

盛土の情報化施工とその評価に関する研究

STUDY ON MODIFIED METHOD OF DESIGN OF EMBANKMENT BY OBSERVATION DURING CONSTRUCTION

松尾 稔*・川村 国夫**

By Minoru MATSUI and Kunio KAWAMURA

1. ま え が き

構造物を築造する場合、その施工中や施工後においてしばしば各種の動態観測が行われる。その目的は、多くの場合設計段階で予期した強度や変形に対比して、構造物の実際挙動が安全側にあることを確認するところにある。動態観測のこのような一般的な利用法は設計、施工の安心度を側面から保証するという意味で、いわば消極的な立場であるといえる。これに対し、動態観測から得られる情報によって当初の設計を検討し直し、より合理的になりうるならば施工中の設計変更をも避けられないという積極的な立場がありうる。このような設計、施工の概念を情報化施工とよぶのである。

盛土のような土構造物の顕著な特徴として、橋梁など他の構造物に比べ、施工中の設計変更が比較的容易なことをあげることができる。すなわち、盛土は動態観測を上述の后者の立場で位置づけうるきわめて有利な構造物であり、現実にこのような積極的な立場で動態観測が実施された例もある。本論文は同様の積極的な見地から、軟弱地盤上の盛土を例に、設計における動態観測の意義と位置づけをまず明確にする。ついで動態観測を確率論的な信頼度で評価しうる方法論を述べるとともに、破壊予知のために必要な観測とその結果に基づく施工管理図についての一試案を示す。また、最後に信頼度関数および評価関数を使って盛土施工のモデルケースに関する試算結果も示してある。

2. 動態観測の意義と位置づけ

(1) 動態観測の意義

施工中の動態観測のもつ意義はおよそ次の2つに分け

* 正会員 工博 名古屋大学助教授 工学部付属土工研究施設

** 正会員 農修 名古屋大学助手 工学部付属土工研究施設

て考えることができる。すなわち、

a) 設計に際し技術者はまず、複雑な実際問題を計算可能な理想問題に置き換え(工学的判断)、この単純化された仮想的現象に対して種々の設計計算を行うことになる。すなわち、実際現象と計算結果の間には大きなギャップが存在する。一方、計算に必要な土質諸係数を求めるための調査や試験にも作業の単純化と画一化の制約がある。そのため、調査や試験から得られる係数は実際現象におけるそれとはもちろんのこと、理想化された仮想的現象のそれとも一般に合致しない。簡単に“設計”と称している過程の中には、このように二重の不確実性が入ってくる。しかし、施工中の動態観測によりこの不確実性に対処することができる。

b) 現在施工中の工事には直接的には不必要であっても、将来の同種の設計、施工に有益な情報となりうる。

建築物や橋梁では、一般に施工段階での設計変更は多大の困難と損失を伴う。これに対し、土構造物では施工途中の設計変更が比較的容易な点に顕著な特徴があることを述べたが、この特徴を積極的に生かすという意味で本論文において必要とされるのは上述 a) の意義をもった観測である。

さて、信頼性解析に基づく最適設計の対象として多段載荷工法による盛土施工を取上げ、適正な各段階の盛土高さとその圧密放置期間を意思決定理論を用いて決定する方法をすでに発表した¹⁾。これは盛土完成までの全工程(全体システム)に関する概略的な適正解の決定法であり、いわば基本設計ともいうべきものである。したがって文献 1) においても明らかにしたように、各盛土段階に関する上記の決定にはある程度の不確実性が含まれることは避けられない。この不確実性に臨機応変に対処し、全体システムに関する決定結果をより合理的に運用していくためには、サブシステムともいうべき各段階盛土の施工過程に設計変更を含む弾力性をもたせることが必要である。このために、施工中の動態観測が必須となるのである。本論文で主として議論されるのは、上記の

意味でのサブシステムの役割と内容である。具体的にいうと、動態観測の結果に基づき各盛土段階での設計変更の可否を検討し、変更が必要ならばその適正な対策工と規模を決定する方法が述べられる。

(2) 動態観測の位置づけ

多段載荷工法による盛土の施工を模式的に表わすと、Fig. 1 のようである。各段階の盛土高さ $H_I, H_{II}, H_{III}, \dots$ と圧密放置期間 $T_I, T_{II}, T_{III}, \dots$ は前述した全体システムとしての基本設計において決定されている。本論文で取扱うのはサブシステムとしての各段階内部の問題であるが、動態観測によって基本設計の一部が変更されることがありうるわけである。なお、各段階での所定高さ

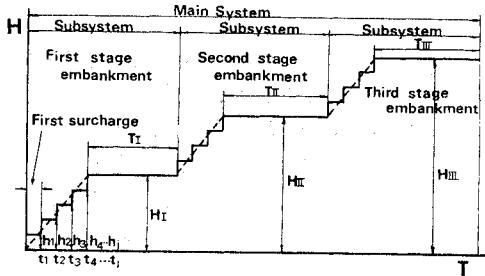
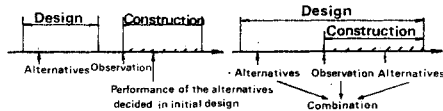


Fig. 1 Multistaged construction of embankment



(a) Ordinary method (b) Observational method

Fig. 2 Concept of multistaged construction of embankment

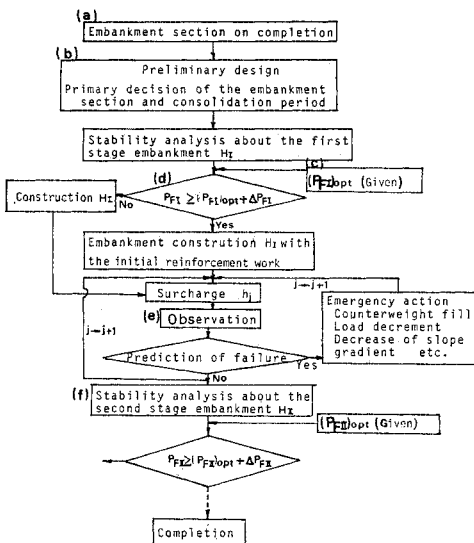


Fig. 3 Flowchart of observational method

までの盛立ては図の点線で示すように時間に対しほぼ直線に行われるが、ここでは簡単のため $h_1, h_2, h_3, \dots, h_j$ のように瞬間的の荷重によって段階的に立ち上がるものとする。また用語の混乱を避けるため、 $h_1, h_2, h_3, \dots, h_j$ の盛土に関しては1次、2次、3次...j次載荷というようによぶことにする。

