

# 軟弱地盤上の盛土の進め方に関する一考察

——スベリ円が堅い地盤による制限を受けない場合——

佐々木 晴美\* 吉田 忠勝\*\*

## 1 まえがき

軟弱地盤における盛土工法としては、現在置換工法、サンド・ドレイン工法、予圧密工法、抑え盛土工法その他が知られているが、現場に対するこれらの工法の適用は地盤土質状況とともに経済的諸条件によつて左右されることが多い。通常、現場では基盤の強さまたは圧密強化を考慮しながら段階的に盛土を進めていく方法がとられ、所要の基盤強さが得られない場合には抑え盛土を伴つて、実施されることが少なくないようである。

泥炭性軟弱地における築堤基盤の安定ならびに抑え盛土のはたらきについては、すでに詳細な報告<sup>1)2)</sup>が行なわれており、円形スベリ面で安定平衡を考える諸方法のうちでは、スベリ面上の最大せん断応力と、その点のせん断抵抗との比で考えた危険率がスベリ面全体を通じて平均して考えたとき平衡を保つという条件で処理する平均危険指数法<sup>3)</sup>が、最も妥当な解決を与える傾向のあることが述べられているが、ここでは簡単な円形スベリ面へモーメント法により前記報告にもとづいて基盤の安定を考慮したときの盛土断面の決め方ならびに盛土の進め方を、具体的に整理し軟弱地盤において“盛りつぶし”によつて施工する場合の盛土の設計、施工に対する一つの目安ともいふべきものにまとめ、さらにそれを実例に適用して検討することとする。

また軟弱地盤に盛土を行なう場合には、その基盤に関する調査試験の実施が必要である。その調査試験方法は種々あるが<sup>4)</sup>、現場において比較的簡単に行なうことができ、しかもかなり信頼度が高いとされているものにベーンシヤ・テスト、コーンペネトロメーター・テストなどがあるが、とくにオランダ式コーンペネトロメーター・テストは測定可能な強さの範囲が広く、しかも操作が簡単で迅速に測定でき基盤内におけるスベリ円の深さを制限するような堅い地盤の探索をも容易に行なうことができるので、今後一層この種の調査に活用されるであろう。写真-1は現場におけるオランダ式コーンペネトロメーター・テストの実施状況を示す。

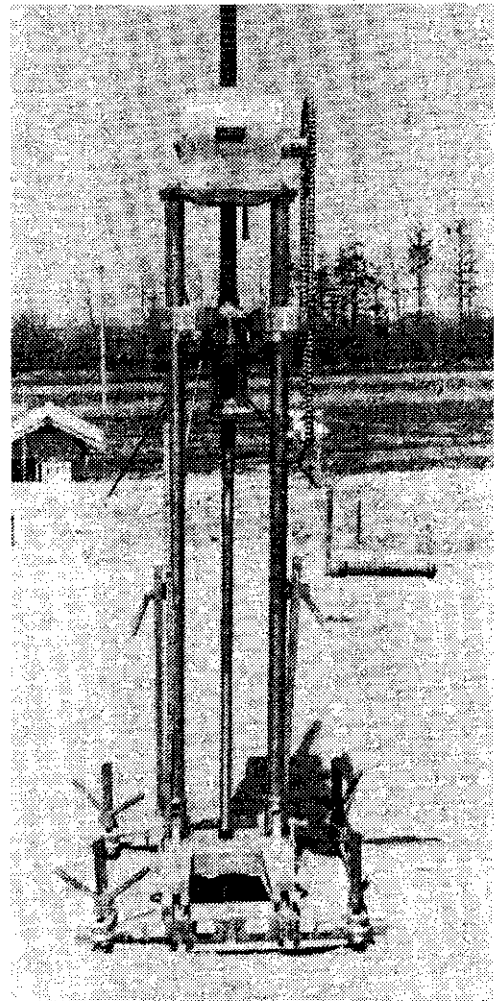


写真-1 オランダ式コーンペネトロメーター

## 2 設計原断面（梯形）の安定性の検討

盛土の高さは路面または築堤天端の formation level により決められ、法勾配は法面の安定条件から定められるが、このようにして決定された梯形原断面に対して基盤の安定を検討しなければならない。

今、図-1のような任意の盛土形状に対して盛土は線荷重の集合体で0軸を境にしてその左または右の部分が一体として回転し、そ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ものと考え、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

\* 土質研究室，主任研究員 \*\* 同室

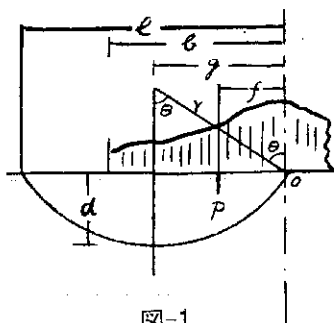


図-1

の釣り合から式(1)が得られ、平衡の限界状態に対して式(2)が得られる。

$$P = \frac{(g^2 + d^2)^2 \sin^{-1}\{2gd/(g^2 + d^2)\}}{2d^2(g-f)} \cdot C \quad (1)$$

$$d = 1.318f \quad (2)$$

したがって地盤調査によりスベリ円の深さに制限を与えるような堅い地盤の深さ ( $d_0$ ) と式(2)で与えられるスベリ円の深さ ( $d$ ) とについて

$$d_0 \geq d = 1.318f \quad (3)$$

なる関係を検討しなければならないが、ここではスベリ円の深さが堅い地盤による制限を受けない場合、すなわち  $d_0 > d = 1.318f$  なる場合について考えると図-2において対称軸上における荷重強度 ( $P$ ) の限界値として

$$P_{min} = n_0 C \quad (4)$$

$$n_0 = 22 \frac{\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}}{(2\epsilon + 1)^2}$$

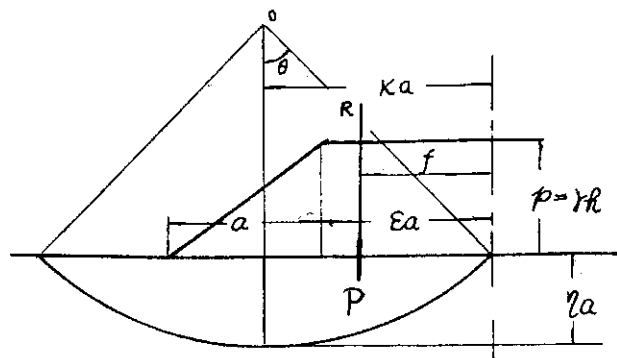


図-2

が得られ、また同図における盛土断面の形状係数 ( $\epsilon$ ) と平衡の限界状態における  $K_0$ ,  $\eta_0$ ,  $n_0$  との関係は図-3に示される。

