

種々の繰返し荷重を受ける有明粘土の変形挙動に関する研究

坂井 晃 | 佐賀大学理工学部建設工学科助教授
小山 真 | 佐賀大学大学院工学系研究科修士課程

1. まえがき

土構造物が動的な外力、例えば地震、機械・交通振動、衝撃爆破、波浪・潮汐等を受ける場合には、その載荷速度と繰返し効果によって、従来の静的な設計法では予測できない地盤沈下や支持力低下を示すことが知られている。地震の多いわが国では耐震設計に関する動的問題が大きな関心事として取り上げられてきた経緯があるが、現在では、周期の長い地下水位の季節的変動、中くらいの周期の潮汐や貯蔵物荷重の変動、および短周期の交通荷重や海底地盤における波浪の影響についてもその重要性が指摘されている^{1)~5)}。しかし、これら種々の繰返し荷重を受ける軟弱地盤の変形挙動は、応力経路の異なる繰返しせん断・圧密の複合形態であり、かつその動的外力の種類によってメカニズムも大きく異なる特徴がある⁶⁾。したがって、繰返し荷重を受ける土構造物の安定性や変形の評価においては、対象とする繰返し荷重とその土構造物の種類を明確にした上で検討を進めていくことが

重要である。特に、佐賀平野に広く堆積している鋭敏比の高い有明粘土地盤では、地盤の静的な問題のみならず、地震・波浪・潮汐による堤防の安定性問題や交通荷重を受ける低盛土道路の沈下等に見られるように、動的荷重を受けたときの土構造物の安定性や被害についても大きな社会的問題となっている。現在、これらの短期および長期間におよぶ軟弱地盤の強度・変形予測とその対策が急務となっている。

繰返し荷重を受ける地盤内の応力状態は、その動的外力の種類に応じて種々の異なった応力経路をたどることが知られている。例えば、図-1に示されるように、地震荷重、波浪荷重および交通荷重による応力経路は、 $\tau_{rh} \sim (\sigma_r - \sigma_h)/2$ 平面上においてそれぞれ直線、円、心臓形になるとされている⁶⁾。また、これらの応力状態を再現し、種々の応力経路の影響を明らかにするための室内試験としては、一般に中空ねじりせん断試験装置が用いられている^{7)~10)}。

本研究は、まずこれら種々の繰返し荷重のうち、交通荷重と潮位の変動による地盤

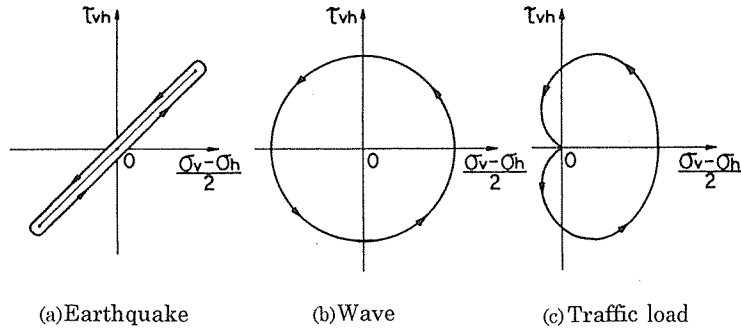


図-1 種々の応力経路の模式図⁶⁾

内の応力経路を求めるために、有限要素法を用いた応力解析を実施した。また、このような繰返し荷重を受ける有明粘土の変形強度特性に及ぼす応力経路の影響を把握するために、種々の繰返し荷重に対応した応力経路（水平・垂直荷重の同時載荷も含めた任意の応力経路）を載荷できる繰返し中空ねじり試験を実施した。特に、本研究では、不攪乱有明粘土を用いて繰返し変形強度特性に及ぼす主応力方向角の影響について調べた。

2. 変動荷重を受ける軟弱地盤の応力解析

2.1 交通荷重を受ける地盤内の応力経路

(1) 解析概要

解析対象地盤は、深さ15m・幅50mの水平な均一軟弱地盤を想定した。解析メッシュは、深さ方向に13層に分割（節点数714、要素数650）し、平面ひずみ条件下で弾性解析を行った。境界条件は、底界固定、側面水平拘束とした。解析に用いた地盤内初期応力は、水中単位体積重量 $\gamma'_i = 0.45 \text{ tf/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ として求めた値を設定した。弾性定数は、ポアソン比 $\nu = 0.45$ 、ヤング率 $E = 200 \text{ tf/m}^2$ の均一地盤とした。

交通荷重は、本来、動的な荷重として扱うべきものであるが、本解析においては静的荷重の移動という扱方で解析を実施した。このときの荷重条件としては、10 t t

ラックを想定して、 3.3 tf/m^2 の等分布荷重を幅3 mに載荷するものとし、その荷重を左側から右側へ1 m毎に移動させて各々解析を行った。

(2) 地盤内の応力経路

図-2は、解析地盤中央直下の各深さ（地表面下1.25m, 1.80m, 3.20m, 5.20m）における応力経路（ $\tau_{xy} - (\sigma_y - \sigma_x)/2$ 平面上）である。ここに、 σ_y ：鉛直応力、 σ_x ：水平応力、 τ_{xy} ：水平方向のせん断応力である。左側の $\tau_{xy} = 0$ の地点は、交通荷重が離れていてその影響が及んでない地点であり、次第に近づいてその影響が現れてくると曲線上の経路をたどるようになり、真上に来たときには右側の $\tau_{xy} = 0$ の地点に到達する。その後、通り過ぎて荷重が離れていく

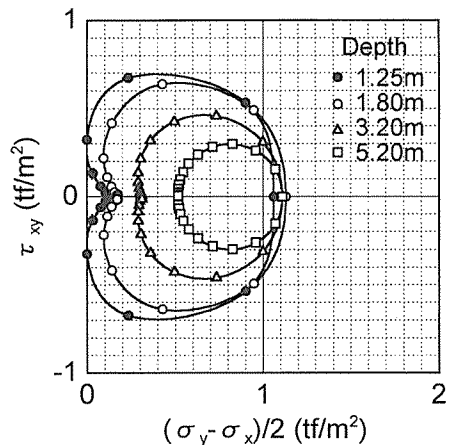
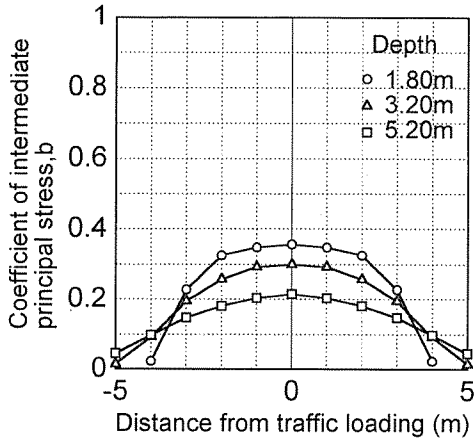