3. 動態観測と情報化施工について

従来の一般的な設計、施工の方法を時間を横軸にとって示すと Fig. 2 (a) のようであり、設計段階と施工段階とが分離、独立しているのが普通である。所定の機能を有する盛土築造のための種々の工法、たとえば押え盛土をするとか、地盤改良をすとかの各種代替案の選択は施工段階とは関連なく設計段階で決定される。そのため動態観測は単に施工中の破壊や変位をチェックするための消極的な手段となり、その結果の具体的な行動はすでに設計段階で決定されているか、もしくは施工中の緊急的な措置にとどまる。

一方、Fig. 2 (b) は動態観測を設計、施工に積極的に取入れた場合の概念図である。すなわち、盛土施工の全工程を設計段階とみなし、その一部に施工段階を含めて考える点に特徴がある。ここでは、動態観測およびその結果として考慮される対策工は、設計の初期段階における種々の対策工とまったく同等の立場の代替案として位置づける。換言すると、机上設計の段階で考慮された種々の対策工と施工開始後新たに必要となった対策工はまったく同等の立場にある代替案の集合であると考え、これらの代替案の合理的な組合せをダイナミックな姿勢で選択していこうとするものである。

情報化施工の具体的なフローチャートを Fig. 3 に示す。簡単に説明すると以下のようなものである。

- a) 路線選定を含む上位計画において、完成後の盛土の天端幅と高さが決まる。
 - b) 完成までを何段階に分けて盛立てるか、すなわち、各段階の盛土高さや圧密放置期間の概略的な適正値が基本設計において決定される。このとき、各段階盛土の破壊確率 P_{F1}, P_{F2}, \dots の概値が計算されていることはいふまでもない²⁾。
 - c) 盛土の重要度に関する過去の実績をもとに、対象とする第I段階盛土の適正な破壊確率 $(P_{F1})_{opt}$ を与件として与える³⁾。
 - d) 動態観測によって低減しうる破壊確率を ΔP_{F1} とし、 P_{F1} と $(P_{F1})_{opt} + \Delta P_{F1}$ を比べる。 $P_{F1} \leq (P_{F1})_{opt} + \Delta P_{F1}$ ならば新たな対策工を講ずることなく、 H_I を施工し、同時に動態観測を行う。
- 一方、 $P_{F1} > (P_{F1})_{opt} + \Delta P_{F1}$ であるなら、たとえ動

態観測を行っても H_1 の盛土の破壊確率を適正值以下に抑えることができないわけであるから、押え盛土や地盤改良などの別の対策工を盛土施工前あるいは施工と同時に実施しなければならない。その規模は少なくとも破壊確率を $P_{F1} - \{(P_{F1})_{opt} + \Delta P_{F1}\}$ だけ低減させる範囲で与えられる。

e) H_1 の施工開始と同時に動態観測を行い、破壊の兆候をチェックする。 H_1 の盛土施工中、観測量がある危険量に達しなければ、次の載荷盛土に移ればよく、最終次載荷盛土であれば、所定の放置期間をとってそのまま第Ⅱ段階の盛土に移ればよい。しかし、破壊が予知されれば規定時間内（恐らく数時間内）で対策工を実施しなければならない。対策工としては、押え盛土、本体盛土の一部除去、斜面勾配緩和、シートパイル打設など施工中でも可能で、かつ迅速にできるものが考えられる。なお、対策工の最適規模の決定、破壊予知の方法などについては後述する。

f) 以下同様にして第Ⅱ段階から最終段階まで進め、盛土を完成させる。

4. 情報化施工の信頼性解析

(1) 盛土の力学的な信頼度

Fig. 1 に示すように、各段階での盛土は h_1, h_2, \dots, h_j というように段階的に盛上げていくと考える。このとき h_j の盛土は、その前の h_{j-1} の盛土が動態観測によって破壊しないと判断されたのちに施工されることになる。したがって、 j 次載荷盛土の破壊確率 P_{Fj} を実状に最も忠実な形で定義すると次のようになる。

$$P_{Fj} = P_{rob}[P_F(h_j)|R(h_{j-1})] \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

P_{Fj} : $j-1$ 次載荷盛土が無事立ち上がったのちに j 次載荷によって破壊する確率

$R(h_{j-1})$: $j-1$ 次載荷の盛土が安全に立ち上がる信頼度

$P_F(h_j)$: j 次載荷時に $(h_j - h_{j-1})$ の高さだけ瞬間載荷した場合の破壊確率

である。

ところが、式 (1) の P_{Fj} は現実には計算することができない。理由は次のとおりである。飽和粘土地盤上の盛土の破壊を考えると、その破壊面上のせん断応力 s とこれに抵抗する非排水強度 c_u はともに確率変量となる。そしてわれわれは、土質調査を行うことにより、事前にこれら s, c_u の確率分布だけは知ることができる。しかし、所定の盛土 h_{j-1} が無事立ち上がった場合（この事実は s, c_u の事前分布からある確定値 s_d, c_{ud} が実現し、

かつ $s_d < c_{ud}$ であることを示す）、実際に出現した実現値 s_d, c_{ud} の具体的な大きさを知ることはできない。すなわち、たとえ j 次載荷 $(h_j - h_{j-1})$ によるせん断応力の増分 Δs を確率的に推測したとしても、 $c_{ud} - (s_d + \Delta s)$ を具体的に計算することができないので、式 (1) の $P_F(h_j)$ すなわち P_{Fj} を求めることができない。

また、かりに式 (1) の P_{Fj} が何らかの方法によって算出できたとしても、以下のような実務上の難点がある。情報化施工の方法論の眼目は、動態観測の結果により施工中の盛土に破壊の危険が生じたと判断したとき、適正な対策工の規模と種類を迅速に決定し、実施することである。このとき、第 1, 2, ..., $j-1, j$ 次載荷におけるそれぞれの適正な対策工の規模や種類が計算上異なったとしても、対策工のための施工機械や労働力をその都度編成しなおすということは実際的でない。なぜなら実務上一般に $j-1$ 次載荷から j 次載荷に移るまでの間隔はたかだか数日あるいはそれ以内であるのが普通だからである。したがって、現実問題としては、盛土を開始したならば、もはやその途中で評価計算をしたのちその都度対策のための機械や労働力を急ぎ準備する、ということは実際には不可能であり、各段階の盛土開始前の時点で各次載荷時の最適な対策工を決定しておかなければならない。すなわち、後述の数値計算例に示したように、各次載荷に関し、もし破壊の兆候があらわれた場合の最適対策工を事前に計算しておかざるをえない。このような観点より、第 1 近似として P_{Fj} は、 j 次に盛土高 h_j が瞬間載荷されたと考えたときの破壊確率に等しいと仮定する。この仮定に起因して発生する不確定性は、すでに 2. (1) で述べたように施工中の動態観測がカバーしてゆく立場にたつ。