なお梯形断面の重心距離 ( $f$ ) は次式で与えられる。

$$f = \frac{\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}}{2\epsilon + 1} a \quad (5)$$

図-3によれば梯形原断面が決められると、その断面の形状係数 ( $\epsilon$ ) に対して平衡限界状態における安定係数 ( $n_0$ ) が決まり式(4)により対称軸上の荷重強度 ( $P_{min}$ ) が求められ、さらに  $P_{min} = \gamma \cdot h_{min}$  ( $\gamma$ : 盛土密度) により

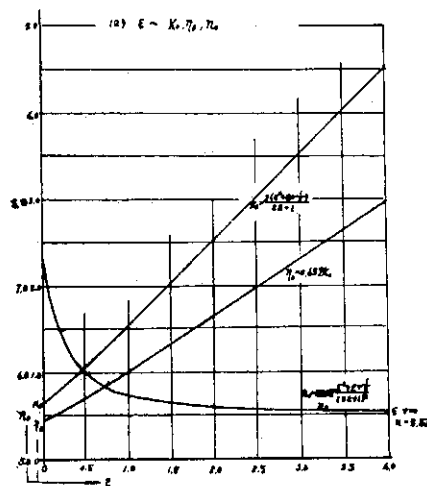


図-3 モーメント法によるスベリ円の位置と安定係数

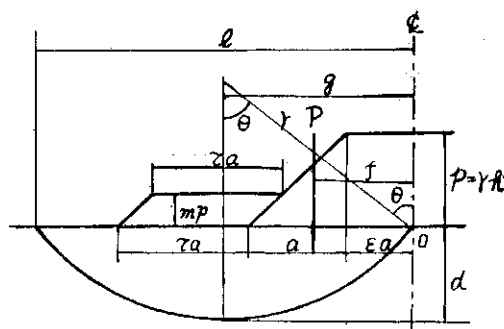
対称軸上における限界盛高 ( $h_{min}$ ) が得られる。したがって上のようにして求められた  $h_{min}$  と、すでに決められている梯形原断面の盛高 ( $h_i$ ) とを比較して  $h_i > h_{min}$  なるときにはなんらかの方法によつて基礎の安定を保持せしめ  $h_i \leq h_{min}$  なるようにしなければならない。

また同図により  $h_i \leq h_{min}$  とするような  $n_0$  を与える  $\epsilon$  を盛土断面に適用できるか否かを検討することもできる。

以上のような検討の結果  $h_i > h_{min}$  となり、これに対する基礎安定保持の一方法として抑え盛土を採用する場合には、その断面決定のための検討が必要となる。

### 3 抑え盛土断面の決定

抑え盛土断面において図-4のように記号を決めると、抑え盛土を含む盛土全重量 ( $P$ )、0 軸からの重心距離 ( $f$ ) は式(6), (7)で表わされ平衡の限界状態における対称



記号  $g$ : 0 軸からスベリ円の中心までの水平距離  
 $f$ : 0 軸から盛土の重心までの水平距離  
 $d$ : 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)  
 $2\theta$ : スベリ円弧を挟む中心角  
 $P$ : 盛土の全重量

図-4 抑え盛土標準断面図

軸上の荷重強度 ( $p$ ) および安定係数 ( $n$ ) は式(8)で表われる。

$$P = (2\epsilon + 2m\tau + 1)pa/2 \quad (6)$$

$$f = \frac{(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}}{2\epsilon + 2m\tau + 1} a \quad (7)$$

$$\left. \begin{aligned} p &= nc \\ n &= 22[(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}] / (2\epsilon + 2m\tau + 1)^2 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式(8)から抑え盛土の敷幅 ( $\tau a$ ) が一定 (ただし  $\tau \neq 0$ ) のときに安定係数を最大にするような  $m$  の値は式 (9) で与えられる。

$$m = \frac{\tau(2\epsilon + 1) + 2(\epsilon + \frac{1}{3})}{2[(2\epsilon + 1) + \tau\{2(\epsilon + 1) + \tau\}]} \quad (9)$$

安定係数が最大になるときの  $\tau$  と諸係数の関係を  $\epsilon = 0.1, 0.2, \dots, 1.0$  についてまとめたものを 図-5 (a)~(j) に示す。同図により、梯形原断面の対称軸上における盛高 ( $h$ ), 形状係数 ( $\epsilon$ ) は既知であるから盛土密度 ( $\tau$ ) が与えられるならば、必要なしかも可能な簡図内で最も大きな安定係数 ( $n$ ) が決まり、その  $n$  に対応する  $\tau$  と  $m$  の組み合わせを得ることができる。なお、同図において

$n/n_0$  は梯形原断面に対する安定係数の比  $m\tau / \frac{(1+2\epsilon)}{2}$  は原盛土に対する抑え土の体積比を示す。

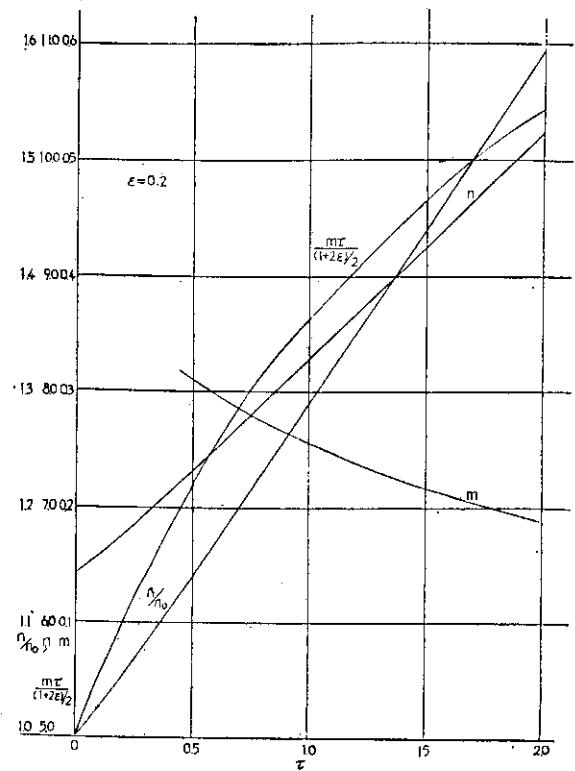


図-5 (b)

