

運輸省港湾技術研究所

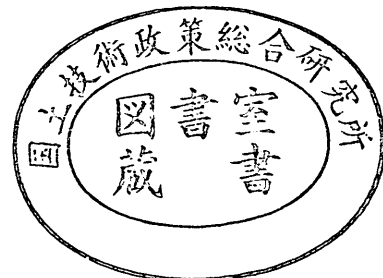
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 30 NO. 4 DEC. 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (Report of P. H. R. I.)

第30巻 第4号 (Vol.30, No.4) 1991年12月 (Dec.1991)

目 次 (CONTENTS)

1. 直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法
.....高橋重雄・下迫健一郎・佐々木均.....3~34
(Experimental Study on Wave Forces Acting on Perforated Wall Caisson Breakwaters
..... Shigeo TAKAHASHI, Ken-ichirou SHIMOSAKO and Hitoshi SASAKI)
2. 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討
.....高山知司・藤井 久.....35~64
(Probabilistic Estimation of Stability of Slide for Caisson Type Breakwaters
..... Tomotsuka TAKAYAMA, Hisashi FUJII)
3. 繰り返し载荷を受ける粘土の強度・変形特性
.....山崎浩之・善 功企・加賀谷宏基・館下 徹.....65~83
(Strength and Deformation Characteristics of Clays due to Cyclic Loading
..... Hiroyuki YAMZAKI, Koki ZEN, Hiroki KAGAYA and Toru TACHISHITA)
4. RI を利用した海底密度測定器の開発
.....石塚浩次・根本孝志.....85~109
(Development of Mud Layer Density Meter Using Radio Isotope
.....Koji ISHIZUKA and Takashi NEMOTO)

3. 繰り返し載荷を受ける粘土の強度・変形特性

山崎浩之*・善 功企**・加賀谷宏基***・館下 徹***

要 旨

本研究では、繰り返し載荷を受けた場合の粘土の変形係数の低下特性、および静的強度の低下特性を乱さない海成粘土を用いて室内試験により調べている。

また、種々の繰り返し荷重に対する変形係数の低下を予測するための方法を2種類提案した。一つは繰り返し載荷試験の結果を利用する方法(SN曲線法)で、もう一つは静的強度と塑性指数のみから予測する方法(塑性指数法)である。さらに、提案した方法を、繰り返し荷重が変化する場合の予測法にまで拡張した。

得られた主な結論は、以下のとおりである。

1. 繰り返し載荷に対して、変形係数は初期の変形係数の1割まで低下するが、静的強度は7割程度までしか低下せず、繰り返し載荷に対しては変形係数の方が敏感に変化することが示された。
2. 繰り返し載荷中の両振幅ひずみ2%は、繰り返し載荷中のひずみ急増点で、さらに静的強度の低下も生じる Threshold strain であることが示された。
3. 繰り返し載荷を受ける粘土の変形係数の予測法は、現地の地盤の安定問題へ適用可能であることが示された。
4. 粘土地盤が、波浪による繰り返し載荷を受ける場合の安定性の検討法について、具体的な方法を示した。

キーワード：繰り返し載荷、波浪、粘土、変形係数、強度低下

* 土質部 主任研究官
** 土質部 動土質研究室長
*** 土質部 動土質研究室

3. Strength and Deformation Characteristics of Clays due to Cyclic Loading

Hiroyuki YAMAZAKI*

Kouki ZEN**

Hiroki KAGAYA***

Toru TACHISHITA***

Synopsis

The stiffness degradation and strength reduction of clays due to cyclic loading are investigated with both the cyclic and static triaxial tests. Two procedures to predict the deformation modulus of the clay subjected to cyclic loading are presented. One requires the static and cyclic test results and the other requires the static test results and the plasticity index.

Following remarks are obtained:

- 1) The shear strength reduction of clays was not observed, when the double amplitude of axial strain caused by the cyclic loading was less than 2 %. This value represents the threshold strain in the strength reduction of clays.
- 2) The static shear strength of clays which experienced the double amplitude of axial strain of 10% decreases up to 0.7 times the initial static shear strength. In such a case, as a large strain is induced by external forces, the reduction should be considered in the design of clay foundations.
- 3) The deformation modulus degradation was 3 times larger than the strength reduction. The effects of the cyclic loading appear more notably in the deformation modulus than the strength reduction. The deformation of foundations due to cyclic loading should be considered appropriately in design procedures.
- 4) Two kinds of procedure to predict the deformation modulus degradation are proposed based on the laboratory test results. It may be thought that the proposed methods have appropriate accuracy, since the average value of the prediction coincides with the measured one.
- 5) The procedure using the static test results and the plasticity index is not so appropriate for evaluating the deformation modulus of the overconsolidated clay.

Key Words : Cyclic loading, Ocean wave, Clay, Deformation modulus, Strength reduction

* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

** Chief of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** Member of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

目 次

要 旨	65
1. まえがき	69
2. 試験方法	69
2. 1 繰り返し载荷試験	70
2. 2 静的载荷試験	70
3. 繰り返し载荷による粘土の強度・変形特性の変化	70
3. 1 静的変形特性	70
3. 2 繰り返し载荷中の変形特性	71
3. 3 繰り返し载荷と静的強度低下の関係	72
4. 変形係数の予測法	73
4. 1 SN 曲線法による変形係数の予測	74
4. 2 塑性指数法による変形係数の予測	75
4. 3 予測法の検証	76
4. 4 荷重振幅が変化する場合の変形係数の予測法	79
4. 5 他の研究結果との比較	80
5. 繰り返し载荷を受ける粘土地盤の安定性の検討法	81
6. 結論	81
7. あとがき	82
参考文献	82
付録 式の誘導	83

1. まえがき

最近、海洋空間の有効利用が注目を浴び、大都市圏におけるウォーターフロント開発、関西国際空港建設に代表される沖合人工島計画等、様々な海洋開発計画が打ち建てられている。これらの動きに伴い、構造物は外力となる波浪条件がより厳しくなる大水深海域、あるいは地盤条件の厳しい軟弱地盤で建造されることが多くなってきている。これらのことを地盤工学という観点からみると、次のようなことが懸念される。それは、図-1のように波浪の繰り返し荷重が海洋構造物を介して地盤に作用し、このとき地盤が粘土地盤であった場合には、地盤強度あるいは地盤の変形係数が低下し、上部構造物に悪影響を与えるということである。

このような繰り返し载荷を受けた場合の粘土の変形係数・強度の低下特性に関する研究は、今までにも何人かの研究者により行われているが、その代表的なものとして、Idriss¹⁾の研究がある。Idrissらは、ひずみ制御による繰り返し三軸試験を行い、変形係数の低下量を δ (degradation index) という量で表し、変形係数の低下を予測する方法を示している。松井²⁾は Idriss らの δ を求めるためのパラメーター l を塑性指数から求めることを研究している。さらに、Vucetic³⁾らは、 l に与える過圧密比の影響および塑性指数の影響を調べており、また Idriss らの考えを3次元条件下へも拡張している。しかし、これらの研究は、ひずみ制御による結果で、波浪のように荷重制御に相当する外力条件には直接適用し難いといえる。

松井⁴⁾、安原⁵⁾らは、繰り返し载荷を受けた粘土は、その後の静的せん断特性が過圧密粘土と同じような挙動を示すことを述べている。また、松井は、繰り返し载荷により発生した過剰間隙水圧を消散させた場合には、静的強度は繰り返し载荷前のものより大きくなるが、消散させない場合には静的強度は低下することを指摘している。この指摘は、図-1に示すような荷重条件は、台風などの荒天による波浪の繰り返し期間がせいぜい24時間であることを考慮すると、粘土地盤内は非排水条件が保たれると考えられるので、地盤の強度低下が生じること

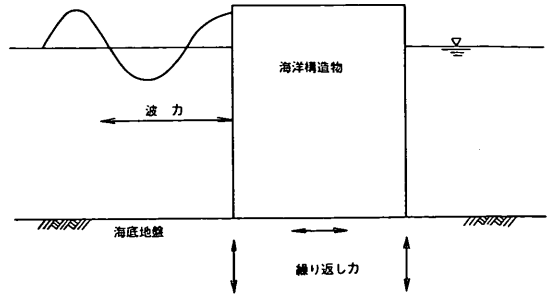


図-1 波力の作用を受ける地盤の模式図

を示している。

以上のことから、本研究では、海成粘土試料を対象に波浪を外力として想定した荷重制御による繰り返し载荷試験を行い、粘土の繰り返し载荷による変形係数の低下特性を調べ、その低下量を予測する方法を提案する。また、静的载荷試験も行い、繰り返し载荷により粘土の静的強度がどの程度低下するかを調べることを主な目的とした。

2. 試験方法

用いた試料は、熊本新港建設予定地の海底地盤から採取した乱さない熊本粘土と繰り返し再圧密した川崎粘土の2種類である。表-1の物理試験結果に示すように、2種の粘土とも塑性指数 I_p は約40である。

試験は、図-2に示すような流れで行った。直径5cm、

試験のフローチャート

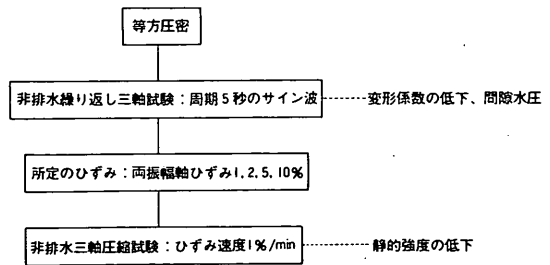


図-2 実験のフローチャート

表1 試料の物理特性

	比重	コンシステンシー特性			粒度組成(%)			
		液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数	礫	砂	シルト	粘土
熊本粘土	2.248	84.2	41.9	42.3	0.3	7.5	56.4	35.8
川崎粘土	2.713	82.6	39.9	42.7	0	4.4	40.6	55.0

