

ひずみ軟化特性をもつ軟岩の支持力に関する一解析

埼玉大学 工学部 吉 中 龍之進
埼玉大学 工学部 西 牧 均

1 まえがき

応力-ひずみ関係において、ひずみ軟化 (strain softening) する性質の材料からなる地盤の支持特性については、まだまだ良く知られていない。このような地盤は岩質材料からなる地盤、軟岩地盤、過圧密の地盤が考えられる¹⁾。第三紀層の軟岩を対象としたいくつかの現地平板載荷試験によると、地盤が均一で割れ目間隔が載荷板寸法に比較して十分大きい場合の地盤の破壊機構の特徴はつぎのようである。

① 載荷重の増大に従って載荷板から周辺地盤に放射状にクラックが入る。除荷時にクラックがとじる場合が多い。 ② 最大荷重に達する附近では、載荷板の下にコーン状の岩体が形成され、これが地盤中へ貫入する形で破壊 (最大荷重) に達する。 ③ 地盤中に生じる破壊域は上記コーン状体の周囲に限られる。 ④ 載荷重の増大、あるいは反復載荷をおこなうと、周辺地盤の動きは、初期に比較的弾性的であったものが、次第に周辺地盤の動きが少なくなり、応力の分布域が下方に集中する傾向を示す。

以上の様な破壊機構は、剛塑性論から予想され破壊機構とかなり異なる。その主な原因としては地盤材料が著しいひずみ軟化をすることなどが考えられる。

本文は、このような地盤の支持特性を知るため、出来るだけ地盤の特性を考慮して有限要素法により数値解を求めたものである。解析結果については従来の支持力理論 (Terzaghi らの剛塑性理論、Maslow らの降伏支持力理論、Ladanyi の支持力理論) と比較検討した。

2 地盤条件の仮定および解析手法

地盤材料の応力-ひずみ関係を模式的に示すと図 1 に示す 3 種類のタイプに大別できる。

第 1 は降伏ごひずみの進行に伴ない硬化するもので明瞭な破壊応力をもたない場合であり、第 2 は破壊した後、塑性流動のみが生ずるもの、第 3 は明瞭なピーク荷重を示してから、ひずみの進行に伴ない応力低下が生じ残留応力状態に達してから塑性流動を生ずる、いわゆるひずみ軟化するタイプである。

弛い土あるいは岩では第 1 のタイプが卓越するが密な土あるいは軟岩を含めた岩質地盤では第 3 のタイプが卓越する。しかし、第 3 の形式をもつ材料でも、その変形性は拘束条件によって、第 3 → 第 2 → 第 1 と変化するものがある。

本文では破壊あるいは降伏ごの変形特性は拘束圧力 (平均主応力) に無関係に、図 1 のいずれかのタイプのみに従うものと

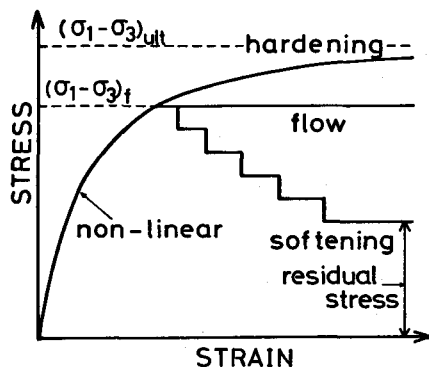


図 1 地盤材料の応力-ひずみ関係のモデル化

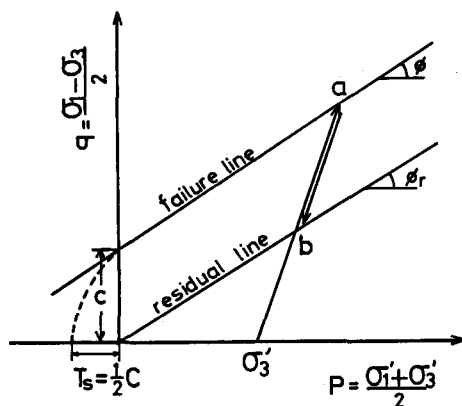


図 2 地盤材料の強度関係の表示

(a → b ; ピーク強度での強度低下)

