

# 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験〔X〕

## ——模型実験結果の解析——

Laboratory Study on Reinforcing of Sand Slope with Steel Bars

——Analysis of Model Test Results——

龍岡 文夫\*・浜田 英治\*\*

Fumio TATSUOKA and Eiji HAMADA

### 1. はじめに

長さ  $L=30$  cm の補強材を一層に配置した場合の実験結果<sup>25)</sup>の解析を行った。その結果、模型補強斜面の安定解析も、通常の円弧すべり安定解析法を修正して適用しうるのであることがわかった。

### 2. 安定解析法

簡易 Bishop 法 (Simplified Bishop Method of Slices)<sup>26)</sup>を用い、補強しない場合と、長さ  $L=30$  cm の補強材を一層に配置し本数  $n$  (あるいは平面密度  $m$ )、角度  $\theta$  を変えた場合の解析を試みた。この方法では各分割片 (slice) 側面に作用する鉛直力の合力はゼロと仮定し、各分割片について鉛直方向の力のつりあいだけが満足されているように不静的 ( $N_i$ ) を求めている (図-72)。フーチング底面での直応力  $q$ 、せん断応力  $\tau$  とすべり面での単位幅あたりの鉄筋引張力  $t_i$  を考慮してかつ、間隙水圧  $=0$ 、砂のせん断強度  $\tau = \sigma \tan \phi$  として、次式を求めた。

$$\text{安全率 } F_s = M_R / M_D \quad (10)$$

$M_D$  (回転モーメント)

$$= R \sum_{i=1}^n [W_i \cdot \sin \alpha_i + (Q_i \cdot A_i + S_i \cdot B_i) / R] \quad (11)$$

フーチング底面応力の分布は測定されたフーチング力  $P_1, P_2$  から図-73 に示すようにして求めた。ここで、 $W_i, d_i, \alpha_i$  は各分割片の自重と幅と底辺の傾き、 $R$  は円弧の半径、 $Q_i, S_i$  は各分割片に作用しているフーチング底面応力  $q, \tau$  の合力、 $A_i, B_i$  は  $Q_i, S_i$  の円の中心  $O$  に対する腕の長さである。 $Q_i, S_i$  は図-73 に示すように分割したロードセルで測定されたフーチング力を用いて、 $q$  と  $\tau$  は線型に変化していると仮定して求めた。また、

$$M_R \text{ (抵抗モーメント)} = R \sum_{i=1}^n [(W_i + Q_i \cdot \cos 30^\circ + S_i \cdot \sin 30^\circ + t_i \cdot \sin \theta) \tan \phi] / [\cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi / F_s)] \quad (12)$$

ここで、 $t_i$  は各分割片の底辺に作用している単位幅あたりの補強材引張力である。この解析法も多くの仮定を含んでいる。結局のところ、各分割片間の力を考慮に入れていない方法である。今後は、これを考慮に入れた解析を行う必要があるが、ほかにも多くの仮定をしているので、今回はこの簡易法を用いることにした。

