

低拘束圧下における不飽和砂の強度変形特性

Study on Strength and Deformation of Unsaturated Sand under Low Lateral Pressure

韓 國 城*・佐 藤 剛 司**・龍 岡 文 夫**・田 村 重 四 郎*

Guo cheng HAN, Takeshi SATO, Fumio TATSUOKA and Choshiro TAMURA

1. 結 言

土構造物の模型実験の解析を行う場合、土の低拘束圧状態の強度変形特性は基本的なデータである。たとえば、著者の2人は不飽和砂を用いて、フィルダム模型（高さ70 cm、堤頂幅14 cm、勾配1：2）の振動実験を行った¹⁾。この実験によると、砂の含水比によって明らかに模型ダムの斜面安全性が異なっていた。たとえば、含水比が2.4%では、加振振動数が8 Hzの場合、入力加速度が560 galに達すると堤頂に8 cmの沈下が起こり、堤頂と斜面に大きなきれつが入っただけである。ところが、含水比が1.56%では同じ加振振動数8 Hzでも加速度が456 galで斜面表面層全体がすべり出した。このことを解析するためには、きわめて低拘束圧の下における不飽和砂の強度変形特性を含水比の関数として求める必要がある。ところが著者等の知る限り、このような研究はほとんどないと言ってよい。そこで二重セルを持つ三軸圧縮試験機²⁾を用いて側圧および軸応力に関する種々の補正を入念に行うことにより、拘束圧約0.3 kgf/cm²以下における不飽和砂の体積変化測定を伴う三軸圧縮試験を行った。その結果、含水比により強度変形特性が影響されることが判明された。

2. 実験装置と実験方法

既設の三軸セルを利用して簡単に不飽和供試体の体積変化測定を伴う実験ができるようにするため二重セル方式を採用することにした。²⁾ 図-1(a)に実験装置の概略を示す。内側のセルの本体部分は素材にアクリルを用い、中央部分を二つ割りにして、供試体をセットした後に簡単に取り付けられるようにした。この場合の体積変化の測定は内側セル上部のアクリル管部分の水頭変化を直接高精度の静電容量型差圧計で測定することによって行った。高さ25 cmの20°イオン交換水に対して、出力4 Vの差圧計（富士電機社製）を用いた場合、水面の有効断面積が9.4 cm²であるので、出力1 mVが0.06 mlに相当する。これは十分な測定精度であると考えられる。図-1(b)は飽和試料に対する実験方法を示したものであ

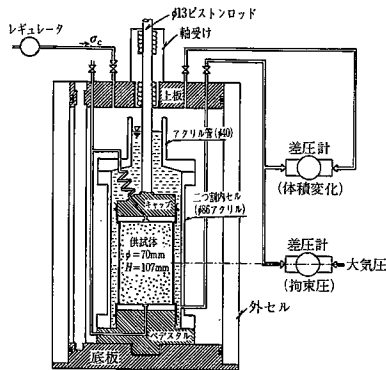


図-1(a) 不飽和砂の実験法 (長さ単位: mm)

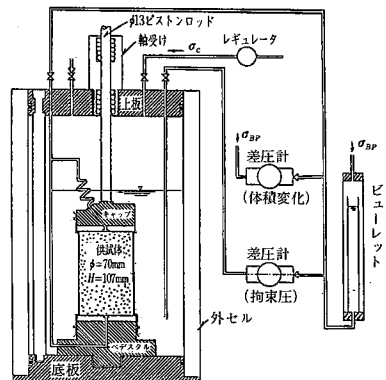


図-1(b) 飽和砂の実験法

る。図-1(a)の装置を使用して、普通の三軸実験では測定不可能と言える領域、すなわち、超低拘束圧で、しかも不飽和という困難な条件下における三軸圧縮実験の実施が可能になった。なお、供試体の上下端面は0.3 mm厚のメンブレン2枚と、シリコングリースを用いて、摩擦を除去してある。高野の研究によると、この方法で十分に端面の摩擦を除去することができる。³⁾

試料は小名浜砂を用いたが、模型実験の条件に対応して、緩詰めとした。実験条件は表-1に示す。ここに示す拘束圧は標準値であり、①内側セルの水面位置変化、②メンブレン張力の変化および③セル圧（空気圧）のわずかな変動等に影響を受けて個々の実験における値はこの

* 東京大学生産技術研究所 第1部

** 東京大学生産技術研究所 第5部

研究速報

表-1

拘束圧 kgf/cm ²	相対密度%	含水比 %
0.05	40	1, 2, 4
0.10	40, 60	1, 2, 4
0.20	40	1, 2, 4
0.30	40	1

