化の個数が統一されていない。このことは、いくつかの側圧に対する試験結果から得られる $\tau \sim \sigma$ 図上から c , ϕ が決定されることを考えると、統計的な整理上“重み”の違いという点で、厳密な意味ではやや問題があるが、結果にはそれほど大きな影響は与えないものと考えられる。

一方, soil-3に関しては一面せん断試験を実施した。初期の供試体寸法は、直径6 cm, 高さ1.5 cmであり、せん断速度は1 mm/minの変位制御とした。垂直応力は、 $\sigma = 0.4, 0.8, 1.2, 1.6 \text{ kg/cm}^2$ の4段階とした。一面せん断試験の目的は大別して2つに分れる。1つは、 c , ϕ の分布を調べることである。また他の1つは、これらと湿潤単位体積重量 γ_t , 乾燥密度 γ_d , 含水比 w などとの相関を調べることである。相関性については、次節で詳述するので、ここでは触れない。さて、分布形を調べる実験では、 $w = 10\% (\pm 0.8\%)$, $\gamma_d = 1.55 \text{ g/cm}^3 (\pm 0.02 \text{ g/cm}^3)$ に固定し、同一の σ に対して各10回ずつ、合計40回の試験を行なった。実験結果の整理に際しては、 $\tau \sim \sigma$ 図上で各 σ に対する τ の値を1つつつ選び、4点を用いて最小自乗法により直線を引き、 c と ϕ を求めた。したがって、実験の無作為性を考えると、10本の $\tau \sim \sigma$ 関係が得られることになる。

なお、不飽和粘性土においては、せん断抵抗力 τ にピークが現われない場合がしばしば生じる。この場合、「水平変位が8 mmか、またはせん断開始時の供試体厚さの50%のいずれか小さい方に達したときの値を用いる」という提案もあるが²³⁾、その根拠がよくわからない。一方、松尾、軽部は τ の動員される過程を分析し、設計への適用という見地から、短期破壊に関する設計には $\sigma \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ の場合、水平変位 $d = 5 \sim 7 \text{ mm}$ に対する τ を用いて c , ϕ を決めるよう提案している。²⁴⁾ 本研究では、これに基づき、 $d = 6 \text{ mm}$ に対する τ を用いて c , ϕ を求めた。

(b) $c, \phi, \tan \phi$ の分布

soil-1 については, c, ϕ の個数が少なく, 頻度分布を調べることができなかったの, soil-2, 3 の結果について述べる。図 1・2・12 は soil-2 に関して, $c, \phi, \tan \phi$ の頻度分布を示したもので, 図 1・2・13 は soil-3 についての $c, \phi, \tan \phi$ の頻度分布である。いずれも正規分布で近似できることが χ^2 - 検定によって確認されている。

ところで, 以上の諸係数の分布に関する検討においては, いずれも飽和土 S_r の範囲を限定している。これは以下の理由によっている。飽和土 S_r は不飽和土の力学的挙動に大きな影響を及ぼす。このことを soil-1, 2, 3 について確かめてみよう。図 1・2・14 (a), (b), (c) はそれぞれ, $c \sim S_r, \tan \phi \sim S_r, w \sim S_r$ の関係をプロットしたものである。図から明らかなように, $c, \tan \phi$ は S_r の範囲によって顕著に異なったグループを作っている。いま, G_s を粒子の真比重とすると, S_r は, 乾燥単位体積重量 γ_d と含水比 w に対し

$$S_r = \frac{G_s w \gamma_d}{G_s \gamma_w - \gamma_d}$$

…… (1・2・4)

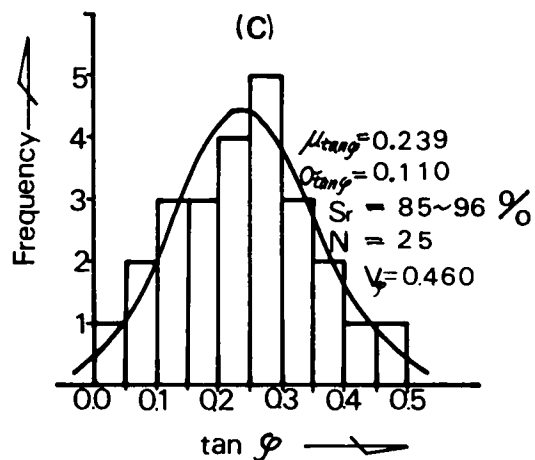
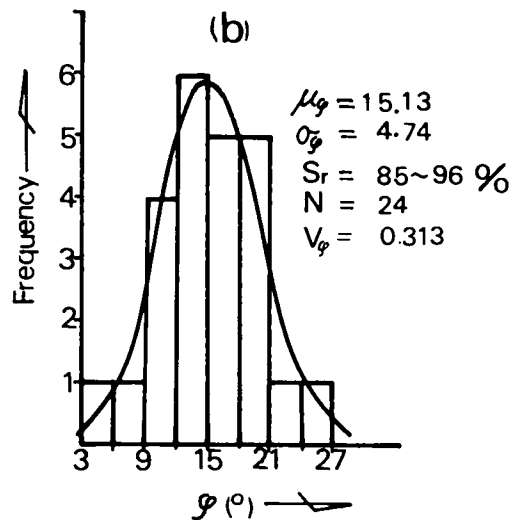
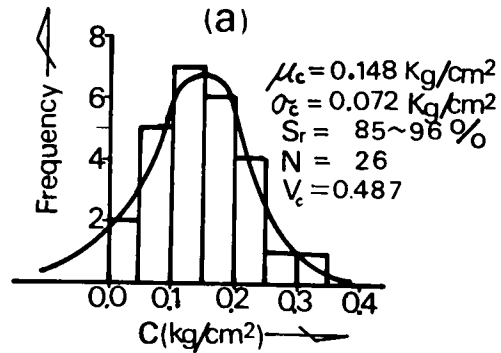


図-1・2・12 $c, \phi, \tan \phi$ の分布 (soil-2)

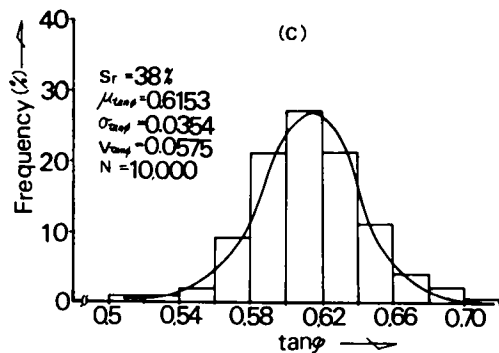
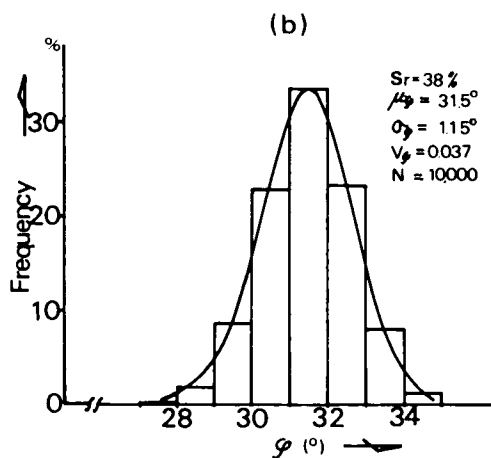
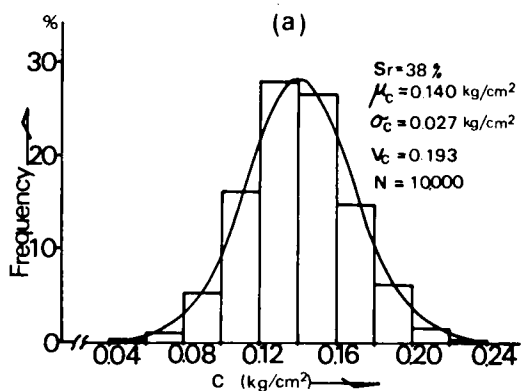


図-1.2.13 $c, \phi, \tan\phi$ の分布 (soil-3)

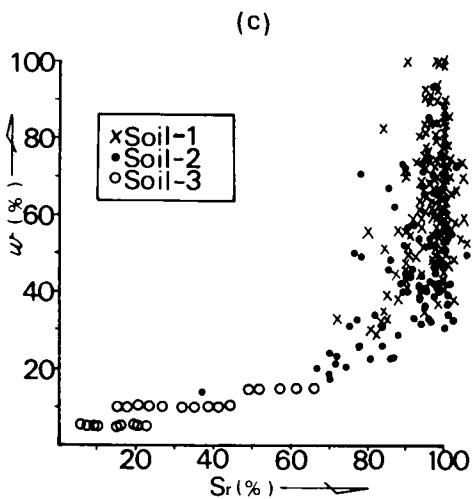
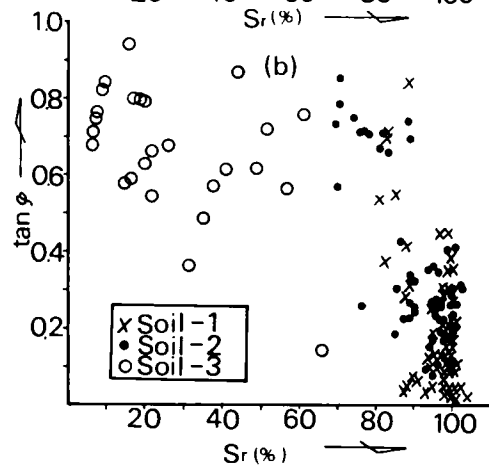
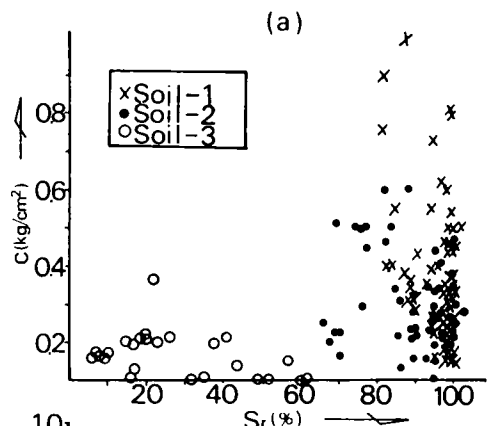


図-1.2.14 $c, \tan\phi, w$ と S_r の関係

という形で与えられるから、 S_r を1つのファクターとして取上げることは、 w, r_d 両者の影響を同時に考慮したことになる。そして、 $c, \phi, \tan\phi$ などの検討において、 S_r の範囲を限定することは、 w, r_d の範囲を同時に限定することと同値の関係にある。さらに、次節で述べるように、 $c, \tan\phi$ が、 w と r_d に相関性をもつことなどを考えれば、上記のように、 S_r のある限定された範囲で分布形を検討するのが妥当であるといえる。

2・3・5 物理係数の分布

土構造物の特異な点は、それが荷重に抵抗する材料であると同時に、それ自身が大きい荷重となり得ることである。そしてまた、この荷重自身が強度を発揮するための一助をになっている点である。すなわち、モール・クーロン(Mohr-Coulomb)の破壊規準によると、土のせん断強度は、一般に、

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.2.5)$$

で与えられ、全応力で考えると σ の項に荷重の大きさが直接関係してくる。このことは、土の単位体積重量 γ の重要性を示すことにはかならない。

また、土の含水比 w の大きさが力学的挙動に重要な役割を占めていることは周知の事実である。そこで、本節では、土の湿潤単位体積重量 r_t 、乾燥単位体積重量 r_d 、含水比 w についての分布形について検討を加える。なお、人工的に締め固めた盛土の湿潤単位体積重量 r_b についてもあわせて検討する。

図1・2・15および図1・2・16はそれぞれ、図1・2・9に示した各地域における粘土層の r_t および w に関する結果を正規確率紙にプロットしたものである。

表一1・2・4 単位体積重量に関する統計量

調査地点	N_B	N_S	N_T	μ_{r_t} (t/m^3)	σ_{r_t} (t/m^3)	K_{r_t}	B (t/m^3)	χ^2	n
堀川橋	9	35	35	1.6269	0.0399	0.025	0.04	1.2080	2
木更津	15	58	57	1.4888	0.0524	0.035	0.04	3.6837	4
寝屋川(1)	14	35	34	1.6306	0.0379	0.023	0.04	0.0344	2
寝屋川(2)	22	44	43	1.6321	0.0420	0.026	0.04	0.6915	3
安浦	23	184	114	1.6194	0.0462	0.029	0.04	13.8277	4
京浜	9	94	36	1.5011	0.0306	0.020	0.04	0.2915	2
市場	5	27	25	1.5800	0.0493	0.031	0.04	1.8723	3
塩釜	30	58	27	1.5519	0.0580	0.037	0.04	7.7148	5
東京湾	6	77	63	1.5063	0.0610	0.041	0.04	6.2498	3
記号 N_B :ボーリング本数 N_S :サンプリング個数 N_T :単位体積試験個数 μ_{r_t} : r_t の平均値 σ_{r_t} : r_t の標準偏差 K_{r_t} : r_t の変動係数 B :区分幅 χ^2 :分布の χ^2 -値 n :自由度							危険率5% 検定不適合例……1例		

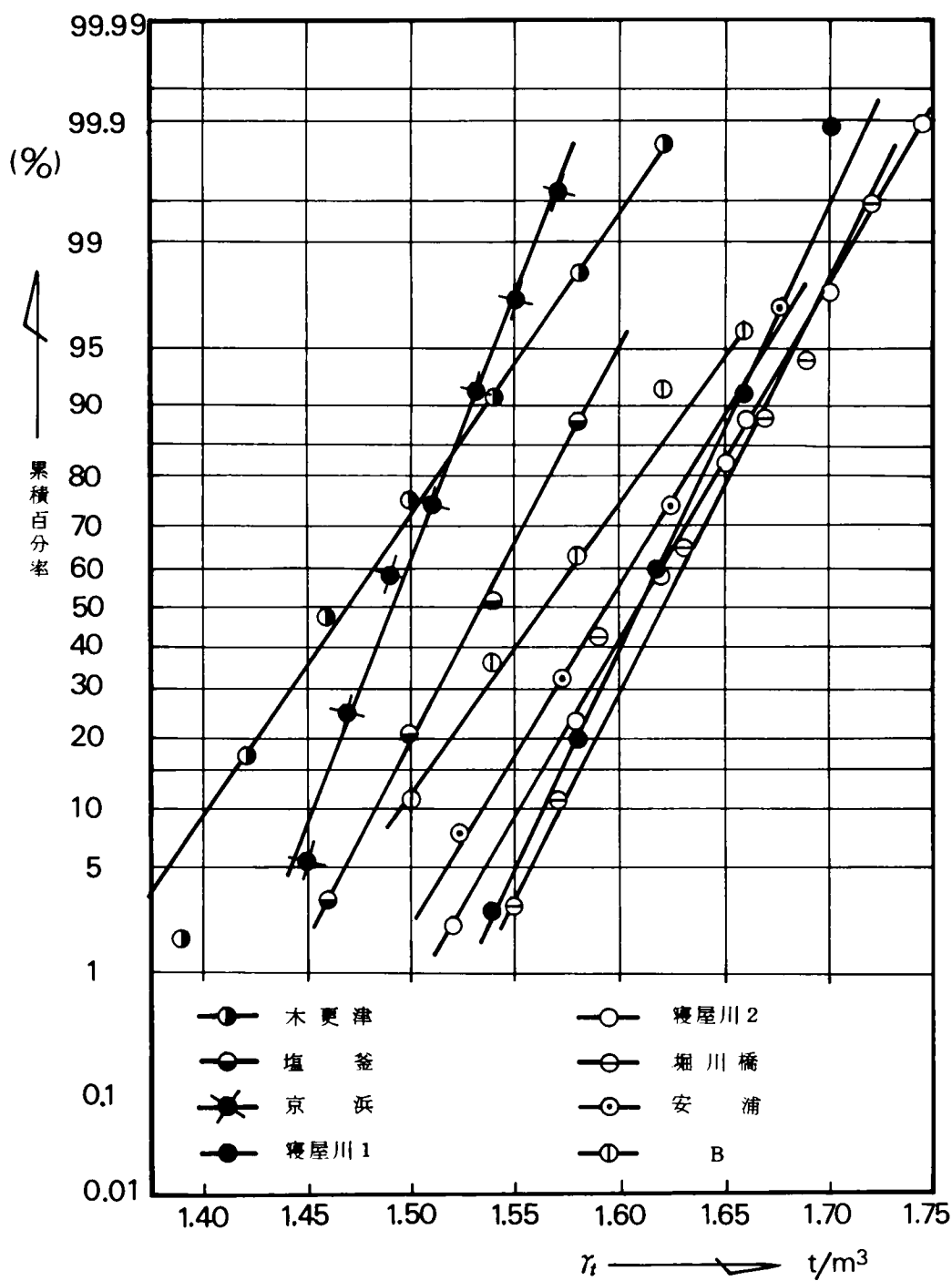


図-1・2・15 飽和した粘性土の単位体積重量 γ_t の分布

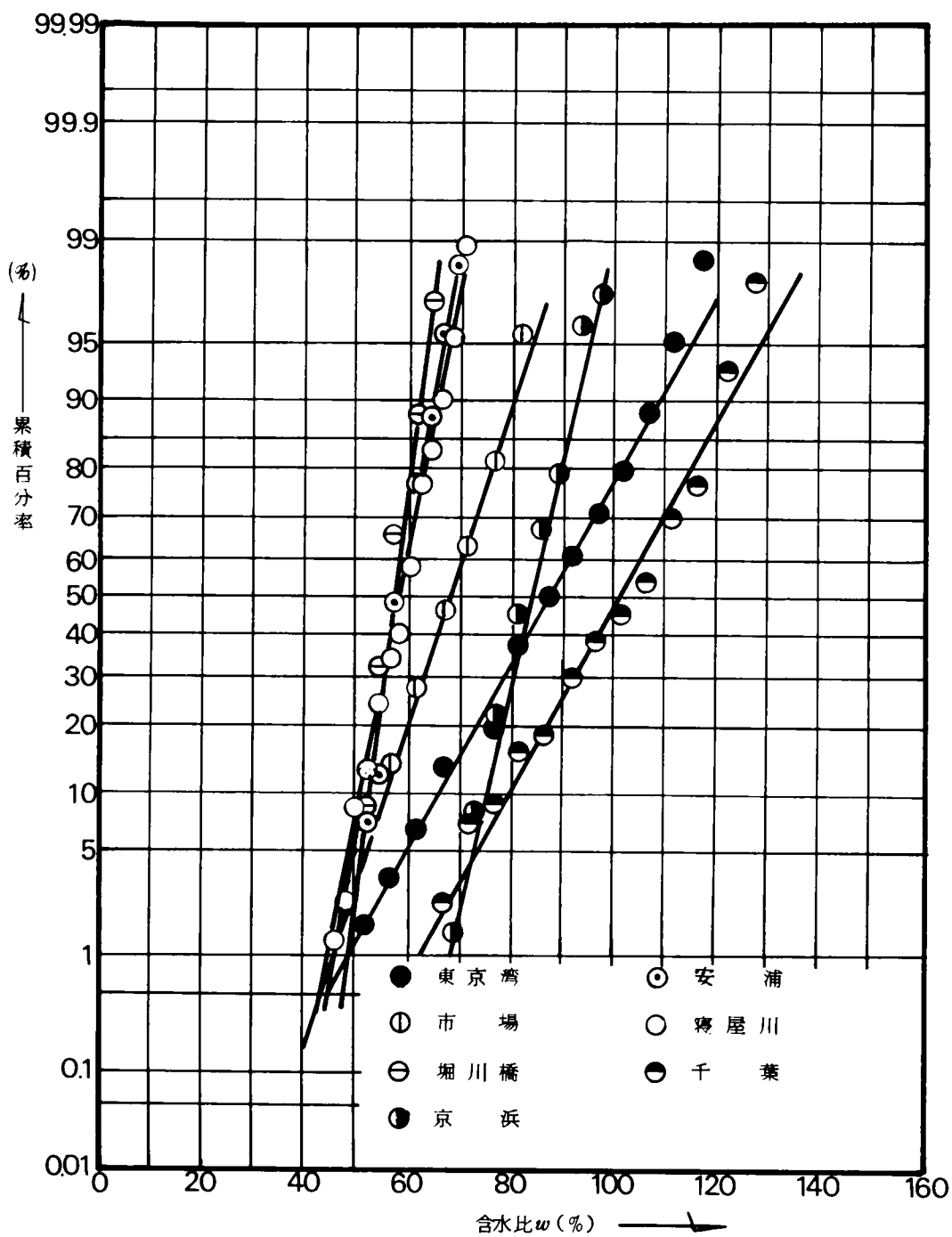


図-1・2・16 飽和した粘性土の自然含水比 w の分布

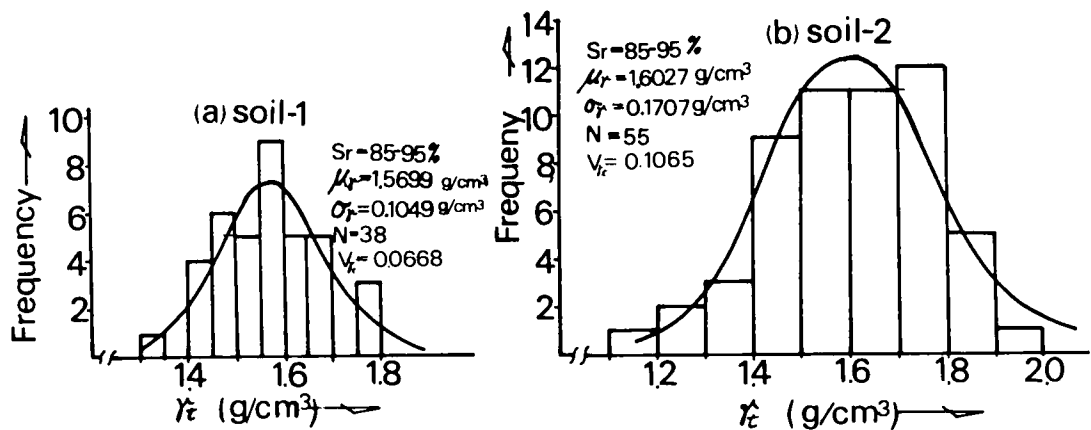


図-1・2・17 不飽和土の単位体積重量 γ_t の分布

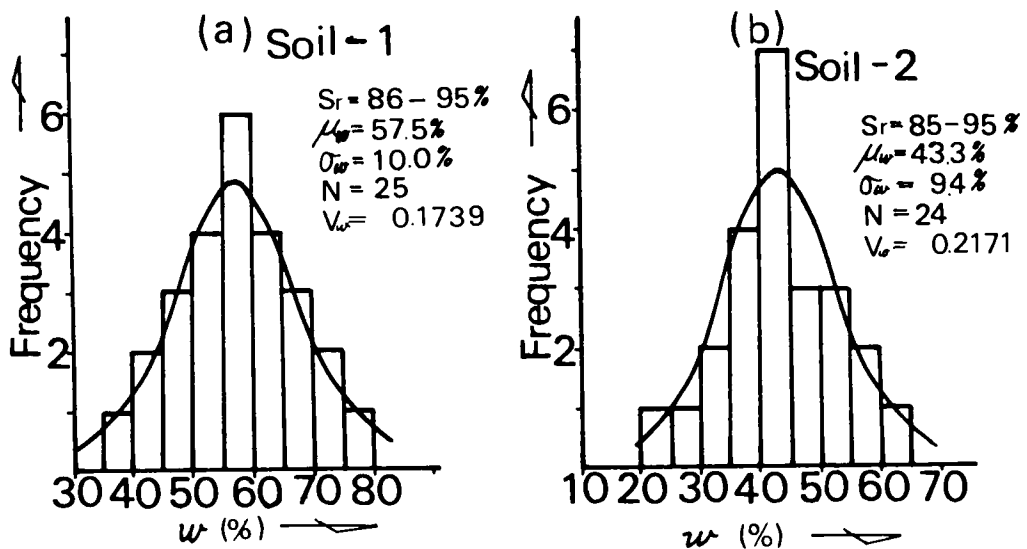


図-1・2・18 不飽和土の含水比 w の分布

表 1・2・5 含水比に関する統計量

調査地点	N_B	N_S	N_w	μ_w (%)	σ_w (%)	V_w	B (%)	χ^2	n
堀川橋	9	35	35	62.9286	5.9002	0.094	5	0.3569	3
寝屋川(2)	22	44	84	60.5952	5.8713	0.097	5	6.1446	5
安浦	12	124	113	65.7743	7.4602	0.113	5	9.5140	5
京浜	9	76	76	85.1316	7.1850	0.084	5	2.3817	5
市場	5	27	22	71.1364	8.6841	0.122	5	2.6864	4
千葉	14	48	44	104.5455	16.4578	0.157	5	12.9522	11
東京湾	6	77	62	81.6935	14.0047	0.171	5	8.9104	11
仙台	18	30	28	82.1429	16.8727	0.205	5	2.6763	8

記号	σ_w : w の標準偏差	危険率 5 % 検定不適合例……1 例
N_B : ボーリング本数	V_w : w の変動係数	
N_S : サンプル個数	B : 区分幅	
N_w : 含水比試験個数	χ^2 : 分布の χ^2 - 値	
μ_w : w の平均値	n : 自由度	

これらの χ^2 - 検定結果を一括して表 1・2・4 および表 1・2・5 に示す。この表で注目すべきことは r_t に関する変動係数 V_{r_t} が $V_{r_t} = 0.01 \sim 0.08$ 程度で q_u に関する変動係数 $V_c = 0.2 \sim 0.4$ に比べて、1 オーダー小さいことである。これはつぎに示す盛土の単位体積重量 γ_b や不飽和土についてもいえることである。すなわち強度のばらつきに対して荷重となる単位体積重量のばらつきは非常に小さい。このような事実は、次章で明らかにするように調査、設計、施工の精度と関連してくるので重要である。

さて、図 1・2・17 および図 1・2・18 は表 1・2・2 に示した soil-1 および soil-2 に関する r_t と w の頻度分布を示したものであり、いずれも χ^2 - 検定で正規分布の当てはめが可能であることが確かめられている。図中に示したように $V_{r_t} = 0.07 \sim 0.11$ 程度で飽和粘土に関する V_{r_t} とはほぼ値が一致している。

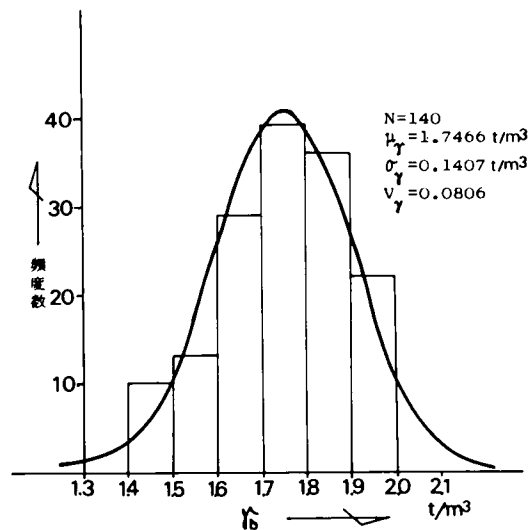


図 1・2・19 盛土の単位体積重量の分布

また、図1・2・19は関東地方のある地点で、盛土施工直後に締固め程度を知るために実施された調査結果であり、施工直後の γ_b の分布を知る上で貴重なデータである。

図からもただちに推測されるが、5%の危険率で χ^2 -検定を行なった結果、正規分布であることが明らかにされた。図中に示したように、この場合の変動係数 $V_{\gamma_b} = 0.0806$ で飽和粘土や不飽和のシルトにみられた変動係数とほぼ等しい値をとっている。

以上で明らかのように、土に関する力学係数や物理係数がいずれも正規分布で近似できることは注目すべきであり、次章以下で述べる諸解析にとって非常に好都合となっている。

2・4 土質諸係数間の相関性

土質諸係数を確率、統計の立場から取扱おうとする場合、諸係数間の相関性を検討しておくことが必要である。そこで本節では、前節で取扱った c 、 $\tan\phi$ などの力学係数と γ_t 、 γ_d 、 w などの物理係数間の相関性について検討を加える。相関性を調べるために用いた試料は前節(a)において述べた試料soil-1, soil-2, soil-3である。ただし、soil-3については、前節で述べた分布形を調べるための実験とは別に、相関性を調べる目的で別に実験計画法を用いて室内の一面せん断試験を実施した。実験計画法は、周知のように、推測統計学の1つの応用手法であり、他の手法の多くが得られたデータの解析に用いられるのに対し、データの集め方を決める1つの有力な手法である。

さて、実験結果を表わす特性値として、 c 、 ϕ を取上げるとき、これに影響を及ぼすと考えられる諸因子とその水準を選択しなければならない。本研究では、従来からの経験に照らして、乾燥密度 γ_d と含水比 w を主要因子として取上げ、その水準については、 $\gamma_d = 1.45, 1.50, 1.55, 1.60, 1.65 \text{ g/cm}^3$ の5水準、 $w = 5, 10, 15\%$ の3水準とした。得られた実験結果は、分散分析の手法を用い、特性値と因子間の相関性を検討した。この際、前節で述べたように、飽和度 S_r の範囲によって特性値 c 、 ϕ が異なったグループを構成することに着目し、 $w = 5, 10\%$ の2水準の場合($S_r = 16 \sim 44\%$)、 $w = 10, 15\%$ の2水準の場合($S_r = 32 \sim 66\%$)および上記の3水準の場合($S_r = 16 \sim 66\%$)の3通りについて分散分析を実施した。ところで、せん断試験は、(γ_d 、 w)の選ばれた水準において、各 σ ($= 0.4, 0.8, 1.2, 1.6 \text{ Kg/cm}^2$)に対し、3回行なった。したがって、実験の無作為性を考えると、 $3^4 (= 81)$ 本の $\tau \sim \sigma$ 関係が得られることになる。

2・4・1 ϕ (あるいは $\tan\phi$) $\sim \gamma_d$ 関係

soil-1, 2, 3に関して ϕ あるいは $\tan\phi$ を γ_d に対してプロットした結果が、図1・2・20図1・2・21, 図1・2・22である。soil-3の場合、上述したように、 γ_d は5水準、 w は3水準であるから、得られる c 、 ϕ は全部で($3^4 \times 5 \times 3$) = 1215個であり、これらが図中にプロットされている。

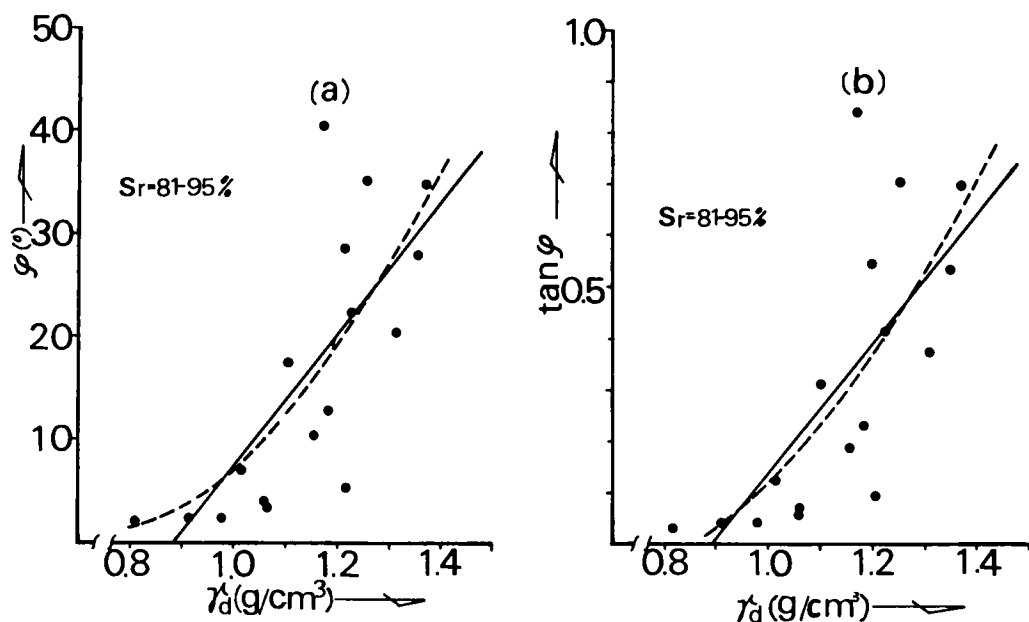


図-1.2.20 γ_d と ϕ ($\tan \phi$) の関係 (soil-1)

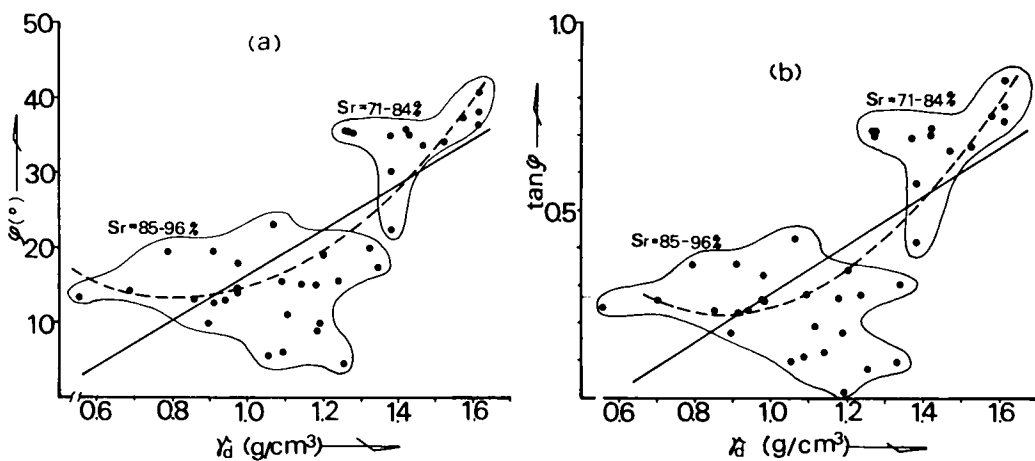


図-1.2.21 γ_d と ϕ ($\tan \phi$) の関係 (soil-2)

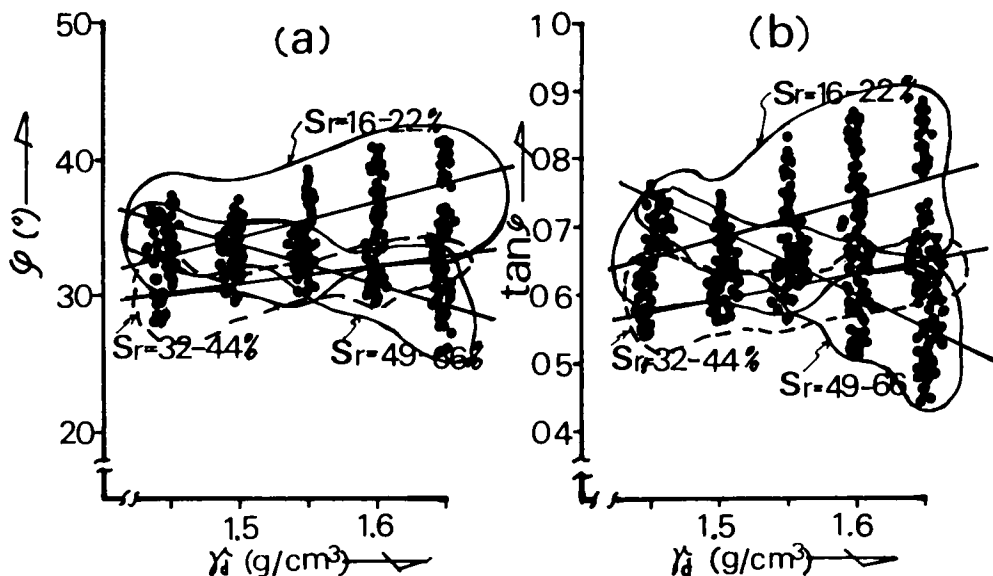


図-1.2.22 γ_d と ϕ ($\tan \phi$) の関係 (soil-3)

さて、図中の破線は2次曲線

$$\left. \begin{aligned} \phi &= a_1 \gamma_d^2 + b_1 \gamma_d + c_1 \\ \tan \phi &= a_2 \gamma_d^2 + b_2 \gamma_d + c_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.2.6)$$

を、最小自乗法による二次の最良多項式近似を行なった上で当てはめたものである。ただし、図-1.2.22に関しては煩雑になるため記していない。係数 a, b, c の値は表-1.2.6に一括して示した。また、従来一部で考えられているように、 $\phi \sim \gamma_d$ あるいは $\tan \phi \sim \gamma_d$ の間に直線的相関

$$\left. \begin{aligned} \phi &= A_1 \gamma_d + B_1 \\ \tan \phi &= A_2 \gamma_d + B_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.2.7)$$

があると考え、最小自乗法で直線回帰を行なうと図中の実線のようにになる。このときの回帰係数 A, B および相関係数 r は一括して表-1.2.5に示してある。以上の結果から ϕ (または、 $\tan \phi$) は γ_d と正の相関があることがわかる。

なお、soil-3の $S_r = 49 \sim 66\%$ ($w = 15\%$) の場合は、最適含水比13%を超過しており試料の作製が非常に困難であって、他の場合に比べると実験結果の信頼度が低いと考えられたが、参考のためプロットした。

表-1・2・6 回帰係数一覧表

		$Y=a(a')X^2+b(b')X+c(c')$			$Y=A(A')X+B(B')$		
		$a, (a')$	$b, (b')$	$c, (c')$	$A, (A')$	$B, (B')$	r
soil - 1	$\phi \sim w$	86.610	-237.182	158.186	49.767	-71.977	-0.7422
	$\tan\phi \sim w$	1.767	-4.722	3.170	0.969	-1.412	-0.7125
	$\phi \sim \tau_d$	50.736	-48.626	4.834	63.625	-56.080	0.7387
	$\tan\phi \sim \tau_d$	1.077	-1.135	0.185	1.247	-1.108	0.7133
	$\tan\phi \sim \tau_t$	-1.348	6.238	-6.292	1.871	-2.765	0.6031
	$c \sim w$	2.868	-3.896	1.506	-0.901	0.784	-0.5529
soil - 2	$\phi \sim w$	54.153	-112.044	69.273	33.296	-25.163	-0.5132
	$\tan\phi \sim w$	1.123	-2.433	1.494	0.673	-0.559	-0.5318
	$\phi \sim \tau_d$	43.557	-71.460	42.449	29.977	-13.735	0.6959
	$\tan\phi \sim \tau_d$	1.096	-1.902	1.045	0.649	-0.368	0.6557
	$\tan\phi \sim \tau_t$	2.284	-6.539	4.924	0.896	-1.070	0.5679
	$c \sim w$	0.217	-0.430	0.336	-0.158	0.270	-0.2650
soil - 3 $S_r=16 \sim 66\%$	$\phi \sim w$	44.440	-223.200	951.200	36.513	-32.960	-0.5515
	$\tan\phi \sim w$	0.942	-5.679	24.219	0.740	-0.835	-0.5526
soil - 3 $S_r=16 \sim 22\%$	$\phi \sim \tau_d$				24.600	31.830	0.9273
	$\tan\phi \sim \tau_d$	3.429	-9.985	7.940	0.644	-0.280	0.9258
	$\tan\phi \sim \tau_t$	3.364	-10.327	8.597	0.604	-0.263	0.9202
soil - 3 $S_r=32 \sim 44\%$	$\phi \sim \tau_d$				11.120	29.950	0.8620
	$\tan\phi \sim \tau_d$	0.857	-2.393	2.262	0.264	0.207	0.8592
	$\tan\phi \sim \tau_t$	1.006	-3.182	3.111	0.237	0.212	0.8500
soil - 3 $S_r=49 \sim 66\%$	$\phi \sim \tau_d$				-28.600	36.350	-0.9531
	$\tan\phi \sim \tau_d$	-1.886	5.134	-2.782	-0.712	1.739	-0.9431
	$\tan\phi \sim \tau_t$	-1.219	3.723	-2.119	-0.630	1.760	-0.9523

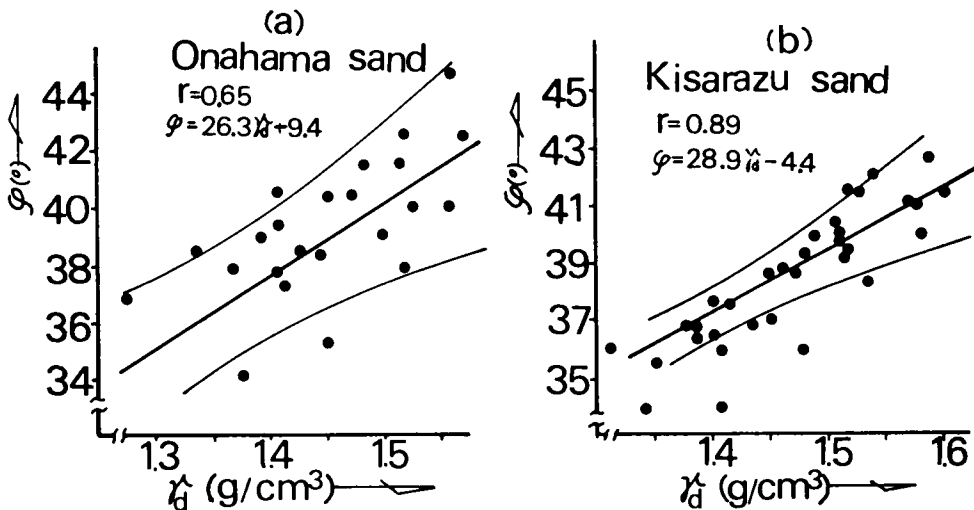


図-1・2・23 τ_d と ϕ の関係 (乾燥砂)

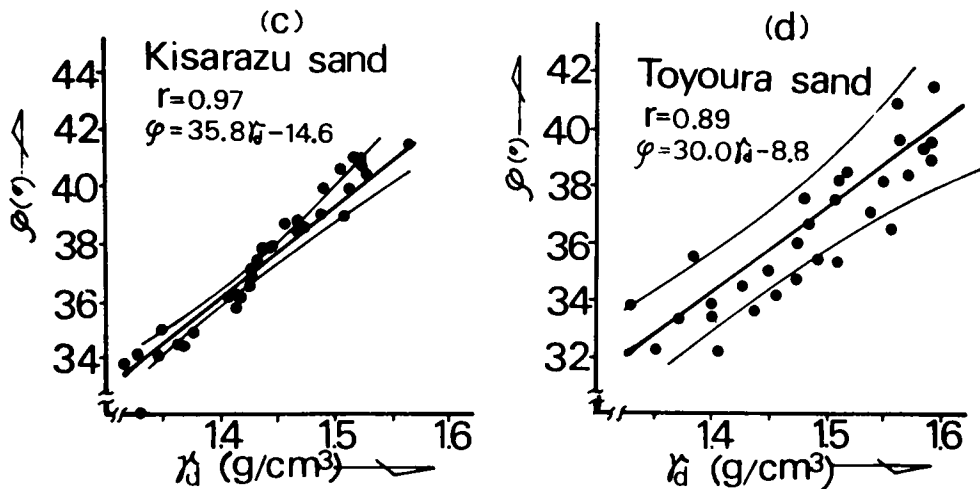


図-1.2.23 r_d と ϕ の関係 (乾燥砂)

このような結果は、不飽和土だけでなく乾燥砂についても認められる事実^{7), 25), 26)}とも一致している。図-1.2.23は、土質工学会せん断試験法委員会によって行なわれた全国一斉試験の結果⁷⁾を、著者が $\phi \sim r_d$ 関係に整理し直し、回帰直線と相関係数 r を求めた結果である。図中、直線を囲む細曲線は、この回帰直線の95%信頼区間を示したものである。このせん断試験の結果は、いずれも、粒度のそろった標準砂を用いて熟練者が行なった試験の結果であるから図-1.2.21や図-1.2.22の場合に比べてばらつきの程度が小さい。

2.4.2 ϕ (あるいは $\tan\phi$) $\sim w$ 関係

図-1.2.24(a), (b)はそれぞれ $\phi \sim w$ および $\tan\phi \sim w$ の相関図であり、前述の soil-1, soil-2, soil-3について同一図面にまとめてプロットしてある。前に述べたのと同様に、最小自乗法による二次の多項式近似を行なった結果は式(1.2.8)に、また、直線回帰を行なった結果は式(1.2.9)のようになり、係数値その他はやはり表-1.2.6に示した。

$$\left. \begin{aligned} \phi &= a_1' w^2 + b_1' w + c_1' \\ \tan\phi &= a_2' w^2 + b_2' w + c_2' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.2.8)$$

$$\left. \begin{aligned} \phi &= A_1' w + B_1' \\ \tan\phi &= A_2' w + B_2' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.2.9)$$

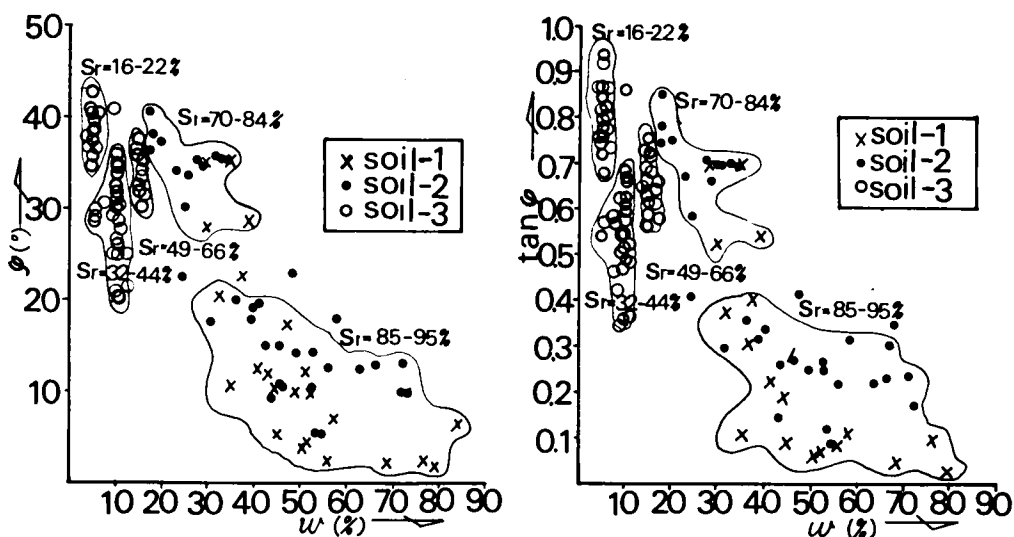


図-1・2・24 ϕ , $\tan \phi$ と w の関係

表-1・2・7 ϕ に関する分散分析の結果

	要 因	自 由 度	変 動 S	分 散 V	分散比 F_0	寄与率(%)
2(w) $\times$ 5(r_d) 水 準 $w_1 = 5\%$ $w_2 = 10\%$	w 1 次	1	40.28	40.28	53.7(**)	66.1
	r_d 1 次	1	14.37	14.37	19.2(**)	22.9
	誤 差 e	7	5.26	0.75		11.0
	全 変 動 ST	9	59.91			100.0
2(w) $\times$ 5(r_d) 水 準 $w_1 = 10\%$ $w_2 = 15\%$	r_d 1 次	1	4.15	4.15	5.8(*)	11.7
	w 1 次 $\times r_d$ 1 次	1	20.02	20.02	27.8(**)	66.0
	e	7	5.06	0.72		22.3
	S T	9	29.23			100.0
3(w) $\times$ 5(r_d) 水 準 $w_1 = 5\%$ $w_2 = 10\%$ $w_3 = 15\%$	w 1 次	1	26.96	26.96	31.3(**)	29.3
	w 2 次	1	18.75	18.75	21.8(**)	20.1
	w 1 次 $\times r_d$ 1 次	1	33.95	33.95	39.5(**)	37.1
	e	11	9.51	0.86		13.5
	S T	14	89.17			100.0

有意でない要因効果はすべて誤差項にくみいれて F 検定を行なった。
 ** は 1%, * は 5% の危険率で有意なことを示す。

以上の結果から、 ϕ または $\tan \phi$ は w と負の相関があることがわかる。ただし、図-1・2・24 に示したように、 S_r の幅をある程度限定した範囲でいうと、両者に相関性があるとはいえない。

さて、著者が行なった soil-3 に関する一面せん断試験の結果から二元配置による分散分析を実施したところ、 ϕ は r_d と w に影響されることがわかった。分散分析の結果は表-1・2・7 に示されている。この結果をみると、 $w=5\%$ 、 10% の2水準では w と r_d の1次項が、 $w=10\%$ 、 15% の2水準では r_d の1次項と $w \times r_d$ の項がそれぞれ有意である。また、 $w=5\%$ 、 10% 、 15% の3水準では w 、 w^2 および r_d の各項が有意となっている。上記の各場合につき、参考のため、直交多項式に展開した結果を式(1・2・10)に示す。

$$\phi = 16.95 r_d - 0.803 w + 13.38 \quad (w=5\%, 10\%)$$

$$\phi = -40.92 r_d - 6.20 w + 4.00 r_d \cdot w + 95.42 \quad (w=10\%, 15\%)$$

$$\phi = 52.12 r_d - 7.44 w + 0.09 w^2 - 5.21 r_d^2 - 36.38 \quad (w=5\%, 10\%, 15\%)$$

.....(1・2・10)

これらはいずれも w に対して負の相関があり、soil-1, soil-2 の結果とも矛盾しない。また、 w の寄与率が予想以上に大きいことは注目に値する。ただ、著者の行なった実験においては、 w と r_d の寄与率を調べるには、 w の水準が少ないという点に多少疑問点が残されている。

2・4・3 $\tan\phi \sim r_t$ 関係

安定問題の解析に当っては、その簡便性と工学的な有用性から、しばしば全応力法が採用される。その際に必要なのは r_d よりむしろ r_t である。そこで、 $\tan\phi$ と r_t の関係について調べておく必要がある。

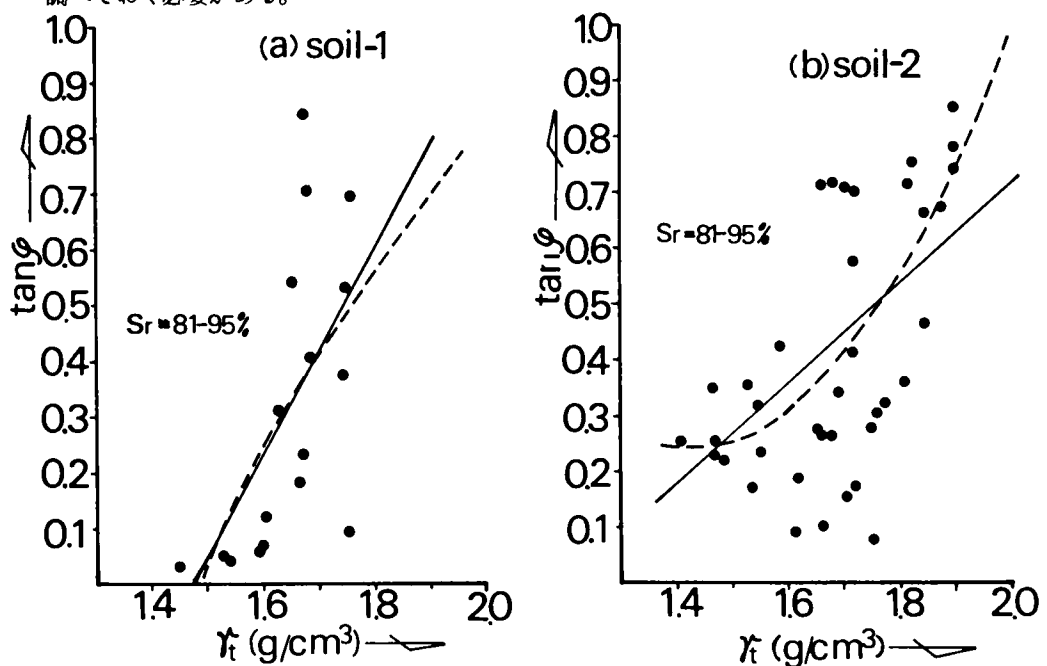


図-1・2・25 r_t と $\tan\phi$ の関係

図-1.2.25 (a), (b), (c) はそれぞれ soil-1, soil-2, soil-3 についての $\tan\phi$ と r_t の相関図である。図中実線は最小自乗法による回帰直線で、破線は二次の最良多項式近似であり、係数その他は表-1.2.6 に示してある。これによると soil-3 の $S_r = 49 \sim 66\%$ の場合を除き、いずれも $\tan\phi \sim r_t$ は正の相関が認められる。このことは S_r の幅を限定して考えていくと、 $\tan\phi$ が w の影響を受けず、 r_d のみの影響を受けることから考えて、当然説明される事実である。

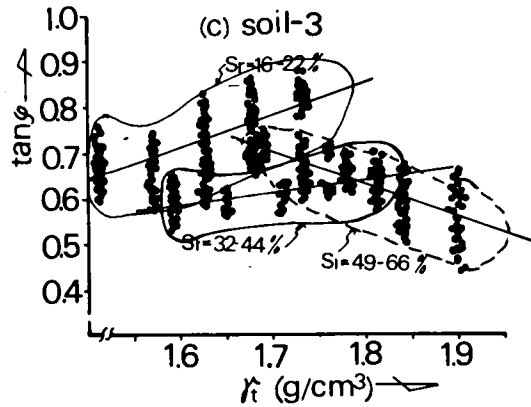


図-1.2.25 r_t と $\tan\phi$ の関係

2.4.4 $\tan\phi \sim c$ 関係

次章で明らかになるように、 c, ϕ を確率変数として τ を取扱っていくとき、 c と ϕ が独立であるかどうかという点が基本的な問題となる。図-1.2.26 (a) は前記の soil-1, soil-2, soil-3 について $c \sim \tan\phi$ 関係をプロットしたものである。図-1.2.26 (b) は東京地盤図²¹⁾より整理しなおした値と著者の手元にある資料²⁷⁾からの値をプロットしたものである。いずれも、

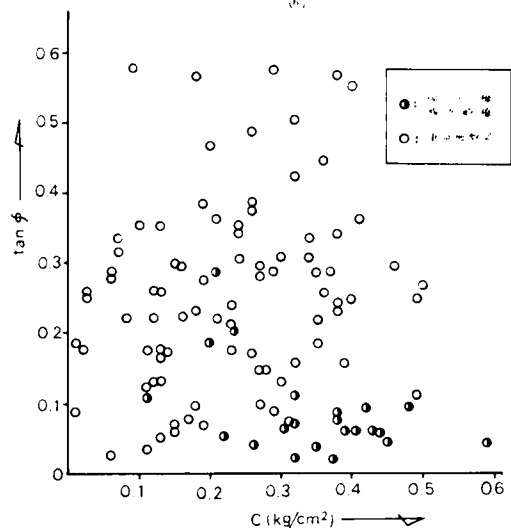
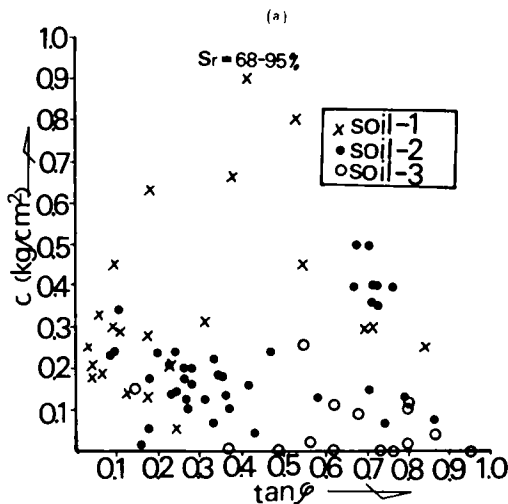


図-1.2.26 c と $\tan\phi$ の関係

シルトまたは砂質シルトに関する c , $\tan\phi$ である。これらの図によると、従来言われていたように、¹⁹⁾ 弱い負の相関があるようにも思えるが、 $\tan\phi$ と r_d , w , r_f などの関係においてみられるほどの強い相関性は認められない。したがって、最初の近似として独立と考えておくことは許されるであろう。

2・4・5 $c \sim w$ 関係

c は w の影響を大きく受け、 r_d にはあまり影響を受けないであろうと一般には予想される。図-1・2・27 は、soil-1, soil-2 について c と w の相関をみるために描いた図である。 c と w とは弱い相関があるようであるがほとんど相関がないといってよい。何故なら soil-3 についての分散分析の結果からも相関がほとんどないことが支持されるからである。

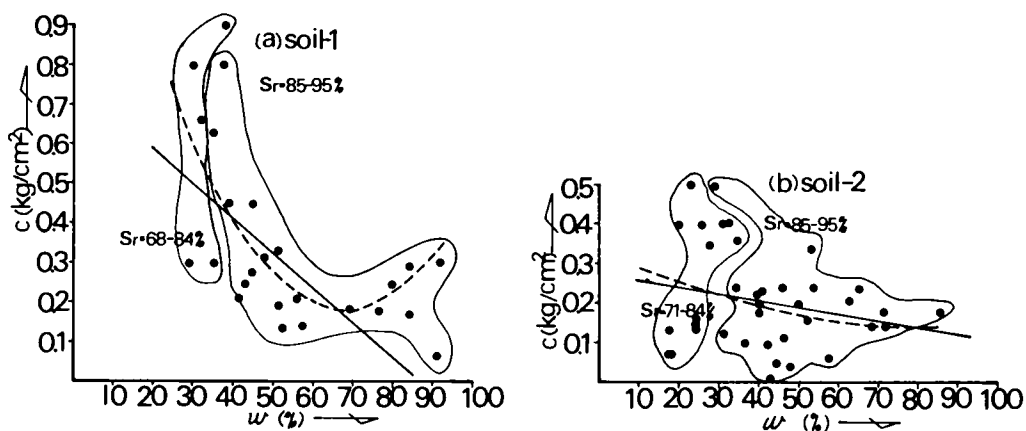


図-1・2・27 c と w の関係

表-1・2・8 は前述の ϕ と r_d , w の相関をみるために実施した一面せん断試験の結果を用いて、 c と w , r_d の間で実施した分散分析の結果である。この表からわかることは、 $w = 5\%$, 10% の場合は飽和度 $S_r = 16 \sim 22\%$ であり、 S_r の範囲が狭い。このときは c は w と r_d に対し無相関であり、 $w = 10\%$, 15% の場合 ($S_r = 32 \sim 66\%$) は w と r_d の一次項が有意で、 $w = 5\%$, 10% , 15% の場合 ($S_r = 16 \sim 66\%$) は w の一次項が有意である。すなわち、 S_r の範囲がある程度小さく限定されている場合は、 c は w と r_d に対し無相関で、 S_r の範囲が広がってくると c は w に対し負の相関性を持つてくる。このような事実からも、前述し

たように不飽和土の性質は S_r によって大きく影響されることがわかる。

なお、 c と r_d の相関を調べるために描いたのが図-1.2.28である。予想されたように、 c と r_d の相関はほとんどなく、飽和度 S_r の範囲を限定しても無相関である。

表-1.2.8 c に関する分散分析結果

	要 因	自 由 度	変 動 S	分 散 V	分散比 F_0	寄与率(%)
$2(w) \times 5(r_d)$ 水 準 $w_1 = 5\%$ $w_2 = 10\%$	有意な要因 な し					
$2(w) \times 5(r_d)$ 水 準 $w_1 = 10\%$ $w_2 = 15\%$	w 1 次	1	18.32	18.32	65.4(**)	62.3
	r 1 次	1	8.69	8.69	31.0(**)	29.1
	e	7	1.95	0.28		8.6
	$S T$	9	28.96			100.0
$3(w) \times 5(r_d)$ 水 準 $w_1 = 5\%$ $w_2 = 10\%$ $w_3 = 15\%$	w 1 次	1	43.96	43.96	13.5(**)	47.2
	e	13	42.25	3.25		52.8
	$S T$	14	86.21			100.0
備 考	有意でない要因効果はすべて誤差項にくみいれて F 検定を行なった。 ** は 1%, * は 5% の危険率で有意なことを示す。					

2.5 結 論

土木構造物とりわけ土構造物の設計、施工に関しては不確実性の介入する原因は数多い。その主要なものは、(1)理論的不完全さに起因する設計式の不備、(2)外力、強度の不確実性、(3)施工時の不確実性、などである。

しかしながら、このような不確実性があるからといって設計、施工をしないわけにはいかない。したがって、不確実性の究明および処理に関する研究は重要である。繰返し述べたように、設計、施工というフィールドでは現在のベストを尽して行なわれるべきである。この観点から、本章では土に関する強度係数や物理係数のばらつきの原

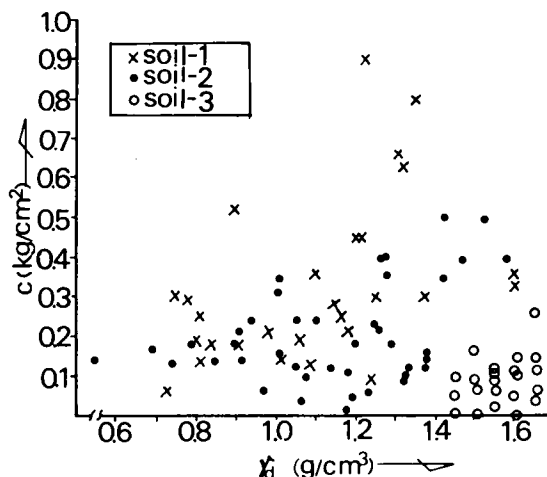


図-1.2.28 c と r_d の関係

因について考究し、強度や物理的性質に関する諸係数の確率分布モデル、および諸係数間の相関性について述べた。

本章で得られた主要な成果を列挙すると以下のとおりである。

(1) 土質諸係数のばらつきに及ぼす要因について整理し、各要因に起因するばらつきについて具体例をあげて説明した。

(2) 土の強度係数に関して、粘性によるもの、摩擦力によるもの、両者が一体となって抵抗するものに分類し、それぞれの場合の力学係数の分布について検討した。すなわち、粘性によるものとして、飽和した粘性土の非排水強度 c_u ($=q_u/2$) をとりあげたが、これは、“工学的に同一と考えられる層”においては正規分布することを明らかにした。また、摩擦力によるものとして砂の ϕ あるいは $\tan\phi$ について検討したが、これも正規分布する。さらに、 c 、 ϕ が一体となってせん断に抵抗するものとして、不飽和土について検討した結果、 c および $\tan\phi$ に対しても正規分布することを明らかにした。

(3) 土の物理係数に関して、飽和粘土および不飽和な粘土、シルトに関する単位体積重量 γ_t 、人工的に締め固めた盛土の施工直後の単位体積重量 γ_b 、これらの含水比 w をとり上げてその分布を検討した結果、いずれも正規分布することを明らかにした。

(4) q_u や c に関する変動係数は $0.1 \sim 0.4$ 、 γ_t や γ_b に関する変動係数は $0.01 \sim 0.08$ 程度であることが明らかになった。このことは、後に述べる調査や設計、施工の精度と関連して重要な事実である。

(5) 土に関する諸係数間の相関性に関して以下の事実を明らかにした。

(i) ϕ または $\tan\phi$ は乾燥密度 γ_d に対して正の相関がある。(ii) ϕ または $\tan\phi$ は w に対して負の相関がある。(iii) ϕ または $\tan\phi$ は S_r の範囲を限定すれば、 γ_d に対して正の相関がある。(iv) c と $\tan\phi$ は弱い負の相関があるが、 S_r の範囲を限定すれば独立と考えてよい。(v) c は w に対し S_r の範囲を限定すれば相関性は弱くなる。(vi) c と γ_d は無相関である。

以上、土の短期破壊に関する諸係数について検討したが、長期安定、および土の変形に関する諸係数については今後の研究課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦, 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第196号, pp.77~79, 1971
- 2) 松尾 稔, 黒田勝彦; 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について, 土木学会論文報告集, 第198号, pp.73~75, 1972
- 3) 松尾 稔, 黒田勝彦; 不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第208号
- 4) Skempton, A.W and V.Sowa : The Behaviour of Saturated Clays During Sampling and Testing, *Geotechnique*, Vol.13, No.4, pp.269~290, 1963
- 5) Noorany, L. and Seed, H.B. : In-Situ Strength Characteristics of Soft Clays, *Proc. of ASCE*, SM-2, pp.49~80, 1965
- 6) Nakase, A. et al. : Contribution to the $\phi_u=0$ analysis of stability, Report No.1, Soils Division, Port and Harbor Research Institute, 1966.
- 7) 土質工学会: 土のセン断試験法に関する基礎的研究, 1968.
- 8) 山崎 謙: 哲学とは何か, 青木新書, p.73, 1971
- 9) 北川敏男: 統計学の認識 (基盤と方法), 白揚社, p.43, 1969
- 10) レーマン, E.L. 著, 竹内 啓, 渋谷敏昭訳: 統計的決定論, 岩波書店, pp.69~70, 1969
- 11) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 千葉港 (木更津港) 土質調査報告書, 昭和45年1月
- 12) 兵庫県土木部: 堀川橋土質調査報告書 (総括編), 昭和45年
- 13) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 横須賀港土質調査報告書 (安浦地区), 昭和45年1月
- 14) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 京浜港土質調査報告書 (大黒町地先, 第2次調査), 昭和45年1月および, 千葉港土質調査報告書 (中央地区岸壁, 南防波堤), 昭和45年2月
- 15) 運輸省第五港湾建設局: 衣浦港中央埠頭土質調査報告書 (西側岸壁, 東側岸壁), 昭和41年7月
- 16) 建設省近畿地方建設局, 大阪国道工事事務所: 寝屋川バイパス地質調査報告書, 昭和42年
- 17) Meyerhof, G.G. : Safety factors in Soil Mechanics, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol VII, No.4, pp.349 ~ 355, 1970