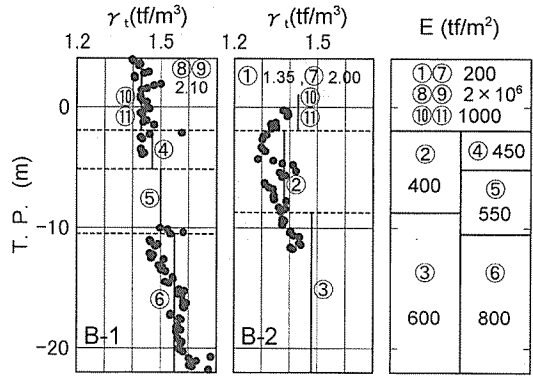
図-2 交通荷重を受ける地盤内各深さの応力経路



図一三 交通荷重の移動に伴う中間主応力係数 b の変化

に従って、逆向きの τ_{xy} の経路をたどっていくことになる。この図から、交通荷重の移動に伴う応力経路は、地表付近では心臓形を示し、深い位置になるに従って、心臓形から円になり、かつその大きさが次第に小さくなっているのがわかる。また、図中のプロット間隔は、等距離の荷重移動間隔 (1 m) に対応していることから、そのプロット間隔の距離が大きくなるほど、その区間 (経路) の移動速度が速いことを意味している。このことから、応力経路の速度は、心臓形に窪んでいる地点 (交通荷重が離れていてその影響が及んでいないところ) の近傍では遅く、荷重が近づくと次第に速くなり、真上を通過した地点において最も速く変化している。

図一三は、交通荷重の移動に伴う各深さごとの中間主応力係数 $b(=(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1$



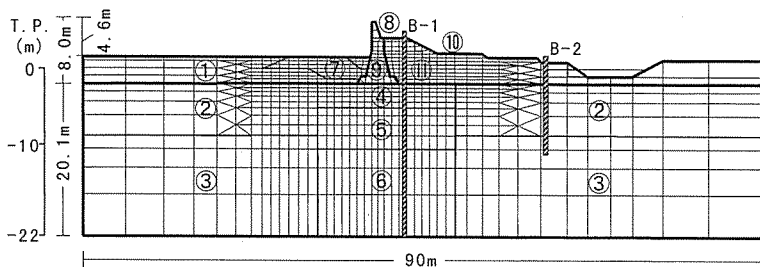
図一五 解析に用いた材料定数

$-\sigma_3)$ 値の変化を示したものである。中間主応力係数は、荷重が近づくと次第に大きくなり、地表面に近いところほど大きな値を示している。

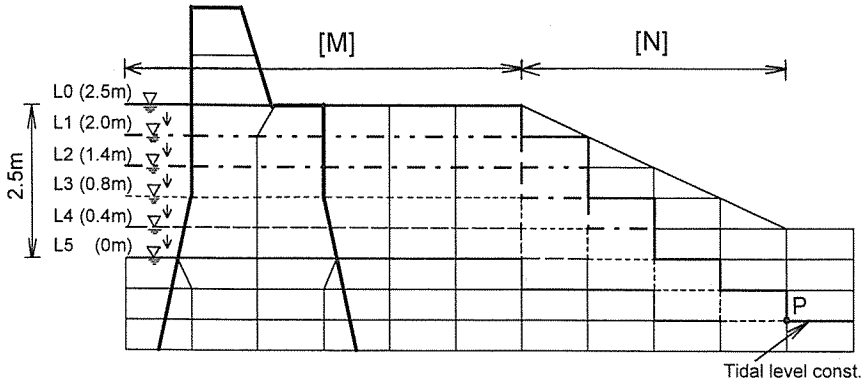
2.2 潮位の変動を受ける海岸堤防下地盤の応力経路

(1) 解析概要

解析対象地盤は、有明海沿岸における海岸堤防の代表的断面として図一四に示す領域をモデル化した。粘土層 (①~⑥) の深さは23.5m、堤体本体 (⑧⑨) の高さは8.0m、解析幅は90mである。堤体前部には捨て石 (⑦)、後部には裏込め盛土層 (⑩⑪) がある。地盤モデルはすべて弾性体と仮定した。解析に必要な材料定数は、有明地区海岸保全事業土質調査資料 (調査位置: B-1, B-2)¹¹⁾を参考に、各材料区分ごとの単位体積重量とヤング率を図一五のように設定した。ポアソン比 ν は粘土0.4、堤体本体0.1とした。また、境界条件は、左右側



図一四 解析対象地盤



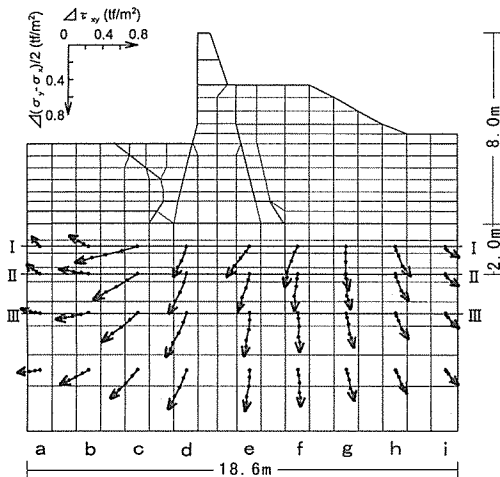
図一六 潮位変動による荷重条件の設定

面は水平方向の変位拘束，下端は固定端である。初期応力は，図一四の粘土層(②～⑥)上部に載荷した上層部(①⑦⑧⑨⑩⑪)の自重解析結果を用いて設定した。

潮位の変動による荷重条件は，図一六に示す通りである。潮位は，初期水位L0(高さ2.5m)から段階的に水位L5(高さ0m)まで低下していくときの応力解析を逐次実施した。このときの各水位の境界条件は，図中のM区間では潮位と同一とし，N区間では盛土斜面に沿って水位を低下させ，点Pで不動点となるように設定した。

(2) 潮位の変動による地盤内の応力経路

図一七は，潮位が変動したときの地盤内



図一七 潮位変動に伴う地盤内の応力経路

の応力経路($\Delta\tau_{xy}$ と $\Delta(\sigma_y - \sigma_x)/2$ の関係)を示している。潮位が下がると同時に裏込め土層の水位面が低下するために，盛土内の有効応力が増加して自重による荷重増分が生じることになる。この荷重増加に伴って，地盤中に種々の応力経路が発生することになり，図中に示すように，全領域にわたってほぼ直線的な増加傾向を示すことがわかる。また，その鉛直応力の増分は，堤体盛土直下のf～gの範囲で大きく，それから遠ざかるにつれて次第に減少している。水平方向のせん断応力増分は，堤体前面において最も大きく，斜め前方に広がっている。さらに，これらの応力経路の水平方向分布(同一深さ)に着目すると図一八(a)に示すようにII-II lineの応力経路は，初期せん断応力が作用している状態からほぼ直線的にaからiまで任意の方向に変化する経路を辿っている。また，図一八(b)から，各地点の応力増分は約180度の広範囲にわたって異なる方向を示している。

一方，地盤内の中間主応力係数bの値とその変化傾向を調べるために，水平方向のII-II lineにおけるb値をプロットしたのが，図一九である。潮位の低下に伴う中間主応力係数の変動は，堤体の前方a,bおよび後方g,h,iにおいてそれぞれわずかに減少，増加を示すものの，その変動量は小さく，ほぼ一定のb値(0.1～0.25)を示し

