

抑え盛土のはたらき ～管見～

上質研究室長 宮川 勇

はじめに

軟弱地盤の上に盛土をしようとするときには、多くの場合、盛土そのものの安定が問題になる前にそれをのせる基盤のほうに障害が起きる。その一つは単純な沈下で圧密性の沈下といわれているものであるが、これはもとの地盤がゆるい堆積でできているのであるから、盛土などで荷重をかければ圧縮されて沈下するのは当然であつて、これは上部構造をたとえば橋などのような方式で支えて基盤面に直接のせないようにしない限り避けられない。ただこの種の沈下もあまり長期間ひき続くとやはり困るので、早期に沈下しおわるように処置しなければならない場合が多い。これに対して同じ沈下でもいわゆる lateral flow といわれる側方地盤のふくれ上りを伴う破壊性の沈下はたいてい急激に起るし、またこれに伴つて盛土そのものにも破壊状態が波及し、また壊れた基盤内から盛土の圧力によつて押し上げられてくる水の付加的な作用も相まつて盛土の状態を悪化しその後の施工を困難なものにする例が多い。このような破壊性の沈下を伴う施工法は、当初からそれによつて基盤内の軟弱層を側方に排除することを目的とする場合（むしろさらに爆破やジェット水を併用して破壊を促進することもある）は別として、施工上好ましくない隣接構造物に被害を与える場合もあり、またさしあつて不経済でもあるのでできるだけ避けねばならない。特にしゆん功後の盛土にこのような現象が起きると上部構造や隣接物に致命的な障害を与えることがある。このような破壊はせん断応力による破壊現象であつてせん断破壊と呼ばれるものであろうが、これを避けるためには基盤の材料をもつと強いものに置換えるか、もとの材料を強化することが考えられる。従来から行なわれている基盤面だけを木材とか束柴などで強化する方法とか、他の材料で軟弱層のある範囲を置換える方法などのほかに、最近では土質力学上の知見を基にして基盤材料に対するいろいろな積極的強化方法が採用されるようになってきていることは周知のとおりであつて、その考え方は基盤の脱水を促進するか振動、衝撃などでしめかためるかであつて前にのべた主として圧密性の沈下を速めることにあるようである。また地盤を薬品や電気化学的な処理で固化しようとする努力も行なわれている。

最も消極的だがいちおう経済的だと考えられているのは段階的に盛土を進めてゆくやり方で、たいていは基盤には特に手を加えないでまず最初の基盤状態で許しうる限度内の盛高を施工し、次いでこの盛土荷重によつて基盤がある程度圧密強化されるのを待つて次の許容盛高まで施工する、というやり方で所期の盛高まで仕上げる。この方法はしゆん功期の遅延による時間の不経済と施工時間の長期化による間接経費の増大などを別にすれば事業に対する直接支出額の上だけでは最も少ない方法といえる。

実際には事業に対する要請度や経済条件によつて事業の予定進度が変るので、上に述べた方法はそれぞれの場合に応じて適切に採用されなければならないのは当然である。ところでこの間にあつて、盛土の施行にあつていわゆる“抑え盛土工法”が事前に計画されたまたは施工中の破壊現象に対する対応策として採用されることがある。これは単独に用いられることも、他の積極工法と併用されることもあるが、いずれも事故発生後の救済策として採用される例が多かつたようである。

“抑え盛土工法”の基本的な考え方は要するに盛土の側方にできる“ふくれ上り”を抑え盛土という対重で文字どおり抑えるということに出發しているのであろうし、またこの言葉の限りでは、希望としては正しいのであろうが、この言葉の内容は少し漠然としているところがあるように思われる。また、現地での使い方はただなんとなく行なわれている例もあるようである。なんとなく行なわれても要するに効果があればよいのであるが、

ほんとうに効率的とはいえないこともありまた効きめのないこともあるかもしれない。悪くすると逆効果の表われないことがないとはいきれない。

近年、泥炭地での盛土工事が多くなつて道路盛土や河川築堤、農業用の溝路盛土などの計画施工に伴つて事業の直接担当箇所からこの種の問題の相談を受ける機会が多くなつたので少し考えてみた。今までいわれていることや取扱い方と違つてはいないのであると思うが、自分なりに少し呑込めるようにする必要があつたのである。また現場の技術者が余りおつくうがらずに使つて、問題のメドをつけられるようなものでなければならぬ。ここに書くことは間違つているかもしれないし勘違いもあるのだからと思う。またこんなふうに分切つてしまつてはいけないのかもしれないが、現場からもちこまれるいろいろなものを実際的な意味で判断したり処理するには今のところここで述べるようなことでもいちは間は合つていような気がしている。もつと適切な解釈や取り扱いがあるのだからと思うが、お教えねがえればありがたい。

I. モーメント法による場合

盛土の重量で基盤の土が側方に押出されるときに見られる現地での経験から、基盤の一部があるスベリ面を境にして押出されるとして、そのスベリ面の回転中心についての土の重量による回転モーメントとスベリ面に沿うスベリ抵抗のモーメントとの釣合関係で考える方法がある。このときは均質な地盤では、スベリ面としては円形と考へて実用上さしつかえないし、また軟弱な粘性土の地盤ではこのような問題の場合では内部摩擦のはたつきは無視してよいことが多い。

このとき抑え盛土はその重量で抵抗モーメントとして働かせようという考へである。したがつて対重になる抑え盛土は回転中心に対して盛土の反対側におけばよいことになる。ところがこのようにして抑え盛土を付加すると全体の盛土の形も大きさも変るから回転中心は前と違つて抑え盛土の側に移るから、抑え盛土の置き方によつては余り有効でないか、または無駄なこともある。稀にはかえつて有害な置き方をすることがないとはいえない。そこでまず標式的な場合についてモーメント法によつて調べ、抑え盛土の意味を考へてみる。

(1) 任意の盛土形状に対する円形スベリ面による限界状態

図-1のような任意の盛土形に対して O を始点とするスベリ円を考へる。この盛土は線荷重の集合体で O 軸を境にしてその左の部分が一体として回転し、このときのスベリ面の抵抗は基盤内でのみ有効にはたらくと考へる。図において

- g : O 軸からスベリ円の回転中心までの水平距離
- f : O 軸から盛土の重心までの水平距離
- h : スベリ円の深さ
- r : スベリ円の半径
- l : スベリ円の弦長 (スベリの範囲)
- 2θ : スベリ円弧を挟む中心角
- P : 盛土の全重量
- c : 基盤土質のせん断抵抗

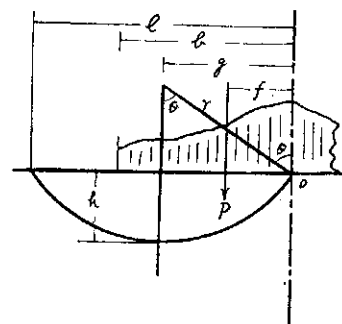


図-1

とすれば、盛土重量 P による回転モーメントとスベリ円に沿う抵抗モーメントとの釣合から次のように表わされる。

$$P = \frac{2\theta}{\sin^2 \theta} \frac{g^2}{g-f} c \quad (1)$$

$$= \frac{(g^2 + h^2)^2 \sin^{-1} \{2gh / (g^2 + h^2)\}}{2h^2 (g-f)} \quad (1)-1$$

式(1)から平衡の限界状態に対しては一般に次のようになることが容易に判る。

$$\left. \begin{aligned} 2\theta &= \tan 2\theta \quad \text{したがって} \quad \theta \doteq 66^\circ 47' = 1.1655 \text{ radian} \\ g &= 2f \quad \text{したがって回転中心は重心距離の2倍の位置にある。} \\ h &= \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} g \doteq 0.659 g = 1.318 f \\ r &= \frac{1}{\sin \theta} g = 1.088 g = 2.176 f \\ l &= 2g = 4f \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= \left(\frac{8\theta}{\sin^2 \theta} \right) fc \doteq 11.03 fc \doteq 11 fc \dots\dots \text{基盤土の強さ } c \text{ に対する限界荷重} \\ c &= \frac{1}{11} \left(\frac{P}{f} \right) \dots\dots P \text{ に対する必要なせん断抵抗} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

いま

b : 回転部分の盛土の敷幅

p_0 : 回転部分の盛土の平均荷重強度

とすれば、 $P = p_0 b = 11 fc$ であるから

$$p_0 = 11 \left(\frac{f}{b} \right) c \quad (4)$$

任意の盛土形状に対して限界スベリ円の性状はその重心位置 (f) さえ判れば、式(2)によつてすべて規定されることが判る。また式(3)によつて限界荷重 (P) は重心距離と基盤のせん断抵抗 (c) が既知であれば求められるし、同様に盛土の全重量を支持し得るための必要なせん断抵抗 (c) はその盛土形状の重心距離が判れば求められる。

ここに述べた関係は、抑え盛土などを行なうときの複雑な任意の盛土形状に対してその安定度を一応チェックするのに用いて便宜である。当然のことであるが式(3)から判るように限界全荷重 (P) は重心距離 (f) の大きいほど大きい。また式(4)から (f/b) の大きいものほど平均荷重強度は大きく、したがつて等布荷重のとき最大である。 (f/b) は小さいほど、いいかえれば、その盛土図形の重心位置が相対的に O 軸に接近しているものほど (荷重分布形が O 軸に近く集中しているもの) 平均荷重強度 p_0 は小さい。別ないい方をすれば一定の p_0 に対して大きな c を必要とする。これは全荷重 P または平均荷重強度 p_0 を最大にするには等布のときが一番有利な計算になるということである。

ここで勘違いを避けるために付加えるならば、盛土をするのにその目的が例えば盛高を大きくするということである場合には、後でまた詳しくのべることになるが、当然事情が少し違つてくる。例として矩形 (等布) と三角形を比較してみると図-2で

	短形	三角形
P	$p_1 b$	$p_2 b/2$
f	$b/2$	$b/3$

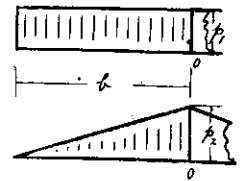


図-2

であるから式(3)から

$$\text{矩形では} \quad P = p_1 b = 11 \times (b/2) c \quad \therefore p_1 = 5.5 c$$

$$\text{三角形では、同様にして} \quad p_2 = 11 \times (b/3) \times (2/b) c \doteq 7.3 c$$

であつて $p_2 > p_1$ であるから三角形の方が O 軸での盛高は大きくなる。

このとき平均荷重強度では矩形は $5.5c$ で変らないが、三角形では $(7.3/2)c \approx 3.6c$ で前者が大きい。したがって盛土の土量だけを大きくするには矩形に近い方が有利だが、盛高の方からいえば三角形の方が大きくできるということになる。

この O 軸での限界荷重強度については次節でまたのべる。

上に述べた関係が成立つには、基盤内の土質が限界スベリ円の範囲内ではほぼ均質であることが必要である。もし基盤内 h_0 の深さ以下に特に堅い層があつて式 (2) で得られる h に対して

$$h = 1.318f > h_0$$

であるような場合には、当然、スベリ円の深さは h_0 で制限されることになり、この面に沿うてスベリが起る。このときは式 (1)-1 から h_0 の深さで P を最小ならしめる条件を求めると

$$\sin \left\{ 2h_0 / \left(4g_0 - \frac{g_0^2 + h_0^2}{g_0 - f} \right) \right\} = 2g_0 h_0 / (g_0^2 + h_0^2) \quad (5)$$

盛土の幾何学的条件からきまる重心距離 f に対して堅層の深さ $h_0 < 1.318f$ に対応する P を最小にするような g の値 g_0 は式 (5) の関係を満足する値として得られる。 $\min P_h = \text{const.} = P_0$ の値はこの g_0 と h_0 の値を式 (1)-1 にいれて求められる。またこのときの円は、

$$\left. \begin{aligned} \theta_0 &= \sin^{-1} \{ 2g_0 h_0 / (g_0^2 + h_0^2) \} \\ r_0 &= (g_0^2 + h_0^2) / 2h_0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

