

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1187 December 2008

波浪に対する防波堤基礎地盤挙動に関する水～土連成計算

金田 一広

山崎 浩之

永野 賢次

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 傾斜荷重が作用する地盤の支持力問題	5
2.1 極限釣り合いによる解	5
2.2 水～土連成計算による解	6
2.3 まとめ	10
3. 防波堤基礎地盤の静的載荷時における極限釣り合いと水～土連成計算との比較	10
3.1 計算条件と計算結果	11
3.2 設計の安全率の算定	14
3.3 数値計算と安全率との比較	16
3.4 着底式地盤改良の改良域の影響	18
3.5 骨格構造の発達した粘土地盤	19
3.6 まとめ	20
4. 波浪の繰り返しによる軟着底構造物の模型実験と水～土連成計算	20
4.1 模型実験の概要	20
4.2 計算条件と計算結果	21
4.3 まとめ	23
5. 結論	23
6. あとがき	23
謝辞	23
参考文献	23
付録	25

Soil-Water Coupled Analysis of Soil Behavior under Breakwater during Wave Action

Kazuhiro KANEDA*
Hiroyuki YAMAZAKI**
Kenji NAGANO***

Synopsis

Soil-water coupled finite deformation analysis, for finding soil deformation and collapse, of soil behavior under breakwater during water action was performed using SYS Cam- clay model. Generally, ground improvement is given to the foundation under a breakwater in many cases. The static calculation which gave external force was performed in this study.

The ultimate load was calculated using the equilibrium equation, while considering external stability and internal stability. In numerical simulation, the displacement and rate of slip after adding load were found. When ultimate load was compared with the ultimate load acquired from numerical simulation, both had comparatively good compatibility.

The model experiment result of having imitated the breakwater which carried out the bottom to the clay ground was shown. It investigated about the fall of the intensity of the soils when static load acts on a model. Although the results of numerical simulation and an experiment had comparatively good compatibility, about cyclic lading, it is a future subject. The trial of the design in which modification was taken into consideration by this technique of the ability to follow from deformation to collapse is carried out.

Key Words: FEM, wave action, breakwater, elasto-plastic constitute model

* Research Engineer of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Leader of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** Research Engineer of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445054 Fax : +81-468-440618 e-mail:kaneda@pari.go.jp

波浪に対する防波堤基礎地盤挙動に関する水～土連成計算

金田 一広*
山崎 浩之**
永野 賢次***

要 旨

防波堤に波浪が作用した場合の防波堤基礎地盤挙動について変形から破壊までを追跡できる水～土連成有限変形計算を行い、地盤の変形の様子を調べた。用いた弾塑性構成式は、土骨格構造の働きを記述できる SYS カムクレイモデルである。

防波堤の基礎地盤は地盤改良が施される場合が多い。地盤改良と防波堤を一体として静的な外力を与えた計算を行った。つりあいから得られる外部安定・内部安定について照査し、釣り合いから得られる極限荷重と数値計算の変位や変位速度を比較した結果、外部安定に起因する破壊モードなど両者は比較的よい整合性があった。

粘土地盤に着底した防波堤を模擬した模型実験を示し、模型に静的な荷重が作用した場合の地盤強度の低下について調べ、数値計算と実験は比較的よい整合性があったが、繰り返し荷荷については今後の課題である。

変形から破壊までを追跡できる本手法で変形を考慮した設計の一思案を試みている。

キーワード：FEM，波浪，防波堤，弾塑性モデル

* 地盤構造部動土質研究室研究官
** 地盤構造部動土質研究室室長
*** 地盤構造部動土質研究室研究員
〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：0468-44-5054 Fax：0468-44-0618 e-mail:kaneda@pari.go.jp

1. まえがき

地盤改良を施した防波堤などは、外力を想定して釣り合いを基本とした安全率法で設計される。また、変形量が問題となる場合は、有限要素法などの数値解析によって評価される。安全率法では変形を考慮しておらず、一方、数値解析では「破壊」まで計算ができる手法もあまりない。しかし、本研究で用いている解析手法を用いると変形から破壊まで一貫した計算が可能となる。変形から破壊までを一貫して行う上での必要とされることは主に以下のことが上げられる。

- A) 土の弾塑性構成式の高度化（材料非線形性）
- B) 水～土連成問題
- C) 幾何学的非線形性

A)について説明する。土の弾塑性構成式として限界状態理論に基づいたカムクレイモデルが知られている。本論文では、土の弾塑性構成式としてカムクレイモデルを骨子とした名古屋大学地盤力学研究室で開発された土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の記述ができる Super/subloading Yield Surface Cam-clay model (SYS カムクレイモデル)(Asaoka et al., 2000, 2002)を用いている。粘性土では土のかさばりや過圧密粘土の挙動を、砂質土では密度の影響を考慮しているもので、土の基本的な力学挙動が説明できる。繰り返し塑性（過圧密の効果）の効果は橋口(Hashiguchi, 1989)による下負荷面概念として取り入れられ、誘導異方性も考慮したモデルである。このモデルは、土要素の応力状態によって塑性圧縮・塑性膨張および硬化・軟化が規定され、B)の水～土連成効果も相まってたとえ土要素が限界状態に達したとしても水の移動によって容易に限界状態から離脱できその後の計算を可能にする。

B)の水～土連成計算はさらに次の3つの原理ないし法則が以下のように関連して現れる。

- a) 有効応力の原理
- b) 塑性体積ひずみを塑性履歴パラメータにとる弾塑性構成式（SYS カムクレイモデル）
- c) 土骨格の体積変化は、間隙が非圧縮のために土骨格からの水の出入りによって計量され、水の出入りの刻々の量は水頭勾配、つまり間隙水圧場に支配される（ダルシー則）

これらの3つの原理ないし法則を初期値境界値問題として時間ステップごとに計算していく手法が水～土連成計算である。ここで、ダルシー則のもたらす効果について説明する。土エレメントの硬化・軟化を支配する塑性履歴パラメータに塑性体積ひずみが主要な役割を果たす

一方で、ダルシー則は、その土骨格の体積変化がこのエレメントを取り巻く周囲の場の間隙水圧に支配されることを言う。これは、土エレメントの力学挙動が「勾配塑性」あるいは「Non Local(非局所的)」性質を有することを意味する。この「勾配」があるために水と土骨格を連成させて解く場合は、特に硬化域では計算は安定しメッシュサイズ依存を示すことが少ないことが分かっている。ダルシー則は間隙水の移動が空間勾配に依存し時間が必要であることを示して、このため、ある土要素は周囲の土要素と時間によって絶えずブレーキがかけられている。

さて最後のC)の幾何学的非線形性であるが、これは連続体力学に基づく有限変形計算による。境界値問題として解く場合、構成式の効果が卓越する場合もあれば、分岐ないし座屈のような「破壊モード」が卓越する場合もある。変形から破壊まで一貫して計算する場合はやはり両者の効果を取り入れることが必要であるというのが近年の結論である。

本研究ではこの解析手法を用いて、防波堤に静的に荷重が作用した場合の防波堤基礎地盤の挙動について水～土連成有限変形計算を実施した。本研究は次の2つの問題について説明する(金田ら,2008)。どちらも構造物に荷重が載荷された場合に発生する構造物直下の鉛直・水平支持力の問題であり、支持力はもちろん地盤にかけることができる最大荷重を意味し、地盤は極限状態すなわち「破壊」状態にある。本研究は、この支持力について基礎的な検討をすることにある。

- 1) 安全率法によって主に設計がなされるが、有限要素法を用いた設計の一試案を検討する。安全率法は極限釣り合いに基づくが、一方有限要素法は荷重増分と変位増分を刻々と解くものであり、両者は一見相容れないものである。しかし、構造物の変形照査を行うためには変形から破壊まで一貫した計算を行うことが必要と考えられる。本研究では仮想粘性土地盤を想定して防波堤を設置し荷重を載荷することで、安全率と数値計算の比較をしている。
- 2) かつて行われた防波堤を模擬した模型実験をとりあげ、防波堤に荷重が作用した場合の地盤の強度低下について述べる。また、数値解析によってその再現を試みる。

本論文の構成を述べる。第2章で、基本的な傾斜荷重に関する鉛直・水平支持力について説明する。第3章では仮想粘性土地盤を想定し、数値計算と安全率に基づく限界荷重との比較を行う。第4章では、防波堤を設置した模型実験の概要を説明し数値計算の結果を示し、第5章で結論を示す。

2. 傾斜荷重が作用する地盤の支持力問題

2.1 極限釣り合いによる解

対象とするのは、図-1 に示すような剛基礎（幅 B 、底面積 A ）の中央部に傾斜荷重 F が作用する問題である（柴田・関口, 1995）。題意より、基礎地盤底面の中央部周りの外力モーメント M はゼロである。支持地盤は極限つりあいと比較するため自重を考慮せず非排水強度 C_u が一定とする。

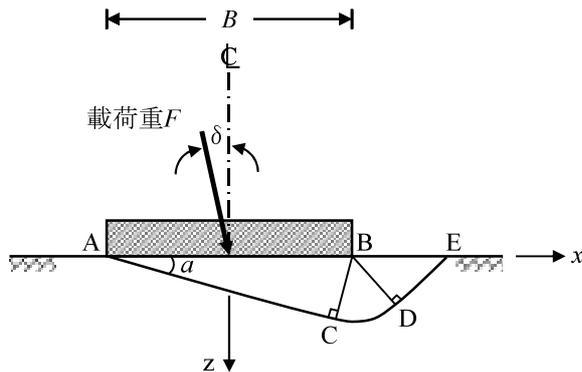


図-1 傾斜荷重を受ける帯基礎

上界法に基づく解釈を行う。傾斜荷重による破壊モードを「地盤内破壊モード」と「基礎底面すべりモード」に分けて考える。図-2 に地盤内破壊モードの概念を示す。領域 ABC が剛体的に剛速度 v_1 で運動し、領域 BDE は剛体域で、領域 BCD は変形する扇状塑性域と仮定する。また、 u, w は剛基礎のそれぞれ水平・鉛直変位速度である。

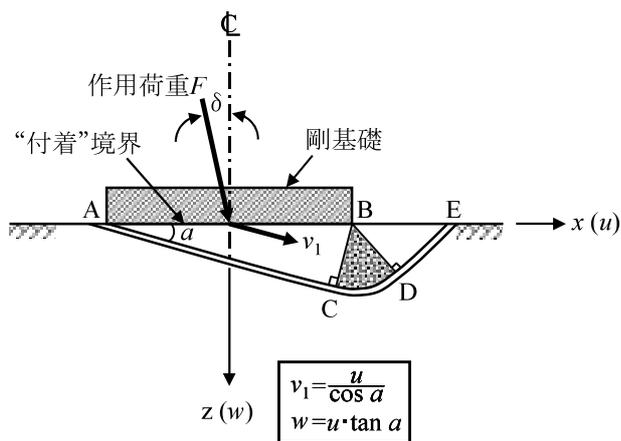


図-2 上界法によるアプローチ（地盤内破壊モード）

地盤内の消散率を評価して上界定理に基づき極限鉛直荷重 V を求めると次式になる。

$$V \leq k \cdot B (\pi/2 + 1 + 2\alpha + \sin 2\alpha) \quad (1)$$

$$H \leq k \cdot B \cos 2\alpha \quad (2)$$

ここで、本章では k はせん断強度を示す。

図-3 に、基礎底面すべりモードの概念を示す。すべり深さ $d \rightarrow 0$ の極限における解が題意の答えとなる。有限の深さにおける消散率を求め上界定理に基づき極限水平荷重 H を求めると次式になる。

$$H \leq k \cdot \left[1 + \left(\frac{1}{2} \pi + 1 \right) \cdot (d/B) \right] B \quad (3)$$

ここで $d \rightarrow 0$ とすると、

$$H \leq k \cdot B \quad (4)$$

となる。式(1), (2)から α を消去し、式(4)を考慮して、傾斜荷重を受ける帯基礎の支持力曲線は図-4 のように整理される。地盤内破壊モードから曲線 AS が、基礎底面すべりモードから曲線 CC' が得られる。上界法で解いているため正解の極限荷重点 (V, H) は曲線 ASC 上、またはその下方に位置することになる。以上の結果から、傾斜荷重を受ける剛基礎の極限支持力の評価に当たっては、鉛直荷重が比較的小さいときは、「基礎底面すべりモード」を、鉛直荷重が相対的に大きい場合には、「地盤内破壊モード」を採用すればよいことが分かる。