- 18) Hooper, J.A. and Butler, F.G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, *Geotechnique*, Vol.16, pp.282 ~ 304, 1966
- 19) Lumb, P : The Variability of Natural Soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.2, pp.74~97, 1966
- 20) Wu, T.H. and Kraft, L.M. : The Probability of Foundation Safety, *Proc. of ASCE*, SM.5, pp.213~231, 1967
- 21) 東京地盤調査会編：東京地盤図，技報堂，p.19，昭和36年11月
- 22) 松尾 稔，軽部大蔵：室内せん断試験結果の設計への適用に際する2，3の問題点に関する討議，土と基礎，Vol.15，No.2，pp.38~39，1967
- 23) 土質工学会編：土質試験法，pp.378~379
- 24) 松尾 稔，軽部大蔵：室内せん断試験結果の設計への適用に際する2，3の問題点，第11回土質工学シンポジウム論文集，pp.91~100，1966
- 25) Scott, R.F. : Principles of Soil Mechanics, Addison-Wesley Publishing Company, Inc., p.309, 1965
- 26) Terzaghi, K and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey & Sons, Inc., pp.80~84, 1967
- 27) 兵庫県土木部：一般国道178号線福田橋，亀ヶ崎橋橋梁調査報告書，1969
- 28) 建設省利根川上流工事事務所：B域土質調査報告書

第3章 設計係数と破壊確率^{1),2)}

3.1 概 説

構造物の設計や施工において、“安全率”や“安全性”あるいは“余裕度”という言葉をしばしば耳にする。これらは、時には力学内部の問題として使用されていたり、時には力学を離れた人間社会全体におし広げられて使用されている。しかしながら、“安全率”とか“安全性”という言葉は本来、如何なる目的に使用されるべきであろうか？そして、その目的を数値的に表現するためには如何にすればよいのか？これらの疑問は“もの”を作り出す人間にとって、常に内部に発せられるべき疑問である。これらの疑問に答えるべく、従来、多くの研究がなされてきた。

本章では、主として土構造物の設計に用いられている安全率を中心に、従来の考え方を述べ、著者の見解を示すとともに、新らしく設計係数を考えて破壊確率との関係を定式化する。

3.2 土構造物の設計における従来の安全率

土構造物の基礎地盤の性質は、支持力、沈下、すべりに対して安全であるかどうかの検討がなされるのが普通である。以下、支持力、沈下、すべりに対して現行の設計法にとられている安全率について概述していく。なお、斜面安定で検討される“すべり破壊”も一種の支持力問題であるが、慣例上、項を分けて述べる。

3.2.1 支持力に対する安全率

支持力に対する安全性の考え方は、基礎地盤の極限支持力 q_d を求め、これを安全率 F_s で除した値を地盤の許容支持力 q_a とし、この q_a が基礎地盤の支持しうる安全な荷重強度としている。この場合の安全率 F_s は道路¹²⁾、干拓¹³⁾、鉄道¹⁴⁾、港湾¹⁵⁾、建築¹⁶⁾の各分野で表-1.3.1

表-1.3.1 各省における支持力に関する安全率

道 路	道 路 技 術 基 準	1.2 ~ 1.5
干 拓	土地改良事業計画設計基準	1.2 以 上
港 湾	港 湾 構 造 物 設 計 基 準	重要な構造物 2.5 以上 その他の構造物 1.5 以上
建 築	建築基礎構造設計基準 同解説	長期支持力 3.0 短期支持力 1.5

のように定められている。この表にみられるように、種々の場合を想定して F_s の値が決められているが、ほとんど経験的に決められたもので、

その数値の具体的な根拠はない。

さて、この支持力に対する安全率の持つ意味について考察するために、具体例を掲げて分析してみる。

よく知られているように、連続した浅い基礎の支持力公式として、次式が与えられている。こ

れはテルツァギー (Terzaghi, 1943) によって与えられた支持力の一般式である。

$$q_d = \alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + r_2 D_f N_q \quad \dots\dots (1.3.1)$$

上式で、 c および γ は土の粘着力および単位体積重量で、 N_c 、 N_γ 、 N_q は支持力係数、 B は載荷幅、 D_f は基礎の根入れ深さ、 α 、 β は基礎の形状係数である。

この場合、許容支持力 q_a としては、式 (1.3.1) の q_d から、根入れによる押え荷重 $r_2 D_f$ を差し引いた正味の支持力 q_{net} を用いて

$$q_a = \frac{q_{net}}{F_s} + r_2 D_f = \frac{1}{F_s} [\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + r_2 D_f (N_q - 1)] + r_2 D_f \quad \dots\dots (1.3.2)$$

で与えられる。これに対し、荷重強度 P_0 は

$$P_0 \leq q_a = \frac{q_{net}}{F_s} + r_2 D_f \quad \dots\dots (1.3.3)$$

でなければならない、とされている。

式 (1.2.3) の意味するところは、土がせん断破壊をする極限の荷重強度の $1/F_s$ の荷重強度であれば、土は十分壊れないだろう、あるいは壊れても仕方がないということである。このことはさらに細かく考えると、(i) 土質調査によって推定される土の諸係数が真の強度や状態量を表わしていないこと、(ii) 式 (1.3.1) を誘導する過程において人間の未知の事項が多く含まれていること、(iii) もし破壊したら困るから、強度の見積りを割引いて余裕を残しておきたい、というような意味をすべて F_s の中に含ませているように思える。

以上のことから明らかなように、支持力で考えられている安全率は、種々の理由によって強度そのものを割引いて考えておこうとする立場で設定されており、破壊そのものに対して F_s 倍の安全性が確保されているという意味ではない。

3.2.2 沈下に対する安全率

沈下に対しては、土のせん断破壊によるすべりのように、“破壊”という現象の定義が明確でない。沈下現象を大別すると、土の体積変化による沈下（圧縮変形による沈下）とせん断変形による沈下がある。前者は圧密現象として知られ、後者は、即時沈下と側方流動による沈下現象として知られている。これらをわかりやすく表にすると表 1.3.2 のようである。

表 1.3.2 沈下の種類

{	圧縮変形——圧密 (強度は増大する)	
	{	即時沈下 { 弾性的部分 (強度は変化しない)
		塑性的部分 (せん断破壊につながる)
	側方流動 (せん断破壊)	

表-1・3・2にみられるように、土の変形はそれが必ずしも破壊と結びつかないために、その変形量の規定は明解に定められない。従って、沈下に対しては必ず、ある基準を場合ごとに設定し、それを超過する変形として現われた場合を1種の破壊と考えて、これに対する安全度を考えていく方向がとられている。

現在のところ、破壊に対する安全率に相当する概念は、沈下の問題に関しては無い。

3・2・3 すべりに対する安全率

一般に地表面が水平でないところでは、重力の作用により高所から低所へ向かって土を移動させようとする傾向があり、このため土の内部にせん断応力が発生する。このせん断応力が土のせん断抵抗力を超えると、ある連続面に沿ってすべりが生じ、斜面の崩壊が起る。

一般に斜面の安定計算に用いられる安全率 F_s はつぎのように定義されている。¹⁸⁾

(1) 平面すべりに対して

$$F_s = \frac{\text{すべりに抵抗する力}}{\text{すべりを起そうとする力(起動力)}} \quad \dots\dots (1.3.4)$$

(2) 円形すべり面に対して

$$F_s = \frac{\text{すべりに抵抗する力のすべり円の中心に関するモーメント}}{\text{すべりを起そうとする力のすべり円の中心に関するモーメント(起動力モーメント)}} \quad \dots\dots (1.3.5)$$

(3) さらに粘土斜面に対する Taylor による F_s の定義は

$$F_s = \frac{\text{土が発揮しうる最大粘着力}}{\text{土が現在動員している粘着力}} \quad \dots\dots (1.3.6)$$

のようである。このように定義された F_s に対し、道路,¹²⁾ 国鉄,¹⁴⁾ 高速道路,¹⁹⁾ ダム,¹³⁾ 港湾¹⁵⁾ などでは表-1・3・3のように F_s の値が定められている。ここに定められている基準値も、支持力の場合と同様、その具体的な根拠はない。しかし、支持力の項で規定されている値よりも一般にかなり小さい値で許容されているのは、上述の方法で求めた安定計算の結果が、長い経験から、工学的な意味で、かなりの精度をもっていることが知られていること、および盛土や切土斜面の工事においては、常に動態観測を実施し、異常事態に対しては比較的簡単に設計変更その他の対策が講じられるためと考えられる。このような考え方は、信頼性工学の分野でも大幅に取り入れられている。すなわち、一般に信頼性を確保する手段として、最初から、(i) 故障を起こさぬようにする方法と、(ii) 故障が起こってもすぐ修理するというを当初の設計段階から考えておく、という2通りの方法が考えられる。(i) の場合は、狭義の信頼度(reliability)と呼ばれ、無人の人工衛星や修理できない構造を持つシステムに適用されている。

(ii) の場合は、広義の信頼度を意味し、一般には、稼働率 (availability) と呼ばれ、故障しない確率 reliability と、故障を修復する能力を示す保全度 (maintainability) をあわせた形で定義されている。これは例えば、計算機、車両などの設計に採用されている。

表-1・3・3 各省庁における斜面安定に対する安全率

部 門	基 準 名	適 用	安 全 率
道 路	道 路 技 術 基 準	切土、盛土	1.0 以下……不安定 1.0~1.2 ……不確定 1.3~1.4 ……安 定
高速道路	高速自動車 国道設計要領	盛土 切土	1.25 1.5
鉄 道	国鉄「土木構造物の 標準示方書の作成に 関する研究報告書		1.3
ダ ム	土地改良事業計画 設計基準	(1) 材料試験や安定計算の精度が不十分のとき、または軟弱地盤上のダムのように不定要素の入りやすい場合 (2) 精度十分なとき ケ-ス 提 条件 貯水位 地震 1 完成直後 空 なし 2 間げき圧最大 部分貯水 なし 3 急低下 なし 4 常 時 満 水 あり 5 部分貯水 あり	1.5 < 上流 1.3 下流 1.3 上流 1.3 下流 1.2 下流 1.2 上流 1.15
港 湾	港湾構造物設計基準	常 時	1.3

以上、本節で概観したように、土構造物に関して、従来用いられてきた安全率は、非常に経験的であって、破壊に対する安全性を示す尺度であるとはいえないし、その規定されている値自体も明確な根拠がない。では、安全率とは一体、如何なるように定義されて、如何なる値に設定されるべきものであろうか？ この点に関して、次節では著者の安全率に対する見解を述べる。

3.3 安全率の概念

3.3.1 安全率の概念

安全率の概念に対し松尾²⁰⁾ は以下のように述べている。「土に関する設計に際しては多くの場合、ほとんど機械的に2とか3とかの安全率が見込まれる。しかし“安全率とはいったい何か”と自問してみると、特に土質工学の場合その内容がはなはだ漠然としており、その数字の根拠や影響因子を明確に指摘できないことが多い。すなわち、土質工学には不明確な要素が多いことは

事実であるとしても、設計の段階でそれが一つの逃げ口上に使われてこなかったとはいいいがたい。そのためにも安全率なるものの概念がかなりあいまいなものとなり、しかもこのあいまいなものに頼ろうとする結果が生れてきたものと考えられる。いいかえると、安全率なるものの内容や意味が十分意識され、それを明らかにするという姿勢のもとに使われてはこなかったように思われる。

実際問題として、土の変形や応力状態、さらに破壊時の状況、自然災害的な外的条件が完全に明らかになっているわけではない。また現在の設計式の中には、仮定自体が実状を正確に反映していなくとも、“マクロな結果として大体よく合う”ということで用いられているものも多い。したがって安全率というのは、現時点での最善を尽してもなお残る研究の不足分を補い、土を含めた構造物が所定の期間にわたり満足にその機能を果しうるようにしておくための、一種の信頼性の基準となるべきものであろう。……………」

ここに述べられているように、安全率という概念は、人間が自己の不完全さを意識しつつも、なお敢えてひとつの決定をしなければならない行為の中に、見出されることが知れる。特に土木技術での生産行為を考えると、ある素材（土木材料）を用いて、一定の労働（施工）を通じて、一定の手段（設計式）で1つの目的に到達するという行為と理解される。ここに現われる各行為には、いずれもわれわれの知識の不完全さが認められ、そのおのおのについて安全率の要素を見出すことができる。このことは、暗目の内に、行為の完全性を志向していることを意味しており、“完全”に対する“不完全さ”の程度を安全率と規定しようとしていることに他ならない。土木構造物に限らず、一般に構造物の設計においては、上記の“完全性”とは“絶対破壊しない”ことを意味し、したがって安全率とは“破壊しない信頼度”ということになる。このように考えると従来、慣用されてきた“安全率”は“破壊しない信頼度”を数量化したものでは決してないことが明白であろう。

3・3・2 安全率に及ぼす要因とその数量化

先に述べたように安全率を“絶対破壊しない信頼度”という意味に解釈すれば、この信頼度を量的に表現するためには如何にすればよいのであろうか。著者の見解によれば、この安全率の数量化の努力こそが力学の分野での努力であり、“安全率をいくりに決定すればよいか”という問題とはまったく無関係である。この問題は、次章で述べるように、数量化された安全率を如何に評価し、その評価の基準を如何に設定するかという問題に置き換えることができる。

さて、信頼度を数量的に表現するためには、まず、つぎの2つの主要な作業が必要である。1つは、破壊の定義である。すなわち人間が求めている“完全性”の定義が必要である。われわれが構造物を作り出すとき、それが、意図する期間、規定どおりの機能を遂行してくれるとき、その構造物を作った目的が完全に果たされたと考える。したがって、“破壊とは、人間が設定した目的に沿って、その構造物に与えられた所定の機能が、発揮されない状態である。”と定義され

る。力学的な意味での破壊が、そのまま構造物の機能停止を意味する場合もあるし、また、力学的な破壊がそのまま構造物の機能停止に結びつかない場合もある。後者の例としては、破壊が進行性破壊であるとき、力学的な意味においては、すでに破壊現象に入っているが、構造物そのものがまだ十分にその機能を発揮している場合として、粘土地山のトンネルのクリープ破壊などがある。このような例の場合であっても、クリープの進行とともに構造物の機能は徐々に低下するのであろうから、その場合に応じて破壊の定義づけを行なう必要がある。いずれにせよ、構造物の機能停止の状態を力学的な状態量で表現しなければならない。

次に、信頼度を数量的に表現するためには、構造物の完成までに混入する種々の知識の不完全さを数量化しなければならない。以下、主として土構造物の設計を例にとり、どのような不完全さが存在しているかを考えてみる。

(i) 破壊の定式化にともなう不完全性

材料に関する各種の破壊規準が考えられている。しかしながら、これらの破壊規準はいずれも“仮説”であって、破壊現象そのものが完全に記述されているものではない。土の破壊規準は現在のところ、式(1・3・4)で与えられるモール・クーロンの破壊規準が最もよく合うということで用いられているに過ぎず、この破壊規準の不完全さを数量化することは不可能である。しかしながら、現在のところ、この破壊規準そのものの不完全さは他の不完全さよりも量的には少いことがわかっている。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 4)$$

これらは、いずれも、材料の局所的な破壊の問題であるが、実際に、土なら土が地盤として破壊するのは、地盤中に連続したすべり面が生じたときであり、このすべり面が現在のところ種々の形状に仮定されている。したがってこの仮定の不完全さが、追加される。

(ii) 強度の推定にともなう不完全性

土の場合、一般に、土質調査や土質試験を通じて、式(1・3・4)の c や、 ϕ およびその他の物理量の推定が行なわれる。すでに第2章で述べたように、これらの土に関する諸係数の推定は不確実性に対する1つの処理法としての確率・統計のモデルを適用することが可能であり、数量化できる。ただ、式(1・3・4)において、 σ は応力分布に関する知識が不完全なため、 $\phi \approx 0$ 材料に対してはこの部分に関する不完全さは現在のところ数量化ができない。

(iii) 荷重の推定にともなう不完全性

地盤に載荷される荷重の大きさ、種類については、ある程度の不完全性を残して推定できるものと、全く予想もできないものとが考えられる。すなわち、不確実現象として、確率・統計的手法で数量化できるものと、全く数量化できない未知のものとが考えられる。これらは、施工の段階で施工の方法・精度によっても左右される。

以上に述べたように、1つの構造物の設計を考えると、調査、設計、施工の各段階で、その不確実性を数量化できるものと、そうでないものとが混在している。しかし、数量化ができない

からといって、設計・施工をしないでおくことはできない。このように、人間は自己の不完全さを認めつつも、なおかつ敢えて1つの行動をとらざるをえない場合があり、必然的に何らかの方法で、この不完全さをカバーしようとすることを考える。先に述べたように、これが安全率の概念である。

さて、設計に際しては、まず破壊現象の数量化が第1であることを述べた。このために、従来、数量化されている方法はつぎの3つの式である。

$$F_s = \frac{\text{破壊応力 (極限荷重強度)}}{\text{内部応力 (荷重強度)}} \quad \dots\dots\dots (1.3.8)$$

$$F_s = \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{起動モーメント}} \quad \dots\dots\dots (1.3.9)$$

$$F_s = \frac{\text{滑 動 抵 抗 力}}{\text{滑 動 力}} \quad \dots\dots\dots (1.3.10)$$

これらの式で与えられる F_s を従来、安全率と呼んでいた。式(1.3.8)～(1.3.10)を一般に、外力 L , 抵抗力 S とすれば、

$$F_s = \frac{p(S_i)}{q(L_j)} \quad (i, j = 1, 2, \dots\dots\dots) \quad \dots\dots\dots (1.3.11)$$

の形で与えられる。上式で S および L のサフィックス i , j は抵抗力および外力の種類を表わし $p(S_i)$, $q(L_j)$ は S_i , L_j の関数形を意味している。いま、破壊基準に関する仮説が、工学上問題とならないほどに、“完全”なものである場合を考えよう。土に関しては、前述したようにこの仮説はきわめてよく破壊現象を説明していることが知られている。したがって、この場合は $p(S_i)$, $q(L_j)$ の関数形の精度と、 S_i , L_j の予測の精度が問題である。土に関しては、極限設計であるので、 $p(S_i)$ は極限強度に相当し、支持力問題では、式(1.3.1)の q_d がこれに相当する。著者は先に、 $p(S_i)$, $q(L_j)$ の中に、数量化できるものと、できないものが混在するということを述べた。しかしながら、先人達は、多くの犠牲と努力を払いながら、現実には多くの構造物を作ってきたし、また、 $p(S_i)$, $q(L_j)$ の数量化への努力も払ってきた。そして、現在では、 $p(S_i)$ や $q(L_j)$ に関する知識の集積がなされてきて、どの程度のばらつきを持っているかもほぼわかってきている。

繰返し述べるように、設計とは現在のベストを尽して行なうべきことであることを考えれば、これらの先人達の努力を設計の分野で生かすことを考えなければならない。このことは、 S_i や L_j および $p(S_i)$ や $q(L_j)$ を確率、統計の立場から眺めることの有効性を示唆していることに他ならない。この場合、統計的データの中には、上述してきた種々の不完全さがすべて混入しているから、1つずつ不完全さの程度を減らしていくよう努力すべきことはいうまでもない。

ところで、 $p(S_i), q(L_j)$ がそれぞれある確率分布で与えられた場合、 F_s 自体もある確率分布に従う確率変数となる。その場合、設計では、 $p(S_i), q(L_j)$ のどこか代表値を選定して行わない限り不可能である。そして、 $p(S_i), q(L_j)$ の選定された値に対応して計算される F_s が如何なる意味を持つかを考える必要がある。次節では、この点について考察を加える。

3・4 設計係数の定義と破壊確率

本節では、第2編で応用するためと、方法論をわかりやすく説明するための2つの理由から、斜面の安定計算を例に基本的な考え方を論述する。

いま、対象となる破壊は、すべりによる急速せん断破壊とし、円弧すべりの試行法によって安定問題が検討できるものとする。すべり面を円弧と仮定することによる不完全性の大きさなどについては、 $\phi_u = 0$ 法での様な粘土層内のすべりに関してはその妥当性を認められている。さて、検討すべき斜面の形状を一般的に、図-1・3・1に示すように固定された座標に対し、

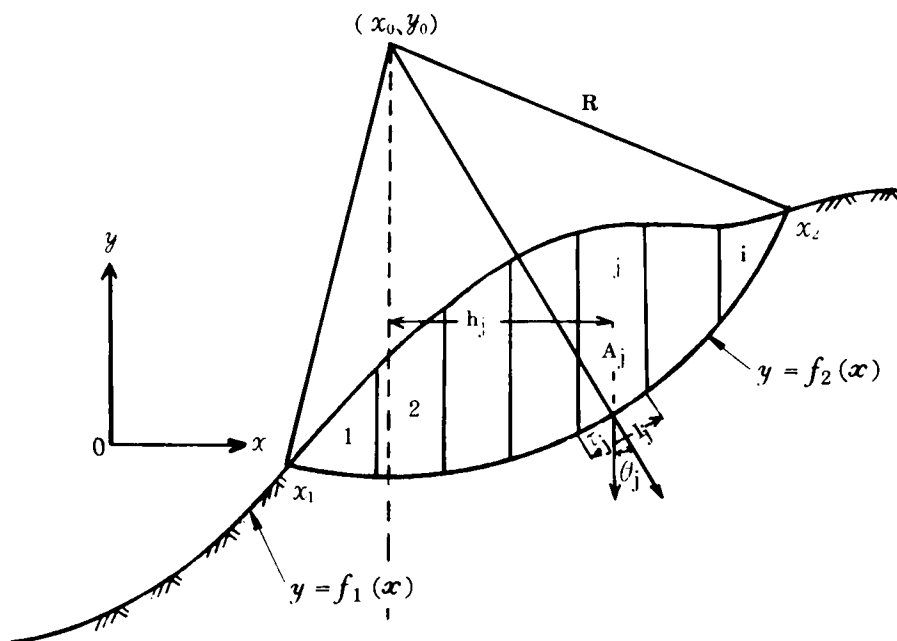


図-1・3・1 斜面の安定計算のための模式図

$$y = f_1(x) \quad \dots\dots\dots (1.3.12)$$

とする。また、円弧の中心の座標を (x_0, y_0) ，円弧の半径を R として、斜面内に含まれる円弧を $y = f_2(x)$ で与える。

$$y = f_2(x) = y_0 - \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} \quad \dots\dots\dots (1.3.13)$$

また、斜面を形成する土の湿潤単位体積重量を γ_t ，粘着力 c ，せん断抵抗角を ϕ とする。

斜面内に含まれる円弧 $f_2(x)$ と、斜面 $f_1(x)$ が囲む部分を図-1.3.1 のように i 個のスライスに分割し、左側のスライスから順番に $1, 2, 3, \dots\dots, i$ と番号をつける。第 j 番目のスライスの面積を A_j ，スライスを囲む弦の長さを l_j ，弦 l_j の中点と円の中心 (x_0, y_0) を結ぶ直線が鉛直となす角を θ_j とすれば、弦 l_j の部分で発揮される平均的なせん断抵抗力 τ_j は、全応力法で計算すると次式で与えられる。

$$\tau_j = c + \left(\frac{A_j \cdot \cos \theta_j}{l_j} \right) \cdot \gamma_t \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.3.14)$$

故に、すべりに対する抵抗モーメント M_R は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} M_R &= \sum_{j=1}^i R \cdot (\tau_j l_j) = \sum_{j=1}^i R \{ c l_j + (A_j \cos \theta_j) \gamma_t \cdot \tan \phi \} \\ &= c \left(\sum_{j=1}^i R l_j \right) + \gamma_t \cdot \tan \phi \left(\sum_{j=1}^i R A_j \cos \theta_j \right) \quad \dots\dots\dots (1.3.15) \end{aligned}$$

一方、起動モーメント M_0 は、スライスの重心と $x = x_0$ との距離を h_j とすると次式で与えられる。

$$M_0 = \sum_{j=1}^i (h_j A_j \gamma_t) = \gamma_t \left(\sum_{j=1}^i h_j A_j \right) \quad \dots\dots\dots (1.3.16)$$

さて、スライスの数 i を $i \rightarrow \infty$ にすれば、近似的に

$$\left. \begin{aligned} l_j &= dl = \sqrt{1 + \left\{ \frac{d}{dx} f_2(x) \right\}^2 \cdot dx} \\ A_j &= dA = \{ f_1(x) - f_2(x) \} dx \\ \cos \theta_j &= \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} / R \\ h_j &= (x - x_0) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.3.17)$$

なる変換が可能である。

式(1.3.17)を式(1.3.15)および式(1.3.16)に用いると、 M_R ， M_0 はそれぞれ式(1.3.18)および式(1.3.19)で与えられる。

$$M_R = c \int_{x_1}^{x_2} R \sqrt{1 + \left\{ \frac{d}{dx} f_2(x) \right\}^2} dx + \gamma_t \tan \phi \cdot \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} \{f_1(x) - f_2(x)\} dx \quad \dots\dots\dots (1.3.18)$$

$$M_0 = \gamma_t \int_{x_1}^{x_2} (x - x_0) \{f_1(x) - f_2(x)\} dx \quad \dots\dots\dots (1.3.19)$$

ここに、 x_1 、 x_2 は $f_1(x)$ と $f_2(x)$ の交点の x 座標である。また、式 (1.3.12)、(1.3.13) における記号は、すべて x 、 y の増加する方向を正にとってある。さて、

$$\left. \begin{aligned} p_1(x_0, y_0, R) &= \int_{x_1}^{x_2} R \sqrt{1 + \left\{ \frac{d}{dx} f_2(x) \right\}^2} dx \\ p_2(x_0, y_0, R) &= \int_{x_1}^{x_2} \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2} \{f_1(x) - f_2(x)\} dx \\ q(x_0, y_0, R) &= \int_{x_1}^{x_2} (x - x_0) \{f_1(x)\} dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.3.20)$$

とおくと、 p_1 、 p_2 、 q はすべて $f_1(x)$ と $f_2(x)$ が支配する幾何学的条件のみによって決定される関数形である。

ところで、前節の式 (1.3.11) に相当する式は、この場合、次式で与えられる。

$$F_s = \frac{p_1(x_0, y_0, R) c + p_2(x_0, y_0, R) \cdot \gamma_t \cdot \tan \phi}{q(x_0, y_0, R) \cdot \gamma_t} \quad \dots\dots\dots (1.3.21)$$

この例では斜面のすべりは構造物の機能停止と 1 : 1 の対応関係にある。したがって、この場合、力学的な破壊は、そのまま構造物の機能停止を意味している。また、力学的な破壊とは、式 (1.3.21) で $F_s \leq 1.0$ なる現象を意味している。伝統的な従来の設計では、式 (1.3.21) の c 、 γ_t 、 $\tan \phi$ の値として土質調査や土質試験結果からのある代表値を選び出してこれを代入し、 F_s が最小になる値を求め、これを安全率と称していた。このように定義された安全率は、前章で述べた土質諸係数のばらつきを反映していないばかりではなく、仮に、ばらつきが把握されて、 c 、 γ_t 、 $\tan \phi$ などの母集団がわかり、式 (1.3.21) の c 、 γ_t 、 $\tan \phi$ にその母平均値を用いたとしても、得られた最小安全率は次節で示すように、“安全性”を示す尺度としては不十分である。

なぜなら、前節第 1 項で述べたように、“安全率とは破壊しない信頼度”であるべきだからである。

さて、従来の経験によると、式 (1.3.21) の c 、 γ_t 、 $\tan \phi$ に、それぞれの平均値、 μ_c 、

μ_{γ_t} , $\mu_{\tan\phi}$ を用いた

$$\bar{F}_s = \frac{p_1(x_0, y_0, R)\mu_c + p_2(x_0, y_0, R)\mu_{\gamma_t} \mu_{\tan\phi}}{q(x_0, y_0, R)\mu_{\gamma_t}} \dots\dots (1.3.22)$$

が最小になるようなすべり面のみが工学的に意味を持ちうることが知られている。いま、この $\bar{F}_s$ が最小になるような (x_0, y_0, R) の組を (x_0^*, y_0^*, R^*) とし、これに対応する諸数値にすべて * 印をつけるものとする。

式 (1.3.22) は、

$$\bar{F}_s^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)\mu_c}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)\mu_{\gamma_t}} + \frac{p_2^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \mu_{\tan\phi} \dots\dots (1.3.23)$$

となり、式 (1.3.21) は

$$F_s^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{c}{\gamma_t} + \frac{p_2^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \tan\phi \dots\dots (1.3.24)$$

となる。

ところで、前章で示したように、 c , $\tan\phi$, γ_t は正規分布に従う確率変数と考えることができ、 $\tan\phi$ は γ_t と正の線形相関がある。さらに、 c と $\tan\phi$ は独立、すなわち、 c と γ_t も独立と考えることは許される。このことは以下の議論において基本的に重要である。すなわちいま、 $\tan\phi$ と γ_t の関係を

$$\tan\phi = A\gamma_t + B \dots\dots (1.3.25)$$

とすれば、式 (1.3.23) および式 (1.3.24) はそれぞれ次式のようになる。

$$\bar{F}_s^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c}{\mu_{\gamma_t}} + \frac{p_2^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot (A\mu_{\gamma_t} + B) \dots\dots (1.3.26)$$

$$F_s^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{c}{\gamma_t} + \frac{p_2^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot (A\gamma_t + B) \dots\dots (1.3.27)$$

このように F_S^* は、 c, γ_t なる正規分布に従う独立な2つの確率変数の関数で与えられる1つの確率変数で、その平均値が近似的に $\bar{F}_S$ で与えられることがわかっている。²²⁾

以上の議論はすべて $c, \gamma_t, \tan \phi$ などに関する母平均値が既知として議論を進めてきた。しかしながら、われわれは土質調査や土質試験によって母数に関する情報を得ることができるが、母数の値そのものを知ることができない。そこで、一般には、調査や試験の結果から得られる適当な統計量を用いてこの母数の推定を行なうのである。推定された母平均値で式(1・3・26)を求めたとき、著者はこれを“設計係数”と呼称する。何故なら、このようにして定義された $\bar{F}_S^*$ は、従来慣用されてきた安全率と同様、構造物の“安全性”を示す指標とはなりえず、単に設計のために便宜的に用いられる値にすぎないからである。このことは、次節で求める破壊確率の概念を考えればより明白になるであろう。

3・5 設計係数と破壊確率

著者は、前節式(1・3・26)で与えられる係数 $\bar{F}_S^*$ を設計係数と呼ぶことを提案し、式(1・3・27)の F_S^* はこの $\bar{F}_S^*$ の回りに分布することを説明した。一方、力学的な破壊は、 $F_S^* \leq 1.0$ なる現象と考えられる。ところで F_S^* は1つの確率変数と考えられるから、 $F_S^* \leq 1.0$ なる事象の集合は1つの破壊事象を与えることになる。この破壊事象の生じる確率を破壊確率 P_F と定義する。

ところで、このような破壊確率の計算法はつぎに示すように2通りの方法がある。

$$P_F = Prob[F_S^* \leq 1.0] \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 28)$$

および

$$P_F = Prob[M_0^* \geq M_R^*] = Prob[z = M_0^* - M_R^* \geq 0] \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 29)$$

式(1・3・29)は起動モーメント M_0 が抵抗モーメント M_R を上回る確率として定義されたものである。このように定義された破壊確率 P_F と設計係数 $\bar{F}_S^*$ とはどのような関係にあるのであろうか。以下、この点について検討する。

3・5・1 粘土系土質における設計係数と破壊確率

図-1・3・2のように、工学的な意味で同一と考えられる粘土層が m 層あり、地表に近い方から順次1, 2, 3, …… , m と順番をつける。第 i 番目の粘土層の非排水せん断強度 c_u^i に関する母平均、母分散をそれぞれ $\mu_c^i, \sigma_c^{i^2}$ とする。また、この層の c_u^i に関する変動係数を V_c^i とする。この粘土層上に高さ H_b のり面のこう配が m_b なる盛土を急速施工するものとし、施工後の盛土の単位体積重量 γ_b に関する母平均、母分散、変動係数をそれぞれ $\mu_{\gamma_b}, \sigma_{\gamma_b}^2, V_{\gamma_b}$ とする。図-1・3・1に対応する座標軸として、図-1・3・2に示したようにとると、式(1・

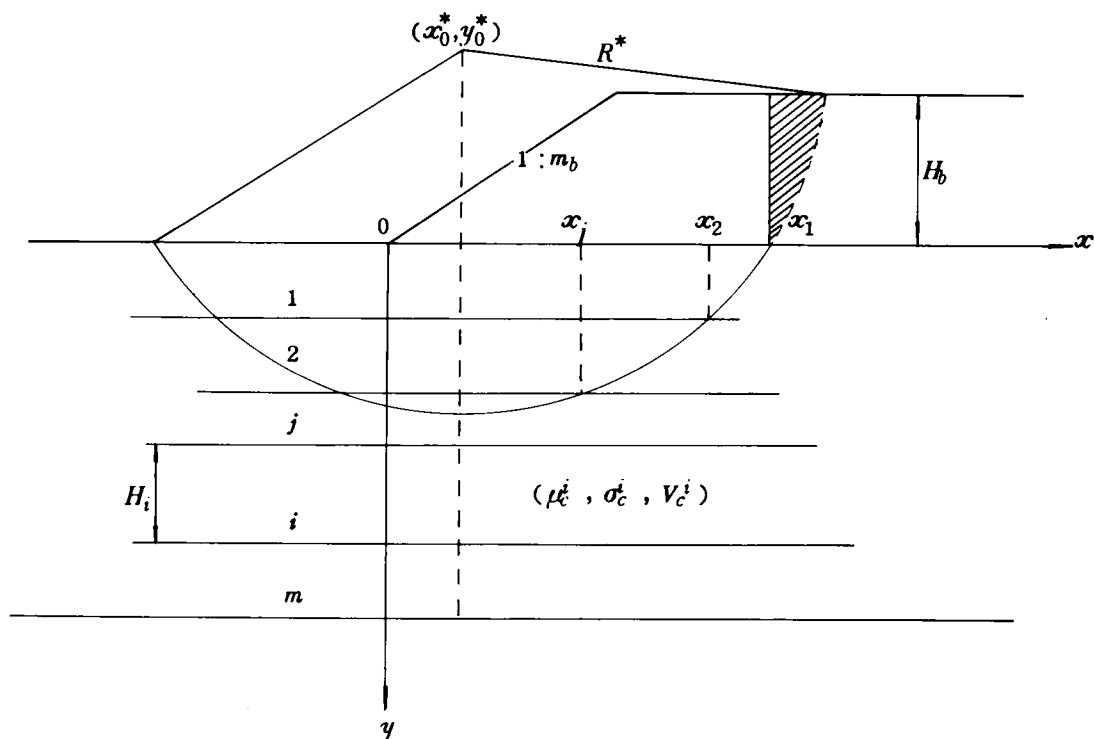


図-1.3.2 多層粘土地盤上の盛土の安定解析図

3.18) および式(1.3.19)における M_R , M_0 は $\tan \phi = 0$, $\gamma_t \rightarrow \gamma_b$ なることを考慮すると次式で与えられる。ただし盛土の図の斜線部のせん断抵抗と起動モーメントは無視する。

$$\begin{aligned}
 M_R &= 2 R^2 \sum_{i=1}^{j-1} \left\{ \sin^{-1} \left(\frac{x_i - x_0}{R} \right) \sin^{-1} \left(\frac{x_{i+1} - x_0}{R} \right) \right\} C_u^i + 2 R^2 \sin^{-1} \left(\frac{x_j - x_0}{R} \right) C_u^j \\
 &= \left[\sum_{i=1}^{j-1} \{ g_i(R) - g_{i+1}(R) \} k_c^1 k_c^2 \cdots k_c^i + g_j(R) k_c^1 k_c^2 \cdots k_c^j \right] \mu_c^1 \\
 &\quad + \left[\sum_{i=1}^{j-1} \{ g_i(R) - g_{i+1}(R) \} \sigma_c^i + g_j(R) \sigma_c^j \right] u \quad \cdots \cdots (1.3.30)
 \end{aligned}$$

ただし

$$\left. \begin{aligned}
 g_i(R) &= 2 R^2 \sin^{-1} \left(\frac{x_i - x_0}{R} \right) \\
 k_c^i &= \mu_c^{i+1} / \mu_c^i \quad (i=2, 3, \cdots, m-1) \\
 k_c^1 &= 1.0
 \end{aligned} \right\} \quad \cdots \cdots (1.3.31)$$

で u は $N[0, 1^2]$ 型の正規変数である。 j は円弧の最深部が通過する粘土層の番号である。

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \int_0^{m_b H_b} (x - x_0) \left(\frac{x}{m_b} \right) \gamma_b dx + \int_{m_b H_b}^{x_0 + \sqrt{R^2 - y_0^2}} (x - x_0) H_b \gamma_b dx \\
 &= \left\{ \frac{H_b^2}{6} (2m_b H_b - 3x_0) + \frac{H_b}{2} (R^2 - y_0^2) - \frac{H_b}{2} (m_b H_b - x_0)^2 \right\} \gamma_b \\
 &= \left\{ \frac{H_b^2}{6} (2m_b H_b - 3x_0) + \frac{H_b}{2} (R^2 - y_0^2) - \frac{H_b}{2} (m_b H_b - x_0)^2 \right\} \mu \gamma_b \\
 &\quad + \left\{ \frac{H_b^2}{6} (2m_b H_b - 3x_0) + \frac{H_b}{2} (R^2 - y_0^2) - \frac{H_b}{2} (m_b H_b - x_0)^2 \right\} \sigma_{\tau_b} \cdot u \\
 &\dots\dots\dots (1.3.32)
 \end{aligned}$$

このとき、式 (1.3.20) で定義された $p_1(x_0, y_0, R)$ および $q(x_0, y_0, R)$ としては

$$\begin{aligned}
 p_1(x_0, y_0, R) &= \sum_{i=1}^{j-1} \{ g_i(R) - g_{i+1}(R) \} k_1 k_2 \dots k_i + g_j(R) k_1 k_2 \dots k_j \\
 q(x_0, y_0, R) &= \frac{H_b^2}{6} (2m_b H_b - 3x_0) + \frac{H_b}{2} (R^2 - y_0^2) - \frac{H_b}{2} (m_b H_b - x_0)^2 \\
 &\dots\dots\dots (1.3.33)
 \end{aligned}$$

となる。

以上のことから、 $\tan \phi = 0$ を考慮して F_S^* , $\bar{F}_S^*$ を求めれば、式 (1.3.23), 式 (1.3.24) より

$$\bar{F}_S^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c^1}{\mu_{\tau_b}} = \frac{\mu_c^1}{\mu_s^*} \dots\dots\dots (1.3.34)$$

ただし、

$$\begin{aligned}
 \mu_s^* &= \frac{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \mu_{\tau_b} = h^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\tau_b} \\
 h^*(x_0^*, y_0^*, R^*) &= \frac{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \\
 &\dots\dots\dots (1.3.36)
 \end{aligned}$$

$$F_S^* = \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_c^1 + \left\{ \sum_{i=1}^{j-1} \{ g_i^*(R^*) - g_{i+1}^*(R^*) \} \sigma_c^i + g_j^*(R^*) \sigma_c^j \right\} u}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\tau_b} + q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \sigma_{\tau_b} \cdot u} \dots\dots\dots (1.3.37)$$

式(1・3・37)において、改めて

$$\sigma_c^* = \frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 38)$$

$$\sigma_s^* = h^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \sigma_{r_b} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 39)$$

とおくと、式(1・3・37)は次式のように書ける。

$$F_S^* = \frac{\mu_c^1 + \sigma_c^* \cdot u}{\mu_s^* + \sigma_s^* \cdot u} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 40)$$

上式は、分子が $N(\mu_c^1, (\sigma_c^*)^2)$ 型の、分母が $N(\mu_s^*, (\sigma_s^*)^2)$ 型の正規分布に従うことを示しており、分母は粘土中に動員されている最大粘着力を意味している。このとき、 F_S^* は次式のようなコーシー分布に従うことが証明されている。²³⁾

$$\left. \begin{aligned} f(F_S^*) &= \frac{1}{\pi B^2} \left(\sigma_s^* \sigma_c^* + \frac{1}{B} \right) \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{A}{B} \right)^2 \right] \\ A &= \mu_c^1 + \mu_s^* F_S^* = (\bar{F}_S^* + F_S^*) \mu_s^* \\ B^2 &= \sigma_c^{*2} + \sigma_s^{*2} F_S^{*2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 41)$$

式(1・3・41)は、 (x_0^*, y_0^*, R^*) の組の円弧に対して定まってくる $\bar{F}_S^*$ を中央値として、左右対称に F_S^* が分布することを意味している。したがって、任意の (x_0, y_0, R) の組の円弧に対応する F_S はその円弧に対して定まってくる $\bar{F}_S$ を中央値として左右対称に分布する。ところで破壊確率 P_F は式(1・3・28)に従えば、

$$\begin{aligned} P_F &= Prob(F_S^* \leq 1.0) = \int_{-\infty}^{1.0} f(F_S^*) dF_S^* \\ &= \int_{-\infty}^{1.0} \frac{1}{\pi B^2} \left(\sigma_s^* \sigma_c^* + \frac{1}{B} \right) \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{A}{B} \right)^2 \right] dF_S^* \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 42) \end{aligned}$$

で与えられ、また式(1・3・29)の定義に従えば、 $\phi_u = 0$ の場合には

$$\begin{aligned} P_F &= Prob(z = S_u^* - c_u \geq 0) \\ &= \int_0^\infty \int_{-\infty}^\infty \frac{1}{2\pi \sigma_s^* \sigma_c^*} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{S^* - \mu_s^*}{\sigma_s^*} \right)^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{S^* - z - \mu_c^1}{\sigma_c^*} \right)^2 \right] dS \cdot dz \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi(\sigma_s^{*2} + \sigma_c^{*2})}} \exp\left(-\frac{1}{2} \left\{ \frac{z - (\mu_s^* - \mu_c^1)}{\sqrt{\sigma_c^{*2} + \sigma_s^{*2}}} \right\}^2\right) dz \\
&= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_c}^{\infty} \exp\left[-\frac{t^2}{2}\right] dt \quad \dots\dots (1.3.43)
\end{aligned}$$

ここに積分下限値の K_c は、式 (1.3.34) から $\bar{F}_s^* = \mu_c^1 / \mu_s^*$ であるから、次式で与えられる。

$$K_c = \frac{(\bar{F}_s^* - 1)}{\sqrt{\sigma_s^{*2} + \sigma_c^{*2}}} \mu_s^* \quad \dots\dots (1.3.44)$$

上式の分母、分子を μ_s^* で除すと

$$\left. \begin{aligned}
\frac{\sigma_s^*}{\mu_s^*} &= V_{Tb} = V_s \\
\frac{\sigma_c^*}{\mu_s^*} &= \frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{Tb}} \\
&= \frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_c^1} \cdot \bar{F}_s^*
\end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (1.3.45)$$

であるから、式 (1.3.44) は

$$K_c = \frac{\bar{F}_s^* - 1}{\sqrt{V_s^2 + \left[\frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_c^1} \cdot \bar{F}_s^* \right]^2}} \quad \dots\dots (1.3.46)$$

という形で与えられる。

式 (1.3.42) および式 (1.3.43) で与えられる P_F は計算結果において大差ないことを後で示すが、これらが $\phi = 0$ の場合の盛土の設計係数 $\bar{F}_s^*$ と破壊確率 P_F の関係を与える式である。

3.5.2 砂系土質における設計係数と破壊確率

砂質地盤に盛土を建設する場合を例にとり、全応力法での解析法を示す。粘土層における $\phi_u = 0$ 解析法と異なり計算が非常に煩雑になるので、図-1.3.3に示したように、性質の異なる2つの砂層上の盛土の破壊を例にとり方法論を示すことにする。また、先に述べた場合と同様、計算の簡単のため図点線部のせん断抵抗力と斜線部による起動力はともに考慮しない。

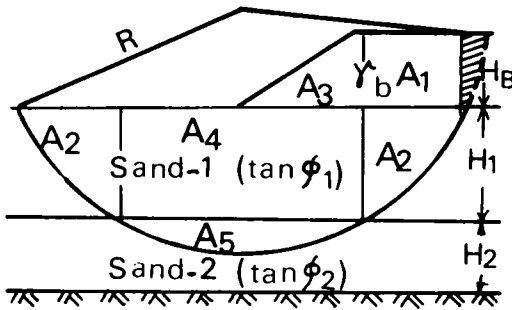


図-1.3.3 砂系地盤上の盛土の破壊

図-1.3.3を参照に、 ϕ_1, ϕ_2 をそれぞれ1層目、2層目のせん断抵抗力角、 γ_1, γ_2 を同じく単位体積重量、 $A_1 \dots A_5$ を図に示した部分の面積、 γ_b を盛土の単位体積重量とすると、起動力および抵抗モーメントはつぎのようにかける。

M_0 は式(1.3.3.2)と同じであることを考慮して、

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= q(x_0, y_0, R) \gamma_b \\ M_R &= [A_1 \gamma_b + 2A_2 \gamma_1] R \tan \phi_1 \\ &\quad + [A_3 \gamma_b + A_4 \gamma_1 + A_5 \gamma_2] R \tan \phi_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.3.47)$$

あるすべり円弧(半径 R)を仮定すると、上式の $q(x_0, y_0, R)$ および $A_1, \dots, A_5$ は、幾何学的に一義的に定まる。一方、第2章で示したように工学的に同一とみなされる砂層内での $\tan \phi$ および γ は正規確率変数とみなせる。したがって、式(1.3.47)の M_0, M_R はともに確率変数と考えられる。いま、 γ_b が $N(\mu_{\gamma_b}, \sigma_{\gamma_b}^2)$ 、 γ_1 が $N(\mu_{\gamma_1}, \sigma_{\gamma_1}^2)$ 、 γ_2 が $N(\mu_{\gamma_2}, \sigma_{\gamma_2}^2)$ 、 $\tan \phi$ が $N(\mu_{\tan \phi}, \sigma_{\tan \phi}^2)$ 、 $\tan \phi_1$ が $N(\mu_{\tan \phi_1}, \sigma_{\tan \phi_1}^2)$ 、 $\tan \phi_2$ が $N(\mu_{\tan \phi_2}, \sigma_{\tan \phi_2}^2)$ 型の正規分布にしたがうと考える。

さて、式(1.3.47)より設計係数 $\bar{F}_S^*$ および F_S^* は

$$\bar{F}_S^* = \frac{[A_1^* \mu_{\gamma_b} + 2A_2^* \mu_{\gamma_1}] R^* \mu_{\tan \phi_1} + [A_3^* \mu_{\gamma_b} + A_4^* \mu_{\gamma_1} + A_5^* \mu_{\gamma_2}] R^* \mu_{\tan \phi_2}}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\gamma_b}}$$

$$F_S^* = \frac{(A_1^* \tau_b + 2 A_2^* \tau_1) R^* \tan \phi_1 + (A_3^* \tau_b + A_4^* \tau_1 + A_5^* \tau_2) R^* \tan \phi_2}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \tau_b} \quad \dots\dots (1.3.48)$$

ここで

$$k_{\tan \phi} = \mu_{\tan \phi_2} / \mu_{\tan \phi_1} \quad \dots\dots (1.3.49)$$

とおくと M_R^* の平均値 $\bar{M}_R^*$ および分散 $(\sigma_{M_R^*})^2$ は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \bar{M}_R^* &= (A_1^* + A_3^* R^* \tan \phi) \mu_{\gamma_b} + (2 A_2^* + A_4^* R^* \tan \phi) \mu_{\gamma_2} + A_5^* k_{\tan \phi} \mu_{\gamma_2} \\ &\quad \times R^* \mu_{\tan \phi_1} \quad \dots\dots (1.3.50) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\sigma_{M_R^*})^2 &= (A_1^* R^* \sigma_{\gamma_b})^2 + (2 A_2^* R^* \sigma_{\gamma_1})^2 + \{ (A_3^* R^* \sigma_{\gamma_b})^2 + (A_4^* R^* \sigma_{\gamma_1})^2 \\ &\quad + (A_5^* R^* \sigma_{\gamma_2})^2 k_{\tan \phi}^2 \mu_{\tan \phi_1}^2 + [(A_1^* R^* \mu_{\gamma_b} + 2 A_2^* R^* \mu_{\gamma_1})^2 \\ &\quad + (A_1^* R^* \sigma_{\gamma_b})^2 + (2 A_2^* R^* \sigma_{\gamma_1})^2] \sigma_{\tan \phi_1}^2 + [(A_3^* R^* \mu_{\gamma_b} + A_4^* R^* \mu_{\gamma_1} \\ &\quad + A_5^* R^* \mu_{\gamma_2})^2 + (A_3^* R^* \sigma_{\gamma_b})^2 + (A_4^* R^* \sigma_{\gamma_1})^2 + (A_5^* R^* \sigma_{\gamma_2})^2] \sigma_{\tan \phi_2}^2 \} \\ &\quad \dots\dots (1.3.51) \end{aligned}$$

また, M_0^* の平均値 $\bar{M}_0^*$, および分散 $\sigma_{M_0^*}$ は次式で与えられる。

$$\bar{M}_0^* = q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\gamma_b} \quad \dots\dots (1.3.52)$$

$$\sigma_{M_0^*} = q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \sigma_{\gamma_b} \quad \dots\dots (1.3.53)$$

さて, M_0 は $N[\bar{M}_0^*, (\sigma_{M_0^*})^2]$ 型の正規分布に従うが, M_R^* は式の型をみればわかるように, 厳密には正規確率変数とはならない。しかしいくつかのシミュレーション (Simulation) の結果により, 2つの正規確率変数の積が正規分布で近似できることが実証されている²⁷⁾ ので M_R^* もまた $N[\bar{M}_R^*, (\sigma_{M_R^*})^2]$ 型の正規分布にしたがうと考えてよい。このとき, 破壊確率 P_F は次式のようになる。

$$\begin{aligned} P_F &= \text{Prob}[F_S^* \leq 1.0] = \int_{-\infty}^{1.0} f(F_S^*) dF_S^* \\ &= \int_{-\infty}^{1.0} \frac{1}{\pi B^2} \left[\sigma_{M_0^*} \sigma_{M_R^*} + \frac{1}{B} \right] \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{A}{B} \right)^2 \right] dF_S^* \quad \left. \vphantom{\int_{-\infty}^{1.0}} \right\} \quad \dots\dots (1.3.54) \\ A &= \bar{M}_R^* + \bar{M}_R^* \bar{M}_0^* = (\bar{F}_S^* + F_S^*) \bar{M}_0^* \end{aligned}$$

$$B^2 = \sigma_{M_R}^{*2} + \sigma_{M_0}^{*2} F_S^{*2} \quad \left. \vphantom{\sigma_{M_R}^{*2}} \right\}$$

あるいは

$$P_F = Prob (z = M_0^* - M_R^* \geq 0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K\phi}^{\infty} \exp \left(-\frac{t^2}{2} \right) dt$$

$$\left. \begin{aligned} K\phi &= \frac{\bar{M}_R^* - \bar{M}_0^*}{\sqrt{(\sigma_{M_R}^*)^2 + (\sigma_{M_0}^*)^2}} = \frac{\bar{F}_S^* - 1}{\sqrt{V_S^2 + (\bar{F}_S^* V_{M_R}^*)^2}} \\ V_{M_R}^* &= \sigma_{M_R}^* / \bar{M}_R^* \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.3.55)$$

上式で $V_{M_R}^*$ は M_R^* の変動係数を意味している。

式 (1.3.54) あるいは式 (1.3.55) が砂質地盤に関する設計係数 $\bar{F}_S^*$ と破壊確率 P_F の関係を与える式である。

3.5.3 シルト系地質による設計係数と破壊確率

一般的な斜面についての全応力法による $c \sim \phi$ 解析法によると、 F_S^* は前節式 (1.3.27) で、 $\bar{F}_S^*$ は式 (1.3.26) で与えられる。この場合 P_F の定義として式 (1.3.28) および式 (1.3.29) の両方があるが、それぞれの定義に従って求めた P_{F_1} 、 P_{F_2} は次式で与えられる。

$$P_{F_1} = Prob (F_S^* \leq 1.0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{K_1} \exp \left(-\frac{t^2}{2} \right) dt \quad \left. \vphantom{\int_{-\infty}^{K_1}} \right\} \dots\dots (1.3.56)$$

$$K_{c \sim \phi}^1 = \frac{1.0 - \bar{F}_S^*}{\sqrt{\left(\frac{p_1^*}{q^*} \cdot \frac{\mu_c}{\mu_{\gamma t}} \right)^2 + \left(\frac{V_c^2 + V_S^2}{1 + V_S^2} \right) + \left(\frac{p_2^*}{q^*} A \sigma_{\gamma t} \right)^2}}$$

$$P_{F_2} = Prob (z = M_0^* - M_R^* \geq 0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_2}^{\infty} \exp \left(-\frac{t^2}{2} \right) dt \quad \left. \vphantom{\int_{K_2}^{\infty}} \right\}$$

$$K_{c \sim \phi}^2 = \frac{\left(\frac{p_1^*}{q^*} \right) \frac{\mu_c}{\mu_{\gamma t}} + \frac{p_2^*}{q^*} \left[A \left(\frac{\mu_{\gamma t}^2 + \sigma_{\gamma t}^2}{\mu_{\gamma t}} \right) + B \mu_{\gamma t} \right] - 1.0}{\sqrt{\left(\frac{p_1^*}{q^*} \cdot \frac{\mu_c}{\mu_{\gamma t}} \cdot V_c \right)^2 + \left[\left(\frac{2 A p_2^* \mu_{\gamma t} + B}{q^*} - 1 \right)^2 + 2 \left(\frac{p_2^*}{q^*} A \sigma_{\gamma t} \right)^2 \right] V_S^2}}$$

..... (1.3.57)

ここに、 $K_{c\sim\phi}^1, K_{c\sim\phi}^2$ はそれぞれ標準正規積分における積分上限値と積分下限値である。標準正規分布は平均値 $t=0$ に対して左右対称であるから、 $|K_{c\sim\phi}^1| = |K_{c\sim\phi}^2|$ ならば、 $P_{F_1} = P_{F_2}$ になることはいうまでもない。

さて、前章 2・3 で示したように、 $V_s (=V_{\gamma_t})$ 、 σ_{γ_t} は非常に小さい値であるから、 A, B 、 p_2^*/q^* などに比べて、 $\sigma_{\gamma_t}^2, V_s^2$ を含む項は無視できる。したがって

$$|K_{c\sim\phi}^1| = |K_{c\sim\phi}^2| = \left| \frac{\bar{F}_s^* - 1.0}{\frac{p_1^* \cdot \mu_c}{q^* \cdot \mu_{\gamma_t}} \cdot V_c} \right| \quad \dots\dots\dots (1.3.58)$$

となり、 $P_{F_1} = P_{F_2}$ となるから、 P_F の定義の違いによる P_F の差はないと考えられる。

また、式 (1.3.57) からわかるように、 $A=B=0$ 、すなわち $\phi=0$ の場合は式 (1.3.46) の $m=1$ の場合に相当し、 $K_c = K_{c\sim\phi}$ となることはいうまでもない。

3.5.4 設計係数と破壊確率に関する数値計算による検討

(i) 粘土系土質の場合

簡単のため、粘土層が一層の場合について検討する。この場合、図-1.3.2において $m=1$ であるから、式 (1.3.33) において、 $p_1(x_0, y_0, R)$ は

$$P_1(x_0, y_0, R) = g_1(R) = 2R^2 \sin^{-1}\left(\frac{x_1 - x_0}{R}\right)$$

となり、式 (1.3.38) の σ_c^* は

$$\sigma_c^* = \sigma_c^1$$

となるから式 (1.3.46) は、 $V_c^1 = \sigma_c^1 / \mu_c^1$ を用いて

$$K_c = \frac{\bar{F}_s^* - 1}{\sqrt{V_s^2 + (V_c^1 \bar{F}_s^*)^2}} \quad \dots\dots\dots (1.3.59)$$

となり、破壊確率 P_F は V_c^1, V_{γ_b} を介して $\bar{F}_s^*$ と 1:1 に対応している。

ところで、第2章 2・3 において述べたように、 q_u に関する変動係数は 0.1~0.4 程度に入っている。したがって $c_u = (q_u/2)$ に関する変動係数 V_c も $V_c = 0.1 \sim 0.4$ 程度である。また、盛土の施工直後の γ_b に関するデータが少ないので結論的にはいえないが、通常考えられる盛土材料と施工精度を考えると、常識的には V_{γ_b} 値としてつぎのような値が考えられる。

a) $\gamma_b = 1.65 \sim 1.75$ (t/m^3) の範囲にある場合

γ_b の 99.9% (正規分布で 3σ の範囲に相当) が上記の範囲にあるときは、 $V_{\gamma_b} = V_s = 0.01$ となる。非常に吟味された盛土材料を用いて、注意深く施工された場合は、この程度の V_s 値が

得られるであろう。

b) $\gamma_b = 1.6 \sim 1.8$ (t/m^3) の範囲にある場合

同様に、 $V_s = 0.0175$ となり、通常用いられる盛土材料でかなり注意深く施工した場合に相当するであろう。

c) $\gamma_b = 1.5 \sim 1.9$ (t/m^3) の範囲にある場合

$V_s = 0.0412$ となり、通常の盛土材料で普通の施工精度で得られる値であろう。

d) $\gamma_b = 1.6 \sim 2.0$ (t/m^3) の範囲にある場合

$V_s = 0.039$ となり、盛土材料にかなりの幅があったり、施工が少し雑な場合などに相当するであろう。

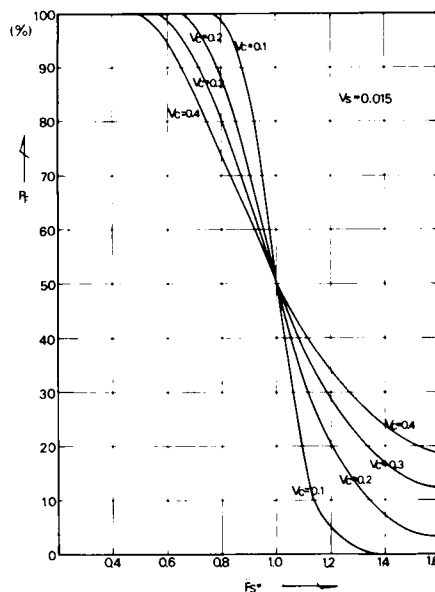
e) $\gamma_b = 1.4 \sim 2.2$ (t/m^3) の範囲にある場合

$V_s = 0.075$ となり、盛土材料が礫混りの砂質土や粘性土から成り、施工もかなり雑であるような極端な場合の例である。

以上のことから、 V_c としては 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 の 4 通りを、また V_s としては 0.015, 0.040, 0.075 の 3 通りを選び、合計 12 ケースについて式 (1・3・4・3) および式 (1・3・5・9) を用いて計算した。その結果が図-1・3・4 (a) ~ (c) である。これをみれば、 V_c が小さくなるほど $P_F \sim \bar{F}_s^*$ 曲線はシャープになっている。すなわち、 $\bar{F}_s^*$ が顕著に P_F に効いてくることになり、全般的には、 $\bar{F}_s^* = 1.0$ で破壊する可能性は 50%、 $\bar{F}_s^* \geq 1.5$ になると P_F はかなり減少する。一方、 $\bar{F}_s^* < 1.0$ になると P_F は急激に上昇し、ほぼ確実に破壊するであろうことを示唆している。

(a)

もう少し具体的にいうならば、 $V_c = 0.2 \sim 0.3$ 程度の通常の場合には、設計係数をたとえば $\bar{F}_s^* = 1.3$ とした場合でも、18%前後の破壊確率があることがわかる。著者が取り上げている計算は、盛土部分のせん断抵抗力を無視しているとはいえ、この値はかなり大きなものであり、注目に値する。一方、地盤の q_u の分散が小さく、 $V_c = 0.1$ 程度になる場合には、 $\bar{F}_s^* = 1.3$ に対して破壊確率は 1%程度にまで落ちてくる。この種の破壊の可能性に関してより明確な解答を得るためには、 V_c に関する情



$\phi = 0$ 系における $\bar{F}_s^*$ と P_F の関係

報がより信頼できるものであることが要求される。このことは、とりもなおさず、 q_u に関する情報をより正確に知る必要のあることを意味している。

なお、詳細は省くが、ビショップとベラム (Bishop & Bjerrum)²⁴⁾ は粘土地盤のすべり破壊例を数多く解析し、たとえば、 $\phi_u = 0$ 解析法では一般に安全率にして $\pm 15\%$ の幅があることを指摘している。すなわち、すべりを生じたケースの $\bar{F}_S^*$ は、ほとんどが $0.85 \sim 1.15$ の範囲内に入っている (ただし、もっと大きな場合もある)。これからも、 $\bar{F}_S^* = 1.0$ というのは、破壊の可能性が五分五分であることが示唆されるとともに、かなり大きな設計係数の場合でも、すべる可能性のあることがわかる。これまでに示してきた理論式やそれによる種々の計算結果は条件の差があるとはいえ、上述の事実を裏付けるものである。

上に示した盛土に関する破壊確率の値は他の構造物の場合 (たとえば、橋梁、⁹⁾ 鉄塔基礎、²⁵⁾ 航空機²⁶⁾ など) に比べて非常に大きい印象を受ける。しかし、適正な P_F の値はそれぞれの構造物の重要度に対応して決められるべきものであるから、盛土の場合はこの程度の値で妥当であるのかも知れない。このことは、第2編第5章において、実証される。

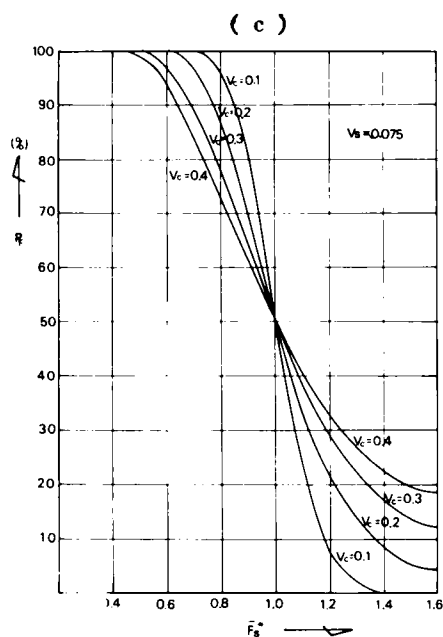
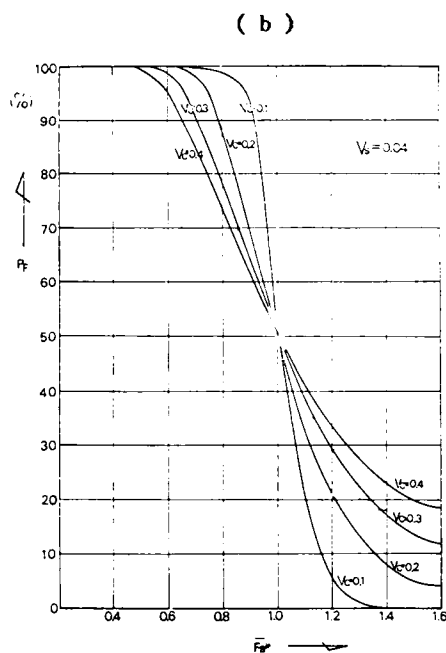


図-1・3・4
 $\phi = 0$ 系における $\bar{F}_S^*$ と P_F の関係

(ii) シルト系土質の場合

砂系土質の場合に関する $\bar{F}_S^* \sim P_F$ の関係はシルト系土質の特殊な場合に相当するので、数値計算による検討はここで述べる $c \sim \phi$ 解析法の場合の検討でその傾向を知ることができる。

図-1.3.5(a), 図-1.3.5(b) は図中に示したような斜面について, $\bar{F}_S^*$ と P_F の関係を調べるために, 式(1.3.56)と式(1.3.57)を用いて計算した結果である。この計算では, $\tan \phi$ と γ_t の回帰式である式(1.3.25)の A, B の値として仮に $A = 0.5 \text{ (t/m}^3\text{)}, B = -0.225$, また $\mu_c = 1.2 \text{ (t/m}^3\text{)}, \mu_{\gamma_t} = 1.7 \text{ (t/m}^3\text{)} V_c = 0.3, V_{\gamma_t} = 0.03$ を用いた。図中, 実線はシルトや不飽和粘土などの $c \sim \phi$ 系の地質, 破線は飽和した粘土などの $\phi = 0$ 系の地質の場合である。いうまでもなく, $\phi = 0$ 系の場合は(i)で示したように1層粘土層であれば斜面の形状とは無関係に $\bar{F}_S^*$ の値によって一義的に P_F が定まる。また, 実際の P_F の変化は, それぞれの図中に示した斜面のこう配 m の変化に対応するものである。これをわかりやすくするため, 図の上部の横軸に m の値を記した。これらの図からわかるように, 同一斜面であっても, $\phi = 0$ 系の場合と $c \sim \phi$ 系の場合とでは, 同じ設計係数 $\bar{F}_S^*$ でありながら P_F の値が顕著に異なる。すなわち, 単に設計係数 $\bar{F}_S^*$ が, 例えば1.3という数値であっても, それが $\bar{F}_S^* = 1.0$ の場合よりも1.3倍安全であるとか, 1.3倍の信頼性があると

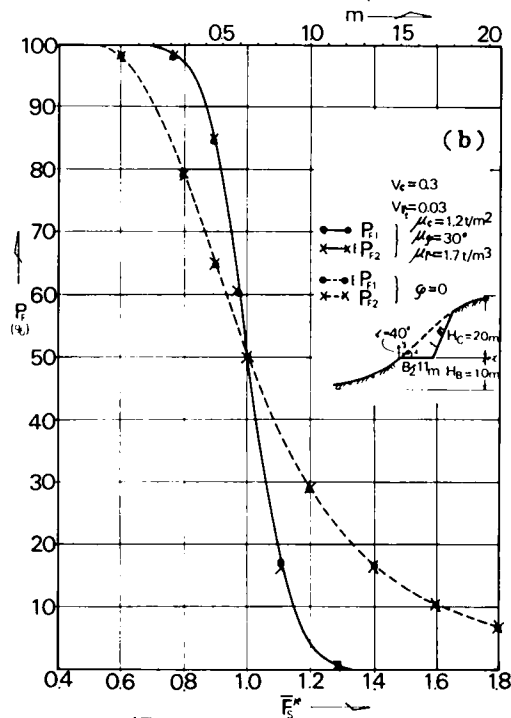
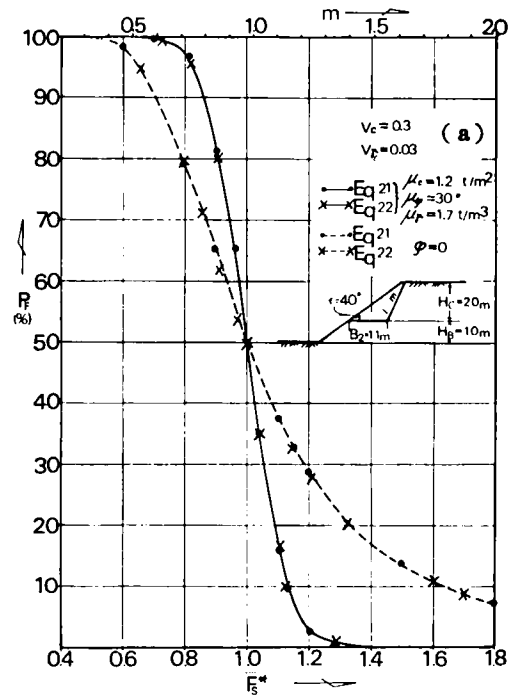


