

# 鉄筋により補強された砂地盤の支持力特性V

## —三軸試験による補強メカニズムの研究I—

Bearing Capacity Performance of Sand Ground Reinforced with Steel Bars V

Study on Reinforcing Mechanism by Triaxial Test (I)

龍岡文夫\*・三木五三郎\*\*・児玉秀文\*\*\*・松尾恵\*\*\*\*

Fumio TATSUOKA, Gosaburo MIKI, Hidefumi KODAMA and Keiichi MATSUO

### 6. 三軸圧縮試験による地盤補強メカニズムの研究

#### 6.1 はじめに

これまでに地盤補強材は伸張補強材と圧縮補強材に大分類できることを述べた。図41は、補強材と土の複合体の強度のメカニズムを模式的に示したものである。与えられた境界での拘束圧  $\sigma_3$  に対してどのような強度を発揮しうるか考えてみよう。圧縮補強材の場合の全体としての最大強度  $\sigma_{1f}$  の境界拘束圧  $\sigma_3$  に対する比は、

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right) = \frac{(\sigma_{1f})_s + \Delta\sigma_1}{\sigma_{3s}} = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_{f,s} + \frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_3} \quad (3)$$

となる。すなわち、補強材はEIの小さなフレキシブルなものであるとすれば土の要素の平均的拘束圧  $\sigma_{3s}$  は  $\sigma_3$  に等しく、全体としての  $\sigma_1$  は、土の部分での強度  $(\sigma_{1f})_s$  と圧縮補強材の強度  $\Delta\sigma_1$  の和である。土の応力比であらわした強度  $(\sigma_1/\sigma_3)_{f,s} = R_f$  は、砂の場合、内部摩擦角  $\phi$  を用いて  $(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$  であらわせる。けっきょく、補強材の強度  $\Delta\sigma_1$  が境界拘束圧  $\sigma_3$  に対してどのような値になりうるかが問題となる。すなわち、所定の鉄筋配置法、所定の砂の密度、所定の境界拘束圧  $\sigma_3$  に対しての圧縮補強材の座屈強度を求める問題に帰着させられよう。

一方、伸張補強材の場合は、土に働く代表的拘束圧  $\sigma_{3s}$  は境界拘束圧  $\sigma_3$  と伸張補強材によってもたらされる付加的拘束圧  $\Delta\sigma_3$  の和であり、また、補強材はフレキシブルなので、土の要素に働く代表的最大主応力  $(\sigma_{1f})_s$  は全体としての平均最大主応力  $\sigma_{1f}$  に等しいと考えてよいだろう。したがって、全体としての最大強度  $\sigma_{1f}$  の境界拘束圧  $\sigma_3$  に対する比は次式のようなになる。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_f = \frac{(\sigma_{1f})_s}{\sigma_{3s} + \Delta\sigma_3} = \frac{R_f}{1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\sigma_{1f}} R_f} \quad (4)$$

この式によると、 $(\sigma_1/\sigma_3)_f$  の値は、土の主応力比であらわした強度  $R_f$  が大きいほど大きい。すなわち、もともと砂が密で  $\phi$  が大きいほど補強効果も大きいことを示している。また  $\Delta\sigma_3/\sigma_{1f}$  は補強材配置間隔が小さいほど、補強材表面摩擦係数が大きいほど大きくなるであろう。

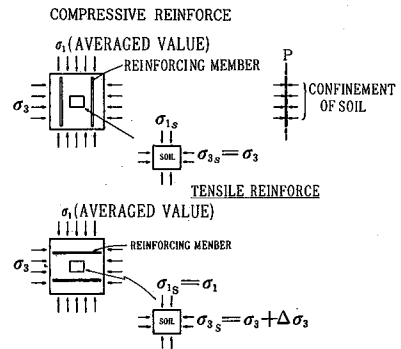


図41 補強材による土の供試体の補強メカニズムの模式図

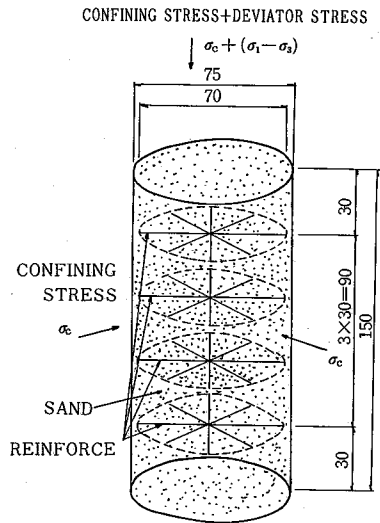


図42 三軸供試体内の補強材配置法

実際の補強土のメカニズムは以上の議論のような単純なものではないであろう<sup>8)</sup>。しかし、これらから大体のメカニズムについて推し量ることはできよう。