した。

破壊規準はモール・クーロン規準によるが、割れ目の少ない軟岩などでは引張り応力が許容される場合が少なくないと考えられるので、引張り応力側ではGriffithの破壊規準によるものとした。したがって本解析で採用した破壊規準は修正Griffithの破壊規準といえる。

ひずみ軟化する場合の応力低下限度は残留強度である。本解析では残留強度の表現は図2に示すように粘着力がゼロ、内部摩擦角のみが初期値と同じ値に残留するとした。

変形性は、第1にひずみ依存性であり、さらに拘束圧力に強く支配される。砂質あるいはキレン性岩盤ではそれらの影響が極めて顕著であるが、泥質岩においても圧密およびせん断応力下の排水が許容される場合は、変形性はひずみ・拘束応力の依存性が強い。

そのため本解析ではDuncanとChang(1970)による接線弾性係数表現法、すなわちKondonerの双曲線表現法とモール・クーロン規準の組合せによるものを採用し、これによって任意応力レベルにおける接線弾性係数および接線ポアソン比は次式で与えた。

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 \cdot E_i$$

$$\nu_t = \frac{G - F \log \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{\left[1 - \frac{d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]} \right]^2}$$

ここに R_f は破壊比、 E_i は初期接線弾性係数、 G F d は実験定数、 p_a は大気圧である。

E_i はJanbu(1963)の式で、拘束圧 σ_3 の関数で与えられるが、粒状土以外の地盤材料では式が成立たないので次式に修正して用いた。

$$E_i = E_0 + K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \dots \dots K_g / \text{cm}^2$$

本解析は上記各式の定数を軟岩相当の値で与えることとし、従来の実験結果を参考にして決定した。

解析条件は平面ひずみの剛体載荷である。

解析手法は有限要素法によるが、計算に用いた地盤定数は下記の通りである。

$$C \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \phi^\circ \phi_r^\circ E_0 \text{ K n } R_f \text{ G F d}$$