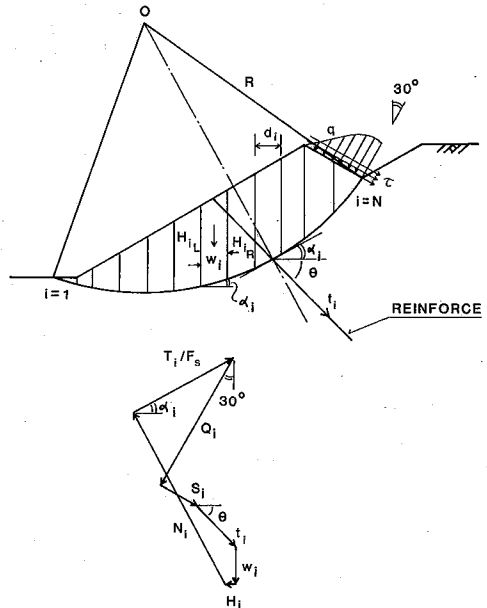


図-72 簡易 Bishop 法の説明

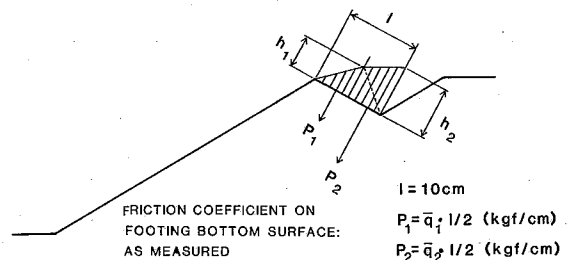


図-73 フーチング底面応力分布の仮定

\* 東京大学生産技術研究所 第5部

\*\* 太平洋技術開発株式会社

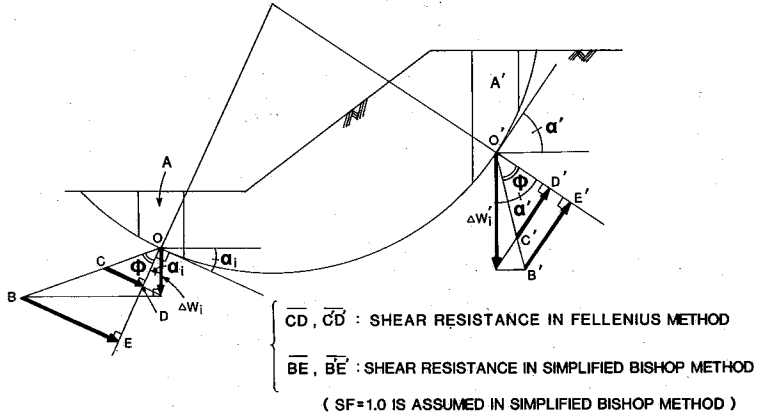


図-74 簡易 Bishop 法と Fellenius 法の比較

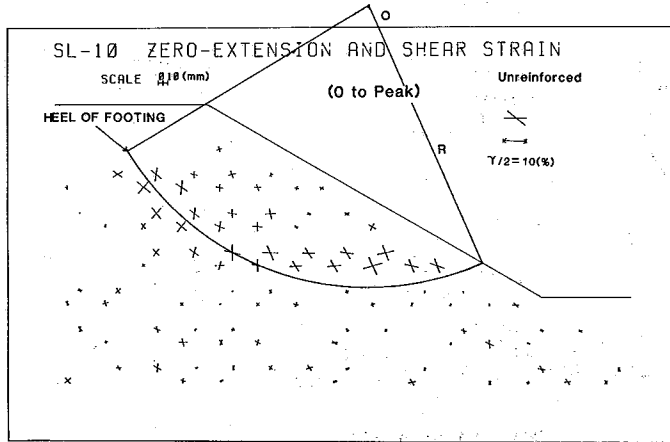


図-75  $\phi$  を逆算するのに用いたすべり円弧 ひずみ分布は図-11(b)<sup>25)</sup>と同じ

ここで、この問題に対して簡易 Bishop 法を用いることの是非を若干検討しておく。まず、Bishop 法の欠点は次のような場合に顕著になる。<sup>27)</sup>図-74 に示すような分割片 A に対しては自重  $\Delta W_i$  に対する反力  $R_i$  は鉛直方向の力のつりあいから  $\overline{OB}$  であらわされる。この  $\overline{OB}$  は  $\alpha_i = 90^\circ - \phi$  のとき無限大になり、抵抗力が過大評価されることになる。Fellenius 法では反力は  $\overline{OC}$  であらわされるからこのようなことは生じない。今回の場合は、この分割片 A のような分割片は臨界円近傍ではあられず、 $\alpha_i$  は  $90^\circ - \phi$  よりはるかに小さいところで終わっている (図-75 参照)。したがって、この欠点は今回の解析では顕在化してこない。一方、Fellenius 法の欠点は、図-74 に示す A' のような分割片に対しての反力  $O'C'$  が小さくなりすぎ、逆に抵抗力が過小評価されることになるが、簡易 Bishop 法では反力は  $O'B'$  のようになり、上記のようなことはない。本研究においては A' のような