模型砂層支持力実験では境界応力条件を明確にできないので、図42のように三軸供試体の中に補強材に見たてた針金 ( $\phi 0.9$  mm, 模型実験に用いたものと全く同じである) を配置して補強メカニズムに関する原理的実験を行った。

\* 東京大学生産技術研究所 第5部 \*\* 横浜国立大学  
\*\*\* 広瀬鋼材産業KK \*\*\*\* 太洋技術開発KK

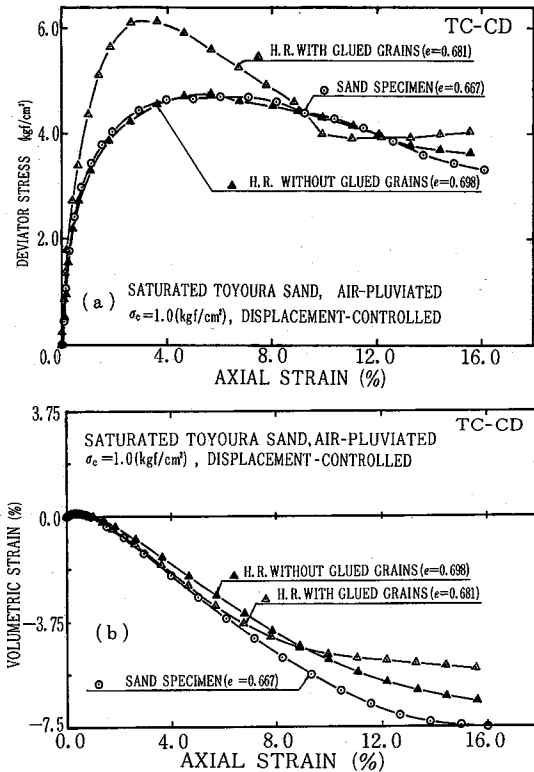


図43 (a)(b) 伸張補強材の補強効果をあらわした実験結果例 (H. R. = Horizontally Reinforced)

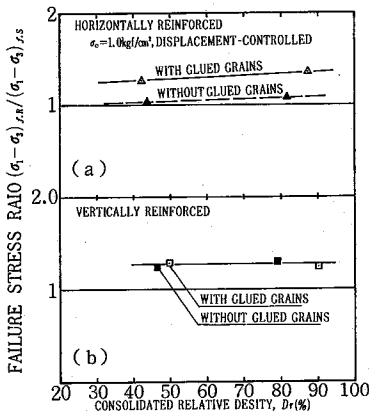


図44 補強された供試体と補強されていない砂の供試体の強度比 ((a)水平伸張補強材 (b)鉛直圧縮補強材)

6.2 補強材を水平に配置した場合

三軸供試体の寸法は、直径75mm高さ150mmであり、端面の摩擦は除去していない。その内部には図42に模式的に示すように針金の補強材が入っている。補強材に砂粒子をアラルダイトで付着させた場合と、何も処理していないもの2種類について実験した。模型支持力実験と

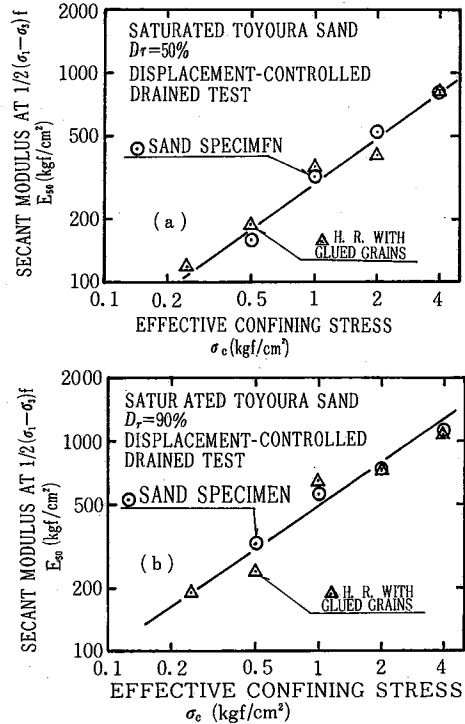


図45 伸張補強材により補強された供試体と砂の供試体の  $E_{50}$  の比較 ((a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=90\%$ )