図-1.3.5

$c \sim \phi$ 系における $\bar{F}_S^*$ と P_F の関係

かを意味しているのではなく、同じ土質条件、同じ構造物においては、少くとも1.0よりは1.3の方が信頼度が高い、いいかえると破壊の可能性が低いということを意味しているに過ぎない。このことはきわめて重要なことである。すなわち、信頼度（すなわち安全性）という観点からみれば、 $\bar{F}_s^*$ の絶対値は何ら重要な意味を持ちえないということであり、したがって、 $\bar{F}_s^*$ を“安全率”と呼称することは非常に不合理であることがわかる。この意味からして、著者が $\bar{F}_s^*$ を単に“設計係数”と呼ぶべきであると主張する理由が理解されるであろう。

さて、図中○印は式(1・3・56)による P_{F1} 、×印は式(1・3・57)による P_{F2} の計算値である。これによっても明らかなように、定義の差による P_F の違いはほとんどない。また、図-1・3・5(c)、図-1・3・5(d)は $V_{\gamma t} = 0.1$ という非常に大きな値で計算した結果であるが、この程度の値をとったとしても定義の違いによる P_F の差がないことがわかる。

図-1・3・5の(a)と(c)あるいは図-1・3・5の(b)と(d)の2組を別々にみてわかるように、ここで取上げた斜面形状の違いによっても、 P_F 値の顕著な差はない。しかし、一般には、 p_1^*/q^* 、 p_2^*/q^* の値が斜面形状に左右される。したがって、 $P_F \sim \bar{F}_s^*$ 関係も異なってくる。今後、種々の斜面について同様の検討を加え、 $\bar{F}_s^*$

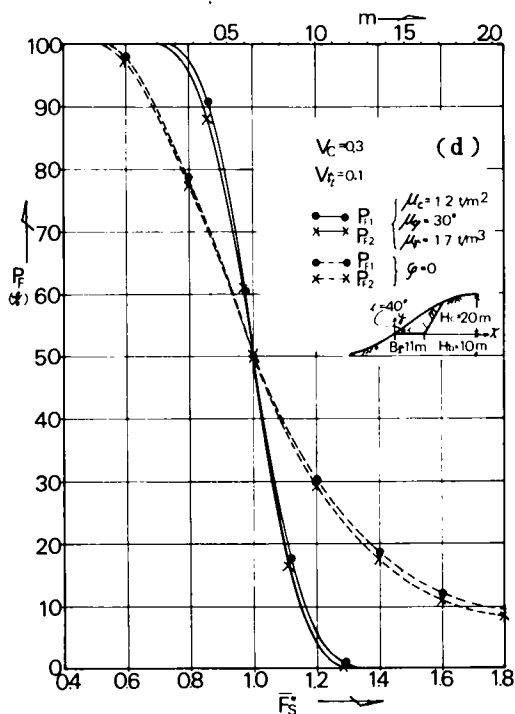
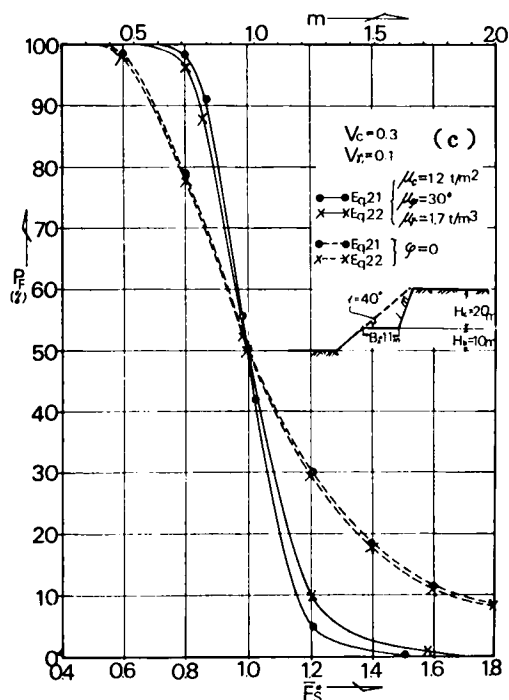


図-1・3・5

c~φ系における $\bar{F}_s^*$ と P_F の関係

～ P_F の関係を明らかにしていくことが重要である。

3・5・5 実際例についての解析

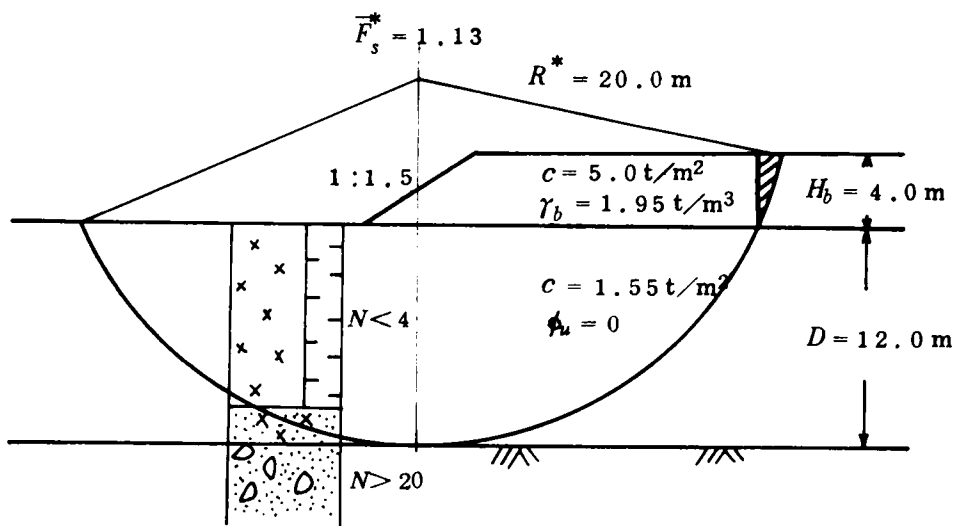


図-1・3・6 実施例の設計条件

図-1・3・6は、わが国のある地点で実際に施工された盛土の断面を示している。この盛土は $\phi_u = 0$ 法で設計されたものである。そしてこの盛土の盛土高が4 mを越えたときにすべり破壊の兆候を生じ、急処、対策工が講じられた。事前の設計計算では、 $c_u = 1.55$ (t/m^2)、 $\gamma_b = 1.95$ (t/m^3)を用いて、これに対応する設計係数 $\bar{F}_s^*$ は1.33と計算されていた。(この計算では盛土部分のせん断抵抗力も考慮され、 $\phi = 0$ 、 $c = 5.0$ (t/m^2)が用いられた) 施工地点の地盤は、図からわかるように、地表面下12 mまでが軟弱な冲積粘土層、それ以深は砂質土で $N > 20$ であり、一応支持層と考えてよい。粘土層についての一軸圧縮試験の結果は図-1・3・7に示すとおりであり、危険率5%で χ^2 -検定した結果、正規分布することが明らかとなった。以上のことからわかるように、この盛土は、前述した $\phi = 0$ の場合の理論に従って考察を進めるのに適した一例である。

さて、図-1・3・7を χ^2 -検定した結果は、 $\bar{c}_u = \mu_c = 0.159$ (Kg/cm^2)であり、標準偏差は $\sigma_c = 0.060$ (Kg/cm^2)であった。したがって、変動係数 $V_c = 0.377$ である。また破壊確率の計算に際して必要な s^* の分布は次の手順に従って計算した。

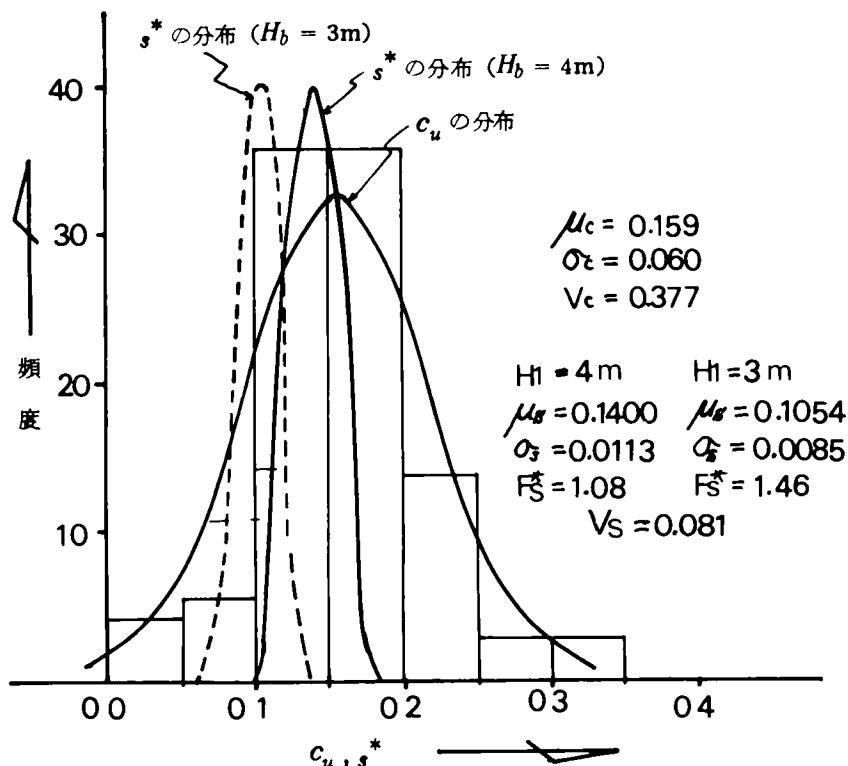


図-1・3・7 実施例の s^* と c_u の分布

- (a) 盛土の γ_b (施工直後) の分布は $\bar{\gamma}_b = \mu_{\gamma_b} = 0.00195$ (Kg/cm^3) の正規分布と仮定する。
- (b) 分散に関しては、 γ_b の変動係数 $V_{\gamma_b} (= V_s) = \sigma_{\gamma_b} / \mu_{\gamma_b} (= \sigma_s / \mu_s)$ が一定値をとるものと考え、既往のデータ (図-1・2・19) を参考にして、 $V_{\gamma_b} = 0.0806$ を用いて、 $\sigma_{\gamma_b} = V_{\gamma_b} \cdot \mu_{\gamma_b}$ で計算する。
- (c) 式 (1・3・36) および式 (1・3・39) より s^* の分布は $\mu_s^* = h^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\gamma_b}$ 、 $\sigma_s^* = h^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \sigma_{\gamma_b}$ を用いて求めた。

図-1・3・7 に c_u の分布とともにその結果を示した。

さて、盛土部分のせん断抵抗力および図-1・3・6 斜線部による起動モーメントを無視し、 $\phi_u=0$ 法でこの盛土の立上り高さ $H_b = 3.0 \text{ m}$ 、 4.0 m について $\bar{F}_s^*$ を計算すると、それぞれ、 $\bar{F}_s^* = 1.47$ 、 $\bar{F}_s^* = 1.11$ になる。この場合の破壊確率はそれぞれ 図-1・3・8 の●印および×印で示されている。ところで、この盛土について、地盤の強度 μ_c のみが異なる仮想的な場合

に関して $F_s \sim P_F$ の関係を求めると
 図-1.3.7の曲線①, ②のようになる。これによると, $\bar{F}_s^*$ が1.0のときは盛土の破壊確率 P_F は常に50%であり, 100個の盛土を $\bar{F}_s^* = 1.0$ で設計すれば50個は破壊することが期待されるといえる。この実施例のように盛土のせん断抵抗力をかなり大きく見積っているにもかかわらず, $\bar{F}_s^* = 1.13$ 前後の場合は $P_F = 40\%$ 程度で, かなり破壊確率は大きい。したがって, 立上り高さ $H_b = 4.0$ m程度ですべり破壊を生じる可能性はかなり大きかったと云える。

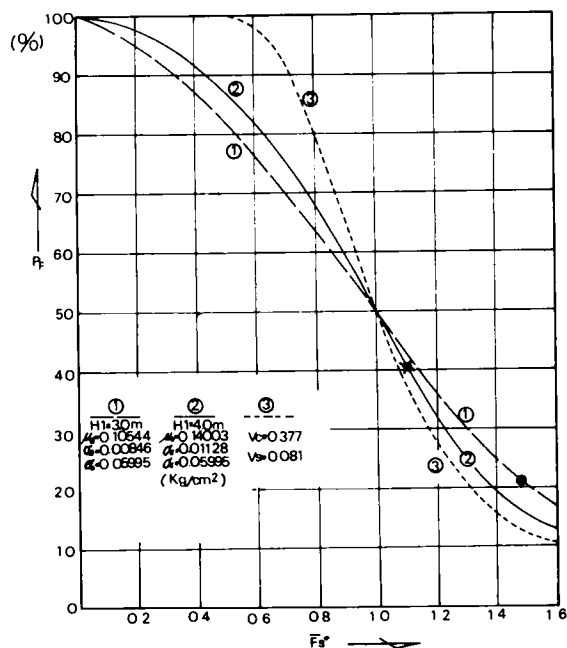


図-1.3.8 実施例の $\bar{F}_s^*$ と P_F の関係

3.6 結 論

本章では, まずはじめに従来, 土構造物の設計, 施工において用いられている安全率の意味を, 土構造物の設計を例に検討を加えるとともに安全率に対する著者の見解を述べた。すなわち, 安全率を“破壊しない信頼度”であるとするならば, 慣用の安全率はきわめてあいまいであり, 破壊しない信頼度を表わしてはいないことを示した。そこで, 外力や抵抗力のばらつきを考慮に入れ, それぞれに関して得られる調査データに基づいて統計的に推定される外力および抵抗力の平均値の比をもって設計係数 $\bar{F}_s^*$ を定義した。さらに, すべり破壊の確率 P_F を定義し, 種々の土質条件に対する $\bar{F}_s^*$ と P_F の関係を定式化するとともに, 数値計算や実施例などによって検討を加えた。以下, 本章で得られた主要な成果を列挙すると以下のようである。

(1) 一般に急速載荷による土のすべり破壊の確率は, 土質や斜面の形状によって変わってくるが, 一層系の粘土層の場合の破壊確率は斜面形状の影響を直接うけない。すなわち, 設計係数 $\bar{F}_s^*$ と荷重および強度の変動係数 V_s , V_c の三者によって決定される。したがって, V_s , V_c が一定とみなせる場合は $\bar{F}_s^*$ と P_F は1:1の関係にある。

(2) 工学的に同一とみなせる一層の粘土地盤上に盛土を建設するに際して一軸圧縮強度 q_u の分散が小さくて, かつ選定された盛土材料で丁寧に施工した場合, $\bar{F}_s^* = 1.3$ とすると P_F は1%

前後, qu の分散が普通程度で, 通常の施工をした場合, $\bar{F}_s^* = 1.3$ に対して P_F は 18% 前後になる。

(3) 同一とみなされる粘土層内での qu の分散が大きくなると, 破壊確率は急激に増大する傾向がある。したがって, 設計の際には“同一とみなせる地層”を慎重に検討し, qu の分散を小さくするような方法をとらなければならない。

(4) 同一形状の斜面であっても, 飽和粘土の地盤のような $\phi = 0$ 系の場合とシルト質地盤のような $c \sim \phi$ 系の場合とでは, 同じ設計係数 $\bar{F}_s^*$ であっても P_F の値が最大 25% 程度異なる。

(5) 破壊確率 P_F を $P_F = Prob [\bar{F}_s^* \leq 1.0]$ と定義した場合と $P_F = Prob [z = M_0^* - M_R^* \geq 0]$ と定義した場合とでは P_F の値にはほとんど変化がない。

本章では斜面の急速載荷によるすべり破壊についてのみ検討を加えたが, 支持力や長期安定問題, さらに沈下などの問題も土質工学における重要な課題であるが, これらについても, ここに示したのと基本的には同じ方法論で, 信頼度分析が可能であると考えられるが, これらについては今後の課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第196号, pp.80~83, 1971
- 2) 松尾 稔, 黒田勝彦: 不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第208号
- 3) Freudenthal, A.M: The Safety of Structures, Proc. ASCE, Vol.71, pp.1157~1191, 1945
- 4) Freudenthal, A.M: Safety and the Probability of Structural Failure, Proc. ASCE, Vol.80, pp.468-1~468-46, 1954
- 5) 池田哲夫: 構造物の安全率と破損の確率, 土木学会誌, Vol.40, №5, pp.236~241, 1955
- 6) 運輸省, 港湾技術研究所: 第9回直轄港湾工事技術研究報告, 港湾技術要報 №24, pp.1~54, 1958
- 7) Su, H.L.: Statistical Approach to Structural Design, Proc. of ASCE. Vol. 84, №9, pp.353~363, 1958
- 8) Langejan, A: Some Aspects of the Safety Factor in Soil Mechanics Considered as a Problem of Probability, Proc. Int. Conf. Soil Mechs. & Found. Eng, 6th Montreal, pp.500~502, 1965

- 9) Pugsley, A.G. : The Safety of Structures, Edward Arnold Publishers Ltd., 1966
- 10) 浅田・松尾・湯浅・羅：土質工学における安全率に対する反省，第12回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.51～74，1967
- 11) Meyerhof, G.G. : Safety factors in soil mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. VII, No. 4, pp.349～355, 1970
- 12) 道路協会：道路技術基準，pp.608～601
- 13) 農林省：土地改良事業計画設計基準（海面干拓），pp.88～93
- 14) 国鉄：土木構造物の標準示方書の作成に関する研究報告書
- 15) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，pp.5-1-1～5-3-20
- 16) 日本建築学会編：建築基礎構造物設計規準，同解説，pp.97～105，1960
- 17) Terzaghi, K : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp.118～143，1943
- 18) 赤井浩一著：土質力学，朝倉書店，pp.236～237，1966
- 19) 建設省：高速自動車国道設計要領
- 20) 松尾 稔：引揚力を受ける基礎と複合地盤の支持力に関する研究，京都大学学位論文，pp.123～133，1969
- 21) 土質工学会，最上武雄編：土質力学，技報堂，pp.18～27.
- 22) Haugen, E.E. : Probabilistic - Approaches to Design, John Wiley & Sons, Inc., pp.86～92，1968
- 23) 前掲 22), pp.86～88
- 24) Bishop, A.W. and Bjerrum, L. : The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proc. of ASCE., Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.437～501, 1960
- 25) 前掲 20), pp. 196.
- 26) Bazovsky, I. : Reliability Theory and Practice, Maruzen Asian Edition, 1961
- 27) 前掲 22), pp.187～196.

第4章 破壊確率と費用^{1),2),3)}

4・1 概 説

前章までにおいては、土木構造物、特に土構造物の建設を例にとり、各種不確実性の実体とその数量化の方法論について述べた。そして、設計係数 $\bar{F}_S^*$ と構造物の信頼度と裏返しの尺度である破壊確率 P_F との関係を明らかにしてきた。しかしながら、実際に構造物を作る場合、上記の信頼度の如何なる値を目標値として設計すればよいかという重要な問題が解決されない限り、如何に $\bar{F}_S^*$ と P_F の関係を明確にしたとしても、工学的な意味での有用性は生れてこない。第3章3・3で述べたように、設計に用いる信頼度または破壊確率を如何に決定するかという問題はまったく力学を離れた問題として認識されなければならない。すなわち、信頼度そのもののメカニズムの分析は力学ないしはそれに関連する自然科学の問題であり、設計信頼度の決定そのものは人間が行動目標として設定するものであって社会科学の問題である。この関係は、丁度、長尾も示摘しているように、²⁾ 土木計画学と隣接研究分野の関係と酷似している。図-1・4・1はその関連を示したものである。この図において、土木計画学→設計信頼度決定、土木設計学→設計、土木施工学→施工、土木管理学→維持・管理と置き換えれば、設計信頼度の決定から設計、施工

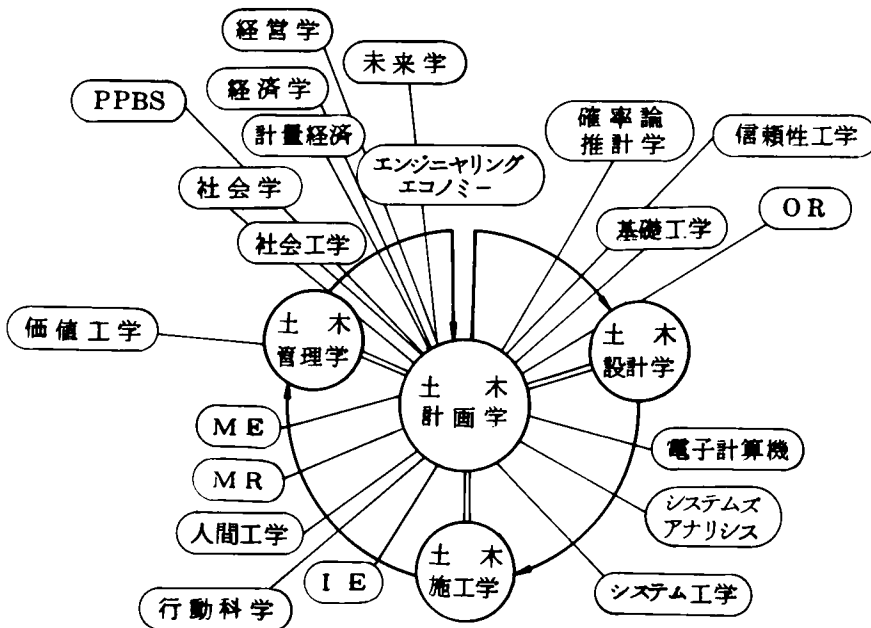


図-1・4・1 土木計画学と隣接研究分野（長尾による）²⁾

および維持・管理の関係が明確となる。これらの関係はまた、計画の分析者（planner）と計画の決定者（decision maker）とその任務を異にするように、設計のための分析者と設計の決定者とは異なるということの関係と相似である。

このように考えると、設計信頼度決定に及ばす要因（評価の項目）は数多く存在することが予想される。本章では、このような評価（決定）と評価項目（決定のために考慮すべき事項）および評価基準（決定を下す基準）などについて述べ、評価モデルの1種である経済的評価モデルの考え方について論述する。

4・2 評価と評価の基準

4・2・1 評価の意味

そもそも人間がその意志の働きによって何かの行動を起そうとするときには、必ずその動機が存在する。そして、この動機に基づいて問題の発見がなされ目的が設定される。さらに目的達成のための手段が追求される。最後にどの手段が最も良いかという評価がある基準に従って決定され行動に移る。

以上の過程は、ある目的が設定されてから目的に到達するためにどんな手段方法を選ばよいか、最後にどのように決定を下すかという、いわば決定に到るまでの思考過程を意味している。一方、実際に行動が起されるまでの計画の形成過程がある。長尾はこの関係を図-1・4・2のように示している。³⁾ この図からもわかるように、評価と評価の基準は各形成過程において存在

しており各形成過程の順位づけがある限りにおいて評価の方法と評価の項目が各段階で異なるであろうことは直観的にも推察される。ところで評価は価値観に基づく価値基準から派生して行なわれる。

しかるに価値観は非常に多様化しているのですべての場合に、あるいはすべての段階において、あらゆる価値の追求を行なうことは不可能であり、またその必要もない。上位計画になるほど、総合的な価値基準が必要とされるであろうが、下位計画になるにつれて、一つもしくは数種の基準の組合せで十分なことがある。このことから、評価においては、評

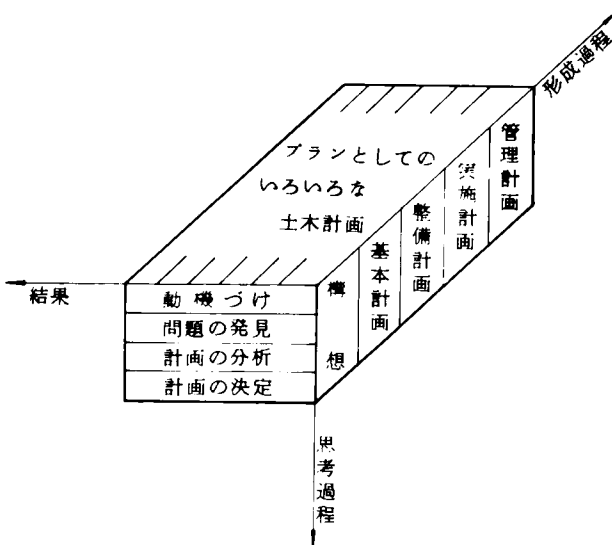


図-1・4・2 プランとプランニング³⁾
(長尾による)

価を行なう段階と評価の基準および評価の項目という三大要素が重要であることが認識されよう。

4・2・2 設計信頼度決定のための評価項目

(i) 評価の持つ側面とその尺度

設計信頼度を如何に設定するかという問題は図－1・4・2でいえば、実施計画の段階で発生する問題である。さらにまた、ある一定の機能を果たすためのいくつかの代替案の中から1つの案が選択され、構造形式を決定する段階での問題である。このような段階では“安全性”そのものが評価の項目の1つになる。何故なら、一般に代替案の評価には、技術的、社会的および経済的側面という三面性があり、信頼度は技術的側面からの安全性を表わす1つの尺度と考えられるからである。

このように考えるとき、経済的側面からの代替案の評価は経済的価値に基づいた尺度がとられるであろうことが予想される。文献4)によると経済学では経済的価値(Economic value)

表－1・4・1 価値の発生(長尾による)4)

所有することによって	所有価値
誇りを感じる	貴重価値
数少ない	希少価値
古い	時間的価値
美しい	美的価値・感覚的価値
交換できる	交換価値・市場価値
必要である	使用価値

の認識は表－1・4・1の場合とみている。土木計画で主として問題になるのは使用価値で、その基礎を“効用”に求めている。効用は、必ずしも貨幣価格で表わされた価値の関数として示されるものではないが、貨幣価格で表わそうという努力がなされている。

貨幣価格で示された、利益のような価値のよいものは“便益(benefit)”，犠牲損失のように悪いものは“費用(cost)”と呼ばれ、土木計画においてはこの費用便益が多く用いられる。したがって、費用便益を経済的問題における一つの重要な尺度とすることができるが、ただ、公共土木計画においては多くの場合、市場性を有しないので、現実的で明解な市場価格表示をすることには、無理があり、シャドウ・プライス(shadow price)の概念が導入されている。この場合、費用便益の実際測定の中でかなりの困難が生じるようであるが、少なくとも、代替案の比較や資源の最適配分を行なうに際する価値基準としてはすぐれたものであることが認められている。

つぎに考えられる評価の側面は社会的側面である。社会的側面での評価に用いられる尺度はその定量化が非常に困難であることが予想される。これに関して吉川⁵⁾は概略次のように述べている。すなわち、「戦後、経済的福祉の追求を第一義として押し進められてきた経済的高度成長が、他面で自然破壊、公害問題のヒズミを生んできたことは周知である。今後の課題は、多様化する価値観の調和をはかりながら、健康にして文化的な生活を営むための生活環境の整備であり、WHO

においても、このような生活環境の評価基準として、(a) 安全性、(b) 保健性、(c) 快適性、(d) 利便性の4つを提案している。しかし、このような評価基準は、定量的な変数として取扱えるとは限らず、むしろ、その質的な側面が問題となり、定性的な属性として取扱わなければならない場合が多い。」ここに述べられているように、社会的側面でのいわば社会価値の数量化は非常に困難である。しかし、困難だからといって数量化の努力がなされていないわけではなく、種々の方法が試みられているが長尾はこれを簡略に整理している。⁶⁾ その第1は効用(utility)の概念である。例えば、高所得者層と低所得者層とでは、同じ1億円であっても、その評価が必ずしも効用において一致しない。そこで、この効用の概念を用いて、効用関数(utility function)もしくは社会厚生関数(social welfare function)で表わそうとする研究が行なわれている。第2は貨幣価額とまったく離れて、目的の定量的表示として何らかの効果(Effectiveness)を価値測定の単位にしようとする考えである。これは例えば、上記のような目的が絶対的要請として数値で与えられたとき、代替案の評価はそれへの達成度への貢献として表わされる。後進地域における人口流出の防止が開発の目的となるような場合がこの例である。この場合、人口流出率がゼロとなるような代替案の費用がそれぞれ見積られ、もっとも効率的なシステムが選択される。第3は域圏において願望された最低のもしくは必要な生活活動水準を価値測定の単位にしようとする考えで、シビルミニム(Civil Minimum) やナショナルミニム(National Minimum) はこの考え方に基づいた評価の基準である。

ただ、この側面での定量化において、松尾も示摘しているように、⁷⁾ あまりにも性急に定量化に目を奪われたとき、ある種の偏狭さ、独善の弊害が生じる危険性があることに注意すべきであり、問題の定性的把握の重要性をも常に確認しておくことが大切である。

(ii) 評価項目間の関連

(i)で述べたような評価の各側面における尺度は、それらが互いに独立に存在しているのではなく、深い関連を有している。したがって、評価に際してはこのような尺度間の関連付けに関する分析が基本となる。特に、前述した評価の尺度は互いに相矛盾する方向性を持つものが多い。この意味で、上記の関連付けは、トレードオフ分析(Trade off analysis)と呼ばれているが多様化する価値観の中で、多様化する尺度間の互いの関係を地道に分析して積み上げる(bottom up) 努力が最も重要である。

以上、本節で述べてきた関係は、図-1・4・3のような関係にある。

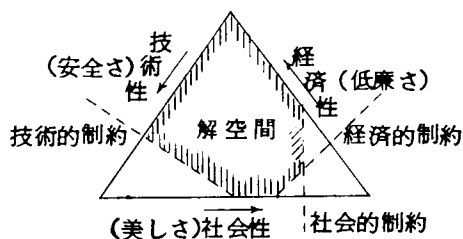


図-1・4・3 評価の三面性と制約条件

図-1・4・3の意味は以下のとおりである。すなわち、代替案の評価は前述の三側面から行なわれ、各尺度でもって評価される。しかるに、各尺度には自づと制約条件が付帯する。例えば“美しくて、安く、且つ破壊しない”

もの”という目的に沿った代替案を選択する場合であっても、技術的にこれ以上の信頼度を上げることが不可能という限界があり、一方、費用としてはこれ以上かけることは出来ないといった限界が存在する。評価は、したがって、この制約条件の中でなされなければ、選択された代替案は実行不可能になる。

4・2・3 評価の基準

目的を達成しようとするときに提起された代替案を、前述のような側面からの評価を行ない、順序づけて決定者の決定に委ねるため、評価基準 (Criterion of Evaluation) を持たねばならない。評価基準は計画に際して設定した価値基準に基づいて定義された評価の定義式で表現される。そしてまた評価の基準は、真理もしくは一般性の是認される仮説としての性格を持たねばならない。

ところで、“地盤や土構造物の設計”という段階での安全性の問題は、いわば実施計画といわれる下位計画の段階である。前述したように上位計画になるほど、総合的な価値基準が必要とされるが、下位計画になるにつれて、一つもしくは数種の基準の組合せで十分な場合がある。もちろん、先に述べたような多くの評価項目、評価要因間の相互の分析が進み、これらを n 次元空間に表示できるようになることが理想であるが、下位計画における設計という段階を問題にすると、力学的な信頼度と経済的な1つの尺度である費用との関連を定量的に究明することは重要な意味があり、また、経済的な評価基準で一応の評価を下すことも、まず第一歩として許されるであろう。このような観点から、次節では破壊確率と費用を結びつけた期待費用の概念について説明する。

4・3 期待費用の概念

この評価基準は前節で述べた経済価値をもとに展開される費用・便益理論へ確率が導入された概念で、その概要は以下のとおりである。

費用・便益論を用いた評価基準は理論的に数種類考えられている。¹⁰⁾このうちで、費用または便益の極値を評価基準とする考え方がある。すなわち、いま、あるプロジェクト (project) の実施により、得られる総便益 (benefit) を B 、プロジェクト費用を C とすると純便益 (net benefit) N は

$$N = B - C \quad \dots\dots\dots (1.4.1)$$

で与えられる。いま、どのプロジェクトを採用しても費用が一定であるならば、その中で B が最大になるものが N を最大にするもので、これが最もよい。

しかし、また、どのプロジェクトを採用しても便益が一定であれば、プロジェクト費用 C を最小にするのが N を最大にするものに対応するから、これが最も良いとする方法もある。前者は、比較的同質のプロジェクトの中から唯一のプロジェクトを選択するという場合に有効であり、後

者は、測定困難な便益、もしくは間接便益への考慮を避けて、プロジェクトを評価するのに有用である。ところで、後者の場合は以下のように考える。すなわち、 C_0 をプロジェクトを採用しない場合の機能費、 C_1 を採用した場合の機能費とすると、式(1・4・1)において、便益 B は、 $B = C_0 - C_1$ で与えられるから、

$$N = B - C = (C_0 - C_1) - C_c = C_0 - (C_1 + C_c) \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 4 \cdot 2)$$

と変形され、 $(C_1 + C_c) \rightarrow \min$ になるようなプロジェクトを採用する考え方である。このような場合を文献 11) から引用すると以下のようである。

図-1・4・4は港湾の近代化と総費用との関係を示す例である。横軸の近代化の程度、あるいは施設水準を x とすると、総費用 C_T は

$$C_T = C_1 + C_c \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 4 \cdot 3)$$

この場合、 C_1 は輸送費用、 C_c は建設費にあたりいずれも x の関数である。したがって、 $C_T \rightarrow \min$ に対応する解を求めるためには

$$\frac{d C_T}{d x} = \frac{d C_1}{d x} + \frac{d C_c}{d x} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 4 \cdot 4)$$

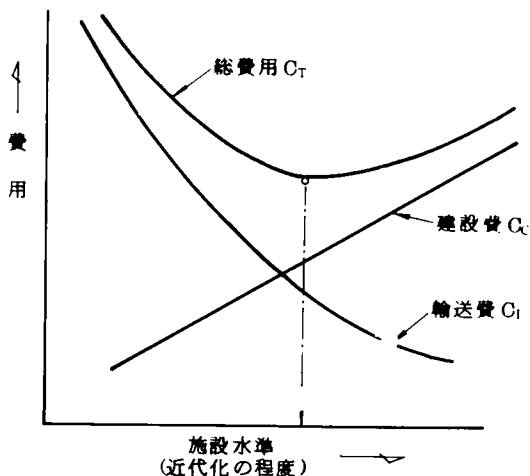


図-1・4・4 港湾の近代化と総費用の関係
(長尾による)¹¹⁾

を満足する x を求めればよいことになる。

期待総費用 $\rightarrow \min$ の考え方はまったくこれに対応しており、上に述べた例において、費用が確率的に変動する場合、ある施設水準における確率費用を期待費用とし、期待される総費用を最小にしようとする考え方である。

この期待費用の考え方を構造物の破壊確率 P_F と結びつけたのは、フロイデンタール (Freudenthal)¹²⁾である。これは、上の例における施設水準の代りに破壊確率 P_F をとり、各 P_F に対応する構造物の規模を施設水準としたもので、そのモデルは次式で与えられる。

$$C_T = C_c + P_F C_F \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 4 \cdot 5)$$

上式において C_c は建設費で P_F の関数、 C_F は破壊にともなう損害や再建あるいは復旧費である。図-1・4・5はその概念図である。

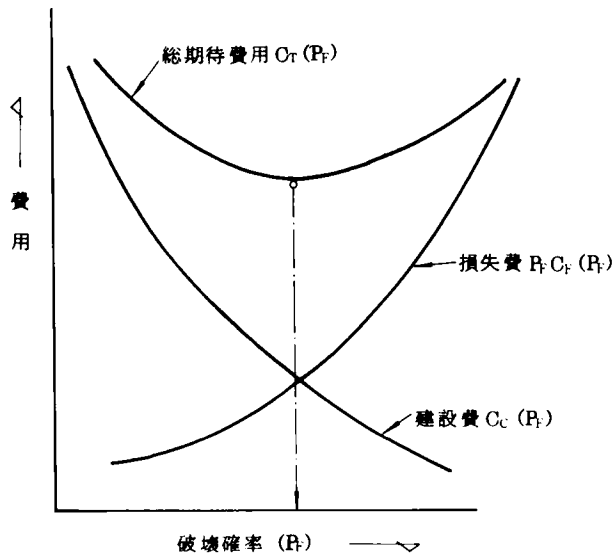


図-1・4・5 期待費用と破壊確率の関係

4・4 本研究での経済的評価モデル

前節で述べたように、期待費用の概念を費用便益論に導入することによって、妥当と考えられる設計信頼度が決定できる。本節では、第2編において用いる経済的評価モデルの概要を説明する。

土構造物の建設においては、土質調査の結果を無視することはできない。後に第2編4・5で明らかにするように、構造物の破壊確率は調査の結果から推定される強度や荷重の推定精度に依存している。したがって、調査費用の大小は P_F の値に大きく影響する。そこで、まず、経済的評価モデルにおいては調査費 C_E ，初期建設費 C_C ，破壊損失費 C_F を用いて、期待総費用 C_T を次式で与えた。

$$C_T = C_E + C_C + P_F C_F \quad \dots\dots\dots (1.4.6)$$

上式の各項は、すべて破壊確率 P_F の関数であることはいうまでもない。

ところで、 C_C や C_F は建設法や建設単価などの変動によって種々異ってくる。いろいろな場合に応じて、その都度費用関数を決定することは不可能に近いので、ある基準値をもとに費用や破壊確率を無次元化して、できるだけ単純化できれば便利である。この目的のために、まず破壊確率に関しては次式で定義する ξ を考える。

$$\xi = \frac{P_F}{P_{F0}} \quad \dots\dots\dots (1.4.7)$$

ここに、 P_{F_0} は、ある構造物を建設する場合の基準値で、現段階で施工可能な最も危険な状態に対応する最大の破壊確率である。例えば、盛土建設を例にとると、本調査の結果に基づいて、抑え盛土、地盤改良、などの対策を講じずに斜面こう配を考えられる最急の1.25で施工する場合に想定される破壊確率を P_{F_0} とするのである。したがって、これに対応する $\bar{F}_S^*$ は $\bar{F}_{S_0}^*$ として表わすことにする。さて、第2編第5章や第6章で明らかにするように、 C_E 、 C_C 、 C_F などは ξ の関数として表示できるので、結局、式(1・4・6)は次のようにかける。

$$C_T(\xi) = C_E(\xi) + C_0(\xi) + \xi C_F(\xi) \quad \dots\dots\dots(1・4・8)$$

上式において、 $\xi = 1.0$ 、すなわち $P_F = P_{F_0}$ に対応する期待総費用 C_{T_0} は C_T の基準値として考えられる。そこで、費用項目に関しては、次式で定義する無次元数 η を考えていくことにする。

$$\eta(\xi) = \frac{C_T}{C_{T_0}} = \frac{C_E(\xi) + C_C(\xi)}{C_{T_0}} + \xi \cdot \frac{C_F(\xi)}{C_{T_0}} \quad \dots\dots\dots(1・4・9)$$

上式で $\xi = 1.0$ のときは、 $\eta(\xi) = 1.0$ となり、建設可能な代替案の選択範囲は、 $\xi \leq 1.0$ の範囲で定義される。

以上が、本研究で用いる経済的評価モデルの概要である。

4・5 破壊後の補償と再建法

4・5・1 破壊後の補償

ここでいう補償とは、構造物の破壊によってもたらされる損害に対して見積るべき“損害賠償”および自然災害に適用される“災害補償”および用地買収などの場合に適用される“損失補償”を含めている。¹³⁾ 構造物の破壊確率を如何にとるかという種類の問題においては、構造物がもし破壊したら、その場合に想定される損害額を如何に算出するかは重要な問題である。

物件被害や損失に対しては、各種の補償法が考えられており、経済的な貨幣タームで評価することについて、ある程度の合意(consensus)が得られている。しかしながら、重要なことは人命損失などの人身被害の場合である。人命を経済的に評価することは誰しも好まないし、技術者の心情としても許されない。しかし現実には社会慣例として行なわれている。すなわち、保険、死傷者に対する補償がこれである。確かに、実際に事故が発生してしまった場合には、死傷者に対して可能な限りの補償をすべきであろう。しかしながら、経済的評価モデルによって代替案を選択する段階で、このような慣行の補償法を適用することは許されない。したがって、施設面のみでなく、対象者の教育訓練、予防管理の方法をその施設の計画とあわせて計画し、人身の死傷を予想して、これを経済的に評価するという方法は避けられるべきである。人身に死傷を与えないために、維持、管理、予防措置、施工管理を行なうべきで、これには、いくら多額の費用を要しようとも、当初のモデルの中に組み入れておかねばならない。その結果、実行可能な代替案が

決まらないときは、その計画は棄却されるべきであろう。

4・5・2 破壊後の再建法

式(1・4・6)あるいは式(1・4・9)をみても明らかなように、 C_F の項に入れるべき再建費としては、当初の建設法で必要な費用 C_C を用いる必然性はない。というより、土構造物の場合、地盤が一度破壊すれば、当初建設と同じ方法で再建するのはほとんど不可能な場合が多い。従って、どのような再建法を想定するかによって、 $C_T \rightarrow \min$ になる代替案は変ってくる。従来、この種のモデルを使用する場合、 C_F の項に見込む再建法は、当初建設の方法と同じ方法で再建するという考えに立つと思われる場合が多いが、土を対象とする場合には、この点に注意すべきであろう。

4・6 破壊確率を考慮すべき時点

構造物の破壊確率をとり扱うとき、注意しなければならないのは、対象とする破壊確率をどの時点で扱うかという問題である。一般の構造物の場合は、建設後、時間を経過するとともに劣化や疲労などによって強度の低下が生じるので、たとえ、外力が一定値であっても破壊確率は次第に大きくなる。このことは、破壊事象が確率過程の問題になることを意味しており、期待総費用も時間依存性になる。したがって、建設目標の破壊確率の決定にはこの考慮がなされなければならない。

ところで、粘土地盤上の盛土などでも、施工中や施工直後、あるいは道路として供用を開始した後の各時点において、一般に地盤の強度は異なる。なぜなら、各時点において地盤の圧密度が異なるからである。したがって、一見、それぞれの時点における力学的な破壊確率は異なってくるように思える。一方、破壊損失費は各時点によって相違するから、経済的評価モデルから求められる妥当な破壊確率 $(P_F)_{opt}$ も当然変化する。そこで、上述した場合と同じようにどの時点での破壊確率を対象にするかが重要な問題となる。

施工直後と供用開始後における $\bar{F}_s^*$ を与える円弧上の応力 s^* の分布と

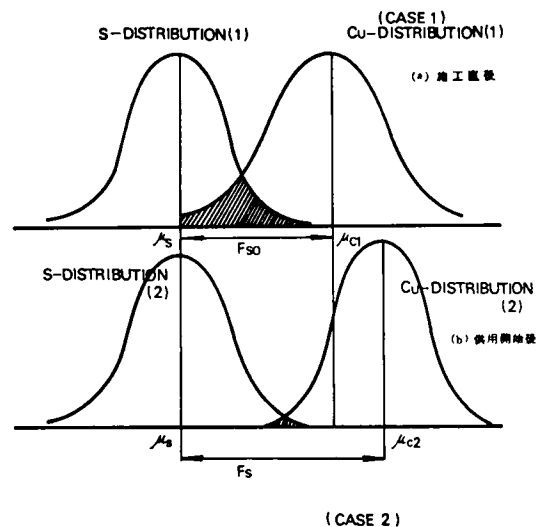


図-1・4・6

施工直後と供用開始後の P_F の関係

地盤強度（たとえば非排水強度 c_u ）の分布の相互関係を模式的に表わしたのが図－1・4・6である。第3章5節の式（1・3・34）で示したように、設計係数 $\bar{F}_S^*$ をそれぞれ、上記2つの平均値の比、 $\bar{F}_S^* = \mu_c / \mu_c^*$ で定義し、そのときの破壊確率を図の斜線部として考えるならば図から明らかなように、力学的には盛土が立上った施工直後が最も危険な状態となる。したがって力学的な側面からのみ考えれば、施工直後を対象にして破壊確率と設計係数とを考えるのが最も妥当のように思える。しかしながら、経済的な側面からみた場合には、必ずしも施工直後を対象に考えるのが最適とする根拠がない。

著者らが行ったアンケート調査によると、ある工区において施工中あるいは施工直後にすべり破壊を生じた場合、その再建によって予定の全線開通、供用開始の期日が大幅に遅れた例はきわめてまれである。いいかえれば、施工直後に生じたすべり破壊は、原則的に予定の供用開始期日を遅らせることなく復旧が可能である（復旧しなければならない）と考えるのは妥当であろう。あるいはまた、たとえ供用開始が多少遅延しても、これは上位計画における裕度として考慮されるべきもので、道路としての便益や損失は供用開始後始めて生じる、と考えることは許されるであろう。すなわち、道路としての機能を発揮する以前の段階である盛土施工直後を対象にした場合には、破壊損失費としては、その道路の全区間に対する損失や開通後の道路機能の停止による損失などを考える必要はない。開通前の、その盛土区間のみを対象とすれば十分である。この場合には、盛土の再建費や破壊後の周辺地域に対する損害賠償などが問題となる。

さて、一方、供用開始後、現実には車が道路上にあるときに破壊したり、あるいは幸運にも道路上に車がなかったとしても、この時点で破壊すると、道路の機能停止期間に失われる経済的損失は非常に大きなものとなるであろう。このように考えると、供用開始後のある時点における破壊確率を対象にした方が、設計上より妥当であるように思える。

ところで、ここで考えなければならないのは、「盛土の破壊」という問題が有する特殊性である。図－1・4・6の2つの斜線部が原理的に何を意味するかを考えてみよう。図（a）（施工直後）の場合の斜線部は、強度が曲線(1)で示されるような地盤上に、曲線(1)で示す分布の荷重が載荷された場合の破壊確率を示す。一方、図（b）は図（a）とは無関係に、もしはじめから曲線(2)の強度を有する地盤上に曲線(2)の載荷が行なわれたならば、その破壊確率が斜線部となることを意味している。いいかえると、施工直後の場合は、図（a）の分布形を有する c_u 、 s のうち、実際にはどのような値の組合せが実現するかは盛り終わってみなければわからなかったわけで、その意味で、確率的に斜線部の破壊の可能性があったわけである。ところが、いったん現実に盛土が立上ったとすると、その時点ですでに、ある確定した c_u 、 s が実現しており、かつ $c_u > s$ が確認されているわけである。したがって、その時点ですでに、図（a）の斜線部の破壊確率は實際上意味のないものとなっている。すなわち、地震荷重などの突発的な荷重を考慮外にするならば、このようにいったん盛土ができてしまうと、その後図（a）の状態が図（b）の状態に移行して、供用開始後もなお図（b）斜線部の破壊確率が実存するわけではな

くて、供用後の破壊確率はゼロと考えてよいわけである。なぜなら、いったん実現した載荷重は施工直後と供用開始後ではほとんど変わらないのに対し、施工直後に実際に十分であった地盤の強度は、時間の経過とともに、一般には、さらに増大しているからである。この点が、荷重または強度の出現が時間的に大問題となる場合、たとえば、主として地震荷重や風荷重に対して設計されなければならない吊橋や鉄塔などの場合と、盛土の場合が性質を異にする点である（もちろん盛土に関しても、地震外力などによる破壊確率に及ぼす影響は実際問題として無視できず、今後究明されなければならない課題である）。

要約すると、盛土の場合には、施工直後に破壊しなければ供用開始後に破壊することはないと考えてよく、その意味で施工直後の破壊確率を対象にすればよいと考えられる。著者の調査によると、片盛土の場合に大沈下で舗装が割れ、そこから大雨が浸透してすべり破壊にいたった例を除き、供用開始後にすべった例はない。また、平地上の全面盛土では供用開始後に破壊した例はない。大量の雨水の浸入は、防水処置として設計上考慮されるべきで、回避できない程度の雨水の浸透による盛土本体の重量の増加は、当初から載荷重のばらつきの範囲に入れて設計で考慮されるべきものとする。

平地上の盛土に関しては以上の理由から施工直後の破壊確率を問題にすればよいことがわかった。

ところで、シルト質土や不飽和粘土の斜面の切土や斜面上の片盛土の安定解析には、厳密には応力分布と間げき水圧分布に関する検討が必要である。これはまた、いかなる時点での破壊確率を設計に考慮するかという問題と関係している。施工中や施工直後、あるいは道路として開通した後などの各時点において、地山および盛土の強度や荷重の状態は多少変化するから、平地上の盛土の場合と同様、考察の対象とすべき時点をどこにするかが問題である。結論的にいえば、この場合も道路開通後に切土や片盛土の破壊はなく、もし破壊が起るとすれば施工中、あるいは施工後開通までに生じると考える。その理由は以下のとおりである。(1)斜面上の盛土については排水を十分に考慮して丁寧に施工されたもので、開通後その内部で破壊した例がない。(2)降雨の影響の大きい切土部分でも、排水と斜面保護に注意して対策が講じられるならば、開通後の破壊はないと考えてよい。何故なら、設計や施工が厳しい高速道路の場合、名神高速道路を例にとると、開通後、路面に影響を与えた切土部分の破壊はたった1例あったにすぎない。また工事期間は2～3年に及び、その間に一般に降雨の洗礼を受けるからである。以上の理由から、本研究における基本的姿勢として道路開通後、路面や周辺人家、田畑に影響を与える破壊はないと考えていく。したがって考察の対象とする時点は施工直後でよい。

4・7 結 論

設計において、設計信頼度を如何なる値にするかということは、土木計画におけるいくつかの代替案を評価し、ある評価基準にもとづいて代替案の選択を行なう場合と同じ関係にある。本章

では、この認識から始まり、設計の位置付けを明確にした。さらに、土木計画の形成過程という立場から設計を考えてみると、構造物の強度や外力、さらには信頼度の計算といった狭義の意味での設計は、実施計画という下位の計画段階に位置することを述べた。また、上記の意味での設計を評価するとき、計画の評価と同様、評価に三面性があること、すなわち、技術的側面からの評価、経済的側面からの評価、社会的側面からの評価である。そして、数量的に評価を行なうためには、各側面での評価のための尺度（指標）を明らかにすることが必要であるとともに、これらの尺度間のトレード・オフの分析が基本であることを指摘した。

構造物の信頼度は、上記の技術的側面での1つの尺度と考えられる。下位の実施計画に属する設計の評価においては、この技術的な尺度である信頼度と、経済的な尺度であるコストとの関連を明確にすることは重要であるし、費用便益理論による評価基準は一応許容されるものである。その意味で、信頼度の裏返しである破壊確率と費用とを結合させた、Freudenthal の期待費用の概念を紹介し、これを用いて土構造物の設計を評価する場合の二、三の問題点を指摘した。すなわち、構造物の施工中、施工直後、供用開始後などの時点に分けて、破壊確率をどの時点で考えればよいかということと、破壊後の損害賠償および再建法に対する考え方である。前者に関しては、平地上の盛土、自然斜面上の片盛土あるいは切土などを例に考察し、評価を行なう時点としては施工直後が妥当であることを立証した。

破壊後の損害賠償や補償に関しては、まず、人身に死傷があってはならないという立場から設計・施工を考えることを主張するとともに、経済的評価モデルにおいては、施工中、施工後の人身に対する死傷をなくするための防護措置としての費用を導入するよう提案した。また、土構造物の破壊後の再建に関しては、土の特殊性を考慮に入れ、当初建設と同じ方法での再建は困難であることを述べ、対策工法を用いた再建法をとらざるを得ないことを指摘している。

参 考 文 献

- 1) 長尾義三, 松尾稔, 黒田勝彦: 盛土の設計安全率決定に関する研究, 土木学会論文報告集, 第203号, pp. 13~27, 1972
- 2) 松尾 稔, 黒田勝彦: 分析モデル(4. 力学的側面からの接近 — 切盛土の信頼度と費用の関連 —), 第6回土木計画シンポジウム(前刷), pp. 51~57, 1972
- 3) 松尾 稔, 黒田勝彦: 切盛土の安定に関する信頼度分析, 土木学会論文報告集(投稿中)
- 4) 長尾義三著: 土木計画序論, 共立出版, pp. 42~47, 1972
- 5) 前掲4) p. 23
- 6) 前掲4) pp. 90~95
- 7) 吉川和広: 分析モデル(1. 社会的側面 — 生活環境の総合評価法を例にとって —), 第6回土木計画シンポジウム(前刷), p. 25, 1972

- 8) 長尾義三著：公共土木計画論， pp. 74～76
- 9) 松尾 稔：土構造物の安全性 （一研究者の反省） pp.Ⅱ-1～Ⅱ-12，昭和47年
度技術講座，土質工学講座，土木学会中部支部，1972
- 10) 前掲4) pp.206～219
- 11) 前掲8) pp.140～141
- 12) Freudenthal, A.M.: Safety and the Probability of Structural
Failure , Proc. ASCE, Vol.80, pp.468-1～468-46, 1954
- 13) 華山 謙；みんなで考えよう！用地問題 技術者のための用地補償入門，日科技連

第 5 章 結 論

本編では、土構造物建設のための調査、設計、施工に関する基礎的な理論についての研究成果をのべるとともに、各種の考察を加えた。各章の要点を結論的に述べると以下のとおりである。

第 2 章では、土質調査や土質試験結果のばらつきを分析し、確率変数として取扱った場合の確率モデルについて検討を加えた。すなわち、土質諸係数のばらつきの要因について検討を加え、確率変数として扱うことの妥当性を述べるとともに、諸係数に関する分布形を検討した。その結果、飽和した粘土の一軸圧縮強度 q_u 、砂質地盤の $\tan \phi$ 、不飽和土の c と $\tan \phi$ などの強度係数、およびこれらの土の含水比 w 、湿潤単位体積重量 γ_t などの物理係数は、工学的に同一と考えられる層内で正規分布することが明らかとなった。また、盛土の施工直後の単位体積重量 γ_b も正規分布することを示した。そして、 q_u や c に関する変動係数 V_c は $0.1 \sim 0.4$ 、 γ_t や γ_b に関する変動係数 V_{γ_t} や V_{γ_b} は $0.01 \sim 0.08$ 程度であり、ばらつきが普通程度の一様な沖積層では $V_c \cong 0.3$ 、普通の盛土材で通常の施工を行なった場合の盛土では $V_b \cong 0.04$ 程度であることがわかった。この章ではさらに、上記の諸係数間の相関性についてつぎの事実を明らかにした。すなわち、 ϕ または $\tan \phi$ は乾燥密度 γ_d に対し正の相関があること、 ϕ または $\tan \phi$ は w に対し負の相関があること、 ϕ または $\tan \phi$ は飽和度 S_r の範囲を限定すれば γ_t と正の相関があること、 c と $\tan \phi$ は弱い負の相関があるが、 S_r の範囲を限定すれば独立と考えてよいこと、 c は w に対し S_r の範囲を限定すれば相関性は弱くなること、 c と S_r は無相関であることなどである。

第 3 章では、土構造物に関して従来用いられてきた安全率の意味を分析し、安全率に対する著者の見解を述べるとともに、従来の安全率に代って新らしく設計係数 $\bar{F}_s^*$ と破壊確率 P_F を定義して、これらの関係を定式化して種々の考察を加えた。その結果、一層の粘土系に関しては、荷重と強度に関する変動係数を介して、 $\bar{F}_s^*$ と P_F は $1:1$ に対応することを明らかにした。また多層系の粘土地盤や砂質地盤あるいは不飽和土で構成される地盤に関しては、荷重と強度に関する変動係数のほかに斜面の幾何学的条件によって $\bar{F}_s^*$ と P_F の関係が変化することを示した。さらに、平地上の通常の盛土では $\bar{F}_s^* = 1.3$ とすると P_F は 18% 前後であることがわかった。

第 4 章では、第 3 章の結果に基づいて設計に用いる信頼度を決定するための経済的評価モデルについて考察した。そして、設計を評価する場合、評価の側面は技術的側面、経済的側面、社会的側面という三面を考える必要があり、各側面での評価のための尺度を明確にし、これらの尺度間のトレード・オフの分析が基本であることを示した。さらに経済的評価モデルによって設計信頼度を決定する場合、期待費用の概念を用いなければならないことを述べ、土構造物に関しては施工直後の状態を対象とするのが妥当であることを明らかにした。

以上が本編で得られた主要な成果であるが、今後に残された課題を列挙すると以下のとおりで

ある。

(1) 本編では地盤に対して急速載荷や急速除荷をした場合の短期破壊の問題を取扱っているが、支持力や長期安定問題、沈下などに関する問題の取扱い方をどうするか。

(2) 土構造物以外の構造物を考える場合、上部構造物と基礎地盤の両者の破壊をどう関連づけて取扱うか。

(3) 施工システムにおける評価項目とその評価尺度の詳細な分析と設計、調査システムにおける評価尺度との関連性の分析
などが主たる今後の研究課題である。

第 2 編

土質調査の方法論と土構造物設計への
適用に関する研究

第 2 編 目 次

第 1 章	緒 論	1
第 2 章	土質調査の手順と方法	2
2・1	概 説	2
2・2	土質調査システム	2
2・2・1	予備調査 (W_1)	3
2・2・2	先行調査計画と先行調査 ($W_2 \sim W_4$)	3
2・2・3	本調査計画 ($W_5 \sim W_{10}$)	5
2・2・4	本 調 査	9
2・3	本調査に際し与件として与える P_F について	9
2・4	結 論	10
	参考文献	10
第 3 章	土質調査のための地盤の分類とその取扱い	12
3・1	概 説	12
3・2	同一とみなして取扱い地層の判別法	13
3・2・1	粘土系地層における判別法	13
3・2・2	砂系地層における判別法	17
3・2・3	シルト系地層における判別法	20
3・3	強度が深さ方向に漸増する場合の取扱い	20
3・3・1	標準偏差が一定の場合	20
3・3・2	変動係数が一定の場合	23
3・3・3	数値計算による検討	26
3・4	結 論	28
	参考文献	29
第 4 章	土質調査規模の決定法	31
4・1	概 説	31
4・2	本調査規模決定のための準備	31
4・2・1	粘土系の場合	31

4・2・2	砂系の場合	33
4・3	本調査規模の決定法	34
4・3・1	深さ方向の調査規模	34
4・3・2	水平方向の調査規模	37
4・4	電子計算機による土質調査の模擬実験	40
4・5	本調査の結果が破壊確率に及ぼす影響	45
4・6	結 論	47
	参考文献	47
第 5 章	軟弱地盤上の盛土の信頼度分析	48
5・1	概 説	48
5・2	経済的評価モデルと調査、設計との関連	48
5・3	費用関数決定のための準備	51
5・4	地盤調査費と破壊確率	53
5・5	建設費と破壊確率	56
5・5・1	斜面こう配 m_b を変化させる場合	56
5・5・2	押え盛土をする場合	57
5・5・3	地盤改良を実施する場合	61
5・6	破壊損失費と破壊確率	63
5・7	設計信頼度決定のための経済的評価モデル	64
5・8	数値計算例による検討	65
5・9	実施例についての検討	71
5・10	結 論	74
	参考文献	75
第 6 章	自然地山における切盛土の信頼度分析	77
6・1	概 説	77
6・2	信頼度分析のための基本的仮定	77
6・2・1	一般的仮定	77
6・2・2	切土斜面の安定解析に用いた数値と仮定	79
6・2・3	片盛土の安定解析に用いた数値と仮定	79
6・3	切土斜面の信頼度分析	80
6・3・1	切土斜面のこう配と破壊確率	80

6・3・2	切土斜面のこう配と崩壊土量	85
6・3・3	切土斜面のこう配と斜面長および崩壊斜面長	87
6・3・4	切土斜面のこう配と買収地山面積	88
6・4	切土斜面の設計信頼度決定のための経済的評価モデル	90
6・4・1	切土斜面の初期建設費	91
6・4・2	切土斜面の破壊損失費	92
6・4・3	切土斜面に関する経済的評価モデル	92
6・5	片盛土の信頼度分析	93
6・5・1	片盛土の斜面こう配と破壊確率	93
6・5・2	片盛土の斜面こう配と斜面長	96
6・5・3	片盛土の斜面こう配と買収地山面積	97
6・6	片盛土の設計信頼度決定のための経済的評価モデル	98
6・6・1	片盛土の初期建設費	99
6・6・2	片盛土の破壊損失費	99
6・6・3	片盛土に関する経済的評価モデル	100
6・7	数値計算による検討	101
6・7・1	切土斜面を単独に評価する場合	102
6・7・2	片盛土を単独に評価する場合	104
6・7・3	切盛土を同時に評価する場合	107
6・8	結 論	109
	参考文献	109
第 7 章	結 論	110

第1章 緒 論

構造物の建設、とくに土木構造物の建設においては、土質調査と設計、施工はきわめて緊密な関係があることをわれわれは幾多の工事から学びとっている。それゆえに土質調査に関しては、試料採取のためのサンプラーの改良、試料の運搬法の改善、あるいは土質試験機や試験方法の改良への努力がなされている。また設計、施工に関しても、最近の著るしい土質力学の発展に支えられ、力学的に厳密に、かつまた合理的に行なおうとする努力がなされている。しかしながら、残念なことにこれらの努力は各分野で別々に斉合性を保つことなく行なわれている。各分野での分析の努力そのものは基本的に重要なことであるが、特に工学の分野では社会への有用性が重視されるがゆえに斉合性のある研究が望まれる。システム工学は、まさにこのような要求から生れた学問であるが、著者は序論においても述べたように、土木構造物建設に際しての調査、設計、施工もこのような観点からの研究が重要であると考え、そこで、本編においては第1編における基礎的な研究成果を基に、土構造物の建設を例にとり調査、設計、施工の関連を分析し、合理的な土質調査の方法論を提案するとともに、平野部の盛土建設や自然地山での切盛土の建設に応用した。そして数値計算や実施例を解析し、その方法論の妥当性を実証した。以下、本編での研究内容を要約するとつぎのようである。

第2章においては、土構造物や基礎地盤の急速せん断破壊を対象にした土質調査の手順を分析し、各手順で得られる情報の内容とその流れを明確にした上で、土質調査手順の標準化を行なっている。

第3章においては、土質調査のための地盤の分類を行ない、その取扱い方に言及するとともに、工学的な意味で同一強度を有するとして取扱いための地層分割法を提案している。

第4章においては、2章と3章の成果を基に合理的な土質調査規模の決定法を提案するとともに、その方法論に基づいて電子計算機による土質調査の模擬実験を行ない、方法論の実用性について検討を加えている。また、この章では、上記の方法論によって得られた調査結果と構造物の破壊確率との関係についても言及している。

第5章、第6章は第1編および第2編第4章までに得られた成果を実際の設計に応用する方法を述べたものである。すなわち、第5章においては、軟弱地盤上の盛土建設を例にとり、調査や施工時の不確実性を考慮に入れて、設計信頼度を合理的に決定する方法論を示し、あわせて幾多の実施例を解析して方法論の妥当性を検証している。第6章においては、自然地山での切盛土建設を例にとり、その信頼度分析の方法を示すとともに、切盛土の合理的な設計信頼度の決定法について述べている。

第7章においては、本編で得られた成果を結論的に要約している。

第2章 土質調査の手順と方法¹⁾

2・1 概 説

土木構造物の建設に際しては、一般に種々の土質調査が行なわれる。調査に際して重要なことは、調査方法とその規模の決定である。そしてこの決定は、地盤の状態はもとより、計画されている構造物の種類、大きさおよび重要性に基づいてなされなければならない。このことに関してはテルツァギーとペック (Terzaghi & Peck)²⁾ が重要な示唆を与えている。すなわち、「少くとも設計者がその構造物に関係のある土の物理的、力学的性質についてかなり正確な概念をもっていなければ、賢明で満足すべき方法で設計を行なうことはできないし、また、この本質的な情報を得るために要求される現場と実験室の研究が土質調査を構成するからである。ところで、数十年前までは土質試験の合理的な方法がなお発達していなかったために、土質調査はまったく無力なものであった。しかし現在では反対に、土質試験をやり過ぎたり、試験を実施する技術が精密過ぎたりして、その結果の実用的な価値に不釣り合になっていることがしばしばある。このような両極端を除くためには、地盤の状態はもとより、計画されている構造物の種類、大きさおよび重要性に基づいて調査計画が立てられていなければならない。」ここでも述べられているように、土質調査に関しては留意すべき事項が大別して2つある。すなわち、

- (1) 構造物の種類、大きさ、重要性といった事項を如何に数量化すればよいか？
- (2) 地盤の状態に見合った調査方法を決定するにはどうすればよいか？

という点である。この2点が解決されなかったがゆえに、現在までのところ調査方法と規模を決定するための合理的な方法論の確立が困難であったと考えられる。その結果、従来調査の規模は構造物の建設計画に伴う一定の予算内で、技術者の経験的判断によって、決定されてきた。しかしながら、このような調査方法は重大な欠陥をもっている。この欠陥とは、その調査結果に基づいてなされた設計、施工が、どの程度の信頼性を有するかを定量的に説明できない点である。著者は、このような問題点を解決するためには、まず、土質調査と設計、施工との関連を組織的に整理する必要があると考え、本章においては、土質調査と設計、施工システムの分析を行ない、調査の手順を標準化するとともに、各手順における目的と方法について検討を加える。