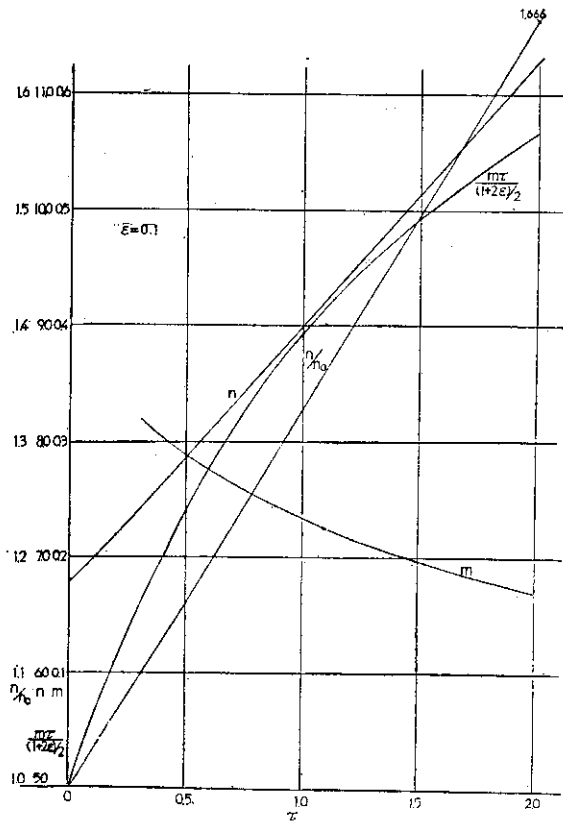


図-5 (a) 安定係数が最大になるときの  $\tau$  と諸係数の関係

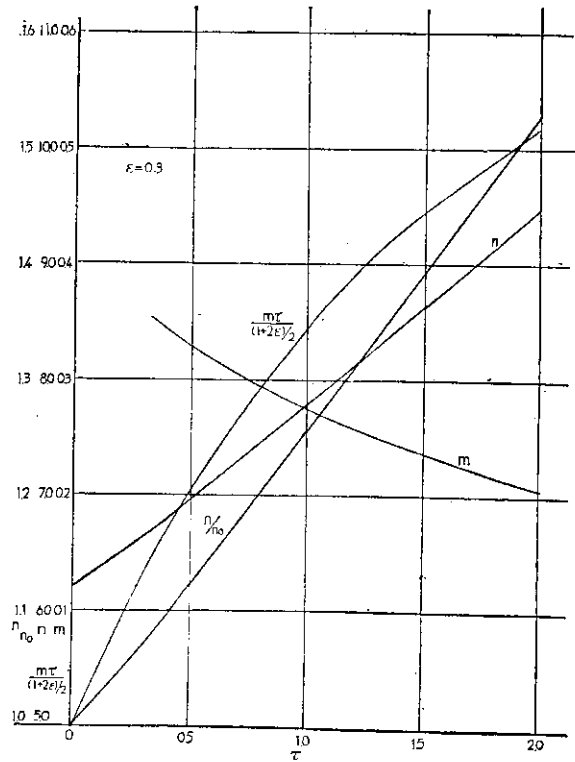


図-5 (c)

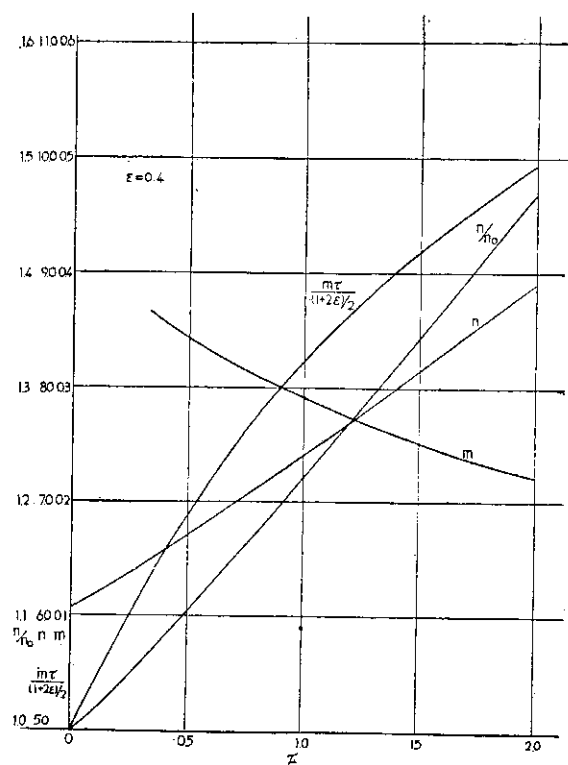


図-5 (d)

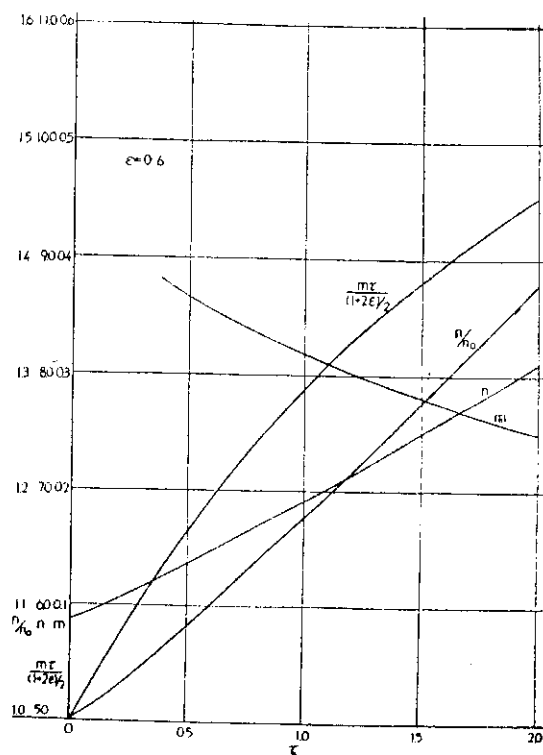


図-5 (f)