で表わされる。

このようにして得られた P_0 はその得られた条件から判るように式 (3) で得られる極小値 $P = 11fc$ より大きくなる。したがつて、もし O 軸を境にして盛土がかなり剛性であれば $h_0 < 1.318f$ で浅いところに堅層があると支持力が増す計算になる。

ところで、このような場合もあるにはあるだろうし、また傾向としては盛土がかなり強いものであればこういうことになるだろうが、実際にはこの浅くなつた h_0 に対して

$$h_0 = 1.318f_0 \quad (7)$$

を満たす新たな f_0 を重心距離とするような点からスベリ円が発生する可能性が多いただろう。このときの限界荷重は 図-3 においてやはり新たな O' 軸に対して式 (3) で得られるから $P_0 = 11f_0c$ また $h_0 = 1.318f_0$ であるから

$$P_0 = \frac{11.03}{1.381} h_0 c = 8.368 h_0 c \approx 8.3 h_0 c \quad (8)$$

したがつて盛土自体のスベリ抵抗を無視する限りでは、上載盛土はその重心距離が $f_0 = h_0 / 1.318$ で制限されたがつて盛土幅が支配され、また限界荷重は式 (8) で制限される可能性がある。

軟弱層の深さにこのような制限がなく均質な基盤であれば、限界荷重は式 (3), (4) で判るように基盤材料の強さと盛土の幾何学的形状、大きさできまる。一般に盛土の O 軸からの重心距離 f (盛土の幾何学的形状、大きさからきまる値、但し $h_0 < 1.318f$ のときは、 $f_0 = h_0 / 1.318$ とする)、 f に対応する盛土の敷幅 b との間で

$$b = \nu f' \quad (9)$$

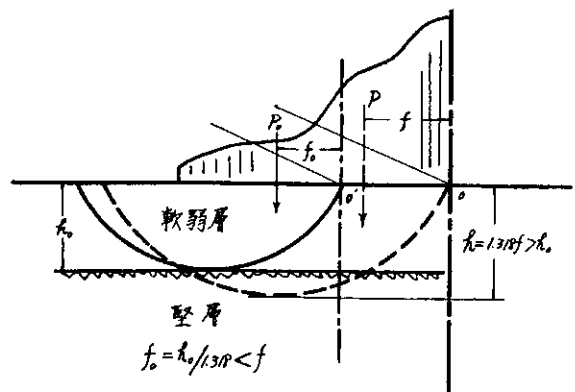


図-3

したがって限界円の半径は $r_0/a = 2.176 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{2\varepsilon + 1}$ で示される。

ここに $\varepsilon = b/a$ は形状係数であつて、盛土の幾何学的形状を規定する係数である。 $\varepsilon = 0$ のとき三角形、 $\varepsilon = \infty$ のとき矩形を表わす。

梯形の場合には前節の重心距離は $f = \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{2\varepsilon + 1} a$ であつて式(12)は式(2)における g, h の値を梯形に対して表わしたものである。

またスベリ円の深さなどに制限がないときは p の限界値として

$$\left. \begin{aligned} p_{\min} &= 22 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2} c = n_0 c \\ n_0 &= 22 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

が得られる。これも前節の式(3), (4), (10)などから得られる限界荷重強度を梯形について対称軸(前節の O 軸)上の荷重強度に対する表示で示したものである。

軟弱層の厚さに制限があつて、いまの形について堅層の深さ $h = \eta a$ が

$$\frac{h}{f} = \frac{\eta}{f/a} = \eta \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}}{2\varepsilon + 1} < 1.318$$

であるような環境では、前節の式(5)に相当する関係は式(11)で $(\partial n / \partial \kappa) \eta = \text{const.} = 0$ なる条件からその ε および $\eta = h/a$ に対して

$$\left. \begin{aligned} \frac{2\kappa\eta}{\kappa^2 + \eta^2} &= \sin \frac{2\eta\omega}{4\kappa\omega - (2\varepsilon + 1)(\kappa^2 + \eta^2)} \\ \omega &= \kappa(2\varepsilon + 1) - (\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}) \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

となり、これを満足する κ に対して限界状態が生ずるし、それらの値を式(11)に入れてその時の限界荷重強度が求められる。この値はもちろん、式(13)で得られる p_{\min} より大きい。

式(12), (13)の κ_0, η_0, n_0 などと ε との関係は図-5に示す。

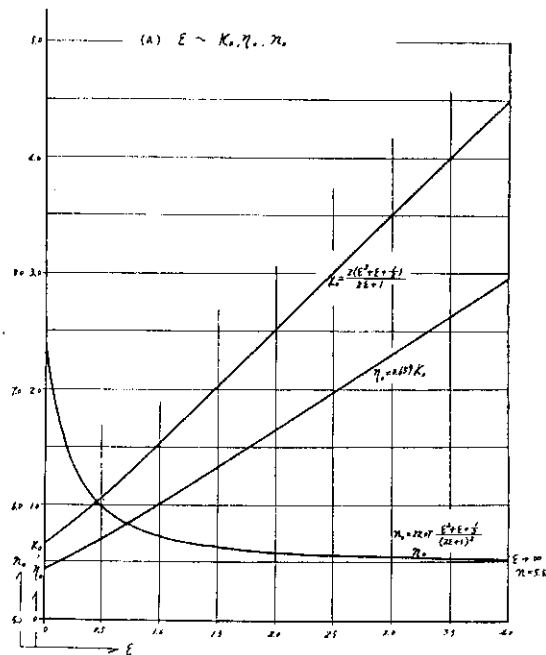


図-5(a) モーメント法によるスベリ円の位置と安定係数

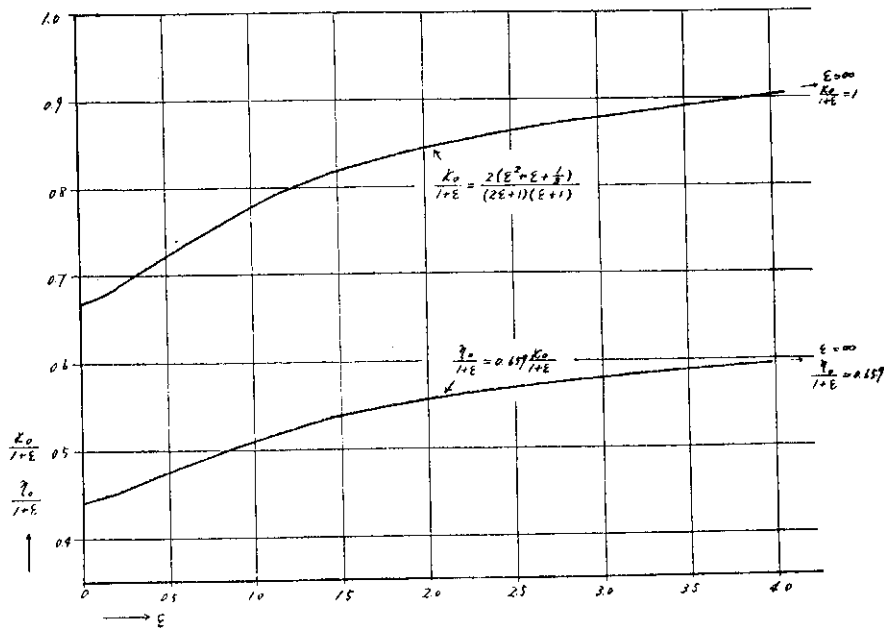


図 5(b) $\varepsilon \sim \frac{K_0}{1+\varepsilon}, \frac{\eta_0}{1+\varepsilon}$

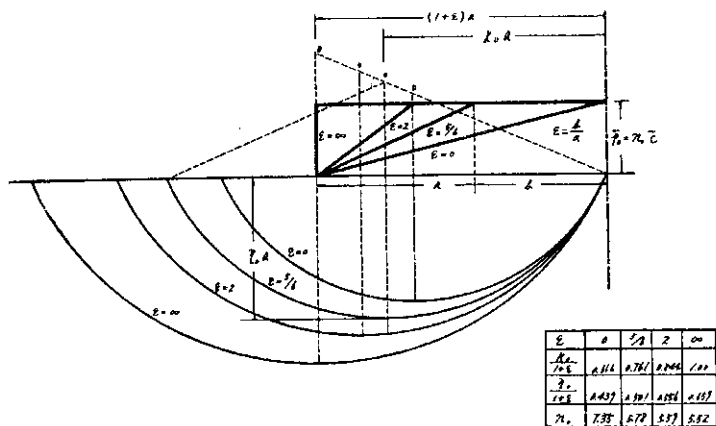


図-5(c) 築堤形状とスベリ面の位置

式(13)および図-5から判るように ε が小さくなるほど、つまり、盛土の形が矩形(等布)から三角形に近づくほど n_0 は大きく(矩形では $\varepsilon=\infty$ で $n_0=5.5$ 、三角形では $\varepsilon=0$ で $n_0=7.3$)スベリ面の深さもその範囲も小さいことが判る。したがってここで述べたような意味での安定係数 n_0 を大きくするためには、形状係数 n を小さくする必要が判る。

このようなことを前提として次に抑え盛土の効果と意味について考えてみる。

(3) 抑え盛土の効用

(i) 形状係数を小さくすることによる効果(均質層の場合)

たとえば図-6において盛土 $\square ABDC$ に対して抑え盛土として $\square CDFE$ をつけたとしても、 $\square ABDC$ と $\square ABFE$ とは ε が同じである。

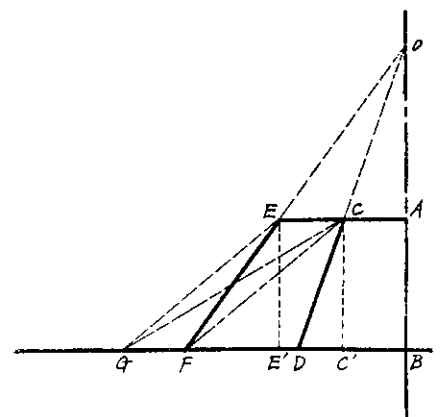


図-6

$$\varepsilon = \frac{\overline{BC'}}{\overline{DC'}} = \frac{\overline{CO}}{\overline{DC}} = \frac{\overline{EO}}{\overline{FE}} = \frac{\overline{BE'}}{\overline{FE'}}$$

したがって両者の安定係数 n_0 は変わらない。したがって抑え盛土としてははたらかない。同じ土量を使うのなら、図の $\triangle CDG$ のように配置するか、少なくとも $\triangle CDF$ のように土をおけばこのときの ε は

$$\varepsilon_{CG} = \frac{\overline{BC'}}{\overline{GC'}}, \quad \varepsilon_{CF} = \frac{\overline{BC'}}{\overline{FC'}} \quad \therefore \varepsilon_{CG} < \varepsilon_{CF} < \varepsilon$$

であるから原形よりは n_0 値が大きく (式-(13), 図-5), 安定な側に移る。

一般に多く行なわれるやり方は、図-7 (a) のように原形盛土の法尻の部分に原盛土よりは低い別な盛土部を設けるのであるが、これも要するに、これによつて equivalent な ε の値を原形より小さくすることによつて安定化をはかっていることになるのであろう。

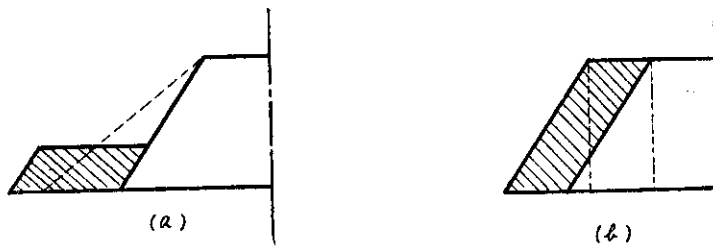


図-7

要するに均質な地盤では盛土の形状係数 ε を小さくすることが抑え盛土の役目であり、また ε の equivalent な値を小さくしない限り安定状態は好転しないことになるのであろう。もしうっかり図-7 (b) のように土をおいたとすれば ε は大きくなるから逆の効果であつて、かえつて破壊を促進する可能性を与えることになる。