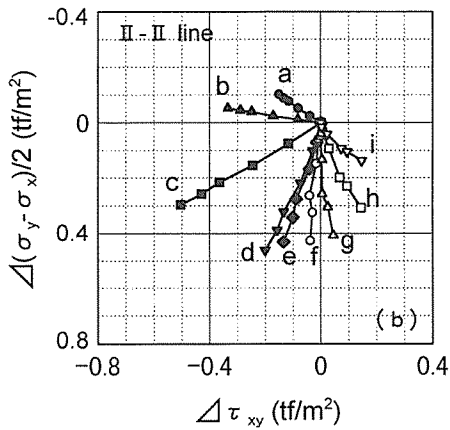
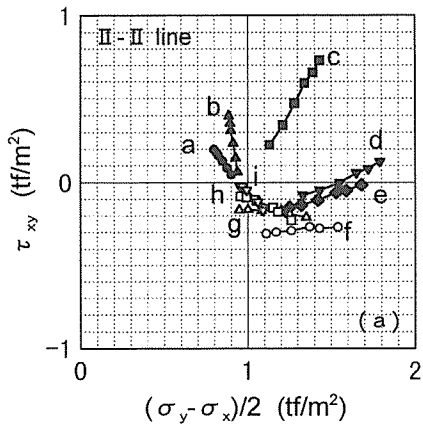


図-8 II-II line 上の応力経路

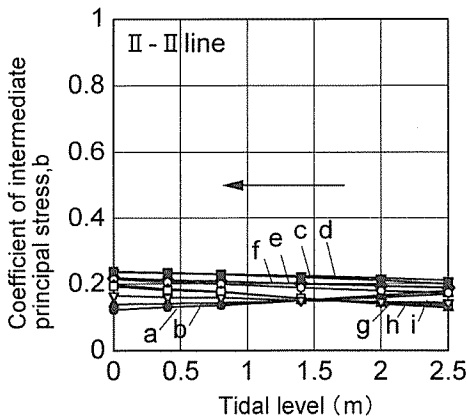


図-9 II-II line 上の中間主応力係数 b の変化

ている。また、I-I line から III-III line までの深さが異なる場合でも、中間主応力係数の変化にさほど差異は認められなかった。

3. 中空ねじり試験装置を用いた不攪乱有明粘土の繰返し非排水せん断試験

3.1 繰返し中空ねじりせん断試験装置と試験方法

(1) 試験装置概要¹²⁾¹³⁾

本試験に使用した装置は、電気・油圧サーボ制御方式の中空ねじりせん断試験装置である。本装置を大別すると、油圧ユニット、中空三軸セル、配管ユニット、計測アンプユニット及び計測・制御用パソコンより構成されている。この試験装置の特徴は、a) 内・外セル圧を独立に空気圧で制御可能、b) 軸荷重とトルク荷重を独立に油圧で制御可能である。また、飽和度を上げるための二重負圧法ユニットを備え、ピストン摩擦の影響を除去するために、ロードセ

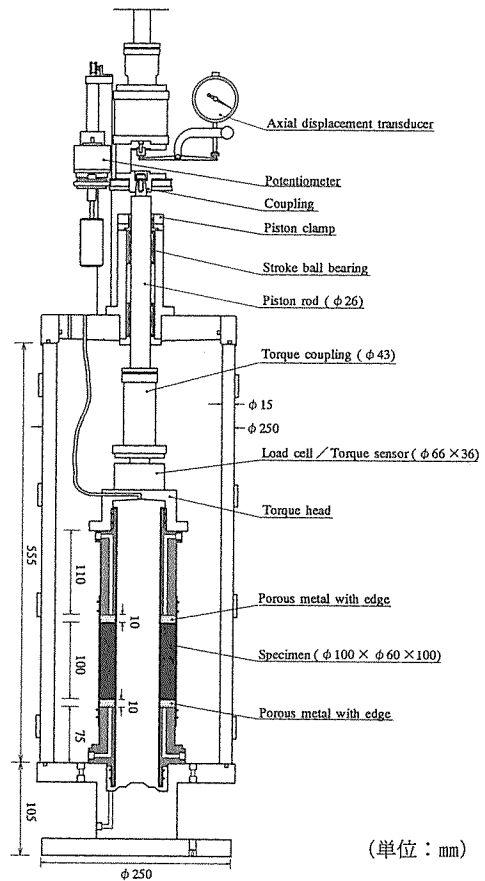


図-10 中空ねじりせん断試験装置のセル室

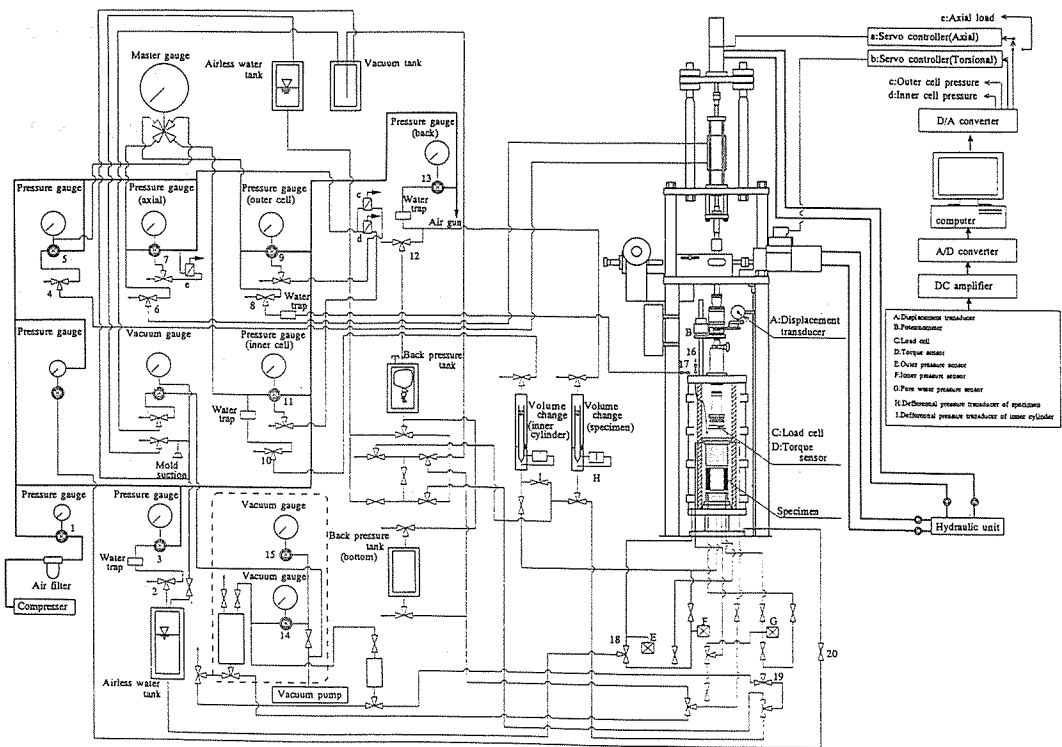


図-11 中空ねじりせん断試験装置の配管図

ル・トルク計をセル内部に設置している。ポラスメタルは供試体にトルク力をよく伝達するために6枚の刃(高さ2.5mm)を備えている。試験では、手動载荷はもちろんのこと、精度の向上と省力化のためにコンピュータによる自動応力制御が可能である。計測項目は、軸荷重、軸変位、トルク荷重、角度計、外圧、内圧、間隙水圧、体積変化、内体積変化の9つの項目であり、パソコンに自動記録される。

