

薄層ベントナイト混合土の支持力に関する解析的検討

関西電力(株) 田沼 進

(財)原子力環境整備センター 田辺 博三、本島 禎二

鹿島建設(株)〇正会員 岡本 道孝、笹倉 剛、田中 益弘、藤澤 理

1.はじめに

放射性廃棄物の最終処分において、廃棄体を納める構造躯体と岩盤の間に核種の移動を抑制するための難透水性土質材料を用いた緩衝材の設置が検討されている。特に構造躯体下部の底部緩衝材は上部構造を長期間安定して支持することが求められるが、構造躯体の幅に対し相対的に薄い層で設置されるため、従来の Terzaghi の支持力式では正確な支持力を評価できない可能性がある。本検討では緩衝材としての適用が検討されているベントナイト混合土の三軸圧密非排水試験結果を用いた有限要素解析により、薄層ベントナイト混合土の支持性能について考察した。

2.ベントナイト混合土の三軸 $\overline{CU}$ 試験

(1)供試体の作製 三軸試験で使用したベントナイト混合土はベントナイト(クニゲルV1)と、3号珪砂と5号珪砂を等量混合して作製した砂を乾燥重量比 7:3 で混合したものを用いた。試験用の供試体は 3～5 層に分割した突固めにより $\phi 50\text{mm} \times h100\text{mm}$ の供試体寸法で乾燥密度が $1.6(\text{g}/\text{cm}^3)$ となるように作製した。これを飽和セル内に挿入して供試体両端から 24 時間脱気し、その後同様の方法で通水を 24 時間行った。この工程を繰り返して、供試体の飽和度を徐々に高めていき、全体の重量が変化しなくなった(ベントナイトが吸水しなくなった)ことを確認した後、飽和が完了したものとして供試体をセルから脱型し、三軸 $\overline{CU}$ 試験を実施した。圧密時に計測した B 値は平均 0.96 であり、比較的高い飽和度を達成できた。

(2)圧密過程と試験結果 図-1にベントナイト混合土の三軸試験に於ける体積変化履歴の模式図を示す。今回試験時の圧密圧力を 98、294、490(kPa)に設定しているが、圧密開始からある程度時間を経過するとベントナイトの膨潤圧がこれを上回るようになり、圧密による収縮より膨潤が卓越することが予備サンプルを用いた試験により確認された。そこで圧密初期に見られる体積収縮は、供試体を飽和セルから脱型した際の拘束解除による体積膨張分が再圧縮したものと考え、試験では膨潤による供試体密度の変化を回避する為、圧密過程に於いて供試体が収縮から膨張に転ずる点(図-1中黒点)でせん断を開始した。試験から得られたベントナイト混合土の強度定数は $c':79.4\text{kPa}$ 、 $\phi':4.4^\circ$ 、 $(c:88.3\text{kPa}$ 、 $\phi:2.2^\circ)$ であった。

(3)Duncan & Chang の非線形弾性モデル 本検討では試験結果を用いた FEM による薄層ベントナイト混合土層の支持力評価を行う際、応力～ひずみ関係に Duncan & Chang の非線形弾性モデルを用いた。図-2に三軸試験結果、並びに試験結果の双曲線関数による近似曲線を示す。締固めにより作製された供試体の応力～ひずみ曲線は明確なピークを持たないものとなっており、双曲線式でも比較的高い精度で近似できていることがわかる。表-1に解析に入力した諸物性値を示す。ポアソン比は拘束圧や応力レベルに因らず、0.4 の一定であるとした。又、静止土圧係数 K_0 は Brooker & Ireland¹⁾の式により求めた。

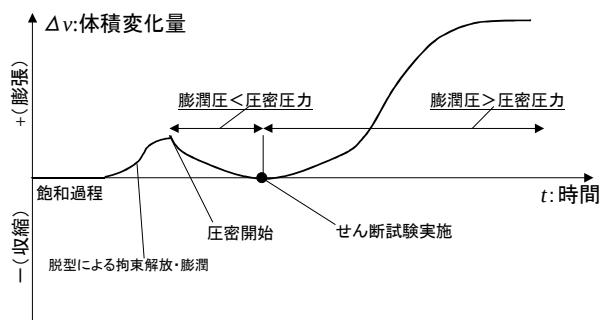


図-1 ベントナイト混合土の体積変化の模式図

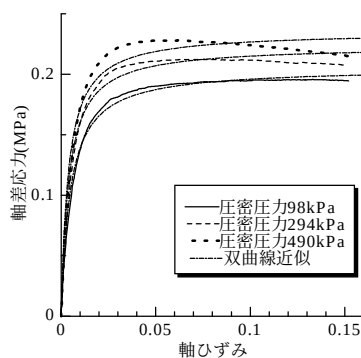


図-2 三軸 $\overline{CU}$ 試験結果

表-1 入力パラメータ

パラメータ	
K	0.428
n	0.723
R_f	0.96
K_0	0.873
U	0.40

$$E = K \times (\sigma_c)^n$$

$$R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$$

キーワード：ベントナイト、三軸圧縮試験、支持力、有限要素法

連絡先：〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1 tel 0424(89)7067 fax 0424(89)7034