高さ10cmの円柱供試体に試料を成型し、圧密促進のためのドレーンペーパーを巻き、所定の圧密圧力で等方圧密を行った。圧密圧力 σ_c' は、熊本粘土の場合は現地での深度8mにおける有効上載圧力0.58 kgf/cm²、川崎粘土の場合は予備圧密圧力の2倍の1.0 kgf/cm²とした。

2. 1 繰り返し載荷試験

非排水繰り返し三軸試験（以下繰り返し載荷試験）の実施は、圧密終了後すぐに行うのが2次圧密の影響等を受けないため好ましいと思われたが、試験をルーチン的に行うため、すべて圧密開始から24時間後とした。繰り返し載荷試験は、繰り返し荷重を軸方向からサイン波形で圧縮伸張の両振り状態でかけ、繰り返し載荷中に発生する両振幅軸ひずみが、所定の値（1%、2%、5%、10%）に達するまで実施した。また、載荷周期は、波浪を対象とした場合、一般に10秒とすることが多いが、熊本粘土採取地点の波浪周期が5秒であったため、今回は5秒とした。このように、載荷周期に注意を払うことは、大根田らが指摘しているように粘性土の繰り返し載荷試験結果は載荷周期の影響を受けやすいので重要である。計測は、三軸セルの外で軸変位、三軸セルの内側で軸荷重、および供試体下端で間隙水圧を測定した。計測された各データはA/Dコンバーターを通して、パーソナルコンピューターにすべて記録された。

2. 2 静的載荷試験

繰り返し載荷試験中の両振幅軸ひずみが所定のひずみに達したら、直ちに非排水三軸圧縮試験（以下静的載荷試験）を実施した。非排水載荷試験のひずみ速度は、一般に行われている一軸圧縮試験と同じ1%/minとした。また、繰り返し載荷試験から静的載荷試験終了まで、排水コックは閉じたまま、すなわち、非圧密非排水の状

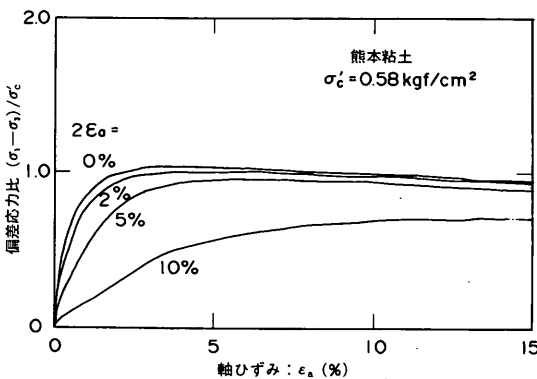


図-3 静的載荷中の応力ひずみ関係（熊本粘土）

態としている。この排水条件の設定は繰り返し載荷後の静的強度を検討する場合に重要なことである。すなわち、松井らの指摘にあるように、粘土の繰り返し載荷を行い、繰り返し載荷後、粘土に蓄積された過剰間隙水圧を消散させない場合には静的強度は繰り返し載荷前のものより小さくなるが、逆に消散させると静的強度は大きくなるからである。ここでは、図-1に示した荷重条件は、粘土地盤中の間隙水圧が消散できないものと考え、試験は非圧密非排水の条件とした。これは、いわゆる短期安定問題に対応している。なお、計測方法は繰り返し載荷試験と同一である。

3. 繰り返し載荷による粘土の強度・変形特性の変化

3. 1 静的変形特性

静的載荷試験中の応力・ひずみ曲線の一部を偏差応力比 q/σ_c' と軸ひずみ ϵ_a の関係として図-3に示す。ここで、偏差応力比は、偏差応力 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ を圧密圧力 σ_c' で除したもので定義される。図-3には、静的載荷試験の前に実施した繰り返し載荷試験での両振幅軸ひずみ $2\epsilon_a$ の値も示す。なお、0%として示されているのは、繰り返し載荷試験を行わなかったもので、繰り返し載荷前の供試体の応力・ひずみ曲線である。図-3から、繰り返し載荷中の両振幅軸ひずみが2%のものは、静的載荷の初期において、繰り返し載荷を行わなかった場合($2\epsilon_a = 0$)と応力・ひずみ曲線に差が見られるが、載荷が進むにしたがい差はほとんどなくなり、最終

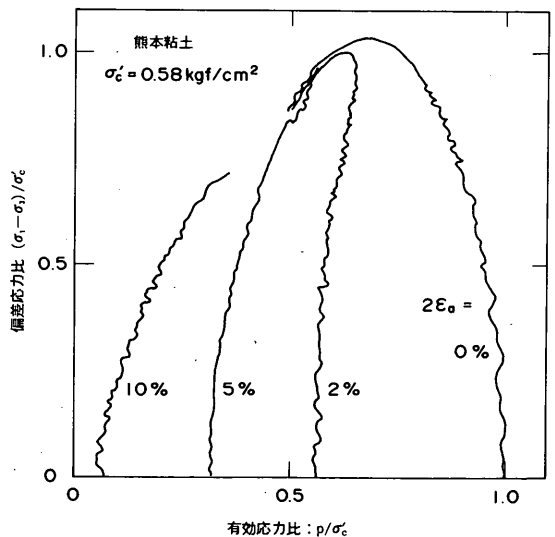


図-4 静的せん断中の有効応力経路（熊本粘土）

的に静的強度（非排水三軸圧縮強度）は繰り返し載荷を行わない場合と等しくなっていることがわかる。ところが、両振幅軸ひずみが5%、あるいは10%の場合には、繰り返し載荷前と載荷後で静的強度にかなり大きな差があることがわかる。ただし、応力・ひずみ曲線は、いずれも繰り返し載荷を行わない場合（ $2\varepsilon_a = 0$ ）のものに近づく傾向にある。

このような応力・ひずみ曲線の傾向の原因を図-4の静的載荷中の有効応力経路で調べる。図-4は、図-3の試験における有効応力経路で、偏差応力比 q/σ_c' と有効応力比 p/σ_c' の関係を示したものである。図-4から、繰り返し載荷を行わない場合の両振幅軸ひずみ $2\varepsilon_a$ がゼロのものは、通常の静的三軸試験で観察される正規圧密粘土の挙動と同じように、偏差応力比の増加にともない、有効応力比が減少していき破壊に至ることがわかる。 $2\varepsilon_a$ がゼロ以外の場合には、すでに繰り返し載荷試験において有効応力が減少しているため、有効応力経路は有効応力比が1.0以下のところからたちあがっている。ここで、偏差応力比の増加にともない有効応力比が増加していることがわかる。このような有効応力の挙動は過圧密粘土の挙動と類似しており、このようなことは、松井他¹⁾、安原他⁵⁾の示したことと同じ結果である。したがって、図-3において繰り返し載荷後の静的載荷試験の応力・ひずみ曲線が、繰り返し載荷を行わない場合の応力・ひずみ曲線に近づいていく理由は、粘土が過圧密的になり有効応力が回復するということが原因といえる。また、両振幅軸ひずみが2%の場合の静的強度が、繰り返し載荷を行わない場合（ $2\varepsilon_a = 0$ ）の静的強度と一致する理由は、図-4から、繰り返し載荷を行わない場合に行った場合で、静的載荷における有効応力経路がそのピークにおいて、ほとんど一致するからと説明できる。

3. 2 繰り返し載荷中の変形特性

(1) 繰り返し載荷中の発生ひずみと繰り返し回数の関係

図-5は、熊本粘土の代表的な両振幅軸ひずみと繰り返し回数の関係を調べたもので、繰り返しせん断応力比 τ_c/σ_c' 、および繰り返しせん断応力 τ_c と静的強度 c_u の比、すなわち繰り返し強度比 τ_c/c_u をパラメータとして表示している。図-5から、繰り返しせん断応力比あるいは繰り返し強度比が大きくなるほど、少ない繰り返し回数で大きなひずみが発生することがわかる。また、このように片対数のグラフで整理すると、両振幅軸ひずみが2~3%を越えたあたりに、ひずみの急増点が見られることがわかる。このような傾向は他の一連の試験

結果でも表れている。また、試料は異なるが、大根田他⁶⁾による繰り返し単純せん断試験結果の同様な整理では、繰り返しせん断ひずみが2.5%（片振幅）を越えたところでひずみが急増すると指摘されている。これをポアソン比を0.5として繰り返し三軸試験の両振幅軸ひずみに換算すると3.3%となる。したがって、今回の実験結果でのひずみ急増点は、大根田他⁶⁾の結果とほぼ同じようなひずみの大きさで起こっているといえる。

図-6は、繰り返し強度比 τ_c/c_u と繰り返し回数 N の関係を、両振幅軸ひずみが2%および10%のときについて示したものである。図-6は両対数上で整理したもので、繰り返し強度比と繰り返し回数の関係は両対数で直

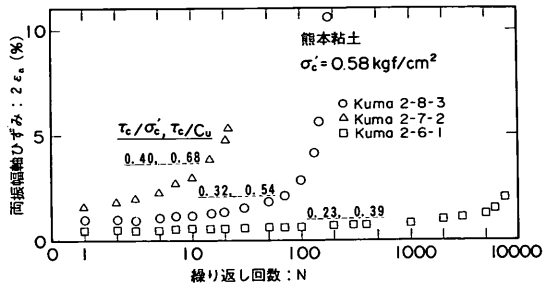


図-5 繰り返し載荷中の発生ひずみと載荷回数の関係

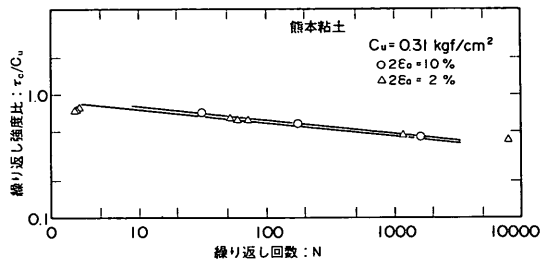


図-6 (a) 繰り返し強度比と載荷回数の関係（熊本粘土）

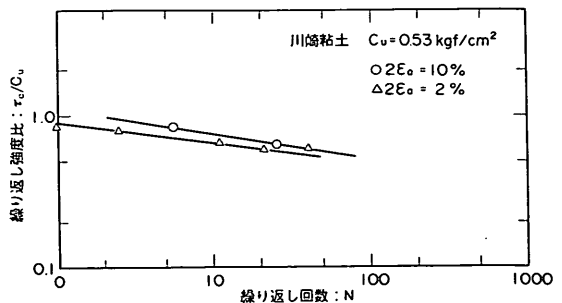


図-6 (b) 繰り返し強度比と載荷回数の関係（熊本粘土）

線に近似できることがわかる。したがって、図-6のような関係を用いれば、いろいろな大きさの繰り返し強度比に対して、ひずみが2%（ひずみ急増点）および10%なるまでの繰り返し回数を求めることができる。