図-10と図-11は、本試験装置のセル室本体の側面図および装置全体の配管図を示す。供試体は、内径6cm、外径10cm、高さ10cmの中空供試体である。

(2) 応力制御方法⁸⁾

a) 応力とひずみの表示

図-12は、中空円筒供試体に外力が作用した場合の状態とその供試体要素に作用する応力を模式的に示している。ここに、鉛直力 W 、トルク T 、外圧 P_o 、内圧 P_i であ

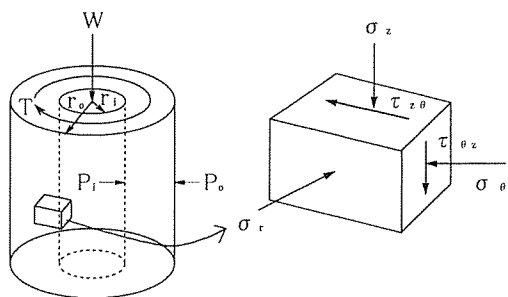


図-12 中空円筒供試体に作用する応力状態

り、供試体要素に作用する応力は、鉛直応力 σ_z 、半径方向力 σ_r 、円周方向応力 σ_θ 、ねじりせん断応力 $\tau_{z\theta}$ である。これらの応力は、供試体の内半径、外半径およびロッドの半径をそれぞれ r_i 、 r_o 、 d_r とすると次式で表される。

$$\sigma_z = \frac{W}{\pi(r_o^2 - r_i^2)} + \frac{P_o r_o^2 - P_i}{r_o^2 - r_i}$$

$$\sigma_r = \frac{P_o r_o + P_i r_i}{r_o + r_i}$$

$$\sigma_\theta = \frac{P_o r_o - P_i r_i}{r_o - r_i}$$

$$\tau_{z\theta} = \frac{1}{2} \left[\frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{4(r_o^3 - r_i^3)T}{3\pi(r_o^2 - r_i^2)(r_o^4 - r_i^4)} \right] \quad (1)$$

ここに、ねじりせん断応力は、線形弾性体と仮定し面積の重さ平均をとる方法と剛一完全塑性体とする場合の両者の平均値である。また、半径方向応力 σ_r がその垂直な面にせん断応力が作用しない主応力であることから、主応力の回転は、図-13(a)に示すように $z-\theta$ 面で生じる。この図から、主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は次式で表される。

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2}, \sigma_2 = \sigma_r$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2} \quad (2)$$

ひずみ成分については、鉛直方向ひずみ ϵ_z 、半径方向ひずみ ϵ_r 、円周方向ひずみ ϵ_θ 、およびねじりせん断ひずみ $\epsilon_{z\theta}$ がある。これらのひずみは、供試体の鉛直変位、角変位、体積変化および中空部の内容積変化を測定することにより以下の式で求められる。

$$\epsilon_z = \frac{z}{H} \quad \epsilon_r = \frac{u_o - u_i}{r_o - r_i} \quad \epsilon_\theta = \frac{u_o + u_i}{r_o + r_i}$$

$$\epsilon_{z\theta} = \frac{\theta(r_o^3 - r_i^3)}{3H(r_o^2 - r_i^2)} \quad (3)$$

b) 自動応力制御

応力制御は、制御パラメータとして、平均主応力 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ 、中間主応力係数 $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、および次式に示す応力パラメータ q^* 、主応力方向角 α を用いる。

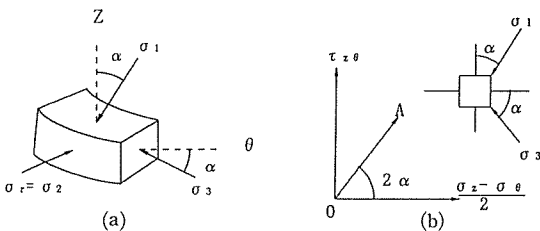


図-13 供試体に作用する主応力状態と応力経路の表示

$$q^* = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2}\right)^2 + \tau_{z\theta}^2}$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau_{z\theta}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \quad (4)$$

この q^* は、図-13(b)に示す $\tau_{z\theta} - (\sigma_z - \sigma_\theta)/2$ 平面上のベクトル OA の大きさである。また、このベクトルと $(\sigma_z - \sigma_\theta)/2$ 軸のなす角度は、最大主応力 σ_1 と鉛直軸とのなす角度の2倍に等しい。

本試験に用いた自動応力制御方法の手順は、以下に示すとおりである。

① 応力経路に対応する p, q^*, b および α を設定し、そのときの応力増分 Δq^* を定める。本試験では、 $\Delta q^* = 0.01 \text{ kgf/cm}^2$ とする。

② 中空円筒形供試体に作用する4つの応力 $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ および $\tau_{z\theta}$ を計算する。

③ 各ステップ段階の各応力状態における内半径 r_i 、外半径 r_o 、高さ H を計算する。内半径は、セル室の中空部における体積変化(圧力の変化による管路の膨脹の影響を補正した体積変化量)を計測する事により計算できる。

④ 計算された供試体の内半径 r_i 、外半径 r_o を用いて、それぞれ内半径変位 u_i 、外半径変位 u_o を求め、各ひずみ量 $\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta, \epsilon_{z\theta}$ を計算する。

⑤ 各ひずみ量に応じて、メンブレン張力による補正応力を付加した供試体に作用させるべき応力 $(\sigma_z + \Delta\sigma_z, \sigma_r + \Delta\sigma_r, \sigma_\theta + \Delta\sigma_\theta, \tau_{z\theta} + \Delta\tau_{z\theta})$ を計算し、そのときの供試体寸法から制御すべき内圧、外圧、軸荷重及びトルク荷重を計算する。

⑥ ⑤によって決定された荷重を負荷し、以下の許容精度内に落ち着いたら計測を行う。

内圧 $< 0.005 \text{ kgf/cm}^2$ 、外圧 $< 0.005 \text{ kgf/cm}^2$ 、ねじり方向応力 $\tau_{z\theta} < 0.005 \text{ kgf/cm}^2$ 、軸方向応力 $\sigma_z < 0.007 \text{ kg f/cm}^2$ 。

⑦ 上記①~⑥を繰り返す。

表一 1 試料の土質諸特性

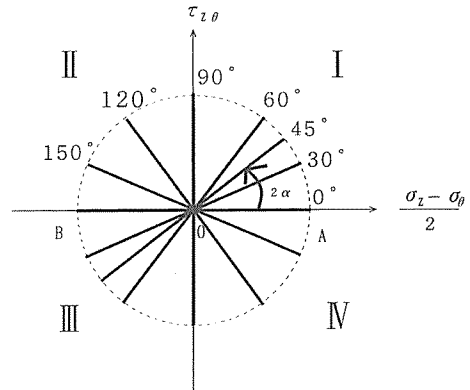
Density ρ_s (g/cm ³)	2.607
Void ratio (after consolidation) e_c	2.423~2.609
Water content (after consolidation) w_c (%)	116~124
Liquid limit w_L (%)	102
Plastic limit w_P (%)	46
Plastic index I_P	56
Salinity (g/l NaCl)	3.744
Electric conductivity (mS/cm)	4.288
pH	8.136
Consolidation properties p_c (Kgf/cm ²)	0.30
C_c	1.43
C_s	0.10