そこで一般に抑え盛土のおき方によつて安定係数がどのように変わるかを調べてみる。ここでは軟弱層の下の堅層の存在による制限はないものとする。

一般的にいうと、抑え盛土のおき方は図-8 のようになるが、この高さや幅によつてどのように変わるであろうか。図のように記号をきめると、

抑え盛土を含む盛土全重量は

$$P = (2\varepsilon + 2m\tau + 1) pa/2$$

O 軸からの重心距離は

$$f = \frac{(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3}) + m\tau \{2(\varepsilon + 1) + (\tau - m)\}}{2\varepsilon + 2m\tau + 1} a \quad (15)$$

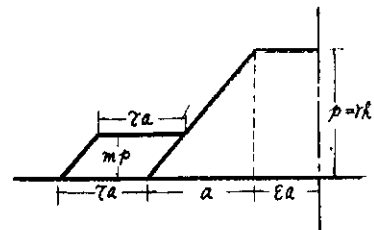


図-8

で表わされる。前に述べた式 (3) によつて $P = 11fc$ であるから

$$\left. \begin{aligned} p &= nc \\ n &= 22 \left[\left(\varepsilon^2 + \varepsilon + \frac{1}{3} \right) + m\tau \left\{ 2(\varepsilon + 1) + (\tau - m) \right\} \right] / (2\varepsilon + 2m\tau + 1)^2 \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

であつて、 n は抑え盛土をした後の盛土の中心軸上の荷重強度に対する安定係数を表わす。

$m=0$ または $\tau=0$ のときは式 (16) の値はもちろん式 (13) と一致する。

抑え盛土をしたときの安定係数 n 、あるいは必要な安定係数 (いいかえれば必要な盛高) に対して施すべき抑え盛土の大きさなどは式 (16) によつて求めることができる。

さて抑え盛土の敷幅 (τa) は大きくすればそれだけ安定係数がふえる計算になる。例として図-9 に $\varepsilon=1$, $m=0.3$ の場合を示した。

ところが実際には敷地の制限というようなことからきめられることが多い。またむやみに大きくすることが経済にはならない。敷幅が一定の場合に抑え盛土の高さはむやみに大きくしてよいわけではないことは上に述べたとおりである。利用できる限度があつて、それを越えると不経済かさらには逆に負にはたらくようになることがある。これは概念的に図-6, 7などでふれたことで判る。これを計算でやつてみると次のようになる。

式(16)から敷幅(τa)が一定のときに安定係数を最大にするような m の値を求めてみると式(17)で表わされる。

$$m = \frac{\tau(2\varepsilon+1)+2(\varepsilon+\frac{1}{2})}{2[(2\varepsilon+1)+\tau\{2(\varepsilon+1)+\tau\}]} \quad (17)$$

たとえば $\varepsilon=1$ であるような盛土原形に対して $\tau=1$ であるような抑え盛土をしたとすれば、その盛高 (mh) によつて安定係数は図-10のように変り、その最大値は $m=0.3$ 付近にあつて、それをこえると効果は減り原盛土の高さに近くなると ($m=1$ に近づく)、原形の $\varepsilon=1$ に対する $n \approx 5.7$ よりかえつて小さくなること判る。この場合の n 最大値は式(17)から得られる $m \approx 0.35$ に対して式(16)から $n \approx 6.37$ と得られる。これが $\tau=1$ に対する限度であつてこれでも安定係数が不足であれば、抑え盛土による限りは敷幅を増すほかない。

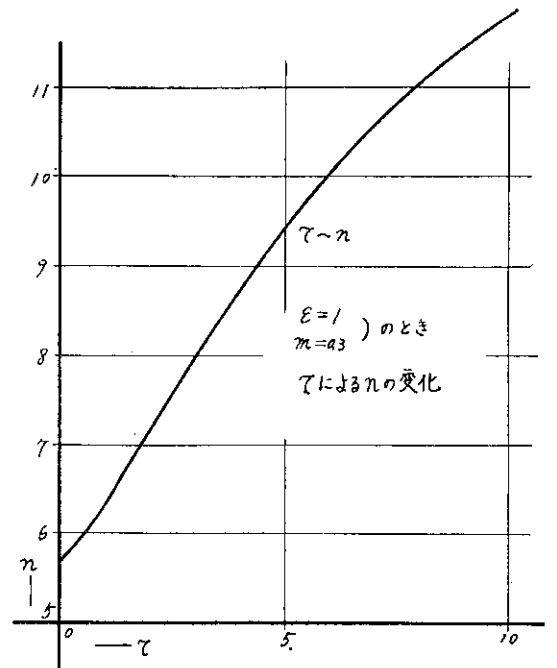


図-9

抑え盛土の高さと安定係数

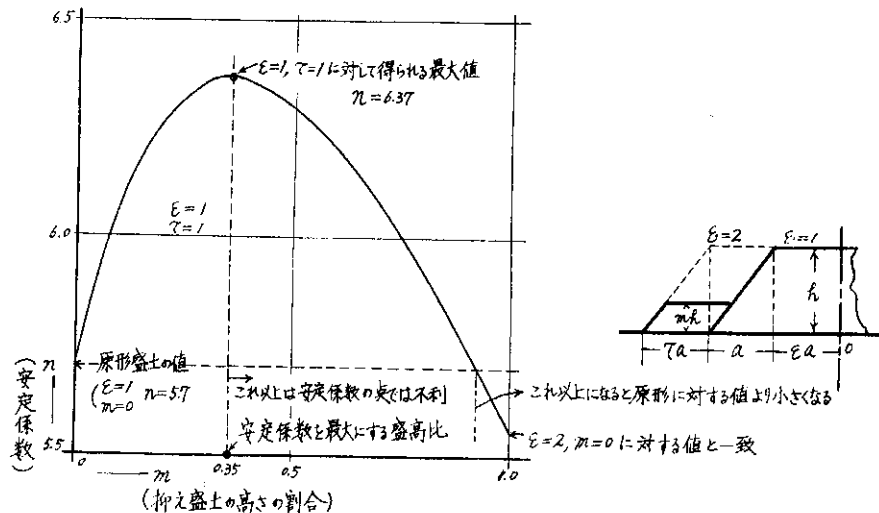


図-10

抑え盛土をするのは後で述べるように、実はこれによる基盤の将来の圧密への効果をも期待しているのだと思うが、少なくとも当面必要な安定係数をこれによつて確保しなければならないのであるから、敷幅を変えることによる安定度への効果を調べてみる必要がある。これは原盛土の形状によつて異なるわけであるが、1例として $\varepsilon=1$ の場合について τ を変えたときその τ に対して n を最大にするような m (抑え土の高さのものと盛高に対する比)、 n (安定係数) n/n_0 (原形に対する安定係数の比)、 $m\tau / \frac{(1+2\varepsilon)}{2}$ (原盛土に対する抑え土の体積比) など

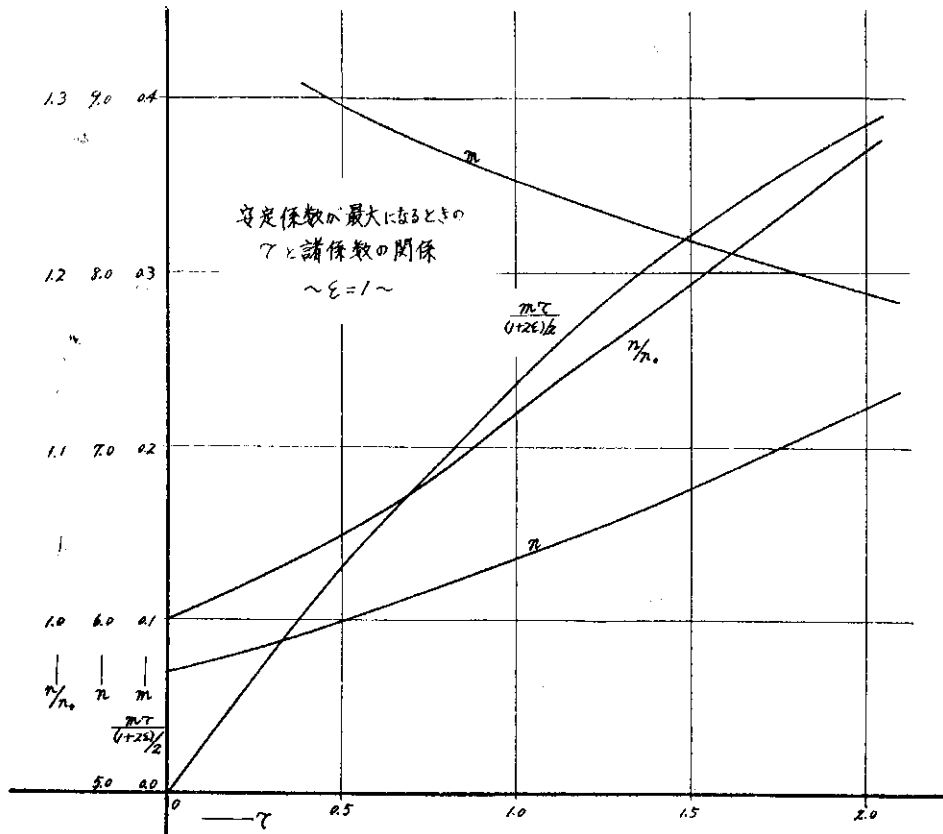


図-11(a)

の関係を図-11(a)に、また、抑え土による体積増加と安定係数の増加の関係を図-11(b)に示した。

ここで設けている仮定の範囲では、このような方法で必要な安定度を得るための抑え盛土の規模や土積増加

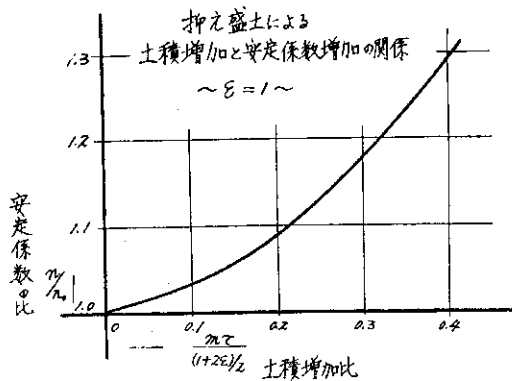


図-11(b)

を容易に検討できることになる。すなわち盛土原形 ε に対して作った図-11(a)のような関係から、必要とする n に対して必要な最小限度の敷幅の係数 τ が求められ、 τ が判ればこれに対する m 、 $m\tau/\frac{(1+2\varepsilon)}{2}$ などが判る。

次に図-12において抑え盛土 $\square BCDE$ の代りにこれと面積の等値な $\triangle ACF$ によつて天端から均一勾配の抑え土で置いたとすれば、いま $\overline{FC}=\beta a$ とおけば

$$m\tau \cdot ah = \frac{1}{2} \beta \cdot ah$$

$$\therefore \beta = 2m\tau \quad (18)$$

したがつて、このときの抑え土後の新たな梯形の形状係数 (ε) は

$$(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{1+\beta} = \frac{\varepsilon}{1+2m\tau} \quad (19)$$

抑え土後の安定係数は式(19)の (ε) の値を式(13)にいれて得られる。

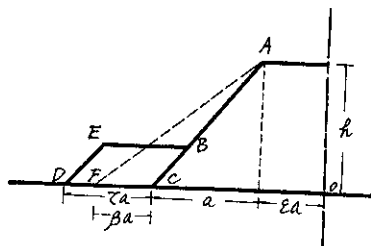


図-12

$$(n) = 22 \frac{(\varepsilon)^2 + (\varepsilon) + \frac{1}{3}}{(2\varepsilon + 1)^2} = 22 \frac{\varepsilon^2 + \varepsilon(1 + 2m\tau) + \frac{1}{3}(1 + 2m\tau)^2}{(2\varepsilon + 2m\tau + 1)^2} \quad (20)$$

例として $\varepsilon=1$ の場合について τ に応ずる式 (17) による m の値を用いて式 (20) によつて $\square BCDE$ の等値抑え土 $\triangle ACF$ を施したときの安定係数を求め前の値と比べると 図-13 のようになる。

抑え土の敷幅が大きくなるほど両者の差異は大きくなり、天端から取付ける方法が不利な計算になっている。

(ii) 敷幅を増すことによる効果 (軟弱層の厚さが小さい場合)