さて、各次載荷盛土の信頼度については、次のように考える。情報化施工では、破壊の兆候がみえても施工中に対策工を講ずることができるので、この系の信頼度は保全度を伴う信頼度として扱うことができる。すなわち、系の信頼度は、盛土本体が対策工なしの状態破壊しないという信頼度と、破壊状態をなるべく早く正常状態に引き戻す能力を備えた保全度の和と考えることができる。これを式で表わすと

$$A_j = R_j + [k]M_j \dots \dots \dots (2)$$

各記号の内容は以下のとおりである。

A_j : j 次載荷によって盛土が破壊しない系全体の信頼度。ただし $j-1$ 次載荷盛土が立ち上がったのち、 j 次載荷盛土を実施するときの信頼度を意味する。

R_j : 同じく j 次載荷盛土を施工するときの信頼度であるが、この中には j 次載荷時における動態観測の効果としての保全度は含まれ

ない。すなわち、 $R_j=1-P_{Fj}$ である。ただし、第1次载荷盛土の施工前、あるいは施工と同時に初期対策工が実施された場合には、これらによって向上する信頼度が当然 R_j の中に含まれている。

M_j : j 次载荷盛土中の動態観測の結果、実施された対策工により向上する系の信頼度。ただし、その対策工は別に定められた時間 Δt 以内で実施できるものとする。

[k] : 動態観測によって盛土が破壊しないと結論を得たときは $k=0$, 破壊するという結論を得たときは $k=1$ となる。

動態観測の結果破壊するという結論を下したときはいつでも M_j を得るだけの施設、資材、労働力が確保されているので、この意味から系としての信頼度は $k=1$ として与えられるものである。したがって、破壊しないという結論を下しえた場合には、 j 次载荷盛土を R_j だけの信頼度でつくりあげたことになる。

(2) 経済的評価モデル

盛土を経済的に評価するためには、費用関数の確立が必要となる。そのため情報化施工の経済的評価モデルを次のように考える。

$$\sum_j C_{Aj} = \sum_j C_{Cj} + \sum_j C_{Oj} + \sum_j C_{Wj} + P_{k=1} \sum_j C_{Mj} + (1-A_j) \sum_j C_{Fj} \dots (3)$$

ここに、

$\sum_j C_{Aj}$: 信頼度 A_j で j 次载荷盛土までを施工するのに要する費用総額。

$\sum_j C_{Cj}$: j 次载荷盛土まで施工するのに要する建設費。ただし、1次载荷前、または1次载荷と同時に施工される地盤改良などの初期対策工は C_{C1} に含まれるが、動態観測によって実施される j 次载荷時の対策工費は含まれていない。

$\sum_j C_{Oj}$: j 次载荷盛土までに必要となる動態観測費。

$\sum_j C_{Wj}$: 盛土が破壊する、しないの決定にかかわらず、 j 次载荷盛土まで、常に確保しておかなければならない対策工のための資材、施工機械、労働力などの待機損失費。ただし各次载荷時の最適な対策工の規模は、それぞれの载荷時で変化するため、厳密には施工機械や労働力の確保は各次载荷時で常に再編成しなければならない。しかし、盛土の進行とともにこれらを再編成するということは、あまり現実的ではないので、対策

工の規模がもっとも大きくなる载荷時の待機損失費を全過程を通じて見込むのも一つの方法である。

$\sum_j C_{Mj}$: j 次载荷時に動態観測によって破壊するという結論を得て、対策工を実施するときの対策工費。

$P_{k=1}$: j 次载荷時に $k=1$ が発生する確率。ただし $P_{k=1}$ は盛土の施工前に検討するため、 h_j を瞬間载荷した場合の破壊確率と考え、近似的に P_{Fj} とみなすことにする。

$\sum_j C_{Fj}$: 破壊損失費。破壊損失費の内容に関してはすでに発表した⁴⁾のでここでは詳細は述べないが、基本的には以下の立場をとる。

- (a) 破壊後再建される盛土断面は当初予定のものと同一とする。
- (b) 損害賠償費については、物件損害の場合は原型復旧を原則とする。また嚴重な施工管理により人命損失は起こさないものとする。

なお、破壊損失費に関しての具体的な取扱い方は後章の数値計算例でもう少し詳細に述べる。

(3) 評価基準と信頼性解析

上位計画では、非経済的問題も含めた総合的な評価が要求されるが、下位計画になればなるほど数少ない評価基準で決定を下して、合理的である。この意味で、本論文で取扱っているような下位の実実施計画では、客観的かつ定量的表現が可能な費用便益基準、中でも便益一定、費用最少の基準を採用することは許されるであろう¹⁰⁾。

さて、動態観測の結果設計変更の可能性が生じた場合、いかなる対策工を、どの程度の規模で実施すればよいか信頼性解析の目的となる。Fig. 4 は信頼性解析に基づいて j 次载荷時の最適な信頼度 $(A_j)_{opt}$ を求める概念図である。すなわち、横軸に盛土の信頼度 A_j 、縦軸に信頼度 A_j を得るための総費用 $\sum_j C_{Aj}$ がとつてある。いまかりに、 j 次载荷盛土の安全性に関して大きな信頼度を期待しようとするれば、対策工費は大きくなるが、反面破壊による期待損失費は小さくてすむ。一方、

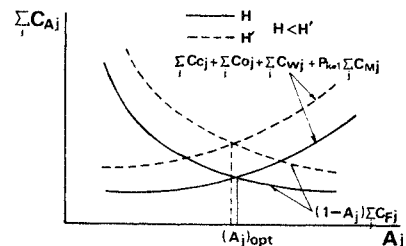


Fig. 4 Relationship between the reliability A_j and the total cost $\sum_j C_{Aj}$