分割片が主要なものとなるので、Fellenius 法は適切ではないと思われる。

解析では、本来補強材の張力の分布を予測し、これにもとづいて斜面の破壊強度も予測するのが理想であるが、前者の理論的予測は現在容易ではない。したがって、今回の解析では、円弧のすべり線を用いた極限つりあい法の適用性だけを検討することにした。すなわち、補強材の張力を与えた安定計算でどれだけ実験結果を予測できるかを調べることにした。以下に図示した手順で解析を行った。

ステップ1 無補強斜面の実験結果から図-75 に示すように円弧すべり面を与え最大フーチング荷重時にこの円弧すべり面に対して  $F_s = 1.0$  になるような内部摩擦角  $\phi$  を求める。具体的には、次のようにした。まず図-10<sup>25)</sup> に示す無補強斜面の 5 つのデータについて斜面破壊時の斜面側分割フーチング平均応力 ( $q_{ui}$ )、斜面背後側分割フ

研究速報

表-1 補強斜面の安定解析のまとめ

実験 ケース	(1) $\theta$	(2) $n$	(3) $e_r$	(4) $q_{u1}$	(5) $q_{u2}$	(6) $q_u$	(7) $\phi$	(8) $t_{r,f}$	(9) $q_{r1}$	(10) $q_{r2}$	(11) $q_r$	(12) $R_c$	(13) $R_t$
A	45	19	0.635	0.150	0.239	0.195	50.2	0.613	0.318	0.541	0.429	1.21	0.71
B	45	39	0.649	0.145	0.228	0.228	48.8	1.010	0.325	0.826	0.575	2.09	1.13
C	45	49	0.641	0.148	0.234	0.191	49.6	1.255	0.415	0.929	0.672	2.52	1.20
D	45	171	0.622	0.155	0.250	0.202	51.0	1.975	0.456	1.33	0.89	3.42	1.03
E	20	39	0.632	0.151	0.242	0.196	50.3	0.574	0.304	0.761	0.532	1.71	0.87
F	80	39	0.636	0.150	0.238	0.194	49.9	0.256	0.225	0.293	0.259	0.34	0.12
G	110	39	0.636	0.150	0.238	0.194	49.9	0.018	0.161	0.234	0.198	0.020	-0.16

(1)  $\theta$ : 補強材角度 (2)  $n$ : 補強材本数 (3)  $e_r$ : 補強斜面の平均間隙比 (4), (5), (6): 実験による  $e_r$  の平均間隙比を持つ無補強斜面の最大フーチング応力 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $q_u = (q_{u1} + q_{u2})/2$  (7)  $\phi$ : 補強斜面の推定内部摩擦角 (度) (8)  $t_{r,f}$ : 補強斜面の測定最大補強材引張力 (kgf/cm) (9), (10), (11): 補強斜面の安全率  $F_s=1.0$  に対応する計算による最大フーチング応力 (kgf/cm<sup>2</sup>),  $q_r = (q_{r1} + q_{r2})/2$  (12) 計算による補強率,  $R_c = \{q_r(11) - q_u(6)\} / q_u(6)$ . (13)  $R_t$ : 実測の補強率