(3) 試料および試験条件

試験試料は、1995年11月に佐賀郡川副町の佐賀空港建設予定地敷地内（地表面から1.1m）において採取した不攪乱有明粘土である。サンプリングの方法は、バック・フォーで所定の深さまで掘削した後、掘削面を平らにしてステンレス製のモールド（直径15cm、高さ20cm、厚み1.5mm）を鉛直方向にゆっくり押し込み、試料が乱れないように丁寧に採取した。採取した試料は、モールドの上下面に軟質のビニールシートを張り、隙間にシール剤で密閉した後、塩化ビニール板でボルト締めにより挟み込んだ。このモールドをボックスに入れ、水道水に浸かる位置まで入れた後、22°Cの恒温室で保管した。試料の土質諸特性は、表一 1 に

表一 2 繰返し非排水せん断試験条件

Test No.	2α (deg.)	p (kgf/cm ²)	b	e_c	w_c (%)
T 1	0	1.00	0.5	2.423	100
T 2	30	1.00	0.5	2.670	105
T 3	45	1.00	0.5	2.581	102
T 4	60	1.00	0.5	2.467	97
T 5	90	1.00	0.5	2.676	104
T 6	120	1.00	0.5	2.576	96
T 7	150	1.00	0.5	2.623	98



図一 14 応力経路（試験条件）

示す。供試体は、トリミング法により内径6cm、外径10cm、高さ10cmの中空円筒供試体を作成した。セル室へ供試体が乱れないよう細心の注意を払ってセットした後は、飽和度を高めるために、二重負圧法とバックプレッシャー3.0kgf/cm²を載荷して、B値が0.97以上になるようにした。その後、有効拘束圧 $\sigma_{co}' = 1.0\text{kgf/cm}^2$ で等方圧密を24時間行った。

今回実施した試験条件は、繰返し非排水せん断特性に及ぼす主応力方向角の影響を調べるために、表一 2 と図一 14 に示すような応力経路を設定した。中間主応力係数 $b = 0.5$ と平均主応力 $p = 1.00\text{kgf/cm}^2$ は一定に保ち、繰返し応力 $q^* = 0.22\text{kgf/cm}^2$ を載荷した。繰返し応力の制御は、 $\Delta q^* = 0.01\text{kgf/cm}^2$ ステップ毎に繰返し応力を増減させ、前述の(2)で述べたような自動応力制御を行った。今回の制御は、1サイクル約15~20分を要した。主応力方向角 α の2倍にあたる 2α は、0°, 30°, 45°, 60°, 90°, 120°, 150° の7種類を設定し、各々主応力方向角一定条件下で試験を行った。

本試験は、(2)に述べた自動応力制御方法を用いて、平均主応力 p ・中間主応力係数 b ・主応力方向角 α のすべてを一定に保った繰返し非排水せん断試験である。このような複雑な応力制御試験では、ひずみ振幅

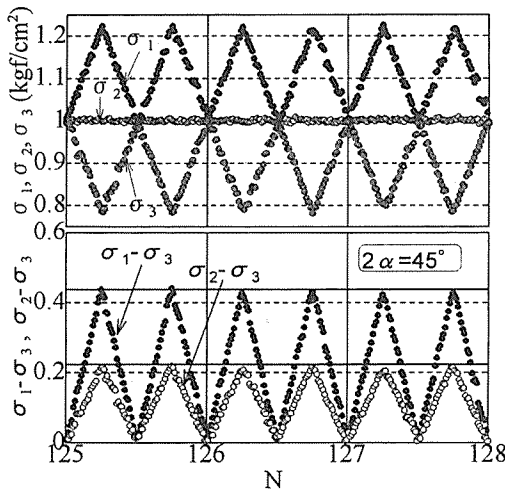


図-15 自動応力制御状態の一例 ($2\alpha=45^\circ$)

が増大していく過程においてもできるだけ精度良く応力制御を保ち続ける必要がある。図-15は、今回実施した応力制御状態の一例を示している。この図は、ひずみが大きく増大（鉛直方向ひずみ振幅 $(\varepsilon_z)_{DA}=6\%$ 、ねじりせん断ひずみ振幅 $(\varepsilon_{z\theta})_{DA}=10\%$ ）し始めた繰返し回数 $N=125$ からの主応力の制御状態を示したものであり、中間主応力係数 $b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$ が0.5にほぼ制御されているのが読み取れる。また、中間主応力 σ_2 は試験中一定とした。

3.2 繰返し非排水せん断特性に及ぼす主応力方向角の影響

(1) 応力とひずみの関係

図-16は、主応力方向 $2\alpha=45^\circ$ ($\tau_{z\theta}:(\sigma_z-\sigma_\theta)/2=1:1$) における各ひずみ（鉛直方向ひずみ ε_z 、半径方向ひずみ ε_r 、円周方向ひずみ ε_θ 、ねじりせん断ひずみ $\varepsilon_{z\theta}$ ）の経時変化を示す。鉛直方向ひずみ ε_z およびねじりせん断ひずみ $\varepsilon_{z\theta}$ の振幅の増大に伴って、半径方向ひずみ ε_r はわずかに残留するものの、円周方向ひずみ ε_θ は原点を中心に増大している。このときの応力・ひずみ関係をそれぞれ軸方向とねじり方向に分けてプロットしたのが図-17(a)(b)である。繰返し

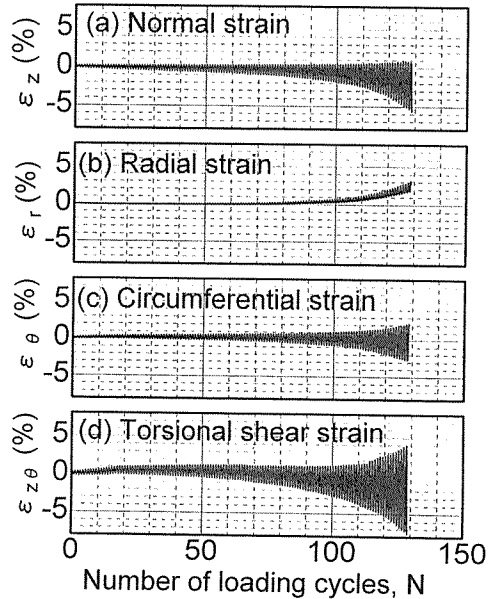


図-16 各ひずみの経時変化の一例 ($2\alpha=45^\circ$)

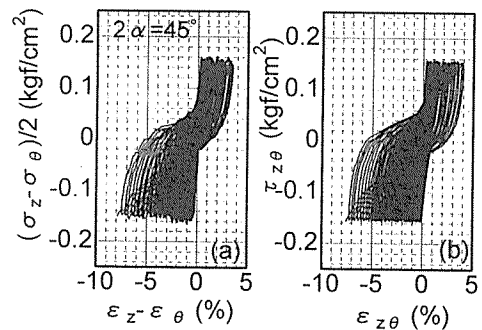


図-17 軸方向とねじり方向の応力ひずみ関係 ($2\alpha=45^\circ$)