(2) 繰り返し載荷による変形係数の低下

図-7は、繰り返し載荷中の偏差応力比 q/σ_c' と軸ひずみの関係（応力・ひずみ曲線）を調べたものである。図-7から、繰り返し載荷にともないひずみが漸増していき、粘土の剛性が低下してくることがわかる。このよ

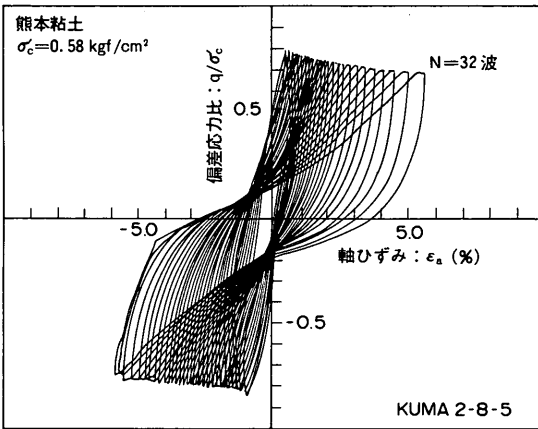


図-7 繰り返し載荷中の応力・ひずみ曲線

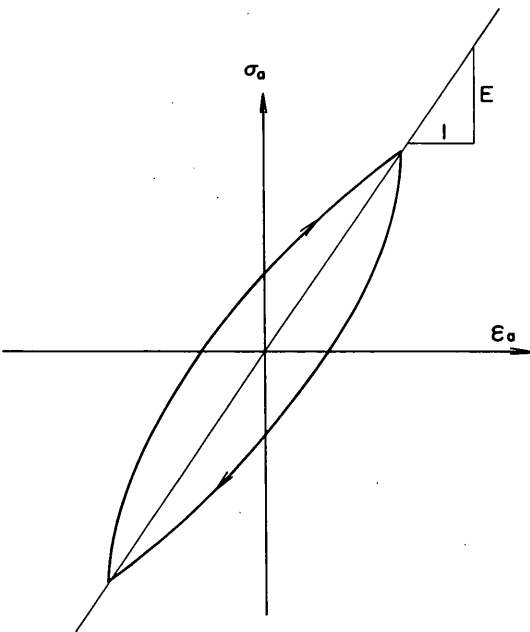


図-8 変形係数の定義

うな繰り返し載荷による粘土の剛性の変化を、変形係数と繰り返し回数との関係について調べる。

変形係数は、図-8に示されるように繰り返し載荷中の軸応力と軸ひずみの履歴ループの頂点を結び、その勾配 E として定義されるものである。したがって、繰り返し載荷により粘土が軟らかくなっていくと、変形係数 E は小さくなっていくことになる。また、図-8の変形係数を求めるループ頂点のひずみは、荷重除荷後の残留ひずみ（横軸切片）よりも大きくなっている。したがって、これは両振幅荷重条件に限ってのことであるが、ここで定義した変形係数を用いて繰り返し載荷による残留変形量を検討することは、安全側の検討になっているといえる。

図-9のプロットは、変形係数と繰り返し回数の関係を片対数上で調べたものの一例である。図-9から、変形係数は、繰り返し載荷にともない上に凸の曲線で小さくなり、1オーダー近く低下することがわかる。

3. 3 繰り返し載荷と静的強度低下の関係

(1) 繰り返し載荷による変形係数の低下と静的強度低下の関係

静的強度の低下量を表す量として強度比 R を次式で定義する。

$$R = c_{wr} / c_u \quad (1)$$

ここに、 c_{wr} は繰り返し載荷後の静的載荷試験より得られた静的強度、および c_u は繰り返し載荷前すなわち繰り返し載荷を行わない場合の静的強度である。したがって、強度比 R は、繰り返し載荷により静的強度が低下した場合には、1より小さな値となる。

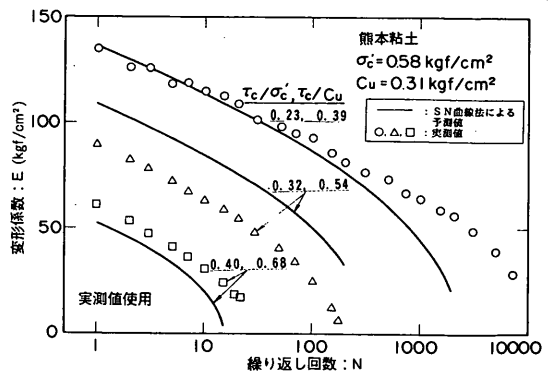


図-9 繰り返し載荷中の変形係数と載荷回数の関係

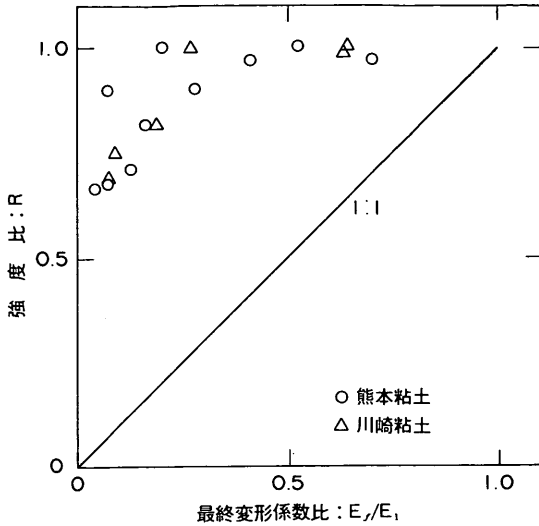


図-10 強度比と最終変形係数比の関係

図-10は強度比 R と繰り返し荷試験での最終荷荷における変形係数比（最終荷荷における変形係数 E_f を第1荷荷の変形係数 E_1 で除したものの）の関係をプロットしたものである。繰り返し荷荷により変形係数の低下と静的強度の低下が同程度であるならば、図-10の各プロットは図-10中に示した1:1の直線上にプロットされることになる。ところが、図-10では各プロットは1:1の直線よりかなり上になっており、最終変形係数比が0.1と1オーダー低下しても、強度比は3割程度しか低下していないことがわかる。したがって、繰り返し荷荷により粘土の変形係数はかなり低下するが、Idriss他¹⁾や松井他²⁾の示したことと同じように、静的強度は変形係数ほど低下しないことがわかる。

(2) 静的強度低下と両振幅軸ひずみの関係

静的強度の低下量は、前節で示したことから予想されるように、繰り返し荷荷中に発生した両振幅軸ひずみの影響を受けると考えられる。そこで、強度比と両振幅軸ひずみの関係を図-11で調べてみる。図-11から、強度比は両振幅軸ひずみ $2\epsilon_a$ が2%程度までは1で変化がなく、 $2\epsilon_a$ が2%以上になると1以下になり、10%で強度比は0.7程度まで低下することがわかる。このようなことから、繰り返し荷荷中の両振幅軸ひずみが2%以下の場合には静的強度は低下せず、2%を越えたあたりから徐々に低下していき、10%になったところで7割程度まで静的強度は低下することがわかる。また両振幅軸ひずみ2%は、上記のことと、(1)で述べたひずみ急増点から、繰り返し荷荷により粘土の静的強度および変

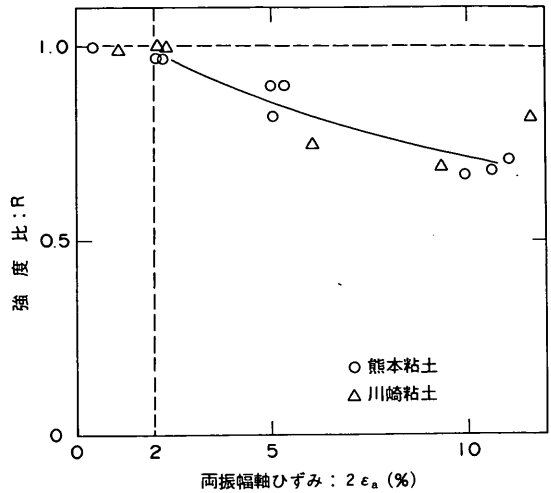


図-11 強度比と繰り返し荷荷中の発生ひずみの関係

形特性が変化する Threshold strain と考えられる。

以上から、粘土地盤が繰り返し荷荷を受け、その安定性を検討する場合には、地盤の静的強度の低下よりも、変形係数の低下に伴う地盤の変形量が問題になると思われる。また、静的強度低下を検討する場合にも、強度低下がはじまる Threshold strain の2%を越えるかを検討するなど地盤の変形量（ひずみ量）を把握することが重要といえる。

4. 変形係数の予測法

3.で述べたように、繰り返し荷荷を受ける粘土地盤の安定性を検討する場合、その地盤の変形量を把握することが最も重要である。ここでは、地盤の変形量を有限要素法などで求めるときに必要な変形係数の予測法を示す。