これまで均質層の場合について考えてきたが、次に盛土敷幅の割合に軟弱層の厚さが小さい場合について述べる。これは前に第 (1) 節でもふれたことであるが梯形盛土についてもう一度くり返してみる。

図-14 で $\square ABDC$ の原形を $\square ABFE$ のようにしたときにも実際問題として効果のある場合がある。このとき ε は変つてはいないが下にある堅層の影響が入るためである。

沖積土は一般的にいつて固結度が小さいとはいつてもわれわれがさしあたつて問題としている、あるいは、利用しようとしている時間に比べればずっと永い時間かかつて堆積してきたものであるし、また場合によつては以前にもつと大きな堆積や乾燥作用を受けていて、かなり固結していることもあるので、一般的に表面付近は柔らかくとも下層にいくにつれて固くなつていくか、ある深さまでいくと特に固い層があるという場合が多い。この固いという表現は漠然としているようだが実はこれは盛土の大きさ (高さ、敷幅、材料の単位重量など) とその層の相対的位置、厚さなどによつてきまるその層のうけるせん断応力の大きさによつて変ることであつて一概にはいえないからである。要するにその問題について、破壊の対象にならないような強さの層という意味である。

こういう場合に $\square ABDC$ の盛土形に対して限界スベリ円が I であるとする。このときのスベリ円の深さは 図-5 から得られる深度係数を η_0 とすれば $\eta_0 \overline{DC'}$ であつて軟弱層の範囲内にあり、このときの η_0 は 図-5 から所定の ε に対する値として得られる。ところが ε の値は同じでも $\square ABFE$ のように形が變つて、しかもこれが $\square ABFE$ の範囲では一休としてはたらくとすれば ε は同じでも、したがつて、 η_0 は変わらないが $\overline{FE'} > \overline{DC'}$ であるから、もし $\overline{FE'} \cdot \eta_0 > h$ であればこのようなスベリは起り得なくなることがある。この下層が十分強くてスベリ面がここで制限されることになると、前に述べたようにスベリ円の深さ (η) が制限されることであるから、この場合のスベリ円は $\eta = h/\overline{FE'} = \text{const.}$ に対して式 (14) による κ できまることになり 図の II のスベリ円になる。この場合には安定係数はこの η , κ を式 (11) にいれて求められ、たとえば前の論文²⁾ の 図-III-3 に示したように n 値はずつと増すことになるから安定になる。

ところが普通の盛土では、このようなスベリが起る前に実は 図-13 で $\eta = h/\overline{FE'}$ を限界深度係数とするような新たな形状係数 $\varepsilon' = \overline{E'G}/\overline{FE'}$ に対応する G のような点からはじまり下の堅層に接する限界円 III によつてすべる可能性がある。この場合でも $\varepsilon' < \varepsilon$ であつて前よりは安定係数が大きくなるし盛土は中心部から全体として一度に壊れるようなことはない。幅の広い盛土肩付近から壊れ始めるのは、基層の方の条件からいえばこのよう

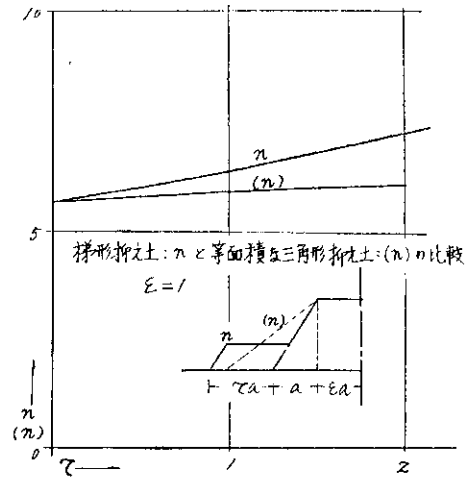


図-13

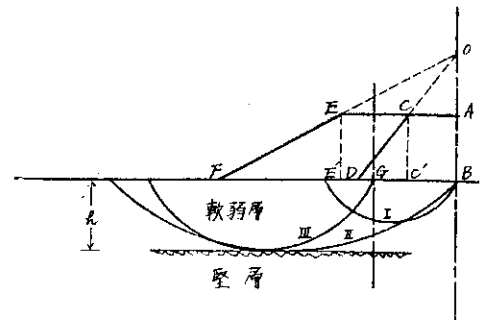


図-14

なことにもよるのであろう。

(4) 破壊しようとするときの反力分布の変化を考えたときの傾向

これまでの計算では盛土の重量による回転モーメントを考えるのに盛土形状をそのまま考えたが、実は軟弱地盤が破壊しようとするときに基盤面での反力分布の形状はよくは判らない。これは圧密沈下の現象を調べるのにも大切な問題であるが、なお今後の研究にまたねばならない。

もしもこの反力分布が砂質地盤でいわれているように破壊時に中央部に集中するものとすれば、上に述べた安定度はどのように変るであろうか。いま仮に簡単に考えて最初の盛土形状がどのようなものであつても破壊時には反力分布がもとの面積と等値な三角形に移移するものとすれば、この形状に対する安定係数は $n=7.3$ であるから最初のそれぞれの盛土形状に対して許容できる安定係数は次のようになる。すなわち最終的に三角形と面積が等値になる梯形に対する値として

$$7.3(e+1)/(2e+1)$$

図示すれば図-15 のようになる。

したがつて、このようなときには限界盛高は反力分布の集中化が生じない場合に比べてさらに一層最初の盛土形状による相異が著しくなる。三角形の場合にはもちろん変らないが、たとえば矩形についていえば $5.5c$ に相当する盛高まで盛ることができたものが、集中化すると $7.3c/2 \approx 3.7c$ に相当する盛高が限界となる。他の形状の場合にもそれぞれその形状に応じて限界盛高が低下する。このような反力分布の集中を前提とすれば盛土できる全量は盛土の形状には無関係に一定であつて最大高が $7.3c$ の三角形または矩形でいえば $3.7c$ に相当する盛高の土量で制限される。反力分布が変わらないで盛土形状そのままできしつかえないとすれば前に述べたように矩形のときに盛土全量が最大で $5.5c$ に相当する盛高に対する土量が限界である。ここではごく大ざっぱな方しかできなかつたが、このように破壊時の反力分布は基盤の安定に対して影響するところが大きいのでいちおう考慮に入れておく必要がある。

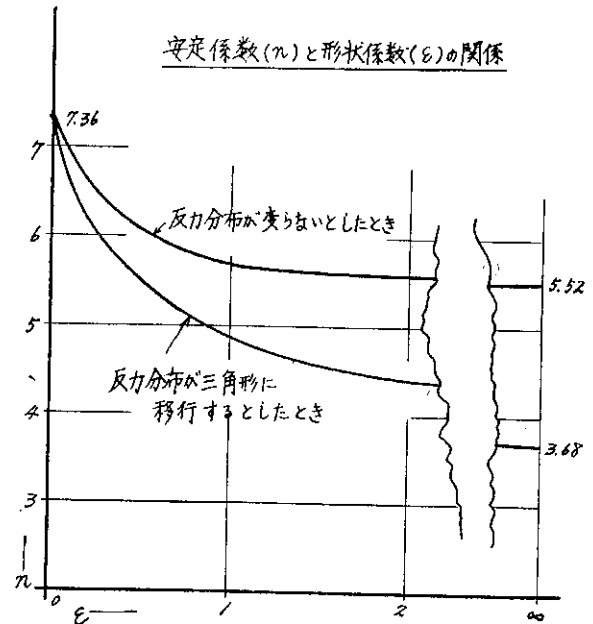


図-15

II. 盛土による基盤内の応力分布を考えると

われわれが多く出あう問題では、割合に狭い範囲で、特に深さの方向でその度合が著しいのだが、異質の材料で構成されていてしかも問題の規模からいつてこれが無視できないという例が多い。そして実はこのことが一般に発表されている解析法～それは解析の便宜のために環境の条件をすべて抽象化してしまう～を適用することを困難にしているわけでもあるが、上に述べたモーメント法を使うにしてもたとえばその基盤材料の強さの代表値をどのようにきめたらよいか判断に苦しむことがしばしばである。またたとえスベリ面に沿うその値の変化を考慮にいれても、異質性のかなり著しいところでは、なおかつこの方法では説明しにくいようである。そこで先に筆者が提案したように基盤内の釣合の様子を調べてみる必要がある。このためには盛土による基盤内の応力状態を知らねばならないが、軟弱層で特に泥炭性地盤のように異種の成層が発達しているところではできないしまた基盤内の一部に破壊状態が発生すればすべての事情が変つてくるので次々に発生し拡大してゆく進行性流動の過程とその応力状態を調べることは今のところできないといつてよい。そこで今のところは、応力分布については均質等弾性体に対して得られるもので実用上間に合わせ、その力を借りて基盤内の強さ分布に応じて内部

の破壊の様子を窺知することにする。このような考え方と方法によつたときに抑え盛土はどのような意味をもっているのかということにふれてみる。

(1) 対称梯形荷重による基盤内の応力分布²⁾

図-16 に横断面を示す盛土は幅に比べて十分に長いものとすれば基盤内の任意点について応力は次のように表わされる。

$$p_z = \frac{p}{\pi a} \left[a(a_1 + a_2 + a_3) + b(a_1 + a_3) + x(a_1 - a_3) - z \log_e \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} \right] - \frac{z p}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (a_1 - a_3)^2} \quad (21)$$

$$S_m = \frac{z p}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (a_1 - a_3)^2} \quad (22)$$

ここに p_z : OZ 軸の方向に作用する直応力, S_m : 最大せん断応力, $p = \gamma h$: 築堤の荷重強度
 γ : 築堤材料の単位重量, h : 築堤高

ここで表式を一般化するために

$$b/a = \varepsilon, \quad z/a = \eta, \quad x/a = \chi$$

のように表わせば, $a_1 \sim a_3, R_1 \sim R_4$ はすべて盛土法面の水平長 a を基準にして ε, χ, η の関数で表わすことができ, したがつて $p_z/p, S_m/p$ などの応力比は ε, χ, η の関数で示されることになる。 ε はこれによつて築堤の形状を規定できるので前にのべたように形状係数と名付けている。

