

III-A 256

礫ベントナイト混合土の支持力模型実験

日本原燃

平松住雄・佐々木泰・高橋一憲

鹿島 技術研究所 正会員

杉原靖彦・林 寛・吉田 輝

1. はじめに： 礫ベントナイト混合土（以下、礫ベント）は、自然材料（礫、細砂、ベントナイト）を混合したもので、粒度分布が良く（図-1）遮水性に非常に富むとともに、良好な支持特性を有すると考えられる。しかしながら、載荷幅に対して礫ベントの層厚が薄く、破壊モードとして圧縮破壊（絞り出し破壊）が想定される条件下での変形・強度特性については不明確な点が多いため、薄層の礫ベント地盤をモデル化した支持力模型実験を実施し、支持特性および変形挙動を調べた。また、非線形弾性FEMシミュレーションの有効性についても併せて検討した。

2. 支持力模型実験： 実験は平面ひずみ条件で、層厚30cmの礫ベント地盤の中央に幅50cmの載荷板を設置した軸対称モデルとした（図-2）。弾性FEMによる事前検討により、土槽左右端部で載荷による地盤変形がほとんど生じないよう、土槽は左右方向に十分な長さを有するものとした。事前の締固め試験結果をもとに、含水比 $w = w_{opt} = 8.9\%$ 、締固め度D値が95%になるように、礫ベント地盤を6層（各層5cm）に分けて突固めて作製したのち、土槽前面板をアクリル製の透明なものに交換した。このとき、前・背面板にはグリスとメンブレンからなる摩擦軽減層を設けた。前面板側のメンブレンには2.5cm間隔の格子を貼付し、これを各載荷段階ごとに写真撮影することにより、礫ベント地盤の地中変形を調べた。また、地表面変位および載荷板沈下量Sを、それぞれ10箇所、4箇所の変位計で測定した。載荷方法は、平板載荷試験方法（JSF T 25-81）に準拠し、一定時間荷重保持方式（荷重増分 $\Delta P = 9.375 \text{ tf/m}^2$ 、保持時間15分）とした。なお、載荷ピストン～載荷板間には偏圧防止のため球座を設けた。

3. 実験結果： 実験は2回実施したが、それぞれの荷重沈下曲線（P～Sカーブ、図-3）は比較的良く一致し、実験の再現性が高いことを確認した。また、図-3の実験結果から、(1) $P = 100 \text{ tf/m}^2$ 付近まではP～Sカーブはおおむね放物線状を呈するが、詳しく見ると $P = 70 \text{ tf/m}^2$ 前後で曲線の傾き $\Delta S / \Delta P$ がいくらか増加していること、(2) さらにPを増加させ $P = 150 \text{ tf/m}^2$ 付近になると、カーブの向きが反転し、Pの増加とともに $\Delta S / \Delta P$ は減少していること、が分かる。したがって、このP～Sカーブから判断すると、当モデル地盤は破壊に至らないように見受けられる。