提案する予測法は、繰り返し荷荷試験および静的荷荷試験を現地の粘土試料に対して実施し、その結果から変形係数の低下を求める方法（SN曲線法）と、繰り返し

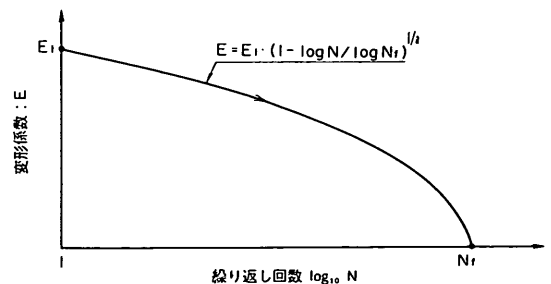


図-12 繰り返し荷荷中の変形係数と荷荷回数関係の近似

載荷試験を行わず、塑性指数と静的強度（静的載荷試験）から変形係数の低下量を推定する方法（塑性指数法）の2種類である。また、現実の波浪のランダム性を考慮して振幅が変化する場合についても示す。

4. 1 SN 曲線法による変形係数の予測

(1) 変形係数と繰り返し回数の関係の近似曲線

等振幅荷重で繰り返し載荷試験を行った場合の変形係数と繰り返し回数の関係は、図-12のような上に凸の曲線になっている。このような曲線を次式で近似する。

$$E = E_1 \cdot (1 - \log_{10} N / \log_{10} N_f)^{1/a} \quad (2)$$

ここに、 E_1 は第1載荷における変形係数、 N_f は変形係数 E がゼロになるときの繰り返し回数で、 a は曲線の形状を決める実験定数である。したがって、各繰り返しせん断応力に対して式(2)の各係数を与えれば、繰り返し載荷中における変形係数を求めることができる。

(2) E_1 の決定

今回の繰り返し載荷試験での第1載荷の変形係数 E_1 と繰り返しせん断応力 τ_c の関係を整理すると、図-13に示されるような線形関係が得られる。図-13の横軸切片は静的せん断強度 c_u と一致している。これは、繰り返しせん断応力が静的せん断強度と一致する場合には、第1載荷において大きなひずみが発生するというところで静的試験と整合性のある結果である。このことを考慮して、図-13の線形関係を定式化すると次式を得る。

$$E_1 = b \cdot (c_u - \tau_c) \quad (3)$$

ここで、 b は図-13の勾配で実験定数ある。

したがって、式(3)のパラメーター b と静的強度 c_u を求めれば、式(3)から、いろいろな繰り返しせん断応力に対して E_1 を求めることができる。また、式(3)は、繰り返しせん断応力と繰り返しせん断ひずみの履歴曲線を第1載荷について集めれば、その骨格曲線が双曲線関係

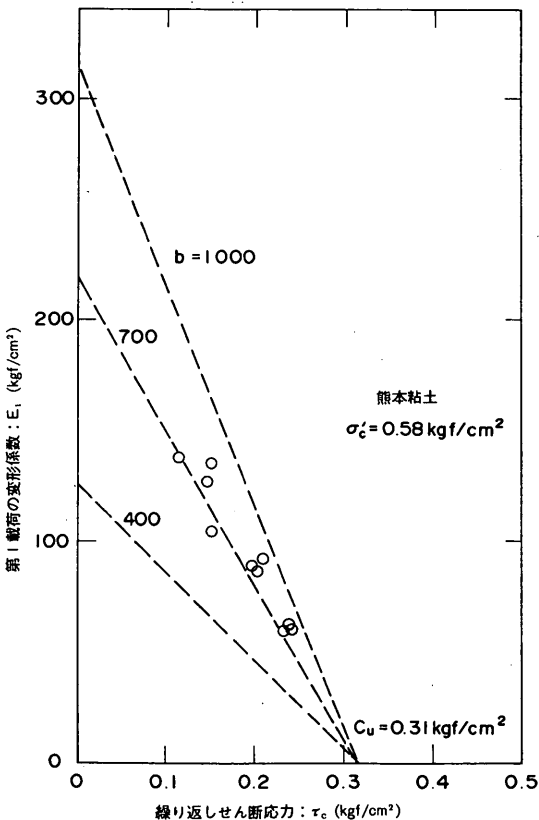


図-13(a) 第1載荷の変形係数と繰り返しせん断応力の関係（熊本粘土）

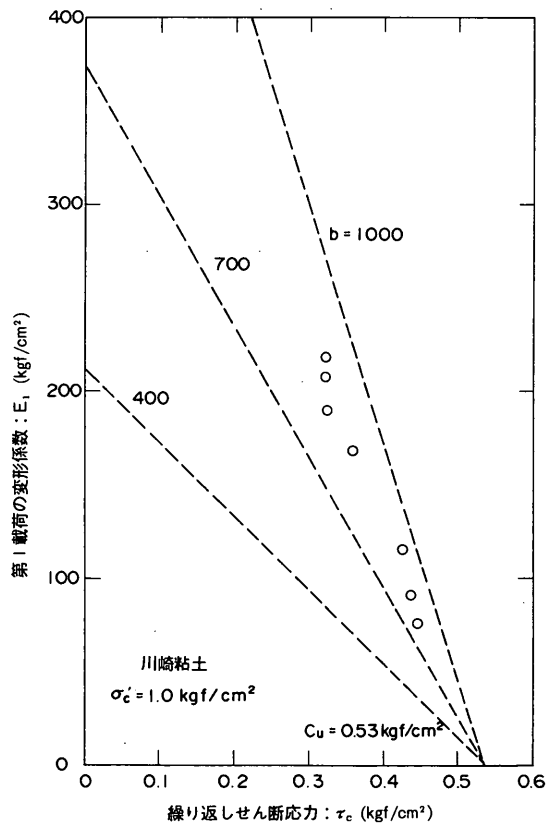


図-13(b) 第1載荷の変形係数と繰り返しせん断応力の関係（川崎粘土）

になることを示している。このように骨格曲線を双曲線とすることは、土の繰り返し載荷時の応力ひずみ関係を表す代表的なモデルである Hardin-Drnevich モデル⁷⁾ においても用いられている。

(3) N_f の決定

N_f は、変形係数 E がゼロになるときの繰り返し回数として定義されるが、実験により求めることは不可能である。したがって、 N_f は図-12の近似曲線を定める便宜的な量である。そこで、 N_f を、繰り返し載荷中の両振幅軸ひずみが10%になったときの繰り返し回数 N_{10} を介して、式(2)、および式(3)から間接的に求め、次式で表すことにする(誘導の詳細は付録参照)。

$$\log_{10} N_f = \log_{10} N_{10} / (1 - (40 \cdot \tau_c / (b \cdot (c_u - \tau_c)))^a) \quad (4)$$

$$\log_{10} N_{10} = (\log_{10}(\tau_c / c_u) - \log_{10}((\tau_c / c_u)^{10} / (\tau_c / c_u)^{100})) / (\log_{10}((\tau_c / c_u)^{100} / (\tau_c / c_u)^{10})) \quad (5)$$

ここに、 $(\tau_c / c_u)_{10}$ 、 $(\tau_c / c_u)_{100}$ は、繰り返し回数が10回および100回で両振幅軸ひずみが10%になる場合の繰り返し強度比で、繰り返し載荷試験より得られる図-6の関係から求めることができる。

(4) a の決定

式(2)を変形すると次式を得る。

$$\log_{10}(E) = \log_{10}(E_1) + 1/a \cdot \log_{10}(1 - \log_{10}(N) / \log_{10}(N_f)) \quad (6)$$

上式から、パラメーター a は、両対数上で変形係数 E と、繰り返し回数を $(1 - \log_{10}(N) / \log_{10}(N_f))$ で整理した場合の勾配の逆数として得ることができる。図-14に熊本粘土についての両者の関係を示す(ただし、 N_f は、

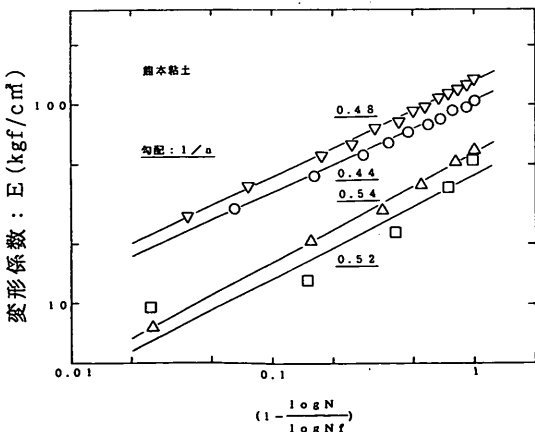


図-14 熊本粘土のパラメーター a

図-9の実測値を横軸切片まで外挿して求めている)。図-14から、熊本粘土の場合、 a の値は2とわかる。

4.2 塑性指数法による変形係数の予測

4.1では、繰り返し載荷試験および静的載荷試験を行い、その結果を利用して変形係数の低下を予測する方法を提案した。ここでは、繰り返し載荷により粘土地盤の変形係数の低下が懸念され、その一次的検討を行うための資料を提供する目的で、塑性指数 I_p と静的強度 c_u (非