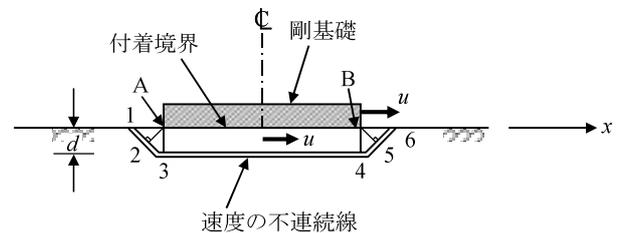


図-3 剛基礎の底面すべりに関する説明図

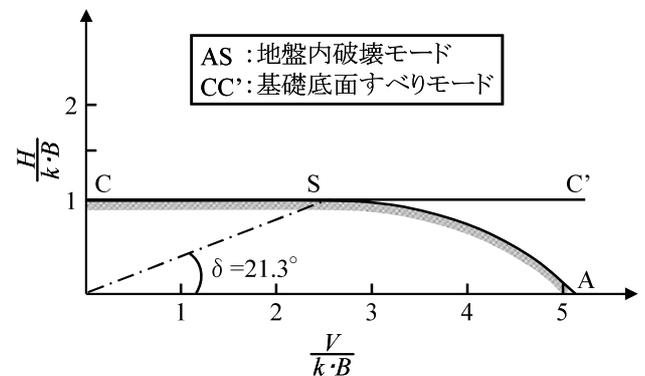


図-4 傾斜荷重を受ける帯基礎の支持力曲線（上界法）

2.2 水～土連成計算による解

有限要素法で鉛直・水平支持力問題を解く。ここでは簡単に地盤の非排水強度 C_u が一定の条件とする。したがって自重は考慮していない。図-5に計算で用いた計算メッシュと境界条件を示す。平面ひずみ条件で地盤の下面は排水境界、上面は大気圧条件(間隙水圧がゼロ)、側面は非排水境界としている。剛な基礎における荷重載荷は図中に示してあるが、有限要素節点の x, y 方向に等変位を与えて、常に節点間の距離を一定に保ちながら計算している。各節点にかかる x, y 方向の反力の合計を水平・鉛直荷重とし、それを単位奥行きあたりの接地面積 4m で割って応力としている。 x, y 変位とも $3.3 \times 10^{-4}\text{m/sec}$ の変位速度を基準とした。これは地盤内の間隙水圧の移動がほとんどない非排水条件を満たしている。荷重の方向は x 方向は右側に、 y 方向は下側である。表-1に計算で用いた弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期値を示す。これらの意味は付録を参照していただきたい。計算は4つのケースを想定した。Case1は異方性を考慮した骨格構造がある若干過圧密な粘土地盤、Case2は異方性を考慮しない練り返された正規圧密粘土地盤、Case3は異方性を考慮しない過圧密粘土地盤、Case4は異方性を考慮した練り返された正規圧密粘土地盤である。

図-6にこれらの非排水せん断挙動を示す。Case4はCase1とほぼ重なるため省略した。これよりCase1の地盤の非排水強度は $q_u=30\text{kPa}$ である。Case1の地盤を主にここでは示す。その他のケースは地盤条件の違いによって鉛直支持力にどのような違いが生じるかについて後に説明する。

表-1 材料定数・発展則パラメータ・初期値

<弾塑性パラメータ>				
圧縮指数 λ				0.23
膨潤指数 κ				0.01
限界状態定数 M				1.15
正規圧密線の切片 N				2.75
$(p'=98\text{ kPa}$ の時の比体積)				
ポアソン比 ν				0.1
<発展則パラメータ>				
構造劣化指数 a				0.2
構造劣化指数 b, c				1.0
正規圧密粘土化指数 m				5.0
回転硬化指数 b_r				0.001
回転硬化限界指数 m_b				1.0
透水係数 k (cm/sec)				1.0×10^{-8}
<初期値>				
構造の程度 $1/R_0^*$	Case1	Case2	Case3	Case4
過圧密比 $1/R_0$	2.0	1.0	1.0	1.0
異方性の程度 ζ_0	0.375	0.0	0.0	0.375
側圧係数 K_0	0.5	1.0	1.0	0.5
等方荷重 p_c (kPa)				50.0

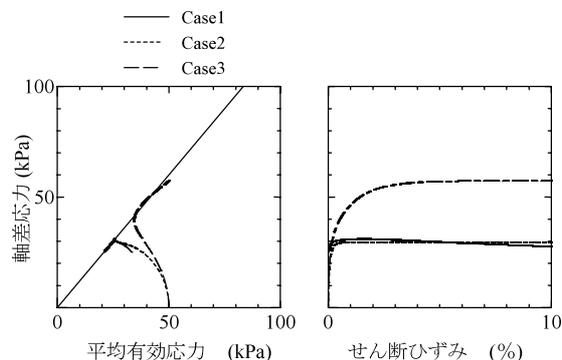


図-6 非排水応答

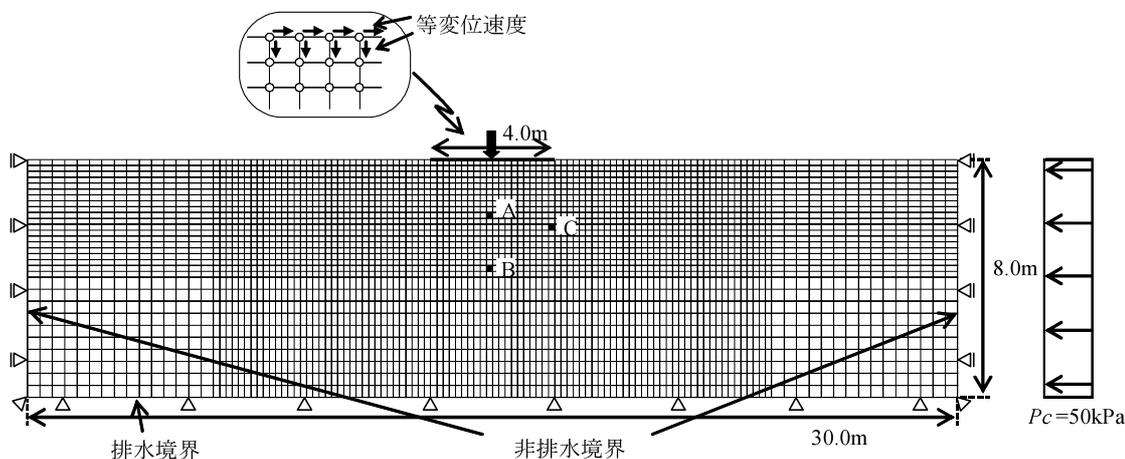


図-5 計算メッシュと境界条件

まず、Case1の地盤の計算結果を示す。

図-7(a)に鉛直変位の場合、(b)に水平変位の場合の鉛直・水平応力～変位関係を示す。どちらもピークを示している。鉛直応力のピークは78kPaとなり、 $Cu=15kPa$ であるため、 $5.18Cu$ となり、水平応力のピークは15.3kPaであったので $1.02Cu$ となった。図-8(a)、(b)に一例として鉛直変位および水平変位が0.27mに達した時のせん断ひずみの様子を示す。ここでせん断力は $\epsilon_s=(2/3 e' \cdot e')^{0.5}$ で、 $e'=e-1/3(\text{tr}e)I$ 、 e はEulerのひずみテンソルである。鉛直载荷は左右対称のすべり面が発生し、一般的に言われているプラントルの解のような塑性すべり状態が得られている。一方、水平载荷は地表面付近のみせん断ひずみが卓越しているのが分かる。図-9(a)、(b)にそれぞれの接地荷重分布を示す。図中に示す V 、 H はそれぞれ鉛直変位、水平変位を示す。また、横軸の水平位置は変位を与えるところを0として整理している。鉛直変位载荷の場合は変位が大きくなるとともに2mの位置を中心として左右対称に鉛直荷重が増加し、端部は周りの地盤の変形を拘束するため増大している。水平変位载荷の場合は水平変位が0.132mまでは水平荷重が増加するが、水平変位が0.198mになるとわずかに負の値をとりながら減少している。また、右端部は周りの地盤の変形を拘束するため大きな値となっている。

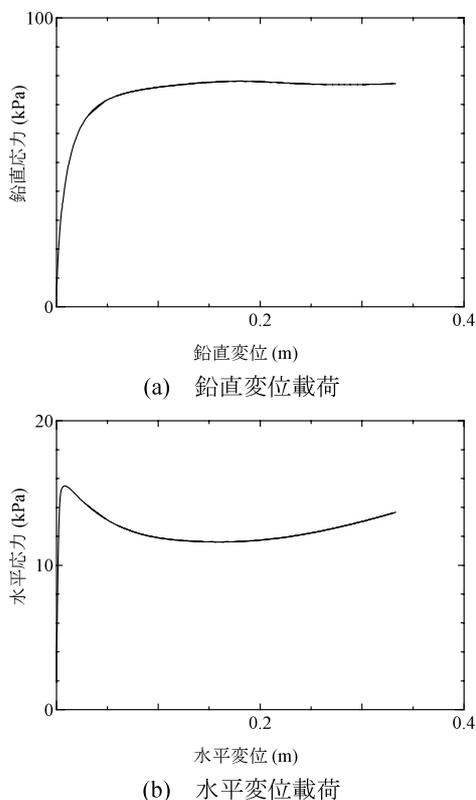


図-7 鉛直・水平応力と変位の関係

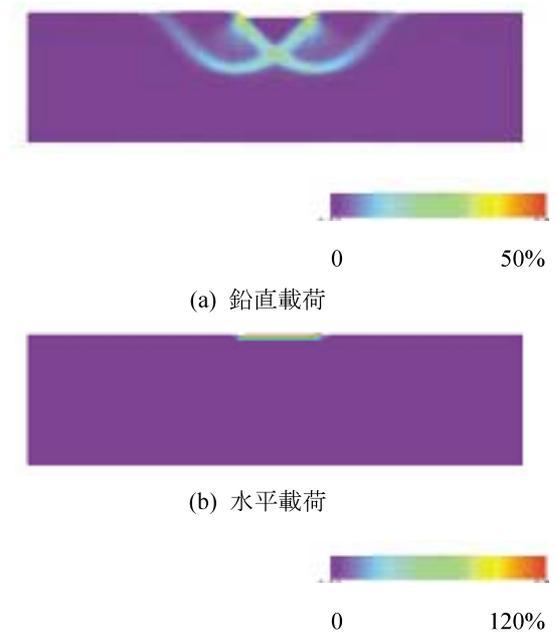


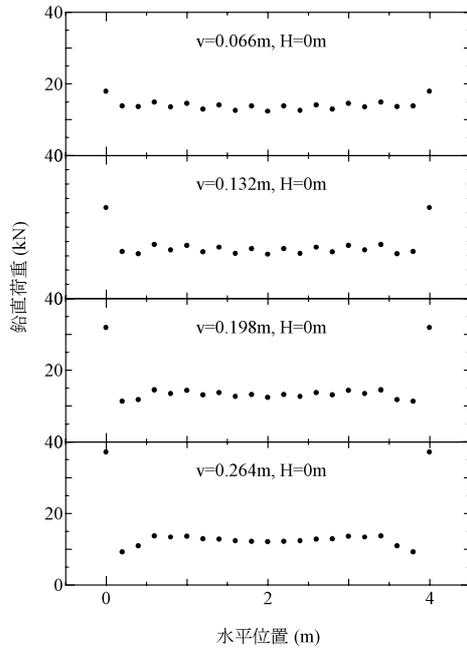
図-8 せん断ひずみ分布

次に、傾斜荷重による地盤の支持力の計算結果を示す。傾斜荷重は図-5に示している等変位速度を与える節点に水平変位と鉛直変位を同時に与えて再現した。そのときに、水平载荷速度は $3.3 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ 一定として、鉛直载荷速度を 3.3×10^{-5} 、 1.6×10^{-4} 、 3.3×10^{-4} 、 6.6×10^{-4} 、 $9.9 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ と変えて計算した。図-10に図-4のように整理した鉛直～水平応力関係図（支持力曲線）を示す。一例として、図-11(a)、(b)に鉛直载荷速度が $3.3 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ の時の鉛直・水平応力と変位の関係を示す。式(1)、(2)から分かるように正解の極限鉛直荷重 V 、水平荷重 H に対して図示したものが図-4であるが、計算では図-11(b)から水平応力はピークが得られているが、図-11(a)から鉛直応力はピークが得られず応力が増加している。そのため図-10は、水平応力のピークを迎えたときの鉛直応力を用いて整理している。図-4のように鉛直応力が小さいときは水平応力だけの「地盤底面すべりモード」が発揮し、鉛直応力が大きくなると水平応力も小さくなり、「地盤内破壊モード」が発揮していると考えられる。図-4のS点は約 $V/kB=2.5$ であるが、図-10でも鉛直応力の増加とともに水平応力が低下するS点がほぼ同じ結果となった。

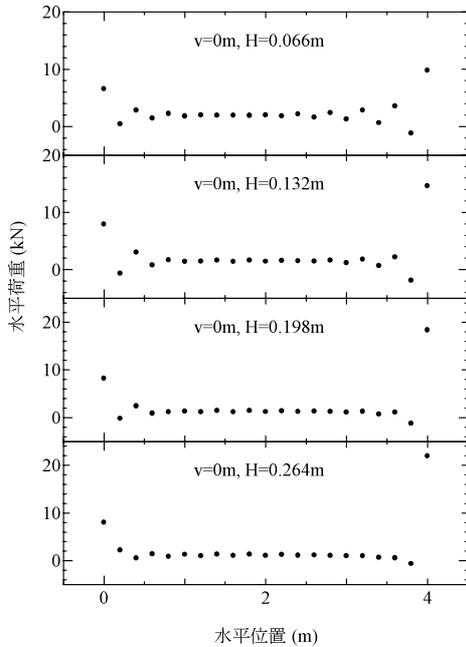
図-12に鉛直载荷速度が $3.3 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ の時のせん断ひずみ分布を示す。(a)は水平応力のピーク(0.007m)を迎えた後のせん断ひずみ分布であるが、まだ明確なすべり線は発生していない。鉛直応力が増加するとともに、地盤内部にせん断面が発生して「地盤内破壊モード」が卓越していることが分かる。また、水平変位を0.2m与えた後は、周辺地盤の盛り上がりが見られ、地盤が剛体的に

変形していることも分かる。

傾斜荷重を与えたときに、水平応力はピークが得られたが鉛直応力では得られなかったのは、破壊モードが極限釣り合いで得られるものと異なることがあげられる。すべり破壊モードが形成されない場合は鉛直変位荷重とともに鉛直荷重が増加していくためである。骨格構造の違いや材料定数などを含めてさらに検討する必要がある。



