

ベントナイト 15%混合八戸しらす土のせん断強度特性

八戸工業高等専門学校 正会員 ○清原 雄康
八戸工業高等専門学校 三浦 亮太

1. はじめに

盛土を築造してから長期間経過すると、凍結融解や浸透水による細粒分の流失、内部浸食¹⁾などが進行し、水が浸透しやすくなる可能性がある。さらに集中豪雨や地震など外的要因が重なると崩壊のリスクが高まる。本研究では火山灰質土である八戸しらす盛土地盤の劣化対策のために、高塑性のベントナイトをしらす土に混合した場合のせん断挙動、強度、剛性、粘り強さの回復効果を、飽和圧密非排水三軸試験により検討する。さらに修正カムクレイモデルによる再現解析も行い、力学的メカニズムの解明に役立てる。

2. 試験方法

(1) 試料土

本研究で用いた試料土は、過去に通水実験等によって細粒分が減少した八戸しらす(過去に新郷村にて採取)を用い、混合したベントナイトは、群馬県安中産のものを用いた。試料土の諸性質を表 1、粒度分布を図 1 に示す。八戸しらすは多孔質のため、粒度試験の沈降分析の際には粒子内の空気を水に置換するために、真空脱気処理を行った。本研究で用いた八戸しらす土の細粒分含有率 FC は 14.6%と、現地で試料採取したときに測定した 22%より細粒分が減少していることが分かる。この試料土にベントナイトを 15%混合すると、FC は 25.3%(≒限界細粒分含有率)に増加した。

(2) 圧密非排水三軸試験

供試体は Φ5×10cm のモールドを用い、 $\rho_d:1.21\text{g/cm}^3$ を目標に、しらすのみの供試体 hn と、それに乾土割合 15%のベントナイトを混合した供試体 hb を、3 層に分けて突き固めて作製した。表 2 に供試体条件を示す。

供試体の周面にはスリットを巻いて、飽和化を促進出来るようにした。装置に設置して CO₂ 通気・脱気水通水後、拘束圧 σ'_c が 50kPa、100kPa のケースに分けて、 σ'_c で等方圧密後、応力制御による非排水三軸せん断試験を行った。ベントナイト混合により透水性が低下し、飽和化が不十分になることに備え、三軸室を二重セル構造とし、供試体の体積を内セルで測定出来るようにした。図 2 に 100kPa までの等方圧密過程における圧縮曲線を示す。

表 1 八戸しらす土, ベントナイトの諸性質

八戸しらす土粒子密度(g/cm^3)	2.518
ベントナイト土粒子密度(g/cm^3)	2.592
八戸しらす土最大/最小密度(g/cm^3)	1.469/1.014
ベントナイト液性限界(%)	360
ベントナイト塑性限界(%)	39
ベントナイト塑性指数(%)	321

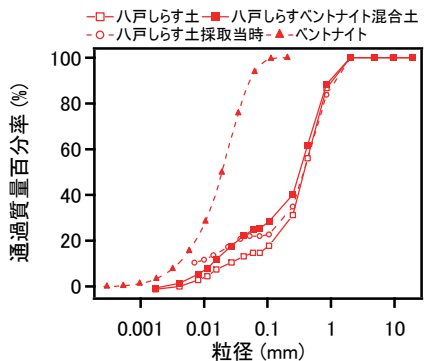


図 1 粒径加積曲線

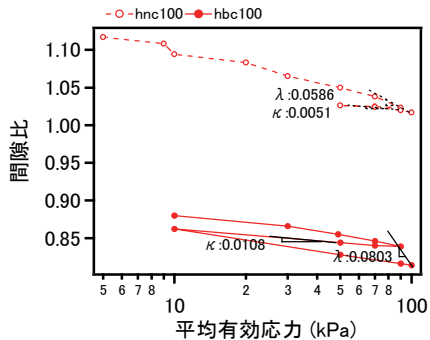


図 2 等方圧密過程における圧縮曲線

表 2 供試体諸元と三軸試験条件

名称	状態	拘束圧 σ _c kPa	作製時			圧密後		圧密試験結果	
			ベントナイト混合		しらすのみ ρ _d g/cm ³	ベントナイト混合		圧縮指数 λ	膨潤指数 κ
			ρ _d g/cm ³	間隙比 <i>e</i>		ρ _d g/cm ³	間隙比 <i>e</i>		
hnc50	ベントナイト	50	1.15	1.19	1.15	1.22	1.06	0.0586	0.00512
hnc100	無し	100	1.19	1.12	1.19	1.25	1.08		
hbc50	ベントナイト	50	1.29	0.96	1.12	1.32	0.92	0.0803	0.0108
hbc100	有り	100	1.32	0.91	1.15	1.39	0.81		

3. 試験結果

図 3 に軸ひずみ ε_a に対する主応力差 $q(=\sigma_1-\sigma_3)$ の関係を示す。 σ_c :50kPa, 100kPa での最大強度 q_{max} は, hn でそれぞれ, 77.5kPa, 203kPa, hb でそれぞれ 154kPa, 286kPa と, 1.4~2 倍大きくなった。hn の場合, ε_a :0.5%付近までヤング率が大きく応力が急激に増加し, その後, 緩やかに強度が増加するひずみ硬化傾向にあった。粒子破碎の影響が考えられる。hb の場合は, ε_a :8%程度まで応力増加後一定値をとる残留状態となった。