case 1 1, 30, 30, 100, 1800, 0.5, 0.8, 0.3, 0, 6

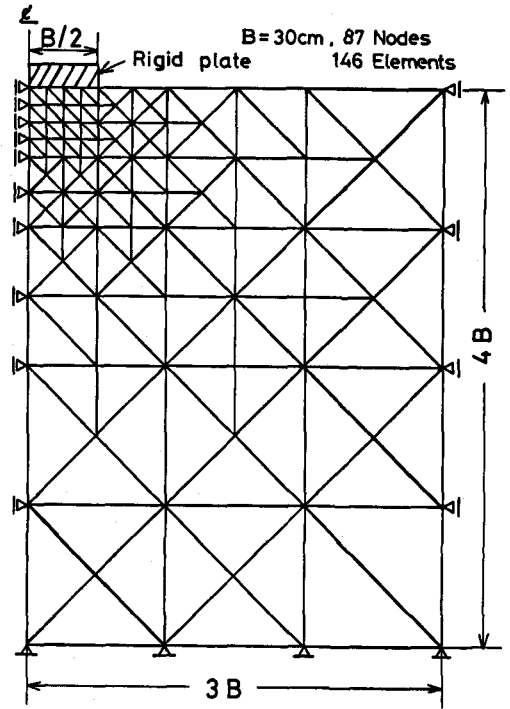


図3 計算地盤モデル、要素数 146

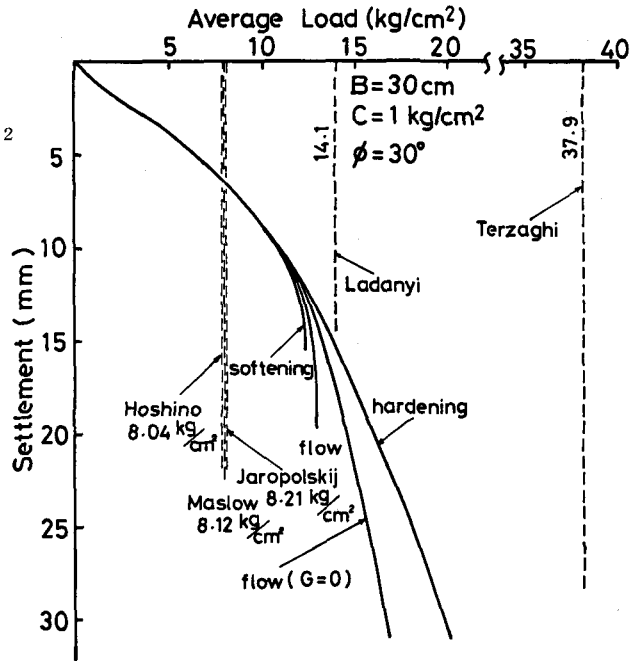


図4 荷重一沈下曲線の解析例 (粘着力 $C = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 、内部摩擦角 30° の場合)

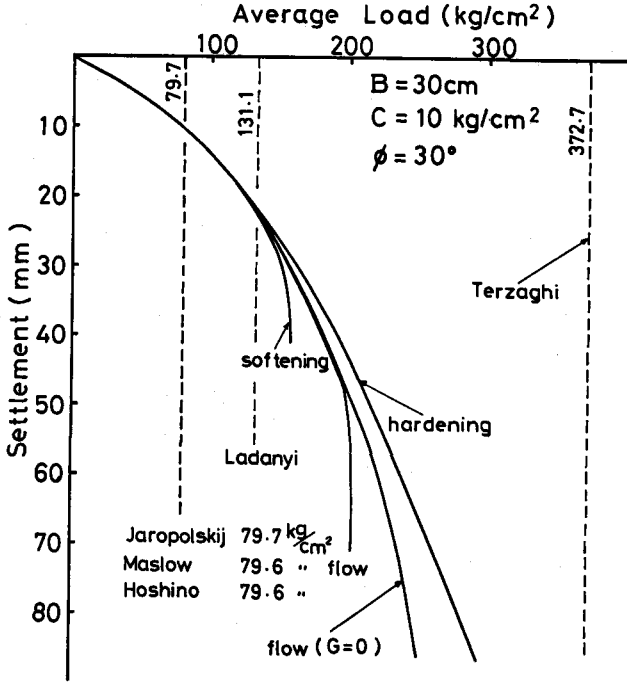


図5 荷重-沈下曲線の解析例 ($c = 10 \frac{kg}{cm}$, $\phi = \phi_v = 30^\circ$ の場合)

各応力段階の塑性流動量は前段階の要素の主ひずみと応力再分配後の主ひずみの比が一定 (1.2 とした) になるよう考慮する。すなわち要素の主ひずみが、この主ひずみ比を越えると1ステップ分の応力再分配をおこなう。再分配する応力 (σ_j) は次式により、等価節点外力 (F_j) に変換される。

$$\{F_j\} = \iint [B_j]^T \{\sigma_j\} dx dy$$

以上のひずみ軟化計算と比較のため、次の3ケース ; ①要素の応力が破壊規準に達すると流動 (flow, $E_t = 10^{-3}$, $\nu_t = 0.49$), ②破壊規準に達した後はせん断弾性係数がゼロ、体積弾性係数のみが残る、③ Duncan と chang の非線型構成式のみを考慮、の各ケースを解析した。