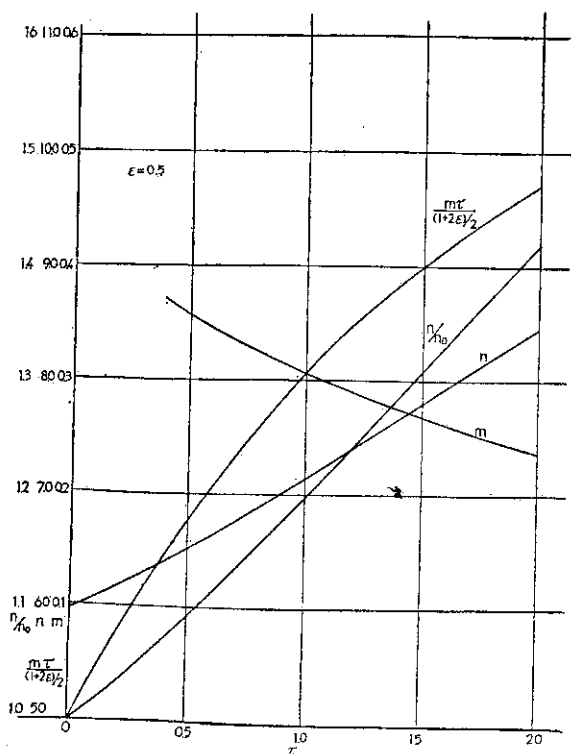


図-5 (e)

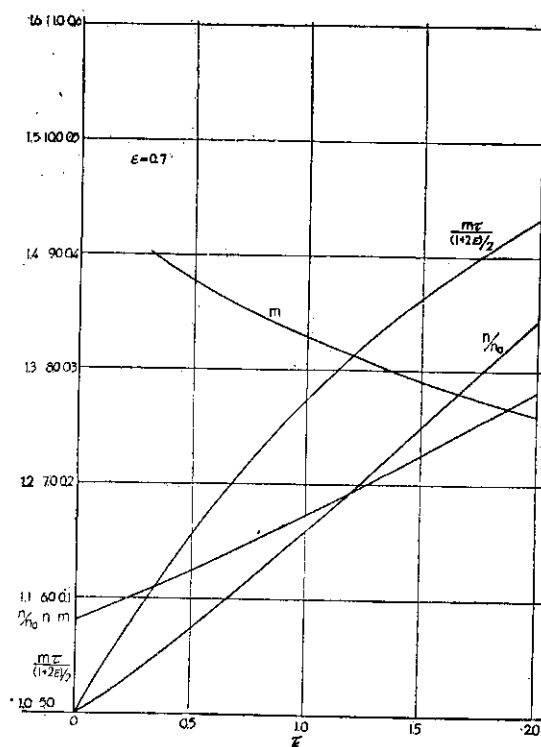


図-5 (g)

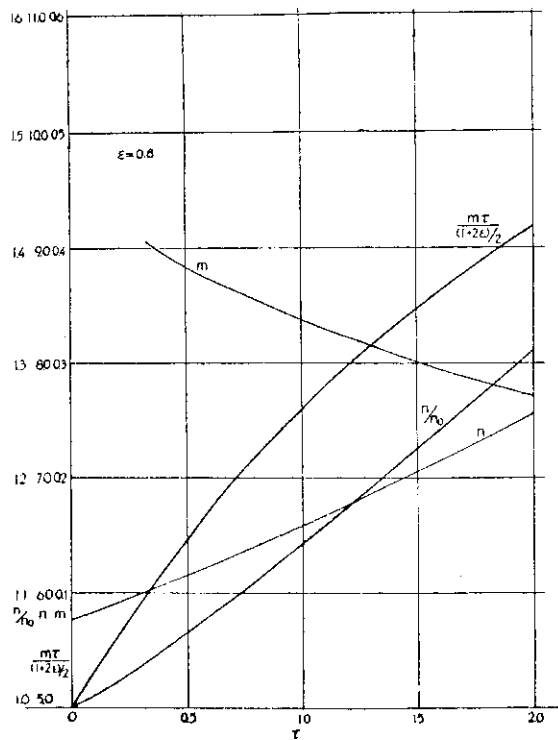


図-5 (h)

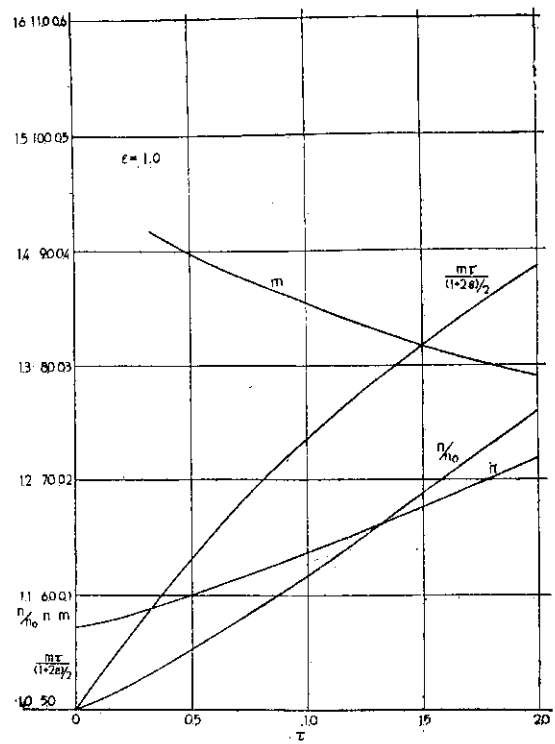
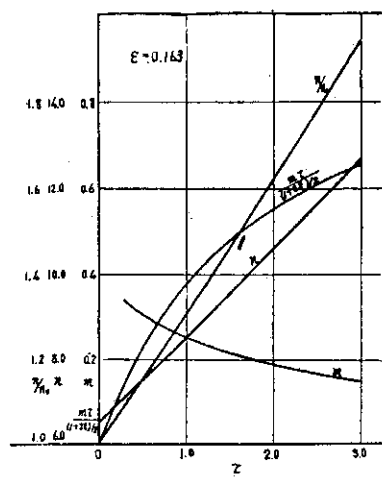


図-5 (j)