過剰間隙水圧 u は, 図 4 に示すようにいずれも正の水圧が発生し, 負のダイレイタンシーが発生していた。hn の方が hb より大きく発生した。図 5 に応力経路を示す。hn での平均有効応力 $p'=(\sigma_1+2\sigma_3)/2$ は, u の増加により減少傾向にあったが, hb では水圧増加以上に軸方向応力の増加が大きく, p' は増加傾向にあった。過剰間隙水圧が増加から減少に転じる付近の限界状態定数 M は hn で 1.52, hb で 1.57 となった。

q の最大値から求めた内部摩擦角 ϕ , 粘着力 c は, hn でそれぞれ 42° , 0kPa, hb でそれぞれ 38° , 4.7kPa であった。

三軸試験から得られたパラメータを用いて, フックの法則と修正 Cam-Clay モデル²⁾を構成則とする, 荷重増分法による逐次ひずみ増分計算を限界状態に至るまで行った。塑性ひずみについては, 供試体作製時の突固めによる過圧密効果を考慮するため, 一般化流動側から導かれる式(1)とパラメータ決定式(2), (3)によりダイレイタンシー特性 $D^{*3)}$ を考慮した。

$$\frac{de_v^p}{de_d^p} = D^* \left(\tilde{M} - \frac{q}{p'} \right) \quad (1) \quad D^* = D_0 \left(\frac{\tilde{M}}{M_m} \right)^n \quad (2) \quad \tilde{M} = \begin{cases} (q/p') / \ln(p'_b/p') & (\text{過圧密}) \\ M_m & (\text{正規圧密}) \end{cases} \quad (3)$$

ここで de_v^p : 塑性体積ひずみ増分, de_d^p : 塑性偏差ひずみ増分, D^* : ダイレイタンシー特性値, σ'_{ij} : 有効応力テンソル, $D_{0,n}$: ダイレイタンシー定数, M_m : 限界状態定数, p' : 平均有効応力, p'_b : 過圧密効果相当応力である。

表 3 に計算に用いた定数セットを示す。hb のケースでは過圧密効果として, 拘束圧の 2 倍程度を見積もった。計算結果を図 3, 図 4, 図 5 内の青線で示す。いずれのケースも限界状態到達までで良好な整合性が得られた。

4. まとめ

細粒分が 15%に低下したしらす土と, それにベントナイトを混合し細粒分を 25%に増やしたしらす土のせん断強度試験を行い, 内部浸食の評価, 対策効果の検討を行ったところ, 混合土の方が q_{max} は約 1.4~2 倍, 粘着力は 4.7kPa 増加したが, ϕ' は若干減少した。修正カムクレイモデルによる計算の結果, 混合土の突固め効果を過圧密効果として考慮すると, ダイレイタンシー挙動, 応力経路など良好な整合性が得られた。

謝辞: 本研究は JSPS 科研費 15H02263(代表: 風間基樹先生), 18K04356 の助成を受けた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 神木雄一, 鈴木素之, 石丸太一, 神山惇: 三軸試験装置において透水による内部侵食を受けたまさ土のせん断挙動, 第 53 回地盤工学研究発表会, pp.961-962, 2018. 2) 松岡元: 地盤工学の新しいアプローチ, 京都大学学術出版会, 2003.
- 3) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所: LIQCA2D16・LIQCA3D16(2016 年公開版)資料, 2016.

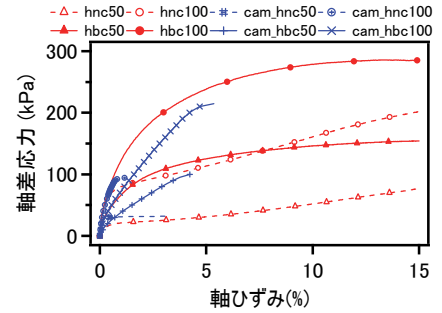


図 3 軸ひずみと軸差応力の関係

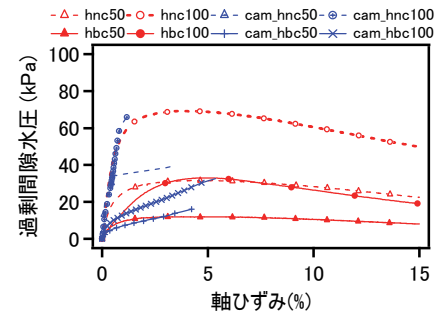


図 4 軸ひずみと過剰間隙水圧の関係

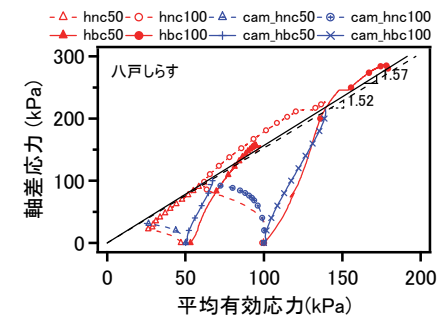


図 5 応力経路

表 3 計算で用いたダイレイタンシー定数セット

実験名称	hnc50	hnc100	hbc50	hbc100
D_0	0.6	0.6	3	3
n	0.5	0.5	0.7	0.7
p_b (kPa)	58	110	100	200