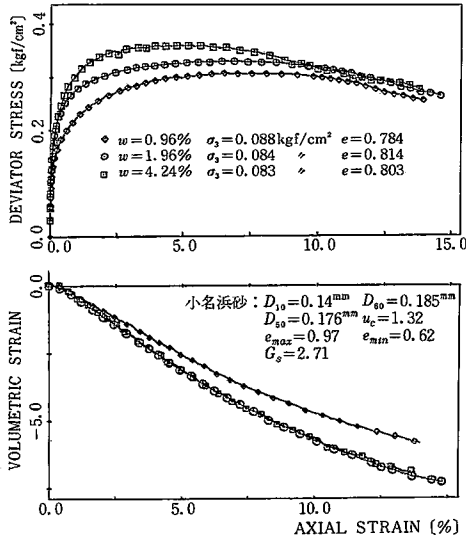


図-2 不飽和砂の実験例

値と若干異なっている。また表-1 に示す相対密度, 含水比の値も予期値であり, 個々の供試体における値はそれぞれ実測している。

3. 実験結果

1) 含水比による強度の変化 拘束圧 σ₃ = (0.083 ~ 0.088) kgf/cm², 間隙比 e = 0.784 ~ 0.814 の場合での各種の含水比における応力~軸ひずみと体積ひずみ~軸ひずみの関係を図-2 に示す (以下に示す拘束圧 σ₃ の値は全て, (σ₁/σ₃)_{max} の時の値である)。実験結果によると, 含水比の増加によって最大主応力差すなわちせん断強度が増加し, かつ, ピーク強度の発生位置が軸ひずみの小さい方に移行する。図-3 は応力比の最大値と間隙比 e の関係を, 拘束圧と含水比をパラメータとして表したものである。実線は最上の式 sin = k/(1+e) を表したものである (k はある定数)。⁴⁾ 図-3(a) で, 拘束圧 0.073 ~ 0.088 kgf/cm² の場合の実験結果を示す × 印に注目すると, e がほぼ 0.8 に対し, 含水比が 0.96% から 4.33% へ漸増するに従って, (σ₁/σ₃)_{max} は 4.48 から 5.45 に変化している。しかし, 図-3(b) にみるように拘束圧が 0.22 kgf/cm² 前後の場合には e ≅ 0.8 に対し, 含水比が 1.12% から 3.9% に増加しているにも拘わらず, 最大主応力比は 0.2 にしか増加していない。このことをわか

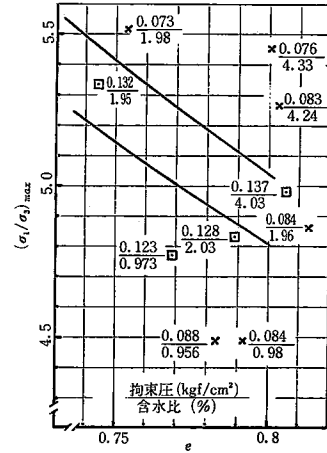


図-3(a) 不飽和砂の強度 (σ₁/σ₃)_{max} と間隙比 e の関係 (σ₃ = 0.073 ~ 0.128 kgf/cm²)

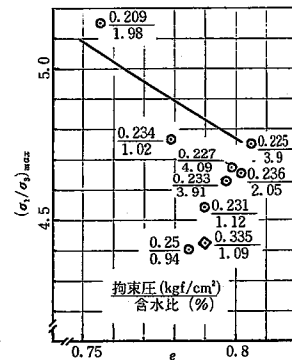


図-3(b) 不飽和砂の強度 (σ₁/σ₃)_{max} と間隙比 e の関係 (σ₃ = 0.209 ~ 0.335 kgf/cm²)

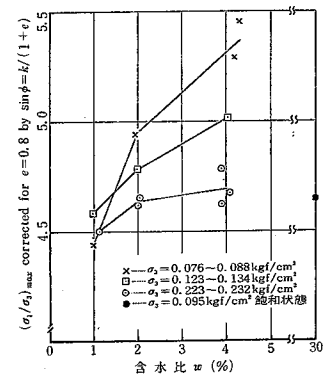


図-4 e = 0.8 における強度 (σ₁/σ₃)_{max} と含水比 W の関係

りやすくまとめるため, e = 0.789 ~ 0.814 の範囲のデータを, 最上の式を用いて e = 0.8 に対する (σ₁/σ₃)_{max} に補正し, 示したものが図-4 である。以上をまとめると応力比の最大値は, ①同じ拘束圧の場合, 含水比の増加に伴って増大し, ②拘束圧が低いほど, 含水比による変化の割