小さな信頼度で施工することを許容すれば、対策工費は安くなるが、逆に、破壊による期待損失費は高くなる。この結果全費用 $\sum C_{A_j}$ が最小となる信頼度 $(A_j)_{opt}$ が存在し、式 (2) による R_j と $(A_j)_{opt}$ の差として最適な対策工の規模 $(M_j)_{opt}$ と、その種類が決定できることになる。この作業を各次载荷の盛土高 (h_1, h_2, \dots, h_j) に対して実施し、求められた保全度 $(M_j)_{opt}$ と $(M_j)_{opt}$ を迅速に確保するための対策工の種類、ならびにその実施方法を表にまとめる。事前に準備されたこの表を参考にして、逐次盛土を施工していくことになる。具体的な方法は数値計算例をあげてのちに示す。

5. 破壊の評価時期とその方法

動態観測から得られる連続的な情報によって盛土の力学的な安全性の評価が可能かどうか、もし破壊の可能性があるならばその時期を適確に予知しうるかどうかという点が、情報化施工システムの有効性を決定するキーポイントとなる。そのため破壊予知の手段として地盤のいかなる量を動態観測し、その量がいかなる限界値に達したならば破壊状態になるかを検討しなければならない。

従来から盛土の破壊予知に関して種々の観測が行われている。土圧や間隙水圧測定などはその一例であるが、計器の埋設や精度あるいは応力集中やタイムラグなどの問題があり、“適切かつ迅速な予知”という面では難点がある。これに対し、変位の測定は比較的容易で精度もよい。さらに、変位や変位速度は破壊現象ときわめて直接的に関係する。このことから、盛土のすべり破壊に関しては変位および変位速度で施工管理を行うのが妥当と思われる。この場合、軟弱地盤上に建設された盛土のすべり破壊に関しては、基礎地盤のせん断変位が重要な指標になるため、基礎地盤の沈下量と側方変位量によって破壊予知を行うのが適当と考えられる。

Fig. 5 は、以上の観点から軟弱地盤上に施工された盛土の破壊例、および破壊しなかった例の変位過程をまとめたものである。すなわち、横軸に盛土のり尻にお

る基礎地盤の側方変位量 δ と盛土中央部直下の基礎地盤の沈下量 d の比 (δ/d) をとり、縦軸に d をとって施工中の変位過程をまとめたものである。

図中の各盛土は、その盛土断面や単位体積重量が異なることはもちろん、基礎の軟弱地盤の性質もそれぞれに異なっていることに注目したい。すなわち、Fig. 5 によれば、条件の異なる種々の破壊例が大体図中に示した曲線上で破壊に至っていることがわかる。しかも、破壊例の変位過程をよくみると、盛土の進行とともにこの曲線に近づき、たとえばのちの Fig. 7 と対比するようにこの曲線に近づくほど変位の時間的な変化（変位速度）が大きくなることが明らかである。

一方、破壊しない例では、一般的に施工直後ではこの曲線に近づく傾向を示すが、施工途中からは側方変位より沈下量の方が卓越してむしろこの曲線から遠ざかる傾向を示すことに注目すべきである。すなわち、側方流動より圧密沈下が卓越しつつあることを示している。以上の説明から、この曲線を一つの破壊規準線とみなせば、Fig. 5 は動態観測による破壊予知のための施工管理図としてきわめて有望な図と考えられる。なお、この曲線を近似的に式で表わせれば次のようになる。

$$d = 4.95 \exp\{-2.28(\delta/d)\} \dots\dots\dots (4)$$

たとえば、破壊例として月寒川盛土について考えてみる⁹⁾。この盛土は深さ約 6 m ほどの軟弱な泥炭上に施工された試験盛土である。基礎地盤の土質調査結果（コーン指数）の代表的なものを Fig. 6 に示し、さらに施工速度および基礎地盤の盛土中央下の沈下量、のり尻の側方変位量についても Fig. 7 に示してある。施工報告によれば、盛土荷重が時間的に増大するにつれて沈下量および側方変位量は徐々に進行し、施工後 14, 15 日目にかけて盛土斜面およびのり尻に無数のクラックが発生した。しかしそれにもかかわらず、盛土荷重を続行した結果、ついに 16 日目にはのり尻が大きく流動し、盛土本体が完全に沈下しながら崩れたと報告している。この施工過程を先に述べた座標系でプロットしたのが Fig. 5

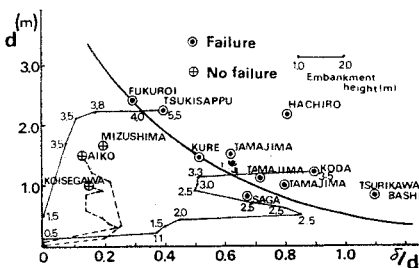


Fig. 5 $(\delta/d \sim d)$ plots for prediction of failure

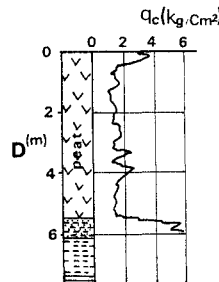


Fig. 6 An example of sounding data q_c at Tsukisappu

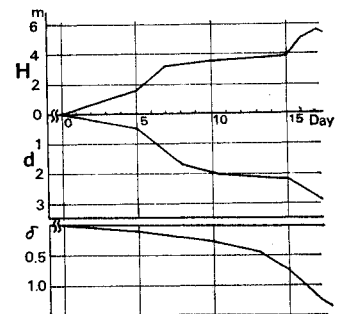


Fig. 7 Progress of settlement d and flow δ to the height of embankment at Tsukisappu

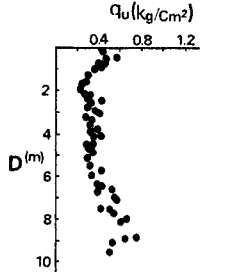


Fig. 8 An example of unconfined compression test result at Aiko (After Watanabe⁹⁾)

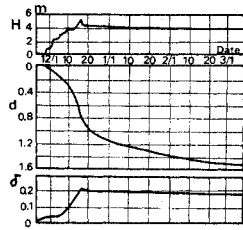


Fig. 9 Progress of settlement d and flow δ to the height of embankment at Aiko (After Watanabe⁹⁾)