2・2 土質調査システム

土質調査の手順に関しては、いくつかの場合について、従来の経験を基礎に各種の報告がなされている。^{3),4),5)} これらの報告が実務に寄与するところ大であったが、しかしいずれの報告も、手順を流れ図の形に示したものや、各手順の内容の説明にとどまっており、各手順の目的とその手順によって得られる情報との相互関係が明確でない。

また、各省庁においても、道路、港湾、鉄道などに関する優れた土質調査指針^{3), 4), 6), 7), 8)}が作られている。

しかし、これらの土質調査指針においては、調査や試験結果のばらつきが定量的な形で考慮に入れられているとはいいがたい。すなわち、地盤の状態に見合った調査方法と規模を決定しているものとはいいがたい。

上述のように、従来の土質調査に関する報告書や指針は、前節で述べた2つの問題点が解決されていなかったがゆえに、設計、施工との関連において、定量的な結びつきができていなかった。本節では、第1編において得られた成果をもとに、土質調査のシステムを合理的な形で整理し、調査の目的と手順を明確化し、情報の流れとの関連において、新たな土質調査のフローチャートを提案する。

図-2・2・1は著者が提案する土質調査のフローチャートである。以下、このフローチャートに従って順次説明していく。図において、左側のブロックは調査の各手順における作業（ i 番目の作業を W_i で表示）を表わしており、これらの流れは実線で示した。また、右側のブロックは各手順ごとに行なわれる作業（ W_i ）によって得られる情報の内容を表わし（ I_i で表示）、情報の流れは破線で示されている。なお、ここに示した土質調査の手順は、実施計画の際に行なわれる土質調査を対象としている。基本計画、整備計画等の上位計画の段階で行なわれる土質調査は、これとかなり異なるので、ここでは考えていない。ただし、それらの時点で得られた情報はすべて、 I_1 または I_6 への情報として組み入れられるものと考えられる。また、ここでは沈下に関する問題を除外しているので、沈下問題を同時に考慮した総合的な土質調査のフローは、ここに示したものに、若干の修正を加える必要が生じるものと考えられるが、基本的には大きい変化はないと考えられる。

2・2・1 予備調査 (W_1)

予備調査の目的は、調査対象区域に関して全体的な地形などの現地の状況を確認し、先行調査地点選定のための基礎資料を得ることである。そして、その方法は、踏査および既往の調査、設計に関する資料の収集を行なうことである。この定義は、たとえば、文献9)による場合と同じである。

質的、量的には差異があるとはいえ、予備調査によって、対象区域の地形、地質、 N 値、地下水位、軟弱地盤地点の有無などに関する情報（ I_1 ）が多少得られる。

2・2・2 先行調査計画と先行調査 ($W_2 \sim W_4$)

最初から大がかりな本調査を行なうことは一般に多くの無駄を生じるので、先行的に大ざっぱな調査を実施する。先行調査の目的は、調査対象区域全体についての地層構成を明らかにし、後述する先行設計のための基礎的な情報を得ることである。先行調査にあたっては、予備調査の結果得られた情報（ I_1 ）をもとに実施計画を立てる必要がある。その手順は以下のとおりである。

予備調査によって得られた情報を分析し、対象区域全体の土層断面図が描けるかどうか検討し、

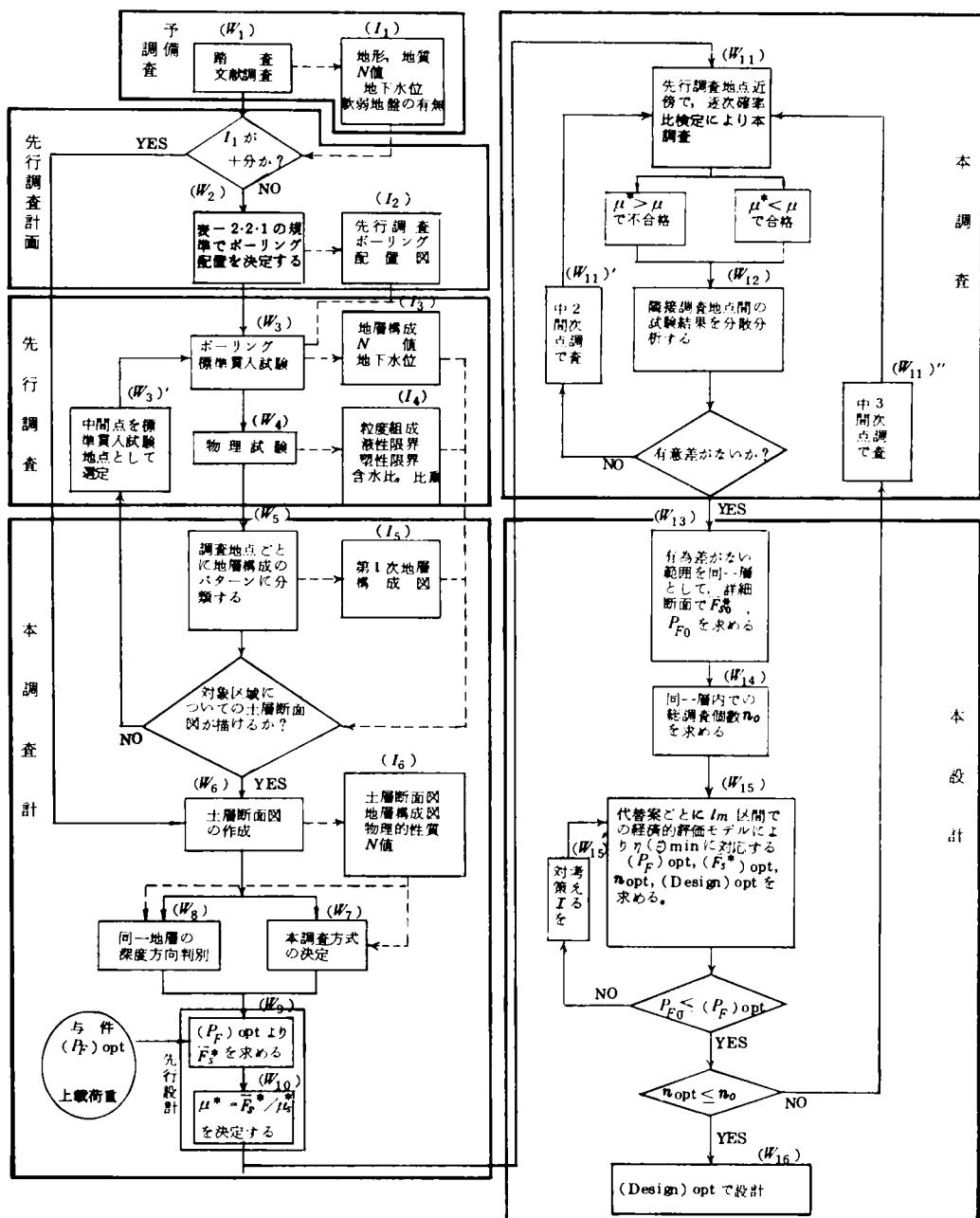


図-2.2.1 土質調査と設計の関係

十分に情報量があると判断された場合は、先行調査を省略して W_6 に移ってもよい。一方、情報（ I_1 ）を検討した結果、対象区域全体の土層断面図が描けない場合には、表-2・2・1に示した基準によって先行調査地点の選定を行なう。例えば、道路の盛土などの場合では、この表より、平野部では調査区間長 L （ m ）に対して $(L/200)+1$ 本、山間部では $(L/100)+1$ 本程度が妥当であると云える。表-2・2・1は、国鉄⁷⁾東海道新幹線³⁾農林省干拓土質調査⁴⁾、高速道路¹⁰⁾港湾⁸⁾の場合を参考にまとめたものである。また先行調査の基準点としては後に述

表-2・2・1 先行調査規準一覧表

港 湾	広範囲の地域について	300 ~ 500 m に1本
	小範囲の地域について	50 ~ 100 m に1本
	地層状態が複雑な場合	50 m 以下の間隔
国 鉄	広い冲積平野部	500 ~ 1000 m に1本
	狭い冲積平野部	200 ~ 500 m に1本
	谷 間 部	100 ~ 200 m に1本
農 林 省	湖 面 全 域	2000 m 方眼配置
	重 要 部 分	100 m 方眼配置
新 幹 線	冲積平野部	200 ~ 500 m に1本
	狭い谷間部	100 ~ 200 m に1本
高速道路	路線中心線沿いに 橋梁等重要構造物地点 軟弱地盤地帯	1000 m に1本 施 工 ケ 所 重 点 的

べる理由により、妥当な P_F 値が左右で異なる地点を選ばなければならない。

先行調査の方法は標準貫入試験を伴うボーリング調査であり、ボーリング深度は支持層を確認するまでを原則とする。支持層の定義は、構造物の形式などによって決定されてくるが、例えば、盛土などでは、支持層として $N > 30$ で、かつその層厚 $> 5 m$ を満たす層

として十分である。支持層を確認する理由は、一応それよりも浅い層のみを土質工学的に考慮すればよい、と考えられるからである。さて、標準貫入試験を伴うボーリング調査により、対象区域の地層構成、地下水位、 N 値などがわかる（ I_3 ）。つぎに、ボーリングに際して得られた試料により、物理試験も実施する（ W_4 ）。この結果、各地層の粒度組成、液性限界、塑性限界比重、含水比などが明らかになる（ I_4 ）。以上が先行調査の段階である。

2・2・3 本調査計画（ $W_5 \sim W_{10}$ ）

先行調査によって得られた I_3 、 I_4 の情報をもとに、つぎは本調査の実施計画を立てる。そのために、まず、先行調査地点ごとに、地層構成のパターンに分類する（ W_5 ）。地層構成のパターンとは、一般につぎの5つに分類されるパターンを意味する。すなわち、

- 〔Ⅰ型〕：地表から支持層までが粘性土の場合、
- 〔Ⅱ型〕：地表から支持層までが砂質土の場合

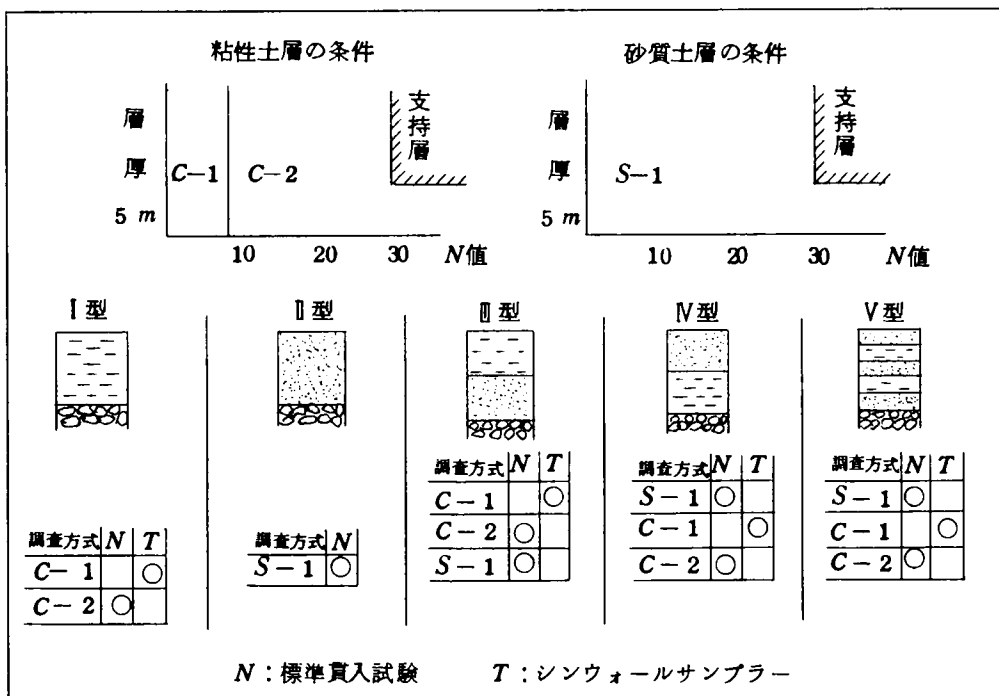
〔Ⅲ型〕：地表からある深度までが粘性土で、それ以下支持層までが砂質土の場合

〔Ⅳ型〕：地層構成がⅢ型と逆の場合

〔Ⅴ型〕：支持層までが砂質土と粘性土による3層以上の5層になっている場合

である。このように、地層構成をパターンに分類する理由は、地層の条件ごとに妥当な本調査の方式を選定しなければならないからである。図-2・2・2は上記の地層構成の型と地層の条件に対応する本調査の方式を示したものである。さて、上述のパターン分類に基づいて対象区域全体の土層断面図が描けるかどうかを検討し、描ける場合はつぎの作業(W6)に移るわけであるが、最初の先行調査結果(I3)、(I4)だけでは情報が不十分な場合があり得る。このような場合は、最初の先行調査地点の中間点において再び標準貫入試験を伴うボーリングを実施する(W3')。この繰返し作業は、対象区域全体の土層断面図が描けるまで行なう。さて、各地点での地層構成が明らかとなり、さらに対象区域全体の土層断面図が描けると(I6)、N値と層厚によって、図-2・2・2のように、地層の条件ごとに調査方式を決定する(W7)。例えば、その区域の地層構成が〔Ⅰ型〕に属し、かつ地層の条件が図-2・2・2の(C-1)である場合には、シ

図-2・2・2 地層構成と地層条件による本調査方式



シウオール・サンプリングを実施する。この調査方式をT-方式と呼ぶことにする。(同様に、標準貫入試験を実施する場合をN-方式、両者を併用する場合をN・T-方式と呼ぶことにする)。なお、実際にはコーン貫入試験やフオイル・サンプラーが実施されることがあるが、これらは標準貫入試験やシウオール・サンプリングの結果を補足する意味で用いられることが多いので図-2・2・2では特に掲げていない。

以上の手続きで本調査の方式が決定できるわけであるが、つぎに、本調査の規模決定のための準備が必要である。前節で述べたように、本調査の規模は、構造物の重要度に応じて決定されなければならない。そのための1つの方法として、第1編3・5で述べた構造物の破壊確率を利用することが考えられる。この破壊確率はすでに示したように、構造物の形式や地層の条件によって左右されると同時に、第1編4・4で述べた経済的評価モデルにより、ある程度、構造物の重要度に応じた妥当な値を考えることができる。したがって、現在のところ、この破壊確率の概念は本調査の規模を決定するための重要な尺度となり得るであろうことが予想される。この破壊確率の概念を本調査規模決定のために導入する手順がつぎに述べる先行設計である。

先行設計というのは、いわば概略設計ともいうべきもので、その目的はつぎの2つである。すなわち、

(1) 本調査規模決定に関する情報の提供

(2) 地盤改良をすとか、橋梁形式にするというような大幅な設計変更をすることなく、所定の盛土を載荷することができるかどうかの判定基準の提供

の2点である。これらの目的で先行設計を行なうためには、前述した経済的評価モデルなどにより、与件として、はば妥当な構造物の破壊確率 P_F が与えられなければならない。この点に関しては次節で述べる。先行設計の具体的な内容は、説明を簡単にするため、盛土を例にとると以下の(1)、(2)である。

(1) 予定される盛土の概略断面に対し、力学的な見地から、設計係数 $\bar{F}_s^*$ と破壊確率 P_F の関係を求める。この場合、先行調査の結果に基づき予想される範囲内で地盤の強度に関する変動係数 V_c をいくつか与えておく。また、盛土の単位体積重量に関する変動係数 V_{γ_b} を、経験や種々の資料により与えておかなければならない。 $\bar{F}_s^* \sim P_F$ の関係については、第1編3・5において述べた方法で求めることができる。

(2) つぎに、後述する“妥当と考えられる P_F ”の値を上述の $\bar{F}_s^* \sim P_F$ 関係に用いると、妥当と考えられる $\bar{F}_s^*$ が決まり、これに対応する地盤の平均強度 μ_c の期望値 μ_c^* (P_F を妥当と考えられる値以下にするために必要な地盤の強度)を求める。

上記のように妥当な P_F 値を考えた場合、同じ地層構成で、同一の地層条件を有する地区であっても、場所によって要求される妥当な P_F 値が異なれば $\bar{F}_s^*$ も異なり、その結果、地盤に期待すべき μ_c^* の値も異なってくる。したがって、調査、設計、施工においては、同一の地層条件であっても、要求される妥当な P_F 値が同じ区間を1つの単位区間と考えなければならない。そのた

めに、先行調査においては、妥当な P_F 値が異なる境界附近をボーリング地点として選定しておかなければならない。

以上の先行調査の方法をわかりやすくするため、図-2・2・3を用いてまとめると以下のとおりである。いま、調査対象地域について、要求される妥当な P_F 値が左右で異なる境界(k)点を先行調査の基準点とする。そして、平野部の道路の盛土の場合を例にとると、表-2・2・1を参考にして200m間かくでボーリングを実施する。その結果、($k-1$)点から($k+2$)点までが[I]型で、($k+3$)~($k+5$)点までが[II]型の地層構成であったとする。この場合、[I]型と[II]型の境界が明らかでないから全体の土層断面図が描けない。そこで($k+2$)点と($k+3$)点の中間の($k+2.5$)点で先行調査を追加し、この地点の地層構成を明らかにする。このような手順を繰返して全体の土層断面図を作成する。

つぎに、図-2・2・2に示した地層の条件に従って、いずれも粘土層は($c-1$)、砂層は($s-1$)の条件に当てはまることがわかったとする。そうすれば、($k-1$)点から($k+2.5$)点まではT-方式、($k+2.5$)点から($k+5$)点まではN・T-方式で本調査を行なうことが決定される。そして、粘土層、砂層について、次章で述べる方法によって“同一層”の判定を行なった結果、($c-1$)の粘土層は図のように平均強度が異なる2層に分割されることが明らかにされる。ところで、この例の場合、盛土周辺の環境条件の差などから、($k-1$)~(k)点に関しては P_{F1} 、(k)点~($k+5$)点までが P_{F2} なる破壊確率が要求されている。これに基づいて先行設計を行なった結果、上記の各層に要求される平均強度 μ^* が算出される。以上が(W_1)~(W_{10})の過程である。本調査は、以上の準備の下に実施されるが、その方法論に関しては、第4章において詳述する。

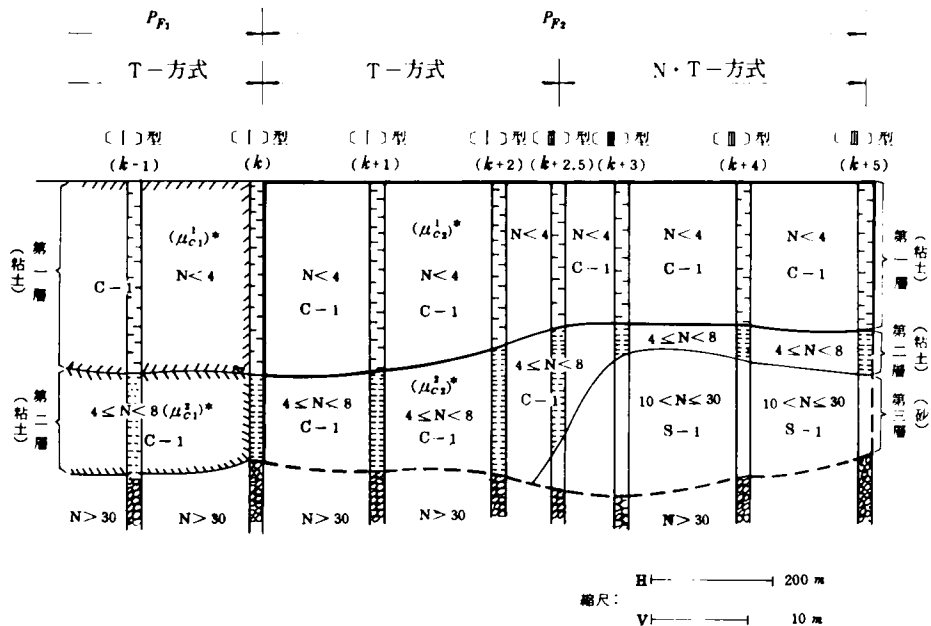


図2・2・3 先行調査の概念図(平野部の道路盛土の場合)

2・2・4 本 調 査

本調査は、直接設計入力データとしての土の強度や各係数を得るための調査である。したがって、設計の信頼性の大部分は、この段階における調査の精度にかかっているといえる。すなわち、第1編2・3で示したように、本調査の結果は一般にばらつくが、直観的にもわかるように、調査の規模を大きくするほど、このばらつきの性質を正確に把握することができ、より信頼度の高い設計を行なうことができる。しかし、その反面、調査に要する費用と時間が大となる。したがって、これらの犠牲と信頼度上昇による効果とのかね合いで適正な調査規模を求めなければならない。

図-2・2・1の本調査と設計とのフローに関しては、第4章において述べる理論の説明によって、より明解になると考えられるので、この部分に関しては、第4章において合せて詳述するが、先行設計で求めた μ_c^* と実際の地盤強度 μ_c との比較を行ないながら逐次サンプリングを実施していくのである。

2・3 本調査に際し与件として与える P_F 値について

前節2・2・3の説明からもわかるように、著者が規定する先行設計では、本設計と同等の厳密さを必要とする理由はない。なぜなら、先行設計の段階では本設計における詳細な盛土断面を厳密に予測することは不可能であり、またその必要もないからである。本設計の段階において、多少の地盤改良が必要になったり、手直し程度の断面変更や小規模な押え盛土が必要になることは十分ありうる。したがって、先行設計で想定する盛土断面は、予定の規模を有しているけれども、計算のしやすい概略断面にならざるをえず、またそれで十分である。いいかえると、全体の建設費や破壊による期待損失はきわめて大きいので、 P_F のわずかの差で大きな経済的損失を招くから、本設計では厳密な断面に対し、厳密に $(P_F)_{opt}$ が計算されなければならない。これに対し、調査費用は上記の費用に比べるとかなり小さい。したがって、 P_F のわずかな変化が調査費用に及ぼす影響は小さいから、大体妥当な P_F さえ与えられればよいわけである。

以上のことから、つぎのようにするのが实际的であり、妥当であると考えている。すなわち、盛土を例にとるならば、盛土をその規模や重要度に応じていくつかのクラス分けし（たとえば名神や東名高速道路における大盛土とか、2級国道程度の小盛土とか）、従来の多くの実際例に対して経済的評価モデルにより $(P_F)_{opt}$ を算出してみる。そうすれば、自ずから、各クラスの盛土に対する妥当な P_F の概略値はきまってくる（たとえば、クラスAの場合は $P_F = 1.0 \sim 5.0\%$ 、クラスBでは $5.0 \sim 15.0\%$ 、……のように）。本調査規模決定の段階では、経済的評価モデルによる厳密な P_F の算出は必要でなく、このようにして分ける各クラスに応じて、大体の P_F を与件として与えることで十分である。

2・4 結 論

本章では、土質調査のシステムを設計、施工との関連において組織的に整理し、調査の各段階ごとの目的と方法を明確化し、構造物基礎または斜面の急速せん断破壊を対象とした新たな土質調査の手順を提案した。すなわち、土質調査システムは、大きく分けて、予備調査、先行調査計画、先行調査、本調査計画、本調査とに分類するのが妥当であり、これらの相互関連 および上記の各段階での情報の流れを明確

化した。また、上記の土質調査のシステムと設計との関連は、図-2・2・3に整理されるように、先行設計という段階を経て密接な関係にあることを明らかにした。

また、本章2・1で述べた調査に関する重要な課題である(1)構造物の重要度に見合った、(2)地盤の状態に対応した調査の方法と規模の決定が、経済的評価モデルによる妥当な $(P_F)_{opt}$ を導入することによって可能であることを明らかにした。

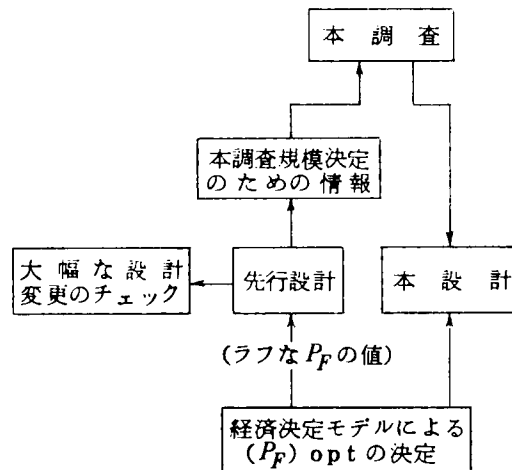


図-2・2・4 調査と設計との関係

しかしながら、本章で明らかにした土質調査のシステムは構造物の沈下や長期安定の問題を除いており、今後、この点に関する同様の考察が必要であり、土質調査システムをより一般化することが重要である。この点に関しては、今後の研究課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第196号, pp. 75~86, 1971.
- 2) Terzaghi, K. & Peck, R.B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd Edition, Jhon Willy & Sons. Inc., pp. 255~258, 1948.
- 3) 池田俊雄, 高木秀夫: 軟弱地盤盛土の調査, 設計, 計算法, 技報堂, p. 3, 昭和42年5月
- 4) 土質工学会編: 軟弱地盤の調査, 設計, 施工法, p. 41, 昭和43年6月
- 5) 土質工学会編: 実例による土質調査計画, 昭和46年3月
- 6) 土質工学会編: 土質調査法, pp. 2~13, 昭和43年6月

- 7) 国鉄部内委員会：土構造物の標準示方書の作成に関する研究報告書，J, R, E, A.,
p.12, 1961.
- 8) 日本港湾協会：港湾構造物設計基準，pp.2-6-11 ～ 2-6-14,
pp. 2-8-1 ～ 2-8-2.
- 9) 前掲4), pp. 33 ～ 46
- 10) 土質工学会編：軟弱地盤における工事実施例，p.3, 昭和41年3月

第3章 土質調査のための地盤の分類とその取扱い^{1),2),3)}

3.1 概 説

第2章で述べた土質調査のフローチャートにおいては、まず、先行調査によって調査対象区域の地層構成を知り、この地層構成をすでに述べた5つの代表的な型に分類する。そして同じ地層構成を有する区画を一つの調査区域とし、それぞれの型に応じて調査方式（標準貫入試験だけを行なうNー方式とか、標準貫入試験とシンウォールサンプリングを併用するN・Tー方式など）を決定する。地層構成のパターンは、調査方式を選定する目的のための分類であるから、粘性土、砂質土という大ざっぱな取扱いでよい。しかし、先行設計や本調査規模の決定の段階では、もう少し詳しく強度を問題にしなければならないので、地層構成の型が決っただけでは不十分である。すなわち、先行設計においては第1編3・5で明らかなように、たとえ概略断面についてであっても、地盤に関して「工学的にみて同一の強度を有する層とみなして取扱えるかどうか」という判別がきわめて重要な問題となってくる。したがって、土質の分類においても、少なくともシルト質土を考慮に入れないと実務的でない。そこで、土質工学会の土の判別分類法委員会の提案による三角座標分類⁴⁾（図-2・3・1）において、図のAの領域の土を「粘土系」、Bの領域の土を「シルト系」、Cの領域の土を「砂系」と呼んで区別し、この大分類によって“同一性”の判別を行なうことにする。ただし、上述の分類は、第2章2・2で述べたように、地盤の急速なせん断破壊のみを対象とした分類で、次節以下に述べる内容も、圧密とか長期安定問題を対象としたものではない。

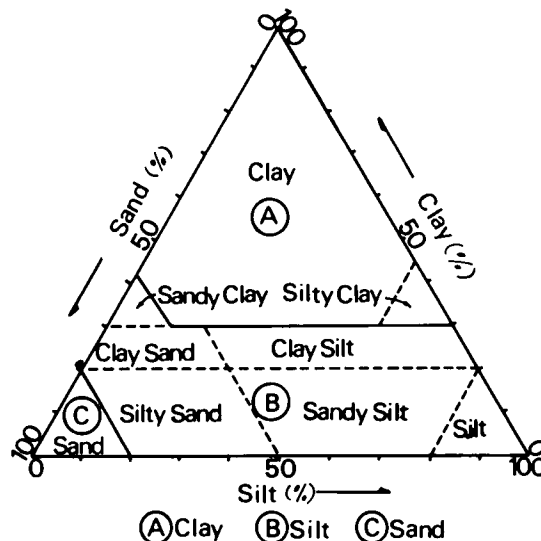


図-2・3・1 三角座標分類

本章では、上述のように、地盤の急速せん断破壊を対象とした場合の地盤の取扱い方について詳述するものである。3・2節では、上記の「粘土系」、「シルト系」、「砂系」の各場合に対し、強度が同一として取扱える地層の判別法を提案する。3・3節では強度が深さ方向に漸増する場合として粘土系の場合を例にとり、分散が一定の場合と変動係数が一定の場合の両者に対し地層を分割して取扱う方法との差異などについて検討し、3・4節では、本章での研究結果を結論的にまとめている。

3・2 同一とみなして取扱う地層の判別法

前章の図-2・2・1で明らかなように、本調査に入る前に得られている地盤に関する情報は先行調査によるN値と粒度組成、含水比などの物理試験の結果だけである。したがって、先行設計の段階では、これらの情報のみから工学的に同一として取扱える地層の判別を行わなければならない。本節では、以下、粘土系、砂系、シルト系のそれぞれについて、上記の判別法を検討していくことにする。

3・2・1 粘土系地層における判別法

前章2・2・3で述べたように、調査方式の選択に際しては、粘土なら粘土であるということだけがわかっていればよい。しかし、力学的に P_f などを問題にしなければならない先行設計や本調査の段階では、たとえ深度方向にほぼ同じ粒度組成を有している粘土層であっても、力学的性質が異なれば、別の層と判別しておかなければならない。

さて、本研究では、冒頭で述べたように、急速せん断破壊の場合のみを取上げている。飽和した粘土の破壊においては、非排水強度 $c_u (= q_u / 2)$ あるいは $\tan \phi_u (= \Delta c_u / \Delta p)$ が問題となる。いま載荷直後の安定問題を論じる場合には、特に一軸圧縮強度 q_u が重要である。工学的には同一とみなして取扱わざるをえない粘土層の q_u の分布が正規分布にしたがうことは、多くの例をあげて第1編2・3・2ですでに示した。ところで、土質調査の一例である図-2・3・2および図-2・3・3をみてみよう。これらは文献5)に収められている調査結果をもとに、図に示すように整理しなおしたものである。図-2・3・3のN値はもちろんのこと、 q_u においてもそのばらつきをみればわかるように、この粘土層を、ある深度において明確に異なる2層以上に区分することは不可能である。著者の手元にある他の多数の資料についても大同小異である。ただここで注意すべきことは、多数の資料をもとに $N \sim q_u$ 関係をプロットしてみると、 N 値の上昇につれて q_u のレベルが全般的に少しずつ上昇する事実だけは一般に認められるということである。手元にある資料の抜粋^{6),7),8)}と従来の研究成果⁹⁾を図示したのが図-2・3・4である。この図から、図の太線内の各領域では“同一の地層”と判定せざるをえないと考えられる(それぞれの領域内で q_u が正規分布することはもちろんのことである)。

ところで上述したように、実際の先行設計の段階では、 q_u は得られていない。そこで図-2・3・4を参考にして、“同一性”の判定基準として、 $N \leq 4$ 、 $4 < N \leq 8$ 、 $8 < N \leq 15$ およ

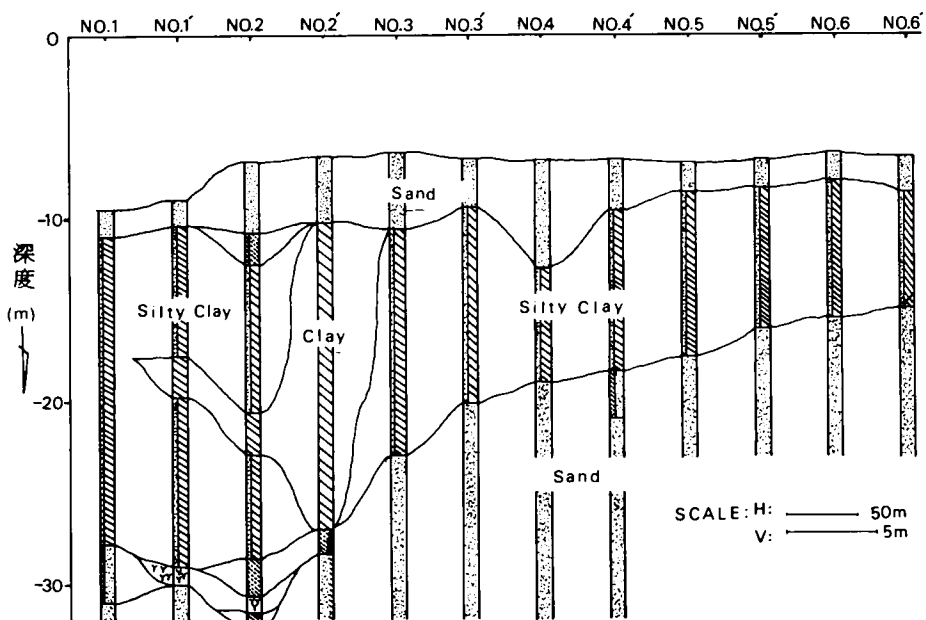


図-2.3.2 ボーリング柱状図 (木更津港)

が $15 < N$ によって分類しようと考えことは妥当であろう。すなわち、まずはじめに粒度組成によって粘土系であることを判定し、ついで上記の N 値によって区分して、それぞれの範囲内にある領域の地層は“同一とみなせる”とするのである。この場合、参考として含水比のばらつきの幅が大体40%以内であるかどうかをチェックしておくのがよい。

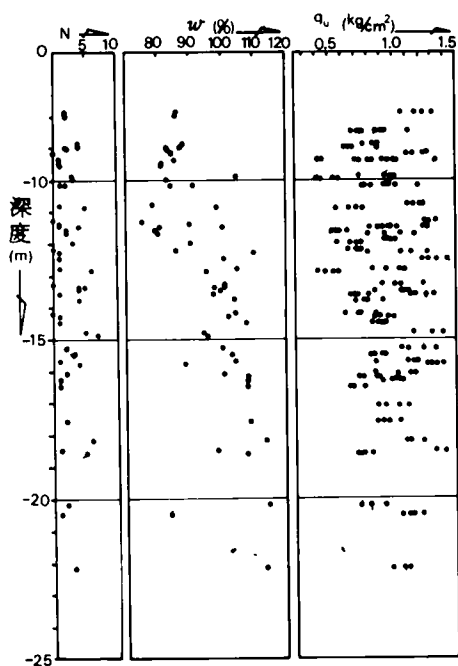


図-2.3.3 N, w, q_u の深度方向分布 (木更津港)

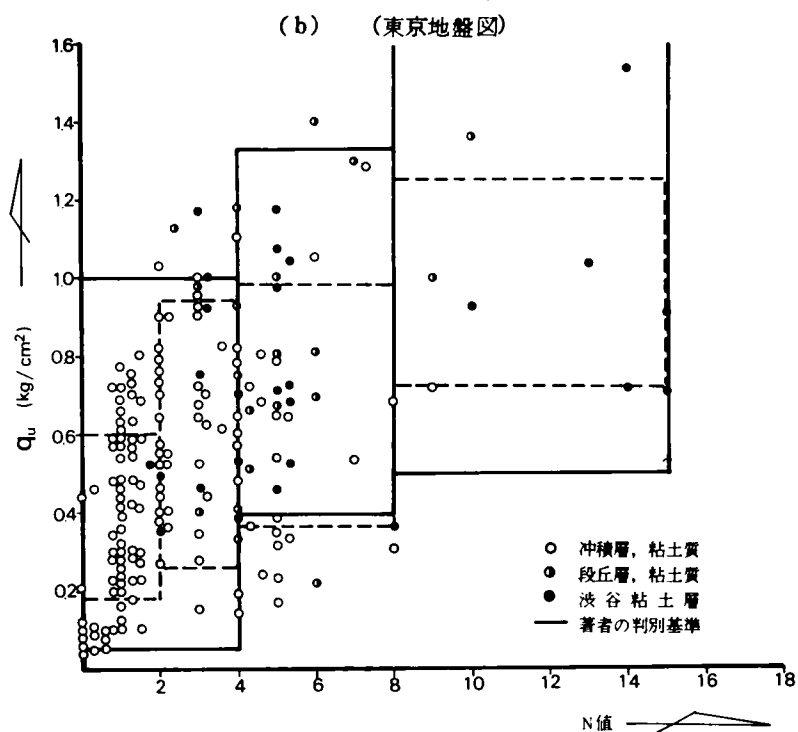
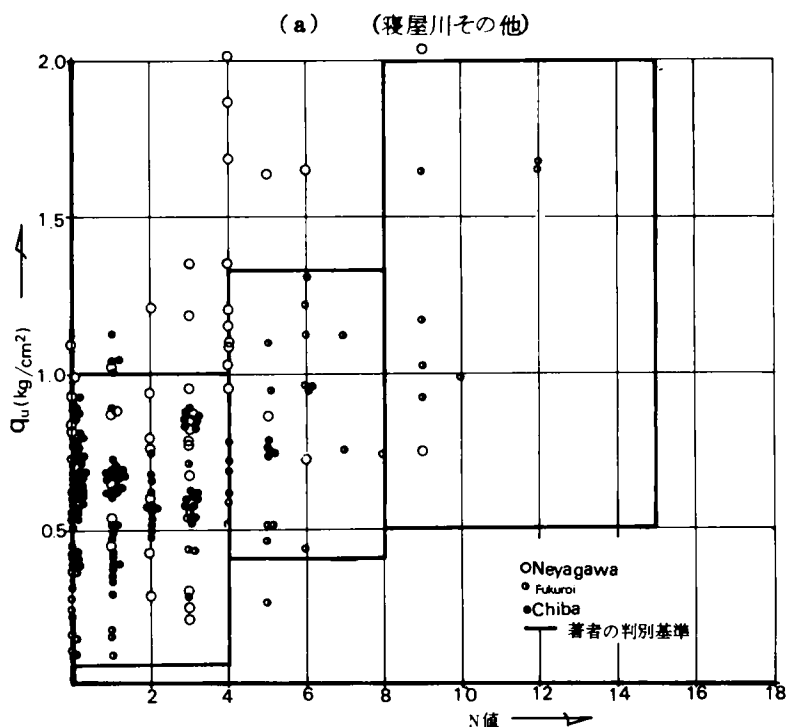


図-2.3.4 $N \sim q_u$ 関係

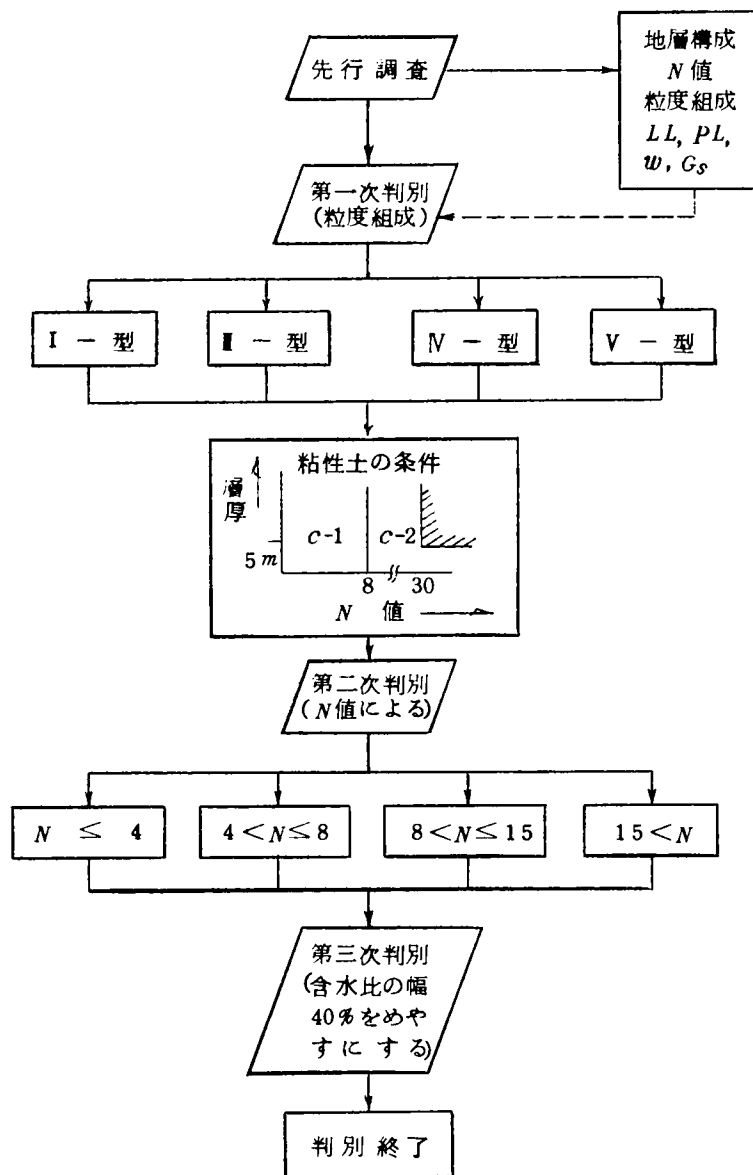


図-2・3・5 粘土系同一地層の判別チャート

含水比の40%幅というのは、多数の資料により、正規分布する一群の q_u に対して一般に認められる幅であることを確かめた結果である。^{10),11),12)}

上述した判別の手順を図示すると、図-2・3・5のようである。同一とみなせる層の判別ができると、前章2・2・3で述べた先行設計を行ない、本調査を実施していくことになる。なお、粘土地盤の強度の判定に関する N 値の精度が低いことは一般に知られている事実である。しかし、先行調査において詳細な力学試験をともなう土質調査を実施することは实际的でない上、先行設計の段階において必要なのは、厳密な強度そのものではなくて大まかな変動係数であり、また本調査規模決定に際し必要な“工学的な意味における同一層の層厚の判定”である。この意味で、現状においては、先行設計の段階での情報としては、 N 値のみを要求するのが实际的であり、また使用に耐える最低限のものと考えられる。さらに“工学的な意味で同一と考えられる層の厚さを判定”する目的においては、 N 値を上記の区分以上に細かく分割することは意味がなく、上記の範囲で q_u が正規分布することを考え合せてこのような分割は妥当であると考えられる。 N 値の範囲を図-2・3・4のように区分して用いる理由は以上のとおりである。

3・2・2 砂系地層における判別法

前節の場合と同様、先行調査の結果得られた粒度組成により砂系であることがわかると、つぎに N 値によって同一とみなせる層の区分を行なう。従来の研究結果⁹⁾によると、 $N \leq 10$ 、 $10 < N \leq 30$ 、 $30 < N$ の各範囲内のもは同一であるという基準を採用するのが实际的であると考えられる。図-2・3・6は手元にある資料および文献⁹⁾にある $N \sim \phi$ 関係を著者が $N \sim \tan \phi$ 関係に整理したものである。 ϕ ではなく $\tan \phi$ で整理した理由は、実際の設計計算においては、 ϕ よりも $\tan \phi$ のばらつきが直接問題となるからである。上記の各基準内の $\tan \phi$ が、それぞれ正規分布することは第1編2・3・3においてすでに明らかにした。

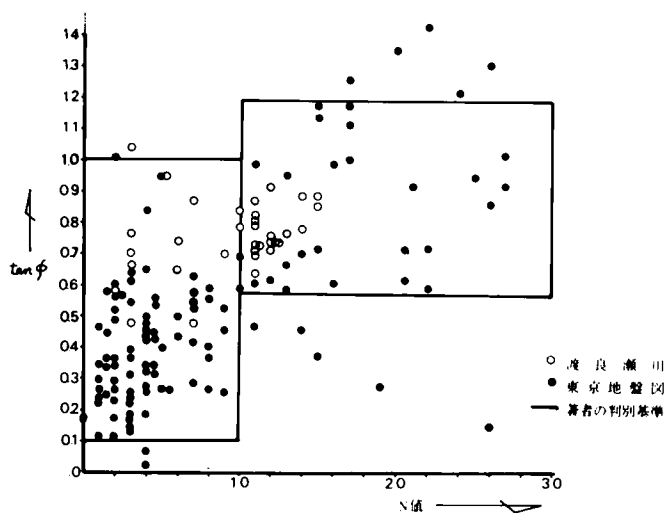


図-2・3・6 砂系地層の $N \sim \tan \phi$ 関係

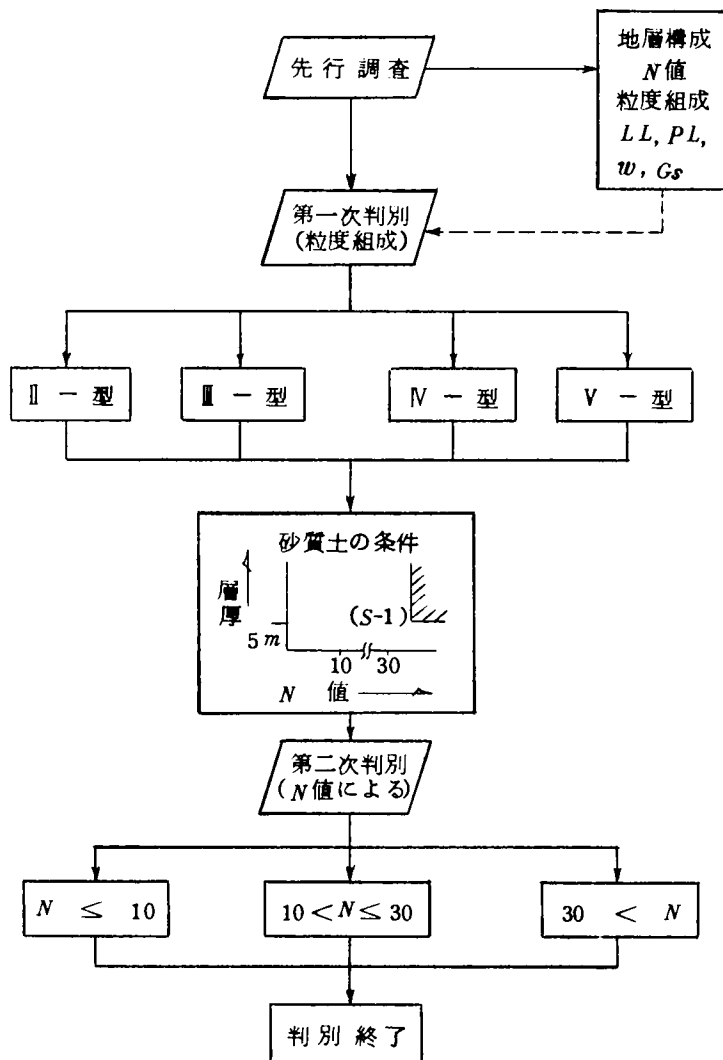


図-2・3・7 砂系同一地層の判別チャート

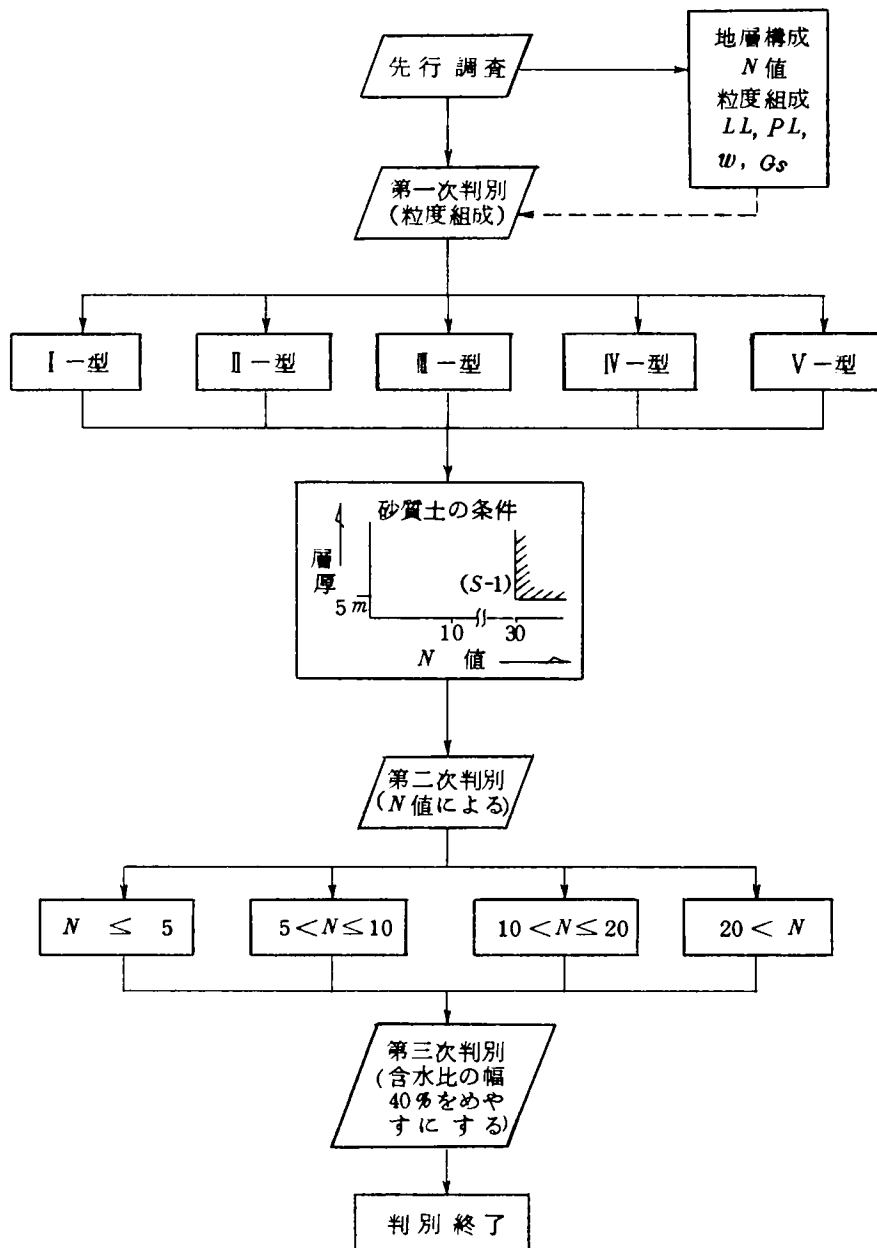


図-2・3・8 シルト系同一地層の判別チャート

砂系地層の場合に関して、判別の方法と本調査その他の関係を示したのが図-2・3・7である。なお、砂に対する N 値の精度は比較的高いが、この場合も、土かぶり厚その他による N 値の修正を行ない、さらに精度を高める必要はない。その理由は、前項の粘土系地層のところで述べた理由と同じである（これらの修正による N 値の変動幅は、一般にたかだか5以下であり、前述したような N 値の範囲で一括して考える場合には問題とならない）。

3・2・3 シルト系地層における判別法

粒度組成を調べ、シルト系に入ることがわかると、やはり前と同じようにして N 値で判別を行なうことになるが、シルト系の場合は N 値と $(c, \tan \phi)$ が対応するデータが乏しく、粘土系や砂系の場合と同じようなレベルで議論することができない。しかし、第1編2・3・4および2・4・4で明らかにしたように、この種の土の c と $\tan \phi$ は互いに独立であり、飽和度の限定された範囲内ではいずれも正規分布に従う。現在のところ、上述のようにデータが乏しくて断定はできないが、粘土系の場合と砂系の場合とを勘案して、一応、 $N \leq 5$, $5 < N \leq 10$, $10 < N \leq 20$, $20 < N$ の範囲を1つの基準として考えることができる。これらの判別チャートを一応示しておく図-2・3・8のようになる。しかしながら、この場合に関しては、今後さらに調査、研究を進める必要があり、現在のところ問題点が多い。

3・3 強度が深さ方向に漸増する場合の取扱い

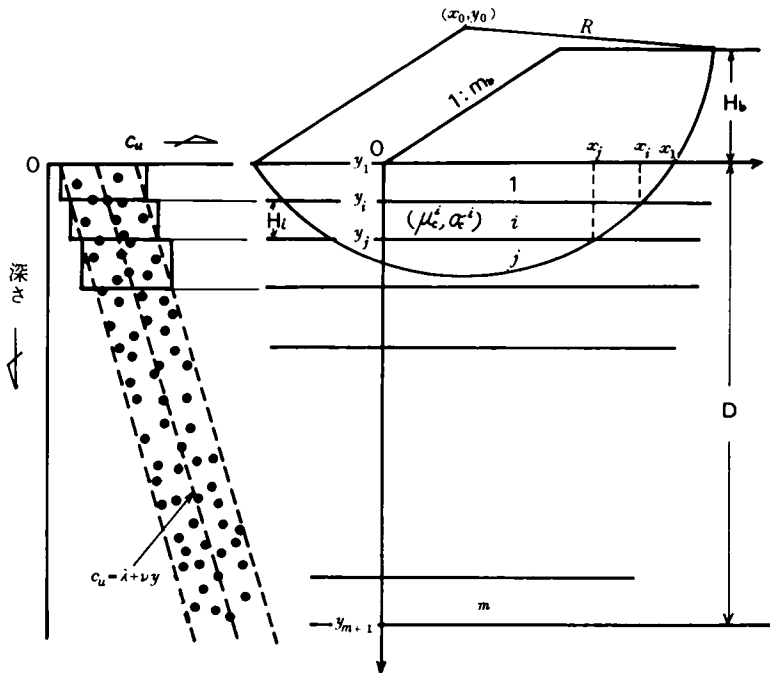
前節においては、粘土系、シルト系、砂系の各場合に対し、工学的に同一として取扱える地層の判別法を提案した。しかしながら、かなり厚い粘土層などでは、図-1・2・8に示したように深さ方向に強度が漸増する傾向を示す場合がある。この場合、強度に関する分散が一定の場合と変動係数が一定の場合とが考えられる。¹³⁾ 本節では、このような傾向を示す粘土層を前節で詳述した方法で取扱った場合の関係などについて考察する。

3・3・1 標準偏差が一定の場合

粘土系の非排水せん断強度 c_u が深さ方向に漸増する場合、強度の平均値が深さ方向に線形に増大し、強度がその周辺に正規分布すると考えられる。¹³⁾ ここでは、図-2・3・9に示すように、その分布の標準偏差 σ_c が深さ方向に一定の場合の粘土層に盛土を建設する場合を想定して検討を加える。図中、破線は上記のように強度が深さ方向に漸増する場合の回帰直線を示しており、実線は前節で述べた方法で同一層を判定した結果、 m 個の層に分割できた場合を示している。

さて、図中の回帰直線は $N(0, 1^2)$ 型の正規変数 u を用いて式(2・3・1)のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} c_u &= \lambda + \nu y + \sigma_c u = (1 + \nu_a \cdot u)(\lambda + \nu y) \\ 0 &\leq y \leq D \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 1)$$



図一 2・3・9 強度が深さ方向に漸増する場合 (σ_c 一定)

上式において、 V_a は c_u の変動係数であり、深さ y の関数として次式で与えられる。また D は粘土層の深さである。

$$\left. \begin{aligned} V_a &= \frac{\sigma_c}{\lambda + \nu y} = \frac{V_o}{1 + \kappa y} \\ V_o &= \frac{\sigma_c}{\lambda}, \quad \kappa = \frac{\nu}{\lambda} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.3.2)$$

強度が式 (2.3.1) で与えられる粘土層上に天端高 H_b のり面のこう配 m_b なる盛土を建設した場合、転倒モーメント M_o は式 (1.3.3.2) と式 (1.3.3.3) より次式で与えられる。

$$M_o = q(x_o, y_o, R)(\mu_{r_b} + \sigma_{r_b} u) \dots\dots (2.3.3)$$

ただし、盛土の単位体積重量 r_b は $N[\mu_{r_b}, \sigma_{r_b}^2]$ 型の正規分布に従うものとした。

一方、すべりに対する抵抗モーメント M_R は次式のように求まる。

$$\begin{aligned}
M_R &= 2R^2 \int_0^{R+y_0} (\lambda + \sigma_c u + \nu y) \frac{dy}{\sqrt{R^2 - (y - y_0)^2}} \\
&= 2R^2 (\lambda + \sigma_c u) \cos^{-1} \left(-\frac{y_0}{R} \right) + 2R^2 \nu \left\{ y_0 \cos^{-1} \left(-\frac{y_0}{R} \right) + \sqrt{R^2 - y_0^2} \right\} \\
&= \{ G_1(y_0, R) + \kappa \{ y_0 G_1(y_0, R) + G_2(y_0, R) \} \} \lambda + \{ \sigma_c G_1(y_0, R) \} u \\
&= P(y_0, R) \lambda + \{ G_1(y_0, R) \sigma_c \} u \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 4)
\end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned}
\text{ただし, } G_1(y_0, R) &= 2R^2 \cos^{-1} \left(-\frac{y_0}{R} \right) \\
G_2(y_0, R) &= 2R^2 \sqrt{R^2 - y_0^2} \\
P(y_0, R) &= G_1(y_0, R) + \kappa \{ y_0 G_1(y_0, R) + G_2(y_0, R) \}
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 5)$$

したがって、この場合の設計係数 $(\bar{F}_s^*)_a$ および $(P_F)_a$ はそれぞれ式 $(2 \cdot 3 \cdot 6)$ および式 $(2 \cdot 3 \cdot 7)$ で与えられる。

$$(\bar{F}_s^*)_a = \frac{G_1^*(y_o^*, R^*) + \kappa \{ y_o^* G_1^*(y_o^*, R^*) + G_2^*(y_o^*, R^*) \}}{q^*(x_o^*, y_o^*, R^*)} \cdot \frac{\lambda}{\mu_{\gamma_b}} \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 6)$$

$$\left. \begin{aligned}
(P_F)_a &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_a}^{\infty} \exp \left(-\frac{t^2}{2} \right) dt \\
K_a &= \frac{(\bar{F}_s^*)_a - 1}{\sqrt{\{ (\bar{F}_s^*)_a \cdot \frac{G_1^*}{P^*} \cdot \nu_o \}^2 + \nu_s^2}}
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 7)$$

ところで、このような粘土層を m 層に分割した場合、第 i 番目の層の c_u に関する母平均 μ_c^i と母分散 σ_c^i は λ, ν, y に対して次式のような関係が成立する。

$$\left. \begin{aligned}
\mu_c^i &= \lambda + \frac{\nu}{2} (y_i + y_{i+1}) = \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2} (y_i + y_{i+1}) \right\} \lambda \\
\sigma_c^i &= \sqrt{\sigma_c^2 + \frac{\nu^2}{12} H_i^2} = \sqrt{V_o^2 + \frac{(\kappa H_i)^2}{12}} \cdot \lambda \\
&\quad (i = 1, 2, 3 \dots\dots m)
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2 \cdot 3 \cdot 8)$$

上式において、 H_i は第 i 番目の粘土層の層厚である。

この場合のすべりに対する抵抗モーメント M_R はすでに式 (1.3.30) で与えられており、設計係数 $\bar{F}_s^*$ は式 (1.3.34) で、破壊確率 P_F は式 (1.3.43) および式 (1.3.46) で与えられている。いま、 $(\bar{F}_s^*)_a$ や $(P_F)_a$ との対応という意味で、この場合の設計係数と破壊確率に対し b なる添字を付けて改めて書き直すと式 (2.3.9) および式 (2.3.10) のようである。

$$\left. \begin{aligned} (\bar{F}_s^*)_b &= \frac{p_1^*(x_o^*, y_o^*, R^*)}{q^*(x_o^*, y_o^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c^1}{\mu_{\gamma b}} \\ \mu_c^1 &= \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2} (y_1 + y_2) \right\} \lambda \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.3.9)$$

$$\left. \begin{aligned} (P_F)_b &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_b}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_b &= \frac{(\bar{F}_s^*)_b - 1}{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{p_1^*(x_o^*, y_o^*, R^*) \mu_c^1} \cdot (\bar{F}_s^*)_b}} + V_s^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.3.10)$$

以上が、 σ_c 一定で深さ方向に強度が漸増する場合に関して、線形回帰モデルと分割して取扱う方法との関係である。これら兩者についての数値計算による検討結果は、次項で述べる変動係数一定の場合とあわせて、3.3.3 で詳述する。

3.3.2 変動係数が一定の場合

図-2.3.10 に示すように、強度の平均値と標準偏差が深さ方向に線形に増大する傾向にある場合（図中の破線）、 c_u のモデルとしては次式で与えることができる。

$$\left. \begin{aligned} c_u &= \lambda + \nu y + \sigma \cdot u = (1 + V_c u) (\lambda + \nu y) \\ \sigma &= V_c (\lambda + \nu y) \\ 0 &\leq y \leq D \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.3.11)$$

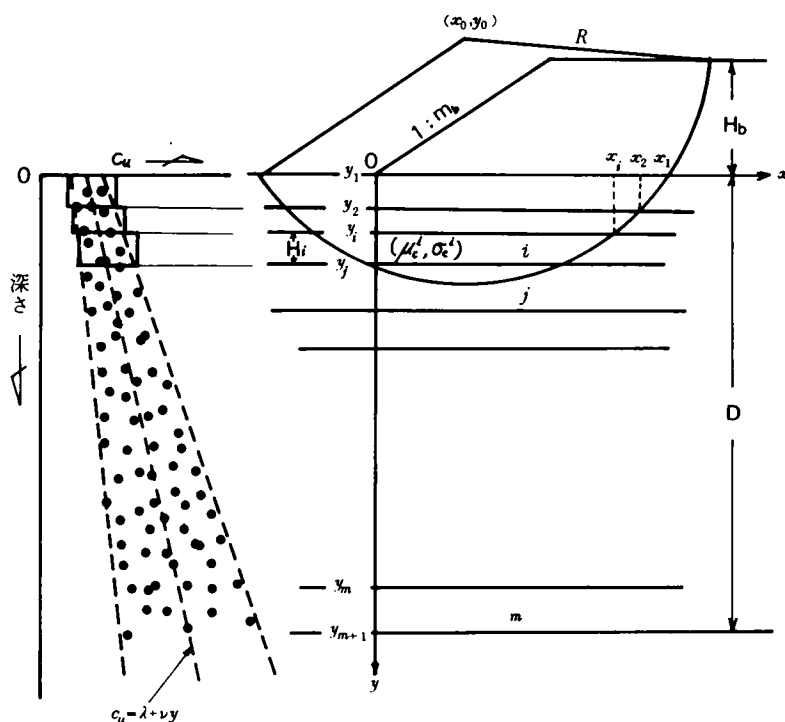


図-2.3.10 強度が深さ方向に漸増する場合 (V_c : 一定)

このとき、すべりに対する抵抗モーメント M_R は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 M_R &= 2R^2 \int_0^{R+y_0} (1+V_c u) (\lambda + \nu \lambda) \frac{dy}{\sqrt{R^2 - (y - y_0)^2}} \\
 &= 2R^2 (1+V_c u) \left[\lambda \cos^{-1}\left(-\frac{y_0}{R}\right) + \nu \left\{ y_0 \cos^{-1}\left(-\frac{y_0}{R}\right) + \sqrt{R^2 - y_0^2} \right\} \right] \\
 &= [G_1(y_0, R) + \kappa \{ y_0 G_1(y_0, R) + G_2(y_0, R) \}] (1+V_c \cdot u) \lambda \\
 &= P(y_0, R) \cdot (1+V_c u) \lambda \quad \dots\dots(2.3.12)
 \end{aligned}$$

上式において、 $G_1(y_0, R)$ 、 $G_2(y_0, R)$ および $P(y_0, R)$ は式(2.3.5)で定義されたものと同じ関数である。

さて、転倒モーメント M_0 はすでに式(2.3.3)で与えたものと同じであるから、この場合の設計係数 $(\bar{F}_s^*)_c$ および破壊確率 $(P_F)_c$ は、それぞれ式(2.3.13)および式(2.3.14)で与えられる。

$$(\bar{F}_s^*)_c = \frac{P^*(y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\lambda}{\mu_{\gamma_b}} \quad \dots\dots (2.3.13)$$

$$\left. \begin{aligned} (P_F)_c &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_c}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_c &= \frac{(\bar{F}_s^*)_c - 1}{\sqrt{\{(\bar{F}_s^*)_c \cdot V_c\}^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.3.14)$$

前述した場合と同様、この粘土層を前節で述べた方法により、 m 個の層に分割した場合、第 i 番目の層の cu の平均値 μ_c^i および標準偏差 σ_c^i は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_c^i &= \lambda + \frac{\nu}{2} (y_i + y_{i+1}) = \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2} (y_i + y_{i+1}) \right\} \lambda \\ \sigma_c^i &= \sqrt{\frac{1}{3} (\sigma_{zi}^2 + \sigma_{zi+1}^2 + \sigma_{zi} \sigma_{zi+1}) + \frac{1}{12} (\nu H_i)^2} \\ \sigma_{zi} &= V_c (1 + \kappa z_i) \lambda \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.3.15)$$

μ_c^i , σ_c^i が式 (2.3.15) で与えられるときの設計係数 $(\bar{F}_s^*)_d$ および破壊確率 $(P_F)_d$ は前と同様、式 (1.3.34) , 式 (1.3.43) および式 (1.3.46) で与えられている。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} (\bar{F}_s^*)_d &= \frac{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c^1}{\mu_{\gamma_b}} \\ \mu_c^1 &= \left\{ 1 + \frac{\kappa}{2} (y_1 + y_2) \right\} \lambda \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.3.16)$$

$$\left. \begin{aligned} (P_F)_d &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_d}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_d &= \frac{(\bar{F}_s^*)_d - 1}{\sqrt{\left[\frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} \sigma_c^i + g_j(R^*) \sigma_c^j}{p_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_c^1} \cdot (\bar{F}_s^*)_d \right]^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.3.17)$$

以上が V_c 一定で深さ方向に強度が漸増する場合に関して、線形回帰モデルと分割して扱う方法との関係である。これらの式を用いて、次項では数値計算によって種々の検討を行なう。