同様に豊浦砂を用いて、空気乾燥した粒子を自由落下して供試体を作製し、その後飽和して実験した。

図43(a),(b)に、砂が密であり拘束圧が  $1\text{ kgf/cm}^2$  の場合の実験結果を示す。砂粒子を付着していない場合は、全く補強効果がないことが分かる。これは模型支持力実験の場合とは異なった現象であり、補強材密度がある限界値以下だと、このように補強材表面の摩擦係数の影響が強くなるのであろう。図44(a)には、拘束圧が  $1\text{ kgf/cm}^2$  のときの補強材を入れたときのピーク強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{FR}$  を砂だけの供試体のピーク強度  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{FS}$  で除した値を相対密度に対してプロットしてある。ゆるづめの砂の場合でも、補強材表面の摩擦係数の影響が大きいたことが分かる。図45(a),(b)には、ピーク強度の1/2のときの割線変形係数  $E_{50}$  を示してある。データは補強された供試体と砂の供試体のものであり、それぞれ  $D_r=50\%$ ,  $90\%$  におけるものである。また、図46には  $E_{50}$  に関する図44と同様な比較を示してある。この場合は補強材表面摩擦係数の大小によらず補強材の存在によって剛性は上昇しないようである。模型支持力実験では水平の伸張補強材の存在によって  $K_{50}$  も大きくなった。この差異の原因は明らかではないが、補強材密度の差があること、および、模型支持力実験では補強材の存在によって、ピーク

研究速報

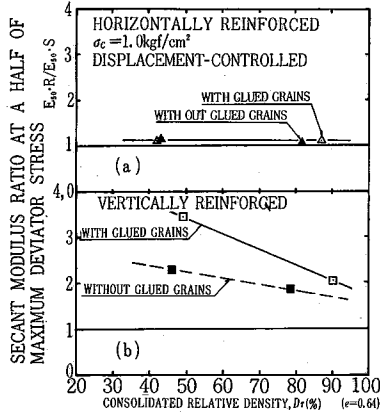


図46 補強された供試体と補強されていない砂の供試体の  $E_{50}$  の比較 ((a)水平伸張補強材, (b)鉛直圧縮補強材)

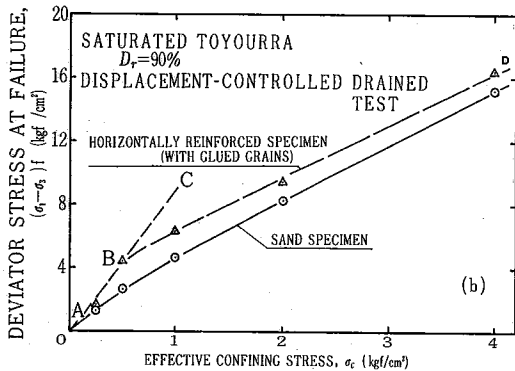
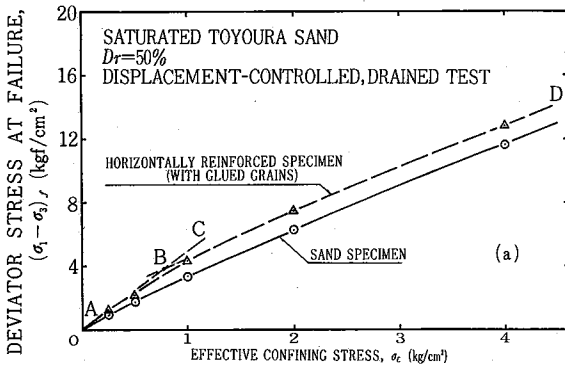


図47 水平伸張補強材により補強された供試体と砂の強度の比較 ((a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=90\%$ )

以前の変形については応力分散が生じることになるが、三軸試験ではそのようなことはないことが原因かも知れない。図47(a)(b)には  $D_r=90\%$  のときの砂供試体のピーク強度とし、表面処理したときのピーク強度の比較が示してある。この図からこの補強材配置では拘束圧  $\sigma_c = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  を境にして強度増加特性が明らかに異なることが分かる。 $\sigma_c < 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  に対しては(4)式