に示してある。この図上で施工過程を詳細に見てみると以下のようである。まず、施工直後においては、勾配の大きい変位過程の傾向を示している。これは、基礎地盤の初期間隙比 e_0 が非常に大きい ($e_0 \approx 15$) ことに加え、圧縮指数 C_c もきわめて高い ($C_c \approx 8$) ことに帰因して、初期の段階においては側方流動よりむしろ圧密沈下の方が卓越したためと思われる。5日間の放置期間後再度盛土载荷を行ったところ、今度は側方変位が急激に増大し、図に示したように変位過程は横軸とほとんど平行に進んでいる。そしてこのときに前述したような明らかな破壊の兆候が出現したわけである。さらに変位過程はその時間的変化を増加させながらそのまま進み、ついには式(4)の破壊規準線上で破壊に至ったことがわかる。

同様な破壊例として幸田盛土について見てみる。この試験盛土は有機質地盤上に施工された⁷⁾。報告書によると、施工は当初連続的に約2週間かかって行われたが、盛土高が約2.5mに達した時点ですべり面が認められるほどの破壊の兆候を示した。そこで、破壊の進行を止めるため約3か月間の放置期間を設けて地盤強度の上昇をはかったのち盛土施工を再開した結果、突如盛土斜面に大きなき裂が発生し、急激な側方変位の増大をとましながら完全に破壊したと報告されている。さて、この過程を Fig. 5 上でみてもみる。初期の連続的な盛土に対して変位過程は施工経過時間とともに直線的に破壊規準線に近づいている。このことは、圧密沈下に比べて側方流動がかなり大きいことを示すにほかならない。ついで3か月間の放置期間においては、地盤の圧密が進行し変位過程は逆に破壊規準線から遠ざかる傾向を示している。さらに盛土再開後には、図から明らかなように変位過程は再びほぼ水平に破壊規準線に向い、ついにこの線上で終局的な破壊が生じていることがわかる。図の複雑さを避けるために、変位過程は省略してあるが、Fig. 5 に示した他の破壊例における傾向も大同小異である。

一方、破壊しない例として愛甲の道路盛土の例をプロットしてみた⁸⁾。この基礎地盤の地盤強度が Fig. 8 に、盛土の施工速度と変位の観測結果が Fig. 9 に示されている。Fig. 9 からわかるように、盛土は約4.5mまでは連続的に施工され、その期間は沈下量、および側方変位量が同時に増加している。この過程を Fig. 5 においてみると明らかに破壊規準線に近づく方向性をもってはいるが、先の2つの破壊例に比べて、変位の絶対量が小さいため、破壊規準線のかなり手前の位置で止まっている。そして、それ以後はその载荷状態で放置されたので地盤の沈下量は増加するものの、側方変位量はほとんど変化しないため Fig. 5 における変位過程は破壊規準線には近づかず、むしろ遠ざかる経路をたどっている。すなわちこの盛土施工は安全な施工であったと結論づけることができる。

破壊していない他の例、すなわち恋瀬川、水島の場合もほぼ愛甲の場合と同様に説明された。

以上の施工例から次のように結論される。盛土施工中の地盤の変位過程を Fig. 5 のような座標系にプロットしたとき、変位過程が時間とともに前述の破壊規準線に近づく傾向を呈するならば破壊に対して警戒が必要である。そして、この破壊規準線より若干手前のある基準値に達したならば早急に対策工を施工する必要性がでてくるわけである。対策工実施の基準値の厳密な位置については、変位過程や対策工実施に要する時間などに関するさらに多くの資料に基づいて究明しなければならない今後の課題である。

6. 数値計算例

この章では段階的の施工のモデルケースを設定し、既述した方法論にしたがって、各次载荷盛土時における系の最適な信頼度および対策工の種類、規模の決定に検討を加える。

(1) 盛土の形状その他

いま、Fig. 10 に示すように上位計画から次の事項が工期の制約と安全性の観点より決定されたとする。

① 盛土の本体断面は高さ7.0m、天端幅10.0m、斜面勾配1.25の台形断面として盛土延長は500mとす

Table 1 Undrained strength C_u and compaction density γ_b for numerical example

Statistics	First stage		Second stage		Third stage	
	C_u (t/m ²)	γ_b (t/m ³)	C_u (t/m ²)	γ_b (t/m ³)	C_u (t/m ²)	γ_b (t/m ³)
Mean	1.20	1.75	1.80	1.75	2.30	1.75
Standard deviation	0.38	0.13	0.58	0.13	0.81	0.13
Coefficient of variation	0.317	0.070	0.320	0.070	0.351	0.070

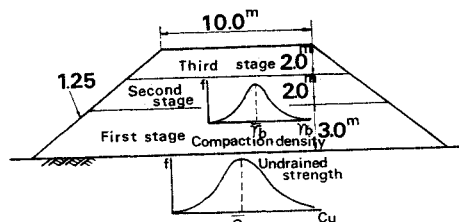


Fig. 10 The model embankment for numerical example

る。

② 盛土の施工計画は施工段階数を3段階とし、各段階の盛土高をそれぞれ3.0m, 2.0m, 2.0m, 圧密放置期間をそれぞれ3か月ずつとする。第1, 第2, 第3段階の施工期間をそれぞれ30日, 20日, 20日とし、各段階内部における各次載荷盛土の信頼度および対策工の検討は、まき出し厚0.25m高さ区切りに対して行う。

③ 各段階での適正な破壊確率 $(P_F)_{opt}$ は上位計画から20%, 15%, 15%と定められているとする。

④ 盛土の単位体積重量 γ_b および基礎地盤の非排水強度 c_u の分布は各段階盛土直前の調査で得られるものとして、Table 1にまとめてある。ただしそれぞれの分布は正規分布で近似できるものとする^{9), 12)~14)}。

