

締固め路床土における等体積単純せん断挙動の弾塑性解析

NIPPO 研究開発本部 技術研究所

正会員 ○石垣 勉

NIPPO 研究開発本部 技術研究所

正会員 尾本 志展

中央大学 研究開発機構

フェロー会員 太田 秀樹

1. はじめに 筆者らは、交通荷重と間隙水の作用に対する路床の長期的な耐久性を、土の弾塑性的な応力・変形挙動の視点から予測するツールとして、土/水連成有限要素解析の適用性を検討している。本報告では、締固め路床土を対象に一連の圧密・等体積単純せん断試験を実施し、弾塑性構成モデルによる有限要素解析結果と比較した結果、幾つかの知見を得たので報告する。

2. 締固め路床土の圧密・等体積単純せん断挙動 最適含水比に調整した礫混じり粘性土 ($D_{\max}=16\text{mm}$, $U_c=19.7$, $I_p=18.0$, $\rho_{d\max}=2.05\text{g/cm}^3$, $w_{\text{opt}}=11.0\%$, 修正 CBR=75%:非水浸)を、大型単純せん断試験装置¹⁾のせん断モールド ($\phi 300\text{mm}$, $h125\text{mm}$) 内に緩詰めしたのち、JIS A 1210 における 95%相当の締固め度が得られるまで鉛直荷重を段階的に载荷し、静的に締め固めた。次にその鉛直荷重を段階的に除荷した。その過程を 1 次元圧密・膨潤試験結果として図 - 1 (上) に示す。この試料では締固め度 95%に対応する鉛直応力は 3000kPa であった。Ohta&Hata(1971)はこの静的な鉛直応力を締固め土の等価先行圧密応力²⁾と定義し、同じ土であれば含水比の違いに関わりなく、等価先行圧密応力により等体積せん断強度がほぼ一意に決まることを示している。この静的締固め土は不飽和状態 ($S_r=25\sim 75\%$) であるが、 $e-\log \sigma'_v$ 関係は直線的であり、飽和粘土の圧密・膨潤特性に類似している。図 - 1 (中) (下) に等体積単純せん断試験の応力経路を示す。筆者らが締固め路床土のせん断変形挙動の検討にこの試験方法を用いた理由は、1) 交通荷重が舗装に作用するのと同様に、単純せん断ではせん断時に主応力方向が連続的回転すること、2) 等体積せん断条件は供試体の体積を一定とし、排水条件かつ低ひずみ速度でせん断を行うことから、せん断時に過剰間隙水圧は発生しない。つまり計測した鉛直応力は全応力=有効応力³⁾となり、有効応力による検討ができるからである。本検討では松尾・軽部 (1966) が示すように「不飽和締固め土の等体積せん断時の応力経路を、飽和土における有効応力経路に対応するもの⁴⁾とみなし、図 - 1 (中) (下) は飽和土と等価な有効応力経路として取り扱っている。図 - 1 (中) に示す正規圧密状態 ($\text{OCR}=1$) の有効応力経路は、せん断に伴い負のダイレイタンスーから正のダイレイタンスーに変相することを示している。このような変相挙動を示す土の等体積せん断強度をどう定義するかは議論の余地があるが、本検討では変相点をその強度と仮定し、図 - 1 (中) に示す方法で正規化された等体積単純せん断強度を求めた。図 - 1 (下) より、過圧密比 $\text{OCR}=2\sim 6$ の有効応力経路は負から正のダイレイタンスーに変相するのに対して実際の路床の応力状態と考えられる重過圧密状態 ($\text{OCR}=12$) ではせん断の初期から正のダイレイタンスーを示している。