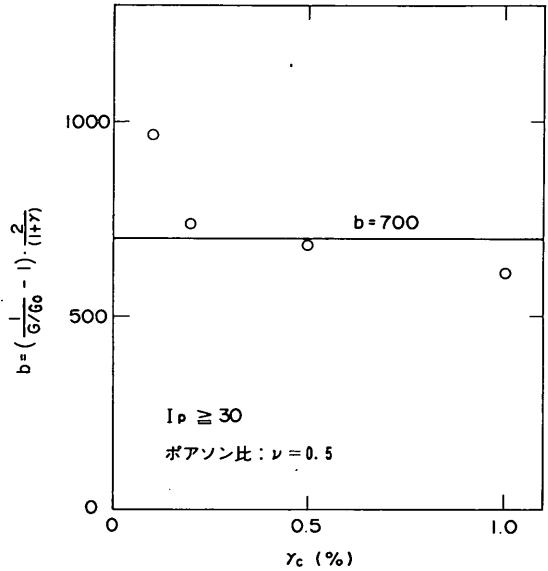


図-15 パラメーター b とせん断ひずみの関係

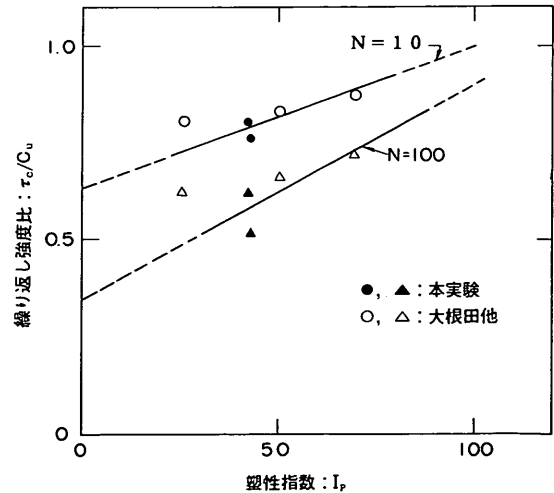


図-16 繰り返し強度比と塑性指数の関係

排水せん断強度)の2つの値から、粘土の変形係数の低下を予測する方法を示す。

(1) 変形係数と繰り返し回数関係の近似曲線

SN 曲線法と同じように、式(2)、図-12のような近似曲線を仮定する。

(2) E_1 の決定

第1 載荷の変形係数 E_1 と繰り返しせん断応力 τ_c の関係は、4.1で示した式(2)のような線形関係がある。善他⁹⁾は、塑性指数が30以上の粘土について、正規化剛性率とせん断ひずみ ($G/G_0 \sim \gamma$) 関係の平均的なものを得ている。善他の結果は、せん断剛性率とせん断ひずみの関係を与えるものであるが、ポアソン比0.5を仮定し、剛性率を変形係数に変換すれば、図-15のような式(3)の係数 b とせん断ひずみの関係を得ることができる。図-15から、ひずみレベルが10⁻³以下では b の値は急激に変化しているが、今回対象としているひずみレベルが10⁻³~10⁻²では、 b は700程度の値でほぼ一定となっていることがわかる。本研究で得た図-13に b が700の線を示すと川崎粘土の場合、実測値はやや上にプロットされるが、熊本粘土の場合には、実測値とほぼ対応した結果になっている。そこで、今回の実験結果、および善他の結果から、塑性指数30以上の粘土に対しては、 b を700として塑性指数によらず一定と仮定する。したがって、 E_1 は、静的載荷試験より得られる強度 C_u を用い、 b を700として式(3)から決定できる。

(3) N_f の決定

図-16は、今回の試験結果と大根田他⁶⁾の試験結果を利用して、繰り返し強度比 $(\tau_c/c_u)_{10}$ 、および $(\tau_c/c_u)_{100}$ と塑性指数の関係を調べたものである。なお、大根田他の試験結果については、彼等の試験が繰り返し単純せん断試験であったことと、載荷周期が異なっていたため、今回の試験条件に整合するように補正をした。図-16から、繰り返し強度比と塑性指数の間には、線形関係があ

ることがわかる。したがって、図-16の関係より、対象とする粘土の塑性指数から繰り返し強度比 $(\tau_c/c_u)_{10}$ および $(\tau_c/c_u)_{100}$ を推定することができ、式(4)、(5)より N_f を決定できる。なお、石原他⁹⁾は、内陸の粘性土に対して、繰り返し回数が30回のときの繰り返し強度比と塑性指数の関係を求めており、両者の間に線形関係があるが、実測値は繰り返し強度比で±0.2程度のかんりのばらつきがあることを示している。したがって、図-16の場合も、実線から±0.2程度のばらつきが生じる可能性があるといえる。

(4) a の決定

a は、図-12の曲線の形状を決めるもので、曲線の両端を決める E_1 と N_f ほど予測に大きく影響しないと考えられる。そこで、 a の値は熊本粘土から得られた2として、試料の違いによる影響を考慮しないこととする。

4. 3 予測法の検証

(1) SN 曲線法による予測値と実測値の比較

SN 曲線法の検証は、熊本粘土および川崎粘土について行った。各パラメーターの値を表-2に示す。なお、川崎粘土の a の値は正確には1.5であるが、ここでは2とした。

熊本粘土の場合の変形係数 E と繰り返し回数 N の関係の予測値を図-9中に実線で示す。また、全試料についての最終載荷における変形係数 E_f の実測値と予測値の関係を図-17に示す。図-17から、変形係数の値が大きいところでは予測値は実測値の1/2~2倍の範囲内にあるが、値の小さいところ(熊本粘土で $E_f = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以下、川崎粘土で $E_f = 70 \text{ kgf/cm}^2$ 以下)では1/2~2倍の範囲以上の違いが表れている。後者で精度が落ちる原因は、小さい値で比較しているためと考えられる。プロット全体の分布をみてみると、平均的に1:1の直線上にあることがわかる。

表2 予測に用いたパラメーター

	SN 曲線法		塑性指数法				
	熊本粘土	川崎粘土	熊本粘土	川崎粘土	錦海粘土	羽田沖粘土	横浜粘土
静的強度 c_u (kgf/cm ²)	0.31	0.53	0.31	0.53	0.86	0.75	0.44
b	770	970	700	700	700	700	700
$(\tau_c/c_u)_{10}$	0.81	0.76	0.79	0.79	0.85	0.85	0.90
$(\tau_c/c_u)_{100}$	0.62	0.52	0.58	0.58	0.68	0.68	0.75
a	2.0	1.5≒2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
I_p	必要なし	必要なし	42	43	60	60	72
圧密圧力 σ_c' (kgf/cm ²)	0.58	1.0	0.58	1.0	0.9	1.65	0.50

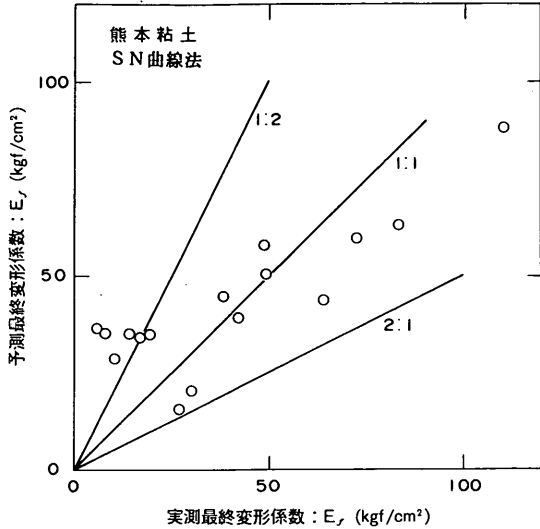


図-17(a) 最終変形係数の予測値と実測値の比較 (熊本粘土, SN 曲線法)

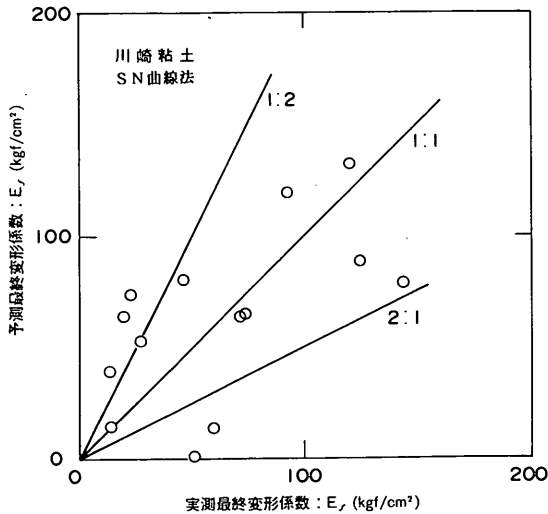


図-17(b) 最終変形係数の予測値と実測値の比較 (川崎粘土, SN 曲線法)

(2) 塑性指数法による予測値と実測値の比較

塑性指数法の検証は、熊本粘土および川崎粘土と、乱さない錦海粘土、羽田沖粘土、および横浜粘土⁽¹⁰⁾について行った。なお、錦海粘土、羽田沖粘土、および横浜粘土については、試料数が少なかったため、それぞれ1ケースしか繰り返し载荷試験を行えなかった。塑性指数法に用いたパラメーターの一覧を表-2に示す。表-2に示すように、錦海粘土、羽田沖粘土、および横浜粘土の塑性指数は60および72と、熊本粘土および川崎粘土の40よりかなり大きなものである。なお、横浜粘土については、

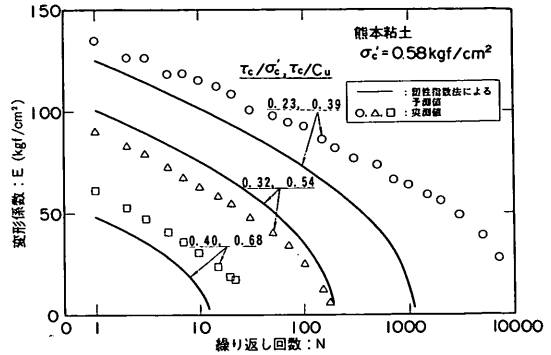


図-18 塑性指数法を用いた変形係数と繰り返し回数関係の一例 (熊本粘土)

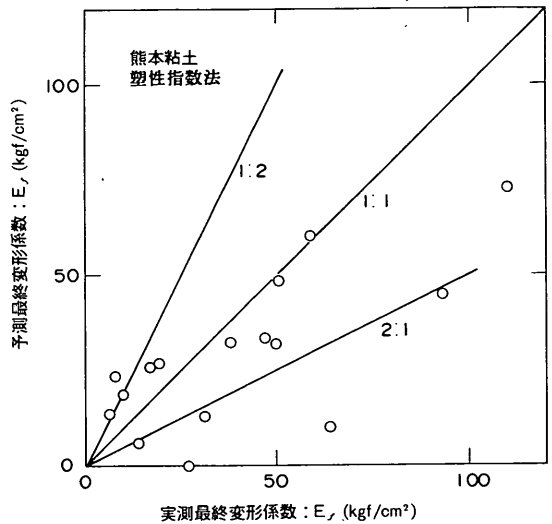


図-19(a) 塑性指数法を用いた場合の最終変形係数の予測値と実測値の比較 (熊本粘土)