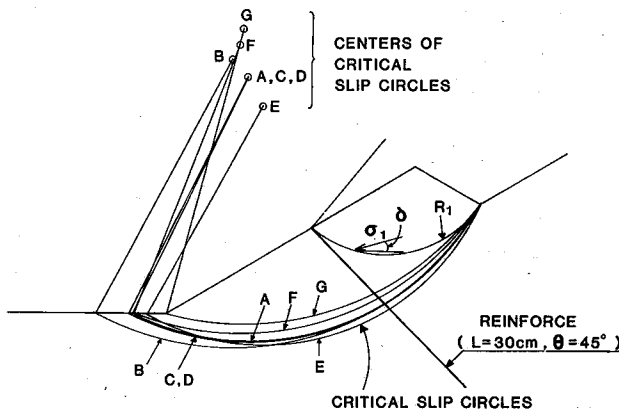


図-76 補強斜面の計算による臨界円

ーチング平均応力 ( $q_{u2}$ ) とその無補強斜面の間隙比  $e$  の関係を最小自乗法で求める。今補強斜面の間隙比が  $e_r$  とする。この  $e_r$  を上記の  $q_{u1}, q_{u2} \sim e$  関係に代入し,  $e_r$  に対する  $q_{u1}, q_{u2}$  を求める(表-1, (4), (5))。この  $q_{u1}, q_{u2}$  を用いて図-75に示す円に対して  $F_s=1.0$  になる  $\phi$  を求める(表-1, (7))。この  $\phi$  をこの補強斜面の  $\phi$  として次のステップに進む。前にも述べたように、このような逆算 (Back analysis) で求めた  $\phi$  の値は、強度異方性、破壊の進行性、 $\phi$  の拘束圧依存性を無視してあるので、各点での真の内部摩擦角とは必ずしも同一ではない。したがって、仮に同一の間隙比に対しても無補強斜面と補強斜面では斜面内の平均的な  $\phi$  の値は実際には異なっているであろう。しかし、今回の解析ではこれらのことは無視する。

ステップ2 (a)表-1の(4)の  $\phi$  の値, (b)測定された補強材引張力の分布, (c)斜面崩壊時の  $q_{r1}/q_{r2}$  の比の

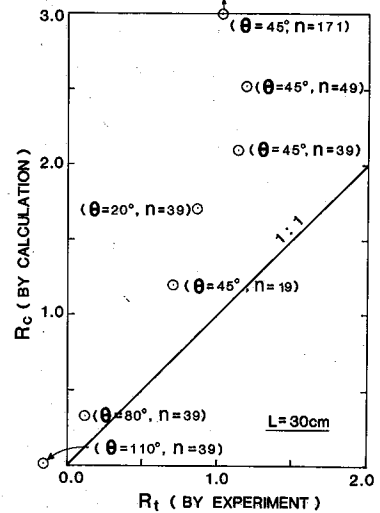


図-77 実験と解析によるフーチング荷重の増加率 R の比較

実測値を与え、フーチングのかかかを通り ( $F_s$ )<sub>min</sub>=1.0 となる臨界円を求め、その時の  $q_{r1}$  と  $q_{r2}$  の絶対値を求める(表-1の(9), (10))。これを用いて補強率(表-1の(12))を求める。この  $R_c$  が実測の補強率  $R_t$  と一致していればこの解析法は正しいことになる。

3. 解析結果

図-76に補強斜面に対する計算で得られた臨界円を、図-77には  $R_c$  と  $R_t$  の比較を示す。全体的に補強効果があるときほど両者の一致度は悪くなる。これは図-76に示す臨界円と実際に生じたすべり面(図-53~56参照)の不一致に起因しているように思われる。すなわち、実際には図-76に示す  $R1$  のようなすべり面が生じている。

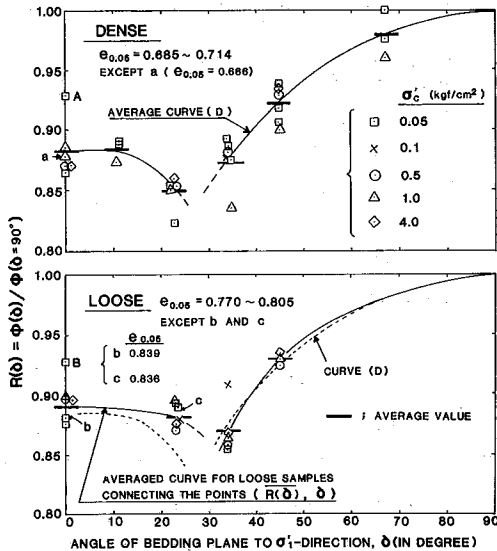


図-78 豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験における強度異方性<sup>28),29)</sup>