測点 No. 1



測点 No. 2

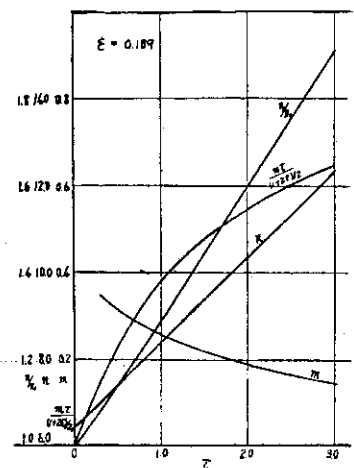


図-5' 安定係数が最大になるときの  $\tau$  と諸係数の関係(例示)

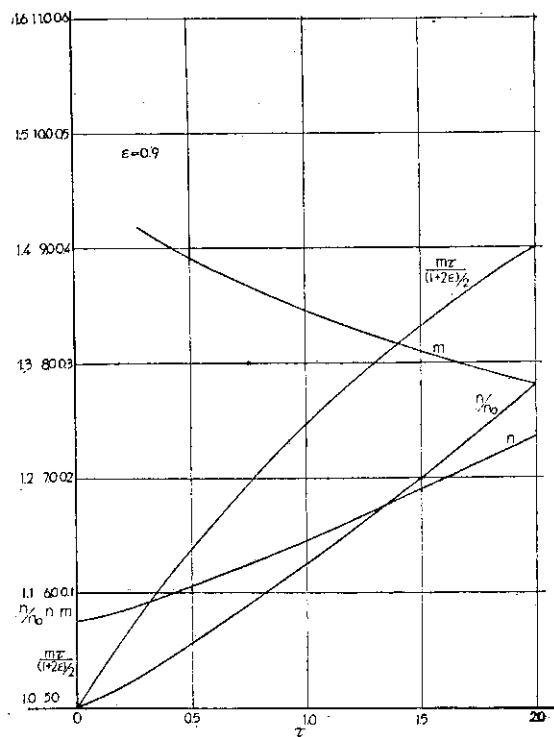


図-5 (i)

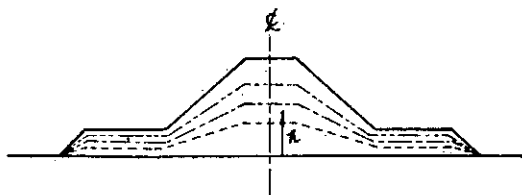
このようにして抑え盛土を有する盛土断面を決定することができるが、多くの場合その間に盛土荷重による基盤の圧密強化を期待し、なんらかの方法により全盛土終了時における基盤の増加強度を推定し、その推定強度に対して必要な  $n$  を決めるのである。このように基盤の圧密強化を考慮して断面を決めるときには、盛土過程において基盤を破壊させないように圧密強化の進行状況に対応させながら盛土を進めていく施工管理が必要である。

#### 4 基盤の圧密強化を考慮したときの盛土の進め方

まず盛高 ( $h$ ) と、それに必要な基盤土質のせん断強度 ( $C$ ) の関係を求めると、図-6 (a) に示すように形状係数 ( $\epsilon$ ) が不変で盛土が行なわれるとした場合には式(8)より

$$C = \frac{p}{n} = \frac{(2\epsilon + 2m\tau + 1)^2}{22[(\epsilon^2 + \epsilon + \frac{1}{3}) + m\tau\{2(\epsilon + 1) + (\tau - m)\}]} \tau h \quad (10)$$

(a)  $\epsilon, \tau, m$  が不変の場合



(b) 法勾配が不変の場合

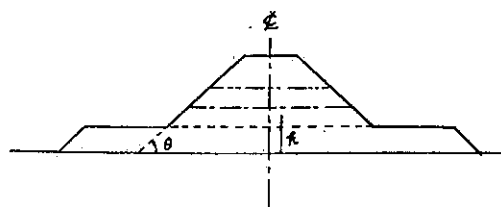


図-6 計算において考慮した盛土の進め方

となり、この場合の必要な基盤強度 ( $C$ ) は  $\epsilon, \tau, m$ , および  $r$  を与えれば盛高 ( $h$ ) の増加に応じて直線的に増大することが知られる。しかし実際には図-6(b) に示すように一定の法勾配を保ちながら盛土を進めていくと考えるのが妥当であろう。この場合の盛土全重量 ( $P$ ) は

$$P = \left\{ 2\tau ma^2 \tan \theta + 2a(1 + \epsilon)h - h^2 \cot \theta \right\} \tau / 2 \quad (11)$$

$$\text{ただし } a \tan \theta \geq h \geq ma \tan \theta$$

で表わされ、さらに平衡の限界状態における関係式  $P = 11fC$  から盛高 ( $h$ ) に対する必要な基盤強度 ( $C$ ) は

$$C = \left\{ \frac{3h^4 \cot^2 \theta - 12a(1 + \epsilon)h^3 \cot \theta + 12a^2[(1 + \epsilon)^2 - \tau m]h^2}{h^3 \cot^2 \theta - 3a(1 + \epsilon)h^2 \cot \theta + 3a^2(1 + \epsilon)^2} + \frac{24\tau ma^3(1 + \epsilon)h \tan \theta + 12\tau^2 m^2 a^3 \tan \theta}{+ 3\tau ma^3(\tau - m + 2\epsilon + 2) \tan \theta} \right\} \tau / 2 \quad (12)$$

で表わされる。

また盛土荷重による基盤の圧密強化については、1 級

国道 12 号線 豊幌～幌向間 改良工事における現在までの調査資料によると、初期地盤強度 ( $C_0$ ) 圧密後の強度増加を含む全強度 ( $C'$ ) 盛土による平均荷重強度 ( $p_m$ ) との間には、ほぼ  $C' = C_0 + \frac{1}{4}p_m$  のような関係を見出すことができる。ただしこの調査資料は盛土荷重強度が約  $5 \text{ t/m}^2$  以下のもので、まだこれより大きな荷重強度に対する資料は得られていないが、 $10 \text{ t/m}^2$  程度の荷重強度に対しても上記豊幌の場合と近似した結果を得ている事例<sup>5)</sup>がある。

このような基盤の圧密強化の進行状況を観測する方法としては、静的コーンペネトロメーター・テスト、ベーンシヤ・テストなどの原位置試験のほか、サンプリングによる試料のせん断試験などにより直接強度の増加を測定する方法、間隙水圧の測定により圧密度を推定しこれより強度の増加を推定する方法、基盤および基盤内における沈下の測定により土層の圧縮率の推移を知り、これから強度の増加を推定する方法などが考えられ、また基盤を破壊させないように盛土施工を行なうための消極的なながらも最も簡単な方法として側方のふくれ上がり、ふくれ出し量の測定、監視を行なうことも有効である。