上載圧力と静的強度の関係から、かなり過圧密状態の試料であることがわかる。

図-18に一例として、熊本粘土について繰り返し回数と変形係数の関係の予測値(実線)と実測値(プロット)の比較を示す。また、図-19に熊本粘土および川崎粘土のすべての試験について、最終载荷での変形係数の実測値と予測値の比較を示す。最終载荷における変形係数および変形係数比について予測値と実測値の対応関係を調べると、図-19から、各プロットは1:1の直線上でばらついており、値が大きいところでは予測値は実測値の1/2~2倍の範囲にあるが、値が小さく(熊本粘土で $E_f = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以下、川崎粘土で $E_f = 70 \text{ kgf/cm}^2$ 以下)なると実測値の1/2~2倍範囲以上になることがわかる。

図-20は、錦海粘土、羽田沖粘土、および横浜粘土の

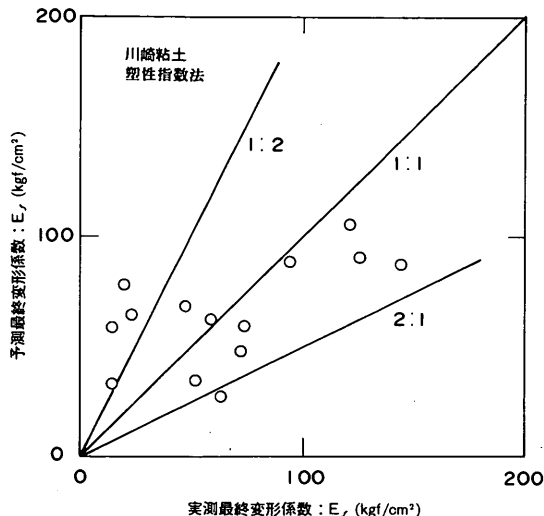


図-19(b) 塑性指数法を用いた場合の最終変形係数の予測値と実測値の比較(川崎粘土)

繰り返し回数と変形係数の関係の実測値(プロット)と予測値(実線)を比較したものである。図-20から、錦海粘土の予測値は、実測値の1/2~2倍程度の値になっており、また、羽田沖粘土の場合には、繰り返し回数が50回程度($E_f=150 \text{ kgf/cm}^2$)までは、予測値は実測値の2倍以内になっているが、繰り返し回数が100回程度になると予測値は実測値の8倍近くになっていることがわかる。横浜粘土の場合には、予測値は第1載荷においてすでに実測値より4倍程度大きな値になっており、さらに繰り返し回数が200回になった場合には30倍程度も大きく予測している。このように、横浜粘土において塑性指数法が実測値をかなり大きく予測する原因は、塑性指数法が正規圧密粘土の実験データをもとに誘導されたもので、横浜粘土のようなかなり過圧密の状態の試料に対しては大きな誤差を含むからといえる。

以上から塑性指数法を用いた場合、正規圧密の粘土に対しては、8倍近い誤差を含む可能性がある。ただし、これは、図-20から、繰り返し載荷が進み変形係数がかなり小さくなった場合で、変形係数が1/2程度に低下するまでは、予測値は実測値の1/2~2倍の範囲で予測できているといえる。

(3) 予測結果についての考察

上述したように、提案した変形係数の予測法は、ばらつきはあるものの、平均的にみれば、その予測値は実測データを説明できていくといえる。ここで、予測法の現地の変形・安定問題の適用に関して考察する。いろいろな予測法を現地の問題に適用する場合、許容される予測

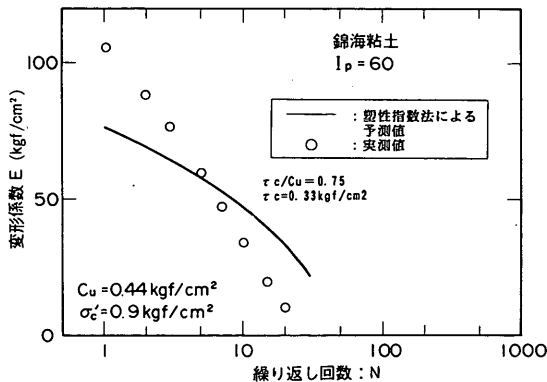


図-20(a) 錦海粘土の変形係数と繰り返し載荷回数の関係

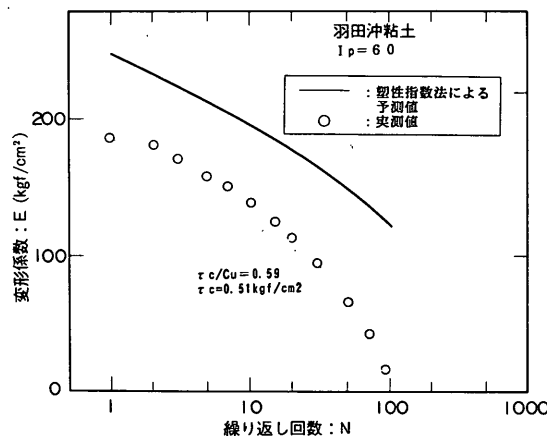


図-20(b) 羽田沖粘土の変形係数と繰り返し載荷回数の関係

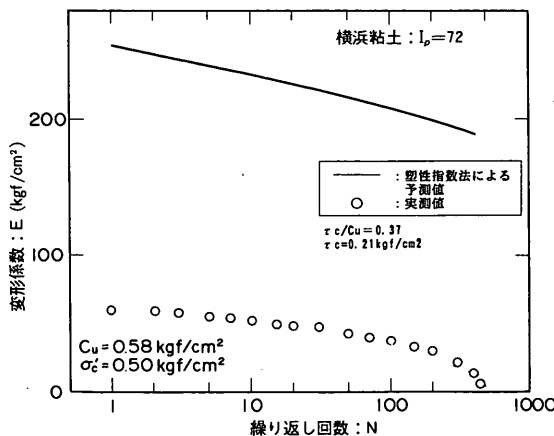


図-20(c) 横浜粘土の変形係数と繰り返し載荷回数の関係

誤差は現地の構造物の仕様等で決まるが、ここでは、実測値の1/2~2倍を許容される予測範囲と考え考察する。予測値は変形係数の値が小さくなる（熊本粘土で $E_f = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以下、川崎粘土で $E_f = 70 \text{ kgf/cm}^2$ 以下、羽田沖粘土で $E_f = 150 \text{ kgf/cm}^2$ 以下）までは、実測値の1/2~2倍の範囲内で予測している。このときの変形係数に対する両振幅軸ひずみ $2\epsilon_a$ の値は、熊本粘土の場合、繰り返し軸応力が約 0.3 kgf/cm^2 であったので $2\epsilon_a = 0.3/30 \times 2 = 2\%$ 、川崎粘土の場合、繰り返し軸応力が約 0.6 kgf/cm^2 であったので $2\epsilon_a = 0.6/70 \times 2 = 1.7\%$ 、羽田沖粘土の場合、繰り返し軸応力が約 1.0 kgf/cm^2 であったので $2\epsilon_a = 1.0/150 \times 2 = 1.3\%$ となっている。したがって、提案した変形係数の予測法は、繰り返し载荷により発生する両振幅軸ひずみが1~2%になるまでは実測値を1/2~2倍の範囲で予測できるので、現地盤の繰り返し载荷によるひずみを1~2%までは精度良く予測できるといえる。

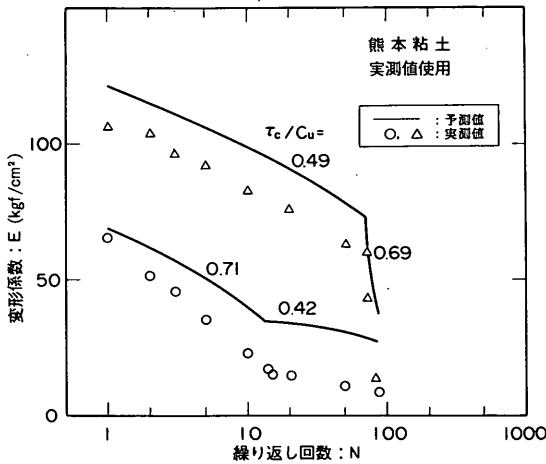


図-21 繰り返し応力が変化した場合の変形係数と繰り返し回数関係の予測値と実測値の比較 (熊本粘土)

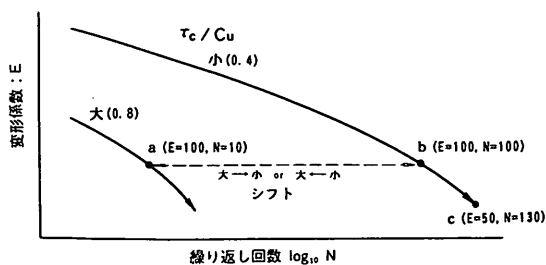


図-22 繰り返し応力が変化した場合の変形係数と繰り返し回数関係の仮定

また、前章で述べたように、繰り返し载荷により両振幅軸ひずみが2%を越えると、ひずみが急増し、さらに静的強度の低下も始まり地盤の安定性が失われてくる。したがって、提案した予測法は、両振幅軸ひずみ1~2%までは精度良くひずみの予測ができるので、繰り返し载荷による現地盤の安定性を検討するためには十分なものといえる。

4.4 荷重振幅が変化する場合の変形係数の予測法

ここでは、繰り返しせん断応力の振幅が大→小、あるいは小→大に変化する場合の変形係数の予測法について示す。

(1) 繰り返しせん断応力が変化した場合の仮定

図-21に繰り返しせん断応力が大から小および小から大に変化した場合の実測値の一例をプロットで示す。図-21から繰り返しせん断応力が大から小に変わった場合、変形係数の低下曲線に折れ曲り点が生じ、変形係数の低下の傾向は緩やかになることがわかる。逆に繰り返しせん断応力が小から大に変わった場合は、変形係数の低下曲線に折れ曲り点が生じた後、低下の傾向は急になることがわかる。