において  $(\sigma_1/\sigma_3)_f/R_f$  の比が一定であることから、(4)式における  $\Delta\sigma_3/\sigma_{1f}$  が一定であるような強度増加であることになる。 $\Delta\sigma_3/\sigma_{1f}$  の値は補強材のマクロ的な摩擦係数に相当する値であり、実際の表面摩擦係数が一定ならば当然  $\Delta\sigma_3/\sigma_{1f}$  も一定になるであろう。 $\sigma_c > 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  に対しては強度増加量は  $\sigma_c$  の値にあまりよらない、あるいは  $\sigma_c$  が大きいほどやや減少しているようである。この第一の原因は、砂粒子をアラルダイトで補強材に付着させてあったが、この付着が剥離したためであろう。すなわち、付着強度が  $\sigma_c$  によらないとすればこのときの(4)式における  $\Delta\sigma_3$  も  $\sigma_c$  によらないであろう。(4)式から

$$\Delta\sigma_3 = \frac{1 - R_f/(\sigma_1/\sigma_3)_f}{R_f} \times \sigma_{1f} \quad (5)$$

$D_r=90\%$  の場合で  $\sigma_3 = \sigma_c = 0.5, 1, 2, 4 \text{ kgf/cm}^2$  のときの  $\Delta\sigma_3$  を(5)式から実測値を用いて求めると、それぞれ  $0.28, 0.29, 0.24, 0.25 \text{ kgf/cm}^2$  となりほぼ一定である。すなわち、 $\sigma_c > 0.5 \text{ kgf/cm}^2$  での補強効果は、砂粒子の付着強度で決まっているといえる。逆に  $\Delta\sigma_3$  が一定ならば、補強材の存在による強度増が  $\sigma_3 = \sigma_c$  によらないことも、(4)式から導ける。すなわち、同一の砂の供試体の  $(\sigma_3)_s$  は  $\sigma_3$  に等しいことを考慮して

$$\begin{aligned} \sigma_{1f} - (\sigma_{1f})_s &= (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) R_f - \sigma_3 \cdot R_f \\ &= \Delta\sigma_3 R_f \end{aligned} \quad (6)$$

砂の供試体の破壊時の主応力比  $R_f$  が  $\sigma_3$  によらないとすれば  $\sigma_{1f} - (\sigma_{1f})_s$  も  $\sigma_3$  によらない。実際には  $R_f$  は  $\sigma_3$  が大きいほどやや小さくなるから、 $\Delta\sigma_3$  が  $\sigma_3$  によらずとも  $\sigma_{1f} - (\sigma_{1f})_s$  は図47に示されているように  $\sigma_3$  が大きくなるとやや小さくなる。図47のB点の  $\sigma_3$  の値  $(\sigma_3)_B$  は、(4)式で  $\Delta\sigma_3/\sigma_{1f} = \mu^*$  (一定) とした式と、 $\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma_3^*$  (一定) として得られる2式を解いて得られる。

$$(\sigma_3)_B = \frac{1 - \mu^* R_f}{\mu^* R_f} \Delta\sigma_3^* \quad (7)$$

同一の  $\mu^*$  に対して、 $\Delta\sigma_3^*$  が大きいほど  $(\sigma_3)_B$  は大きい。一般に、補強材密度が大きいほど、 $\mu^*, \Delta\sigma_3^*$  は大きいであろう。

伸張補強材が土の変形を拘束する程度をあらわしたパラメーター  $\Delta\sigma_3$  が、せん断の進行とともにどう変化するかみてみよう。図48は、砂の供試体の場合の応力比~ひずみ増分比関係(◎印)と、水平伸張補強材を入れた場合の同様な関係(△印)を比較したものである。砂の供試体の応力比~ひずみ増分比関係は拘束圧、間隙比、構造などに依存しない関係であることを利用して以下議論を行う。補強材を入れてもひずみ増分比の値は砂の部分の変形で決まると考えてよいだろう。するとあるひずみ増分比に対する補強された供試体の応力比  $\sigma_1/\sigma_3$  と、砂の供試体の応力比  $(\sigma_1/\sigma_3)_s$  の差(図47中で X であらわ