⑤ 盛土のすべりに対する検討は、現行の円弧すべりによる方法が適用できるものとする。

⑥ 最適信頼度は総費用 $\sum_j C_{Aj}$ 最少という評価基準で決定されるものとする。

(2) 評価モデルについて

式(3)の経済的評価モデルにおける各費用項目についての立場と仮定は以下のとおりである。

a) 盛土建設費 C_c について

盛土を施工する際に必要な建設費用の項目は、各分野において若干の相違はあるものの、大きな項目では、地盤調査費、材料費、施工費、その他で分類されている。特に施工費は、工事費(調査費、土工費、のり面保護費、排水工費、函渠工費、その他)、労務費、運搬費などによって構成されているので各現場の条件によって大きく変化する。この試算例では、一応過去の同程度の規模をもつ盛土施工の積算例¹⁰⁾を参考にして、第1段階盛土高3.0mに対して単位延長当たり10万円を基準とし、その他の各断面に対しても土工費、労務費を考慮して積算資料¹¹⁾より求めた。なお、用地買収費は上位計画の段階で終わっているものと考え、その費用は考慮しなかった。

b) 動態観測費 C_o について

対策工を施工するか、否かの判定を下すため破壊の兆候を常にチェックしなければならない。そのため施工期間中動態観測に用いる測定器の費用およびその結果を常

に監視する人件費が必要となってくる。今回の試算例では測定規模に関して、過去の破壊例を調査すると⁹⁾、破壊延長はおおよそ20~120m程度であるため、盛土延長20mにつき1箇所の沈下計を盛土中央部の基礎地盤上へ、また、左右のり尻付近に側方変位計を設置するものとした。そのため設置箇所は25箇所、1人の監視員が5箇所を担当するものとして積算資料¹¹⁾より人件費および測定器費を計算した。

c) 施工機械、資材および労働力の待機損失費 C_W について

対策工を実施するために必要な施工機械、資材および労働力が常に確保されていなければならないことは前述した。現実には、破壊の兆候が生じたならば他の現場で作業している労働力、資材および施工機械の一部を危険箇所投入するような手段を講ずることになるであろう。そのため工事の進行が遅れたり、あるいは余分な労働力を必要とすることになるのでそれに伴う損失が生ずる。これが実際の C_W に相当する費用と考えられるが、たとえば工期遅延による損失費を試算例で想定することはかなりむずかしい。そこで試算例のモデルケースにおいては、対策工に必要な施工機械や労働力は盛土本工事とは別途に待機させる立場から積算資料¹¹⁾を参考に計算した。

計算上は各次載荷盛土によって対策工の規模が変化するため、施工中常に確保しなければならない施工機械、資材および労働力の量が変わる。一般的な問題として待機量を常に変更するという事は、実務上問題が多いため、前にも述べた対策工の規模が最大となる盛土に必要な量をその段階盛土施工中終始確保しておく立場で計算することもできる。しかし、この試算例では各次載荷盛土過程に弾力性があるため、数日間おきに対策工を決定することが可能な現場を想定して計算した。

d) 対策工費 C_M について

対策工を施工するにあたって留意すべきことは、工事工程、取扱い土量、土工機械の経済比較および現場条件である。

工事工程に関しては、破壊の生起が予想されれば数時間以内に対策工が実施できることを原則としている。たとえば薄い砂のポケットやはさみ層などにおける急激な間隙水圧の上昇によって生ずる急速破壊などは、動態観測によって対処できないので、このような破壊は地盤調査の結果に基づいて事前に水抜きなどの対策が実施されているものとし、この方法論では取扱わない。情報化施工で取扱う破壊は、変位が時間とともに徐々に進行し数時間後に完全な破壊に至る場合を対象とする。

取扱い土量は破壊延長によって大きく異なる。盛土の破壊延長は、前述したように大体20~120mの規模で

あり中でも 50 m 前後が最も多い。そこでこの試算では 50 m として計算を行った。

対策工別および土工機械別の経済比較の結果は以下のようである。各次載荷盛土に関して費用計算を行うと、第 1 段階最終次盛土の場合の対策工費がもっとも高くなるので、この場合についてのみ示したのが Fig. 11, 12 である (Table 3 参照)。なお検討した対策工の種類と規模に関しては Table 2 に示した。

Fig. 11 は、それぞれの対策工を実施するにあたって使用される土工機械の経済比較と土工量 Q に対して行ったものである。この場合対策工は 5 時間以内で実施できるものとし、また規定の土工量を処理するのにもっとも経済的なケースについてプロットされている。たとえば、対策工として盛土荷重軽減をする場合を考えてみよう。切削土工機械としてブルドーザを使用するとすれ

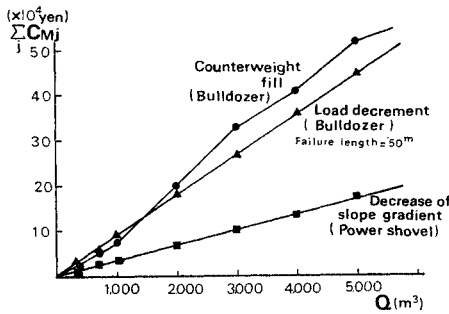


Fig. 11 Relationship between earthwork quantity Q and emergency action cost $\sum_{j=1}^{12} C_{Mj}$

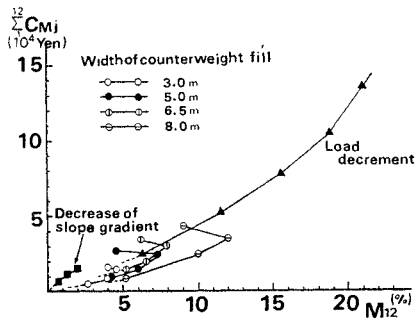


Fig. 12 Relationship between cost $\sum_{j=1}^{12} C_{Mj}$ and reliability M_{12} increased by emergency action

Table 2 Emergency actions for numerical example

Emergency action	Scale				
Counterweight fill	Height (m)	0.5	0.8	1.3	1.5
	Width (m)	3.0	5.0	6.5	8.0
Decrease of slope gradient	2.5	1.50	1.80	2.00	
Load decrement (m) (Cutting height)	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50

ば、たとえば 3000 m³ の土量を切削するのに次の方法が考えられる。すなわち、6 t, 11 t, 15 t, 21 t 級ブルドーザを積算資料¹¹⁾を参考にしてもっとも経済的に組み合わせると 21 t 級 13 台, 6 t 級 1 台の組み合わせとなる。したがって、これらの施工機械をそれぞれ 5 時間ずつ運転するのに要する費用が Fig. 11 にプロットされているわけである。

Fig. 12 は、Fig. 11 の土工量と土工費の関係を利用して Table 2 のそれぞれの対策工を実施することによって向上する信頼度 M_j と、それに要する対策工費 (土工費) $\sum_j C_{Mj}$ の関係を示したものである。 M_j としては、先に述べた理由により最大の対策工費を与える第 12 次載荷盛土 M_{12} の場合が採用されている。なお経済比較の具体的な検討については次の現場条件とあわせて以下に述べる。