さてここで, もし基盤内の点の流動がその点の最大せん断応力によつて支配されるという前提に立てば, わ

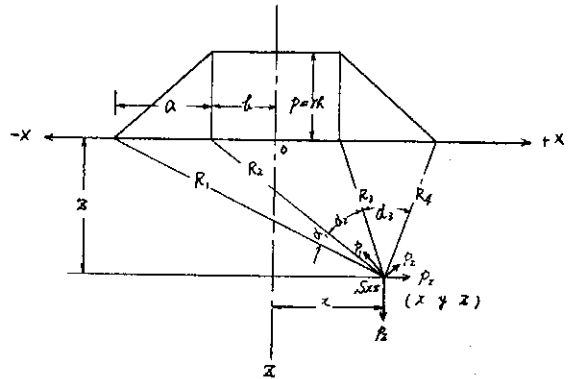


図-16

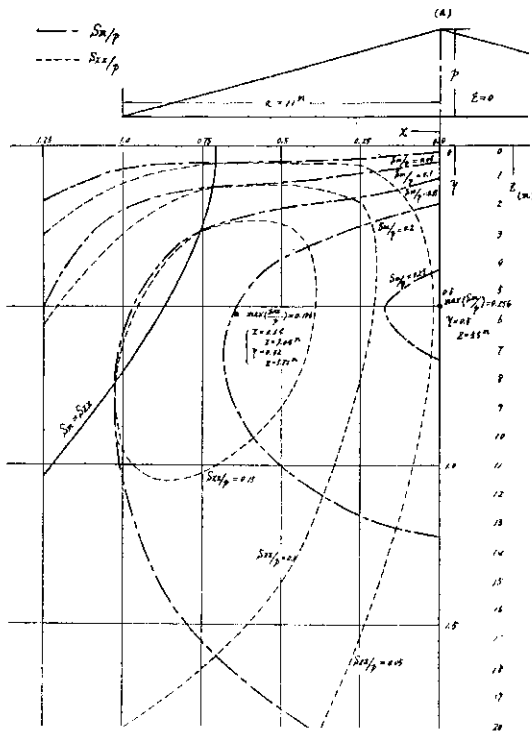


図-17-(a)-1

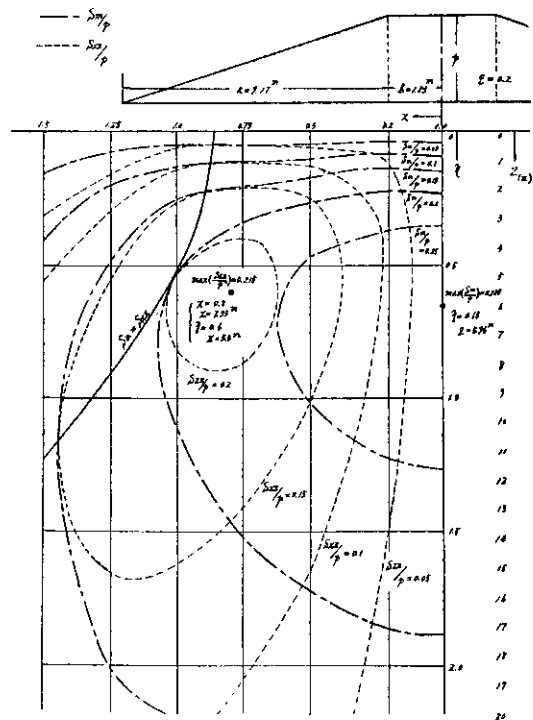


図-17-(a)-2

種々の築堤形状に対する $S_m/p, S_{xx}/p$ の等値線の例

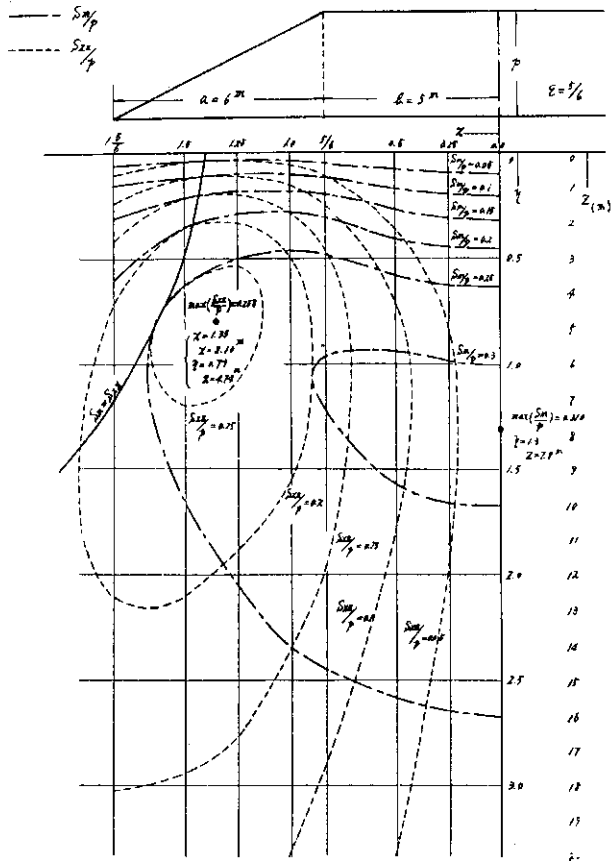


図-17(a)-3

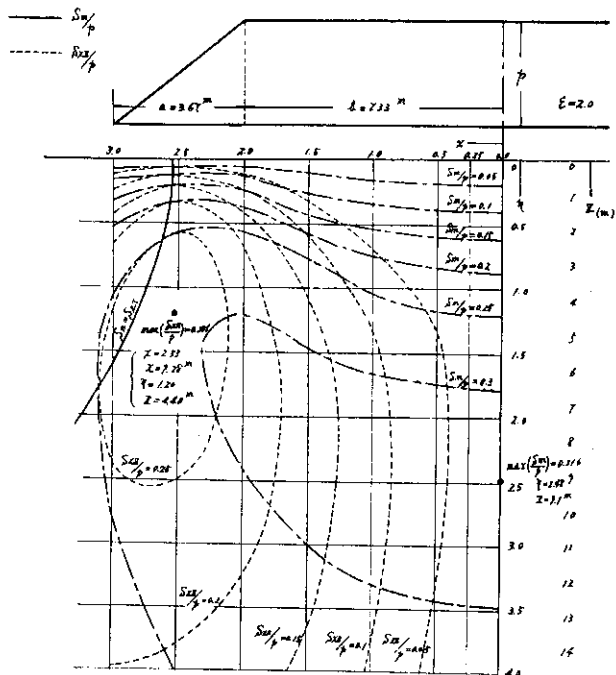


図-17(a)-4

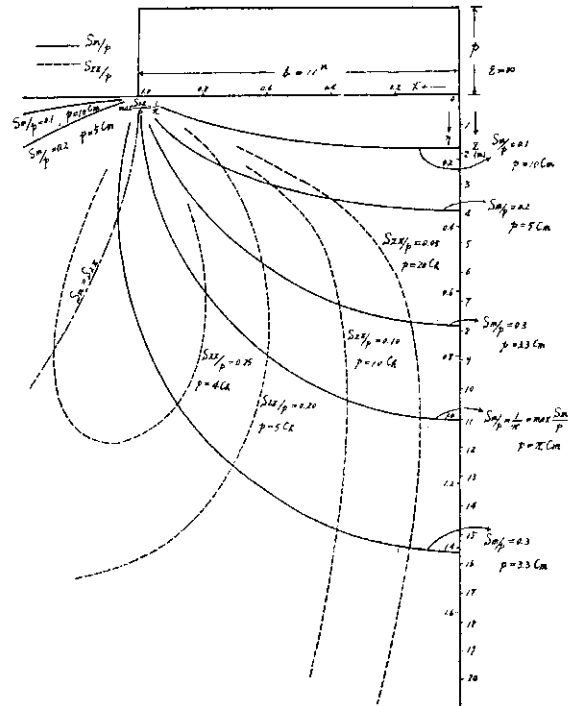


図-17(a)-5

帯状等布荷重の場合のセン断応力、限界荷重等値線

Eの変化に伴い max(Sx/p), max(Sxy/p) 及びその発生位置の変化

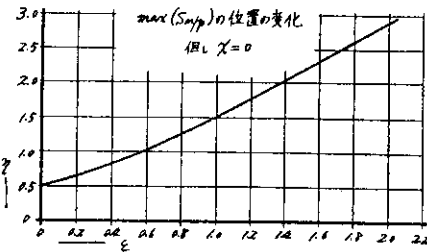
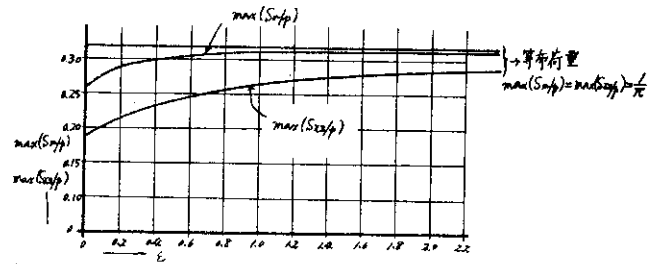


図-17(b)

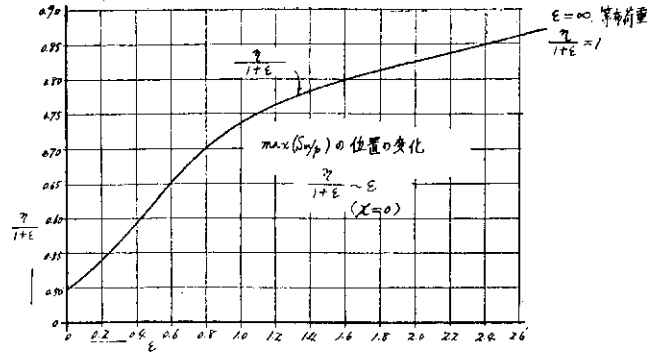


図-17(c)

れわれはその点について盛土による最大せん断応力とその点のせん断抵抗との釣り合い状態を調べてみればよいことになる。そこで ε の変化に応じて S_m の分布がどのように変わるかを S_m/p について図示すると 図-17 のようになる。

これから判ることに次のようなことがある。

1. S_m の極大値 $\max S_m$ は盛土の中心軸上 ($x=0$) に生ずる。その点の深さは矩形 ($\varepsilon=\infty$) のとき最も深くて盛土敷幅の半分 ($=a+b$) に等しく (このときは盛土敷幅を直径とする円周上で同時に $\max S_m$ が発生することになるが)、 ε が小さくなる (三角形に近づく) につれて浅い所に移り、三角形 ($\varepsilon=0$) のときその深さは $(a+b)/2$ である。
2. $\max (S_m/p)$ の値は $\varepsilon=\infty$ のとき $1/\pi \approx 0.318$ であり、 $\varepsilon=0$ のときの 0.256 に至るまで ε の減少に伴って減る。
3. S_m の横断分布を見ると、 $\max S_m$ の発生点より浅い所では中心軸 ($x=0$) より外れた所、法肩とか法尻付近の下で最大値を生じており、その傾向は矩形に近づくほど著しい。
4. S_m の大きさは矩形から三角形に近づくほど、全般的にいつて中心軸付近では多少増す傾向があるが、側方へ外れるほど低下する。

(2) 抑え盛土の効用

前節で判つたことを基にして抑え盛土の効果を考えてみる。基盤内の一点で限界平衡状態が発生したとしてもそれで直に基盤全体が破壊するわけではないが、少なくともこのような破壊核点が起因となつてだんだん側方流動変形に移行するわけであるから、このような点の位置とその S_m の値が、抑え盛土によつてどのように変わるかを考えてみる。

(i) 形状係数の減少による効果

均質な地盤であれば $\max S_m$ の発生点が最初に限界状態にはいるはずであるから、これについてみると、抑え盛土の形はその場合によつて一定していないがとにかく前章で述べたように一般にその等価な ε の値がこれによつて小さくなる。 ε の値が小さくなれば 図-16 でも判るように $\max S_m$ の値は小さくなるから、したがつてこのような核点発生に対する限界荷重は大きくできるはずである。また $\max S_m$ についてだけでなく基盤内全体として S_m の値は小さくなり全体としての限界荷重をふやすことができる。したがつて均質地盤では、このような効果で安定が増すであろう。

(ii) 敷幅を増すことによる効果 (軟弱層の厚さが小さい場合)

ε が相対的に小さくなれば S_m の値は一般に小さくなるから、特に法尻付近ではずつと安定になつてくるしまた中心軸付近では $\max S_m$ の値が減るだけでなくその発生位置も、その深さ係数 (η または $\eta/(1+\varepsilon)$) の上では前に述べたように浅い所に移ることになるが、実際には敷幅が増して ε が小さくなる場合には発生点の絶対位置が上るわけではなく、全般的に S_m は低下する。ただこれによつて S_m の分布状態が全般的に変つてくるから不均質層では挟在軟弱層の位置によつては敷幅と形状の変化によつて破壊核点およびその領域の広がり配置関係が変つてくるので、その場合の環境条件について吟味してみないといけないが、一般的には安定化の方へ向うはずである。したがつて形状係数が一定の場合でも、盛土下の軟弱層の下に堅層が期待できるとか、よくあるように下層に向つて次第に抵抗が増しているような場合、あるいは軟弱層の挟層があつてその中に $\max S_m$ の発生点があるようなときには、抑え盛土によつて盛土全体の敷幅が増せば、基盤内の点の η は相対的に小さくなるから、初めの $\max S_m$ の発生点より上方ではせん断応力は減少し安定になる。 $\max S_m$ の発生点より下に軟弱層があるような場合には敷幅を増すとあつてこの層が S_m の大きな領域に入つてくるので危険性は増すことになる。また軟弱層の厚さが敷幅に比べて大きいときには多少の敷幅増では S_m の大きな部分を堅層の中に移して軟弱層内の S_m を小さくするという効果はあまり期待できないから、このときは (i) に述べた ε の減少による安