解析のための要素分割は図3の通りで、載荷板直径は30cmである。

3 計算結果と考察

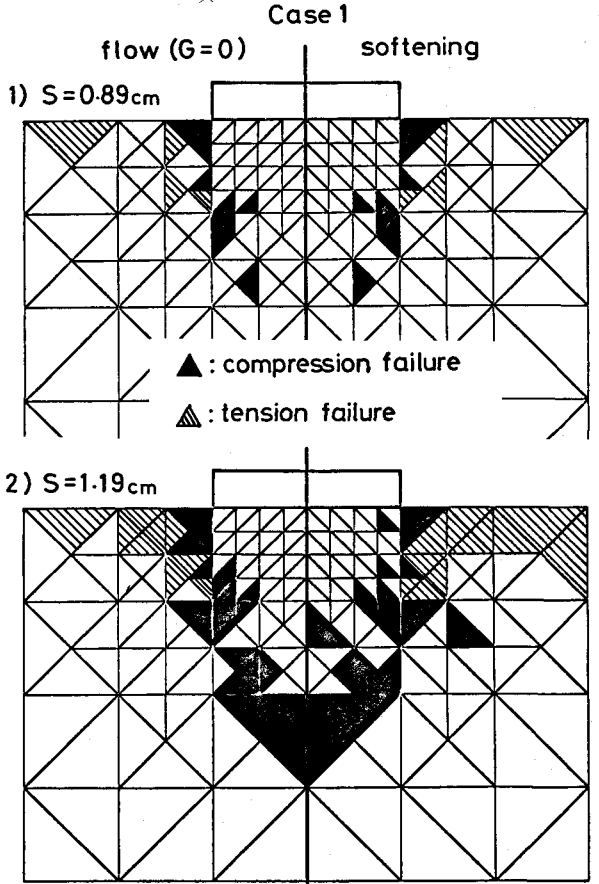
計算結果を載荷板に加えた平均荷重と沈下量の関係

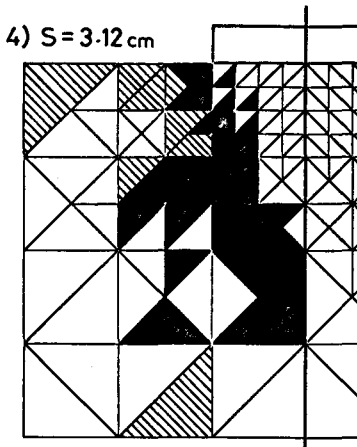
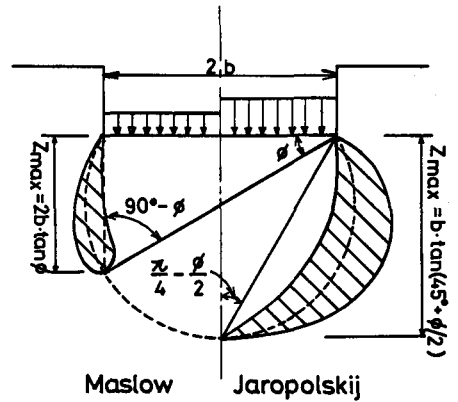
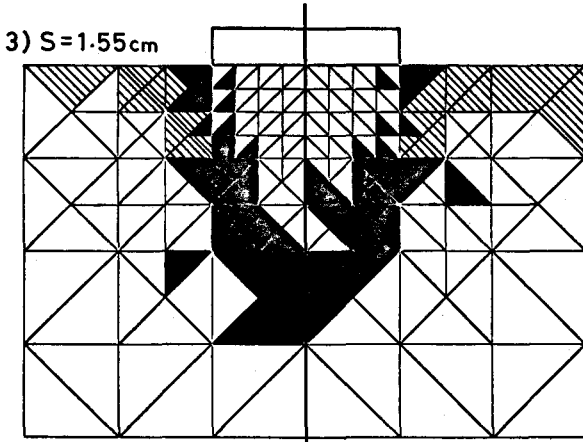
地盤の単位体積重量は $2.29/cm^3$ とした。

softening の計算例としては Höeg (1972) による非排水条件 ($\phi = 0$, $E = \text{一定}$) のものがあるが本文はこれらの定数を変化させるのでつぎの方法とした。

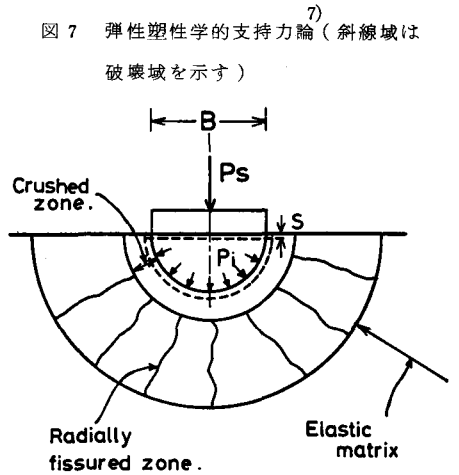
応力が破壊規準に達すると塑性流動 ($E_t = 10^3$, $\nu_t = 0.49$) し、その後何ステップかに分けて応力を再分配しながら要素の応力を残留応力まで図1の如く低下させる。

