

密度変化を考慮した繰り返し載荷時の弾塑性構成モデルに関する研究

東北学院大学工学部	学生会員	○日下	初博
東北学院大学工学部	学生会員	三塚	保法
東北学院大学工学部	正会員	飛田	善雄
東北学院大学工学部	正会員	吉田	望
東北学院大学工学部	正会員	山口	晶

1 はじめに

過去の地震被害には、液状化による構造物の崩壊などの被害の他に、地震終了後に発生する流動変形現象が報告されている。流動現象の発生原因にはいくつか考えられているが、本研究では流動現象の発生原因を地震終了後に発生した間隙水の流入と、地震時に受けた土骨格の崩壊による土の剛性の低下であると考えた。

そこで、このような現象をより適切に表現するために、繰り返し構成モデルである飛田・吉田モデル¹⁾に対して改良を行い、密度変化を考慮した繰り返し構成モデルの構築を試みた。その改良点としては、密度依存性の表現、中間主応力の影響、繰り返し載荷時の砂の内部構造変化が挙げられるが、ここでは密度依存性のみを検討した。ただし、本研究で中間主応力の影響を検討する際、その影響よりも塑性係数決定方法、主応力回転時の塑性変形挙動の表現、そして弾性劣化現象などの影響が大きいと考えた。そのため、具体的なモデル化の必要性は低いと考え、現時点で中間主応力の影響は無視している。

まず密度依存性を考慮した飛田・吉田モデルの骨格曲線を確定するために、単調載荷時での間隙水の移動による流動を検討した。そのために密度・拘束圧依存性を取り入れた Li and Dafalias(2000)モデル²⁾を用いた。その解析結果とひずみ経路制御試験による実験結果³⁾とを比較し、間隙水の流入による流動の影響を検討した。また、地震時の土骨格の崩壊の影響についても同モデルを用いて検討した。

2 密度依存性の表現

本研究では流動現象を検討するために密度・拘束圧依存性を考慮している Li and Dafalias(2000)モデル²⁾を用いた。Li and Dafalias(2000)モデルの基本的特徴は以下のようになっている。

● 限界状態の概念について

砂を様々な初期間隙比から様々な方法でせん断した場合、最終的に、拘束圧 p' と偏差応力 q は、 $q = Mp'$ で指定される直線上に位置することになり、最終的な状態での間隙比を限界間隙比 e_c と定義する。この限界間隙比 e_c と拘束圧 p' の関係は一意的に定まるとする概念を限界状態の概念という。

Li and Dafalias(2000)による state parameter ψ は以下の様に表現できる。

$$\psi = e - e_c = e - \left| e_r - \lambda_c(p'/p_a)^\zeta \right| \quad (1)$$

ここで e_r は $p' = 1 \text{ kPa}$ における限界間隙比、 p_a は大気圧、

λ_c と ζ は物性パラメータである。

● 変相線の密度・拘束圧依存性の表現

変相線とはダイレイタンシーが負から正に変わるときの応力比を連ねた直線で、Li and Dafalias(2000)は、ダイレイタンシー係数 d を次式で定義することにより、変相線の応力比の密度・拘束圧依存性を表現した。

$$d = \frac{d_0}{M} (M \exp(m\psi) - \eta) \quad (2)$$

ここで M は限界状態の応力比、 d_0 は基本的なダイレイタンシー係数、 η は現在の応力比、 m は正の定数である。

● 応力-ひずみ曲線の密度・拘束圧依存性の表現

砂の応力-ひずみ曲線の密度・拘束圧依存性の主たる特徴は次の2点である。

- 1) 拘束圧が同じで、初期間隙比が異なるとき、密度の高い砂はピークを示した後、ひずみ軟化挙動を示しながら、限界状態に至る。密度の低い砂は緩やかに限界状態に至る。
- 2) 初期間隙比が同じ値で、拘束圧が異なるとき、拘束圧が小さい砂はピークを示した後、ひずみ軟化挙動を示すことが多い。また、拘束圧が大きい砂は緩やかに限界状態に至る。

この挙動を表現するのに、Li and Dafalias(2000)は次式で硬化関数を提案している。

$$K_p = \frac{hG \exp(n\psi)}{\eta} (M \exp(-n\psi) - \eta) \quad (3)$$
$$h = h_1 - h_2 e$$

ここで、 G はせん断弾性係数であり、 h 、 h_1 、 h_2 は材料定数である。

3 ひずみ経路制御試験による実験結果

本研究の結果と比較するための既存の研究として、ひずみ経路制御試験による実験結果³⁾を用いた。この実験では ζ という値を設定し、その ζ の違いにより、どのような挙動を示すかを調べている。この ζ は以下のように定義されている。

$$\zeta = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \quad (4)$$

$d\varepsilon_v$ は体積ひずみ増分、 $d\varepsilon_1$ はせん断ひずみ増分となっている。また、 $\zeta \geq 0$ では圧縮している状態で、 $\zeta \leq 0$ では膨張している状態、そして $\zeta = 0$ では非排水状態を意味している。この実験結果では、 $\zeta \leq 0$ の時には、間隙水を流入している状態なので、不安定な挙動を示す結果が示されている。

4 解析結果

図-1 から 4 までの結果は全て Li and Dafalias(2000)モデルを用いたものである。初期間隙比は 0.68, 初期拘束圧は 1000kPa であり, 全て単調載荷時である。本研究では, ひずみ経路制御試験による実験結果³⁾で定義した θ として解析を行ったが, 定義としては同じである。