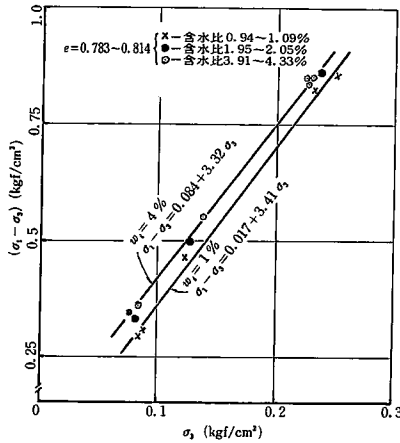


図-5(a) 不飽和砂の強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ と拘束圧 σ_3 の関係

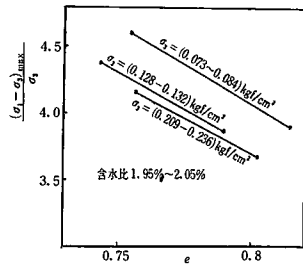


図-5(b) 不飽和砂の強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/\sigma_3$ と間隙比 e の関係

合が大きく、③ゆるい砂ほど、小さい値をとる等のがわかる。

2) 見かけの粘着力 図-5(a)は最大主応力差と拘束圧の関係で、データの点はいずれも $e=0.783\sim 0.814$ の範囲における実測値で、実線は含水比 $W \cong 1\%$ と 4% のデータに対して最小自乗法で求めた直線である。これらのデータのばらつきには間隙比のばらつきの影響が含まれている。この二つの直線から見かけの粘着力と内部摩擦角を求めると、含水比 $W \cong 1\%$ と 4% の場合、見かけの粘着力はそれぞれ 0.004 kgf/cm^2 と 0.02 kgf/cm^2 で、内部摩擦角はそれぞれ 39.1° と 38.6° になる。見かけの粘着力は含水比により明確に増加するが、内部摩擦角はあまり変わらないようである。また、図-5(b)は含水比 $W=1.95\sim 2.05\%$ の範囲のデータで間隙比の違いの影響を表したものである。砂を密に締め固めることによって見かけの粘着力は増える傾向にあるようである。以上のことを考慮すると、含水比の増加による強度の増加は見かけの粘着力の変化として表すことができると考えられる。したがって、低い拘束圧になるほど、含水比の変化による $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/\sigma_3$ 、または $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ の変化が大きくなるのである。このことは、土構造物の表面ほど、せん断強度が含水比の影響を受けることを示している。ま

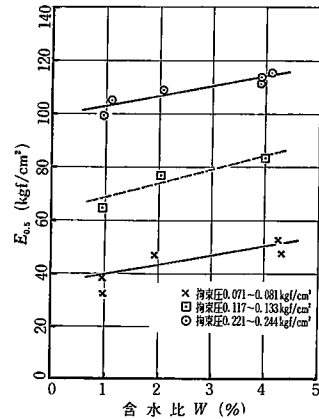


図-6(a) 不飽和砂の初期変形係数 $E_{0.5}$ と含水比 W の関係

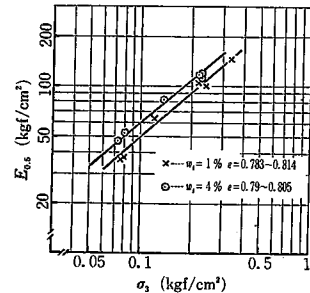


図-6(b) 不飽和砂の初期変形係数 $E_{0.5}$ と拘束圧 σ_3 の関係

た、砂の構造物の寸法が小さいほど、その安定性は含水比の影響を大きく受けるようになることを意味している。

3) 変形特性 今回の実験範囲では、図-2に示されているように含水比が大きいほど、初期剛性は大きな値をとっている。土は非弾性体で、その変形係数を求める方法はいろいろあるが、ここでは必ず $\epsilon_a = 0.5\%$ 時の割線変形係数を次式で求めることにした。

$$E_{0.5} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{\epsilon_a = 0.5\%} / 0.005$$

$E_{0.5}$ を含水比および $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ 時の拘束圧に対してプロットすると図-6のようになる。実験によれば、変形係数 $E_{0.5}$ は含水比の増加によって増加するし、拘束圧の増加によっても大きくなる。そこで図-6(b)のように $E_{0.5}$ を拘束圧に対してプロットした関係を次式で表すことにする。

$$E_{0.5} = C(\sigma_3/\sigma_0)^m$$

ここで、 σ_3 は拘束圧 (kgf/cm^2) $\sigma_0 = 1 \text{ kgf/cm}^2$ 、 C と m は拘束圧、含水比による定数で、 $W \cong 1\%$ の場合 $C = 380 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $m = 0.88$ 、 $W \cong 4\%$ の場合 $C = 430 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $m = 0.85$ になる。

4) ダイラテンシーに関する考察 最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ とそれに対応するひずみ増分比 $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$