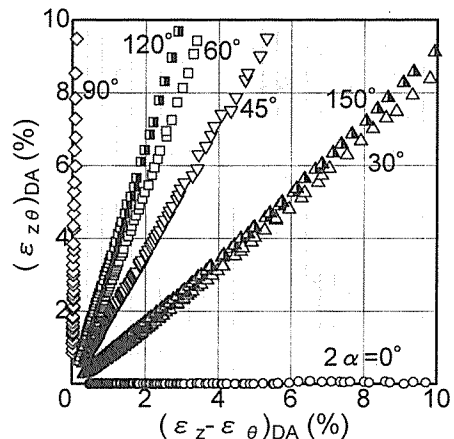
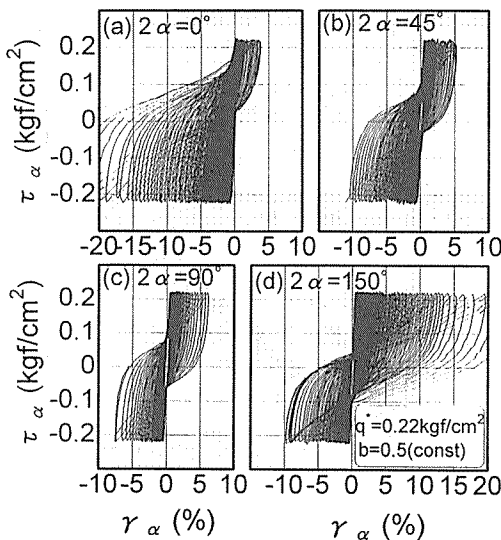


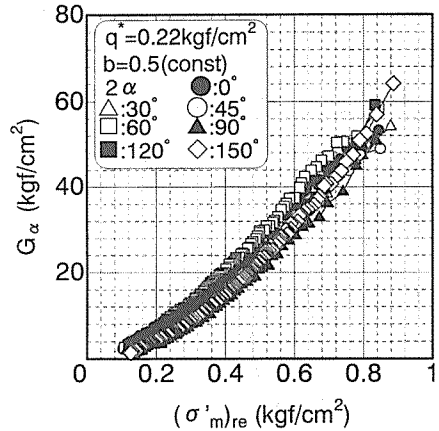
図-18 繰返し載荷時の軸差ひずみ振幅 $(\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)_{DA}$ とねじりせん断ひずみ振幅 $(\varepsilon_{z\theta})_{DA}$

回数の増加とともに各応力ひずみ曲線の履歴ループが次第に大きくなるが、これら各ひずみの増加傾向は主応力方向角 α によって大きく異なっている。軸方向の軸差ひずみの振幅 $(\varepsilon_z - \varepsilon_\theta)_{DA}$ とねじりせん断ひずみの振幅 $(\varepsilon_{z\theta})_{DA}$ との関係を示した図一18からわかるように、ねじりせん断ひずみの方が、主応力方向 2α が $0^\circ \rightarrow 90^\circ$ になるほど増大し、逆に 90° を超えると減少する傾向にある。

今回実施したような応力経路に対する応力ひずみ関係を論ずる場合には、上述の①軸方向とねじり方向の二つの成分に分ける方法だけではなく、一つの応力ひずみ関係として表すことができる②八面体応力ひずみ関係もしくは③最大・最小主応力方向の偏差応力と偏差ひずみの関係が考えられる。②は、中間主応力も含めた三主応力・三主ひずみの関係を示す有力な方法であるが、図一14に示すようなIとIIIおよびIIとIVのように各応力の反転を含む応力経路では、八面体応力ひずみ関係がすべて正の領域で表されることになる。したがって、八面体ひずみは変形状態を示す有効な指標の一つであるが、本試験の応力経路に対する応力



図一19 $\tau_\alpha - \gamma_\alpha$ 関係



図一20 平均有効主応力と割線係数 G_α の関係

ひずみ関係としては必ずしも有効な方法ではない。一方、③の方法は、三軸試験結果の整理方法に類似した方法として、主応力方向のせん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と偏差ひずみ $(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ に対応する次式の応力 τ_α とひずみ γ_α が用いられる¹⁴⁾。

$$\begin{aligned} \tau_\alpha &= (\sigma_z - \sigma_\theta) / 2 \cos 2\alpha + \tau_{z\theta} \sin 2\alpha \\ \gamma_\alpha &= (\varepsilon_z - \varepsilon_\theta) \cos 2\alpha + \varepsilon_{z\theta} \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (5)$$

この応力ひずみ関係は、各応力の反転に対して正負で表現できること、また本試験のように中間主応力一定・平均主応力一定の条件下であるために、主応力方向角の異なる応力変形特性を比較検討する方法として極めて有効である。図一19は、各主応力方向 2α の値別の応力ひずみ関係を示したものである。 2α が増大するほど大きな負のひずみ増分が減少し、 90° でほぼ左右対称に、それよりも大きくなると逆に正のひずみが増加する傾向にある。また、これら応力ひずみ曲線の割線係数 G_α は、図一20に示されるように、平均有効主応力に対してほぼ同一の値を示し主応力方向角の影響は見られない。

(2) 過剰間隙水圧と有効応力経路

図一21(a)は、各サイクル終了時の残留過剰間隙水圧 u_{re} の経時変化を示したものである。残留過剰間隙水圧に及ぼす各主応力方向 2α の影響は、 $2\alpha = 0^\circ \rightarrow 90^\circ$ になる

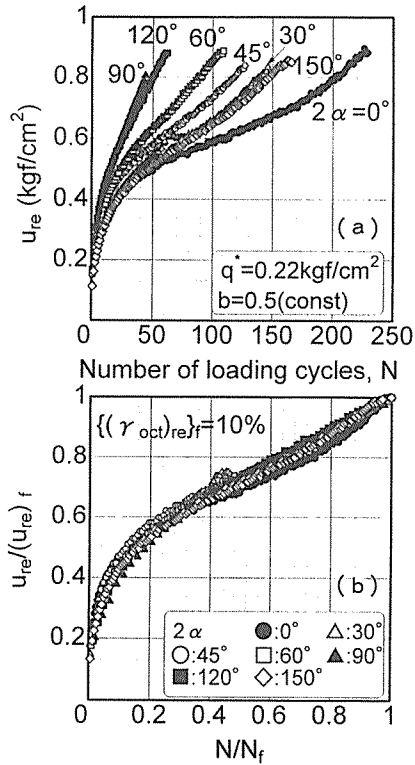


図-21 残留過剰間隙水圧 u_{re} の経時変化

ほど水圧の上昇率は大きく繰返し回数も少ない。また、 $2\alpha > 90^\circ$ になると、逆に水圧上昇は遅くなり、繰返し回数も増大する傾向にある。このように、繰返し回数に対する残留過剰間隙水圧上昇は異なるが、図-21(b)に示すように残留八面体ひずみ $(\gamma_{oct})_{re} = 10\%$ を生じるときの繰返し回数 N_f と残留過剰間隙水圧 $(u_{re})_f$ で正規化した水圧の上昇傾向には差異は認められない。一方、過剰間隙水圧の各繰返し回数に対する変動状況（残留時とピーク時）を示したのが、図-22であり、各主応力方向 2α によって、水圧変動幅および残留・ピーク時の間隙水圧上昇に大きな差異が見られる。 $2\alpha = 0^\circ$ では、残留水圧はピーク水圧よりも小さく破壊近傍になってピークとほぼ同じ値を示し、 $2\alpha = 45^\circ, 90^\circ$ となるにつれて残留水圧の方が大きな値を示すようになるが、 90° を境に再びピーク時の水圧が増加す