このため、これに対応する  $R_t$  が、より大きな臨界円に対応する  $R_c$  よりも小さくなったのであろう。これは、すべり面  $R1$  の底部での  $\phi$  は、ちょうど砂自身の強度異方性のため、表-1 に示す  $\phi$  の値よりもはるかに小さくなっている可能性があるからである。図-78 に別途平面ひずみ圧縮試験で求めた空中落下法で作成した豊浦砂の強度異方性を示す<sup>28),29)</sup>  $\phi$  は堆積面(水平面)から  $\sigma_1$  方向のなす角度である。図-76 に模式的に示すようにすべり面  $R1$  に対しての  $\sigma_1$  の水平方向からなす角度  $\phi$  が、ちょうど  $\phi$  が極小値近くなるような値になっている部分が多いことになる。

この理由のひとつは、補強材本数  $n$  が増加してゆくと、その方向は伸び縮みのない方向となってゆく。最大主応力  $\sigma_1$  と最大主ひずみ増分  $\epsilon_1$  の方向が一致しているとすると、伸び縮みのない方向の面に発揮される摩擦角  $\mu^*$  は理論的には次式であらわされる。<sup>30)</sup>

$$\mu^* = \arctan \left\{ \frac{\sin \phi \cdot \cos \nu_f}{1 - \sin \phi \cdot \sin \nu_f} \right\} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} \nu_f & \text{は砂の破壊時のダイレイタンスー角度で、} \\ \nu_f & = \arcsin \left\{ -(\epsilon_1 + \epsilon_3) / (\epsilon_1 - \epsilon_3) \right\}, \\ -\epsilon_3 / \epsilon_1 & = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \frac{1}{K} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$\phi = 50^\circ, K = 3.5$  とすると  $\nu_f = 21.5^\circ, \mu^* = 44.7^\circ$  となり  $\phi$  よりも小さくなる。したがって、すべり面  $R1$  のように補強材に接する部分がある場合は、この部分での応力傾角は  $\phi$  よりも小さくなる。

もうひとつの理由は、補強された斜面は補強率が高いほど破壊に到るまでのフーチング変位量が大きく、無補強のときよりも破壊がより進行的になっている可能性がある。したがって、斜面内の平均的な値としても表-1(4)の  $\phi$  の値は補強斜面に対しては過大であった可能性がある。この他にも解析法(簡易 Bishop 法)そのものにも不十分などころがあるに違いない。

以上の理由から、図-77 に示すように補強効果が大きい場合に計算値が過大になったのであろう。

#### 4. ま と め

今回の解析結果は補強された斜面の安定解析は、基本的には極限つりあい法で行ってもよいことを示唆していると言えよう。しかし、砂の強度異方性等をやはり正しく取り入れる必要があるようである。

#### 謝 辞

図-76, 77 の解析には(株)住友建設籍田富士夫氏の協力を得ている。末筆ながら感謝の意を表します。

(1985年5月16日受理)

#### 参 考 文 献

- 25) 龍岡文夫・浜田英治 (1984~1985), “鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 I ~ IX”, 生産研究 36 巻 10 号 ~ 37 巻 4 号。
- 26) Bishop, A. W. (1955), “The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes,” *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 7-17.
- 27) 山口柏樹 (1984), “土質力学(全改訂)”, 技報堂。
- 28) 坂元信(1985), “極低圧下における砂の変形・強度特性”, 東京大学工学系大学院修士論文。
- 29) 川村大蔵・龍岡文夫・坂元信・二葉義人 (1985), “平面ひずみ圧縮での強度・変形特性の異方性”, 第 20 回土質工学研究発表会, 名古屋。
- 30) Tatsuoka, F. (1985), “On the angle of interface friction for cohesionless soils,” *Soils and Foundations*, Vol. 25. (to appear).