定係数の増加のみに期待しなければならない。

(iii) 例 示

抑え盛土による安定状態の変化をみるために 1, 2 の例を示す。図-18-(a) は $\varepsilon=0.5$ の原形をもつ盛土に対して $\tau=1$, $m=0.3$ の梯形抑え土をおいたときの S_m/p の分布の変化を、また図-18-(b) では梯形抑え土に対比してこれと同体積の土量を持つ法肩から均一勾配で取付けた腹付け抑え土の場合の S_m 分布への影響を見るようにした。

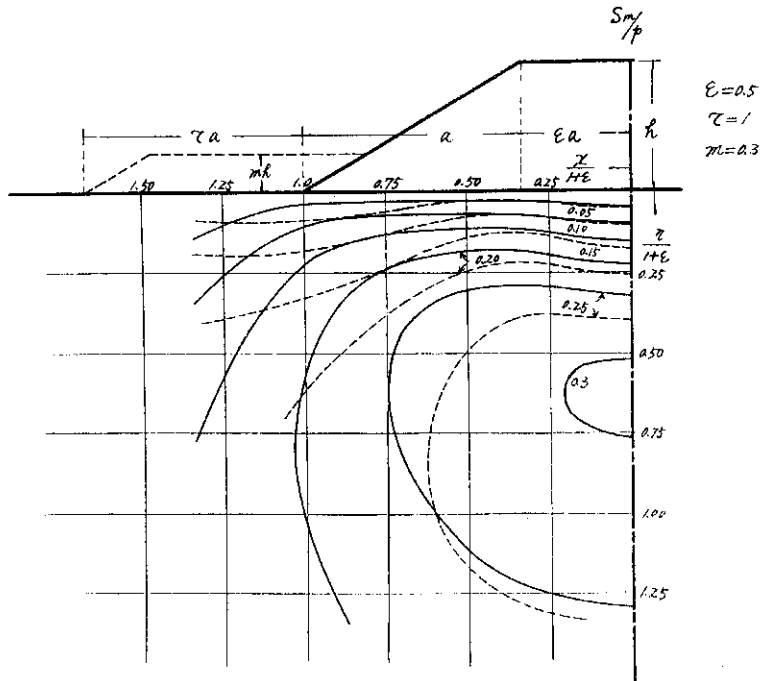


図-18-(a)

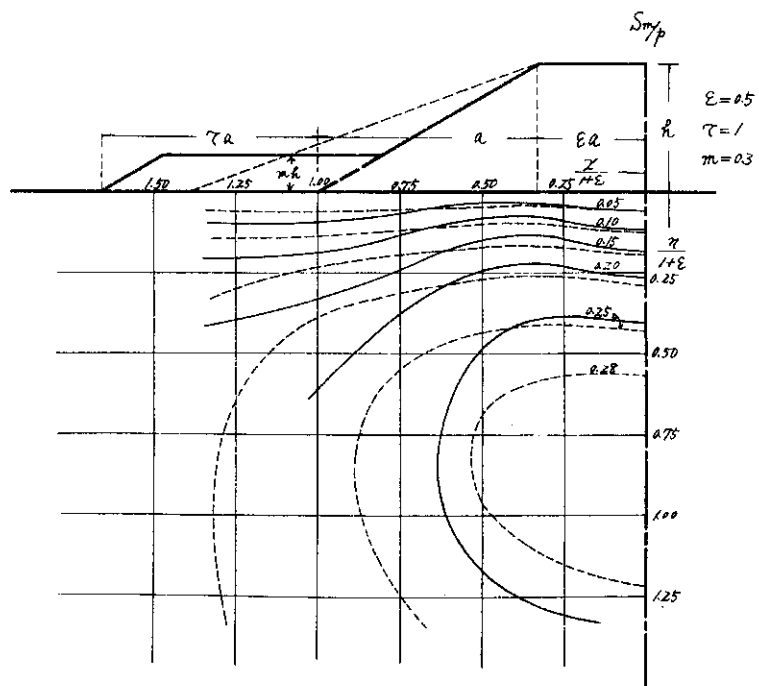


図-18-(b)

図でもよく判るように抑え土を置くことによつて軸心部はもとより、その置き方によつては原盛土の法尻部に至るまで基盤内の S_m を全般的に低めることができる。抑え土した後の法尻付近では以前よりは S_m が多少ふえる。これは新たな抑え土が加わつたためであるが、これが基盤の全般的安定の重要な要素になるような値にならない範囲で抑え盛土をするわけである。いい換えれば、抑え盛土で多少の新たなせん断応力の発生を許して原盛土下のせん断応力を、全体としての安定を期待し得るような値になるまで、低下させるのが抑え盛土の役目であろう。

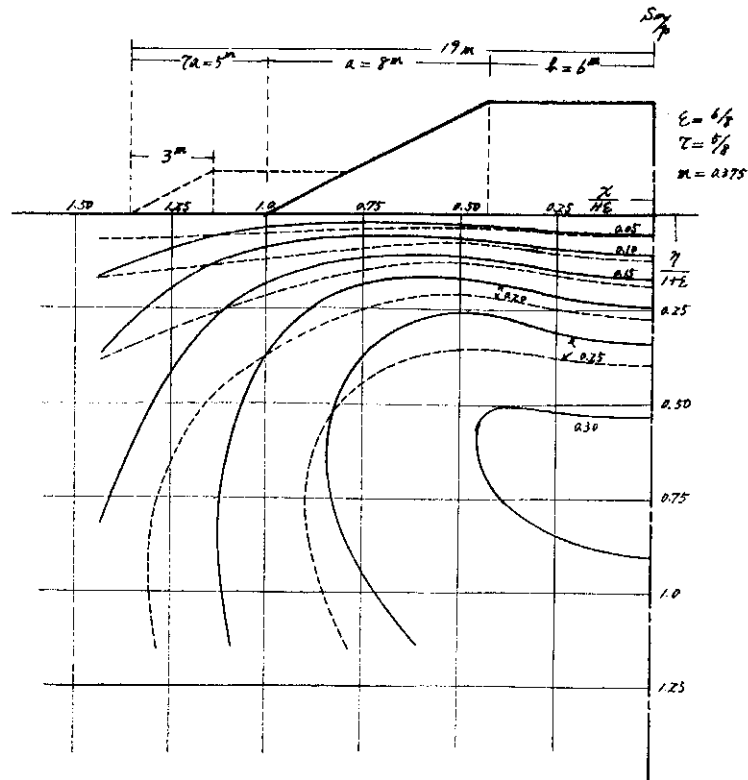
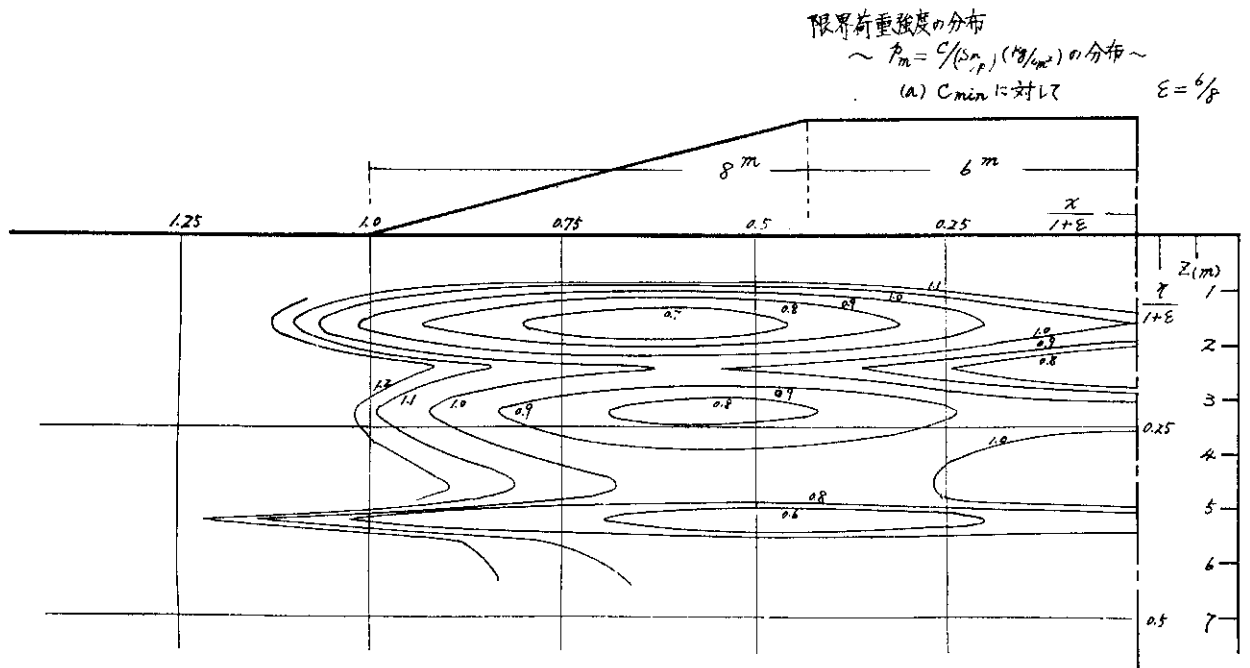
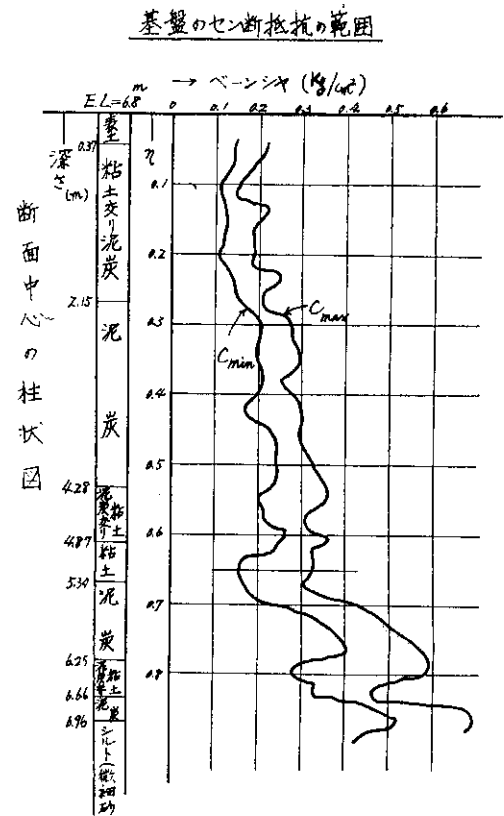
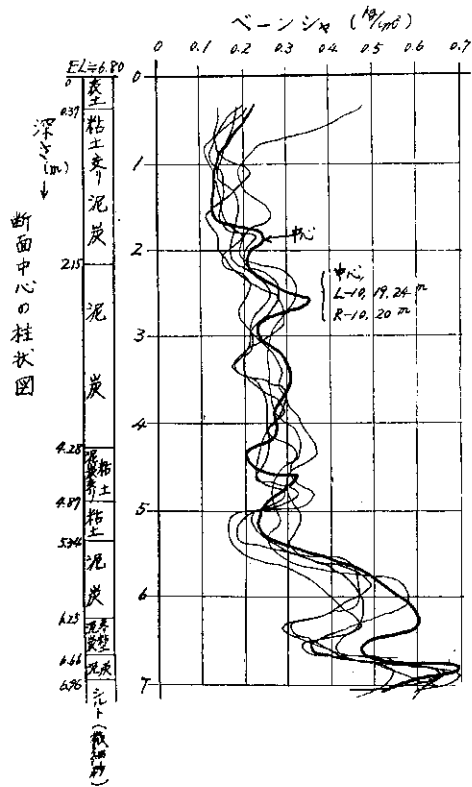