3.3.3 数値計算による検討

式(2.3.6), 式(2.3.7) で与えられる(a)の場合と式(2.3.9), 式(2.3.10) で与えられる(b)の場合とについてまず比較検討する。この場合, 非現実的な $\kappa (= \nu / \lambda)$ の値で検討しても無意味であるから, 実際の κ の値のだいたいの範囲を検討しておく必要がある。 κ は式(2.3.2) に示したように深度に対する強度増加率 ν を地表面($y=0$)における平均強度 λ で除した値であり, $\lambda = \text{const.}$ と考えた場合の深さ方向の強度増加率である。したがって, 普通考えられる κ の値の下限值としては, 深さ20mで平均強度が λ の2倍程度の場合であり, これ以下の場合には強度が深さとともに漸増する場合としては考え難い。このようにすると $2\lambda = \lambda + 20\nu$ より, $\kappa = 0.05$ となる。また, κ の上限値としては, 深さ20mで平均強度が λ のたかだか6倍程度と考えられるから, $6\lambda = \lambda + 20\nu$ より, $\kappa = 0.25$ となる。

以上の結果から, κ の範囲としては普通 $\kappa = 0.05 \sim 0.25$ の範囲で検討すれば

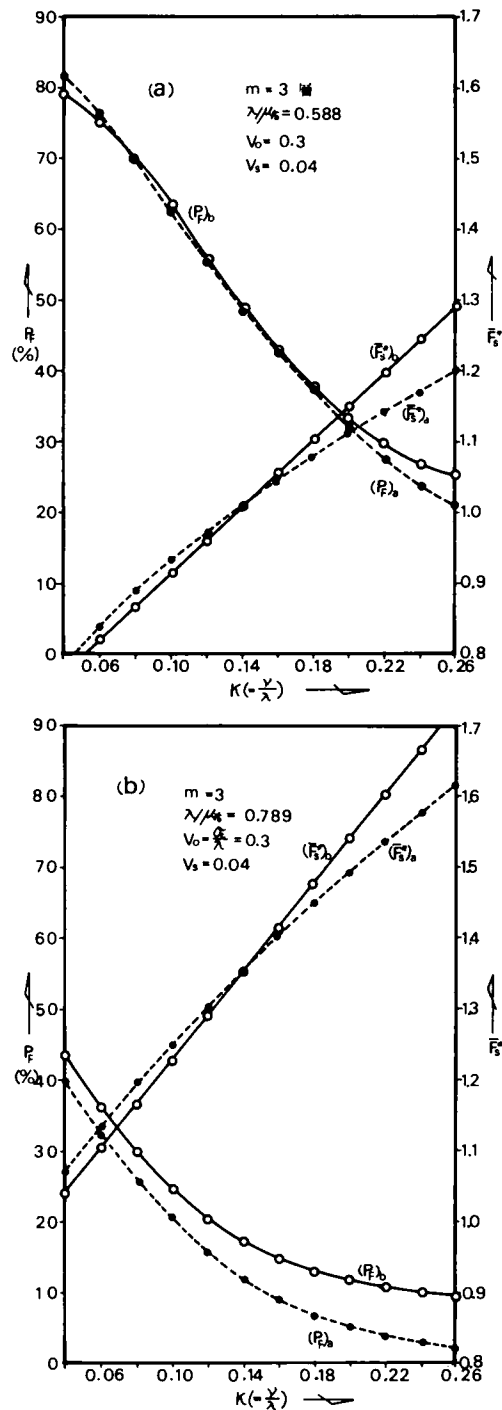


図-2.3.11 $\bar{F}_s^*$ と P_F に対する κ の影響 (σ_c :一定)

十分である。一方、式(2・3・6), 式(2・3・9), 式(2・3・13) および式(2・3・16) の $\bar{F}_s^*$ をみてもわかるように $\bar{F}_s^*$ は $\lambda/\mu_{\gamma b}$ の値に左右される。したがって、 $\lambda/\mu_{\gamma b}$ の範囲も検討しておく必要がある。ただし、この場合、 $\lambda/\mu_{\gamma b}$ が大きくなるにしたがって $\bar{F}_s^*$ は大きくなり、 P_F は小さくなる。その結果、(a)~(b)および(c)~(d)の P_F に関する差の絶対値は小さくなっていく。われわれが知りたいのは、差の絶対値が最大どのくらいになるかという点であるから、 $\lambda/\mu_{\gamma b}$ の値としては下限値を想定して検討するのが妥当である。 $\mu_{\gamma b}$ は施工直後の盛土の単位体積重量 γ_b の平均値であるから、普通 $\mu_{\gamma b} = 1.9(t/m^3)$ 程度を上限値と考え、 λ の下限値として $\lambda = 1.5(t/m^2)$ を考えると $\lambda/\mu_{\gamma b}$ の下限値は 0.789 となる。したがって、 $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.79$ で検討すれば十分であるが、念のため $\lambda = 1.0(t/m^2)$ 、 $\mu_{\gamma b} = 1.7(t/m^3)$ を想定して $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.588$ の場合も検討してみる。また $V_o = \sigma_c/\lambda = 0.3$ (標準偏差一定の場合)、 $V_c = 0.3$ (変動係数一定の場合)、

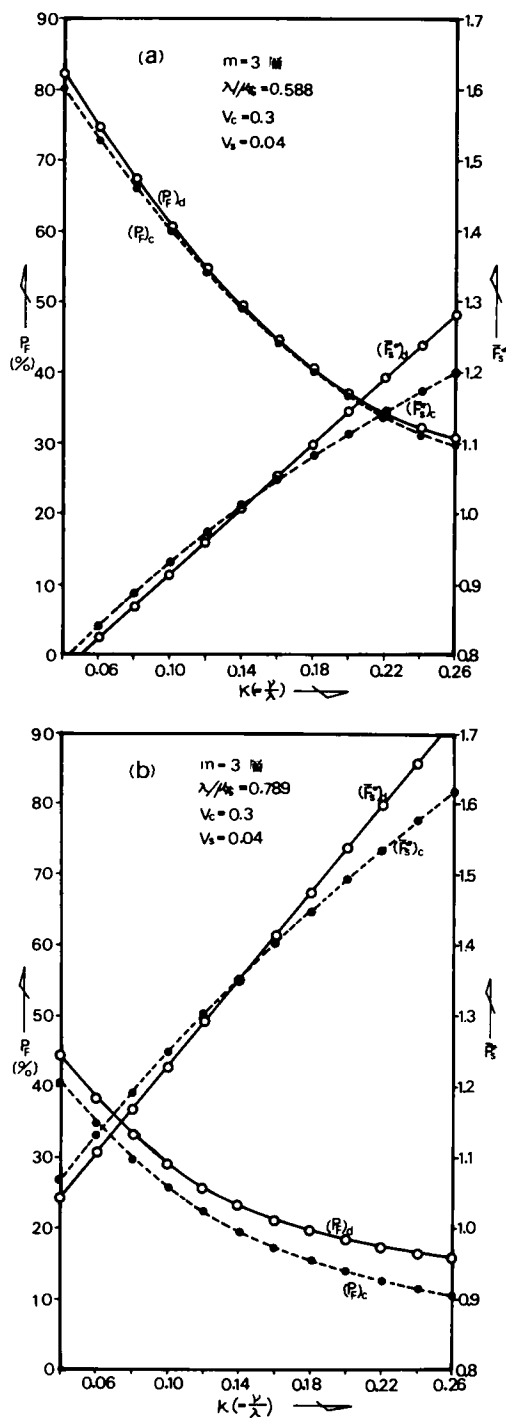


図-2・3・12 $\bar{F}_s^*$ と P_F に対する κ の影響 (V_c : 一定)

$V_s = 0.04$ を想定した。なぜなら、これらの変動係数の値は第1編 2・2で述べたように、普通程度の値と考えられるからである。また計算の簡単のため H_i は $H_i = D/m$ とし $D = 20$ (m), $m = 3$ 層とした。この理由は、 $\kappa = 0.15$ 程度 (κ の平均値) の強度増加率を示す地盤では、著者の分割法によると 3 層程度に分割できるからである。なぜなら、図-2・3・4 からわかるように、 $N \leq 4$ の範囲に入る q_u の平均値と $4 < N \leq 8$ に入る q_u の平均値とから、 C_u の平均強度比 k_c は、 $k_c = 1.6$ 程度となる。この値を目標に m の値を変化させたときの隣接層の平均強度比 k_c を求めると $m = 3$ の場合に、 $k_c = 1.4 \sim 1.7$ となり、 $m = 3$ 、すなわち 3 層に分割するのが妥当であることがわかるのである。以上の検討の結果、以下に示す計算は、 $\kappa = 0.05 \sim 0.25$, $V_o = V_c = 0.3$, $V_s = 0.04$, $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.588, 0.789$, $m = 3$ を用いた。

さて、図-2・3・11 は σ_c が一定の場合について、 $(\bar{F}_s^*)_a$ と $(\bar{F}_s^*)_b$, $(P_F)_a$ と $(P_F)_b$ とを比較するために、 κ を横軸に示した図である。図 (a) は $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.588$ の場合、図 (b) は $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.789$ の場合である。当然の結果であるが、 $(\bar{F}_s^*)_a$, $(\bar{F}_s^*)_b$ は κ の増大とともに増加し、逆に $(P_F)_a$, $(P_F)_b$ は減少している。そして、 $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.588$ の場合で、 $\bar{F}_s^*$ の両者の差は $k = 0.25$ に対して最大で 0.06, P_F にして 3 % 程度で調査の規模決定においては問題とならない。また、 $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.789$ の場合で、 $(\bar{F}_s^*)$ の両者の差は $k = 0.25$ に対し最大で 0.06, P_F に対して 7 % 程度となるが、このときは $\bar{F}_s^* \div 1.6$ 近傍での差であるから実際問題としてはほとんど問題がない。

つぎに V_c が一定と考えられる粘土層について、式 (2・3・13), 式 (2・3・14) で与えられる (c) の場合と式 (2・3・16), 式 (2・3・17) で与えられる (d) の場合の差異について検討する。計算に際して、諸数値は、すべて上述の値を用いた。図-2・3・12 はこの場合の $(\bar{F}_s^*)_c$, $(\bar{F}_s^*)_d$ および $(P_F)_c$, $(P_F)_d$ を示したものである。図 (a) は $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.588$ の場合で図 (b) は $\lambda/\mu_{\gamma b} = 0.789$ の場合である。この図からわかるように、 $\bar{F}_s^*$ における (c) と (d) の差は $k = 0.25$ に対し最大で 0.06, P_F にして 5 % 程度で、分散一定の場合よりも取扱いの違いによる影響は小さい。したがってこの場合も調査規模の決定に際しては問題とならない。しかし、本設計の厳密な設計において、きわめて重要度の高い構造物で P_F のわずかな変動が問題とされる場合などでは、 P_F や $\bar{F}_s^*$ の算出に際し、上記の (a) や (c) の方法で行なう必要があろう。

3・4 結 論

本調査規模の決定は次章で詳述するように、工学的に同一として取扱う地層の判定が基本的に重要である。なぜなら、同一層の判定結果をもとに先行設計を行ない、それによって各層ごとに要求される (期待される) 平均強度を算出し、本調査はこの要求される平均強度を基準に進められるからである。したがって、もし、同一層の判定が不十分であると、層の数や各層に要求される平均強度などが異なってきて、地盤の状態を正しく反映した本調査規模の決定が困難となってくる。そこで、本章では地盤の急速せん断破壊を対象とした場合について、“工学的な意味で同

一”とみなさざるをえない地層の判別法を提案した。すなわち、粘土系地盤では、 $N \leq 4$ 、 $4 < N \leq 8$ 、 $8 < N \leq 15$ および $15 < N$ なる基準を設定し、 N 値がこの範囲に入り、かつ含水比の幅が40%前後であるならば、これを工学的には同一として取扱う。砂系地盤においては、 $N \leq 10$ 、 $10 < N \leq 30$ 、 $30 < N$ なる基準、シルト系地盤では $N \leq 5$ 、 $5 < N \leq 10$ 、 $10 < N \leq 20$ 、 $20 < N$ の範囲を同一層判定の基準とした。

ところで、上記のような判定基準を、強度が深さ方向に漸増する傾向のある地盤に適用した場合に結果がどのように異なるかを検討しておかねば、この基準をあらゆる場合に用いることができない。そこで、強度が深さ方向に漸増する場合のモデルとして、平均値が深さの一次関数で、標準偏差が一定の場合と変動係数が一定の場合の2つのケースを考え、著者の基準でこの地盤を多層に分割した場合との差異について検討を加えた。その結果、上述の基準で多層に分割する著者の方法との差異は、 $\bar{F}_s^*$ で $k = 0.25$ に対し0.06程度、 P_F にして5～7%程度であり、本調査規模の決定にとって、この程度の差異は問題とならないことを示し、著者の方法で十分であることが明らかとなった。

しかし、本章冒頭において述べたように、ここで取扱ったのは、地盤の急速せん断破壊を対象としたものであり、圧密とか長期安定問題を考慮に入れていない。この点は今後の研究課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について, 土木学会論文報告集, 第198号, pp.71～74, 1972
- 2) 松尾 稔, 黒田勝彦, 佃学: 盛土建設のための土質調査規模決定に関する一考察, 土木学会関西支部年次学術講演概要集, pp.17-1～17-2, 1972
- 3) 松尾 稔, 黒田勝彦: 土質調査の規模決定に関する研究, 土木学会論文報告集(投稿中)
- 4) 土質工学会編: 土質試験法, p.642, 昭和43年6月
- 5) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 木更津港土質調査報告書, 昭和45年1月
- 6) 運輸省第二港湾建設局, 横浜調査設計事務所: 千葉港土質調査報告書, 昭和45年2月
- 7) 日本道路公団, 高速道路静岡建設局: 第一次土質並びに基礎地質調査(袋井地区), 昭和39年3月
- 8) 建設省近畿地方建設局, 大阪国道工事事務所: 寝屋川バイパス地質調査報告書, 昭和42年
東京地盤調査研究会編: 東京地盤図, 技報堂, p.19, 昭和36年11月
- 9) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第196号, pp.75～86, 1971
- 10) 松尾 稔, 黒田勝彦, 林 建一郎: q_u , γ のばらつきが盛土の安定に及ぼす影響について, 土木学会関西支部年次講演概要, pp.35-1～35-2, 昭和46年5月

- 12)名古屋地盤調査研究会：名古屋地盤図，コロナ社，p.31，昭和44年11月
- 13) Lumb, P : The Variability of Natural Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol, 13, No. 2, pp.74~97, 1966

第4章 土質調査規模の決定法^{1),2),3)}

4・1 概 説

第2章2・1で述べたように、土質調査においては設計、施工との関連において、構造物の重要度や地盤の状態に見合った規模の決定が必要である。そのためには、

- (1) 一連の調査内容を組織的に整理すること
- (2) 土質調査の結果が設計、施工に対して如何なる意味を持つかを数量的に表現すること。
- (3) 構造物の重要度を数量化することと、その重要度に見合った調査規模の決定法を求めること。

の3点が重要である。著者はこれに対し、(1)については、第2章で調査の手順や情報の流れを分析して新しく土質調査のフローチャートを提案し、(2)については、調査と設計、施工の関係を明確化した上で、構造物の破壊確率 P_F が調査、設計、施工を通じての共通の尺度になりうることを示した。また、(3)については、経済的評価モデルによる妥当な P_F を考え、これを調査規模の決定に利用する方法（先行設計）を述べた。本章では、このような成果に基づき、盛土構造物建設の場合を例に、本調査規模の決定法について詳述する。

4・2節では、本調査規模決定のための準備としての先行設計の具体的な内容について説明を加え、4・3節においては深さ方向の調査規模と平面的な調査規模の決定法について述べる。4・4節では、これらの規模決定法を用いて、電子計算機による調査の模擬実験を行なった結果を示し、上記の方法論の実用性を検討する。また、4・5節では、本調査規模の大小が破壊確率に及ぼす影響について考察する。

4・2 本調査規模決定のための準備

前章で述べたように、粘土系、砂系の場合に比べると、シルト系の土に関する資料はきわめて乏しい。バックデータがないままに、本調査規模の決定に関する議論を行なっても信頼度が低い。また、地層構成の型が〔Ⅲ型〕、〔Ⅳ型〕、〔Ⅴ型〕の場合で、すべり破壊面が土質の異なる2層以上を横切る実際例は比較的少ない。以上の理由により、本章では、粘土系あるいは砂系からなる〔Ⅰ型〕および〔Ⅱ型〕の場合について検討する。

4・2・1 粘土系の場合

地層構成のパターンからいうと〔Ⅰ型〕であるが、地盤が単一の粘土層から成る場合ではなく、前章で述べた方法によって“工学的に同一”と考えられる層が2層以上であるような粘土層の場合について述べる。

第1編3・5・1において示したように多層系粘土地盤上の盛土に関する設計係数は式（1・

3・34) で与えられ、破壊確率 P_F は式 (1・3・43) および式 (1・3・46) で与えられる。すなわち、

$$\bar{F}_S^* = \frac{\mu_c^1}{\mu_s^1} = \frac{1}{h_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu_c^1}{\mu_{\gamma_b}} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 35)$$

$$P_F = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_c}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 43)$$

$$K_c = \frac{\bar{F}_S^* - 1}{\sqrt{V_S^2 + \left[\frac{\sum_{i=1}^{j-1} \{g_i(R^*) - g_{i+1}(R^*)\} k_c^1 k_c^2 \dots k_c^i V_c^i + g_j(R^*) k_c^1 k_c^2 \dots k_c^j V_c^j}{\rho_1^*} \bar{F}_S^* \right]^2}} \quad \dots\dots\dots (1 \cdot 3 \cdot 46)$$

である。

さて、上式の誘導の過程で明かなように、式 (1・3・35) の関数 $h_1(x_0, y_0, R)$ は幾何学的な条件と k_c^i のみを含む関数であり、 μ_c^1 、 μ_{γ_b} とは別個に決定される。したがって、先行調査の結果から前章で述べた方法によって、“工学的に同一”と考えられる層の判別ができ、 k_c^i の推定を行なうと、 $\bar{F}_S^*$ を求める操作は $h_1(x_0, y_0, R)$ を最大にする操作と同値となる。したがって、 $h_1(x_0, y_0, R)$ を最大ならしめる (x_0^*, y_0^*, R^*) が求まると式 (1・3・46) を用いて $\bar{F}_S^* \sim P_F$ の関数を描くことができる。この際、二、三の V_S 値をパラメータに V_c^i を想定される範囲内でいくつか変化させて計算することになる。一方、第2章2・3で述べた考えにより、妥当な P_F が与えられると、これを上記の $\bar{F}_S^* \sim P_F$ 関係に用いて、妥当な $\bar{F}_S^*$ を決定することができる。妥当な $\bar{F}_S^*$ が決まると、これを式 (1・3・35) に用いて、この地盤に期待すべき平均強度 $(\mu_c^1)^*$ が求まる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} (\mu_c^1)^* &= \bar{F}_S^* \cdot h_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \cdot \mu_{\gamma_b} \\ (\mu_c^i)^* &= k_c^1 k_c^2 \dots k_c^i \cdot (\mu_c^1)^* \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 1)$$

このようにして、地盤の各層に期待される平均強度のレベルが決まると、これらと、実際のサンプル平均とを対比検討しながら本調査を実施していくことになるが、その方法は砂系地層の場合もまったく同様であるので、あらためて次節以下で詳述する。

4・2・2 砂系の場合

地層構成が〔Ⅱ〕型ではあるが、工学的性質が異なる2層以上の砂層より成る地盤上の盛土を例に考慮する。簡単のため2層の場合を例に説明するが、3層以上の場合でもまったくその方法論は変わらないことはいうまでもない。

この場合、第1編3・5・2で示したように、設計係数 $\bar{F}_S^*$ は式(1・3・48)と式(1・3・49)より

$$\left. \begin{aligned} \bar{F}_S^* &= \frac{\mu^1_{\tan\phi}}{\mu_s^*} = \frac{p_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*)}{q^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu^1_{\tan\phi}}{\mu_{\gamma_b}} = \frac{1}{h_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*)} \cdot \frac{\mu^1_{\tan\phi}}{\mu_{\gamma_b}} \\ p_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*) &= [A_1^* \mu_{\gamma_b} + 2 A_2^* \mu_{\gamma_1}] R^* + [A_3^* \mu_{\gamma_b} + A_4^* \mu_{\gamma_1} + A_5^* \mu_{\gamma_2}] \\ &\quad R^* k^1_{\tan\phi} \\ h_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*) &= q^*(x_0^*, y_0^*, R^*) / p_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \\ \mu_s^* &= h_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\gamma_b} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2・4・2)$$

で与えられ、破壊確率 P_F は式(1・3・55)、すなわち

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_\phi}^{\infty} \exp(-\frac{t^2}{2}) dt \\ K_\phi &= \frac{\bar{F}_S^* - 1}{\sqrt{V_S^2 + (\bar{F}_S^* V_{MR}^*)^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1・3・55)$$

で与えられる。さて、粘土系の場合と同様、先行設計の段階で妥当と考えられる P_F が与えられると、関数 $h_3(x_0, y_0, R)$ を最大にする (x_0^*, y_0^*, R^*) を求め、これを式(1・3・55)に適用して $\bar{F}_S^* \sim P_F$ 関係を計算し、前項に述べたのと同じ方法で妥当な $\bar{F}_S^*$ を決定する。この $\bar{F}_S^*$ を式(2・4・2)の第1式に用いて、この地盤の各層に期待すべき $\tan\phi$ の平均値のレベルを求める。その形はつぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} (\mu^1_{\tan\phi})^* &= \bar{F}_S^* \cdot h_3^*(x_0^*, y_0^*, R^*) \mu_{\gamma_b} \\ (\mu^2_{\tan\phi})^* &= k^1_{\tan\phi} (\mu^1_{\tan\phi})^* \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2・4・3)$$

式(2・4・3)を用いて本調査を実施するのであるが、これは式(2・4・1)による粘土系の場合と本質的にはまったく同じ方法なので、具体的な手法は次節で述べる、なお k_c^i と同様、

$k_{\tan\phi}^i$ も先行調査の結果から推定することには変りはない。

4・3 本調査規模の決定法

前節で述べた方法により、その地盤に期待されるべき $(\mu_c^i)^*$, $(\mu_{\tan\phi}^i)^*$ が決定されると、本調査の適切な規模は、以下に説明する方法によって求めることができる。なお、以下の説明は、 $(\mu_c^i)^*$, $(\mu_{\tan\phi}^i)^*$ に共通であるから、特に区別する必要のないときは、 μ^* によって代表的に表わす。

本調査においては、次の2つの目的がある。すなわち、

- (1) 工学的に同一として取扱える層の深さ方向と平面的な広がりを把握したい。
- (2) 上記の同一層に関してその強度特性を明らかにしたい。

の2点であり、その際、経済性なども含めてできる限り合理的に調査を実施したいという要求がある。そこで、本節では、工学的な意味での同一層に関して深度方向と水平方向についての調査規模の決定法を述べる。

4・3・1 深さ方向の調査規模

本調査は、第2章図-2・2・1のフローチャートに示したように1次本調査と2次、3次……に分けることができる。1次本調査とは、先行調査において実施されたボーリング地点に近接する場所で実施する。なぜなら以下に述べる逐次群検定の理論は一般に非常に早く調査の打ちりの可否の判定が下せるのでほとんどの場合、最小の費用と時間で調査を行きうことができるといことと、先行調査では表-2・2・1の基準からわかるように、平面的なボーリング間かくはかなり大きい、という2つの理由により経済的に最適と考えられる調査規模を1次本調査の段階で超過することはほとんどないからである。

さて、上述の理由により、先行調査地点の近傍で1次本調査を行なうわけであるが、深さ方向の調査規模とは、各調査地点において工学的に同一と考えられる層からのサンプリング本数および強度試験個数を意味するものである。

上記の同一地層に関して、強度の変動係数 V がわかっているとはいえ、先行調査が終了した時点では、その母平均値 μ や母分散 σ^2 は一般には未知の状態である。

そこで、まずはじめに、先行設計の結果、地盤に期待する平均強度 μ^* が母平均 μ に一致しているという仮定をおく。つぎに危険率 α （普通0.05でよい）を設定し、中心極限定理によってサンプル個数 n とサンプル平均 $\mu(n)$ および μ^* の関係を求める。また、 n 個の試験結果に基づき、地盤の母平均 μ が μ^* を上まわっている（これを統計的仮説 H_0 とする）かどうかを検定し、上まわっている、すなわち、 H_0 を採択できるならば、合格とする。一方、 μ が μ^* の $(100\alpha)\%$ 許容下限値 μ_L より小さい（これを対立仮説 H_1 とする）と検定された場合は不合格とする。不合格と判定された場合は、地盤改良などの設計変更が必要となることは先に述べた。

以下に述べる本調査規模の決定法の手順は、品質管理などのために適用される逐次確率比検定の理論^{4),5),6)}の応用である。この理論は、地盤の c_u または $\tan \phi$ に対する分散 σ^2 が既知の場合でも、変動係数 V が既知の場合でも応用可能である。母平均値が μ^* の母集団から n 個のランダム・サンプリングを行なったとき、サンプル平均 $\mu(n)$ の $(100\alpha)\%$ 許容下限値 μ_L は分散が既知の場合は式(2・4・4)で、変動係数が既知の場合は式(2・4・5)で与えられる。

$$\mu_L = \mu^* - \frac{\sigma}{\sqrt{n}} Z_{\alpha/2} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 4)$$

$$\mu_L = \mu^* (1 - \frac{V}{\sqrt{n}} Z_{\alpha/2}) \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 5)$$

ここに、 $Z_{\alpha/2}$ は標準正規積分において、確率積分値が $\alpha/2$ になる積分下限値である。

ところで、母平均値が、それぞれ $\mu^* (= \mu_0$ と記す) および $\mu_L (= \mu_1$ と記す) と考えられる正規母集団から、ランダムに $n = sr$ 個の独立なサンプルを取出す場合を考える。ただし、 S は粘土系の場合の T —方式によるシンウォールでの試料採取本数で、 r は 1 本の試料について実施する強度試験の個数である。また砂系の場合は N —方式であるから、以下の式において $r = 1$ と考えれば、 $S = n$ が標準貫入試験の個数を意味することになる。

さて、 $N(\mu_j, \sigma_j^2)$ 型の正規母集団から、 r 個のランダム・サンプリングを行なった結果のサンプル平均 $\bar{x}_i$ は、 $N(\mu_j, (\frac{\sigma_j}{\sqrt{r}})^2)$ 型の正規分布に従うことがわかっている。このサンプル平均が構成する正規母集団から、さらに S 個のランダム・サンプリングを行なうと、そのサンプル平均が仮説 H_0 、または H_1 に従う同時確率密度 p_{js} ($j = 0, 1$) は、 σ が既知の場合は式(2・4・6)で V が既知の場合は式(2・4・7)で与えられる。

$$p_{js} = (\frac{\sqrt{r}}{\sqrt{2\pi}\sigma})^S \exp[-\frac{1}{2} (\frac{\sqrt{r}}{\sigma})^2 \sum_{i=1}^S (\bar{x}_i - \mu_j)^2] \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 6)$$

$$p_{js} = (\frac{\sqrt{r}}{\sqrt{2\pi}V\mu_j})^S \exp[-\frac{1}{2} (\frac{\sqrt{r}}{V\mu_j})^2 \sum_{i=1}^S (\bar{x}_i - \mu_j)^2] \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 7)$$

ここに、 $\bar{x}_i$ は c_u とか $\tan \phi$ とかの i 番目の試料による r 個の試験結果の平均値を意味する。このとき、 $\{\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_S\}$ が仮説 H_0 または H_1 に従う同時確率密度比は、以下に示すように σ が既知のときは式(2・4・8)で V が既知のときは式(2・4・9)で与えられる。

$$\frac{p_{1s}}{p_{0s}} = \exp[\frac{r}{\sigma^2}(\mu_1 - \mu_0) \sum_{i=1}^S (\bar{x}_i) - \frac{sr}{2\sigma^2}(\mu_1^2 - \mu_0^2)] \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 4 \cdot 8)$$

$$\frac{p_{1s}}{p_{0s}} = \frac{1}{(1 - \frac{Z\alpha/2}{\sqrt{n}}V)^s} \exp\left[-\frac{\tau}{2} \frac{1 - (1 - \frac{Z\alpha/2}{\sqrt{n}}V)^2}{\{V\mu^*(1 - \frac{Z\alpha/2}{\sqrt{n}}V)\}} \sum_{i=1}^s \{(\bar{x}_i)^2 - \frac{2(1 - \frac{Z\alpha/2}{\sqrt{n}}V)\mu^*}{(2 - \frac{Z\alpha/2}{\sqrt{n}}V)} \cdot \bar{x}_i\}\right]$$

..... (2.4.9)

ここで、 $\mu = \mu_0$ であるのに“不合格”と判定する危険率を α' 、 $\mu = \mu_1$ であるのに“合格”と判定する危険率を β' とすると、サンプリングの打ち切りおよび続行の判定は、つぎの不等式に基づいて行なえることがワルド (wald) によって示されている。⁷⁾

$$\left. \begin{aligned} \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) &\geq \ln \left(\frac{1 - \beta'}{\alpha'} \right) : \text{不合格と判定し調査打ち切り} \\ \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) &\leq -\ln \left(\frac{1 - \alpha'}{\beta'} \right) : \text{合格と判定し調査打ち切り} \\ -\ln \left(\frac{1 - \alpha'}{\beta'} \right) &< \ln \left(\frac{p_{1s}}{p_{0s}} \right) < \ln \left(\frac{1 - \beta'}{\alpha'} \right) : \text{調査続行} \end{aligned} \right\} \text{..... (2.4.10)}$$

つぎに新しい変数 X_0, X, X_1 を用い式 (2.4.10) を

$$X_0 > X > X_1 \quad \text{..... (2.4.11)}$$

の形になるよう変形することを考える。このとき、 X だけが $\bar{x}_i$ の項を含むように変形する。まず、 σ が既知のときは、式 (2.4.4)、式 (2.4.8) を式 (2.4.10) の第3式に代入して変形すると、 X_0, X, X_1 は式 (2.4.12) のように、 V が既知の場合は、式 (2.4.5) と式 (2.4.9) を式 (2.4.10) に用いると、 X_0, X, X_1 は式 (2.4.13) のようになる。

$$\left. \begin{aligned} X_0 &= \frac{S}{2} \left(2\mu^* - \frac{\sigma}{\sqrt{Sr}} Z\alpha/2 \right) + \sqrt{\frac{S}{r}} \cdot \frac{\sigma}{Z\alpha/2} \ln \left(\frac{1 - \alpha'}{\beta'} \right) \\ X &= \sum_{i=1}^s \bar{x}_i \\ X_1 &= \frac{S}{2} \left(2\mu^* - \frac{\sigma}{\sqrt{Sr}} Z\alpha/2 \right) - \sqrt{\frac{S}{r}} \cdot \frac{\sigma}{Z\alpha/2} \ln \left(\frac{1 - \beta'}{\alpha'} \right) \end{aligned} \right\} \text{..... (2.4.12)}$$

$$X_0 = \frac{-2}{r} \frac{(1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z\alpha/2)^2 (V\mu^*)^2}{1 - (1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z\alpha/2)^2} \left\{ S \ln \left(1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z\alpha/2 \right) - \ln \left(\frac{1 - \alpha'}{\beta'} \right) \right\}$$

$$\begin{aligned}
X &= \frac{\sum_{i=1}^s (\bar{x}_i)^2}{\left(2 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right)} - \frac{2 \left(1 - \frac{V}{\sqrt{n}} Z_{\alpha/2}\right)}{\left(2 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right)} \mu^* \frac{\sum_{i=1}^s (\bar{x}_i)}{\left(2 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right)} \\
X_1 &= -\frac{2}{r} \frac{\left(1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right)^2 (V\mu^*)^2}{1 - \left(1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right)^2} \left\{ s \ln \left(1 - \frac{V}{\sqrt{Sr}} Z_{\alpha/2}\right) + \ln \left(\frac{1-\beta'}{\alpha'}\right) \right\}
\end{aligned}$$

.....(2・4・13)

上式において $n = Sr$ を代入すれば、逐次確率比検定の理論と一致し、 T -方式の試験個数を決定する式となる。

さて、式(2・4・11)の不等式の意味は以下のとおりである。すなわち、 $S = 1, 2, 3, \dots$ と逐次サンプリングを行ない、1本のサンプラーから r 個ずつの強度試験を実施してその平均値 $\bar{x}_i$ を求め、 X の値を計算する。 X_0, X_1 は $\bar{x}_i$ を含まないから、予め計算して図表を作っておくことができる。この図表に、計算された X の値をプロットしていく。その結果、 $X \geq X_0$ ならば、仮説 H_0 を採択、すなわち、想定した(期待した)平均強度 μ^* よりも実際の地盤の平均強度 μ が大きいと判断して調査を打切る。また、 $X \leq X_1$ ならば、仮説 H_1 を採択、すなわち、実際の地盤強度 μ が μ^* の許容限界値よりも下まわっているから、期待した μ^* が大き過ぎたと考え調査を打切る。このとき、 H_0, H_1 の仮説の採択の際に、誤った判断を下す危険率はそれぞれ、 β', α' 以下に抑えられる。以上が不等式(2・4・11)の意味するところである。

以上に述べた方法により、先行調査地点の近傍で、各同一地層ごとに試験個数を決定していく。これが、深度方向の調査規模を与えるものである。

さて、上述のような方法に基づいて、各地点で深度方向の調査が終わると、水平方向にどの程度の調査を実施すればよいか問題となる。次項ではこの点について述べる。

4・3・2 水平方向の調査規模

前項で述べた方法に従って、先行調査の近傍点でそれぞれ本調査が実施される。その際、各地点では、“合格”ないしは“不合格”いずれかの判定が下されて調査が打切られる。ここで“不合格”と出た場合はもちろん何らかの対策工を考えねばならないのであるが、“合格”と出た場合も、設計、施工上、平面的にどこまでの範囲を1つの工法で建設すればよいかという判断を下さなければならない。そのために、工学的に同一として取扱える地層の平面的な広がりやを正確に把握する必要が生じる。同一地層の平面的広がりやを検討することはいまの場合、強度に関する母平均と母分散がどの範囲まで同じと考えられるかを検討することに他ならない。以下、この方法について考察する。

(1) 等分散仮説の検定

ある調査地点 (k 点とする) における強度の母集団が $N[\mu_k, \sigma_k^2]$ であり, その隣接する調査地点 ($(k+1)$ 点とする) における強度の母集団が $N[\mu_{k+1}, \sigma_{k+1}^2]$ であったとする。また, 前項で述べた 1 次本調査によって, それぞれの地点で n_0^k および n_0^{k+1} 個の強度試験がなされたとする。目的は, n_0^k と n_0^{k+1} の試験結果に基づき, 統計的仮説 $H_0: \sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2$ を検定することである。

上記の 2 点における試験結果に関する平方和を s_k, s_{k+1} , 不偏分散を v_k, v_{k+1} とすると (s_k/σ_k^2) , (s_{k+1}/σ_{k+1}^2) はそれぞれ独立に自由度 $(n_0^k - 1)$, $(n_0^{k+1} - 1)$ の χ^2 -分布をし, 従って,

$$F = \frac{1}{n_0^k - 1} \cdot \frac{s_k}{\sigma_k^2} \bigg/ \left(\frac{1}{n_0^{k+1} - 1} \cdot \frac{s_{k+1}}{\sigma_{k+1}^2} \right) = \frac{v_k}{\sigma_k^2} \bigg/ \frac{v_{k+1}}{\sigma_{k+1}^2} \quad \dots\dots (2.4.14)$$

は自由度 $(n_0^k - 1, n_0^{k+1} - 1)$ の F 分布をする。この際, 不偏分散の大きい方を (k) 点にする。

いま, $H_0: \sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2$ が真とすれば $F = v_k/v_{k+1}$ は自由度 $(n_0^k - 1, n_0^{k+1} - 1)$ の F 分布をするから, あらかじめ $v_k > v_{k+1}$ にとってあるので, $P_r(F > F(n_0^k - 1, n_0^{k+1} - 1; \alpha)) = \alpha$ なる F 分布の $(100\alpha)\%$ 点に対して

$$F_0 = \frac{v_k}{v_{k+1}} > F(n_0^k - 1, n_0^{k+1} - 1; \alpha) \quad \dots\dots (2.4.15)$$

であるとき仮説 H_0 を棄却すれば危険率 α (普通 5% でよい) の仮説検定ができ, k 点と $(k+1)$ 点での強度の母分散が等しいかどうか統計的に判定できる。

(2) 等平均仮説の検定

(a) (1) によって $\sigma_k^2 = \sigma_{k+1}^2 = \sigma^2$ が検定されている場合

各母集団からとったサンプル n_0^k, n_0^{k+1} に対し, その平均値を $\bar{x}_k, \bar{x}_{k+1}$, 母平均を μ_k, μ_{k+1} とすると $(s_k + s_{k+1})/\sigma^2$ は自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の χ^2 -分布をし, これと独立に $\{(\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}) - (\mu_k - \mu_{k+1})\} / \sqrt{\sigma^2/n_0^k + \sigma^2/n_0^{k+1}}$ は $N(0, 1^2)$ 型分布をするから, 仮説 $H_0: \mu_k = \mu_{k+1}$ が真のとき

$$T = \frac{\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}}{\sqrt{s_k + s_{k+1}}} \sqrt{\frac{n_0^k n_0^{k+1} (n_0^k + n_0^{k+1} - 2)}{n_0^k + n_0^{k+1}}} \quad \dots\dots (2.4.16)$$

が自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の t -分布をする。ゆえに, サンプルから T の値 T_0 を求め, 自由度 $(n_0^k + n_0^{k+1} - 2)$ の t -分布の $(100\alpha)\%$ 点 $T(n_0^k + n_0^{k+1} - 2; \alpha)$ に対し,

$$|T_0| > T(n_0^k + n_0^{k+1} - 2; \alpha) \quad \dots\dots (2.4.17)$$

のときは H_0 を棄却する。

(b) (1)によって $\sigma_k^2 \approx \sigma_{k+1}^2$ と検定されている場合

(i) n_0^k, n_0^{k+1} が100以下で, $n_0^k = n_0^{k+1} = n_0$ のとき

$H_0: \mu_k = \mu_{k+1}$ に対し

$$F_0 = \frac{\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}}{2/n_0} / \left(\frac{s_k^2 + s_{k+1}^2}{2n_0 - 2} \right) > F(1, n_0 - 1; \alpha) \quad \dots\dots (2.4.18)$$

ならば H_0 を棄却する。

(ii) $n_0^k \approx n_0^{k+1}$ のとき

$H_0: \mu_k = \mu_{k+1}$ に対し

$$\left. \begin{aligned} u_k^2 &= \frac{s_k^2}{n_0^k(n_0^k - 1)}, \quad u_{k+1}^2 = \frac{s_{k+1}^2}{n_0^{k+1}(n_0^{k+1} - 1)}, \quad w^2 = u_k^2 + u_{k+1}^2 \\ F(1, n_0^k - 1; \alpha) &\equiv F_k^2, \quad F(1, n_0^{k+1} - 1; \alpha) \equiv F_{k+1}^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.4.19)$$

について

$$|\bar{x}_k - \bar{x}_{k+1}| / w > (u_k^2 F_k + u_{k+1}^2 F_{k+1}) / w^2 \quad \dots\dots (2.4.20)$$

ならば H_0 が棄却される。

以上の方法で, (k) 点と $(k+1)$ 点の強度に関する統計的な意味での同一性が検定される。この検定の結果, $\mu_k \approx \mu_{k+1}$ ならば, 両者の強度に有意な差があるから, この中間点において第2次の本調査を行ない, 隣接する地点で有意差がなくなるまで調査間かくを小さくしていく。(図-2.2.1の $(W_{11})^1$ の手順に相当する。) こうして, 有意差のない範囲を設計の1単位と考え, この単位の中でのすべての調査結果 n_0 に基づいて, 第5章で例示する無処理状態での設計係数 $\bar{F}_{SO}^*$ と破壊確率 P_{FO} を求め, これを基準として, いくつかの工法に対する代替案の検討を行なう。(図-2.2.1の $(W_{13}) \sim (W_{15})$ に相当する。) この際, 代替案の1つとして, 追加調査による信頼度上昇という方法も含めて検討する。そして, 代替案の検討の結果, 調査個数を増大させる方法が最も良い場合は, 必要な個数 n_{opt} まで調査を追加すればよい。すなわち, $n_0 < n_{opt}$ ならば, 再び追加調査を行なう(図-2.2.1の (W_{11}) に相当する)。この追加調査は, 2次追加調査と同じく, 先に行なった調査地点の中間点で行なう。そして, この手順を繰返し, $n_0 \geq n_{opt}$ になれば, 最終的に本調査が打ち切られる。上記の妥当な調査規模を求めるための経済的評価モデルは第5章において詳述する。

次節では, 電子計算機による乱数を用いて, 一連の調査に関する模擬実験を行ない, 本理論の妥当性などを検討する。

4・4 電子計算機による土質調査の模擬実験

第2章以下に述べてきた一連の調査の方法論の妥当性を検討するため、本節では、電子計算機によって乱数を発生させ、調査の模擬実験を行なった結果を示し、考察を加える。実験を簡単にするため、ここでは、道路の盛土建設のための土質調査を例にとり、地層構成の型が図-2・2・2の(C-1)であるような1層の粘土層の場合について検討する。また、対象は盛土の急速施工によるせん断破壊とする。

いま、建設すべき盛土が、冲積平野部の水田地帯を全長1kmにわたっている場合を想定する。盛土の高さは $H_b = 6.0\text{ m}$ 、粘土層の厚さ $D = 12.0\text{ m}$ とする。この区間にわたって、盛土の妥当な破壊確率は $(P_F)_{\text{opt}} = 5\%$ であったとする。

以上の条件を想定して調査を図-2・2・1の手順を追って行なう。

(1) 予備調査

従来の調査資料や設計データはまったくなく、踏査によって、変化のない水田地帯で、軟弱層がありそうなのことがわかった。

(2) 先行調査

表-2・2・1の基準により、200m間かくでボーリング調査を合計6本実施した。その結果、 $N < 4$ で厚さが12mの軟弱粘土層が全長にわたって存在し、粘土層の下は $N \geq 20$ の砂礫層であった。施工上、盛土は粒度のよい材料で非常に丁寧な施工をすることになっており、 $\mu_{\gamma_b} = 1.7\text{ t/m}^2$ 、 $V_s = 0.04$ を目標とすることになっている。

(3) 本調査計画

先行調査の結果から、土層断面図を作成したところ、図-2・4・1が得られた。また粒度組成により、図-2・3・1から粘土系に属することがわかり、含水比を調べると、 $w = [40 \sim 80\%]$ であった。つぎに図-2・3・5によって同一層の判定を下すと(C-1)に属する1層からなる粘土層であることが判明した。したがって、本調査はシンウォール・サンプラーを用いた T -方式で行なわなければならない。 $V_c = 0.1$ を想定して、図-1・3・3によって妥当な $(\bar{F}_s^*)_{\text{opt}}$ を求めたところ、 $(P_F)_{\text{opt}} = 5\%$ に対し $(\bar{F}_s^*)_{\text{opt}} = 1.2$ であった。すなわち、この盛土では、力学を離れて、設計係数 $\bar{F}_s^*$ が1.2以上あることが要求されているのである。つぎに、 $H_b = 6.0\text{ m}$ 、 $D = 12.0\text{ m}$ を用いて、 $m_b = 1.5$ で先行設計を行なった。すなわち、式(1・3・35)の関数 $h_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*)$ を求めたところ、 $h_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) = 1.06496$ であった。このことから、この粘土層に要求される平均強度 μ^* は

$$\mu^* = h_1^*(x_0^*, y_0^*, R^*) (\bar{F}_s^*)_{\text{opt}} \mu_{\gamma_b} = 2.17\text{ (t/m}^2\text{)} \quad \dots\dots (2.4.21)$$

であることがわかった。

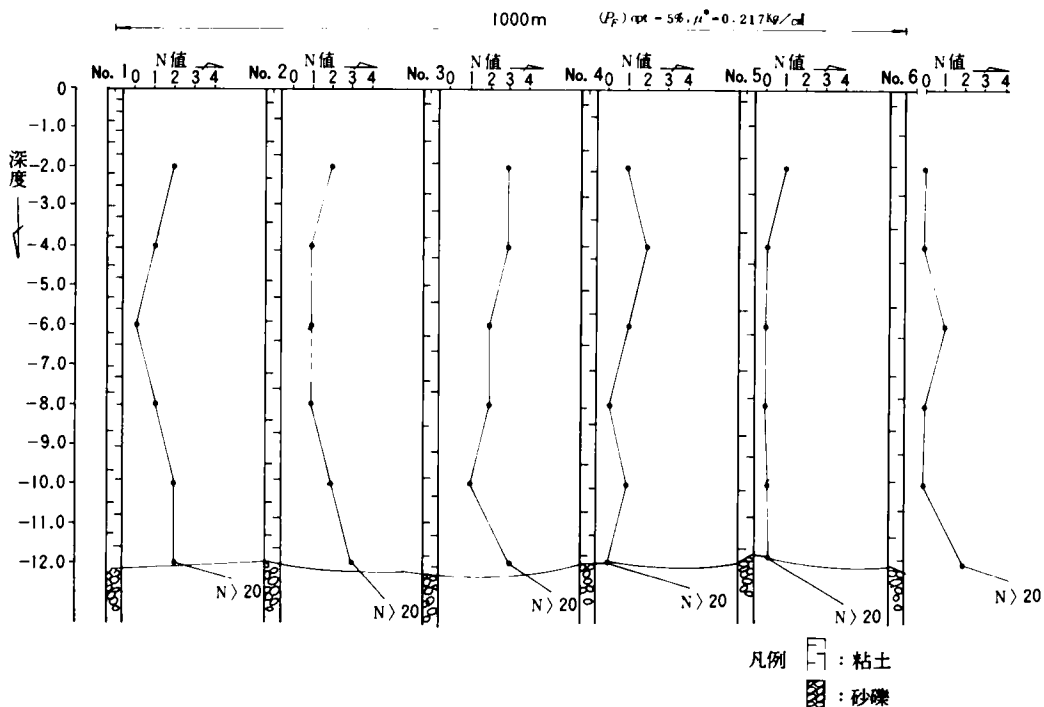


図-2・4・1 先行調査結果(模擬実験例)

(4) 本調査

本調査は、図-2・4・1の先行調査地点の近傍で実施する。すなわち、図の $\#1 \sim \#6$ の近傍で第1次本調査を第4章3・1で述べた方法で実施する。そのために、まず、式(2・4・13)の X_0, X_1 に $V = 0.1$, $\mu^* = 0.217 (\text{kg/cm}^2)$, $Z_{\alpha/2} = 1.96$ ($\alpha = 0.05$), $\alpha' = \beta' = 0.01$, $r = 6$ を代入し、 S に対してグラフを作成しておく。ただし、 $r = 6$ は一本のシンウォールにつき実施する一軸圧縮試験の個数である。 α', β' の値は品質管理の分野では普通0.05または0.01が用いられるが、ここでは条件を厳しくとり、 $\alpha' = \beta' = 0.01$ を用いた。

さて、式(2・4・13)に基づいて、第1次本調査を行なった結果が、例えば、図-2・4・2のようであるとする。この場合のサンプリング深度は図-2・4・3に示してある。第1次調査では $\#1 \sim \#6$ の地点で行なう。また、 $\#3$ のように、粘土層の底面までサンプリングしても、調査の打ち切り判定がでない場合は、図のようにそのすぐ近辺で調査を続行する。これで1次調査が終了したわけであるが、各調査地点における強度に有意な差があるかどうかを判定し、平面方向に同一層がどこまで広がっているかを調べなければならない。そこで、まず隣接する調査地点間で分散が等しいかどうかを式(2・4・15)を用いて検討する。そのために、各調査地点での試験結果と必要な統計量を一括して表-2・4・1に示した。式(2・4・15)を用いて隣接する調査地点の試験結果について分散が等しいかどうかを検定した結果が表-2・4・2

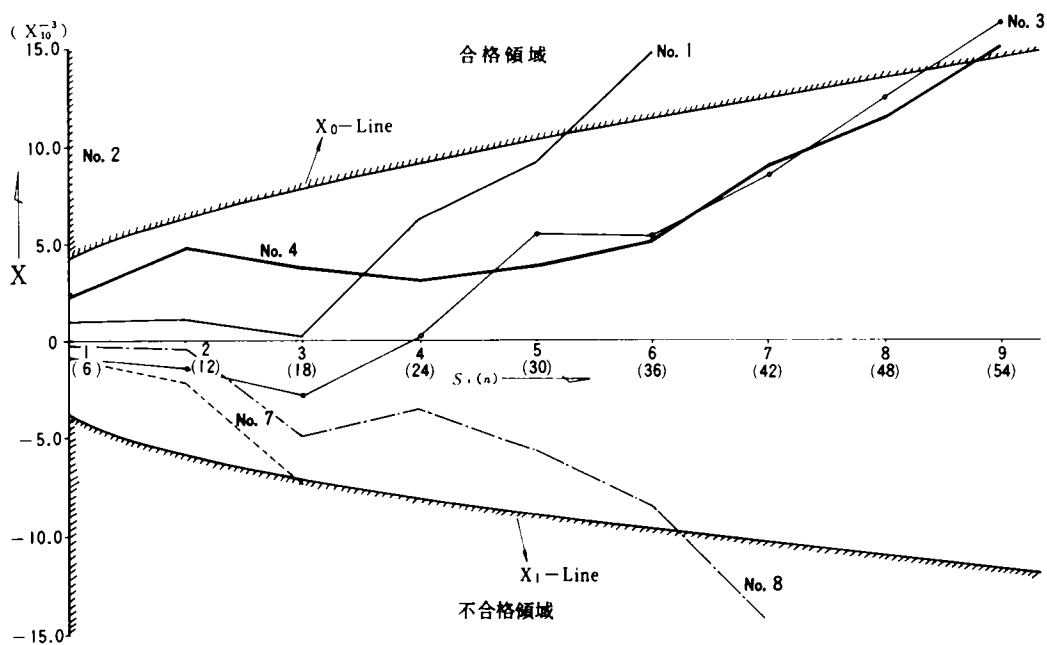


図-2・4・2 本調査結果(模擬実験例)

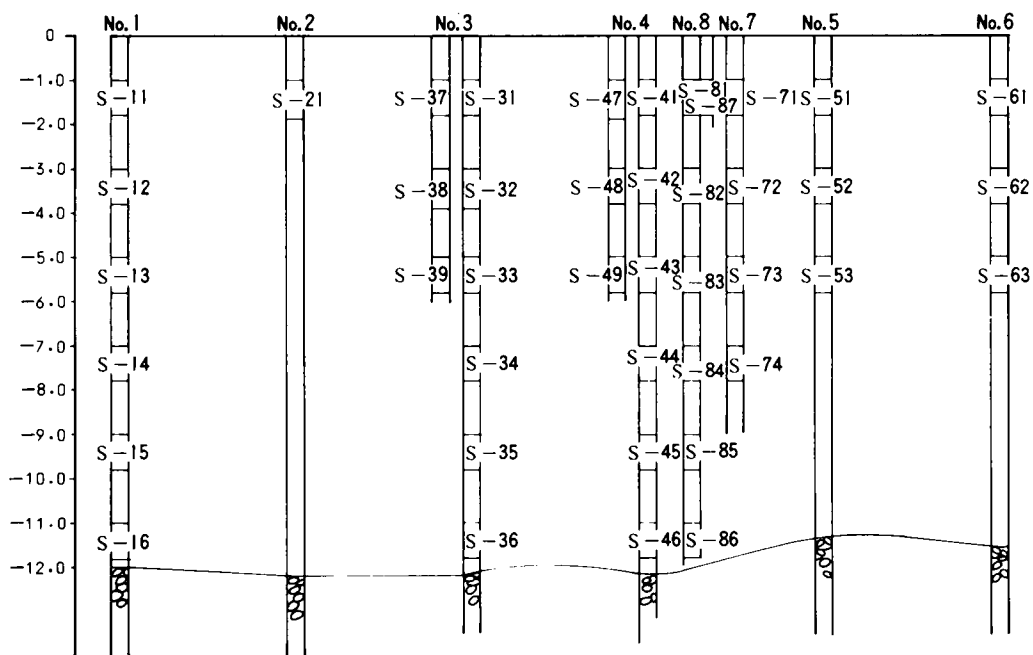


図-2・4・3 本調査における試料採取深度

表-2・4・1 本調査結果とその統計量

No. 1		No. 2		No. 3		No. 4		No. 8		No. 7		No. 5		No. 6													
試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$	試料番号	$q_u/2(Kg/cm^2)$												
S-11	0.198	S-21	0.202	S-31	0.244	S-41	0.192	S-81	0.236	S-71	0.231	S-51	0.222	S-61	0.222												
	0.223		0.249		0.120		0.237		0.174		0.171		0.163		0.163												
	0.206		0.220		0.237		0.210		0.229		0.225		0.216		0.216												
	0.195		0.250		0.218		0.238		0.211		0.207		0.198		0.199												
	0.235		0.210		0.168		0.200		0.162		0.159		0.153		0.152												
	0.196		0.243		0.232		0.231		0.225		0.220		0.211		0.211												
S-12	0.231			S-32	0.206	S-42	0.246	S-82	0.199	S-72	0.196	S-52	0.187	S-62	0.187												
	0.225				0.213		0.220		0.206		0.202		0.194		0.194												
	0.251				0.230		0.235		0.223		0.218		0.209		0.209												
	0.171				0.219		0.229		0.212		0.207		0.199		0.199												
	0.227				0.247		0.194		0.239		0.234		0.225		0.225												
0.186	0.203				0.222		0.196		0.192		0.184		0.184														
S-13	0.205			S-33	0.191	S-43	0.224	S-83	0.185	S-73	0.181	S-53	0.174	S-63	0.173												
	0.189				0.191		0.221		0.189		0.185		0.178		0.178												
	0.206				0.194		0.195		0.188		0.184		0.177		0.177												
	0.213				0.221		0.198		0.214		0.210		0.201		0.201												
	0.195				0.187		0.231		0.181		0.170		0.170		0.170												
	0.236				0.194		0.191		0.188		0.184		0.176		0.176												
S-14	0.240			S-34	0.218	S-44	0.212	S-84	0.211	S-74	0.207																
	0.245				0.236		0.207		0.288		0.224																
	0.233				0.231		0.203		0.223		0.219																
	0.283				0.235		0.227		0.227		0.223																
	0.220				0.225		0.195		0.217		0.213																
0.230	0.224				0.221		0.217		0.213																		
S-15	0.262			S-35	0.256	S-45	0.221	S-85	0.248																		
	0.221				0.228		0.247		0.183																		
	0.206				0.234		0.194		0.205																		
	0.226				0.222		0.224		0.190																		
	0.209				0.270		0.223		0.179																		
	0.238				0.209		0.203		0.216																		
S-16	0.251			S-36	0.219	S-46	0.191	S-86	0.180																		
	0.277				0.249		0.236		0.213																		
	0.206				0.211		0.232		0.207																		
	0.238				0.196		0.196		0.231																		
	0.251				0.215		0.241		0.163																		
	0.206				0.199		0.227		0.209																		
				S-37	0.227	S-47	0.230	S-87	0.176																		
					0.239		0.218		0.188																		
					0.264		0.214		0.174																		
					0.196		0.232		0.190																		
					0.201		0.256		0.196																		
					0.243		0.248		0.180																		
				S-38	0.226	S-48	0.195																				
					0.252		0.239																				
					0.243		0.259																				
					0.215		0.212																				
					0.257		0.227																				
				S-39	0.207	S-49	0.220																				
					0.230		0.227																				
					0.213		0.224																				
					0.271		0.246																				
					0.228		0.230																				
					0.234		0.242																				
					0.222		0.208																				
		$\bar{x}_1 = 0.223$ $V_1 = 0.000641$ $S_1 = 0.020499$ $n_1 = 36$			$\bar{x}_2 = 0.229$ $V_2 = 0.000442$ $S_2 = 0.002208$ $n_2 = 6$		$\bar{x}_3 = 0.222$ $V_3 = 0.000627$ $S_3 = 0.037168$ $n_3 = 54$		$\bar{x}_4 = 0.221$ $V_4 = 0.000428$ $S_4 = 0.017384$ $n_4 = 54$			$\bar{x}_8 = 0.216$ $V_8 = 0.000477$ $S_8 = 0.019557$ $n_8 = 42$		$\bar{x}_7 = 0.199$ $V_7 = 0.000430$ $S_7 = 0.009890$ $n_7 = 24$		$\bar{x}_5 = 0.191$ $V_5 = 0.000434$ $S_5 = 0.007375$ $n_5 = 18$		$\bar{x}_6 = 0.193$ $V_6 = 0.000473$ $S_6 = 0.008043$ $n_6 = 18$									

表-2・4・2 等分散検定結果

調 査 地 点	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 8	No. 7	No. 5	No. 6
試 験 個 数	3 6	6	5 4	5 4	4 2	2 4	1 8	1 8
自 由 度	3 5	5	5 3	5 3	4 1	2 3	1 7	1 7
合 否 判 定	合 格	合 格	合 格	合 格	不 合 格	不 合 格	不 合 格	不 合 格
μ	0.228	0.228	0.217	0.217	0.210	0.206	0.197	0.197
σ	0.0228	0.0228	0.0217	0.0217	0.0210	0.0206	0.0197	0.0197
等 分 散 検 定 結 果	$(V_1/V_2)^* = 1.45023^* < F(35, 5, 0.05) = 4.480$				$(V_7/V_4)^* = 1.00467^* < F(23, 53, 0.05) = 1.740$			
	$(V_3/V_2)^* = 1.41855^* < F(53, 5, 0.05) = 4.443$				$(V_5/V_7)^* = 1.00930^* < F(17, 23, 0.05) = 2.067$			
	$(V_3/V_4)^* = 1.46495^* < F(53, 53, 0.05) = 1.588$				$(V_8/V_4)^* = 1.11449^* < F(41, 53, 0.05) = 1.624$			
	$(V_5/V_4)^* = 1.01402^* < F(17, 53, 0.05) = 1.832$				$(V_8/V_7)^* = 1.10930^* < F(41, 23, 0.05) = 1.912$			
	$(V_6/V_5)^* = 1.08986^* < F(17, 17, 0.05) = 2.269$							
注 * は有意差がないことを意味する。								

表-2・4・3 等平均値検定結果

	$T_0 = \frac{x_k - x_{k+1}}{\sqrt{S_k + S_{k+1}}} \sqrt{\frac{n_0^k \times n_0^{k+1} (n_0^k + n_0^{k+1} - 2)}{n_0^k + n_0^{k+1}}}$	$T(n_0^k + n_0^{k+1} - 2, 0.05)$		
No. 1 - No. 2	0.571	2.021	*	注1)
No. 2 - No. 3	0.624	2.002	*	(k), (k+1)は隣接する調査地点を意味する。
No. 3 - No. 4	0.229	1.984	*	
No. 4 - No. 5	5.860	1.995		
No. 5 - No. 6	0.281	2.032	*	注2)
No. 4 - No. 7	4.733	1.993		*は有意差が無いことを意味する。
No. 7 - No. 5	1.631	2.021	*	
No. 4 - No. 8	1.225	1.989	*	
No. 8 - No. 7	1.997	1.998	*	

である。表中*印が附してあるものは、統計的な意味で分散に有意差があるとはいえないことを示している。この表から、1次本調査の結果、各地点の分散には有意な差のないことが判明した。つぎに、各地点での試験結果から、強度の母平均に有意な差があるかどうかを検定する。いまの場合、各地点間で分散が等しいことが表-2・4・2で判明しているから、平均値に関する検定は、式(2・4・17)を用いて行なう。その検定結果が表-2・4・3のようであった。これによると、 μ_4 と μ_5 の間で平均値に有意な差があるから、これらの中間点(μ_7)で2次本調査を実施する。そして再び μ_4 と μ_7 および μ_7 と μ_5 の間で分散と平均値に関する検定を行なう。その結果は、それぞれ表-2・4・2と表-2・4・3に示されている。この操作を繰返した結果、第3次(μ_8)および第4次(μ_9)まで調査を実施してはじめて、強度の平均値に有意差がないことがわかった。

以上の調査の結果、工学的に同一として取扱える粘土層の平面的な範囲は $\mu_1 \sim \mu_4$ 、 $\mu_4 \sim \mu_8$ および $\mu_8 \sim \mu_6$ の3種類に分割することが考えられる。なぜなら、 $\mu_1 \sim \mu_4$ は本調査の結果が図-2・4・2からわかるように、“合格”であり、 $\mu_4 \sim \mu_6$ は“不合格”であることに加えて平均強度に有意差がないと考えられる範囲が $\mu_4 \sim \mu_8$ の間と $\mu_8 \sim \mu_6$ の間であるからである。

以上によって、本調査は一応終了したことになるが、前節で述べたように、対策工法の検討を行なった結果、調査規模をさらに増大させるのがもっともよいという解答が得られた場合は、4・3で示した方法で調査を追加することになる。

4・5 本調査の結果が破壊確率に及ぼす影響

前節までで、著者の提案する土質調査の方法論が、きわめて実地的でまた合理的であることがわかった。しかしながら、このようにして得られた本調査の結果が、設計を含む構造物建設にとって如何なる意味を持っているかを考察することが重要である。すなわち、調査規模の大小が構造物建設にとって、如何なる影響を持っているかを知っておかなければならない。そのため本節では、土質試験の個数が破壊確率に及ぼす影響について考察する。

さて、前節までに述べた方法で、土質試験個数が n 個得られたとしよう。この場合、分散が未知の場合は、 n 個のサンプルから推定される母平均の信頼下限値 $\mu_L(n)$ は危険率 α に対し近似的に式(2・4・22)で与えられる。

$$\mu_L(n) = \bar{x}(n) - \frac{t_{n-1, \alpha}}{\sqrt{n-1}} \sqrt{v} \doteq \bar{x}(n) \left(1 - \frac{t_{n-1, \alpha}}{\sqrt{n-1}} V\right) \cdots (2 \cdot 4 \cdot 22)$$

ここに、 $\bar{x}(n)$ は n 個のサンプル平均であり、 $t_{n-1, \alpha}$ は自由度 $(n-1)$ の t -分布において確率積分値が α になる積分下限値である。また v は不偏分散である。

このとき、設計係数 $\bar{F}_S^*$ は、すべり面に沿って発揮されている最大せん断応力の平均値 μ_S^* が幾何学的に求まるから、次式で与えられる。

$$\bar{F}_S^* = \frac{\mu_L(n)}{\mu_S^*} = \frac{\bar{x}(n) \left(1 - \frac{t_{n-1, \alpha}}{\sqrt{n-1}} V\right)}{\mu_S^*} \quad \dots\dots (2.4.23)$$

また、破壊確率 P_F は

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K(n)}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K(n) &= \frac{\left(1 - \frac{t_{n-1, \alpha}}{\sqrt{n}} V\right) \bar{F}_S^* - 1}{\sqrt{\frac{n-1}{n}} \cdot (F_S^* V)^2 + V_S^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.4.24)$$

で与えられる。

式(2.4.24)で明らかなように、破壊確率 P_F は一般に n の関数であり、式(2.4.24)から求められる P_F は危険率 α で推定されるものと考えられる。図-2.4.4は、上式を用いて($\alpha = 0.05$)種々の n の値に対する $\bar{F}_S^* \sim P_F$ 関係を求めた1例である。ここで $n \rightarrow \infty$ の場合、式(2.4.24)は式(1.3.59)に一致し、図-2.4.4は図-1.3.3(b)の $V_c = 0.3$ の場合に一致することはいうまでもない。

さて、図-2.4.4の意味するところは、以下のようなものである。すなわち、例えば $n = 10$ 個で、サンプル平均 $\bar{x}(10)$ を求め、式(2.4.23)で $\bar{F}_S^* = 1.4$ を算出した場合、危険率5%で $P_F = 40\%$ であることが推定され、また $n = 50$ 個の結果から $\bar{F}_S^* = 1.4$ を算出した場合は、同じく危険率5

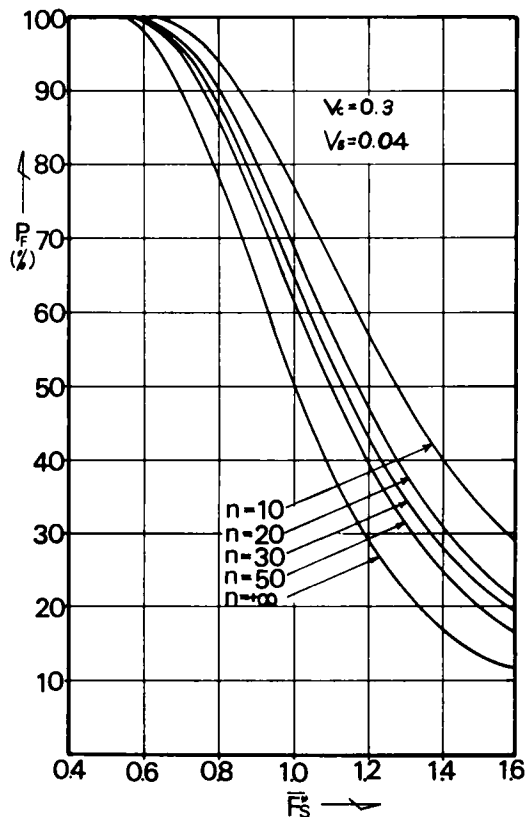


図-2.4.4 調査個数と破壊確率

%で $P_F = 25\%$ であることが推定される。このように、同じ $\bar{F}_S^*$ であっても、統計的な意味において推定される P_F に大きな差を生じる。このことは、逆に云えば調査の規模を大きくすれば、それだけ推定精度を上昇させることを意味している。しかしながら、無制限に土質試験の個数を増やしても、いたずらに時間と費用をついやすだけであるから、これらの犠牲を最小にするような方法で必要な情報を得ることが重要である。前節までに述べた方法は、この意味できわめて合理的な方法論であると考えられる。

4・6 結 論

土質調査に際しては、設計、施工との関連において、構造物の重要度や地盤の状態に見合った方法と規模の決定が要求される。本章では、このような要求に答える調査の方法論を提案した。この方法論の特徴は以下のようなものである。第1に調査システムの中に構造物に要求される妥当な破壊確率を導入することによって構造物の重要度に見合った調査が実施可能である。第2に、逐次群検定理論の応用により、地盤の状態に対応した調査規模が決定でき、しかも設計、施工に必要な情報が合理的に得られる。第3に、調査と同時に大幅な設計変更の必要性の有無が判定できる。第4に、調査結果の信頼性が明白で、これに基づいてなされた設計の信頼度が量的に表示できる（推定危険率 α 、 α' 、 β' がこれに相当する）。第5にこの方法はきわめて実用的である。