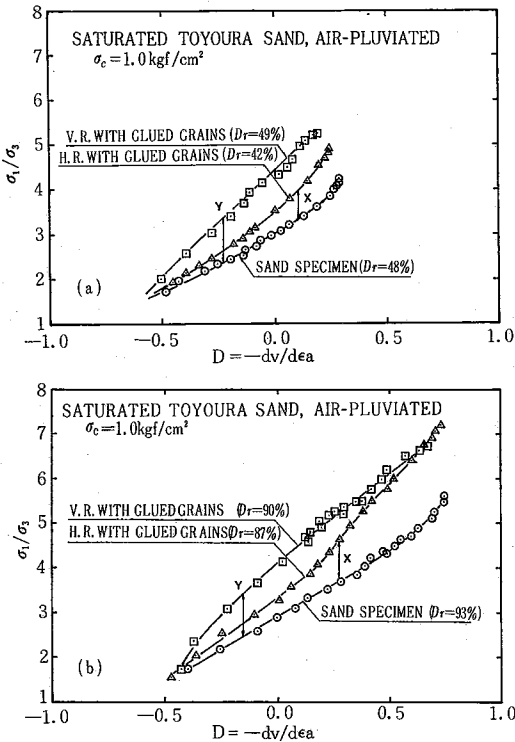


図48 補強された供試体と補強されていない砂の供試体の応力比・ひずみ増分比の比較 ((a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=90\%$ )

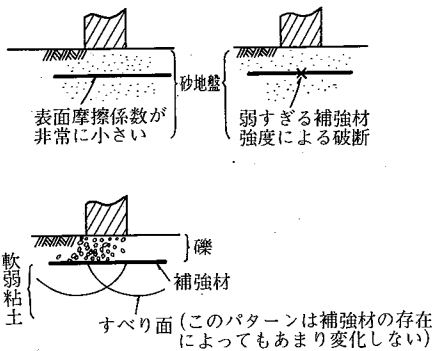


図49 補強材が地盤支持力を改善しない例の模式図

されている)が補強効果をあらわしていることになる。図48を見ると、この差は  $D = -dv/dea$  軸の右方にゆくほど大きくなる。しかも、 $D < 0$  (体積収縮に対応している)のときよりも、 $D > 0$  (ダイレイタンスーによる体積膨張に対応している)のときの方が、 $D$ の増加に対する上記の差  $X$  の増加率は大きいようである。すなわち、土がダイレイタンスーにより体積膨張し供試体が補強材方向に大きく変形しようとしたときに補強効果が発揮されてくる。

以上まとめると以下のごとくなるであろう。

1. 伸張補強材により補強された土は次の2つの強度の小さい方の強度を有する。

(a) 補強材周辺の摩擦が最大に発揮されることによる強度 (図47のA・B・Cであらわされている強度)。

(b) 補強材自身の破壊によって決まる強度 (図47のB・Dであらわされている強度)。

実際の地盤を補強する場合は、一般には上記2ケースに加えて地盤内部のすべり破壊が生ずる場合がある。このすべり破壊は前にも詳しく述べたように、補強材の存在により変形が拘束されたパターンで生じ、いろいろな種類のモードがありうる。したがって、実際には、これら3つのケースでの強度の最小値が実際の強度となりうるであろう。

このことをさらに進めて考えると補強材を配置してもほとんど補強効果がない場合がありうるということになる。たとえば、支持力の問題の場合で図49に模式的に示すように、次の3つのケースの場合、補強効果が小さいものと思われる。

① 補強材の破壊強度が十分大きく、また周辺地盤は補強材の存在により破壊モードが変わりうるほど十分強くても補強材の表面摩擦係数が非常に小さい場合。

② 補強材の表面摩擦係数は十分大きく、また周辺地盤は補強材の存在により破壊モードが変わりうるほど十分強くても、補強材自身の強度が非常に小さい場合。

③ 補強材の表面摩擦係数、強度も十分に大きくても、たとえば図49③に示すように地盤の破壊モードが補強材の存在によりあまり変化しない場合<sup>9),10)</sup> この場合、押込み量が非常に大きくなって、パンチングの破壊が進行してゆくようなときは、補強材が有効に働くようになってくるであろう。従来のいわゆる「マット工法」がこれにあたる。

2. 伸張補強材による補強効果は土のダイレイタンスーによる膨張の傾向が強いほど大きくなる。

(1981年11月19日受理)

参考文献

8) 龍岡文夫(1981)「変形を拘束された粒状体の破壊の塑性論的一考察」, 生産研究 Vol.33, No.10, pp.17~20.  
 9) Spärlie, A. (1977), "The Effect of Fabrics on Pavement Strength-Plate Bearing Tests in the Laboratory," Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol.1, pp.15~18.  
 10) Jarrette, P. M., Lee, R. A. and Ridell, D. V. D. (1977), "The Use of Fabrics in Road Pavements Constructed on Peat," Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 19~22.