現場条件については多くのことが考えられるが、たとえば以下に示すような点をあげることができる。上述の Fig. 11, 12 には対策工を実施するにあたって必要となる用地費、材料費および運搬費は含まれていない。すなわち、このモデルケースで対象とした現場は、土取り場が現場内に存在するものとし、対策工に必要な材料は早急に調達が可能で、しかもその運搬もダンプトラックを必要としない現場に限定した。換言すると、盛土施工現場内で切盛りによって余分な土が容易に入手できるような現場を想定したわけである。しかし、実際には土取り場が施工現場からかなり離れているケースも多いから、このような現場条件に対しては、Fig. 11, 12 を材料費や運搬費などを考慮して作成する必要が生ずる。また、土取り場が非常に遠いため対策工の早急な実施が不可能である現場条件に対しては、たとえば盛土本体の天端を切削したり、斜面勾配を緩和したりする方法も検討されねばならない。要は、各現場管理者がその現場条件に応じて考えるすべての対策工について Fig. 11, 12 のような検討を実施すればよいわけである。

以上のように、現場条件によって結果は種々異なるけれども本試算例のような条件に対しては以下のようなことが明らかである。すなわち、Fig. 12 によって M_{12} と $\sum_{j=1}^{12} C_{Mj}$ はおよそ比例関係にあり、対策工のうち勾配緩和と押え盛土は M_{12} が小さい範囲で有効となり、盛土荷重軽減はいかなる M_{12} にも対応できることがわかる。また注目すべき点として、押え盛土幅をかなり大きくとれる場合には (今回の試算例では 8.0 m まで)、押え盛土高を大きくするよりもむしろ押え盛土幅を大きくした方が有利であることをあげることができる。さらに対策工としての押え盛土は、他の対策工に比べて経済的であることも理解できる。

e) 破壊損失費 C_F について

たとえ対策工を実施したとしてもなお破壊する可能性は存在する。破壊損失費には、再調査費、再建費、整地費、地盤改良費、損害賠償費などが含まれているが、その詳細についてはすでに発表した¹⁷⁾。ここでは簡単のために再調査費 0.5 万円/m、再建費は盛土建設費と等しく、整地費は積算資料¹¹⁾より 120 円/m²とした。また、地盤改良にはサンドコンパクションパイルを打設するものとした。すなわち、直径 40 cm、長さ 12.5 m のサンドパイルを用い、砂置換率 15% と想定して積算資料¹¹⁾より計算したところ単位破壊延長当り 25.2 万円となった。さらに損害賠償費は盛土が圃場中を通過するものと考え、農作物被害による賠償と、1 m² 当り 0.4 万円の農地を単位延長当り 20 m² 買収するという方式で算定した結果 12 万円/m となった。

(3) 試算結果

式 (2) と式 (3) を組み合わせることによって各次載荷断面の最適な信頼度および対策工の種類、規模が決定できる。

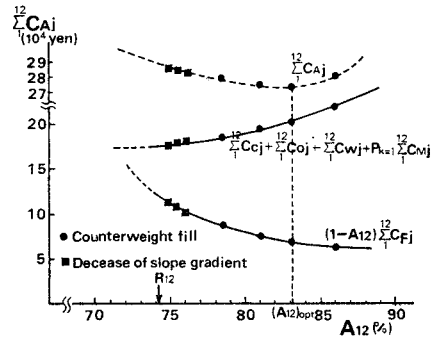


Fig. 13 An example of results in reliability analysis

Table 3 Results of numerical example

(a) First stage embankment

Surcharge number		3	6	8	9	10	11	12
Embankment height (m)		0.75	1.50	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00
Emergency action	Method		Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill
	Scale	Height (m)	0.6	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		Width (m)	3.0	5.0	8.0	8.0	6.5	6.5
	Construction equipment (Bulldozer)	11 t class 1	11 t class 2	15 t class 1 11 t class 1 6 t class 1	11 t class 1	15 t class 1 11 t class 1 6 t class 1	11 t class 1	11 t class 1 6 t class 3
	Earthwork quantity (m ³)	150	350	600	650	600	650	
Failure probability (%)			3.0	7.1	10.2	14.2	19.5	25.8
Increased reliability (%)			0.36	1.68	4.83	7.12	7.90	8.80
Total reliability (%)			97.36	94.58	94.63	92.92	88.40	83.00

(b) Second stage embankment

Surcharge number		12	1	2	3	4	5	6	7	8
Embankment height (m)		3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00
Emergency action	Method	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill	Counter-weight fill
	Scale	Height (m)	1.20	1.56	1.65	1.80	1.90	2.00	2.20	2.30
		Width (m)	6.50	3.00	3.00	3.00	3.00	6.50	8.00	8.00
	Construction equipment (Bulldozer)	11 t class 1 6 t class 3	11 t class 2	11 t class 2 6 t class 1	11 t class 2 6 t class 1	11 t class 1 6 t class 3	11 t class 1 6 t class 2	11 t class 2 6 t class 5	11 t class 4 6 t class 1	
	Earthwork quantity (m ³)	650	400	450	450	650	800	900	950	
Failure probability (%)		25.8	11.23	14.23	16.60	20.11	24.51	28.63	33.00	
Increased reliability (%)		8.80	3.30	3.40	5.10	10.46	16.17	19.51	21.00	
Total reliability (%)		83.00	92.07	89.17	88.50	90.36	91.66	90.88	88.00	

a) 第1段階盛土について

第1段階盛土 H_1 (3.0 m) に対する破壊確率 P_{F1} を **Table 1** のそれぞれの土質定数を用いて別途に計算した結果²⁾, 25.8% となった。また, すでにのべたように第1段階の適正な破壊確率 $(P_{F1})_{opt}$ が 20% と与えられている。

さて, 最適な信頼度および対策工の種類, 規模を決定した一例として第1段階最終次載荷盛土 (第12次載荷) に関する検討結果が **Fig. 13** である。対策工費 C_M の計算においては, 押え盛土や斜面勾配緩和のための用地費が含まれていることは当然である。なお対策工として盛土荷重軽減は非常に有効であるにもかかわらず, この試算例では採用していない。理由は以下のとおりである。すなわち, 盛土荷重軽減は工期を遅延させることに加えて, 各段階の盛土高や放置期間が地盤の圧密強度の増加を期待したうえで決定されているため, 荷重軽減によって盛土高を減少させることは, 当初の基本計画の根本的な変更につながるからである。この種の変更がもたらす損失は非常に大きい。したがって今回の試算では, 対策工として斜面勾配の緩和および押え盛土工法だけに限って試算を行った。