図6 破壊域の変化 (s : 沈下量)、1)~4) の右側は softening, 左側は flow(G=0) のケース





(右) 図8 Ladanyi の岩盤の支持機構図。



で図4, 5に示す。いずれのケースも、ひずみ硬化の条件が最大の地盤支持力を与え、ひずみ軟化の条件が最低の地盤支持力を与える。特に粘着力の大きい地盤ほど、両者の差が開く。せん断定数Gゼロの条件および流動を与える条件は両者の中間である。図中に剛塑性論によるTerzaghiの支持力を示したが、ひずみ軟化条件はそのも程度の支持力で極限状態に漸近し、剛塑性論には達しえないことは明らかである。この種の地盤での剛塑性支持力論の取扱に問題があることが判る。

載荷重の増大に伴う地盤内部の破壊の進行状態を図6の1)~4)に示した。図の右半分がひずみ軟化、左半分が、流動の場合で要素の破壊後 $G=0$ となるケースを示す。これらの図からひずみ軟化条件の地盤破壊は1で述べた軟岩の支持機構の特色①~③をある程度説明しえていることが判る。

Ladanyi (1966)⁶⁾は、ぜい性地盤の破壊機構を図8の如く仮定し支持力を荷重と沈下の関係で与えた。実験でみられる軟岩の破壊機構は必ずしも図の通りではないが本有限要素解析との比較のため、計算値を図4, 5に示した。また載荷板下に生じる破壊域の発生に注目したMaslow, Hoshino, Jaropolskij等の支持力(図7参照)も図4, 5に併記してある。以上の解析結果から、ひずみ軟化する性質の地盤ではその特性を考慮した支持力評価が必要であることが判る。

参考文献

* ISRM, 3, 415~420, 7) Széchy, K. (1963) Der Grundbau, Springer, 210

- 1) 吉田・吉中 (1966) 土木研究所報告, No 129, 1~54, 吉田・吉中 (1967) 第2回岩の力学国内シンポ. 155~160, 2) 吉中・浜島・西牧 (1977) 第5回岩の力学国内シンポ. 127~132, 3) 吉中・山辺 (1978) 本シンポジウム, 4) Dunean and Chang (1970) SMFE, SM5, 5) Höeg, K (1972) ASCE, SM1, 43-58 6) Ladanyi (1966) 1st. Int. Cong. *

Finite Element Analysis of Bearing Capacity and
Load-Displacement Behaviour of a Foundation on Soft Rock

Saitama University, R. Yoshinaka
Saitama University, H. Nishimaki

ABSTRACT

This paper presents a result of finite element analysis on bearing capacity and load displacement behaviour of foundation on soft rock with strain softening characteristics.

Stress-strain relations dealt in this study are shown in Figure 1, that is, (1) strain softening, (2) plastic flow after peak stress and (3) strain hardening.

Non-linear stress-strain relation before peak stress was expressed by means of tangential deformation moduli (E_t, ν_t) proposed by Duncan and Chang (1970), and Kulhawy et al. (1969). Strain-softening procedure after peak stress, which satisfies Mohr-Coulomb's criterion, was continued by steps to residual stress state, as shown in Figure 2.

Conditions for calculation are:

Case 1 : $c=1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=\phi_r=30^\circ$, $\gamma_t=2.2 \text{ g/cm}^2$, plane strain condition

Case 2 : $c=10 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=\phi_r=30^\circ$, $\gamma_t=2.2 \text{ g/cm}^2$, plane strain condition

Loading plant is rigid and its width is 30 cm diameter. For comparison, theoretical bearing capacities were calculated from equations based on the rigid plastic theory (Terzaghi), the elastic-plastic theories (Maslow, Jalopolskij and others, shown in Figure 7), and the cavity expansion theory (Ladanyi, shown in Figure 8).

The results of computation of load displacement curves and bearing capacities are summerized in Figures 4 and 5, and the developement of failure zone with increasing in displacement is shown in Figure 6. From these results it may conclude that the effect of strain-softening is remarkable in the estimation for bearing capacity of soft rock foundation, and bearing capacity obtained from rigid-plastic theory are too high and overestimation. It seems that failure mechanism under a plate shown by numerical analysis is reason-able judging from experimental evidences.