つぎに、本章では、土質調査の結果の信頼性が構造物の推定された破壊確率にどのような影響を与えるかについて検討を加えた。その結果、土質試験個数の大小によって破壊確率は最大25%程度の変動があることを明らかにした。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について, 土木学会論文報告集, 第198号, pp.69 ~ 81, 1972
- 2) 松尾 稔, 黒田勝彦: 土質調査の規模決定に関する研究, 土木学会論文報告集 (投稿中)
- 3) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究 (討議), 土木学会論文報告集, 第207号
- 4) Western Electric Company 著, 住友電気工業株式会社訳: 統計的品質管理ハンドブック, 住友電気工業K.K, 日科技連, 1968
- 5) 日科技連品質管理リサーチ・グループ編: 抜取検査法, 日科技連, 1969
- 6) 上甲子郎著: 計量抜取検査の実施化理論, 日科技連, 1968
- 7) 三上 操: 統計的推測, 筑摩書房, pp. 240 ~ 251 昭和44年12月

第5章 軟弱地盤上の盛土の信頼度分析¹⁾

5・1 概 説

著者は、第1編3・4において、設計には従来の安全率でなく設計係数を用いるよう提案した。そして、第1編4・4において設計に用いるべき信頼度の決定法としての経済的評価モデルについて説明した。すでに述べたように経済的評価モデルを用いるには、いくつかの問題を解決しておかねばならない。すなわち、(1)破壊後の補償と再建法および、(2)破壊確率をどの時点で考慮するかという問題であるが、これらに関しても第1編4・5および4・6で著者の考え方を説明した。本章では、第1編で得られた成果の1つの応用例として平地上の盛土を取上げ、その信頼度分析を行なう。ただし、ここでは沈下問題は一応除外し、盛土の急速破壊のみを対象とする。また、盛土は円弧すべり面にそって破壊することを容認することとし、破壊面の生起確率そのものについては言及しない。なお、経済的評価モデルと調査、設計との関連については本編2・2で一部説明したが、5・2でさらに詳細な説明を加えて経済的評価モデルの位置づけを明確にする。5・3では費用関数を決定するための準備として一般的な注意事項について述べ、5・4、5・5および5・6の各節で、それぞれ地盤調査費、建設費、破壊損失費と破壊確率の関係を明らかにする。ついで、これらに基づいて、5・7節では盛土の設計信頼度決定のための経済的評価モデルを提案する。5・8および5・9節では、それぞれ数値計算例および実施例の解析を通じてモデルの妥当性を検討する。5・10節は本章で得られた成果を結論的に要約する。

5・2 経済的評価モデルと調査、設計との関連

経済的な評価モデルと調査、設計との関連を、作業の手順にしたがって図示したのが、図-2・5・1である。図からもわかるように、本研究で対象とするのは実施計画の段階であり、構想計画等の上位計画の段階を問題にしているのではない。図にしたがって説明すると以下のとおりである。

(1) 盛土の天端高さ H_b と天端幅 B_b は、上位計画の段階における路線選定および施工基面の決定時に定まる。

(2) 一方、盛土の種々の実施例を対象にして次節以下で述べる経済的評価モデルにより計算を行ない、期待総費用 C_T を最小にするときの破壊確率 $(P_F)_{opt}$ を求める。これらを盛土の重要度に応じてクラス分けし、あらかじめ、それぞれの重要度に応じた $(P_F)_{opt}$ の大体の範囲（オーダー）を知るための表を作成しておく。

(3) いま対象としている盛土の重要度に応じて、上述した表より大体の $(P_F)_{opt}$ を選び出し、これを用いて第2編2・4で詳述した先行設計を行なう。その結果、盛土を建設する地盤の期待強度（盛土の破壊確率が上述の $(P_F)_{opt}$ 以下に押えられるために必要な地盤の強度） μ_c^* が求ま

る。

(4) 第2編4で詳述した手順に従って本調査を実施する。本調査の結果は図-2・5・1の①、②のいずれかの場合となる。

(5) ついで本設計を行なう。本調査において n_0 個の力学試験（たとえば一軸圧縮試験）結果が得られたとすると、その結果を用いて、地盤の母数（ μ, σ ）を推定する。この母数の推定値

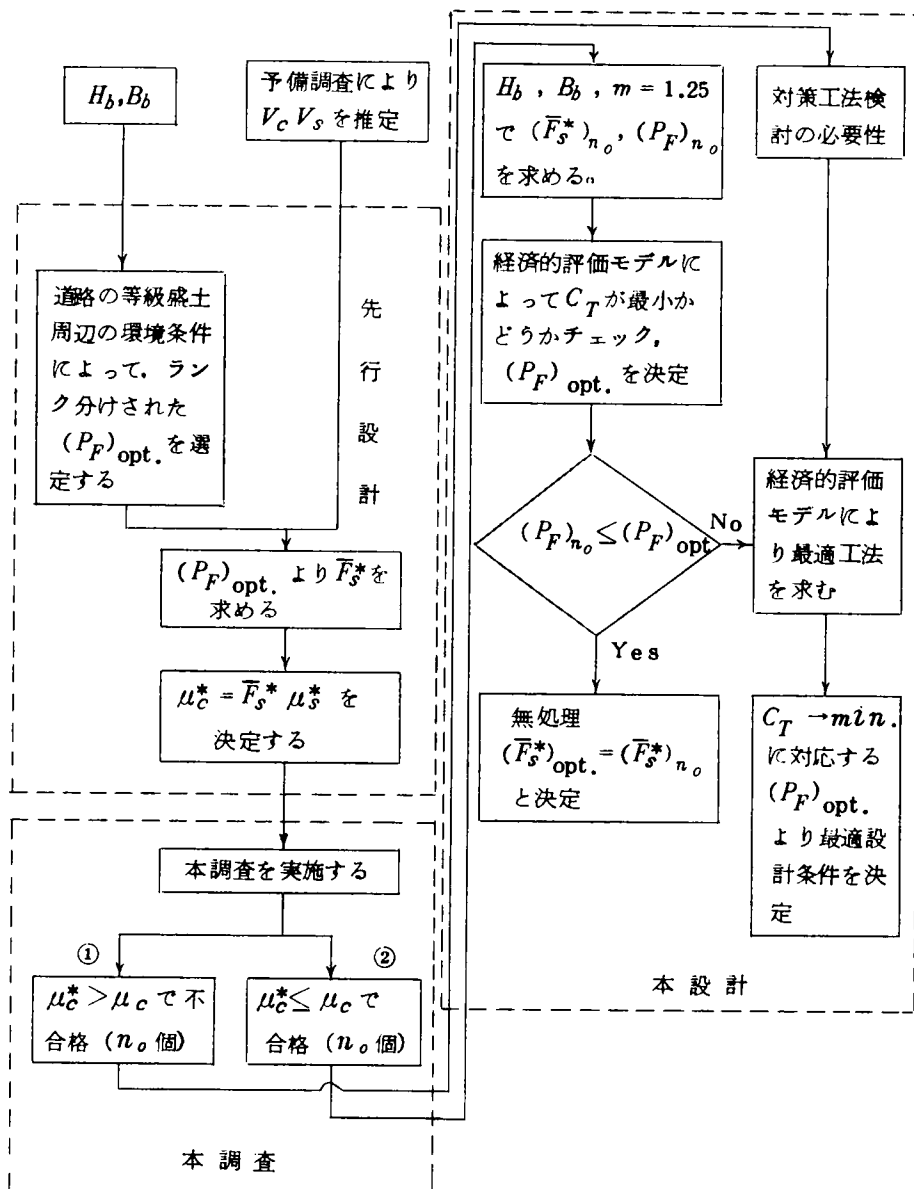


図-2・5・1 調査・設計と評価モデルの関係

に対してすべり計算を行ない、力学的な意味での破壊確率 $(P_F)_{n_0}$ を求める。一方、経済的な評価モデルから経済的な意味での $(P_F)_{opt}$ と最小の期待総費用 $(C_T)_{min}$ を求める。そして $(P_F)_{n_0}$ と $(P_F)_{opt}$ とを比較する。

(6) もし $(P_F)_{n_0} \leq (P_F)_{opt}$ であるならば、実際の力学的な破壊確率が経済的な意味での適正破壊確率に一致しているわけであるから、この地盤上に所定の盛土を地盤改良その他の対策なしに急速施工することが可能であり、最適設計係数は $(P_F)_{n_0}$ に対応する $(\bar{F}_s^*)_{opt}$ として定まる。

(7) 一方、 $(P_F)_{n_0} > (P_F)_{opt}$ であるならば、経済的にみてより適正な破壊確率を与える対策工が他に存在するわけであるから、押え盛土や地盤改良などの対策を講じて、 $(P_F)_{opt}$ を実現することが必要となる。

(8) これ以下の説明を助けるために図-2.5.2を用いる。この図は、費用と破壊確率の関係を模式的に表わしたものである。もし大きな破壊確率を許容するならば、破壊による期待損失費が大となる反面、調査費や建設費は安くつく。一方、小さな破壊確率に抑えようとするならば調査費や建設費は高くなるが、破壊による期待損失費は小さくなるであろう。このことから、総費用が最小となるような $(P_F)_{opt}$ が存在するに違いない。

さて、いくつかの対策工を考え、それぞれの対策工、あるいはそれらの組合せに対して、たとえば図実線と点線の総費用曲線を描

くと、それぞれに対して $(P_F)_{opt}$ $(C_T)_{min}$ が求まる。いくつかの $(C_T)_{min}$ の中で最小の $(C_T)_{min}$ を与える工法が最適工法となる。この理由は以下のとおりである。すなわち、たとえばこの盛土が道路のためのものとする、どのような工法で施工されようとも、所定の断面、機能を有するようにでき上った後には道路がもたらす便益は不変と考えてよい。したがって第1編4.3において述べたように、総費用→最小の基準は総便益最大という基準と同値の関係にあり、この基準を満足する代替案が最適の代替案と考えられる。なお、対策工としては、押え盛土、地盤改良、盛土の斜面こう配の

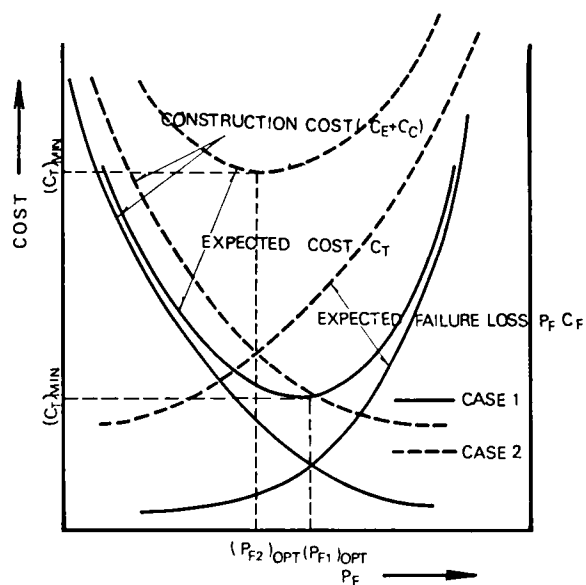


図-2.5.2 費用～破壊確率関係の模式図

変化，あるいは追加調査を行ない地盤強度の推定信頼度を増大させて破壊確率を低減する方法，などが考えられる。

5・3 費用関数決定のための準備

費用関数の形は，第1編4・4で述べたように無処理状態を基準にして，種々の対策工，すなわち追加調査，斜面こう配の変更，押え盛土，地盤改良，あるいはそれらの組合せに応じて，どのように変化するかを明確にした上で決定されなければならない。式(1・4・9)の各費用関数 $C_E(\xi)$ ， $C_C(\xi)$ ， $C_F(\xi)$ を決定するときに基本的に重要なことは，それらが力学的な諸条件を十分考慮した上で決定されたものでなければならない，ということである。その意味で，次節以下の費用関数の決定においては，土質力学的な考察が基礎となっている。すなわち，土質工学的に考慮しなければならない種々の環境条件，たとえば盛土の断面，荷重や地盤強度の変動係数，破壊確率や設計係数の初期値 (P_{F0} ， $\bar{F}_{S0}^*$) などの，実現可能な範囲にわたって，関数形を確かめなければ意味がない。そのために表-2・5・1に示すような各条件を組合せて，膨大な計算を実施した。環境条件を表のように限定した理由は，後に必要に応じて説明するが，たとえばつぎの理由による。追加調査によって精度を高めたとしても，期待できる設計係数の上

表-2・5・1 計算のための幾何的，力学的条件

追 加 調 査 (360ケース)	V_c	0.1	0.3	0.5	0.0		
	V_S	0.02	0.04	0.06	0.08		
	n_0	10	20	30	50	70	90
	$\bar{F}_{S0}^*$	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
斜 面 こ う 配 変 化 (760ケース)	D/H_b	1.0	2.0	3.0	4.0		
	H_b	5.0	6.0	7.0	8.0		
	V_c	0.1	0.3	0.5	0.7		
	V_S	0.02	0.04	0.06	0.08		
	$\bar{F}_{S0}^*$	0.6	0.8	1.0	1.2		
押 え 盛 土 (2880 ケース)	D/H_b	1.0	2.0	3.0	4.0		
	H_b	5.0	6.0	7.0	8.0		
	H'_b/H_b	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	
	V_c	0.1	0.3	0.5			
	V_S	0.02	0.04	0.06	0.08		
	$\bar{F}_{S0}^*$	0.6	0.8	1.0	1.2		
地 盤 改 良 (240ケース)	$B_S D_S$	300	600	900	1200	1500	
	V_c	0.1	0.3	0.5			
	$V_{S'}$	0.02	0.04	0.06	0.08		
	$\bar{F}_{S0}^*$	0.6	0.8	1.0	1.2		

昇は0.1～0.2程度であり、最大でも0.3を越えないことが多数の計算結果からわかったので、 $\bar{F}_S^* < 0.6$ の場合は工学的に実的な意味がない（他の対策工が有利なことが自明）。また $\bar{F}_{S0}^* = 1.6$ のときは、追加調査で $\bar{F}_{S0}^* = 1.8$ 前後にまで上昇させることができるから、一般に工学的にはこれで十分である。次節以下においては、表-2・5・1のすべての組合せに関する結果を説明することはできないので、代表的な例（表の太線わく内の条件の全組合せ）に関して計算例をあげ、費用関数の誘導とその意味を説明する。

なお、見積りや積算に関しては種々の方法がある。本論文で取上げる費用項目と二、三の代表的な積算法^{2),3)}による項目との対応は表-2・5・2に示すとおりである。著者の費用項目の分け方は、一見、大分類的に過ぎるように見えるが、詳細な項目別費用をまとめて一括表示すればよいわけで、実的な意義が損われることはまったくない。また、費用関数形を決定する上では、これ以上項目を細かくすることは、いたずらに複雑化するだけで実益は何もない。

表-2・5・2 費用項目の分類

筆者の分類		建設省方式	国鉄方式	道路公団方式
地盤調査費 C_E		地盤調査費	地盤調査費	地盤調査費
建設費 C_C	材料費	材料費	材料費	
	施工費	直接工事費 - 材料費 - 労務費 - 直接経費 間接工事費 - 共通仮設費 - 現場管理費	直接工事費 - 材料費 - 労務費 - 運搬費 - 専用機械器具経費 - 雑工事費 - その他 間接工事費 - 共用機械器具経費 - 共通経費 - 現場経費	純工事費 - 直接工事費 - 割掛間接工事費 共通間接工事費 - 技術管理費 - 管 繕 費 - 現 場 経 費
	その他	一般管理費 利 潤	一般管理費 利 潤	一般管理費 利 潤
破壊損失費 C_F	再調査費			
	整地・地盤改良費			
	再建費			
	補償費			

5.4 地盤調査費と破壊確率

地盤調査費 C_E には、第2編2で説明したように、先行調査費 C_{E0} および本調査費と追加調査費の和 C_{En} が含まれる。また第2編4で説明したように、すべての環境条件が同一であるとみなしうる盛土区間、すなわち、一律に取扱える1ブロックの盛土区間に関して、費用は、盛土の単位長さ当りに換算して表わす。地盤調査費は、通常、全建設費の2%前後のようであるが、試験個数 n は ζ に対してきわめて敏感であるので、 ζ を低下させるための対策として、 n を増加させることが最適の選択となることがありうる。

本研究では、粘土層上の盛土の急速破壊を考えている。したがって、本調査としては、一軸あるいは非圧密非排水三軸圧縮試験が実施されるものとする。すでに第2編4・2で提案したように、逐次群検定理論の応用により、本調査段階で n_0 個の土質試験が行なわれたものとする。このとき、粘土の非排水強度 C_u の母平均値 μ_c に対するサンプル平均の $(100 \times \alpha/2)\%$ 許容下限 $\mu_c(n_0)$ は、標準偏差 σ_c が既知の場合には、

$$\mu_c(n_0) = \mu_c - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n_0}} Z_{\alpha/2} \quad \dots\dots\dots (2.5.1)$$

で与えられる。ここに、 $Z_{\alpha/2}$ は、標準正規積分において確率が $(\alpha/2)$ になるときの積分下限値である。また、これに対応する設計係数 $\bar{F}_{s0}^*$ および破壊確率 P_{F0} は、それぞれ次式で与えられる。

$$\bar{F}_{s0}^* = \frac{\mu_c(n_0)}{\mu_s^*} = \frac{\mu_c}{\mu_s^*} \left(1 - \frac{V_c}{\sqrt{n_0}} Z_{\alpha/2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.5.2)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{F0} &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{K_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K_0 &= \frac{\mu_c(n_0) - \mu_s^*}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}} = \frac{(\bar{F}_{s0}^* - 1)}{\sqrt{(\bar{F}_{s0}^* V_c)^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

ここに、 μ_s, σ_s は地中で動員されているせん断応力 s の平均値と標準偏差、 V_c, V_s はそれぞれ C_u, s に関する変動係数である。

さて、無処理状態で盛土を急速施工することが無理であることがわかり、その対策法として、試験精度を高めるために地盤調査を追加することにしたとする。いま、試験個数を n_1 個追加して総数 $n = (n_0 + n_1)$ 個の結果を得たとすると、 μ_c に対するサンプル平均の $(100 \times \alpha/2)\%$ 許容下限値 $\mu_c(n)$ とそのときの $\bar{F}_s^*$ および P_F は、それぞれ次式で与えられる。

$$\mu_c(n) = \mu_c - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n}} Z_{\alpha/2} \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

$$\bar{F}_S^* = \frac{\mu_c(n)}{\mu_s^*} = \frac{\mu_c}{\mu_s^*} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n}} Z_{\alpha/2}\right) \quad \dots\dots (2.5.5)$$

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_K^\infty \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K &= \frac{\mu_c(n) - \mu_s^*}{\sqrt{\sigma_c^2 + \sigma_s^2}} = \frac{\bar{F}_S^* - 1}{\sqrt{(\bar{F}_S^* V_c)^2 + V_s^2}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots (2.5.6)$$

さて、式(2.5.1)と式(2.5.4)より、 $\bar{F}_S^*$ を $\bar{F}_{S0}^*$ で表わすことができ、これを式(2.5.6)に用いることによって、

$$\left. \begin{aligned} P_F &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_K^\infty \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \\ K &= \left\{ \frac{\frac{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n_0 V_c Z_{\alpha/2}}}{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n V_c \cdot Z_{\alpha/2}}} \bar{F}_{S0}^* - 1}{\sqrt{\left(\frac{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n_0 V_c Z_{\alpha/2}}}{\sqrt{nn_0} - \sqrt{n V_c \cdot Z_{\alpha/2}}} \bar{F}_{S0}^* V_c \right)^2 + V_s^2}} \right\} \quad \dots\dots (2.5.7) \end{aligned} \right\}$$

したがって、式(1.4.7)で定義された ζ は、式(2.5.7)と式(2.5.3)の比で与えられることになる。式(2.5.7)は、調査個数を増大させることによって設計信頼度が上昇する、逆に言えば破壊確率が減少することを期待できる、ということを意味している。しかし、実際問題としては式(2.5.2)で与えられる $\bar{F}_{S0}^*$ は μ_c が未知であるから求めることができない。したがって、実際作業では、 $\mu_c(n_0)$ の代りに n_0 個の試験結果による $\mu_c^{(n)}(100 \times \alpha/2)\%$ 信頼下限値 $\mu_L = \bar{x}(n) - \frac{\sigma_c}{\sqrt{n_0}} Z_{\alpha/2}$ を用いるのが妥当であろう。

一方、 n 個の試験に必要な調査費 C_{En} は、つぎのように表わしてよいであろう。

$$C_{En} = \frac{1}{l_E} (a_E n + b_E) \quad \dots\dots (2.5.8)$$

ここに、 a_E は土質試験1個当りの単価、 b_E はサンプリングその他に要する費用、 l_E は調査区間の長さである。

表-2.5.1の太線のわく内のケースについて計算結果を示す。 $V_c=0.3, V_s=0.04$ という値は、第1編2.3で示したように普通の粘土地盤上に通常の精度で施工された一般的な場合に相当し^{4),5),6),7),8)}、 $n_0=30$ というのも常識的な例である。さて、 $n_0=30$ から n_1 を10

個単位で増加させて $n = 120$ 個に至るまでの各場合について、式 (1・4・7)、式 (2・5・3) および式 (2・5・7) を用いて ζ を計算し、その結果を $n \sim \zeta$ 関係として両対数紙上に描いたのが図-2・5・3である。ここで、 $\bar{F}_{S0}^*$ をパラメータにとったのは、盛土の規模や、その他の環境条件によって、たとえ初期の試験個数 n_0 が同一であっても $\bar{F}_{S0}^*$ は当然異なってくるからである。図-2・5・3をみれば、 $n \sim \zeta$ 関係は両対数紙上でなめらかな曲線関係になっている。このような場合は、 $\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ に関して図中に例示したように、平均法を用いた簡単な計算によって C_e を適当に定めることにより、きわめて高い精度で、

$$\log (n - C_e) =$$

$$\log A_e + B_e \log \zeta$$

なる直線関係にかけるとは周知である。

すなわち、

$$n = A_e \zeta^{B_e} + C_e$$

…… (2・5・9)

で表わせることがわかる。この関数形が

表-2・5・1の

すべての組合せに

関して確認された

ことはいうまでも

ない。上例に關す

る A_e 、 B_e 、 C_e

の計算結果を表-

2・5・3中に他

の場合も含め一括

して示した。

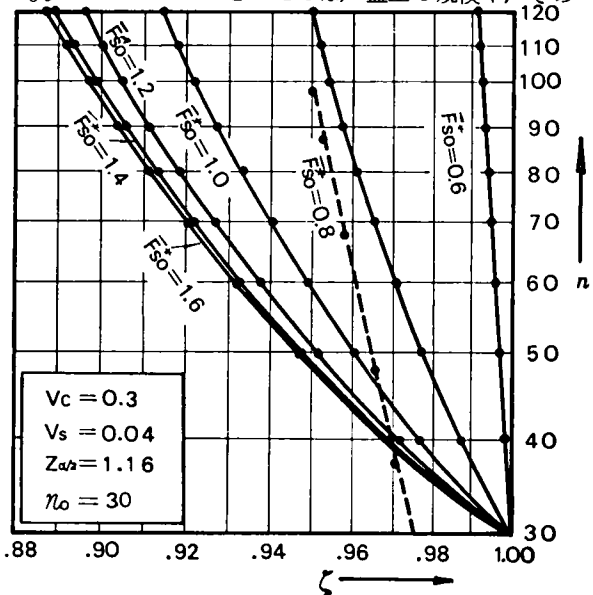


図-2・5・3 n と ζ の関係 (追加調査)

表-2・5・3 費用関数の係数一覧表

	F_{S0}^*	A	B	C
追加調査の場合 ($n_0 = 30$)	0.6	17.78950	- 219.35435	12.21050
	0.8	13.71430	- 38.86358	16.28570
	1.0	12.84360	- 23.06201	17.15700
	1.2	12.02273	- 19.36335	17.97727
	1.4	11.25000	- 18.59938	18.75000
	1.6	10.52174	- 13.63072	19.47826
法 勾 配 を 変 えた 場 合	0.6	- 2.8816	48.85757	4.2296
	0.8	- 3.5468	6.43167	4.8565
	1.0	- 3.6972	3.68259	4.9838
	1.2	- 4.0887	2.64045	5.3813
押 え 盛 土 を し た 場 合	0.6	- 128760.0	17.42402	1789800
	0.8	- 188510.0	3.46610	2002820
	1.0	- 203130.0	2.12365	2097400
	1.2	- 204290.0	1.87629	2081100
地 盤 改 良 を し た 場 合	0.6	-12.650×10^5	0.56122	12.320×10^5
	0.8	-15.716×10^5	0.39632	15.230×10^5
	1.0	-24.499×10^5	0.19026	23.776×10^5
	1.2	-40.623×10^5	0.10174	39.840×10^5

式(2・5・9)を式(2・5・8)に用いれば、目的とする地盤調査費と破壊確率の関係が
つぎのように求められる。

$$C_E = C_{EP} + C_{En} = C_{EP} + \frac{1}{L_E} \{ a_E (A_e \zeta^{Be} + C_e) + b_E \}$$

……………(2・5・10)

上式の b_E は厳密には n の関数であるが、変動範囲は小さいので、実際には実績をもとに n の範囲に応じて選択すればよい。

5・5 建設費と破壊確率

建設費 C_c には、盛土本体や押え盛土の建設費、地盛改良のための費用などが含まれる。建設費と破壊確率の関係を考える場合、基準となる建設費と、破壊確率をさらに減少させるための対策工に関する追加建設費に区別して考えるのが便利である。基準となる建設費 C_{c0} としては、 n_0 個の本調査結果に基づく無処理状態の建設費、すなわち、路体、路床、路盤、舗装からなる盛土本体 (m は 1.25) の材料費と施工費、および盛土建設に際する直接、間接的な諸経費との和を、盛土の単位長さ当りに換算して考える。この場合、予定の盛土底面幅に必要な土地は、上位計画の段階で「盛土」に決定されたときに当然確保されるべきものであるから、これに要する用地費は基準建設費に組入れて考えるのが妥当である。これに対し、設計係数 $\bar{F}_S^*$ 上昇の目的で盛土の斜面こう配 m_b を大きくしたり、押え盛土をしたり、地盤改良をしたりするために必要な建設費は追加建設費である。以下、個々の場合の追加建設費に関し、関数形を求める。

5・5・1 斜面こう配 m_b を変化させる場合

表-2・5・1の全組合せ条件について安定計算を実施した結果、粘土層の厚さ D と盛土高さ H_b との比 (D/H_b) が一定ならば、個々の D や H_b の値にかかわらず、 m と $(\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*)$ がほぼ完全に 1 : 1 に対応することが明らかとなった。表-2・5・1の太線内の各条件を組合せたケースに関して、この関係を図示したのが図-2・5・4である。($\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*$) は一義的に m_b に変換されるから、この関係は $m_b \sim \zeta$ 関係を求める上で重要な示唆を与えている。(D/H_b) を固定して両者

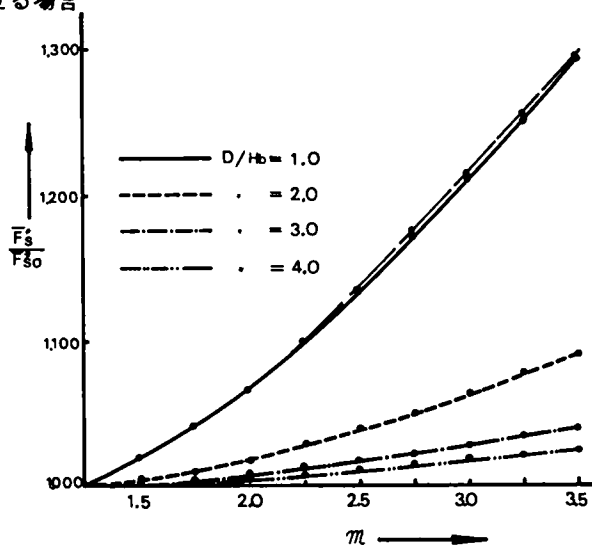


図-2・5・4 m_b と $(\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*)$ の関係

の関係を両対数紙上にプロットした例が図-2.5.5である。 (D/H_b) が2.0以外の場合や表-2.5.1の他の条件の場合にも同様の関係が得られている。さて、図-2.5.5から前項で説明したのと同じ理由により、 (D/H_b) を一定とした場合の m_b と ζ の関数形が

$$m_b = A_m \zeta^{B_m} + C_m \quad \dots\dots (2.5.11)$$

の形で表わせることが明かである。係数 A_m 、 B_m 、 C_m を決定した例を表-2.5.3中に示す。

一方、斜面こう配を基準値である1.25から m_b にした場合の追加建設費 C_{cm} は、簡単な幾何学計算により、

$$C_{cm} = H_b (2 a_{cm} + H_b b_{cm}) (m_b - 1.25) \quad \dots\dots (2.5.12)$$

となる。ここに a_{cm} は m_b を大きくしたために必要となった土地の単位面積当りの用地費、 b_{cm} は同じ理由で必要となった盛土部分の単位体積当りの材料費と施工費である。式(2.5.11)を式(2.5.12)に用いることにより、斜面こう配を変化させる場合の全建設費と破壊確率の関係がつぎのように求められる。

$$\begin{aligned} C_c &= C_{co} + C_{cm} \\ &= C_{co} + H_b (2 a_{cm} + b_{cm}) (A_m \zeta^{B_m} + C_m - 1.25) \end{aligned} \quad \dots\dots (2.5.13)$$

5.5.2 押え盛土をする場合

押え盛土のための追加建設費 C_{cp} はつぎのように表わせる。

$$\left. \begin{aligned} C_{cp} &= 2 B'_b (a_{cp} + b_{cp} H'_b) = 2 a_{cp} B'_b (1 + k_p H'_b) \\ k_p &= (b_{cp} / a_{cp}) \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.5.14)$$

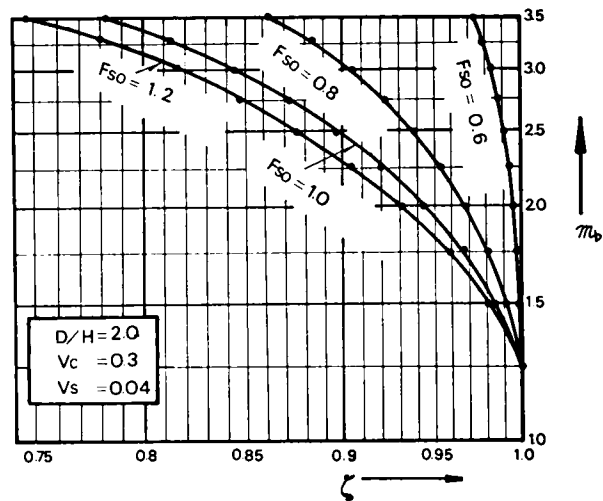


図-2.5.5 m_b と ζ の関係(斜面こう配変化)

ここに、 B'_b, H'_b はそれぞれ押え盛土の幅と高さ、 a_{cp} は押え盛土のために必要な単位面積当りの用地費、 b_{cp} は単位体積当りの押え盛土の材料費と施工費、 k_p は押え盛土のコストインデックスである。

押え盛土の斜面こう配は盛土本体のこう配に一致させるものとして、多数の安定計算を実施した。設計係数 $\bar{F}_S^*$ の上昇率 $\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*$ と盛土本体の高さ H_b に対する H'_b の比 (H'_b/H_b) との関係の例を示したのが図-2・5・6である。この図は (D/H_b) = 1.0 の場合で、 B'_b/H_b をパラメータとして描いてある。

図は、(H'_b/H_b) = 0.5 程度において設計係数 $\bar{F}_S^*$ が最も大きくなるという興味深い結果を示している。すなわち押え盛土の高さが盛土本体の高さの半

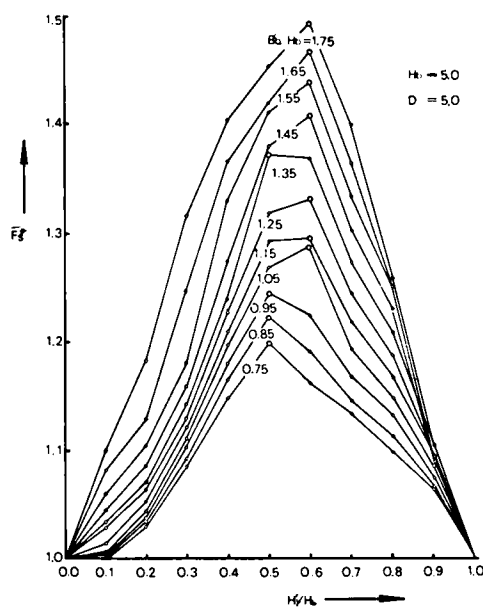


図-2・5・6 (H'_b/H_b) による $\bar{F}_S^*$ の変化

分以上になると、力学的な安定度はかえって低下してくる。この傾向は、図-2・5・6 の場合を含むすべての底面破壊の場合に認められた。一方、(D/H_b) が大きくなり、かつ $H'_b > 0.5 H_b$ になると層内すべりを生じるケースがでてくる。この場合には、図-2・5・6 に示すようなきれいな傾向は認められないけれども、($\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*$) が $H'_b = 0.5 H_b$ のときの値よりも大きくなることはほとんどないことを確かめた。以上の結果だけからすれば、数多くのケースの中で力学的に最も安定度の高い $H'_b = 0.5 H_b$ の場合に関してのみ費用関数を検討すればよいように思えるが、建設費もあわせ考察すると、力学的に最適な条件が、必ずしも経済的に最も有利な状態になりえないかも知れない。この理由は、斜面こう配変化の場合のように費用関数が1変数(m_b) のみによって定まるのではなく、 B'_b, H'_b の2変数を含み、かつ $B'_b(a_{cp} + b_{cp} H'_b)$ という関数形が力学量、たとえば転倒モーメントなどと1:1に対応しないからである。したがって費用関数を求める場合、いかなる H'_b を対象にすればよいかを、まず明らかにしておかなければならない。

式(2・5・14)で求めた C_{cp} と ($\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*$) の関係を図示した例が図-2・5・7である。ここにあげた例は、表-2・5・1の太線内の場合である。 C_{cp} の計算に際しては、実際にありうる場合という意味で、 $a_{cp} = 1000, 3000, 5000$ (円/㎡)、 $b_{cp} = 100, 200$ (円/㎡)

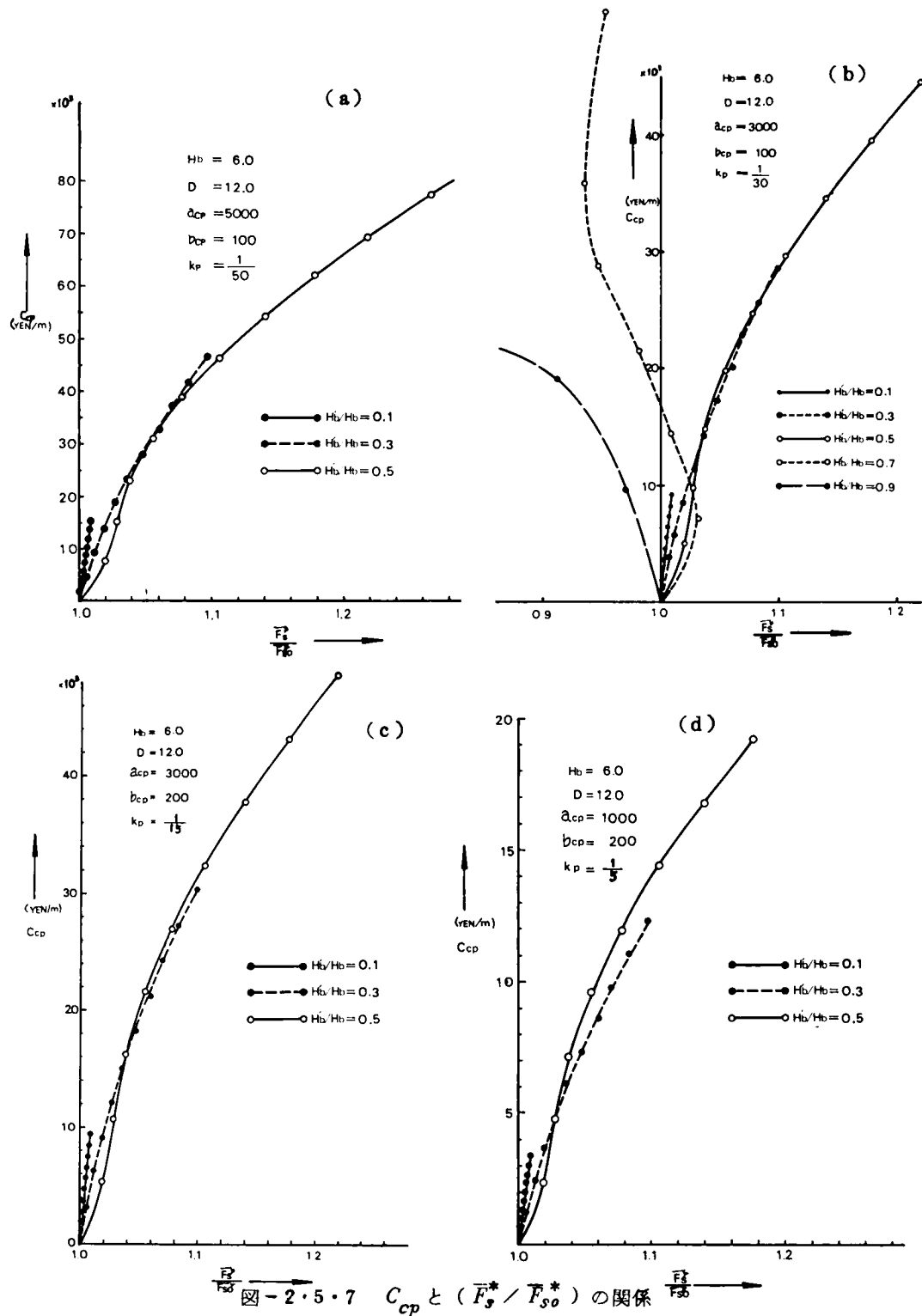


図-2.5.7 C_{cp} と $(\bar{F}_s^* / \bar{F}_{s0}^*)$ の関係

を用い、^{3),9)} k_p を種々変化させた。
 図をみれば、予想されたように、同一の費用に対して (H_b'/H_b) が異なれば力学的に到達しうる $(\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*)$ が変わってくるのがわかる。しかし図(b)をみればわかるように、 $H_b' > 0.5H_b$ (この場合は層内すべり) になると、ごく初期の部分を除いて、建設費の増大にもかかわらず、 $(\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*)$ は大幅に減少してくる。このことは、 $H_b' > 0.5H_b$ の場合を問題にする必要はなく、 $H_b' \leq 0.5H_b$ の範囲内で検討すればよいことを意味している。

さて、4枚の図を比較すればわかるように、 k_p の値が小さい範囲では、 $H_b' \div 0.5H_b$ という力学的に最適である状態が同一の費用で最大の $\bar{F}_S^*$ の上昇をもたらす、すなわち、経済的にも最適条件となっている。一方、地価が非常に安かったり、また土材料の特別の買収や遠方からの運搬などによって b_{cp} が地価に比べてかなり高くなるような場合 (k_p が大) には、経済的に最も有利な条件は $H_b' < 0.5H_b$ の範囲に現われてくる。(図(d))以上のことから、 k_p の大きさによって、力学条件 (H_b'/H_b) の選択を行なわなければならない。図にかかげていない場合も含めて多数のケースについて検討した。その結果 $k_p < (1/15)$ の場合には $H_b' = 0.5H_b$ が経済的にも最適条件となるが(図(a),(b)参照)、 $(1/15)$ ぐらいを境にして逆転し、 k_p がそれ以上になると、一般に、 $H_b' = (0.3 \sim 0.4)H_b$ が最も有利な条件になるようである。(図(c),(d)参

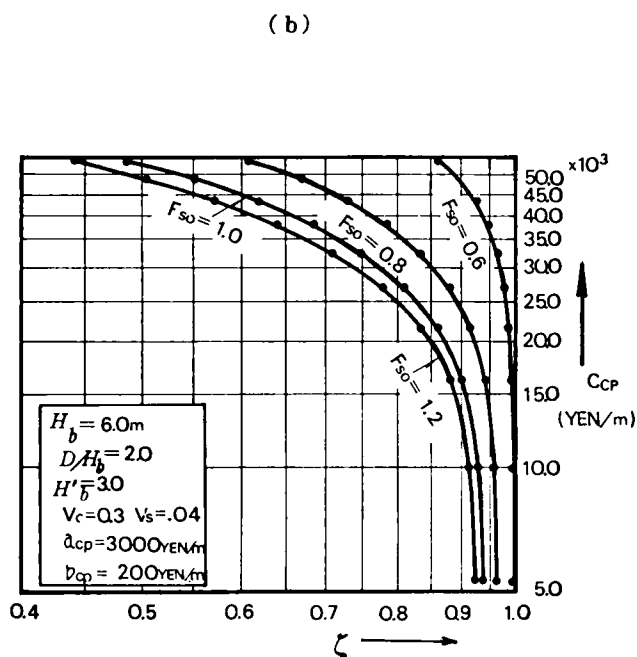
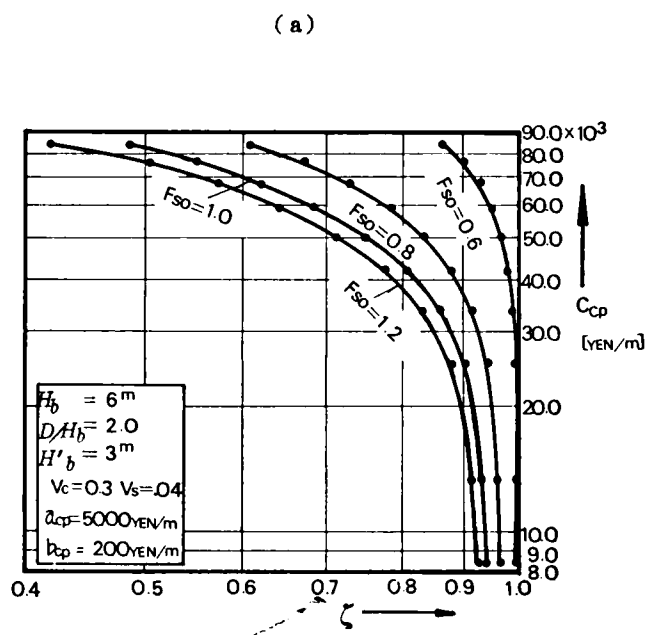


図-2・5・8 $C_{cp} \sim \zeta$ 関係 (押え盛土)

照)。

($\bar{F}_s^*/\bar{F}_{s0}^*$) を ζ に変換し, $H_b' = 0.5H_b$ として $C_{cp} \sim \zeta$ 関係を両対数紙上で描いた例が図-2.5.8である。図(a)は $k_p = (1/25)$, 図(b)は $k_p = (1/15)$ とした場合である。図から明らかなように, $C_{cp} \sim \zeta$ 関係は次式で表わすことができる。

$$C_{cp} = A_p \zeta^{B_p} + C_p \quad \dots\dots (2.5.15)$$

$k_p > (1/15)$ の場合も, 式(2.5.15)の基本的な関数形はまったく変わらないことが確かめられている。以上のことから, 押え盛土をする場合の全建設費と破壊確率の関係は,

$$C_c = C_{c0} + C_{cp} = C_{c0} + (A_p \zeta^{B_p} + C_p) \quad \dots\dots (2.5.16)$$

となる。 $k_p = (1/25)$ に関する A_p, B_p, C_p の計算例を表-2.5.3に示した。

5.5.3 地盤改良を実施する場合

種々の地盤改良工法があるが, 盛土の場合最も一般的なのは, サンドドレーン工法とサンドコンパクションパイル工法であろう。本研究においては, 最初の試みとして最も簡単な場合を取上げるという意味から, 一挙に立上る盛土の急速破壊を対象としており, 圧密を考慮した盛土の段階施工などは考えない。そこでここでは, サンドドレーン工法ではなく, サンドコンパクションパイルを用いて地盤改良する場合を考える。

松尾は, 締固め砂ぐいを含む粘土地盤の安定計算法を提案し,¹⁰⁾ 室内実験によってこれを検証しているが,¹¹⁾ 実際の破壊例との対比検討が少ない。さらに, この方法では計算がかなり複雑になる。そこで, 本研究では, 複合地盤に関する厳密な力学計算は行わず, 精度的にはやや問題があるがより工学的な見地から, 現地における過去の実績を基礎にして考察を進める。

図-2.5.9は, 公表された実績例^{12), 13), 14)} をもとにして, a_s と ($\bar{F}_s^*/\bar{F}_{s0}^*$) の関係をプロットしたものである。ここで a_s は砂置換率と呼ばれるもので, 対象とする改良部分の全面積に対する全砂杭断面積の比である。また, $\bar{F}_{s0}^*$ は改良前の設計係数で

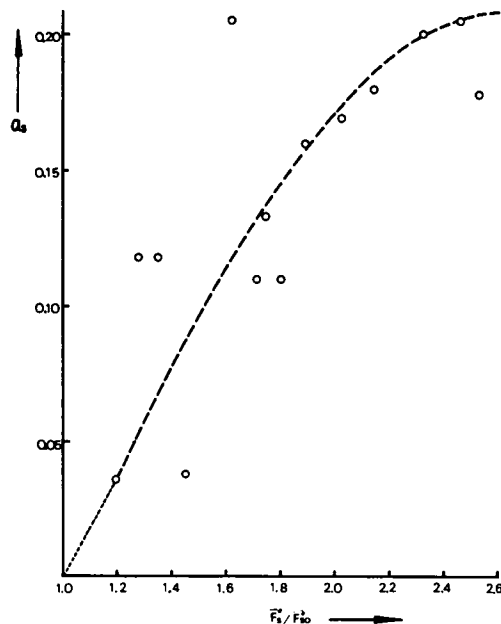


図-2.5.9 a_s と $\bar{F}_s^*/\bar{F}_{s0}^*$ の実績例

押え盛土を併用しなかった実績例のみをプロットしてある。複合地盤における地盤強度の上昇は、正しくは、砂杭周辺粘土の圧密による強度増化と砂杭自体のせん断強度によってもたらされる。しかし、便宜上、これを粘土の非排水強度の上昇という形におきなおせば、一応いまままでと同じやり方で、 $(\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*)$ の変化を ζ の変化に写し代えることができる。しかし、精度的には問題があるといわざるをえない。さらに、図-2.5.9の $\bar{F}_S^*$ 自体、圧密度 50~90 % を考慮したものがほとんどである。上述したような理由により、以下に導かれる関係は、追加調査や盛土の斜面こう配変化、および押え盛土の実施による場合に比べてやや粗雑であるといわざるをえない。しかし複合地盤に関する設計法や実績に関していまだ確固たる定説がない現在、やや粗雑ではあっても、その基本的な関数形を見出すことこそ重要であり、将来その係数の精度を高めることが必要であると考えらる。

さて、地盤改良に要する費用は、 a_s と改良深度に影響される。砂杭の直径 d_s 、砂杭部分の全面積 A_s 、盛土の横断面における改良幅 B_s 、盛土の長手方向の改良部分の長さ l_s 、砂置換率 a_s 、改良深度 D_s 、砂杭の打設本数 n' 、砂杭施工単位長当りの費用 a_{CS} 、盛土の単位長さ当りに換算した総改良費を C_{CS} とすると、次式が成立つ。

$$\left. \begin{aligned} a_s &= A_s / B_s l_s \\ n' &= A_s / \pi (d_s/2)^2 \\ C_{CS} &= a_{CS} n' D_s / l_s \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.5.17)$$

式(2.5.17)を整理すると次式が求められる。

$$C_{CS} = \frac{a_{CS} B_s D_s}{\pi (d_s/2)^2} \dots\dots (2.5.18)$$

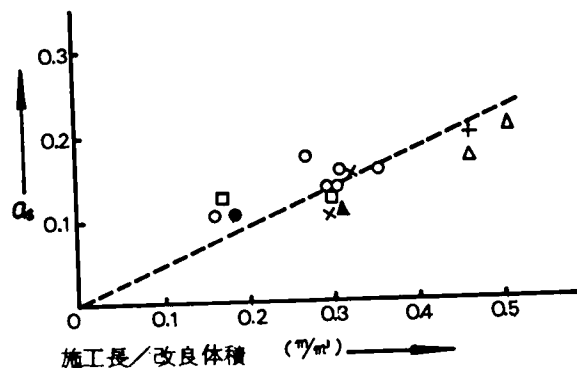


図-2.5.10 a_s と砂杭施工長の実例¹⁵⁾

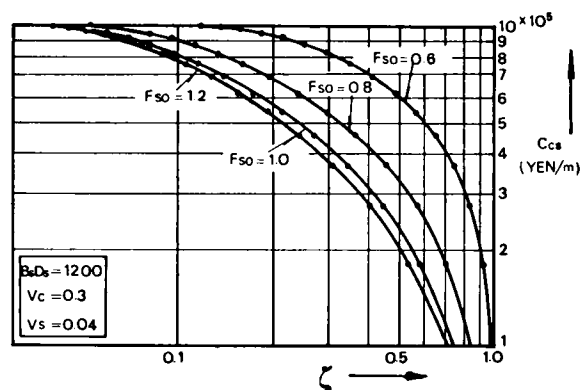


図-2.5.11 C_{CS} と ζ の関係

ところで図-2・5・10は、改良体積当りの砂杭の施工長 ($n'D_s/B_s D_s l_s$) と a_s の関係を示す実績例である。¹⁵⁾ 両者の関係はほぼ直線とみなしうる。ところで、式(2・5・17)から、

$$\frac{n'D_s}{B_s D_s l_s} = \frac{a_s}{\pi (d_s/2)^2} \quad \dots\dots\dots (2.5.19)$$

が求められ、これは、 d_s 一定の場合の ($n'D_s/B_s D_s l_s$) $\sim a_s$ の直線関係を示している。このことから、図-2・5・10の実績例は式(2・5・19)を支持しているといえる。

図-2・5・9で a_s と ζ の関係が付き、式(2・5・18)で C_{cs} と a_s の関係が与えられたので、 C_{cs} と ζ の関係を求めることができる。しばしば起こりうる例として、表-2・5・1の太線内のケースについての計算例を図-2・5・11に示す。この例では、式(2・5・18)の d_s を0.6mにしてある。また文献16)によれば、 a_{cs} は普通1800～2000(円/m)であることが示されているので、計算には $a_{cs} = 1900$ (円/m)を用いた。図-2・5・11をみれば明かなように、 C_{cs} と ζ はつぎの関数形で表わせることがわかる。

$$C_{cs} = A_s \zeta^{B_s} + C_s \quad \dots\dots\dots (2.5.20)$$

表-2・5・1の他のケースの場合にも、基本的に同様の関係が確認された。したがって、地盤改良をする場合の全建設費と ζ との関係はつぎのようになる。

$$C_c = C_{c0} + C_{cs} = C_{c0} + (A_s \zeta^{B_s} + C_s) \quad \dots\dots\dots (2.5.21)$$

これまでと同様、例として示したケースに関する A_s , B_s , C_s の計算結果を表-2・5・3に示した。

5・6 破壊損失費と破壊確率

破壊損失費 C_F とは、盛土が破壊した場合に生じる損失費である。したがって、 $P_F C_F$ は、もしも確率 P_F で盛土が破壊したならば期待される損失費ということになる。 C_F の中には、生じたすべり面の確認その他の目的で実施される土質調査費 C_{Er} , 盛土の破壊による流出土砂その他の整地費 C_a , 直接、間接的な損害に対する賠償費 C_r , また、当初の所定断面まで盛土をつくり直す再建費、そのための地盤改良費などが含まれる。前節までと同様、各費用は、予想される盛土の破壊延長で除した単位長さ当りの費用で表わす。

上記費用項目のうち、 ζ の関数とならない費用 C_{F0} と ζ の関数で与えられる費用 C_{F1} とに分ける。 C_{F0} は一般につぎのようになる。

$$C_{F0} = C_{c0} + C_r + C_{Er} + C_a \quad \dots\dots\dots (2.5.22)$$

C_r は盛土周辺の環境条件に依存するが、物件損害の場合は、第1編4・5で述べたように、原

形復旧、生産物補償を行ない、移転などの対策を含み施工管理を厳重に行なって、人命の損失がないような立場をとる。ところで C_{F0} は盛土の単位長さ当りで表わすので、 C_F を想定する場合、被害の及ぶ範囲、すなわち、盛土の破壊延長の推定が重要な問題となる。著者が実施したアンケート調査や文献(17)によると、盛土の破壊延長は50 m前後の場合がほとんどで、20～120 mの範囲が観測されている。別に根拠はないが、平均的な場合よりも少し大きく見積って、80 mの長さで盛土が破壊した場合の全損害賠償費を算出し、これを80 mで除した値を C_F とすればよいと考えられる。調査費 C_{EF} は、盛土再建のための再設計に際する新しい破壊確率と関連するから、 C_{F0} の中に入れて考えるにはやや無理がある。さらに、当初建設の際の調査費が全建設費に占める割合がたとえ小であったとしても、破壊後の調査よりもっと多額の費用を要するかも知れない。したがって、 C_{EF} と ζ の関係を明確にしていけることが、今後重要であり、当初調査によって得られた情報と破壊調査によって得られる情報を組み合わせて考察する必要がある。これにはベイズ(Bays)の理論などが応用できると考えられる。しかし、ここでは全体としての方法論を確立することが主目的であることに加えて、これらの関数関係を明確にするためのバックデータが不足しているため、一応、第一段階の便法として C_{EF} を ζ に無関係の費用 C_{F0} に含めて考えることにする。

つぎに、 C_F の中で ζ に関係する費用 C_{F1} は次式で与えられる。

$$C_{F1} = C_{cm} + C_{cp} + C_{cs} \quad \dots\dots\dots (2.5.23)$$

上式の右辺各項は前節までに説明したとおりである。ただし、破壊後の地盤改良工法として砂杭工法が不適当と考えられる場合、すなわち、たとえばすべり置換法が適当と考えられるようなケースに対しては、新しく C_{cs} の関数形を求める必要がある。なお式(2.5.23)で、ある工法、たとえば押え盛土を実施しない場合には、 C_{cp} を省略する。

全破壊損失費 C_F は、式(2.3.22)と式(2.3.23)の和として求められる。

$$C_F = C_{F0} + C_{F1} \quad \dots\dots\dots (2.5.24)$$

5・7 設計信頼度決定のための経済的評価モデル

前節までに得られた結果をまとめると、盛土の建設に要する期待総費用 C_T は次式のようにかける。

$$\begin{aligned} C_T(\zeta) = & C_{Ep} + C_{co} + C_{En}(\zeta) + C_{cm}(\zeta) + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \\ & + \zeta \{ C_{F0} + C_{cm}(\zeta) + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \} \\ & \dots\dots\dots (2.5.25) \end{aligned}$$

上式は、考えられるすべての対策工を併用した場合の一般式である。建設手段として採用しない

工法があるときには、上式からそれに対応する項を省けばよい。

さて、式(1・4・9)で示したように、式(2・5・25)を無次元化するため、 $m_b=1.25$ 、 $n=n_0$ で無処理状態の場合を考えると、式(2・5・25)において、 $C_{En}(\zeta=1.0)=C_{Eno}$ 、 $C_{cm}(\zeta=1.0)=C_{cp}(\zeta=1.0)=C_{cs}(\zeta=1.0)=0$ であるから、

$$\begin{aligned} C_{To} &= C_{Ep} + C_{Co} + C_{Eno} + C_{Fo} \\ &= C_{Ep} + C_{Eno} + C_{Er} + C_a + C_r + 2C_{Co} \quad \dots\dots(2・5・26) \end{aligned}$$

を得る。したがって、 C_{To} を基準として、式(2・5・25)を書き直すと

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_T}{C_{To}} &= \eta(\zeta) = \alpha(\zeta) + \beta(\zeta) \\ \alpha(\zeta) &= \frac{1}{C_{To}} \{ C_{Eo} + C_{Co} + C_{En}(\zeta) + C_{cm}(\zeta) + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \} \\ \beta(\zeta) &= \frac{1}{C_{To}} \{ C_{Fo} + C_{cm}(\zeta) + C_{cp}(\zeta) + C_{cs}(\zeta) \} \end{aligned} \right\} \dots\dots(2・5・27)$$

式(2・5・27)は式(1・4・6)に比べてはるかに一般性があり、計算上の誤差も小さくできる。このような費用関数の有利さについては、長尾も指摘している。¹⁸⁾

5・8 数値計算例による検討

ここで実施する数値計算の目的は、種々の場合を想定して計算した結果が工学的な意味でモデルがどの程度現状を説明しうるかということを検討するとともに、モデルの実用性を調べることにある。したがって、ここで比較されるいくつかの案は、必ずしも最適解を含んでいるものではなく、あくまでも、いくつかの代替案の比較でしかないということに注意しておく必要がある。

さて、 $\bar{F}_{so}^*$ と k_p の影響をみるために、 $\bar{F}_{so}^*=0.8, 1.2$ に対し、それぞれ農産部や都市近傍を想定して、 $a_{cp} (= a_{cm})$ を3000, 10000, 40000(円/㎡)の3段階に分け、 $b_{cp} (= b_{cm})$ は200(円/㎡)として計算した。また、損害賠償費に関しては、農産物補償による原形復旧と被害範囲の土地買収の2つの場合に分け、合計12ケースの計算を実施した。前者については生産者米価を参考にし、1年間の稲作収入を補償するとして計算した。また、過去の実績を参考にして、 C_{Ep} は200(円/㎡)、 $(C_{Er} + C_a)$ は C_{Co} の5.7%とした。図-2・5・12は計算の結果である。図-2・5・12(a)～(f)が原形復旧、(g)が買収の場合である。計算に用いた諸数値はすべて図中に示してある。

結果を検討する際に重要なことはつぎの点である。本計算では斜面こう配変化や抑え盛土を実施する場合には、これに必要な土地は無制限に一定の地価で入手できるものとして計算している。

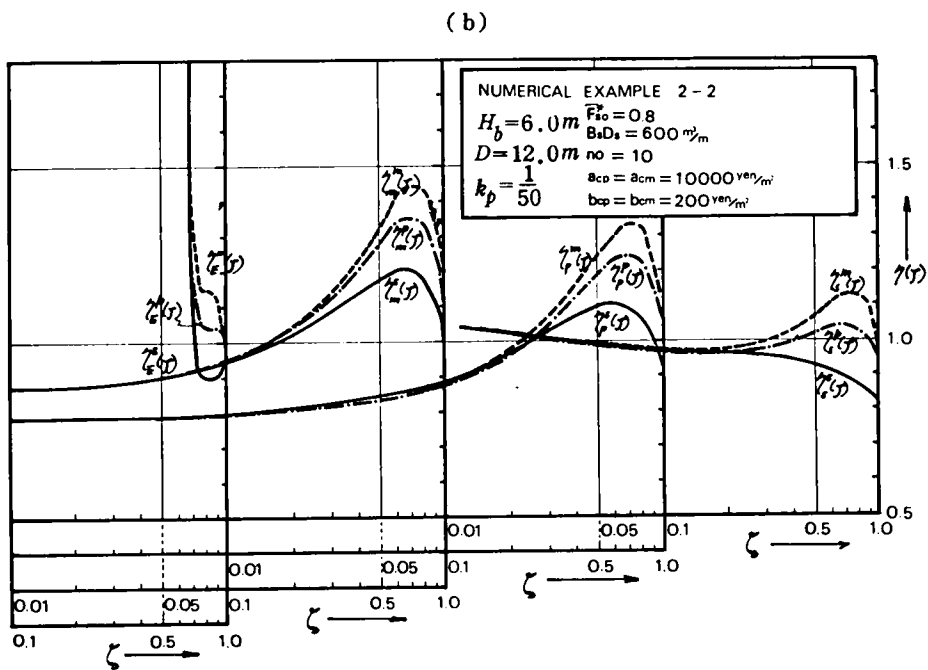
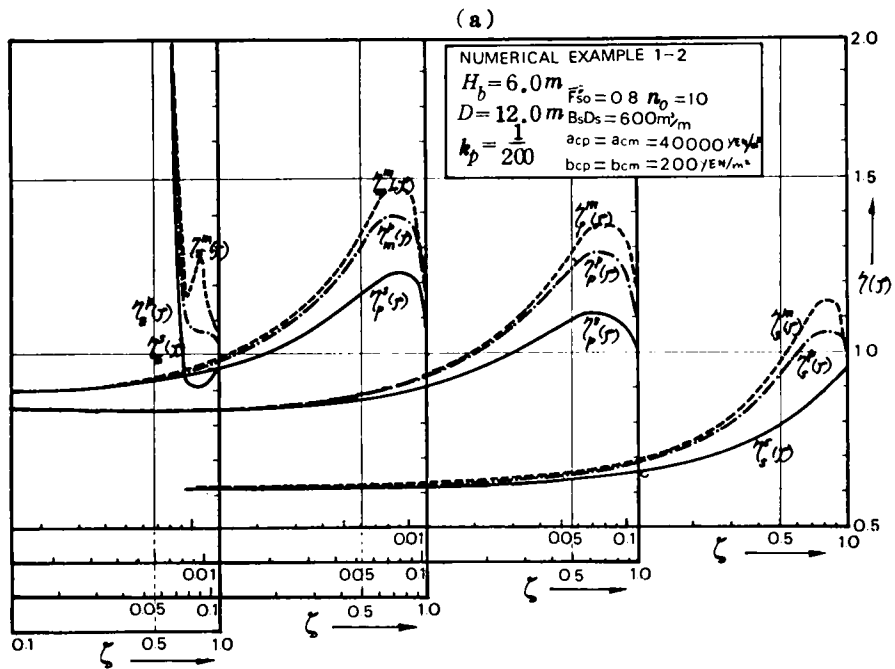
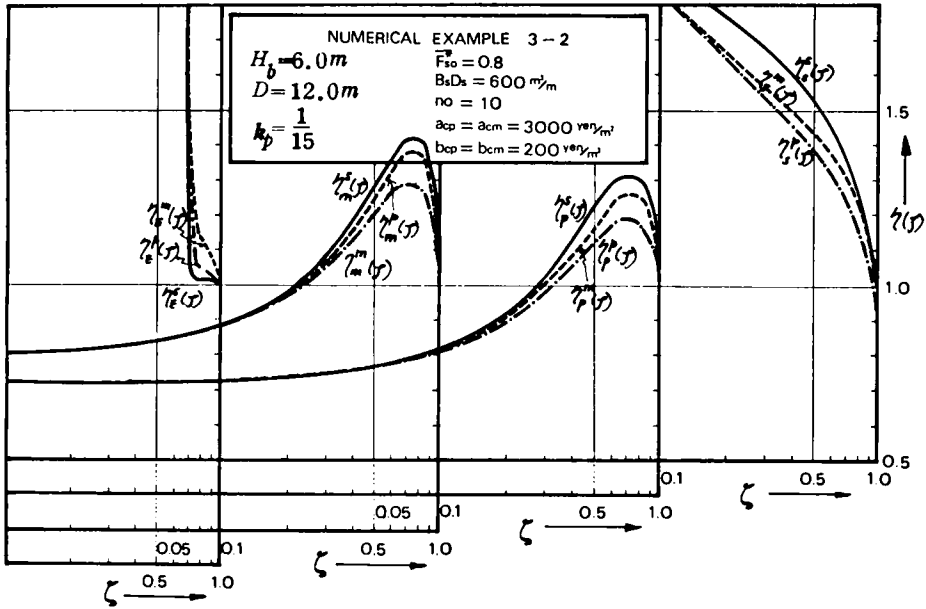


図-2・5・12 評価モデルによる数値計算例(原形復旧)

(c)



(d)

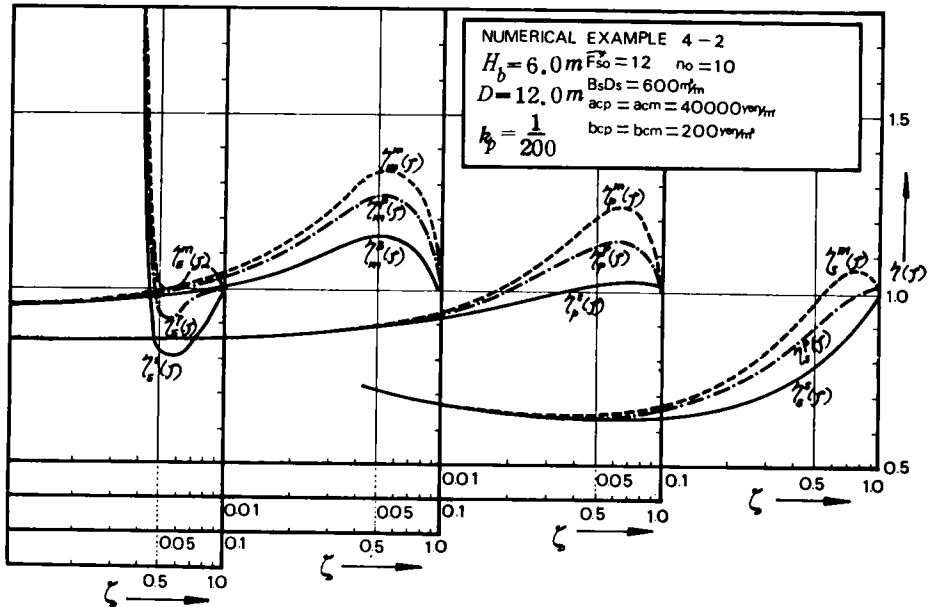
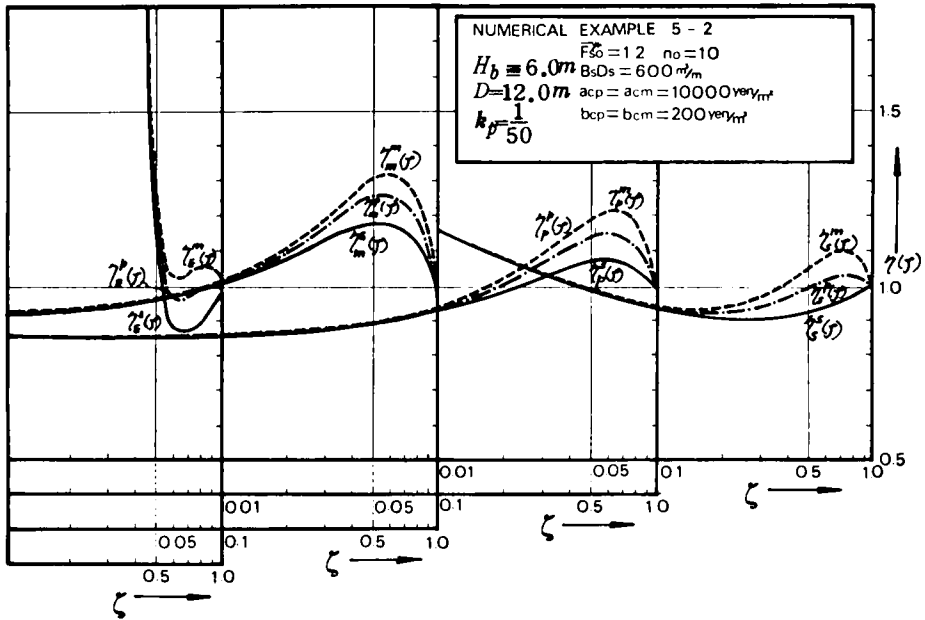