図-1 は γ - q 関係, 図-2 は p - q 関係を示している。図-1 より $\theta \leq 0$ のときは, 全てひずみが約 10%を少し過ぎたあたりから軟化挙動を示す結果となった。つまり, ひずみが 10%を少し過ぎたあたりから不安定になったと言える。 p - q 関係においては, 途中から折り返して減少を示す挙動として現れている。特にこの結果はひずみ経路制御試験による実験結果³⁾に類似する挙動が再現できている。図-3 は地震動による土骨格の崩壊を考慮したときの γ - q 関係である。 θ の値は-0.095 である。この結果より, 地震動による履歴を受けていないものに対して, 履歴を受けたもの程, 抵抗が弱くなっていることがわかる。図-4 は履歴あり・なし, 流入あり・なしを比較したものである。この結果からも, 履歴, 流入なしに比べ, 履歴, 流入が共にあるものの強度は明らかに小さくなっている。これより, 間隙水の流入や土骨格の崩壊が流動に大きく影響していることがわかる。

5 おわりに

これまで地盤分野で構造物の安全性を考える際, 排水状態は安全で非排水状態は危険だと思われてきた。しかし, 本研究の結果より, 非排水状態だけが危険ではなく, 間隙水の流入や地震時に受けた土骨格の崩壊などの影響によっては, もっと危険な状態があることがわかった。つまり, 地震動により土骨格が乱され, そこに間隙水の流入が加われば, いくら密な状態でも危険になり得ると言える。

以上の結果から, Li and Dafalias(2000)モデルを飛田・吉田モデルに取り入れれば, 密度変化を考慮した繰り返し構成モデルの表現が可能と考えられる。

また, 本研究では, 繰り返し載荷時の砂の内部構造の変化についても基本的定式化は行ったが, 具体的な繰り返しの検証までは至らなかったため, この点が今後の課題と言える。

参考文献

- 1) Tobita, Y. and Yoshida, N.: An isotropic bounding surface model for cyclic behavior of sand; Limitation and modification, Proc. of Int. Conf. on Prefailure behavior of sands, Sapporo, Balkema, pp.457-462, 1994
- 2) Li, X.S. and Dafalias, Y.F.: Dilatancy for cohesionless soils, Geotechnique 50, No.4, 449—460, 2000
- 3) Chu, J., Lo, S.-C.R. & Lee, I.K.: Strain softening behaviour of a granular soil in strain path testing. J. Geotec. Engng., ASCE, 118(2), 191-208, 1992.

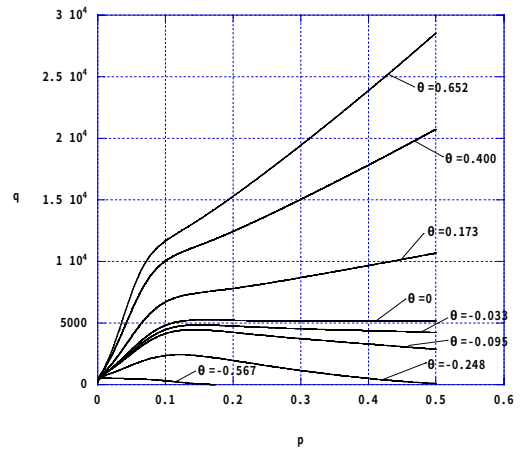


図-1 γ - q 関係

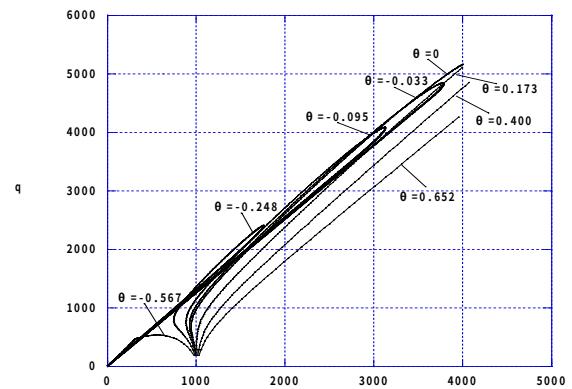


図-2 p - q 関係

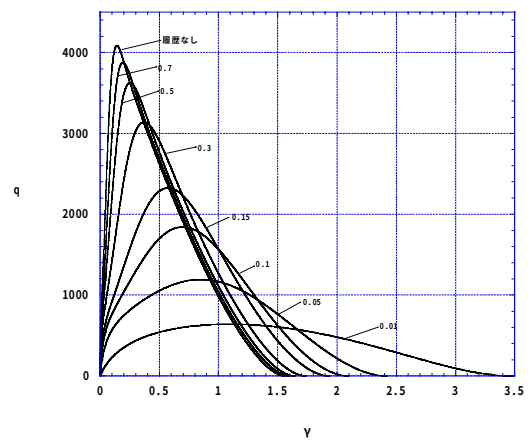


図-3 γ - q 関係(土骨格の崩壊を考慮)

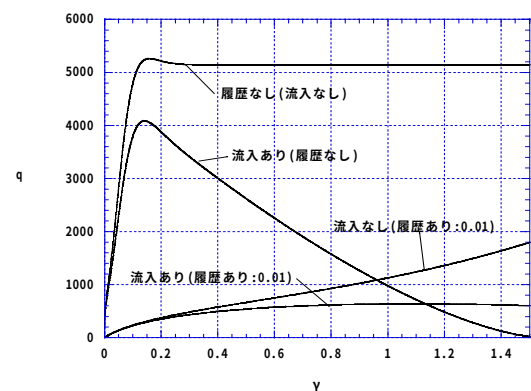


図-4 γ - q 関係(履歴のあり・なし, 流入のあり・なしによる比較)