(a) 鉛直変位荷重



(b) 水平変位荷重

図-9 接地荷重分布

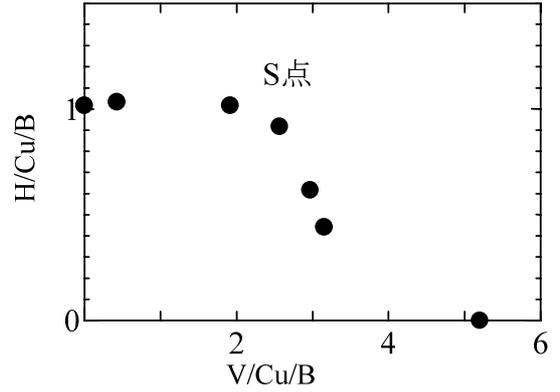
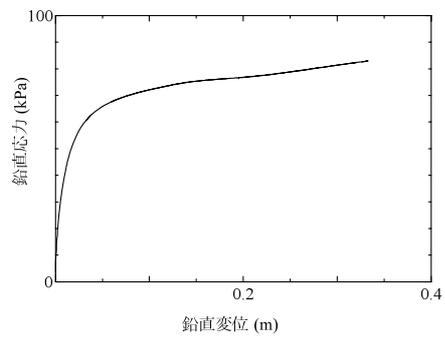
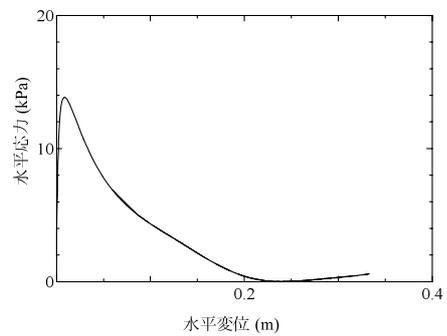


図-10 鉛直～水平応力図 (支持力曲線)



(a) 鉛直変位荷重



(b) 水平変位荷重

図-11 鉛直・水平応力と変位の関係



(a) H=0.083m



(b) H=0.133m

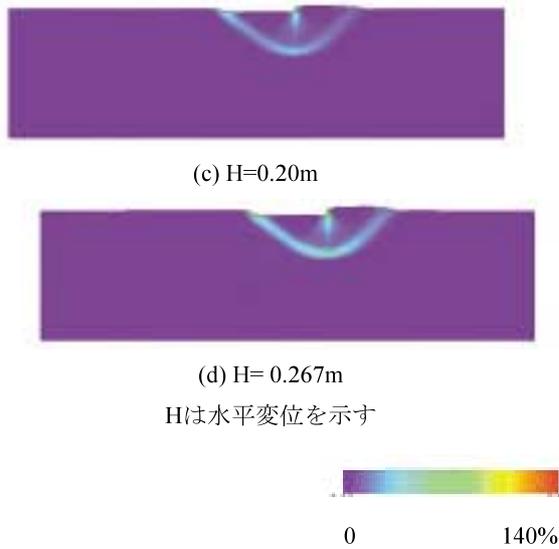
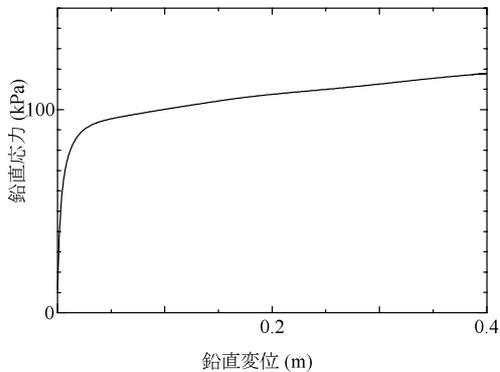
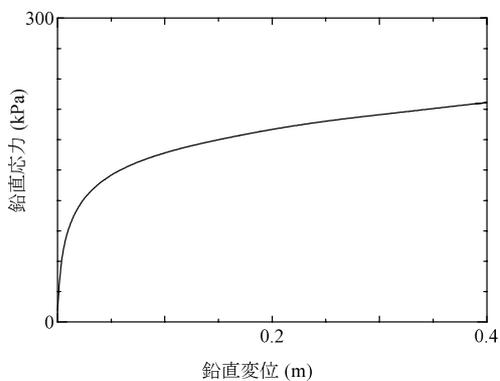


図-12 せん断ひずみ分布

次に地盤条件の違いによる鉛直支持力の影響について調べる。図-13(a)にCase2, (b)にCase3, (c)にCase4の鉛直応力～鉛直変位関係図を示す。どのケースもピークを迎えることなく荷重が増加している。



(a) Case2



(b) Case3

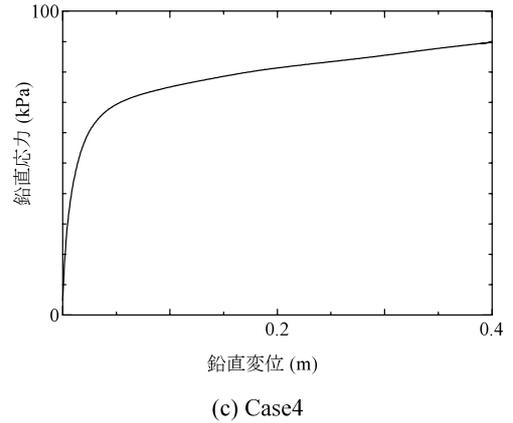
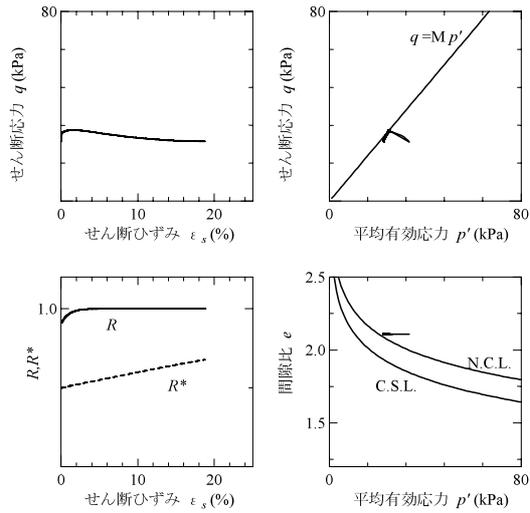
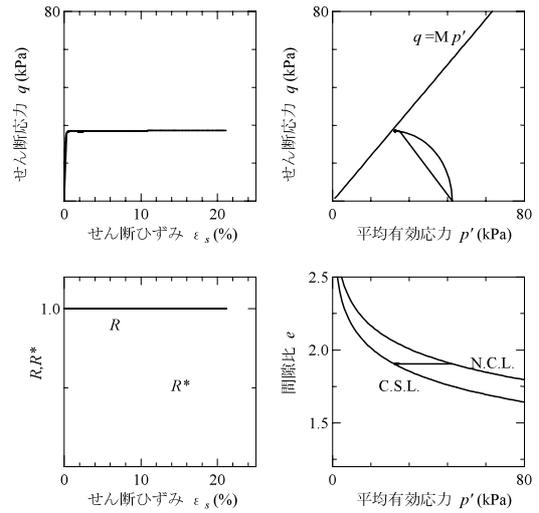


図-13 鉛直応力～鉛直変位関係

これは、どのケースも载荷直下部分の土要素の圧縮が卓越し、塑性域が外側に拡大しなかったためである。Case1の地盤は骨格構造（土の嵩張りを意味する、自然堆積粘土の1次元圧縮挙動で見られる正規圧密線の上側に位置し、先行圧密応力 p'_c を有することや、限界状態線の下側で塑性圧縮を伴う軟化挙動も一例である）の効果を含めた計算であり、明確なすべり線や荷重のピークを得るためにはこの効果が必要であることがわかる。図-14に図-5に示す各要素の挙動を示す。(a)はCase1地盤の鉛直载荷時のA要素の挙動、(b)はCase1地盤の鉛直・水平载荷で鉛直载荷速度が 3.3×10^{-4} m/secの時(図-11と同じ)のC要素の挙動、(c)、(d)はCase2のそれぞれA、B要素の挙動である。これらの要素は変位载荷終了時に各ケースで見られた「せん断面」上にある要素である。図は、せん断応力 $q \sim$ せん断ひずみ ϵ_s ・平均有効応力 p' 関係、間隙比 $e \sim$ 平均有効応力 p' 関係および $R, R^* \sim$ せん断ひずみ ϵ_s 関係を示している。ここで、 $p' = \text{tr} \mathbf{T} / 3$, $q = (1.5 \mathbf{S} \cdot \mathbf{S})^{0.5}$, $\mathbf{S} = \mathbf{T} + p' \mathbf{I}$, \mathbf{T} はCauchy 有効応力で、引張を正としている。図(a)では、鉛直変位が増加すると限界状態線に近づきその後軟化している挙動が見られ、また限界状態線より下側での挙動のため塑性圧縮を伴っている。Case1は、骨格構造を有する粘土の特徴である塑性圧縮を伴う軟化によって明確なすべり線を生じさせていると考えられる。図(b)は傾斜荷重がある場合であるが、図(a)と同様に塑性圧縮軟化が見られる。一方、図(c)、(d)は繰り返された正規圧密地盤に鉛直载荷した場合であるが、どちらの要素も限界状態線に近づき、完全塑性を示す。A要素とB要素は1.6m離れた要素であり、塑性域が鉛直方向に拡大していることが分かる。正規圧密地盤では明確な支持力が得られないのは、このように塑性域が鉛直方向に拡大し、破壊モードが形成されないためであると考えられる。

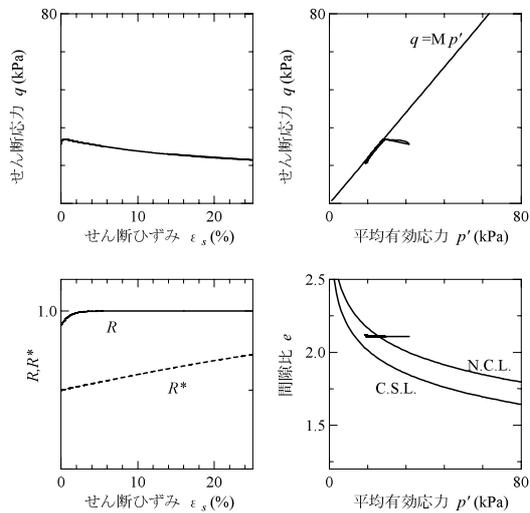


(a) Case1 鉛直載荷 A要素

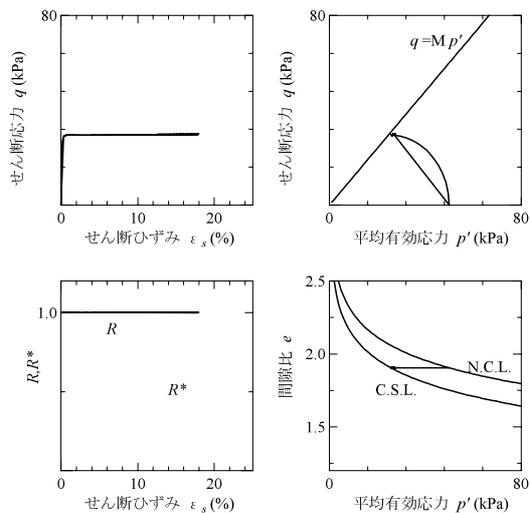


(d) Case2 鉛直載荷 B要素

図-14 要素の挙動



(b) Case1 水平・鉛直載荷 B要素



(c) Case2 鉛直載荷 A要素

2.3 まとめ

傾斜荷重を受ける支持力問題について極限釣り合いによる解と骨格構造を考慮した水～土連成計算による解の比較を行った。鉛直支持力および水平支持力の理論解は $5.14Cu$ と $1.00Cu$ であり、計算結果は鉛直支持力、水平支持力それぞれ $5.18Cu$ 、 $1.02Cu$ が得られ両者はおおむねよい対応がみられた。さらに傾斜荷重に対する支持力はさらに検討する必要があるが、傾斜荷重の支持力曲線について理論解と計算結果は類似した結果が得られた。すなわち、鉛直応力が小さい時は「基礎底面すべりモード」が発生し、鉛直応力が約 $V/kB=2.5$ より大きくなると「地盤内破壊モード」が発生した。また、明確なピークおよびすべり線が発生させるためには、骨格構造の効果が有効であることを調べた。なお、水平支持力は十分な接地圧が期待されず、図-4のような支持力曲線が得られないという菊池ら(菊池, 2003)の実験事実がある。数値計算は理想的な地盤に理想的な荷重が行われた場合であり、実験事実との整合性は今後の課題としたい。

最後に、土の自重を考慮して支持力を調べることは非常に重要である。本研究は基礎的な部分について調べているが、自重による効果についても今後の検討であるとともに、参考文献(Noda et. al., 2007)も参照されたい。

3. 防波堤基礎地盤の静的載荷時における極限釣り合いと水～土連成計算との比較

ここでは、典型的な粘土地盤を想定し、水～土連成計算による静的載荷時の防波堤基礎地盤のせん断抵抗について調べ、港湾の施設の技術上の基準・同解説(港湾の施

設の技術上の基準・同解説, 2007)における極限つりあいに基づく安全率と比較することを試みる。

3.1 計算条件と計算結果

図-15に解析メッシュと境界条件を示す。砂層厚10m, 粘土層厚20mの水平地盤を想定し, その上に幅10m, 高さ10mの防波堤を設置する。本来はマウンドなどが敷設されるのが一般的であるが, 簡単のため, 粘性土地盤に防波堤を着底させた。海面は防波堤の上面と一致させる。防波堤下部の地盤は深層混合処理を施しているとして, 図-16に示すような3つの場合について調べた。

Case1:着底式 B=20m, H=20m (一般的な改良形式)