図-2.5.12 評価モデルによる数値計算例 (原形復旧)

(e)



(f)

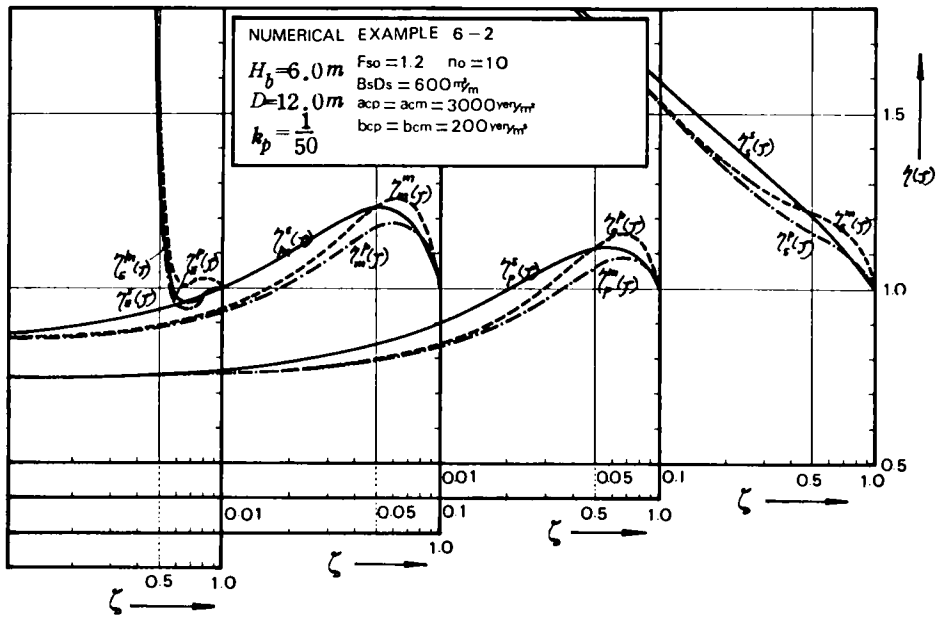


図-2.5.12 評価モデルによる数値計算例(原形復旧)

(g)

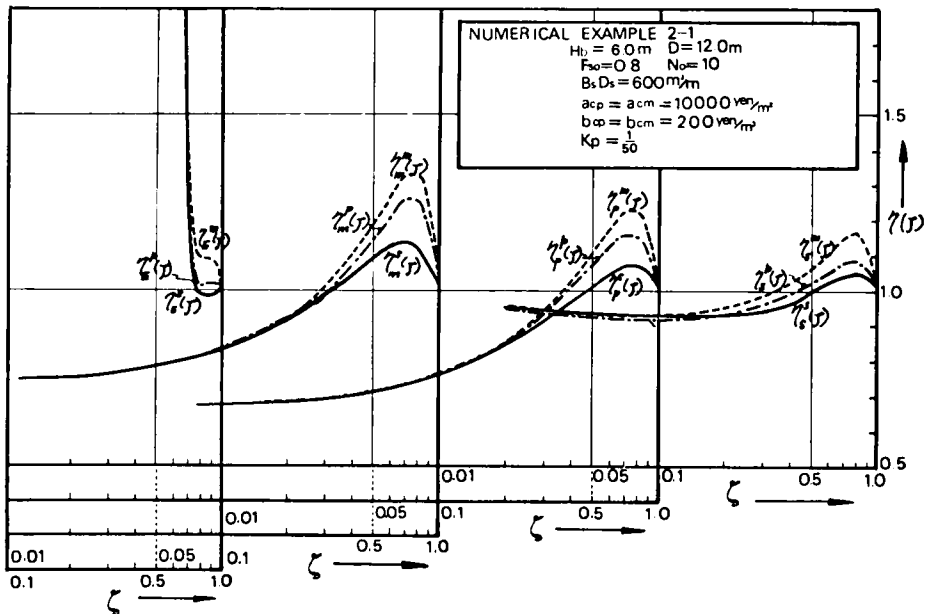


図-2・5・12 評価モデルによる数値計算例 (被害地買収)

しかし実際は、無制限に土地を買収できない事情があり、 ζ の範囲には現実的な制約が加わる。現在実施されている一般的な押え盛土の幅 B'_b や斜面こう配 m_b の現実的な最大値は、このような理由によって定まっているものと思われる。したがって、結果の考察には、この点を考慮に入れておかねばならない。また、評価の基準は $C_T \rightarrow \min$ を一応採用しているが、第1編4・2で述べたように、実施計画の段階では、この評価基準が許容されるであろう。

さて、図において $\eta(\zeta)$ に付したサフィックス E, m, p, S は、それぞれ追加調査、斜面こう配変化、押え盛土、地盤改良を行なうことを意味する。たとえば $\eta_p^S(\zeta)$ は、もし破壊したら地盤改良を併用して再建する予定のもとに、押え盛土併用で盛土を建設する場合の $\eta(\zeta)$ の値である。はじめに地価の影響をみている。図(a), (d)の場合のように、盛土建設地域の地価が高い場合は、ここに示したいくつかの代替案の中では、 $\eta(\zeta)$ の大ききからみて当初地盤改良工法を用いるのが圧倒的に有利である。このことは、地価の高い場合は p や m の案では用地費が非常に高くつくのに対し、盛土直下の狭い範囲で実効の上る S (地盤改良工法) の有利性を示すもので、きわめて常識的な結果であるといえるであろう。なお、この場合、砂杭改良工法の現実的な技術的制約条件、すなわち、実績における α_s の最大値0.2に対応する ζ の値は0.04 ~ 0.05であり、たとえば $\eta_s^S(\zeta = 0.04) \doteq 0.64$, $\eta_s^S(\zeta = 0.05) \doteq 0.62$ では、これらに対応

する P_F , $\bar{F}_S^*$ はそれぞれ $P_F = 1.1\%$, $\bar{F}_S^* = 3.3$ ($\bar{F}_{S0}^* = 1.2$ であった場合), および, $P_F = 3.9\%$, $\bar{F}_S^* = 2.11$ ($\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ であった場合)となる。これらの値を設計に用いることが一応考えられる。以上のように, $\eta(\zeta)$ が最小になる ζ が求まったとき, これに対応する P_F や $\bar{F}_S^*$ は以下のような方法で求めることができる。いま $\zeta = 0.05$ ($\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ の場合) であったとすると, 図-1・3・3(b)において, $\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ に対応する P_{F0} を求めると, $V_C = 0.3$, $V_S = 0.04$ の曲線を利用して, $P_{F0} = 7.8\%$ であったことがわかる。ところで,

$$\zeta = 0.05 = \frac{P_F}{P_{F0}} = \frac{P_F}{7.8}$$

であるから, $P_F = 7.8 \times 0.05 = 3.9\%$ となり, $\eta(\zeta)_{\min}$ に対応する破壊確率は 3.9% であることがわかる。これに対し, $\bar{F}_S^*$ は, ふたたび図-1・3・3(b)を用いて, $V_C = 0.3$, $V_S = 0.04$ の曲線上で $P_F = 3.9\%$ に対応する $\bar{F}_S^*$ を求めると $\bar{F}_S^* = 2.11$ が得られる。

以上のようにして, 任意の ζ に対応する P_F と $\bar{F}_S^*$ の組の値を求めることができる。

さて, 一方, 地価が安い場合の図(c), (f)になると, 初期建設段階で S (地盤改良工法) を用いるよりも, p (押え盛土) とか m (斜面こう配を緩かにする) とかをを用いる方が合理的になってくる。前述した B_b' , m_b の現実的な制約を考慮すると, $(B_b')_{\max} = 1.5\text{ m}$, $(m_b)_{\max} = 3.5$ 程度と考えられ, これらに対応する ζ はそれぞれ $0.45 \sim 0.60$, $0.74 \sim 0.81$ となる。この点を考慮すると, ここにあげた例の中では, p すなわち押え盛土を初期段階で用いるのが最も有利となり, $\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ のときは, $P_F = 4.8\%$, $\bar{F}_S^* = 2.00$, $\bar{F}_{S0}^* = 1.2$ のとき $P_F = 2.7\%$, $\bar{F}_S^* = 2.38$ となる。また図(b), (e)の場合は, 上述の2つの場合の中間で各工法の有用さは, かなり接近し, 環境条件を十分吟味して選択する必要のあることがうかがえる。

つぎに, $\bar{F}_{S0}^*$ すなわち地盤強度の影響をみる。このとき, 顕著な特徴は $\eta_E(\zeta)$ 曲線である。図(a), (b), (c) ($\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ の場合) と図(d), (e), (f) ($\bar{F}_{S0}^* = 1.2$ の場合) とを比較すればわかるように, $\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ では E による案, すなわち, 追加調査によって設計信頼度を上昇させるという案は, 他の案に比べてまったく劣っているのが, $\bar{F}_{S0}^* = 1.2$ の場合には他の案と同程度に有力な案として浮び上がってくることがわかる。このことは, E によって期待できる $\bar{F}_S^*$ の上昇度は他の場合に比べて小さいから, $\bar{F}_{S0}^*$ の小さいときには不利になるであろう, という直観的な予想と一致する。

図-(g)は, 被害を受けた土地の買収費を見込む場合の一例である。これを(b)図と比較すると, 全体の傾向はほとんど変わらないが, $\eta(\zeta)_{\min}$ に対する ζ が少し減少してくる。すなわち, 図(b)でたとえば, 現実的な用地買収可能な範囲内で, $\eta(\zeta)_{\min}$ になる ζ を求めると, S が最小点を与える工法となり, このとき $\eta_S(\zeta)_{\min}$ に対応する ζ は $\zeta = 0.15$ ($P_F = 11.7\%$, $\bar{F}_S^* = 1.60$) である。これに対し, 図(g)では, $\eta_S(\zeta)_{\min}$ に対応する ζ は $\zeta = 0.10$ ($P_F = 7.8\%$, $\bar{F}_S^* = 1.74$) に減少することがわかる。このことは, C_F を大きく見込まなければならぬ盛土は, それ

だけ重要度が高く、 $\bar{F}_S^*$ も大きくとるべきであることを意味している。

なお、全体の傾向として注目すべき点は、各代替案の中で、いずれも最悪点ともいうべき点すなわち設計として最もまずい選択が存在することである。何かして高い建設費をかけるなら、むしろ何もしない方がよい（無処理）ことがありうる点に注意しなければならない。

5・9 実施例についての検討

(1) 実施例－1：この実施例は、計画盛土高6.0 m，天端幅8.4 m，斜面こう配1.5で、橋梁取付道路の盛土として片側水田，片側河川の場所に施工された。地盤は地表面下12 mまでが $\mu_c = 1.55$ (t/m^2) の軟弱粘土層で、その下は $N > 20$ の砂れき層である。計算によると $\bar{F}_{S0}^* = 0.75$ となる。さてこの盛土は4 mまで押え盛土なしに施工され、これから5 mにかけて盛上ってきたときに水田側に浮上るすべりを生じたので、急拠，押え盛土を施工 ($B' = 8.0$ m, $H_b' = 3.0$ m)，緩速盛土として圧密による強度増加を見込みつつ $\bar{F}_S^* = 1.13$ で施工された。以上の条件のもとに、一応水田の地価を $a_{cp} = 5000$ (円/m²)， $k_p = 1/25$ ，農産物補償と想定して、式(2・5・27)を用いて検討した結果が図-2・5・13である。他の費用は、実際に要した費用をそのまま用いた。なおこの例では、河川側は擁壁で留められているので、式(2・5・12)の C_{cm} および式(2・5・14)の C_{cp} はそれぞれ $\frac{1}{2}$ にして計算に用いた。現実の実施点を図に・印で示してある。 m ， p の現実的な制約を考えると、押え盛土を採用したことは適切であったといえるが、施工中2度目のすべりを生じて、結局、地盤改良を実施せざるをえ

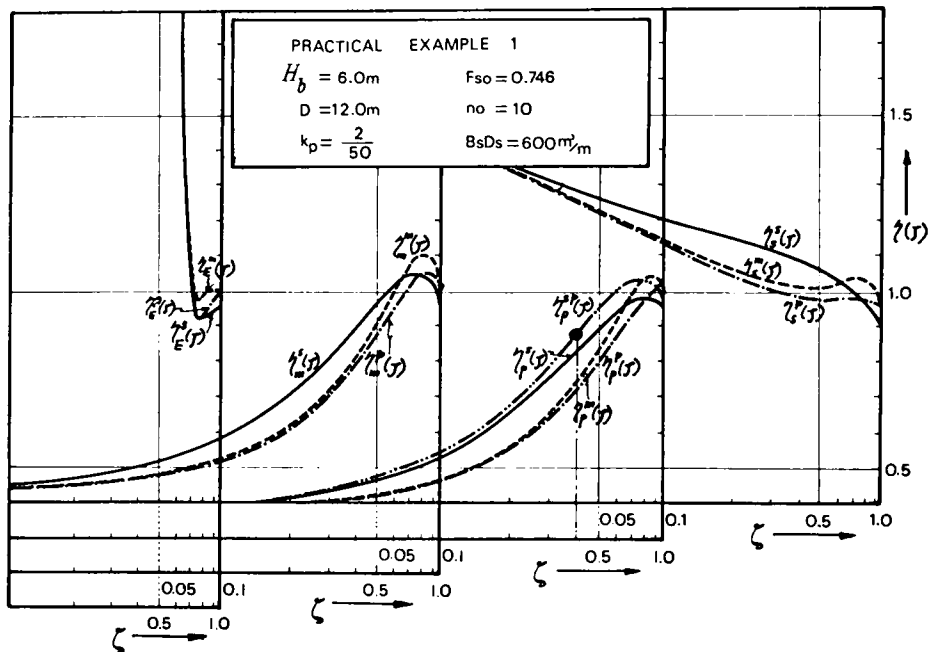


図-2・5・13 実施例1

なかったことを考慮すると、図中 $\eta_p^{sp}(\zeta)$ 曲線上の実施点よりも $\eta_p^p(\zeta)$ 曲線上でもう少し B_b^* を広げ、 ζ を下げた方がよりよかったのではないと思われる。なお、押え盛土が片側だけであるので、 S が相対的に非常に高くつくのは当然の結果である。

(2) 実施例-2：やはり道路の盛土である。盛土高 6.0 m ，斜面こう配 2.0 ，天端幅 22.0 m で、無事故で立上り現在供用されている。無処理状態で $\bar{F}_{S0}^* = 1.62$ ($P_F = 11.9\%$) である。地盤は、地表面下 2.5 m までが $\mu_c = 2.5$ (l/m^2) の粘土層で、それ以下は基盤層である。周囲は水田で、 $a_{cp} = 5000$ (円/m^2)， $k_p = 1/25$ ，農産物補償のケースで計算した結果が図-2・5・14 である。図から、斜面こう配をもう少し急にして、無処理状態に近づけた方がより経済的であったと考えられる。また、実施点のように、 $\bar{F}_S^* = 1.65$ ($P_F = 10.0\%$) までもっていくのであれば、土質試験を追加して設計信頼度を上げる方がより効率的であったと思われる。

(3) 実施例-3：この盛土は盛土高 5.0 m ，天端幅 22.0 m で、地盤は深さ 2.5 m までが $\mu_c = 2.5$ (l/m^2) の粘土層で、それ以下は基盤である。計算によると $\bar{F}_{S0}^* = 1.38$ であり、実際には、 $m = 2.0$ として無事故で立上った。 $a_{cp} = 5000$ (円/m^2)， $k_p = 1/25$ ，農産物補償として計算した結果を図-2・5・15 に示す。図からわかるように、この盛土の $\eta(\zeta)_{\min}$ は $\zeta = 1.0$ で生じており、斜面こう配をもっと急こう配にしておいた方が、経済的により有利であったといえる。

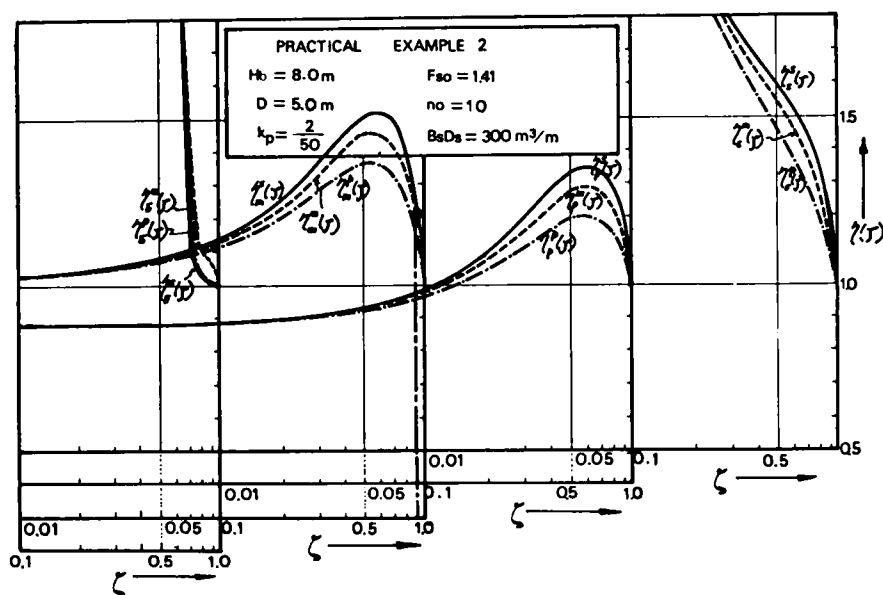


図-2・5・14 実施例2

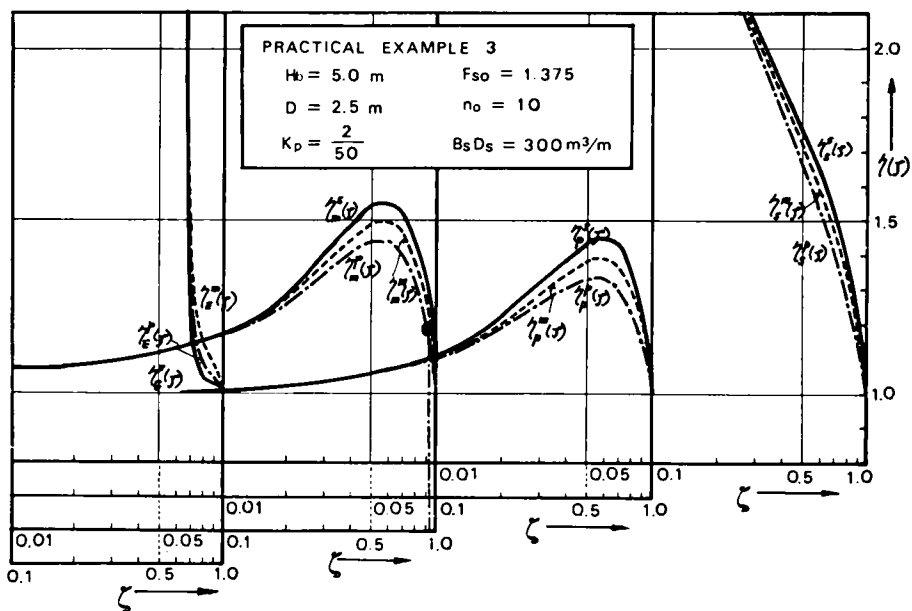


图-2.5.15 实施例3

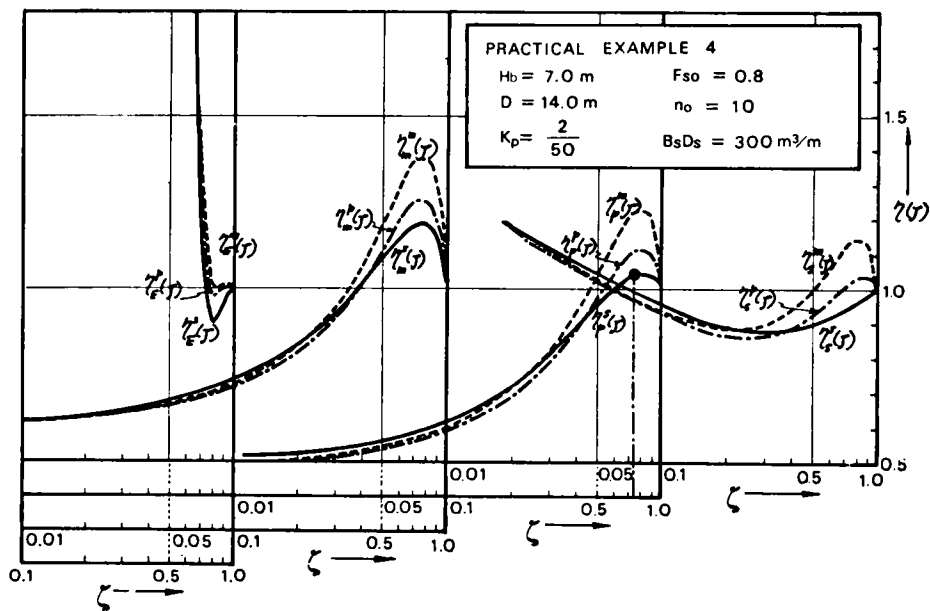


图-2.5.16 实施例4

(4) 実施例-4：この盛土は水田の真中を通る道路盛土であり、実際にすべった例である。計画盛土高7.0 m，底面幅30.0 m，天端幅9.5 mで，地盤は地表面下1.4 mまでが $\mu_c = 2.0$ (l/m^2) の粘土層，その下が堅い砂れき層であった。計算では， $\bar{F}_{S0}^* = 0.8$ ($P_F = 79.4\%$) となり，これをもとに $\eta(\zeta)$ 曲線を描くと図-2・5・16のようになる。 a_{cp} ， k_{cp} ，補償形式はこれまでの例と同じにしてある。さて，用地が無限に買収可能ならば，図からわかるように， $\eta_p(\zeta)$ ，すなわち押え盛土を実施するのが最良である。しかし，さきに述べたように，用地買収にはおのずから限界があるから，これを $B_b' = 2.5H_b$ 程度と考えると $\eta(\zeta)_{\min}$ を与えるのは $\eta_s(\zeta)$ 曲線，すなわち地盤改良の場合であることが明らかである。このとき， $\zeta = 0.15$ となり， P_F は79.4%から11.9%にまで大幅に低下させることが可能となるわけである。なお，実際には，押え盛土を併用して $\zeta = 0.74$ ($\bar{F}_S^* = 0.94$ ， $P_F = 74.6\%$) で施工しており，これが適正でなかったことは明らかである。

5・10 結 論

本章では，第1編4で示した設計信頼度決定のための経済的評価モデルの考え方を軟弱地盤上の盛土建設の場合に適用した。その結果，著者による経済的評価モデルは平地上の盛土の設計信頼度を決定する上で，きわめて有効であることが，数値計算および実施例の解析を通じて明らかとなった。本章で得られた主要な成果を列挙すると以下のとおりである。

(1) 土質調査は $\bar{F}_{S0}^*$ が1.2程度以上の場合，わずかだけ破壊確率を低下させる手段として極めて有効である。すなわち，あまり多くの費用を投ぜずしてかなりの信頼度の上昇を期待することができる。

(2) 盛土の斜面こう配を緩かにする方法および押え盛土を併用して行なう方法は，用地費が高くかからない地域では，信頼度上昇のための手段として有効である。

(3) 逆に，用地費が非常に高くつく場合には，一般に，地盤改良などによる手段の方が有効である。

(4) 本章で得た経済的評価モデルを用いて，合理的な設計信頼度と同時に，合理的な工法を選択が可能である。

(5) 本章で得た経済的評価モデルを用いて，既往の盛土に関する分析を行えば，調査規模を決定するために必要な $(P_F)_{\text{opt}}$ のランク分けが可能である。

(6) 通常の府県道に採用される盛土が水田地帯に建設される場合は， $(P_F)_{\text{opt}}$ は3～5%程度である。

以上が主要な成果であるが，ここでは以下のような点が問題点とし残されている。

(1) 地盤改良を実施した後の厳密な安定解析に基づく費用関数の作成

(2) 破壊後の被害額は，厳密にはすべり面の位置や大きさによって左右されるものであるから，この点を力学的に明らかにしなければならない。

(3) 施工中の動態観測を含むシステムとして評価すればどうなるか。このことは、施工中の信頼度を少し下げて、動態観測費や手直し費用をかけて、実施する方が有利な場合があることを意味しており、沈下の問題なども現在このような考え方で施工されているのではないかと考えられるが、これは今後の課題として残されている。

参 考 文 献

- 1) 長尾義三, 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土の設計安全率決定に関する研究, 土木学会論文報告集, 第203号, pp.13~27, 1972.
- 2) 土木学会: 土木工事の積算, pp.10~12, 1970.
- 3) 土木学会: 土木学会誌, Vol.55, 1 (積算特集号), 1970.
- 4) 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について, 土木学会論文報告集, 第198号, pp.69~81, 1972.
- 5) Hooper, J.A. and Butler, F.G. : Some Numerical Results Concerning the Shear Strength of London Clay, *Geotechnique*, Vol.16, pp.282~304., 1966.
- 6) Lumb, P. : The Variability of Natural Soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.2, pp.74~97, 1966.
- 7) Lumb, P. : Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.7, No.3, pp.225~242, 1970.
- 8) Meyerhof, G.G. : Safety Factors in Soil Mechanics, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.7, No.4, pp.349~355, 1970.
- 9) 土地政策研究委員会: 日本の土地問題, 第1部 経済企画協会, pp.132~139, 1970
- 10) 松尾 稔: 砂ぐいを打設した粘土地盤の安定計算について, *土と基礎* Vol.15, No.12, pp.27~35, 1967.
- 11) 松尾 稔: 複合地盤の支持力に関する研究(その3), *土と基礎*, Vol.17, No.2, pp.5~11, 1969.
- 12) 中山二郎, 一本英三郎, 上田茂: バイプロコンポーザー工法の盛土基礎地盤スベリ破壊防止効果について, 第15回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.81~86, 1970.
- 13) 石井靖丸: 軟弱地盤工法, 技報堂, 1963.
- 14) 松尾 稔: 引揚力を受ける基礎と複合地盤の支持力に関する研究 京都大学提出学位論文, pp.191~211, 1969.
- 15) 不動建設研究室: コンポーザーシステムデザイン・マニュアル, Vol.2, 1972.

- 16) 経済調査会：積算資料，№ 488，経済調査会出版部，p.31，1971.
- 17) 建設省土木研究所：軟弱地盤における盛土の破壊例集，土木研究資料，第635号，1970.
- 18) Nagao, Y. and Kanai, M.: A Study on the Method of Port Improvement by Physical Distribution Cost Analysis, 22nd Int. Navigation Cong., S.I.-1, pp.1~23, 1969.

第6章 自然地山における切盛土の信頼度分析¹⁾

6・1 概 説

近年、都市間高速道路や日本縦貫高速道路などの建設に際し、自然地山を切土したり、あるいは地山上に片盛土を実施することが多くなってきている。このような切盛土建設の機会が増えるに従い、設計信頼度を合理的に決定したいという要求が強まっている。このような要求に対し、本研究は、第1編4で述べた方法論の1つの応用例として、切盛土の信頼度分析を行ない、経済的評価モデルによる合理的な設計信頼度の決定法を述べるものである。

6・2 信頼度分析のための基本的仮定

6・2・1 一般的仮定

切盛土の信頼度分析に際し、以下に列挙する基本的な仮定を設ける。

- (1) 斜面の破壊は円弧すべりによる試行法で検討できるものとし、破壊面そのものの生起確率や斜面のクリープ破壊などは考慮しない。
- (2) 地山および盛土は、その強度 τ が

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 6 \cdot 1)$$

で表わせる土質（第1編で述べた $c \sim \phi$ 系土質）からなるものとする。

- (3) 第1編2で述べたように、 c 、 $\tan \phi$ は互に独立で、かつ正規分布に従う確率変数とする。
- (4) 地山と盛土の湿潤単位体積重量 γ_t 、 γ_b はともに正規分布、また、 $\tan \phi$ と γ_t は正の線形相関があるものとする。
- (5) 地山の形状は、一般に図-2・6・1の実線で示すように、そのスロープが連続的に変化した有限高さのものとする。この地山の形状の関数表示としては、取扱いに便利な次式のような初等関数を選定した。

$$y = f_1(x) = \frac{H_b + H_c}{\pi} \tan^{-1} \left\{ \frac{\pi \tan i}{H_b + H_c} \cdot \frac{1}{\cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{H_b - H_c}{H_b + H_c} \right)} x \right. \\ \left. + \tan \left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{H_b - H_c}{H_b + H_c} \right) \right\} + \frac{1}{2} (H_b - H_c) \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 6 \cdot 2)$$

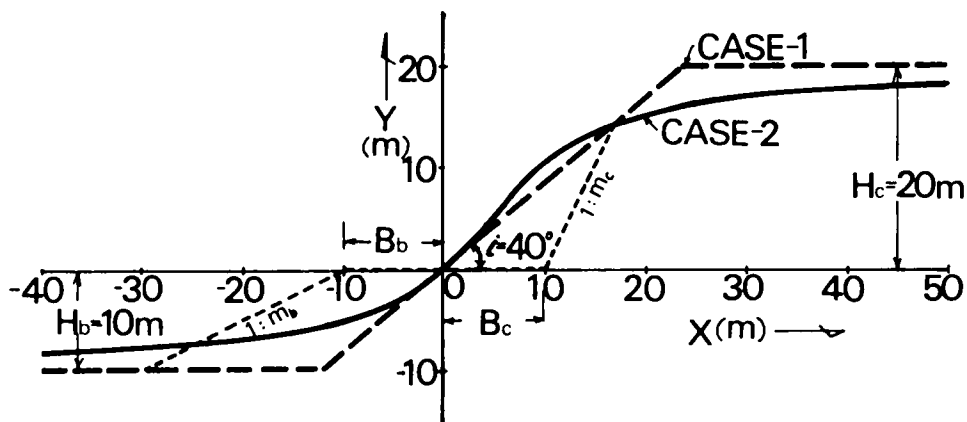


図-2・6・1 地山の形状

上式に用いた記号は、図-2・6・1に示したとおりである。このような連続関数で自然地山を表示することの利点は、地山形状の実状に近いことに加えて、解析結果が連続的に変化するから種々の性質の定性的な傾向を推定する上で都合がよい。式(2・6・2)の関数は道路の施工基面を x 座標に、施工基面と斜面との交点を座標原点にしたもので、原点における斜面こう配を $\tan i$ で表わしている。ところで、従来の種々の解析においては、簡単のため、斜面を直線で近似し、図-2・6・1の折線(破線)で示されるような不連続な斜面として取扱われる場合が多い。そこで、本研究でも、このように仮定した地山(以下、case-1と略称)と連続関数式(2・6・2)で仮定した地山(以下、case-2と略称)とを対比させながら、両者の解析結果の差異、解析上の難易なども合せて検討する。

(6) $c \sim \phi$ 系斜面の安定解析には、厳密には応力分布と間げき水圧分布に関する検討が必要であるが、第1編4・6で述べたように、このことは、どの時点での信頼度、あるいは費用関数を問題にすればよいかということに関連している。結論的には、第1編4・6で述べた理由により、施工直後を対象とし、全応力法による解析を行なう。

(7) 第1編3・5・3の式(1・3・56)や式(1・3・57)で示したように、 $c \sim \phi$ 系土質の斜面では、 P_F 中に幾何学的な条件によって決る関数 p_1^* 、 p_2^* 、 q^* が含まれている。したがって、図-2・6・1のような地山の形状が固定されている場合であっても、道路幅員や切土、盛土部分の斜面こう配の変化などによって P_F は変化する。したがって、切盛土の信頼度を考える場合、道路幅員、施工基面の位置、切盛土部分の斜面こう配、地山の形状などを、一般には、結果に影響を与える要因として取扱う必要がある。しかし、多くの場合、施工基面の位置は上位計画において与件として与えられるので、本研究ではこれを変化させたときの影響は取上げない。

6・2・2 切土斜面の安定解析に用いた数値と仮定

一般的な基本的仮定については、前項に示したが、本項では、切土斜面の安定解析に際する仮定と計算例に用いた数値について以下に示す。

(1) 図-2・6・1に示すように、地山を一方で切り取り、一方で盛土をして道路建設を行なう場合を考える。切土側の道路幅員を B_c 、地山の施工基面での傾斜角を i 、施工基面からの地山高さを H_c 、切土斜面のこう配を m_c とする。計算に用いた諸数値は一括して表-2・6・1に示した。なお、計算に際して用いた m_c の最小値としては、普通の土質の場合の最急こう配という点に配慮して傾斜角 60° に対する値として 0.577 を、また、

B_c の最小値としては、中央分離帯のない4車線道路の規模を考慮して $B_c = 5\text{ m}$ とした。

(2) 自然状態における地山は十分安定であり、斜面の切取によって地山全体が安定を失わない、施工基面よりも深いすべりが発生することはないものとする。このような仮定は実際の切土斜面の破壊形状の調査結果²⁾をみても容認できる。

(3) 地山は $c \sim \phi$ 系の土質であり、本研究で示す具体的解

表-2・6・1 土質・幾何学条件

		盛 土 部	切 土 部
土 質 条 件	c (t/m^2)	1.2, 0.6	1.2
	ϕ ($^\circ$)	32, 30	32
	γ (t/m^3)	1.7, 1.6	1.7
		$\phi = 0$	$\phi = 0$
	地山勾配($^\circ$)	40	40
幾 何 学 条 件		$H_b = 10\text{ m}$	$H_c = 20\text{ m}$
	道路幅員 (m)	5, 6, 7, 8, 9 10, 11, 12, 13, 14	5, 6, 7, 8, 9 10, 11, 12, 13, 14
	斜面勾配	1.25, , 1.50	0.577
		1.75 , 2.00	0.839
		2.25 , 2.50	1.192
		2.75 , 3.00	1.732
		3.25 , 3.50	2.747

析例にはつぎの数値を用いる。 $\mu_c = 1.2$ (t/m^2), $\mu_r = 1.7$ (t/m^3), 式(1・3・25)における $\tan \phi$ と γt の回帰係数 A, B としては、 $A = 0.5(\text{m}^2/\text{t})$, $B = -0.225$ を用いる。この A, B の値は、第1編2・4で述べた不飽和土に関する回帰係数の平均的な値である。また、地山強度が粘着力のみで表わされる場合($\phi = 0$ 系)とも比較、検討を行なう。

6・2・3 片盛土の安定解析に用いた数値と仮定

前項と同様、一般的な仮定は6・2・1で述べたので、本項では片盛土の安定解析に用いた数値と仮定について述べる。

(1) 図-2・6・1に示すように、盛土側の道路幅員を B_b 、天端高を H_b 、斜面こう配を m_b とする。実際に解析に用いた諸数値は、表-2・6・1に示している。片盛土の施工可能な最急こう配は、通常 $m_b = 1.25$ 程度であるので、³⁾この値を基準とした。また切土の場合と同様の理

由から, $B_b \geq 5m$ とした。

(2) 盛土材料は切土した土砂を転用するのが一般的であるが, 転用不可能な場合は客土によってもよい。表-2・6・1に示すように, 盛土施工直後の土質係数を2種類に選んで解析したのはこの点を考慮した結果である。

(3) $\tan \phi$ と r_b に関する式(1・3・25)の回帰係数 A, B としては, 地山の場合と同様, $A = 0.5 (m^3/t)$, $B = -0.225$ を用いる。

(4) 地山は十分安定であり, 盛土を施工することによって, すべり面が地山内を通過するような破壊は生じないものとする。

(5) もし破壊したら, 盛土の再建は客土によって行なうものとする。再建後の斜面こう配 m_b' は $m_b' \geq m_b$ となるようにする。

6・3 切土斜面の信頼度分析

6・3・1 切土斜面のこう配と破壊確率

図-2・6・2は case-1 に關し, 切土斜面のこう配 m_c と設計係数 $\bar{F}_s^*$ の關係を, B_c をパラメータにして示したものである。実線は $c \sim \phi$ 系, 破線は $\phi = 0$ 系の場合である。 $\phi = 0$ 系では, 式(1・3・25)において, $\bar{F}_s^* = (p_1^* \mu_c / q^* \mu_r)$ となるから, 幾何学的に決まる p_1^* / q^* のみを示した。図からわか

るように, $B_c / H_c < B_0 / H_c =$

$(1 / \tan i) - m_c$ の範囲では, 同

一の m_c に対し, B_c が小さいほど $\bar{F}_s^*$

は大きい。一方, $B_c / H_c \geq B_0 / H_c$

の範囲では, B_c の値によらず, $\bar{F}_s^*$

は同一の m_c に対し一定値となる。

このことは以下の点を考えれば当然

の結果として説明される。すなわち

図-2・6・2に示したように, B_c

$\leq B_0$ の範囲では, 斜面形状は B_c

の影響を受けるとともに, B_c が大

きくなるに従って斜面として不安定

な形状に近づく。さらに, $B_c \geq B_0$

になれば, 斜面そのものの形状は B_c

の値にかかわらず一定の形状となる。

以上のことを考えれば, $\bar{F}_s^*$ が B_c

$\leq B_0$ の範囲で B_c の影響を受け,

$B_c \geq B_0$ の範囲では B_c の影響を

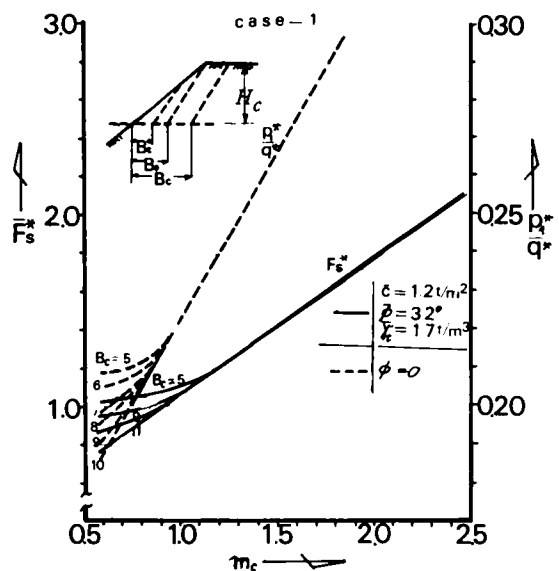


図-2・6・2 $m_c \sim \bar{F}_s^*$ 関係 (case-1)

受けない理由が理解できる。

さて、多くの便宜のため、
 $(m_c)_{\min} = 0.577$ に対応する $\bar{F}_S^*$ を $\bar{F}_{S0}^*$ と記して基準値とし、
 これよりこの配を緩かにすることによる $\bar{F}_S^*$ の上昇率を求めた
 のが図-2.6.3, 図-2.6.4 である。図-2.6.3
 は case-1, 図-2.6.4 は case-2 の場合であり、それぞ
 れ図中の実線は $c \sim \phi$ 系、破線は $\phi = 0$ 系を示す。これらの関
 係をもとに、式(1.3.57)
 を用いて、 $\bar{F}_{S0}^*$ に対応する破壊
 確率を P_{F0} 、任意この配 m_c に
 関して得られる $\bar{F}_S^*$ に対応する
 破壊確率を P_F とすると、式(
 1.4.7) で定義される ζ と
 m_c の関係が求められる。こう
 して求められた $\zeta \sim m_c$ 関係を
 両対数紙上に描いた例が図-2
 .6.5 および図-2.6.6
 である。それぞれの図において
 (a) は $c \sim \phi$ 系で B_c をパラメ
 タにとり、(b) は $\phi = 0$ 系に関し
 て各 B_c に対して $\bar{F}_S^*$ をパラメ
 タに示してある。図(a)と(b)で
 パラメータの数が異なる理由は
 以下のとおりである。すなわち
 $c \sim \phi$ 系土質の場合 (図(a)) で
 は、式(1.3.57) からわ
 かるように、 P_F は $\bar{F}_S^*$ 以外に
 幾何学的条件 p_1^*/q^* の影響を受
 ける。したがって、 $m_c \sim \zeta_c$

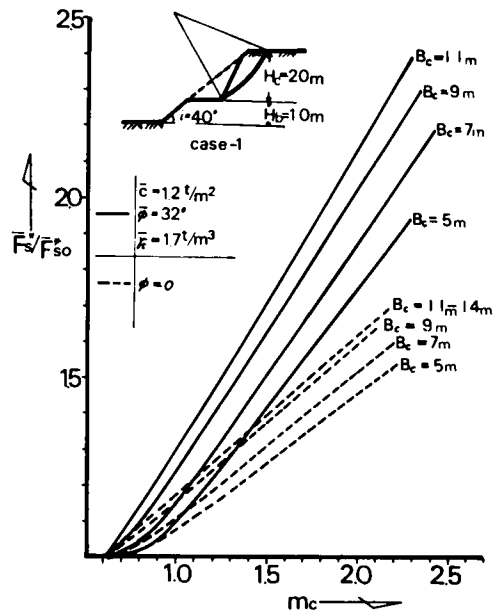


図-2.6.3 $m_c \sim \bar{F}_S^* / \bar{F}_{S0}^*$ 関係(case-1)

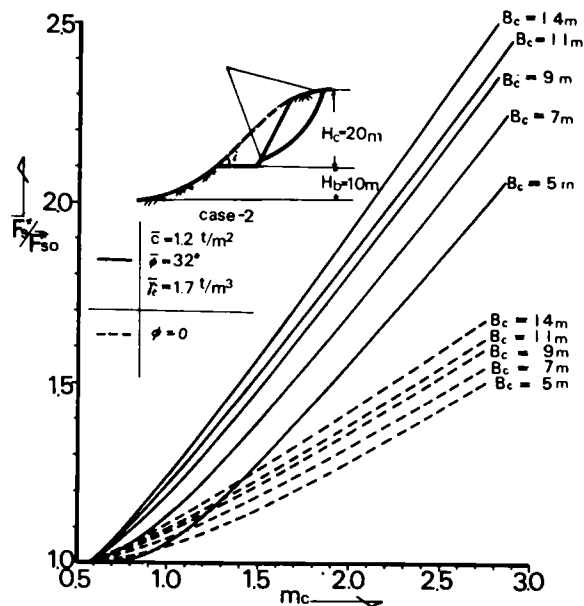
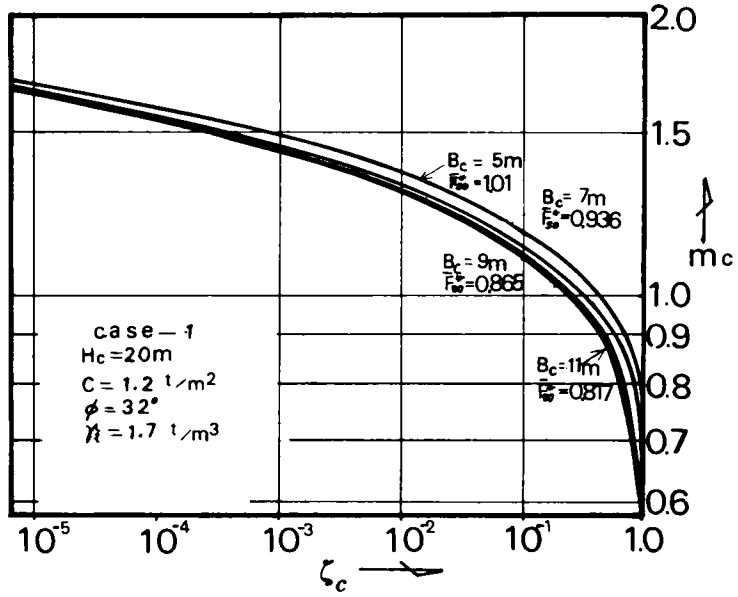


図-2.6.4 $m_c \sim \bar{F}_S^* / \bar{F}_{S0}^*$ 関係(case-2)

(a)



(b)

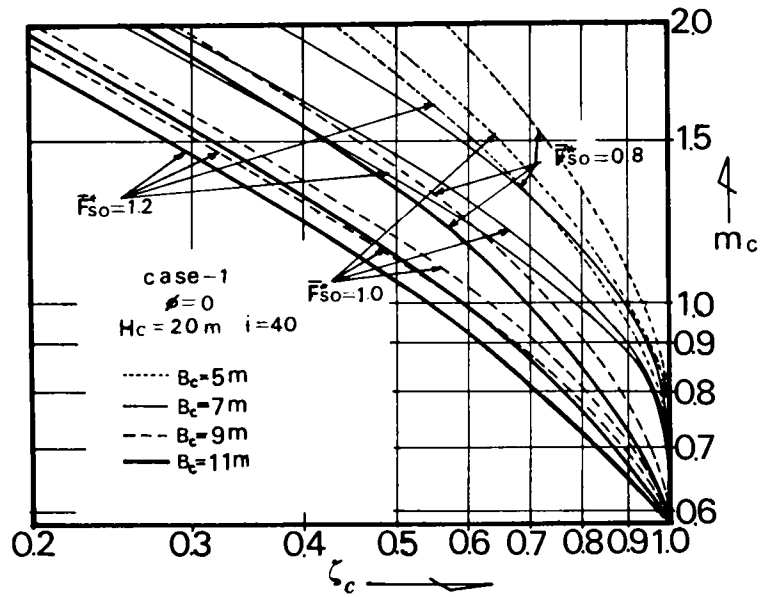
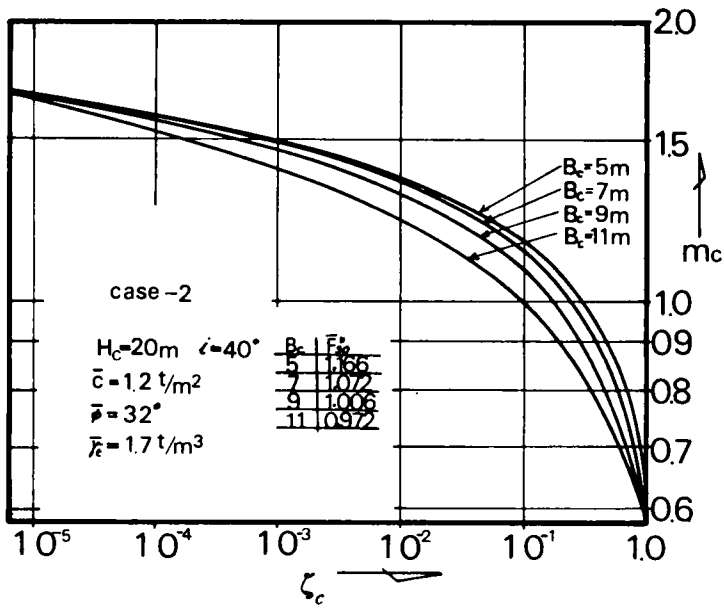


図-2・6・5 $\zeta_c \sim m_c$ 関係 (case-1)

(a)



(b)

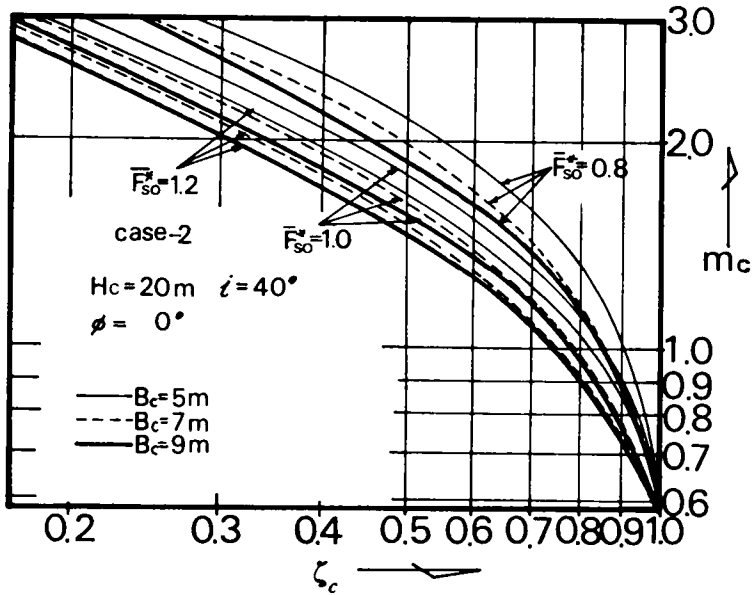


図-2.6.6 $\zeta_c \sim m_c$ 関係 (case-2)

関係は B_c の値によって異なってくる。一方、 $\phi = 0$ 系の場合 (図(b))、 P_F は $\bar{F}_s^*$ によってのみ一義的に決定され、かつ $\bar{F}_s^*$ は幾何学的条件 p_1^*/q^* と土質条件 μ_c/μ_r の値の組み合わせで与えられる。そのため、 B_c の影響と同時に、ある B_c で求まる p_1^*/q^* に対し μ_c/μ_r の値を変えることによって容易に数種類の土質条件に対する P_F が求まる。以上の点を考えて、 $\phi = 0$ 系の場合は B_c の他に、各 B_c に対して $\bar{F}_{s0}^* = 0.8, 1.0, 1.2$ になるような3種類の土質条件で $m_c \sim \zeta_c$ 関係を求めた。本編 5・4 ですでに示したように、両対数紙上でこのような曲線関係は、次式の指数関数で精度よく近似できる。

$$m_c = A_c \zeta_c^{B_c} + C_c \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 6 \cdot 3)$$

式 (2・6・3) が $m_c \sim \zeta_c$ の関係式で、例示した解析結果に関する係数 A_c 、 B_c 、 C_c の値は、表-2・6・2に示した。

表-2・6・2 $m_c \sim \zeta_c$ 関係の係数一覧表 ($m_c = A_c \zeta_c^{B_c} + C_c$)

形状	土質	$B_c (m)$	$\bar{F}_{s0}^*$	A_c	B_c	C_c
case-1	$\phi=0$	5	0.800	-1.77250	1.30816	2.45300
			1.000	-2.11400	0.71554	2.78800
			1.200	-2.72800	0.45640	3.40100
		7	0.800	-1.94000	1.07527	2.59900
			1.000	-2.74900	0.48200	3.40100
			1.200	-3.29300	0.34530	3.94100
		9	0.800	-4.23400	0.31266	4.84200
			1.000	4.30000	-0.18246	-3.69600
			1.200	2.53200	-0.26529	-1.93200
	$c \sim \phi$	1 1	0.800	-30.85300	0.02796	31.47600
			1.000	2.52300	-0.27584	-1.93200
			1.200	1.70800	-0.34927	-1.12100
		5	1.010	-1.25300	0.15947	1.95600
		7	0.936	-1.34100	0.13139	2.03600
		9	0.865	-1.38800	0.12315	2.06900
		1 1	0.817	-1.39500	0.12230	2.06900
case-2	$\phi=0$	5	0.800	-3.23000	0.99607	3.91830
			1.000	-3.57330	0.64187	4.25420
			1.200	-3.82130	0.44770	4.88692
		7	0.800	-3.56800	0.77965	4.25400
			1.000	-5.35100	0.37408	5.99600
			1.200	-9.45000	0.16455	10.10600
		9	0.800	-4.18700	0.41394	4.88700
			1.000	-9.57700	0.17109	10.10600
			1.200	-74.63400	0.01749	75.24300
		1 1	0.800	-6.49800	0.30138	7.16600
			1.000	-46.30500	0.02878	46.94600
			1.200	-48.01900	-0.02492	-47.39500
	$c \sim \phi$	5	1.166	-1.24100	0.19623	1.88600
		7	1.072	-1.26100	0.17821	1.90600
		9	1.006	-1.33300	0.15519	1.95600
		1 1	0.972	-1.57700	0.10439	2.19200

6・3・2 切土斜面のこう配と崩壊土量

ここでいう崩壊土量とは、地山をあるこう配 m_c で切取った場合、もしすべりが発生するとしたらそのときに期待される崩壊土量のことである。すべりが起こると、そのすべり面内の土が崩壊土であることはいうまでもないが、その後の再度のすべり防止のためや、再建のために、一般には、ある程度余分に排土する必要が生じる。経済的な見地からは、これをも考慮した上で崩壊土量を見積っておく必要がある。この点を考えて以下のようにして求めた。

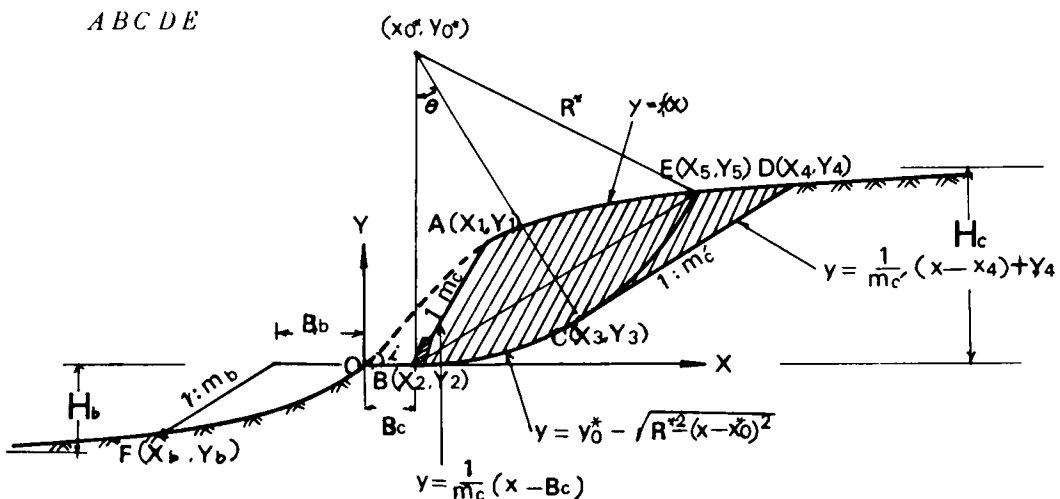


図-2・6・7 切土斜面の崩壊例

図-2・6・7のように地山を m_c なるこう配で切取ったときの $\bar{F}_S^*$ を求め、これに対応するすべり円弧を描く。つぎに、すべり円弧が斜面内に含まれる部分の弦 BE を求め、この弦のこう配を崩壊こう配 m_c' と定義する。さらに、すべり円弧に接してこう配 m_c' なる接線 CD を引き、地山との交点を求める。そして、斜線を付した面積 $ABCDE$ を単位奥行き当りの崩壊土量 Q と考えるのである。計算式は式(2・6・4)で与えられる。

$$Q = \int_{X_2}^{X_1} \left\{ \frac{1}{m_c'} (x - B_c) - y_0^* + \sqrt{R^{*2} - (x - x_0^*)^2} \right\} dx + \int_{X_1}^{X_3} \left\{ f_1(x) - y_0^* + \sqrt{R^{*2} - (x - x_0^*)^2} \right\} dx + \int_{X_3}^{X_4} \left\{ f_1(x) - \frac{1}{m_c'} (x - X_4) - Y_4 \right\} dx$$

..... (2・6・4)

上式の積分を実施するために m_c と m'_c の関係が明らかになっていれば便利である。そのために、多くの B_c と m_c の組合せに対し、図-2・6・7と同様の図を描き、崩壊こう配 m'_c を図上から求め、 B_c をパラメータにして m_c と m'_c の関係を図示した例が図-2・6・8である。実線はいずれも $c \sim \phi$ 系、破線は $\phi = 0$ 系の場合であり、他の B_c に関しても同様の関係が得られている。case-1 の m_c が小さい部分を除き、きれいな直線関係となることは重要であり、解析上好都合である。すなわち、case-1 の場合は $B_c \geq B_0$ の範囲で B_c に無関係に、また case-2 の場合は全領域にわたって、 $m_c \sim m'_c$ は直線関係にあると考えてよい。参考のため、例示した場合の直線式を図中に示した。さて、図-2・6・8のような関係を式(2・6・4)に用いると $Q \sim m_c$ 関係が求められるわけである。図-2・6・8に対応する場合の $Q \sim m_c$ 関係を例示すると図-2・6・9のようである。図から $Q \sim m_c$ 関係も、 m_c の小さな範囲を除いて直線となることがわかる。以上に示し

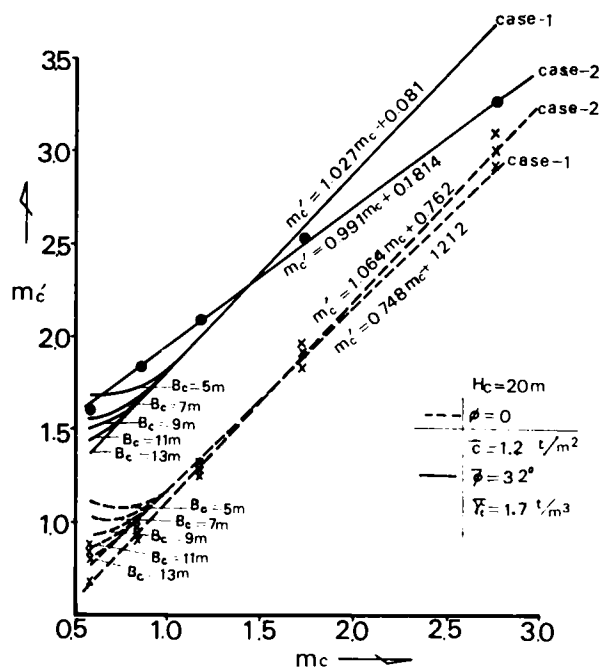


図-2・6・8

切土斜面こう配 m_c と崩壊斜面こう配 m'_c の関係

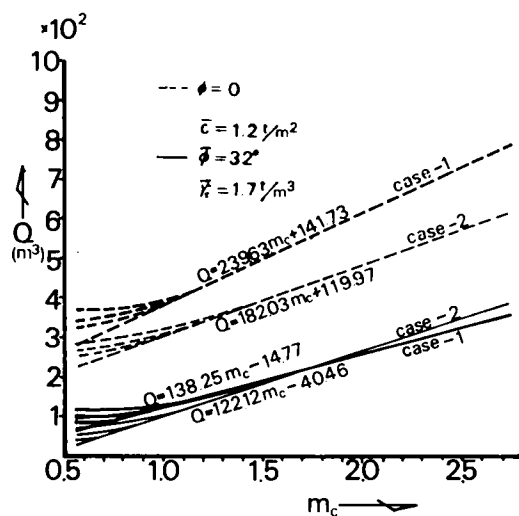


図-2・6・9

切土斜面こう配 m_c と崩壊土量 Q の関係

た手順に従って、ある切取こう配 m_c で切取った場合に期待される崩壊土量 Q が求められる。

6.3.3 切土斜面のこう配と斜面長および崩壊斜面長

費用関数を求めようとする場合、例えば、斜面保護費は斜面長に関係しているから、まず m_c と斜面長 L_c との関係を求めておくことが基本である。

m_c とそのときの斜面長 L_c (図-2.6.10参照) の関係は、土質条件にかかわらず、case-1 の場合は式(2.6.5)で、case-2の場合は式(2.6.6)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} B_c/H_c &\leq B_o/H_c = (1/\tan i) - m_c ; \\ L_c &= B_c \tan i \cdot \sqrt{m_c^2 + 1} / (1 - m_c \tan i) \\ B_c/H_c &> B_o/H_c = (1/\tan i) - m_c ; \\ L_c &= H_c \sqrt{m_c^2 + 1} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.5)$$

$$L_c = (X_1 - B_c) \sqrt{m_c^2 + 1} / m_c \dots\dots\dots (2.6.6)$$

$L_c \sim m_c$ 関係は、case-1 の場合、式(2.6.5)からわかるように、 m_c が大きい範囲では直線関係に近づく。一方、case-2 の場合、式(2.6.6)の X_1 が解析的に求められず $L_c \sim m_c$ 関係の定性的な傾向がわかりにくい。そこで、この例題の場合について電子計算機によって求めた $L_c \sim m_c$ 関係を例示すると図-2.6.10のようになる。このことから、case-2 の場合も、 $L_c \sim m_c$ 関係は m_c の大きい範囲で直線関係にあることがわかる。

ところで、崩壊斜面(図-2.6.7のBCD面)の長さ L'_c は、図中の記号を用いて次式のようにかける。

$$L'_c = R^* \theta + (X_4 - X_3) \sqrt{m_c^2 + 1} / m'_c \dots\dots\dots (2.6.7)$$

上式において、 R^* や θ 、あるいは、 B 、 C 、 D 点などの座標は試行的に求めなければならないから、 $L'_c \sim m'_c$ 関係の定性的

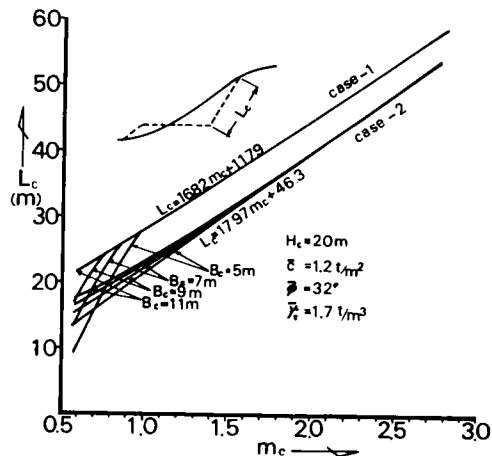


図-2.6.10

切土斜面こう配 m_c と斜面長 L_c の関係

傾向を調べておくことは重要である。試行法で求めた円弧に対し、式(2・6・7)を用いて、 $L_c' \sim m_c$ 関係を計算した例を図-2・6・11に示す。 $\phi = 0$ 系、 $c \sim \phi$ 系のいずれにおいても、case-1の場合は先の $Q \sim m_c$ 関係の場合と同様、 B_c が小さいほど L_c' は大きい傾向にあり、 B_c が大きくなれば直線に近づく。図示した例では、 $B_c \geq B_o$ になると完全に直線と一致する。また、case-2に関する $L_c' \sim m_c$ 関係は、少しばらついてはいるが、直線で近似できることがわかる。この直線式は、後の試算に用いるため、図中に併記した。