このようなことから、繰り返しせん断応力が変化する場合の変形係数を予測するため、次のような仮定をする。図-22の実線は、繰り返しせん断応力が大きい場合と小さい場合の変形係数の低下を示した模式図である。ここで、大きな繰り返しせん断応力により変形係数が図中の点aまで低下し、その後、繰り返しせん断応力が小になった場合には、破線で示すように小の変形係数の低下曲線の点bへシフトし低下していくと考える。

たとえば、せん断応力を 0.4 kgf/cm^2 で10回载荷し、その後、せん断応力を 0.3 kgf/cm^2 で30回载荷する場合を考える。まず、せん断応力が 0.4 kgf/cm^2 と 0.3 kgf/cm^2 の2種類の変形係数と繰り返し回数の関係の曲線を図-22のように用意しておき、せん断応力が 0.4 kgf/cm^2 の曲線で10回のところ(a点)の変形係数(100 kgf/cm^2)を読み取る。次に、 0.3 kgf/cm^2 の曲線で変形係数が 100 kgf/cm^2 の変形係数のところ(b点)の繰り返し回数(100回)を読み取り、その後、変形係数は 0.3 kgf/cm^2 の曲線で101, 102, ..., 130回(c点)まで低下していくものと考え、最終的な変形係数 50 kgf/cm^2 を得る。

逆に、繰り返しせん断応力が小から大に変化した場合には、変形係数は点bから点aへシフトすると考える。

以上のような仮定を設けることにより、4.2および4.3で提案したSN曲線法あるいは塑性指数法を、繰り返しせん断応力が変化する場合へも拡張することができる。

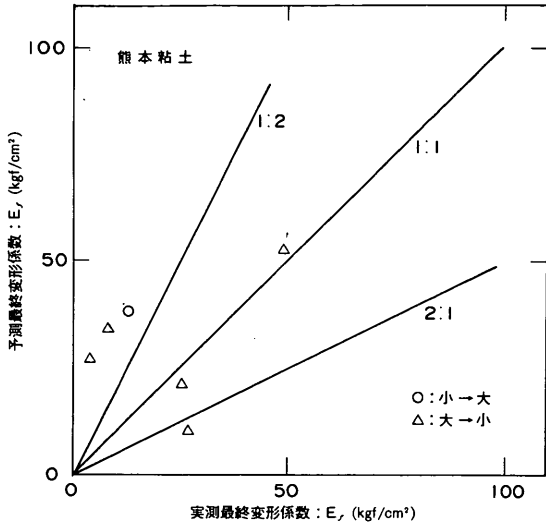


図-23(a) 繰り返し応力が変化した場合の最終変形係数の予測値と実測値の比較 (熊本粘土)

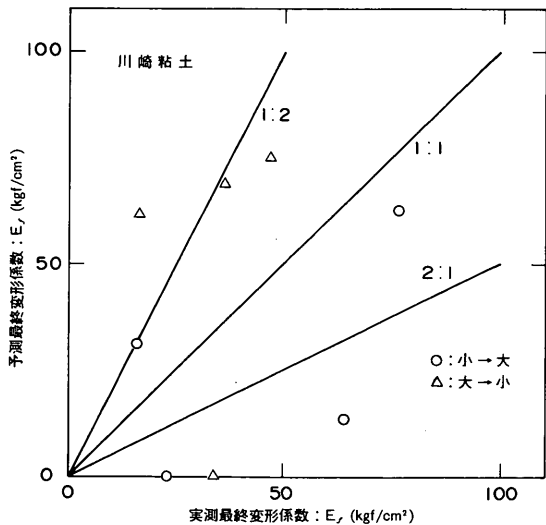


図-23(b) 繰り返し応力が変化した場合の最終変形係数の予測値と実測値の比較 (川崎粘土)

(2) 繰り返しせん断応力が変化した場合の予測法の検証

繰り返しせん断応力が変化した場合の予測法の検証は、熊本粘土と川崎粘土を対象に、SN 曲線法を用いた予測値について行った。

図-21に一例として熊本粘土の変形係数と繰り返し回数関係の実測値(プロット)と予測値(実線)を示す。また、図-23に熊本粘土と川崎粘土の全試験についての最終載荷における実測値と予測値の関係を示す。

図-21から、変形係数と繰り返し回数関係の予測値は、

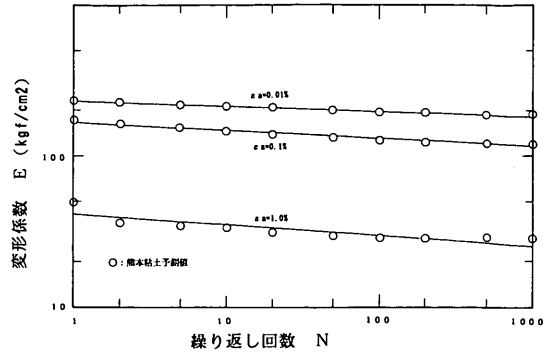


図-24 ひずみ制御での変形係数と繰り返し回数の関係

繰り返しせん断応力が変化した場合の実測値の傾向とあっており、図-21で行った仮定が妥当であることがわかる。また、図-23から、実測値と予測値の関係は、ばらつきはあるが、平均的に図中の1:1の直線にあることがわかる。また、ばらつきの大きさは、一定振幅の場合の図-17と比べるとやや大きく、これは、図-22で行った仮定に含まれる誤差が原因といえる。しかしながら、変形係数がかかなり小さくならなければ1/2~2倍の範囲での予測が可能である。

4.5 他の研究結果との比較

Idriss 他¹¹⁾は、粘土がひずみ制御で繰り返し載荷を受ける場合の変形係数の低下に関して研究を行い、Degradation Index δ (各載荷における変形係数を第1載荷における変形係数で除したものと繰り返し回数の関係が両対数で直線になることを示している。これは、いいかえると、変形係数と繰り返し回数の関係は両対数で直線になるということである。ここでは、本研究で提案した方法が、このような Idriss 他¹¹⁾の示した結果とどのような対応を示すかを述べる。

本研究で提案した予測法は、荷重制御の繰り返し載荷についてのものであるため、Idriss 他¹¹⁾の示した関係と直接的な比較はできない。そこで、前節4.4で示した、荷重振幅が変化する場合の仮定を利用して、計算上でひずみが一定になるように荷重を制御し、変形係数と繰り返し回数が両対数で直線になるかを調べてみる。

図-24のプロットは、今回提案した方法を用いて、熊本粘土を対象にひずみ一定 ($\epsilon_a = 0.01\%, 0.1\%, 1.0\%$) の繰り返し載荷条件で解いたものである。図-24中の実線と各プロットを比較してわかるように、ひずみ振幅が0.01%、あるいは0.1%と比較的小さい場合には、予測結果は両対数上でほぼ直線になっており、Idriss 他と同

じ結果を示している。しかし、ひずみ振幅が1.0%と大きくなった場合には、予測値は下に凸の関係となり、Idrissらと異なる結果になっている。したがって、ひずみ振幅(荷重振幅)が小さい場合には、ひずみ制御から得られた Idriss 他の結果と荷重制御をもとにした今回の結果の間には大きな違いはないが、ひずみ振幅が大きくなった場合には両者の間には違いが表れるといえる。このように、後者で Idriss 他の結果と違いが表れる原因は、ひずみ振幅が大きくなった場合には、今回提案した荷重振幅が変化する場合の仮定に含まれる誤差が大きくなることと、ひずみ制御と荷重制御という載荷方法の違いの影響が大きくなる、という2つが主な理由として考えられる。

5. 繰り返し載荷を受ける粘土地盤の安定性の検討法

ここでは、図-1に示したような防波堤を介して粘土地盤が繰り返し載荷を受ける場合の検討法について述べる。

まず、変形係数の低下の予測に必要な土質特性を求める。SN 曲線法で変形係数の低下を予測する場合は、現地から、乱さない土質試料を採取し、室内で繰り返し載荷試験および静的載荷試験を行う必要がある。塑性指数法で変形係数の低下を予測する場合には、静的載荷試験と物理試験を行い、静的強度と塑性指数を求めておく必要がある。

次に、外力となる現地の荒天期間中の防波堤に作用する波力とその載荷回数を求める必要がある。これは、防波堤前面の波高分布¹¹⁾と合田の波圧式¹²⁾から得ることができる。なお、波高分布は、現地の荒天時間、有義波高、有義波周期、および海底の地形が与えられれば、波高分布がレーリー分布に従うことを利用して簡単に求めることができる。

そして、現地の地盤を数値計算(弾性 FEM 等)を行えるようにモデル化し、各波高(波力)に対して、防波堤基礎地盤内に発生する繰り返しせん断応力を求める。数値計算では、各波高の各繰り返し載荷において、逐次地盤内の変形係数を、発生した繰り返しせん断応力に対して、SN 曲線法あるいは塑性指数法で低下させ計算を行う。このような計算を荒天期間中のすべての波について行う。

すべての波について計算終了後、防波堤の変形量を求め、許容変位内に入っているか検討する。あるいは、地盤内の両振幅ひずみが2%を越えた場合には、強度低下が生じる可能性があるため、地盤の静的強度低下につい