さて, **Fig. 13** によれば12次載荷盛土の最適な信頼度 $(A_{12})_{opt}$ は 83.2% となることがわかる。一方, 高さ 3.0 m の盛土本体断面の信頼度は $1 - P_{F1} = 74.2\%$ であったから, これを最適信頼度にまで高めるためには, なんらかの対策工を実施して9%の信頼度の上昇をはかなければならない。図からわかるように, この目的に対する対策工としては押え盛土が適当となる。そして, これに対応する別途の計算よりその施工規模は押え盛土高 1.2 m, 押え盛土幅 6.5 m と計算される。

同様にして第1段階における他の各次載荷盛土についても最適な対策工の種類および規模の検討結果を一括して **Table 3** (a) に示す。表中の第5次載荷盛土以前 (盛土高 1.25 m 以下) においては, 計算の結果盛土本体断面の破壊確率がほとんど0に等しいため, あえて対策工を検討する必要はなかった。また, **Table 3** (a) 最下段に系全体の信頼度 A_j が示してある。これをみればわかるように A_j が最小となる最終次 (第12次) 載荷盛土さえも $P_{F1} < (P_{F1})_{opt} + \Delta P_F$ の関係が成立するので, h_1, h_2, \dots, h_{12} の第1段階盛土施工時には動態観測以外の何んらの対策工をも考慮する必要がないことになる。

b) 第2段階盛土について

第2段階についても同様の検討を行った結果を **Table 3** (b) に示す。これは先に述べたように圧密期間3か月を経た時点より盛土を再開してから, 計画盛土高 5.0 m まで盛上げたときの検討結果である。方法論の適用は, まったく同様である。ただし **Table 1** に示したように

基礎地盤の強度に対しては圧密期間中の強度増加を考慮した¹⁵⁾。すなわち, 第2段階最終次載荷盛土 (5.0 m 高) に対する破壊確率 P_{FII} を求めたところ 33.0% となった。

これに対して対策工を実施した場合, もっとも危険な状態にある載荷盛土は, **Table 3** (b) より最終次 (第8次) となりその破壊確率は 12% であった。したがって対策工を実施することによって低減しうる破壊確率 ΔP_{FII} は 21% となる。

一方, 第2段階の最適な破壊確率 $(P_{FII})_{opt}$ は 15% と与えられているので, 第2段階においても $P_{FII} < (P_{FII})_{opt} + \Delta P_{FII}$ の関係が成立し, やはり第1段階同様動態観測以外の対策工は考慮する必要がないと結論される。なお, 第3段階に関しても同様の傾向が得られた。

c) 補足事項

対策工の規模について 1, 2 の補足を以下のように加える。**Table 3** (a), (b) からわかるように盛土断面が相対的に小さいときは対策工の規模も小さく, 盛土断面が徐々に増大するにつれて対策工の規模も増大する。このように最適解としてきわめて常識的な結果が得られたことは興味深い。

実際の施工に際して, 各現場管理者は **Table 3** (a), (b) のような表を施工前に作成しておき, 施工の進行状況と常に照らし合わせながら盛土施工を行い, かりに破壊の兆候が出現したら表中の対策工の種類, 規模を実施すればよい。ただし, 対策工のために準備すべき施工機械, 労働力および資材は, 表にも示されているように各次載荷盛土時で変化する。そのため前述したように, たとえば各段階盛土で対策工の規模が最大となる場合の量をこの段階盛土中終始準備してゆく方法が現場に対応したからであろう。

6. ま と め

土構造物の設計, 施工においてしばしば各種の動態観測が行われる。本論文では動態観測を構造物の信頼度上昇のための対策工として位置づけ, その効果を信頼度として定量化することを試みた。すなわち, このような立場において 2. でこの情報化施工についての概念, 特徴および具体的な作業手段を明らかにした。3., 4. ではこの方法論の信頼性解析に必要な信頼度関数および経済的評価モデルを作成した。さらに 6. では実際のモデルケースを想定し, 各段階盛土における最適な信頼度および最適な対策工の種類, 規模を具体的に試算してみたところ, その結果はいずれもきわめて常識的な推測と一致した。一方, 5. において各段階盛土の破壊予知をいかなる管理法でチェックするかについて検討を加え, その

施工管理図も同時に提案した。

参 考 文 献

- 1) 松尾 稔・浅岡 顕：多段載荷による盛土の最適設計に関する研究，土木学会論文報告集 No. 240, pp. 35~47, 1975.
- 2) 松尾 稔・黒田勝彦：盛土建設のための土質調査と盛土の安全率に関する研究，土木学会論文報告集 No. 196, pp. 75~86, 1971.
- 3) 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 No. 198, pp. 69~81, 1972.
- 4) 松尾 稔・黒田勝彦：盛土の設計安全率に関する研究，土木学会論文報告集 No. 203, pp. 13~27, 1972.
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所資料第 635 号，軟弱地盤における盛土の破壊例集，1970.
- 6) 不動建設研究室：石狩川支流月寒川右岸築堤試験盛土工事概要報告書，1968.
- 7) 室町忠彦・渡辺 進：野場軟弱地盤における変形観測，鉄道技術研究報告 No. 154, pp. 1~49, 1962.
- 8) 日本道路公団：愛甲試験盛土報告書，1966.
- 9) 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 No. 208, pp. 65~75, 1972.
- 10) 土木学会土木計画学研究委員会編：土木計画学講習会テキスト 6, pp. 111~138, 1973.
- 11) 経済調査会：積算資料 11 月号, No. 517, 1973.
- 12) Lumb, P.: The Variability of Nature Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. III, No. 2, pp. 74~97, 1966.
- 13) Lumb, P.: Safety Factors and the Probability Distribution of Soil Strength, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 3, pp. 225~242, 1970.
- 14) Hooper, J.A. and Buther, F.G.: Some Numerical Result Concerning the Shear Strength of London Clay, Geotechnique, Vol. 16, pp. 282~304, 1966.
- 15) Meyerhof, G.G.: Safety Factor in Soil Mechanics, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp. 349~355, 1970.
- 16) 長尾義三：土木計画序論，共立出版，1972.
- 17) 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 No. 203, pp. 13~27, 1972.

(1974.11.22・受付)