Case2:浮き型式 B=20m, H=15m

Case3:浮き型式 B=40m, H=10m

Case1の基盤層への着底式が一般的であるが, 数値計算で浮き型式と比較する。浮き型では改良範囲はCase2, 3の順に広がる。計算は平面ひずみ条件で行った。

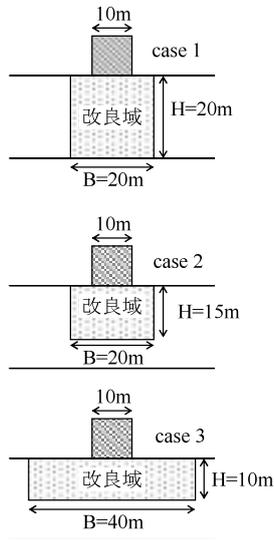


図-16 地盤の改良形式

表-2に計算に用いたパラメータ群を示す。一般的な土は骨格構造が発達した過圧密粘土であると考えられるため骨格構造があり過圧密な粘土地盤とした。改良体は土とほぼ同じ密度となるように設定し線形弾性体とした。

表-2 材料定数・発展則パラメータ・初期値

<弾塑性パラメータ>		
粘土	砂	
圧縮指数 λ	0.20	0.02
膨潤指数 κ	0.04	0.005
限界状態定数 M	1.4	1.0
正規圧密線の切片 N	2.00	2.00
(p'=98 kPa の時の比体積)		
ポアソン比 ν	0.3	0.1
<発展則パラメータ>		
構造劣化指数 a	1.0	1.0
構造劣化指数 b, c	1.0	1.0
正規圧密粘土化指数 m	5.0	0.04
回転硬化指数 b_r	0.01	1.0
回転硬化限界指数 m_b	1.0	1.0
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}
<初期値>		
構造の程度 $1/R_0^*$	2.0	1.5
過圧密比 $1/R_0$	2.0	5.0
異方性の程度 ζ_0	0.230	0.545
側圧係数 K_0	0.5	0.6
弾性定数 E(kPa)	改良体 4.0×10^5	防波堤 8.0×10^6
ポアソン比 ν	改良体 0.3	防波堤 0.1
密度 ρ (tf/m ³)	改良体 1.8	防波堤 2.0
透水係数 k (cm/sec)	改良体 1.0×10^{-8}	防波堤 -

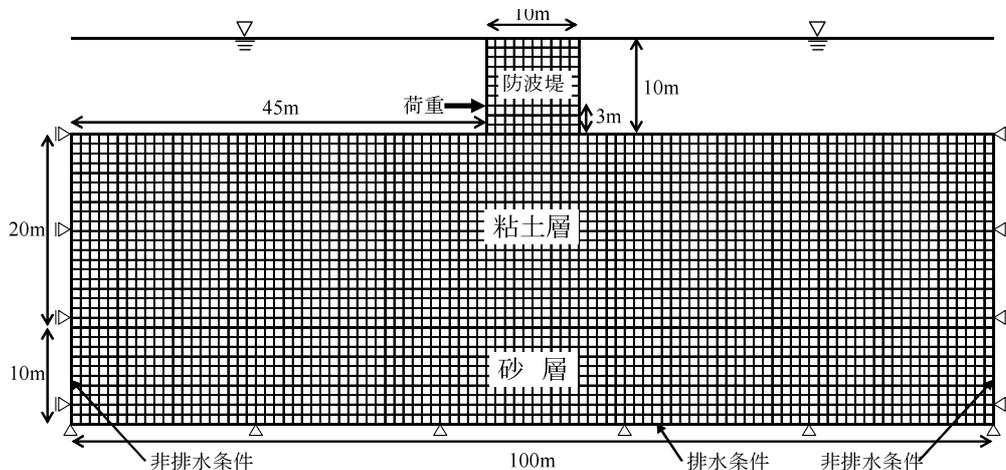


図-15 解析メッシュと境界条件

図-17に粘土層上部から10mの位置にある土要素の現位置の応力状態での一次元圧縮応答を示す。わずかに先行圧密応力が見られる自然堆積粘土の応答である。図-18に初期地盤の一軸圧縮強度の深度方向の分布を示す。このことから深さ方向の C_u の増加は

$$C_u = 3.5 \times z \text{ (m)}$$

で与えられる。図-19に砂層の上部の現位置での非排水せん断応答を示す。典型的な密な砂のせん断挙動であり、砂層は十分締め固まったものと想定している。

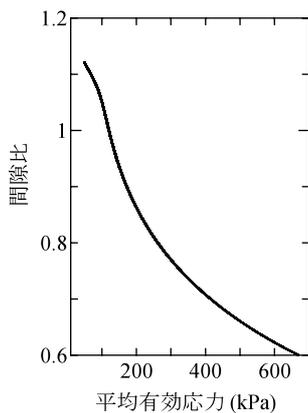


図-17 粘土の一次元圧縮挙動

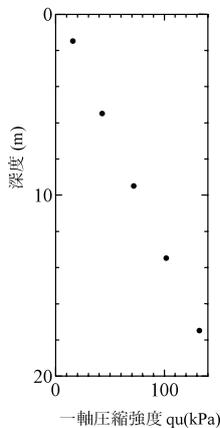


図-18 地盤の強度

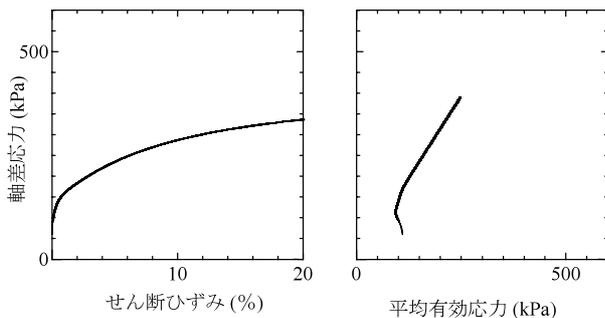


図-19 砂の非排水せん断挙動

次に地盤の作製方法を図-20に示す。はじめに自重を考慮して水平堆積地盤を作る(a)。その後、所定の地盤改良領域を弾性体に置き換える(b)。置き換えるときは、力のつりあい式を満たすように鉛直力、水平力を節点荷重として地盤に作用させる。過剰間隙水圧の消散を待って、防波堤を設置し(c)、完全に過剰間隙水圧が消散するまで圧密を行った。その後、図-15に示す位置で荷重を作用させる。後に非排水強度で安全率を試算するため非排水条件を仮定して、0.1kN/秒で載荷した。これは、高潮など巨大波浪が防波堤に作用した場合を簡単に模擬している。

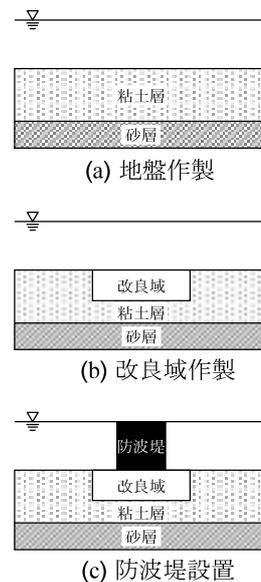


図-20 地盤の作製方法

図-21に水平荷重と防波堤の水平変位の関係を示す。Case1は弾性的に荷重が増加している。改良域が広いCase3の方がCase2に比べて大きな荷重をかけることができる。図-22に示すA点のy方向、B点のx、y方向の変位速度～水平荷重の関係図を図-23(a)、(b)、(c)に示す。(a)のB点のx方向の変位速度～水平荷重関係図をみる。Case1は一定の変位速度であるが、Case2では水平荷重が1100kN/mあたりから変位速度が上昇し始め、一旦上昇が1700kN/m付近で止まりつつも、1800kN/mを超えてから変位速度がさらに上昇している。Case3では、1700kN/mあたりまでは一定であるが、その後は上昇している。

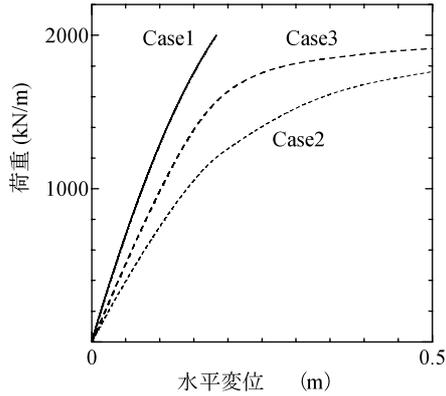


図-21 荷重と水平変位の関係

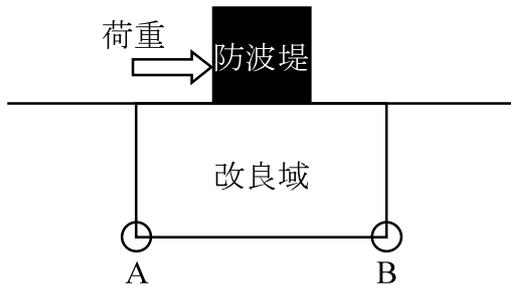
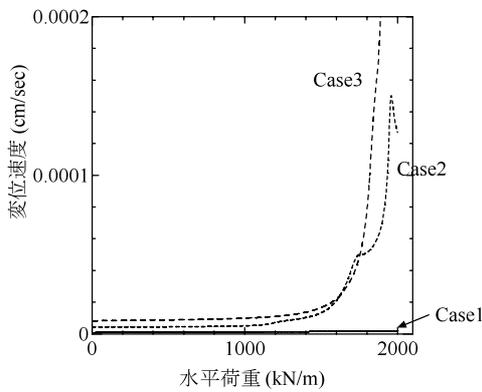
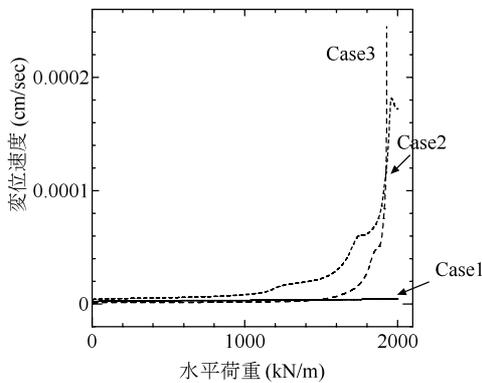


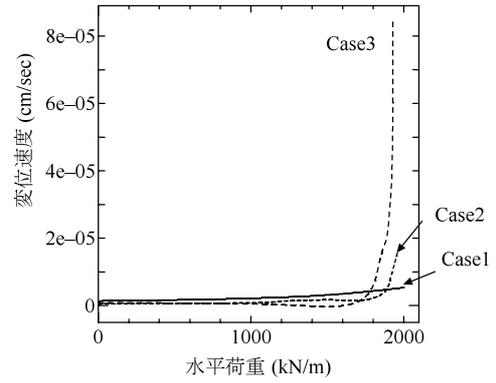
図-22 地盤と改良体



(a) B点のx方向



(b) B点のy方向

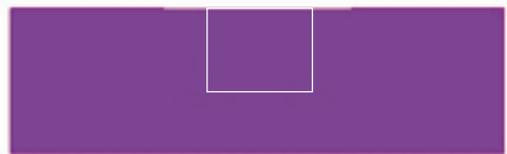


(c) A点のy方向

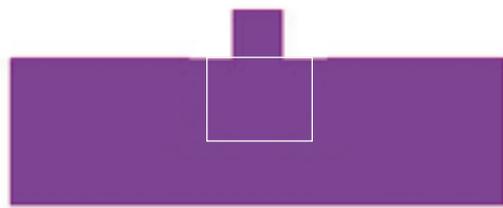
図-23 変位速度～水平荷重関係

次に (b) のB点でのy方向の変位速度～水平荷重関係図を調べる. Case1は一定の変位速度である. Case2では1600kN/mを過ぎたところで変位速度の上昇が, Case3では, 1100kN/mでわずかな上昇が見られ, 1600kN/mで変位速度が上昇するが, 1700kN/mで停滞しさらに1900kN/mで上昇している. 最後に, (c)のA点のy方向の変位速度～水平荷重関係図を調べる. Case1はほぼ一定であるが, 1500kN/mを越えるあたりからわずかながら上昇傾向が見られる. Case2, 3ともわずかな上昇・下降があるが, 1900kN/mで上昇が見られる.

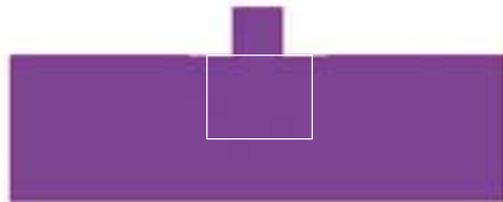
図-24に一例としてCase2の改良体の置き換え, 防波堤の設置, その後の荷重の載荷過程のせん断ひずみ分布を示す. 白い枠が改良体を示している. 改良体は土の単位体積重量とほぼ同じであるため, 置き換えによって変形はほとんど生じない. 防波堤設置後もせん断ひずみは発生しないが, 水平荷重1300kN/mを超えるあたりから受動側で改良体に沿ってせん断ひずみが発生し, すべりと転倒が見られる. 最終的な変形では, 主働破壊と, 改良体前趾から卓越したせん断ひずみが見られた. 前趾圧のせん断ひずみ分布からこの計算の破壊モードは2章で示した, 図-12のモード(地盤内破壊モード)と類似している.