次に、載荷板端直下部付近での地盤の水平変位Hに着目すると（図

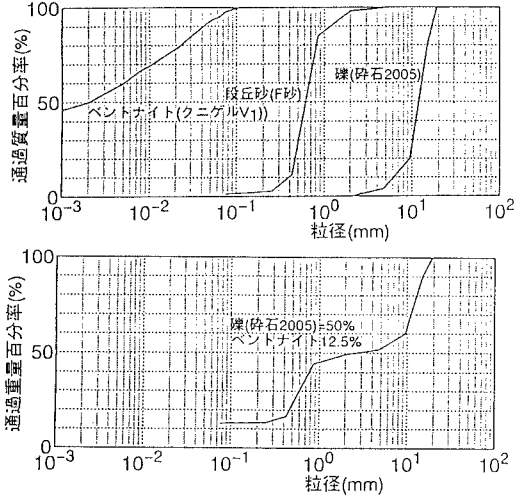


図-1 原材料と礫ベントの粒度分布

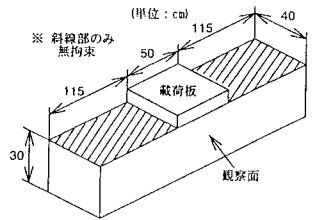


図-2 モデル地盤

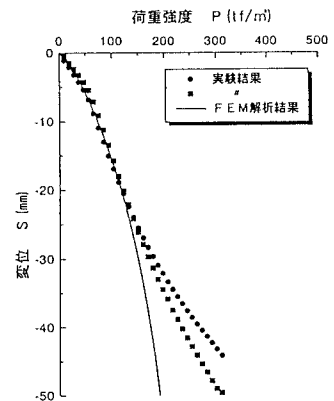


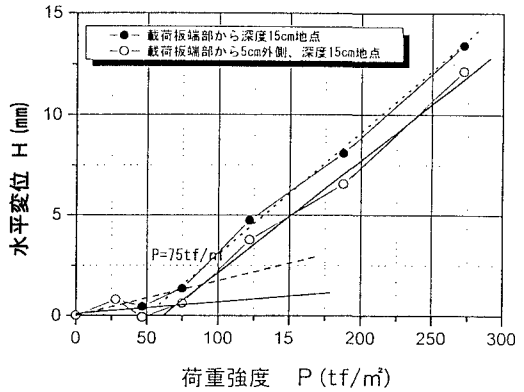
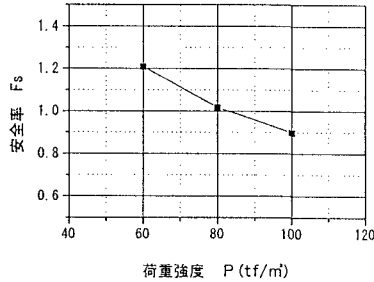
図-3 荷重強度P～沈下量S 関係

－4）、 $P=75\text{tf/m}^2$ 付近までは、 H の発生がわずかであるのに対し、それ以上の荷重に対しては急増している。したがって、実験結果を総合的に判断すると、 $P=80\text{tf/m}^2$ 前後で載荷板端部周辺の地盤が不安定な状態に移行したと推定される。

4. 極限釣合い法による安定検討： 載荷板からは等分布荷重が作用するものとし、載荷板近傍の地表面を中心とする円弧とそれに滑らかに連なる受働崩壊線からなる複合すべり面を想定し、円弧の中心位置と半径を変化させて、極限支持力を推定した（図－5）。 P の増加とともに安全率 F_s は低下し、 $P=80\text{tf/m}^2$ 付近で $F_s=1.0$ であった。このことは上記の実験事実と符合している。

5. 非線形弾性FEM解析： 実験用モデル地盤と同一条件で突固めて作製した直径10cm、高さ20cmの

礫ベント試料（不飽和）を用い、体積変化を二重セル方式の体積変化計で正確に測定できる三軸圧縮試験（UU条件）を拘束圧 $0.1 \sim 15\text{kgf/cm}^2$ で実施した。この結果をもとに、礫ベントの破壊包絡線、接線変形係数 E （主応



図－4 荷重強度 P ～水平変位 H 関係（載荷板周辺）

力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ ～軸ひずみ ε_1 曲線の接線の傾き）およびポアソン比 ν の拘束圧依存性・非線形特性を表－1に示すように設定し、前述の支持力実験のシミュレーションを実施した。なお、表－1で、 E_0 は初期接線変形係数、 σ_m は平均主応力、 ν_0 、 ν_f はそれぞれ初期および破壊時のポアソン比、 R は破壊接近度（図－6）である。図－6で、記号 $\text{Min}(A, B)$ は A 、 B のうち小さいほうの値を示す。載荷板底面および土槽底面と礫ベントとの摩擦抵抗力 f は、実験をもとに以下のように評価し、ジョイント要素でモデル化した。

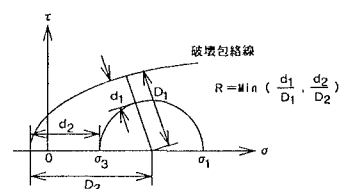
$$f = \text{Min}(0.7\sigma, \tau_{rb})$$

ここで σ は直応力、 τ_{rb} は礫ベントのせん断強度を示す。解析には右半断面のみを用いた。図－3に解析から得られた $P \sim S$ カーブを実験結果とともに示す。 $P=100\text{tf/m}^2$ 付近までは実験結果と非常に良く再現している。ただ、それ以上の荷重レベルでは実験結果と乖離している。これは $\nu < 0.5$ という非線形弾性FEMの制約に起因しているものと推定される。今後、ダイレイタンスーを表現できる弾塑性FEMによる解析を実施して、この点を解明する予定である。

図－5 極限釣合い法による検討結果

表－1 FEM入力物性

入力物性	礫ベント ($\sigma, \sigma_m, \tau, E, E_0$ の単位は kgf/cm^2)	載荷板
単位体積重量 γ_1 (gf/cm^3)	2.0691	0.0
破壊包絡線	$(\sigma - 91)^2 / 93.8^2 + (\tau + 4)^2 / 19^2 = 1$	なし
接線変形係数 E (kgf/cm^2)	$E_0 = 590\sigma_m^{0.37037} + 200$ $E/E_0 = 8.946R^6 - 16.723R^5 + 12.215R^4 - 4.717R^3 + 1.144R^2 + 0.131R + 0.004$	2.1×10^5
ポアソン比 ν	$\nu_0 = 1 / (2.345\sigma_m + 2.958) + 0.125$ $\nu_f = 1 / (6.995\sigma_m + 5.602) + 0.547$ $(\nu_f - \nu) / (\nu_f - \nu_0) = R^{0.55}$ 但し $\nu \leq 0.499$	0.2



図－6 破壊接近度 R