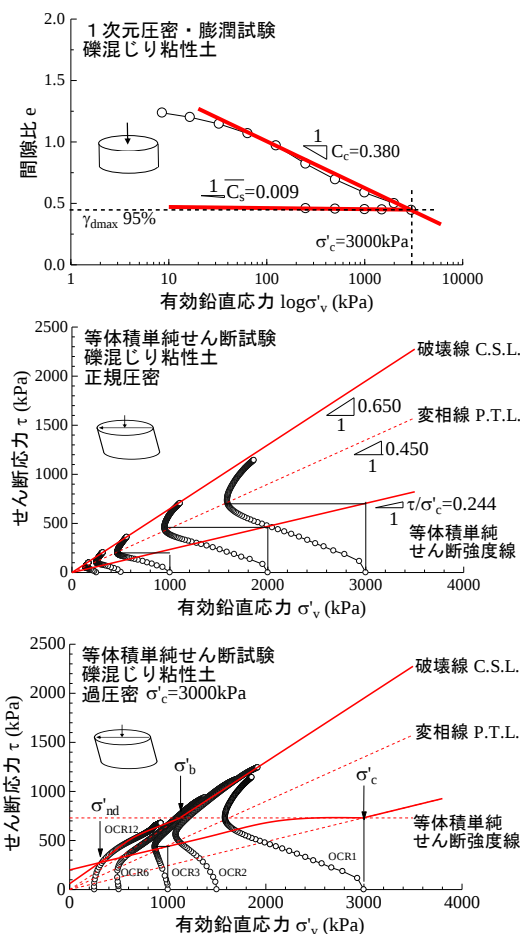


図 - 1 不飽和締固め土の圧密・等体積単純せん断挙動

キーワード 締固め土, 等体積単純せん断, 弾塑性構成モデル, 有限要素解析

連絡先 〒140-0002 東京都品川区東品川 3-32-34 NIPPO 研究開発本部技術研究所 TEL 03-3471-8542

3. 弾塑性モデルを用いた有限要素解析

土/水連成有限要素解析コード DACSAR^{5),6)}を用いて、1要素の有限要素メッシュによる等体積単純せん断のシミュレーションを試みた。土の構成則は Sekiguchi & Ohta(1977)による弾塑性構成モデル⁷⁾(関口・太田モデル)を用いた。関口・太田モデルは飽和粘土を対象にしたモデルであるが、等価先行圧密応力を介して、不飽和な締固め土を等価な飽和過圧密粘土と解釈することでこのモデルを適用している。図-2に関口・太田モデルの構成パラメータの同定方法^{5),8)}を示す。この方法は1)圧密・等体積単純せん断試験 2) 塑性指数を用いて、経験式と理論式を組み合わせることで、必要な構成パラメータ(図中の四角に囲まれたパラメータ)の全てを直接同定できるという点で有用である。図中の(1)式は関口・太田モデルより導出された非排水単純せん断強度の理論式⁸⁾である。本検討では等体積単純せん断強度を非排水せん断強度と等価とみなして、パラメータの同定に用いた。図-3に解析結果と試験結果との比較を示す。試験結果は図-1(下)に示した有効応力径路とその応力-ひずみ曲線である。図-3より関口・太田モデルは過圧密状態でのせん断応力を過大に見積っている。そこで、下負荷面⁹⁾を導入した関口・太田モデルを用いた有限要素解析結果を図-3にあわせて示す。このモデルでは図-2で同定したパラメータに加えて、下負荷面の膨張速度を調節するパラメータ m が必要である。本検討では m は OCR に因らず一定値をとるものと仮定し、試験結果にフィッティングして求めた。図-3に $m=1.0$ を用いた解析結果を示す。下負荷面を導入した関口・太田モデルによる解析結果は有効応力径路と応力-ひずみ曲線の試験結果と概ね整合している。特に実際の舗装下の締固め路床の応力状態と考えられる重過圧密状態ほど、その等体積単純せん断挙動を上手く表現している。

4. おわりに 下負荷面を導入した関口・太田モデルによる有限要素解析は、締固め路床土の弾塑性的な挙動を予測するツールとして、適用に期待ができることがわかった。なお、本検討は平成21年度に中央大学研究開発機構(地盤施工学研究ユニット)と NIPPO 研究開発本部技術研究所が実施した共同研究の成果である。