3.非線形弾性有限要素解析

前述の三軸 $\overline{CU}$ 試験結果を用いて、非線形弾性有限要素解析により薄層で存在するベントナイト混合土の支持力を検討した。解析ケースは載荷幅に対するベントナイト混合土層の厚さの比 (H/W) をパラメータとし、表-2 のように設定した。解析モデルは幅 60m の地盤中央において約 10m に渡り鉛直下方に強制変位を付与するものとしている。解析では全応力に基づく c と ϕ を用い、面对称の断面二次元モデルとして計算を実施した。強制変位量は基本的にいずれの計算においても 30mm としているが、ベントナイト混合土層の層厚が最も薄い Case1 については 10mm 以上の強制変位を付与した場合、計算が不安定になるため、強制変位量を 10mm までとした。一方、最も層厚が大きい Case5 については、40mm まで変位を付与した。また厚さ 1.2m のベントナイト混合土層の幅を 12m として載荷幅に対して極端に地盤の幅が狭い場合についても検討を行った (Case6)。

表-2 解析ケース

	地盤厚 H(m)	H/W (W 10m)	q_{max} (tf/m ²)	備考
Case1	1.2	0.13	54.68	
Case2	2.3	0.25	53.95	
Case3	4.6	0.5	43.69	
Case4	9.2	1.0	36.06	
Case5	18.4	2.0	35.30	
Case6	1.2	0.13	59.92	地盤幅 12m

図-2に載荷域中央での荷重～沈下曲線を示す。いずれのケースも明確なピーク値は見られず、変形の進行と共に緩やかに荷重が増加する傾向を示している。また層厚の増加と共に、極限支持力が低下していく傾向も見られる。 (H/W) が 1.0～2.0 程度では Terzaghi の支持力公式²⁾

$$q_u = \alpha c N_c + \beta \gamma N_\gamma + \gamma D_f N_q$$
$$= 36.0(\text{tf/m}^2)$$

α, β : 形状係数、 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数、 γ : 地盤の単位体積重量
 D_f : 基礎の根入深さ、 c : 地盤の粘着力

から求めた地盤の極限支持力と解析から得られた最大荷重は非常に近い値となっているが、層厚が極端に小さい場合、荷重は絞り出し破壊を考慮した支持力式³⁾

$$q_u = 4c + \frac{cB}{2H}$$
$$= 70.5(\text{tf/m}^2) \quad H=1.2\text{m 時}$$

c : 地盤の粘着力、 B : 基礎幅、 H : 粘性土層厚

から算出した支持力値に近い値となっている。地盤幅の影響を見た場合、解析的には地盤幅が極端に狭い方が若干大きめの支持力値を与えるという結果が得られた。これは側方の拘束部に荷重が分担され、見かけ上の拘束圧増加により地盤強度が大きくなったためと推測される。

図-4、5に降伏時 (図-3 中の矢印) の地盤変形図を示すが、双方ともに載荷域直下の地盤が側方へはらみ出すような変形が見られている。Case5 では、載荷域近傍では引き込み沈下が見られるものの、中心から 10～20m の域に鉛直上向きの変形が見られ、いわゆる全般せん断破壊に似たモードを確認することが出来る。一方、Case6 では側方への変形が目立つことから、地盤層厚が薄くなるにつれて、破壊モードが全般せん断的なものから絞り出し破壊的なモードに移行していくことが変形図からも推測される。

4.今後の課題

今後の課題として、模型実験等による薄層ベントナイト混合土層の支持特性の直接的確認及び、より正確なベントナイト混合土の挙動評価手法の確立などが挙げられる。尚、本稿で述べた三軸 $\overline{CU}$ 試験結果は「電力共通研究: 処分施設成立性に係る緩衝材の特性研究」の成果の一部を用いたものである。

[参考文献]1)新規格定地盤工学会基準・同解説 pp.9-31 地盤工学会 1996、2)建築基礎構造設計指針 pp.119-124 日本建築学会 1988

3) 土質力学(全改訂)pp.273-274 山口柏樹 1969

q_{max} : 解析上得られた最大支持力

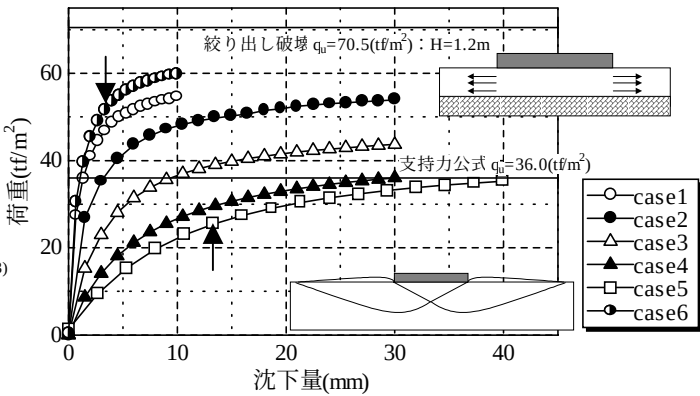


図-3 荷重～沈下曲線

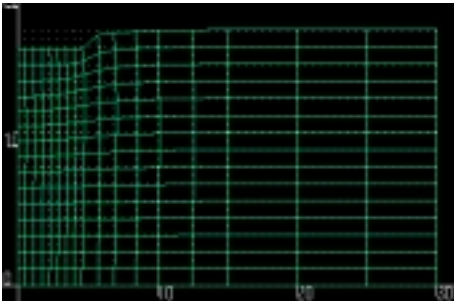


図-4 Case5 変形図 (5/15step)

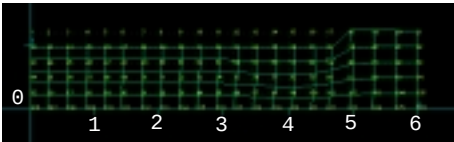


図-5 Case6 変形図 (6/15step)