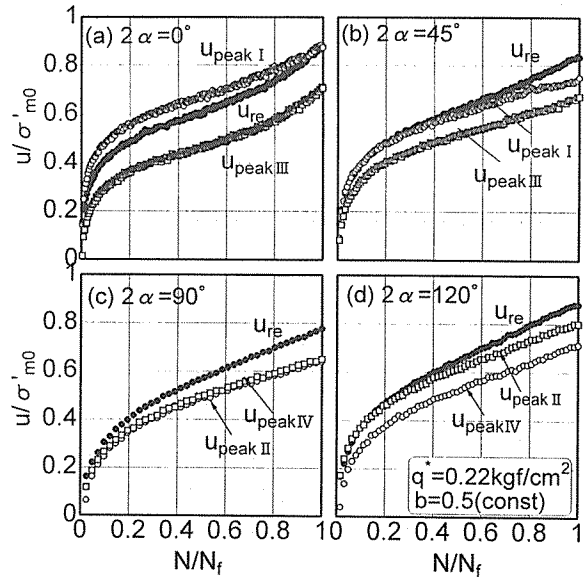


図-22 過剰間隙水圧の変動状況

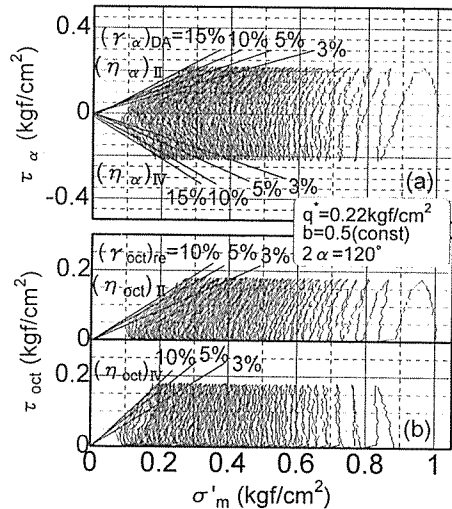


図-23 有効応力経路 ($2\alpha = 120^\circ$)

る傾向にある。

これらの関係は、過剰間隙水圧の繰返し回数に対する変化傾向であるが、ここではさらに、過剰間隙水圧の発生に伴って増大する有効応力経路上の包絡線の傾きに着目すると以下のことが示される。

図-23(a)(b)は、主応力方向 $2\alpha = 120^\circ$ の有効応力経路を示したものであり、それぞれ、(a)最大・最小主応力方向の偏差応力に

対応する応力 τ_α , (b)八面体せん断応力 τ_{oct} , と平均主応力 σ'_m の応力面である。図中には、各ひずみの両振幅 $(\gamma_\alpha)_{DA}$ と $(\gamma_{oct})_{re}$ の任意の値に対する包絡線を示している。 $2\alpha=120^\circ$ の場合には、図-14のIIとIVの領域の繰返し応力を受けることになるが、両領域の水圧発生量が違うために異なった包絡線の傾きを示している。この包絡線の傾き(a) η_α と(b) η_{oct} に及ぼす主応力方向 2α の影響は、(a)(b)とも同様の結果が得られたので、ここでは $(\gamma_{oct})_{re}=10\%$ における η_{oct} についてのみ図-24に示す。このときの η_{oct} は、軸方向が圧縮方向となる領域I, IVの方が領域II, IIIよりも大きい。また、主応力方向別では 90° のとき最も小さく、その前後の $60^\circ, 120^\circ$ で大きくなりさらにその両側では幾分低下しているのがわかる。

(3) 繰返し非排水せん断強度

粘性土の繰返し強度は、一般にひずみ振幅もしくは残留ひずみがある値に至ったときの繰返し回数を用いられる。本研究においても、図-25(a)(b)に示すような(a)残留八面体ひずみ $(\gamma_{oct})_{re}$ と(b)ひずみ振幅 $(\gamma_\alpha)_{DA}$ の経時変化から、ひずみが急増する繰返し回数として、それぞれ $(\gamma_{oct})_{re}=10\%$, $(\gamma_\alpha)_{DA}=15\%$ を用いた。図-26は、このとき

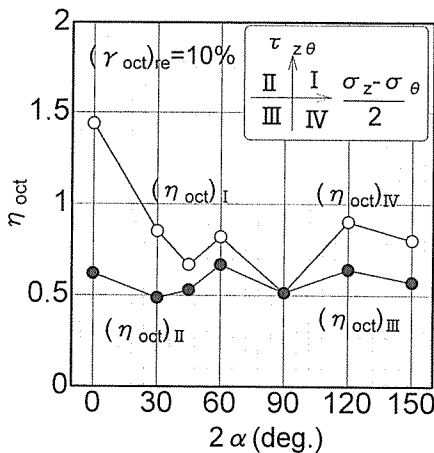


図-24 $(\gamma_{oct})_{re}=10\%$ における包絡線の傾き η_{oct}

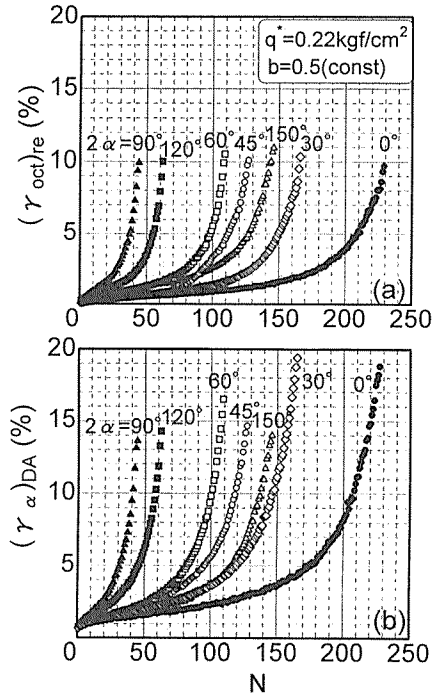


図-25 残留八面体ひずみ $(\gamma_{oct})_{re}$ とひずみ振幅 $(\gamma_\alpha)_{DA}$ の経時変化

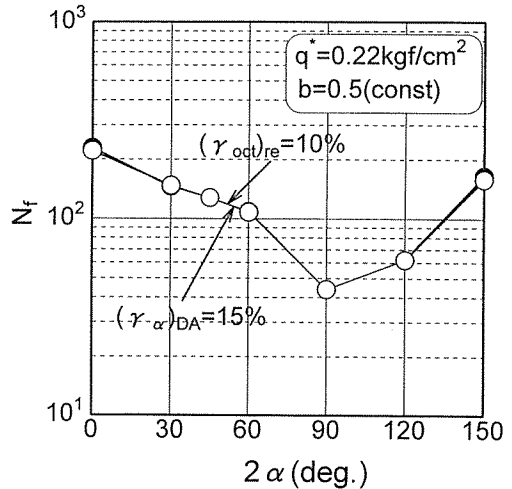


図-26 主応力方向角 α の違いによる繰返し非排水せん断強度

の繰返し非排水せん断強度に及ぼす主応力方向 2α の影響をプロットしたものである。不攪乱有明粘土の繰返し非排水せん断強度は、佐藤ら³⁾による密な砂と同様に主応力方向角 α の影響を受けるが、 $2\alpha=120^\circ$ ではなく 90° において最小となった。