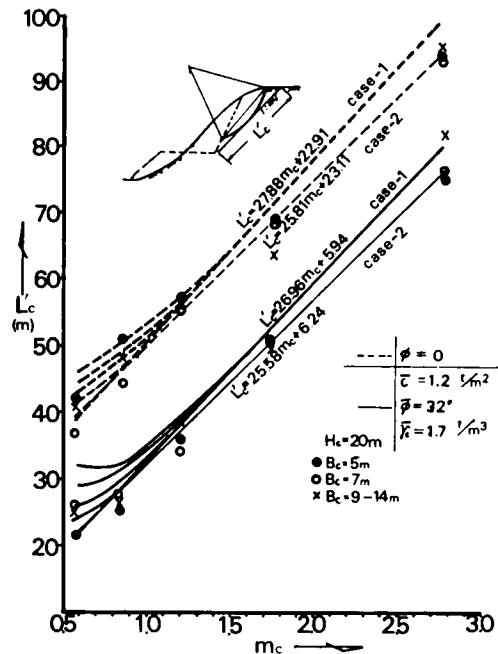


図-2・6・11

切土斜面こう配 m_c と崩壊斜面長 L_c' の関係

6・3・4 切土斜面のこう配と買収地山面積

切土をしようとする場合、当初必要な用地を買収しなければならない。また、もし崩壊したらそのための賠償費や追加の買収用地費などは、当然、崩壊の範囲と関係してくる。そこで、ここでは当初の切土実施段階と、切土斜面が崩壊した場合の両者について、 m_c と買収地山面積との関係を求める。なお、慣例によれば、地山は平面図上の面積で買収される。買収すべき地山の面積を S_c 、もし崩壊したら、さらに追加して買収しなければならない面積を S_c' とすると、case-1, 2に関して S_c は式(2・6・8)、式(2・6・9)で与えられる。

$$\begin{aligned} B_c/H_c \leq B_o/H_c &= (1/\tan i) - m_c; & S_c &= B_c / (1 - m_c \tan i) + S_{co} \\ B_c/H_c > B_o/H_c &= (1/\tan i) - m_c; & S_c &= B_c + m_c H_c + S_{co} \end{aligned} \quad \dots(2.6.8)$$

$$S_c = X_1 + S_{co} \quad \dots\dots\dots(2.6.9)$$

一方, S_c^1 は, case-1, 2 に関してそれぞれ, 式 (2・6・10), 式 (2・6・11) で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} B_c/H_c &\leq B_o/H_c = (1/\tan i) - m_c; \quad S_c' = X_4 - B_c / (1 - m_c \tan i) \\ B_c/H_c &> B_o/H_c = (1/\tan i) - m_c; \quad S_c' = X_4 - B_c - m_c H_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.10)$$

$$S_c' = X_4 - X_1 \dots\dots\dots (2.6.11)$$

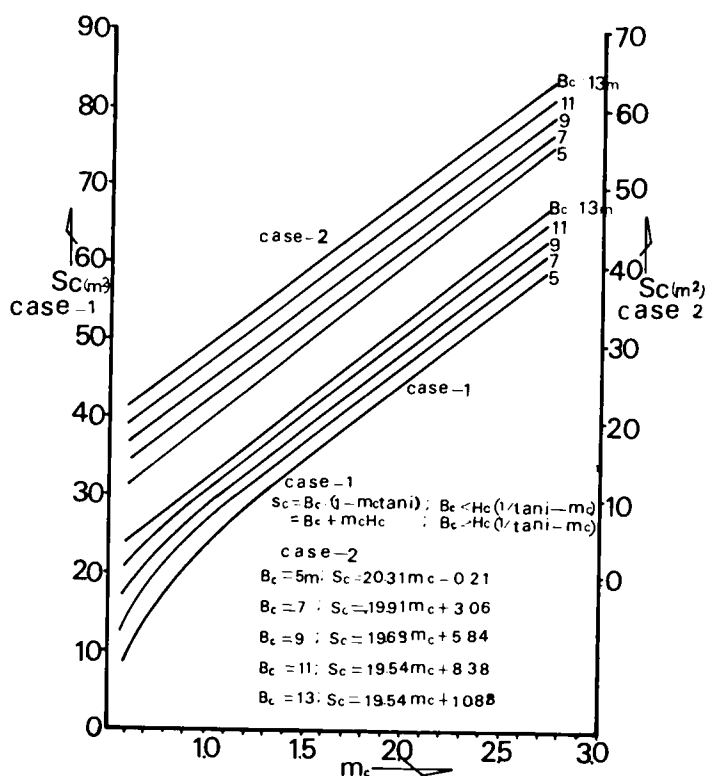


図-2.6.12 切土斜面のこう配 m_c と買収地山面積 S_c の関係

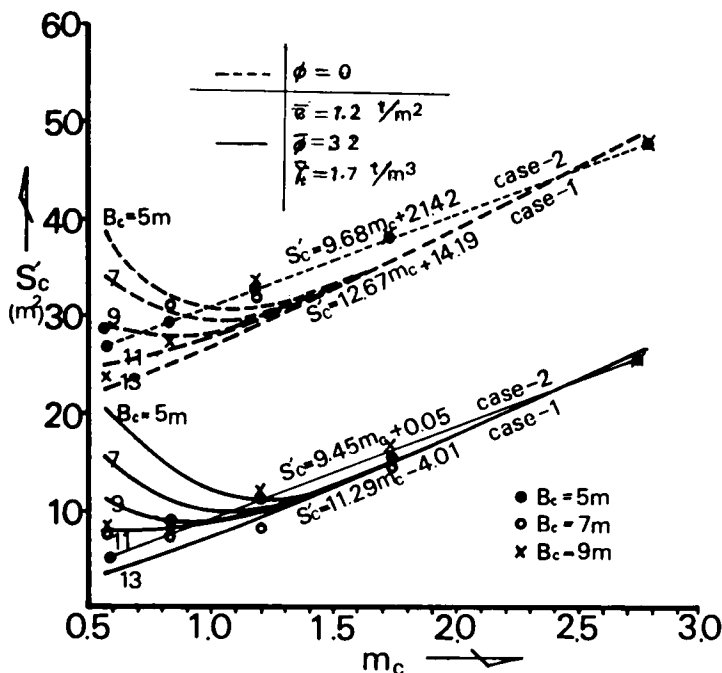


図-2.6.13 切土斜面のこう配 m_c と追加買収地山面積 S'_c の関係

$S'_c \sim m_c$ 関係の定性的傾向をみるために、例題の場合について、多くの試行計算によって求めた結果を示せば図-2.6.13のようになる。case-2の場合、図-2.6.7と同様の図を多数描いて図上から X_4 を読み取り、式(2.6.11)より S'_c を求めたので、多少ばらついているが、全領域にわたってほぼ直線となることがわかる。また、case-1では、 $B_c \leq B_0$ の場合に B_c の影響は非常に顕著であるが、 B_c がこれ以上になると精度よく直線で近似できる。なお、後の計算のために、例示した場合についての直線式を図中に記入した。

6.4 切土斜面の設計信頼度決定のための経済的評価モデル

第1編4.6で述べたように、本論文においては、施工後道路開通前の期間を対象にして設計信頼度を考えていく。切土斜面の建設に必要な単位奥行当りの期待総費用を C_T^c とすると、式(1.4.8)に相当する切土の経済的評価モデルは次式で与えられる。

$$C_T^c(\zeta) = C_E^c(\zeta) + C_c^c(\zeta) + \zeta C_F^c(\zeta) \quad \dots\dots\dots (2.6.12)$$

上式の各項はいずれも ζ の関数であり、 C_E^c は切取りに先立つ土質調査費、 C_c^c は切土斜面の初期建設費、 C_F^c はもし斜面が崩壊した場合の破壊損失費である。また、 $m_c = 0.577$ に対応する

破壊確率を P_{F_0} とし、このときの期待総費用を基準費用 $C_{T_0}^c$ とすれば、切土の場合、式(1・4・9)に対応する経済的評価モデルとして次式を得る。

$$\eta_c(\zeta) = \frac{C_T^c}{C_{T_0}^c} = \frac{C_E^c(\zeta) + C_c^c(\zeta)}{C_{T_0}^c} + \zeta \cdot \frac{C_F^c(\zeta)}{C_{T_0}^c} \quad \dots\dots (2.6.13)$$

さて、本節では、前節までに検討した関係を基にして、上式の右辺各項の関数形を決定していくことにする。なお、調査費 $C_E^c(\zeta)$ の関数形については、 P_F に影響する土質係数が c, ϕ, γ であるので、力学および物理試験の個数と P_F の関係を明確にしなければならない。この関係を求めることは非常に困難であることに加えて、全建設費に占める $C_E^c(\zeta)$ の割合が小さいという2つの理由から、一応ここでは第1段階として、 $C_E^c(\zeta)$ を一定値として取扱うことにする。なお、 $\phi = 0$ 法による急速せん断破壊の確率 P_F と一軸圧縮試験の費用との関係はすでに前章で示したとおりである。

6.4.1 切土斜面の初期建設費

初期建設費 $C_c^c(\zeta)$ は、図-2.6.7を参照にして、一般に次式で与えられる。

$$C_c^c(\zeta) = C_1^c \left[\int_0^{X_1} f_1(x) dx + \int_{B_c}^{X_1} \left\{ -\frac{1}{m_c} (x - B_c) \right\} dx \right] + C_2^c L_c + C_3^c S_c + C_{c_0}^c \quad \dots\dots\dots (2.6.14)$$

上式において、右辺第1項は切土の土工費で C_1^c は土工単価、第2項は切土斜面の保護費で C_2^c は単位面積当りの費用、第3項は地山買収費で C_3^c は単位面積当りの用地費、第4項は管理費や準備工費その他の経費である。式(2.6.14)が ζ の関数となるのは、式(2.6.3)、式(2.6.5)、式(2.6.6)、式(2.6.8)、式(2.6.9)からわかるように m_c が ζ の関数で、 L_c, S_c がそれぞれ m_c, B_c などを介して ζ の関数となっているからである。

第4項の $C_{c_0}^c$ は、一見、 ζ に直接関係のない費用項目のようにみえるが、一般には直接工事費と関係があるから、 ζ と無関係ではなく、直接工事費の α_c 倍として見積られるのが普通である。すなわち、次式で与えられる。

$$C_{c_0}^c = \alpha_c \left[C_1^c \left\{ \int_0^{X_1} f_1(x) dx - \frac{1}{m_c} \int_{B_c}^{X_1} (x - B_c) dx \right\} + C_2^c L_c + C_3^c S_c \right] \quad \dots\dots\dots (2.6.15)$$

6・4・2 切土斜面の破壊損失費

切土斜面の破壊損失費 $C_F^c(\zeta)$ は一般に次式で与えられる。

$$C_F^c(\zeta) = C_{Er}^c + C_{rm}^c + C_{cr}^c + C_{Fo}^c \quad \dots\dots(2.6.16)$$

ここに、右辺第1項 C_{Er}^c は切土斜面が破壊した場合の原因調査費、第2項 C_{rm}^c は崩壊土の排土工費で排土工の単価を $C_1^{c'}$ とすれば次式で与えられる。ただし、 β_{c1} は排土工のための管理費や準備工費を考慮した係数で一定値である。

$$C_{rm}^c = C_1^{c'}(1 + \beta_{c1})Q \quad \dots\dots(2.6.17)$$

また第3項 C_{cr}^c は崩壊面の保護費および地山の追加買収費で、それぞれの単価を $C_2^{c'}$ 、 $C_3^{c'}$ および β_{c2} を定数として、次式で与えられる。 β_{c2} は一般管理費や準備工費を考慮した係数である。

$$C_{cr}^c = (C_2^{c'}L_c' + C_3^{c'}S_c')(1 + \beta_{c2}) \quad \dots\dots(2.6.18)$$

すでに明らかなように、 Q 、 L_c' 、 S_c' は ζ の関数であるから、式(2.6.16)の右辺第3項までは ζ の関数となる。さらに、第4項 C_{Fo}^c は式(2.6.18)に含まれない他の損害賠償費であり、もし、切土斜面が破壊した場合に被害を受ける範囲に対して、物件補償をするもので原則として原形復旧、生産物補償として考える。この費用は、破壊の規模と建設地点の環境条件によって決定されてくる。前者は厳密には破壊が生じてみなければわからないわけであるが、費用計算の段階では、この範囲を推定した上で C_{Fo}^c を見積ることになる。なお、前にも述べたように(第1編4・5)、著者は人命の損失はあってはならないという立場に立っている。このことは数学的に表現すれば、 $C_F^c \rightarrow \infty$ となることと同値である。

6・4・3 切土斜面に関する経済的評価モデル

式(2.6.14)～式(2.6.18)を式(2.6.13)に用い、 $\zeta = 1.0$ のときの期待総費用 C_{To}^c を基準費用とすれば、結局、切土斜面の経済的評価モデルとして式(2.6.19)が得られる。ただし、前述したように、調査費は一定値として考えており、かつ C_E^c/C_{To}^c は非常に小さいので式(2.6.19)では、これを省略している。

$$\begin{aligned} \eta_c(\zeta) = & (1 + \alpha_c) \{ C_1^c \left[\int_0^{X_1} f_1(x) dx - \frac{1}{m_c} \int_{B_c}^{X_1} (x - B_c) dx \right] + C_2^c L_c + C_3^c S_c \} / C_{To}^c \\ & + \zeta \{ C_E^c + C_1^{c'}(1 + \beta_{c1})Q + (1 + \beta_{c2})(C_2^{c'}L_c' + C_3^{c'}S_c') + C_{Fo}^c \} / C_{To}^c \\ & \dots\dots(2.6.19) \end{aligned}$$

上式が切土斜面を単独に評価する場合の経済的評価モデルであるが、数値計算等によるモデルの検討は6・7において行なう。

6・5 片盛土の信頼度分析

6・5・1 片盛土の斜面こう配と破壊確率

$\bar{F}_S^*$ は式(1・3・26)で
 P_F は式(1・3・56)または式(1・3・57)で与えられるから、片盛土の斜面こう配 m_b と ζ の関係は、切土斜面に関して6・3・1で示した方法とまったく同様にして求められる。すなわち、 $m_b = 1.25$ および任意の m_b に対する設計係数をそれぞれ、 $\bar{F}_{S0}^*$ および F_S^* とし、case-1, 2 に関して $(\bar{F}_S^* / \bar{F}_{S0}^*) \sim m_b$ 関係を求めた1例を示すと図-2・6・14のようである。case-2の場合、 $\mu_c = 0.6 \text{ t/m}^2$, $\mu_{\gamma_t} = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\mu_\phi = 30^\circ$ の場合についてのみ示したが、他の土質条件の場合も傾向は同様であった。ここで注目すべきことは、 $c \sim \phi$ 系の case-1 および case-2 の $B_b \geq 8 \text{ m}$ の場合、切土斜面(図-2・6・3, 図-2・6・4)の場合と異なり、 $\bar{F}_S^*$ が B_b の影響を受けない点である。これは、上記の場合には、すべり面がすべて斜面内の浅い位置に発生し、 B_b が大きくなってもすべり円弧の深さがほとんど変らず m_b のみの影響を受

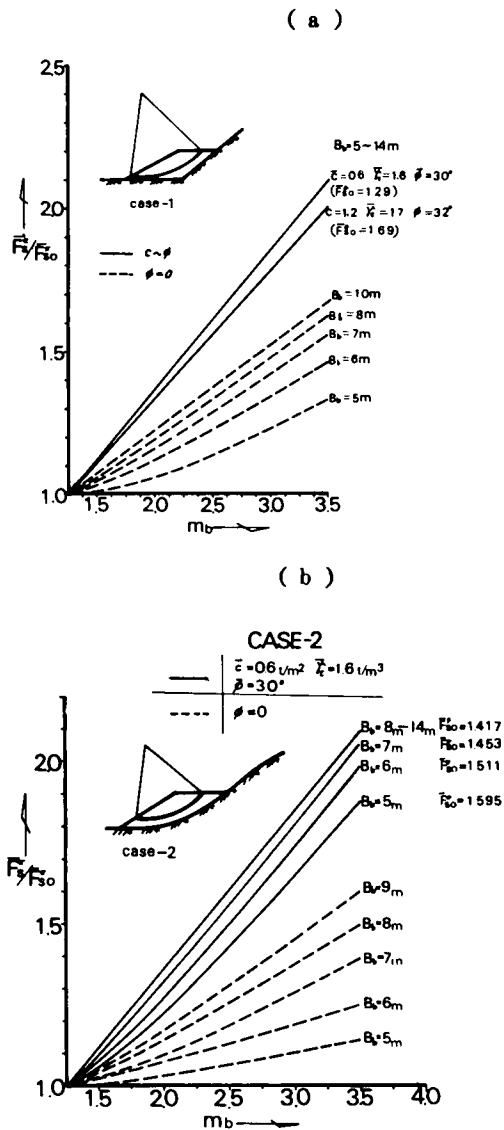


図-2・6・14

片盛土の斜面こう配 m_b と $\bar{F}_S^* / \bar{F}_{S0}^*$ の関係

けるからである。しかし、 $\phi = 0$ 系の場合は、すべり面が地山斜面に接する位置に生じる。この位置は、 B_b と H_b の両者によって影響されるので、一般に $\bar{F}_s^*$ は B_b によって左右される。ただし、case-1 では H_b が一定であるので、 B_b がある値（この例では $B_b = 10\text{ m}$ ）以上になると、すべり円弧の深さが一定となり、 B_b の影響は受けなくなる。

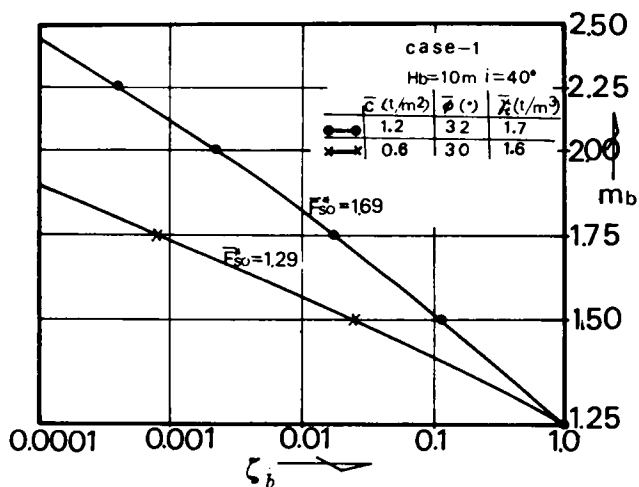
さて、式(1・3・26)および式(1・3・56)を用いて、図-2・6・14の関係を $m_b \sim \zeta$ 関係に直し、これを両対数紙上に示すと図-2・6・15、図-2・6・16のようになる。この図のような両対数紙上での関係は、切土斜面の場合と同様、次式のような関数で近似できる。

$$m_b = A_b \zeta^{B_b} + C_b$$

..... (2・6・20)

係数 A_b , B_b , C_b の計算例は表-2・6・3に一括して示してある。

(a)



(b)

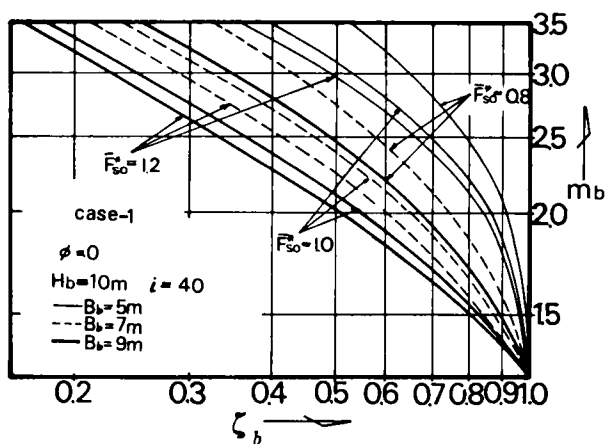
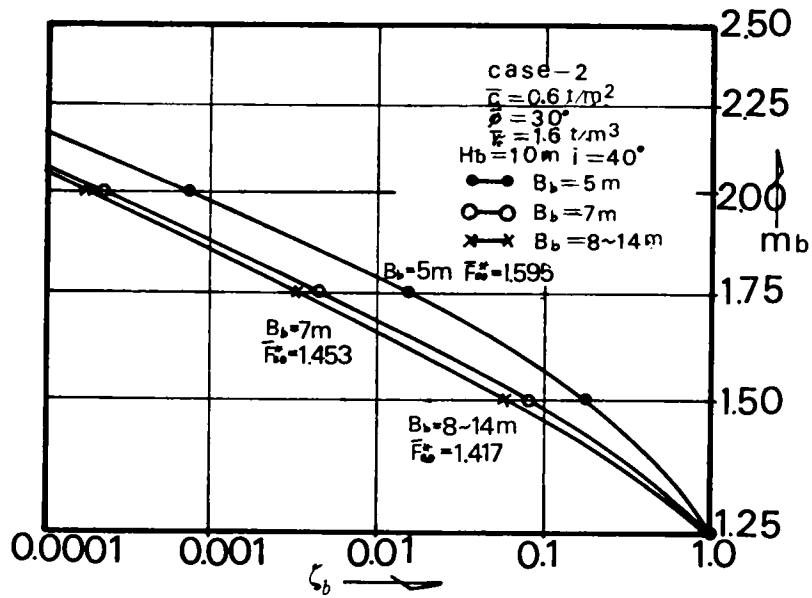


図-2・6・15

片盛土の斜面こう配 m_b と ζ の関係

(a)



(b)

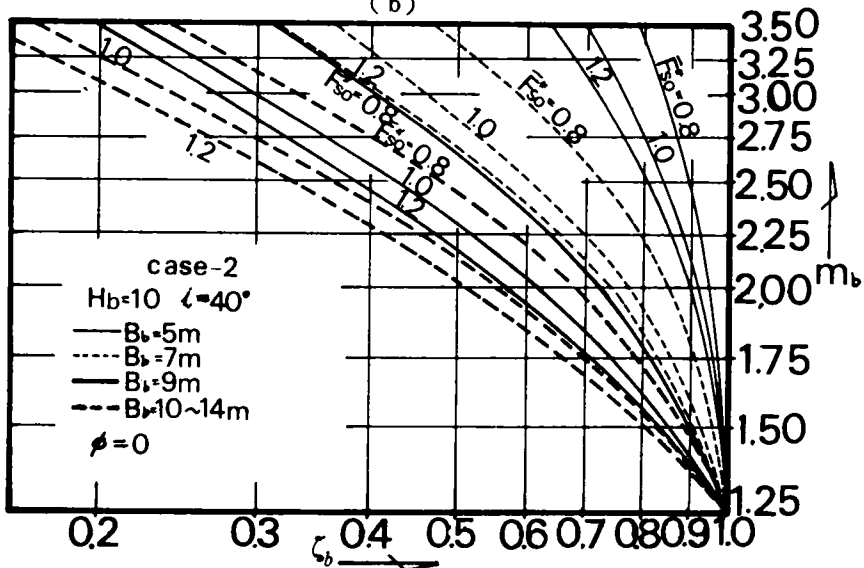


図-2.6.16

片盛土の斜面こう配 m_b と ζ_b の関係

表-2・6・3

 $m_b \sim \zeta_b$ 関係の係数一覧表

形 状	土 質	$B_b(m)$	$\bar{F}_{so}^*$	A_b	B_b	C_b
case - 1	$\phi = 0$	5	0.800	-2.70500	1.94506	4.21000
			1.000	-2.91500	1.23073	4.38000
			1.200	-2.98300	1.05636	4.43000
		7	0.800	-4.97500	0.50346	6.29000
			1.000	-8.59600	0.20317	9.86000
			1.200	-127.67000	0.01114	128.94000
		9	0.800	-8.57500	0.21594	9.86000
			1.000	12.97000	-0.09353	-11.71000
			1.200	6.35400	-0.16778	-5.11000
		11	0.800	-8.57500	0.21594	9.86000
			1.000	12.97000	-0.09353	-11.71000
			1.200	6.35400	-0.16778	-5.11000
	$c \sim \phi$	5 ~ 14	1.289	10.23300	-0.00681	-8.99000
case - 2	$\phi = 0$	5	0.800	-2.44340	6.94542	3.75000
			1.000	-2.62630	3.66133	3.94000
			1.200	-2.77290	2.78987	4.09000
		7	0.800	-2.62110	1.94519	3.94000
			1.000	-2.99290	1.09199	4.29000
			1.200	-3.37630	0.80596	4.67000
		9	0.800	-4.21660	0.57810	5.51000
			1.000	-11.80500	0.13174	13.08000
			1.200	-26.38700	0.05155	27.65000
		11	0.800	-3.39400	0.62291	4.67000
			1.000	-11.81200	0.10993	13.08000
			1.200	-77.43200	0.01458	78.69000
	$c \sim \phi$	5	1.595	-1.47800	0.09586	2.74000
		7	1.453	-14.42000	0.00606	15.69000
		9 ~ 14	1.417	13.69200	-0.00618	-12.44000

6・5・2 片盛土の斜面こう配と斜面長

片盛土の斜面こう配 m_b とそのときの斜面長 L_b の関係は、case-1, 2について、それぞれ式(2・6・21)および式(2・6・22)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} B_b/H_b \leq (1/\tan i) - m_b ; \quad L_b &= \left(-1 - \frac{1}{m_b \tan i - 1} \right) B_b \sqrt{1 + m_b^2}/m_b \\ B_b/H_b > (1/\tan i) - m_b ; \quad L_b &= H_b \sqrt{1 + m_b^2} \end{aligned} \right\}$$

.....(2・6・21)

$$L_b = |B_b + X_b| \sqrt{1 + m_b^2} / m_b \quad \dots\dots (2.6.22)$$

ここに、式(2.6.22)の
 X_b は地山と盛土斜面の交点の
 x 座標である。(図-2.6.
 7 参照)。式(2.6.21)
 および式(2.6.22)を用
 いて $L_b \sim m_b$ 関係を計算した
 結果を図-2.6.17に示す。
 case-1 の場合、式(2.6.
 21)より予想されるように、
 この例では L_b と m_b は B_b に
 影響されずにはほぼ直線関係にあ
 ることがわかる。また、case
 -2 の場合も、 $L_b \sim m_b$ 関係
 は直線であるが、 B_b の影響を
 受ける。このことは地山の形状
 の差異を考えると当然の結果で
 ある。なお、再建時の斜面長 L_b'
 は式(2.6.21)、式(2.6.22)において m_b を m_b' で置き換えればよい。

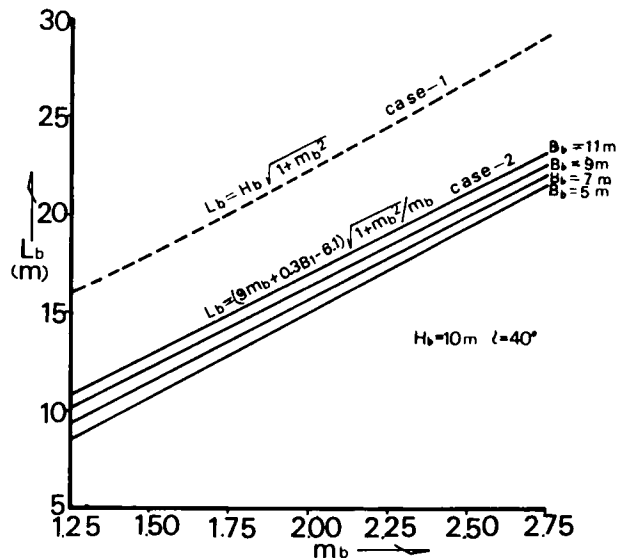


図-2.6.17

片盛土の斜面こう配 m_b と斜面長 L_b の関係

6.5.3 片盛土の斜面こう配と買収地山面積

片盛土建設に際し必要な地山の面積 S_b は、平面図上の面積で買収されることを考慮に入れる
 と、case-1, 2についてそれぞれ式(2.6.23)および式(2.6.24)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} B_b/H_b \leq (1/\tan i) - m_b & ; S_b = |B_b / (m_b \tan i - 1)| + S_{b0} \\ B_b/H_b > (1/\tan i) - m_b & ; S_b = |B_b| + m_b H_b + S_{b0} \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.6.23)$$

$$S_b = |X_b| + S_{b0} \quad \dots\dots (2.6.24)$$

上式において、 S_{b0} は切土の場合と同様、余分に買収しておく面積である。
 式(2.6.23)、式(2.6.24)を用いて、 $S_b \sim m_b$ 関係を計算した例を図-2.6.
 18に示す。ただし、計算は $S_{b0} = 0$ としてある。この図から、case-1, 2のいずれについ
 ても、 $S_b \sim m_b$ 関係は B_b の影響を受けるが、直線関係にあることがわかる。

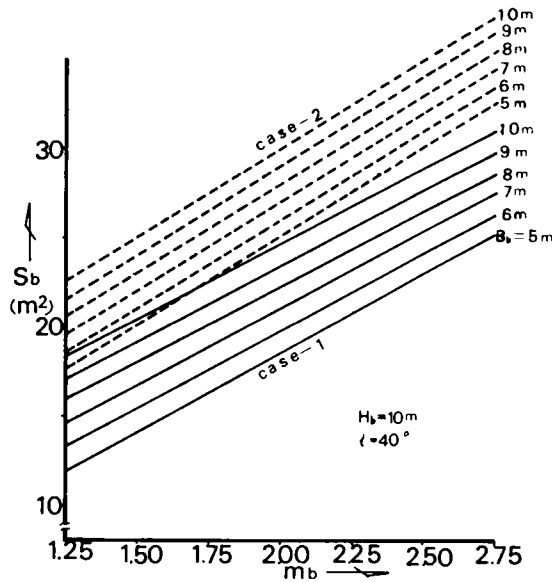


図-2.6.18 片盛土の斜面こう配 m_b と買収地山面積 S_b の関係

6.6 片盛土の設計信頼度決定のための経済的評価モデル

片盛土に関する期待総費用 C_T^b は切土の場合と同様 ζ を用いて次式のように書ける。

$$C_T^b(\zeta) = C_E^b(\zeta) + C_C^b(\zeta) + \zeta C_F^b(\zeta) \quad \dots\dots (2.6.25)$$

上式において、右辺第1項は土質調査費、第2項は初期建設費、第3項は破壊損失費である。

$\zeta = 1.0$ ($P_F = P_{F0}$, $m_b = 1.25$) に対する $C_T^b(\zeta)$ を基準費用 C_{T0}^b と考えると、式(2.6.25)は次式のように書ける。

$$\eta_b(\zeta) = \frac{C_E^b(\zeta) + C_C^b(\zeta)}{C_{T0}^b} + \zeta \cdot \frac{C_F^b(\zeta)}{C_{T0}^b} \quad \dots\dots (2.6.26)$$

なお、切土に関して述べたのと同じ理由によって、盛土のための土質調査費 $C_E^b(\zeta)$ も、ここでは一定値として取扱う。

6・6・1 片盛土の初期建設費

片盛土の単位奥行当りの建設費 $C_c^b(\zeta)$ は、図-2・6・7を参照にして次式で与えられる。

$$C_c^b(\zeta) = C_1^b \left\{ \frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right\} + C_2^b L_b + C_3^b S_c + C_{co}^b$$

……(2・6・27)

上式右辺各項の意味は、切土斜面に関する式(2・6・14)の場合と同じである。すなわち、第1項は盛土の土工費で C_1^b は土工単価、第2項は盛土斜面の保護費で C_2^b は斜面保護単価である。また、第3項は地山の買収費で、 C_3^b は買収単価、第4項は管理費、準備工費その他の費用を盛土の単位長さ当りに換算したものである。さて、 m_b 、 B_b 、 X_b 、 L_b 、 S_b などが ζ の関数であるから、 $C_c^b(\zeta)$ が ζ の関数となることは明らかである。なお、 C_{co}^b は、通常、第1～3項までの直接費用の α_b 倍という形で積算されるので、次式のように書くことができる。

$$C_{co}^b = \alpha_b \left\{ C_1^b \left(\frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right) + C_2^b L_b + C_3^b S_b \right\}$$

……(2・6・28)

6・6・2 片盛土の破壊損失費

破壊の原因調査費を C_{Fr}^b 、排土や整地工費を C_{rm}^b 、再建費を C_{cr}^b 、損害賠償費を C_{Fo}^b とすると破壊損失費 $C_F^b(\zeta)$ は一般に次式のように書ける。

$$C_F^b(\zeta) = C_{Er}^b + C_{rm}^b + C_{cr}^b + C_{Fo}^b$$

……(2・6・29)

C_{Er}^b は、前章5・6で述べたように、⁵⁾ 厳密には ζ と密接な関係がある。しかし、 $c \sim \phi$ 系土質に関して調査規模と費用との関連が定量化できていないこと、 C_{Er}^b が全建設費に占める割合は数パーセントという例が多いなどの理由により、ここでは簡単のため、 β_{b1} を定数として次式のようにおく。

$$C_{Er}^b = \beta_{b1} C_{cr}^b$$

……(2・6・30)

C_{rm}^b は、明らかに当初建設の盛土規模と破壊の規模によって決定される。ここでは、盛土が破壊した場合は、客土を利用して全面的に再建することをたてまえにしているので、当初の盛土建設に必要であった土量を、排土、整地しなければならないと考え、 C_{rm}^b を次式で与える。

$$C_{rm}^b = C_4^b \left\{ \frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right\}$$

……(2・6・31)

ここに、 $C_4^{b'}$ は排土と整地のための土工単価である。

さて、当初斜面こう配が m_b であった盛土が破壊したときは、新たに、 $m_{b'}$ なる斜面こう配で再建するものとして、これに要する建設費を C_{cr}^b とする。ただし、再建は常に $m_{b'} \geq m_b$ の条件を満たして行なうものとする。このとき C_{cr}^b は次式で与えられる。

$$C_{cr}^b = C_1^{b'} \left[\frac{1}{m_{b'}} \int_{X_b'}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b'}^0 f_1(x) dx \right] + C_2^{b'} L_b' + C_3^{b'} (X_b' - X_b) + C_{cro}^b \quad (2 \cdot 6 \cdot 32)$$

ここに、 $C_1^{b'}$ は再建時の土工単価で、一般には客土を利用するから、式 (2・6・27) の C_1^b とは異なる。 C_2^b は斜面保護単価、 $C_3^{b'}$ は用地買収単価である。また、 X_b' は $m_{b'}$ なる斜面こう配の盛土と地山との交点の x 座標である。なお C_{cro}^b は再建時に必要な準備工費、一般管理費などで、通常、直接建設費に関して次式で与えられるものとする。ただし、 β_{b2} は定数である。

$$C_{cro}^b = \beta_{b2} \left[C_1^{b'} \left\{ \frac{1}{m_{b'}} \int_{X_b'}^{B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b'}^0 f_1(x) dx \right\} + C_2^{b'} L_b' + C_3^{b'} (X_b' - X_b) \right] \quad (2 \cdot 6 \cdot 33)$$

C_{fo}^b は損害賠償費で、切土に関して述べた C_{fo}^c の内容とまったく同じものである。

式 (2・6・30)～式 (2・6・33) を式 (2・6・29) に用いると、 $C_F^b(\zeta)$ は次式のようになる。

$$C_F^b(\zeta) = (\beta_{b1} + \beta_{b2} + \beta_{b1}\beta_{b2} + 1) \left[C_1^{b'} \left\{ \frac{1}{m_{b'}} \int_{X_b'}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b'}^0 f_1(x) dx \right\} + C_2^{b'} L_b' + C_3^{b'} (X_b' - X_b) \right] + C_4^{b'} \left\{ \frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{-B_b} (x+B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right\} + C_{fo}^b \cdots (2 \cdot 6 \cdot 34)$$

6.6.3 片盛土に関する経済的評価モデル

式 (2・6・34) と式 (2・6・27) を式 (2・6・26) に代入すれば、無次元化した盛土の全期待費用についての費用関数 $\eta_b(\zeta)$ は式 (2・6・35) のようになる。ただし、

C_{To}^b は式(2・6・35)において、 $\zeta = 1.0$ ($m_b = m_b' = 1.25$, $X_b = X_b'$)として得られる。

$$\begin{aligned} \eta_b(\zeta) = & (1 + \alpha_b) \left\{ C_1^b \left\{ \frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{B_b} (x + B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right\} + C_2^b L_b + C_3^b S_b \right\} / C_{To}^b \\ & + \zeta \left\{ (\beta_{b1} + \beta_{b2} + \beta_{b1} \beta_{b2} + 1) \left\{ C_1^{b'} \int_{X_b'}^{-B_b} \frac{1}{m_b} (x + B_b) dx - C_1^{b'} \int_{X_b'}^0 f_1(x) dx \right. \right. \\ & + C_2^{b'} L_b' + C_3^{b'} (X_b' - X_b) \left. \right\} + C_4^{b'} \left\{ \frac{1}{m_b} \int_{X_b}^{-B_b} (x + B_b) dx - \int_{X_b}^0 f_1(x) dx \right\} + \\ & C_{Fo}^b \left. \right\} / C_{To}^b (m_b' \geq m_b) \dots\dots\dots (2 \cdot 6 \cdot 35) \end{aligned}$$

上式が片盛土を単独に評価する場合の経済的評価モデルである。

6.7 数値計算による検討

本節では、前節までに得られた経済的評価モデルに基づき、切土および片盛土をそれぞれ単独に評価する場合と、切盛土を同時に評価する場合の3者について検討を加える。

費用計算に用いた諸数値は一括して表-2・6・4に示されている。なお、 α_c 、 α_b 、 β_{c1} 、 β_{c2} 、 β_{b1} 、 β_{b2} などは総工事の大きさによって多少変化するが、ここでは、実際の場合の平均的な値として表中の値を用いた。

表-2・6・4 コスト計算に用いた諸数値

		土工単価 $C_1 = C_4$ (yen/m ²)	斜面保護単価 C_2 (yen/m ²)	地山買収単価 C_3 (yen/m ²)	平地買収単価 C_3 (yen/m ²)	係 数	
						α_b, α_c	$\beta \cdot \beta'$
切土	初期建設時	270	2300**	650		0.135	0.125
	再 建 時	270	2300	650		0.135	0.125
盛土	初期建設時	270	200***	650	3000****	0.135	0.125
	再 建 時	980*	200	650	3000	0.135	0.125

注 * 盛土の場合破壊後の再建は客土によるので土工単価が高い。

** 切土の斜面保護として標準的なセメントモルタルの吹付けを考えた。

*** 盛土の斜面保護として植生を考えた。

**** 片盛土の斜面こう配が平地部に広がるとき、地山買収費として平地買収単価を用いた。

6・7・1 切土斜面を単独に評価する場合

この場合の数値計算は式(2・6・19)を用いて行なうことができる。

(1) $c \sim \phi$ 系土質の場合

すべての B_c についての計算結果を示すことは不可能であるので、代表的な値として $B_c = 5, 7, 9, 11$ (m) の4種類の計算結果についてののみ示す。ただし、case-1については、図-2・6・3からもわかるように、 $\bar{F}_S^*/\bar{F}_{S0}^*$ は $B_c \geq 11$ mでは B_c の影響をほとんど受けない。図-2・6・19に計算結果を示した。

さて、第1編4・2・3で述べたように、評価基準として $\eta(\zeta) \rightarrow \min$ が実施計画の段階では妥当と考えられる。いま、仮に、このような評価基準を採用した場合、以下の点は注目値とする。すなわち、第1点は $\eta_c(\zeta)$ が図のように最小点を有することである。このことは、少なくとも $\eta_c(\zeta)$ が最小になるよりも右側の位置で設計することは不適當である、という意味において重要である。第2点は $\eta_c(\zeta) \min$ に対応する m_c がほぼ1.0~1.2になっていることである(表-2・6・5参照)。このような m_c は土質条件や工事費の単価として常識的な値を採用した結果の値であり、通常の土砂部の切土に

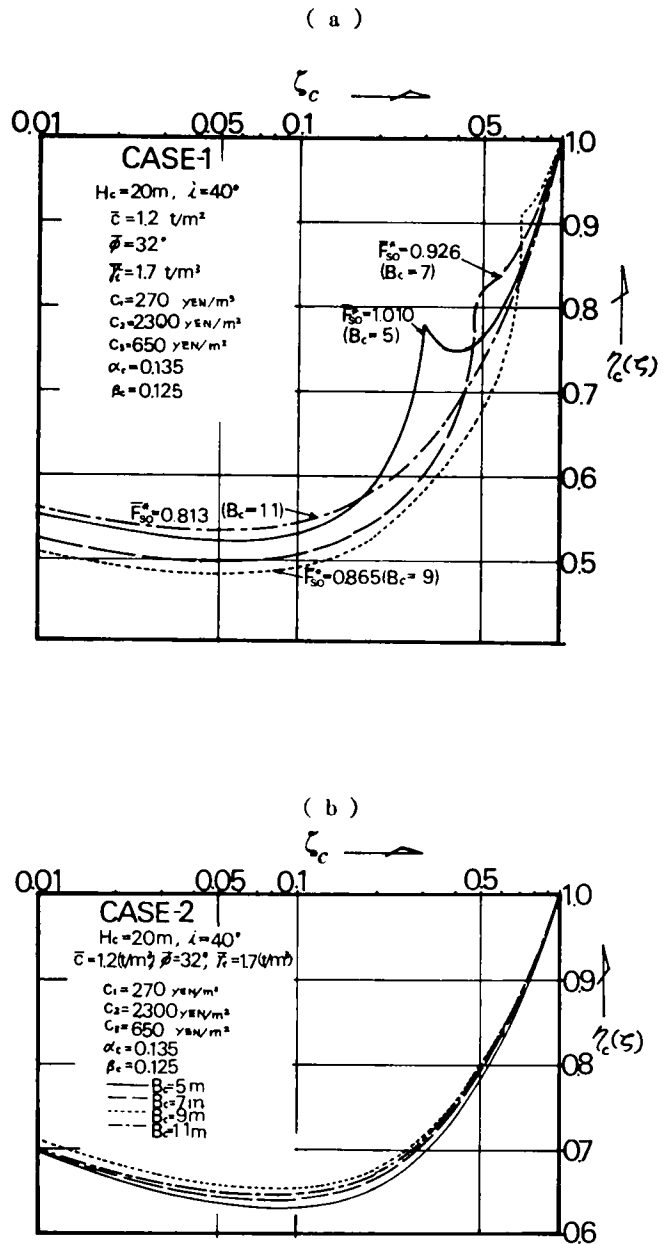


図-2・6・19

切土斜面に関する経済的評価モデルの計算例 ($c \sim \phi$ 系)

採用されている斜面こう配 1.2^{6),7)} に近似している。すなわち、慣用の方法で設計に採用している m_c が、長い経験からはば妥当な値を定めてきたことを裏付けている点で重要である。

表-2・6・5 経済的評価モデルの計算結果

	形状	土質	$B(m)$	$\eta(\zeta)=1.0$ に対応する			$\eta(\zeta)_{min}$ に対応する			
				P_F (%)	$\bar{F}_{S0}^*$	m	ζ	P_F (%)	$\bar{F}_S^*$	m
盛	case-1	$\phi = 0$	5~11	78	0.80	1.25	1.0	78	0.80	1.25
				50	1.00	1.25	1.0	50	1.00	1.25
				30	1.20	1.25	1.0	30	1.20	1.25
		$c \sim \phi$	5	1.2	1.29	1.25	0.05	0.06	1.42	1.45
			7	1.2	1.29	1.25	0.04	0.05	1.42	1.47
			9	1.2	1.29	1.25	0.03	0.04	1.43	1.49
	case-2	$\phi = 0$	5~11	78	0.80	1.25	1.0	78	0.80	1.25
				50	1.00	1.25	1.0	50	1.00	1.25
				30	1.20	1.25	1.0	30	1.20	1.25
		$c \sim \phi$	5	0.5	1.60	1.25	0.10	0.05	1.70	1.55
			7	0.7	1.45	1.25	0.08	0.06	1.58	1.49
			9	0.8	1.42	1.25	0.08	0.06	1.56	1.47
切	case-1	$\phi = 0$	5~7	78	0.80	0.58	1.0	78	0.80	0.58
				50	1.00	0.58	1.0	50	1.00	0.58
				30	1.20	0.58	1.0	30	1.20	0.58
			9	78	0.80	0.58	1.0	78	0.80	0.58
				50	1.00	0.58	0.8	40	1.09	0.78
				30	1.20	0.58	0.6	18	1.38	0.97
		$c \sim \phi$	11	78	0.80	0.58	0.9	70	0.86	0.71
				50	1.00	0.58	0.7	35	1.14	0.85
				30	1.20	0.58	0.6	18	1.38	0.92
			5	48	1.01	0.58	0.05	2.4	1.21	1.18
				80	0.94	0.58	0.05	4.0	1.20	1.13
				90	0.87	0.58	0.05	4.5	1.19	1.11
	case-2	$\phi = 0$	5~11	78	0.80	0.58	1.0	78	0.80	0.58
				50	1.00	0.58	1.0	50	1.00	0.58
				30	1.20	0.58	1.0	30	1.20	0.58
		$c \sim \phi$	5	10	1.17	0.58	0.09	0.9	1.28	1.11
			7	27	1.07	0.58	0.08	2.2	1.22	1.10
			9	47	1.01	0.58	0.08	3.8	1.21	1.06
土	case-2	$c \sim \phi$	11	62	0.97	0.58	0.08	5.0	1.19	0.98

(2) $\phi = 0$ 系土質の場合

計算した結果の 1 例を図-2・6・20 に示す。ここでは参考のため、 $\bar{F}_{s0}^* = 0.8, 1.0$ の場合も示したが、現実の問題としては、このような場合はほとんどありえない。すなわち、想定した地山の幾何学的条件 $H_c = 20 \text{ m}$, $i = 40^\circ$ では $\bar{F}_{s0}^* = 1.0$ に対応する土質は、 $\bar{\gamma}_t = 1.7 \text{ t/m}^3$, $\bar{c} = 6.8 \text{ t/m}$ 程度になる。このような土質では、地山そのものも $\bar{F}_s^*$ がせいぜい 1.5 程度しかなく、解析の基本的仮定として考えている“地山が絶体安定”という条件を十分に満たさない。したがって、ここで例示する $\phi = 0$ 系で $\bar{F}_{s0}^* = 0.8 \sim 1.2$ という条件には少し問題ではあるが極端な場合の例として取上げてみた。このような極端な条件のもとでも、 $\eta_c(\zeta)$ が最小点を有することがあることは $c \sim \phi$ 系の場合と同様、重要である。

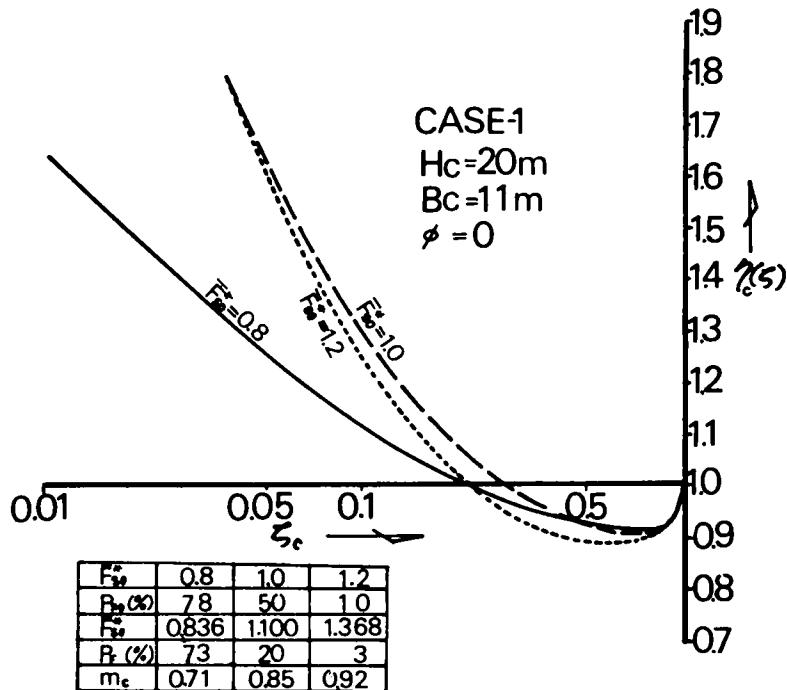


図-2・6・20 切土斜面に関する経済的評価モデルの計算例 ($\phi = 0$ 系)

6・7・2 片盛土を単独に評価する場合

この場合の数値計算は式(2・6・35)を用いて行なう。片盛土の場合、当初建設に際する斜面こう配 m_b と、破壊後の再建こう配 m_b' とは一般に等しくとる必要はなく、 $m_b' \geq m_b$ とする。

このような条件のとき、 $\eta_b(\zeta)$ は m_b' と m_b の2つの独立変数の関数となるから、この点を考慮に入れ、三次元的に $\eta_b(\zeta) \sim \zeta_b$ 関係を検討する。計算に用いた条件は、表-2・6・4中に合せて示したが、盛土の場合、斜面こう配が大きくなって平地にかかるときは地山の買収単価を変えて計算した。

(1) $c \sim \phi$ 系の場合

$B_b = 5.0 \text{ m}$ の場合で $\bar{c} = 0.6 \text{ t/m}^2$ 、 $\bar{\phi} = 30^\circ$ 、 $\bar{\gamma}_t = 1.6 \text{ t/m}^3$ の条件の下での結果のみを示すと図-2・6・21のようである。図の ζ_b は当初建設こう配 m_b に対応する ζ で、 ζ_b' は再建時のこう配 m_b' に対応する ζ を表わしている。費用曲面 $\eta_b(\zeta)$ の最小値は、図のように $\zeta_b = \zeta_b' (m_b = m_b')$ 面上に表わされるが、このことは他のすべての計算例について確認された。すなわち、再建時の斜面こう配を初期建設時のこう配と等しくとるのが費用の面では最も効率がよいと云える。他の計算例についての結果は一括して表-2・6・5に示してある。

この表からわかるように、盛土の場合、 $c \sim \phi$ 系では $\eta_b(\zeta) \text{ min}$ に対応する m_b は、だいたい1.5程度であり、実際的な問題として常識的な値である。

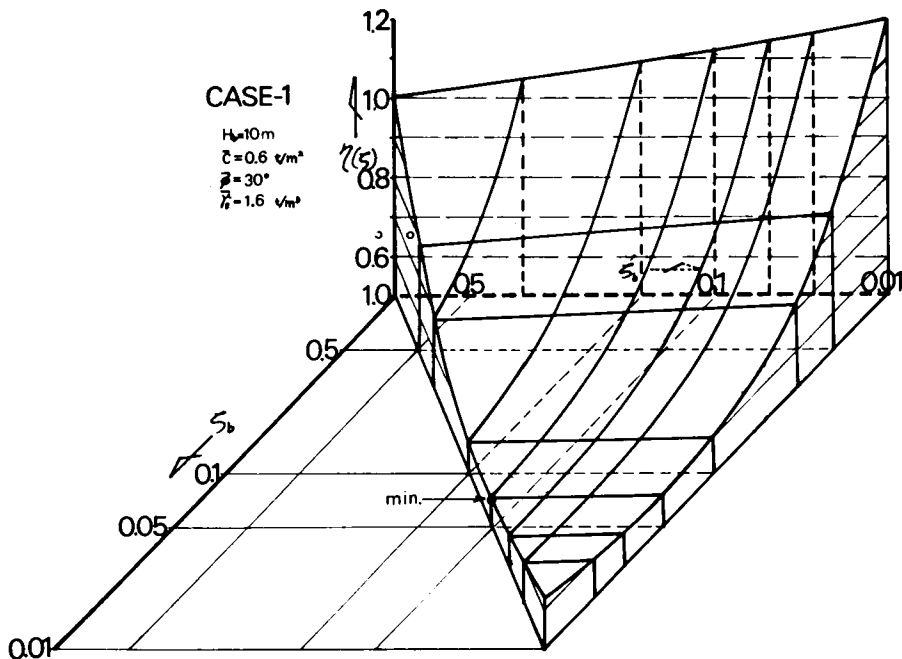


図-2・6・21 片盛土に関する経済的評価モデルの計算例 ($c \sim \phi$ 系)

(2) $\phi = 0$ 系の場合

計算結果の 1 例を例示するにとどめるが (図-2・6・22), $\zeta_b = \zeta_b'$ 面上で $\eta_b(\zeta)$ が最小値を有することは $c \sim \phi$ 系と変りはない。しかし, 図からわかるように, $\zeta_b = \zeta_b' = 1.0$ ($m_b = m_b' = 1.25$) で $\zeta_b(\zeta)$ が最小値をもっている。この結果は他の条件の場合も同様であった。このような常識的には考えにくい急こう配で $\eta_b(\zeta)$ が最小値を持つことの理由の 1 つは次の点にある。すなわち, $\phi = 0$ という土質条件で $H_b = 10\text{ m}$ という高盛土を実施するような実際的でない場合を想定しているからである。このような点を認識しつつも, $c \sim \phi$ 系の場合との対比という意味で定性的な傾向を知っておくことは無意味ではないであろう。

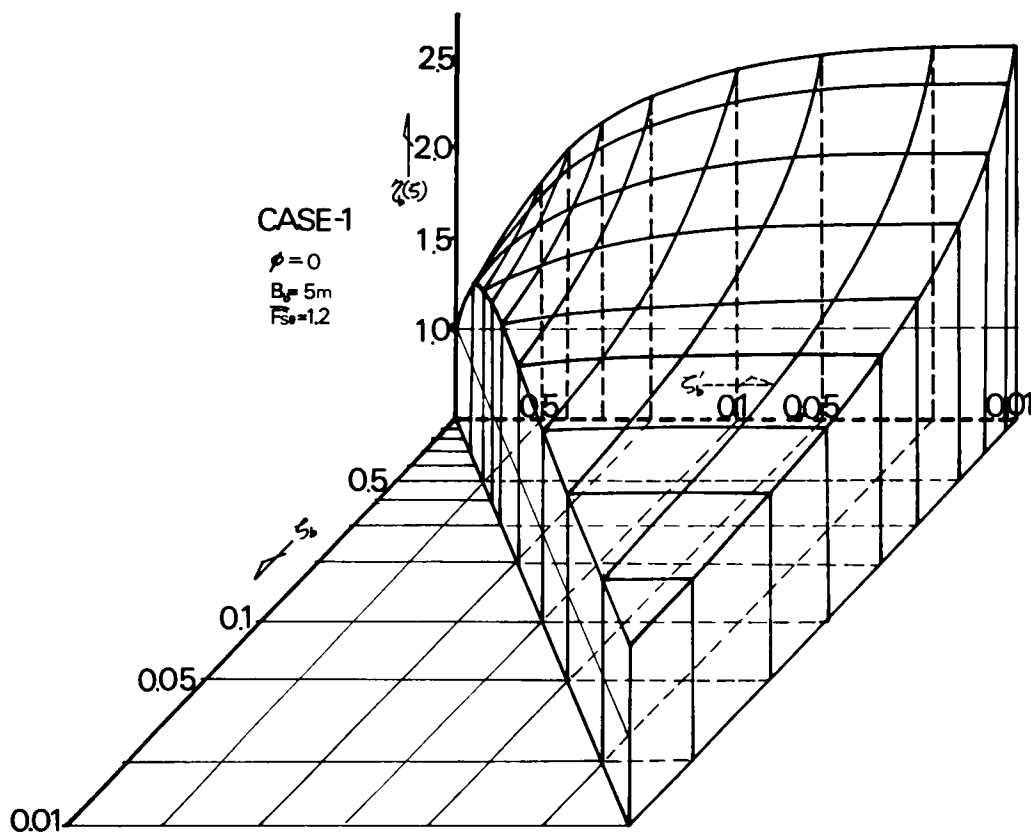


図-2・6・22 片盛土に関する経済的評価モデルの計算例 ($\phi = 0$ 系)

6・7・3 切盛土を同時に評価する場合

切盛土を同時に評価する場合の経済的評価モデルとしては、式(2・6・12)と式(2・6・25)を用いて、次式のように表わされる。

$$\eta_{bc}(\zeta) = \frac{C_T^c(\zeta) + C_T^b(\zeta)}{C_{To}^b + C_{To}^c} \quad \dots\dots (2 \cdot 6 \cdot 36)$$

計算は、実際的な場合を考え、case-2の $c \sim \phi$ 系についてのみ実施した。計算結果の1例を示すと図-2・6・23のようである。図中、 ζ_c は切土に対応する ζ 、 ζ_b は盛土に対応する ζ を表わしているが、前項で述べたように、盛土に関しては、 $\zeta_b = \zeta_b'$ で $\eta_b(\zeta)$ が最小になることを考慮に入れ、ここでは $\zeta_b = \zeta_b'$ として計算した。当然、予測される場所であるが、切土、盛土を別個に評価した場合の結果と切盛土を同時に評価した場合とは一般に異なってくる。試みに最小値で検討してみても、図-2・6・22の場合では $\eta_{bc}(\zeta)_{\min}$ に対応する ζ_b は $\zeta_b = 0.06$ となり、表-2・6・5の結果と異なる。 ζ_c については、 $\zeta_c = 0.09$ で図-2・6・19(b)の結果と一致しているように見えるが、 ζ を小数点以下3桁までで計算すれば

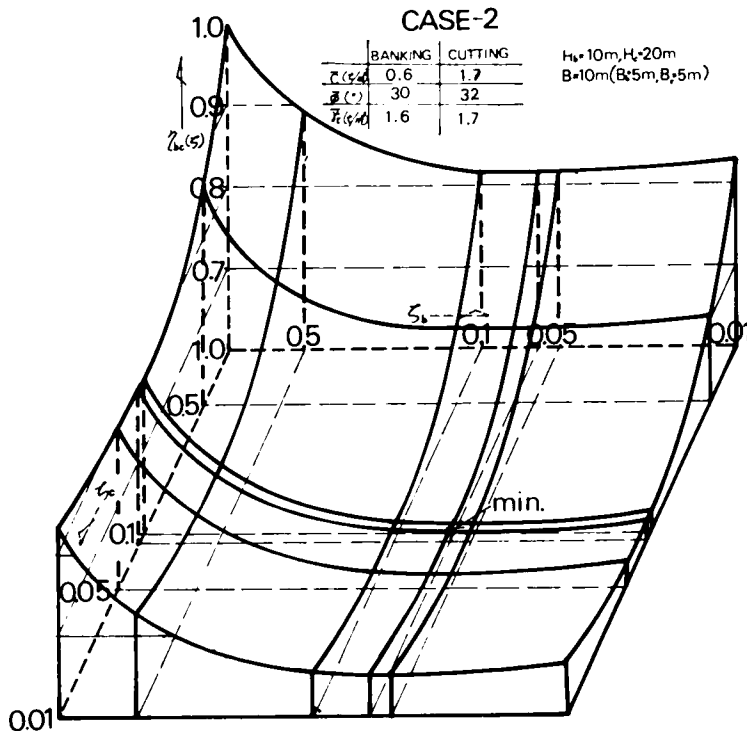


図-2・6・23 切盛土を同時に評価した場合の計算例

結果は異なってくる。他の計算例について、 $\eta_{bc}(\zeta)\min$ に対応する $\zeta_c, \zeta_b, m_c, m_b, P_F, \bar{F}_S^*$ などを参考のため示せば表-2・6・6 のようである。図-2・6・23 および表-2・6・6 からわかるように、 $\eta_{cb}(\zeta)\min$ に対応する ζ_c は切土単独の場合に非常に近い。また、表-2・6・6 で示したように、道路の全幅員 B を個定して、 B_c と B_b の組合せを変えて（中心線を動かす）みても、 B_b の幅を大きく、 B_c の幅を小さくする方が経済的な面からは有利であることがわかる。この主な理由は、 $\eta_{cb}(\zeta)$ に占める $\eta_c(\zeta)$ の割合が非常に大きいからである。

以上の検討結果から、切盛土などのような2つの構造形式が複合した構造物については、単独に評価するよりも、式(2・6・36)のように、一体として評価する方がより妥当であることがわかる。

表-2・6・6 切盛土を同時に評価した場合の計算結果

					$\eta_{bc}(\zeta)\min$ に対応する							
					盛 土				切 土			
	$\eta_b(\zeta)$	$B(m)$	$B_b(m)$	$B_c(m)$	ζ_b	$P_F(\%)$	$\bar{F}_S^*$	m_b	ζ_c	$P_F(\%)$	$\bar{F}_S^*$	m_c
case-2	0.61124	10	5	5	0.06	0.03	1.73	1.61	0.09	0.9	1.28	1.11
	0.61850	12	5	7	0.06	0.03	1.73	1.61	0.09	2.4	1.21	1.08
	0.58775		* 7	* 5	0.05	0.035	1.61	1.53	0.09	0.9	1.28	1.11
	0.62815	14	5	9	0.04	0.03	1.75	1.65	0.09	4.2	1.20	1.04
	0.59573		7	7	0.05	0.035	1.61	1.53	0.09	2.4	1.21	1.08
	0.58871		* 9	* 5	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	0.9	1.28	1.11
	0.62188	16	5	11	0.06	0.03	1.73	1.61	0.08	5.0	1.19	0.98
	0.60436		7	9	0.05	0.035	1.61	1.53	0.09	4.2	1.20	1.04
	0.59652		9	7	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	2.4	1.21	1.08
	0.59228		*11	* 5	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	0.9	1.28	1.11
	0.60031	18	7	11	0.05	0.035	1.61	1.53	0.08	5.0	1.19	0.98
	0.60500		9	9	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	4.2	1.20	1.04
	0.59983		*11	* 7	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	2.4	1.21	1.08
	0.60089	20	* 9	*11	0.05	0.04	1.59	1.51	0.08	5.0	1.19	0.98
	0.60810		11	9	0.05	0.04	1.59	1.51	0.09	4.2	1.20	1.04
	0.60485	22	11	11	0.05	0.04	1.59	1.51	0.08	5.0	1.19	0.98
注. *印は $\eta_{bc}(\zeta)\min$ を与える B_b, B_c の組合せを意味する。												

6・8 結 論

本章では、第1編で得られた成果の土構造物の設計への応用例として、山岳道路の1つの構造としての切盛土に関して、その信頼度分析を行ない、2つの異なる構造形式を持つ場合の経済的評価モデルについて考察を加えた。

本章で得られた主要な成果を列挙すると以下のとおりである。

- (1) 切土斜面、盛土斜面のいずれにしても、斜面こう配 m と破壊確率比 ζ の関係は $m = A\zeta^B + C$ なる関係にある。
- (2) 自然地山上の片盛土に関しては、斜面こう配 $m_b = 1.5$ 前後が経済的な意味で最も合理的である。
- (3) 切土斜面のこう配に関しては、普通の土砂の場合、 $m_c = 1.0 \sim 1.2$ 程度が経済的な意味で最も合理的である。
- (4) 本章で示した経済的評価モデルにより、妥当な設計条件や設計信頼度の決定が可能である。以上が本章で得られた主たる成果であるが、評価関数を導く過程で明らかのように、この種の信頼度分析は、力学的なメカニズムの解明が基本であり、その意味において、例えばすべり面を円弧と仮定することの妥当性などを今後、検討していく必要がある。また、道路の維持、管理や保修などのシステムを考慮した、いわゆる availability の概念を用いた場合の評価法との比較検討を行なっていく必要がある。この点に関しては今後の研究課題としたい。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔, 黒田勝彦: 切盛土の安定に関する信頼度分析, 土木学会論文報告集 (投稿中)
- 2) 久保村圭助, 小橋澄治: 国鉄の斜面崩壊の実態と対策, 土と基礎, Vol.20, №2, pp. 48~54, 1972.
- 3) 堂垣内尚弘: 道路の路肩と法面, 理工図書, pp. 83~89, 1961.
- 4) 長尾義三, 松尾 稔, 黒田勝彦: 盛土の設計安全率決定に関する研究, 土木学会論文報告集, 第203号, pp.17~18, 1972.
- 5) 前掲4). p. 22
- 6) 奥園誠之: 切土ノリ面の崩壊とノリコウ配, 土と基礎, Vol.20, №2, p.33, 1972.
- 7) 土質工学会: 設計施工基準集 (設計編) 土工, pp.190~208. 昭和44年

第7章 結 論

本編では土構造物建設のための土質調査の方法論を提示するとともに、軟弱地盤上の盛土および自然地山での切盛土の建設を例に、それらの信頼度分析を行なった上で合理的な設計信頼度の決定法を示した。各章で得られた成果を結論的に述べると以下のとおりである。

第2章では、土質調査システムを設計、施工との関連において組織的に整理し、調査の各段階ごとにその目的と方法を明確化し、新たな土質調査手順を提案した。この土質調査の方法は設計からのフィード・バックを考慮しており、調査における重要な課題である(1)構造物の重要度のみであった、(2)地盤の状態に対応した合理的方法と規模の決定が可能である。すなわち、経済的評価モデルによる妥当な $(If)_{opt}$ を調査システムに導入することにより、設計、施工との関連において合理的な調査の実施が可能であることを明らかにした。

第3章では、土構造物や基礎地盤の急速せん断破壊を対象とした土質調査にとって基本となる地盤の分類法および工学的に同一強度を有する地層として取扱わざるをえない地層の判別法を提案した。すなわち、地盤の急速せん断破壊を対象としたとき、みかけ上粘着力 c のみでせん断抵抗を示す土を粘土系、せん断抵抗角 ϕ のみで抵抗する土を砂系、 c 、 ϕ 両者で抵抗するものをシルト系として大分類を行なった。つぎに、上記3種類の地盤において同一強度を有する地層の判別は、標準貫入試験結果の N 値と含水比により、粘土系の場合は $N \leq 4$ 、 $4 < N \leq 8$ 、 $8 < N \leq 15$ 、 $15 < N$ の4基準、砂系の場合は $N \leq 10$ 、 $10 < N \leq 30$ 、 $30 < N$ の3基準、シルト系の場合は $N \leq 5$ 、 $5 < N \leq 10$ 、 $10 < N \leq 20$ 、 $20 < N$ の4基準を設け、さらに含水比の変動幅40%を1つの目安と考えて行なえることを多数のデータによって示した。また、強度が深さ方向に漸増する傾向のある地盤に関しても、上述の著者の同一地層の判別法で多層に分割した場合との比較検討を行ない、著者の方法を適用できることを示した。

第4章においては、第2章と第3章の成果を基に、合理的な本調査規模の決定法を提案した。すなわち、深さ方向の規模に関しては、構造物の重要度を反映した妥当な $(If)_{opt}$ を与え、この $(If)_{opt}$ を確保するために必要な、いわば地盤に期待される平均強度 μ^* を算出し、この μ^* を逐次群検定理論に応用することによって合理的に決定できることを示した。また、調査の平面的な規模に関しては、上記の逐次群検定結果に基づいて、隣接する調査地点の間で、強度の平均値、分散に関する検定を行ない統計的に有為差を判定して調査間かくを小さくする方法で合理的に調査が行なえることを示した。さらに本章では、これらの方法で得られた本調査の結果の信頼性が構造物の破壊確率にどのような影響を与えるかについて検討を加えている。その結果、土質試験個数の大小によって、破壊確率は最大25%程度の変動があることを明らかにし、調査規模決定の重要性を指摘した。

第5章においては、軟弱地盤上の盛土建設を例に、その信頼度分析を通じて妥当な設計信頼度決定のための経済的評価モデルを作成し、数値計算および実施例の解析によって、モデルの妥当性を実証した。そして、このモデルによる検討の結果以下の点が明らかとなった。(1)土質調査を追加して設計信頼度を上昇させる方法は、もともと $\bar{F}_s^*$ が1.2程度以上ある場合には、押え盛土や地盤改良などの対策工法に比べてきわめて有効である。(2)盛土の斜面こう配を緩かにしたり、押え盛土を併用する方法は、用地費が高くない地域では、設計信頼度上昇のためにはきわめて有効である。(3)逆に用地費が高つく地域においては、一般に地盤改良などによる手段が有効である。(4)本モデルによって、合理的な設計信頼度の決定と同時に合理的な工法の選択が可能である。

第6章においては、自然地山に対して切盛土を実施して道路を建設する場合を例に信頼度分析を実施し、2つの異なる構造形式を持つ場合の評価モデルの提案を行なった。その結果、(1)自然地山上の片盛土に関しては、初期建設時の斜面こう配と再建時の斜面こう配を一致させるのが経済的にもっとも有利である。(2)片盛土の斜面こう配 m_b は $m_b = 1.5$ 前後、切土斜面のこう配 m_c は普通の土砂の場合 $m_c = 1.0 \sim 1.2$ 程度が経済的に有利である。(3)道路の全幅員が一定の場合、片盛土側の幅員 B_b を大きく、切土側の幅員 B_c を小さくする方が有利である。などが明らかにされた。

以上が本編で得られた主要な結論であるが、今後に残された課題として

- (1) 本編では、土構造物や基礎地盤の急速せん断破壊のみを扱っているが、沈下などを考慮した長期安定問題に関する取扱い法が残されている。
- (2) 土構造物以外の一般構造物への応用性の検討。
- (3) 種々の異なる規模をもった土構造物に対する信頼度分析を実施して、重要度ごとに $(Pf)_{opt}$ をランク分けしたデータを集積する必要がある。
- (4) 施工時や供用開始後の動態観測や維持、管理システムを考慮した合理的な設計、施工法の確立。などが考えられる。