参考文献

- 1) 石垣 勉,渡邊真一,尾本志展,太田秀樹, 2008, 静的締固め粗粒材料の等体積単純せん断挙動,土木学会舗装工学論文集 vol.13, 115-123.
- 2) Ohta, H and Hata, S., 1977, Strength of Dynamically compacted Soils, Proc. of SS9 9th ICSMFE, 239-242.
- 3) Bjerrum, L. and Landva, A., 1966, Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay, Geotechnique, vol.16, No.1, 1-20.
- 4) 松尾稔, 軽部大蔵: 室内せん断試験結果の設計への適用に関する2,3の問題点, 第11回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.91-100, 1966.
- 5) Iizuka, A., and Ohta, H., 1987, A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils & Foundation, Vol.27, No.3, 71-87.
- 6) 竹山智英, 太田秀樹, 飯塚敦, ビバットバンサー・ティラボン, 大野進太郎 (2006). 関口・太田モデルにおける特異点処理法, 第3回地盤工学学会関東支部研究発表会, Geo-Kanto 2006講演集, 313-317.
- 7) Sekiguchi, H. and Ohta, H., 1977, Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equation of Soils, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 9, 305-315.
- 8) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y., 1985, Undrained stability of K0-consolidated clays, Proc. 11th ICSMFE, Vol.2, 613-616.
- 9) Hashiguchi, K., 1989, Subloading surface model in unconventional plasticity, Solids and Structures, Volume 25, Issue 8, 917-945

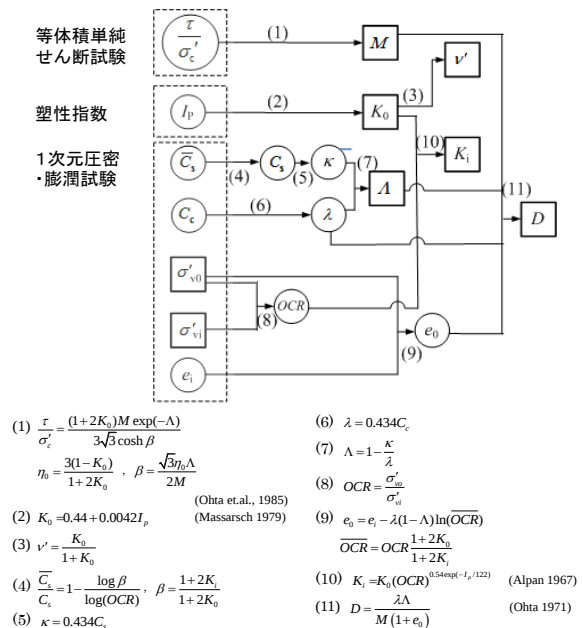


図-2 構成パラメータの同定方法^{5),8)}

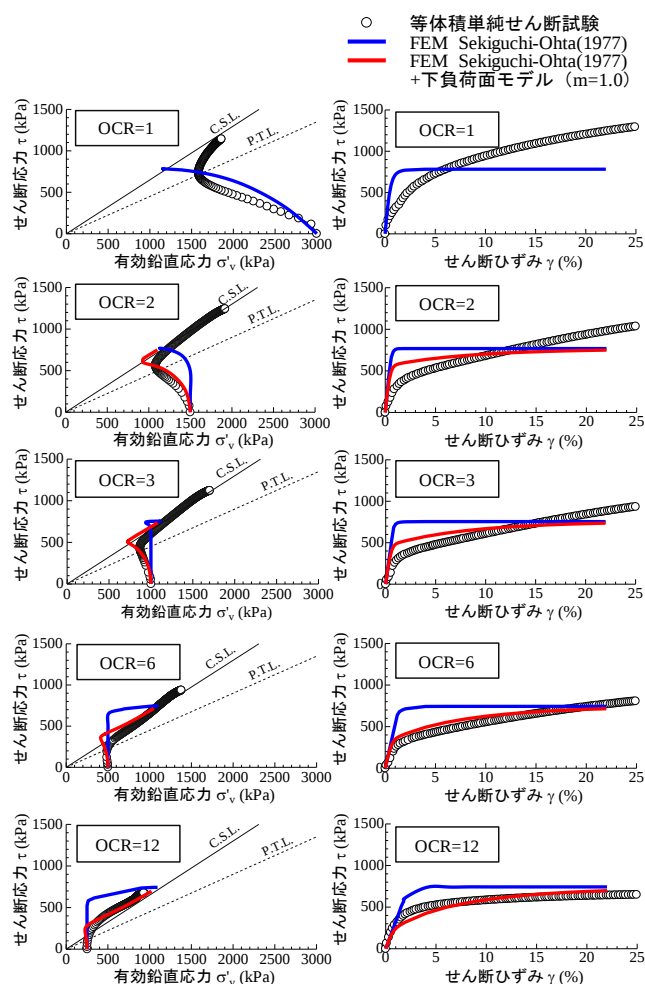


図-3 有限要素解析結果