図-19

図-19はある実例についての安定計算の一部を図示したものである。この場合には $a=8\text{ m}$ 、 $b=6\text{ m}$ であるから $\varepsilon=6/8$ が原形であり、これに $\tau=5/8$ 、 $m=0.375$ の梯形抑え土をつけたときの効果を調べた例である。本例では図-20に示したベーンテストの結果で判るように深さ $6\sim 7\text{ m}$ 以下にはほぼ信頼し得る細砂層があるのでこの上層が検討の対象となる。図で判るようにここでは横断的には割合に一樣といつてよい強度分布であるが、深さ方向には成層の変化で示されているように不規則さが認められる。そこで今これらの強度分布図を一括してみると図-20-(b)のようになるから、この最小値と最大値とをそれぞれ連ねた線で強度範囲を示すと図-21のような強度範囲分布図が得られる。そこでこの最小限界値分布線 (C_{\min} -線と呼ぶ) と最大限界値分布線 (C_{\max} -線と呼ぶ) とをそれぞれ使つて原形 $\varepsilon=6/8$ に対して限界荷重強度 ($p_m = c / \left(\frac{S_m}{p} \right)$: セン断抵抗 c なる基盤内の点が盛土荷重によるその点の S_m によつて限界状態に達するときの盛土荷重強度) の分布を示すと図-22のようになる。もしここで今 $p=10\text{ ton/m}^2=1\text{ kg/cm}^2$ 程度の盛土を予定しているとするとき、 C_{\max} を期待できるとすれば基盤内の p_m の分布はこれ以上の値を示しているからさしつかえないが、 C_{\min} について吟味するとこの盛土形状に対する成層内の弱点が明瞭に描き出されてくる。すなわち基盤内には三箇所の軟弱部があり、しかも $p_m=0.6\text{ kg/cm}^2$ 以下の部分が認められ、この例では深さ 5 m 付近の粘土層が安定の支配層になりそうであることが予想される。そこで図-23のように危険指数 ($N_m = \left(\frac{S_m}{p} \right) / c$: 盛土の単位荷重強度に対するその点の危険率で



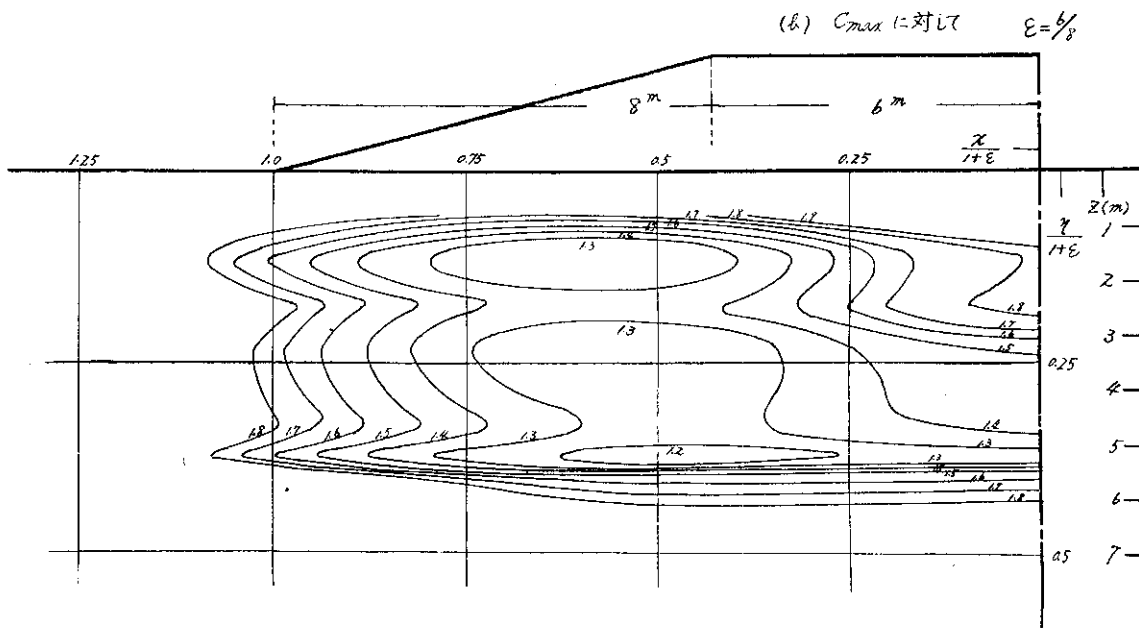


図-22-(b)

原盛土 ($\varepsilon = \frac{1}{8}$) の危険指数の分布

~ C_{max} に対し $N_m = \frac{S_m}{\rho_c} (\text{cm}^2/\text{kg})$ の分布 ~

$\varepsilon = \frac{1}{8}$

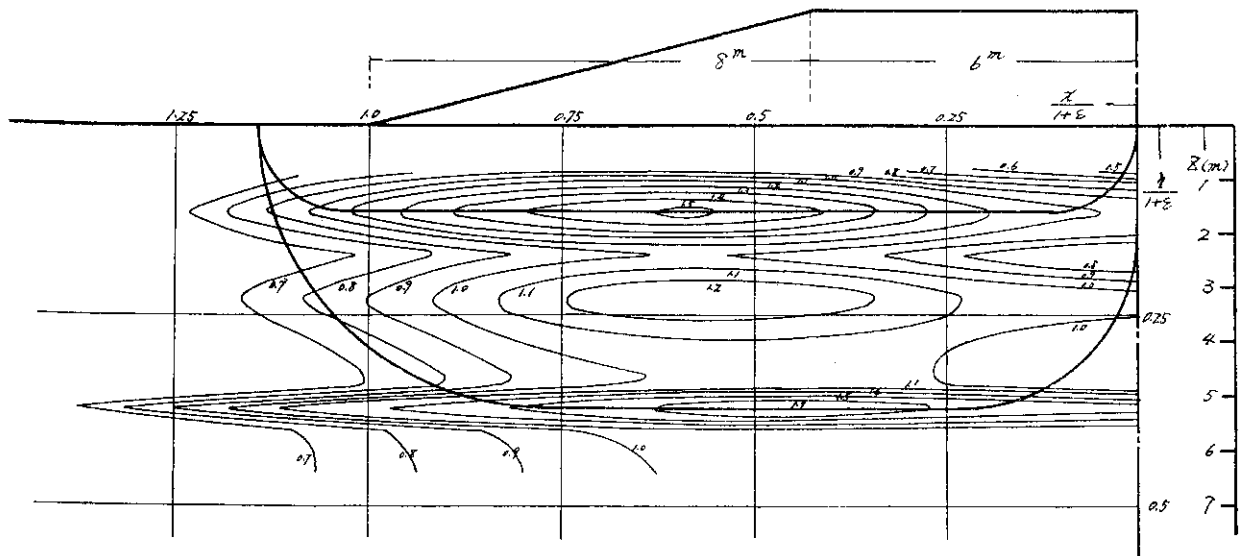


図-23

抑え盛土後の C_{min} に対する危険指数の分布

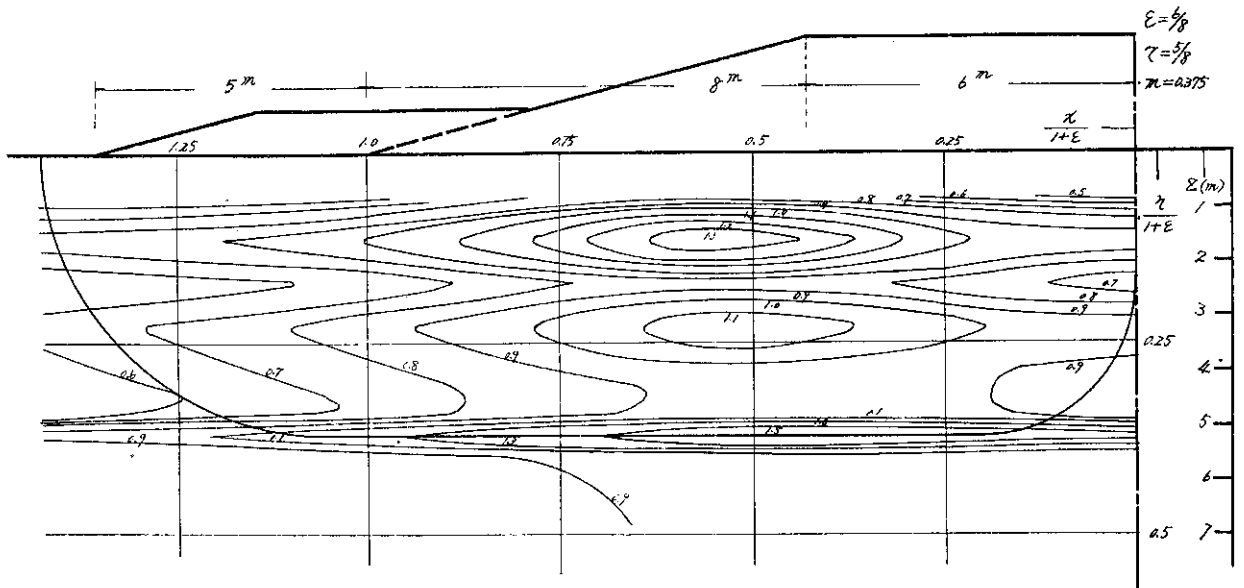


図-24

$N_m=1/p_m$ の関係にある) の分布を描き、スベリの可能性の大きいと考えられる仮想スベリ線を2本入れてこれに沿う平均危険指数 (\bar{N}_m) を求めその逆数として限界荷重強度 (\bar{p}_m) を計算してみると、浅い方の仮想スベリ線に対しては $\bar{p}_m \approx 0.99 \text{ kg/cm}^2$ であり深い方では $\bar{p}_m \approx 0.90 \text{ kg/cm}^2$ であることが判つた。したがつてスベリが起るとすれば深い方の軟弱挟み粘土層部を通るスベリ線の可能性が多いことになる。そこで $\tau=5/8$, $m=0.375$ の抑え土をしたときについて同様に図-24に示すように N_m の分布を求め $\bar{p}_m=1/\bar{N}_m$ として限界値を求めると 0.98 kg/cm^2 に増加していることが判る。これは C_{min} によつて得られる値であるから、盛土過程でサンドドレーンなどによつて基盤からの脱水を促進し圧密を速めればそれによる強度の増加をも期待にいて所期の安定度を得ることはできるのではなからうか。もちろんこの場合に安定計算としては盛土過程を段階的に分けて圧密による強化を計算にいて設計施工するのは当然である。

なおここで参考までに前章のモーメント法で本例を計算してみると、原盛土に対しては $\varepsilon=6/8$ に対して式(13)から $n_0=5.78$ であり抑え盛土をした後は $\varepsilon=6/8$, $\tau=5/8$ に対して式(17)による $m \approx 0.37$ であるからこの値を用いて抑え土施工後の n は式(16)から $n=6.29$ で $n/n_0=1.09$ である。図-19, 20の強度分布図によつて仮に $C=0.2 \text{ kg/cm}^2$ をとれば $n=6.29 \times 0.2=1.26 \text{ (kg/cm}^2)$ であり、深さ 5.5 m の値 $C=0.16 \text{ kg/cm}^2$ をとれば $n=6.29 \times 0.16=1.00 \text{ (kg/cm}^2)$ となる。またこの場合のスベリ円の諸元は原形に対して重心距離 $f=0.658 a$, $a=8 \text{ m}$, スベリ円の深さ $h=1.318 f \approx 6.9 \text{ m}$ であり、抑え土後に対しては $f=0.848 a$, $h=1.318 f \approx 8.9 \text{ m}$ となる。

したがつて原形に対しては軟弱層と細砂層の境界あたりが限界スベリ円の深さに一致して危険性が多いが、抑え盛土後の $h=8.9 \text{ m}$ は細砂層内にはいる計算になり、実際のスベリ円は細砂層の上面で抑制されることになるだろうから式(5)の適用をうけることになり今の計算よりは安定なことになる。モーメント法が平均危険指数法よりも大きな(危険側)値を与えるという傾向²⁾はこの場合にも表われている。

III. 盛土による圧密効果

(1) 盛土による基盤の圧密強化の現象について

このメモの初めに述べたように、盛土を一度に仕上げないで段階的に進めてゆくというやり方は、各段階での盛土荷重によつて基盤内の土質を圧密化することを前提とし期待しているわけである。施工中に十分な荷重で