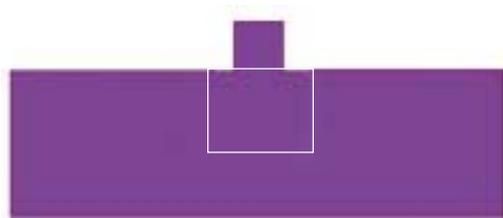
改良体に置き換え後(白枠が改良体)



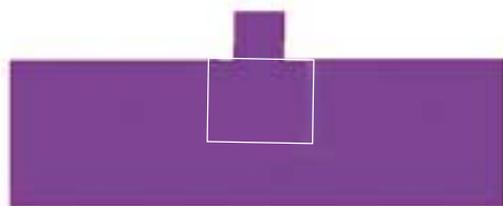
防波堤設置直後



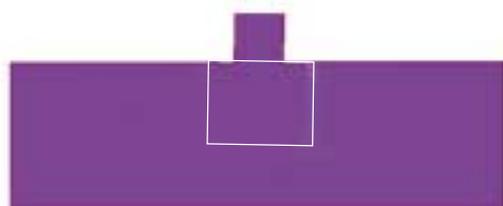
防波堤設置後、間隙水圧が消散した時



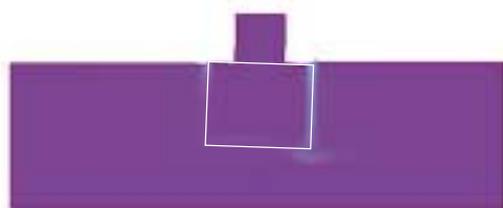
水平荷重 1100kN/m



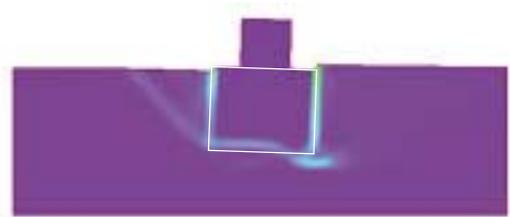
水平荷重 1300kN/m



水平荷重 1500kN/m



水平荷重 1700kN/m



水平荷重 2000kN/m



図-24 せん断ひずみ分布

3.2 設計の安全率の算定

ブロック式改良地盤は、改良体は固いものとして、上部構造物と一体として考える。図-25に改良体に作用する力の関係を示す。 W_c は防波堤の浮力を考慮した重量(kN/m)、 W_s は改良体の重量(kN/m)、 F_R は改良体底面に作用するせん断抵抗力(kN/m)、 P_s は改良体に作用する土圧の水平合力成分(kN/m)、 F は作用荷重(kN/m)、 R (kN/m)は地盤の反力である。

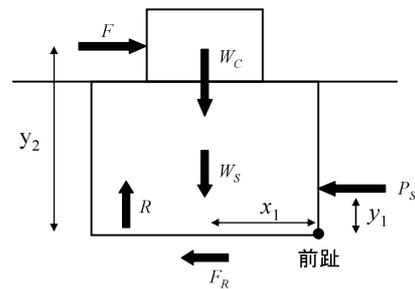


図-25 力の関係

外部安定として、(1) 滑り出し、(2) 転倒、(3) 支持力の検討を行い、内部安定として、(4) 改良体の端趾圧、(5) 改良体のせん断強度の検討を行う。なお、 F_s はそれぞれの安全率を示す。本研究では部分係数は永続状態のものを採用した。

(1) 滑り出しの検討

$$F_s = \frac{c_{uk} F_R + P_{div} P_s}{F} \quad (5)$$

ここで、

$$F_R = \min(\Sigma V \cdot \mu, \tau_a \cdot B) \quad (6)$$

$$\Sigma V = W_c + W_s \quad (7)$$

で、 Σ は鉛直応力の合力を示す。また、

τ_a ：改良体の許容せん断応力度 (kN/m)

μ ：摩擦係数

であるが、浮型の場合は、

$$F_R = C_u B \quad (8)$$

で与えている。ここで、 C_u は $1/2 q_u$ (kN)で、 B は改良幅(m)である。また、 P_s は主働土圧と受働土圧の差分を与えている。

粘性土の土圧は、
主働土圧：

$$p_a = \sum \gamma_i h_i + \omega - 2c \quad (9)$$

受働土圧；

$$p_p = \sum \gamma_i h_i + \omega + 2c \quad (10)$$

である。ここに、 P_a は各土層下面の壁面に作用する主働土圧の特性値(kN/m²)、 P_p は各土層下面の壁面に作用する受働土圧の特性値(kN/m²)、 γ_i は*i*層の土の単位体積重量(kN/m³)、 h_i は*i*層の厚さ(m)、 ω は地表面の単位面積当たりの載荷重(kN/m²)、 c は粘着力(kN/m²)である。

また、部分係数は c_{uk} ：0.8、 P_{avh} ：主働側：1.15、受働側0.9である。

(2) 転倒の検討

$$F_s = \frac{W_1 W_c x_1 + W_2 W_s x_1 + P_{avh} P_s y_1}{F y_2} \quad (11)$$

ここで、 x_1 は改良域地盤前趾と鉛直合力の作用点との水平距離(m)、 y_1, y_2 はそれぞれ改良域底面と土圧、作用荷重との鉛直距離(m)である。また、部分係数は、 W_1 ：1、 W_2 ：1である。

(3) 支持力の検討

$$\gamma_{1,2} t_1, t_2 \leq \gamma_q q_a \quad (12)$$

$$X = \frac{W_c x_1 + W_s x_1 + P_s y_1 - F y_2}{W_c + W_s} \quad (13)$$

$$e = \frac{B}{2} - X \quad (14)$$

$e \leq B/6$ のとき、

$$t_1, t_2 = \frac{W_c + W_s}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (15)$$

$e > B/6$ のとき、

$$t_1 = \frac{2(W_c + W_s)}{3X}, t_2 = 0 \quad (16)$$

ここで、 q_a は許容支持力(kN/m²)で、

1. 支持基盤が砂質地盤の場合

$$q_a = \frac{0.5 \gamma' B N_r + p_0 N_q}{F_s} + p_0 \quad (17)$$

2. 支持基盤が粘性土地盤の場合

$$q_a = N_{c0} \frac{c_0}{F_s} + p_0 \quad (18)$$

と分けられる。ここに、

N_r, N_q, N_{c0} は支持力係数、 p_0 は支持基盤面での有効土被り圧(kN/m²)、 γ' は支持地盤の有効単位体積重量(kN/m³)、 $t_1 \cdot t_2$ は、前趾・後趾における地盤反力(kN/m²)である。部分係数は、 $\gamma_{1,2}$ ：1.05、 γ_q ：0.55である。

(4) 改良体の端趾圧の検討

$$\gamma_{t1} t_1 - p_1 \leq \gamma_\sigma \sigma_{ca} \quad (19)$$

$$\gamma_{t2} t_2 - p_2 \leq \gamma_\sigma \sigma_{ca} \quad (20)$$

ここに、

σ_{ca} は安定処理土の許容圧縮応力度(kN/m²)、 t_1, t_2 は前趾、後趾における端趾圧(kN/m²)、 p_1, p_2 は前趾、後趾における側方拘束圧(kN/m²)である。部分係数は、 $\gamma_{1,2}$ ：1.05、 γ_σ ：0.55である。

(5) 改良体のせん断強度の検討

$$\gamma_a \gamma_i S_i = \frac{\gamma_{T1} T_i + \gamma_w W_i}{A} \quad (21)$$

ここに、

S_i はせん断応力度(kN/m²)、 T_i は改良地盤前趾より B_i (図-26)の位置までに作用する地盤反力の合力(kN)、 W_i は改良地盤前趾より B_i の位置までの改良体の有効重量(kN)、 A は改良体せん断位置での断面積(m²)である。部分係数は、 γ_{T1} ：1.05、 γ_w ：1.00、 $\gamma_a \gamma_i$ ：1.00である。

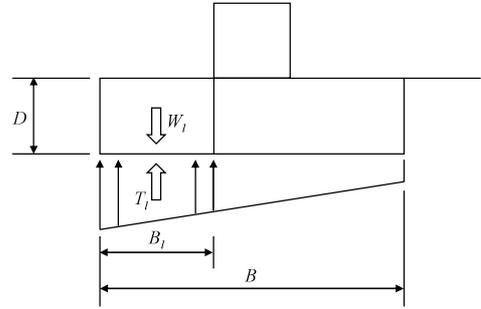


図-26 せん断応力計算模式図

また、防波堤設置後の圧密後はまだ正規圧密状態にはなっていないと考えられるため、地盤強度率 $c_u/p=0.3$ とし、防波堤設置による強度増加は次式で与えた。

$$\Delta c_u = c_u / p \cdot \Delta p^i (0.9U) \quad (22)$$

ここで、 U は圧密度で80%とした。

所定の物理量を代入した結果を図-27に示す。なお、設計基準強度 q_{uck} は3000kN/m²とした。(a)、(b)、(c)はそれぞれCase1,2,3である。上部の図はすべりと転倒に関するもので(直線は安全率1を示す)、黒丸が滑りによる検討から、白三角は転倒による検討から得られた安全率と水平荷重の関係である。下部の図は白四角は支持力の検討、黒丸は改良体の端趾圧の検討、白丸はせん断応力の検討から得られたもの(直線は、許容応力、許容せん断応力、許容支持力を示す)で、それぞれの応力と許容応力～水平荷重関係を示している。ここで、安全率が1になる荷重あるいは許容応力度に達する荷重を極限荷重と定義する。(a)の場合は、外部安定で1850kNの時に転倒が生じるが、内部安定で前趾圧の応力が950kNに達すると許容圧縮応力度を越えるため、(a)の極限荷重は前趾圧の許容圧縮応力度超過により950kNとなる。なお、図中には示していないが許容支持力は1666kNであるため問題はない。

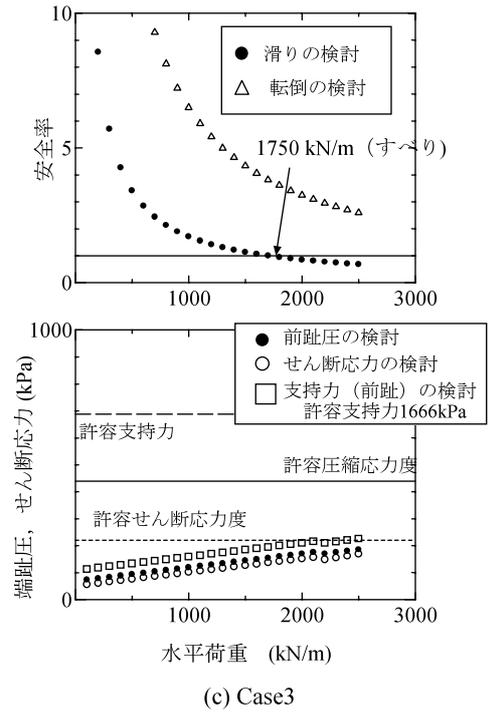
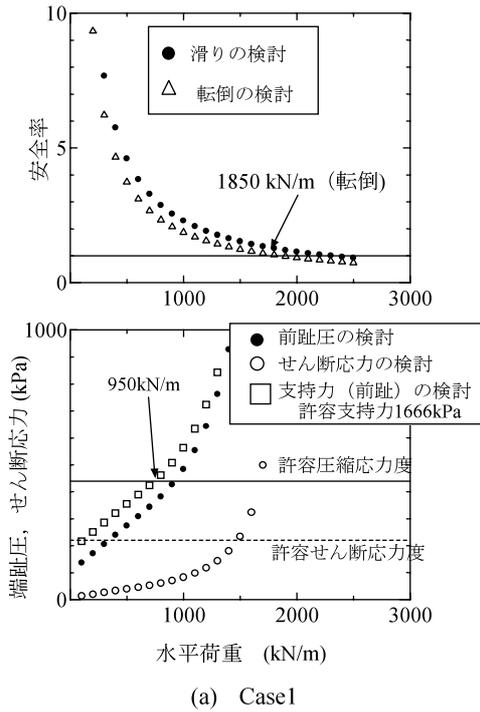
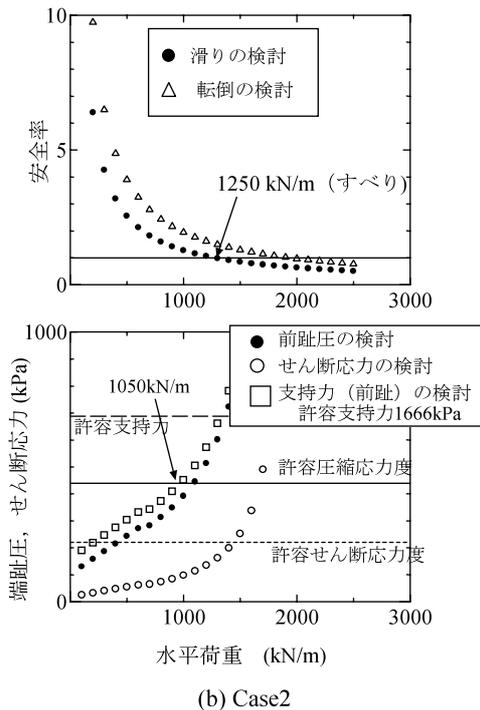


図-27 安全率・各種応力と水平荷重の関係



(b)の場合は、1250kNですべりが発生するが、1050kNの時に許容支持力を超えるため、(b)の極限荷重が前趾圧の応力の許容応力超過により1050kNとなる。(c)では、1750kNの時に滑りが発生するが、支持力・端趾圧の応力、改良体のせん断応力は許容応力度内であるため(c)の場合は、滑りによって1750kNが極限荷重となる。

3.3 数値計算と極限荷重との比較

3.2の安全率の検討から各ケースについて極限荷重と破壊モードは次のようになった。

- Case1 : 950kN/mで改良体の許容応力の超過
- Case2 : 1050kN/mで改良体の許容応力の超過
- Case3 : 1750kN/mで滑り