#### 5 例 示

次に自然状態における強度 ( $C$ ) が  $2 \text{ t/m}^2$  堅い地盤の深さがスベリ円を制限しないだけ、十分大きい均質な基盤に図-7 に示すような断面の盛土を行なう場合について検討する。基盤は盛土による圧密によりそれぞれ  $2.5 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 1)  $2.4 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 2)  $2.3 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 3)  $2.2 \text{ t/m}^2$  (測点 No. 4) まで強度増加するものと仮定し、また盛土密度は  $1.7 \text{ t/m}^3$  とする。

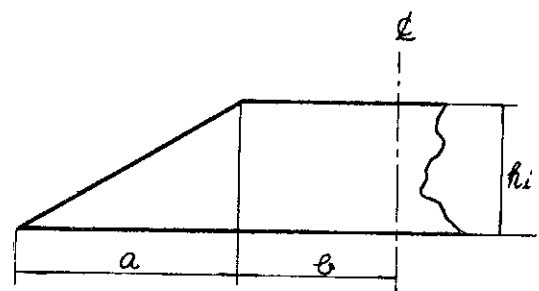


図-7 梯形原断面

| 測 点   | a    | b   | $\epsilon = \frac{b}{a}$ | hi    |
|-------|------|-----|--------------------------|-------|
| No. 1 | 21.5 | 3.5 | 0.163                    | 13.93 |
| No. 2 | 18.5 | 3.5 | 0.189                    | 11.14 |
| No. 3 | 11.5 | 3.5 | 0.304                    | 6.75  |
| No. 4 | 5.0  | 3.5 | 0.700                    | 2.49  |

まず設計原断面についてその安定性を含味すると、対

表-1 設計原断面（梯形断面）に対する安定計算結果

| 測 点   | $\varepsilon$ | $a$  | $f$  | $1.318f$ | $n_0$ | $P_{min}$  |             | $h_{min}$  |             | 設盛土<br>計高<br>$hi$ |
|-------|---------------|------|------|----------|-------|------------|-------------|------------|-------------|-------------------|
|       |               |      |      |          |       | $C=2t/m^2$ | $C'(t/m^2)$ | $C=2t/m^2$ | $C'(t/m^2)$ |                   |
| No. 1 | 0.163         | 21.5 | 8.47 | 11.17    | 6.53  | 13.06      | 16.34       | 7.69       | 9.61        | <13.93            |
| No. 2 | 0.189         | 18.5 | 7.49 | 9.88     | 6.47  | 12.94      | 15.52       | 7.61       | 9.13        | <11.14            |
| No. 3 | 0.304         | 11.5 | 5.22 | 6.88     | 6.20  | 12.40      | 14.27       | 7.30       | 8.39        | > 6.75            |
| No. 4 | 0.700         | 5.0  | 3.18 | 4.19     | 5.81  | 11.62      | 12.78       | 6.83       | 7.52        | > 2.49            |

(註) 1) 記号は図-2 参照,

2)  $C$  = 自然地盤の強さ

$C'$  = 盛土過程における圧密強化後の地盤の強さ (仮定値)

測点 No. 1:  $2.5 t/m^2$

No. 2:  $2.4 t/m^2$

No. 3:  $2.3 t/m^2$

No. 4:  $2.2 t/m^2$

称軸上における盛土荷重強度 ( $p$ ) の限界値は式(4)を適用して算出され表-1 に示すような結果が得られる。すなわち自然状態および圧密強化後の基盤の強さに対する限界盛高 ( $h_{min}$ ) は, 原断面の盛高 ( $hi$ ) に比較して測点 No. 1, No. 2 では小さく測点 No. 3, No. 4 では大きく, したがって基盤の安定については前 2 者では不可, 後 2 者では可ということが知られる。

次に測点 No. 1, No. 2 の 2 断面に対してどのような抑え盛土をすればよいかを検討すると, 測点 No. 1, No.

2 において梯形原断面の対称軸上の盛高 ( $hi$ ) が与えられているのであるから, 上述したように盛土密度 ( $r$ ) を  $1.7 t/m^3$ , 自然状態における基盤強度 ( $C$ ) を  $2.0 t/m^2$ , 圧密後の強度増加を含む全強度 ( $C'$ ) を  $2.5 t/m^2$  (測点 No. 1)  $2.4 t/m^2$  (測点 No. 2) として, 限界状態における関係式  $P=nc$  から必要な安定係数 ( $n$ ) を求め, これに対応する  $n$  を最大ならしめる  $\tau$  と  $m$  の組み合わせを図-5' から求めた結果を表-2 および図-8 に示す。このような断面を有する盛土を基盤の圧密強化を考慮しながら

表-2 抑え盛土計算結果

| 測 点   | $\varepsilon$ | $a$  | $h$   | 所要安定係数<br>$n$ | $\tau$ | $m$   | 原形に対する安定係数の比<br>$n/n_0$ | 原盛土に対する抑え盛土の体積比<br>$m\tau/n+2\varepsilon/2$ | 抑え盛土数幅<br>$\tau a$ | 抑え盛土高さ<br>$mh$ | $\frac{1}{2} \times$ 全数幅<br>$\tau a + \varepsilon a + a$ | $f$   | $g$   |
|-------|---------------|------|-------|---------------|--------|-------|-------------------------|---------------------------------------------|--------------------|----------------|----------------------------------------------------------|-------|-------|
| No. 1 | 0.163         | 21.5 | 13.93 | 11.841        | 2.55   | 0.158 | 1.796                   | 0.612                                       | 54.83              | 2.20           | 79.83                                                    | 24.45 | 48.90 |
|       |               |      |       | 9.472         | 1.45   | 0.214 | 1.443                   | 0.470                                       | 31.18              | 2.98           | 56.18                                                    | 17.97 | 35.94 |
| No. 2 | 0.189         | 18.5 | 11.14 | 9.469         | 1.55   | 0.217 | 1.460                   | 0.487                                       | 28.67              | 2.42           | 50.67                                                    | 16.37 | 32.74 |
|       |               |      |       | 7.891         | 0.75   | 0.282 | 1.215                   | 0.310                                       | 13.87              | 3.14           | 35.87                                                    | 11.91 | 23.82 |

