

I - 31

局所化した変形と強度に及ぼす内部摩擦角の影響

東北大学大学院工学研究科 ○学生員 佐藤 友亮
東北大学大学院工学研究科 正員 岩熊 哲夫

1. 序論

地盤材料などの社会基盤構造材料において、その破壊挙動を数値的に追跡することは強度予測において不可欠である。実験において観察される地盤の破壊挙動は、強い非線形性を有する進行性破壊であり、これを数値的に解析することを試みる研究は数多い。そういった研究の中の一つとして、我々は非共軸項を含む非関連流れ則と微視局所帯発生後の二重すべり機構を加えた塑性モデル¹⁾を提案してきた。最近の研究結果では、内部摩擦係数 α を導入して静水圧依存型のモデルとすることで、実験で観察されるすべり線によく似た変形の局所化が得られるようになってきている。そこで、ここでは内部摩擦係数 α が変形の局所化に及ぼす影響を検討するため、三軸圧縮試験や地盤の押し込み問題を数値的に解析し、その結果を実験と比較しながら考察したい。

2. 構成モデル

本研究で用いている構成モデルは文献¹⁾による構成モデルに初期せん断降伏応力と平均応力の影響を加味したものである。まず、弾性域は一般化した Hooke の法則に従うものとし、変形速度を d^e とする。一方、塑性域は J_2 流れ則を拡張し、拘束圧依存性や体積変化の塑性成分を考慮した構成モデル¹⁾に変形局所化の大きな要因となる非共軸項を付加することで、塑性ひずみ増分 dP を次式のように与えている。

$$d_{ij}^p = \frac{1}{H} \left(\frac{\sigma'_{ij}}{2\bar{\sigma}} + \frac{\beta_h}{3} \delta_{ij} \right) \left(\frac{\sigma'_{kl}}{2\bar{\sigma}} + \frac{\alpha_h}{3} \delta_{kl} \right) \bar{\sigma}_{kl} + A \left\{ \bar{\sigma}'_{ij} - \frac{1}{2\bar{\sigma}^2} \sigma'_{kl} \bar{\sigma}_{kl} \sigma'_{ij} \right\} + d_{ij}^m \quad (1)$$

式(1)の第三項は次式で定義される Hill の不連続条件を満足したときに新たに付加される変形速度成分である。

$$\det |n_i F_{ijkl} n_l| = 0, \quad n_k n_k = 1 \quad (2)$$

また、初期降伏条件は次式のような静水圧依存型となっている。

$$f = \bar{\sigma} + \alpha I_1 - k_0, \quad I_1 = \sigma_{kk} \quad (3)$$

詳細については、文献¹⁾を参照のこと。

3. 三軸圧縮試験

横拘束圧を考慮した平面ひずみ圧縮試験の実験結果²⁾と比較しながら、使用する材料定数の同定を行いたい。ここでは、図-1に示すような $L/B = 2$ の長方形ブロック(800要素)に、予め横方向の強制変位 Δu を与えた後で鉛直変位($\Delta v = 5 \times 10^{-5}$)を与えることを三軸圧縮試験と呼ぶことにした。なお、側圧 σ_1 はその節点反力から逐次計算して求める。図-2は側圧の違いによる荷重変位関係であり、 σ_1 の増加に伴ってピーク荷重が増加しているようすがわかる。また、図-3は側圧194 kPaのまま内部摩擦係数を変化させたときの応力比-ひずみ関係であるが、ここでは $\alpha = 0.27$ のときのピーク荷重が豊浦砂の実験とほぼ一致している。解析結果はいずれも比較的小さい変位量でピーク荷重に至っており、その挙動は人工軟岩の実験のそれに近いことから、どちらかといえば硬い材料の挙動を予測していると考えられる。そこで、ここでは $\alpha = 0.27$ を目安として以後の解析を行うことにする。

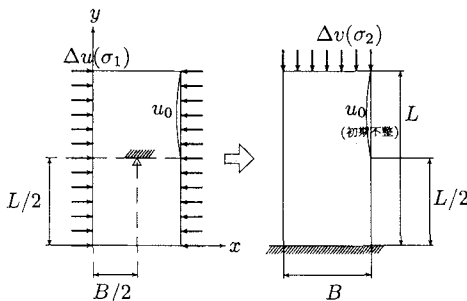


図-1 三軸圧縮試験の荷重方法

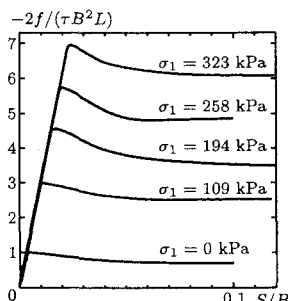


図-2 側圧 σ_1 の影響

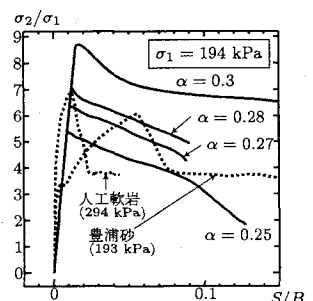


図-3 応力比-ひずみ関係

4. 地盤の押し込み問題

(1) 解析対象領域の設定と境界条件

解析対象の有限要素メッシュ図の左半分と、
載荷板への載荷方法を図-4に示す。載荷は
変位増分ステップ $\Delta v = 5.0 \times 10^{-5}$ を与える
変位制御であり、対称載荷の場合は板の上面
に一樣に、偏心載荷の場合は板の中心から距
離 e のところにそれぞれ強制変位を与えてい
る。総変位量は $S = \sum_{step} \Delta v$ と定義した。