本論文では図-23の(a) B点のx方向の変位速度、(c)のA点でのy方向の変位速度をそれぞれ「すべり」と「転倒」の指標とする。すなわち、ある一定速度であってもすべりや転倒が生じると変位速度が急増すると考える。この指標は改良体と防波堤を一体として考えた場合の外部安定の指標である。このような観点から、Case1,2は安全率の検討から得られた極限荷重は、改良体の内部安定によるものであるため、外部安定の最小値と数値計算による変位速度と水平荷重の関係結果と比較する。あらためて図-27より、

Case1 : 1850kN/mで転倒

Case2 : 1250kN/mで滑り

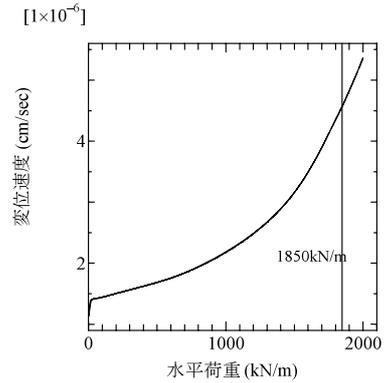
を限界荷重と破壊モードとして扱う。

まず、図-28 (a)に図-23 (c)のCase1の拡大図を示す。極限荷重は変位速度が上昇しているところに位置している。次に、図-28 (b)に図-23 (a)のCase2の拡大図を、(c)に図-23 (a)のCase3の拡大図を示す。(b)図から1250kN/m、(c)図から1750kN/mでは変位速度が上昇していく荷重であることがわかる。Case2, 3では安全率から得られる極限荷重を数値計算では変位速度が急増する「破壊(すべり)」と捉えると、ほぼ同程度の結果となっている。Case1のような着底式の場合、基礎の砂地盤の材料定数の設定が重要で砂地盤の剛性によって挙動が異なり、改良体と砂地盤の摩擦などの影響により変位速度の上昇が緩慢になっていると考えられる。

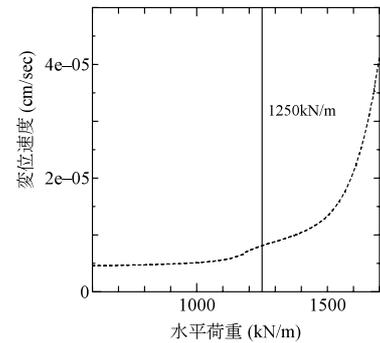
表-3に数値計算と極限荷重の整合性がよかったCase2,3の安全率と水平変位の関係を示す。ここでの安全率は滑りの検討から得られた値である。安全率1を基準とした場合の比率の欄は安全率1の変位を基準とした時の安全率2.0, 0.9の割合をそれぞれ示している。Case2に比べてCase3の方が、安全率が1より小さくなる場合において水平変位が敏感である。これは図-21から荷重と水平変位の接線勾配を見ると、Case3の方が安全率から求められた極限荷重以降の接線勾配がCase2のそれよりも小さくなっていることに起因する。

同じ安全率であっても構造物が異なれば変形量も異なる。逆に変形量がある基準以内に抑えたい場合は、ある安全率以上の設計をしなくてはならない。変形と安全率は違う概念であるが、今回の数値計算と安全率による極限荷重の検討によって次のように安全率と変形量を評価することができる。すなわち図-27より、設計で必要とする安全率から最大の水平荷重が得られ、図-21よりその荷重での防波堤の変形量が試算される。逆に、ある変形量以下に抑えたい場合は図-21より最大荷重が得られ、図-27から安全率が概算される。このように、本計算は変形照査に基づいた設計の一試案を与えていると考えている。

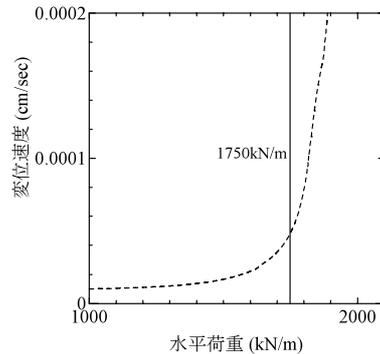
なお、Case1, 2では破壊モードが内部安定の検討から得られていた。これは数値計算では改良体を線形弾性体と仮定しているため破壊の概念がないためである。つまり、数値計算と安全率による極限荷重が異なったのは計算手法によるところが大きく、改良体を弾塑性体として取り扱う必要があるといえる。また、図-21の荷重～変位関係で直線的な挙動となっているのも改良体を線形弾性体としたためであると考えられる。



(a) Case1の各大図



(b) Case2の拡大図



(c) Case3の拡大図

図-28 変位速度～水平荷重関係

表-3 安全率と変位速度の関係

Case2の場合			
安全率	水平荷重 (kN/m)	水平変位 (m)	安全率1を基準とした場合の比率
2.0	650	0.085	0.43
1.0	1250	0.197	1.00
0.9	1450	0.268	1.36
Case3の場合			
安全率	水平荷重 (kN/m)	水平変位 (m)	安全率1を基準とした場合の比率
2.0	850	0.085	0.34
1.0	1750	0.247	1.00
0.9	1900	0.453	1.83

3.4 着底式地盤改良の改良域の影響

3.1で設定した着底式地盤改良形式 (Case1) では, 安全率法で, 改良体の許容応力の超過によって安定が保たれないと判定された. ここでは, 着底型地盤改良の改良幅を図-29のように20mから30mにした場合(Case4)の計算結果を示す.

図-30 (a)に荷重～水平変位関係, (b)にA点のy方向, (c), (d)にB点のx, y方向の変位速度～水平荷重の関係図をCase1とともに示す.

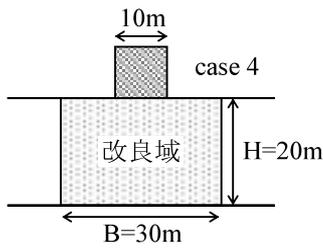
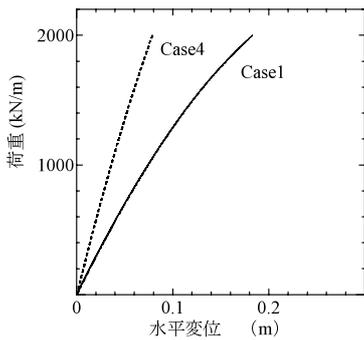
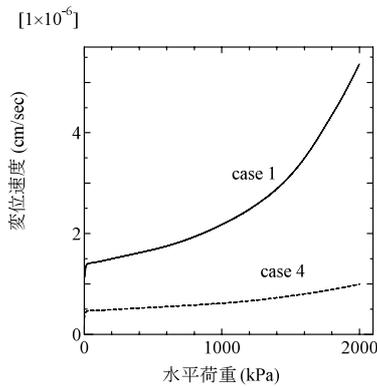


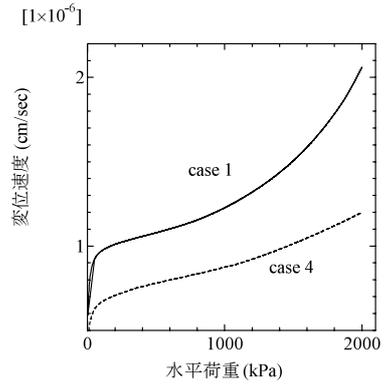
図-29 改良域 (Case 4)



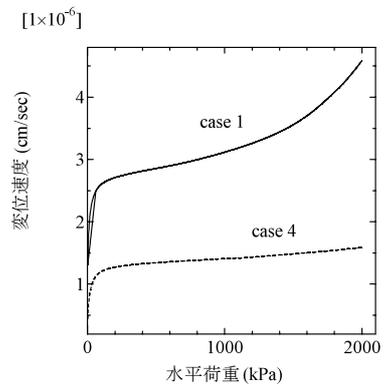
(a) 荷重～水平変位関係



(b) A点y方向



(c) B点x方向



(d) B点y方向

図-30 Case1とCase4の挙動

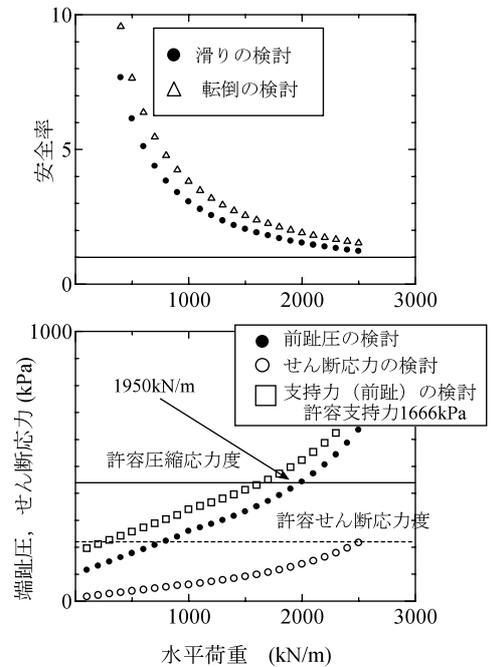


図-31 安全率・各種応力と水平荷重の関係

図-31には、Case4の安全率・各種応力と水平荷重の関係を示す。図-30(a)より改良域が広がったためさらに剛性があがっている。(b)～(d)はそれぞれ図-23のようにA点のy方向、B点のx方向、B点のy方向の変位速度と水平荷重の関係図である。3.1の図-23(c)で示しているように、値は非常に小さいが、Case1では水平荷重が1500kN/mあたりから上昇傾向にはある。一方、Case4は徐々には上昇しているが、ほぼ一定である。図-31より、改良幅を大きくしたため改良体前趾の許容応力が回復し、超過する荷重が1950kN/mになり、着底式の地盤改良の効果が得られている。また、先にも述べているが、改良体を線形弾性体としているため変形を照査する場合には注意が必要である。

3.5 骨格構造の発達した粘土地盤

3.1では、典型的な粘土地盤を想定した。本節では、さらに骨格構造の発達した粘性土地盤を想定し、水～土連成計算を実施した。表-2に示す弾塑性パラメータ、発展則パラメータは同じで、粘土層の初期値のみを変えた。すなわち初期の構造の程度を大きく、 $R^*_0=5$ 、 $R_0=2$ とした。砂などその他は同じである。初期構造の程度が大きいと、土のかさ張りが大きくなり、先行圧密応力 p'_c を超えて荷重が載荷されるとより大きな圧縮を引き起こすようになる。図-32に粘土層上部から10mの位置における土要素の一次元圧縮応答を、図-33に地盤の一軸圧縮強さの分布を示す。図-17に比べ間隙比も大きく、先行圧密応力がみられる。また地盤の深さ方向の C_u の増加は

$$C_u = 3.25 \times z \text{ (m)}$$

となった。

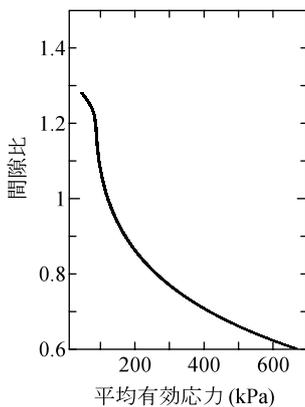


図-32 一次元圧縮応答

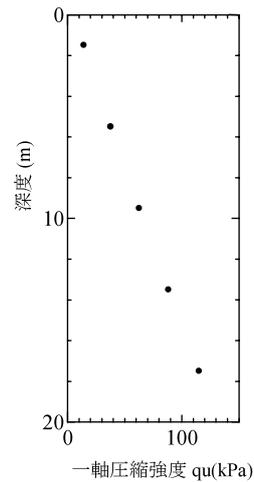
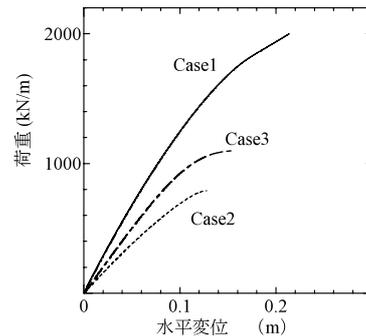
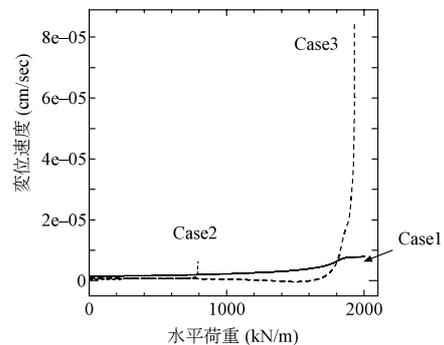


図-33 一軸圧縮強度の深度分布

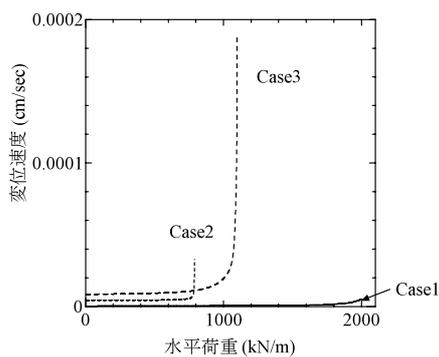
図-20に示す3つの改良形式による水～土連成計算を行った結果を図-34に示す。(a)に荷重～水平変位関係、(b)にA点のy方向、(c)、(d)にB点のx、y方向の変位速度～水平荷重の関係図である。