予め圧密しておいて設計荷重によるしゅん功後の圧密沈下を少なくしようとする、いわゆる先行圧密による方法 (preloading method) というようなものの考え方はすべてこの脱水圧密による軟弱土の強化現象を利用しようとする意図にでているものである。また施工過程で十分に利用されなかつたにしてもその後の圧密現象は、沈下という不都合な点を別にすれば、基盤の強化したがつて安定度により影響を与えるという点で有効であることはたしかである。軟弱土の圧密強化を土性論的に論ずることはこのメモの目的ではないのでここでは省略するが、盛土によるこの効果がどのように表われるかを具体的な1例によつて示してみる。図-25には前に報告²⁾した国道

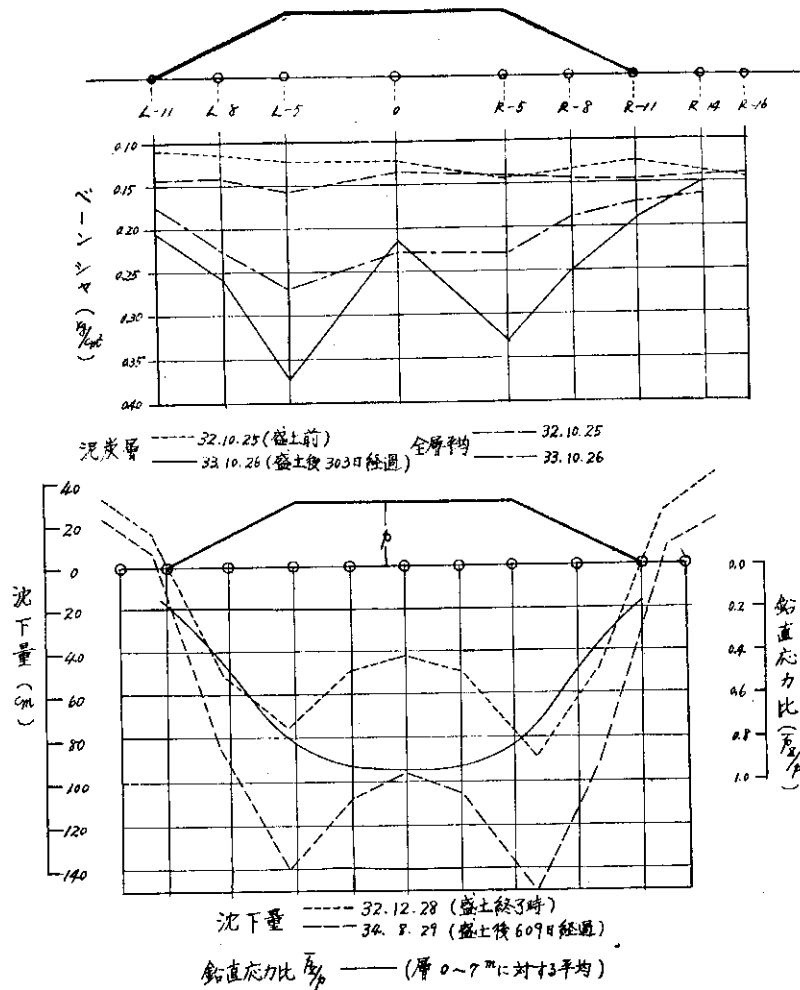


図-25

12号線改良工事の豊幌における破壊断面 ST-3.310 m の施工前と暫定断面施工後約 300 日のベーンテストの結果の比較を示している。図には表層泥炭 (0~2 m) と軟弱部全層 (0~7 m) のそれぞれの平均強度を横断分布で併示してある。この断面は法肩下付近で最下沈下量を示す特異な破壊現象を示したので圧密沈下を主とする場合のような normal な形をとつていないが要するに基盤面の沈下形状に伴う強化の様子を示していることが認められる。これは結局、基盤土の圧縮に伴う強度増加が生じていることを示すものであつて、このことはこの場合の層の圧縮量とベーンシャの増加量との関係および圧縮率 (圧縮量と原層厚との比) と強度比との関係で示した図-26によつてさらによく理解できるであろう。ここで注目すべきことは泥炭層では圧縮量、したがつて、強度増加も大きい中間粘土層 (この断面の破壊を支配したものの²⁾) ではあまり顕著な増加が期待できないということである。この点は泥炭地における安定の問題で重要な意味を持つことがらであるが、これについてはまた別の機会に述べたい。要するに圧縮に伴う強度増加があることが判つたが、この圧縮量したがつて基盤面沈下量の横断分布

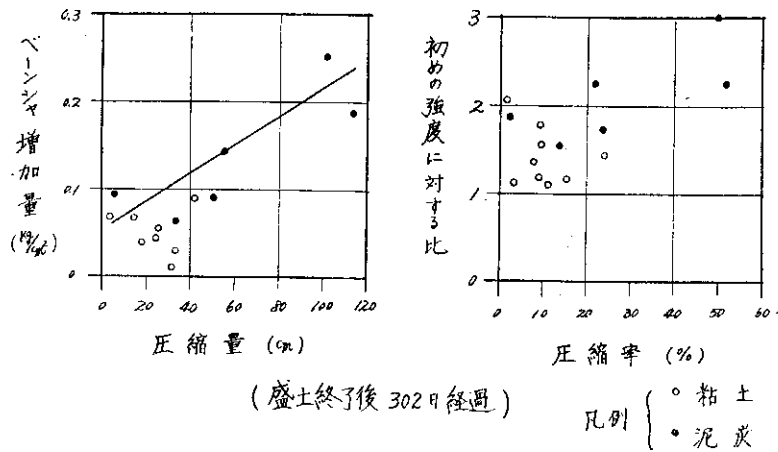


図-26

を見ると、図-24-(b)に見られるように被圧縮層 (0~7 m) 内の鉛直圧応力 p_z の分布形に随伴していることが判る。この p_z の分布図は式 (21) の表わす \bar{p}_z の被圧縮層内における鉛直分布を各横断点毎に平均して \bar{p}_z/p の形で分布を示したものである。このように \bar{p}_z/p と沈下量、強度変化がよい対応関係を示していることは、このような問題に対して弾性論を適用することの一つの力強い根拠を与えるものと考えてもよいであろう。

したがって、盛土による圧応力 p_z の分布は盛土荷量による圧密強化を利用しようとするに当つて重要な意味をもつことになる。すなわち図のように盛土の軸心付近では大きな圧応力したがって大きな強化が期待されるが法尻付近では素地状態と余り変わらないことになり盛土施工後の基盤内の強度には横断的にもかなりの不均一性が生ずることになる。この現象の顕著なところでは段階的施工などの場合特に留意すべき点であろう。

(2) 抑え盛土の効用

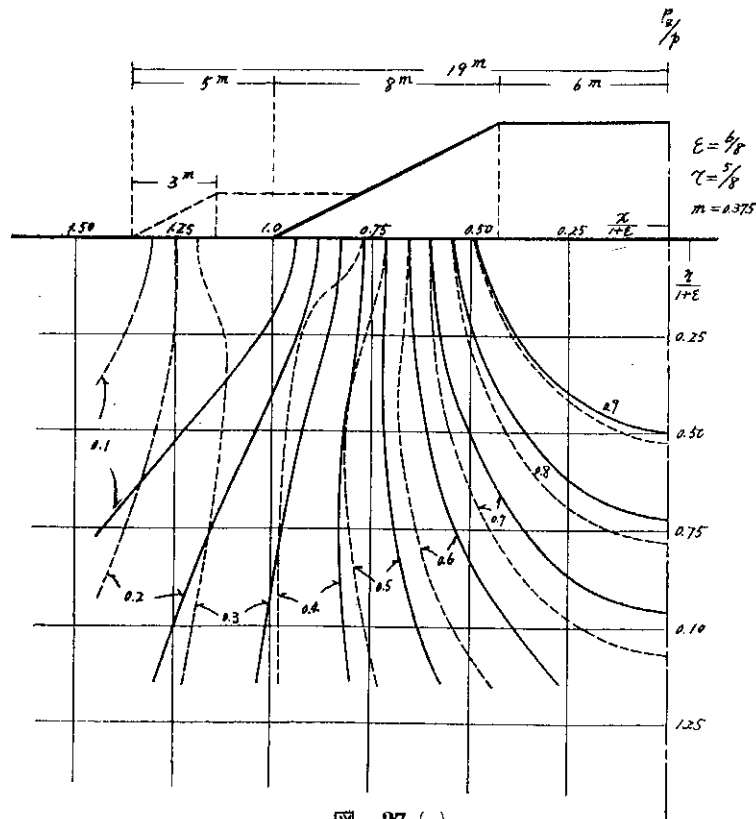


図-27-(a)

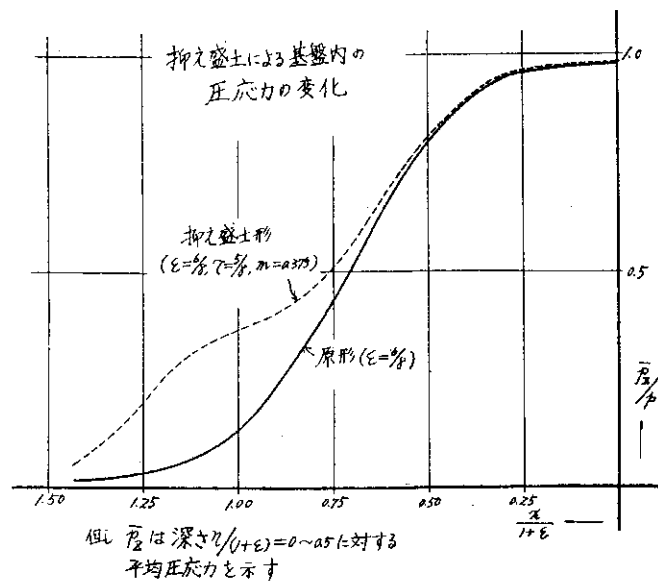


図-27-(b)

以上のような現象を考慮において抑え盛土のはたらきをみる。

図-27-(a)は図-19の例について p_z の分布を示したものであり原形 ($\epsilon=6/8$) と抑え盛土後の形 ($\tau=5/8, m=0.375$) の両方に対する値を併示した。図-27-(b)はこれをさらに $\eta/(1+\epsilon)=0.5$ (盛土全敷幅の1/4に相当する深さ) までの深さ範囲で鉛直分布を平均してこの層内での平均圧応力 (\bar{p}_z) の横断分布を示したものであるが、いずれも抑え盛土により敷幅が増すことによつて盛土下の基礎内の圧応力の増加の様子がよく判る。したがつて前節の現象を併せ考えるならば、抑え盛土によつてそれだけ圧密が進められ強度増加を期待し得ることを示すものといえよう。(これは同時にそれだけ全沈下量がふえることを意味するわけでもあるが) 抑え盛土は前章で述べたように基礎内のせん断応力を小さくするとともに圧応力を増して圧密強化にも役立つことになるのであろう。したがつて、このような意味では抑え盛土の厚さ (mh) は、前章で述べた安定度の上での問題がないか、余裕のある限り (n 値を下げてよいとき) では厚いほど圧密効果の方は大きいことになる。この考えを延長して行くところの限界を十分に使つて preloading 工法に移行して行くのであろう。

以上、思いつくままに“抑え盛土”というものについて感じていることを何の整理もなしに書き並べたので誤解がなければ幸と思つているがこの方面の仕事に當つておられる方々の御意見や現地での現象などについて聞かせて頂ければ有難いと思う。

文中の実測データは当研究室の北川光雄・松本幸光の両君によつて得られたものであり、図表の計算作図や本文浄書には奥村テル・藤田セツ子の両君を煩わした。記して謝意を表する。

- (1) 本文は開発局内のこの種の問題に関心の深い人達を対象に書いた筆者のメモである。日頃、頭のすみにおいていることを思いつくままに書き連ねるような結果になつたので、内容も文章も未整理で、乱暴な書きなぐりになつたし、重複しているところもあり誤解を招くような点もあるかもしれない。あるいは思い違いをしていることがあるのかもしれない。この種の仕事に當つておられる方々の御意見を聞かせて頂ければ有難いと思う。
- (2) 宮川 勇： 泥炭地の土質工学的調査研究，第4報，泥炭性軟弱地における築堤基礎の安定に関する研究，昭和34年3月，北海道開発局土木試験所報告，第21号。