て検討を行う。

以上のフローを図-25に示す。

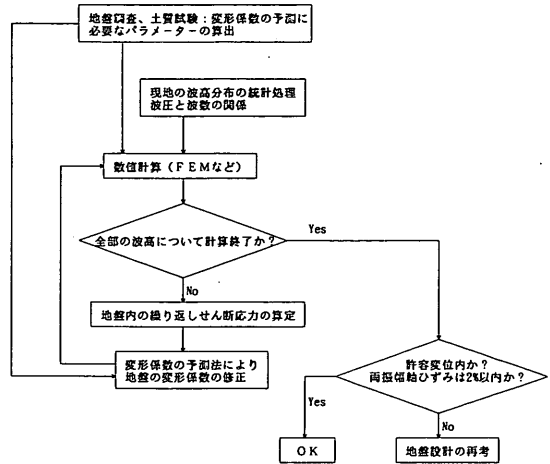


図-25 繰り返し載荷を受ける粘土地盤の安定性の検討法

6. 結論

繰り返し載荷に対する粘土の変形係数および静的強度の低下に関する以上の研究から、以下に示す結論が得られた。

- (1) 繰り返し載荷により発生する両振幅軸ひずみと繰り返し回数の関係を片対数上で整理すると、両振幅軸ひずみが2%を越えたところでひずみの急増点が表れる。また、両振幅軸ひずみが2%を越えた場合には、繰り返し載荷により静的強度低下がはじまり、試料の変形・強度特性が変化する Threshold strain であることがわかった。したがって、現地の地盤においては、室内試験で得られた両振幅軸ひずみが2%を越えない荷重条件になるように設計することが、繰り返し載荷に対する対策の1つのポイントといえる。
- (2) 繰り返し載荷後の静的強度の低下は、繰り返し載荷により発生する両振幅軸ひずみが2%以下の場合には生じず、両振幅ひずみが10%になった場合には、繰り返し載荷前の強度の7割程度まで低下する。
- (3) 繰り返し載荷後の静的強度の低下は、変形係数が1割まで低下していても、7割程度までしか低下しない。したがって、繰り返し載荷を受ける粘土地盤は静的強度の低下よりも、変形係数の低下にともなう変形問題の方が重要な問題であるといえる。
- (4) 一定振幅の繰り返し載荷中の変形係数の低下を予測

する方法を提案した。提案した方法は、2種類の方法から成っている。一つは、繰り返し載荷試験を行い、その結果から種々の繰り返しせん断応力下での変形係数の低下を予測する方法（SN曲線法）である。もう一つは、塑性指数と静的強度から経験的に予測する方法（塑性指数法）である。なお、塑性指数法は、過圧密粘土に関しては予測誤差が大きいため、正規圧密粘土についてのみ使用されるべきである。

(5)上記(4)の方法を繰り返しせん断応力が変化する場合についても拡張した。予測精度については、一定振幅の場合よりも劣ることが認められた。

(6)粘土地盤が、波浪による繰り返し載荷を受ける場合の安定性の検討法を示した。

7. あとがき

本研究で、静的強度と塑性指数から繰り返し載荷中の変形係数を推定する方法を提案し、試料の違いの影響を塑性指数を反映させて予測しようと試みたが、過圧密粘土の横浜粘土では良い精度で予測できなかった。繰り返し載荷中の変形係数の低下に与える要因は、塑性指数および静的強度以外にも、過圧密比など他の要因があり、それらの要因をとりこみ予測精度をあげる必要があるといえる。また、現地において繰り返し荷重を受けた場合の地盤の変形解析をより精度よく行うためには、現地盤の異方応力状態の影響等を考慮する必要もあると思われる。

今後は、現地において繰り返し荷重を受けた場合の地盤の変形解析を行うため、上記の残された課題を検討し、5. で示した方法を取り込んだ数値計算プログラムを開発する必要がある。

最後に、本研究の遂行にあたり多大なご協力を頂いた第4港湾建設局下関調査設計事務所および熊本港工事事務所の方に謝意を表します。また、貴重な乱さない試料を提供して頂いた土性研究室の方および貴重な助言を頂いた佐藤土質部長に深く感謝致します。

(1991年9月30日受付)

参考文献

- 1) I. M. Idriss, R. Dobry and R. D. Singh: Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104, GT12, 1979
- 2) T. Matui and M. A. Bahr: Cyclic stiffness degradation of undisturbed clays, Proceedings of The 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1990
- 3) M. Vucetic and R. Dobry: Degradation of marine clays under cyclic loading, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114, GT2, 1988
- 4) T. Matui, H. Ohara and T. Ito: Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106, GT10, 1980
- 5) K. Yasuhara, T. Yamanouchi and K. Hirano: Cyclic strength and deformation of normally consolidated clay, Soils and Foundations, Vol. 22, No.3, 1982
- 6) 大根田秀明, 梅原靖文, 樋口嘉章: 振動単純せん断試験による粘性土の繰り返し強度特性について, 港研報告, Vol.23, No.4, 1984
- 7) B. O. Hardin and V. P. Drnevich: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, SM 7, 1972
- 8) 善功企, 山崎浩之, 梅原靖文: 地震応答解析のための土の動的特性に関する実験的研究, 港研報告, Vol.26, No.1, 1987
- 9) K. Ishihara and S. Yasuda: Cyclic strengths of undisturbed soils of western Tokyo, International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, 1980
- 10) 土田孝, 水上純一, 及川研, 森好生: 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港研報告, Vol.28, No.3, 1989
- 11) 合田良実: 港湾構造物の耐波設計, 波浪工学への序説, 鹿島出版会, 1977
- 12) 合田良実: 防波堤の設計波圧に関する研究, 港研報告, Vol.12, No.3, 1973
- 13) D. A. Sangrey, D. J. Henkel and M. I. Esrig: The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading, Canadian Geotechnical Journal, 6, 241, 1969
- 14) 安原一哉, 平尾和年: 繰り返し荷重を受けた飽和粘土の非排水せん断特性, 土木学会論文集, 第364号/III-4, 1985
- 15) K. H. Andersen, A. Kleven and D. Hein: Cyclic soil data for design of gravity structures, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 114, GT 5, 1988
- 16) K. H. Andersen, R. Dyvik, R. Lauritzsen, D. Heien, L. Harvik and T. Amundsen: Model test of Gravity platforms. II: Interpretation, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 115, GT 11, 1989

- 17) A. S. Azzouz, A. M. Malek and M. M. Baligh: Cyclic behavior of clays in undrained simple shear. J. Geotechnical Engineering Division, ASCE, 115, GT 5, 1989
- 18) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1989
- 19) 善功企, 山崎浩之, 加賀谷宏基: 飽和粘土の強度低下におよぼす繰り返し波数と応力比の影響, 土木学会第42回年次学術講演会, 第3部門, 1987
- 20) H. Yamazaki and K. Zen: Strength reduction and deformation of clay due to cyclic wave loading. International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, 1991

したがって, a および b は次式で表される。

$$a = \log_{10}((\tau_c/c_u)_{100}/(\tau_c/c_u)_{10}) \quad (a-6)$$

$$b = \log_{10}((\tau_c/c_u)^2_{10}/(\tau_c/c_u)_{100}) \quad (a-7)$$

上式を式(a-3)に代入し, 式(5)を得る。

$$\log_{10}N_{10} = (\log_{10}(\tau_c/c_u) - \log_{10}((\tau_c/c_u)^2_{10}/(\tau_c/c_u)_{100})) / (\log_{10}((\tau_c/c_u)_{100}/(\tau_c/c_u)_{10})) \quad (a-8)$$

記号表

I_p	: 塑性指数
σ_c'	: 圧密圧力
σ_a	: 軸応力
ϵ_a	: 軸ひずみ
$2\epsilon_a$: 両振幅軸ひずみ
τ_c	: 繰り返しせん断応力
τ_c/σ_c'	: 繰り返しせん断応力比
N	: 繰り返し回数
c_u	: 静的強度 (静的せん断強度)
τ_c/c_u	: (繰り返し強度比)
c_{ur}	: 繰り返し荷载後の静的強度
R	: 強度比
γ	: せん断ひずみ
ν	: ポアソン比
G	: せん断剛性率
G_0	: 微小ひずみでのせん断剛性率
p	: 平均有効主応力
q	: 偏差応力
q/σ_c'	: 偏差応力比
p/σ_c'	: 有効応力比
a	: 実験定数
b	: 実験定数
$(\tau_c/c_u)_{10}$: 繰り返し回数10回で両振幅軸ひずみが10%になるときの繰り返し強度比
$(\tau_c/c_u)_{100}$: 繰り返し回数100回で両振幅軸ひずみが10%になるときの繰り返し強度比
E	: 変形係数
E_1	: 第1荷载での変形係数
E_f	: 最終荷载での変形係数
E_f/E_1	: 最終変形係数比

付録 式の誘導

(1) $\log_{10}N_f$ との $\log_{10}N_{10}$ 関係 (本文中の式(4)) の誘導
本文中の式(2)に式(3)を代入して整理すると次式を得る。

$$\log_{10}N_f = \log_{10}N_{10}/(1 - (E/(b \cdot (c_u - \tau_c)))^a) \quad (a-1)$$

さらに, 両振幅軸ひずみが10%であることから, 変形係数は $E = 4 \cdot \tau_c/0.1 = 40 \cdot \tau_c$ となるので, 式(a-1)は次式になる。

$$\log_{10}N_f = \log_{10}N_{10}/(1 - (40 \cdot \tau_c/(b \cdot (c_u - \tau_c)))^a)^{a-1} \quad (a-2)$$

(2) $\log_{10}N_{10}$ と (τ_c/c_u) , $(\tau_c/c_u)_{10}$ および $(\tau_c/c_u)_{100}$ 関係の誘導 (本文中の式(5))

$\log_{10}N_{10}$ は, 本文の図-18に示すように繰り返し強度比と両振幅軸ひずみが10%になるまでの繰り返し回数の関係が両対数上で直線で表されることを利用する。

$$\log_{10}(\tau_c/c_u) = a \cdot \log_{10}N + b \quad \text{から} \quad (a-3)$$

$$\log_{10}(\tau_c/c_u)_{10} = a \cdot \log_{10}10 + b \quad N=10 \quad (a-4)$$

$$\log_{10}(\tau_c/c_u)_{100} = a \cdot \log_{10}100 + b \quad N=100 \quad (a-5)$$