研究速報

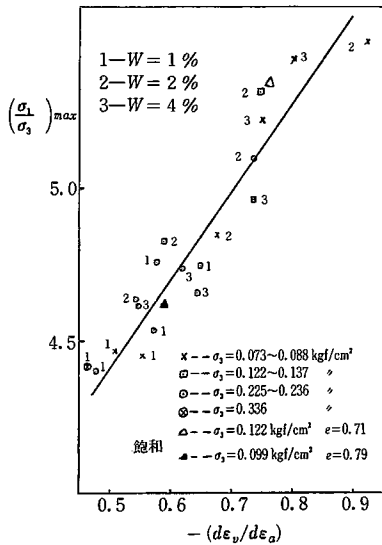


図-7 ピーク強度 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ とそのときのダイレタンシー比 $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ の関係

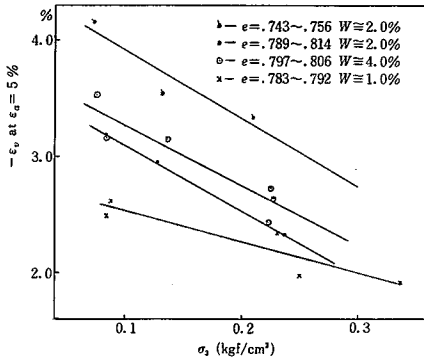


図-8 不飽和砂の体積ひずみと拘束圧の関係

の関係を示したのが図-7である。それぞれのデータは間隙比 e 、含水比 W 、拘束圧 σ_3 が異なるにもかかわらず、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ とその時のひずみ増分比 $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ の間には本実験の範囲において、一定の関係があることが認められる。そこで、すべての結果をまとめて、これを直線関係で近似すれば、次式で表すことができる。

$$(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = K_f [1 - (d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f]$$

K_f は e 、 σ_3 、 W には関係しない数値となっている。図-7を精査した場合、各実験条件に注目すれば、含水比約2%の値は回帰直線上にかなり一様に散らばっており、含水比約1%の値は図の左下に集まっていることがわかる(類似した関係は飽和砂の実験でも得た)⁵⁾

また、図-3、4にみられるように $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ は W 、 σ_3 、 e によって影響を受けることが分かっているので、これらは $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} \sim (d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ の関係に反映するであろうことが推測される。そこで、軸ひずみ $\epsilon_a=5\%$ の場合の体

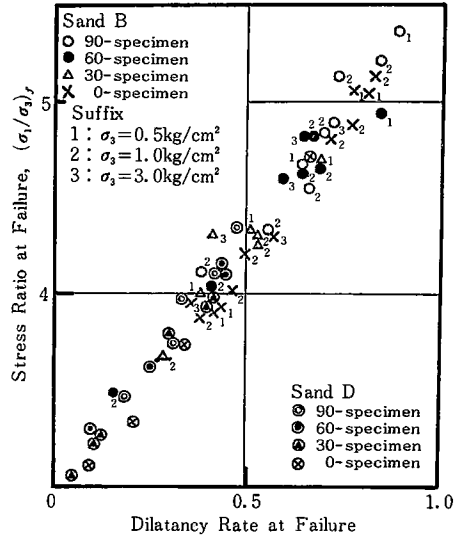


図-9 小田⁵⁾による飽和砂のピーク強度 $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ ($(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$) とそのときのダイレタンシー比 $d\delta/d\epsilon_1$ ($(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$) の関係

積ひずみと拘束圧の関係を示したものが図-8である。ここで、含水比と間隙比はパラメータとして表されている。図-8より、体積ひずみは拘束圧の増加に伴って減少し、含水比を一定にとった場合、間隙比の増加と共に減少し、含水比の増加と共に増加することが認められる。また、含水比を一定値としたときの拘束圧の ϵ_v に対する影響は、含水比が高いほど大きいことがわかる。

したがって、図-3、4、7、8の結果を総合すると、含水比、間隙比、拘束圧の $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ に対する影響は $(d\epsilon_v/d\epsilon_a)_f$ と同傾向があることが示される。

以上のように定性的にはかなり把握できたが、この現象を明らかにするためにさらに研究が必要である。

4. まとめ

本研究では、土ダム模型の実験結果解析のため、小名浜砂を使用して、低拘束圧下における不飽和砂の三軸圧縮試験を行い、その力学的性質を調査した。その結果、力学特性に及ぼす含水比、拘束圧および間隙比の影響を見出すことができた。(1982年6月5日受理)

参考文献

- 1) 田村重四郎, 韓國城, 加藤勝行: “フィルダム模型の振動破壊実験” 第37回年次学術講演会, 1982
- 2) 佐藤剛司, 龍岡文夫, 大河内保彦, 山田真一: “土質試験法の合理化について” 第17回土質工学研究発表会, 1982
- 3) 高野公寿: “三軸試験における境界条件の影響について” 東京大学工学系大学院修士論文, 1982
- 4) 最上武雄: “土質力学” 技報堂, 1969
- 5) Oda, M. (1972): “The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand” Soils and Foundations. Vol. 12, No. 2