ただし盛土密度  $r=1.7 t/m^3$ , 自然地盤の強さ  $C=2.0 t/m^2$ , 圧密強化後の基盤の強さ  $C'=2.5 t/m^2$  (測点 No. 1)  $2.4 t/m^2$  (測点 No. 2) とする。

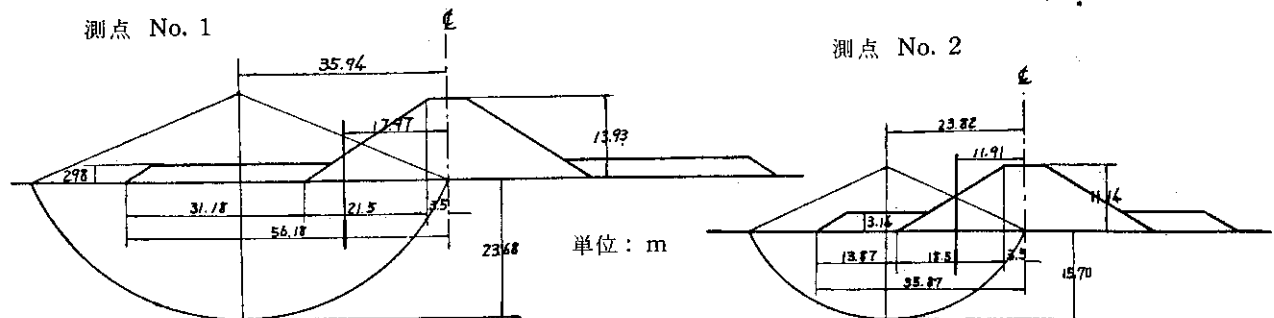


図-8 算定された抑え盛土断面

進めていく場合について検討すると、まず盛土過程において形状係数  $\epsilon$  を不変としたときには、式(10)により盛高 ( $h$ ) に対して必要な基盤強度 ( $C$ ) に次のように表わされ

測点 No. 1;  $C=0.179h$

測点 No. 2;  $C=0.215h$

また一定の法勾配を保持させながら盛土を進めていくものとした場合には式(12)により

測点 No. 1;  $C=0.077$

$$\times \frac{7.143h^4 - 462.983h^3 + 5784.360h^2 + 55776.783h + 103665.276}{2.381h^3 - 115.746h^2 + 1876.273h + 21354.299}$$

ただし  $13.93 \geq h \geq 2.98$

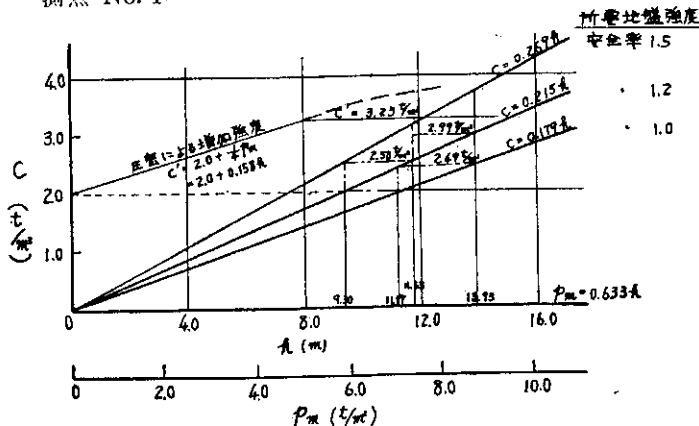
測点 No. 2;  $C=0.077$

$$\times \frac{8.277h^4 - 438.434h^3 + 4938.834h^2 + 22999.980h + 22778.052}{2.759h^3 - 109.609h^2 + 1451.825h + 6882.960}$$

ただし  $11.14 \geq h \geq 3.14$

で表わされる。ここでは、基盤の圧密強化は前記のように盛土の平均荷重強度が  $5 \text{ t/m}^2$  までは  $C' = C_0 + \frac{1}{4} P_m$  なる関係で進行するものとし、それ以上の荷重強度に対する増加強度 ( $C'$ ) は  $P_m = 5 \text{ t/m}^2$  における  $C'$  ( $3.25 \text{ t/m}^2$ ) に等しいものとする、両測点における盛土の進め方は

測点 No. 1



測点 No. 2

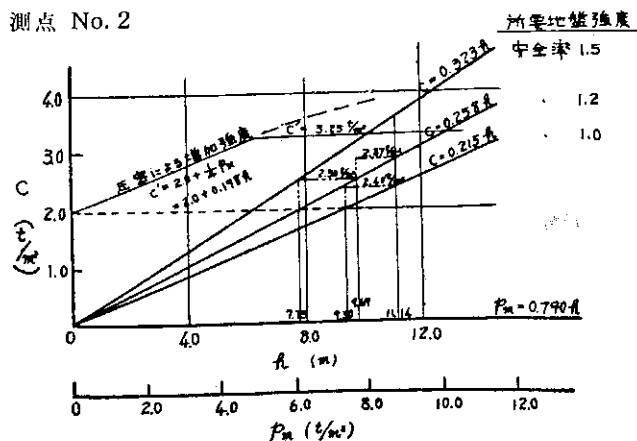


図-9 基盤の圧密強化と盛土の進め方 ( $\epsilon, \tau, m$  不変の場合)

図-9 または図-10 に示すように行なうことが考えられる。しかし実際には同図において破線で示した曲線のように圧密による増加強度 ( $C'$ ) が変化していくものと推定されるので、 $C'$  は  $P_m$  が  $5 \text{ t/m}^2$  以上でも最終的な値として常に  $3.25 \text{ t/m}^2$  となるとする考え方は安全側にあるといえる。

今測点 No. 1 において  $\epsilon, \tau, m$  が不変で盛土施工が進められるとした場合を考えると、図-9 に示されている

ように、まず所要地盤強度に対

する安全率を 1 とするときには

初期地盤強度  $2 \text{ t/m}^2$  に対する

対称軸上の限界盛高は  $11.17 \text{ m}$

となり、盛高  $11.17 \text{ m}$  の盛土に

対して基盤強度が圧密強化によ

り  $2.49 \text{ t/m}^2$  まで増大したとき

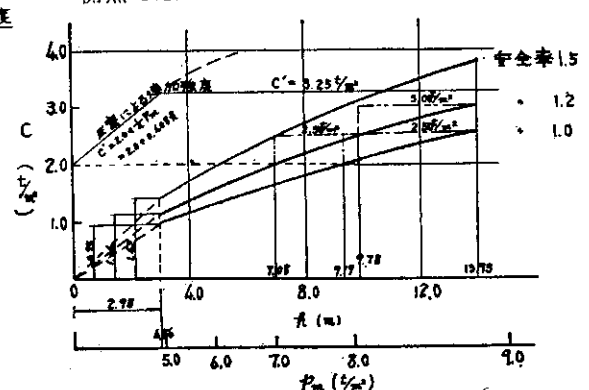
に設計盛高  $13.93 \text{ m}$  まで盛り上げることが可能であり、次に安全率 1.2 をもつて盛土施工を行なうときには