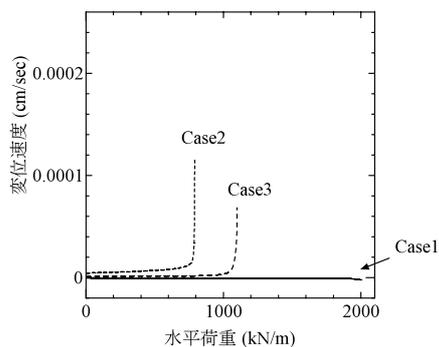
(a) 荷重～水平変位関係



(b) A点y方向



(c) B点x方向



(d) B点y方向

図-34 骨格構造の高位な粘土の挙動

(a)から、Case2,3,1の順に荷重が大きくなり、これは図-21と傾向は変わらない。それぞれの変位速度と水平荷重の関係図をみると、変位速度が急増する荷重が図-23に比べて明確になっている。Case1では(b)から水平荷重が1800kN/mで、Case2では、(b)、(c)とも800kN/mで、Case3も(b)、(c)から1050kN/mで上昇に転じている。一方、安全率からの評価を行うと、

Case1：950kNで改良体の許容応力の超過
(2200kN/mで転倒)

Case2：950kNで改良体の許容応力の超過
(1000kN/mで滑り)

Case3：1650kN/mで滑り

という結果となった。Case1,2の括弧は外部安定による極限荷重である。これらを計算結果と比較すると外部安定による極限荷重と若干離れている。この理由は一軸圧縮強度 C_u の評価にある。骨格構造が発達している粘土はピークを迎えてからひずみ軟化を示す度合いが大きくなる。安全率法ではピーク強度を用いているため極限荷重が大きくなるが、計算ではピーク後の挙動が支配的になるからだと思われる。

3.6 まとめ

仮想粘性土地盤を対象に、地盤改良された粘性土地盤上に防波堤を設置し、静的な荷重を与えた時の水～土連成有限要素計算と釣り合いによる安全率から得られた極限荷重の比較を行った。

浮き型の場合は極限荷重と数値計算による結果が比較的整合性がよかった。着底式の場合は下部層の剛性の影響を考慮し、さらに改良体を弾塑性体として計算することが望ましいと考えられる。

数値計算は変形から破壊まで追従できるもので、一方、釣り合いから得られる安全率は変形を考慮していない。今後は変形を考慮した設計も必要となることから両者を組み合わせて用いることで変形を考慮した設計が可能と考えている。

4. 波浪の繰り返しによる軟着底構造物の模型実験と水～土連成計算

防波堤に繰り返し荷重が作用した場合の粘性土地盤の強度低下について調べた模型実験を紹介し、その数値計算結果を示す。

4.1 模型実験の概要

善ら(善ら, 1998)によって行われた模型実験を示す。図-35に示すような装置を用い、粘土地盤上に模型堤体を設け堤体に水平荷重を単調荷重と繰り返し荷重の二つの方法で荷重させ、その違いを比較した。模型堤体寸法は、高さ0.25m、長さ0.2m、幅0.40mで、重量は450Nである。よって接地圧は5.6 kN/m²である。地下水位は粘土地盤上部に設定している。

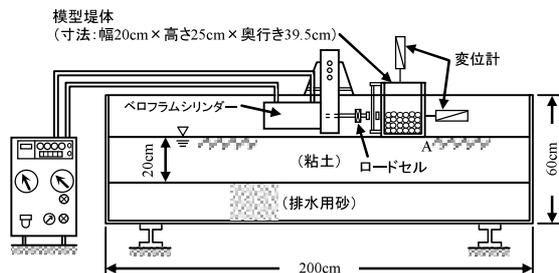


図-35 模型実験の概要

単調荷重は、水平応力 τ_h を一定方向に、3.0、6.0、9.0、12.0、16.0、19.0、22.0 (kN/m²)と与えている。繰り返し荷重は周期5秒の正弦荷重(500回)で、振幅を数段階(6.0、10.0、13.0 kN/m²)に分けて荷重するステージ荷重である。図

-36にベーンせん断試験から求めた地表面付近の強度を示す。図-37に応力比と水平ひずみの関係を示す。応力比は載荷荷重を地盤のベーンせん断試験から求めた地表面のせん断力 $\tau_{sf}=2.6 \text{ kN/m}^2$ で割っている。繰り返し載荷試験はステージ3で大きな変位が生じ実験が不能となった。繰り返し試験と単調載荷試験を比較すると、荷重が小さい場合には、単調載荷の方が発生する変位量は大きくなるが、荷重が大きくなると繰り返し載荷の方が変位が大きくなる。これは荷重が大きくなると、繰り返し載荷による粘土の剛性が低下していると考えられる。図-38に繰り返し載荷試験の鉛直ひずみと繰り返し回数の関係図を示す。ステージが上がるにつれて鉛直ひずみが増加し、揺すり込み沈下が発生している。なお、ここで水平ひずみは変位量を堤体の幅で、鉛直ひずみは高さで割っている。

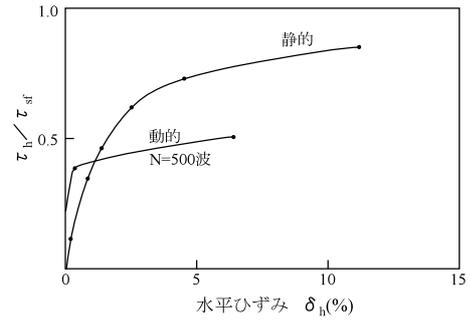


図-37 応力比～水平ひずみ関係

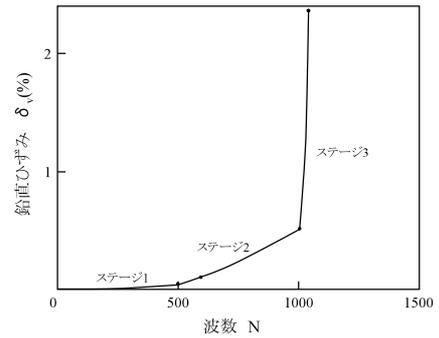


図-38 鉛直ひずみ～波数関係

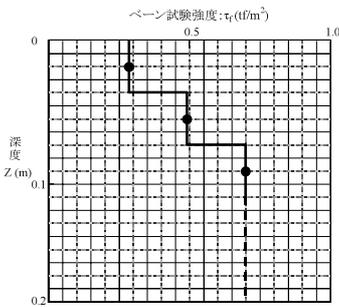


図-36 ベーンせん断試験

4.2 計算条件と計算結果

ここでは、平面ひずみ条件を仮定して計算を行う。解析メッシュと境界条件は図-39に示す。下から20cmの砂層、その上に20cmの粘土層とし、地下水位は粘土層の上面に設定した。はじめに自重計算を行いその後、防波堤を設置した。用いた弾塑性パラメータは表-4に示す。図-40に

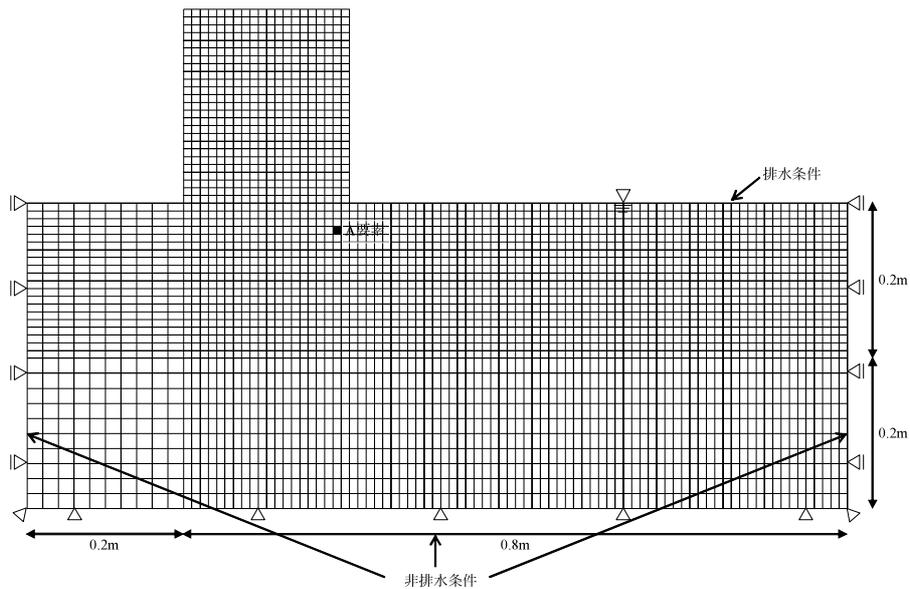


図-39 解析メッシュと境界条件

地表面付近の非排水せん断強度の半分を示す。実験よりやや高いが、地表面はほぼ同じである。実験で用いた粘土の力学試験結果がないため、本計算ではこの地表面の非排水強度を実験と合わせる形で、超過圧密な粘土地盤として設定した。今回は、静的な荷重を載荷し実験との比較を行った。

表-4 材料定数・発展則パラメータ・初期値

＜弾塑性パラメータ＞		
粘土	砂	
圧縮指数 λ	0.11	0.04
膨潤指数 κ	0.02	0.02
限界状態定数 M	1.8	1.0
正規圧密線の切片 N ($p'=98$ kPa の時の比体積)	1.80	2.00
ポアソン比 ν	0.3	0.3
＜発展則パラメータ＞		
構造劣化指数 a	1.0	1.0
構造劣化指数 b, c	1.0	1.0
正規圧密粘土化指数 m	10.0	0.04
回転硬化指数 b_r	0.01	10.0
回転硬化限界指数 m_b	0.8	0.8
透水係数 k (cm/sec)	1.0×10^{-8}	4.0×10^{-2}
＜初期値＞		
構造の程度 $1/R_0^*$	1.0	1.0
過圧密比 $1/R_0$	40.0	40.0
異方性の程度 ζ_0	0.230	0.230
側圧係数 K_0	0.9	0.5

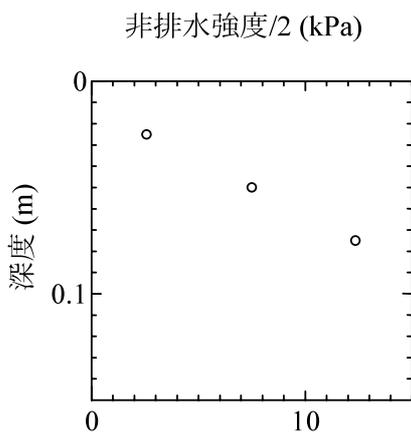


図-40 非排水強度の深度分布

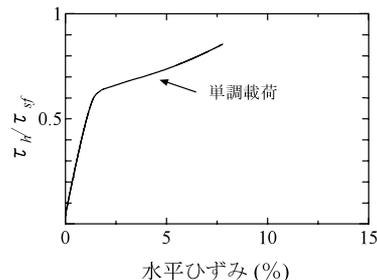


図-41 せん断応力比～水平ひずみ関係

図-41に単調載荷時の水平応力～水平ひずみ関係を示す。実験と同様に、水平荷重を設置面(0.2m)で割り、さらに地表面のせん断応力2.5kPaで正規化して水平応力 (τ_f / τ_{yf}) とし、水平変位を模型長さ0.2mで割って水平ひずみとしている。荷重を載荷していくと τ_f / τ_{yf} が0.6のあたりから水平ひずみか進行し始め、実験と類似した傾向である。

図-42に載荷終了時のせん断ひずみ分布を示す。防波堤の前趾直下で大きなせん断ひずみが発生している。これは自重を考慮した計算結果で単に比較はできないが、2章で検討した図-8(b)のように構造物の着底部分が大きくせん断ひずみが発生する「地盤底面すべりモード」と類似している。また、模型堤体がさらに重い場合は少ない水平荷重でより多くのひずみが発生すると考えられる。

図-43に図-39のA要素の模型設置から水平載荷を行っている時の要素の挙動を示す。図中には模型設置直後と荷重載荷直前の位置を示している。また、点線はその地点の側圧一定の三軸非排水せん断応答を示す。軸差応力～平均有効応力関係から、荷重載荷中は平均有効応力一定で軸差応力が上がる過圧密粘土の非排水せん断特性がみられる。一方、軸差応力～せん断ひずみ関係は非排水せん断応答に比べ、ひずみが発生している。水平荷重がかかる条件では要素は主応力が回転し、そのためひずみが多く発生する。本研究で用いている弾塑性モデルは異方性を考慮した非共軸モデル（応力増分方向とひずみ増分方向が異なる）であるため、せん断方向のひずみの発生も考慮できてはいる。しかし、今後繰り返し載荷によるシミュレーションを行う上で、さらに主応力の回転によるひずみの発生について検討する必要があると考えている。

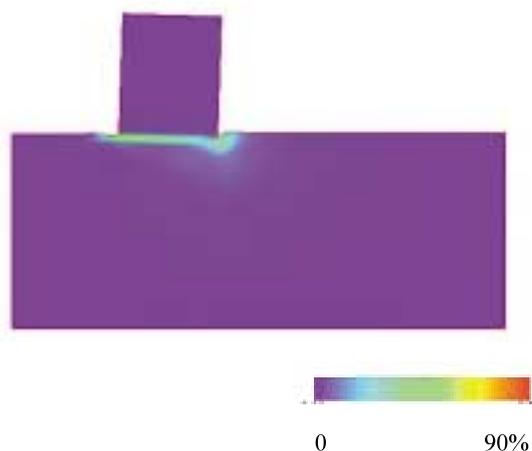


図-42 せん断ひずみ分布 (载荷終了時)

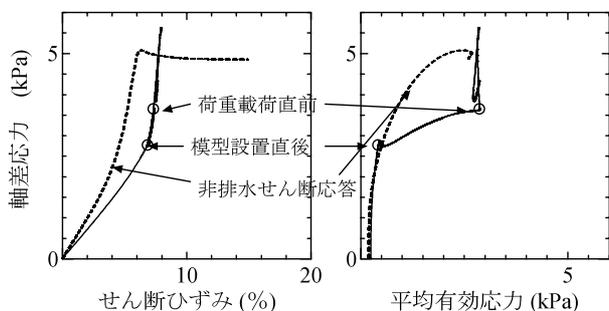


図-43 要素の挙動

4.3 まとめ

防波堤基礎地盤の模型実験の数値計算を行って、静的に荷重が載荷される場合の挙動について調べた。せん断ひずみ分布や要素の挙動から地表面で「地盤底面すべりモード」が発生していると考えられる。