4. まとめ

粘性土の変形強度特性に及ぼす繰返し荷重下における応力経路の影響を調べるために、有限要素法解析と繰返し中空ねじりせん断試験を実施した。得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

(1) 交通荷重の移動に伴う応力経路は、地表付近では心臓形を示し、深い位置になるに従って、心臓形から円になりその大きさも次第に小さくなる。応力経路の速度は、心臓形に窪んでいる地点（交通荷重が離れていてその影響が及んでいないところ）の近傍では遅く、荷重が近づくとつれて次第に速くなり、真上を通過した地点において最も速く変化する。また、中間主応力係数 b は、荷重が近づくとつれて次第に大きくなり、地表面に近いところほど大きな値を示す。

(2) 潮位が変動したときの海岸堤防下地盤内の応力経路 ($\Delta\tau_{xy}$ と $\Delta(\sigma_y - \sigma_x)/2$ の関係) は、全領域にわたってほぼ直線的な増加傾向を示し、その応力増分方向は約180度の広範囲にわたる。また、中間主応力係数の変動は、ほぼ一定の b 値 (0.1~0.25) を示しており、深さ方向の差異はあまり認められない。

(3) 有明粘土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす主応力方向角 α の影響は、次のようである。a) 応力とひずみの関係：種々の応力経路に対する応力ひずみの表示方法は、①軸方向とねじり方向の二つの成分に分ける方法、②八面体応力ひずみ関係、③最大・最小主応力方向の偏差応力と偏差ひずみの関係が考えられる。本試験のように、中間主応力一定・平均主応力一定の条件下で、主応力方向の異なる応力ひずみ関係を論ずる場合には、③の方法も有効である。主応力方向のせん断応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ と偏差ひずみ $(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ に対応する応力 τ_α とひずみ γ_α の関係は、主応力方向 2α が増大する

ほど大きな負のひずみ増分が減少し、 90° でほぼ左右対称に、それよりも大きくなると逆に正のひずみが増加する傾向にある。b) 過剰間隙水圧：各サイクル終了時の残留過剰間隙水圧 u_{re} に及ぼす各主応力方向 2α の影響は、 $2\alpha = 0^\circ \rightarrow 90^\circ$ になるほど水圧の上昇は早く、逆に $2\alpha > 90^\circ$ になると水圧上昇は遅くなる傾向にある。しかし、残留八面体ひずみ $(\gamma_{oct})_{re} = 10\%$ を生じるときの繰返し回数 N_f とそのときの残留過剰間隙水圧 $(u_{re})_f$ で正規化した水圧の上昇傾向には差異は認められない。一方、過剰間隙水圧の各繰返し回数に対する変動状況 (残留時とピーク時) は、各主応力方向 2α によって異なり、 $2\alpha = 0^\circ$ では残留水圧がピーク水圧よりも小さく、 $2\alpha = 0^\circ \rightarrow 90^\circ$ となるにつれて残留水圧の方が大きな値を示すようになるが、 90° を境に再びピーク時の水圧が増加する傾向にある。c) 繰返し非排水せん断強度：繰返し非排水せん断強度に及ぼす主応力方向 2α の影響を明らかにするために、残留八面体ひずみ $(\gamma_{oct})_{re}$ とひずみ振幅 $(\gamma_\alpha)_{DA}$ の値がそれぞれ10%、15%となるときの繰返し回数をプロットした。その結果、不攪乱有明粘土の繰返し非排水せん断強度は、主応力方向角 α の影響を受け、 $2\alpha = 90^\circ$ において最小となった。

謝辞

自動応力制御による繰返し中空ねじりせん断試験については、福岡大学の佐藤研一先生、山口大学の中田幸男先生に有益なご助言を、親和テクノ(株)の中村六史氏には有明海岸堤防の土質資料を提供して頂いた。また、数値解析では、本学の卒業研究として取り組んだ川越頭一氏と西村和貴氏、実験では詫間恒平氏、藤木厚志氏の協力を得た。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 陶野郁雄・安原一哉 (1991)：地盤の繰返し圧

- 密に関するケーススタディー（その1），
講座 土の繰返し圧密，土と基礎，Vol.39，
No. 7， pp.85-91.
- 2) 安原一哉・陶野郁雄（1991）：地盤の繰返し圧密に関するケーススタディー（その2），
講座 土の繰返し圧密，土と基礎，Vol.39，No. 8， pp.73-80.
 - 3) Yasuhara, K. (1995) : Consolidation and settlement under cyclic loading, Proc. of Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Vol.2, pp.979-1001.
 - 4) Andersen, K.H. et al. (1978) : Soil deformation due to cyclic loads on offshore structures, Numerical Methods in Offshore Eng., Ed. by O.C.Stagg, John Wiley & Sons, pp. 413-452.
 - 5) 兵動正幸・安原一哉・伊藤尚美・小林孝洋（1989）：交通荷重を受ける低盛土・基礎地盤中の応力評価のための現地試験と解析，土と基礎，Vol.37，No. 8， pp.33-38.
 - 6) Ishihara, K. (1983) : Soil response in cyclic loading induced by earthquakes, traffic and waves, Proc. 7 th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 2 , pp.42-66.
 - 7) Miura K, Miura S. and Toki S. (1986) : Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.36-52.
 - 8) 安福規之，村田秀一，兵動正幸，山本修三，浜田透（1992）：中空ねじりせん断試験機の試作とその適応，地盤と建設，Vol.10，No. 1， pp.83-92.
 - 9) 中田幸男（1995）：主応力方向変動下における異方性砂の変形および強度特性に関する研究，山口大学大学院工学研究科学学位論文
 - 10) 佐藤研一，安原一哉，樋口徹，吉田信夫（1996）：密な砂の非排水繰返しせん断挙動に及ぼす主応力方向角の影響，土木学会論文集，No.541/III-35，PP.199-213.
 - 11) 中村六史（1983）：有明粘土地盤の工学的特性と調査・施工例，第3回佐賀県地質調査業協会技術講演会資料，pp.22.
 - 12) 詫間恒平，小山真，坂井晃ら（1996）：自動応力制御による不攪乱粘土の繰返し中空ねじりせん断試験，土木学会西部支部研究発表会講演集，pp.546-547.
 - 13) 小山真（1997）：不攪乱有明粘土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす主応力方向角の影響，佐賀大学工学系研究科修士論文
 - 14) 古関潤一（1987）：砂の繰返し強度特性に及ぼす中間主応力の影響，東京大学大学院工学系研究科土木工学科修士論文

■ 著者略歴



坂井 晃
(さかい あきら)

1983年 九州大学博士課程修了
1990年 佐賀大学理工学部助教授



小山 真
(こやま まこと)

1997年 佐賀大学大学院
工学系研究科修士課程修了
1997年 中国施設設計株式会社