初期地盤強度  $2 \text{ t/m}^2$  に対しては  $9.30 \text{ m}$  まで盛ることが

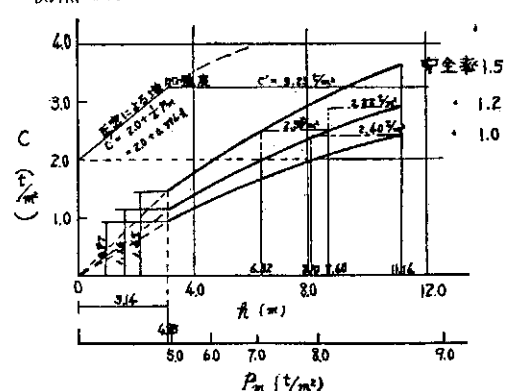
でき、この盛土荷重による圧密強化により基盤強度が

$2.50 \text{ t/m}^2$  に達したときに  $11.63 \text{ m}$  まで盛り上げ、さら

測点 No. 1



測点 No. 2



註 抑え盛土高さ ( $mh$ ) までは  $\epsilon, \tau, m$  が不変で盛土が行なわれるものとし、 $C \sim h$  の関係を点線で示す。

図-10 基盤の圧密強化と盛土の進め方 (法勾配不変の場合)

にこの盛土荷重に対して基盤強度が  $2.99 \text{ t/m}^2$  まで圧密強化されたときに設計盛高  $13.93 \text{ m}$  まで盛り上げることができるという結果を得る。すでに述べたような考え方により基盤強度 ( $C'$ ) が最終的に  $3.25 \text{ t/m}^2$  に達するものと推定すると、抑え盛土の計算結果に対する最終的な安全率は  $S.F. = \frac{3.25}{2.5} = 1.30$  となることが知られる。なお測点 No. 1 における上記のような盛土の進め方は図-9 から考えられる方法のうちの一例に過ぎず、基盤の圧密強化の推移を調べながら現場条件に最も適した盛土の進め方を適用すればよいわけである。

他の場合についても同様に図-9, 10 を適用すればよいのであるが、この2つの図に示された結果からわかるように盛土過程において  $\epsilon$ ,  $\tau$ ,  $m$  が不変であるとした場合は、法勾配一定とした場合に比べて危険側の結果を与えることとなり、実際の盛土施工状況からいっても後者の場合について検討すべきである。

### 6 む す び

以上堅い地盤がスベリ円を制限することがないだけ十分深いところにあり、かつ均質であるような軟弱地盤における盛土の進め方を前記報告<sup>1)2)</sup> にもとづき比較的簡単な円形スベリ円～モーメント法を適用した場合について検討したが、この方法による場合に最も重要な問題は基盤圧密強化の経時的変化の把握であり、適正な施工管

理である。また冒頭にも述べたように円形スベリ面で安定平衡を考える諸方法のうちで最も妥当な解決を与えるとしていた平均危険指数法<sup>1)</sup>に比較して、ここでとりあげたモーメント法は幾分危険側の結果を与えることなどを考慮すると、安全率は大きめにとるのが妥当かも知れない。この問題は今後の調査研究によらなければならないだろう。

なおこの報文は土質研究室長宮川技官の指導によるところが大きい。

### 参 考 文 献

- 1) 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盤の安定に関する研究，土木試験所報告第21号 昭和34年3月
- 2) 宮川 勇； 抑え盛土のはたらき～管見～ 土木試験所月報第79号 1960年2月
- 3) 土質に関する講習会資料 北海道開発局 昭和36年2月
- 4) 宮川 勇他； 泥炭性軟弱地における道路盛土の安定性について 1級国道12号線札幌～滝川間の内豊幌～幌向間改良工事調査試験報告 第3報 昭和34年度，第4報 昭和35年度
- 5) 石井靖丸； 軟弱地盤工法

## 月 報 101 号 正 誤 表

### 軟弱地盤における盛土の進め方について

| 頁  | 項     | 正                                                            | 誤                                                         |
|----|-------|--------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| 9  | (4)   | $P_{min} =$                                                  | $P_{min} =$                                               |
| 13 | (11)  | $atan \theta \geq$                                           | $atan \geq$                                               |
| 13 | (12)  | $\frac{+12 \tau^2 m^3 a^4 \tan^2 \theta}{\dots} \Bigg] r/22$ | $\frac{+12 \tau^2 m^2 a^3 \tan \theta}{\dots} \Bigg] r/2$ |
| 14 | 右6行目  | $P =$                                                        | $P =$                                                     |
| 14 | 表一2   | $m\tau/(1+2\epsilon)/2$                                      | $m\tau/n+2\epsilon/2$                                     |
| 15 | 左18行目 | $P_m =$                                                      | $P_m =$                                                   |
| 15 | 右4行目  | $P_m$                                                        | $P_m$                                                     |

月報 101 号 正 誤 表

軟弱地盤における盛土の進め方について

| 頁  | 項       | 正                                                  | 誤                                               |
|----|---------|----------------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| 9  | (4)     | $P_{min} =$                                        | $P_{min} =$                                     |
| 13 | (11)    | $atan \theta \geq$                                 | $atan \geq$                                     |
| 13 | (12)    | $\frac{+12 \tau^2 m^2 a^4 \tan^2 \theta}{\tau/22}$ | $\frac{+12 \tau^2 m^2 a^3 \tan \theta}{\tau/2}$ |
| 14 | 右 6 行目  | $P =$                                              | $P =$                                           |
| 14 | 表 — 2   | $m\tau/(1+2\epsilon)/2$                            | $m\tau/n+2\epsilon/2$                           |
| 15 | 左 18 行目 | $P m =$                                            | $P m =$                                         |
| 15 | 右 4 行目  | $P m$                                              | $P m$                                           |