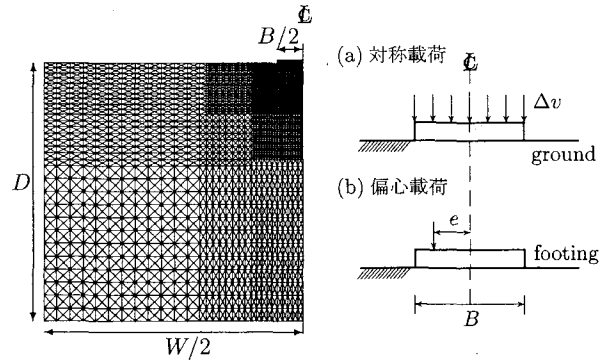


図-4 有限要素メッシュと載荷板の設定

(2) 偏心載荷

図-5, 図-6はそれぞれ $\alpha = 0, 0.27$ のときの相当残留ひずみ分
布図である。偏心度(図-4)は $e/B = 0.2$ とした。 $\alpha = 0$ の場
合はひずみの局所化領域がやや拡散的な分布となっていて、載荷板
右側直下に発生した引張り抵抗による円弧状すべり領域が発生して
いる。一方、 $\alpha = 0.27$ の場合はそのような傾向は見られず、ひず
み領域がより地表面から深いところまで達するようになる。また、
複数の明瞭なすべり線が確認でき、この形状は実験³⁾による観察結
果ともよく似ている。このことから、内部摩擦係数がひずみの局所
化を顕在化しているという傾向が確認できる。また、図-7は偏心度
 $e/B = 0.2$ のときの荷重変位曲線である。破線は $\alpha = 0$ のときの対
称載荷の曲線である。ここでは実験で観察されるような明確なピー
ク荷重を確認することはできないが、曲線が内部摩擦係数の増加に
伴って剛な挙動を示していることは確認できる。

(3) 実験との比較

偏心度による荷重変位曲線のピーク荷重の違いを実験³⁾と比較す
る。本解析では明確なピークは追跡できていないが、曲線の勾配が
比較的緩やかになる点(図中の破線で示した沈下量レベル $S/B =$
 0.0875)をもって支持力とみなす。その結果、偏心度との関係をプ
ロットしたものが図-8である。実験に対してやや剛な挙動を予測し
ているものの、支持力の減少傾向はよく追跡できている。

5. 結論

内部摩擦係数 α にはひずみの局所帯を狭くする効果があり、引張り
力が発生しやすい偏心載荷の場合でも、実験で見られるような変形
パターンを追跡できることがわかった。また、 α が支持力に与える
影響についても、ある程度は実験結果を定量的に予測できた。

参考文献

- 1) 白戸真大, 岩熊哲夫: 微視すべりを組み込んだ構成モデルその大変形問
題への適用, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.257-268, 1998.
- 2) 吉田 輝, 亀谷泰久, 龍岡文夫, 董軍: 砂礫の平面ひずみ圧縮試験にお
けるせん断層の応力・変形関係, 地盤の破壊とひずみの局所化に関する
シンポジウム, 発表論文集, pp. 189-196, 1994.
- 3) 岡原美知夫・福井次郎・知見健司: 変形傾斜荷重が作用する剛体基礎
の支持力に関する模型載荷実験, 土木学会第48回年次学術講演会,
III-342, pp738-739, 1993

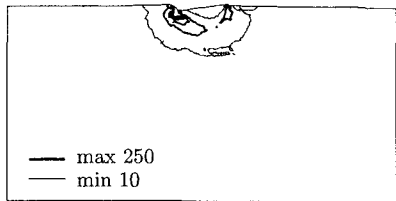


図-5 $\alpha = 0.0, e/B = 0.2$ のひずみ分布

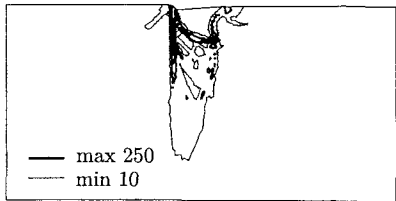


図-6 $\alpha = 0.27, e/B = 0.2$ のひずみ分布

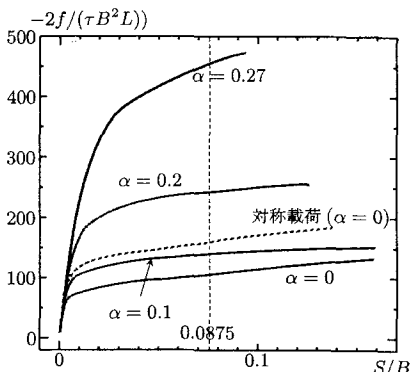


図-7 荷重変位曲線 ($e/B = 0.2$)

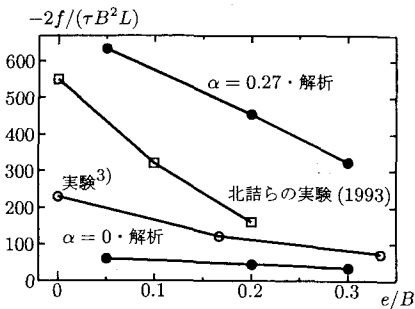


図-8 偏心度と支持力の関係