波浪荷重は構造物に繰り返し載荷が作用する。繰り返し載荷については主応力の回転によるひずみの発生について検討するとともに今後の課題としたい。

5. 結論

本研究で以下の結論を得た。

- (1) 均質な地盤に傾斜荷重が作用する支持力問題について計算を行った。鉛直・水平載荷荷重は理論解と類似した結果が得られた。傾斜荷重に対する支持力はさらに検討する必要があるが、傾斜荷重の支持力曲線について理論解と計算結果は類似した結果が得られた。すなわち、鉛直応力が小さい時は「基礎底面すべりモード」が発生し、鉛直応力が約 $V/kB=2.5$ より大きくなると「地盤内破壊モード」が発生した。また、計算で荷

重のピークを得るには骨格構造の効果が有用であることを示した。

- (2) 仮想粘性土海底地盤を対象に、防波堤を設置した場合の極限水平荷重について検討した。浮き型の場合は極限荷重と数値計算による結果が比較的整合性がよかった。着底式の場合は軟弱地盤の下部層の土の剛性の影響をさらに考慮し、改良体を弾塑性体として計算することが望ましいと考えられる。今回用いた土のモデルと計算手法は変形を追随しながら破壊まで表現できるもので、変形を考慮した設計の一試案を試みた。今後は変形を考慮した設計も必要となることから数値計算と安全率法の両者を組み合わせて用いることで変形を考慮した設計の可能性について調べている。
- (3) 防波堤を模擬した模型実験の数値解析を行って、静的載荷時のせん断応力と水平ひずみ関係の再現を行った。「地盤底面すべりモード」が発生していると考えられる。今後は繰り返し載荷について検討する予定である。

6. あとがき

地盤にかかる傾斜荷重に着目して計算を行ってきた。今後は、繰り返し問題を検討するとともに、波浪による間隙水圧の変動など、波浪～構造物～地盤の相互作用問題として取り扱う必要があると考えている。

(2008年9月12日受付)

謝辞

本研究の数値計算では、名古屋大学浅岡顕教授、中野正樹教授、野田利弘教授にはご指導をいただいた。ここに謝意を記す。

参考文献

- 海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，財団法人沿岸開発技術研究センター，平成11年4月。
- 金田一広，山崎浩之，高稲敏浩(2008)：波浪作用下における防波堤基礎地盤挙動に関する水～土連成計算，海洋開発論文集，Vol.24, pp. 297-302。
- 菊池喜昭(2003)：軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No. 1039, pp. 99-127。
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港湾局監修，平成19年4月。

- 柴田徹, 関口秀雄(1995): 地盤の支持力, 鹿島出版, pp. 53-59.
- 善功企, 山崎浩之, 佐藤研一, 村上哲: 粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム, 土と基礎, pp. 55-60, 1998.
- Asaoka, A. Nakano, M, and Noda, T.(2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils , *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.
- Dienes, J.K (1979) : On the Analysis of Rotation and Stress Rate in Deforming Bodies, *Acta. Mech*, Vol. 32, pp.217-232.
- Henkel, D.J.(1960): The shear strength of saturated remoulded clay, *Proc. of Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils at Boulder*, Colorado, 533-540.
- Hashiguchi, K. (1978): Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. US-Japan Seminar on Continuum Mech. Stat. Appr. Mech. Granular Materials (Cowin, S.C. and Satake, M. eds.)*, Sendai, pp.321-329.
- Hashiguchi, K. (1989): Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solid and Structures*, 25,pp. 917-945.
- Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P. (1998): Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, pp.197-227.
- Noda Toshihiro, Asaoka Akira and Yamada Shotaro(2007): Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 2, pp. 285-301.
- Sekiguchi, H. and Ohta H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, Tokyo, 229-238.

付録 A 水～土連成有限変形計算の支配方程式(浅岡ら(1994))

a) 力のつりあい式

現時刻($t=t$)における飽和土の任意の領域 v に対し, 自重を考慮して次式の数速度型の力のつりあい式を与える.

$$\left(\int \text{div} T dv \right) + \left(\int \rho b dv \right) = 0 \quad (1)$$

ここに, T は Cauchy 全応力テンソル, ρ は土の密度, b は物体力である. (1)式はさらに, 次式のように整理される. (*) は物質時間微分を示す.

$$\int \text{div} \dot{S}_i dv + \rho_w \left(\int \text{tr} D dv \right) b = 0 \quad (2)$$

ここで, ρ_w は水の密度, D はストレッチングテンソル, \dot{S}_i は次式で表される公称応力速度テンソルである.

$$\dot{S}_i = \dot{T} + (\text{tr} D) T - T L^T \quad (3)$$

また, L は速度勾配テンソルである.

b) 有効応力の原理

全応力 T (引張を正) を土骨格が持つ有効応力 T' と間隙水圧 u (圧縮を正)に分ける. I は単位テンソル.

$$T = T' - uI \quad (4)$$

c) 土骨格の構成式

客観性のある有効応力速度 \dot{T}' と, D の関係式を次式で示す. 次節で具体的な式を述べる.

$$\dot{T}' = L[D] \quad (5)$$

$$\dot{T}' = \dot{T}' + \dot{T}' \Omega - \Omega \dot{T}', \Omega = \dot{R} R^T \quad (6)$$

R は直交テンソル.

d) 適合条件式

$$L = \frac{dv}{dx} \quad (7)$$

v は物質点 x の速度ベクトルである.

e) 水～土連成式

$$\left(\int dv \right) = - \int v' \cdot n da \quad (8)$$

v' は水の平均流速, n は境界 da の単位法線ベクトルである. また, v' は次式のダルシー則に従う.

$$v' = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (9)$$

k は透水係数で, h は全水頭である.

f) 境界条件

$$\Gamma = \Gamma_v + \Gamma_t = \Gamma_v + \Gamma_h \quad (10)$$

ここで, Γ_v は土骨格の変位速度境界, Γ_t は表面力境界, Γ_v は, 間隙水の流速境界, Γ_h は水頭に関する境界である.

これらの支配方程式を有限要素離散化して, Up-dated Lagrange 法を用いて計算している.

付録 B 土骨格の構成モデル (SYS モデル)

構造のない正規圧密土の挙動を, 関口・太田(Sekiguchi and Ohta, 1977)による異方性を表す応力パラメータ η^* とその発展を考慮した回転硬化概念(Hashiguchi and Chen, 1998)を有する修正カムクレイで記述し次式で表す.

$$f(\tilde{p}', \eta^*) =$$

$$\text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} (= \varepsilon_v^p) = - \int \text{tr} D^p d\tau \quad (11)$$

さらに, 構造概念を表すために浅岡(Asaoka et. al., 2000)によって修正カムクレイの外側に相似な上負荷面 (相似中心は原点 $p'=q=0$ でその相似率を $R^*(1 \leq R^* \leq 1)$) を, 過圧密状態については Hashiguchi に倣い, 上負荷面の下側に相似な下負荷面 (相似中心は原点でその相似率を $R(1 \leq R \leq 1)$) を導入し, 構造を有する過圧密土の塑性ポテンシャルを次式で表す. 構造が高位なほど, 過圧密の程度が大きいくほど, それぞれ R^* と R が小さいことを意味する. 図-A1 に 3 つ塑性ポテンシャルを示す.

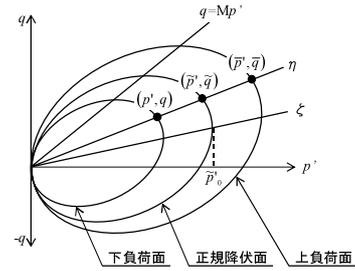


図-A1 3つの負荷面

$$f(p', \eta^*) + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R + \int \text{tr} D^p d\tau = 0 \quad (12)$$

また,

$$R = \frac{p'}{\tilde{p}'} = \frac{q}{\tilde{q}} \quad (0 < R \leq 1, 1/R: \text{過圧密比に相当}) \quad (13)$$

$$R^* = \frac{\tilde{p}'}{p'} = \frac{\tilde{q}}{q} \quad (0 < R^* \leq 1) \quad (14)$$

で, R^* (構造), R (過圧密)ならびに β (異方性)の発展則は, それぞれ次式で与える. すなわち, 塑性変形が生じたとき, R^*, R ならびに β が進展することを示す.

$$R^* \text{の発展則: } \dot{R}^* = J U^* \|D_s^p\|, U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (15)$$

$$R \text{の発展則: } \dot{R} = J U \|D^p\|, U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (16)$$

$$\beta \text{の発展則: } \dot{\beta} = J \frac{b_r}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\| \|\hat{\eta}\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \right) \quad (17)$$

ここに, $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + e_0)$ は dilatancy 係数, D^p は塑性ストレッチング, $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e は時刻 $t=t$ での間隙比)である. また異方性を表す η^* は, 回転硬化変数 β と有効応力 T' を用いて次式で与える.

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}, \hat{\eta} = \eta - \beta, \eta = S / p', S = T' + p' I \quad (18)$$

D_s^p は偏差塑性ストレッチング, $\|\cdot\|$ はノルムを表す. 式(17)については, Hashiguchi and Chen にならい, 客観性を有する β の Dienes 速度 $\dot{\beta}$ (Dienes, 1979)を用いている. 式(15)~(17)の発展則パラメータは, a, b, c を構造劣

化指数, m を正規圧密土化指数, b_r を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ. この発展則は, 塑性変形を伴う負荷時には, 過圧密解消 ($R \rightarrow 1$) と構造劣化 ($R^* \rightarrow 1$) が生じるとして発展則を与えている.

次に, 関連流れ則, 後続負荷面に関するプラガーの適応条件, および有効応力変化は弾性応答によることなど普通の弾塑性諸法則に基づくと, 塑性乗数 $\lambda (> 0)$ と構成式は式(19), (23)として与えられる.

$$\text{塑性定数: } \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (19)$$

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \boldsymbol{\beta}) - \sqrt{6} MD \frac{U^*}{R^*} \eta^* + MD \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (20)$$

および,

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2 \quad (21)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \boldsymbol{\beta} \cdot \boldsymbol{\beta}} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\boldsymbol{\beta}\| \quad (22)$$

$$\text{構成式: } \dot{\mathbf{T}}' = \mathbf{E} \mathbf{D} - \lambda \mathbf{E} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \quad (23)$$

ここに, 式(23)で \mathbf{E} は弾性係数テンソル, \mathbf{A} はストレッチング \mathbf{D} による λ の別表現である.

付録 C 下負荷面の効果 (繰り返し塑性)

式(16)の U の関数形を図-C1 に示す. これは,

$$\dot{R} = 0 \quad \text{の時} \quad \frac{\dot{R}}{\|\mathbf{D}_s'\|} = \infty \quad (24)$$

$$\dot{R} = 1 \quad \text{の時} \quad \dot{R} = 0 \quad (25)$$

という条件から橋口が最も簡単な式を与えている.

式(24)は, 図-C2 に示すように, 上負荷面と下負荷面が大きく離れば離れる (過圧密比が大きい) ほど塑性変形ではなく, ほとんど弾性変形が支配することになる. 式(25)は $R=1$ (正規圧密状態) では R がもう増えないようにする条件である.

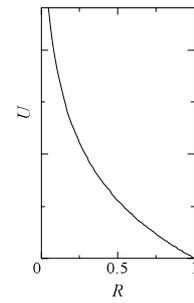


図-C1 U の関数形

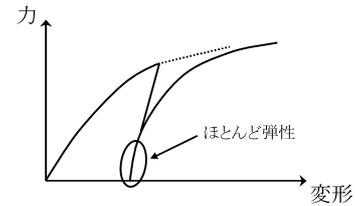
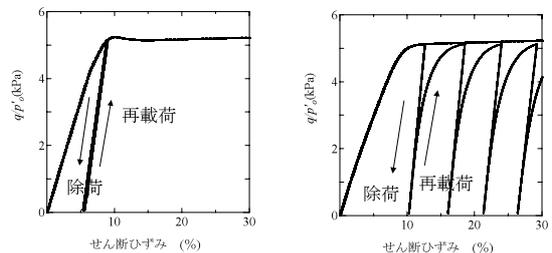


図-C2 力～変形関係 (弾性域)

下負荷面は, 除荷された状態から再負荷された場合に, 塑性変形が必要であることを記述している. オリジナルのカムクレイモデルでは, 塑性ポテンシャルの内側は完全な弾性体で, 除荷・再負荷してもひずみは蓄積されない. しかし, 過圧密粘土で1次元載荷した場合, 再負荷されると前の圧密降伏応力とは違いひずみが進行することが実験で知られている. 下負荷面の効果はこのようにひずみを蓄積させることができることにある. 図-C3 にオリジナルカムクレイモデルと下負荷面カムクレイモデルの違いを示す. 点線は単調載荷時で実線は繰り返し載荷時である. オリジナルモデルでは除荷・再負荷は同じ線をたどるが, 下負荷面モデルでは, 除荷・再負荷にしたがってひずみが蓄積されていることが分かる. ゆるい砂の場合はこのひずみの蓄積によって締め固めを表現することが可能となる.



オリジナル 下負荷面
図-C3 除荷と再負荷の様子

港湾空港技術研究所資料 No. 1187

2008. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 芳文社

Copyright© (2008) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。